

II-51

湧別川の移動床歪模型実験

北見工業大学工学部 正 員 内島 邦秀

北見工業大学工学部 正 員 早川 博

北見工業大学大学院 学生員 宇山 幹紀

1. はじめに

本研究の目的は、移動床歪模型実験によって得られる河床形状から原型河床形状を検証することである。

2. 歪模型の相似則

砂州形成領域区分図の両軸の無次元パラメータを模型と原型で一致させることによって相似則が導かれる。本実験では三輪と黒木・岸の領域区分図から得られる2種類の相似則(以下、これらの相似則を著者らの研究¹⁾にならないⅡの相似則、Ⅲの相似則と呼称する)を用いて行った。この2種類の相似則を表-1に示す。水平方向縮尺比を $L_r (=B_r=B_p/B_m)$ で、添字p, mはそれぞれ原型値, 模型値を示す, 鉛直方向縮尺比を y_r とし、歪比 $n=L_r/y_r$ と定義する。抵抗式としてManning-Strickler型の式を用いており、2種類の相似則は $s_r=1, n=1$ (無歪)でフルード相似則となる。

3. 実験条件

原型河川として、湧別川の低水路部分(KP5.0~12.0区間)を対象とし平成2年実測の200mピッチの横断面図を用いて後述の支配流量 $400(m^3/s)$ に対する不等流計算によって水位を求め、左右水際位置間を流路幅として、水平縮尺 $1/600$ で側岸固定の模型水路を作成した。対象区間の平均粒径は $d_p=35.0(mm)$ で、勾配は $I_p=1/340$ である。

Ⅱの相似則に $d_m=1.34(mm)$ の砂を用いると、表-1式(3)(4)より歪比 $n=6.557, I_m=1/52$ となる。Ⅲの相似則については、 $I_m=1/52$ を変えないようにするため $n=6.557, I_m=1/52$ を用いて式(11)より $d_m=0.557(mm)$ となるが、 $n=7$ として同様に d_m を求めると $d_m=0.603(mm)$ となることから $d_m=0.59(mm)$ の砂を用いた。以上のことから模型水路は、勾配 $1/52$ のステージ上に平面形状を相似にして作成された。

次に流量の決定であるが、湧別川中湧別観測所(KP5.362)における過去21年間の年最大流量の平均は約 $360(m^3/s)$ である。また、低水路満杯流量は約 $400(m^3/s)$ である。このことから支配流量は $400(m^3/s)$ とした。したがって、表-1式(6)(14)より、Ⅱの相似則には $Q_m=0.557(1/s)$ 、Ⅲの相似則には $Q_m=0.149(1/s)$ として実験を行った。

表-1

領域区分図提唱者	三輪(1983)	黒木・岸(1984)
相似条件式	$\tau_{*r} = \frac{1}{(h_r \cdot I_r \cdot s_r^{-1} \cdot d_r^{-1})}$ $(F_r I_r^{2/3} B_r/h_r) r = \frac{1}{(s_r I_r^{2/3} B_r \cdot I_r^{2/3} \cdot h_r^{-1})}$	$\tau_{*r} = \frac{1}{(h_r \cdot I_r \cdot s_r^{-1} \cdot d_r^{-1})}$ $(B_r \cdot I_r^{0.2/3} h_r) r = \frac{1}{(B_r \cdot I_r^{1/6} \cdot h_r^{-1})}$
歪比 n	(1) $n = L_r/y_r$	(9) $n = L_r/y_r$
水深縮尺比 h_r	(2) $h_r = s_r^{1/3} \cdot n^{-2/3} \cdot L_r$	(10) $h_r = n^{-1/6} \cdot L_r$
粒径縮尺比 d_r	(3) $d_r = s_r^{-2/3} \cdot n^{-5/3} \cdot L_r$	(11) $d_r = s_r^{-1} \cdot n^{-5/6} \cdot L_r$
勾配縮尺比 I_r	(4) $I_r = n^{-1}$	(12) $I_r = n^{-1}$
流速縮尺比 u_r	(5) $u_r = s_r^{1/3} \cdot n^{-2/3} \cdot L_r^{1/2}$	(13) $u_r = s_r^{1/6} \cdot n^{-13/30} \cdot L_r^{1/2}$
流量縮尺比 Q_r	(6) $Q_r = s_r^{2/3} \cdot n^{-4/3} \cdot L_r^{5/2}$	(14) $Q_r = s_r^{1/6} \cdot n^{-19/30} \cdot L_r^{5/2}$
時間縮尺比 t_r	(7) $t_r = s_r^{-1/3} \cdot n^{2/3} \cdot L_r^{1/2}$	(15) $t_r = s_r^{-1/6} \cdot n^{13/30} \cdot L_r^{1/2}$
Fr数縮尺比 Fr_r	(8) $Fr_r = s_r^{1/6} \cdot n^{-1/3}$	(16) $Fr_r = s_r^{1/6} \cdot n^{-1/3}$

