

ISSN 0386-5878

土研資料 第1990号

土木研究所資料

松木川河道計画水理模型実験報告書(I)

昭和 58 年 3 月

建設省土木研究所
砂防研究室

Copyright © 1983 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。

ま え が き

本報告書は、松木川における砂防施設計画を立案するにあたり、その基礎資料を得ることを目的として実施した、松木川河道計画水理模型実験及び現地調査の結果を整理し、とりまとめたものである。

本年度の実験は、現況河道の問題点を把握することを目的とし、流量条件、給砂条件を変化させて、流況及び将来的な河床変動状況を観察、測定したほか、河道計画についても若干の考察を行った。実験ケースが限られているため、必ずしも十分な成果が得られているとはいえないが、水理模型実験からみた問題点についてはひとつおりの結論が出たように思う。

本実験は、関東地方建設局渡良瀬川工事事務所の依頼を受けて実施したものである。実験を行うにあたっては、渡良瀬川工事事務所の皆様のご協力をあおいだほか、土木研究所砂防研究室 阿部宗平主任研究員からは有益な助言をいただいた。

これらの方々に深謝し、厚くお礼申し上げる。

昭和 58 年 3 月

建設省土木研究所砂防研究室

室 長 瀬 尾 克 美
 万 膳 英 彦
 鈴 木 浩 之

目 次

はじめに	
§ 1 流域の特性	1
(1) 流域の概要	1
(2) 河道の変遷	3
§ 2 現地調査	7
(1) 現地状況写真	7
(2) 現地調査のまとめ	10
(3) 現況河道の問題点	10
§ 3 実 験	11
(1) 実験の目的	11
(2) 模型諸元	11
(3) 模型の相似律	15
(4) 実験方法及び測定項目	15
(5) 実験条件	16
(6) 実験ケース	17
§ 4 実験結果からみた河道の問題点	18
(1) 流況の概要	18
(2) 水衝部の状況	20
(3) 狭さく部, 拡幅部の流況	22
(4) 河床変動	23
(5) 流砂量	24
(6) 砂州の形成	25
(7) 橋梁への影響	28
(8) 洪水氾濫	30
(9) 不定流実験	30
§ 5 松木川河道計画について	31
(1) 計画諸元の検討	31
(2) 対策工	32
おわりに	33

§ 1 流域の特性

(1) 流域の概要

松木川は、皇海山（標高 2,144 m）に源を発し、東南に流下して足尾ダム堆砂池付近で仁田元川、久蔵川と合流した後、約 4.2 km 下流で神子内川を合せて渡良瀬川となる。

足尾ダム上流の流域面積は約 56.3 km² であるが、足尾銅山の煙害や山火事などにより裸地となっている地域が多く、現在でも荒廃した山地からは多量の土砂が生産されている。

足尾ダム建設以前には、このように上流域で生産された土砂が松木川に直接流入し、河床は上昇傾向を示していた。特に、昭和20年代に来襲したアイオン、カスリン等の大型台風に伴う降雨により、多量の土砂が流出して大きな被害を受けた。

そこで、下流区間への異常な土砂流出を防ぐことを目的として、仁田元、久蔵、松木の三河川の合流地点の直下流に、昭和29年、足尾ダムが建設された。

ダム設置後は、上流域から生産、流出した土砂は、その大部分が足尾ダムに堆砂し、ダム下流へ流出する土砂量は急激に減少した。このため、下流区間の河床は年々低下の傾向を強め、護岸、根固工等の構造物にも被害がはじめている状況である。

なお、足尾ダム地点での計画高水流量は 980 m³/s（比流量 17.4 m³/s・km²）である。

図1-1に松木川流域及び今回の実験対象区間を示す。

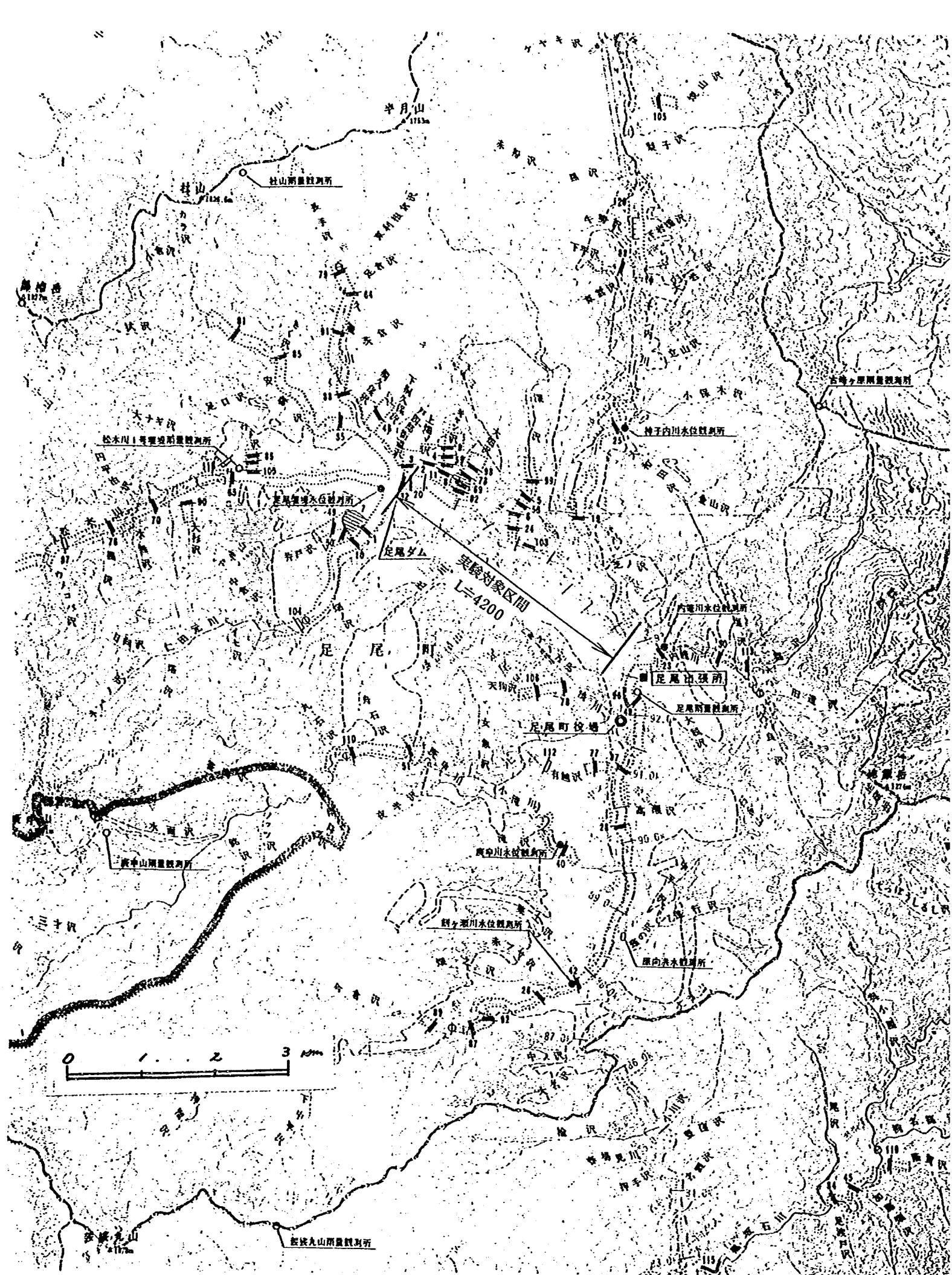


图1-1 松木川流域图

(2) 河道の変遷

① 足尾ダム及び流域の砂防施設と堆砂量

足尾ダムの上流域及び下流の支川流域には、昭和56年現在で36基の砂防ダムと2ヶ所の山腹工が施工されている（建設省施工分）。各施設の配置は図1-1に、諸元は表1-1に示すとおりである。

表1-1 ダム一覧表

番号	ダム名	形状寸法			貯砂量	竣工年月	備考
		高さ	長さ	立積			
1	井戸沢口ダム	本 8 m 副 4.50	27 m 22	1,397 m ³	13,080 m ³	S 15.5	本 副 護
2	畑之沢ダム	5.40	22	371	600	18.11	本
3	戸四郎街道ダム	6	20	225	2,240	21.8	本
4	キャン沢下流ダム	11.7	50	990	3,890	25.3 34 補修	本 護
5	深沢上流ダム	7.70	21	450	39,450	22.3	本
6	深沢ダム	7.80	17	415	19,240	22.9	本
7	横場山腹			54,550 m ³		22.10	第1, 第2, 第3
8	松木山腹			3,933		19.5	第2, 第2
9	キャン沢上流ダム	8	23	558 m ³	7,170	23.6	本
10	仁田元ダム	本 26 副 5	114 51.5	12,162	268,060	25.3	本 副 護
11	キャン沢下流ダム	7	50	990	3,890	25.8 34 補修	本 護
24	深沢一号ダム	本 13 副 4.5	42 27	2,347	28,900	31.10	本 副
35	安蘇沢ダム	本 18.5 副 5	65 31.9	6,030	355,880	35.6	本副水叩 コンクリートブロック
38	久蔵川一号ダム	本 20 副 5	42 23	4,176	150,000	33.6	本 副
46	下相久保ダム	本 12	54	1,579	5,290	34.3	本
49	井戸沢ダム	本 10	47	1,211	30,000	34.9	本
50	井戸沢下流ダム	本 10.5	37	905	6,000	35.1	本
56	深沢三号ダム	本 8.2	34	1,046	73,000	35.2	本
59	キャン沢四号ダム	本 10	40	1,037	3,000	35.12	本
64	長手ダム	本 12.5	58.6	2,255	31,000	38.1	本
65	松木川一号ダム	本 15 副 ①8 ②4	99.50 47	12,492	160,000	38.10	本副1~2 水叩谷止
69	大畑沢ダム	本 7 副 3.5	77 39	2,847	2,000	41.2	本副水叩護
70	松木川二号ダム	本 15 副 8	81 84	10,352	100,000	42.12	本副水叩護
73	大畑沢二号ダム	本 8 副 3	74 60	3,546	1,500	43.12	本副水叩護
76	松木川三号ダム	本 15 副 7	92 59	9,865	143,000	45.12	本副水叩護
79	長手上流ダム	本 15	37	3,315	32,000	44.12	本
81	安蘇沢三号ダム	本 16 副 5	42 28	3,525	22,000	45.12	本 副
82	大畑沢下流ダム	本 9 副 3	66 34	1,808	0	45.12	本 副 水 叩
85	安蘇沢二号ダム	本 16 副 7.5	89 44	9,535	62,000	47.12	本副水叩護
86	ウメ沢ダム	①8②10	35.46	1,598	4,000	46.10	本
90	大杉沢ダム	本 12	45	1,550	2,000	47.10	本
91	久蔵川二号ダム	本 20 副 8.5	83 51	10,979	146,000	49.9	本 副 護
97	松木川四号ダム				600,000		本副第一第二水叩護
98	大畑沢上流ダム	本 11 副 6	66 46	4,277	6,900	50.11	本副水叩護
99	深沢四号ダム	本 17	65	5,392	2,250	49.11	本
104	仁田元川二号ダム	本 23 副 8			160,000		本 副 護
109	ウメ沢下流ダム	本 13 副 4	64.09 35	5,010	40,000	53.2	本副水叩護
116	大ナギ沢ダム				40,000		本副水叩護

(昭和56年現在)

このような砂防施設の効果により、足尾ダムへの年々の流入土砂量は、設置当初に比べ減少している。また、足尾ダム堆砂池内では骨材用の土砂採取が行われているため、最近では累加堆砂量は減少する傾向を示している（図1-2）。

足尾ダムの計画貯砂量は $5,000,000 m^3$ であるが、昭和55年3月現在の堆砂量は $3,030,000 m^3$ となっており、堆砂率は約60%である。一方、年平均流入土砂量は16万 m^3 と測定されているが、それとほぼ同量の土砂が堆砂域から採取されているため、足尾ダムが満砂することは当分考えられない。

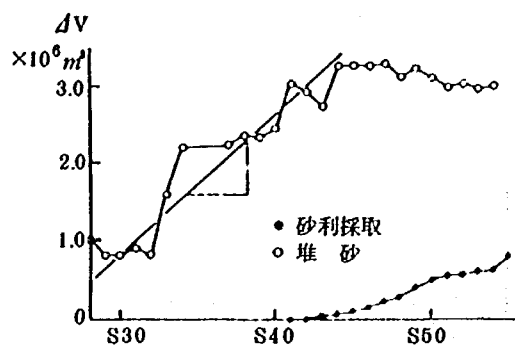


図1-2 足尾ダム累加堆砂量

② 松木川の河床変動

松木川の河床構成材料からみた河床変動傾向について検討を加える。

松木川の河幅は30～100 m の範囲で変化しており、河床材料の粒度は、平均粒径 d_m が10～17 cm、マニングすると考えられる粒径 d_{90} は約40 cmである。

ここで、河床材料の移動限界を岩垣式を用いて調べてみる。

まず、岩垣による限界掃流力は、

$$U_{*c}^2 = 80.9 d \quad \dots\dots\dots (I)$$

で示され、掃流力は、

$$U_*^2 = gHI \quad \dots\dots\dots (II)$$

である。ただし、 U_{*c} ：限界摩擦速度 (cm/s)， U_* ：摩擦速度 (cm/s)， d ：粒径 (cm)， g ：重力加速度 (cm/s²)， H ：水深 (cm)， I ：近似的に河床勾配

したがって、ある粒径の河床材料が移動する限界の水深は、(I)式と(II)式より、

$$H = \frac{80.9 d}{g I} \quad \dots\dots\dots (III)$$

となる。これより、 $d_m = 12 \text{ cm}$ ， $d_{90} = 40 \text{ cm}$ ， $d_{max} = 80 \text{ cm}$ ，河床勾配を1/65としてそれぞれの粒径の移動する限界水深を計算すると、

$$d_m : H = \frac{80.9 \times 12}{980 \times 1/65} = 64.4 \text{ cm}$$

$$d_{90} : H = \frac{80.9 \times 12}{980 \times 1/65} = 214.6 \text{ cm}$$

$$d_{max} : H = \frac{80.9 \times 12}{980 \times 1/65} = 429.3 \text{ cm}$$

となる。

次に、(III)式より得られた水深を用いてマニングの流速式から流量を求める。マニング式は、

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

ここで、 V ：流速 (m/s)， n ：粗度係数， I ：河床勾配， R ：径深 (m)，

流量は、 $Q = A \cdot V = B \cdot H \cdot V$ (A ：流水断面積 (m^2)， B ：河幅 (m)) で表わされるので、

$$Q = B \cdot H \cdot \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} \quad \dots\dots\dots (v)$$

となる。ここに、 $n = 0.04$ ，河床勾配を $1/65$ ，として
 B を $30 m$ と $100 m$ の場合について限界流量を求めると表
 1-2 のようになる。

表 1-2 限界流量

		単位 m^3/s		
河幅	粒径	d_m	d_{90}	d_{max}
$B = 30 m$		43.4	374.8	892.0
$B = 100 m$		147.7	1,076.6	3,328.6

これより、河幅 $30 m$ の区間では、計画洪水時には松木
 川の河床を構成しているすべての材料は移動する可能性
 があり、とくに平均粒径以下のものは、小出水時におい
 ても移動することになる。

また、河幅 $100 m$ 区間の場合にも、計画洪水時には d_{90} 程度の材料が移動し、アーマリングが破壊さ
 れることが予想される。

以上のような計算結果に基づき現況河道の河床変動状況を推察すると、

- (i) 短区間的にみると、松木川の河道は拡幅部と狭さく部が交互に表われ、狭さく部より流出した土
 砂が拡幅部に堆積する。
- (ii) 河道全体的には、河幅の比較的狭い本山橋上流では洗掘傾向が大きく、それより下流の区間では
 上流より洗掘傾向が小さい。

