

土 木 研 究 所 資 料

第 3 5 6 号

利根川河道計画模型実験報告書
一 移動床実験による検討 一

昭 和 43 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

	はしがき	1
第 1 章	実験目的および内容	2
第 2 章	実験対象河道区間の概要	4
第 3 章	模型および実験方法の概要	8
第 4 章	相 似 律	11
第 5 章	実験ケース	16
第 6 章	実験結果およびその検討	19
第 7 章	ま と め	27
	後 記	29

図 表 目 次

図-1	利根川模型図	3
表-1	彎曲部の懸案場所	4
図-2-1	彎曲部の河床横断面図（高水敷無）	6
図-2-2	" （ 有 ）	7
図-3	移動床模型断面構造図	10
表-2	実験条件および実験結果の概略	17~18
図-4	水位縦断面図	30
図-5	流心比較図	32
図-6	流況図	33~38
図-7	河積縦断面図	39~40
図-8	洗堀量・堆積量の検討	41~42
図-9	河床横断面図	43

はしがき

固定床による河川水理模型実験は、その模型河道における水位・流速その他の水理量を、ある精度で簡単に測定することが可能である。しかしその反面、特に河川の計画断面の局所および巨視的な縦断方向の河床変動を推定する必要がある場合、固定床実験は次のような欠点を持つ。それは測定計器の制約により河床変動の推定に必要な3次元的水理量の測定が困難なこと、またたとえ、それらの水理量が測定できても定量的な河床変動を表わす方程式を求める知識が現在では不足し解析的検討が困難なこと、および河床が拘束されているため実験的検討ができないという致命的な欠点である。これらの欠点に対して、そのいずれをも克服し河床の平面的立体的な力の関係を実験結果に Visualize する手段として、模型河床に現地と力学的相似性を持たせた模型河床材料を用いた移動床実験が企図されることは周知のことである。

本報告は利根川の一部河道区間について昭和41年度～42年度にわたって行なわれた移動床模型実験による河道計画の検討を行なった結果をまとめたものであるが、実験技術上の問題として、理想的な模型河床材料が得られず、力学的には完全に相似ではない河床材料を使用したことと、粗度調整ができないため実験の相似律が厳密には分からないという問題があつた。前者については比重の軽い石炭粉を使用し、かつ模型に歪を付けて石炭粉の流送を容易にし、後者については実験の設計時の相似律が成り立つものとして、実験結果を整理した。

その結果、計画断面における局所洗掘ケ所や、掘削ケ所の堆積について、ある程度定量的な見通しを立てることができ、固定床実験より以上の実験成果をあげることができた。

第1章 実験目的および内容

本実験は、昭和41年度に鹿島試験所に既設の(図-1)3次元固定床模型(水平縮尺 $\frac{1}{100}$ 鉛直縮尺 $\frac{1}{20}$ 、歪5)を使用して、現河道計画について、主として彎曲部低水路法線形状および水制計画を実験的に検討し改良を加えて得られた修正河道計画を移動床実験で再度検討しようとしたものである。

昭和41年度の固定床実験で検討した点は、現河道計画の水位・流速等の水理量の把握と、彎曲部の局所洗掘現象を緩和する効果を増すため、現河道計画を更に堀削して低水路法線を変更した水制を新設することによつて従来の流心および水衝部をともに変えるように改良した所にある。そこで本移動床模型実験では、こうして得られた修正河道計画断面およびその平面形状が、将来の河床変動の結果、彎曲部の局所洗掘現象や従来の水衝部に対して継続して効果を発揮でき得るものかどうか、および効果を失なうまでの時間はどの程度であるか等を検討する観点に立っている。

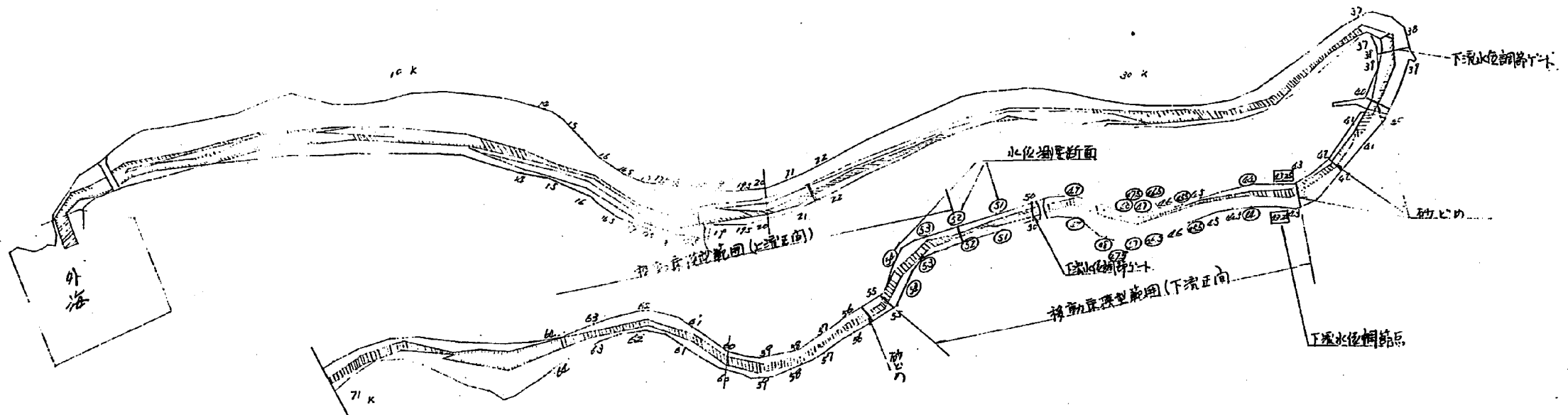
したがつて実験的には、はじめ固定床実験による修正河道計画通りに移動床模型を製作し、約8時間の通水をし、その間の流心の時間的変化を観察すると共に、通水後の河床高を測定して上に述べた事項を検討することにした。8時間の通水で普通には相当の河床変動が見られたが、実験結果の検討の結果、その断面形状が所要の効果を困難いと判断された場合にはその改善を図つて、懸案彎曲区間について修正河道計画を更に修正して新たに移動床模型を整形し、実験を行なつた。修正の方法は前述の通りである。この場合計画河床高は変更していない。

なお、実験対称区間は43K~65Kとし、その区間を2つに分けて実験を実施している。

図-1 利根川模型平面図

縮尺単位 m

0 1000 2000 3000 4000 5000



第2章 実験対象河道区間の概要

本実験の対象区間は4.3 Km～6.5 Kmであるが、利根川下流区間では特に水路の蛇行が著しい所である。しかも河床材料が小粒径であり掃流されやすいこと、また比較的高水流量が大きくその継続時間も長いために、同区間の彎曲部はしばしば河道の弱点となり、現場の方は日頃その維持に苦勞されている所である。

昭和33～41年度間の河床横断面図、平面図および鹿島試験所における固定床3次元模型での流水を観察すると、利根川下流部の彎曲部としての問題ヶ所は下の表のようである。

表-1 彎曲部の懸案場所

問 題 ケ 所	現時点における 懸 案 事 項	現状の局所 洗堀の有無	高水数よりの 洗 堀 深 さ	(彎曲半径m) (堤防間距離)	洗堀の形式
3.3 K0～3.4 K0左岸	流心の護岸への接近	有	1.5 m	$\frac{2830}{630}$	A
3.5 K2.5～3.6 K2.5右岸	流 心 の 接 近	有	1.8	$\frac{2840}{560}$	A
津 の 宮	(水 衝 部)	有	1.6	—	A
4.0 K0付近右岸	流 心 の 接 近	有	1.8	$\frac{4290}{530}$	A
4.2 K～4.2.2.5 K左岸	流 心 の 接 近	無	1.1	$\frac{2760}{520}$	B
4.6.7.5 K付近右岸	水 衝 部	有	1.4.5	$\frac{1960}{570}$	A
4.4.2.5 K付近右岸	低水路内蛇行	有	1.1	$\frac{\sim}{530}$	A
5.2 K付近左岸	流 心 の 接 近	有	7	$\frac{\sim}{520}$	B
5.4.7.5 K付近左岸	流 心 接 近	無	6	$\frac{1180}{520}$	B
6.1 K.5 K付近左岸	流 心 接 近	有	1.1	$\frac{1960}{520}$	A
6.5 K.2.5 K付近右岸	水 衝 部	無	6	—	B

これらはいずれも、流心が護岸に接近したり水衝部のため高水敷がなくなっているような場所ばかりである。上表の洗掘深などの数値は昭和41年度河床横断測量成果によつたものであり、各年度によつて深さが若干異なる場合がある。

彎曲部の河床横断で特徴のある断面形状は図-2-1のように2つに分けられると思う。A typeの河床は $\frac{R}{B}$ （R：彎曲半径，B：水路巾）の比較的小さを彎曲部あるいは、 $\frac{R}{B}$ が大きくても彎曲部の中央付近の断面に現われ、河床横断こう配が極端に異なる2つの斜面からなり一方は河床に食いこむように局所洗掘が生じていることが特徴である。この場合高水敷がない場所であると水流が直接高水堤防に激突した護岸の根固め工の維持の困難な状態である。A typeはまた、たとえば4.4.2.5 K付近のように河道がほぼ直線的な場所でも、低水路内の水流の蛇行の結果、現われることに注意せねばならない。B typeの河床は一般に彎曲半径の大きな（ $\frac{R}{B}$ の大きな）曲線部で生じており、低水路河床面が一様な傾斜で彎曲部外岸に向つて傾斜していることが特徴である。B typeはA typeほど扱いにくいものではないが一応注意を要する。

彎曲部における上のような現象は避け得られないものであるが、河道計画に当つては、A typeのような河床の発生ヶ所を極力少なくし、B typeのような河床にするかあるいは図-2-2のように、低水路内で処理してしまうことを最終の目標にすべきだと考える。

図 - 2 - 1 弯曲部の河床横断図 (高水敷無)

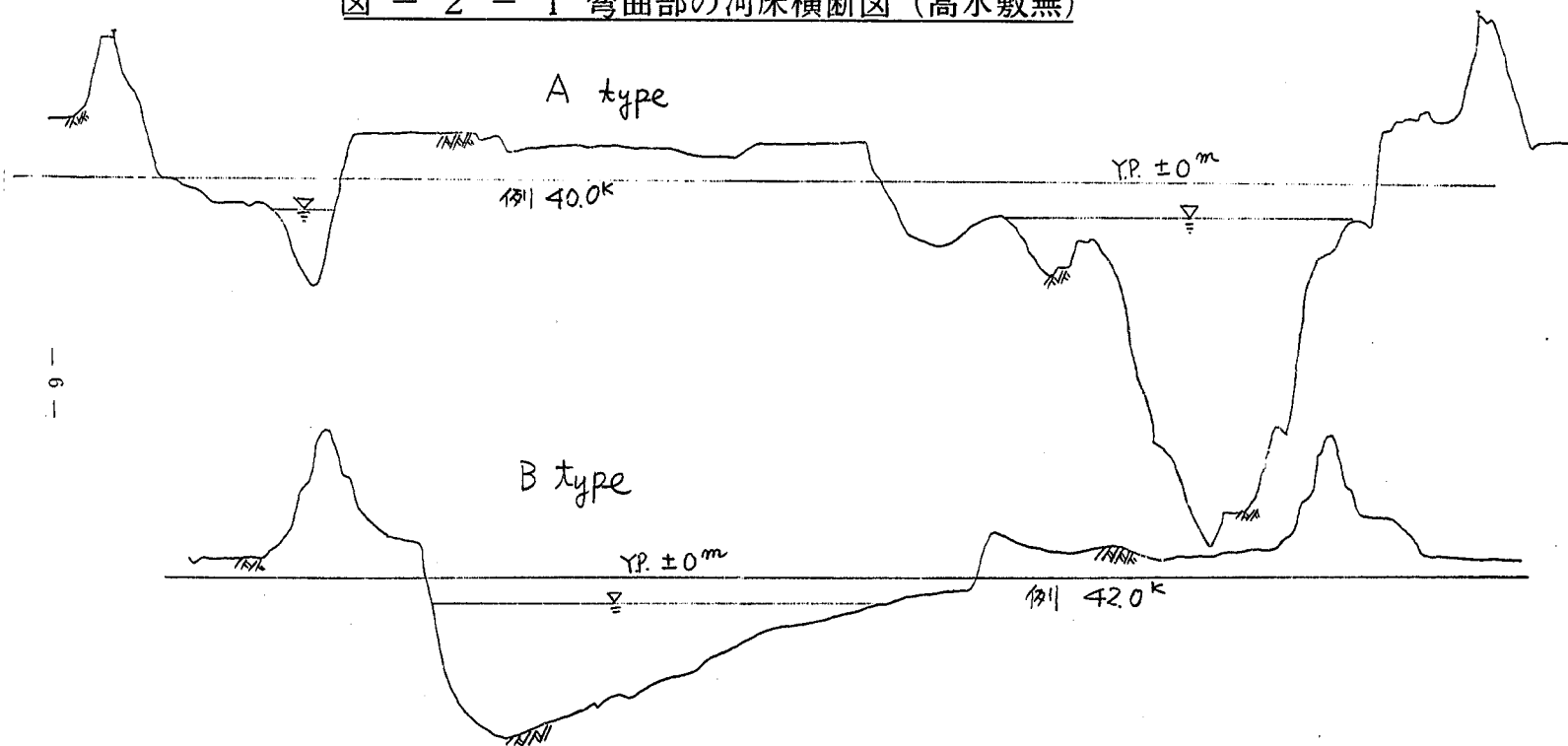
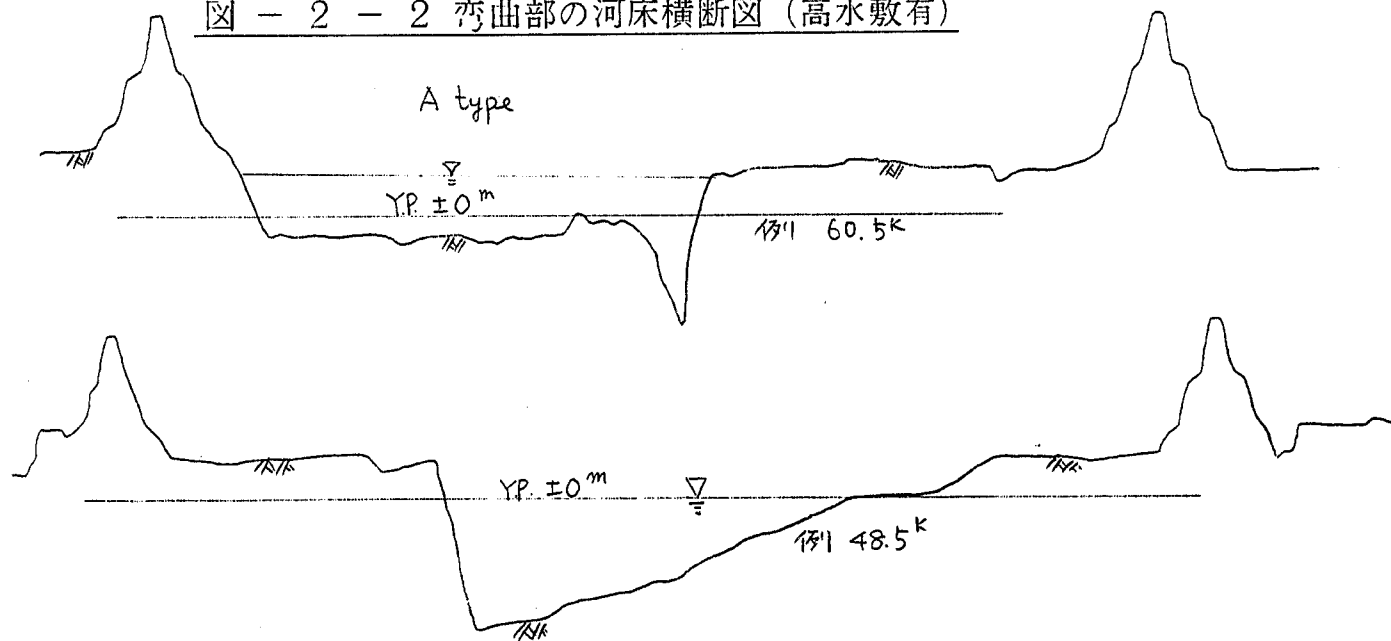


図 - 2 - 2 弯曲部の河床横断面図 (高水敷有)



第3章 模型および実験方法の概要

(1) 模 型

移動床模型は図-1に示す既設の利根川固定床模型に移動床模型を上積みする方式をとっている。図-3 移動床模型標準断面図に示す通りである。整形した模型の縮尺は、水平 $\frac{1}{100}$ 、鉛直 $\frac{1}{50}$ 、歪2に統一しており、移動床模型の基準高は固定床模型の+15cm (YP+3.0m)をY.P.±0mとしているので、石炭粉の敷厚は低水路で30~40cm、高水敷で10~15cmとなり、局所洗堀などに対して十分な敷厚であつた。

河床材料は、前もつてその流送特性をいろいろ検討した石炭粉を使用した。その石炭粉の平均粒径は0.21mm、比重は1.5であつた。

(2) 構造物の模型

水制は固定床実験と同様に12#38mmクリップ金網と12番鉄線を用いた。その流体抵抗については以前(固定床実験報告書)検討し、直径約20cmの現地の杭出し水制との相似性を確めてある。護岸はすべてモルタルで法勾配2割で、流勢の強い場所の法面はモルタルで、水流の激しくない場所の法面はセメント粉をかけて簡単に固結して、それぞれ製作した。護岸および法面の固定床化は、模型が歪んでいるため模型法勾配が現地の2倍であり水流により、実際以上に法面が崩壊し実験結果をあやうくするのを防ぐためである。このような方法は初めから採用されたのではなく、はじめの2~3ケースの実験では高水敷が不自然に洗堀されている場合も見受けられる。このような高水敷の崩壊は、その水利条件に対して必然的なものでなく、実験上の手落ちと見た方がよいと思われる。法面をすべてモルタルで製作して高水敷の崩壊が発生しないように配慮された実験は、法面に沿う洗堀がおこり易いなどの欠点はあるが、現在の実験目的に対しては最良の方法だと考えている。

(3) 実験方法

河床を整形後、石炭粉を十分湿潤させ、その中の空気を抜くため、下流側より徐々に湛水させる。その後上流より所定の流量と所定量の石炭粉を流して実験を開始した。実験の下流端の水位は堰上げ装置で調節して、固定床実験で得た同地点の水位に、実験中一定に保たせている。

実験中には、ほぼ1km間隔の断面で左右岸2点の時間一水位を測定し、また流況の変化を観察した。実験を開始後しばらくして、河床面上に砂澁が発生するため各断面の水位は上昇し続ける。その後は河床変動につれて徐々に変化する。

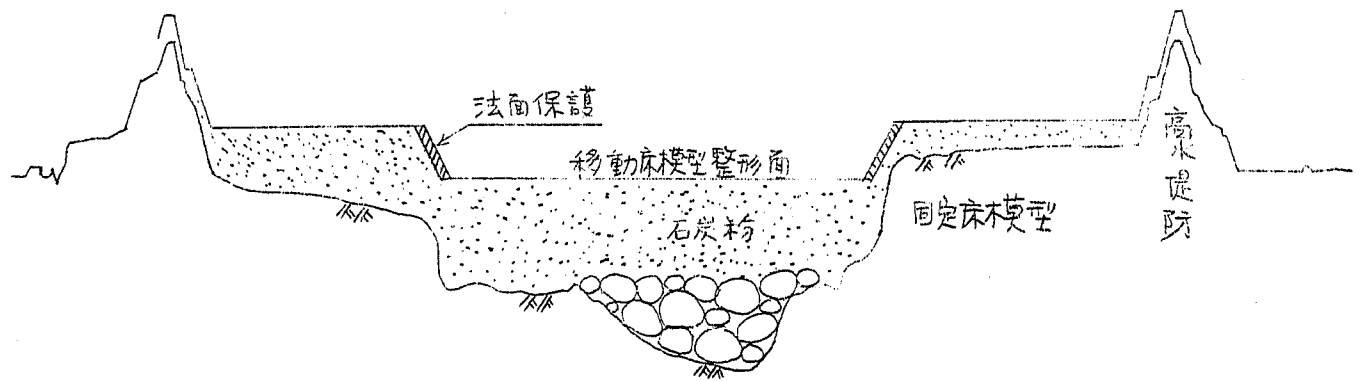
流心の測定には1km毎の横断線上で同時に水性ペイントを落として、その表面流跡で一番早い場所を記録しそれを縦断的に結んで流心の縦断的变化を測定した。流心の測定精度はあまりよくないので、2回測定してその平均的位置を求めた。河床変動にともなう流心の変化に対しては、実験開始後2時間目と7時間目に流心を測定し、それぞれをもつて、実験開始時の流心および十分河床変動後の流心と考えた。

実験終了後、0.25 Km 毎の河床横断を測定した。測定間隔は砂漣の規模と大体等しい10 cm であり、3点移動平均をもつてその点の河床高とした。

移動床実験で検討する場合流量の選び方は実験結果に大きい影響をおよぼすので慎重を期せねばならないが、本実験の場合、流量が少ないと模型河床材料が動いてくれないという制約がある。支配流量をもつて検討するのが一番よい方法かと考えられるが、利根川下流部についてそれを試算したという話をまだ聞かない。(本実験区間の河床は、約6000 $\frac{m^3}{s}$ に対するものであると報告した例がある。)本実験では、まだ支配流量を計算していないけれども、支配流量として一般的に認められているように1~2年の確率洪水程度でしかも、石炭粉を十分動かせる流量として3500 $\frac{m^3}{s}$ を選んでいる。1500 $\frac{m^3}{s}$ で流した例(実験Ⅲ)では石炭粉の動きが悪かつた。

給砂量は石炭粉の流送特性および理論的計算式にまだ不明の所があるため、使用する石炭粉の流送特性を一応二次元水路で求め、実際には10 $\frac{l}{min}$ および5 $\frac{l}{min}$ を使用した。

圖-3 移動床模型断面構造圖



第4章 相似律

(4) 考察

長さ3.0 m, 巾1.2 mの木製水路で, 河床材料を石炭粉とし, 上流端からの流量と給砂量とを種々変えて平衡状態を現出した実験を行なつてみた。この時得られたいわゆる平衡等流水深と平衡等流勾配とから求めた u_* (摩擦速度)から粗度係数 n を求めると, 本実験の範囲では $n = 0.025 \sim 0.044$ が得られた。簡単な計算法によつたためデータはかなりバラついてゐるが, 大部分のデータは $n = 0.030 \sim 0.040$ の間に分布している。したがつてこの実験とほぼ同様な u_* 水深および単位巾流量をもつ3次元移動床実験でも $n = 0.030 \sim 0.040$ の出現が予想される。いま3次元移動床模型で $n = 0.030$ が生じたとするとこの模型の歪みは, 水平縮尺を100とした場合, $F_r = 1$ から得られる関係式

$$h_r^{\frac{2}{3}} = n_r \cdot x_r^{\frac{1}{2}}$$

に $x_r = 100$, $n_r = n_p/n_m = 0.020/0.030 = 0.667$ を代入して $h_r = 17.2$ を得るから歪み $\alpha = x_r/h_r = 100/17.2 = 5.8$ となる。これは $h_r > 17.2$ なる縮尺で整形すると模型に現われる水位は歪み分以上に大きくなることを表わしている。またこれははじめある縮尺で整形した模型が流水自身の力により河床を変化させた結果であるから, 一般的に水平縮尺 x_r の変化は少ないとしても, 実験開始前の鉛直縮尺, h_r と実験後の h'_r とは $h_r \approx h'_r$ となることが予想される。 $n_r = h_r^{\frac{2}{3}} x_r^{-\frac{1}{2}}$ を満足させるには歪みを大きくしない限り至難であるから $h_r = h'_r$ とすることもまた難しい。歪みをあまり大きくすると局所洗堀ヶ所における石炭粉の安息角の問題が現われ好ましくないが, 反面後述のように石炭粉は模型に対して動きにくい材料であるから, いくらか歪みをつけて動きやすくしてやる必要もある。

上で述べたように $h_r \approx h'_r$ の場合には, 測定した河床高, 水面等は h'_r で換算すべきであるが, もし h'_r で換算するとその作業が煩雑であるばかりでなく, 流量縮尺その他までが変化し結果の検討も複雑になるので, この実験の基本的な縮尺については実験前後で不変であるとしている。

移動床実験での粗度係数を調節することができないということから, 相似律の上でいろいろ困つた問題が生ずることが分かつたが, 調節不能の粗度係数により水位を検証することはまず不可能であるので, この場合にはかえつて, 模型の石炭粉をより動きやすくするために水面とう配を利用する方が得策かと思われる。これは水位の違いにより現われる水理現象を無視するものであるが, 我々は今河床変動の方を重視しているのであるから, 水面とう配の違い(現地と模型の水位差)をさておいても, 河床掃流力と河床材料との間の関係をより現地に近いものにするという考えが許されるかと思われる。しかしもちろん, このような考えを採用した場合には, 河床変動の相似性について検討を怠つてはならないことはいうまでもない。

上述のような種々の未解明の問題を一気に解明し、この実験方法および考え方の妥当性をみるため、ほぼ平衡状態と考えられる現状断面（昭和34年度断面）の移動床実験を行なっている。これは後述の実験Iであり、いわば河床に対する検証実験ともいふべきものであるが、上述の考え方および整理方法により結果を整理すれば、明らかな法面崩壊による河床横断の変化を除いて実験前後における河床変動はほとんど見られなかつた。これは本移動床実験の方法や考え方の妥当性を立証している。

以上の考察により実験Iを実施したと同じ縮尺すなわち水平縮尺 $1/100$ 、鉛直縮尺 $1/50$ 系2で以後の実験を行なつて、その結果に十分信頼をおくことができると考えられる。

(c) 移動床実験設計時の相似律

前にもいろいろ記号がでてきたが再び説明することにする。なお記号の接尾語の r は現地量の模型量に対する比すなわち（現地量）÷（模型量）を表わすことにする。

$F_r = 1$	フルード法則	$Q_r = 35.355$	流量縮尺
$X_r = 100$	水平縮尺	$n_r = 1.357$	粗度縮尺
$h_r = 50$	鉛直縮尺	$U_* r = 5$	摩擦速度縮尺
$A_r = 5,000$	面積縮尺	$\tau_{or} = 25$	河床掃流力縮尺
$I_r = 1/2$	こう配縮尺	$q_{sr} = 377$ (例えば)	流砂量縮尺
$V_r = 7.07$	流速縮尺	$Q_{sr} = 37,700$	総流砂量縮尺
$t_r = 14.14$	固定床時間縮尺	$t_{sr} = 13.3$ (Brown式)	移動床時間縮尺
$\alpha = 2$	歪み	$= 389$ (土研式)	"

これらの量はすべて $F_r = 1$ 、マンニング公式、流砂量公式、および流砂連続式から求めたものである。流砂量縮尺 q_{sr} はBrown公式において $a_{sr} = 1$ 、 $p_r = 1$ ($p = 2$) と仮定して石炭粉に対して得た値であつて、他の流砂量公式を使えば当然その値も変わる。

(d) 現地と模型の τ_o/τ_c について

河床面に作用する掃流力 τ_o と河床材料の限界掃流力 τ_c とは、河床材料の運動に対してもつとも基本的な量であつて、古来 τ_o/τ_c という比の形で論議されてきた。本移動床模型実験でもこの量を検討しておくことは重要なことである。次のような大略の値を仮定する。ただし接尾語は慣用に従つて $p = \text{proto type}$, $m = \text{model}$ に対する量とする。

$$Q_p = 3,500 \frac{m^3}{s} \left\{ \begin{array}{l} R_p = 600 \text{ cm (水深)} \\ I_p = 1/7000 \text{ (水面勾配)} \\ d_{mp} = 0.016 \text{ cm (平均粒径)} \\ (\sigma/\rho)_p = 2.65 \end{array} \right. \quad Q_p = 2,000 \frac{m^3}{s} \left\{ \begin{array}{l} R_p = 500 \text{ cm} \\ I_p = 1/7000 \\ d_{mp} = 0.016 \text{ cm} \\ (\sigma/\rho)_p = 2.65 \end{array} \right.$$

$$Q_m = 99 \ell/s \quad \left\{ \begin{array}{l} R_m = 1.6 \text{ cm (実験結果より)} \\ I_m = 4.5 / 10,000 \text{ (")} \\ d_{m \text{ m}} = 0.021 \text{ cm (石炭粉)} \\ (\sigma/\rho)_p = 1.5 \text{ (")} \end{array} \right. \quad Q_m = 56.7 \ell/s \quad \left\{ \begin{array}{l} R_m = 1.3 \text{ cm} \\ I_m = 3 / 10,000 \\ d_{m \text{ m}} = 0.021 \text{ cm} \\ (\sigma/\rho)_p = 1.5 \end{array} \right.$$

とし、限界掃流力公式には岩垣公式を用いると

$$Q = 3,500 \text{ m}^3/s \text{ に対して } (\tau_o/\tau_c)_p = 483, (\tau_o/\tau_c)_m = 877 \text{ を得るから}$$

$$(\tau_o/\tau_c)_r = 5.5$$

$$Q = 2,000 \text{ m}^3/s \text{ に対して } (\tau_o/\tau_c)_p = 402, (\tau_o/\tau_c)_m = 481 \text{ を得るから}$$

$$(\tau_o/\tau_c)_r = 8.4$$

となる。従つて本実験の場合、上の二量を平均して

$$(\tau_o/\tau_c)_r = 7 \quad (2)$$

となる。

また τ_o/τ_c と同様な意味を持つ $\tau_* = \tau_o / (\sigma - \rho)gd$ について調べて見ると、 $\tau_{*p} = 325$
 $\tau_{*m} = 0.69$ (for $3,500 \text{ m}^3/s$)、また $\tau_{*p} = 2.71$ 、 $\tau_{*m} = 0.37$ (for $2,000 \text{ m}^3/s$) を得
 る。前と同様に平均すると、

$$\tau_{*r} = 6 \quad (3)$$

を得る。

河床に作用する力と河床材料の運動を純力学的に考えれば $\tau_{*r} = 1$ となるべきであつて、本
 実験のように $\tau_{*r} = 6$ ということは、砂粒の運動が起こりにくいことを意味している。すなわ
 ち堆積も洗堀も小規模に起こり、特に横断面内では掃流力の小さい場所から堆積が起こると考
 えられる。

ところが各種の流砂量公式によれば $\tau_{*r} = 1$ とする必要は必ずしもないことが分かる。すな
 わち流砂量公式を列挙すると

$$\text{土研式} \quad qb_* = \tau_* \varphi(n) F(\tau_o/\tau_c) \quad (4)$$

$$\text{ブラウン式} \quad qb_* = 10 \tau_*^2 \quad (5)$$

$$\text{シールズ式} \quad qb_* = 6.23 a \tau_* \tau_{*c} \left(\frac{\tau_*}{\tau_{*c}} - 1 \right) \quad (6)$$

$$\text{椿公式} \quad qb_* = 2.5 \tau_*^{0.8} \tau_{*c} \left(\frac{\tau_*}{\tau_{*c}} - 0.8 \right) \left(\frac{k_s}{d} \right)^{-0.435} \quad (7)$$

$$\text{ここに } qb_* = \frac{qb}{U_* d}, \tau_* = \frac{\tau_o}{(\sigma - \rho)gd}, \tau_{*c} = \frac{\tau_c}{(\sigma - \rho)gd} \text{ および } d = \text{粒径である。}$$

以上の式においていずれも、 $\tau^*/\tau^*c (= \tau^0/\tau^c)$ が 1.0 程度の値をとれば、 $F(\tau^0/\tau^c)$ 、 $(\frac{\tau^*}{\tau^*c} - 1)$ および $(\frac{\tau^*}{\tau^*c} - 0.8)$ などの項が qb^* に対して無視できるほど小さくなる。たとえば土研公式の F は $(\tau^0/\tau^c) > 4$ となれば $F = 1$ である。これらの項は、河床材料にはたらく力の大きさにより流砂量を補正する項であると考えることができる。実河川や本移動床実験での τ^0/τ^c の値は前記の通りであるから、例えば土研公式に対しては

$$F_p(\frac{\tau^0}{\tau^c} = 4.83) \div F_m(\frac{\tau^0}{\tau^c} = 8.77) = 1$$

となるのである。したがって流砂量縮尺はたとえば

$$\text{土研式} \quad qb^*r = \tau^*r\varphi r(n)$$

$$\text{ブラウン} \quad qb^*r = \tau^*r^2$$

となるから、 $\tau^*r = 6$ の石炭粉を使うと $qb^*r = 6\varphi r(n)$ あるいは 3.6 となり、 $\tau^*r = 1$ の他の材料を使えば $qb^*r = \varphi r(n)$ あるいは 1 となり、流砂量縮尺が変わるだけで、 $\tau^*r = 1$ とする必要はないことが分かる。もちろん τ^0/τ^c がある値以上をもつという条件は必要である。

したがって流砂量公式から考えれば、 $\tau^*r = 6$ だからといって $\tau^*r = 1$ なる河床材料を用いた場合と河床変動が異なると結論することはできない。 $\tau^*r = 6$ の場合には、模型における流砂量が少なく一定の河床変動を生ずるまでに多くの時間がかかっている。すなわち時間縮尺が小さくなることを意味しているのである。

