

クツウンベツ川床止め工水理模型実験

西 村 豊* 牧 野 成 雄**

目	次
はじめに.....	8
1. クツウンベツ川床止め工計画.....	8
1-1 床止め工および流路工計画の概要.....	8
(1) 流域の概要.....	8
(2) 床止め工および流路工計画の概要.....	9
(3) 河状調査と検討.....	9
1-2 床止め工および流路工計画の検討.....	9
(1) 計画高水流量.....	9
(2) 流路, 流路工幅.....	10
(3) 計画河床勾配.....	11
(4) 床止め工間隔.....	11
(5) 流路断面.....	12
2. 水理模型実験.....	13
(1) 問 題 点.....	13
(2) 相似則について.....	13
(3) 模 型 装 置.....	16
(4) 50年度における経過.....	16
(5) 50年度の結果.....	17
(6) 51年度における経過.....	18
(7) 51年度の結果.....	22
(8) 52年度の実験および結果.....	22
3. 結 論.....	30
あ と が き.....	30
参 考 文 献.....	31

はじめに

クツウンベツ川は、石狩川上流部の支川（旭川開発建設部管内）で、土砂害防止のために砂防事業を実施している河川である。クツウンベツ川のうち砂防ダム下流からエチャナンケツ川合流点までの区間は、現河床勾配が1/27~1/40と急勾配であり、床止め工群によって河道を安定させるよう計画されている。この報告書は、床止

め工によって河床勾配が緩やかになり、護床工、法覆工などを施工した場合についての河道安定性を検討する基礎的資料を得るため、昭和50年度より3カ年で実施した模型実験の報告である。

1 クツウンベツ川床止め工計画

1-1 床止め工および流路工計画の概要

(1) 流域の概要

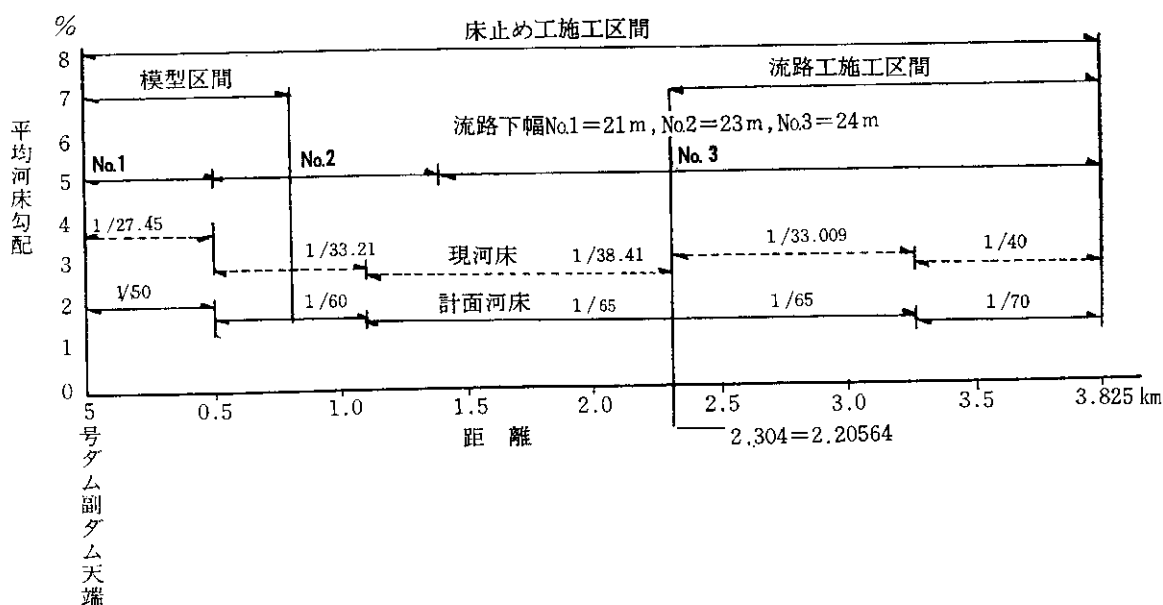


図-1 クツウンベツ川河床勾配

*前河川研究室員 現稚内開発建設部稚内開発事務所河川課計画係長 **河川研究室長

クツウンベツ川は、上川町（旭川開発建設部管内）から約3 kmの地点で、エチャナンケツ川に流入する流域面積17.6 km²、流路延長8 kmを持つ石狩川上流部の右二次支川である。

(2) 床止め工および流路工計画の概要

床止め工および流路工計画区間は、上流端既設の5号砂防ダム副ダム天端から、下流端のエチャナンケツ川合流点までの延長3.825 kmである。この全区間に床止め工を設置し、測点2.205 kmより下流を流路工施工区間としている。この3.825 kmの区間の平均河床勾配は図-1に示すように5つのブロックに分けられる。流路断面幅についても、No.1～No.3のブロックに分けられ下流へ向け、広い通水断面幅となっている。

(3) 河状調査と検討

① 河床変動

流路工の設置に関して田畑らは、簡易な判別要素として溪床勾配を調べることによって、土石流がくるか否かを判断し、流路工などの設置を図-2に示す範囲で決定している。クツウンベツ川の場合は、計画河床勾配が $<8^\circ$ であることから、掃流区域に当たり、その対策としての、流路工工事となる。同区間の上流部には5号砂防ダムをはじめ2基の砂防ダムがあり、それらはまだ満砂状態にないので、現在この区間には上流からの土砂供給がない状態である。

③ 河床材料

クツウンベツ川の河床には、写真-1に示すように直径70～80 cmを越えるような大礫も混入しており、通常の粒度試験では平均粒径 dm を求めることはできない。また、50年度に行った河状調査では、砂防ダムより1 km



写真-1 箱桁 1 m 幅

程度下流までかなりの延長で河床が露岩して、岩盤線が河床表面近くにあり、砂礫層が薄いことがわかった。新川掘削後はさらに露岩する個所が多くなり、アーマコートによる dm の低下は比較的少ないと考えられたので、砂礫の平均粒径 dm は、箱桁法を用いて測定し、結果として、 $dm=20$ cm、比重 $\sigma=2.65$ を得た。

1-2 床止め工および流路工計画の検討

(1) 計画高水流量

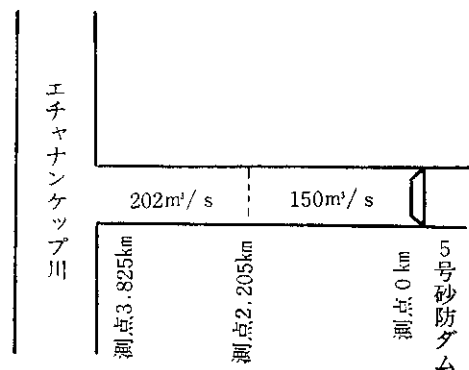


図-3 クツウンベツ川流量配分図

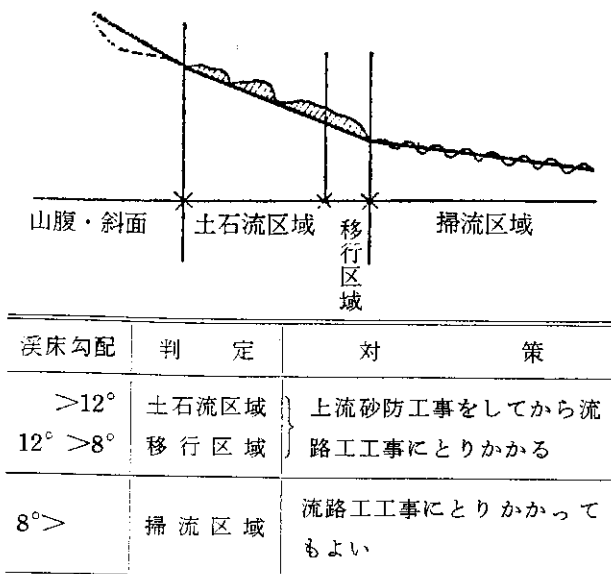


図-2

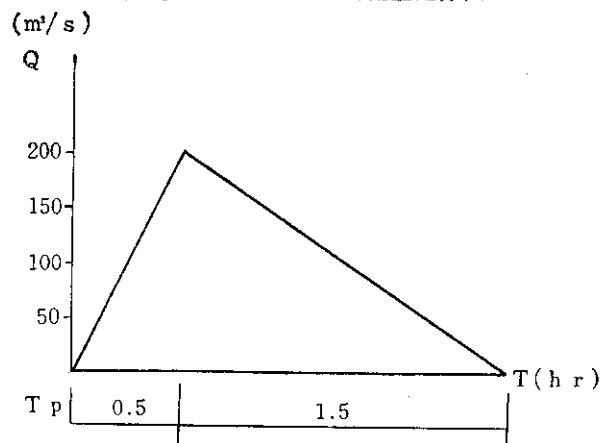


図-4 下流部ハイドログラフ

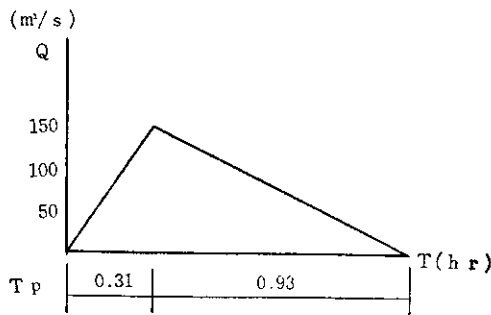


図-5 上流部ハイドログラフ

クツウンベツ川の計画高水流量は、図-3に示すように決定されている。また、流出波型は、5号砂防ダム・エチャナンケツ川合流点でそれぞれ図-4、5のように決まっている。

(2) 流路、流路工幅

流路工幅について、田畑が整理した結果を図-6に示した。全国の実績である流域面積と流路工幅との関係を見ながら、クツウンベツ川の流路工幅を見比べると、クツウンベツ川の場合、流路工施工区間は二面張の流路工であるが、流路工幅は全国的平均値で考えられている。

これに対し 測点 0~2.205 km 区間は、計画流量 $Q=150\text{m}^3/\text{s}$ と下流より小さいため、流路工の計画はなく、床止め工のみの施工区間となっている。

したがって、計画高水に対して拡幅しない断面幅を予測する必要がある。従来から、緩勾配の非粘着材料からな

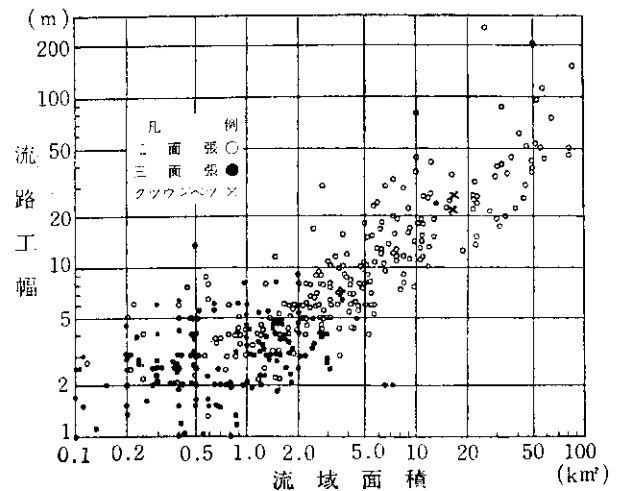


図-6 流路工幅平均と流域面積との関係

る流路が安定する流路幅は、流量の1/2乗に比例することが指摘されていたが、芦田らは多くの実験結果から図-7のように整理し、流路幅と流量の関係を(1)式で表した。

$$B=3.5\sim 7Q^{1/2} \quad (1)$$

ここに、 B : 水路幅(m)
 Q : 流量(m^3/s)

この流路幅 B は乱流もしくは流路拡幅が起こらない限界である。さらに、芦田らは、図-8に示すように全国の砂防ダムの計画高水流量と流路工幅との関係に対し建設省河川砂防技術基準と(1)式を比べると、 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の大流量に対しては、(1)式と実際の流路工幅とがよく

