

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1791号

土 木 研 究 所 資 料

複断面河道計画に関する水理模型実験報告書

昭 和 57 年 2 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 56年度 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

大谷川は床固工の形状を複断面とする流路工が施工されているが、現河道において河床上昇に伴う護岸越水や袖部の越流、床固工の袖の上下流での局所洗掘が大きく工作物の安全性に欠ける等の恐れがある場所が存在しており、これらの問題点を解消するために、床固工間に低水路を設ける複断面河道への改修計画の検討が進められている。

複断面河道計画において、平面形や河床勾配は既設工作物に規制されるので、既設工作物の改造なしで低水路の固定が可能か、土砂の移動を考慮した低水路護岸高はどの程度必要か支川の鳴沢はどのように影響するか等が問題となり、水理模型実験を実施して計画案の検討を行うことになった。

実験結果の詳細については実験編の大谷川流路工水理模型実験報告書に整理してあるので、本文は、主に実験結果の概要について述べ、若干の実験的考察を加え、複断面河道計画案についての提言を行なっている。

本文をまとめるに当って、建設省日光砂防工事々所の小森幸造所長、保坂 勇調査課長をはじめ皆々様に多大な御協力とお世話をいただいた。ここに記して深く感謝の意を表します。

昭和 5 7 年 2 月

土木研究所砂防研究室

研究員 阿 部 宗 平

北 山 滋 基

はじめに

§ 1. 実 験	3
1.1 実験目的	3
1.2 模 型	3
1.3 実験方法と実験条件	4
1.4 実験ケース	5
§ 2. 模型実験からみた現状河道の問題点と対策	9
2.1 現河道の問題点	9
2.2 対 策	14
§ 3. 複断面河道計画	21
3.1 複断面河道計画の基本的な考え方	21
3.2 法線形と流路幅	21
3.3 計画河床勾配	22
3.4 低水路水深の設計	22
3.5 高水敷水深の設計	23
3.6 低水路護岸天端勾配	25
3.7 低水路固定の始点	26
3.8 前庭保護工	26
§ 4. 実験結果と考察	29
4.1 法線形と流路幅	29
4.2 低水路内の河床変動	29
4.3 低水路護岸高	33
4.4 護岸根入深	36
4.5 前庭保護工	37
4.6 彎曲部の外彎側の水位上昇	37
§ 5. まとめと提言	40
お わ り に	40
参 考 文 献	40

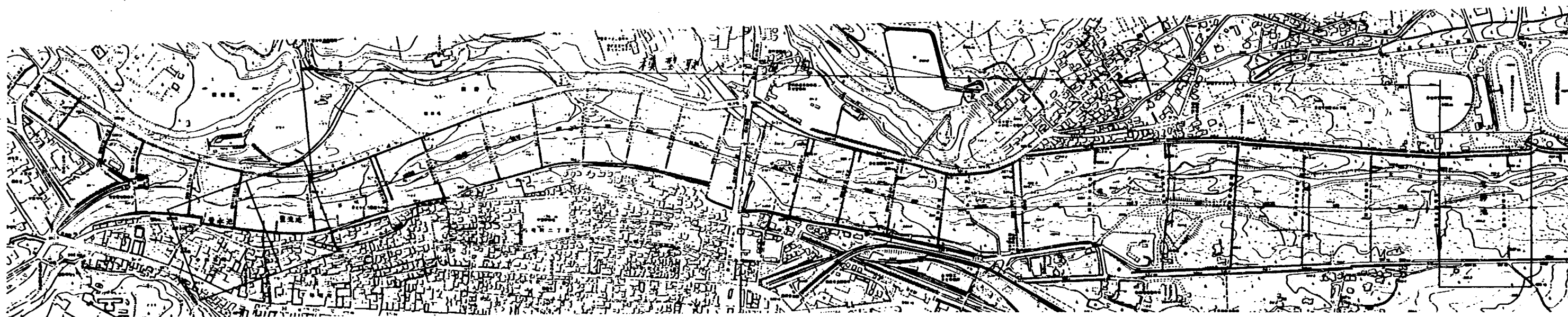


図-1 模型の取入れ範囲

§ 1 実 験

1.1 実 験 目 的

- 1) 現状河道で洪水があった場合の問題点を把握する。
- 2) 複断面河道計画案について以下に記述する内容について検討する。
 - (1) 低水路固定始端をどこにとるか。
 - (2) 既設工作物を生かした平面計画で問題ないか。
 - (3) 低水路の護岸高と根入深はどの程度必要か。
- 3) 所野第2床固工の配置位置と方向の検討
- 4) 彎曲部の護岸越水対策
- 5) 横工の前庭保護工の検討

1.2 模 型

模型の取り入れ範囲は、複断面河道に計画する上流部が彎曲部であること、複断面河道計画区間に十分な相似が得られること等を考慮して、図-1に示すように上流端を大谷川第4床固工、下流端を所野第7床固工とする2.25 Km間とした。また、写真-1でみるように現河道で支川である鳴沢との合流部に多量の土砂が堆積している状況から、鳴沢から流出する土砂が合流部や合流後の流況や河床変動に与える影響が大きいと判断されたので、鳴沢を模型範囲に含めた。



写真-1 現河道の写真（鳴沢との合流部に堆積している土砂の状況）

模型の縮尺は鉛直・水平ともに $1/70$ とし、フルード相似則と幾何相似により実験を行なった。同じ手法を用いて実施した中流部の大谷川流路工水理模型実験^{1) 2)}で、流水の蛇行や河床変動等の現象面が比較的うまく相似することが確認されている。

1.3 実験方法と実験条件

1) 鳴沢からの流出土砂が合流部にどのように堆積して、本川の流況や河床変動に影響を与えるか、また出水頻度の高い流量で変化する河床状況のもとに、計画流量規模の出水がある場合の流況や河床変動の状況を把握する目的から、先ず鳴沢から計画高水流量である 4.1 l/sec (現地流量で $170 \text{ m}^3/\text{sec}$) の一定流量を 20 分間流下させた後に、鳴沢からの流出を継続させた状態で、合流点において所定の流量 (定流実験では、 19.5 l/sec ; $800 \text{ m}^3/\text{sec}$, 31.2 l/sec ; $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ 不定流実験は図-2 に示す波形流量) を与えるようにした。表-1 に各実験ケース毎の水理条件を整理している。

実験時間は、定流実験の場合に河床変動の傾向が一定となる時間を、不定流実験では図-2 に示す流量～時間曲線図によった。

2) 給砂は大谷川第4床固工～第5床固工間の河床高と河床勾配が変化しないようにまた鳴沢は模型上流端の砂防ダムの推砂勾配を維持する量を与えた。給砂材料の粒度分布は河床材料のそれと同一であり図-3 に示すように $d_{65} = 1.57 \text{ mm}$ (実物値で 110 mm) である。

3) 測定項目と方法

(1) 水位及び河床高

定流実験は実験開始より 30 分と 60 分後、不定流実験は流量変化毎に、水位と河床高の横断変化を 1 mm 目盛のスケールを用いて測定した。

(2) 流向測定

模型上流端より水性ペイントを流下させ、流線と河床の平面変動をカメラ撮影することにより記録した。測定間隔は、定流実験の場合に実験開始より 15 分、30 分、55 分後と実験終了時に、不定流実験は流量変化毎と実験終了時とした。

(3) 流速測定

AV401 型超小型流速計を用いて横断方向に 4～5 点の流速を測定した。測定時刻、測定断面は原則として水位及び河床高測定に一致させた。

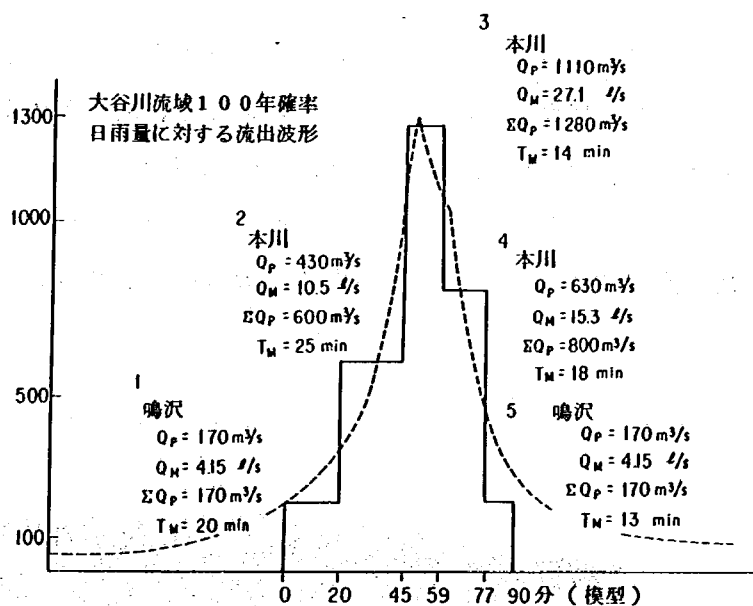


図-2 計画洪水波形流量

(4) 流況観察測定

局所洗掘や護岸越水の状況、土砂の移動状況等の問題となる流況の観察、測定し、特徴的な現象をカメラ撮影した。

(5) 流砂量測定

模型末端（所野第7床固工）より流出する土砂量の時間的変化を3～5分間隔に底面を $\phi = 0.08mm$ の金鋼で製作した採取箱で採取してメスシリンダーで計測した。

(6) 河床高測定

実験終了と同時に各断面の横断測量を1mm目盛のスケールで基準高より河床面までの高さを測定することによって実施した。

1.4 実験ケース

実験は全部で7ケースについて行なった。各実験条件と内容を表-1に示す。

実験ケース毎の条件は次のような考案のもとに決めた。

(1) 実験No. 1, No. 2

現在の河床状況をそのまま固定化して実験を行ない、現河道の問題点を把握し、複断面河道計画のための基礎資料を得る。

(2) 実験No. 3, No. 4

計画案の妥当性を検討する。また所野第2床固工の設置位置、方向について検討する。

(3) 実験No. 5

実験No. 3, No. 4の結果は、所野第1床固工～第3床固工間で、現状河道と同様に土砂が堆積し、低水路は埋没する問題が生じた。このため所野第1床固工～第3床固工について、低水路

表-1 実験ケースの内容

CASE No.	流 量 (m^3/s)	給砂量	実験時間 (hr)
1	大谷川 洪水波形 鳴沢川 $Q_N = 170m^3/s$	平 衡	$T_D = 20 \sim 77 min$ $T_N = 0 \sim 90 min$
2	$Q_N = 170m^3/s$ $Q_D = 1,280m^3/s$ $Q_D = 1,110m^3/s$	平 衡	$T_N = 0 \sim 90 min$ $T_D = 30 \sim 60 min$ $T_D = 60 \sim 90 min$
3	$Q_N = 170m^3/s$ $Q_N = 170m^3/s$ $Q_D = 1,110m^3/s$	平 衡	$T_N = 0 \sim 25 min$ $T_N = 25 \sim 60 min$ $T_D = 25 \sim 60 min$
4	$Q_N = 170m^3/s$ $Q_N = 170m^3/s$ $Q_D = 630m^3/s$	平 衡	$T_N = 0 \sim 30 min$ $T_N = 30 \sim 60 min$ $T_D = 30 \sim 60 min$
5	$Q_N = 170m^3/s$ $Q_N = 170m^3/s$ $Q_D = 630m^3/s$	平 衡	$T_N = 0 \sim 30 min$ $T_N = 30 \sim 60 min$ $T_D = 30 \sim 60 min$
6	大谷川 洪水波形 鳴沢川 $Q_N = 170m^3/s$	平 衡	$T_D = 20 \sim 77 min$ $T_N = 0 \sim 90 min$
7	大谷川 洪水波形 鳴沢川 $Q_N = 170m^3/s$	平 衡	$T_D = 20 \sim 77 min$ $T_N = 0 \sim 90 min$

