



土 木 研 究 所 資 料

第 677 号

潤井川模型実験報告書

昭和 46 年 3 月

建設省土木研究所

目 次

I 概 説

(1) 潤井川の概況	1
§ 1. 現 況 河 状	1
§ 2. 地形および地質	1
§ 3. 流 路 の 変 遷	1
§ 4. 河 川 の 特 性	2
§ 5. 河川利用の現況	2
(2) 改修計画の概要	2
§ 1. 第一次改修計画	2
§ 2. 第二次改修計画	3
(3) 星山放水路計画の概要	3
§ 1. 計画高水流量	3
§ 2. 計画河床勾配	3
§ 3. 法 線 形 状	3
§ 4. 標 準 断 面	3

II 問題点の整理

(1) 検 討 項 目	5
§ 1. 分 流 点	5
§ 2. 分 流 機 構	5
§ 3. 高速流から派生する問題	5
§ 4. 神田川合流点の法線	5
§ 5. 縮流部に関する検討	5
§ 6. 富士川放流に関する検討	6
(2) 解析の方針および若干の検討	6
§ 1. コンクリートの磨耗	6
§ 2. 分流点の位置	6

III 分流点に関する検討

(1) 基 本 的 検 討	9
---------------------	---

§ 1. 維持流量および放水流量	9
§ 2. 旧川筋の分流構造物	9
§ 3. 放水路筋の分流構造物	9
(2) 模型の概要	10
§ 1. 相似律	10
§ 2. 模型の範囲	10
§ 3. 測定方法	10
(3) 実験準備	11
§ 1. 検証実験	11
§ 2. 実験の方針	11
(4) 各案と実験結果	12
§ 1. B-I 型案	12
§ 2. B-II 型案	12
§ 3. B-III 型案	13
§ 4. B-IV 型案	13
§ 5. B-V 型案	14
(5) 分流構造物、河床勾配の結論	14
§ 1. 水深の比較	14
§ 2. 平均流速の比較	15
§ 3. 分流構造物	15
§ 4. 河床勾配の検討	15
§ 5. 分流点の構造およびとりつけ法線形の検討	16
IV 可動堰および減勢工の設計	
(1) 可動堰の設計	17
§ 1. ゲート操作の基本	17
§ 2. 堰設置位置の基本的検討	17
§ 3. 旧川筋の可動堰	17
§ 4. 放水路可動堰設置断面	19
(2) 減勢工の検討	19
§ 1. 放水路筋減勢工の設計	19
§ 2. 旧川部減勢工の検討	20
(3) 現川改良部の水路巾に関する検討	21

§ 1. 水路巾の検討	21
§ 2. 神田川合流点処理	21
§ 3. 最終案の流れ	21
 V 漸縮部に関する検討	
(1) 理論的な検討	23
(2) 実験による検討	24
§ 1. S-I 型案	24
§ 2. S-II 型案	26
§ 3. S-III 型案	27
(3) 漸縮部の結論	28
 VI 富士川放流部に関する検討	
(1) 実験準備	29
§ 1. 模型の概要	29
§ 2. 検証実験	29
§ 3. 実験の方針	30
(2) 実験とその結果	30
§ 1. J型案(自由落下式)	30
§ 2. F型案(フリップ式)	32
§ 3. C型案(跳水式減勢工方式)	33
(3) 最終案の設計と実験	35
§ 1. 最終案の設計	36
§ 2. 最終案による実験	37
§ 3. 放水路から流砂がある場合	38
§ 4. 実験結果の考察	38
 VII 結 語	
(1) 実験経過のまとめ	40
§ 1. 現川改良部の実験	40
§ 2. 分流点の実験	40
§ 3. 水路勾配の検討	40
§ 4. 漸縮部の実験	40

§ 5. 富士川放流部の実験	41
(2) 各検討項目に対する結論	41
§ 1. 現川改良部(分流点より上流)について	41
§ 2. 分流点について(No.135+50~No.131~No.60)	41
§ 3. 放水路について	43
§ 4. 放水路流末部について.....	44

(1) 潤井川の概況

潤井川は霊峰、富士山にその源を発し、富士山の裾野を南下しつつ、風祭川、弓沢川、凡夫川などの支川をあわせ、富士市を経て田子浦港にそく、流路延長約30km、流域面積207km²の河川である。その改修計画平面図は図-1に示すとおりである。

§1 現況河状

上流部の富士川南西斜面における河床勾配はきわめて急峻にて $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}$ にも達し、この間の河巾は15~20m程度である。富士山麓を流下する中流部においては、河床勾配が $\frac{1}{60}$ 程度と緩やかになり河巾も20mから30mくらいにまで広がる。そして、下流部にいたっても河床勾配は $\frac{1}{350}$ 前後で、河巾は35~60mくらいに広がっている。

流域面積207km²のうち、山地部は実に187km²を占め、その割合は90.3%に達している。そして、流域形状は図-2に示すような長径20km、短径13kmの楕円に近い形である。

§2 地形および地質

潤井川の流域の大部分が熔岩、火山礫および微細な火山灰からなりたち、年月の経過にともない風化が進み、流域の随処に山腹が大きく削りとられた崩壊地や侵蝕谷が見られる。

富士山は沖積世に入り古富士火山を基盤にして新たに築かれた火山錐である。古富士火山は西南麓の星山丘陵、白糸、猪之頭にいたる西麓一帯、芝川谷の西側天子山脈に接する段丘、星山丘陵と潤井川谷をはさむ東側一帯等々に集塊質泥流層を地表にあらわしている。

この集塊質泥流層は不透水層であり、この上に築かれた富士熔岩や火山灰層は透水層であるため、その境界が地表にあらわれている山裾に湧水している場所が多く見られる。

§3 流路の変遷

潤井川の最上流部に位置する大沢溪谷は現在富士川に流入している芝川にかつては合流していたと伝えられている。

又、中流部に下って、富士市黒田地点から西南に流れ同市星山地内を通り、富士川に合流していた形跡もあり、現在の流路のように流れを東南に変じた時代を平安朝の頃とする説もある。

*「中小河川 潤井川全体計画書」 昭和42年4月 静岡県

§4 河川の特性

融雪の季節には上中流部の微細な火山灰を含んだ流水は泥流（雪代）となし、河床や河岸を旺盛に侵蝕する。この泥流が流下し、下流部の用水に流入した後、火山灰は分離し沈澱凝結して稲を枯死させる。

流送土砂も例外でなく、洪水時にはきわめて多量のため、下流の河積の変化は著しい。この原因は潤井川の最上流部に大崩壊地の大沢があり、生産土砂量が豊富なうえ全川を通じて河床勾配がきわめて急な事などから流出量に対し流入量がうまわまっているためである。

すでに述べたように、流域の地質の特性上降雨水の浸透率が大きく、従って、直接流出量は甚だ少ない。そのため、浸透した融雪水や雨水は地下に貯えられ、随処で地表にあらわれ年間を通じて豊富な湧水量をほこっている。

§5 河川利用の現況

潤井川の水は古くより農業用水を中心として利用されてきた。

徳川時代のはじめより大正初期にいたるまでの間、潤井川の河道は河口から吉原までの区間が舟航の用に供され、大きな役割を果たしてきた。

その他、現在まではほぼ中流部の三地点で合計 $2,800 \text{ kW/h}$ の発電がおこなわれている。また農業用水として、22箇所約 $10.8 \text{ m}^3/\text{s}$ の水が4～10月の間に利用されその受益面積は 1551 ha に達している。

(2) 改修計画の概要

潤井川の改修計画は戦後二回にわたり検討され、立てられてきた。第一次改修計画では下流部の 6181 m を竣功して、その後の流量改定に伴ない第二次改修計画が樹立されている。

§1 第一次改修計画

潤井川の計画高水流量は最初、昭和20年10月10日出水の洪水を既往最大と判断し、計画高水流量の対象としたが検討の結果同洪水の超過確立は $1/22$ である事が判明した。しかし、計画の規模としては小さすぎるため、流域なかばを制する黒田測水所の70年確率流量が採用され、その他の地域は流域比により計算された。

その結果、黒田地点において $240 \text{ m}^3/\text{s}$ 、河口部に至って $481 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。しかし、下流部における疏通能力は $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度しかないので、 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ を超過する流量の $131 \text{ m}^3/\text{s}$ を黒田地点で分流させ、富士川に放流する計画がたてられた。計画高水流量配分図は図-3に掲げるとおりである。

この計画高水流量にもとづき改修計画は樹立され昭和22年より改修に着手、以来、下流部より6181mが竣功した。

§ 2 第二次改修計画

第一次改修計画の計画高水流量の規模は小さすぎるとの結論から第一次改修計画を再検討し、100年確率雨量を計画高水流量の対象として合成法による計算の結果、黒田地点において $500\text{m}^3/\text{s}$ を得た。この全流量を放水路にて富士川に導びき、黒田地点より下流の流域より集まる流量は河口部で $350\text{m}^3/\text{s}$ となった。図-4はその計画高水流量配分図である。

第二次改修計画はこの配分図をもとに作成された。

(3) 星山放水路計画の概要

星山放水路計画は潤井川の黒田測水所の上流180m(N $\square$ 135+50断面)地点と富士川の左岸H-70断面付近の間、約2,800m弱を結ぶ捷水路として計画された。

§ 1 計画高水流量

前述のように、分流点より上流の計画高水流量である $500\text{m}^3/\text{s}$ の全量を対象として考えておく。しかし通常、下流にある発電、農業等の用水を含め $30\text{m}^3/\text{s}$ 程度までは本川に分流させ、それを越える分について放水させる。

§ 2 計画河床勾配

分派点付近の本川筋は $1/160$ とし、放水路も分流点より約800mの間を本川同様の $1/160$ とする。その下流の放水路は $1/30$ の急勾配河床が1,380m余り続き、やゝ緩るやかな $1/40$ 区間が240m、それから富士川の放流点までの320mくらいの間を $1/50$ とし、各勾配の変化点には縦断曲線を挿入する。その縦断図は図-5のようである。

§ 3 法線形状

河床勾配が $1/160$ 区間の法線間距離は37m、水路底巾22.9m、それより下流から富士川放流点にいたるまでの間は巾10mの矩形水路である。その平面図は図-6に掲げた。

§ 4 標準断面

河床勾配が $1/160$ の区間の標準断面は前記のように法線間距離37m、底巾22.9m、水路高4.7m、法勾配1:1.5の台形断面とし、法部は全面保護、護岸根入れは1.8mの計画である。富士川放流点に

いたる残りの約2kmの区間は巾10mの矩形水路で、水路高は1/30区間が4.5m、下流にいくに従い高くし放水路下流端で5.23mとなり、水平曲線挿入部は外側の水面上昇分を計算により求め嵩上げをしている。

本川筋の河道は現状流線を尊重しつつほぼ法線間距離が等しくなるように引堤などの計画をおこなっている。

Ⅱ 問題点の整理

(1) 検討項目

流路延長が3kmにも及ばない距離に対し約75mの落差を有するこの計画には多くの問題が生じている。このうち、水理的問題点および検討項目は次のようなものである。

§1 分流点

潤井川では現在三ヶ所で発電をおこなっているが内一ヶ所が本放水路計画の分流点より180m下流に位置する。従って分流点の位置を現状取水位の影響を受けない上流に置く場合とNo134断面付近に置く場合を検討する。

§2 分流機構

合理的な分流点の決定後、水理的な面や河道形態等の条件から分流量を調節できる構造物と、その構造物によって加速された流速を減勢させる方策を検討し、設計しなければならない。

§3 高速流から派生する問題

放水路の計画河床勾配は $1/160 \sim 1/30$ の範囲で考えられているが、最も緩やかな $1/160$ 勾配の区間でもフルード数、 $Fr = 1$ 前後では限界水深と判断される。この間の標準断面は台形で法面は護岸で保護されているが河床は素掘りのままである。従って、河床構成砂礫の移動が著るしくなることは容易に予測できる。このため、河床近くの流速の測定と河床変動計算および流砂実験による河床変動の把握とそれに対する対策が必要となってくる。

矩形水路部では20m近くの流速が考えられ、加えて洪水時における流送土砂の輸送量を考慮すれば三面張とはいえ表面の磨耗は避けがたい。従ってコンクリート磨耗に対する対策を講じねばならない。

§4 神田川合流点の法線

神田川の洪水時における合流量は計画高水で考えられていないが合流点下流は上流より若干水路巾が広がられている。この断面の拡大が流況および流砂にいかなる影響を及ぼし、どのような弊害をもたらすかを明らかにし善処しなければならない。

§5 縮流部に関する検討

計画河床勾配が $1/60$ から $1/30$ に変化する地点では水路断面形状も台形から矩形に変わり、河巾の縮

小に伴ない単位巾流量も二倍ほどになる。この漸増が発生する水理的現象を明らかにし、異なる二つの水路を連結する合理的な連絡水路を設計しなければならない。

§ 6 富士川放流に関する検討

放水路流末部の形状と加速された流れの減勢、その他放流に際し派生する諸問題について検討し対策を樹てる。尚、この項については昭和45年度に実験研究をおこなった。

(2) 解析の方針および若干の検討

分流点の機構については問題別に実験をおこない、河床勾配の平衡状態や河積の不連続性などに関しては実験による底流速の測定と合せて河床変動計算をおこなう方針にした。放水路流末部の富士川放流点に関する検討および設計についてはいくつかのタイプを計算によって選び、その結果を実験で詰めることにした。その他の問題についてはここで若干の検討を加えてみる。

§ 1 コンクリートの磨耗

磨滅によるコンクリート表面の凹凸は、キャビテーションを発生させ、水路の破壊に至る可能性を含んでいる。

その対策として、コンクリートより硬度の高い材料の使用を検討してみたが、経済的な理由や技術的な面で、いづれも適切でなかった。したがって、あらかじめ削りとられる分(削代)を施工の段階で見込み、磨滅の進行状況に応じて補修する方法が現在のところ最善のものと判断する。その削代は、ダム堤体の磨滅実例などからみて、水路底面部で1 m、側壁部で0.5 m 程度を見込めばよいものと考ええる。

また、放水路計画路線上の数箇所湧水地点の存在が確認されている。地下水エネルギーが構造物の基礎部を洗掘し水路を破壊する事も考えられるからこれに対する措置を講じておかねばならない。

§ 2 分流点の位置

検討項目の中でふれたように、発電用取水位の影響を受けない地点で分流させる方法を仮りに上流案と呼び、それに対しNo134 断面付近の湾曲部で分流させる案を下流案と称する。

① 上流案について

理論的検討の結果、次のような設計をおこない、その概要を図-7に載せた。

諸元

分流点位置 No150 断面

黒田取水口 取水堰ゲート敷高: 106.60 m, 黒田取水位: 108.43 m

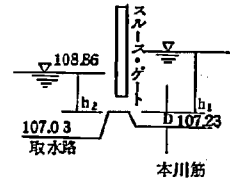
取水路 河床勾配: $1/1000$ 黒田取水口からの距離: 430 m , 取水路巾 B は近似的に Manning* の式より次のようにおく, $B=Q \cdot n / (H \cdot H^{2/3} \cdot I^{1/3})$

ただし, H = 黒田取水口の水深 1.83 m , n = 粗度係数

0.025 , 分流点河床高: 107.03 m

本川 河床勾配: $1/160$, 分流点河床高: 107.23 m

断面: 底巾 $\approx 30\text{ m}$, 法勾配 = $1:1.2$,



取水路分流ゲート (スルース・ゲート) 右図において,

本川および放水路の河床高, 取水路の水面高を既知量として戸当高 D およびその巾 B を変数として本川筋の h_1 を求める。計算にあたり, 固定堰の下流側勾配は $1:1$ くらい, 上流側勾配は垂直 $\sim 2:3$ と仮定し本間**公式を用いた。なお, 取水路の水位は黒田取水口の水深を分流点取水路の河床高に加えたものである。この結果, 堰高 0.5 m , 堰巾 20 m , 本川筋水位 108.873 m を採用する。

本川筋 ゲートおよび固定堰併用 下流側水深: 3.6 m , 下流側計画高水位: 110.83 m , 固定堰巾を B_1 , ゲート巾を B_2 とおき, 上流側水位および堰地点の $H \sim Q$ 曲線を求めた。(図-8 参照) その結果, $Q=500\text{ m}^3/\text{s}$ に対する B_1, B_2, H_1 の関係は右のよ

B_1	B_2	H_1
15 m	15 m	111.3 m
20	10	111.5
25	5	111.7

うになる。以上のことから

㉑ No150 断面における計画高水位より, いずれのケースの水位も高くなり固定せきによ

る上・下流の落差は最低 0.5 m で, 堰上ではほぼ限界水深程度となっている。

㉒ 取水路内の流砂量

$$Q_s/Q = 0.038 i = 38 \text{ P.P.m} \quad (i = 1/1000)$$

ゆえに, 一日平常時に約 40 m^3 (流量 $10^4\text{ m}^3/\text{day}$)

㉓ 本川筋の流砂量

$$Q_s/Q = 0.038 i = 240 \text{ P.P.m} \quad (i = 1/160)$$

ゆえに, 一日平常時に約 240 m^3 (流量 $10^4\text{ m}^3/\text{day}$)

㉔ ゲート操作はパーシャルとなるため, 流砂の連続性はゲート部で中断されることとなり,

㉑および㉒の流砂量の大きさより, 水路の維持のむづかしさが想定される。

㉕ 流砂の不連続性から, $1/160$ 河床勾配区間も河床を張らねば, 河床は洗掘される。

② 下流案について 図-9 参照

放水路諸元

ゲート位置 No134 断面

*水理公式集 P 5

**水理公式集 P 185

ゲート敷高 計画河床高 $105.23m$

ゲート天端高 黒田取水位 ($108.43m$) + 河床勾配上昇分 ($0.15m$) = $108.58m$

ゲート巾 放水路全巾

ゲート構造 ローリング・ゲート (ゲート高 $3.35m$)

旧川筋諸元

ゲート位置 現川左岸堤の延長上

ゲート敷高 現河床高 $106.50m$

ゲート巾 $25m$

ゲート形式 スルース・ゲート

- ① 旧川部へ引水のため分流点の水位維持を要し流砂は分流点で堆積し、分流量は少なくなる。
- ② 従って、現川改良部では河床上昇、旧川部では河床低下の傾向が強いと判断される。
- ③ このため、河床を張る必要が生じる。その範囲については黒田取水位の影響も考慮して、検討せねばならない。
- ④ 分流点上流の水位上昇は上流案よりも小さい。

③ 両案の比較検討

以上両案の設計に対する比較検討した結果をまとめると次のようになる。

- ① 上流案は約 $35\sim36m$ の川巾を有する本川に重複して、 $20m$ 巾の取水路を約 $300m$ にわたり設けることになり、経済的ではない。
- ② 前記のように流送土砂は多量であるので、取水路へ相当量の流入は避けられないものと考えられる。その際、河床勾配は $1/160$ から $1/1000$ へと急変するので、流入した流送土砂は取水路内に堆積され、取水路の維持管理を困難にする。
- ③ 黒田取水所へ水を引くためには、上下流案のいずれの場合も堰上げなければならない。堰上げ地点における流送土砂の堆積を想定する時、現状河床を $2m$ 切下げる下流案の方が有利である。
- ④ 上流案の場合、 $100m$ 上流に神田川が合流しており、堆積土砂による神田川合流口の閉そくや堰上げ背水が同支川におよぼす影響も考えねばならない。

以上の利害得失を検討した結果、下流案の方がすぐれているので同案を採用する。

Ⅲ 分流点に関する検討

〔1〕 基本的検討

分流点の位置については下流案が採用されたので基本的な事項について更に検討してみる。

§ 1 維持流量および放水流量

旧川部^{*}への分流量は頭初、民間発電所の水利権である $13 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度を考えていたが検討した結果維持流量も含めて $30 \text{ m}^3/\text{s}$ くらいにまで増加した方がよいと判断される。

静岡県の計算^{**}によれば黒田測水所における $13 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量確率は約 96.5% である。これに対し $30 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には 74.4% くらいまで引下げられ、その差は 22.1% に達する。

一般に放流に際しては水路内およびその付近の安全を確認する必要がある。その方法の検討については今後の課題であるが放水路の管理方法により地元住民にも負担はかかる場合も起りうる。従って放流回数の低下は住民と管理者の負担を低減せしめ安全度を高める事になる。

§ 2 旧川筋の分流構造物

分流をおこなう構造物は建設費、維持管理、安全性等の側面から検討しなければならない事は云うまでもない。経済性を追求するならば現在、発電用に使用されている取水堰を利用する方法も考えられるが、同堰は①構造上計画高水流量の $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 規模の洪水を対象に設計されていない。②加えて民間会社の所有である。などの理由で新たに設けることにする。構造物の種類は課せられている役割から必然的に可動堰が最適と判断される。

検討の結果、図-9 に示すような位置に巾 20 m のスルースゲートを設置し、とりつけ法線形状も含めて実験的に検討していかなければならない。

§ 3 放水路筋の分流構造物

放水路側構造物は小出水時に規定の流量を旧川部に流入させるため水位の堰上げをおこなうが、旧川筋可動堰上流面で充分水深を有するような流量の大きい出水に対しては堰上げの必要はなくなる。

この構造物の役割が「堰上げ」だけであるならば固定堰が最適であろうが大出水時には疏通能力の減退もまねくことになる。ことに計画河床が分流点で、旧川側より低い場合は、より一層大きな影響をおよぼす。この矛盾を解消する策として堰高の低い斜固定堰も考えられるが、実効を挙げるには相当の長さを要し、現実的な方法ではない。

^{*}現川は今後、放水路分流点までを現川改良部と称し、それより下流を旧川部と呼ぶ

^{**}中小河川、潤井川全体計画書 昭和42年4月 静岡県P24

結論として、放水路側も可動堰を設ける必要があり第一次案として図-9に示すような設計をおこなった。

〔2〕 模型の概要

大型の模型による実験的な解析をおこなう問題点は分流点、漸縮部および富士川への放流部の三点であるが、このうち前二者は距離的に近いので連続した模型として製作した。従ってこゝで説明する模型の一般的事項は漸縮部も含んでいる。

§1 相似律

実験場の条件および模型製作費などの面から縮率の上限を、水理的限界や現地の施工精度などから下限をそれぞれおさえ、構造的には $1/30$ にすることにした。

諸水理量の縮率は、重力が主作用力であるのでフルードの法則に従い、下記のようにきまる。

高さ、距離縮尺	$1/\ell$	$1/30.0$
粗度縮尺	$1/\ell^{\frac{1}{6}}$	$1/1.762730$
流量縮尺	$1/\ell^{\frac{5}{2}}$	$1/4929.5034$
流速縮尺	$1/\ell^{\frac{1}{2}}$	$1/5.477226$
時間縮尺	$1/\ell^{\frac{1}{2}}$	$1/5.477226$
勾配	$1/\ell^0$	$1/1.0$

§2 模型の範囲

以上の縮率にもとずき模型の範囲を、それぞれ次のようにきめた。その平面図を図-10に、縦断面図を図-11にまとめたので参照されたい。

現川改良部上流端	№170 断面
旧川部下流端	№-180 断面
放水路下流端	№81 断面
神田川上流端	現川改良部№155 断面延長上

なお、模型の材料は木材、主として耐水性ラワン合板を用いて作製し、不同沈下を避けるため模型縦断方向に約50cm 間隔、同横断方向にはほぼ模型巾に打込んだ支持杭に桁を渡し水路を載せた。

§3 測定方法

水位の場合は $1/10$ 読みの水深測定器を使用した。流速はピトー管を用い、流速水頭(h)を測り

$V = \sqrt{2gh}$ により算出した。流線は上流より色素を投入し、その流跡をスケッチした。流量のうち、分流前の流量については流頭部の水槽にとりつけられた鋭縁堰で与え、分流後は流量の小さい旧川筋についてだけ流末部に設けた水槽と鋭縁堰で測定した。なお、流向観察には8ミリカメラによる撮影も同時におこなった。

〔3〕 実 験 準 備

§ 1 検 証 実 験

$1/30$ で作製された模型の水理的な相似則は、現地と模型との間の粗度係数を相似させることによって満足するので、検証実験により粗度係数を合わせた。

河床勾配が $1/160$ 区間における計画粗度係数は全域 $n = 0.03$ となっている。しかし、木材仕上げの模型では $n = 0.018^*$ 程度しかなかったので計画粗度の 0.03 に近づけるため豆砂利を河床に撒布しペンキで付着させ、その量を増減させて調節した。

検証実験結果の粗度係数の計算は求めるべき区間の水位差および流速の変化量を不等流の基礎式^{**}に代入し求めた。

河床勾配 $1/30$ 区間の粗度調整については模型にとり入れた長さが $200m$ 余りの短区間であることゝ、実験的に解析すべき問題点はその上流の縮巾部にあることなどの理由でおこなわなかった。しかし、模型はペンキ塗布の状態で約 0.017 くらいであるので、ほど実物のコンクリート水路における粗度係数の代表値の範囲内に存在する。(表-1)

§ 2 実 験 の 方 針

分流点に関する問題は、①分流構造物のタイプの検討、②構造物の規模の決定、③構造物の設置場所の検討を実施し妥当な分流機構の決定に基づき、④法線を描く一方、構造物によって加速された流れに対する、⑤減勢工を設計し、下流の発電取水位を含めた諸条件を総合的に考慮し、⑥河床勾配を検討する。等々である。

検討の方法として次のような方針とした。分流構造物は旧川筋を可動堰に決め放水路側は可動堰および固定堰の両タイプを検討する。河床勾配に関する検討は旧川および現川改良部に対し、 $1/160$ をはさんで二種類、放水路側も計画よりも急な勾配を一種類とし、実験の対象としてこれらの要素を組合せ次の五つのケースを基本とした。

実験対象流量はその全量が旧川筋に分流される $300\text{ m}^3/\text{s}$ 、中洪水の $300\text{ m}^3/\text{s}$ および計画高水流量の $500\text{ m}^3/\text{s}$ を考え、旧川筋の下流端条件はその模型のタイプに応じ黒田取水堰の影響がある場合と

*特別にことわらない限り、数量は全て現地に換算してある。

**水理公式集 P82

ない場合を考えた。測定の種類は水位、流速、流況の観察と必要に応じ流砂の測定をおこなった。

それぞれの基本形は実験途中で、水理現象の好ましくない部分を改造しながら実験を進めた。

	河 床 勾 配		放 水 路 筋	備 考
	現川改良部 旧 川 部	放 水 部	分水構造物	
B-I型	1/160	1/160	固 定 堰	図-12参照
B-II型	1/160	1/160	固 定 堰	図-13参照 堰位置をづらす
B-III型	1/160	1/160	段 上 工	図-14参照
B-IV型	1/120	1/160	段 上 工	図-15参照
B-V型	1/200	1/107	可 動 堰	図-16参照

〔4〕 各案と実験結果

§1 B-I型案

12図に示すように旧川筋は巾20mのスルース・ゲート、放水路側は高さ1.3mの全水路巾の固定堰を設けた。固定堰高1.3mの根拠は旧川筋の最大流量30m³/sが流下するに要するNo134断面における堰上水深である。河床勾配は1/160とし、黒田取水堰の水叩高と滝戸橋の下流現状河床高を結ぶ線を持って河床高とした。

水位および流速の測定点は原則として10図の模型平面図の○印をつけた個所を選んだ。水位測定結果は図-17に水位縦断面図として示した。流速測定結果については500m³/sの場合だけを流速分布図として図-18～図-20に、流況観察の結果は図-21に500m³/sの場合だけを流況図として示した。

これらの測定結果から次のような問題が判明した。①固定堰の堰上げにより分流点付近で計画高水位より1mも高い水位となっており、②旧川部の右岸堤の取付部が水衝部となり流れを旧川の左岸方向にハネている。③ゲートの附近の水位は、すぐ上流からかなりの水位低下を生ずる。④固定せき下流には露出射流が発生する。

§2 B-II型案

B-I型案で表われた問題点を解決するため、13図で示すように旧川右岸の取付法線のまるみをとって直線化し、可動堰の設置位置を約11m旧川部左岸側に寄せた。又放水路筋固定堰をNo134断面から12m上流に引上げ、余裕高も削って0.2m低い1.1mの高さとし堰上げ水位の低下を期した。

水位測定結果は図-22に載せ、流速および流況観察結果はB-I型より若干改善されたとはいえ大差がないので割愛する。

放水路筋分流構造物を固定堰にする案は局部的な改造をおこなっても、水位が堰上げられる問題と

固定堰の下流が洗掘される問題は基本的には解決できない。

§ 3 B-Ⅲ型案

I型およびⅡ型案は下流の流況と流速から固定堰の維持が困難であるとの結論を得た。従って、現川改良部および旧川の河床高を固定堰高に相当する 1.1 m だけ切下げ、放水路の河床高や法線などは変更しない段上工で検討してみた。なお、河床高切下部の堤防法線、堤防高および堤防法勾配等も原則として変えない事にしたから、現川改良部で 4.4 m (法勾配 $1:2$)、旧川部で 2.2 m (法勾配 $1:1$) とそれぞれ河床巾が狭ばまることになる。

水位測定結果は図-23に、流速測定結果は $500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合の現川改良部の範囲だけを図-24～図-25に載せ、流況については省略する。

測定結果によれば、水位は相当改善され計画高水位よりも高い区間は段上工の上下流 $120\sim130\text{ m}$ くらいの区間に縮まり、H.W.Lとの差は最高 70 cm 弱となった。現川改良部は河床高を掘下げたため水深が $60\text{ cm}\sim1\text{ m}$ も大きくなりその影響で平均流速は前二ケースより2割以上も小さくなっている。放水路では固定堰の場合完全跳水を起こしていたのに対しⅢ型では波状跳水となっている。

以上の結果、諸水理現象は好転しているものゝ、計画高水位よりまだ高く、現川改良部の水深も大きくなっている。加えて 1 m 以上も現川改良部を切下げるため土工量が多くなる等の芳しくない点が解決されていない。

§ 4 B-Ⅳ型案

今までの三タイプの実験は現川改良部および旧川部の河床勾配を $1/160$ で検討してきた。しかし、①黒田取水堰の存廃の要素により河床勾配は変ってくる。②分流出上流は流送土砂の堆積により現状河床勾配の $1/200$ に復元する傾向が強い。③神田川への影響は小さくする事が望ましい。等の点を考え、合理的な河床勾配を検討する。

Ⅳ型案では、No175 断面の現状河床高と黒田取水堰水叩高を結び、①河床勾配を $1/120$ とし、②河床高も大きく下げた。一方、放水路は変更しないものとしたからNo134+12 断面における段上工の落差は 1.67 m となる。従って、堰上げ水深が大きくなるので旧川部の可動堰巾は 10 m に半減した。現川改良部および旧川部の水路高は大きくなるが、法線間距離は変えず水路底巾で調整した。

水位の測定結果は図-26に、流速測定結果は旧川部および現川改良部における $500\text{ m}^3/\text{s}$ のケースだけを図-27～図-29に載せた。

水位縦断面図にもあらわれているが2回の測定の結果、いずれの流量でも現川改良部の水位は逆勾配現象を呈している。可動堰前面の水深は 5 m 以上にもなりゲートを潜流した流れは $10\text{ m}/\text{s}$ の激しい射流となって 100 m 近くも下流に伝わっている。流砂実験の結果、小流量では送流土砂の堆積で現状に近い河床勾配に復原し、大きな出水でこの堆積した土砂の多くの部分が旧川筋に分派される。

堆積で現状に近い河床勾配に復原し、大きな出水でこの堆積した土砂の多くの部分が旧川筋に分派される。

以上の結果、Ⅲ型以上に掘削量は増し、分流点付近の水深が大きくなり、その影響で旧川筋へ分流する流速が大きくなる等の弊害を内包しており、現実的な案とは云えない。

§5 B-V型案

今までの検討は黒田取水堰を撤去した場合を想定した実験であった。このタイプは取水堰を残した場合、 $100\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の出水でも、かなりの流送土砂が予想され現河床より低い河床を設定しても、旧川へ常時 $30\text{ m}^3/\text{s}$ を流入させる機構からみて、現状河床高に復元する可能性は大とみられるので、河床高および河床勾配をほぼ現状どおりの高さ(平均河床高)と勾配である $1/200$ にし、分派点における河床上昇分は放水路の $1/160$ 区間の勾配を約 $1/107$ として解消した。また放水路筋の分水構造物は固定堰、段上工とも好ましくないので可動堰を採用した。その位置は16図に示すようにNo134+12m断面で2連とし堰柱は巾2.4m、長さ7.4mの規模のものである。なお、旧川部可動堰巾は勾配を緩勾配にした為、再び20mに戻し、水路巾、法線などは基本型であるB-I、Ⅱ型と同様とした。

水位は30図に、流速分布図は図-31~図-35に流量が $500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合のみとし、流況については図-36に示す。

河床高が上昇した為、水位は $300\text{ m}^3/\text{s}$ の場合にも計画高水位よりも高くなり計画堤防天端高とは一致している。しかし、水深としては固定堰等の撤去により小さくなっている。分派点においては両可動堰の影響により水面は激しく変動し複雑な流況を呈している。放水路流入部の流速は河床勾配が大きくなったにもかかわらず固定堰等で加速されていた流れが今回のタイプでは堰上げがなくなり、約30mくらいの間にわたり小さくなっている。旧川部においては黒田取水位により流速、水位とも大きな影響を受けるが、大流量時の流速は分流点の水深が大きくなるため、ゲート開度が小さくなりそれほど低減はされない。

〔5〕 分流構造物、河床勾配の結論

勾配や分流構造物について理論的、実験的に検討をしてきた。ここでは総合的な比較検討と考察をおこない各項目について結論づけていく。

§1 水深の比較

タイプⅠ、Ⅱ型案の諸元を表-2に、ⅣおよびⅤ型案を3および4表にそれぞれ載せ、Ⅰ、ⅣおよびⅤ型の河床高を図-37で比較した。現状河床は最深河床高で入れてある。

各案の特性は前述のとおりである。

流量が $500\text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水深を5つの案型について比較してみた。(表-5)ただし動水深としての比較は河床勾配や河床高が異なるケースもあるのでエネルギー水深として比べことにした。

分流点より上流の現川改良部の水深は段上工のⅢ型、勾配 $1/120$ のⅣ型の順で小さくなりⅠ型、Ⅱ型および河床緩勾配のⅤ型はほぼ同程度の深さで最も小さいエネルギー水頭となっている。

従って旧川部でも流頭部でもⅢ型およびⅣ型の測定値は欠けているが同様の傾向を示していると推測され、黒田取水堰を撤去したものとすれば下流に下がるとⅠ型およびⅡ型が有利となる。

放水路流頭部ではⅠ型およびⅤ型の水深が小さく有利であり、下流にいけば大きな差はない。放水路可動堰のゲートを複数にすると堰柱が流れを乱すため好ましくない。

§ 2 平均流速の比較

現川改良部の平均流速は放水路筋構造物による堰上げの影響が比較的小さいⅤ型が最も速く、他のタイプはほぼ同程度である。(表-6)

放水路筋分流構造物上の流速は段上工のⅢ型が最も小さく以下Ⅳ型、Ⅴ型の順となり、固定堰の流速が一番大きくなっている。構造物直下流の流速は跳水に近い状態の場合もあり測定結果だけからの比較は危険であるが、構造物上の平均流速を一応の目安としてよからう。構造物のちがいによる流速分布の変化は固定堰、段上工とも底面流速が大きく矩形に近い分布図を示す傾向にある。可動堰の場合には前者に比べ底部がやせた標準形に近い流速分布になっている。

旧川部の流頭部流速はⅣ型が最大で、実に 8.20 m/s に達している。以下Ⅱ型、Ⅴ型の順になっているがいずれにしても放水路側に設ける構造物の特性により生ずる分流点の水深に大きく影響されていると判断される。

§ 3 分流構造物

旧川筋の分流構造物は分流量が常時 $30\text{ m}^3/\text{s}$ 以下におさえられているため、それ以上の出水の場合の分流操作は可動堰によるのが妥当である。

放水路筋についても可動堰を採用する事が望ましい。その理由は、第一に分流点上流の水位に与える影響は可動堰が最も小さい。第二に分流構造物による流速への影響は可動堰タイプが安定している。ただし、放水路筋可動堰を全閉から全開するまでの部分開放の状態では潜流のためゲート位置で固定堰などよりも早くなる場合がある。しかし、この間は流量が小さいため比較的制御しやすい。第三に可動堰を全開してしまえば流況は安定する。

§ 4 河床勾配の検討

検討に際し当該区間内の条件は

- ① 神田川の河床勾配は緩やかであるため本川の背水が長い距離にわたり響く。

② 黒田取水堰の改造は困難である。

③ 現状河床勾配はほぼ $1/200$ 程度である。

等々が挙げられる。

37 図の代表的なタイプの河床、現状河床の比較図を参照されたい。計画高水位はこの場合、現在地盤高以下におさえる事が望ましい。そうすれば計画水深が 3.5 m であるから B-I 型案以下の河床高と $1/120$ くらいの勾配が好ましい。河床高の切下げは黒田取水堰の撤去が前提となるが、現時点での実現性はうすく、流送土砂による河床上昇など問題もあり投資効果はそれほど期待できない。神田川についても現状より高くするのは避ける事が好ましい。従って、現状河床勾配に見合った $1/200$ を採用し、河床高についても現状を尊重するのが妥当である。

以上の結論は現川改良部と旧川部についてのものであり、放水路上流部については地形上静岡県案の $1/160$ を採用する。

§ 5 分流点の構造およびとりつけ法線形の検討

両可動堰を結ぶ法線をはじめとする分流点付近の平面形状はスムーズカーブで結ぶのが望ましい。しかし、スムーズカーブの場合法面勾配の変化があり、施工は非常に複雑になってくる。実験は原則として直線で結んだ結果である。従って、現場における施工も 38 図に示すような平面形で直線的に変化させるのが容易な方法となろう。

N 可動堰および減勢工の設計

(1) 可動堰の設計

旧川筋および放水路筋の可動堰の位置、タイプ、規模、それに堤防法線等は相互に影響を及ぼすので個別に検討設計はできない。

しかし、実験は可動堰の設計のために改造した模型のタイプだけでも十種におよび、更に減勢工の実験を加えると30タイプを下らない。

従って、実験結果は要点だけをまとめることにした。

§1 ゲート操作の基本

分流構造物は旧川筋、放水路側ともに可動堰との結論を得たが、分流のためのゲート操作の基本的な考え方は次のようになる。

- ① 流量が $30\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の場合、旧川側は全開、放水路筋は全開
- ② $30\text{ m}^3/\text{s}$ を越えるある流量 Q_x までは旧川筋全開、放水路側は部分開放。ある流量 Q_x の条件は分流点上流水位が $30\text{ m}^3/\text{s}$ の場合と一致している間の最大流量
- ③ 丁度流量が Q_x に相当するような点では旧川、放水路とも全開
- ④ 流量が Q_x 以上の場合、放水路筋全開、旧川側部分開放

ただし、 $30\text{ m}^3/\text{s}$ 以上のいずれの流量においても両川ゲートとも部分開放による操作は可能であるが現実的ではないから②の範囲を当然明らかにしなければならない。又、③はただ一点だけしか存在しないはずであるから操作上は無視する。

§2 堰設置位置の基本的検討

旧川筋全開、放水路全開の場合のような $30\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の時には堰上げ水深を小さくおさえる事、従って浮遊物質の堆積を避ける上から可動堰の位置は分流点近くに選ぶ事が得策である。

$30\text{ m}^3/\text{s}$ から Q_x の間で旧川全開、放水路パーシャルの場合は潜流により発生する渦流等の水面変動が旧川筋の分流量に変化を与えない事を要する。

Q_x 以上の場合の旧川筋部分開放、放水路全開のケースは旧川に $30\text{ m}^3/\text{s}$ を分流し、主流は現川改良部から放水路に直進するため、放水路可動堰による露出射流で旧川分流点が不安定な状態になり、旧川筋分流操作が困難にならない事と、逆に、旧川筋可動堰を潜流する流れの乱れが放水路に伝わらないようにしなければならない。

§3 旧川筋の可動堰

旧川筋水路底巾はおよそ 30 m あるが分流量は最高 $30\text{ m}^3/\text{s}$ であるため全巾可動堰でなくても通

水能力はある。従って、必要通水巾以外は堤防等の構造物で遮断する事にした。可動堰設置断面は現川改良部と放水路を結ぶ左岸法線上に選ぶか、分岐点より下流のいずれの断面に置くかの二方法を基本とする。

No-40 断面から No-100 断面の間の四断面、ゲート巾を 10m と 20m の二種類、ゲート位置を左右岸と中央の三個所に移動させ、これらの要素を適宜組合せて実験をおこなった。

分流点は放水路が現川改良部の延長上に掘削されかつ主流も直進するのに対して旧川部は直角に近い角度で分岐する。この形状が旧川部分岐点の上流側、即ち旧川部左岸堤取付部において断面急拡となり、下流側つまり旧川部右岸堤取付部で急縮断面の役割を果している。

放水路可動堰の堰上背水が小さい大洪水の場合には断面急拡部で流速は増大し水面は低下する。そのエネルギー水頭の低下量 h_t は次式*で示される。

$$h_t = h_e + h_f \quad (4-1)$$

$$h_e = c \frac{V_1^2}{2g}$$

$$h_f = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \cdot n^2 \cdot L$$

こゝに、 h_e ：渦流等による損失水頭、 h_f ：形状による損失、 c ：衡力理論により求められ b_1 と b_2 の関数、 b ：水路巾、添字 1・拡大部断面の諸量を表わし、2・急縮部前の断面の諸量を示す。1断面の位置は Δb の 30 倍程度を急縮部から下流にとればよいとされている。ここでは Δb をいくらにするかはむずかしく、約 30 m 下流に急縮部が存在する変則的な急縮部である。

一方、急縮部となる放水路呑口では拡散加速された流れの主流が旧川と放水路堤の接続点付近の法面に激しく当り法面を這上った水面は計画堤の天端にまで達する。旧川筋可動堰は部分開放の状態にあり、ゲート上流側ではゲートをはさむ 2 つの異なる渦流のために水位は大きく変動し分流量が増減する。

旧川部右岸堤の最上流部付近に当たっていた流れは旧川ゲート上流側水位が低下した時放水路に、上昇時に旧川側へとその流入量を高め、時間の経過に伴ない拡散流とゲート上流の渦流との共鳴によってその振動**の傾向は増々顕著となり、ついには水をはったタライを揺った時のように旧川部の可動堰および縮切堤とその対岸に相当する現川改良部の No 135 付近の右岸堤の法に衝突、反射され、この区間を往復しながら、ついにはゲートや右岸堤を越水するに至る。

水面振動の発生までの所要時間、周期および振幅は堰の位置や堤防法線形状、流量などの要素に左右されるようである。振動の発生する可動堰の状態は旧川筋が部分開放で放水路側可動堰が全開の場合で流量条件は前項で述べた $Q \geq 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上である。旧川筋可動堰の位置は No-100 断面から No-40 断面の間のいずれに設置しても発生した。この水面振動の発達した時の規模は最高時で周囲の堤防天端を越流し、可動堰前面における最底時には 60~70cm 程度の水深となり、その変動差は最大 5~6

*水理公式集 P 89

** 8 mm フィルム参照

mにも達し、周期は約10秒程で前記条件を変えない限り継続される。

水面振動誘発条件の一つである急縮部と水衝部を改善するため引堤した結果、目的は達せられたが拡散した流れを放水路に導いただけで、分流水面の隆起現象は解決する事ができなかった。従って流積の変化率をできるだけ小さくおさえるため、可動堰は現川改良部と放水路を結ぶ法線上に設置する事が望ましいとの結論を得た。

§ 4 放水路可動堰設置断面

小流量で全開、部分開放の場合はできるだけ上流の位置に、部分開放から全開になるに従って分流水より充分距離をとった方が有利である事は前述のとおりである。この区間は实际的にNo132断面からNo135断面くらいの間と判断し、この範囲内で実験もおこなった。

放水路筋の可動堰を全開した場合には露出射流が発生し、ゲートの上流側70~80mの区間にまでおよび、旧川部可動堰では操作が困難になり分流量が不安定となる。放水路可動堰を下流に設置する程射流区間は当然長くなり、河床保護工も長くなり、部分開放時には大きな堰上げ水深となる。

この矛盾を解決するため、流積の変化率はできるだけ小さくおさえ、可動堰は分流水近くに設置し、減勢工はある程度堰から離して設ける事にした。実験的に検討した結果は図-38のとおりである。この案をもって結論とした。なお、各変化点の横断図を図-39と40に示す。

② 減勢工の検討

実験的検討に先立ち、可動堰下流側の処理方策として跳水型減勢工を採用し、理論的に設計の要点等*も確認した。放水路筋および旧川筋では流量、可動堰の規模や流入角や全体の形状等も大きく異なっている為、別個に検討した。

§ 1 放水路筋減勢工の設計

① 可動堰下流の水叩上に高さ2.1mで30°角の柱を立て跳水を起こさせた。角柱群の範囲や密度を調節すればある程度の効果をあげる事はできるが、角柱自体の維持に相当の労力を要するだろう。高さは計画流量に対する水深が3m強となっているので、2m以上は困難であるし、阻柱断面積の増大は流積の減少につながる。

② 次にシルおよびバップル・ピアによる実験をおこなった。エネルギー減殺効果は更にあがったが結果的には可動堰と固定堰を併用する事となり、下流域に跳水が及ぶため更にエンドシルなどが必要となってくる。

*水理公式集 P226

フルード数が1程度で水面の乱れが回復するには大規模な跳水構造物を要する事が判明した。

③ 検討の結果、段落による方法を採用する事にしたが更にフロア・ブロックやエンド・シルを組合せ、放水路に跳水の影響がおよばない程度に減殺する事にした。可動堰の直下流に段落始端を設けると射流区間内に旧川部可動堰は含まれ好ましくないでゲートよりも30m下流に下げた。

U.S.Bureau of Reclamation 等、多くの設計例が示されているが*、それらを参考にしつつ図-41に示すような構造の減勢工を実験的に設計した。

河床勾配は減勢池までをほぼ現状勾配の $1/200$ とし4mの落差をつけて減勢池内は水平床とし、中央付近に高さ1m強のフロア・ブロックを設け、エンド・シル立上り後は計画通りの $1/160$ の河床勾配とした。従って堤防勾配はこの減勢池の区間150m内ですりつけた。水理公式集によれば高段落の跳水**となる落口の通気されている部分とエンド・シルの立上り部分は $1/25$ と $1/6$ の勾配となっているので、それによって上下流の河床へとりつけた。

④ 最終案減勢工による減勢はほぼ満足する結果を得た。No133+10断面より急速に落込んだ流れはフロア・ブロックの効果もあって跳水を起し、エンド・シルで堰上げられほぼ等流深で放水路に流入する。フロア・ブロックの位置や規模は減勢に微妙な影響を与える。

§2 旧川部減勢工の検討

旧川筋可動堰ゲートの全開時(流量が小さい範囲)には流速が小さいためさほど問題にはならないが、部分開放操作時には流速が大きくなるだけでなく右岸に流心が向う傾向が強くなる。旧川側と放水路側の水門を同時操作するような状態のときは、上流からの流れは水門に直角となり、水門からの流れは左岸側へ走る傾向となる。ゲート敷高が107.595m、ゲート開度を40mとすればゲート下刃は約108.00mほどになるのに対し黒田取水位は108.43mであるので自由流出ともぐり流出の境界近傍となる。実験は減勢に安全側の取水位の影響がない場合でもおこなった。

旧川側の減勢も実験の結果段落ち方式による事にした。段落始端は放水路筋のようにゲートから離す必要がないうえ、工費等の点からも可動堰の直下流に設ける事にした。段落の落差は1mとし、20m下流にエンド・シルを設け、ジェットが水面上を走らないよう中頃に放水路側と同等断面のフロア・ブロックを置いた。流量は $30\text{ m}^3/\text{s}$ であり、ゲート巾が12mであるから、流れを拡散しても減勢池は旧川部全水路巾を要せず、せまい範囲で減殺した方が得策なので図-42のような型とした。

ゲート全開時にはそれほど問題にはならないが、流量が増し開度が小さくなるに従って潜流の流速は大きくなる。このため、ゲートの直下流左岸側では部分的に死水域となり、右岸側では法面沿に大きな流速が生ずる。しかし、フロア・ブロックを設置するとこの流れは大巾に改善され左岸の死水域は非常に小さくなり右岸流速もフロア・ブロックより下流ではそれほど大きくはない。右岸橋台のゲ

**水理公式集 P228

ート裏は激しい水衝部となるので部分開放時の最大開度よりいく分余裕をもたせた高さで切欠いた。

しかし、現川改良部の大出水時には可動堰ゲートからの潜流流速が大きいため、小水深であるが露出射流はエンド・シルの下流にまでおよぶ。従ってシルの下流も10m くらいにわたって河床保護工が必要となる。

可動堰ゲートは潜流の拡散を防ぐため下刃厚を1mとし、分流点の流積変化率を小さくおさえるため、橋台上流側の直壁の同一平面内に含まれる方式とする。

(3) 現川改良部の水路巾に関する検討

神田川合流点より分流点までの区間の実験は分流点に関する実験と合せておこなってきた。

静岡県の計画案によれば同区間は引堤などをおこないスムーズな法線を期している。また神田川合流点では同支川の河積が急拡の役割を果し、思わしくない結果を示していた。この項では妥当堤防法線および適正合流点処理を検討する。

§ 1 水路巾の検討

実験結果はいずれのタイプにおいても、神田川合流点における水位低下とNo.145断面の右岸側の剝離現象を示していた。現川改良部は河床勾配が $1/200$ で台形断面の等流区間であるので水理的に水路巾を神田川合流点上流より広げる必要性はない。計画の線形では分流点で河積が小さくなっているため堰上げの傾向が強く有効でない河積を増し河床上昇を助長する結果となりうる。

従って、図-43 に示すように右岸法線を基準にした水路底巾24m、法勾配1:2、天端巾42.8mの水路でよいと思われる。

§ 2 神田川合流点処理

本川ピーク時の神田川の合流量は0であり、自己流量も極めて小さい（ $5\text{m}^3/\text{s}$ 以下）ので県案ほどの水路巾を要するかどうかは検討の余地がある。その事は合流点の水路巾が、上流川巾の $\frac{1}{2}\sim\frac{1}{3}$ に狭められている事からもうかゞえる。

潤井川を基本にすれば合流巾をせまくおさえる事が急拡現象を小さくする事になるので好ましい。問題は潤井川の洪水減水時に神田川の河道内に貯留された水がスムーズに排除されるだけの水路巾があればよい。

§ 3 最終案の流れ

巾を24mに縮めたため、神田川合流点における死水域は小さくなり、またその下流に生じていた剝離領域もほぼ無視できる程度のものとなった。

水深ではNo150+50断面からNo145断面で静岡県案より0.1~0.7m 上昇するがいずれも計画高水の水深である3.5m 以下にあり、No140+50断面より下流では1.0m ほど低下している。つまり、静岡県案の水位が激しく変動していたのに対し、この案ではほぼ等流水深曲線に近い流れである。

V 漸縮部に関する検討

(1) 理論的な検討

水路巾の漸縮部、No.7 断面附近に関する問題は最も抵抗の小さい縮巾形状を解析、設計するところにある。したがって、この部分を構成している要素として、平面曲線の半径および平面複合曲線の連続性、縦断曲線の半径、水路巾の漸縮の割合等々をあげることができよう。これらの要素は矩形水路内における交叉波の発生、堰上げおよび堰上げによる跳水等への影響を与えるものと予測される。そのため、これらの要素を次のような内容で検討した。

不等流の基本方程式より次式を誘導する。

$$\frac{dH}{dz} = \frac{F_1(zH)}{F_2(zH)} \quad (5-1)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} F_1(zH) &= i - \frac{Q^2}{C^2 RA} + \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial z} \\ F_2(zH) &= 1 - \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial H} \end{aligned} \right\} \quad (5-2)$$

ただし、 $F_1(zH)=0$ の曲線は一様な水路に対しては等流水深線を、一様でない水路に対しては仮想等流水深曲線を表わす。 $F_2(zH)=0$ は限界水深曲線を与え、 $F_1(zH)=0$ と $F_2(zH)=0$ の両曲線の交点を特異点と称する。特異点を通過する流れは、流れの状態が常流から射流へ、あるいは射流から常流へと変化する。このうち常流から射流に変化するセクションを支配断面*とよぶ。

さらに(5-2)式から、次式をえる。

$$H_0 = \sqrt{\left(\frac{n^2}{R^2 B^3} - \frac{1}{g B^3} \cdot \frac{dB}{dz} \right) \frac{Q^2}{i}} \quad (5-3)$$

$$H_c^* = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{g B^3}} \quad (5-4)$$