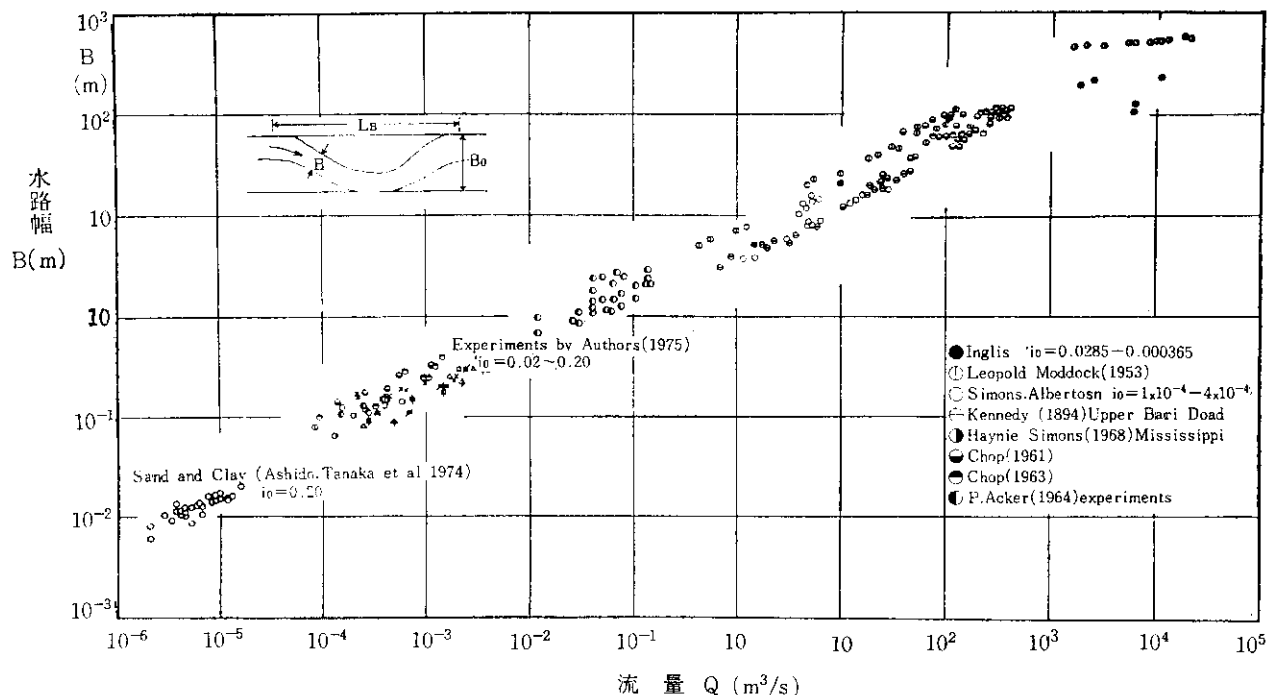


図-7 水路幅と流量の関係

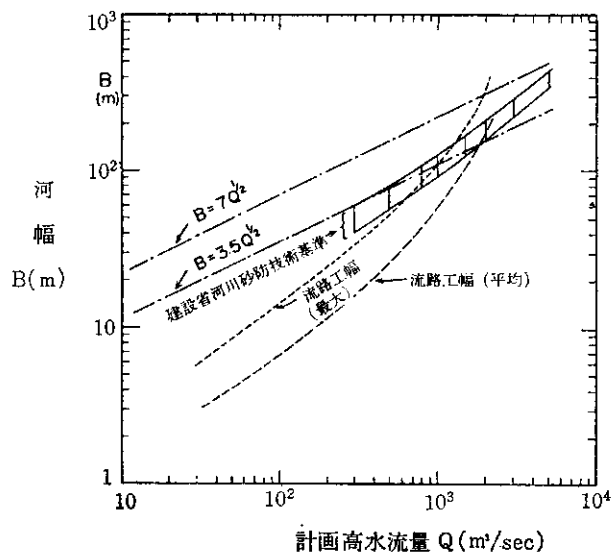


図-8 河幅と流量の関係

一致しているが、少流量ほど(1)式に比べて流路工幅が狭くなっていることがわかり、このように狭い流路幅を採用した場合は強固な護岸が必要となるが、護岸の程度と流路幅の定量的関係は検討段階であると述べている。

(3) 計画河床勾配

田畑が整理した床止め工を施工した河川での元河床勾配に対する計画河床勾配の関係を図-9に示す。 n を元河床勾配、 m を計画河床勾配とすれば、クツウンベツ川の計画勾配は $m=1/2n$ 程度になっており、全国データと比較すると平均的である。

(4) 床止め工間隔

床止め工間隔については、流路工幅 B (床止め工水通し幅で代表させている) と間隔 L の関係を調べた。表-1にクツウンベツ川の $\frac{L}{B}$ 値を示したが、同表によるとク

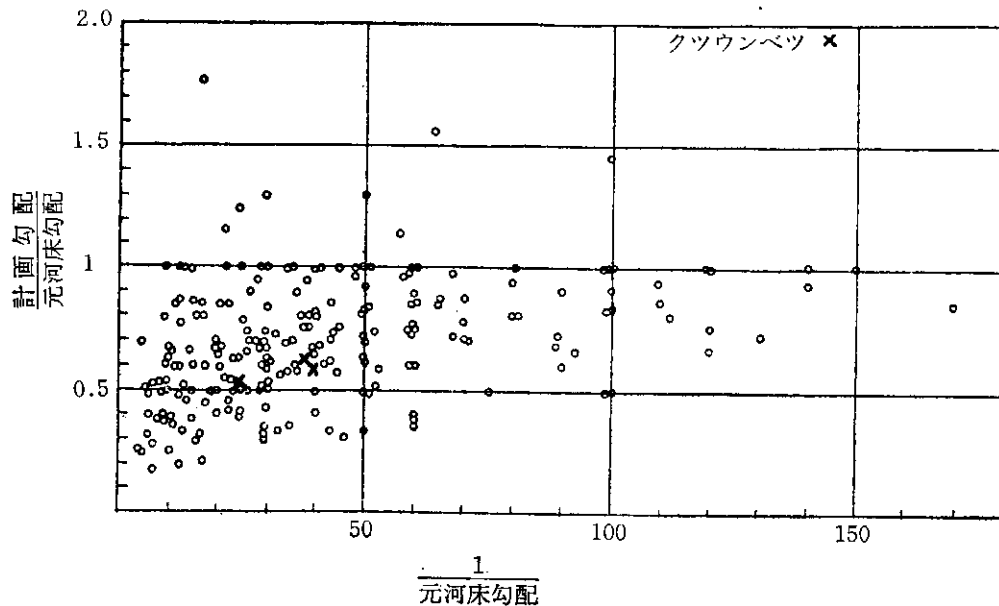


図-9 元河床勾配と計画勾配との関係

表-1 床止め工間隔

床止め番号	(L) 床止め 間隔	(B) 流路 工幅	$\frac{L}{B}$	帯工間隔L含む	床止め番号	(L) 床止め 間隔	(B) 流路 工幅	$\frac{L}{B}$	帯工間隔L含む
床止め 0~床止め 1	60	21	2.86		床止め 8~床止め 9	60	21	2.86	
〃 1~ 〃 2	50	21	2.38		〃 9~ 〃 10	140	23	6.09	2.61 3.48
〃 2~ 〃 3	50	21	2.38		〃 10~ 〃 11	90	23	3.91	
〃 3~ 〃 4	50	21	2.38		〃 11~ 〃 12	90	23	3.91	
〃 4~ 〃 5	50	21	2.38		〃 12~ 〃 13	60	23	2.61	
〃 5~ 〃 6	60	21	2.86		〃 13~ 〃 14	120	23	5.22	2.61 2.61
〃 6~ 〃 7	60	21	2.86		〃 14~ 〃 15	120	23	5.22	2.61 2.61
〃 7~ 〃 8	60	21	2.86		〃 15~ 〃 16	120	23	5.22	2.61 2.61

(単位: m)

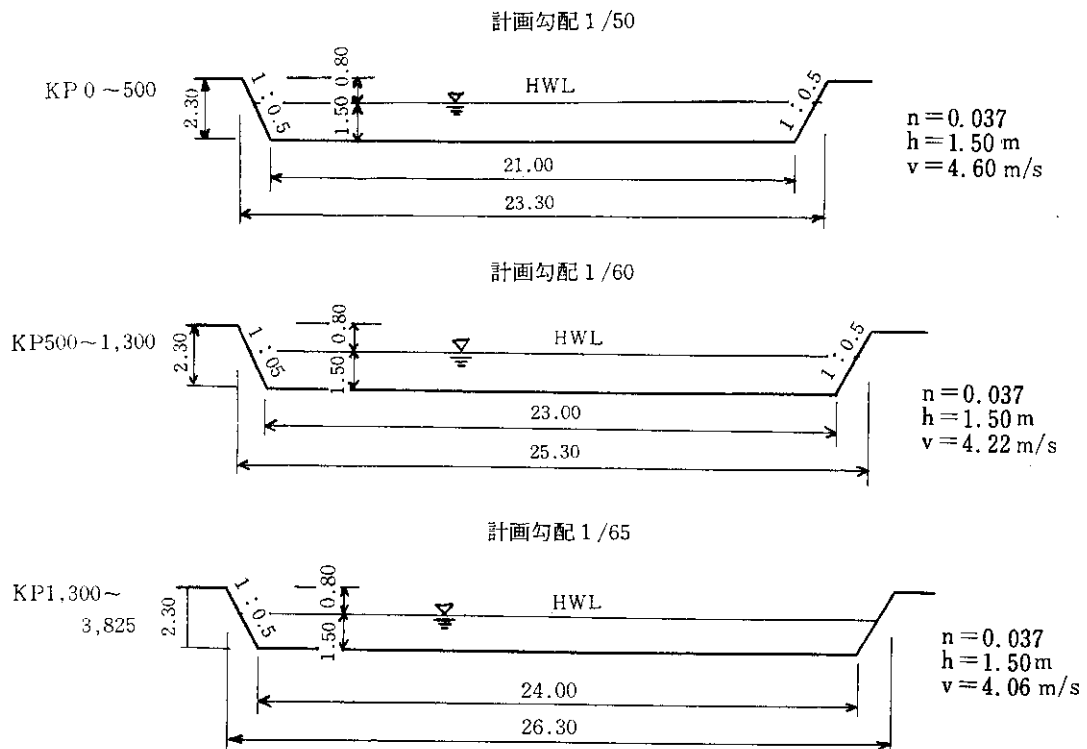


図-11 クツウンベツ川流路標準断面

2 水理模型実験

(1) 問題点

1-1, 1-2において, 旭川開発建設部の計画案を示しながら考察を進めてきたが, 計画された床止め工が機能が十分に発揮して, 流水の安全流下が望める条件を以下に示す。

- 越水に対する安全性
- 構造物の洗掘に対する根入れの安全性
- 流水の集中による水衝部の安全性
- 床止め工による乱流, 偏流防止と土砂調節効果

これらの条件は, 流路法線形, 流路幅, 床止め工間隔, 流路工上流の状況などによって, 河床変動が左右されることによって生ずるためであるので, このような問題は, 移動床実験によってのみ明らかにされる。

(2) 相似則について

① 流水に関する相似性

一般に開水路での非定常な流れの方程式は一次元的なものとなし実用的に次のように表わせる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} - i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} \right) + \frac{u^2 n^2}{R^{4/3}} = 0 \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(運動方程式)} \cdots \cdots \cdots (2) \\ \text{(連続方程式)} \cdots \cdots \cdots (3) \end{array}$$

ここに, g : 重力加速度 (m/sec²)

u : 平均流速 $u=Q/A$ (m/sec)

t : 時間 (sec)

i : 河床勾配

h : 水路底に直角な水深 (m)

x : 距離 (下流方向に正) (m)

n : Manningの粗度係数

R : 径 深 (m)

A : 流水断面積 (m²)

Q : 流量 (m³/sec)

模型実験によって, 実際現象を正しく再現するためには, 原型 (Prototype) と模型 (model) の流体運動の間に力学的な相似が成立しなければならない。現地と模型の対応する基礎方程式が同値であるためには, 諸物理量の縮尺に一定の条件が必要で, これは基礎方程式より求めることができる。

ここで, (2), (3)式を現地と模型で表わすのに各項に現地 (P), 模型 (m) のサフィクスを付けて表わすことにする。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 u_p^2}{R_p^{4/3}} = 0 \cdots \cdots (4)$$

$$\frac{\partial A_p}{\partial t_p} + \frac{\partial Q_p}{\partial x_p} = 0 \cdots \cdots (5)$$

(4), (5)式は現地現象を支配する基礎方程式であり, 模型でも同様な式がなり立ち,

$$\frac{1}{\partial} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 u_m^2}{R_m^{4/3}} = 0 \quad \cdots (6)$$

$$\frac{\partial A_m}{\partial t_m} + \frac{\partial Q_m}{\partial x_m} = 0 \quad \cdots (7)$$

(6), (7)式は模型現象を支配する基礎方程式である。現地の流れと模型の流れが相似であるためには, (8)式に示すように上式(4), (5)の対応する各項の比が一定でなければならない, これが運動方程式からきまる相似則である。

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} &= \frac{\partial h_p}{\partial x_p} = \frac{-i_p}{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 u_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 u_m^2}{R_m^{4/3}}} \\ &= \text{const} \cdots (8) \end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned} \frac{u_p}{u_m} &= u_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{i_p}{i_m} = i_r, \\ \frac{n_p}{n_m} &= n_r, \quad \frac{R_p}{R_m} = R_r \end{aligned}$$

とおくと(8)式は

$$\frac{u_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{u_r^2}{R_r^{4/3}} = \text{const} \cdots (9)$$

次に径深 $R=h$ と表わされるものとすれば, (9)式において, 水平縮尺 x_r と鉛直縮尺 h_r で表わすと,

$$u_r = h_r^{1/2} \cdots (10)$$

$$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \cdots (11)$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \cdots (12)$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \cdots (13)$$

となり, 断面積と流量の縮尺はそれぞれ,

$$A_r = x_r \cdot h_r \cdots (14)$$

$$Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \cdots (15)$$

となることは明らかである。

したがって, 固定床の場合, 河床面などを幾何学的相似に形づくり, 流れの相似性を保たせればよいのだが, 今回のような移動床の場合河床面の形が時間経過につれて変形するため, 河床の形状, 変形速度の相似性が要求される。

② 河床面の相似性について

河床の変形速度が模型と現地で相似であるためには, 河床変形の時間スケールが一般には(1)式で求めたものと異なり, 両方同時に満足できないのが普通である。しかし, 河床変形の相似性により求めた時間スケールを模型に使用したほうがより現地現象にあった結果を得ることが期待できる。

一般に流砂の連続式は次のように表わされる。

$$\frac{\partial z}{\partial t_s} = \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial p_s}{\partial x} = 0 \quad \cdots (16)$$

