

ISSN 0386—5878
土研資料 第1780号

土木研究所資料

加勢蛇川流路工計画の考え方と実験的考察

昭和 57 年 2 月

建設省土木研究所

Copyright © 1981 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

はじめに

本報告書は加勢蛇川に計画された流路工の諸元について現地調査や水理模型実験を実施して検討した結果をとりまとめたものである。

第1章は流域の概要について述べ、第2章は、現河道の問題点を現地調査と模型実験の結果から整理し、加勢蛇川はどのような対策が必要となるかについて述べている。第3章は、既往の文献や現地の調査資料により、流路工諸元の概略設計案について検討している。

模型実験の結果を実河川に適用させる場合は、実験の信頼度を明らかにしておく必要がある。そこで、第4章は現象面から見た相似について検討している。また、第5章は、模型実験を実施し、第3章で検討した設計諸元の妥当性を検討し、第6章で、施工順位や流路工計画への提言を行なっている。

昭和56年2月

建設省土木研究所砂防研究室

研究員 阿部 宗平

鈴木 浩之

目 次

まえがき	
§ 1. 流域の概要	1
§ 2. 現河道の問題点と対策	2
2.1 現地調査からみた問題点	2
2.2 模型実験からみた問題点	8
2.3 加勢蛇川に必要な対策	9
§ 3. 流路工の基本設計	10
3.1 流路幅	10
3.2 法線形	12
3.3 計画河床勾配	16
3.4 横工の配置	18
3.5 計画護岸高と基礎	19
3.6 横工の断面形状	21
3.7 計画河床高	23
§ 4. 模型実験の再現性	24
4.1 河床形態	24
4.2 流水の蛇行	24
4.3 粗度係数	24
§ 5. 流路工計画案の実験的検討	27
5.1 彎曲部の流れ	27
5.2 計画河床勾配	28
5.3 横工の効果	28
5.4 横工の袖の形状	29
5.5 計画河床高	32
5.6 護岸高	32
5.7 護岸根入深	35
5.8 護床工	35
§ 6. まとめと流路工計画への提言	36
6.1 実験結果のまとめ	36
6.2 流路工計画への提言	37
おわりに	38
参考文献	39

§1 流域の概要

加勢蛇川は図-1に示すように、中国地方最高峰大山(1711m)の東斜面に源を発し、北東流して日本海に流れこんでいる。流域面積は38.5Km²、流路延長は24.8Kmであり、流域幅は最も広い所で6Km、平均幅1.5Kmの細長い地形をしている。平均河床勾配は1/60で大山の裾野を浅く切り込んで日本海に流入する急勾配河川である。流域の地質は集塊岩、凝灰角礫岩質岩が主であり、扇面は下見地区付近より高度な土地利用がなされている。

この加勢蛇川は昭和34年(伊勢湾台風)に大災害を受けたが、その後、河川災害助成工事により護岸工が施工され、現在は上流から法万橋付近まで床固工を主体とする流路工が施工されている。本計画は法万橋より下流の中尾までの約5Kmを対象としているが、対象区間の河道内には随所に単列砂礫堆が形成されていて、流水の集中による災害発生の危険箇所が存在している。また、河床が低下する傾向にあり、護岸の基礎が洗われる等、工作物が被害を受ける危険度の高い箇所が存在しており、流路工計画案の作成が急務とされている。

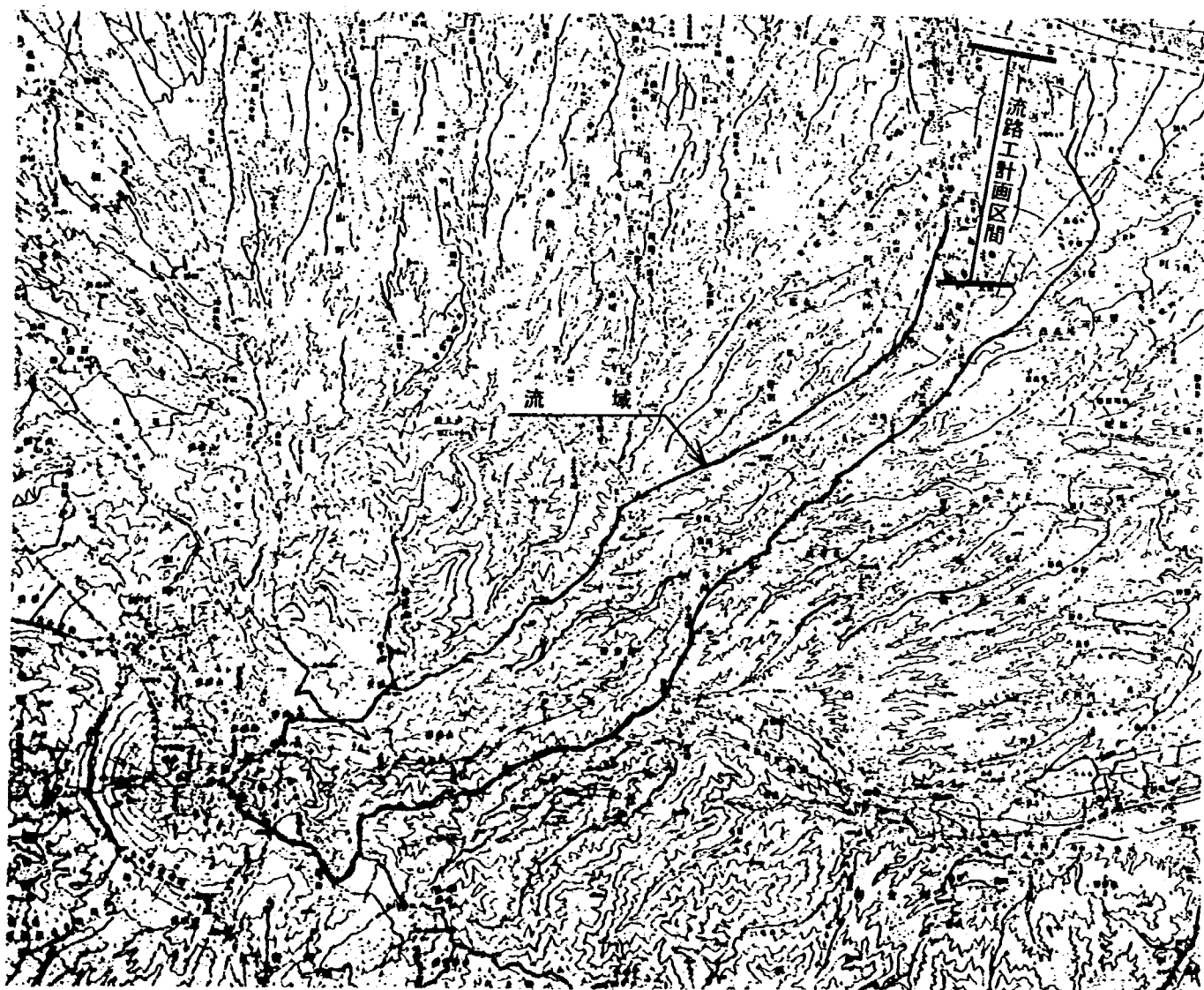


図-1 流域の概要

§ 2 現河道の問題点と対策

2.1 現地調査からみた問題点

(1) 過去の災害発生点

現地調査及び空中写真の判読から調べた災害発生点、洪水氾濫主流路を災害発生年別に示したのが図-2である。図-2より過去の災害は昭和34年の伊勢湾台風、52年、54年の台風時に発生していることがわかる。なかでも34年災は古長～上伊勢間の既設築堤護岸が殆んど全域に亘って被災すると言う大きな被害を与えている。被災した護岸はその殆んどが空石積護岸であり、根固工が施工されておらず、護岸の基礎部が洗掘されて破堤したり、流水の集中によって築堤護岸が破堤して耕地等を流失した。¹⁾

図-3に空中写真(昭和22年、37年、47年)及び現地調査(55年)より判読した砂礫堆の平面形の経年変化を示しているが、図-3より34年災の破堤原因が、河道内に単列砂礫堆が形成され、流水の集中が生じたことによるものと推察できる。34年災後、災害復旧工事として護岸が施工され、根固工等で補強されたが、図-2に示すように、昭和52年、54年にも同じ場所で破堤、氾濫が発生している。これは、災害復旧工事としての護岸工は施工されたが、洗掘、溢水の原因となる砂礫堆を制御する対策が講じられていないことに一因があると考ええる。

(2) 現河道の問題点

現河道内には単列砂礫堆が形成されていて、流水が集中して護岸の法面が破損したり、基礎が洗われていたり、河床が低下して床固工が半壊したりしており、明らかに洪水に対する災害発生の危険度の高い箇所が存在している(写真1～6)。また、杉下橋の上下流は他の区間に比べて流路幅が狭いうえ、曲率半径の小さい彎曲部が挿入されている。この区間は過去の災害の多発地点であり、現河道においても洪水流に対して弱点となっている。



