

I S S N 0386-5878

土研資料 第2106号

土 木 研 究 所 資 料

与田切川流路工水理模型実験報告書

昭和59年 3 月

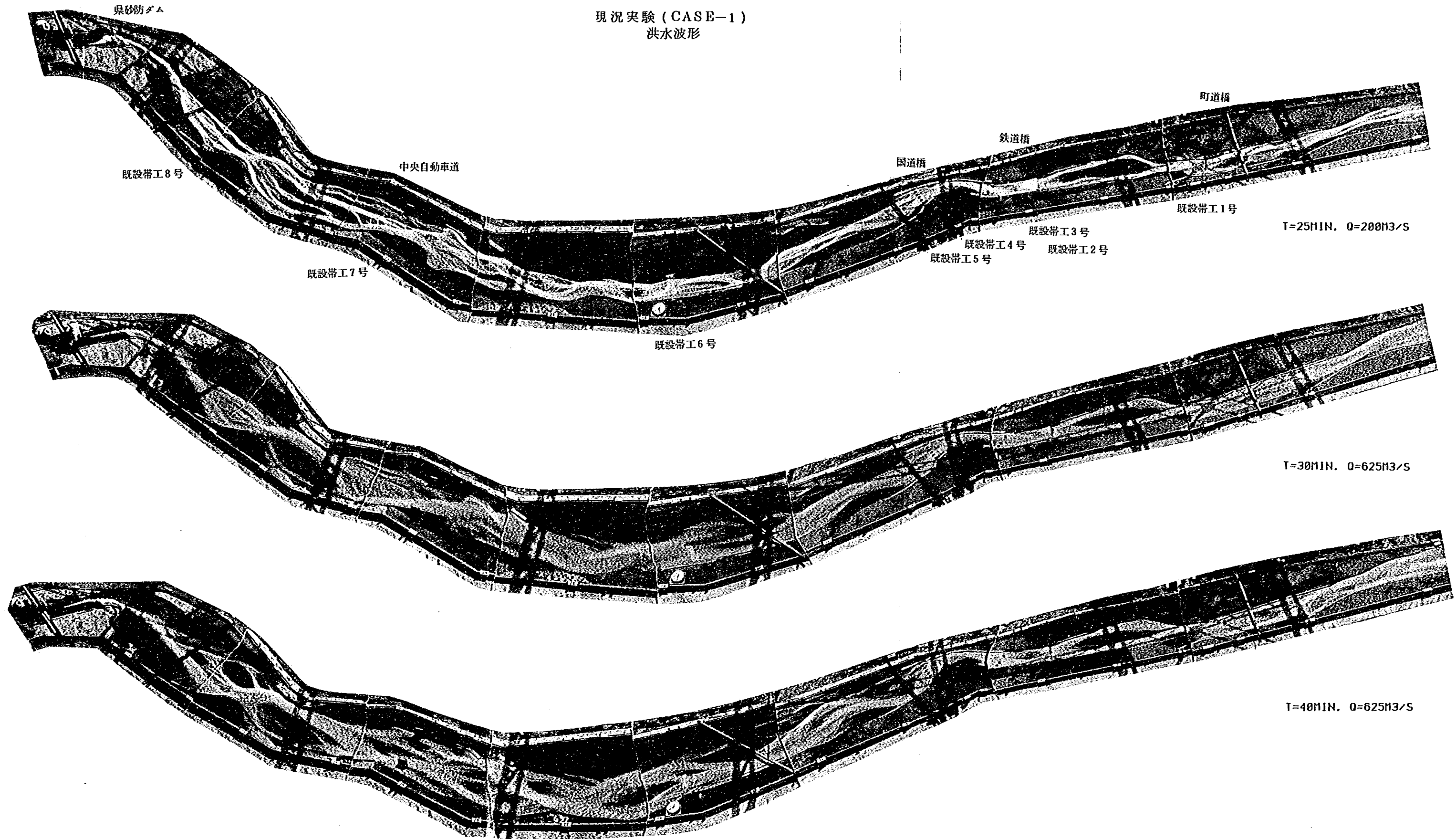
建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1984 by P. W. R. I.

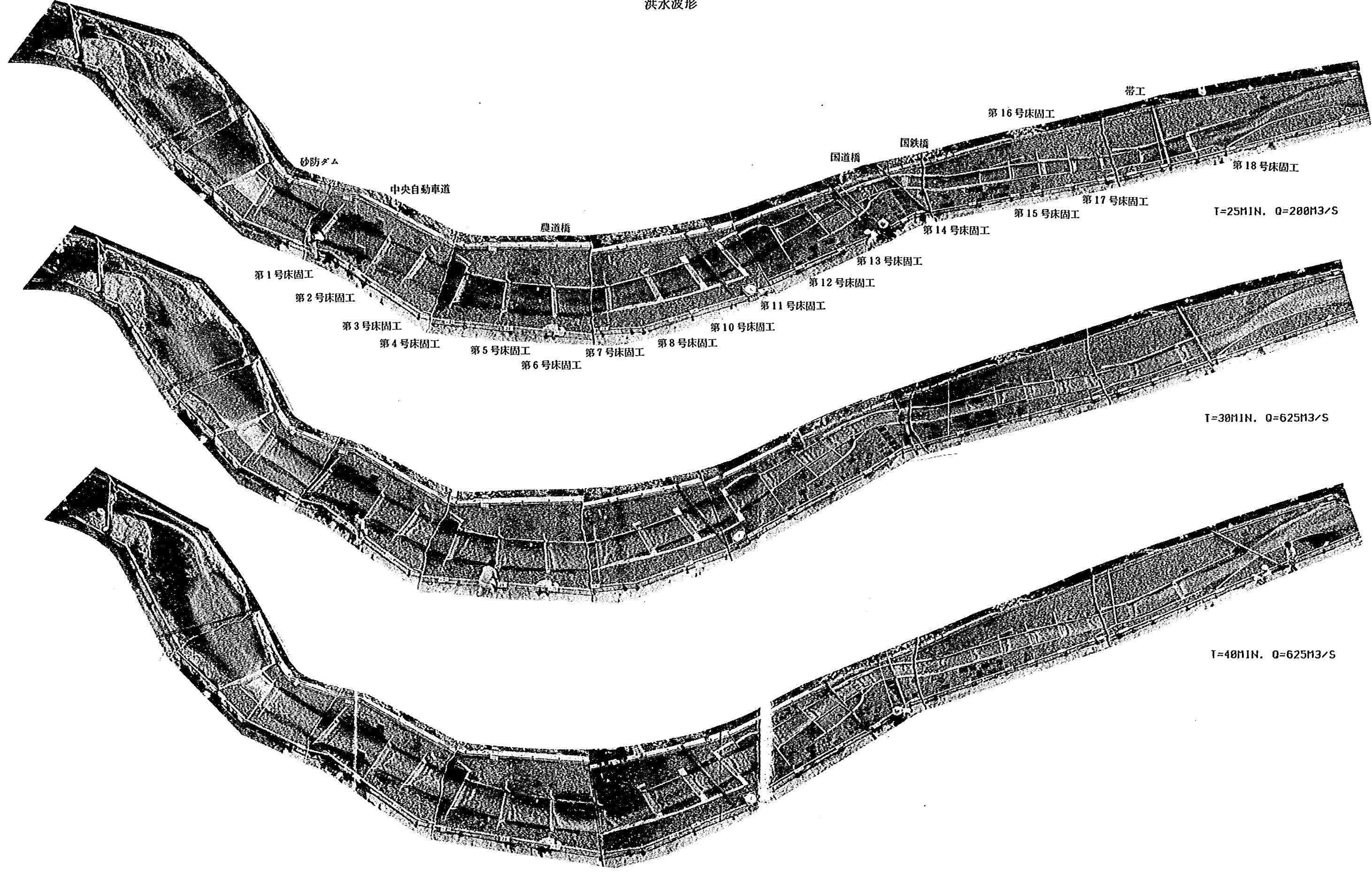
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

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。

現況実験 (CASE-1)
洪水波形



計画修正案 (CASE-7)
洪水波形



T=25MIN. Q=200M³/S

T=30MIN. Q=625M³/S

T=40MIN. Q=625M³/S

はじめに

本報告書は昭和58年度に、建設省中部地方建設局天竜川上流工事事務所の依頼により、建設省土木研究所が実施した与田切川流路工に関する水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

流路工計画区間は河床低下を防止する床固工群（上流部）と溪岸と溪床の固定を目的とする流路工（下流部）とに区分することができる。本実験は、先ず現河道の問題点を調べ次に計画流路工を検討した。さらに流路工の全体計画の諸元を得た後に上流部の床固工群の施行順位を実験的に検討した。

計画に際し次の点に留意した。

- (1) 流路工計画区間の上流部で生産される土砂が下流部に堆積して災害が発生する危険がある。河床低下は砂防ダムが未満砂のとき最も顕著であることから静的安定勾配を実験的に検討し、計画河床勾配を設定する。
- (2) 下流部の流路工は、既設河道工作物（護岸、床固工、国道橋、国鉄橋）を生かす計画とした。そのため、法線は、現河道を重視することになり、過去の災害に起因する弯曲部では、流水の整流化を行う対策が必要となる。
- (3) 流路工の終端は、下流部の河床低下の問題を考慮する必要があるが流路工の終端については、天竜川との合流点処理との関連上、別途検討する必要がある。
- (4) 床固工群の施工順位の検討に際しては、保全対象物を守ることがを重視し、河床変動、流水の蛇行状況の判断から決定する。

昭和59年3月

建設省土木研究所砂防研究室

室 長 瀬 尾 克 美

主任研究員 阿 部 宗 平

福 本 晃 久

目 次

はじめに

1. 与田切川流路工計画	1
1.1 流路工計画の概要	1
1.1.1 流域の概要	1
1.1.2 既往災害の実績	2
1.1.3 流路工計画の概要	2
2. 流路工計画の基本的な考え方	9
2.1 水理条件の設定	9
2.1.1 計画高水流量	9
2.1.2 河床材料	10
2.1.3 流砂量	10
2.2 流路工計画（案）の検討	12
2.2.1 床固工群	12
2.2.2 流路工区間	14
3. 実験	16
3.1 実験目的	16
3.2 模型概要	16
3.3 実験条件	17
3.4 実験ケースの内容	17
4. 実験結果と考察	20
4.1 流路工計画案に関する実験結果	20
4.1.1 実験結果の概要	20
4.1.2 現況河道の問題点と対策及び相似性の検討	27
4.1.3 計画案の問題点と原因	28
4.1.4 計画案の問題点の修正と実験結果	29
4.2 流路工計画案に関する考察	57
4.2.1 法線形状	57
4.2.2 河床変動の比較	67
4.2.3 床固工間隔	68
4.2.4 護岸高と護岸基礎	74
4.2.5 前庭保護工	79
4.2.6 床固工の側壁護岸の形状	80
4.2.7 流路工下流部の河床低下防止	80

4.3 施工順位に関する実験結果と考察	87
4.3.1 実験結果の概要	87
4.3.2 施工順位の実験的考察	88
5. まとめと提言	113
おわりに	114
参考文献	114

1. 与田切川流路工計画

1.1 流路工計画の概要

1.1.1 流域の概要

与田切川は、図-1に示すように中央アルプスに源を発し流域面積42.7km²、流路延長15km、平均勾配1/11を持つ天竜川屈指の右支川である。

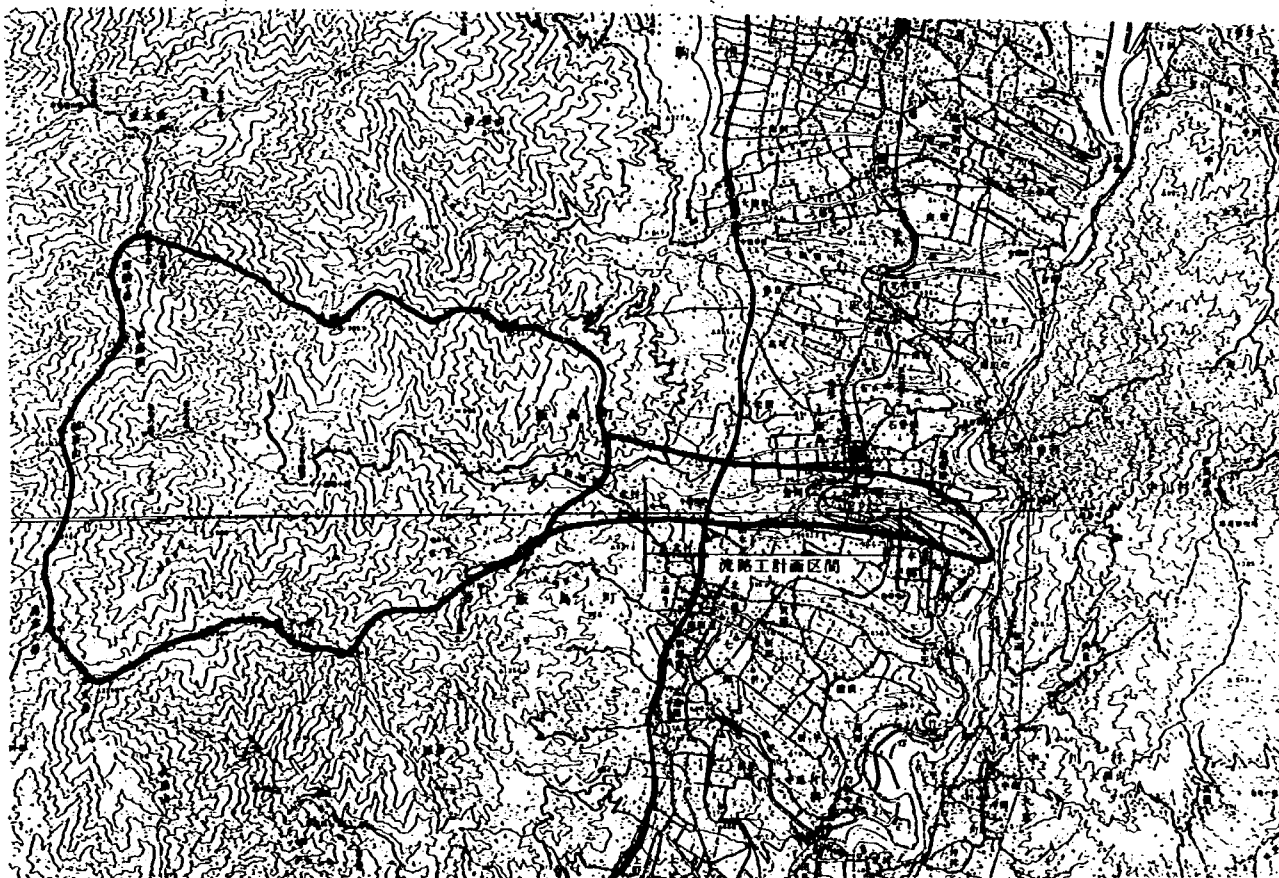


図-1 流域概要図

与田切川の上流域は、山腹斜面の急峻な斜面が多く百間ナギに代表される極めて大規模な崩壊地が多い。このため溪流に供給される土砂量は多く、扇頂部より上流域で数基の砂防ダムを完成し、現在飯島第5砂防ダムを建設中である。

中央道より上流350m付近が扇頂部となってこれより下流で扇状地地形が形成されている。扇状地面は、現河道により開析され、河道沿いは明瞭な段丘崖が形成されていて、その比高は約30~80m程度で、段丘幅は約200~500mである。図-1に示す流路工計画区間及びその下流部の河道は、先述の段丘崖にはさまれた谷底を流下しており、河道内の微地形は洪水段丘や氾濫源といった小規模な起伏面を形成していて河床と2~4m程度の比高がみられる。扇状地部における河道の河床勾配の変化を図-2に示しているが河床勾配は1/17~1/34となっている

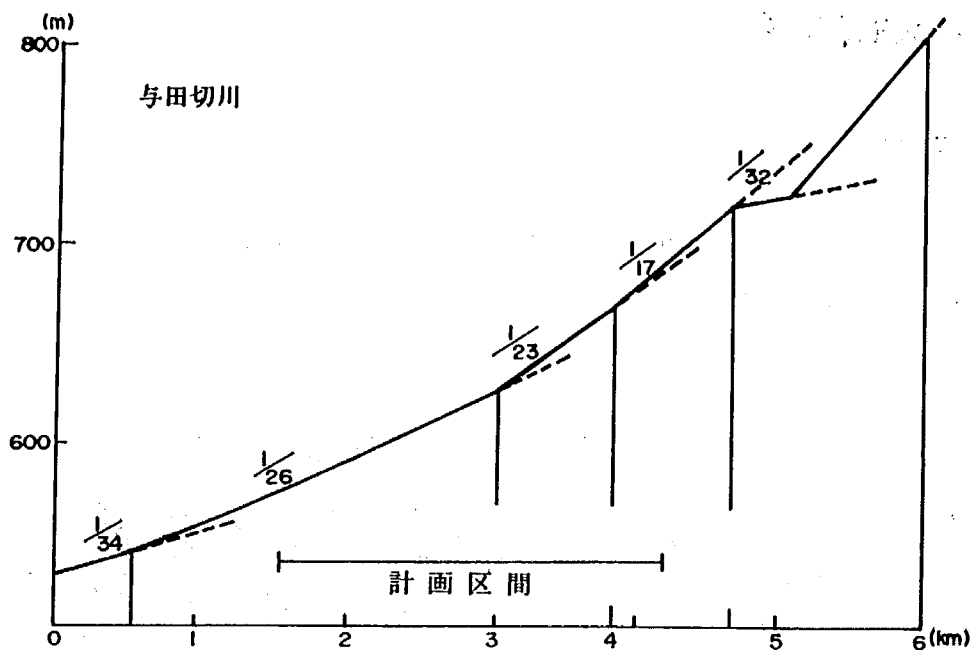


図-2 扇状地における河道の河床勾配の変化

国道橋付近より下流の右岸扇状地面は家屋や耕地等の土地利用がなされているほか、国道や飯田線が横断している。この国道橋付近より下流部では、図-4に示すように昭和12年、36年、39年に被害を受けている。現河道においても河道の弯曲部や河道内堆積物の影響によって、流水が集中し、護岸沿いでの局所洗掘の著しい箇所や護岸の破壊されている場所が存在している。一方、国道橋付近より上流部では、河道内に不安定土砂が多く堆積していて、洪水中に土砂の流出が生じて、下流部で堆積し、扇状地面に被害を与える危険度は高いと予測される。現地の河道状況を写真-1～4に示す。

1.1.2 既往災害の実績¹⁾

既応の災害状況を図-4に示している。先述しているように、災害は昭和12年、36年、44年に発生している。図-4でみるように災害は同じ場所で発生していて、流水の氾濫や護岸の破損等の被害を受けている。災害の原因を明らかにする必要があるが、これについては現況実験より考察することにする。

1.1.3 流路工計画の概要

流路工計画区間は、上流端を長野県施工の砂防ダムより下流0.6km地点に施工する砂防ダムを最上流端とし下流端を天竜川合流点より1.4kmとする延長2.8kmである。建設省天竜川上流工事事務所が立案した流路工計画は、平面計画を図-3に示すように、①流路工計画区間の最上流端に砂防ダムを計画する。②砂防ダム～測線No14の区間は河道内の不安定土砂の流出を防止するために6基の床固工群を計画する。③測線No14より下流は、河床低下を防止する床固工と、浜岸の固定をはかる護岸工からなっていて、既設の床固や護岸は利用する計画になっている。



図-3(1) 事務所計画案平面図

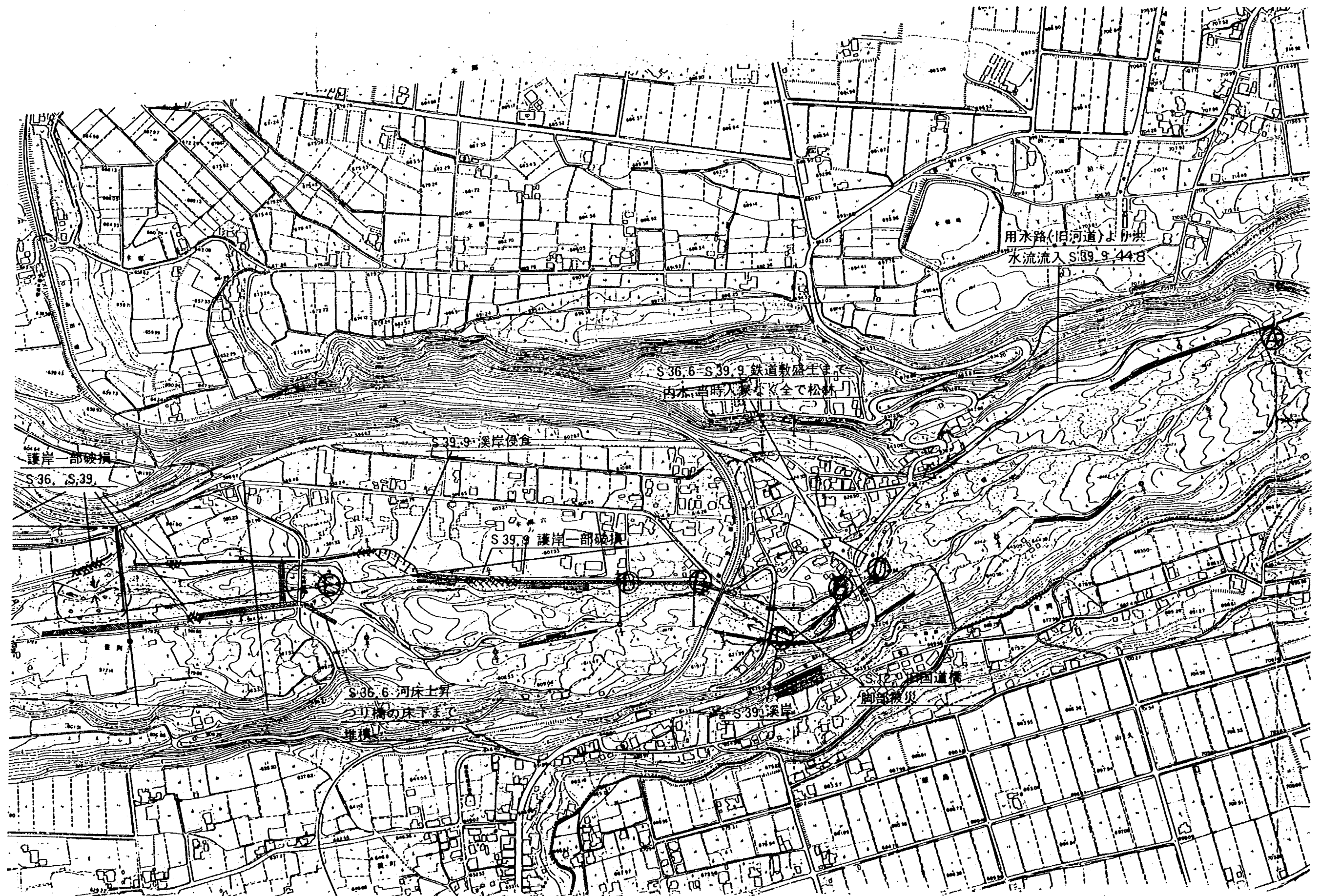


図-4 既往災害状況平面図



写真－1 弯曲部の現地での状況 (No.10～No.9 + 59m左岸)



写真－2 護岸の破損状況 (No.8 付近)



写真-3 局所洗堀状況 (No.5 ~No.7 付近左岸)

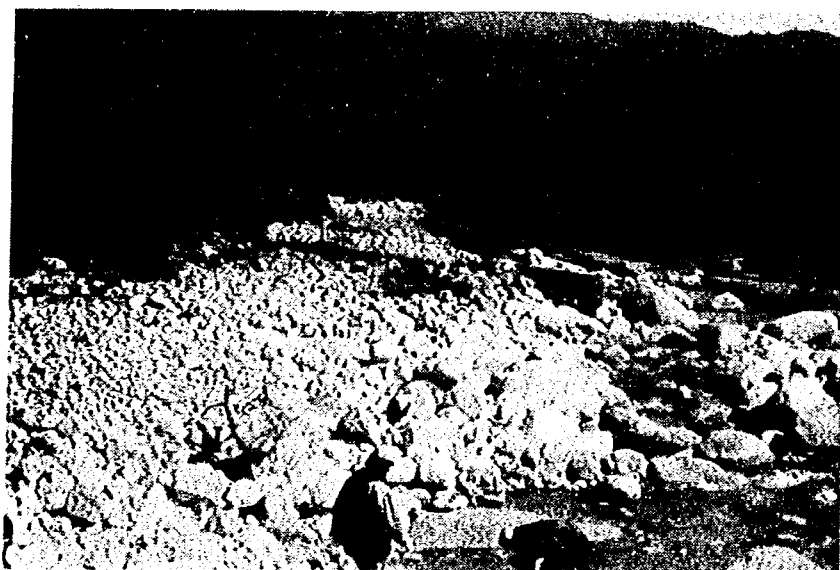


写真-4 土砂堆積状況 (No.5 ~No.7 付近左岸)

2. 流路工計画の基本的な考え方

2.1 水理条件の設定

2.1.1 計画高水流量

建設省天竜川上流工事事務所は計画高水流量を100年超過確率流量である $625 \text{ m}^3/\text{sec}$ とした。また、100年超過確率の洪水波形は図-5のように提示された。各確率における流量規模は表-1に示す。

表-1 与田切川の各確率における流量規模¹⁾

確 率	日雨量 mm	高水流量 m^3/sec
1/5	206.0	436
1/50	279.0	590
1/100	295.4	625
1/200	308.0	655
1/1000	359.0	763

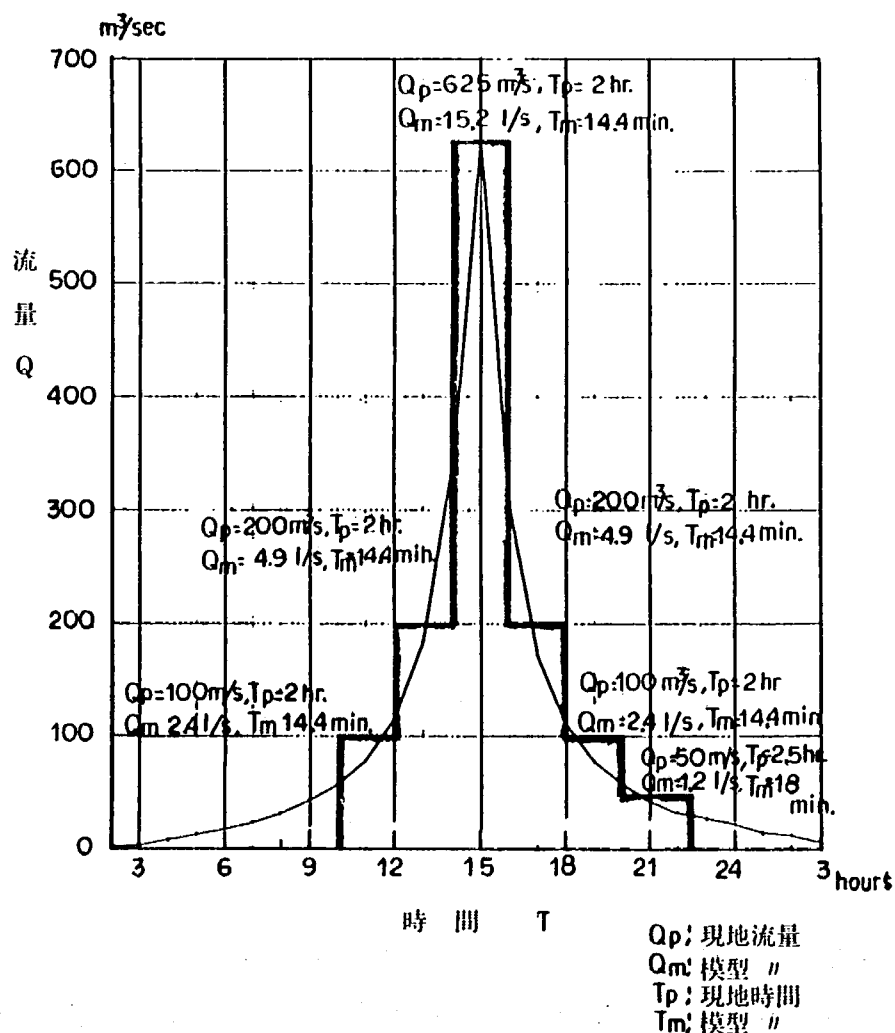


図-5 実験用ハイドログラフ ($\Sigma T_m = 90 \text{ min}$)

2.1.2 河床材料

河床材料は昭和57年度に建設省天竜川工事事務所が調査した図-6に示す粒度分布をもとに与田切川の河床材料の平均的な粒度分布を図-6に併記するように選定し、実験使用材料として用いる。この場合の平均粒径は $d_m=33.5\mu\text{m}$ （模型値で 4.8mm ）となる。

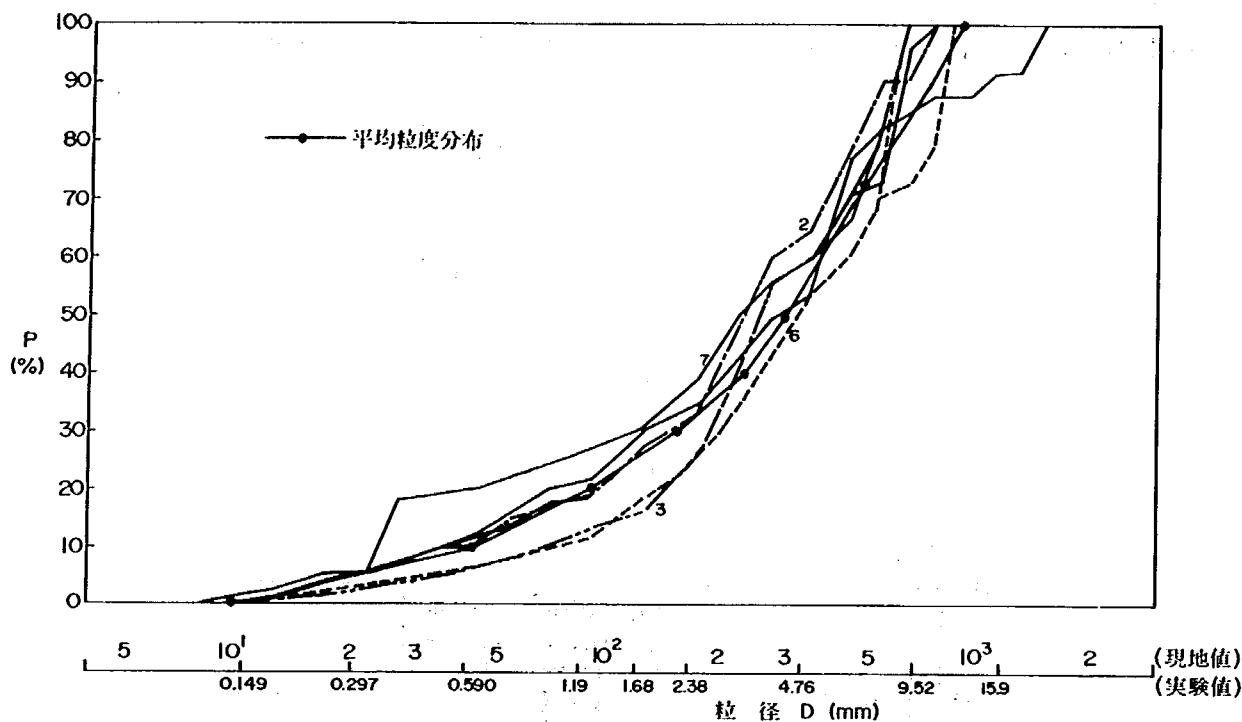


図-6 粒径加積曲線

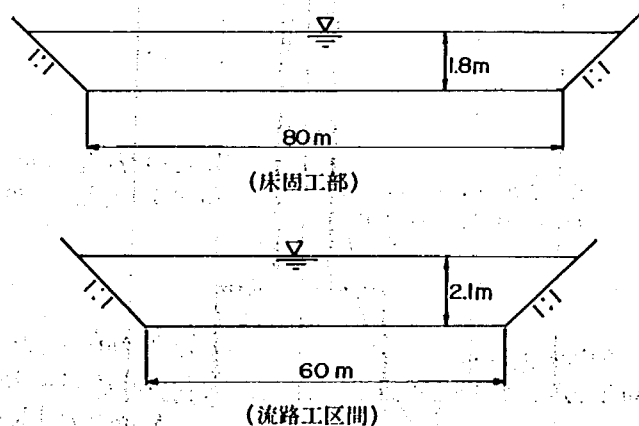


図-7 想定流下断面

2.1.3 流砂量

流路工計画区間の最上流端に流入する土砂を各流量別に掃流砂量式によって計算すると表-2のようになる。実験的に検討した与田切砂防ダム（県砂防ダム）の堆砂勾配を維持する給砂量はBrownの流砂量式に一致した。

表-2 各掃流砂量公式による各流量階別土砂量及び土砂濃度²⁾

流 量 Q	勾 配 I	粗度係数 n	流 路 幅 B	粒 径		ブラウン式		芦田・高橋・水山の式		Mayer・Peter・Mullenの式	
				平均粒径	90%粒径	流 砂 量	土砂濃度	流 砂 量	土砂濃度	流 砂 量	土砂濃度
625 $\frac{m^3}{s}$	1/21	0.06	80 m	0.335 m	0.760	6.69 $\frac{m^3}{s}$	1.07 %	6.25 $\frac{m^3}{s}$	1.00 %	12.56 $\frac{m^3}{s}$	2.01 %
400	1/21	0.06	80	0.335	0.760	3.44	0.86	3.80	0.95	6.28	1.57
200	1/21	0.06	80	0.335	0.760	1.22	0.61	1.64	0.82	1.28	0.64
100	1/21	0.06	80	0.335	0.760	0.43	0.43	0.63	0.63	—	—
50	1/21	0.06	80	0.335	0.760	0.15	0.30	0.18	0.36	—	—

① ブラウン式

$$\frac{q_B}{U_* d} = 10 \left\{ \frac{U_*^2}{(\sigma/\rho - 1) \cdot g d} \right\}^2$$

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

$$= 10 \left\{ \frac{g^{1/2} \cdot (mq)^{1.5} \cdot I^{1.75}}{(\sigma/\rho - 1)^2 d (1 - \lambda)} \right\}$$

② 芦田・高橋・水山の式

$$q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3} = \frac{12 - 24 \sqrt{\tan \theta}}{\cos \theta} \tau_* (1.5 - \sqrt{\tan \theta})$$

$$\times (1 - \alpha^2 \frac{\tau_* c}{\tau_*}) (1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}})$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{2(\mu f - \frac{s}{s-1} \tan \theta)}{1 - \frac{s}{s-1} \tan \theta}}$$

$$\mu f = 0.425, s = \sigma/\rho,$$

$$q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3} = 6.64 \tau_*^{1.24} (1 - 0.87 \frac{\tau_* c}{\tau_*})$$

$$\times (1 - 0.75 \sqrt{\frac{\tau_* c}{\tau_*}})$$

③ Mayer・Peter・Mullenの式

$$nb = 0.0192 \times d_{90}^{1/4}$$

$$\tau_* c = \tau_* (nb/n)^{3/2}$$

$$q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3}$$

$$Q_B = q_B \cdot B$$

$$= (q_B / \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3}) \cdot \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d^3} \cdot B$$

2.2 流路工計画(案)の検討

2.2.1 床固工群(測線No14～飯島第6砂防ダム)

1) 床固工の水通し幅

Regime理論による流路幅と流量との関係は

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

で与えられる。建設省天竜川上流工事事務所は、(1)式における係数 α を常願寺川の調査側を参考に $\alpha=3$ とし、計画高水流量 $690\text{m}^3/\text{sec}$ (土砂混入10%)を対象に水通し幅を80mに計画している。文献にみられる流量と流路幅の⁴⁾⁵⁾関係を表-3に整理しているが、計画案である80mは妥当な値であると考察できる。

2) 計画河床勾配

計画河床勾配は現河床勾配(1/21)の2/3を彩用し1/30にしている。掃流力と岩垣の式による限界掃流力とが釣り合う勾配を静的安定勾配とすると(2)式で与えられる。

$$U_* = U_* C^2$$

$$gHI = 80d \quad (H \approx R)$$

$$I = \frac{80.9d}{d \times 10^2} \dots\dots\dots(2)$$

(2)式を連続式とマンニングの平均流速式を用いて整理すると(3)式が得られる。

$$I = \left(\frac{80.9d}{g \times 10^2} \right)^{1/2} \left(\frac{B}{nQ} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(3)$$

河床にアーマコートが形成され河床勾配が静的に安定するときの粒径を d_{90} とみなして $d_{90}=74\text{cm}$ 、 $n=0.06$ (実験値)、 $Q=625\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $B=50\sim 80\text{m}$ の条件を代入して静的安定勾配を求めると表-4のようになり、流路幅80mに対しては、 $I=1/25$ で、計画河床勾配に近似した値である。そこで、計画河床勾配は一応1/30として検討を進めることにする。

3) 法線形

床固工の水通し中心点を結ぶ法線は、図-3に示すように現河道を重視したものであり、表-5に示すような弯曲部が3ヶ所挿入されている。特に中央道をはさむ区間は(1p6と1p7)はS字型弯曲部が設置されているので流水に蛇行が生じて溪岸侵食を大きくすることが予測される。床固工による流水の整流化を期待するが、場合によっては法線の修正が必要となろう。

表3 流量と流路幅の関係^{4) 5)}

$$Q=625\text{m}^3/\text{s}$$

B~Q 関係式	B (m)
河川砂防技術基準(案) $B=0.5\sim 0.8Q^{3/4}$	63 ~ 100
芦田らの式 $B=3.5\sim 7Q^{1/2}$	88 ~ 175
既設流路工の流路幅 $B=0.2\sim 0.9Q^{3/4}$	25 ~ 113
水理模型実験及び被災データ から $10<A<100\text{km}^2$ ($B=3\sim 5Q^{1/2}$)	75 ~ 125
被災例の多い流路幅 $B<3Q^{1/2}$	$B<75$
与田切川流路工 ($A=37.6\text{km}^2$)	60 ~ 80

表-4 河道幅と静的安定勾配

河道幅 B(m)	静的安定勾配 I
80	1/29
70	1/32
60	1/37
50	1/43

表-5 弯曲部の諸元

	I A	B	R	R/B
IP1	15° 27' 36"	60m	1000m	16.7
IP2	7° 2' 19"	60	1400	23.3
IP3	11° 35' 49"	60	500	8.3
IP4	45° 56' 17"	60	200	3.3
IP5	23° 58' 13"	80	800	10.0
IP6	28° 17' 34"	80	400	5.0
IP7	22° 28' 20"	80	400	5.0

4) 床固工の間隔

床固工の落差は3mとして(4)式より床固工の間隔を決めている。

$$\ell = \frac{m \cdot n}{m - n} h \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 ℓ ：床固工間隔、 m ：計画河床勾配 (1/30)、 n ：現河床勾配、(1/21) h ：床固工の落差 (3m) である。

