

は　じ　め　に

千曲川と犀川の合流処理に関し合流機構を解析するために、建設省北陸地方建設局千曲川工事事務所では、昭和29年頃大型の模型による実験をおこない、現在の総体計画にあるような内容の結論を出した。そして翌30年より一部を着工し完成させている。

しかし近年になり、昭和37年の流量再改訂とその他新たに起きた若干の問題により合流計画と合流処理の再検討が要請されて、建設省北陸地方建設局より当所に依頼があり、河川研究室で研究を行った。

実験の結果、一応の解決方法が明らかになつたのでここに報告するしだいである。

1967年3月

建設省土木研究所河川研究室

室　長　土　屋　昭　彦

研　究　員　馬　場　　亨

西　田　祥　文

目

次

I	概 説	1
(1)	千曲川の概要	1
(2)	合流点処理計画概要	2
II	実験の概要	3
(1)	実験の目的	3
(2)	実験研究の方針	3
III	固定床による実験	5
(1)	模型について	5
(2)	検証実験	5
(3)	実験の方針	6
(4)	不等流計算	7
(5)	水 位	7
(6)	流 速	10
(7)	流 向	14
IV	移動床による実験	17
(1)	模型について	17
(2)	実験準備	17
(3)	実験の方針	20
(4)	水 位	21
(5)	河床変動	24
(6)	牛島前面の洗掘対策	28
V	事務所の実験結果との対比	29
(1)	固定床による実験	29
(2)	移動床による実験	30
VI	結 論	32

【 概 説

(1) 千曲川の概要

千曲川は秩父山地に、犀川は北アルプスにそれぞれ水源をもち、いくつかの支川を集めながら長野県若穂町牛島地先（65.5 Km）で合流し、同県飯山市を流下して新潟県に入り信濃川と名前を改らため日本海に注ぐ河である。

千曲川の流域面積は犀川合流点までが2776 Km²（内87%が山地部）で全川は4164 Km²、流路延長は合流点までが約132.5 Kmで全川は198 Kmにおよび、年間降雨量は上流域が1000～1200 mm、下流域が1500～1800 mmである。他方犀川の流域面積は千曲川のそれよりほぼ1割広い3072 Km²、流路延長も1割ほど長く148.2 Kmで、年間降雨量は上流域が比較的多く1500～2500 mmにおよび、中流域は逆に千曲川とならんで日本有数の寡雨地域にかぞえられ、年間降雨量は約1000 mmを記録するにすぎない。

図-3の流量配分図にあるように千曲川に合流する各支川の合流量はすべて零であるのに対して、犀川筋においては梓川と奈良井川が合流して犀川と名前を改らため、穂高川、高瀬川を合せ、それらの支川は自己流量が1000 m³/secにおよぶものである。このことは逆に言えば流域面積・年間降雨量とも大である犀川に符合した現象であり、事実、出水回数も犀川は千曲川よりも多く、また地形上合流点における河床勾配の急な犀川が掃流力も大きく、従つて河床構成材料にも相当のひらきがある。

改修の沿革は明治43年と大正3年の両洪水より大正6年に千曲川・犀川両川とも2785 m³/secの計画高水流量を決定し、大正7年より昭和16年に至る24年間に第1期の改修をおこなつた。戦争によつて打切嘆工とされていた改修工事は昭和23年に再び着工され昭和16年、同20年、同24年の一連の洪水がそれまでの計画高水流量を大巾に突破したため、同24年に両川とも計画高水流量を3250 m³/secと改訂した。再改修着工後10年を経過した昭和33年9月（21号）および翌34年8月（7号）と、千曲川において3250 m³/secをはるかに突破し未増有の大災害を出すにいたり、34年の7号出水を主体として確率1/20、犀川は除くというような内容の流量の再改訂をおこなつた。

改修計画の築堤進捗状況は両川とも旧計画高水流量（両川とも3250 m³/sec、合流量

($500 \text{ m}^3/\text{sec}$) に対処した暫定断面が大部分である。

〔2〕 合流点処理計画概要

(1) 事務所の実験概要

最初に若干ふれたように千曲川工事事務所でおこなった実験は水平縮尺 $1/500$, 垂直縮尺 $1/100$ の縮率で材料は粘土をもつて作り, 固定床については表面をモルタルで仕上げ, 移動床実験については固定床模型上に厚さ $2 \sim 5 \text{ cm}$ に岸川産の比重 2.64 の砂を敷きならし, それぞれの模型状態において背割堤, 導流堤の長さを変え組合せ実験をおこなっている。

(2) 計画進捗状況

実験の結果は 800 m におよぶ背割堤と約 500 m の導流堤それに 100 m の導流水制という三段方式による合流処理計画がたてられ, 昭和 $30 \sim 34$ 年にかけて工事のしやすい導流水制と背割堤部分が施工された。このため以前は千曲川筋の 6.575 km 附近の中洲で合流していた岸川の低水路は, ほぼ現在のような位置におちついた。そして合流点処理機構のうち導流堤部分は施工されずに現在に至っている。

以上のほかに岸川の 0.50 km 附近の左岸掘削計画と千曲川 6.500 km 附近に合流している保科川の合流後のつけかえ計画などがある。

* 本報告書 P 29 の V 前実験との対比を参照

「岸川・千曲川合流点附近の現況と背割堤の長さについて」建設省北陸地方建設局
千曲川工事事務所

Ⅱ 実験の概要

〔1〕 実験の目的

現在、千曲川犀川の合流点附近で表面化してきている問題点を整理してみると下記のようになる。

a 千曲川犀川合流の処理上の問題

1. 総体計画における背割堤導流堤計画のうちの導流堤の必要性とそれが河道に与える影響
2. 新落合橋と背割堤連絡構造物が流れにおよぼす影響について
3. 保科川等による堤内の内水排除と保科川の合流後のつけかえ問題と千曲川の水位について
4. 千曲川右岸牛島地域前面の低水敷洗掘対策と同川左岸の中洲について
5. 犀川左岸から0.50 Km附近高水敷掘削の必要性

b 流量改訂に伴う検討事項

1. 計画堤防法線の妥当性
2. 計画堤防天端高の安全性

この実験では、以上の問題点や懸案事項のすべてについて明らかにするものではないが、一応の解決方法を定性的に求めることができた。

なお、それ以外に昭和29年に千曲川工事事務所でおこなわれた実験と今回の実験を比較してみた。

〔2〕 実験研究の方針

大別して大型の模型による実験と河床変動計算による解析の二方法を用い、次のような順序で進めていく方針をとった。

1. 実験に必要な水理諸量の整理と計算

水位一流量相関曲線が合流点附近にはないので約1.4 Km下流の立ヶ花より不等流計算によつて模型範囲内の相関関係を求めた。

2. 固定床による実験

河床は現状河床とし、導流堤を設けた場合と設けない場合について千曲川と犀川

の流量をそれぞれ変化させ水位、流速分布、流向等の実測をおこなった。

3. 移動床による実験

固定床による実験同様、模型の状態を変化させ、流量の組合せを作つて河床の変化を求め合流点における三次元的現象の観察と牛島前面の洗掘対策について考えた。

4. 河床変動計算

模型実験の補助として河床の変動量を計算するが、この部分については追つて報告する。

5. 諸量の解析と結論

以上の内容の作業で得た結果の諸量を解析し、個々の問題について結論を出した。

Ⅱ 固定床による実験

(1) 模型について

模型は実験場の条件と水理的境界等を加味して、構造的には次のような縮率を採用した。

縮 尺 度

水 平 縮 尺	$1/\ell$	$1/70$
垂 直 縮 尺	$1/h$	$1/50$
歪 度	$d = \ell/h$	1.4

構造的には歪度 1.4 の模型であつて、従つて水理的な縮率は下記のように決まる。

粗 度 縮 尺	$1/(\ell^{-\frac{1}{2}} h^{\frac{2}{3}})$	$1/16222$
流 量 縮 尺	$1/(\ell^{-\frac{1}{2}} h^{\frac{5}{2}})$	$1/24748$
流 速 縮 尺	$1/h^{\frac{1}{2}}$	$1/70711$
時 間 縮 尺	$1/(\ell^{-\frac{1}{2}} h)$	$1/98995$
シェジ係数	$1/d^2$	$1/11832$

以上の縮率に基づいて模型の範囲は次のように決めた。

下 流 端	約 63.5 Km
千曲上流端	約 67.0 Km
犀川上流端	約 1.5 Km

模型製作にあつては千曲川工事事務所が昭和 39 年度に実測した 250 m 間隔の横断面図を基準にして、標記の縮率により湖沼断面を中心に隣接する断面間を航空写真、平面図にあわせてモルタルで連続的に結んでつくつた。それに河川構造物として新落合橋橋脚と背割堤及び水制等を入れた。

なお模型の流頭部には導水路と整流池を造り、下流端には水位調節装置を設けた。

(2) 検証実験

モルタルで仕上げたままの模型では、現地に対して幾何学的に相似であつても水理的には相似律はなりたない。だから前に述べたような諸元に対応する縮率に合致させるために検証実験を行つた。

検証実験は、千曲川の特長性として低水敷と高水敷の間の粗度に相当の開きがあると判

断されるので、別々に調整する方針をたてた。すなわち、昭和40年の24号洪水（ $3625 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）痕跡によつて主として低水敷部分の水位が一致するように操作し、低水敷部分の水位が安定した後に昭和34年の7号出水（ $7024 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）の痕跡より未調整部分（高水敷）の粗度を加減して水位の一致をはかつた。

粗度の調整操作方法は10～15mmの豆砂利をセメントペーストによりモルタル河床に撒布しはりつけ、それを増減させることにより調整した。

検証実験の結果は、図-5の如くであるが、これで見ると検証水位が各洪水痕跡と必ずしも一致していない。この点については検証実験における測定技術上の精度やあるいは粗度調整の技術上の限界等が挙げられるが、洪水流量や洪水痕跡の精度、あるいは流量によつて粗度が変化すること等を考慮すれば低水敷、高水敷ともほぼ満足した結果とみなしてよいだろう。

(3) 実験の方針

河道の形態が水量へおよぼす影響を把握するために、次の三形態を抽出した。

すなわち

模型の状態が現地における現在の河道の状態（今後「現状形」と称する）

背割堤を新落合橋まで延長した模型の状態（今後「第一次案」と称する）

総体計画に基づき導流堤を施工した状態（今後「第二次案」と称する）

以上のような模型に対して計画高水流量、旧計画高水流量、支配高水流量、平水流量の4流量を基本にして模型条件と支川出水状況を組合わせて次の18ケースを固定床模型実験の対象基本ケースとした。

表-1 基本ケース一覧

模型条件	実験名	干曲川流量	卑川流量	合流流量	備考
現状形	No. 1	$4000 \text{ m}^3/\text{sec}$	$3500 \text{ m}^3/\text{sec}$	$7500 \text{ m}^3/\text{sec}$	計画流量
	No. 2	3250	3250	6500	旧計画流量
第一次案	No. 3	4000	0	4000	
	No. 4	200	3500	3700	
第二次案	No. 5	4000	1200	5200	
	No. 6	900	3500	4400	

模型実験における測定は主要断面における数個所の水位、必要地点における流速（側定地点図、図-4の○印は水位測定点、◎印は流速測定点）、および模型区域全体にわたる流向測定の三種類とその他に写真撮影や観察もあわせておこなった。

模型の条件は「現状形」の模型に幾何学的標記縮率で背割堤、導流堤をモルタルで入れて変化させた。その際横断面図と平面図の不一致により総体計画における導流堤法線の位置が定まらないというような状況が出てきたが、種々の条件を考慮し固定床の場合には導流堤法線は平面図に基づいて入れた。

[4] 不等流計算

模型範囲内における水位と流量の相関を明らかにするため次の条件で不等流計算をおこなった。

出発点は実測記録も多く信頼のおける立ヶ花（ $\text{km} 51.4$ 附近）におき、千曲川と岸川の合流点にあたる $\text{km} 65.50$ km までの区間を計算した。

粗度係数は一応計画粗度を用いることは避け 0.030 、 0.040 、 0.050 の三種類について全区間にわたり計算した。

実験ケースは流量が $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ より $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$ ビッチで $8000 \text{ m}^3/\text{sec}$ までの流量とそれに粗度の3の積である18ケースとした。

各断面の特性は電子計算機によつて作成したため死水域等は除去されてないが、例へ死水域等が模型範囲内までの途中にあつたとしても比較的法線のスムーズな合流点附近までは影響しないものと判断される。

計算の断面間隔は原則として $250 \sim 500 \text{ m}$ 間隔として、平面図よりみて急激な断面変化がなく直線的な区間は約 500 m とし、その他は 250 m 毎に断面を使用した。

計算の結果は表-2 に $\text{km} 63.50$ km $\sim$ $\text{km} 65.50$ km までの分につきまとめた。

模型実験には $\text{km} 63.50$ km 断面の水位と流量の関係を粗度係数別に図であらわし、過去の洪水痕跡を数点おとしてその断面における水位と流量の相関をつくつた。

[5] 水 位

水位測定は「現状形」の場合には、流量条件を $\text{km} 1 \sim \text{km} 6$ までの6ケースとし、「第一次案」における流量組合せは $\text{km} 1$ と $\text{km} 4$ の2ケースだけにし、限り、「第二次案」の場合に

は「現状形」と同様に全ケースを対象にし、合計14ケースについておこなった。

測定結果は表-3～表-5に示し、更に測定数値を水位縦断面図として図-7～図-9にまとめた。

これらの結果を問題別に考察していく。

(1) 計画高水位との関係について

現在の計画高水位は先にもふれたように昭和37年の流量再改訂と同時に決められた。

計画高水位決定の経緯を「千曲川流量改訂報告書」より抜萃してみると5.9.5 Kmから6.7.5 Km^{*}の間については次のようにある。

「この区間については全面的に計算水位が現計画高水位より低くなっているが、合流点の複雑な水理機構を考慮し、安全を見込み現計画高水位を採用した。なお、この場合水面勾配のある区間統一する考えから多少の修正をおこなった。」

として、計算書でも最低3.0 cmから最高15.0 cmくらいに現計画高水位、すなわち旧計画高水位の方が高いためにそれを採用している。

本実験結果でも模型条件にはかゝりなく図-7～図-9でも示しているようにほど計画高水位より1 mほど全体に低く現われており、この模型区間だけについて言えば前記報告書の内容の裏付けをおこなっている。なお、6.5.0 Kmより下流の水位が6.6.3.5 Kmで計画高水位にすりついているのは逆な考え方であつて、本当は6.6.3.5 Kmの水位を実験では計画高水位に一致させたための現象であつて、ほぼ1.5 Kmくらいまでの間は下流の約1 mのせき上げの影響があらわれていると判断すべきである。

(2) 導流堤等の影響について

背割堤や導流堤等の新築造物が合流点附近の水位に対してどのような影響を与えているか実験結果を分析してみた。

まず模型三形態における実験1と4の水位縦断面を図-10で比較してみると、

- ① 計画高水流量の場合には導流堤等の長さに水位はほとんど影響されない。
- ② 千曲川の流量が犀川の流量よりも小さい時には導流堤等をのぼすに従つて、千曲川の水位は6.5.2.5 Km附近で低下する。
- ③ 逆に犀川筋の水位は導流堤等によつてせき上げられるが、その影響は6.5.0 Km附

* 同報告書P 92 参照

近までで、それより上流への影響は半減する。

という三現象が特徴のようである。

この三現象が一般的なものか否かを検討するために「現状形」と「第二次案」における実験2, 4, 6を図-11にプロットしてみた。同図によれば上記三点を要付けしている上に、更に

- ④ 千曲川の流量が犀川の流量より小さいほど導流堤の影響による千曲川水位の低下量（ $\approx 6.5.00\text{ Km}$ ）は大きくなり、その影響は上流にまでおよぶ。

ということを補足している。

今度は逆に千曲川の流量に比べて犀川の流量が小さい場合の現象を把握するために実験3, 5の4ケースを図-12にまとめてみた。この図に表われていることは上記4点とは反対に

- ⑤ 千曲川の流量が犀川より大きい時（千曲川 $4000\text{ m}^3/\text{sec}$, 犀川 $1200\text{ m}^3/\text{sec}$ ）には導流堤の影響は千曲川筋の水位を上昇させ、犀川筋の水位を若干低下させている。

以上の現象を更にくわしくみていく為に表-6に各流量に対する各断面の「現状形」と「第二次案」の比較変化量表を作り一点ずつ検討していく。

同表によれば④の現象は旧計画高水流量の実験2にもあてはまり、両川の出水の勢力が同程度であれば導流堤の影響はあらわれないといえる。また延長されて犀川筋に相当する $\approx 6.5.00\text{ Km}$, $6.5.25\text{ Km}$ の両断面の水位低下現象の場合は千曲川の影響を受けなくなつたためによるものではなく、犀川筋の流れが導流堤で規制され、流積の減少に伴ない流速を増大させ、従つて位置のエネルギーを流速のエネルギーに変換させたためであると判断される。

②と④についていえば実験4では模型上流端の $6.5.0\text{ Km}$ でもまだ影響は消えず 5.0 cm におよぶ。実験6ではほぼ両断面までの影響と見てよいだろう。このように 1.5 Km にもわたつて影響する原因は千曲川筋の平均河床勾配が客に近いことと、有勢な犀川の水勢と $6.5.0\text{ Km}$ より下流で左岸方向に蛇行する河状のために千曲川筋の流れはせき上げられていた形であつたのが、導流堤によりせき上げ効果が小さくなり水位の低下をもたらしたものと判断できる。また「現状形」千曲川筋の $\approx 6.5.25\text{ Km}$ より上流の実験4における水面逆勾配はせき上げ効果により減速されたために流速のエネルギーが位置のエネルギーに変換されたものと判断できる。

(3)の現象は表-6でみると、 $\Delta 0.06\text{ Km}$ で約 3.0 cm 、 $\Delta 0.50\text{ Km}$ ではほぼ 1.0 cm と減少している。また「現状形」では合流後である $\Delta 6.5.00\text{ Km}$ と $\Delta 6.5.25\text{ Km}$ の両断面の水位が「第二次案」では導流堤によつて分割されたために、 $4.0\sim 8.0\text{ cm}$ にもおよぶ上昇現象を呈している。

このように千曲川筋は河床勾配が緩やかなために下流の影響が $\Delta 6.6.50\text{ Km}$ よりも上流におよぶのに対して、犀川筋ではせいぜい $\Delta 0.5.0\text{ Km}$ 附近までしか伝わっていない。

千曲川筋の下流の影響が上流に伝わりやすいことは水位低下だけではなく、水位上昇についてもあてはまる。たとえば実験3や5を見るとわかるように、模型の上流端にあたる $\Delta 6.6.50\text{ Km}$ でも明らかに $6\sim 11\text{ cm}$ も上昇している。逆に犀川筋については反対の水位が低下する影響が出ている。

(3) 横断方向における水位について

一断面について数点ずつ測定した水位を当該断面の横断図の上に参考までにプロットしてみた(図-13～図-27)。プロットの対象は、計画高水流量の実験1にしばつたために、水位の大きな変化が認められなかつた「第二次案」は $\Delta 6.4.50\text{ Km}\sim \Delta 6.5.25\text{ Km}$ の三断面だけにとどめた。なお次に述べる流速分布図でわずかに二断面であるが、全ケースの水位横断図を示しているから参考にされたい(図-28～図-39)。これらの図からは次のようなことが判断できる。

「現状形」における $\Delta 6.4.50\text{ Km}$ から $\Delta 6.5.25\text{ Km}$ 断面までの右岸水位が左岸に比べて高いのは、犀川の水勢に圧迫されて千曲川筋がせき上げ傾向におかれているためである。また $\Delta 6.6.00\text{ Km}$ 、 $\Delta 6.6.25\text{ Km}$ でも右岸水位が高いが、これは流心が右岸の低水敷部分にあるためと判断できる。犀川筋は上流の $\Delta 1.00\text{ Km}$ が左岸、 $\Delta 0.50\text{ Km}$ と 0.00 Km の両断面が右岸とそれぞれ水位が高くなっているが、これも流心の集中ぶりを示している現象であり、特に $\Delta 0.50\text{ Km}$ は、左右岸で 5.0 cm くらいの水位差が認められ水衝部とも判断される。「第二次案」では、 $\Delta 6.5.00\text{ Km}$ 断面犀川筋右岸の水位低下が目立つ程度で、あとは別段変化は認められない。

8) 流 速

現在の状態における水衝部や護岸根入部の安定性、合流時差などが洲に与える影響等を把握し、更に導流堤を設けた場合の河道に対する影響を流速を通じて解析するために、模型

の条件が「現状形」と「第二次案」の両方についてそれぞれ実験1～6までの6ケース合計12ケースの実験により流速を測定した。

測定は径2mmのビトー管を用い、水深に対しては等間隔に6点を測定することを原則とし、平面的にはその流れの角度を測定し、横断面に下流直角方向を0°とし、これより右方向を正、左方向を負としてあらわした。

測定結果は流速分布図として「現状形」については図-28～図-33に「第二次案」は図-34～図-39に示した。

(1) 犀川筋背割堤の流速

現在施工されている背割堤には、水の強く当る犀川面に水制が入れてある。この実験では水制の効果を明きらかにしなかつたが、水制を設置した状態で「現状形」と「第二次案」における背割堤と新導流堤の犀川筋の流速測定をおこなつた。「現状物」の場合における実験ケースと測定点は、犀川の流量が零である実験3を除いた全ケースについて約800mの背割堤に対し平行に5点とつた。「第二次案」の場合は流量ケースは同一であるが、導流堤等の延長設置に伴ない測点も5点増加し、合計10点にした。又角度についてはこの区間は背割堤に対する平行線を基準にし、左方向の流れを負、右方向を正とした。これらの結果は次のような現象を呈している。

模型条件がいずれの場合にでも測点1の附近は低水路が背割堤に接したばかりの地点で流速はほとんどなく、これといった問題はない。

まず「現状形」からみていくと、流速は流量条件に左右されずに、下流に行くに従い大きくなつていく。これは犀川の河状に対して、背割堤が巨大な水制の役割を果しているためで、先端に行くほど水はねの効果が大きくなり、犀川筋の流れは約0.0km附近で極端なほど右岸に渠中され高水敷も1/2以上の川巾を占めている。これは下流水位の低い、すなわち千曲川の流量が小さい実験4、6などでは、最悪の状態となつて表われており、最下流端測点で6.0m/sec以上の流速が出ている上に、水深が4mたらずであることを考えれば、局部的にはあるが射流に近い状態を呈する。

「第二次案」の場合にはこの傾向は更に極端になり、実験4における測点22や13などでは、完全な射流現象を呈していると判断される。これは流積がさらに減少したことなどにも原因は求められるが、特に橋脚の前面や導流堤の終端など複雑な二次流が起きる場所でもあるので好ましからぬ現象である。

もちろん固定河床の模型実験であるから、実際河床においては洗掘などによる流速の減速なども考えられるが、現在の背割堤も含め河川工学的、構造的な分野での一考を要す。

(2) 水衝部について

まず、点 4.50 Km 附近の水衝部の概況についてふれると低水護岸は水位横断面を見てもわかるとおり高水敷面よりも少し高くなつており、おそらくある流量の洪水までは高水敷の冠水を防ぐために、低水護岸の法肩から天端にかけて小さな堤防のように過去の洪水に対して経験的にかさ上げしていつたものと判断される。

なお、この地点の角度は各測点の低水護岸の平行線を基線と考え、前図縁有図面を正左方向を負として測定した。

測定結果を模型条件により相互に比較検討してみると、まず千曲川の流量が小さい実験 4 と 6 では「現状形」における流速分布が「第二次案」の数倍というオーダーであり、「現状形」の場合厚川筋の水勢による越流量に対し「第二次案」における越流量が流量としては無視する程度の量であることを示している。

一方千曲川の流量が大きい実験 3、5 では、点 5.00 Km までの流速変化はさめがたいが、測点 18 から下流の流速変化は顕著であつて、特に実験 3 の「第二次案」は 10～15% 程度も流速が増え、流れの角度も「現状形」の不規則なものから低水護岸にほぼ平行な流れになつている。そして下流の点 21 では約 20° の角度で左岸方向にはねられている。これは「現状形」がある程度広範囲にわたつて低水護岸が負担していた力が点 21 附近の限られた個所に集中するうえに、7.0 m/sec を越えた流速は 5～6 m の水深から判断して射流に近い状態であると考えられる。

両川がほぼ同勢力である実験 1 と 2 においては流速分布図の顕著な変化は認められないが、全体として河床近くの流速が「第二次案」では大きくなる傾向にあり、これは掃流力の増加という形であらわれるだろう。また今までの 4 ケースが、低水護岸の天端よりも低い水位であつたのに対し、この両ケースは護岸天端高よりも高い水位である。従つて洪水が天端を越流した際、護岸が高水敷よりも高いだけに、裏側を洗掘する効果は大きくなり、ひとたまりもなく護岸は破壊されてしまうと思われる。

(3) 流心の変化

この項では点 5.25 Km 断面上の測点 6～9 までと点 5.00 Km 断面に相当する 13 か

ら17までの5測点の流速分布図より各模型状態における対応測点の比較をおこない
流心の移動等を推察したものである。

まず岸川筋における $\Delta 6.5.2.5\text{km}$ 断面の場合、計画高水流量についてみると「現状形」
では $\Delta 9$ より左の低水路では $3500\text{ m}^3/\text{sec}$ 流れていたものが、導流堤を設けたこ
とにより150mたらずの川巾の中で $3200\text{ m}^3/\text{sec}$ ほど流れ、特に下流水位の低い
実験4、6等では導流堤より100mくらいの川巾で全流量の1/2に相当する
 $1700\sim 1800\text{ m}^3/\text{sec}$ を流していると思われる。

この集中傾向は、下流の $\Delta 6.5.0.0\text{km}$ ではさらに顕著になり、導流堤より90mく
らいの川巾で岸川の流量の8割に相当する $2800\text{ m}^3/\text{sec}$ を流している。このように
岸川筋における流心は、導流堤を設けた場合、極端に右岸側に集中する。

千曲川筋に当る部分の流心はまず $\Delta 6.5.2.5\text{km}$ の場合、 $\Delta 11$ 附近より右の低水路
では $3/4$ くらいの流量を流している模様である。そしてこれは模型の条件が変つ
たとしても比較的安定して大きな変化はみられない。これに反して中央部に相当する
 $\Delta 9$ 、10附近は出水の大、小によつて両筋へ相互にある程度の流入があつたのに対
し「第二次案」ではその現象が無視できる程度になつた。

$\Delta 6.2.2.5\text{km}$ 断面における両川の相互の影響はせいぜい中洲部分にまでしかおよばな
かつたのに対し、 $\Delta 6.5.0.0\text{km}$ 断面千曲川筋では、岸川の影響が右岸低水路にまで達
していることが、流速分布図より判断されるが、「第二次案」ではこの影響がなくな
っている。

(4) 合流時差の影響

前項とも若干重複するが、「現状形」における流速分布より出水状況の異なる実験
ケースに注目し、相互の影響を推察した。

まず千曲川が大きな流量の場合についてみていくと、実験3では $\Delta 6.5.2.5\text{km}$ で、
 $20\sim 30^\circ$ の角度で岸川筋に向つて流れている。これは両川が計画に近い場合には、
あまり河積として有効でなかつた中洲部分が、この実験では岸川筋に流入する量も加え
約 $1000\text{ m}^3/\text{sec}$ も流れていると判断できる。実験5では実験3ほどではないがやは
り同傾向である。

次に岸川の流量が大きい実験4では 50° に達する角度で千曲川に流入している。し
かも $\Delta 9$ 附近では水深が1mにもならないのに、 $4\text{ m}^3/\text{sec}$ を上まわる流速であること

から判断するに、相当量の流入があると思われる。実験6でも同様の傾向を呈しているが、実験4とはほぼ同程度の越流角度を示しながら、 $\delta 10, 11$ 附近では千曲川の
水勢に押され、除々に正常な流れに復しつつある。

以上の他に流速の測定結果より次のことが判断されるものと考えられる。

高水敷の疏通せしめる流量は、計画高水敷の出水でも現状の場合は、 $\delta 65.00\text{ km}$
の附近でせいせい $500\text{ m}^3/\text{sec}$ くらいまでであつた、「第二次案」になると3~4割
程度増すようであるが、全体として弾力的な流況を呈しており、死水域までにはい
かなおても、ある程度の河積の余裕があるものと思われる。

(7) 流 向

流れの方向を明らかにすることにより、複雑な合流点における水理的な傾向を把握し
て各模状態の結果を比較し導流堤等がどのような影響を河道に与えているかをみてい
く。

千曲川は $\delta 66.50\text{ km}$ より犀川は $\delta 1.00\text{ km}$ の上流よりそれぞれ過マンガン酸カリ
を投入し、模型の河床に 1 m 四方にひいた方眼を基準として流跡を記録した。過マンガ
ン酸カリの結晶は投入後底に沈み溶解しつつ流線を抜き、投入点では底層流向を示すが
 $100\sim 150\text{ m}$ 下流では、拡散してほぼ全水深の平均的な流線をあらわすものと見て
支障ない。また死水域などのように特別に水面流向を観察する必要のある場合には、ア
ルミニウムの粉を用いて同様の測定をおこなつた。

対象にした実験ケースは「現状形」と「第二次案」の各6ケースと「第一次案」の実
験1と4の合計14ケースにとどめた。

これらの観察結果は「現状形」6ケースを図-40~図-45に「第一次案」2ケー
スを図-46と図-47に、「第二次案」の6ケースを図-48~図-53までにまと
めた。なお図中に射流とあるのは、局部的にしかも極く水深の浅い個所における現象で
あり、原因は模型目地や粗度を調整したさいの、豆砂利などの影響によるものが大部分で
ある。

(1) 「現状形」の場合

まず千曲川筋の特徴的な現象からみていくと、左岸の二本の流線は水深が浅いため、河床の影響をうけているので除くとして、流心部においては低水路に沿って、ほぼ直線的に流れている。しかし、 $6.5.0.0\text{ Km}$ 附近より下流は、高水敷の影響を強くうけ流心は低水護岸に沿って左岸に押されていく。右岸高水敷の流れは、流速の項でもふれたが、低水護岸が高くなっているため流は直角に近い角度で勢よく越流し、水深の深い場合にはあまり影響はうけていないようである。

$6.5.0.0\text{ Km}$ にある巨大な洲の影響による死水域は、両川の勢力に直接左右され極端にその形を変えている。

一方犀川筋の流向は、低水路に強く支配され $6.5.2.5\text{ Km}$ 附近で、低水路巾が上流の $1/2$ くらいになっているにもかかわらず流れの大勢が、低水路におさまっているのは背割堤による効果と、その下流にある千曲川筋の砂堆によつても規制されている。

それ以外に背割堤の取付部の震盪個所と保科川合流点、さらに犀川右岸 $6.1.0.0\text{ Km}$ の下流あたりに、死水域ができていのがあまり問題ではない。

(2) 「第一次案」の場合

背割堤を新落合橋まで延長した「第一次案」の場合、「現状形」と比較すれば、現在の背割堤終端附近の流れが規制されて、犀川筋より千曲川筋への流れが減少し、この影響は千曲川の流量が小さい実験 4 で最も著しく、千曲川左岸の洲の部分に死水域を生じ、将来砂洲の発達を見られると思われる。

また新落合橋脚との間に複雑な二次流を生じ、その影響は 1 Km も下流の $6.4.5.0\text{ Km}$ でもまだ消えずに伝わっている。

(3) 「第二次案」の場合

犀川筋は導流堤の影響を顕著にうけて $6.5.0.0\text{ Km}$ 附近では、ほぼ $1/3$ 程度の川巾の中に流れはおさまる左岸の低水護岸には、新しい力が加わるものと思われる。

死水域の変化も一層激しくなり、実験 3 や 5 ではその変化が $6.4.5.0\text{ Km}$ の下流 500 m 以上におよび、逆に犀川筋の出水が大きい実験 4 や 6 では、非常に小さくなっている。

千曲川筋に対する影響は、あまり顕著ではないが、砂洲を越流して流入しあつていた現象がなくなつたので、前二者よりも一層砂洲の発達を促すことになるだろう。

千曲川筋に6.5.7.5km附近の牛島地域では、堤防法線の湾曲によつて流れも堤防前面に集中させられ、導流堤等を設けた時でも、あまり変化は認められない。

IV 移動床による実験

固定床による模型実験では解明することができなかつた次のような点を、移動床による実験で補つていつた。

背割堤の右側に堆積している千曲川左岸の洲が果している役割と、さらに連続的に下流につながつている砂堆の動向とその影響

千曲川右岸牛島地先堤防前面への流れの集中による河床洗掘状況の把握とその対策
計画導流堤等の構造物が河道に与える影響

合流点附近の河床変動とそれによる水位変化などの把握

(1) 模型について

実験には先に終了した固定床模型を利用し、下流は $\Delta 63.75\text{ Km}$ より、千曲川上流は $\Delta 66.50\text{ Km}$ 、さらに岸川上流端は $\Delta 10.0\text{ Km}$ までの区間にわたり、約 10 cm の厚さで規定粒径の砂を敷きつめ、固定河床の横断変化に合わせて整形した。そのため実験では無視することのできない橋脚や背割堤及び水制等の河川構造物もまた 10 cm かさ上げした。なお低水護岸については、法面と淵を 10 cm かさ上げしたうえにモルタルでかため、現地と似た洗濯を期して、絞岸根入部は約 45° の角度で固定河床にすりつけた。

固定床の場合の新導流堤は平面図を基にして設置したが、移動床の場合には模型の条件を考慮して横断図を基に入れたので若干の差はある。

(2) 実験準備

(1) 現地河床平均粒径

現地における河床構成材料は、 $\Delta 65.50\text{ Km}$ の合流点附近で昭和33年2月、同36年3月、同37年3月、同37年12月にそれぞれ低、中、高水敷別に採取した資料を手に入れることができた。その上に千曲川工事事務所が昭和29年におこなつている前記模型実験の報告書の中で河床材料について報告している現地粒径加積曲線を参考として、洪水出水経過、採取地点の特殊性等を加味して、模型範囲内の河床材料平均粒径は 36 mm を用いることに決めた。

もちろん現地の河相から考えて一粒径だけで全域を代表させることは若干乱暴な面も

あるが、実験技術上やむを得ず、また実験精度という面からみても粒径が与える水理的影響も他の諸量に比べて非常に悪いというほどのこともない。

(2) 模型河床平均粒径

この実験では、模型の河床材料の平均粒径を算出するために流れの抵抗を表わす流速公式を用いる方法と限界掃流力と掃流力により算出する二つの方法を採用して計算した。

平均流速公式の対数公式*を用いる方法

$$V = U_* \left(A_0 + \frac{1}{K} \ln \frac{R}{k_s} \right)$$

$$= U_* \left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \right)$$

$$\frac{U_{*P}}{U_{*M}} = \frac{V}{H^{1/2}} \frac{\left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \right)_P}{\left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \right)_M}$$

$$\frac{\left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \right)_P}{\left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{k_s} \right)_M} = \sqrt{\frac{H}{V}}$$

V : 平均流速

U_* : 平均摩擦速度 $\sqrt{g R I}$

K : カルマン常数

k_s : 相当粗度

A_0 : 積分常数項

添字 P : 現地の量

添字 M : 模型の量

d_m : 平均粒径

佐藤、吉川、芦田が求めているフルード数をパラメーターとして $d_m / R I \sim k_s / d_m$

の関係より d_m を仮定して試算により模型の河床材料平均粒径を求めた。その結果は

1.3 mm ~ 1.5 mm であつた。

限界掃流力より出す方法

$$\tau_c = \phi (\sigma - \rho) g \cdot dm$$

$$\tau_o = \rho g H I$$

τ_c : 限界掃流力

τ_o : 掃流力

ϕ : $(\sqrt{\tau_c / \rho} \cdot dm) / I$ の関数

H : 水深

ρ : 水の密度

g : 重力の加速度

現地の限界掃流力から模型の限界掃流力を求め、平均粒径を逆算すると、 $dm = 1.0$ mm という値を得た。ただし限界掃流力方式は掃流開始状態の値であるから小さめにでる。

両計算の結果 1.0 mm より若干大き目の粒径の砂を対象として物色したが、地域的な条件によりその粒径は非常に得難くやむをえず 3 mm 以下の三種類の砂を混合させて規定の平均粒径をつくり出した。その結果は粒度曲線として図-54である、平均粒径が 1.02 mm と若干小さめの限界掃流方式で出した値に合わせているわけは、水位の中で述べる。

(5) 流砂量及び時間の縮尺

模型を現地に一定の律で相似たらしめるためには、掃流現象と粗度を相似にしなければならない。掃流現象の相似は、流砂量を相似にすればよい。そのためには、現地と模型で次のような関係にならなければならない。

流砂量公式

$$q_b^* = \tau_o^* \cdot f\left(\frac{\tau_c}{\tau_o}\right) \cdot f(n)$$

河床変動連続式

$$\frac{d(B \cdot q_b)}{dx} + (1-\lambda) \cdot \sigma \cdot B \cdot \frac{dz}{dt} = 0$$

従つて流砂量の縮尺は

$$\begin{aligned} \frac{q_{bp}}{q_{bm}} &= \frac{\tau_{op} \cdot \left(\frac{\tau_{cp}}{\tau_{op}}\right) \cdot f(n)_p}{\tau_{om} \cdot \left(\frac{\tau_{cm}}{\tau_{om}}\right) \cdot f(n)_m} \\ &= \frac{V^3 \cdot f\left(\frac{\tau_c}{\tau_o}\right)_p \cdot f(n)_p}{H^{\frac{3}{2}} \cdot f\left(\frac{\tau_c}{\tau_o}\right)_m \cdot f(n)_m} \end{aligned}$$

・ 佐藤 吉川 芦田公式

また時間の縮尺は二つの式より

$$\frac{Q_p}{X} + \frac{Z}{T} = 0$$

$$\frac{T_p}{T_M} = \frac{\frac{Z_p \cdot X_p}{q_{BP}}}{\frac{Z_M \cdot X_M}{q_{BM}}}$$

$$= \frac{H^{\frac{5}{2}} \cdot f\left(\frac{\tau_c}{\tau_0}\right)_M \cdot f(n)_M}{V^2 \cdot f\left(\frac{\tau_c}{\tau_0}\right)_p \cdot f(n)_p}$$

ここに q_B : 流砂量

τ_0 : 底面に作用する掃流力

$$\tau_{0*} = (\tau_0 / \rho)^{\frac{3}{2}} / g \cdot (\sigma - \rho) / \rho$$

B : 川巾

λ : 砂の防砂率の $1/100$

σ : 砂の密度

T : 時間

以上による計算の結果、流砂量は約 $1/1900$ 、時間は $1/50 \sim 1/60$ となった。しかしこの値は場所等によつても大きく異なるから、目安程度とするのがよからう。

(5) 実験の方針

移動床実験は固定床実験に比べて非常に多くの労力と時間を要するので、最少限の必要な実験だけにしつめた。

模型の状態は固定床ではほぼ結論の出た「第一次案」を除き、「現状形」と「第二次案」の両方を対象にした。

流量については両川とも最多洪水がほぼ $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度であるが、移動床実験では流量が小さいと、通水時間が長くなるので、両川とも2倍にあたる $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ と計画高水流量の2流量を決め、実験ケースとしては、模型条件の2形態と2流量の積である4ケー

スである。

実験内容は、水位測定、通水後の河床変動測定、また実験中に色素を投入し流況を明瞭にした状態の写真撮影、および直接観察をおこなった。その上、極めて長年月の間に移動する砂堆の観察のため、計画流量を長時間流した状態の河床変動測定をおこなった。また牛島地先の洗掘対策のために、水制の規模や位置による流向、洗掘状態への影響も観察した。

補給砂は厚川筋 1.00 Km 、千曲川筋 $6.5.0\text{ Km}$ の移動床最上流端断面において投入し、補給の目安は各断面の河床高を一定の高さに維持する方法を採用した。

洪水継続時間は通常現地のハイドログラフ等から決められているが、今回の実験は河床変動におもきをおいたため現地資料とは直接関係なく、必要な時間だけ通水させる方法をとった。

河床変動とは別に低水護岸の肩の裏面が、固いもののそばは洗掘される。の法則とおり相当洗掘されたが、現地においても実際には不透過な構造物が破壊されないとするば、模型と同様の現象を呈すると思われるので、修正せずにそのまま報告する。

河床の整形は「現状形」と「第二次案」の実験をおこなう前に二回にわたりおこなった。

なお、実験期間が厳寒であつた2月中旬にぶつかつてしまつた為に相当注意をしたが、河床変動については、河床材料の凍結による影響もありうるかも知れない。

(4) 水 位

固定床による実験結果との比較をおこない、移動床における粗度の検証と、そして河床変動が水位に与える影響、導流堤が水位にどのような影響を与えるか、などを明きらかにしていきたい。

測定断面は、固定床実験と同一の断面を選定し、測点については各断面毎に2～4点にし、測点間隔は原則として現地の ± 5 時間に相当する5分おきとした。

その結果は整理して平均水位数値を表-7に、縦断的な関係をあらわす水位縦断図を図-55と図-56にそれぞれ示した。

(1) 粗度について

模型全域にわたつて粗度を現地と相似となすには、大部分の断面の河床材料の粒径を変えて調節しなければならない。特にこの模型範囲内は、合流地点という複雑な要素の

ある個所でもあるが、断面毎に粒径を変えろというようなことは現時点では実現しがた
いので、重要地点にあたる $\Delta 6.5.5.0$ Kmの合流点をもつて粒径を決定し、それを全域の
粒径として採用したわけである。

このため、 $\Delta 6.5.5.0$ Km附近で粗度があつたとしても、他の模型全域のすべてで合う
とは限らない。

なお参考までに記しておく、一般には計算粒径値より小さな粒径を用いると粗度係
数は大きくなり、また逆の場合は小さくなる。

千曲川と犀川の合流状態、あるいは河相、また高水敷の特性等を考慮して、少し小さ
めの粒径を今回の実験では採用した。また k_s と d_m の関係は完全に求められたもので
はないから、計算上では必要粗度を与えたとしても実験においては必ずしも規定粗度
になるとは限らない。

(2) 固定床実験との比較

先におこなつた固定床実験と比べて粗度係数の検証をおこなうために、現状形の模型
条件だけについて流量の一致した水位を図-57に入れてみた。なお一致する流量のな
い区間は固定床実験の最も近い流量に対する水位を入れた。

まず移動床両川の流量が各 $2000\text{ m}^3/\text{sec}$ と固定床実験4の合流量 $4000\text{ m}^3/\text{sec}$ と比べ
てみると、 $\Delta 6.4.5.0$ Kmより下流は、移動床の下流端水位が固定床水位よりも高く与え
られたために、せき上げの傾向が強いが、 $\Delta 6.5.0.0$ Kmと $\Delta 6.5.2.5$ Kmの一区間は満足
する状態である。

千曲川筋については、比較の対象がないので省略するとして、犀川筋については、実
験5の $1200\text{ m}^3/\text{sec}$ とほぼ一致していることから粗度は小さすぎたと思われるが、実験
5の合流量が $5200\text{ m}^3/\text{sec}$ のため合流点における水位が移動床実験の合流量 $4000\text{ m}^3/\text{sec}$
よりも高く、従つて犀川筋は、その影響をうけている点や、流量の増加が直接水位の
上昇になつてあらわれてこないことなども考慮しなければならない。

次に計画高水流量における合流後についてみると、下流端水位は一致させたために問
題はないが、上流にいくに従つて、除々に差は大きくなり $\Delta 6.5.2.5$ Kmでは、最大 40
cm程度低くあらわれている。このことより約 $2000\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の流量では、あつていた
粗度が計画高水流量程度になると、若干小さく出ていることは、主として高水敷におけ
る粗度が小さ過ぎたと判断できる。事实现地における高水敷は低水敷部分より相当大き

な粗度を示しているにもかかわらず、模型では、高水敷における相当粗度が小さかったと思われる。また $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の $\delta 6.450 \text{ km}$ より下流の粗度は、せき上げ影響のために検証できなかったが、この計画高水流量に対する水位より $\delta 6.5.25 \sim \delta 6.5.00 \text{ km}$ 区間の粗度と同程度であると判断してよいだろう。全体として合流後の粗度は、低水敷部分は充分満足すべき状態にあり、高水敷にあたる部分は、若干小さい傾向にある。

千曲川筋においては、合流点の下流部よりも満足すべき結果があらわれている。といふことは、現地の低、高水敷の粗度の差は、模型においては均一粒径であるから低水敷部分が現地の同部分に比べ大きく全体として一致していると思われる。 $\delta 6.6.00 \text{ km}$ より上流が一部逆勾配になつてあらわれている点は、かつて同附近にあつた潜水橋脚脚（昭和33年頃流失）の影響によつて発達した洲によるせき上げと、流頭部にあたるため水の流れが安定してない事、などが原因と思われる。

岸川筋については、計画高水流量でも $50 \sim 60 \text{ cm}$ の差がみとめられる。この原因は合流点の下流部の高水敷や中洲等の粗度が小さすぎた点とは異なり、主として粒径が相似でなかつた点にあるものと思われる。前項ですでに指摘したように、この程度の差はやむを得ない。

故に全体としては、部分的には問題はあつたが粗度の一致をみたと判断してよからう。

(3) 導流堤設置による影響

図-58のような比較図を作り、各模型の状態におけるそれぞれの水位を対応させ、変化を明らかにしてみた。

同図でみるかぎり最大 20 cm 程度の水位差は認められるが、全体として導流堤の影響はあらわれていないと判断される。

固定床実験における導流堤の水位に対する影響は、いろいろな形であらわれていた。それに対して移動床実験では、固定床実験ほど実験ケースは多くはなかつたが、導流堤の影響は、顕著にはあらわれていない。

両河床状態による実験の結果、水位に対する導流堤の影響は潜在的には、固定床実験結果の傾向をもち、現象的には、流況のより相似である移動床実験結果が合流点附近の河床の特性をよくあらわしているものと思われる。

(5) 河床変動

流況と流砂状況を観察して、河床変動の傾向をつかみ、通水後の洲のつきかたと現地航空写真の比較により、現地における堆砂傾向を述べ、「現状形」と「第二次案」の比較をおこない、問題提起と結論づけをおこなう方針をとつた。

そのために、各実験ケースの終了ごとに各断面における変化高を10 cm間隔で測定し、また洗掘堆積の傾向を観察描写を併用して平面図にあらわした。

実験結果は、洗掘堆積をあらわした全断面の横断面図を、「現状形」と「第二次案」を比較しながら図-59〜図-74に掲載し、砂の移動状況をあらわした洗掘堆積平面図を図-75〜図-79に示した。なお横断面の中で太い実線はモルタルで固めた低水護岸に相当する個所であることを示す。

(1) 流況と流砂状況

個々の現象や実験結果について報告し検討していく前に、参考までに移動床における洪水時の流況と流砂状況を概念的に記しておくと、個々の砂粒は個々の流下現象を呈しながら掃流力の影響を強くうけ集団となつて移動し、その砂堆とおしの間には一定の距離が保たれているようであるが、流況の変化によつて分裂したり消滅したりしている。そしてその砂堆の規模は現地になおして、河巾の数分の一とか、数メートルに達する高さとか、数百メートルにわたる長さの巨大なものもある。