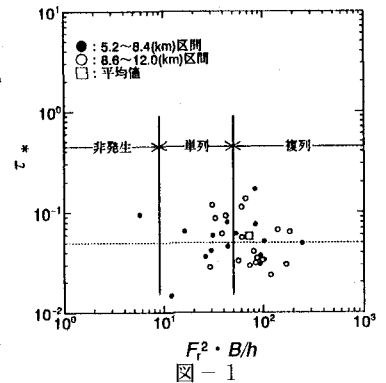


図-1

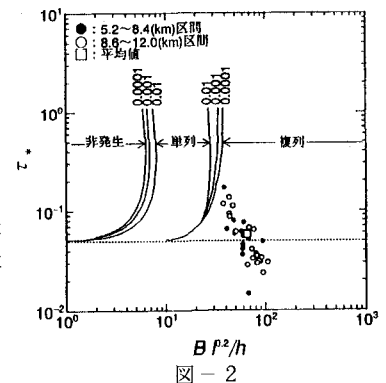


図-2

Distorted River Model Experiments on The Yubetsu River
by Kunihide UCHIJIMA, Hiroshi HAYAKAWA and Mikiyori UYAMA

また、不等流計算によるKP断面ごとの水理諸量を用いて三輪及び黒木・岸の領域区分図にプロットしたのが図-1,2である。この2つの図から湧別川の河床形状は複列砂州であると判断でき、それは垂直写真からも見て取ることができた。

4. 実験結果と河床形状の検証

4. 1. KP横断河床形状の検証

KP断面ごとの横断図を図-3～6に示す。図-3,5は平成2年、図-4,6は平成4年の実測データを使用した。平成4年については9月洪水後の11月に実測されている。これらの図において原型河床形状は実線で、模型河床形状は破線で示し、基準杭からの横断距離と平均河床面を一致させて比較した。

模型横断河床形状を原型値に換算する方法は以下のものである。Ⅱ,Ⅲの相似則の第2相似条件式はそれぞれ $B_r \cdot I_r^{2/3} / h_r = 1$, $B_r \cdot I_r^{1/5} / h_r = 1$ であるから、ともに $B_r \cdot I_r^c / h_r = 1$ で表すことができる。 $B_r \cdot I_r^c / h_r = 1$ と $I_r = n^{-1}$ から $h_r / B_r = I_r^c = n^{-c}$ となり、領域区分図のパラメータと歪比の関係は、 $c=1$ の場合のみ $h_r / B_r = I_r = n^{-1}$ で、水路幅に対する水深の歪と水路勾配の歪は一致するが、Ⅱ,Ⅲの相似則では一致しないことになる。したがって、河床高 z/B はその両方の歪に影響されると考えられ、 h_r / B_r と I_r の幾何平均をとれば、 $z_r / B_r = (h_r \cdot I_r / B_r)^{1/2} = n^{-(c+1)/2}$ で表されⅡ,Ⅲの相似則ではそれぞれ $z_r / B_r = n^{-5/6}$, $z_r / B_r = n^{-3/5}$ となる¹⁾。以上より、平均河床面からの高低差を η とすれば、模型河床を原型値に換算する式は、

Ⅱ： $\eta_p = n^{-5/6} \cdot B_r \cdot \eta_m = 0.125 \cdot \eta_m (\text{m})$

Ⅲ： $\eta_p = n^{-3/6} \cdot B_r \cdot \eta_m = 0.187 \cdot \eta_m (\text{m})$ (ただし、 η_m ：mm単位)