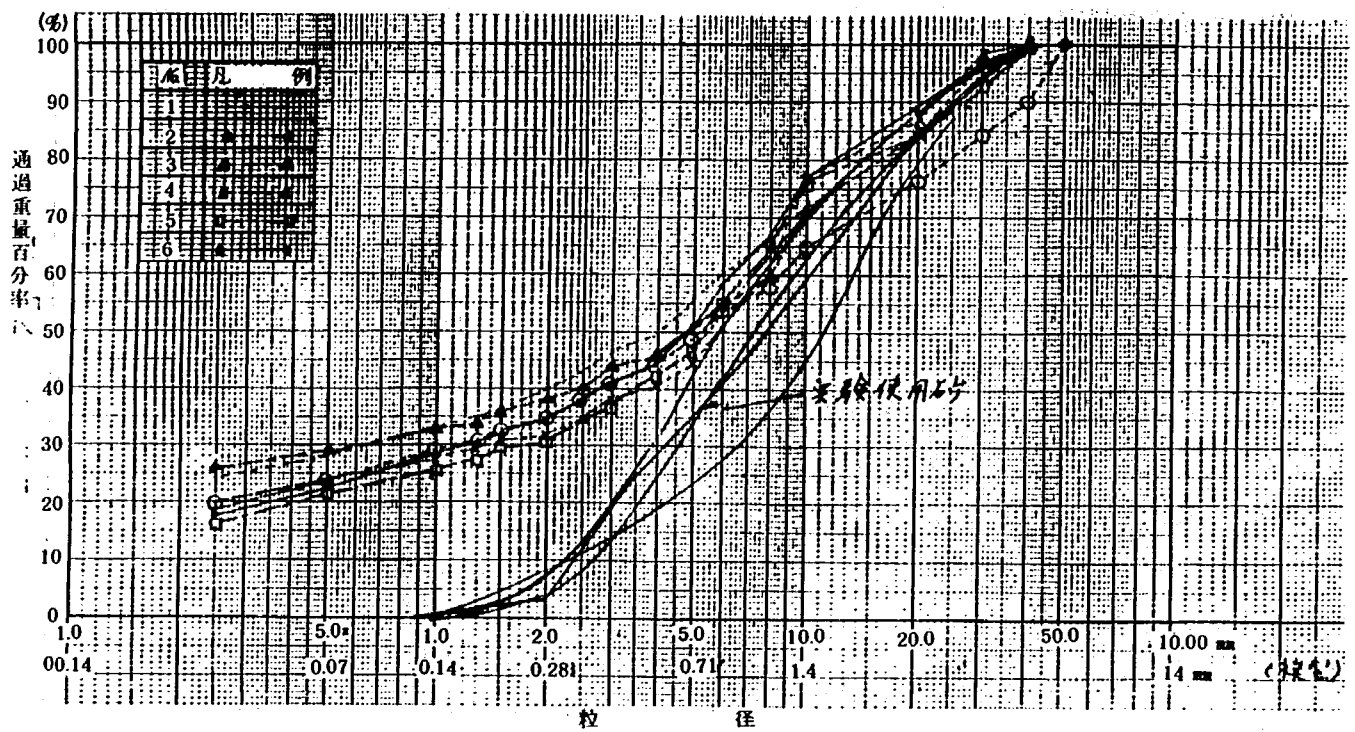


図-3 実験に用いる河床材料の粒径加積曲線図

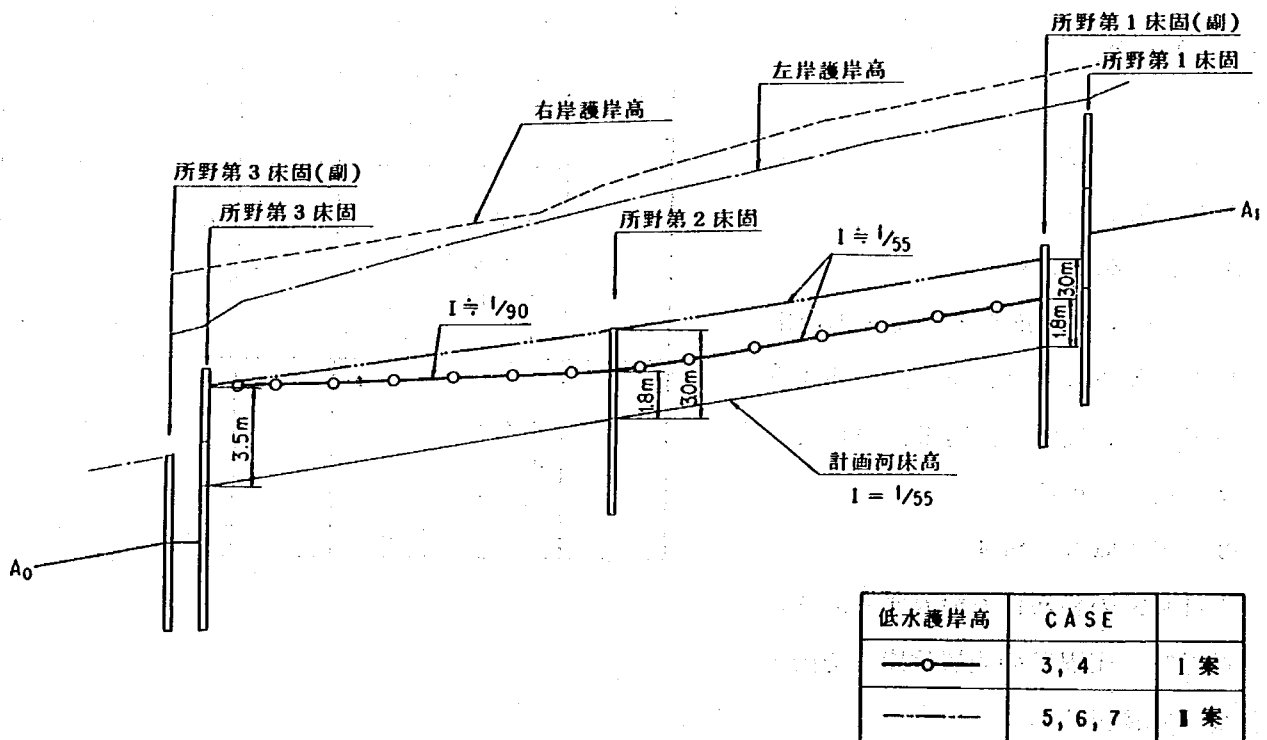


図-4 計画護岸高と護岸天端勾配(所野第1~所野第7床固工間)

護岸高を図-4に示すように修正した。

(4) 実験No. 6

図-5に示すA案の法線形は、屈曲部で流況を乱し、1~2mの局所洗掘が生じるほか、写真-2で示すように屈曲部を境に低水路護岸を越水 ($Q = 800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件で $0.5 \sim 1 \text{ m}$) する問題があるので図-5に示すB案のように修正した。

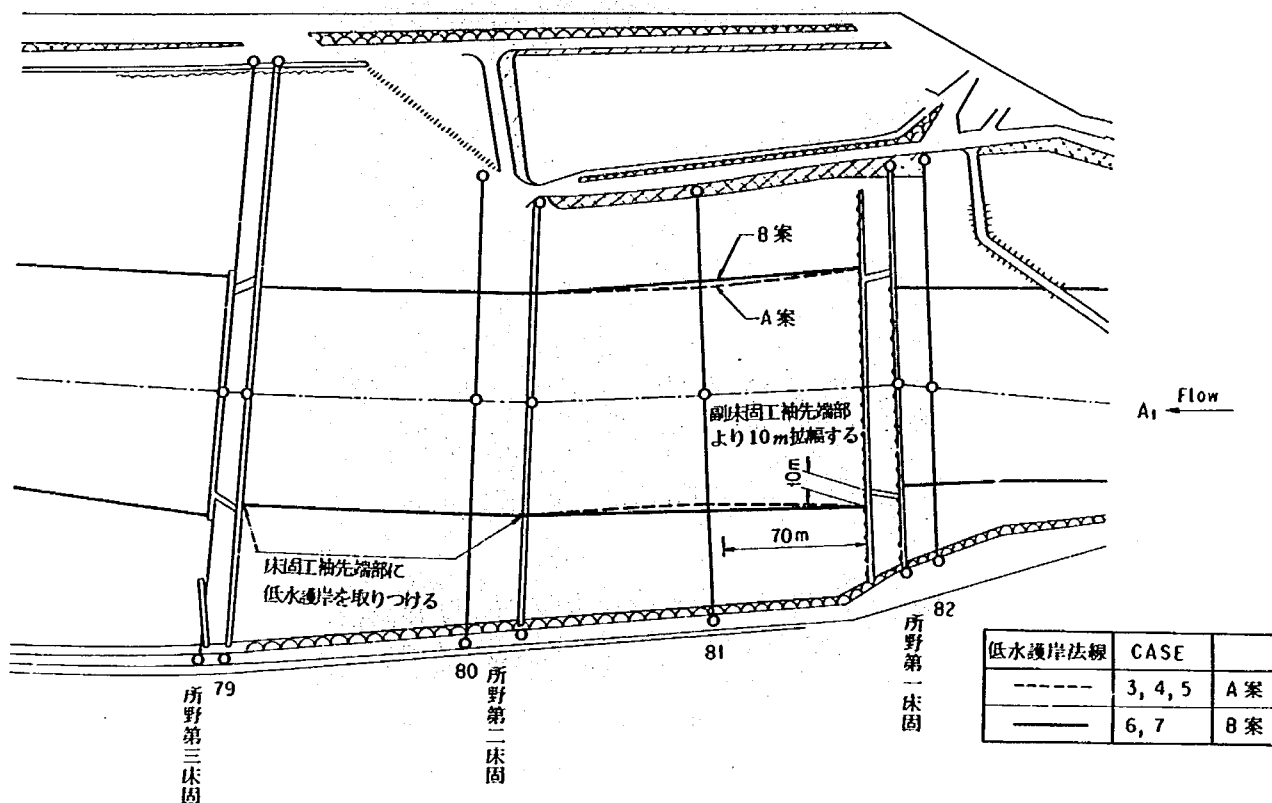


図-5 低水路平面計画



写真－2 図－5に示すA案の屈曲
点で護岸越水している状況

(5) 実験No 7

実験No 6の河床状態のもとで、洪水がさらに連続して発生した場合を想定し、実験No 6と同じ洪水波形流量を重ねて計画案の安全性について検討する。

§ 2 模型実験からみた現状河道の問題点と対策

2.1 現河道の問題点

図-2に示す洪水波型流量および計画高水流量 $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ を条件とする実験結果から次のような問題点があきらかになった。

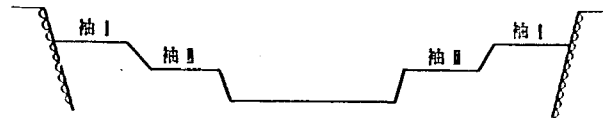
本文では、袖の名称について高水敷に相当する袖を袖Ⅰ、中水敷に相当する袖を袖Ⅱと定義しておく。

1) 流量 $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に床固工の袖Ⅰを

越水する床固工は、① 大谷川第9の左岸、② 大谷川第10の左岸、③ 大谷川第12の左岸、④ 所野の左岸、⑤ 所

野第1の右岸、⑥ 所野第3の左右岸、⑦ 所野第5の左右岸、⑧ 所野第7の左右岸、である。

袖の下流は前庭保護工がないので洗掘を受ける問題がある。所野第3床固工の袖(Ⅰ)を越流した流水は、袖の前庭部で幅 15 m の範囲で深さ $6 \sim 7 \text{ m}$ の局所洗掘を引き起こす。この状況を模式的に示したのが図-6である。写真-3は大谷川第10床固工の袖(Ⅰ)の越水状況を写真-4は所野第1床固工の袖の越水状況を示している。



2) 既設護岸高に余裕のない箇所が存在する。

(1) 図-7に示すように、第9床固工の左岸は、袖(Ⅰ)による流水の背上げで袖(Ⅰ)を越流するだけでなく、護岸を 0.3 m 程度の水深で越水する。

($Q=1110 \text{ m}^3/\text{sec}$)

(2) また、図-8に示すように大谷川第15～所野第3床固工間では床固工の上流で護岸高に余裕がない。

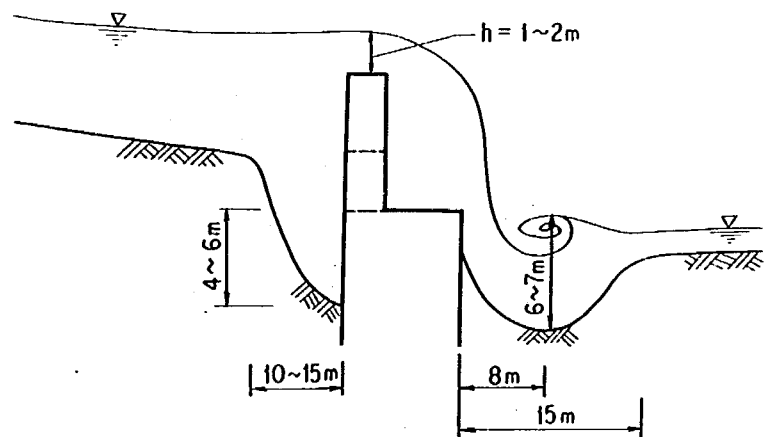


図-6 床固工の袖の越流と袖周辺の局所洗掘の状況

3) 所野床固工より上流の各床固工の前庭部の局所洗掘深が大きい。洗掘状況を図-9に示すように、水通しの下流に比べて袖(Ⅲ)の下流の洗掘深の方が大きい。写真-5は大谷川第12床固工より上流の前庭部の洗掘状況を示している。($Q=1280 \text{ m}^3/\text{sec}$)



写真-3 大谷川第10床固工の左岸袖部を越流する状況
($1180\text{m}^3/\text{sec}$)