ここに, z : 基準水平面から測った河床高 (m)

t_s : 河床変形に関する時間スケール (sec)

λ : 河床砂の空隙率

q_s : 単位時間 単位幅当たりの流砂量

(m³/m/sec)

(16)式により流れに関する相似性を求めたと同様な方法で河床変形の時間スケールの比 t_{sr} を求めると,

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r x_r \cdot h_r \cdot q_{sr}^{-1} \cdots (17)$$

が得られる。

t_{sr} を求めるには, q_{sr} を知らなくてはならない。流砂量式について数種類の提示がされているが, 今回のような急勾配水路においては, 流砂の運動の仕方は主に掃流形式であるから土研式を使用し, さらに, 浮遊砂も考慮した Brown 式をチェックの意味で検討してみる。

土研式は

$$q_s = \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma/\rho - 1)g} \cdot u_*^3 \cdots (18)$$

ここに, φ : n の関数で $\varphi = 0.623 \cdots (n > 0.025)$

$\varphi = 0.623 (1/40n)^{3.5} \cdots (n \leq 0.025)$

F : τ_o/τ_c の関数

τ_o : 掃流力 (g/cm²)

τ_c : 限界掃流力 (g/cm²)

u_* : 摩擦速度 = $\sqrt{gRLe}$ (cm/sec)

Le : エネルギー勾配

σ : 粒子の比重

ρ : 水の密度

(18)式に模型の物理量に対する現地の物理量の比としてサフィクス r をつけると,

$$q_{sr} = \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r g_r} \cdot u_{*r}^3 \cdots (19)$$

となり, $g_r = 1$ を代入すれば(19)式は,

$$q_{sr} = \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r} \cdot u_{*r}^3 \cdots (20)$$

また, Brown 式の場合は,

$$q_s = 10 \cdot \frac{u_*^5}{g^2(\sigma/\rho - 1)^2 d} \cdots (21)$$

ここに, d : 粒径, 前と同様に現地と模型の比をとると

$$q_{sr} = \frac{u_{*r}^5}{g_r^2(\sigma/\rho - 1)_r^2 d_r} \cdots (22)$$

となり, $g_r = 1$ を代入すれば,

$$q_{sr} = \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r^2 d_r} \cdot u_{*r}^5 \cdots (23)$$

(20)式と(23)式をそれぞれ(17)式に代入して河床面の変化速度より求める時間スケールは,

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1-\lambda)_r x_r h_r \left\{ \frac{\varphi_r F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r} \cdot u_{*r}^3 \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1-\lambda)_r (\sigma/\rho - 1)_r x_r h_r}{\varphi_r F_r u_{*r}^3} \quad (\text{土研式}) \cdots (24) \end{aligned}$$

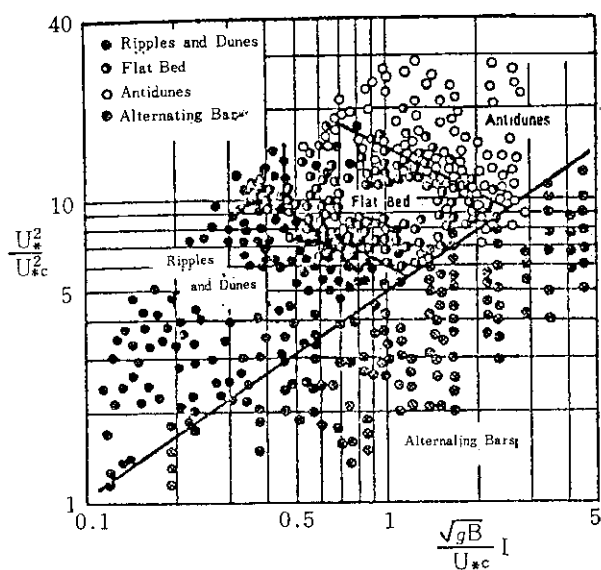


図-12 河床形態分類図

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r x_r h_r \left\{ \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 d_r \cdot u_{*r}^5} \right\}^{-1} \\ = \frac{(1-\lambda)_r (\sigma/\rho-1)_r^2 d_r x_r h_r}{u_{*r}^5} \text{ (Brown 式)} \dots (25)$$

となる。

③ 河床面粗度の相似性について

移動床水路では、河床材料と水理量の大きさによって河床形態が変わり、その結果粗度は異なることがよく知られている。現地と模型の粗度が相似であるためには、河床形態を同一にすることが必要である。河床形態区分については、図-12に示す鮭川の区分があり、この区分図の両軸の無次元量がそれぞれ模型と現地とで同一となるためには(26)式、(27)式とならなければならない。

$$\frac{u_{*r}^2}{u_{*cr}^2} = 1 \dots (26)$$

$$\frac{\sqrt{g_r B_r}}{u_{*cr}^2} I_r = 1 \dots (27)$$

このときの模型河床材料の決定法について考えると、 $x_r = h_r$ 、すなわち（ひずみ度 $\alpha=1$ ）のとき、(26)式の u_{*c} に(28)式の岩垣式を与えれば(26)式は(29)式となる。

$$u_{*c}^2 = \frac{\tau_c}{\rho} = 80.9 d \dots (d \geq 0.303 \text{ cm}, \sigma = 2.65) \dots (28)$$

ここに、 u_{*c} ：限界摩擦速度

τ_c ：河床限界せん断力

ρ ：水の密度

I ：河床勾配

$$\frac{u_{*r}^2}{u_{*cr}^2} = \frac{g_r R_r I_r}{d_r} = 1 \dots (29)$$

$g_r = 1$ 、 $I_r = \frac{h_r}{x_r} = 1$ を代入すると(29)式は結局 $R_r = d_r$ と

なる。(27)式についても同様の結果となる。

したがって、 d_r が決定されれば、無次元掃流力比の(30)式によって、 $s_r = 1$ を得る。

$$\tau_{*r} = \left(\frac{g R I}{(\sigma/\rho-1) g d} \right)_r = \left(\frac{R I}{s d} \right)_r = 1 \dots (30)$$

ここに、 s ：水中比重

結局河床材料は次のようになる。

$$\left\{ \begin{array}{l} x_r = h_r \quad (\alpha=1) \text{ のとき} \\ d_r = h_r, \quad s_r = 1 \text{ となる} \end{array} \right. \dots (31)$$

また、ここにおける河床形態は Alternating Bar であり、岸らによれば、砂州河床の流体抵抗は無次元掃流力 τ_{*} と無次元有効掃流力 τ'_{*} との関係で検討すると、径深、粒径比がほぼ $R/d > 10$ 範囲では、 $\tau'_{*}/\tau_{*} = 0.8$ とほぼ一定値となることが認められており、砂州の流速係数 φ_0 は、Manning-Strickler 型の次式で表わせられる。

$$\varphi_0 = \frac{\bar{u}}{u_{*c}} = c \left(\frac{R}{d} \right)^{1/6} \dots (32)$$

c は定数であり、砂州の場合には $c=6.0$ である。

砂州河床の流体抵抗を流速係数 φ_0 、friction-factor, f 、Manning の粗度係数 n でそれぞれ示すと(33)式を得ている。

$$\left. \begin{array}{l} \varphi_0 = 6.0 (R/d)^{1/6} \text{ for Bars} \\ f = 0.22 (R/d)^{-1/6} \text{ for Bars} \\ n = 0.017 d^{1/6} \text{ for Bars} \end{array} \right\} \dots (33)$$

ここに、 n ：(m, sec)
 d ：(mm) のとき成立する。

したがって、砂州河床は(33)式によってクツウンベツ川模型範囲の粗度を求めると $n_p = 0.041$ で、当設計 $n_p = 0.037$ となる。

以上のように相似則について検討したが、ここで流水に関しては Froude 則を適用し、模型縮尺は 1/40 でありこの場合の実物と模型の諸量の比は表-2 のようになる。

また、移動床実験の時間縮尺は前述したように、(27)式 $t_{sr} = (1-\lambda)_r x_r h_r q_{sr}^{-1}$ で表わされるがこの q_{sr} にどの流砂量式を使うかによって、 t_{sr} が変わってくる。前述のように、Brown 公式では $t_{sr} = 7.83$ 、土研公式では $t_{sr} = 20.97$ 、(11)式では $t_r = 6.32$ である。(24)、(29)式による時間縮尺の差が大きいのは、 q_{sr} の式中に u_{*r} が、Brown 式で、 u_{*r}^5 、土研式では u_{*r}^3 の形ではいつてくることによるものである。どの公式による時間縮尺を採用すべきかは、当然議論のあるところである。このような場合、それぞれの流砂の動きと、横断測量図などとの適合度を考察しながら決定せざるを得ないわけである。したがって、河床変形を検証できるような資料がない場合は、実験担当者の判断にゆだねられる。そこで、ここでは Brown

表-2 模型諸量の实物に対する縮率

諸 元	該 当 式	次 元	模 型 値 の 縮 率
長さ, 水深		L	1 : 40
勾 配		LL ⁻¹	1 : 1
時 間		T	1 : 6.32
	土 研 式	T	1 : 20.97
	Brown 式	T	1 : 7.83
流 速		LT ⁻¹	1 : 6.32
流 量		L ³ T ⁻¹	1 : 10119.2
粗 度		L ^{-1/3} T	1 : 1.859
河 床 区 分			Alternate Bar
河 床 材 料		L	1 : 40 1 : 1

表-3 計画諸元の模型換算値

諸 元	実 物	模 型
h 水 深	1.5 m	3.75 cm
B 水 面 幅	22.5 m	56.25 cm
u 流 速	4.63 m/s	0.73 m/s
Q 流 量	150 m ³ /s	14.8 l/s
n 粗 度	0.037	0.020
dm 粒 径	20 cm	5.0 mm
σ 比 重	2.65	2.65

式の t_{sr} と, (11)式の t_r が, ほぼ同一であることから,

$t_{sr}=6.32$ として, 最も安全側で考えることにした。

そこで, それぞれの物理量の模型換算値は表-3に示した。流砂の動きに関しては, 無次元掃流力比を考えると, 前述の(9)式によって $\tau^*_{cr}=1$ を満足するように決めるのであるが, クッウンベツ川の実験の場合, $d_m=4.4$ mm, $\sigma=2.70$ を使用したことによって, 無次元掃流力比は $\tau^*_{cr}=0.91$ であり, 模型のほうが若干河床材料が動きやすいことを示している。しかし, 流況の観察などからは実際河川との検証という点で51年度5月, 10月の現地調査の際の2回の流量観測の結果, $Q_p=14$ m³/s, 10 m³/sであり, 流砂はみられず安定した流れであり, 51年度の実験では, RUN62, 63に相当する。模型上でも $Q_p=20$ m³/s 以下では安定領域流量ということになっており, 模型の現地再現が比較的良好であるといえる。

(3) 模型装置

模型の再現範囲は図-13に示すように, 計画法線に従った5号砂防ダムから測点784までとし, No. 2, No. 3 curveの彎曲部の影響を検討できるようにb水路を製作した。また, 床止め工数の増減(河床勾配の変化)に伴う河床変動の状況をみるため第2床止工から第7床止工の間をモデル化して, a水路を製作した。

(4) 50年度における経過

直線a水路においては図-13に示すように, 最下流端のみを移動床として, この部分の各水理量および床止め

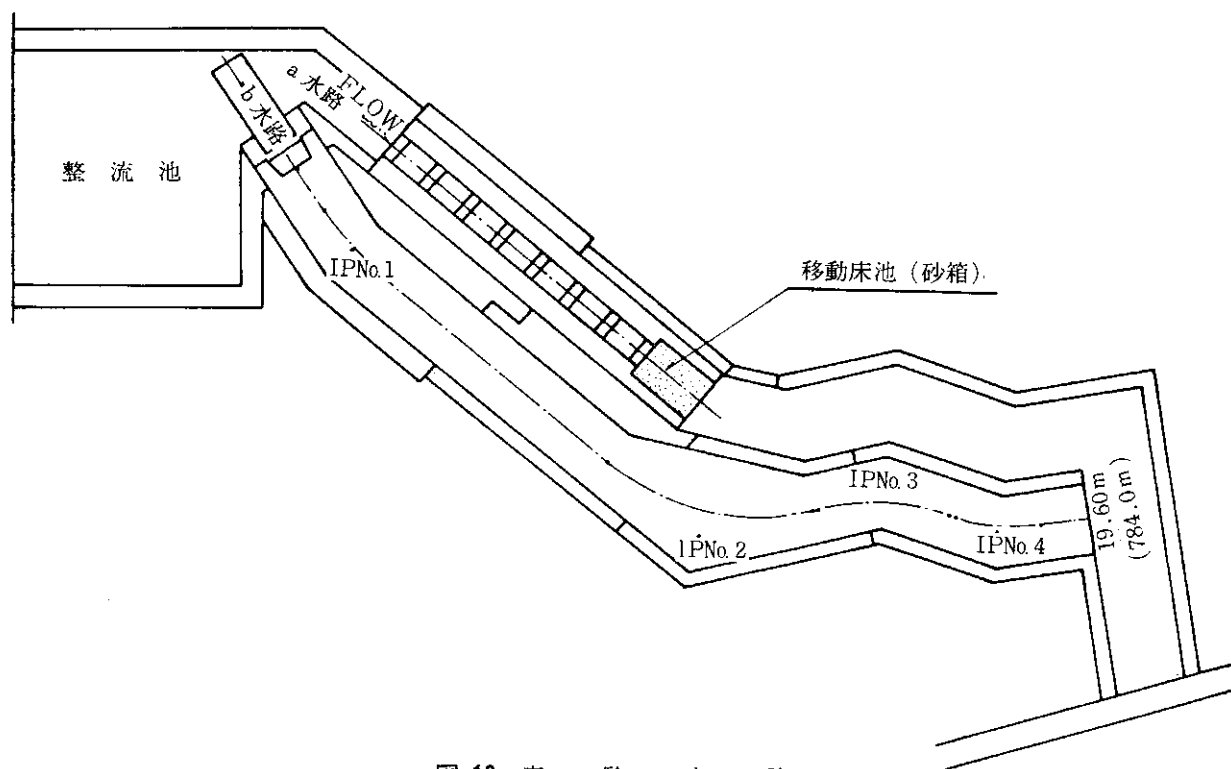


図-13 実験水路

工基数の増減（河床勾配変化）に伴う洗掘状況から、床止め工群の減勢効果を検討した。また、各床止め工間も移動床として、測点 2.205 km から下流側の流況の概略を知るため流路工施工区間計画高水流量（202m³/s）などの流下状況を観察した。さらに、法線形 b 水路については、計画高水量の安定流下を目標に、a 水路での結果を参考に b 水路上で、床止め工を増加させたものの流況を調べた。