ということが考えられる。

図 1-3 は、現地での河床変動の経年変化を示したものであるが、この図からも上記(ii)の傾向を読み
 とることができる。

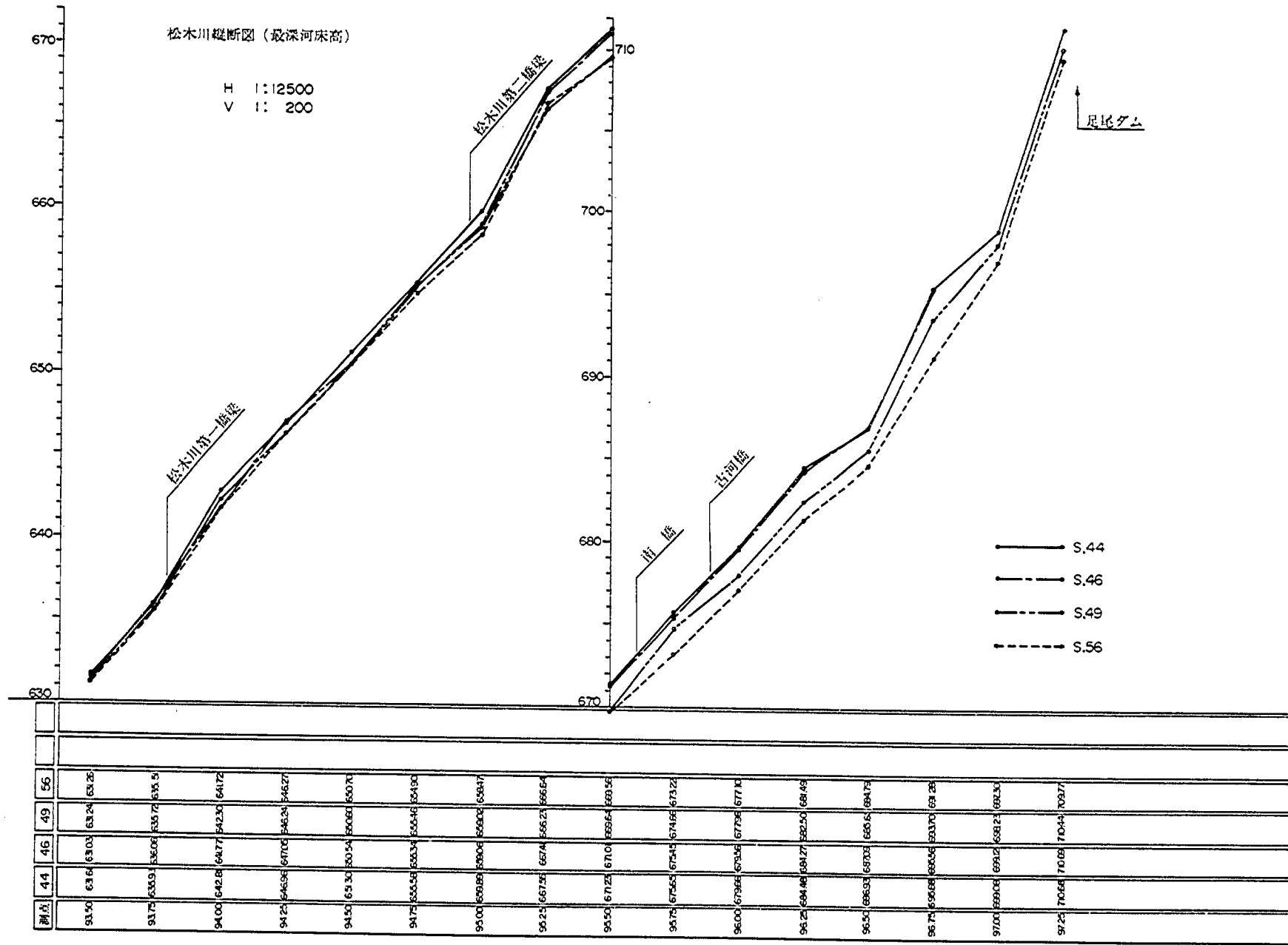


図 1 - 3 松木川縦断経年変化図（最深河床高）

§ 2 現地調査

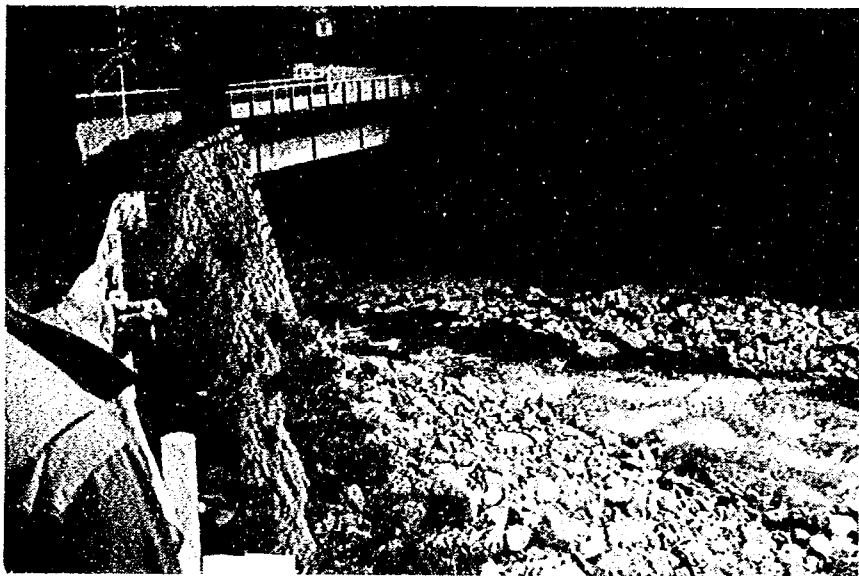
(1) 現地状況写真

現地調査は昭和57年6月に実施した。

以下に状況写真と所見をまとめる。

〔写真1-1〕 大黒橋付近

橋梁のクリアランスは約6m、河幅は約20mであり、河積不足が予測される。また、この地点の河幅は上下流に比べて急激に狭くなっており、土砂のせき止めなどの影響も考えられる。



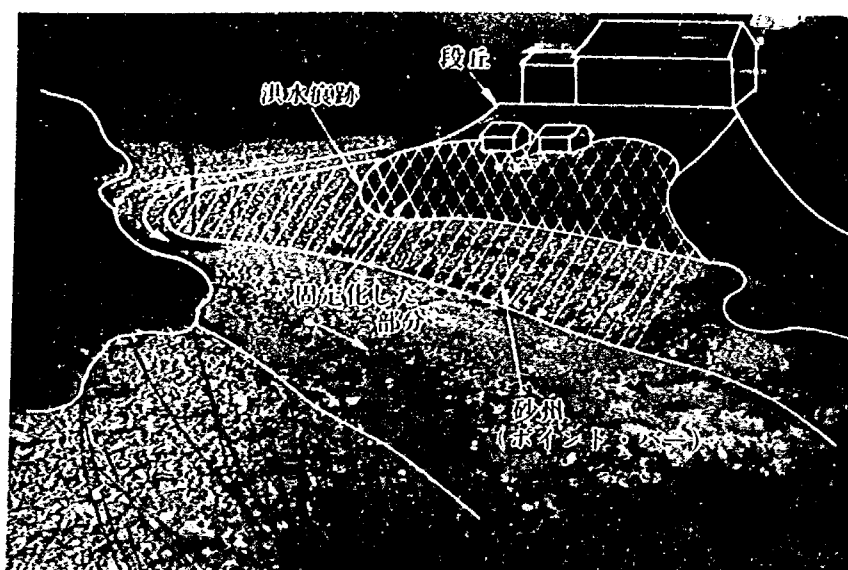
〔写真1-2〕 松木川第一橋梁付近

橋脚が河道中央にあり、橋脚周辺が局所洗掘を受ける恐れがある。また、この地点は湾曲部にあたり、橋脚の形状、向きによる流水への影響も考えられる。なお、上流の松木川第二橋梁についても同様である。



【写真1-3】 河道の状況
(No.10+20付近)

河道には砂州が形成され、流水が溪岸沿いに集中している。砂州上には家屋がみられることや植生の発達状況から判断して、この砂州は固定化されているものと思われる。



【写真1-4】 洪水痕跡
(No.10+82付近左岸)

写真1-3で示した砂州には、河床から約2mの高さに洪水痕跡が残されている。この痕跡は昭和56年の出水(約 $500\text{ m}^3/\text{s}$ と想定される)のものと思われるので、この砂州は $500\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の中出水では移動せず、それ以上の流量時に形成されたものであろう。



【写真1-5】 間藤橋付近
の取水堰跡

昭和56年の出水により河床に出現した取水堰跡である。設置年度が確認できないため、現在の河床高がいつごろの河道状況に相当するのかは不明である。



【写真1-6】 護床ブロックの状況

間藤橋付近の右岸側に設置された十字ブロックが、現在の河床から約4mの位置に宙吊りになっている。設置年度不明のため、この付近での河床低下の速さは確認できない。



【写真1-7】 護岸の状況

石積護岸に根継ぎを施したものであるが、これもすでに根入れ深が不足しており、河床低下の激しさを物語っている。



【写真1-8】 足尾ダム下流付近の状況

左右両岸から基岩がせり出しており、狭さく部となっている。この地点の河幅は約12mで、実験対象区間では最も狭く、急縮による水位上昇や局所洗掘が予測される。また、この付近では河床のアーミングが進み、表面は40~50cmの礫で覆われている。



(2) 現地調査のまとめ

① 溪岸状況

溪岸部には基岩が露出しているところが多い。また、岩が露出していない部分にも、ブロック積や石積の護岸工が施工されている区間がある。

② 砂州の状況

狭さく部の上流側の河道には砂州が形成されており、湾曲部の内湾側にもポイント・バーと思われる砂州が形成されている。これらの砂州の高さは2～4 mである。

③ 河床の状況

河床表面は比較的アーミングが進んでいる。流向は地形の規制を強く受けており、水衝部にあたるところにはほとんど基岩が露出している。河床勾配は短区間的にみると1/20～1/200と変化が大きい。河道内には、橋脚を除いては流況、河床変動に影響をおよぼすような横工等の施設はない。

(3) 現況河道の問題点

現地調査の結果から、現況河道の問題点を整理すると次のようになる。

① 大黒橋地点は河積が不足し、冠水する恐れがある。

② No10+20付近左岸には、河道内に形成された砂州上に家屋があり危険である。

③ 既設護岸の中には、河床低下や局所洗掘によって根入れ不足になっているものがある。また、根継ぎを施してある護岸についても安定性に問題がある。

④ 松木川第一及び第二橋梁は、河道内に橋脚があり、橋脚周辺の局所洗掘が考えられる。また、橋脚の形状や方向によって水はねが発生し、周辺の局所洗掘を助長する恐れもある。

⑤ 河道には狭さく部が多く、これらの狭さく部が流況や河床変動に与える影響は大きいものと考えられる。

⑥ 足尾ダム直下流区間では、落下水の影響による洗掘が考えられる。

⑦ 砂州の形成に伴って流水が溪岸沿いに集中し、溪岸侵食、局所洗掘が進む可能性がある。

⑧ 河道内には基岩がせり出して水衝部となっている地点が多く、その付近の局所洗掘が大きくなる恐れがある。

⑨ 保全対象はおおむね河床と10 m以上の比高をもった段丘上にあるため、洪水氾濫による被害を受ける可能性は少ないが、溪岸侵食の進行に伴って、溪岸部の崩落の危険性が増すことが考えられる。

§ 3. 実 験

(1) 実験の目的

前述のように松木川は、足尾ダム下流約4.2kmの区間（実験対象区間）で特に河床低下が進み、このままこの傾向が続くものとすれば、治水上あるいは砂防上さまざまな問題点が生じる恐れがある。

そこで、水理模型実験を実施することにより、現況の河道がかかえている問題をさぐり、今後の河床変動状況を予測して、松木川河道計画を立案するための基礎資料とするものである。

① 現況河道の問題点は何か

足尾ダムは現在のところ未満砂である上、ここ数年間の堆砂量の推移をみると、堆砂池からの土砂採取の影響でわずかながら減少している。したがって、大出水がないものとすれば、少なくとも今後数年間は同じような状態が続くものと予想され、下流への流出土砂量は極めて少ないものと考えられる。

そこで、このような条件下で（実験条件としては無給砂）、流量をさまざまに設定して、全区間の流況、河床変動、局所的な洗掘、堆積、構造物（護岸、根固め、橋梁等）への影響及び構造物の効果、洪水の越水、氾濫等について検討を加える。

足尾ダムが満砂したと仮定すると、その後の洪水時には、ダム調節量を超える量の土砂が下流へ流出し、対象区間に供給される。

そこで、このような条件下で（実験条件としては、ダム堆砂勾配を一定に保つような平衡給砂）、流量をさまざまに設定して、全区間の流況、河床変動、局所的な洗掘、堆積、構造物への影響及び構造物の効果、洪水の越水、氾濫等について検討を加える。

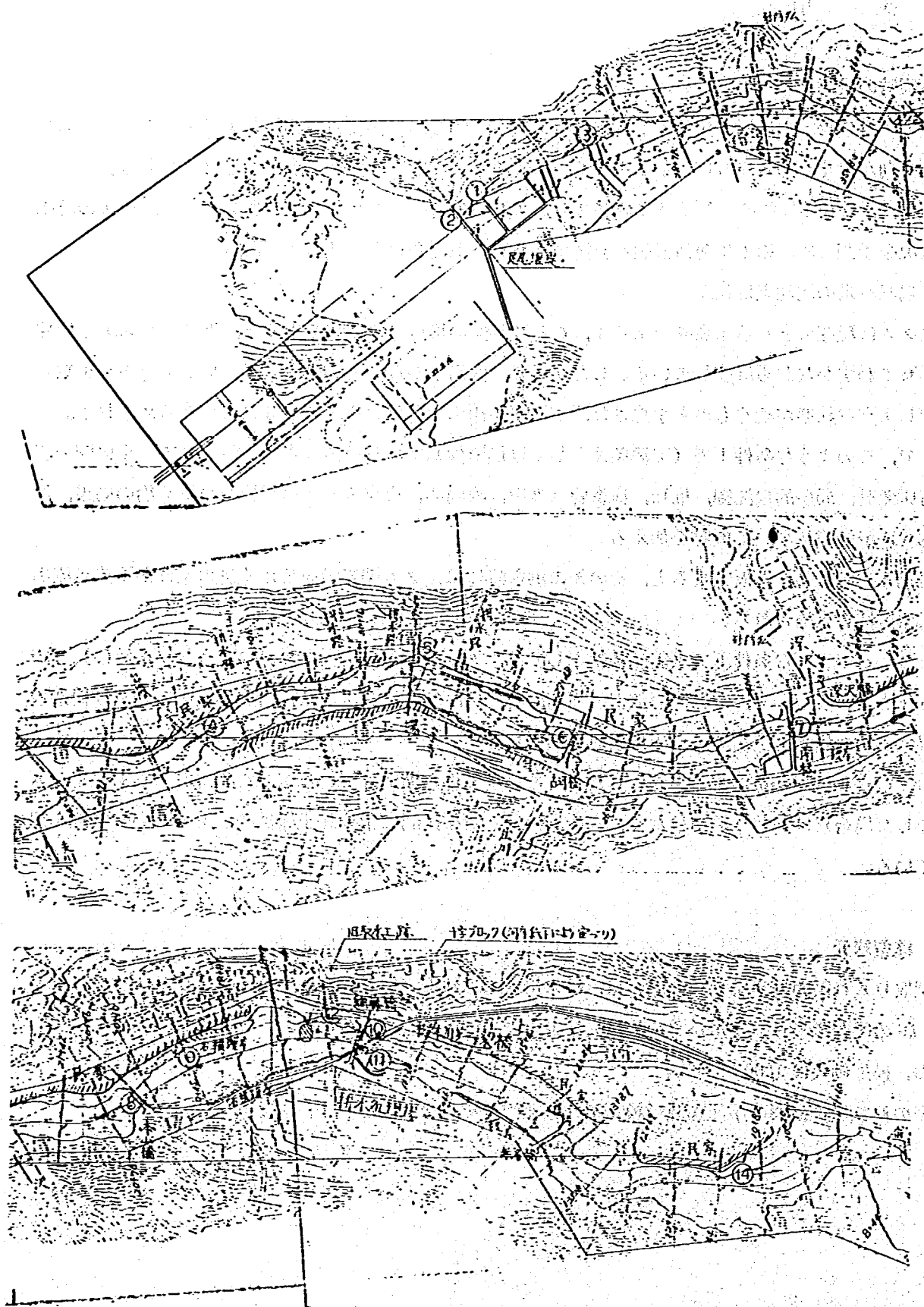
なお、ここでは一応足尾ダムが満砂した場合という条件を設定しているが、これは必ずしも足尾ダムが満砂した場合だけをいうのではなく、一般的には、対象区間に十分な土砂供給があるという状態を想定している。

(2) 模型諸元

模型取り入れ範囲（実験対象区間）は、松木川0.0km地点（渡良瀬橋）より上流足尾ダムまでの延長約4.2kmの区間であり、支川からの流量、流出土砂量は考慮していない。

