

報 文

鬼怒川の河道形態

泉 耕二・井口 正男

I はじめに

鬼怒川は宇都宮北方で山地を出て、約100kmにわたって関東平野を南流して利根川に合流する。

この区間はほぼ沖積河川の状態を呈していて、同時に著しい支流の合流や分流もみられない。

このような条件の流路では、河道の形態および河川の energy 消費の割合がどのような特徴を示すであろうかという素朴な疑問がこの研究の出発点である。

Lane (1937) は、bed load を運ぶような河道が安定であるためには、側岸が erosible であれば、その横断形は幅がより広く、深さはより小さくなると言っている。

またMackin(1948)は平衡河川(graded stream)の概念として“平衡河川は、長い期間にわたって、水路の諸特性が、利用できる流量によって、その流域から供給される荷重(load)の運搬によってちょうど必要なだけの速度を与えることができるように、勾配が微妙に調節された河川である。また平衡河川(graded stream)は平衡(equilibrium)状態にある。その特徴はコントロールしているどの要素に変化を与えても、その効果を吸収しようとする方向に平衡の関係を変化させることである”と言っている。

平衡河川の縦断形については非常に多くの議論がなされてきたが、上記の Lane や Mackin のような考え方に立てば、河川の平衡状態は単にそ

の河床縦断形にだけあらわれるものではなく、河道横断形にもあらわれてよいように思われる。そこで、河道の形態が上・下流方向へどのような特徴を示すかを、鬼怒川の沖積部分の流路に沿って調べてみた。

II 河道の横断形及び縦断形

河道の形が流路に沿ってどのような特徴を示すかを確めるために、建設省下館工事事務所による昭和37年度実施の横断測量図¹⁾(水平縮尺1/1000、鉛直縮尺1/100)を用いて検討してみた。

ここでいう「河道」とは、ある横断面において、後述する河岸満水位よりも窪んでいる部分を指している。また上記の横断測量図は、沖積河道部分については、1 km ごとに得られている。図1はこれら約100の横断測量図から任意に5つを選んで同一縮尺で並べたもので、鬼怒川河道の横断形は、少なくとも沖積部分では、上流では幅が広くて浅く、下流で幅が狭くて深いといえそうである。

このことを明確にするために、個々の横断図について河道の横断形を定量することにした。河道の形状要素としては、河岸満水位(B)、河道幅(W)、断面平均河道深さ(D)、河道横断面積(A)などが考えられ、これらを横断図上で計測するためには河岸満水位(Bankfull Level)をまず決めなければならない。この作業は下流の区間については比較的容易であったが、上流の区間については容易でな

