

土研資料 1379 号

土木研究所資料

富山空港の拡張に伴う神通川河道計画模型実験報告書

昭和53年3月

建設省土木研究所

鹿島試験所

目 次

1. は じ め に	1
2. 概 要	2
2-1 神通川の概要	2
2-2 空港拡張計画の概要	5
3. 実 験 目 的	7
4. 相似律と模型	8
4-1 フルードの相似律	8
4-2 流砂量および時間縮尺	10
4-3 神通川河道計画模型の縮尺	12
5. 模型および実験の概要	14
5-1 模型の概要	14
5-2 実験の概要	14
5-2-1 実験方法	14
5-2-2 実験ケース	17
6. 実験結果およびその検討	25
6-1 現況実験（実験No.1）	25
6-1-1 概 説	25
6-1-2 検証実験	25
6-1-3 実験結果	29
6-2 低水路法線形の検討実験（実験No.2, No.3）	32
6-2-1 概 説	32
6-2-2 水 位	32
6-2-3 流速および流況	34
6-2-4 河床変動	37
6-3 対策工検討実験（実験No.4, No.5および実験A～C）	37
6-3-1 概 説	37
6-3-2 対策工第1案実験（実験No.4）	39
6-3-3 対策工第2案実験（実験No.5）	41
6-3-4 対策工の妥当性の検討実験（実験A～C）	44
a. 砂礫堆比較実験（実験A）	44
b. 定流長時間実験（実験B）	46

c 不定流実験 (実験 C)	46
6-4 実験結果のまとめ	46
7. 対策工に関する問題点	50
8. 結 論	51
9. お わ り に	52
参 考 資 料	
附 図	
写 真	

附 図 一 覧 表

附図 6-0-1	水位・河床高の流量別比較図, $Q=2300\text{ m}^3/\text{s}$
附図 6-0-2	水位・河床高の流量別比較図, $Q=3900\text{ m}^3/\text{s}$
附図 6-0-3	水位・河床高の流量別比較図, $Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$
附図 6-0-4	平均移動高縦断面図
附図 6-0-5	平均移動高縦断面図
附図 6-1-1	流況図(実験No.1-2, $Q=2300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-1-2	流況図(実験No.1-3, $Q=3900\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-1-3	流況図(実験No.1-4, $Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-1-4 (1)~(10)	河床横断面図 実験No.1
附図 6-2-1	流況図(実験No.2-1, $Q=2300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-2-2	流況図(実験No.2-2, $Q=3900\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-2-3	流況図(実験No.2-3, $Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-2-4	流況図(実験No.3-1, $Q=2300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-2-5	流況図(実験No.3-2, $Q=3900\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-2-6	流況図(実験No.3-3, $Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-2-7 (1)~(10)	河床横断面図 実験No.2
附図 6-2-8 (1)~(10)	河床横断面図 実験No.3
附図 6-3-1	流況図(実験No.4-1, $Q=2300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-2	流況図(実験No.4-2, $Q=3900\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-3	流況図(実験No.4-3, $Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-4	流況図(実験No.4-4, $Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-5	流況図(実験No.5-1, $Q=2300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-6	流況図(実験No.5-2, $Q=3900\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-7	流況図(実験No.5-3, $Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-8	流況図(実験No.5-4, $Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$)
附図 6-3-9 (1)~(10)	河床横断面図 実験No.4
附図 6-3-10 (1)~(10)	河床横断面図 実験No.5
附図 6-3-11	流況図 実験A-5 hr
附図 6-3-12	流況図 実験A-10 hr
附図 6-3-13	流況図 実験B-20 hr
附図 6-3-14	流況図 実験B-30 hr

附図 6-3-15

流況図 実験C-1

附図 6-3-16

流況図 実験C-2

附図 6-3-17

流況図 実験C-3

附図 6-3-18

砂礫堆変化図 実験A, B

附図 6-3-19

砂礫堆変化図 実験C

写真一覧表

写真 6-3-1

流況および通水後河床 (実験No. 5-1)

写真 6-3-2

流況および通水後河床 (実験No. 5-2)

写真 6-3-3

流況および通水後河床 (実験No. 5-3)

写真 6-3-4

流況および通水後河床 (実験No. 5-4)

1. はじめに

本報告書は、富山県より依頼を受けて、富山空港拡張に伴う神通川河道計画の一連の模型実験結果について検討を行ったものである。

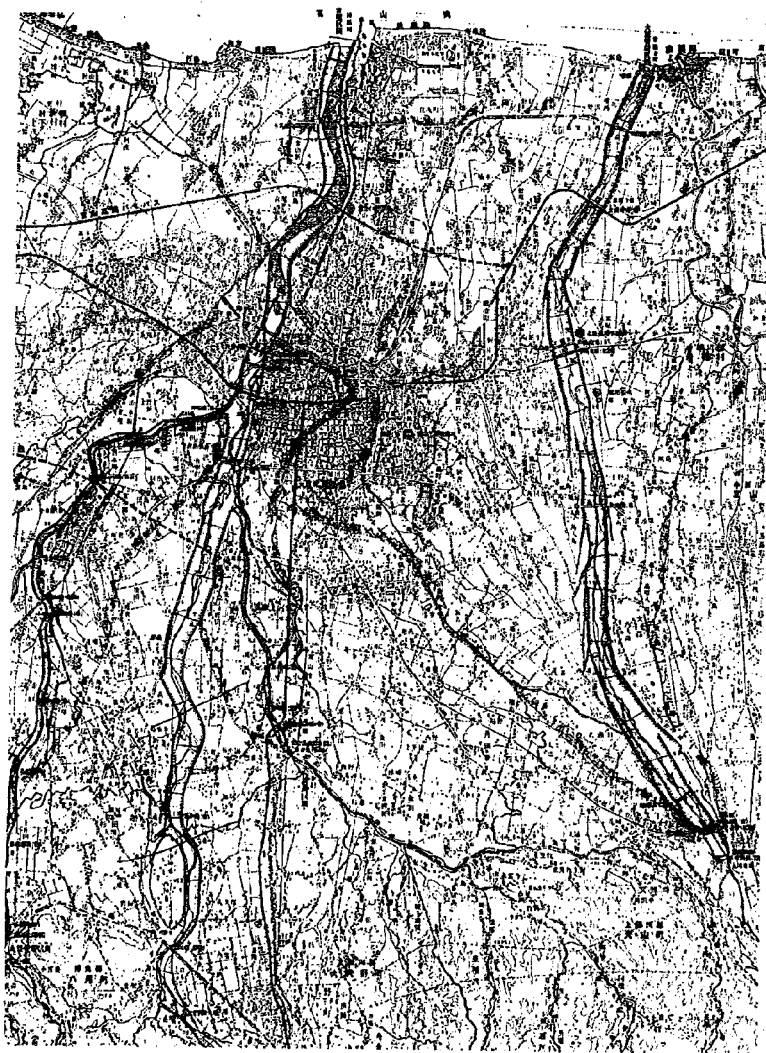
主な検討として、空港拡張計画河道の諸問題点の検討と、空港拡張計画河道の対策工法に関する検討を行った。

2. 神通川および空港拡張計画の概要

2-1 神通川の概要

神通川は、その源を岐阜・富山県にまたがる川上（かおれ）岳（1625.9m）に発し、岐阜県内の河川名を宮川と称し、高山市を中心とする飛騨高原を北流し、川上川、大八賀川、小八賀川、小鳥川等の各支川を合流し県境に至り、本川の最大右支川の高原川を合流し神通川となり、日本海に注ぐ流域面積2717.6km²、流路延長120kmを有する富山県最大の河川である。（図-2-1参照）

図-2-1 神通川改修計画平面図



治水事業の沿革は、明治年間より県事業として改修事業に着手してきたが、たび重なる水害を基に、大正7年より国の直轄事業として、河口から大沢野地内に至る22.0km間の改修事業の促進を図っている。

また、計画高水流量も現在の6300 m^3/s より、時期としては明確ではないが8700 m^3/s に増加される計画がなされている。図-2-2は、現在の6300 m^3/s に対する計画高水流量配分を示したものであり、図-2-3は、改定予定の8700 m^3/s に対する計画高水流量配分を示したものである。

図-2-2 計画高水流量配分図1 (m^3/s)

(現計画)

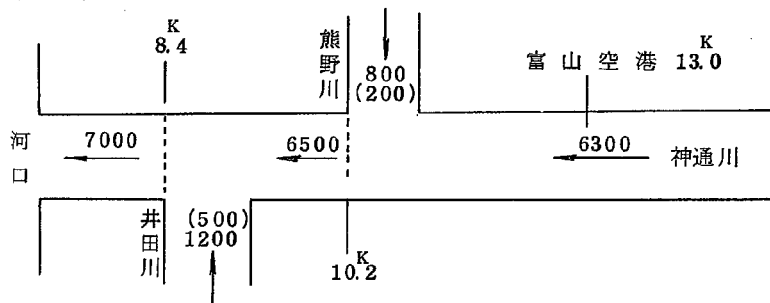
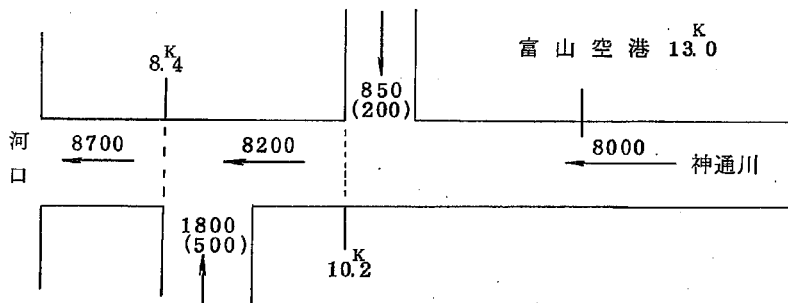


図-2-3 計画高水流量配分図2 (m^3/s)

(流況改定予定)



一方、既往洪水の発生は、最大4084 m^3/s (昭和47年7月・神通大橋)、2年確率流量3000 m^3/s 、0.5年確率流量が2340 m^3/s となっている。このことから低水路流量規模は、2年確率流量の3000 m^3/s と計画がなされている。

河床縦断形状は、河口より上流に行くに従って、勾配が次第に急になる傾向を示しているが、5.0km付近および10.0km付近に勾配の急変点が認められる。計画河床高縦断もほぼ現況河床勾配に見合った勾配に設定されている。(図-2-4参照)

計画河床の粗度係数は、既往洪水の痕跡からの逆算等によって、0.0 km～8.4 kmでは $n = 0.030$ 、8.4 km～10.2 kmでは $n = 0.033$ 、10.2 km～24.2 kmでは $n = 0.045$ とされている。

河床材料の粒度特性は、縦断変化が認められ、河口付近は小さく平均粒径約1 mm、10.0 km付近（空港付近）では30 mm～35 mm、更に上流に行くに従って大きく24.0 km付近での平均粒径は40 mm～50 mmとなっている。図-2-5は、昭和46年建設省富山工事事務所調査による河床材料縦断変化図である。

また、近年急増した砂利採取および上流に建設されたダムによる影響のための河床低下が著しい。特に空港付近の8.0 km～14.0 kmでは著しく、昭和38年以降現在まで平均河床高で2.0 m以上低下している。

神通川の蛇行特性の調査は、昭和22年から行われており、主流路の蛇行長は上流部（10.0 kmより上流）で約2 km、下流部で約2.5 kmとなっている。主流路位置の固定個所は、西派川の分流点（20.0 km）および合流点（18.0 km付近）と空港上流側地点となっている。また、比較的主流路の変動が少ない区間は、空港（14.0 km）より上流側と5.0 kmより下流側である。図-2-6は建設省富山工事事務所が調査した主流路の変遷を示したもので、図中の○印の大きい地点ほど主流路となる頻度が高い地点である。

2-2 空港拡張計画の概要

現在、神通川右岸高水敷12.6 km～14.4 kmには、富山空港（第3種空港）が河川敷を占用している。現空港は、滑走路延長1200 m、幅30 m、着陸帯延長1320 m、幅110 mでYS-11型機が東京へ1日2便就航している。

占用の経過の概略を述べると、次のとおりである。

昭和34年11月19日：建設大臣認可（対知事）、期間昭和39年3月31日まで、面積 $254 \times 10^3 \text{ m}^2$

昭和39年 1月31日：占用更新許可（知事）、期間昭和58年3月31日まで。

昭和44年 3月31日：占用面積変更許可（知事）、面積 $275 \times 10^3 \text{ m}^2$ 、工作物新築許可（知事）

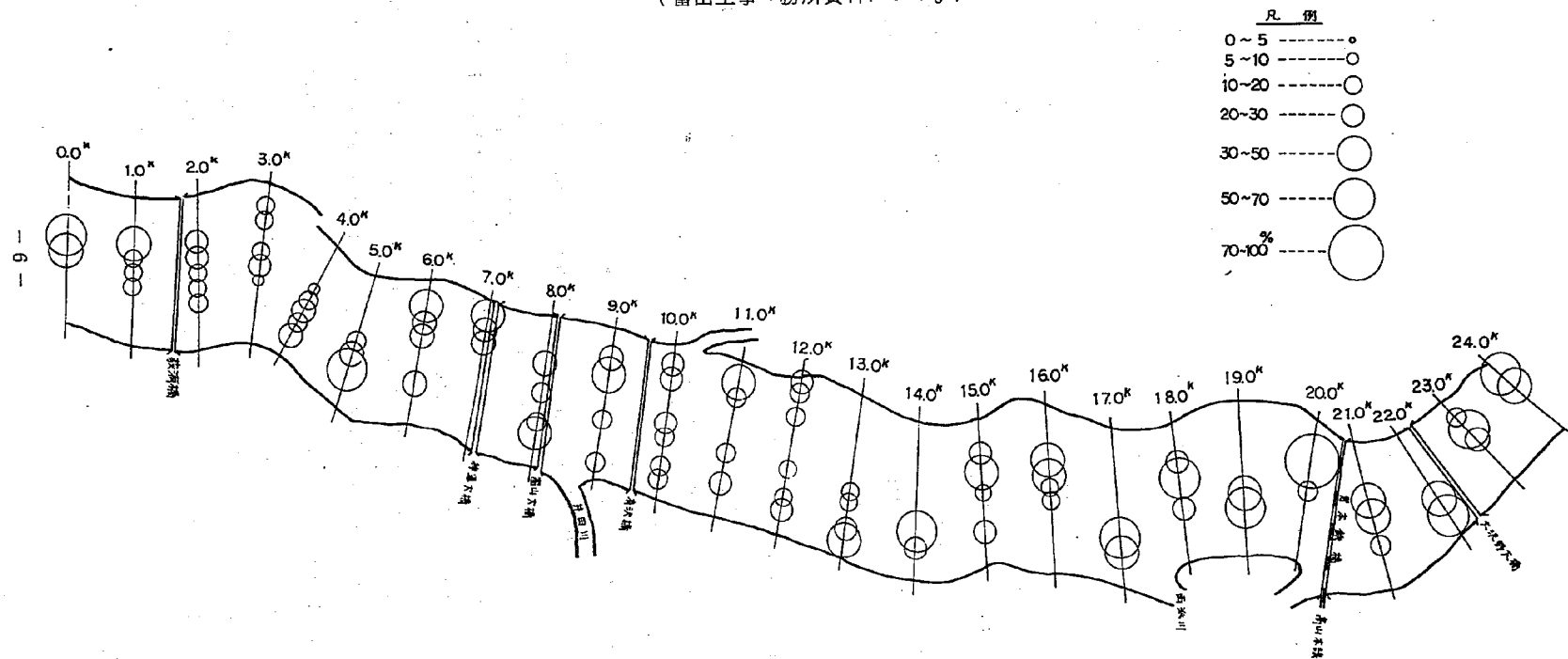
昭和44年 4月 1日：一級河川指定（直轄編入）

昭和48年4月のYS-11型機の生産打切に伴い、代替機としてボーイング737型の改良機が予想され、この機の離着陸には滑走路延長が2000 m程度必要であるとされている。

現空港の拡張に伴う種々の問題点を調査するとともに、富山県内において新空港の候補地の調査（S46～48、114ヶ所）が行われた。その結果、オーバーランのときの危険性、山岳地への近接および冬期気象などの悪条件があるため可能性の高い新空港の候補地はないと結論された。そこで現空港において2000 mの滑走路を確保すべく、さらに詳細な調査が行われ、一応の空港拡張計画が立てられた。それによれば右岸高水敷上に2000 mの滑走路、空港施設を収容し、また必要な空域を確保するため、右岸堤の引堤、計画低水路法線の若干の変更などが必要となった。

図-2-6 主流路変遷模式図

(富山工事々務所資料による。)



3. 実 験 目 的

富山空港拡張計画を実施する場合の、13.0 km～14.2 km左岸などの水衝部、砂礫堆や主流路の蛇行特性、上下流への影響などの水理的問題点を模型実験によって把握し、一連の問題点に対して治水安全な対策を計画するための実験を行うものである。

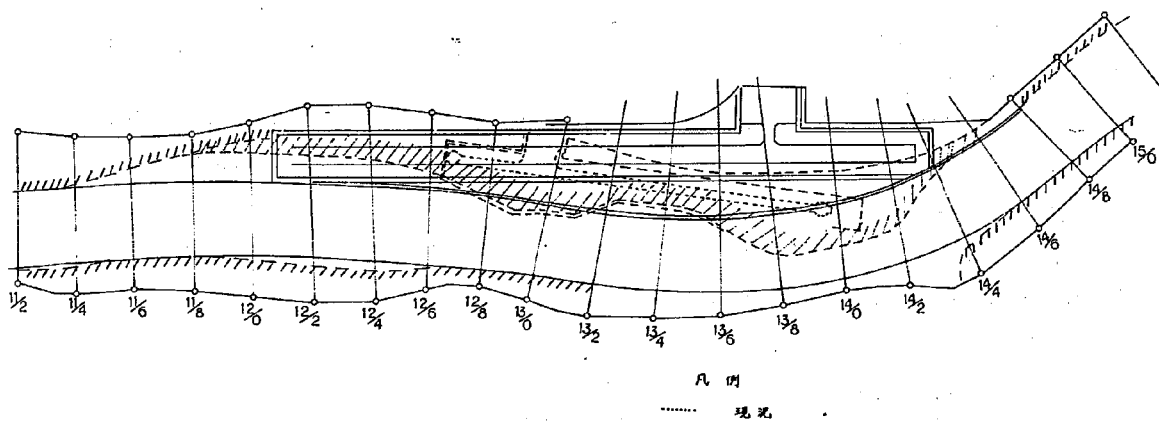
実験を簡単にのべると次の主な2点である。

- 1) 空港拡張計画の諸問題点の把握。
- 2) 1) で明らかにされた諸問題点に対しての対策工の検討。

実験は、移動床実験とし、空港が中心になるように7.0 km～17.0 km区間、水平・鉛直縮尺1/80の模型を用いて行った。

図-3-1は、空港拡張計画平面図である。

図-3-1 空港拡張計画平面図



4. 相似律と模型

4-1 フルードの相似律

模型実験は、現地に対して大きさを変えた模型を使つて、実際に起る現象を予測しようとするものであり、現地および模型に生じる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾可学的に相似であることが必要である他に、諸物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であるということから決められる。

現地の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次的なものとみなせば、次のように与えられている。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 V_p^2}{h_p^{4/3}} = 0 \quad (4-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (4-2)$$

(4-1) 式が一次元流れの運動方程式、(4-2) 式は連続式である。

模型の流れを支配するのと同じ形の方程式である。すなわち、次式で表わされる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 V_m^2}{h_m^{4/3}} = 0 \quad (4-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (4-4)$$

ここで、 g は重力加速度、 V は流速、 t は時間、 h は水深、 x は流下方向距離、 i は河床勾配、 n はマンニングの粗度係数である。また、添字の p は、prototype (現地)、 m は model-type (模型) を示す。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、(4-1) および (4-3) 式の対応する各項同志の比が一定でなければならない。

すなわち、

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 V_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 V_m^2}{h_m^{4/3}}} = \text{const} \quad (4-5)$$

ここで、

$$\frac{V_p}{V_m} = V_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{i_p}{i_m} = i_r$$

とおくと、(4-5)式は、

$$\frac{V_r}{t_r} = \frac{h_r}{X_r} = i_r = \frac{V_r^2}{X_r} = \frac{n_r^2 V_r^2}{h_r^{4/3}} = \text{const} \quad (4-6)$$

となり、各辺に X_r/h_r を乗すると次のようになる。

$$\frac{V_r X_r}{t_r h_r} = 1 = \frac{i_r X_r}{h_r} = \frac{V_r^2}{h_r} = \frac{n_r^2 V_r^2 X_r}{h_r^{7/3}} = \text{const} \quad (4-7)$$

いま、(4-7)式中、水平縮尺 X_r 、鉛直縮尺 h_r が与えられるとすると、(2)、(4)項より流速 V_r の縮尺は、

$$V_r = \sqrt{h_r} \quad (4-8)$$

で与えられ、さらに(1)、(2)項より時間縮尺 t_r は、

$$t_r = V_r X_r / h_r = X_r / \sqrt{h_r} \quad (4-9)$$

で与えられる。また、(2)、(3)項より勾配の縮尺が、

$$i_r = h_r / X_r \quad (4-10)$$

で求まり、さらに(2)、(5)項より粗度係数の縮尺は、

$$n_r = \frac{\sqrt{h_r^{2/3}}}{V_r \sqrt{X_r}} = \frac{\sqrt{h_r^{4/3}}}{\sqrt{X_r}} = \sqrt{\frac{h_r^{4/3}}{X_r}} \quad (4-11)$$

で求まることになる。

断面積と流量の縮尺は、(4-2)、(4-4)式の対応する項の比をとることによって、それぞれ、

$$A_r = X_r h_r \quad (4-12)$$

$$Q_r = V_r A_r = X_r h_r^{3/2} \quad (4-13)$$

で表わされる。

以上、水平・鉛直縮尺、 $X_r \cdot h_r$ を知って、諸物理量の縮尺を求める式をまとめて記すと以下のとおりである。

$$A_r = X_r h_r \quad (4-14)$$

$$Q_r = X_r h_r^{3/2} \quad (4-15)$$

$$V_r = h_r^{1/2} \quad (4-16)$$

$$t_r = X_r h_r^{-1/2} \dots\dots\dots (4-17)$$

$$i_r = h_r X_r^{-1} \dots\dots\dots (4-18)$$

$$n_r = h_r^{2/3} X_r^{-1/2} \dots\dots\dots (4-19)$$

4-2 流砂量および時間縮尺

本実験のように移動床の場合、河床面の形が時間経過につれて変形していく。よってこの変形の形や速度が、現地と模型で同一でなければならない。この河床変化の時間縮尺は、一般に(4-17)式で求めたものと異なり、両方を同時に満足できないのが普通である。しかし、一般的には流砂の連続式より求められる時間縮尺を使った方が、河床変化については現地現象により相似な結果が得られる。

河床変化の時間縮尺は次のようにして求める。

流砂の連続式は、次式(4-20)で与えられる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial Q_B}{\partial X} = 0 \dots\dots\dots (4-20)$$

ここで、Zは河床の深さ方向距離、 t_s は時間、Bは川幅、 λ は空隙率、 Q_B は全幅流砂量、Xは流れ方向距離である。

上式は、

$$h_r = \frac{Z_p}{Z_m}, \quad t_{sr} = \frac{t_p}{t_m}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = X_r, \quad (1-\lambda)_r = \frac{(1-\lambda)_p}{(1-\lambda)_m}$$

$$Q_{Br} = \frac{Q_{Bp}}{Q_{Bm}}$$

とすると次のようになる。

$$\frac{h_r}{t_{sr}} + \frac{1}{B_r(1-\lambda)_r} \frac{Q_{sr}}{X_r} = 0 \dots\dots\dots (4-21)$$

よって、河床変化の時間縮尺 t_{sr} は、

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot Q_{sr}^{-1} \dots\dots\dots (4-22)$$

流砂量については種々の式が知られているが、掃流砂を対象にして考えられた佐藤・吉川・芦田の式(土研式)、浮遊砂を含んで考えられたBrown式の2式を用いて流砂量の縮尺を検討する。

a) 佐藤・吉川・芦田の式(土研式)

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot \frac{\varphi \cdot F \cdot U_*^3}{(\rho_s/\rho - 1) g} \quad (4-23)$$

ここで, Q_B は掃流砂量, q_B は単位幅当りの掃流砂量, φ は n の関数であって $n \geq 0.025$ ならば, $\varphi = 0.623$, $n \leq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623 (40n)^{3.5}$, U_* は摩擦速度, ρ_s は砂の密度, ρ は水の密度である。

次に上式(4-23)は,

$$Q_{Br} = \frac{Q_{Bp}}{Q_{Bm}}, \quad Br = \frac{B_p}{B_m} X_r, \quad \varphi_r = \frac{\varphi_p}{\varphi_m}, \quad Fr = \frac{F_p}{F_m}$$

$$(\rho_s/\rho - 1)_r = \frac{(\rho_s/\rho - 1)_p}{(\rho_s/\rho - 1)_m}, \quad U_{*r} = \frac{U_{*p}}{U_{*m}}, \quad g_r = \frac{g_p}{g_m}$$

とすると次のようになる。

$$Q_{Br} = Br \frac{\varphi_r \cdot Fr}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r} U_{*r}^3 \quad (4-24)$$

また, 摩擦速度 U_* は, $U_* = \sqrt{g h I_e}$ で求まり, 摩擦速度の比 U_{*r} は, $U_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_{er}}$ となる。

ここで, $g_r = 1$, $I_{er} = h_r/X_r$ であるので, U_{*r} は次のようになる。

$$U_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_e} = \sqrt{h_r} \sqrt{h_r/X_r} = h_r/\sqrt{X_r} \quad (4-25)$$

よって, (4-24)式は

$$Q_{Br} = X_r \frac{\varphi_r \cdot Fr}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r} \left(\frac{h_r}{\sqrt{X_r}} \right)^3 = \frac{\varphi_r \cdot Fr}{(\rho_s/\rho - 1)_r} \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}} \quad (4-26)$$

(4-26)式を(4-22)式に代入して, t_{sr} を求めると,

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot \left\{ \frac{\varphi_r \cdot Fr \cdot h_r^3}{(\rho_s/\rho - 1)_r X_r^{1/2}} \right\}^{-1} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r}{\varphi_r \cdot Fr} \frac{X_r^{5/2}}{h_r^2} \quad (4-27)$$

となる。

b) Brown 式

$$Q_T = B \cdot q_T = B \cdot 10 \cdot \frac{U_*^5}{(\rho_s/\rho - 1)^{3/2} g^2 d} \quad (4-28)$$

ここで, Q_T は全流砂量, q_T は単位幅当りの全流砂量である。

(4-28)式において $d_r = d_p/d_m$ として土研式と同様に解くと、

$$Q_T = B_r \cdot q_{Tr} = B_r \cdot \frac{U_{*r}^5}{(\rho_s/\rho-1)_r^2 g_r^2 d_r} \dots\dots\dots (4-29)$$

となる。

(4-29)式を(4-22)式に代入して t_{sr} を求めると、次式で表わされる。

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \left\{ X_r \cdot \frac{U_{*r}^5}{(\rho_s/\rho-1)_r^2 d_r} \right\}^{-1} = X_r \cdot h_r (1-\lambda)_r \cdot \frac{(\rho_s/\rho-1)_r^2 \cdot d_r}{U_{*r}^5} \dots (4-30)$$

4-3 神通川模型の縮尺

4-1で求めた式(4-14~19)を使って、神通川模型の各物理量に関する縮尺を求めてみると次のようになる。

$$X = 80$$

$$h = 80$$

$$A = X \cdot h = 80 \times 80 = 6400$$

$$Q = X \cdot h^{3/2} = 80 \times 80^{3/2} = 57243$$

$$V = h^{1/2} = 80^{1/2} = 8.94$$

$$t = X \cdot h^{-1/2} = 80 \times 80^{-1/2} = 8.94$$

$$i = h \cdot X^{-1} = 80 \times 80^{-1} = 1.0$$

$$n = h^{2/3} \cdot X^{-1/2} = 80^{2/3} \times 80^{-1/2} = 2.08$$

次に、流砂量および河床変化の時間縮尺であるが、まず土研式で求める場合に問題となるのは、 φ_r と F_r をどう取扱うかということである。

φ は、粗度係数 n の関数で、前にも述べたように $n \geq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623$ 、 $n \leq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623 (40n)^{-3.5}$ で与えられる。また、 F は掃流力と限界掃流力の比 ($\tau_o/\tau_c = U_{*c}^3/U_{*o}^3$) の関係である。

空港付近の φ は、現地では計画粗度係数が 0.045 と 0.025 より大きく、模型においてもほとんどが 0.025 より大きい(詳細は、6-1-2で述べる。)、従って $\varphi_p = \varphi_m \div 0.623$ となり、 $\varphi_r \div 1$ となる。また、 F は、現地においては不等流計算結果と河床材料の平均粒径 (33.8 mm) より、流量が 1500 m^3/s 以上では $F_p = 0.95 \sim 1.0$ である。模型においても 1500 m^3/s 以上では、 $F_m = 0.96 \sim 1.0$ であつた。従って φ_r と同様に $F_r \div 1$ となる。

次に、 $(\rho_s/\rho-1)_r$ は、現地比重とほぼ同様の比重をもつ砂を用いたので、 $(\rho_s/\rho-1) \div 1.0$ となり、河床材料の粒径比 d_r は、現地の平均粒径約 33.8 mm、模型が平均粒径 0.42 mm であるか

ら、 $d_r = d_p/d_m = 3.38/0.42 \div 80$ となる。さらに、空隙率比 $(1-\lambda)_r$ は、現地・模型ともに空隙率は等しいとすれば、 $(1-\lambda)_r \div 1$ となる。

以上の結果より、式 (4-26)、(4-30) を用いて流砂量の縮尺を、また、式 (4-27)、(4-31) を用いて時間縮尺を求めると次のようになる。

a) 土研式

$$Q_{Br} = \frac{\varphi_r \cdot Fr}{(\rho_s/\rho - 1)_r} \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}} = \frac{80^3}{80^{1/2}} = 57,243$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r X_r^{5/2}}{\varphi_r \cdot Fr} \frac{80^{5/2}}{h_r^2} = \frac{80^{5/2}}{80^2} = 8.94$$

b) Brown 式

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\rho_s/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} = \frac{80^5}{80^{5/2}} = 57,243$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\rho_s/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} \cdot X_r^{7/2} = \frac{80^{9/2}}{80^4} = 8.94$$

以上のように、土研式および Brown 式から得られる河床変化の時間縮尺とフルード則から得られる流れの時間縮尺は、8.94 と同じである。

5. 模型および実験の概要

5-1 模型の概要

模型の範囲は、富山空港（12.6 km～14.0 km）をほぼ中央に取り入れ、上流わん曲部流れの影響、土砂供給区間および勾配急変点（10.0 km付近）における河床形態の不連続性を考慮して、7.0 km～17.0 km（神通大橋～成子橋）区間としている。（図-5-1参照）

模型は、水平・鉛直の縮尺が、前章で述べたように1/80（歪1）でつくられ、移動床であるが、模型における法崩れを防ぐなどのため、堤防、護岸、滑走路等はモルタルで作られている。

移動床用砂は、現地河床材料と、ほぼ相似の粒度分布形（模型実験において、浮遊砂となると思われる細砂を考慮せず）をもつよう調整されており、平均粒径0.42 mm、比重2.65を用いた。

図-5-2は、昭和46年建設省富山工事事務所調査の5 km、10 km、15 kmおよびその平均値の粒度分布を示したものであり、また図-5-3は、5 km～15 kmの平均値を模型に換算した粒度分布と実験砂の粒度分布とを示したものである。

河床構造物として、高速道路橋、有沢橋、富山大橋、スーパー農道橋、富山空港模型、根固水制、低水路護岸等を設置した。橋脚は木製、富山空港の滑走路、外周路はモルタル製とした。また、低水路護岸のうち重要度の高い部分については、モルタル製、それ以外の低水路護岸および根固水制等は、4、5号碎石で代用した。

5-2 実験の概要

5-2-1 実験方法

a. 河床整形

各実験ケースの断面指示書に従い基準帯を各断面毎に作った後、断面間の整形を行った。断面間の整形は原則として直線変化としているが、特に複雑な部分については、平面図等を基にして仕上げを行った。

b. 実験条件の設定

流量は、上流端に設置された量水槽に取り付けられている越流幅2.5 mの四角堰の越流水深との関係を、板谷・手島公式から求めた。

通水初期に与えられた流量を直接通水すると異常な河床変動が生じるため、流量を少しずつ増加して所定の流量に合せた。

また、下流端水位は、7.0 km地点にコンクリートブロックを配置するなどして水位を調節し、7.2 km地点で与えた。

c. 測定方法

○ 水位測定は、現地1.0 km断面毎に、流量の少ない場合は低水路左右2点、流量の多い場合には、

图-5-1 模型平面图

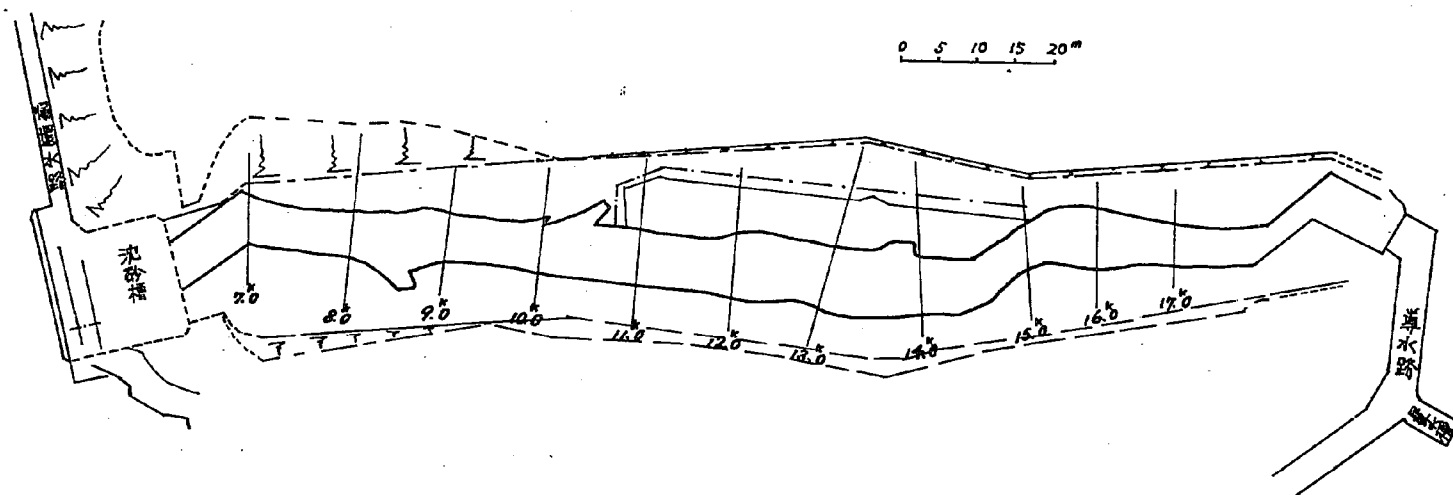


图-5-2 神通川河床材料粒度分布图(現地)

(5.0 km, 10.0 km, 15.0 km, 平均值)

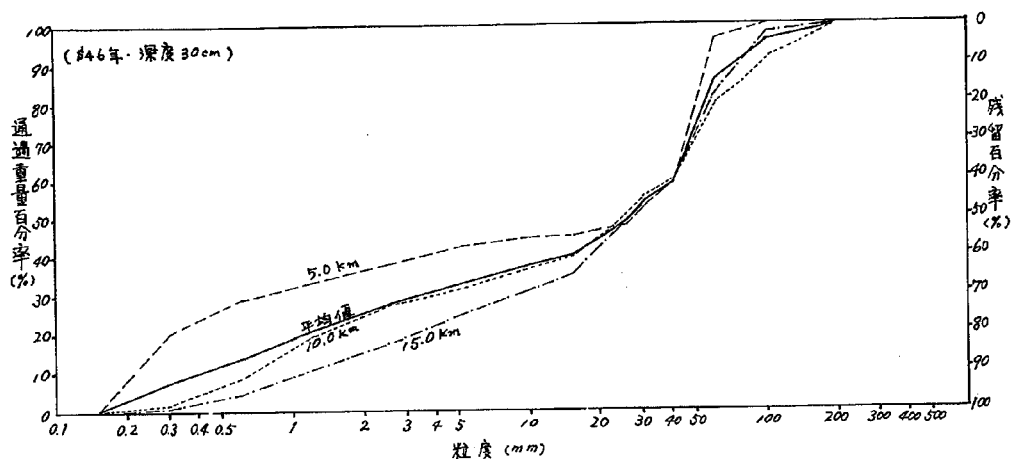
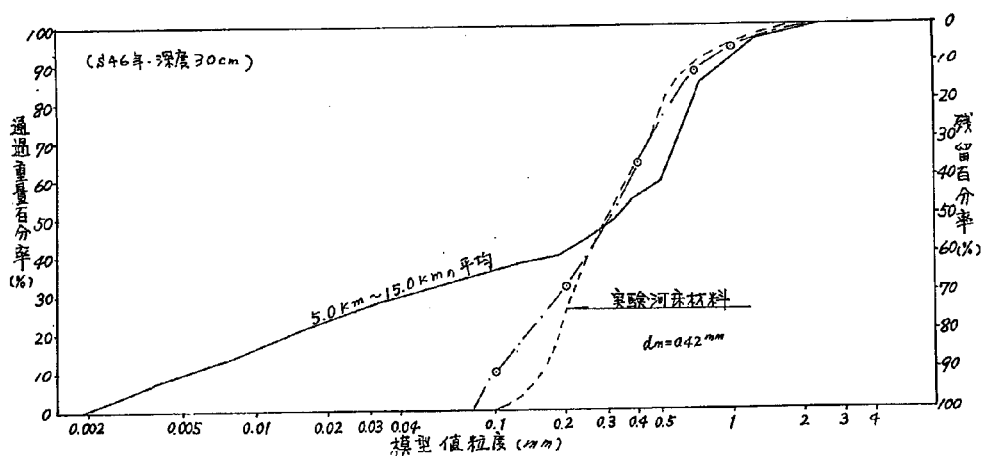


图-5-3 神通川河床材料粒径加積曲線(模型)



低水路1点，高水敷左右2点，計3点測定を行った。測定には，ポイントゲージを用い，ベンチマークと測定点と水面との差をレベルで測定した。また，実験Oの不定流実験の水位は，痕跡方法（ビーク水位の痕跡を実験後に測量する方法）で測定した。なお，測定時間は，各流量の通水終了直前である。

○流速分布測定は，実験No 1～3の場合には，各流量について，9.0km～16.0kmの範囲で6断面，実験No 4～5の場合には，11.0km断面から1.0kmおきに4断面を行った。ただし，実験No 1-5'，4-4，5-4および実験A～Cでは，表-5-1に示すとおり測定を行っていない。

また，横断方向の流速測定点は原則として5測点とし，特に流速の大きい地点および砂礫堆上等を選んだ。測定に用いた流速計は，電界型小型プロベラ流速計である。測定時間は，水位測定と同様に，各流量の通水終了直前である。

○流況測定は，通水中に染料を連続的に注ぎ込み，流線の追跡および流れの集中，拡散の状況，水衝部の位置等をスケッチおよび写真撮影によって行った。写真撮影は地上からの撮影，ローリングタワー上からの撮影および気球による空中から撮影を行った。測定時間は，各流量の通水終了直前に実施した。なお実験Aにおいては，気球による写真撮影を行っていない。

○河床高測定は，各断面に水平に設置してあるピアノ線から河床面までの下がり，を，木製の折尺によって測定した。測定断面は，原則として現地距離標200m断面毎とし，また横断方向の測定間隔は現地8mとした。

河床高の測定は，各流量の通水終了後に行った。

5-2-2 実験ケース

実験は，大きく分けて3種類からなる。そのうちの1番目は，検証実験と現況把握とを兼ねた現況実験（実験No 1）であり，2番目は，空港付近の低水路法線形を検討するために行った空港計画実験（実験No 2）と建設省計画実験（実験No 3）である。3番目は，空港計画についての対策工検討実験（実験No 4，5および，実験A～C）である。

各ケースの実験条件および測定項を表-5-1に示す。また，順を追って説明を加える。

a. 現況実験（実験No 1）

現況河道の状況把握と，以後実施する計画河道実験との比較資料を得るために行った実験であり，検証実験と兼ねたものである。

実験初期の河床として昭和51年度実測の河床を用い，富山空港も現状である。（図-5-4参照）

流量は，表-5-1に示すような7種類を積み重ね方式（河床整形は，実験No 1-1のみで，実験No 1-2からは前の実験の河床をそのままの状態）で通水を行った。なお，水位の検証に用いた

表-5-1 実験ケース一覧表(1)

	実験番号	流量(m^3/s)	実験時間(hr)	測定項目				備考
				水位	流速	流況	河床高	
現況実験	No. 1-1	1,500	10	○	○	○	○	昭和51年測量 空港現況, 図-5-4
	1-2	2,300	10	○	○	○	○	
	1-3	3,900	5	○	○	○	○	
	検証	(2,700) (3,490)	0.5 0.5	○				昭和51年洪水 大沢野・神大橋
	1-4	6,300	5	○	○	○	○	
	1-5	9,000	1.5	○	○	○		
	1-5'	12,000	0.5			○	○	
空港計画実験	No. 2-1	2,300	10	○	○	○	○	空港計画法線 空港は計画, 図-5-5
	2-2	3,900	5	○	○	○	○	
	2-3	6,300	5	○	○	○	○	
建設省計画実験	No. 3-1	2,300	10	○	○	○	○	建設省計画法線 空港なし, 図-5-5
	3-2	3,900	5	○	○	○	○	
	3-3	6,300	5	○	○	○	○	
	3-3'	6,300	1	○				
対策工第1案実験	No. 4-1	2,300	10	○	○	○	○	空港計画法線 図-5-6の対策工
	4-2	3,900	5	○	○	○	○	
	4-3	6,300	5	○	○	○	○	
	4-4	8,000	1	○		○		
対策工第2案実験	No. 5-1	2,300	10	○	○	○	○	空港計画法線 図-5-7の対策工
	5-2	3,900	5	○	○	○	○	
	5-3	6,300	5	○	○	○	○	
	5-4	8,000	1	○		○		
対策工の妥当性の検討	No. A	2,300	10			△		空港計画法線 図-5-7を一部修正 (1.17kmで, 24m, 右) 岸に低水路法線引く)
	No. B	2,300	20			○		
	No. C	計画ハイドロ Qpeak=8,000		△		○		

図-5-4 模型平面図(1)