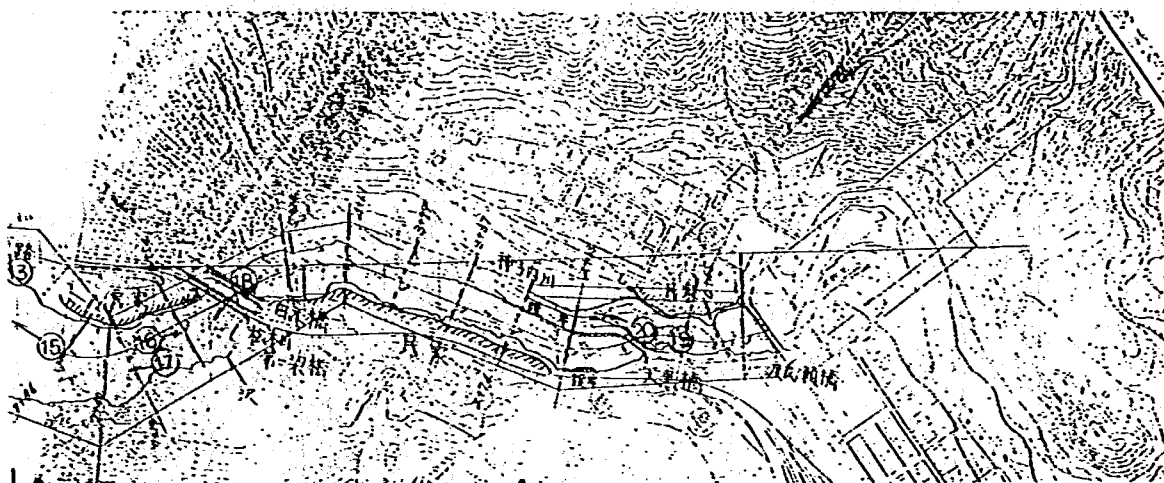
なお、模型縮尺は1/60である。

模型の取り入れ範囲の平面図及び模型製作概要図をそれぞれ図3-1、図3-2に示す。



○内の数値は写真番号を示す。

図3-1(1) 松木川平面図



- 民家
- 橋梁
- 護岸

○内の数値は写真番号を示す

図3-1(2) 松木川平面図

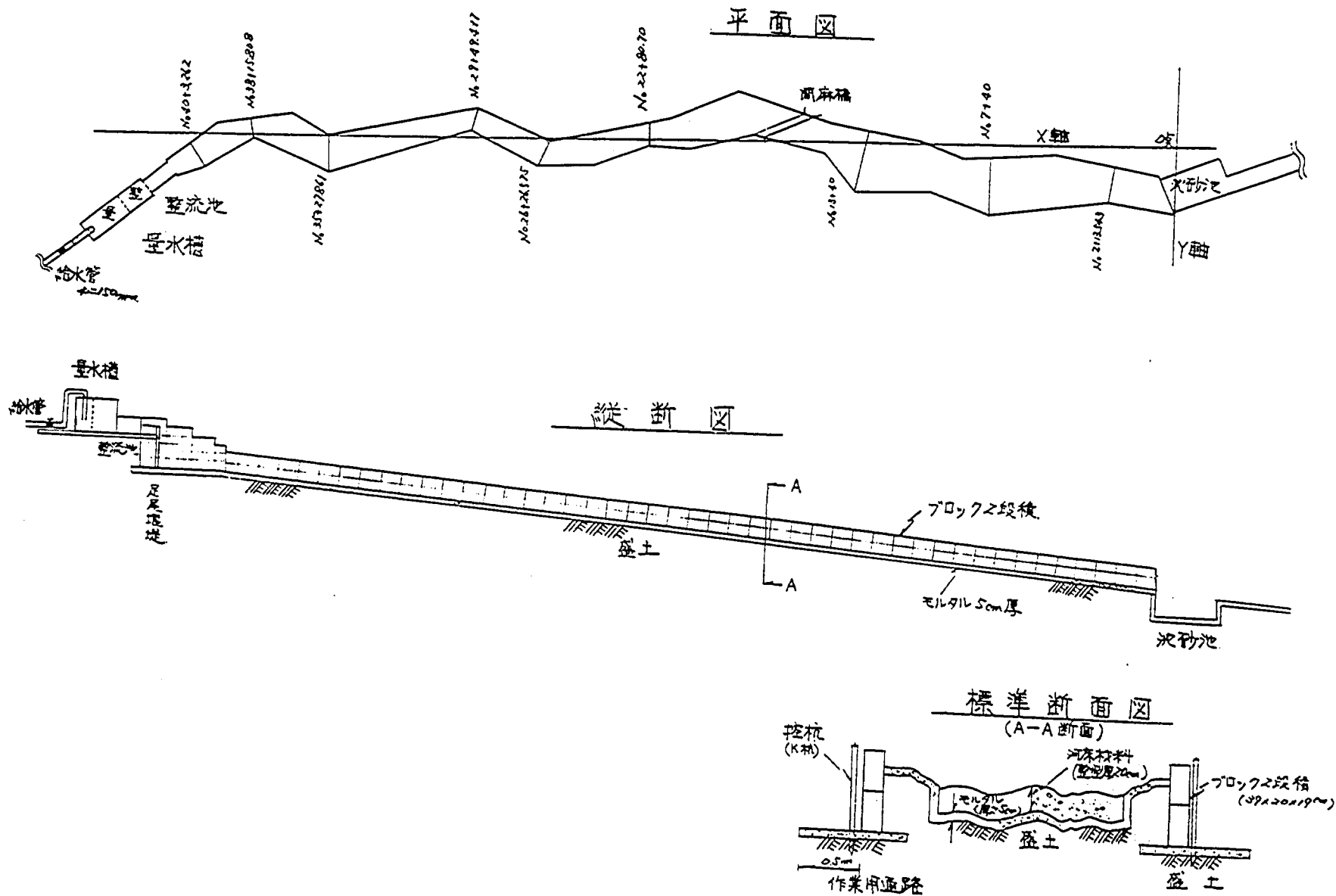


図3-2 模型製作概要図

(3) 模型の相似律

模型と実物との間の相似関係については、模型形状は幾何学的な相似・力学的相似としては、フルードの相似則を適用した。

したがって、模型と実物の諸量間には、表3-1に示すような関係が成立する。

表3-1 諸量の縮率

諸 量		次 元 ($L-F-T$)	縮 率	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水 平 (x)	L	x_r	1 : 60
	鉛直(h) (水深, 標高)	L	h_r	1 : 60
	勾 配 (h/x)	—	$h_r \cdot x_r^{-1}$	1 : 1
	面 積 (A)	L^2	$h_r \cdot x_r$	1 : 3600
	体 積 (V_m)	L^3	$h_r \cdot x_r^2$	1 : 216000
流水に関する量	フルード数 (F_r)	—	1	1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$h_r^{1/2}$	1 : 7.746
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$x_r \cdot h_r^{3/2}$	1 : 27885.5
	時 間 (T)	T	$x_r \cdot h_r^{-1/2}$	1 : 7.746
	圧力の強さ (P)	$F \cdot L^{-2}$	h_r	1 : 60
	粗度係数 (n)	$L^{-1/3} \cdot T$	$h_r^{1/3} \cdot x_r^{-1/2}$	1 : 1.979
	流量係数 (C)	—	1	1
	掃 流 力 (τ)	$F \cdot L^{-2}$	h_r	1 : 60
	エネルギー (E)	$F \cdot L$	h_r^4	1 : 12960000
	運 動 量 (mV)	$F \cdot T$	$h_r^{1/2}$	1 : 1673129

(4) 実験方法及び測定項目

① 実験方法

後述する河床材料を固定床上に等厚に敷きつめ、昭和56年～57年に実施した横断測量成果に基づき現地地形に整形して元河床を作成した。河床材料を敷く厚

さは、地質調査成果より20cm（現地換算すると12mに相当）とした。

また、通水については、量水槽で三角ぜきを用いて流量調整を行った後、整流装置を通して河道部へ導くこととし、支川からの流入は考慮していない。

給砂は、足尾ダム上流約1.5mの地点から堆砂池へ供給した。

なお、実験開始時刻は、流水が模型末端より流下し始める時刻をとっている。

② 測定項目

測定項目は次のとおりである。

(I) 流況観察

河床変動、局所洗掘、砂州の形状と位置、越水、水衝部、流速等について観察測定し、流況の問題点、構造物への影響等について考察する。

(II) 水位及び河床変動高測定

各測線ごとに横断測量を行い、通水中の水位及び河床高を測定する。

(III) 流砂量測定

模型最下流端から流出する土砂を、原則として3分間隔ごとに採取し、流砂量の時間的変化を測定する。

(IV) 流向測定

模型上方より、定流実験においては10分間隔ごと、不定流実験においては流量変化ごとの流線や砂堆の平面形状を写真撮影する。

(V) 流速測定

プロベラ流速計を用いて、横断測線及び水衝部における流速を測定する。

(VI) 河床高速定

通水終了後に、各測線ごとに横断測量を行い、河床変化高、砂州等の形状を測定する。

(5) 実験条件

① 流量

後述するように、流量については、定流 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画高水流量)、 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (中規模出水)、 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ (小規模出水) 及び不定流 (計画洪水波形) を与えた。

既往資料によると、計画高水流量 (1/100 年確率流量) は、足尾ダム地点 (流域面積 58.181 km^2) で $950 \text{ m}^3/\text{s}$ 、神子内川合流地点 (同 100.75 km^2) で $1,550 \text{ m}^3/\text{s}$ となっているが、ここでは上流から下流まで同一の流量を流すために、深沢合流地点 (同 65.44 km^2) での値 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を用いた。

また、洪水波形については、昭和22年9月15日洪水時のハイドログラフに基づき、図3-3に示すような流量を与えた。

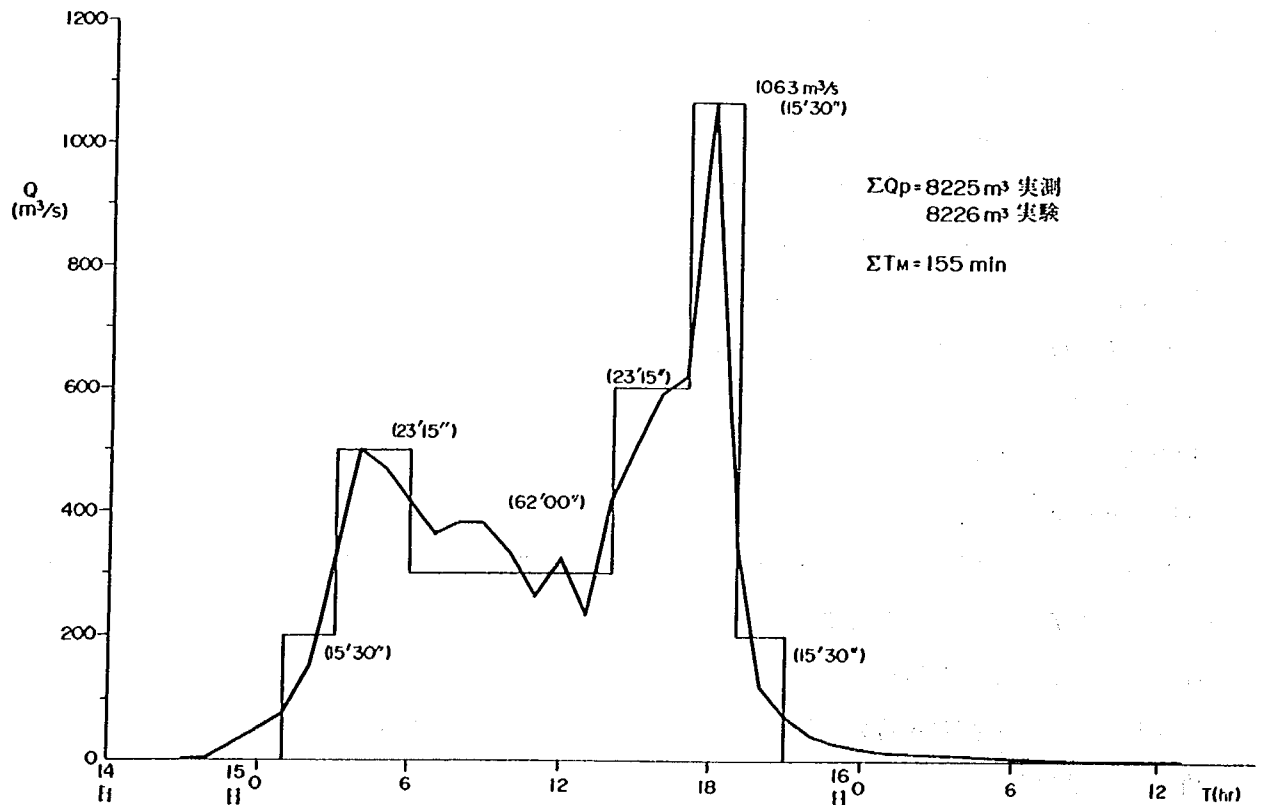


図3-3 不定流実験の洪水波計

② 河床材料

河床材料については既往資料により、図3-4に示す粒径加積曲線を作成し、これに基づいて調合した混合粒径自然砂 ($d_m = 2.2 \text{ mm}$) を使用した。

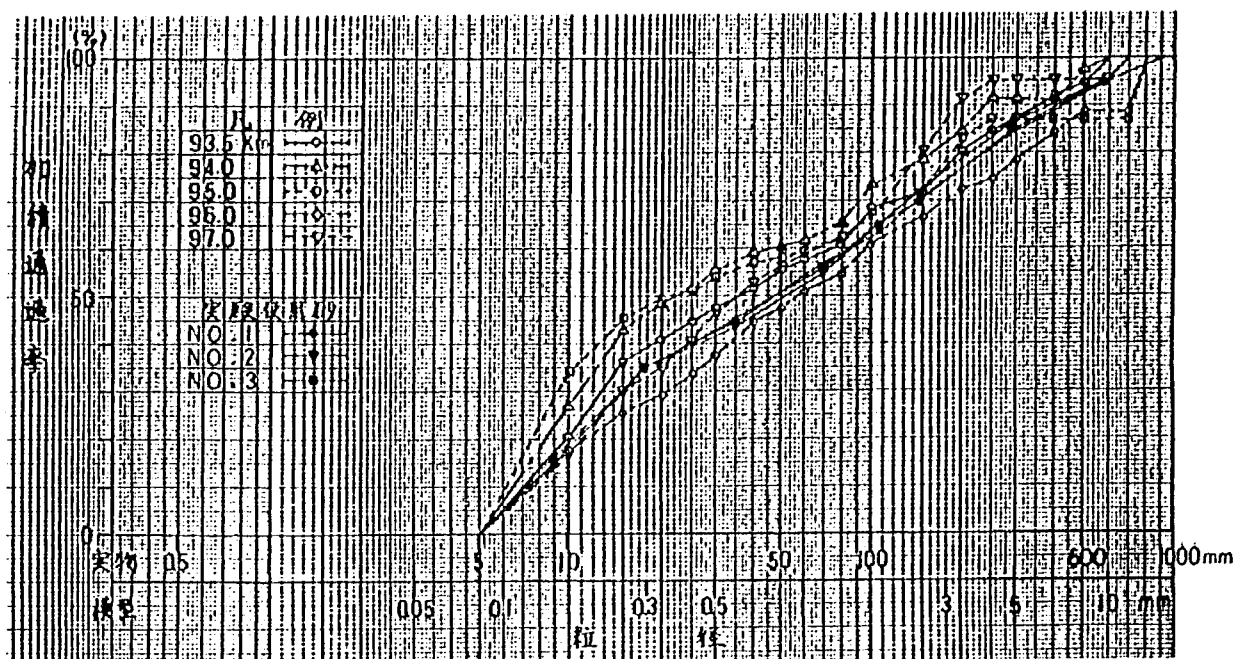


図 3-4 粒径加積曲線図

なお、給砂材料も河床材料と同一のものをを用いている。

③ 給砂量

給砂は、満砂後の足尾ダム堆砂地の河床勾配（堆砂勾配）が常に一定に保たれるように与えた。

④ 実験時間

実験時間については、定流実験は1時間、不定流実験はハイドログラフの継続時間（2時間34分）とした。

(6) 実験ケース

この実験は、急速に河床低下が進んでいる河道が、さまざまな規模の出水によって今後どのような変動傾向を示すのかを明らかにすることが主な目的である。その際、上流域からの流入土砂量については、現在、足尾ダムが未満砂であることから、実験上無給砂で行う場合と、将来、足尾ダムが満砂することを想定して、平衡給砂で行う場合の二通りを考えた。

そこで、表 3-2 に示すような10ケース（予備実験4 ケース、本実験6 ケース）の実験を行った。

表 3-2 実験ケース一覧表

種類	ケース No	流 量 m^3/sec	給砂 %	実験時間	測 定 項 目				
					流況観察	水 位 及 び 河床高測定	流砂量 測定	流向測定	河床高 測定
予備 実験	1	1,100	0.36	1時間	○	—	—	○	—
	2	200	0	"	○	—	—	○	—
	3	500	0.36	"	○	—	—	○	—
	4	500	0	"	○	—	—	○	—
本 実 験	5	1,100	0.36	"	○	20断面 2回	○	○	67断面
	6	1,100	0	"	○	"	○	○	"
	7	洪水波形	0.4	154分	○	"	○	○	"
	8	洪水波形	0	"	○	"	○	○	"
	9	200	0.4	1時間	○	"	○	○	"
	10	200	0	"	○	"	○	○	"

§ 4 実験結果からみた河道の問題点

本章では、実験結果からみた松木川河道の問題点をとりまとめる。実験ケース，測定項目が多いため，すべての結果について個々に検討を加えることはできないので，重要と思われる点についてのみ考察した。

なお，以下の(1)～(8)の各項目については，主として定流実験の結果に基づいて検討し，不定流実験については(9)にまとめて記述した。

(1) 流況の概要

対象区間の河道は，兩岸の基岩の分布形状に強く支配されて，複雑な形態を示している。

すなわち，平面的にみると，法線形は比較的ゆるやかな曲線をなしているものの，兩岸の基岩に規定されて，川巾の変化が大きく，狭さく部，拡幅部が交互に表われるほか，基岩のはり出し，橋脚等の微地形変化点が多数存在する。(図3-1)

また，縦断的にみても，勾配変化点が多い。(図1-3)

このため，流水も非常に複雑な挙動を示す。流量条件ごとに流れの状況を概括すると次のとおりである。

① $Q = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ (ピーク流量)の場合

流水は移動床上全面にわたって流下する。

狭さく部 (No.32+55) での水深は約15m (図4-1)，拡幅部 (No.7+86) での水深は約2m (図4-2) (写真4-1) と，川幅の影響で各地点の水深は異なっている。

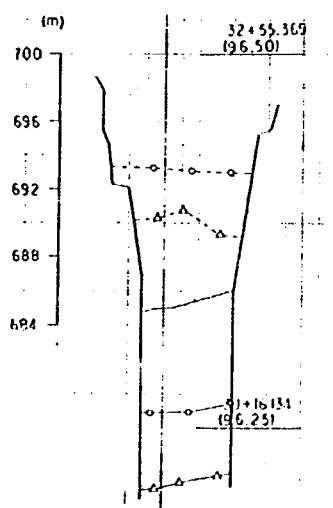


図4-1 水位及び河床高
(ケース6)

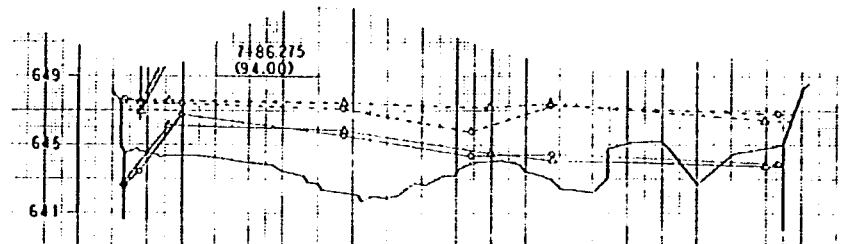


図4-2 水位及び河床高 (ケース6)



写真4-1 No. 7 + 86付近の流況 (ケース6)

② $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ (中規模出水) の場合
流水は一部を除いて移動床上全面を流下する。

ただし、拡幅部での水深は
 $1 \sim 2 \text{ m}$ と小さい。(写真4-2)

③ $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ (小規模出水) の場合
元地形 (現況河道) で比較的最深河床との比高の大きい段丘や砂州を形成している部分には流水がのっていない。

(図4-3) しかし、狭さく部

(No. 32 + 55) での水深は約 5 m (図4-4) となっている。



写真4-2 No. 7 + 19付近の流況 (ケース4)

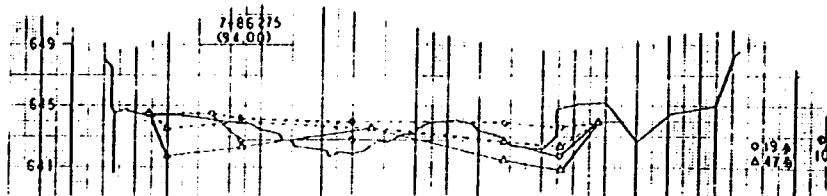


図 4 - 3 水位及び河床高 (ケース10)

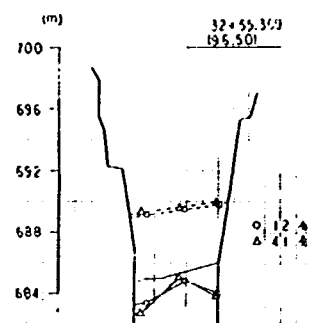


図 4 - 4 水位及び河床高 (ケース10)

(2) 水衝部の状況

対象区間全域にわたって多数の水衝部が存在する。水衝部は大きく二つの種類に分けて考えることができる。一つは、河川の流れの蛇行や湾曲によって生じる水衝部で、もう一つは、微地形、とくに側方からの溪岸のはり出し等によって生じるものである。

① 前者の場合には、流れが溪岸にぶつかるというよりは、溪岸に沿って集中し、この付近での流速も速く、洗掘が進む。(図 4 - 5) このような場所には、すでに護岸工、根固工等が施工されているところもあるが、洗掘が激しいために、根継ぎが必要となっている場合が多い。(写真 4 - 3)