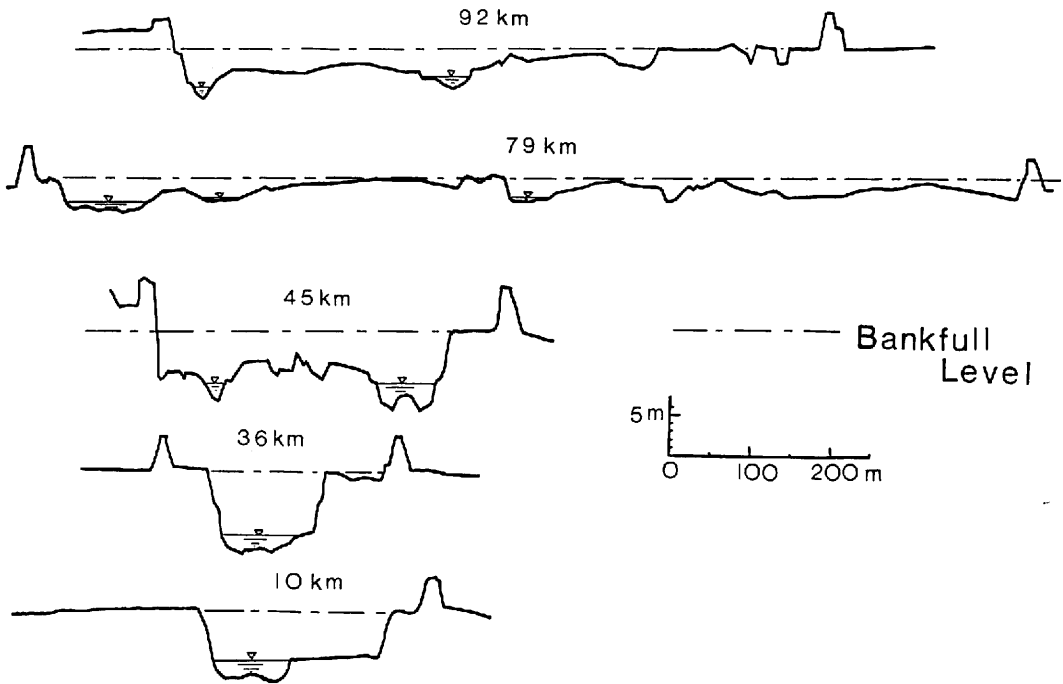


図1 鬼怒川河道横断形
km 数は合流点からの距離を示す

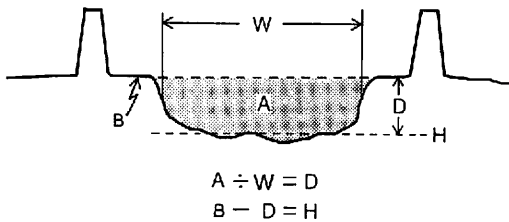


図2 河道横断形模式図

かった。しかし、上流の区間でも横断図、によっては河岸満水位が明瞭な形をしているものもあるのでその横断図から決めた河岸満水位から類推して、それに隣接する上・下流の河岸満水位を決定した(図2)。

その他の形状要素については、まず、図上で面積Aと河道幅Wとを計測し、 $A \div W = D$ により平均河道深さを求め、次に $B - D = H$ により平均河床高Hを求めた。ただしBとHは海拔高度であらわしてある。

以上のようにして100余りの横断図について、

W, D, Hを求めたが、これらの値は隣接する断面の間でもかなりのばらつきが認められる。河道の形態など河川の性質について考察する場合には、ある程度の距離にわたる平均状態を対象にすべきである。そこで、以下では、W, D, Hのそれぞれの値を4 kmごとに、すなわち5つの隣接する断面図について単純に平均して、その中央に位置する断面図の地点の値として用いることにした。

図3は横軸に合流点からの距離を、縦軸に河道幅Wと河道深さDを示した。合流点からの距離60kmより上流と、40kmより下流とでこの両者には著しい対照性がある。すなわち40kmより下流では相対的に幅は狭く、深さが深いのに対して、60kmより上流で幅は広く、浅いことがわかり、前記したおおまかな傾向を確認することができる。

図4には約100の横断図について求めた平均河床高の分布を示した。平均河床高の分布は、Yatsu(1955)によって指摘されているように、合流点

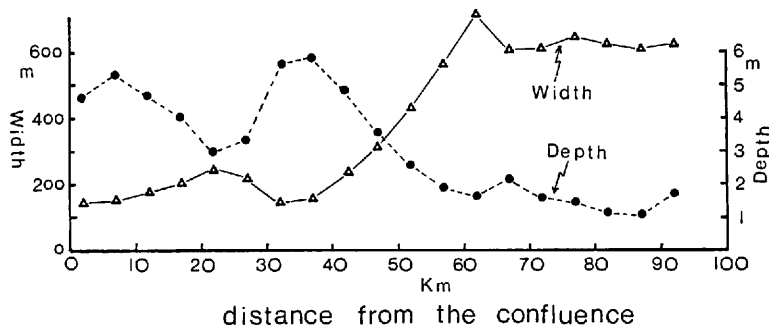


図3 河道幅, 河道深さの分布

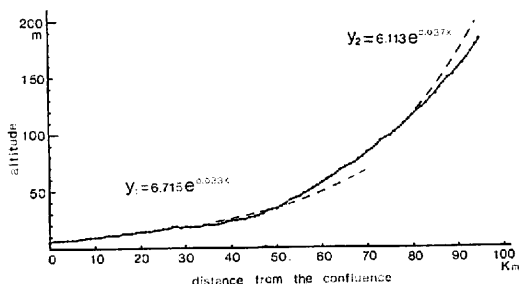


図4 平均河床縦断形

から45km前後を境に2つの指数曲線で表わせる。ここで合流点からの距離を X とし、平均河床高の海拔高度の値を Y で示すと距離と平均河床高の関係は最小自乗法により次式のように求められた。