実験No.1 = 現況河道

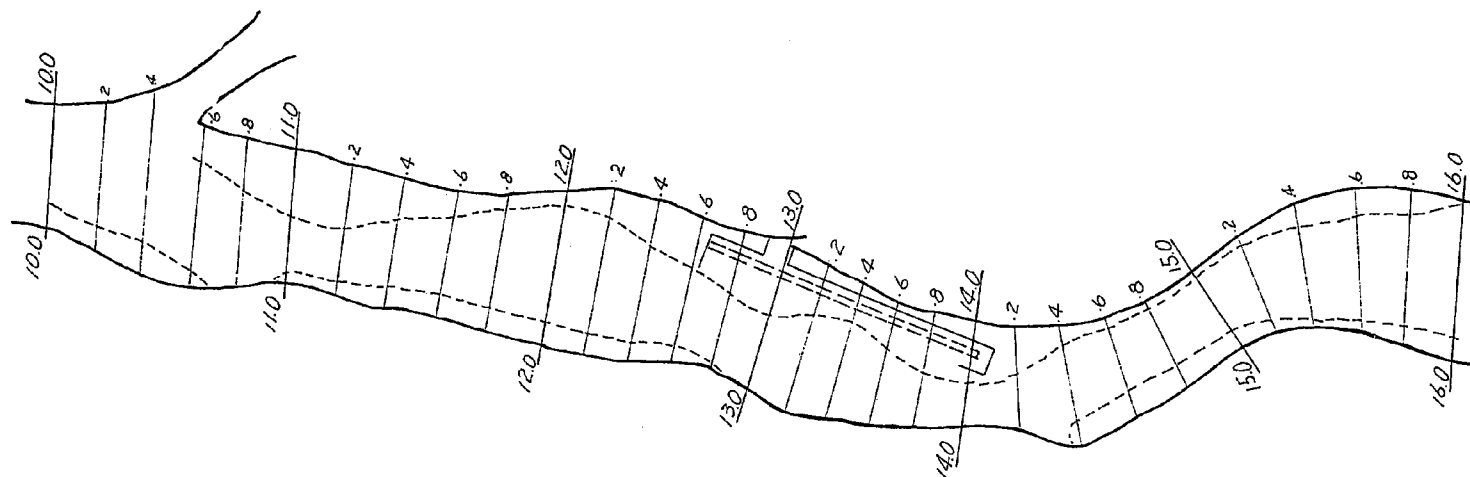
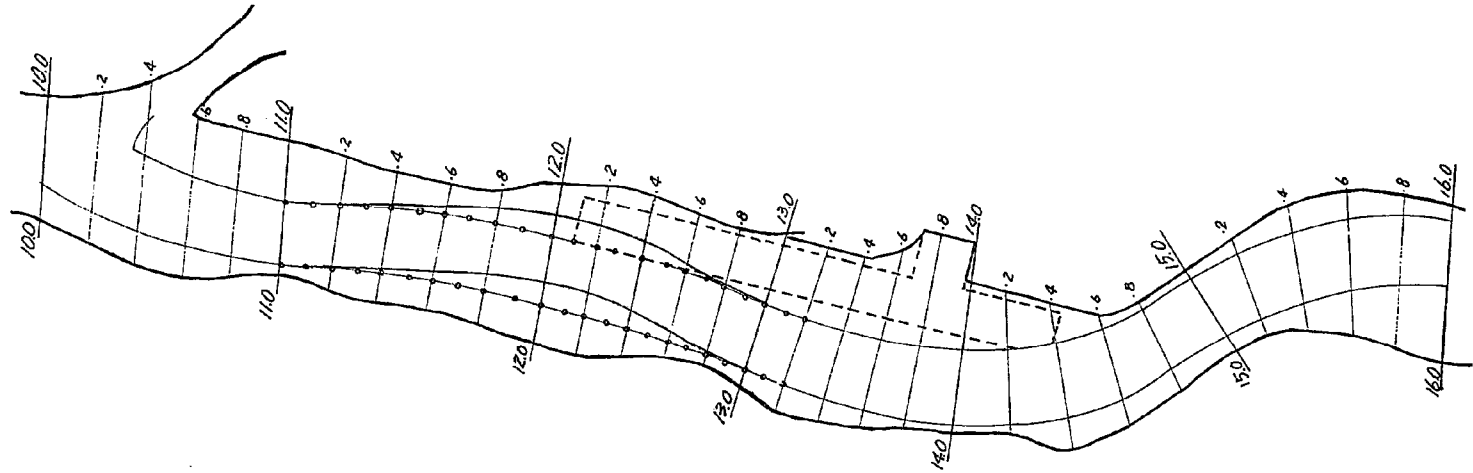


图-5-5 模型平面图 (2)



2種類の流量は、同一洪水であるが、 $Q=2700\text{ m}^3/\text{s}$ は大沢野地点、 $Q=3490\text{ m}^3/\text{s}$ は神通大橋地点のそれぞれの観測流量で実験区間が両地点の中間地にあるため、両方の流量を通水してみた。

b. 空港計画実験（実験No 2）

このケースは、空港拡張計画を実施した場合の実験であり、高水堤防の引堤、空港下流部の高水敷造成および計画滑走路とエプロンを設置した状態で実験を行った。

実験の初期河床は、現況河床高（昭和51年）が計画河床高よりも低い部分については、現況のままで行い、そうでない部分については計画河床とした。また、空港用地以外の高水敷造成は行っていない。

低水路法線形状は、11.0 kmより下流および13.2 kmより上流部は建設省計画法線、11.0 km～13.2 kmの区間は空港計画法線となっている。このケースの場合対策工は設置していないが、12.1 km～14.4 km右岸の空港付近には、低水路護岸を設置した。

流量は、 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $3900\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6300\text{ m}^3/\text{s}$ の3種類を積み重ね方式で通水した。

c. 建設省計画実験（実験No 3）

建設省計画河道法線形は、蛇行特性、および現況のみお筋を考慮した低水路法線であるため空港は含まれていない。このケースは、低水路法線を建設省計画とした実験を行い、実験No 2の空港計画法線との比較を行うために実施した。

図-5-5は、空港計画案と建設省計画案との低水路法線形状を10.0 km～16.0 kmの範囲について比較したものである。図中の実線と○印の低水路法線が空港計画案であり、実線のみが建設省計画案である。

d. 対策工第1案実験（実験No 4）

このケースは、空港拡張計画の低水路法線を用いた場合の対策工についての実験である。

特に水衝部対策、低水路の維持、高水敷の保護等の検討を目的としたもので、模型に低水護岸根固工等の対策工を設置して実験を行った。

流量は、 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $3900\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6300\text{ m}^3/\text{s}$ の4種類を積み重ね方式で通水した。また流量の $8000\text{ m}^3/\text{s}$ については、改定予定の計画流量であるため、これを追加した。

図-5-6は、対策工の範囲および種類を示したものである。図中の低水路法線に沿って、太い実線が第1種低水護岸（石張り、法枠工法等による強固な低水護岸）、破線は第2種低水護岸（蛇カゴ等の比較的簡易な護岸）、斜線群は根固工を示すものである。

模型実験においては、第1種低水護岸はモルタル製、第2種低水護岸は5号砕石（20 mm～10 mm）で代用した。また、根固工には4号砕石（30 mm～20 mm、現地約4 t以上）を厚さ約4 cm（現地約3 m）設置した。

e. 対策工第2案実験（実験No 5）

このケースも、実験No 4と同様に対策工についての検討実験である。

図-5-6 実験No.4 対策工位置図

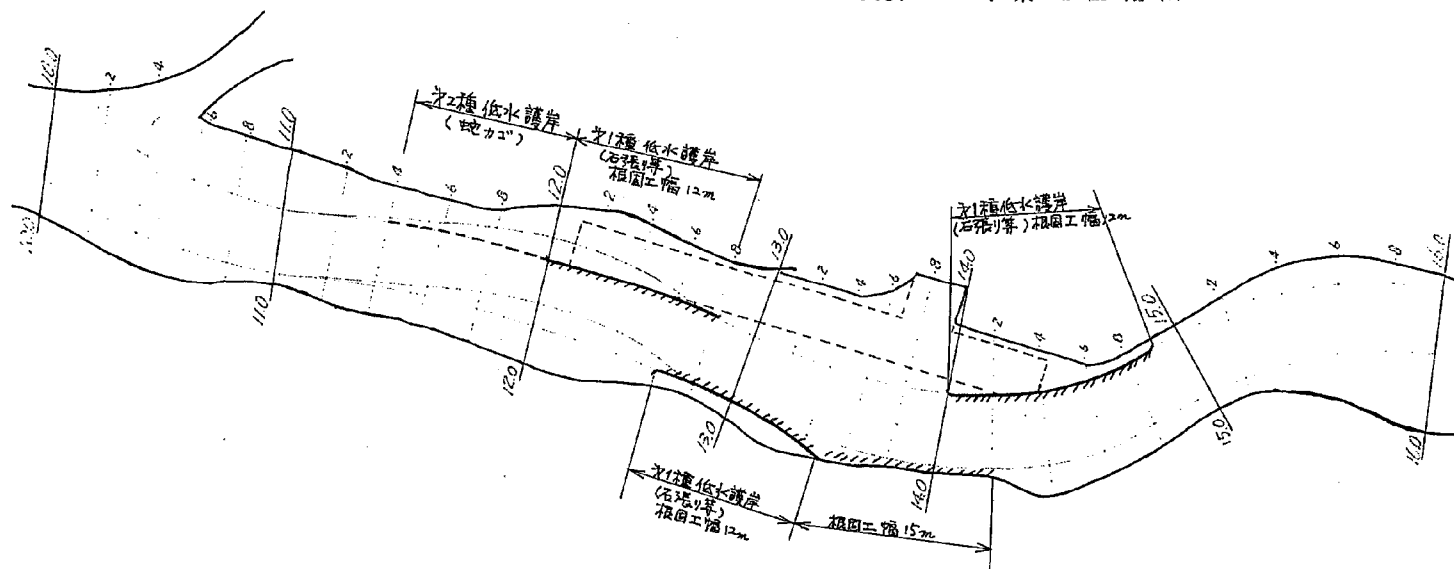
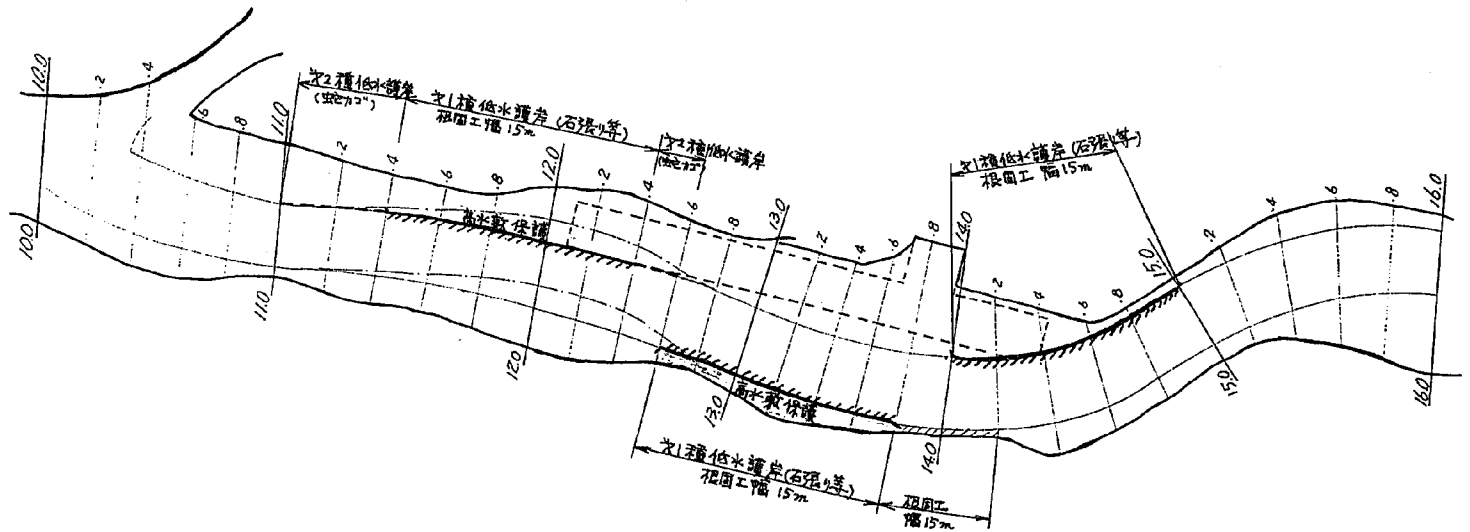


図-5-7 実験No.5 対策工位置図



実験№4の実験結果をもとに、対策工の不足な部分あるいは余分な部分を修正して、さらに検討を加えたものである。

流量は、実験№4と同様、 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $3900\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6300\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $8000\text{ m}^3/\text{s}$ の4種類を積み重ねて通水をした。

図-5-7は、実験№5の対策工の範囲および種類を示したものである。

f. 砂礫堆比較実験（実験A）

このケースは、実験№5の給砂を行わなかった場合と、給砂をした場合との砂礫堆形成状況を比較するために行った実験である。

実験№5の空港下流の右岸低水路法線を一部修正（11.7kmで最大24m右岸寄り）して、実験№5と同様の砂礫堆が形成されるかどうかを検討した。

流量は、 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ を通水した。また、給砂は、16.0km断面で河床高が実験中一定となるよう行った。

g. 定流長時間実験（実験B）

このケースは、砂礫堆の移動に伴う流線、水衝部等の時間的変化を把握し、実験№5の対策工の範囲、規模等の妥当性を検討するために行った実験である。

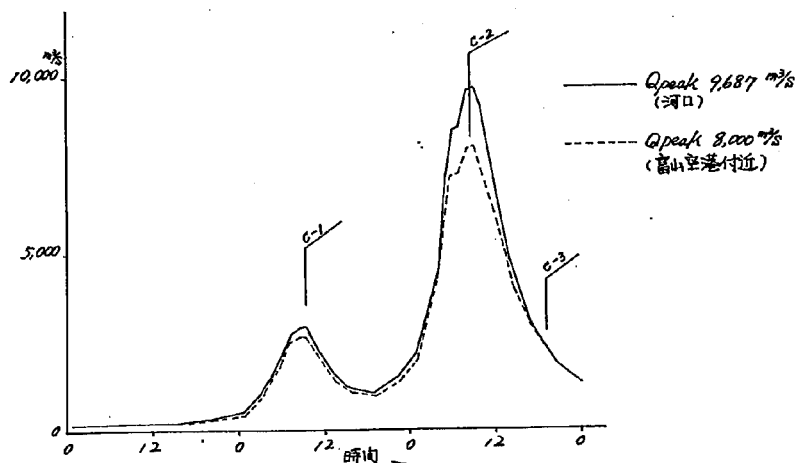
流量は、 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ を実験Aの終了後河床に積み重ねて通水した。

h. 不定流実験（実験C）

このケースは、洪水流に対する対策工の位置、および規模等の妥当性を検討するために行った実験である。

流量は、図-5-8に示すような計画洪水ハイドロを実験Bの終了後河床に積み重ねて通水した。実験では、図中の破線（ $Q_{\text{peak}} = 8000\text{ m}^3/\text{s}$ 、空港付近の改定予定計画高水流量）を用いた。

図-5-8 計画ハイドログラフ（実験C）



6. 実験結果およびその結果

6-1 現況実験 (実験No1)

6-1-1 概 説

本実験は、前に述べたように、現況河道の現象把握、計画河道実験の比較資料の取得および、検証実験を兼ねたものである。ここでは、まず、検証実験としての現況実験について実験結果およびその考察を行い、次に比較資料としての結果をのべる。

6-1-2 模型の検証について

多くの自然現象を要素としておこる現地現象と、それを模型化した形で与えておこる模型実験での現象が相似であるか否かを、現地データと模型実験結果を比較して確かめるのが検証実験である。

本実験のような移動床の場合には、模型の粗度を調整することがむづかしい場合もあるため、模型実験で得た水位が、現地のそれとどの程度合っているか、また、模型の粗度が、どの程度の値になっているかを調べ模型の粗度の相似性を把握しなければならない。

また、水位・粗度の検証のほか、蛇行特性および今回の実験では実施しなかった河床変動の検証もまた、模型の相似性を把握するためには重要である。

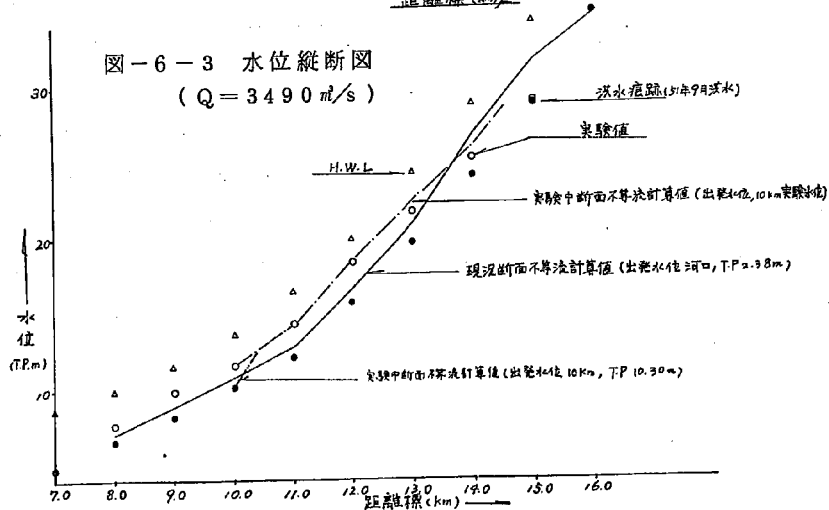
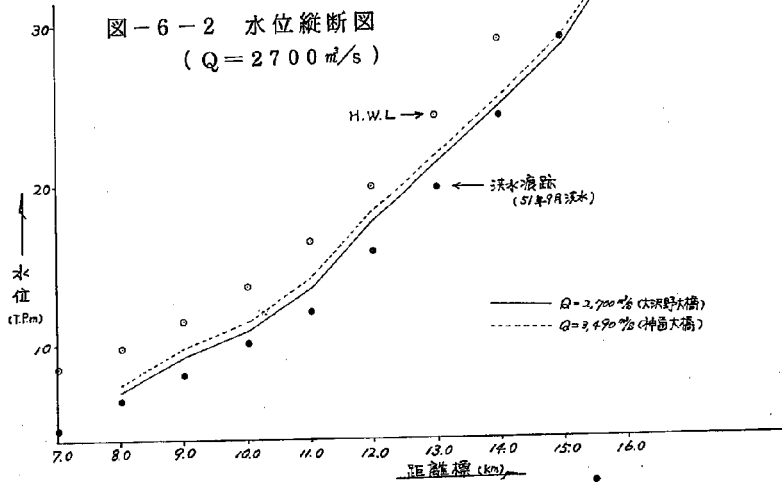
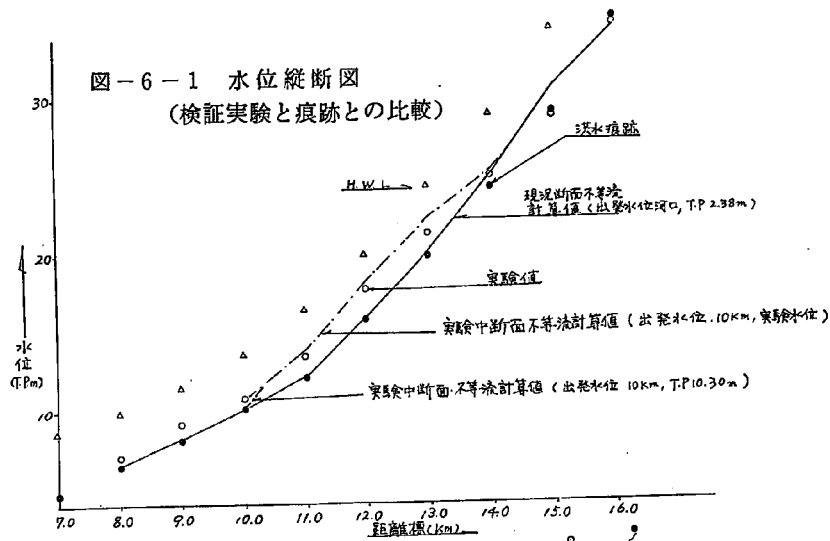
a. 流量・水位の検証

流量・水位に関しての検証は、昭和51年9月洪水（大沢野地点 $Q=2700 \text{ m}^3/\text{s}$ 、神通大橋 $Q=3490 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を対象に行った。図-6-1は、その実験結果の水位と洪水痕跡水位とを縦断的に比較したものである。この図から見てわかるように、実験水位は痕跡水位よりも $Q=2700 \text{ m}^3/\text{s}$ において、10.0 km～13.0 km区間で平均1.5 m程度高い結果が得られた。

図-6-2は、洪水痕跡水位、 $Q=2700 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の実験水位、現況断面特性による不等流計算値および実験中（実験No1-3通水後）の断面特性による不等流計算値を示したものである。また、図-6-3は、 $Q=3490 \text{ m}^3/\text{s}$ について図-6-2と同様に示したものである。（ここで、不等流計算に用いた n は、すべて計画の n である。）

図-6-2および図-6-3より、洪水痕跡水位と現況断面特性による不等流計算水位は、 $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ ではほとんどが一致しており、 $3900 \text{ m}^3/\text{s}$ では若干計算水位が高いことがわかる。このことより、昭和51年9月洪水のとき空港付近の流量は $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であったと考えられる。

次に、図-6-3 $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ における実験水位と実験中の断面特性による不等流計算水位を比較すると、13.0 km付近では計算水位が1.0 m程度高いが、ほとんど一致している。また、図中で一点鎖線は、10.0 kmの出発水位を実験水位で与えたものであり、二点鎖線は洪水痕跡水位を与えたものである。出発水位の違いによる上流の水位は、10.4 kmより上流では消失する。このことより、実験水位と計算水位とがほぼ一致するということは、出発水位によるものではなくて、



断面特性によるためと考えられる。

実験水位が洪水痕跡水位より1.5 m高い結果が得られたのは前述のとおりであるが、それは、実験では昭和51年現況河床に1500, 2300, 3900 m^3/s の洪水を積み重ねて通水し、砂礫堆が発達し河床高の変化が生じた後に水位の検証を行ったためと考えられる。従って、初期の河床に2700 m^3/s を通水すれば、その初期の水面形は、洪水痕跡とほぼ一致すると考えられる。

以上のことより、流量および水位に関しては相似性が成立すると考えられる(10.0 kmより下流では河状が上流と異なり、模型には砂漣が発生して模型粗度は不必要に大きくなるが、空港付近では実験中河床がflat bedであり前述のように水位の相似性が成立するのである。従って上の結論は10.0 kmより上流の空港付近で水位の相似性が成立しているといいかえることができる。)

b. 蛇行特性の検証

蛇行特性を把握するための有力な方法として、砂礫堆に着目することがあげられる。また、砂礫堆の移動と水衝部および主流路の関係とが密接であることより、ここでは水衝部および主流路の位置から、模型と現地との相似性についての検討を行った。

まず、現地の主な水衝部として、空港付近では、11.0 km~12.0 km右岸、13.0 km~14.0 km左岸、14.8 km~15.0 km右岸、15.2 km左岸、16.0 km右岸となっている。また、8.0 km~11.0 km区間は、8.0 km左岸、9.0 km右岸である。

また、模型実験結果では、10.8 km~11.2 km左岸、11.7 km~12.4 km右岸、13.2 km~14.1 km左岸、14.9 km~15.5 km右岸となっている。また、15.2 km左岸については、 $Q=1500 \text{ m}^3/\text{s}$ および2300 m^3/s の初期まで水衝部であったが、その後砂礫堆の発達によって、流れが右岸寄りとなったために明確に現れてなかった。(実験No 1-2, $Q=2300 \text{ m}^3/\text{s}$ の初期の水衝部は、実験中行った8 mm撮影から判断した。)

水衝部については、砂礫堆の発達する前後で若干の相違はあるが、その位置は、現地とほとんど一致している。

次に、主流路の位置について述べる。図-6-4は、空港付近の主流路の位置について、現地資料と模型実験とを比較したものであり、図中の○印は現地の主流路の位置を頻度別で表わし、矢印のついた線は、流量2300 m^3/s ~6300 m^3/s の主流路を示したものである。

この図から、実験の主流路の位置は、現地の頻度分布の卓越した位置と一致することがわかる。

c. 粗度係数の検証

粗度係数に関しては、既応の洪水痕跡からの粗度係数をもとにして得た計画粗度係数と実験から得られた粗度係数とを比較して述べる。表-6-1は、実験No 1-1~No 1-3から得られた粗度係数と、計画粗度係数とを比較したものである。

実験No 1-1~実験No 1-3の平均値と計画粗度係数とを比較すると、7.2 km~9.0 km区間では実験値が大きく、9.0 km~11.0 km区間ではほぼ同じであり、11.0 km~16.0 kmでは計画粗度係

図-6-4 主流路比較図
(現地主路変遷と実験No.1の比較)

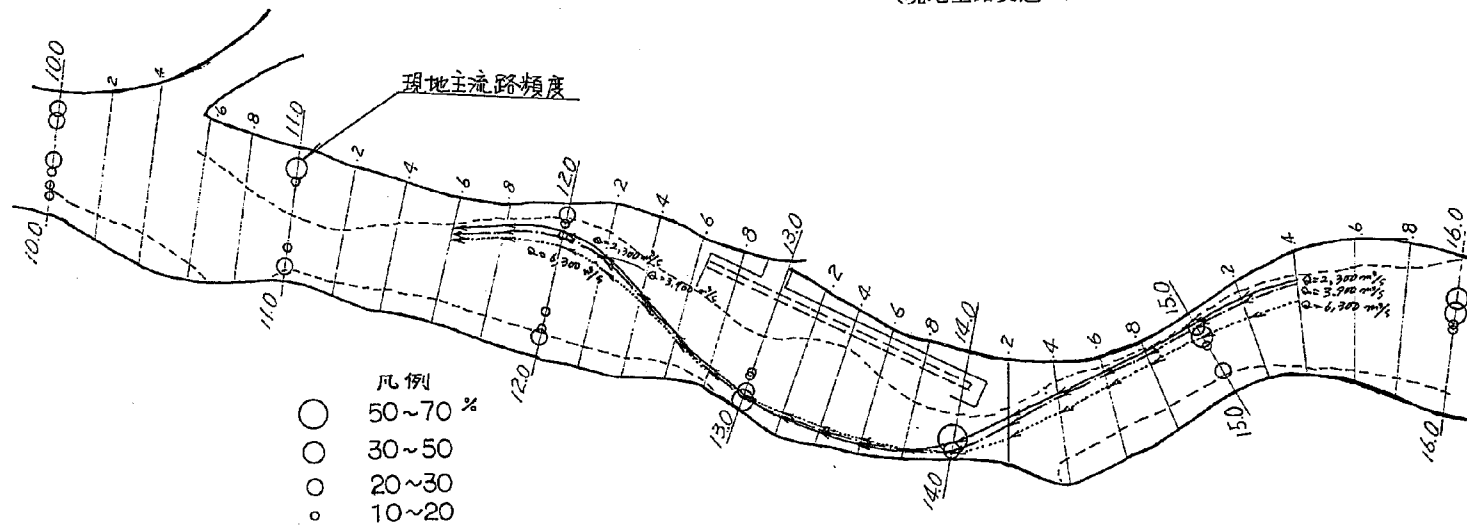


表-6-1 実験粗度と計画粗度の比較表

距 (Km) 離	粗 度 係 数				
	実験No.1-1	1-2	1-3	実験平均値	計 画
7.2 ~ 8.0	0.0418	0.0417	0.0410	0.0415	0.030
8.0 ~ 9.0	0.0346	0.0414	0.0394	0.0384	0.030, 0.033
9.0 ~ 10.0	0.0307	0.0366	0.0356	0.0343	0.033
10.0 ~ 11.0	0.0361	0.0292	0.0354	0.0335	0.045
11.0 ~ 12.0	0.0281	0.0192	0.0161	0.0211	
12.0 ~ 13.0	0.0332	0.0230	0.0105	0.0222	
13.0 ~ 14.0	0.0521	0.0311	0.0348	0.0393	
14.0 ~ 15.0	0.0415	0.0235	0.0348	0.0332	
15.0 ~ 16.0	0.0257	0.0255	0.0318	0.0276	

(実験による n の計算には、実験後の断面特性を使用した。)

数が多い。このことは、勾配急変点(10.0km付近)より上流では、実験において河床面が flat bed であったのに対して、下流では、ripple が発達していたためと考えられる。

しかし、河床変動が少ないために砂礫堆の発達があまり顕著でなかった実験No.1-1については、7.2km~8.0km, 15.0km~16.0kmの上下流端に近い区間を除いては、計画の粗度係数にほぼ近い値を示している。

以上より、 n の対応も比較的良好であると考えられる。

6-1-3 実験結果(実験No.1)

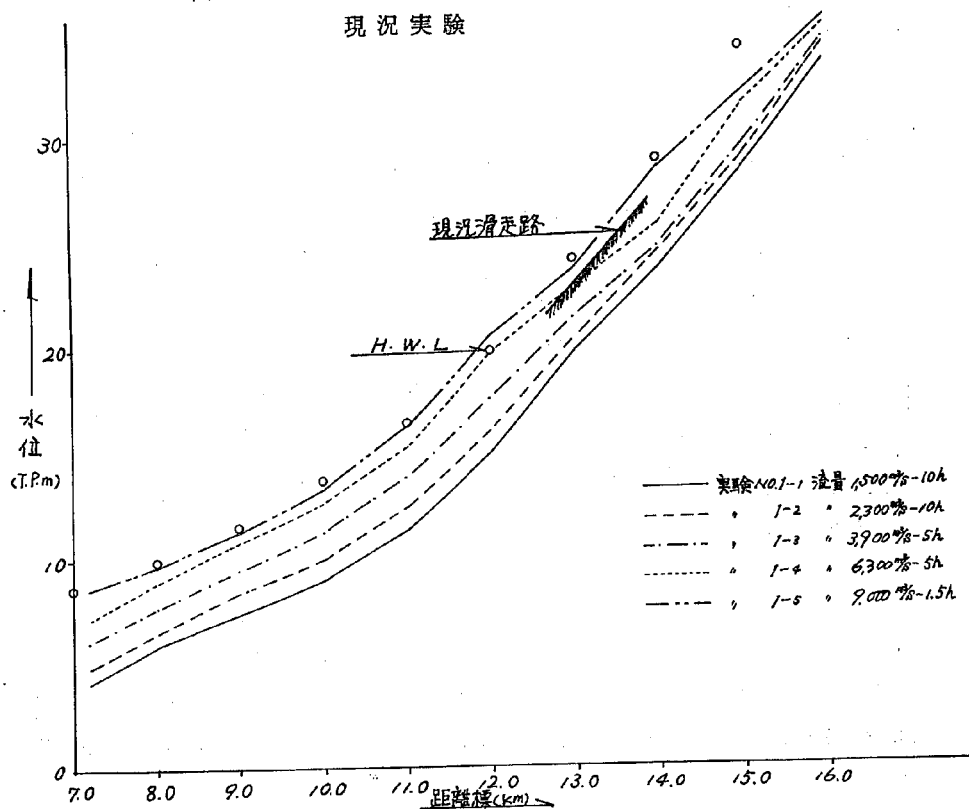
a. 水位について

以下の水位については、流量の積み重ねによって、砂礫堆が発達し、河床変動が生じた後の水位である。

各流量の水面形を比較してみる。図-6-5は、実験No.1-1~No.1-5の水位縦断を示したものである。図より、14.0kmを境にして上下流でかなりの違いがある。流量増加に対して14.0kmより上流側は比較的水位の上昇が少なく、下流側は大きく上昇し特に12.0km地点において最大になっている。これは補給砂の関係もあって上流側は河床洗掘が著しく、下流側は、堆積傾向が強いためと考えられる。また、11.0kmより下流部は、流量に比例して水位上昇しているように思われる。

空港と水位の関係についてであるが、 $Q=2300 \text{ m}^3/\text{s}$ までは全く影響はないが、 $3900 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に、空港下流高水敷上に一部冠水が認められ、滑走路下流端がごくわずかに冠水する状態であ

図-6-5 水位縦断面図 (実験No.1-1~1-5)
現況実験



る。 $Q=6300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、滑走路下流 $1/3$ が冠水、周囲の高水敷は、上流側にもかなりの範囲に冠水していた。また、異常洪水を対象として通水した $9000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、図-6-5の水位縦断面図にも示されているように、滑走路を含め全面冠水する。

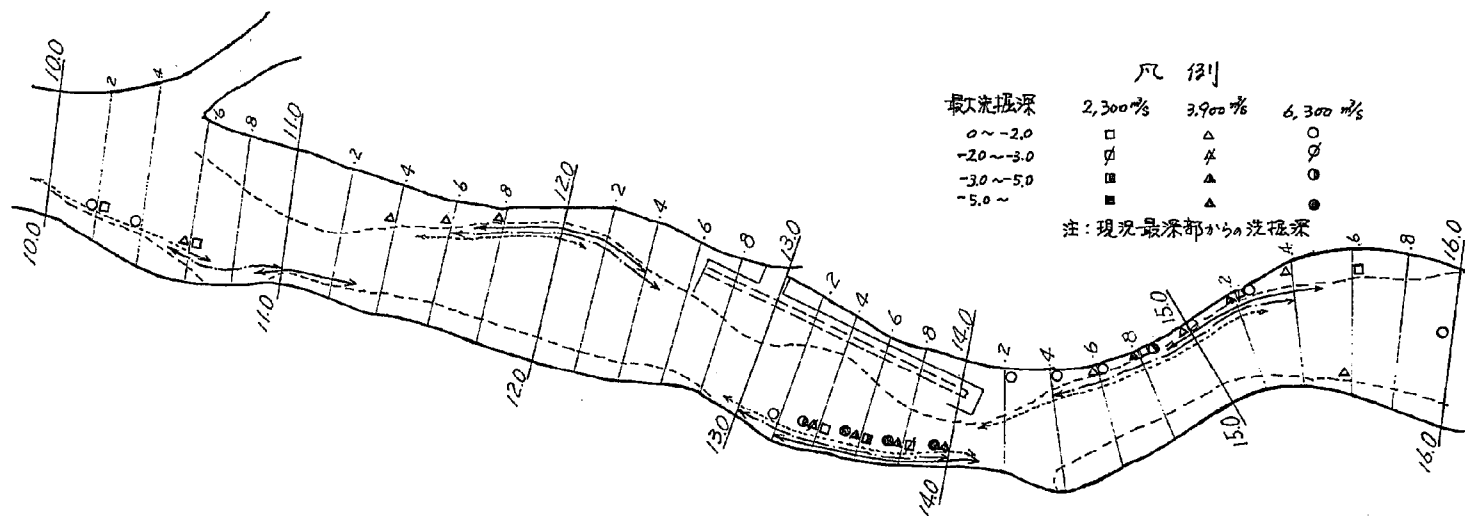
b. 流速および流況について

$1500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、流心の片寄りはいくらか見受けられるがあまり強い水衝部は見られないようである。 $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、 $14.9 \text{ km} \sim 15.5 \text{ km}$ 右岸、 $13.2 \text{ km} \sim 14.1 \text{ km}$ 左岸、 $11.7 \text{ km} \sim 12.4 \text{ km}$ 右岸、および $10.8 \text{ km} \sim 11.2 \text{ km}$ 左岸付近に水衝部が現われる。

流量が $3900 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6300 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、これら水衝部は下流に広がる傾向が見られ、 $6300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、 $14.1 \text{ km} \sim 15.3 \text{ km}$ 右岸、 $12.9 \text{ km} \sim 14.1 \text{ km}$ 左岸、 $11.5 \text{ km} \sim 12.1 \text{ km}$ 右岸、 $9.9 \text{ km} \sim 10.7 \text{ km}$ 左岸に広がっているようである。(図-6-6、附図-6-1-1~3参照)

流速についてもまた、これらの水衝部で大きくなる傾向が見られ、 15.0 km 右岸、 $13.0 \text{ km} \sim 14.0 \text{ km}$ 左岸においては、 $Q=3900 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合で、最大 $8 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度に達している。また、空港

図-6-6 水 衝 部 図 (実験No.1)



内の流速は、小さく 6300 m/s の場合でも冠水しただけであった。

この実験結果を見る限り水衝部の範囲が流量の増加によって下流へ広がる傾向は見られるが、しかし、全く別の地点に水衝部が出来るというような現象は見られなかった。

図-6-6は、水衝部の位置と現状の最深部河床高からの洗掘深を示したものである。

c. 河床変動について

河床変動で特に顕著な現象としては、水衝部の局所洗掘や大きな砂礫堆の発達が見られることである。局所洗掘は $Q=3900 \text{ m/s}$ の場合では、附図-6-1-4(7)~(8)に見られるように現況河床面からの洗掘が 6 m に達し、さらに流量が大きくなると最大 8 m に達している地点も見られ、特に $14.2 \text{ km} \sim 15.4 \text{ km}$ 右岸側、 $13.2 \text{ km} \sim 14.0 \text{ km}$ 左岸側が大きい。一方砂礫堆は水衝部の反対側に現われ、実験経過および、流量の増加に伴って下流へと発達移動が認められた。しかし、 10.0 km 付近から上流の砂礫堆の発達は、大体 $1.3 \text{ km} \sim 1.5 \text{ km}$ のピッチで交互に見られ、流量の増加によってピッチが長くなる傾向が見られるようではあるが、それ程大きな差はないようである。

10.0 km 付近から下流部の河床勾配は、上流よりもかなりゆるくなっている。

本節については

附図-6-0-1~3 水位・河床高の流量別比較図 ($Q=2300, 3900, 6300 \text{ m/s}$)

附図-6-0-4 平均移動高縦断面図

附図-6-1-1~3 流況図 (実験No 1-2~1-4)

附図-6-1-4(1)~(4) 河床横断面図 (実験No 1-2~1-4)

を参照のこと。

6-2 低水路法線形の検討実験 (実験No 2, 実験No 3)

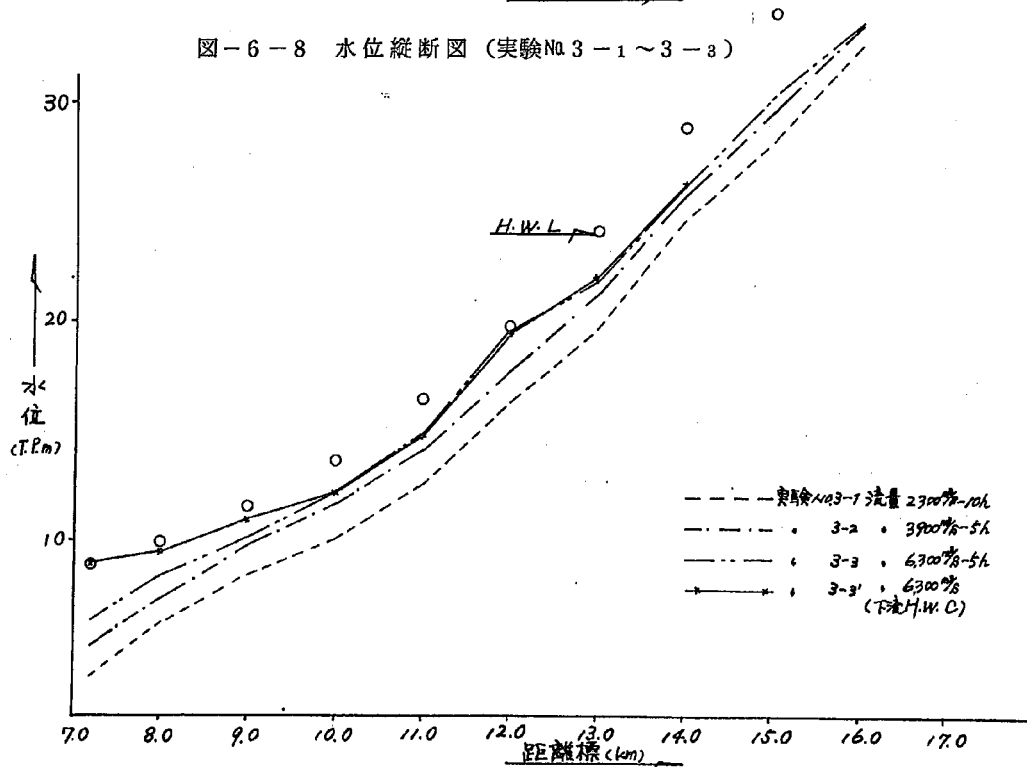
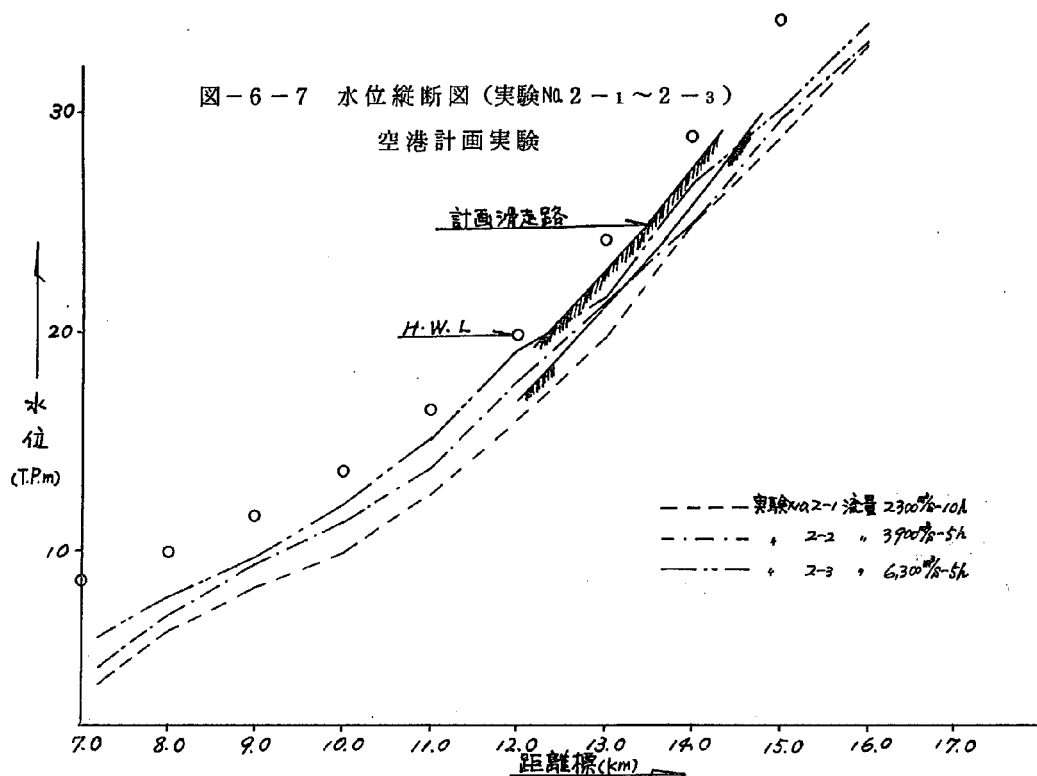
6-2-1 概 説

ここでは、低水路法線形の異なる空港計画実験 (実験No 2) と建設省計画実験 (実験No 3) について、同じ実験資料で検討を加える。

6-2-2 水位について

水位は、前節と同様に流量の積み重ねによる河床移動後の水位である。まず水位について両実験結果の比較を行ってみる。図-6-7, 8は、実験No 2およびNo 3の水位縦断を示したものである。両図からわかるように、水位に関しては、実験を行った3流量 (2300 m/s , 3900 m/s , 6300 m/s) とともに、砂礫堆の発達状況あるいは、測定位置の多少の違いによるバラツキは認められるが、大きな違いはない。

ここで、水面形について両実験結果と現況実験の結果とを比較して見ると、現況実験では 14.0 km 地点に水面形の変化点があるのに対して、両実験では 13.0 km 地点に水面形の変化点が移行して



いる。また12.0km地点の水位が高くなる傾向があり、現況実験の場合にもその傾向は見られる。

実験No.2における空港と水位の関係について述べると次のとおりである。

($Q=2300\text{ m}^3/\text{s}$) 実験当初の計画河床に通水した場合には、全く冠水は見られなかったが、しかし、実験終了直前(10時間通)における砂礫堆の発達状況では、空港の下流部において冠水状態が見られる。このことから、現地においては、洪水による河床変動の経年的経過が重要であると考えられる。

($3900\text{ m}^3/\text{s}$) 14.0kmからの流れと下流の水位上昇により空港の一部が冠水した。

($6300\text{ m}^3/\text{s}$) の場合には滑走路の下流部約1/3、周囲の高水敷上はほとんど全面的に冠水した。

6-2-3 流速および流況について

流速測定結果については、実験No.2-3($Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$)の最大が13.0km地点の 8.6 m/s 、実験No.3-3($Q=6300\text{ m}^3/\text{s}$)の場合には、約 6.0 m/s であったが、流速は測定時の砂礫堆の位置によってかなり異なり、特に本実験のように砂礫堆の移動が著しい場合には、最大流速発生位置は砂礫堆の流下とともに変わる。