(2) 本実験の時間縮尺について

移動床実験における時間縮尺は次式で表わされる。

$$t_{sr} = x_{sr} \cdot h_{sr} \cdot (1 - \lambda)_{sr} \cdot q_{sr}^{-1} \quad (8)$$

この q_{sr} による流砂量公式を使うかによつて t_{sr} は変わってくる。前述のようにブラウン公式の係数等をそのまま用いてしかも $(1 - \lambda)_{sr} = 1$ において $t_{sr} = 13.3$ 、土研公式を用いると $t_{sr} = 389$ となる。両公式による時間縮尺の差が大きいのは、 q_{sr} の式中に U^*r が、ブラウン公式では U^*r^5 の形で、土研式では U^*r^3 の形ではいつてくることによるものである。どの公式による時間縮尺を採用すればよいかは、種々異論があつて結論できないと思うが、利根川における両公式の適合性を検討し比較して優劣を判断することは一つの方角だと考える。今危険側を考へて $t_{sr} = 13.3$ を採用すれば、模型の実験時間 $t_{sm} = 8$ 時間であるから、 $t_{sp} = 13.3 \times 8 = 106.4$ 時間すなわち、現地で $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が 106.4 時間継続して流れることに相当する。

(3) 実験結果からみた相似律の検討

図-4 は本実験で得た水位縦断面図で、いずれも実験開始から約 8 時間経過したときの水位である。実験条件は後の表-2 を参照すること。いずれも固定床実験における水面こう配よりかなり大きい水面こう配となつている。

実験 II と実験 VI について粗度係数を不等流計算法で逆算してみるとそれぞれ $nm = 0.0290$

(現地量に換算すると $n_p = 0.0394$), $n_m = 0.0257$ (同 $n_p = 0.0349$) となつた。前者は給砂量が 10 l/min 、後者は 5 l/min であつた。前者は(4)で考察したのとほぼ同程度の粗度である。また前者の歪みを計算してみると $\alpha = 3.48$ となる。

第5章 実験ケース

実施した実験ケースは6ケースでその他部分的に行なつた実験が2ケースある。各実験ケースの実験条件や問題点に対して行なつた対策およびその結果を簡単に表-2にまとめてある。水制や低水法線の修正位置等については図-6を参照すること。

表-2-1 実験ケースおよびその結果の一覧表

実験 ケース	模型河道 の概要	実験 区間	流量	給砂量	実験 時間	下流端水位			44K75付近右岸	45K5左岸	46K5付近右岸	備 考
									流 心 接 近		水 衝 部	
I	昭和34年 度測量によ る現状断面 形	43.25Km 55.0 Km	3,500 m^3/s	10 l/min	480分	43.25Kmで YP+2953m	①					「検証実験」
							②	模型法面が崩壊し、流水断面積が大きくなつたため低水路にも堆積を生ず。	左記と同様で低水路にも堆積を生ず。左岸の流速が大きいことは確実だが、実験結果からは詳細は不明。	現状断面からの変化はほとんどない。		
I'	"	"	"	"	"	"	①			セメント粉で法面固結		Iが法面崩壊が多いため 簡単な法面保護を行なつ ている。
							②			やはり法面崩壊を生ず	現状断面からの変化は少ない	
II	固定床実験 による最終 案	"	"	"	"	"	①	44.25K~45K右岸に水制、同区間の法面保護	右岸に法面保護		46~46.75K右岸に水制および法面保護 46.5~48.5K左岸法線を変更している	最終案は計画よりも、彎 曲部付近の掘削量が大き いのが特徴
							②	44.75K付近河床はあまり変化しないが、下流の低水路が洗掘される。	右岸付近の堆積が著しい		低水路に堆積が著しい。	
III	IIを修正	"	1,500 2,000	0.15 l/min 15 l/min	400 460	YP+1630m YP+1950m	①	備考欄参照 44.75~45.5K左岸に法面保護	左岸に法面保護		IIの①と同じ	47~47.5K右岸水制撤去 43.75~44.25Km右岸に水 制設置 52.5~53.25Km左岸水制 縮少
							②	(2,000 m^3/s の結果) 整形河床よりの変化少なし。 低水路内で流心蛇行	左に同じ 低水路内で流心蛇行		整形河床よりの変化なし	
IV	事務所計画 案と実験II の中間案 (法線について)	"	3,500	10 l/min	480	YP+2,953m	①	IIの①に同じ	I, IIと同じ		I, IIと同じ	IIの結果を見て、掘削し た所に堆積が生じたので 掘削量を減らす
							②	下流に洗掘傾向(低水路)あり	堆積傾向		深掘れヶ所は変化せず、掘削した低水路に堆積が生じている。 水衝部は従来の場所に生ずる。	
V	固定床実験 による最終 案	52.0Km 64.0Km	3,500	10 l/min	480	52.25Kmで (YP+428)m	①					最終案は計画よりも、彎 曲部付近の掘削量が大き い。
							②					
VI	"	50.0Km 65.0Km	3,500	5 l/min	480	50.0Kmで YP3750	①					給砂量のみを少なくする。
							②					
VII'	"	"	3,500	5 l/min	480	"	①					63K右岸の水制を縮少 54.5K付近右岸水制を 縮少
							②					

① 実験上の対策

② 実験結果

表-2-2 実験ケースおよびその結果

		47k75付近左岸 流 心 接 近	52k0付近左岸 流 心 接 近	58k0付近右岸 流 心 蛇 行 と 流 心 接 近	62k5~60k75左岸 水 街 部 、 流 心 接 近	66k0付近右岸 水 街 部 と 流 心 接 近
I	①					
	②	法面崩壊	現状断面からの変化はほとんどない。			
I'	①	法面保護(セメント粉)	実験の対象とせず			
	②	やはり法面崩壊を生じたが、低水路の堆積は減少し、現状形により近い。				
II	①	46.5k~48.5k間左岸の低水路線を大きく後退させている。しかも48.5~49.25k左岸に水制を設け水をはねようとしている。	51~52.75k右岸法線を後退させる。 51.75~53.25k左岸に水制を設ける。			
	②	流水断面積が大きくなつて掃流能力が小さくなり、低水路に堆積が生ず。	左に同じ。			
II'	①	IIの①に同じ	IIの①に同じ。			
	②	低水路に堆積	ほとんど変化せず。			
IV	①	46.25~48.5k左岸法線をII案と事務所案との中間の案にする。	51~52.75k右岸法線をIIの案と事務所計画案との中間にする。 水制はIIと同じ。			
	②	堆積傾向あり	ほぼ変化なし。 上流(53~52.25k)の低水路に堆積が生ず。			
V	①		51~52.75k右岸法線を後退させる。 51.75~53.25k左岸に水制を設ける。 54.5~55.0k左岸	57.75~60.0k右岸に水制を設ける。	60.75k~61.75k間左岸に水制を設ける。 60.0k~63.0k間右岸法線を後退させる。 63.0~63.25k間右岸に水制を設ける。	64.5~67.5k間左岸の法線を大きく後退させる。
	②		堰前ケ所右岸に大きな堆積を生ず。 53.5k付近左岸に堆積を生じ流れは現状に近いものとなる。	ほとんど変化なし	低水路に堆積 深堀れケ所にも堆積	
VI	①		Vの①と同じ	Vの①と同じ	Vの①と同じ	Vの①と同じ
	②		深堀れ部は堆積する。 低水路は堆積する。 流心は下流51.5k付近に接近する。	僅かに洗掘される。その洗掘は局所的でなく平均的である。	洗掘部はほとんど変化なし。 低水路には堆積する。	
VI'	①					
	②					

第6章 実験結果およびその検討

実験結果を得た方法はすでに第3章で述べた通りで図-4には実験の水位縦断面図と固定床実験のそれとを比較してある。図-5には各実験の流心を比較すると共に修正した低水路・水制等を記入してある。図-6には各実験ケースの流況を観察した結果を記入し、模型河道内の堆積場所およびそれにとりもなつて流心に変化する様子が分かるようにしてある。原データは以上の外に実験後の河床測定結果より平均河床高を求めているが、低水路の平均河床高は計画のそれに非常に近い結果を得ている。次に実験終了後の河床縦断面図を図-7で固定床実験結果と比較している。また実験終了後の河床横断を実験前と比較して洗掘量・堆積量を調べてみたのが図-8である。実験後に測定した河床横断を実験前と比較してまとめて図-9に示した。

次に各実験ケース毎に実験結果を検討してみる。

(1) 実験 I

この実験ケースでは、模型河床を昭和34年度測量の現状断面に整形し、ほぼ平衡状態に達していると考え、ええ支し支えない現状断面が、流量 $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、給砂量 $10 \text{ t}/\text{min}$ （総流砂量縮尺 $Q_{sr}=57,700$ によれば $Q_s=6.3 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応する）で実験を行なつた場合、どのような河床変動を起こすかをみるために行つたものである。

現状断面の実験で得た水位縦断はすでに図-4に示したが他の実験ケースに比べて水位がかなり高くなつてゐる。これは流量疏通力が計画断面に比して小さいから当然の結果と考えられる。

実験後の河床横断は図-9-1に破線で示してあるが（整形断面を実線で示す）、到る所で低水路に堆積が生じていることが分かる。しかしよく見ると、そのような断面では同時に高水敷まで完全に洗掘され低水路と高水敷の区別すらなくなつてゐる。 $5.5.0 \text{ K} \sim 5.3.0 \text{ K}$ 、 $5.1.0 \text{ K} \sim 5.0.0 \text{ K}$ および $4.6.0 \text{ K} \sim 4.4.0 \text{ K}$ がこれに相当する。このような現象は実際にはまず起こり得ない現象で模型だけに起こると考えられる。すなわちこれは今まで何度か述べてきたように、低水路法面のはじめ洗掘され徐々に高水敷まで流送された結果、流水断面積の増大にとりもなつて土砂流送能力が低下し、付近の低水路に堆積したものと説明することができる。洗面崩壊のなかつた他の断面では、実験前後で河床にはほとんど変化のないことが上の説明を裏付けている。ただし $5.5.0 \text{ K} \sim 5.3.0 \text{ K}$ 間の堆積は、給砂点に近く給砂量が大過ぎたことが原因と考える。図-8-1によれば、実験後では現状断面よりの堆積量・洗掘量がともに非常に大きいことが上に説明したことが原因と考えてよい。したがつてもし法面崩壊がなくまた給砂量が適正であれば、図-8-1の堆積量・洗掘量はともに軽減できるし、全実験区間を通じて現状断面よりの変化は極めて少ないものと考えられる。図-6-1には実験開始後2時間および7時間目に測定した流心を記入してあるが、法面崩壊と低水路の堆積を生じた場所以外では流心の変化はほとんど見られず、したがつて河床変動の少ないことが明瞭に分かる。

以上のことから実験上では、低水路法面に適当な強度を持たせることと、給砂量の検

討が必要と考えられる。

そこで特に法面の崩壊の著しい場所では、法面にセメント粉をかけて石炭粉の表面を簡単に固結させて実験をやり直したのが実験Ⅰ'である。この場合には、実験開始前に実験区間に水を張る（空気を抜くため）際に一部の保護ケ所が壊れてしまつたり、またセメント粉での固結以上に流水の力が強いことなどによつて、法面保護の効果を完全に発揮させることはできなかつたが、実験Ⅰの場合よりはよかつた。すなわち図-9-1の中で一点鎖線で示したのが実験Ⅰ'の結果であつて、Ⅰの結果より現状河床形状に近い。

以上移動床実験の検証ともいふべき実験を行ない、法面保護や給砂量に工夫すべき点が見られたが、このような実験方法によれば現地で起こる現象との対応性があることが確認できた。

(四) 実験Ⅱ

この実験ケースは固定床実験で得た最終案であつて、どの区間を改良したか表-2-1に示してある。この案は彎曲部付近の高水敷を相当量掘削し、しかも水制を設けてその両方の作用によつて、流心接近ケ所に対しては流心を堤体（あるいは護岸）から遠ざけるように工夫し、水衝部に対してはその上流より流れの方向を変えるように工夫したものである。このように大きく掘削した場合に、将来どのような河床変動が見られるかを検討する事が本実験ケースの目的である。

(1) 5 5.0 K ~ 5 3.0 K 間

この区間では流れの彎曲を小さくするため右岸低水法線を、高水堤防法尻より約 1 0 0 m まで後退させている。実験開始直後 2 時間ほどの間は固定床実験の時と同様の流れをしており、その後低水路巾の急拡するすぐ下流の左岸一帯に堆積が始まる。それとともに右岸の低水護岸に沿つて洗掘が起こる。8 時間経過後には図-9-2 に示すような河床横断となる。左岸の堆積量は相当大きく流心は右岸低水護岸沿いとなり 5 3.7 5 K 付近では相当の洗掘が見られる。この場合右岸の護岸はモルタルで製作されている。右岸低水法線を後退させるとこのような河床変化が起ると思われる。

(ii) 5 3.0 K ~ 5 1.0 K 間

この区間では右岸の低水法線を後退させるとともに左岸には水制を設け、流れを右岸沿いに引きつけようとする意図している。(i) と同様実験開始直後では流れは右岸沿いにあるが、時間が経過するにつれて上流の堆積によつて偏向された流れは、徐々に左岸に接近し、右岸は堆積するようになり、流れはますます左岸に接近し現状に近い流れとなる。この堆積は現状法線よりも大規模であつた。この時左岸の護岸は水制に守られて局所的な洗掘は生じてなくむしろ堆積するが、その下流で水制のない 5 1.5 K

に流れがあたり、深掘れが生ずる。この点から見れば、5 1.7 5 Kより下流で流れが直線的となる5 0.7 5 Kまで水制を設置した方がよい。なお5 2.7 5 Kより上流の水制は何ら効果がなく不要と思われる。この区間では特に上流区間との関連性が強いことが分かった。

(iii) 5 1.0 K ~ 4 8.7 5 K間

この区間では、5 0.5 Kより下流で河積が小さくなつて流速が増加するため一般に河床は洗掘傾向にある。流れが直線的なため局所洗掘は生じないが、図-9-2を見ても分かるように、河床が2~3 m低下する。上流(i)(ii)の区間の堆積も考え合わせると、各断面での流砂量を等しくする必要が痛感される。

(iv) 4 8.7 5 K ~ 4 6.0 K間

この区間では問題ヶ所が2ヶ所ある。1つは4 8.5 K左岸付近の流心接近であり、他は4 6.5 K右岸の水衝部である。本実験では前者に対しては4 9.2 5 K ~ 4 8.5 K左岸に設けた水制で流れの方向を変えておき、更に4 8.5 K ~ 4 6.5 K間左岸法線を後退させて流心接近を緩和しようとしており、後者に対しては4 7.2 5 K右岸に大きな水制を設けて水流をはね、土砂を貯めまた従来の水衝部をその水制の陰にしようとする趣向をとつている。実験開始後しばらくすると(ii)の区間で掃流された土砂および浮遊砂が、4 8.5 K付近右岸より堆積しはじめ、その洲は次第に発達して4 6.5 K付近まで達する。この堆積は断面拡大による流速減少の結果であると理解される。右岸の堆積にともなつて必然的に流心は左岸に接近し4 8.2 5 K ~ 4 7.5 K左岸は2 m程度洗掘される。他方4 6.5 K右岸水衝部は発達した砂堆のため主流とは無関係になつてしまう。同付近の堆積が少なく水路中央部に多いのは石炭粉が右岸まで達しきれないからだと思われる。石炭粉は前述のように $(\tau_o/\tau_c)_r = 7$ 程度であり流れにくい材料であるが、もしこれが $(\tau_o/\tau_c)_r = 1$ の河床材料なら、どのような堆積形状をするかは興味深い問題である。この問題は3次元の性格を持つため現在の我々の知識はかなり無力であるが、定性的に考えるならば、堆積範囲がより小さく、より右岸沿いになると予想される。こう考えれば流心はもう少し水路中央により左岸の洗掘も軽減され、予期した効果に近くなる。4 8.5 K ~ 4 9.2 5 K左岸の水制は、水はね作用がかなりあるが、4 7.2 5 K右岸の水制はほとんど用をなさないと考えられる。4 8.2 5 K ~ 4 7.5 K左岸の洗掘は大したことはなく、この(iv)の区間については、今考えている断面はかなり実現性のある断面だと考える。

(v) 4 6.0 K ~ 4 3.5 K間

この区間では従来の水衝部4 5.5 K左岸と流心接近ヶ所の4 4.7 5 K付近右岸が問題である。流心の変化を予想して前者には何ら対策をとつてないが、後者に対しては水制を設けた。

予想したように4 5.5 K左岸の水衝部は3~4 m程度堆積し問題とならない。かえって水路中央部および右岸が洗掘される。4 4.7 5 K右岸においても流心が従来より変化して水路中央部を通るためほとんど問題とならない。同区間に設けた水制の効果はあまり見られない。なお4 4.7 5 Kより下流では断面縮小によって流速が増加する上に、実験下流端水位がおさえられているので更に流速が増す結果、低水路の平均的洗掘が顕著である。

以上実験Ⅱについて実験の経過を詳しく述べた。図-5には流心を実験ⅢおよびⅣの結果と比較し、図-6-2に流心の位置と堆積場所を記し、図-7では実験後の河積縦断を固定床実験や他の実験結果と比較しまた図-8には計画断面からの堆積量・洗掘量を、いずれも図示している。

(c) 実験Ⅲ

この実験ケースは、実験Ⅱの結果より判断して効果の薄い水制を撤去し、必要ヶ所には設けている。すなわち5 3.2 5 K~5 2.5 K間の水制を縮少し、4 7.5 K~4 7.0 K右岸水制を撤去し、また4 4.2 5 K~4 3.7 5 K右岸に水制を設けている。低水路法線の実験Ⅱと同様である。この実験では小流量に対する河床変動を見るため、はじめ $1,500 \frac{m^3}{s}$ で4 0 0分通水したが河床にほとんど変化を見られなかつたので、次には $2,000 \frac{m^3}{s}$ （給砂量 $1.5 \frac{t}{min}$ ）で実験を行なつた。なお実験データはすべて $2,000 \frac{m^3}{s}$ で4 6 0分通水後のものである。

河床変化については、実験Ⅱと比較してはるかに小さい。また上記水制の撤去や新設にともなう顕著な効果は見られない。

堆積ヶ所は図-9-3によれば5 3.0 K~5 2.0 Kおよび4 8.0 K~4 7.0 K、洗掘ヶ所は4 9.5 K~4 8.5 Kに見られ実験Ⅱの結果と一致するが、それらの規模は小さくなっている。しかし4 9.5 K~4 8.5 K間では、 $2,000 \frac{m^3}{s}$ で洗掘傾向があることは注意せねばならない。この洗掘は断面が小さいことが原因であろう。

なお図-5に流心を実験Ⅰと比較し、図-6-3にはその流心を記してある。図-5および図-6-3によれば、4 7.0 Kより下流区間で、流心が低水路内を蛇行し、4 6.5 K右岸、4 5.5 K左岸および4 5.5 K右岸の順に衝突する。これは現状の流心にほぼ一致しているが、流心衝突ヶ所の河床は現状以上には掘れない。

(d) 実験Ⅳ

実験Ⅱでは、流心を懸案地点の対岸側へ引き寄せる目的で低水路法線を現状から大きく後退させた場所では確実に堆積が生ずることが分かつた。したがって長い目で見れば無駄な、このような掘削をするよりは、彎曲部懸案地点の問題を多少犠牲にしても、掘削土量を減らす方がよいという議論が当然成り立つ。そこで掘削ヶ所の低水路法線形状を、実験Ⅱ（低水路法線を最大に後退）と現計画（法線はほぼ現状形）とのほぼ中間程

度にし、水制については実験Ⅱで不用と判断されたものは撤去して実験を行なった。実験Ⅱより変更した低水路法線は5 2.7 5 K～5 1.0 K右岸、4 8.5 K～4 6.2 5 K左岸で、いずれも実験Ⅱより前進させてある。実験Ⅱと比較するため河道区間を分けて実験経過を述べる。

(i) 5 5.0 K～5 3.0 K間

河床横断測定結果は図-9-4に示す。本区間における左岸の堆積量、堆積場所および流心位置は実験Ⅱとほぼ同じで、実験Ⅱの方が堆積量・洗掘量とも多い(図-8)。

(ii) 5 3.0 K～5 1.0 K間

実験Ⅱよりも右岸低水路法線を前進させた効果はあまり明らかでない。すなわち図-9-2と図-9-4を比較してもほとんど差はない。図-5の流心比較図によれば、実験Ⅳでは流心が僅かに左岸よりとなり、図-6によれば右岸の堆積範囲はほぼ同一である。図-8で比較してみると実験Ⅳの堆積量が減っているが、これは低水路法線前進分に相当する。5 1.5 K左岸の洗掘は実験Ⅱと同じであつた。

(iii) 5 1.0 K～4 8.7 5 K間

低水路の洗掘量が減少(図-8)しているだけでⅡとほとんど同じ現象が起こっている。

(iv) 4 8.7 5 K～4 6.0 K間

この区間では、実験Ⅱの場合より4 6.2 5 K～4 8.5 K左岸低水路法線を前進させている。この場合には実験Ⅱとまったく異なる河床変動が起こるようである。図-9-4あるいは図-6-4と図-6-2を比較すれば明かなように、堆積場所および流心がまったく変わっている。すなわち右岸の堆積は若干その量が小さく、実験Ⅱのように4 6.5 Kまで伸び切らず、また左岸にも堆積を起こしている。したがって流水は4 8.0 K左岸で低水路法線に接近し、4 6.5 Kでは水衝部を作っている。4 8.0 K付近左岸の洗掘は、実験Ⅱがせいぜい2 mであつたのに対し、Ⅳでは最大5 mにもなる。4 6.5 K右岸の水衝部は現状以上には洗掘されないようである。流心の形状といい、左岸の堆積といい、これらは現状断面形状に復帰する兆しを見せている。最大約1 0 0 mの低水路法線前進が、河床変動をこのように大きく変化させる最大の原因は、前進させた法線の曲率の形状かと推察される。本実験ケースでは流心が左岸法線からはく離し、その下流の流速の遅い左岸には堆積が進行して流心の偏向を一層妨げ、ひいては右岸沿いの砂堆が発達するのを阻止していると考えられるからである。彎曲部の常流の内岸側ではなく離の現象は、境界条件(不連続点の存在や曲率半径の大小)と水理量(流速)とによつて決まるが、この実験Ⅳでは境界条件としての曲率半径が小さいため、はく離が発生し、他方曲率半径の大きい実験Ⅱでは、はく離が起こりにくいのであろうと考える。

(V) 4 6.0 K ~ 4 3.5 K間

4 6.5 K 右岸に水衝部をもつた流れは4 5.5 K 左岸にあたり3 ~ 4 mの洗堀を引きおこしている。

(F) 実験 V

本実験ケースは5 2.0 K ~ 6 4.0 K間に対するもので、模型は固定床実験で得られた最終案である。実験条件は表-2に示す。現計画案より変更した低水路法線位置および水制を列挙すると次のようである。

低水路法線変更場所		水制新設位置	
5 1 K ~ 5 2.75 K	右岸法線後退	5 1.75 K ~ 5 3.25 K	左岸 ふやす
5 2.75 K ~ 6 2.75 K	"	5 4.5 K ~ 5 5.0 K	左岸 長くする
6 4.25 K ~	左岸 "	5 6.25 K ~ 5 7.0 K	右岸
		5 7.75 K ~ 6 0 K	右岸 ふやす
		6 0.75 K ~ 6 1.75 K	左岸 ふやす
		6 3 K ~ 6 3.5 K	左岸 長くする

この区間では5 8 K 右岸および6 1 K 付近左岸の流心接近場所と、実験Ⅱ ~ Ⅳで現われた5 5 K ~ 5 2 K間左右岸の堆積とが問題であつて、以下に実験の経過を3つの区間に分けて述べることにする。

(i) 6 4.0 K ~ 6 0.0 K間

この区間では6 2.5 K ~ 6 0.75 K間左岸の流心接近ヶ所が問題である。同付近の流心接近を避けるためには、5 2.75 K ~ 6 2.75 K間右岸低水路法線を後退させ、6 3 K ~ 6 3.5 Kおよび6 0.75 K ~ 6 1.75 K間左岸に水制を設置することが必要だと、固定床実験は答を出している。

実験後の河床横断は図-9-5に示す通りである。給砂した砂(6 4.5 K地点で給砂)は、6 3.5 K付近からの流速減少(河積急大)のため、同地点付近からどんどん堆積した。したがつて実験開始後2時間までは、固定床実験と同様な流れをするが、その後低水路一帯に石炭粉が堆積し流心は左岸に接近している。断面急狭のため当然この区間の流送能力は落ちて堆積が生ずるが、堆積量があまり多いのは給砂量が多すぎたものと考え、この区間のデータを信頼しなかつた。したがつて検討できなかつた。

(ii) 6 0.0 K ~ 5 6.0 K間

実験後には5 2.75 K ~ 5 6.5 K左岸に沿つて堆積が生じているが量は少ない。問題の5 8 K付近では5 7.75 K ~ 5 7.0 K右岸の洗堀が激しい。同区間の右岸一帯に設けた水制は着実に砂をとどめておりその効果は非常に大きい。しかし十分に水をはねきれないので、前述の5 7.75 K ~ 5 7 K間の局所洗堀を防止する効果を有しない。同区間は低水路巾がせまく水制をだすのが非常に困難な場所である。このような場合には低水

路巾を広げてやる必要がある。

(iii) 5.6 K ~ 5.2 K 間

この区間では5.2 K左岸の流心接近を防ぐため5.45 K ~ 5.5 K左岸の水制で流心を変え、5.275 K ~ 5.1 K右岸法線を後退させて水流を直線的に流すよう工夫している。この区間の1部は実験Ⅱ ~ Ⅳと重複している。

図-9-5を見ても分かるように、右岸および左岸の堆積は実験Ⅱ、Ⅳと同じ場所である。しかしこの区間は、模型下流端に近く掃流力が極めて大きい場所であるので、図-8からも明らかなごとく実験Ⅱの堆積量よりは、はるかに小さく、半分程度である。

(iv) 実験Ⅴ

実験Ⅴと同じ断面であるが、Ⅴが給砂量の多すぎた面が見られたため、本実験ケースでは $5^6 / \text{min}$ とし、6.5 K地点を給砂点とした。また5.2 K地点を検討するため、模型下流端を延長して5.0 K地点とした。

(i) 6.4.0 K ~ 6.0.0 K 間

今回は給砂量が実験Ⅴの半分にしたため、堆積場所はかなり減った。給砂点の直下流と6.3 K ~ 6.125 K間とである。前者はその結果を無視する。後者の堆積は低水路中央に多く、これは右岸法線後退が多すぎたことが原因と思われる。深掘れヶ所はない。河床横断は図-9-6に示す。

(ii) 6.0.0 K ~ 5.6.0 K 間

実験Ⅴと同様左岸沿いの堆積があり、堆積場所・量ともⅤと変わらない。右岸の水制設置区間では水制の周囲に堆積があり効果があらわれているが、その少し下流にはⅤと同様洗堀ヶ所がある（最深部はⅤより2.50 m下流に移動している）。この洗堀ヶ所を防ぐにはその区間まで水制区間を延長すればよいが、更にその下流で再び洗堀ヶ所が起こらないとは断言できない。この点については別の機会に検討する積りである。

(iii) 5.6.0 K ~ 5.0.0 K 間

5.5 K ~ 5.45 K間では低水路左岸が相当洗堀され、計画低水敷高より2.5 mほど掘られている。その下流では右岸低水護岸に沿って洗堀が著しい。堆積はほとんどない。5.425 Kおよび5.4 K断面では、洗堀の傾向が実験Ⅴと著しく異なつて、低水路全体の河床低下が微しく、見逃せない問題である。5.40 Kより下流では実験Ⅴとまったく同じ傾向を示した。5.2 K左岸付近では、現状より深く掘れる所はないが、右岸の堆積量は、例えば実験Ⅱと比較すると、小さくなっている。

5.5 K ~ 5.4 K間の洗堀の傾向が実験ⅤとⅥとで異なる（堆積量は僅かで問題とならない）原因ははつきりしないが、給砂量の大小を理由とするよりは実験Ⅴでは水位

調節地点が近く流向を合わせることができなかつたのが原因ではないかと考えられる。これに対して実験Ⅴでは水位調節地点は十分下流にあり、その影響は少ない。したがって実験Ⅴで現われた55K～54K間の低水路河床低下の方が実験結果として正しいであろう。この河床低下に対しては、流水断面積を大きくすることが必要である。

(7) 実験Ⅴ'

この実験ケースでは、実験Ⅴの終了後の河床で、部分的な水制の改造によつて、堀削ヶ所に堆積した石炭粉を流送できないかどうかを試してみたものである。実験条件は表-2に示す。水制改造場所は上流部と下流部の2ヶ所である。上流部では63.0K～63.5K間左岸の水制長を長くし、しかも61.5K～61.75K間左岸に竣工を計画水制の頭部水制として設けて、61K～63K間右岸の堆積量を減らそうとした。下流部では54.5K～55K間左岸水制の長さを半分に縮少して53K～54.5K間左岸の堆積を減らそうとした。実験結果は図-9-6に示した一点鎖線がそれで（部分的にしか河床測定をしていない）ある。上流部については63K～62.25K間では若干堆積量が減少しているが、62K～61K間ではむしろ堆積が多くなっている。これは実験Ⅴで得た堆砂がまだ発達過程にあつたことを示すもので、明らかに低水路巾を狭くしすぎた効果と考えられる。この彎曲部でも流心の左岸接近を多少犠牲にしてもこの案より低水路巾をせまくする必要がある。下流部については、左岸水制を縮少して流心を左岸に寄せた結果53K～54.5K間左岸および51.25K～53K間右岸の堆積は水路中央部から削られて減少する。確かに予期した効果が現われた。ただしこの時55K～54.75Kの低水路河床が更に低下したこと、および52K～51.25K間右岸で堆積が進行した結果左岸の低水護岸沿いの洗堀が顕著になつた。

第7章 ま と め

この移動床模型実験は水平縮尺 $1/100$ ，鉛直縮尺 $1/50$ ，模型河床材料は石炭粉（比重1.5，平均粒径 0.021mm ， $(\tau_o/\tau_c)_r = 7$ ）を使用して流量 $3500\text{m}^3/\text{s}$ ，実験時間8時間で検討したものであることを再記しておく。

移動床実験に先立つて行なわれた固定床実験では，利根川43K～65K間の彎曲部の局所洗掘や水衝部の問題の見地から，原（現）計画を実験的に検討し，主として低水路法線形状と水制計画とを改良している。引き続いて行なわれた本移動床模型実験では，固定床実験で決めた改良案が，彎曲部の局所洗掘現象を緩和する効果を有しているかどうか，またその法線形状での将来の河床変動に問題がないかなどの観点から，低水路法線形状や水制設置について，さらに検討を加えた。このような一連の実験では，彎曲部の問題点を，一方的に低水路法線変更で処理しようとしたため，掘削ヶ所に断面急拡大部が現われ，結果的には

$Q_s(x) = \text{const}$ （ Q_s ：総流砂量， x ：縦断方向距離）という線が守れず，掘削ヶ所の堆積や低水路河床の洗掘低下が起こった。しかしこの実験は，現在の彎曲部の局所洗掘や水衝部を現状以上に進行させないために必要な低水路法線形状や水制配置の規模を明らかにした点で成果があつた。

まずこの実験は現状断面での実験を行なつて，実験方法および結果に対する考え方について検証し確めてからその後の実験を行なつている。実験ケースは6ケースで，その他部分的な実験が2ケースである。これらの実験結果から分かつたことは次のように要約される。

- 1° $(\tau_o/\tau_c)_r = 7$ の効果は，本実験の範囲では時間縮尺のみに現われ，河床変動の対応性（相似性）は保たれる。
- 2° 時間縮尺は Brown 公式で算出すれば（仮定あり）， $\text{tsr} = 13.3$ 程度である。
- 3° 現計画案程度の法線形状や水制配置は，固定床実験でも明らかのごとく，流況は現状と変わらず，彎曲部の問題に対しては効果は薄い。
- 4° 出水継続時間が短い場合には（模型時間で2時間程度），固定床実験で決定した案は，流心を水衝部やその接近ヶ所から遠ざける効果はある。

次に実験結果の一般的な傾向を列挙すると次のようである。

- 5° 掘削ヶ所（断面急拡大部）には必ず堆積が起り，流況がより現状に近づく傾向を有する。
- 6° 流心接近ヶ所や水衝部の前後の法線の曲率形状をより直線的にし，あるいは法線間隔を拡大すると，局所洗掘の規模は当然ながら小さくなる。
- 7° 彎曲部内岸の法線を直線化する程度によつて，流れのはく離位置が異なり，現状とまったく異なる流況を示すようになることがある（実験Ⅱ，Ⅳ，48K左岸）
- 8° 実験で与えた法線形状では，河床変動後においても，局所洗掘や水衝部が現状以上に進行しない。
- 9° 法線を後退（低水路拡大）すると，一般的に認められているように，流量が少ない時

には低水路内で流水が蛇行する（実験Ⅲ）

1 0° 水制は水制設置区間のみにおける水はねや砂付けの効果は見られるが、設置区間の下流では深堀れの発生ヶ所があつた（実験Ⅱ，4 5.5 K左岸，実験Ⅴ，5 7.7 5 K～5 7 K右岸）。低水路の流れそのものに対する整流作用が大きいとは認め難い。