●模型実験ケース

実験ケースは表-4 のとおりであり、件数は a 水路において、流量を流路工施工区間計画流量 202 m³/s、融

表-4 実験諸元・ケース

RUN	水 区 分	水路床 状 況	流 量 Q ℓ/s	床止め 工 数	水 路 床 勾 配	備 考
1	直 線	固定床	3			
2	〃	〃	6	2	1/24.4	
3	〃	〃	20.2			
4	〃	〃	3			
5	〃	〃	6	3	1/27.4	
6	〃	〃	20.2			
7	〃	〃	3			
8	〃	〃	6	4	1/31.6	
9	〃	〃	20.2			
10	〃	〃	3			
11	〃	〃	6	5	1/37.7	
12	〃	〃	20.2			
13	〃	〃	3			
14	〃	〃	6	6	1/47.9	
15	〃	〃	20.2			
16	〃	〃	3			
17	〃	〃	6	7	1/67.5	
18	〃	〃	20.2			
19	〃	〃	3			
20	〃	〃	6	8	1/121.8	
21	〃	〃	20.2			
22	〃	移動床	3	8	1/121.8	
23	〃	〃	20.2	8	1/121.8	
24	〃	〃	3	6	1/47.9	現計画
25	〃	〃	20.2	6	1/51.33	〃
26	計画案	固定床	20.2	12	1/51.33	〃
27	〃	移動床	3	12	1/51.33	〃
28	〃	〃	20.2	12	1/51.33	〃
29	〃	〃	3	16	1/121.8	
30	〃	〃	20.2	16	1/121.8	

雪出水程度 30 m³/s、中間程度 60m³/s のそれぞれについて、床止め工数を計画案も含め 7 種類に変更した、それぞれの組み合わせで RUN 1~21 まで、

3 流量×7 種=21 21 件

床止め工間隔を計画案 (I=1/47.9) および計画案よりも狭めた (I=1/121.8) 場合のそれぞれに対して、流量を 30 m³/s、202 m³/s とした組み合わせで RUN 22~25 まで、

2 流量×2 種=4 4 件

さらに、b 水路において計画案上流側を三面装工とした場合について、検討するものを 1 件で RUN 26。

計画案および計画案より勾配の緩い場合のそれぞれに対して、流量を 30m³/s、202m³/s とした組み合わせで、彎曲部の影響も含めて検討するために RUN 27~30 まで、

2 流量×2 種=4 4 件

の計 30 件である。

●模型実験の方法と測定項目

一方法一

1 通水は a、b 水路両面とも、図-12 に示す整流地上部の三角ぜきから各々、一定流量を流し、a 水路下流端移動床の流砂が停止 安定する、20 分間（現地時間 tp=2.1 時間）を流下時間とした。

2 給砂は床止め工区間途中の支川域からの土砂供給がないことと、上流砂防ダムが未満砂のため行わなかった。

一測定項目一

1 水深はポイントゲージを使用して、落差工より落下水脈の影響のなくなる位置、落差工天端上流およびこの中間部の 3 カ所で、横断方向 1 点について測定し、さらに横断方向 5 点についてピトー管により流速を測定した。

2 床止め工における落下水脈飛躍距離の測定。

3 各床止め工ごとの跳水・飛散の状況。

4 側方浸食の個所とその程度。

5 移動床部分の河床変動量測定。

6 各流況の観察。

(5) 50 年度の結果

1 床止め工の必要数について

a 水路実験の RUN 1~21 の結果から、第 2~7 床止め工間の床止め工数の増減（河床勾配が変わる）と下流端移動床部分での最大洗掘深 Maxhs との関係を図-14 に示したが、この図から施工数の増加に伴い Maxhs は減少していることがわかるが、特に Q_p=202 m³/s 流下時で、床止め工数が 8 基以上になると急に Maxhs が低減

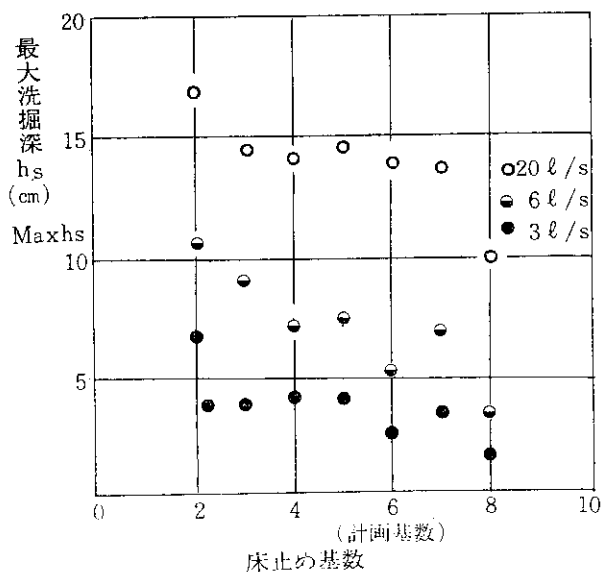


図-14 床止め工数と最大洗掘深

し、いわゆる床止め効果があるものと考えられる。このときの床止め工間隔 L と流路幅 B の比 $\frac{L}{B} = \left(\frac{210\text{m}}{7\text{基}} \right) \times \frac{1}{21\text{m}} = 1.43$ を得る。また、洗掘深が小さければ、それに応じて洗掘量も少ないわけであって、最大洗掘深 Maxhs は図-15 に示す洗掘量の指標として考えることができる。図-14 から明らかなように RUN 15、すなわち床止め工を計画施工数とした $Q_p = 202 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に $\text{Maxhs} 14 \text{ cm}$ を得る。さらに、RUN 13 のように床止め工同基数で $Q_p = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合には $\text{Maxhs} = 2.7 \text{ cm}$ を得る。この RUN 13 の固定床に対して、RUN 21~25 は各床止め工間も移動床とし、現地をモデル化したものであり、RUN 13 と同条件で計画施工数（床止め工 6 基で $Q_p = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ の RUN 24 では $\text{Maxhs} = 2.9 \text{ cm}$ を得て、RUN 13 と同程度であった。これは、現地スケールで約 $1.00 \sim 1.20 \text{ m}$ である。さらに、a 水路固定床実験の RUN 1~21 の結果によれば、床止め工数の増減に伴う洗掘量の変化を示す図-15 から、計画案基数の状態では $Q = 3 \text{ l/s}$ 流下時の洗掘量が少なくこの程度の河床変化が床止め工、あるいは流路維持上の面から不安を与えないことや、現地スケールで $\text{Maxhs} = 1.0 \sim 1.2 \text{ m}$ 程度であったことから、床止め工の根入れが 2 m であることと比較して、この洗掘量を河道安定の洗掘限界とした。したがって、この限界値をもとに、流路工施工区間計画高水流量 $Q_p = 202 \text{ m}^3/\text{s}$ 時での必要床止め基数を求めれば、図-15 に示すように、8~9 基を得、河床勾配は $\frac{1}{121.8} \sim \frac{1}{99.0}$ となり、このときの $\frac{L}{B} = 1.84 \sim 1.61$ であ

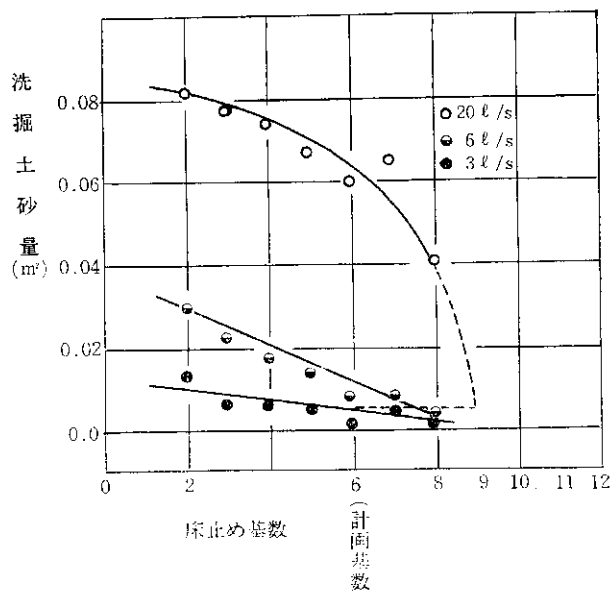


図-15 床止め工数と洗掘量

る。

2 現計画施工基数と流況の関係

b 水路における上流側 $S_p 0 \sim S_p 784$ までの現計画施工数と流況の関係は、

- ① 融雪出水を想定した $Q_p = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ では写真-2 に示すように流砂がほとんどなく安定流下が望める。
- ② 流砂を伴う大きな流量に対しては、側方浸食、洗掘を防止目的として三面装工とすると、流路工施工区間流量 $Q_p = 202 \text{ m}^3/\text{s}$ も流下が望める。
- ③ 模型区間計画流量は $Q_p = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、必ずしも三面装工を必要とせず、二面張りあるいは床止め工直下の護床工施工によって対応できる。

以上が 50 年の結果であった。

(6) 51 年度における経過

50 年度施工の床止め工設置数は、模型区間における第 2 号、第 7 号、第 10 号の三基のみで、残りは今後、数年間後に実施される予定である。実際の施工は段階的に行われるはずであり、実験はそれぞれの段階に応じた流下能力の流量検討をすることによって、当面の施工数を決めることができる。

● 模型実験ケース

以上の方針から実験ケースは表-5 のとおりであり件数は 63 ケースとした。写真-3 に示すように側方浸食を防止する法覆工を設置し、また各々の床止め工水たたき下流部の洗掘防止を目的とした護床工を設置して、合流点計画

流量 $Q_p = 202 \text{ m}^3/\text{s}$ を含む 6 種の流量による流況の検討のため RUN 1~6

6 件

$$Q(p) = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$



写真-2 RUN 27



護床工寸法
 幅 52.5cm
 長 19.5cm
 高 1.5cm
 現地スケール
 幅 21.0 m
 長 7.8 m
 高 0.6 m

護床工

写真-3 法覆工・護床工

表-5 51 年度 実験諸元およびケース

RUN	水路区分	水路床 状況	流量 $Q(\ell/\text{s})$	床止め 工基数	水路床 勾配	護床工	法覆工	備 考
1	計 画 案	移 動 床	20.0	10	最 急 1/48.9 最 緩 1/60.4	施 工	施 工	
2			15.0					
3			10.0					
4			7.5					
5			5.0					
6			3.0					
7	計 画 案	移 動 床	20.0	10	最 急 1/48.9 最 緩 1/60.4	施 工	不 施 工	
8			15.0					
9			10.0					
10			7.5					
11			5.0					
12			3.0					
13	計 画 案	移 動 床	10.0	10	最 急 1/48.9 最 緩 1/60.4	不 施 工	不 施 工	現計画案
14			15.0					
15			12.5					
16			7.5					
17			5.0					
18			3.0					
19	計 画 案	移 動 床	15.0	8	最 急 1/28.5 最 緩 1/60.4	施 工	不 施 工	
20			12.5					
21			10.0					
22			7.5					
23			5.0					
24			3.0					
25			2.0					
26			1.0					

RUN	水路区分	水路床況	流量 Q(L/s)	床止め 工基数	水路床配	護床工	法覆工	備考
27	計 画 案	移 動 床	12.5	8	最 急 1/28.5 最 緩 1/60.4	不 施 工	不 施 工	
28			10.0					
29			7.5					
30			5.0					
31			3.0					
32			2.0					
33			1.0					
34	計 画 案	移 動 床	15.0	5	最 急 1/25.4 最 緩 1/58.5	施 工	不 施 工	
35			12.5					
36			10.0					
37			7.5					
38			5.0					
39			3.0					
40			2.0					
41			1.0					
42	計 画 案	移 動 床	12.5	5	最 急 1/25.4 最 緩 1/58.5	不 施 工	不 施 工	
43			10.0					
44			7.5					
45			5.0					
46			3.0					
47			2.0					
48			1.0					
49	計 画 案	移 動 床	15.0	3	最 急 1/24.5 最 緩 1/34.1	施 工	不 施 工	
50			12.5					
51			10.0					
52			7.5					
53			5.0					
54			3.0					
55			2.0					
56			1.0					
57	計 画 案	移 動 床	12.5	3	最 急 1/24.5 最 緩 1/34.1	不 施 工	不 施 工	3 カ 年 実 施 済
58			10.0					
59			7.5					
60			5.0					
61			3.0					
62			2.0					
63			1.0					