$$0 \leq X \leq 45 \text{ km } (X; \text{ km}, Y; \text{ m})$$

$$Y_1 = 6.715e^{0.023X}$$

$$46 \leq X \leq 94 \text{ km}$$

$$Y_2 = 6.113e^{0.037X}$$

ここで、河床勾配 S ($S = \frac{1}{1000} \frac{dY}{dX}$) を求めると

$$0 \leq X \leq 45 \text{ km}$$

$$S_1 = 0.0002216e^{0.023X} \dots\dots\dots(1)$$

$$46 \leq X \leq 94 \text{ km}$$

$$S_2 = 0.0002262e^{0.037X} \dots\dots\dots(2)$$

となる。

III 水理特性からみた河道形態

河道は河水と砂れきの流下する通路であり、河水の流れは河道を形成する直接または間接の主要

な因子と考えることができる。端的にはそれは掃流力、平均流速、あるいは unit stream-power の形であらわされることが多い。ところが、これらの水理量は、いずれも水流の energy 勾配と水深の関数である。河道形成についての dominant discharge を河岸満水時の流量とし、流れを定常流とみなせば、上記の energy 勾配と水深とはそれぞれ河床勾配と河道深さであらわすことができる。

ところが、II章で明らかになったように、下流区間では相対的に河床勾配 S は小さくて平均河道深さ D が大きく、上流区間ではその逆で、 S と D とは相補的な関係にあるように思われる。これがどの程度相補的であるかをみようとしたのが図5である。この図は図3にプロットした河道深さの値と、その地点における河床勾配の値を(1)式または(2)式から計算した結果²⁾、両者の関係をみたものである。両対数紙上でとった図5の各点が上流区間と下流区間とで別々に約45°右下に傾く直線に沿って分布することからみて、それぞれの区間で掃流力

$$\tau = \gamma \cdot D \cdot S \dots\dots\dots(3)$$

(γ ; 水の単位重量) が一定であることを示していると思われる。そこで(3)式を S について書き改めると $S = \gamma^{-1} \cdot \tau \cdot D^{-1}$ となる。ここで、 $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$ で一定とすると、 $S = 0.001 \cdot \tau \cdot D^{-1}$ となり、もし τ が上・下流区間ごとに一定であれば上・下流区間の各点に最適な直線の傾きは完全に45°でなければならない。しかし、図5を詳細にみる

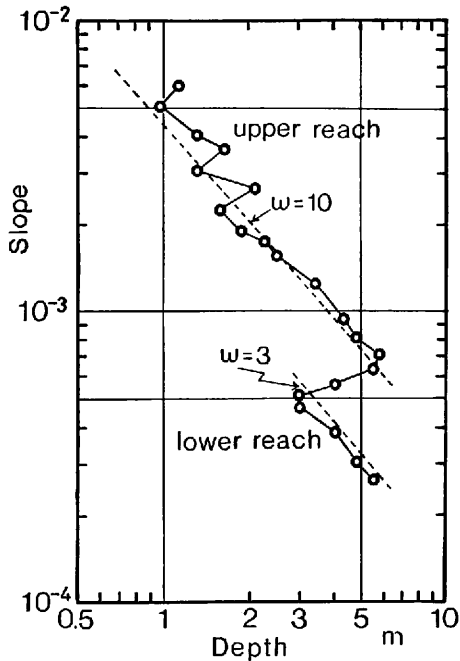


図5 河道深さと河床勾配の関係
破線は等 unit stream-power 線を示す

と、両区間とも、最適な直線の傾きは 45° よりもわずかに大きい。これは掃流力よりもむしろ unit stream-power が一定になるためと思われる。unit stream-power ω は次式で示される³⁾。

$$\omega = \tau \cdot u_m \dots\dots\dots(4)$$

いま平均流速に Manning の式

$$u_m = \frac{1}{n} \cdot D^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(5)$$