ただし、 H_0 ：等流水深、 H_c ：限界水深、 dB/dz ：水路巾の下流から上流方向に対する変化率をあらわす。

これらの水深は水路巾および水路勾配の変化によって決められる。ゆえに、水路勾配の $1/160$ と $1/30$ の接点における縦断緩和曲線の種類、底巾 $22.9m$ の台形水路から $10m$ 巾の矩形水路へのすりつけ距離および底巾変化率などの検討項目を変えながら、流量および粗度係数を2～3種組合せ、平

*水理公式集 P83

**長方形断面でかつ水路巾が広い場合の限界水深をあらわす式であるが、近似的な値は得ることができる。

面曲線の影響は無視して4ケースの計算をおこなった。その計算結果の一部を図-44にまとめた。

また、同様に平面曲線を考慮せず、次式^{*}によって衝撃波に対する有効な連絡水路長(縮巾区間長)の検討もおこなった。

$$L = \frac{B_1 - B_2}{2 \cdot \tan \theta} \quad (5-5)$$

水深比, フルード数および水路巾については次のような関係が成立する。

$$\frac{B_1}{B_2} = \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{F_1}{F_2} \quad (5-6)$$

ここに, L; 連絡水路の長さ, 添字1; 上流側の水理量をあらわす, 添字2; 下流側の水理量をあらわす, B; 水路巾, H; 水深, F; フルード数, θ ; 屈折角, $2 \tan \theta$; (5-3)式における dB/dx に相当

以上の諸式による計算結果を検討し, ①台形水路の底巾2.29mは縦断曲線の中点まで変化させない。そこから, 下流のNo92断面の間105.92mで底巾10mにすりつける。したがって, dB/dx は0.2436である。②法面勾配は縦断曲線中点で零, すなわち直壁とし, 中点より40m上流の区間で1:1.5にすりつけるものとする。③平面曲線は県の計画案を尊重することとした。以上の結果を図-45に示した。

(2) 実験による検討

§1 S-I型案

前項で理論的に求めた各要素を基本に設計した漸縮部の模型をS-I型と称し, その実験結果のうち, 水位測定値を表-7に, 水位縦断図を図-46に, 流速分布図を図-47~50に示した。なお, 流速分布図中の括弧書きの数字は流心に対する流向角を表わす。

① 水位について

46図の水位縦断図に, 仮想等流水深曲線と限界水深曲線を比較のために合せて記入した。なお, 計算に際し水路勾配および水路巾変化区間(No100断面~92断面)については(5-3)式を, それ以外の区間は一樣断面水路であるので等流水深は次式により求めた。

$$H_0 = \frac{Q}{B \cdot C} \cdot \frac{1}{\sqrt{R \cdot i}} \quad (5-7)$$

計算結果によれば, 500 m^3/s の流量に対する $i=1/160$ 区間の限界水深は3.21m, 等流水深は3.56mで緩勾配水路に分類される。これに対して水路勾配 $1/30$ の区間における H_c は6.34mもあるのに H_0 は2.56mしかなく急勾配水路である。このことは300 m^3/s の流量が流れた場合にも同様である。

実験値は各流量*ともNo125断面においては限界水深にほぼ近く、300 m^3/s の場合には縦断曲線中央部附近までフルード数が1.0くらいであるが、500 m^3/s については縮中部の堰上げの影響がNo116+7.2断面くらいまでおよんでいる。500 m^3/s の特異点はNoBVC断面附近にあらわれており、跳水のためNo94+15.995断面の水位は測定することができなかった。300 m^3/s の場合の特異点はNo93+15m断面に存在する。巾10mの直線水路は断面91+10mから始まるが、いずれの流量においてもその10m上流のNo92断面で最高水深を示し、500 m^3/s の水深は7m余りにも達し余裕高1mを加えると8mの堤防高が必要となる。

湾曲流による横断方向の水位への影響は500 m^3/s の場合でNo97+5.927断面において右岸が左岸より33cm高くなっているがその上下流では大きな変化は見られない。300 m^3/s の場合はその差は約半分程度になっているが、湾曲流の影響は広い範囲にわたって表われている。

No92断面附近で最高になった水深は、直線水路の射流区間に入っても急激には低下せず、その影響は約700m下流にまで達することを不等流逐次計算は示している。同計算によれば水路勾配 $1/30$ 区間における縦断水位は $1/40$ 河床勾配の影響があらわれる付近まで等流水深となり、その平均流速は水路コンクリート面の磨耗がないものと仮定して17.4 m/s くらいにまで達する。

② 流速について

水路巾の急縮および水路底勾配の変化が流速におよぼしている影響を測定結果の流速分布図で見ると、まず500 m^3/s の場合、断面102+13.8mにおける平均流速は3.02 m/s 、縦断曲線の中央に当たるNo97+5.927断面においては3.49 m/s とあまり増していないが、その下流の92断面では約6.7 m/s 更に87断面では11.1 m/s とほぼ上流断面に対し2倍近くも加速されている。300 m^3/s の場合でも同様の傾向が表われているが、計画高水流量に比しやや緩和されている。また92断面より上流については各断面とも500 m^3/s の場合よりも流速が大きく表われているが、これは水位の項で記述したように500 m^3/s のケースの漸縮部における堰上げの影響が大であるためと判断される。

湾曲による流速への影響は大きく、例へば102+13.8断面における左右岸の流速の違いは500 m^3/s で6～7割にもなっている。これはその上流にあるNo4の平面曲線の影響で流心が曲線の外側に当る左岸寄りに大きくおしつけられ、逆に漸縮部より下流付近では第三平面曲線のために右岸に流心が近づく傾向が強いためである。また各流速測定点での流向は、ほぼ流心と平行しているが、No97+5.927断面の水路底面の流向は流心に10°、No110断面の底面では5°の向きを示した。

③ 流況について

漸縮による衝撃波の発生に関しては、一応理論的検討の連絡水路長でほぼ満足する結果を得た。

計画高水流量500 m^3/s の場合の漸縮部における跳水は、ほぼNo92断面より下流80mくらいで消滅する。300 m^3/s の出水ではNo95断面付近に跳水始端があって、下流はNo92断面より50m

*計算は500および300 m^3/s でおこなっているが、実験では洪水時でも30 m^3/s を旧川筋に分流させているので放水路においては、470 m^3/s および270 m^3/s しか流れていない。

くらい短くなる。これは流量の大小による漸縮の堰上高に起因している。

漸縮部より上流の流況の特徴は、平面第四曲線の影響で右岸法尻とは対照的に左岸法尻の流速は非常に大きく、相当洗掘されることが考えられる。逆に右岸側にはかなりの土砂堆積を生じさせる。特に計画流量の場合は縮流部のせき上げのため、堆積への影響は大きい。

矩形水路に入ってから流況は、第三平面曲線と直線水路の連結の影響で左岸に偏心する傾向が $500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合強い。

④ 問題点

Na97~99 断面付近の右岸堤内地は計画堤防高より若干低い低地部になっている。ところがNa97 断面の実験水深は約 6.0 m と計画水深の $3.7 \sim 4.7 \text{ m}$ より 2.3 m もこえている。地形が非常に急勾配であるので計画高水位は極力地盤高よりも高くしない方が望ましい。コンクリート矩形水路部の路線は、谷の相当高い部分を流れるように計画されてしまっているので路線変更による水位の低下や水位上昇分の補強は望みがたい。従って築堤部分は若干の手直しがあったとしても安全度をあげることが必要で、漸縮部分の縮巾率等の要素を変えることによって計画路線内での変更が可能となるよう設計しなければならない。

従って次のような事項を基礎に、最も望ましいタイプを検討した。

- ① 第三平面曲線（水路中心線）の各要素は静岡県案のとおり、変更はしない。
- ② 縦断曲線に関する各要素も静岡県案のとおりとする。
- ③ 水路底巾を縮巾する始点および終端の位置の検討をおこなう。
- ④ 法勾配を直壁から $1:1.5$ にひねり始める位置と $1:1.5$ にすりつける点の検討をおこなう。

§2 S-Ⅱ型案

矩形断面と台形断面を連絡する水路は実験的に、底勾配 $1/30$ の矩形水路始端から約 160 m の地点ですりつけることが望ましいと結論を得た。しかし、一方では路線巾決定ずみという制約もあり、水路巾の拡巾は尾根開削部の切盛土の法面にしわよせせざるを得ない。そこで、水理的条件をある程度満足させ、路線巾へ若干のしわよせする案として、S-Ⅱ型案に改造した。それを図-51に示す。

その連絡水路の構成要素の主なものは、①水路巾のすりつけ始端および終端はNa87+10とNa98+10断面とする。②連絡水路巾の変化は原則として等差変化とする。③法勾配の変化はNa90+10~Na98+10断面の区間でおこなう。という内容とした。

① 水位について

測定結果は表-8と図-52に掲げた。

S-Ⅰ型案と比べて非常に大きな水面低下効果をあげることができた。 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合Na97 断面付近では 3.3 m 、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ ではNa94 断面付近で 2.2 m 近くも下げられた。このため、図でも明らかなように漸縮による堰上げ背水はほとんどなくなったと判断して支障ない。改造による効果はNa116

断面付近で消滅し、その上流ではS-I型とほぼかわらない水位を示している。たゞNo97断面付近では局部的にS-I型よりも高い水位を示している。

② 流速について

流速測定結果は流速分布図として図-53~図-58に載せた。

500 m^3/s の場合の流速はS-I型よりすべての断面で5割から2倍近くも加速されている。たゞし矩形水路に入って水位が上昇した区間は逆に流速低下を来している。S-I型がNo97断面付近で大きく堰上げられ、それより下流の水面勾配が極めて大きかったのに対し、S-II型では堰上げの影響がなくなった為、流速が低下した。全体としてこの間の平均流速は6~9.5 m/s の範囲内におさまっている。

300 m^3/s の流量についても同様の傾向が表われている。矩形水路に入ってから局所的な水位上昇は500 m^3/s の場合ほど顕著ではない。

③ 流況について

観察結果は図-59に示した。

No97断面付近を中心とする堰上げがなくなったため、上流では流速が早くなっているが心配する程の事もなく、逆に矩形水路部への流入状況が好転している。交叉波は若干発生しているが、その規模が小さく、問題はないものと思われる。

§3 S-II型案

S-II型案は水理的に非常に良好であったが、連絡水路長が230 m を越え、静岡県が買収を完了させている路線内で施工するのには、開削法面に若干無理をせねばならない。従ってS-II型では連絡水路の長さをさらに検討したものである。

その形状は図-60に示すとおりで、S-II型案に対し、中心線形、河床高は変えず、漸縮率だけを変更し水路長もS-II型の約6割に相当する150 m におさえた。

① 水位について

測定結果は図-61に載せた、限界および等流水深曲線を計算して表9に示す。

実験結果によれば300 m^3/s の場合の堰上げはさほどでもないが500 m^3/s の場合の堰上げはNo92+16.09断面の水深で7.3 m にもなり、その影響も約200 m 上流にまで達している。

② 流速について

300 m^3/s の流量ではNo91断面において湾曲の影響が大きく現われ右岸流速は左岸流速の倍近くにもなっている。

流量が500 m^3/s になるとNo91断面付近までは堰上げの影響が強くなり平均流速は小さくなる。全体を通じてS-I型案と非常に似てくる。

③ 流況について

300 m^3/s および500 m^3/s の両流量ともNo91断面より下流で交叉波が生じ、とりわけ300 m^3/s の場合に現象は大きい。500 m^3/s の場合には波長が長くなっているが規模としては前者よりも若干小さい。No100断面からNo91断面にかけて兩岸沿いに剝離現象を来たしており、水面も連続的な波状現象を呈して、流況状態は思わしくない。

(3) 漸縮部の結論

台形水路の河床勾配が $1/160$ 区間と矩形水路の $1/30$ 区間の連絡水路は平面曲線の挿入や水路巾の縮率が大きい事などの複雑な要素が加わっているので実験的な解析でも充分とは断定しがたい。

前記の三つのタイプにおける諸水理現象はS-Ⅱ型が最も好ましい結果を示している。S-Ⅱ型案とS-Ⅲ型案の間には更に効果的な連絡水路長が存在する事は間違いなからうが、先にも述べたように不確定要素も多く安全率を高めるという観点からS-Ⅱ型案を採用する事が望ましい。

Ⅵ 富士川放流部に関する検討

(1) 実験準備

分流点より約2740m 流下した放水路は富士川に放流される。放水路終端部と富士川の現河床の落差は約10mもあり、水勢を封じ周囲を保護する構造物を要する。

§1 模型の概要

潤井川放水路部の模型取入部は河床勾配 $1/50$ 区間が320m, $1/40$ 区間の240mおよび $1/30$ 区間の一部160mの合計720mである。富士川の模型範囲は縦断方向に400m, 横断方向も左岸より約400mとした。(図-62)

模型は分流点模型より縮率の小さい $1/40$ で製作したので相似律は次のようになる。

深さ, 距離縮尺	$1/\ell$	$1/400$
粗度 "	$1/\ell^{\frac{1}{6}}$	$1/1849$
流量 "	$1/\ell^{\frac{5}{2}}$	$1/10119.288$
流速 "	$1/\ell^{\frac{1}{2}}$	$1/63246$
時間 "	$1/\ell^{\frac{1}{2}}$	$1/63246$

なお富士川は移動床とするため現地の河床材料を62 図で示すような5 地点で採取し、篩分試験の結果No.1 地点の平均粒径 $d_{50}=6.54mm$, No.2 は $6.52mm$, No.3 は $4.54mm$, No.4 は $5.06mm$, No.5 が $6.41mm$ となり、全体の平均粒径を約 $6.0mm$ 程度に合せることにした。(図-63)

実験用河床材料は数種類の砂を混合し63図に示すような粒度分布状態のものを使用した。その平均粒径は $6.1mm$ となり、粒径加積曲線による比較では微小粒径があっていない。このため限界掃流力は現地より大きい傾向に表われるものと判断される。

§2 検証実験

模型は耐水合板で製作し表面をサンドペーパーで磨きペンキを塗布して仕上げたが現地の計算水位に合せることができなかった。水路の粗度係数としてはほど満足できる値が得られたが現地の水位におさえる事ができない原因は計画水路の河床勾配 $1/30$ 区間が1380m 余りもあり充分加速されてほど等流深であるのに模型では加速区間が160mと不充分であるため、計算水位より高く表われているものと判断される。

従って、実験上 $1/30$ 区間の河床勾配を変化させ計算水位に模型の水位を合せた。ちなみに、その勾配を $1/13$ とすれば放水路終端水深は約2.77mとなる。この結果 $1/50$ 区間の粗度係数は流量が $470m^3/s$ の場合0.0123, $Q=200m^3/s$ の時は0.0117, $60m^3/s$ では0.0125 とコンクリート水路の代表的な

粗度係数にはほぼ合せる事ができた。

なお、富士川の検証実験は移動床のため、限界掃流力による相似から河床材料を合せているので、特に検証は行わなかった。

移動床の相似性は、河床変動の過程で砂澁、砂堆が発生し、その粗度係数が場所的に変わり、流砂量が相似しても掃流力が合わなかったり、掃流力が合っても流砂量が相似しないといった現象が生じ、定量的な結論をえるのは非常に困難となる。 $1/50$ 区間のフルード数は $3.1 \sim 3.5$ にも達し水面には射流特有の複雑な波が発生し、水面は非常に不安定で測定が困難であった。

§ 3 実験の方針

潤井川の出水に比べ富士川のそれははるかに遅いこと（ピーク時差 9 時間）放流点の安全性に関しては富士川の水位が低い場合に危険度が高いという理由から実験時には富士川の通水をおこなわない事にした。実験技術上富士川は温水時、中洪水程度、計画高水時の水位を与えた。

放水路末端の処理方策としては水理的特性、構造物の維持および工費等の点から次の三方式による実験をおこなった。

- ① 自由落方式 放水路末端部で落下する水脈が放水路河床の影響も受けないような急な勾配で富士川河床に結びつけ放流する方法、J 型と称する。
- ② フリップ型方式 放水路終端段落部の富士川水面付近に凹形の円弧を入れ、河床に沿って落下してきた水脈をフリップバケットにより構造物から遠く飛ばす方法、F 型と称する。
- ③ 跳水型減勢方式 河床上に沿って落下してきた水脈を減勢池内で跳水させ、エネルギーを減殺させた後フロア・ブロックやエンドシルで跳水の安定をはかり富士川に合流させる方法。C 型と称する。

なお一般に落下前のフルード数が 1.0 以上の場合にはフリップ型やバケット型減勢工が望ましいとされている。

(2) 実験とその結果

実験は J 型、F 型および C 型についておのおの部分的に修正しながら進めた。それぞれの実験結果は次のようである。

§ 1 J 型案（自由落方式）

段落部で矩形水路と同巾の 1.0m では流量が大きくなると落下水脈は広がり、富士川護岸を洗掘する事が予備実験の結果判明したので J-I 型として次のようなタイプを設計した。（図-64）

① J-I 型案

図-65に示すように放水路終端部*で両壁に 10° の角度をつけ、減勢池終端部における巾が $2.0226m$ 、段落前の河床高が $T.P.4.005m$ 、減勢池床高が $T.P.3.300m$ のような設計をした。

実験は模型値で 60 分間 $470m^3/s$ の流量を流した。落下点における洗掘は激しく、とりわけ富士川の左岸護岸沿はまた、く間に洗掘可能深**である $10m$ まで掘られてしまう。落下点の周囲については通水初期、富士川の水筋に強く影響されて富士川の左岸沿に流れていた落下後の水が時間の経過と共に洗掘された河床材料が河床の低い部分—水筋—に堆積され、付近の河床高が均らされ放水路の延長上に直進する傾向を強める。落下点両側の富士川左岸沿には落下水脈のために、放流口から水脈の拡散するところまで水面低下を生じ周辺の水位との間にかなりの水面勾配がつくため、それぞれ迂回流が生じる。この迂回流は洗掘の激しい落下点に護岸沿の河床材料を輸送し供給する。迂回流は放流口の上流側の方が規模、流速ともまさっている。このため、上流側の迂回流による洗掘も激しく落下点付近では富士川護岸の必要根入部は $4m$ にも達する。このような洗掘傾向はほど $80m$ 四方の範囲でそのまわりは逆に河床上昇の傾向にある。しかし、富士川の流れがある場合には迂回流は消えるか弱まるものと考えられる。この実験結果は流況スケッチ図として図-66、実験終了時の河床変動状況を図-67にそれぞれ載せる。

$200m^3/s$ の場合はさきのケースの2倍に相当する 120 分間通水した。実験による諸現象はやゝ規模が小さい程度で $470m^3/s$ 時と大差はなかった。

$60m^3/s$ についても 120 分間通水した。迂回流は上流側にだけしか発生しないが、洗掘深は $4m$ に達する。たゞし、それに要する時間は 60 分ほどで、他の場所も 60 分ほどで安定する。なお、各流量毎の放水路中心線延長上の水位と河床変動状況を68図に示す。

J-I型案ではいずれの流量においても富士川左岸の法先洗掘は避けることができない。

② J-II 型案

迂回流の発生を防ぐため図-69に示すような放流口を設計した。放水路終端部を $16.35m$ 上流に引き、段落口には半径 $10m$ の縦断曲線を挿入、落下勾配は更に急な $1:0.73$ を採用、落下後は $1:15.6$ の緩勾配を $22.8m$ の間に入れ、更に水平区間を $11.55m$ 設けその高さをI型より $1m$ 低い $T.P.3.22m$ にし、水平部は左右を各 $5m$ 増し $20m$ の急拡水路とした。富士川の水位を先の実験では $T.P.33.724m$ で与えていたが、今回は $T.P.36m$ から $40m$ の間を境界条件とした。

計画放水流量 $470m^3/s$ を 20 分間通水した場合、迂回流の発生を避けることは依然としてできず、洗掘深は $10m$ 位になる。放流点水位が上昇すれば渦流が活発になり $T.P.37m$ 程度になると放流口の上流側のものより下流側の方が優勢になり、しかも流速が極端に増加する。更に水位の上昇をはかれば流れは衰え $T.P.38m$ で上流側の迂回流は止まり死水域の状態になる。一方下流側はほど同程度の勢

*記述の都合上、段落部との接点を放水路終端部と称する。

**模型の構造上、最大限に洗掘できる深さ

力は維持するものゝ流速が小さくなるため砂礫の移動は小くなる。更にTP40mにまで上げると下流側の迂回流も消え、護岸法尻の洗掘は見られなくなる。なおⅠ型の模型では護岸法尻の許容洗掘深は最大4mに作られていたが、Ⅱ型ではこれを10mにまで増した。

300 m^3/s 、200、150および100 m^3/s の流量をそれぞれ10分間づつ通水して、河床変動の観察を行なったところ、護岸法尻の洗掘は100 m^3/s で4m、150および200 m^3/s では6m、200 m^3/s の場合で8mとなった。200 m^3/s 以下では特筆すべき事はなかったが、300 m^3/s になると迂回流の流速増加が著しく護岸沿では攪乱流になり砂礫の輸送形態は浮流状態になり、法尻の洗掘深は8mに達する。

③ 自由落下方式による放流処理について

自由落下方式による放流点の処理は高エネルギーをもった水脈が放流されるために、渦流による富士川の河床洗掘は予測されていたが、この附近の富士川河道は改修区域外で、ほとんど山と自然堤防から成り、多少の洗掘は問題にならないところであるため、自由落下方式が考えられた。しかし、前述の実験結果が示すように放流口の上下流の渦流は富士川の法尻を大きく洗掘するため、合流点附近の富士川法面の保護、あるいは放流構造物の維持がきわめて困難となる。

§2 F型案（フリップ式）

図-70に示すような三タイプを計算によって検討した。いずれのタイプにおいても段落部始点は一定とし、フリップ角も変化させずフリップ端の高さを変えたものである。次に各タイプに基づく実験結果を列記する。

① F-Ⅰ型案

計画放水流量470 m^3/s の飛翔距離は約40mで富士川の護岸より20m程度河心側に落下し一応初期の目的を達するよう設計した。しかし、実験結果によれば落下点の洗掘は時間の経過と共に進み最高16mにも達する。この為、洗掘された河床材料は主として下流側に堆積され、落下後の流れを規制しはじめる。規制された流れは河床の低い富士川の左岸方向にその一部が向い、再び上下流に二つの迂回流が発生し、護岸法尻を洗掘する。なお、この時の水位はT.P345m、通水時間は20分間である。

フリップ効果による飛翔開始流量はほぼ185 m^3/s 程度で、それ以上の流量から約200 m^3/s 程度までの落下点は丁度富士川の護岸法尻付近にあたり護岸の維持上好ましくない。

② F-Ⅱ型案

フリップの高さを下げたことにより135 m^3/s 程度から飛翔しはじめる。また、フリップ端を前面に出した為、落下点が護岸法尻付近に相当する問題は、F-Ⅰ型の場合より小流量のときに生ずるようになった。落下点の洗掘に伴ないその下流に堆積された砂堆のため流れは護岸方向に向い迂回流が発生し法尻の洗掘は避けられない。

470 m^3/s を15分間通水した後の護岸法尻における最大洗掘深は約8mくらいである。同流量で落下点の富士川水位をT.P34m から37m に上昇させると落下点の下流側にも迂回流は発生すると同時に上流側の迂回流により護岸法尻は洗掘されはじめる。落下点水位を富士川計画高水位であるT.P40mに合せると岸よりの迂回流は消えほど死水域化するが下流側のそれは若干流速を低めた程度で存在する。

なお、飛翔距離は470 m^3/s で最大50m 最小34m, 300 m^3/s で最大40m 最小26m, 150 m^3/s で最大24m 最小16m となっている。

③ F-Ⅱ型案

フリップ端の落差が更に増した為、飛翔限界流量はⅠ, Ⅱ型案よりも更に小さくなりわずか81 m^3/s となった。放水流量が81 m^3/s に達する以前は丁度護岸法尻付近で跳水を起すため、法尻沿を六脚*ブロックで6.6mの区間に渡り保護した。

470 m^3/s を放流した時の飛翔距離は平均47m程で落下点は13mくらい、護岸沿のブロックは4mほど沈下しその前面では6m程掘られる。このため六脚ブロックは25分の通水で120mも移動した。

他の流量でも直接護岸の法尻は洗掘されなくなったがブロックの前面における洗掘は解決する事ができなかった。

④ フリップ方式による放流点の処理について

以上の実験の結果、次の様な結論を得た。すなわち、フリップ角やフリップ端高をどう変化させても護岸法尻上に落下する流量は存在し、加えて、大流量を護岸より遠くに飛ばしても落下水によって生ずる高流速は水位低下をおこし、そのために迂回流を発生させ、間接的に法尻を洗掘する。法尻を保護した場合には保護工の維持が容易でない。

§3 C型案(跳水式減勢工方式)

今まで行なった自由落下方式およびフリップ方式による実験結果やU.S.Bureau of Reclamation Elevatorski等の提唱を参考にして図-71のような減勢池を設計した。

① C-Ⅰ型案

第一案であるので落下水脈にはそれほど神経を払わず段落勾配を1:0.933にし、落差20.57m、底面高T.P22m、減勢池長36m、終端部のエンドシル高は順次変化させながら検討し、さらに14m上流に高さ1.2mの台形シルを設けた場合も検討した。減勢池巾は段落部から20mの等巾とした。

減勢池底面をT.P22mの水平とし、エンドシルおよび中間シルを設けない場合には200 m^3/s 程度までのエネルギーは充分減殺される。300 m^3/s になると跳水を減勢しきれず、減勢池内から出た流れは護岸法尻を洗掘する。470 m^3/s では跳水による水位変動がはげしく、減勢池壁を越流(T.P35m~36m)

*現地換算 20tブロック

して法面を流れ落ちる一方、富士川河床の法尻から30m 近くの間を約10mの深さ(減勢池底面高に相当する)にわたって洗掘し、更に護岸法尻も深く洗掘する。

エンド・シルは設けず減勢池終端部より14m 上流に高さ1.2m の台形シルを設けると減勢池内の水位変動は若干緩和され、富士川河床の洗掘長*も20m 程度に減る。しかし、規模が小さくなったとはいえ、洗掘深10mで20mの長さに渡り河床低下を来す事は好ましくない。

1.2m の台形シルに併用して、高さ4.8m のエンド・シルを14m 下流に設けた場合、流量が150 m^3/s 程度まではほぼ完全に減勢される。300 m^3/s に増すと跳水は躍動し、470 m^3/s になると更に激化しエンド・シルから16m くらいの間が10 分程度でT.P26.8m ーつまりエンド・シルの高さくらいまで洗掘される。しかし、流量や通水時間のいかんをとわず洗掘深はエンド・シルを下ることはない。

エンド・シル高を6.4m-T.P28.4m ーに上げた時、200 m^3/s 程度までは完全に減勢する事ができる。200 m^3/s を越えると跳水の躍動が発生し減勢池側壁より護岸法面上に飛出す部分もある。しかし、エネルギーの減殺効果は一段と上り洗掘深および範囲ともに小さくなるが、富士川現河床より7m ほど掘られる事になるので更に改善の必要がある。

エンド・シル高をT.P30m にし、減勢池底面は36mの区間をT.P26.8m から1:7.25 の逆勾配とし、中間台形シルを撤去した場合、エネルギーの最も大きい470 m^3/s の跳水の躍動は小さくなり減勢池側壁を越流する量も少なくなる。洗掘状態はやゝ好まし護岸根入部の洗掘深がT.P28m まで、洗掘傾向範囲は上流側24m 下流側20m となっている。一方、放水路延長上の洗掘はエンド・シルより16m 先でT.P26.8m まで洗われる。全体的に洗掘巾、洗掘深とも小さくなるが洗掘長が長くなる。

C-Ⅰ型案によればエンド・シルの高さに関係なく減勢できる 流量の範囲はほぼ200 m^3/s 程度までであるが、エンド・シルを高くすれば洗掘巾、洗掘深とも小さくなり、洗掘長は延びる傾向にある。ただし、この傾向はせいぜい河床高よりも3m 低いT.P30m程度までのようである。

② C-Ⅱ型案

図-72 に示したC-Ⅱ型案は放水路からの落下水脈の拉力が小さかったので、構造物はできるだけ小さくし、減勢効果を上げるという主旨から、放水路との接続は放水路巾と同じ位に狭め、終端部はC-Ⅰ型と同じにした。また減勢池の側壁は施工上のことも考慮して、2分勾配とした。実験の結果はエンド・シルの高さがT.P30m の場合は①逆勾配の影響で跳水の躍動は大巾に軽減され、②減勢池の平面形状を変えたことによる影響はほとんどみられなかった。③護岸根入部の最大洗掘深は3.6m と小さくなり、その巾も上下流側とも16m ずつと非常に短くなり、④放水路延長上の洗掘深は5m、長さは12m、巾は50m 程度と非常に小さくなった。エンド・シルを1.2m 嵩上げてT.P31.2m

*放水路延長上に洗掘される長さを洗掘長、それと直交する巾を洗掘巾、深さを洗掘深とする。

にすると再び跳水は躍動しはじめ、護岸法面上への飛越流水は増し、従って護岸根入部の洗掘は前より8mくらい長くなり深さも4.2mに増し、放水路延長上においても深さ、範囲とも大きくなる。この洗掘される護岸の前面に六脚ブロックをおくと根入部の保護はできるがブロックの前面が掘られる。

施工時の掘削土量を抑えるため減勢池底面をT.P 26.8mの水平水叩にした場合にはフリップ方式同様の迂回流が生じ護岸根入部が約10mほど洗掘される。水平水叩高を更に下げる案もあるが前でおこなった実験結果のように跳水の躍動を起こす事は容易に予測され、土工量を軽減するにしてもT.P 26.8m以下ではあまり意味がなくなってくるので、合理的な逆傾斜底面の方が望ましい。

エンド・シル高はT.P 30mが最も妥当と判断されるが逆傾斜底面の合理的な勾配を検討するため前掲勾配の½に当る1:1.5で実験をおこなった。減勢効果は落下点底面高、エンド・シル高、逆傾斜勾配、落下流量、富士川水位等々の要素に影響されるが、この案では落下点水深が小さい為周期的な露出射流を生じこれ以上水脈落下点の水深が小さければJ型、F型と同様の現象が生じ、減勢されなくなる。落下水脈の下流側水位-水クッションの深さが小さいため落下水脈は、直接底面に影響されて周囲に広がる。横方向に広がろうとするエネルギーは側壁で遮断され流速水頭に転換する。このため、減勢池内では両側を高流速で流れ、中央部は比較的遅い。充分減勢されないまま富士川へ放流された流れは護岸根入部を洗掘しない程度の迂回流を生じ、エンド・シルの下流では5m強の深さの局部洗掘がおこる。

水クッションの深さを増し兩岸の流速を減殺するため兩岸から1.6m、1.2m、0.6mの三種の高さで下流に向けて30°および60°の角度を付け、5mの長さのフロア・ブロックを設置してみた。実験結果はいずれの組合せを採用しても期待した程の減勢効果を上げることができず、逆に跳水が非常に不安定になる。従って、このタイプによる減勢工は好ましくないと判断した。

③ 最終案の設計と実験

今までの検討の結果、放流点の減勢方式は跳水型による処理方策が効果的で、放流水脈による渦流の発生を防止し、そのために洗掘の規模を小さくしている。

減勢工の構造は現富士川河床高よりも10m程度低い高さの減勢池を設け、落下水脈のエネルギーは約30mくらいの間の1:10前後の逆勾配底面と、T.P 30mのエンド・シルとした構造により確保した水クッションにより、減勢する方法が有効である事も判明した。

従ってすでに得られた結論より妥当な底面の逆傾斜率、合理的な減勢池壁勾配等々の最終案の細部設計をおこなった。

§ 1 最終案の設計

減勢池の最終案構造物を示すと図-73のようである。

① 落下開始位置

水路河床勾配が $1/50$ の最下流端は $N\Delta 2+4m$ 、標高 $T.P 42.930m$ とする。

② 落下縦断面

縦断曲線は水平距離で $6m$ の間に挿入し、それより下流は $1:1.583$ の傾きの直線と接続させる。直線勾配の終点は $N\Delta 0.0+9.2m$ 、落下始点との水平距離は $3.48m$ 、標高は $T.P 23m$ 、この間の落差 $9.93m$ と決めた。

③ 減勢池内の逆傾斜床

実験的に検討した結果、 $1:9.788$ の逆勾配を採用する事にした。逆傾斜区間は $3.23m$ 、その終端位置は $N\Delta 0.0-2.3.1m$ 、標高 $T.P 26.3m$ に設計した。

④ エンド・シル

逆傾斜終端部より $1:1$ の勾配で $3.7m$ の水平距離をとり標高 $T.P 30m$ をシルの天端とする。エンド・シルの天端巾は $1.2m$ 程度とする。

⑤ 減勢池底床巾

最終的に床巾は次のようにした。まず落下始点は矩形放水路巾の $10m$ に一致させ $3.48m$ 下流、すなわち落下部終点で $12.6m$ 、エンド・シル勾配法尻、すなわち減勢池終端部で $21.00m$ 、エンド・シル下流側天端で $23.20m$ とする。

⑥ 減勢池壁勾配

壁の最大高さは、約 $20m$ となるので、施工上の関係から両側の壁に 2 分勾配をつけることにした。なお、矩形水路直壁とのすりつけは施工の難易度を考慮して直線的にとりつけても水理的にはそれほど問題はない。

⑦ その他の細部設計

両側壁高については原則として現地の地盤高に準じてよいが先端部では73図で示すような線でカットした方が流況からみて好ましい。また側壁勾配もエンド・シル部分は同図平面図に示す点線のような線形にして勾配を小さくし、最下流端で平面的にしぼるようにする。

⑧ 富士川の護岸法尻保護

減勢池内で極力エネルギーを減殺することに努めたが減勢しきれない流勢の一部が富士川左岸の護岸法尻を洗掘する可能性がある。従って、その対策として護岸前面にテトラ・ポットや六脚ブロック等の透過構造物で保護することが必要である。できれば、ブロック等は連結された方が望ましく、またブロック等の配置のしかたによっては砂礫がその間隙から吸出され根固工の維持が困難となるので、破壊されないよう余裕ある配置としなければならない。

§2 最終案による実験

最終案による実験は前項で設計した模型による結果であるが、富士川護岸の前面は保護されていない状態となっている。なお、実験ケースは次表の4とおりとした。記述についてはケースⅡでふれていく。

ケース	放水流量 (m^3/s)	富士川流量 (m^3/s)	合 流 量 (m^3/s)	富士川水位* T.P.(m)	通水時間 (分)
1	470	1,500	1,970	36.050	60
2	470	30	500	34.450	60
3	200	30	230	34.010	60
4	60	30	90	33.600	30

① 流況について

ケース1の流況観察結果は図-74に示した。富士川左岸の大きな湾曲部は逆流領域となっているが流速が小さいため死水域とみなしてよい。放流後の流線は時間の経過と共に左から右に移り、放水路延長線上を直進する傾向を強める。

ケース2の場合には(図-75)水筋に強く影響され、通水初期では現在の低水路に沿って流れているが、合流点の洗掘にともない洗掘砂が流送され低水路に堆積し、次第に直進する量が増す。

ケース3および4については(図76, 77)富士川水筋に沿って流れ河床砂礫の移動量が小さいため流況も大きくは変化しない。

いずれの流量においても放流後の流れが富士川右岸にまで影響をおよぼすようなことは全くない。

② 河床変動について

各ケース毎の放水路中心線延長上における河床変動結果と水位を図-78に、それに直交する代表断面の河床変動結果を図-79にあらわした。

ケース1の洗掘状況は通水後10分程度でエンド・シルの直下流で最大3.5mほど掘られ、ほゞシルと同程度の高さになるがそれ以上洗掘されることはない。洗掘された砂礫の大部分はその下流に楕円形に堆積される。富士川護岸法尻は放流口上流側が長さ約10mにわたりエンド・シル以下に掘られ、その最深部でT.P.28.4m程である。下流側は4mほどで最深部でT.P.29.6m程度である。

ケース2は1に比較し洗掘される範囲もやゝ広くなり、その深さも50cm~1m程度深くなる。この洗掘に要する時間は10分位でそれ以降は大きく変らない。実験結果は図-80に示す。

ケース3の結果は洗掘範囲が非常にせまくなったにもかゝらず、最大洗掘深はT.P.28.5mとなっており、流量が小さくなっているのにあまり変っていない。しかし、移動する土砂量は非常に少なく

*放水路中心線(Na0)延長上156m地点

なっている。

ケース 4 になると落下流は減勢池内で減勢され、富士川の河床にはほとんど影響を与えない。

§ 3 放水路から流砂がある場合

今までの実験では放水路の流砂を考慮していなかった。従って、エンド・シル下流の洗掘は全く減勢池を通した土砂の供給がない状態であった。

放水路分流点における掃流力に応じて送流土砂は放水路に供給されるものと仮定して、計画高水波形にもとずき流量と土砂を与えた。

その結果、エンド・シル下流は洗掘よりむしろ堆積の傾向にある事が判明した。もちろん、分流点における掃流力に応じた給砂があるものとの仮定に無理があるとしても、少なくとも今までの実験は放流点の洗掘に対しては安全側にあると云える。

減勢池内の土砂の堆積は減水時ないし富士川からの流入が考えられるが、放流量が大きい場合には富士川へ掃流される。小さい場合には完全に吐砂することはできないが落下水の減勢には大きな支障とならない。減勢池内の流送土砂による磨耗については矩形水路のそれと同様に削代を考慮しておく必要がある。

§ 4 実験結果の考察

最終案による実験結果は全般的に満足する内容が得られた。放流量が $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度まではほぼ完全に減勢することができる。

$150 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量では跳水のため水面の躍動が激しくなり、エンド・シルを中心にその上下流側に約 T-P 28.0m 程度の洗掘を生じさせる。また、跳水による水面振動は減勢池両側壁天端より断続的に越水させる。この越水高は富士川水位によって大きく左右されるが、実験の範囲内でも最高点で T-P 40m に達している。放流量のいかんを問わず富士川対岸への影響は全くない。

放流のさい、洗掘される場所は富士川の水位条件で左右されるが、放流量が $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えると最大洗掘深はほぼ一定になる結果を示した。最大洗掘高は富士川の河床高にはそれほど影響をうけず、エンド・シル高で左右され、シル高を変化させると洗掘深はそれにともないほど同程度の高さで変化する。最大洗掘箇所は通常、放水路中心線より上流にあらわれた。

エンド・シルの根入は、シル高より約 2m 程度の洗掘がみられるので、シル天端より最少限 5m - T-P 25m - は必要と考える。

最終案による実験では護岸前面を保護しなかったが、途中の実験で明らかにしたように法尻をブロック等で保護すれば直接洗掘される事はまずないと考えられる。しかし、保護構造物の前面が洗掘されるのでその維持は考えなければならない。

減勢工出口は「細部の設計」の項でもふれた如く護岸沿に上下流とも 13m 程度の長さにとり保

護する事になっているので根入部はT.P 28m (富士川の現最低河床はT.P 32m) よりも低く施工するのが望ましい。ブロック等による護岸の保護は根入部との均衡によっても決まるが、保護した方が安全である事はいうまでもない。

Ⅶ 結 語

潤井川星山放水路計画に対する検討は模型実験等を中心に進めて来た。静岡県から要請されていた各問題点に加え当所で検討が必要と判断した項目について、一応の結論を得るにいたった。また今後検討していかなければならない問題も残されており、この章で整理しておくことにする。

〔1〕 実験経過のまとめ

模型実験の概要は次のとおりである。

§ 1. 現川改良部の実験

神田川合流点より下流の水路巾について二通りの案で実験をおこなった。第一案は静岡県案、第二案は静岡県案を部分的に改良し水路勾配を $1/200$ にした案である。

§ 2. 分流点の実験

旧川筋分流構造物は可動堰を採用する事にしたが放水路側の構造物の設計には多くの案があり、それらの案について実験をおこなった。検討した構造物は①固定堰、②段上工、③可動堰である。各案についてはその規模や設置する位置の検討もおこなった。

旧川筋および放水路筋の分流構造物として採用された可動堰の下流部では減勢する工作物の検討をおこなった。

以上の実験中においては法勾配の変化や堤防法線等の細部にわたり設計をおこなっている。

§ 3. 水路勾配の検討

現川改良部、旧川部および放水路台形断面区間の水路勾配を① $1/160$ 、② $1/120$ 、③ $1/200$ 、④ $1/106.9$ の4種類に変化させて検討した。(ただし、全区間で4種類をおこなってはいない)水路勾配は分流構造物の規模、減勢方式等に直接関係してくるので、それらと併行して実験はおこなった。

§ 4. 漸縮部の実験

放水路区間のうち、台形断面と矩形断面を連結する水路の検討は静岡県案を基本形とし、主として連結水路の長さを検討した。実験は静岡県案(部分的に修正)を含め三案をおこなった。

§ 5. 富士川放流部の実験

富士川への放流させるタイプは①自由落方式②フリップ型方式③跳水型方式の三案を基本とし、各案を部分的に変化させて検討した。

放流方式を決めるとともに、側壁勾配、エンドシル高、減勢池床勾配等々の細部設計を実験的に進めた。

富士川への影響を最小限におさえるため、放流口付近の検討もおこなった。

〔2〕 各検討項目に対する結論

すでに得られた結論に対し、総括の意味で問題別、個所別に整理すると次のようになる。



§ 1. 現川改良部（分流点より上流）について

河床高は現状を尊重し、従って河床勾配も現状にほぼ相当する $1/200$ とする。

① 神田川の合流点より上流は水路中心線を静岡県案のとおりとし、標準断面形は次のようにする。

	最終案	原 案
計画高水水深	3.8m	3.5m
計画堤防高	5.0m	4.7m
水路底巾	21.5m	21.5m
水路天端巾	41.5m	40.3m
法勾配	1:2	1:2



② 神田川合流点 (No. 150+50 断面) より No. 145 断面の間は次のような水路とする。

法線は静岡県案の右岸法線を基準とし、水路底巾は 24m、水路天端巾を 44.0m 河床から堤防天端までの高さは余裕高を含めて 5.0m 法勾配は 1:2 である。

なお、①区間との連結は No. 150+50 断面と No. 155 断面の間でおこなうものとし 平面的には右岸の法線を連続させ、左岸法線および左岸法尻線は不連続となる。

③ No. 145 断面より No. 135+50 断面間は水路天端巾および堤防高を除き②区間と同等にする。

堤防高は No. 145 断面 (5.0m) から No. 135+50 断面で 5.35m へ直線的に変化させる。水路天端巾も徐々に拡げ No. 135+50 断面で 45.4m とする。なお、左岸の護岸は充分の根入れをおこなう。

§ 2. 分流点について (No. 135+50 ~ No. 131 ~ No. -60)

分流点の平面形状の詳細は図-38、水路変化点の横断面は前述の図-39および40を参照され

たい。なお、No.170～No.100断面間の諸元は表-10に示した。

① 旧川筋可動堰について

ゲート敷高は水平にしてT. P107,595 mとする。ゲート巾は12 mとし、上流面が現川改良部の左岸垂直法面と同一平面を形成する構造とする。ゲートのリップ形状は潜流の拡散防止のため0.7 mの水平部分を持つ円形リップ(半径30 cm)とし振動防止のため圧着方式とする。右岸アバットの下流側は水衝部となるので42図の詳細図に示すような右岸壁に切欠部を設ける。

② 水門操作の基本

実験的に流量と両ゲート開度の関係を右表のように求めた。しかし、ゲートの形式が決定していないために実物と模型では流量係数が異なるし、両ゲートが部分開放となる場合に、放水路ゲートは上流のフルード数が1に近い流れを生ずるような条件のときの水門操作は不安定となる。従って、出水時にこの関係を参考にしながら実測値を求めて修正していかなければならない。

ゲート操作に必要な水位計はNo.135+60 m断面の左岸側に設置する。

① 黒田測水所の水位～流量曲線によって、30 m³/sのときの旧川筋ゲート上流側の水位を設定し、ゲート操作の基準とする。

② 現川改良部流量が30 m³/s以上の場合には、放水路ゲートを操作し、旧川筋へ30 m³/s分流される水位を保つようにすればよい。この場合放水路ゲートは急激な操作をしないことが条件となる。

③ 放水路筋ゲートは30 m³/s以下の出水に対して全開、それ以上で300 m³/s以下は部分開放、300 m³/s以上の出水に対しては全開となる。旧川筋ゲートは300 m³/s以下の流量に対して全開それ以上は部分開放となる。

流 量 (m ³ /s)	No.135+60 m 断面水位 T. P(m)	ゲ ー ト 開 度	
		旧 川 側 (m)	放水路側 (m)
30以下	108.905	全 開	全 閉
50	108.903	全 開	0.200
100	108.930	全 開	0.765
150	109.300	全 開	1.314
200	109.653	全 開	1.705
300	110.482	全 開	全 開
400	111.133	0.265	全 開
500	112.307	0.537	全 開

④ 旧川および放水路の両ゲートが

全開で分流する流量(300 m³/s)以上の出水がある場合は流量曲線から旧川ゲートを部分開放し、旧川への分流量を30 m³/sに保つ

⑤ 放流に際し、放水路周辺に対する警報措置も検討しておかねばならない。

③ 河床保護区間

分流点の河床は次の区間を張ることとする。現川改良部はNo.135+60断面まで。旧川筋は減勢池内とし、その下流は10 mくらいの間にわたってブロック等で保護する。放水路については台形断面部も三面張りとする事が望ましい。

④ その他の構造物

減勢池および減勢工の規模、放水路可動堰、橋台標準断面形などについては 38, 41 図を参照されたい。

§ 3. 放水路について

① 漸縮部構造の詳細は図-51 と表-11 を参照されたい。

② その他の区間については静岡県案のとおりとする。

なお、放水路を全部コンクリート張水路とする場合には放水路可動堰下流の減勢工は不要である。

§ 4. 放水路流末部について

結論は図-81~図-83に示す。

① 縦断勾配について

河床勾配 $1/50$ 終端は $N_a 2+4m$ (県距離標 $N_a 0$ から $44m$ 上流) 断面とし, $N_a 38m$ 断面より下流は $1:1.6$ の勾配とする。その間の勾配は次式で与える。

$$i_L = i_{L_1} + \frac{i_{L_2} - i_{L_1}}{L_{L_2} - L_{L_1}} \times \Delta L = 0.02 + 0.08643 \times \Delta L$$

添字は $N_a 0$ 断面からの距離を示す。 i は勾配, L は距離 (m 単位)

$1:1.6$ 勾配は $N_a 9.2$ 断面で終り, $N_a -2.43m$ 断面までは逆勾配で $1:10.1515$, エンドシル上流側は $1:1$ の逆勾配, シル天端は水平とする。

② 減勢池底巾

矩形水路終端部よりエンドシル下流側まで, すべて直線変化とし, 変化点は次のとおりである。

断 面 (m)	底 巾 (m)
4.4.0	10.000
9.2	12.600
-2.3.0	21.800
-2.9.2	23.200

③ 減勢池側壁

側壁高の最高は $22m$ 程度になると見込まれる。側壁法面勾配は $1:0.2$ ($N_a 4.4m \sim N_a -20.2m$) を採用する。側壁の安定上, 犬走等を設けて分割する方法もあるが, その場合は $T.P 37m$ より高い地点に設置するのが望ましい。なお, 犬走等の巾については施工上の関係から決定して支障ない。 $N_a -20.2m$ 断面より下流の側壁法面勾配は図-82に示すように順次変化させるものとする。

④ 減勢池床版の厚さについて

$N_a 25m$ 断面までは矩形水路床の厚さから $4m$ 厚まで直線的に変化させる。それより下流は $4m$ 厚を原則とする。なお, 側壁の厚さについては構造力学上安定した設計をおこない, 矩形水路に準じて $0.5m$ の削代を加えておけばよい。

⑤ 放流口の構造について

エンドシルの根入は $5m$ 以上 ($T.P. 25m$ 以下) とする。シルの両側には $9 \times 13m$ 規模の平面的に翼状の三角形法面保護工を設け, 減勢池から飛越した流れに対処する。なお, この構造物の根入も $T.P 25m$ 以下とし, コンクリート厚は $30cm$ 以上のものとする。

⑥ 減勢池両側の被覆

減勢池からの飛越する流れと富士川の洪水に対処するため減勢池の両側法面を保護する。その範囲は減勢池中心線よりそれぞれ $24.6m$ の巾で富士川の計画高水位までとする。その保護構造物の厚さは $30cm$ 以上あればよい。

⑦ 富士川護岸の保護

エンドシルおよび両側の翼状構造物の前面にはそれぞれ16 m以上の長さにわたり、コンクリートブロック等(10 t以上)で保護する事が望ましい。その施工高はエンドシル部分はT. P. 28 m, 両側終端部でT. P. 31 m程度とし, ゆるやかにすりつける。その配置巾は護岸根入部から10 mあればよい。このブロック類は相互に連結しておいた方が一層の効果を上げるものと判断される。

なお放水路と減勢池の接続は沈下等によって離れないよう留意する。

表 目 次

表-1	検証実験結果表	47
表-2	B-1Ⅱ型模型諸元表	48
表-3	B-N型模型諸元表	49
表-4	B-V型模型諸元表	50
表-5	水深比較表	51
表-6	平均流速比較表	52
表-7	S-I型水位表	53
表-8	S-II型水位表	54
表-9	S-Ⅲ型仮想等流, 限界水深表	55
表-10	最終案水路諸元表	56
表-11	漸縮部設計表	57

表-1 検証実験結果表

註 〔固定堰設置せず
放水路のみ流水〕

流量	断面 番号	追 距	加 離	区 間 距 離	河 床 高 + 水 深 = 水 位	流 断 積 面	徑 深	平 均 速	粗 係 数
m ³ /sec	No.	m	m	m	D.L.m	m ²	m	m/sec	
300	160+97.0	3,297.000			109.110+2.546 =111.656	67.703	2.059	4.431	
				159.000					0.0298
	155+38.0	3,138.000			108.120+2.656 =110.776	71.310	2.136	4.207	
	130+ 2.8	2,602.800			104.750+2.550 =107.300	68.149	2.123	4.402	
				275.600					0.0304
	116+ 7.2	2,327.200			103.030+2.550 =105.585	68.302	2.127	4.392	
				208.800					0.0292
500	105+18.4	2,118.400			101.720+2.729 =104.449	73.665	2.250	4.072	
	160+97.0	3,297.400			109.110+3.477 =112.587	98.935	2.670	5.054	
				159.000					0.0306
	155+38.0	3,138.000			108.120+3.543 =111.663	101.281	2.712	4.937	
	130+ 2.8	2,602.800			104.750+3.440 =108.190	97.983	2.775	5.103	
				275.600					0.0295
	116+ 7.2	2,327.200			103.030+3.336 =106.366	94.192	2.697	5.308	
				208.800					0.0316
	105+18.4	2,118.400			101.720+4.392 =106.112	134.695	3.477	3.712	

表-2 B-I, II型 模型諸元表

測 点 (No)	追 加 距 離 (m)	河 床 高 (m)	計 画 河 床 巾 (m)	左岸法尻からの追加距離(m)			摘 要
				左	中	右	
165+50	3.350	109.420	21.500	3.000	10.750	18.500	
160+50	3.250	108.750	21.500	3.000	10.750	18.500	
155	3.100	107.860	21.500	3.000	10.750	18.500	
150+50	3.050	107.540	31.000	3.000	15.500	28.000	
145+50	2.950	106.920	31.000	3.000	15.500	28.000	
140+50	2.850	106.290	30.000	3.000	15.000	27.000	
135+50	2.750	105.670	24.000	3.000	12.000	21.000	
134+10	2.690	105.290	22.900	10.185	18.635	27.085	
134	2.680	106.530 (105.230)	22.900	3.000	11.450	19.900	
133+10	2.670	105.170	22.900	3.000	11.450	19.900	
133	2.660	105.110	22.900	3.000	11.450	19.900	
132	2.640	104.980	22.900	3.000	11.450	19.900	
130	2.600	104.730	22.900	3.000	11.450	19.900	
125	2.500	104.110	22.900	3.000	11.450	19.900	
116+7,200	2.327.200	103.030	22.900	3.000	11.450	19.900	
110	2.200	102.230	22.900	3.000	11.450	19.900	
102+13,800	2.053.800	101.320	22.900	3.000	11.450	19.900	
97+5,927	1.945.927	100.303	22.180	3.000	11.450	19.900	
94+15,995	1.895.995	98.980	16.820	3.000	8.410	13.820	
92	1.840	97.110	10.000	1.500	5.000	8.500	
87	1.740	93.780	10.000	1.500	5.000	8.500	
82	1.640	90.440	10.000	1.500	5.000	8.500	
旧川 -47,262	117.738	105.370	29.000	3.000	14.500	22.000	27.500
旧川 -52,495	112.505	105.340	27.000	3.000	13.000	20.500	24.000
旧川 -100	65	105.050	32.000	3.000	16.000	29.000	
旧川 -155	10	104.700		3.000	19.000	35.000	