1 1° 実験の法線の範囲内では現状より局部的な法掘が進行する場所は少ない。法線変更のため新しい流心接近ヶ所および水衝部となつた場所は、実験時間内での局所洗掘の進行は少ないが、実験Ⅴの5 3.2 5 K～5 4 K間右岸および5 1.2 5 K～5 1.7 5 K間左岸の低水護岸沿いの洗掘が進行する傾向を見せている。

1 2° 低水法線を後退させすぎたと思われる場所は

6 0 K～6 3 K 右岸

5 1 K～5 4.5 K 右岸

であつて、これらの場所では法線を実験ⅡやⅤの法線と現状との中間程度にすべきであらう。これらの区間では浚渫を前提とした掘削が必要である。

1 3° 法線後退の効果の著しい所は

4 6.2 5 K～4 8.5 K 左岸

で、実験Ⅱ程度の法線にすれば4 8 K付近の流心接近部4 6.5 Kの水衝部がともに緩和できる。

1 4° 低水路河床が一様に洗掘されることからみて、低水路の坵巾の必要な区間は

5 7 K ～5 7.9 5 K 間

5 4 K ～5 5.5 K 間

4 8.7 5 K～5 1 K 間

である。

1 5° 水制を設置して効果の大きい場所は

6 1 K ～6 1.7 5 K 左岸（丁出しあるいはケレツプ水制，法線形状に係なし）

5 8 K ～6 0 K 右岸（横工，法線に係なし）

5 2 K ～5 2.7 5 K 左岸（＃，＃）

4 8.5 K～4 9.2 5 K 左岸（＃，法線は実験Ⅱ）

4 6.0 K～4 6.2 5 K 右岸（＃，＃）

4 5.5 K付近 左岸（＃，＃）

である。

後 記

本報告書は昭和41～42年度における実験結果をまとめたもので、実験の計画、実施、データの検討および報告書作成には以下の者があたった。

鹿島試験所長		山 口 高 志
鹿島試験所	前研究員	関 友 春 （現霞ヶ浦工事事務所）
〃	研 究 員	馬 場 洋 二
〃	技 官	林 敏 夫
〃	〃	高 橋 晃
	（文責）	馬 場 洋 二

図 - 4 - 1 水位縦断面図

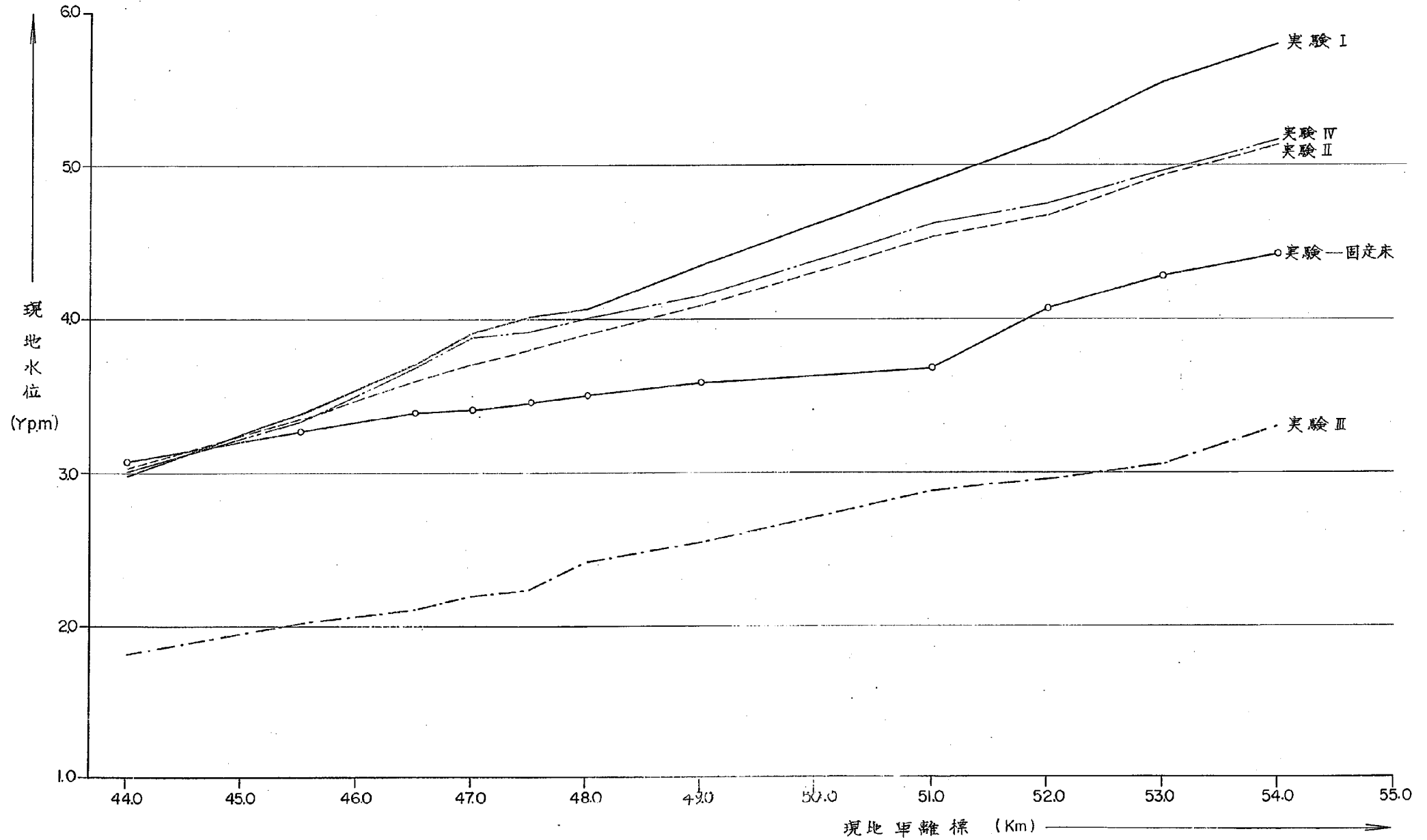


圖 - 4 - 2 水位縱斷圖

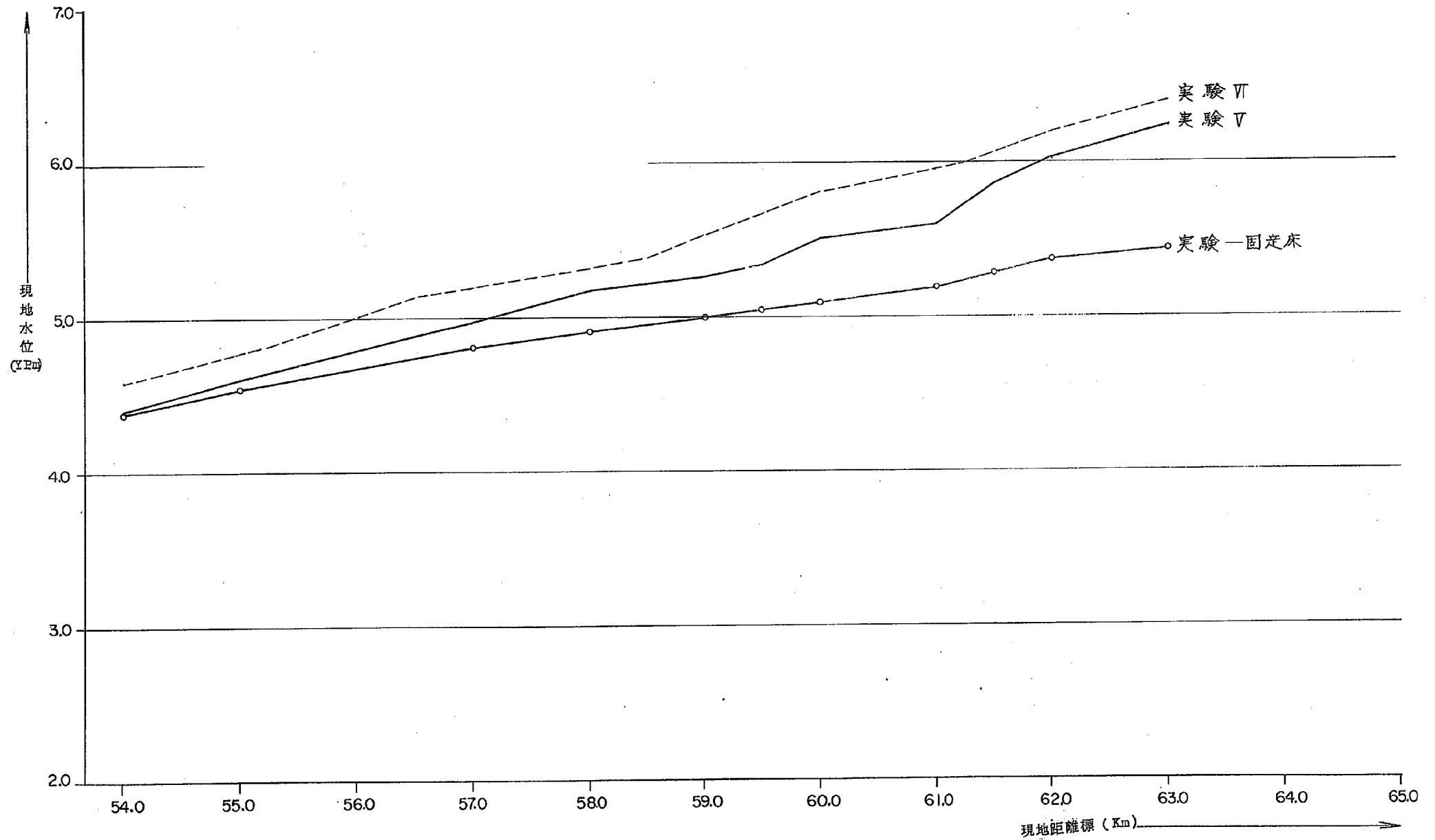


图 - 5 流心比較图

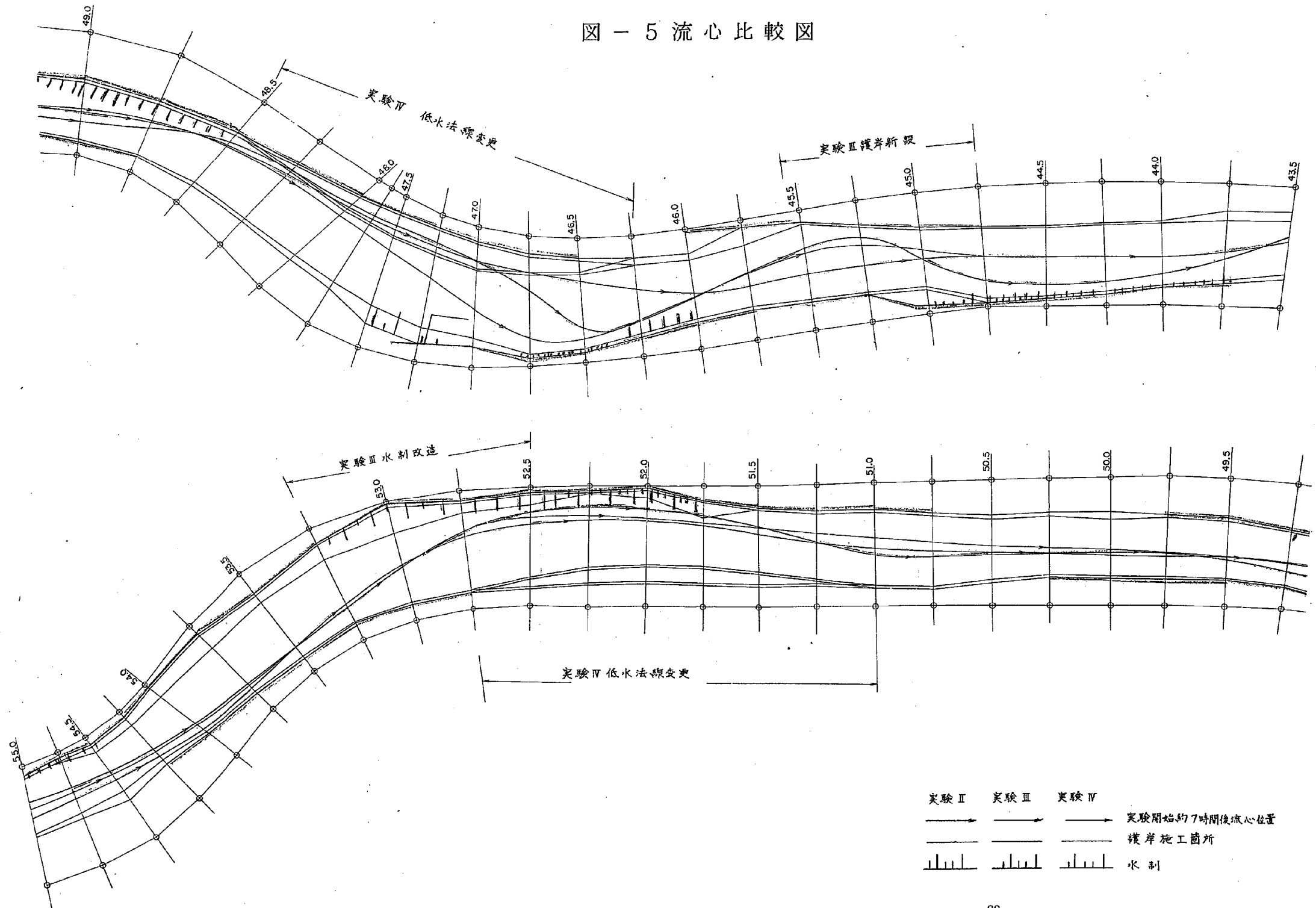


図-6-1 流況図 実験 I

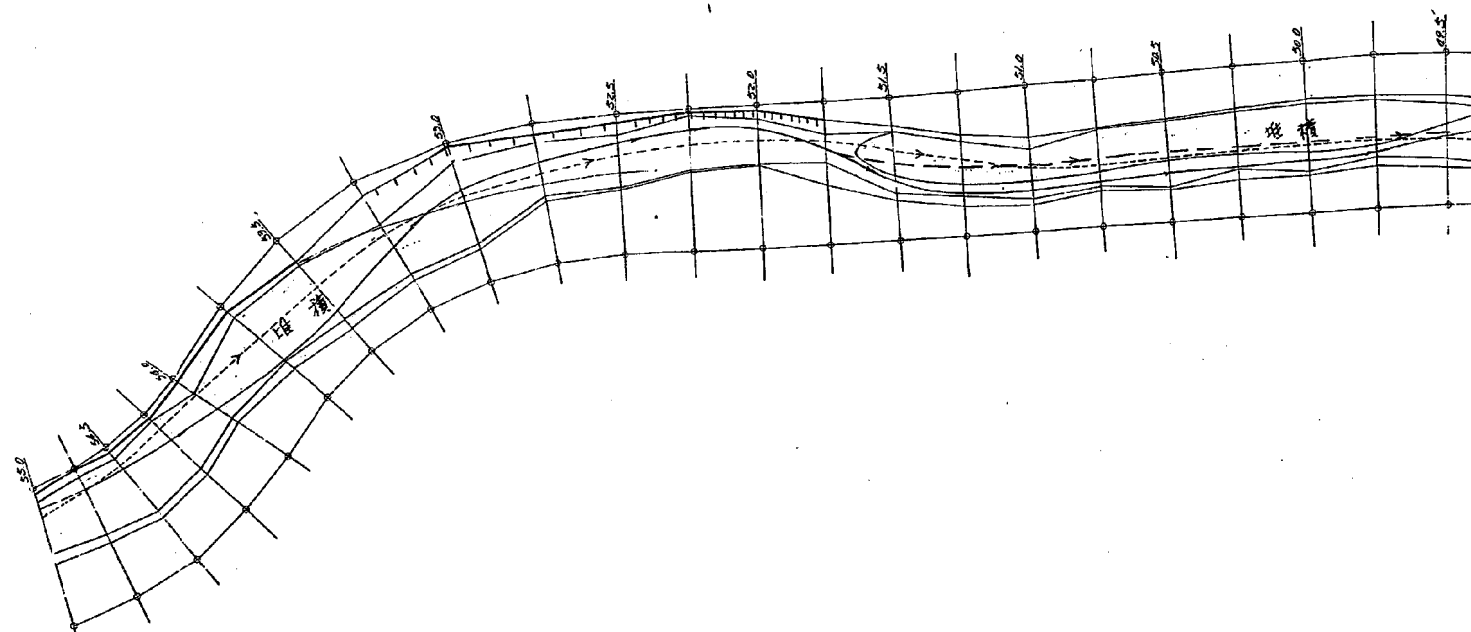
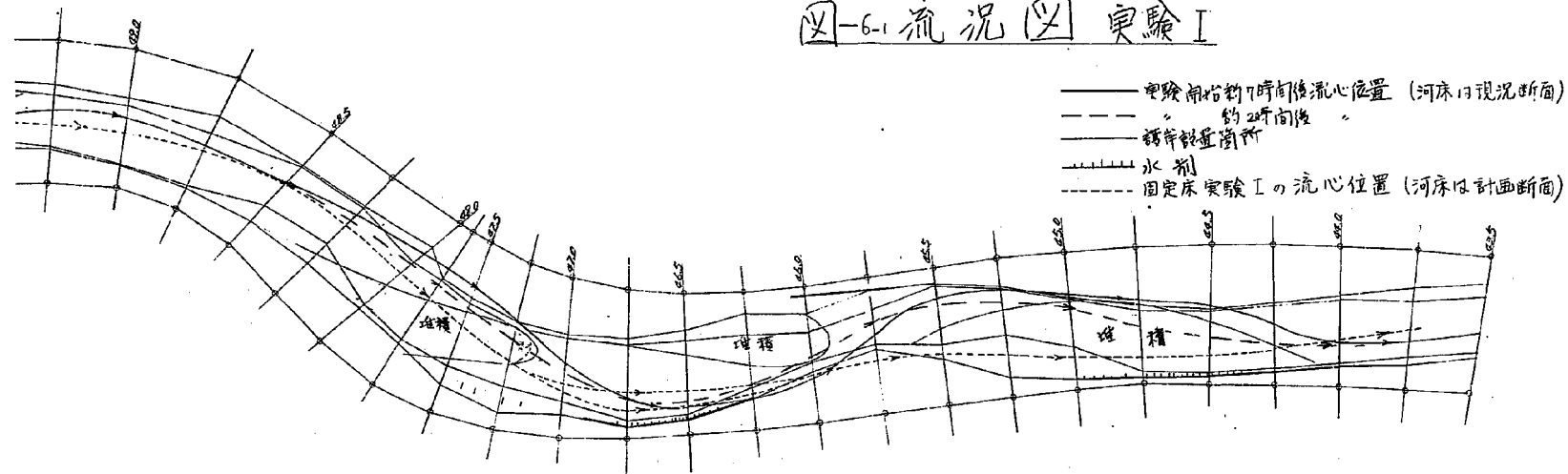
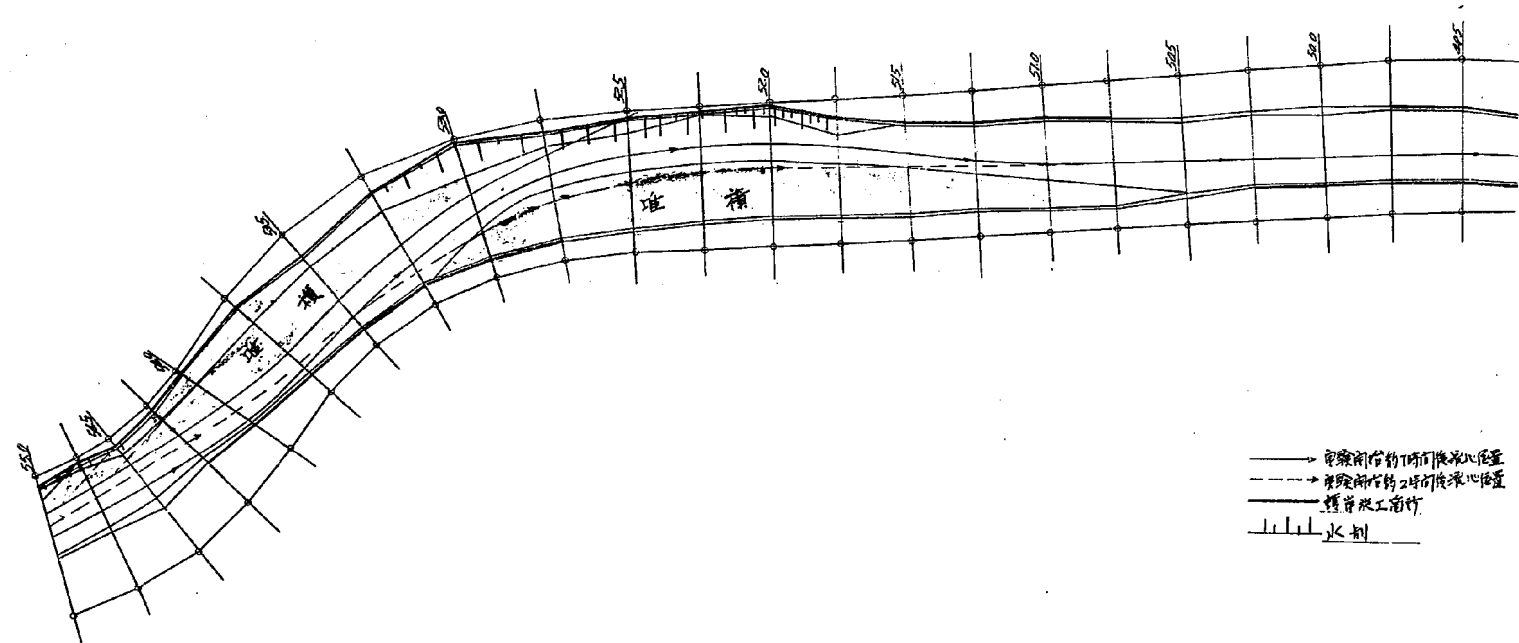
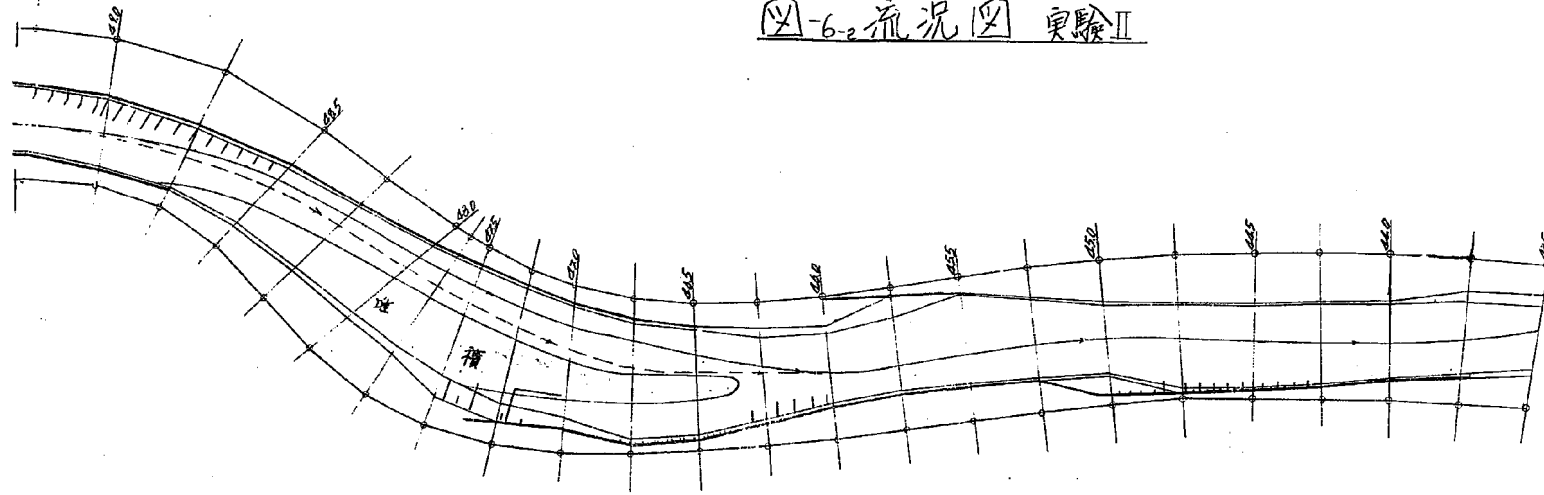
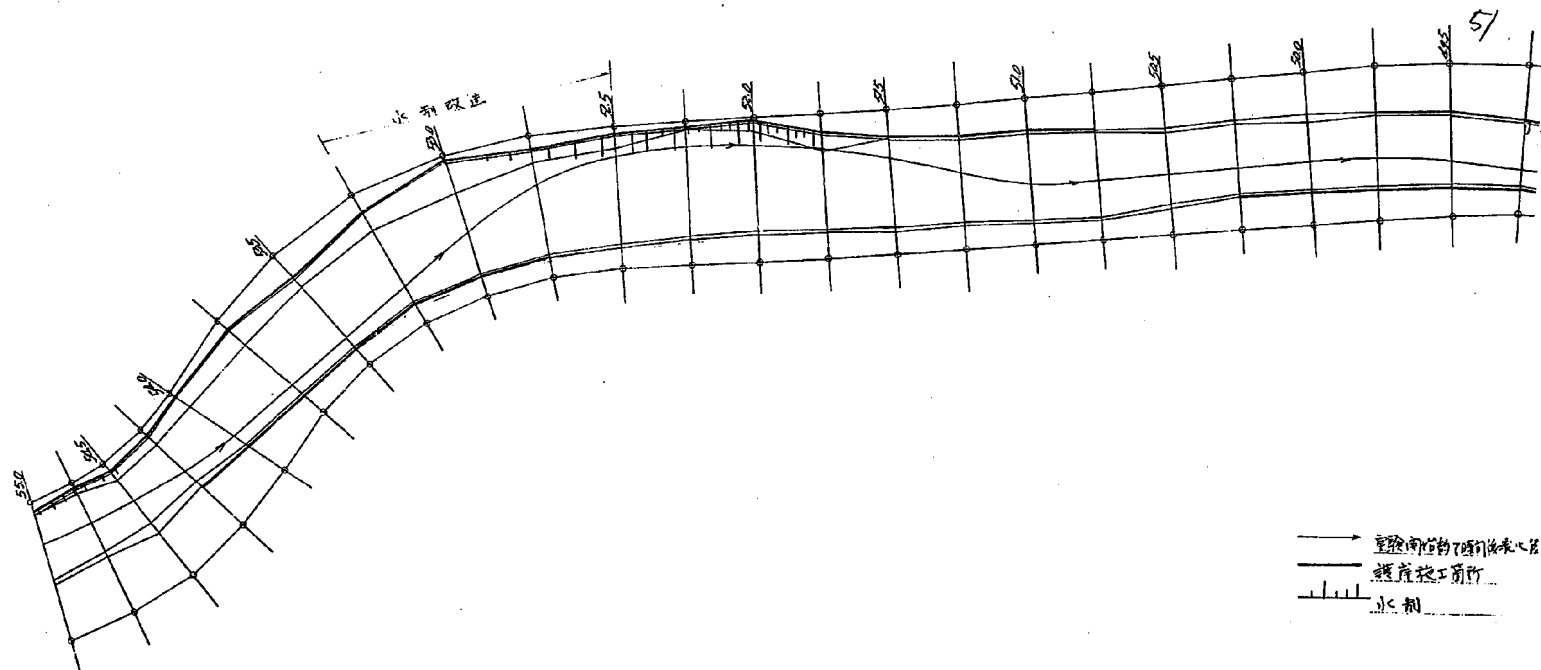
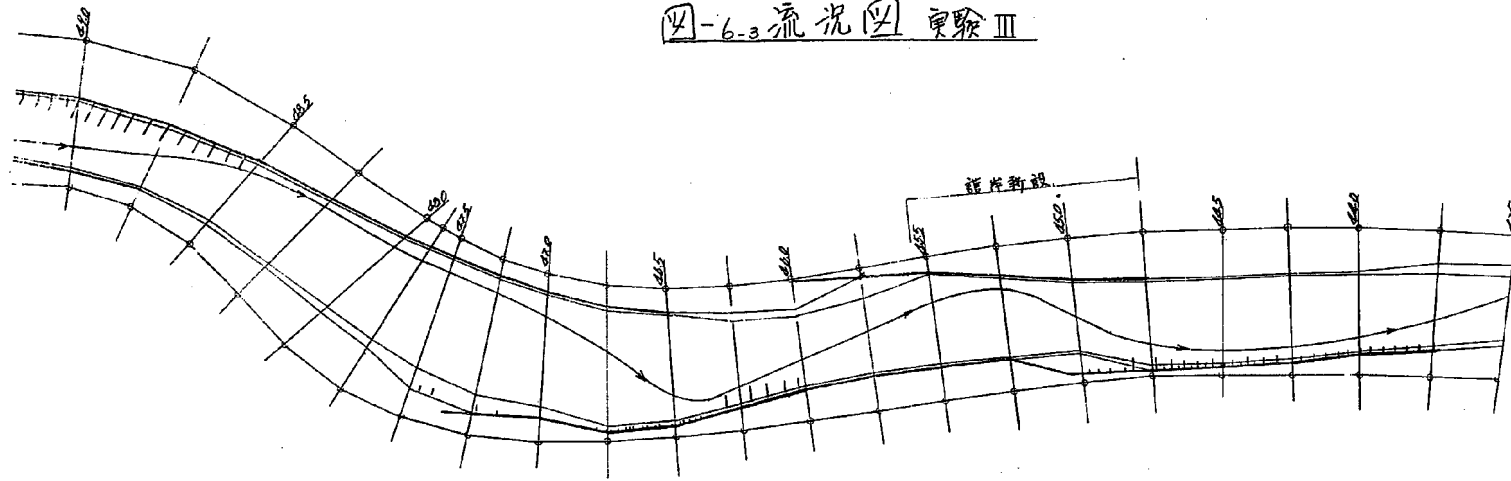


图-6-2 流况图 实验II

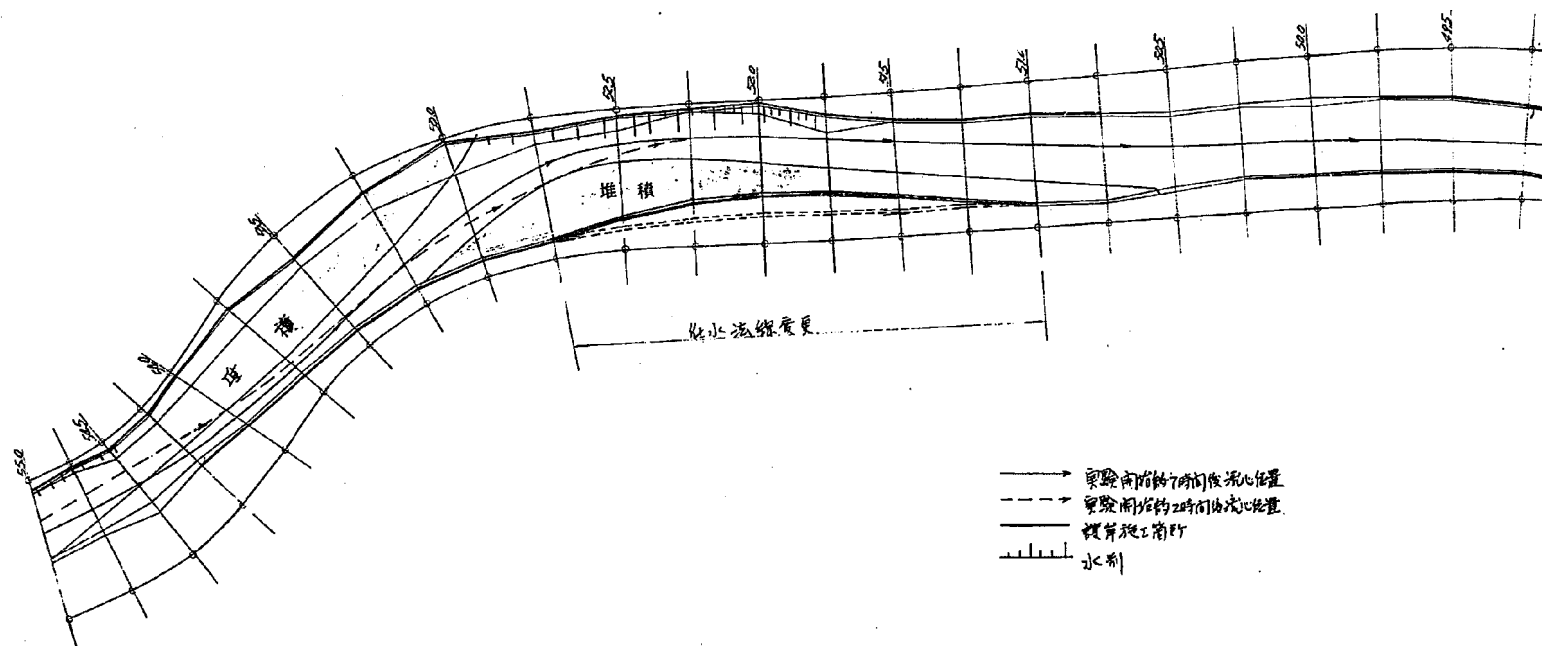
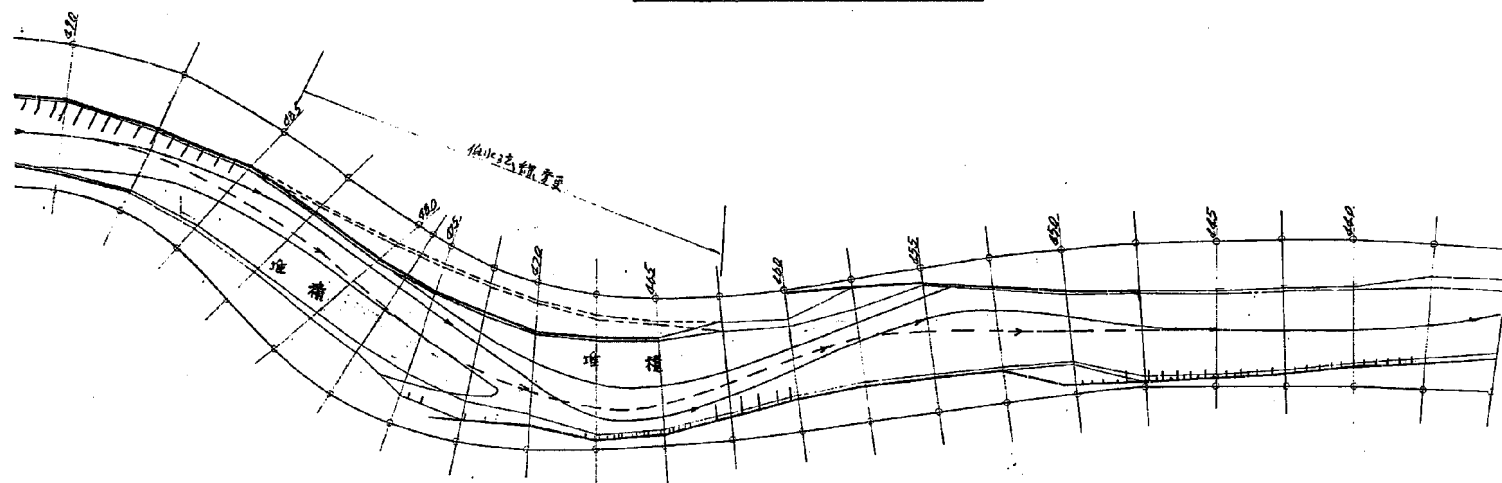