砂堆の流下が水位に与える影響は、全体的にみれば無視できるが、部分的には砂堆がある個所の水面には若干の変化がある場合もある。

非常に特徴的な点は、おむねどのようなケースの実験においても、洲のつきぐあい航空写真にあらわれている洲のつきかたと非常に似ており、特に大きな流量の場合（現状形）が、最も相似的であると判断された。すなわち、順にみていけば、犀川筋右岸から1000 m附近には、巨大な洲がつき、同低水敷左岸から0.25 kmには若干の堆積傾向を示し、から5.00 km左岸よりから3.75 km左岸まで低水敷前面に巾100〜200 mの堆積をしている。この砂堆は、から4.70附近を終端とする千曲川筋から突起している状態の中央部の洲と連続的な形状であるが、減水時には、あたかも低水路を現地同様に刻むかのように、犀川筋の水は、洪水時には死水域であつた砂堆の直下流の低い部分を、相当大きな落差で、ほぼ低水護岸に直角に近い角度で、右岸におしつけられている千曲川筋の、低水路と合流してそる。

これらの砂堆の縦断的関連は不規則ではあるが、基本的には、左右岸に交互に弧状に連続している。

㌞6 5.25 Km 千曲川筋の低水路右岸にある砂堆は、すでに述べたように牛島前面の洗掘された土砂が堆積されたものである。

㌞6 4.75 Km より下流の低水路右岸部は、急に深くなっており、㌞6 4.75 Km 附近の左岸や、上流の㌞6 5.00 Km の右岸低水路との河床高の差は数メートルにもおよんでいる。

以上みてきたような砂堆の移動は、現地においては非常に長時間にわたる現象であつて、その上いくつかの異なった洪水によつてなされている現象である。

(2) 洗掘と堆積

横断図による洗掘と堆積を個々にみていく前に観察した全体的な洗掘と堆積の傾向、砂堆の動き等についてこゝでふれておきたい。まず目立つ特徴は㌞6 4.50 Km と㌞6 5.75 Km 附近の流砂で、そのまわりの河相により、砂堆の進行状況、規模等は支配されているように見られる。すなわち千曲川上流の箇所は牛島地先と背割堤についている洲のために、下流では岸川の水勢と右岸高水敷の蛇行により、下流地点までの流下状況とは異なり、砂堆としての移動はみられない。

流況はこれらの影響を強くうけ、牛島より上流ではせき上げ傾向となり、牛島地先前面で流速は大きくなり河床は更に洗掘され、洗掘された砂はその下流数百メートルにわたり低水路内右岸に堆積され、㌞6 5.50 Km の下流にある小さな砂洲はその一部と判断できる。

㌞6 5.00 Km 附近の砂堆については、出水状況により左右されると思うが、一般に千曲川筋を流下してきた流砂は、岸川の影響を受け更に堆積する傾向にあり、それより下流への流下はない。

右岸高水敷の状況は低水護岸をモルタルでかためた影響もあつて非常に洗掘され、その砂は図-77 に示す如く模型で数センチしか移動してない。

一方岸川筋に付いて見ると㌞0.50 Km から㌞0.75 Km の間の背割堤取付部にある高水敷に洲が付きその洲が下流に発達する影で、㌞0.00 Km から㌞0.50 Km にかけて左岸に砂洲が付いて、流心が右岸に圧迫されます。背割堤根入部の洗掘を激しくさせている。ことに背割堤最下流端近くにおける洗掘は激しく数メートルにおよんでいる。そして左

岸高水敷に付いた洲は、発達するに従つて流下しはじめ「第二次案」では右岸の洗掘が激しくなりだし、移動に伴つて洗掘場所も流下していく様子である。しかしその洗掘も $\delta 5.00\text{ Km}$ より下流では少し緩和され、同地点にある河道中央部の巨大な死水域が小さくなる。

すでにふれたように下流部においてはせき上げ傾向にあつたため、現地とは必ずしも相似ではなかつたと思われる。

図一 ～図一 までの横断面で河床変動をみていくと $\delta 4.50\text{ Km}$ では左岸は堆積、右岸は非常に大きい洗掘作用を受け流心が右岸にあることを示し、 $\delta 4.75\text{ Km}$ の巨大な砂堆の影響で、中央部の死水域は若干の洗掘、堆積が表われているが、完全な死水域でないために現地の洪水時には浮遊砂が落されて堆積されることも考えられる。またその砂堆は、千曲川筋の低水路護岸に沿つた流れと、 $\delta 5.00\text{ Km}$ 附近での洗掘された流砂との相互作用によつてかなり発達し、 $\delta 4.75\text{ Km}$ 附近では、千曲川筋低水路を狭め、砂堆高もかなり高くなつた。 $\delta 5.25\text{ Km}$ 附近の低水路右岸よりにある堆砂は中島地先前面の洗掘された土砂である。また岸川筋の合流点附近（ $\delta 5.25\text{ Km}$ 、 $\delta 5.50\text{ Km}$ ）では、左右岸の堆積と洗掘が対対象にあらわれ、「第二次案」は「現状形」の洗掘堆積の傾向をさらに強調している。

(3) 河床変動量

各横断面毎に 10 cm 間隔で測定した河床変化高を平均し、断面間の距離を乗じて全区間における洗掘堆積量を算出し、それに補給砂量と下流端砂止工から流出した量の関係を示すと次のようになる。

河 床 変 動 量 表

実験ケース	通水時間	給砂量	流出量	計算量	備 考
現 状 形	$4000\text{ m}^3/\text{sec}$ 2時間	0ℓ	28.7ℓ	-1901ℓ	約1811ℓが不明
	$7500\text{ m}^3/\text{sec}$ 1時間20分	245	0.0	-1749	1994
	$4000\text{ m}^3/\text{sec}$ 2時間	220	26.3	-3149	3342
第二次案	$7500\text{ m}^3/\text{sec}$ 1時間	155	1.5	-3180	3334
	$7500\text{ m}^3/\text{sec}$ 2時間	120	24.6	-2214	2309

・ 計算量欄の（-）は洗掘をあらわす

この表で見ると、いずれのケースにおいても2~3m³の不明になつた量が存在する。この原因は整形の時にある程度湿つていた砂は、毛管現象で空隙が大きくなり、水を流すことにより締めめられて減少したとか、測定技術上の欠陥、砂の凍結による影響等いろいろの原因が考えられる。したがって相似率の関係、精度の点からも量としてとりあつかうのは若干無理と考えられるので、単に洗掘、堆積の傾向として見た方がよいと思われる。

河床変動量として全ケースに共通している点は上流部が洗掘、下流部が堆積傾向にある。これは、概6.4.5.0kmの下流端水位が高く、下流部がせき上げられていたことと、合流点附近より上流の河床勾配が下流より急であることなどが挙げられる。

(4) 導流堤による影響

横断毎に「現状形」と「第二次案」を比較し導流堤の影響を見ていくと、

概6.4.5.0kmでは低水路右岸の洗掘が緩和され、左岸の堆積が増加の傾向にある。これは「現状形」では流心が右岸にあたっていたものが、導流堤の影響で砂堆が下流にのびて変化したものと思われる。また、犀川筋の砂の移動は、導流堤のために激しくなり左岸側に大きな砂堆を生じている。

概6.4.7.5kmにおいては、巨大な千曲川筋の砂堆の終端部は「現状形」の場合、犀川のせき上げ効果により更に堆積傾向にあるが「第二次案」によればそれは小さくなっている。犀川筋では、概6.4.5.0km断面同様に上流からの砂堆の移動により堆砂している。また右岸高水敷の護岸裏部の洗掘も「現状形」の場合が、いく分水当りの影響で激しいようである。

導流堤の終端に相当する概6.5.0.0kmでは導流堤の影響で流向が全体に左岸によつたため、中央の砂堆下流端が削られ犀川筋の低水敷左岸の洗掘堆積の変化が目立つ。

概6.5.2.5kmにおいては、牛島前面の洗掘された土砂が「現状形」では低水敷右岸にほぼ高水敷の高さくらいまでに堆積されているが、「第二次案」ではそれが見られない。これは牛島前面の洗掘力が小さくなったためではなく、この断面附近の掃流力が導流堤の影響により大きくなり、あまり堆積しないためと思われる。また千曲川筋左岸の洲はいく分か洗掘傾向を呈しているが、現地では浮遊砂があることと、この実験では前述の如く全体に流失した量が多い点などから考えると、むしろ堆積傾向にあると思われる。一方犀川筋では、導流堤の根入部が極端に洗掘され、その深さは導流堤の高さにはほぼ見

合う4 mにもおよんでいる。それ以外には高水敷の左岸の若干の洗掘が目立つ

導流堤設置による影響を河床変動を通じて全体的にみていくと、まずその範囲は、下流端がせいぜいぶら4.25 Kmまでで、千曲川筋上流端についてはぶら6.00 Km附近、犀川筋はぶら2.5 Kmまでくらいと判断できる。もつともこれらの範囲外にもおよんでいると思われるが、他の影響（例えば給砂等）に比べ顕著にあらわれてない。

次にこれらの影響がどのような形であらわれているかといえ、まず犀川筋の場合、「現状形」で合流点であつたぶら5.50 Km附近において、導流堤は飛躍的に掃流力を増加せしめ、低水敷の洗掘傾向はもちろん、現状では、堆積傾向にあつた高水敷まで洗掘している。そしてこの傾向は、犀川筋の導流堤延長区間で同一のようである。それより下流においては現状に比べ堆積傾向にあると思われる。すなわち導流堤区間で洗掘された土砂は、その下流約500 mくらいにわたつて、堆積していると判断できる。

一方、千曲川筋については犀川筋同様ぶら5.50 Km附近よりほらぶら5.00 Km附近まで、掃流力が大きくなり特に導流堤終端部附近の中洲の洗掘が目立つ。これらの洗掘された砂は犀川筋のように、どこに堆積されたか明らかではないが、恐らく犀川筋と巨大な砂堆の終端附近の上昇などにあらわれているものと思われる。

またこれらの図からは判断できないが、導流堤により両川の流れは、お互いにさえぎられたためにぶら5.00 Kmまでは、水のいききがないため、現状においてこの流れで洗掘されていたのがなくなり、その分が堆積という形であらわれる場合も考えられる。ことにこの中洲自体、背割堤施工の影響を強く受けていることを考えればうなずけることである。

[6] 牛島前面の洗掘対策

牛島前面は堤防が湾曲しているために流れが集中し、非常な洗掘現象を呈している。このため護岸根入部の維持はなみなみならぬものがあると思われる。

これらの洗掘防止対策として「現状形」において牛島の上流部に水制を設け、長さや本数更に流量と組合せて実験をおこなつてみた。

図-80は牛島前面保護のために、最も好ましいと思われる結果をあらわしたもので、千曲川4000 m³/sec、犀川2000 m³/secを1時間通水した後の河床の状態をスケッチしたものである。

V 事務所の実験結果との対比

千曲川工事事務所が先におこなった実験結果をここに引用掲載し、項目別に今回の実験結果と比較作業をおこない、最終的な結論を出すための参考資料としたい。尚引用に際し一部添削したのを承願しない。

(1) 固定床による実験

工事事務所は「現状^{*}の場合、背割堤を800m施工した場合、更に導流堤^{**}を1000m施工した場合」の実験をおこない次のような結論を得ている。

(1) 背割堤のみを施工した場合

前の実験では、この場合の結論を背割堤がなかった時の合流状態の実験と比較して出しているが、今回の実験ではそこまでおこなっていないので、前回の実験に対しては今回の実験を通じた推測の域を出ない比較である。

1 「流路の如何に関係なく背割堤の効果は現われ、千曲川 Δ 6.50Km附近より同 Δ 6.550Km附近までの間の水位は低下する」。

当時の千曲川、犀川の合流点は古い平面図等よりみると Δ 6.550Km $\sim$ Δ 6.650Kmの区間に相当し、犀川から千曲川の方に低水路が形成されている。従つて背割堤はこの低水路を横断することとなり犀川の流量が零であるとか千曲川の流量が疎通能力以上というような特別の場合を除けば水位は低下するであろう。しかし現在は合流点が下流に移つたため、水位低下の効果はそれだけ減少している。

2 「千曲川の流量が犀川に比べてはるかに大きく、犀川の勢力を打消ないかぎり Δ 6.500Km附近で背割堤の影響により水位は高くなる」

水位の上昇は合流点であられるから合流点の下流にさがれば水位の上昇をみるのはきわめてあきらかなことと思われる。

3 「千曲川 Δ 6.400Km附近から下流はほとんど影響は見られない。」

1.5Kmも離れると特に合流点という複雑な点でもあるし、他の影響により背割堤の影響はうちけされていくと考えるのが妥当であろう。

* ここでは現背割堤を造る以前をさす

** 背割堤と導流堤は高さで規模で区別している。

(2) 背割堤 800 m, 導流堤 1000 m 施工した場合

今回の実験は背割堤の長さはほぼ一致するが導流堤は500 m施工した「第二次案」しかないので長さの不足部分は推察により補って比較してみる。

1. 「背割堤のみの場合よりも一般に水面低下は大きい」

受取り方によりいろいろ解釈はできるが、千曲川における水位低下現象の模型条件による比較と限定すれば、一般にあてはまることと思われるし、今回の実験でも同様の傾向は出ている。

2. 「背割堤のみの場合と異なり、 ± 5.00 Km 附近の千曲川筋の水位上昇は見られない」

「背割堤のみの場合の2」に対応する結論とすればその通りだと判断できる。

3. 「犀川の流量が少さく千曲川の流量が計画高水流量に近いような場合、導流堤の効果はないように思われる」

効果がないばかりか、せき上げという逆効果があることを明記しておく。

(2) 移動床による実験

現状の場合、背割堤 800 m を施工した場合、導流堤を 250 m, 500 m, 1000 m それぞれ施工した場合の実験をおこない洲の発達を考慮して、次のような結論を得ている。

1. 「背割堤および導流堤の延長が洲に大きな影響を与えている。」

一般的にいえることであるが、この影響は非常に長い時間を要し、また場合によっては導流堤等の影響を直接うけない洲もあつた。

2. 略

3. 「背割堤のみの場合は先端に発達した洲を横切つて千曲川に犀川の水が直角に流下するようである」

4. 「背割堤および導流堤が 250 m の場合には、前述の現象は明らかではないが多少見られる」

固定床の1のように現状とは相当河相が異なつており、犀川筋としてのみづみちがついていなかったものと判断でき、もちろん今回の実験では前の二つのような現象は起きなかつた。しかし両者の流量差が大きい場合には大きい河が小さい方へ背割堤の下流にある洲を越流して、部分的な水の流れはあるものと固定床実験の結果からも判

断される。

5. 「導流堤500mの場合には大体良好と思われる。」

同報告書ではどのような点が大體良好であるのか明らかにしていないが、おそらく多くの実験の結果、判断された結論と思われる。しかしすでに何回かふれたように当時と現在の合流点附近には、相当の差異があると思われ、事実前回の報告書の中にある簡単な平面図を見ても、千曲川筋左岸の洲のつきぐあいでは牛島の洗掘も別の変った形であられるであろうし、犀川筋左岸高水敷の形も変化している。そして前回の実験結果の中にあげられていなかった現象もいくつかあらわれている。その一つは例えば10年近くの年月が平水等の作用も加わつて積みあげた千曲川左岸の洲である。

6. 「導流堤1000mの場合には導流堤にとって千曲川筋を圧迫するように見られる。

すなわち千曲川本川左岸にある洲と導流堤先端との間が非常にせまいようである。」

これは等流堤が1000mの場合でなくても相対的に河積に対して流量が大きい場合にはあてはまり、現在では特に5.00km附近に発達している大きな洲のため、千曲川は右岸に圧迫されている。

VI 結 論

以上、諸々の制約の中での検討であつたが、一応結果を問題別に整理し結論としたい。

(1) 導流堤計画について

導流堤設置による水理的影響を現象別にまとめてみると次の如くである。未検討の水文河川工学等々の他の分野の問題も考慮した上で総合的に決めることがよいと判断される。

(1) 水 位

出水状況によつては導流堤の効果は必ずしも千曲川筋の水位上昇を防ぐということにはならないだけでなく、逆に導流堤自体の影響でせきあげられる場合もあるが、そのせき上げ高は計画高水位以下である。

(2) 流 速

現在の背割堤において千曲川の流量が少い場合には岸川筋の根入部の流速は射流に近い状態になる。導流堤を設けると、やや緩和されるが、射流は下流の導流堤の根入部にあらわれる。一方千曲川筋では、 $\text{km} 4.50$ 附近の右岸低水護岸部へ水当りが集中してしかも激しくなるので、導流堤、低水護岸の維持は、現在より努力する必要がある。

(3) 流 向

現在の $\text{km} 4.50$ 下流の河なりから見れば法線は別として、導流堤の効果は認められ、有勢な岸川筋の流れを規制しスムーズに合流させている。

さらに現在の岸川低水路法線との関係を考慮すべきと思われ、導流堤法線を計画通りとすれば岸川筋の高水敷（ $\text{km} 5.50$ 附近より下流）を若干掘削するのがよいと判断される。

(4) 河 床 変 動

出水状況により左右されると思われるが、現地の背割堤施工後の条件も加味すれば、千曲川筋左岸の砂堆は現在一定の高さにおさえられていると判断できるので、導流堤を施工すれば砂堆上での両川による水流の交換はなくなり、洲の発達と従つて増々千曲川の河床上昇をみるものと思われる。一方岸川筋では平水においても右岸が洗掘され導流堤の維持はかなり困難であると思われる。

(5) ま と め

導流堤計画は工事事務所の実験の結果によつてたてられたものであるが、すでに比較したように、当時の河状と現在は異なっており、当時期待していた効果はそのままの姿ではみられない。導流堤施工には積極的な意味がないようであり、現在の合流点は充分ではないが、安定した姿と思われ、別に提起する問題点の対策をおこなえばよいものと判断できる。

(2) 新落合橋と背割堤の連絡構造物

現在両者の間には百数十メートルほどの距離があるが、両者の連絡を背割堤の延長によつておこなうものとすれば、特にこれといった問題点は起さないが犀川筋において橋脚と背割堤との距離が短いと、複雑な二次流を起すから、できるだけ離れた方が安全であると思われる。

(3) 保科川等の合流処理と内水排除

具体的な検討はおこなわなかったが、水路のつけかえは最短距離でつけるよりも、相当水位差のみとめられるなほ4.50 Km附近の低水路におとすようにした方が、平水の場合の合流水位は低いと思われる。なお、その際高水敷の流送土砂によつて埋つてしまうことに對する方策も考えておく必要があると思われる。

(5) 牛島前面の洗掘対策

牛島前面の洪水時の洗掘に對する対策を移動床実験の中で、一つの方法として検討してみた。その結果同地先の上流部に、三本の水制を施工することにより、流心のある程度左岸にハネることができ、実験の範囲内では効果はあつた。しかし實際問題として不透過水制の維持などについては不明な点が多いので、別の方法も考えられるのではないかと思われる。

(5) 前実験との比較

前回の実験が内容の豊富さにもかかわらず縮尺が大きいことと、歪度が大きいために結論が一般化され、また河状の相違があり、同一次元での比較をおこなうことはできなかった

たが、かなりの部分について検証することができた。

附 表 ・ 附 図

表 — 2	計 算 水 位 一 覧 表
表 — 3	水 位 縦 断 数 値 表 (現 状 案)
表 — 4	“ (第 一 次 計 画 案)
表 — 5	“ (第 二 次 計 画 案)
表 — 6	「 現 状 形 」 「 第 二 次 案 」 水 位 比 較 表
表 — 7	平 均 水 位 , 平 均 河 床 高 , 最 深 河 床 高 表

図 — 1	一 般 平 面 図
図 — 2	千 曲 川 , 犀 川 合 流 点 附 近 平 面 図
図 — 3	千 曲 川 改 修 計 画 流 量 配 分 図
図 — 4	千 曲 川 , 犀 川 模 型 平 面 図
図 — 5 ~ 9	檢 証 実 験 , 水 位 縦 断 面 図
図 — 10 ~ 12	水 位 比 較 図
図 — 13 ~ 27	水 位 横 断 図
図 — 28 ~ 39	流 速 分 布 図
図 — 40 ~ 53	千 曲 川 , 犀 川 流 況 ス ケ ッ チ 図
図 — 54	実 験 試 粒 粒 度 曲 線 図
図 — 55 ~ 56	移 動 床 水 位 横 断 面 図
図 — 57	現 状 形 水 位 比 較 図
図 — 59 ~ 74	洗 掘 堆 積 横 断 図
図 — 75 ~ 79	千 曲 川 , 犀 川 合 流 部 洗 掘 堆 積 図
図 — 80	65. ^k 75 附 近 水 制 の 周 り の 河 床 状 況 ス ケ ッ チ 図

表-2 計 算 水 位 一 覽 表

距 離 標 度	流 量	3 0 0 0 m ³ /S			4 0 0 0 m ³ /S			5 0 0 0 m ³ /S		
		0.03	0.04	0.05	0.03	0.04	0.05	0.03	0.04	0.05
63.50		340.38	340.86	341.23	340.80	341.31	341.73	341.15	341.70	342.19
63.75		341.11	341.44	341.76	341.49	341.88	342.26	341.82	342.26	342.70
64.00		341.45	341.80	342.12	341.85	342.25	342.62	342.21	342.65	343.08
64.25		341.70	342.07	342.39	342.11	342.52	342.89	342.46	342.92	343.34
64.50		341.97	342.35	342.65	342.37	342.78	343.15	342.71	343.17	343.60
64.75		342.21	342.58	342.91	342.61	343.03	343.40	342.95	343.42	343.85
65.00		342.49	342.88	343.21	342.88	343.31	343.68	343.21	343.69	344.11
65.25		342.82	343.20	343.51	343.20	343.60	343.96	343.52	343.97	344.39
65.50		343.06	343.47	343.81	343.45	343.90	344.27	343.77	344.26	344.69
距 離 標 度	流 量	6 0 0 0 m ³ /S			7 0 0 0 m ³ /S			8 0 0 0 m ³ /S		
		0.03	0.04	0.05	0.03	0.04	0.05	0.03	0.04	0.05
63.50		341.44	342.07	342.62	341.72	342.41	343.02	341.98	342.74	343.41
63.75		342.11	342.63	343.12	342.39	342.97	343.52	342.65	343.29	343.90
64.00		342.52	343.03	343.51	342.82	343.37	343.91	343.10	343.71	344.29
64.25		342.78	343.28	343.77	343.08	343.63	344.16	343.36	343.97	344.55
64.50		343.02	343.54	344.02	343.32	343.88	344.41	343.60	344.21	344.79
64.75		343.26	343.77	344.25	343.55	344.11	344.64	343.82	344.44	345.02
65.00		343.50	344.03	344.51	343.78	344.36	344.89	344.05	344.68	345.26
65.25		343.79	344.31	344.78	344.06	344.62	345.14	344.32	344.93	345.50
65.50		344.06	344.59	345.07	344.31	344.90	345.43	344.55	345.19	345.77

表-3 水位縦断数值表

(現 状 案)

断面 実験ヶ- x	実験 1	実験 2	実験 3	実験 4	実験 5	実験 6
	千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 3500	千曲川 3250 m ³ /sec 犀川 3250	千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 0	千曲川 200 m ³ /sec 犀川 3500	千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 1200	千曲川 900 m ³ /sec 犀川 3500
犀川						
1 ^k 00	345 ^m 851	345 ^m 758		345 ^m 811	344 ^m 543	345 ^m 798
0.50	345.084	344.904		344.997	343.588	345.034
0.00	344.213	344.034		343.889	343.088	343.826
千曲川						
66 ^k 50	345 ^m 072	344 ^m 757	345 ^m 049	342 ^m 303	345 ^m 033	343 ^m 255
66.25	344.722	344.400	344.674	342.323	344.657	343.185
66.00	344.695	344.353	344.573	342.399	344.583	342.946
65.75	344.325	344.026	344.090	342.474	344.114	342.962
65.25	343.907	343.680	342.705	342.554	343.080	342.870
65.00	343.634	343.462	342.506	342.268	342.728	342.490
64.50	343.514	343.409	341.632	341.648	342.128	341.877
64.00	343.386	343.287	341.176	341.181	341.784	341.502
63.50	342.880	342.880	341.040	340.900	341.480	341.200

表-4 水位縦断数值表

(第1次計画案)

断面 実験ケース	実験 1 千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 3500	実験 4 千曲川 200 m ³ /sec 犀川 3500
犀川		
1 k00	345 ^m .906	345 ^m .894
0.50	345.102	345.100
0.00	344.238	344.150
千曲川		
66 ^k .50	345 ^m .111	342 ^m .065
66.25	344.793	342.138
66.00	344.744	342.225
65.75	344.343	342.318
65.25	343.881	342.507
65.00	343.679	342.314
64.50	343.568	341.713
64.00	343.498	341.243
63.50	342.880	340.900

表-5 水位縦断数値表

(第2次計画案)

実験ヶ-ス 断面	実験 1 千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 3500	実験 2 千曲川 3250 m ³ /sec 犀川 3250	実験 3 千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 0	実験 4 千曲川 200 m ³ /sec 犀川 3500	実験 5 千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 1200	実験 6 千曲川 900 m ³ /sec 犀川 3500
犀川						
1.00 ^k	345. ^m 893	345. ^m 814		345. ^m 955	344. ^m 479	345. ^m 900
0.50	345.097	345.011		345.186	343.507	345.133
0.00	344.206	344.079		344.200	342.538	344.134
千曲川						
66.50 ^k	345. ^m 108	344. ^m 771	345. ^m 105	341. ^m 785	345. ^m 139	343. ^m 144
66.25	344.727	344.362	344.685	341.800	344.728	342.944
66.00	344.688	344.309	344.668	341.908	344.703	342.581
65.75	344.335	343.986	344.206	341.913	344.279	342.536
65.25	(343.721) 343.942	(343.518) 343.725	(341.400) 343.781	(343.320) 341.888	(342.415) 343.796	(343.348) 342.375
65.00	(343.415) 343.658	(343.224) 343.535	(341.408) 343.006	(342.899) 341.917	(341.868) 343.382	(342.849) 342.212
64.50	343.517	343.341	341.504	341.713	342.103	341.943
64.00	343.388	343.261	341.249	341.208	341.706	341.481
63.50	342.880	342.880	341.040	340.900	341.480	341.200

注) ()内水位は犀川筋水位を示す。

表 - 6 「現状形」「第二次案」水位比較表

ケース	千曲川 流 量	犀 川 流 量	65.00	65.25	65.75	66.00	66.25	66.50	0.00	0.50	1.00
4	200	3500	(+0.631) -0.351	(+0.766) -0.666	-0.561	-0.491	-0.523	-0.518	0.311	0.189	0.144
6	900	3500	(+0.359) -0.278	(+0.478) -0.495	-0.426	-0.365	-0.241	-0.111	0.308	0.099	0.102
2	3250	3250	(-0.238) 0.073	(-0.162) 0.045	-0.040	-0.044	-0.038	0.014	0.045	0.107	0.056
1	4000	3500	(-0.219) 0.024	(-0.186) 0.035	0.010	-0.007	0.005	0.036	-0.007	0.013	0.042
5	4000	1200	(-0.860) 0.654	(-0.665) 0.716	0.165	0.120	0.071	0.106	-0.550	-0.081	-0.064
3	4000	0	(-0.098) 0.500	(-0.305) 1.076	0.116	0.095	0.011	0.056			

正は導流堤設置による水位上昇量

負 " " 低下量

表-7 平均水位, 平均河床高, 最深河床高表

(移動床実験)

現 状 案

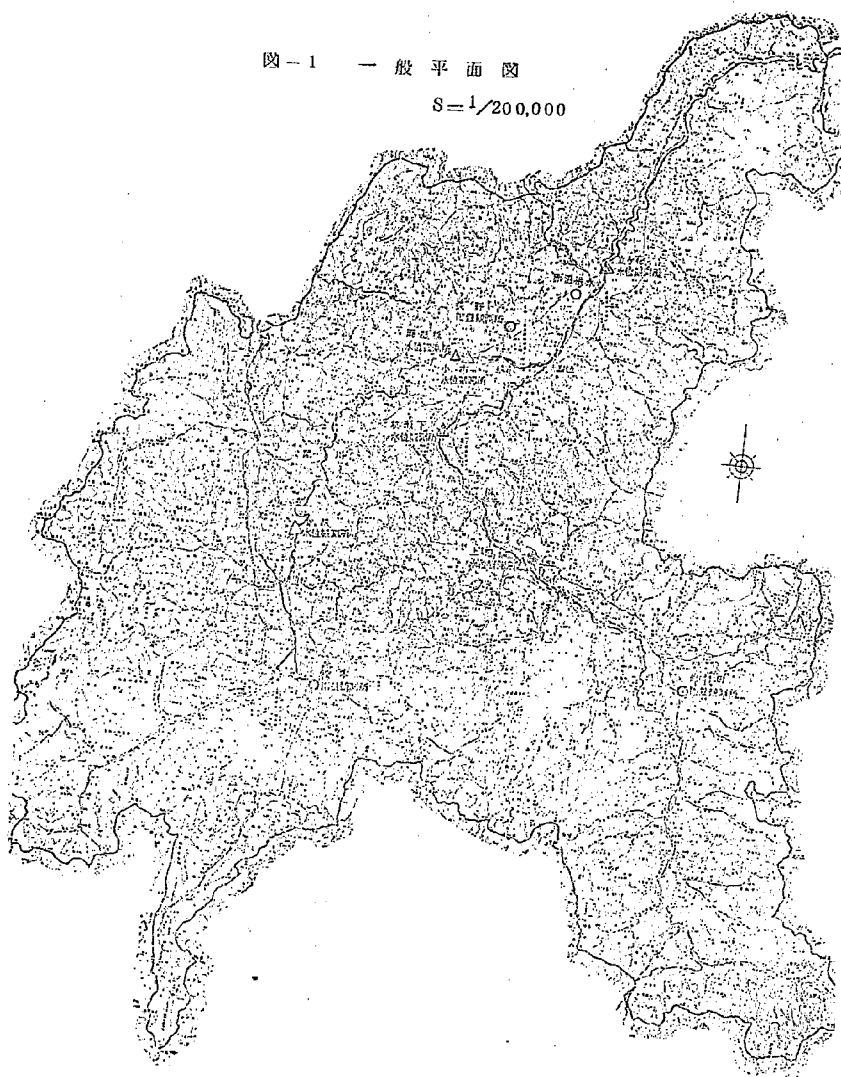
断面	流量 4000 m ³ /sec (千曲川 2000 m ³ /sec 犀川 2000 m ³ /sec)			流量 7500 m ³ /sec (千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 3500 m ³ /sec)		
	平均水位	平均河床高	最深河床高	平均水位	平均河床高	最深河床高
犀川						
1.00	344.365	342.806	338.100	345.312	343.053	339.900
0.75	—	342.215	338.500	—	342.459	337.880
0.50	343.681	341.256	336.600	344.517	341.683	335.350
0.25	—	340.709	335.500	—	340.995	335.300
0.00	343.023	340.813	337.150	343.783	341.637	335.600
千曲川						
66.50	343.689	341.536	335.700	344.562	341.827	337.150
66.25	343.466	341.655	338.960	344.454	341.695	337.220
66.00	343.532	340.952	337.160	344.598	341.094	337.400
65.75	342.849	340.925	336.000	344.129	341.013	334.800
65.50	—	340.874	336.000	—	341.254	334.700
65.25	342.662	340.825	335.850	343.525	340.949	336.800
65.00	342.217	340.801	337.180	343.377	340.687	337.360
64.75	—	340.053	336.000	—	340.354	336.700
64.50	341.916	339.916	331.900	343.294	340.080	330.500
64.25	—	339.768	336.100	—	339.877	336.170
64.00	341.850	338.934	336.350	343.330	338.879	335.950

第 2 次 計 画 案

断面	流量 4000 m ³ /sec (千曲川 2000 m ³ /sec 犀川 2000 m ³ /sec)			流量 7500 m ³ /sec (千曲川 4000 m ³ /sec 犀川 3500 m ³ /sec)		
	平均水位	平均河床高	最深河床高	平均水位	平均河床高	最深河床高
犀川						
1.00	344.547	342.655	336.650	345.417	343.144	336.655
0.75	—	342.579	339.400	—	342.704	336.680
0.50	343.773	341.316	336.500	344.545	341.747	335.020
0.25	—	340.832	337.010	—	340.968	336.580
0.00	343.202	341.228	336.550	343.857	341.530	336.680
千曲川						
66.50	343.611	341.794	337.060	344.614	341.652	336.500
66.25	343.483	341.845	339.020	344.410	341.850	338.950
66.00	343.295	341.093	336.760	344.534	340.977	336.900
65.75	343.069	340.642	335.700	344.099	340.893	335.540
65.50	—	(341.438)	(337.240)	—	(341.499)	(337.007)
65.25	(342.600)	(340.842)	(338.400)	(343.199)	(341.083)	(337.007)
65.00	342.212	340.808	337.200	343.610	340.744	336.380
64.75	—	340.116	336.000	—	340.283	336.750
64.50	341.971	339.951	335.620	343.284	339.870	335.350
64.25	—	339.735	336.150	—	339.822	335.900
64.00	341.850	338.927	336.190	343.330	339.000	336.370

注 () 内は犀川筋の数值

圖-1 一般平面圖

 $S=1/200,000$ 

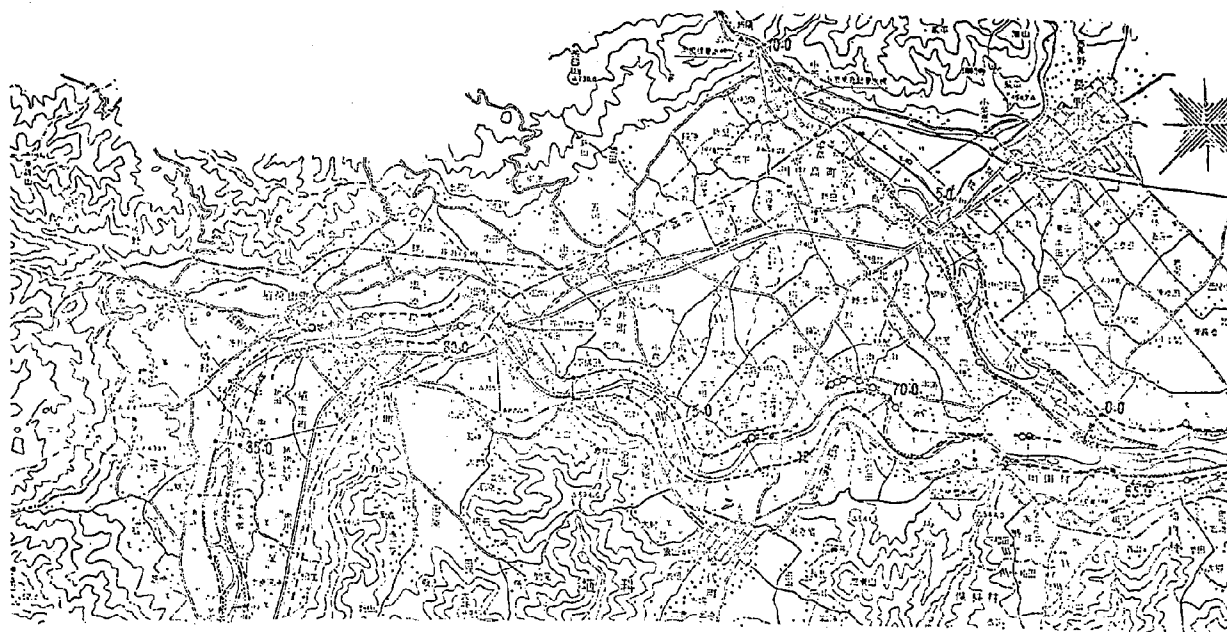


图-2 千曲川犀川合流点附近平面图

$S=1/50,000$

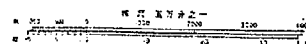
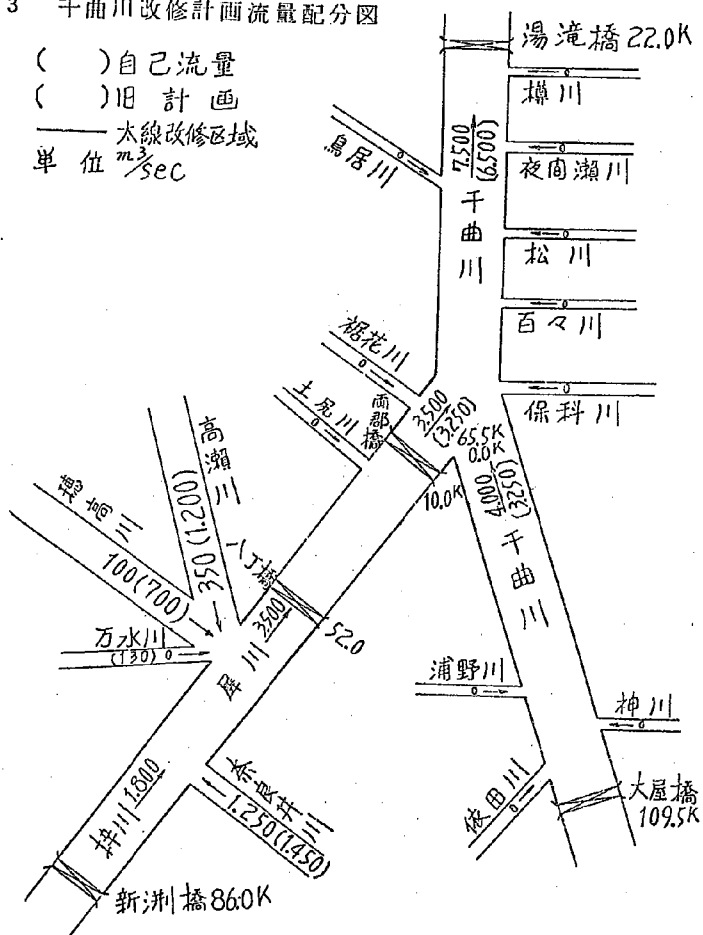


図-3 千曲川改修計画流量配分図

() 自己流量
 () 旧計画
 —— 本線改修区域
 単位 $\frac{m^3}{sec}$



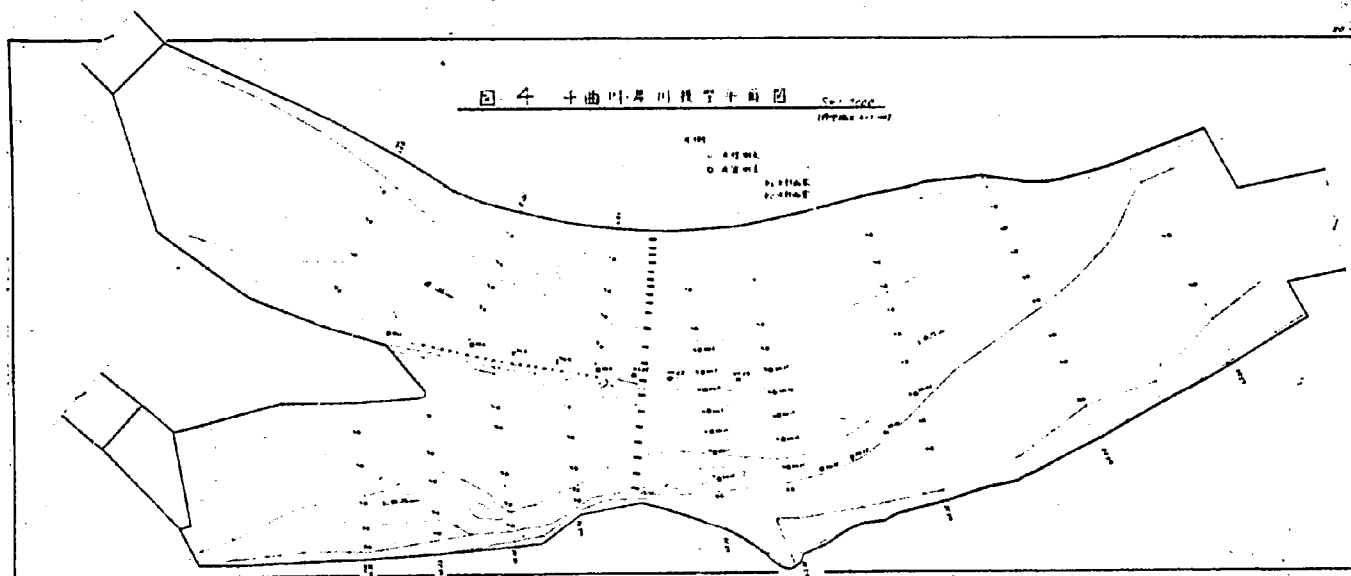


图-5 验证实验水位线断面图

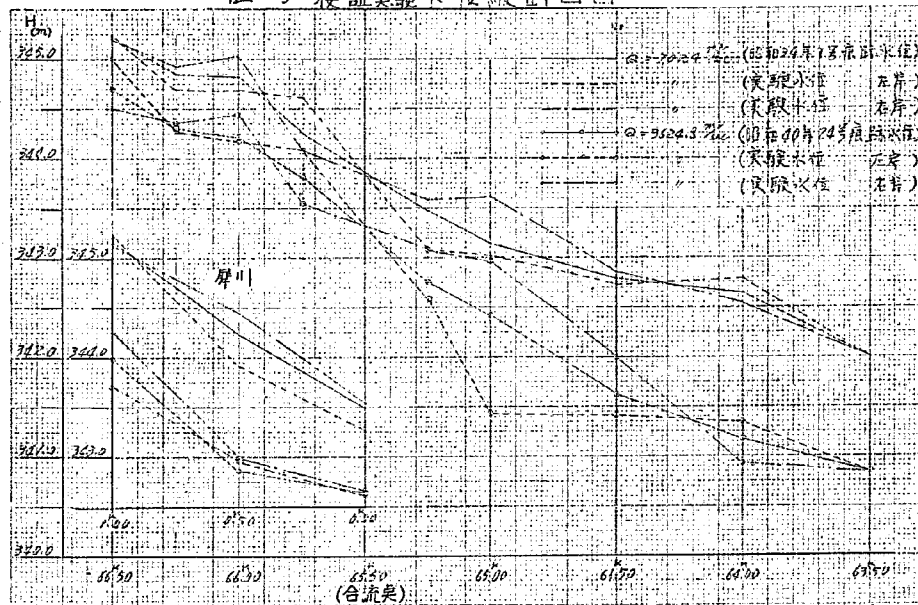
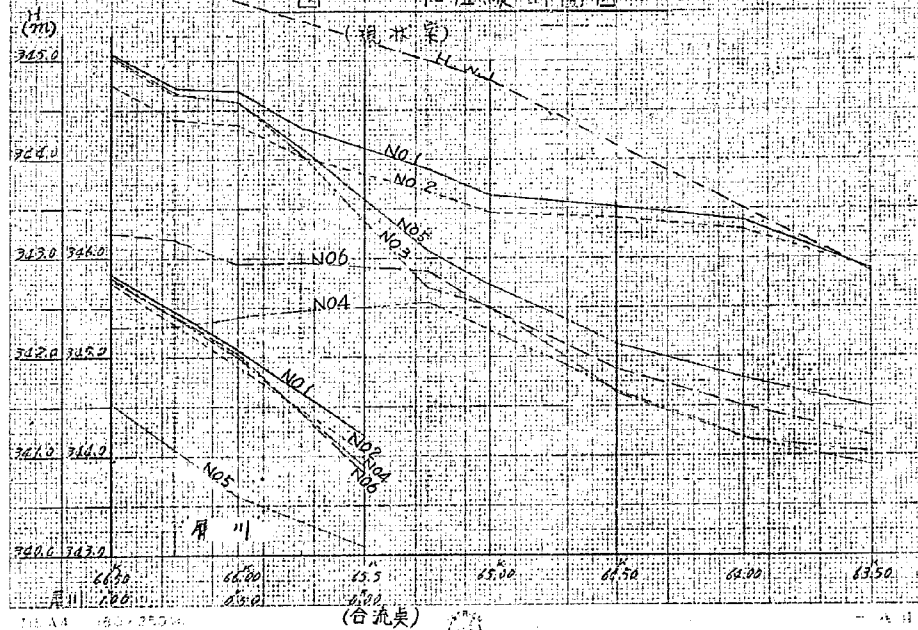


图- 水位线断面图



JIS A4 180×250 mm
 1:2 50

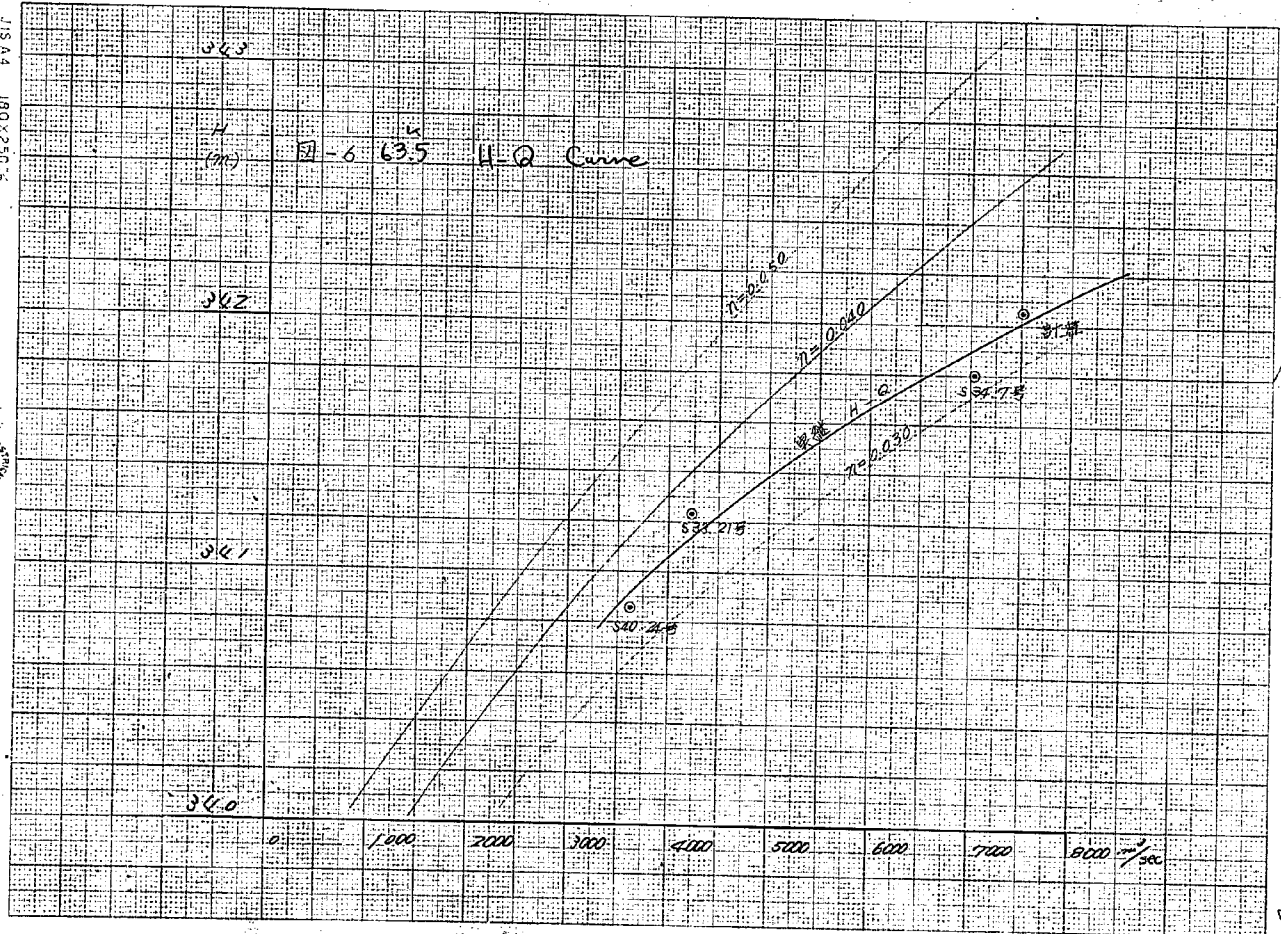


图-8 水位断面图

(第一次計畫案)