(4)式より

$$\ell = \left(\frac{31 \times 21}{30 - 21} \right) \times 3$$

$$= 210 \text{ m}$$

が得られるが計画案は200mの床固工間隔にしている。

2.2.2 流路工区間（側線№14～№0）

1) 法線形と流路幅

先述した流路幅と流量との関係より流路工区間における流路幅は、80mとすることが望ましいと考察されるが、国道橋や国鉄橋さらに既設護岸を極力いかすことを流路工の基本的な考え方だとすると、流路幅は60mに限定される。流路幅を60mとすることによる対応を実験的に検討する必要がある。一方法線は図-3に示すように国道橋と国鉄橋間に $\theta \approx 49^\circ$ 、 $R/B=3$ （ θ ：交角、 R ：曲率半径、 B ：流路幅）の弯曲部が設置されることになる。このような弯曲部では外弯側の洗掘が大きく、かつ、下流で流水の蛇行を助長させる結果となるので、外弯部の流速の低減と局所洗掘を防止する対策が必要となるであろう。

2) 計画河床勾配と床固工間隔

現河床勾配の1/25を基に上流部と同じ、1/30に計画している。床固工間隔は、流水の乱流または偏流防止を目的とし柿⁶⁾による(5)式

$$L = (1.5 \sim 2) B \dots \dots \dots (5)$$

を適用して $L=100\text{m}$ を採っている。

3) 断面形状

計画河床勾配 $I=1/30$ 、流路幅60m、粗度係数 $n=0.045$ 、計画高水流量 $690\text{m}^3/\text{sec}$ （土砂混入率10%）を対象とし、連続式とManningの平均流速式を土砂の混入による補正を行って図-7に示す断面形を仮定し、流下能力を検討している。以下に断面の流下能力の検討結果を記述しておく。

流水による平均流速は一般的に(6)式マニング式が用いられている。洪水時のように含砂率の高い流水の流速を求める場合に(7)式ワングによる流速の補正が行われる。

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots \dots \dots (6)$$

$$V_s = \frac{W_0}{W_0 + \alpha (W - W_0)} \cdot V \dots \dots \dots (7)$$

$$Q = A \cdot V_s \dots \dots \dots (8)$$

ここで、 n ：粗度係数、 R ：径深、 I ：計画河床勾配、 V_s ：土砂混入後の流速、 W_0 ：水の単位重量、 W ：砂石の単位重量、 α ：土砂混入率、 Q ：土砂混入を見込んだ流量、 A ：流下断面である。(6)、(7)、(8)式に設計条件を代入して流下能力を以下に計算する。

$$A = \frac{60.0 + 64.2}{2} \times 2.1 = 130.41\text{m}^2$$

$$S = 60.0 + 2.1 \times 1,414 \times 2 = 65.9388$$

$$R = A/S = 1.978$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.045} \cdot 1.978^{\frac{2}{3}} \cdot (1/30)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 6.39 \text{ m/s}$$

$$V_s = \frac{W_0}{W_0 + \alpha (W - W_0)} \cdot V$$

$$= \frac{1.0}{1.0 + 0.088 \times (2.57 \times 1.0)} \times 6.39$$

$$= 5.614 \text{ m/sec}$$

$$Q = 130.41 \times 5.614 = 732.12 > 690 \text{ m}^3/\text{sec}$$

以上の計算結果により仮定した断面は、計画高水流量（土砂混入率10g）を流下する河積を有することになる。

3. 実験

3.1 実験目的

実験は先ず現況河道の問題点を調べ次に計画案の問題点の把握と対策を検討し与田切川において望ましい流路工計画の諸元を、実験的に考察する資料を得る。さらに、施工順位についての実験的検討を行って、施工順位を考察する資料を得ることを目的として実施する。

流路工計画区間は、上流部の渓床堆積物の流出を防止する床固工群と渓床の固定と渓岸の保護を目的としている床固工と護岸を組合せたいわゆる流路工区間に区分することができる。これらの区間において実験的に検討する主な項目を列挙すると次のようである。

1) 床固工群

- (1) 計画河床勾配と床固工間隔
- (2) 床固工の水通し中心点を結ぶ法線と床固工の方向
- (3) 床固工前庭部の保護

2) 流路工区間

- (1) 弯曲部の流速の低減と局所洗掘防止対策
- (2) 計画河床勾配
- (3) 護岸高と護岸根入深
- (4) 床固工前庭保護工
- (5) 流路工最下流端の床固工の形状

3.2 模型概要

模型の取り入れ範囲は図-1に示すように最上流端を長野県施工による与田切砂防ダム（天竜川合流点より5.2km地点）とし、下流端を天竜川合流点より上流0.8km地点とした。模型縮尺は1/70の大きさとした。

模型と実物との間の相似関係は、運動学的相似律としては、フルードの相似則を考える。模型形状は幾何学的に相似で、力学的相似としてはフルードの相似則を適用した場合、模型と実物との間には表-6に示す関係が成立する。

ただし、模型と実物の重力は同じと仮定し、実験に使用する流水は、実物と同一の密度を有するものと仮定し模型規模水理諸量の計算を行った。

表-6 フルード相似則による諸量の縮率

諸 元	次 元	縮 尺	
距 離	L	$1/\ell$	$1/70$
面 積	L^2	$1/\ell^2$	$1/4900$
体 積	L^3	$1/\ell^3$	$1/343000$
時 間	T	$1/\ell^{1/2}$	$1/8.36660$
流量係数	$TL^{1/2}$	$1/\ell^0$	$1/1$
流 速	L/T	$1/\ell^{1/2}$	$1/8.36660$
加 速 度	L/T^2	$1/\ell^0$	$1/1$
勾 配	L/L	$1/\ell^0$	$1/1$
流 量	L^3/T	$1/\ell^{1/2}$	$1/40996.3413$
粗度係数	$T/L^{1/3}$	$1/\ell^{1/2}$	$1/2.03009$
圧力強度	M/LT^2	$1/\ell$	$1/70$
力	ML/T^2	$1/\ell^3$	$1/343000$
仕 事	ML^2/T	$1/\ell^4$	$1/24010000$

3.3 実験条件

1) 流量は前述した図-5に示す計画洪水波形流量と計画高水流量(625m³/sec:100年超置確率流量)を与えた。模型実験において流量・時間の縮尺はフルード相似によっているが、実河川の流量波形の形を正確に縮尺し、実験条件として与えることが実験施設や技術の面で困難な状況にあるので、図-5に示すように流量を段階的に変化させ、洪水波形に近似させる方法を用いている。流量を段階的に変化させるに際して

(1) 実験で用いる洪水波形総流量と実河川の計画洪水波形総流量を一致させる。

(2) 洪水波形流量曲線の形状を大きく変えないようにする。

等に留意した。

2) 給砂は、砂防ダムの堆砂勾配が変化しないような平衡給砂を行った。この平衡給砂量は前述しているようにブラウンの式によって計算される掃流砂量に近似していて、計画高水流量時における土砂濃度は約1%である。給砂材料の粒度分布は河床材料のそれと同一であり $d_m=4.8\text{mm}$ (図-6)である。

3) 実験時間は流量時間曲線図から図-5に示すように1.5時間(実物値で12.5時間)とした。また定流実験では、流況や河床変動の傾向が一定となる1時間とした。

3.4 実験ケースの内容

1) 全体計画の検討実験

- ① 実験ケースNo1は、現況河道の状況のもとに洪水があった場合に、どのような問題点が生じて災害が発生するかを調べるために実施するものである。また、現況実験の結果と現地河川との相似性について考察する。
- ② 実験ケースNo2とNo3は計画案の妥当性を検討するための実験であり計画案の問題点の修正を実験ケースNo3～No6で行った。
- ③ 修正された計画案が安全であるか否かを実験ケースNo7とNo8で検討する。

表-7 実験ケースの内容 (1)

CASE No	実 験 条 件			検 討 内 容	備 考
	流 量	給砂	時間		
1	洪水波形	有	1.5hrs	現況河道における問題点の把握	現況実験
2	洪水波形	有	1.5	計画案妥当性検討	計画案
3	ピーク定流 625m ³ /s	有	1.0	砂防ダムから土砂が流出した場合の床固群、流路工内への影響	C-2への重ね実験
4	ピーク定流 625m ³ /s	無	1.0 } 3.0	- 床固工群内での床固工の方向、間隔の検討 - 弯曲部外湾部の洗掘防止の検討	計画河床勾配 1=1/40
5	ピーク定流 625m ³ /s	無	1.0 } 3.0	- 床固工群の床固の方向を変えた(床固1,3)ことによる影響の検討 - 床固-14号の方向の検討	
6	ピーク定流 625m ³ /s	無	1.0 } 2.5	- 床固-5から床固-1での法線変更での妥当性の検討 - 現況河道すりつけ部の検討	
7	洪水波形	有	1.5	計画修正案の安全性の検討	
8	ピーク定流 625m ³ /s	有	1.0	同 上	C-7への重ね実験

2) 床固工群の施工順位の検討

流路工工事を完成するまでに長期間を要することが推察されるので、効率のよい床固工の施工順位を検討する必要がある。実験ケースの内容を表-8に整理しているが、各々の実験ケースは主に次の内容を調べることを目的としている。

- (1) 床固工群内で暫定的に災害を防止するために必要な床固工の配置を検討する。
- (2) 不安定土砂の流出を防止する床固工の配置間隔
- (3) 河道上流部の土砂の自然調節効果
- (4) 飯島第6砂防ダム(仮称)を設置することによる下流域での河床変化の影響

表-8 実験ケースの内容(2)

CASE No	実 験 条 件			床 固 工 ・ 砂 防 ダ ム の 配 置
	流量	給砂	時間	
1	洪水波形	有	72分	・ 現況河道の問題点を暫定的に防止するための床固工の配置 計画の検討 (6号、8号、10号床固工を配置)
2	洪水波形	有	72	1号、2号、4号、6号、8号、10号床固工を配置 (床固工群の上流部に床固工を配置した場合の影響)
3	洪水波形	有	72	1号、2号、4号、5号、6号、8号、9号、10号床固工を配置 (床固工を連続して配置した場合の影響)
4	洪水波形	有	72	4号、5号、6号、8号、9号、10号、11号床固工を配置 (床固工を連続して配置した場合の影響)
5	洪水波形	無	72	飯島第6砂防ダム、4号、6号、8号、9号、10号、11号床固工を配置 (砂防ダムを設置した場合の河床の変化の検討)
6	洪水波形	無	72	飯島第6砂防ダム、1号、4号、6号、8号、9号、10号、11号 床固工を配置 (砂防ダムを設置した場合の河床の変化の検討)

4. 実験結果と考察

4.1 流路工計画案に関する実験結果

4.1.1 実験結果の概要

各実験ケース毎に実験結果を要約して表-9に整理している。

表-9(1) 実験結果一覧表

CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
1	現況河道における問題点の把握	- 流量(Q) - 洪水波形 - 給砂(Q_s) - 平衡給砂 - 時間(T) 1時間30分	現況	1. 上流部 (No29～県砂防ダム) - 県砂防ダムから流出した土砂は、No27地点上流に堆砂し、いわゆる扇状地を形成し、流水はNo31付近で首振現象を起こす。 (写真-13) 2. 中流部 (国道橋～No29) ①No18上流の取水堰はNo25までの河道内の不安定土砂の流出により堆砂し、No20地点付近まで遡上し、流水はその上流端で首振現象を起こす。その結果、護岸ウラへ流水が回る。 ($Q=625\text{m}^3/\text{s}$) ②$Q=625\text{m}^3/\text{s}$で、No18上流の取水堰の右岸で越水する。(流向写真) ③ピーク流量時に取水堰(既設帯工-6号)上流で流水の首振現象後流路が固定され、減水時でも流水はNo17付近右護岸沿に流れ洗掘する。(h=5m程度)(写真-7) ④No18より下流の河道内不安定土砂及び局所洗掘土砂は既設帯工-4号(No11)までに堆砂する。(写真-12) ⑤$Q=625\text{m}^3/\text{s}$のとき、国道橋下流既設帯工-5号右岸袖で当り水位上昇で越流する。 (写真-9) 3. 町道橋～国道橋区間 ①$Q=625\text{m}^3/\text{s}$のときNo10～No9+59左岸護岸(弯曲部外弯側)へ流水は片寄り集中し、局所洗掘される。(h=7～10m)(写真-9) ②減水時も弯曲部(No10～No9+59)に流路は、固定された左岸護岸沿の洗掘は、h=5m程

表-9(2) 実験結果一覧表

CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
				度である。(写真-10) ③弯曲部からの流れはNo8、No7で右岸沿に流れ、右袖に集中し、越水するが、越水した流れによる土砂の移動は認められない。 ④弯曲部下流の河道土砂はNo2付近に堆積する。 4. 町道橋下流 ・No1200付近右岸護岸沿は洗掘(h=5m程度)される。
2	計画案の妥当性の検討	・流量(Q) 洪水波形 ・給砂(Qs) 平衡給砂 ・時間(T) 1時間30分	計画案 ・No0(B.P) ~No14 $I = 1/30$ ・No14~No28 ・床固工200m 間隔に6基 ・河道現況 ・No29地点砂防ダム (H=18m) 満砂状態 ($I = 1/40$)	1. 砂防ダム上流 ①県砂防ダムより流下した土砂は、No34下流より河道幅を広げ、No33地点までに堆砂(扇状地形の形成)する。さらにNo33地点より下流No30地点まで細粒径土砂は流れる。(写真-15) ②飯島第6砂防ダム堆砂勾配(通水後の堆砂勾配) ・No30~No33 $I = 1/29.7 \sim 1/33.1$ ・No33~No35 $I = 1/20.7 \sim 1/23.3$ ・飯島第6砂防ダム~No30 $I = 1/81.1$ の勾配で堆砂している。(図-12) ③1洪水では上流からの土砂が飯島第6砂防まで到達せず土砂流出はなかった。すなわち床固工群より下流は、今回の実験では無給砂の状態となっている。 2. 床固工群 ①流れは、第2号床固工左岸側へ集中し、周期的に護岸越水また洗掘(3.5m程度)するが、この原因として飯島第6砂防ダム副ダムが第1号床固工の方向に起因するものと見られる。 ②公園予定地の護岸は現況地形内になることまた、1洪水では公園予定地側には著しい洗掘は見られない。(写真-16)

表-9(3) 実験結果一覧表

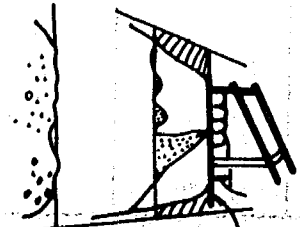
CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
				③河道内で堆積している土砂の移動と横工直下の局所洗掘（第1～2号床固工で3m程度、第5号で4.5m程度）の土砂の移動と共にピーク流量時、第3号床固工下流左岸側で土砂堆積による河積不足で護岸天端を冠水し、その後、土砂移動と共に第4号床固工下流左岸側の護岸冠水へと移動し、減水時にはなくなる。 3. 流路工内 ・弯曲部のNo9左岸護岸に局所洗掘（7m以上）を生じ、また第10号床固工の水叩き右岸では2.0mの土砂堆積をする。その後、下流の既設3号帯工（No7）右岸へ流水が片寄り、No7下流では7m以上の洗掘が生じ、護岸越水（0.5m以内）するが、越水した流水は堤内地の土砂を移動されるまでには至らない。この護岸沿いの越水は、弯曲部に上流から補給砂がある場合、No9で河床が平坦化（局所洗掘は変わらない）し、越水がなくなることから、流水の蛇行の結果から生じるものと考えられる。（写真-17、18）さらに既設帯工-2号右岸側に流水の集中が認められる。
3	計画案の妥当性の検討	・流量(Q) Q=625m³/s 定流 ・給砂(Qs) 平衡給砂 ・時間(T) 60分 CASE-2へ重ね実験	計画案 (CASE-2の通水後の状態)	1. 飯島第6砂防ダム上流部（写真-13） 県砂防ダム上流からの土砂は60分間でNo31+35m付近まで達し小扇状地を形成。（図-13）さらに細粒径（模型値で2mm以下）が飯島第6砂防ダムまで達したが、砂防ダム下流には、土砂の流出は見られない。 また、砂防ダムに堆砂した土砂は県砂防ダムまで遡上する。（図-13）  No31+35m ダム+75m 計画砂防ダム

表-9(4) 実験結果一覧表

CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
				2. 床固工群（飯島第6号砂防ダム～第7号床固工区間） ①ケース 2と同様、飯島第6号砂防ダム、下流は無給砂状態となった。 ②上流から土砂の供給がないため、床固工群内は河道内不安定土砂及び溪岸侵食による土砂の移動により、河積不足で護岸越水するが、土砂が流下した後は、流路幅は70～90m(現地)で河床はアーマ・コートされ、土砂の移動はなくなり(河床勾配 $1 \div 1/38$)流れは整然と流れる。 ③床固工前庭部は副床固工下流17～25mの区間、深さ3～5mで洗掘される。 ④公園予定地の計画護岸は上流からの土砂供給がない場合、溪岸侵食されるため、必要である。 ⑤第6～7号床固工の流路は上流から補給砂がなくなると流路は約1m（模型）に固定される。 3. 流路工内（第7号床固工下流） ①床固工群内の土砂の補給で第7号床固工、第6号床固工間で堆砂し、上流からの土砂の補給がなくなると第7号床固工、第6号床固工間に堆砂していた土砂が流路工内へ流入し、その下流の第9号床固工から第7号床固工では、土砂の流入による河積不足で、護岸越水する。（図-14・15、写真-20） その後、床固工群内からの土砂の補給で第7号床固工・第6号床固工間に堆砂する。 ②第7号床固工・第6号床固工間からの土砂の移動で弯曲部に土砂が補給される場合、No9+59から国鉄橋区間の河床が平坦化し

表- 9(5) 実験結果一覧表

CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
				(局所洗掘は有る)、その下流流路の蛇行は、緩和されるが、土砂の補給がない場合、流れの蛇行が著しい。(写真-21) ③第18号床固工下流の河床低下が著しい。
4	床固工群内での床固工の方向間隔についての検討 流路工内弯曲部外弯曲部の洗掘防止の検討	- 流量(Q) $Q=625\text{m}^3/\text{s}$ - 定流 - 給砂(Q_s) 無給砂 - 時間(T) 60分～180分	- Na0(B.P)～Na29 - 河床勾配 $I=1/40$ - 第14号床固工の水叩きの長さを左右岸変更する。また、左岸に袖を設ける。 - Na14～Na29 - 床固工10基 計画 ($\Delta H=3\text{m}$)9基 ($\Delta H=2\text{m}$)1基 - 床固-2～床固-10は120m間隔 - 第2号床固工～飯島第6砂防ダム副副堤は165m間隔	- 第2号床固工～第4号床固工で右岸側に砂堆を形成し、流れは左岸沿に集中する。 - 第3号床固工からの流れは第5号床固工の右岸側へ流れNa22～Na19の左岸側に堆砂し、流れが片寄る。 - 床固工群内は河床勾配 $I=1/40$、川幅 $B=80\text{m}$ で流れは安定している。 - 第14号床固工で左右水叩きの長さを変え、さらに左岸側に袖(越流形)を設けることによりNa9左岸沿いの流速はCASE-2にくらべ 2m/s 減となり、流心は河道中央を流れるが下流のNa7+56m右岸沿で3m程度洗掘される。 - 流路工終点下流で河床勾配が急になる($1/40 \sim 1/30$) ため、河床低下が著しい。
5	床固工群内の床固の方向を変えた(第1号第3号床固工)ことによる効果の検討	- 流量(Q) $Q=625\text{m}^3/\text{s}$ - 定流 - 給砂(Q_s) 無給砂 - 時間(T)	第1号、第3号床固工の方向を下流床固2号の中間をねらう方向に変える。	- 第2号床固工からの流れは第3号床固工で左岸側に片寄り、右岸水叩きに堆砂する。その後第3号床固工でも流れが左岸側に片寄る傾向にある。 - Na21～Na19の左岸側(公園予定地)は水面波により護岸の余裕がない。 - 第14号床固工の副床の方向を河道(Na7)方

表-9(6) 実験結果一覧表

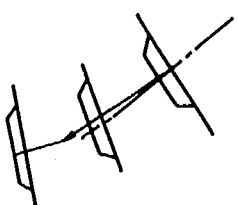
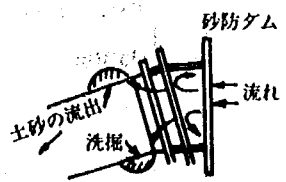
CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
	流路工内湾曲部の14号床固工の方向の検討	60分~180分		向にすることによりNo7+56m付近に洗掘はなくなった。 ・流路工内床固下流で跳水の影響から床固工下流50mまでで護岸越水する。 ・第18号床固工下流の現況河道での河床低下が著しい。
6	床固工群内法線変更による妥当性の検討 現況河道へのすりつけ部の検討	・流量(Q) $Q=625\text{m}^3/\text{s}$ ・給砂(Q_s) 無給砂 ・時間(T) 60分~150分	・第18号床固に水褥池を設ける。 本堤天端高 EL.579.0m 落差$h=5\text{m}$ 副堤天端高 EL.576.8m 区間長 23.2m ・第15号~第17号床固工までの護岸を本堤に結ぶ。 ・第1号~第5号床固工で図-17のように変更	・第1号床固工から第5号床固工の区間は、CASE-5に比較して左岸側の片寄り少ないが(Na23で洗掘0.4m程度減)、第3号、第4号床固工での左岸側への洗掘(最大2.0m)が認められる。しかし、第3号床固工水叩きへの堆砂は認められない。 ・第14号床固工の副床の袖の長さを10mと5mでの流況を比較した結果、袖長さ5mでは国鉄橋左岸護岸沿いの流速を速め(0.6~1.4m/s速い)、2m程度の洗掘が認められる。袖長さ10mでは認められない。しかし、両袖長さでもNa7+56m右岸沿いに洗掘(1.5m程度)が認められる。 ・第15号床固工から第17号床固工区間で護岸を本堤にすりつけることにより、床固下流での護岸越水は認められない。 ・第18号床固工下流の副堤下流で深掘れが認められ、河床低下は防止出来ない。
7	計画修正案の安全性の検討	・流量(Q) 洪水波形 ・給砂(Q_s) 平衡給砂 ・時間(T) 1時間30分	計画修正案(CASE-6と同形) CASE-2との比較	1. 床固工群内 ①飯島第6砂防の水褥池で、左右に渦を生じ、また、副々堤下流で流れが広がるため、副副堤直下での局所洗掘と堤下流20mから25m区間で横侵食を生じ、流出土砂として下流へ流出する。(Q=625m³/s時の初期) 

表-9(7) 実験結果一覧表

CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
				②飯島第6砂防ダム副々堤、第1号、第2号、第3号及び第4号床固工直下で局所洗掘及び横侵食された土砂は下流へ移動と共に土砂の堆積により河積不足で護岸越水(冠水のみ)が認められるが($Q=625\text{m}^3/\text{s}$時)土砂移動後または減水期には越水は認められない。 (写真-23、24) ③床固工群内の流れは、計画案(CASE-2)に比べ河床整形されているために整然と流れるようになった。 2. 流路工内 ①弯曲部のNa9左岸沿の洗掘は、図-20に示すように計画案に比べほとんど洗掘もないがただNa7+56m地点で同じピーク時に左岸沿に1.5mの洗掘を生じる。(写真-25、図-20) また、第10号床固工水叩きには、土砂堆積が認められない。 ②計画案に比べNa7下流の洗掘は3m程度となり減少したが、Na8(3号既設帯工直下)での洗掘が最大洗掘で4.0m認められる。 ③Na0(B・P)下流、現況河道とのすりつけ部では計画案同様河床低下が著しい。 また、Na1200右岸沿の洗掘(7.0m以上)も計画案と同様に認められる。
8	計画修正案の安全性の検討	・流量(Q) $Q=625\text{m}^3/\text{s}$ 定 流 ・給砂(Q_s) 平衡給砂 ・時間(T) 60分 CASE-7へ重ね実験	計画修正案 (CASE-2の通水後の状態) CASE-3との比較	1. 床固工群 前半CASE-7での流路の固定で第7号床固工右袖で水衝部となり護岸越水(水深0.4m)するが、床固工直下の洗掘がおさまリ、安定して流水は整然と流れる。 2. 流路工内 ①弯曲部での流れは、Na9付近で、全体的な河床低下(0.8m程度次図)し河道中央部で洗掘が1.5m程度と大きい、極端な流水の片寄りはなく局所洗掘は認められない。またNa7+56mでも右岸沿の局所洗掘がピーク

表-9(8) 実験結果一覧表

CASE	実験目的	実験条件	模型形態	実験観察および結果
				流量で1.0m程度である。(写真-25) ②CASE-3と同様第18号床固工下流の河床低下が著しい。
				流量で1.0m程度である。(写真-25) ②CASE-3と同様第18号床固工下流の河床低下が著しい。

4.1.2 現況河道の問題点と対策及び相似性の検討

1) 現況河道の問題点と対策

- (1) №18付近の取水堰上流で既設右護岸を越水し、旧河道を通り人家に流入する恐れがある。(写真-5、6、7) 図-4(A)

〔原因と対策〕 原因として上流から流送される土砂の堆積と流水の蛇行が考えられるので防ダムと床固工を設置して不安定土砂の流出と流水の蛇行を防止する対策が必要となる。

- (2) 国道橋下流の帯工(既設-5号)右岸袖に当り水位上昇して越水する。同様に既設帯工2号、4号でも認められる。(写真-8、図-4(B))

【対策】 既設帯工の河道内に突き出ている袖を撤去することが望ましい。

- (3) №11から№9の弯曲部は流水を№10~№9+59mの左岸に集中して局所洗掘(7m以上)を大きくする。また、№8から№6の右岸側で越水する。原因となっている弯曲部内湾に砂州を固定するため、減水期も外湾局部(左岸)護岸沿いの洗掘が認められる。(写真-9、10、図-4(C))

【対策】 弯曲法線の形状を修正することが困難であるならば弯曲部外湾側の流水の集中の低減と局所洗掘防止対策が必要となる。

(4) 河道内での土砂の堆積が国道上流部 (No11からNo14) と町道橋上流 (No2からNo4) に認められる。(写真-11、12、図-4(D)(E))

【対策】 砂防ダムを建設する等の上流部での砂防工事と流路計画区間の河床低下を防止する対策が必要となる。

2) 相似性

図-8の主流線を空中写真から読み取った5時期 (S.23年、36年、40年、44年、53年) 主流線 (図-9) と比較すると、流路変動はよく一致している。また、図-8にみられる水衝部は図-4に示す過去の災害発生点に一致するほか、実験結果の河床の変動状況は定性的に一致するなど、比較的再現性がうまくなされている。

4.1.3 計画案の問題点と原因

1) 1洪水波形を与えた場合の問題点

- ① 床固工群内は河道整理を行わない条件であるため、流水は通水開始から蛇行して周期的に第1号 (左袖)、第2号 (左袖)、第5号 (右袖)、第6号 (右岸) 及び第7号 (右袖) 床固工の袖部を越水する。また、床固工直下流の局所洗掘 (4m程度) と大きい。(写真-14)
- ② 床固工群内の河道に堆積している土砂の二次移動と床固工直下流で局所洗掘 (第1号、第3号床固工で3m程度、第5号床固工で4.5m程度) された土砂の移動に伴い河積が不足して流水は護岸を一時的に越水する。土砂が移動して河床が低下すると越水の問題はなくなる。(写真-16)
- ③ 床固工群の測線No14~No28の区間で流水の蛇行が顕著である。この原因の1つに床固工の方向に問題点があると考えられる。
- ④ 流路工内弯曲部の流れは、測線No9の左岸護岸付近 (外弯部) へ終始集中し、流水の集中する区間での局所洗掘 (7m以上)。弯曲部を流下する流水は、No8の右岸に向かい、既設帯工3号袖に当たって護岸を越水する (冠水状態)。また、下流No7でも同じ現象が周期的に生じる (図-10、11、写真-17、18)

2) 洪水波形へのピーク流量 $Q=625\text{m}^3/\text{sec}$ を重ねた場合の問題点 (表-9)

- ① 飯島第6砂防ダムの堆砂域に流入する土砂はNo33地点付近より遡上し、県砂防ダムの天端上に堆砂する (図-13、写真-15)
- ② 床固工群河床は流路幅70~90mで河床をアーマ・コートされ、河床勾配 $1 \approx 1/38$ に安定するまで低下する。河床が安定すると流水は整流される。
- ③ 床固工群で上流より徐々に生産されて流送される土砂は、一時的に第7号床固工を起点に堆積して、第6号床固工の位置まで遡上する。第6号床固工に流入する土砂が少なくなると第6~7号床固工間に堆積している土砂が急激に流送されるので第7~10号床固工間では、河積が不足して右岸の護岸を越水する。この現象は実験値で10分間隔の周期で生じている (図-14、15、写真-19)
- ④ 以上のような河床変動の様子は、流路工区間の流況に影響を与える。すなわち第7号床固工上

流での土砂堆積が顕著で、その下流の弯曲部に流入する土砂量の少ない場合に流水はNo9の左岸とNo7の右岸に集中してNo9+59m～国道橋区間の左岸の護岸沿での局所洗掘が著しい。

これに対して、第7号床固工より下流に多量の土砂が供給される場合は弯曲部での流水の集中は低減される。(写真-20)

- ⑤ 第13号床固工から町道橋区間の流路工内に土砂が護岸天端まで堆積して、河積が不足し護岸越水が生じて、左岸の堤内地を流下し、さらに土砂の堆積は第12号床固工に向かって遡上する。

(写真-12、図-16)

4.1.4 計画案の問題点の修正と実験結果

- 1) 計画案の水通し部の中心点を結ぶ測線No14～No28の区間の法線を図-16のように修正する。

法線を修正することにより、流水は比較的整流できるので計画に対して、修正案は床固工の袖の越水や袖周辺部での局所洗掘は防止できる。

- 2) 計画案での床固工群の区間の計画河床勾配は1/30で河床整理を行わない状態で洪水がある場合は、流路工計画区間に多量の土砂を流送して、河積不足による越水が生じていることから、河床整理を行うことが望ましい。実験結果によると床固工内の静的安定勾配は、図-19、20に示すように、1/35～1/42であることから、計画河床勾配は土砂の生産を許さない1/40とすることが望ましいと考察される。計画河床勾配を1/40にして河床整形を行った実験結果によると床固工前庭部の局所洗掘を除いて河床変動はほとんどみられない。

- 3) 流路工内の計画勾配を $1 = 1/40$ として検討する。

上流部の水通し幅を80mとする床固工群の静的安定勾配が1/40程度とみなせるので、流路工区間で流路幅を60mとする上の静的安定勾配は実際には1/40より緩勾配となることが推察できる。実験的には、上流部からの土砂流送が行われるので静的安定勾配を測定することができない。前述した計算値がほぼ1/40になることもあって流路工区間の河床勾配と同じ1/40として検討を進める。

計画河床勾配を1/40に修正した実験結果によると、弯曲部の護岸沿いと弯曲法線の影響によって生じるNo9～No8区間左岸の護岸沿い徐いて大きな問題は生じていない。国道橋と国鉄橋の弯曲部の外弯側の局所洗掘を低減し、法線の影響によって生じるNo8下流の左岸沿いでの局所洗掘を低減するために、第10号床固工の副床固工の方向を表-11のように修正し、かつ流速を小さくするために本副床固工に長さ10m高さ1mの袖を設置することを考えた。実験結果から弯曲部外弯側の洗掘は防止されると同時に流水の蛇行を緩和される効果が確認された。

詳細は後述する実験的考察のなかでさらに記述する。(図-12、20)



写真－5 No.18上流取水堰



写真－6 No.18上流取水堰（現況実験）



写真-7 取水堰 (No.18上流) の右岸越水状況



写真-8 No.7 地点右岸袖による護岸越水状況



写真-9 弯曲部における流水の片寄の状況 (No11~No 9)



写真-10 弯曲部における土砂の洗堀堆積状況 (鉄道橋付近)