流況については、実験No.2と実験No.3とでかなりの違いが認められるので、砂礫堆の移動を含めて比較をする。

図-6-9は各流量に対する流心の位置を実験No.2と実験No.3について比較したものであり、上の図が実験No.2、下の図が実験No.3である。この図からわかるように、建設省計画の場合では、流心の位置が各流量に対してほとんど同じであるのに対して、空港計画では、 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ において14.6kmから上流に左岸寄りの流れが生じ、また $3900\text{ m}^3/\text{s}$ においても13.0km付近から下流へ直進する流れが見られ、流心の位置が各流量に対して異っている。

これらのことは、空港計画では、ひとつに12.1km~12.8kmの低水路法線形が直線的であることと、またもうひとつに11.2km~12.1km区間で高水敷の造成(現状河道のまま)を行わなかったため、この地点では断面が急変していることの2点が主な原因と考えられる。そのため、砂礫堆の位置が安定せず、下流へ移動する傾向が強い。

特に $3900\text{ m}^3/\text{s}$ では、砂礫堆の移動速度が建設省計画に比べて早い。図-6-10は、 $3900\text{ m}^3/\text{s}$ における砂礫堆の移動状況を建設省計画と空港計画について比較したものである。図中の砂礫堆の前面の数字0は $3900\text{ m}^3/\text{s}$ 通水前($2300\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後)の砂礫堆の位置を示すものであり、また数字5は $3900\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の砂礫堆の位置を示すものである。また途中の1~4の数字は $3900\text{ m}^3/\text{s}$ 通水1時間後、4時間後の砂礫堆の位置を示すものである。この図から建設省計画での移動速度が5時間(現地約45時)で200m~400mであるのに対して、空港計画では600m~1000mであり、低水路法線形の違いによって砂礫堆の移動速度が約2倍違うことが

図-6-9 流心比較図（実験No.2と実験No.3との比較）

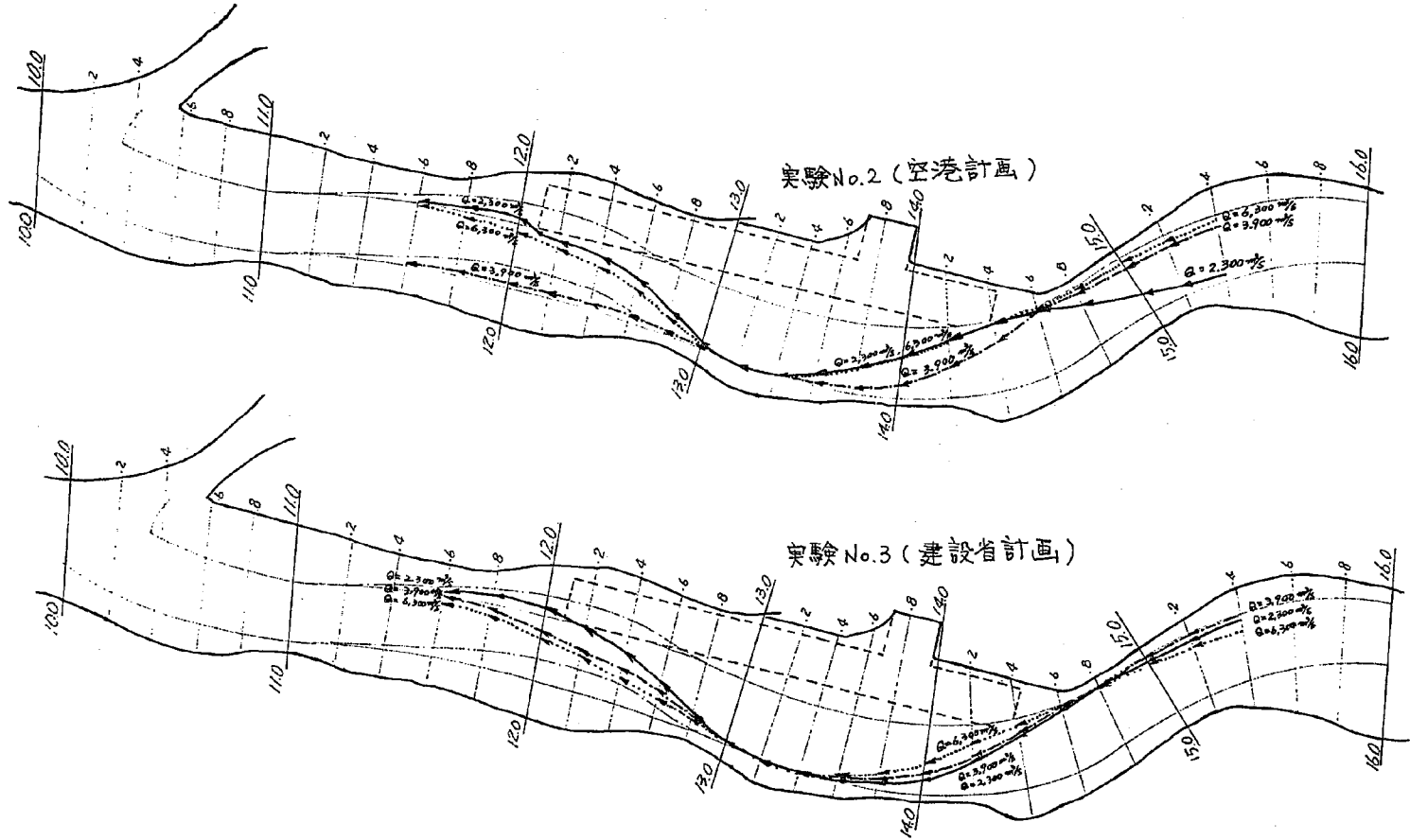
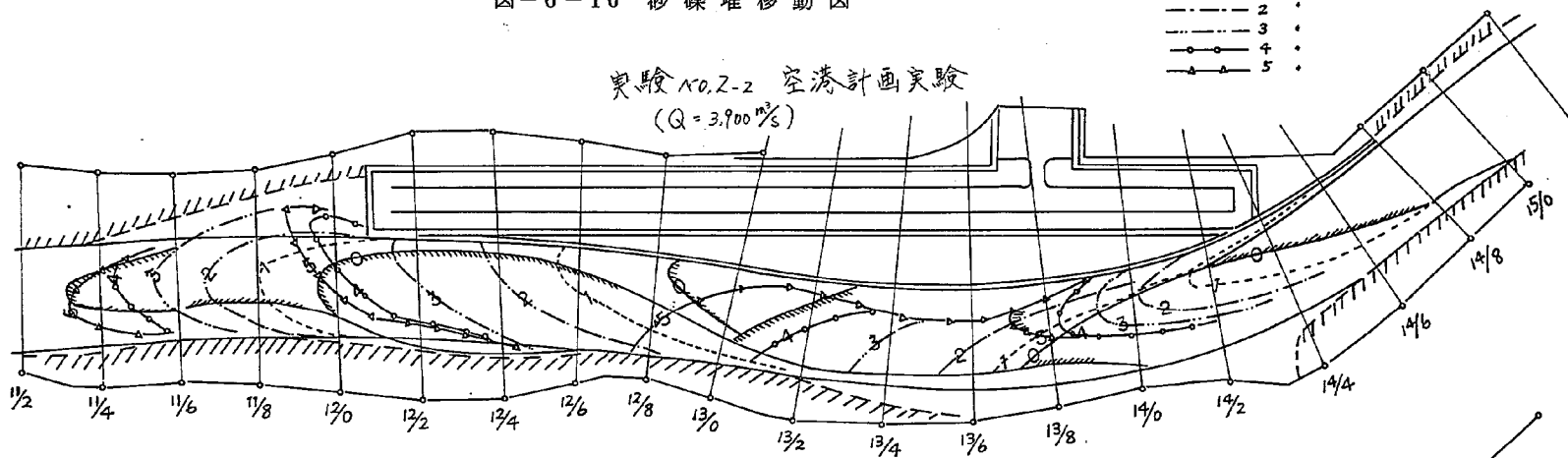


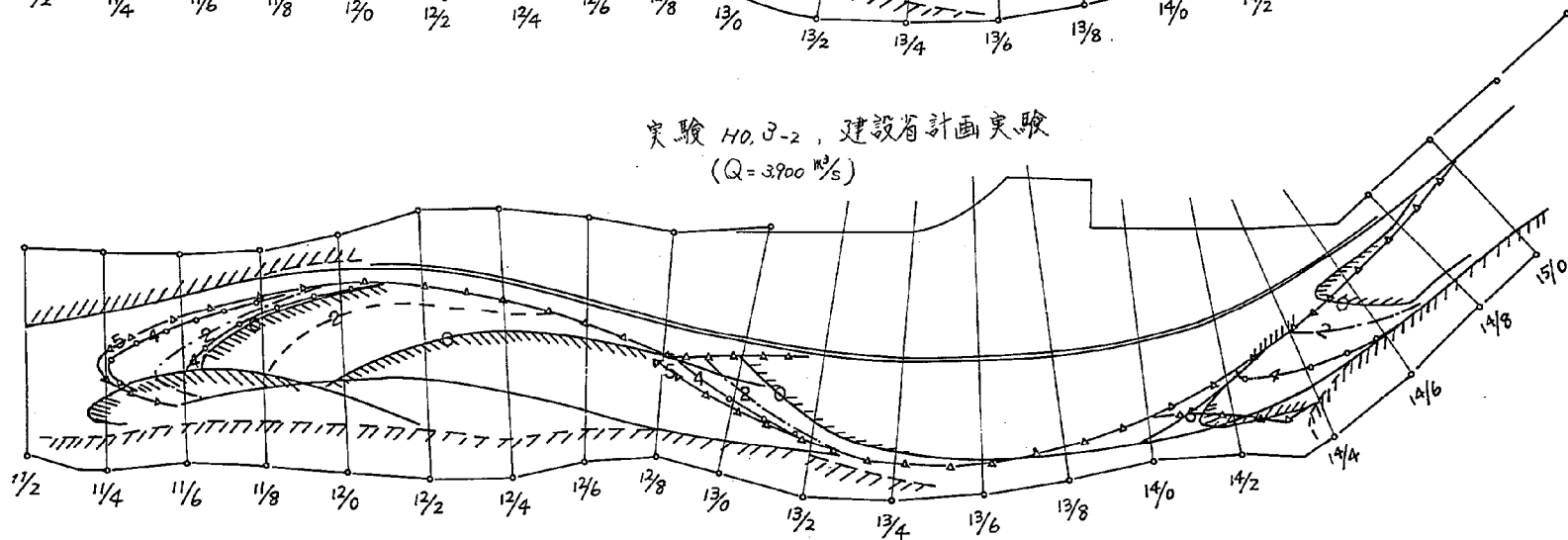
圖-6-10 砂礫堆移動圖

- 0 時間 (實驗開始時)
 - - - 1 :
 - - - 2 :
 - - - 3 :
 ○ ○ ○ 4 :
 △ △ △ 5 :

實驗 H0.2-2 空濤計畫實驗
 ($Q = 3.900 \text{ m}^3/\text{s}$)



實驗 H0.3-2 建設省計畫實驗
 ($Q = 3.900 \text{ m}^3/\text{s}$)



わかる。

6-2-4 河床変動について

水衝部の洗掘状況を比較してみる。図-6-11は、水衝部および現況の最深部からの洗掘深を示したものである。図中において、洗掘深を表わす記号は、右岸および左岸寄りのみを示したものであって、その記号位置に最大洗掘深が生じているものではない。

空港計画の場合には、砂礫堆の移動速度が早いので、12.0km~15.4kmまでは（各流量の違いはあるが）左右岸洗掘される傾向にある。図-6-11および附図6-2-7(1)~(10)からわかるように14.8km~15.4km右岸側については流量の増加に伴って洗掘が大きくなっているが、しかし14.0km~14.6km右岸側では2300 m^3/s で洗掘3900 m^3/s で堆積、6300 m^3/s で再び洗掘となっている。また、13.0km~13.6kmでは、14.0km~14.6kmとはまったく逆の傾向が見られる。

建建省計画の場合には、図-6-11および附図6-2-8(1)~(10)からわかるように流量の増加に伴って水衝部の洗掘深が次第に大きくなるだけであって、流量を段階的に増加していった場合に空港計画のように、堆積傾向であった地点が次に洗掘されるという現象は見られなかった。

本節については

附図-6-0-1~3 水位・河床高の流量別比較 ($Q=2300, 3900, 6300 m^3/s$)

附図-6-0-4 平均移動高縦断面図

附図-6-2-1~3 流況図(実験No2-1~No2-3)

附図-6-2-3~6 流況図(実験No3-1~No3-3)

附図-6-2-7-(1)~(10) 河床横断面図(実験No2-1~No2-3)

附図-6-2-8-(1)~(10) 河床横断面図(実験No3-1~No3-3)

を参照のこと。

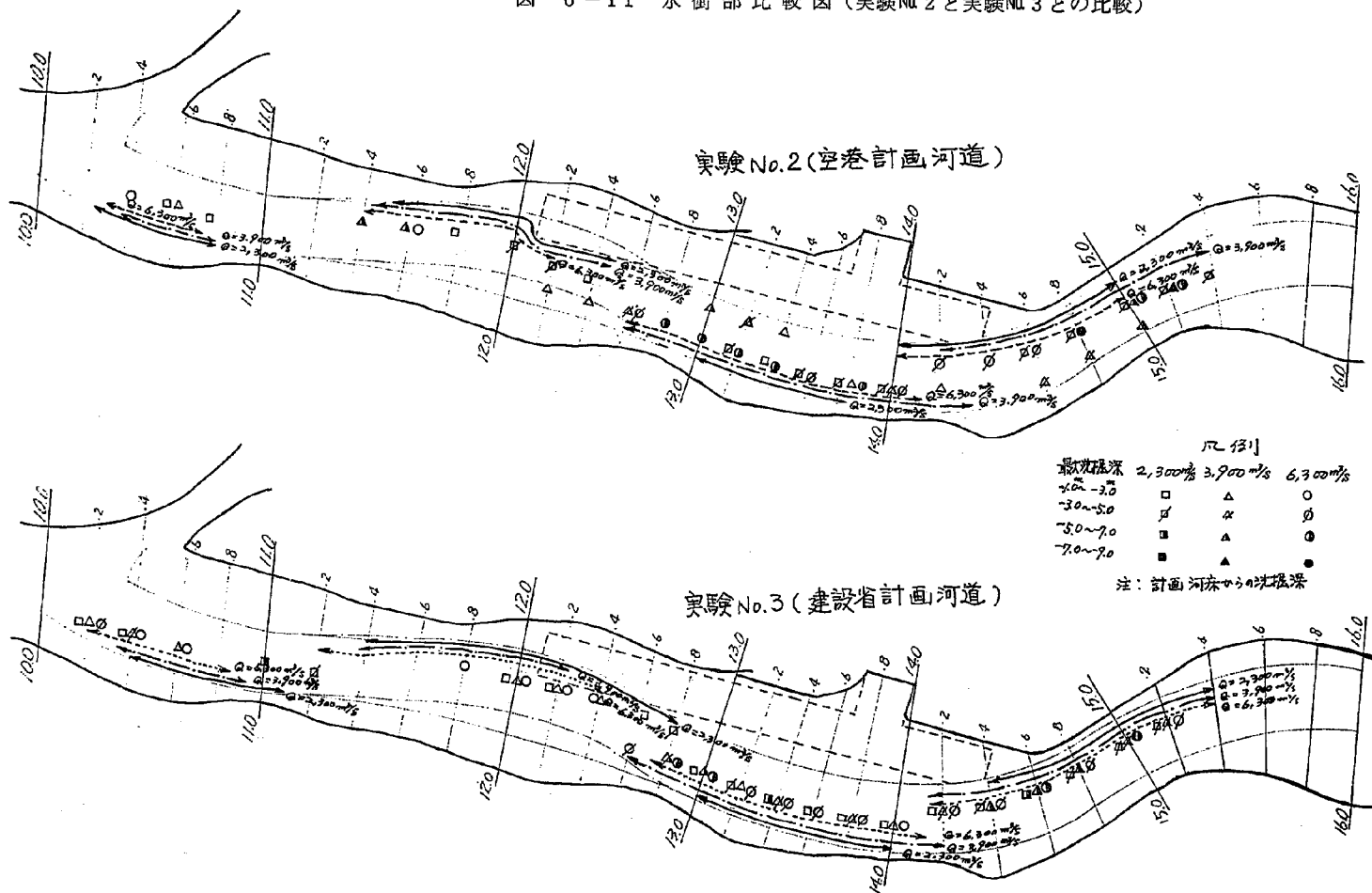
6-3 対策工検討実験(実験No4, No5および実験A~C)

6-3-1 概要

実験での対策工は、水衝部を中心に必要となる護岸根固工の計画をたてたものである。しかし、実験では考慮しなかった、護岸法線の連続性を守るための護岸、あるいは管理用の護岸等についても現地での施工の際には当然別途必要と考えられる。

ここでは実験No2, No3の結果から必要と考えられる対策工を設置した実験No4(対策工第1案実験)、実験No4の結果からさらに修正を行った実験No5(対策工第2案実験)および対策工第2案の妥当性をさらに別な観点から判断するために実施した実験NoA~Cについて検討を加える。

図-6-11 水 衝 部 比 較 図 (実験No.2と実験No.3との比較)



対策工第1案と第2案の相違点は次に示すとおりである。

対策工第1案(実験No.4) → 対策工第2案(実験No.5)

14.0km~14.9km右岸第1種低水護岸 → 上流側を15.0kmまで延長(根固工幅15m)

12.6km~13.5km右岸第1種低水護岸 → 上流を13.8kmまで延長

(根固工幅12m設置)

(根固工幅15m設置)

13.5km~14.2km根固工15m設置 → 下流側を13.8kmまで短縮

12.0km~12.8km右岸第1種低水護岸	}	→	12.4km~12.6km第1種低水護岸
(根固工12m設置)			11.4km~12.4km第1種低水護岸
11.4km~12.0km右岸第2種低水護岸			(根固工15m設置)
			11.0km~11.4km第2種低水護岸

この対策工の実験では、実験No.2では行わなかった高水敷造成を行っている。造成区間については、後に述べる。

また、前に述べたとおり、ここでいう第1種低水護岸は、石張り・法枠工法などによる強固な護岸、第2種低水護岸は、蛇カゴ等の比較的簡易な護岸をいう。第1種低水護岸は、水衝部でも特に洗掘および流速の大きい区間に設置し、第2種低水護岸は、比較的洗掘深の小さい水衝部に設置した。

6-3-2 対策工第1案実験(実験No.4)

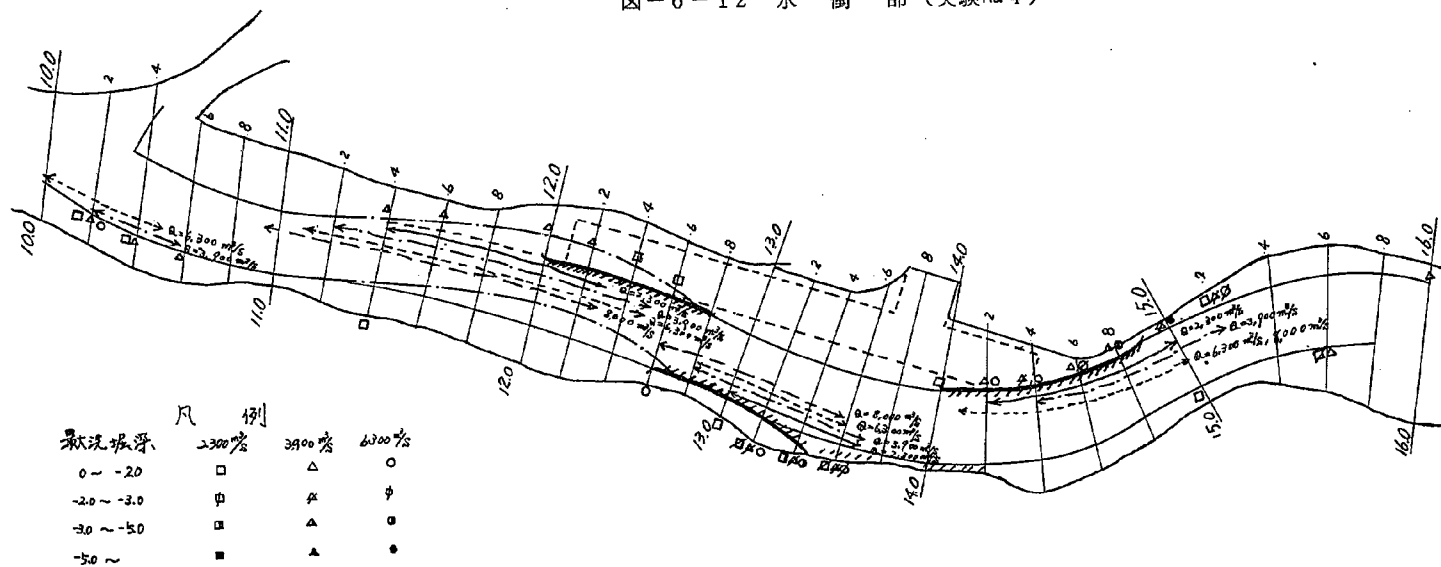
図-6-12は、水衝部および最大洗掘深を示したものである。図中において、最大洗掘深は現況最深部からの深さを表わし、またその記号は、左右岸どちらかを表わすのみであって、記号の位置に最大洗掘深が生じているものではない。

図-6-12および附図-6-3-9(1)~(10)からわかるように、14.0km~14.9km地点に設置した低水護岸の前面の洗掘は、上流側において大きく $3900\text{ m}^3/\text{s}$ の場合で現況の最深部からの洗掘深が5mに達しており上流側ほど水当りが強い。そのため第1種低水護岸の延長が必要と考えられる。

13.5km~14.2km左岸については、13.8kmから上流部は水衝部となっておらず根固工の上に土砂が堆積する傾向であった。しかし、現況の水衝部でもあり現在の根固の補強として、根固工は必要と考えられる。13.5km~13.8km区間は、水衝部になっているため洗掘が見られるが、根固工の効果がかなりあるようであった。

12.6km~13.5km左岸の低水護岸前面も、現況の最深部から約5mの洗掘があり、上流部(14.0km~15.0km右岸)同様強固な低水護岸(第1種低水護岸)が必要である。また、この区間は、13.2km地点から13.5kmの高水堤防へと低水護岸を取り付けているが、この法線が流れを乱すために非常に流況を悪くしている。特に $6300\text{ m}^3/\text{s}$ の場合に、低水護岸の裏側を激しく洗

图-6-12 水 衝 部 (実験№4)



注: 現在最薄部の水深

掘し、高水堤防の法尻を直接洗掘する状態であった。従って、この部分の法線は、左岸高水敷の造成を行って建設省計画低水路法線に沿うようにする必要がある。下流側については、12.6kmまでで十分のようであった。

12.0km～12.8km右岸に設置した低水護岸は、空港下流部の保護を目的としたものであるが、この区間は砂礫堆の移動が大きく水衝部を固定しにくい場所である。しかし、12.4kmから上流側の水当りはそれほど強くなく、むしろ空港の下流側の水当りが強い。

空港下流の高水敷を造成した地点(11.4km～12.1km)には第2種低水護岸を設置したが、この付近の低水路には大きな砂礫堆が発生するため強い水衝部となる。また砂礫堆によって水位が上昇するために高水敷上の流れが強く、高水敷上の洗掘が非常に大きい。従って、11.4km～12.1km区間では第1種低水護岸を設置して高水敷の維持するとともに、その表面の保護も必要と考えられる。

6-3-3 対策工第2案実験(実験No5)

実験No4の結果をもとに、対策工を修正して実験を行ったのが対策工第2案(実験No5)である。この対策工について、図-6-13および附図6-3-10(1)～(10)などの実験結果をもとに検討してみる。

図-6-13は、水衝部および最大洗掘深について示したものである。図中の記号は、実験No4と同様左右岸を表わすのみである。

空港上流右岸側の低水護岸は、約100m上流へ延長し15.0kmまでとしたが通水後の断面を見ると、15.2km付近にも洗掘が見られ、範囲がせまいように思われるので第2種低水護岸で15.2kmまで延長した方がよい。また、14.0kmから下流部左岸において、2300 m^3/s の場合に高水敷の欠け込みが見られたので、第2種低水護岸で多少延長した方がよいと考えられる。

空港中央部付近左岸の護岸は、取り付け部を13.8kmまで延長し、滑らかな法線形に修正した。この結果はかなり良く、流況も改善されているようであった。また、今回の場合には、この模型高水敷上の表面にも豆砂利(約7mm)を敷いて保護を行った。この保護と法線の修正の効果で高水敷上の洗掘はほとんど見られなくなった。

空港下流部には、12.4km～12.6km間第2種、11.4km～12.4km第1種、11.0km～11.4km第2種の低水護岸を設置した。上流端については、12.8kmにおいて流量の少ない場合、空港に直接影響する程ではないが、高水敷の欠け込みが認められるので、12.8kmまで延長した方がよい。第1種低水護岸の設置範囲は十分と思われるが、第1案の場合と同様高水敷上の洗掘が認められるので保護が必要である。下流側の第2種護岸は、前面に洗掘が見られるが、だいたい維持されており範囲も良好である。

なお、流量が大きくなるに従って、9.9km～10.5km左岸付近に水衝部が現われて来るが、実験

图-6-13 水 衝 部 (实验№5)

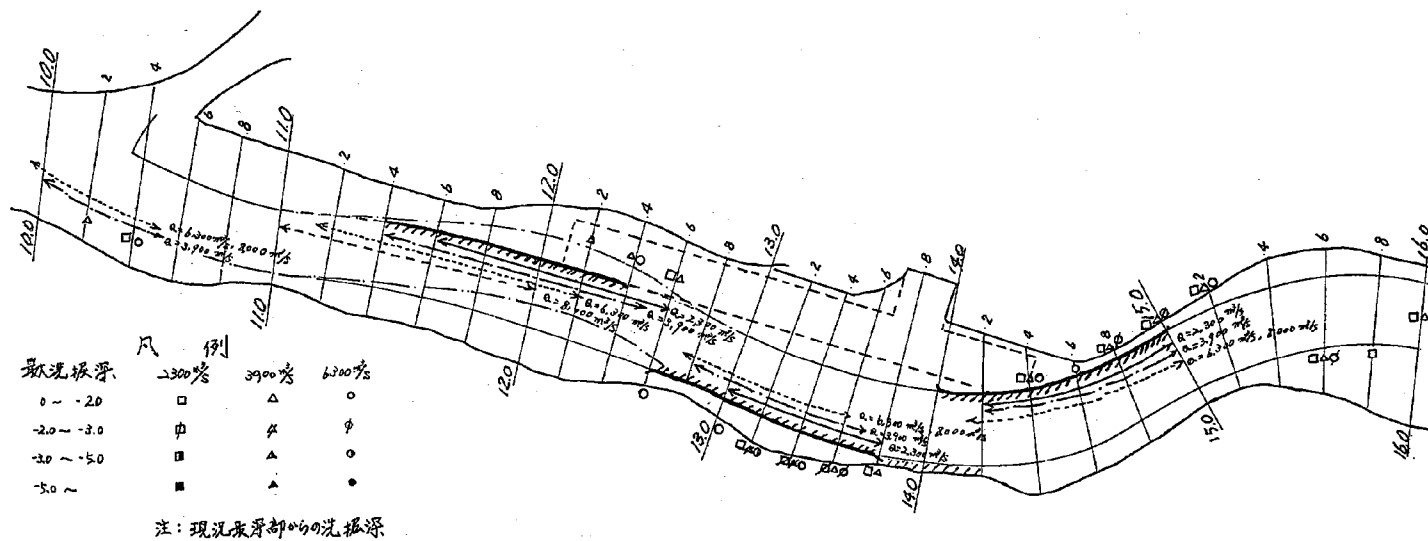
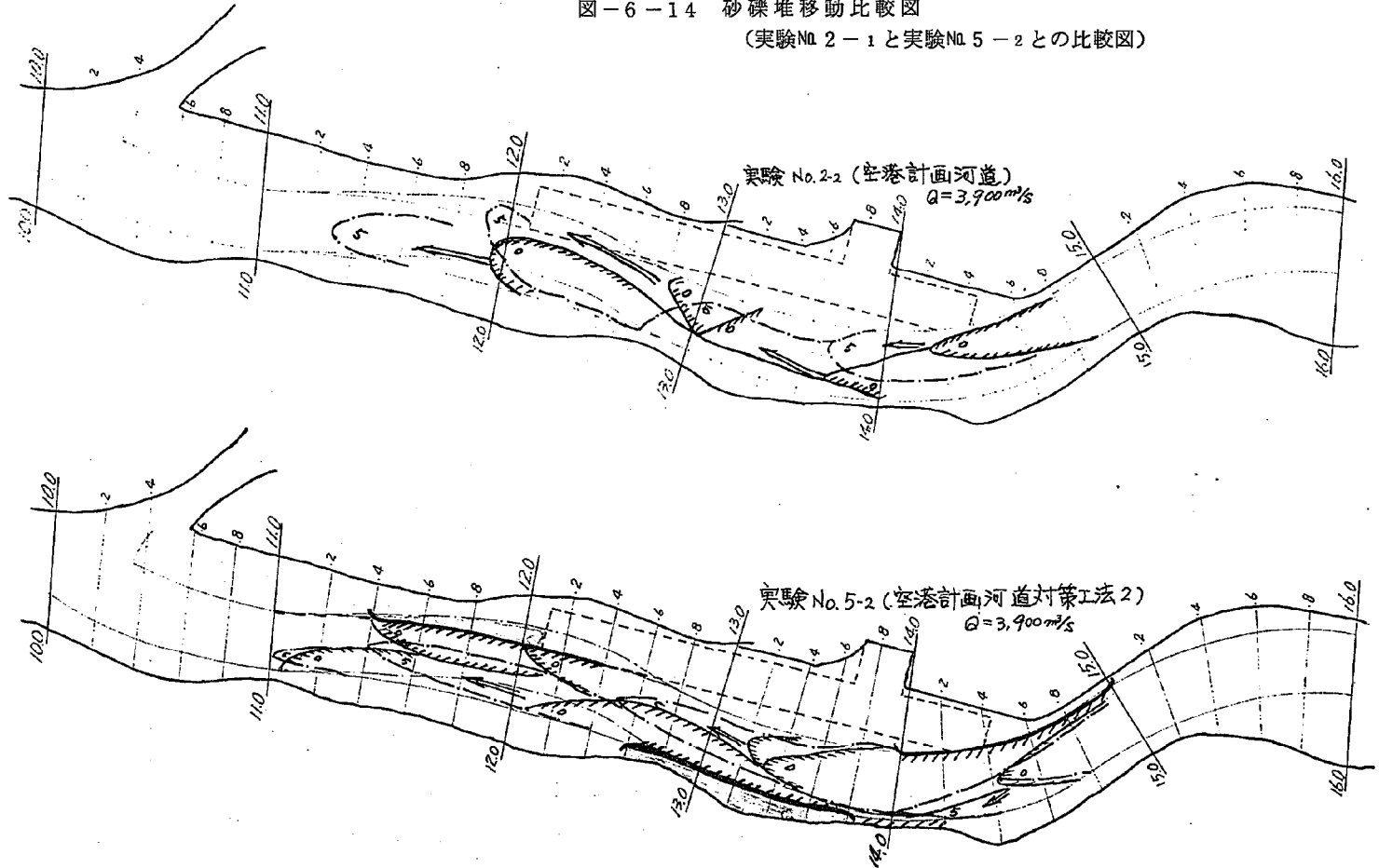


図-6-14 砂礫堆移動比較図

(実験No.2-1と実験No.5-2との比較図)



では低水護岸を設置しなかった。

流速については、前にも述べたように砂礫堆の位置によってかなり変化するものであるが、水衝部護岸前面において 8 m/s 以上に達しているようである。

図-6-14は、砂礫堆の移動を実験No.2と実験No.5とを比較したものである。図からもわかるように、対策工を設置して水衝部を保護した場合、移動速度は保護しない場合とほぼ同じであるが、砂礫堆は細長く下流へ発達する傾向が強い。また水衝部も対策工全対に広がる傾向が見られる。従って洗掘は、あまり大きくならないが、その洗掘範囲は広がっているようであった。

6-3-2~6-3-3については

附図 6-0-1~3 水位・河床高の流量別比較図

附図 6-0-5 平均移動高縦断面図

附図 6-3-1~4 流況図(実験No.4)

附図 6-3-5~8 流況図(実験No.5)

附図 6-3-9-(1)~(10) 河床横断面図(実験No.4)

附図 6-3-10-(1)~(10) 河床横断面図(実験No.5)

を参照のこと。

6-3-4 対策工の妥当性の検討実験(実験A~C)

対策工の規模・位置の妥当性についてNo.4, 5の実験より検討したが、ここではさらに別の観点から実施した砂礫堆比較実験、定流長時間実験、不定流実験の結果およびその検討について述べる。

a. 砂礫堆比較実験(実験A)

このケースは、給砂することによって砂礫堆の形成に対する影響を把握するために行った実験であり、また次のケースの定流長時間実験とを兼ねている。

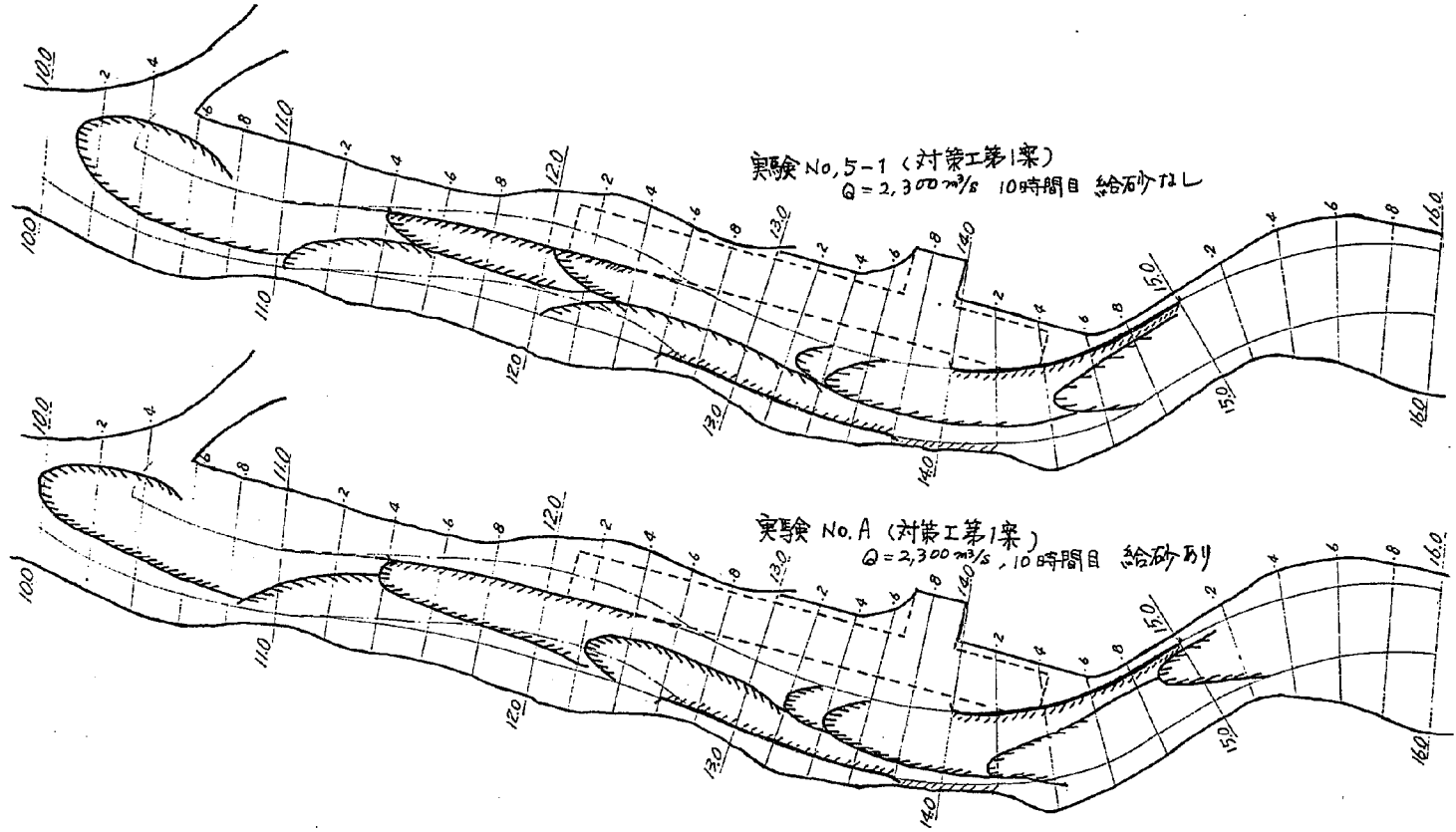
図-6-15は、実験No.5の給砂をしない場合と、実験Aの給砂をした場合との砂礫堆の形成状態を流量 $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水10時間目(現地約90時間)について、比較したものである。この図からもわかるように、給砂による影響と見られる砂礫堆は、14.2kmより上流側だけであって、それより下流側への給砂による砂礫堆への影響はあまり明確ではなく、給砂の有無にかかわらず同じような砂礫堆が形成された。また、14.2km~15.2kmにおいても、砂礫堆が左岸に発達する傾向は、給砂を行わなかった実験No.5と同じであり、結論として給砂による砂礫堆への影響は、本実験では見受けられなかった。

次に10時間目までの砂礫堆の形成状態およびそれに伴う水衝部について時間ごとにのべる。

○ 5時間目(附図6-3-11, 6-3-18参照)

水衝部の洗掘が多少認められるが、流れの集中は、あまり強いものではない。砂礫堆の発達の傾向は、水衝部下流側に多少見受けられる程度で、その形状も明確ではない。

図-6-15 砂 礫 堆 比 較 図



○ 10時間目（附図-6-3-12, 6-3-18 参照）

この時間になると砂礫堆の発達が著しく、その形もだいたい形成されていると思われる。水衝部の範囲もかなり広がり、また洗掘深も対策工前面において約3mに達している地点も見られた。特に、各対策工の範囲のうち、上流部の洗掘が大きいようであった。

b. 定流長時間実験（実験B）

このケースは、比較的頻度の高い流量によって蛇行特性が支配されると考えられるため、0.5年確率である流量2300 m^3/s を、給砂を行い長時間通水し、砂礫堆および水衝部の変化を調べ対策工第2案の妥当性を検討したものである。10時間目までの実験結果については、実験Aで述べたので、ここではそれ以降の30時間目（現地約270時間目）までについて述べる。

○ 20時間目（附図-6-3-13, 6-3-18 参照）

水衝部の範囲が下流へ広がる傾向が見られるが、洗掘深はそれほど大きくなっていないようである。砂礫堆も下流への発達が認められるが、特に下流部から13.0km付近の砂礫堆は、高さの発達が大きく、3.0m以上に達している。このため、水位の上昇が認められるようで、14時間目ごろから空港範囲の高水敷上への冠水が見られるようになった。

○ 30時間目（附図-6-3-14, 6-3-18 参照）

上流の14.0km~15.0km付近の水衝部の範囲は、だいたい安定しているように見受けられるが、13.0km~13.8km左岸、11.4km~12.4km付近右岸の水衝部はまだ下流へ広がる傾向が見られる。しかし、洗掘深は対策工範囲のうち、上流部が大きく下流部はそれ程大きくはないようであり、最深部の位置も10時間目頃と大きな違いはない。

c. 不定流実験（実験C）（附図-6-3-15~17, 19）

このケースは、洪水流に対する対策工の妥当性を把握するために行ったものである。附図等をもとにして実験結果について述べる。

流量の増加に伴って砂礫堆の発達も早まるようであるが、平面的な変化よりも、砂礫堆高が高くなる傾向の方が強いようである。従って、水衝部の位置も流量の大きい場合には比較的下流へ、流量の小さい場合には比較的上流部になる傾向が見られるが、実験Bの場合と比較しても大きな違いは見られない。

水衝部の洗掘深は、流量の増加と共に大きくなる傾向のようであるが、洗掘の大きい範囲が広がる程度で、最大洗掘深は、それほど大きくなっていないようであった。また、洪水の減少期に、砂礫堆の上部から深掘部への多少の埋戻しも見られる。

6-4 実験結果のまとめ

a. 現況実験

① 昭和51年9月洪水では、空港付近は、流量2700 m^3/s 程度であったと考えられる。

② 水位に関しては、検証実験において痕跡よりも高い結果が得られたが、そのことは不等流計算結果等から判断しても、1500、2300、3900 m^3/s の洪水を積み重ねて通水し、砂礫堆が発達した後、水位の検証を行なったためと考えられる。水位に関しては、現地と模型との相似性は成立すると考えられる。

③ 蛇行のピッチ、水衝部の発生位置等の蛇行特性に関しても、現地と模型との相似性は高い。

④ 粗度係数 n についても、現地（計画粗度係数）と模型との対応が比較的良好である。

⑤ 水衝部の範囲は、流量の増加に伴って下流へ広がる傾向が見られるが、現地と全く別の地点に水衝部が出来るという現象はなく、蛇行の状態はほぼ安定していると思われる。

⑥ 砂礫堆は、10.0kmから上流において発達が著しく、だいたい1.3km～1.5kmピッチで交互に見られ、流量による変化も少ないようである。

⑦ 勾配急変点（10.0km）から下流の河床変動は、上流に比べ非常に少ない。

⑧ 勾配急変点（10.0km）から上流の河床面は、flat bed が多いのに対し、下流部は全面にRippleが発達しており、全く異なった河床形態を示している。

b. 低水路法線形の検討結果（実験No.2、実験No.3）

① 水位に関しては、実験No.2、No.3の違いは認められない。

② 砂礫堆の移動速度は、空港計画の方が、建設省計画のより早く、特に流量3900 m^3/s においては、約2倍であった。

③ ②の理由のために、空港計画の場合には、12.0km～15.4kmまでは（流量の違いはあるが）、水衝部の位置が固定せず左右岸、洗掘堆積が繰返される。しかし建設省計画の場合には、流量の増加に伴って、水衝部の洗掘深が次第に大きくなるだけであって、空港計画のような現象は見られなかった。

④ ②③の現象は、建設省計画低水路法線形状が現地の蛇行特性を考慮したものであるのに対して、空港計画低水路法線形が、12.1km～12.8kmの区間が直線的であることと、空港下流の11.2km～12.1km区間での高水敷の造成を、実験では行わなかったためと考えられる。

c. 対策工検討実験（実験No.4、5および実験A～C）

（対策工第1案実験・実験No.4）

① 14.0km～14.9km右岸の対策工については、上流15.0kmにもかなりの洗掘が認められたので、上流へ延長した方がよいと思われる。

② 13.6km～14.2km左岸の現況水衝部対策工については、右岸砂州のカットによって計画河道では水衝部にはなっていない。しかし現況において水衝部になっており、現在の深掘れ部でもあるので、現在の根固めの補強を十分に行う必要があると考えられる。

③ 12.6km～13.5km左岸の対策工については、上流側の取り付け法線形が悪いために、護岸前面の洗掘、高水敷上の洗掘が著しい。従って上流側法線の修正、高水敷上の保護の必要があるよ

うであった。

- ④ 11.4 km～12.8 km 右岸の対策工については、対策工を設置して、水衝部が更に下流へ下がる傾向があるため、12.4 km～12.8 km 区間の低水護岸への水当りは小さかった。反面下流への影響が強く、空港下流の高水敷造成地域への流れが強く、この部分の高水敷保護および第1種低水護岸が必要と思われる。

- ⑤ 砂礫堆は、時間経過、流量増加と共に下流へ発達し、水衝部も下流へ広がる傾向のようであった。しかし、実験No.2と比較して、水衝部がだいぶ安定したのは、空港下流における断面急拡を無くした事と、対策工による流れの誘導効果と考えられる。

(対策工第2案実験・実験No.5)

- ① 14.0 km～15.0 km 右岸の対策工については、下流側の範囲は第2種低水護岸を100 m程度延長することによって、ほぼ十分のように思われるが、上流端程洗掘が大きいので、第2種低水護岸で上流へ200 m程度延長した方が良いと思われる。