図-2 過去の災害発生点

現地調査写真（昭和55年7月）



写真－1

現河道の中流部における河床は低下する傾向を示している。



写真－2

単列砂礫堆が形成され流水が護岸沿いに集中している。

河床は流水の集中により洗掘が進み、護岸が転倒している。



写真－3

河床は低下する傾向を示している。河床低下によって洗われている護岸基礎。

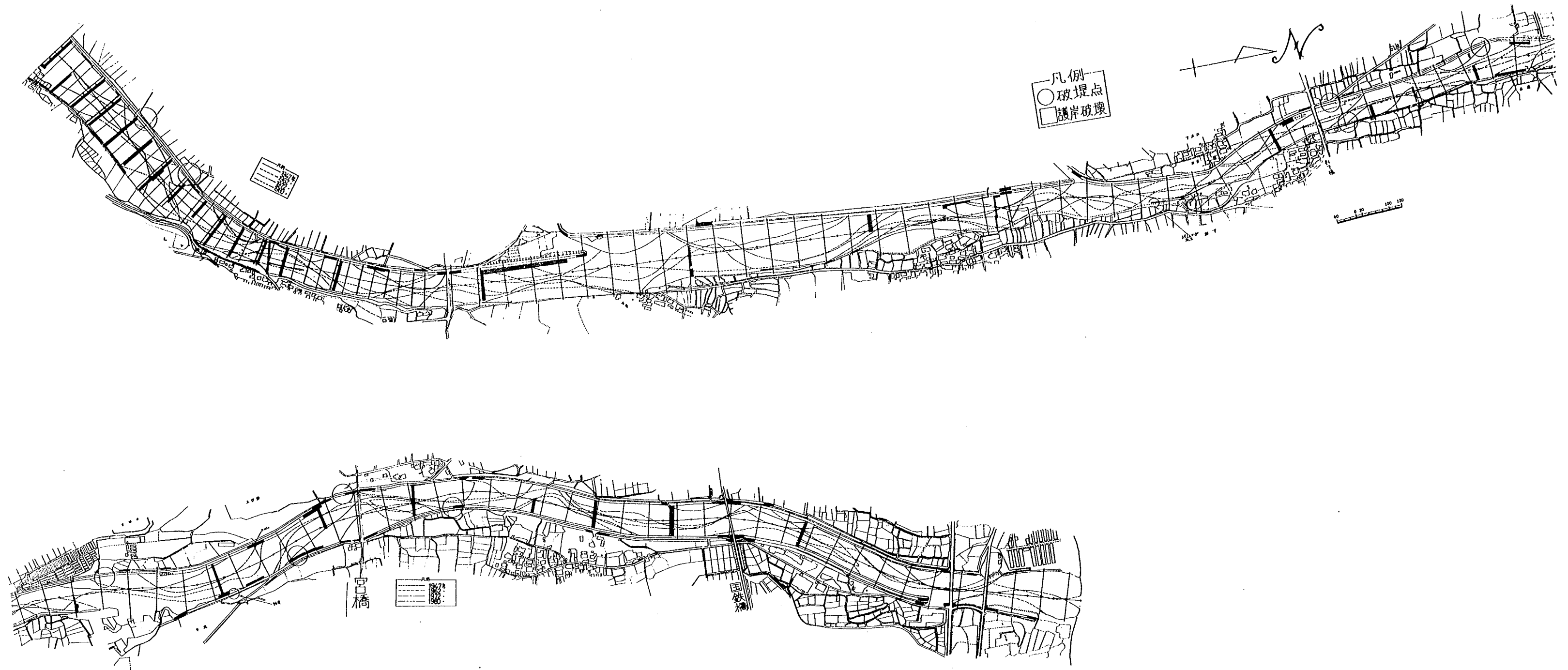


図-3 砂礫堆の形状の経年変化

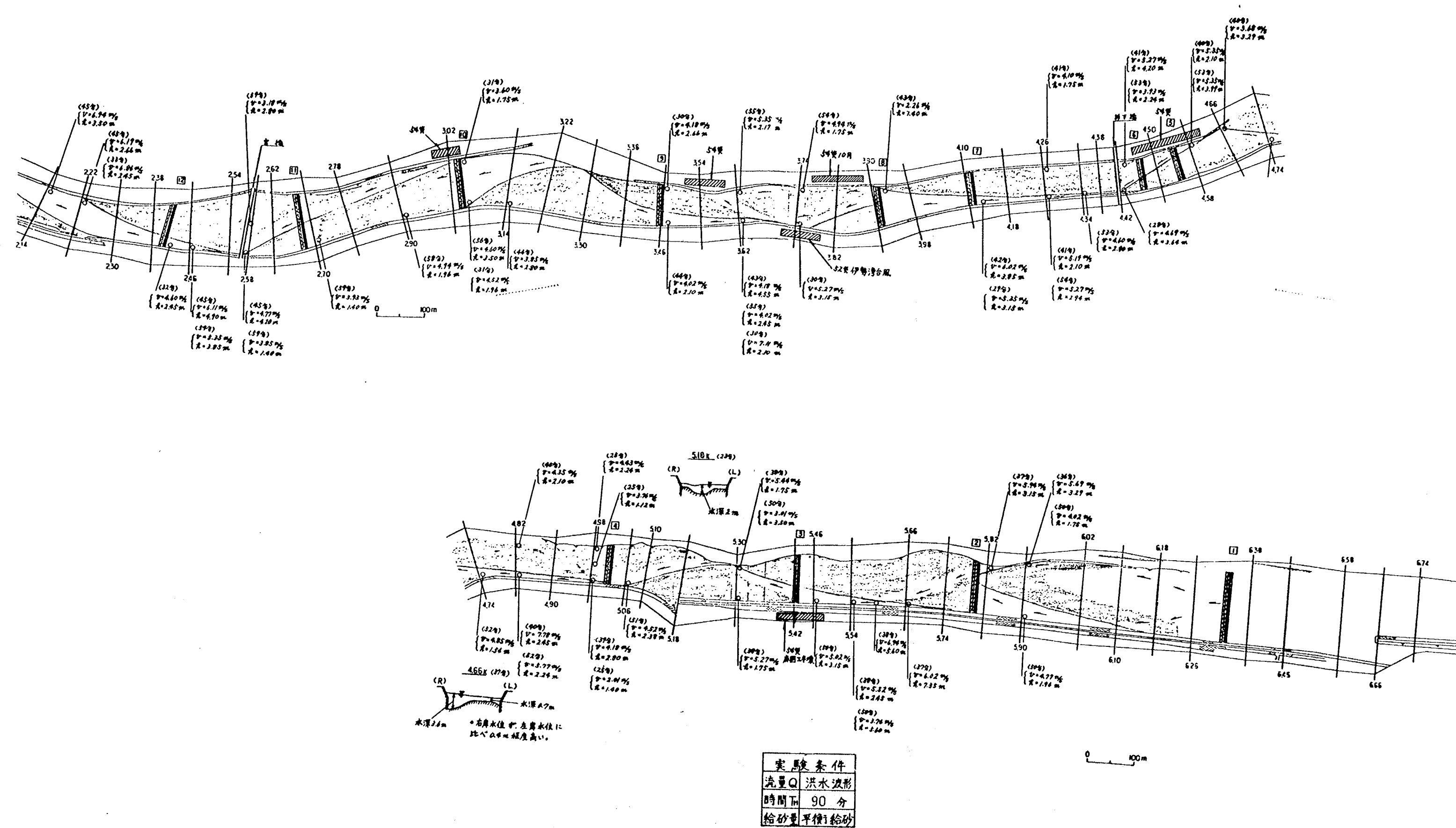
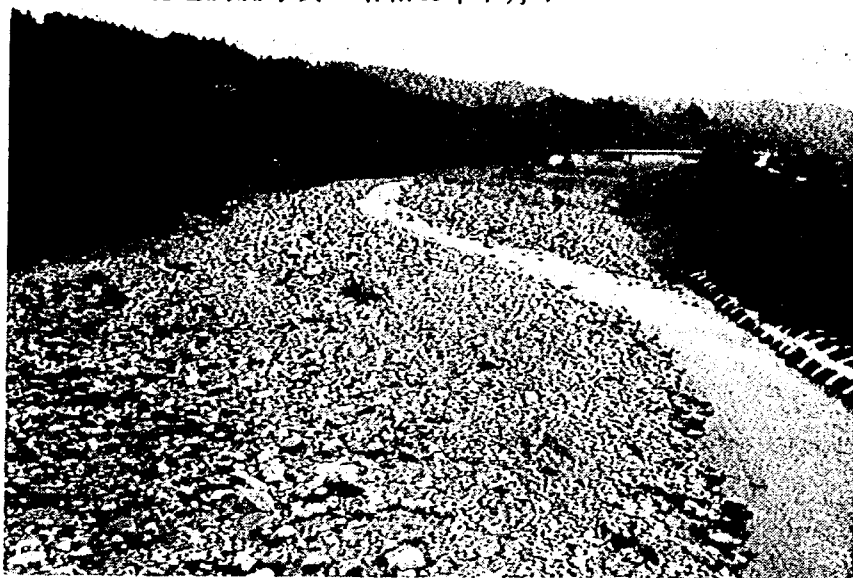


図-4 主流路と砂礫堆の形状

現地調査写真（昭和55年7月）



写真－4

河道内に形成されている単列砂礫堆。

植生の状況から砂礫堆が固定化していることがわかる。

（法万橋下流800 m）



写真－5

欠損した護岸法面



写真－6

河床が低下したことにより欠損した床固工

2.2 模型実験からみた問題点

- (1) 計画洪水波形流量を条件とする実験結果によると、流量が $250\text{ m}^3/\text{sec}$ 以上になると、河道内には図-4に示す単列砂礫堆が形成され、流水は蛇行し、護岸沿いに集中するようになる。ピーク流量($400\text{ m}^3/\text{sec}$)における水衝部での流速は $4\sim 7\text{ m}/\text{sec}$ と大きく、 $4\sim 6\text{ m}$ の局所洗掘を受ける等、護岸工作物に対する安全度に乏しい。これらの水衝部地点は、図-2、図-4に示すように過去の災害発生点によく一致しており、同じ箇所が災害発生点となる危険度が高い。
- (2) 流水の蛇行現象は、例えば写真-7で示すように、現河道に形成している砂礫堆の影響を強く受ける。
- (3) ピーク流量($400\text{ m}^3/\text{sec}$)時において杉下橋及び宮橋の主流路に当たる部分のクリアランスは 0.5 m 程度である。(写真-8)

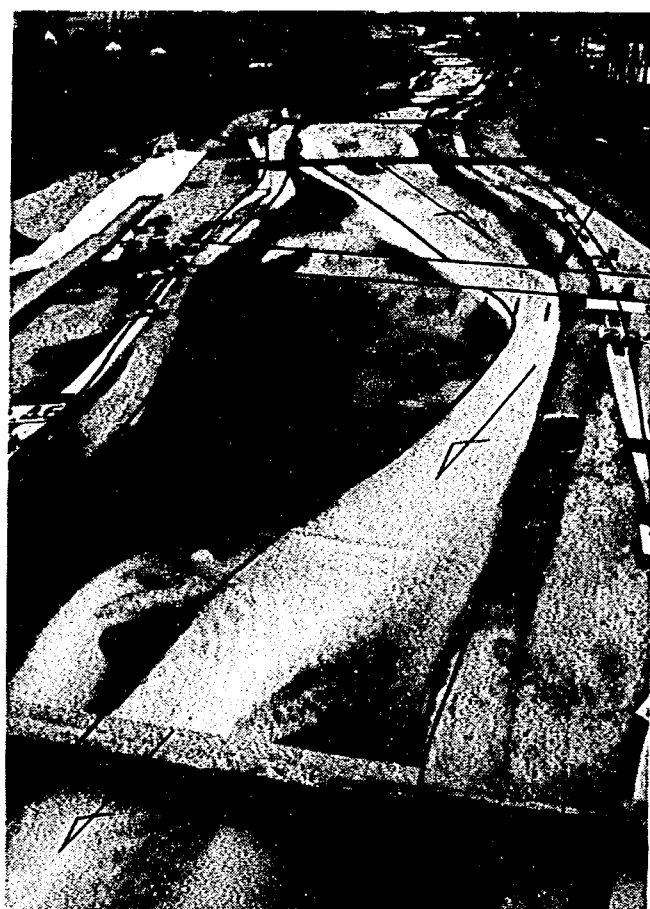


写真-7

宮橋付近の流況

単列砂礫堆が形成されて、流れは護岸沿いに集中して流下する。

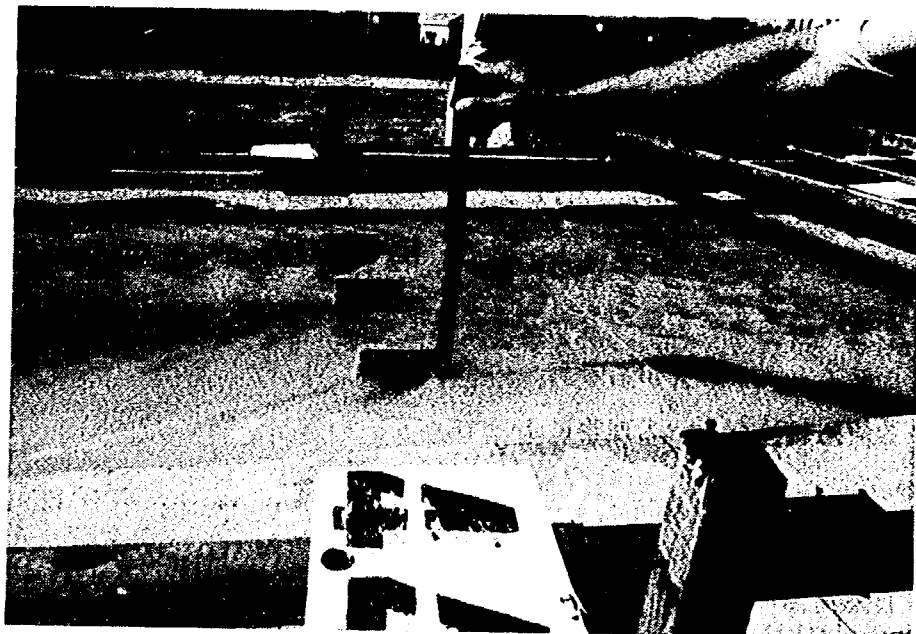


写真-8

杉下橋の主流路に当る部分のクリアランスは0.5 m程度である。

2.3 加勢蛇川に必要な対策

- (1) 先述したように、加勢蛇川の災害原因は、河道内に形成している単列砂礫堆によるものと推察できるので、先ず、計画平面形、縦断計画に基づいてほぼ河床を平坦に仕上げる暫定的な河道整理を行い、砂礫堆の存在による流水の集中を低減させる対策を講ずることが大切であろう。同時に、護岸基礎部が洗われている箇所があるので、発生土を流用し暫定的に護岸基礎を保護する対策が必要となろう。ただし、砂礫堆を一時的に取り除いても、流路内には再び単列砂礫堆が形成されることになるので、後述するように横工によって砂礫堆を制御する対策が必要となる。
- (2) 既設床固工の半壊や護岸基礎部が洗われている等の現象がみられるが、これは施工時に比べて河床の低下が進んでいるためであり、静的安定勾配、あるいはこれに近い勾配での縦断計画の見直しが必要となる。既設護岸の根入深が不足する場合は、根継を行う等の対策が必要となる。
- (3) 過去の災害の多発地点である杉下橋の上下流は、曲率半径の小さい彎曲部が存在するほか、流路幅の変化地点でもある。法線は極力直線化することが望まれるが、この区間の兩岸は宅地化されている等の高度な土地利用がなされている状況から、法線形を修正するのが困難であれば、横工によって彎曲部外彎側での流水の集中、局所洗掘を防止する対策が必要となる。
- (4) 杉下橋の下流は河床が上昇して、護岸天端高と河床高との差が小さいので、河床を下げる方向での検討が必要となる。

§ 3 流路工の基本設計

3.1 流路幅

現河道において、大きな出水時に形成された砂礫堆がそのまま固定化して、数年に1回程度発生する流量によっても流れに蛇行が生じて護岸災害が多く発生している現実からも、計画する流路幅は、計画高水流量はもちろんのこと、過去の災害に関係している計画高水流量以下の流量に対しても安全な流路幅である必要がある。すなわち、計画高水流量と発生頻度の高い流量とに大きな差がある場合は、縦断面河道とする必要がある。

自然河道で形成されている流路幅はレジーム理論によって、

$$B = \alpha Q^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

で示される。芦田ら²⁾は、自然河道における α の値は3.5～7の範囲にあり、 $\alpha \geq 3.5$ で側岸侵食が起り、 $\alpha \geq 4$ では乱流の原因となるので、流路工を計画する場合、この範囲の α 値で与えられる流路幅が考慮すべき最大値となるであろうと述べている。池谷³⁾は流量を流域面積に置換えて、側岸の材料の強度を考慮して(1)式の α 値を図-5のようにとることを提案している。

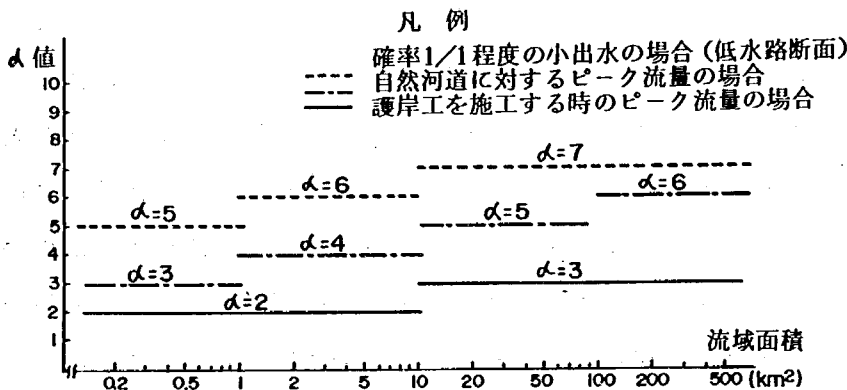


図-5 安定河道設計のための河幅(案)