写真-4 所野第1床固工の袖部は流量 $600\text{m}^3/\text{sec}$ 時にも
おいても越流する。

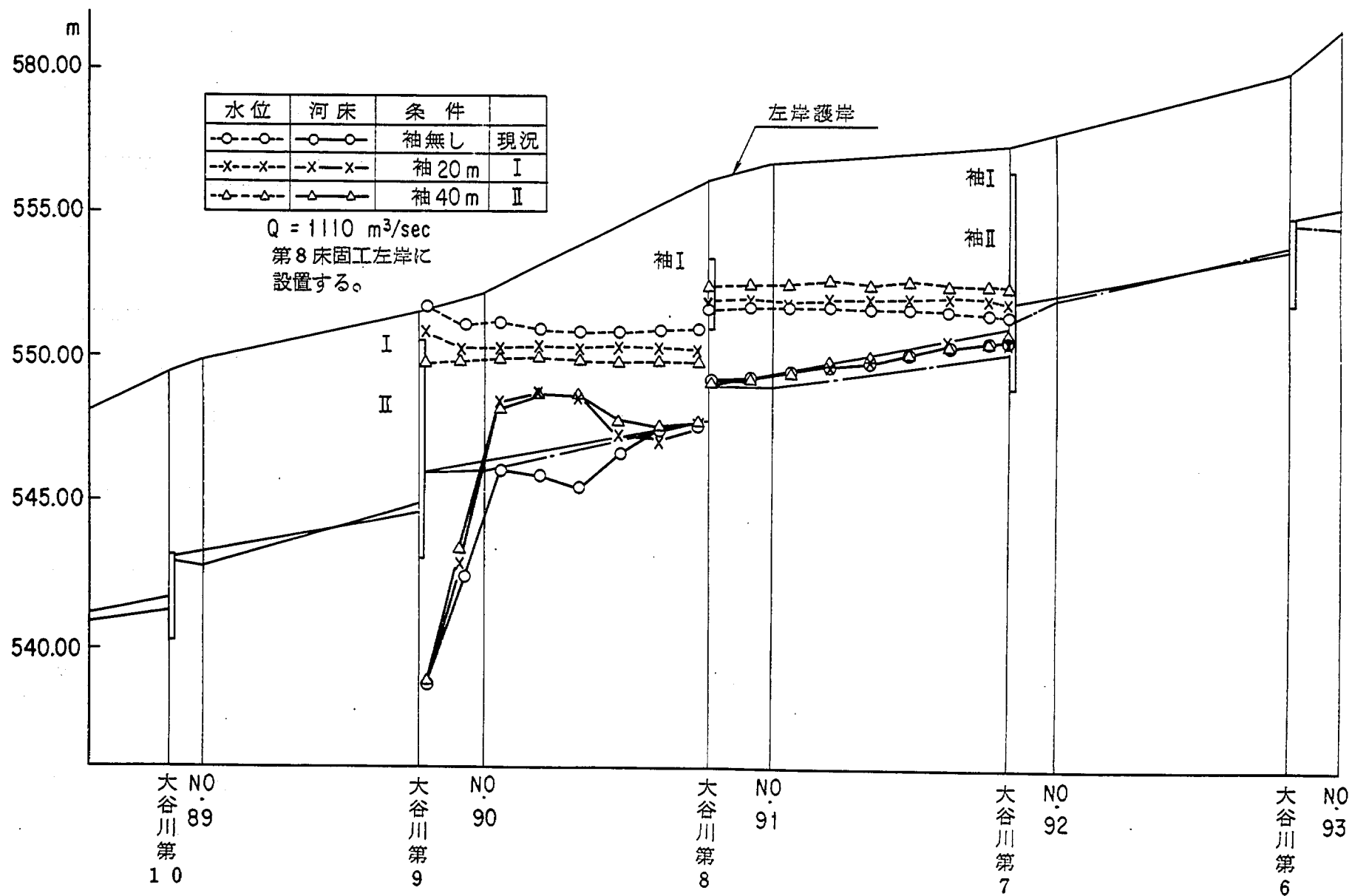


図-7 大谷川第7～第9床固工間の左岸沿いの水位河床縦断

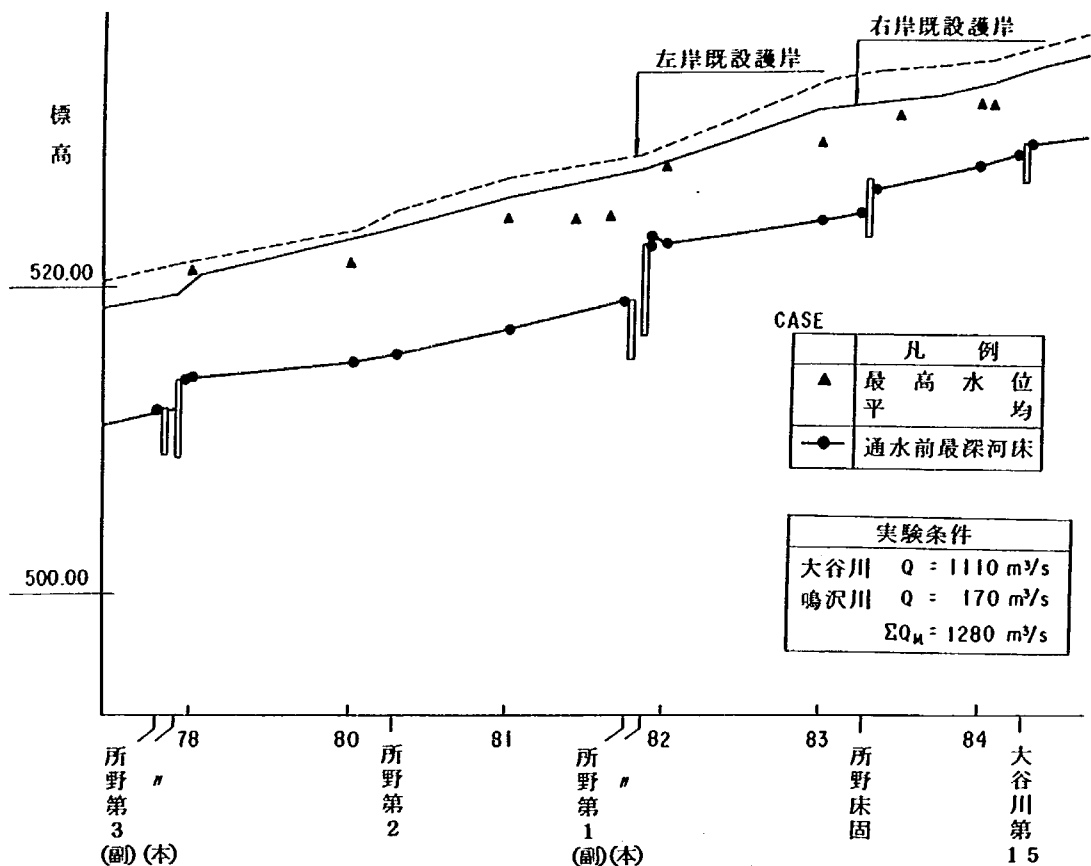


図-8 護岸高と水位との関係

4) 床固工袖の上流での局所

洗掘深が大きい

各床固工の袖(I)、(II)の上流で、一時的ではあるが4~6mの洗掘深が測定されている。また、彎曲法線の影響を受ける大谷川第9、第10床固工の左岸の袖に5~6m/secの高流速で流水が直撃するので袖の上流部では常に4~6mの局所洗掘深が測定されている。この様子を図-10に示

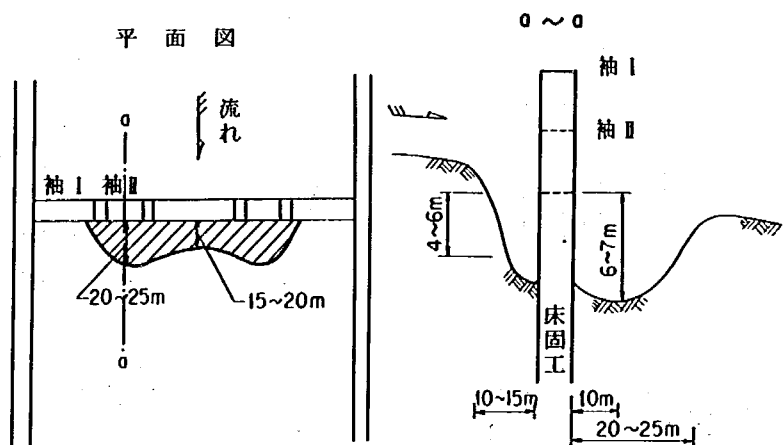


図-9 床固工前庭部の局所洗掘の型状



写真－5 大谷川第12床固工より上流部の
床固工前庭部の局所洗掘の状況
(実験終了時)

す。また、図－7(前出)に大谷川第9床固工の上流の護岸沿いの河床の縦断的变化を示している。他の床固工の袖部の上流も同じように局所洗掘を受けている。

5) 霧降大橋の左岸側の橋脚周辺は、鳴沢からの流れが直撃して写真－6及び図－11に示すようは橋脚周辺で3～4 mの局所洗掘を生ずる($170 \text{ m}^3/\text{sec}$)。また、この鳴沢の流水は、写真－7に示すように大谷川第11床固工の袖を直撃し、袖の上流部で常時4～6 mの局所洗掘を生じさせる等の問題がある。

6) 所野第2床固工の計画予定地点の右岸の護岸(屈局部)沿いでの局所洗掘深が大きい。これは所野第1～第3床固工間で、流路中央に土砂が堆積するために、流水は左右の護岸に沿って流下し、 $Q=1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件では、右岸の法線が屈曲している地点で7～9 m^3/sec の高流速が生じて、一時的に5～7 mの局所洗掘を生ずる。この様子を写真－8に示す。

7) 図-12は、洪水波形流量を条件とする実験での河床変化を平面的に示しているが、鳴沢合流点より上流部が洗掘下流部で堆積する傾向を示している。また、図-12より大谷川第11床固工より上流部の各床固工の前庭部の洗掘が著しいことがわかる。

流路中央における河床の縦断的变化を示したのが図-13である。所野第1床固工より下流で河床が上昇し、所野第3床固工の水通天端面上にまで土砂が堆積する等河床の上昇が著しく、この区間の堆砂勾配は流路工を施工する以前の河床勾配である1/40に近い。

2.2 対策

1) 袖(I)及び護岸越水、袖の上下流の局所洗掘防止、流路内の土砂堆積の問題に対しては、低水路を設けて流水を固定する案が考えられる。

2) 床固工の前庭部の局所洗掘の問題に対しては護床工を施す。

3) 彎曲部での床固工の袖や護岸越水の問題に対しては、既設護岸の嵩上げを行うか、袖部による流水のせり上がり高を低減させる対策が必要となる。

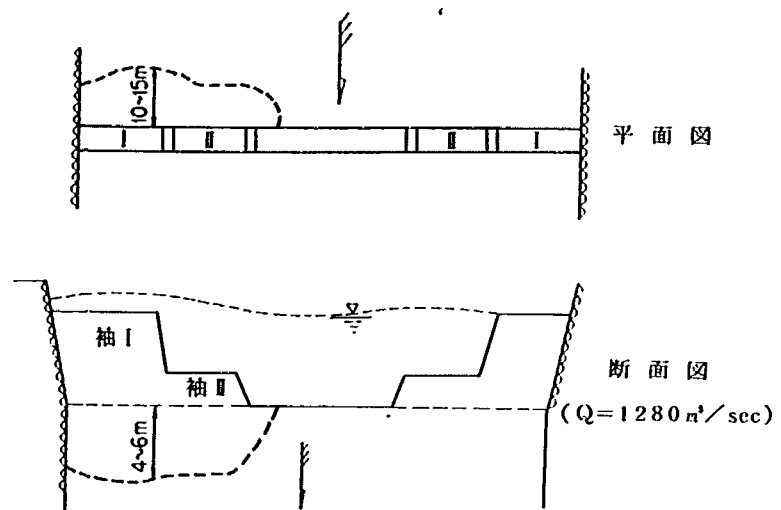


図-10 床固工の袖上流の洗掘状況

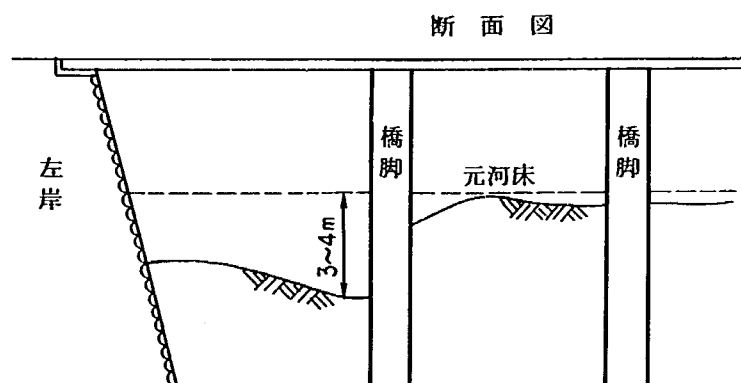


図-11 橋脚周辺の局所洗掘



写真－6 橋脚を直撃する鳴沢の流れ



写真－7 床固工の袖を直撃する鳴沢の流水

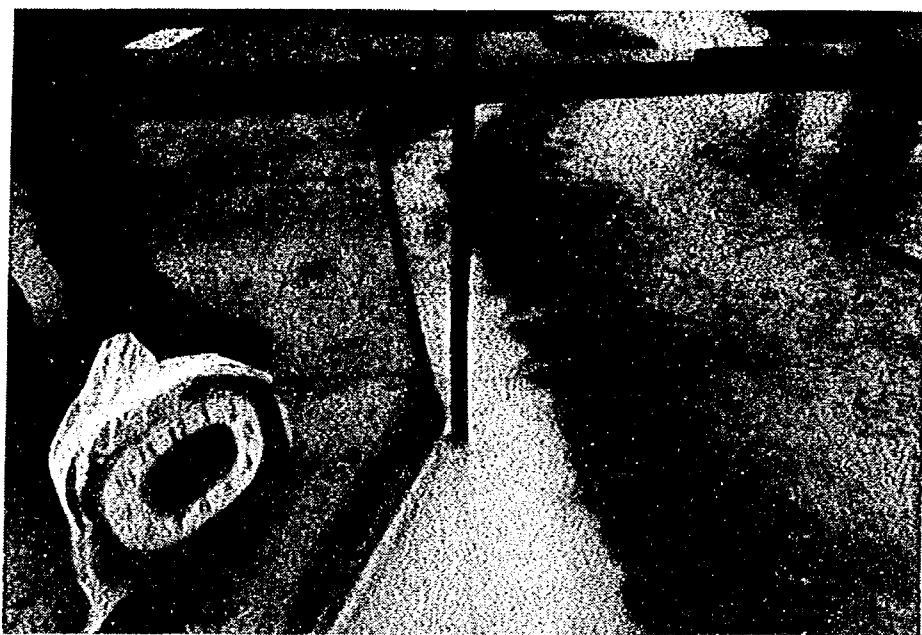


写真-8 屈曲する護岸沿いの局所洗掘深が大きい。

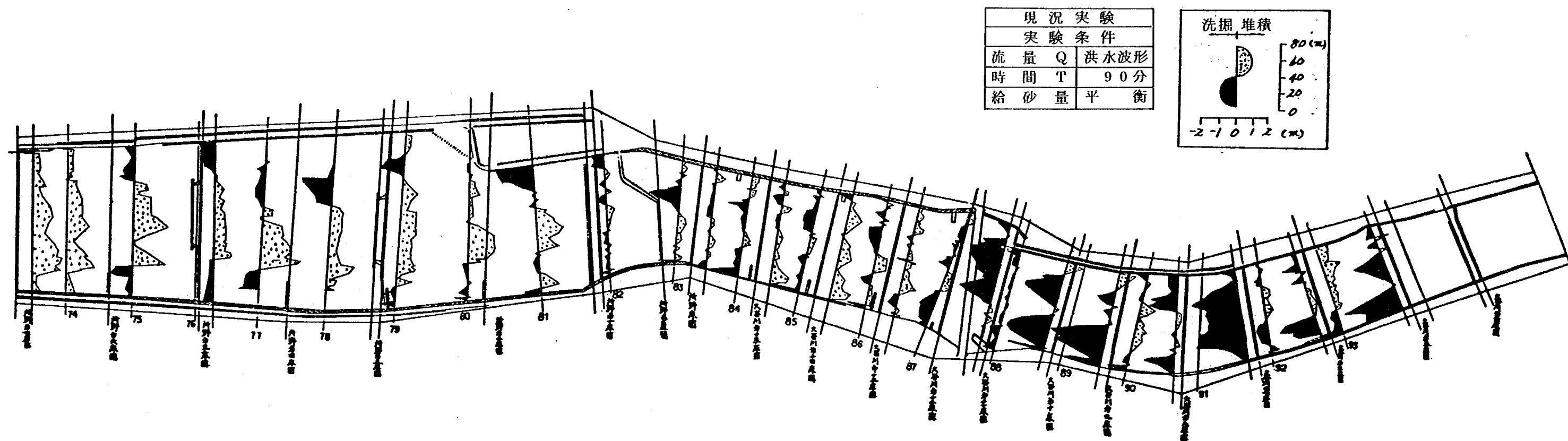


図-12 洗掘堆積平面図 (Case 1)