———→ 实验前测定的平均水深位置
 - - - - -→ 实验前测定的平均水深位置
 ———→ 实验前测定的平均水深位置
 ||||| 水利

④-6-3 流況図 実験Ⅲ



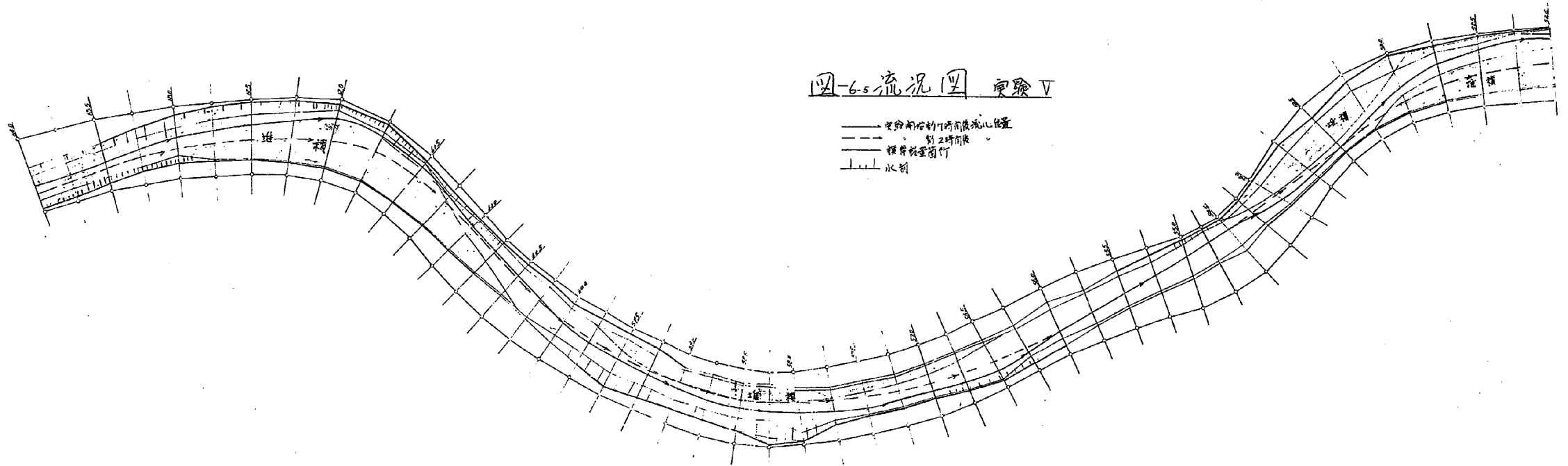
④-6-a 流况图 实验IV



———— 实验前所测7个断面处流心位置
 - - - - - 实验开始后约20分钟时流心位置
 ———— 推算施工断面
 水标

图-6.5 流况图 实验 V

——→ 实验开始时的所有流况位置
 - - - - - 到 2 时 00 分
 ———— 到 2 时 10 分
 ———— 到 2 时 20 分
 ———— 到 2 时 30 分



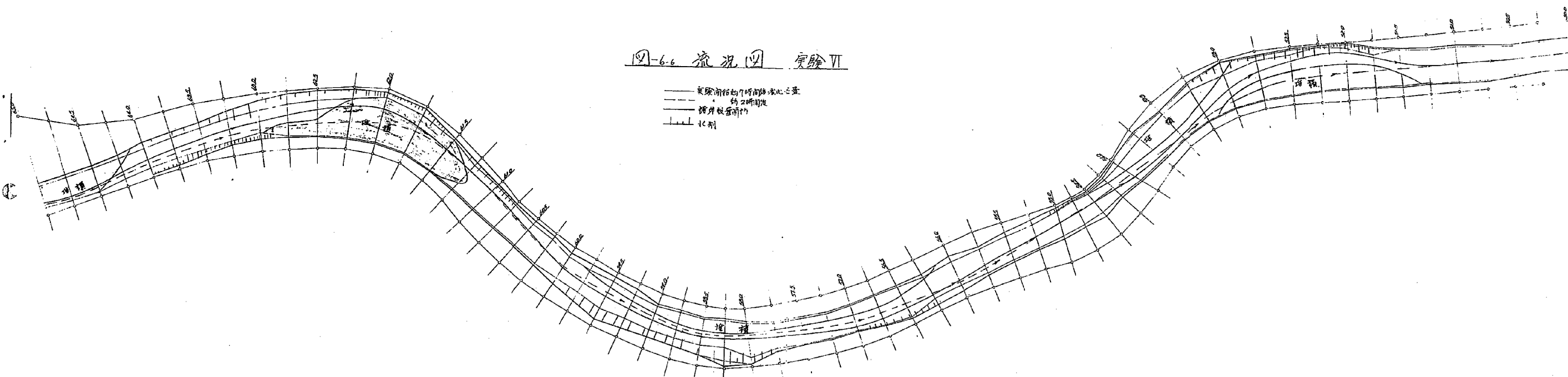


图-6-6 流况四 实验 VII

—— 实验前结构7时前水深之量
 - - - 约2时前波
 | | | 北剂

図 - 7 - 1 河積縦断面図

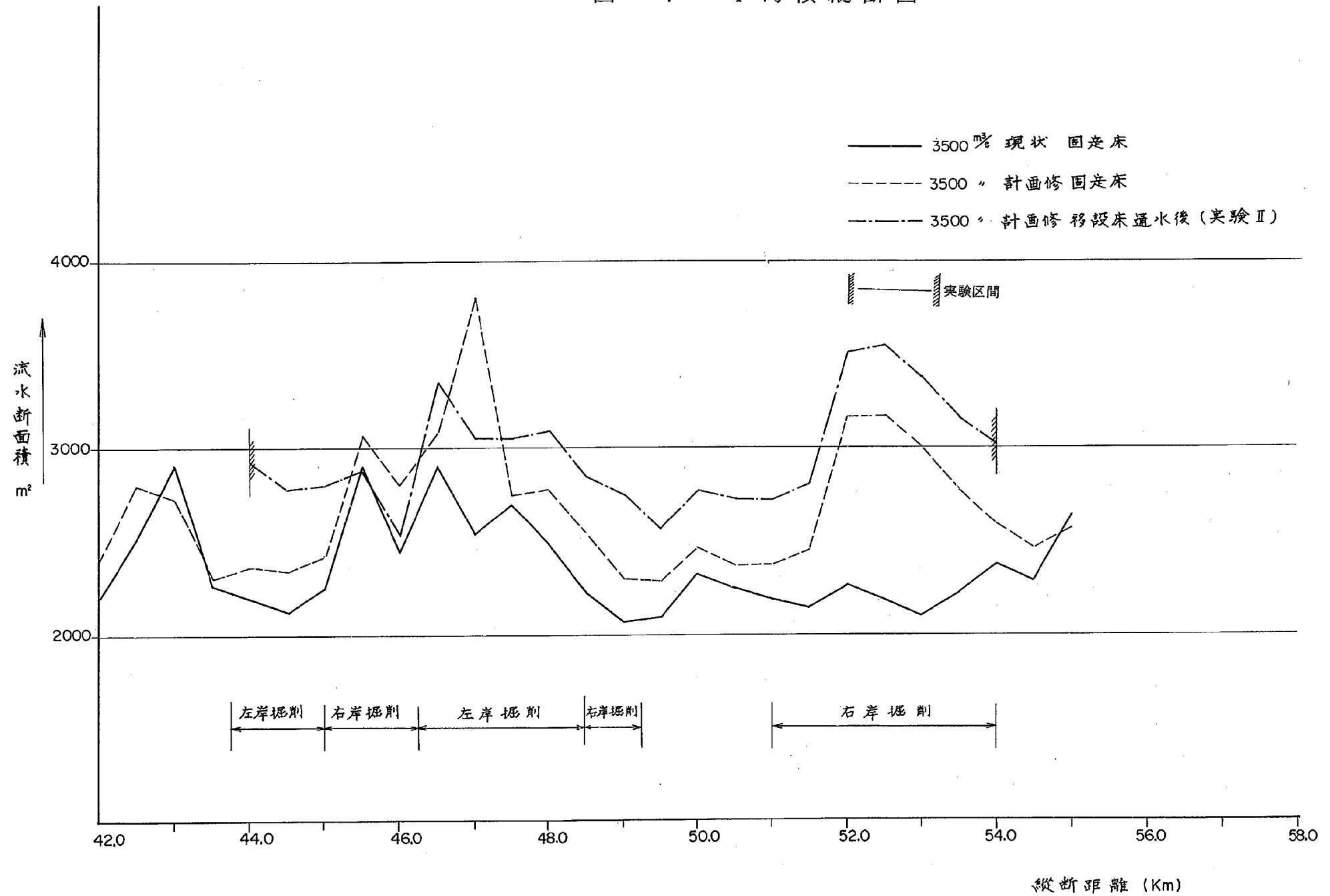


図 - 7 - 2 河積縦断面図

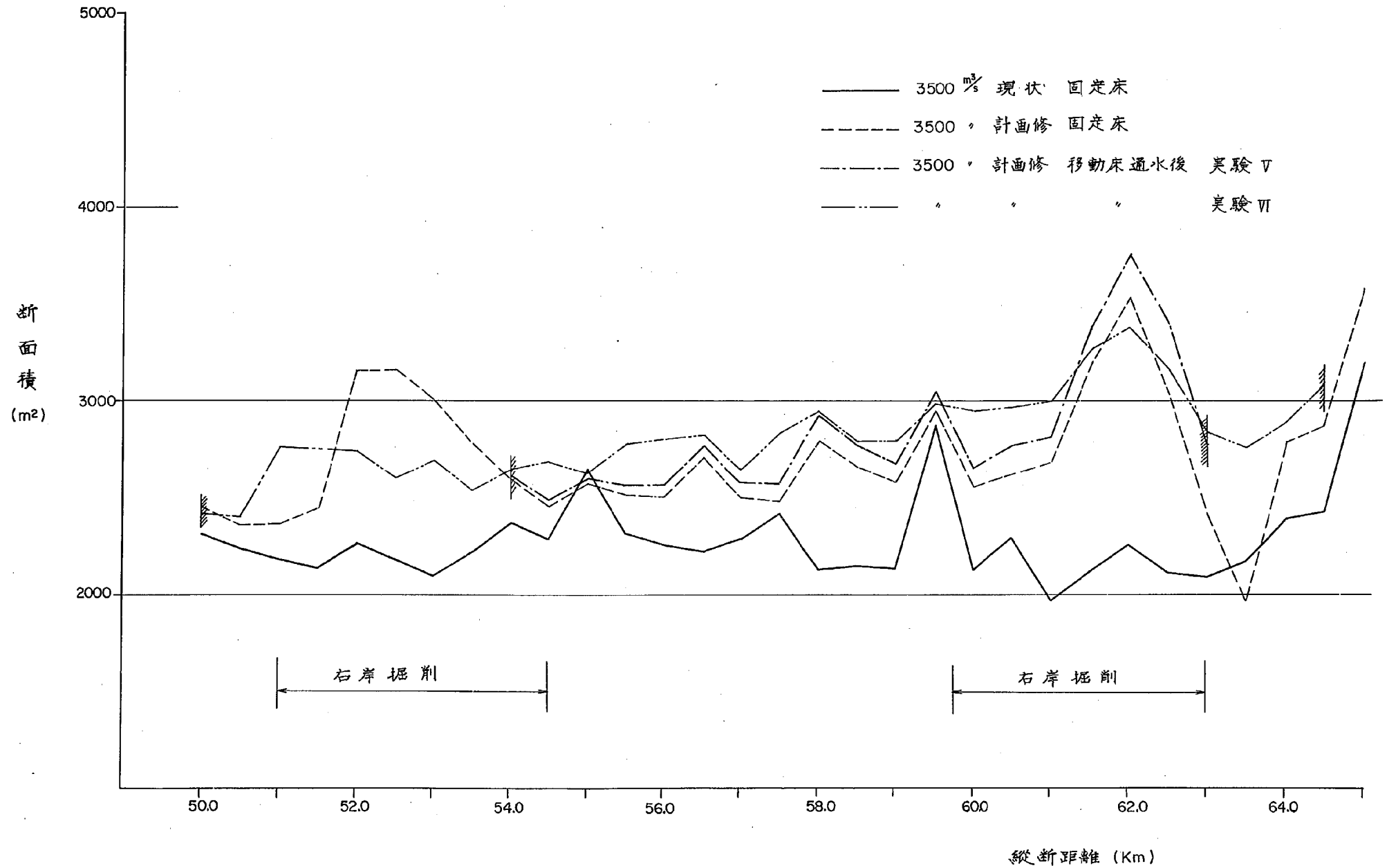


図 - 8 - 1 整形断面よりの堆積量と洗掘量

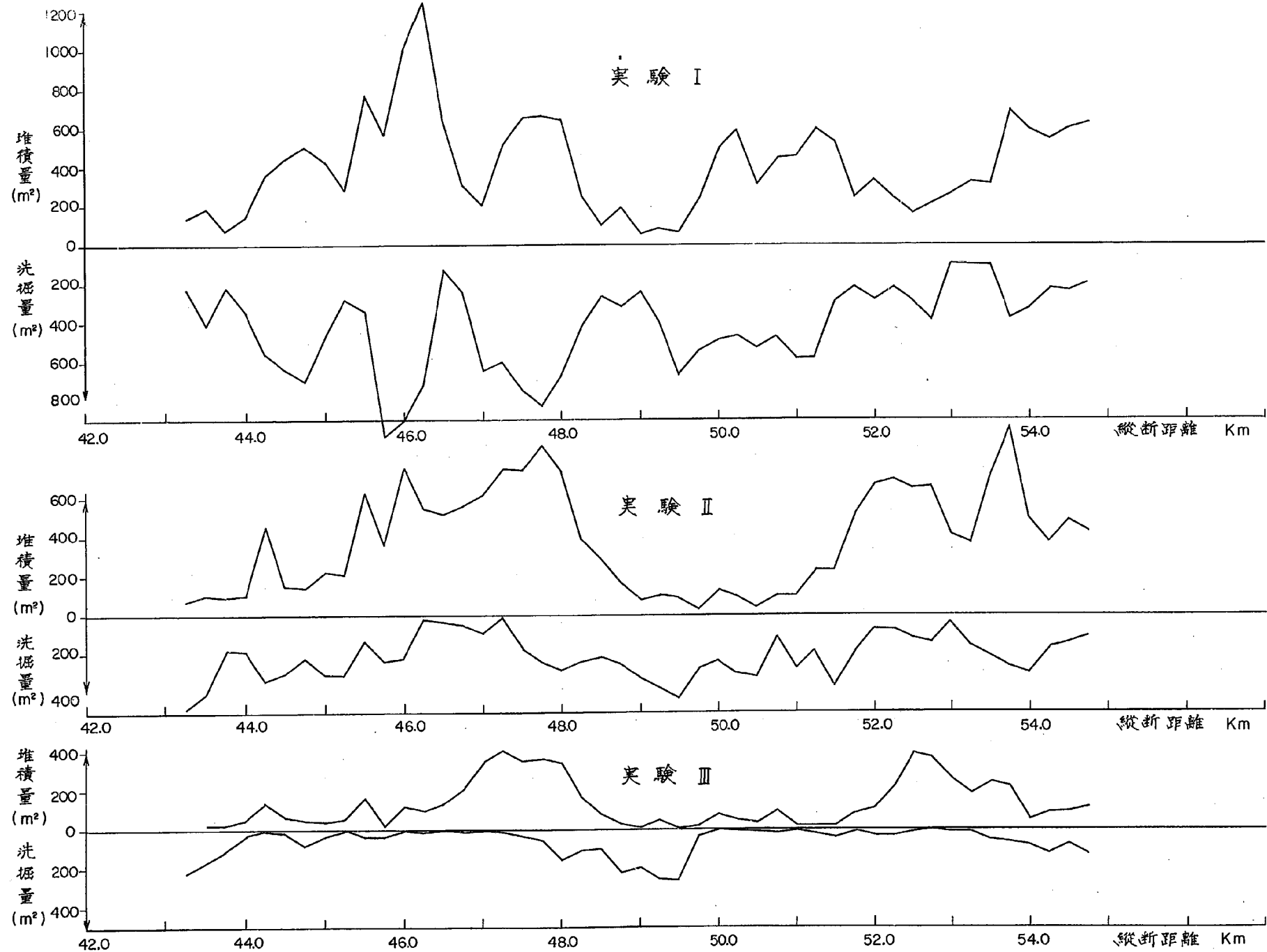


図 - 8 - 2 整形断面よりの堆積量と洗堀量

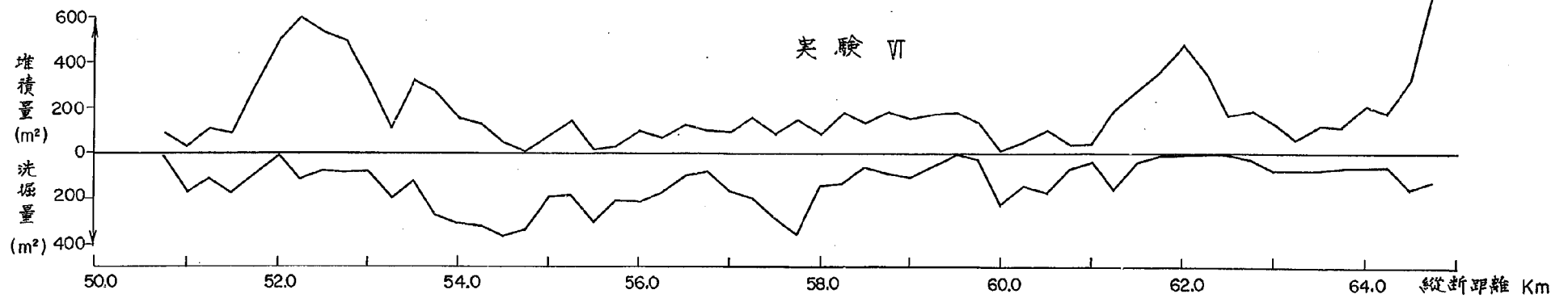
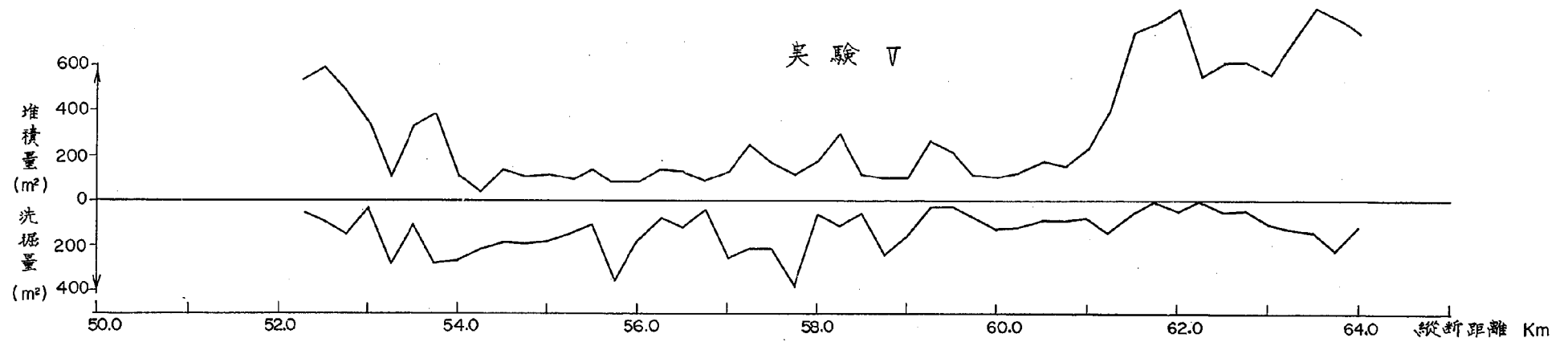
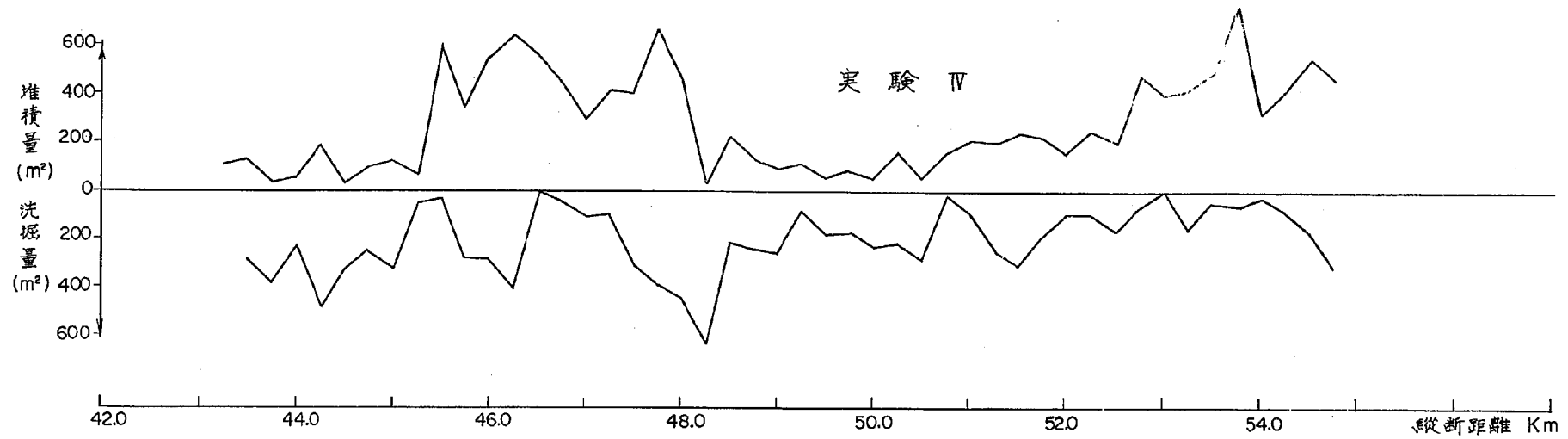


図-9-1-1 等高線図(実験 I)

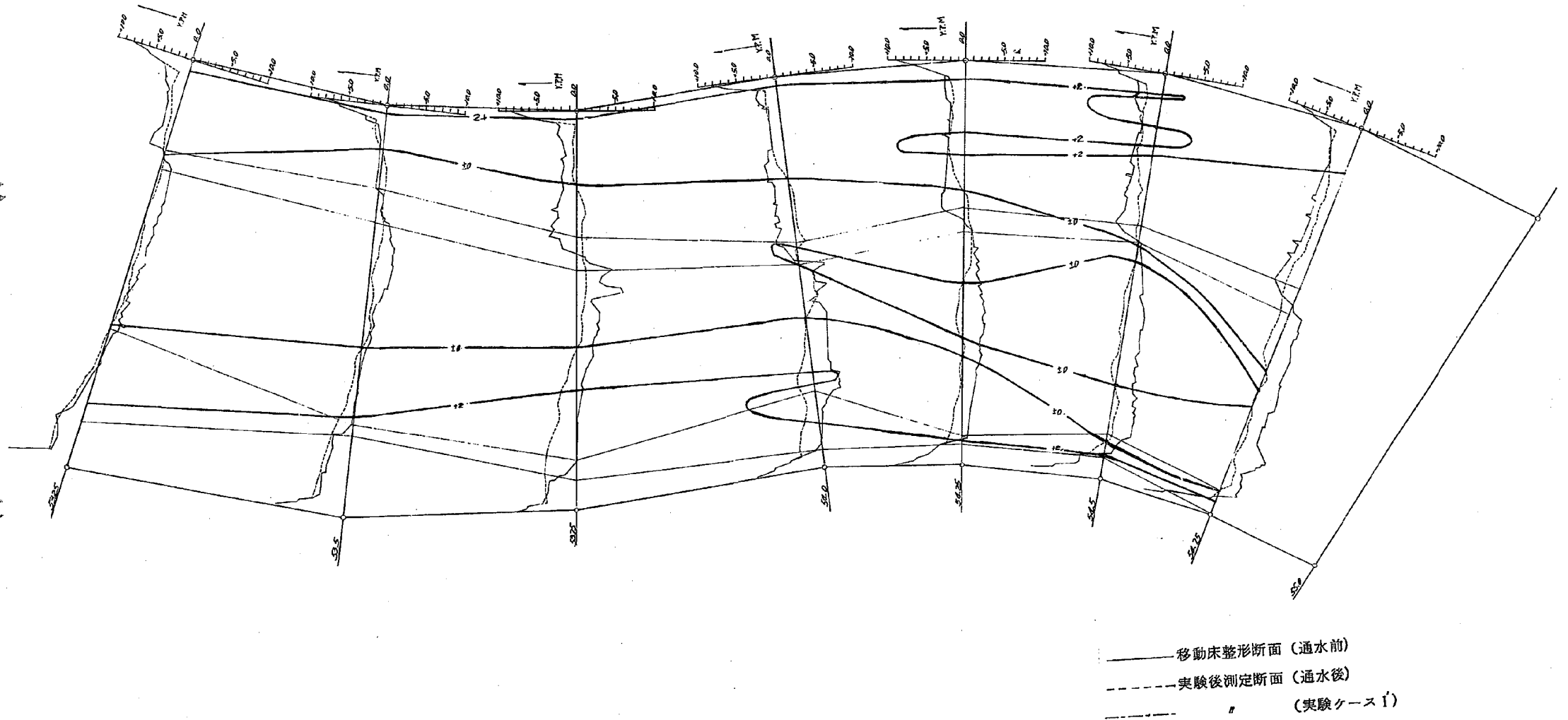


図-9-1-2 等高線図 (実験I)

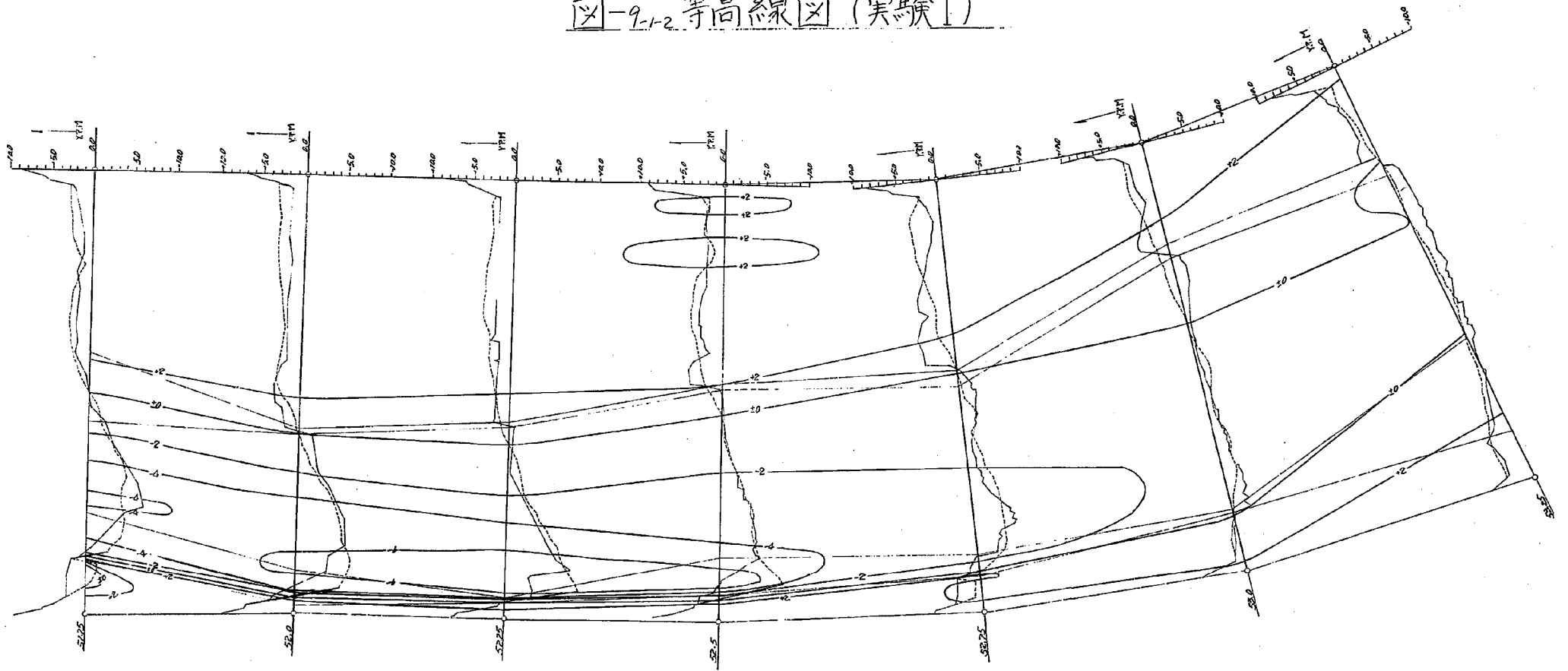


図-9-1-3 等高線図(実験I)

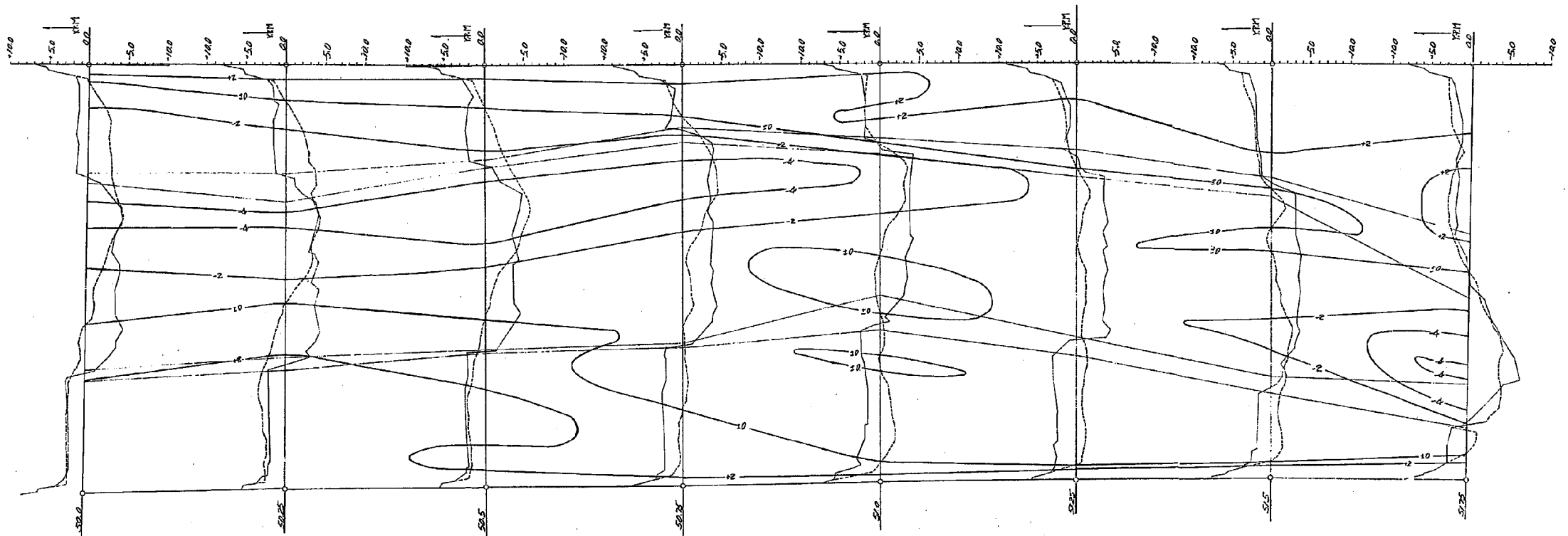


図-9-1-4 等高線図(実験 I)