筆者⁴⁾は、(1)式より得られる $B/\sqrt{Q}$ ($=\alpha$)の値を流れの集中度を示すパラメータとして用いた図-6に示す $H_s \max/H_m$ との関係より、 $B/\sqrt{Q} > 6$ の領域では $H_s \max/H_m$ の値は小さく変動が少ないこと、 $6 < B/\sqrt{Q} < 10$ の領域では床固工を $L/B=2$ の間隔に配置すると、 $H_s \max/H_m$ の値を2以下に制御することができるが、 $B/\sqrt{Q} > 10$ の領域では床固工によっても $H_s \max/H_m$ の値を2以下にできないので、流量に見合う流路幅の設定、すなわち複断面河道とすることを提案している。

加勢蛇川流路工計画において、既設護岸を利用し、現河道幅を基準に流路幅を考えると、とり得る最大値は70mである。この値はこれまでに説明してきたレジーム理論によると計画高水流量(400 m³/sec)に対して $\alpha = 3.5$ となる。加勢蛇川において自然河道での流量と流路幅との関係は後

述するように $\alpha = 3 \sim 4$ となっていることから、計画高水流量に対する計画流路幅の70mは妥当な値だと考察される。

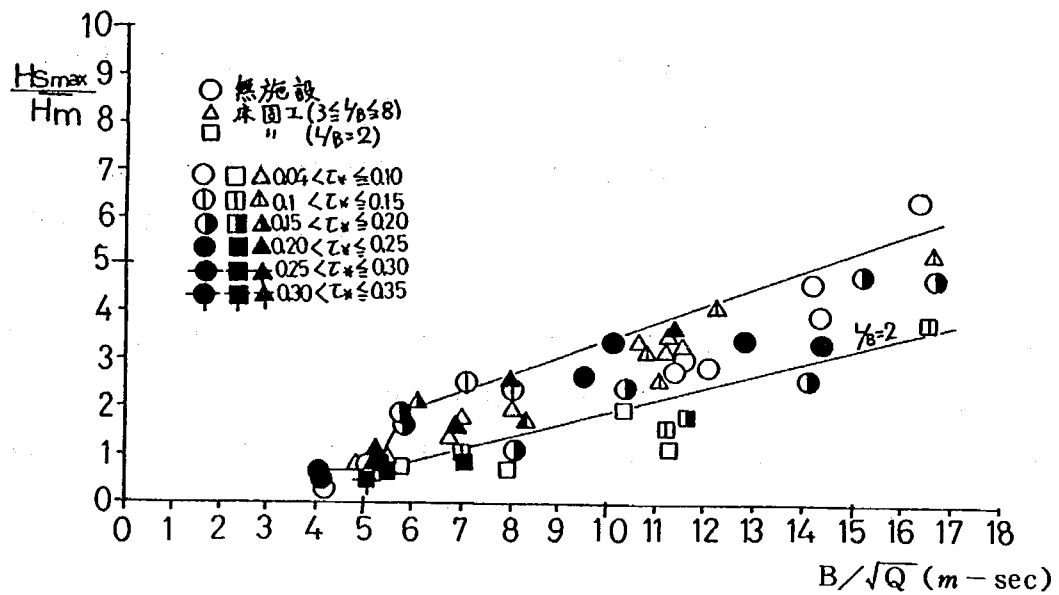


図-6 $Hs \max / Hm$ と $B / \sqrt{Q}$ の関係

発生頻度の高い流量については、降雨量観測値や流量の実測値がないので、図-7に示すような、いくつかの横断実測図より、地形変化を読み取って流量を推定する方法をとった。

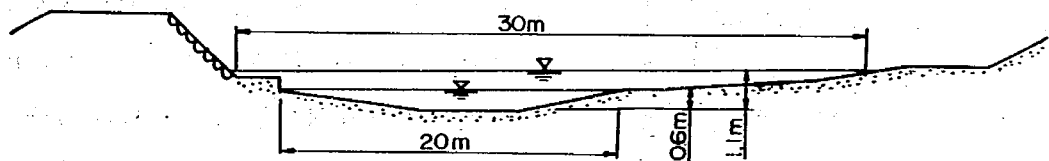


図-7 河床横断図

(1) 現河道における平均的な低水路の形状は、実測横断図により $B = 20m$ 、 $Hm = 0.6m$ を読み取ることができる。断面間の平均河床勾配は $1/70$ であり、粗度係数 $n = 0.04$ の条件を与えると、連続式とManningの平均流速公式より、毎年発生するような小規模な流量 $Q = 25m^3/sec$ を得る。この流量を設計対象とするか否かは、流量 $25m^3/sec$ 時にどの程度の河床材料の粒子の移動が生ずるかが1つの判断基準となる。そこで、掃流力との関係より、 $Q = 25m^3/sec$ 時に移動する河床材料の粒子を計算する。

$$U_*^2 = 80.9d$$

..... (2)

$$d = \frac{U_*^2}{80.9}, \quad U_*^2 \div gHI$$

$$d = \frac{980 \times 60 \times \frac{1}{70}}{80.9} = 10.3 \text{ cm}$$

加勢蛇川における平均粒径は約 13cm であるから、平均粒径に近い粒子が移動することになる。
また、レジーム理論による α 値は 4 となる。

(2) 数年に 1 回程度発生するような中規模出水流量を同じ横断面上より $B = 30 \text{ m}$, $H = 1.1 \text{ m}$ の平均的な値を読み取り, $n = 0.040$, $I = 1/70$ を与えて推定すると $Q = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$ を得る。この場合の α 値は 3 である。

以上の計算結果より、計画流路幅を 70m にすると, $Q = 25 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては (1) 式において $\alpha = 14$, $Q = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては $\alpha = 7$ となり, $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下の流量に対しては、計画流路幅が広すぎる恐れがあるので、加勢蛇川流路工は複断面方式の検討が必要となるが、これについては後述する。

3.2 法線形

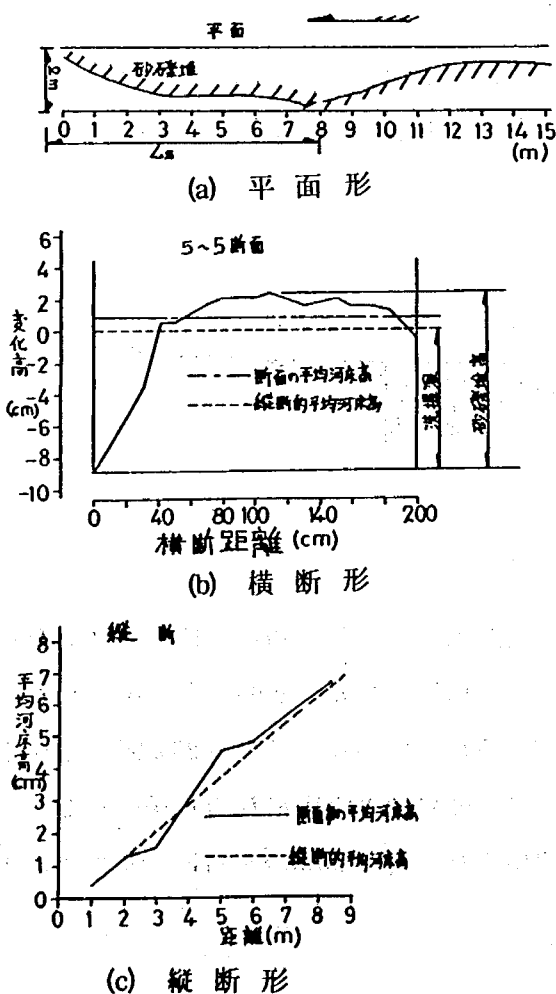


図-8 砂礫堆の高さと洗掘深

ここで、砂礫堆の形状についての定義をしておく。砂礫堆の長さ L_s は、図-8の(a)に示したように砂礫堆の1波長の $1/2$ をとり、砂礫堆の高さ H_s は、図-8の(b)で示すように、ある横断面での最高河床高と最低河床高との差とし、各断面のなかの H_s の最大値を $H_s \text{ max}$ で表示する。また、各断面の流水断面積を流路幅 B で除した値を平均水深 H_m とし、その縦断方向の平均値を $\bar{H}_m$ とする。図-8の(b)で示す洗掘深 $\Delta H_s \text{ max}$ は、縦断的平均河床高と測定断面における最低河床高との差を洗掘深 ΔH_s とし、各断面での ΔH_s の最大値は $\Delta H_s \text{ max}$ と表示する。

筆者⁵⁾の彎曲部における $10 < B/\bar{H}_m < 20$, $1.2 < Fr < 2.3$, $0.3 < \tau_* < 0.5$ の条件での実験的研究によれば、図-9で直線部と彎曲部における $H_s \text{ max}/\bar{H}_m$ と $B/\bar{H}_m$ の関係を示すように、 $R/B > 10$ (R : 曲率半径) の領域における $H_s \text{ max}$ の値は直線部と大差がないが、 $R/B \leq 5$ の領域では $H_s \text{ max}$ の値は直線部に比べて著

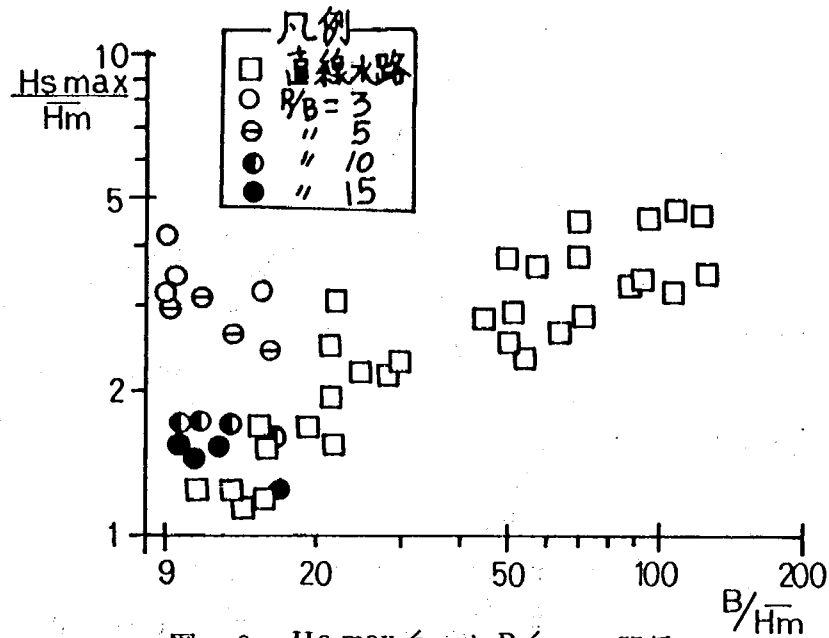


図-9 $Hs\ max/Hm$ と B/Hm の関係

しく大きくなる。

図-10は、 $R/B = 5$ と $R/B = 10$ の条件の水位と河床縦断形を示しているが、 $R/B = 5$ の場合に内彎側で河床が上昇し、逆に外彎側で曲線の終端（E C点）を中心に局所洗掘深が大きくなっている。また、 $R/B = 5$ の場合に彎曲部の影響が下流の直線部の内彎側にまで及ぶが、 $R/B = 10$ の場合はこれと様子が異なっている。これらのことからみても、彎曲部の法線は $R/B \leq 5$ に計画することを極力避けることが望ましい。

以上のような実験的研究成果に加えて、千田⁶⁾の法線形の考え方を取り入れ、現河道での既設護岸を生かし、計画流路幅の70mが河道内におさまるようにする現地の条件を考慮し、図-11に示す法線形を計画したが、次に示す区間に問題が残り、実験的に検討する必要がある。

- (1) 5.26 K～4.46 K区間に反曲線が挿入される。
- (2) 4.82 K～4.66 K, 4.58 K～4.46 K, 3.94 K～3.86 Kの区間が $R/B = 5$ となり外彎側での局所洗掘が大きくなったり、水位が上昇する等の心配がある。
- (3) その他、5.02 K～4.82 K区間が $R/B \div 7$, 2.34 K～2.1 K区間で $R/B = 8.5$ となっている。