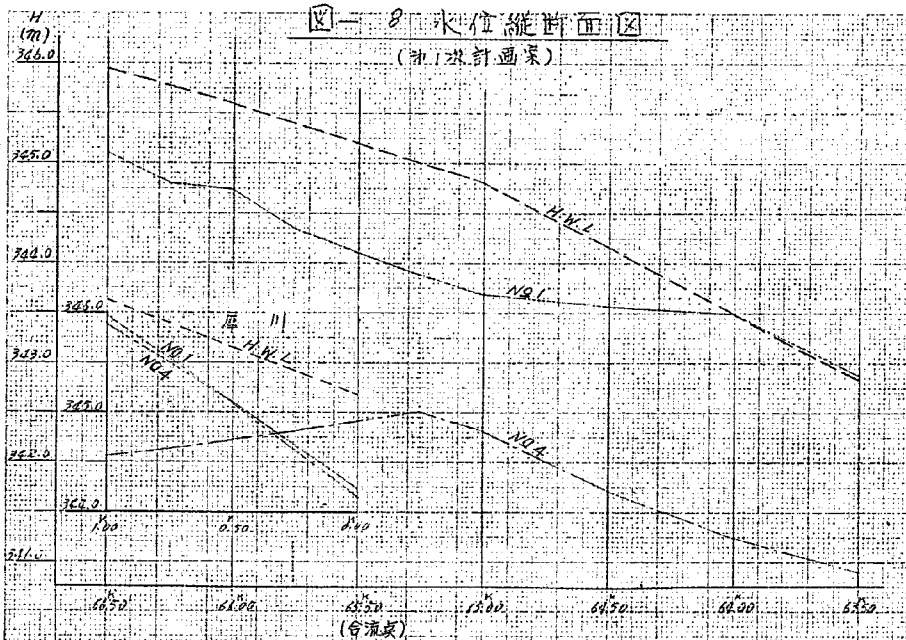


图-9 水位断面图

(第二次計畫案)

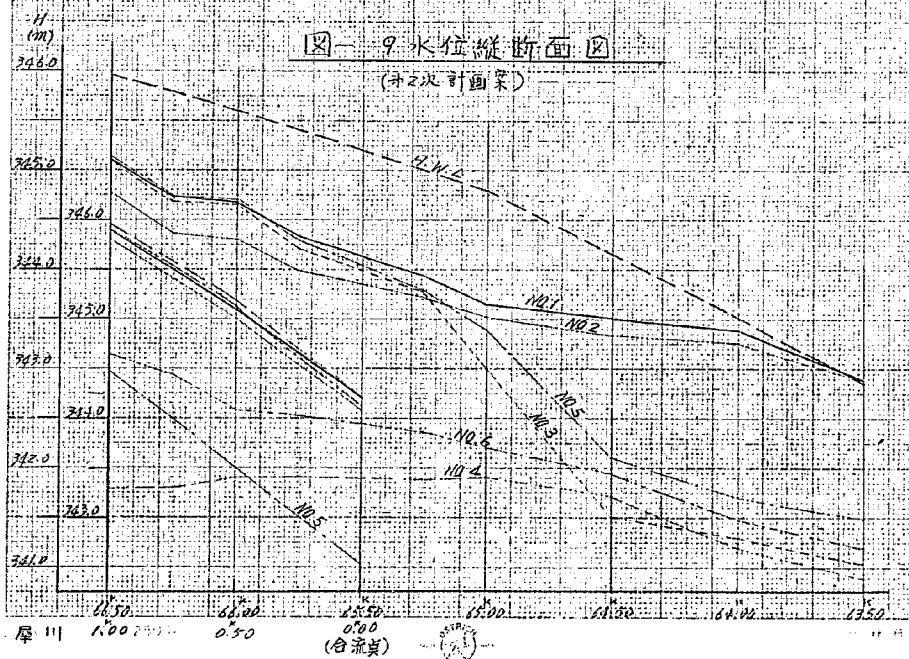
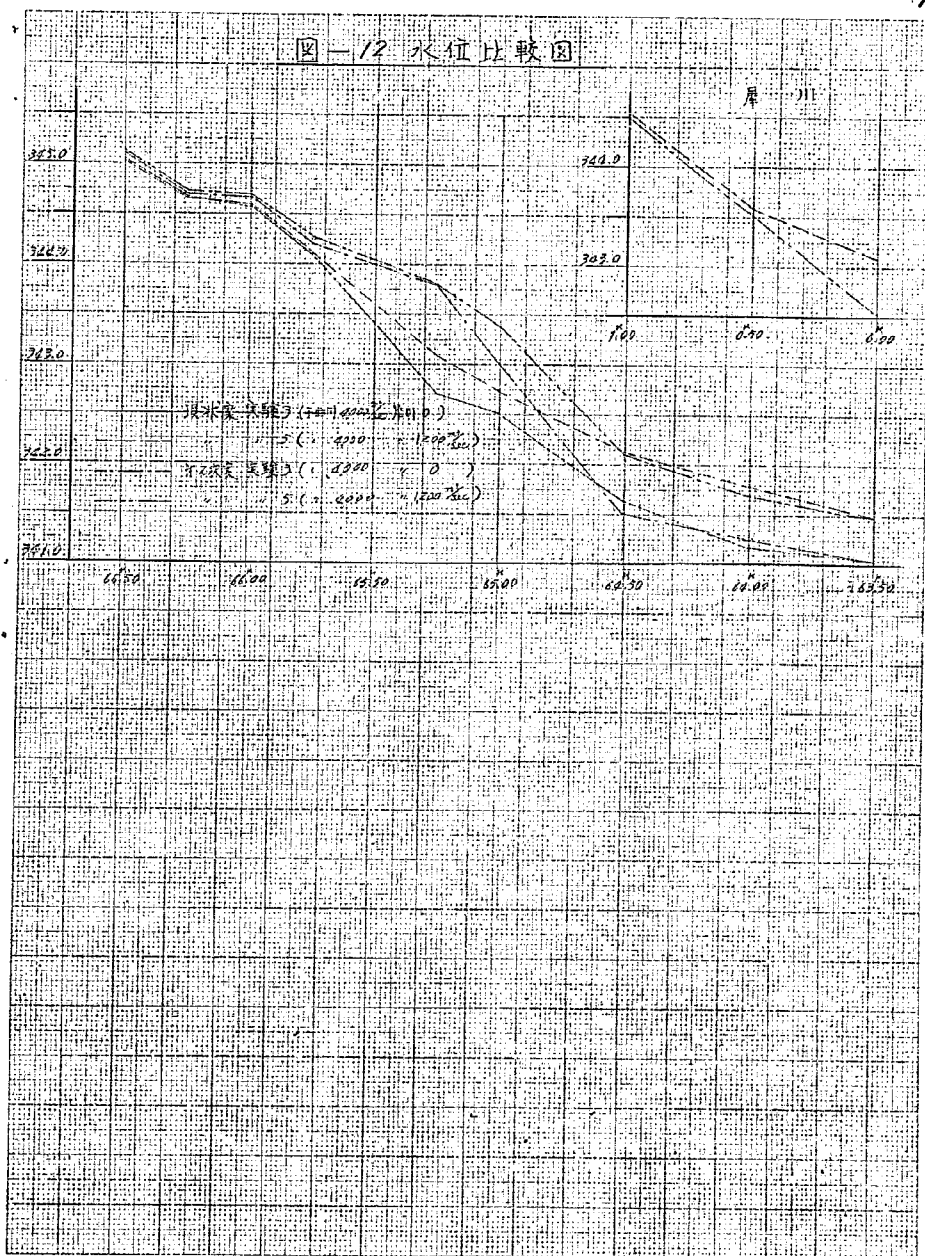
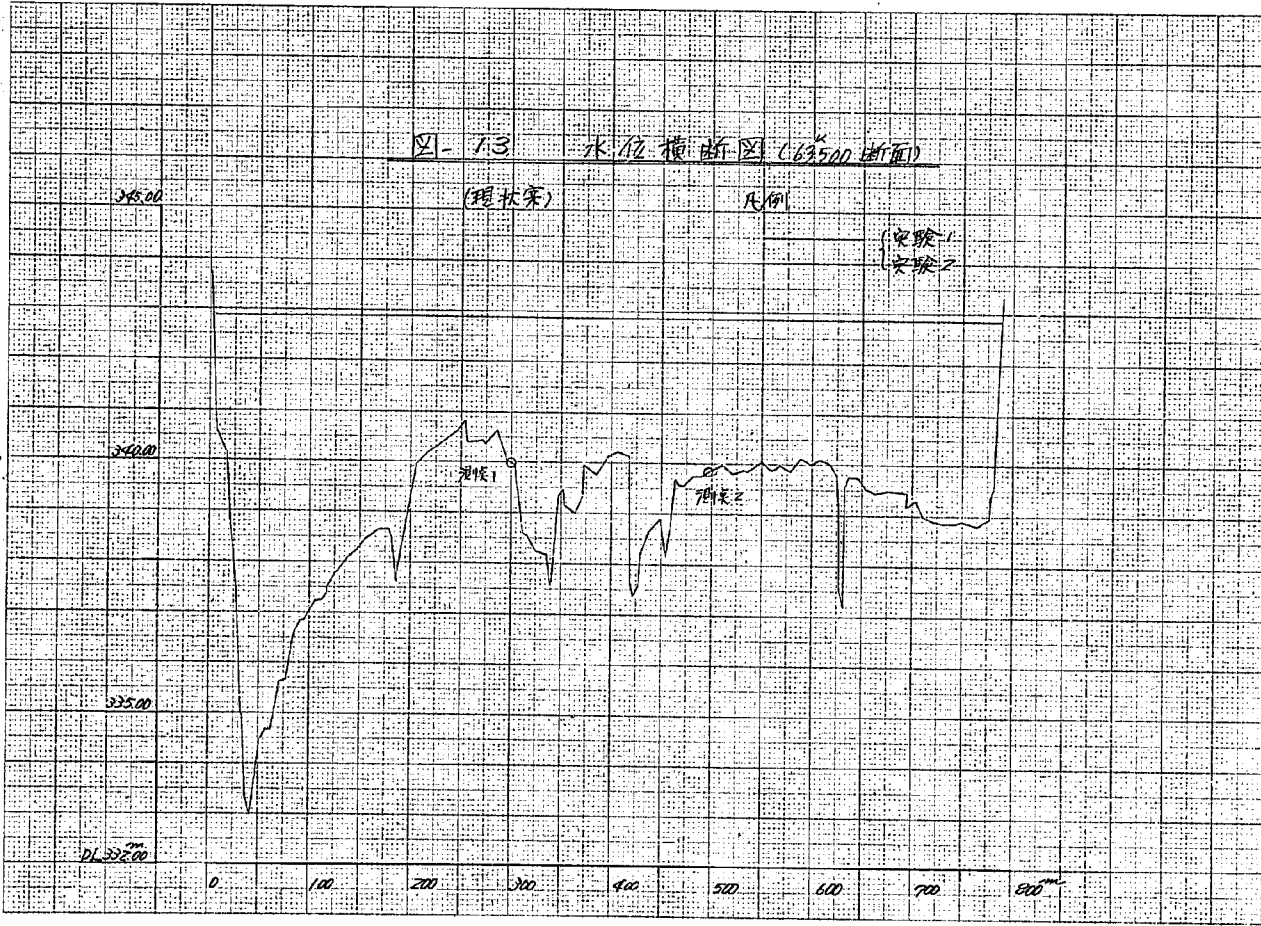


图-12 水位比较图



JIS A4 160X250%



JIS A4 180x250x



115

图 14 水位横断面 (64.000 断面)

(现状条)

凡例

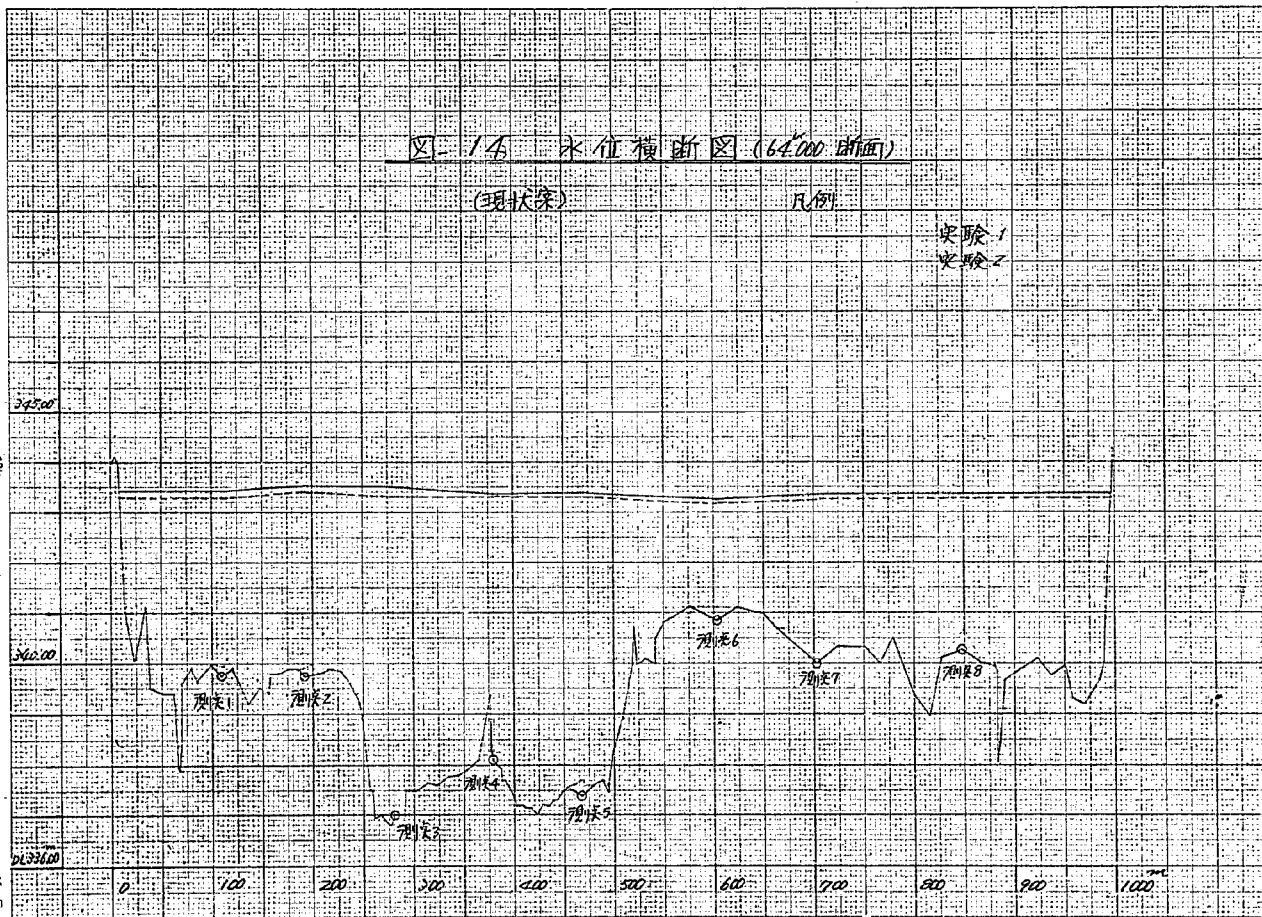
实验 1
实验 2

345.00

340.00

335.00

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000m



052-08 PVSII

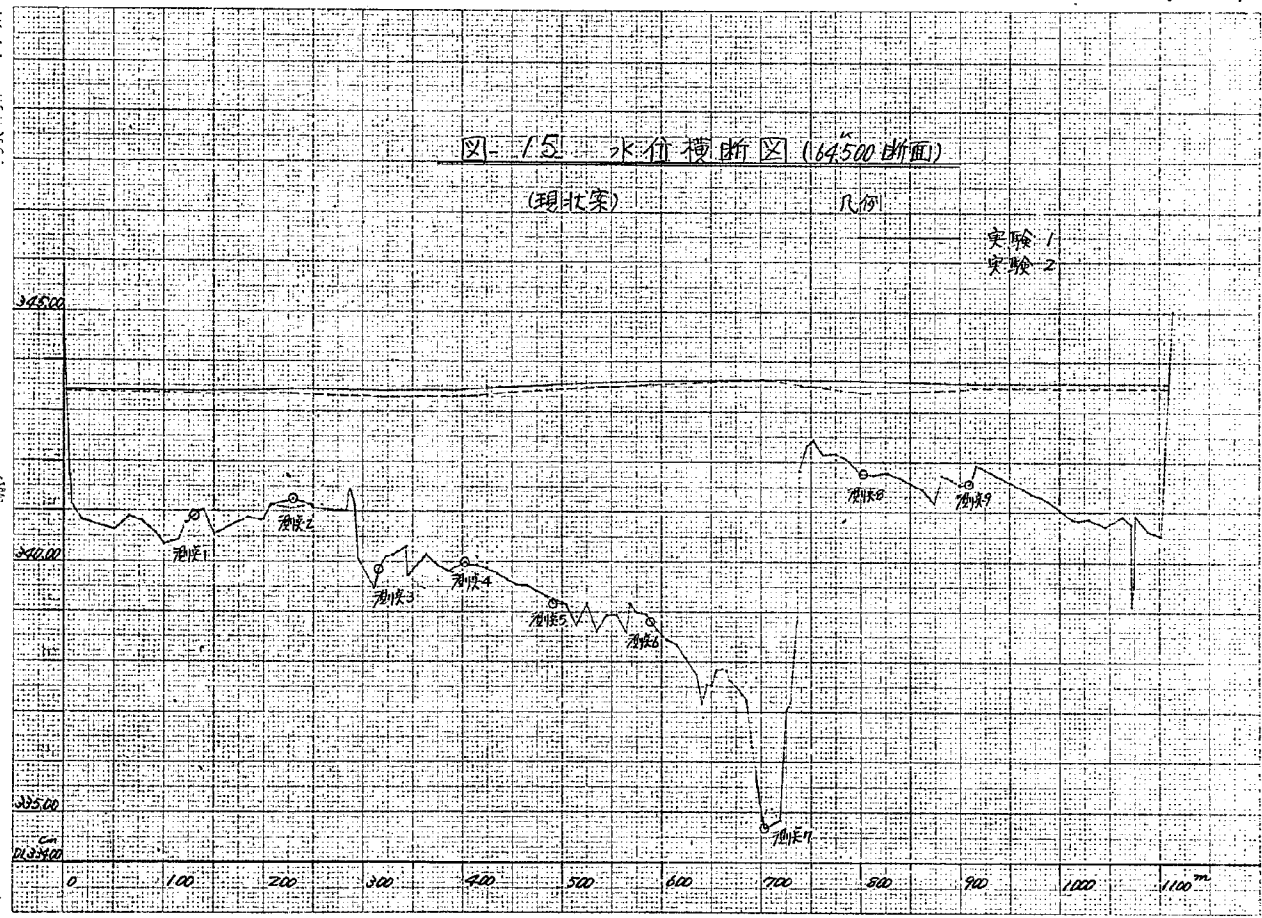


图-1.5 水位横断面 (64500 断面)

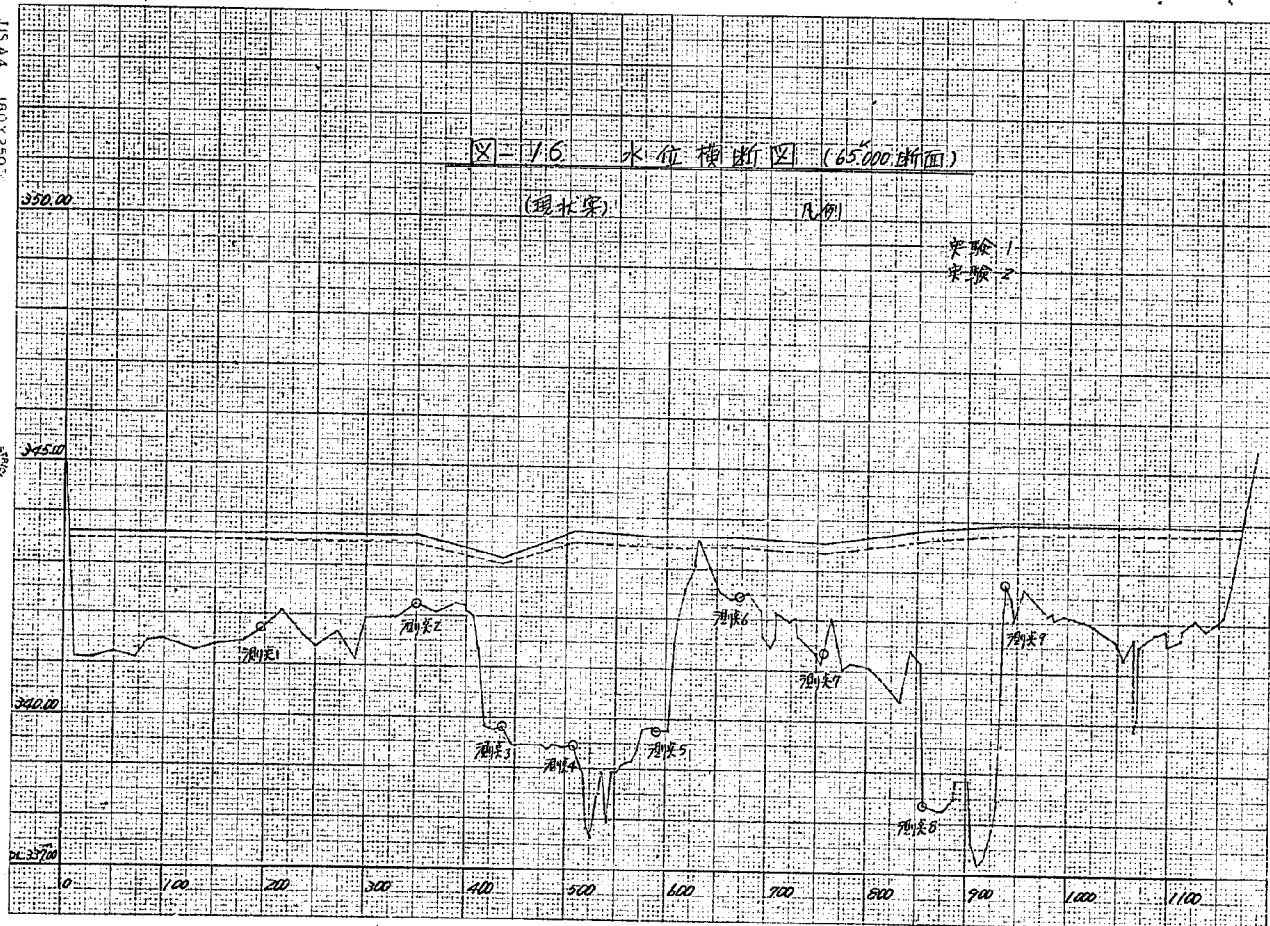
(现状案)

凡例

实验 1
实验 2



JISA4 180x250



J12A4 36.7.0.0



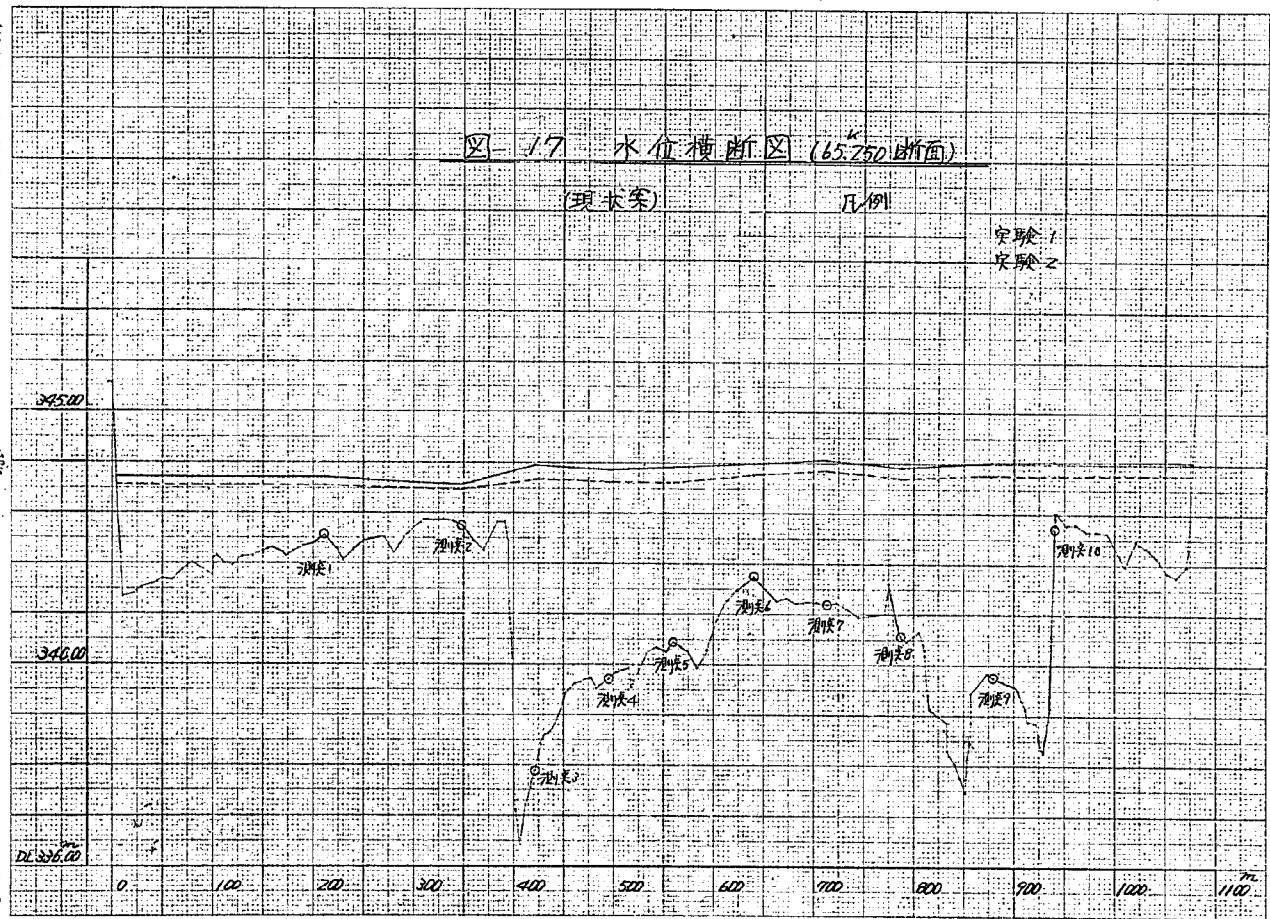
比例尺

图 17 水位横断面 (65.750 断面)

(现状案)

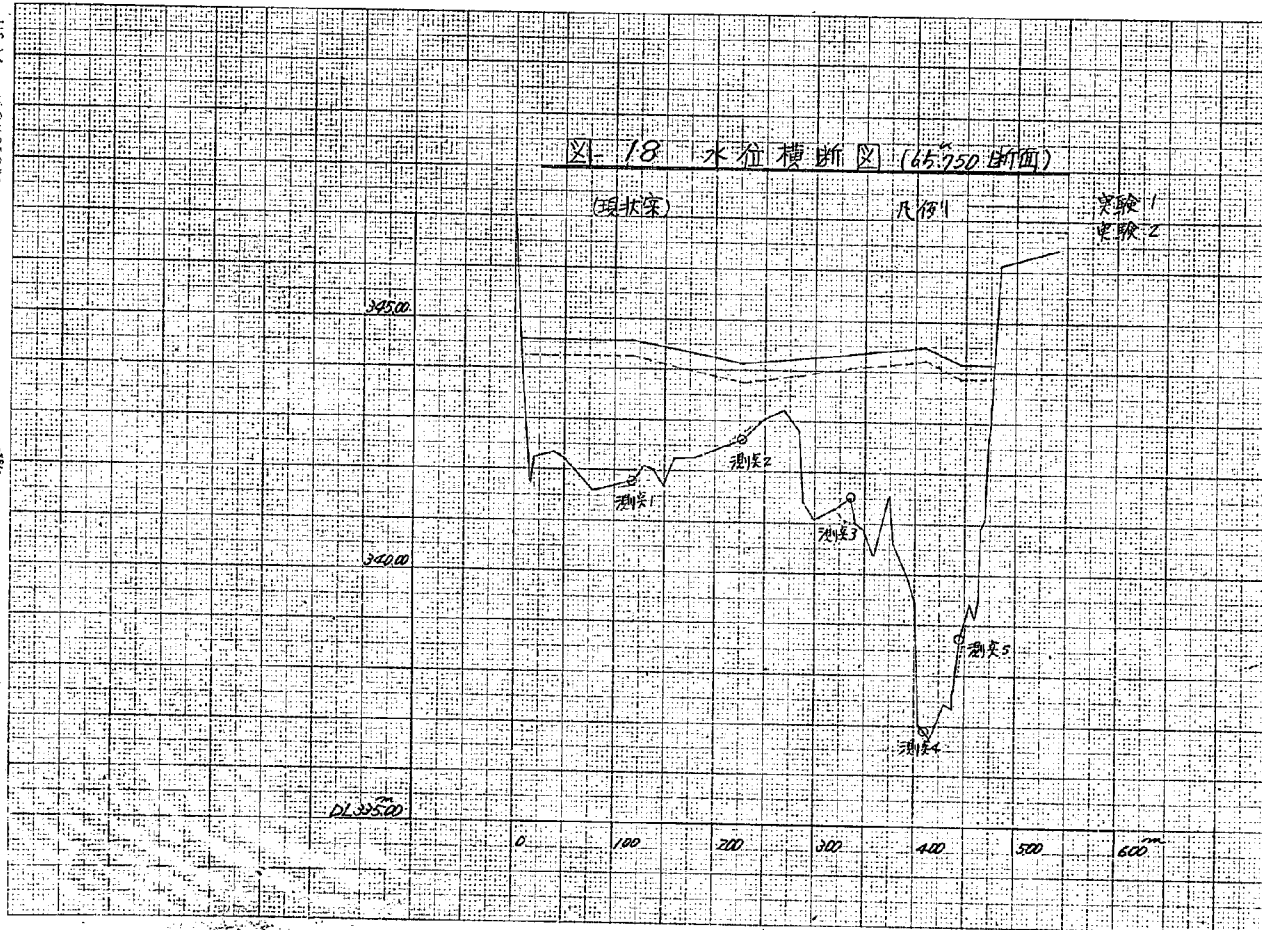
比例

实验 1
实验 2



1/1

JIS A4 60×250mm



JIS A4 160 × 250%



16

图-19 水位横断面图 (66.000断面)

(现状案)

比例

实验 1
实验 2

345.00

340.00

DL337.00

0 100 200 300 400 500 600 700 m

测点1

测点2

测点3

测点4

测点5

JIS A4 180 × 250



17

图 20 水位横断面 (66.250断面)

(现状)

比例

实验 1
实验 2

345.00

340.00

DL 338.00

0

100

200

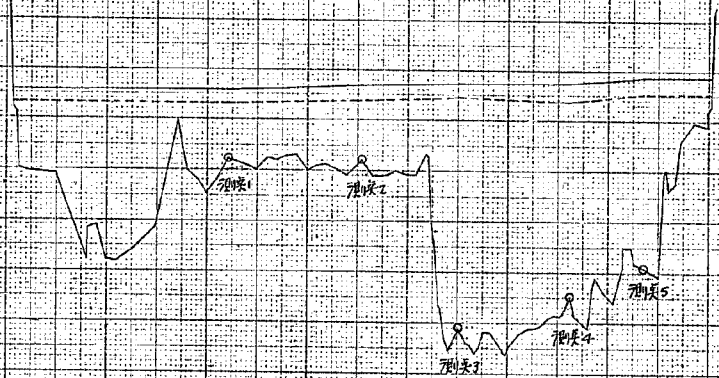
300

400

500

600

700



J1544 30x250



11

图-2A 水位横断面 (66.500断面)

(现状)

比例

大堤 1
大堤 2

343.00

340.00

338.00

0 100 200 300 400 500 600

8

J15A4 180×250



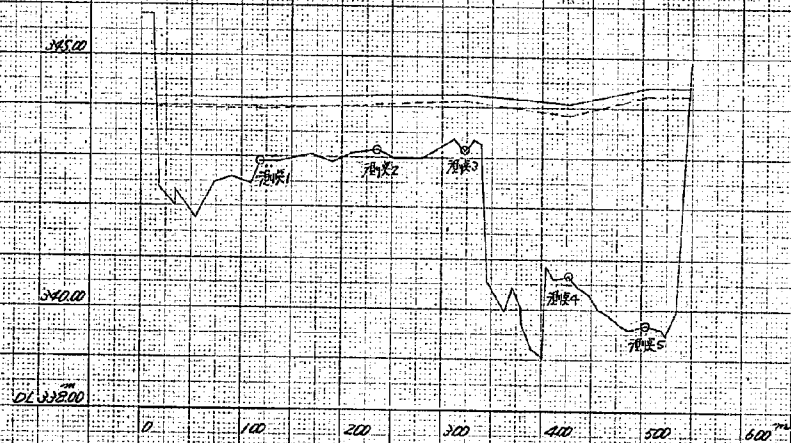
19

图 22 水位横断面 (0.000 断面)

(现状床)

月例

实验 1
实验 2

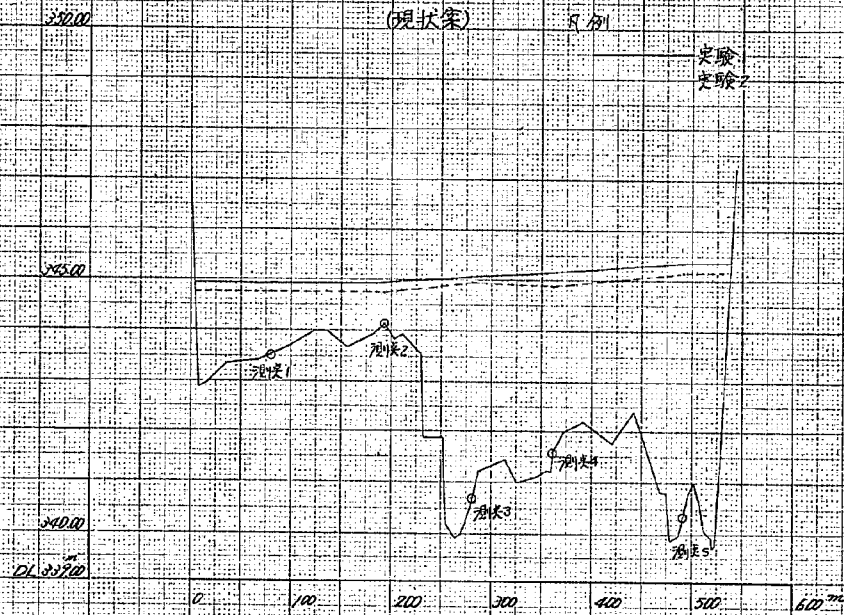


JIS A4 180x250mm



11月

図 23 水位横断面図 (0.500断面)



J15A4 180/250



21

图 24 水位横断面 (1:100 断面)

(现状案)

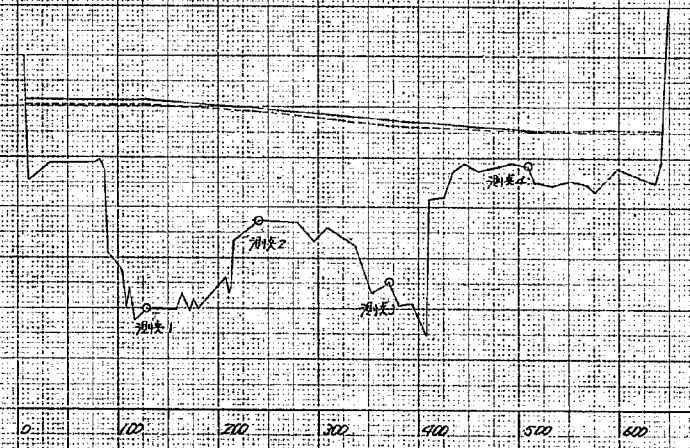
比例

实验 1 (平均 100% 降雨 3500%)
实验 2 (平均 250% 降雨 3250%)

350.00

345.00

DL 340.00



JIS A4 180×250mm

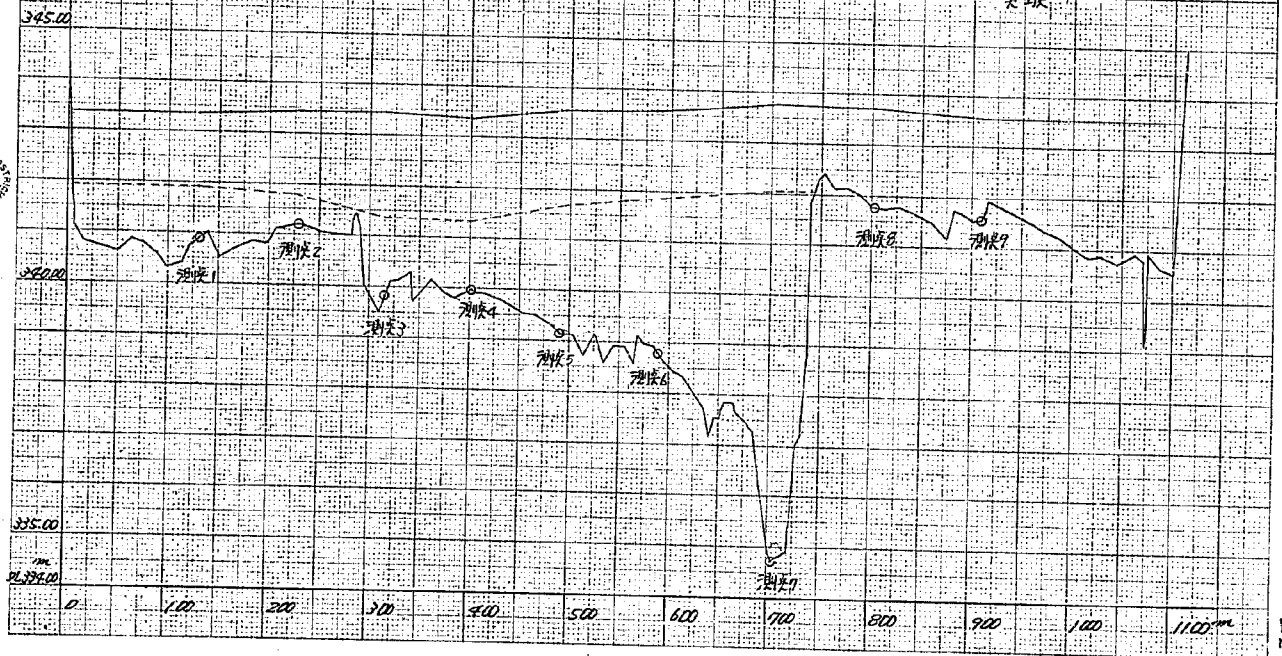


图 25 水位横断面图 (64.500 断面)

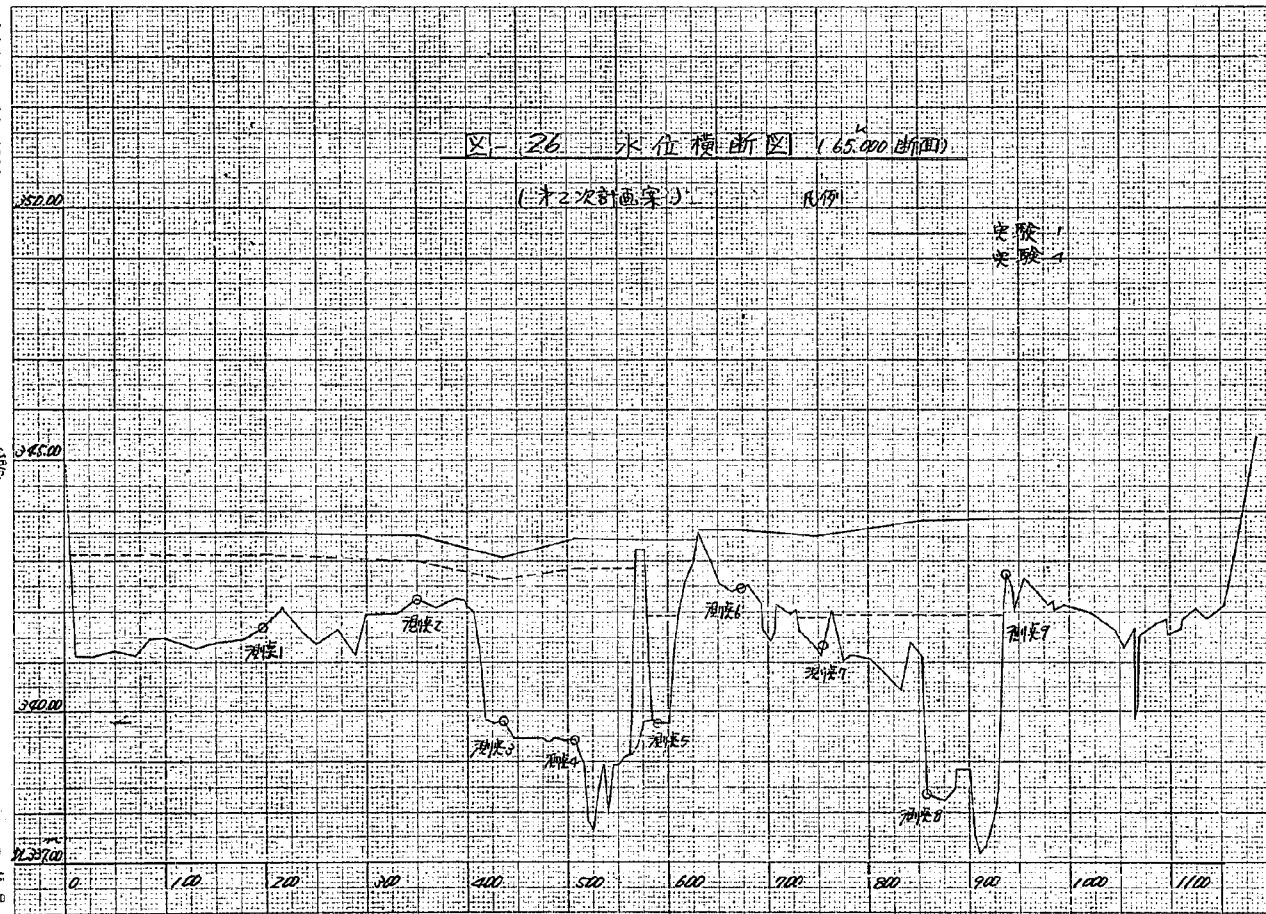
(第二次设计案)