表-3 B-IV型模型諸元表

測 点 (No.)	追加距離 (m)	河 床 高 B-I i=1/160	河 床 高 B-IV i=1/120	河床高差 (m)	計画河床中の B-IV	左岸法尻からの追加距離(m)		
						左	中	右
175	3.500	110.360	110.360	0	21.500			
170	3.400	109.730	109.530	0.200	20.700			
165+50	3.350	109.420	109.110	0.310	20.260			
165	3.300	109.110	108.690	0.420	19.820			
160+50	3.250	108.800	108.280	0.520	19.420			
160	3.200	108.480	107.860	0.620	19.020			
155+50	3.150	108.170	107.440	0.730	18.580			
155	3.100	107.860	107.030	0.830	18.180			
150+50	3.050	107.540	106.610	0.930	27.280			
150	3.000	107.230	106.190	1.040	26.860			
145+50	2.950	106.920	105.780	1.140	26.440			
145	2.900	106.600	105.360	1.240	25.520			
140+50	2.850	106.290	104.940	1.350	24.000	3.000	12.300	21.600
140	2.800	105.980	104.530	1.450	21.180	3.000	10.590	18.180
135+50	2.750	105.670	104.110	1.560	17.760	3.000	8.880	14.760
135+13	2.717	105.460	103.840	1.620				
135	2.700	105.360	103.690	1.670	27.445	3.000	13.723	24.445
134+12	2.692	105.300	103.630	1.670	28.300	10.050	18.500	26.950
134+10	2.690	105.290	105.290	0	22.900			
134	2.680	105.230	105.230	0	22.900	5.700	14.150	22.600
135+50	165	105.670	104.110	1.560	17.760	3.000	8.880	14.760
-47.262	117.738	105.370	103.720	1.650	21.995 (23.024)	9.953	14.453	18.953
-50	115	105.360	103.690	1.670	22.332			
-52.495	112.505	105.340	103.670	1.670	22.638 (23.696)	5.951	12.951	19.951
-100	65	105.050	103.280	1.770	28.460	3.000	14.230	25.460
-150	15	104.730	102.860	1.870				
-155	10	104.700	102.820	1.880		3.000	17.120	31.240
-165	0	104.640	102.740	1.900	36.200			
-180	-15	104.550	102.610	1.940	49.400			

表-4 B-V型模型諸元表

測 点 (No)	追加距離 (m)	河 床 高 B-I i=1/160	河 床 高 B-V i=1/200吸 び1/106932	河床高差 (m)	計 画 河 床 巾 B-V (m)	左岸法尻からの追加距離(m)		
						左	中	右
175	3.500	110.360	111.500	1.140	21.500			
170	3.400	109.730	111.000	1.270	21.500			
165+50	3.350	109.420	110.750	1.330	21.500	3.000	10.750	18.500
165	3.300	109.110	110.500	1.390	21.500			
160+50	3.250	108.750	110.250	1.500	21.500	3.000	10.750	18.500
160	3.200	108.480	110.000	1.520	21.500			
155+50	3.150	108.170	109.750	1.580	21.500			
155	3.100	107.860	109.500	1.640	21.500	3.000	10.750	18.500
150+50	3.050	107.540	109.250	1.710	31.000	3.000	15.500	28.000
150	3.000	107.230	109.000	1.770	31.000			
145+50	2.950	106.920	108.750	1.830	31.000	3.000	15.500	28.000
145	2.900	106.600	108.500	1.900	31.000			
140+50	2.850	106.290	108.250	1.960	30.000	3.000	15.000	27.000
140	2.800	105.980	108.000	2.020	27.000			
135+50	2.750	105.670	107.750	2.080	24.000	3.000	12.000	21.000
135	2.700	105.360	107.500	2.140	34.938	3.000	12.800	24.200
134+12	2.692	105.300	107.460	2.160	37.000	4.500	8.650	12.800
						24.200	28.350	32.500
134	2.680	105.230	107.350	2.120	32.738	3.000	10.669	22.069
130	2.600	104.730	106.600	1.870	22.900	3.000	11.450	19.900
116+ 7.200	2.327.200	103.030	104.048	1.018	22.900			
102+13.800	2.053.800	101.320	101.492	0.172	22.900			
101+ 0.410	2.020.410	101.108	101.179	0.071	22.900			
99+15.872	1.995.872	100.950	100.950	0	22.900			
-135+50	165	105.670	107.750	2.080	24.000			
-47.262	117.738	105.370	107.510	2.140	25.326 (26.500)	4.800	13.800	23.500
-50	115	105.360	107.500	2.140	25.672			
-52.495	112.505	105.340	107.490	2.150	25.988 (27.200)	3.500	12.500	24.200
-100	65	105.050	107.250	2.200	32.000	3.000	16.000	29.000
-150	15	104.730	107.000	2.270				
-155	10	104.700	106.975	2.275		3.000	19.000	35.000
-165	0	104.640	106.925	2.285	40.000			
-180	-15	104.550	106.850	2.300	49.400			

表-5 水深比較表 ($Q=500\text{m}^3/\text{sec}$)

タイプ	断面													註 死水域除かず			
		165+50	160+50	155	150+50	145+50	140+50	135+50	135	134+10 ~ 12	134	133	132	旧 川 部			
														-47.262	-52.495	-100	-155
1	水深	3.504	3.671	3.380	2.396	2.983	3.836	4.248		4.498	3.107	3.439	2.891	0.291	0.921	0.525	0.543
	エネルギー 水深	4.910	4.915	4.918	4.353	4.137	4.508	4.984		5.195	4.405	4.770	4.891	0.986	1.009	0.698	0.652
2	水深							3.785	4.264	2.882	4.555			0.318	0.357	0.597	0.540
	エネルギー 水深							4.768	4.780	4.188	5.145			0.874	0.972	0.730	0.650
3	水深						4.415	4.834	5.327	4.035	4.023	3.292	2.994				
	エネルギー 水深						5.022	5.535	5.092	4.749	4.815	4.768	4.837				
4	水深					2.957	3.706	3.598	2.414	2.414		3.342	2.840			1.058	1.450
	エネルギー 水深					4.475	4.643	5.338	4.900	4.523		4.767	4.924			1.133	1.488
5	水深		4.253	3.401	2.344	3.046	3.745	3.745		3.406	4.005	3.686	3.043	0.599	0.596	1.106	1.450
	エネルギー 水深		5.115	4.915	4.349	4.145	4.457	4.754		4.299	4.547	4.815	4.818	0.899	0.873	1.153	1.468

タイプ1 B-I型

タイプ4 B-IV型

単位 = m

2 B-II型

5 B-V型

3 B-III型

表-6 平均流速比較表

 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ 単位 = m/s

断面 測点 タイプ		160+50	150+50	140+50	135+50	135	134+12	134+6	134	133+10	133	132+7.5	132	130	128	-47.262	-52.495
B-I	左岸			4.10	4.46				5.78	7.27	7.38		7.06				
	中央			4.86	4.08				6.47	7.11	5.91		6.33				
	右岸			2.70	3.18				5.12	6.05	6.08		6.17				
	平均			3.89	3.91				5.79	6.81	4.43		6.52				
B-II	左岸						5.73	5.43	4.28			6.08		5.58		4.56	
	中央						5.49	6.17	3.68			5.49		5.22		5.34	
	右岸						4.71	4.83	3.58			5.00		5.09		7.21	
	平均						5.61	5.49	3.85			5.52		5.30		5.73	
B-III	左岸				4.12	3.54	4.25		4.15		5.78			5.85			
	中央				3.70	3.08	4.14		4.15		5.38			6.19			
	右岸				3.58	2.59	3.68		3.98		4.93			6.10			
	平均				3.80	3.07	4.02		4.09		5.36			6.05			
B-IV	左岸				4.15	2.73	4.48		3.96		6.31			6.01		7.23	0.77
	中央				3.61	3.10	4.34		3.88		5.40			5.35		9.15	8.56
	右岸				2.72	2.32	3.68		3.47		4.73			5.07		8.22	6.42
	平均				3.49	2.72	4.17		3.77		5.48			5.48		8.20	3.25
B-V	左岸	4.84	5.71	4.31	5.32		5.04(左岸)		4.40		5.29				7.08	3.82	2.62
	中央	5.05	6.66	4.73	4.76		5.88(左岸より12.8m)		3.88		4.57				6.22	6.42	4.03
	右岸	5.32	8.10	3.93	4.04		4.93(右岸より8.65m)		3.73		4.78				6.00	3.38	3.20
							1.86(右岸)										
	平均	5.07	6.82	4.32	4.71		4.43		4.00		4.88				6.43	4.54	3.28

表-7 S - I 型 水 位 表

註 各測点水位欄中、上段は左岸、中段は中央、下段は右岸を示す。

No	Q = 300 m ³ /s					Q = 500 m ³ /s				
	実 験 値			計 算 値		実 験 値			計 算 値	
	各測点水位	平均水位	平均水深	V ² /2g	エネルギー水位	各測点水位	平均水位	平均水深	V ² /2g	エネルギー水位
125	106.624	106.667	2.557	0.983	107.650	107.410	107.455	3.345	1.463	108.918
	106.693					107.485				
	106.684					107.470				
116+ 7.200	105.406	105.390	2.360	1.179	106.569	106.535	106.522	3.492	1.321	107.843
	105.364					106.502				
	105.400					106.528				
110	104.465	104.468	2.238	1.330	105.798	106.506	106.450	4.220	0.838	107.288
	104.473					106.458				
	104.465					106.386				
102+13.800	103.678	103.586	2.266	1.293	104.879	106.470	106.415	5.095	0.527	106.942
	103.624					106.395				
	103.456					106.380				
97+ 5.927	102.629	102.666	2.363	1.568	104.234	106.074	106.184	5.881	0.703	106.887
	102.806					106.242				
	102.563					106.236				
92+16.090	101.349	101.295	4.185	2.622	103.917	104.154	104.136	7.026	2.584	106.720
	101.265					104.124				
	101.271					104.130				
87+10.000	96.264	96.338	2.558	7.018	103.356	98.052	97.938	4.158	7.378	105.316
	96.417					97.836				
	96.333					97.926				
82	92.681	92.688	2.248	9.086	101.774	94.109	94.063	3.623	9.717	103.780
	92.723					94.016				
	92.660					94.064				

表-8 S - II 型 水 位 表

註 各測点水位欄中、上段は左岸、中段は中央、下段は右岸を示す。

No	Q=300m ³ /s					Q=500m ³ /s				
	実 験 値		計 算 値			実 験 値		計 算 値		
	各測点水位	平均水位	平均水深	V ² /2g	エネルギー水位	各測点水位	平均水位	平均水深	V ² /2g	エネルギー水位
110	104.351	104.328	2.098	1.538	105.866	105.299	105.191	2.961	1.950	107.141
	104.342					105.155				
	104.291					105.119				
102+13.800	103.675	103.531	2.211	1.367	104.898	104.497	104.475	3.155	1.680	106.155
	103.519					104.497				
	103.399					104.431				
97+ 5.927	101.998	102.113	1.810	2.176	104.289	104.719	104.823	4.520	0.730	105.553
	102.109					104.869				
	102.232					104.881				
92+16.090	100.011	100.019	2.369	3.918	103.937	104.910	104.935	7.285	0.864	105.799
	99.954					104.991				
	100.092					104.904				
91	100.211	100.086	3.646	3.454	103.540	103.304	103.239	6.799	2.760	105.999
	100.367					103.319				
	99.680					103.094				
87+10.000	96.999	96.857	2.747	6.085	102.942	98.607	98.606	4.496	6.310	104.916
	96.993					98.625				
	96.579					98.586				
82	92.789	92.986	2.246	9.103	101.789	93.881	94.090	3.650	9.574	103.664
	92.531					94.088				
	92.738					94.301				

表-9 S-III型假想等流, 限界水深表

n=0.015

No	水路 勾 配	水路 底 巾	dB _{4x}	河床高	Q=300m ³ /s				Q=500m ³ /s			
					假想等流水深曲线		限界水深曲线		假想等流水深曲线		限界水深曲线	
					水 深	水 位	水 深	水 位	水 深	水 位	水 深	水 位
100	0.00625	22.900		100.980	1.706	102.686	2.359	103.339	2.307	103.287	3.213	104.193
EVC	"	"	0.00000	100.954	"	102.660	"	103.313	"	103.261	"	104.167
99+10	0.00784	"	"	100.914	1.596	102.510	"	103.273	2.155	103.069	"	104.127
99	0.01055	"	"	100.822	1.462	102.284	"	103.181	1.976	102.798	"	104.035
98+10	0.01326	"	"	100.703	1.366	102.069	"	103.062	1.847	102.550	"	103.916
98	0.01596	22.860	0.00400	100.556	1.334	101.890	2.365	102.921	1.821	102.377	3.223	103.779
97+10	0.01867	22.738	0.01220	100.382	1.341	101.723	2.375	102.757	1.863	102.245	3.236	103.618
MVC	0.01977	22.688	0.01230	100.304	1.320	101.624	2.380	102.684	1.834	102.138	3.243	103.547
97	0.02164	22.615	"	100.182	1.285	101.467	2.385	102.567	1.786	101.968	3.250	103.432
96+10	0.02445	21.905	0.07160	99.905	1.666	101.571	2.442	102.347	2.463	102.368	3.331	103.236
96	0.02716	21.194	0.07110	99.699	"	101.365	2.504	102.203	2.471	102.170	3.418	103.117
95+10	0.02986	20.535	0.06590	99.417	1.635	101.052	2.568	101.985	2.432	101.849	3.508	102.925
95	0.03260	19.876	"	99.111	1.648	100.759	2.636	101.747	2.460	101.571	3.606	102.717
BVC	0.03333	19.613	0.06580	98.977	1.661	100.638	2.665	101.642	2.484	101.461	3.648	102.625
94+10	"	19.218	"	98.777	1.705	100.482	2.710	101.487	2.559	101.336	3.713	102.490
94	"	18.560	"	98.444	1.787	100.231	2.790	101.234	2.698	101.142	3.831	102.275
93+10	"	17.901	0.06590	98.110	1.881	99.991	2.879	100.989	2.857	100.967	3.960	102.070
93	"	17.242	"	97.777	1.987	99.764	2.976	100.753	3.042	100.819	4.105	101.882
92+10	"	16.583	"	97.443	2.115	99.558	3.088	100.531	3.270	100.713	4.275	101.718
92	"	15.926	0.06570	97.110	2.254	99.364	3.206	100.316	3.522	100.632	4.455	101.565
91+10	"	15.267	0.06590	96.777	2.417	99.194	3.331	100.108	3.817	100.594	4.645	101.422
91	"	14.608	"	96.444	2.609	99.053	3.473	99.917	4.178	100.622	4.865	101.309
90+10	"	13.950	"	96.110	2.815	98.925	3.614	99.724	4.563	100.673	5.080	101.190
90	"	13.292	0.06580	95.777	3.005	98.782	3.732	99.509	4.884	100.661	5.246	101.023
89+10	"	12.634	"	95.443	3.222	98.665	3.861	99.304	5.251	100.694	5.427	100.870
89	"	11.976	"	95.110	3.470	98.580	4.001	99.111	5.670	100.780	5.624	100.734
88+10	"	11.317	0.06590	94.777	3.759	98.536	4.154	98.931	6.158	100.935	5.840	100.617
88	"	10.658	"	94.444	4.092	"	4.324	98.768	6.719	101.164	6.078	100.522
87+10	"	10.000	0.06580	94.111	4.479	98.590	4.512	98.623	7.369	101.480	6.342	100.453
87	"	"	0.00000	93.777	1.963	95.740	"	78.289	2.788	96.565	"	100.119

表 - 10 最終案水路諸元表

断面番号	単 距 (m)	追加距離 (m)	河床勾配	水路底巾 (m)	水路天端巾 (m)	河 床 高 T.P. (m)	水路天端高 T.P. (m)	堤防高 (m)	法勾配
170		3400.0		21.500	41.500	111.000	116.000	5.000	1:2.0
165+50.0	50.0	3350.0	1:200	21.500	41.500	110.750	115.750	5.000	1:2.0
165	50.0	3300.0	1:200	21.500	41.500	110.500	115.500	5.000	1:2.0
160+50.0	50.0	3250.0	1:200	21.500	41.500	110.250	115.250	5.000	1:2.0
160	50.0	3200.0	1:200	21.500	41.500	110.000	115.000	5.000	1:2.0
155+50.0	50.0	3150.0	1:200	21.500	41.500	109.750	114.750	5.000	1:2.0
155	50.0	3100.0	1:200	21.500	41.500	109.500	114.500	5.000	1:2.0
150+50.0	50.0	3050.0	1:200	24.000	44.000	109.250	114.250	5.000	1:2.0
150	50.0	3000.0	1:200	24.000	44.000	109.000	114.000	5.000	1:2.0
145+50.0	50.0	2950.0	1:200	24.000	44.000	108.750	113.750	5.000	1:2.0
145	50.0	2900.0	1:200	24.000	44.000	108.500	113.500	5.000	1:2.0
140+50.0	50.0	2850.0	1:200	24.000	44.467	108.250	113.367	5.117	1:2.0
140	50.0	2800.0	1:200	24.000	44.933	108.000	113.233	5.233	1:2.0
* 135+50.0	50.0	2750.0	1:200	24.000	45.400	107.750	113.100	5.350	1:2.0
* 135+30.0	20.0	2730.0	1:200	24.360	36.654	107.650	113.000	5.350	
* 135+26.5	3.5	2726.5	1:200	24.879	35.150	107.632	112.982	5.350	
* 135+25.0	1.5	2725.0	1:200	25.063	35.150	107.625	112.975	5.350	
* 135+13.0	12.0	2713.0	1:200	26.835	35.450	107.565	112.915	5.350	
* 135	13.0	2700.0	1:200	28.000	28.000	107.500	112.850	5.350	
* 134	20.0	2680.0	1:200	24.824	37.000	107.400	112.100	4.700	
* 133+10.0	10.0	2670.0	1:200	22.900	37.000	107.350	112.050	4.700	1:1.5
* 133	10.0	2660.0	1:2.5	22.900	37.000	103.350	111.552		
* 132+5.0	15.0	2645.0	0	22.900	37.000	103.350	110.805		
* 131+9.0	16.0	2629.0	0	22.900	37.000	103.350	110.009		
* 131	9.0	2620.0	-1:5.98	22.900	37.000	104.861	109.561	4.700	1:1.5
130+10.0	10.0	2610.0	1:160	22.900	37.000	104.798	109.498	4.700	1:1.5
128+10.0	40.0	2570.0	1:160	22.900	37.000	104.548	109.248	4.700	1:1.5
126+10.0	40.0	2530.0	1:160	22.900	37.000	104.298	108.998	4.700	1:1.5
124+10.0	40.0	2490.0	1:160	22.900	37.000	104.048	108.748	4.700	1:1.5
122+10.0	40.0	2450.0	1:160	22.900	37.000	103.798	108.498	4.700	1:1.5
120+10.0	40.0	2410.0	1:160	22.900	37.000	103.548	108.248	4.700	1:1.5
118+10.0	40.0	2370.0	1:160	22.900	37.000	103.298	107.998	4.700	1:1.5
116+10.0	40.0	2330.0	1:160	22.900	37.000	103.048	107.748	4.700	1:1.5
114+10.0	40.0	2290.0	1:160	22.900	37.000	102.798	107.498	4.700	1:1.5
112+10.0	40.0	2250.0	1:160	22.900	37.000	102.548	107.248	4.700	1:1.5
110+10.0	40.0	2210.0	1:160	22.900	37.000	102.298	106.998	4.700	1:1.5
108+10.0	40.0	2170.0	1:160	22.900	37.000	102.048	106.748	4.700	1:1.5
106+10.0	40.0	2130.0	1:160	22.900	37.000	101.798	106.498	4.700	1:1.5
104+10.0	40.0	2090.0	1:160	22.900	37.000	101.548	106.248	4.700	1:1.5
102+10.0	40.0	2050.0	1:160	22.900	37.000	101.298	105.998	4.700	1:1.5
100+10.0	40.0	2010.0	1:160	22.900	37.000	101.048	105.748	4.700	1:1.5
100	10.0	2000.0	1:160	22.900	37.000	100.9855	105.686	4.700	1:1.5

* 断面 - 39 ~ 40 全断面

表-11 漸 縮 部 設 計 表

断面番号	区間距離	累加距離	水路勾配	水路天端巾	水路底巾	水路底高	水路天端高	水路高	法勾配
100	—	2000.000	.62500#-02	37.000	22.900	101.022	105.722	4.700	1:1.500
EVC	4.128	1995.872	.62500#-02	37.000	22.900	100.960	105.660	4.700	1:1.500
99+10	5.872	1990.000	.78423#-02	37.000	22.900	100.916	105.616	4.700	1:1.500
99	10.000	1980.000	.10554#-01	37.000	22.900	100.812	105.512	4.700	1:1.500
98+10	10.000	1970.000	.13266#-01	37.000	22.900	100.681	105.381	4.700	1:1.500
98	10.000	1960.000	.15977#-01	36.690	22.880	100.524	105.224	4.700	1:1.500
97+10	10.000	1950.000	.18689#-01	36.445	22.823	100.339	105.039	4.700	
MVC	4.073	1945.927	.19793#-01	36.200	22.800	100.259	104.959	4.700	
97	5.927	1940.000	.21401#-01	35.513	22.615	100.133	104.833	4.700	
96+10	10.000	1930.000	.24112#-01	33.951	21.905	99.894	104.594	4.700	1:1.282
96	10.000	1920.000	.26824#-01	32.390	21.194	99.629	104.329	4.700	1:1.191
95+10	10.000	1910.000	.29536#-01	30.612	20.535	99.336	104.036	4.700	1:1.072
95	10.000	1900.000	.32247#-01	28.834	19.877	99.015	103.715	4.700	1:1.053
BVC	4.005	1895.995	.33333#-01	28.121	19.613	98.983	103.683	4.700	1:1.053
94+10	5.995	1890.000	.33333#-01	27.055	19.218	98.783	103.483	4.700	1:1.034
94	10.000	1880.000	.33333#-01	25.277	18.560	98.450	103.150	4.700	1:1.0715
93+10	10.000	1870.000	.33333#-01	23.499	17.901	98.117	102.817	4.700	1:1.0595
93	10.000	1860.000	.33333#-01	21.721	17.243	97.783	102.483	4.700	1:1.0476
92+10	10.000	1850.000	.33333#-01	19.942	16.584	97.450	102.150	4.700	1:1.0357
92	10.000	1840.000	.33333#-01	18.164	15.926	97.117	101.817	4.700	1:1.0238
91+10	10.000	1830.000	.33333#-01	16.759	15.268	96.783	101.643	4.860	1:1.0153
91	10.000	1820.000	.33333#-01	15.355	14.609	96.450	101.470	5.020	1:1.0074
90+10	10.000	1810.000	.33333#-01	13.951	13.951	96.117	101.297	5.180	1:1.0000
90	10.000	1800.000	.33333#-01	13.292	13.292	95.783	101.123	5.340	1:1.0000
89+10	10.000	1790.000	.33333#-01	12.634	12.634	95.450	100.950	5.500	1:1.0000
89	10.000	1780.000	.33333#-01	11.975	11.975	95.117	100.777	5.660	1:1.0000
88+10	10.000	1770.000	.33333#-01	11.317	11.317	94.783	100.603	5.820	1:1.0000
88	10.000	1760.000	.33333#-01	10.658	10.658	94.450	100.430	5.980	1:1.0000
87+10	10.000	1750.000	.33333#-01	10.000	10.000	94.117	100.257	6.140	1:1.0000
87	10.000	1740.000	.33333#-01	10.000	10.000	93.783	100.083	6.300	1:1.0000

断面番号	左 岸			右 岸		
	法勾配	水路天端巾	水路底巾	水路底巾	水路天端巾	法勾配
98+10	1:1.500	18.500	11.450	11.450	18.500	1:1.500
98	1:1.438	18.190	11.430	11.450	18.500	1:1.500
97+10	1:1.398	17.945	11.373	11.450	18.500	1:1.500
MVC	1:1.351	17.700	11.350	11.450	18.500	1:1.500
97	1:1.315	17.439	11.260	11.355	18.074	1:1.430
96+10	1:1.253	16.817	10.929	10.976	17.134	1:1.310

目 次

図- 1	潤井川改修計画平面	59
図- 2	潤井川流域	60
図- 3	第一次改修計画流量配分図	60
図- 4	第二次改修計画流量配分図	61
図- 5	潤井川縦断面図	62
図- 6	星山放水路平面形状面	63
図- 7	星山放水路上流分流量	64
図- 8	上流案堰地点	65
図- 9	星山放水路下流分流量	66
図- 10	B-I 型模型平面図	67
図- 11	水路縦断面図	68
図- 12	B-I 型分流点付近詳細	69
図- 13	B-II 型分流点付近詳細	70
図- 14	B-III 型案形状平面図	71
図- 15	B-IV 型模型平面図	72
図- 16	B-V 型案分流点付近詳細図	73
図- 17	B-I 型実験水位縦断	74
図- 18	流速分布	75
図- 19	"	76
図- 20	"	77
図- 21	B-I 型模型流況図	78
図- 22	B-II 型実験水位縦断面図	79
図- 23	B-III 型実験水位縦断	80
図- 24	B-III 型流速分布	81
図- 25	B-III 型 "	82
図- 26	B-IV 型 "	83
図- 27	B-IV 型 "	84
図- 28	B-IV 型 "	85
図- 29	" "	86

図-30	B-V型実験水位縦断	87
図-31	B-V型流速分布	88
図-32	流速分布	89
図-33	B-V型流速分布	90
図-34	B-V型流速分布	91
図-35	B-V型流速分布	92
図-36	B-V型流況図	93
図-37	河床高比較図	94
図-38	最終案分流点付近平面図	95
図-39	分流点付近横断面図	96
図-40	分流点付近横断面図	97
図-41	最終案側面図	98
図-42	旧川筋最終案詳細図	99
図-43	最終案平面図	100
図-44	等流限界水深計算図	101
図-45	S-I型水路平面図	102
図-46	S-I型水路	103
図-47	流速分布	104
図-48	S-I型流速分布	105
図-49	" "	106
図-50	" "	107
図-51	S-II型水路平面図	108
図-52	S-II型水路	109
図-53	S-II型流速分布	110
図-54	" "	111
図-55	" "	112
図-56	" "	113
図-57	" "	114
図-58	" "	115
図-59	S-II型案流況	116
図-60	S-III平面	117
図-61	S-III型水路	118

図- 62	潤井川, 富士川合流点付近平面図	119
図- 63	富士川河床材料粒度分布曲線	120
図- 64	J 型案形状図, 側面図	121
図- 65	J-I 型案形状図, 断面図	122
図- 66	J-I 型案流況スケッチ図	123
図- 67	J-I 型案実験終了後の河床変動状況	124
図- 68	J-I 型案河床変動縦断面図	125
図- 69	J-II 型形状図, 側面図	126
図- 70	F 型案形状図, 側面図	127
図- 71	G-I 型案形状図, 側面図	128
図- 72	G-II 型各案形状図, 側面図	129
図- 73	最終実験跳水型形状図, 側面図	130
図- 74	最終案ケース 1 流況スケッチ図	131
図- 75	〃 〃 2 〃	132
図- 76	〃 〃 3 〃	133
図- 77	〃 〃 4 〃	134
図- 78	水路中心線上水位及び河床変動状況	135
図- 79	護岸沿い河床変動状況	136
図- 80	実験終了後の河床変動状況	137
図- 81	流末部一般図	138
図- 82	詳細図	139
図- 83	断面図	140

圖-1 潤井川改修計画平面

$$S = 1 : 50,000 \times 0.80$$

0 500 1,000 1,500

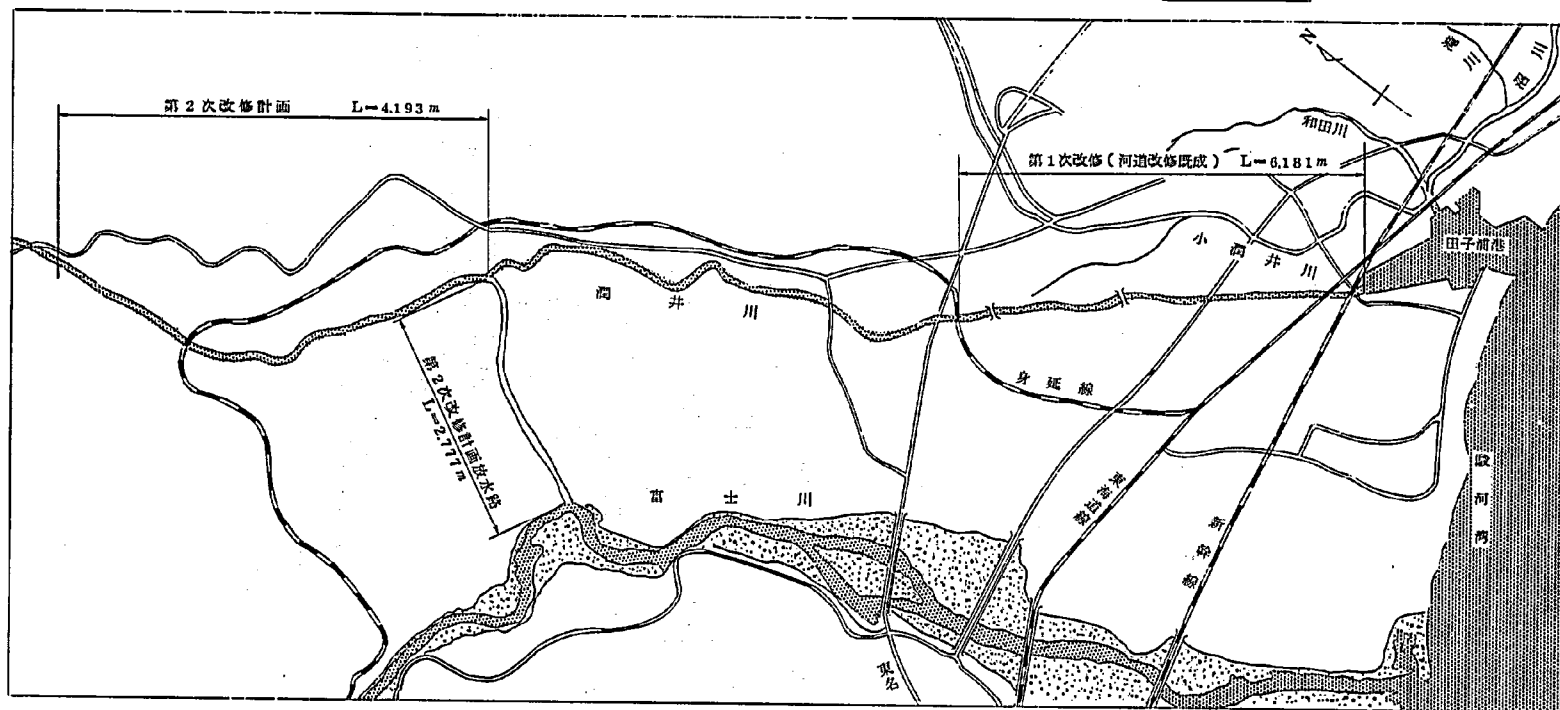


図 - 2 潤井川流域 S = 1:200,000

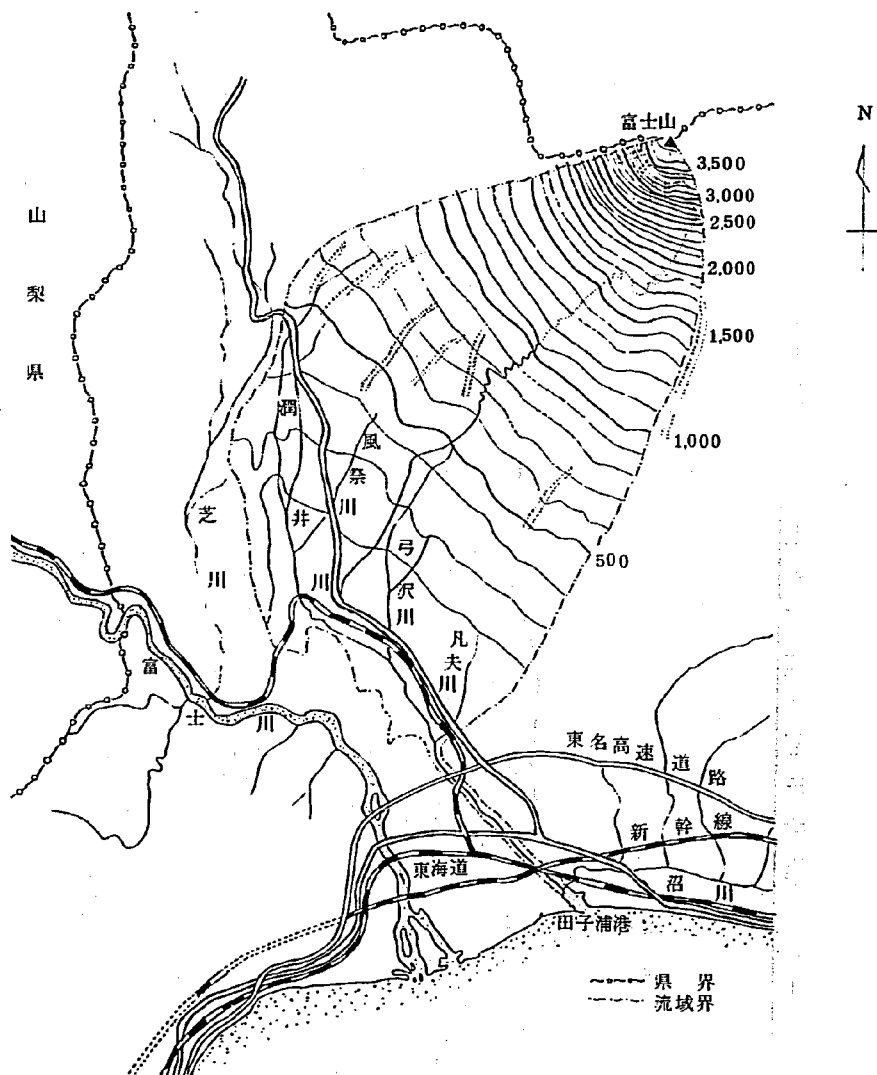


図 - 3 第一次改修計画
流量配分図

単位 m^3/S

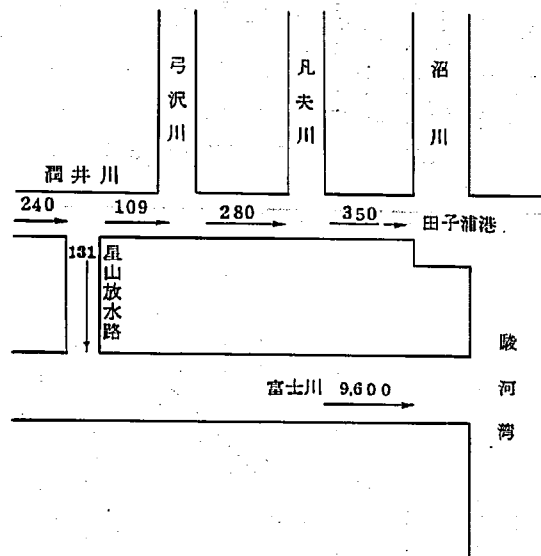


図 - 4 第二次改修計画
流量配分図

単位 m^3/S

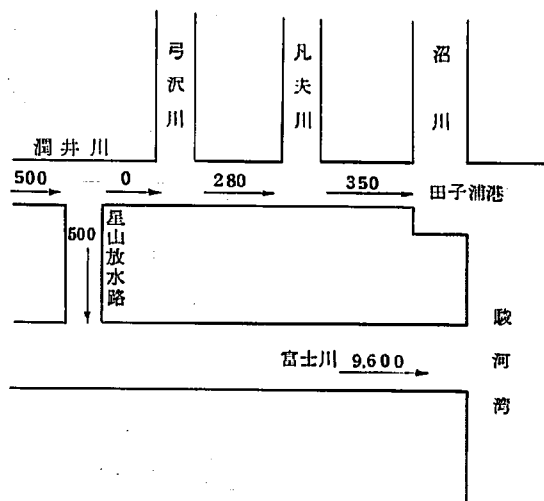
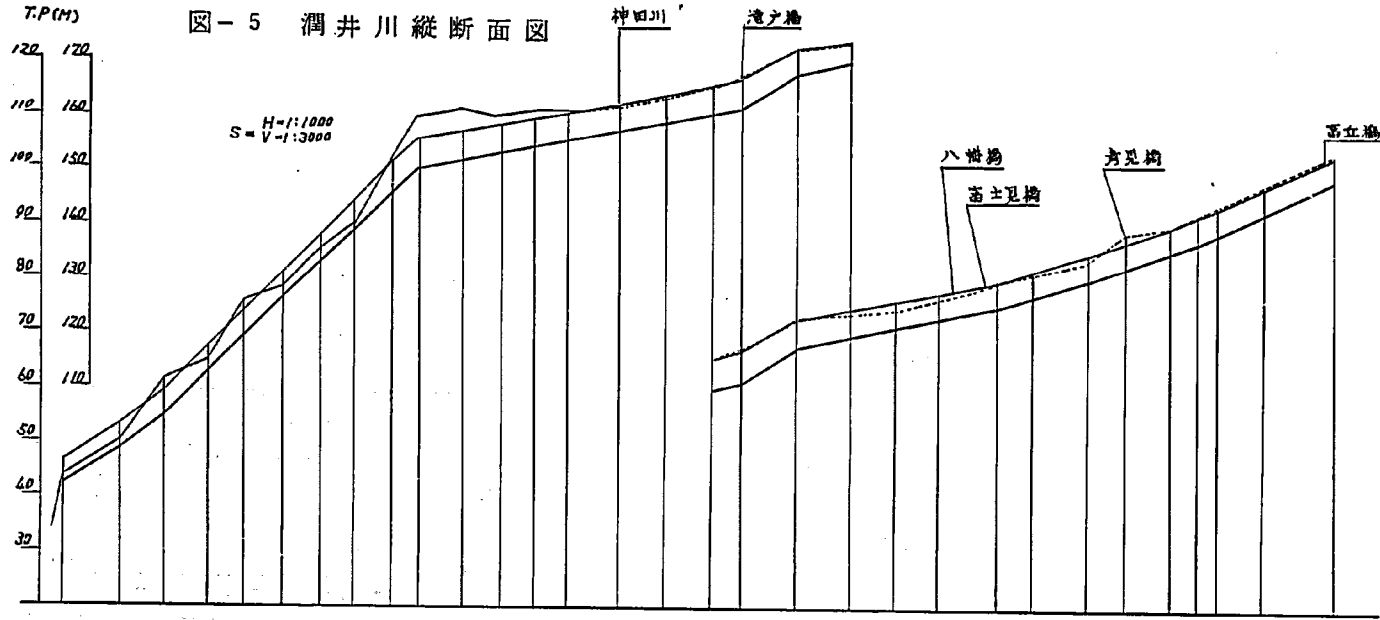


圖-5 潤井川縱断面圖



测点	追河巨堤	北堤堤顶	堤顶宽度	补重河堤	补重堤岸	补重堤岸	补重堤岸	补重堤岸
250	3.45	3.45		64.6	67.2	67.2	67.2	67.2
16	3.70	4.96		42.5	47.2	47.2	47.2	47.2
20	5.50	6.60		34.5	37.7	37.7	37.7	37.7
40	8.00	8.30		62.5	65.7	65.7	65.7	65.7
50	10.00	7.58		49.1	72.5	72.5	72.5	72.5
60	12.00	7.69		75.0	77.2	77.2	77.2	77.2
70	14.00	8.56		82.5	85.7	85.7	85.7	85.7
80	16.00	8.55		88.1	92.5	92.5	92.5	92.5
90	18.00	10.12		55.0	99.2	102.2	102.2	102.2
100	20.00	10.72		100.8	104.9	104.9	104.9	104.9
110	22.00	11.85		102.3	105.7	105.7	105.7	105.7
120	24.00	10.91		103.6	105.0	105.0	105.0	105.0
130	26.00	11.27		104.2	104.2	104.2	104.2	104.2
140	27.77	10.72	11.052	105.3	103.3	103.3	103.3	103.3
150	30.77	10.880	11.167	107.1	111.2	111.2	111.2	111.2
160	33.27	11.25	11.356	109.2	117.7	117.7	117.7	117.7
170	35.77	11.22	11.68	110.8	113.3	113.3	113.3	113.3
180	37.97	11.76	11.690	115.0	115.6	115.6	115.6	115.6
190	40.0	11.66	12.26	118.0	121.6	121.6	121.6	121.6
200	43.7	11.287	12.880	119.8	123.9	123.9	123.9	123.9
210	45.77	12.686	12.65	121.6	125.8	125.8	125.8	125.8
220	48.27	12.160	12.60	123.0	128.57	128.57	128.57	128.57
230	51.27	12.548	12.906	124.8	128.39	128.39	128.39	128.39
240	53.27	12.797	13.187	127.00	130.50	130.50	130.50	130.50
250	55.77	12.025	13.140	129.13	131.13	131.13	131.13	131.13
260	58.77	13.128	13.144	132.26	134.76	134.76	134.76	134.76
270	60.77	13.58	13.27	134.8	138.37	138.37	138.37	138.37
280	62.77	13.97	13.73	136.17	139.57	139.57	139.57	139.57
290	65.77	14.15	14.686					
300	68.70	14.24	15.21	147.00	151.0	151.0	151.0	151.0

図 - 6 星山放水路平面形状図

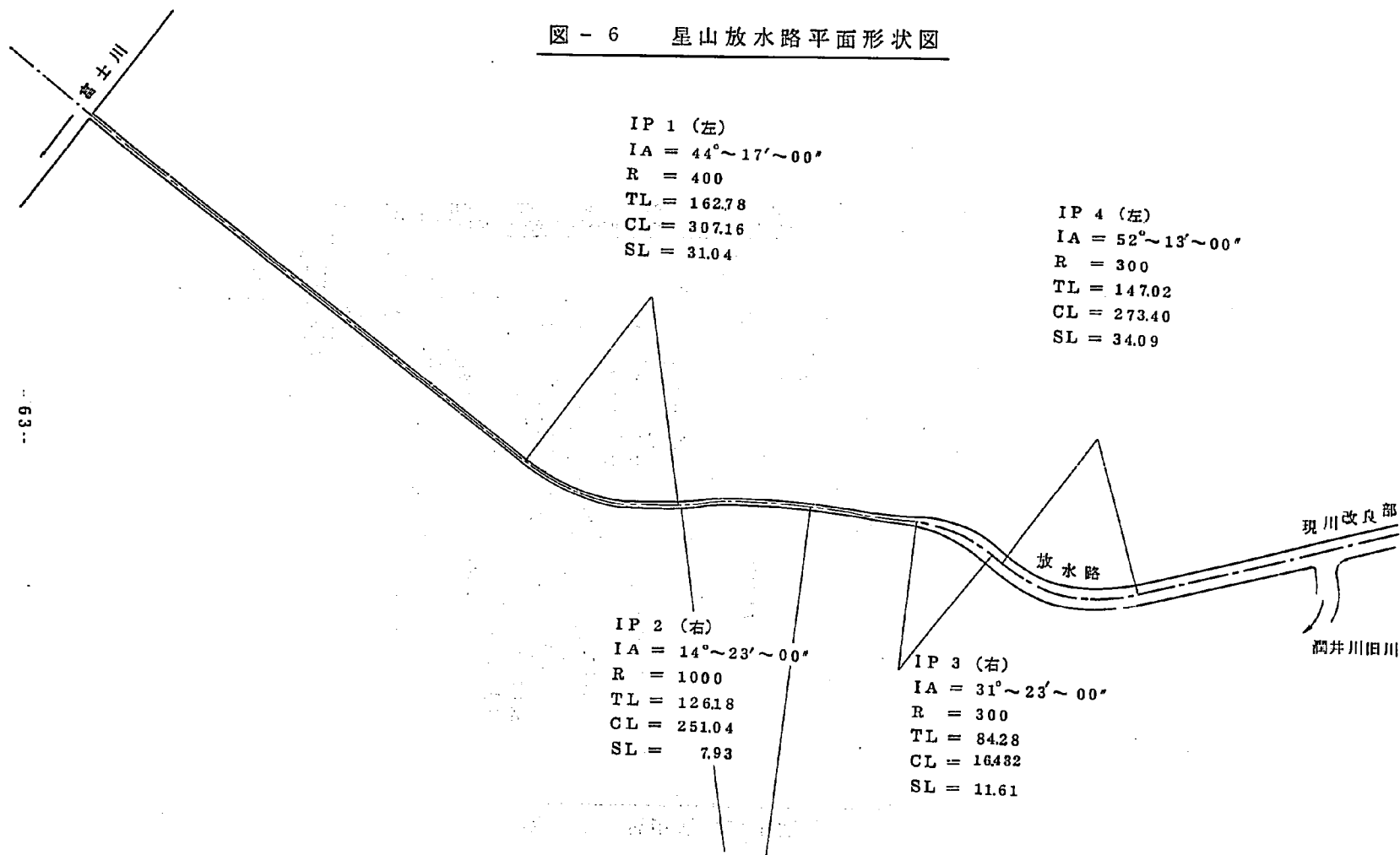


図 - 7 星山放水路上流分流案

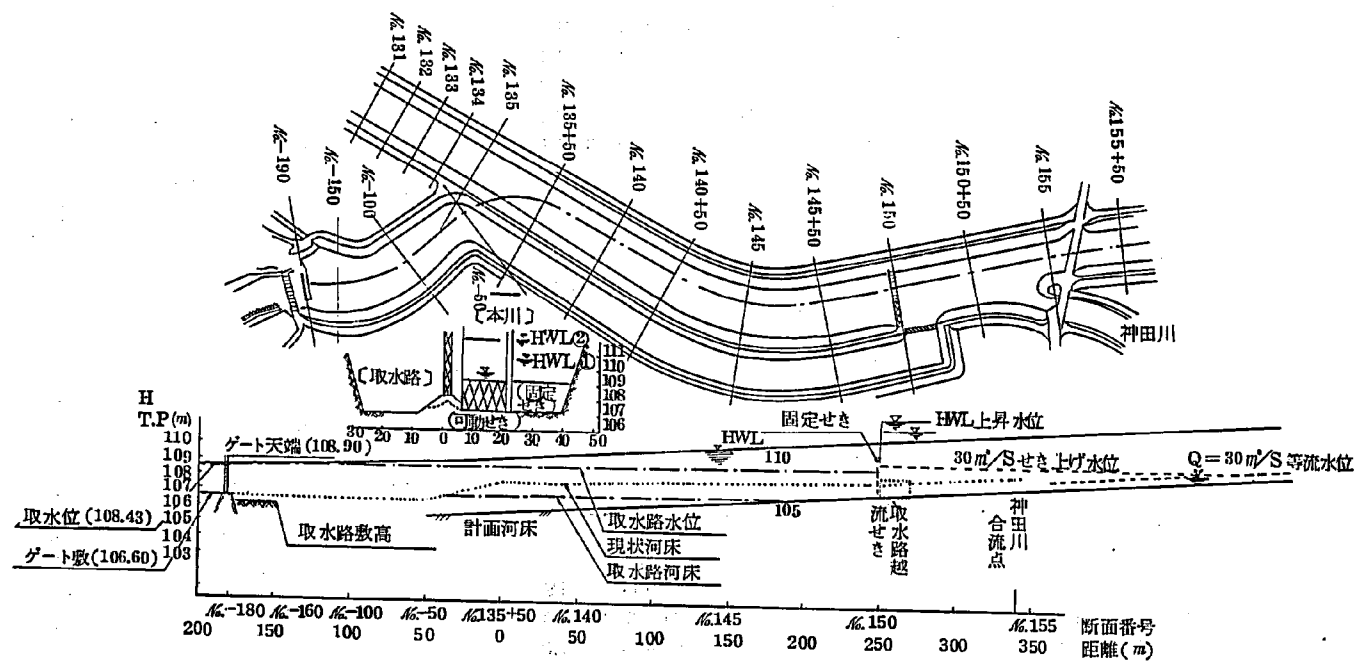


图 8 上流築堰地点 H-Q Curve

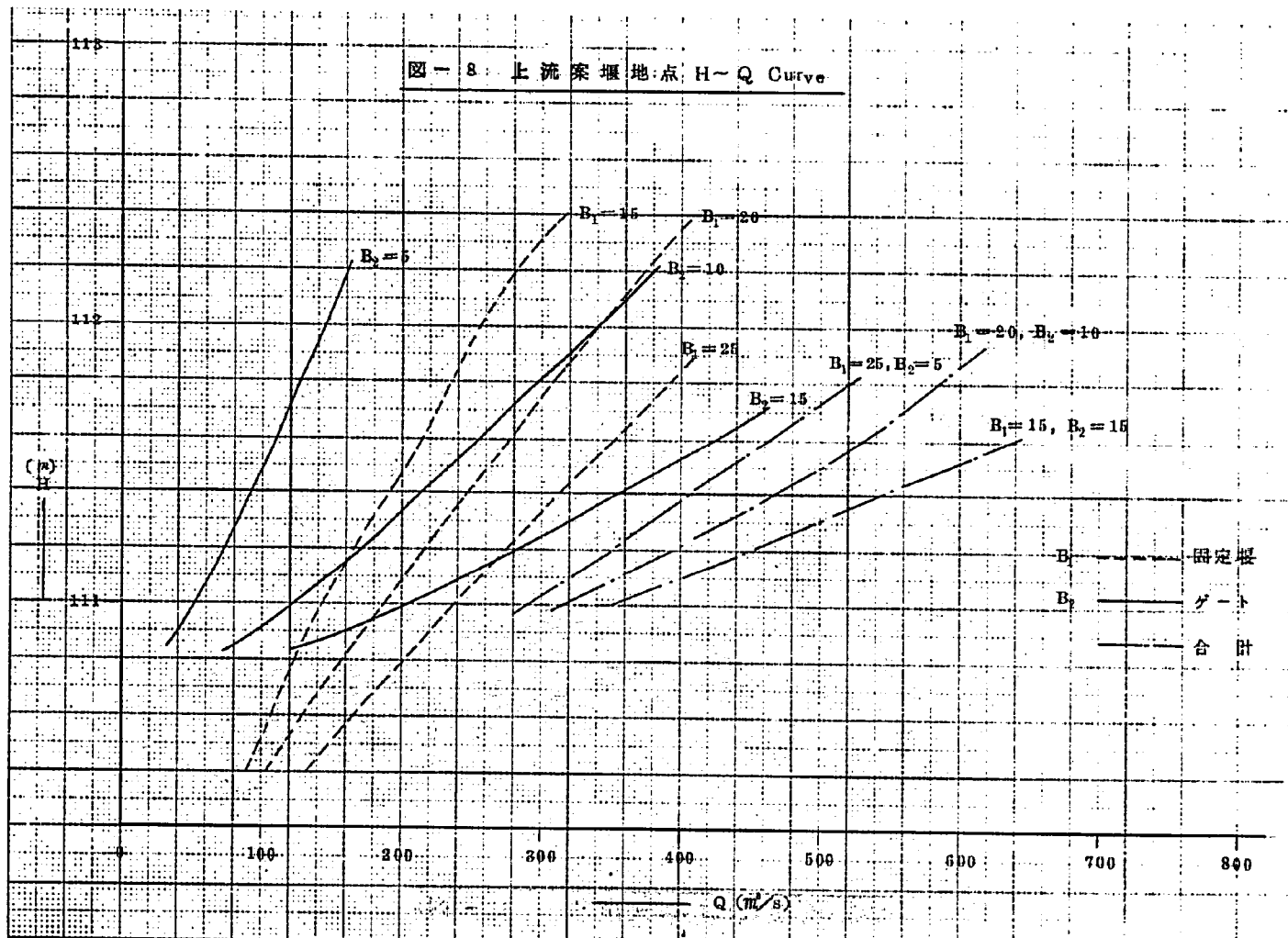
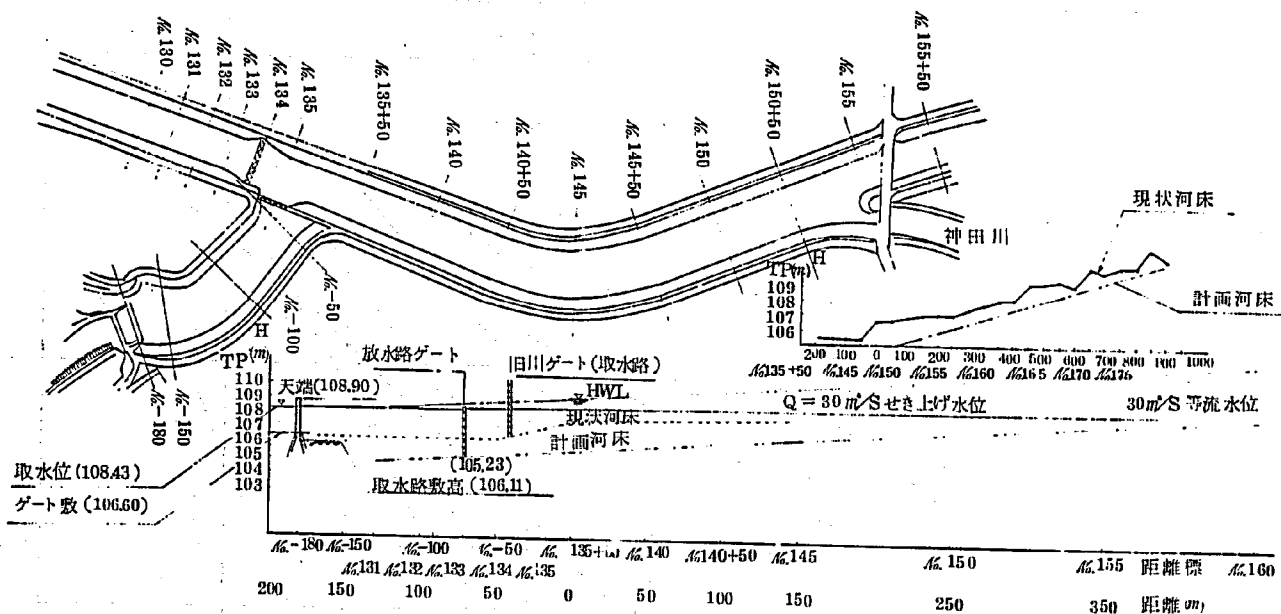
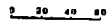
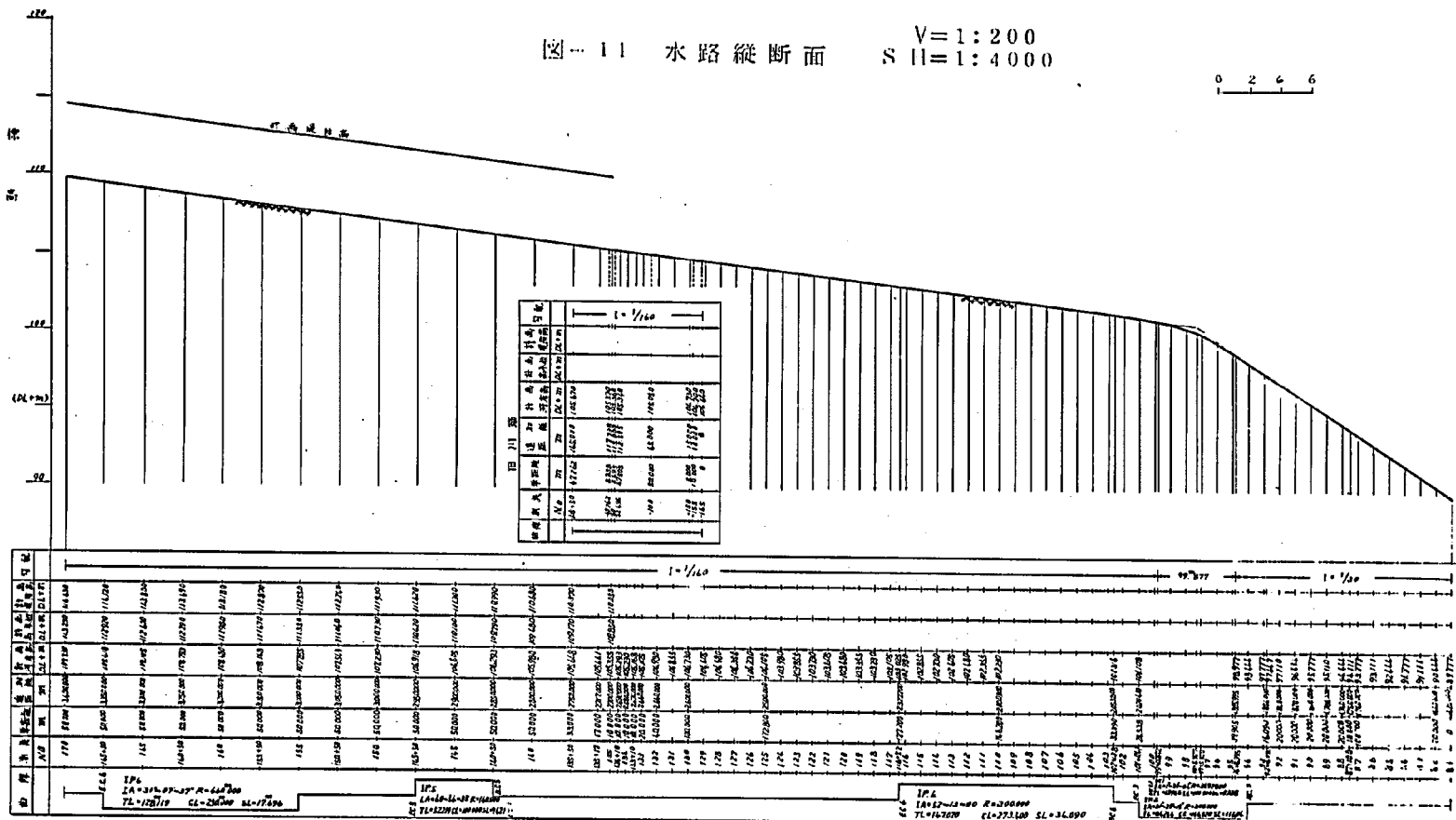
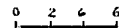