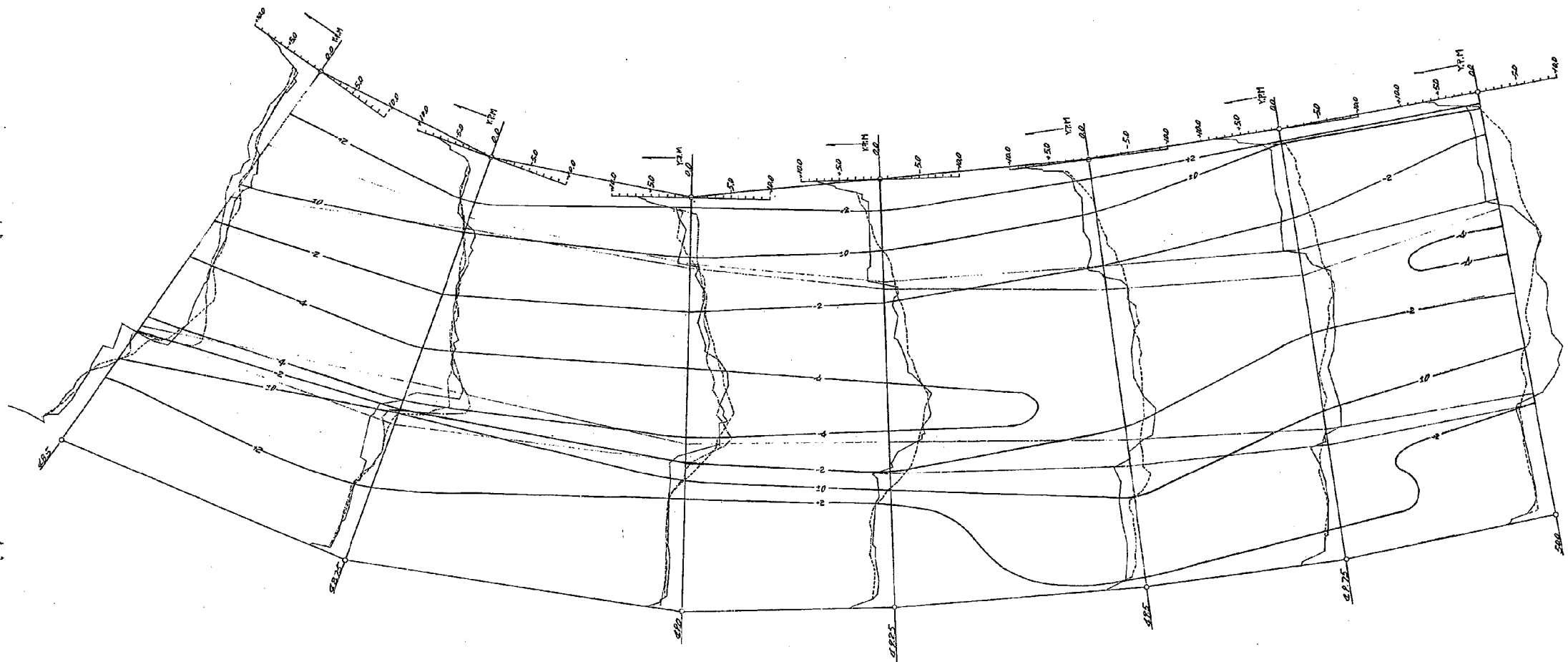


図-9-1-5 等高線図(実験I)

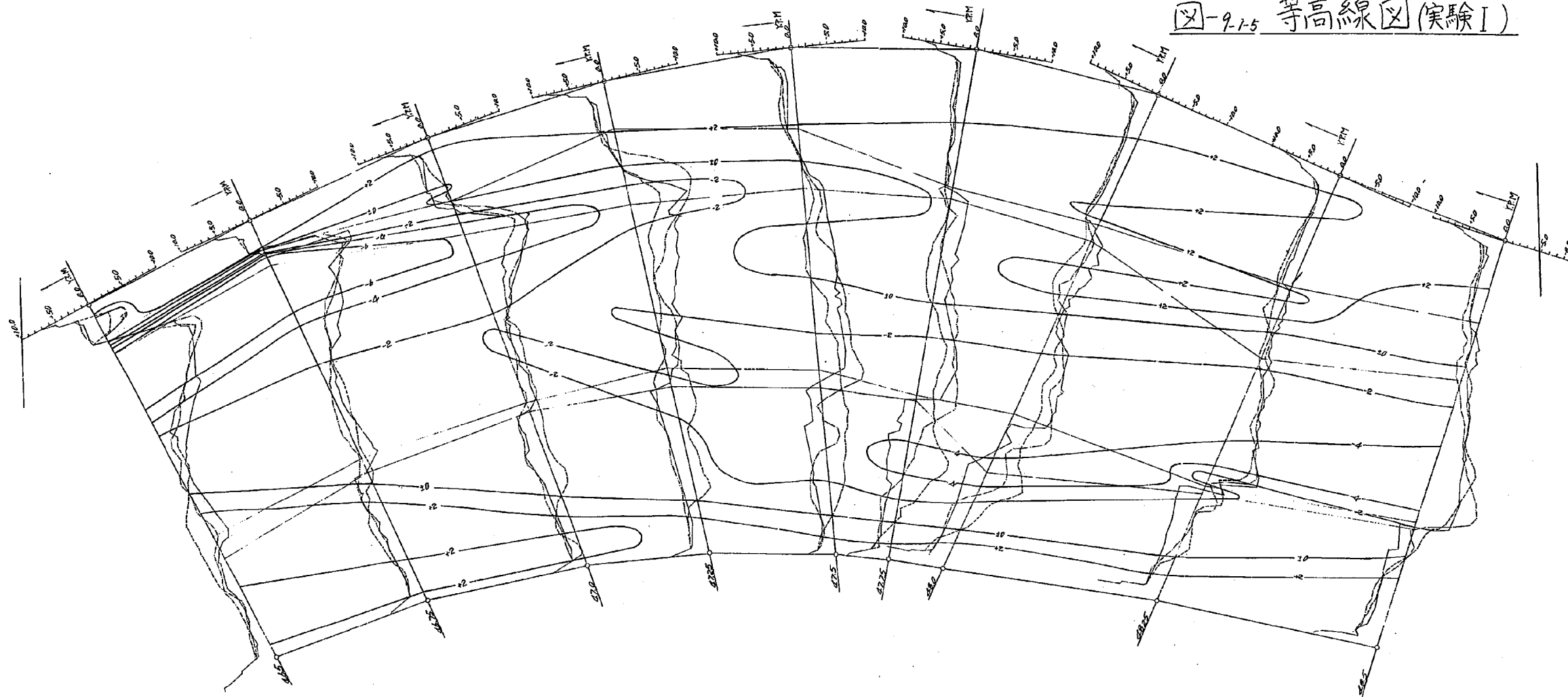


図-9-1-6 等高線図(実験I)

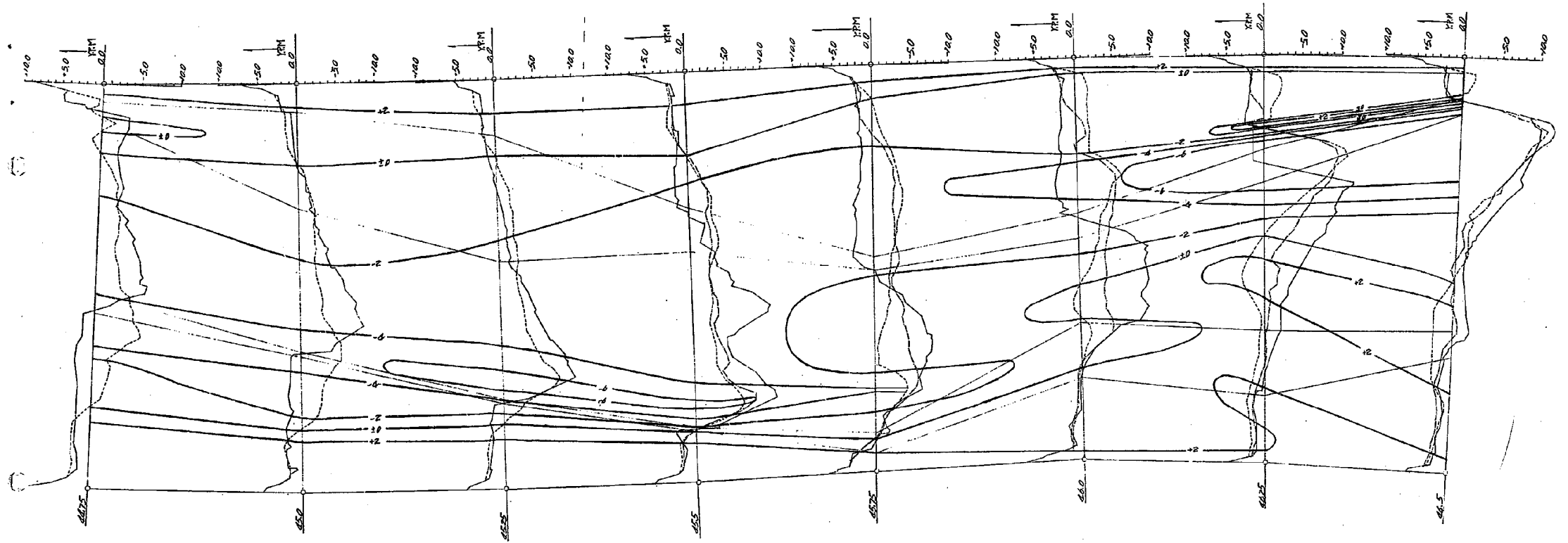


図-9-1-7 等高線図 (実験 I)

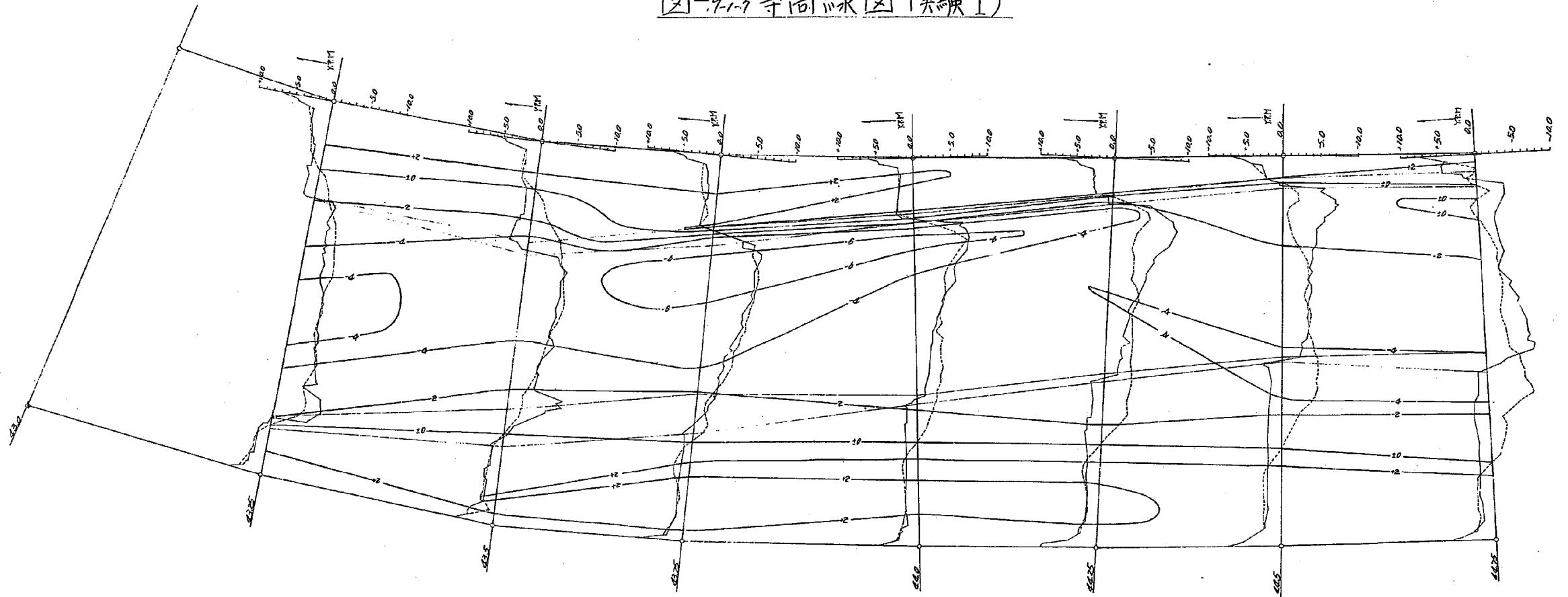


図-9-2-1 等高線図 (実験Ⅱ)

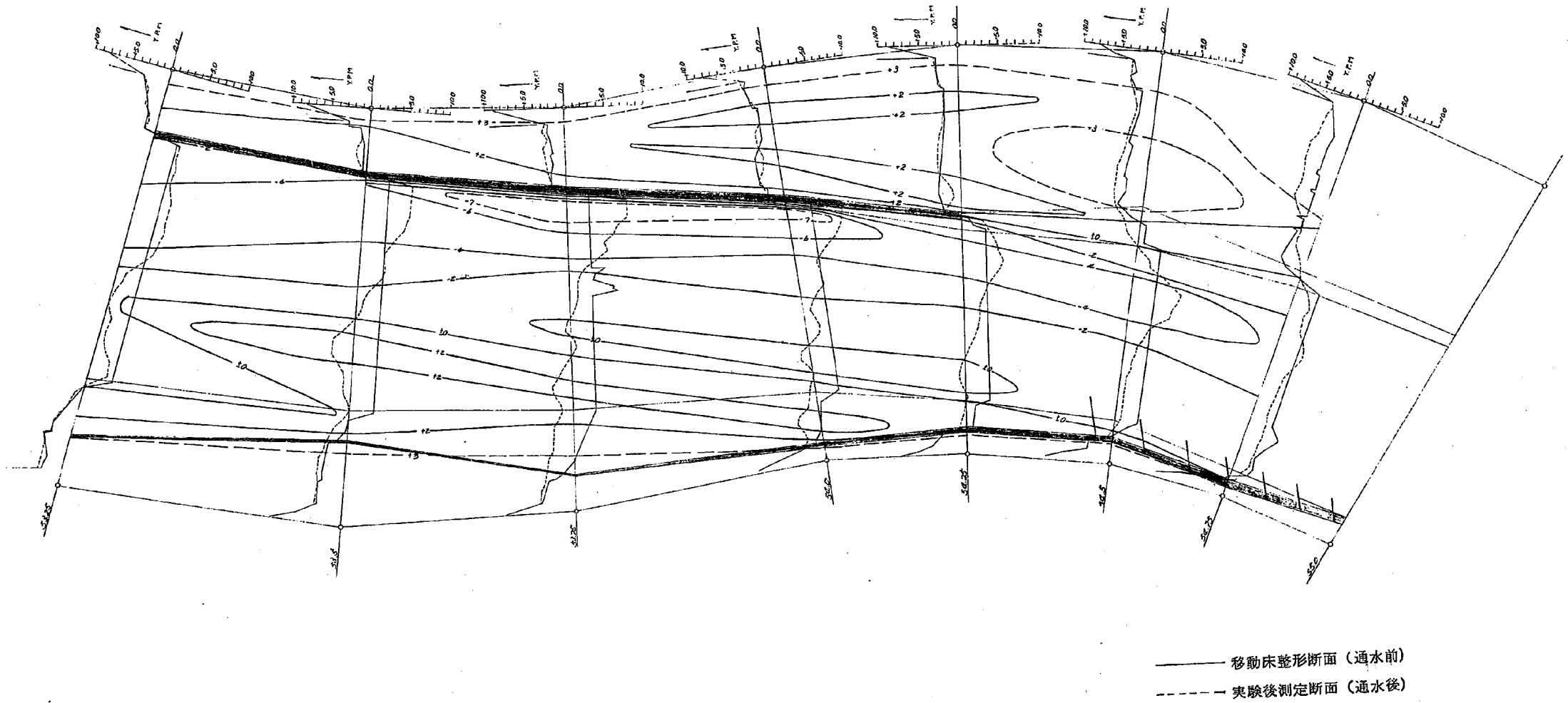


圖-9-2-2 等高線圖(實驗Ⅱ)

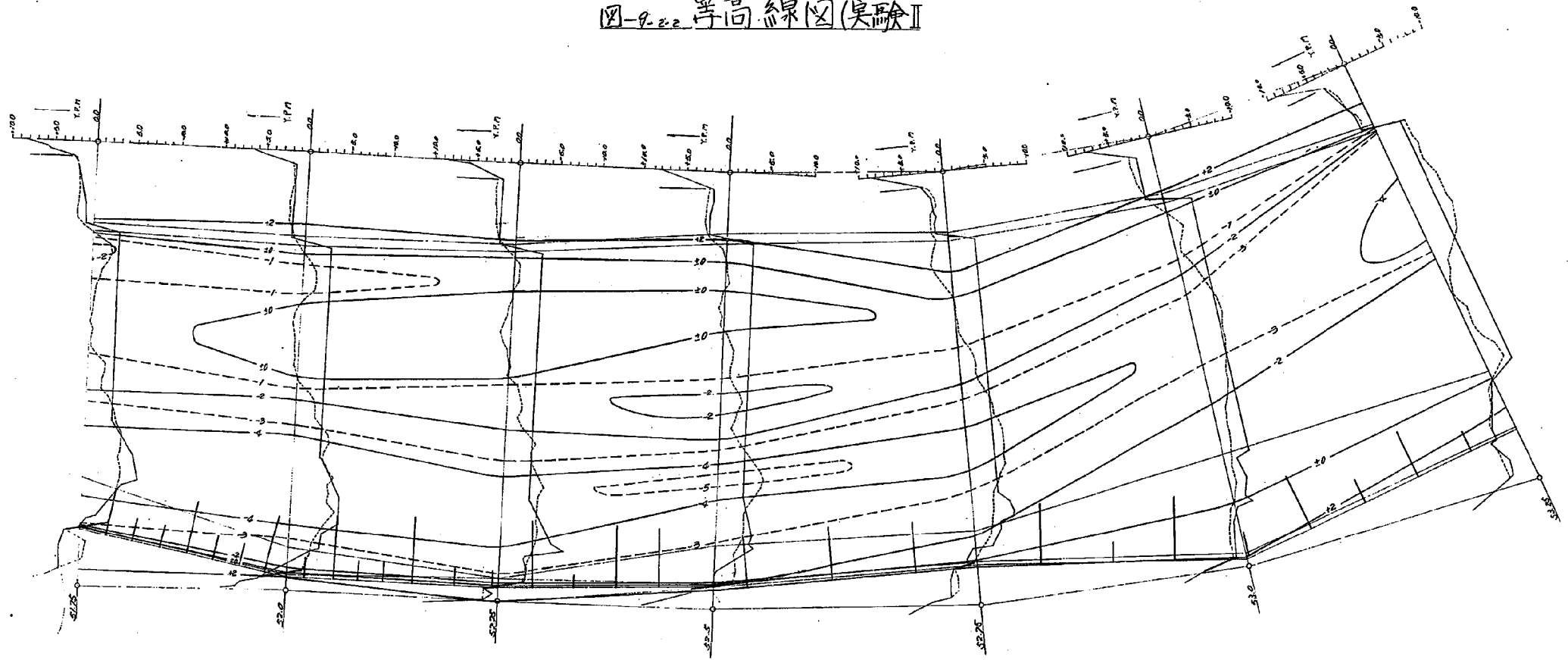


図-9-2-3 等高線図(実験Ⅱ)

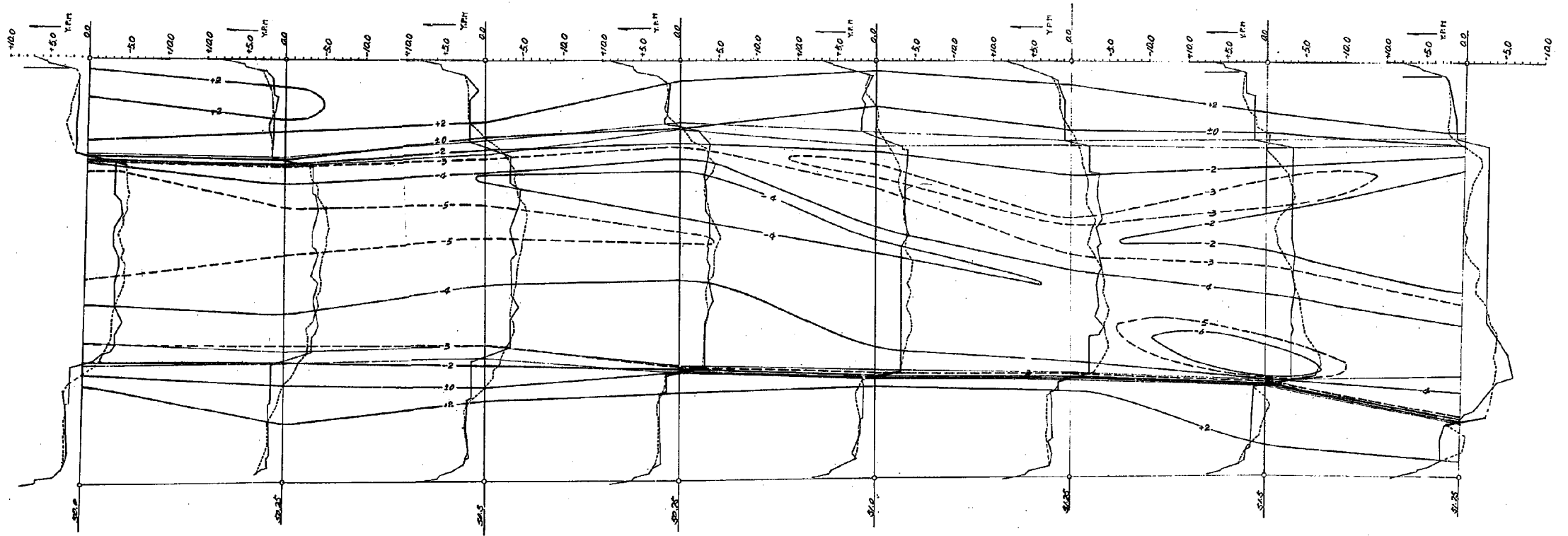
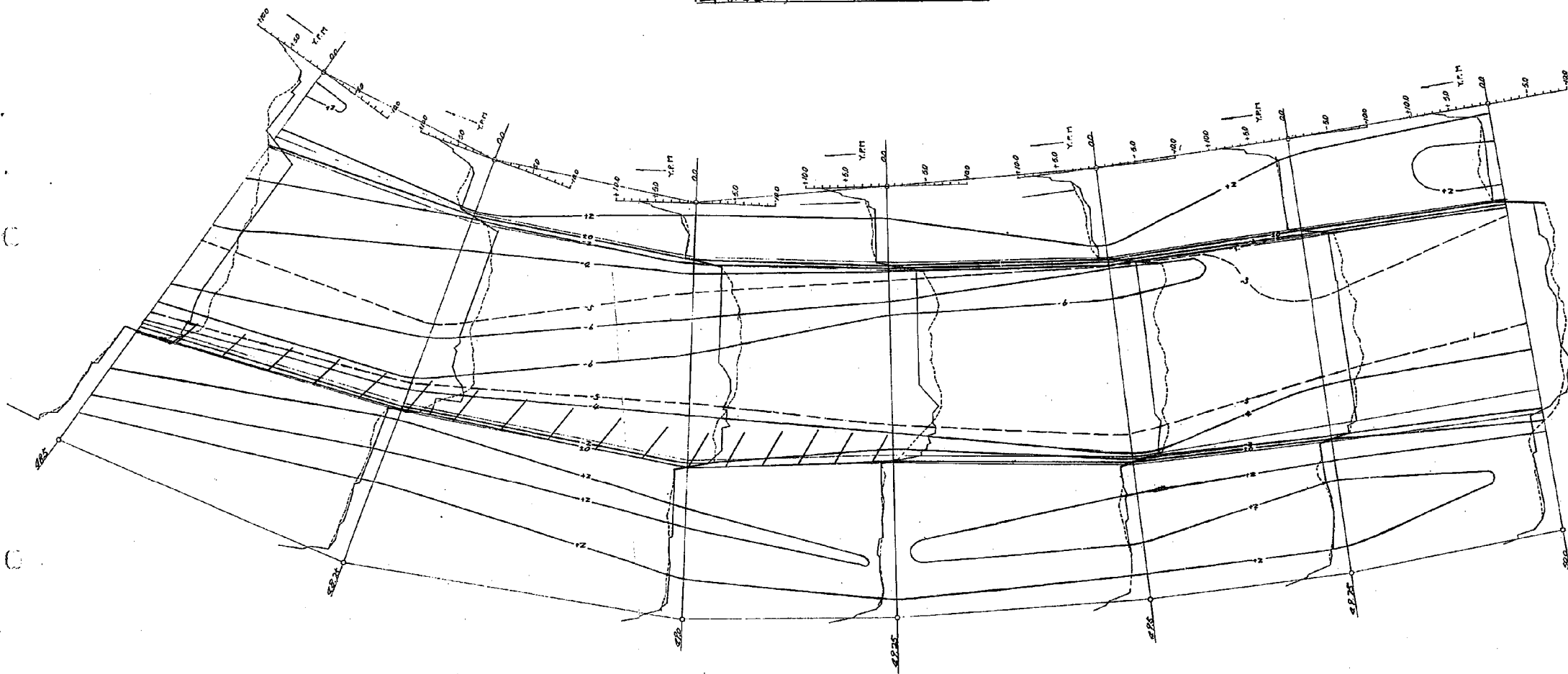


圖 9-2-2 等高線圖 (實驗 II)



四-9-2-5 等高线图(实验II)

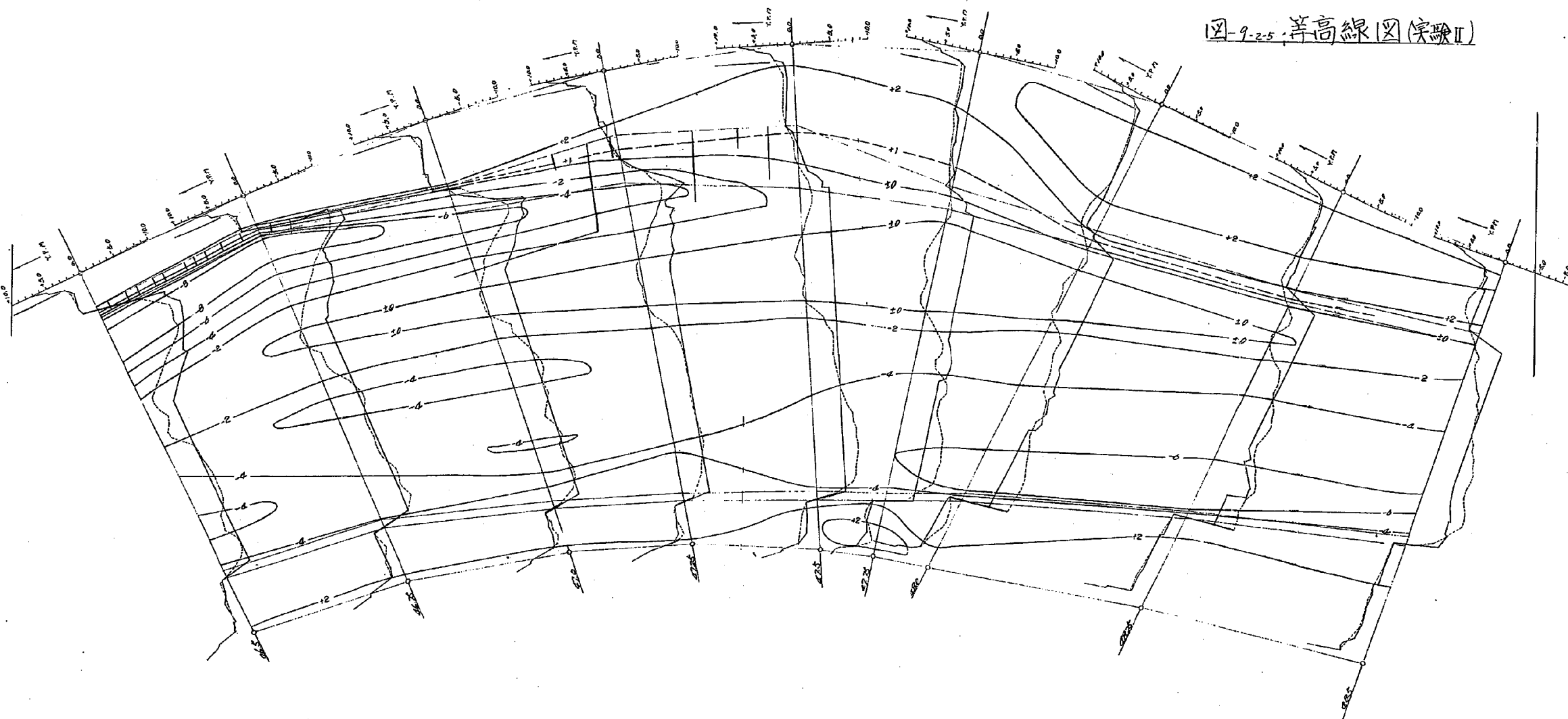


図-9-26 等高線図(実験Ⅱ)

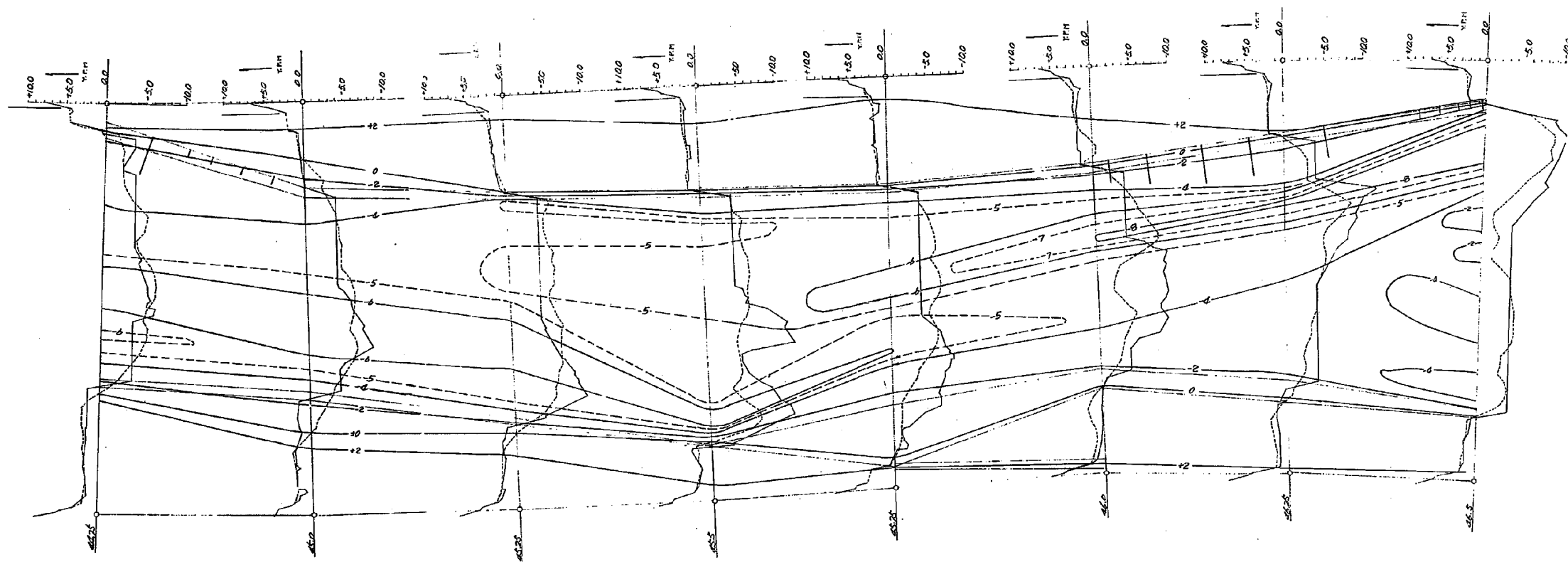


図-9-2-7 等高線図(実験Ⅱ)