- ② 12.6 km～13.8 km 左岸の対策工については、上流の法線形はかなり良くなっており、範囲も良いようである。下流側は、流量増加によって水衝部になるが、設置範囲は十分のように思われる。

- ③ 11.0 km～12.4 km 右岸の対策工については、設置範囲がかなり長くなっている。このことは法線形の直線性、対策工設置の影響によって、砂礫堆が細長くなり水衝部の範囲が広がるためである。

- ④ 高水敷造成部分の11.0 km～12.1 km 右岸および12.6 km～13.8 km 左岸の保護による効果が実験で見られた。このため高水敷造成部の保護は必要と思われる。

- ⑤ 砂礫堆は下流への発達が見られるが、水衝部については、実験No.2よりも比較的安定しているようである。

(砂礫堆比較実験・実験A)

給砂による砂礫堆形成への影響は、14.2 kmより上流側で多少見受けられたが、14.0 km～15.2 km 付近にかけて砂礫堆が左岸側に発達する傾向が実験No.5と同じであることより、ほとんどないと考えられる。

(定流長時間実験・実験B)

- ① 砂礫堆は、時間経過と共に下流へ発達が認められ、それに伴い、水衝部の範囲が下流へと広がる傾向が見られた。

- ② 水衝部の洗掘状況は、対策工範囲の上流部が大きく、下流部はそれほど大きくはなく、10時間目頃まではかなり進行が早いですがそれ以後は変化が少ないようである。

- ③ 砂礫堆の平面形は、10時間目頃までの変化は大きいすがだいたいの形が出来上ると、その変化は少なくなる。しかし高さ方向の発達は、10時間目以後も進んでいるようであった。

④ 最終的な（実験時間 30 時間）水衝部の範囲は、14.1 km～15.0 km 右岸、12.7 km～13.8 km 右岸、11.2 km～12.6 km 右岸となり、おおむね対策工の範囲に入っている。

（不定流実験・実験 C）

- ① 流量の増加に伴い砂礫堆は、下流への発達が認められる。また砂礫堆の高さが高くなる傾向がある。
- ② 水衝部の位置は、実験 B の場合とあまり違いがないようである。
- ③ 最大洗掘深は、実験 B とあまり大きくならないが、流量の増加に伴い、その範囲が広がる傾向がある。

7. 対策工に関する問題点

実験では、対策工として低水護岸・根固の種類・規模・位置等について、検討を行った。しかし、対策工に関して、実験で取り扱わなかった問題として次のようなものがあげられる。

- ① 現地での施工に際しての順序および具体的にどのような構造物を設置するか。
- ② 対策工の維持の問題。
- ③ 上下流の連続性を守り、また管理上必要な護岸。

いずれも重要な問題であるが、今回実験的検討は行っていない。対策工で述べた場所以外に当然必要となる護岸および既設の護岸等については、その法線形が実験流況をそこनावないように（影響のでないように）慎重に決定する必要がある。

8. 結 論

① 本実験における水位、粗度係数および蛇行特性に関しては、現地と模型との相似性が比較的高いと考えられる。河床変動に関する検証実験は、ここでは行っていない。

②（低水路法線形について） 空港計画では砂礫堆の移動が顕著であり、12.0km～15.4km区間において通水時間中、各流量で水衝部の位置が異り左右岸洗掘の傾向があった。しかし、建設省計画では、砂礫堆の移動が少ないため水衝部の位置はほとんど固定している。このことは、建設省計画低水路法線形状が現地の蛇行特性を考慮したものであるのに対して、空港計画低水路法線形が、12.1km～12.8km区間が直線的であることと、空港下流の11.2km～12.1km区間までの高水敷の造成を行わなかったためと考えられる。

③ 空港計画における最小限（法線や護岸の連続性を守るための護岸は含まない）の対策工は次のとおりである。

- | | |
|-----------------|--------------------|
| 1. 高水敷造成およびその保護 | ○ 11.0km～12.1km 右岸 |
| | ○ 12.6km～13.8km 左岸 |
| 2. 第1種低水護岸 | ○ 11.4km～12.4km 右岸 |
| | ○ 12.6km～13.8km 左岸 |
| | ○ 14.0km～15.0km 右岸 |
| 3. 第2種低水護岸 | ○ 11.0km～11.4km 右岸 |
| | ○ 12.4km～12.8km 右岸 |
| | ○ 13.9km～14.0km 右岸 |
| | ○ 15.0km～15.2km 右岸 |
| 4. 根 固 工 | ○ 13.8km～14.2km 左岸 |

9. おわりに

現地資料の収集・解析，その提供に労を惜まず御協力下された富山工事事務所千葉所長，碓井調査課長，富山県庁港湾課および河川課の皆様，模型の計画・実施，その結果の解析・検討に対して常に指導いただいた土屋河川部長，須賀河川研究室長に深く感謝するとともに，困難な実験業務に誠意をもって遂行された建設技術研究所の大迫蕃朗氏，実験資料の整理・検討に協力いただいた鹿島試験所諸氏に感謝の意を表します。

昭和53年3月

鹿島試験所 所長 馬 場 洋 二
葛 西 敏 彦(文責)

附図及び写真一覧表

図-6-0-1 水位河床高の流量別比較図

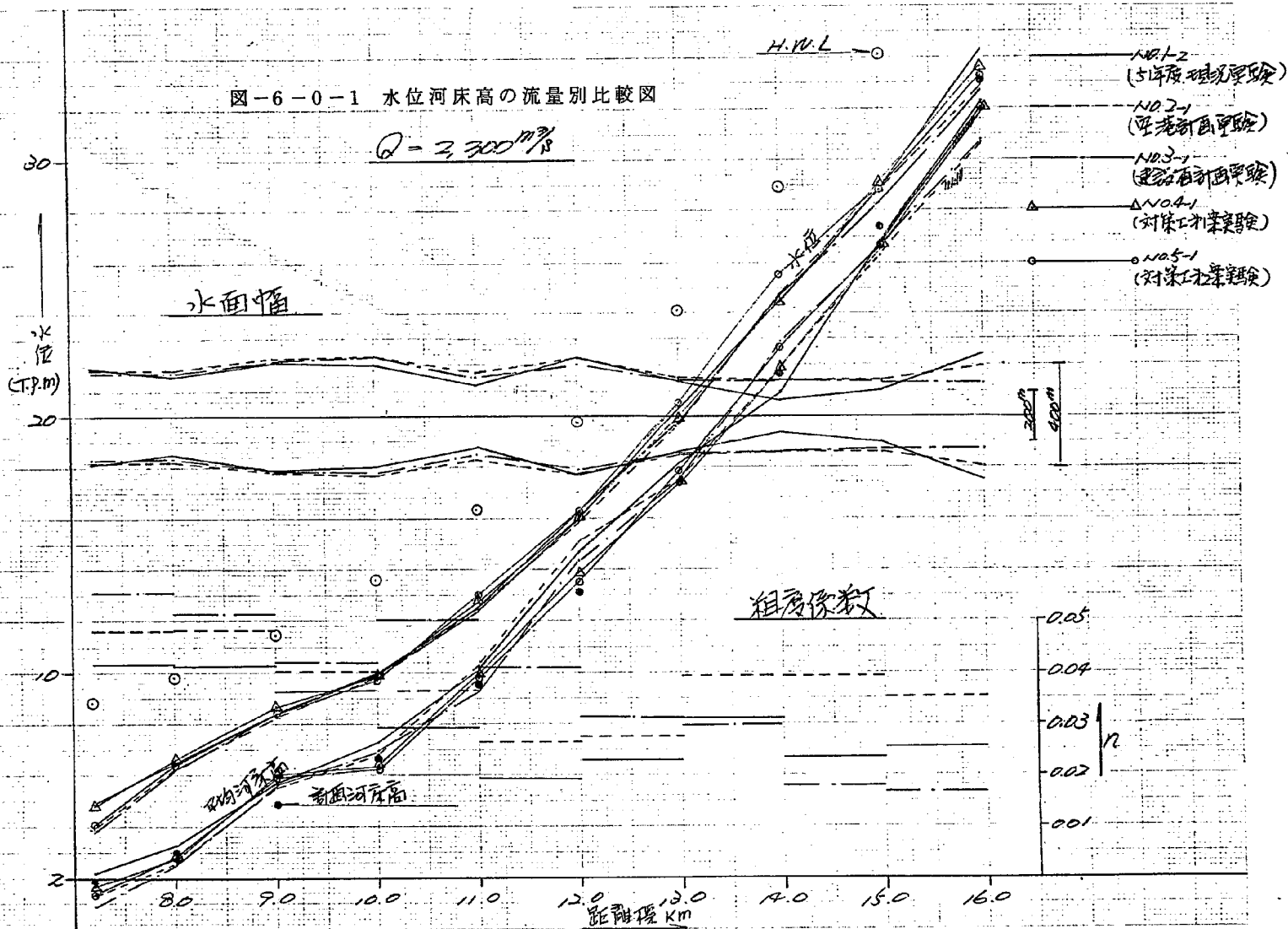


図-6-0-2 水位河床高の流量別比較図

$Q = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$

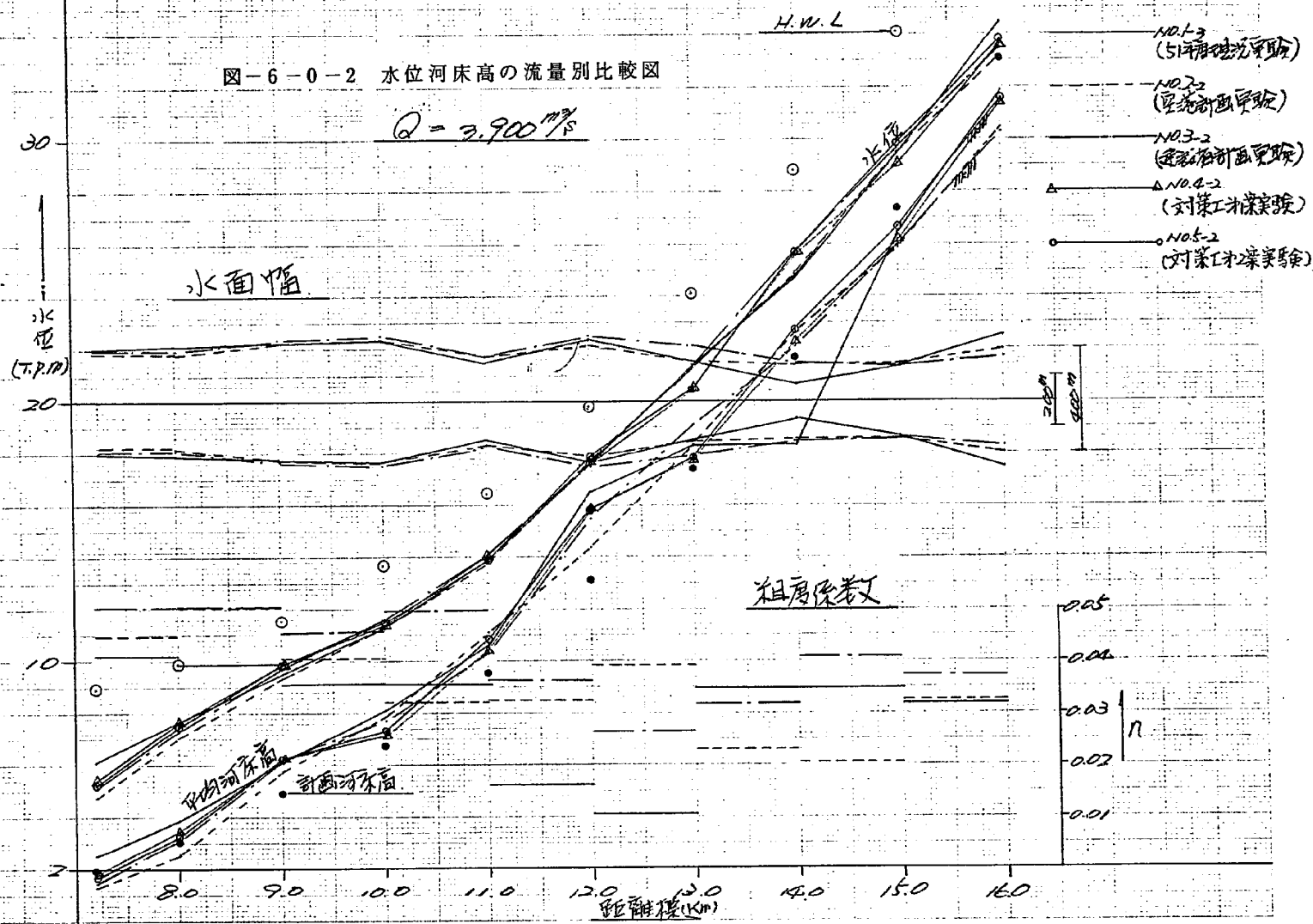


図-6-0-3 水位河床高の流量別比較図

$Q = 6,700 \text{ m}^3/\text{s}$

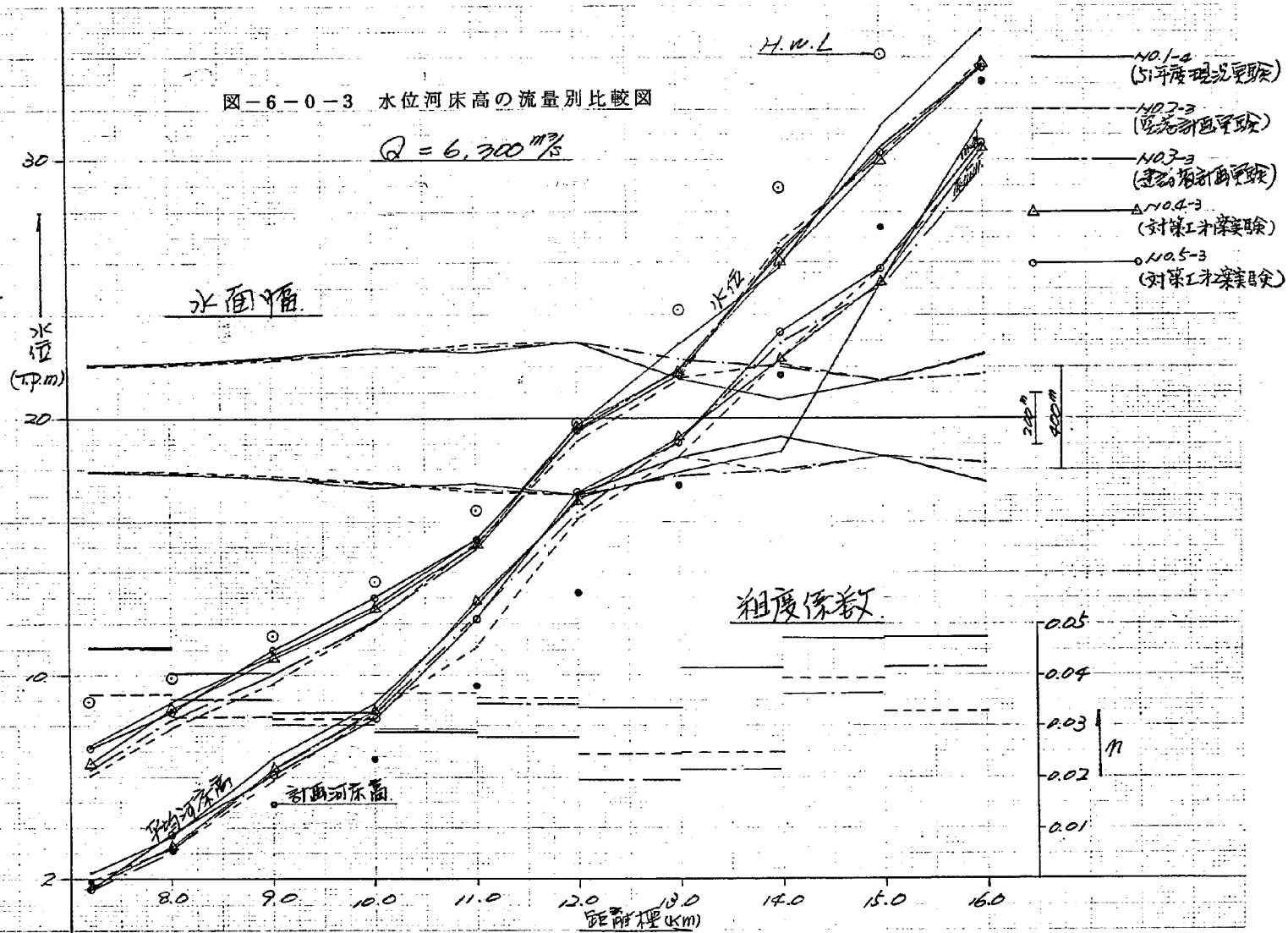


图-6-0-4 平均移动高纵断面图

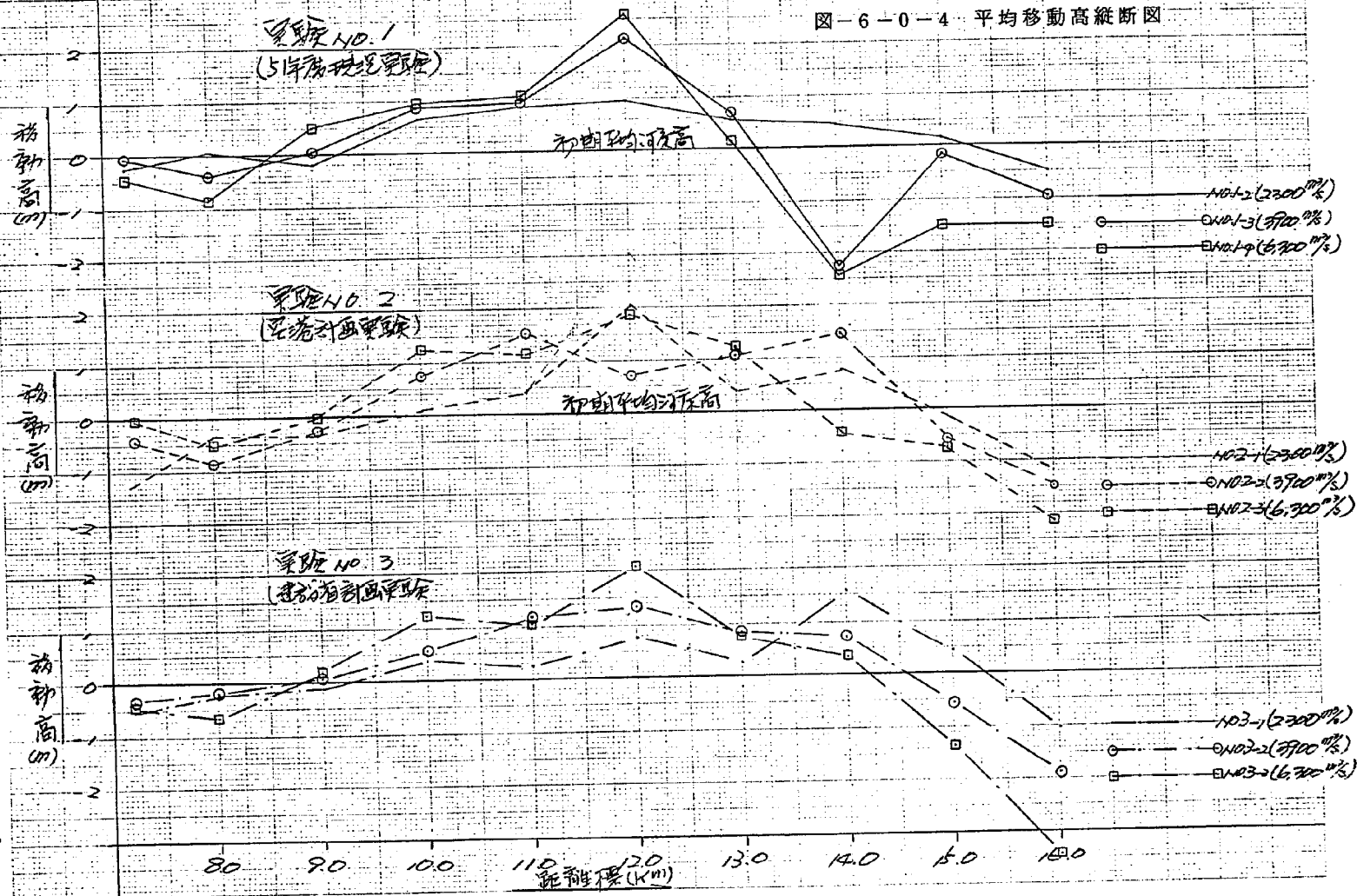
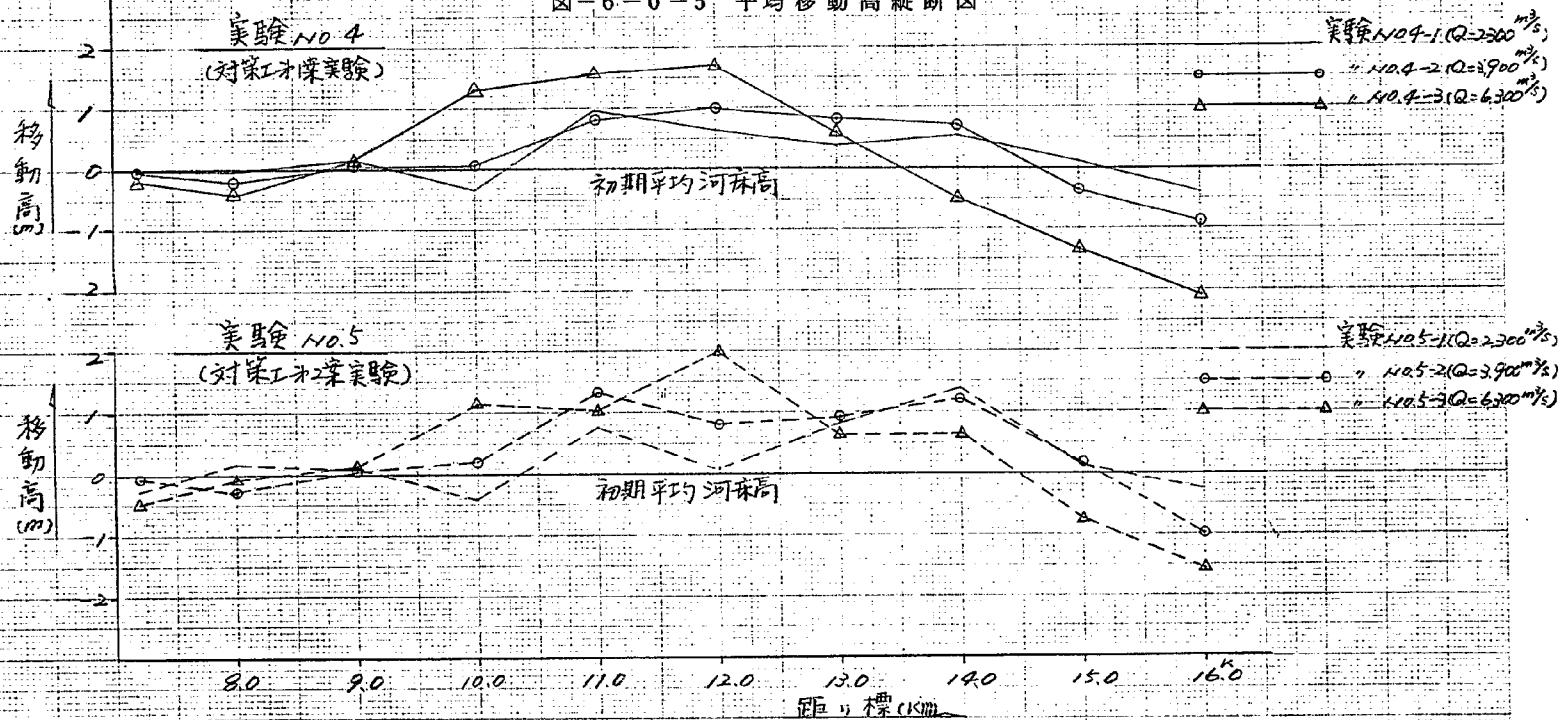


图-6-0-5 平均移动高纵断面图



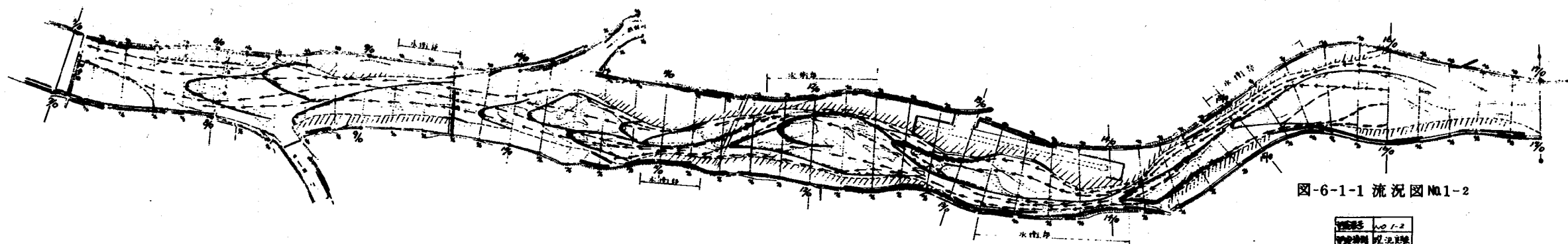


图-6-1-1 流況図 №1-2

河川番号	1-2
河川名称	河川名称
流量	2,300 m³/s
河川断面	

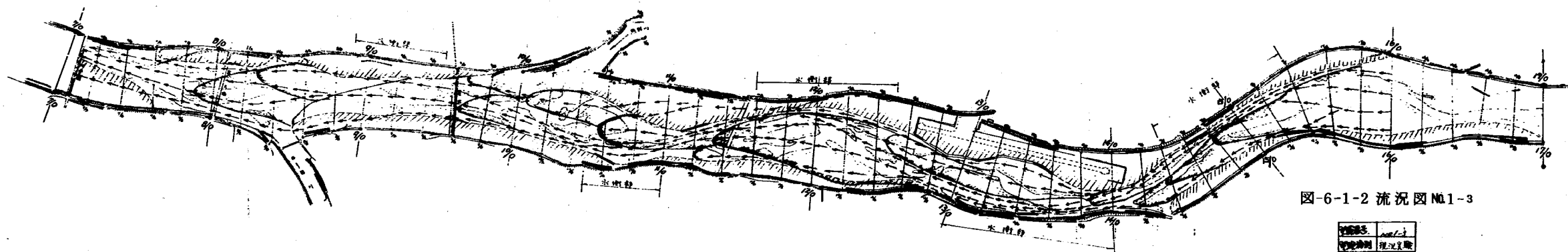


图-6-1-2 流況図 №1-3

河川番号	1-3
河川名称	河川名称
流量	1,300 m³/s
河川断面	

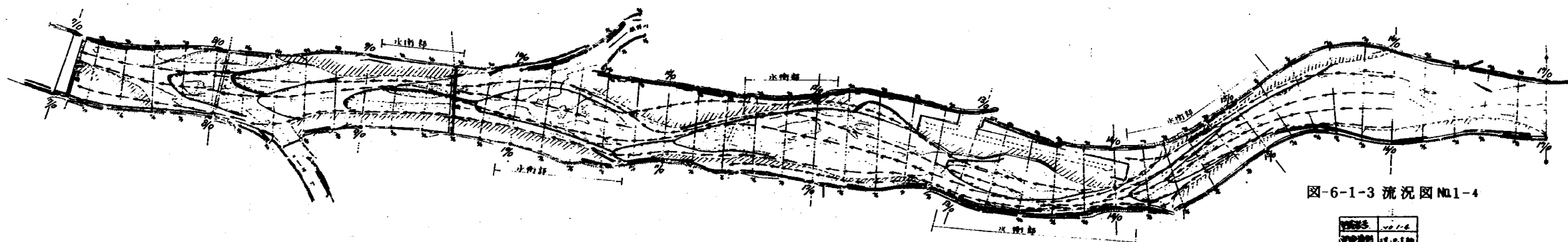


图-6-1-3 流況図 №1-4

河川番号	1-4
河川名称	河川名称
流量	6,100 m³/s
河川断面	

図-6-1-4-(1) 河床横断面図
(昭和51年度 現況実験)

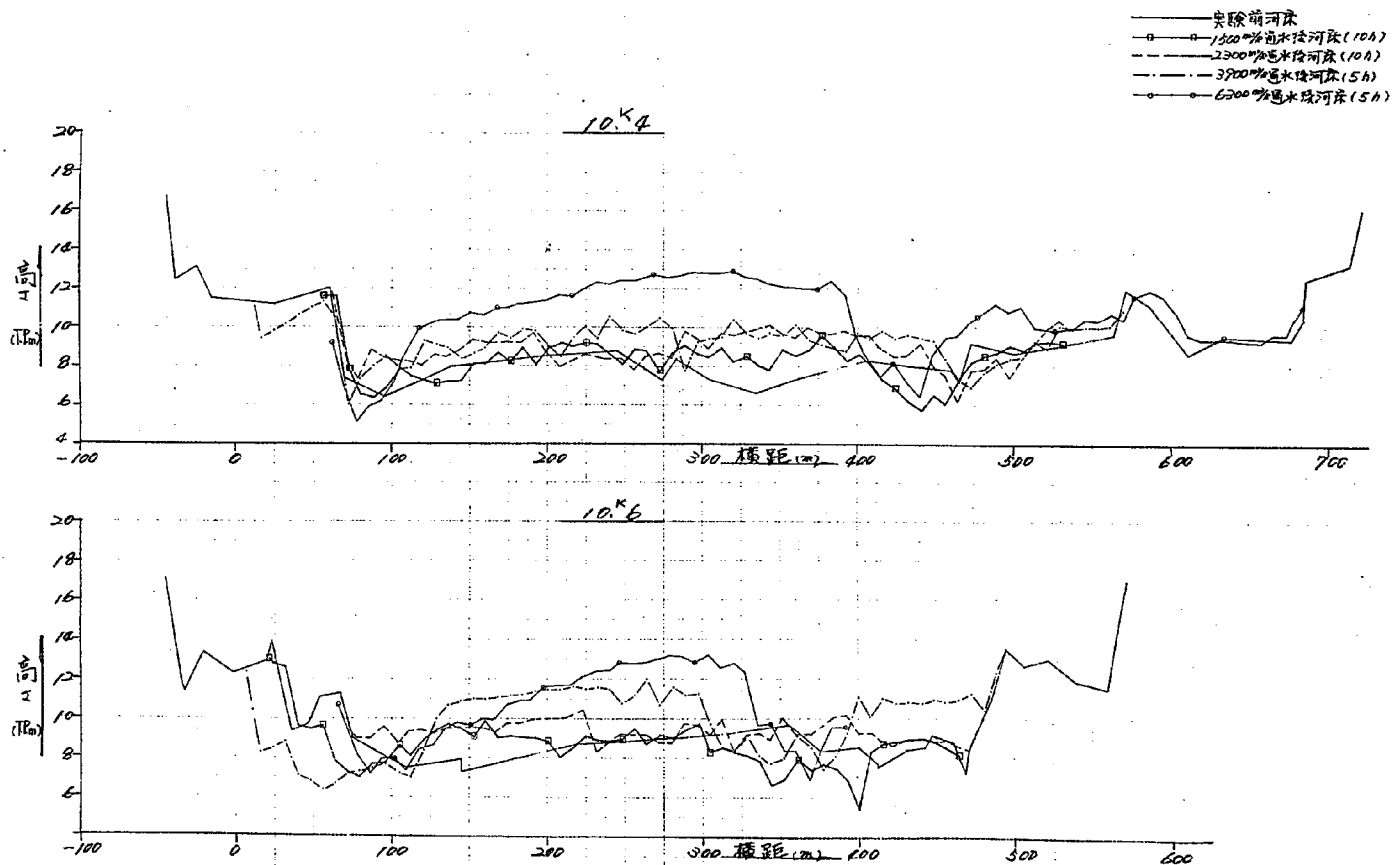


图-6-1-4-(2) 河床横断面图
(昭和51年度 現況実験)

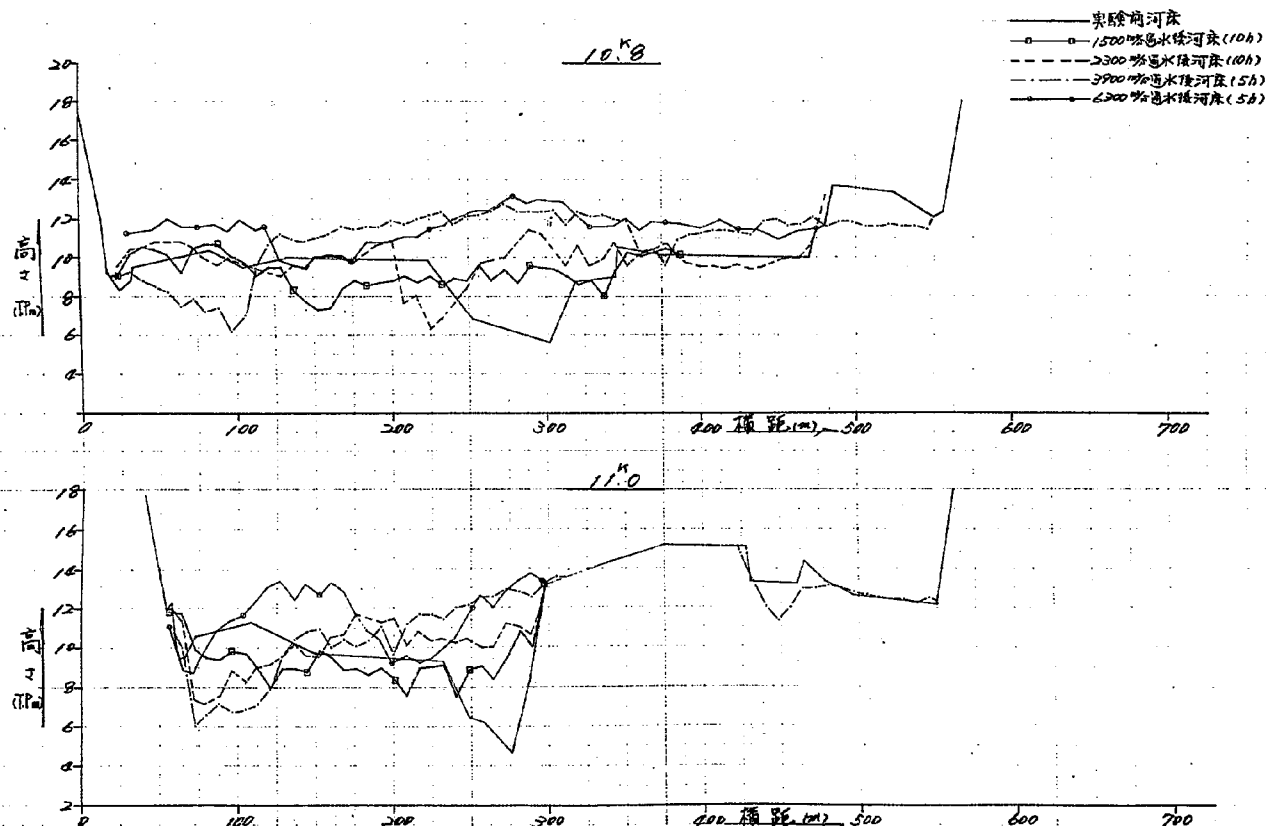


図-6-1-4-(3) 河床横断面図
(昭和51年度 現況実験)

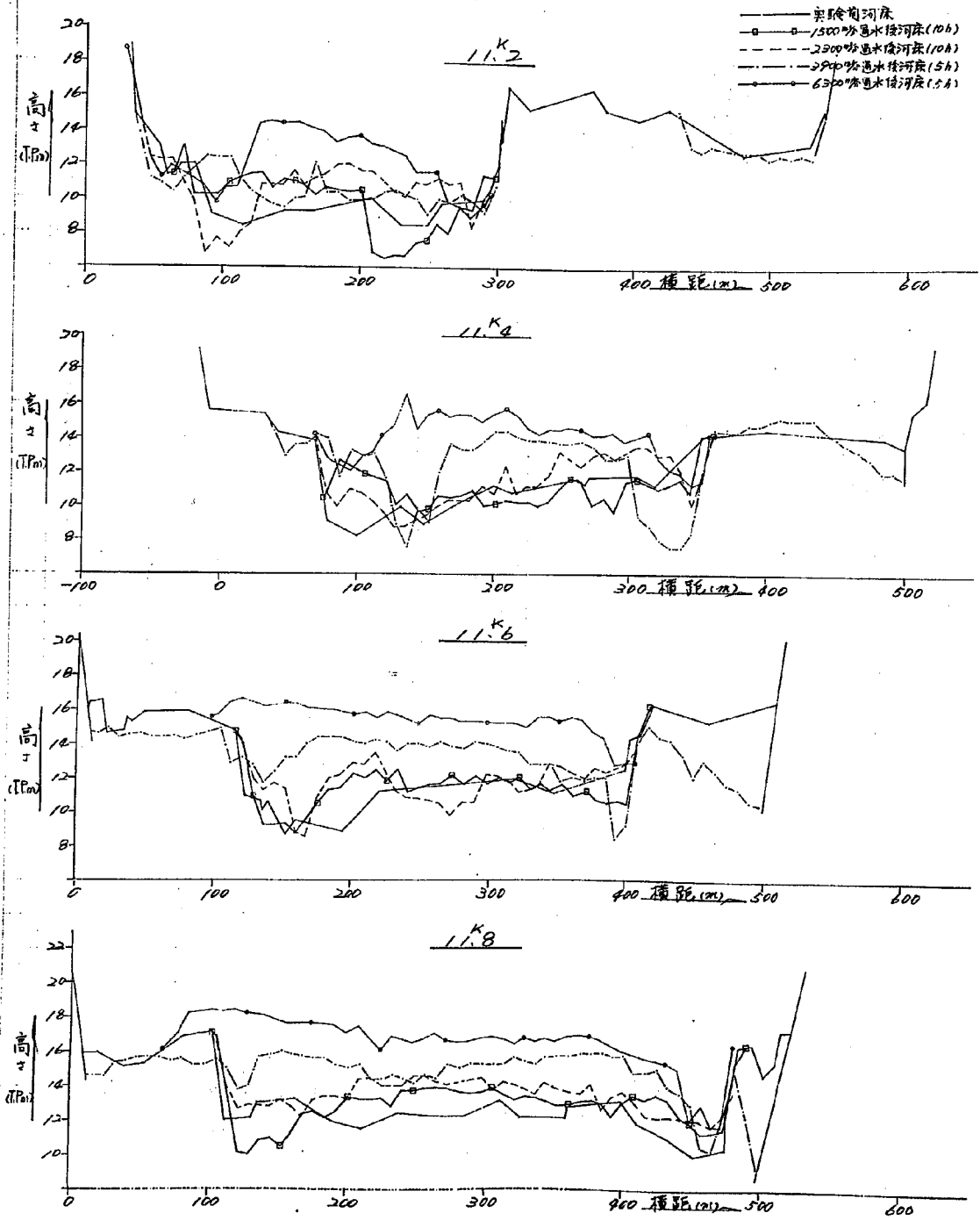


图-6-1-4-(4) 河床横断面图
(昭和51年度 現況実験)

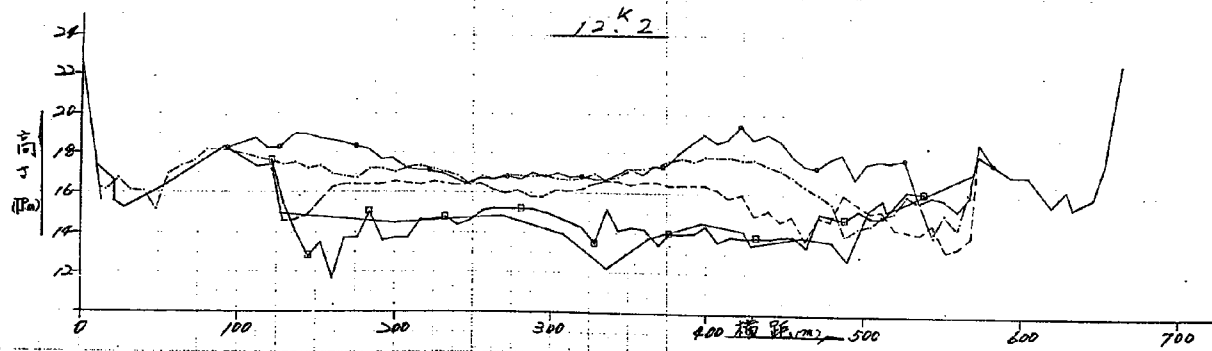
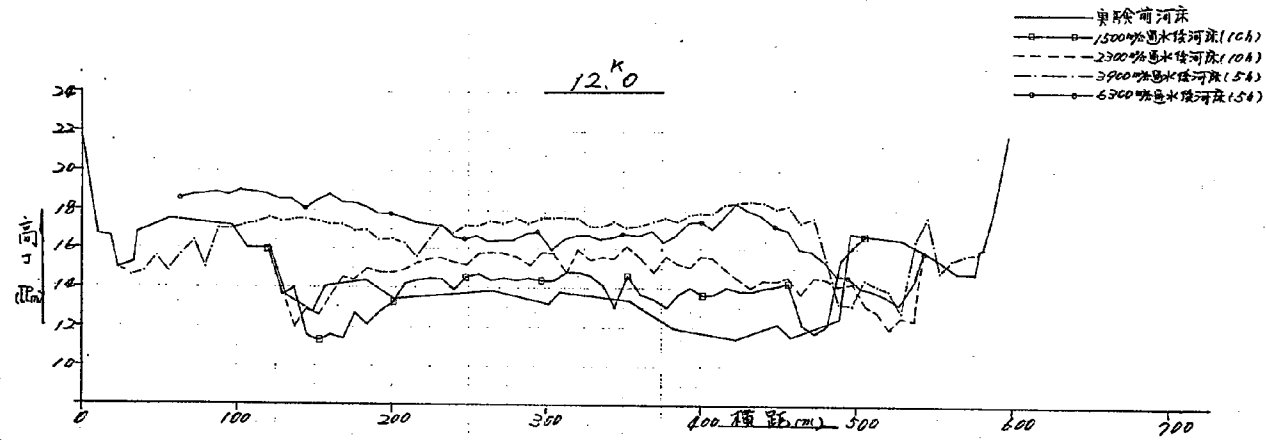


图-6-1-4-(5) 河床横断面图
(昭和51年度 現況実験)