凡例

实验 1
实验 2



J.S. 4 180 \ 250%



JIS A4 160/250

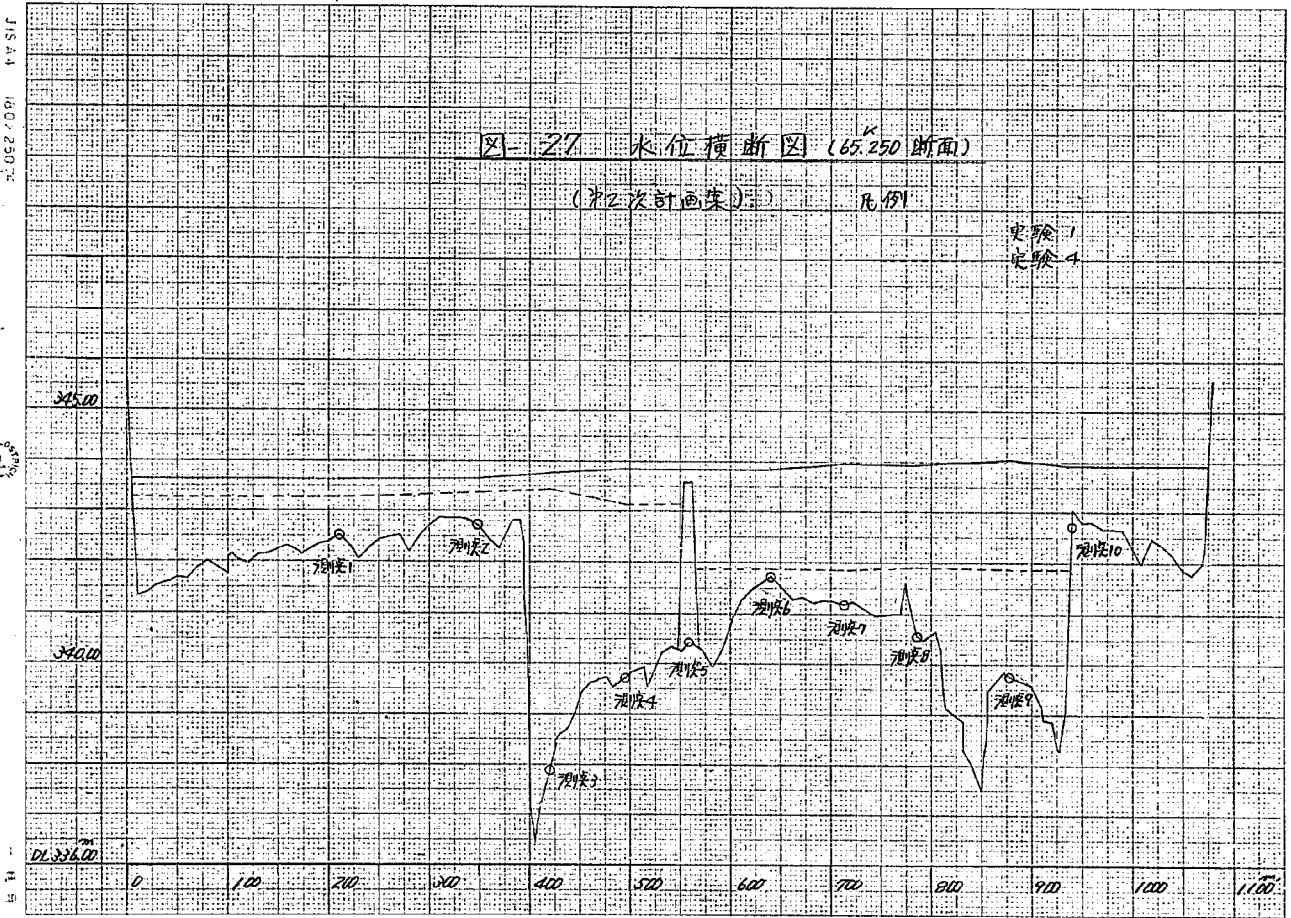


图-28-1 流速分布图

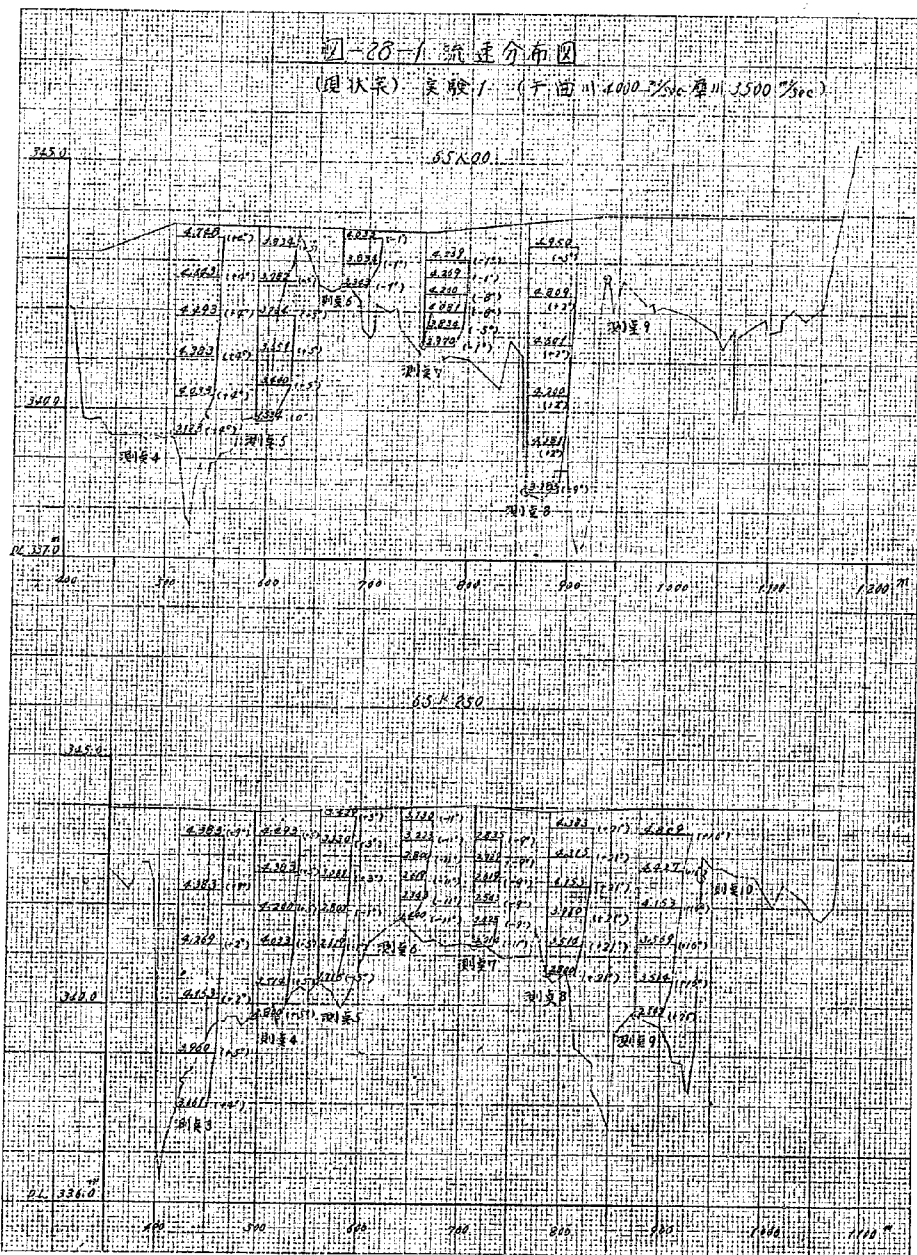
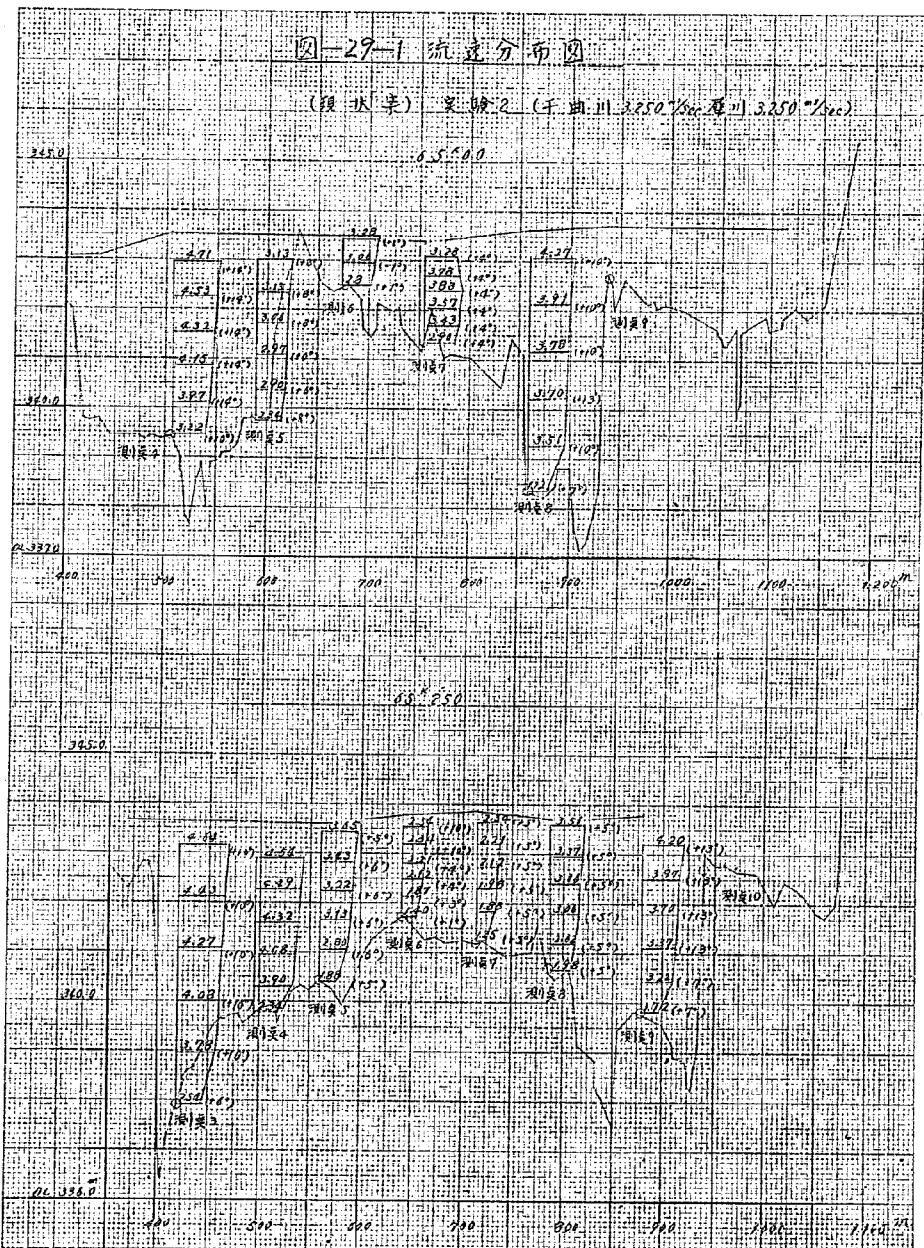
(现状表) 吴淞1 (于西川 1000 $\frac{1}{2}$ sec 厚川 1500 $\frac{1}{2}$ sec)

图-29-1 流态分布图

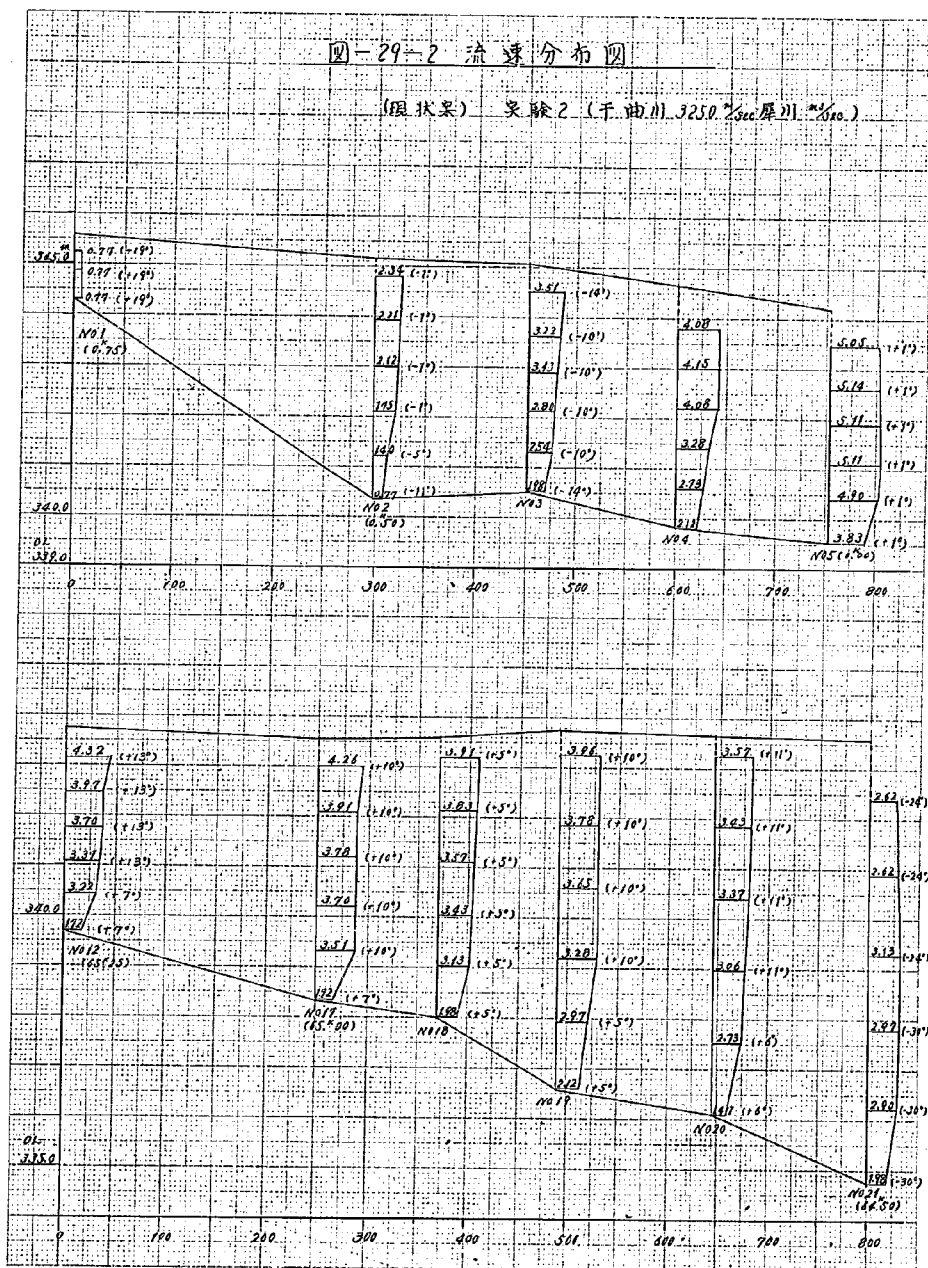
(坝水渠) 吴塘2 (干曲川 3.250"/sec 厚川 3.250"/sec)



K025×081 MA 211

图-29-2 流速分布图

(现状) 吴淞2 (干曲) 11.3250.2sec 厚11.2%ao.)

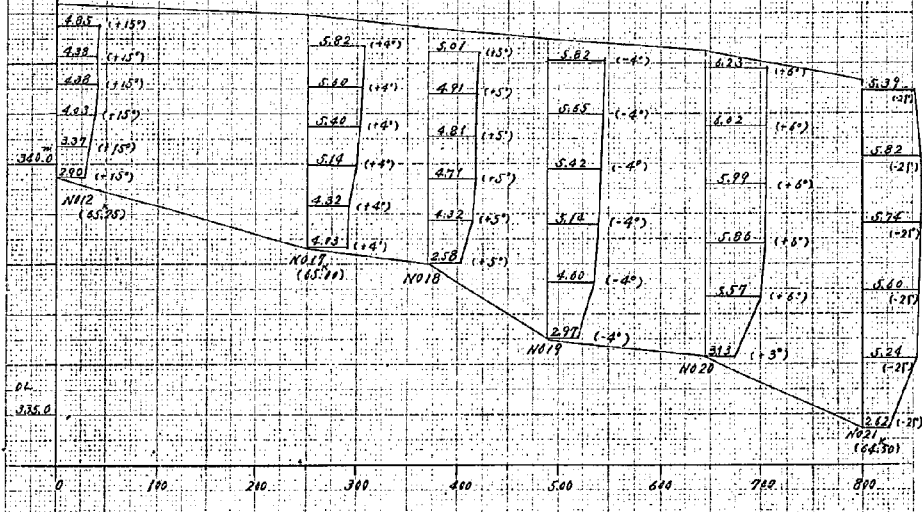


JIS A4 180 X 250mm

1 1E 目

図-30-2 流速分布図

(現状案) 実験3 (千曲川²⁴ / 原川^{0.766})



JIS A4 180・250 mm

1 11 月

图-31-1 流速分布图

(现状长) 吴淞江(干田) 200%~500% (1.1%)

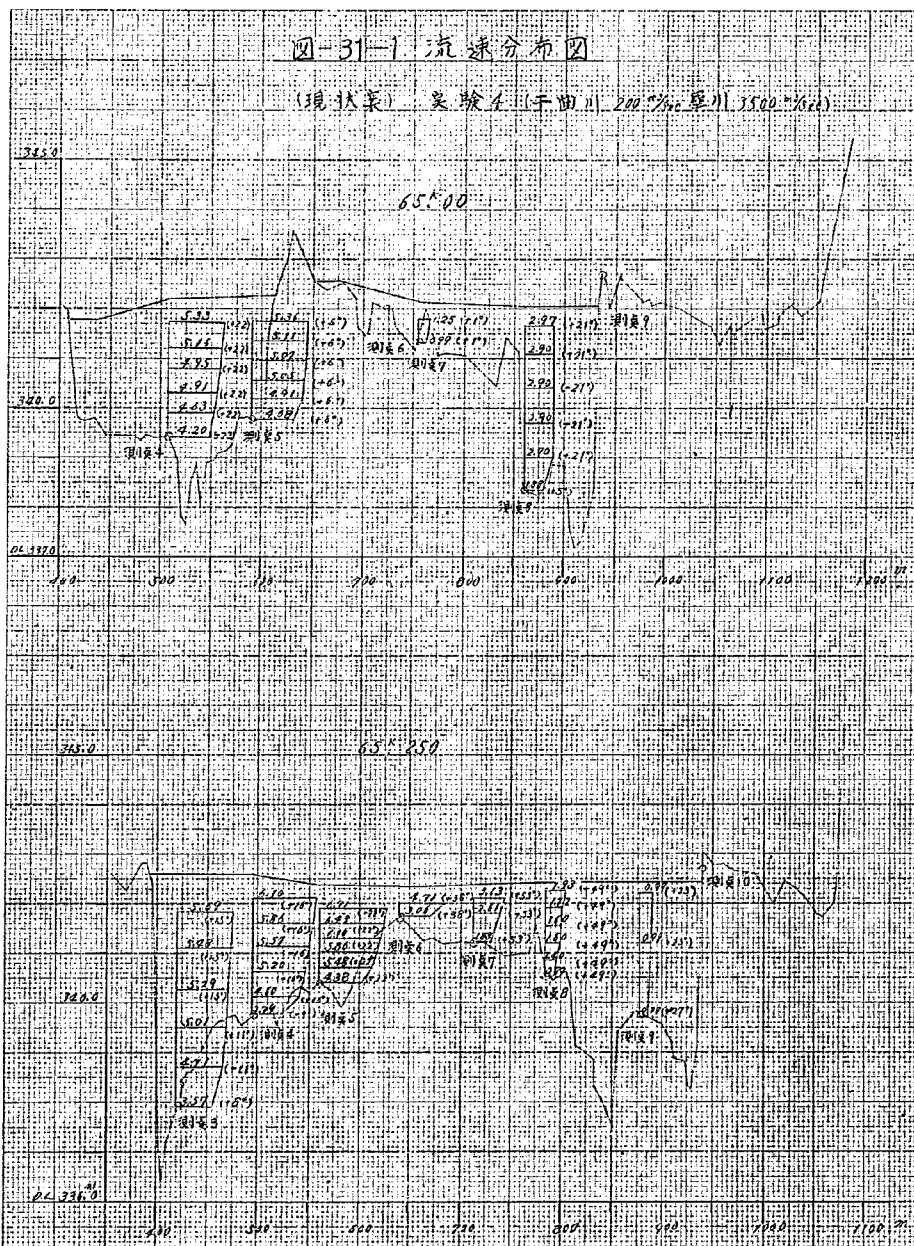
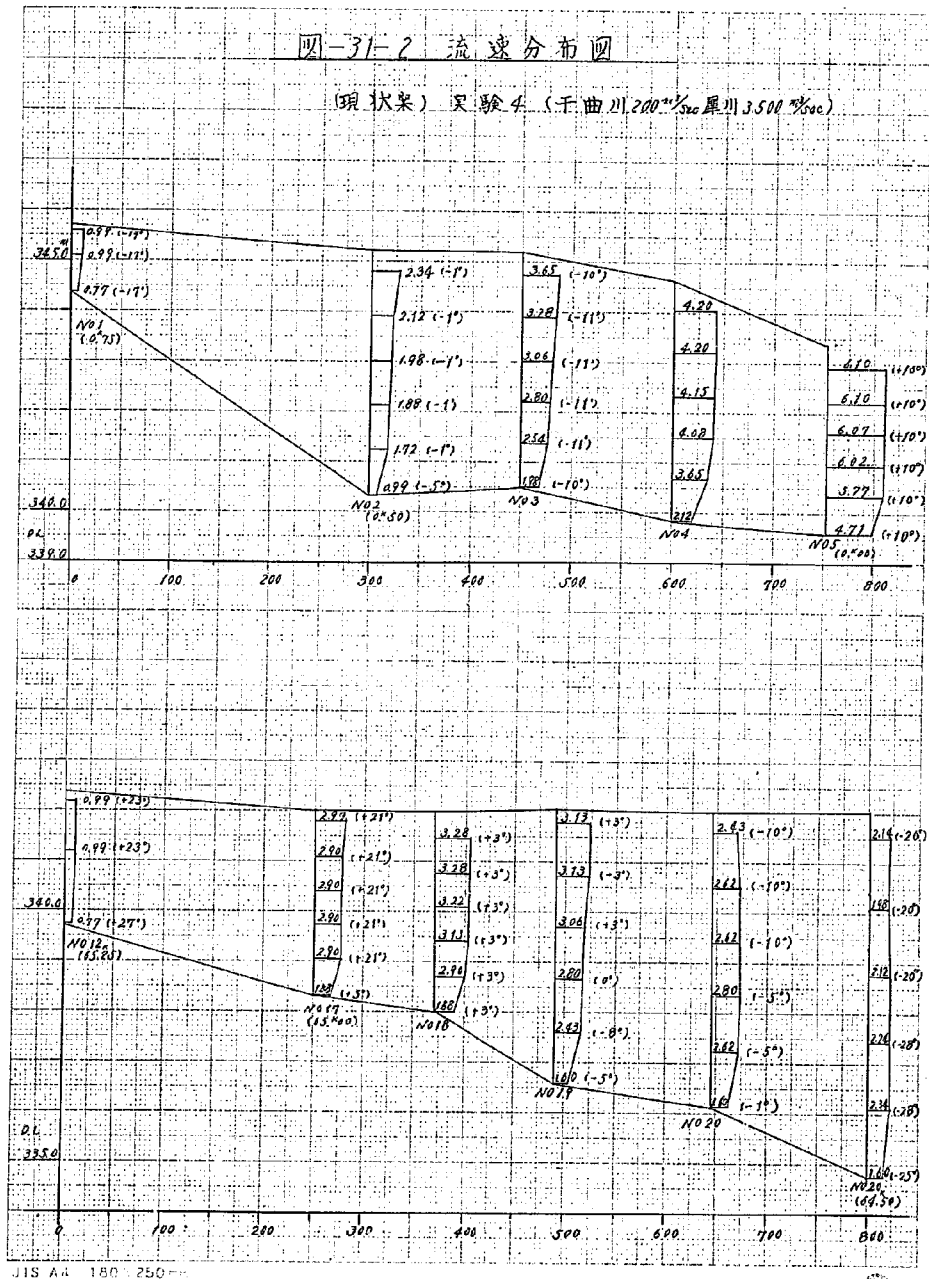


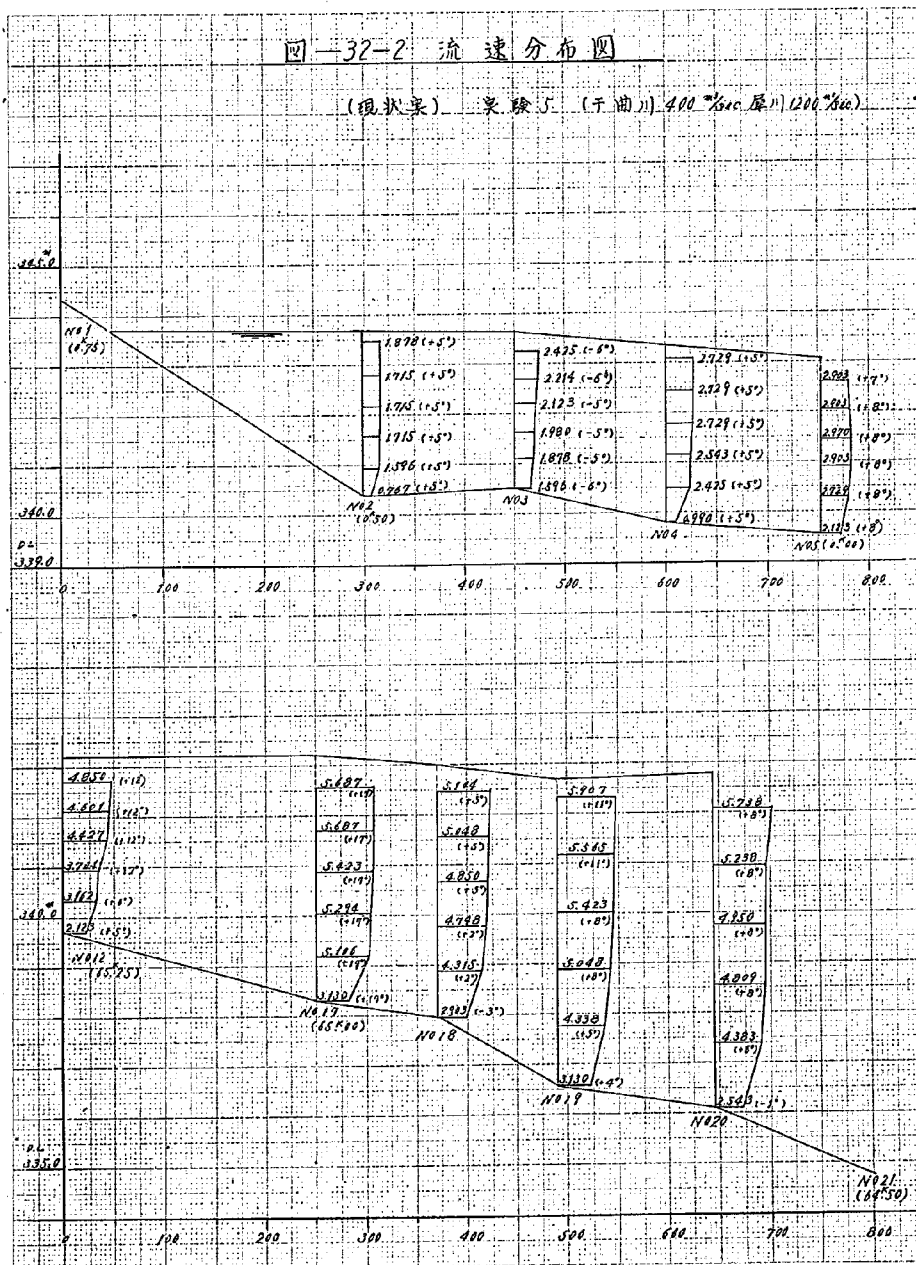
图-31-2 流速分布图

(现状) 吴淞4 (干曲川 200^{m/s} 尾川 3500^{m/s})



四—32-2 流速分布图

(现状渠) 吴淞5 (干曲) 400% (原) 1200% (原)

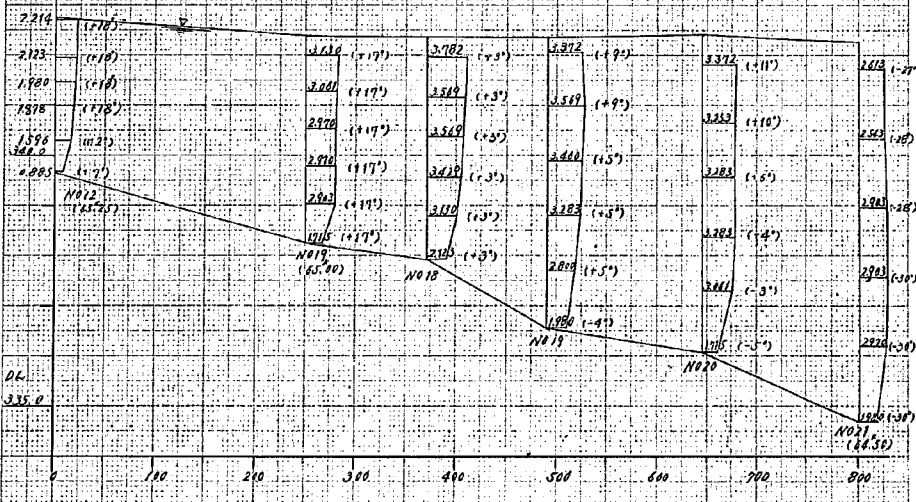
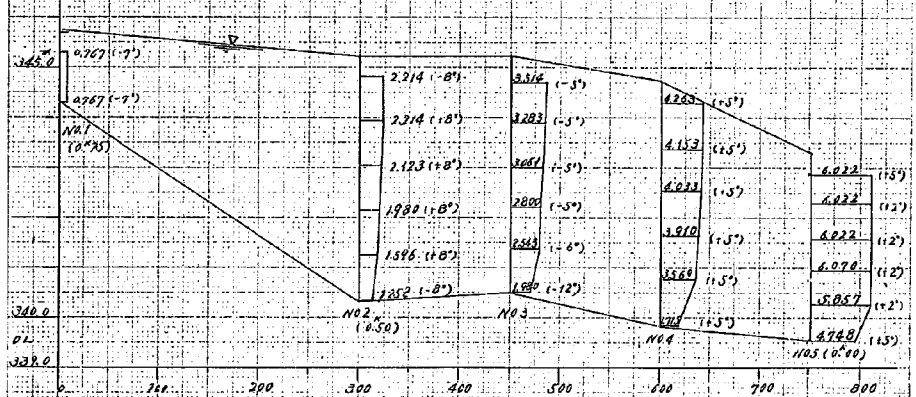


JIS A4 180 x 250 mm

1:1 日

图-33-2 流速分布图

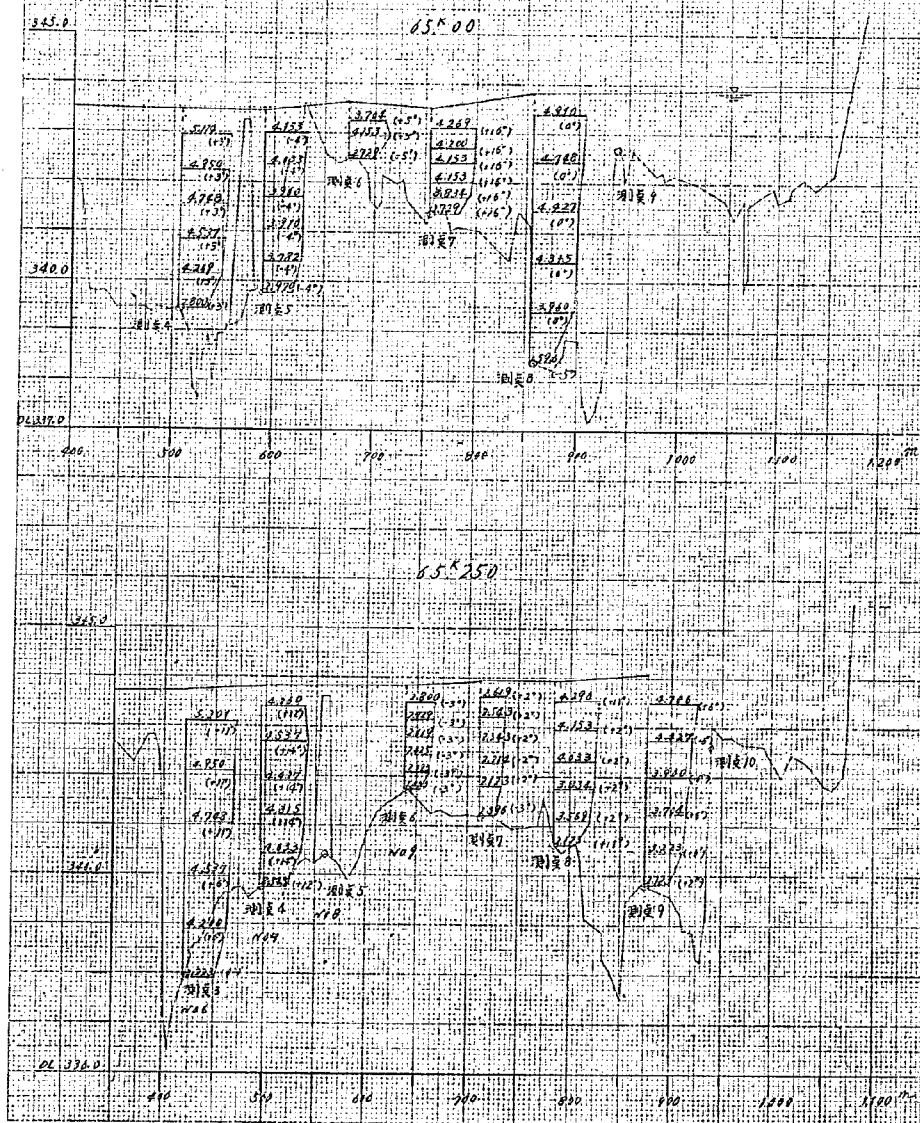
(现状) 实验 6: (干曲川 940 $\frac{m}{sec}$ 厚川 3300 $\frac{m}{sec}$)

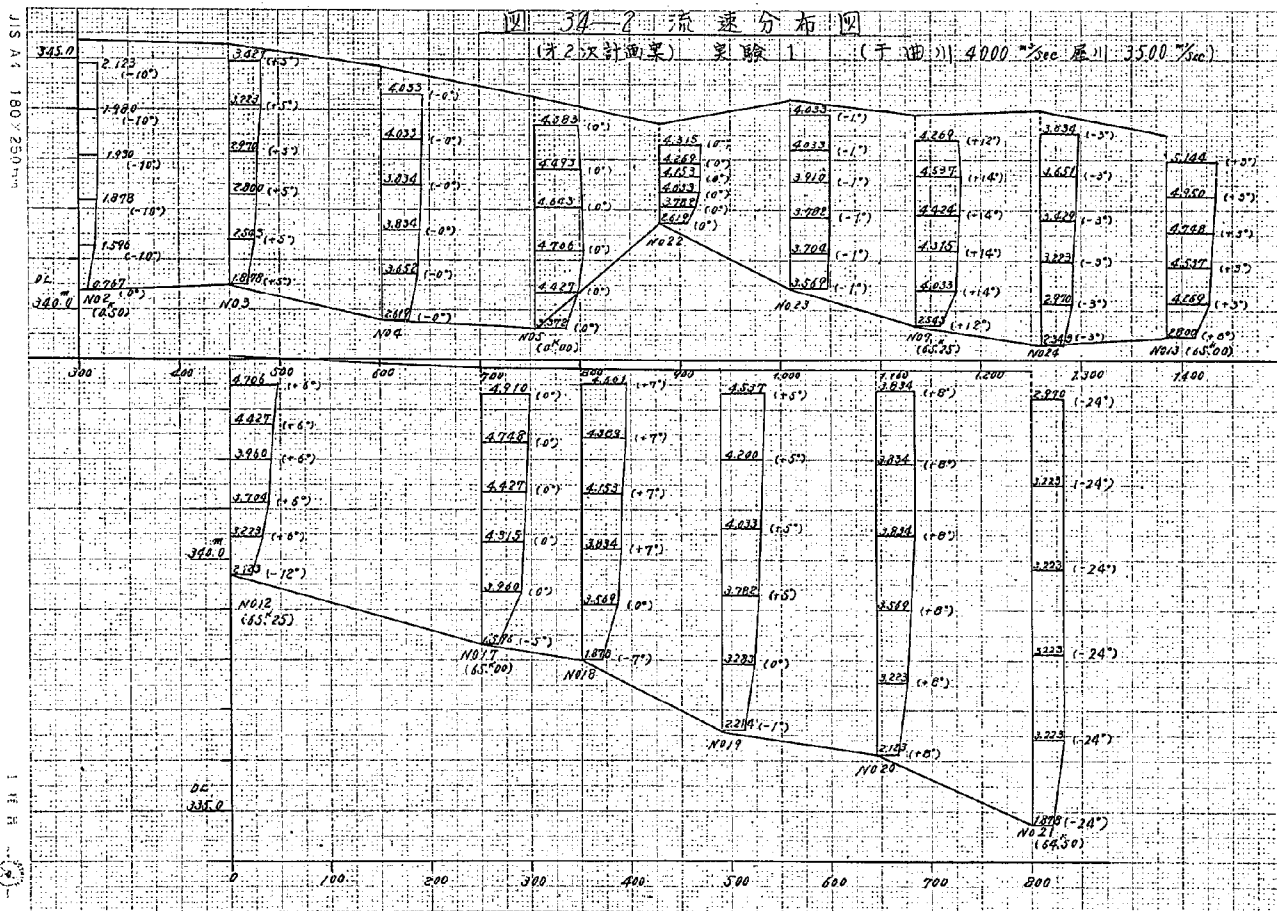


JIS A4 180×250

1:100

图-34-1 流速分布图

(井2次計画案) 実験1 (千曲川 400^m/s 原川 3500^m/s)



JIS A4 100 X 250mm

四-35-2 流速分布图

(第2次计算结果) 表 2 (干曲21.3250³/Sec 扇11.3250³/Sec)

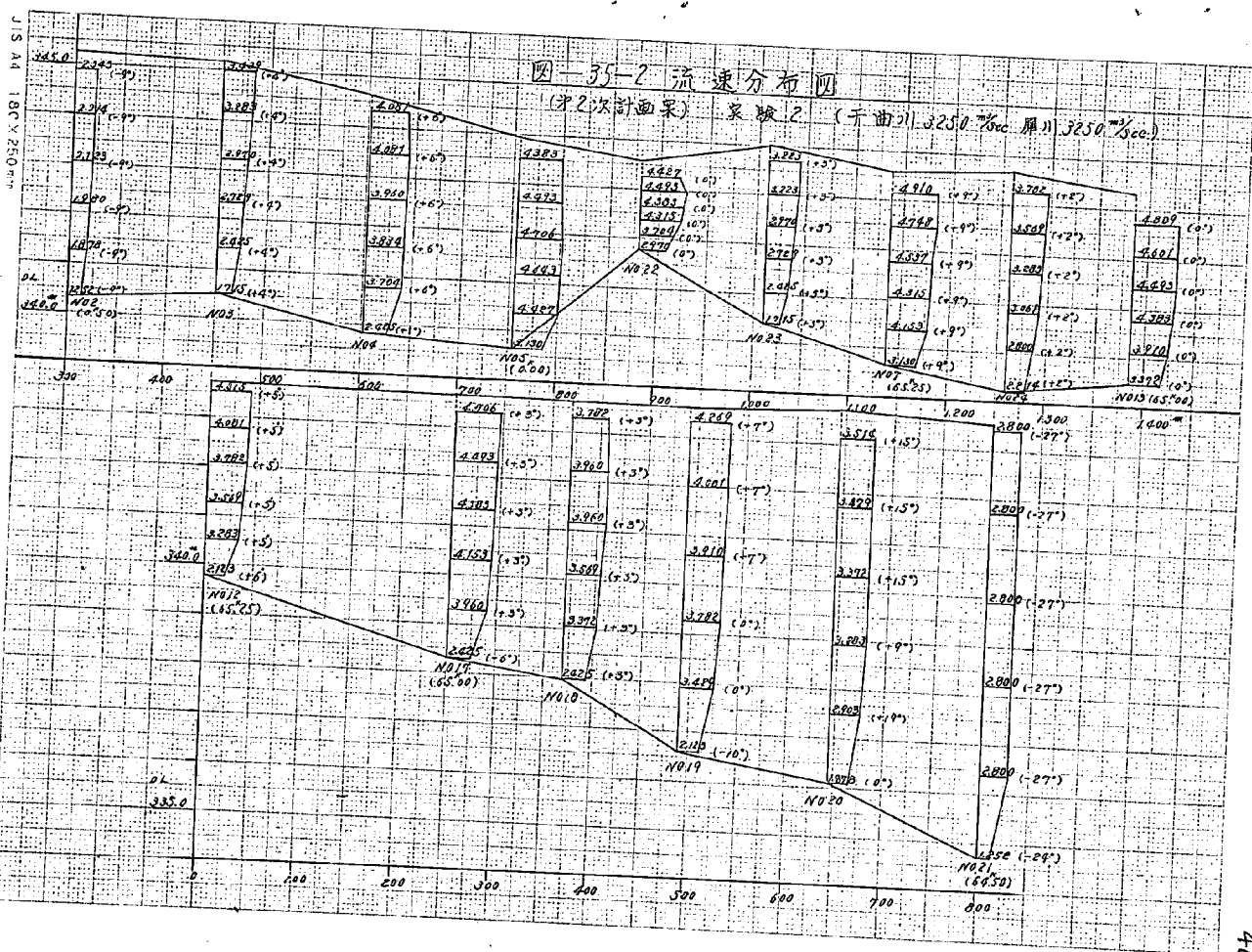
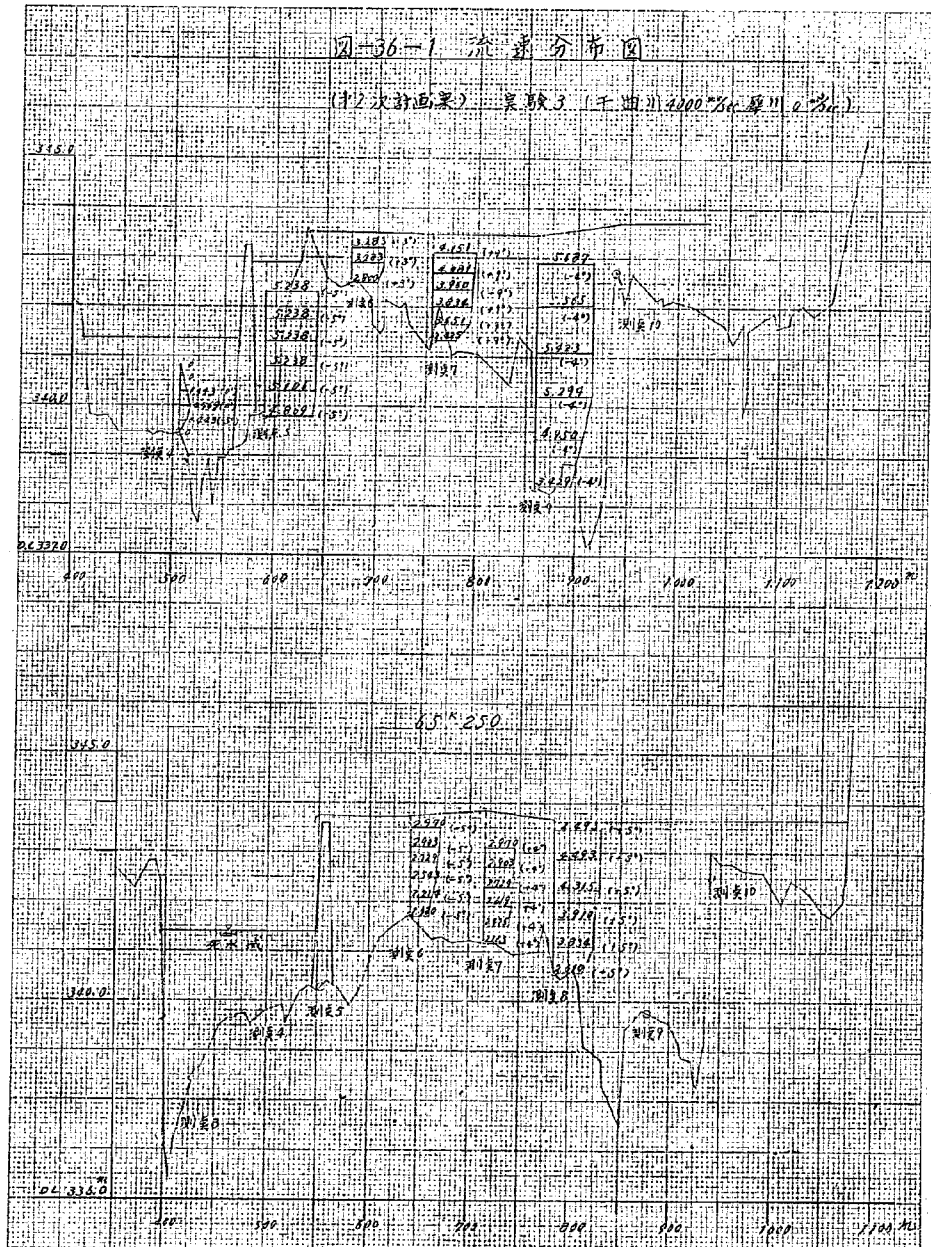


图-36-1 流速分布图

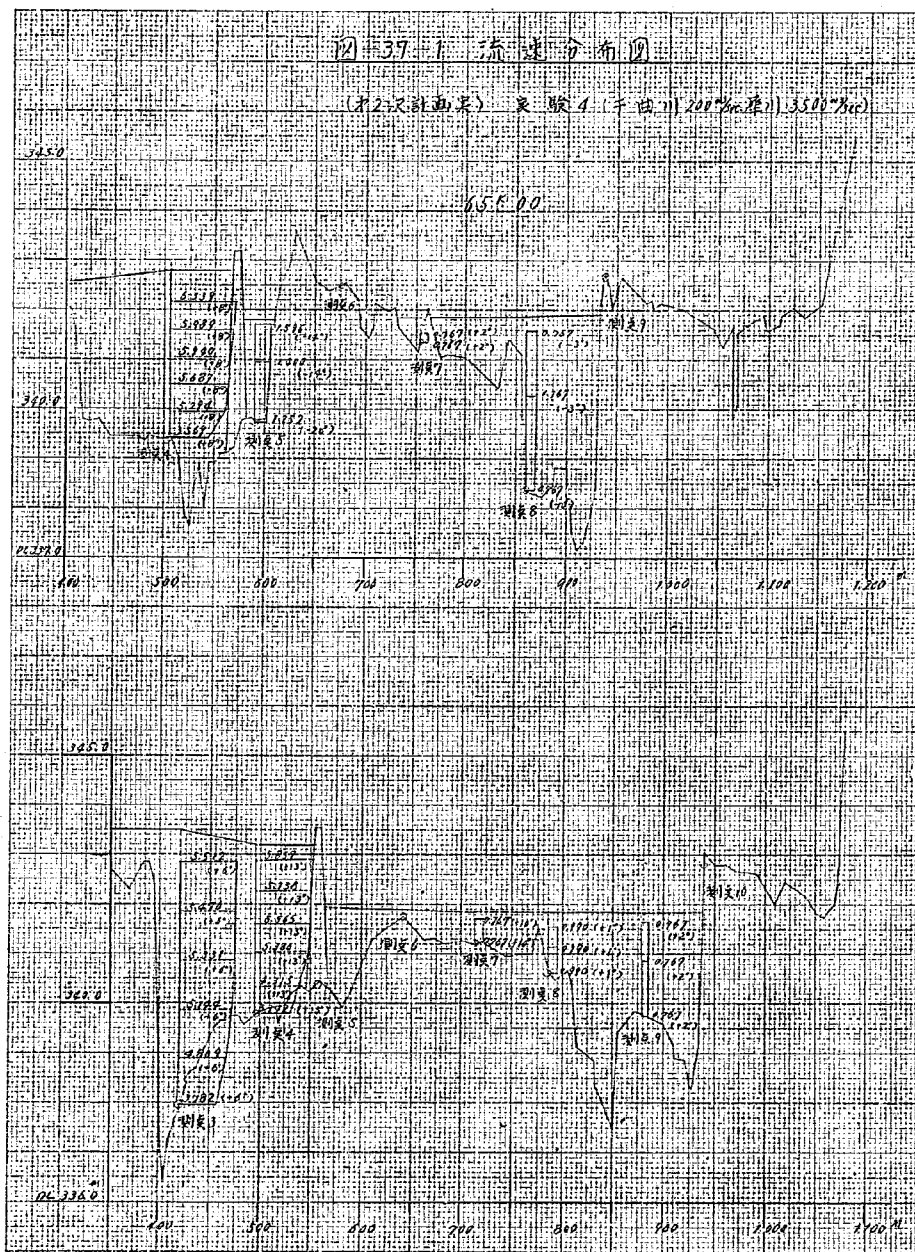
(第2次计算结果) 吴淞3 (干曲) 4000"56" 厚11"0" 为4)