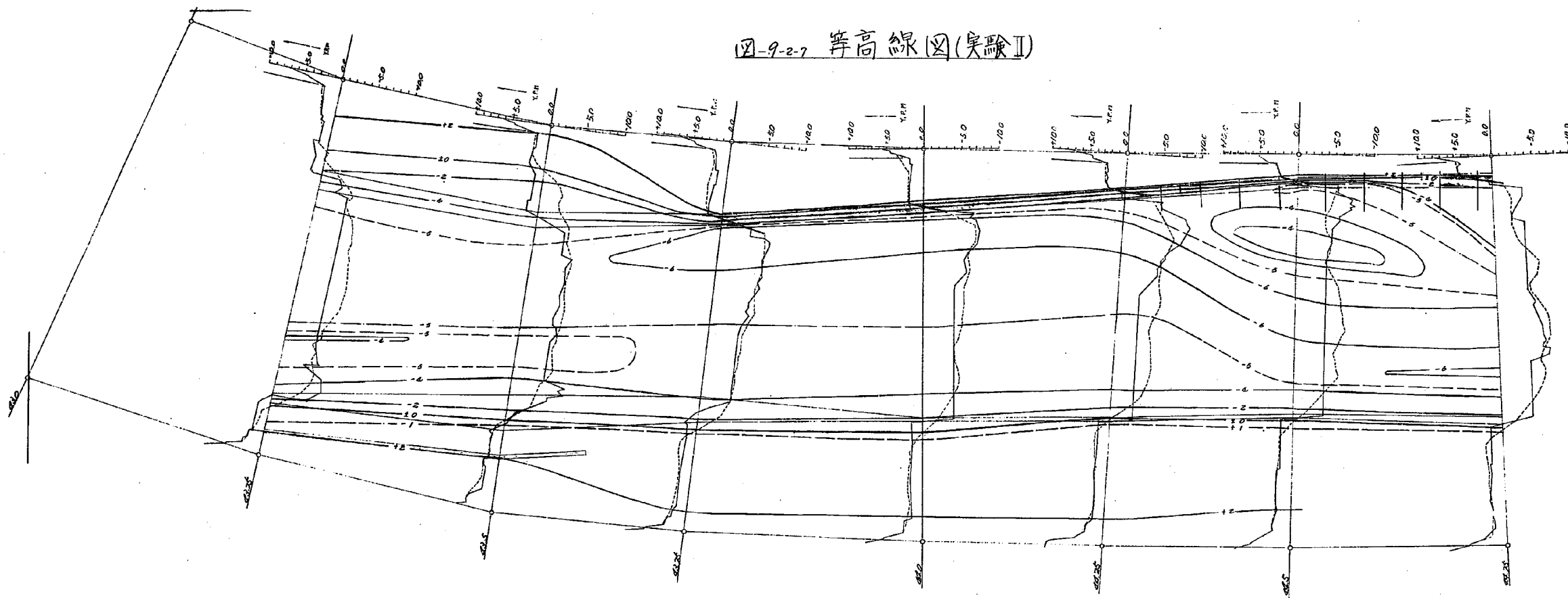


圖-9-3-1 等高線圖(實驗Ⅲ)

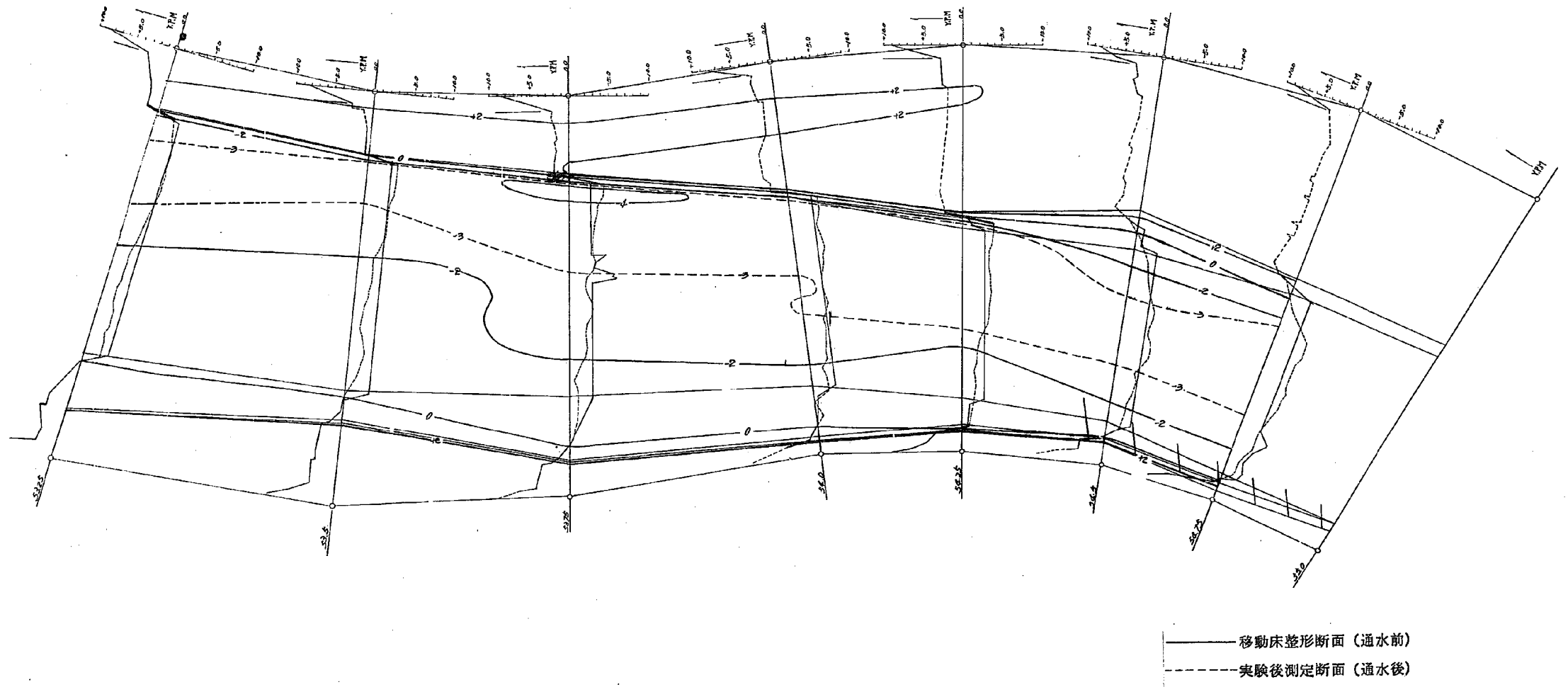


圖-9-3-2 等高線圖(実験Ⅲ)

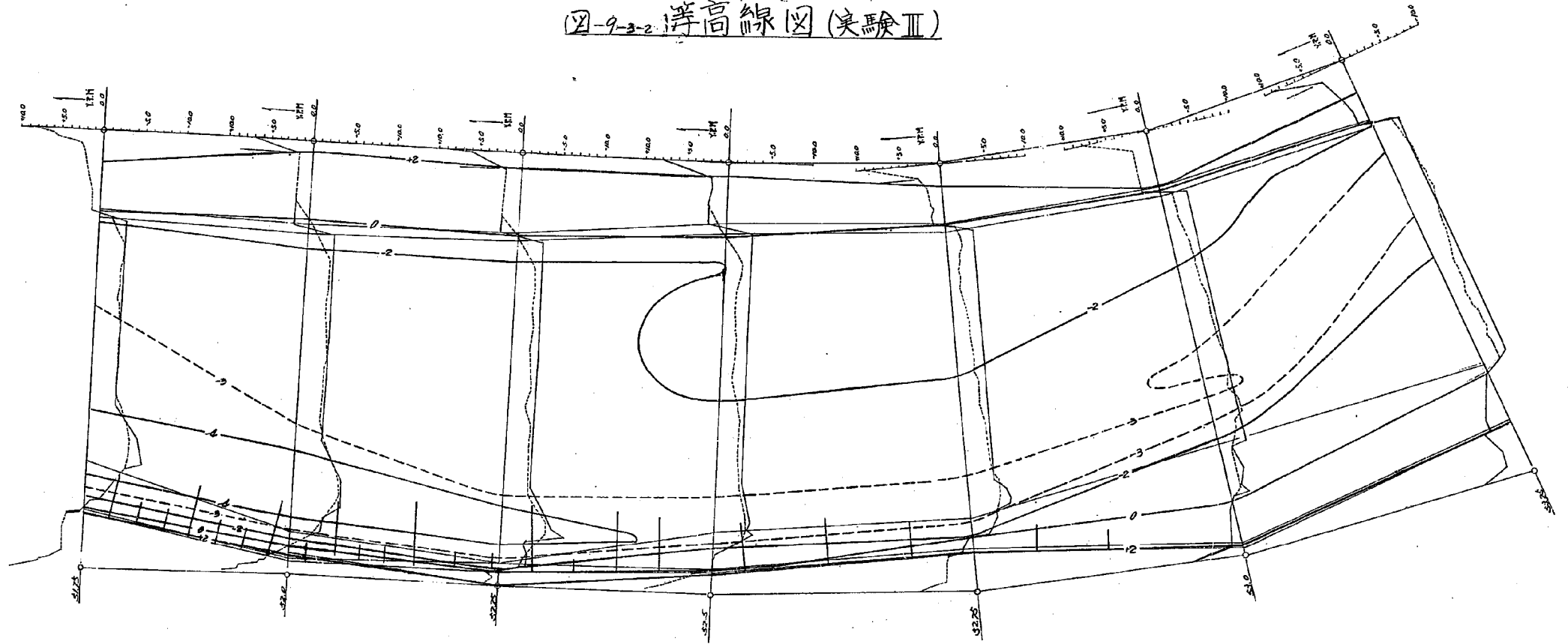


図-9-33 等高線図 (実験Ⅲ)

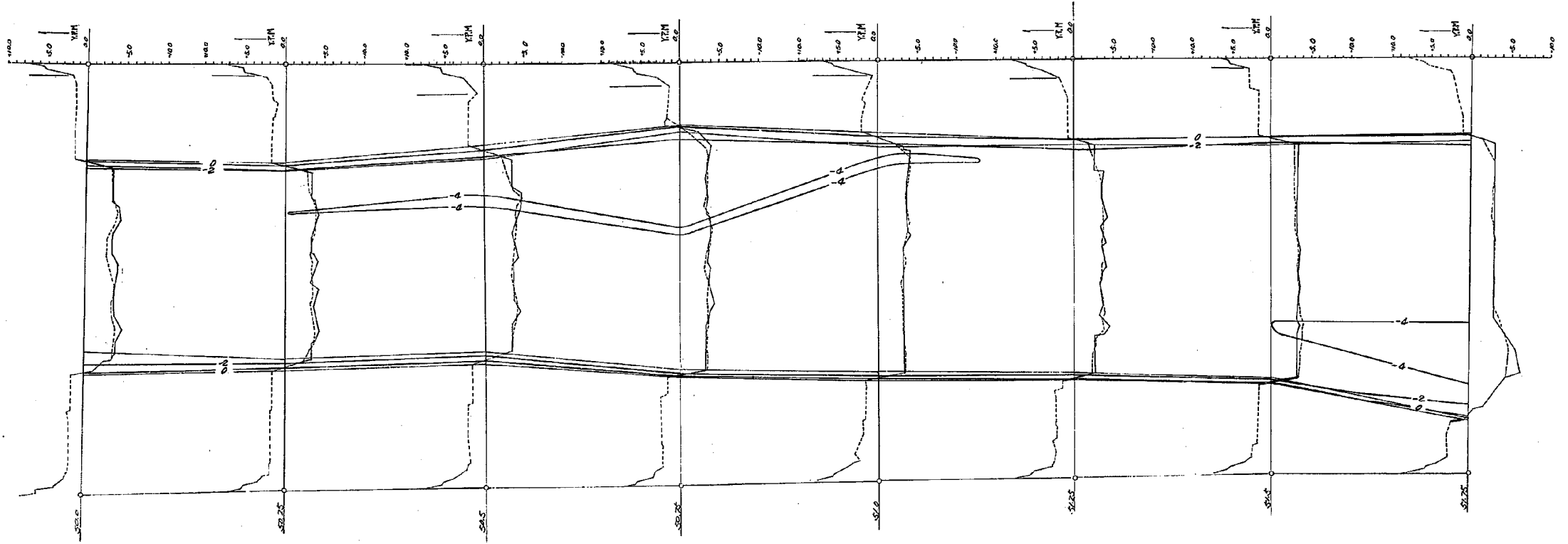


圖 9-3-4 等高线图 (实验 III)

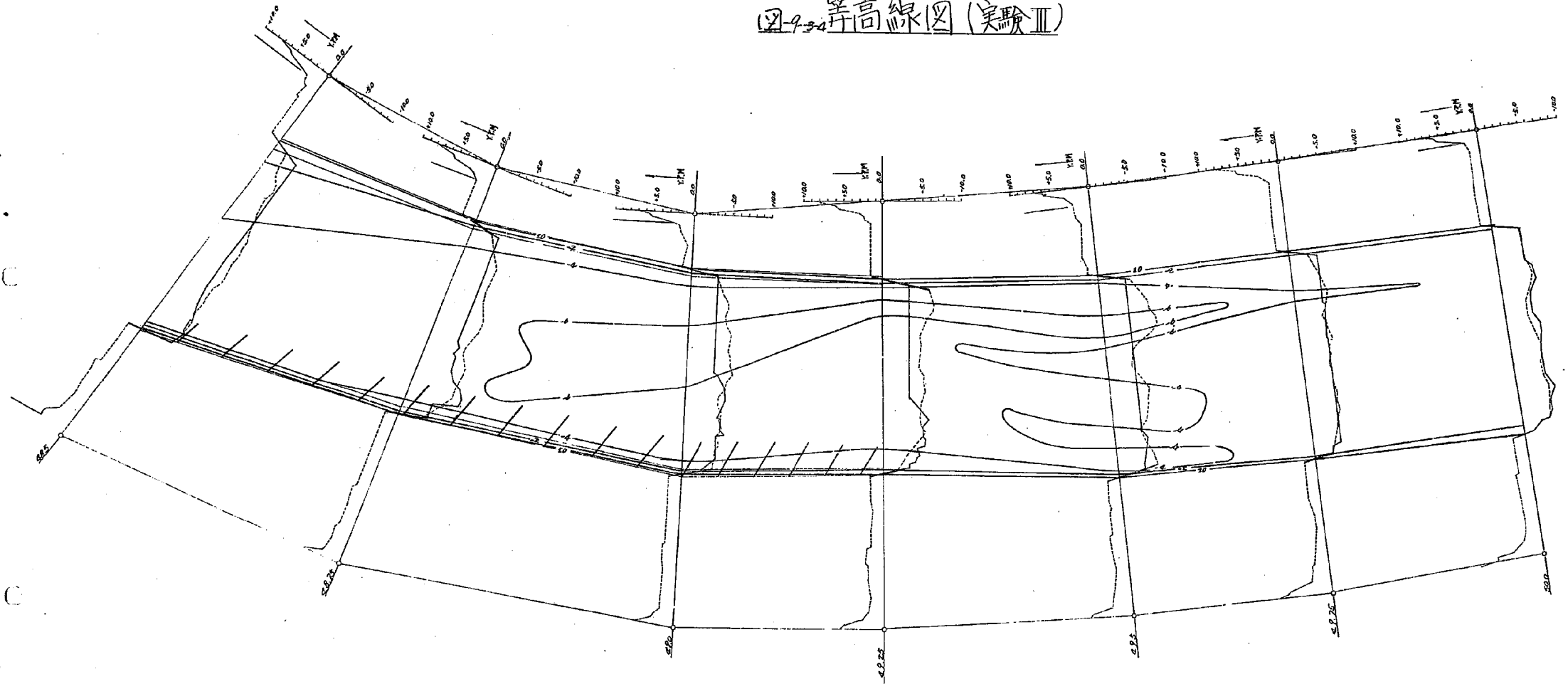


圖-9-3-5 等高線圖(實驗III)

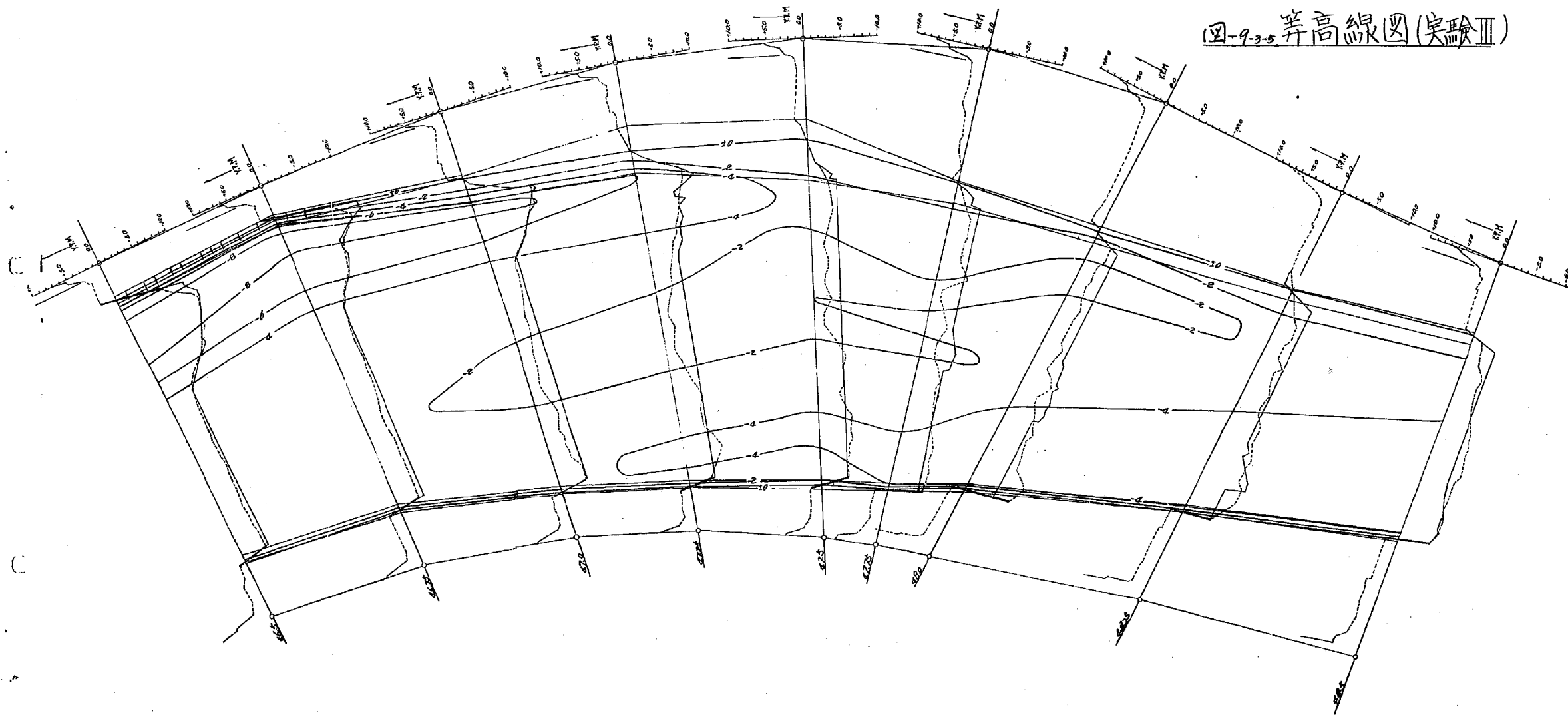


図-9-2-6 等高線図(実験Ⅲ)

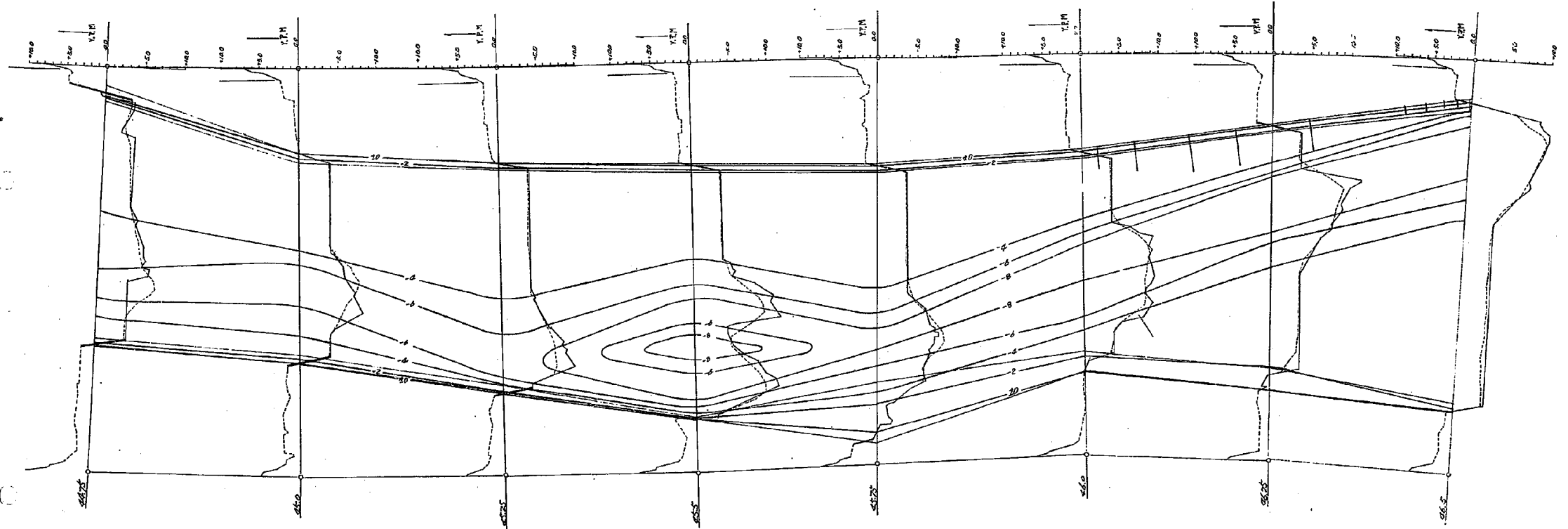


圖-9-3-7 等高線圖(實驗III)

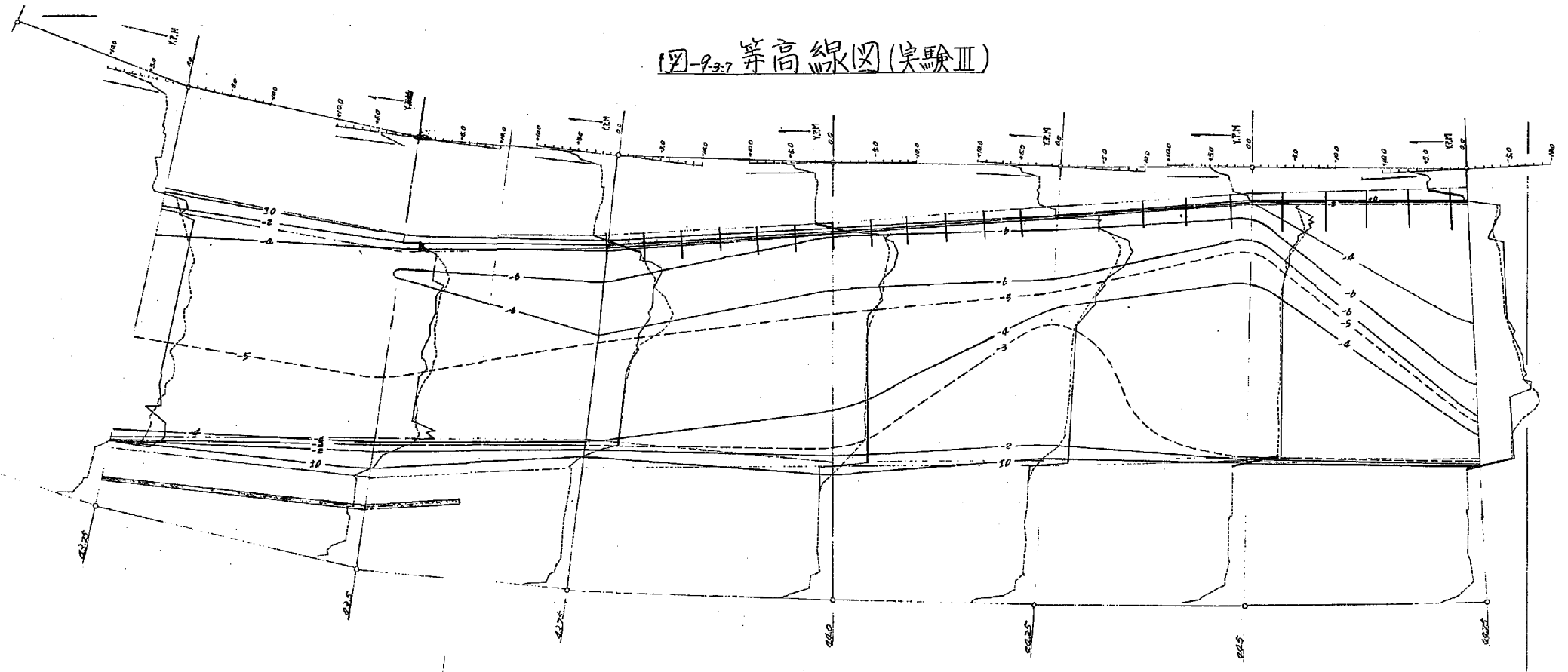


図-9-4-1 等高線図(実験Ⅳ)

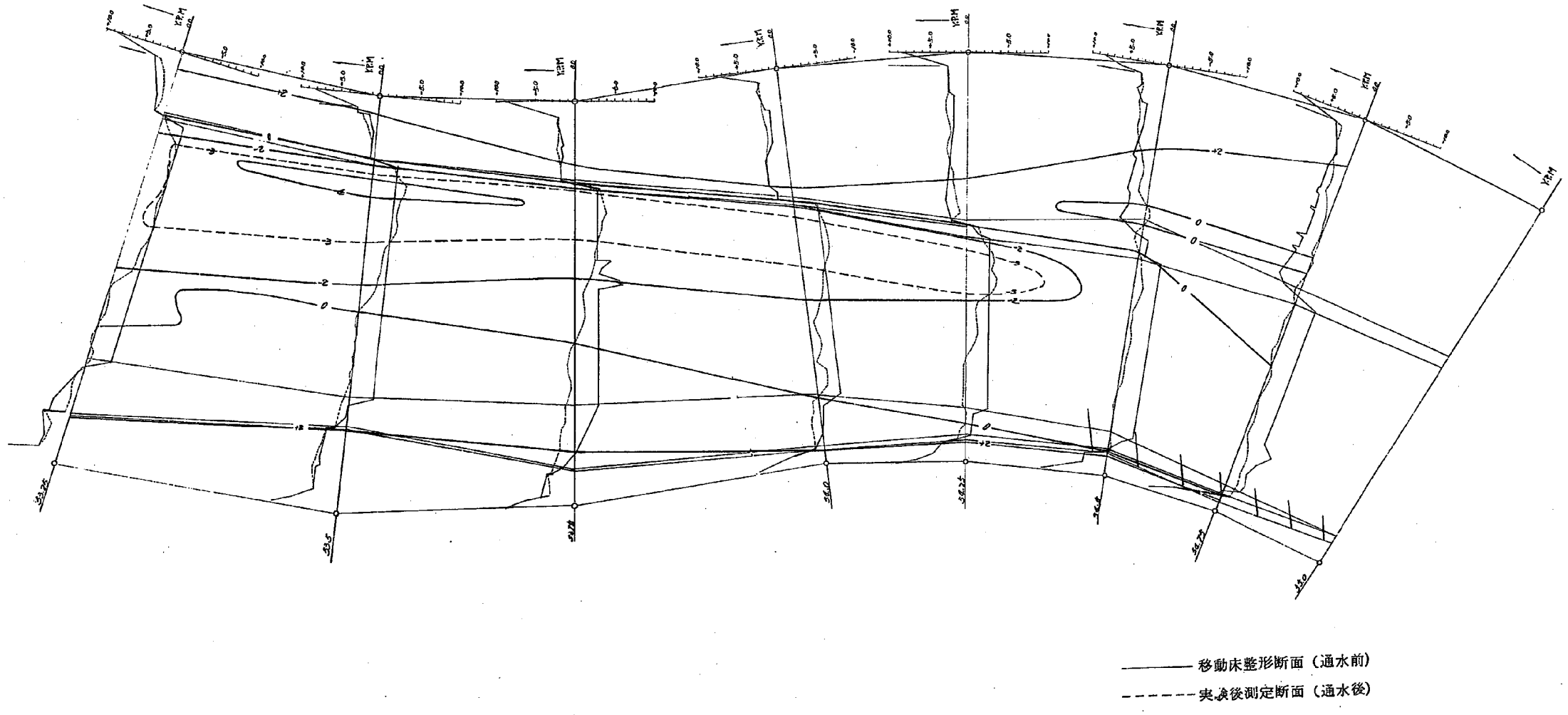


图-9-4-2 等高线图 (实验IV)

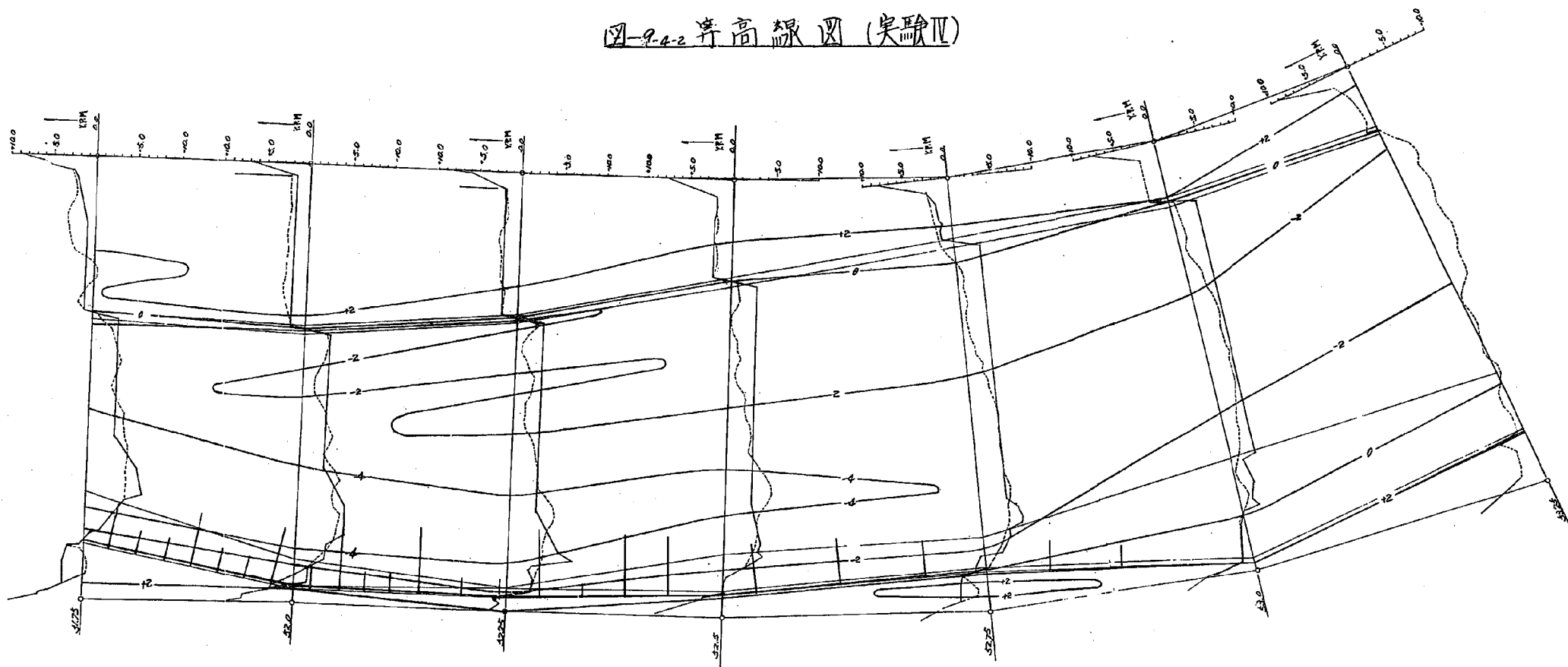


圖-9.4.3 等高線圖 (實驗IV)

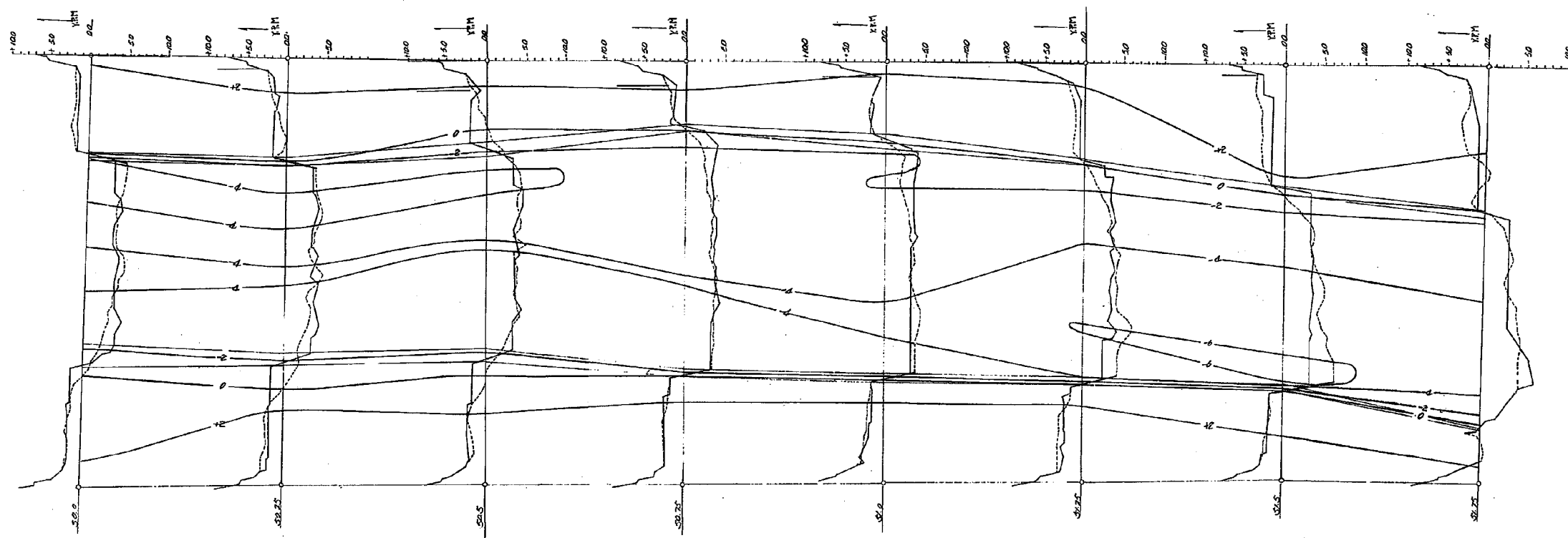


圖 9-4-4 等高線圖 (實驗 IV)