図 - 9 星山放水路下流分流案



$$S = 1 : 2,000 \times 0.48$$


圖一 11 水路縱断面

$$\begin{array}{l} V = 1:200 \\ S \quad H = 1:4000 \end{array}$$


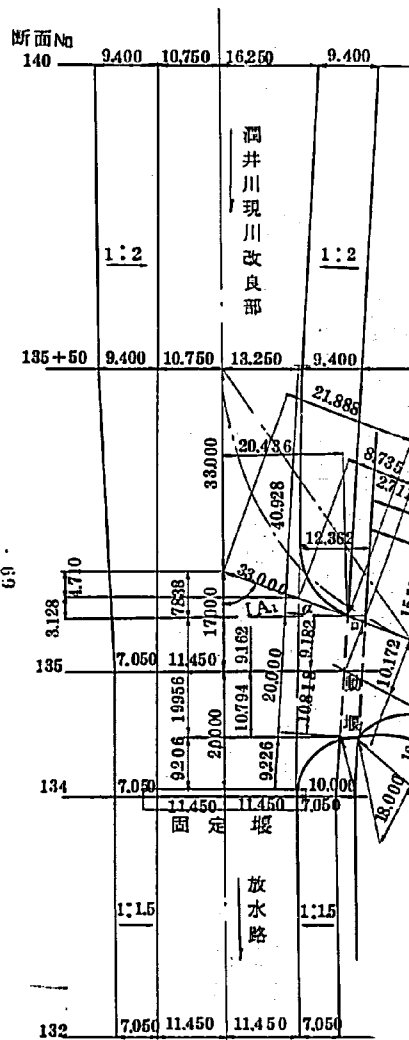
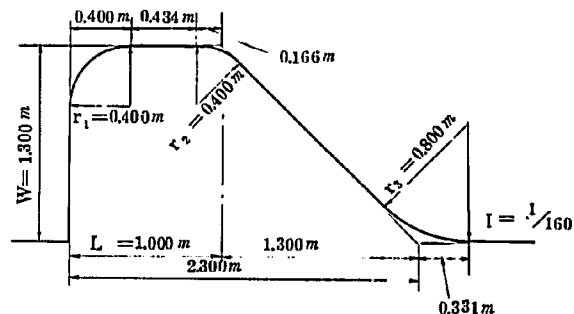


図-12 B-I型分流点付近詳細

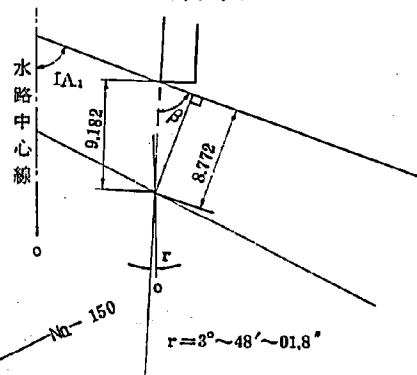
S 1:1,000 単位(m)

$$\begin{aligned} \angle A_1 &= 69^\circ \sim 01' \sim 01.3 \\ \alpha &= 70^\circ \sim 29' \sim 24.1 \\ \beta &= 72^\circ \sim 49' \sim 03.1 \end{aligned}$$

固定堰詳細図 S-1:40



可動堰詳細図 S-1:500



單位 (mm)

The diagram illustrates a road cross-section with a circular curve of radius $r_1 = 0.400\text{ m}$ and a parabolic curve of radius $r_2 = 0.400\text{ m}$ and $r_3 = 0.800\text{ m}$. The road width is 1.000 m . The parabolic curve is defined by the equation $TP = 106.400\text{ m}$. The road is shown with a $1:160$ slope on the right side. The total width of the road is 2.100 m . The diagram also shows a vertical dimension of 1.100 m and a horizontal dimension of 0.400 m for the circular curve. The parabolic curve is defined by the equation $TP = 106.400\text{ m}$. The road is shown with a $1:160$ slope on the right side. The total width of the road is 2.100 m .

凡例 — は B-I 型を示す
B-I 型案の固定堰設置
断面は 134

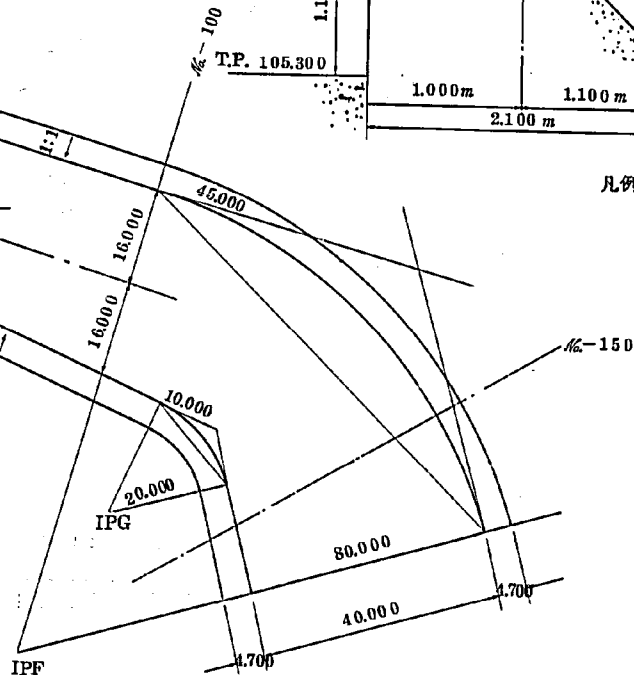
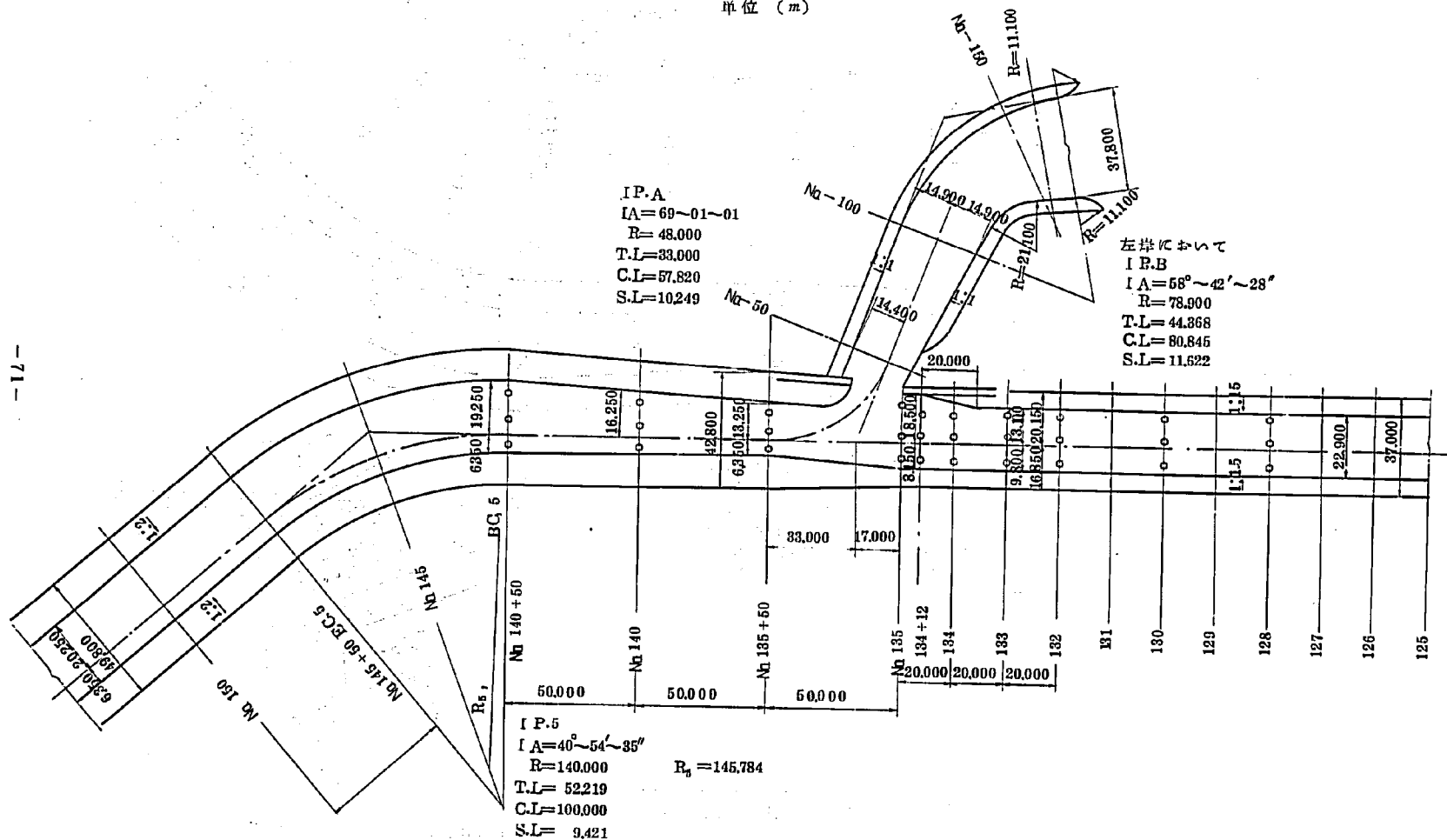


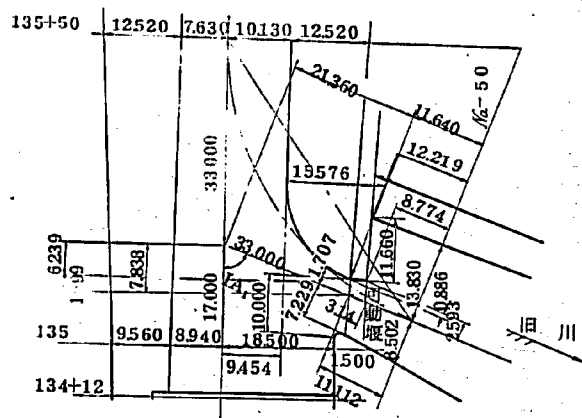
图 - 1 4 B - III 型案形状平面图

S-1 : 2,000

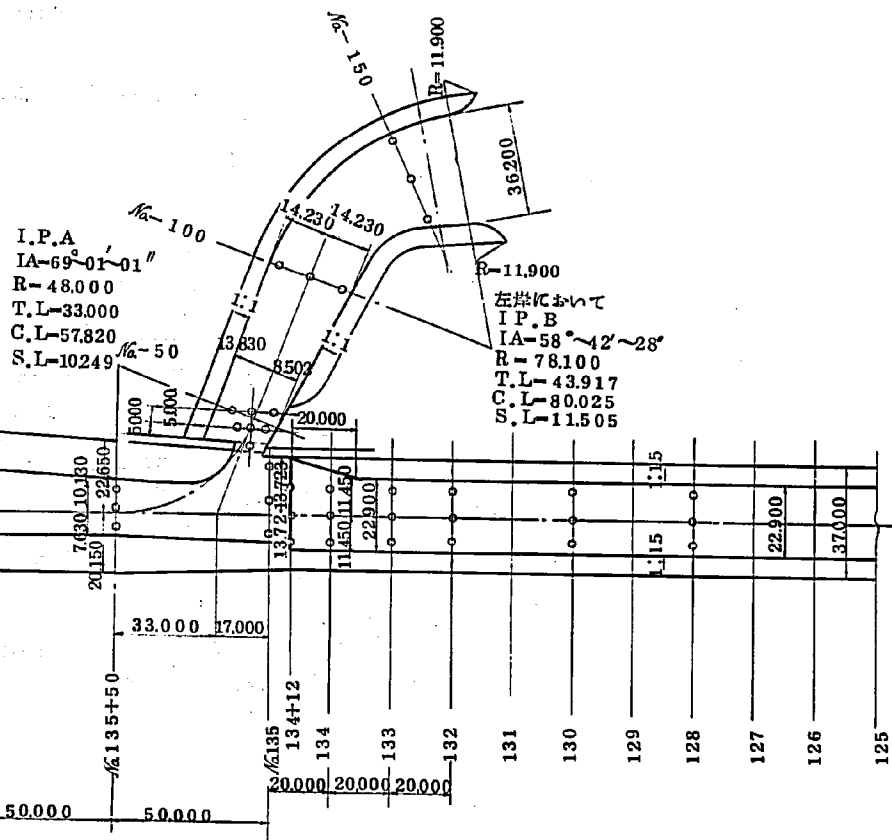
单位 (m)



S = 1 : 1000



$S = 1:2,000$



IP.5
IA-40°54'35"
R-140.000
T.L-52.219
C.L-100.000
SL-9.421

$$R_0 = 155.614$$

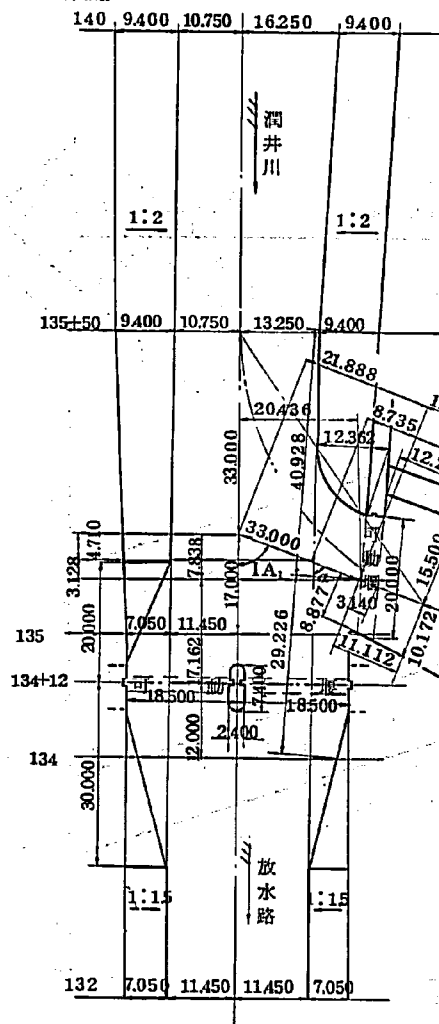


圖-16 B-V型案 分流点付近詳細図 S=1:1,000

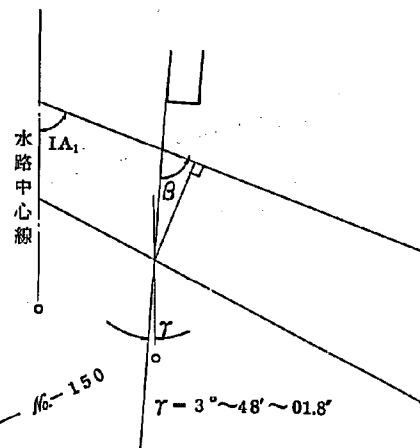
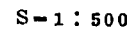
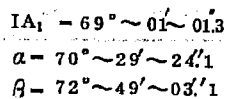


図-17 B-I型実験水位縦断

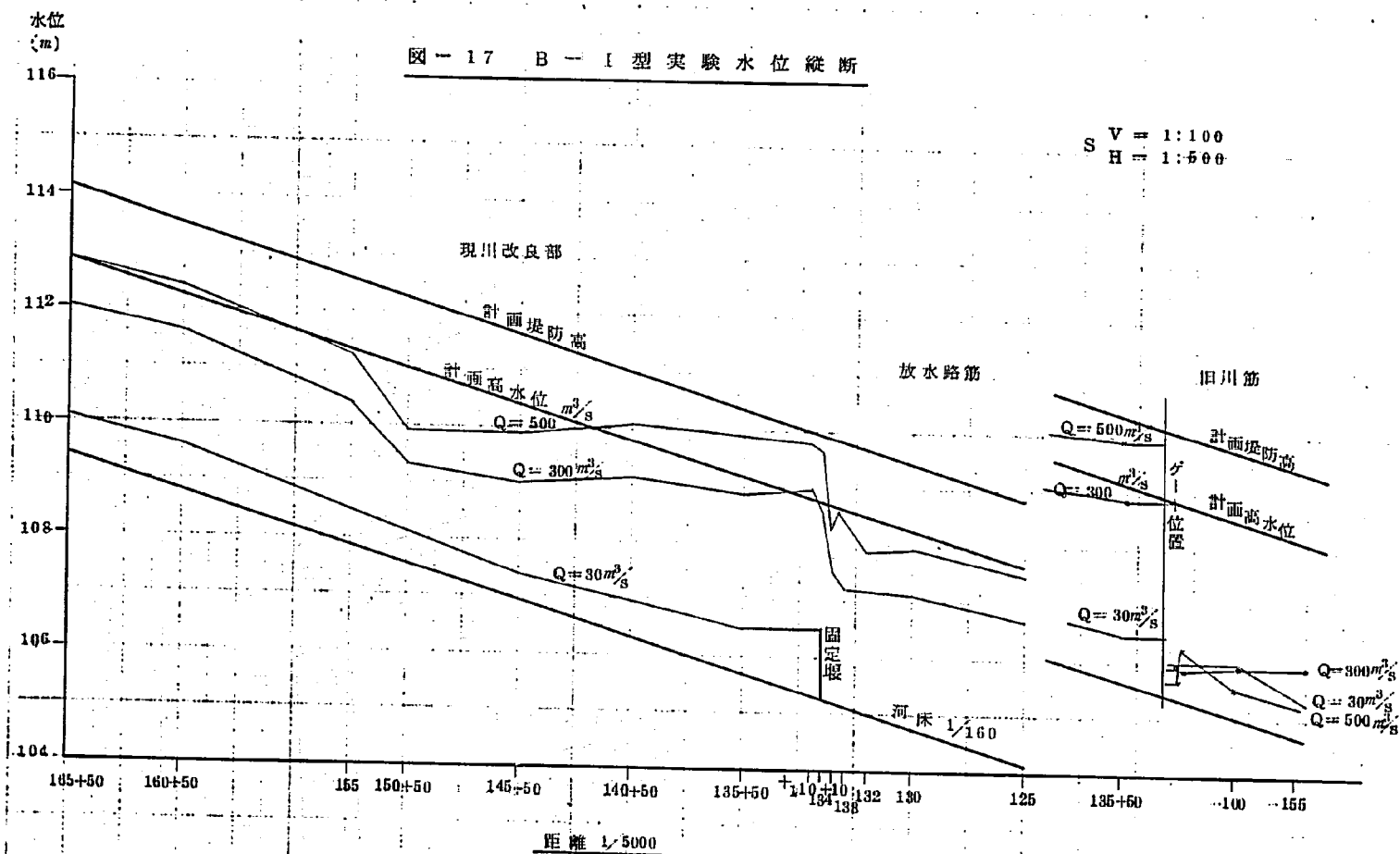


图 - 18 流速分布

縮尺 単位
 $V 1:100$ m
 $H 1:200$ m
 $v 1:200$ m/s
 $Q = 500 m^3/s$ { $Q_1 = 30 m^3/s$
 $Q_2 = 470 m^3/s$

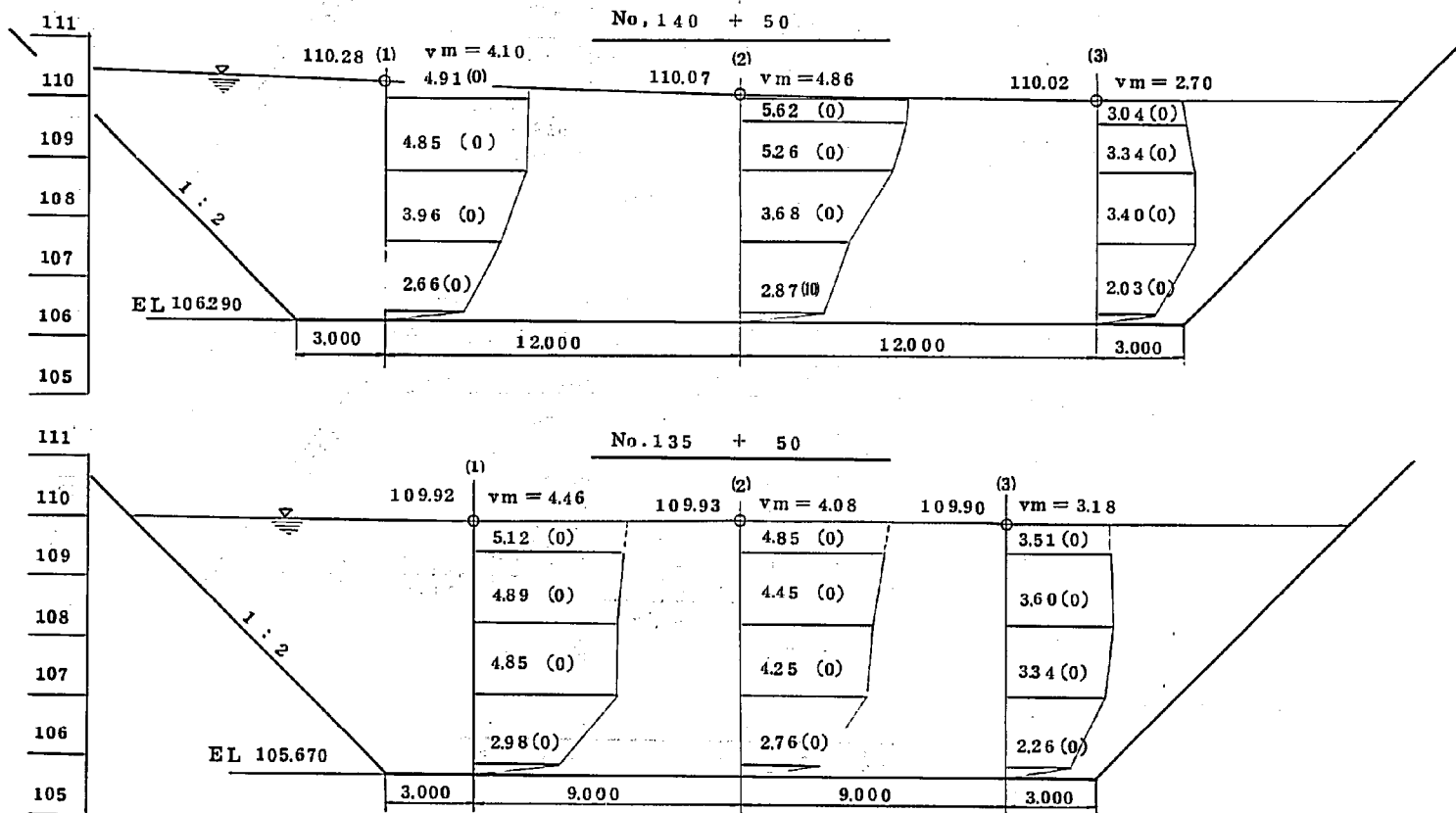


图 - 1 9 流 速 分 布

縮 尺 单 位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s

$$Q = 500 m^3/s \begin{cases} Q_1 = 30 m^3/s \\ Q_2 = 470 m^3/s \end{cases}$$

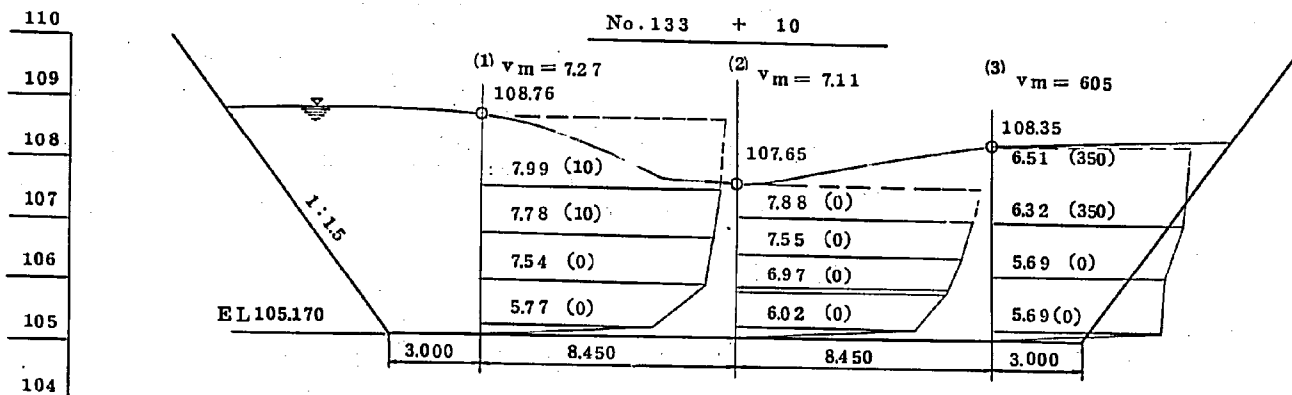
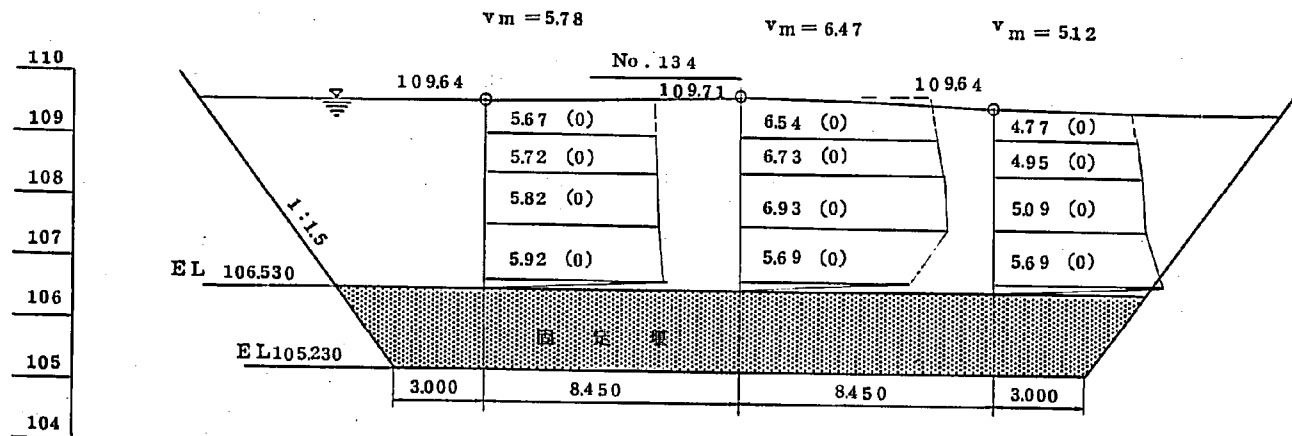


图 - 2 0 流 速 分 布

缩 尺 单 位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s

$$Q = 500 m^3/s \left\{ \begin{array}{l} Q_1 = 30 m^3/s \\ Q_2 = 470 m^3/s \end{array} \right.$$

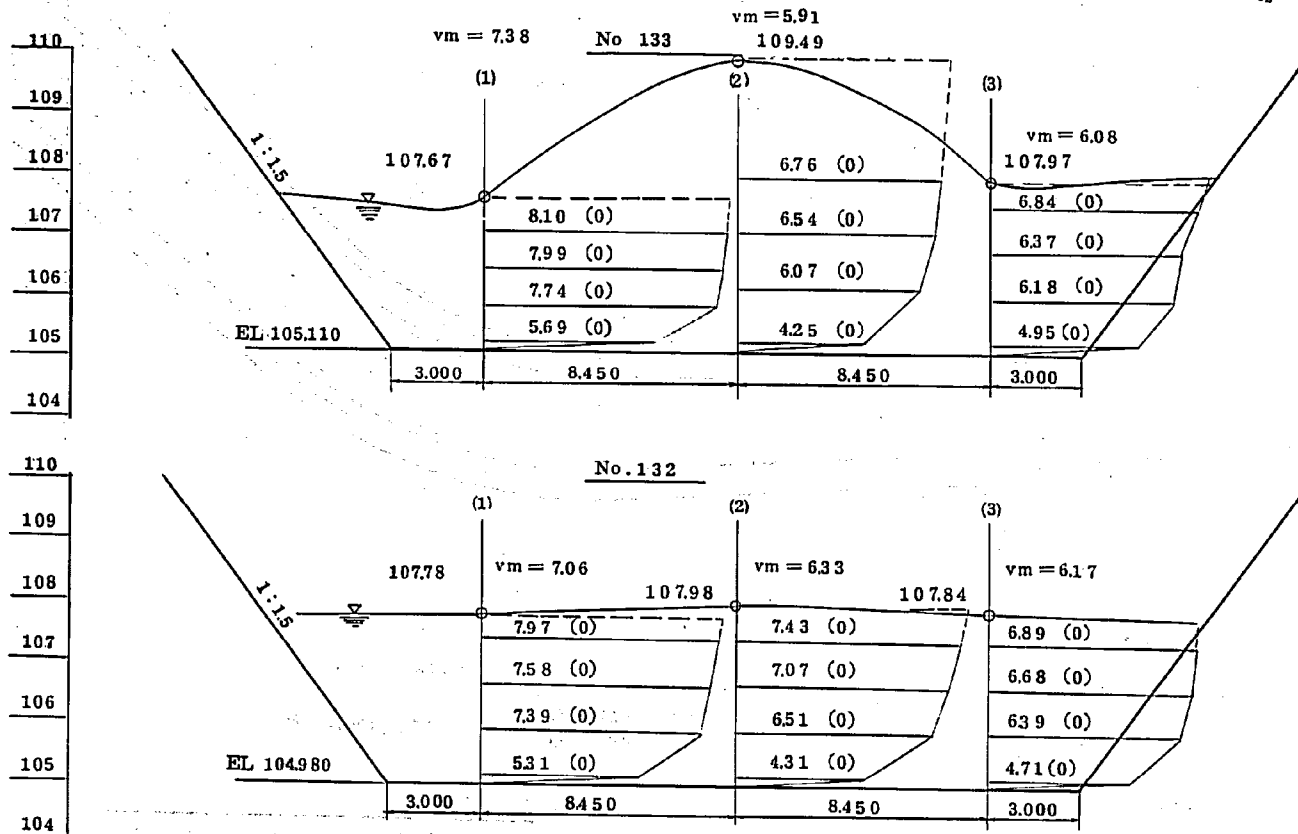


図 - 2 1 B - I 型模型流況図

S = 1 : 2,000

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$

$\begin{cases} Q_1 = 30 \\ Q_2 = 470 \end{cases} \text{ m}^3/\text{sec}$

ゲート開度 = 0.24 m

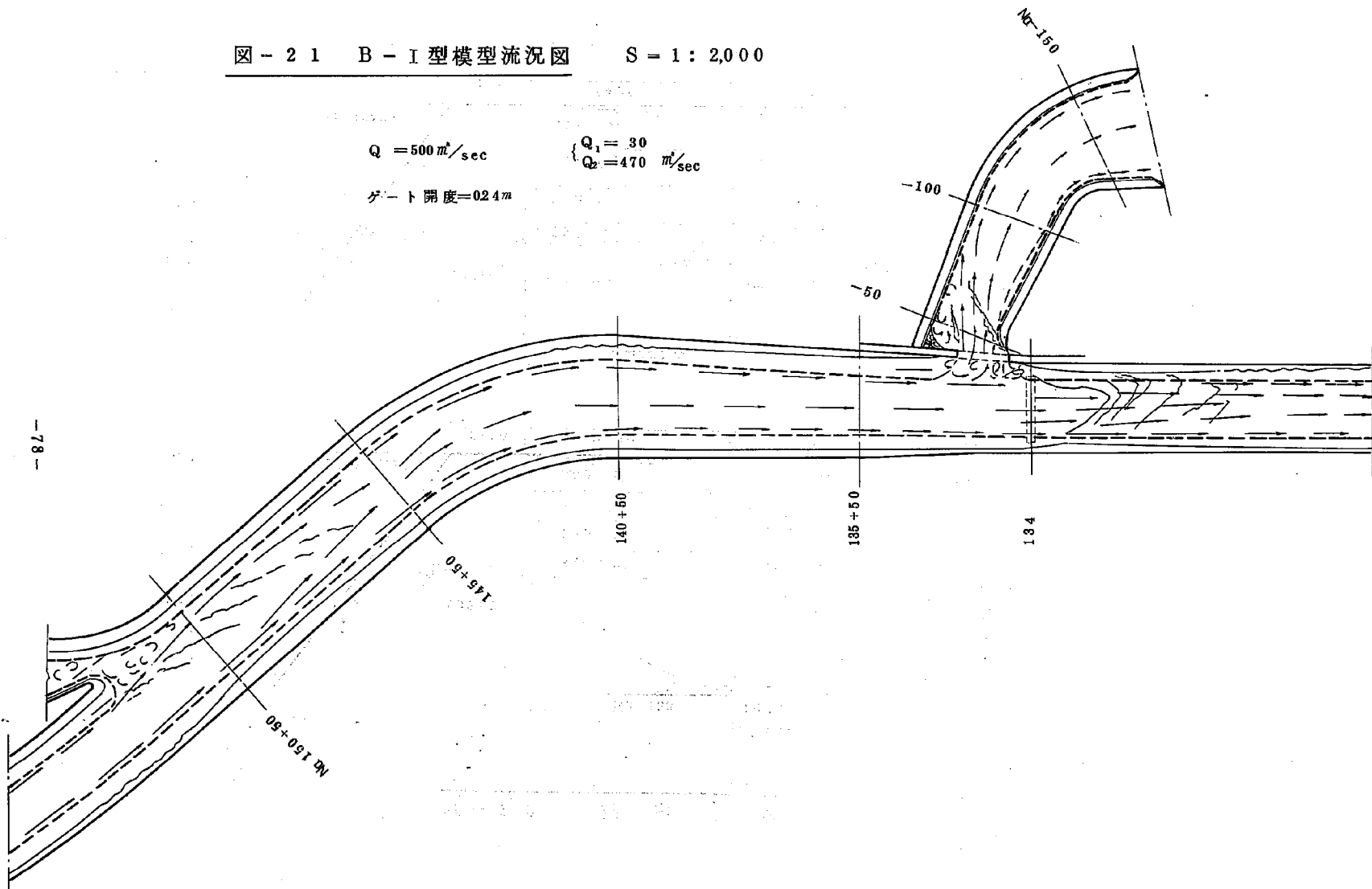
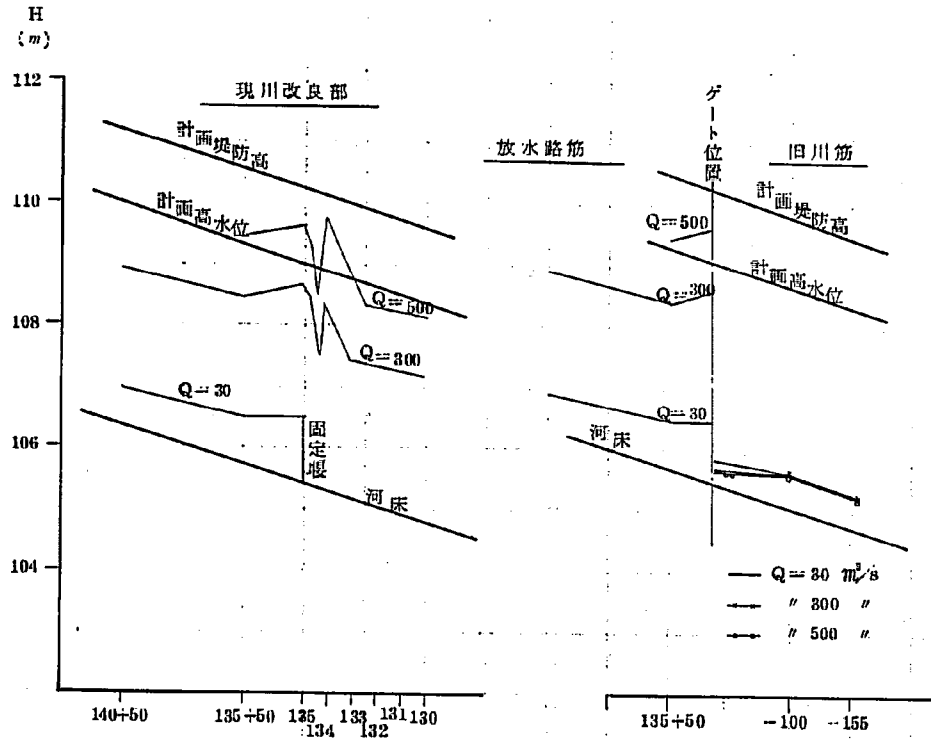
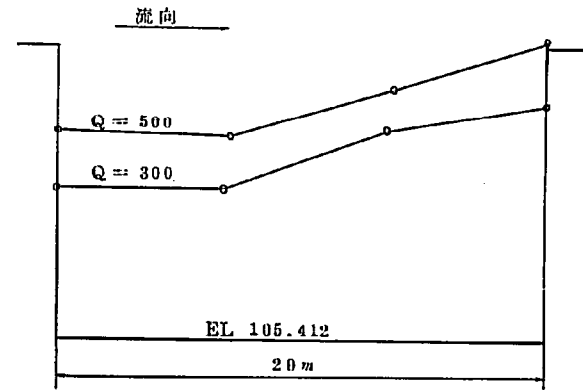


図 - 22 B -- II 型実験水位縦断面図



可動堰前面水位変化図 S { $V 1:100$
 $H 1:250$



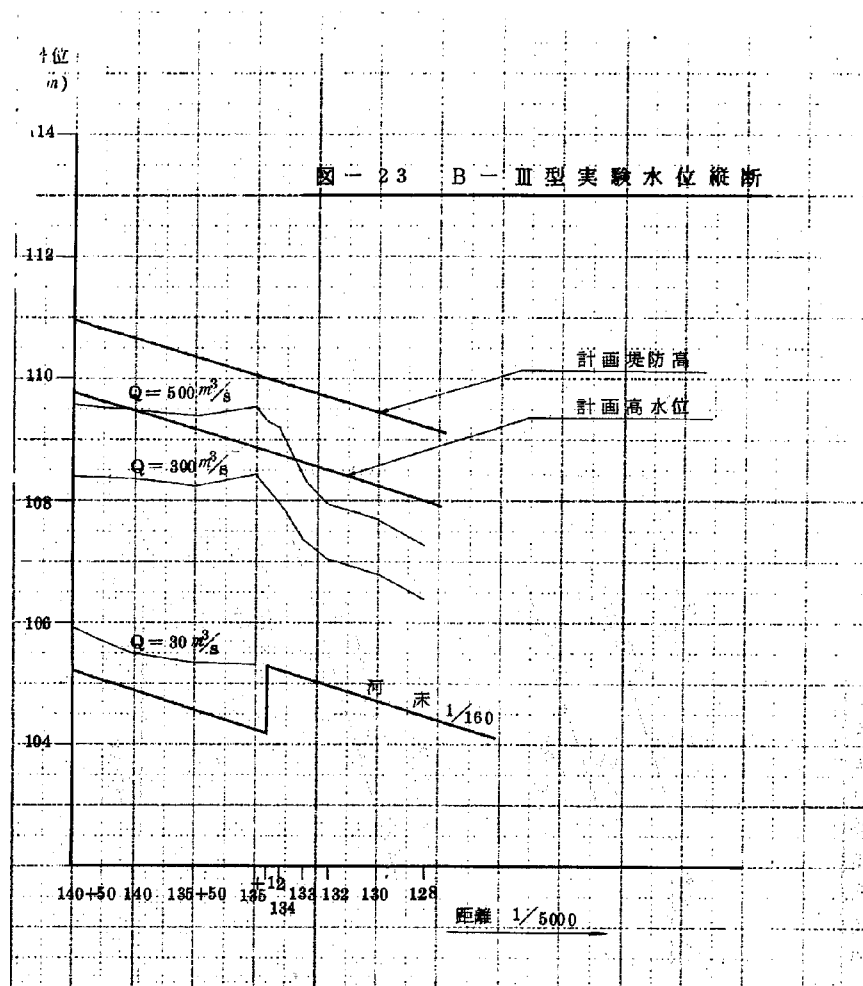


图-24 B-III型流速分布

縮尺
 $V 1:100$
 $H 1:200$
 $v 1:200$
 $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$

単位
 m
 m
 m/s
 $\begin{cases} Q_1=30 \\ Q_2=470 \end{cases} \text{ m}^3/\text{s}$

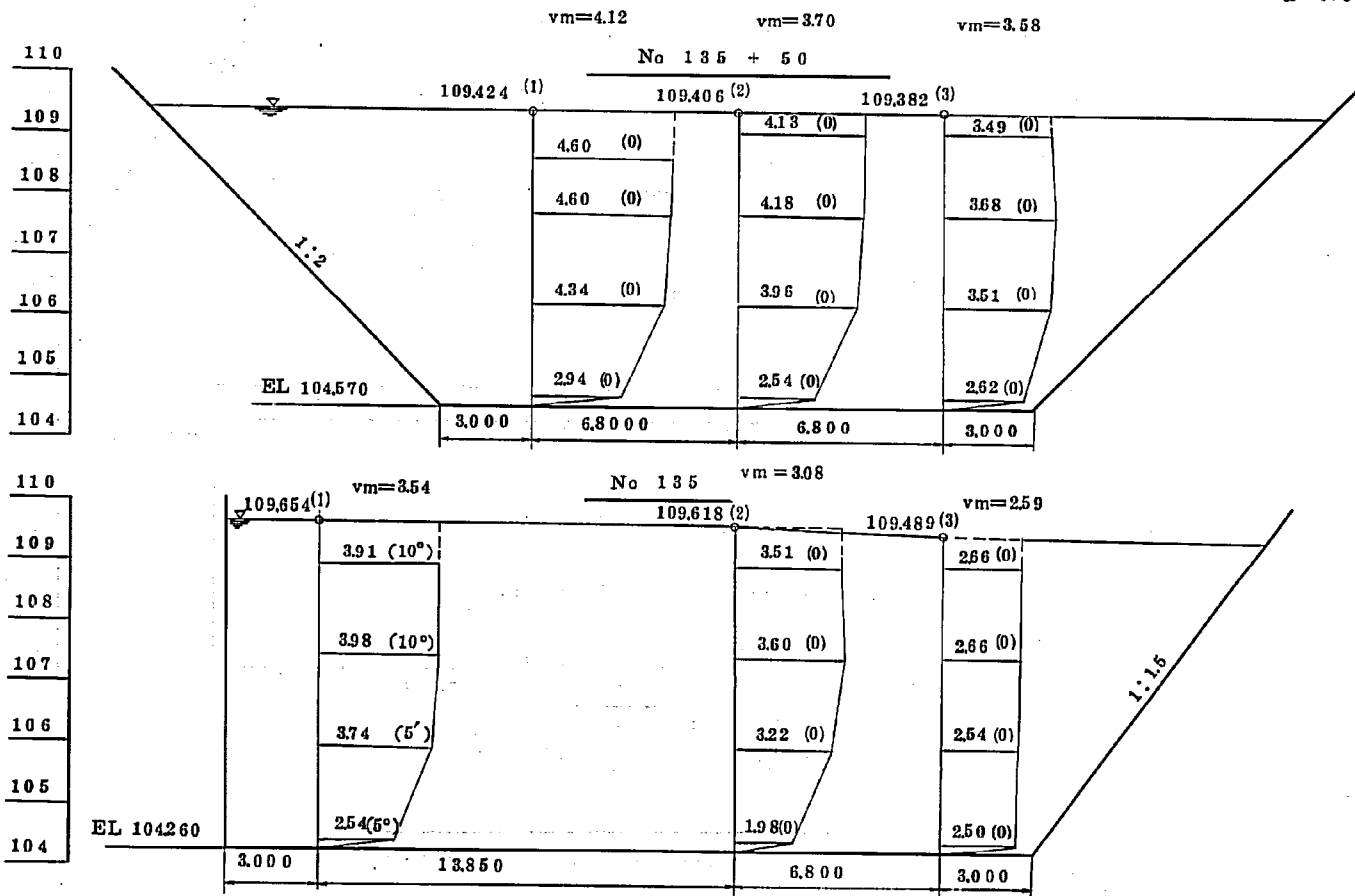


図-25 B-Ⅲ型流速分布

縮尺 単位
 $V: 1:100$ m
 $H: 1:200$ m
 $v: 1:200$ m/s

$Q = 500 m^3/s$

$Q_1 = 30$
 $Q_2 = 470 m^3/s$

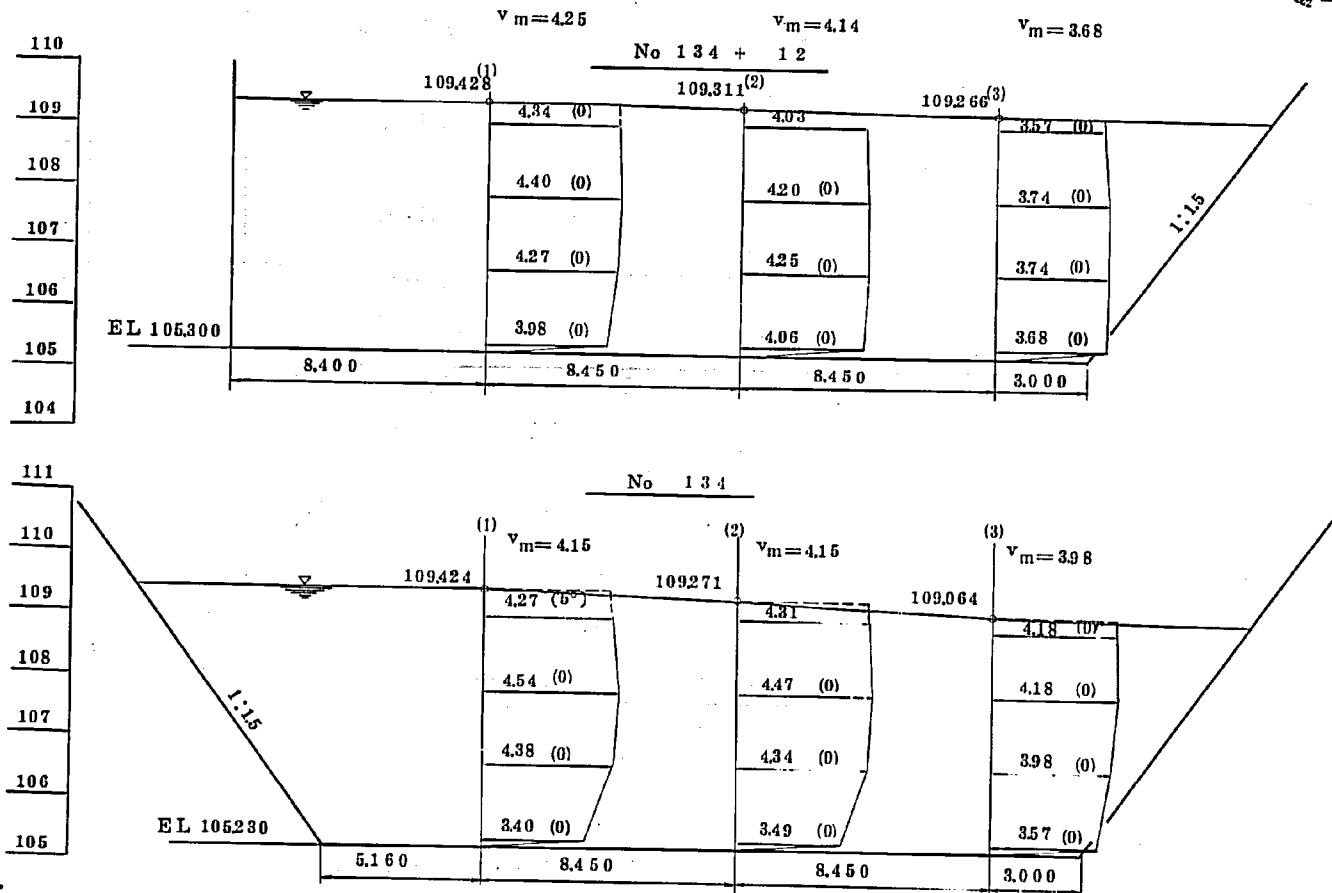


図 26 B-N型実験水位縦断

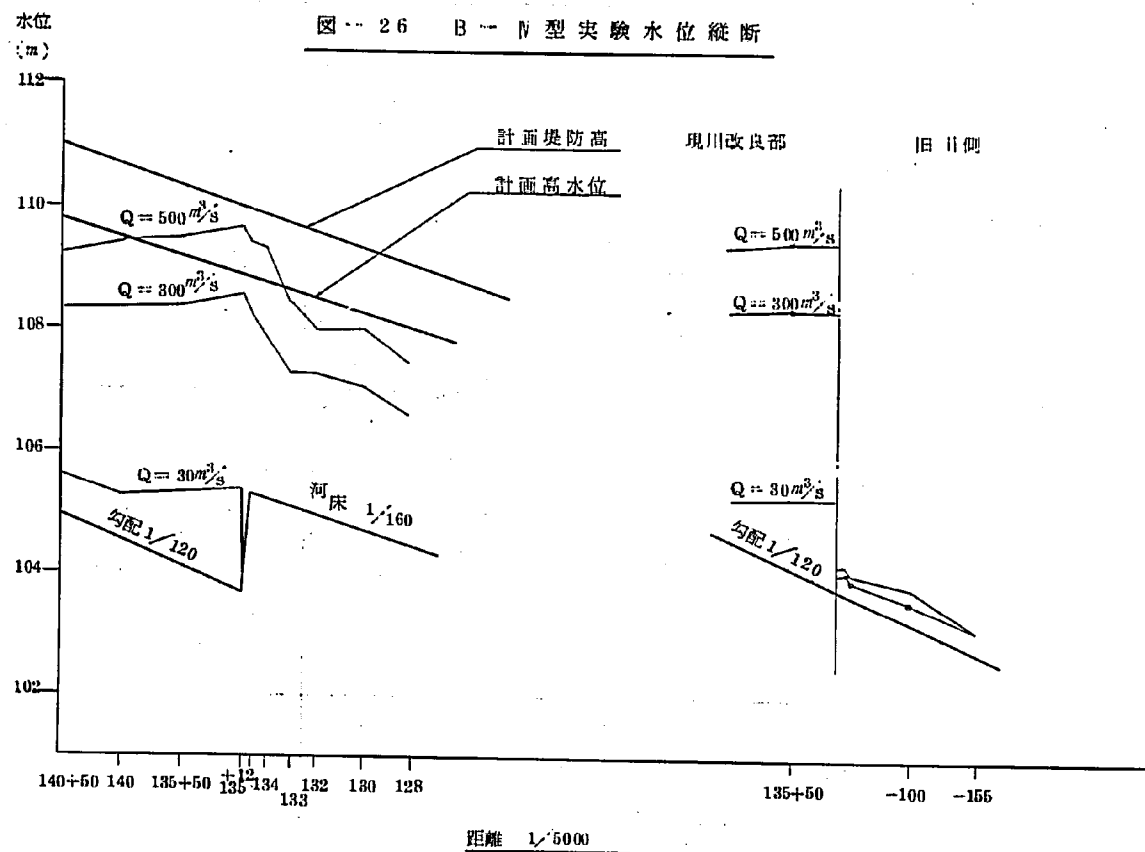


图 - 2 7 B - V 型 流 速 分 布

縮尺 単位
 $V 1 : 100 \frac{m}{s}$
 $H 1 : 200 \frac{m}{s}$
 $v 1 : 200 \frac{m}{s}$
 $Q = 500 \frac{m^3}{s}$
 $\left\{ \begin{array}{l} Q = 30 \frac{m^3}{s} \\ Q = 470 \frac{m^3}{s} \end{array} \right.$