2025-08-14 14:21

图 37-1 流速分布图

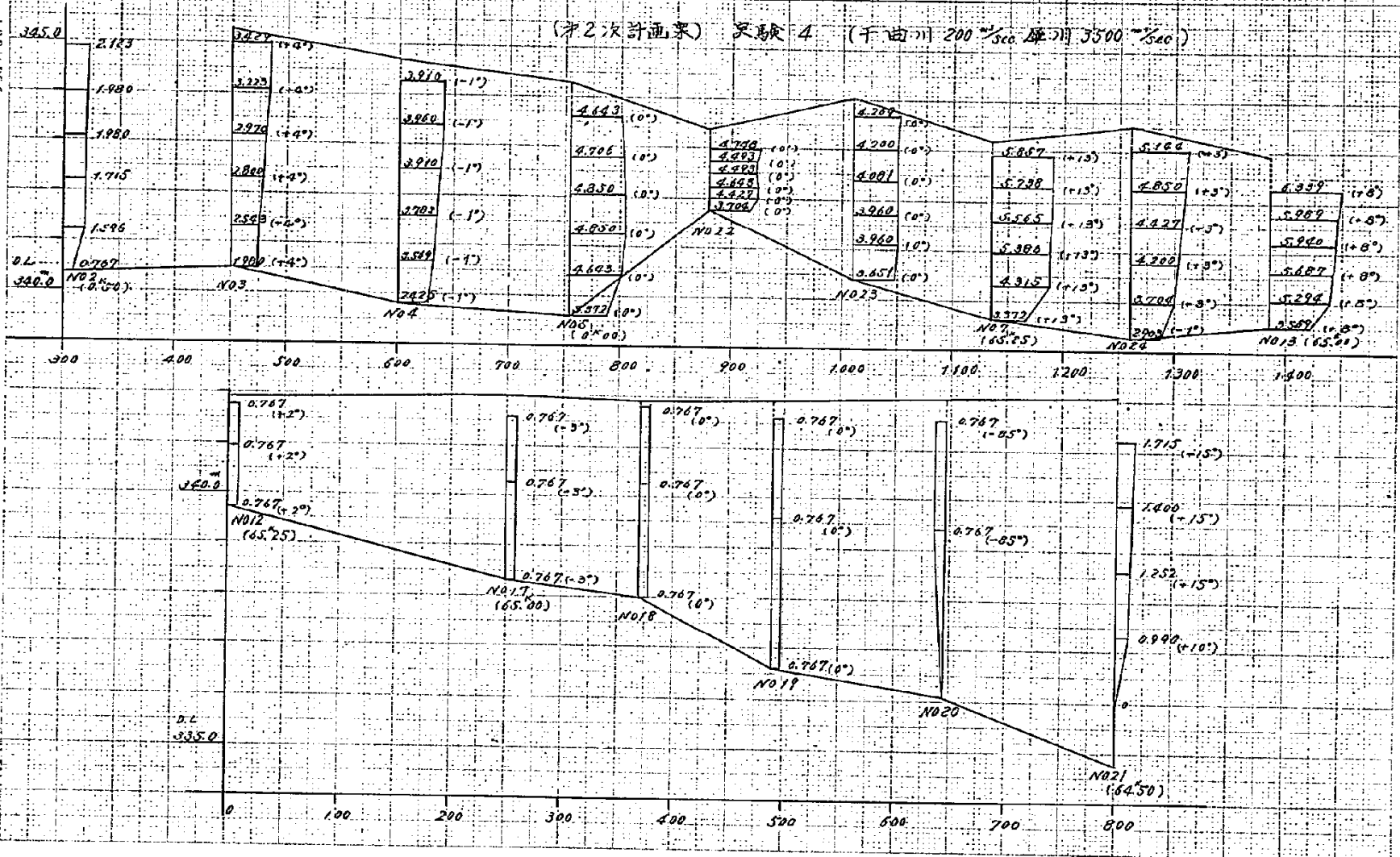
(才2只剖面) 流速 1 (千吨) 100% 流速 11 3500% 流速

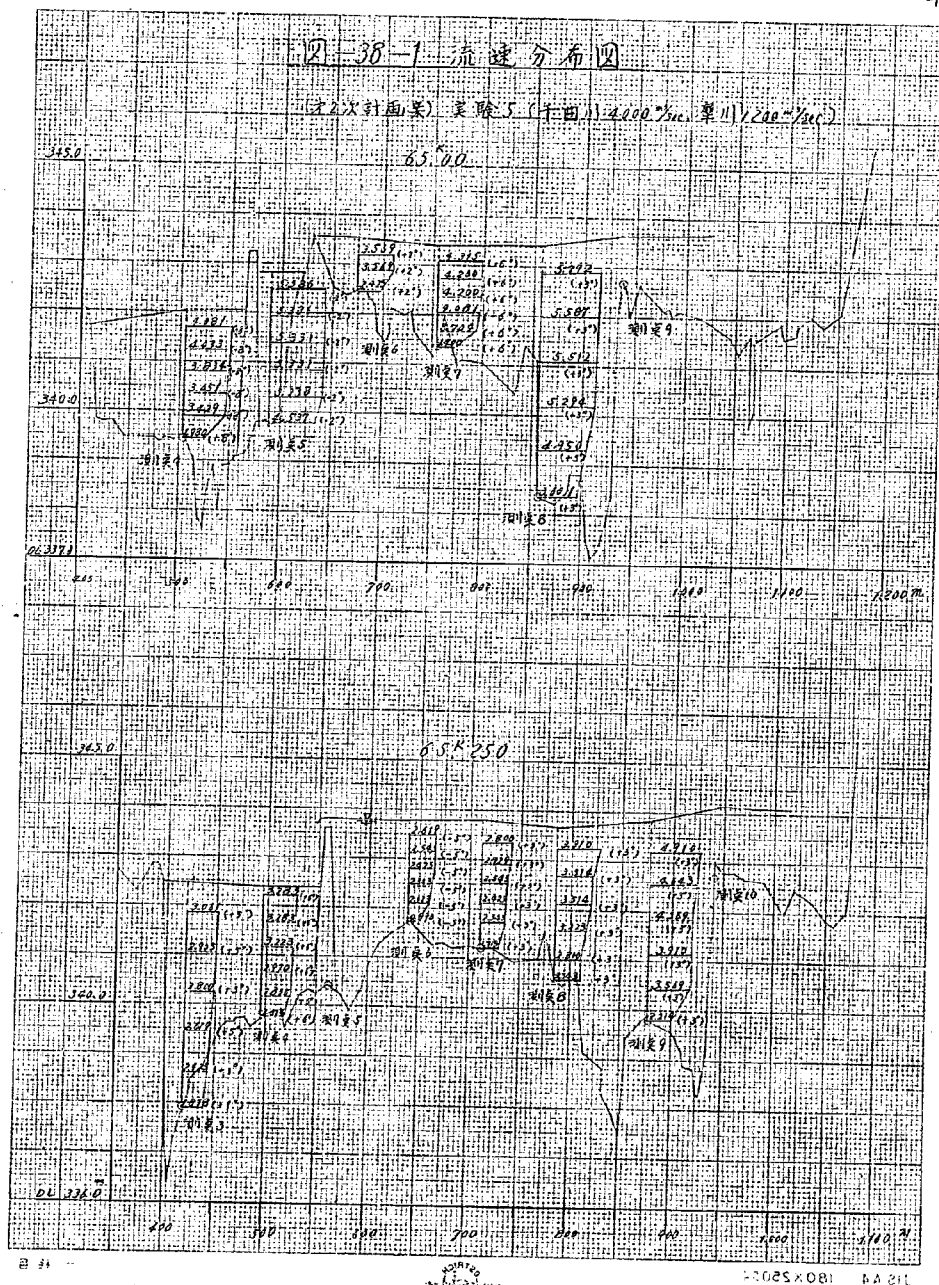


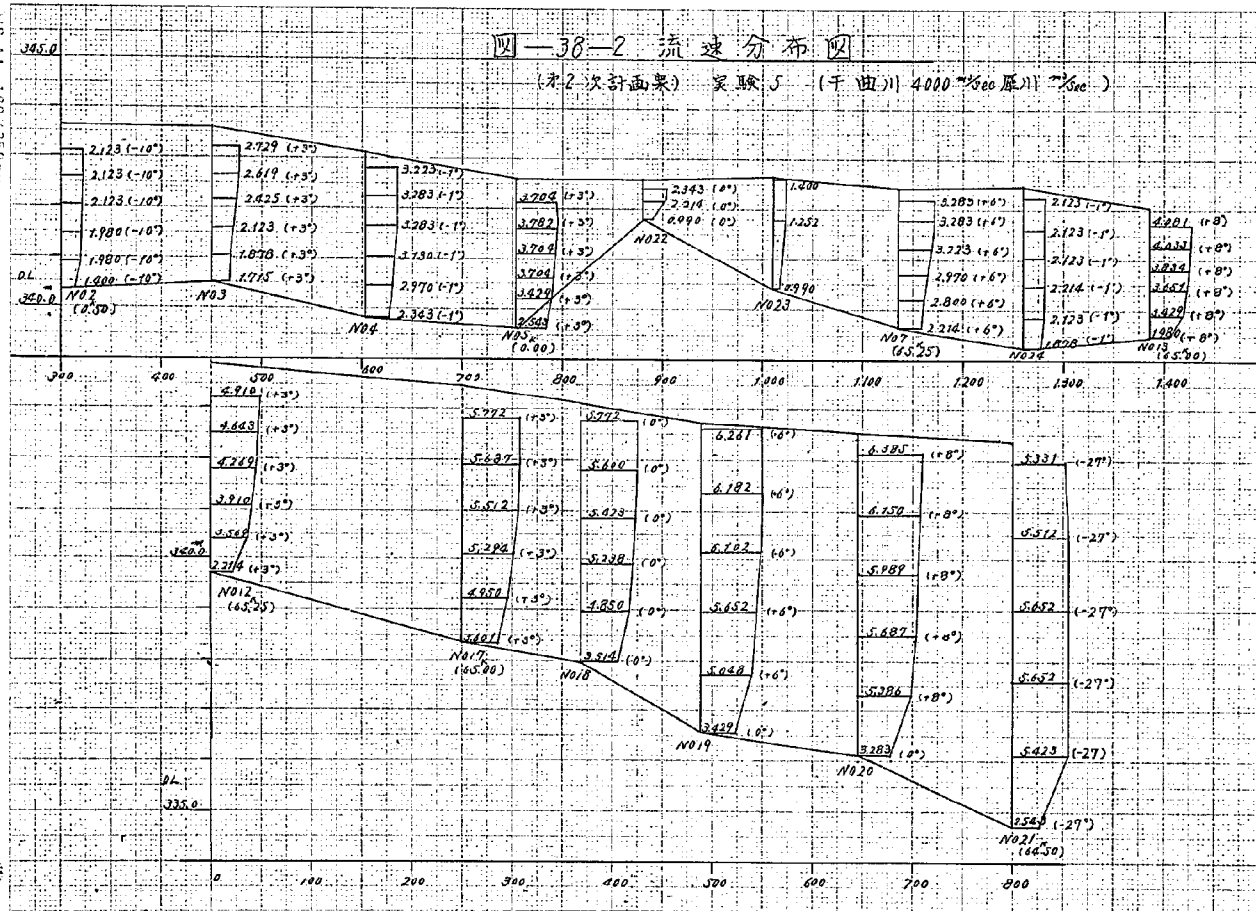
180x520

圖一 37-2 流速分布圖

(第2次計測結果) 実験 4 (千曲川 200^{mm} Sec 平均 3500^{mm} Sec)

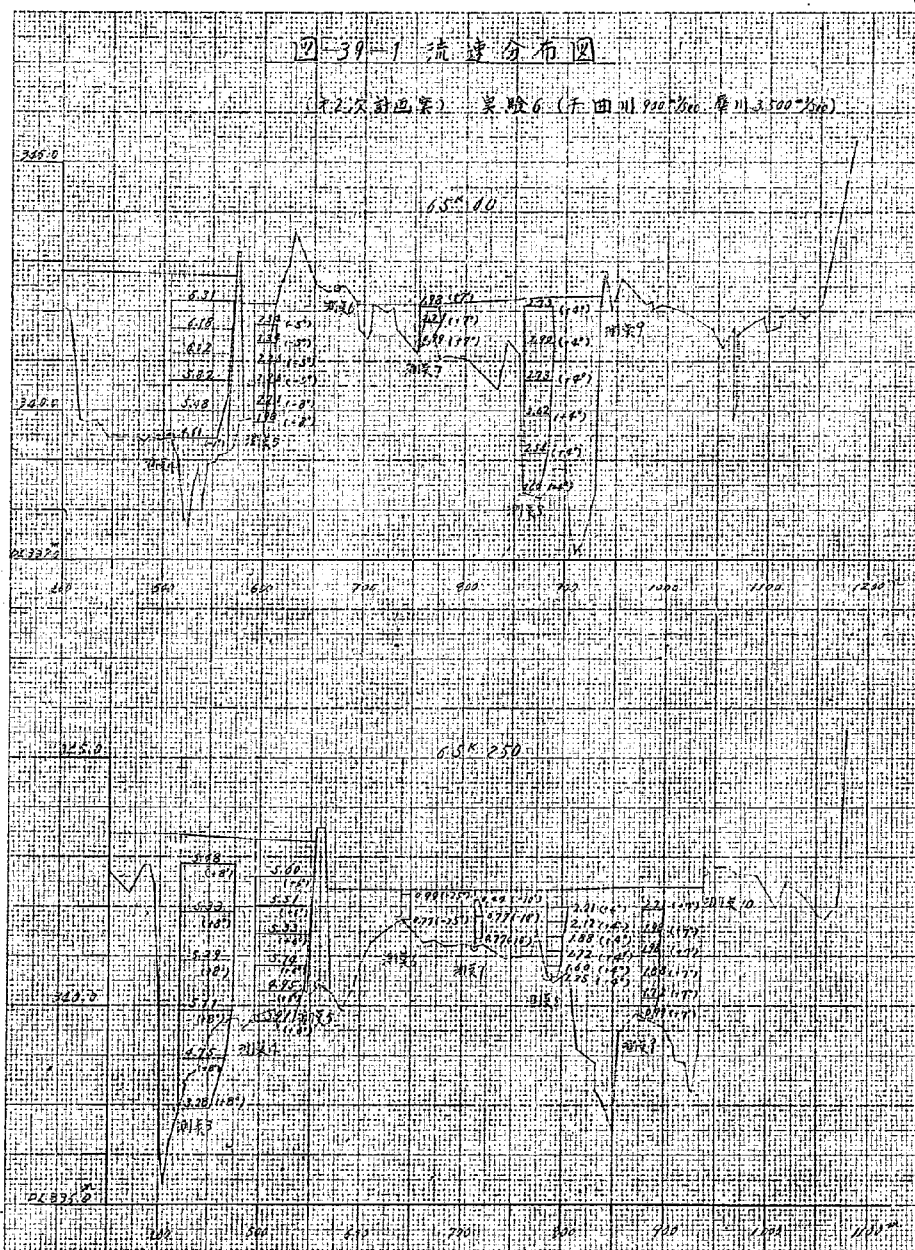






②-39-1 流速分布图

(初次剖面) 吴淞6 (干田川 950~1000 岸川 3500~4000)



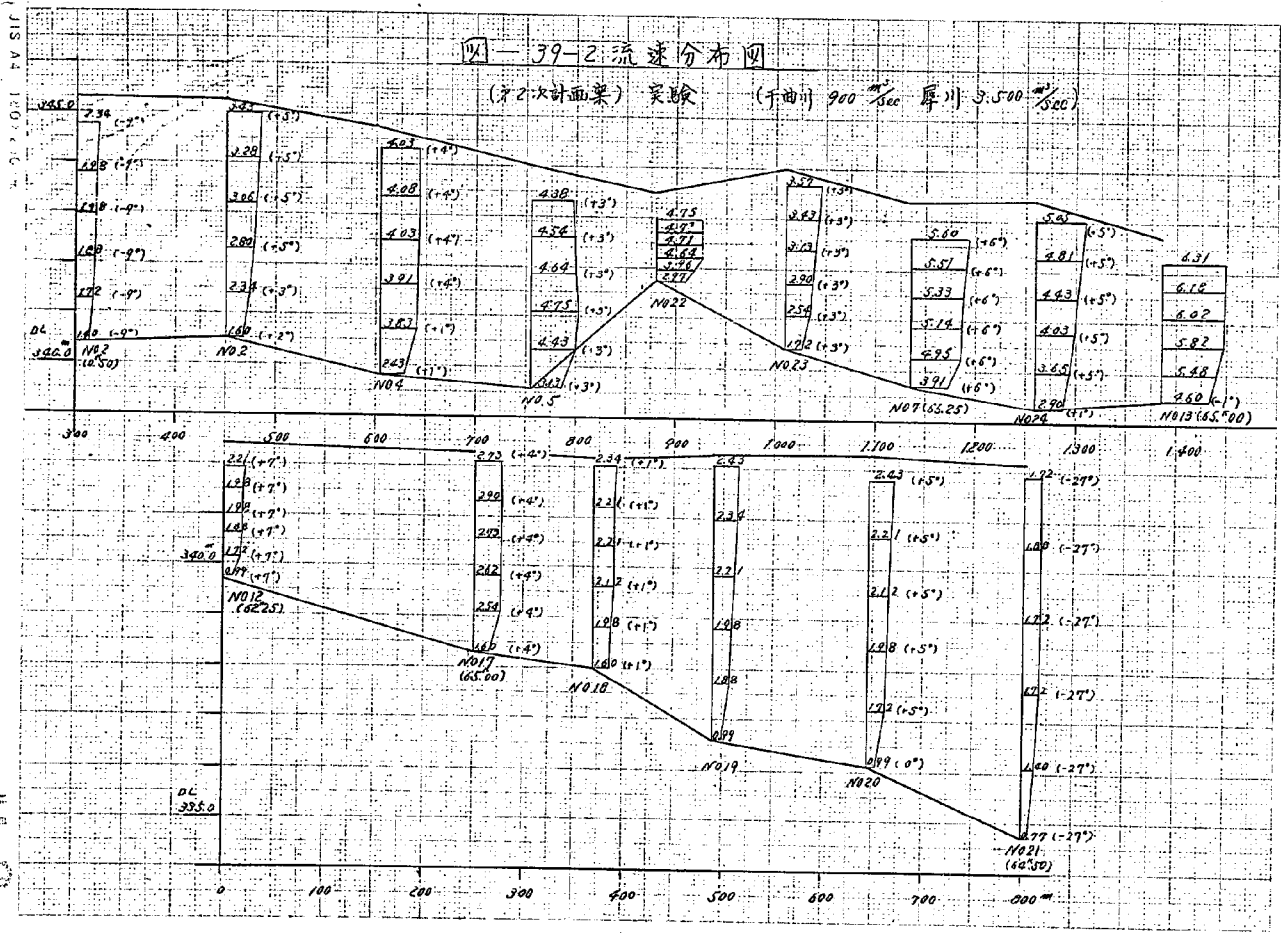


図-40 千曲川、犀川 流況スケッチ図

現状案 実験1 (千曲川 $4000 \text{ m}^3/\text{sec}$, 厚川 $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$)

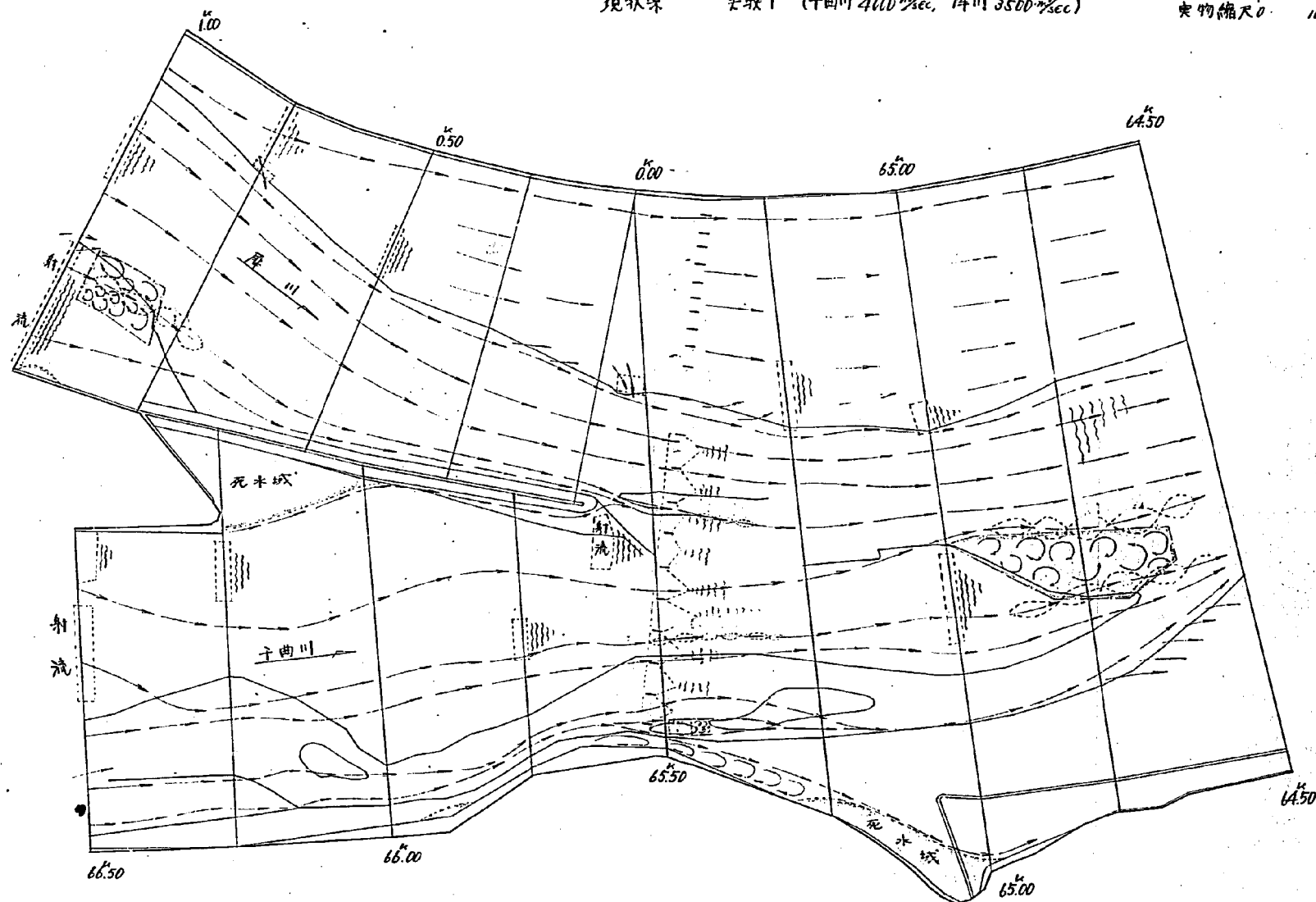


図-41 千曲川、犀川、流況スケッチ図

現状案 実験2 (千曲川 $3250 \frac{m^3}{sec}$, 犀川 $3250 \frac{m^3}{sec}$)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

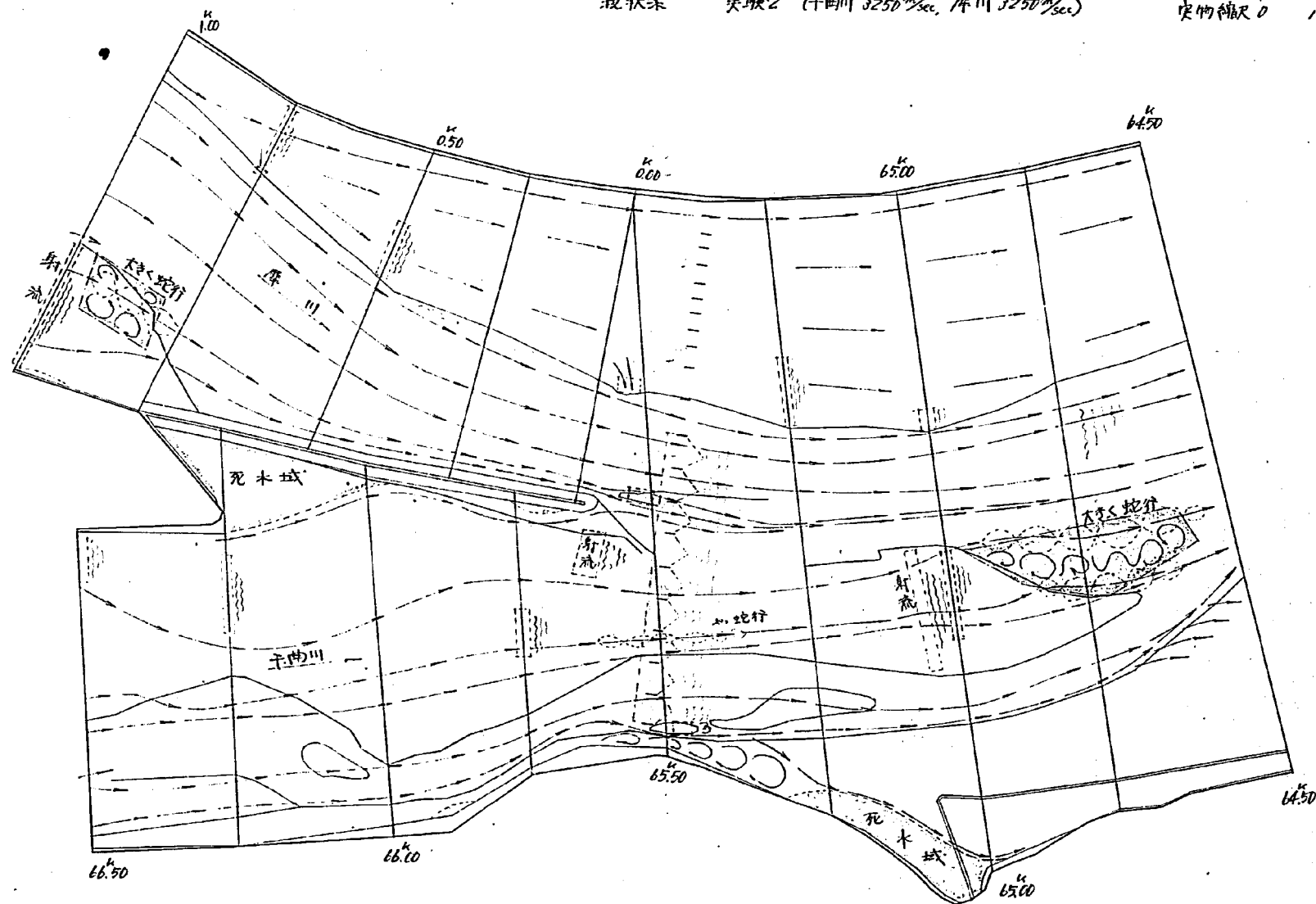


図-42 千曲川, 犀川, 流況スケッチ図

現状案 実験了 (千曲川 $4000 \text{ m}^3/\text{sec}$, 犀川 $0 \text{ m}^3/\text{sec}$)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

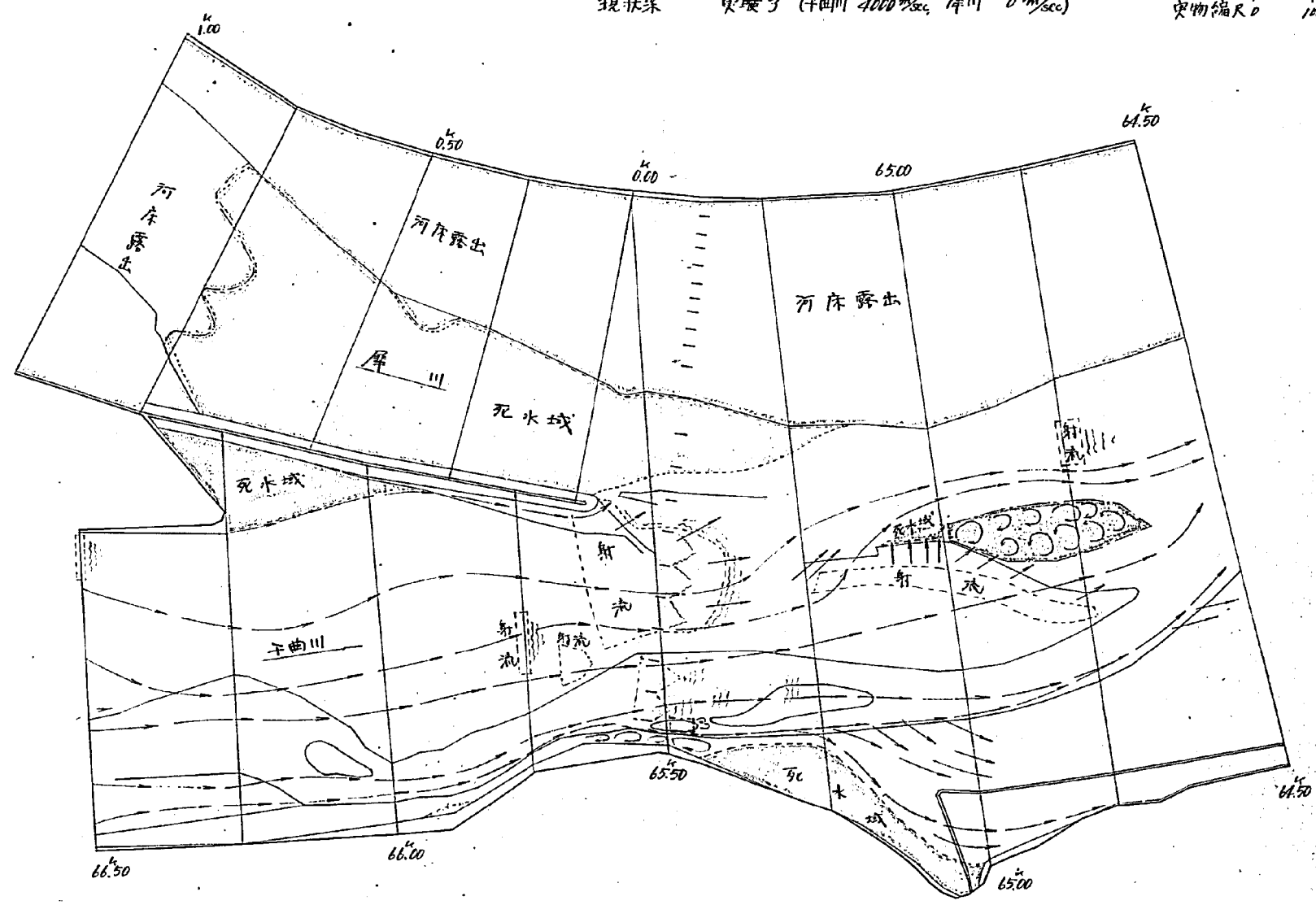


図-43 干曲川、犀川 流況スケッチ図

現状案 実験4 (干曲川 200 m^3/sec , 犀川 350 m^3/sec)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

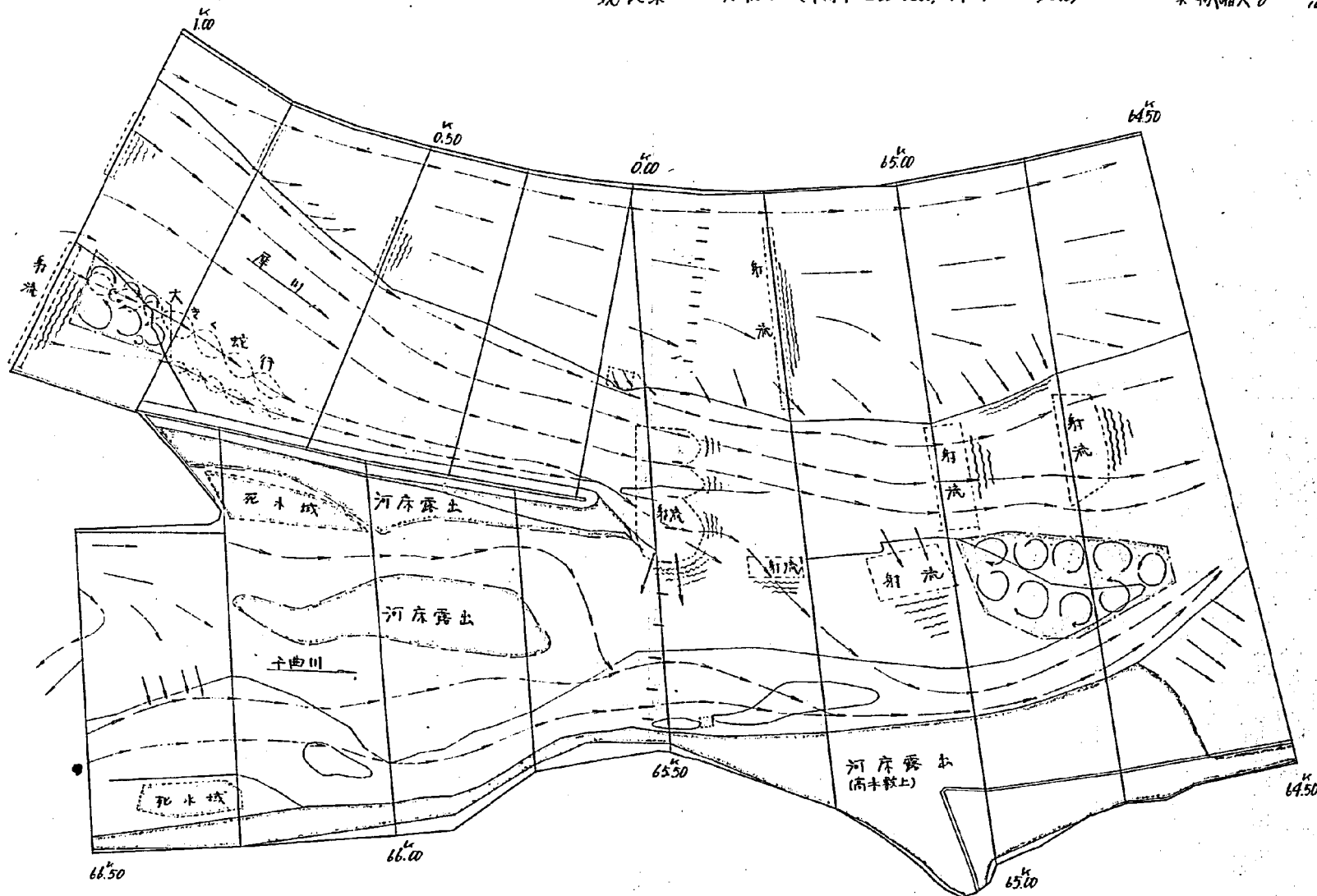


図-44 干曲川、犀川 流況スケッチ図

現状案 実験5 (干曲川 4000 $\frac{1}{1000}$ sec, 犀川 1200 $\frac{1}{1000}$ sec)

模型縮尺 0 1 2 3 4
実物縮尺 0 100 200 300 m

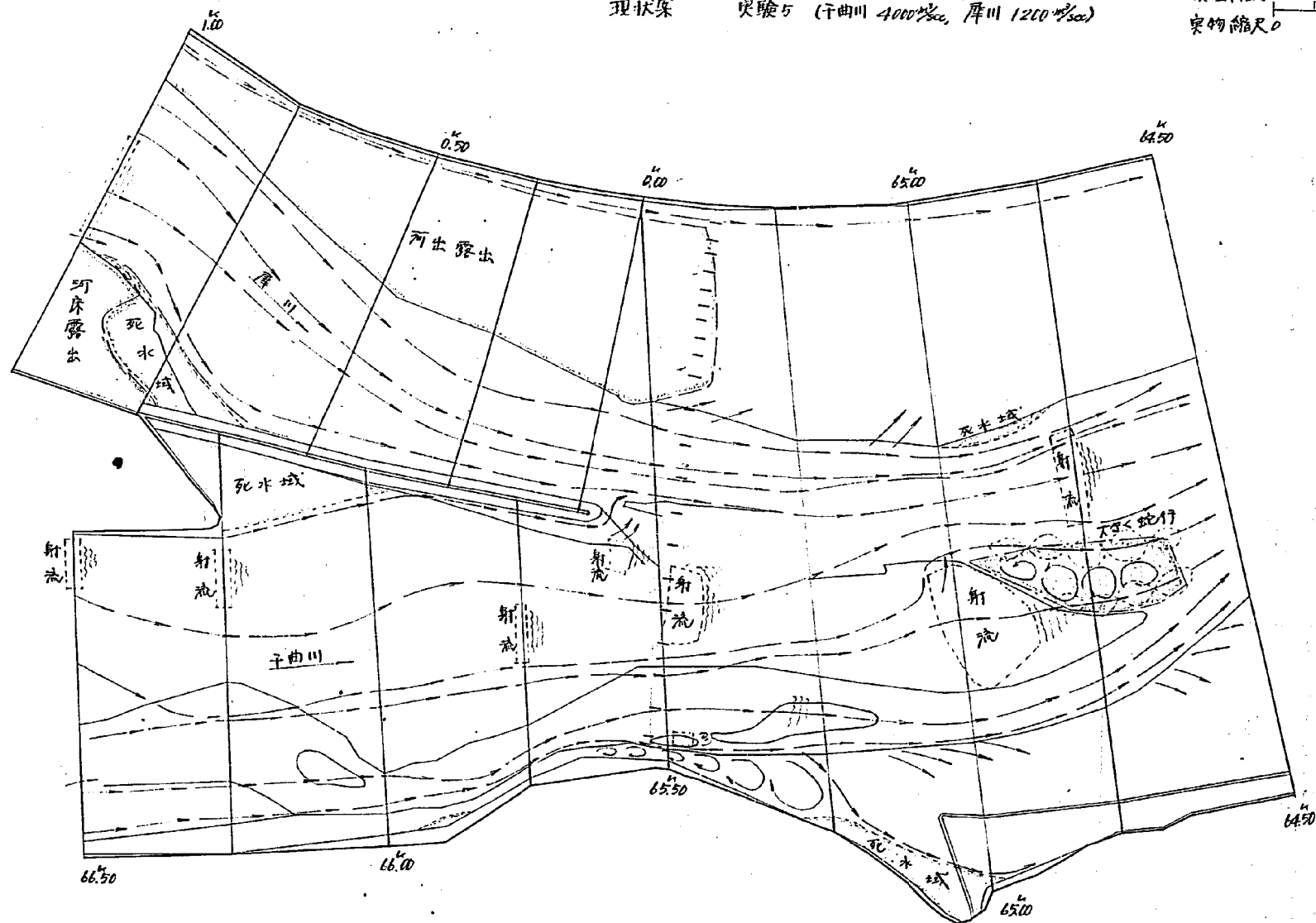


図-45 千曲川、犀川、流況スケッチ図

現状案 実験6 千曲川 900^msec, 犀川 2500^msec

模型縮尺 0 1 2 3 4^m
実物縮尺 0 100 200 300^m

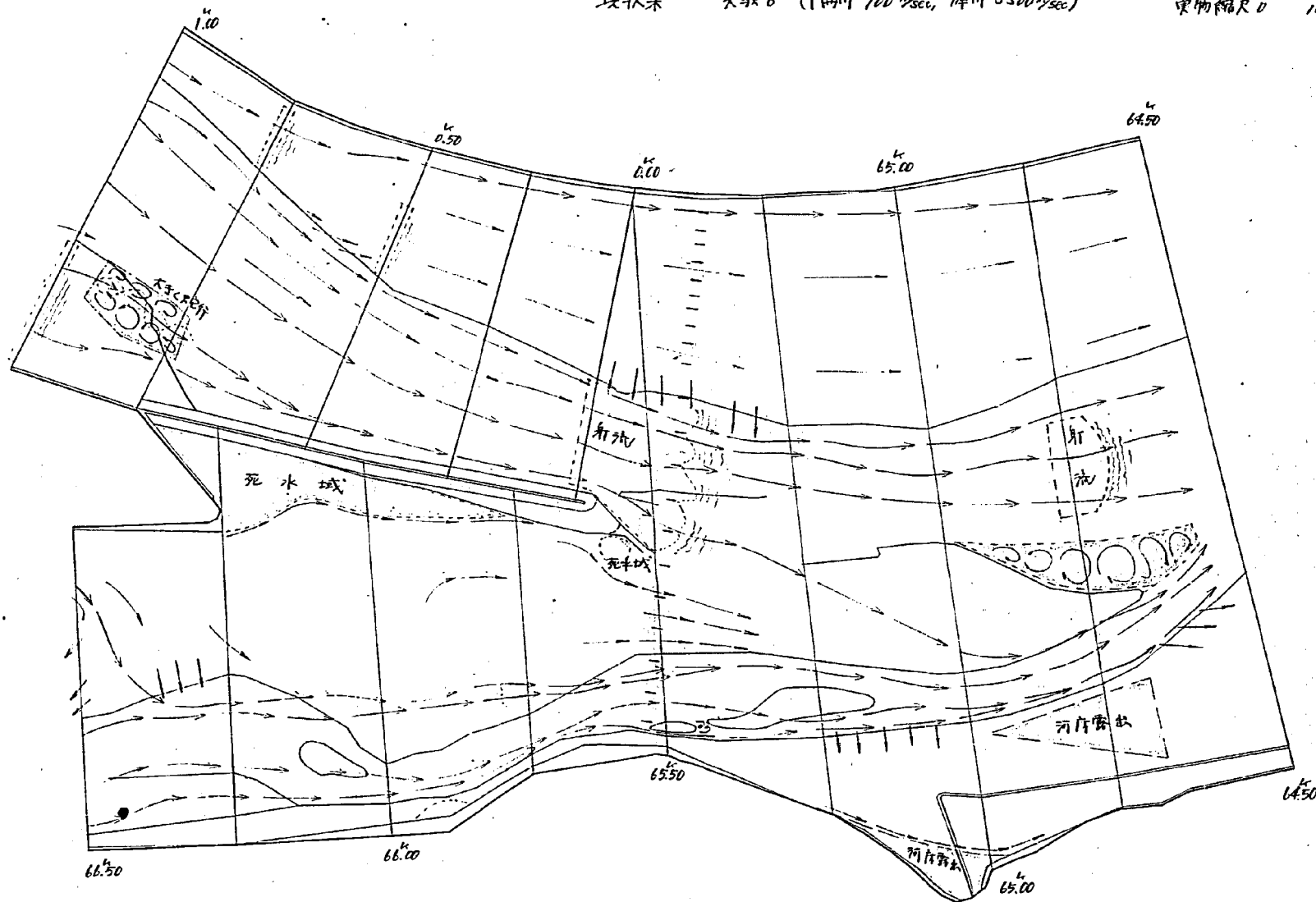


図-46 千曲川、犀川 流況スケッチ図

ホ1次計画案

実験1 (千曲川 4000 m^3/sec , 犀川 3500 m^3/sec)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

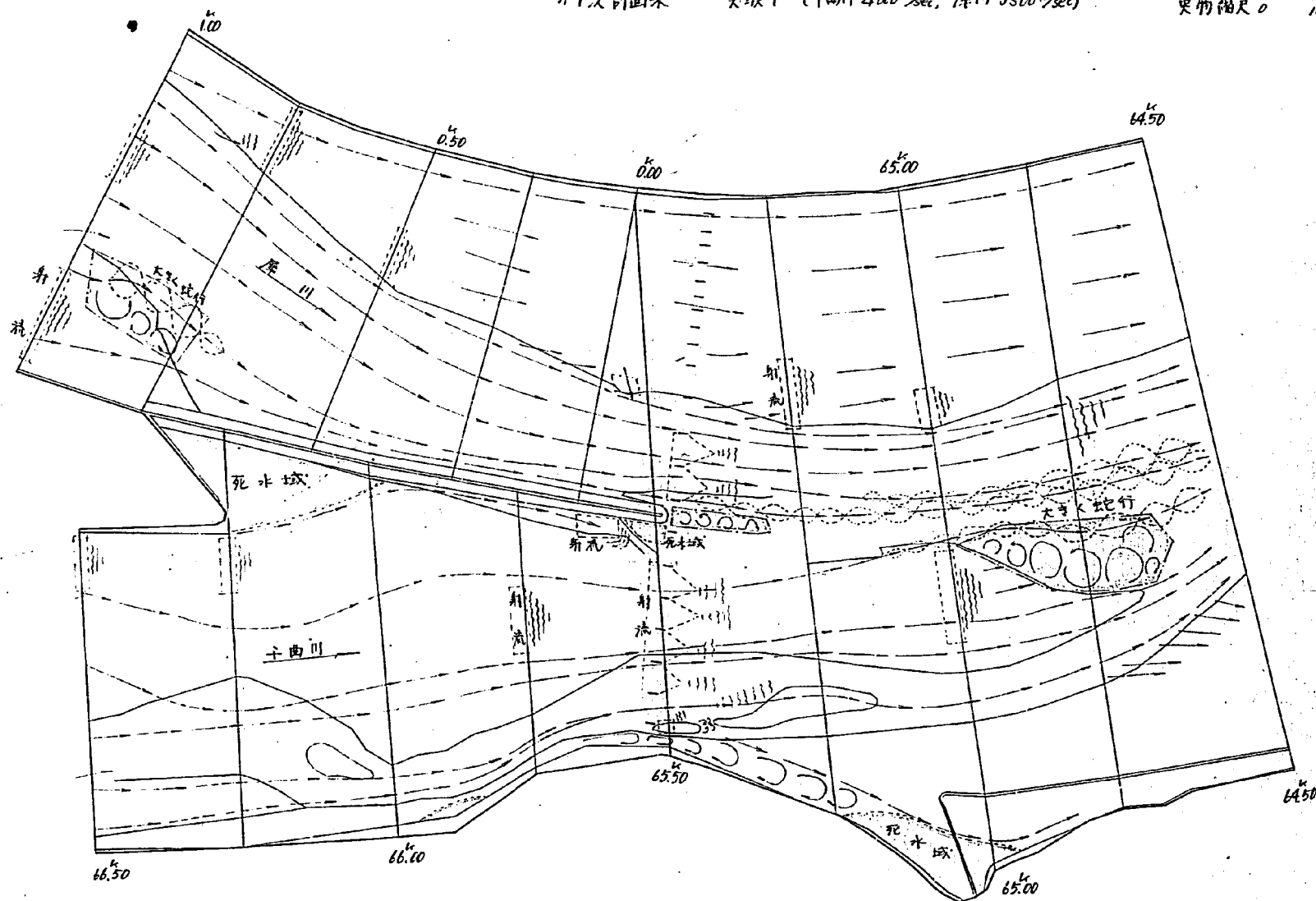


図-47 千曲川、犀川 流況スケッチ図

※1次計画案 実験4 (千曲川 $200\text{m}^3/\text{s}$, 犀川 $3500\text{m}^3/\text{s}$)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