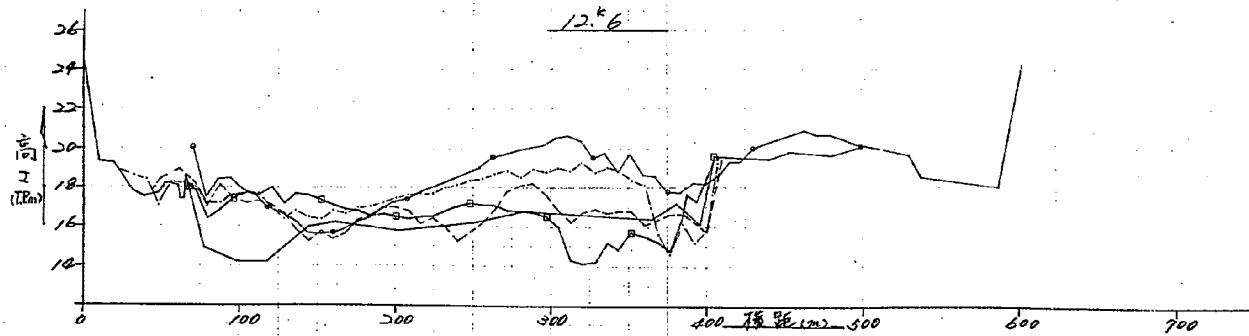
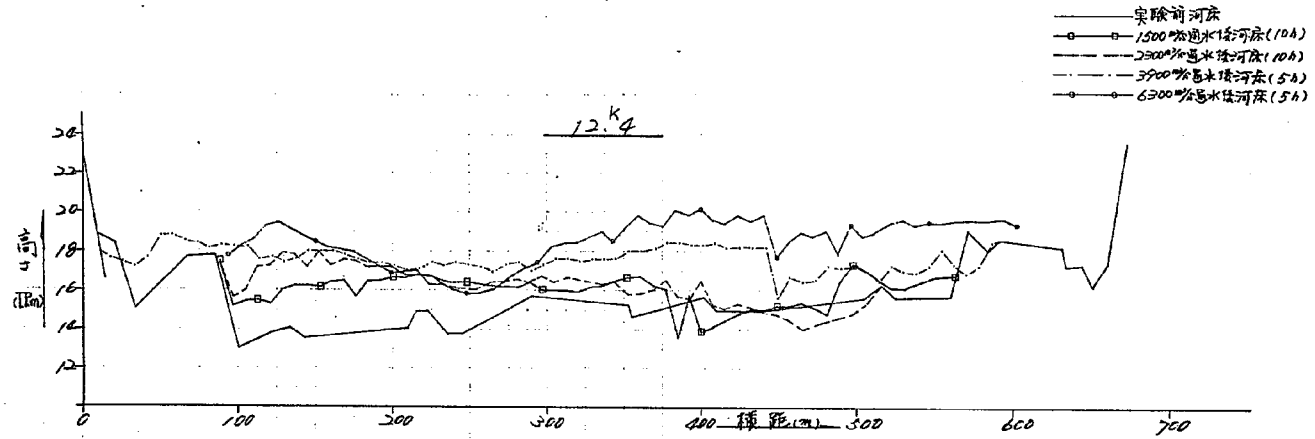


図-6-1-4-(6) 河床横断図
(昭和51年度 現況実験)

—— 実験前河床
□ □ 1500mm透水後河床(16h)
- - - 2300mm透水後河床(10h)
— — 3900mm透水後河床(5h)
○ ○ 6300mm透水後河床(5h)

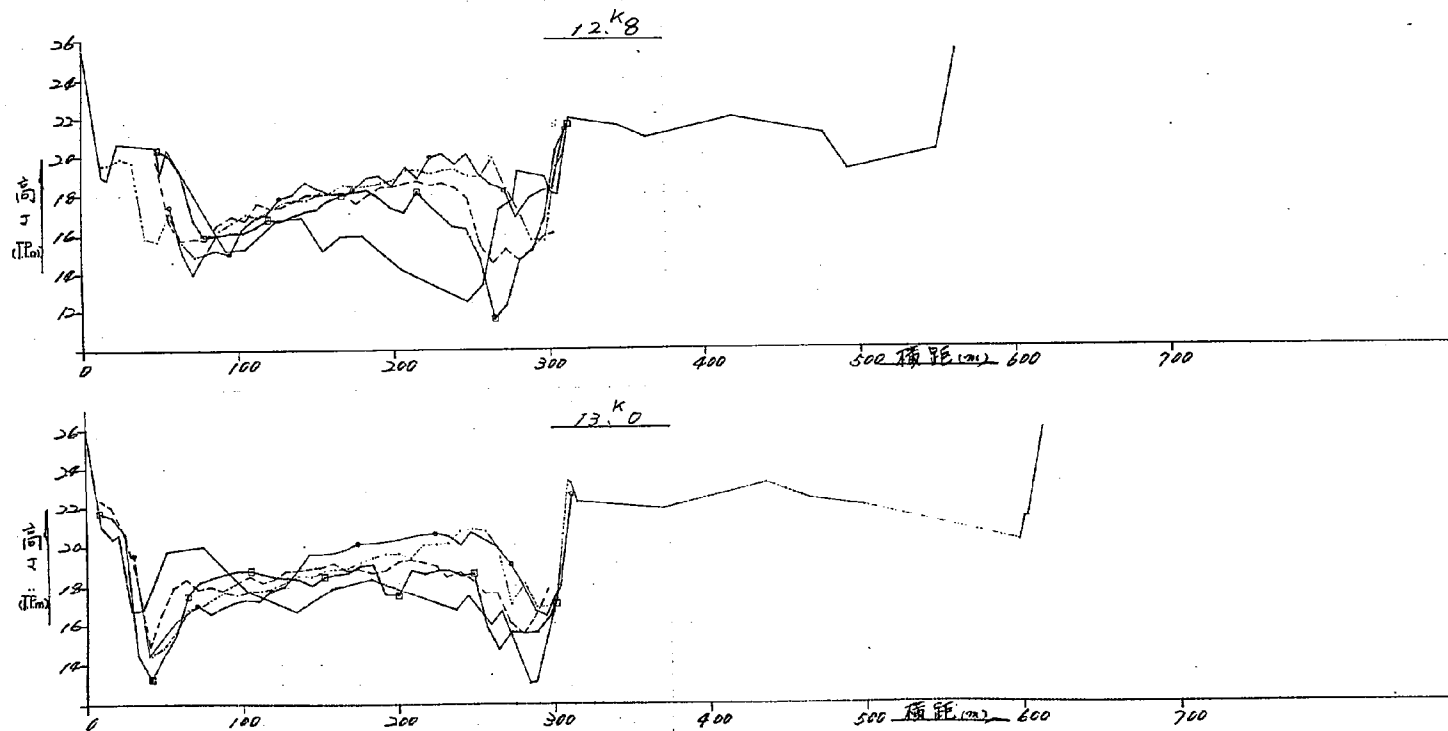


图-6-1-4-(7) 河床横断面图
(昭和51年度 现况实验)

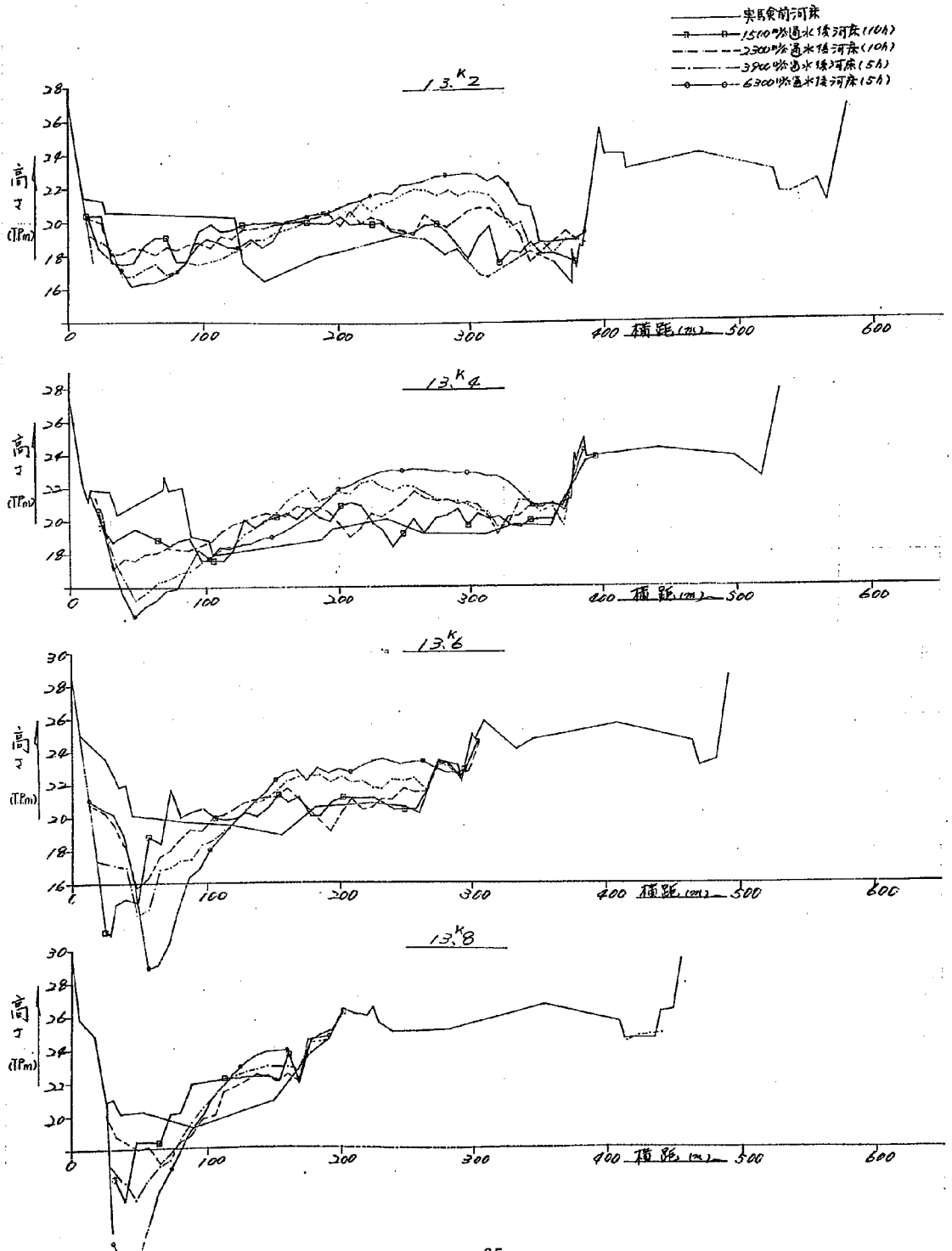


图-6-1-4-(8) 河床横断面图
(昭和51年度 现况实验)

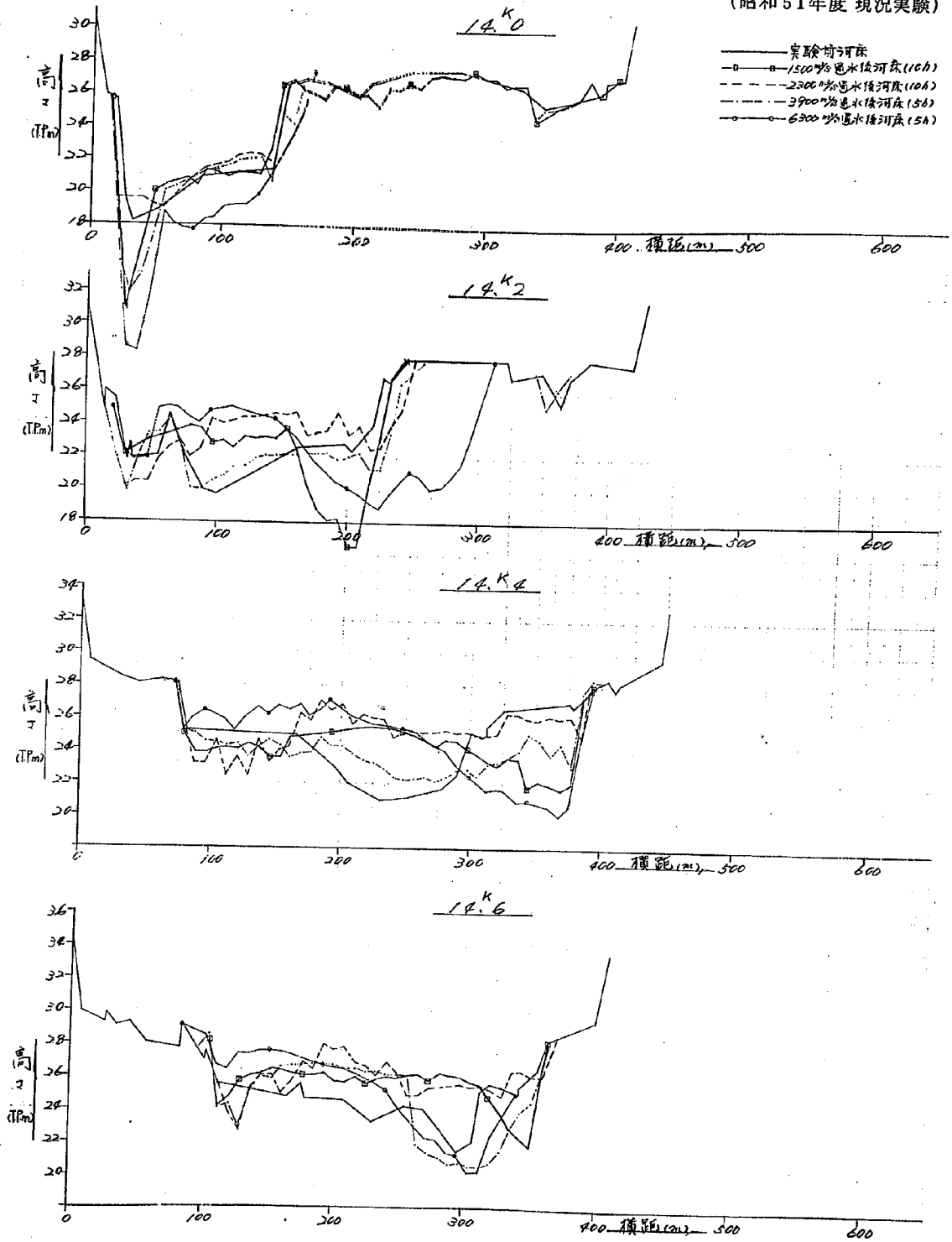


図-6-1-4-(9) 河床横断面図
(昭和51年度 現況実験)

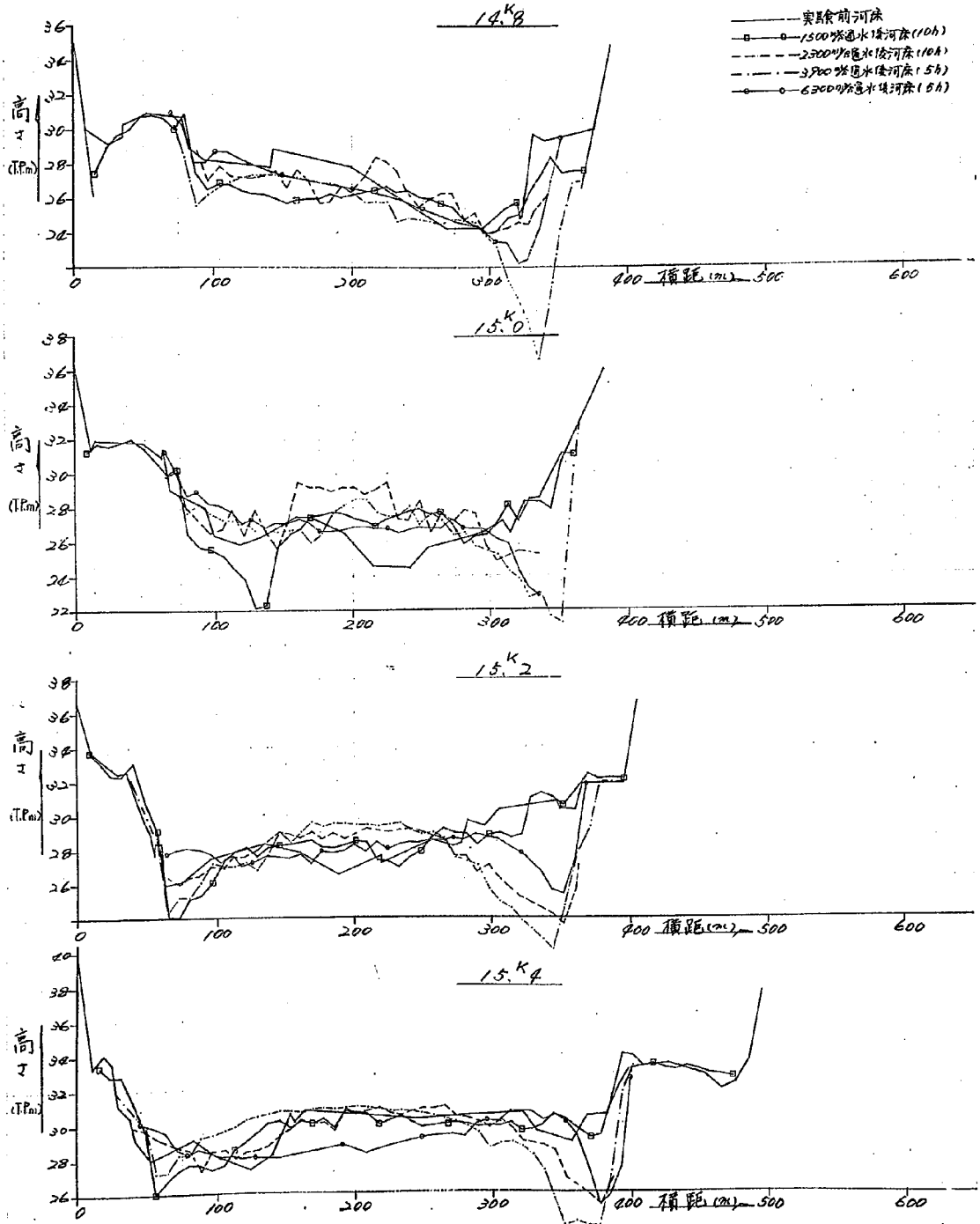
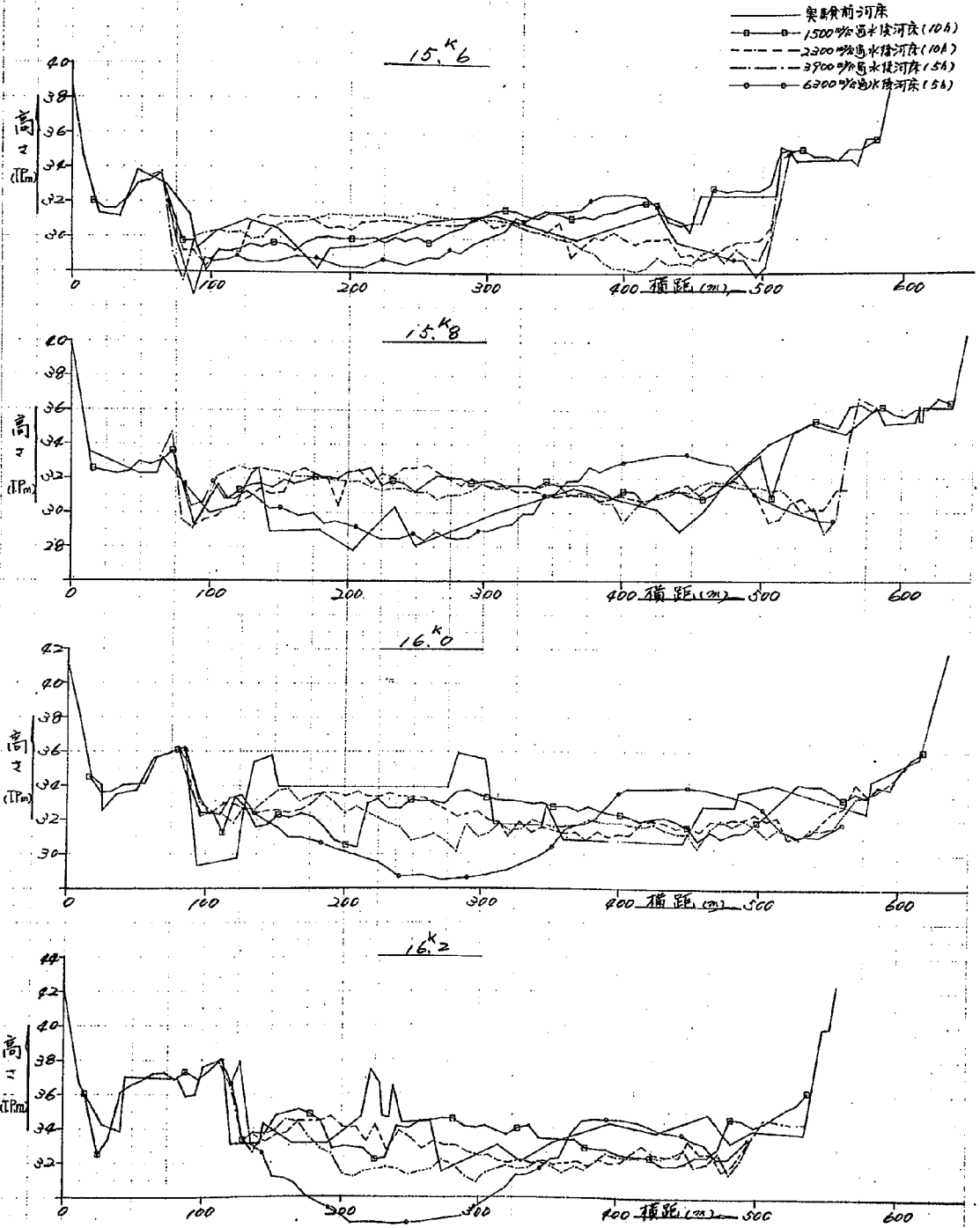


图-6-1-4-(10) 河床横断面图
(昭和51年度 现况实験)



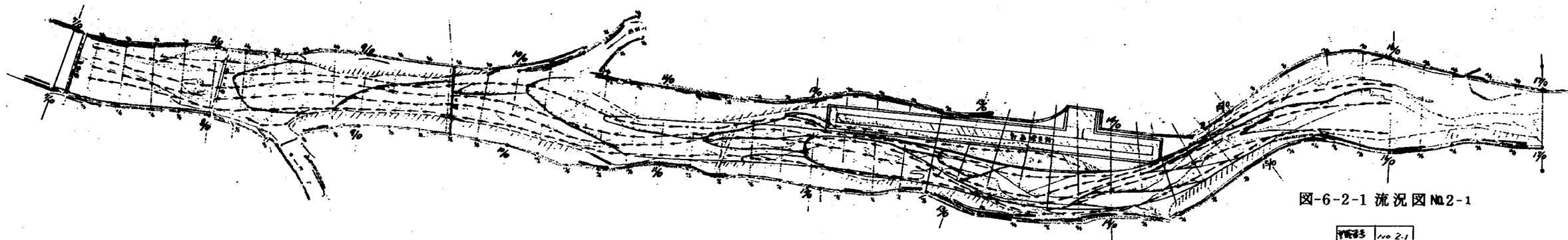


図-6-2-1 流況図 No. 2-1

断面番号	100 2-1
断面時刻	10:00 (10:00)
流量	2,000 m^3/s
下流位置	

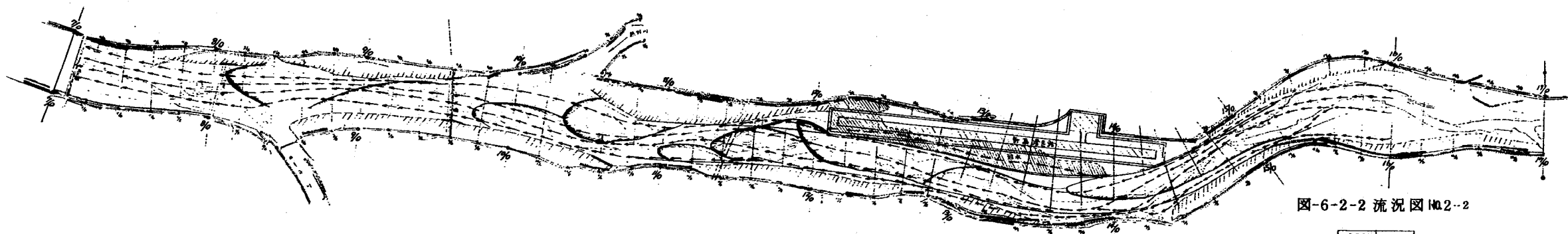


図-6-2-2 流況図 No. 2-2

断面番号	2-2
断面時刻	10:00 (10:00)
流量	1,000 m^3/s
下流位置	

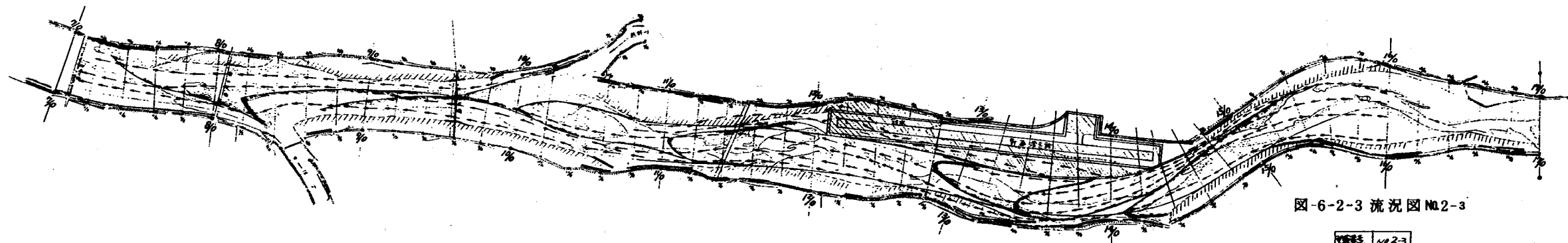


図-6-2-3 流況図 No. 2-3

断面番号	100 2-3
断面時刻	10:00 (10:00)
流量	6,000 m^3/s
下流位置	

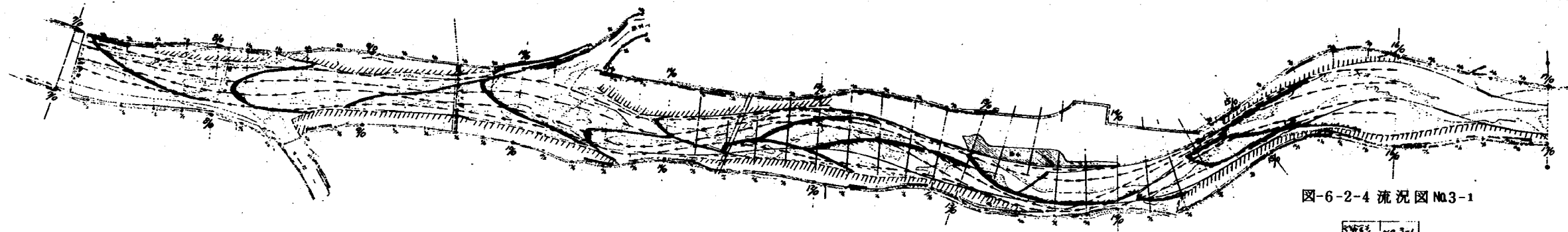


图-6-2-4 流况图 №3-1

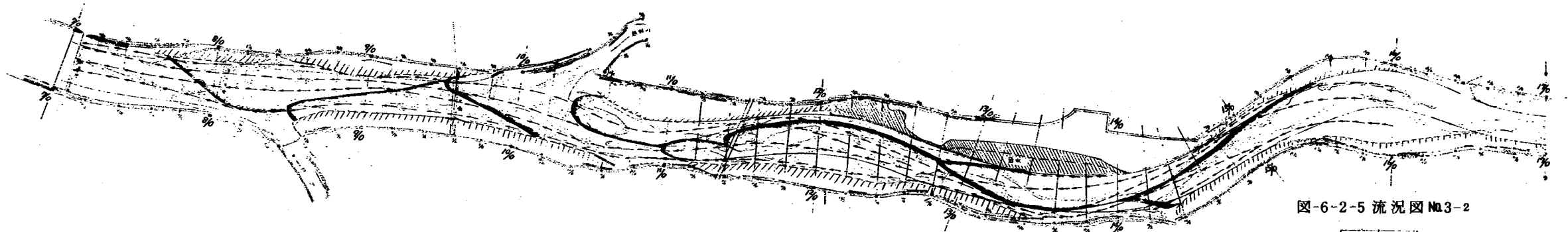


图-6-2-5 流况图 №3-2

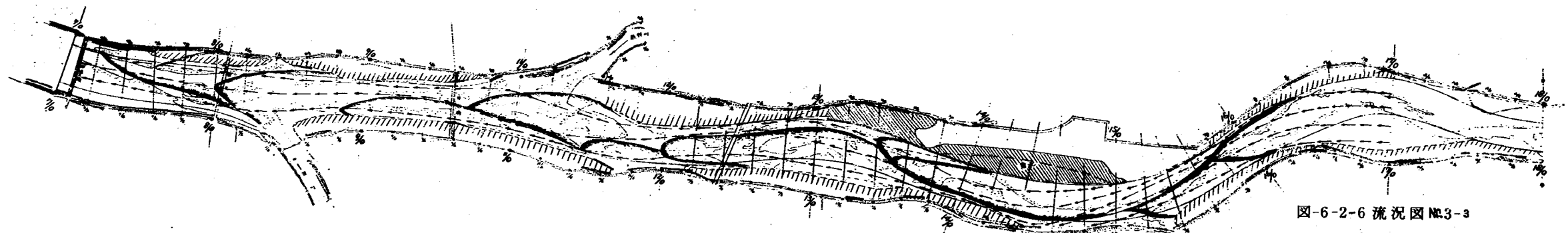


图-6-2-6 流况图 №3-3

图-6-2-7-(1) 河床横断面图(实验No.2)
(空港計画実験)

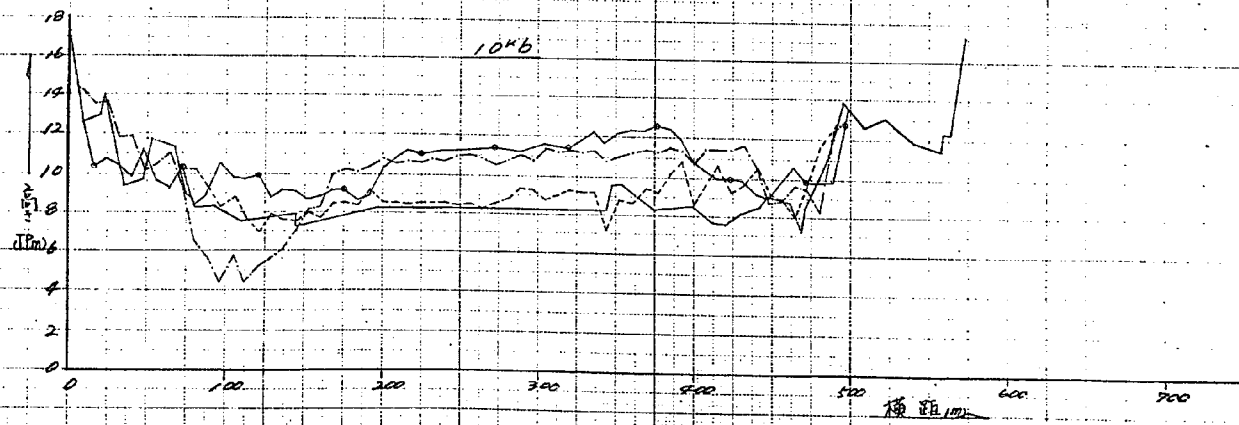
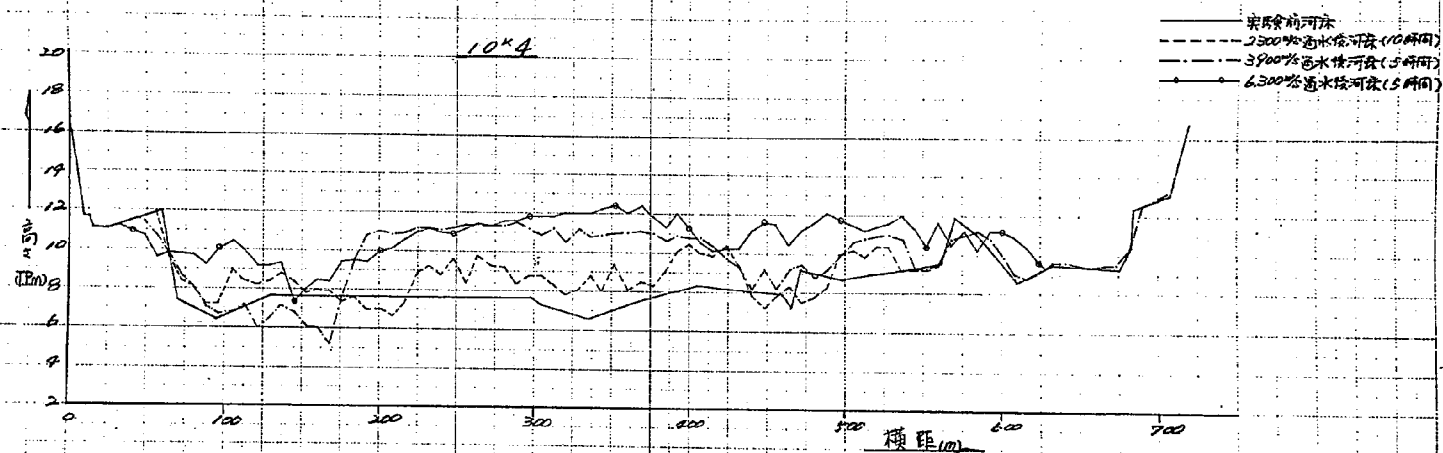


图-6-2-7-(2) 河床横断面图(实验№2)
(空港計画実験)

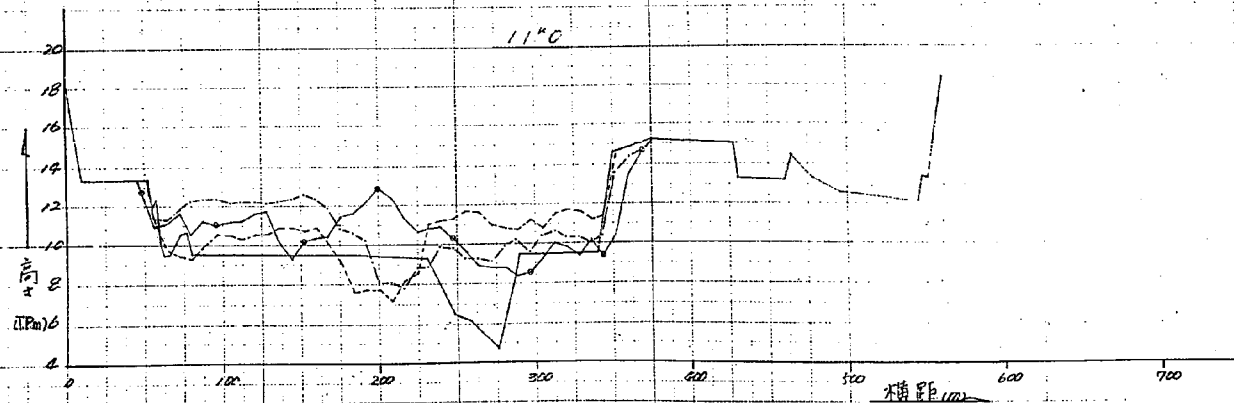
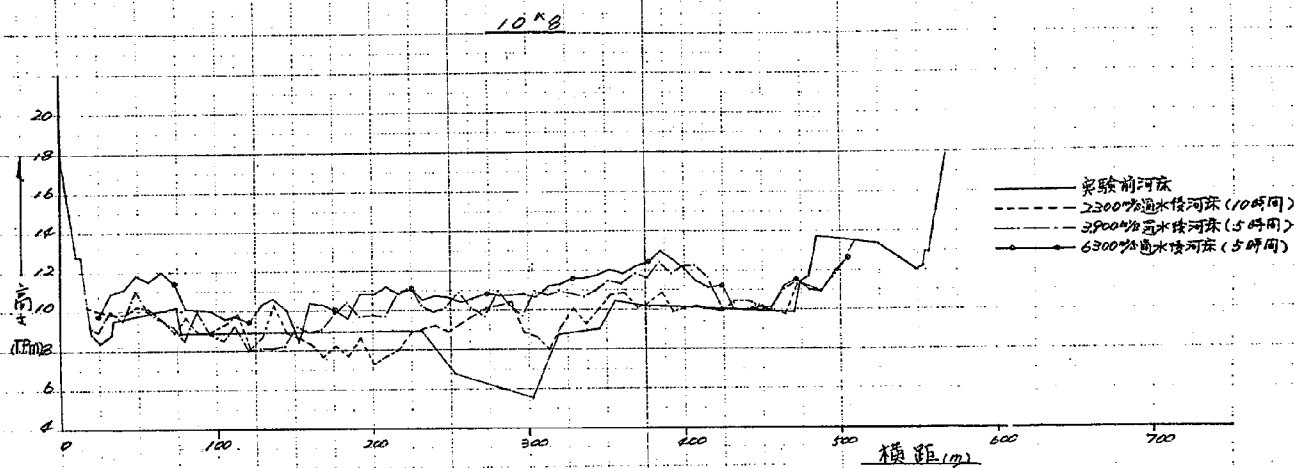


圖-6-2-7-(3) 河床横断面圖(實驗№2)
(空港計畫實驗)

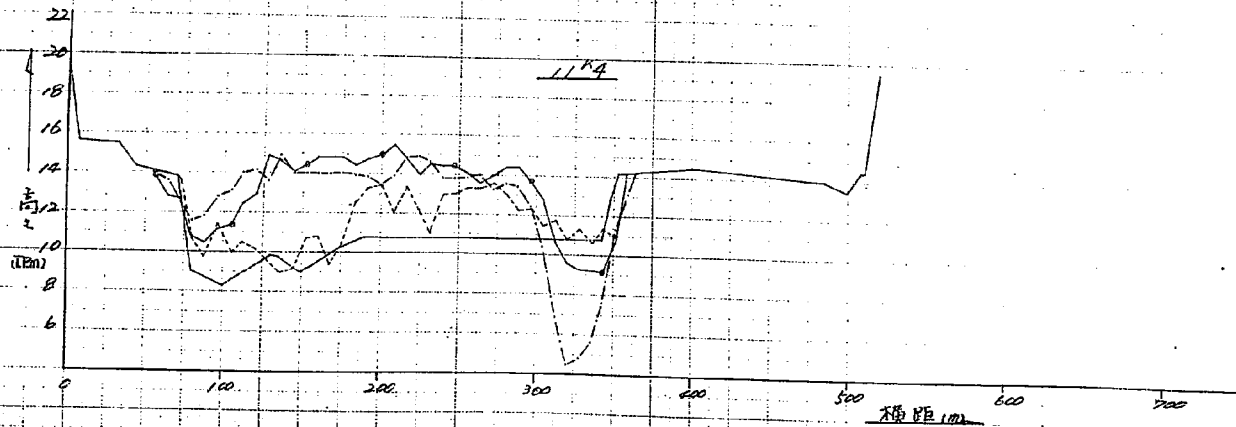
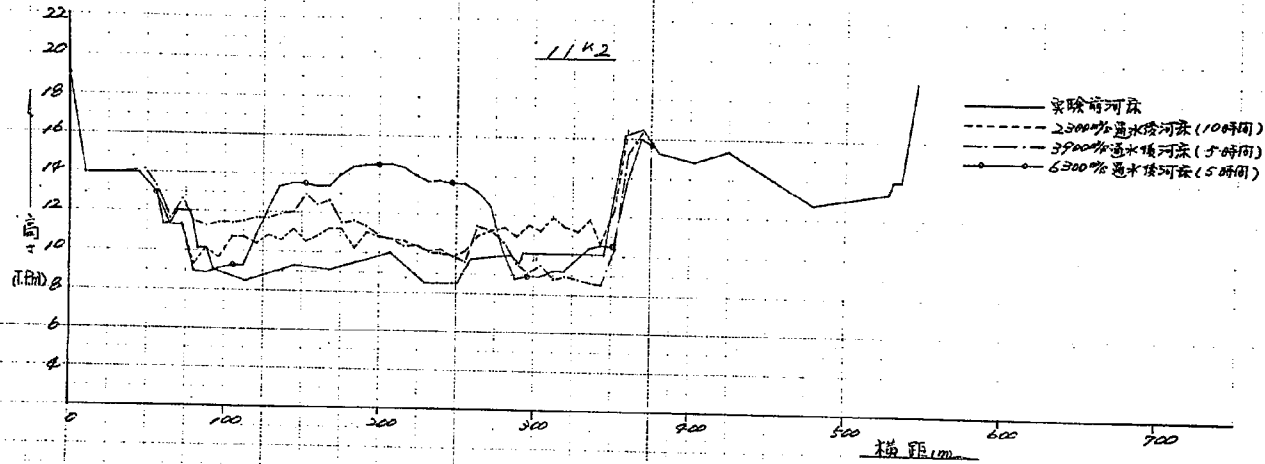


圖-6-2-7-(4) 河床横断面圖(実験No.2)
(空港計画実験)

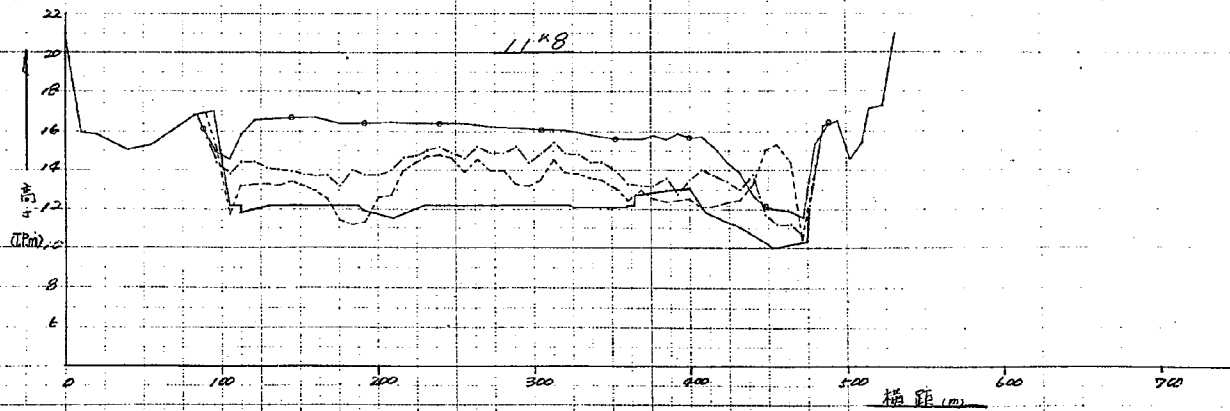
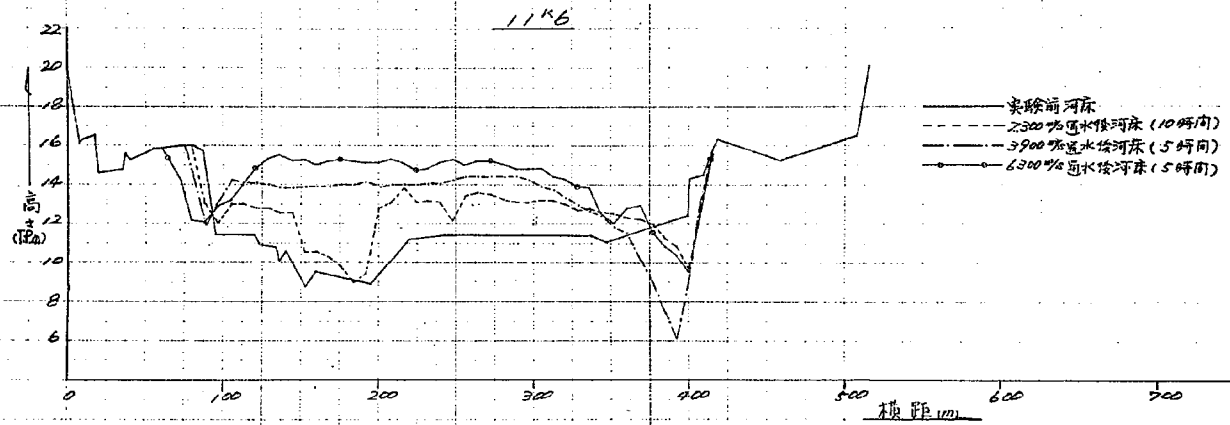


图-6-2-7-(5) 河床横断面图 (实验No.2)
(空港計畫实验)