法覆工を設置せず洗掘防止用の護床工を各床止め工に付
属させたもの RUN 7~12 6件
現計画案のままとし、安定流下能力の限界を検討するた
めの RUN 13~18 6件

以下現全体計画にいたる途中段階でのそれぞれに護床工
のみを設置したものと、しないもの、RUN 19~63

45 件
以上 63 件

表-6 設置順に基づく河床勾配

床止め工 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	順 序
RUN 49 └ 63	1 30.9	1 24.5					1 34.1				1
RUN 34 └ 48	"	1 25.4				1 37.2	1 30.8		1 58.5		2
RUN 19 └ 33	1 50	1 48.9	1 28.5	1 48.9	1 31.2	1 49.1	1 49.1			"	3
RUN 1 └ 18	"	"	1 48.9	1 48.1	"	1 49.1	1 49.1	"	"	"	4

この中で、段階的に行われる場合の順序とそれに伴う各床止め工間の河床勾配については表-6に示した。

一方 法—

通水時間については、移動床模型実験の目的、性格によって分けられるが、前述したように今回は、河床変形

に注目しながら河床変動を、いわゆる安全側で実験している。ここでは図-4に示す下流部ハイドログラフを対象にした。

一測定項目—

測定の項目も50年同様だが、それに加え各ケースに

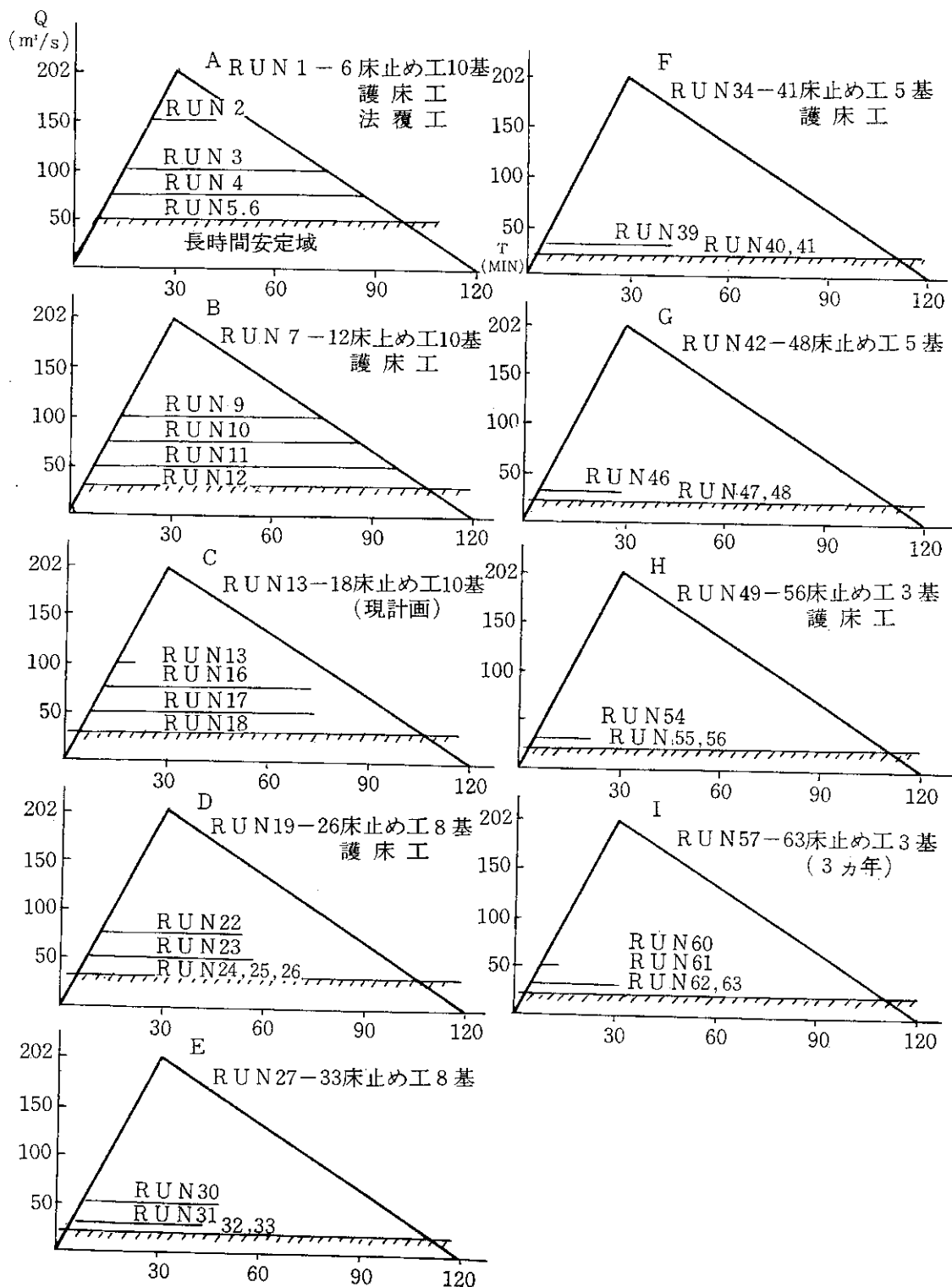


図-16 流下安定時間

ついて通水開始から側方浸食によって流路維持が困難に
いたらないまでの時間を、流下安定時間として測定して
いる。

(7) 51 年度の結果

1 流下能力と法覆工について

それぞれの流下能力の測定項目は、全実験ケースより
流下安定時間と最大洗掘深あるいは堆積高を対象として
いる。全実験ケースの流下安定時間を示したのが図-16
である。この図からハイドログラフに関係なく、長時間
安定流量 Q について検討すると、

- ① 2 カ年実施の状態での安定流下流量は $Q=20\text{ m}^3/\text{s}$
- ② 床止め工 8 基とし、護床工を併用すれば $Q=30\text{ m}^3/\text{s}$
- ③ 床止め工 10 基とし、護床工、法覆工を併用す
れば $Q=50\text{ m}^3/\text{s}$

流下安定時間から得る流下限界流量 Q についての検討
で、

- ① 2 カ年の実施では $Q=30\text{ m}^3/\text{s}$ 以下
- ② 図-F・G でも $Q=30\text{ m}^3/\text{s}$ 以下
- ③ 図-D・E では $Q=30\text{ m}^3/\text{s}\sim 50\text{ m}^3/\text{s}$
- ④ 現計画案では $Q=50\sim 70\text{ m}^3/\text{s}$
- ⑤ 床止め工 10 基とし、護床工を併用すれば $Q=100\text{ m}^3/\text{s}$
程度さらに法覆工を併用すれば $Q=150\text{ m}^3/\text{s}$
以上となる。

(8) 52 年度の実験および結果

床止め工は、護床工、法覆工と一体に施工するのが一
般的である。また、50, 51 年度の結果から上流部計画
流量 $Q_p=150\text{ m}^3/\text{s}$ の流下に関して、三面装工を必要と
しないことが明らかになっている。これらのことから、
法覆工護床工を一体施工する場合で、最も合理的施工規
模を得る方向で検討した。

さらに護床工については、いわゆる凸型護床工を採用
しその抵抗を検討する。開水路に関する流水の抵抗法則
として、次に示す対数分布式が広く知られている。

$$\frac{u_m}{u_*} = Ar \frac{1}{K} + \frac{2.3}{K} \log_{10} \frac{R}{k_s} \quad \dots\dots\dots (34)$$

ここに、 u_m ：平均流速、 R ：径深、 k_s ：相当粗度

Ar ：実験定数 Nikuradse により 8.5 が与えら
れている。

K ：Kármán の定数、土砂を含まない流れに対
して $K=0.4$

$$\frac{u_m}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \quad \dots\dots\dots (35)$$

一方、相当粗度と Manning の粗度係数との関係は次
式のようになる。

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g} \left\{ 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \right\}} \quad \dots\dots\dots (36)$$

水深に比べ低い円柱あるいは、角柱などを水路壁面に
取りつけて粗度を持たせる場合の凸型粗度については、
③式の実験式を用いて、護床工上での設計水深および粗
度を一致させて、流水の設計諸元を一致させることがで
きる。

$$\frac{k_s}{h_g} = 98.4 (S/F)^{-0.94} (R/h_g)^{-0.84} \quad \dots\dots\dots (37)$$

●模型実験ケース

以上のことから、実験ケースは表-7 のとおりであり、
件数 15 ケースとした。写真-4、図-17 に示すように側
方浸食防止する法覆工を設置し、また各々の床止め工水
たたき下流部の洗掘防止を目的とした護床工を設置し
て、計画高水流量 $Q=150\text{ m}^3/\text{s}$ の流下を試みた。ケース

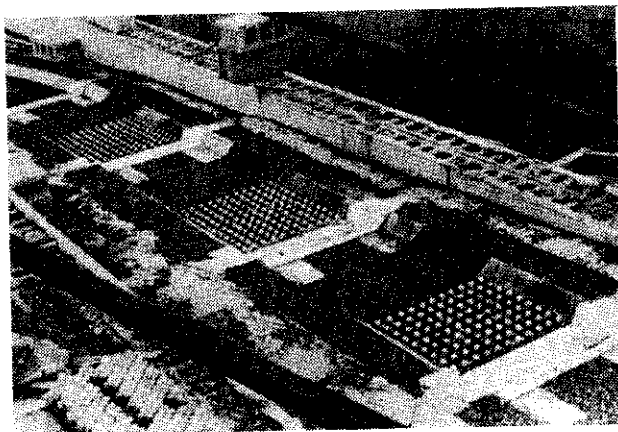


写真-4 護床工・法覆工の施工

表-7 実験諸元・結果 (1)

実 験 諸 元					実 験 結 果 (I)					備 考
A 配列	流 量	護床工	護 床 設 置 長	法 覆 工	流況	最大洗掘深		最大堆積高		護床工 タイプ
RUN	$Q(l/sec)$	(割)	(割)	(割)		深(cm)	洗掘率	高(cm)	堆積率	
1	14.8	2		No. 7, 8, 9 右岸 8 割 4 帯工 No.10左岸 8 割	○	3.7	0.74	2.9	0.77	I
2	14.8	2		No. 7, 8, 9 右岸 10 割 6 帯工 No.10左岸 10 割	○	3.5	0.70	2.7	0.72	〃

実 験 諸 元					実 験 結 果 (I)					備 考
A配列	流 量	護床工	護 床 設 置 長	法 覆 工	流況	最大洗掘深	最大堆積高			護床工 タイプ
RUN	(<i>Ql</i> /sec)	(割)	(割)	(割)		深(cm)	洗掘率	高(cm)	堆積率	
3	14.8	2		8No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10左岸10割	○	3.3	0.66	2.8	0.75	I
4	14.8	4	No. 9, No.10 2割 6割半面	6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10左岸10割	○	3.3	0.66	2.8	0.75	〃
5	9.9	4	〃	6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10左岸10割	○	2.6	0.52	2.4	0.64	〃
6	6.9	4	〃	6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10左岸10割	○	2.8	0.56	1.6	0.43	〃
7	14.8	4		8No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10左岸10割	○	2.2	0.44	2.0	0.53	〃
8	14.8	4	彎曲外岸側3列	6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10左岸10割	○	3.3	0.66	2.6	0.69	〃
9	14.8	4	〃	6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10左岸10割	○	3.4	0.68	2.8	0.75	II
10	14.8	2		4No. 7, 8, 9 右岸8割 No.10 左岸8割	○	3.7	0.74	1.5	0.40	I
11	14.8	2		6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10 10割	○	4.0	0.80	2.9	0.77	〃
12	14.8	2		8No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 No.10 右岸10割	○	3.9	0.78	3.0	0.80	〃
13	14.8	4	No. 9, No. 10 6割半面	6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 右岸10割	○	3.2	0.64	3.0	0.80	〃
14	9.9	4		6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 右岸10割	○	2.8	0.56	2.5	0.67	〃
15	6.9	4		6No. 7, 8, 9 右岸10割 帯工 右岸10割	○	2.9	0.58	1.8	0.48	〃

$$\text{洗掘率} = \frac{\text{洗掘深}}{\text{床止め工根入れ深 (5 cm)}}$$

$$\text{堆積率} = \frac{\text{堆積高}}{\text{水深 (3.75 cm)}}$$

ごとの設置内容は、図-18～23に平面図として示した。
 護床タイプIで配列Aとし、護床工および法覆工の施工延長を検討するもので、RUN 1～4と RUN 7で5件
 RUN 4と同諸元で流量のみ100 m³/s, 70 m³/sの長時間で試みたもので、2件
 同じく RUN 2と同様で、護床工設置幅だけを RUN 4と変えて、流路幅半面とせず三列迄としたものを RUN

8とし、さらに護床タイプIIとしタイプIと比較できるものを RUN 9として2件
 護床タイプIで配列Bとし護床工および法覆工の施工延長を検討するもので RUN 10～134件
 RUN 13と同じで流量のみ100 m³/s, 70 m³/sで長時間で試みたもので2件
 で行った。