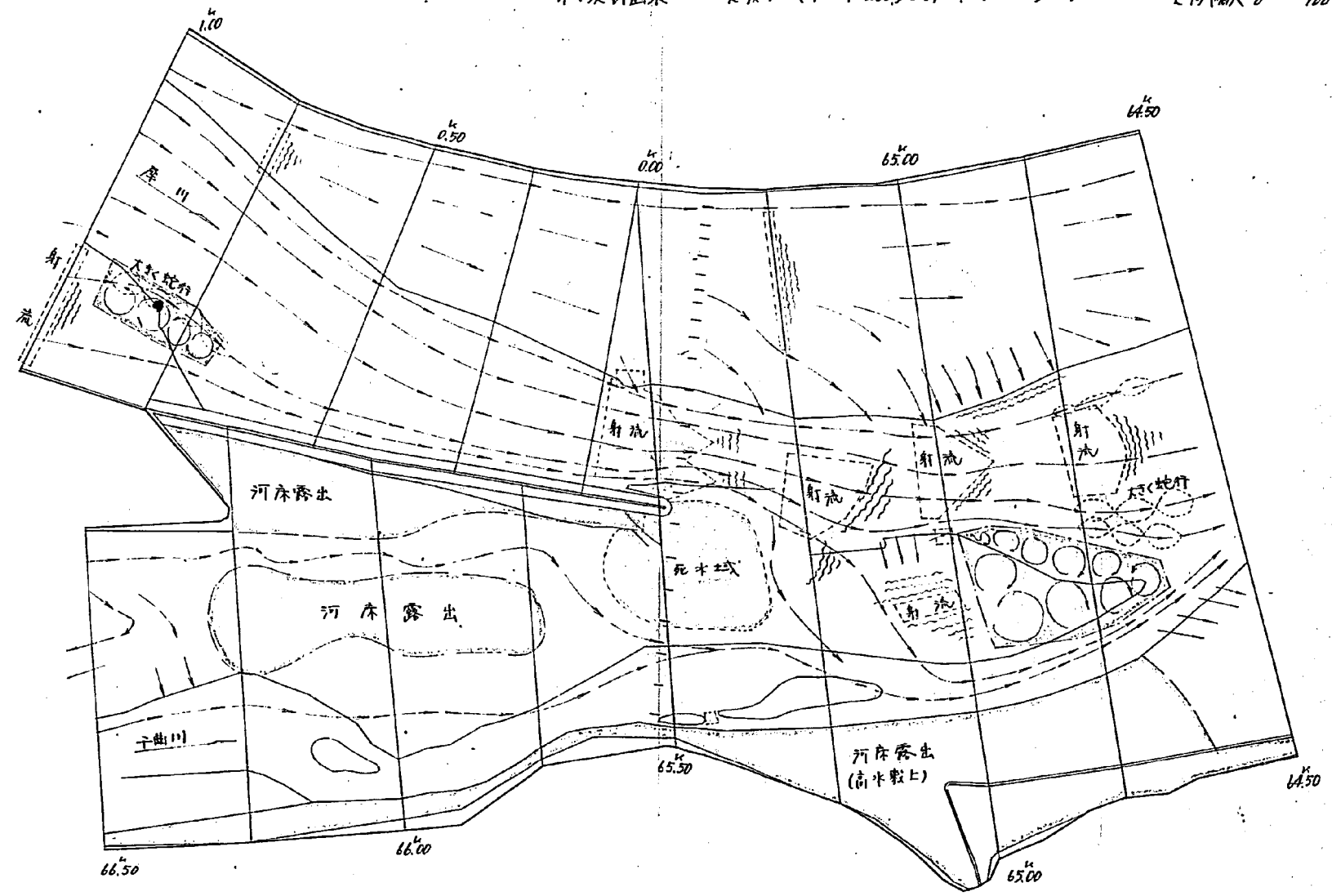


図-48 干曲川、屏川 流況スケッチ図

才2次計画案I型 実験1 (干曲川 4000 $\frac{m^3}{Sec}$, 屏川 3500 $\frac{m^3}{Sec}$)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

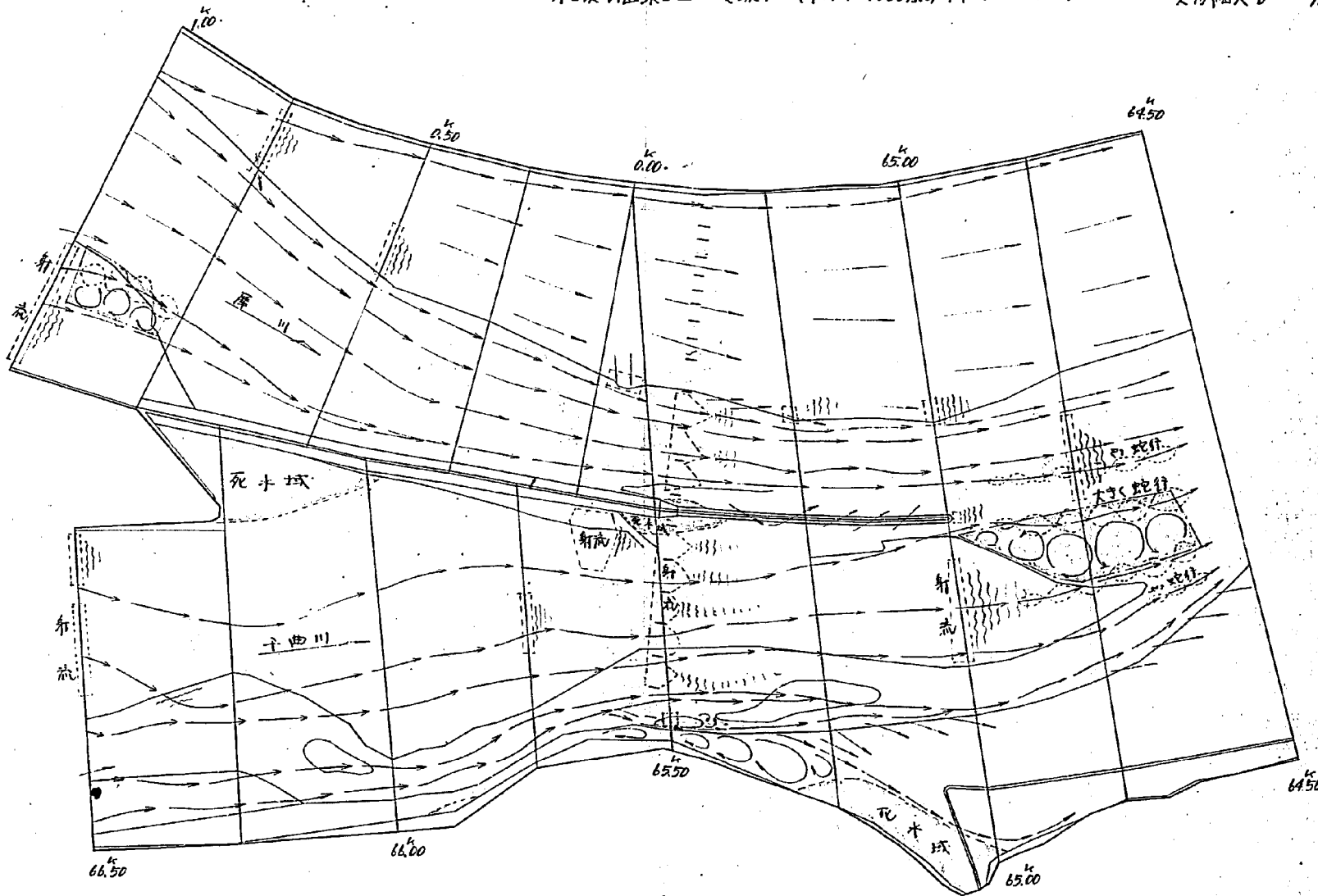


図-49 干曲川、犀川流況スケッチ図

第2次計画案I型 実験2 (干曲川 3250^{mm}sec, 犀川 3250^{mm}sec)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

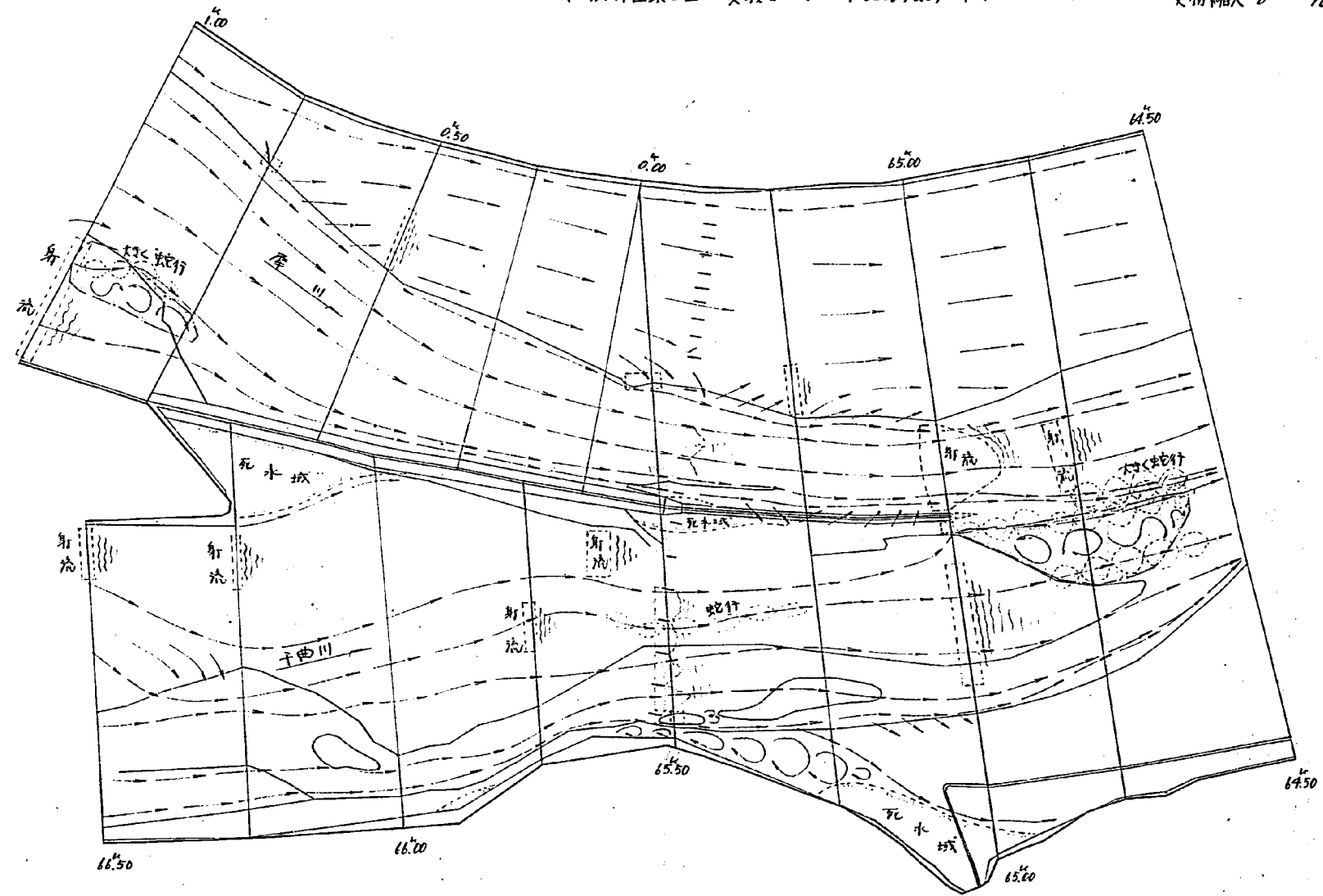


図-50 干曲川、厚川流況スケッチ図

才2次計画案I型 実験3 (干曲川 4000 $\frac{m^3}{sec}$, 厚川 0 $\frac{m^3}{sec}$)

模型縮尺 0 1 2 3 4
実物縮尺 0 100 200 300 m

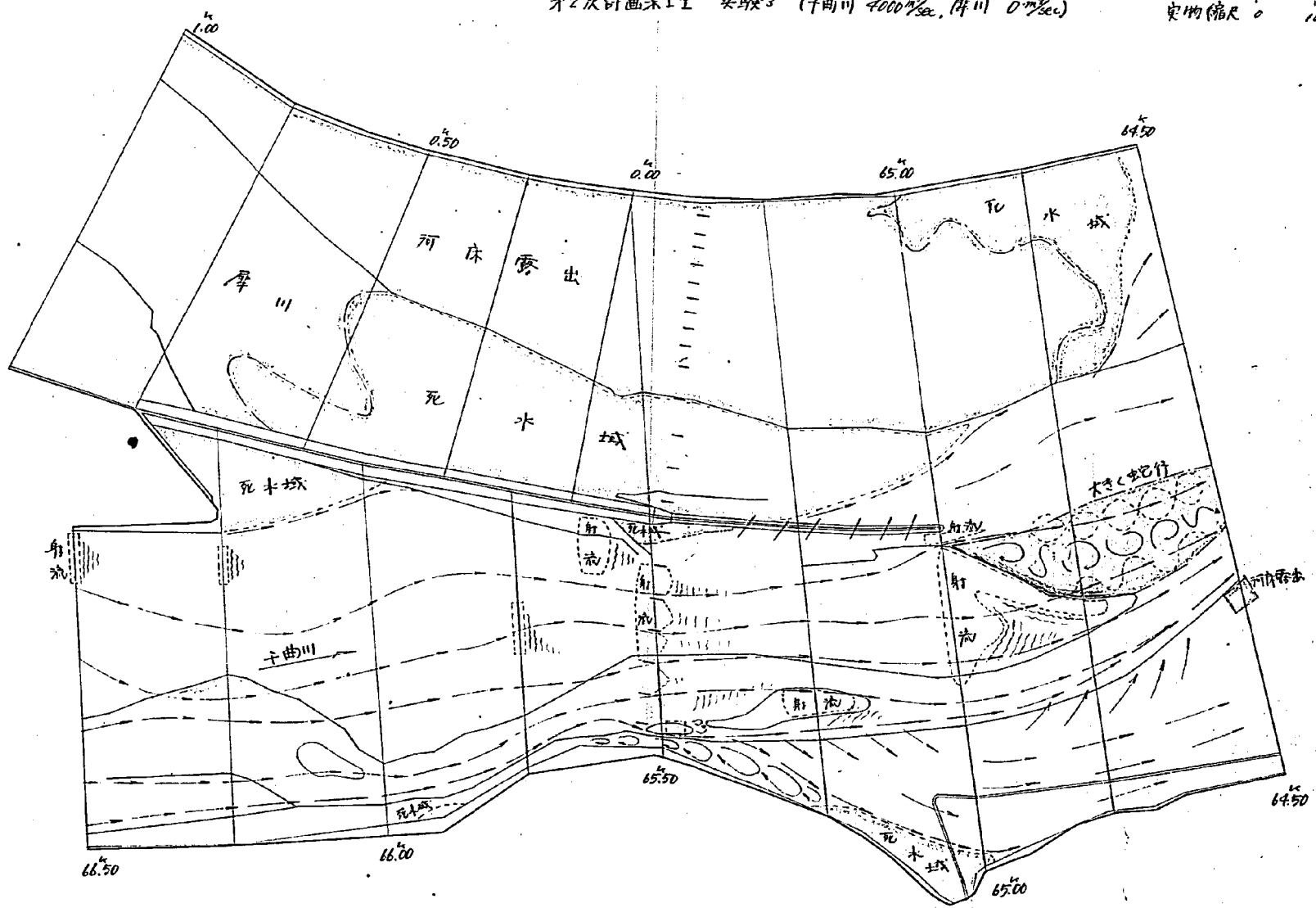


図-51 干曲川、屏川 流況スケッチ図

才2次計画案I型 実験4 (干曲川 200m, 屏川 3500m)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

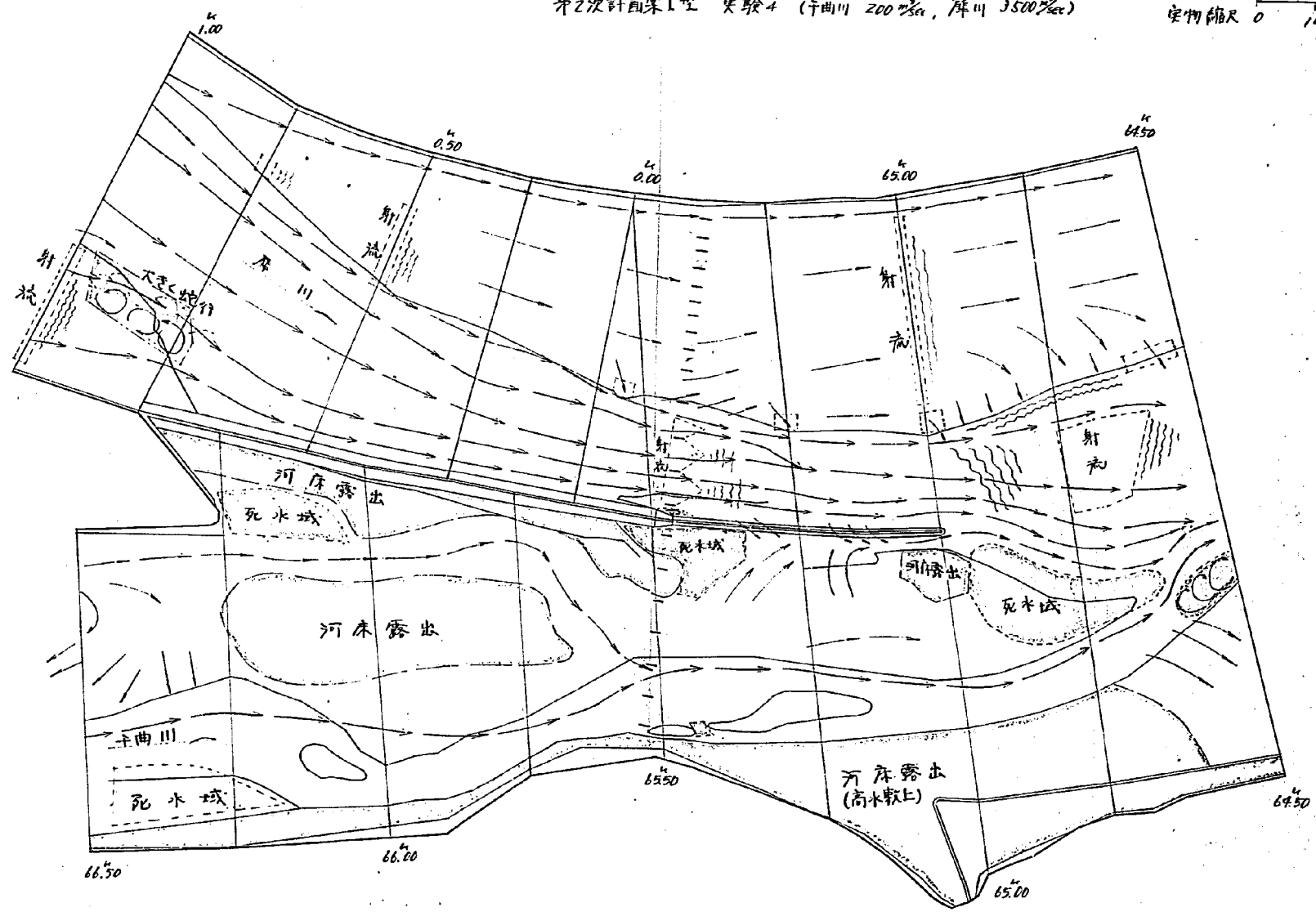


図-52 千曲川、犀川 流況スケッチ図

第2次計画案I型 実験5 (千曲川 $4000 \frac{m^3}{sec}$, 犀川 $1200 \frac{m^3}{sec}$)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

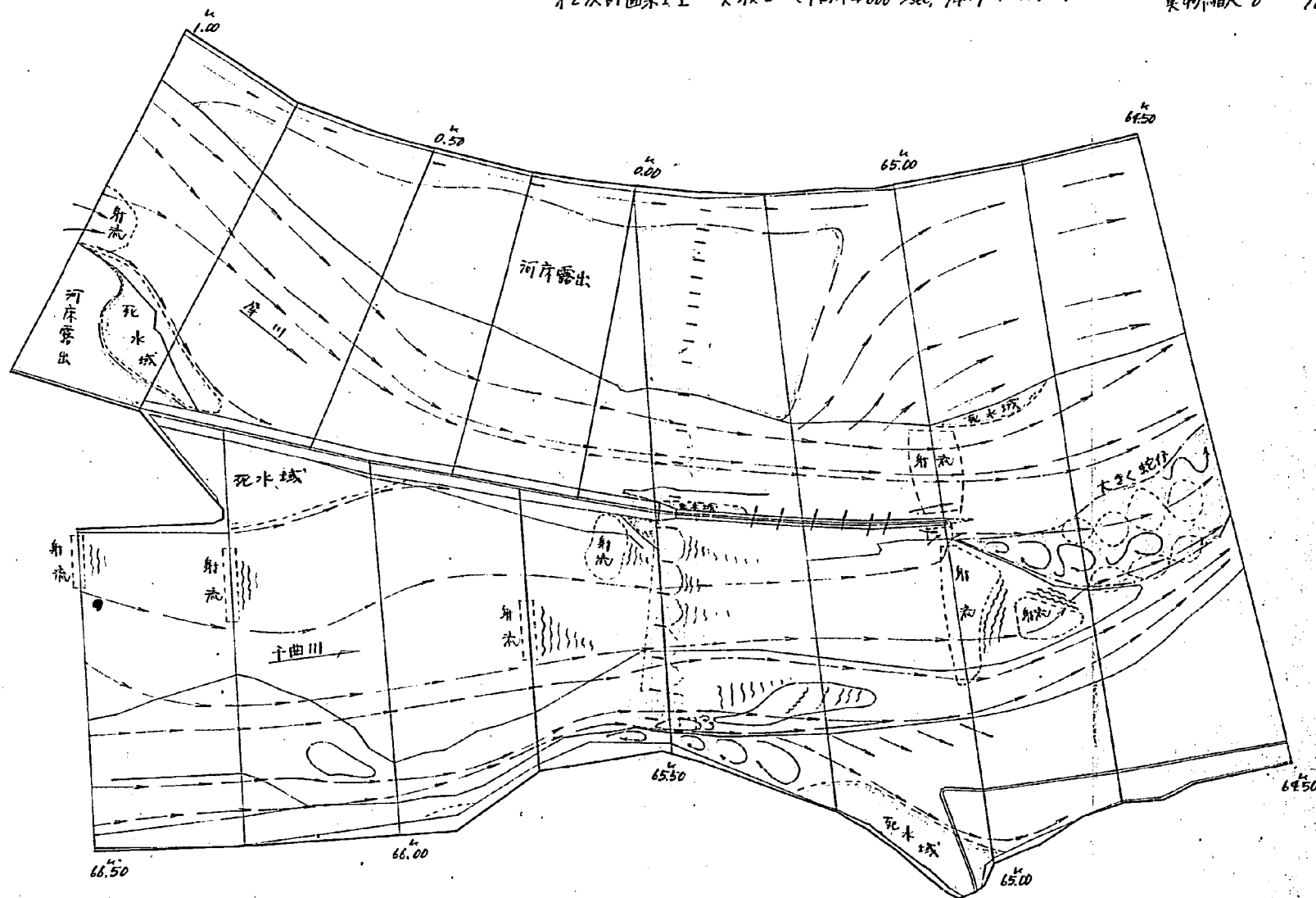


図-53 干曲川、屏川流泥スケッチ図

才2次計画案I型 実験6 (干曲川 900^m/sec, 屏川 3500^m/sec)

模型縮尺 0 1 2 3 4 m
実物縮尺 0 100 200 300 m

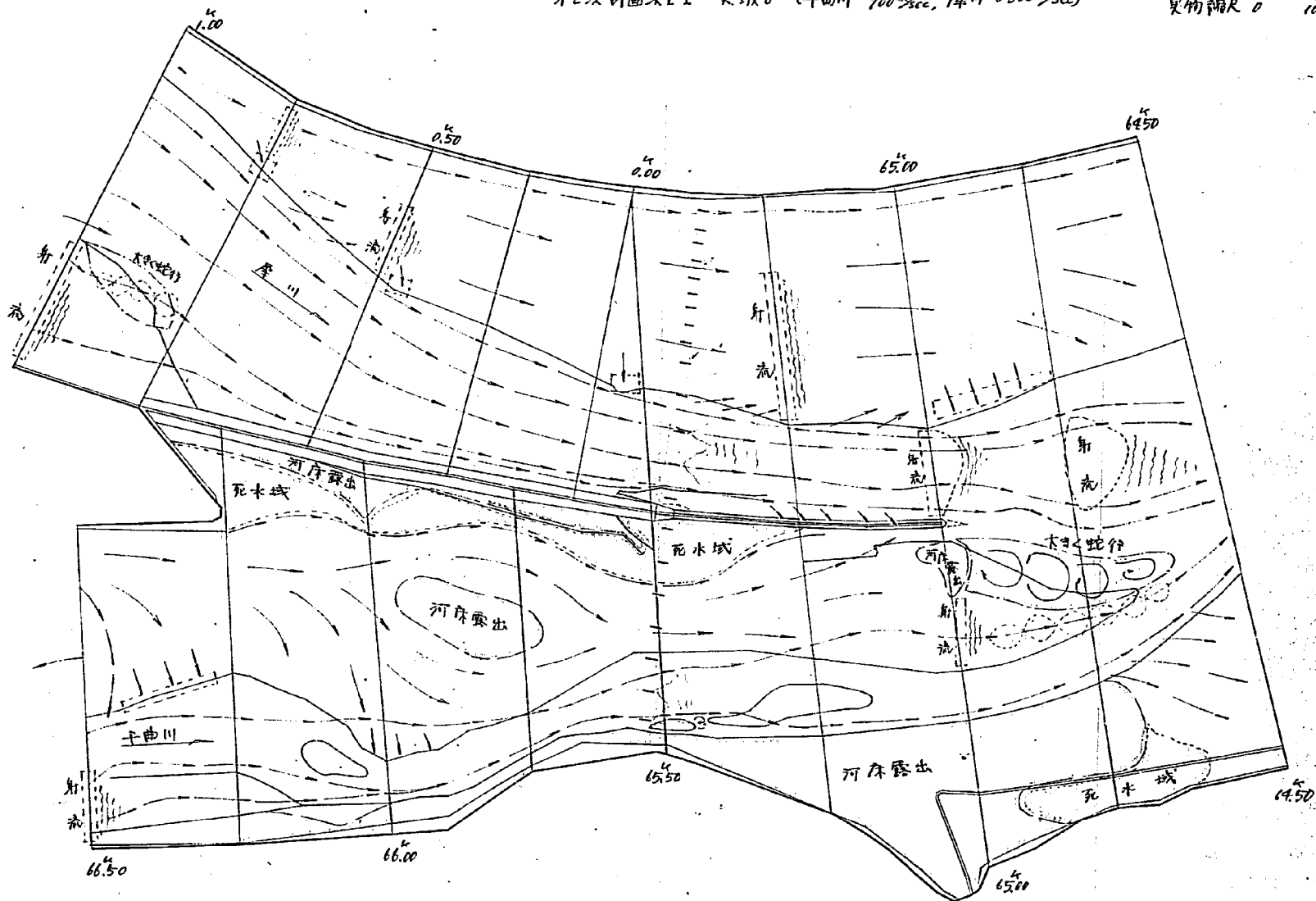
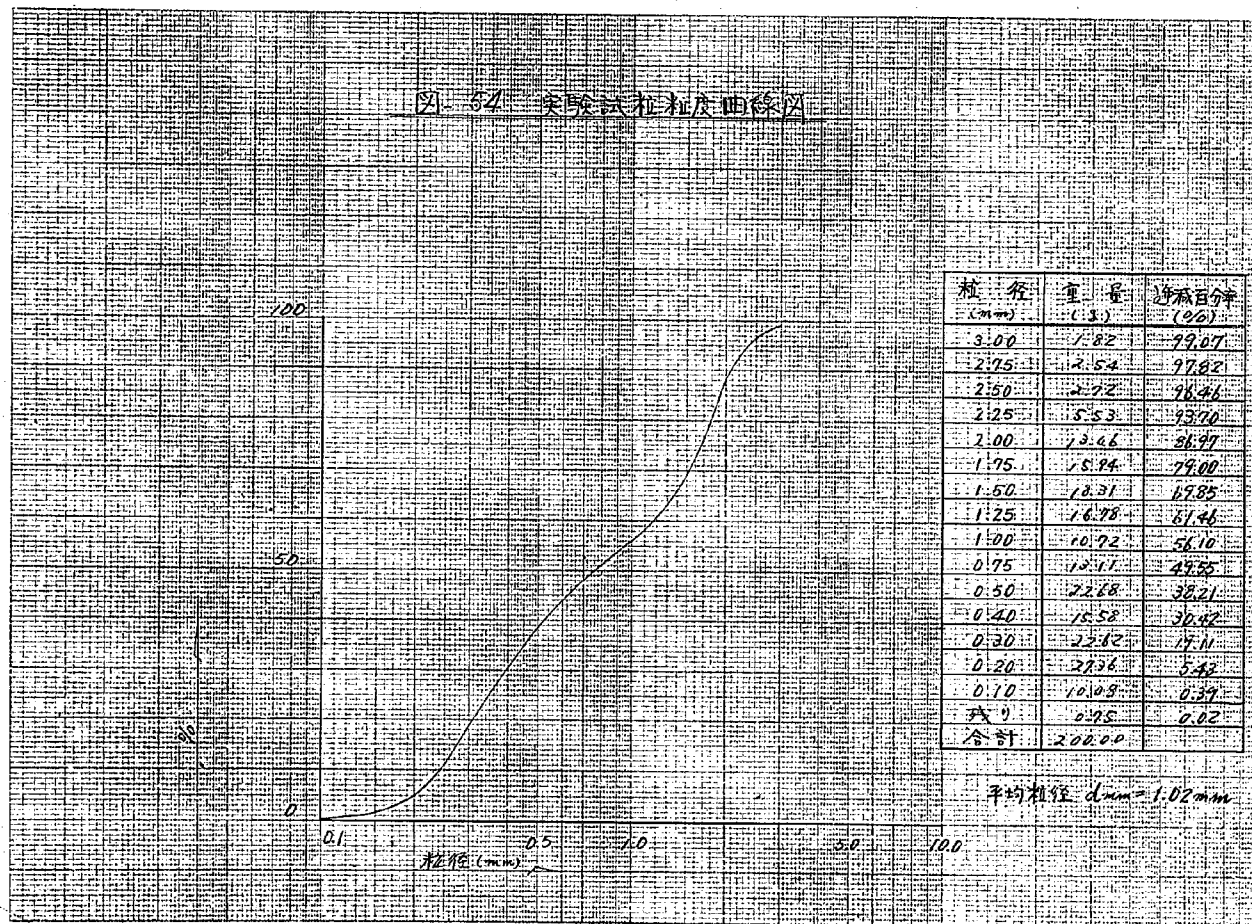
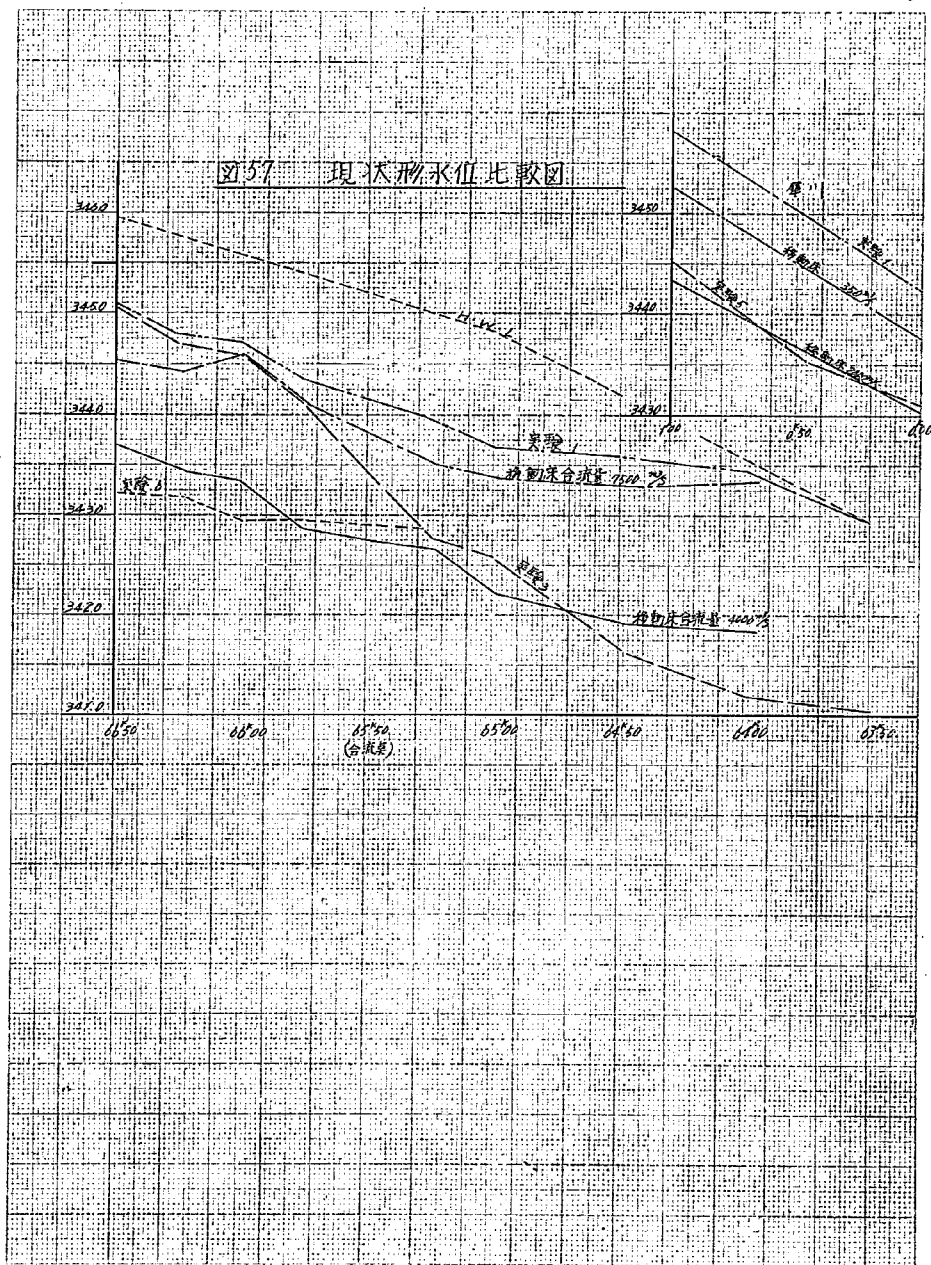


图 54 实验试粒粒度曲线图





J15.44 160x250x



15.44
160x250x

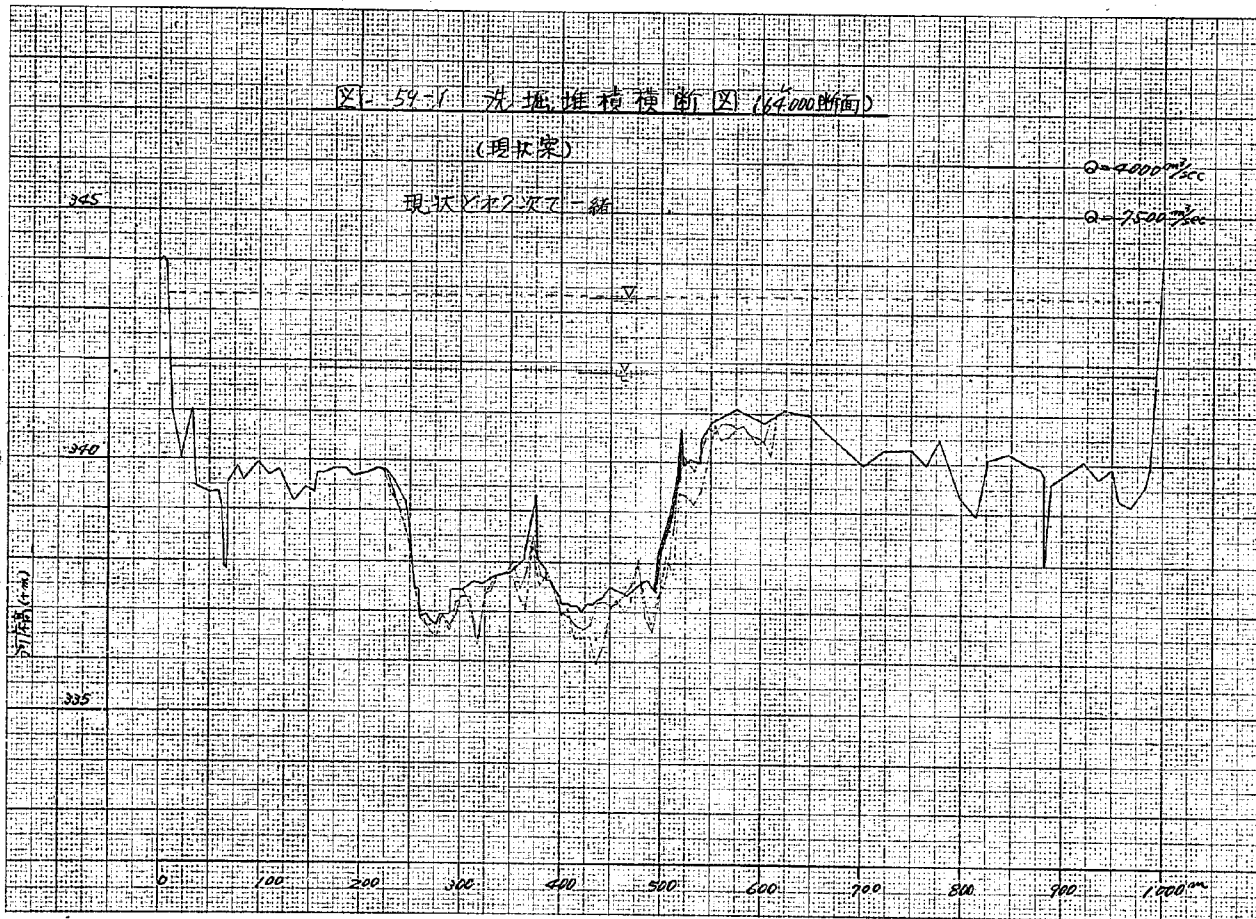
15.44

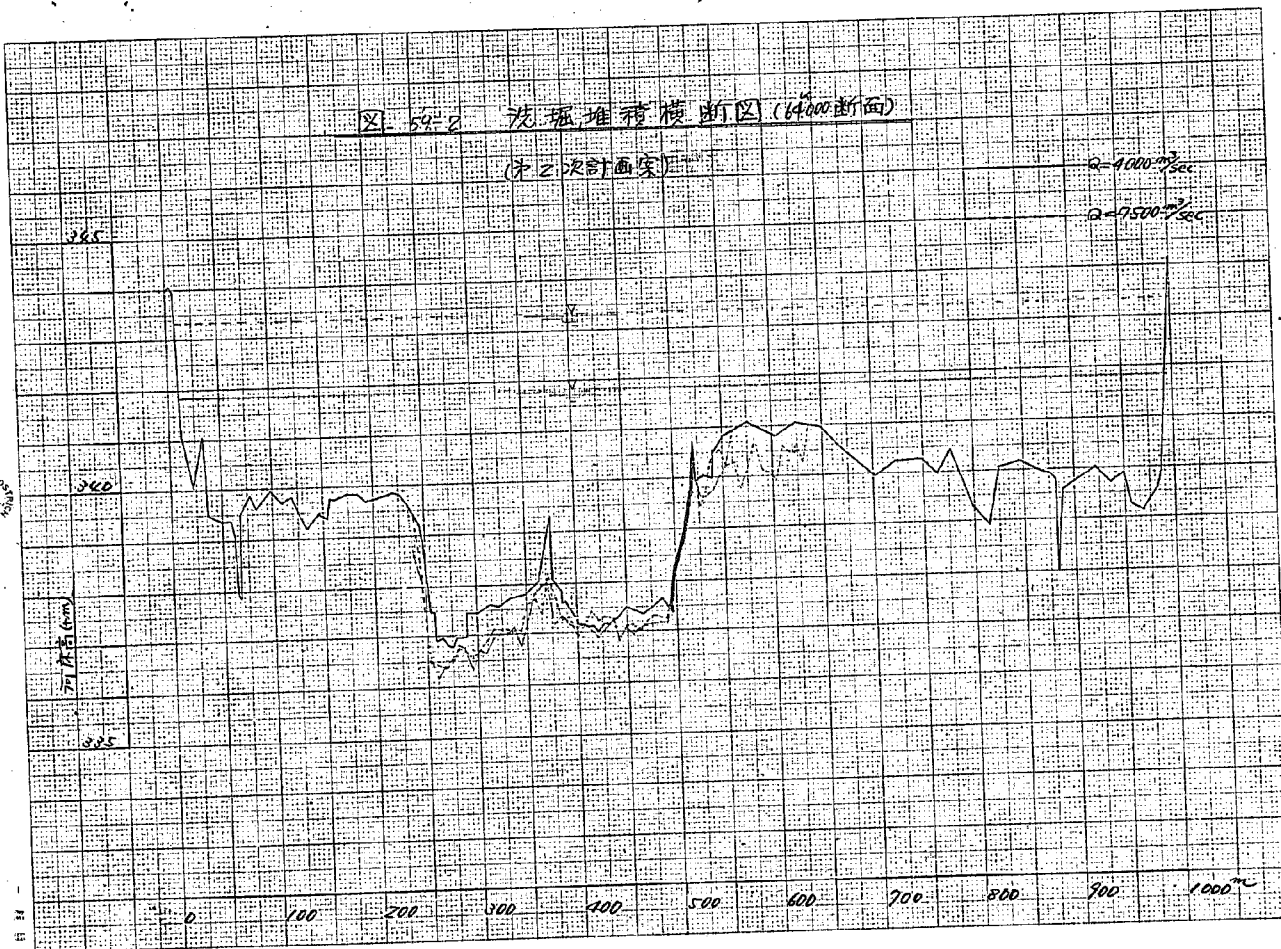
图 54-1 龙堆模断面图 (64000断面)
(现状案)

现状龙堆模断面图

$Q=1000\frac{m^3}{sec}$

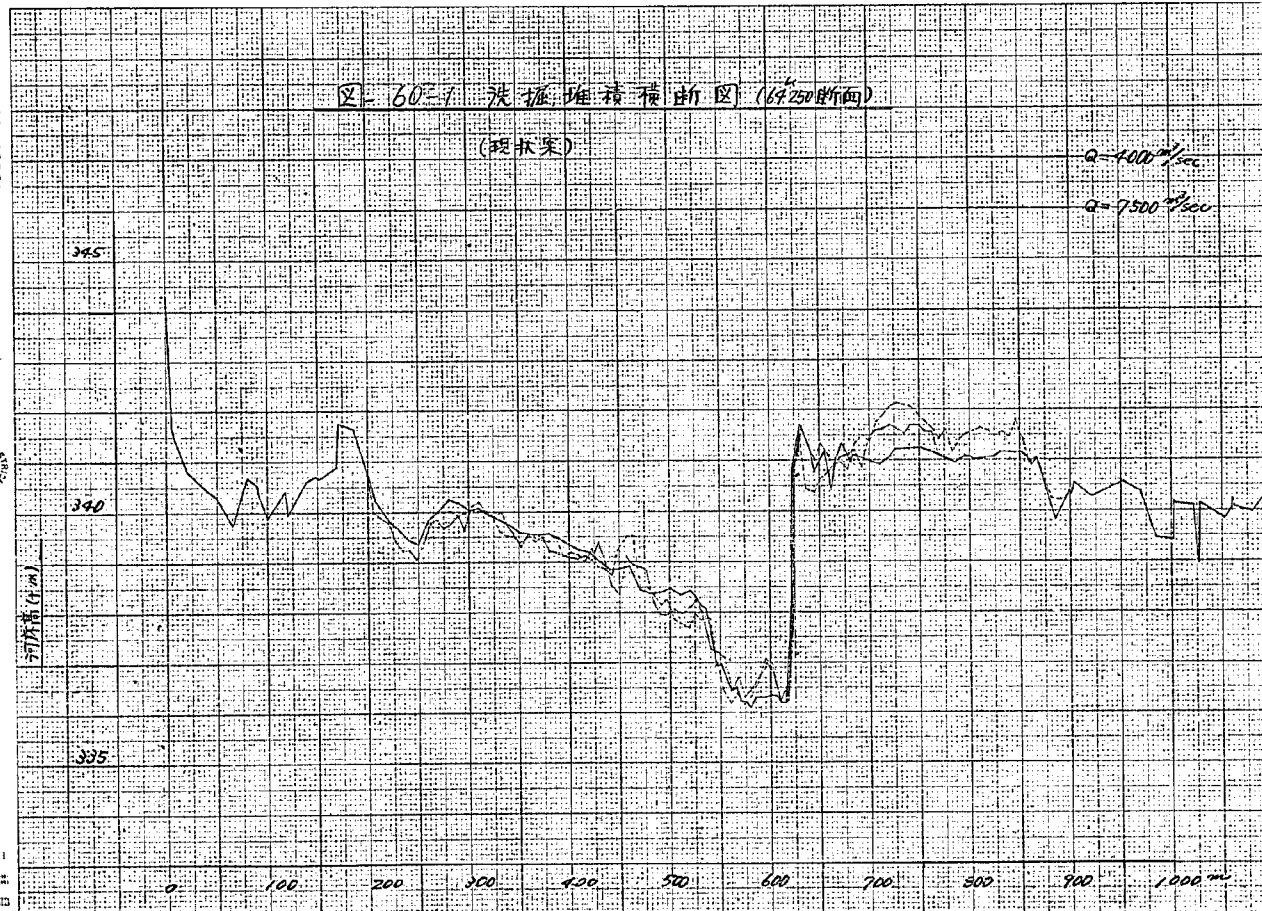
$Q=1500\frac{m^3}{sec}$



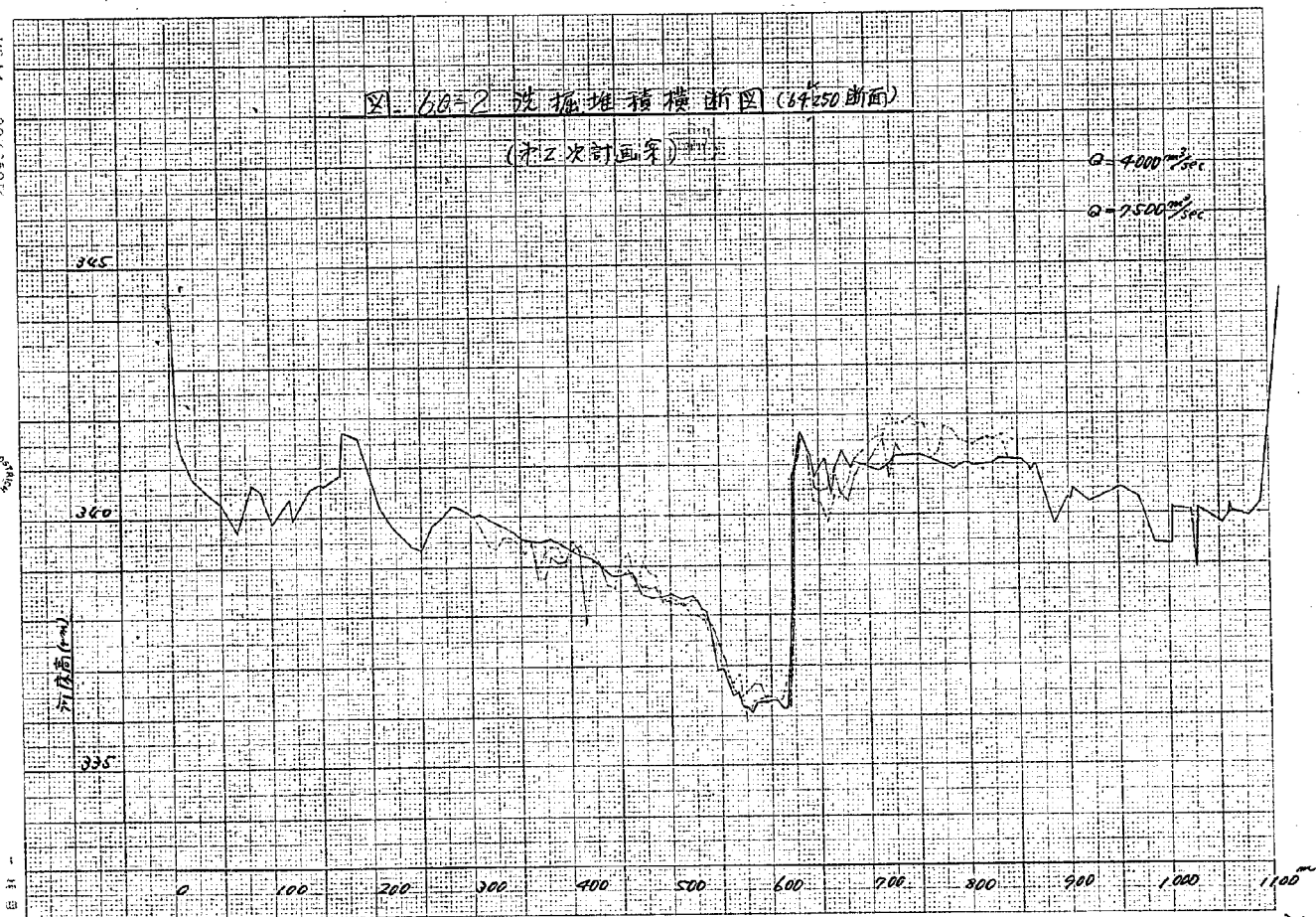


JIS A4 180 × 250 mm

23



JIS A4 180×250×



比例尺 1:1000

河床高程 (m)