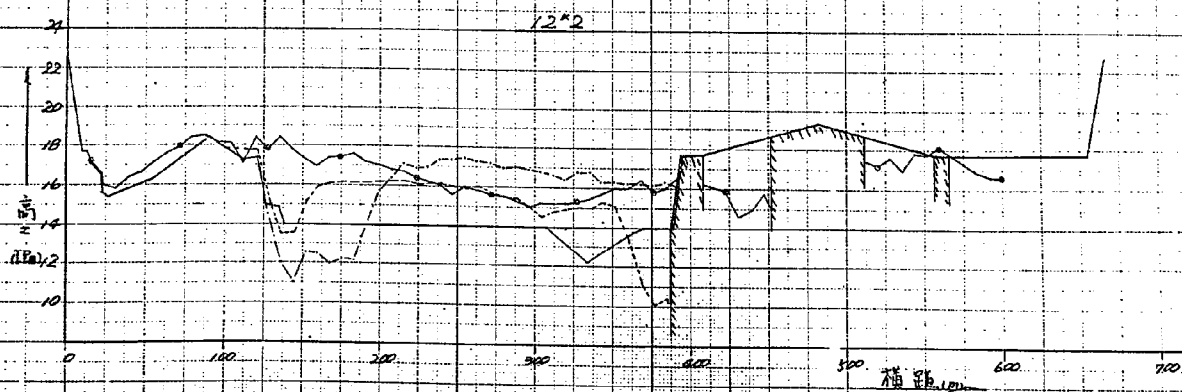
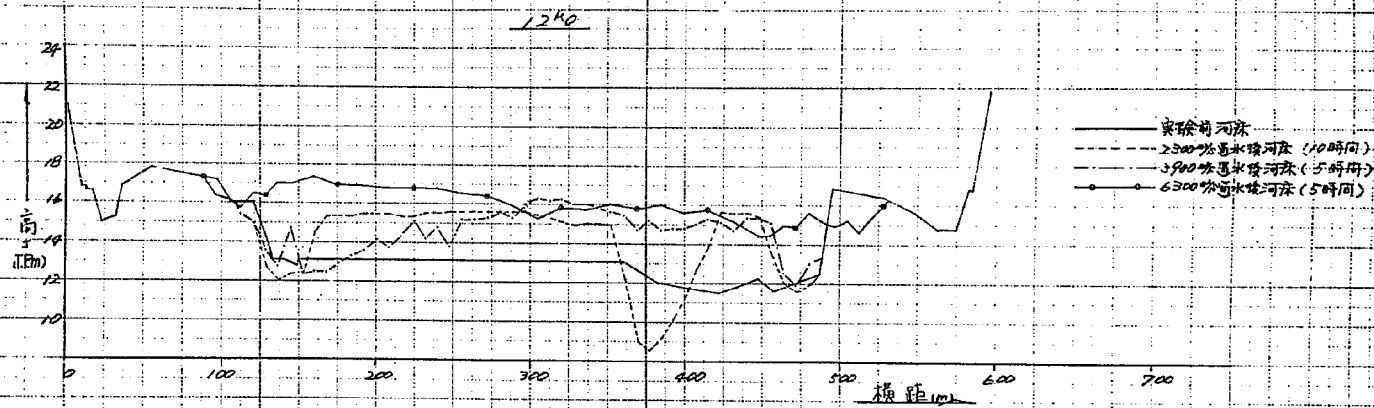


图-6-2-7-(6) 河床横断面图 (实验№2)
(空港計画実験)

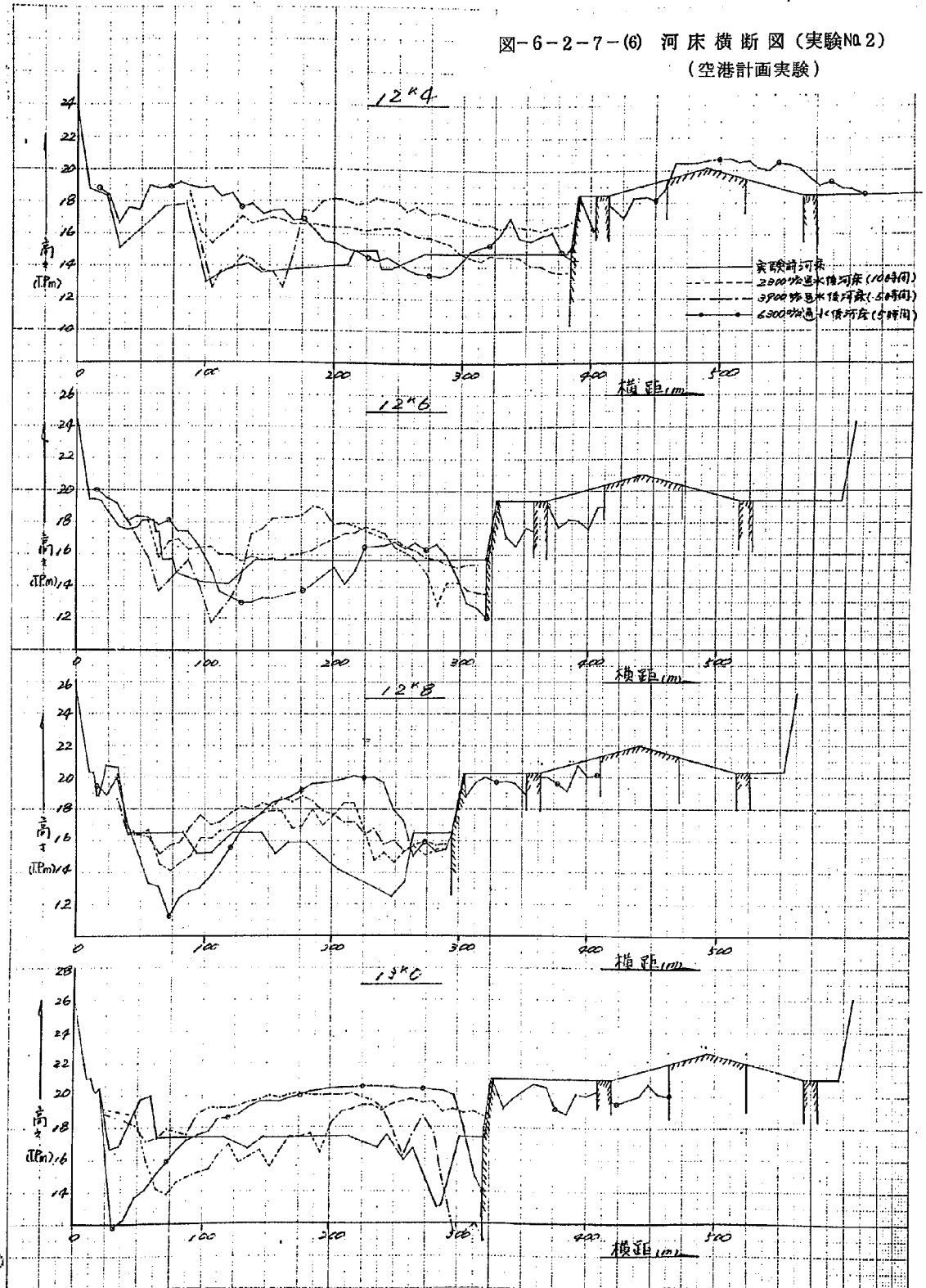


図-6-2-7-(7) 河床横断図 (実験No.2)
(空港計画実験)

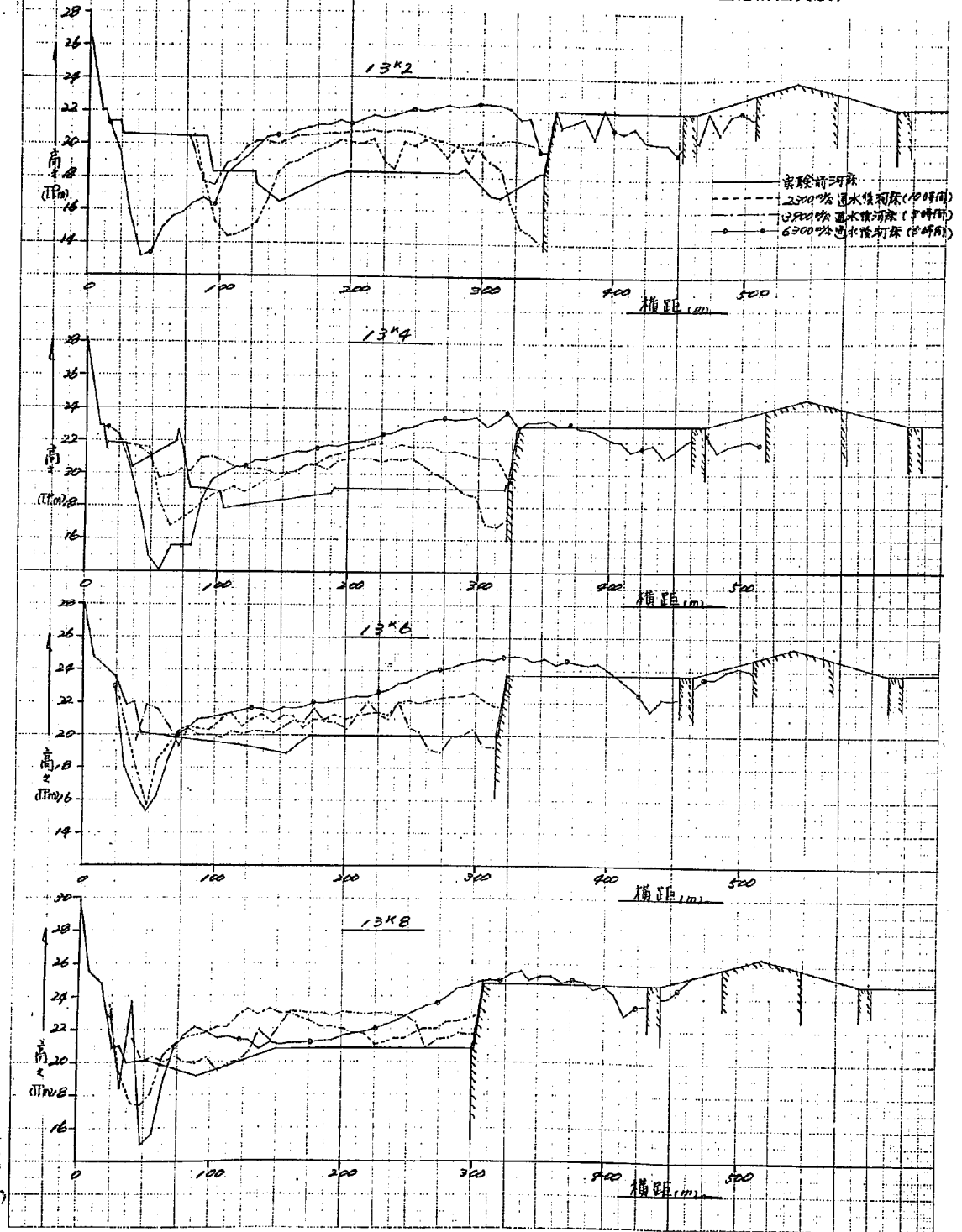


图-6-2-7-(8) 河床横断面图 (实验№2)
(空港計畫实验)

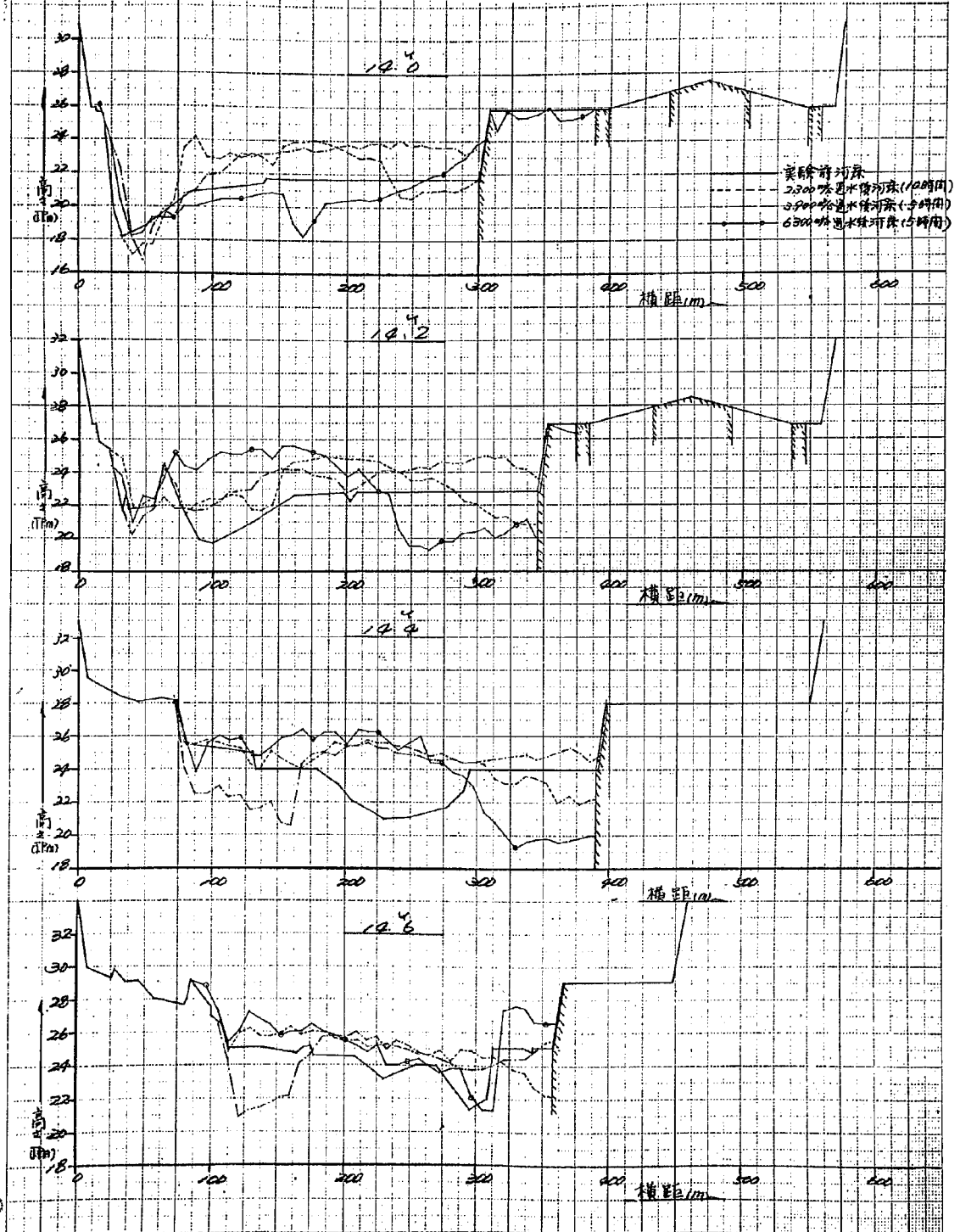


図-6-2-7-(9) 河床横断図 (実験No.2)
(空港計画実験)

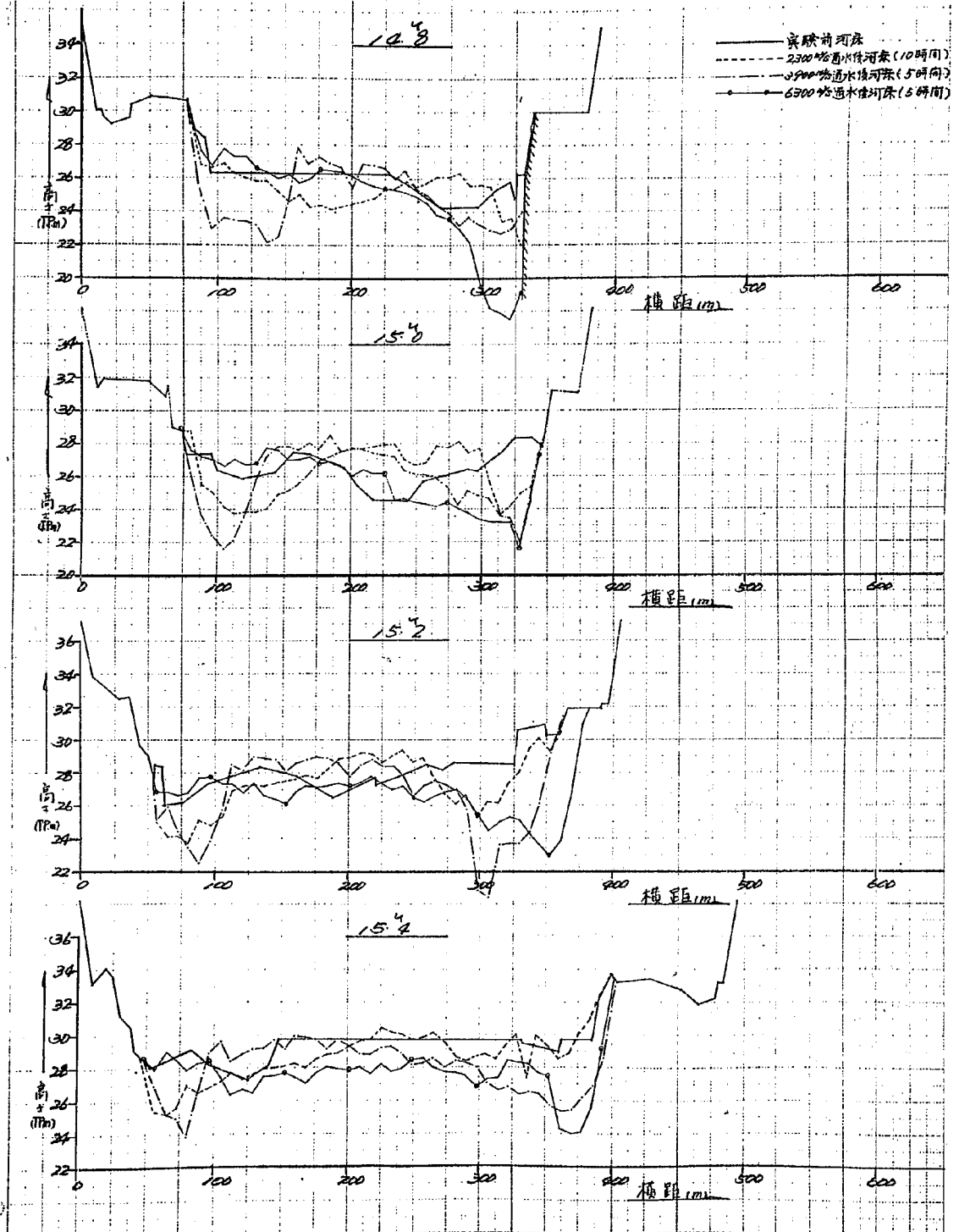


图-6-2-7-(10) 河床横断面图(实验No.2)
(空港計画実験)

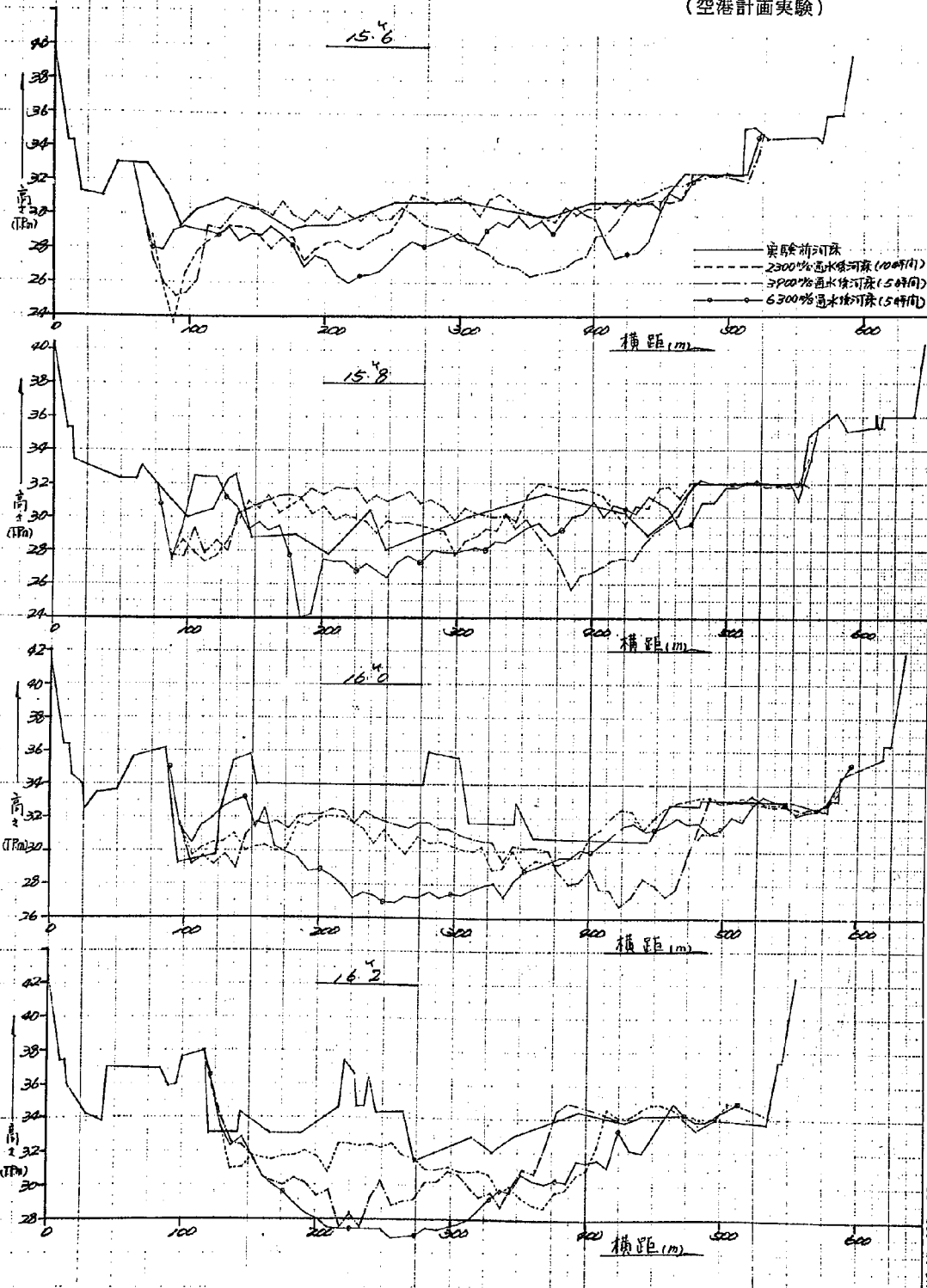


圖-6-2-8-(1) 河床横断面图 (实验№3)
(建設省計画実験)

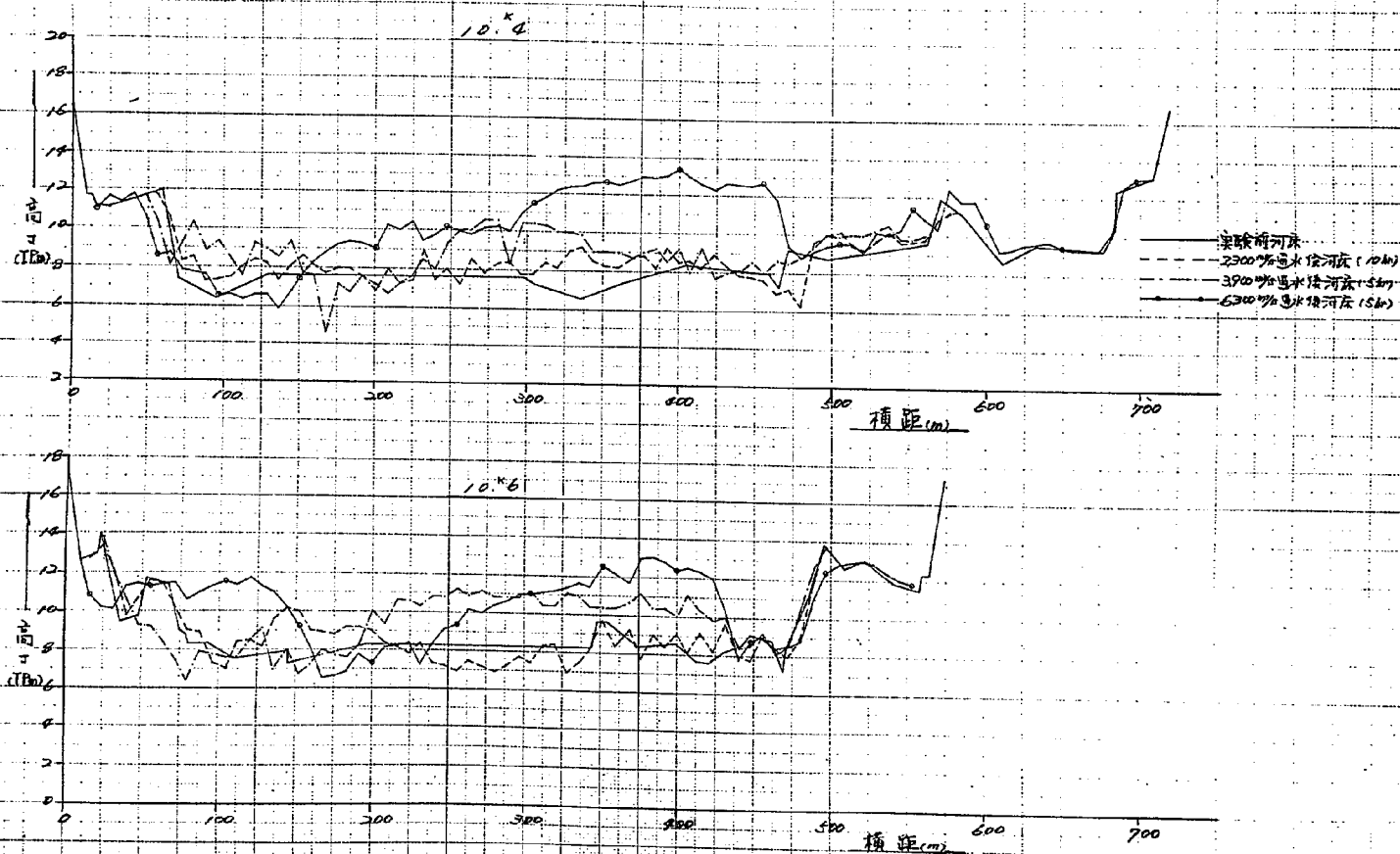


图-6-2-8-(2) 河床横断面图(实验№3)

(建设省计画实验)

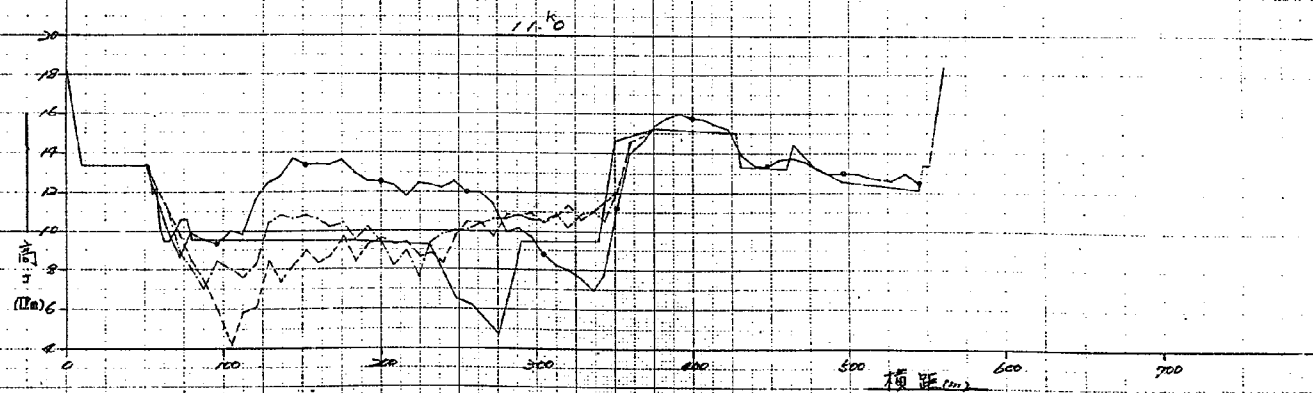
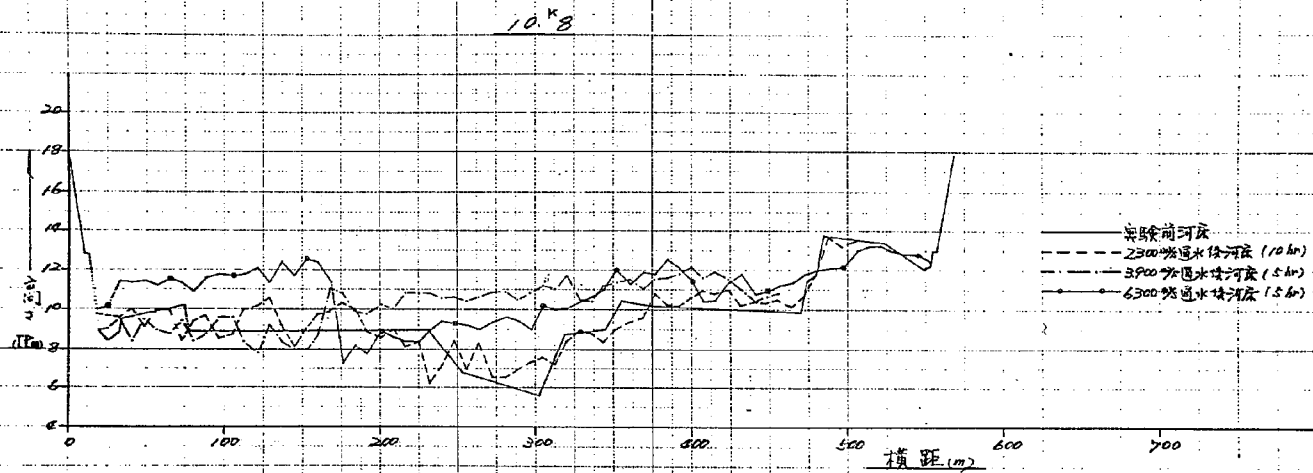


图-6-2-8-(3) 河床横断面图 (实验 №3)
(建设省計画实验)

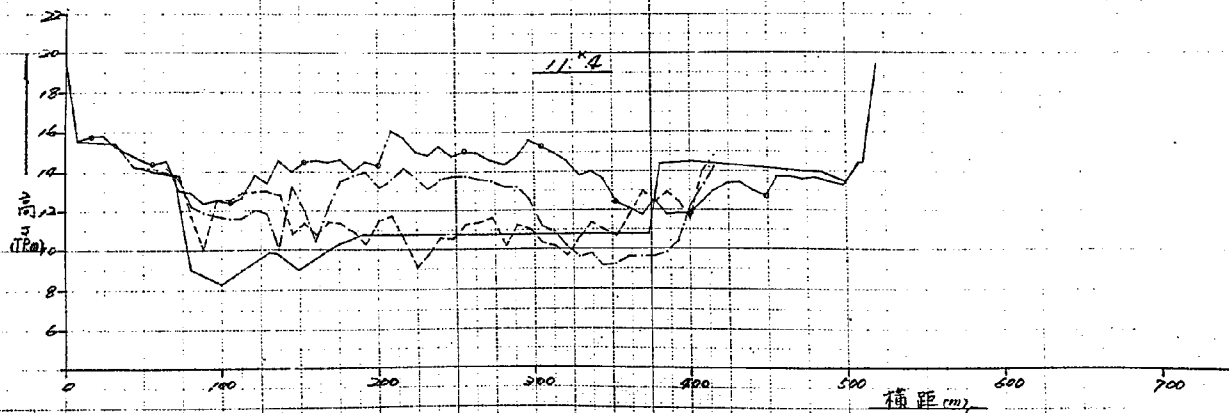
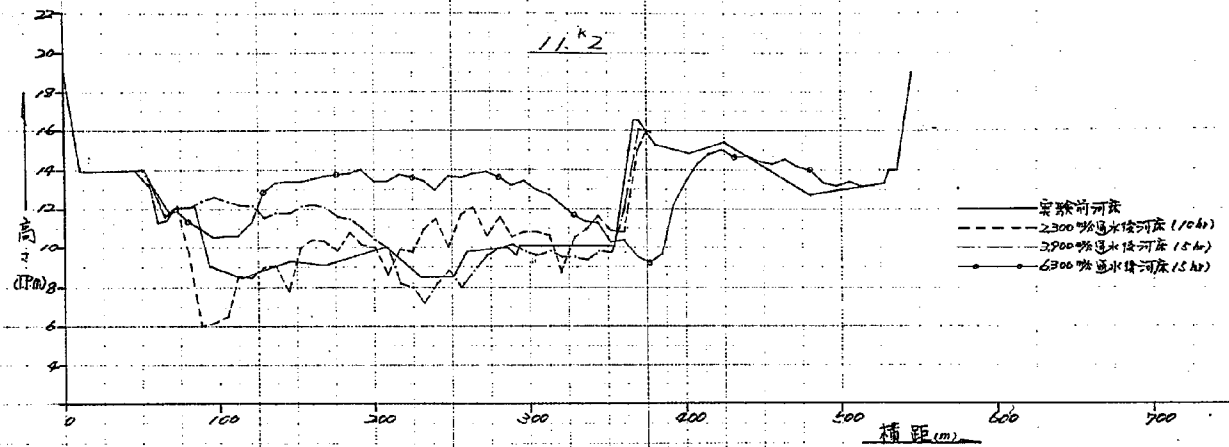


图-6-2-8-(4) 河床横断面图(实验№3)
(建设省計画实验)

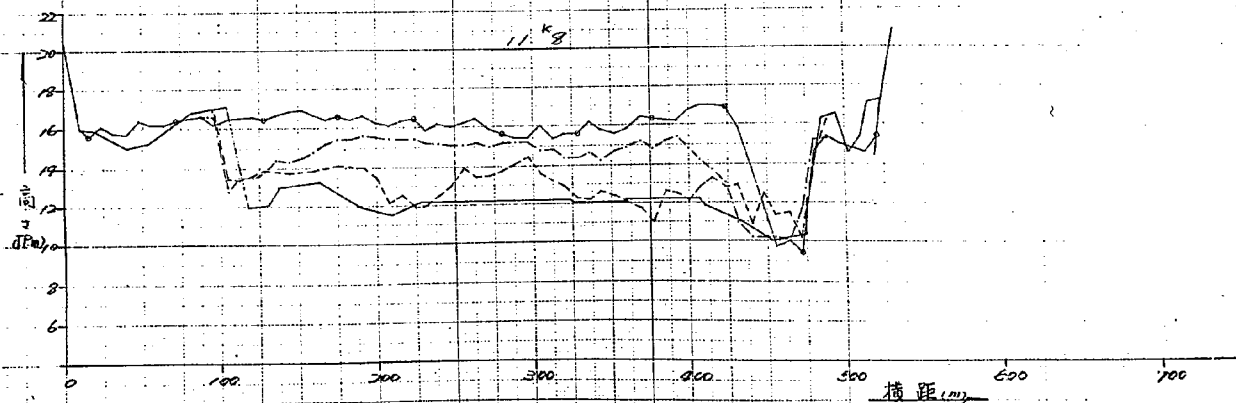
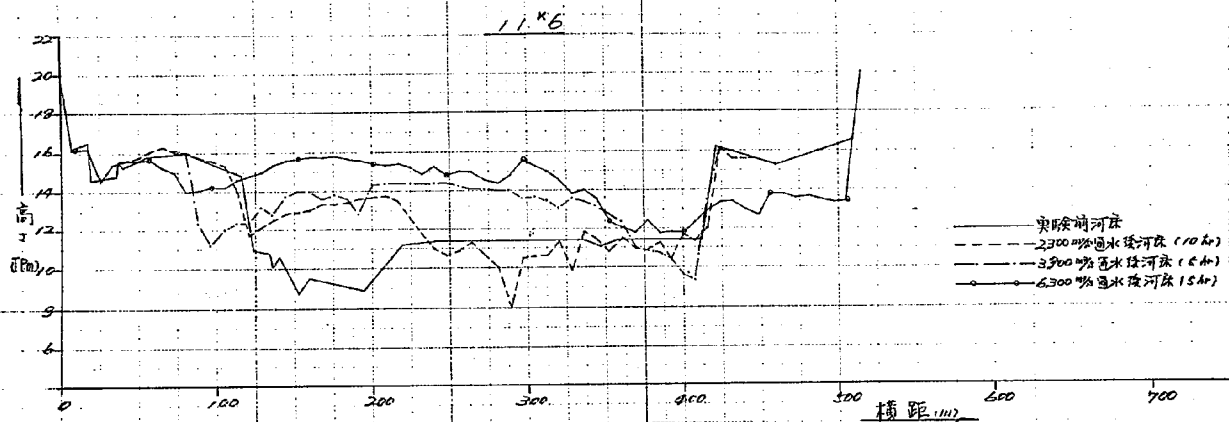


图-6-2-8-(5) 河床横断面图 (实验 №3)
(建设省計画实验)

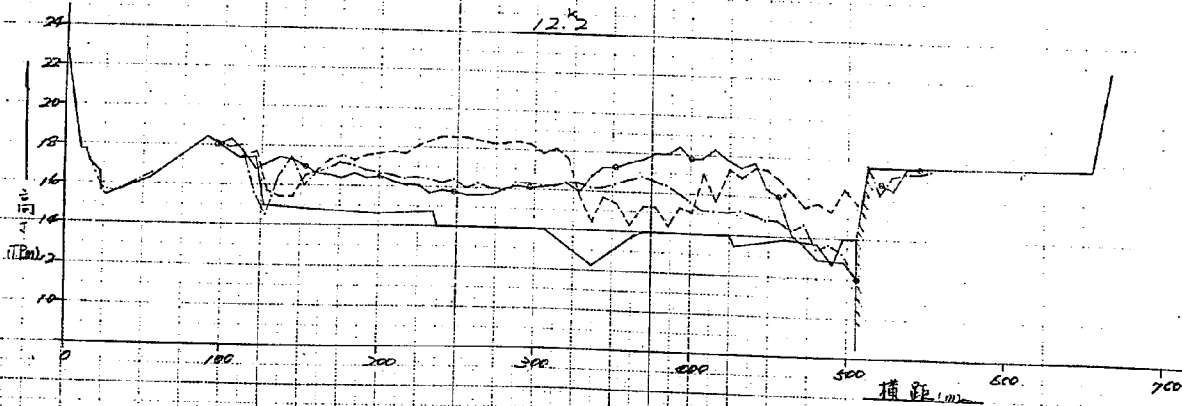
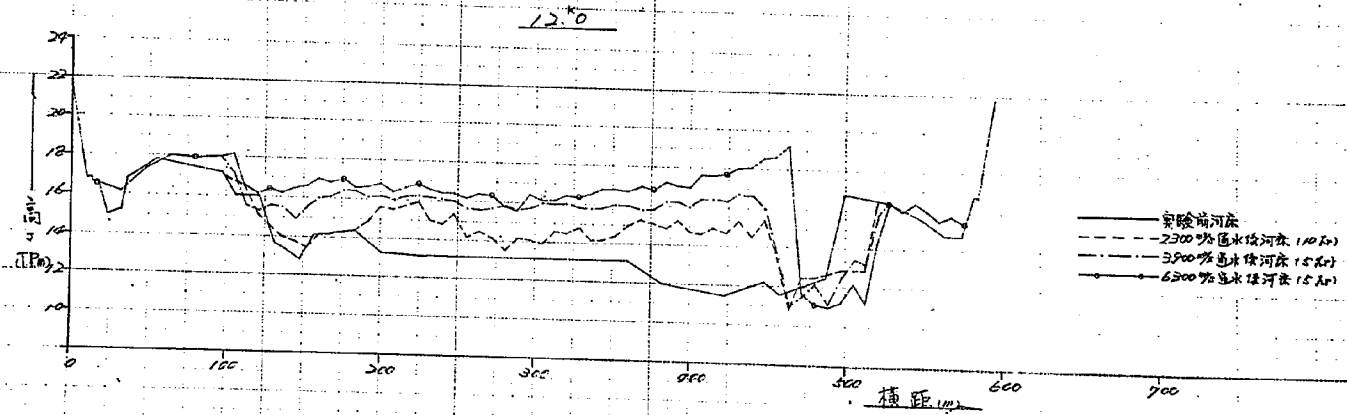


図-6-2-8-(6) 河床横断面図 (実験No.3)
(建設省計画実験)

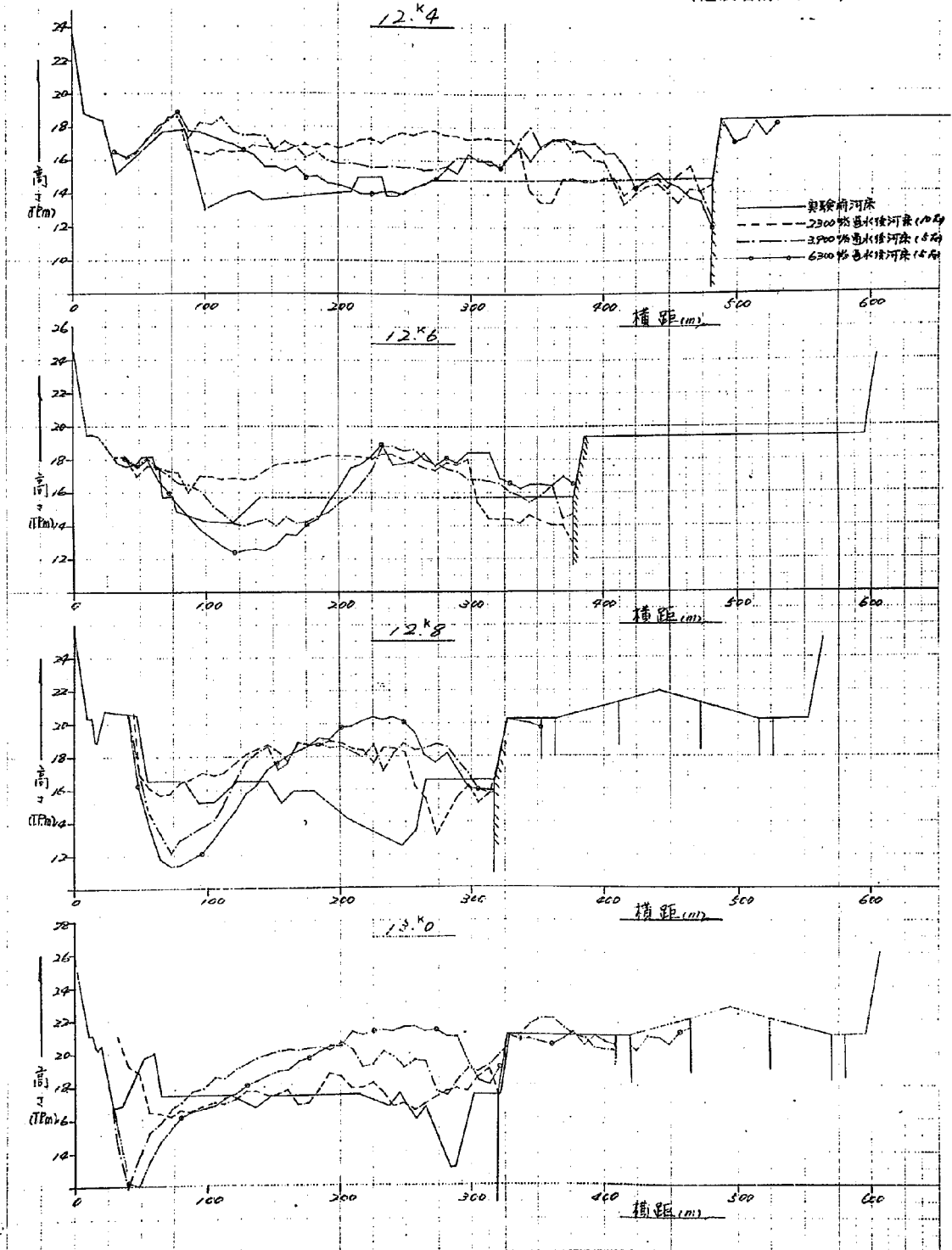


図-6-2-8-(7) 河床横断面図 (実験No.3)
(建設省計画実験)