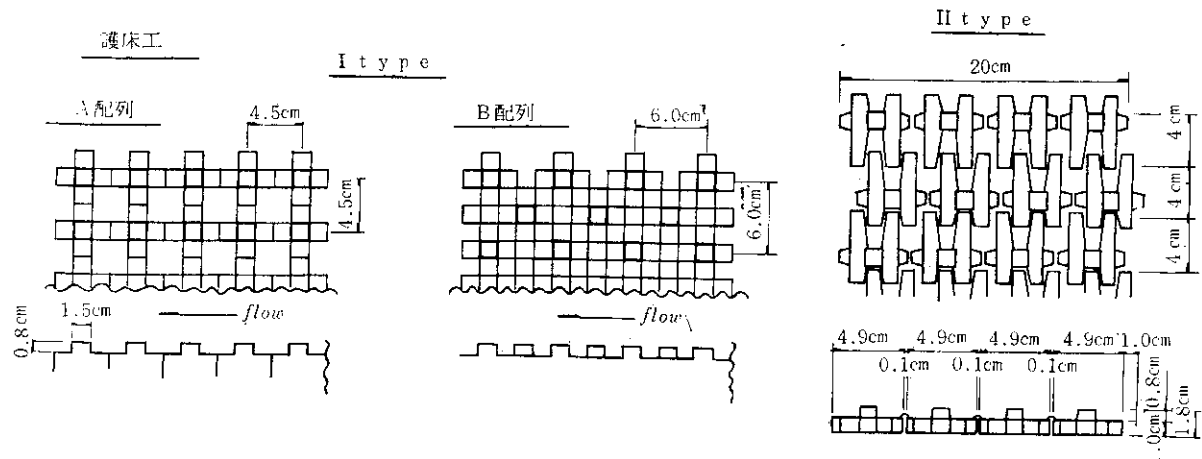


図-17 護床工種別

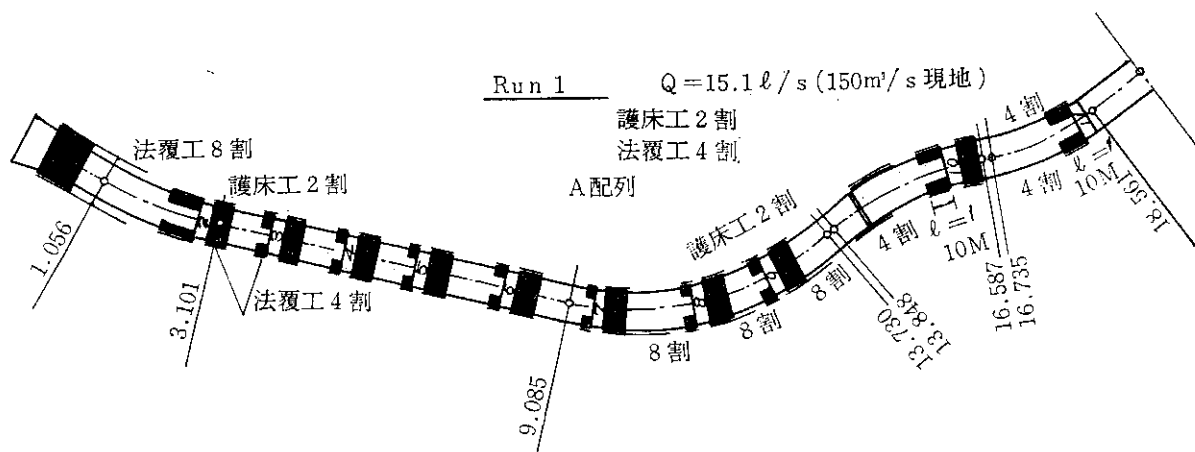


図-18

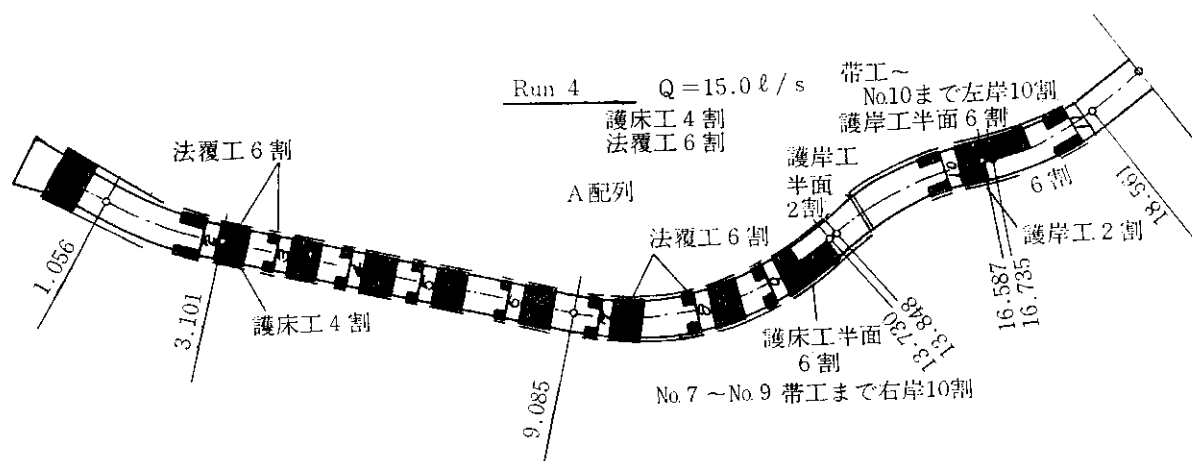


図-19

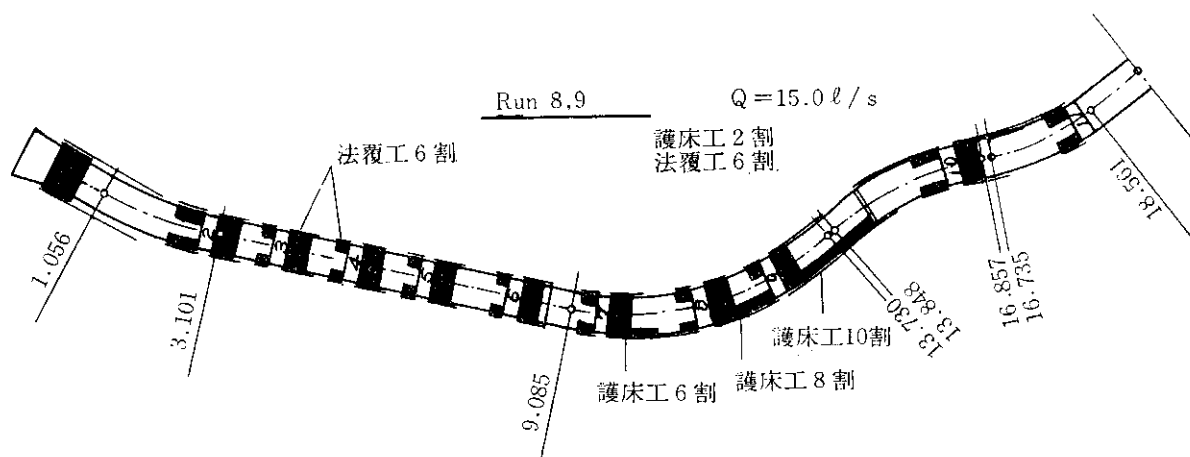


図-20

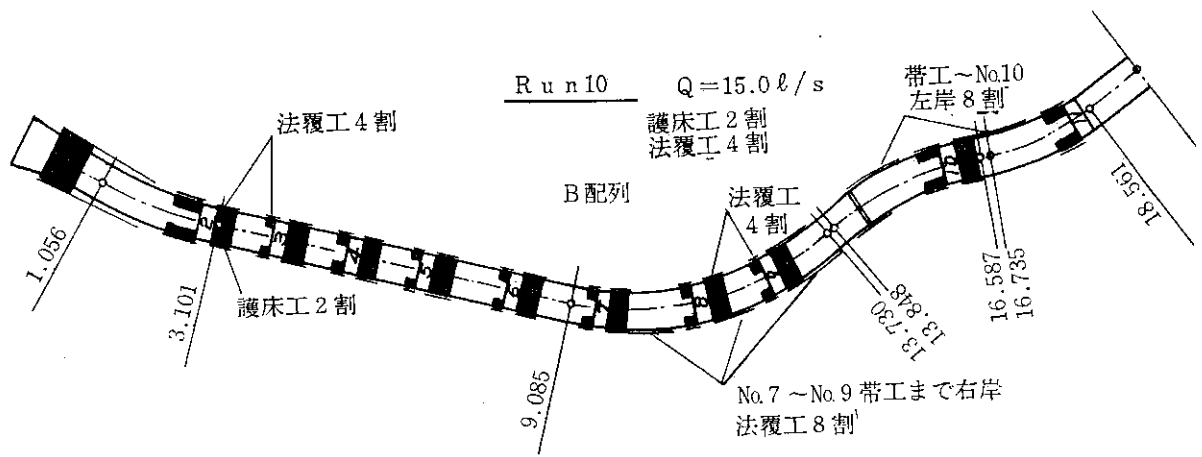


図-21

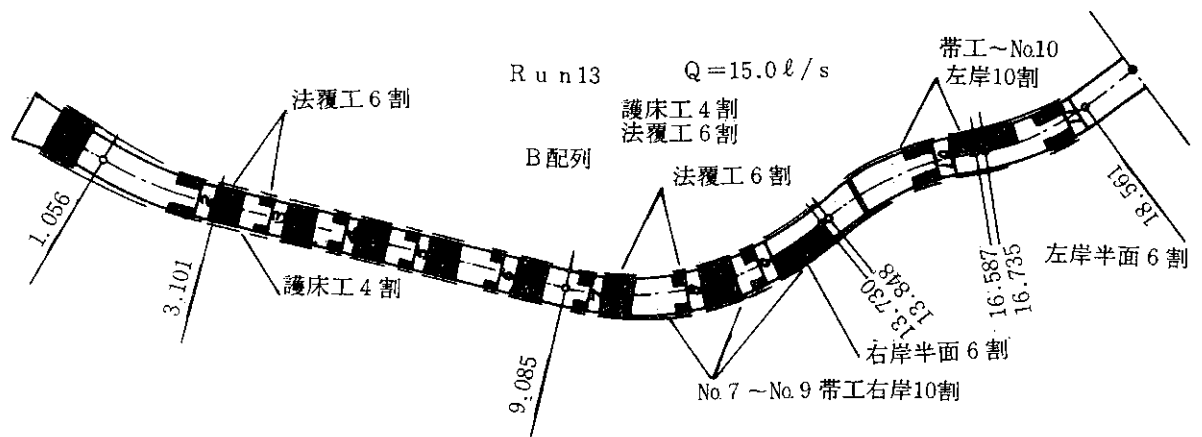


図-22

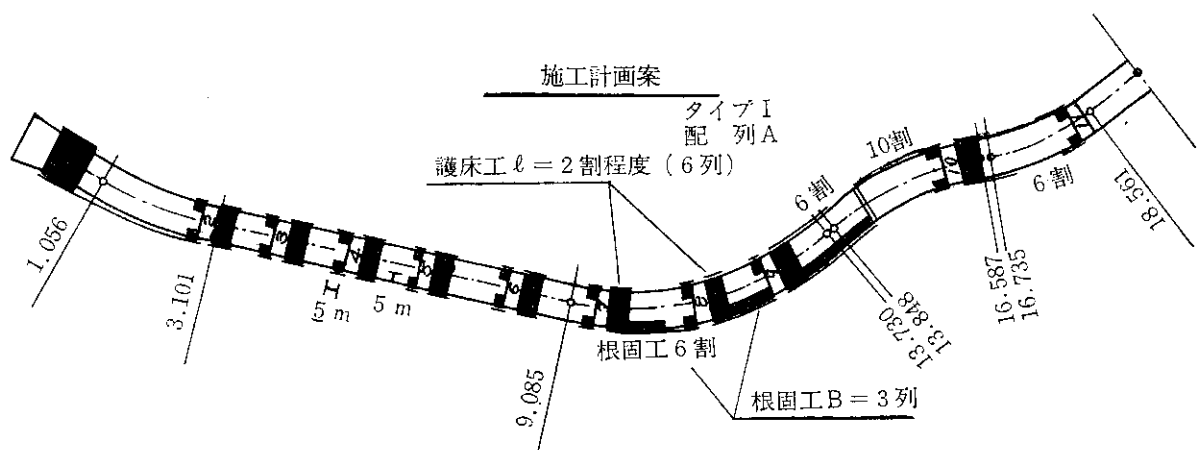


図-23

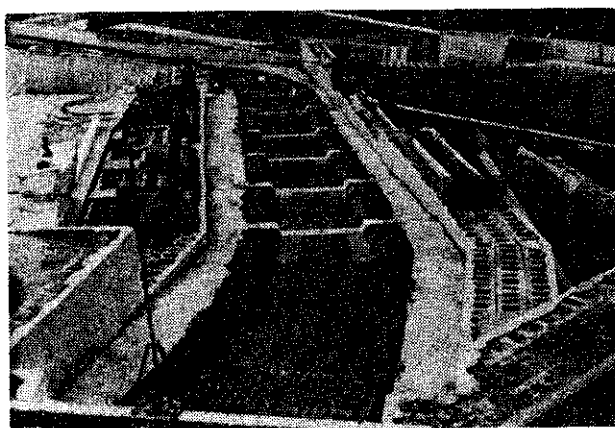


写真-5 通水初期の流路

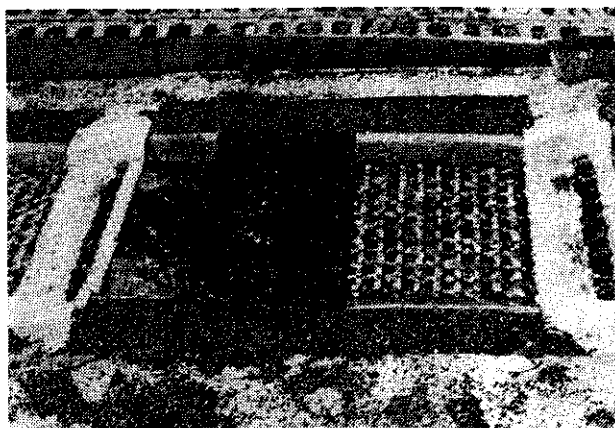


写真-6 RUN 4 上流直線部の流況
($Q_p=150 \text{ m}^3/\text{s}$ ピーク時)