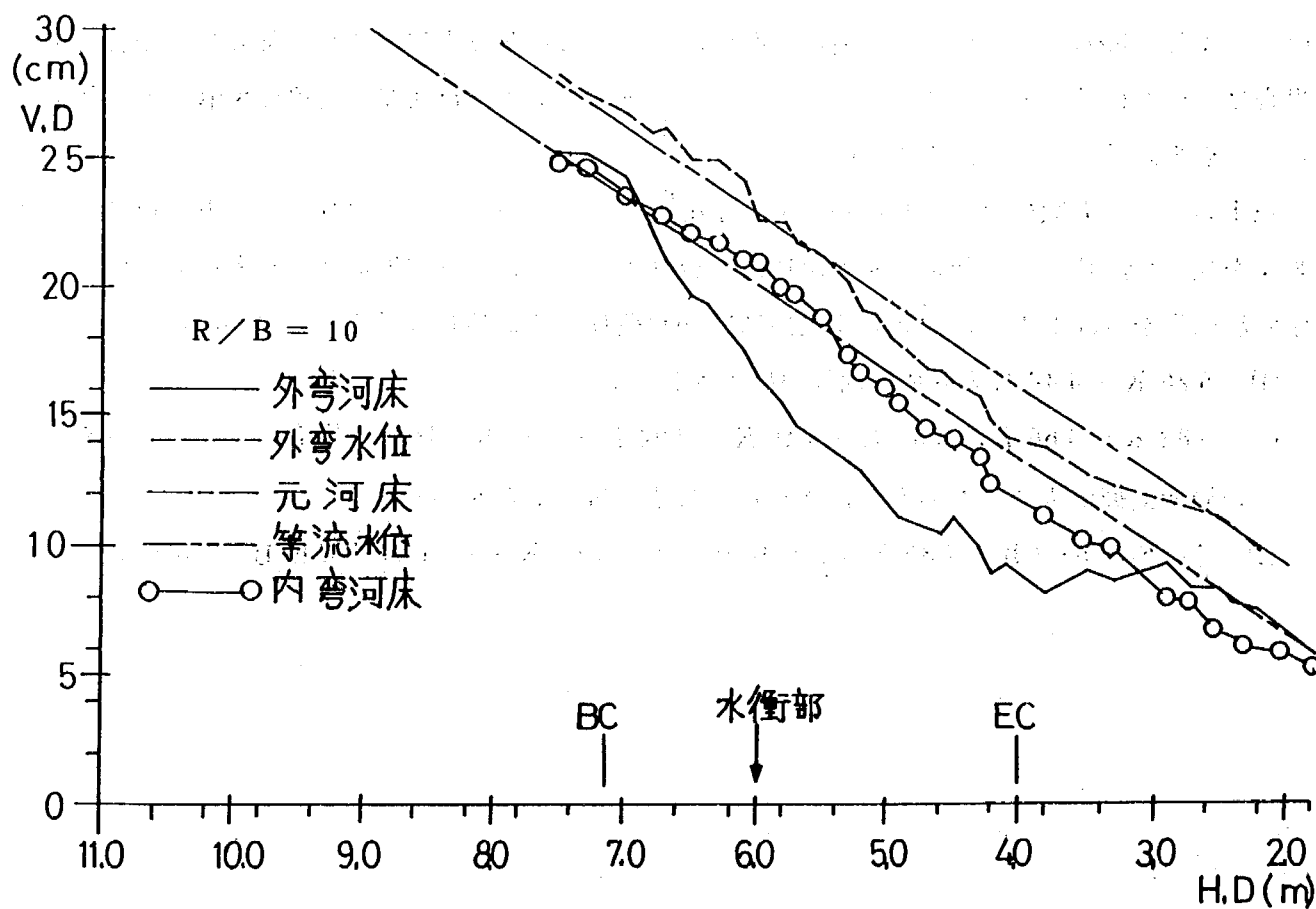
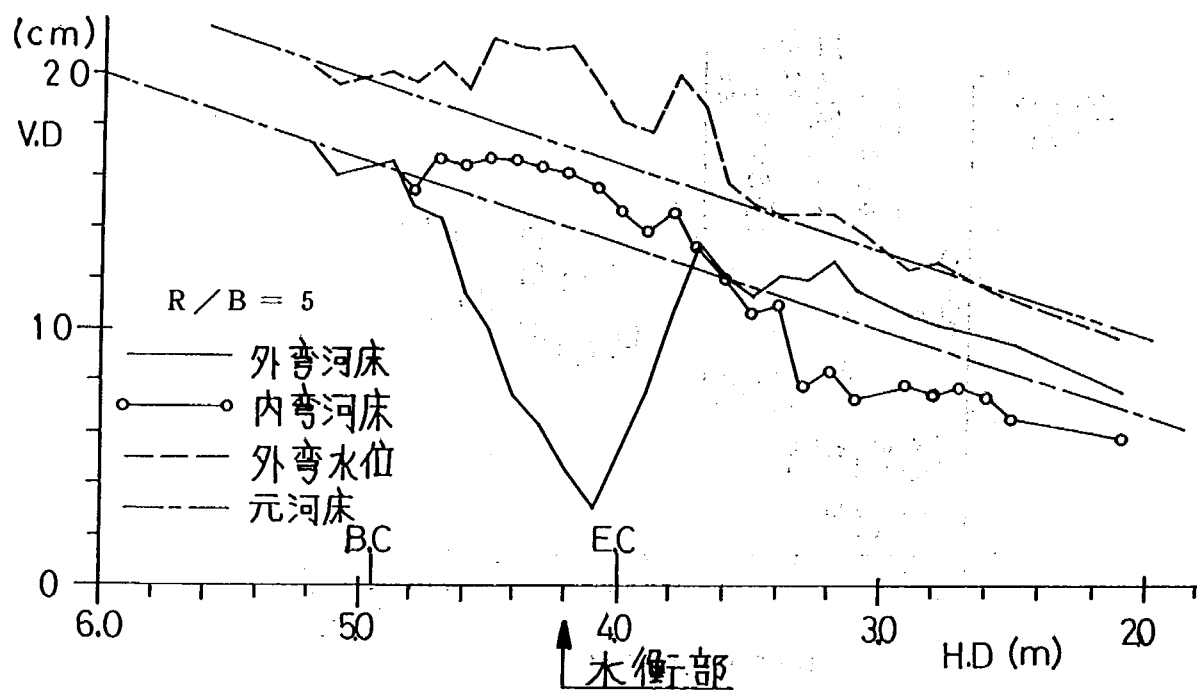
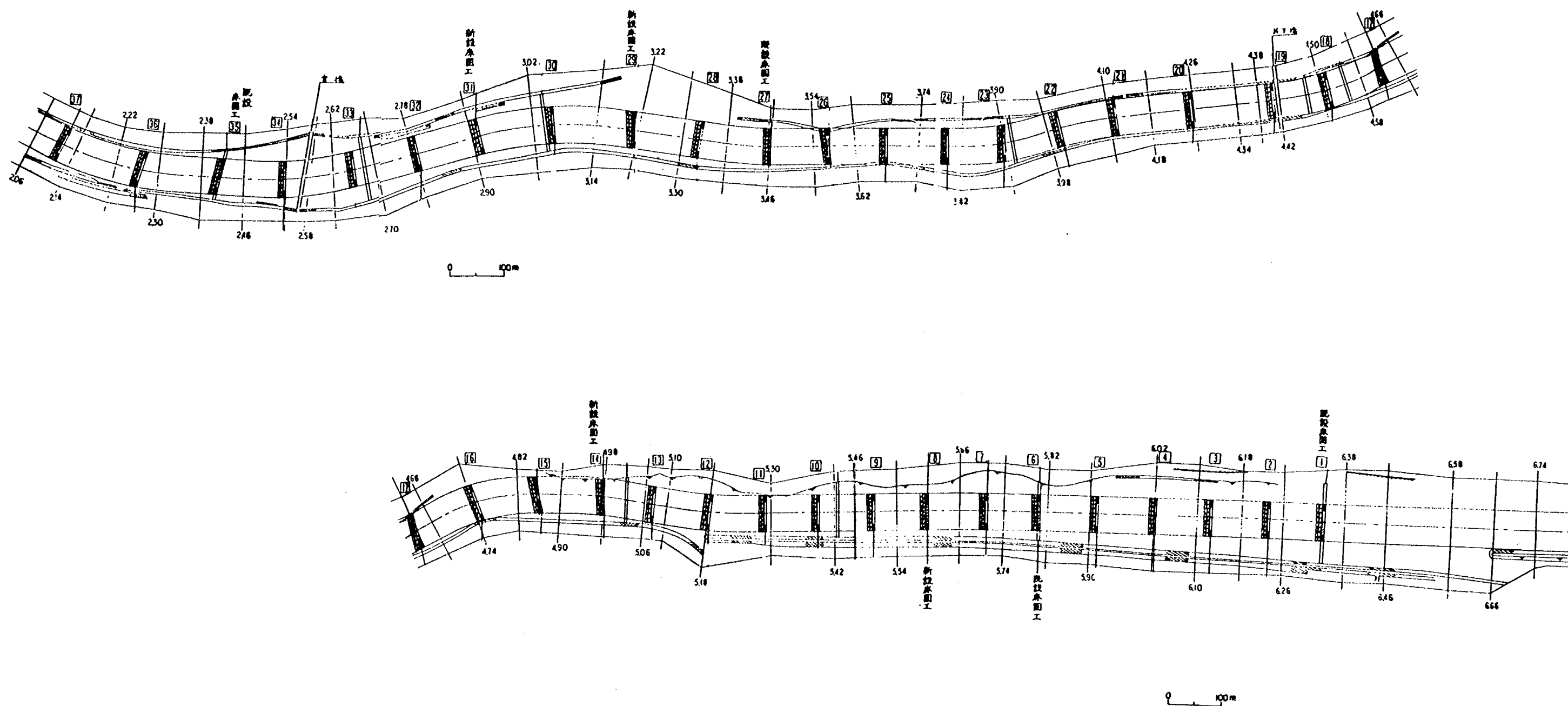


図-10 水位及び河床高縦断図



最終案	
既設床面工	4基
新設床面工	4基
構工(帯工)	29基

図-11 平面計画図

3.3 計画河床勾配

計画河床勾配は、護岸根入深より河床が低下することのないように、計画高水流量を対象に静的安定勾配を基準に考えれば安全である。ただし、前述したように、砂礫堆の形成による局所洗掘や彎曲部の外彎側での局所洗掘に対しては、静的安定勾配の考え方とは別に局所洗掘深を考慮した護岸計画が必要となることは言うまでもない。今、掃流力と岩垣⁷⁾の限界掃流力とがつり合う時の勾配を静的安定勾配と考える。岩垣が研究した河床材料の平均粒径と限界摩擦速度の定性的な関係は、 $dm \geq 0.303 \text{ cm}$ の場合、 $U_*^2 = 80.9 dm$ である。また、 $U_*^2 = g R I_e$ であるから、Manning 式に(3)を代入すると、静的平衡条件から河床材料が移動し始める際の流速を求める(4)式が得られる。

$$I = \frac{U_*^2}{gR} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \frac{U_*^2}{gR} = \frac{R^{1/6} U_*}{n\sqrt{g}} = \frac{\sqrt{80.9d}}{n\sqrt{g}} \cdot R^{1/6}$$

$$= \frac{0.29\sqrt{d}}{n} \cdot R^{1/6} \text{ (m/sec)} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 d ; 河床材料の90%粒径 (m)

n ; Manning の粗度係数

R ; 径深 (m)

I_e ; 水面勾配

g ; 重力の加速度 (m^2/sec)

流積 A を矩形断面とみなし、(5)式に(4)式の流速 V を代入し、水深 H について整理すると(6)式を得る。

$$Q = A \cdot V \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$Q = \frac{0.29\sqrt{d}}{n} \cdot B \cdot H^{7/6} \text{ (} R \doteq H \text{)} \quad \dots\dots\dots (5')$$

$$H = \left(\frac{nQ}{0.29\sqrt{d}} \right)^{6/7} \quad \dots\dots\dots (6)$$

(3)式において、 $U_*^2 = 80.9 d_{90}$ 、 $R \doteq H$ として、(6)式の H を代入すると、静的安定勾配の式(7)を得る。

$$I = \frac{80.9 d_{90}}{g \left[\left(\frac{nQ}{0.29\sqrt{dB}} \right)^{6/7} \times 10^2 \right]} \quad \dots\dots\dots (7)$$

(7)式に加勢蛇川の設計条件の $d = 0.25 \text{ m}$, $n = 0.040$, $Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$, $B = 70 \text{ m}$ を代入すると,

$$I = \frac{80.9 \times 0.25}{9.8 \left[\left(\frac{0.040 \times 400}{0.29 \times \sqrt{0.25 \times 70}} \right)^{0.857} \times 10^2 \right]} = 1/72 \quad \dots\dots\dots (8)$$

静的安定勾配は $1/72$ となる。

無次元化された限界掃流力の式は(9)式で示され, (9)式に $H = 1.42 \text{ m}$, $I = 1/70$, $d = 0.25 \text{ m}$, $S = 1.6$ を代入すると, $\tau_* = 0.05$ となり, 静的安定勾配である $I = 1/72$ の条件では d 以上の粒子は移動しないことになる。

$$\tau_* = \frac{RI}{Sd} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\tau_* = \frac{1.42 \times \frac{1}{72}}{1.6 \times 0.25} \div 0.05 \quad \dots\dots\dots (10)$$

(2) 加勢蛇川においては, 法万より上流域では流路工が施工されていて, この流路工区間の河床勾配は $1/65$ である。また, 河口部の河床勾配は $1/90$ であることから, ここに対象とする流路工計画区間の河床勾配は $1/65 \sim 1/90$ に漸変させることになる。現河床勾配が静的安定勾配に近似されること, 後述する動的安定勾配の $1/41$ より緩勾配であることを考慮して, 現河床勾配を参考にして表-3に示すような計画河床勾配を設定した。

表-3 計画縦断勾配

区 間	0 Km }	1.2 4 5 Km }	1.9 5 9 Km }	2.4 1 5 Km }	3.4 5 9 Km }	4.9 8 Km }
	1.2 4 5 Km	1.9 5 9 Km	2.4 1 5 Km	3.4 5 9 Km	4.9 8 Km	
勾 配	1/90	1/85	1/80	1/75	1/70	1/65

(3) 動的安定勾配

護岸溢水に対しては, 護岸天端勾配を計画高水流量を対象に動的安定勾配に等しくとれば安全である。そこで(11)式に示される Brown 式によって動的安定勾配を算定する。

$$q_B = 10 \left\{ \frac{U_*^5}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

(11)式で U_* は $\sqrt{gHI}$ と近似でき, H を連続の式と Manning の平均流速の式を用いて整理すると(11)式は(12)式のように書き直せる。(12)式を I について整理すると, (11)式を用いた動的安定勾配が得られる。

$$q_B = 10 \left\{ \frac{(g H I)^{5/2}}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\}$$

$$= 10 \left\{ \frac{g^{5/2} (n q)^{3/2} I^{7/4}}{g^2 (\sigma/\rho - 1)^2 d (1 - \lambda)} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

$$\therefore I = \left\{ \frac{0.1 \times q_B (\sigma/\rho - 1)^2 d (1 - \lambda)}{\sqrt{g} (n q)^{3/2}} \right\}^{4/7} \dots\dots\dots (13)$$