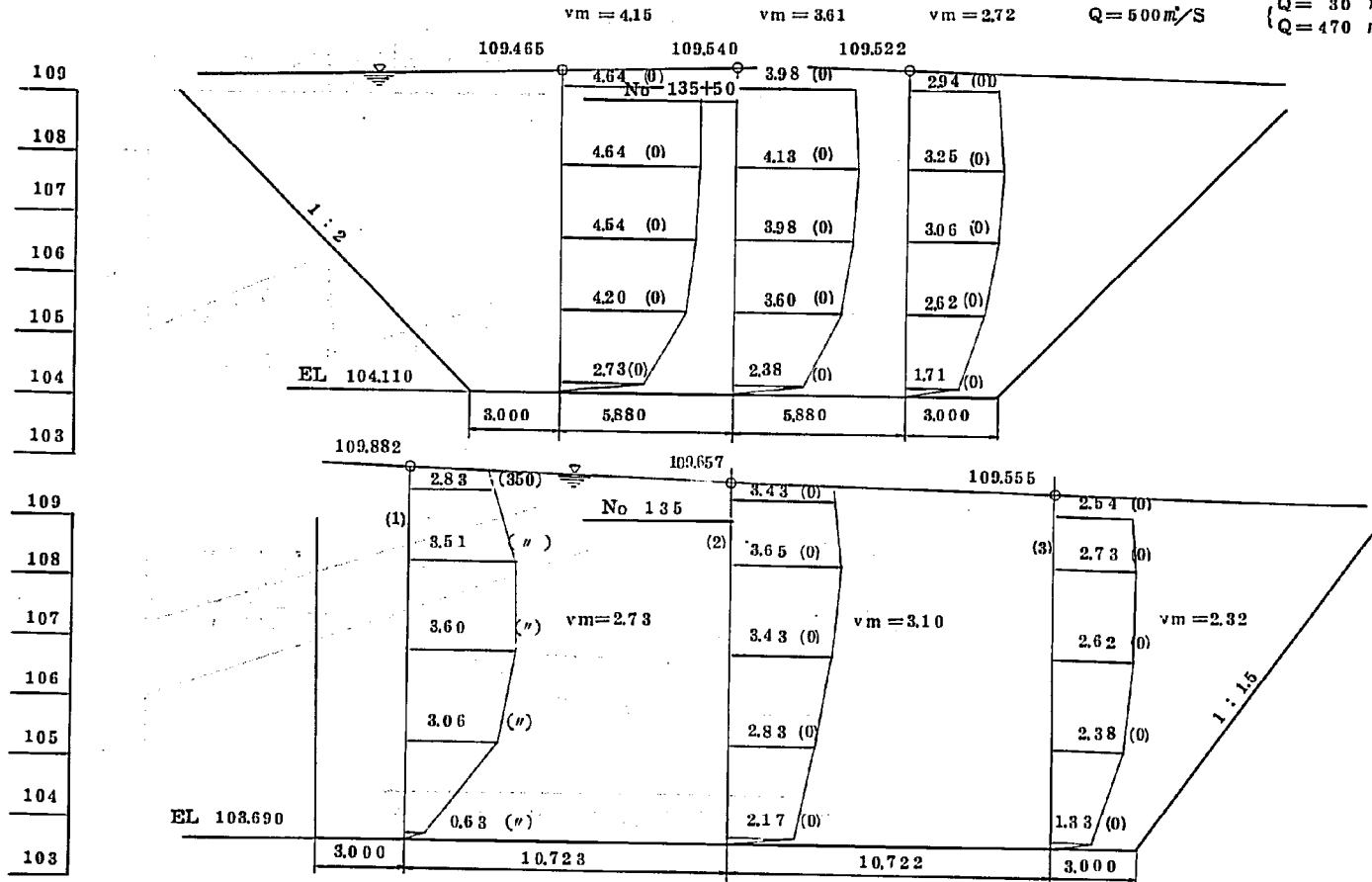


图 - 2 8 B - IV 型 流 速 分 布

縮 尺
 $V 1 : 100$
 $H 1 : 200$
 $v 1 : 200$

单 位
 m
 m
 m/s

$Q = 500 m^3/s$

$\begin{cases} Q_1 = 30 & m^3/s \\ Q_2 = 470 & m^3/s \end{cases}$

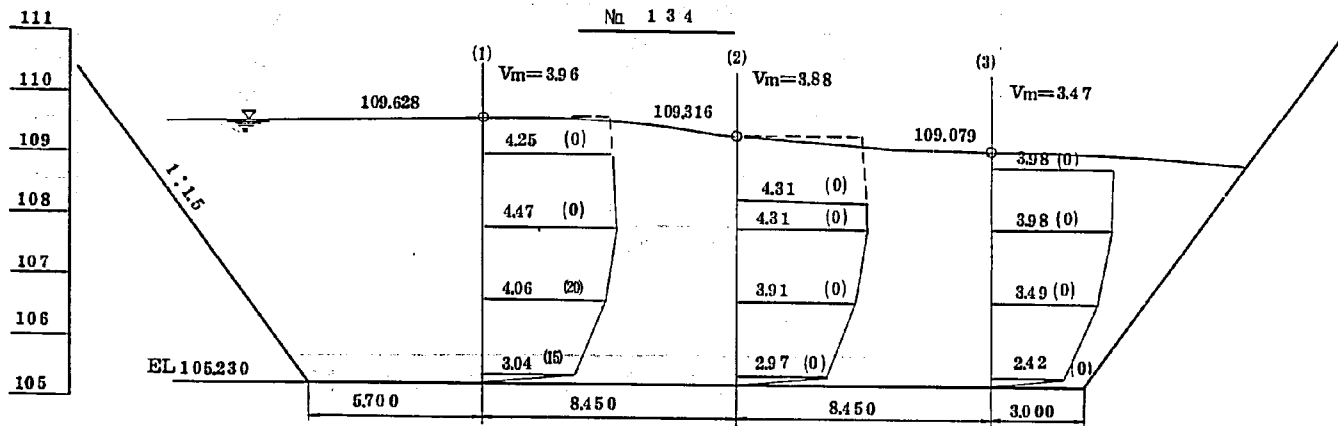
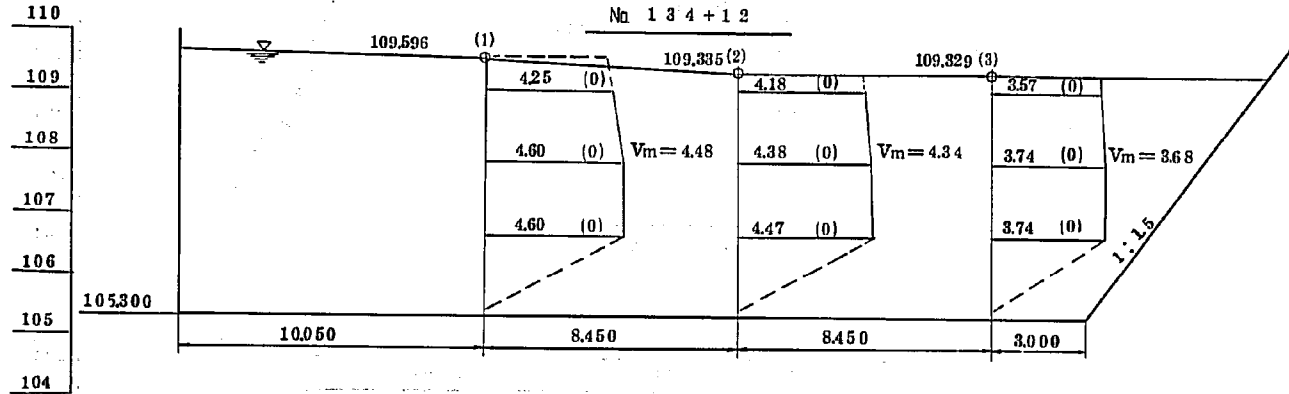
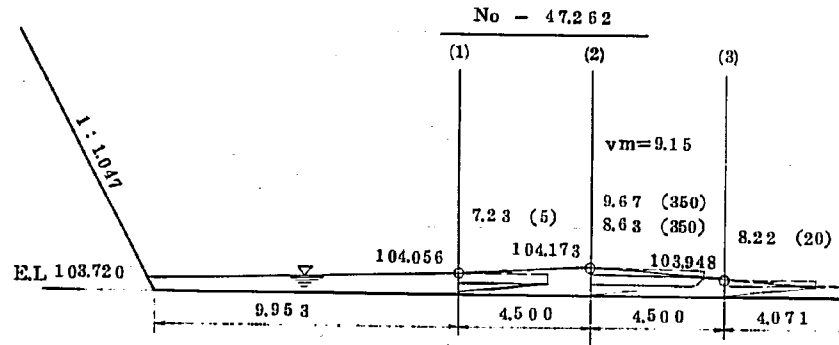


图 - 2 9 B - IV 型 流 速 分 布

縮 尺 单 位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:500 m/s

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{S}$ { $Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{S}$
 $Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{S}$

108
 107
 106
 105
 104
 103



108
 107
 106
 105
 104
 103

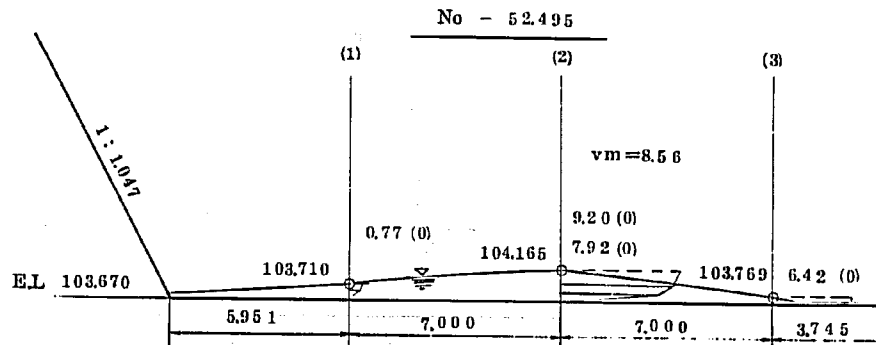


図-30 B-V型 実験水位縦断

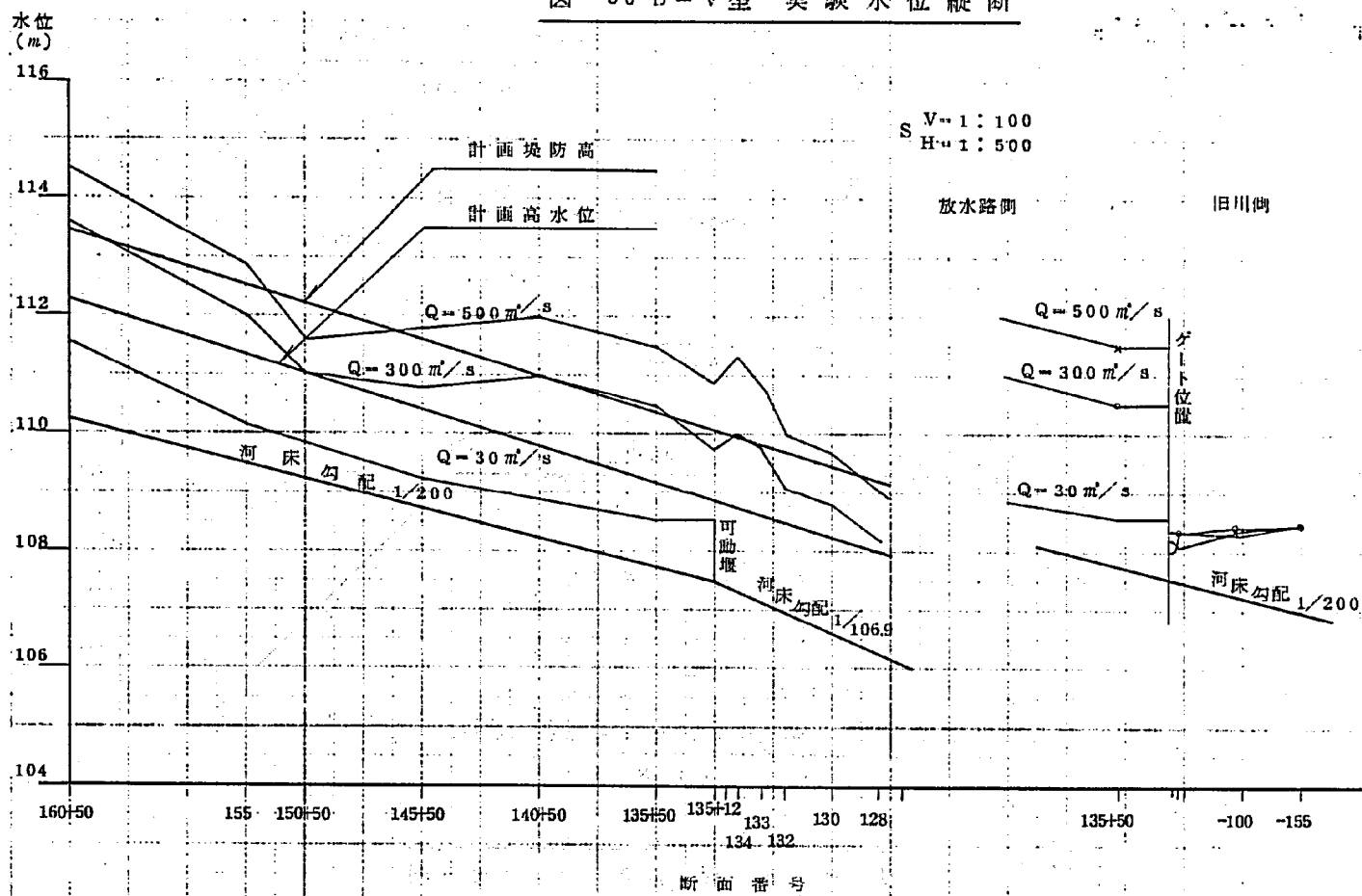


图-31 B-V型流速分布

縮尺 单位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{S}$ { $Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{S}$
 $Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{S}$

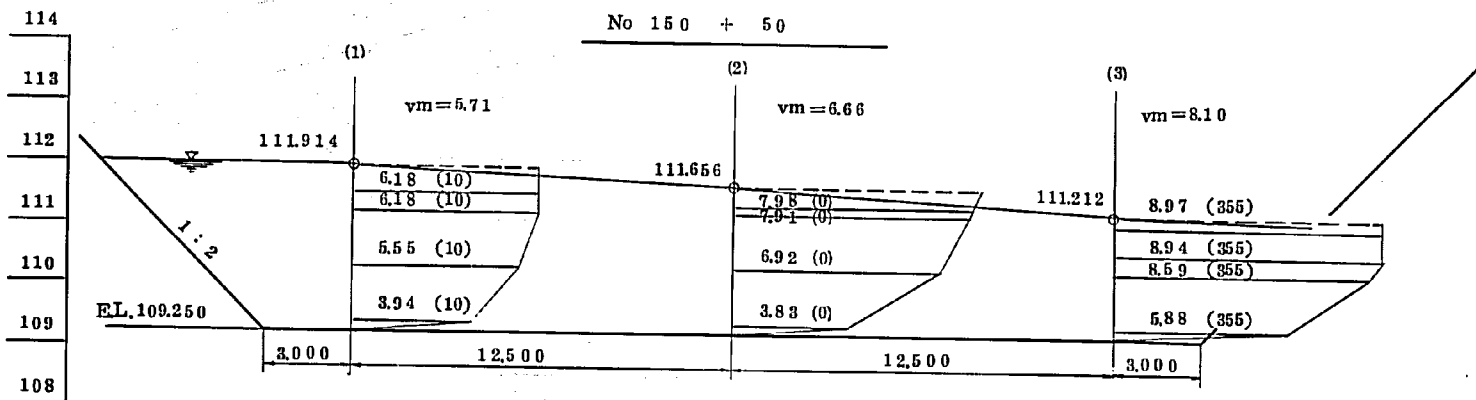
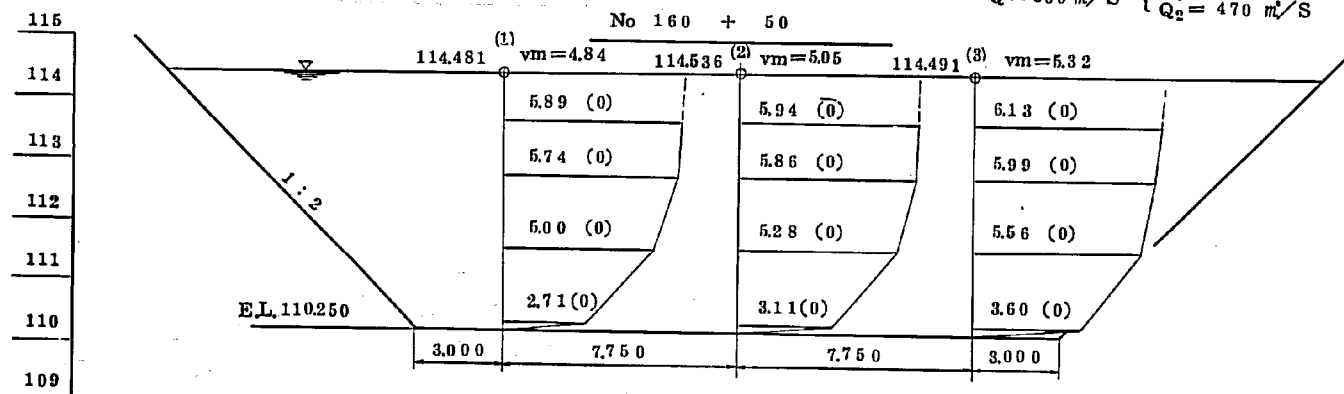


图 - 3 2 流 速 分 布

縮 尺 单 位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s

$$Q = 500 m^3/s \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_1 = 30 m^3/s \\ Q_2 = 470 m^3/s \end{array} \right.$$

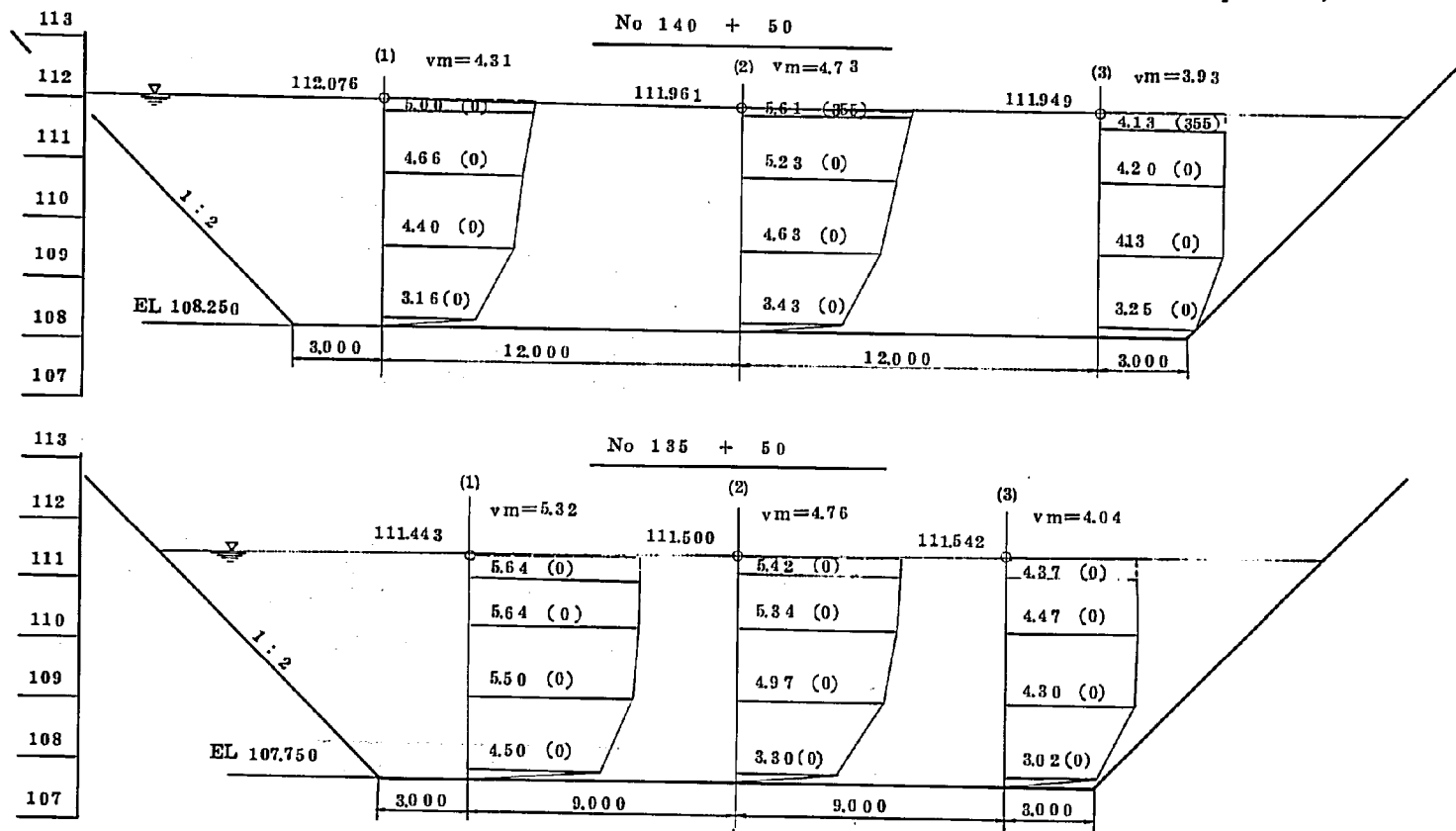


图 - 3 3 B - V 型 流 速 分 布

縮尺
V 1:100
H 1:200
v 1:200

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{S}$

$\begin{cases} Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{S} \\ Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{S} \end{cases}$

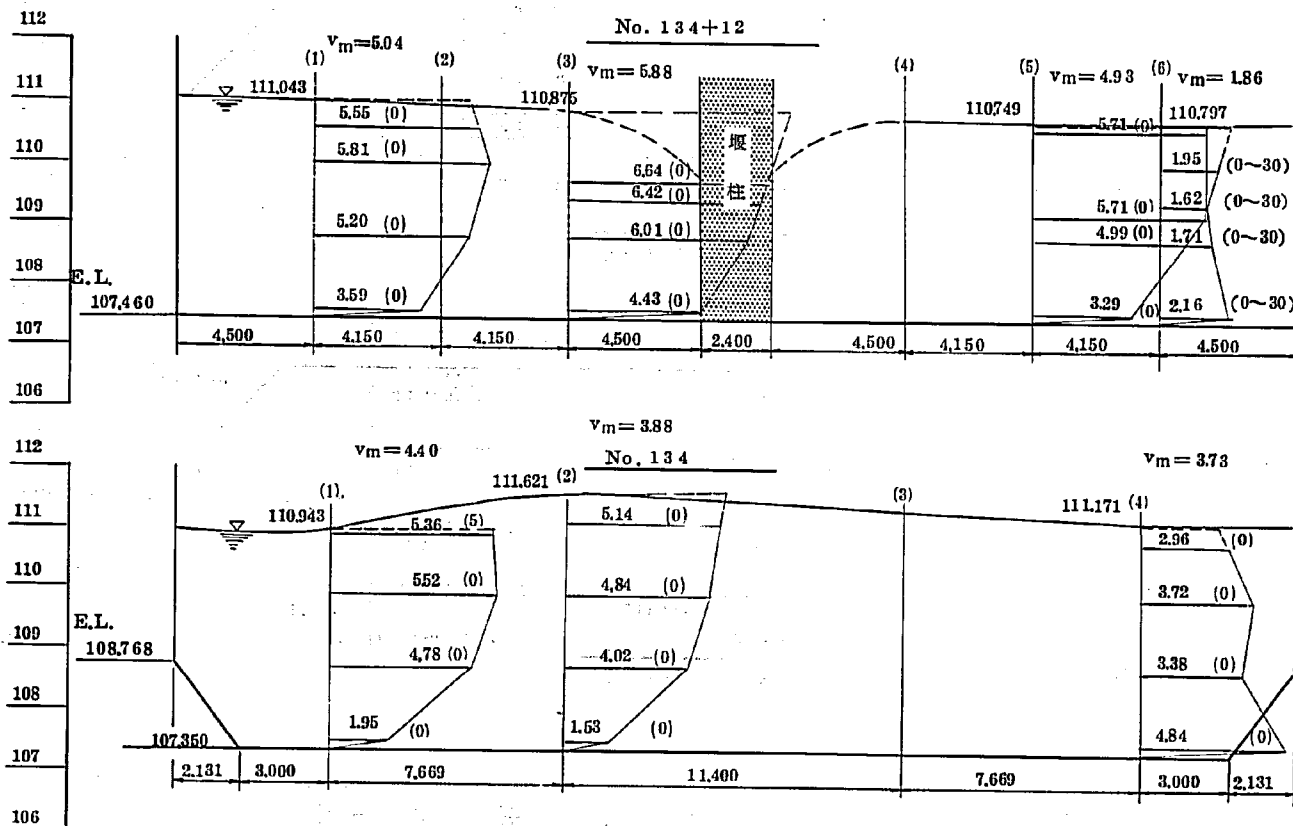


图 - 3 4 B - V 型 流 速 分 布

縮 尺 单 位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s

$Q = 500 m^3/S$ { $Q_1 = 30 m^3/S$
 $Q_2 = 470 m^3/S$

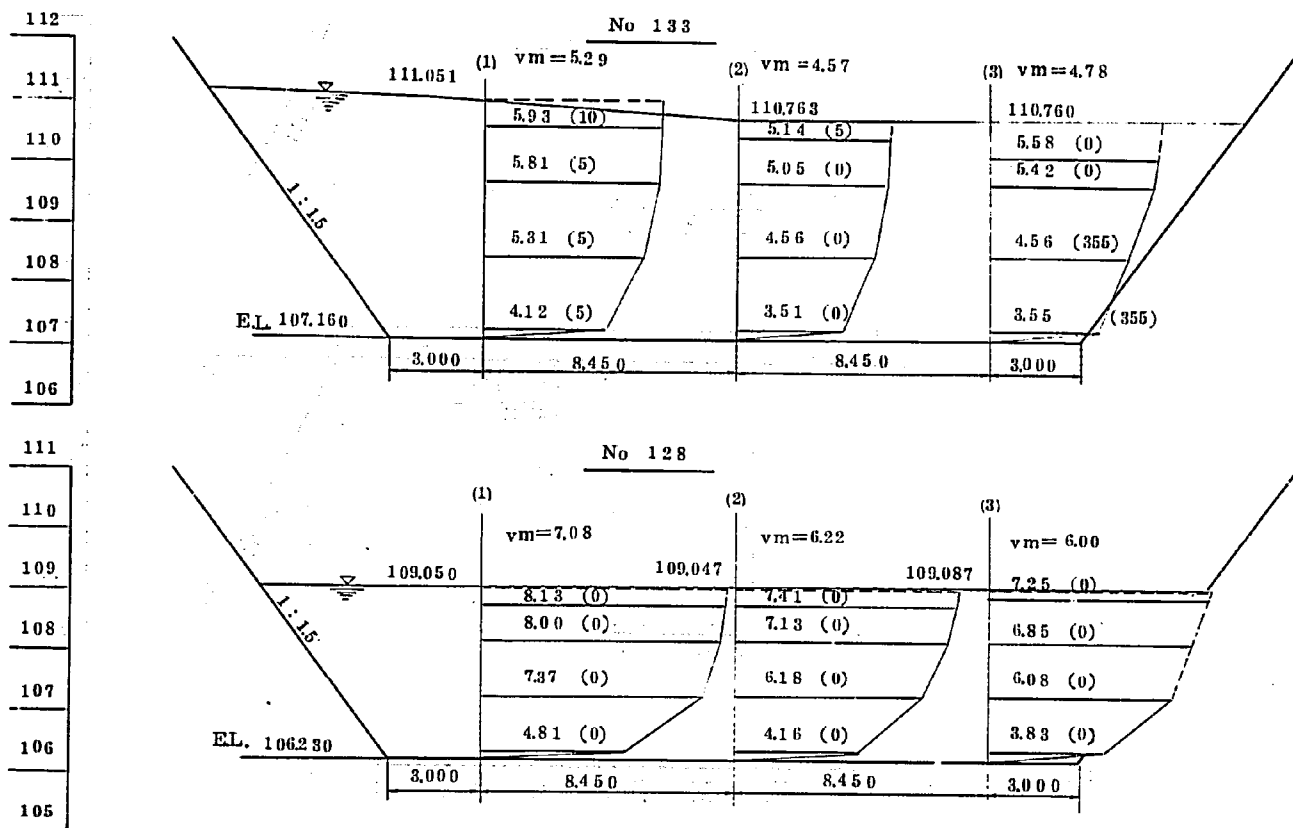
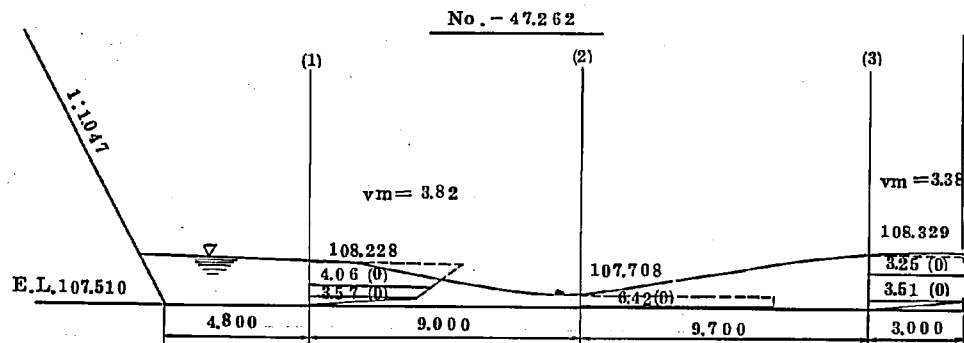


图 - 3 5 B - V 型 流 速 分 布

縮尺 單位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s
 $Q = 500 m^3/s$ { $Q_1 = 30 m^3/s$
 $Q_2 = 470 m^3/s$

112
111
110
109
108
107
106



112
111
110
109
108
107
106

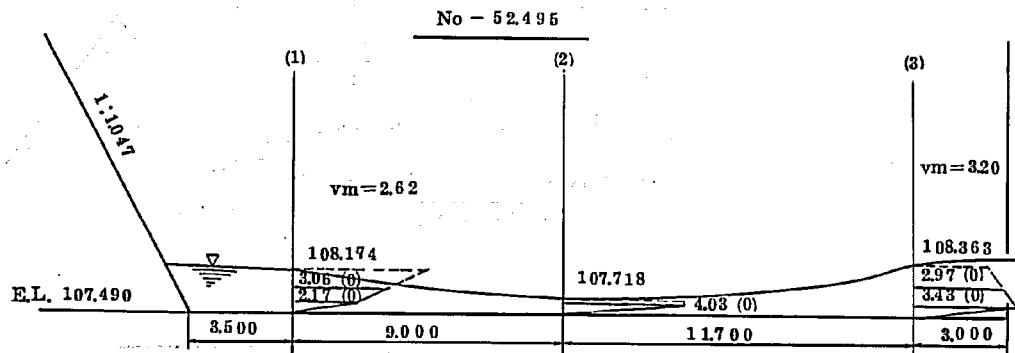


図-36 B-V型 流況図

S = 1 : 2000 × 0.80

Q = 500 m³/sec { ρ_1 30
11 470 m³/sec
Goc = 0.25m (旧川側)
全開 (放水路側)

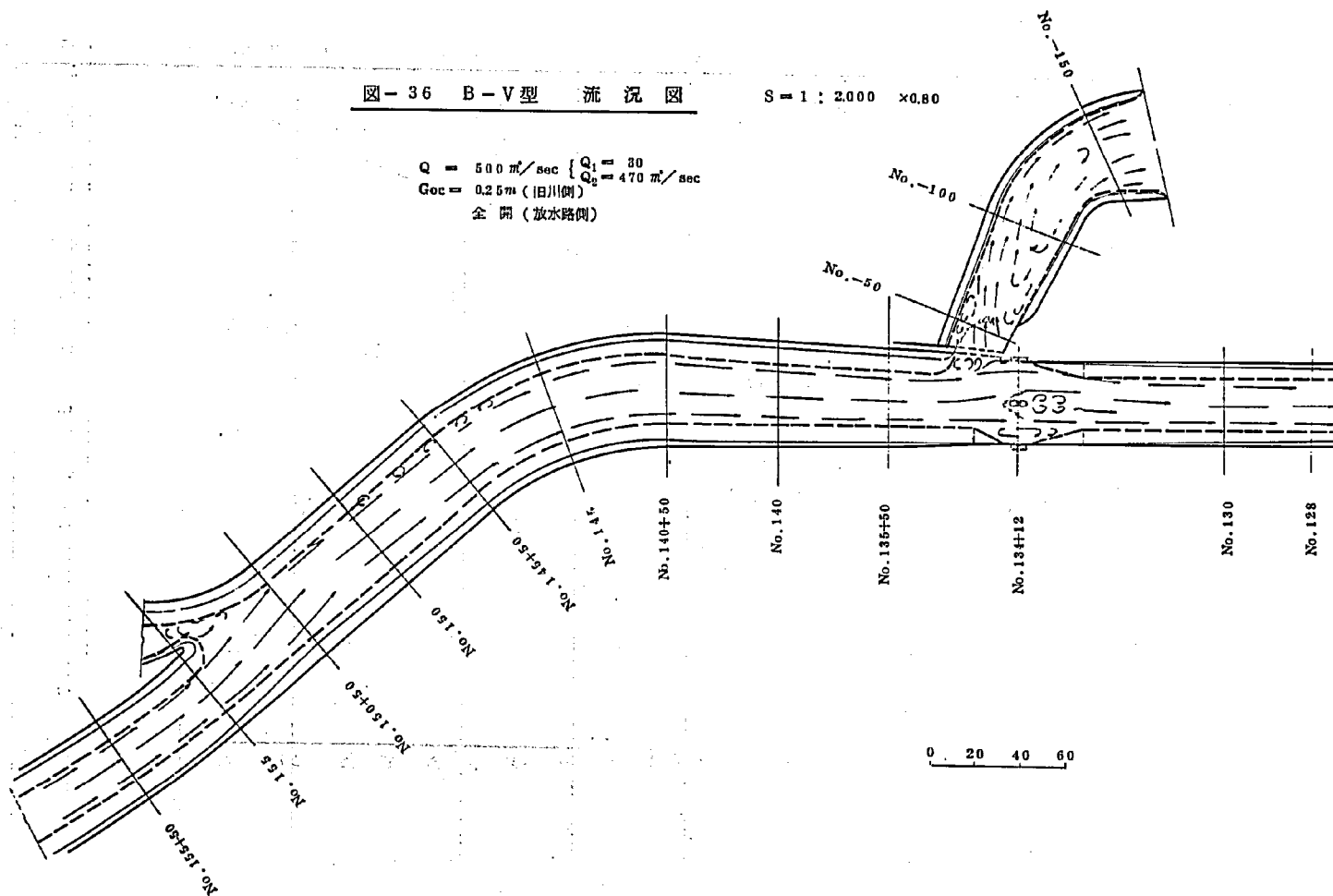


図 37 河床高比較図 (現川改良部および旧川部)

