

II-115 山地河川における“自己制御蛇行”

北海道大学工学部 正員 森 明 巨
同 上 正員 岸 力
北海道開発コンサルタント 正員 戸 嶋 光 映

1. はじめに 著者らは、薄別川(豊平川水系)支川白水川の昭和60年9月出水の前後の河床変動調査から、流路の蛇行部において、内岸側の洗掘、外岸側の堆積を見出した。この現象は、浅水流を仮定した蛇行流理論から説明される。ところが一方で同理論は、小出水時には外岸側が洗掘される可能性を示している。すなわち、流量に応じて流路の蛇行が進行したり、直線化に向かう“自己制御蛇行”と呼ぶべき流路変動の性質をもっている可能性を示している。ちなみに、白水川の隣接支川である小川では、長谷川ら(1)の観測によれば常に外岸側が洗掘される。これは、いわば“自励蛇行”であるが、理論的には白水川の“自己制御蛇行”と矛盾しないことが示されている。

図-1に、S 60.9出水による白水川の河床変動の状況を示した。全体的に内岸側が洗掘され、外岸側に堆積する傾向がある。特に、地点0~100mにおいて著しい。以下の議論ではこの区間を対象とする。

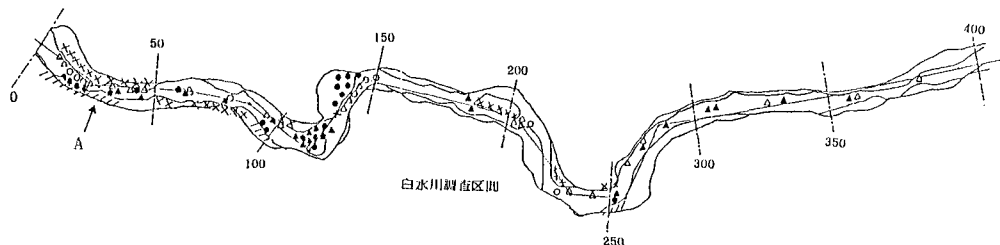


図-1. △: リブ構成礫の洗掘、○: リブ以外の礫の洗掘、▲: リブの crest への堆積、●: リブ以外への堆積、×××: 側岸の侵食、///: 側岸への堆積。

2. 衝撃波の効果 山地河川の洪水流が対象であるから、始めに衝撃波の効果調べる。Renou(2)は、流路の直線部に一樣弯曲部が接続する場合の射流の線形解を求め、芦田ら(3)は、この解が実験結果を良く説明することを示した。そこで、著者らは、Renou の理論を拡張し、直線部に蛇行流路が接続する場合の理論解を求めることにした。流路平面形状は sine-generated-curve で与える。基礎方程式は、ベルヌーイの式(1)、流れの連続式(2)、自由渦の仮定(3)である。(座標系は、水路中央に沿って s_0 、水路中央を原点に右岸方向を正に n をとる。)

$$\frac{U^2 + V^2}{2g} + h = \frac{U_0^2}{2g} + h_0 \quad (1) \quad \frac{\partial(hVr)}{\partial n} + \frac{r\partial(hU)}{\partial s} = 0 \quad (2) \quad \frac{r\partial V}{\partial s} = \frac{\partial(rU)}{\partial n} \quad (3)$$

ここに、 U_0 、 h_0 : 直線部の平均流速および水深、 u 、 v : 流速の s_0 、 n 成分、 h : 水深、 $ds = ds_0$ 、 r/r_0 、 r は曲率半径。 s_0 の r を r_0 、 r_0 の最大値を R とおくと、

$$r_0/R = 1/\cos k s_0 \quad (\text{解1}), \text{または}, \quad 1/\sin k s_0 \quad (\text{解2}) \quad (k=2\pi/L; L: \text{蛇行波長})$$

である。ここで、 $h = h_0(1+h_x)$ 、 $u = U_0(1+u_x)$ 、 $v = U_0 v_x$ において、これらの摂動分の大きさが1に比べて十分に小さいものとして(1)~(3)式を線形化する。得られた方程式の解法は参考文献(4)に詳しく書いてあるので、ここでは h_x の解1のみを示す(後述の実験は解1の条件であるから)。

式中、 $\beta = \sqrt{F^2 - 1}$ 、 $m = Rk$ 、 $s_x = s_0/R$ 、 $n_x = n/R$ 、 $n_b = B/R/2$ 、 B : 川幅である。式において、 h_p は流路の波長に対応する周期解で、 h_s は衝撃波を表す。

$$h_s = F^2(h_p - h_s)$$

$$h_p = \frac{\sin(\beta m n s) \cos(m s)}{\beta m \cos(\beta m n b)}$$

$$h_s = 8 n b \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^{k-1} \sin\left[\frac{(2k-1)\pi n s}{2 n b}\right] \cos\left[\frac{(2k-1)\pi s}{2 \beta n b}\right]}{(2k-1)^2 \pi^2 - 4(F^2-1)m^2 n b^2}$$