(13式に $q_B = 0.024 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ (実測値), $q = 5.714 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$, $\sigma/\rho = 2.65$, $d = 0.13 \text{ m}$, $n = 0.040$, $g = 9.8 \text{ m}^2/\text{sec}$ を代入すると, $I = 1/41$ を得る。

$$I = \left\{ \frac{0.1 \times 0.024 \times (2.65 - 1)^2 \times 0.13 \times 0.6}{\sqrt{9.8} (0.040 \times 5.714)^{3/2}} \right\}^{4/7}$$

$$= 1/41 \dots\dots\dots (14)$$

3.4 横工の配置

従来の横工の間隔は河床勾配から決められており、砂礫堆の存在を念頭においたものではない。筆者ら⁴⁾の実験的研究によれば、横工によって砂礫堆を消し去ることはできないが、図-12に示すようにその高さを減少させることができる。しかし、十分な効果を得るためには $L/B = 2$ 、換言すれば横工間隔は砂礫堆長の $1/2$ 以下にとる必要があり、それ以上の間隔ではあまり効果を期待することができない。流路幅を 70 m とし、計画高水流量を与えた実験で、流路内に形成される砂礫堆長は $L_s = (4 \sim 6) B$ であること、法万より上流に施工されている流路工の横工間隔は、 $L/B \div 2$ に配置されていて効果を得ている現実からも、 $L/B = 2 \sim 3$ 程度を基準に横工間隔を考えたい。以上のような考え方に基づいて図-11に示す横工の配置計画をたてた。

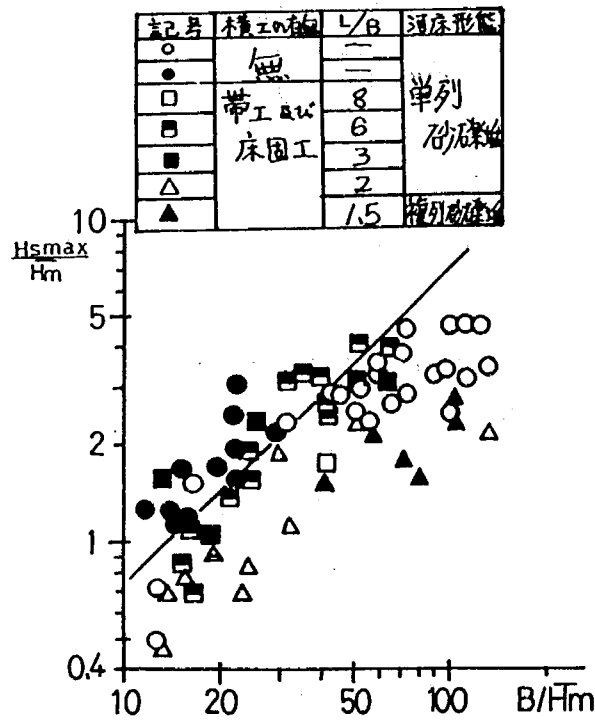


図-12 $H_{s\max}/H_m$ と B/H_m の関係

3.5 計画護岸高と基礎

砂礫堆の高さを考慮した計画護岸根入深は図-13の関係より(15)式で推定できる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta H_{s\max} &= 0.8 H_{s\max} \\ h_{s\max} &= 0.2 H_{s\max} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 $\Delta H_{s\max}$ は縦断的平均河床高からの最大洗掘深、 $h_{s\max}$ は最大堆積深である。

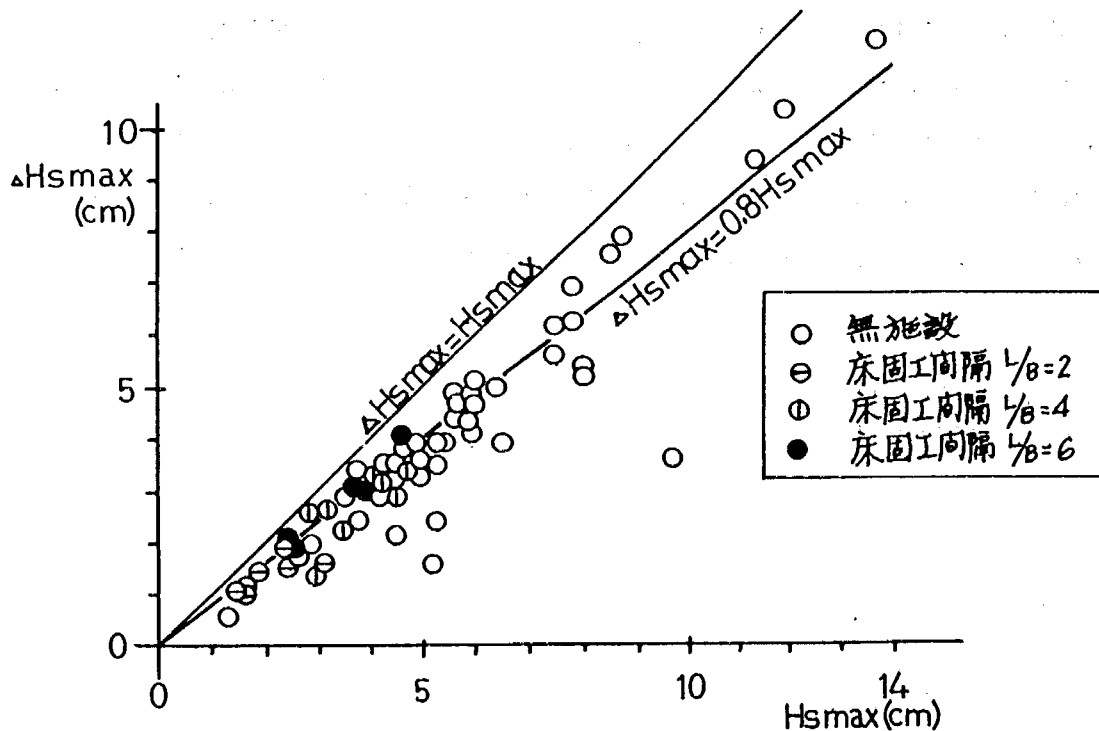


図-13 $\Delta H_{s\max}$ と $H_{s\max}$ の関係

(15式)の $\Delta Hs \max$ の値は、次の手順に従って求める。

- ① 図-14の φ と $q/d\sqrt{gdI}$ の関係より φ を求め、(16式)、(17式)より $\bar{H}m$ を計算する。
- ② $\bar{H}m$ が分かると、図-12の $Hs \max/\bar{H}m$ と $B/\bar{H}m$ の関係より $Hs \max$ を求めることができる。
- ③ $Hs \max$ が与えられると(15式)より $\Delta Hs \max$ の値が得られる。

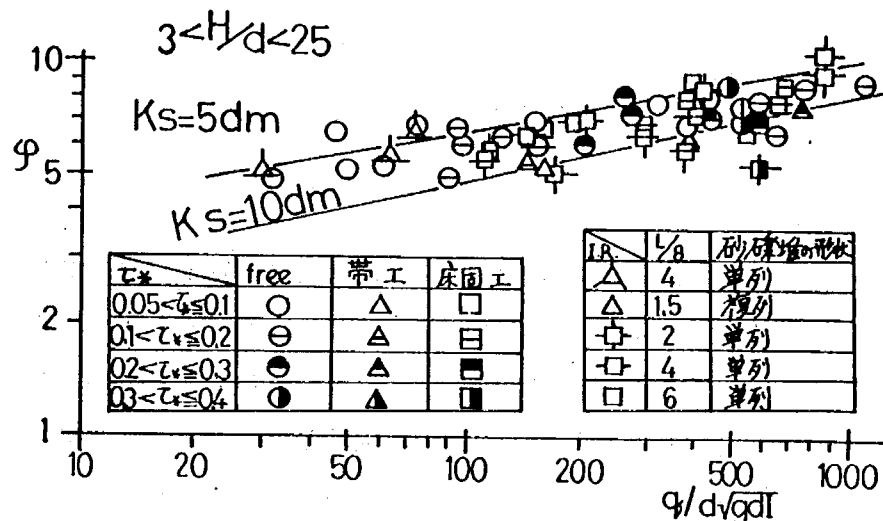


図-14 φ と $q/d\sqrt{gdI}$ の関係

$$\varphi = \frac{U_m}{U_*} \div q \bar{H}m^{-1} / \sqrt{g \bar{H}m I} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\therefore \bar{H}m = (q^2 / \varphi^2 \cdot g \cdot I)^{1/3} \quad \dots\dots\dots (17)$$

(1) 実際に加勢蛇川的设计条件を図-14と(17式)によって $\bar{H}m$ を計算する。① $q = 5.7 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$, $dm = 0.13 \text{ m}$, $I = 1/70$ の条件から、 $q/d\sqrt{gdI}$ の値は 325 であり、図-14より $q/d\sqrt{gdI} = 325$ に対応する φ の $Ks = (5 \sim 10) \text{ dm}$ 間の平均的な値は 7 である。②(17式)に、決められた設計条件と $\varphi = 7$ の値を代入すると、

$$\bar{H}m = (5.7^2 / 7^2 \times 9.8 \times 1/70)^{1/3} = 1.68 \text{ m} \quad \dots\dots\dots (18)$$

を得る。この $\bar{H}m$ に河川砂防技術基準で与えられる余裕高を加えると 2.5 m の護岸高が必要となる。

(2) 図-12より $Hs \max$ が決まる。

$\bar{H}m \div 1.7$, $B = 70 \text{ m}$ であるから、 $B/\bar{H}m = 41$ となり単列砂礫堆が形成される領域内にある。横工を設置しない場合の $Hs \max/\bar{H}m$ の平均的な値は、図-12より約 3.0 であるから、 $Hs \max = 5.1$ である。これに対して横工を $L/B = 2$ の間隔に配置すること、 $Hs \max/\bar{H}m = 1.5$ であり、 $Hs \max = 2.5 \text{ m}$ となる。

(3) (15式)より $\Delta Hs \max$ は、横工を設置しない場合に 4 m であるが、横工を $L/B = 2$ の間隔で配置すると 2.0 m となり $\Delta Hs \max$ の値は $1/2$ にすることができる。

(4) Manningの粗度係数を対数則を用いた(19式より計算する。

$$n = R^{1/6} / \sqrt{g} \cdot \varphi \quad \dots\dots\dots (19)$$

(19式に、 $R \doteq H\bar{m}$ として $H\bar{m} = 1.7 \text{ m}$ 、 $g = 9.8 \text{ m}^2/\text{sec}$ 、 $\varphi = 7$ の条件を代入すると、 $n \doteq 0.05$ となり、設計値($n = 0.040$)より若干大きな値をとる。後述するように実験結果より得られる粗度係数は、($n = 0.045 \sim 0.050$)であり、(19式で計算された値に近似することから、本計画では $n = 0.045$ として以下の検討を進めることにする。

3.6 横工の断面形状

(1) 3.1で検討しているように、計画高水流量に対して流路幅70mは妥当な幅であっても、出水頻度の高い $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下の流量に対しては $\alpha > 7$ となり、前述したように横工を $L/B = 2$ に配置しても流路幅は広すぎることになる。上流部の既設流路工は床固工に袖を付けて、流水を規制する、いわゆる単断面と複断面の折衷案を採用して成功しているので、本計画においても、横工の袖による流水の規制を検討する。なお、床固工の断面の流下能力を $B = 70 \text{ m}$ 、 $H\bar{m} = 1.7 \text{ m}$ 、 $I = 1/70$ の条件で計算すると、

$$\frac{U_m}{U_*} = 7 \text{ より}$$

$$U_m = 7 \sqrt{g H I} = 7 \sqrt{9.8 \times 1.7 \times 1/70} = 3.41 \text{ m/sec}$$

$$Q = A U_m$$

$$= \frac{1}{2} (70 + 73.4) \times 1.7 \times 3.41$$

$$= 415.6 \text{ m}^3/\text{sec} > 400 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となり仮定した断面形でよいことになる。

(2) 横工の断面形状

現地資料により $Q = 25 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対応する流路幅を $B = 20 \text{ m}$ ($\alpha = 4$)、 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対応する流路幅を 50 m ($\alpha = 5$)とし、計画高水流量 $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流過させる断面形状を図-15のように計画し、この形状を基に実験から望ましい形状を検討する。この計画案は、袖上流部の局所洗掘を防ぐため、計画高水流には袖を越流させる考えをとっている。

各々の断面の流過能力を $n = 0.045$ 、 $I = 1/70$ の条件で図-15より検討する。

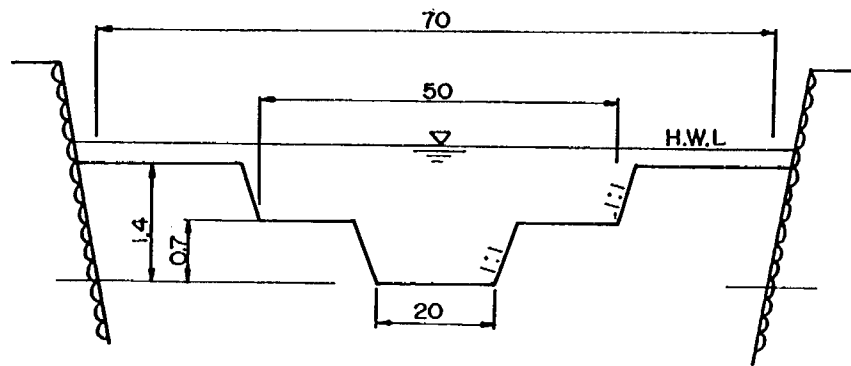


図-15 複々断面形状

① 小規模出水流量 $25 \text{ m}^3/\text{sec}$ について,

$$Q_1 = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \cdot A$$

$$A = \frac{1}{2} (20 + 21.4) \times 0.7 = 14.49 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{14.49}{(0.7 \times 1.414) \times 2 + 20} = 0.659, \quad R^{\frac{2}{3}} = 0.757$$

$$\therefore Q_1 = \frac{1}{0.045} \times 0.757 \times \left(\frac{1}{70}\right)^{\frac{1}{2}} \times 14.49 = 29.13 \text{ m}^3/\text{sec} > 25 \text{ m}^3/\text{sec}$$