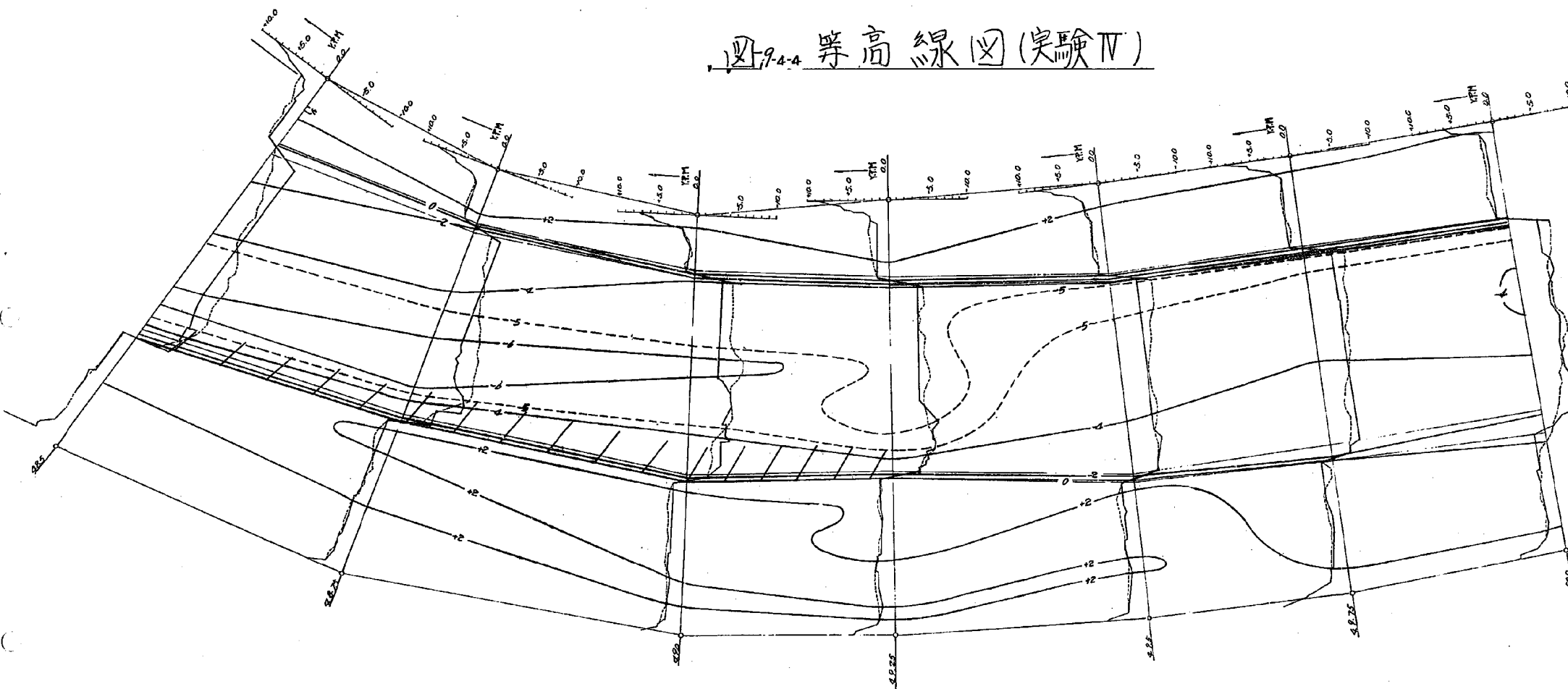


图 9-2-5 等高线图 (实验 IV)

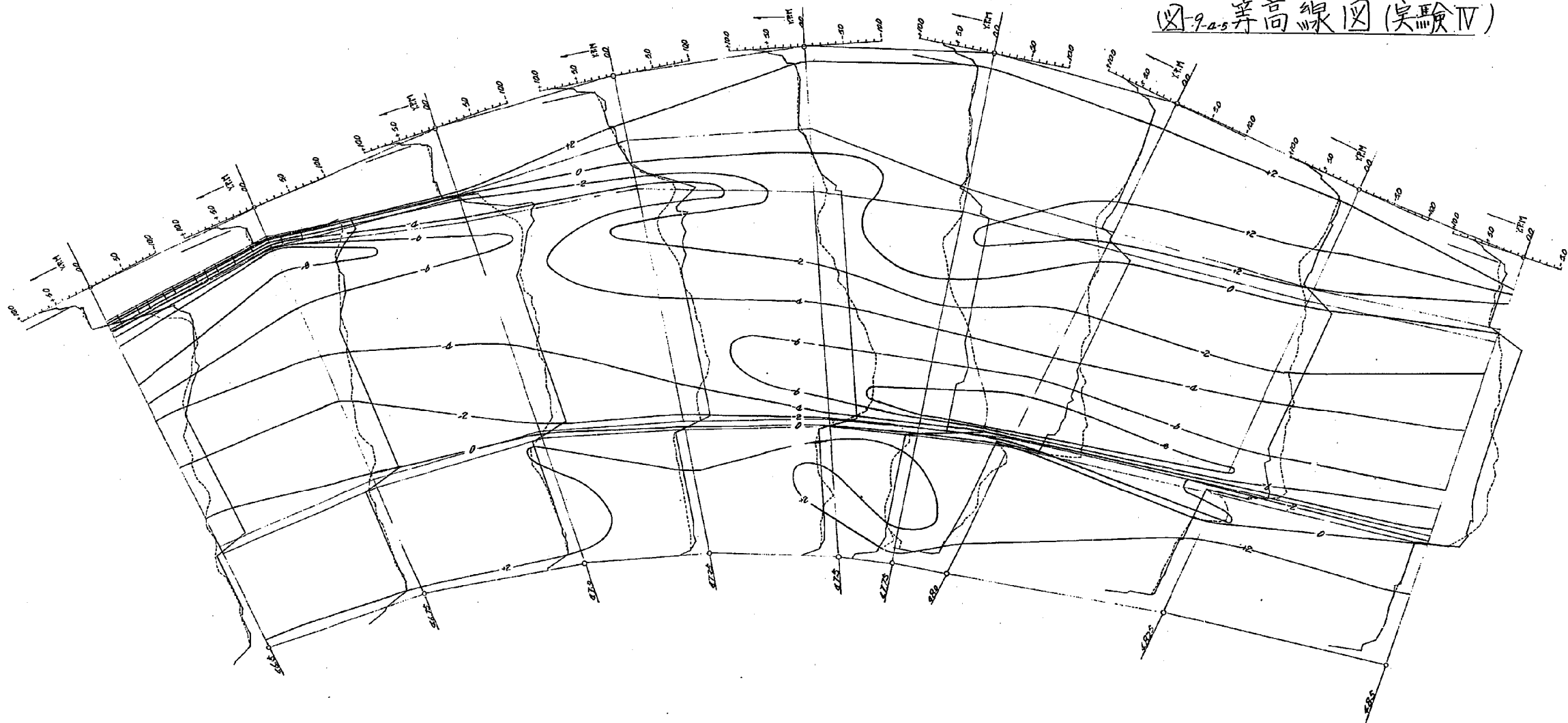


图9-2-6 等高线图(实验IV)

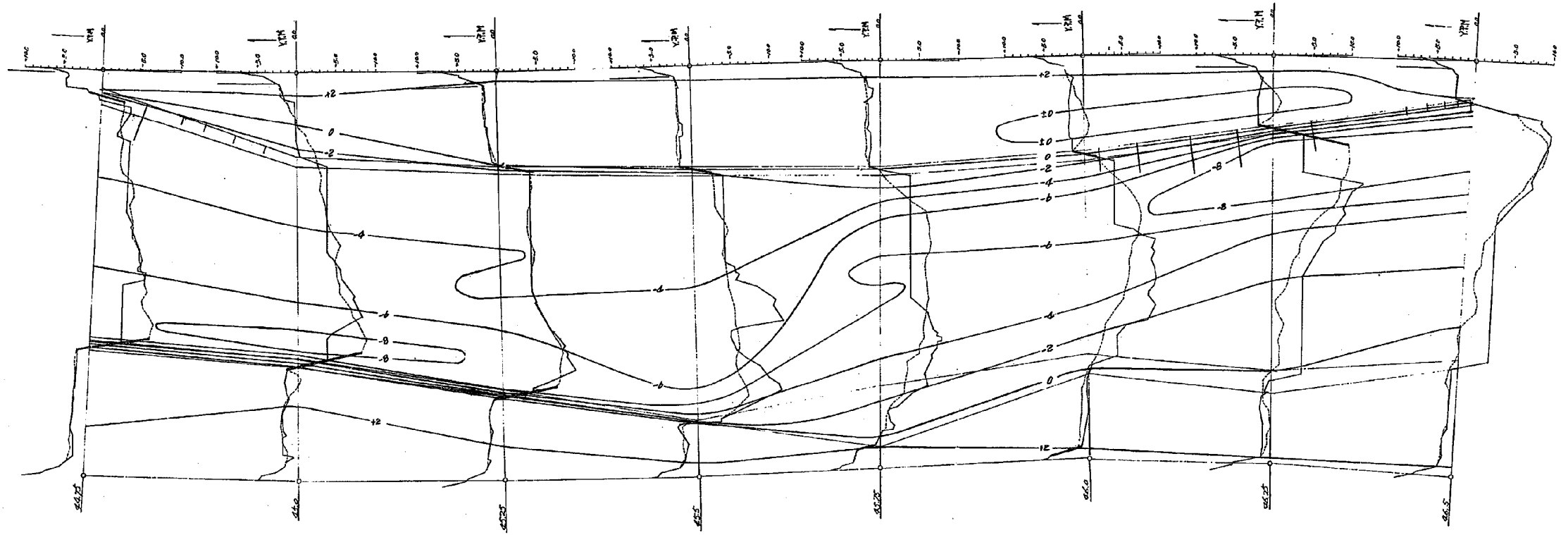


図9-7 等高線図(実験Ⅳ)

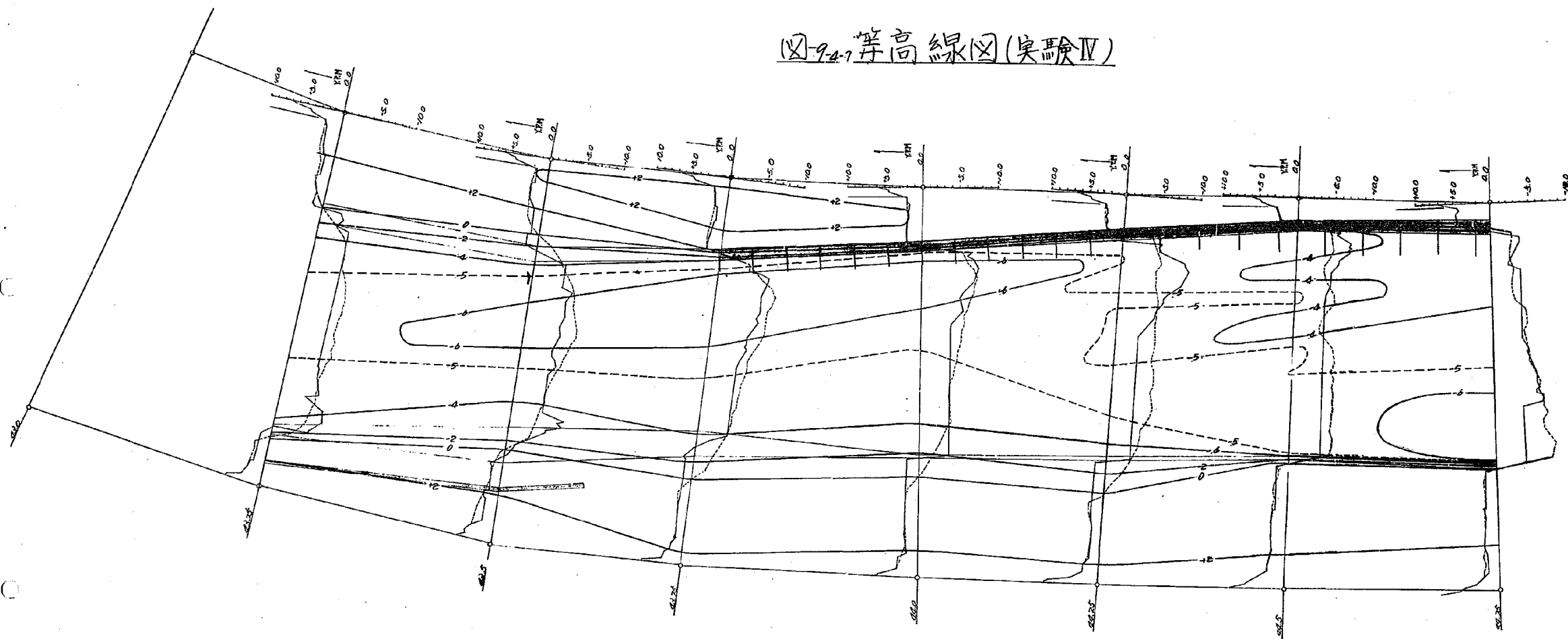


図-9-52 等高線図(実験V)

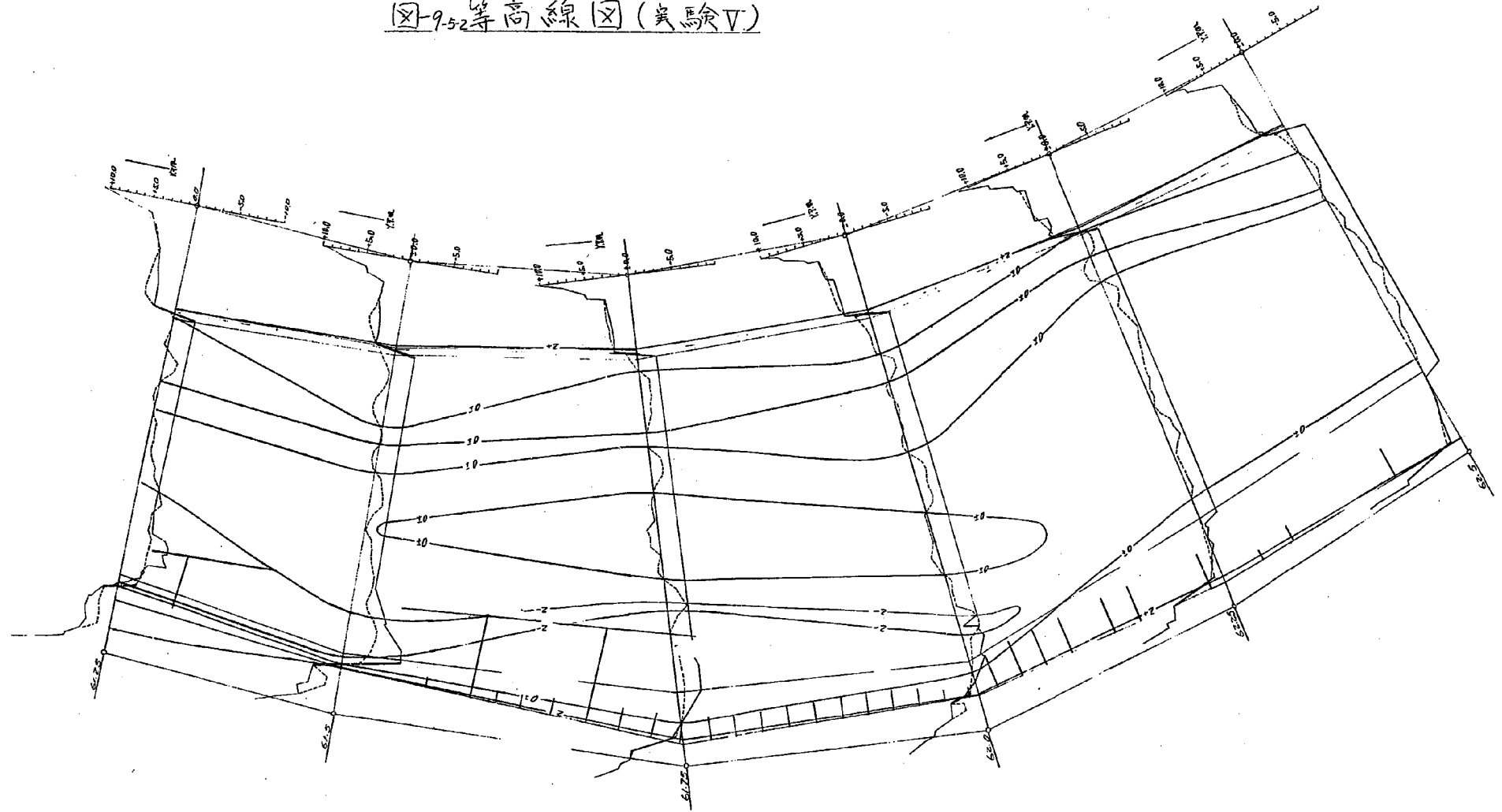


図-9-5-3 等高線図 (実験V)

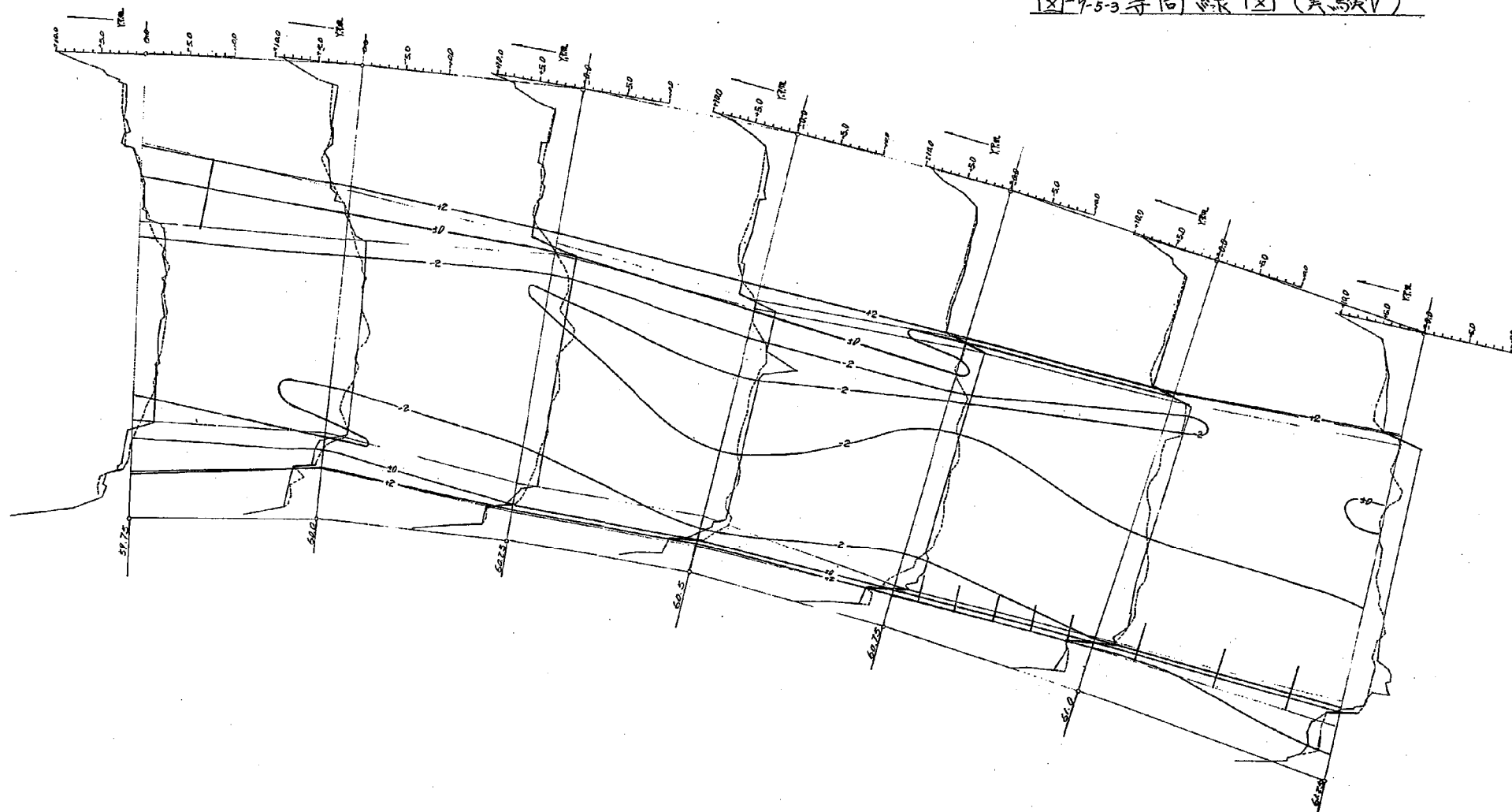


图9-5-4 等高线图(实验V)

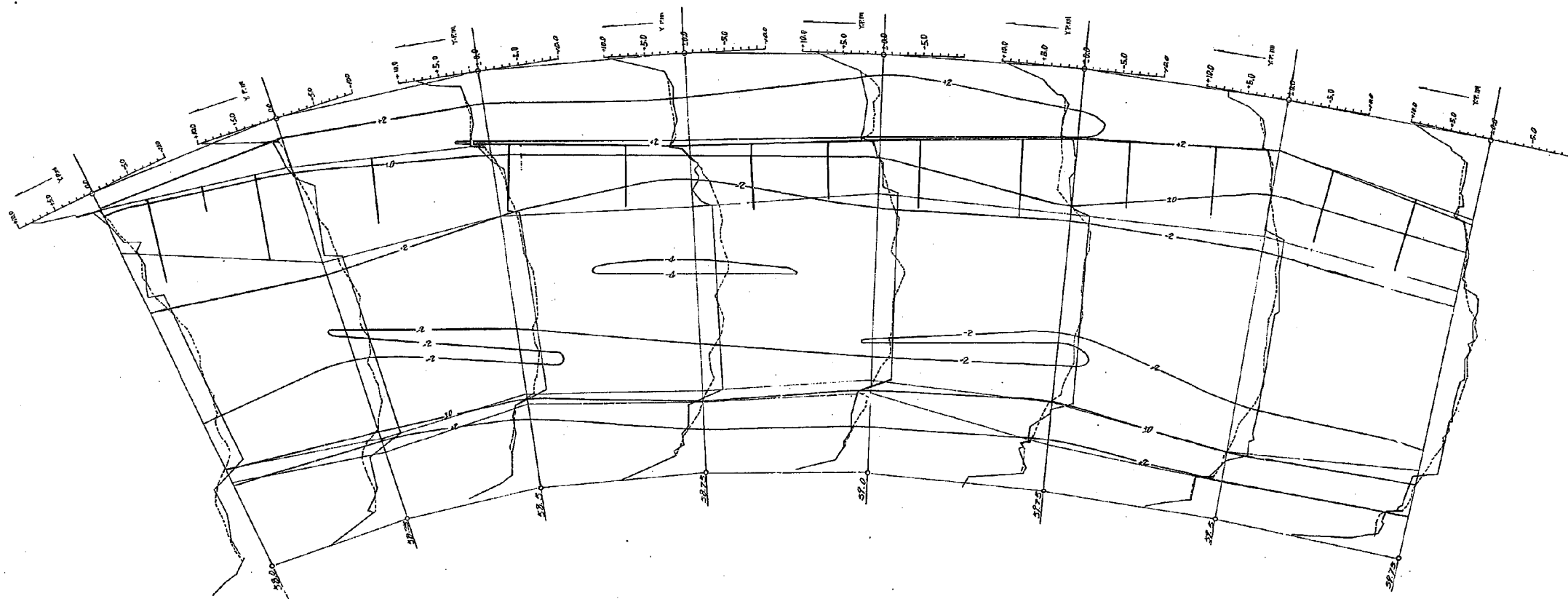


图9-5-5 等高线图(实验V)

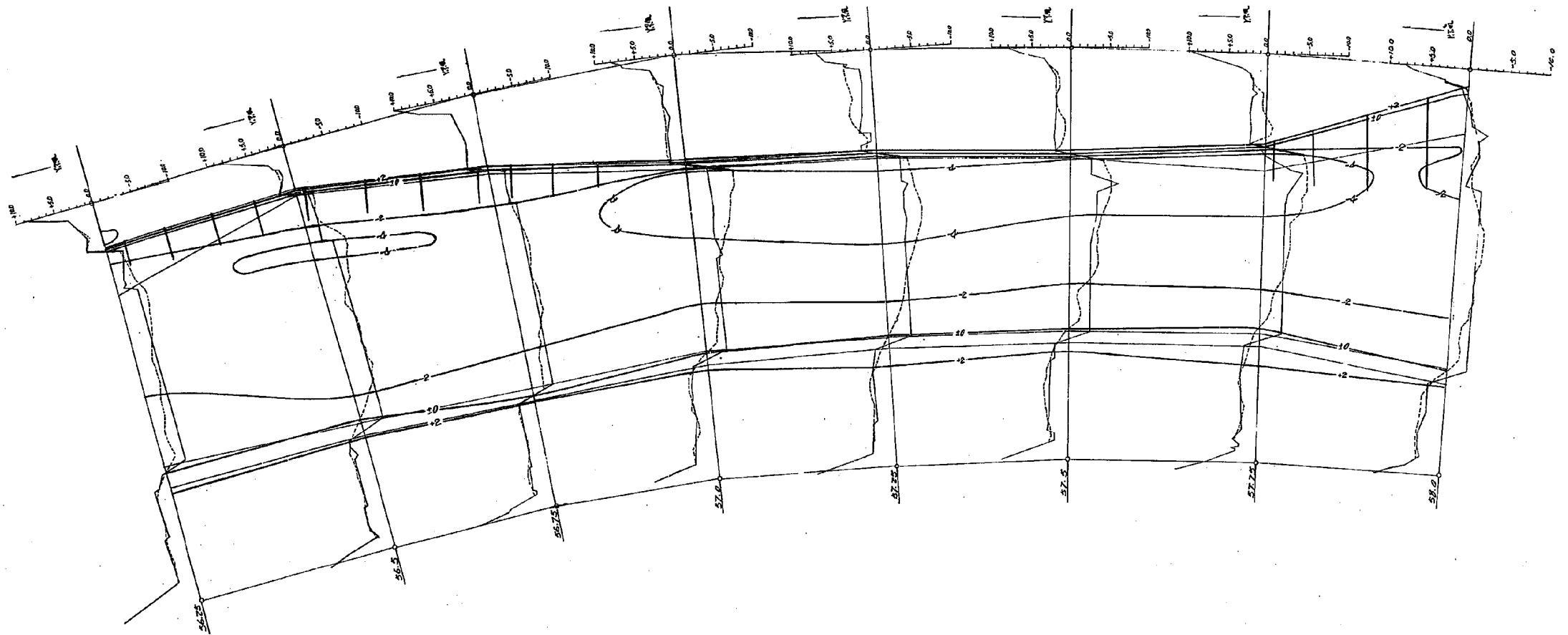


图-9-5-6 等高线图(实验V)

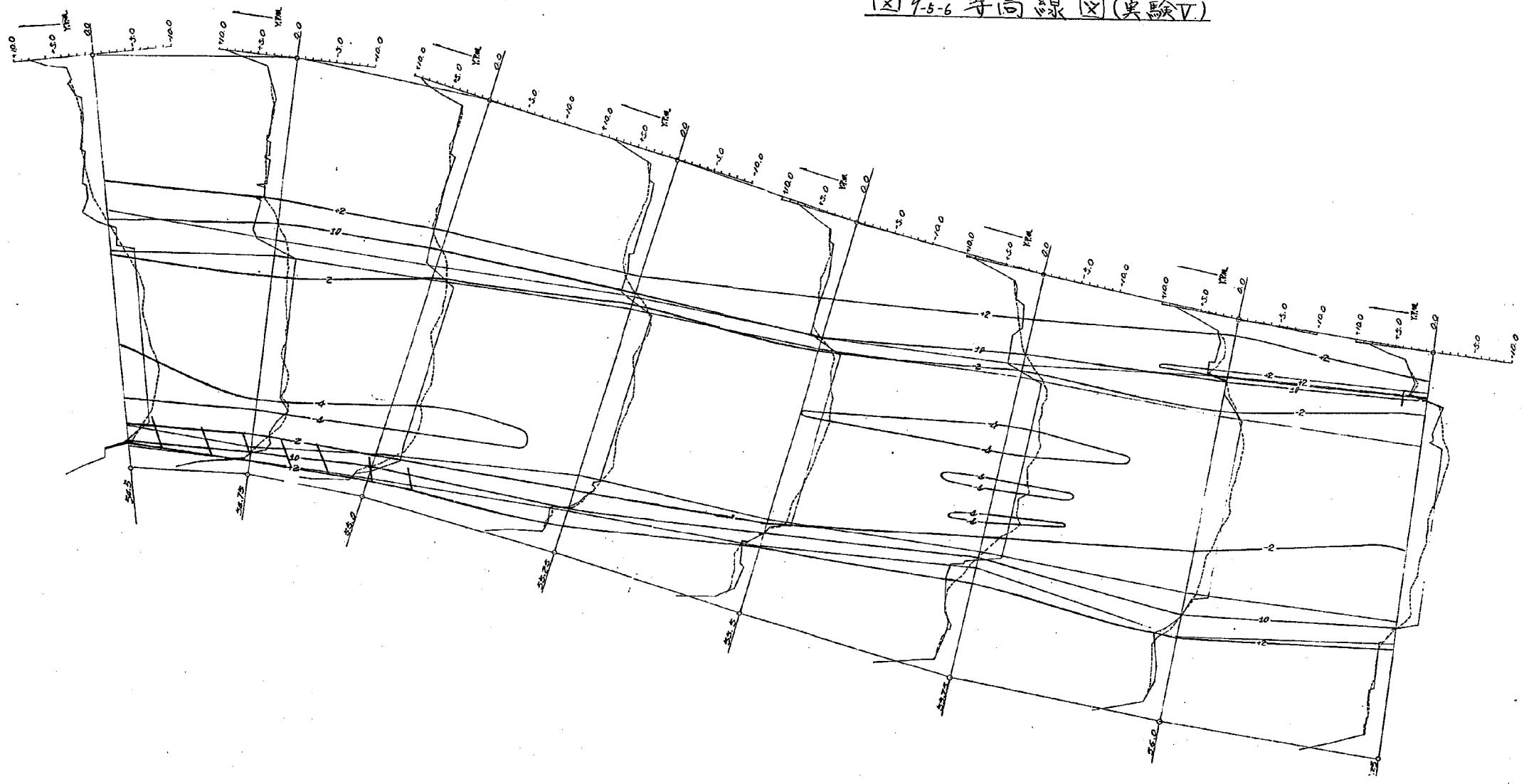


图9-5-7 等高线图 (实验V)