(ここで n は粗度係数) を用い、(3)式と(5)式より(4)式は、

$$\omega = \frac{\gamma}{n} \cdot D^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(6)$$

と書き改められる。(6)式を再び S について示すと、

$$S = \left(\frac{n}{\gamma}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \omega^{\frac{2}{3}} \cdot D^{-\frac{10}{9}} \dots\dots\dots(7)$$

γ はもちろん n も定数とみてよく、図5の上・下流区間の直線の傾きが(7)式により近いことは、 τ よりもむしろ ω が両区間それぞれでより一定の値をもつ傾向が強いのを示している。参考の

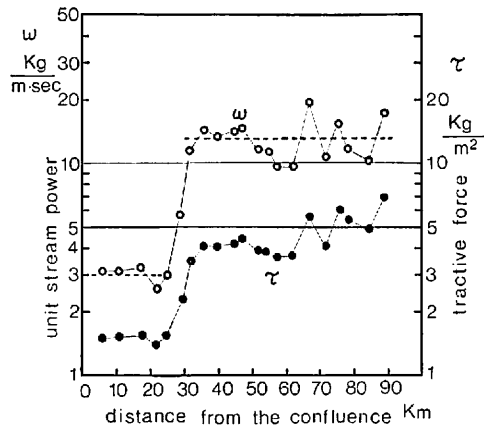


図6 unit stream-power ω と掃流力 τ の分布

ために(6)式から計算して、 $\omega = 3\text{kg/m}\cdot\text{sec}$ と $\omega = 10\text{kg/m}\cdot\text{sec}$ ⁴⁾の直線(破線)を図5中に示しておいた。

以上の関係を図であらわしたのが図6³⁾である。前述と同様にこの図からみると、 ω が30kmを境とした両区間内のそれぞれで一定の値となる傾向が強い。言い換えると、上流区間では、河道は S が大きく D が小さくて ω が相対的に大きい値で一定になるような形をしており、下流区間では、 S が小さく D が大きくて ω が相対的に小さい値で一定になるような形をしているといえる。河道幅 W が上流区間で大きいのは、この区間で D が小さい事に対応し、下流区間で W が小さいのは D が大きい事に対応したものと解釈すべきであろう。

両区間内での ω の値の分布をみると、
0~30km $2.5 < \omega < 3.5\text{kg/m}\cdot\text{sec}$ $\bar{\omega}_1 = 3\text{kg/m}\cdot\text{sec}$
30~90km $9.5 < \omega < 20\text{kg/m}\cdot\text{sec}$ $\bar{\omega}_2 = 13\text{kg/m}\cdot\text{sec}$
の値が得られた。すなわち単位時間になしうる仕事または energy 消費率が30kmを境に大きく異なり、それぞれの区間内では若干のばらつきをもちつつもある値におちつく傾向にある。 ω の値に上・下流区間で大きな差があることは、30kmより上流ではそれより下流に比較して、より大きな仕事をなしうることを示している。