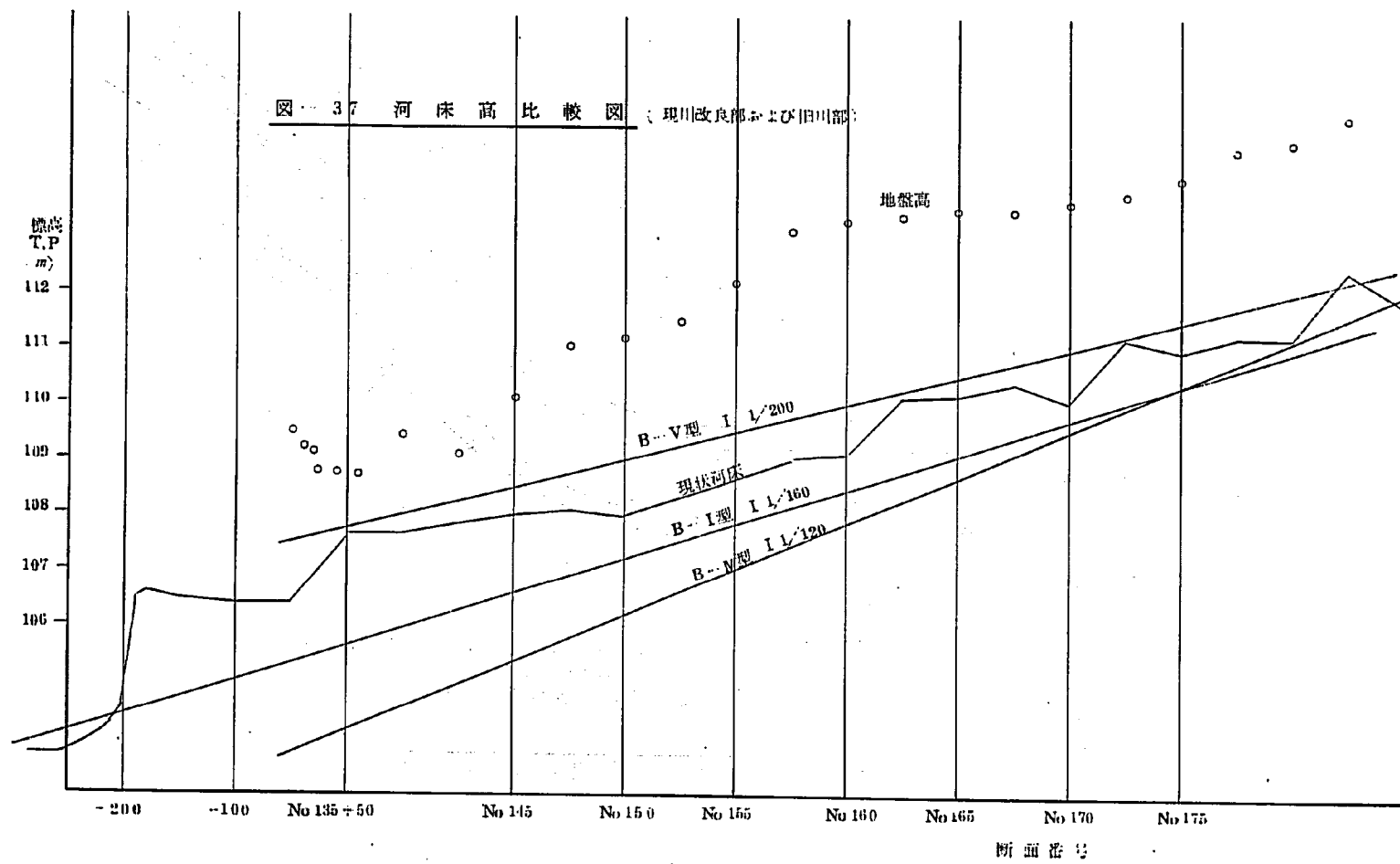


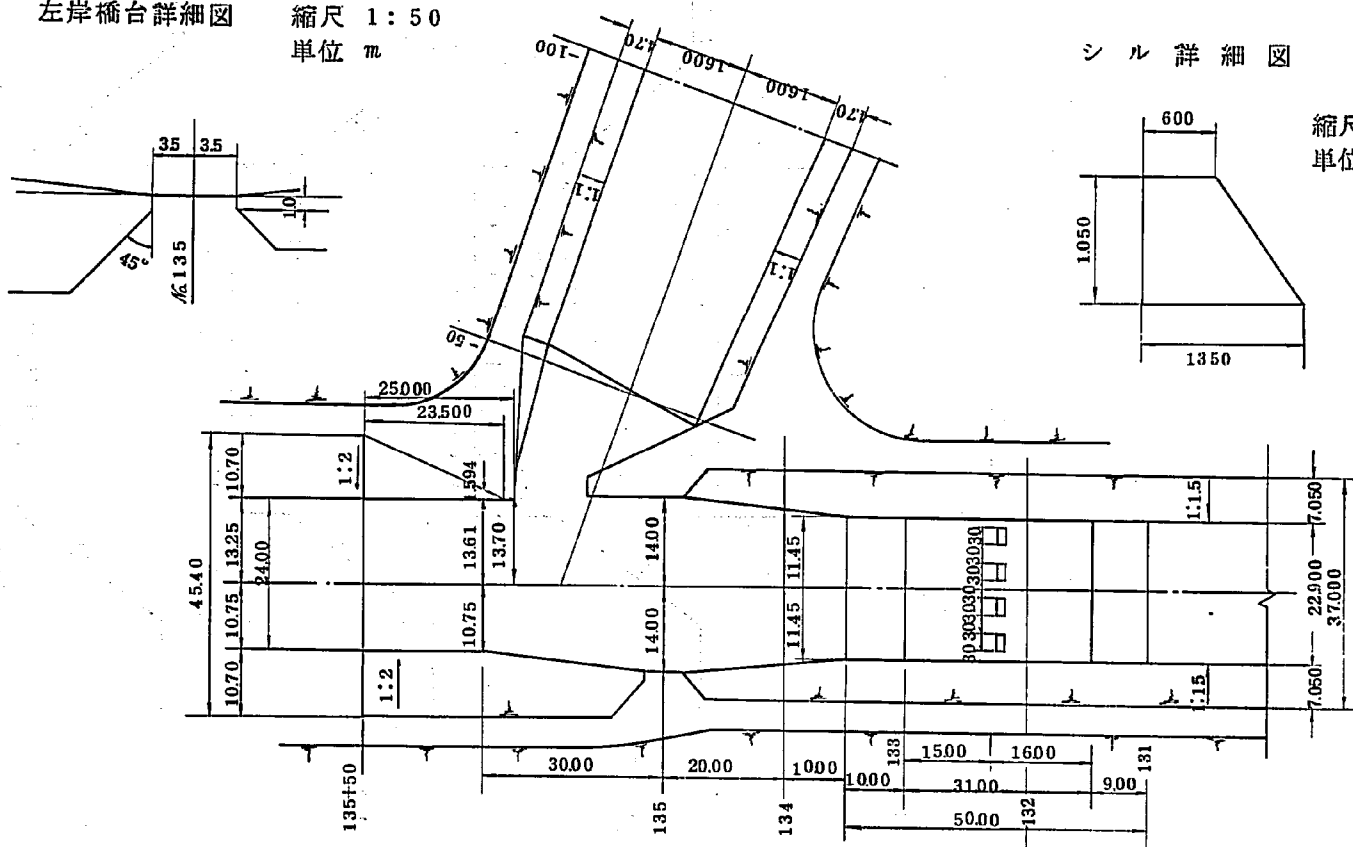
圖-38 最終案分流点付近平面図

縮尺 1 : 1 0 0 0

单位 m

左岸橋台詳細図

縮尺 1 : 50

單位 m 

シル詳細図

縮尺 1 : 50

單位 mm

图-40 分流点附近横断面图

S H=1:400

V=1:200

单位 = m

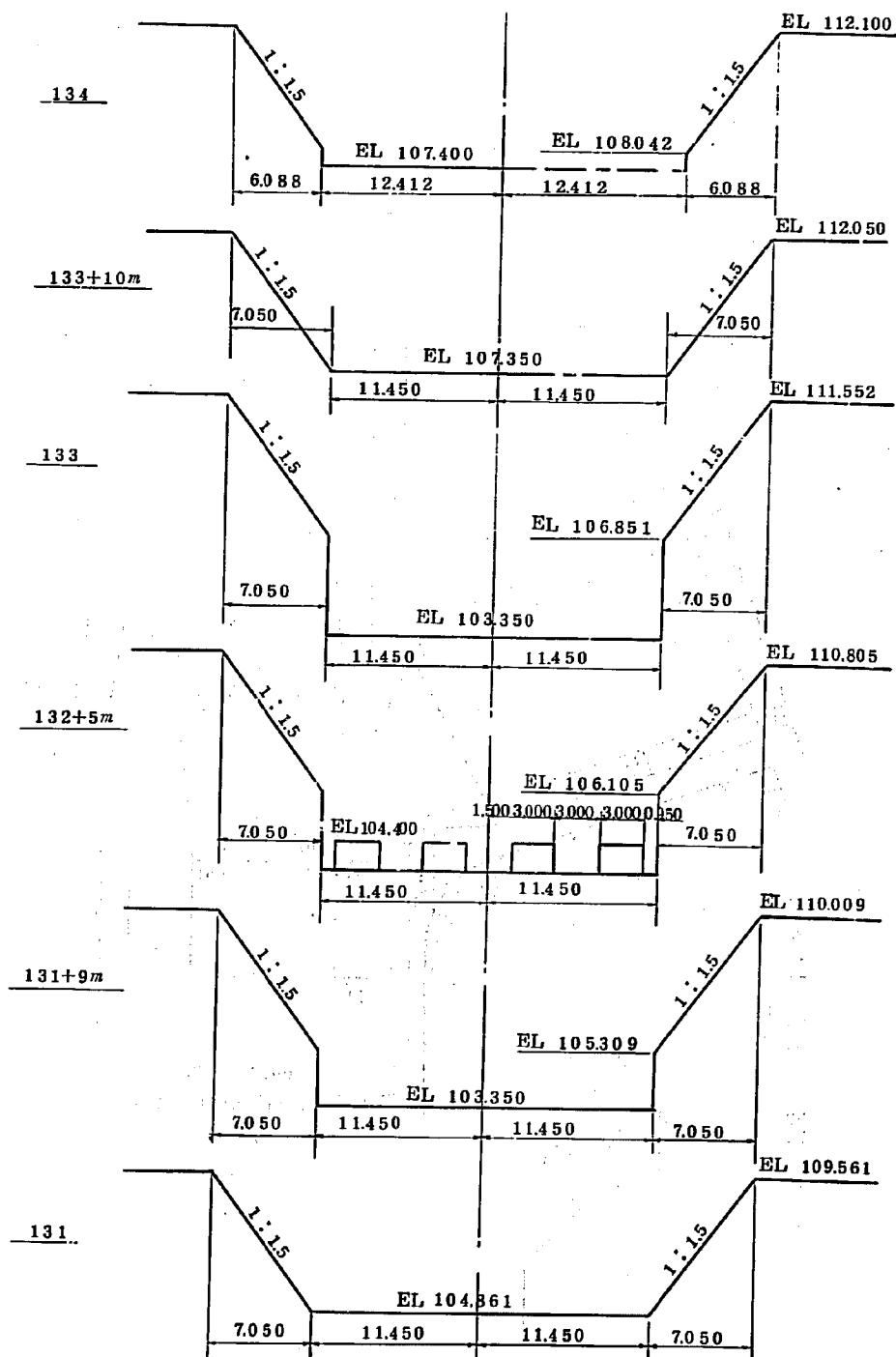


図-39 分流点付近横断面図

S H=1:400

V=1:200

単位 =m

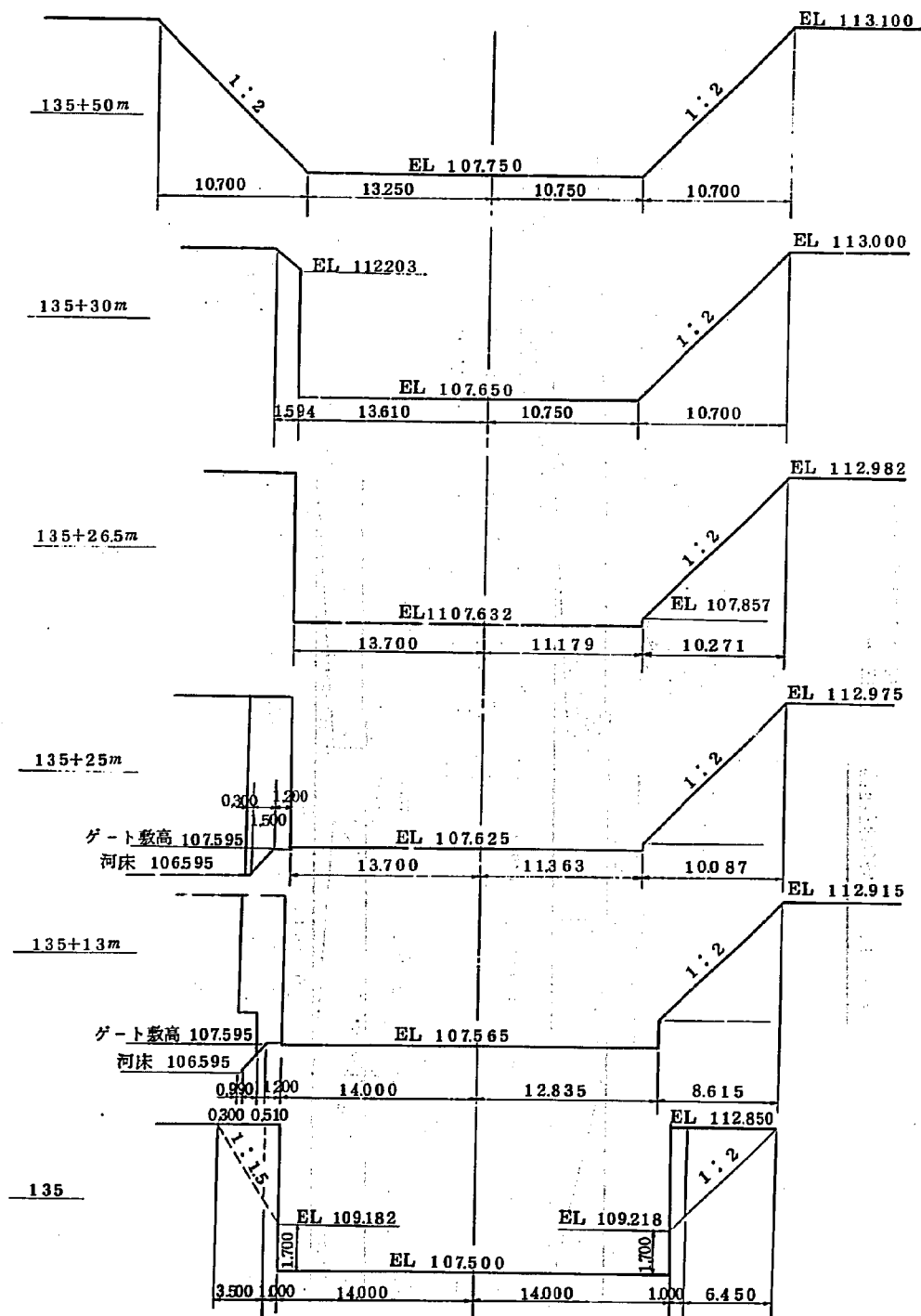


図-41 最終案側面図

縮尺 1 : 500 × 0.90
単位 m

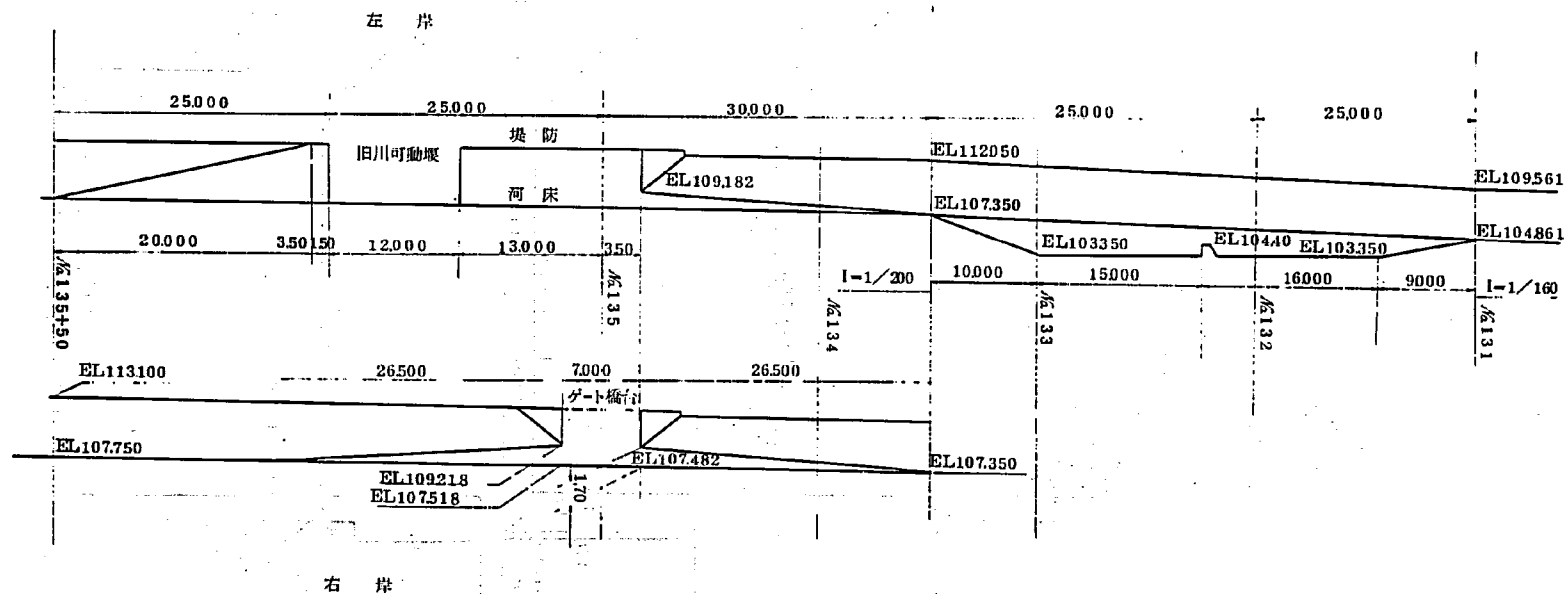


図-42 旧川筋最終案詳細図

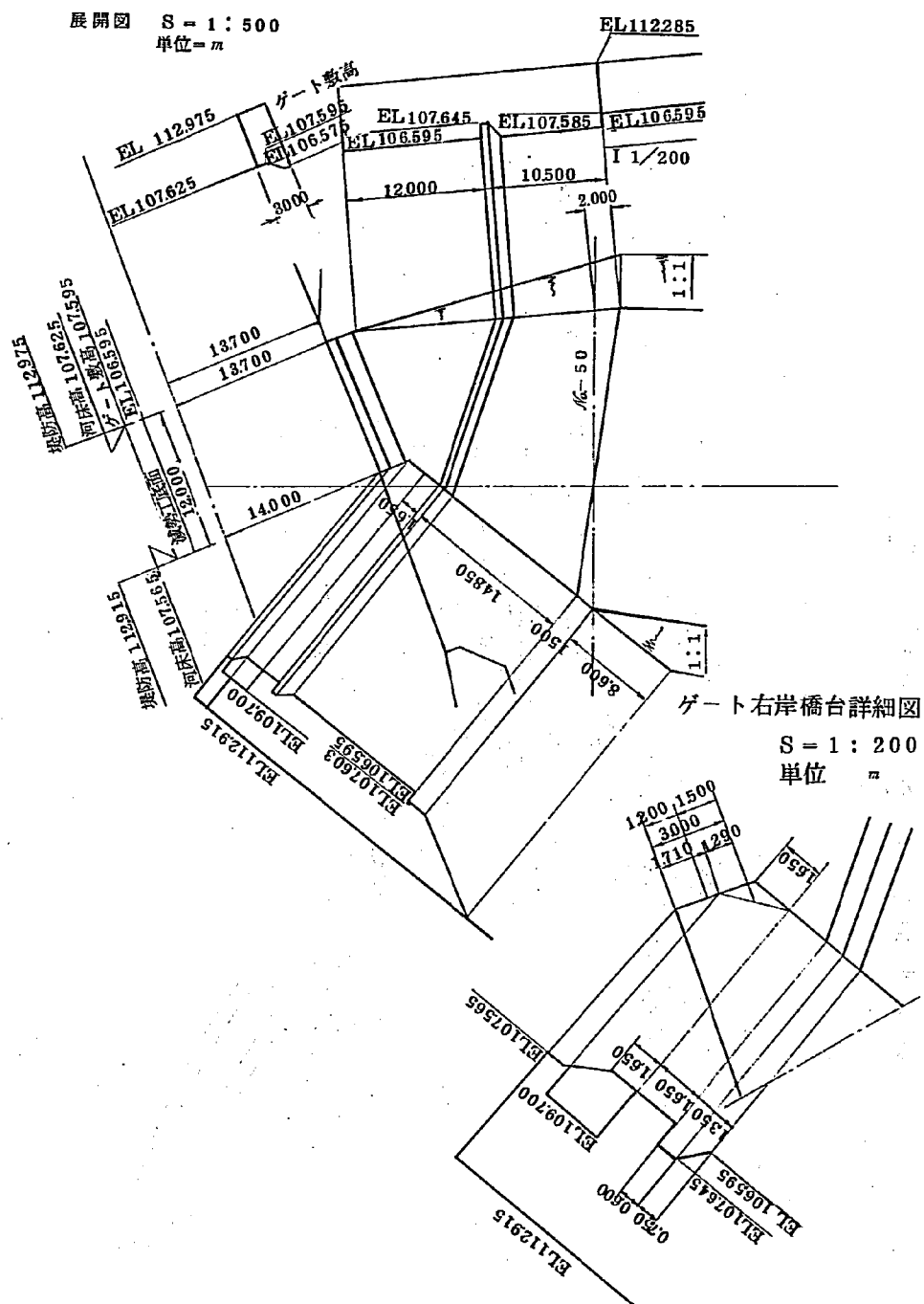
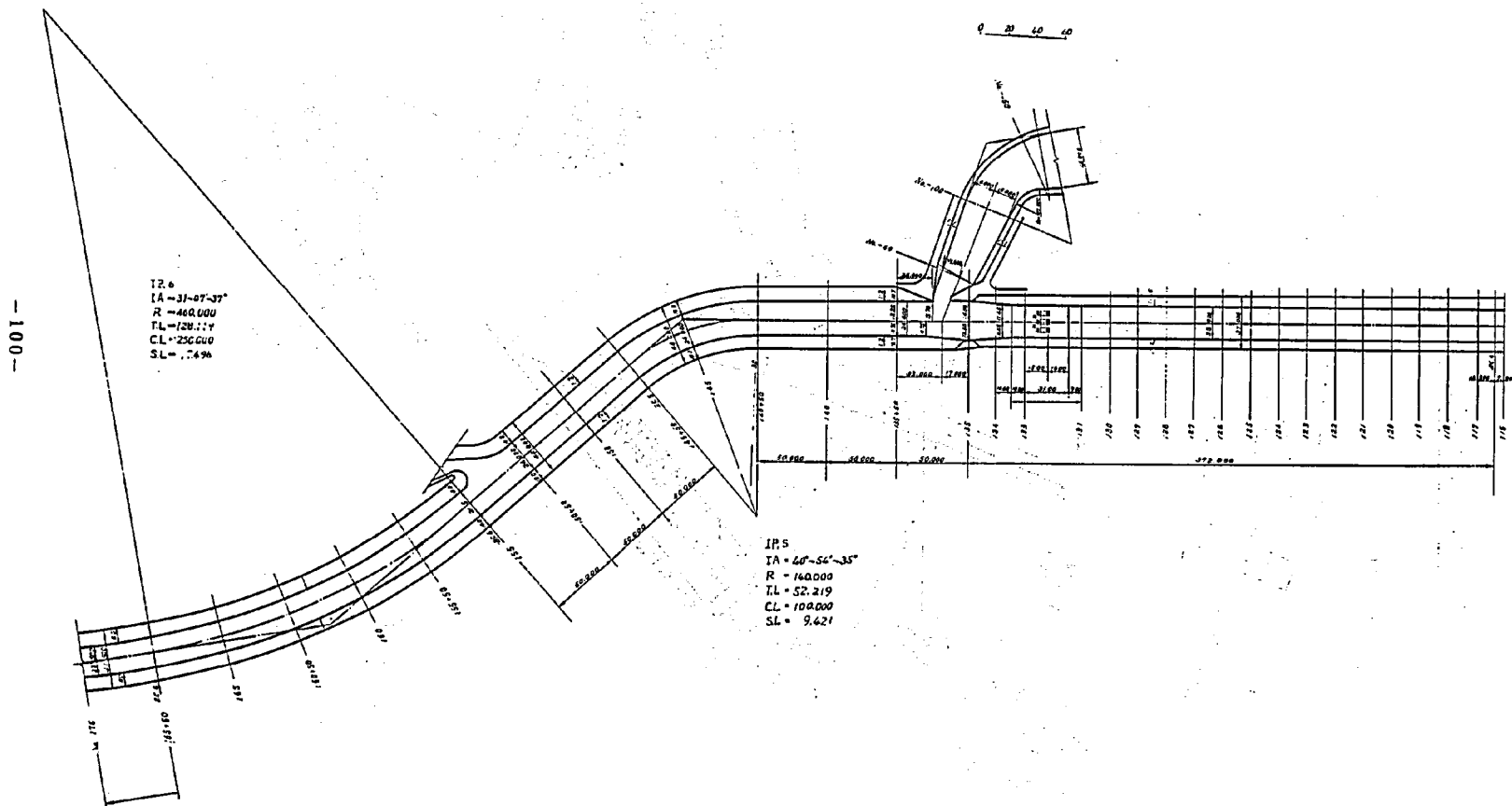


圖-43 最終案平面圖 $S=1:2,000 \times 50$
單位 m



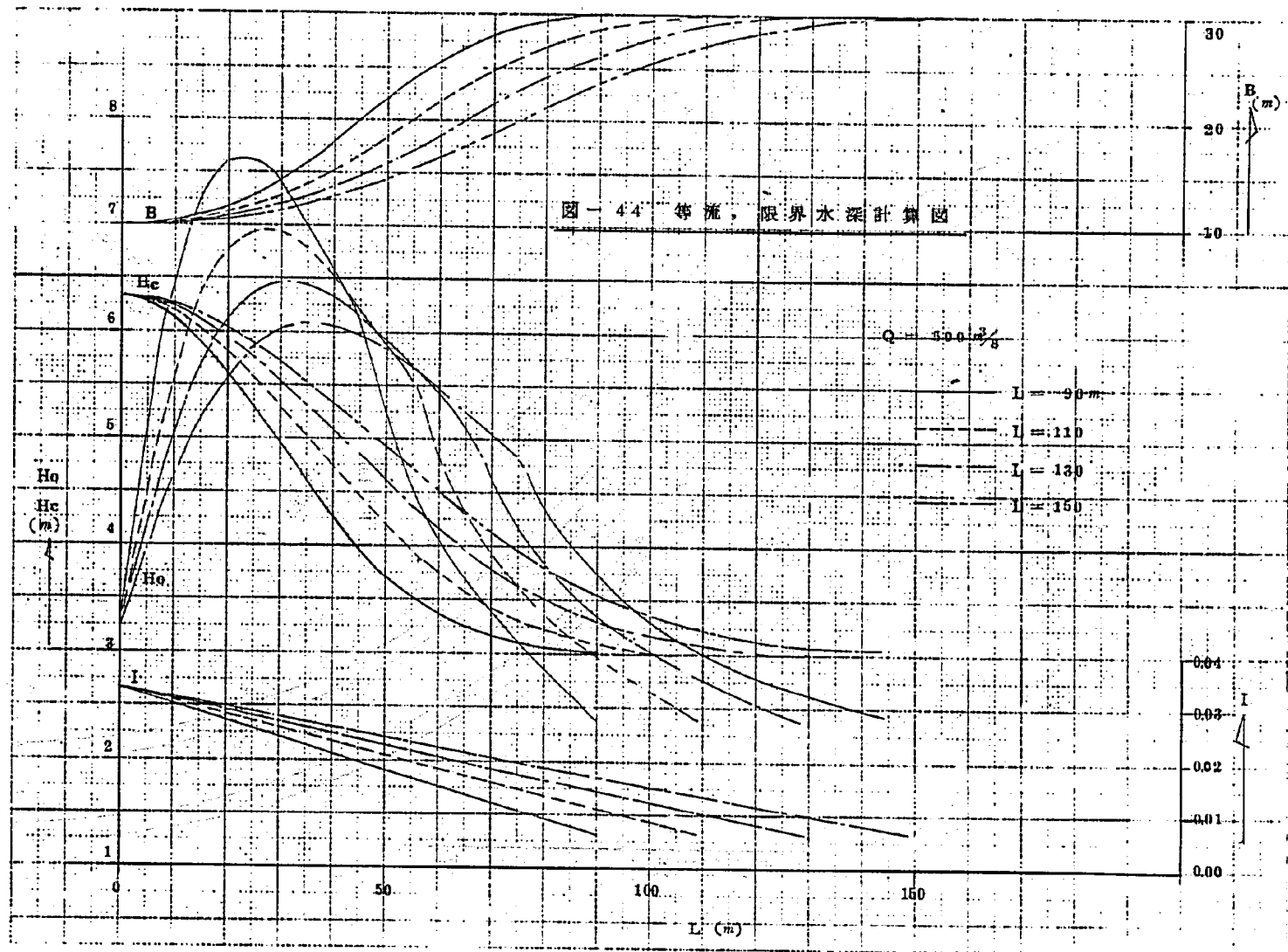
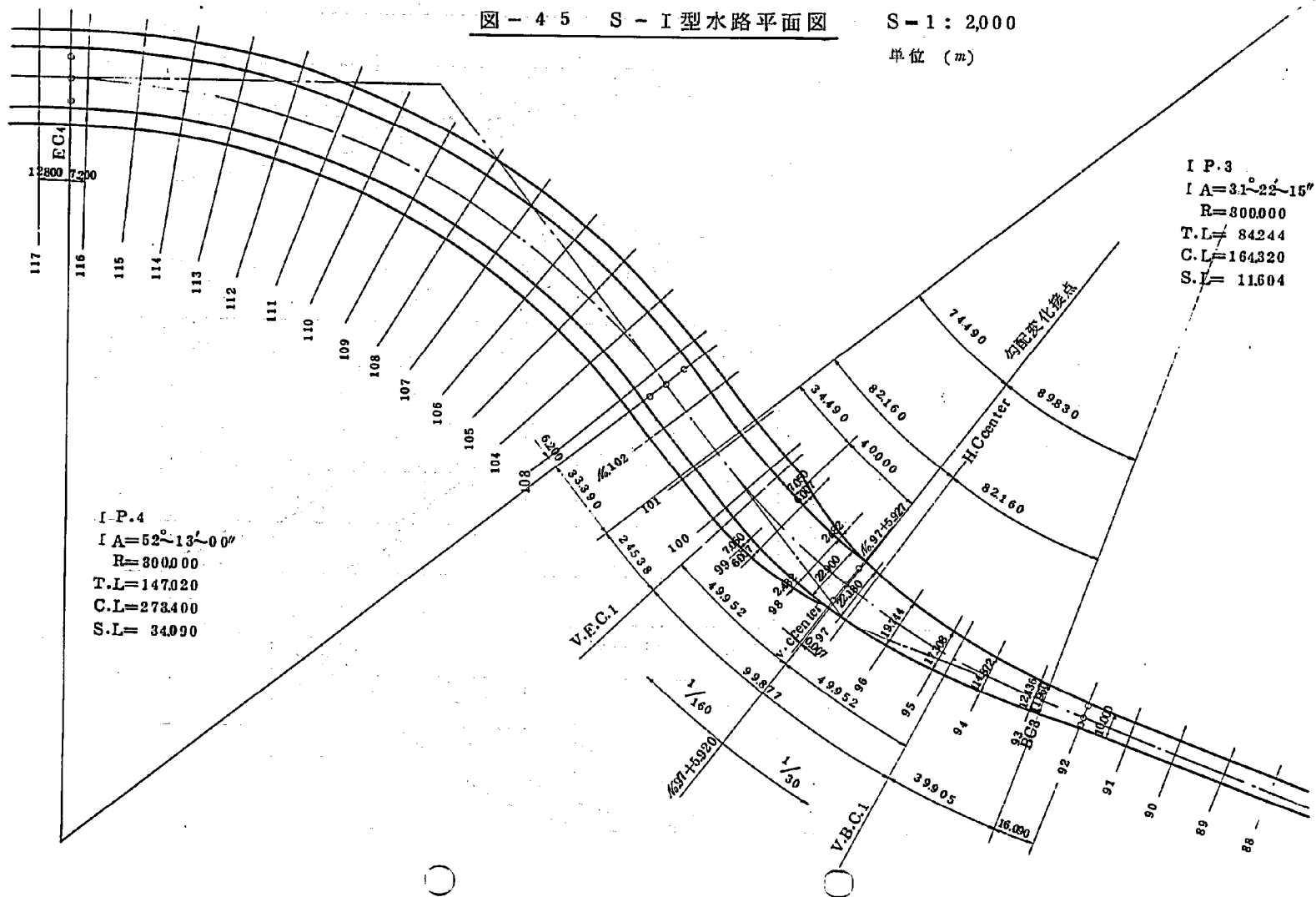


图-4-5 S-I型水路平面图

S - 1 : 2,000

单位 (m)



I P.3
I A=31°22'15"
R=300.000
T.L= 84244
C.L=164320
S.L= 11604

図-46 S-1型水路

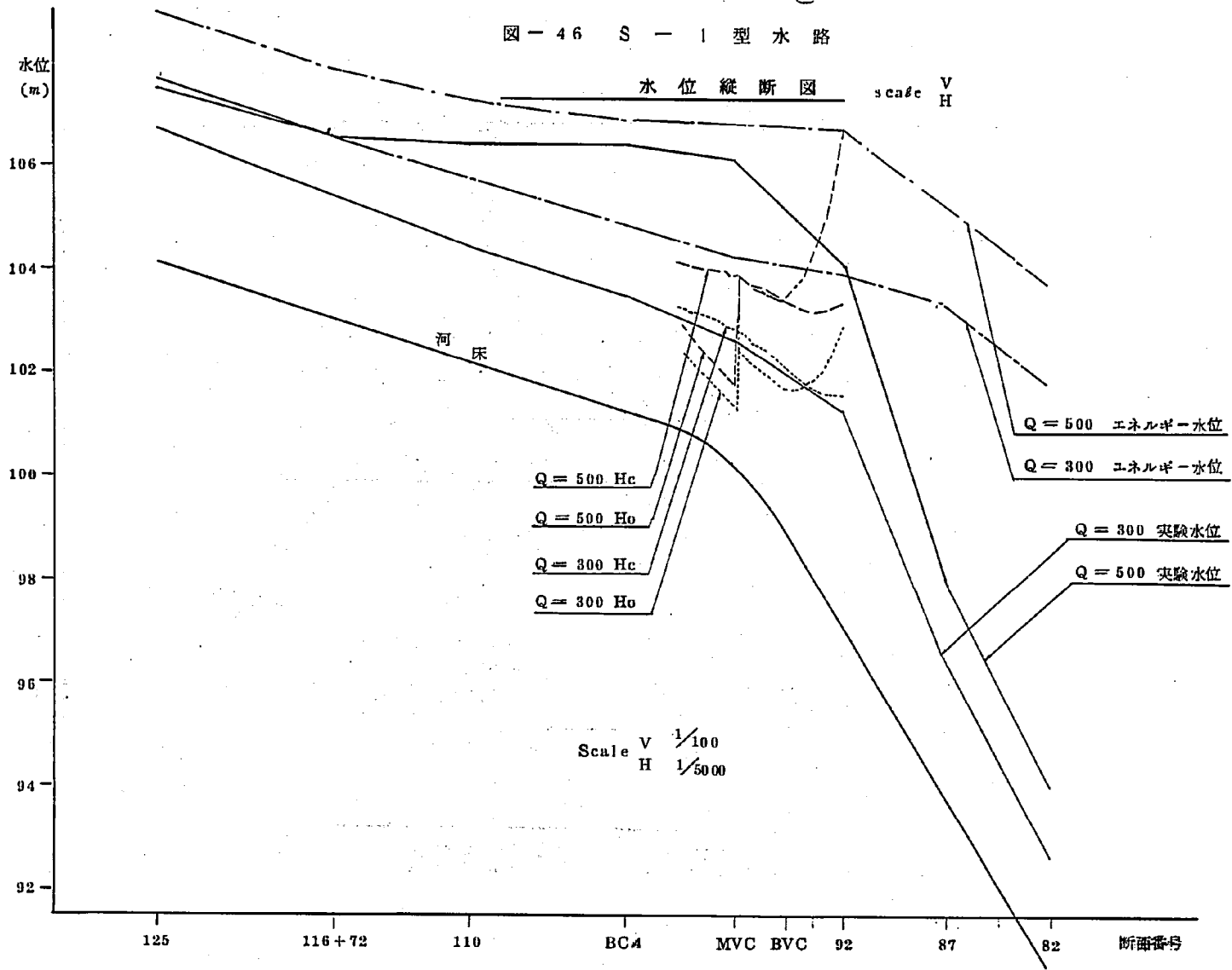


图-47 S-I型流速分布

縮尺 単位

V 1:100 m

H 1:200 m

v 1:200 m/s

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s} \quad \begin{cases} Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

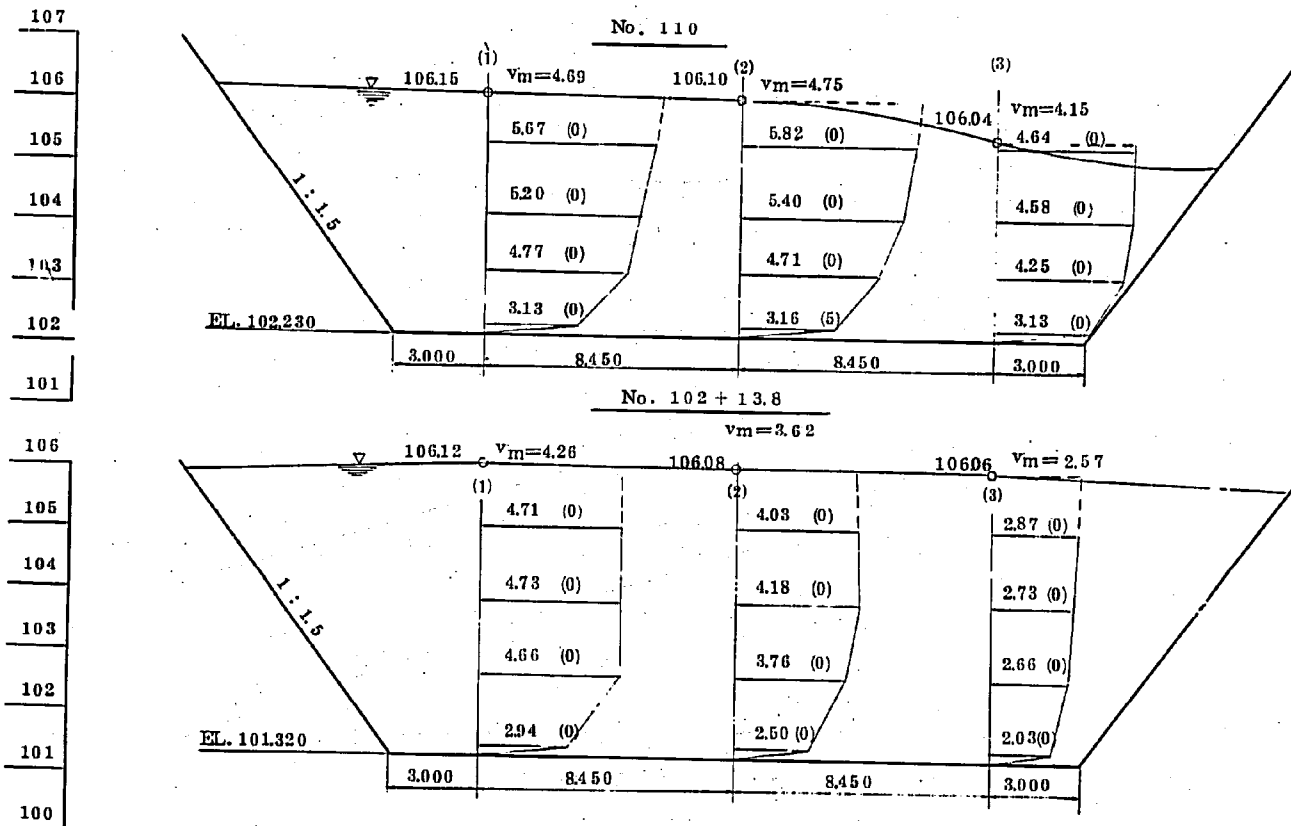


圖 - 48 S - I 型 流 速 分 布

縮 尺 單 位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s

Q = 500 m³/s | Q₁ = 30 m³/s
 Q₂ = 470 m³/s

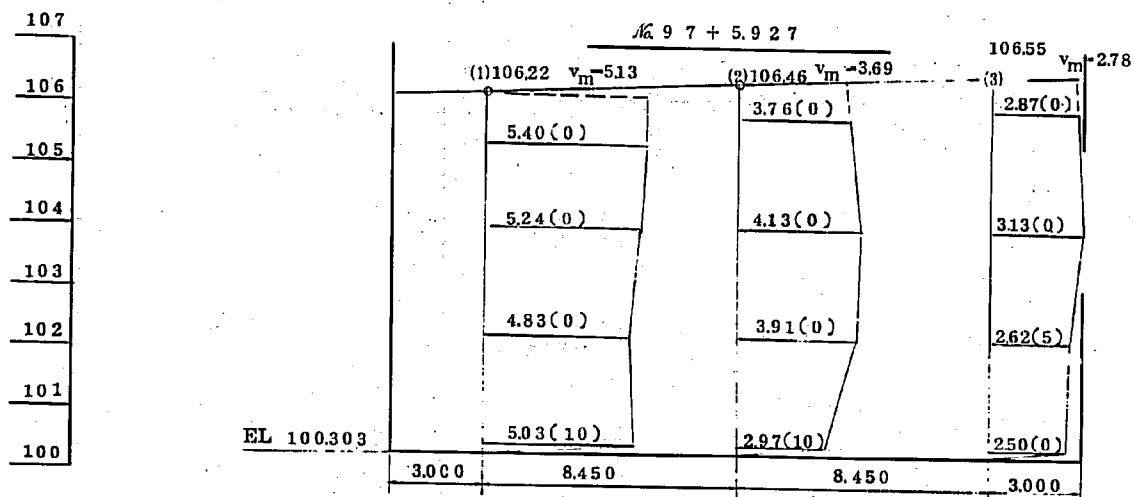


图-49 S-I型 流速分布

縮尺 単位
 V 1:100 m
 H 1:100 m
 v 1:500 m/s

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ { $Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{s}$

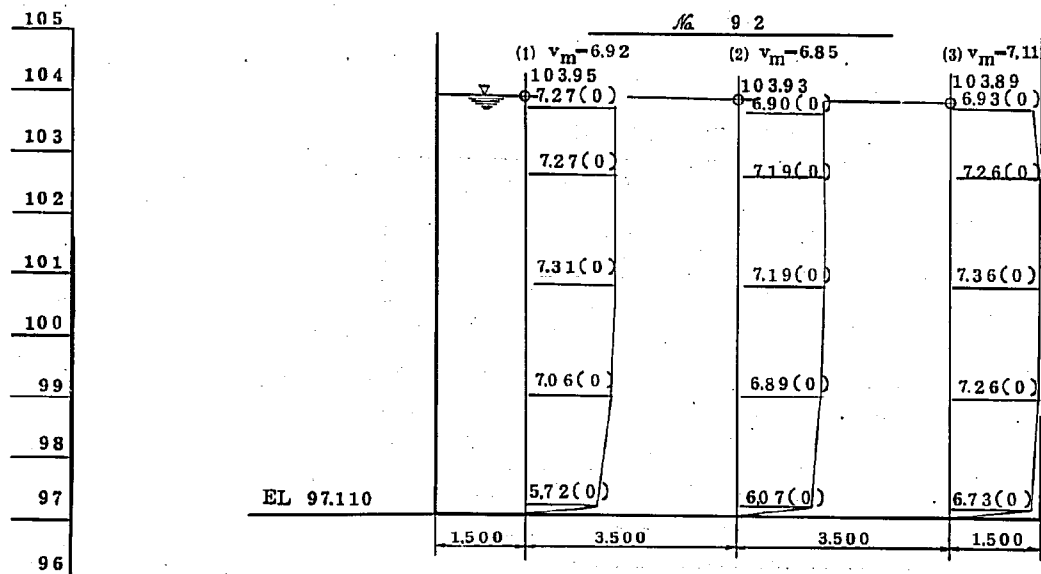


图-50 S-I型流速分布

縮尺 単位
 V 1:100 m
 H 1:100 m
 v 1:500 m/s

Q-500 m³/s } Q₁-30 m³/s
 Q₂-470 m³/s

99
98
97
96
95
94
93

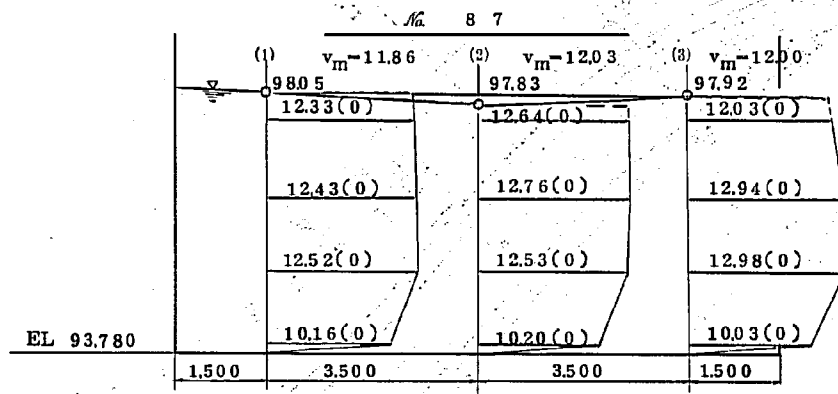
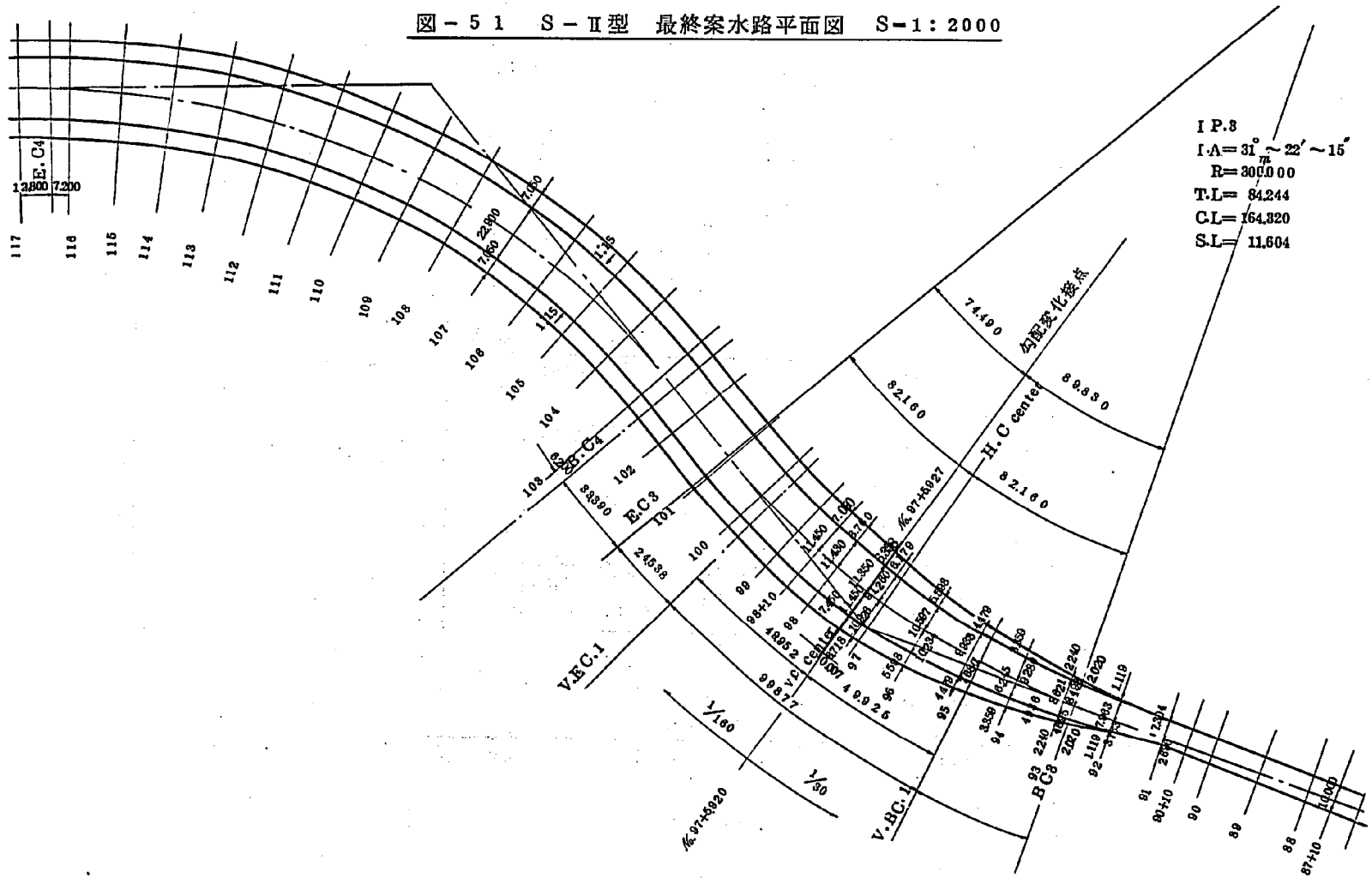


图-51 S-II型 最终案水路平面图 S-1:2000



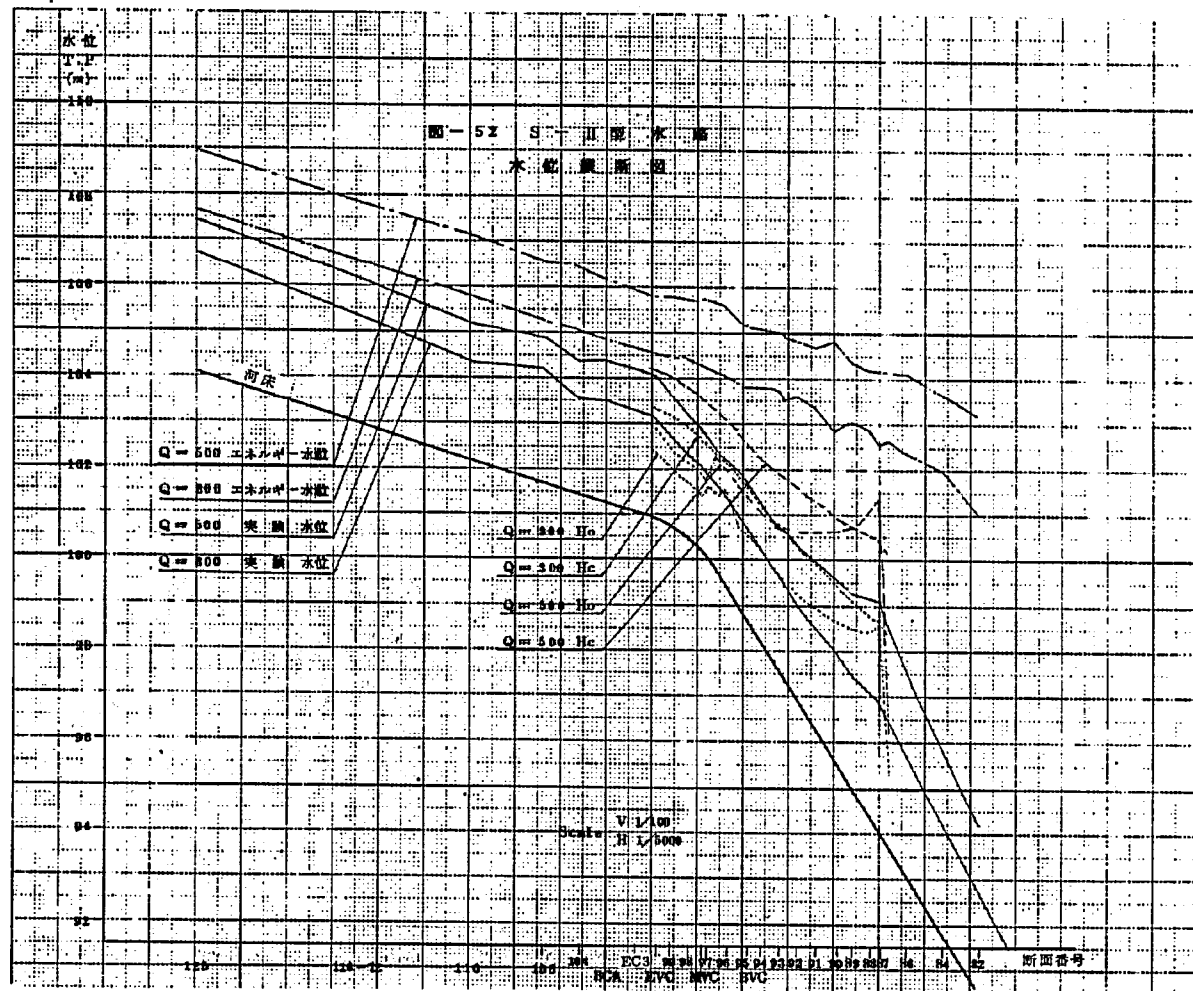


图-53 S-II型 流速分布

縮尺 単位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:200 m/s

$$Q=300 \text{ m}^3/\text{s} \begin{cases} Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_2 = 270 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

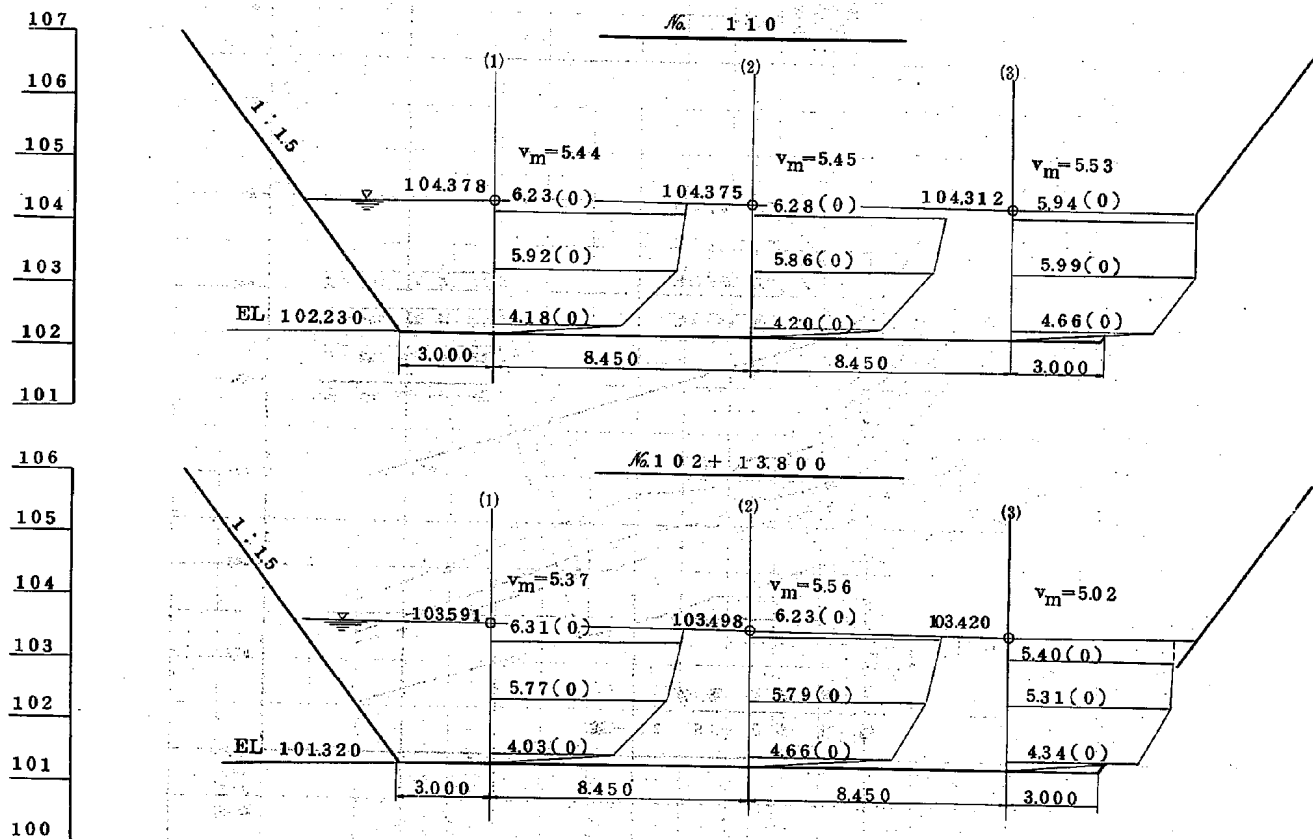
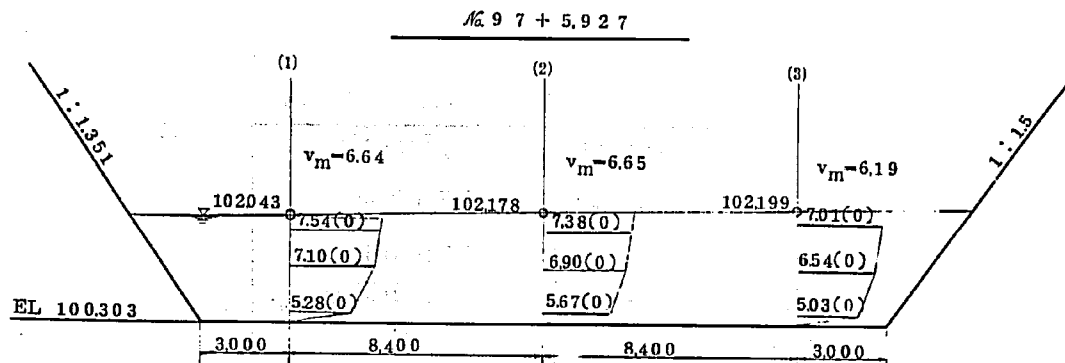


图-54 S-II型 流速分布

縮尺 单位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:500 m/s

$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ $\left\{ \begin{array}{l} Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_2 = 270 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$

105
104
103
102
101
100
99



103
102
101
100
99
98
97

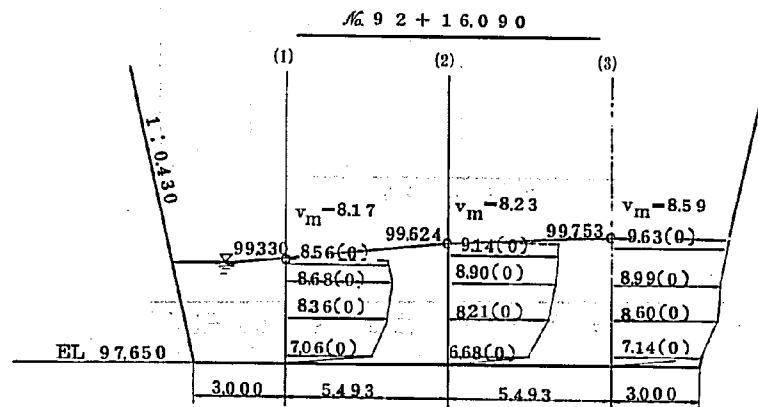


图-55 S-II型 流速分布

縮尺 単位
 V 1:100 m
 H 1:100 m
 v 1:500 m/s

$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ | $Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 270 \text{ m}^3/\text{s}$

102
 101
 100
 99
 98
 97
 96
 95
 94
 93

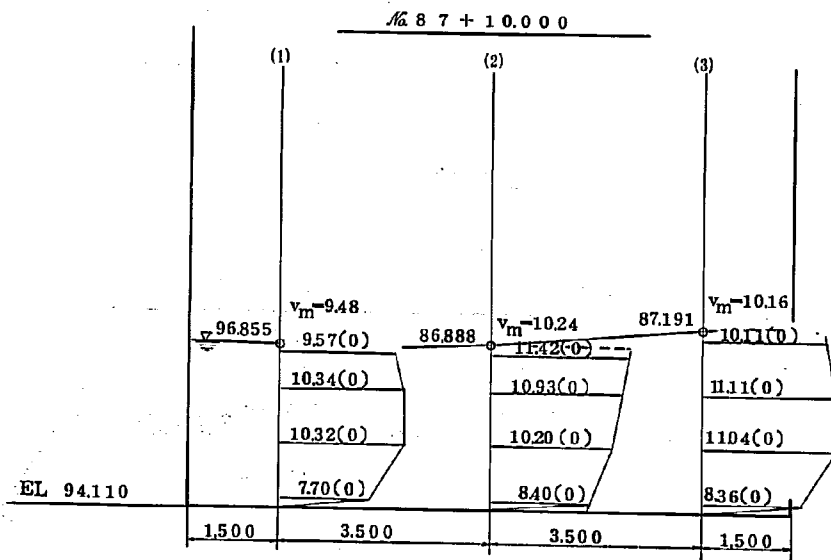


图-56 S-II型 流速分布

縮尺 単位
V 1:100 m
H 1:200 m
v 1:200 m/s

$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ | $Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{s}$

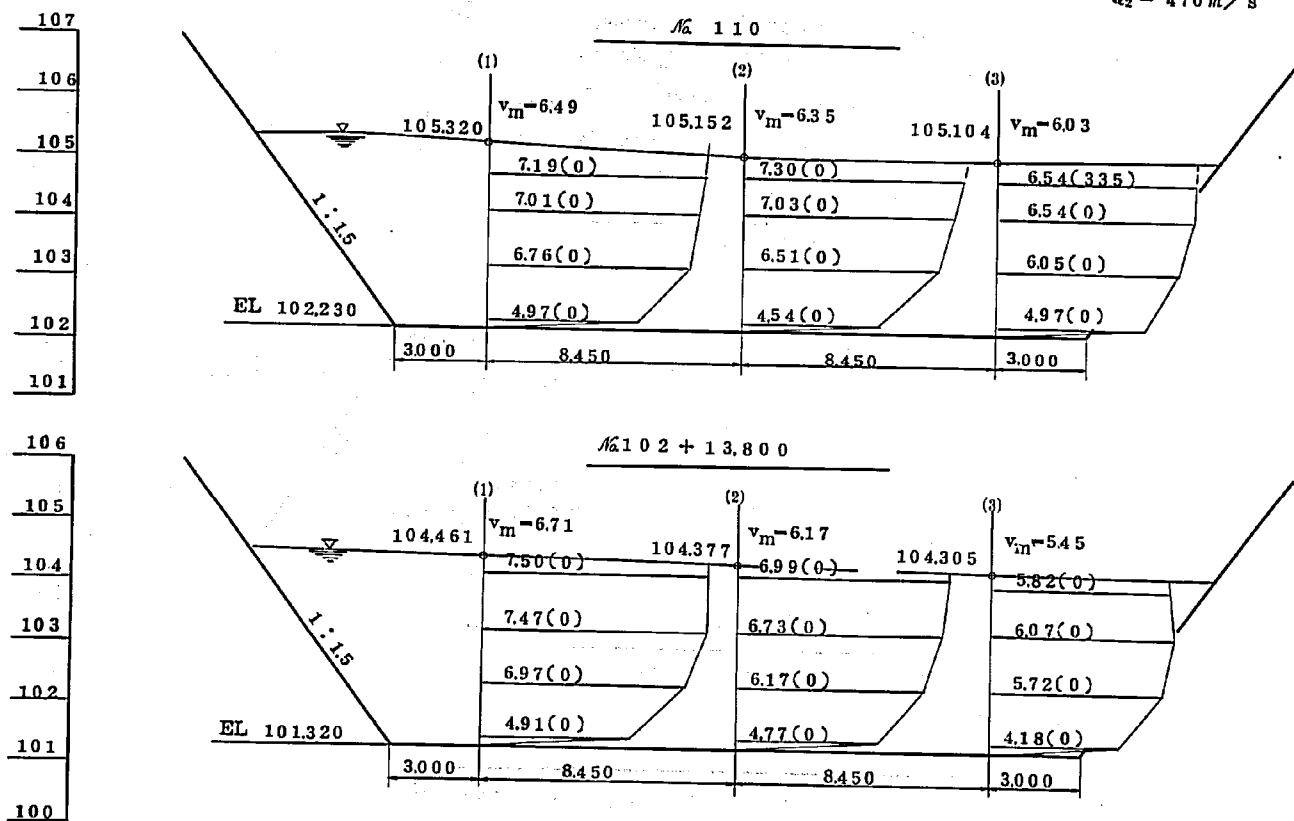
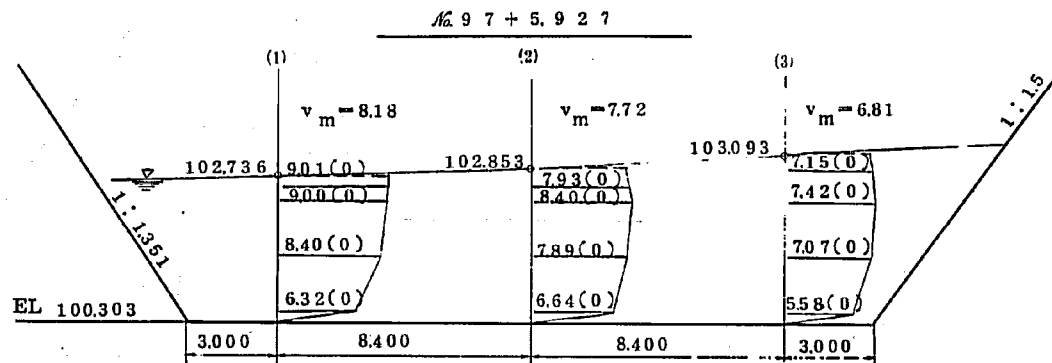