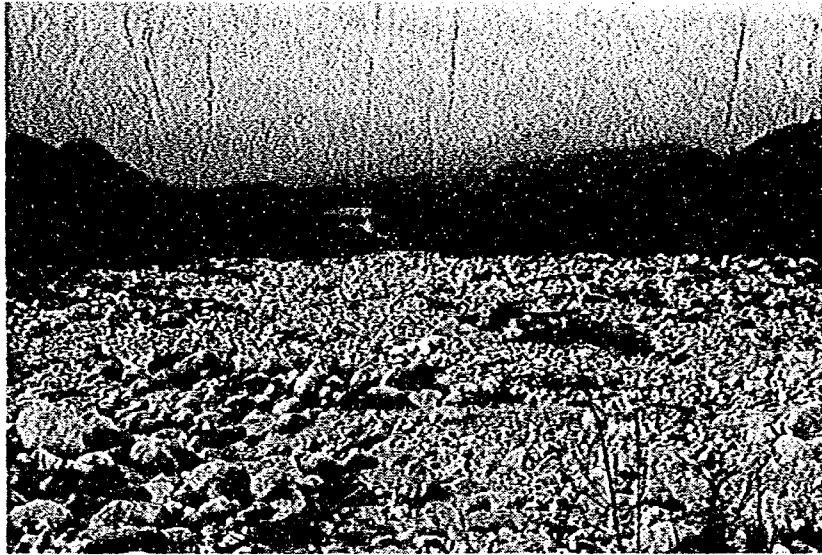


写真-11 国道橋上流の土砂堆積状況（現地）



写真-12 国道橋付近の土砂堆積状況

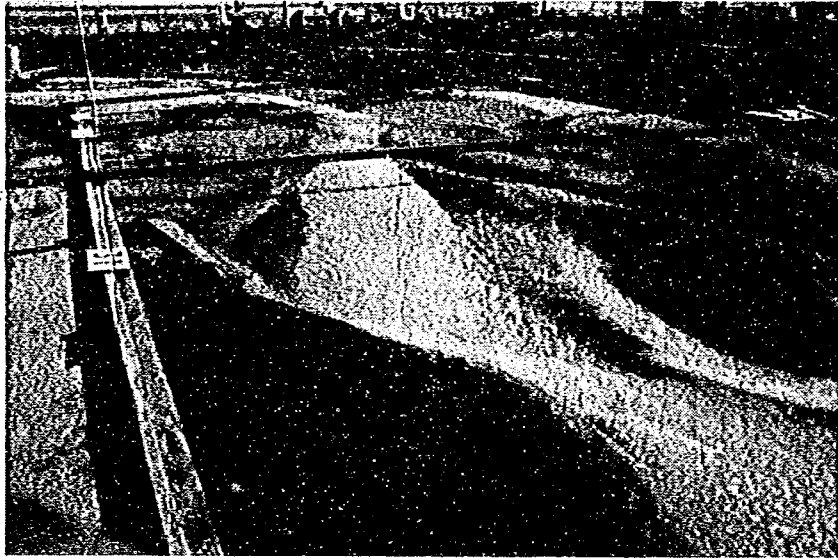


写真-13 県砂防ダムからの流出土砂の堆積状況



写真-14 第2号床固工付近の土砂移動状況（CASE-2）

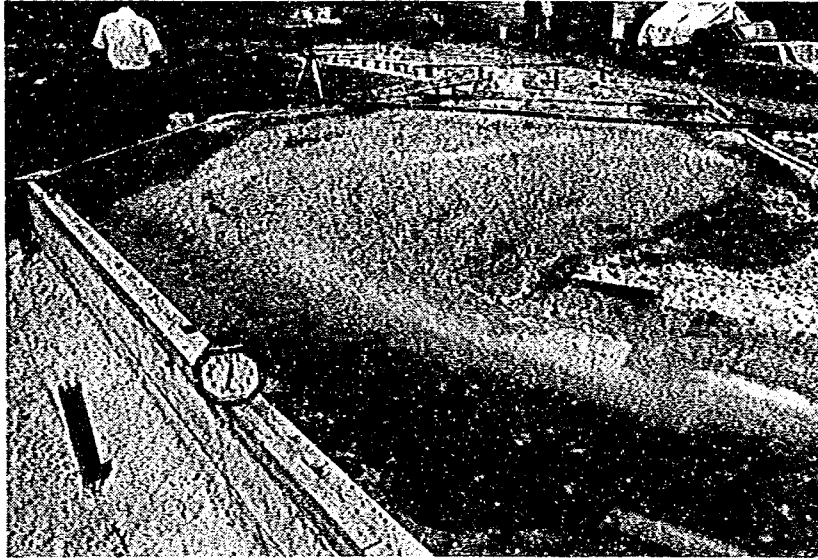


写真-15 計画砂防ダムの堆砂状況（CASE-3）



写真-16 計画案床固工群内の流況（CASE-2）



写真-17 第10号床固工下流弯曲部の片寄及び越水状況



写真-18 No.9 近付の左岸沿の局所洗堀状況

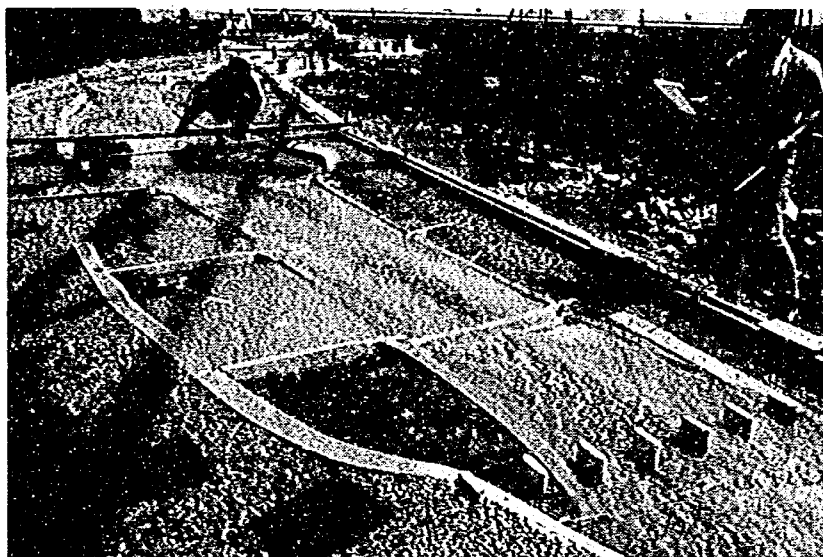


写真-19 流路工区間始点での土砂堆積による流水の越水状況（CASE-3）



写真-20 弯曲部の影響による鉄道橋付近での局所洗堀状況（CASE-3）

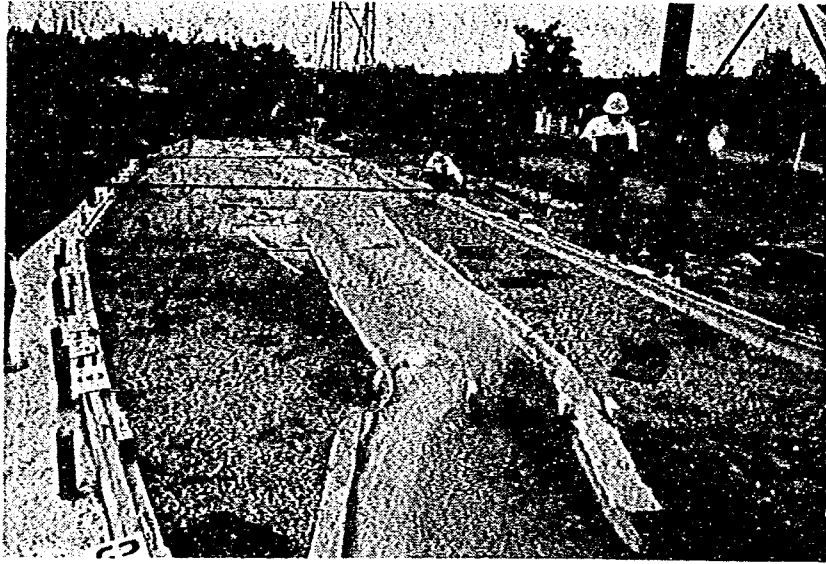


写真-21 流路工区間での土砂堆積による護岸越水状況（CASE-3）

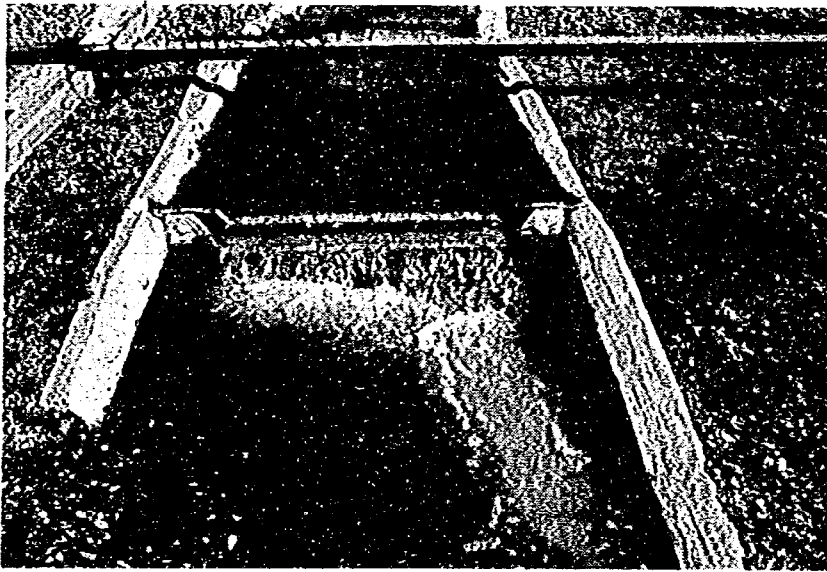


写真-22 第14号床固工下流部の洗堀状況（計画案）

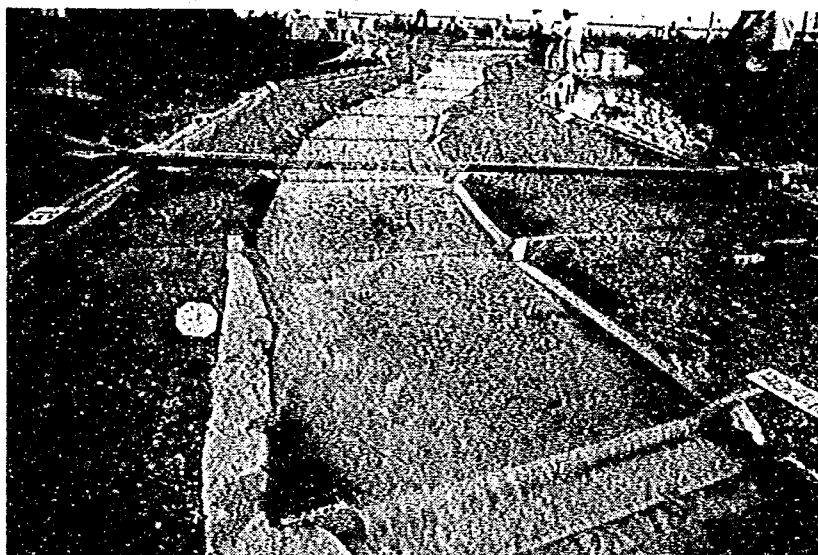


写真-23 床固工群の流況（修正案 第8号床固工上流）



写真-24 床固工群の流況（修正案 国道橋上流）

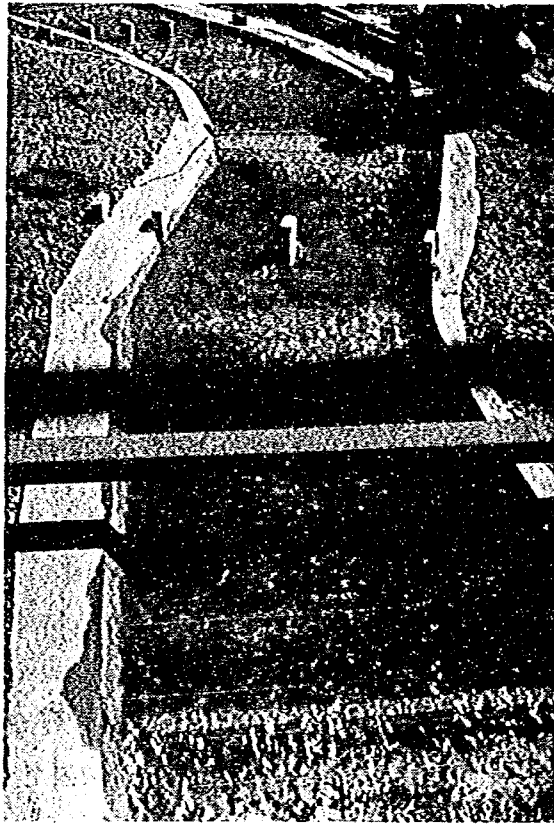


写真-25 修正案での弯曲部の状況

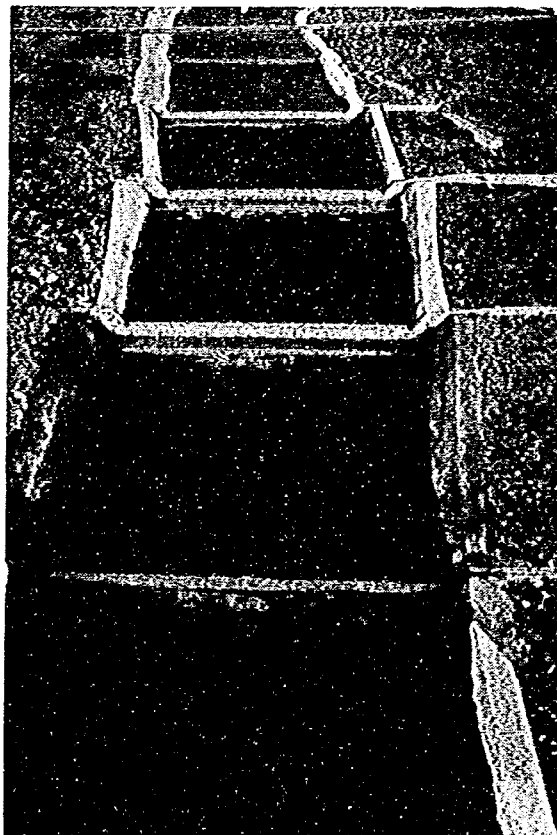


写真-26 修正案での流路工区間の状況（計画帯工上流）

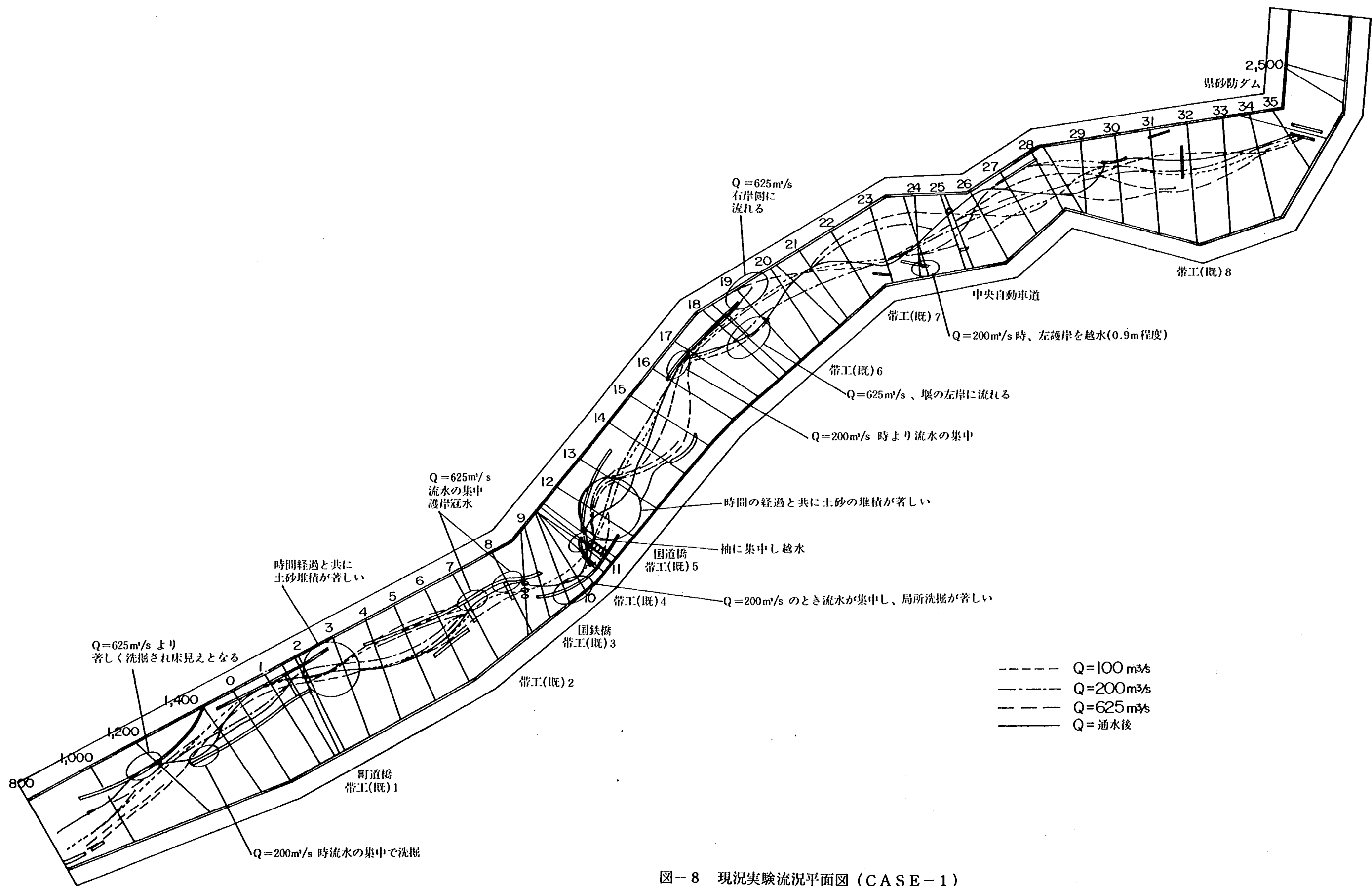


図-8 現況実験流況平面図 (CASE-1)

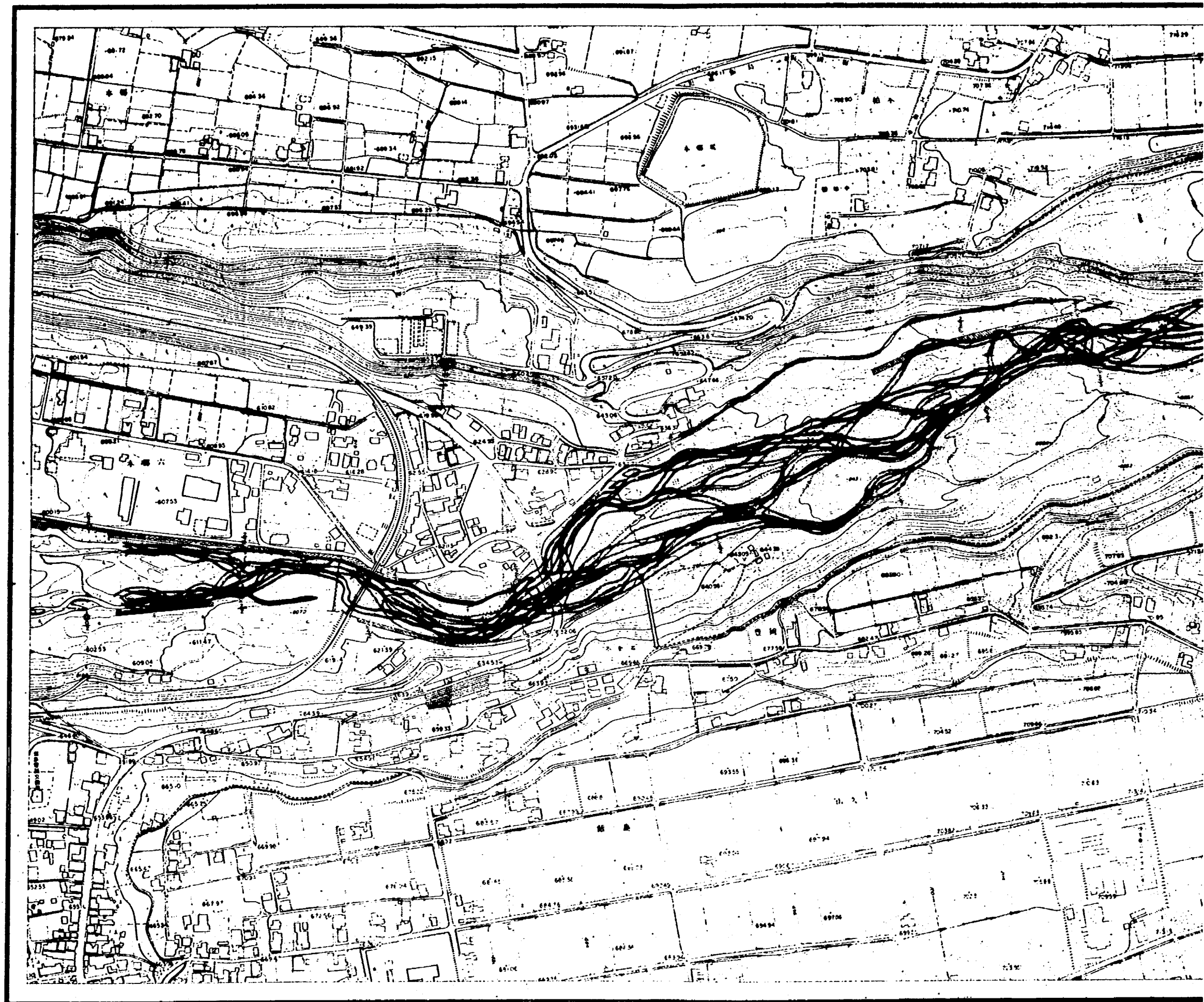
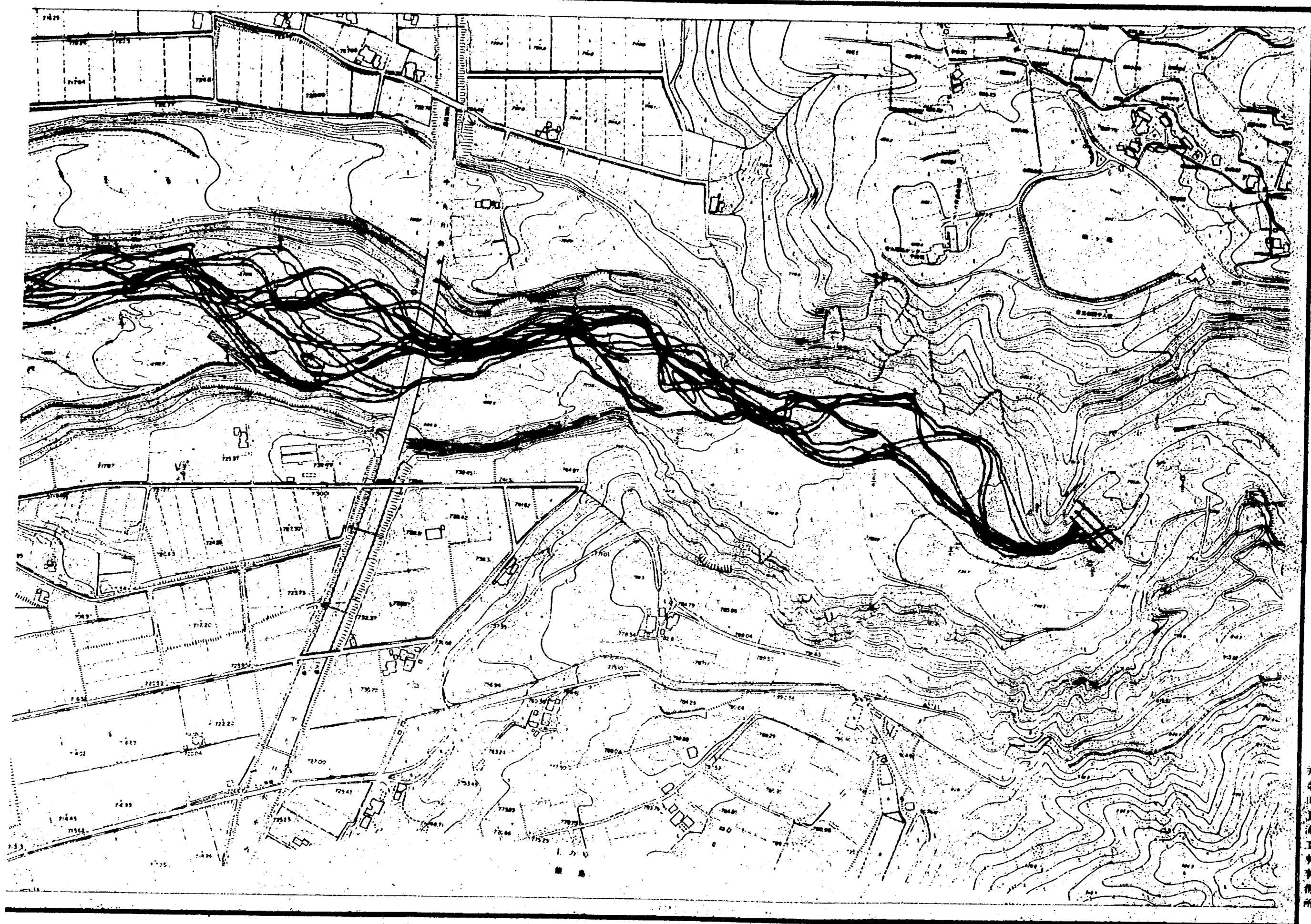


図-9(1) 流路変遷図



	...
	...
	...
	...

天津
市
工
业
局
工
程
处
编
制

图-9(2) 流路变迁图

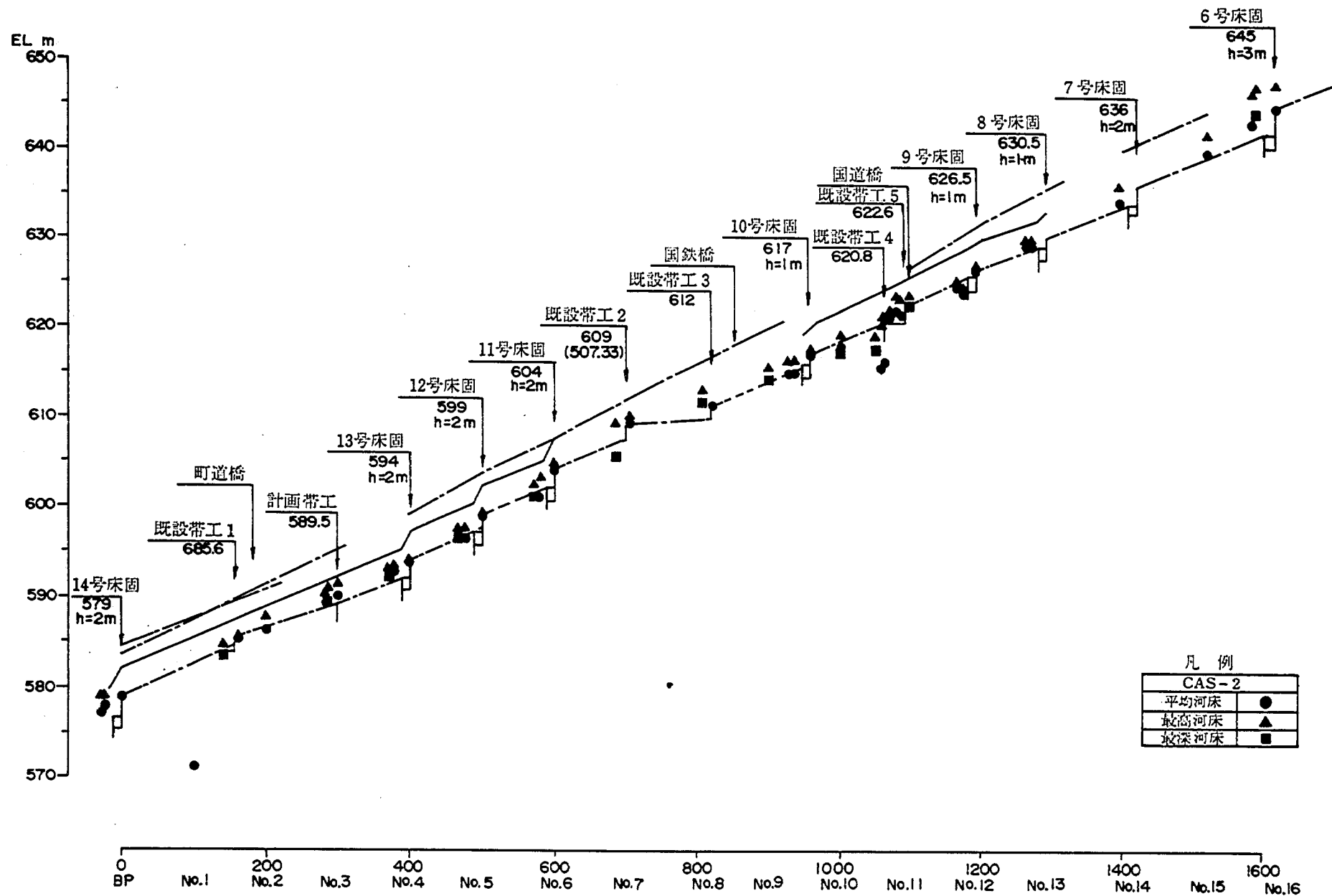


図-10 計画案通水後河床縦断図 (下流部)

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9

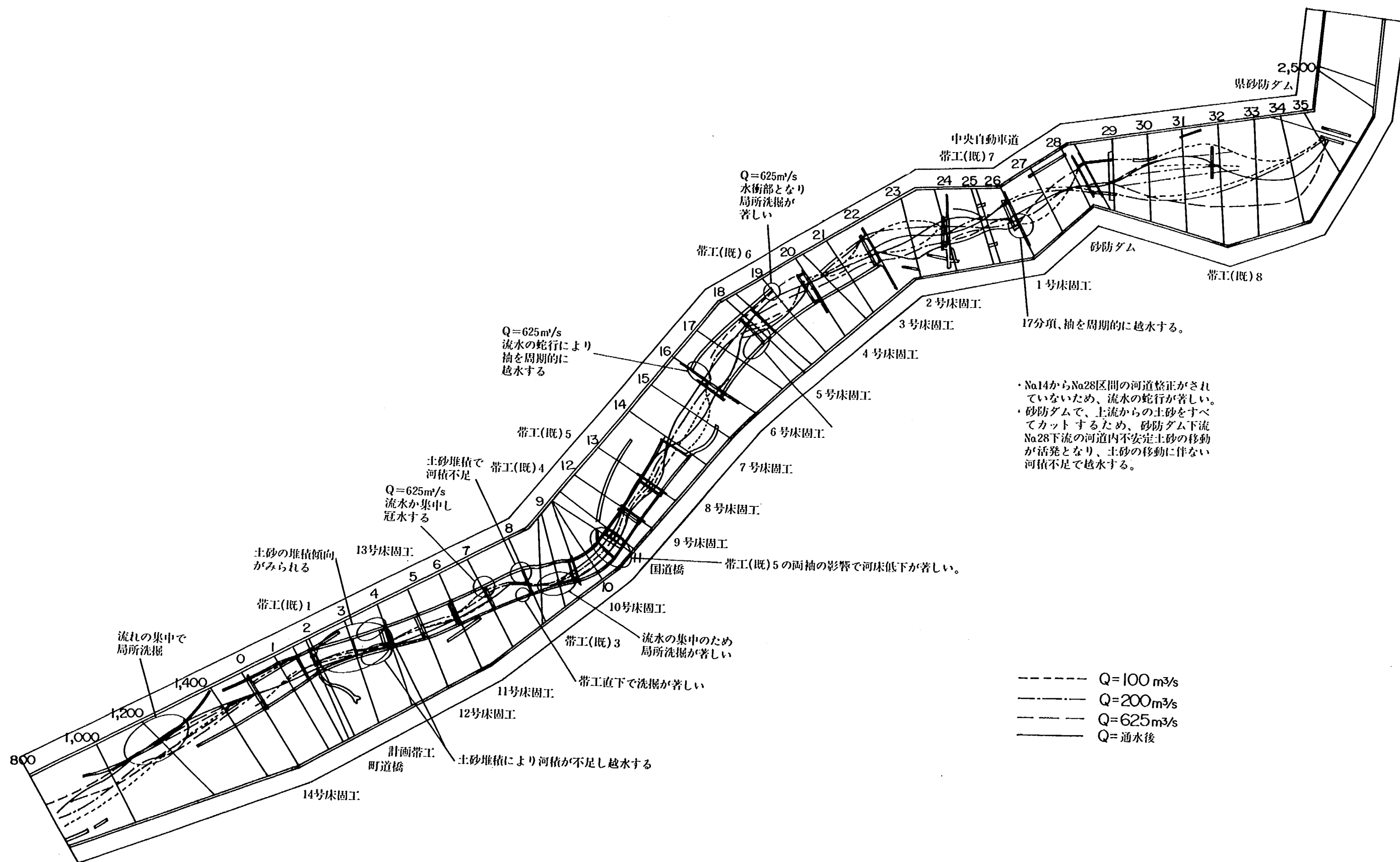


図-11 計画案流況平面図 (CASE-2)

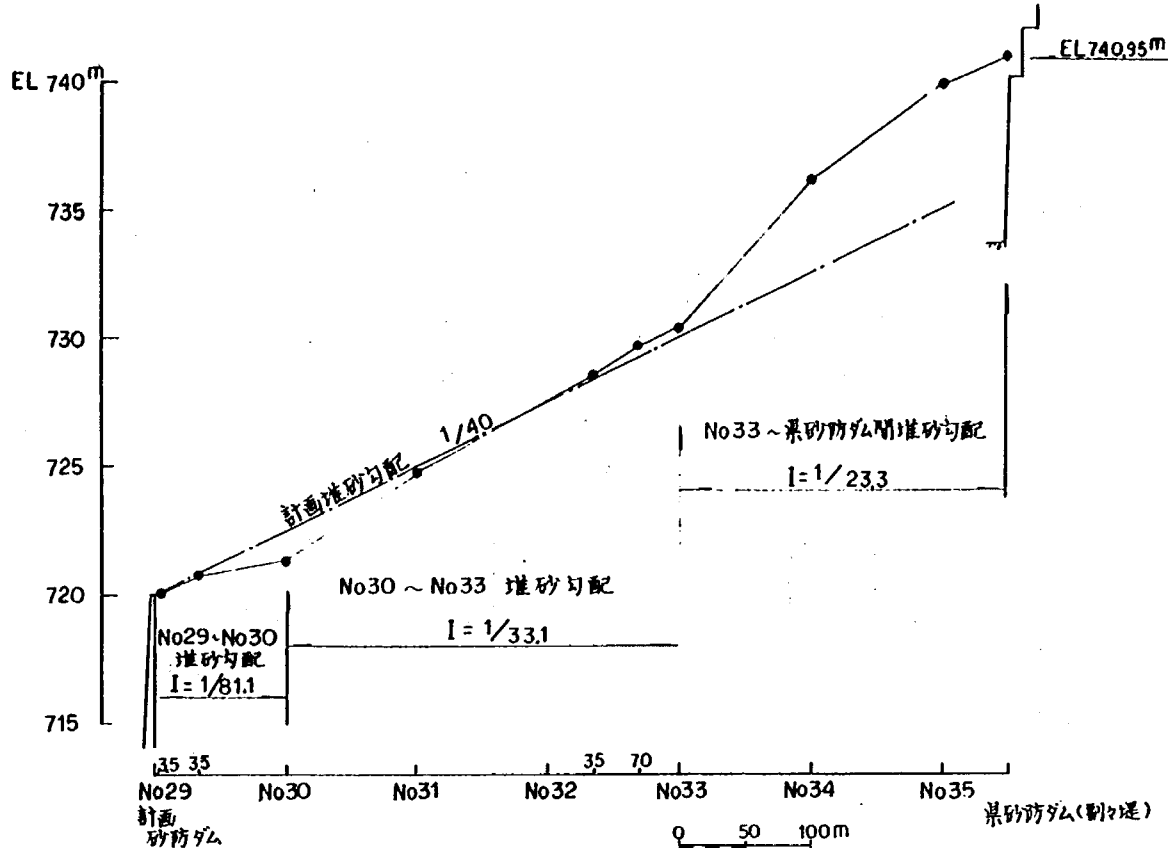


図-12 飯島第6砂防ダム堆砂状況 (CASE-2)

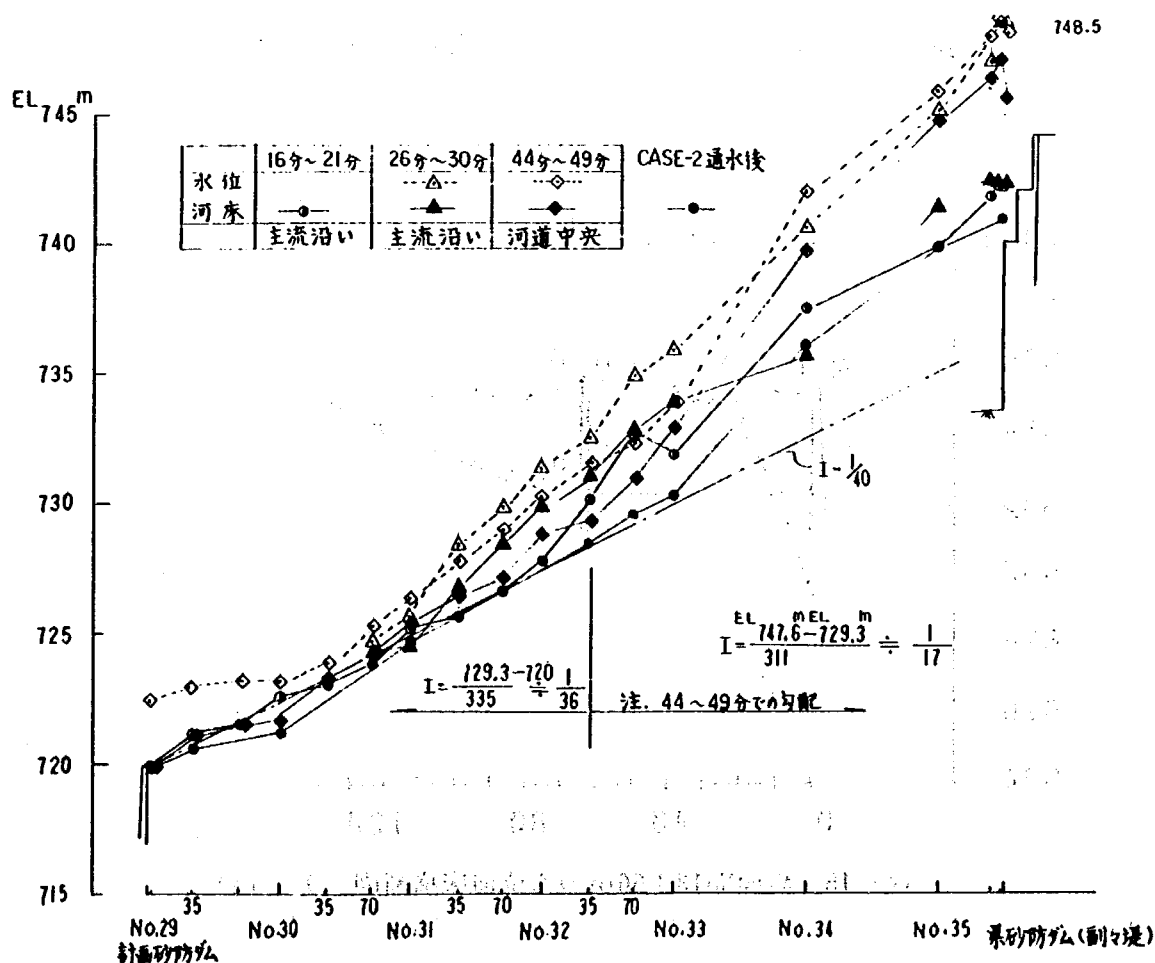


図-13 飯島第6砂防ダムの縦断図 (CASE-3)

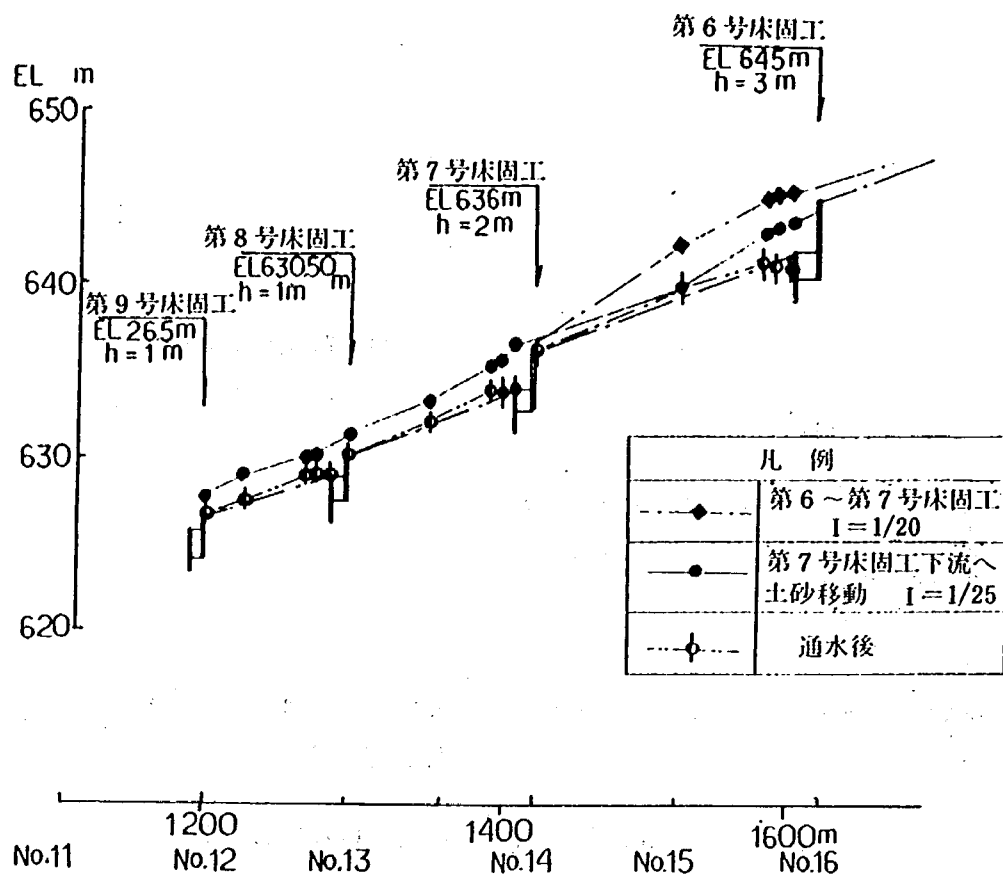


図-14 CASE-3での第6号床固工下流での河床移動状況

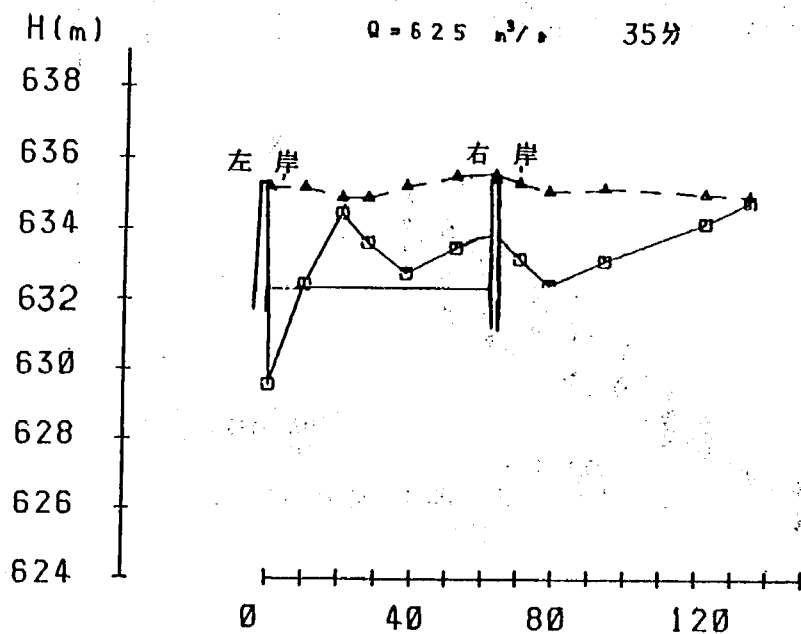


図-15 断面No.13+56mの水位河床横断図 L (m)