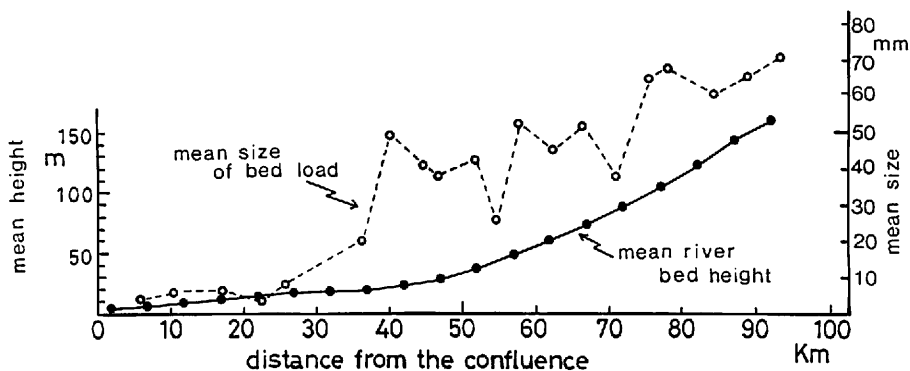


図7 掃流砂礫の平均粒径分布

IV 河床堆積物の粒度について

河床堆積物については安芸 (1951) の資料から粒度組成の特徴について既に述べた (井口・日崎, 1974)。また, 河床堆積物をいくつかの正規分布集団の集合とみなし, それぞれの正規集団の粒径と掃流力などの対応関係をみるには, 正規集団の平均粒径としてその加重平均粒径をとるべきである事も既に述べた (Inokuchi, 1977)。そこで井口・日崎 (1974) の示した鬼怒川河床堆積物の A 集団 (掃流砂れき) の平均粒径 d_m を次式によって計算することにした。 $d_m = \sum d_i \cdot n_i$ ここで d_i は各階級の中央値, n_i はその階級に属する砂礫の重量頻度である。図7に上記の計算による平均粒径 d_m の分布を示した。掃流砂礫の平均粒径は上流区間で粗大で下流区間で小さいのは当然であるが, 図7から明らかなように, 両者の境界は合流点から 35km あたりに位置している。この位置は河床勾配の遷移点 (45km 付近, 図4) と, ω または τ の値の遷移点 (30km, 図6) との中間にあたり, これら 3 者の位置はかならずしも一致しない。

V おわりに

河道形態についてみると, 合流点からの距離 40~60km より上流では河道幅は広く, 水深は浅く, 河床勾配は大きい, それに比較して, それより下流では河道幅は狭く, 水深は深く, 河床勾配

は小さい。すなわち 40~60km を境に上, 下流区間では河道形態に著しい対照性のあることがわかった。

掃流力 τ と unit stream-power ω の特徴的な分布に河道形態の対照性があらわれている。合流点からの距離 30km を境に上・下流部では τ, ω 両者とも大きく異なる。また水深 D , 勾配 S はそれぞれ流れ方向に変化するにもかかわらず, ω は上・下流区間でそれぞれある一定の値に落ち着く傾向がある。すなわち, それぞれの区間では $D \cdot S = \text{const}$ になるように調整しながら $d\omega/dX = 0$ (X ; 流れ方向の距離) になる傾向を示している。このことは energy 消費率がそれぞれの区間内では一定になるような傾向にあることを示し, 鬼怒川の沖積河道が河道縦断形の動的平衡に近いことを暗示している。

掃流物質の平均粒径の分布は合流点からの距離 35km を境に大きく異なり, 平均粒径は, 上流部で相対的に大きく, 下流部では小さい。

以上のように河道形態, 水理特性値, 掃流物質の平均粒径の値はいずれも上流区間と下流区間とで著しく異なるのであるが, これら 3 者の遷移点の位置は必ずしも一致していない。また, unit stream-power の値が上・下流区間で異なることは, 河床物質の平均粒径の差異や粒度組成によって仕事のなされ方が異なることを意味しているが, 仕事のなされ方, いわゆる unit stream-power の配分についての議論は今後の課題である。

この研究にあたり、鬼怒川に関する資料を快く提供していただいた建設省下館工事事務所調査課の皆様 に深く感謝の意を表します。また、資料を整理するにあたり手伝っていただいた筑波大学地球科学系院生 前門晃君と伊勢屋ふじ子さんにお礼を申し上げます。

注

- 1) 砂利採取による河床低下の影響を避けるため、なるべく古い横断面図を採用した。
- 2) 図4をみてわかるように、合流点からの距離80kmより上流では指数曲線の値が実際の平均河床高より大きくなるために、80kmより上流でのSの値は隣接する5km内の5地点の平均河床高より計算し、その平均値を用いた。
- 3) unit stream power について