里程

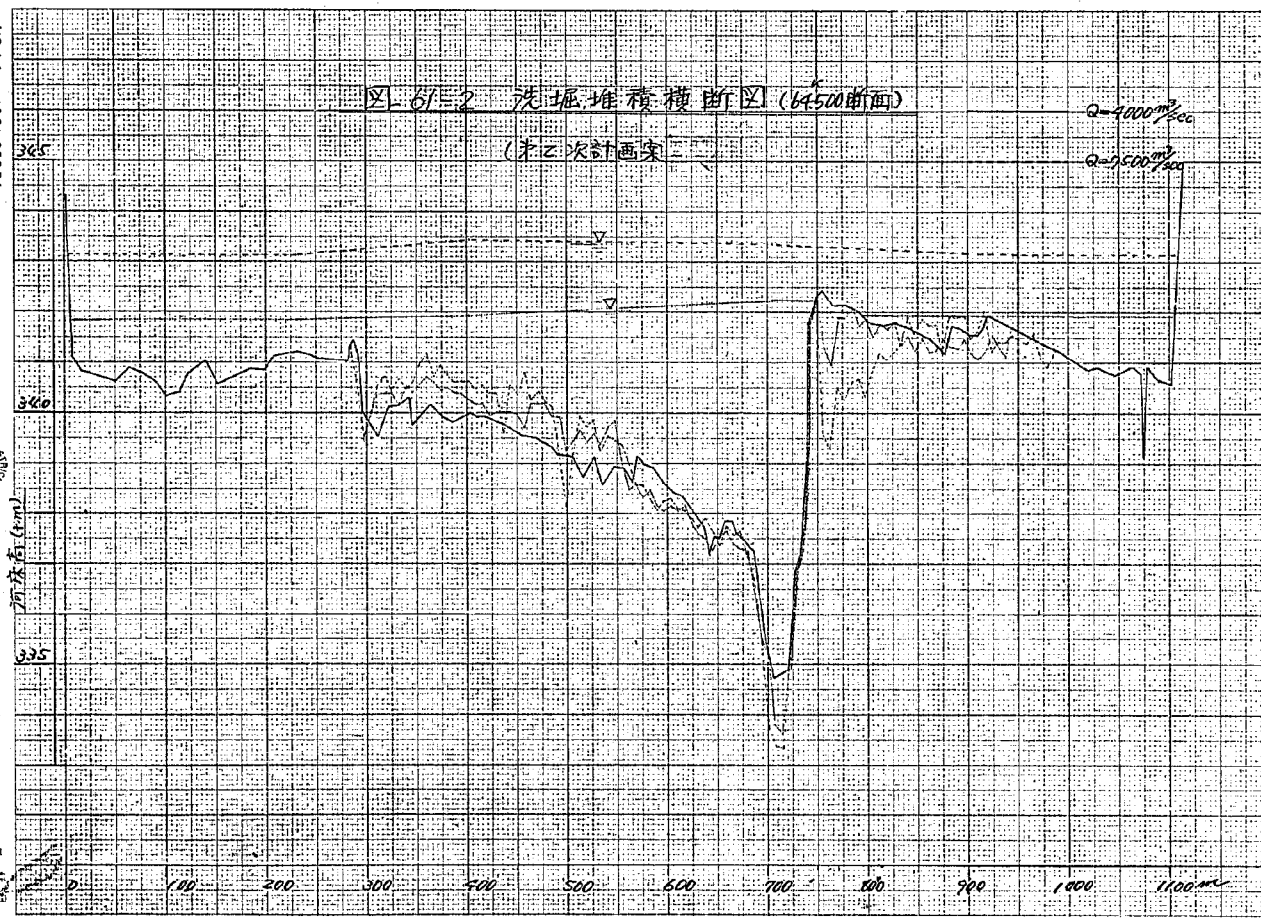
图 60-1 洗堰堆積橫断面 (64.500断面)
(现状实)

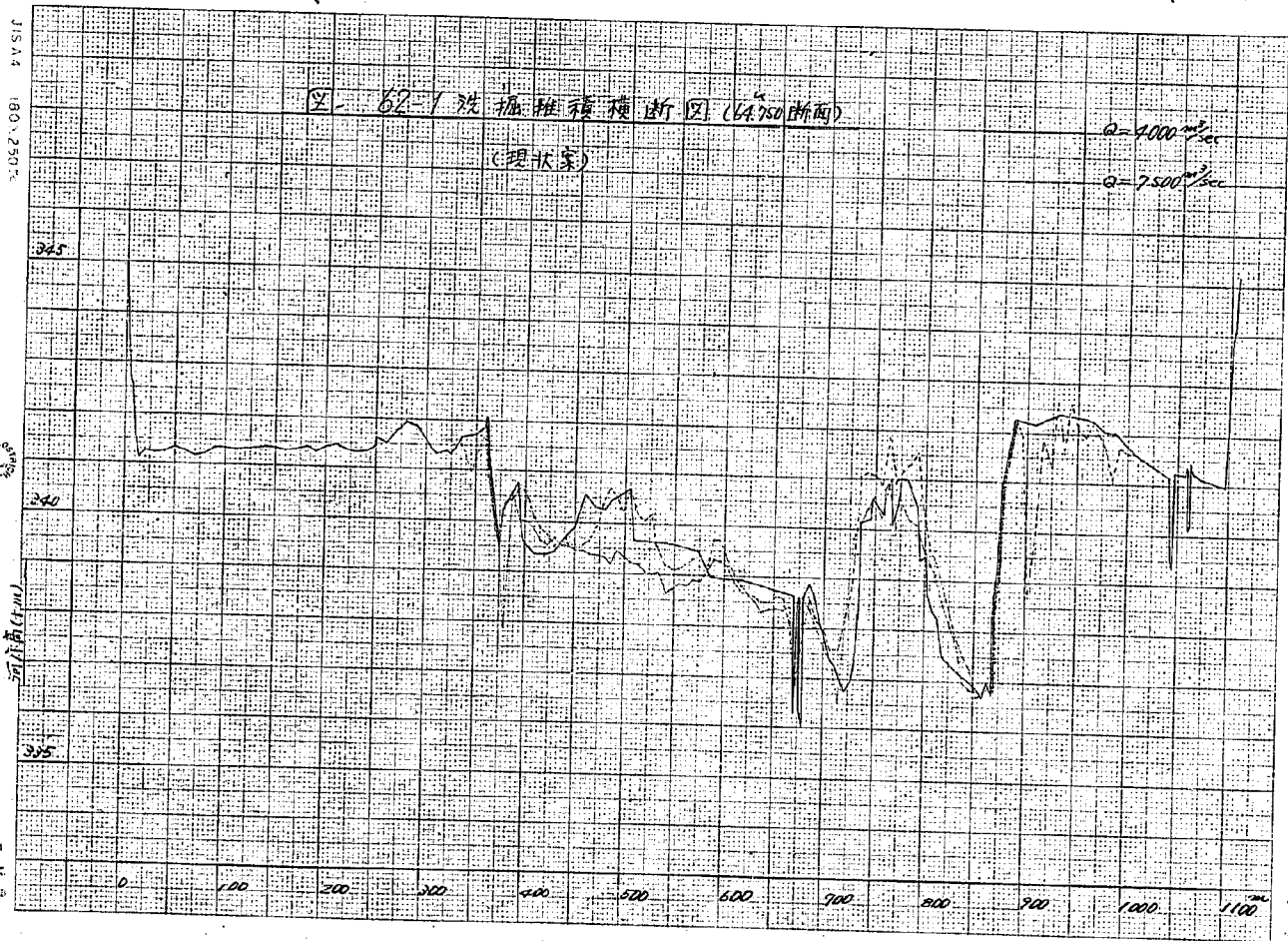
$Q=7000 m^3/sec$

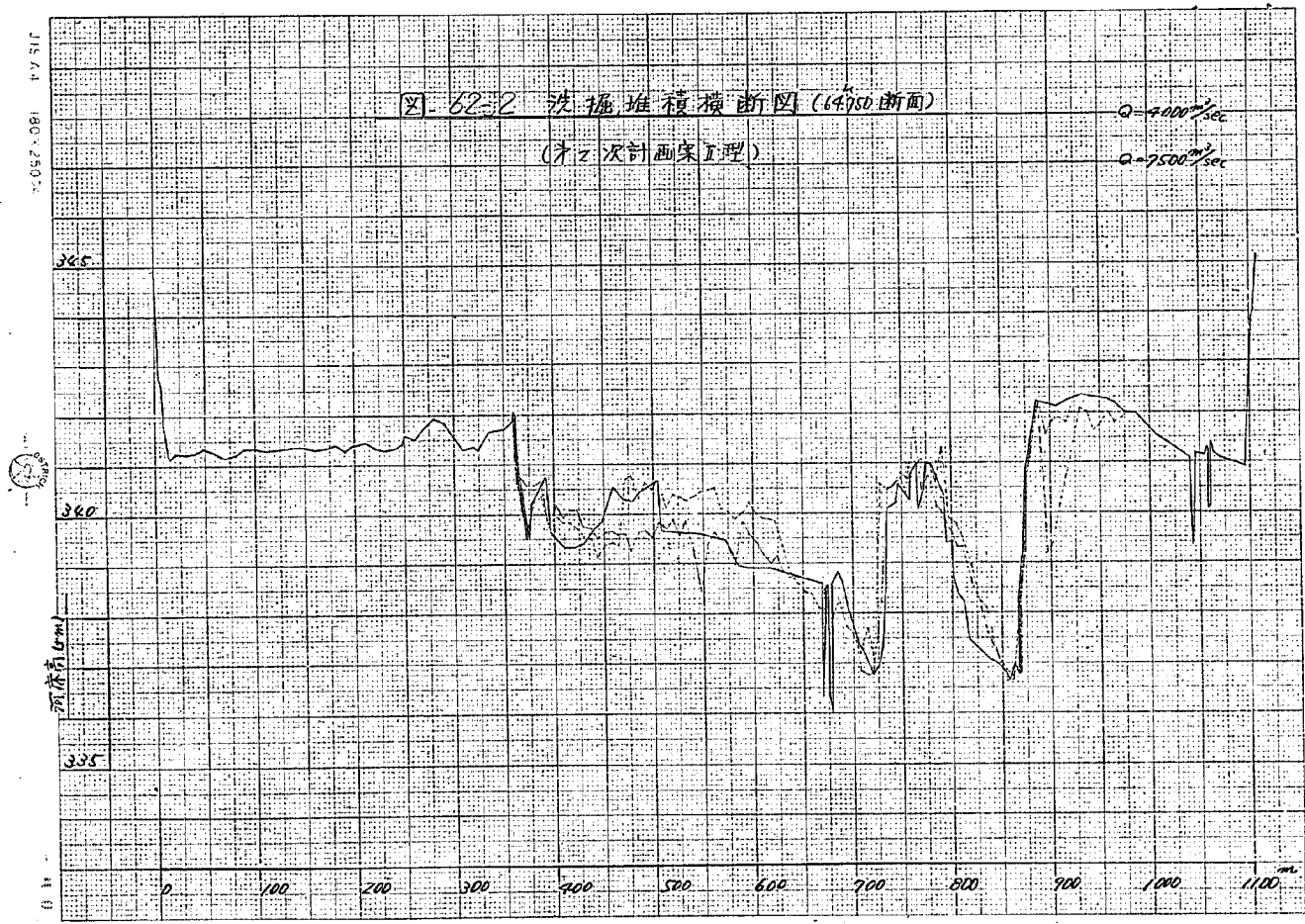
$Q=7500 m^3/sec$



JISA4 180、250、







JIS A4 180×250mm

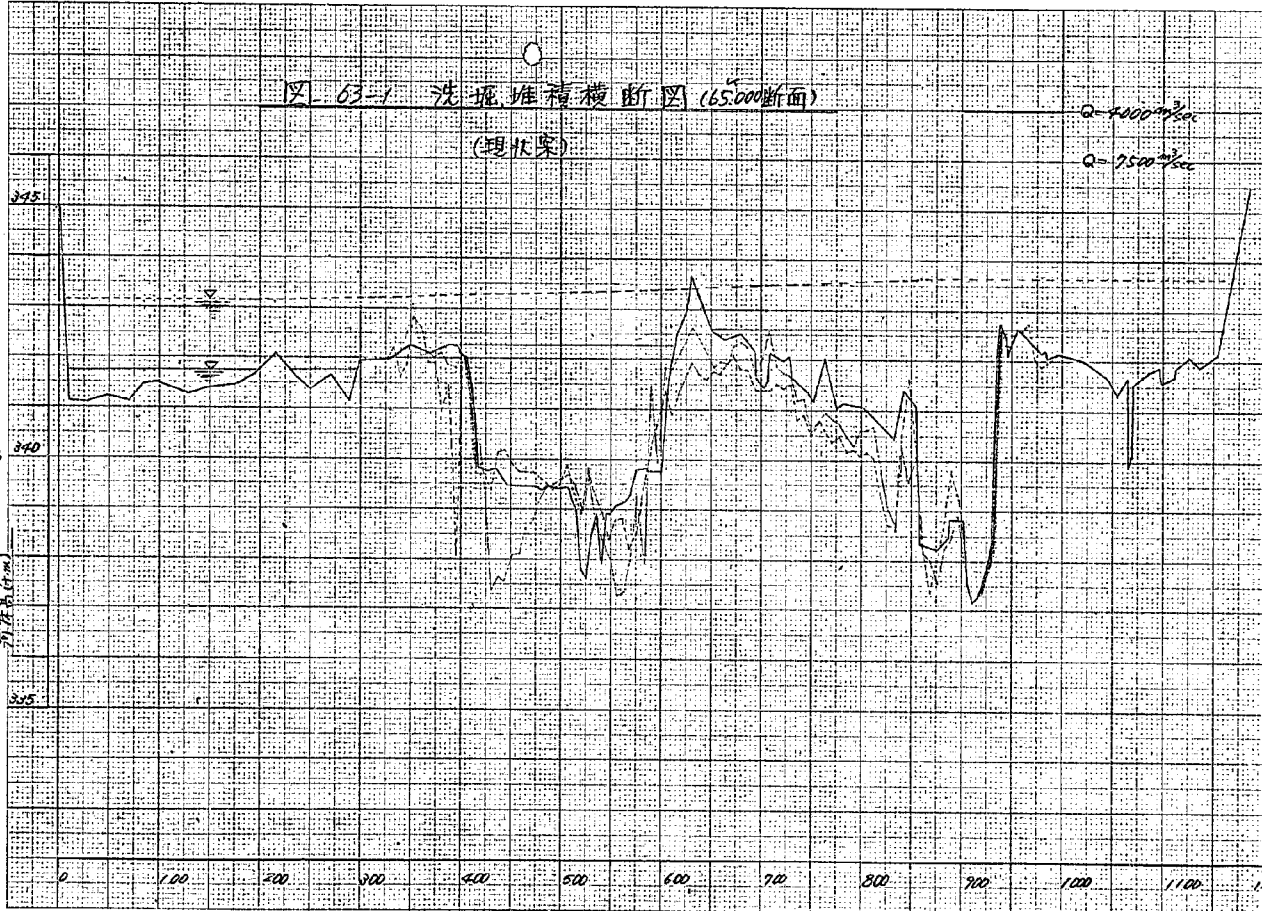


河床高(什米)

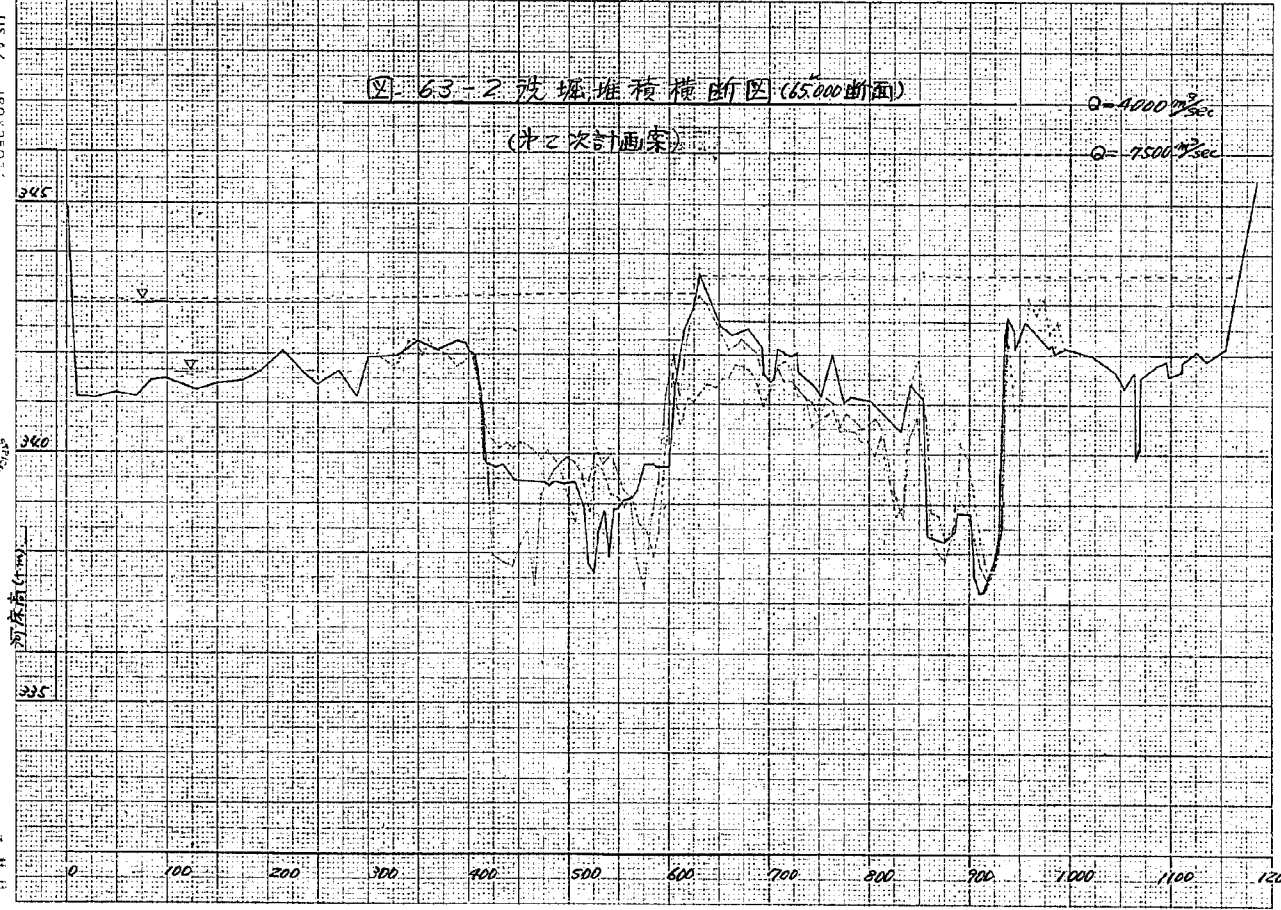
距

图 63-1 洗泥堆積横断面 (65.000断面)
(现状案)

$Q=4000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q=7500 \text{ m}^3/\text{sec}$



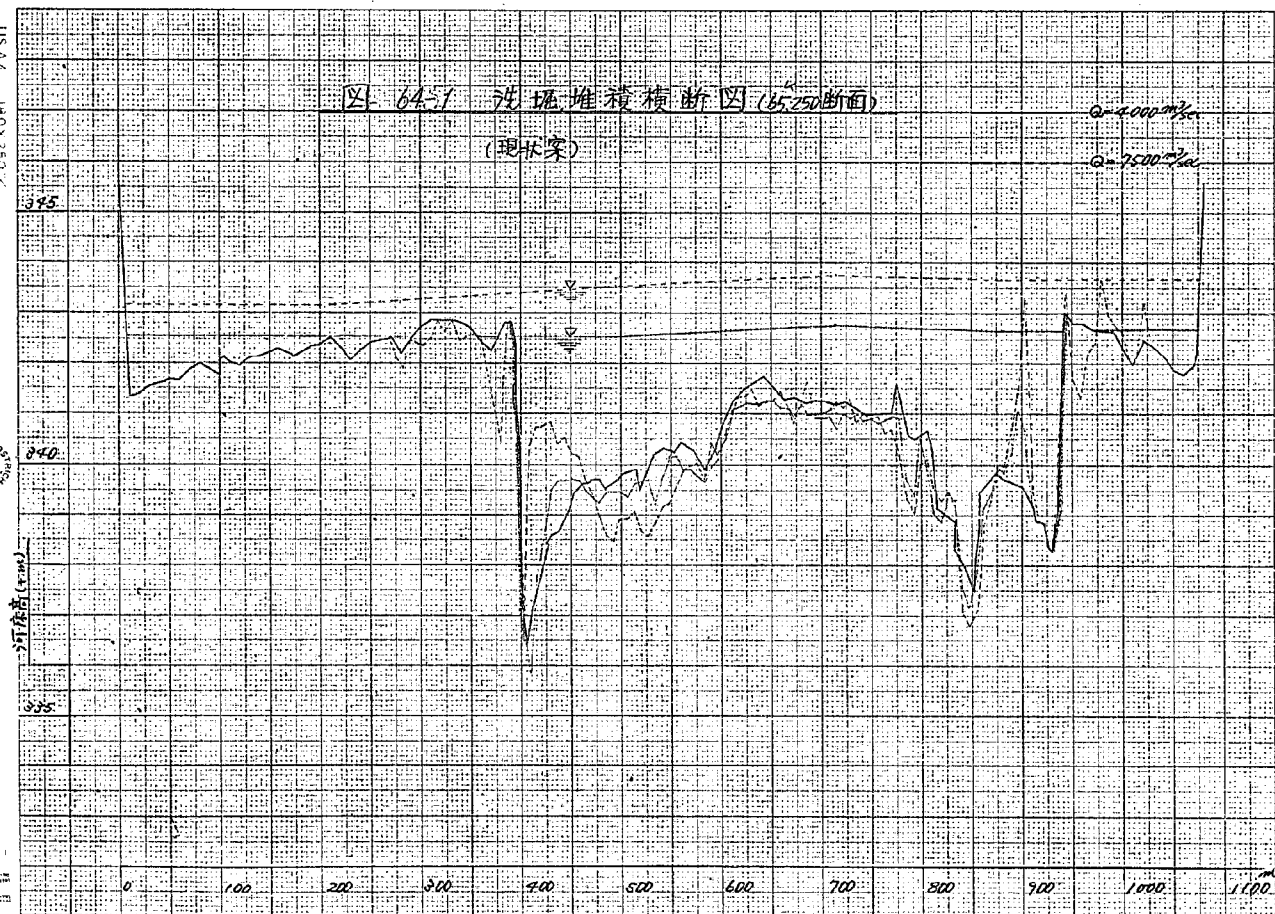
JIS A4 180 × 250 mm



JIS A4 180 × 250 ×



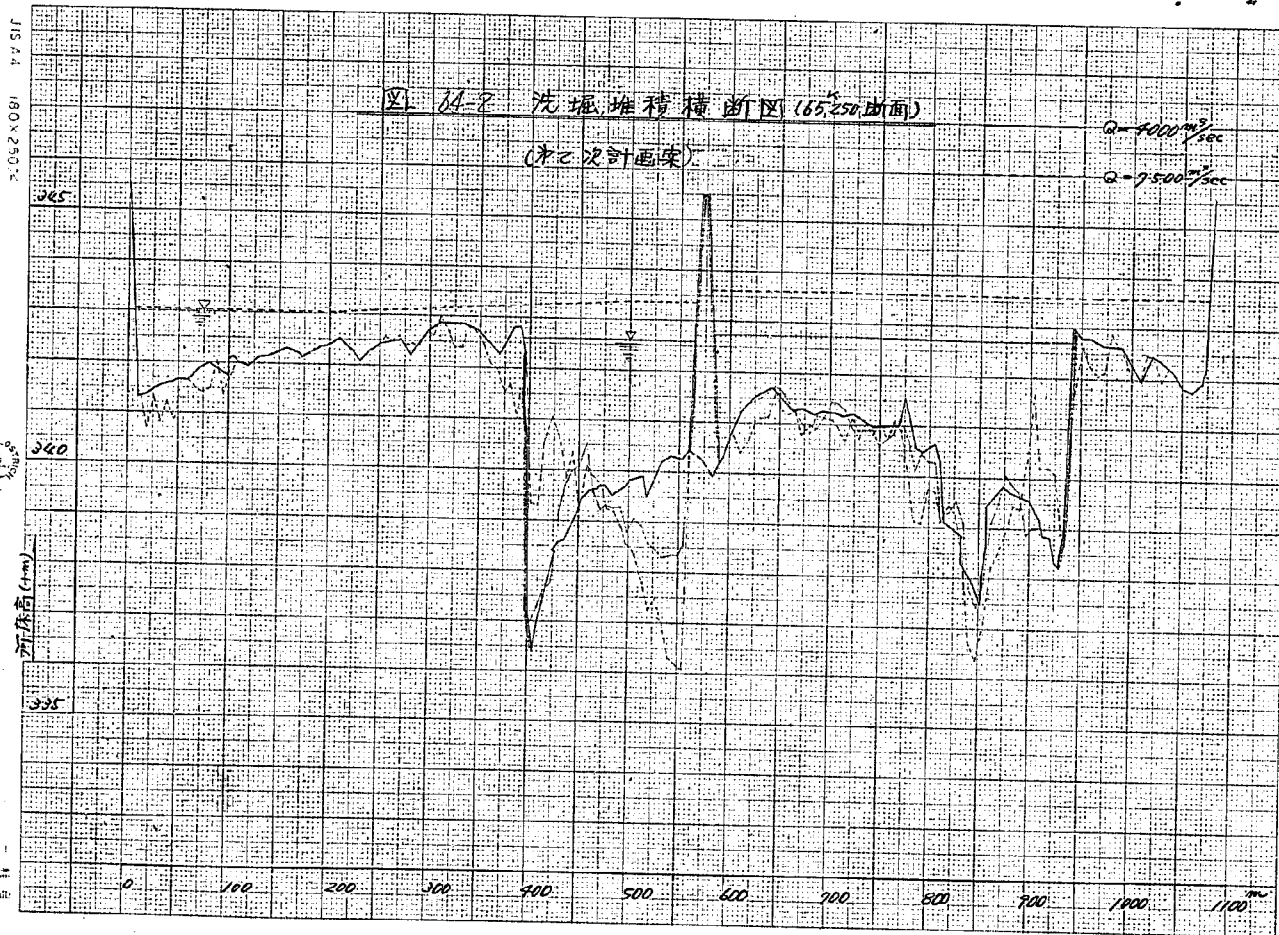
河床高 (mm)

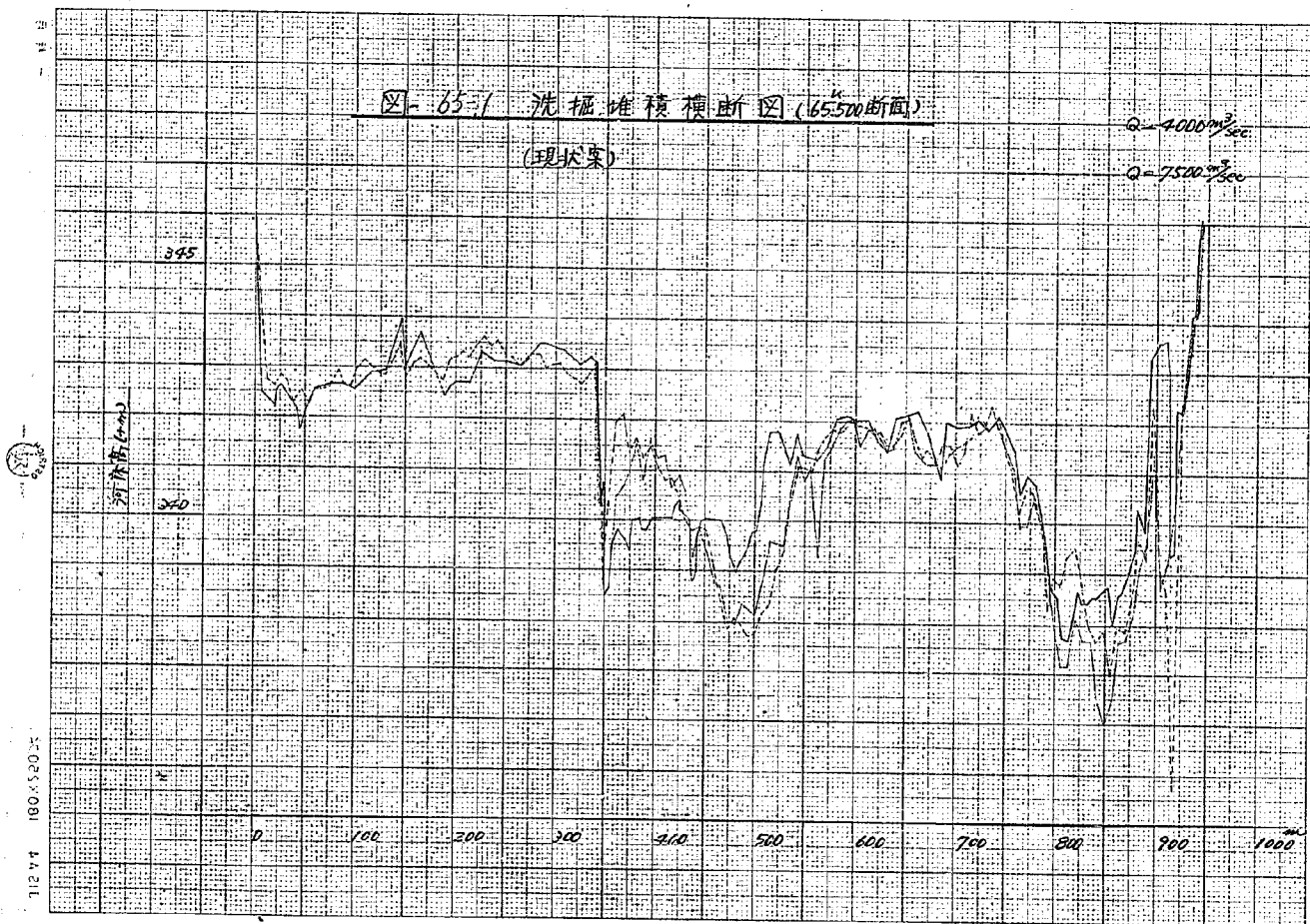


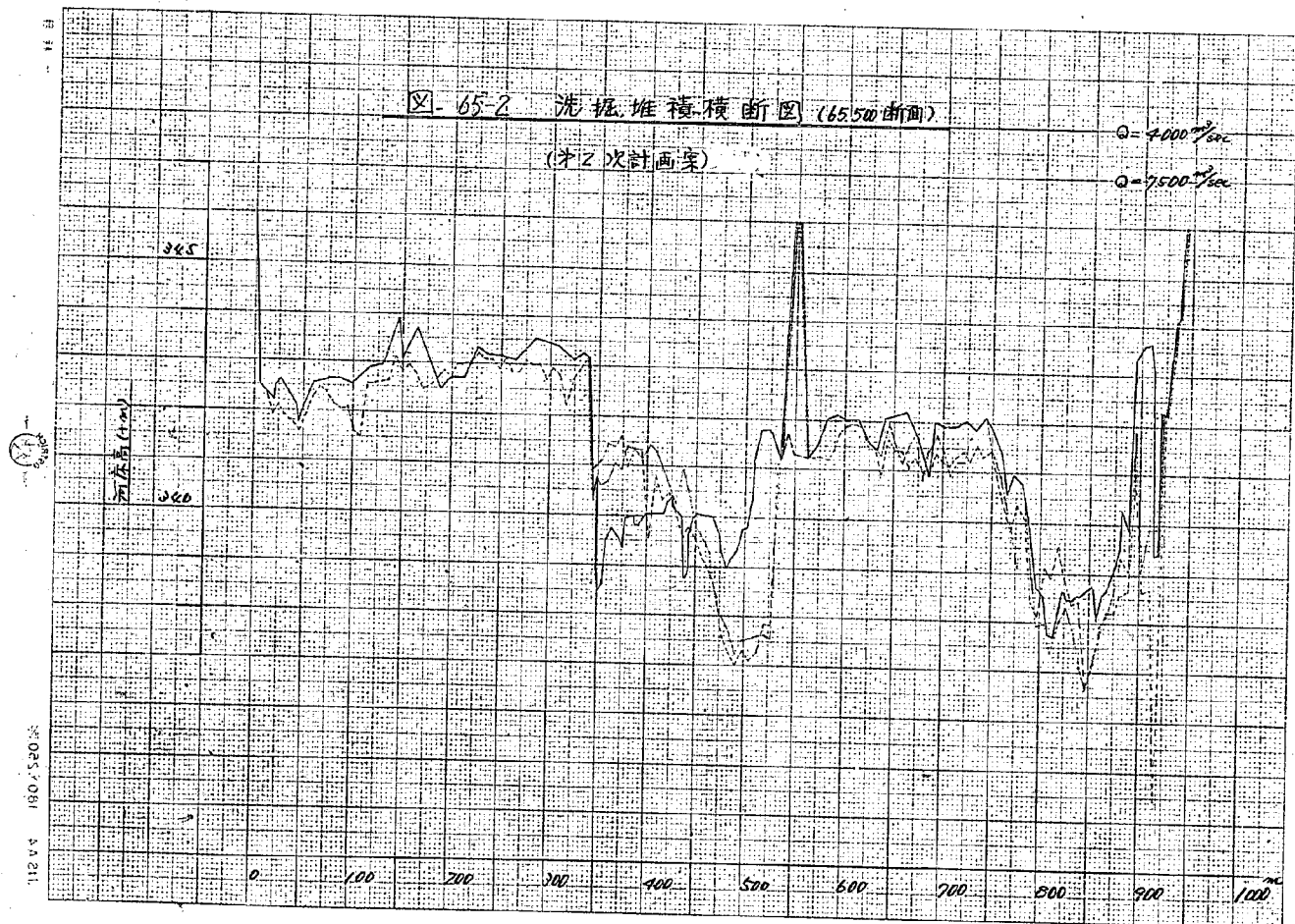
JIS A4 180x250%



所标高 (mm)







JIS A4 180x250mm



1/8

图 66-7 沈堤堆積横断面 (65750断面)

第二次計畫案

$Q=2000 \text{ m}^3/\text{sec}$

$Q=4000 \text{ m}^3/\text{sec}$

河床高 (100)

345

340

335

0 100 200 300 400 500m

J15 A4 180 X 250 24



— 1 月 日

图 66-2 洗塘堆石横断面 (65.750断面)

(现状)

$Q=2000 \text{ m}^3/\text{sec}$

$Q=4000 \text{ m}^3/\text{sec}$

万米高(1米)

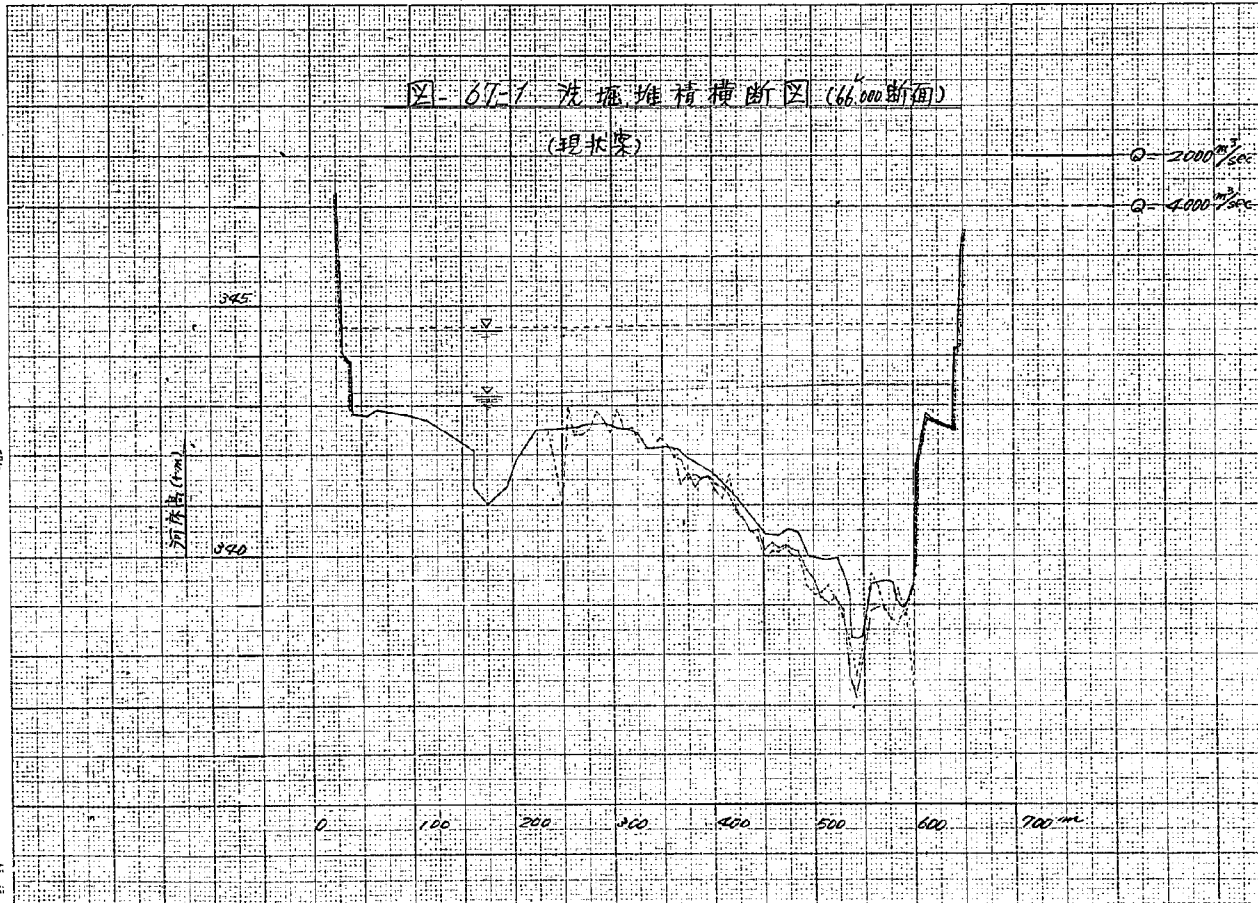
345

340

335

0 100 200 300 400 500 600m

JIS A4 160×250mm



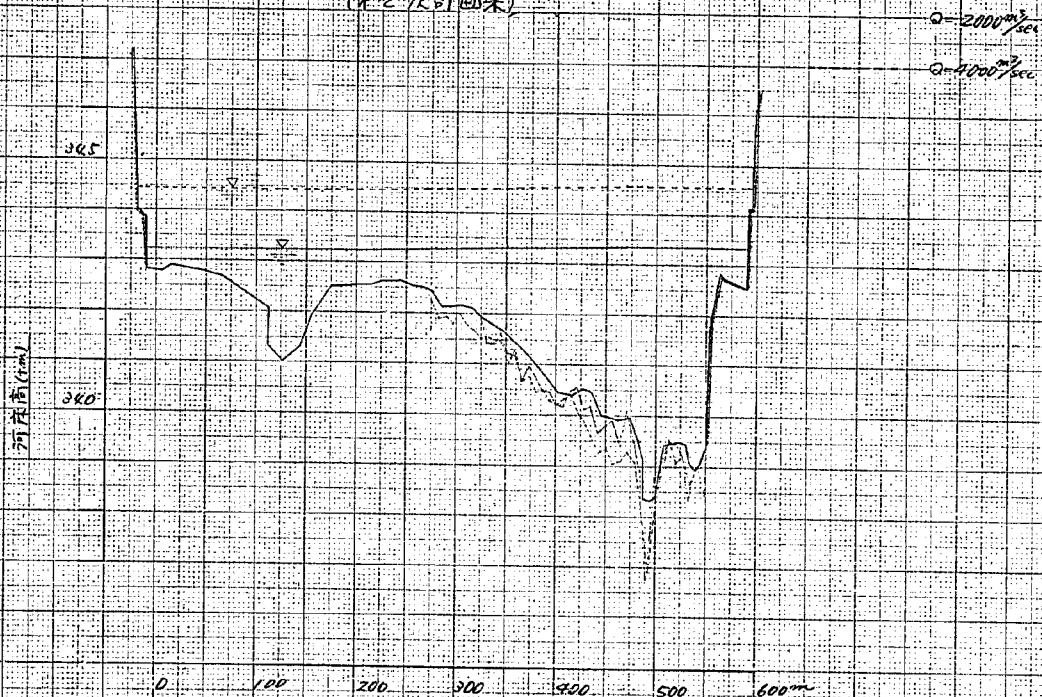
JIS A4 180×250mm



1:1000

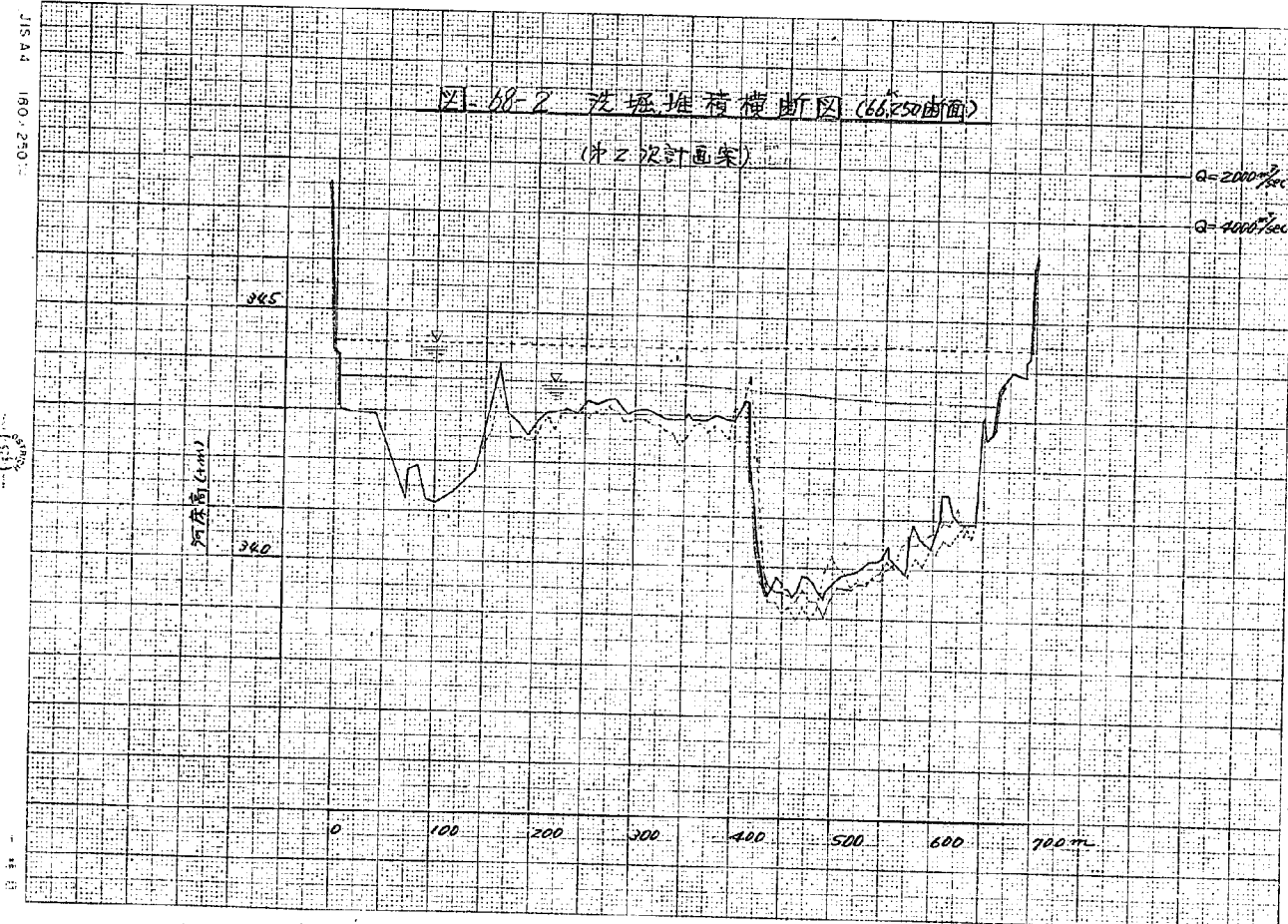
图 67-2 洗堰堆渣横断面 (66.000 断面)