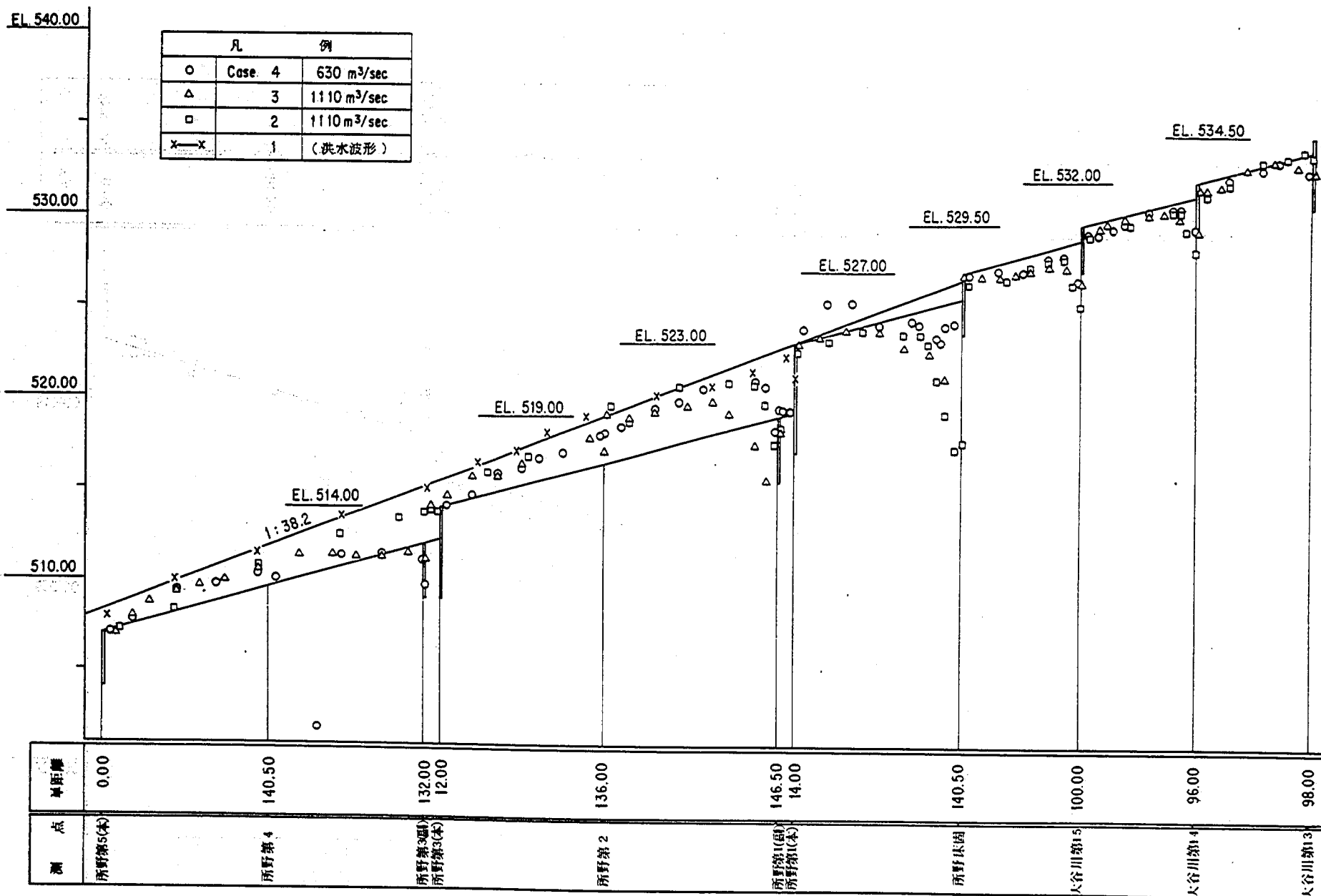


図 - 13 (1) 流路中央部の河床高の縦断変化

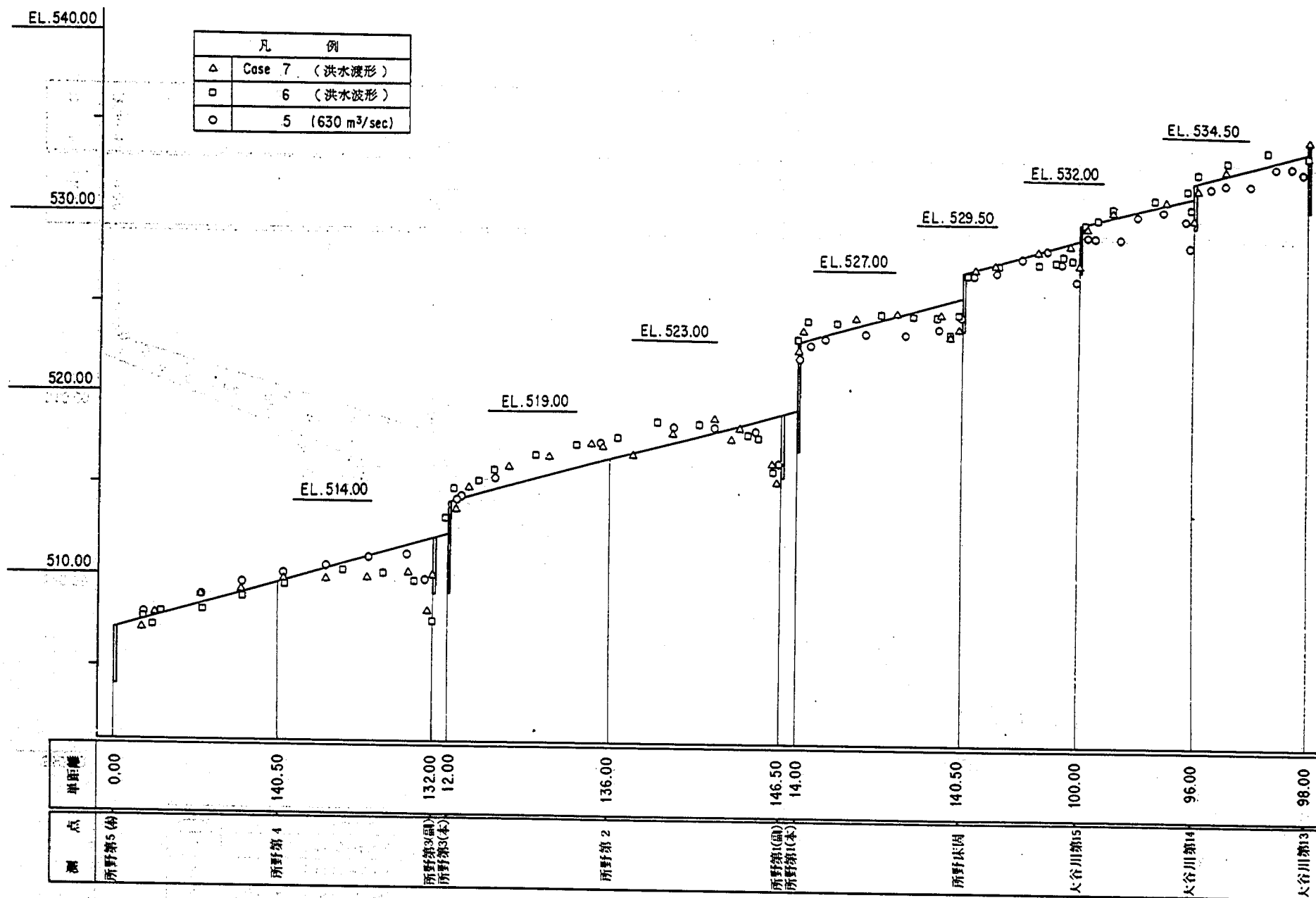


図 - 1 3 (2) 流路中央部の河床高の縦断変化

§ 3. 複断面河道計画

3.1 複断面河道計画の基本的な考え方

1) 低水路は流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ (10年確率流量) を流過させる能力を有する形状とし、計画高水流量 $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ (100年確率流量) 規模の出水に対しては、高水敷を構成する河床材料の平均粒径以上の粒子の移動を許さない水深で高水敷上を流下させる複断面河道の形状を検討する。

3.2 法線形と流路幅

大谷川における低水路の平面形状は、既設の横工(床固工と帯工)の袖の形状や配置された方向に規制される。本計画は、既設工作物を利用し、既設工作物を改良しない複断面河道計画を基本的な考えとしている。

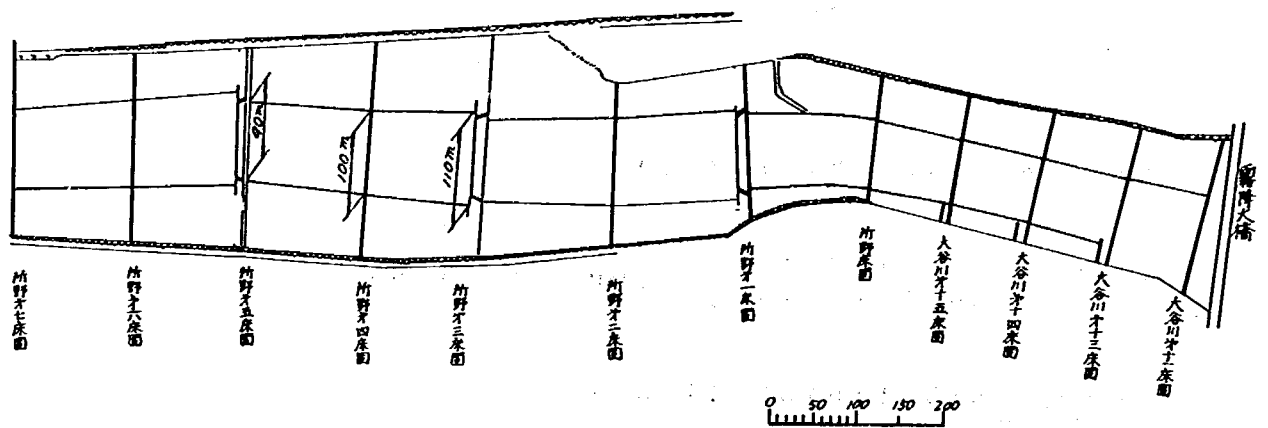


図-14 平面計画図

(1) 法線形と流路幅は文献3)を参考に図-5及び図-14に示すように計画した。

① 低水路幅は図-5(前出)に示すように、上流側の床固工と下流側の床固工(あるいは帯工)の袖(I)に合せた。

② 床固工の下流部の低水路護岸の取付は、床固工の前庭部に発生する二次流の原因による護岸沿いの局所洗掘を防止するために、図-5に示すように床固工の袖の立上り部より10m逃がした。

③ 流路幅と流量との関係は(1)式に示すRegime理論より検討することができる。

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

(1)式において $\alpha = 3.5$ とすると、流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対応する流路幅は 100 m となる。所野第1床固工より下流の床固工間の低水路幅は $110 \sim 90 \text{ m}$ であり、妥当な低水路幅と言える。これに対して所野第1床固工より上流の低水路幅は 80 m であり少し狭いことになる。

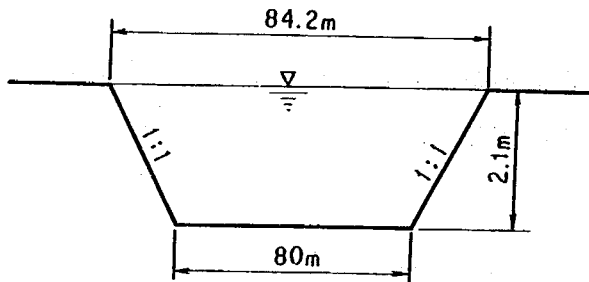
3.3 計画河床勾配

計画河床勾配は既に施工されている横工によって $1/55$ に決められる。

3.4 低水路水深の設計

$n = 0.045$ 、 $I = 1/55$ の条件で試算した低水路水深は、所野第1床固工より上流で 2.1 m 、所野第1床固工より下流で 1.8 m である。この低水路水深を用いて流下能力を検討する。

① 所野第1床固工より上流



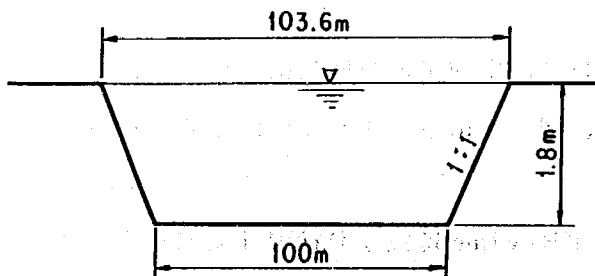
$$A = \frac{1}{2} (80 + 84.2) \times 2.1 = 172.410 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{p} = \frac{172.41}{80 + 2.1 \times 1.414 \times 2} = 2.006 \quad R^{2/3} = 1.591$$

$$V = \frac{1}{0.045} \times 1.591 \times 0.135 = 4.773 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q = 172.410 \times 4.773 = 822.9 \text{ m}^3/\text{sec} > 800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

② 所野第1床固工より下流



$$A = \frac{1}{2} (100 + 103.6) \times 1.8 = 183.240 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{p} = \frac{183.240}{100 + 1.414 \times 1.8 \times 2} = 1.744 \quad R^{\frac{2}{3}} = 1.449$$

$$V = \frac{1}{0.045} \times 1.449 \times 0.135 = 4.347 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q = 183.240 \times 4.347 = 796.5 \div 800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

3.5 高水敷水深の設計

高水敷は、特別の保護工を必要としないことを前提として設計するものとする。そこで掃流力と岩垣の限界掃流力⁴⁾が等しくなるような高水敷水深を(2)式により検討する。

$$U_{\tau}^2 = U_{\tau C}^2 \text{ より}$$

$$gRI = 80.9 dm \quad (d \geq 0.303 \text{ cm})$$

$$R \approx H \text{ とみなして}$$

$$H = \frac{80.9 dm}{gI} \dots\dots\dots (2)$$

(2)式に、 $dm = 11 \text{ cm}$ 、 $I = 1/55$ を代入すると、 $H = 0.5 \text{ m}$ となり、 0.5 m 以下の水深では、平均粒径以上の粒子は移動しないことになる。

以上の結果を用いて計画高水流量 $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して、仮定した低水路断面の妥当性を検討する。

① 所野第1床固工より上流

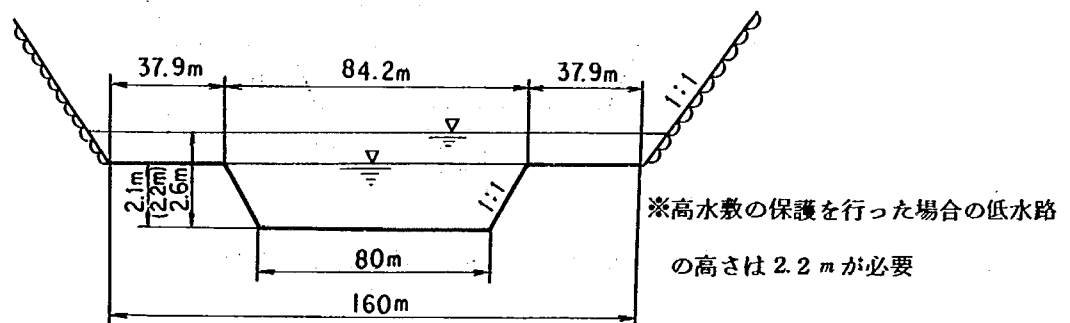


図-15 標準断面(所野床固工より上流)

$$A_1 = \frac{1}{2} (80 + 84.2) \times 2.1 + (84.2 \times 0.5) = 214.51 \text{ m}^2$$

$$R_1 = \frac{A}{p} = \frac{214.510}{80 + 2.1 \times 1.414 \times 2} = 2.496 \quad R^{\frac{2}{3}} = 1.840$$

$$V_1 = \frac{1}{0.045} \times 1.840 \times 0.135 = 5.520 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q_1 = 214.510 \times 5.520 = 1184.095 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} (37.9 + 38.4) \times 0.5 = 19.075 \text{ m}^2$$

$$R_2 = \frac{A_2}{p_2} = \frac{19.075}{37.9 + 0.5 \times 1.414} = 0.494 \quad R_2^{2/3} = 0.625$$

$$V_2 = \frac{1}{0.045} \times 0.625 \times 0.135 = 1.875 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q_2 = 19.075 \times 1.875 = 35.766 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$2Q_2 = 71.532 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore \Sigma Q = Q_1 + 2Q_2 = 1255.6 \text{ m}^3/\text{sec} < 1280 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上の計算結果より仮定した低水路断面は $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流過能力を有するが、 $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時に高水敷では平均粒径以上の粒子が移動することになるので、低水路高は 2.2 m が必要となる。