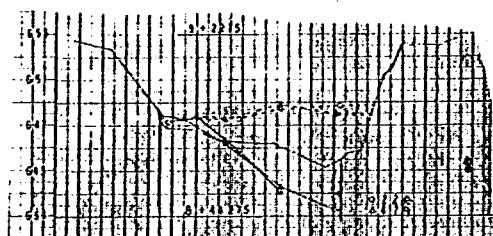


図 4 - 5 水位及び河床高 (ケース6)

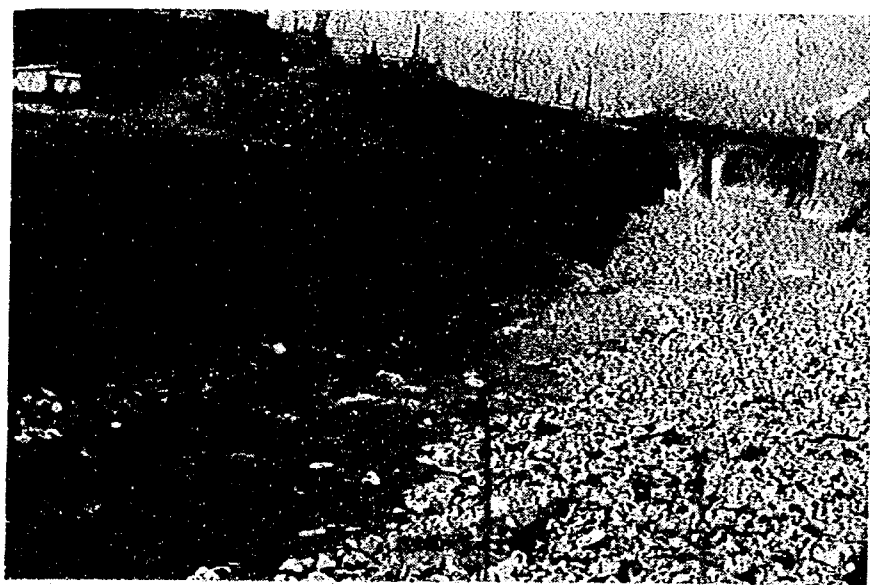


写真 4 - 3 松木川第二橋梁下流右岸の護岸工

① 後者の場合には、溪岸沿いに基岩が表われており、中小出水で侵食される恐れは少ない。流れが溪岸に激突し、この付近の流れは非常に乱れ、局所的な洗掘が進んでいる。(図 4 - 6) (写真 4 - 4)。

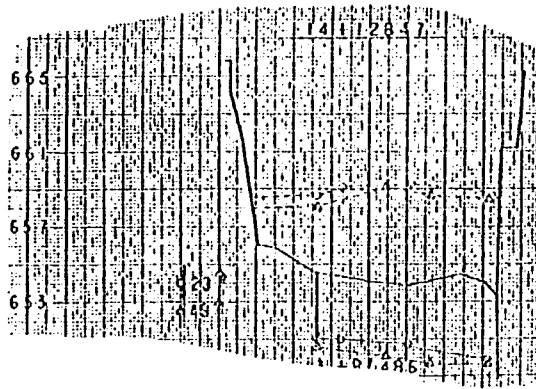


図 4-6 水位及び河床高 (ケース 5)

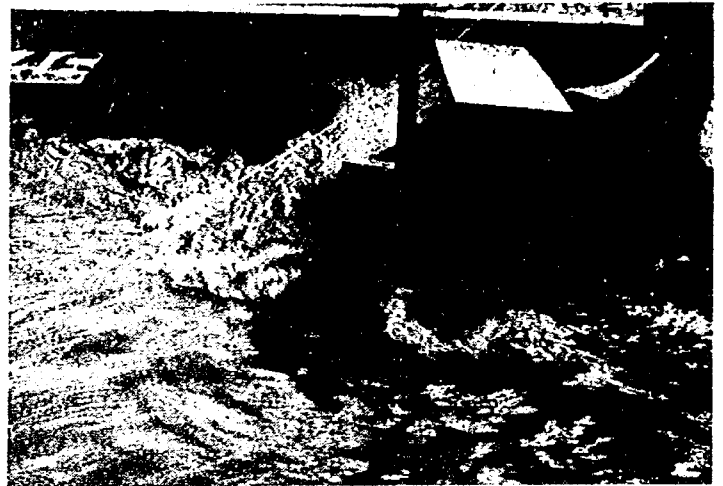


写真 4-4 無名橋 (No.13+84) 付近の流況 (ケース 5)

③ 表 4-1 に定流実験における水衝部の位置と、そこでの流速，洗掘深をとりまとめた。

$Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には，流速が 7 m/s 前後になるところ

表 4-1 水衝部の流速と洗掘深

$Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ $q_s = 0.36\%$ CASE-5					
水衝部 測点 No	流 速 $V (\text{m/s})$	洗掘深 $d (\text{m})$	水衝部 測点 No	流 速 $V (\text{m/s})$	洗掘深 $d (\text{m})$
37.52 左	5.9	10.5	16.28 左	7.9	2.2
36.95 左	6.0	5.7	無名橋左	7.0	4.1
35.83 左	6.6	3.2	13.28 右	—	11.5
34.59 右	7.7	6.5	12.69 右	6.0	3.3
31.36 左	7.2	4.5	11.44 左	6.7	3.5
30.16 左	8.5	6.3	5.24 左	8.5	1.3
28.15 左	8.5	2.1			
27.48 右	9.2	3.5			
25.59 左	8.3	3.0			
22.74 左	6.3	4.2			
22.08 右	6.6	2.6			
20.76 左	7.2	2.6			

$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ $q_s = 0.40\%$ CASE-9					
水衝部 測点 No	流 速 $V (\text{m/s})$	洗掘深 $d (\text{m})$	水衝部 測点 No	流 速 $V (\text{m/s})$	洗掘深 $d (\text{m})$
37.52 左	3.8	5.0	9.18 左	3.4	1.3
36.39 左	4.1	0	7.19 右	2.6	2.4
33.91 左	3.7	3.2	5.95 左	5.1	1.3
32.55 右	3.4	0.8			
31.36 左	4.4	4.0			
30.16 右	3.8	0.9			
20.76 左	4.5	2.2			
18.81 左	4.6	1.3			
13.87 左	3.0	2.8			
12.69 右	4.4	1.4			
11.44 左	4.8	1.7			
9.18 右	2.9	2.6			

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ $q_s = 0.36\%$ CASE-3					
水衝部 測点 No	流 速 $V (\text{m/s})$	洗掘深 $d (\text{m})$	水衝部 測点 No	流 速 $V (\text{m/s})$	洗掘深 $d (\text{m})$
37.52 左	6.3	—	13.28 右	7.0	11.1
36.95 左	5.5	9.0	12.06 左	5.1	3.3
34.59 右	5.2	4.0	9.02 左	5.0	4.3
32.55 右	6.3	—	7.19 右	4.0	1.8
31.36 左	6.5	5.4	5.95 左	5.0	1.1
29.49 右	5.3	8.4			
26.93 右	6.8	4.7			
25.59 右	5.8				
20.76 左	8.0	3.1			
18.81 左	5.8	0.7			
17.10 右	5.9	2.7			
無名橋左	5.4	0.7			

洗掘深は通水終了後の測定値

❖ 流況観察における水衝部とは，流水が溪岸部に当り流れをみだしている地点をいう。

が多く、 9 m/s 以上の高流速を生じている箇所 (No27+48) もあり、対策工事を行う場合には考慮しなければならない。

④ 洗掘深については、次の二点に注意を要する。

まず第一点は、定流実験の実験時間は1時間としているので、現地換算（実際の洪水時間）にすると、表3-1より約7時間45分に相当すること。したがって表4-1に記した洗掘深は、与えられた流量が7時間45分継続した場合の値であること。そして第二点めは、洗掘深の測定位置が、模型における移動床（河床材料）部分と固定床（モルタル）部分との境界付近であるため、やや洗掘深が大きめに表われやすいことである。

(3) 狭さく部，拡幅部の流況

① 図4-7は、対象区間の川幅（ピーク流量 $Q = 1,100\text{ m}^3/\text{s}$ を流したときの流下幅）を模式的に表わしたものである。これによると、最も川幅が広がるのは、No8+44付近で110m、最もせばまるのは、No32+55付近で21mとなっている。

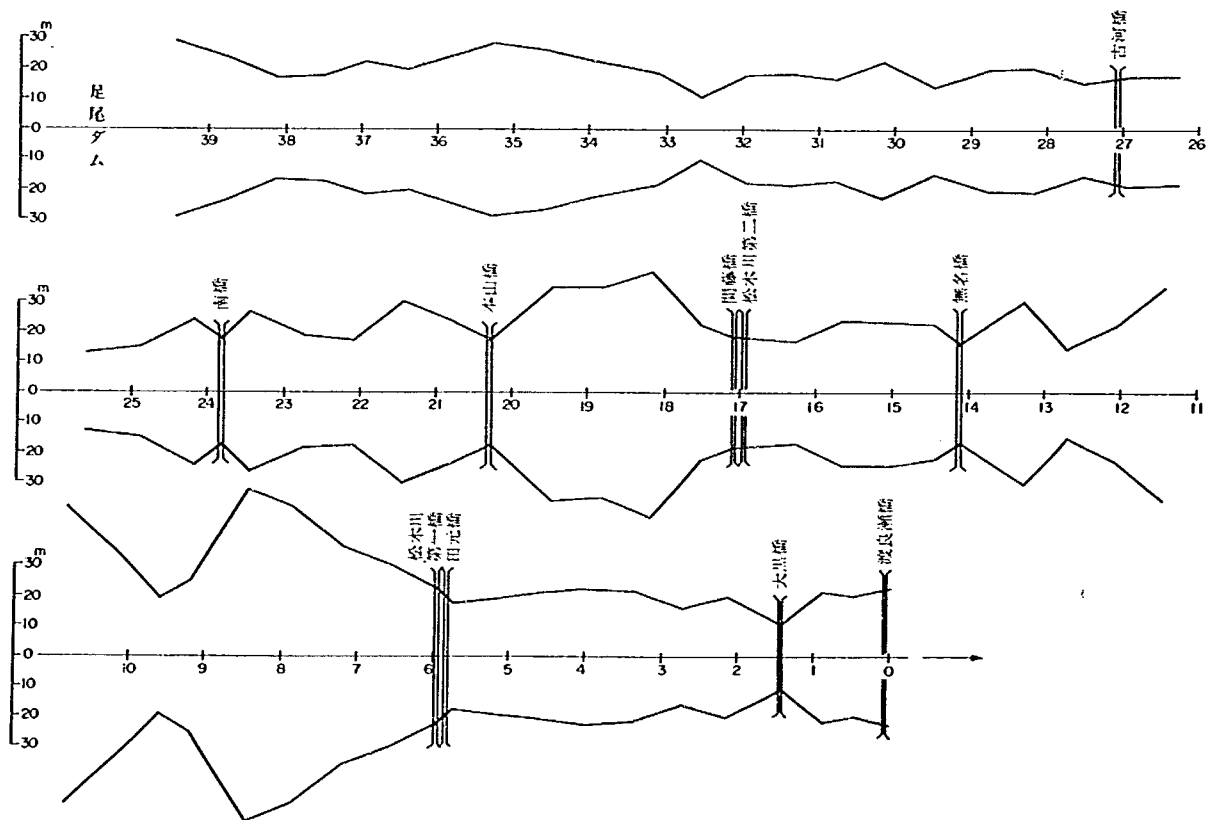


図4-7 松木川の川幅変化模式図

② 主な狭さく部は、No38+15, No32+55, No25+59, No22+8, No20+26, No16+28, No14+12, No12+69, No9+60, No5+75, No1+41, 主な拡幅部は、No35+27, No21+42, No18+17, No10+82, No8+44等である。

③ 全区間で最も川幅のせまいNa32+55付近の流況について調べてみると、流速は $Q = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケース6)の場合でも 6 m/s 程度で、上下流区間と比較してもそれほど大きくはないが、洗掘量は約 8 m にもおよぶ。

④ 本山橋 (Na20+26)、松木川第二橋梁 (Na17+10) を狭さく部として、この間の約 300 m の区間が拡幅部になっている。 $Q = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケース5)の場合、本山橋付近では水深が約 10 m を示しているが、拡幅部に入ると約 4 m に減少し、松木川第二橋梁で再び 9 m 程度となる。流速も、拡幅部に入ってやや小さくなるため、別図2-1に表わしたように、この区間では堆積傾向となっている。流量が $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、この傾向は明瞭ではなくなる。

⑤ Na9+60、松木川第一橋梁 (Na5+95) を狭さく部として、この間の約 350 m の区間も拡幅部である。 $Q = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケース5)の場合、Na9+60で水深約 8 m 、拡幅部のNa7+86では約 3 m 、松木川第一橋梁で約 9 m となる。流速については、この区間ではほとんど同一で、 $v = 6 \text{ m/s}$ 程度である。別図2-1に示すように、この区間の堆積傾向は④の場合と同様である。

⑥ 大黒橋 (Na1+41) 付近も狭さく部である。 $Q = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ (ケース5)の場合、大黒橋のアバット部分を約 3 m 冠水する。(写真4-5) $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には冠水することはないが、直下流で神子内川と合流するため、背水の影響によって実験値よりも水位が高くなることが考えられる。なお、別図2-1に示すように洗掘量も大きい。



写真4-6 砂州 (Na34+53付近) の状況 (ケース7)

(4) 河床変動

① 別図3-1～3-4は、各ケースごとの通水前後の河床変化高を縦断的に表わした図であり、別図2-1～2-6は、この値を平面的に示したものである。これらによると、各ケースによって程度のちがいはあるが、一般的に、古河橋 (Na27+3) より上流の区間では給砂の有無にかかわらず河床は低下しており、それより下流の区間では低下傾向は少なく、上昇している区間もみられる。

② 流量条件を同じにして、給砂した場合と無給砂の場合とを比較してみると、河床変動の形態はほとんど同一である。すなわち、上流から流入土砂があってもなくても、流量が同じであれば場所的な洗掘、堆積傾向に差異はない。したがって、現在洗掘が進んでいる区間 (地点) は今後とも洗掘が進む可

能性が高い。ただし、河床変動量を考えると、給砂したときの方が全体的に洗掘深は小さく、逆に堆積深は大きくなっている。

③ 給砂条件を同一とした場合の流量によるちがいをみると、②と同様に、河床変動の形態はほとんど同じである。ただし、与える流量によって各地点の変動量は異なる。たとえば、給砂をした場合のNa 13+28地点（右岸）の洗掘量を比べてみると、 $Q = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ で、12m、 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ で、11m、 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ で7mとなり、流量が大きくなると洗掘量も大きくなる傾向がある。これは、他の地点でも同様である。

④ 各測線における左右岸の河床変動傾向は、流れの法線形の影響を受けて、湾曲部では一般的に外湾側の洗掘量が大きくなっている。しかし、地形条件等に支配されて、流水が内湾側に集中するところ（たとえば、Na 7+86付近）もあり、このような場合には外湾側に堆積が生じている。

⑤ $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ で給砂した場合（ケース9）には、足尾ダム直下流で堆積傾向があるほか、上流部で堆積を示す地点が多い。（別図2-5）これは、流量が少ないために、土砂流送能力が小さく、上流から給砂された土砂が下流まで十分に到達しないことによるものと思われる。したがって、堆積土砂は、その地点の上流の比較的近いところから運ばれたものであろう。

(5) 流砂量

各ケースごとの、上流からの給砂量と下流末端からの流出土砂量の測定結果をとりまとめたものが表4-2である。この表から次のような点が明らかになる。

① 流量条件が同一であれば、給砂の有無にかかわらず、総流出土砂量はほぼ等しい。したがって、平均流出土砂量、平均土砂濃度も等しくなる。これは、流出土砂量が供給土砂量の多少に規制されるのではなく、流水の条件に支配されていることを示している。

② 実験時間中の総給砂量と総流出土砂量との差をとってみると、 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ で給砂した場合（ケース9）を除いて、総流出土砂量の方が多い。したがって、全区間を考えると、河床は低下していることになる。今、平均川幅を50m、区間延長を4kmとし、洪水波形で給砂した場合としなかった場合の平均的な河床低下量 Δh を計算すると、

$$\text{給砂有（ケース7）： } \Delta h = \frac{2 \times 10^3}{50 \times 4,000} = 0.01 \text{ m}$$

$$\text{給砂無（ケース8）： } \Delta h = \frac{18 \times 10^3}{50 \times 4,000} = 0.59 \text{ m}$$

となる。すなわち、十分な給砂があれば、計画洪水によっても、全区間的な河床低下量は1cm程度におさえることができるが、給砂がまったくないとすると約60cm低下することが予想される。

③ 単位時間当りの平均流出土砂量を比較してみると、ほぼ流量に比例する傾向があるが、土砂濃度を比べると、 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ の方が、 $Q = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ よりやや大きな値となっている。

表4-2 給砂量と流出土砂量

ケ 番 — ス 号	実 験 条 件			実 験 結 果					
	流 量	給砂 有無	実 験 時 間	総給砂量 (A)	総流出土砂量 (B)	B/A	A - B	平 均 流 出 土 砂 量	平均土砂 濃 度
1	1,100 m^3/s (39.4 ℓ/s)	有	7時間45分 (1時間)	110 $\times 10^3 m^3$ (0.511 m^3)	123 $\times 10^3 m^3$ (0.567 m^3)	1.12	$\Delta 13 \times 10^3 m^3$ ($\Delta 0.056 m^3$)	4.41 m^3/s ($1.58 \times 10^{-4} m^3/s$)	0.401%
2	200 m^3/s (7.2 ℓ/s)	無	7時間45分 (1時間)	0 (0)	15.4 $\times 10^3$ (0.071)	—	$\Delta 15.4 \times 10^3$ ($\Delta 0.071$)	0.55 (1.97×10^{-5})	0.275
3	500 m^3/s (17.9 ℓ/s)	有	7時間45分 (1時間)	50.1 $\times 10^3$ (0.232)	58.2 $\times 10^3$ (0.269)	1.16	$\Delta 8.1 \times 10^3$ ($\Delta 0.037$)	2.09 (7.47×10^{-4})	0.418
4	500 m^3/s (17.9 ℓ/s)	無	7時間45分 (1時間)	0 (0)	59.3 $\times 10^3$ (0.275)	—	$\Delta 59.3 \times 10^3$ ($\Delta 0.275$)	2.13 (7.64×10^{-4})	0.426
5	1,100 m^3/s (39.4 ℓ/s)	有	7時間45分 (1時間)	110 $\times 10^3$ (0.511)	118 $\times 10^3$ (0.548)	1.07	$\Delta 8 \times 10^3$ ($\Delta 0.037$)	4.23 (1.52×10^{-4})	0.385
6	1,100 m^3/s (39.4 ℓ/s)	無	7時間45分 (1時間)	0 (0)	123 $\times 10^3$ (0.569)	—	$\Delta 123 \times 10^3$ ($\Delta 0.569$)	4.41 (1.58×10^{-4})	0.401
7	洪水波形	有	19時間53分 (2時間34分)	113 $\times 10^3$ (0.523)	115 $\times 10^3$ (0.532)	1.02	$\Delta 2 \times 10^3$ (0.009)	1.61 (1.48×10^{-4})	—
8	洪水波形	無	19時間55分 (2時間34分)	0 (0)	118 $\times 10^3$ (0.546)	—	$\Delta 118 \times 10^3$ (0.546)	1.65 (1.51×10^{-4})	—
9	200 m^3/s (7.2 ℓ/s)	有	7時間45分 (1時間)	22.3 $\times 10^3$ (0.103)	18.7 $\times 10^3$ (0.086)	0.84	$\Delta 3.6 \times 10^3$ (0.017)	0.67 (2.39×10^{-6})	0.335
10	200 m^3/s (7.2 ℓ/s)	無	7時間45分 (1時間)	0 (0)	18.3 $\times 10^3$ (0.085)		$\Delta 18.3 \times 10^3$ ($\Delta 0.085$)	0.66 (2.36×10^{-3})	0.330