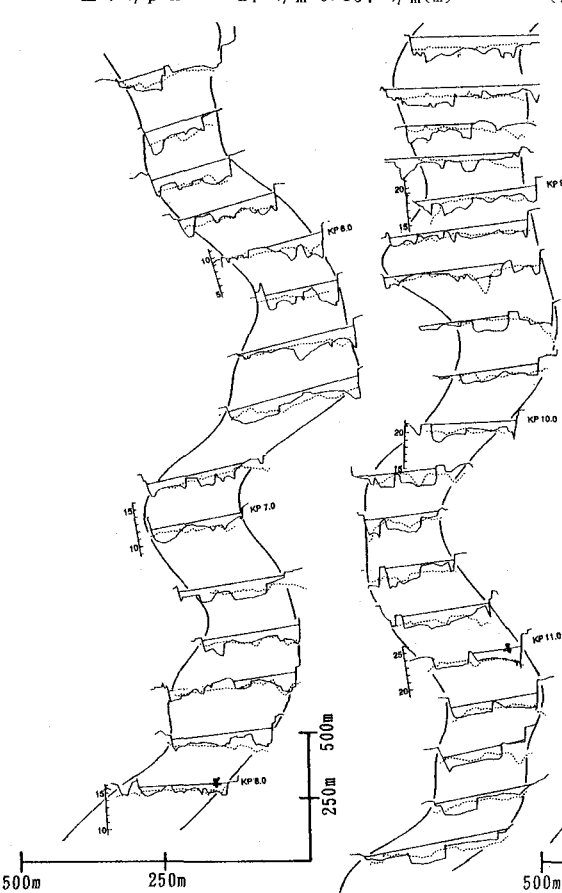


図-3 (Ⅱの相似則,平成2年実測)

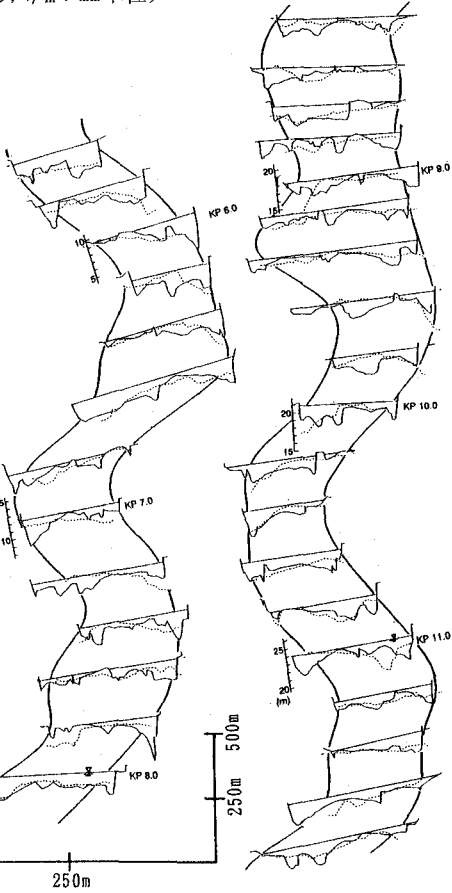


図-4 (Ⅱの相似則,平成4年実測)

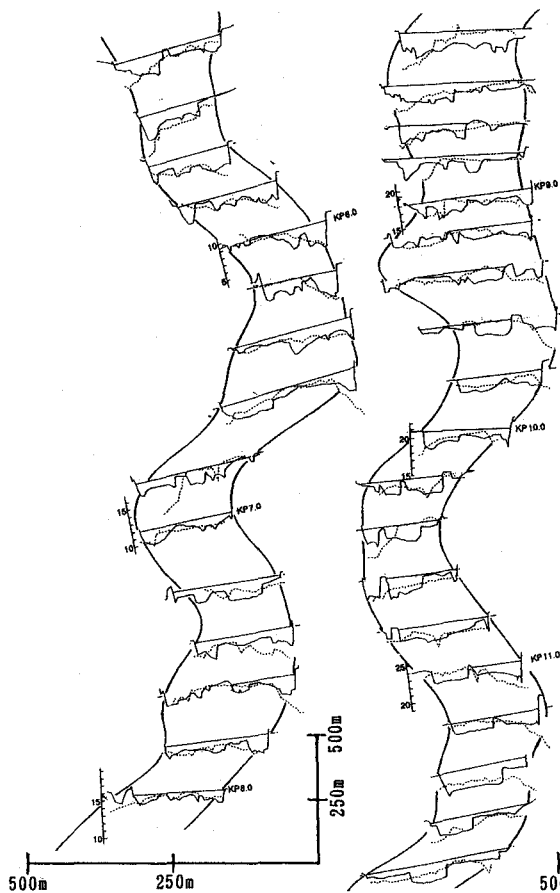


図-5 (Ⅲの相似則, 平成2年実測)