图-57 S-II型 流速分布

縮尺 単位
 V 1:100 m
 H 1:200 m
 v 1:500 m/s

Q 500 m³/s | Q₁ = 30 m³/s
 Q₂ = 470 m³/s

105
 104
 103
 102
 101
 100
 99



103
 102
 101
 100
 99
 98
 97

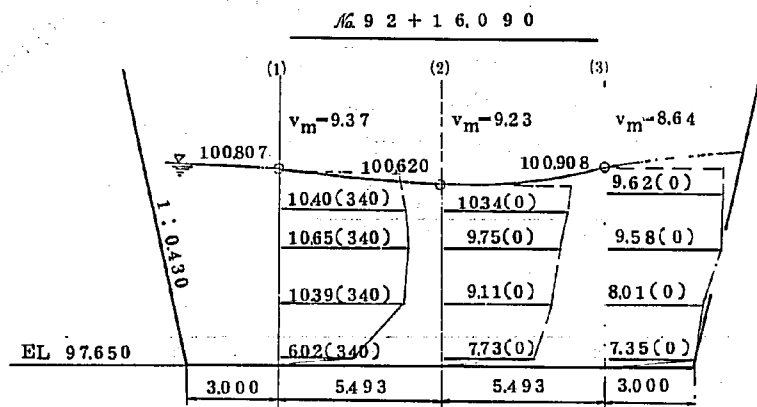


图-58 S-II型 流速分布

縮尺 単位
 V 1:100 m
 H 1:100 m
 v 1:500 m/s

Q = 500 m³/s | Q₁ = 30 m³/s
 Q₂ = 470 m³/s

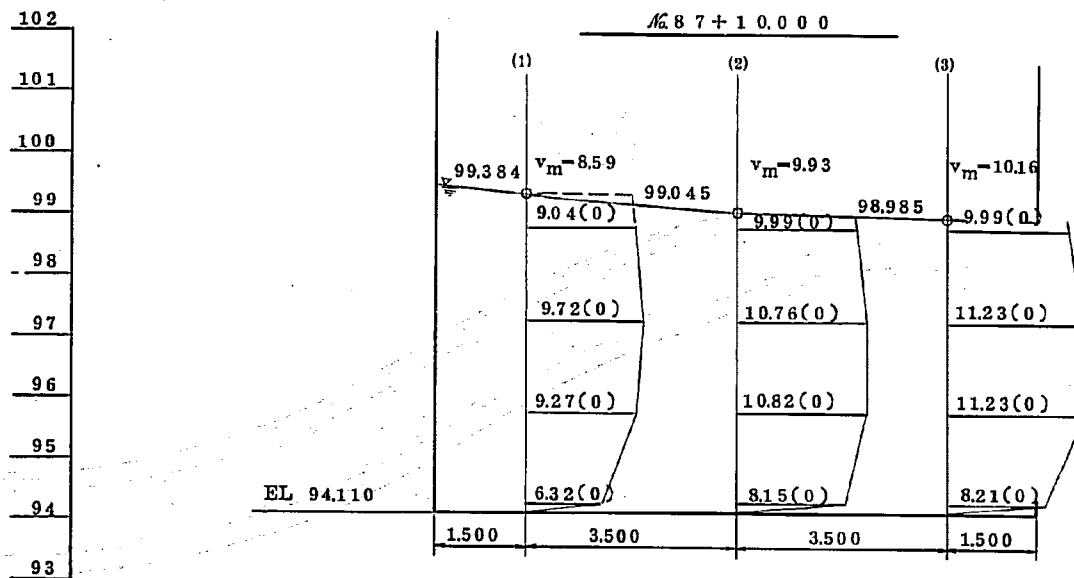
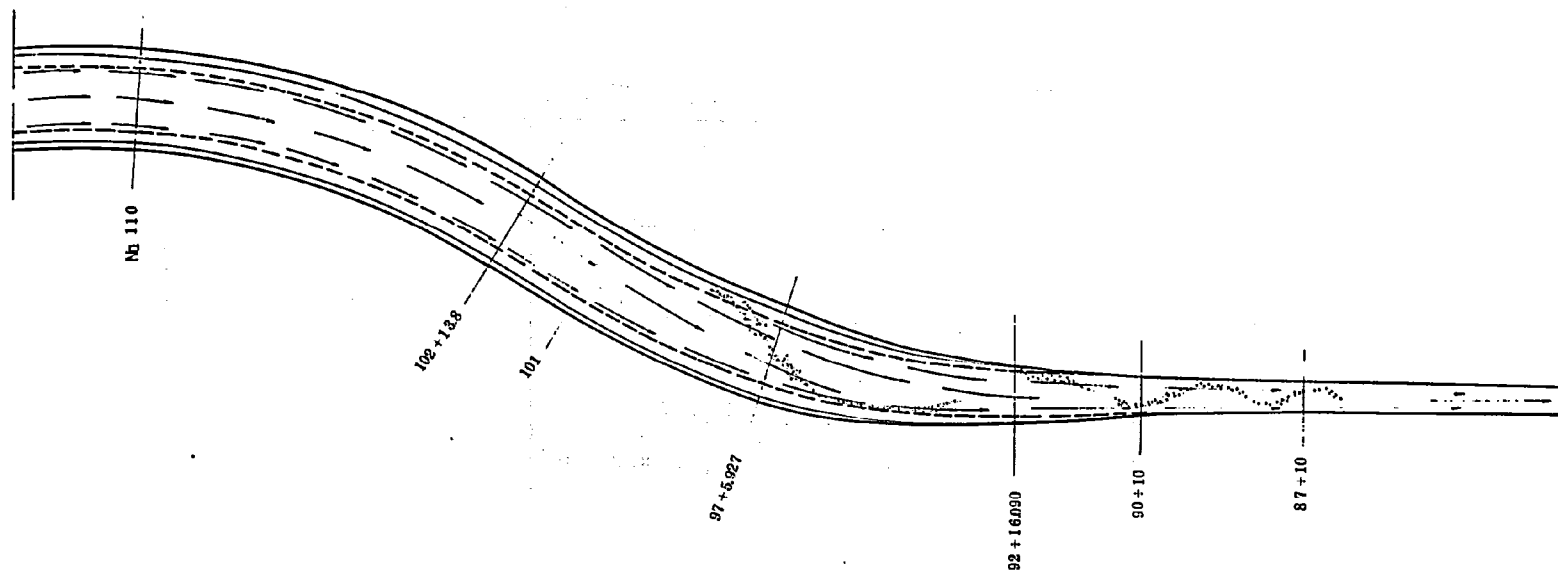


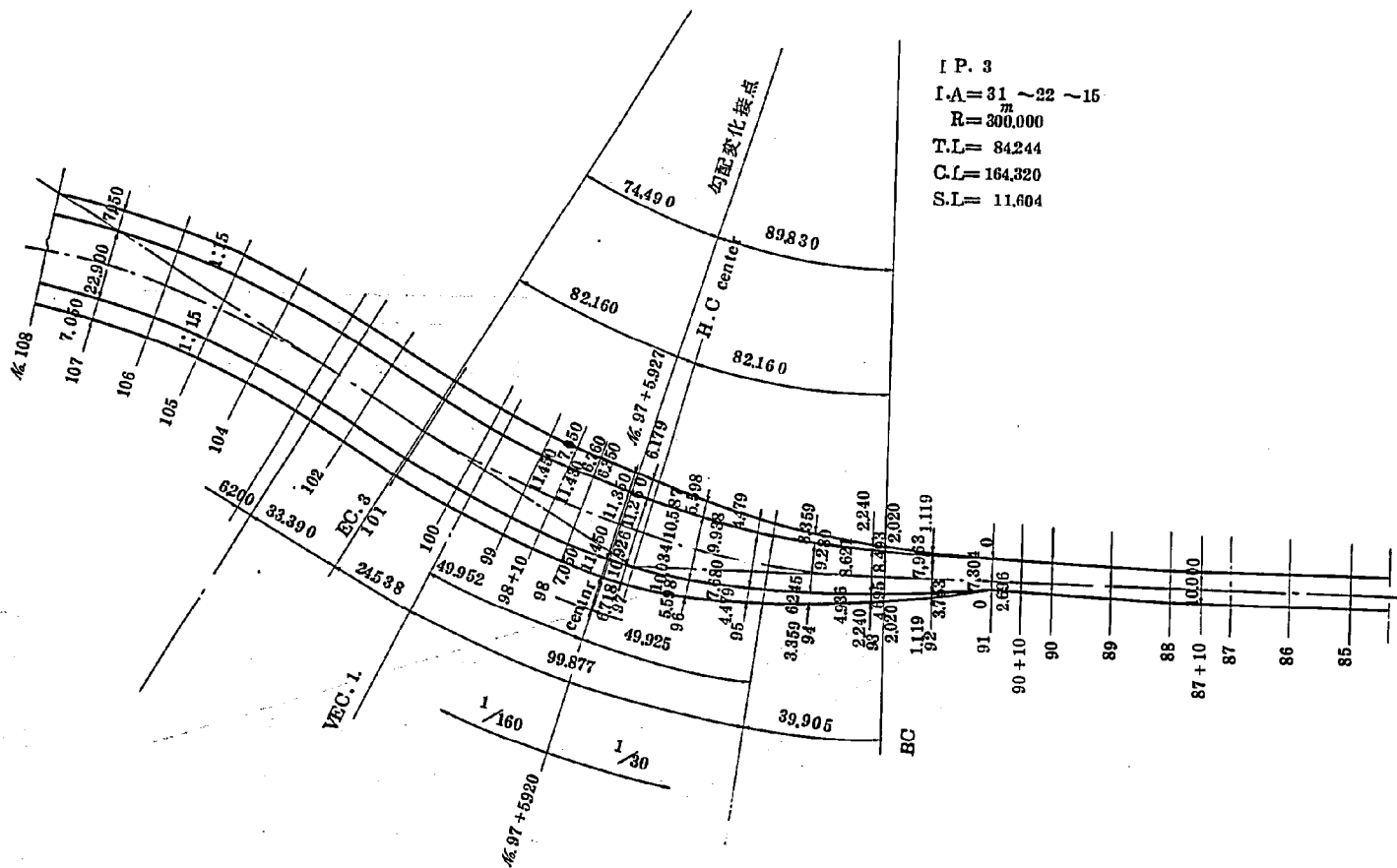
图 - 5 9 S - II 型案流況 S - 1 : 2,000 × 0.90
单位 (m)

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{sec} \quad \begin{cases} Q_1 = 30 \text{ m}^3/\text{S} \\ Q_2 = 470 \text{ m}^3/\text{sec} \end{cases}$$

0 20 40 60

- 911 -





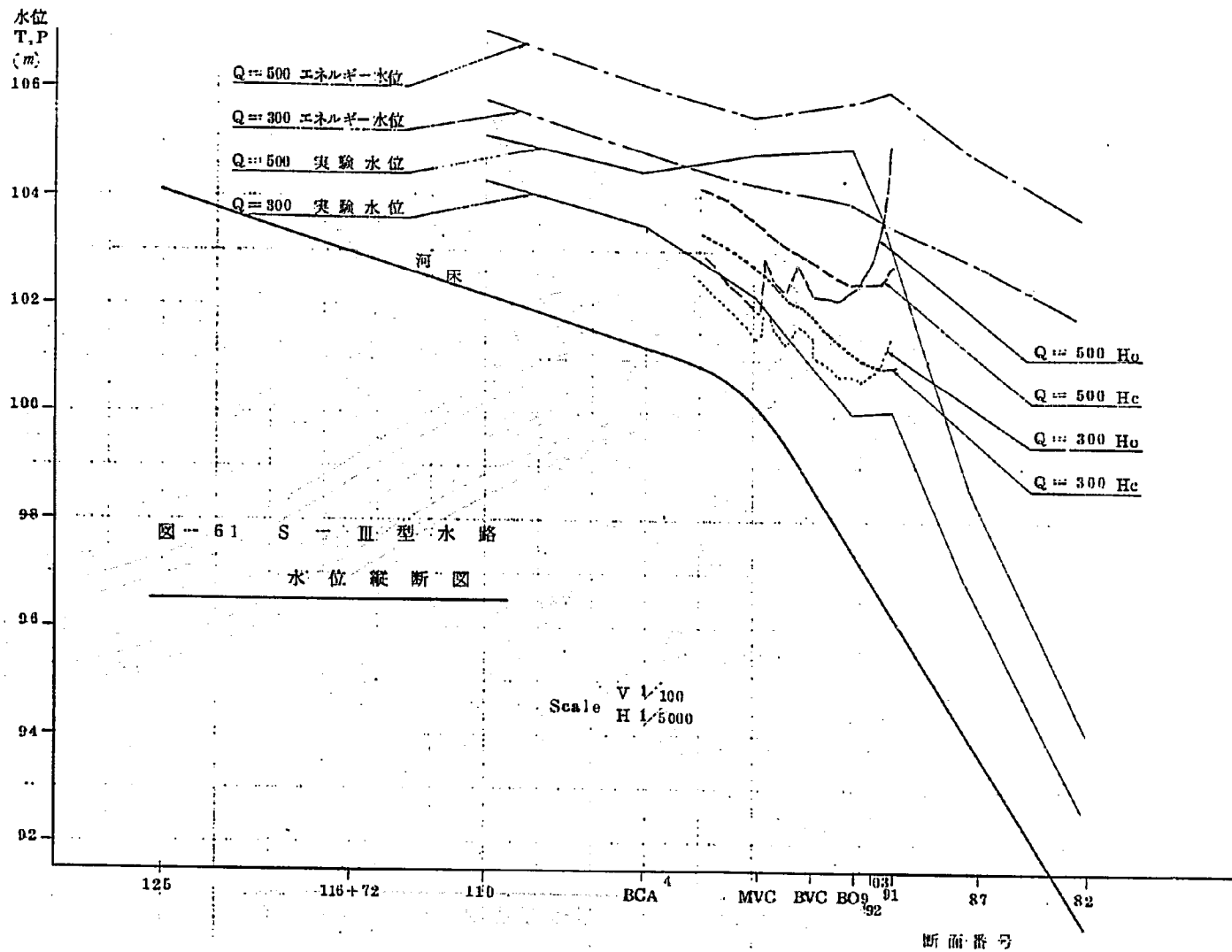


図-62 潤井川，富士川合流点付近平面図

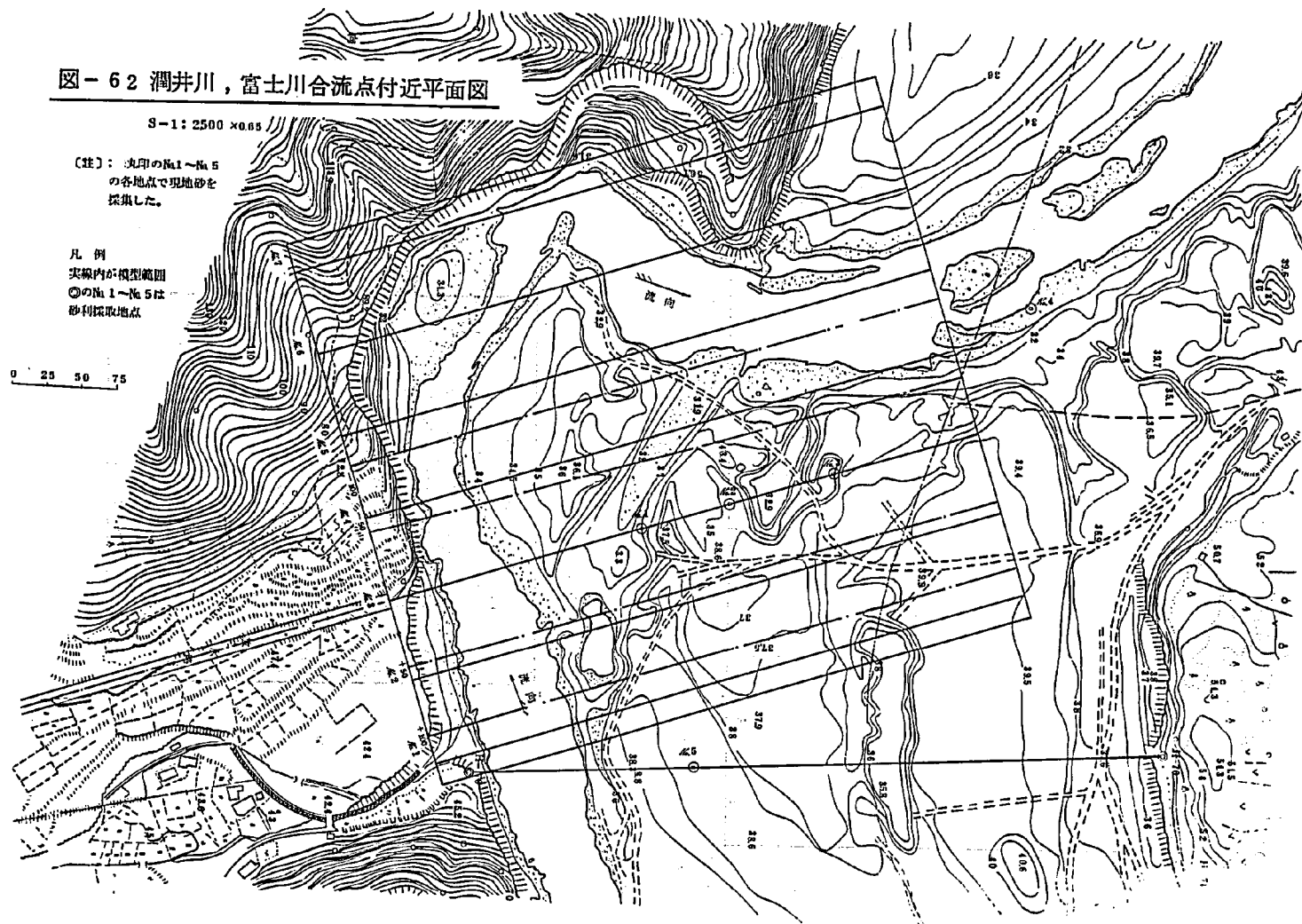
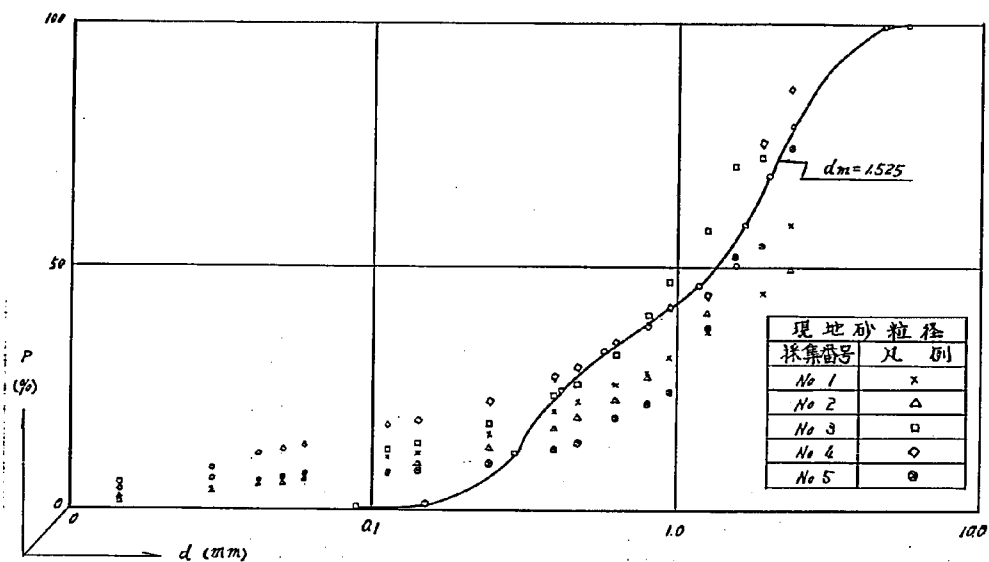


図-63 富士川河床材料粒度分布曲線



資料砂の平均粒徑算出結果表

篩の目 d(mm)	止まった 重量 (gr)	P (%)	通過 百分率 (%)	dn	dP	dn dP
5.66	3	0.250	99.750	5.66	0.250	1.416
4.76	1	0.083	99.666	5.191	0.083	0.433
2.38	252	21.018	78.649	3.366	21.018	70.745
2.00	117	9.758	68.891	2.182	9.758	21.292
1.68	121	10.092	58.799	1.833	10.092	18.498
1.19	150	12.510	46.289	1.414	12.510	17.690
0.59	168	14.012	32.277	0.838	14.012	11.742
0.42	91	7.590	24.687	0.498	7.590	3.780
0.297	154	12.844	11.843	0.354	12.844	4.547
0.149	126	10.509	1.334	0.210	10.509	2.207
0.088	10	0.834	0.500	0.114	0.834	0.095
残	6	0.500	0	0.044	0.500	0.022
計	1,199	100.000			100.000	152.466

dn を幾何平均にすると

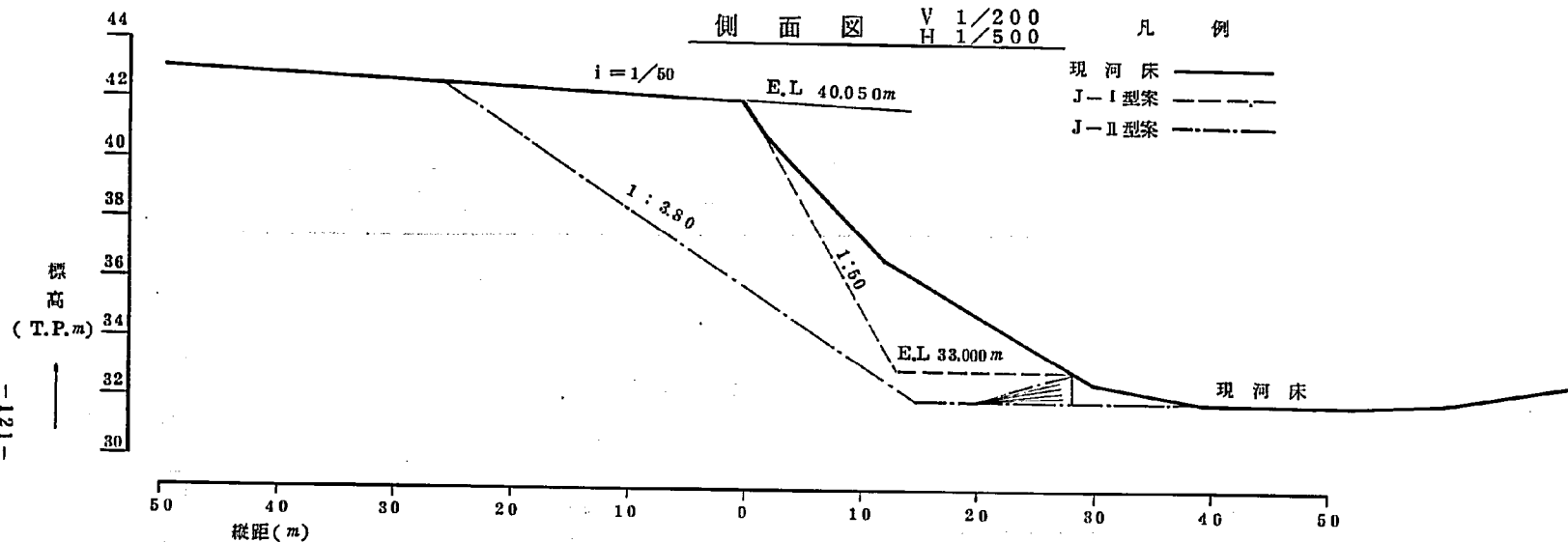
$$d_m = \frac{\sum dn dP}{\sum dP} = \frac{152.466}{100.000} = 1.525 \text{ mm}$$

图-64 J型案, 形状图

侧面图 $\frac{V}{H} \frac{1/200}{1/500}$

凡例

现河床 ———
J-I型案 - - -
J-II型案 ·····



平面图 1/500

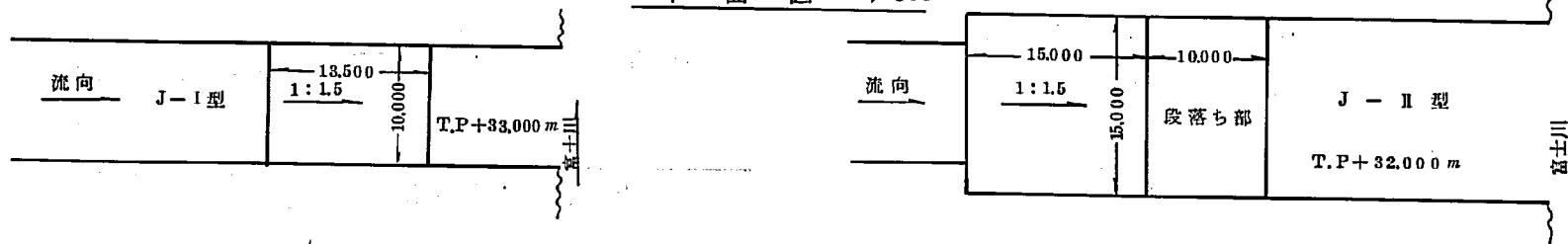
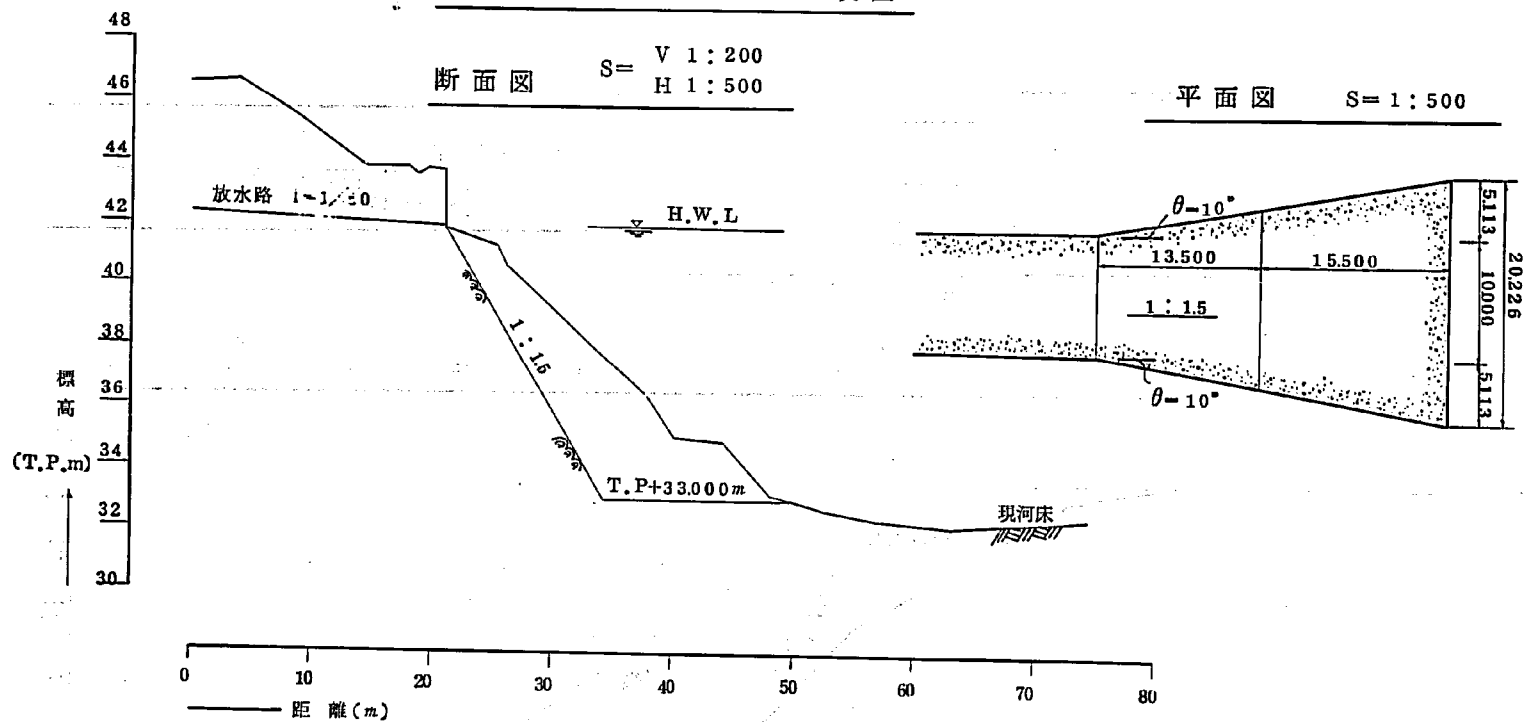


图-65 J-I 型案形状图



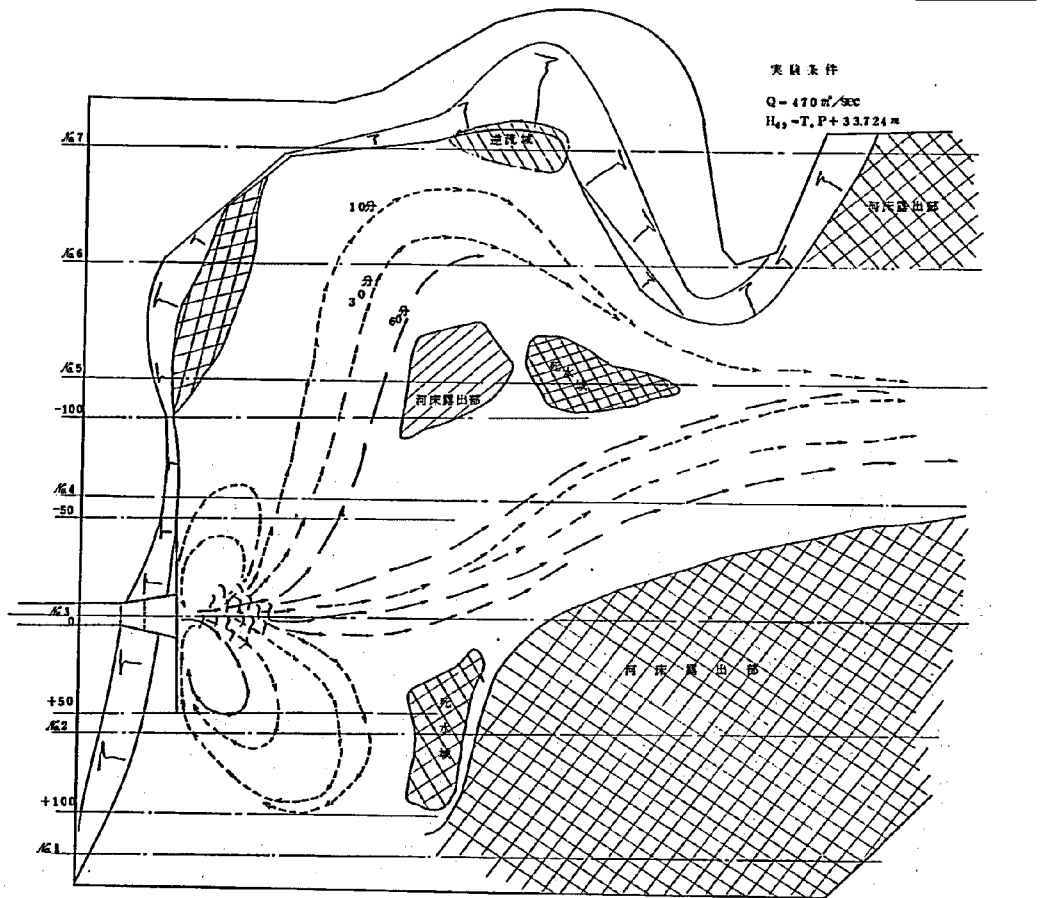
$$S = 1 : 2,000 \times 0.65$$


図-67 J-I型案 実験終了後の河床変動状況

$S = 1 : 2,000 \times 0.65$

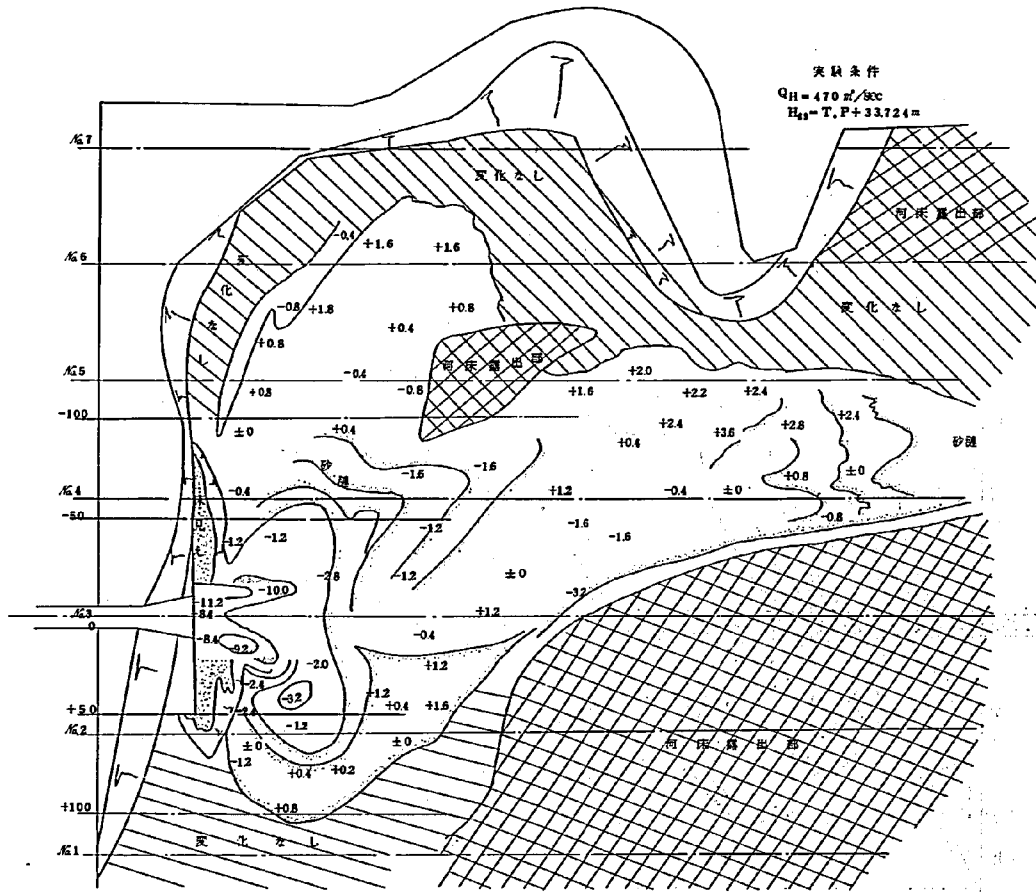


图-68 J-I型案河变动纵断面图

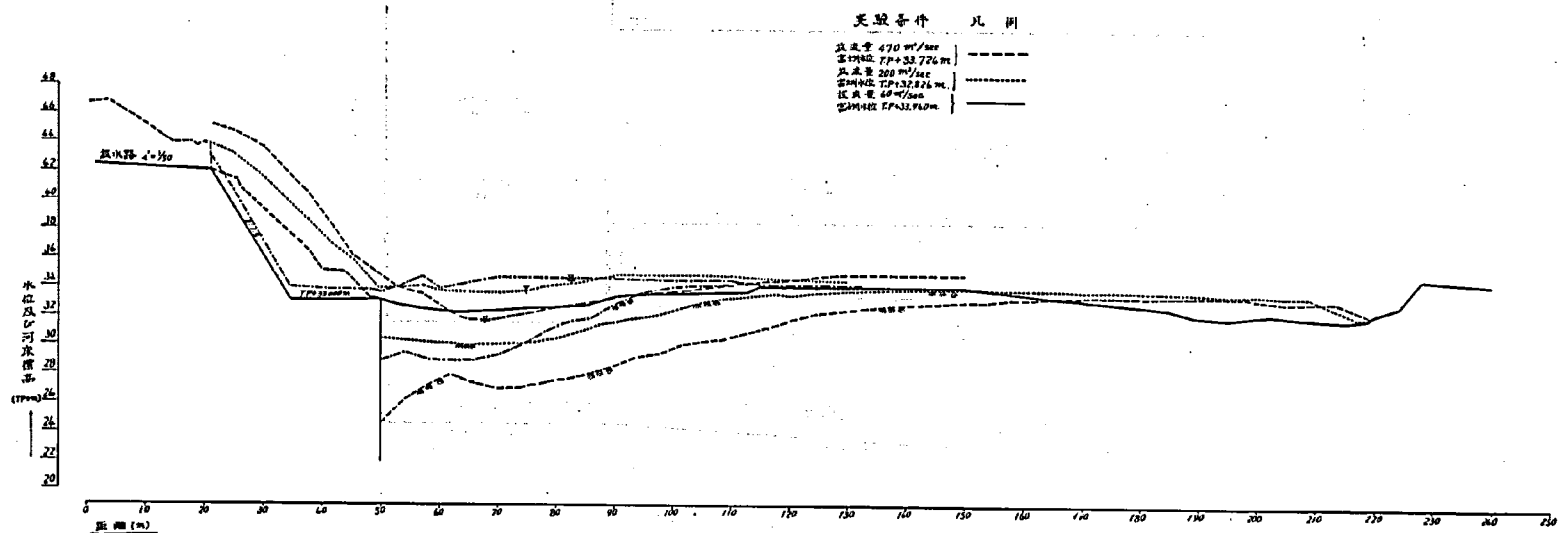


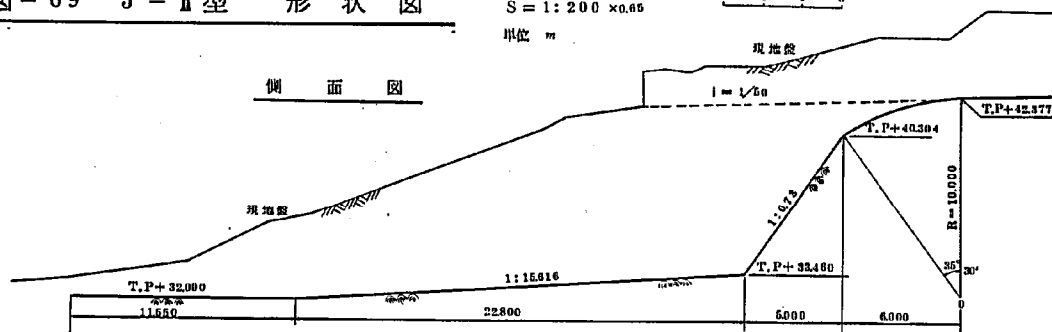
图-69 J-II型 形状图

$S = 1:200 \times 0.65$

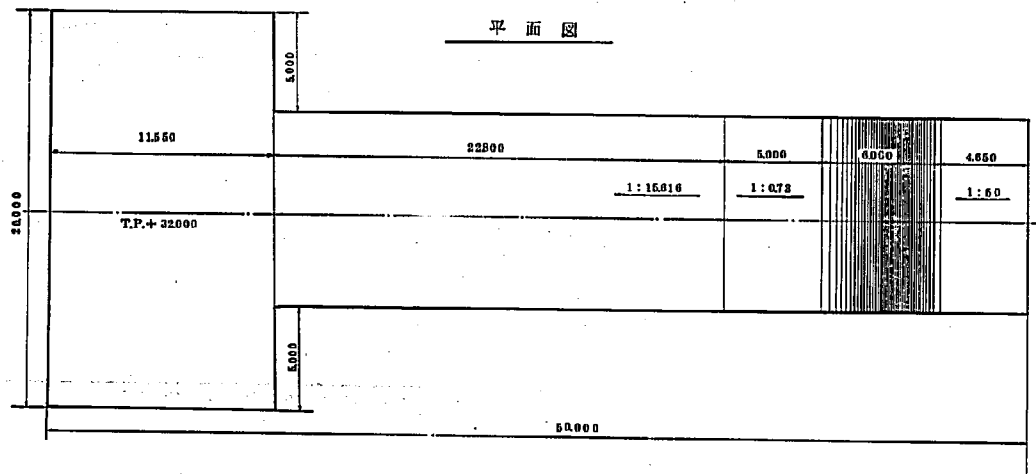
0 2 4 6

单位 m

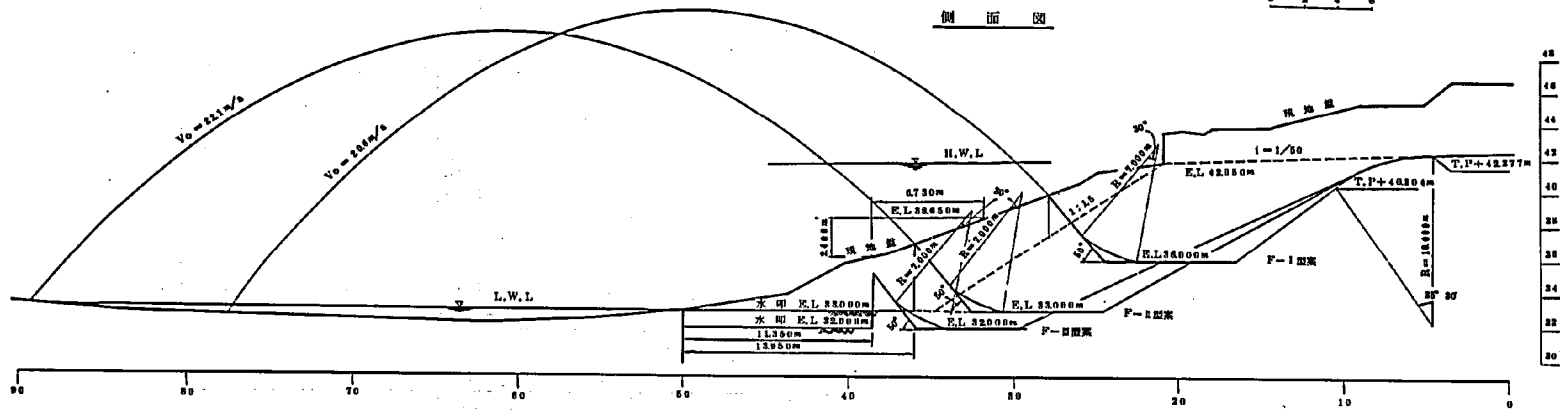
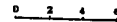
侧面图



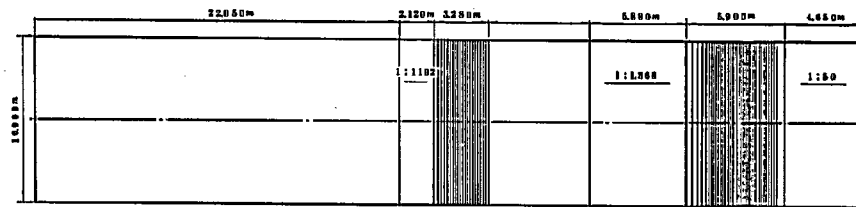
平面图



側 面 図



F-I 型 平 面



F-Ⅱ型 平面

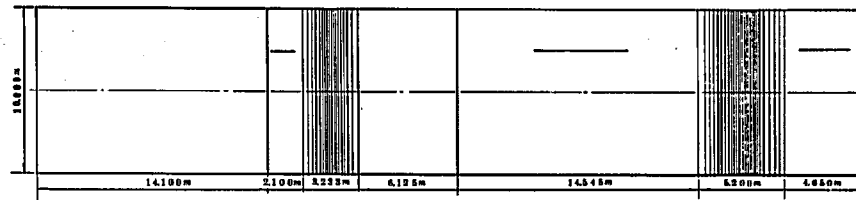
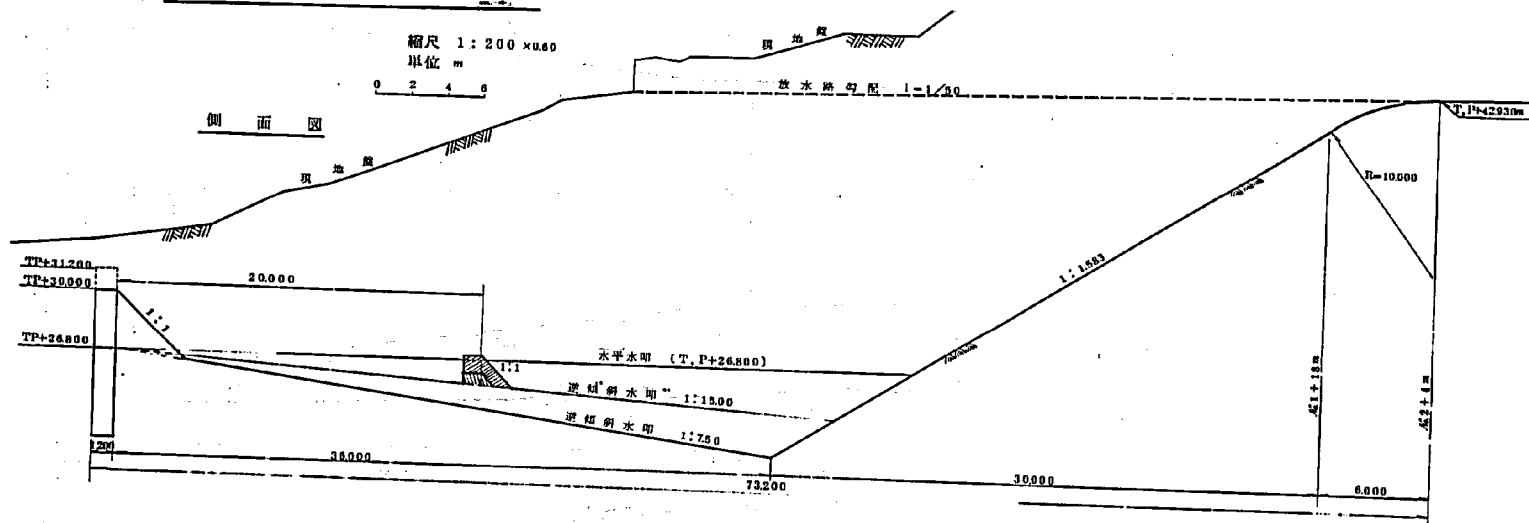


图-72 (I-II型各案形状图)

縮尺 1:200 × 400
單位 m

0 2 4 6

側面圖



平面圖

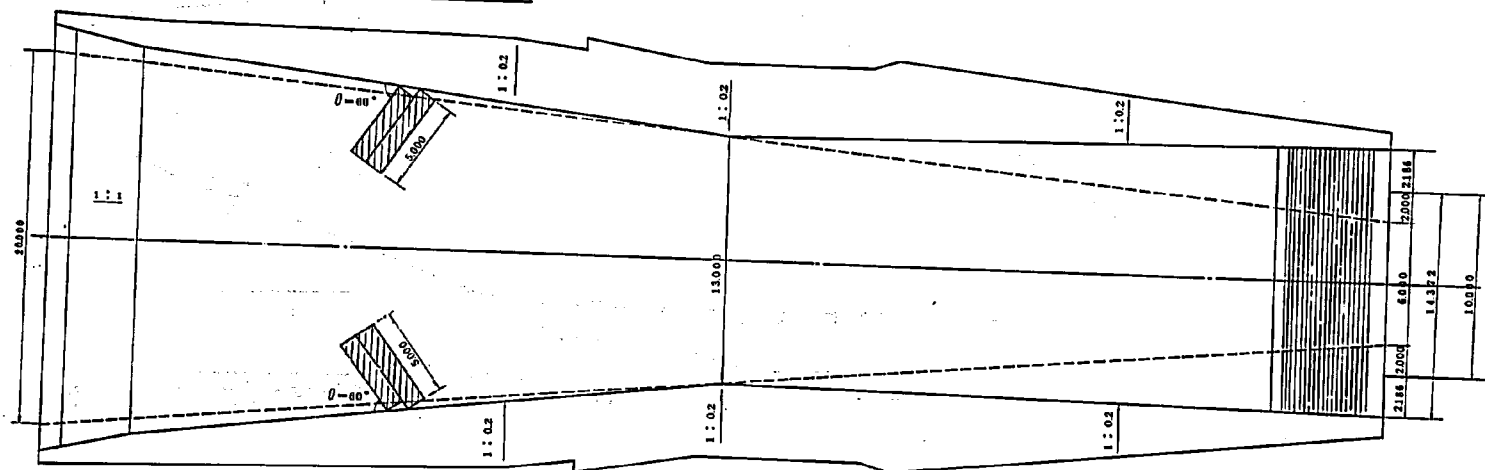
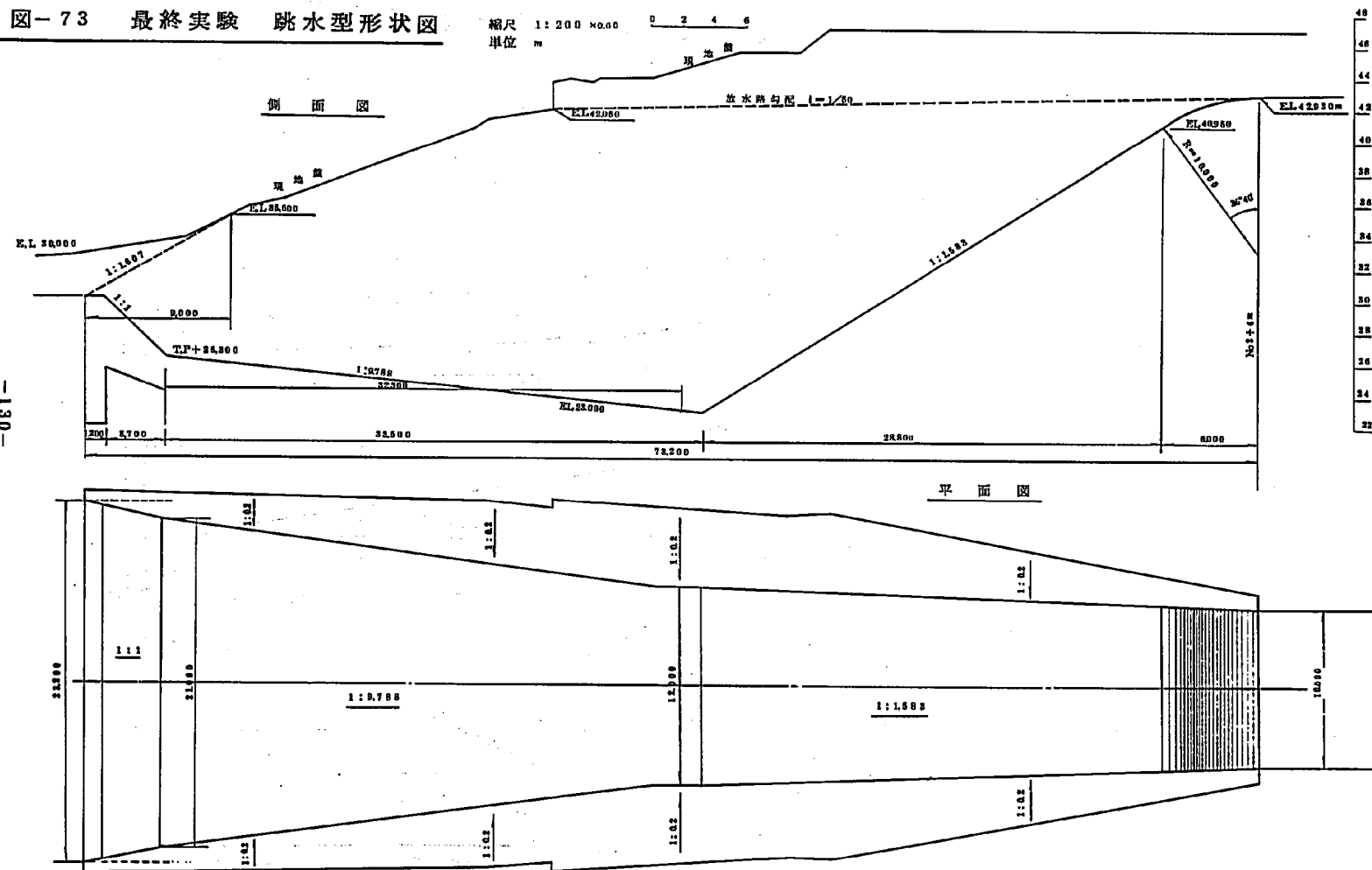