上段：現場値 下段：() 実験値

(6) 砂州の形成

今回の実験では、元河床は昭和56～57年の測量成果によっているため、通水後の河床形態は、すべてそれ以降に予想される形態を示すものと考えられる。しかしながら、元河床を整形するにあたっては、現地の微地形まで精確に再現することはむずかしく、また、河床材料の粒度分布も均一にせざるを得ない。したがって、小さな流量を流した後の河床形態の方が、現地の状況に近いものと思われる。

① 通水終了後の砂州の形成位置、形状を各ケースごとに比較すると、ほとんど同じ位置に同じような形状の砂州が形成されていることがわかる。(別図1-1～1-8)しかし、これらの砂州のうちの多くは、低下傾向にある河床面に形成されており、砂州の形成により、溪岸部分の侵食が防止され安定化が進んでいるとはいえない。

② 砂州を形成する河床材料についてみると、各砂州の表面粒径はかなり異っている。写真4-6はNo.34+53付近に形成された砂州を示しているが、表面粒径は比較的大きい。この地点では、元河床より低下しているので、おそらく粒径の小さな礫が流出してあるいは礫が表面に残ったものと思われる。

一方、No.7+86付近に形成された砂州の表面粒径は非常に小さく（写真4-7）、この地点で河床が上昇していることから、上流より流下してきた土砂のうち、粒径の小さなものが堆積したものと考えられる。

③ 松木川第二橋梁上流の拡幅部に形成された砂州の前縁は、河床と約4mの比高を生じている。（写真4-8）これは、砂州の直下流が狭さく部となっているため、最前縁付近に集中した流水の影響でこの部分が激しく洗掘されて前進できなくなったことによるものと思われる。

④ 前述のように、今回の実験では元河床を最近の測量成果に基づいて設定していることから、実験結果の検証を行うための資料が不足してい



写真4-6 砂州（No.34+53付近）の状況（ケース7）



写真4-7 砂州（No.7+86付近）の状況（ケース1）



写真4-8 砂州（松木川第二橋梁上流付近）の状況
（ケース8）



写真 4 - 9 現地と模型の砂州の形状
(No. 9 + 60 付近)

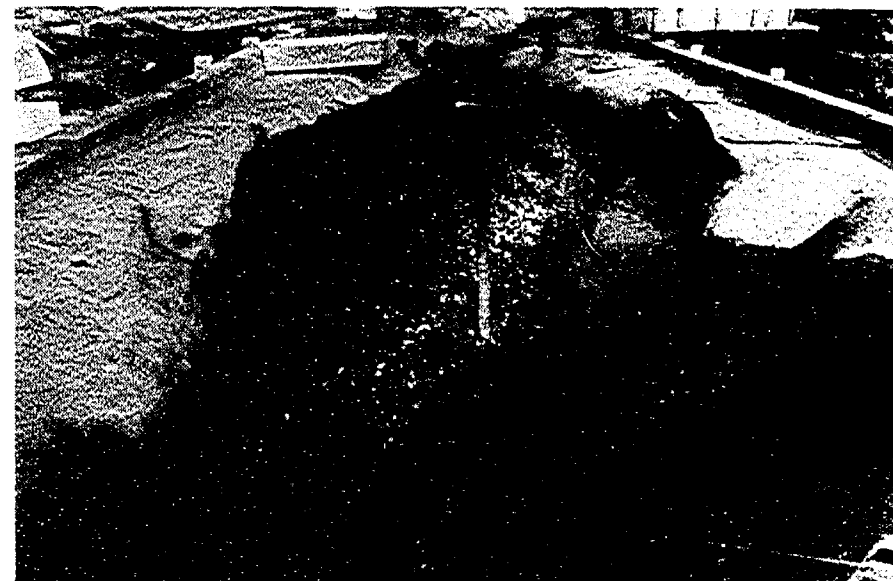


写真 4 - 10 現地と模型の砂州の形状
(No. 17 + 53 付近)

る。しかし、写真4-9及び4-10でみるように、砂州の形状に関しては、よく現地を再現しているようである。

(7) 橋梁への影響

実験対象区間には、下流より、大黒橋、田元橋、松木川第一橋梁、無名橋、松木川第二橋梁、間藤橋、本山橋、南橋、古河橋の計9基の橋梁が存在する。このうち、流水の影響を大きく受けると考えられるのは、大黒橋、松木川第一橋梁、無名橋、松木川第二橋梁である。

なお、以下の検討では、橋梁の構造や強度からみた安全性についてはふれていない。

① 大黒橋では、 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ で右岸橋台が冠水し始め、 $Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ では約3mの水深で冠水する。(写真4-11) $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合にも、右岸側は6m程度の洗掘を生じている。(図4-8)



写真4-11 大黒橋付近の流況(ケース5)

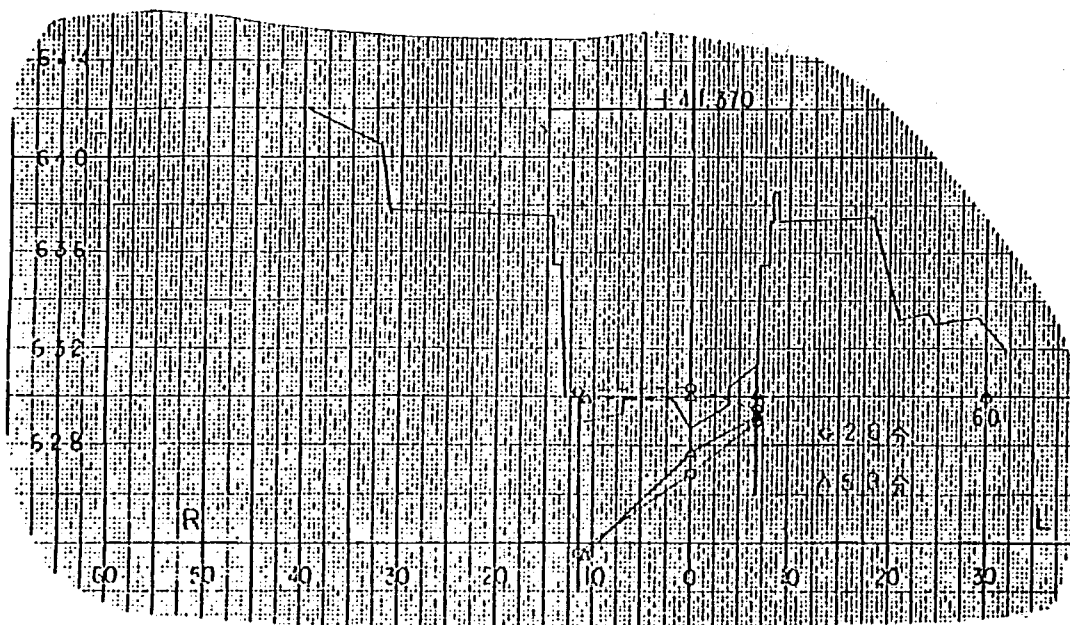


図4-8 水位及び河床高(ケース10)

② 松木川第一橋梁は、河道中央部に橋脚があり、 $Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、床盤下 3 m くらいまでせき上げが生じ、この付近の流速も約 7 m と速くなっている。(写真 4-12) また、 $3 \sim 4 \text{ m}$ の洗掘を生じる。

③ 無名橋左岸側の橋脚は、水衝部に存在する上、狭さく部にも当っており、流水の集中による影響を受けている。

(写真 4-4) $Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、橋脚周辺で約 $7 \text{ m}/\text{s}$ の高流速を生じ、洗掘量は約 4 m である。

④ 松木川第二橋梁は、中央部やや右岸よりに橋脚があるが、流水は左岸側に集中する傾向があるため、(写真 4-13) 左岸橋台下で洗掘量が大きい。(図 4-9)



写真 4-12 松木川第一橋梁付近の流況 (ケース 5)



写真 4-13 松木川第二橋梁付近の流況 (ケース 6)

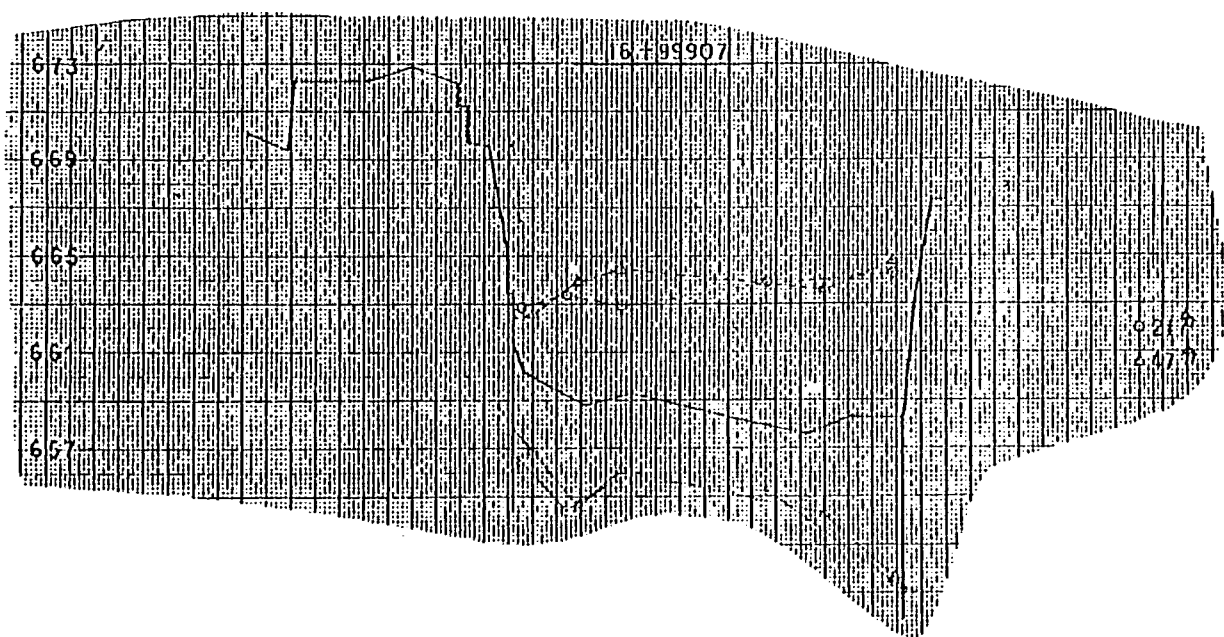


図 4-9 水位及び河床高 (ケース 5)

(8) 洪水氾濫

松木川河道沿いの保全対象（人家、工場、道路等）は、現河床面と10m以上の比高を有するところが多く、洪水氾濫による被害が発生する可能性のある箇所は少ないが、次の地点では河道計画上注意を要する。

① 大黒橋（No 1 + 41）では、前述したとおり $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると橋桁に流水がぶつかる恐れがあり、計画高水流量に対しては、明らかに河積が不足している。その上、直下流で神子内川と合流するため、河道計画上問題が生じる地点である。（写真 4 - 14）



写真 4 - 14 神子内川との合流点付近

② No 10 + 82 付近の左岸の砂堆上は、現在土地利用が図られているが、計画洪水時には冠水するものと思われる。（写真 1 - 3）

(9) 不定流実験

不定流実験は、前述のように昭和22年9月15日洪水（カスリン台風）時の降雨から計算されたハイドログラフに基づき図 3 - 3 に示すような流量を与えた。

不定流実験の最大流量は $1,063 \text{ m}^3/\text{s}$ 、最小流量は $200 \text{ m}^3/\text{s}$ で、その間の流量としては、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えている。定流実験では $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を流しているの、ほぼ不定流実験の最大流量、最小流量に相当する。

したがって、全区間的な、各流量時の流況、水衝部の状況、狭さく部、拡幅部の流況、橋梁への影響、洪水氾濫等については、定流実験の結果とほとんど同様である。

河床変動については、河床形態平面図（別図 1 - 5、1 - 6）、洗掘堆積平面図（別図 2 - 3、2 - 4）、河床変化高縦断面図（別図 3 - 3）に示すとおり、定流実験における最大流量及び最小流量を与えたときの中間的な変動を示している。しかし、これらの諸図は、すべて通水終了後の河床変動をとらえたものであり、洪水中にはこれらに示された変動量以上になっていることも考慮しなければならない。たとえば、ケース 7 における No 26 + 93 断面の右岸洗掘量をみると、通水終了後は 3.3 m であるが（別図 1 - 5）、通水中は 5 m 以上洗掘されている。これは、通水中の比較的流量が大きくなときに洗掘されていた箇所が、流量の減少に伴って、ちょうど埋め戻されるような状態で再び堆積し、結果的には通水中よりも河床が上昇したのと考えられる。

§ 5 松木川河道計画について

松木川の河道計画については、現況実験から多くの問題点があることがわかった。ここでは、従来工法による対策についての検討を行い、昭和58年度に実施する松木川河道計画水理模型実験の基礎的な検討資料について考察することにする。

(1) 計画諸元の検討

1) 計画河床勾配

計画河床勾配は、神子内川合流点～93.50 km (約250 m) の区間で、過去約30年間に河床低下が1 m 程度しか進んでいないこと、及び本実験においても大きく変動していないので、この区間を基準面として検討を行うことにする。

計画対象区間の河床変動状況をみると 比較的河幅のせまい上流部で洗掘され、下流部でそれほど大きな変動がないことから、上流部（本山橋上流No20地点～足尾ダム）とそれよりも下流部の二つの区間に分けて、河床勾配を検討した。計画河床勾配は、現在、足尾ダムが未満砂であり、上流からの土砂流入がないものと考え、ここでは、一応静的安定勾配をとることにする。

計算に用いた諸条件は、上流部の平均河幅を35 m、下流部を50 mとし、粒径については、アーマリングする粒径が河床材料の90%粒径であると仮定して、 $d_{90} = 40 \text{ cm}$ とした。これらの条件を用いて、前出の式(i), (ii)から限界掃流力 U_{*c}^2 と掃流力 U_*^2 が釣り合う勾配を静的安定勾配と仮定し、計算すると、

足尾ダム～No20地点では、

$$I \div 1/130, H \div 5.5 \text{ m} \quad (I: \text{河床勾配}, H: \text{平均水深})$$

No20地点～神子内川合流点では、

$$I \div 1/80, H \div 3.5 \text{ m} \quad \text{となる。}$$

現在、河床勾配は平均1/60程度であり、特に上流部では差が大きく、かなりの河床低下が見とれる。このため、縦断勾配は落差工によって緩和する必要がある。ただし、将来足尾ダムが満砂し、土砂の流出がある場合を考慮してブラウン式を用いた動的平衡勾配の式から勾配を求めると、 $I = 1/65$ （土砂混入量5%とした）となり、静的平衡勾配で河床勾配を計画した場合、土砂流出によって河床上昇が考えられ、落差工等の機能の低下が予想される。

よって、河床勾配は、これらの計算結果をもとに昭和58年度に実施する計画実験によって、実験的な検証を行う必要がある。

2) 河 幅

現河道の河幅は、図4-7に示すように20 m～100 mと大きく変化し、河床変動が河幅

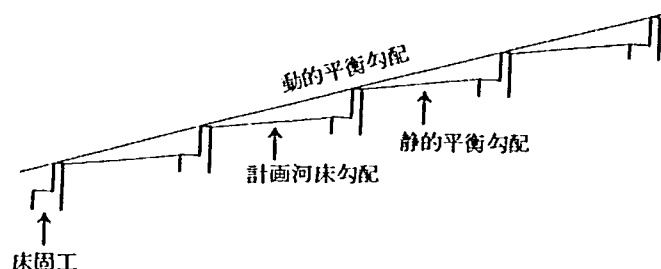


図5-1 河床勾配の考え方

の変化により影響を受けていることは前章で述べた通りである。したがって、現在の河幅を大きく変化させることは、松木川がもっている自然の調節効果をそこなうことになるものと考えられる。そこで河幅については現河幅を十分に考慮した計画とする。ただし、No32地点付近のように20 mにも満たない地点や、岩のはり出しにより流水が大きな影響を受ける箇所では、水位上昇や局所洗掘の側面から河幅を検討する必要がある他、下流部の河幅が広く土砂堆積が発生するような地点では、流水の集中を防止するような対策工法を実験的に検討する必要がある。

(2) 対策工

現在のまま河床低下が進むとすると溪岸崩壊や既設護岸の破壊が発生し、人家や工場等が危険な状態になることが予想される。そこで、ほぼ静的安定勾配に近い勾配で河床を固定し、人家等の保全と溪岸、溪床からの土砂の生産を抑制する必要があるものと考えられる。基本的な考え方としては、静的及び動的平衡勾配の値と現河床勾配との差を落差工などの構造物を用いてカバーし、落差工間の河床は帯工（落差を有さない横断構造物）によって固定する。また、岩の露出していないぜい弱な溪岸部分には護岸工を施工し、溪岸からの土砂生産の防止及び人家等の保全を行うものとする。

1) 落差工及び帯工

足尾ダムの直下では今後とも河床低下が進み、ダムの安定性がそこなわれることが予想される。そこで、ダムの直下流に落差工を設置し、河床の安定を図る。それより下流については、計画河床勾配を静的平衡勾配とすると（ただし床固工の天端をむすぶと動的平衡勾配となる）3 mの落差の床固工が10基程度必要となる。横工は河道平面形状を考慮して、前章で述べた水衝部となる位置を緩和するような配置を計画するのがよく、設置位置については、本年度の実験結果をふまえて、検討を加える。