② 所野第1床固工より下流

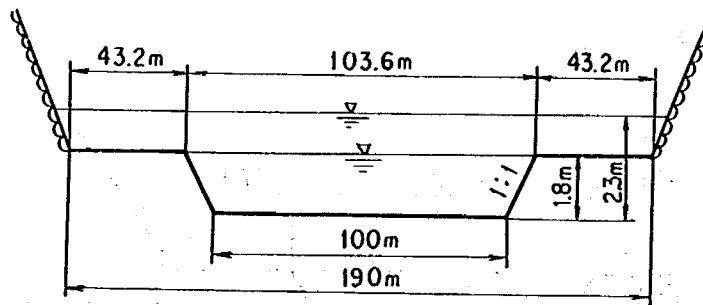


図-16 標準断面（所野床固工より下流）

$$A_1 = \frac{1}{2} (100 + 103.6) \times 1.8 + (103.6 \times 0.5) = 235.04 \text{ m}^2$$

$$R_1 = \frac{A_1}{p_1} = \frac{235.04}{100 + (1.8 \times 1.414) \times 2} = 2.237 \quad R_1^{2/3} = 1.711$$

$$V_1 = \frac{1}{0.045} \times 1.711 \times 0.135 = 5.133 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q_1 = 235.04 \times 5.133 = 1206.460 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} (43.2 + 43.7) \times 0.5 = 21.725 \text{ m}^2$$

$$R_2 = \frac{A_2}{p_2} = \frac{21.725}{43.2 + 0.5 \times 1.414} = 0.495 \quad R_2^{\frac{2}{3}} = 0.626$$

$$V_2 = \frac{1}{0.045} \times 0.626 \times 0.135 = 1.878 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q_2 = 21.725 \times 1.878 = 40.800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$2Q_2 = 81.6 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\therefore \Sigma Q = 1206.46 + 81.60 = 1288.06 \text{ m}^3/\text{sec} > 1280 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上の結果により、低水路断面は流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流過能力を有し、 $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量に対して、高水敷の保護工は必要としないことになる。

3.6 低水路護岸天端勾配

- (1) 2.5で検討しているように低水路護岸高は、 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を対象に所野第1床固工より上流部は 2.2 m 、下流は 1.8 m でよいことになるが、文献2)で述べているように、下流側の床固工の袖Ⅱの影響で水位が上昇し、床固工とその上流側の帯工間で流水が高水敷上に冠水する問題があるので、図-4(前出)に示すように帯工～床固工間は、実験値である水面勾配の $1/90$ に天端勾配を合せることが望ましい。

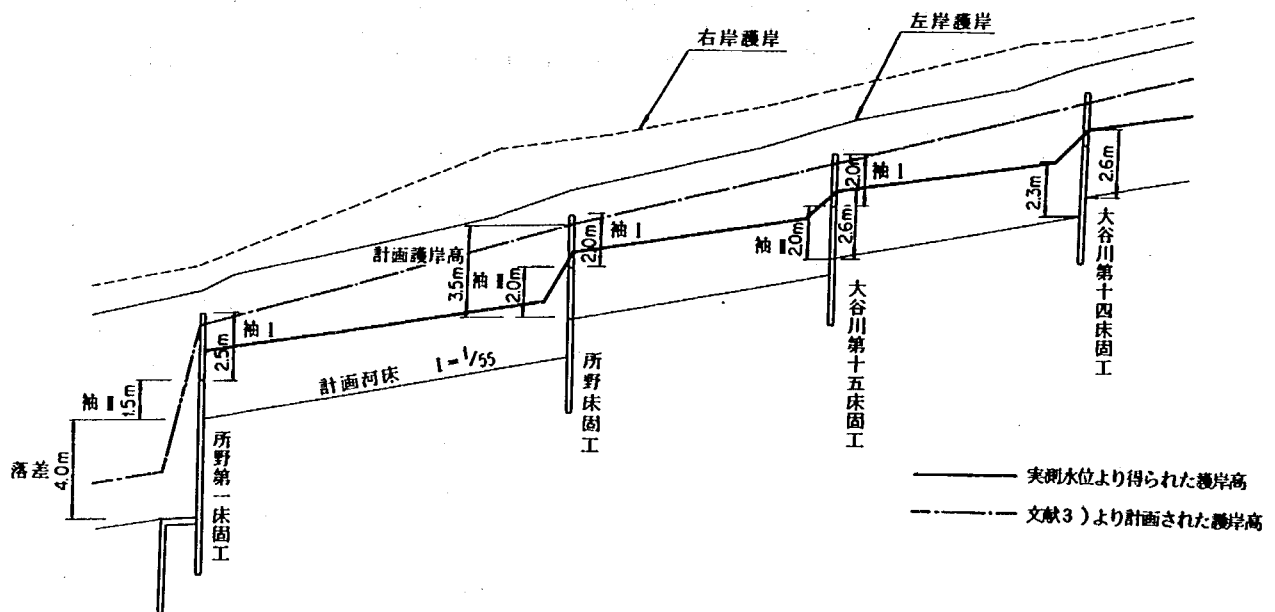


図-17 計画護岸高と護岸天端勾配(所野床固工より上流)

所野第1床固工より上流についても同じ考え方をとると図-17に示す護岸天端勾配が考えられる。最良案は測定水位から決めようとする目的から、護岸越水が生じないように、仮に護岸天端勾配を図-17に示すように設定して実験を行うことにした。

3.7 低水路固定の始点

① 鳴沢との合流点から上流の平均的な河道幅は130m程度であり、各床固工の前庭部での局所洗掘が大きいこと、また、河床は総じて低下する傾向にあること、さらに床固工袖部の越水問題は彎曲法線に原因があること等を勘案すると、大谷川第11床固から上流で低水路を固定することは好ましくないと考える。

② これに対して、大谷川第11床固工より下流は河道幅が200m~260mと広く、現河道のもとに洪水がある場合に堆積傾向となること、床固工の越水や護岸高に余裕がない区間が存在していること、法線の屈曲部で局所洗掘深が大きくなること等の問題があるので、低水路を固定してこれらの問題を解消する対策が考えられる。現況実験での出水前後の河床横断形の代表断面を図-18に示すように、床固工の直下流を除いて、上流側の床固工と下流側の床固工間で高水敷部に相当する護岸沿いでの河床変化は小さい。写真-9は高水敷に相当する部分が死水域となっている状況を示している。

③ 以上のことから大谷川第11床固工より下流は低水路の固定が可能になると考察される。

低水路護岸は左岸を大谷川第11床固工を始点とし、右岸は鳴沢の合流部の河床変動や流況から判断して、大谷川第13床固工を始点とする案が考えられる。

3.8 前庭保護工

現況実験の結果によれば、床固工の前庭部の局所洗掘が大きいので、護床工が必要である。前庭部の局所洗掘は、水たたき終端（帯工の場合は水通し天端下流肩）より25mの範囲で生じ、最大洗掘深は10m前後の位置で生じていることから、15mの範囲について護床工が必要となる。

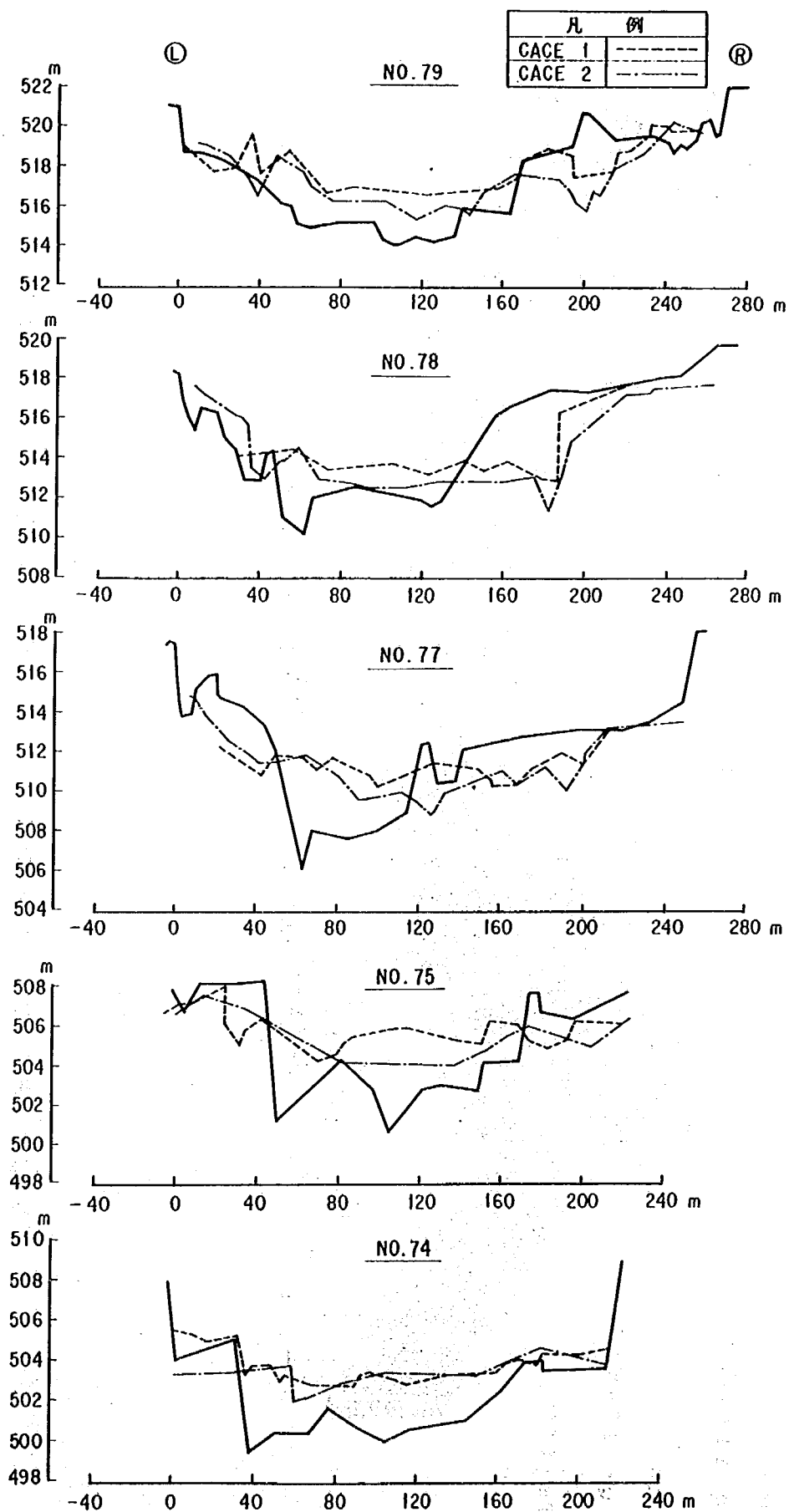


図-18 河床横断面図(実験終了時)

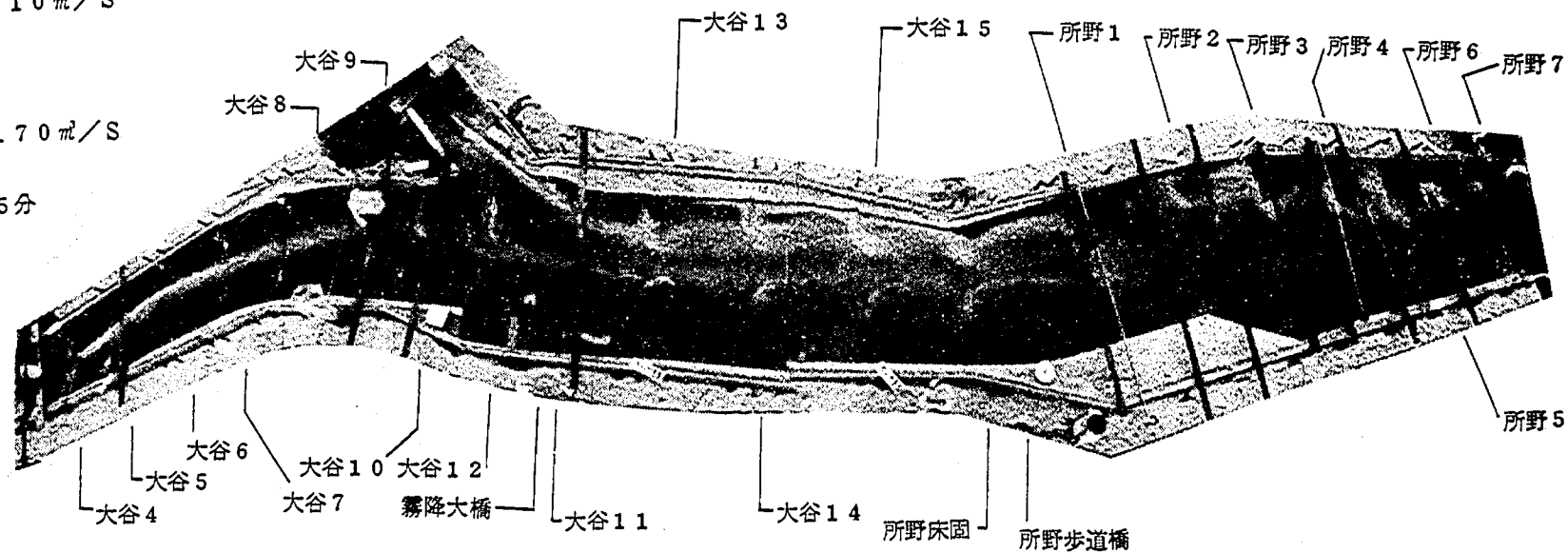
大谷川

$$Q = 1110 \text{ m}^3/\text{s}$$

鳴沢川

$$Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$T_m = 55 \text{ 分}$



写真－9 現河道の洪水時の流況

大谷川第11床固工より下流部の高水敷に相当する部分は死水域となり河床変動は小さい。
所野第1～第3床固工間の土砂堆積が著しい。

§ 4. 実験結果と考察

4.1 法線形と流路幅

流水の蛇行がないこと、護岸沿いでの洗掘深が小さいこと等からみると計画した平面形で特に問題はないと考えられる。

4.2 低水路内の河床変動

- 1) 洪水波形流量及び $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量で平衡給砂を条件とする実験結果によると、図-19に示すように低水路内に土砂が堆積する。