② 中規模出水流量に対して,

$$A_2 = \frac{1}{2} (50 + 51.4) \times 0.7 + A_1$$

$$= 49.98 \text{ m}^2$$

$$P = (20 + 1.414 \times 0.7 \times 2) + (28.6 + 1.414 \times 0.7 \times 2)$$

$$= 52.559$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{49.980}{52.559} = 0.951$$

$$\therefore Q = \frac{1}{0.045} \times 0.951^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{70}\right)^{\frac{1}{2}} \times 49.98$$

$$= 128.9 \text{ m}^3/\text{sec} > 100 \text{ m}^3/\text{sec}$$

③ 計画高水流量に対して

$$A_3 = \frac{1}{2} (72.8 + 74.8) \times 1.0 + A_2$$

$$= 123.78 \text{ m}^2$$

$$P_3 = (20 + 1.414 \times 0.7 \times 2) + (28.6 + 1.414 \times 0.7 \times 2)$$

$$+ (20 + 1.414 \times 1.0 \times 2) = 75.388 \text{ m}$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{123.78}{75.388} = 1.6419$$

$$Q_3 = \frac{1}{0.045} \times 1.642^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{70}\right)^{\frac{1}{2}} \times 123.78$$

$$= 459.4 \text{ m}^3/\text{sec} > 400 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上の計算より仮定した断面でよいことになる。

3.7 計画河床高

計画河床高は 3.3 項で検討した計画河床勾配及び背後地盤高と最高水位との関係、既設工作物の基礎高の関係等の総合的判断から決められる。概略設計は既設工作物を現存させることを重視し、計画水位と背後地盤高との関係より実験編の付図に示すような案を考えたが、河床変動を考慮した計画水位は実験から求めるものとする。

§ 4 模型実験の再現性

模型実験の結果を実河川に適用させる場合に、実験結果の信頼度を明らかにしておく必要がある。砂防河川は河床勾配が急であり、河床材料の粒径も大きいので、フルード相似律と幾何相似を用いて実験を行なっている。

フルード相似律を用いた実験での現象面からみた相似の検討は、水文調査に加えて洪水前後の河床変動測量、写真測量、洪水痕跡等の資料が用意された大谷川水理模型実験⁸⁾で河床形態、流水の蛇行、河床変動、粗度係数等を実河川と比較して、現象が比較的よく相似されることが確認されているが、ここでは、河床形態、流水の蛇行、粗度係数の相似について若干の考察を行う。

4.1 河床形態

(1) 現河道には図-3で示すように単列砂礫堆が形成されていて、砂礫堆長 L_s は流路幅 B とに(20)式の関係がある。

$$L_s = (3 \sim 6) B \quad \dots\dots\dots (20)$$

計画洪水波形流量を条件とする現況実験の結果によると図-4、写真-7及び写真-9に示すように現河道と同じ単列砂礫堆が形成されて、砂礫堆長は(21)式のようになり、実河川の砂礫堆長に近似する。

$$L_s = (2 \sim 7) B \quad \dots\dots\dots (21)$$

(2) 砂礫堆の高さを比較したのが図-16である。模型実験では、流砂の相似まで一致させることが困難であり、砂礫堆の高さの縦断的变化まで完全に相似させることができないが、図-16で示すように砂礫堆の高さは、実河川において $1 \sim 5 \text{ m}$ 、実験値で $1 \sim 6 \text{ m}$ であることから、ほぼ相似が満足されていると言える。

4.2 流水の蛇行

流水の蛇行状況を写真-9に示しているが、写真-10にみられる水衝部は実河川において過去の災害発生点によく一致している。

4.3 粗度係数

$Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $B = 70 \text{ m}$ の条件での平均水深の実験値は 1.6 m であり、 $n = 0.049$ とする計算での平均水深の 1.7 m に近似する。

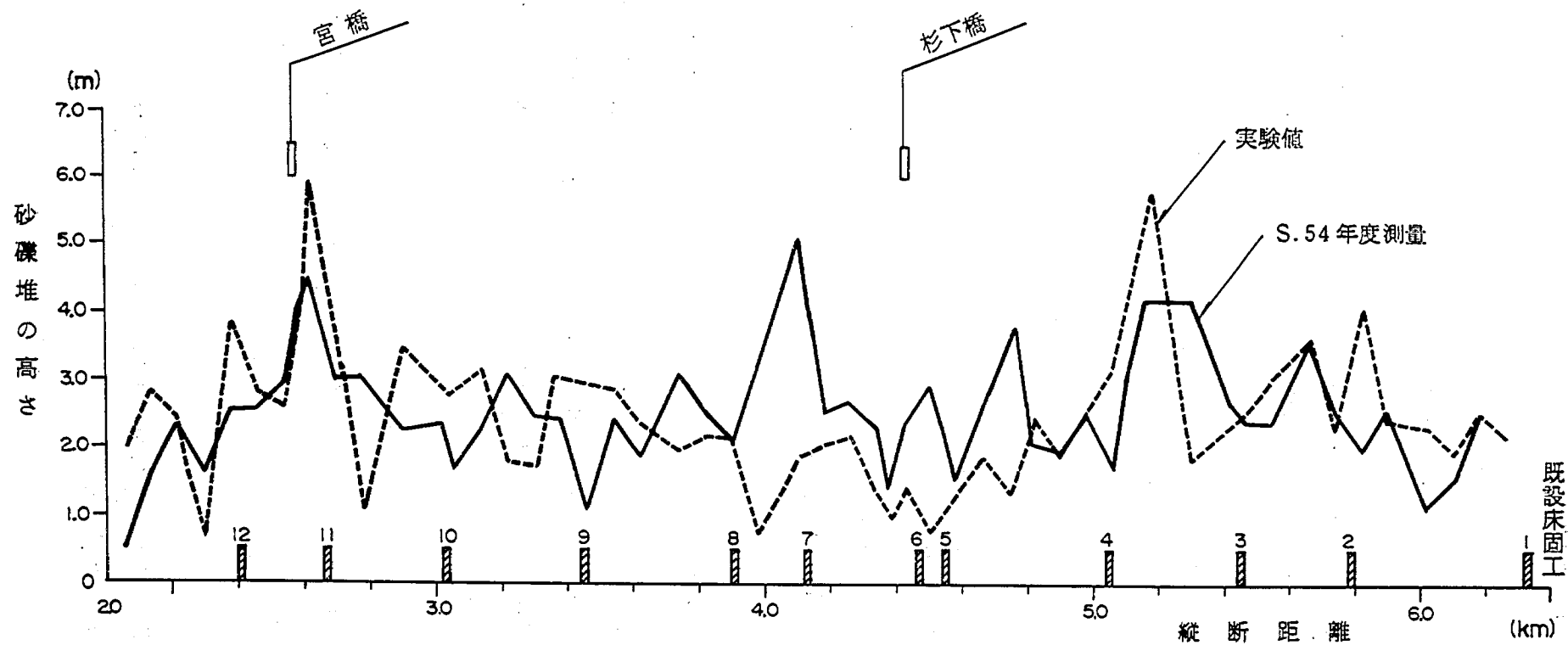


図-16 砂礫堆の高さの比較

§ 5 流路工計画案の実験的検討

5.1 彎曲部の流れ

(1) 水位上昇

彎曲部における最高水位と平均水位との差は、移動床の射流域においても(22式)を適用して求められることが筆者の実験的研究⁵⁾で明らかになってくる。

$$\Delta H = \frac{bV^2}{gr} \dots\dots\dots (22)$$

加勢蛇川流路工水理模型実験の平均流速値を用いて、外彎側の平均水位からの水位差を計算すると表-4のようであり、表-4に示す値が彎曲部の護岸の嵩上げ高の基準値になる。

表-4 彎曲部外彎側の嵩上げ

区 間 (Km ~ Km)	曲率半径 R (m)	河 幅 B (m)	流 速 V (m)	水 位 差 ΔH (cm)
5.26 ~ 5.09	700	70	2.88	8.5
5.03 ~ 4.95	500	"	3.57	18.2
4.88 ~ 4.84	500	"	3.13	14.0
4.82 ~ 4.75	350	"	3.06	19.1
4.57 ~ 4.46	350	"	2.95	17.8
3.95 ~ 3.85	350	"	3.39	23.5
3.47 ~ 3.37	700	"	3.01	9.3
3.20 ~ 2.93	700	"	3.29	10.1
2.33 ~ 2.12	600	"	2.86	9.7

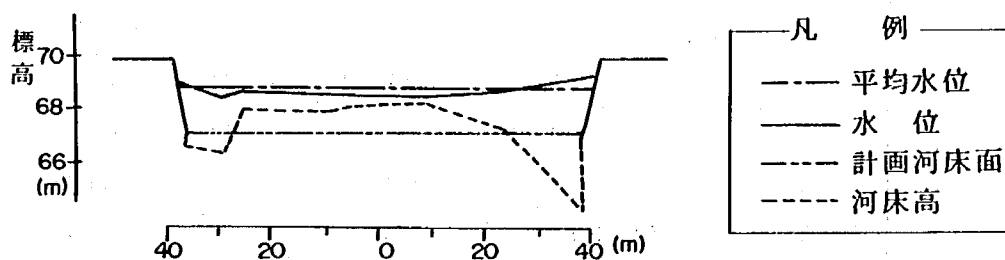


図-17 水位及び河床横断面図

(2) 局所洗掘

4.82 K ~ 4.66 K 区間の彎曲部の局所洗掘深は 4.4 m と大きく、しかも砂州の移動に伴って局所洗掘を受ける位置は下流に移動する。また、同区間の外彎側の最大流速は 7.6 m/sec と大きいので、彎曲部の流速を減少させ、局所洗掘を低減させる対策が必要となる。

図-18は彎曲部における $Hs_{max}/Hm \sim B/Hm$ の関係を示している。図-18で○印は基礎実験

5) の値であり、□印が今回の模型実験値である。また、同図に直線部での値を示しているが、 $B/H_m > 30$ の領域になると $H_s \max$ は直線部と差がないことがわかる。このことは、横工を $L/B \leq 2$ の間隔に配置すると、彎曲部の局所洗掘深を低減させることができることになる。

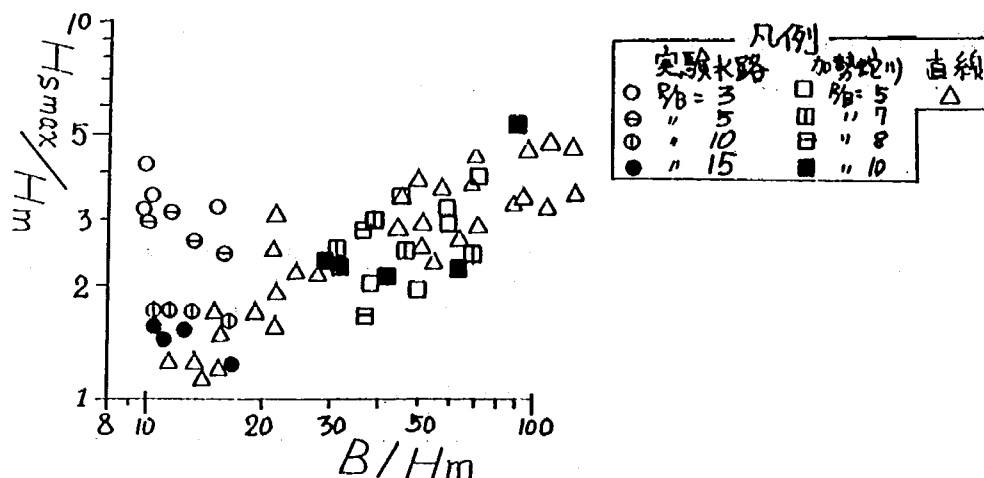


図-18 $H_s \max / H_m$ と B / H_m の関係

5.2 計画河床勾配

計画平面形状のもとで、計画高水流量 $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ を対象に表-3 に示す計画河床勾配の妥当性を検討した。表-5 に計画河床高と平均河床高との差を求めているが、河床の変化高は小さく、河床勾配の変化は殆ど認められない。このことから計画した河床勾配で特に問題はないと考えられる。

表-5 計画河床高の検討

測定断面	計画河床高	平均河床高	差	測定断面	計画河床高	平均河床高	差
4-30	81.755	81.154	-0.601	6-50	45.363	45.168	-0.196
4-50	81.540	81.143	-0.397	3.38	45.237	44.996	-0.241
5.30	77.463	77.565	0.102	7+20	43.091	43.127	0.036
5.06	73.771	74.667	0.896	7-30	41.624	40.839	-0.785
5-30	70.240	70.352	0.112	7-50	41.437	40.853	-0.584
5-50	70.040	70.287	0.247	3.02	39.437	39.551	0.114
4.82	68.259	68.702	0.443	8-30	36.757	36.026	-0.731
4.74	67.116	67.273	0.157	8-50	36.570	35.949	-0.621
4.66	65.973	66.666	0.693	2.78	35.237	35.284	0.047
4.42	62.544	62.976	0.432	2.58	32.570	32.744	0.174