帯工は、現況実験でも見たように、下流部の砂州が形成され危険な地点や、局所洗掘のはげしい所などに設置する。また、上流部では、床固工間の河床の固定を行う。

2) 護岸

護岸は、前章で述べた水衝部や本山橋附近のような地質的にぜい弱で溪岸侵食が進むおそれのある地点に設置するものとし、根入れ深は、58年度の実験により検討を行う。

3) その他

松木第一及び第二橋梁はその周辺部の局所洗掘を防止するために、根固工や、直下流に横工を設置するなどして、橋脚の保護を行う必要がある。

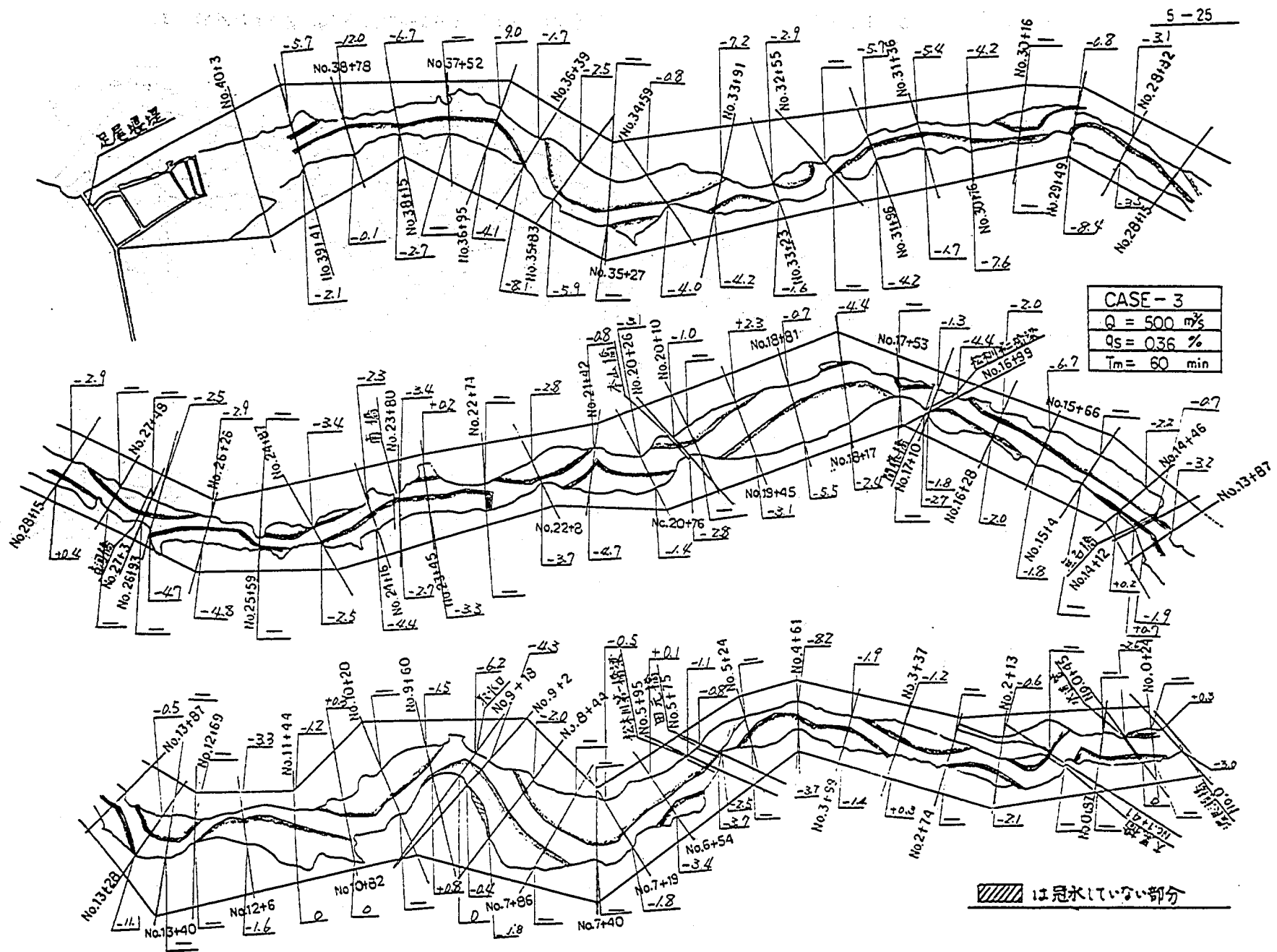
以上の考察は、現況実験をもとに推察したものであり、これらをもとに、昭和58年度の実験においては、施設計画の詳細な検討を行う予定である。

お わ り に

本実験により、松木川現況河道の特性及び将来の河床変動状況がある程度明らかになり、それから生じる治水・砂防上の問題点も整理されてきたように思う。

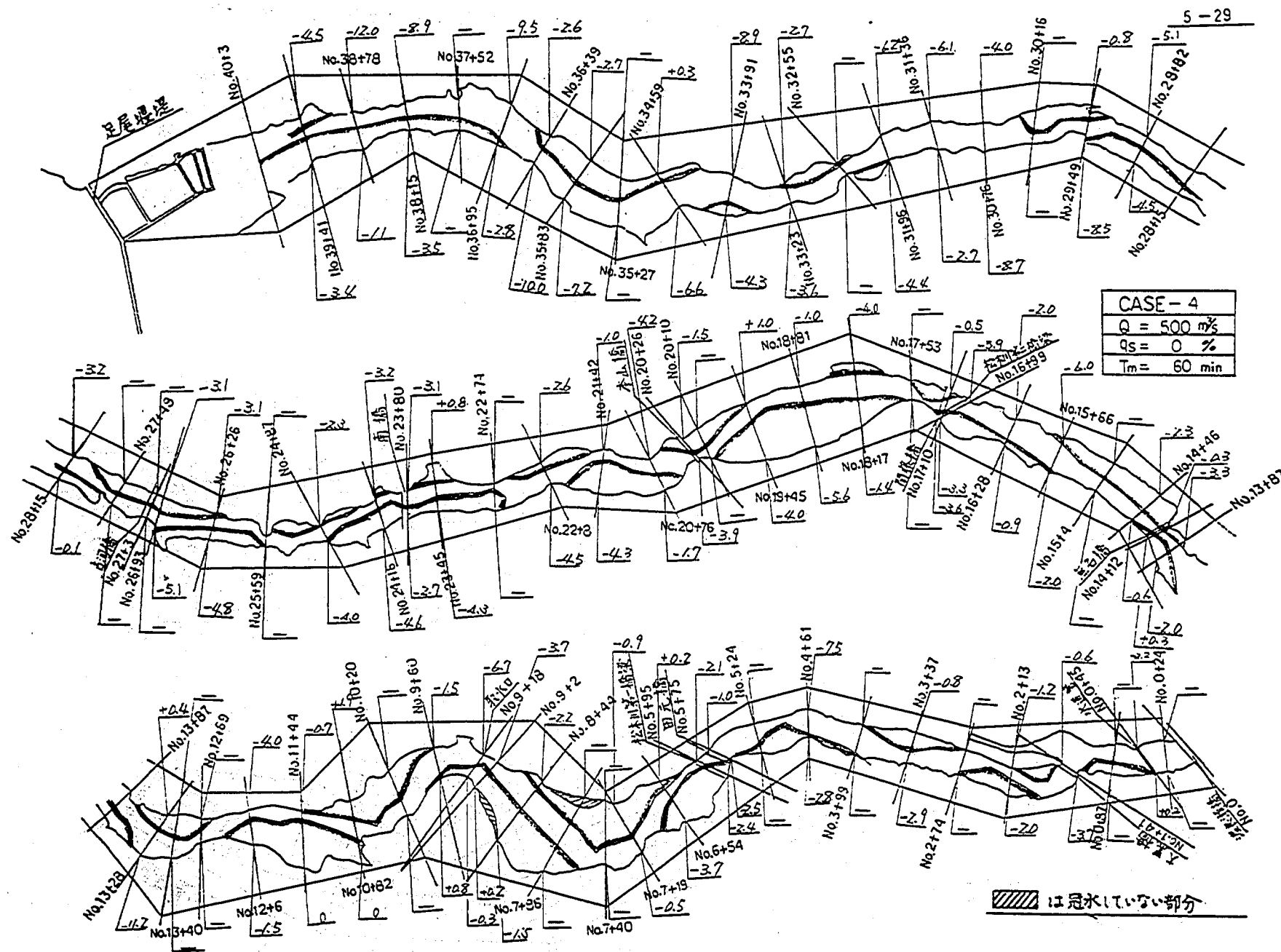
しかしながら、限られた条件のもとで行われる水理模型実験で得られた結果のみから判断して河道計画を考えるのはたいへんにむずかしい。やはり、既往の調査、測量資料、机上での汚床変動計算、現地における観測等の成果をふまえて総合的に検討を加えた上で、松木川の河道計画を立案すべきであろう。

昭和58年度は、今年度に引き続き、計画河道案に関して同様に水理模型実験を行い、計画上の問題点、改良案等について検討する予定である。



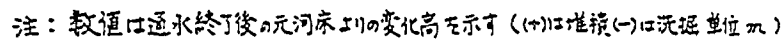
注：数値は通水終了後の元河床よりの変化高を示す（+）は堆積（-）は洗掘 単位 m

別図 1-1 河床形態平面図（通水終了後）

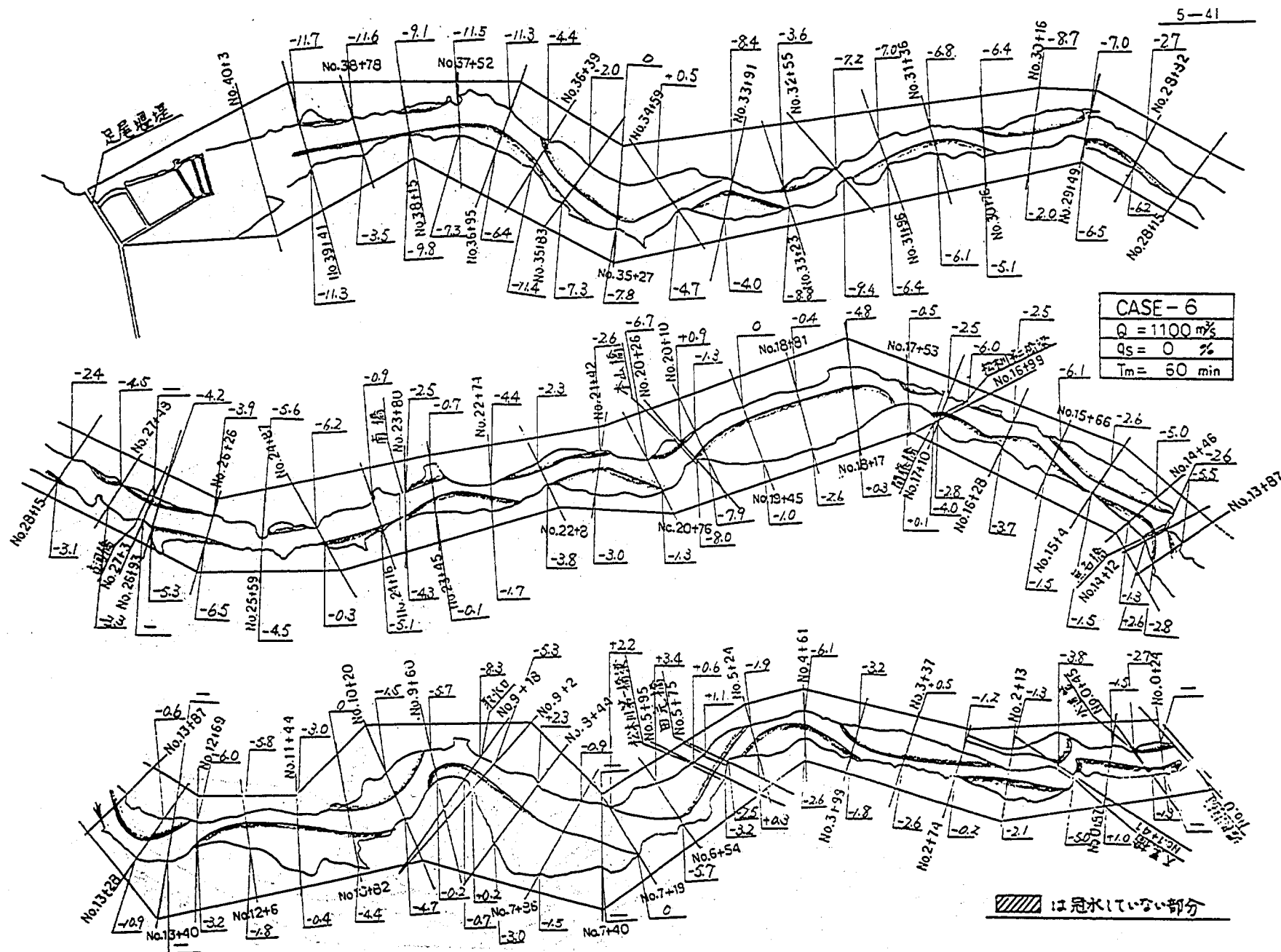


注：数値は通水終了後の元河床よりの変化高を示す（+）は堆積（-）は洗掘 単位 m

別図1-2 河床形態平面図（通水終了後）

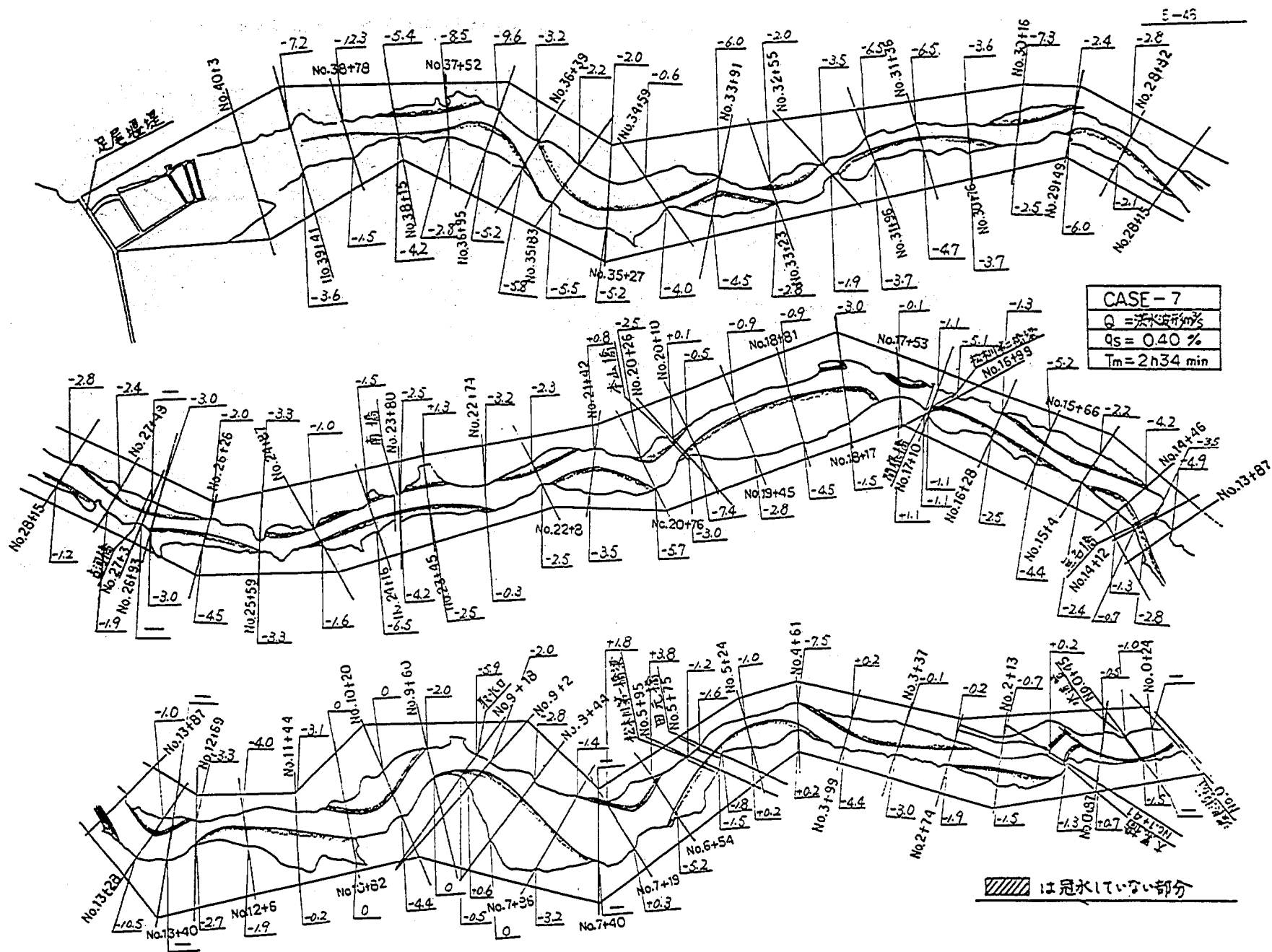


別図 1-3 河床形態平面図（通水終了後）



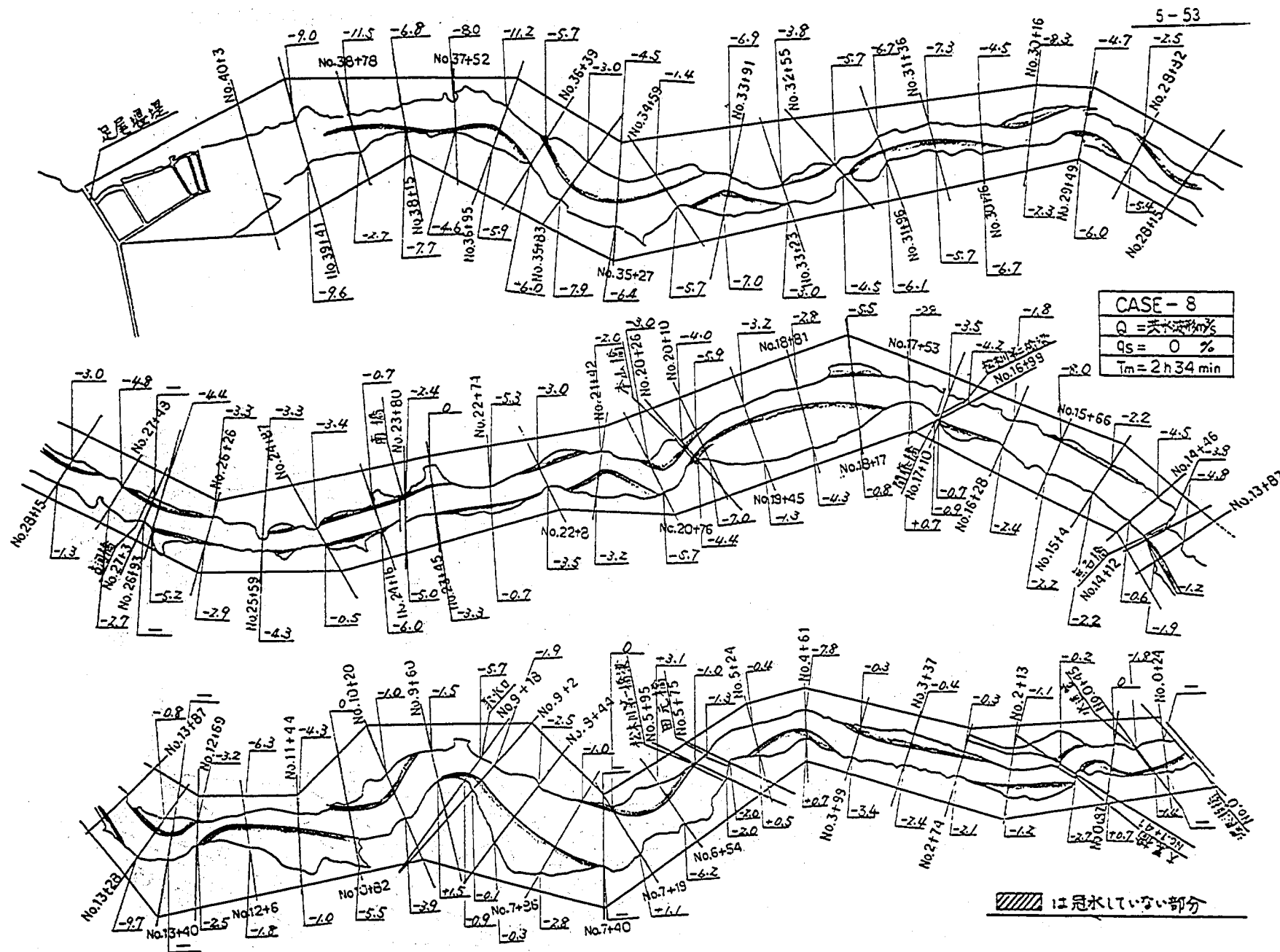
注：数値は通水終了後の元河床よりの変化高を示す（+）は堆積（-）は洗掘（単位 m）