この傾向は図-12（前出）で示す現況実験の結果と同様であるが、図-12と図-19の比較及び図-13(1)(2)（前出）で河床高の縦断的变化を比較すると、低水路を固定し、床固工の前庭部に護床工を施すことによつて、堆積高は小さくなることがわかる。

- 2) 低水路内に堆積する土砂は、図-13でみるように、特に所野第1～第3床固工間で著しい。同区間で土砂が堆積する原因として、

- ① 表-2に示すように、所野第1床固工の落差は 4 m であり、他の床固工の落差に比べて大きいので、落差によるエネルギーの損失が考えられる。

- ② 所野第2、第4、第5床固工は水通し幅を 100 m とする単断面形に、所野床固工より上流と、所野第1、第3、第4は、低水路幅を 30 m とする複断面形に施工されており、床固工間の微妙な掃流力の変化が原因しているとも考えられる。

今後、実河川の河床変動資料とも合せて、土砂堆積の原因を研明する必要がある。

- 3) 図-13・(2)は、洪水波形流量を条件とした実験Ⅱ6と、実験Ⅱ6の河床状況の基にさらに同じ洪水波形流量を重ねた場合（連続して同規模の出水があることを想定した条件）の実験Ⅱ7の河床の縦断的变化を比較して示しているが、実験Ⅱ6と実験Ⅱ7の河床高の縦断的变化の差はほとんどないことが分かる。

流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件での実験結果も同様な傾向を示している。

- 4) 図-20は実験Ⅱ6とⅡ7の流出土砂量の時間的变化を比較しているが、流出土砂量の実験的变化の差は小さい。

以上のことから所野床固工～所野第3床固工間は、現河道の場合と同様に土砂が堆積しやすい区間であることが推察される。そして動的に安定する勾配は $1/40$ 程度であり、図-13で示す堆積高が実験で得られる最大値であると見なすことができよう。

ただし、洪水規模や洪水時の土砂濃度の変化等により、同区間に堆積している土砂は、下流に流送されることは、一般的にみても考えられることである。

- 5) 先述したように流路中央部における土砂の堆積は大きい、図-21（ $Q = 800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、平衡給砂）に示すようにこれに比べて平均河床高の変化はわずかである。

表-2 構造物一覽表

床 固 名	間 隔	高	長	護岸巾	計画高 水流高	(H) 高水路 (F) 低水路		計画 水深	余 裕 高		元河床 勾 配	計画河 床勾配	有効 落差	施 工	
						巾	深		水路	護岸				任	次
大谷川第4床固						75.0	2.0							L C R	S. 36 S. 17
	145.0	4.0	120.0	117.5	1.110	20.0	1.0	3.35		1.65	1:31	1:55	2.5		
大谷川第5床固						74.0	2.5							L C R	S. 35 S. 37 S. 35
	110.0	3.5	134.4	134.1	1.110	64.0	2.0	2.85	1.65	4.15	1:31	1:55	1.3		
大谷川第6床固						74.0	2.5							L C R	S. 35 S. 37 S. 35
	122.0	3.0	146.0	139.4	1.110	64.0	2.0	2.85	1.65	3.15	1:31	1:55	1.2		
大谷川第7床固						74.0	2.5							L C R	S. 35 S. 45 S. 36
	99.0	3.0	145.3	140.3	1.110	30.0	2.0	3.70	0.80	1.73	1:31	1:55	1.2		
大谷川第8床固						94.0	R25 R20							L C R	S. 46 S. 48 S. 36
	104.5	3.0	182.0	154.1	1.160	70.0	L45	2.75	1.75	3.25	1:31	1:55	1.2		
大谷川第9床固						74.0	2.5							L C R	S. 46 S. 48 S. 35
	101.5	3.0	155.0	147.8	1.160	30.0	2.0	3.80	0.70	1.95	1:31	1:55	1.3		
大谷川第10床固						74.0	2.5							L C R	S. 46 S. 47 S. 35
	88.5	3.0	153.0	147.9	1.160	30.0	2.0	3.80	0.70	2.21	1:31	1:55	1.3		
大谷川第11床固							R30							L C R	S. 38 S. 47 S. 34
	78.5	3.0	191.0	205.7	1.220	95.0	L35	2.45	0.55	1.05	1:31	1:55	1.3		
大谷川第12床固						74.6	2.5							L C R	S. 38 S. 47 S. 34
	97.0	2.5	183.0	210.5	1.160	30.0	1.5	3.55	0.45	1.45	1:31	1:55	1.5		
大谷川第13床固						81.7	2.0							L C R	S. 38 S. 47 S. 37
	91.0	2.5	170.9	167.2	1.220	35.0	2.0	3.65	0.35	1.35	1:31	1:55	0.7		
大谷川第14床固						82.0	2.0							L C R	S. 38 S. 46 S. 37
	98.0	2.5	165.0	160.5	1.220	35.0	2.0	3.65	0.35	1.35	1:31	1:55	0.7		
大谷川第15床固						82.0	2.0							L C R	S. 38 S. 44 S. 37
	96.5	2.5	160.0	157.1	1.220	35.0	2.0	3.65	0.35	1.35	1:31	1:55	0.7		
所 野 床 固						82.0	2.0							L C R	S. 34 S. 33
	99.5	3.5	153.0	150.7	1.240	35.0	2.0	3.70	0.30	≒0.86	1:31	1:55	0.8		
所野第1床固						90.0	2.5							LS.3641 C	S. 48
	140.5	6.0	195.1	191.1	1.240	35.0	1.5	3.30	0.70	≒3.53	1:40	1:55	4.0		
所野第2床固														L C R	S. 36
	160.5	2.5	199.0	195.9	1.240	100.0	3.0	2.30	0.70	≒5.08	1:40	1:55	—		
所野第3床固						90.0	2.5							L C R	S. 36
	144.5	4.0	271.0	267.7	1.240	35.0	1.5	3.30	0.70	≒3.17	1:40	1:55	2.0		
所野第4床固														L C R	S. 36
	135.5	3.5	264.0	260.9	1.240	100.0	3.0	2.30	0.70	≒5.74	1:40	1:55	—		
所野第5床固						90.0	2.5							L C R	S. 36
	140.5	5.0	247.0	244.4	1.240	35.0	1.5	3.30	0.70	≒4.17	1:40	1:55	2.0		
所野第6床固														L C R	S. 38
	140.0	3.5	235.0	232.1	1.240	100.0	3.0	2.30	0.70	≒4.21	1:40	1:55	—		
所野第7床固						90.0	2.5							L C R	S. 39 S. 51 S. 41
	138.0	5.0	221.0	216.2	1.240	35.0	1.5	3.30	0.70	1.70	1:40	1:55	1.5		

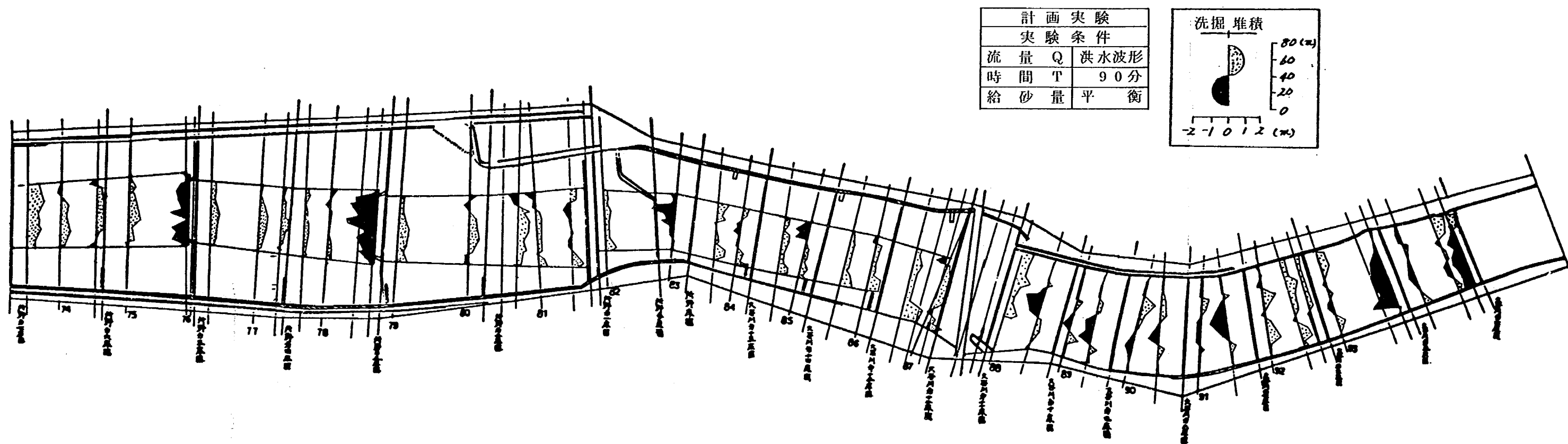


図-19 洗掘堆積平面図 (Case 6)

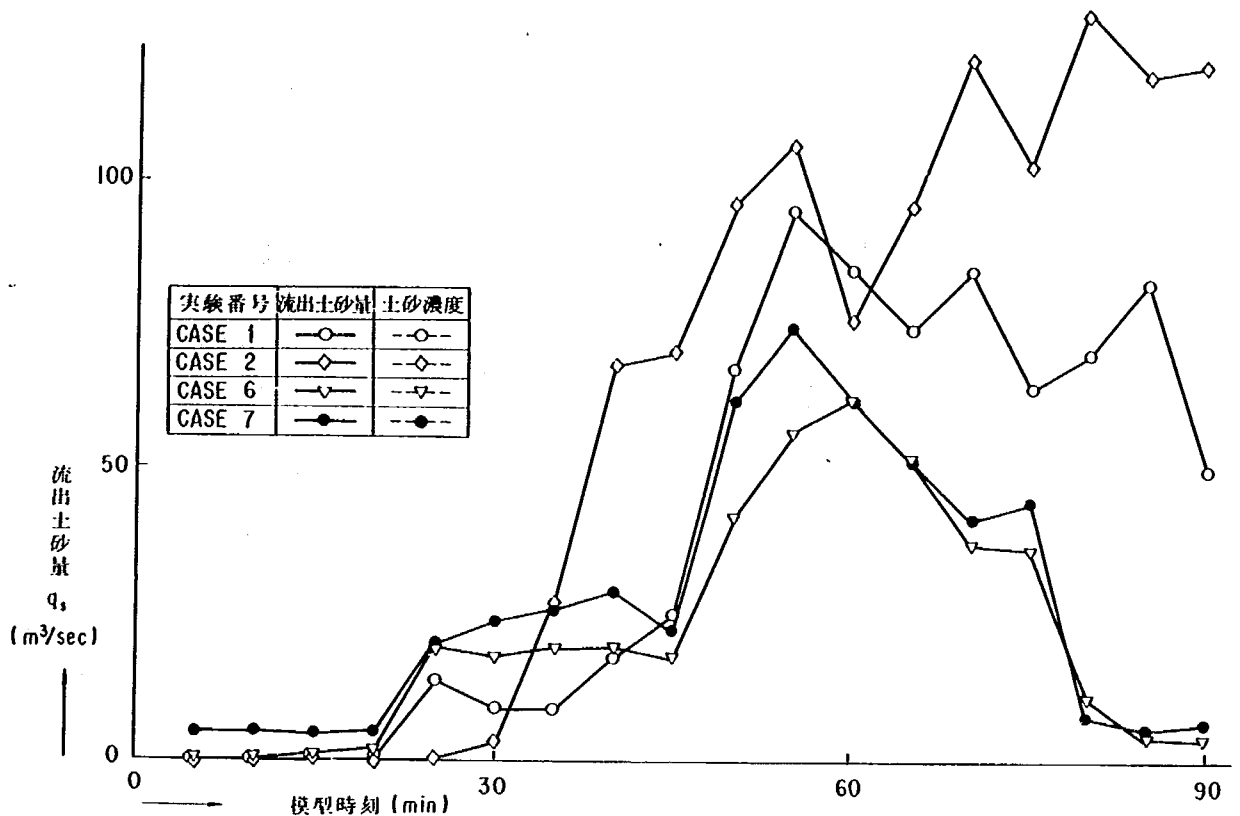


図-20 流出土砂量の時間的变化

4.3 低水路護岸高

1) 流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の最高水位と平均水位を縦断的に示したのが図-22である。図-22・(1)より所野第1～第2床固工間で、特に大きく水位が計画護岸天端高を上廻っているのがわかる。この結果、低水路護岸の裏は $1 \sim 1.5 \text{ m}$ 程度の洗掘を受ける問題が生じている。写真-10は、所野第1～第2床固工間に堆積する土砂の状況を示している。

2) 低水路内で流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ を処理するためには、図-4及び図-22で示しているように護岸高は 3 m に修正する必要がある。ただし、図-22・(1)に示す所野第3～第5床固工間のように低水路内の土砂堆積が僅かである場合は、図-4に示す計画護岸高と護岸天端勾配でよいことになる。

所野第1床固工より上流の実測値の平均水深は 2.3 m であり、実測値を基準にとると、計画低水路護岸高は図-17に示す案が考えられる。

3) $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の最高水位と平均水位を縦断的に示したのが図-22・(2)である。平均水位は低水路護岸天端高を上廻っているのが分る。所野床固工から下流で $1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時における流況を写真-11で示すように、高水敷の河床材料の移動は僅であるが、図-23で河床横断図を示すように床固工の直下流の護岸裏では、幅 10 m の範囲で 1 m 程度の洗掘を受ける箇所があるので、この範囲は、保護する方が安全である。