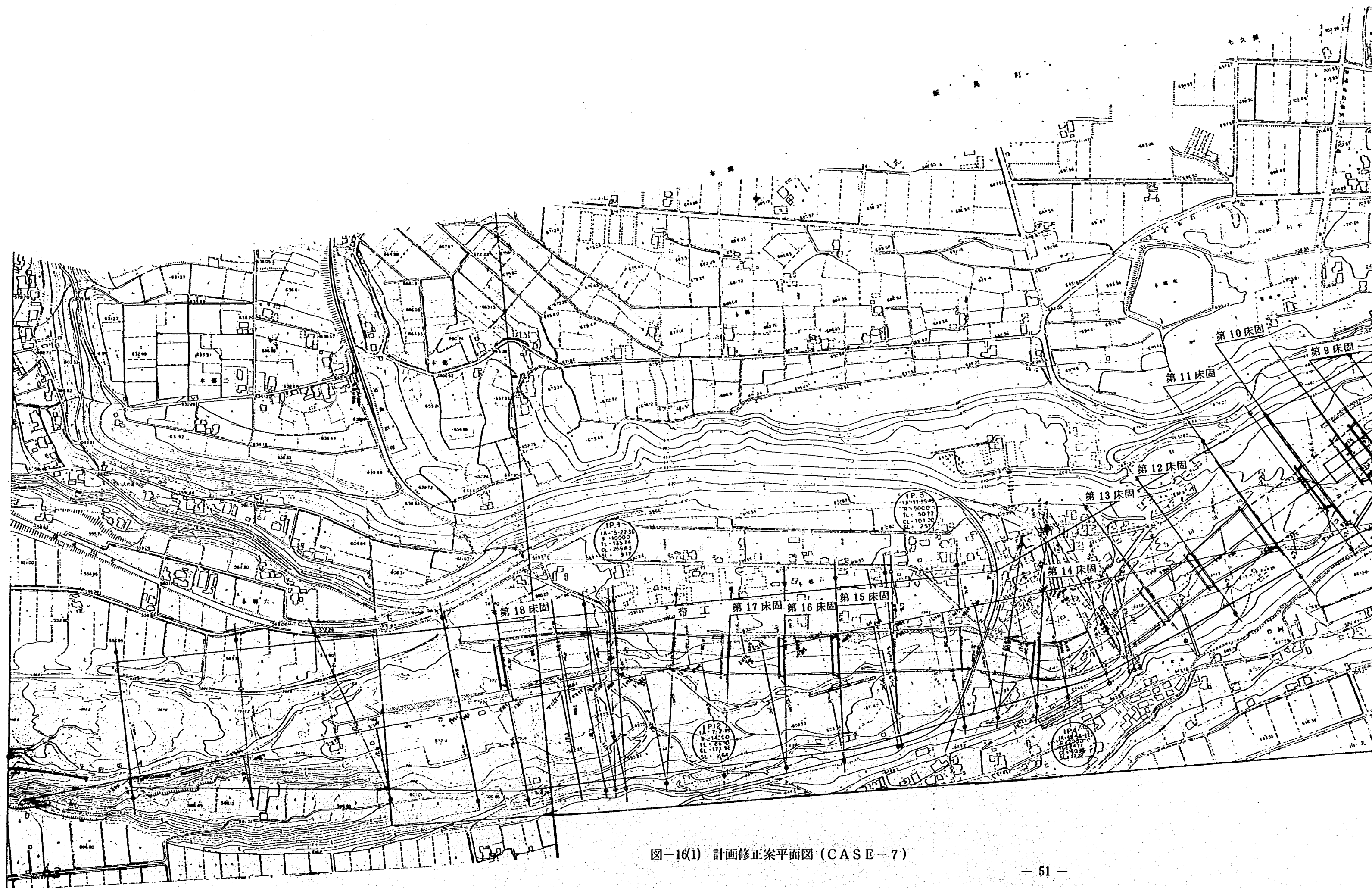


図-16(1) 計画修正案平面図 (CASE-7)

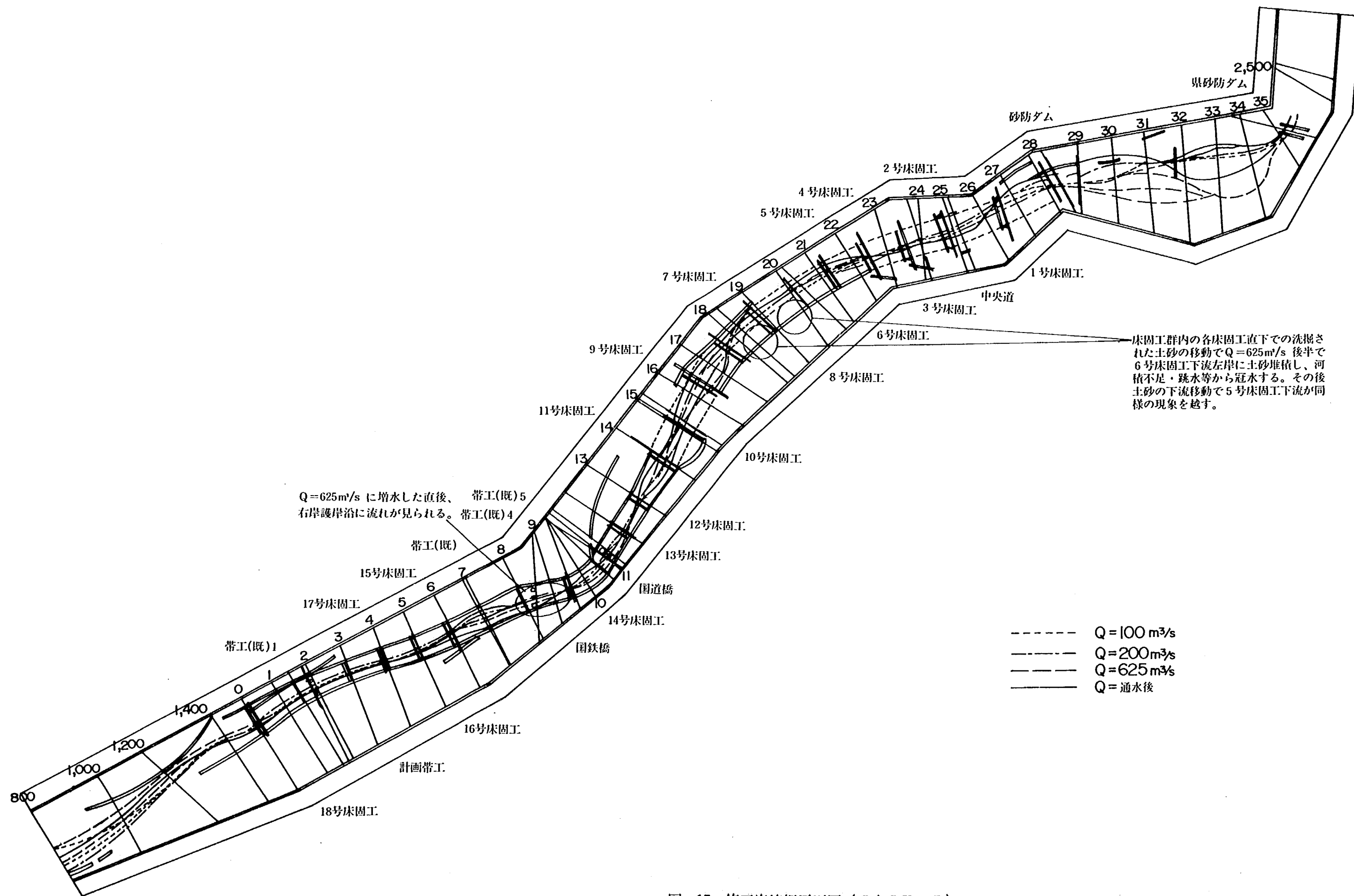
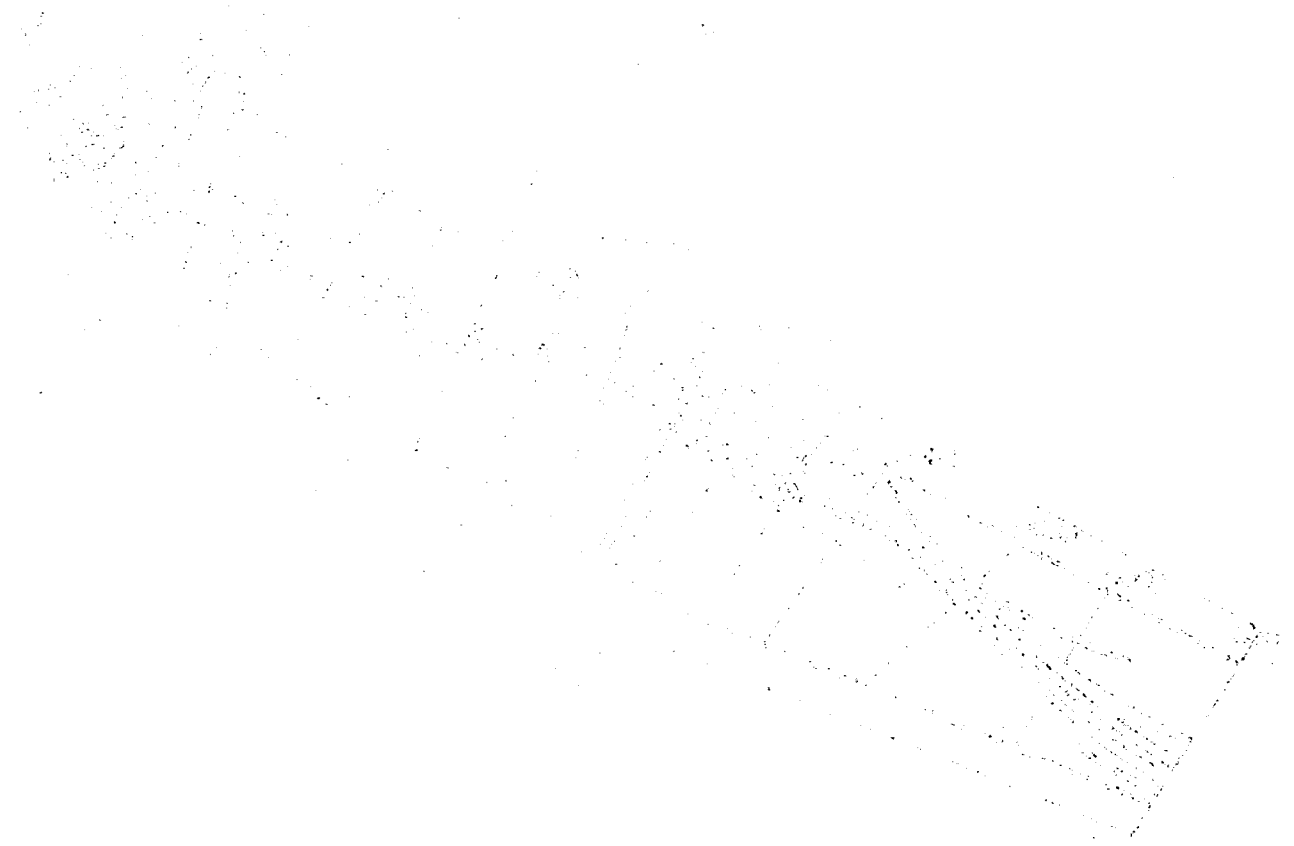


図-17 修正案流況平面図 (CASE-7)



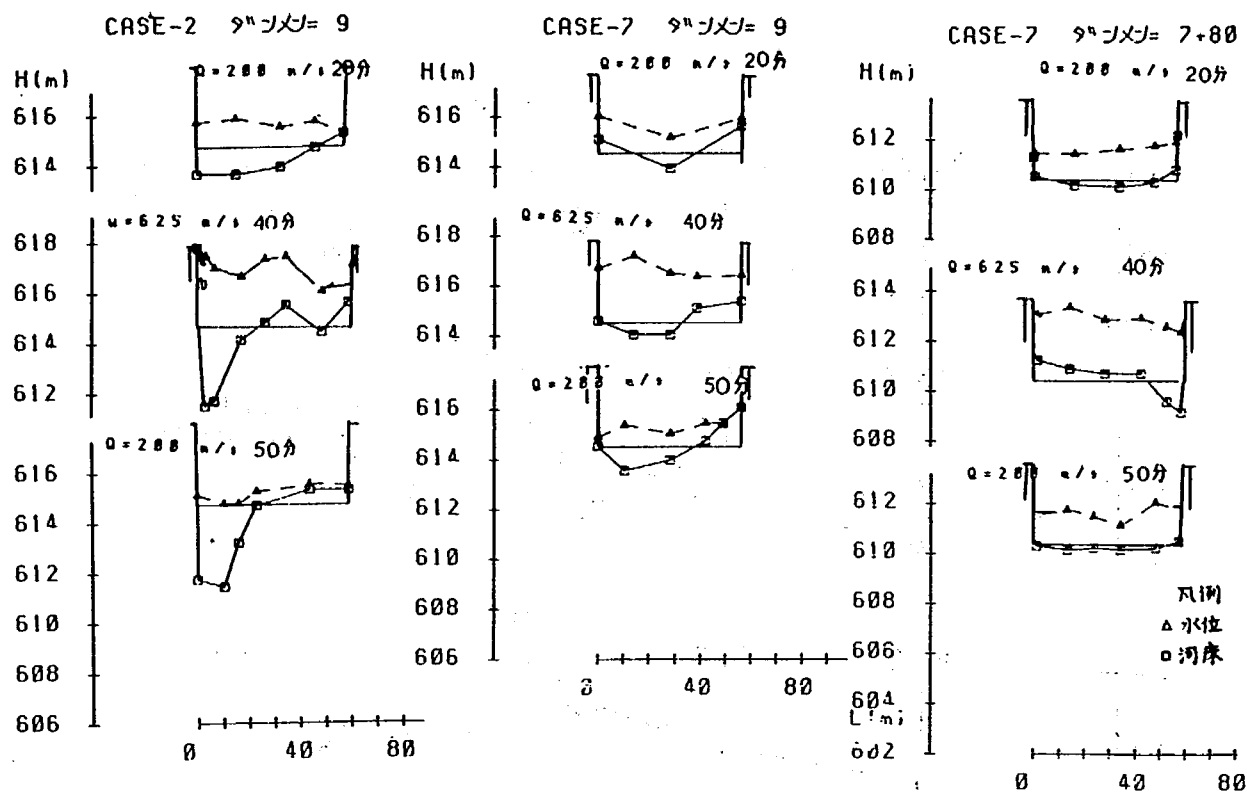


図-18 計画案と計画修正案の水位河床横断の変化

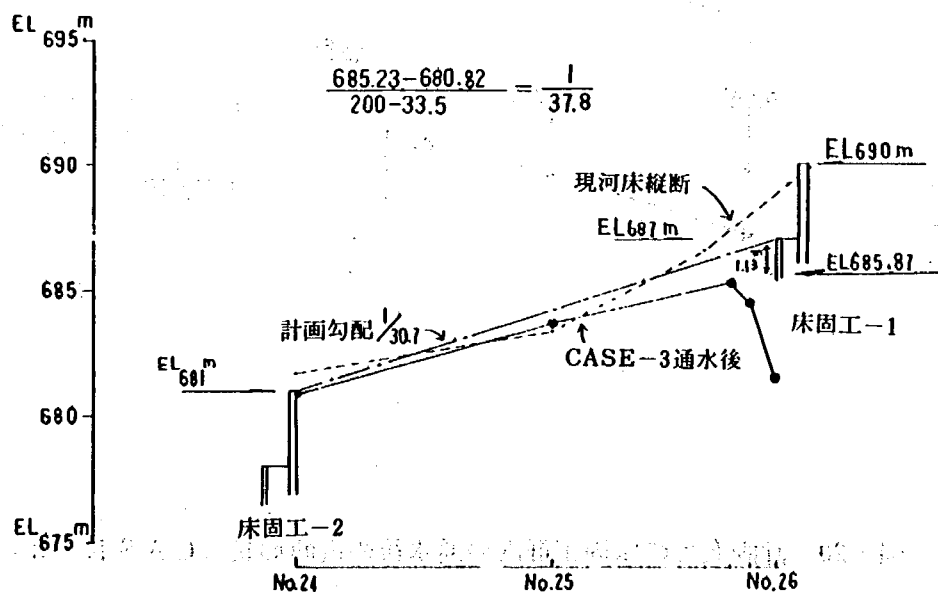


図-19 床固工群内での縦断図 (第1～2号床固工間)

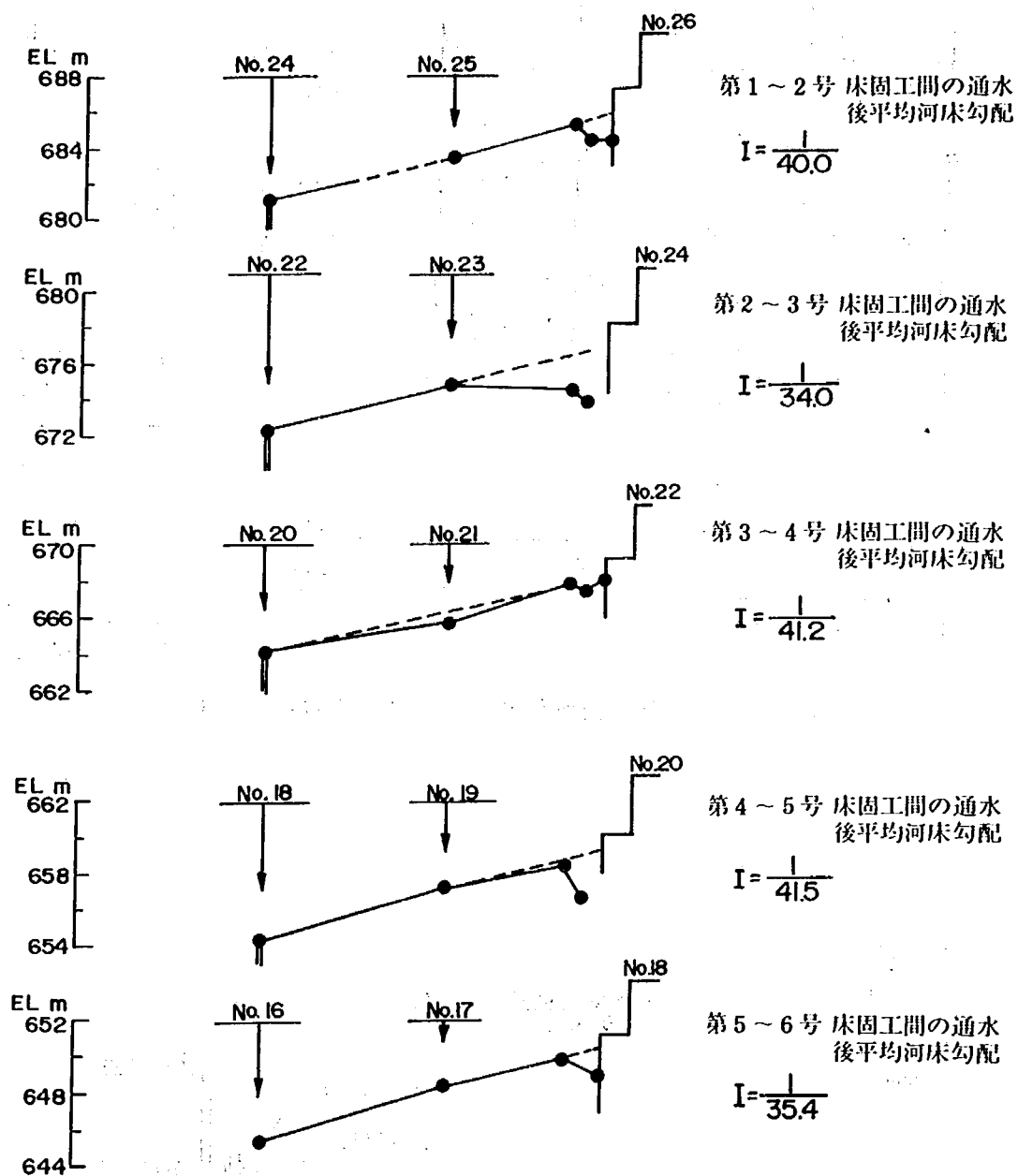


図-20 計画案での床固工群内の通水後の縦断形状 (CASE-3)

4. 2 流路工計画に関する考察

4.2.1 法線形状

流路工計画区間を床固工群（№14から№28区間）と流路工区間（№14下流）とに分けて考察する。

1) 床固工群の法線形状（ただし計画河床勾配は1/40に修正している）

法線形の検討は①計画案、②法線を計画案のとおりとして床固工の方向を修正する案、③図-21に示すように法線を修正する案の3つのタイプについて検討し、結果を表-10に整理した。また、流速の変化と主流路の変化を図-22と図-23とに示している。実験結果を要約すると次のようになる。

表-10 床固工群内の法線形の検討

実験条件		・流量 $Q=625\text{m}^3/\text{s}$	・河床勾配 $I=1/40$	・給砂なし
タイプ	模型形態	実験結果		問題点、原因と対策
計画案 (C-4)	計画案 (図-21参照)	第3号床固工からの流れは第5号床固工の右岸側へ流れ、№22～№19の左岸砂堆を形成し右岸側に流れる。そのため、第3号床固工直下左岸に局所洗掘（3.5m程度-図23）を生じ、流れが蛇行する（図-22）。流速は、第3号床固工から第5号床固工の区間で左右岸に$1.0\text{m}^3/\text{s} \sim 3.0\text{m}^3/\text{s}$の片寄りがみとめられる。		第1号床固工および第3号床固工の下流の流れの片寄り、床固方向の検討
修正案Ⅰ (C-5)	計画案に対して第1号床固工の方向を右へ、第3号床固工を左に振る。 (図-21参照)	流れは5分頃より第3号床固工左岸側に片寄る15分頃から第4号床固工にも若干片寄り（第3号床固工の影響）が認められる。計画案にくらべ第3号床固工直下の左岸側の洗掘は小さくなった（0.5m～1.0m程度）が№23で左岸側で2.5mの洗掘を生じる。また流速は左右岸で$3\text{m}^3/\text{s}$が認められる等、流れの片寄りは防止されていない。（図-22、図-23）		- 第5号床固工から第2号床固工区間の法線に問題 - このため流れに片寄り
修正案Ⅱ (C-6)	法線の変更 (図-21参照)	- 第1号床固工から第5号床固工区間で法線を変えたことにより、CASE-5にくらべ著しい流れの片寄り、また第3号床固工の水叩きに堆砂は見られない。しかし、第3号床固工、第4号床固工の左岸側の洗掘（最大2m）は認められる。（図-22、図-23） - 中央自動車橋左側ピア沿いで$1.0\text{m} \sim 1.5\text{m}$の洗掘が認められる。		- 弯曲をもつ法線からまったく片寄りをなくすることは多難。 - 中央自動車橋ピアへの影響

計画案の法線形は現在の流路に沿った法線であることから、第1号床固工から第5号床固工区間で法線はS字形弯曲法線となっている。このため、流水は第2号床固工、第4号床固工下流で、それぞ

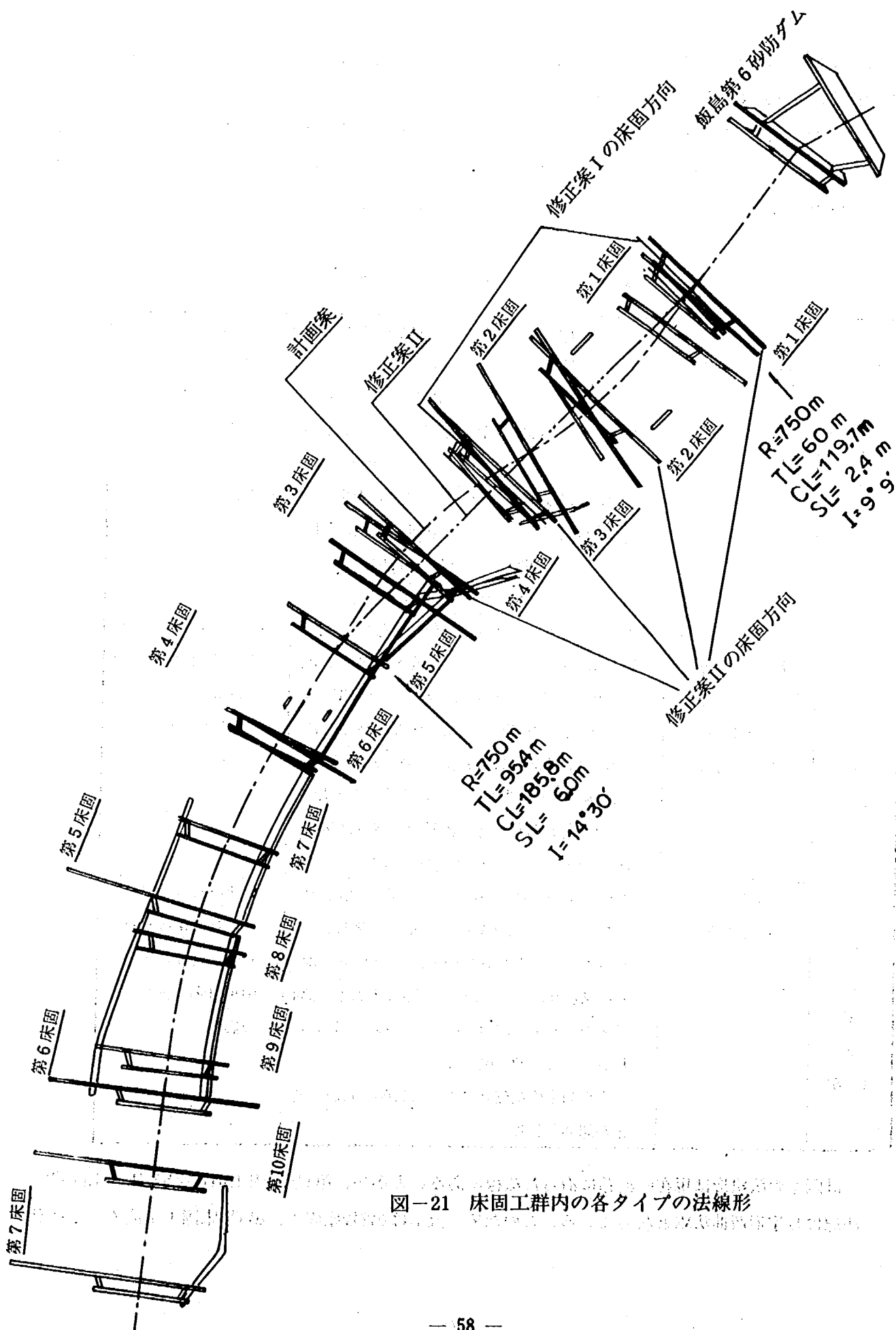
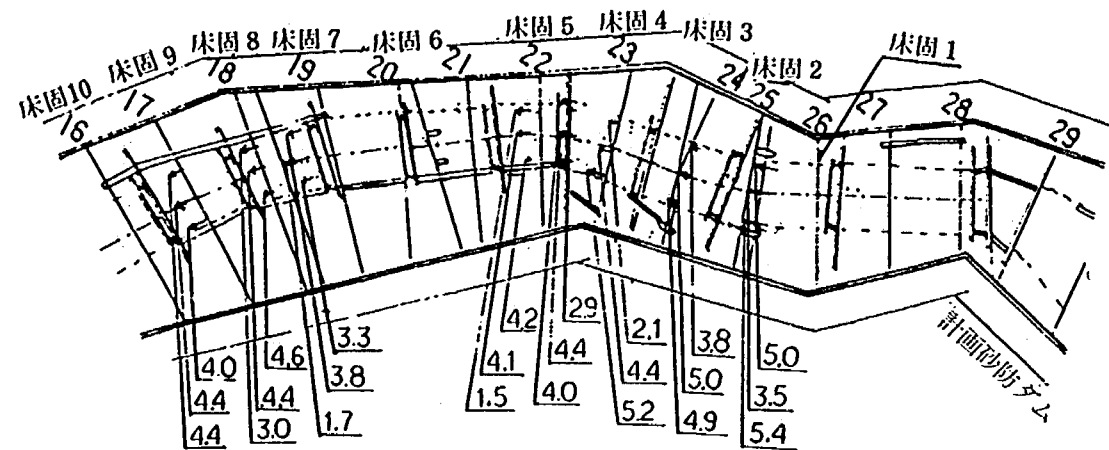
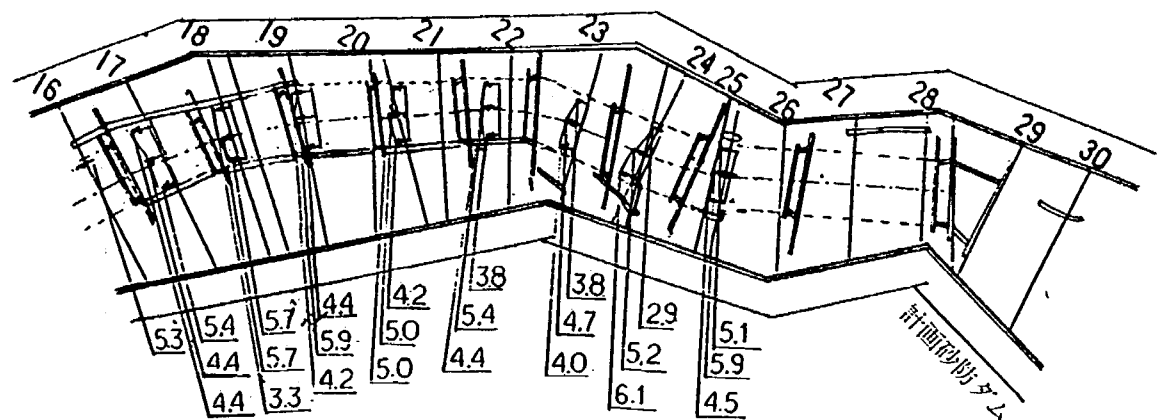


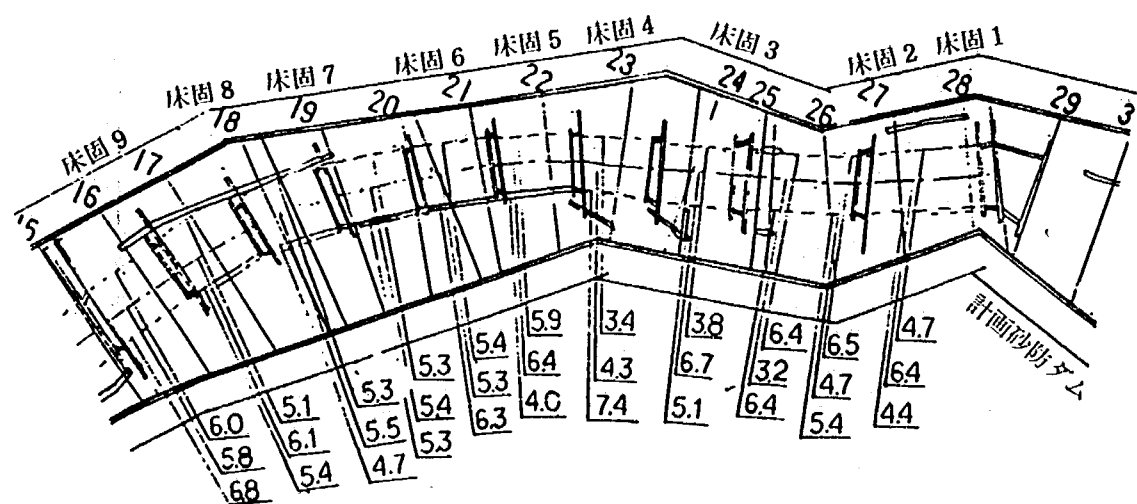
図-21 床固工群内の各タイプの法線形



計画案 (C-4)



修正案I (C-5)



修正案II (C-6)

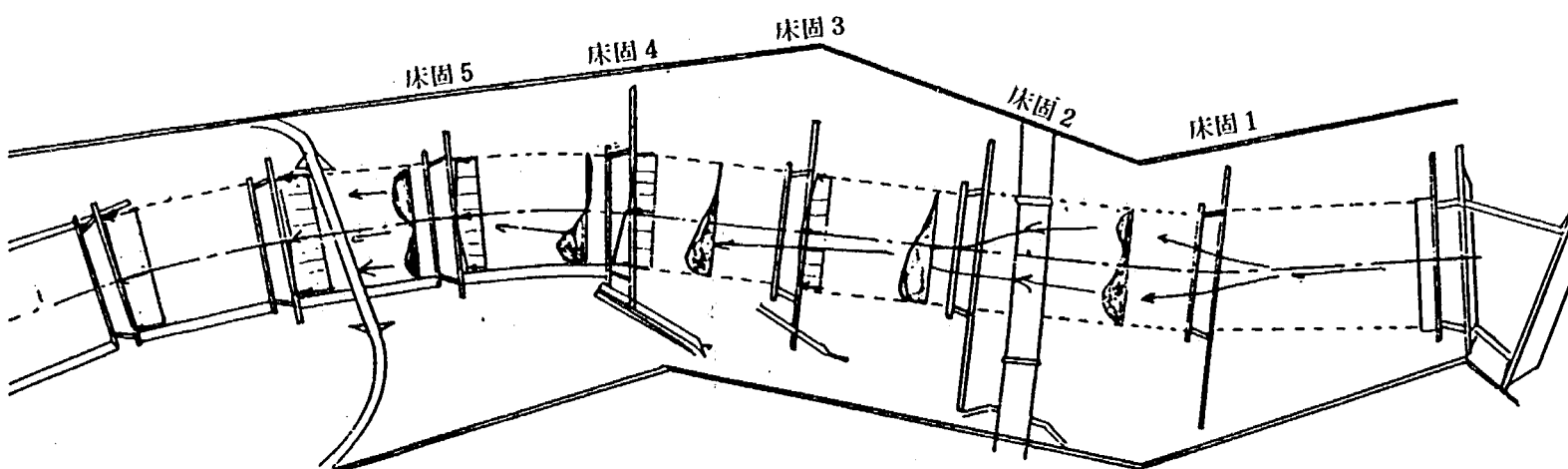
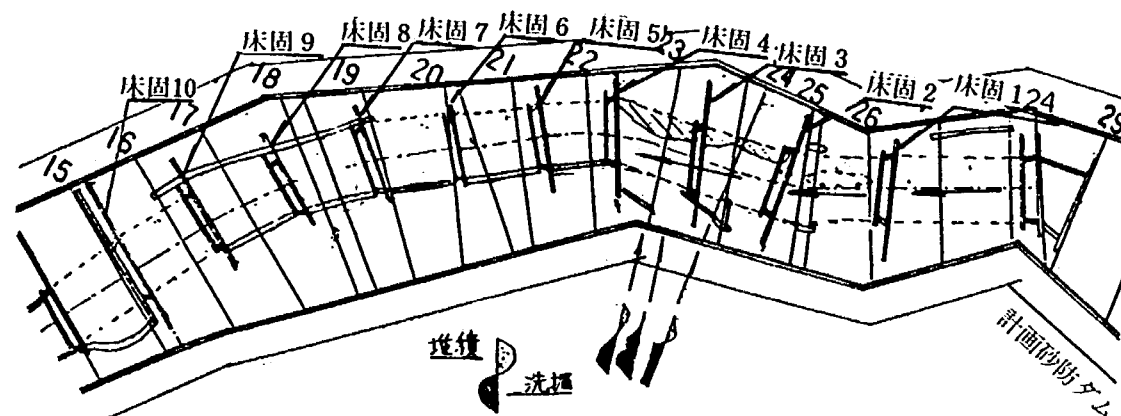
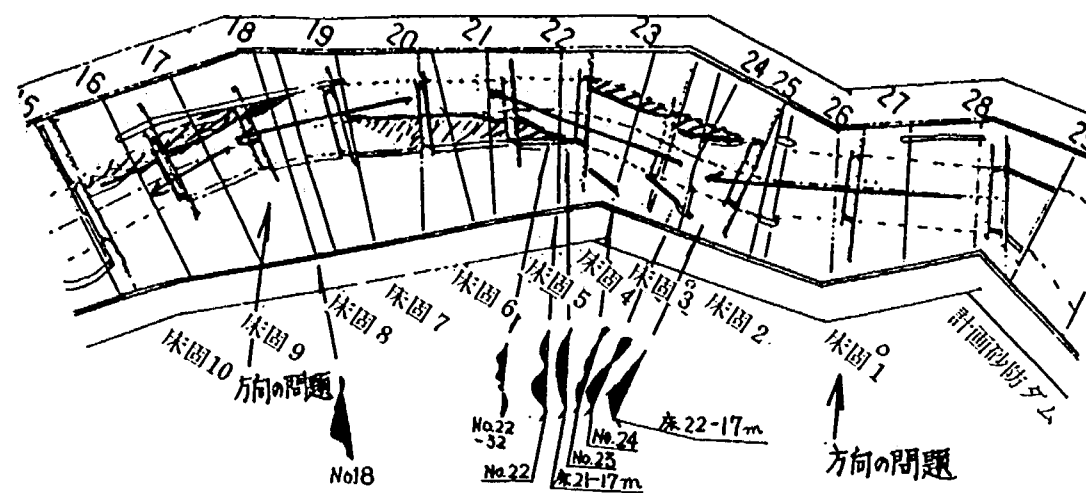
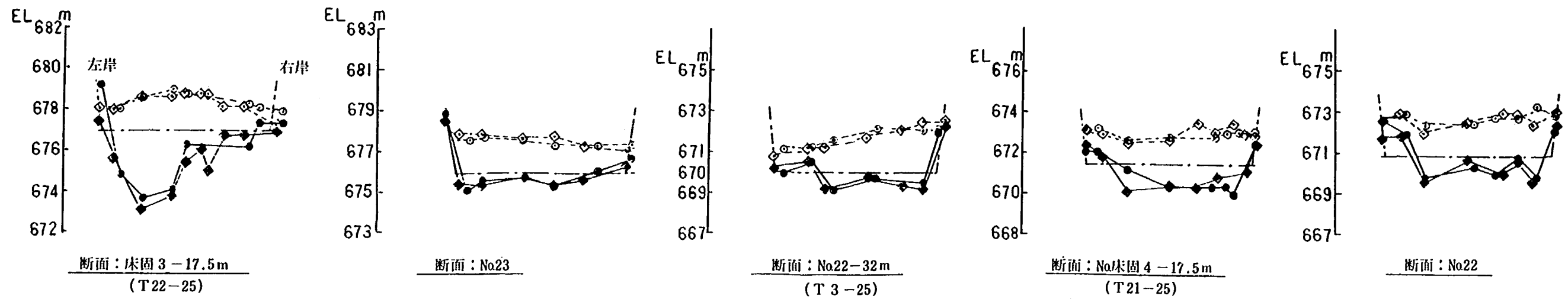
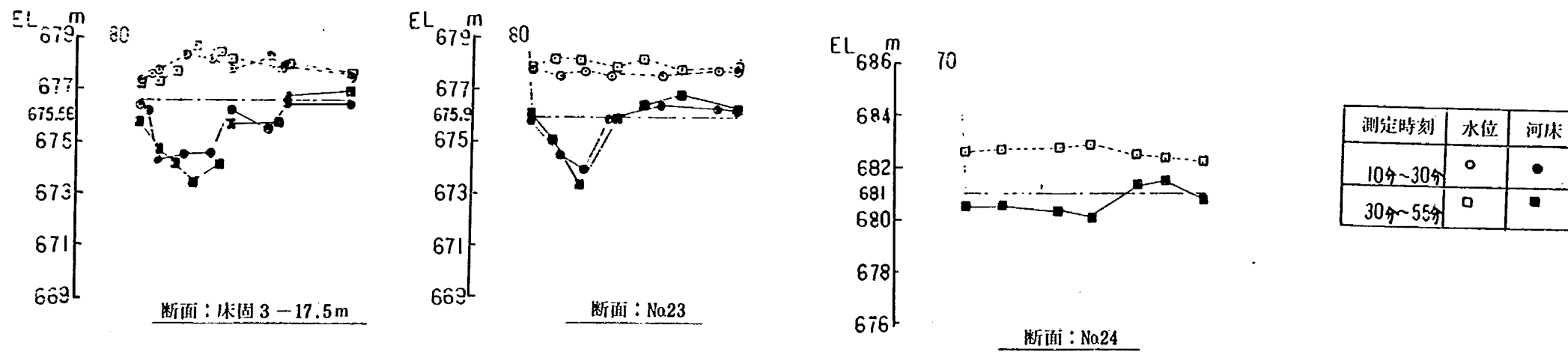