別図 1-4 河床形態平面図（通水終了後）



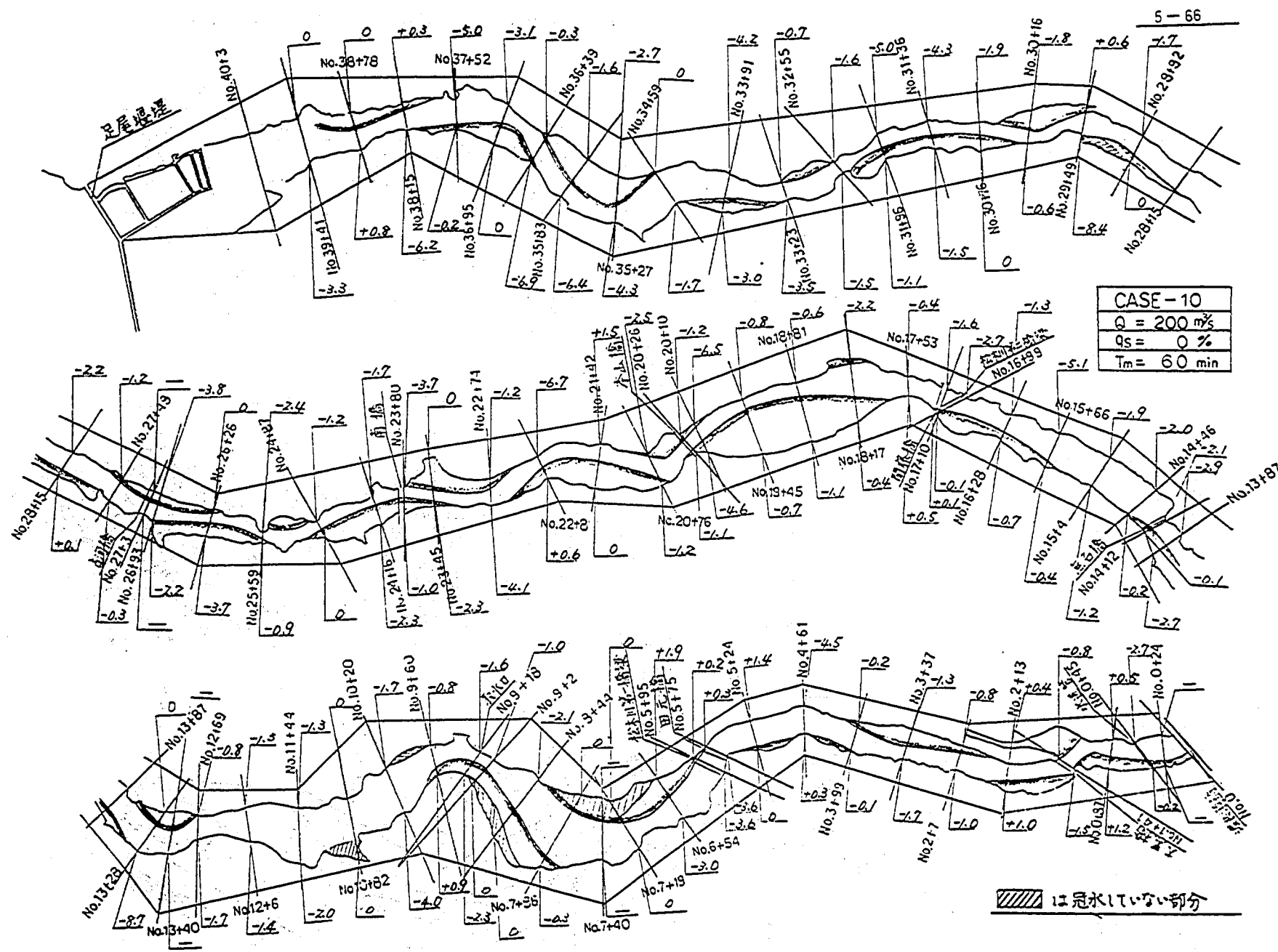
注：数値は通水終了後の元河床よりの変化高を示す（+）は堆積（-）は洗掘 単位 m

別図 1-5 河床形態平面図（通水終了後）



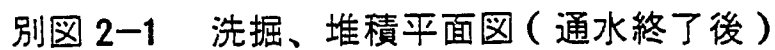
注：数値は通水終了後の元河床よりの変化高を示す（+）は堆積（-）は洗掘単位 m

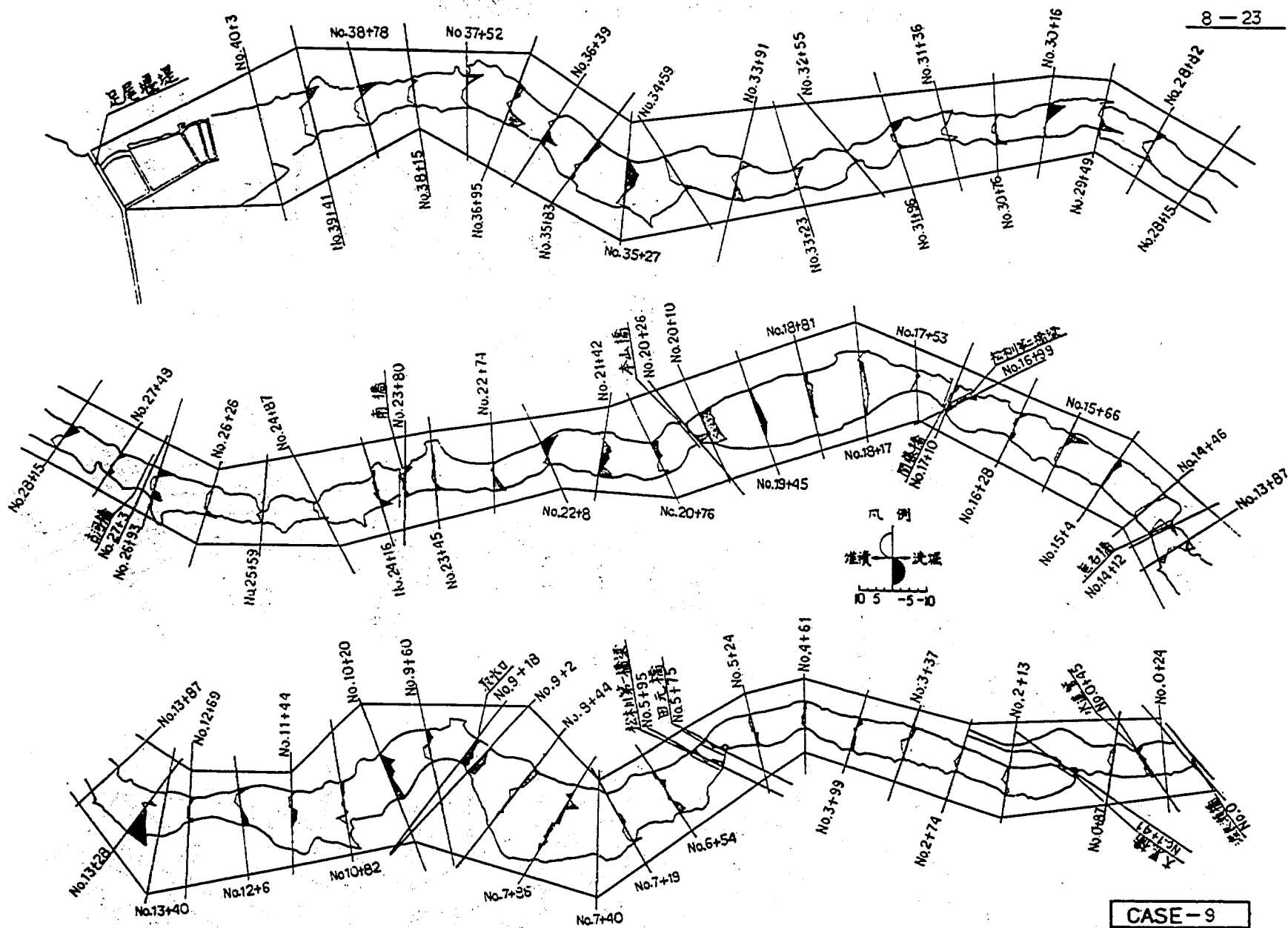
別図 1-6 河床形態平面図（通水終了後）



注：数値は通水終了後の河床高の変化高を示す（+）は堆積（-）は洗掘 単位 m

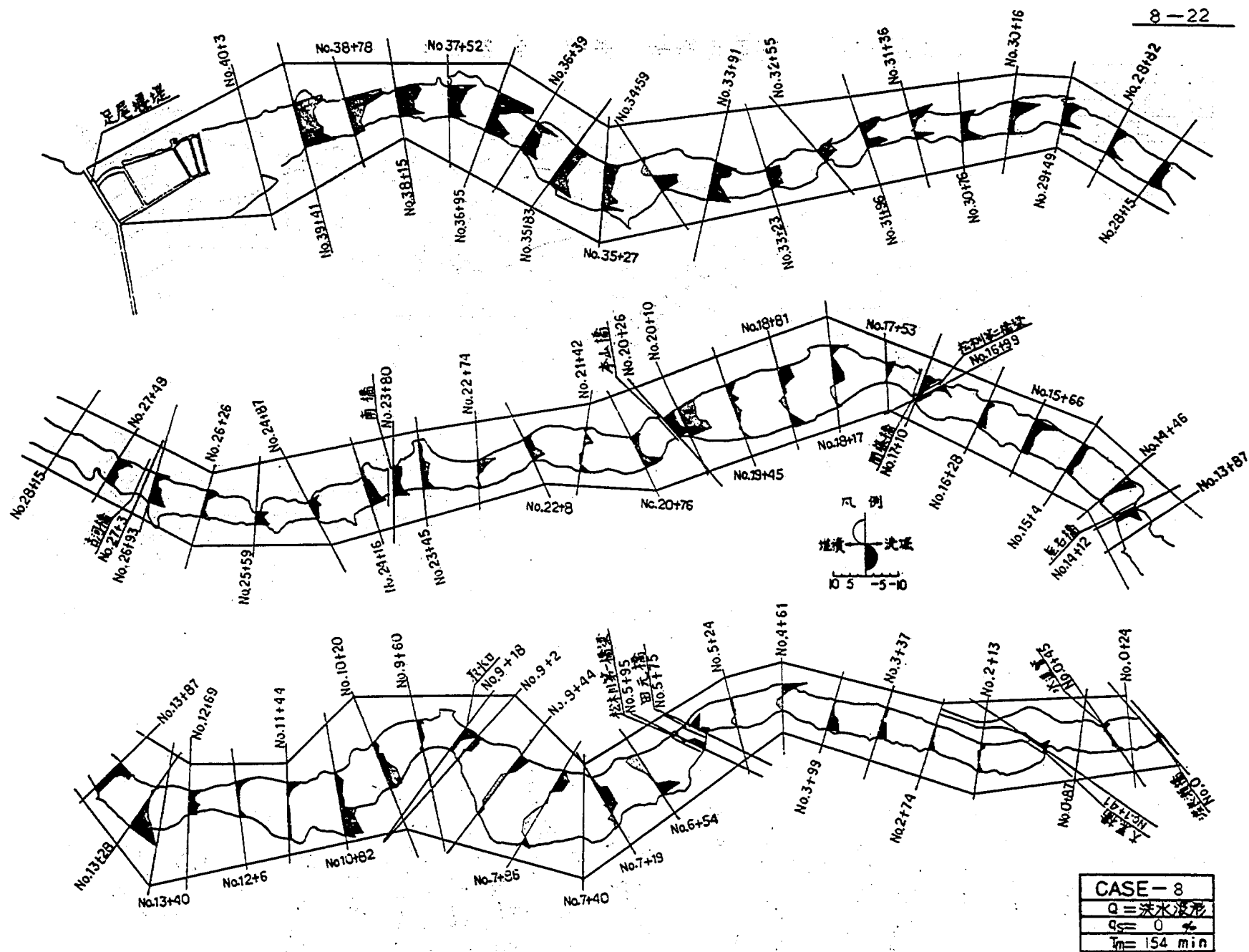
別図 1-8 河床形態平面図（通水終了後）



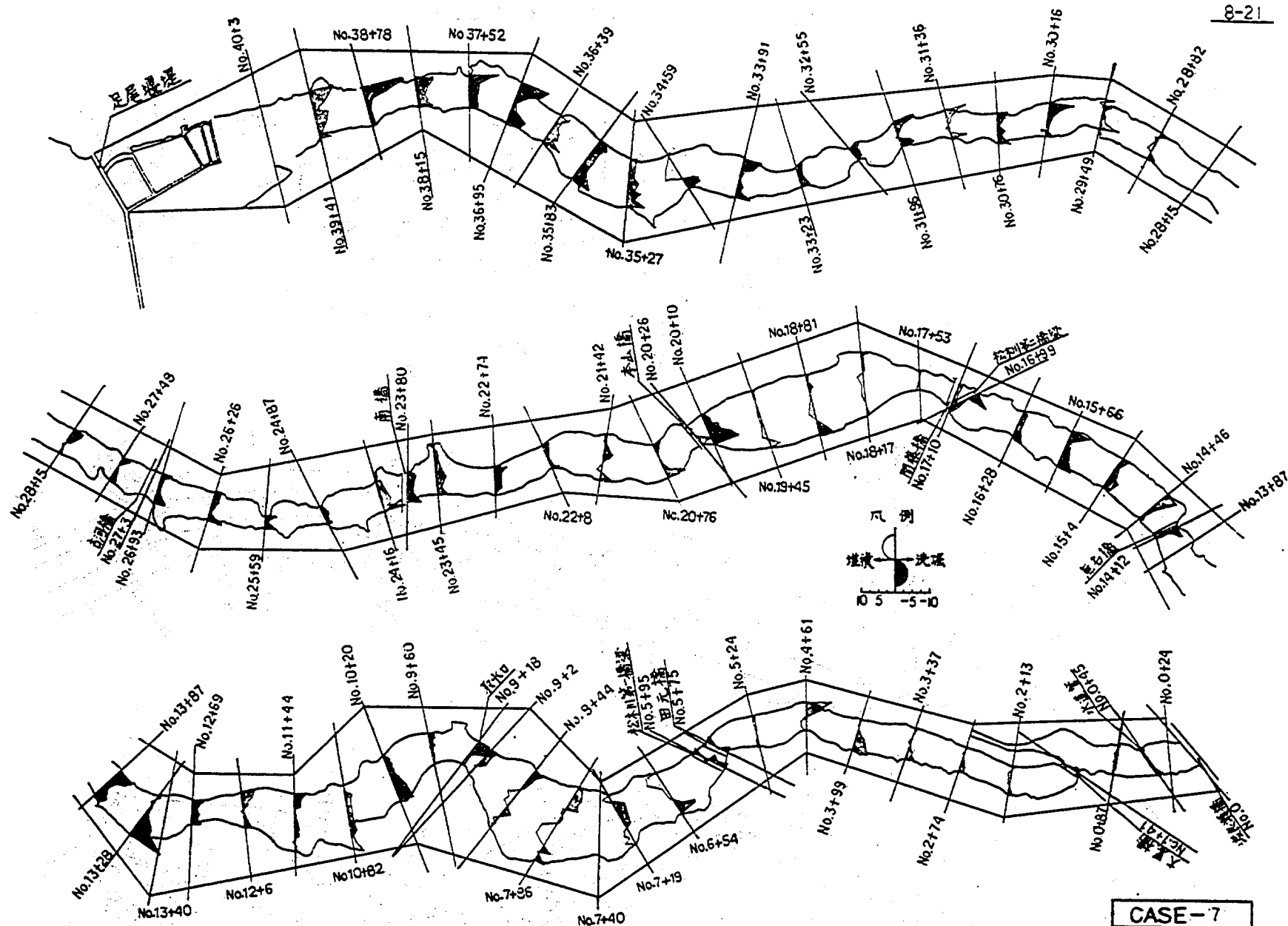


別図 2-2 洗掘、堆積平面図（通水終了後）

CASE - 9
$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$
$q_s = 0.4 \%$
$T_m = 60 \text{ min}$