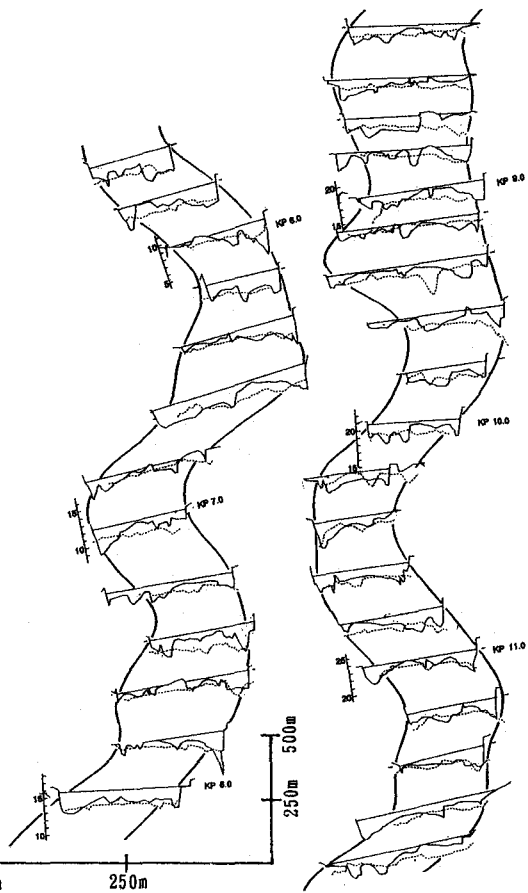


図-6 (Ⅲの相似則, 平成4年実測)

となり, 横断方向位置は水平縮尺比 $B_r=600$ をかけて得られる。

Ⅱの相似則に基づく横断河床形状の検証結果が図-3, 4, Ⅲの相似則に基づく横断河床形状の検証結果が図-5, 6であり, 低水路平面形状は, 図の左下に示したスケールで描いている。図-4, 6については, 平成3年にKP10.8~11.4右岸側に水制6基が設置されているので, 模型にも簡単な木製の不透水制を取り付けて行った実験結果で検証している。実験の通水時間は, 全体を通して洗堀深がほぼ平衡であると判断され, さらにKP9.2, 9.4付近で浮州が発生する直前までとし15分程度である。

図-3では, 洗堀深, 堆積高に多少の違いが見られるものの, その発生する箇所はほぼ同じである。図-4では平成4年9月の洪水によって, KP6.6, KP11.0, KP11.6の左岸, KP7.2, KP8.8, KP9.0の右岸に側岸侵食が発生しており, この部分を除くと, 図-3と同様に比較的良好な結果が得られている。

図-5では, 湾曲部の凹岸部分に原型河床よりかなり洗堀深が大きくなっている箇所が見られる。この原因は, 河床砂粒径が0.59mmと小さいために模型水路の最上流側の流れが, 最初の湾曲部(KP10.8~11.4)への流入角に強く影響されて, 主流が凹岸寄りに集中し, 下流に伝播したものと考えられる。このことは, 図-6における水制設置の実験ではよく検証されていることから明かである。

4. 2. 水制周辺河床形状の検証

4.1の検証で水制が設置された場合でも河床形状が予測できたので, 次に水制周辺の河床形状について検証を行った。

図-7, 8はKP10.8~11.4区間の右岸に設置されている水制周辺の0.8m間隔の等高線図であり図-7は平成5年

7月に行った実地測量の結果

図-8はⅢの相似則に基づく実験の結果を基にして作成した。実地測量は12mピッチで基準杭を設置し、護岸に対して直角になるような測線を設けその測線上で横断測量を行った。実験値を原型値に換算する際の平均河床高は、この区間にかかるKP11.4, 11.2, 11.0の3つの断面での不等流計算によって求めた平均河床高を比例配分して作成している。実験は減水時においても流砂の移動があると考え、平成4年9月の洪水ハイドログラフに基づいて、支配流量通水後、3段階の減水実験を行った。それぞれの流量は0.149(1/s), 0.093(1/s), 0.082(1/s), 0.06