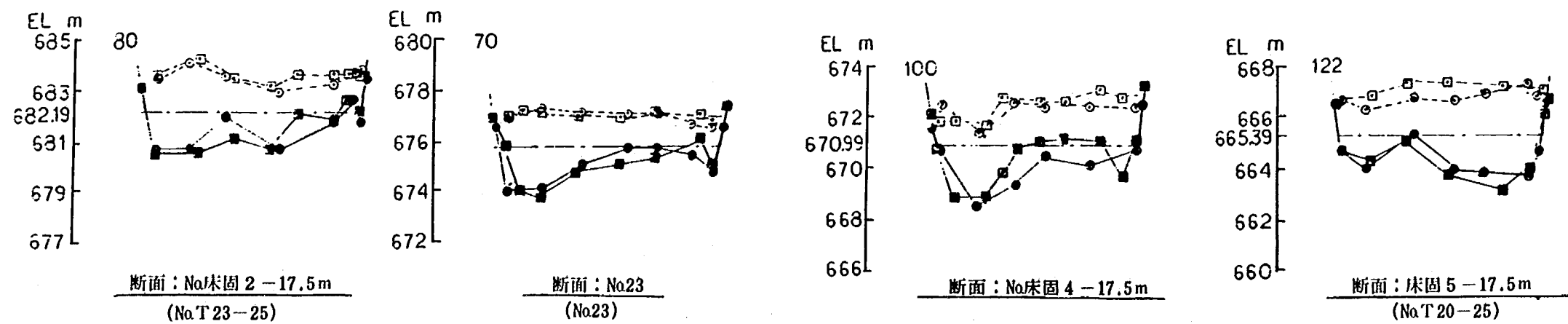
図-22 流速分布図および流況平面図



計画案 (CASE-4) 水位・河床



修正案 I (CASE-5) 水位・河床横断面図



修正案 II (CASE-6) 水位・河床

図-23 各法線形での水位河床横断面図

れ、左及び右へ直進する等の極端な片寄りをとる。(写真-27) この流水の片寄りを床固の方向を
変える事により、整流させる(修正案1) ことを試みたが、流れの片寄りをなくすことはできな
かった。(写真-28)

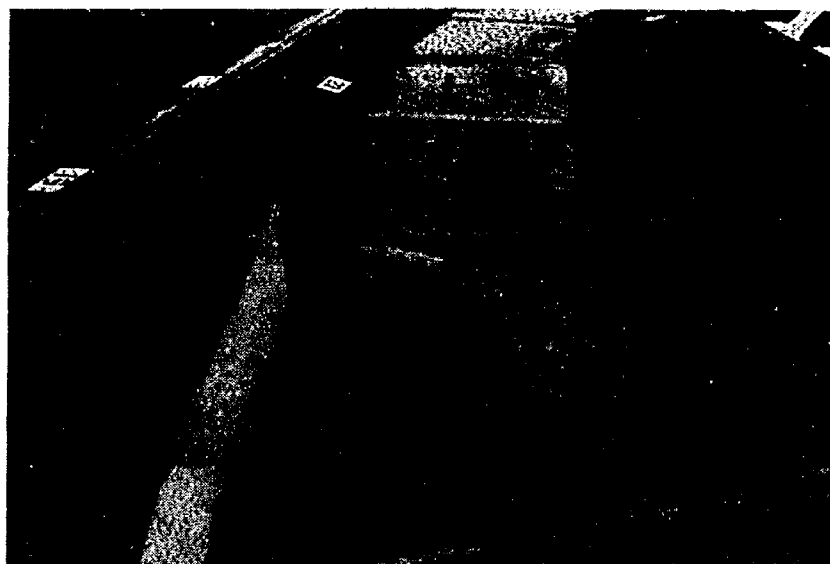


写真-27 計画案での床固工群の状況(CASE-4)



写真-28 修正案工での床固工群の流況(CASE-5)

そこで、第5号床固工から第1号床固工区間のS字型弯曲部の影響を小さくするよう法線の修正を行なったが、地形条件及び中央自動車橋により法線の修正に制約されるのでS字型弯曲部の内弯部で土砂の堆積が生じて、外弯部に流水が若干集中する傾向を呈するが、極端な側方侵食はみられず、全体的流況は整然となる。

以上のように、床固工の方向によって流水を整流することができないので法線の修正が必要となる。

2) 下流流路工区間での弯曲部の検討

前述しているように、国道橋と国鉄橋間の弯曲部は護岸沿いの局所洗掘を大きくしたり、下流部の流況に影響を与える問題がある。本実験は、弯曲部における局所洗掘を低減させるために第14号床固工の構造について検討している。表-11に各タイプ毎の実験結果と問題点及び対策について整理した。

実験結果から、弯曲部の処理として次の2つの方法が考えられるが、国鉄橋付近の左岸沿いでの洗掘深が小さく、特別に対策工を施す必要のないことから(1)の案がより適切だと考察される。

- (1) 第14号床固工の構造を本堤と副堤の水叩きの長さを左岸(25m)と右岸(14m)と変え、本副両堤左岸に袖(長さ10m、高さ1.5m)を設ける案(表-11を参照のこと)

この場合は、No7上流56m付近の左岸の護岸沿いで、根固を施すか、あるいは護岸根入深を他の区間にくらべて深く施行する。(2.5mの洗掘の防止の対策)

- (2) 第14号床固工の構造は(1)と同じで副堤のみ、袖の長さを5mにする。この場合は、No7上流56m付近の左岸の対策に加えて、国鉄橋左岸沿いの洗掘に対処するために根固あるいは護岸根入深を深くして施行する。

表-11(1) 実験条件および結果一覧表（弯曲部）

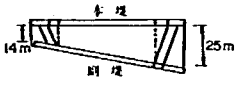
実験条件		流量：洪水波形	給砂：平衡給砂
タイプ	模型形態	実験結果および考察	問題点および対策
現況 (C-1)	現況地形	- Na9+59m付近左岸沿いに5m程度洗掘される。 - 断面Na9では外カーブで2m程度洗掘され、内カーブでは最大2m堆砂される（図-24）。	弯曲部外カーブでの流水の集中で局所洗掘、また内カーブでの土砂堆積
計画案 (C-2)	計画案	弯曲部の洗掘の位置が第10号床固工（Na9+59m）よりNa9付近に移動し、左岸沿いの局所洗掘（3m、ピーク流量時）する。（図-24）	局所洗掘の位置が、Na9+59mからNa9へと移動、左岸沿いの流速（6m/s）を減速させる必要がある。
I	- 第14号床固工の構造  - 第14号床固工からNa8左岸法線の改良	第14床固工下流左岸沿いの流れが計画案よりも流速で1m/s速く（7.0～7.3m/s）Na9左岸沿の洗掘（4m程度）が著しい。（図-25）	- 左岸沿いの流速を強める結果となり流況を悪化する。 - 左岸沿いの流れの減速が必要
II	タイプIに加えて副堤左岸側に袖を設ける。 - 高さ $h=1.5\text{m}$ - 長さ $L=10\text{m}$	副堤に越流型袖を設けることにより左岸沿いの流れを減速（1m/s程度）させ、更に外カーブと内カーブの比高さもタイプIに比べ小さくなった（図-25）。	左岸沿いの洗掘（3m程度）あり流速も片寄が見られるから流れを河道中央に導く必要がある。
III	タイプIIに加えて本堤左岸側に袖を設ける。 - 高さ $h=2\text{m}$ - 長さ $L=10\text{m}$	- 第14号床固工下流の流れは河道中央に導かれ、国鉄橋橋脚（河道中央のもの）の方へと向う。流速分布、河道洗掘も平均的である（図-25）。 - 第14号床固工本堤袖上流で1m程度洗掘される。	本堤袖に流水の当りで上流部が洗掘されていることから袖高を低くできないか。

表-11(2) 実験条件および結果一覧表 (弯曲部)

実験条件		流量: $Q_p=625\text{ml/s}$ 給砂: なし	
タイプ	模型形態	実験結果および考察	問題点および対策
N	タイプⅢで本堤の袖高を $h=1.5\text{m}$ にする。	流れは、ほぼタイプⅢと変わらずまた本堤袖上流の洗掘もない。(図-26)	- 袖の有効長さ、高さの検討 - 下流への影響
V	タイプⅣで副堤での袖高を $h=1\text{m}$ にする。	№9では兩岸沿での洗掘は見られず、河道中央を流れる。 №7+56m左岸沿に2.5m洗掘される。(図-26)	弯曲部からの流れが№7+56付近に流水が集中し、流速が速くなり洗掘を生じる。
Ⅴ	タイプⅤに加え、副堤で右岸側にも袖を設ける。 - 高さ $h=1\text{m}$ - 長さ $L=10\text{m}$	- 左岸沿の流速を落とし、内カーブにタイプⅤよりも多く土砂堆積する傾向が見られ、また国道橋左岸側へ流れを向け流速は大きくなる。 №7+56m左岸沿での流速も 1m/s 程度落ちるが洗掘は1.5~2m程度生じる。(図-26)	副堤右岸袖は流れを左岸へ導き国鉄橋左岸に悪影響を及ぼす。
Ⅵ	第14号床固工の本、副両堤に次のような袖を設ける。 - 高さ $h=1\text{m}$ - 長さ $L=10\text{m}$	- タイプⅣにくらべ、№9断面における河床低下は減少(0.6m程度)。 - 流速も河道中央を流れ外弯曲部に流れが片寄ることはない。 - タイプⅤと同様№7+56m右岸に洗掘が認められるが、タイプⅤにくらべ1.8m程度となる(図-27)。	袖の有効長さの検討
Ⅶ	タイプⅦでの副堤のみ袖の長さを $l' = \frac{1}{2} = 5\text{m}$ とする。	- タイプⅦに比らべて外弯曲部の流速が $1.0 \sim 1.5\text{m/s}$ 早くなり国鉄橋左岸沿で洗掘が大きく(2.0m程度)となる。 - タイプⅦと同様№7+56mより上流で洗掘が認められる。(図-28)	タイプⅦよりも外弯曲部へ流れの集中の問題

表-11(3) 実験条件および結果一覧表 (弯曲部)

実験条件		流量: $Q_p=625\text{m}^3/\text{s}$ 給砂: なし	
タイプ	模型形態	実験結果および考察	問題点および対策
CASE-1 (現況) CASE-2 (計画案) 図-24 断面No.9の水位、河床			

4.2.2 河床変動の比較

実験終了時における通水初期河床高を基準とする土砂の変化量を各区分毎に計算して図-29に整理した。図-29から、現況河道と計画案、及び修正案の河床変化の様子を以下に記述する。

(1) 現況での土砂移動状況

県砂防ダムから流下した土砂量 $75,000\text{m}^3$ は、既設帯工6号(取水堰-No.18上流)までに $6,700\text{m}^3$ 堆砂し、残りの $8,000\text{m}^3$ とNo.15からNo.18区間での洗掘土砂量 $10,000\text{m}^3$ の計 $18,000\text{m}^3$ を既設帯工5号(No.11)までに堆砂する。その後、No.11からNo.6(弯曲部上流及び下流付近)での洗掘土砂量 $8,000\text{m}^3$ をその下流No.BP~No.6(町道付近まで)に堆砂する。

さらに、No.BP~No.800mでの洗掘土砂量 $5,000\text{m}^3$ を下流へ流出する。

(2) 計画案(CASE-2)での土砂移動状況

県砂防ダムから流出した土砂 $75,000\text{m}^3$ は、全て砂防ダムに堆砂する。このため、No.28からNo.24の区間で洗掘され(洗掘土砂量 $35,000\text{m}^3$)No.20からNo.14(7号床固工)までに $27,000\text{m}^3$ を堆砂し、さらに10号床固工(No.10)までに $5,000\text{m}^3$ を堆砂する。その後、10号床固工からNo.7の区間(弯曲部とその下流)で洗掘を生じ(土砂量 $12,000\text{m}^3$)No.7から14号床固工(主に町道橋まで)に堆砂する。

14号床固工下流は、河床低下が著しく、洗掘土砂量 $28,000\text{m}^3$ が流下する。

(3) 計画修正案(CASE-7)での土砂の移動状況

県砂防ダムから流出した土砂 $75,000\text{m}^3$ は、計画案と同様全て、飯島第6砂防ダムに堆砂する。このため、No.28からNo.20までの間で洗掘されるが、計画案と異なり、計画河床勾配を $1/40$ に修正し、河道整理をしているため、その洗掘土砂量は $5,000\text{m}^3$ と少なく、No.20からNo.18区間に $4,000\text{m}^3$ 、さらに流路工内の既設帯工5号(国道橋まで)に $1,000\text{m}^3$ を堆砂する。

(4) 現況河道と計画案及び修正案の一洪水波形流量を与えた場合の河床変動を比較検討すると次のように考察できる。

- ① 現況河道で洪水がある場合には、測線№18より上流部が、自然の土砂調節区間になる。ただし、計画高水流量規模の出水が続いて発生すると、同区間に堆積している土砂は、流送されて、下流の流路工区間で土砂堆積による災害が発生する危険性がある。
- ② 飯島第6砂防ダムからの流出土砂はない。計画案と修正案を比較することにより床固工を設置しても、河道整理をしないと、河床勾配がほぼ1/40になって河床が安定するまで河道内の不安定土砂が下流に流送されて、流路工区間で土砂堆積による災害が発生する危険性が残る。ただし、現況河道にくらべて、洪水が連続して発生した場合においても、河道内では生産される土砂量は少ないので、土砂堆積による安全度は高いといえる。
- ③ 修正案の場合は、現況河道や計画案に比べて、河道は安定することとがわかる。
- ④ 計画した流路工の下流部での河床低下が著しいので対策が必要である。

4.2.3 床固工間隔

- 1) 床固工群の(№28～№14の区間)の計画河床勾配は、計画案の1/30を1/40に修正することが望ましいと考察してきた。落差の3mを計画案のとおりとして、前述した(4)式によって、床固工間隔を計算すると、

$$\ell = \frac{40 \times 21}{40 - 21} \times 3\text{m}$$

≒ 130mとなる。

修正案は、流路の弯曲や将来計画される町道橋や中央自動車橋の橋脚の位置との関係を考慮して第2号床固工～第10号床固工の区間を120m、第1号床固工～第2号床固工間を165mとした。

このようにして計画した床固工の配置間隔で実験から妥当性を検討した結果、流水はうまく整流され、河床の低下も生じていないことから、特に問題の生じないことがわかった。

- 2) 流路工区間の計画河床勾配も上流部と同様に1/30を1/40に修正した。ただし、床固工の間隔は100mとする計画案のとおりとして、表-12に示すように床固工の落差高を修正した。実験結果は、弯曲部の処理を先述した方法でおこなえば特に問題が生じていない。

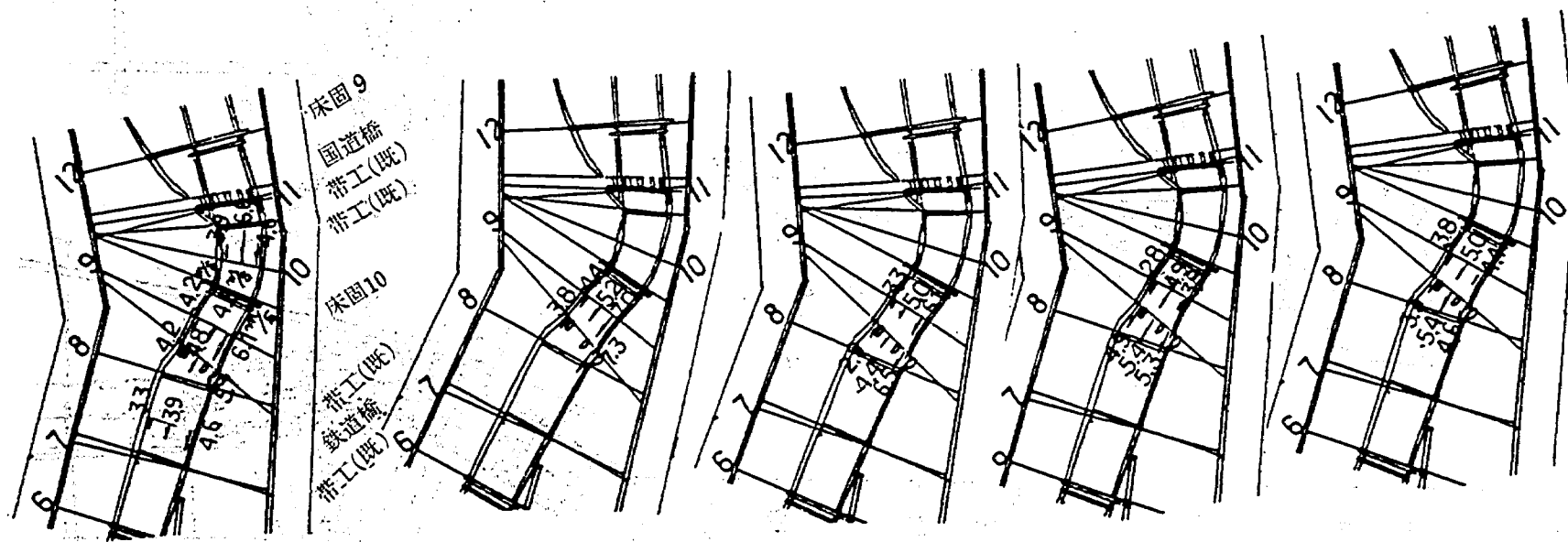
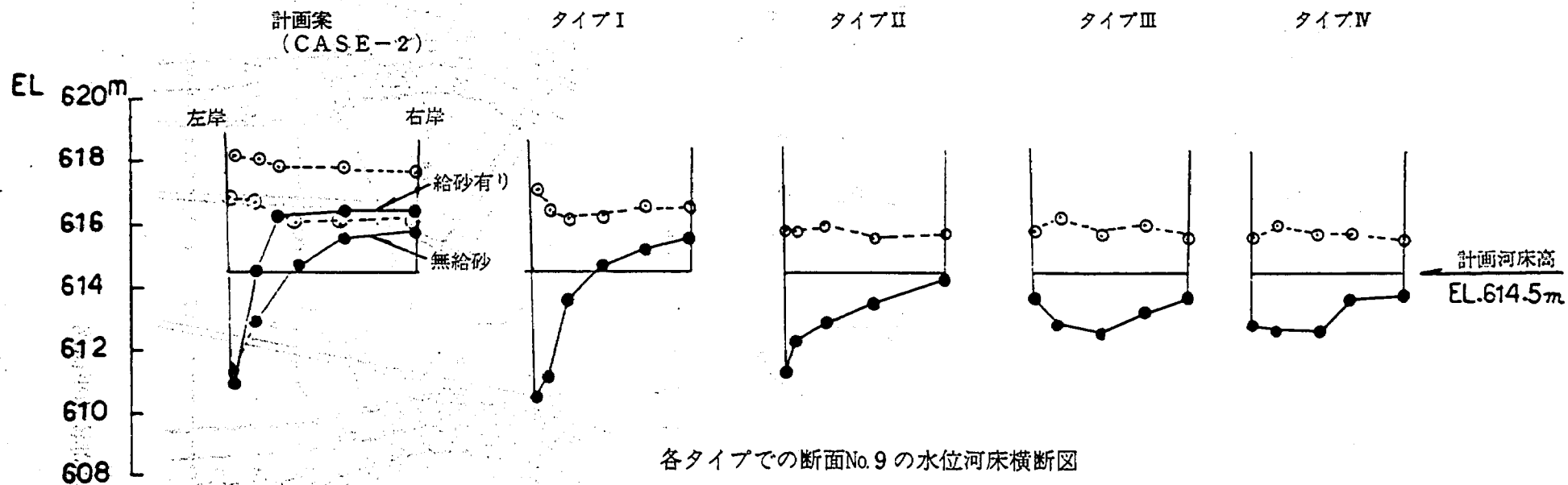
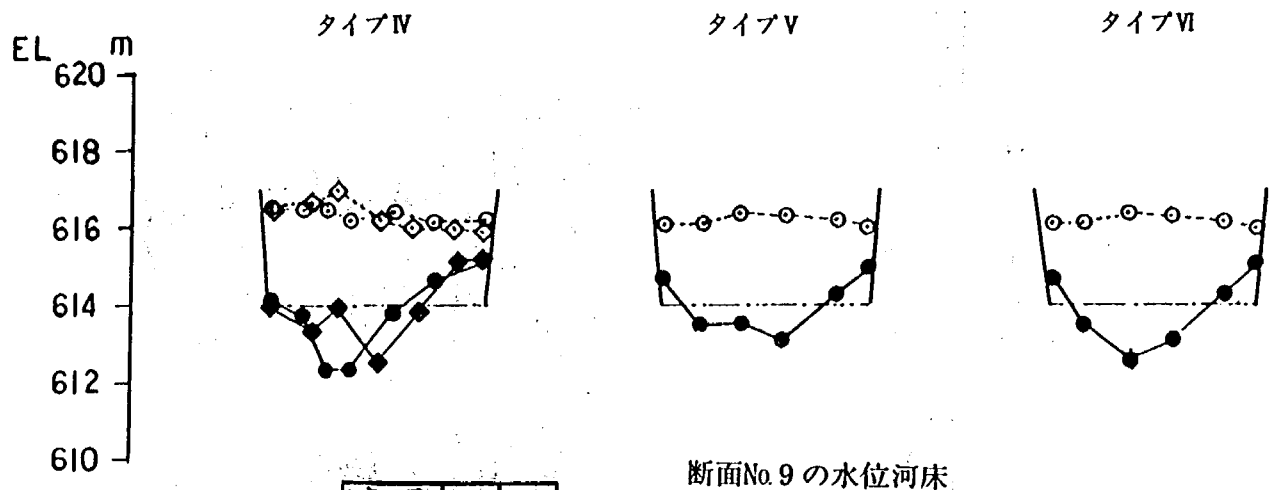


図-25 各タイプ弯曲部の流速



時間	水位	河床
15分頃	○	●
30分頃	◇	◆

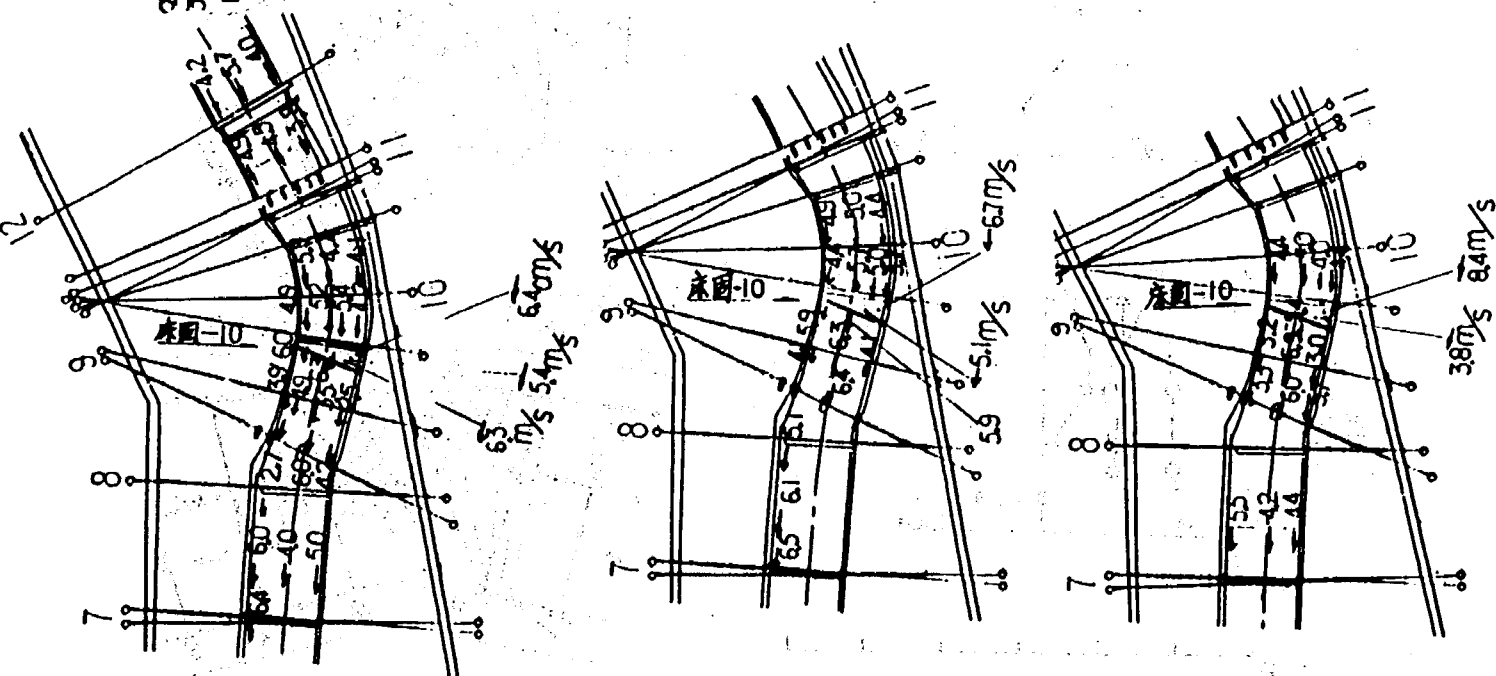
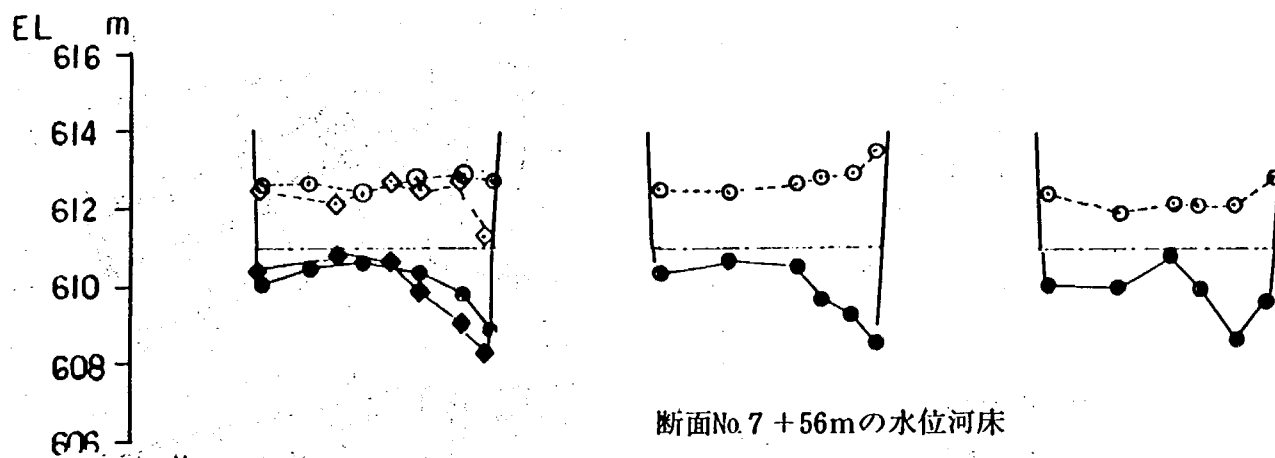


図-26 弯曲部流速平面図

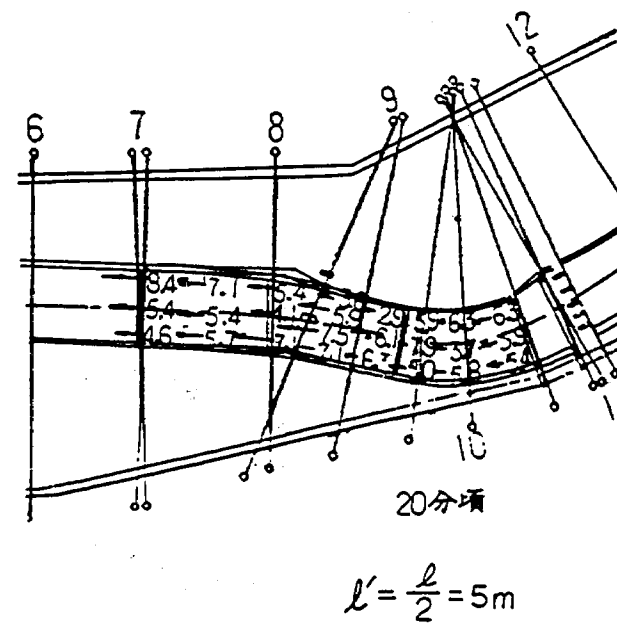
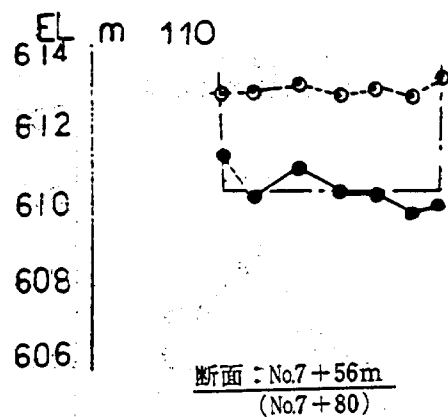
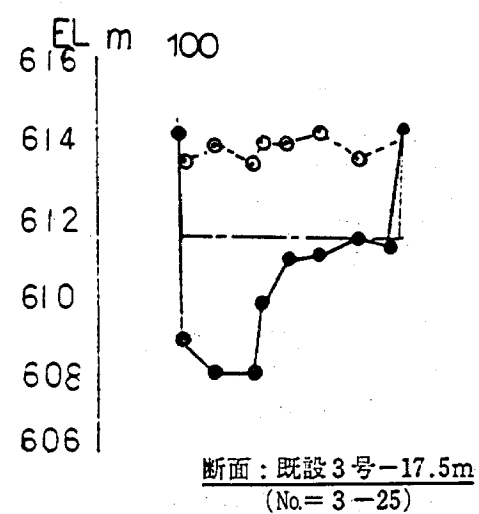
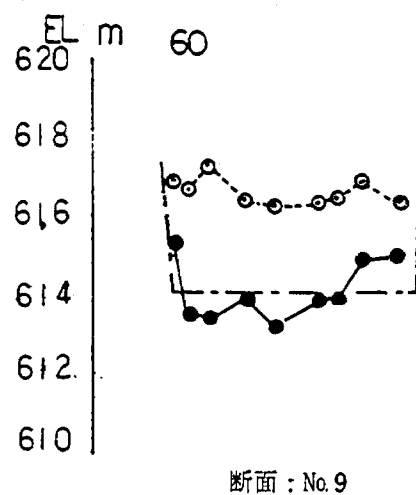
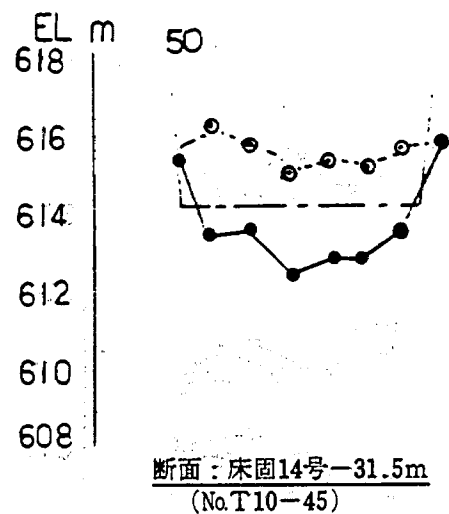


図-27 VIIタイプでの水位・河床横断図

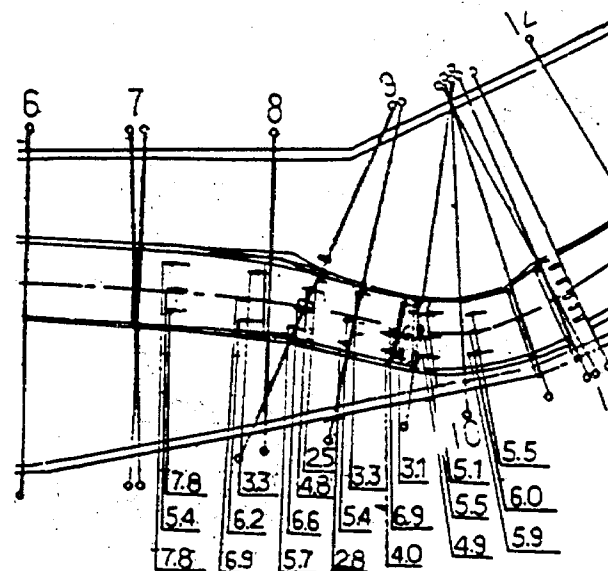
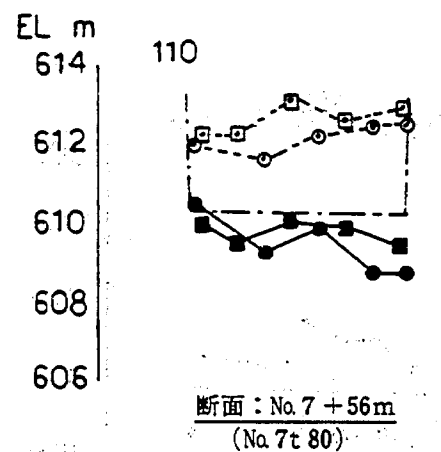
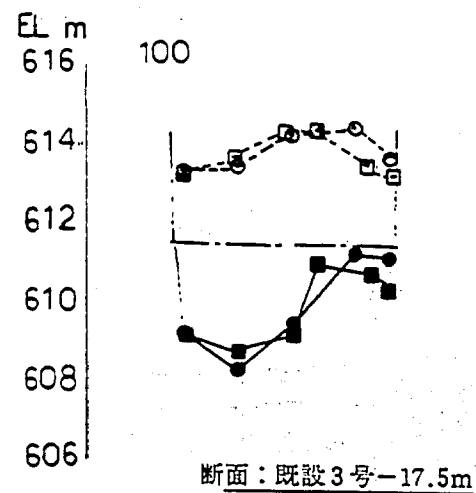
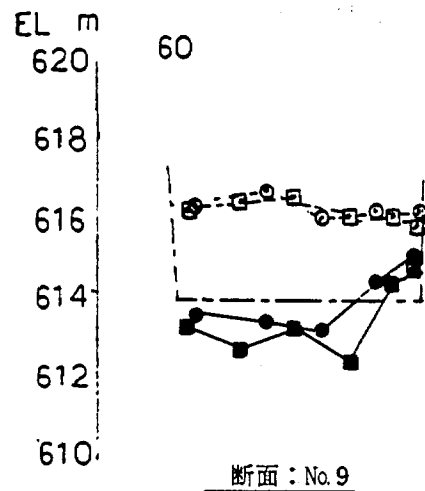
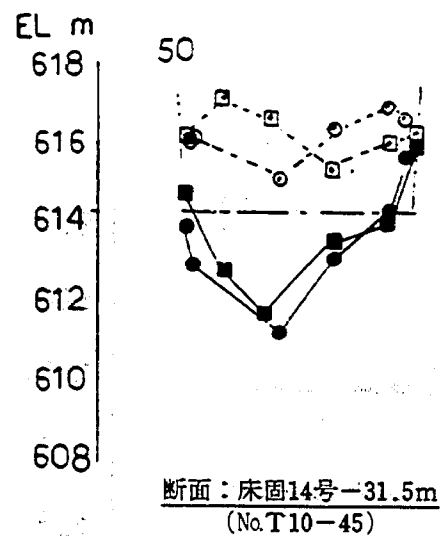


図-28 VIIIタイプでの弯曲部の水位河床 (副堤袖長さ $l = \frac{\ell}{2} = 5$ mの場合)

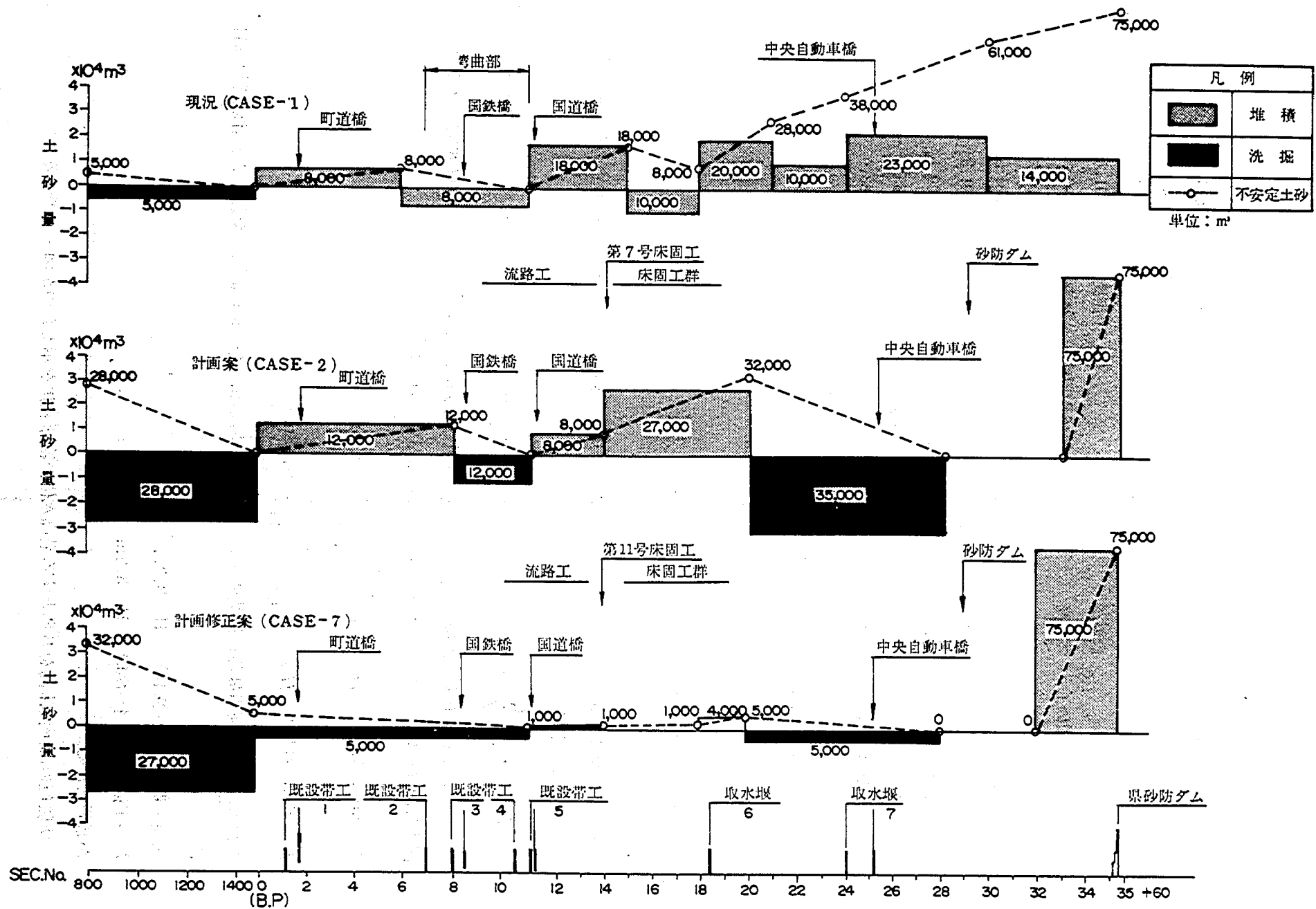


図-29 河床変動量の比較

表-12 流路工内計画諸元

横 工 名	標 高	横 工 名	標 高
第11号床固工 本堤高	EL 636.00m	第2号帯工(既設) 本堤高	EL 609.00m
副堤高	633.38	河床高	606.90
第12号床固工 本堤高	630.50	第15号床固工 本堤高	604.00
副堤高	628.75	副堤高	601.25
第13号床固工 本堤高	626.50	第16号床固工 本堤高	599.00
副堤高	624.25	副堤高	596.25
第5号帯工(既設) 本堤高	622.00	第17号床固工 本堤高	594.00
河床高	621.59	副堤高	591.35
第4号帯工(既設) 本堤高	620.80	帯工 本堤高	589.1
河床高	619.57	第1号帯工(既設) 本堤高	585.6
第14号床固工 本堤高	617.00	河床高	583.0
副堤高	615.25	第18号床固工 本堤高	579.0
第3号帯工(既設) 本堤高	612.00	副堤高	577.0
河床高	611.98		