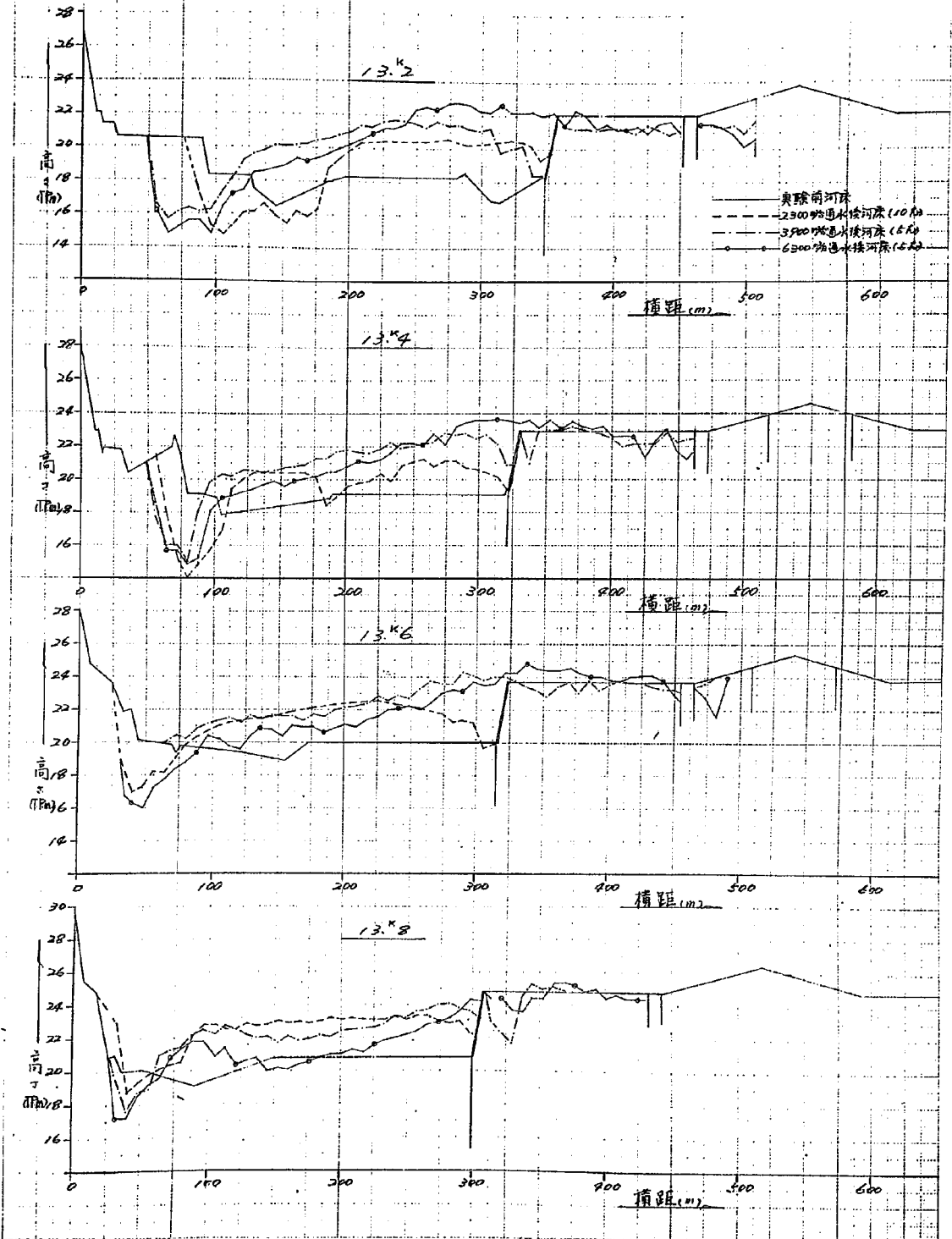


图-6-2-8-(8) 河床横断面图(实验No.3)
(建设省計画实验)

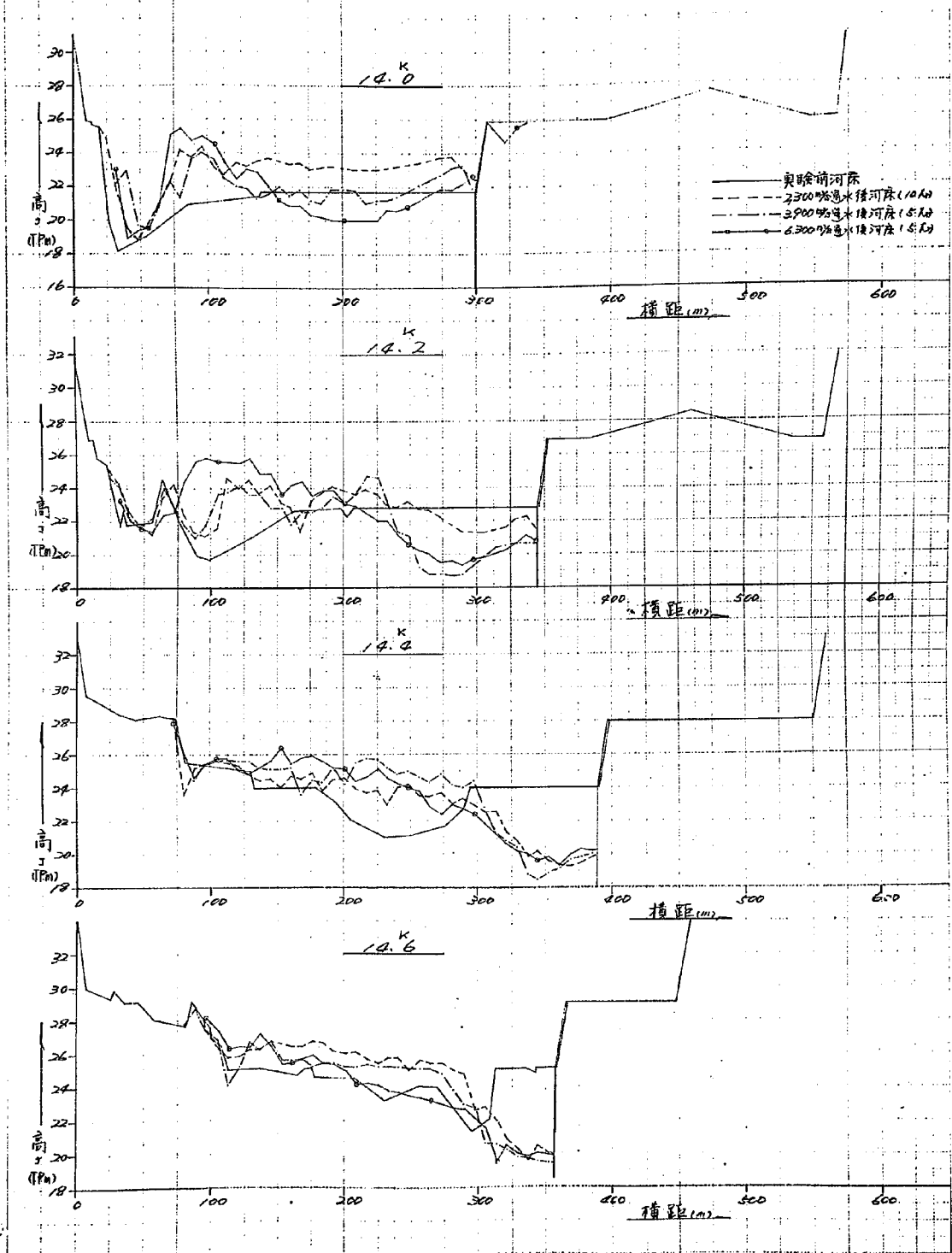


图-6-2-8-(9) 河床横断面图 (实验 №3)
(建设省計画実験)

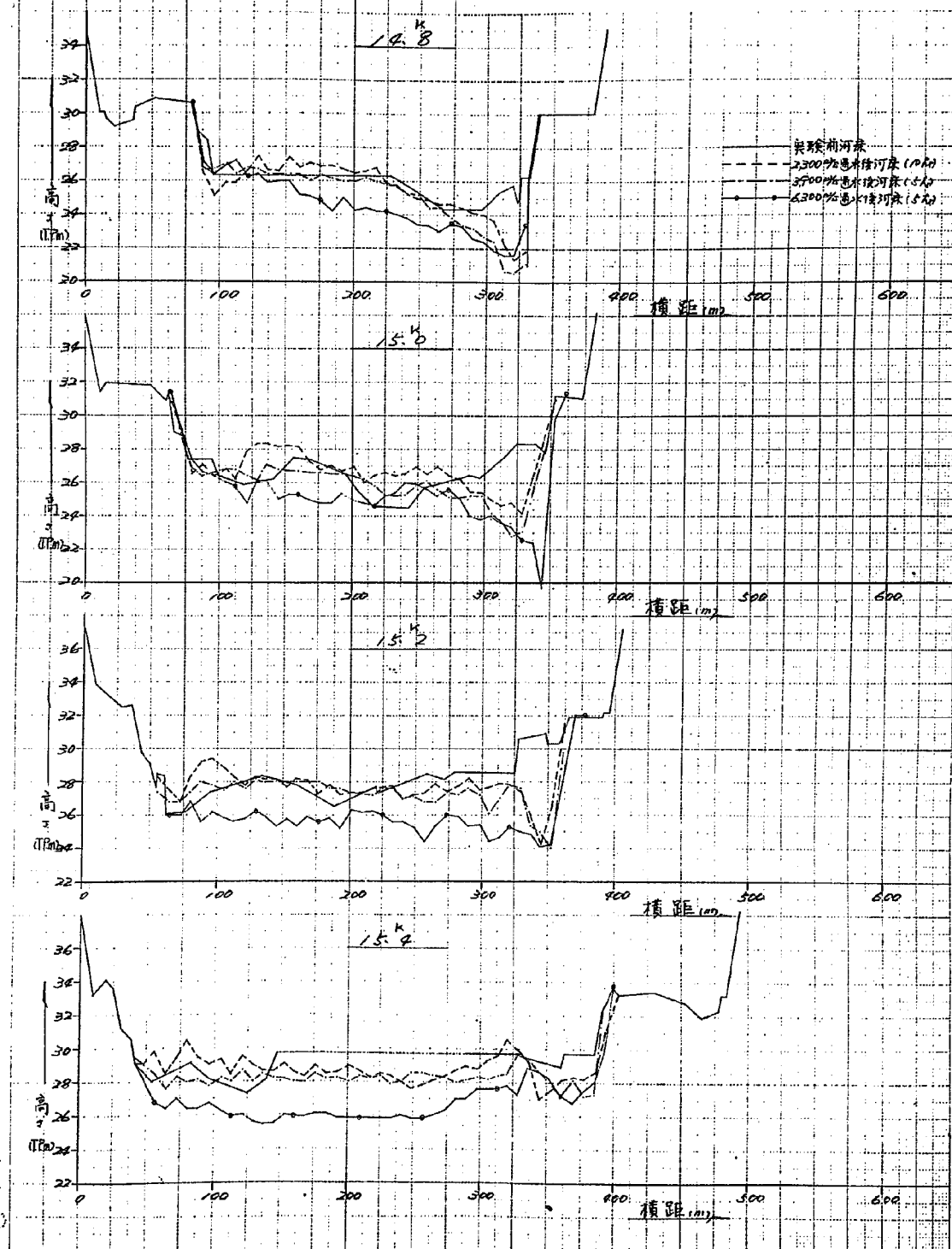
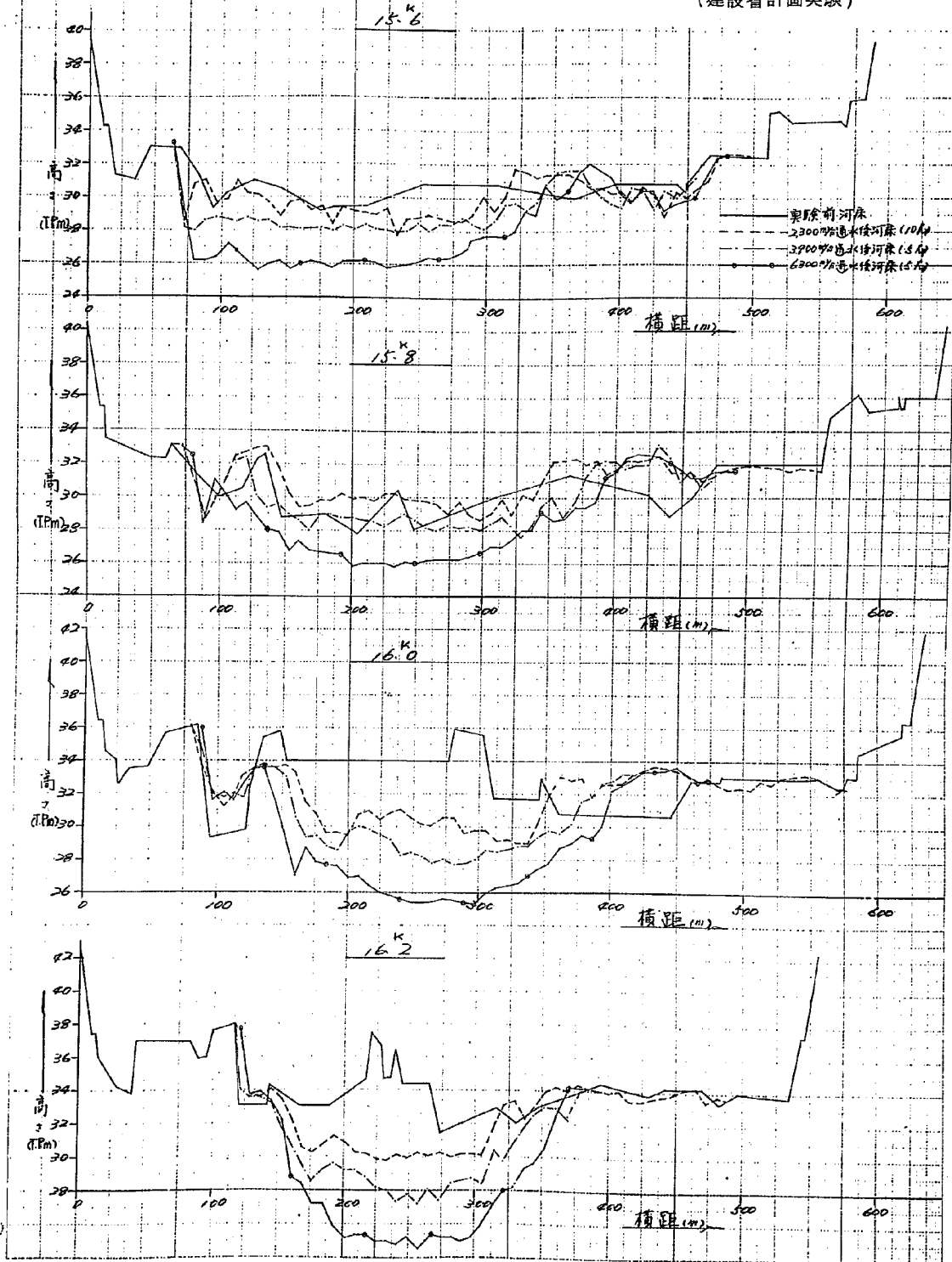


図-6-2-8-(4) 河床横断図 (実験No.3)

(建設省計画実験)



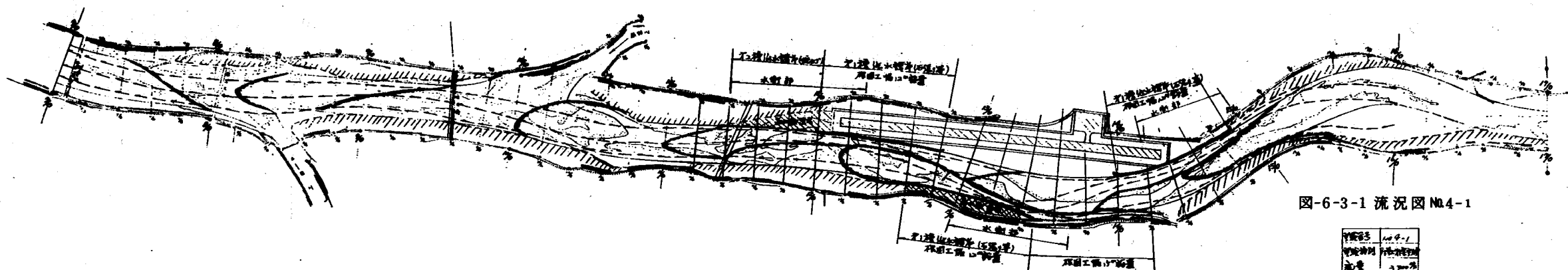


图-6-3-1 流况图 №4-1

图号	№ 4-1
图例	见说明
流量	3000 吨
流速	

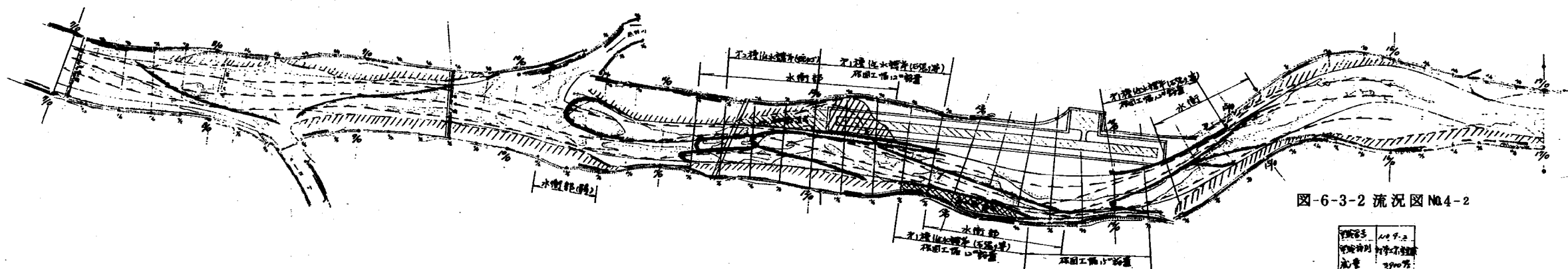


图-6-3-2 流况图 №4-2

图号	№ 4-2
图例	见说明
流量	3000 吨
流速	

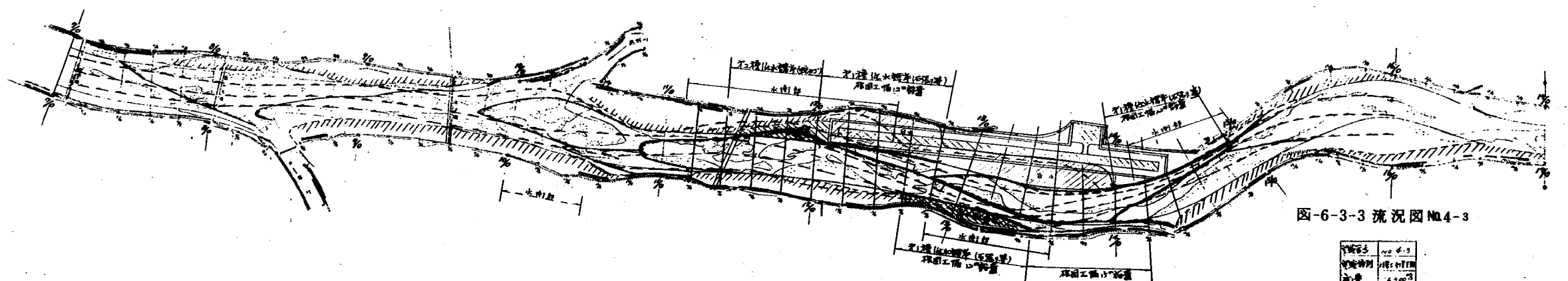


图-6-3-3 流况图 №4-3

图号	№ 4-3
图例	见说明
流量	3000 吨
流速	

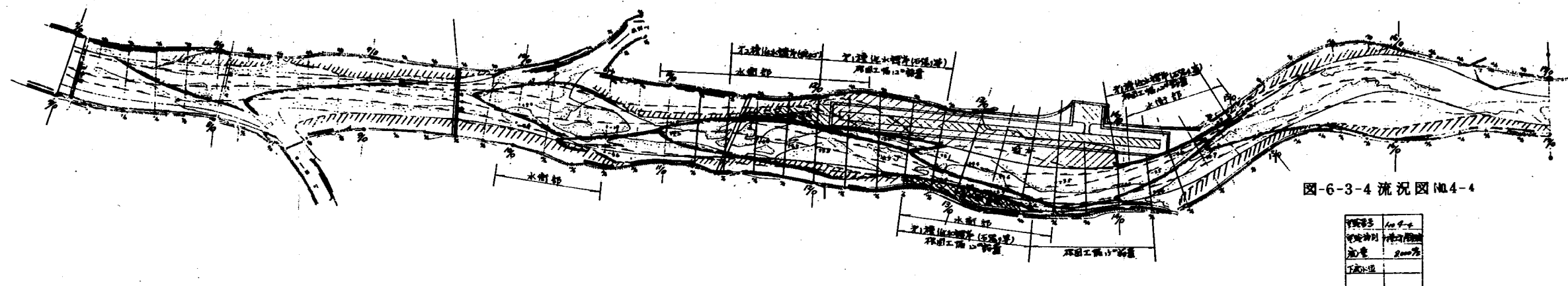


图-6-3-4 流況図 No.4-4

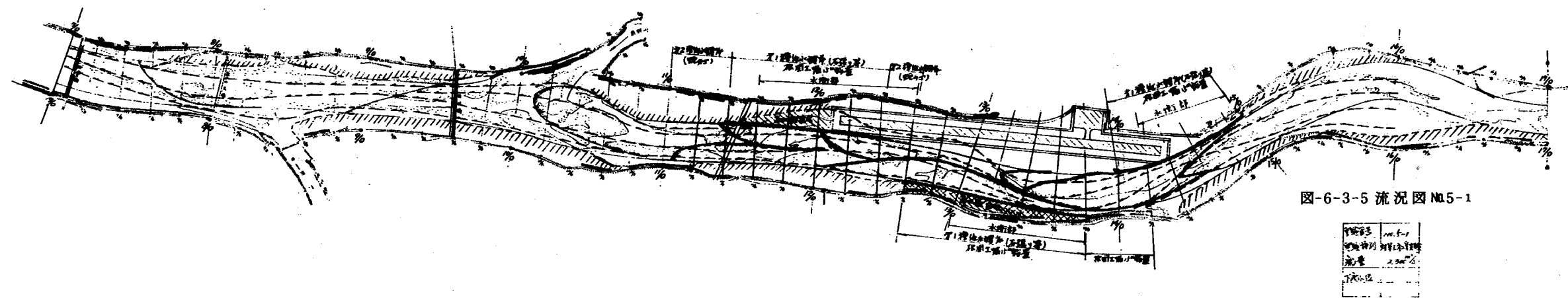


图-6-3-5 流況図 No.5-1

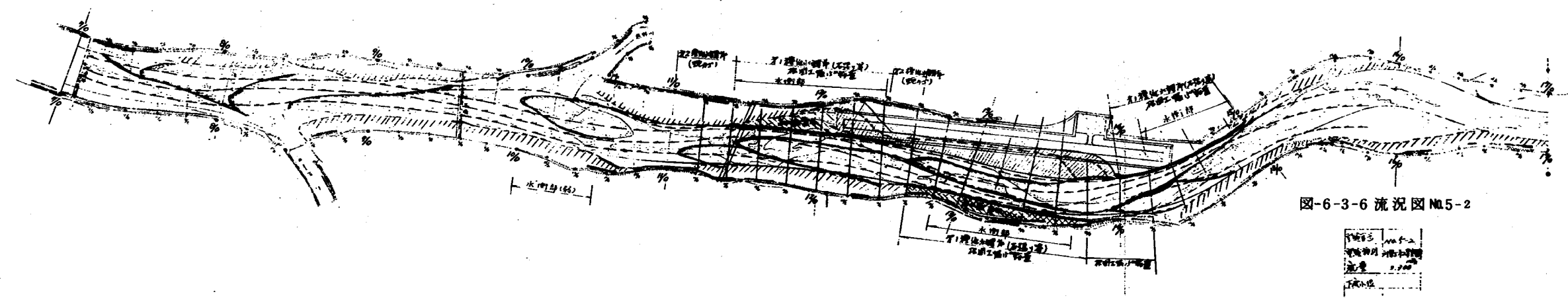


图-6-3-6 流況図 No.5-2

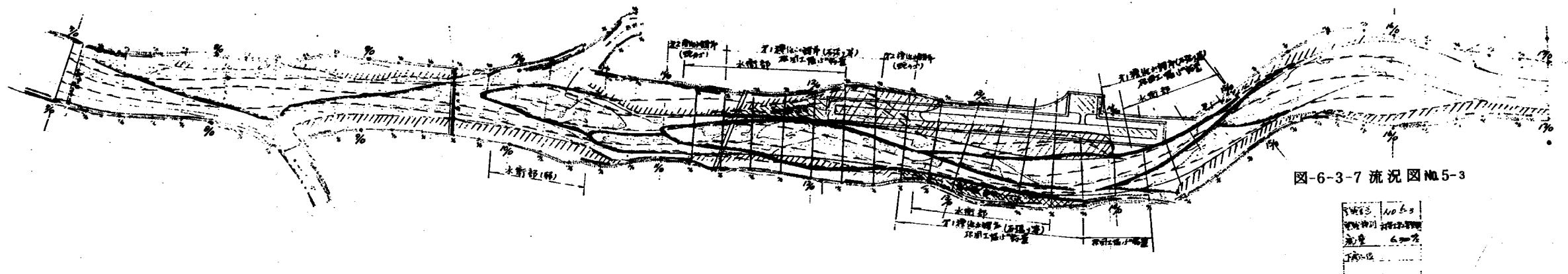


图-6-3-7 流況図 No.5-3

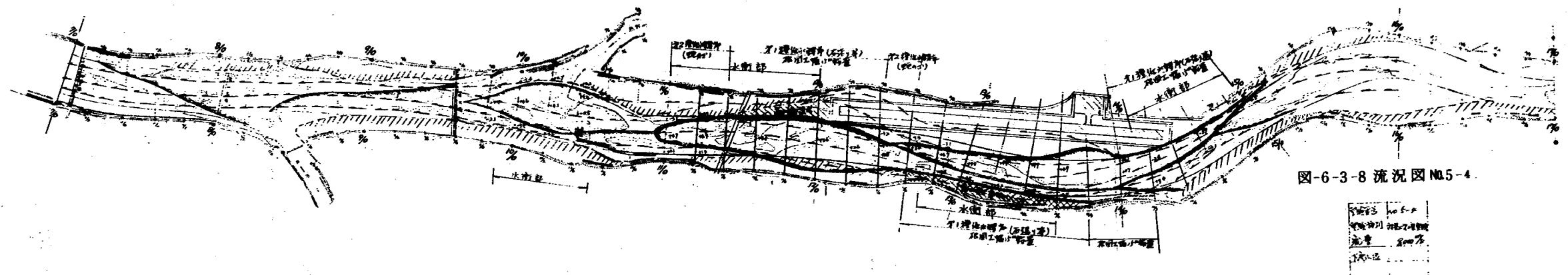


图-6-3-8 流況図 No.5-4

图-6-3-9-(1) 河床横断面图 (实验No.4)

(对策工第1案实验)

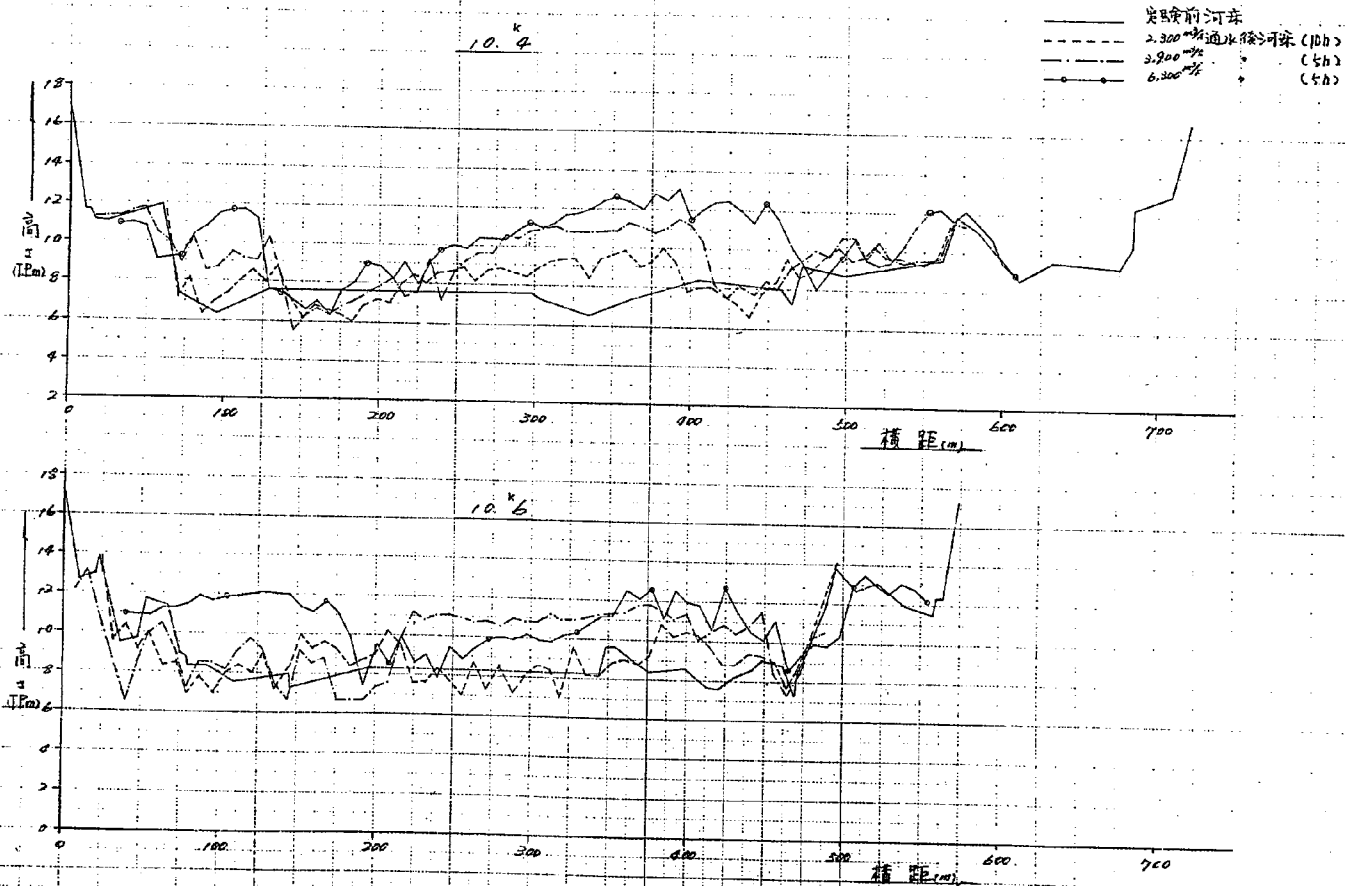


图-6-3-9-(2) 河床横断面图 (实验No.4)
(对策工第1案实验)

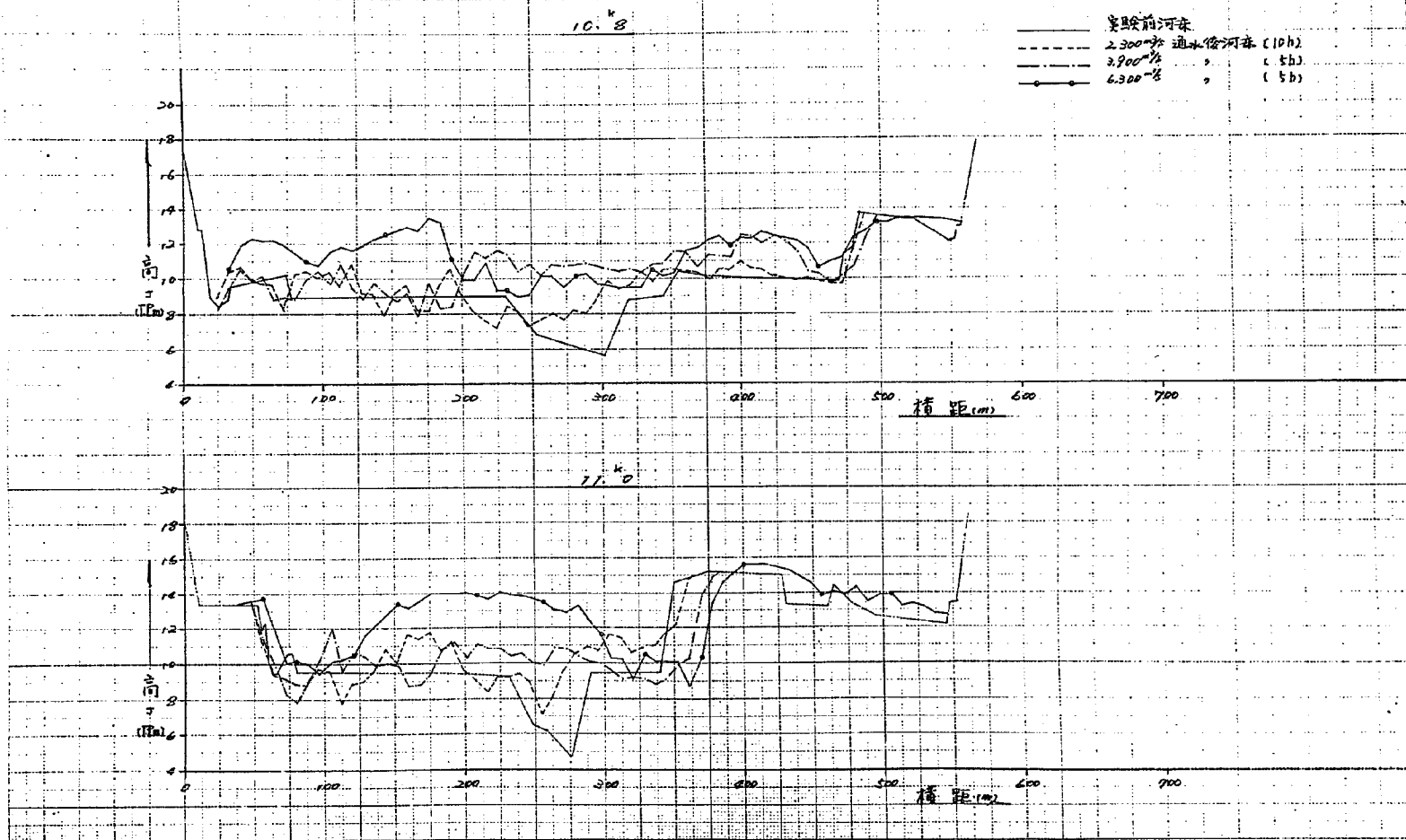


图-6-3-9-(3) 河床横断面图 (实验No.4)
(对策工第1案实验)

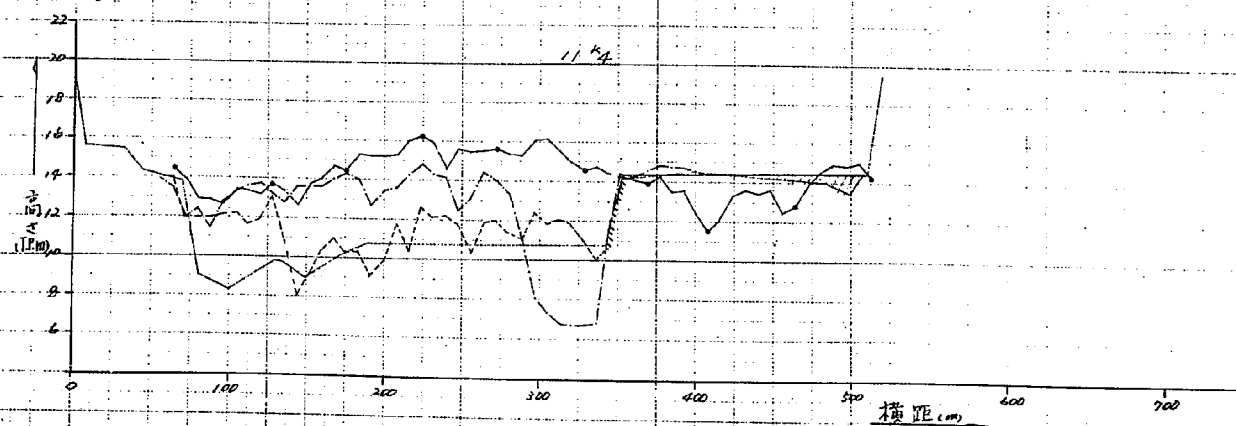
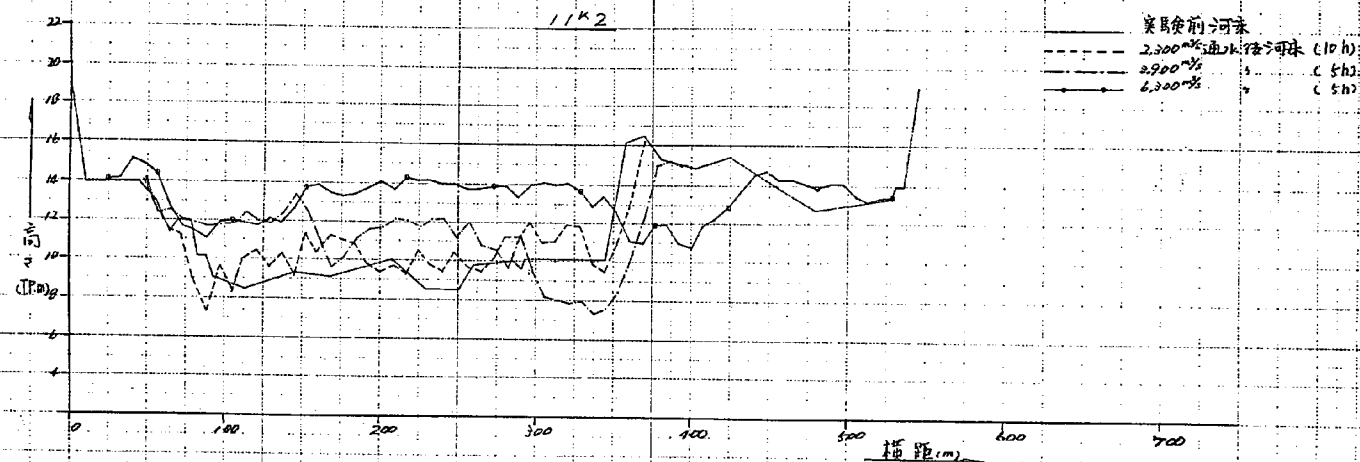


图-6-3-9-(4) 河床横断面图(实验№4)
(对策工第1案实验)

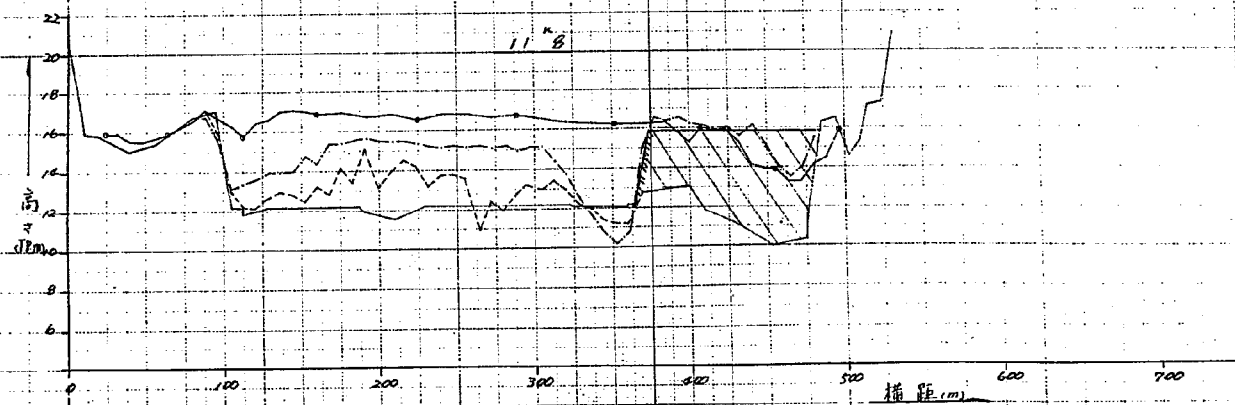
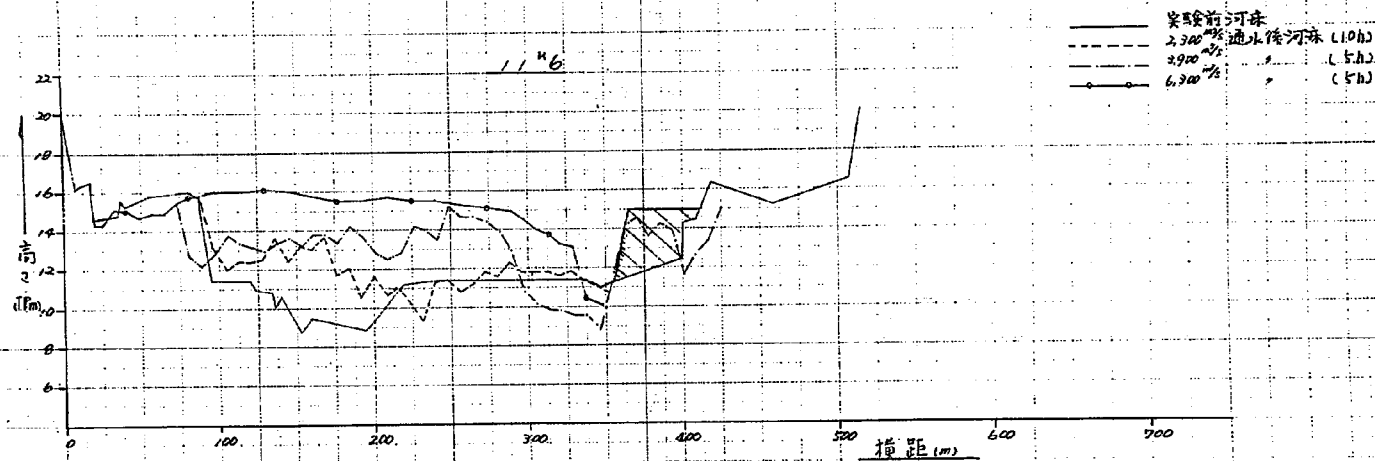


图-6-3-9-(5) 河床横断面图(实验№4)

(对策工第1案实验)