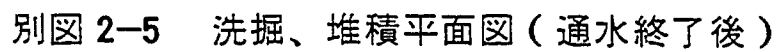


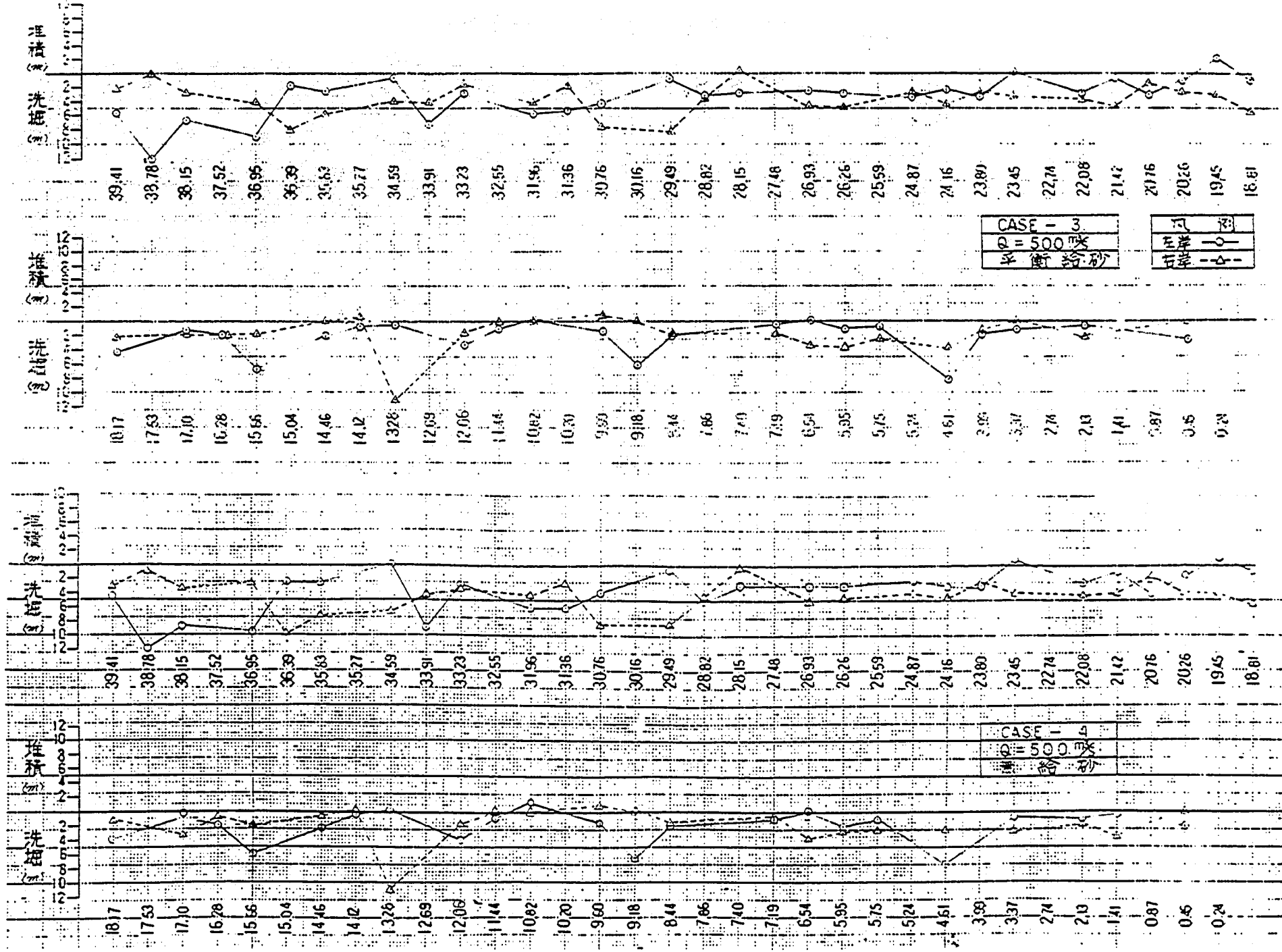
別図 2-3 洗掘、堆積平面図 (通水終了後)



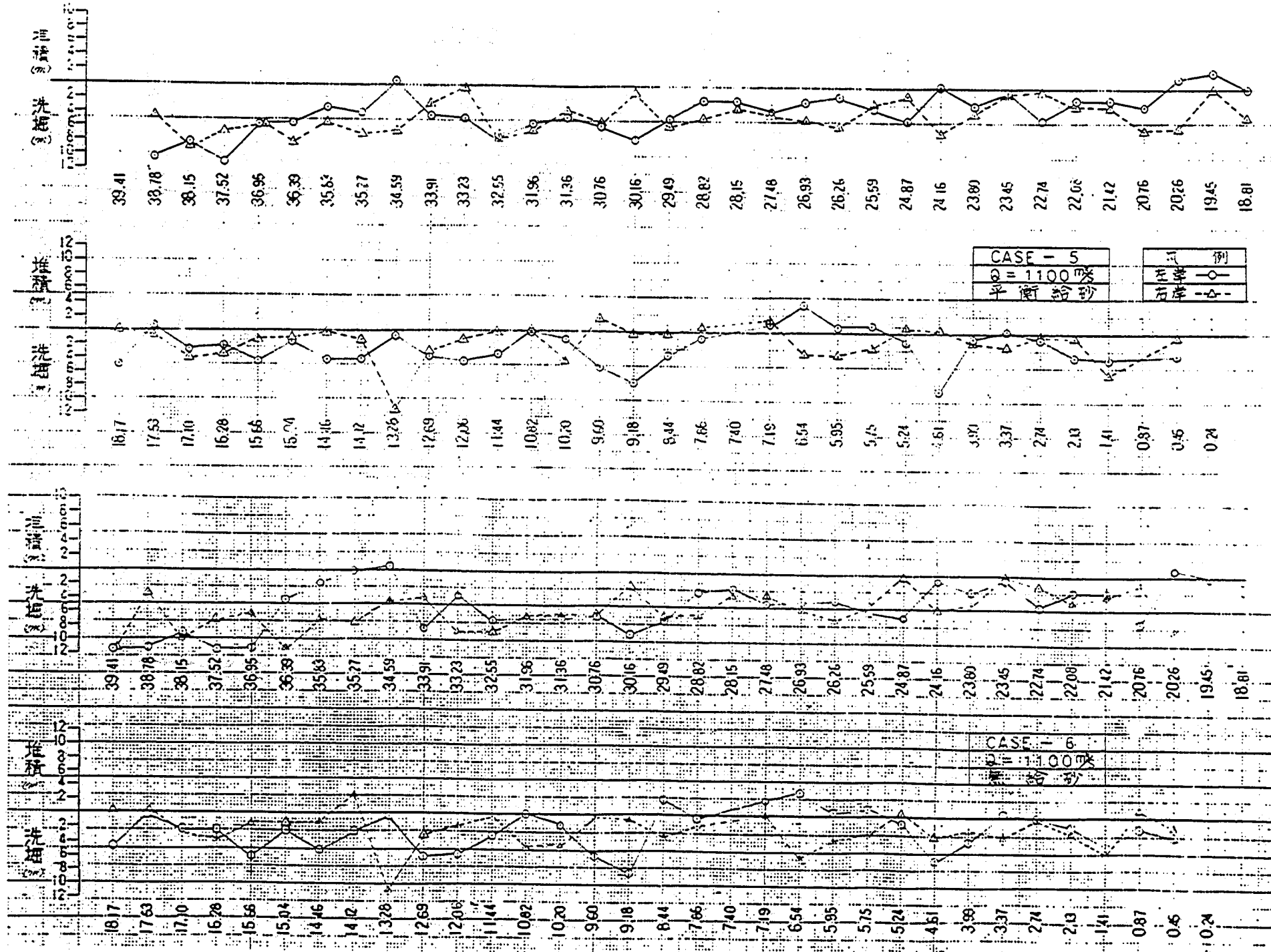
別圖 2-4 洗掘、堆積平面図 (通水終了後)

CASE-7
$Q=154 \text{ min}$
$q=0.4$
$\eta=154 \text{ min}$

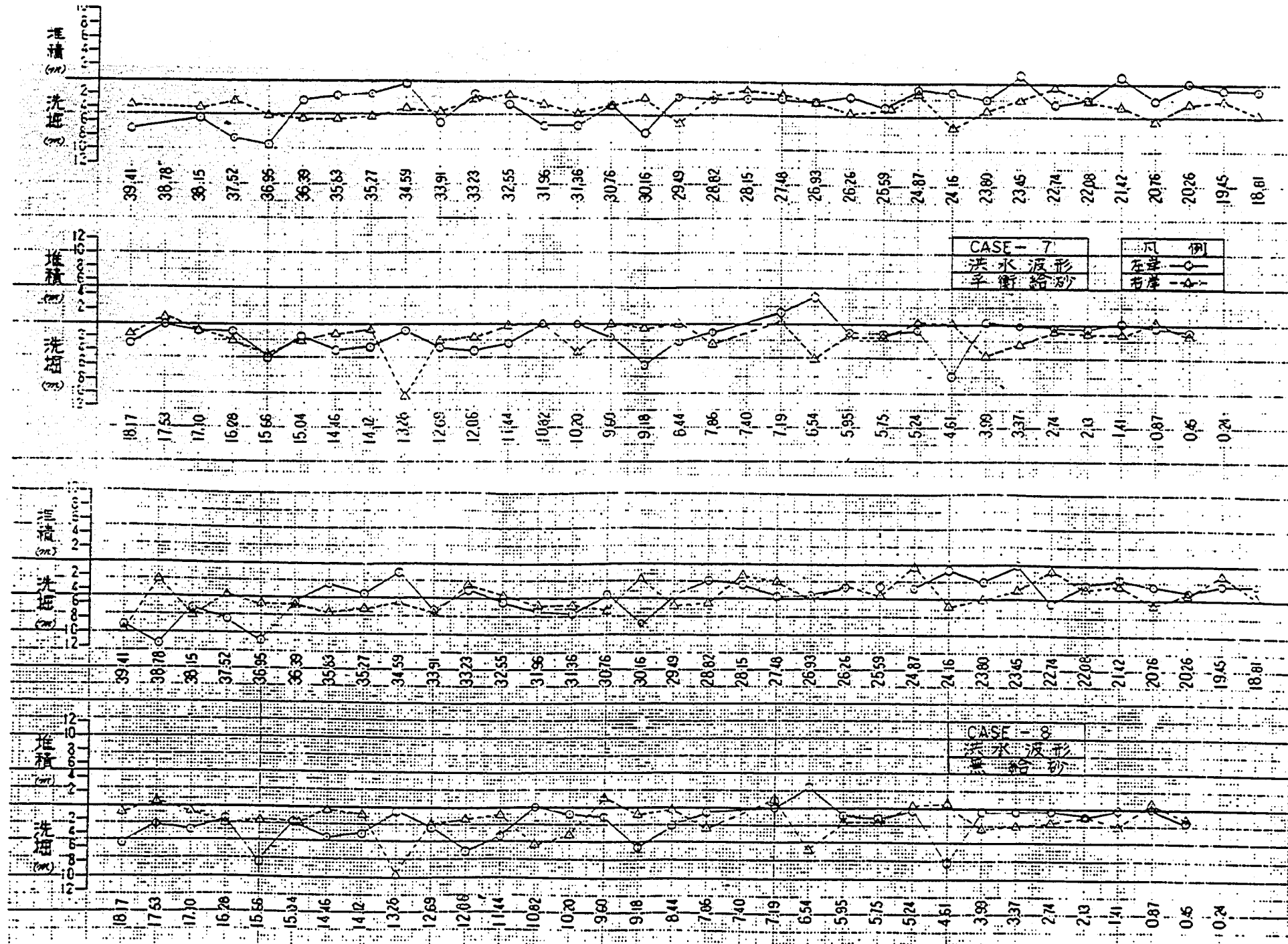




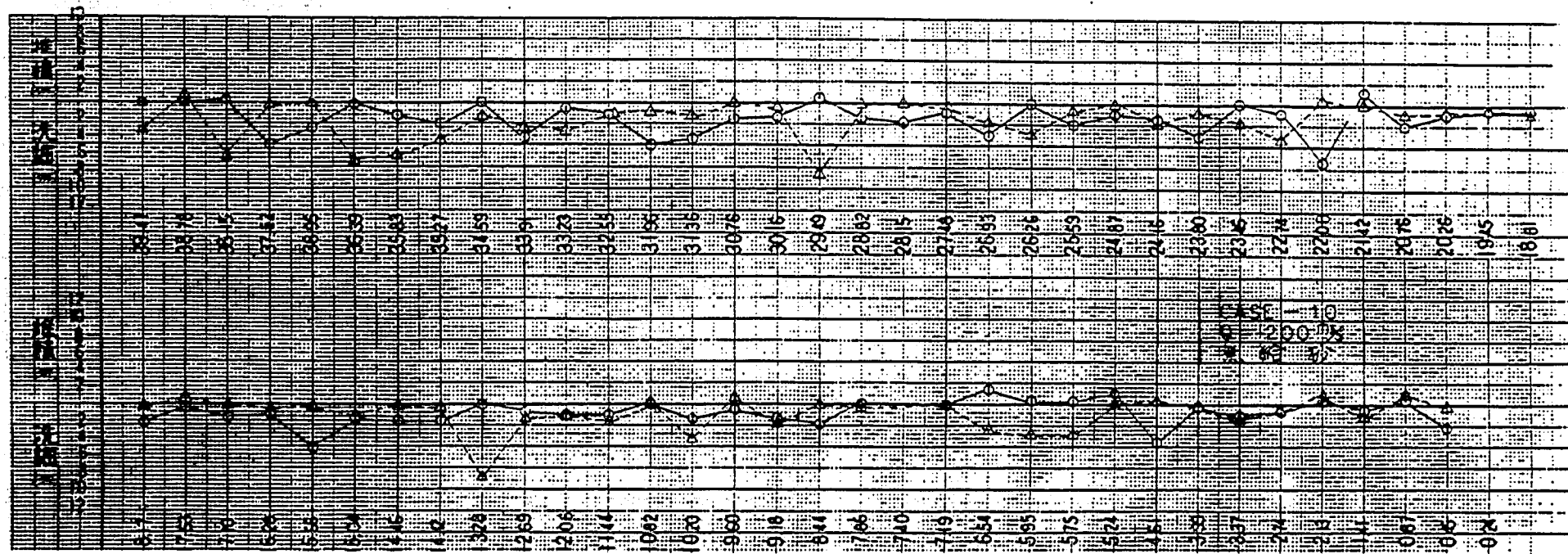
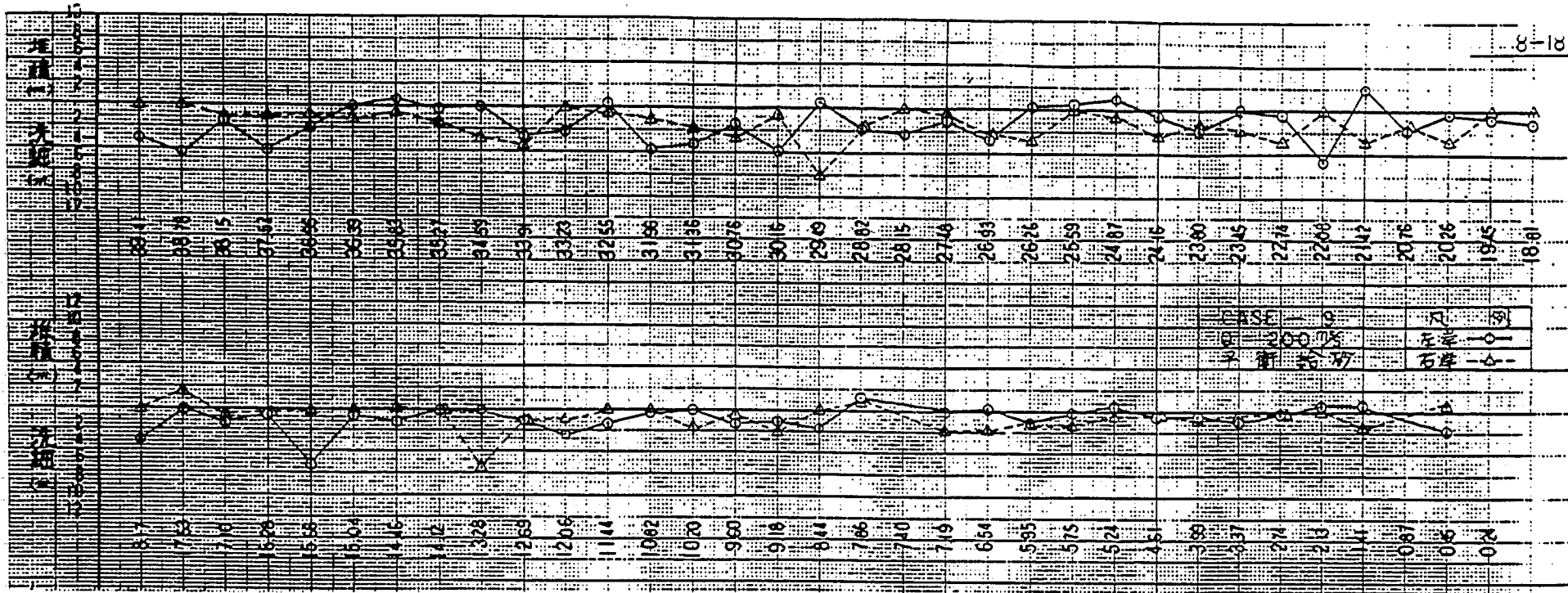
別圖 3-1 河床變化高縱斷圖 (通水終了後)



別図 3-2 河床変化高縦断図 (通水終了後)



別図 3-3 河床変化高縦断図 (通水終了後)



別図 3-4 河床变化高縦断図 (通水終了後)

松木川河道計画水理模型
実験報告書 (I)

ISSN 0386-5878
土研資料第 1990 号
昭和58年3月(1983)

キーワード：河道計画，水理模型実験

要旨

松木川は，足尾ダム下流区間において河床低下傾向が著しく，既設
工作物にも被害がではじめている。

本実験は，現況河道の問題点，とくに河床変動について検討し，河
道計画立案に資するものである。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
砂防研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1990号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印