4.2.4 護岸高と護岸基礎

1) 護岸高

平均水深を連続式とマンングの平均流速式を用いて、径深(R)を水深(H)におきかえて整理すると(9)式が得られる。

$$H_o = \left(\frac{n \cdot Q}{B \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 n ；粗度係数 (0.06)、 Q ；計画高水流量 (625 m^3/sec)、 B ；流路幅 (60mと80m)、 I ；計画河床勾配 (1/40) である。(9)式を用いて等流水量を計算すると、

$$B=80\text{m} \text{ に対して } H_o = \left(\frac{0.06 \times 625}{80 \times \sqrt{1/40}} \right)^{\frac{3}{2}} \approx 2.0\text{m}$$

$$B=60\text{m} \text{ に対して } H_o = \left(\frac{0.06 \times 625}{60 \times \sqrt{1/40}} \right)^{\frac{3}{2}} \approx 2.3\text{m}$$

を得る。建設省河川砂防技術基準 (案) により余裕高1m ($Q > 500\text{m}^3/\text{sec}$) を加えると計画護岸高Hは、

床固工群 (No28～No14) $H=3.0\text{m}$

流路工区間 (No14～No0) $H=3.3\text{m}$

が必要となる。

実験値の計画河床高を基準とする最高水位の縦断変化を示したのが図-30である。

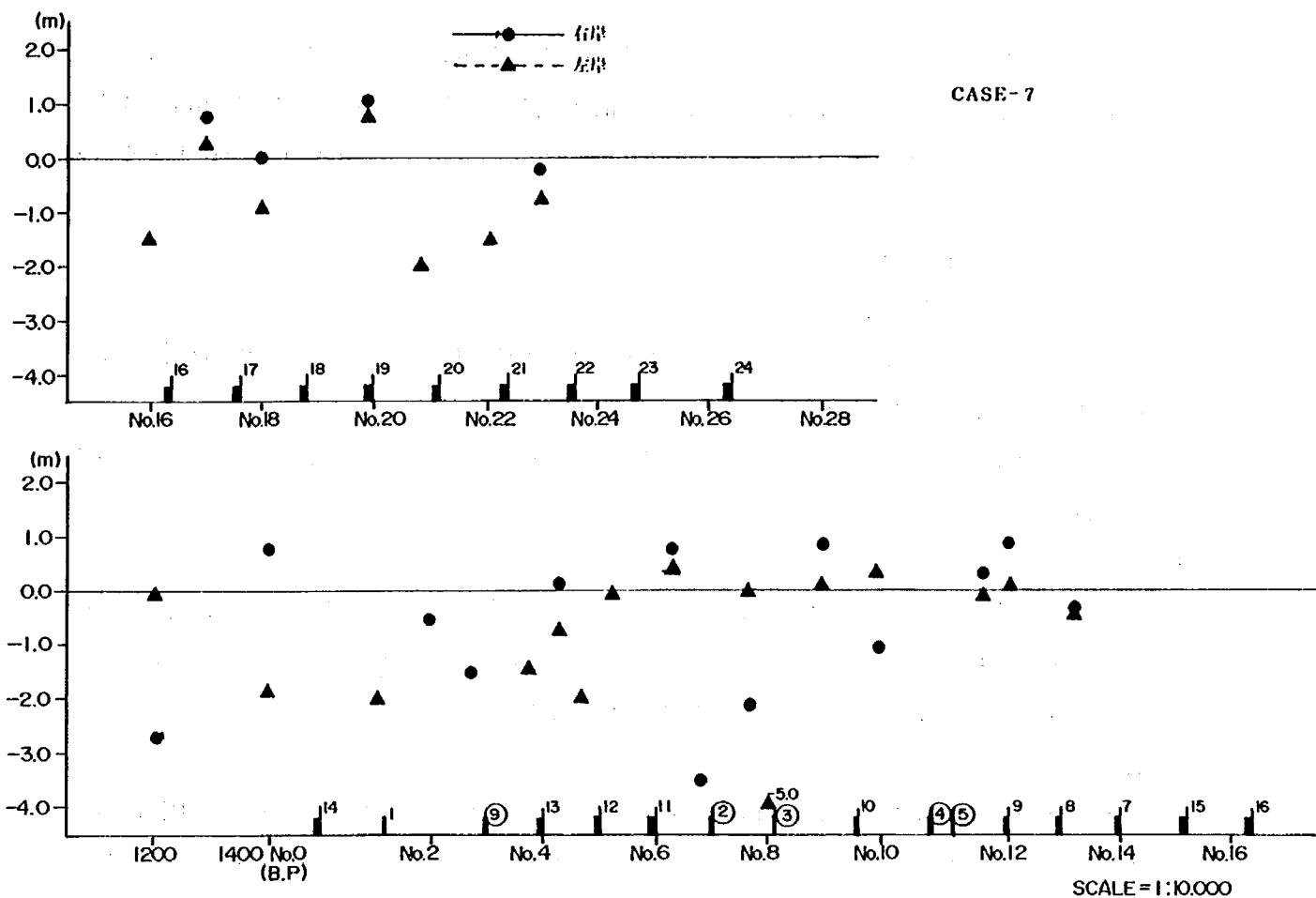


図-30 護岸沿最高水位縦断面図

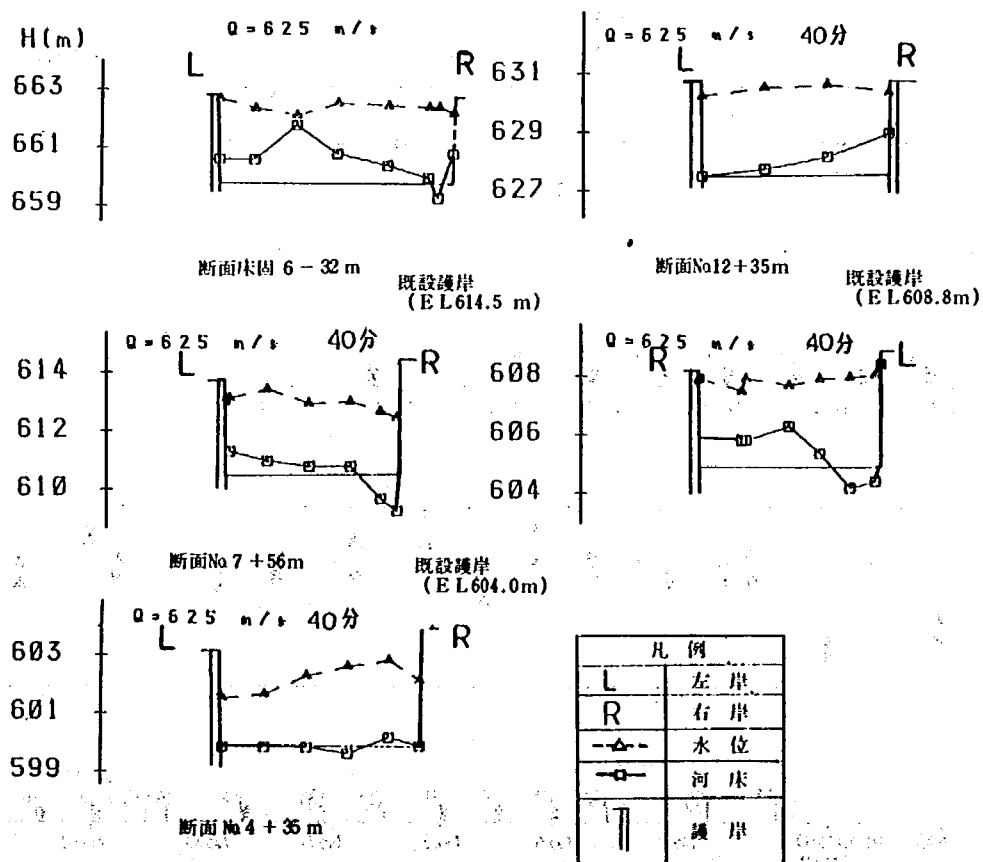


図-31 護岸沿の水深が計画水深より高い断面

図-30でみるように測定された護岸沿いでの水位のほとんどが計算値に近似している。第6号床固工下流32m、測線No.12上流35m、測線No.7上流56m、測線No.6上流35m、測線No.4上流35mの各測点では実験での実測値の水位が計算値より高い結果が得られているが、計画護岸天端を越水することはない。

護岸沿いの水位が計画水位より高い断面の水面形と河床面の形状を図-31に示しているが、これらの断面で水位が上昇する原因として次のように考えられる。

- ① 第6号床固工より下流32mの水位上昇は、弯曲部の影響で外弯側流水が集中し、内弯側に土砂が堆積することによると考えられる。
- ② 測線No.12+35m付近においては、上流の床固工群で洗掘された土砂の流入により土砂堆積を生じて水位が上昇するものと考えられる。

2) 護岸基礎

計画河床高を基準とする修正案の護岸沿いの洗掘深の縦断的变化を図-32に、また、各々の横断面の計画河床高を基準とする河床変化の様子を平面的に整理して図-33に整理した。さらに、修正案での各断面毎の水位及び河床高の時間的变化を表-13に、実験終了時における河床変化を表-14に整理している。

図-32及び図-34でみるように床固工群では、第4号床固工の直下流で1.5m、第5号床固工の直下流で2m、第7号床固工の直下流で2.2mの洗掘深が測定されている。このような洗掘は、弯曲法線の影響による流水の集中が原因していると考えられる。

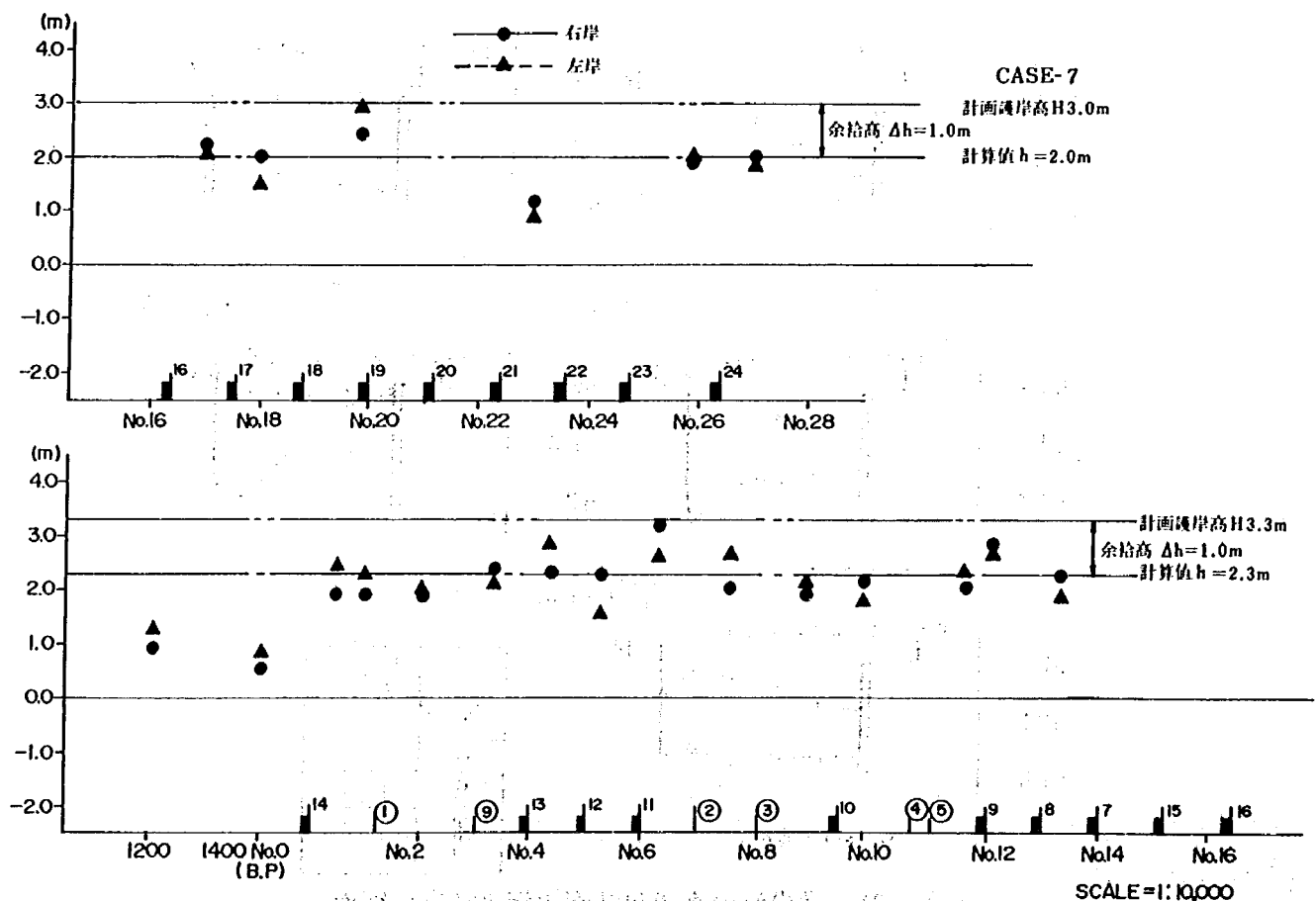


図-32 護岸沿洗掘縦断面図

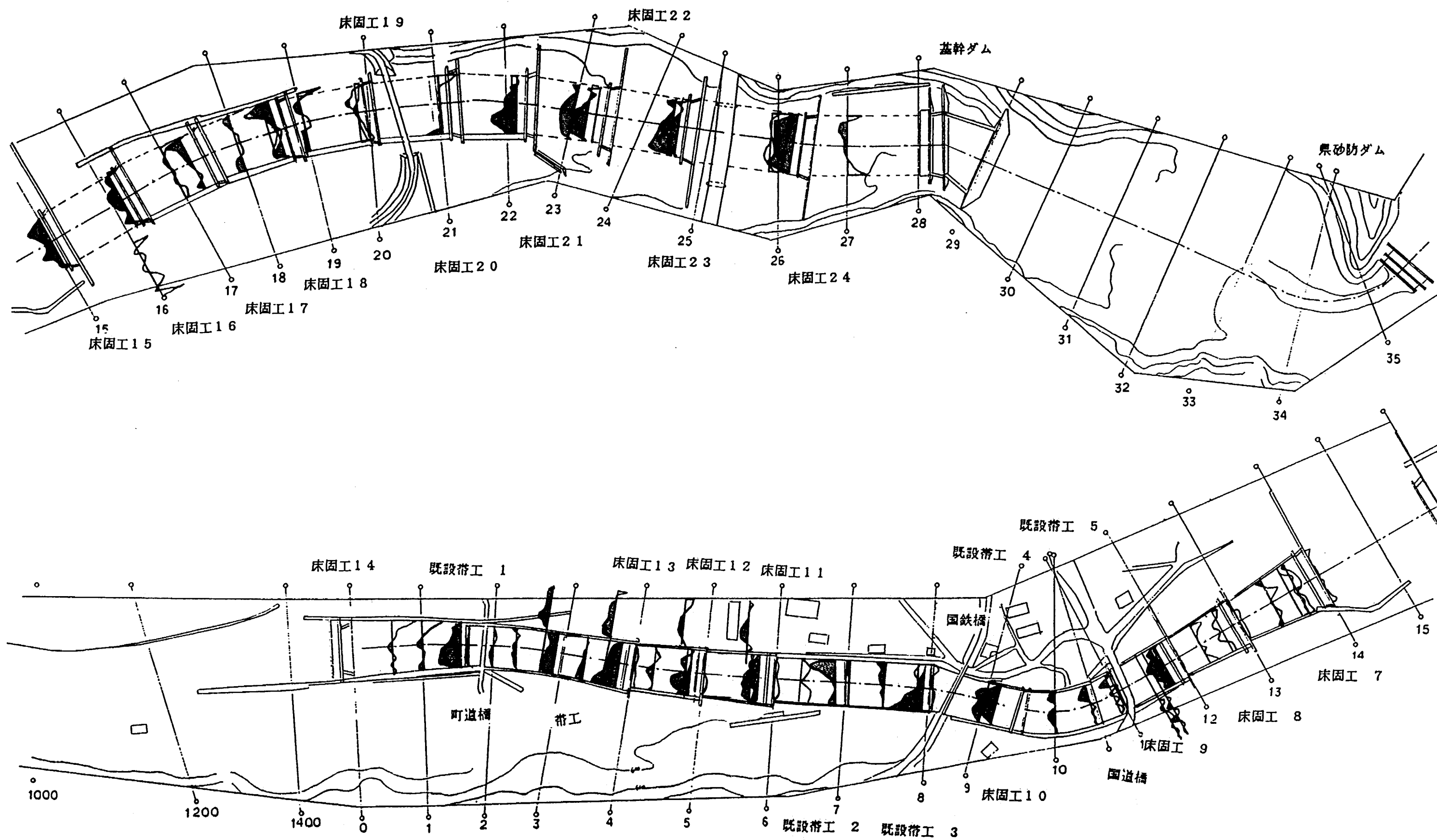


図-33 CASE-8 洗堀・堆積平面図

流路工区間では、測線No11～No9の区間の弯曲部の影響で外弯側に流水が集中し、内弯側に土砂堆積が生じることによって弯曲部だけでなく下流部に流水の蛇行を生じさせて、既設第3号帯工下流の左岸側で5m、既設第2号帯工下流の右岸で3.5m、測線No7の上流56m地点の右岸で2.1mと洗掘深が大きい。局所洗掘深を受ける範囲は水たたき工終端よりおよそ30mであり、最大洗掘深は10m～20mの間で生じている。

床固工及び帯工間の護岸沿いの洗掘は図-34、表-13にみるように1.5m以下となっていることから、上流側の床固工の直下流で2m、下流側の床固工の上流で1.0mの護岸根入れを行って、2.0m以上の洗掘を受ける箇所では根固工を施工する案が考えられる。

③ 測線No7上流56m、測線No6上流35m、測線No4上流は流水の蛇行によるもので、測線No11～No9区間の弯曲法線の影響が大きいと考察できる。

4.2.5 前庭保護

床固工及び帯工の前庭部の局所洗掘深は流水が集中する既設第3号帯工（測線No8）の前庭部の5mを除いて、ほかは2～3mである。

洗掘範囲は、水たたきの終端よりおよそ30mで、最大値は10m～20mの間で生じている。

（図-34）

流路工が完成する間は流水の蛇行によって、既設第3号帯工の前庭部と同様に5m程の洗掘がおこることも予測できるので、長さ10m程度の護床工を施す方が安全である。護床工は河床になじむような粗度（ $n=0.06$ ）を有するものがよい。河床になじまない護床工を施工しても図-35のように護床工の下流で2～3m洗掘される。

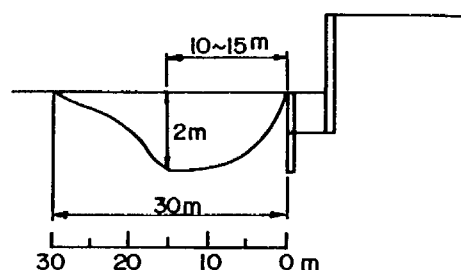


図-34 通水中の床固工直下流の洗掘状況

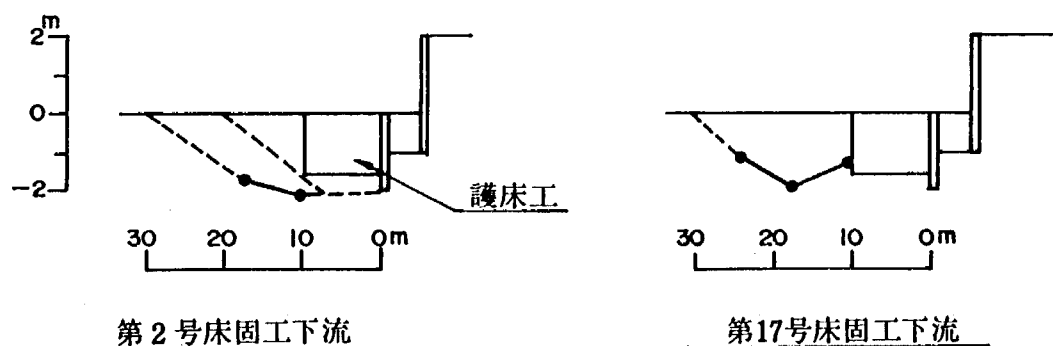


図-35 床固工および帯工下流洗掘状況（CASE-7 通水後）

4.2.6 床固工の側壁護岸の形状

床固工の側壁護岸の形状の相違が水たたき工及びその下流の水位に与える影響を調べたのが図-36である。

図-36(1)は通常、施工されている急拡部を有する側壁で、図-36(2)は、下流の床固工に向って護岸を漸変させた場合の水位の縦断変化を示している。急拡部を設けると前庭部に衝撃波が生じるが、図-36(2)の場合には衝撃波は生じない。図-36(1)と図-36(2)との水位を比較すると、図-36(2)の方が、水たたき工及びその下流での水位が低くなっていることがわかる。

4.2.7 流路工下流部の河床低下防止

流路工の計画河床勾配が1/40で、流路工より下流部の現河床の平均勾配は1/28程度であるから、現河道の河床は洗掘される。実験的に測定された現河床高に対する河床の変化を図-37に示しているように、現河道の河床は洗掘されて、流路工の計画河床勾配の1/40とほぼ同じ勾配になっている。また、実験終了時における河床の縦断形は単列砂礫堆が形成される場合にみられる特長のある形状を示している。このことから、流路工の最下流端の位置の検討が必要となるが、本実験では検討されていない。今後の課題として残された。

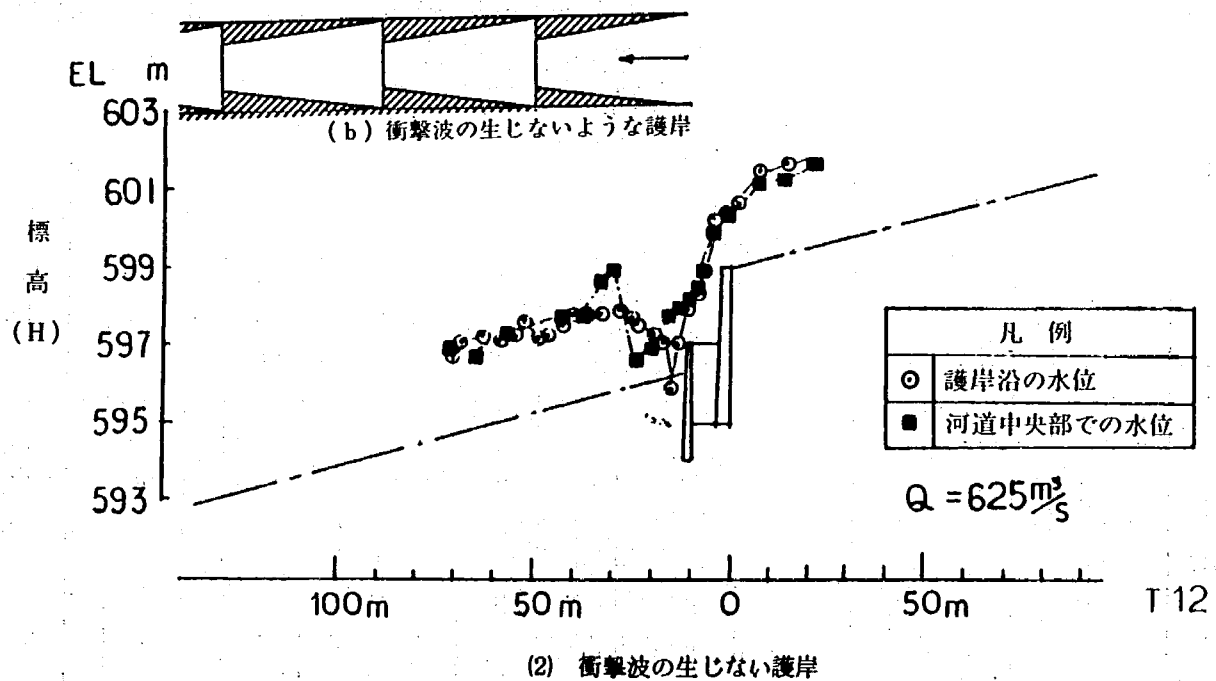
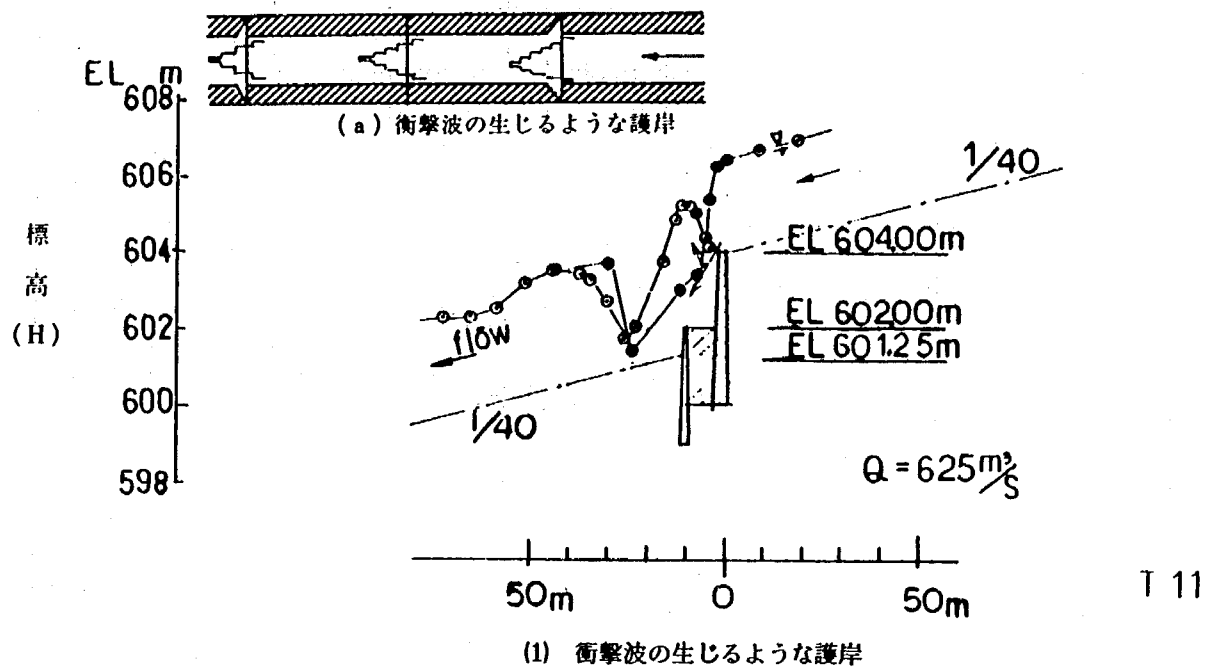


図-36 床固工の側壁の形状水位に与える影響

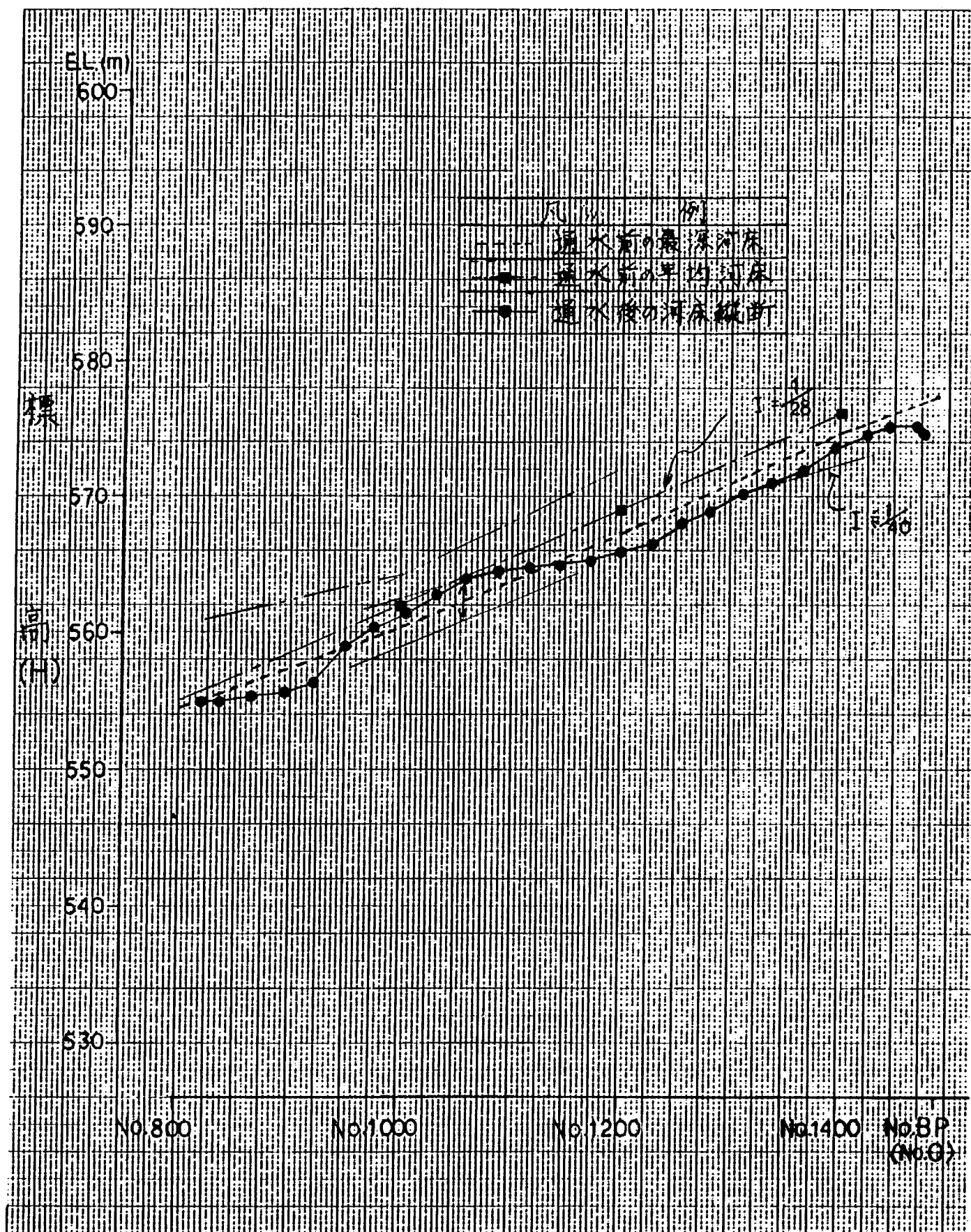


図-37 第14号床固工下流の河床低下状況

表-13(1) 水位河床高計算結果 (CS (CASE-8 625m/s 1回目))

5 ~ 25 分										
1 断 面	2 最高水位	3 平均水位	4 計河床高	5 通水中 平均河床高	6 通水中 最高河床高	7 通水中 最深河床高	8 最大洗掘深	9 隣岸沿洗掘深 (左岸)	10 隣岸沿洗掘深 (右岸)	11 5 - 4
27	695.52	695.27	693.73	693.24	694.12	692.37	-1.36	0.39	0.25	-0.50
T1-25	689.85	689.38	687.82	687.22	687.54	686.70	-1.12	-0.63	-0.28	-0.61
23	677.25	676.93	675.93	675.13	676.20	674.03	-1.90	-0.29	-0.08	-0.81
T19-25	662.55	662.03	659.76	659.82	660.59	659.19	-0.57	0.83	-0.57	0.06
T18-25	657.37	657.17	654.75	654.76	656.32	652.40	-2.35	-0.95	-0.95	0.01
18	656.18	655.51	653.83	653.62	654.64	651.70	-2.13	-2.13	-0.80	-0.21
17	650.72	650.53	648.73	648.57	649.53	647.64	-1.09	0.38	0.80	-0.16
13+80	634.48	634.32	631.90	632.55	633.29	631.19	-0.71	0.13	-0.71	0.64
12+50	630.56	630.23	627.38	628.04	628.32	627.55	0.17	0.17	0.87	0.66
T9-50	626.29	626.15	623.99	623.75	624.19	623.14	-0.85	-0.15	0.20	-0.25
10	620.41	620.26	618.03	617.87	618.31	617.68	-0.35	0.28	-0.14	-0.16
9	616.56	615.42	614.50	613.85	615.72	612.92	-1.58	-0.32	1.22	-0.65
7+80	612.78	612.32	610.40	609.91	612.78	609.14	-1.26	2.24	2.38	-0.49
6+50	608.37	607.55	604.88	605.51	608.37	605.01	0.13	2.79	3.49	0.63
5+50	602.77	602.20	599.88	599.87	602.63	599.55	-0.33	2.47	2.75	-0.01
4+50	597.59	597.17	594.88	594.94	597.17	594.58	-0.30	2.22	2.29	0.06
09+50	592.69	592.33	590.38	590.11	592.69	589.47	-0.91	1.54	2.31	-0.27
2	588.91	588.50	586.60	586.44	588.91	586.11	-0.49	2.24	2.31	-0.16
1	584.29	583.70	581.50	581.61	583.94	580.93	-0.57	2.44	2.09	0.11
BP+80	583.17	582.51	580.40	580.80	583.17	579.88	-0.52	1.37	2.77	0.40

1 断面	2 最高水位	3 平均水位	4 通水前 平均河床高	5 通水前 最高河床高	6 通水前 最深河床高	7 通水中 平均河床高	8 通水中 最高河床高	9 通水中 最深河床高	10 7-4	11 8-9
1400	574.49	574.17	575.97	578.10	574.50	572.15	574.00	571.13	-3.83	2.87
1200	568.75	568.33	568.57	570.15	567.20	565.23	568.19	563.29	-3.34	4.90

表-13(2) 水位河床高計算結果 CCS (CASE-8 625m/s 2回目)

25~45分										
1 断 面	2 最高水位	3 平均水位	4 计西河床高	5 通水中 平均河床高	6 通水中 最高河床高	7 通水中 最深河床高	8 最大洗掘深	9 隣岸沿洗掘深 (左岸)	10 隣岸沿洗掘深 (右岸)	11 5 - 4
27	695.38	695.21	693.73	693.36	694.47	692.16	-1.57	0.74	-0.45	-0.37
T1-25	689.85	689.29	687.82	687.43	687.75	687.05	-0.77	-0.28	-0.42	-0.39
23	677.46	677.07	675.93	674.91	676.27	674.31	-1.62	-1.06	-0.22	-1.02
T19-25	662.55	662.03	659.76	659.74	661.08	659.05	-0.71	1.32	-0.71	-0.02
T18-25	657.86	655.93	654.75	654.63	655.55	652.26	-2.49	0.45	-0.60	-0.12
18	655.76	655.50	653.83	653.59	654.29	652.54	-1.29	-1.29	-0.59	-0.24
17	650.79	650.50	648.73	648.58	649.04	648.13	-0.60	0.31	-0.11	-0.15
13+80	634.69	634.33	631.90	632.31	633.08	631.68	-0.22	-0.01	-0.22	0.41
12+50	630.21	630.14	627.38	628.04	629.16	627.41	0.03	0.80	1.36	0.66
T9-50	626.36	626.14	623.99	623.85	624.54	623.14	-0.85	-0.15	0.34	-0.15
10	620.55	620.12	618.03	617.87	618.45	617.40	-0.63	0.42	0.21	-0.16
9	616.98	616.39	614.50	613.83	615.93	612.85	-1.65	-0.18	1.43	-0.67
7+80	612.64	612.30	610.40	609.87	612.43	609.14	-1.26	1.96	2.03	-0.53
6+50	608.65	608.10	604.88	605.63	608.65	605.22	0.34	3.07	3.77	0.75
5+50	602.91	602.59	599.88	599.96	602.91	599.62	-0.26	0.02	3.03	0.08
4+50	597.17	597.07	594.88	594.66	597.17	593.95	-0.93	2.29	2.22	-0.22
09+50	593.32	592.19	590.38	589.93	593.32	589.61	-0.77	1.61	2.94	-0.46
2	588.91	588.26	586.60	585.84	588.77	585.06	-1.54	1.54	2.17	-0.76
1	583.73	583.56	581.50	581.05	583.66	580.23	-1.27	2.16	1.81	-0.45
BP+80	582.75	582.13	580.40	580.03	582.75	579.04	-1.36	2.14	2.35	-0.37

1 断面	2 最高水位	3 平均水位	4 通水前 平均河床高	5 通水前 最高河床高	6 通水前 最深河床高	7 通水中 平均河床高	8 通水中 最高河床高	9 通水中 最深河床高	10 7-4	11 8-9
1400	573.37	572.94	576.11	578.10	574.50	570.54	573.30	568.89	-5.57	4.41
1200	570.50	569.47	568.92	570.20	567.20	566.21	568.89	563.71	-2.71	5.18

表-13(3) 水位河床高計算結果 (CS (CASE-8 625m/s 3回目)