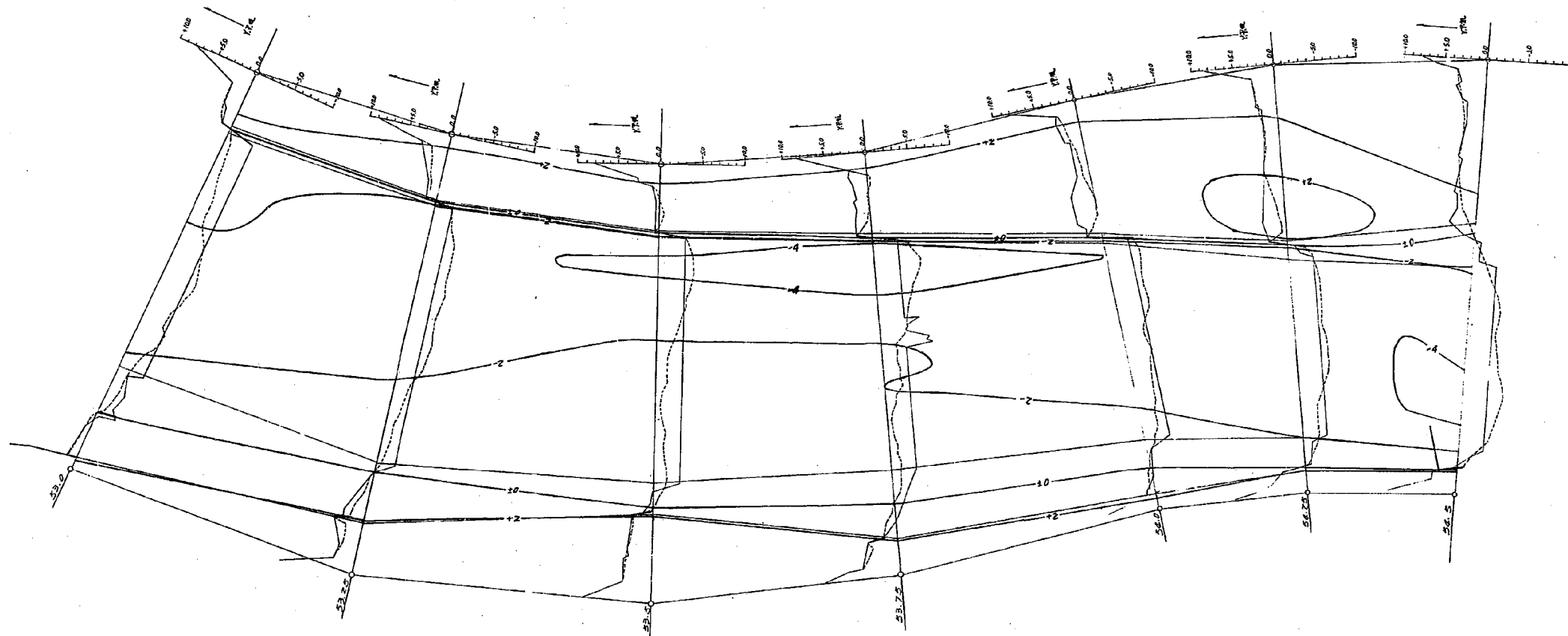


圖 9-5-8 等高线图 (实验 V)

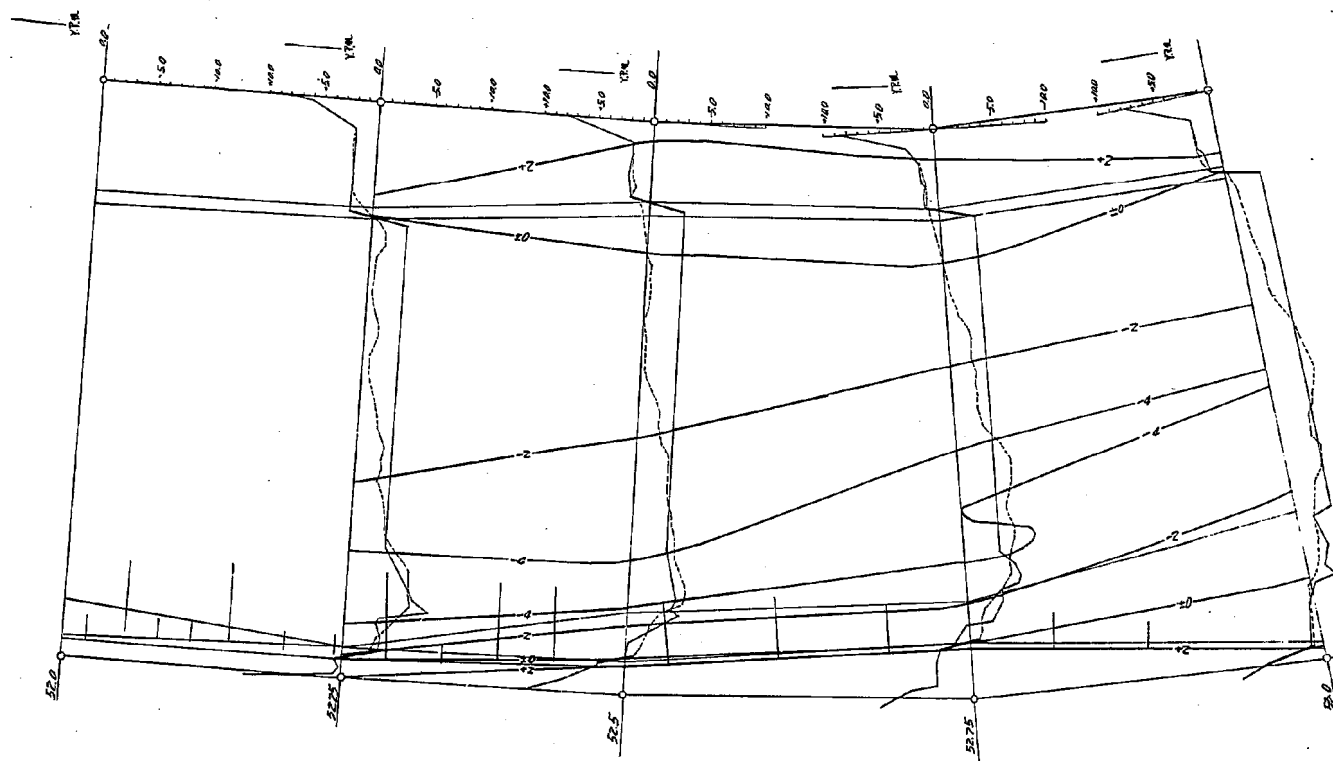


図9-6-1 等高線図(実験VI)

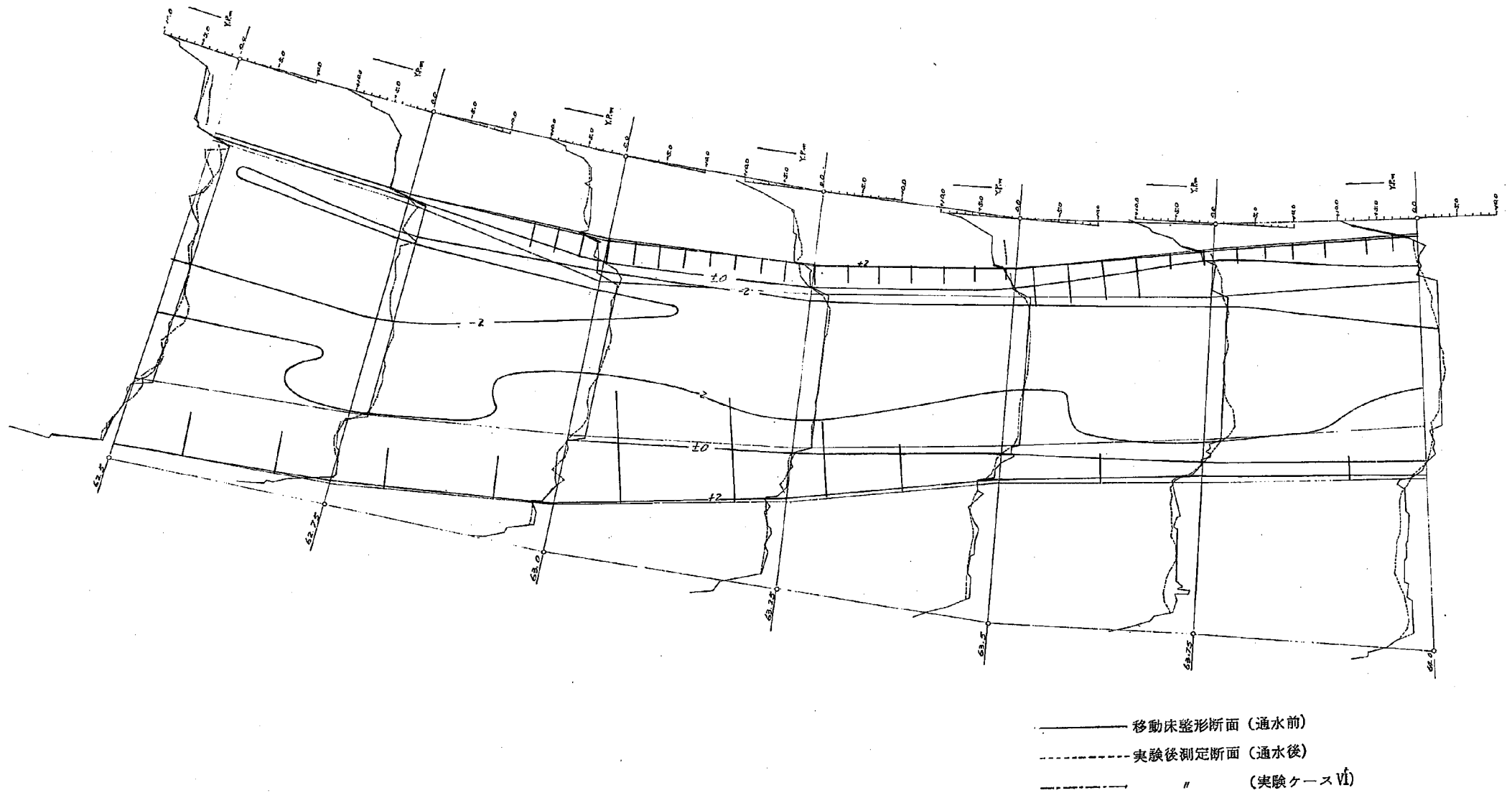


図9.6.2 等高線図(実験Ⅶ)

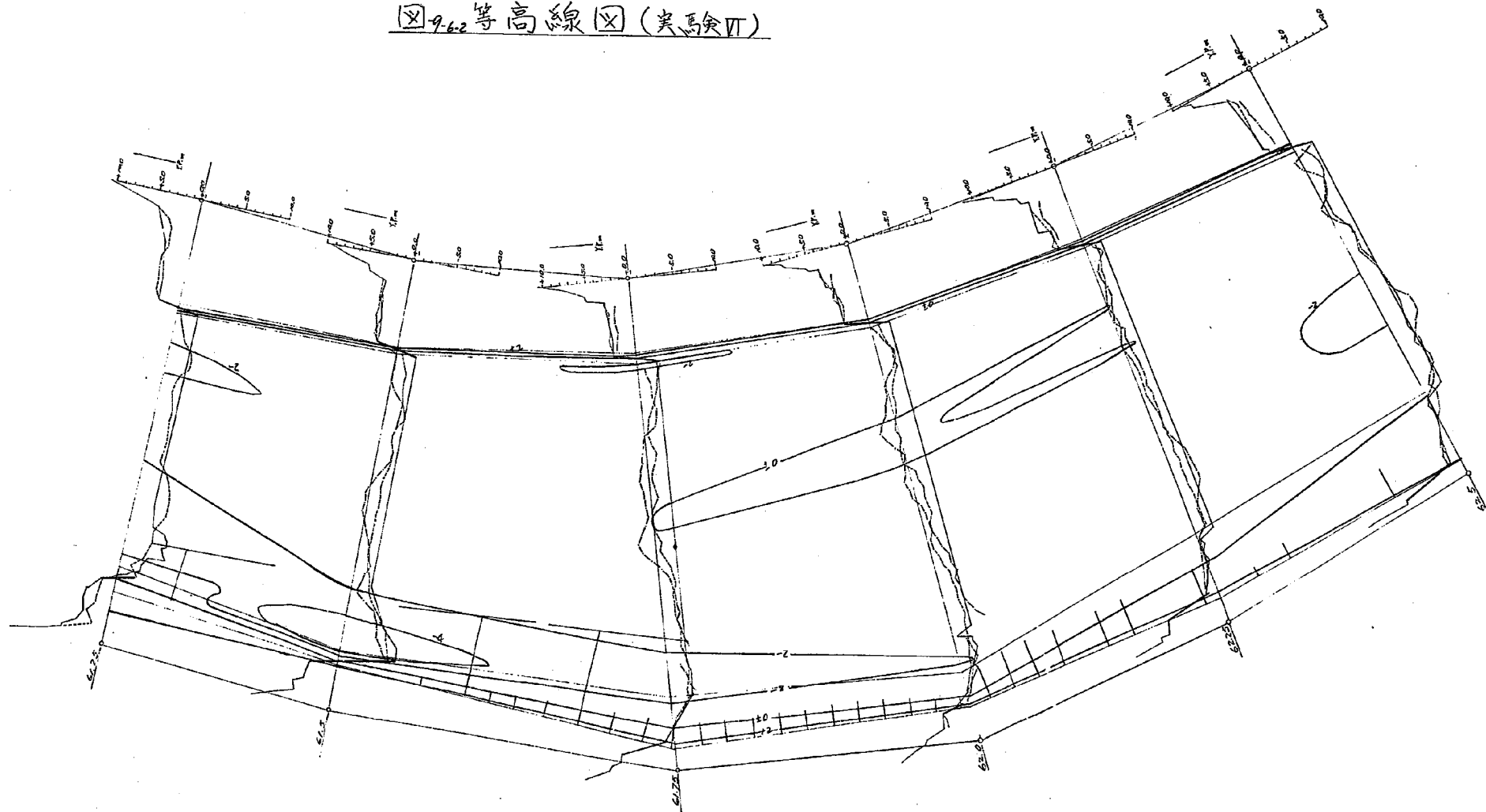


图-9-6-3 等高线图 (实验VI)

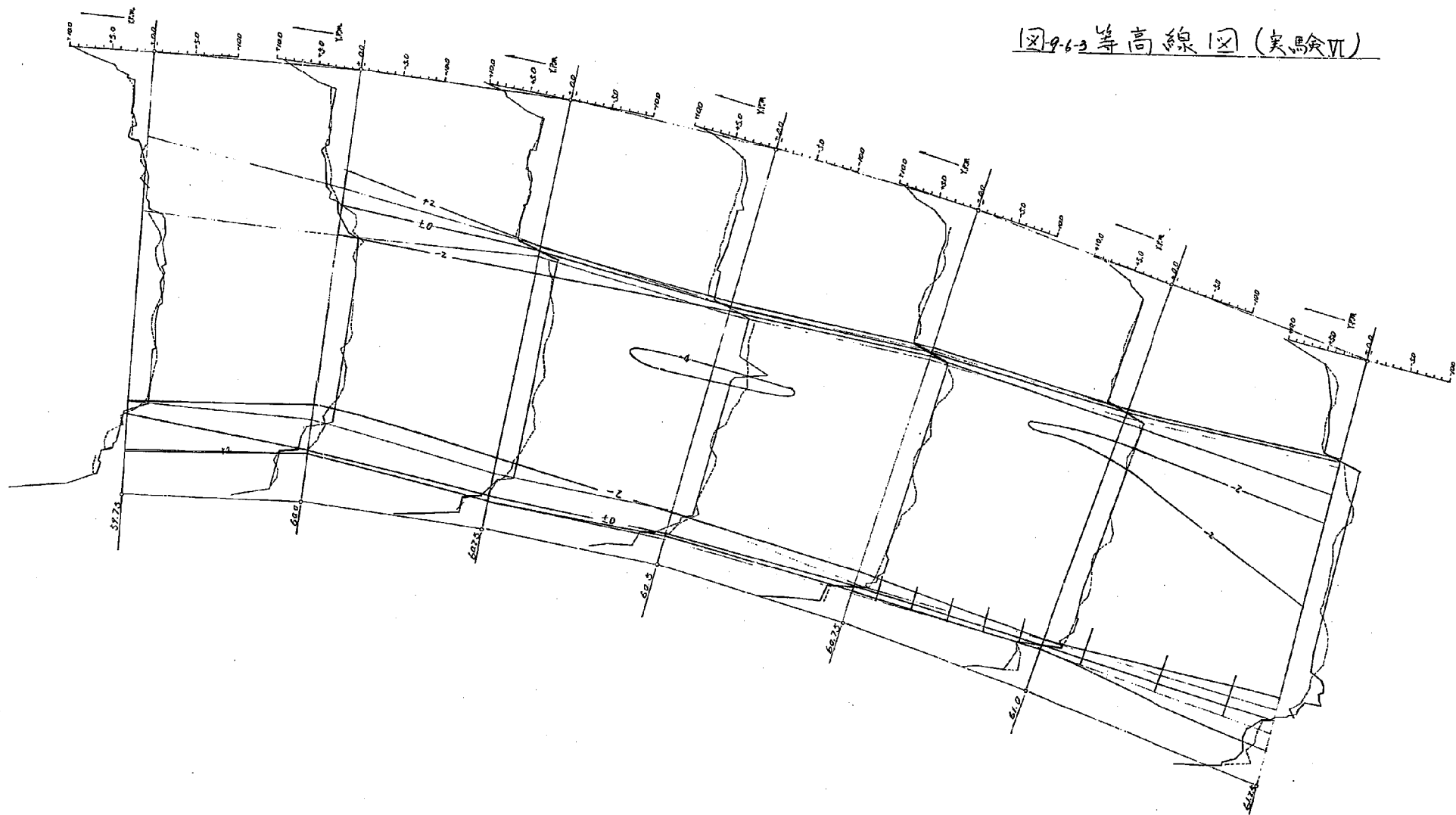


图9-6-4 等高线图(实验VI)

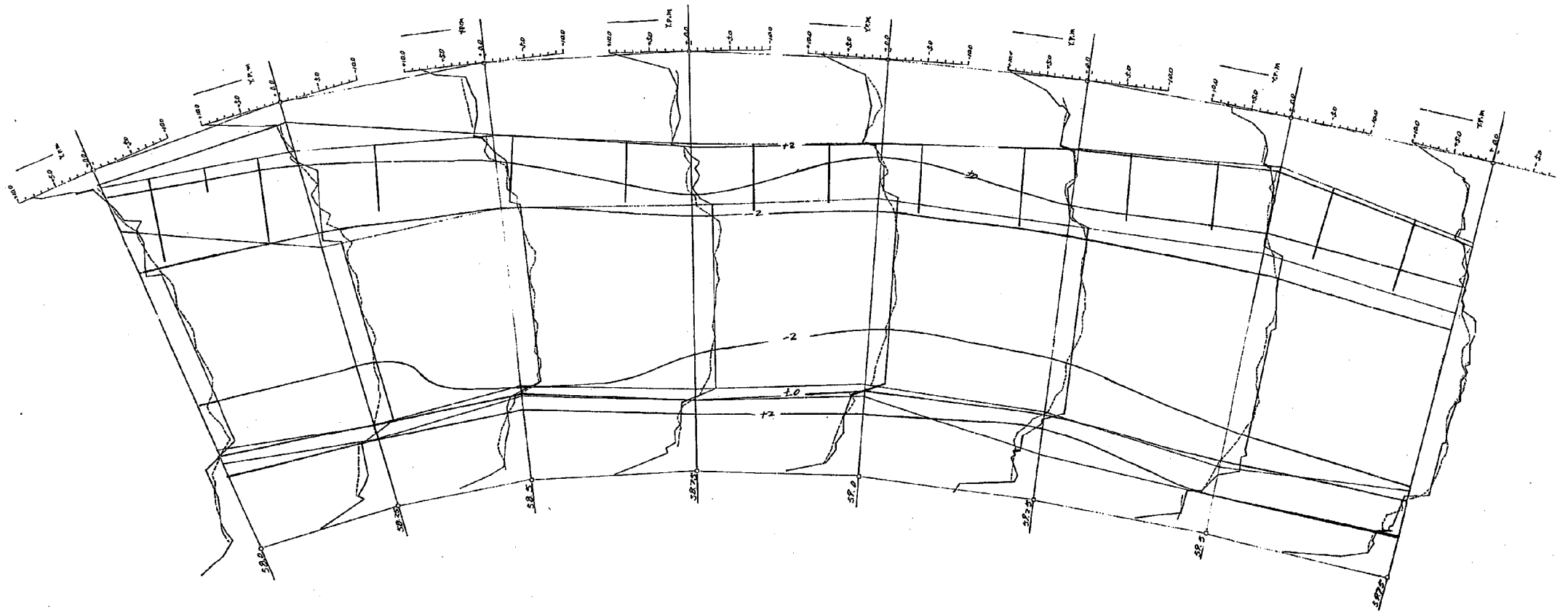


图-9-6-5 等高线图(实验Ⅶ)

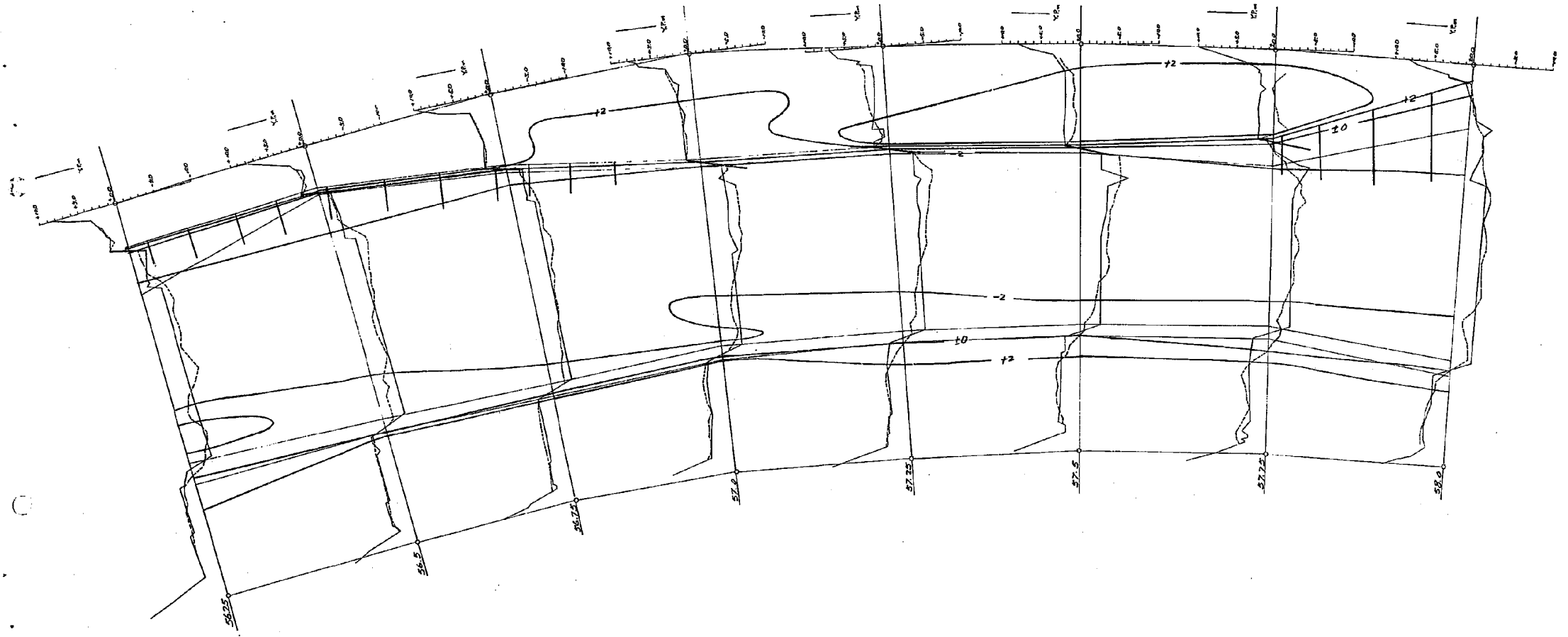


图9-66 等高线图(实验Ⅶ)

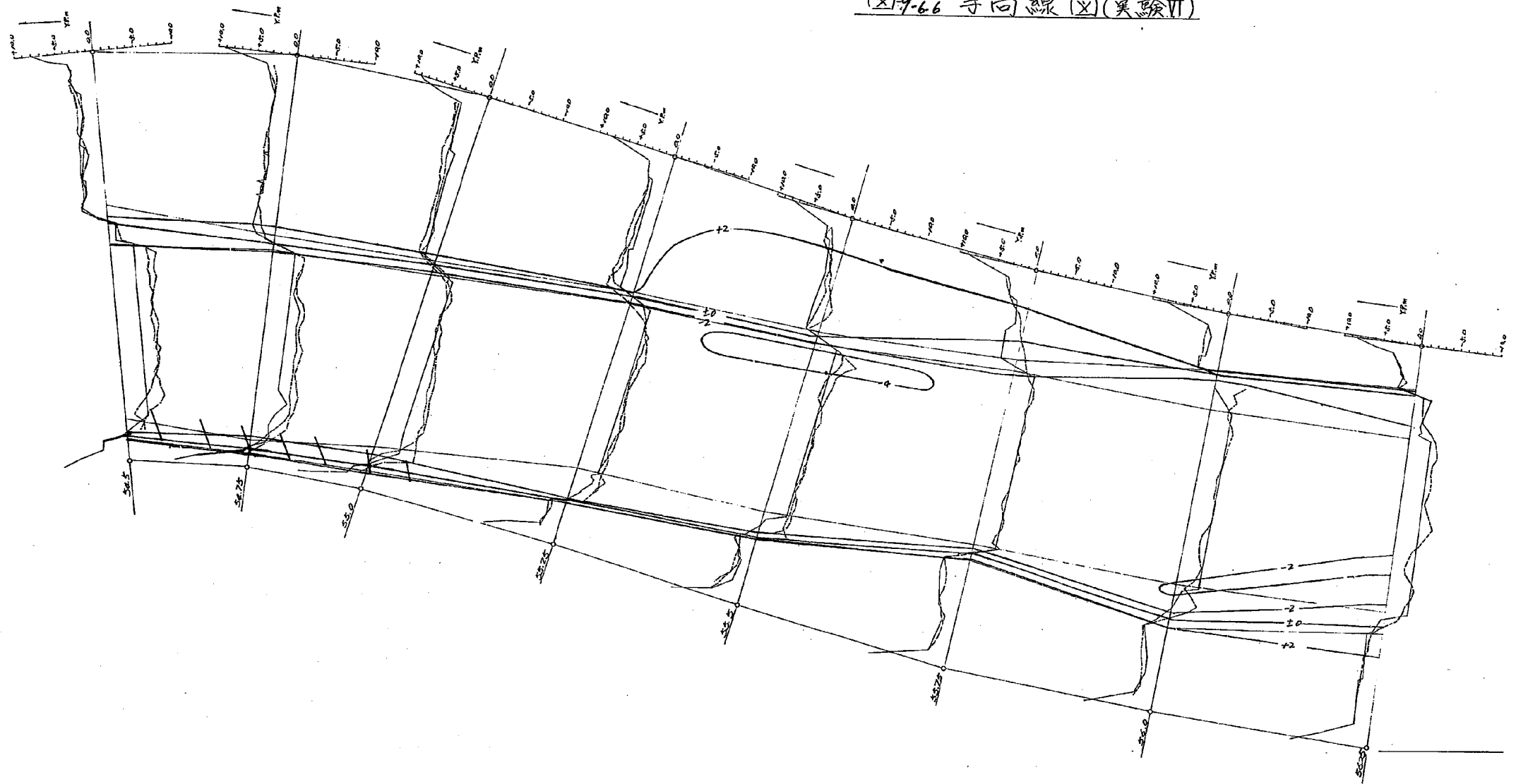
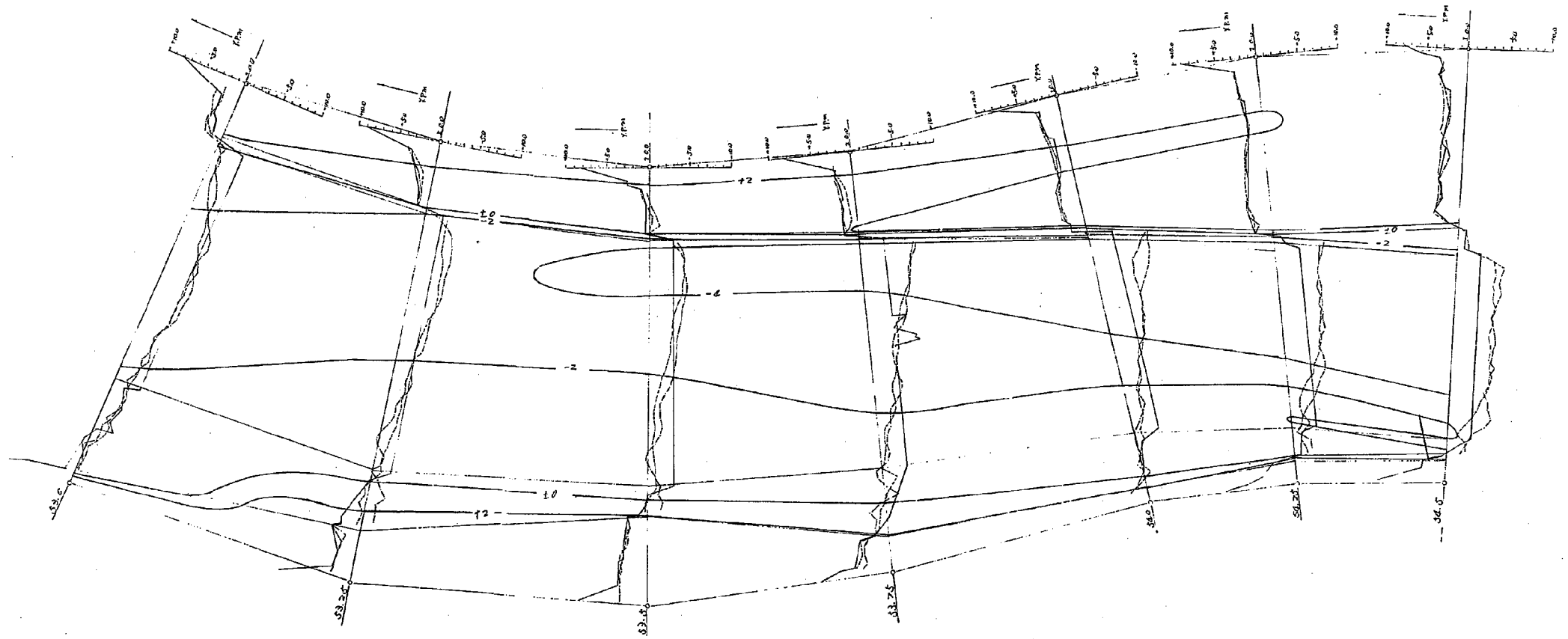


图 9-6-7 等高线图 (实验 VI)



四-9-68 等高线图 (实验Ⅶ)

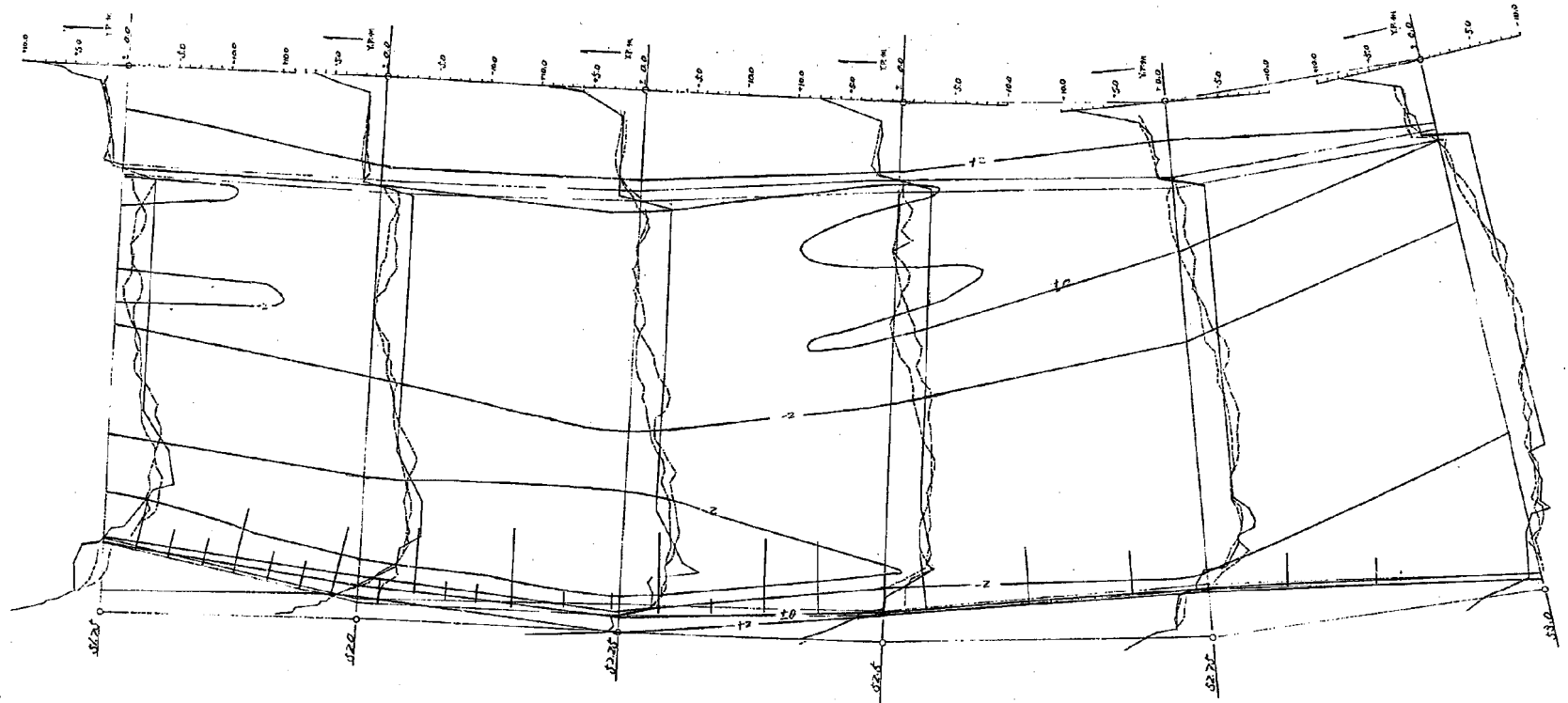


図26-9 等高線図 (実験Ⅳ)