5.3 横工の効果

(1) 横工を設置しない場合の砂礫堆の平均的な高さは $2 \sim 3 \text{ m}$ であるのに対して、図-11に示す

ように直線区間で $L/B = 2.1$ ，彎曲区間で $L/B \div 1.4$ に横工を配置すると砂礫堆の高さは $1 \sim 2$ m 程度となり平均水深程度に落とすことができる。

(2) 横工を設置しない場合は，単列砂礫堆が形成される。また横工を設置しても袖を設けない場合は単列砂礫堆が形成されるが，袖を設置すると複列砂礫堆が形成され，流水は整流されて河道中央部を流下するようになる。

(3) 護岸沿いの流速の比較

計画高水流量の $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ を条件とする実験結果によれば，横工を設置しない場合の護岸沿いの流速は $4 \sim 6 \text{ m}/\text{sec}$ であるのに対し，横工を設置すると護岸沿いの流速は $1 \sim 3 \text{ m}/\text{sec}$ に落とすことができる。

5.4 横工の袖の形状

(1) 複断面の形状は先述したように，現地資料を参考にして計画案をたて，以下に述べる実験的考察から図-19に示すように決めた。

(2) 横工の袖の形状は次の3つの type について実験から検討した。

(1) $B = 70 \text{ m}$ の単断面 (type I)

(2) 加勢蛇川の上流部に施工されている流路工の図-19に示す横工の形状 (type II)

(3) 現地資料を参考にして立案した図-14に示す形状 (type III)

(3) 河床形態の比較

type I は単列砂礫堆，type II，III は複列砂礫堆が形成される (写真-10)

(4) 護岸沿いの流速と洗掘深の比較

type I における護岸沿いの流速は $4 \sim 5 \text{ m}/\text{sec}$ ，洗掘深は $2 \sim 3 \text{ m}$ 程度である。

type II における流速は $2 \sim 3 \text{ m}/\text{sec}$ ，洗掘深は $1 \sim 2 \text{ m}$ であり type III では流速は $1 \sim 2 \text{ m}/\text{sec}$ ，洗掘深は 1 m 以下である。

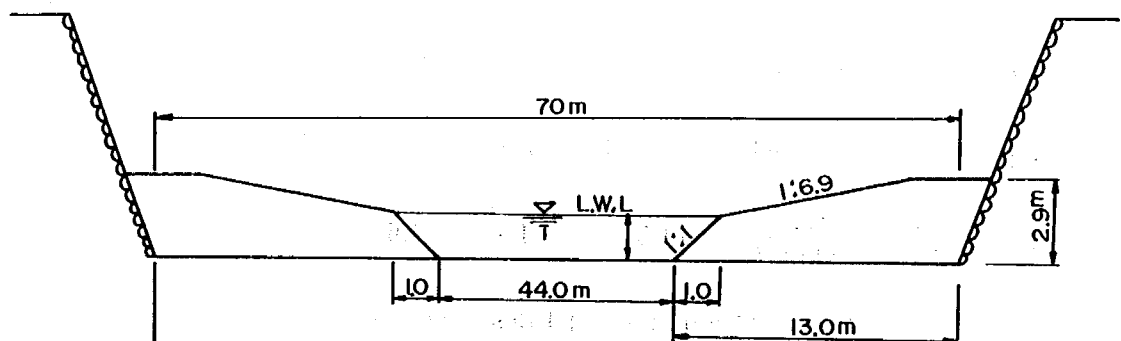


図-19 上流の床固工の袖の形状

(5) type II, III の袖上流の局所洗掘の比較

type II の場合に 4 ~ 5 m の局所洗掘を受けるが、type III の場合は 1 m 以下である。

(6) 袖下流の局所洗掘深の比較

type I の場合（水通天端下流）に 2 m, type II の場合に 5 ～ 6 m, type III の場合に中水敷部の下流部分で 4 ～ 5 m の局所洗掘がある。

(7) 護岸高と水位との比較

type I の場合に 1 m 程度の余裕高があるが、type II, III の場合には余裕がない。

(8) 以上の実験結果を総合的に判断すると、袖を設置すると袖周辺の局所洗掘が大きくなる欠点があるが、河床形態は単列砂礫堆から複列砂礫堆に変化し護岸沿いの洗掘深、流速を低減させる等の効果がある。そして袖の形状は、護岸沿いの流速や洗掘深及び袖の上、下流の局所洗掘を考えると type III の方が優れていることがわかる。ただし、type III の形状に計画した場合、 $Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ を条件とした実験結果によると、低水路に土砂を含んだ流水が集中し、低水路が埋没する問題があるので、図-20に示すように低水路幅を 30 m とする形状に修正する方がよい。

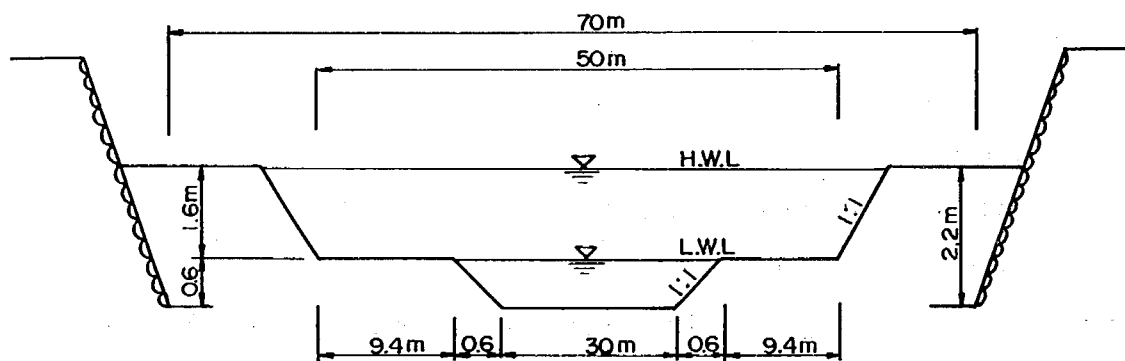


图-20 断面形状

(9) 流過能力の検討

$n = 0.045$, $I = 1/70$ の条件で流量 $400 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流過能力を検討する。

$$A_1 = \frac{1}{2} (30 + 31.2) \times 0.6 + (31.2 \times 1.6) = 68.280 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 30 + (0.6 \times 1.414) \times 2 = 31.697 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{A_1}{P_1} = \frac{68.280}{31.697} = 21.54 \quad R_1^{23} = 1.668$$

$$V_1 = \frac{1}{0.045} \times 1.668 \times 0.120 = 4.448 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q_1 = 68.280 \times 4.448 = 303.709 \text{ m/sec}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} (9.4 + 11.0) \times 1.6 = 16.320 \text{ m}^2$$

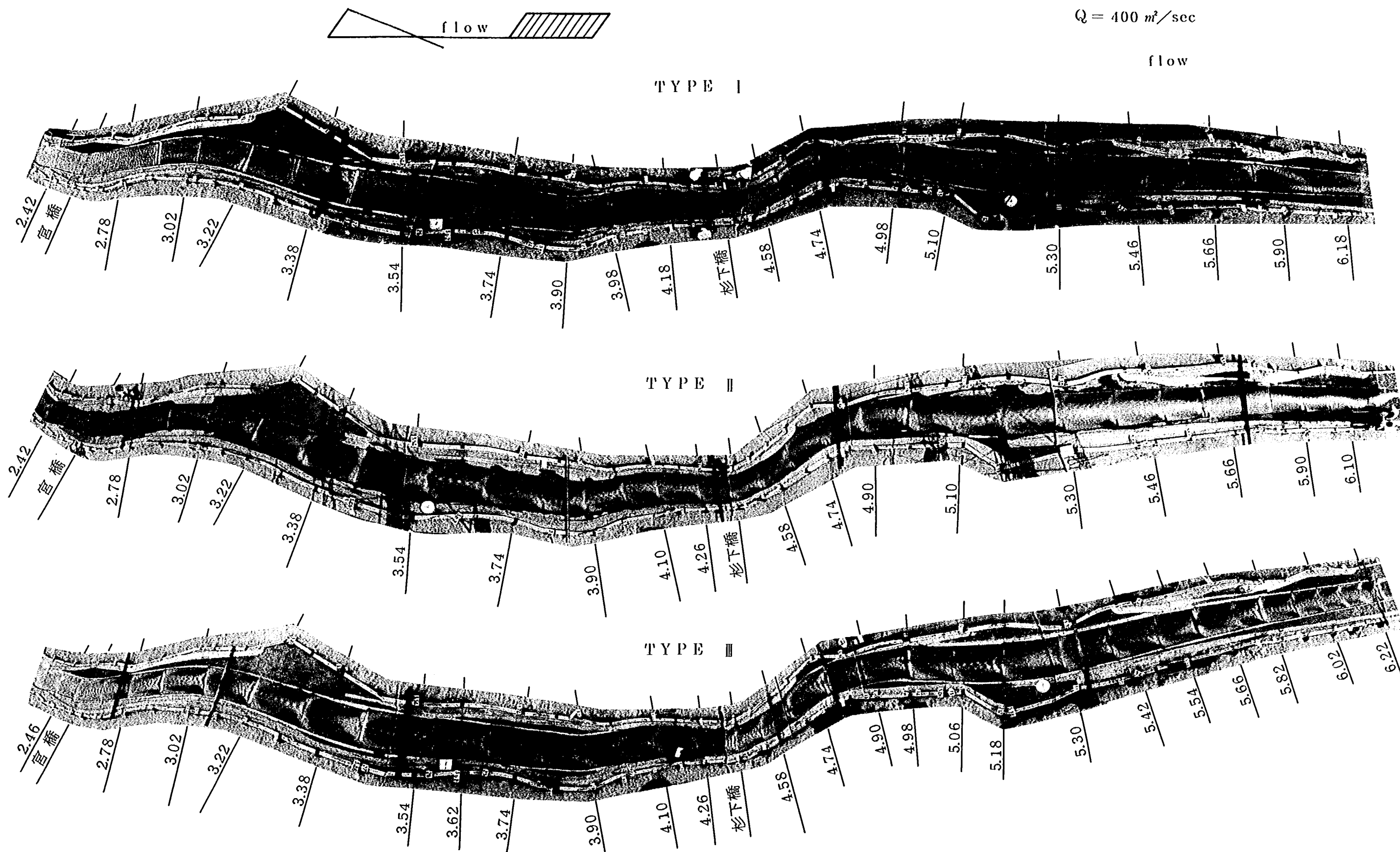


写真-10 断面形状の検討

$$P_2 = 9.4 + 1.6 \times 1.414 = 11.662 \text{ m}$$

$$R_2 = A_2/P_2 = \frac{16.320}{11.662} = 1.399, \quad R^{2/3} = 1.251$$

$$V = \frac{1}{0.045} \times 1.251 \times 0.120 = 3.336 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q_2 = 16.320 \times 3.336 = 54.443 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore 2Q_2 = 108.887 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore \Sigma Q = 303.709 + 108.887 = 412.596 \text{ m}^3/\text{sec} > 400 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上の計算結果より計画した断面は計画高水流量を流過させる能力を有することになり、模型実験においても流過能力を有することが検証されている。

5.5 計画河床高

最高水位 ($Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$) と背後地盤高との関係を図-21に示している。図-21に示す計画河床高は既設床固工を現存させることを前提条件とした案であるが、図-21でみるように 3.42k + 37 ~ 3.90k 区間は最高水位が背後地盤高より高くなるので、同区間の河床高を図-22に示すように修正することが望ましい。

5.6 護岸高

横工間では各断面を平均した平均水深が 1.6 m、袖の直上流部での平均水深が 2.3 m であり計算値に近似している。低水路護岸を必要とする区間では、施工性を考慮して計画水深に河川砂防技術基準で与えられる余裕高の 0.8 m ($400 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して) を加えた 3.0 m を基準とする護岸高が必要となる。彎曲部 ($R/B = 5$) の外彎側では 0.2 m の嵩上げが必要となろう。既設護岸を利用する区間では、既設護岸の高さが 3.0 m 以上となっているか否かの検討が必要である。