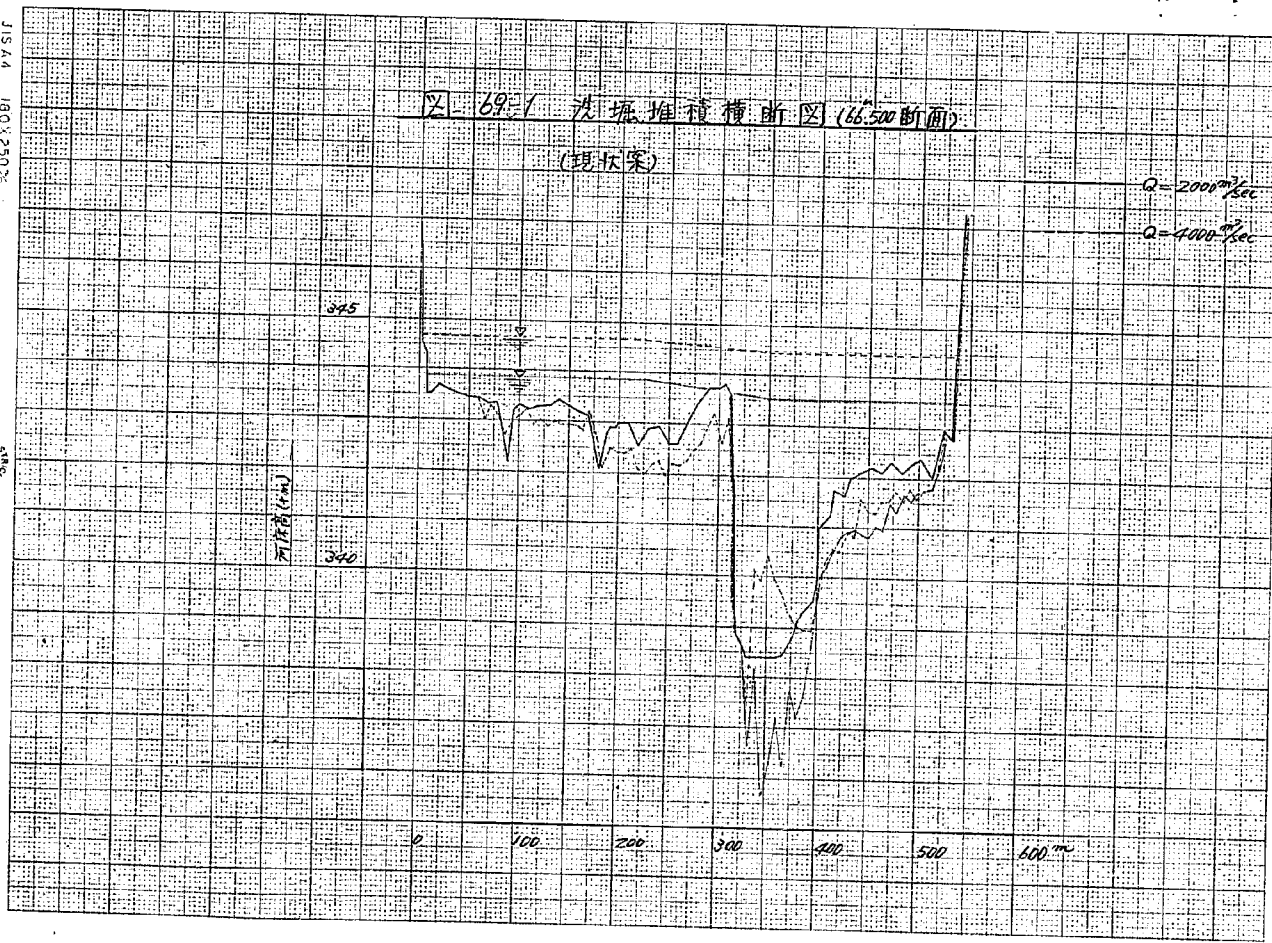
(第一次设计图案)



JIS A4 160-250

0.5m





JIS A4 160 × 250



1957

図-69-2 洗堀堆積横断面 (66500断面)
(才工設計圖案)

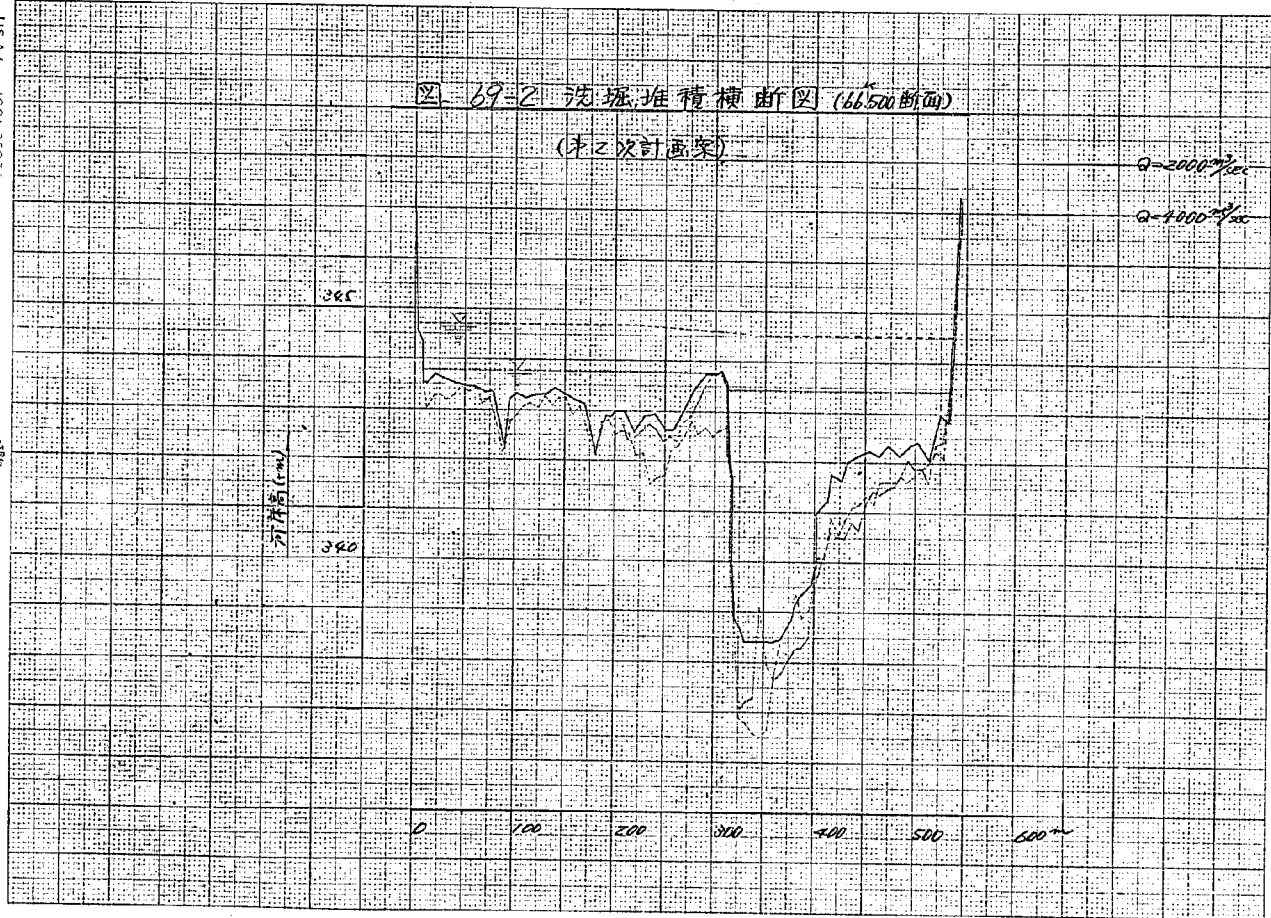




图 707 洗煤站筛分断面 (0.000 断面)

(现状案)

筛分高 (mm)

045

040

$Q=2000 \frac{m^3}{sec}$

$Q=3500 \frac{m^3}{sec}$

0 100 200 300 400 500 600 mm

JIS A4 180・250



1/1000

図 70-2 洗堀堆積横断面 (0.000断面)

(才 < 設計断面)

$Q=2000 \text{ m}^3/\text{sec}$

$Q=3500 \text{ m}^3/\text{sec}$

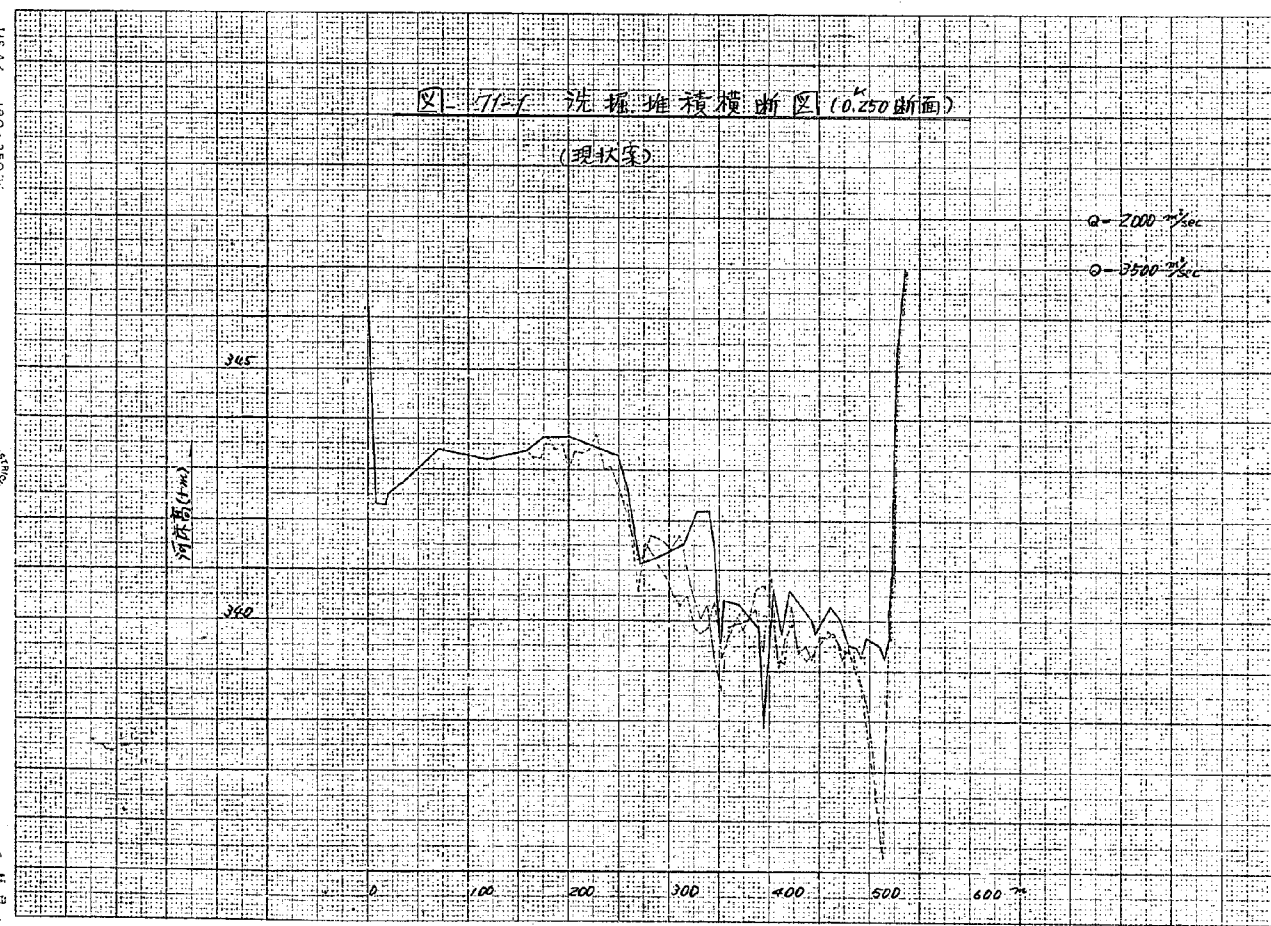
河床高 (m)

345

340

0 100 200 300 400 500 600m

JIS A 4 180 × 250 mm



JIS A4 180 X 250 mm

1 11 日

図-71-2 洗堆積横断面図 (0.250断面)

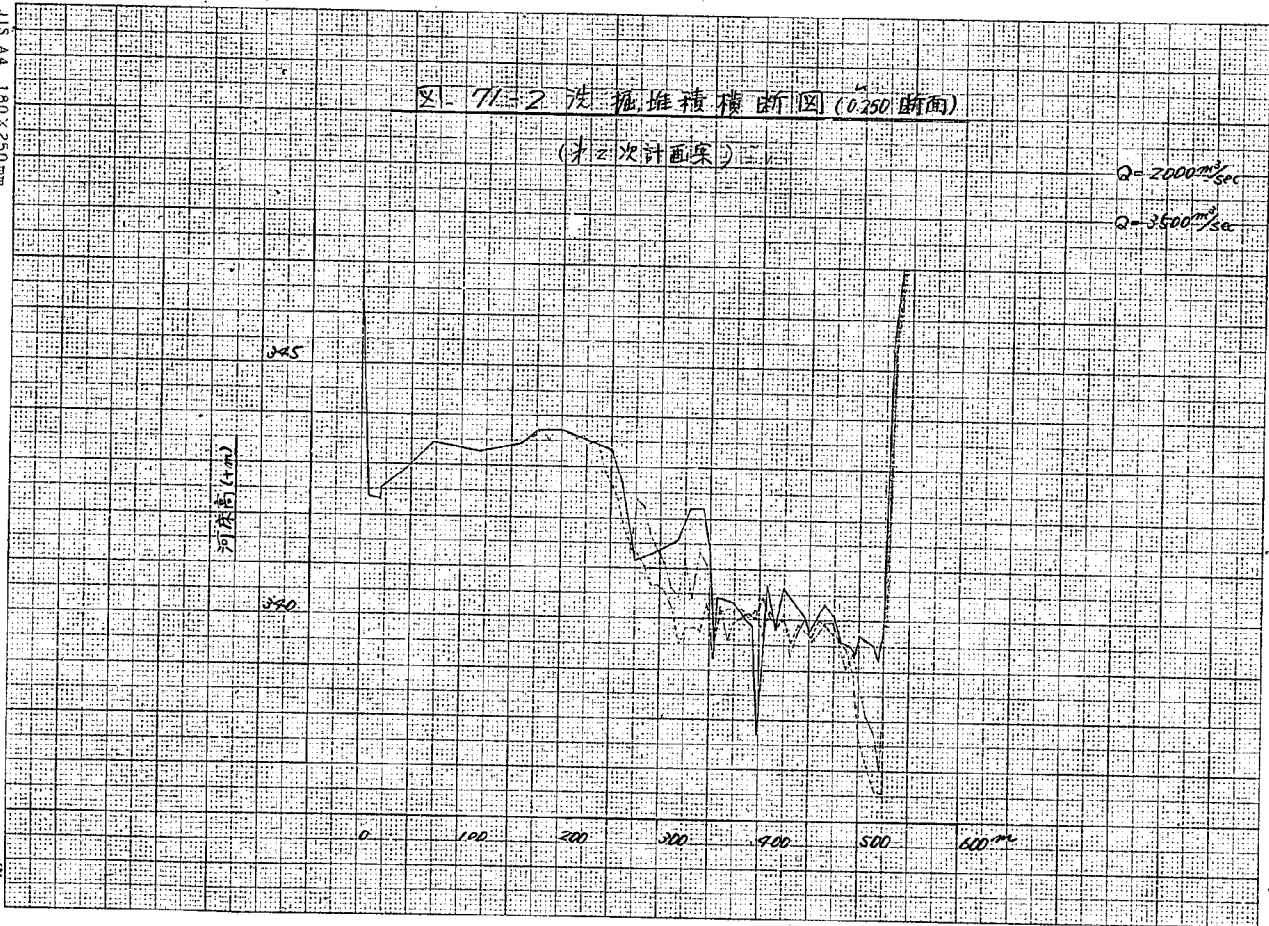
(1/2 次計画案)

$Q=2000\text{m}^3/\text{sec}$

$Q=3500\text{m}^3/\text{sec}$

河床高 (m)
245
220

0 100 200 300 400 500 600 m

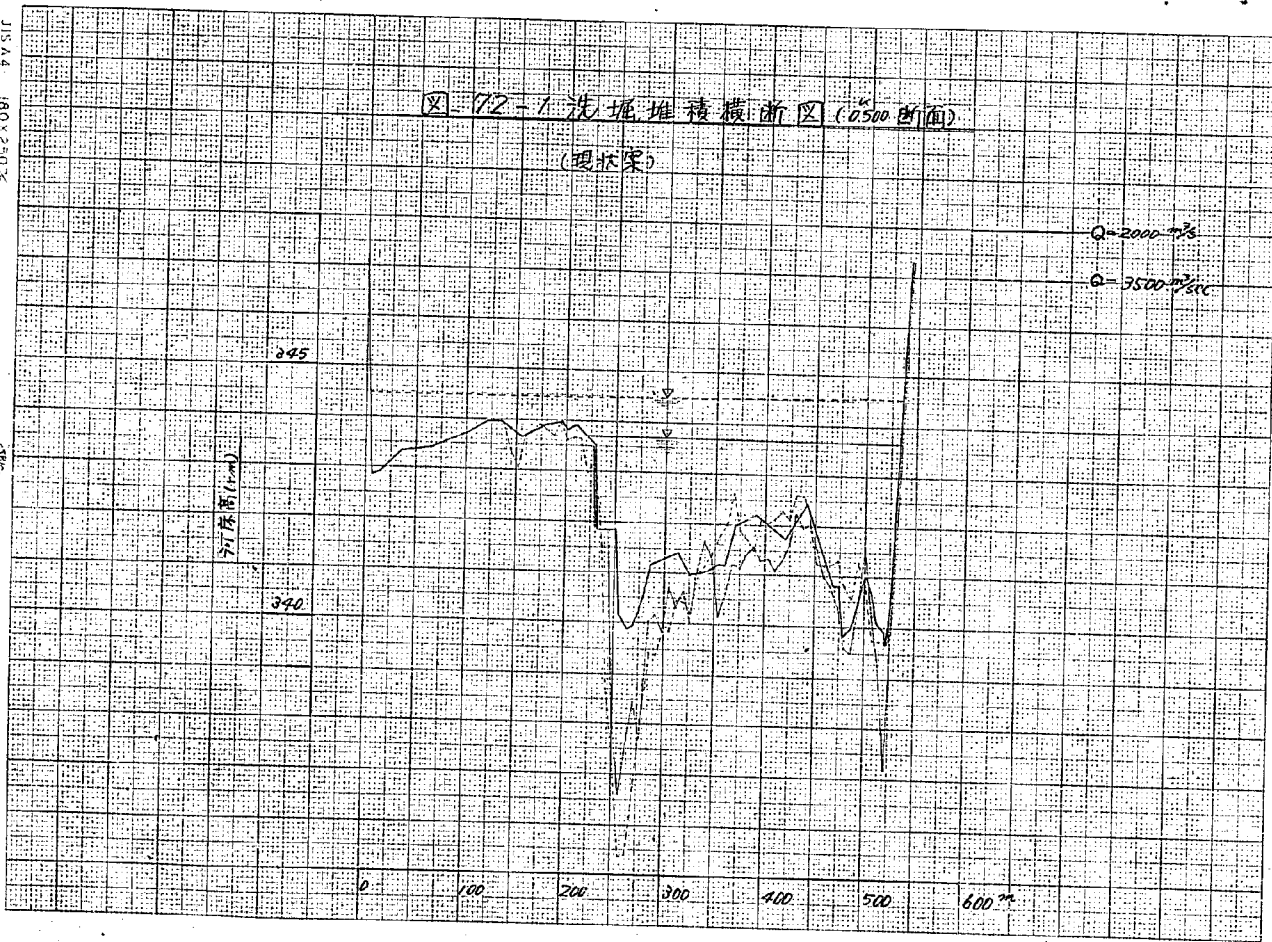


J15 A4 160x270x



比例尺

图 172-1 洗地堆横断面 (0500 断面)
(现状)

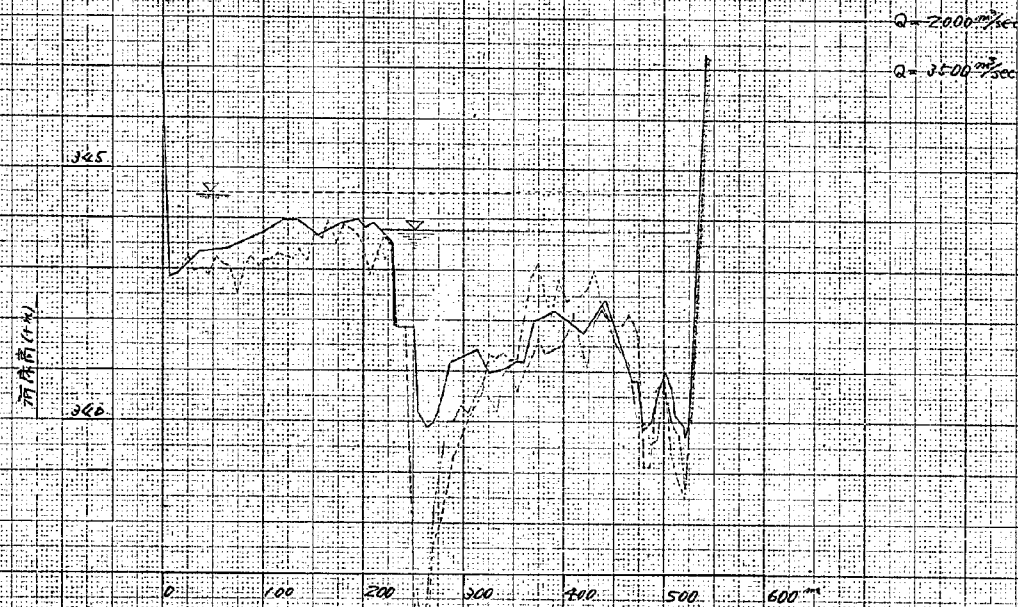


JIS A4 160 × 250 mm



一 柱 目

図-72-2 洗堀堆積横断面 (0.500 断面)
(中工設計圖案) 三



JIS A4 160 × 250 mm



— 11 —

图 73-1 汽轮机轴颈断面 (0.750 断面)

(现状)

$Q=2000 \frac{mm^3}{sec}$

$Q=3500 \frac{mm^3}{sec}$

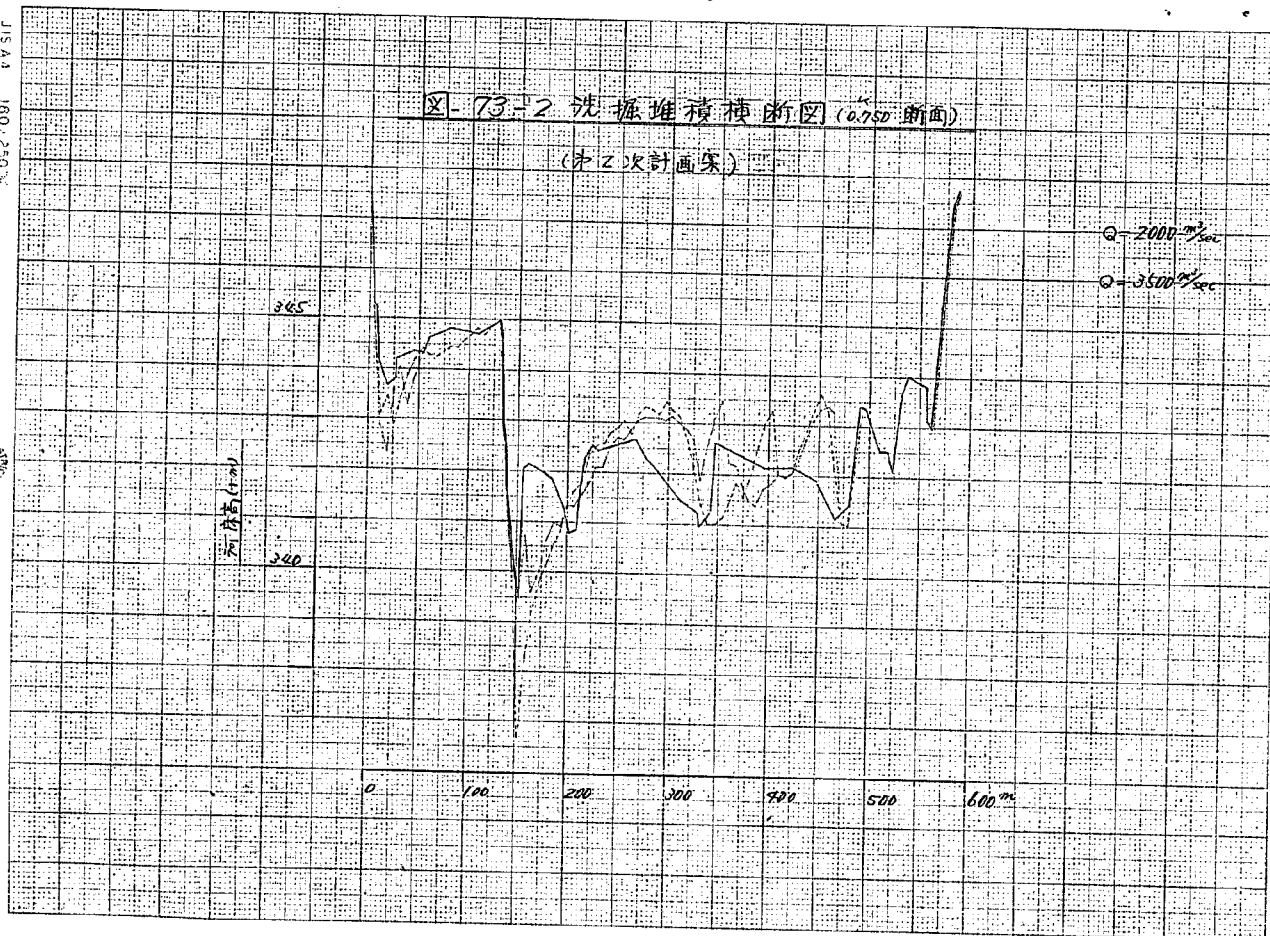
345

340

汽轮机轴颈

0 100 200 300 400 500 600 mm

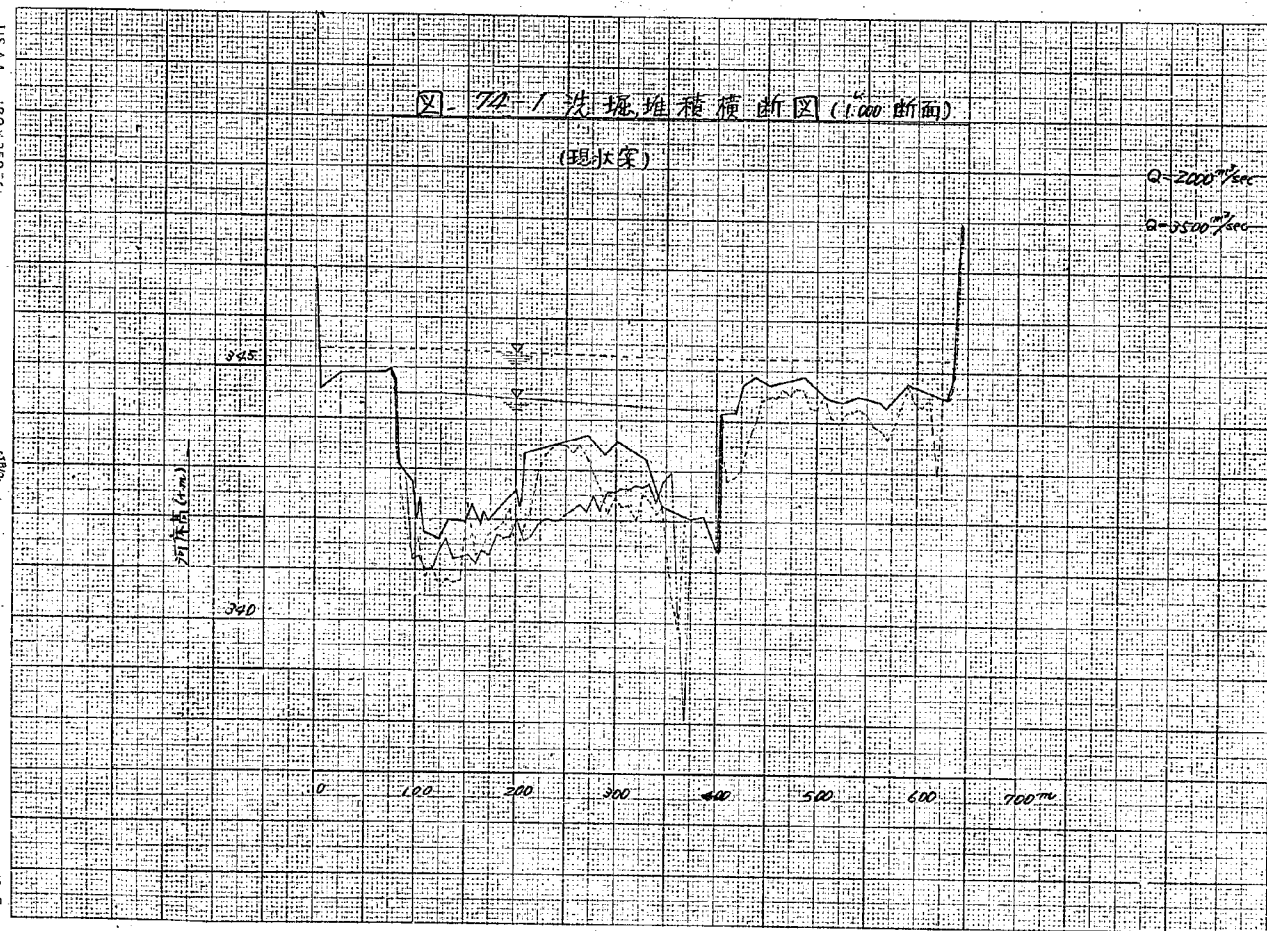
JISA 180.250



J15 A4 160×250×



比例



JIS A4 180 × 250 mm



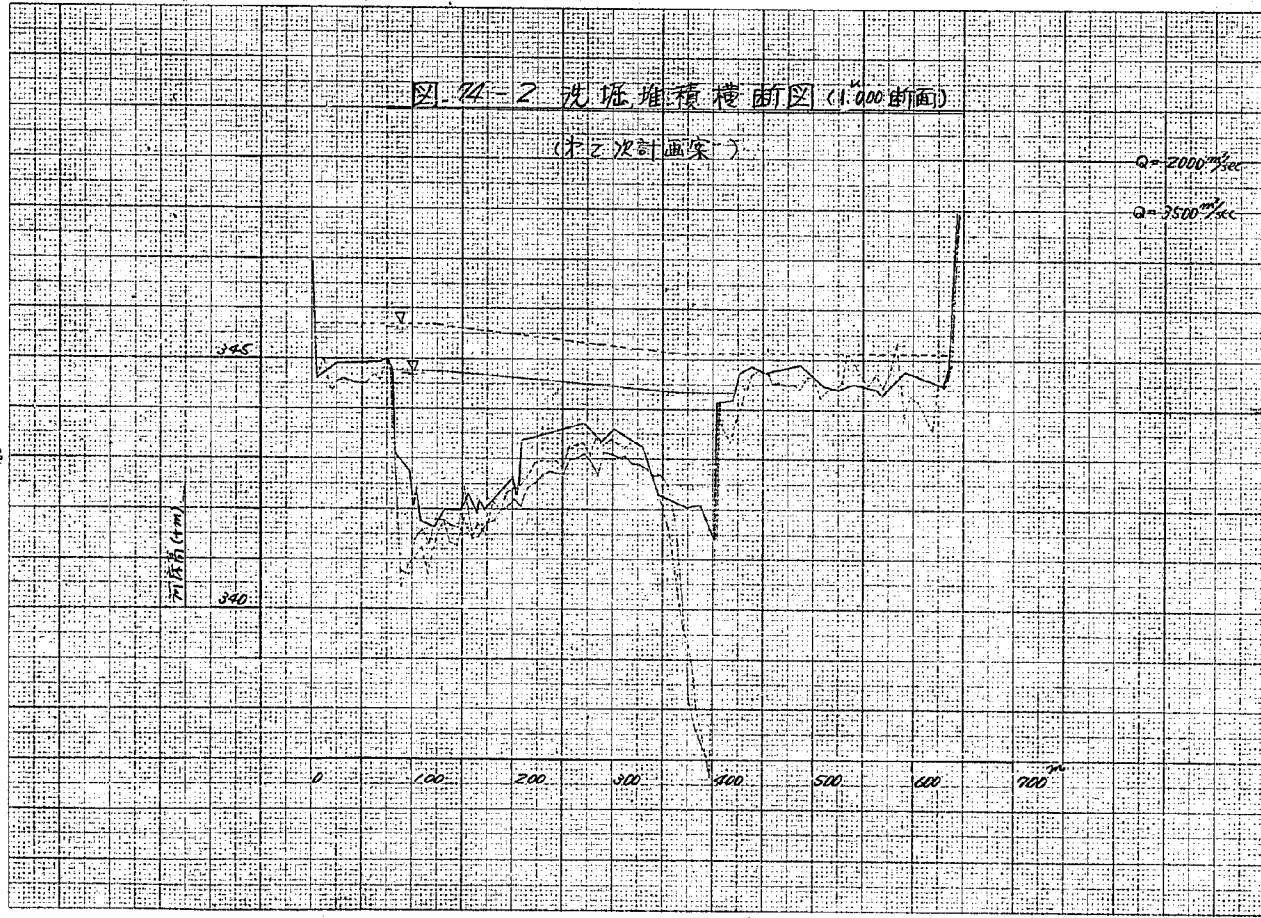
14日

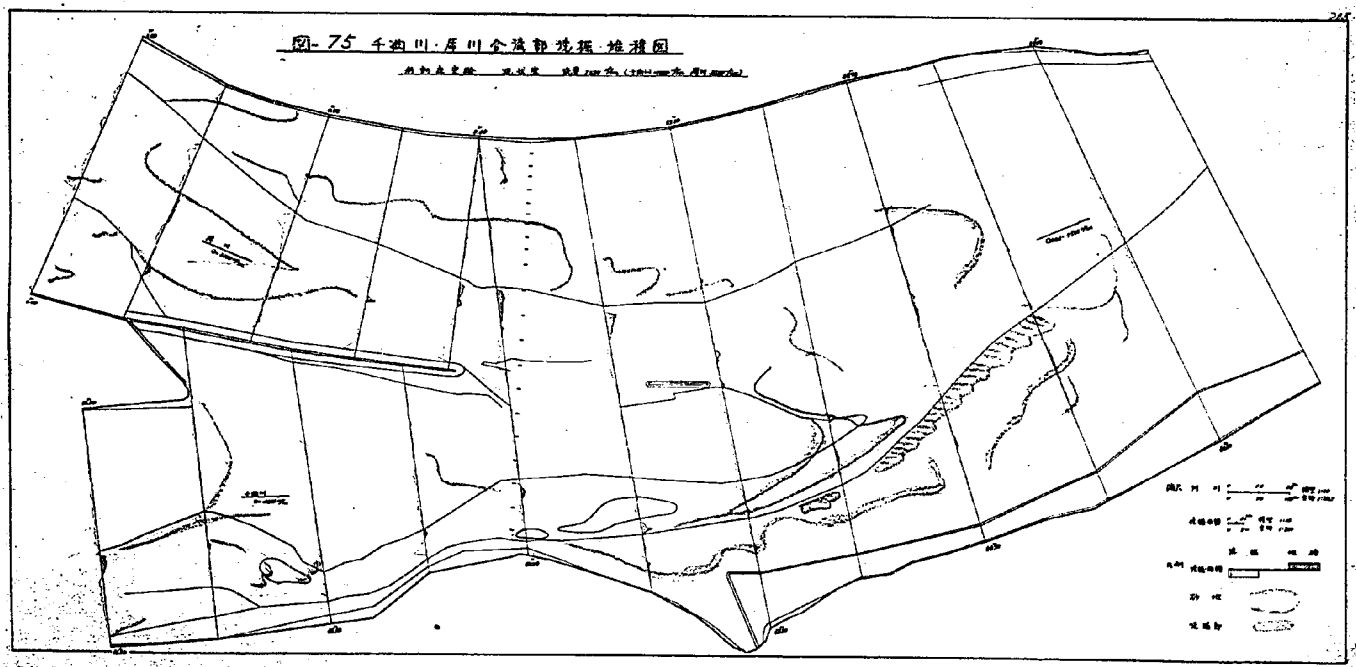
図. 44-2 先堀堆積物断面図 (1:1000断面)

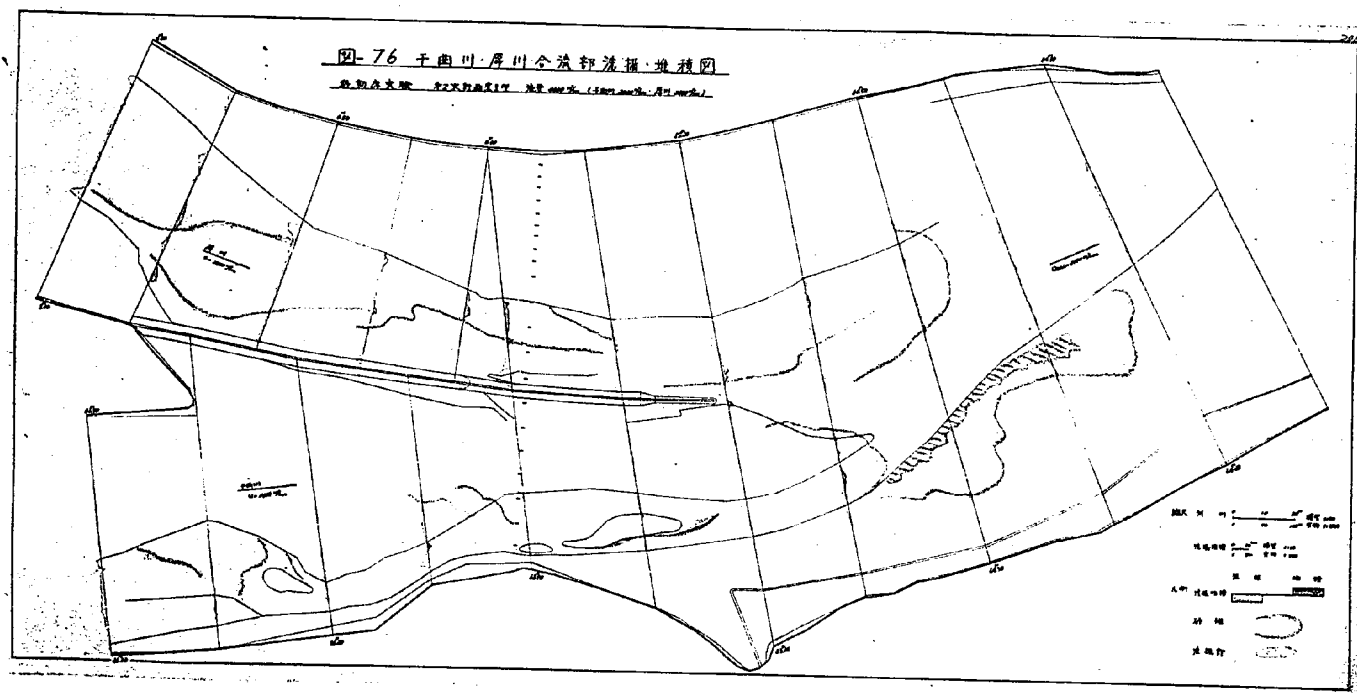
(木之沢計画案)

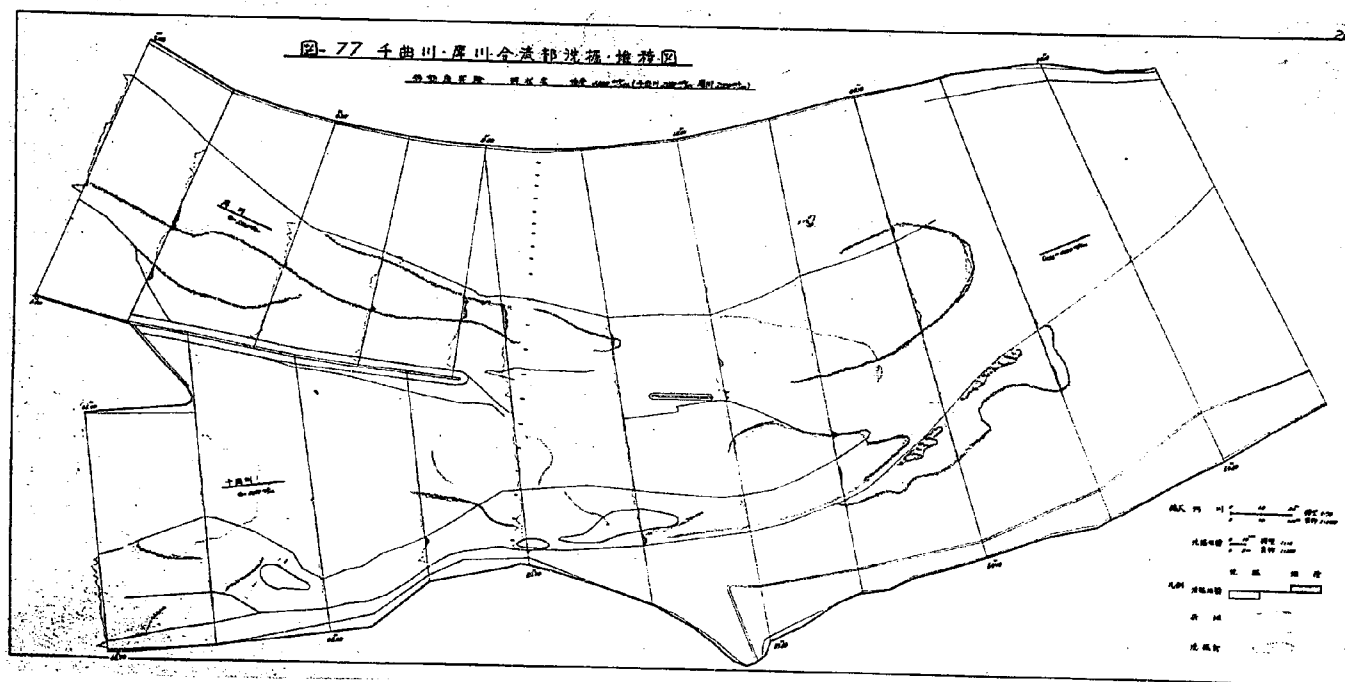
$Q=2000 \text{ m}^3/\text{sec}$

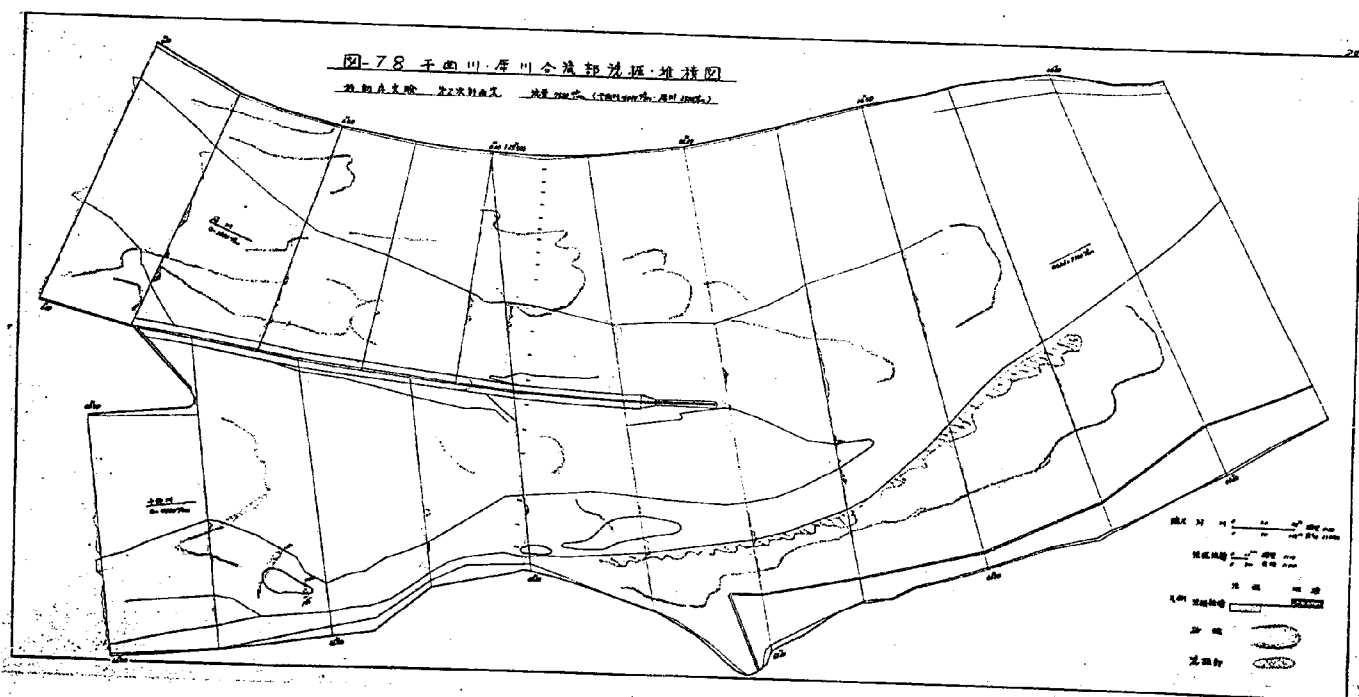
$Q=3500 \text{ m}^3/\text{sec}$











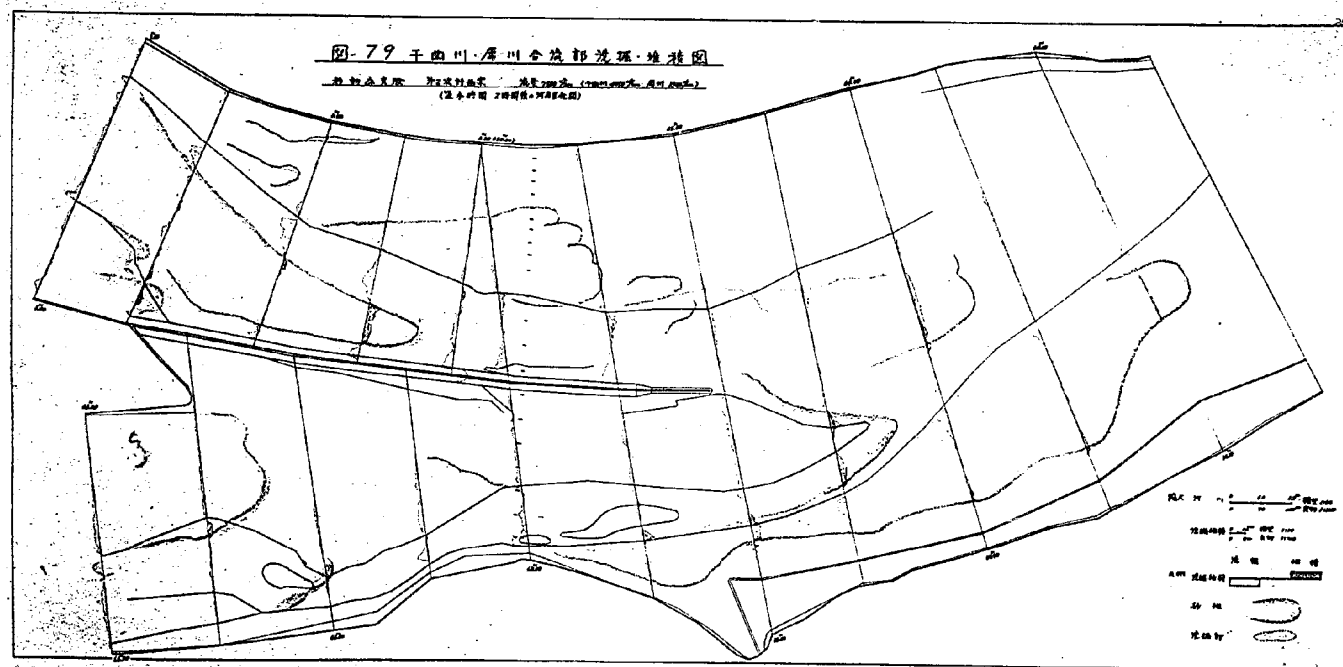


図-80 65.75付近水制の周りの河床状況スケッチ図

現状案 流量 6000 m^3/sec (干田川 4000 m^3/sec 厚川 2000 m^3/sec)

縮尺