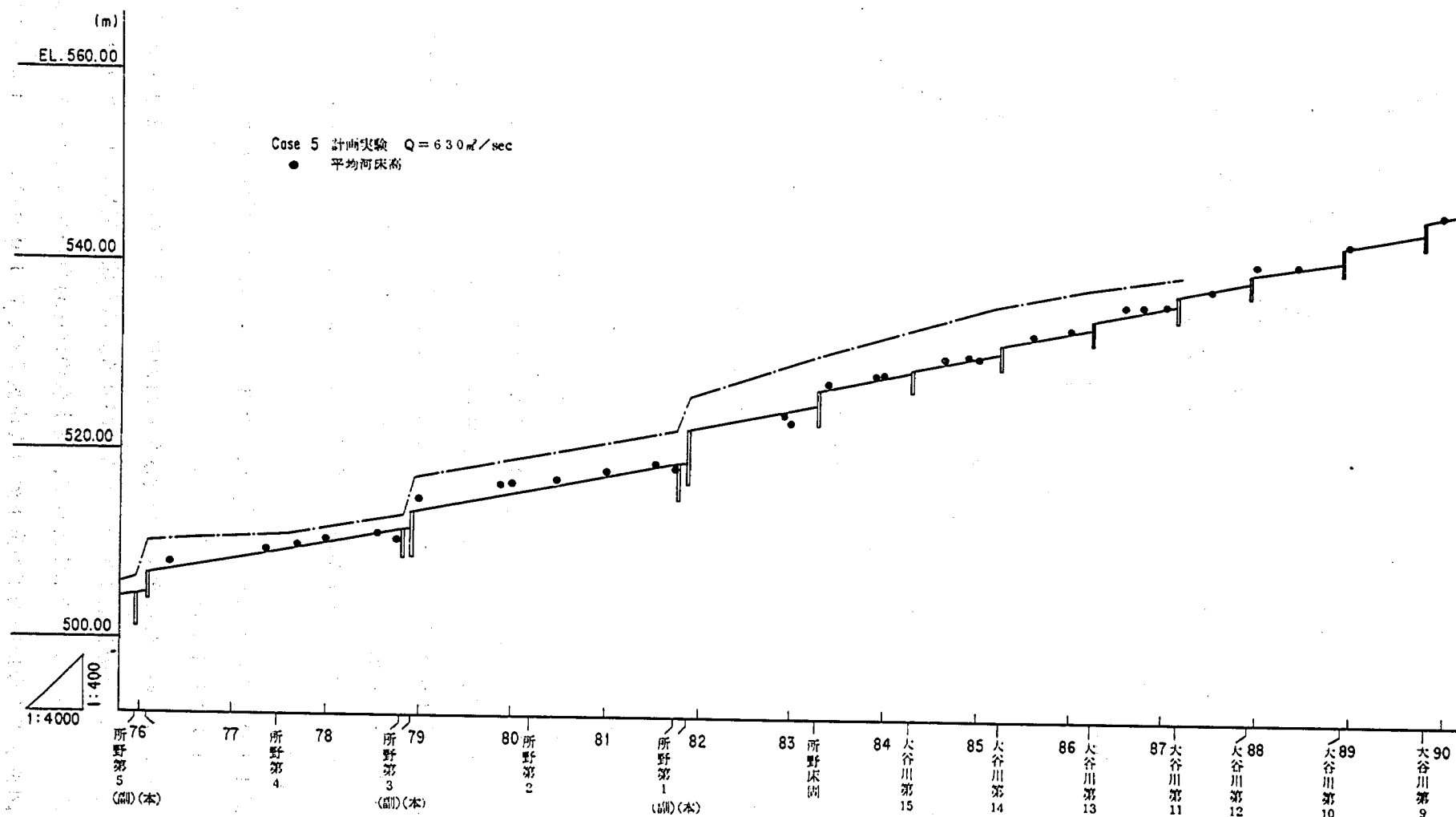


図 - 21 平均河床高の縦断的变化

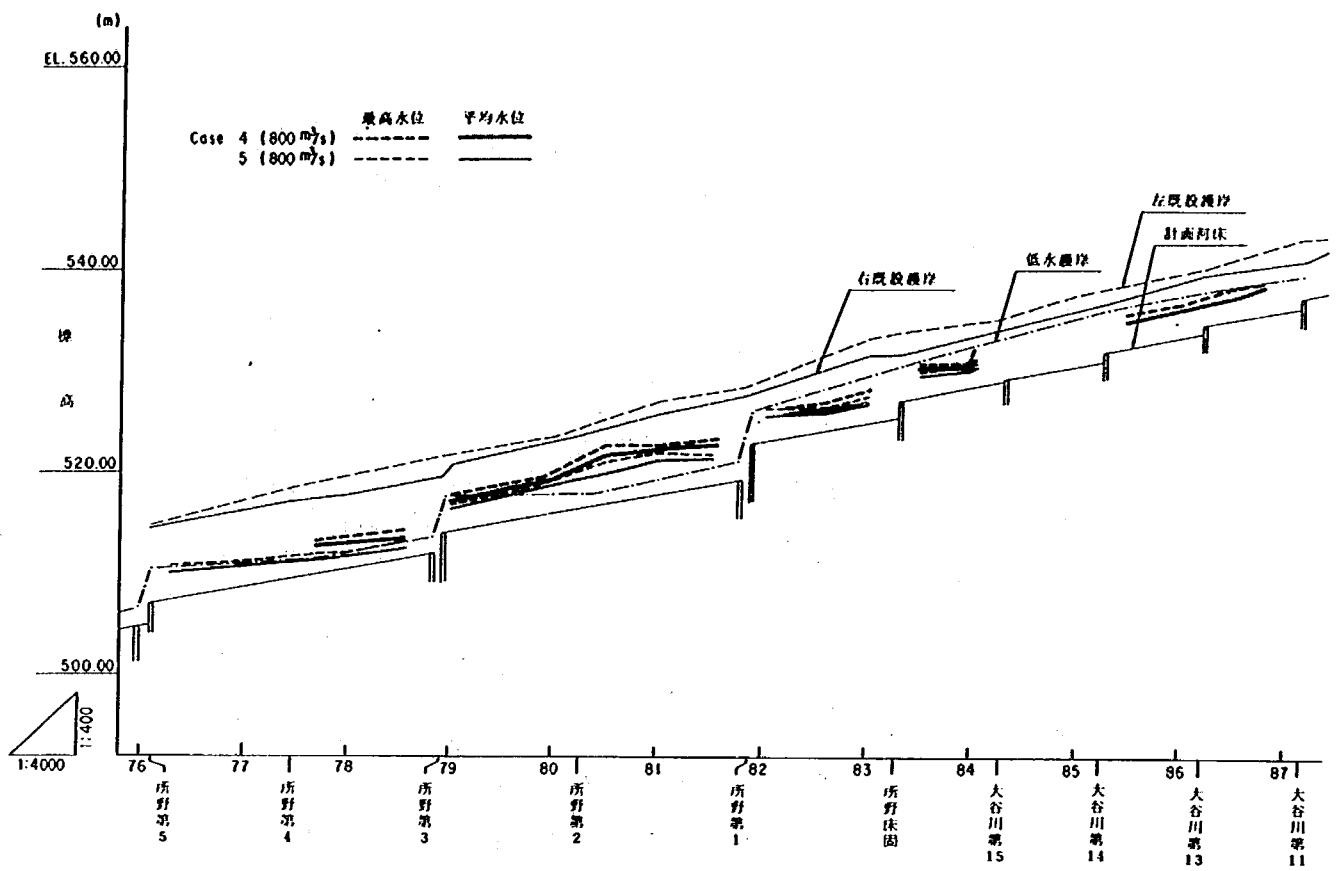


図-22(1) 低水護岸高と水位との関係

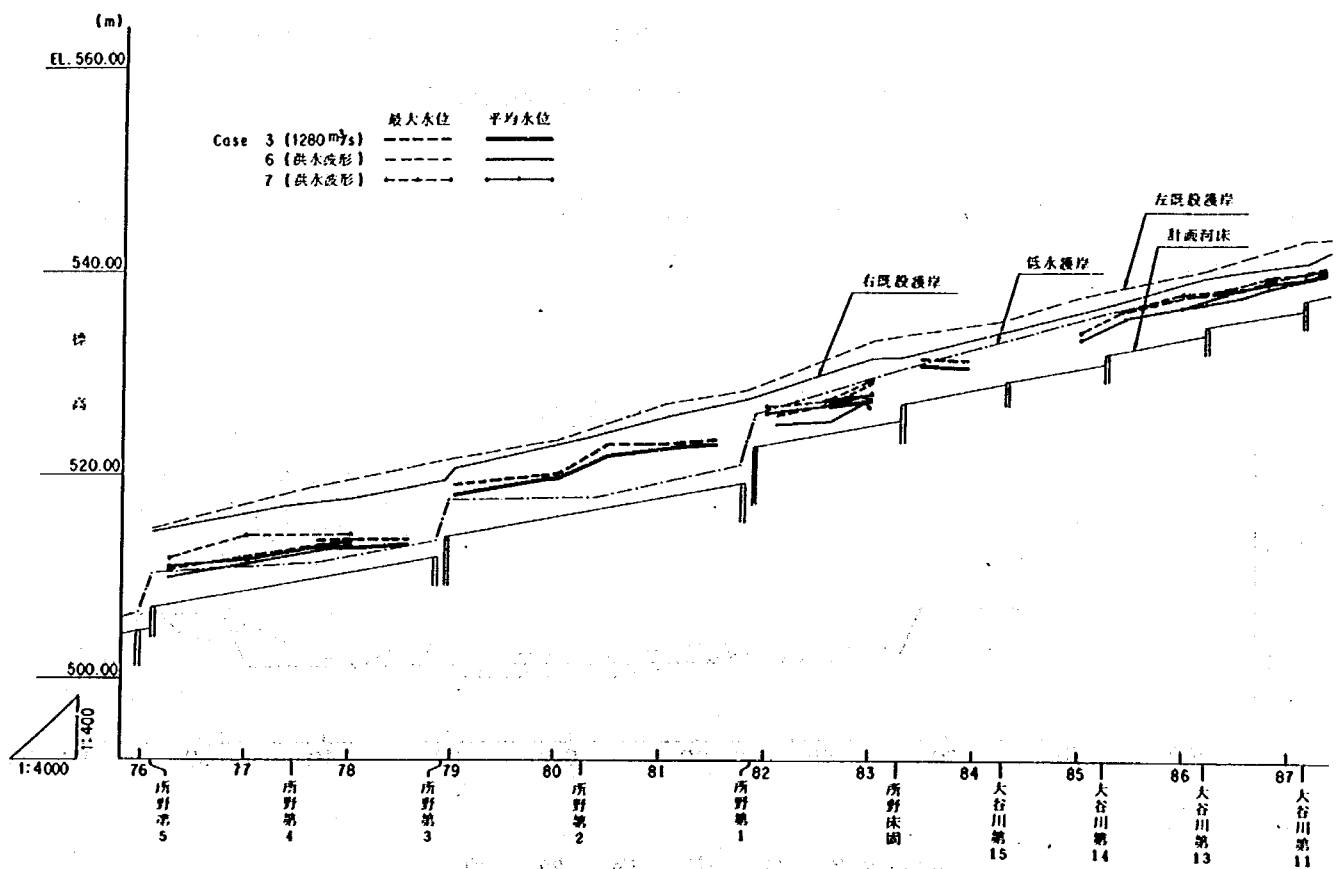
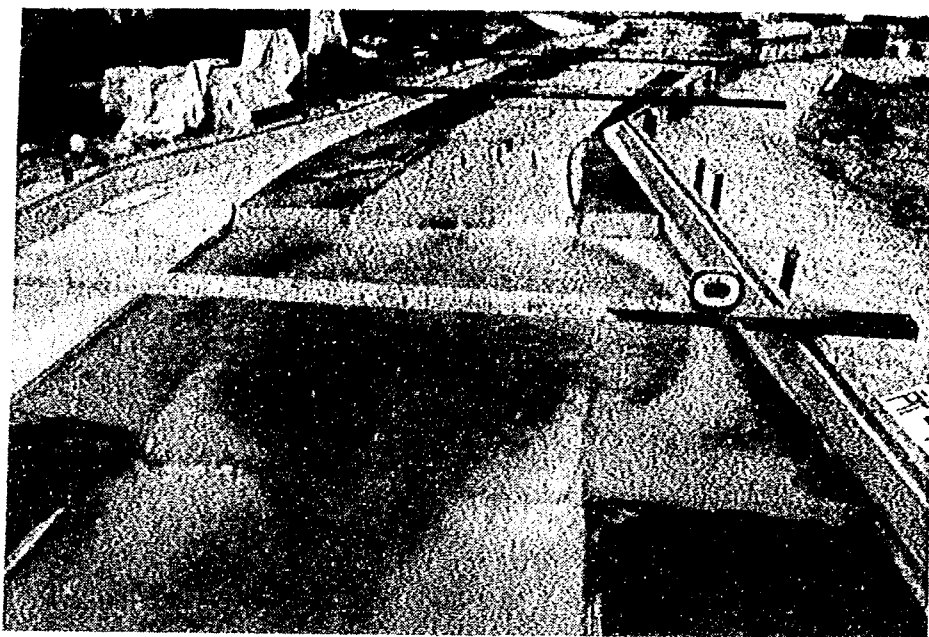


図-22(2) 低水護岸高と水位との関係



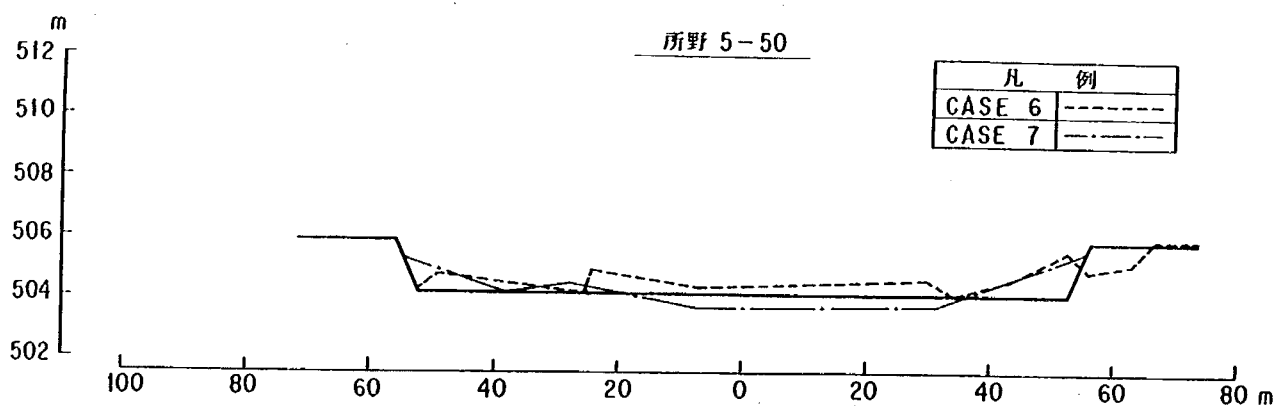
写真－１０ 所野第１～第２床固工間に堆積する

土砂の状況 ($Q=800\text{ m}^3/\text{sec}$ 、低水護岸高は計画案)