図-73 最終実験 跳水型形状図

縮尺 1:200 ×0.00
單位 m



最終案ケース1
図-74 流況スケッチ図

S = 1 : 2,000 × 0.55

0 20 40 60

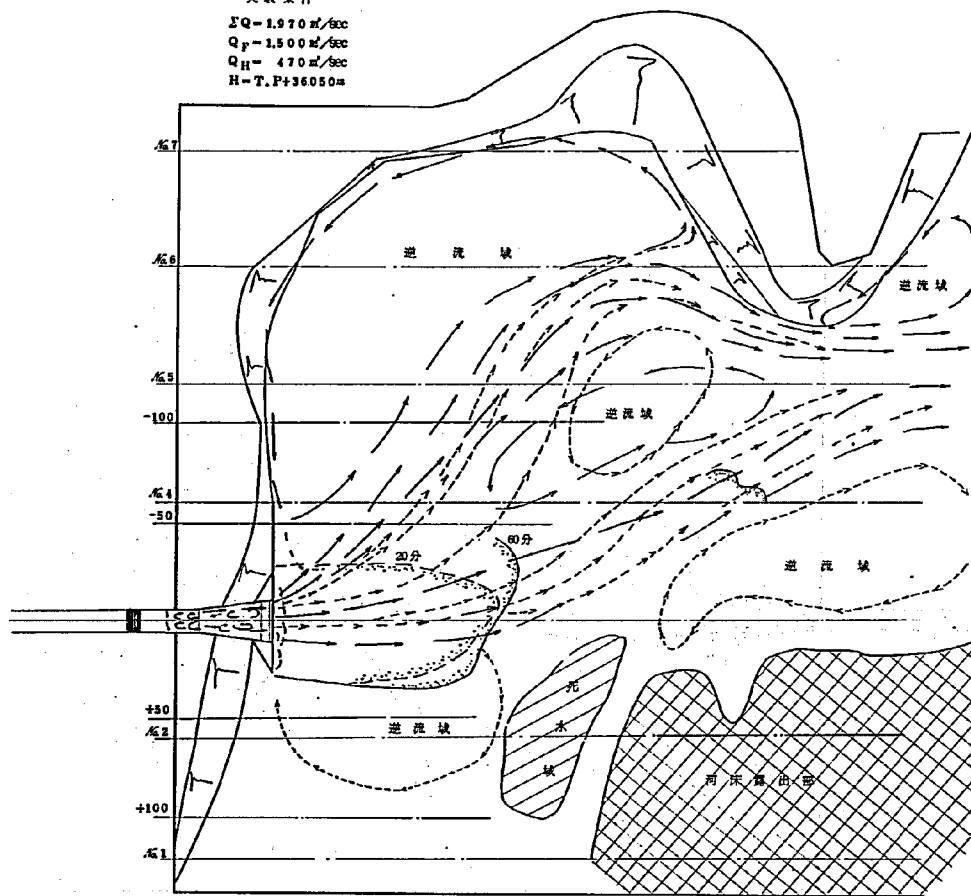
実験条件

$\Sigma Q = 1,970 \text{ m}^3/\text{sec}$

$Q_F = 1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$

$Q_H = 470 \text{ m}^3/\text{sec}$

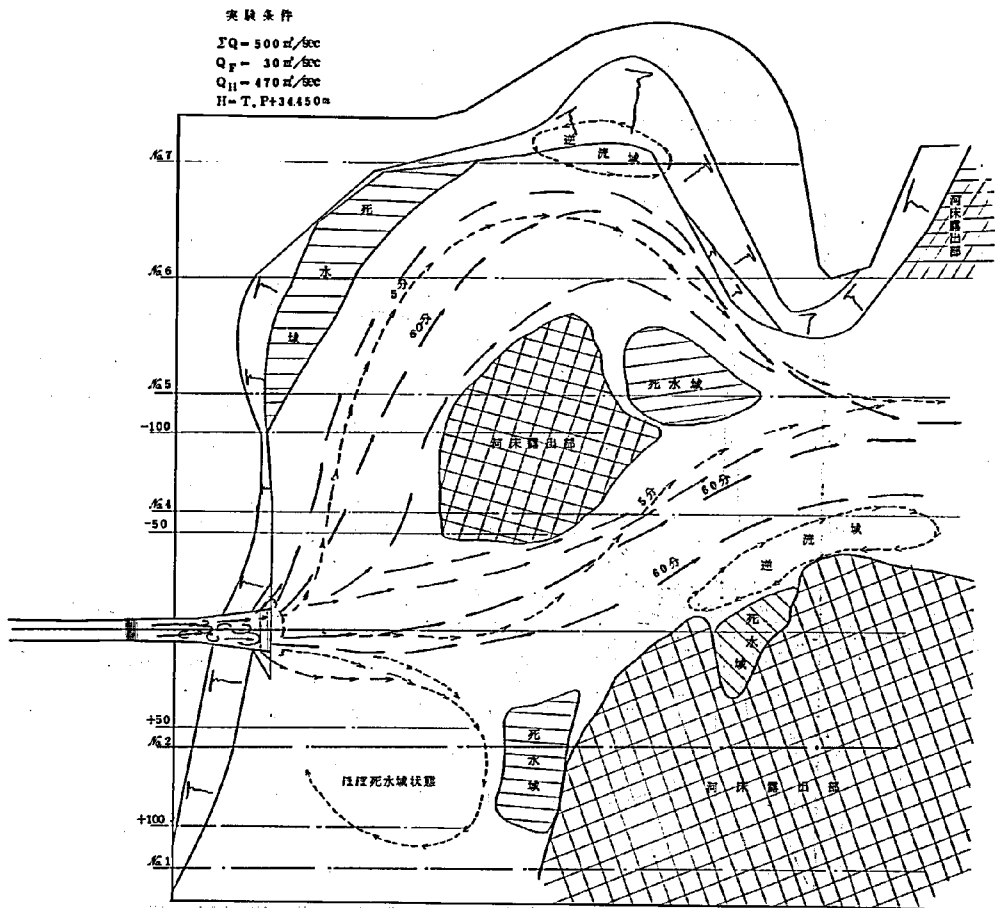
H = T.P. + 360.50m



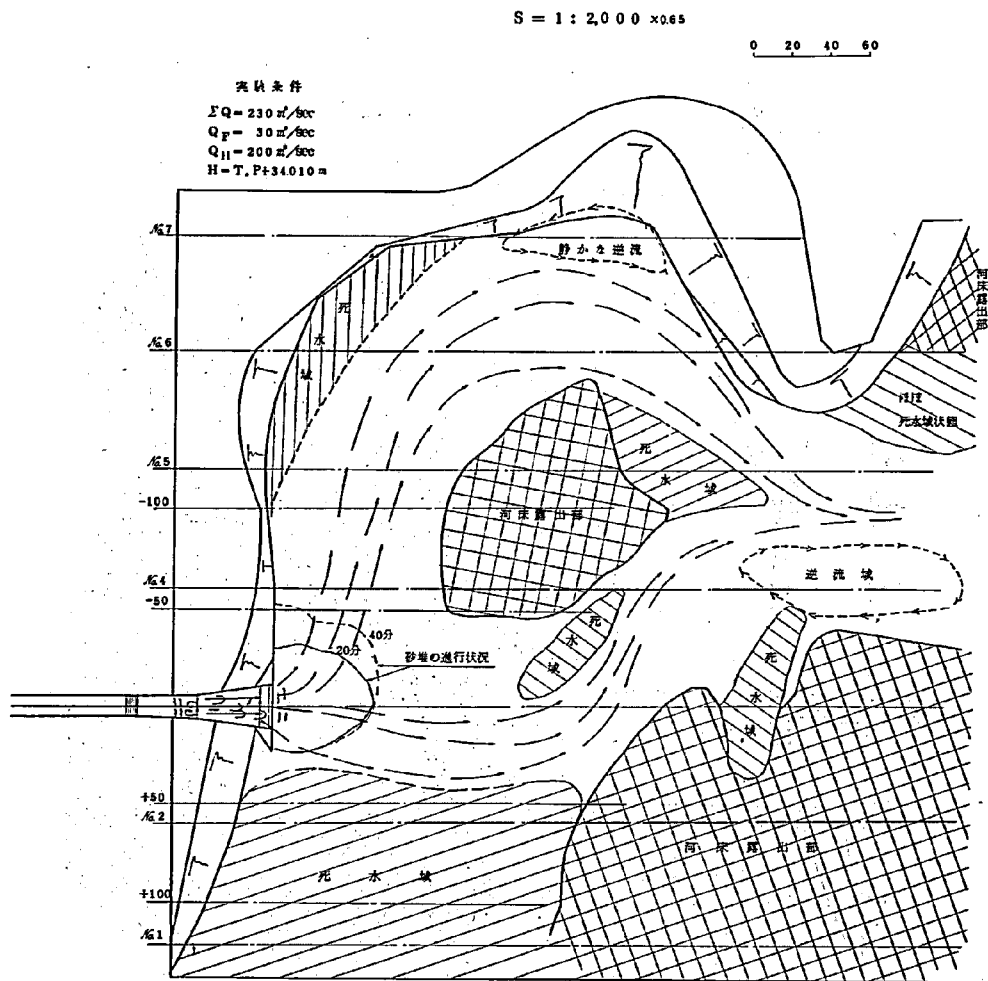
最終案ケース 2
図-75 流況スケッチ図

$S = 1 : 2,000 \times 0.65$

0 20 40 60



最終案ケース 3
図-76 流況スケッチ図



最終案ケース4
図-77 流況スケッチ図

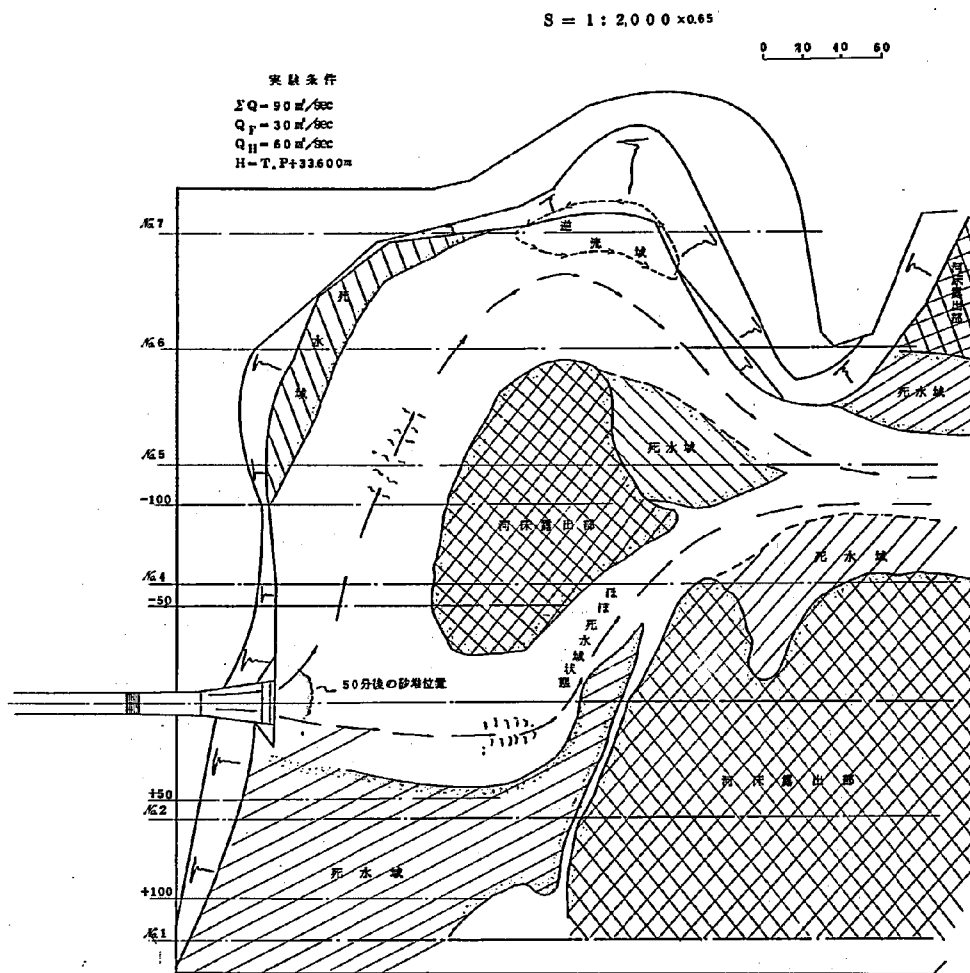


図-78 水路中心線上水位及び河床変動状況

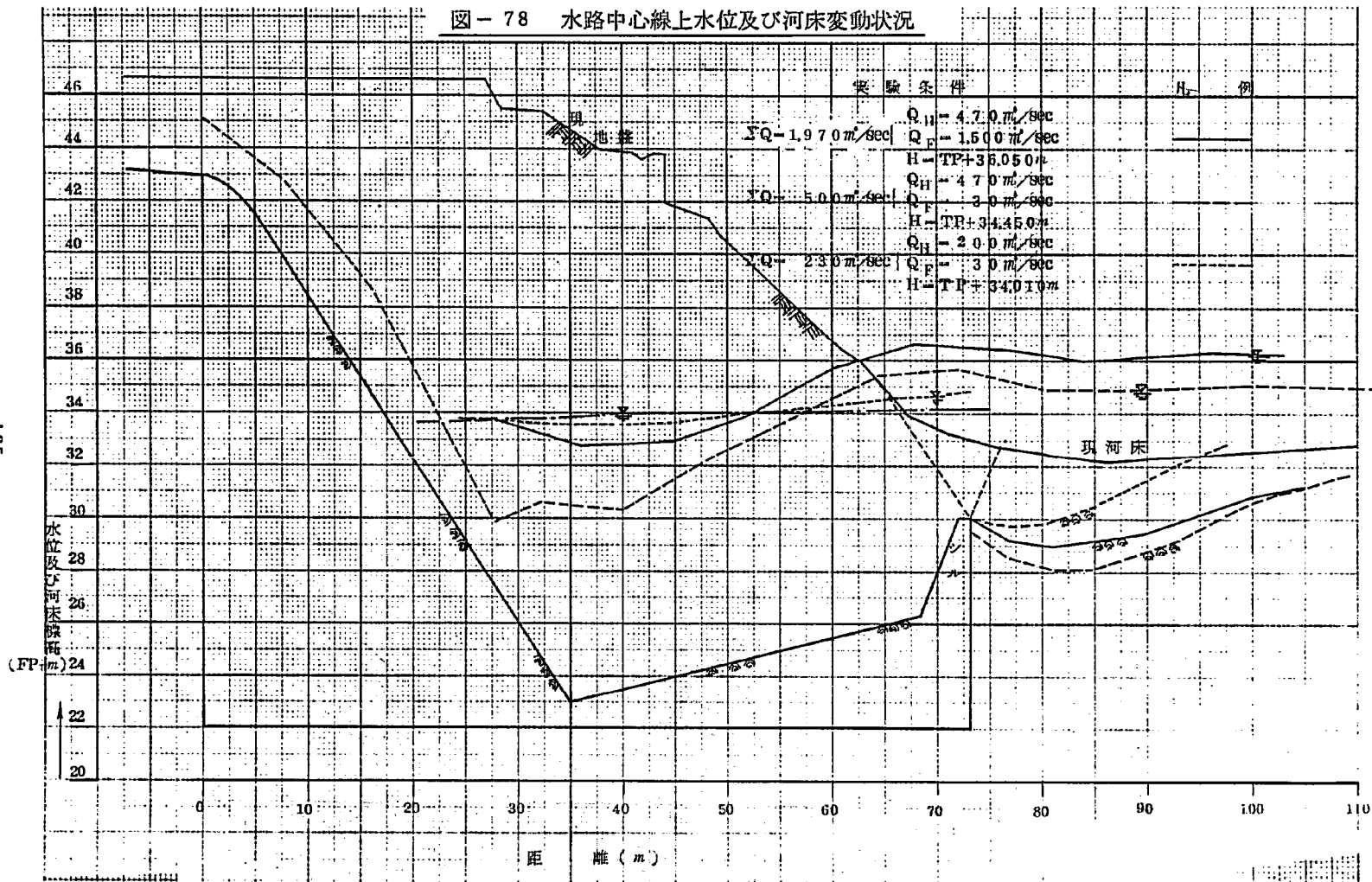


図-79 護岸沿い河床変動状況 $S = \frac{V}{H} = \frac{1}{100}$
 $H = 1:400$

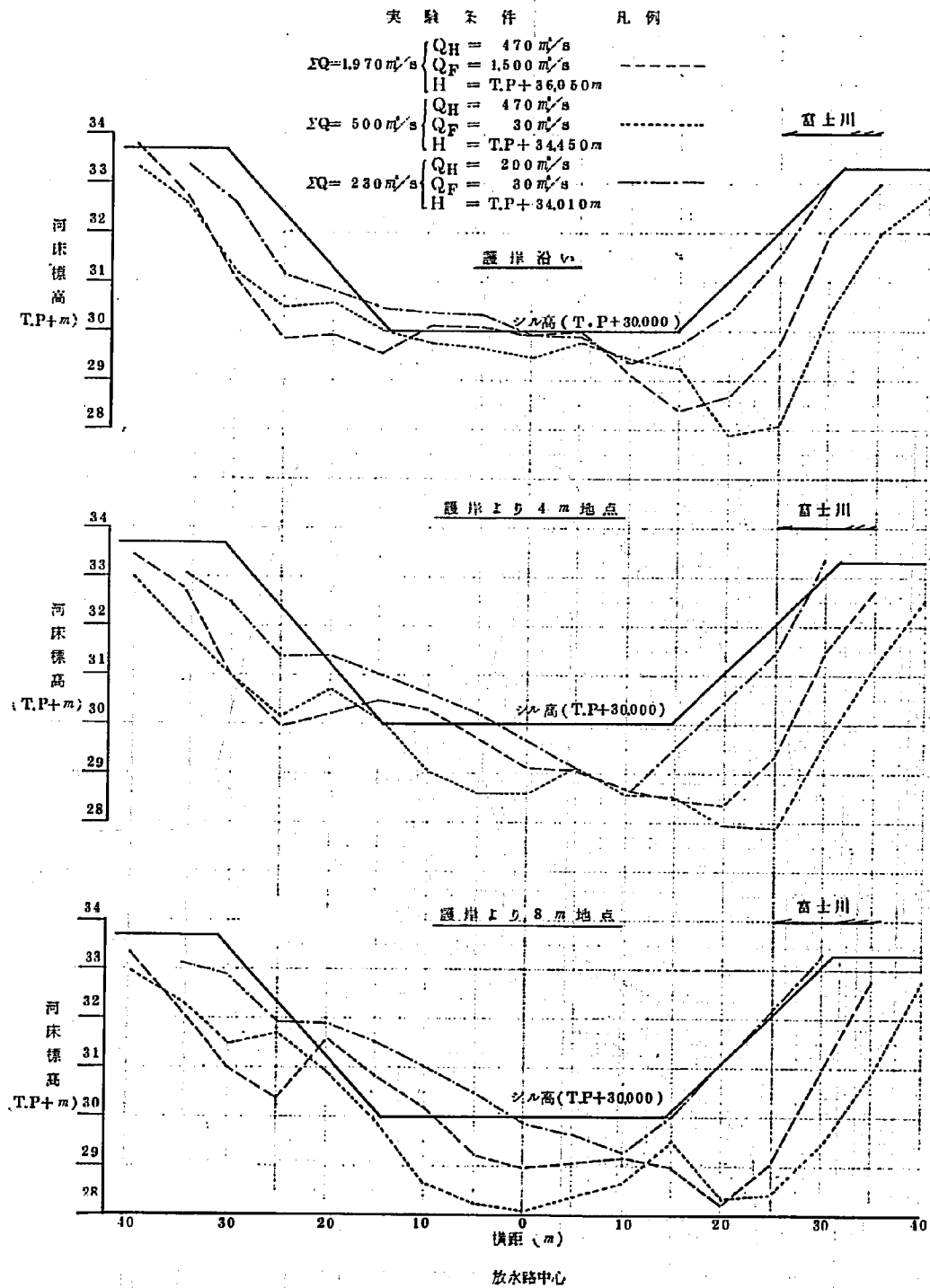


図-80 実験終了後の河床変動状況

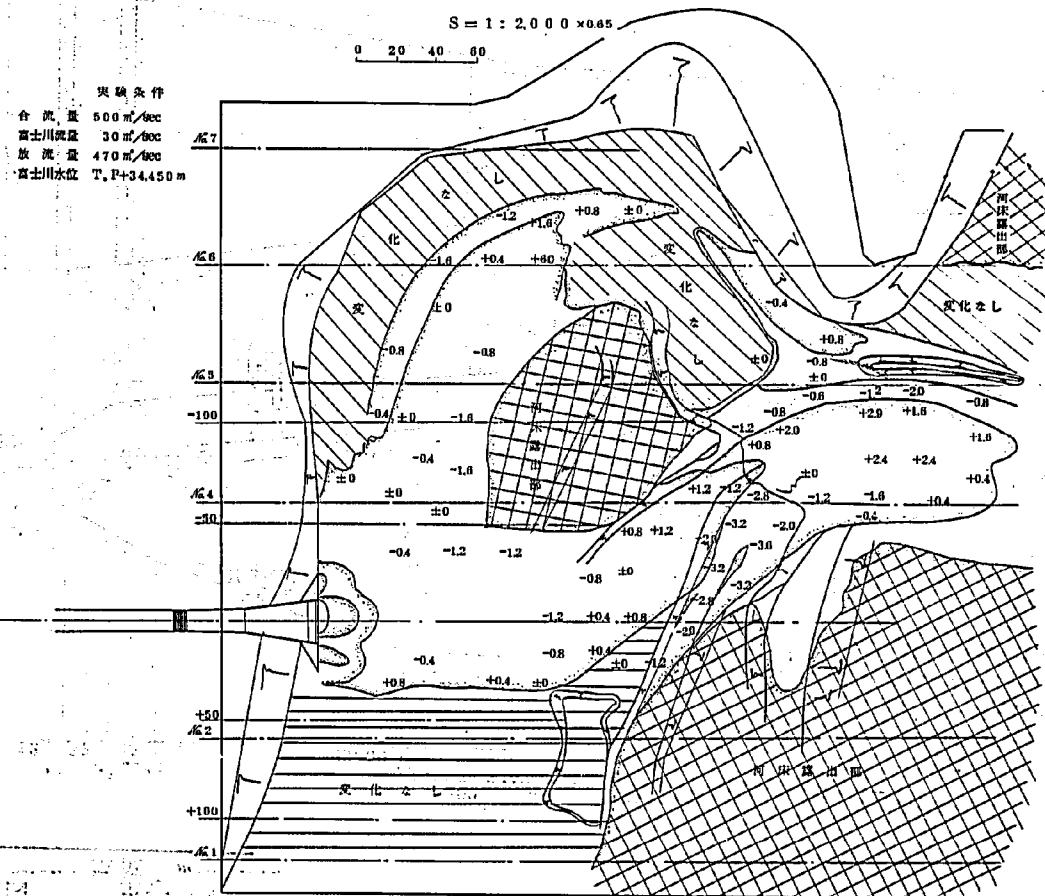
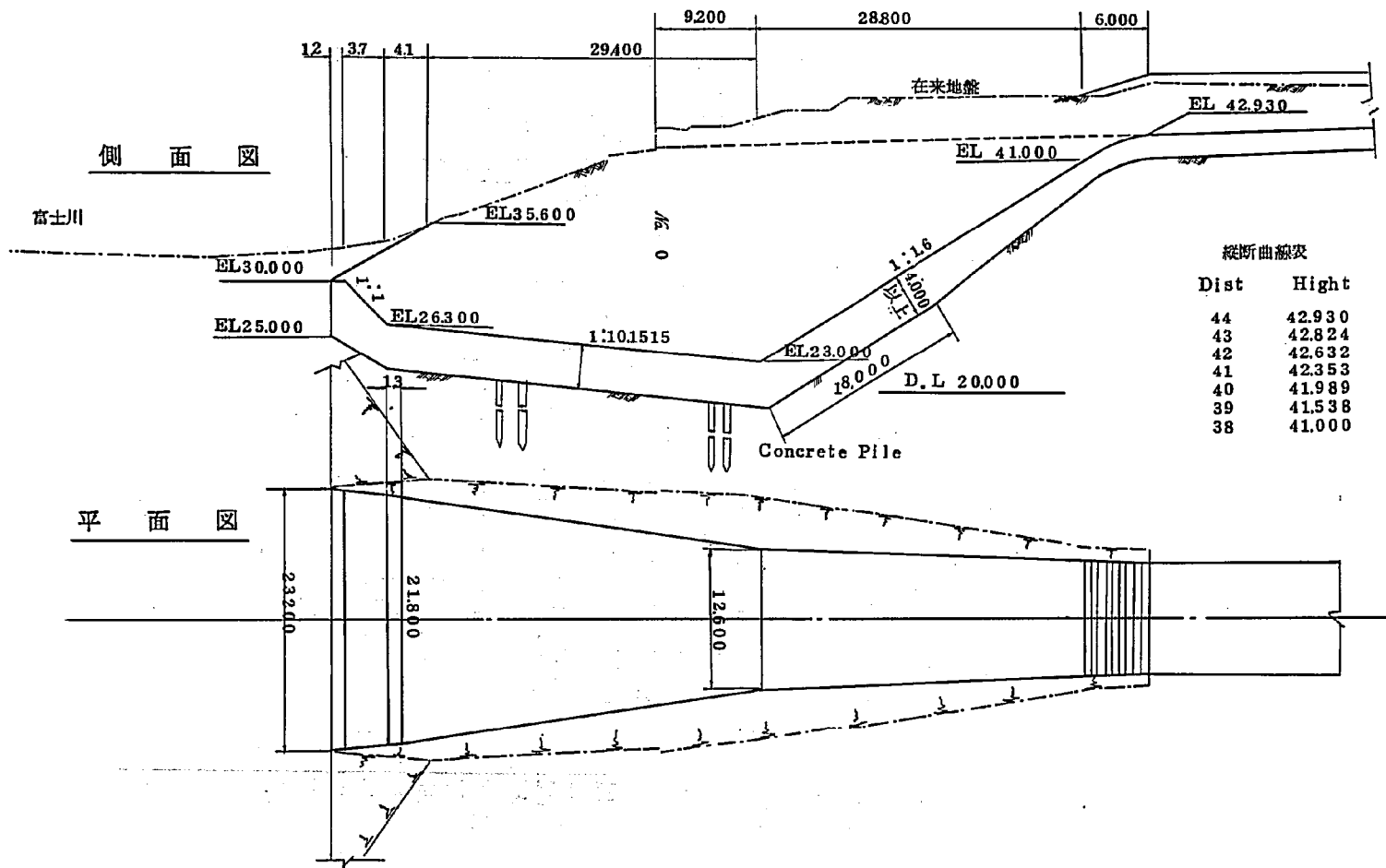


図-81 流末部一般図

S=1:500

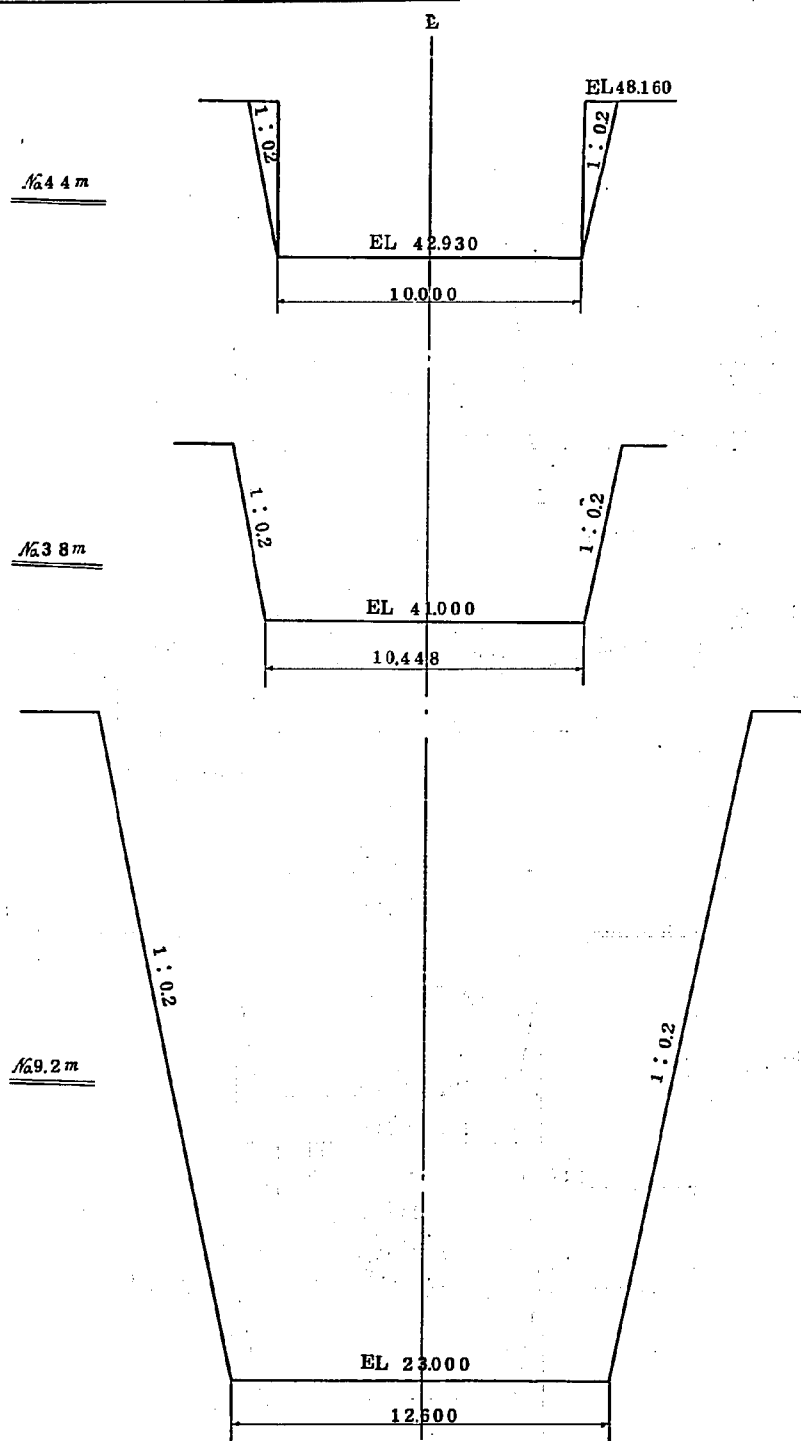
単位 m



Scale 1 : 500
單位 *m*



Scale 1 : 200
 图-83 断面图 单位 m



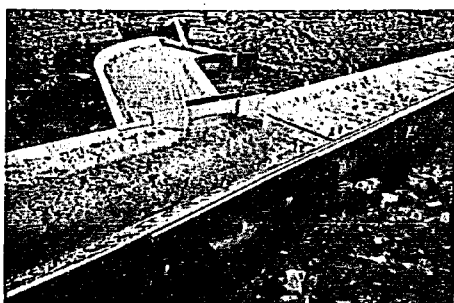


写真-1 B-I型 $Q=30\text{m}^3/\text{S}$
右岸より分流点を見る。固定堰の上流は死水域となっている。

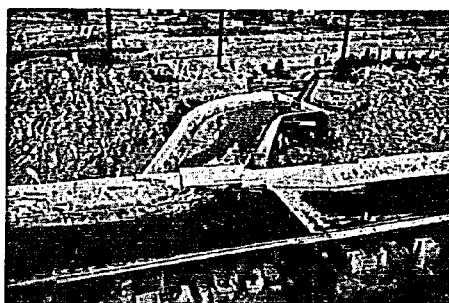


写真-4 写真-3の条件で流砂実験，通水55分経過後，固定堰上流側とりわけ右岸の堆積は著しい。

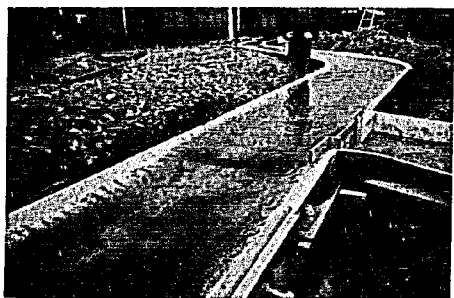


写真-2 B-I型 $Q=500\text{m}^3/\text{S}$
放水路左岸より分流点をのぞむ。固定堰下流は露出射流，現川改良部は堤防余裕高がほとんどない。



写真-5 B-II型 $Q=500\text{m}^3/\text{S}$
上流より分流点を見る。放水路分派点の流況は固定堰より好転。

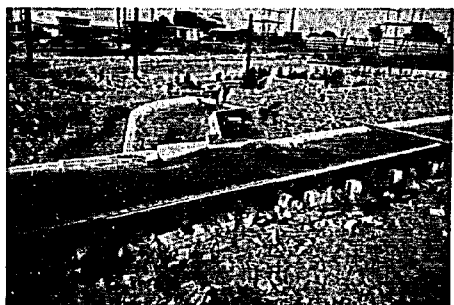


写真-3 B-II型 $Q=500\text{m}^3/\text{S}$
水位は低下したが固定堰下流と旧川可動堰前面の流況が好ましくない。



写真-6 写真-5の条件で120分間流砂実験，終了時の状況，固定堰案と比較して旧川筋への流入量と分流点の堆積量が増え，放水路への流入は減っていることが写真でもわかる。

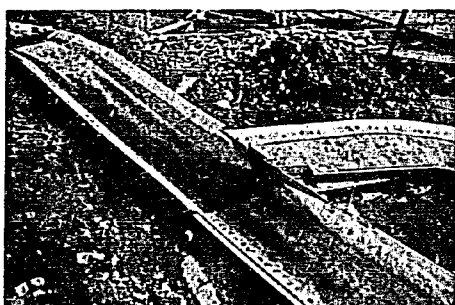


写真-7 B-N型 $Q=300\text{m}^3/\text{S}$
放水路右岸より分流点を見る。旧川筋の分流流心は可動堰の右端にある事が流線よりうかがえる。

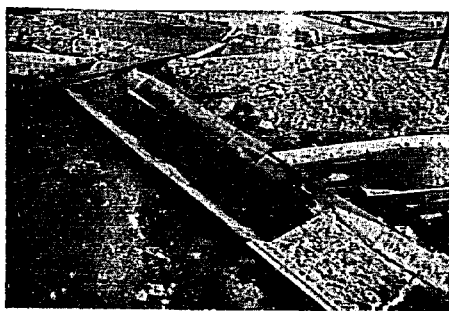


写真-8 B-N型 $Q=500\text{m}^3/\text{S}$
流砂実験85分、通水打切後の堆積状況、写真-6の特徴が更に強まっている。

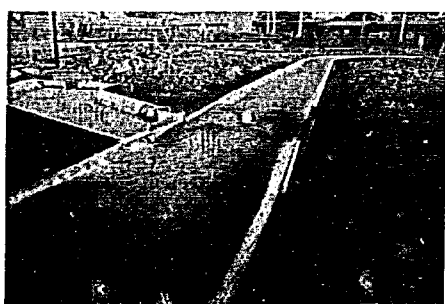


写真-9 B-V型 上流より分流点を見る。
 $Q=500\text{m}^3/\text{S}$ 放水路可動堰橋脚付近の流況の乱れと旧川筋可動堰前面左端の水面低下に注目。

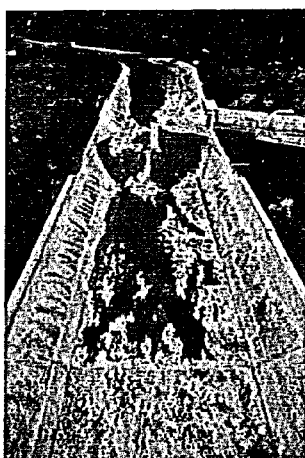


写真-10 写真-9の条件で85分間流砂実験後の土砂の堆積状況。分流点より上流の堆積量が激減している。



写真-11 B-V型変形 $Q=500\text{m}^3/\text{S}$
現川改良部から分派点にかけての水面低下と旧川部入口の水面逆勾配に注目、水面変動中。



写真-12 分流点最終案放水路減勢池右岸より分派点をのぞむ。

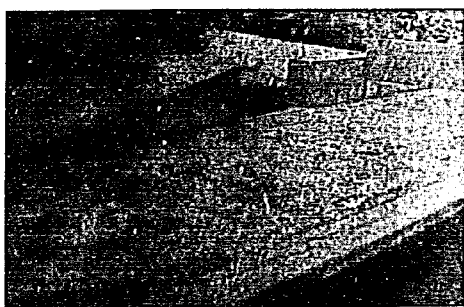


写真-13 分流点最終案，現川改良部右岸より旧川筋可動堰をのぞむ。右橋台の切欠部に注目

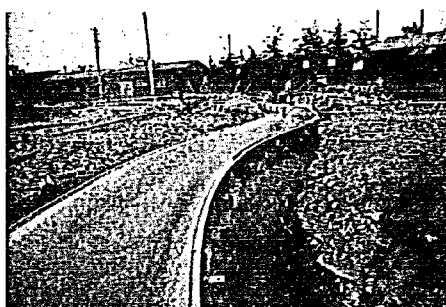


写真-16 S-I型 $Q=470\text{m}^3/\text{S}$
放水路右岸より漸縮部を見る。堰上げにより堤防天端越流防止のため一部嵩上げしている。

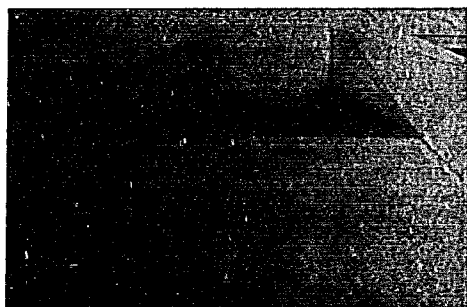


写真-14 分流点最終案，旧川筋より上流可動堰をのぞむ。

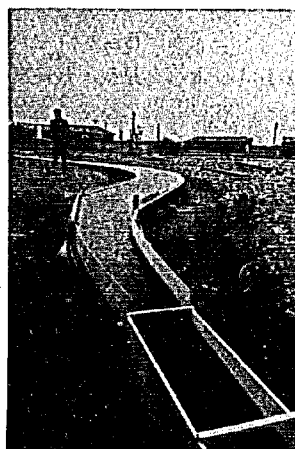


写真-17 写真-16と同条件，矩形水路右岸より上流部を見る。矩形水路の低下背水に注目

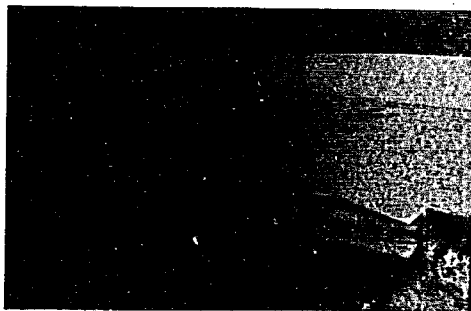


写真-15 分流点最終案，旧川筋左岸より分流点を見る。

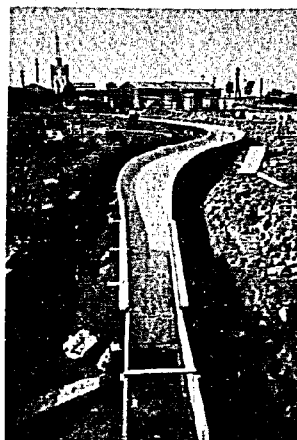


写真-18 S-II型（漸縮部最終案）
矩形水路より上流を見る。



写真-19 S-II型 $Q=270\text{m}^3/\text{S}$
矩形部右岸より上流を見る。(最終案)

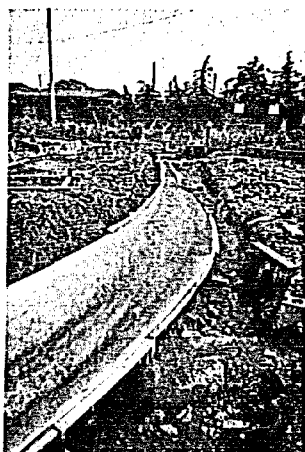


写真-22 S-III型 $Q=470\text{m}^3/\text{S}$
右岸より漸縮部を見る。S-I型同様、堰
上げ背水で堤防余裕高はなくなっている。



写真-20 S-II型 $Q=470\text{m}^3/\text{S}$
左岸側より漸縮部を見る。4.7mの堤防に
対し余裕高は小さくなっているが、S-I
型より大巾に水面は下っている。(最終案)



写真-23 神田川合流点を下流右岸よりの
ぞむ。(計画原案) $Q=500\text{m}^3/\text{S}$
合流点上同一断面では、低下背水となり、
左岸では剝離領域を生じている。

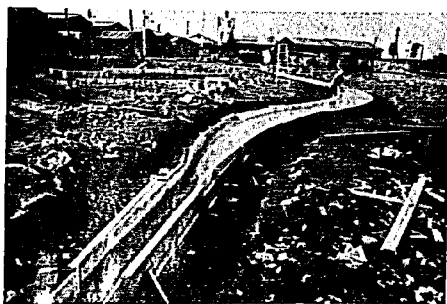


写真-21 S-III型 $Q=270\text{m}^3/\text{S}$
左岸より上流を見る。矩形水路では交叉波
が生じている。

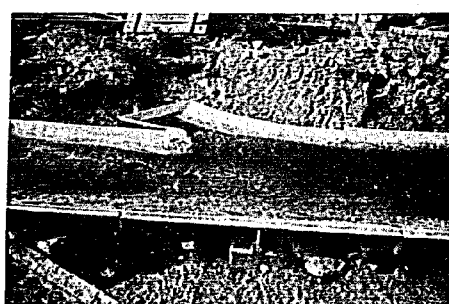


写真-24 同一条件で流砂実験中

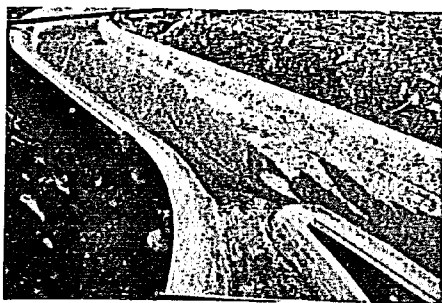


写真-25 同一条件で85分実験後の堆砂状態。神田川合流点は閉ソクの傾向にあり現川改良部においても右岸は洗掘、左岸は堆積傾向を示している。



写真-28 自由落方式Ⅱ型、放流量170 m^3/s 富士川水位T.P.40m、富士川左岸、放流口下流より。

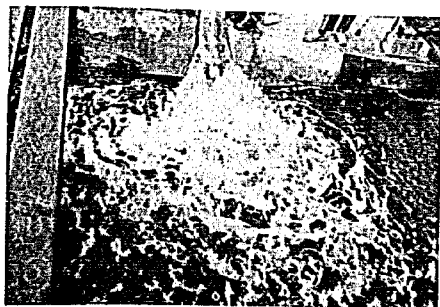


写真-26 自由落方式Ⅰ型、計画放流量470 m^3/s 富士川水位T.P.32.724m通水30分後の状況を富士川右岸より見る。



写真-29 自由落方式Ⅱ型、富士川落下点の河床が平衡状態に達した時の洗掘状況を放水路側より最深部でT.P.23m程度掘られている。

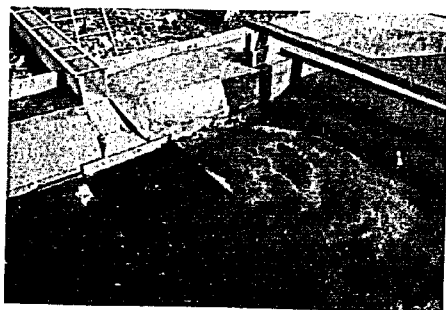


写真-27 自由落方式Ⅰ型、計画放流量470 m^3/s を60分間通水後の富士川河床T.P.29mのモルタル河床が露出してしまっている。

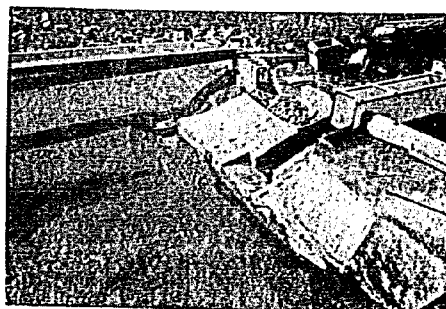


写真-30 写真-29を角度を変えて見る富士川左岸洗泥が掘られている。

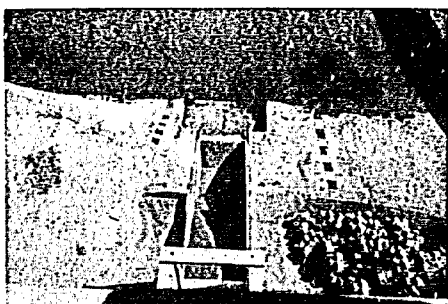


写真-31 フリップ型方式Ⅱ型案を放水路
上流より



写真-34 F-Ⅱ型案, 放流量 $470\text{ m}^3/\text{S}$
富士川水位 T.P. 38.0 m 水脈飛翻距離が小
さくなる。



写真-32 F-Ⅱ型案, 放流量 $200\text{ m}^3/\text{S}$
富士川水位 T.P. 34.8 m 水脈飛翻距離は約
 20 m 程度



写真-35 F-Ⅱ型案, 放流量 $470\text{ m}^3/\text{S}$
富士川水位 T.P. 34.3 m 水脈飛翻距離は約
 42 m 程度。



写真-33 F-Ⅱ型案, 放流量 $300\text{ m}^3/\text{S}$
富士川水位 T.P. 35.0 m 水脈飛翻距離は約
 33 m 程度

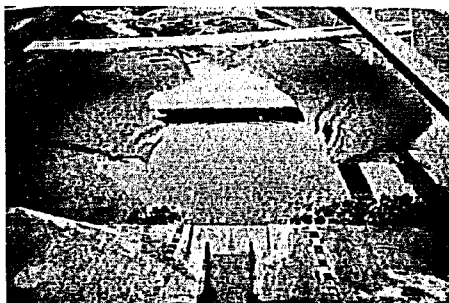


写真-36 F-Ⅱ型案 $470\text{ m}^3/\text{S}$ を放流
し富士川河床が平衡状態になった時の状況

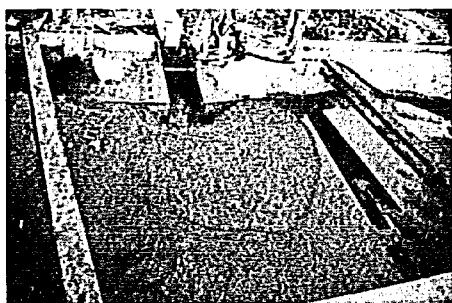


写真-37 跳水型減勢方式Ⅰ型案, 放流量
470 m^3/S 富士川水位 T.P. 34.8 m 20分
通水後の河床

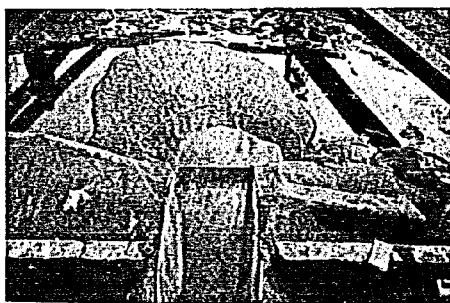


写真-40 最終前エンドシル T.P. 30 m
逆傾斜水叩勾配 1 : 7.5 放流量 470 m^3/S
富士川水位 T.P. 35.0 m 20分間通水後の
放流点河床状況を減勢池上流から。

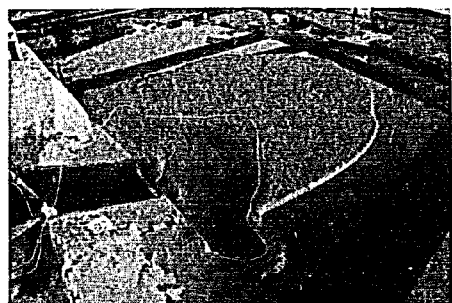


写真-38 跳水型減勢方式Ⅱ型案, 放流量
470 m^3/S 富士川水位 T.P. 35.0 m 30分
通水後の河床



写真-41 写真-40のタイプのエンドシ
ル高を T.P. 31.2 m にし, テトラポットを
富士川護岸前面にそれぞれ 16 m の範囲に
わたりおいた場合, 水埋条件は放流量 470
 m^3/S 富士川水位 35.0 m 15分間通水後

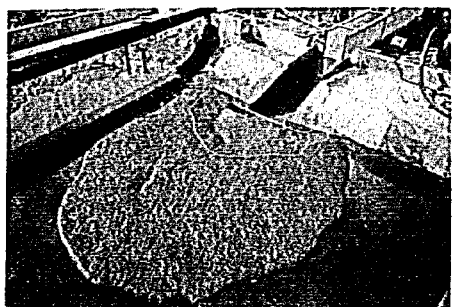


写真-39 跳水型減勢方式Ⅱ型変形案, エ
ンドシルを T.P. 30 m にした場合, 放流量
470 m^3/S 富士川水位 T.P. 35.0 m 20分
間放流後の河床変動状況



写真-42 写真-40のタイプの逆傾斜水
叩勾配を 1 : 15 減勢池最深部を T.P. 242
 m にした場合放流量 470 m^3/S 富士川水位
35.0 m 通水 15分後。



写真-43 写真-42タイプにフロア・ブロックをつけた場合、ブロックの位置はエンドシルより20m上流、両側壁から60°の角度をつけ長さは5m、高さは0.6m、放流量470m³/S 富士川水位T.P.35.0mで18分通水後

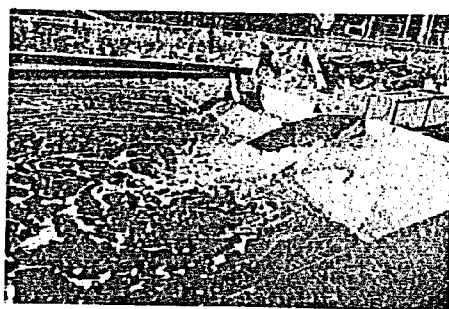


写真-46 最終案型、放流量470m³/S 富士川水位T.P.36.05m (Q=1970m³/S) の条件で放流中。

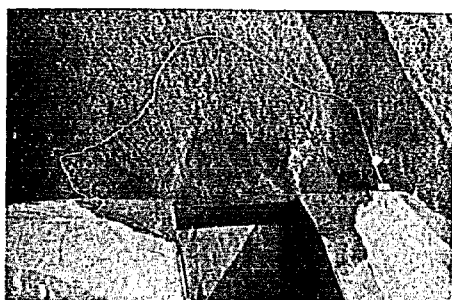


写真-44 最終案型(逆傾斜水叩勾配を1:9.788 エンドシル高をT.P.30.0m) 放流量470m³/S, 富士川水位T.P.35.0mで20分通水後、最深部洗掘部はT.P.28.0m洗掘範囲が非常にせまくなった事に注目。

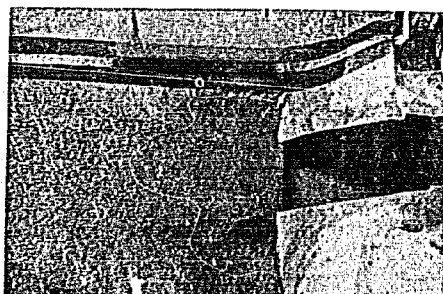


写真-47 写真-46の条件で60分間通水後の河床変動状況、洗掘最深部はT.P.28m

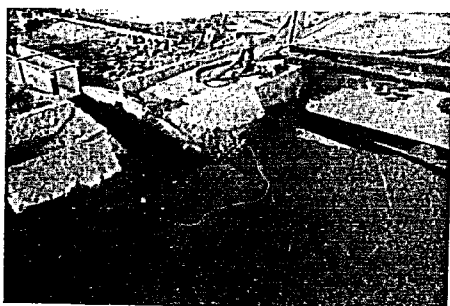


写真-45 写真-44と同じタイプに放流口上下流16mの範囲に六脚ブロックを置いて水理的条件が同等の場合護岸前面の洗掘がなくなっている。

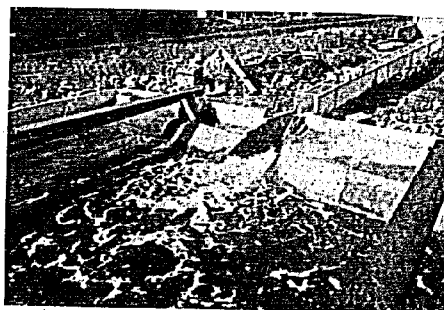


写真-48 最終案型、放流量470m³/S 富士川水位, T.P.34.45 (Q=500m³/S) で放流中

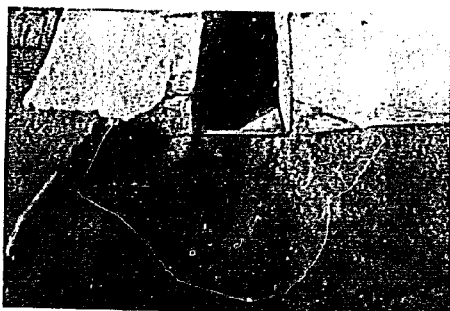


写真-49 写真-48の条件で60分間通
水後の河床変動状況、洗掘最深高T.P.
28,000m



写真-50 最終案型、放流量 $200\text{ m}^3/\text{S}$
富士川水位T.P. 34.01 ($Q=230\text{ m}^3/\text{S}$)
で放流中。

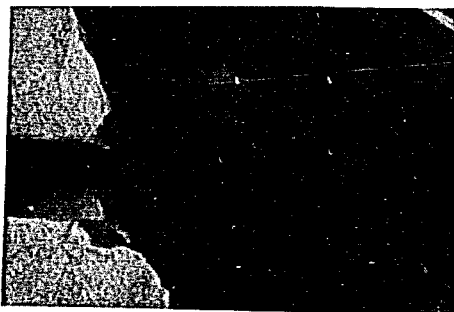


写真-51 写真-49の条件で60分間通
水後の河床変動状況、洗掘最深高T.P.28.5
m, 洗掘範囲は非常にせまくなり砂礫の移
動量も少なくなっている。