表-8 測定平均水深

RUN	床止め工No.	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10
RUN 1		3.89	3.96	3.96	3.92	3.81	3.83	4.04	3.75	3.72
RUN 2		3.89	4.04	3.87	4.05	3.80	3.84	3.89	3.54	3.42
RUN 3		3.88	4.12	4.00	4.02	3.81	3.80	4.09	3.73	3.63
RUN 4		3.99	4.00	3.96	3.85	3.65	3.82	4.14	3.91	3.40
RUN 7		3.80	4.08	4.03	3.43	3.57	3.56	4.10	3.87	3.92
RUN 10		3.71	4.11	3.90	3.42	3.65	3.60	3.77	3.08	3.35
RUN 11		4.12	3.96	4.06	3.85	3.96	3.58	3.83	3.71	3.31
RUN 12		4.05	3.97	4.05	3.82	4.01	3.64	3.86	3.60	3.31
RUN 13		3.81	3.96	3.90	3.72	3.95	3.71	3.65	3.76	3.74

●模型実験の方法と測定項目および結果

一方法一

通水時間については、移動床模型実験の目的、性格によって分けられるが、前述したように今回は、河床変形に注目しながら河床変動を、いわゆる安全側で実験している。ここでは、図-5に示す上流部ハイドログラフを対象にした。

一測定項目および結果一

測定項目は、流況、水深、最大洗掘深および堆積高、移動床部分河床変動であり表-7に実験結果(I)を示した。

1 流況について

写真-6にピーク時における流況を示した。これと同様に、全ケースとも流路全体に越水などがなく、床止め工水たき部の減勢状況も良好である。

2 水深について

水深測定は各護床工上において、横断方向3~5点の測定を行った。表-8に各ケースごとの測定平均水深を示し、図-24に各ケースを代表するRUN1のピーク時

における水深測定結果を示した。

設計等流水深は $h_p=1.5 \text{ m}$ ($h_m=3.75 \text{ cm}$)となっているが、測定結果は $h_m=3.75 \text{ cm}$ と平均的にほぼ一致している。図-24からは流水の横断形状を知ることができるが、上流部直線部No. 2~No. 6に比べ、下流曲線部No. 7~No. 11は彎曲部遠心力に伴う外岸側水位上昇があるが、外岸側嵩上などの必要はないようである。

3 最大洗掘深・最大堆積高について

a 最大洗掘深・最大堆積高

表-7に測定結果を示したが、各洗掘深ともに移動床部分全体の中での最大である。これらの測定値は、すべてすでに著者らが得た彎曲部の最大洗掘推定式(8)の計算値以下である。

$$\frac{h_w + h_s}{h_w} = 90 \cdot \tau^* \left(\frac{B}{R} \right)^{0.7} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 h_w : 平均水深

h_s : 平均水深よりの洗掘深

τ^* : 無次元掃流力

B : 水面幅

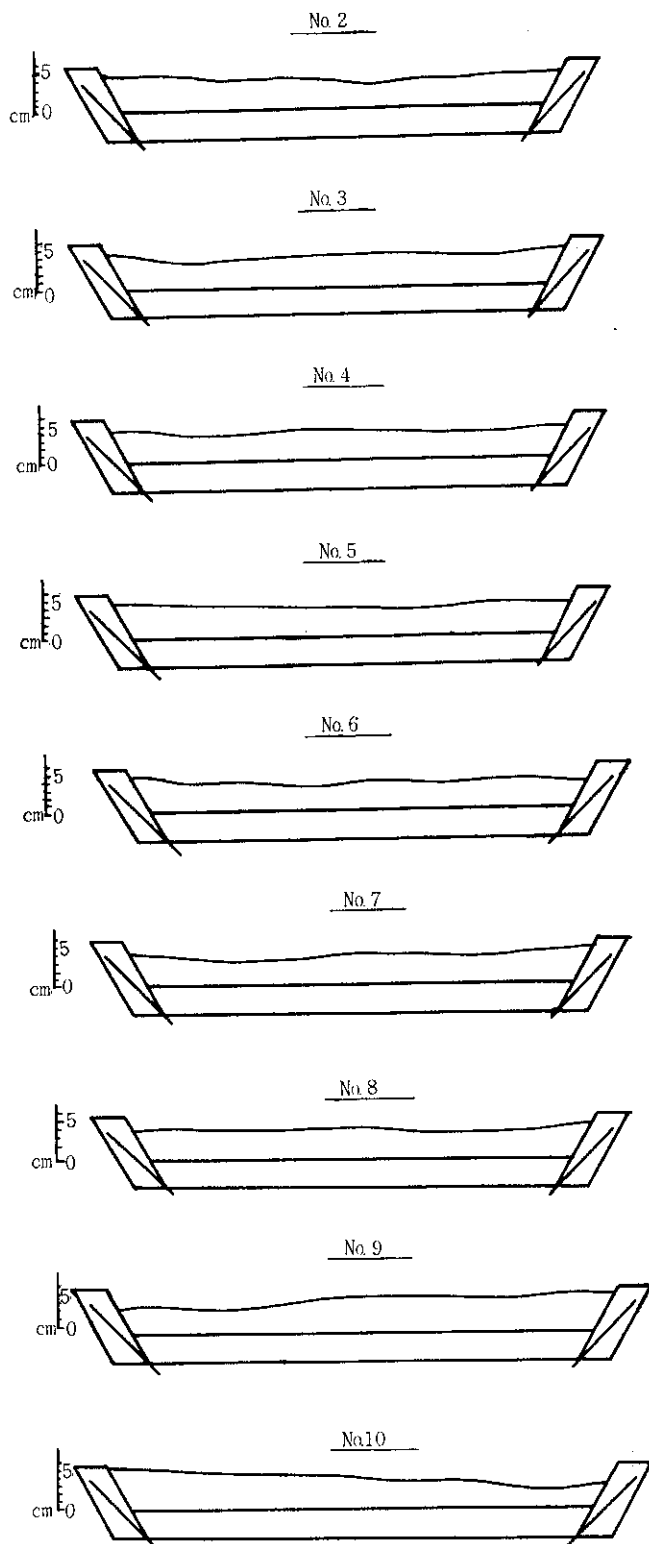


図-24 RUN 1 流水横断形（ピーク時）

R : 曲率半径

洗掘深に対する許容基準は51, 52年度のように護床工を施工した場合, $Maxhs=1.5\text{ m}$ としたが, それを越えるのはほとんどなく, 計画上支障がない堆積高も洗掘深より小さく, 設計水深 $h_p=1.5\text{ m}$ を上まわる結果はな

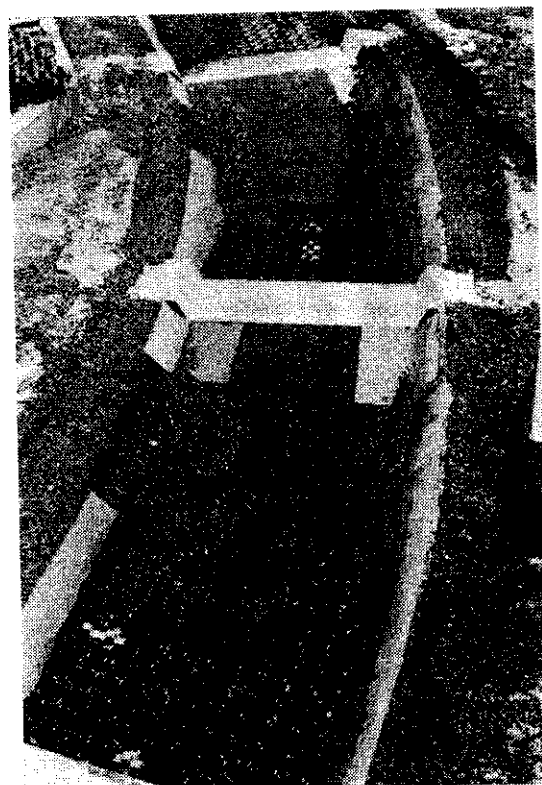


写真-7 RUN 8 の停水後の床止め工 No. 7, 8 付近の河床と根固め工の状態

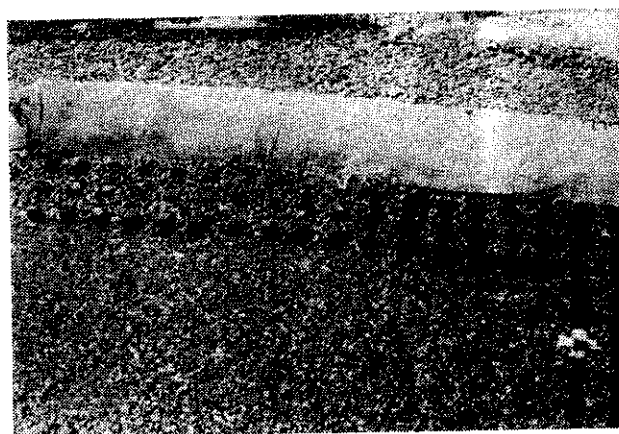


写真-8 RUN 8 停水後の床止め工 No. 9 下右岸側の根固め工と河床状態

い。また最大洗掘深の発生位置が, No. 2 彎曲部外岸側沿いにある場合がある。そこで, RUN 4~9, RUN 13~15 はその点に留意して, 彎曲部外岸側に根固め工の設置を行って実験した。その結果は, 写真-7 に示すように河床高を維持して良好であり, さらに根固め工タイプの相違によっても写真-8 に示すように問題はなく, 計画河床高を維持しており非常に好ましい結果となっている。

b 床止め工上流の局部洗掘

床止め工を設置した場合図-25 に示すように床止め工上流の側岸部分の河床は洗掘される。写真-7 などです

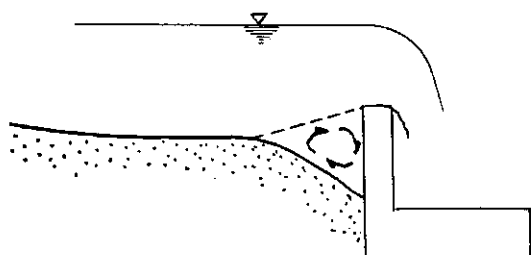


図-25 床止め上流の洗掘

ように、局所的な法覆工・根固め工で十分保護することができると思われる。

4 移動床部分の河床変動測定

各ケースごとの移動床部分について停水後、初期河床よりの変動量測定は図-26に示す測線上で行った。

ここに、RUN 1, 3, 4, 10, 13の区間変動量 A を求めて、各床止め工間ごとの変動を図-27に示した。これらのうち RUN 1, 3は護床タイプ工、護床工配列 A, 護床工 2 割 (6 列) と同一条件であり法覆工のみ 4 割と