実験は図-2に示した現地の約1/67の模型(側壁はアクリル板、水路床は耐水ベニヤ)で行った。L=120 cm、B=12cmである。流量=1.2l/sec(S60.9出水のピーク流量をフルードの相似で縮めた)、 $h_0 = 1.65$ cm、水路床勾配 I = 0.0142 である。

図-3は左右岸から1cm地点の水位的の実験値(○印)と理論値(実線)の比較である。蛇行流路入口で発生した衝撃波はs₀の小さいところでは理論値と傾向が良く一致している。しかし、実測値の振幅は理論値より小さく、僅か流下すると消滅して、点線で示した周期解h_pに一致する。この実験結果から、衝撃波を無視しても良いと判断した。

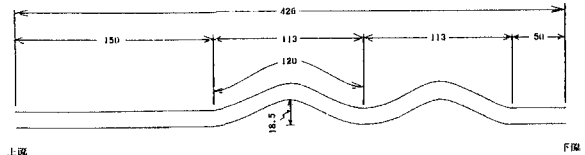


図-2. 実験装置

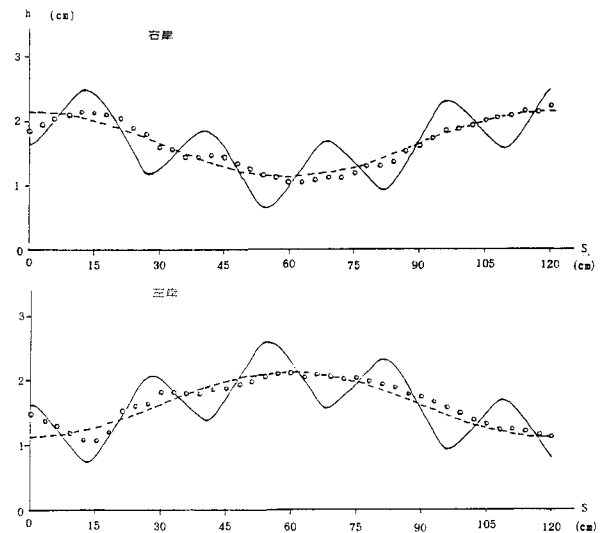


図-3. 水深の理論値と実験値の比較

3 蛇行流路における流速の変倚と河床変動

衝撃波を無視すると、良く知られる蛇行流理論により流れのおおよその構造が推定出来る。例えば、池内らの解(5)は、上述の実験に対して周期解h_pにほとんど一致する。そこで、池内らの解を用いることにすると、河床横断面形が水平の場合、

$$\hat{B} = 1/(2\pi^2) (Ll/h)^2 (F^2 - 1)/F^4 - 1$$

で与えられる $\hat{B}$ が正であれば、外岸側の流速が大きく、負であれば内岸側の流速が大きいと判定される。図-4は、 $\hat{B} = 0$ となる $\chi = Ll/h$ とFの関係を示したもので、図中に示す様に、 $\hat{B} \geq 0$ となるための必要条件は $\chi \geq \sqrt{8}\pi = 8.9$ である(S60.9出水時には $\chi = 2 \sim 4$ 程度)

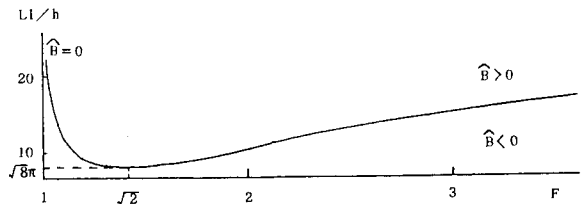


図-4. $(Ll/h)\hat{B}=0$ と F の関係

図-1の下流部蛇行区間に対して L=80 m、I=1/22とすると、 $\chi = 8.9$ となるhは

0.41 mである。この水深で、一様砂の場合に $\tau_x = \tau_{xc} = 0.05$ となるdは0.22mである。このときのFは、山地河川の抵抗則に芦田ら(6)による $k_s = 2.6 d_m$ を仮定すれば、 $F = 1.20$ で、 χ の最小値 $\sqrt{2}$ 付近にある。従って、外岸側の流速が大きくなる時点で平均粒径 $d_m (= 0.18m)$ 程度の礫が移動することが予想され、上記区間は自己制御蛇行と推定される。

付記: 本研究は文部省科学研究費特定研究「比較河川学の研究」(代表岸力)の援助を受けた。また、本研究の遂行に当たって本学学生定木紳君の熱心な協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献 (1)岸ほか:「比較河川学の研究」最終報告書(本論文中小川での測定は長谷川による)、1987年、(2)Renou: ASCE, EM1, 1979年、(3)芦田ほか: 京大防災研年報、第24号B、1981年、(4)森ほか: 道支部論文集第43号、1987年、(5)池内ほか: 土論集第334号、1983年、(6)芦田ほか: 京大防災研年報、第27号B、1984年