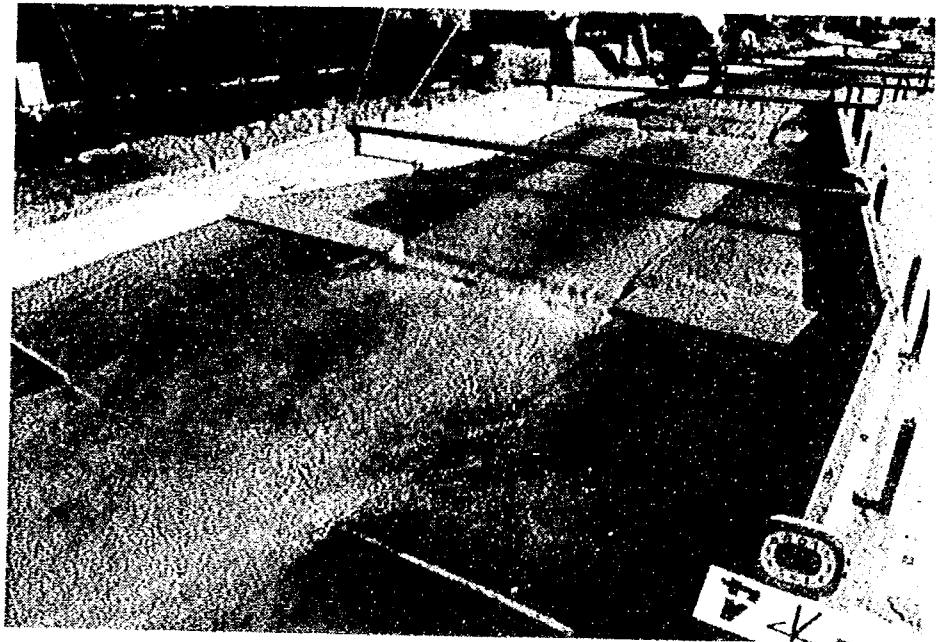
- 4) 流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の条件下における平均水深は所野床固工より上流で 2.3 m 、下流では 1.9 m となっており、 $n=0.045$ を用いて計算した結果にはほぼ一致している。

4.4 護岸根入深

図－２４は実験終了後の代表断面の河床横断図であるが、低水護岸沿いの洗掘深より判断して 1.5 m 程度の根入深を標準に考えることができる。



図－２３ 河 床 横 断 図



写真－１１ 所野第４床固工より上流の流況を望む
高水敷を構成する河床材料の移動は少ない

($Q=1280\text{ m}^3/\text{sec}$)

4.5 前庭保護工

床固工下流に長さ 15 m の護床工を設けると局所洗掘深は低減されて、護床工での直下流で $2\sim3\text{ m}$ 程度となる。

4.6 彎曲部の外彎側の水位上昇

大谷川第９床固工の袖部の上流は、図－７に示すように水位が上昇し、護岸を越水する。護岸越水を防止するには、 0.5 m 程度の嵩上げを行うか、あるいは、大谷川第８床固工に、図－２５に示す形状の袖を設けて、流水を中央部に向けることにより水位の低下をはかる方法が考えられる。図－７に示すように、Type II の形状の場合に袖による流水のせき上げ高が、最も小さい。

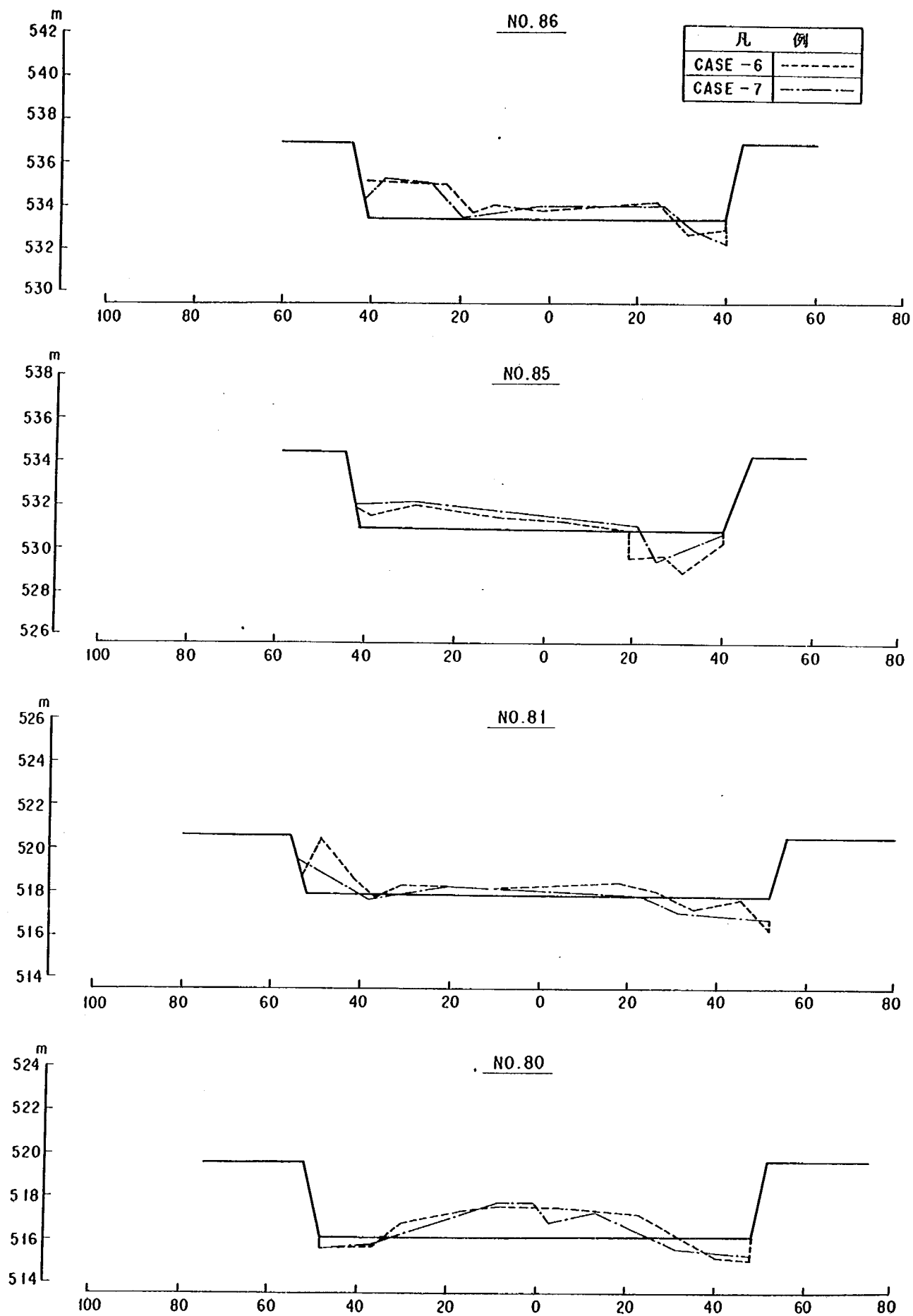


图 - 2 4 (1) 河床横断面

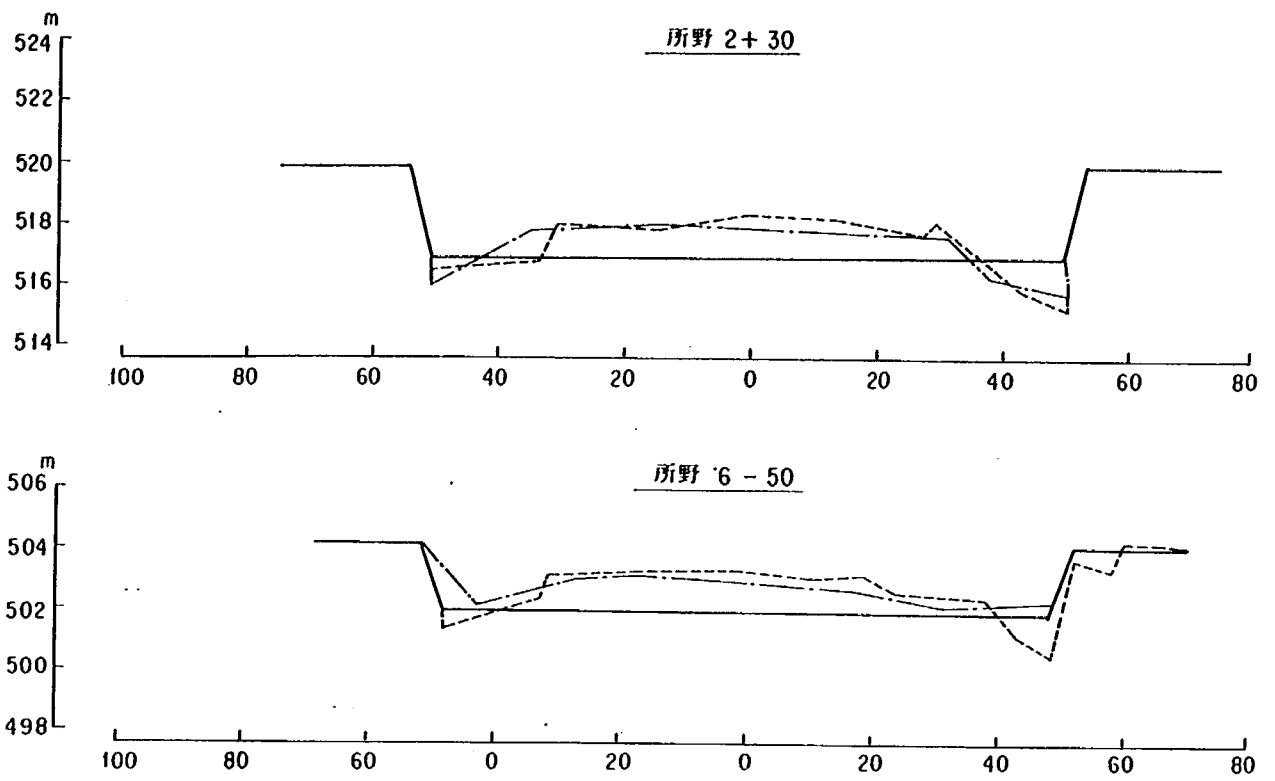
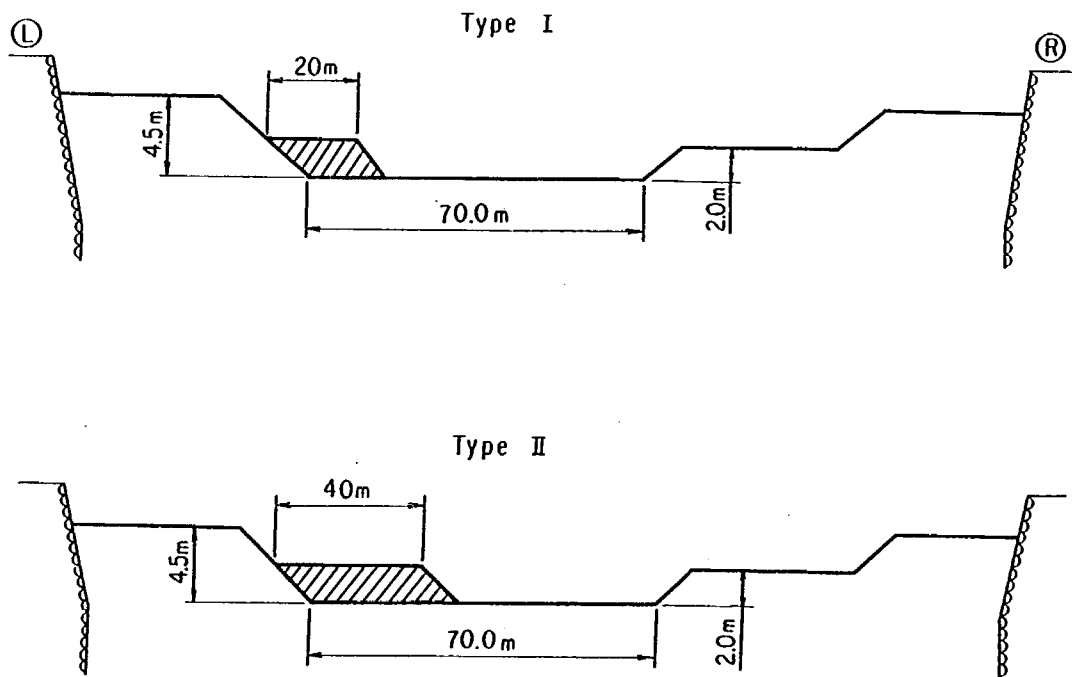


図-24 (2) 河床横断面図



袖を付けると前庭部の洗掘大
 Type I は、赤沢からの流入を考慮
 Type II は、上下流の袖の形状に合わせた。

図-25 床固工の袖の形状

§ 5. まとめと提言

- 1) 複断面河道にすると、現河道で洪水がある場合に発生する護岸や床固工袖(I)の越水、袖上流部の局所洗掘を防止し、流路内に堆積する土砂を低減させる等の効果が期待できる。
- 2) 平面計画は既設工作物を生かした図-5及び図-16に示す形状で特に問題はない。
- 3) 低水護岸高は、低水路内に土砂が堆積しない場合は図-4に示す計画案で問題がない。しかし、所野第1～第3床固工間は土砂が堆積しやすい区間であり、低水路断面での流過能力だけを考慮すると図-4に併記する形状に修正する必要がある。日光砂防工事事務所の調査結果によると、設計流量の $800\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の洪水の出水頻度は低いと言う水文条件と、高水敷の河積としての利用度を保つと言う複断面河道計画の本質的な条件を生かすことを考えると低水路護岸高は計画案どおりとし、低水路に堆積する土砂は排土しておく案が考えられる。また、所野第1床固工より上流の低水路護岸高及び護岸天端勾配は、実測水位から図-17に示す案が考えられる。高水敷利用等に当つての盛土は、厳に規制されるべきであると考えられる。
- 4) 床固工の前庭部は局所洗掘を受けるので、長さ 15 m 程度の護床工が必要となろう。

おわりに

本文に述べている内容は、あくまでも実験結果に基づくものである。実施計画に当つては、実験で得られた結果と実河川の河床変動の実態を把握して諸えを決定する必要がある。

なお、本文では所野第1～第3床固工間の土砂堆積の原因が究明されておらず、問題点として残された。この問題については、実河川の河床変動調査を資料と実験結果を用いて解決させたい。本文が実施計画をたてる上で参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 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、昭和53年10月
- 2) 阿部宗平；流路工計画における水理模型実験
土木技資料 Vol 24-3(投稿中)
- 3) 建設省日光砂防工事事務所；大谷川流路工水理模型実験報告書 昭和56年3月 P3～P4
- 4) 土木学会；水理公式集；昭和46年11月 P201

複断面河道計画に関する水理模型
実験報告書

土研資料第1791号
昭57年2月

キーワード 複断面河道

土木研究所砂防研究室
阿部宗平 北山滋基

要旨

既設構造物を利用した複断面河道計画の諸元
を水理模型実験から検討したものである。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

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 1791号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