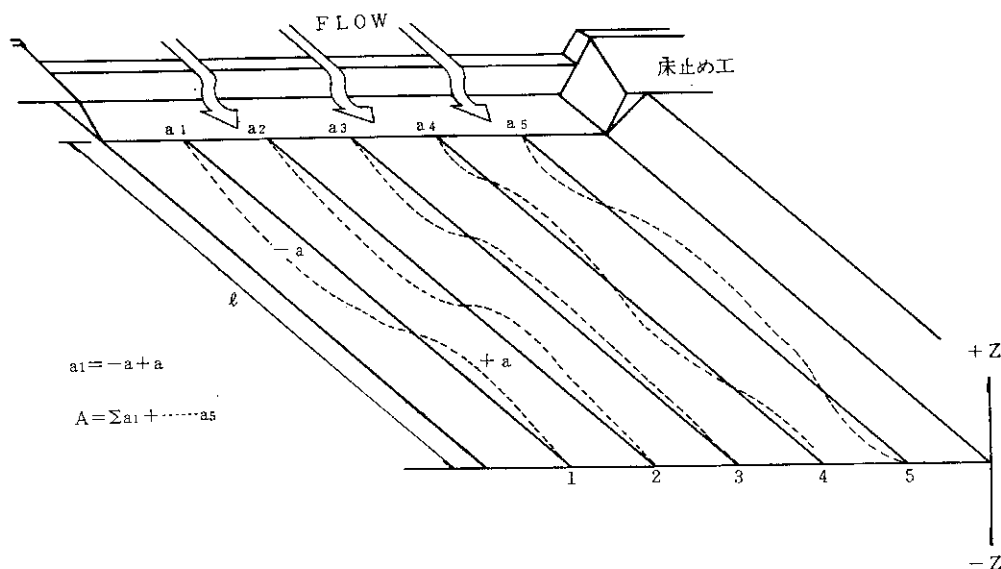


図-26 河床変動測定図

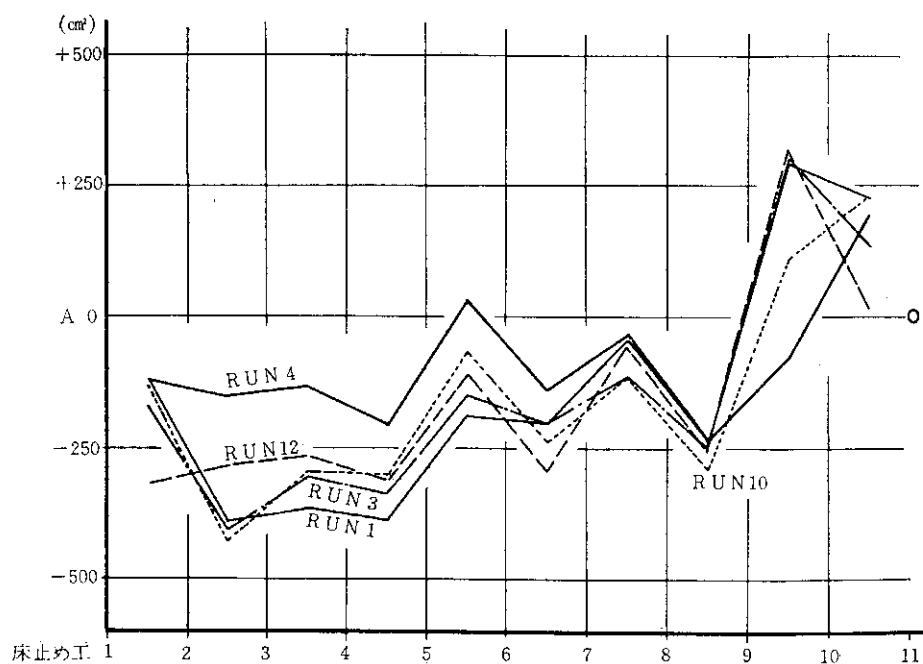


図-27 床止め工間河床変動量

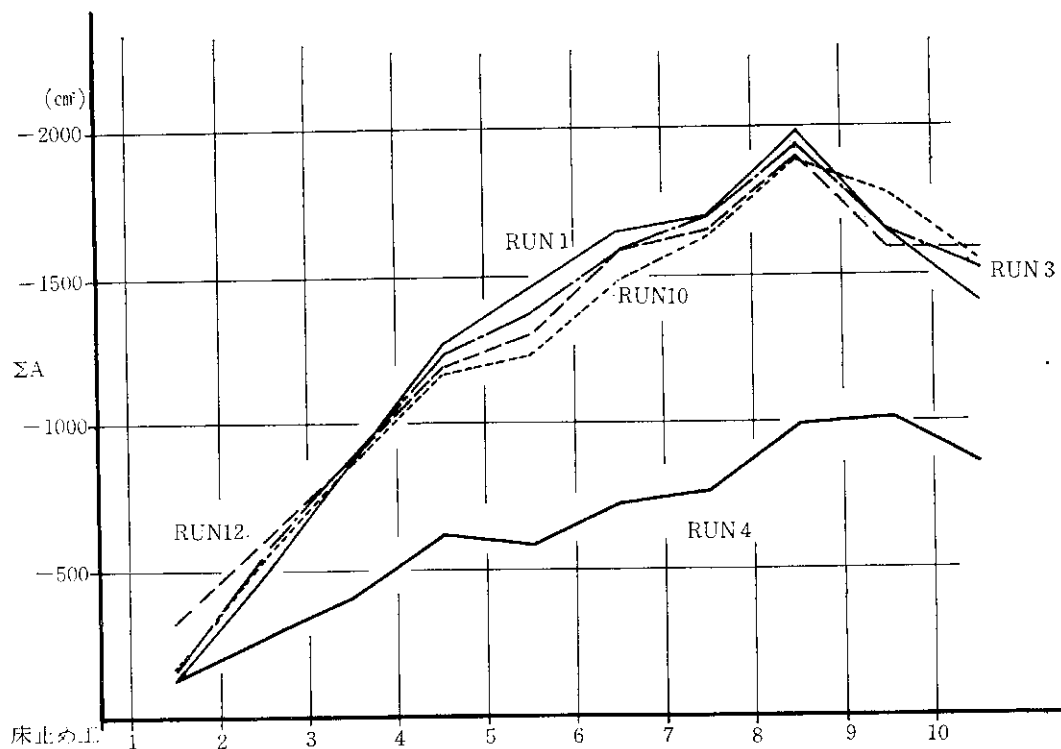


図-28 累加河床変動量

8割で比較できる。それに対し RUN 10, 12は護床タイプ工護床工配列 Bで行っている。また, RUN 4は配列 Aで, 護床工4割, 法覆工6割で行っている。これらのケース結果をまとめると,

- ① No. 5以降の洗掘量は減少し上流側からの土砂補給効果が見込まれる。
- ② 全体的に床止め工 No. 8~No. 9間で, 洗掘傾向堆積傾向の遷移領域となっている。
さらに, 図-28に累加河床変動量を示した。これからの次のようなことが明らかである。
- ③ RUN 1, 3, 10, 12はそれぞれ護床工配列, 法覆工延長に相違を持たせてあるが, それらの特長的な効果はないようである。
- ④ したがって, 護床工配列は A 配列としたほうが施工ブロック数が少なくてすむ。
- ⑤ 法覆工延長による効果が明らかでないのは, 側方浸食が少なく下流への影響が小さいものと思われる。
- ⑥ それに比べ護床工の規模は, 河床変動に大きく影響する。
- ⑦ RUN 1, 3, 10, 12については No. 11以降下流への流出土砂は, ほぼ同一量である。
- ⑧ また, 床止め工 No. 9~No. 11は, 堆積傾向を示している。No. 11以降下流も測点 1.3 km までこの

No. 9~No. 11と同様, $I=1/60\sim 1/65$, 流路幅 23 m, 彎曲半径もほぼ同一である。したがって, No. 9~No. 11区間と同様な堆積傾向を示すと考えられる。

5 砂防ダム満砂後の問題点と補足実験

ここまでの実験はすべて, 5号砂防ダムが未満砂状態であることから, 補給砂を伴わない実験であり, 河床の低下に関しては, 安全側で実験したことになる。しかし, 砂防ダムは将来満砂するわけであるから満砂後ダムからの流出土砂を伴う場合の影響についても検討すべきであり, それらは補足実験によって検討した。砂防ダムからの流出土砂量を推定するためには, 砂防ダムの堆砂機構が明らかになっていなければならない。機構のモデル化についてすでに石崎⁶⁾が(39)式の偏微分方程式を差分化して, 数値計算できることを述べている。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} &= q_r \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \\ q_r &= \frac{\phi F Q}{\phi_0 (\sigma/\rho - 1) B (1 - \lambda)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (39)$$

ここに, q_r : 単位幅流砂量 ($\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$)

ここで, 流砂量式の ϕ , F は満砂にいたるまでの堆砂量追跡調査結果で考えているので, クツウンベツ川での計算はできないため, ダムからの流下量については, 次のように算定して補給砂の効果を検討した。すなわち, 砂

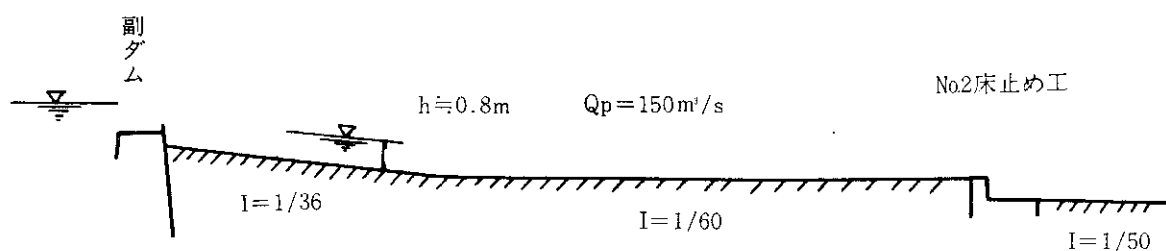


図-29 補給地点

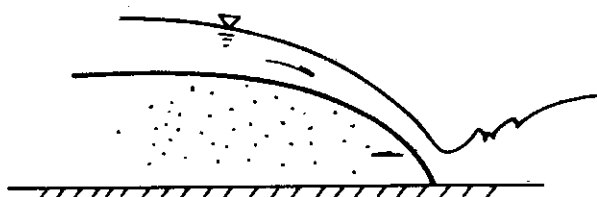


図-30 補給形態

防ダム効果によって土石流が直接流下することではなく、補給形態は掃流形式で考えられるので、土砂濃度を掃流砂量公式によって試みに求めた。掃流砂量公式に土研式を用いると(40)式によって土砂濃度 α を計算できる。

$$\alpha = \frac{Q_s}{Q} = \frac{q_s}{q} = \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma/\rho - 1) \cdot g(1-\lambda)^4 \cdot u_*^3/q} \quad \dots\dots(40)$$

給砂の仕方はこの濃度に基づいて、副ダム終端地点から流砂が開始される流量 ($Q_p=70\text{m}^3/\text{s}$) 以上の継続する時間内の連続給砂である。

図-29に補給地点の縦断模式図を示したが、図-29からも明らかなように、補給砂はこの地点の緩勾配による掃流力の低下により堆砂し、下流への流出はきわめて小さい。したがって、補給砂による下流の洗掘量の低減、堆積量の増大は顕著でない。さらに、補給量の多い場合についても、検討したが流下土砂量は少ない。また現地においては一定量の堆積された後、出水があれば図-30に示すような形態での補給砂量が最も多く、堆積と流出が繰り返されると考えられる。

すなわち下流水位が低く完全越流状態になれば、段落ち部が急激に洗掘されて図-30のように跳水を生ずる。斜面上の流れは射流であり、洗掘が激しく堆積丘斜面は上流に向かって移動していくようである。

3 結 論

これまでの実験結果からクツウンベツ川床止め工計画について次のようなことがいえる。

I 床止め工および流路について

1 床止め工および流路については、これまでの全国

的な既設データなどから検討すると、流路幅、流路勾配については、平均的な設計内容であるといえよう。

2 上流部測点0~784の区間について

この区間は、全体計画のうちで最も急勾配区間であるが、52年度の実験結果から、護岸工タイプI型、配列Aを選定し、法覆工については、彎曲部外岸側全体を施工対象とすべきであり、これらの配置は施工計画案として図-23に示した。

3 模型外範囲外測点784~2,205について

同区間は上流区間と同じように、護床工、法覆工を用いるべきであるが、同区間の勾配は $I=1/60 \sim 1/70$ であることで、彎曲外岸側においては、上流部での最大洗掘深を下まわるであろうから、根固工の必要はないと思われる。

II 当面の施工規模について

当面の施工規模について、流量を目標に考えると次のとおりである。

- 1 $Q_p=20\text{m}^3/\text{s}$ は51年度施工数で支障ない。(実験 RUN 62, 63)
- 2 $Q_p=30\text{m}^3/\text{s}$ については、測点0~784区間において床止め工8基として十分であり、区間勾配 $I=1/29 \sim 1/60$ である。したがって、下流区間についても $I=1/29$ を最急勾配とした。床止め工数を決定すべきであろう。(51年度実験 RUN 24, 25, 26)
- 3 測点0~784区間に計画の基数の10基を設置すれば、区間勾配 $I=1/50 \sim 1/60$ となるが、 $Q_p=70\text{m}^3/\text{s}$ 程度が河床材料 dm が動きだす限界流量となる。したがって、 $Q_p=70\text{m}^3/\text{s}$ に対しては下流区間においても $I=1/50$ を最急勾配として、施工基数を決定すべきである。

あとがき

流路工幅について芦田らが述べたように、計画洪水流量と採用すべき河道幅が実績値とでは流量が小さくなる

に従って、かなりの相違がみられること、また床止め工の合理的な設置間隔についても、いまだ不明であり、基礎的な実験の積み重ねにより、明らかにしなければならない問題であろうと思われる。

移動床実験においては、河床の流砂の動きや河床形態のでき具合がその実験の信頼性を大きく左右する。同時に種々の模型実験の中でも移動床実験は困難な問題が多く、筆者も苦慮するところであって、結果報告について明確にならない点があり、極めて不十分であるが、事業実施の緊急性に鑑み報告するものである。

参 考 文 献

- 1) 田畑茂清, 阿部宗平; 流路工に関する研究 (I), (II), (III), 土木研究所資料 822 号, 1973.
- 2) 芦田和男, 高橋 保, 水山高久; 流路工計画に関する水理学的研究, 新砂防 97, 昭和 50 年 11 月
- 3) 鮎川 登; 直線河道における礫堆の形成条件について, 第 26 回土木学会年次学術講演概要集, 1972. 10.
- 4) 岸力, 板倉忠興, 森明巨, 黒木幹男; 河道維持に関する基礎的研究, 北海道開発局, 昭和 51 年 3 月
- 5) 西村 豊, 小森保数; 蛇行河川の河道形状と低水路計画に関する研究 (III) —わん曲部河床変動に関する実験的考察—河川研究室, 昭和 50 年 2 月
- 6) 石崎勝義; 砂防ダムの堆砂, 数値解析の応用と基礎 (水理学を中心として), 伊藤 剛編, アテネ出版発行