45~60分

1 断 面	2 最高水位	3 平均水位	4 計算河床高	5 通水中 平均河床高	6 通水中 最高河床高	7 通水中 最深河床高	8 最大洗掘深	9 護岸沿洗掘深 (左岸)	10 護岸沿洗掘深 (右岸)	11 5-4
27	695.73	695.49	693.73	693.36	694.26	692.09	-1.64	0.53	0.04	-0.37
T1-25	689.78	689.41	687.82	687.42	687.68	687.05	-0.77	-0.21	-0.42	-0.40
23	677.25	677.01	675.93	675.18	676.20	674.66	-1.27	-0.92	-0.29	-0.75
T19-25	662.48	662.23	659.76	660.13	661.08	659.40	-0.36	1.32	-0.36	0.37
T18-25	657.65	656.55	654.75	654.33	655.27	651.70	-3.05	0.52	-0.60	-0.42
18	655.97	655.39	653.83	653.62	654.29	653.03	-0.80	-0.80	-0.59	-0.21
17	650.72	650.40	648.73	648.73	649.25	648.48	-0.25	0.38	0.52	0.00
13+80	634.20	634.04	631.90	632.09	633.15	631.33	-0.57	-0.57	-0.57	0.19
12+50	630.20	630.07	627.38	627.98	628.81	627.48	0.10	1.22	1.43	0.60
T9-50	626.57	626.23	623.99	624.02	624.54	623.63	-0.36	0.20	0.55	0.02
10	620.69	620.21	618.03	618.12	618.52	617.68	-0.35	0.35	-0.14	0.09
9	616.84	616.53	614.50	614.18	615.72	613.62	-0.88	-0.18	1.22	-0.32
7+80	613.06	612.45	610.40	610.16	613.06	609.77	-0.63	1.96	2.66	-0.25
6+50	608.37	607.86	604.88	605.51	608.37	604.87	-0.01	3.00	3.49	0.63
5+50	602.63	602.28	599.88	599.89	602.63	599.55	-0.33	2.75	2.75	0.01
4+50	597.45	597.12	594.88	594.86	597.17	594.44	-0.44	2.29	2.08	-0.02
09+50	592.62	592.30	590.38	589.92	592.62	589.54	-0.84	2.24	2.24	-0.46
2	588.77	588.38	586.60	585.97	588.77	585.20	-1.40	0.56	2.17	-0.63
1	583.59	583.31	581.50	581.21	583.31	580.44	-1.06	1.74	1.81	-0.29
BP+80	583.10	582.33	580.40	580.42	583.10	579.74	-0.66	2.49	2.70	0.02

1 断 面	2 最高水位	3 平均水位	4 通水前 平均河床高	5 通水前 最高河床高	6 通水前 最深河床高	7 通水中 平均河床高	8 通水中 最高河床高	9 通水中 最深河床高	10 7-4	11 8-9
1400	572.95	572.02	576.15	578.10	574.50	569.64	571.90	567.35	-6.51	4.55
1200	570.43	568.69	569.27	571.00	567.20	565.79	569.73	563.43	-3.47	6.30

表-14(1) 実験終了後計算結果 (CASE-8)

1 断面	3 計算河床高	4 通水後 平均河床高	5 通水後 最高河床高	6 通水後 最深河床高	7 最大洗掘深	8 5-3	9 5-6	10 4-3
D1-0	736.29	744.98	746.55	741.51	5.22	10.26	5.04	8.69
D1-15	736.03	744.54	746.20	742.35	6.32	10.17	3.85	8.51
35	735.00	742.90	743.96	742.00	7.00	8.96	1.96	7.90
34	732.50	739.05	740.60	736.05	3.55	8.10	4.55	6.55
33	730.00	733.23	734.58	731.01	1.01	4.58	3.57	3.23
32+100	729.25	732.22	734.86	730.24	0.99	5.61	4.62	2.97
32+50	728.38	730.69	734.51	727.51	-0.87	6.13	7.00	2.30
32	727.50	729.50	732.34	727.02	-0.48	4.84	5.32	2.00
31+100	726.75	728.60	730.24	726.60	-0.15	3.49	3.64	1.04
31+50	725.88	727.01	728.42	726.25	0.37	2.54	2.17	1.13
31	725.00	725.53	726.32	725.06	0.06	1.32	1.26	0.53
30+100	724.25	724.49	726.18	723.73	-0.52	1.93	2.45	0.23
30+50	723.38	723.80	725.06	723.24	-0.14	1.68	1.82	0.42
30	722.50	723.06	724.85	722.47	-0.03	2.35	2.38	0.56
D2+100	721.75	722.13	724.01	721.07	-0.68	2.26	2.94	0.37
D2+50	720.88	721.22	722.26	720.79	-0.09	1.38	1.47	0.34
D2+5	720.09	719.91	720.58	719.39	-0.70	0.49	1.19	-0.18
27	693.73	693.63	698.53	692.51	-1.22	4.80	6.02	-0.10
T24-15	689.09	687.46	691.60	686.70	-2.39	2.51	4.90	-1.63
T24-25	688.91	687.78	690.69	686.84	-2.07	1.78	3.85	-1.13
T1-25	687.82	687.86	690.41	687.12	-0.70	2.59	3.29	0.03
T23-15	681.99	681.36	685.16	679.70	-2.29	3.17	5.46	-0.63
T23-25	682.19	681.45	685.37	679.70	-2.49	3.18	5.67	-0.74
T22-15	676.77	675.44	679.42	674.24	-2.53	2.65	5.18	-1.33
T22-25	676.33	675.67	679.70	674.73	-1.60	3.37	4.97	-0.66
23	675.93	675.38	679.84	674.59	-1.34	3.91	5.25	-0.55
T21-15	671.17	670.03	673.47	668.78	-2.39	2.30	4.69	-1.14
T21-25	670.61	669.94	672.91	668.29	-2.32	2.30	4.62	-0.67
T3-25	674.61	669.93	673.89	668.64	-5.97	-0.72	5.25	-4.68
T20-15	665.19	665.17	668.71	663.32	-1.07	3.52	5.39	-0.02
T20-25	663.39	665.02	668.36	663.95	0.56	4.97	4.41	1.63
T19-15	659.92	660.30	664.16	659.40	-0.52	4.24	4.76	0.38
T19-25	659.36	660.03	663.32	658.70	-0.66	3.96	4.62	0.67
T4-25	659.36	660.01	663.25	659.26	-0.10	3.89	3.99	0.65
19	657.93	658.06	662.13	657.23	-0.70	4.20	4.90	0.13
T18-15	655.17	654.48	655.62	652.26	-2.91	0.45	3.36	-0.69
T18-25	654.75	654.65	655.41	652.47	-2.28	0.66	2.94	-0.10
18	653.83	653.76	654.29	653.17	-0.66	0.46	1.12	-0.07
T17-15	649.19	649.30	652.01	649.01	0.18	2.82	3.00	0.11
T17-25	649.39	649.01	652.12	647.50	-1.89	2.73	4.62	-0.39
17	648.73	648.85	651.56	648.48	-0.25	2.83	3.08	0.12
T16-15	643.97	643.83	647.15	643.23	-0.74	3.18	3.92	-0.14
T16-25	643.79	644.10	647.08	643.44	-0.35	3.29	3.64	0.31
16	643.63	644.02	646.94	642.95	-0.68	3.31	3.99	0.39
T6-25	642.81	643.16	645.89	641.90	-0.91	3.08	3.99	0.35
T15-15	638.37	637.62	639.87	636.51	-1.86	1.50	3.36	-0.75
T15-25	638.19	638.12	640.36	636.79	-1.40	2.17	3.57	-0.07
14	636.00	636.05	636.44	635.81	-0.19	0.44	0.63	0.05
T7-25	632.94	633.41	633.92	632.45	-0.49	0.98	1.47	0.47
T7-35	632.76	633.38	633.85	632.66	-0.10	1.09	1.19	0.62
13+80	631.90	632.00	633.36	631.05	-0.85	1.46	2.31	0.10
13	630.50	630.66	631.05	630.07	-0.43	0.55	0.98	0.16
T8-25	628.31	628.19	629.37	627.27	-1.04	1.06	2.10	-0.12
T8-35	628.14	628.61	630.07	628.04	-0.10	1.93	2.03	0.47
12+50	627.38	627.85	628.81	627.34	-0.04	1.43	1.47	0.47
12	626.50	627.21	627.62	626.92	-0.42	1.12	0.70	0.71
T9-15	624.60	624.00	624.61	623.42	-1.18	0.01	1.19	-0.60
T9-25	624.42	623.61	624.40	622.58	-1.84	-0.02	1.82	-0.81
T9-35	624.25	624.17	624.82	623.07	-1.18	0.57	1.75	-0.08
T9-50	623.99	624.05	624.54	623.70	-0.29	0.55	0.84	0.06
5G+5	622.70	622.38	623.00	621.74	-0.96	0.30	1.26	-0.32
5G-15	619.80	619.97	620.97	618.59	-1.21	1.17	2.38	0.17
5G-25	619.62	620.57	621.32	620.06	0.44	1.70	1.26	0.95
4G+5	618.09	620.52	620.90	619.78	1.69	2.81	1.12	2.43
4G-15	618.05	617.80	618.38	616.49	-1.56	0.33	1.89	-0.25
10	618.03	617.63	618.45	617.05	-0.98	0.42	1.40	-0.40
T10-45	614.46	613.18	614.67	612.29	-2.17	0.21	2.38	-1.28
9	614.50	613.88	615.79	613.27	-1.23	1.29	2.52	-0.62

表-14(2) 実験終了後計算結果 (CASE-8)

1 断面	3 通水前 平均河床高	4 通水後 平均河床高	5 通水後 最高河床高	6 通水後 最深河床高	7 最大洗掘深	8 5-3	9 5-6	10 4-3
5	599.00	590.83	599.13	598.57	-0.43	0.13	0.56	-0.17
T12-15	595.02	595.39	595.91	594.58	-1.24	0.09	1.33	-0.43
T12-25	595.01	595.15	596.09	594.30	-1.51	1.08	2.59	-0.66
T12-35	595.64	595.57	596.61	594.93	-0.71	0.97	1.60	-0.07
4150	594.00	594.05	595.56	593.01	-1.07	0.68	1.75	-0.03
4	594.00	594.23	594.30	594.16	0.16	0.30	0.14	0.23
T13-15	591.49	590.42	591.29	589.89	-1.60	-0.20	1.40	-1.07
T13-25	591.31	590.38	592.27	589.26	-2.05	0.96	3.01	-0.93
T13-35	591.14	590.61	592.27	590.10	-1.04	1.13	2.17	-0.53
0150	590.38	590.01	590.52	589.61	-0.77	0.14	0.91	-0.37
09-15	588.84	587.57	588.00	586.95	-1.89	-0.84	1.05	-1.27
09-25	588.66	588.07	588.49	587.72	-0.94	-0.17	0.77	-0.59
09-35	588.64	587.94	588.42	587.16	-1.48	-0.22	1.26	-0.70
2150	587.48	587.21	587.72	586.81	-0.67	0.24	0.91	-0.27
2	586.60	586.41	586.81	586.11	-0.49	0.21	0.70	-0.19
1G15	585.69	585.50	585.76	585.20	-0.49	0.07	0.56	-0.19
1G-15	582.74	581.58	582.96	580.72	-2.02	0.22	2.24	-1.16
1G-25	582.56	581.64	584.50	580.72	-1.84	1.94	3.78	-0.92
1	581.50	581.02	585.20	580.65	-0.85	3.70	4.55	0.32
BP100	580.40	580.73	583.52	579.81	-0.59	3.12	3.71	0.33
3G15	612.09	612.22	612.78	611.80	-0.29	0.69	0.98	0.13
3G-15	611.71	610.63	611.94	609.00	-2.71	0.23	2.94	-1.08
3G-25	611.54	610.01	611.77	608.34	-3.20	0.23	3.43	-0.73
7180	610.40	609.95	610.47	609.35	-1.05	0.07	1.12	-0.45
2G15	609.09	608.91	609.14	608.37	-0.72	0.05	0.77	-0.18
2G-20	606.15	605.19	606.20	603.05	-3.10	0.05	3.15	-0.96
2G-30	605.98	605.80	606.97	604.73	-1.25	0.99	2.24	-0.18
6150	604.88	605.74	606.34	605.01	0.13	1.46	1.33	0.86
6	604.00	604.18	604.38	603.89	-0.11	0.38	0.49	0.18
T11-15	600.90	600.02	600.67	599.13	-1.77	-0.23	1.54	-0.88
T11-25	600.01	600.32	601.58	599.76	-1.05	0.77	1.82	-0.49
T11-35	600.64	600.38	601.58	599.76	-0.88	0.94	1.82	-0.26

1 断面	2 変動面積	3 通水前 平均河床高	4 通水前 最高河床高	5 通水前 最深河床高	6 通水後 平均河床高	7 通水後 最高河床高	8 通水後 最深河床高	9 7-8	10 6-3	11 7-3	12 8-3
1400	-425.47	576.10	578.10	574.50	569.70	572.46	568.54	3.92	-6.40	-3.64	-7.56
1200	-190.71	568.92	570.20	567.20	566.25	569.66	563.78	5.88	-2.67	0.74	-5.14
1000	26.31	561.80	564.20	560.25	562.05	564.27	560.35	3.92	0.25	2.47	-1.45

4.3 施工順位に関する実験結果と考察

4.3.1 実験結果の概要

施行順位の検討に関する実験結果を、表-8に示す実験ケース毎に表-15~20に整理した。また床固工の配置の状態を図-38に整理した。以下に実験結果より得られる問題点を要約して若干の考察を加える。また各ケースの実験での土砂変動量を図-39, 40に示す。

1) 実験ケースNo1

現河道での問題点を暫定的に防止することを優先する床固工の配置を考えた。前述しているように実河川での災害実績や現況実験による測線No28~No14区間での直線的な問題は、測線No19付近の右岸からの氾濫が挙げられる。この原因は、既設取水堰~測線No20の区間に堆積する土砂と、No24付近の左岸の既設護岸を水衝部とする流水が、No19付近の右岸に向って直進し、溪岸を侵食して旧氾濫流路に流入するものだと考察される。与田切砂防ダム（長野県施工）を流下する土砂とNo35~No27の河道で生産される土砂は測線No27~No23区間に堆積して、既設取水堰の上流に堆積する土砂は、No23~No24の区間で生産される土砂であること、流水の蛇行、旧洪水破堤点の位置と上流の溪岸地形を考慮して、測線No20に第6号床固工を設置して洪水の氾濫を防止することを考えた。また、既設取水堰~測線No15区間の右岸の護岸沿いに集中する。流水は、No14付近の左岸の護岸とNo12付近の右岸の護岸、国道橋の下流No9付近の左岸を水衝部として流下するので、これらの既設護岸沿いでの局所洗掘が著しい。このような流水の蛇行は測線No11~No14に土砂を堆積させることになる。そこで、流水の蛇行と河床洗掘を防止するために、第6号床固工の下流に第8号床固工と第10号床固工を配置することを考えて実験をおこなった。

実験的検討より次のことが明らかになった。

- (1) 第6号床固工を設けたことにより、既設取水堰の上流右岸からの流水の氾濫は防止される。
- (2) 第8号床固工と第10号床固工を設けると流水の蛇行は防止され局所洗掘は低減する。
- (3) 国道橋の上流部の土砂堆積はなくなって洗掘傾向が生じた。

以上の結果により一洪水を対象とした場合で、現河道での問題点を暫定的に解消することが可能となることがわかった。

2) 実験ケースNo2と実験ケースNo3及び実験ケースNo4

現況実験及び、実験ケースNo1の結果から与田切砂防ダムを流下する土砂量とNo35~No27の河道内で生産される土砂はNo27~No23の区間に堆積すること、すなわち、飯島第6砂防ダムが完成する間はNo27~No23の区間が自然の土砂調節地として期待できる。上流域の荒廃の程度によって飯島第6砂防ダムの施工時期が問題となるが、ここでは、飯島第6砂防ダムが完成しない状態を仮定して、第4号床固工より下流の床固工を優先させた場合の現象について考察する。

- (1) 実験ケースNo2と実験ケースNo3は自然の土砂調節地に第1号床固工、第2号床固工、第4号床固工を設置した実験であるが、次のような問題点が生じている。

- ① 測線No23より上流の土砂調節は、実験ケースNo1と変わらない。ただし、第1号床固工を設置すると測線No28~No25間の左岸の土砂堆積を助長させて、No27地点の右岸に集中する流水は、No23

の右岸（既設護岸）を水衝部とする。蛇行を強調する結果となって、既設の取水堰までの土砂の移動速度はやめる。この結果、流水は測線№19付近より第6号床固工の左岸の袖部の裏を流下する問題が生じている。また第1号床固工は土砂で埋没する。ただし、第2号床固工は、流水を規整する効果がある。

- ② 実験ケース№3は、実験ケース№2に加えて第5号床固工と第9号床固工を設置した場合であるが、第5号床固工は流向を規整し、下流への土砂の移動速度を減じて実験ケース№2で問題となった流水が第6号床固工の袖の裏を回る現象を防止するので効果的である。

実験ケース№3と実験ケース№4は図-37に示すように第4号、5号、6号床固工及び第8号、9号、10号床固工を各々の区間で連続的に配置した場合で床固工間の河床整理は行わない状態での実験であるが、この場合は現況実験や実験ケース№2にくらべて、流路工に流入する土砂が多くなる等の問題が生じている。この原因は床固工を連続的に配置すると流水が整流される反面、掃流力が増大することにあると考察される。従って床固工を連続して配置する場合は、河床整理は行わないで床固工を設置すると効果は低減する。

- ③ 実験ケース№4は、実験ケース№3の床固工の配置で1号床固工と2号床固工がない状態での実験である。

実験ケース№3と同様に流水は測線№32の右岸、測線№29の左岸、測線№27付近の右岸、№24の右岸が水衝部となることは変わらないが、第2号床固工のない状態では流水の蛇行による流水の集中の程度は強まって測線№24付近の左岸の護岸裏への流水の流入と第4号床固工～第5号床固工の右岸で側方侵食を大きくする等の問題が生じている。実験ケース№3と実験ケース№4とから、第2号床固工は流向規整をはかる意味で効果的であることがわかる。

- 3) 実験ケース№5は飯島第6砂防ダム完成した状態で、第4号床固工より下流は、第5号床固工、第7号床固工を除いて床固工群が概成した状態での実験である。

- ① 砂防ダム～第4号床固工間で河床は洗掘されて、これまでの実験で洗掘区間となっていた既設取水堰～測線№13区間に堆積する。流路工に流入する土砂は実験ケース№3や実験ケース№4に比べて少なくなる。

- ② 砂防ダムを流下する流水は、蛇行し№26の右岸、№23付近の左岸、第4号床固工～第6号床固工内の右岸を水衝部とし、溪岸を侵食して流下する。

- 4) 実験ケース№6は、実験ケース№5に加えて第1号床固工を設置した場合の実験である。第1号床固工を設置すると流水は直進性を示すことと、河道内の微地形による影響で、第1号床固工～第4号床固工間の左岸寄りに流路を固定して流下する。この流水は第4号床固工～第6号床固工間の右岸に土砂を堆積させることにより同区間の右岸に集中して側方侵食を大きくする。また第6号床固工より下流は第6号床固工の右岸付近の水当たりが強い場合に、主流路はこれより下流で左岸に片寄って、既設取水堰の裏を流下する。

4.3.2 施工順位の実験的考察

測線№28～№13の区間の床固工群の施工順位を実験的に考察すると次のようになろう。

- 1) 現河道での弱点を暫定的に防止するために第6号床固工を優先する。国道橋より上流の土砂堆積は一洪水を対象とする場合は、流水の集中によって生じる測線No19～No13の洗掘に関係していると考えられる。さらにこの区間で護岸沿いに流水を集中させることは既設護岸の安全度を低下させることになる。このような観点から考察すると、第8号床固工と第10号床固工を施工する。
- 2) 一洪水を対象とする場合は測線No23より上流は土砂の自然調節区間となるが逆に土砂生産の場合となり得る。測線No23より下流で床固工を優先させて施工しても、河道整理を行わないと床固工の効果을十分に期待できない。上流からの土砂の供給が多い場合は、河床整理を行っても床固工内に土砂を堆積させることになるので、飯島第6砂防ダムによって土砂の流れを防止することになる。砂防ダムが未満砂の状態では、下流部の洗掘と流水の蛇行による不安定土砂の流出が出てくるので、第6号床固工より上流部に床固工を施工して河床の固定と流水の規整をはかることが大切である。実験結果から考察すると、飯島第6砂防ダムの着工と同時に第1号、第2号、第4号床固工に着手し河床整理を行っておくことが望ましい。
- 3) 流水の蛇行現象とこれに伴う土砂の移動を考えると、第3号床固工より第5号床固工を優先させることが望ましいと考える。
- 4) その他の床固工（7号、9号、11号）は河床変動の様子をみて着手することになるであろう。

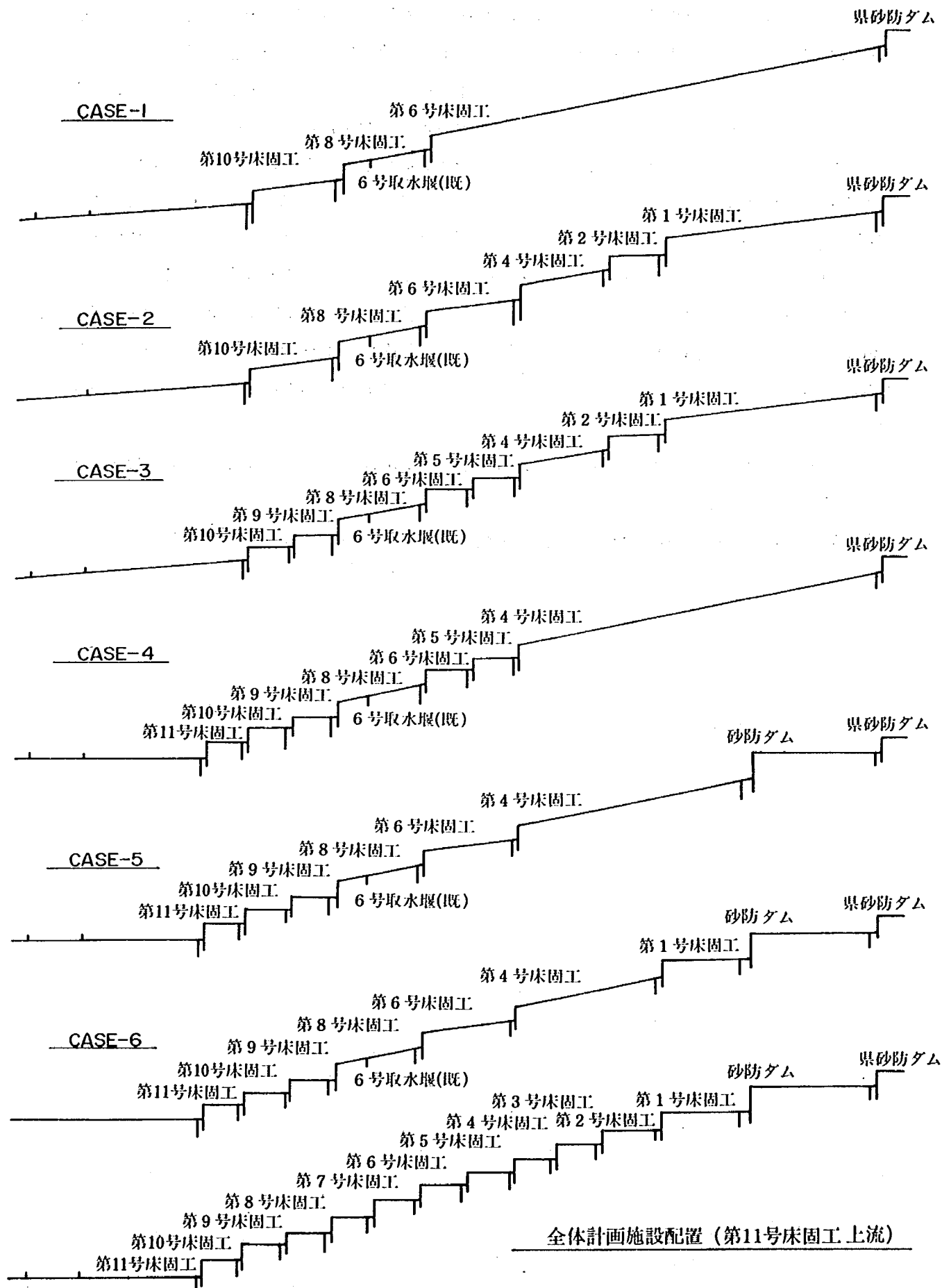


図-38 各ケースの施設配置図

表-15(1) 実験結果一覧表(ケース1)

CASENo	実験条件	模型形態と実験目的	実験結果	施設効果と問題点												
1	・流量 計画洪水波形 ・実験時間 72分間 ・給砂 平衡給砂	〔実験目的〕 旧洪水破堤での洪水氾濫防止と床固工群内での流水の蛇行防止を目的に、第6号、第8号、第10号床固工の施設配置での効果の検討 〔模型形態〕 ・下記の3基の床固工を設置。 <table border="1"> <tr> <th>床固工</th><th>天端高</th><th>落差</th></tr> <tr> <td>第6号床固工</td><td>EL663.2m</td><td>3.0m</td></tr> <tr> <td>第8号床固工</td><td>EL652.8</td><td>3.0</td></tr> <tr> <td>第10号床固工</td><td>EL641.8</td><td>3.0</td></tr> </table> ・河床は現況河床とする ただし、床固工下流で逆勾配の所にレベルに整形した。	床固工	天端高	落差	第6号床固工	EL663.2m	3.0m	第8号床固工	EL652.8	3.0	第10号床固工	EL641.8	3.0	(1) 流量$Q=100\text{ml/s}$の増水時での土砂の移動状況。 ・既設砂防ダムから越流する土砂は、測線No32より上流に堆積し、既設帯工（第8号）下流で洗掘された土砂は測線No31までに堆積する。 ・No27～No25までの区間での流水の集中で、洗掘される土砂No24付近に堆積する。 (2) 流量$Q=200\text{ml/s}$の増水時での土砂の移動状況。 ・測線No33より上流に堆積していた土砂と県砂防ダムを越流する土砂は測線No30～No29まで移動する。 ・測線No28～No27の不安定土砂がNo26～No24に堆積する ・測線No23からNo21+35m付近の不安定土砂が、第6号床固工に堆積する。 (3) 流量$Q=625\text{ml/s}$のピーク流量時での土砂の移動状況。 ・県砂防ダムを越流する土砂は測線No32上流までに堆積し、No33～No32の間の不安定土砂はNo30までに堆積する。 ・測線No30～No28の不安定土砂の2次移動でNo26までに堆積する。また、同様にNo28～No27の不安定土砂はNo23までに堆積する。 ・測線No23～No20の不安定土砂は取水堰（既設帯工第6号）からNo20までに堆積する。 ・取水堰（既設帯工第6号）下流の洗掘土砂と第8号床固工下流の洗掘土砂は第10号床固工上流と一部は、第10号床固工下流の洗掘土砂とともにNo13下流に堆積する。 (4) 流量$Q=200\text{ml/s}$の減水時での土砂の移動状況。 ・ピーク流量時とはほぼ同じ傾向を示し、測線No29～No28区間の不安定土砂の移動が著しく、No28～No26区間に堆砂する。 ・取水堰（既設帯工第6号）上流の堆積土砂は、第10号床固工へ堆積する。 ・第10号床固工下流～測線No14区間で洗掘された土砂はNo13より下流へ流出する（図-39）。 (5) 越水箇所として、次の所が上げられる。 ・$Q=100\text{ml/s}$の増水時に第8号床固工左袖で0.5mの越水（写真-29）。 ・$Q=625\text{ml/s}$時、第8号床固工右袖で流水の集中で1.0m以内の越水（写真-30）。	
床固工	天端高	落差														
第6号床固工	EL663.2m	3.0m														
第8号床固工	EL652.8	3.0														
第10号床固工	EL641.8	3.0														

表 - 15(2) 実験結果一覧表 (ケース1)

CASENo	実験条件	模型形態と実験目的	実 験 結 果	施設効果と問題点
1			・ $Q=625\text{m}^3/\text{s}$時、第6号床固工右袖で流水集中で1.0m以内の越水 (写真-31)。 ・ $Q=625\text{m}^3/\text{s}$時、取水堰 (既設帯工6号) 左岸袖天端を0.5m以内の越水。 (6) 第6号床固工を設けたことにより、取水堰 (既設帯工6号) 上流からの右岸護岸を越え旧河道への洪水流入はなくなった (写真-29)。 (7) 第8号床固工、第10号床固工を設けたことにより、既設帯工6号下流の流れの蛇行及び護岸沿いの洗掘も認められない。 (8) 国道橋上流に土砂堆積傾向が、3基の床固工を設けたことにより、逆に洗掘傾向が認められた (図-39)。 (9) No25までの不安定土砂と累砂防ダムを越流する土砂は、ほとんどNo24～No23までに堆積するようである。	・ 第6号床固工の効果 ・ 第8号床固工と第10号床固工の効果。 - 自然河道の流出土砂の調節効果。 1期工事として、第6号、第8号及び第10号床固工施設配置は妥当と考えられる。

表-16(1) 実験結果一覧表 (ケース2)

CASE No.	実験条件	模型形態と実験目的	実験結果	施設効果と問題点												
2	・流量 計画洪水波形 ・実験時間 72分間 ・給砂 平衡給砂	〔実験目的〕 ・第6号、第8号及び第10号床固工に続いて第1号第2号及び第4号床固工を設置した場合の施設配置効果の検討。 〔模型形態〕 ・CASE-1の施設配置に加え、床固工、3期設置 <table border="1"> <tr> <th>床固工</th><th>天端高</th><th>落差</th></tr> <tr> <td>第1号床固工</td><td>EL 692.4m</td><td>3.0m</td></tr> <tr> <td>第2号床固工</td><td>EL 685.6</td><td>3.0</td></tr> <tr> <td>第4号床固工</td><td>EL 674.4</td><td>3.0</td></tr> </table> ・河床は現況河床とする ただし、床固工下流で逆勾配の所はレベルに整形した。	床固工	天端高	落差	第1号床固工	EL 692.4m	3.0m	第2号床固工	EL 685.6	3.0	第4号床固工	EL 674.4	3.0	(1) 流量$Q=100\text{m}^3/\text{s}$の増水時での土砂の移動状況。 ・県砂防ダムを越流する土砂は、測線No32より上流に堆積する。 ・測線No31～No30区間の不安定土砂はNo30～1P8までに堆積する。同様に1P8～No27の不安定土砂は、第1号床固工～No25までに堆積する(写真-32)。 ・第2号床固工と第6号床固工の上流の不安定土砂は各水叩きに堆積する。 ・No20～第8号床固工区間の不安定土砂は、No17～No14に堆積する。 (2) 流量$Q=200\text{m}^3/\text{s}$の増水時での土砂の移動状況。 ・県砂防ダムを越流する土砂と、測線No32までに堆積していた土砂はNo31までに堆積する。 ・No29～No27の堆積土砂は、第1号床固工～第2号床固工区間に堆積する(写真-33)。 ・床固工下流の洗掘土砂はNo19までに堆積する(図-40)。 ・測線No13～No12下流35m区間の土砂6,300m^3がNo12下流35mより下流に流出する(図-39)。 (3) 流量$Q=625\text{m}^3/\text{s}$のピーク流量時の土砂の移動状況。 ・県砂防ダムを越流する土砂はNo31までに堆積する。 ・No32～No30までに堆積していた土砂はNo27までに堆積する。 ・No25付近より土砂の遡上で1P8まで達する。このため第1号床固工は埋没し、流れは左岸へ蛇行する。この蛇行によりNo24左岸へ流れは集中し、第4号床固工、下流は洗掘される(写真-34)。 ・No23～No21区間の不安定土砂と、上流からの堆積土砂は、取水堰(既設帯工第6号)までに堆積する。 ・No13より上流の移動土砂でNo13～No12下流35m区間に堆積(1,700m^3)させる(図-39)。 ・第10号床固工下流の洗掘土砂を国道橋付近に堆積させ、流水は既設護岸沿いを走る(写真-35)。 (4) 流量$Q=200\text{m}^3/\text{s}$の減水時の土砂の移動は$Q=625\text{m}^3/\text{s}$での土砂移動でほぼ安定化している。 (5) No26上流に第1号床固工を設置しても、現況実験同様土砂移動に伴う流れの蛇行をなくすことが出来ず、また、第1号床固工は、土砂で埋設される。 (6) 第1号、第2号及び第4号床固工を設けたことにより第6号取水堰までの不安定土砂の流出は、CASE-1に比べ多く、これは、上流土砂を下流へ流出させる結果となった。	第1号床固工の埋没。 第1号床固工の効果は認められない。 第1号、第2号及び第4号床固工の逆効果。
床固工	天端高	落差														
第1号床固工	EL 692.4m	3.0m														
第2号床固工	EL 685.6	3.0														
第4号床固工	EL 674.4	3.0														

表-16(2) 実験結果一覧表 (ケース2)

CASENo	実験条件	模型形態と実験目的	実 験 結 果	施設効果と問題点
2			(7) 洗掘区間として、次の区間があげられ、下流への土砂流出させるものと考えられる (図-39、40)。 ①第4号床固工～第6号床固工区間 ②既設帯工6号～第8号床固工区間 ③第8号床固工～第10号床固工区間 ④第10号床固工～No13の区間 (8) 測線No25上流の不安定土砂、及び流出土砂はほぼ第4号床固工付近までに堆積傾向が認められる。(図-40)	

表-17(1) 実験結果一覧表(ケース3)

CASENo	実験条件	模型形態と実験目的	実験結果	施設効果と問題点									
3	・流量 計画洪水波形 ・実験結果 72分間 ・給砂 平衡給砂	〔実験目的〕 ・CASE-2で洗掘区間に、第5号床固工と第9号床固工を設置することでの施設効果の検討。 〔模型形態〕 ・CASE-2の施設配置に加えて下記の2基の床固工を設置する。 <table><tr><td>床固工</td><td>天橋高</td><td>落差</td></tr><tr><td>第5号床固工</td><td>EL 668.8m</td><td>3.0m</td></tr><tr><td>第9号床固工</td><td>EL 647.2</td><td>3.0</td></tr></table> ・河床は現況河床とする ただし、床固工下流で逆勾配の所はレベルに整形した。	床固工	天橋高	落差	第5号床固工	EL 668.8m	3.0m	第9号床固工	EL 647.2	3.0	(1) 流量$Q=100\text{m}^3/\text{s}$の増水時、第1号床固工右側は、流水の集中で越水(0.5m程度)する。これは、上流の地形的要因で流水が固定されるためである(写真-36)。 (2) 流量$Q=200\text{m}^3/\text{s}$の増水時の流況。 ・第6号床固工、第8号床固工及び第9号床固工で右岸沿いの流れで右袖で越水(0.5m程度)する(写真-37)。 ・県砂防ダムを越流する土砂とNa33より上流で洗掘された土砂は、Na33~Na31に堆積する。ピーク流量になるとNa33~Na31に堆積した土砂により、流れが固定化されて、IP8左岸に集中し、土砂の移動を多くする。また、蛇行も強調される。 (3) 流量$Q=625\text{m}^3/\text{s}$のピーク流量時の流況。 ・測線Na30からIP8左岸の堆積土砂が第1号床固工に堆積し、流水は蛇行して、次のように流れる。 IP8左岸 → 第1号床固工右袖 → 第2号床固工左袖 第2号床固工の流向規制により、上流での蛇行がなくなる。 ・CASE-2とはことなり、第6号床固工下流で公園予定地内への流れがなくなっているのは、第5号床固工の流向規制によるものと考えられる。 ・第4号床固工下流は、通水幅80mで流路を固定させ、河道内土砂を下流に流出させ、取水堰(既設6号)を越え第8号床固工~第10号床固工に土砂を堆積させている。また、第8号床固工~第10号床固工の不安定土砂と第10号床固工下流の洗掘土砂は国道橋までに堆積する(写真-38)。 (4) 流量$Q=200\text{m}^3/\text{s}$の減水時、第2号床固工~第4号床固工の洗掘土砂は取水堰(既設帯工6号)までに堆積している。 (5) 取水堰(既設帯工6号)下流の流水の蛇行、取水堰下流の洗掘は水通し幅を3/4程度に狭くすることから単位幅流量が増し、また、取水堰で流れを右岸へ片寄せる結果になっている(写真-39)。 (6) 洗掘区間として第2号床固工~第4号床固工と第10号床固工~第11号床固工と取水堰(既設帯工6号)、第9号床固工下流の洗掘がある(図-40)。 (7) 第4号床固工~第6号床固工と第9号床固工~第10号床固工区間での洗掘はなくなった。 (8) 第10号床固工~Na14までの河床低下が著しい。また、河床低下で生じた土砂が国道橋上流に堆積するために流水が蛇行し、既設護岸沿いに流れが集中する(写真-38、図-39)。	第2号床固工の効果。 第5号床固工の効果。 床固工を連続した場合の河床整備の必要性。 取水堰(既設帯工6号)の悪影響。 第5号床固工、第9号床固工は洗掘防止に効果。
床固工	天橋高	落差											
第5号床固工	EL 668.8m	3.0m											
第9号床固工	EL 647.2	3.0											

表-17(2) 実験結果一覧表 (ケース3)

CASENo	実験条件	模型形態と実験目的	実 験 結 果	施設効果と問題点
3			(9) 第4号床固工～第6号床固工と第8号床固工～第10床固工区間での流れはほぼ川幅80mの両一断面幅で流れが固定され、上流の土砂やその区間の計西河床高までの不安定土砂を下流へ流出させている。	

表-18 実験結果一覧表 (ケース4)

CASE No.	実験条件	模型形態と実験目的	実験結果	施設効果と問題点						
4	・流量 計画洪水波形 ・実験時間 72分間 ・給砂量 平衡給砂	〔実験結果〕 床固工群内での下流重点施設配置での施設効果。 〔模型形態〕 ・CASE-3の施設配置に加え1基の床固工を設置。 <table><tr><td>床固工</td><td>天端高</td><td>落差</td></tr><tr><td>第11号床固工</td><td>EL. 636.0m</td><td>2.0m</td></tr></table> ・第1号床固工と第2号床固工の2基を撤去した。 ・河床は、現況河道とするが、床固工下流で逆勾配の所はレベルに整形した。	床固工	天端高	落差	第11号床固工	EL. 636.0m	2.0m	(1) 流量$Q=200\text{ml/s}$の増水時の土砂の移動状況。 ・測線No30下流で、流水は地山によって、左右に2分されて、測線No24下流で合流し、流れを強めて土砂を洗掘し、No24から第4号床固工までに土砂を堆積させる。 ・測線No30上流右岸からの流れが、IP8左岸沿いに流れが固定され、洗掘土砂をNo27～No25区間に堆積し、No25～No24上流へ洗掘土砂及び堆積土砂を第4号床固工に堆積させる。また一部は、第5号床固工までに堆積する。 (2) 流量$Q=625\text{ml/s}$のピーク流量時の流況。 ・測線No32右岸へ集中する流水は、IP8へ流水を固定しNo27～No25区間の土砂をNo24～第4号床固工を区間へ堆積させる。 ・流量$Q=200\text{ml/s}$時までには第4号床固工上流に堆積していた一部の土砂及び第5号床固工までに堆積していた土砂は第8号床固工または第10号床固工までに堆積する。 ・測線No32右岸 → No30左岸 → No28右岸と蛇行する流れは第2号床固工がないためにNo24を越えて公園予定地へ流れるものと、第5号床固工左岸上流へ蛇行する流れとなる(写真-40、41)。この蛇行でNo27～No23区間の集中で掃流された土砂は、おもに第4号床固工～第5号床固工左岸側に堆積がみとめられる(写真-41)。 ・測線No24からの流水の集中で、第5号床固工で越水(1.0m以内)し、また第8号床固工右岸護岸でも冠水(0.5m程度)する(写真-41、42)。 ・ピーク時、第4号床固工までに堆積した土砂は、少なくとも取水堰(既設帯工6号)までに堆積する(写真-43)。 ・取水堰(既設帯工6号)は、第7号床固工にかわる効果は認められるが、水通し幅が狭く(3/4-B)、下流洗掘を多くし(写真-43)、また流水を右岸へ片寄せ、流れを左岸へと向ける結果となっている。 ・第11号床固工により第10号床固工～No14までの河床低下が防止されているが、第11号床固工下流の地山地形に影響され既設護岸(右岸側)に向う流れとなっている(写真-44)。 (3) 流量$Q=200\text{ml/s}$の減水時の流れの状況。 ・流水の蛇行は、測線No32 → No30左岸下流 → No27右岸 → No24右岸護岸堤内地 → 第5号床固工右岸上流と流れる。その後、第5号床固工により流向規制により著しい蛇行はなくなっている。この流れは$Q=100\text{ml/s}$も同じ状況である。 ・$Q=200\text{ml/s}$までで土砂の移動は決定づけられ、取水堰(既設帯工6号)までに上流からの流出した土砂、不安定土砂は堆積し、取水堰(既設帯工6号)上流の不安定土砂及び、下流洗掘土砂が第11号床固工及びその下流に流出する(図-39、40)。	第2号床固工の効果。 取水堰の悪影響。 第11号床固工の効果。 第11号床固工下流の河床整備。 第5号床固工の効果。
床固工	天端高	落差								
第11号床固工	EL. 636.0m	2.0m								