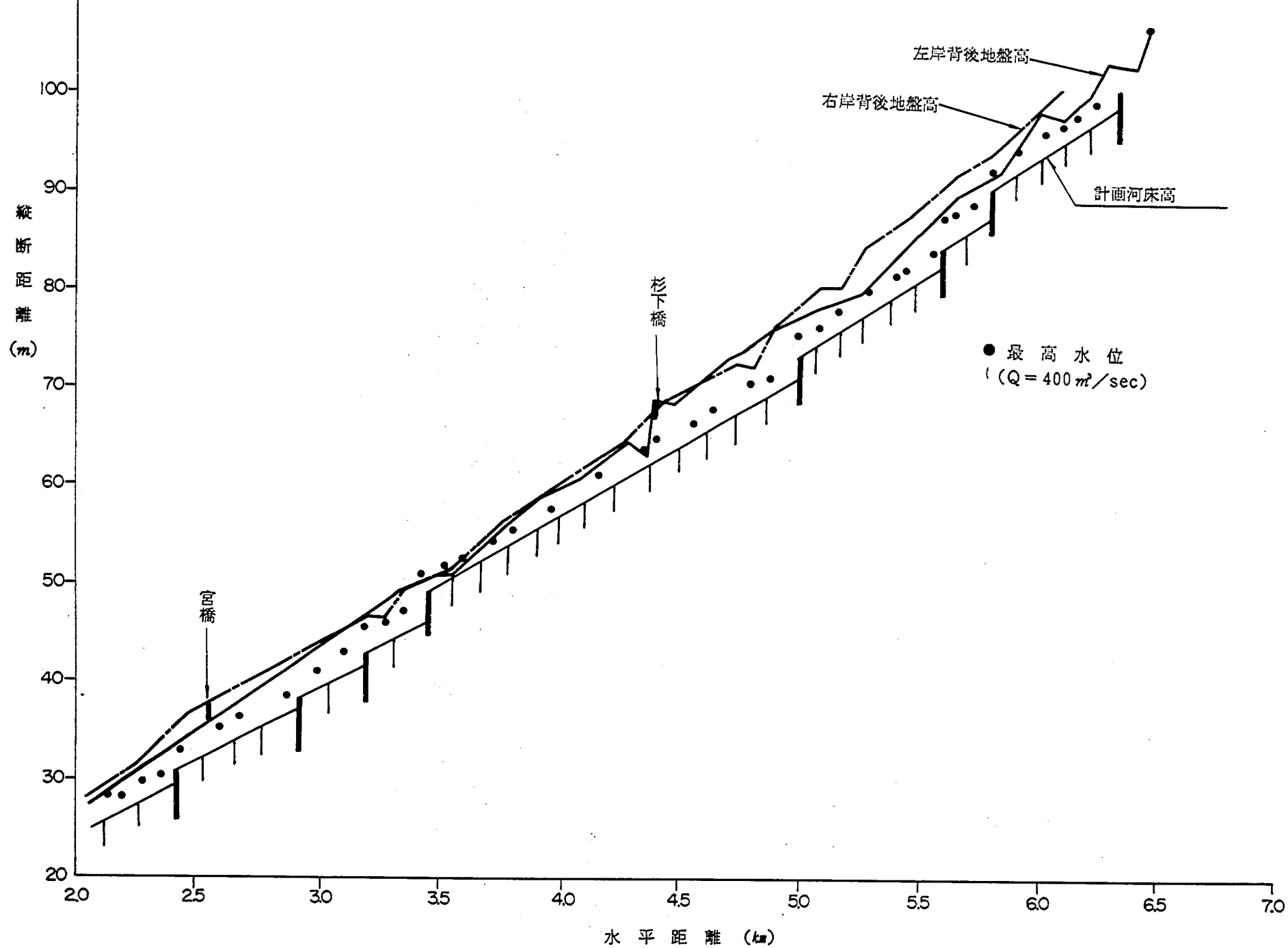


図-21 最高水位と背後地盤高の関係

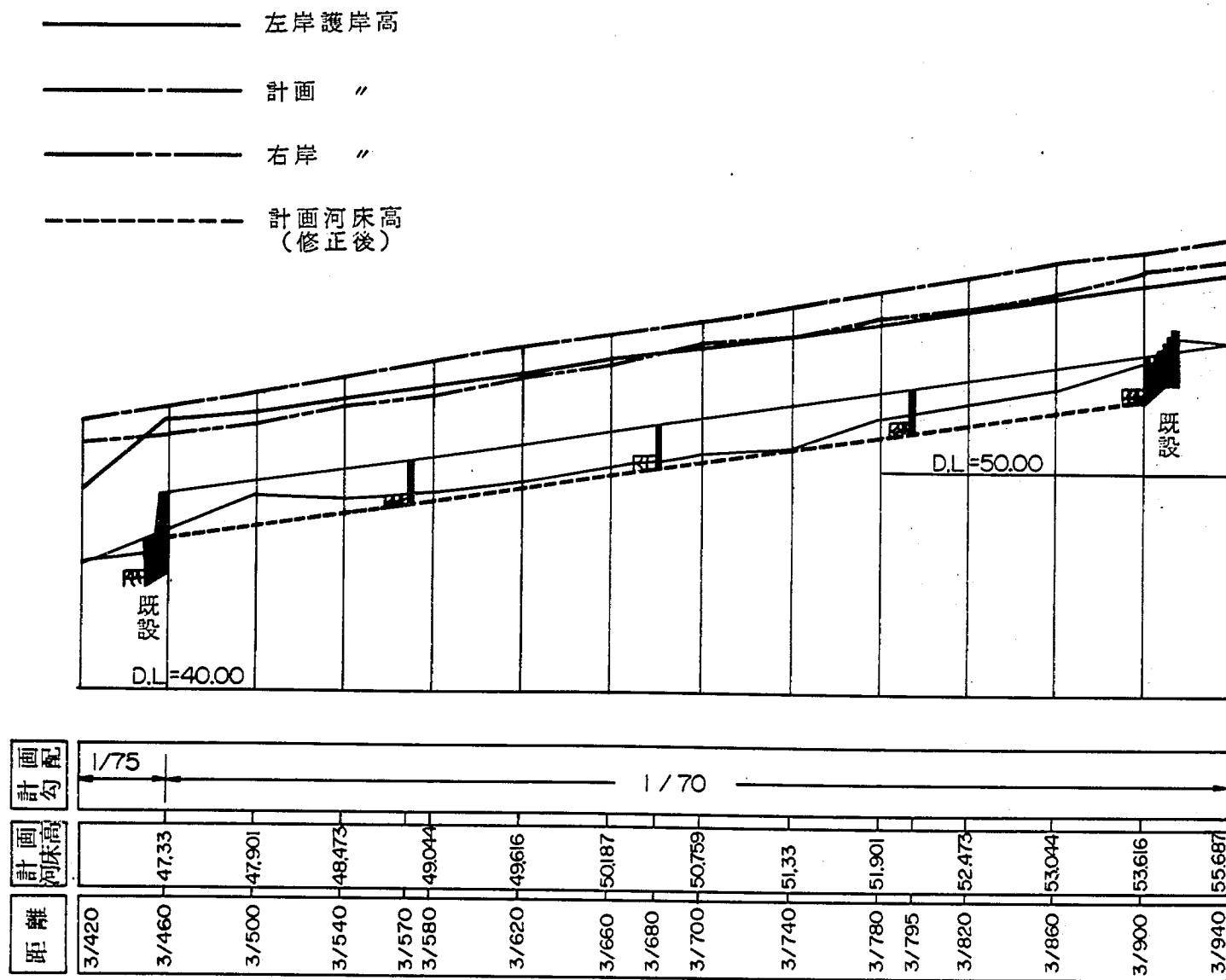


圖-22 計畫河床高 (修正案)

5.7 護岸根入深

各断面を通じての最大洗掘深は横工の下流20mの位置で2m程度であり、その他の区間は総じて1m程度となっていることから、計画根入深は上流側の床固工の直下流で2.0m、下流側の床固工の上流で1.0mの値を参考に計画案が考えられる。既設護岸を利用する区間では、既設護岸の基礎高が計画する護岸の基礎高より浮き出ないか否かの検討が必要となる。

5.8 護床工

袖を付けた横工の前庭部では10～15mの範囲で5～6mの局所洗掘を受けるので、10mの範囲で護床工が必要である。計画河床面に護床工の高さを合わせると、護床工の下流で2～3mの洗掘を受けるので帯工は水通し天端面より1.5m、床固工は水たたき天端面より1.5m下げた高さに設置することが望ましい。

§ 6 まとめと流路工計画への提言

6.1 実験結果のまとめ

(1) 現河道における災害形態は、流路内に形成される単列砂礫堆の影響が強いので、単列砂礫堆を制御する対策が必要である。

(2) 法線形は極力直線化とすることが望ましいが、地形的条件や土地利用の制約により杉下橋付近や宮橋付近は $R/B = 5$ の彎曲部や連続した彎曲部を挿入する法線形となる(図-11)。

彎曲部では 7 m/sec 以上の高い流速が生じ 4 m 以上の局所洗掘が測定される等、河道工作物の安全性に欠けるが、これは横工を $L/B \div 1.4$ の間隔に配置することによって流れを整流し、局所洗掘深を低減させることができる。

(3) 計画河床勾配は、帯工を主体に考える表-3に示す計画案で問題はない。

(4) 横工は直線部で流路幅の約2倍、彎曲部で流路幅の1.4倍の間隔に配置すると(図-11)流路内に形成される単列砂礫堆の高さを小さくし、流れの集中度を緩和することができるので効果的である。

(5) 横工の断面形状

横工に袖を設置すると河床形態は単列砂礫堆から複列砂礫堆に変化し、予測される幅広い範囲の流量に対して流水は河道中央部を流下し、護岸沿いの流速や洗掘深を小さくする効果がある。

袖の形状を上流部に施工されている床固工の形状と同じにすると、袖の上下流の局所洗掘深が大きく、彎曲部においては袖による水制的効果が強すぎて流水を集中させるので得策ではない。

現地資料と実験的に検討して得られた望ましい横工の袖の形状を図-20に示す。

(6) 護岸根入深

護岸根入深は 1.5 m を基準に計画すればよいと考えられる。ただし、横工の前庭部では 2.0 m 程度が必要となる。

(7) 護岸高

横工の直下流での水深が 2.2 m であり、河川砂防技術基準に従って余裕高の 0.8 m を加えると、護岸高は 3.0 m となる。

(8) 計画河床高は最高水位と背後地盤高との関係より、当初の計画案(実験編の付図)を図-22に示すように修正することが望ましい。

(9) 横工の前庭保護工は 10 m 程度の範囲で必要となる。

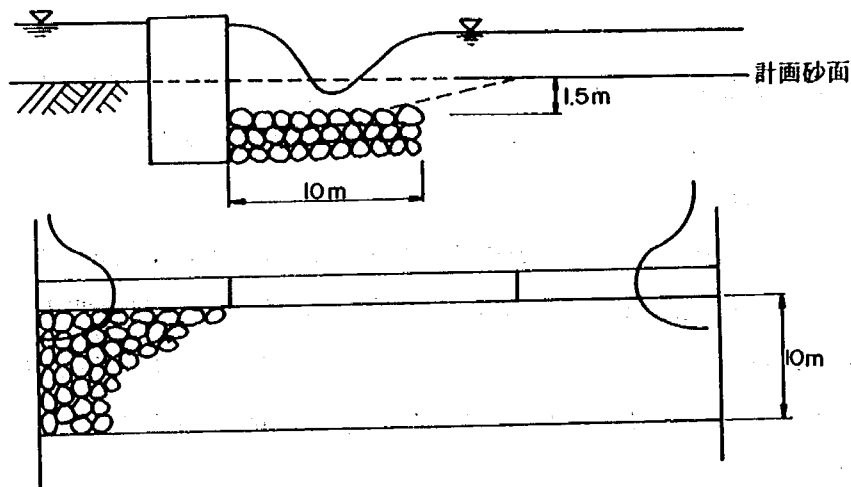


図-23 前庭保護工の形状

6.2 流路工計画への提言

(1) 施工順位

- (1) 平面計画に従って河道整理を行い，河道内に形成している単列砂礫堆による流水の集中を防止する。また，発生土を利用して既設護岸の基礎を保護する。
- (2) 落差工によって計画河床勾配を設定する。
- (3) 彎曲部を優先させて帯工を配置する。
- (4) 既設護岸の根入深が不足する箇所の根継を行う。

(2) 低水路護岸の固定について

横工に袖を配置すると，流水は流路中央部を流下し護岸沿いの流速を小さくする効果があるので，低水路は河道整理の発生土を流用する盛土によって行い，低水路の固定は実河川の状況判断から必要に応じて行うことが望ましい。

参 考 文 献

- (1) 加勢蛇川筋災害復旧工事事務所；昭和34年災害加勢蛇川災害復旧助成事業全体計画説明書
- (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) 池谷 浩；流路工計画における計画河幅の考え方，新砂防108，昭和53年7月
- (4) 阿部宗平，渡辺正幸，泉 岩男，池谷 浩；単列砂礫堆形成領域での横工の効果，新砂防121，昭和56年9月
- (5) 阿部宗平，鈴木浩之；流路工彎曲部に関する実験的研究(1)，昭和56年砂防学会講演概要集，昭和56年5月
- (6) 千日 稔；実用河川計画—中小河川改修計画の理論と実際—，昭和64年4月，理工図書
- (7) 岩垣雄一；限界掃流力に関する基礎的研究，限界掃流力の流体力学的研究(1)，土木学会論文集，第41号，1956年
- (8) 阿部宗平，上原信司；大谷川流路工水理模型実験報告書，土研資料 第1424号，建設省土木研究所，昭和53年10月

お わ り に

加勢蛇川に計画された流路工に対して現地資料や既応の文献に基づいて計画案を作成し、実験的に検討を加えて実施計画をたてる上での一応の資料を得た。

実験結果を実河川に適用させる場合に、実験がどのような条件でどのような過程を経て行われたかを確認し、実験結果を過信することのないようにすることが大切である。また、実施計画をたてる上で上流部に施工されている流路工の現在の河道状況を調査し、実河川の河道状況と実験結果とを総合的に判断することが大切である。

本文をまとめるに当って御協力、お世話をいただいた鳥取県砂防利水課及び倉吉土木事務所、東伯町役場の方々に深謝の意を表します。

加勢蛇川流路工計画の考え方
と実験的考察

土研資料第1780号
昭和57年2月(1982)

阿部宗平
鈴木浩之

キーワード 流路工計画

要旨

加勢蛇川は流路内に形成された単列砂礫堆が原因となつて多くの災害が発生している。この単列砂礫堆を制御する対策と複断面河道の流路工の設計、考え方について水理学的検討を加えた結果をとりまとめたものである。



郵便はがき

四十円切手
をはいて下
さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
砂防研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1780号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印