流水のもつ energy と、そのなしうる仕事の関係についての概念であるが、不慣れた物理量であるため、蛇足は承知の上で、簡単な解説をしておくことにする。

河川の流れのもつ energy 源は、potential energy であることは言うまでもない。流れについての energy 保存則を考えると、

$$\frac{d(K+P)}{dt} = \text{系に働く外力が単位時間にする仕事} \dots\dots\dots (8)$$

ここで、K; Kinematic energy

P; Potential energy である。

ただし多くの場合水流は定常 ($\frac{dV}{dt} = 0$) であるとし、 $\frac{dK}{dt} = 0$ と仮定する。ゆえに(8)式についての potential energy の変化のみを考えれば良く、そこで、

$$W = P(h_1) - P(h_2) \dots\dots\dots (9)$$

W; 仕事, h_1, h_2 ; 位置座標であるから、単位時間について考えると式(8)(9)より、

$$\frac{dP}{dt} = \frac{d\{P(h_1) - P(h_2)\}}{dt} = \frac{dW}{dt} \dots\dots\dots (10)$$

である。すなわち、水流については potential energy の消費率が系になされる仕事率に等しくなる事のみを考えれば良い。

Bagnold (1966) は、単位時間の potential energy の減少量が仕事率に等しくなることから unit stream-power を以下のように定義した。河床単位面積上の水深 D の水柱 (体積は $1 \times 1 \times D$) について

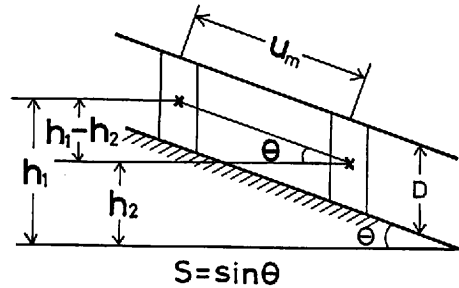


図8 流れの模式図

考えると、その水柱が平均流速 u_m で勾配 S の水路を流れる場合、その水柱の単位時間に失う potential energy を D, S, u_m の関数で示した (図8)。

$$\begin{aligned} P(h_1) - P(h_2) &= \rho \cdot (1 \times 1 \times D) \cdot g \cdot h_1 - \rho \cdot (1 \times 1 \times D) \cdot g \cdot h_2 \\ &= \rho \cdot g \cdot D \cdot (h_1 - h_2) \\ &= \rho \cdot g \cdot D \cdot u_m \cdot \sin \theta \\ &= \rho \cdot g \cdot D \cdot u_m \cdot S \\ &= \gamma \cdot D \cdot S \cdot u_m \\ &= \tau \cdot u_m = \omega \end{aligned}$$

この ω を unit stream-power と定義した。

ここで、 ρ : 密度、 g : 重力加速度である。したがって、流水の単位時間、水底単位面積あたりの energy の減少量を表わしている。

- 4) unit stream-power ω を計算するに際して、Manning 式の粗度係数 n の値として仮に 0.03 を用いた。
- 5) unit stream-power ω の値を計算するのに、粗度係数 n の値として、鬼怒川河川改修計画書 (昭和48年) より、75km未まで $n=0.025$ 、75km以上では $n=0.035$ を用いた。

文 献

安芸校一 (1951): 河相論, 岩波書店, 197p.
 井口正男・目崎茂和 (1974): 沖積河川における河床砂れきの粒度組成について (II)。地理評, 47, 545-556.
 Bagnold, R. A. (1966): An approach to the sediment transport problem from general physics. U.S. G. S. Prof. Paper, 422-1, 1-37.
 Inokuchi, M. (1977): Grain size distributions of river bed material and their hydraulic interpre-

tation. Ann. Rep. Inst. Geosci. Univ. Tsukuba,
3, 16-21.

Lane, E. W. (1937) : Stable channel in erodible
material. A. S. C. E., 63, 123-142.

Mackin, J. H. (1948) : Concept of the graded river.

Bull. Geogr. Soc. Amer., 59, 463-512.

Yatsu, E. (1955) : On the longitudinal profile of the
graded river. Amer. Geoph. Union Trans., 36,
655-663.