表-19 実験結果一覧表 (ケース5)

CASENo	実験条件	模型形態と実験目的	実験結果	施設効果と問題点						
5	・流量 計画洪水波形 ・実験時間 72分間 ・給砂 無給砂	〔実験結果〕 砂防ダムを設けた場合、 第4号床固工までの河 床変動についての検討 ・第5号床固工の必要性 の検討 〔模型形態〕 ・CASE-4の施設配置に 加え、砂防ダムを設置 <table><tr><td>ダム</td><td>天端高</td><td>落差</td></tr><tr><td>砂防ダム</td><td>EL 720m</td><td>18m</td></tr></table> ・第5号床固工は撤去し た。 ・河床は現況河道とする が、床固工下流で逆勾 配の所はレベルに整形 した。	ダム	天端高	落差	砂防ダム	EL 720m	18m	(1) 流量$Q=200\text{ml/s}$の増水時へ流況。 ・砂防ダムからの流れは、地山地形に影響され、流れは 固定される。 ・土砂はNo26で流水の集中で、洗掘で生産されて第4号 床固工に堆積する。 ・取水堰(既設帯工6号)下流の洗掘土砂の移動に伴い、第 9号床固工～第8号床固工区間の河道に堆積する。その ため、流れが左岸へ片寄りピーク時には第8号床固工 (右袖)と第9号床固工(右袖)で越水し、既設護岸で冠 水する (0.5m程度、写真-45)。 (2) 流量$Q=625\text{ml/s}$のピーク流量時の流況。 ・砂防ダムからの流れは、流量200ml/sの流れがさらに 固定し、No26右岸は水衝部となり、その後No24左岸 へと流れる。No26までに洗掘された土砂は、No25～ 第4号床固工区間に一時的に堆積するが、上流の土砂 濃度とのかかわりで、No25～第4号床固工区間に堆積 した土砂を、すくなくとも取水堰(既設帯工6号)まで 堆積する (写真-46、図-40)。 ・予備実験では、流水の蛇行で測線No26上流左岸→ No24 左岸護岸 → 第6号床固工上流右岸へと流れ、第6号床 固工上流右岸の横洗掘土砂を第6号床固工下流に流下 させている (写真-46)。 (3) 流量$Q=200\text{ml/s}$の減水時、No26右岸からの流れは、 第4号床固工へ直進し、No25～No24に堆積していた土 砂を下流へ流下させ、ほぼ取水堰までに堆積する。ま た、第6号床固工～第8号床固工区間の不安定土砂を第 11号床固工までに堆積させている。 (4) 流量$S=100\text{ml/s}$の減水時までは、No28～No26まで の洗掘が著しく、この土砂はほとんどNo24～取水堰 (既設帯工6号)までに堆積しているが、一部 (洗掘土 砂の約2割)をさらに下流に流下している(図-40)。 (5) No13から約100m区間の土砂堆積は、ほとんど認めら れず流量100ml/sの減水時にNo13下流で土砂堆積傾向 がみとめられるが、それ以外は洗掘傾向である (写真 -39)。	・第4号床固工までの河 道整備の必要性。 ・第5号床固工の効果。
ダム	天端高	落差								
砂防ダム	EL 720m	18m								

表-20 実験結果一覧表 (ケース6)

CASENo	実験条件	模型形態と実験目的	実験結果	施設効果と問題点						
6	・流量 計画洪水流量 ・実験時間 72分間 ・給砂 無給砂	〔実験目的〕 砂防ダム下流の施設配置として第1号床固工を設置することによる効果の検討。 〔模型形態〕 ・CASE-5の施設配置に加え第1号床固工を設置した。 <table><tr><td>床固工</td><td>天端高</td><td>落差</td></tr><tr><td>第1号床固工</td><td>EL 692.4m</td><td>3.0m</td></tr></table> ・第1号床固工と砂防ダム間は河床勾配1/40で河床整形した。 ・上記以外の河床は、現況河道としたが、床固工下流で逆勾配になる所はレベルに整形した	床固工	天端高	落差	第1号床固工	EL 692.4m	3.0m	(1) 流量$Q=200\text{m}^3/\text{s}$の増水時の土砂の移動状況。 ・砂防ダム～第1号床固工区間は河床勾配1/40で河床整備されているため、ほとんど移動土砂は認められない。 ・第1号床固工下流では、現況地形(地山)のため、流水は固定され、それに伴いNo25付近の洗掘土砂は第4号床固工までに堆積する。 (2) 流量$Q=625\text{m}^3/\text{s}$のピーク時の土砂の移動状況。 ・砂防ダム直下の局所洗掘(2.5～3.0m)以外は第1号床固工上流では認められない(写真-47)。 ・第1号床固工下流での流水は現地形に固定され、第4号床固工左岸へ直進し、第4号床固工までに堆積していた土砂を第6号床固工までの河道に堆積させる。また取水堰下流の洗掘土砂は第9号床固工までに堆積する。 ・第4号床固工左岸へ集中した流れは、第6号床固工上流に堆積した土砂も影響してNo21右岸へ蛇行し、取水堰(既設帯工6号)上流に堆積させる(写真-48)。 ・第6号床固工からの流れは、第8号床固工左岸袖へ集中しそれに伴い不安定土砂も第11号床固工までに堆積する(写真-49、50)。 ・第11号床固工～No13までの洗掘土砂は、国道橋上流及びその下流へ流下するようである。 (3) 流量$Q=200\text{m}^3/\text{s}$の減水時の終わりまでは測線No24～第4号床固工上流の不安定土砂及び洗掘土砂は最大限第11号床固工までに堆積しているようである。 (4) 第1号床固工下流での流れは、現況地形に大きく影響され、最初から固定し蛇行の原因となっている。このため流量$200\text{m}^3/\text{s}$のときNo24左岸護に直進し、流量$625\text{m}^3/\text{s}$では第4号床固工、左袖に直進することになる。	・第5号床固工の必要性。 ・第1号床固工下流の河道整備。
床固工	天端高	落差								
第1号床固工	EL 692.4m	3.0m								

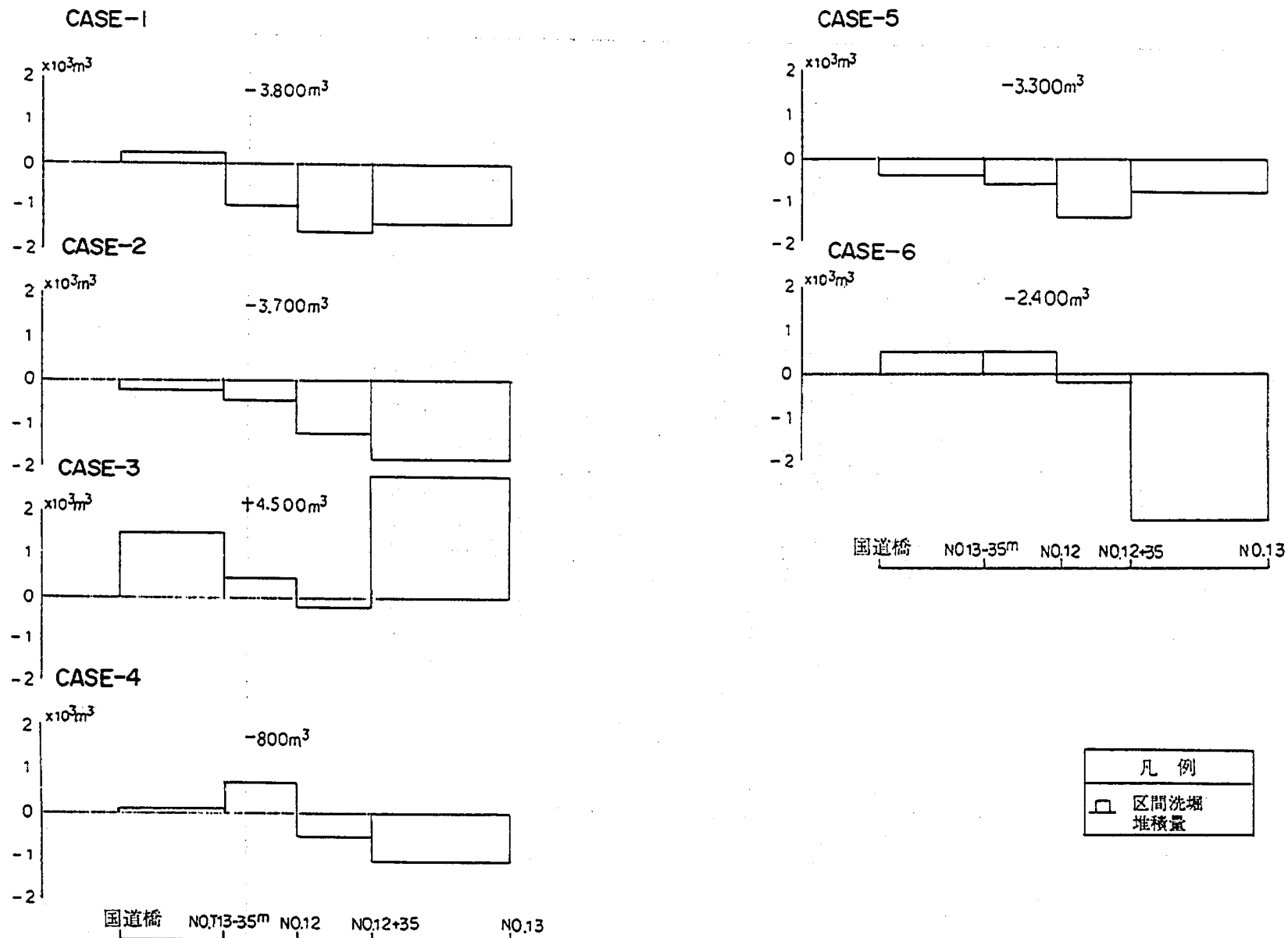


図-39 国道橋～No.13区間の洗堀・堆積図 (1=184m区間)

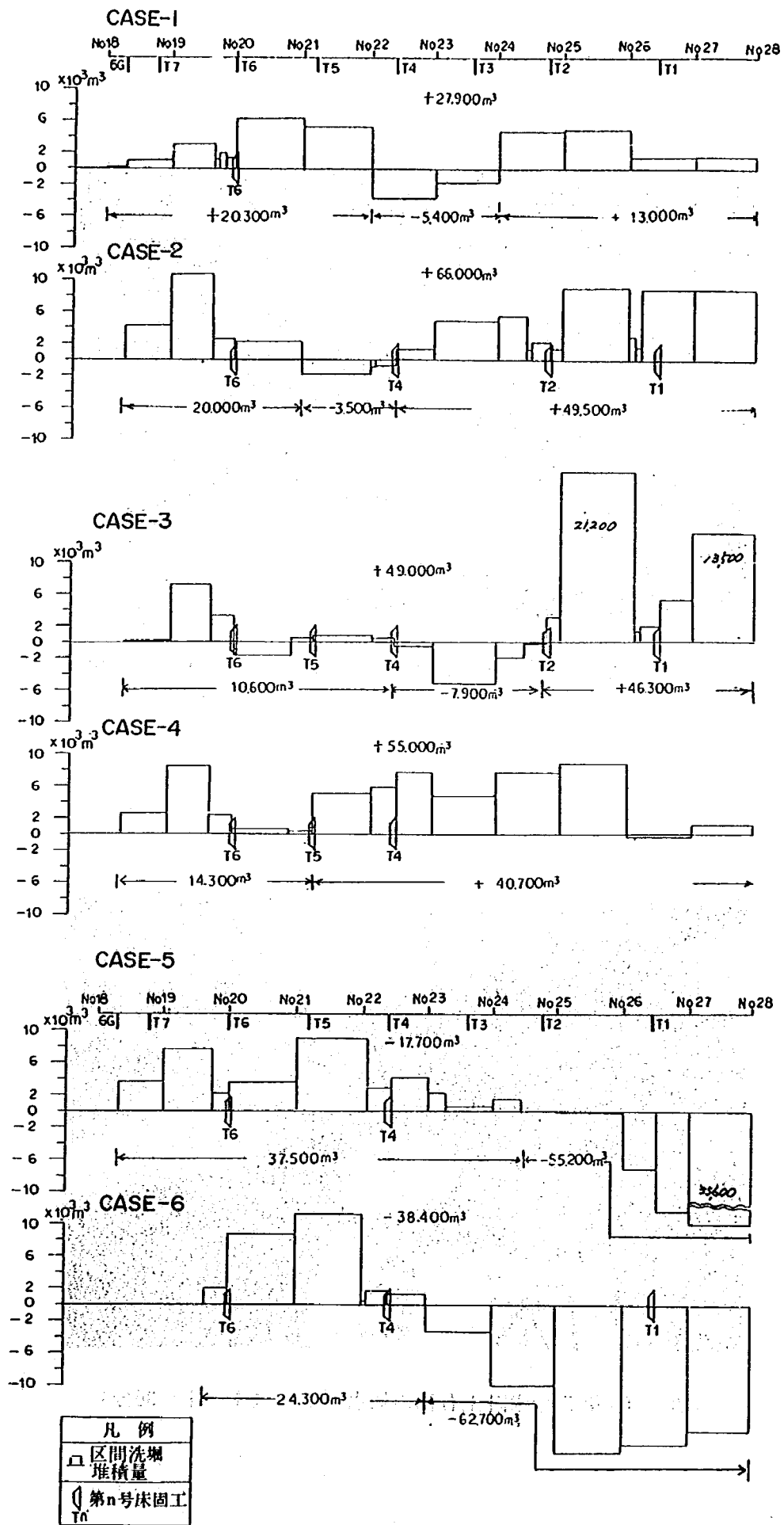


図-40 No28~No18区間の洗堀・堆積図



写真-29 第6号床固工及びその下流の状況（ケース1 T=40分）



写真-30 第5号床固工右袖の越水（ケース1 T=36分）



写真-31 第6号床固工右袖で越水（ケース1 T=35分）

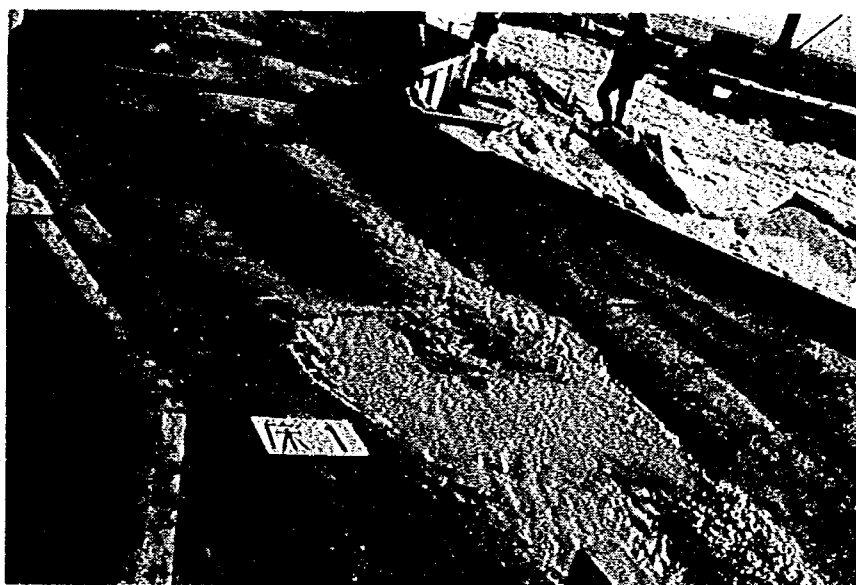


写真-32 第1号床固工水叩きでの土砂堆積状況（ケース2 T=15分）

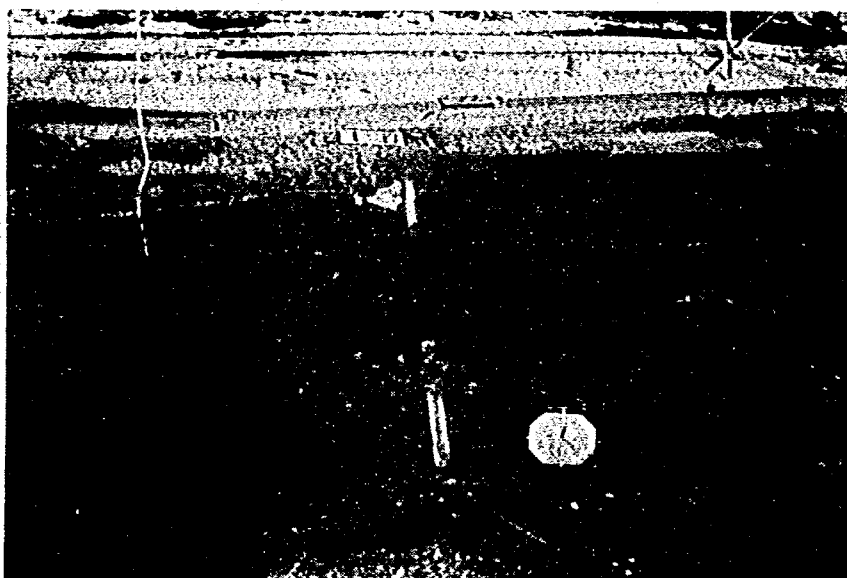


写真-33 第1号床固工の土砂流出による埋没状況（ケース2 T=25分）

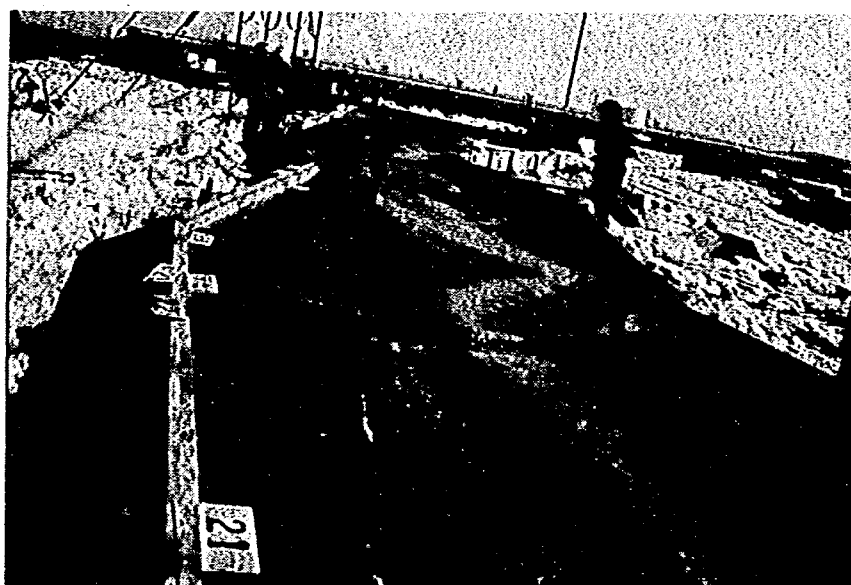


写真-34 第4号床固工上流及び下流の状況（ケース2 T=40分）



写真-35 国道橋に土砂堆積し、そのため流水は右岸護岸沿に流れる
(ケース 2 T=40分)

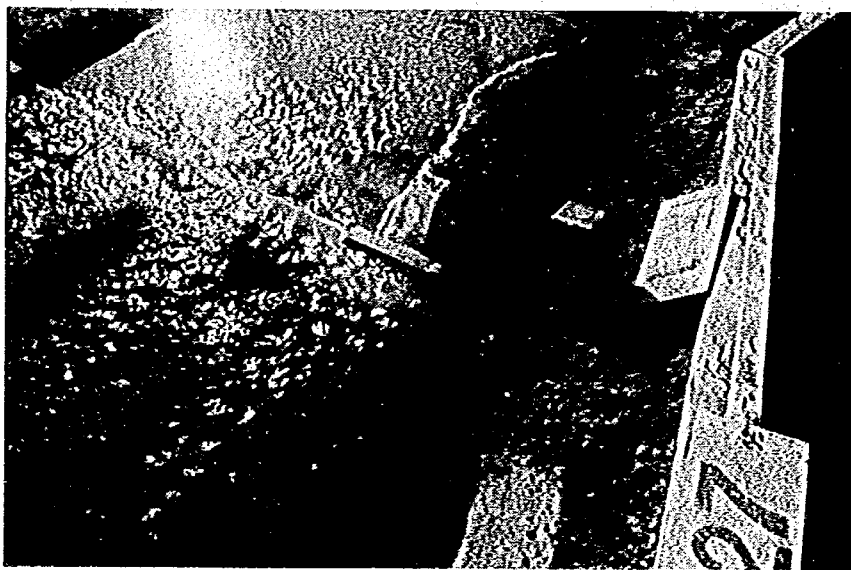


写真-36 第1号床固工右袖越水状況 (ケース 3 T=10分)

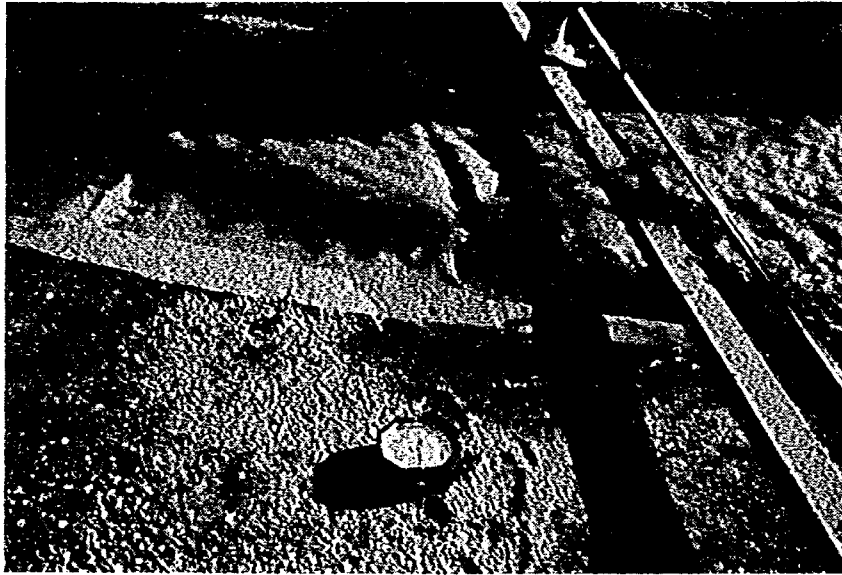


写真-37 第8号床固工右岸護岸の冠水状況（ケース3 T=30分）

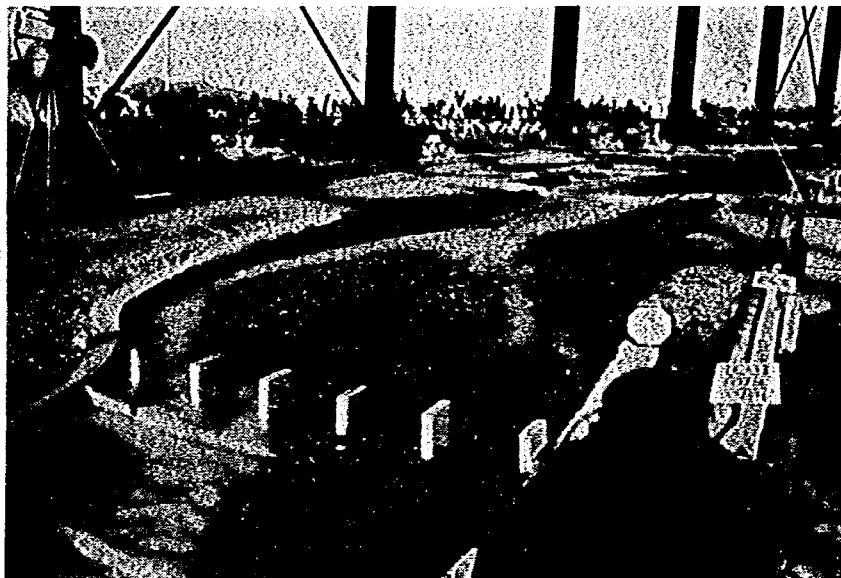


写真-38 国道橋上流の土砂堆積状況（ケース3 T=70分）

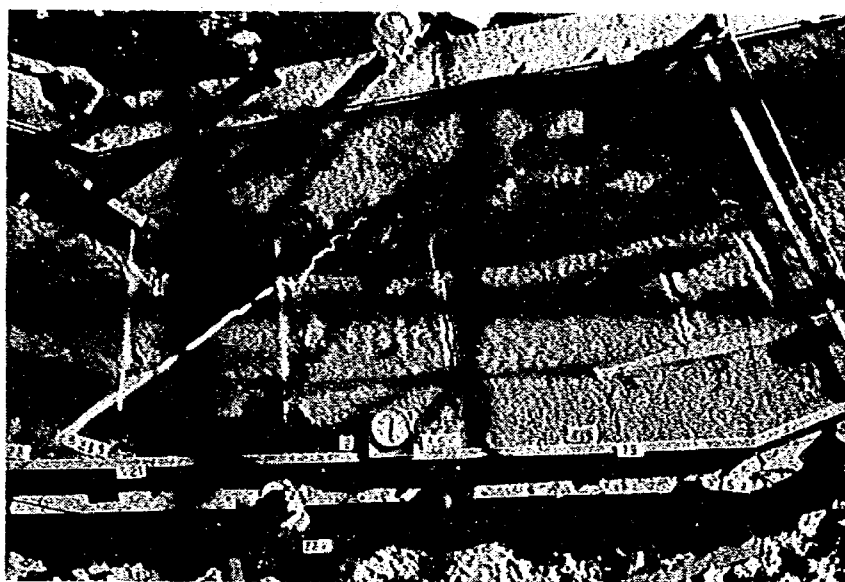


写真-39 No24～No27区間の状況（ケース3 T=30分）



写真-40 No27より下流の流れの状況（ケース4 T=40分）



写真-41 第4号床固工と第5号床固工区間の状況（ケース4 T=40分）



写真-42 第8号床固工右岸護岸沿の冠水状況（ケース4 T=30分）

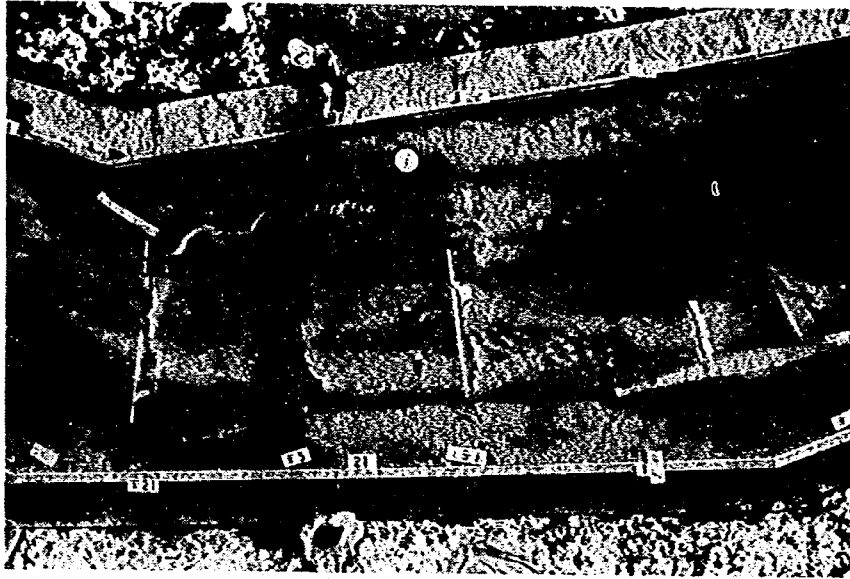


写真-43 No.24～No.17区間までの流況（ケース4 T=35分）

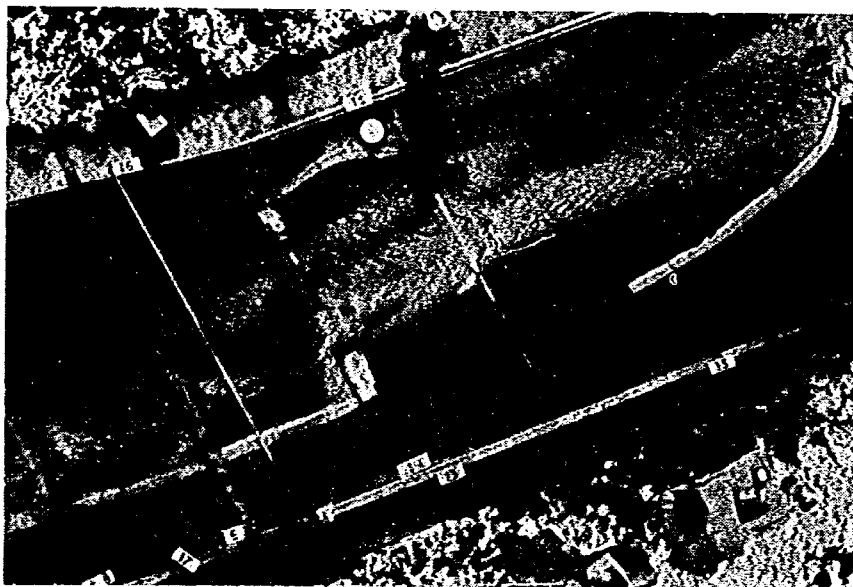


写真-44 国道橋上流の流況（ケース4 T=40分）

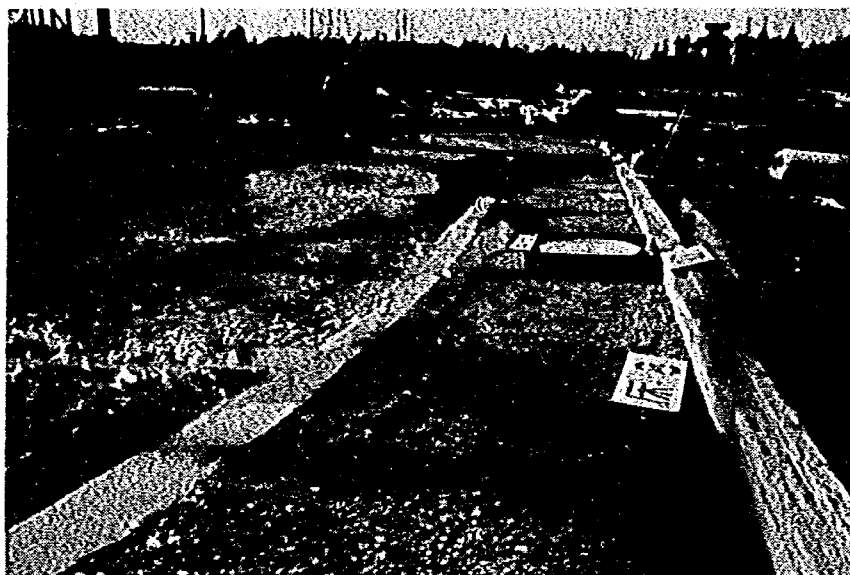


写真-45 第8号床固工下流の流況(ケース5 T=37分)



写真-46 No.27下流の流況(ケース5 T=35分)



写真-47 飯島第6砂防ダム直下流の局所洗堀状況（ケース6 T=15分）

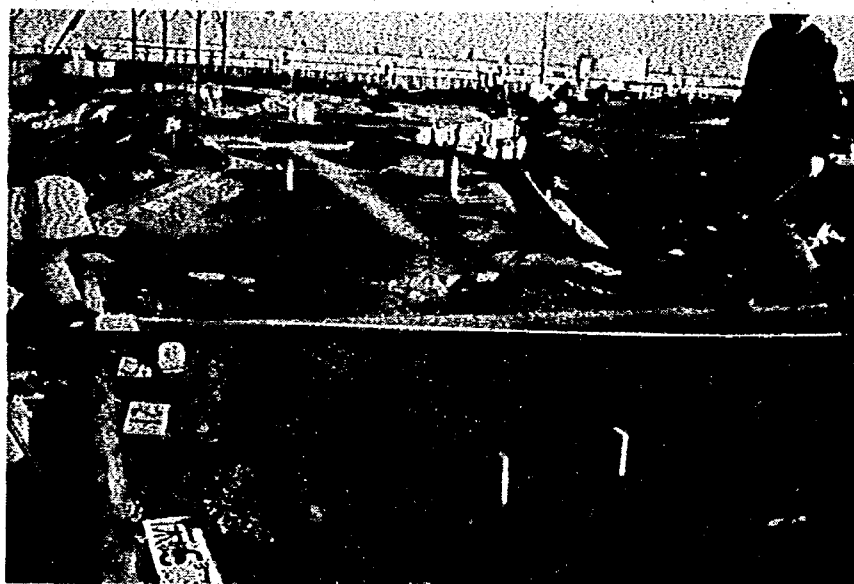


写真-48 第6号床固工までの流況（ケース6 T=40分）



写真-49 第11号床固工上流の土砂堆積状況（ケース6 T=40分）



写真-50 第6号床固工左岸護岸からの越水状況

5. まとめと提言

1) 流路と全体計画

- (1) 床固工群の区間で測線№27～№21間の法線は、図-16に示すように計画案を修正する方がよい。

流路工区間は測線№11～№9の区間での弯曲部の局所洗掘防止と流速を低減させる対策が必要となる。対策として第14号床固工の水たたきの長さを左岸(25m)、と右岸(14m)とをかえて、本副床固との左岸に袖(長さ10m、高さ1.5m)を設置する案が考えられる。

- (2) 飯島第6砂防ダムが未満砂の状態を考えると、計画河床勾配は1/40とすることが望ましい。

- (3) 床固工は上流の床固工群で120～165m間隔に、下流の流路工区間で100mの間隔に配置すると河床を固定し、流向を規整することができる。ただし、不安定土砂の流出を防止するためには、河床整理が必要となる。

- (4) 実験で得られた護岸高は計算値にほぼ一致していて、上流の床固工群で3.0m、下流の流路工区間で3.3mとなる。

- (5) 護岸の根入深さは根固工を行わないことを条件にすると床固工や帯工の前庭部を除くと1.5m程度が必要となろう。

- (6) 床固工及び帯工の直下流で1.5m以上の局所洗掘が生じている箇所は、第4号床固工の左岸(既設護岸)で1.5m、第5号床固工の左岸で2m、第9号床固工の左岸で1.5m、第8号床固工で1.5m、既設帯工1号で2mが計測されていることから、床固工及び帯工の直下流で2m、床固工及び帯工の上流で1mの根入深を計画するか、あるいは根固工が必要となろう。

2m以上の局所洗掘の生じている箇所は、既設第3号帯工の左岸側で5m、既設2号帯工の右岸側で3.5m、測線№7の上流56m地点で2.1mであって、これらの帯工の直下流においては根固工が必要となるであろう。

- (7) 床固工及び帯工の前庭部では流水が整流した状態で水たたき下流端より10～15mの位置で最大2～3mの洗掘を受ける。流路工が完成する間は、流水の蛇行によって局所洗掘が生じることも考えられるので、床固工の垂直壁の深さによるが、長さ10m～15m程度の護床工を施す方が安全である。

2) 施工順位

- (1) 現河道で問題となる現象を防止することを優先させるべきであろう。すなわち、測線№19付近の右岸からの流水の氾濫防止と国道橋より下流部の既設帯工の袖が流水をせき上げることによる護岸越水及び、与田切橋と飯田線区間の弯曲部の影響によって生じる測線№7～№8区間の護岸越水(越流水等は小さい)等に対して流路工が完成する間の応急的な対策を行うことが望ましい。

- (2) 床固工群の区間での床固工の優先順位は、現河道の問題点を考慮して第6号床固工、第8号床固工、第10号床固工が優先されよう。飯島第6砂防ダムの工事に着手する間は、測線№23より上流部は自然の土砂調節区間となるが、連続して発生する洪水流に対しては、土砂生産の場となるので、飯島第6砂防ダムの着手と同時に第1号床固工、第2号床固工、第4号床固工を施工する案が考えられるが、実河川で河床変動の実態をよく把握し、実験結果を参考にして施工順位を検討すべきである。

おわりに

与田切川流路工を完成させるためには相当長い期間を要するであろう。工事中に災害を被ることのないように、また、災害を最少限に止めるためには、効率のよい施工順序の検討が必要である。本実験は、河床変動や流水の蛇行現象を実験的に検討し、保全対象物を守るという観点から施工順位を考察し、結論づけている。しかし、実験は仮定条件を与えて実施するものであるから、予期しない現象の発生する可能性も考えられるので、工事に当っては、工作物を設けたことによる流水や河床の変動に与える影響を実河川で追跡調査を行い、実験結果を基に適切な判断で施工順位を検討していくことが大切である。

本文をまとめるに当たり、お世話になった天竜川上流工事事務所の方々にお礼を申し上げる。

〔参 考 文 献〕

1. 建設省天竜川上流工事事務所・アジア航測株式会社（昭和57年2月）；昭和56年度中田切川・与田切川樹林帯計画調査報告書
2. 水山高久（昭和55月12月）；溪流の水理解説，砂防技術講義集Ⅲ
3. 建設省天竜川上流工事事務所；昭和57年度 与田切川河床材料調査報告書
4. 建設省河川局監修；建設省河川砂防技術基準(案)，(社)日本河川協会編
5. 池谷 浩；砂防流路工の計画と実際，全建技術シリーズ25
6. 矢野義男，他；現場技術者のための砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止工事ポケットブック，山海堂

与田切川流路工水理模型実験報告書

土研資料第 2106 号
昭和 59 年 3 月 (1984)

阿 部 宗 平

要 旨

建設省北陸地方建設局天竜川上流工事事務所の依頼により与田切川流路工計画に関して水理模型実験から検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：流路工計画



郵便はがき

四十円切手
をはって
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 2106 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印