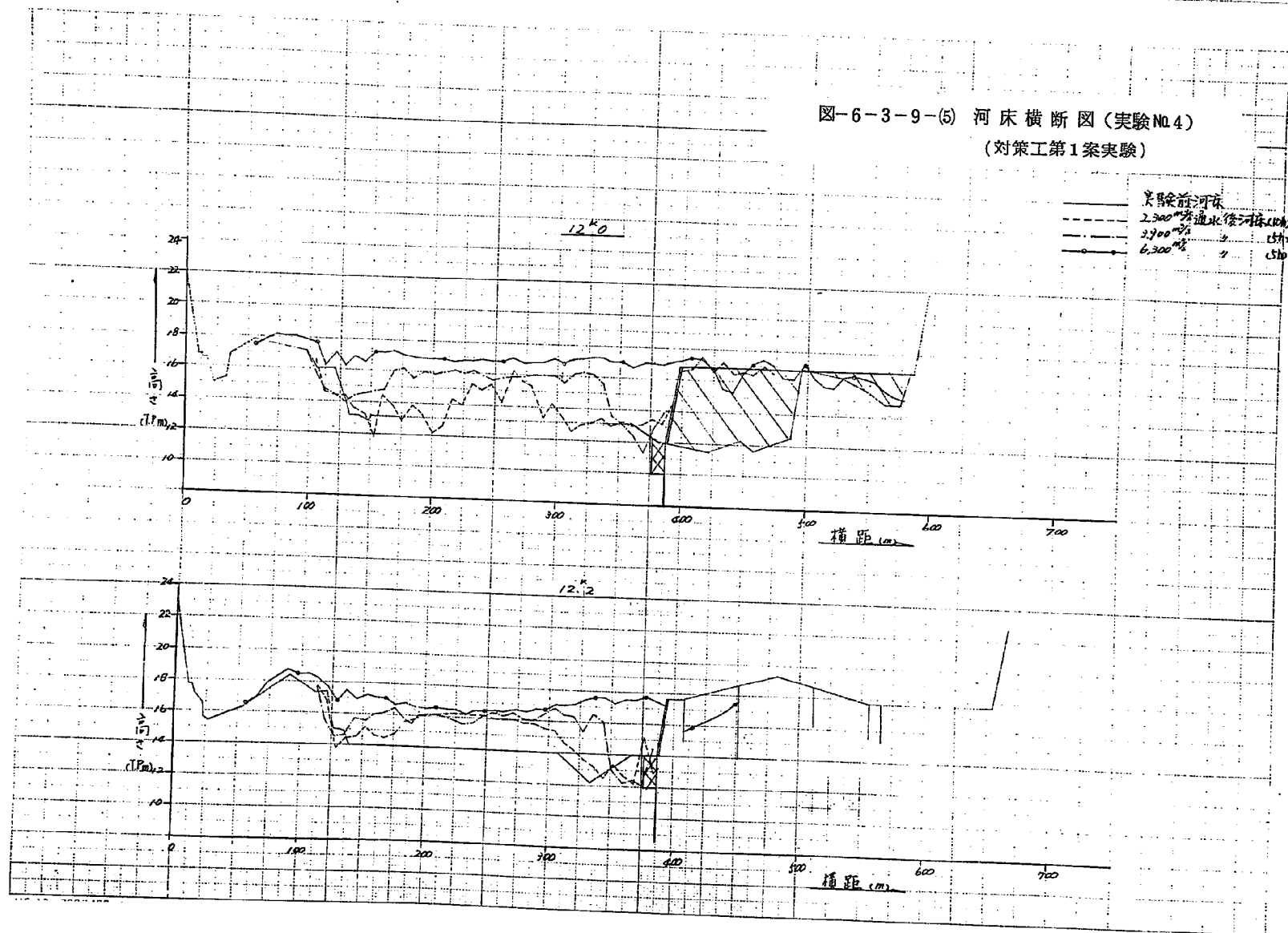


图-6-3-9-(6) 河床横断面图 (实验No.4)

(对策工第1案实验)

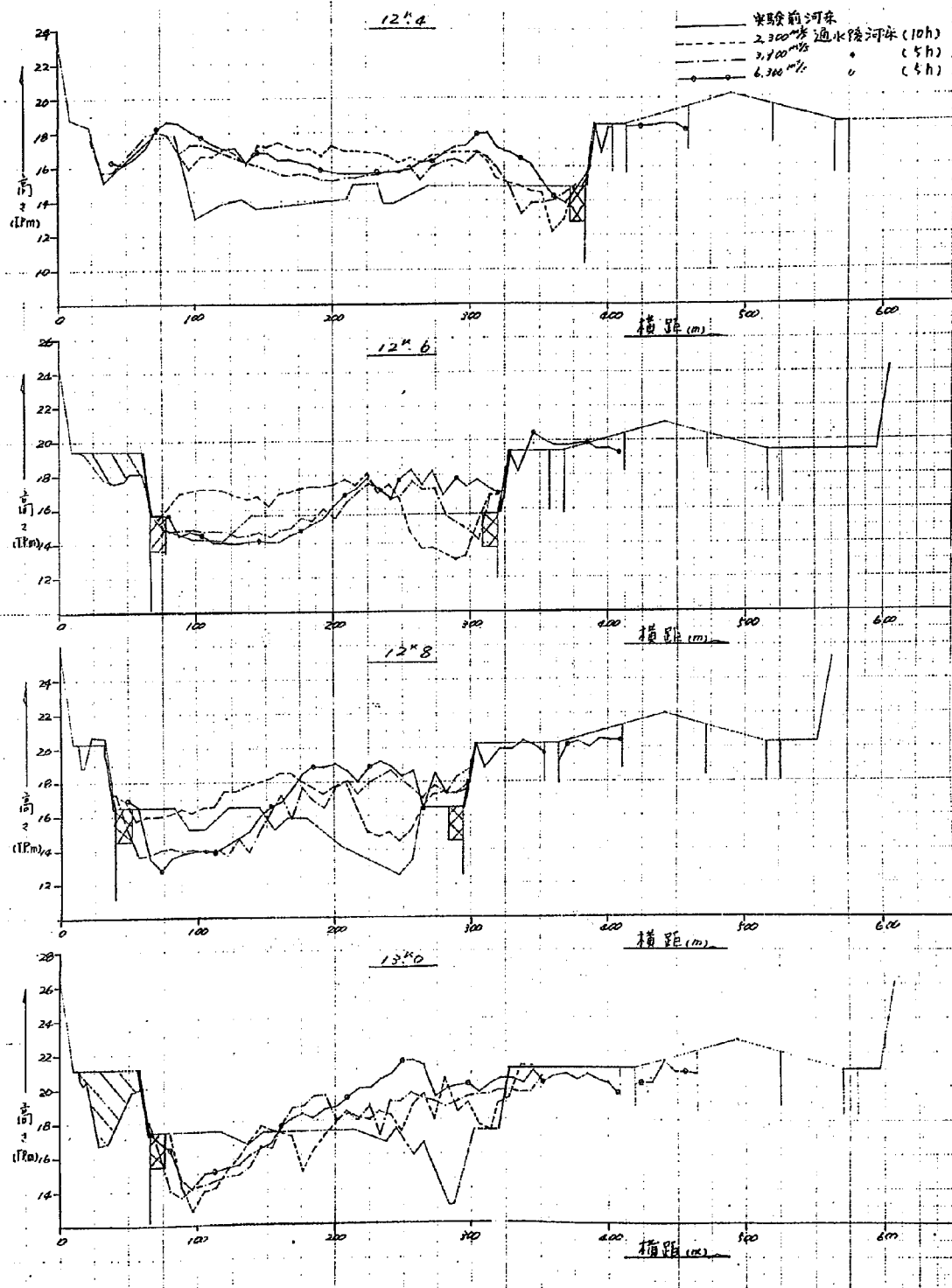


图-6-3-9-(7) 河床横断面图(实验No.4)
(对策工第1案实验)

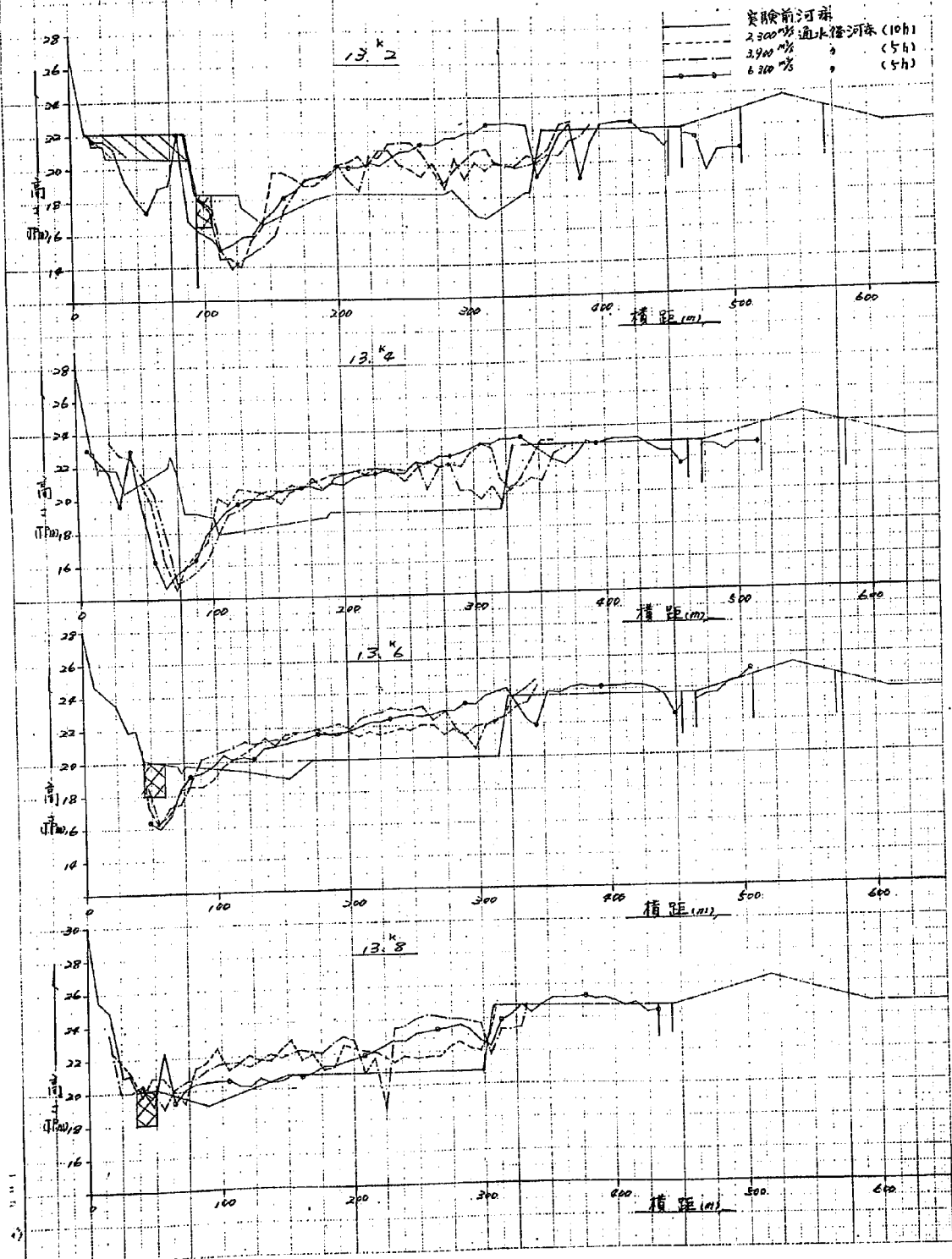


图-6-3-9-(8) 河床横断面图 (实验 No. 4)
(对策工第1案实验)

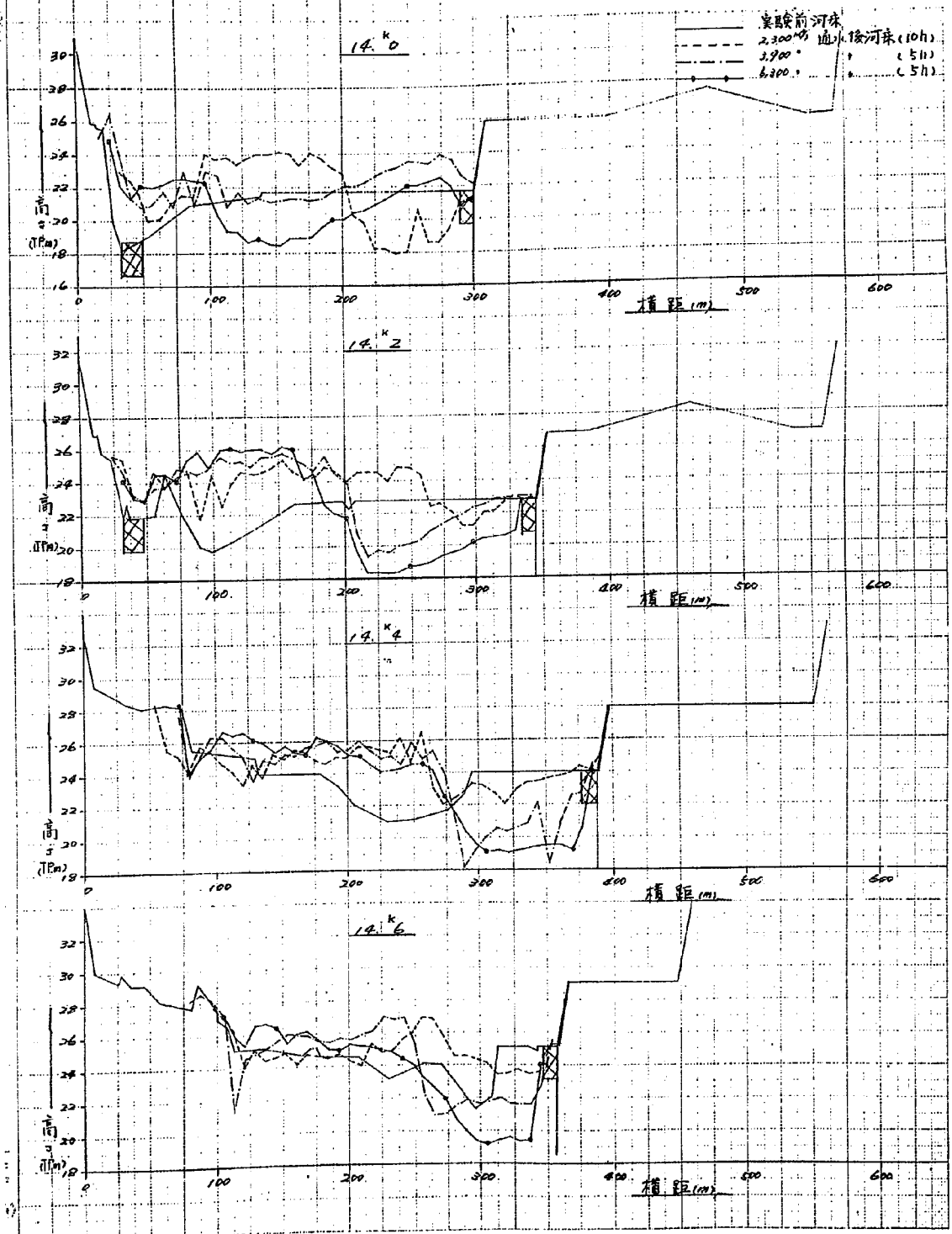


图-6-3-9-(9) 河床横断面图 (实验No.4)

(对策工第1案实验)

(对策工第1案实验)
 实验前河床
 2,300^{mm} 透水後河床 (10h)
 3,700^{mm} " (5h)
 6,300^{mm} " (5h)

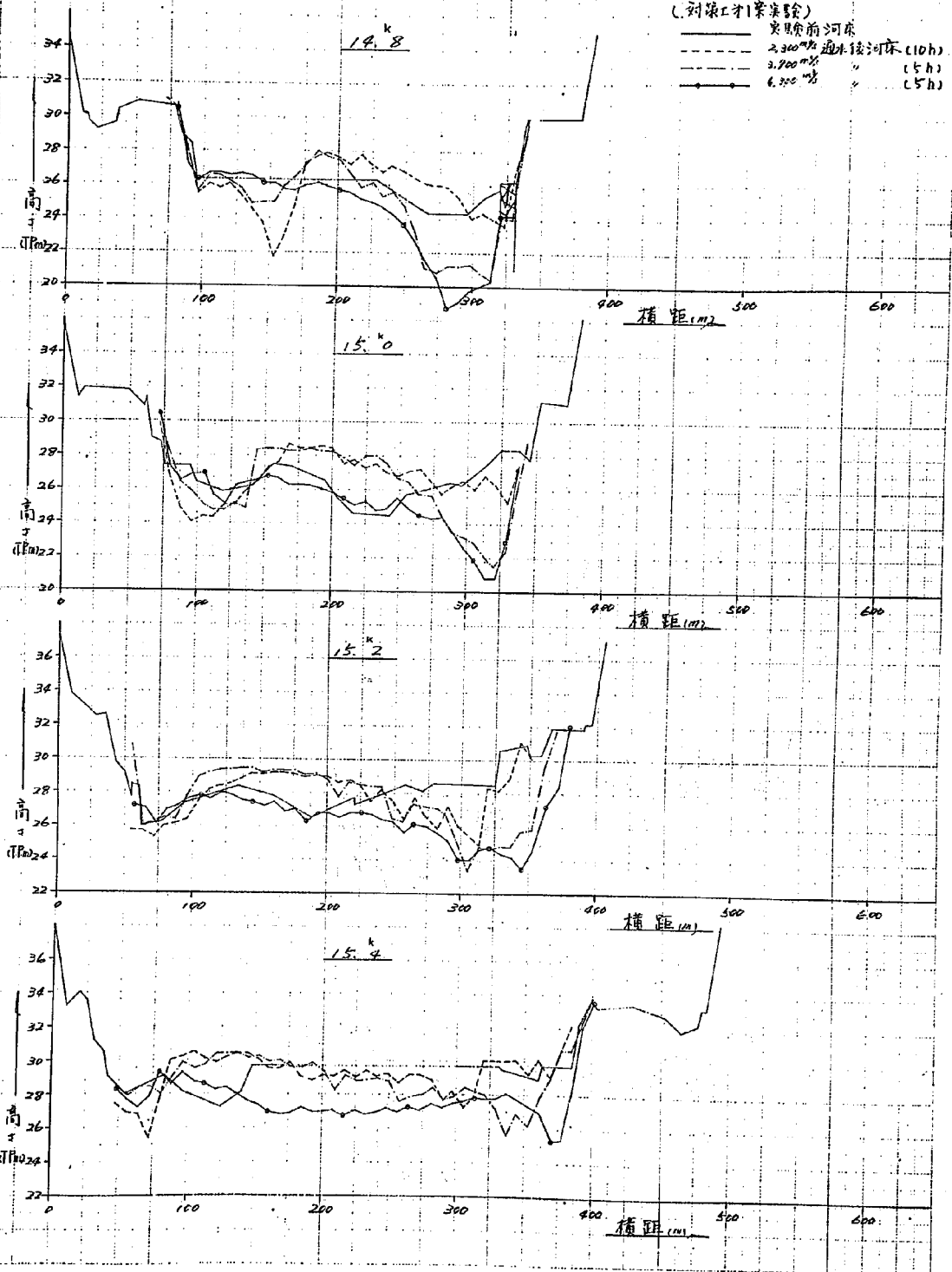


图-6-3-9-00 河床横断面图 (实验No.4)
(对策工第1案实验)

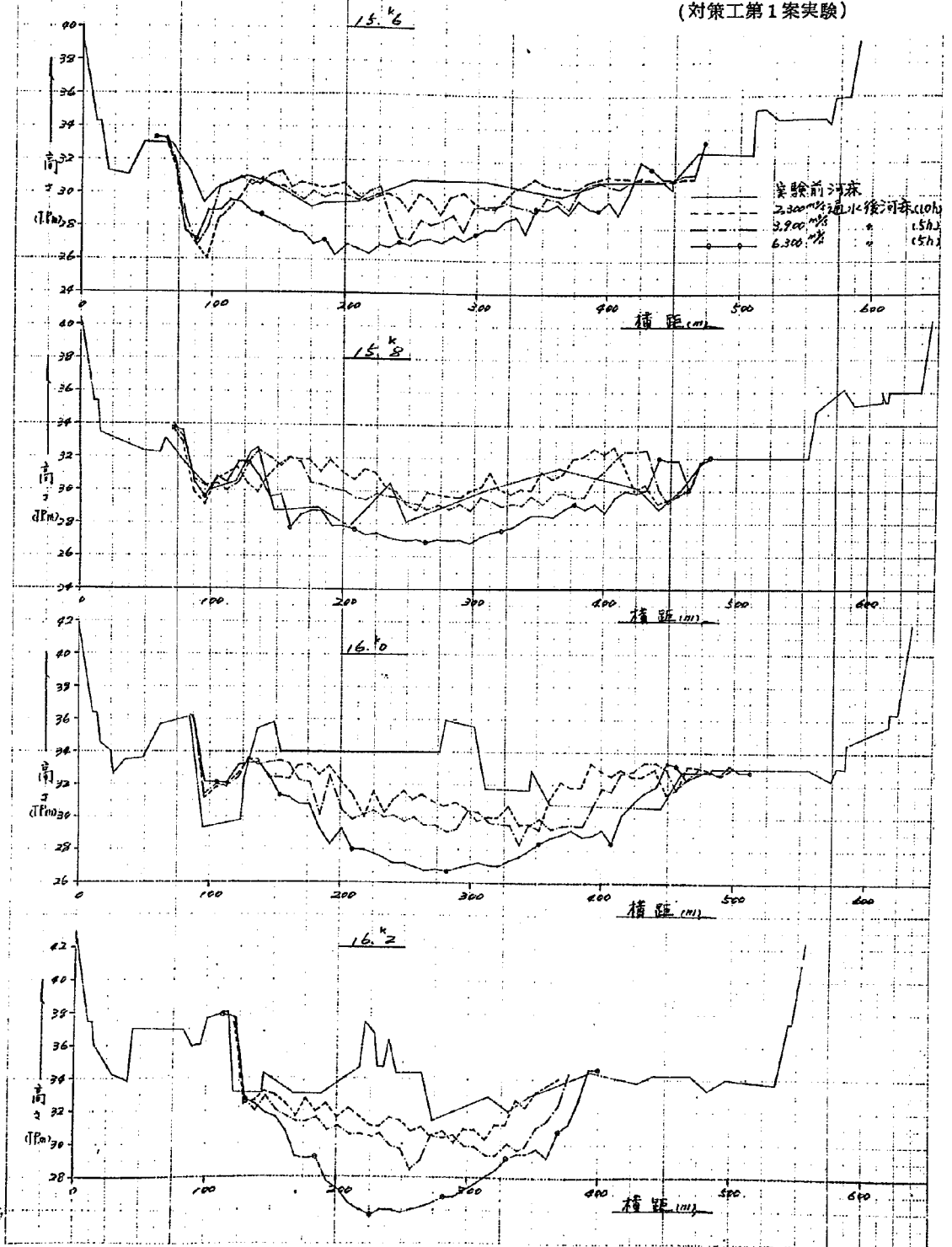


图-6-3-10-(1) 河床横断面图 (实验№5)

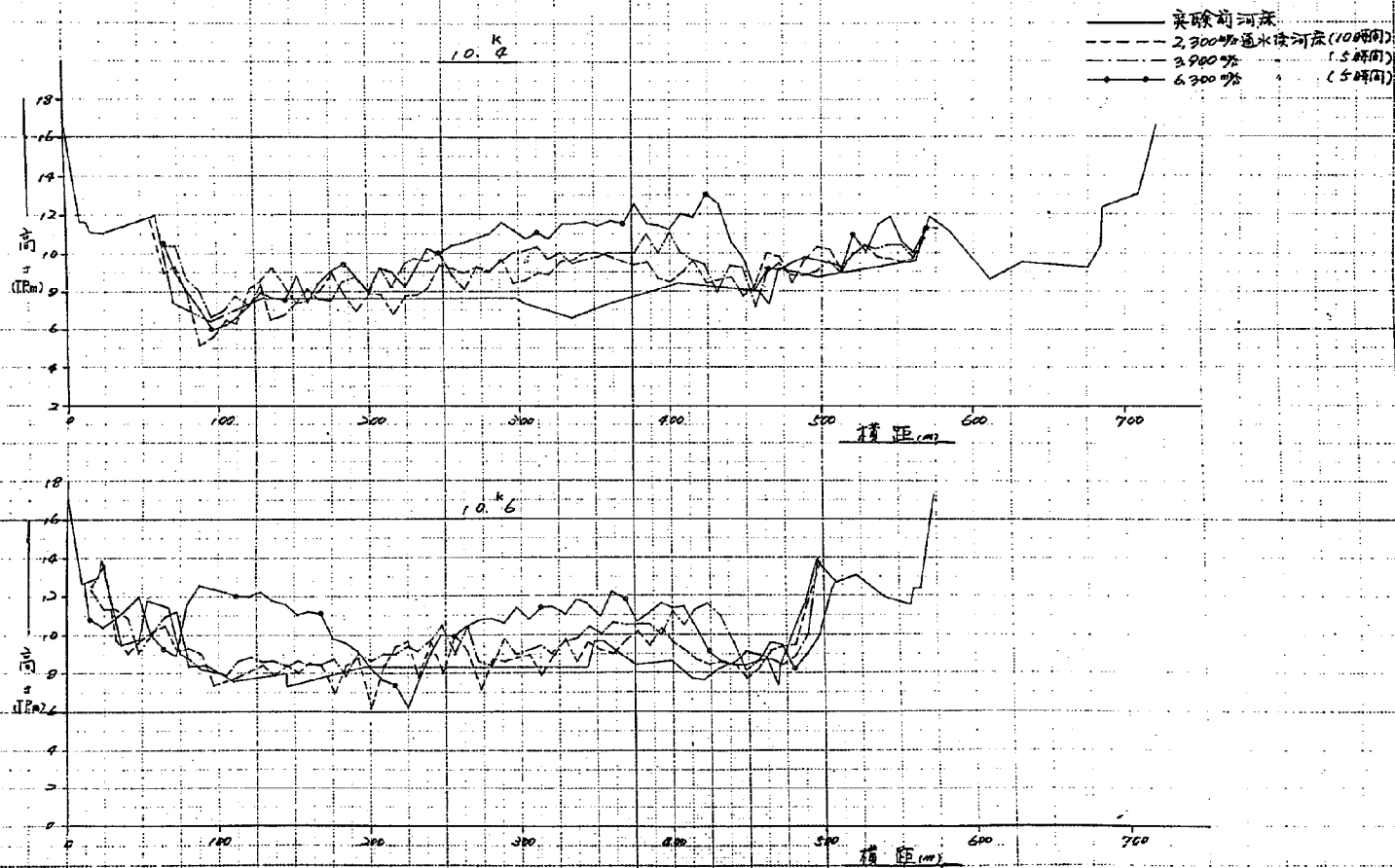


图-6-3-10-(2) 河床横断面图 (实验 №5)

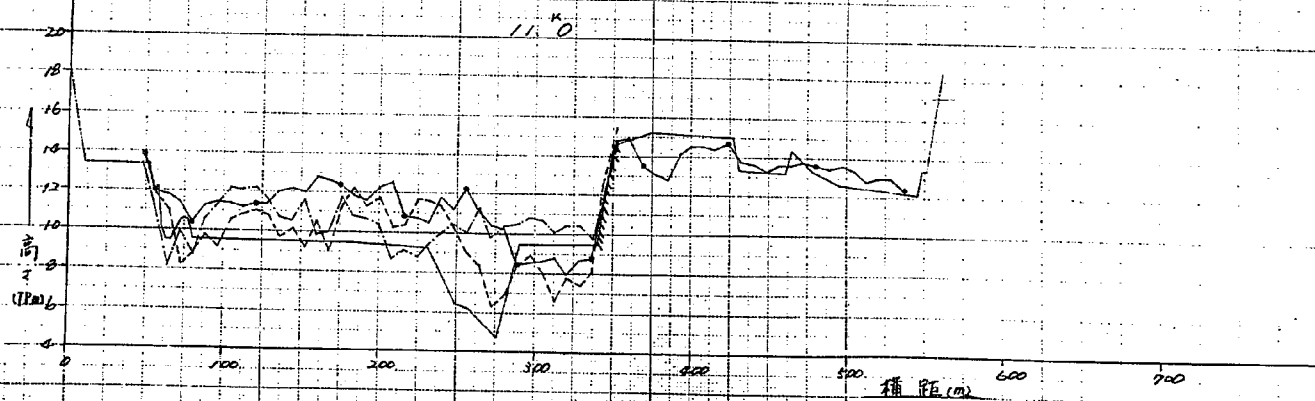
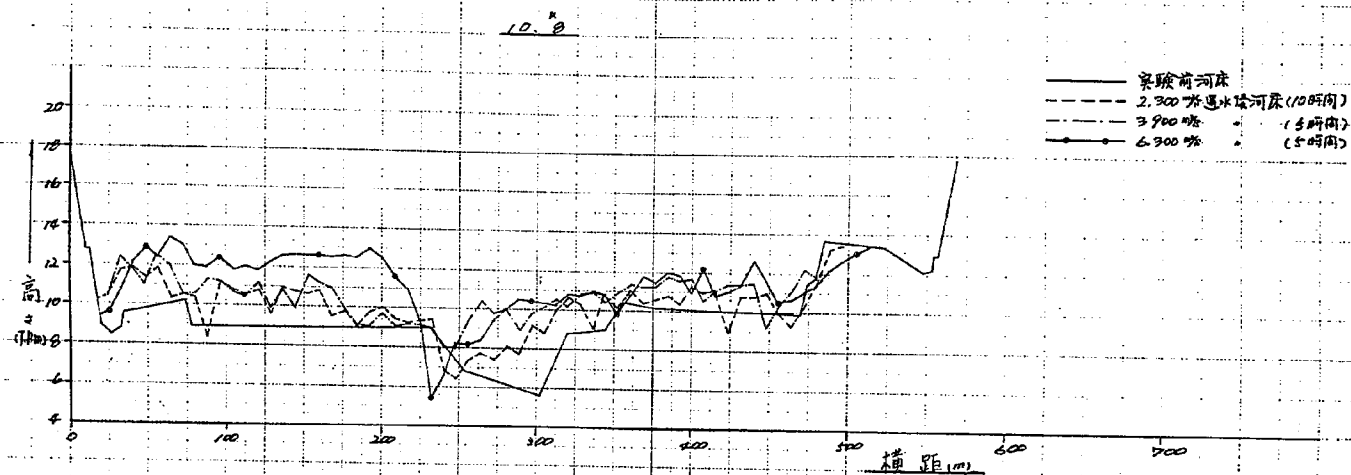


图-6-3-10-(3) 河床横断面图 (实验№5)

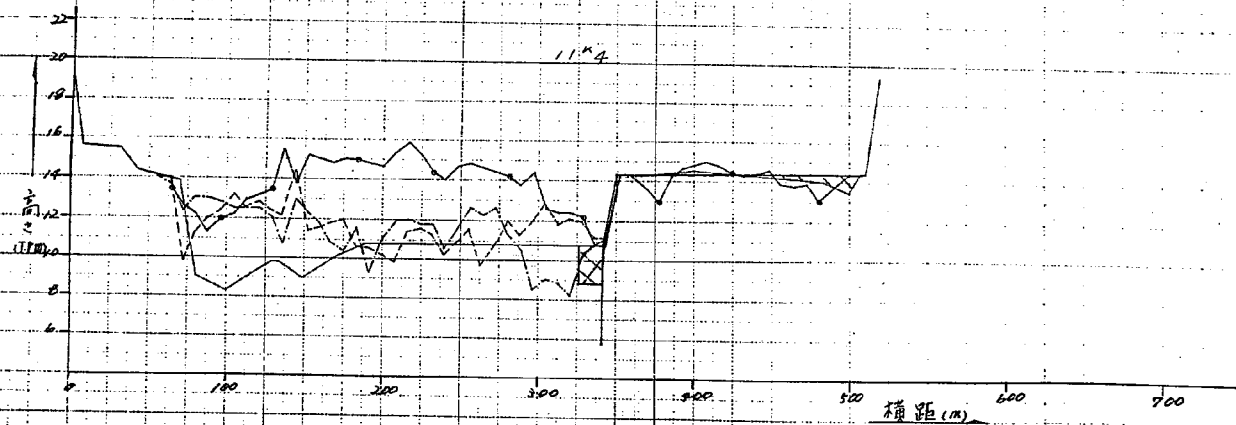
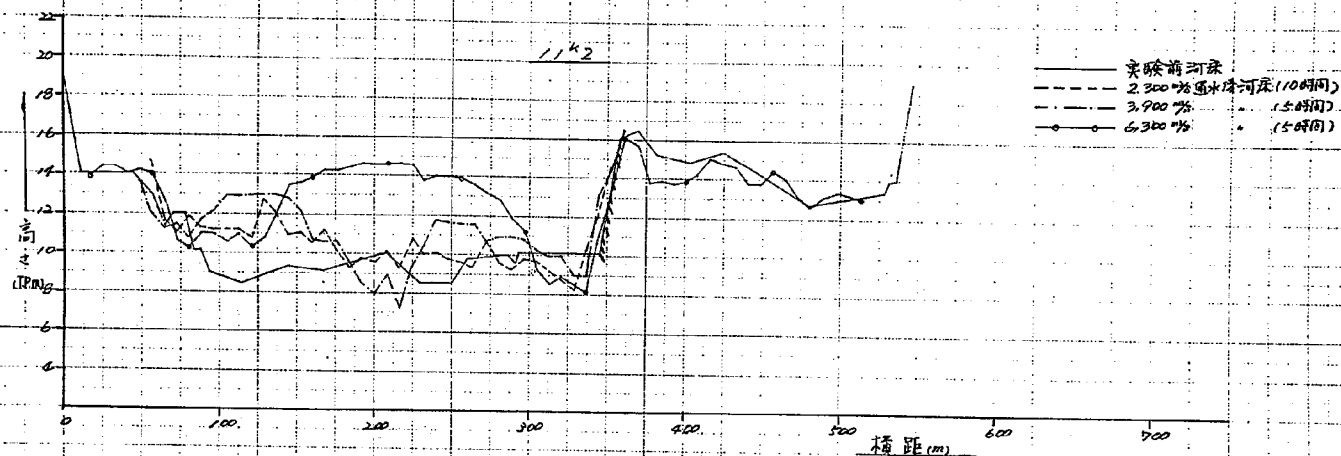


图-6-3-10-(4) 河床横断面图 (实验 No.5)

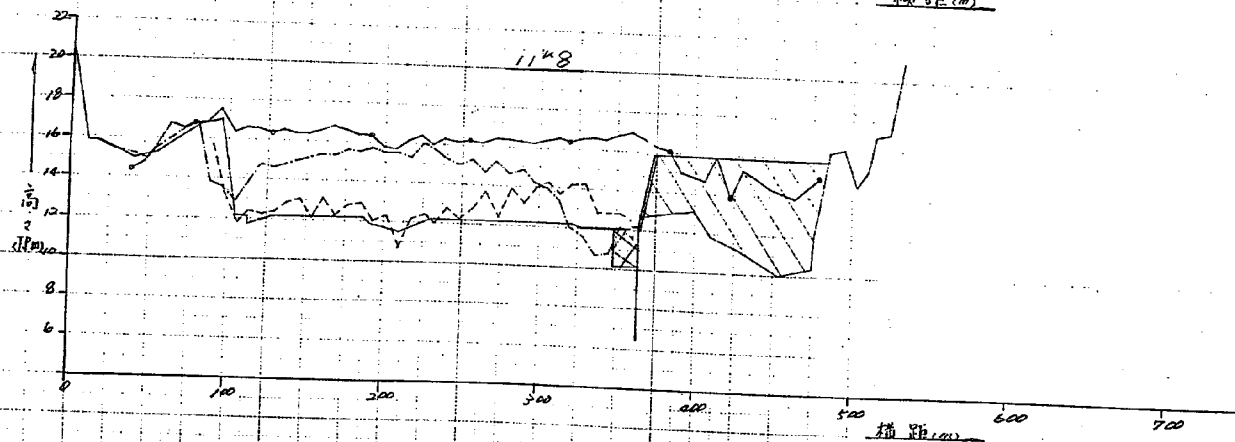
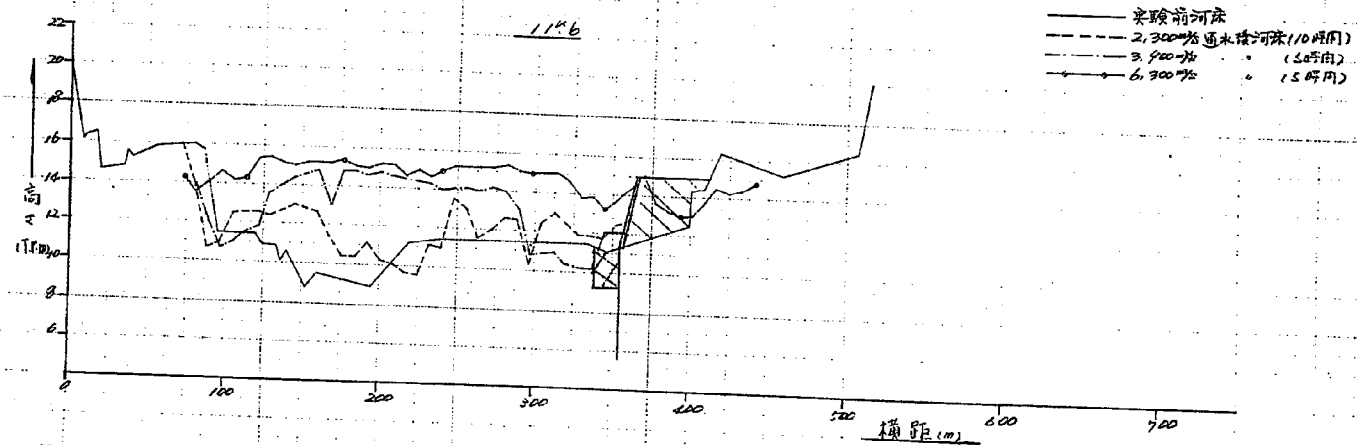


图-6-3-10-(5) 河床横断面图 (实验№5)

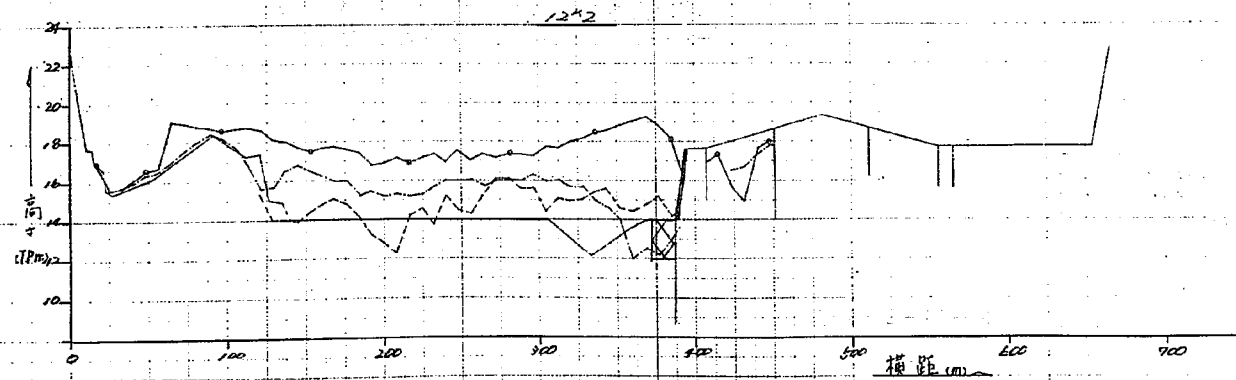
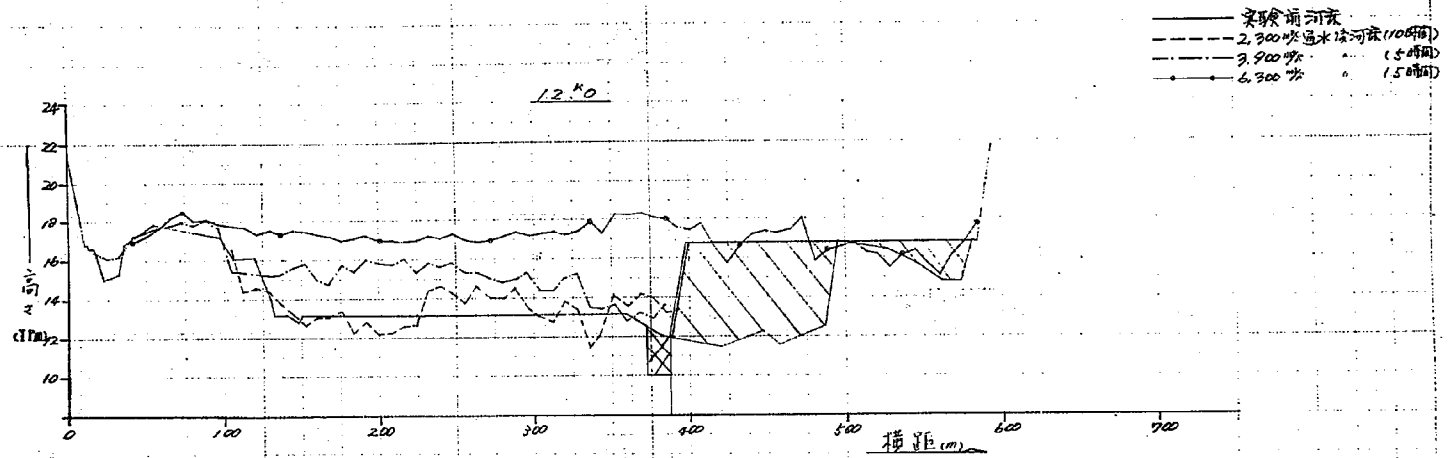


图-6-3-10-(6) 河床横断面图 (实验№5)

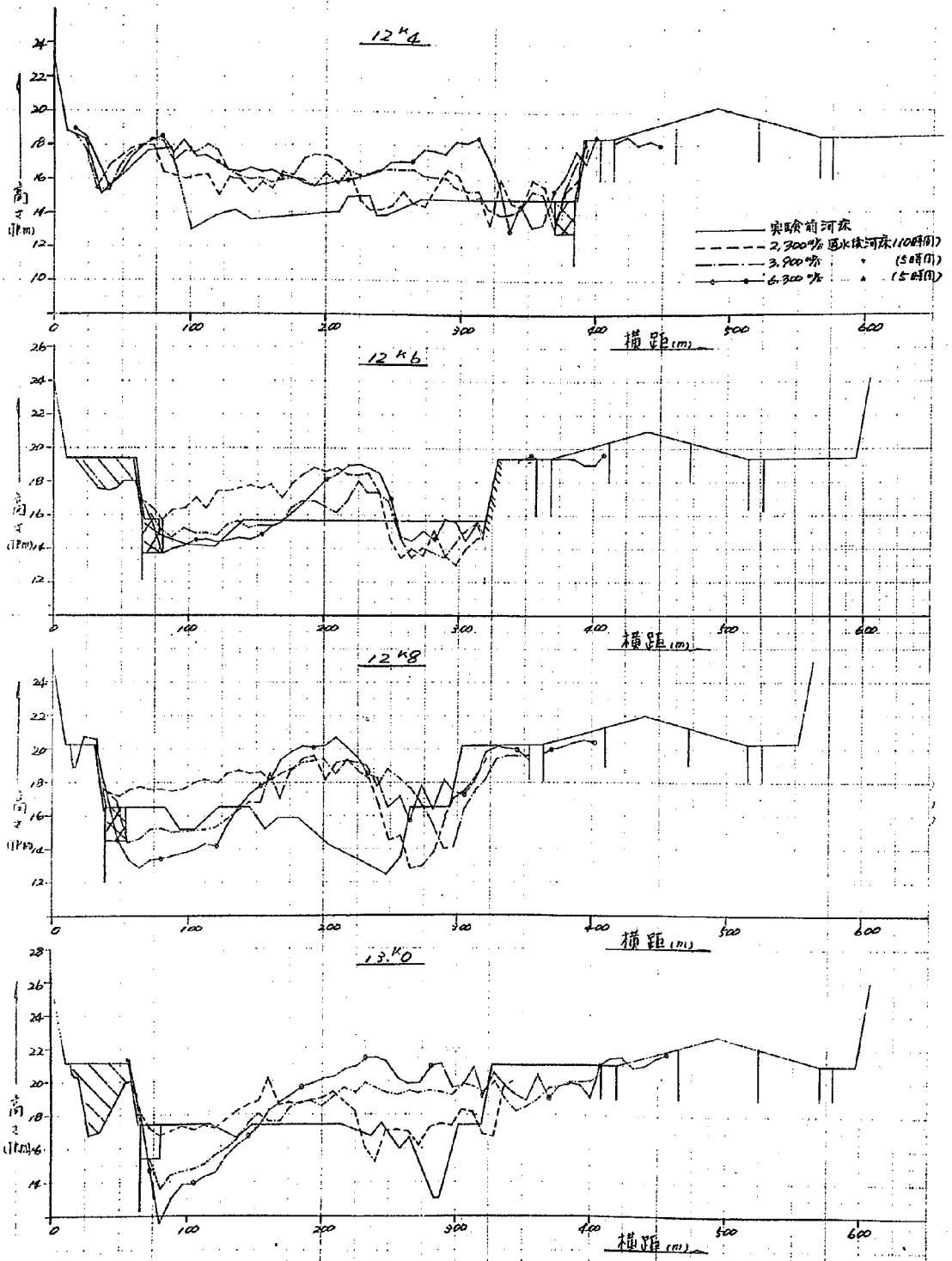


图-6-3-10-(7) 河床横断面图 (实验№5)

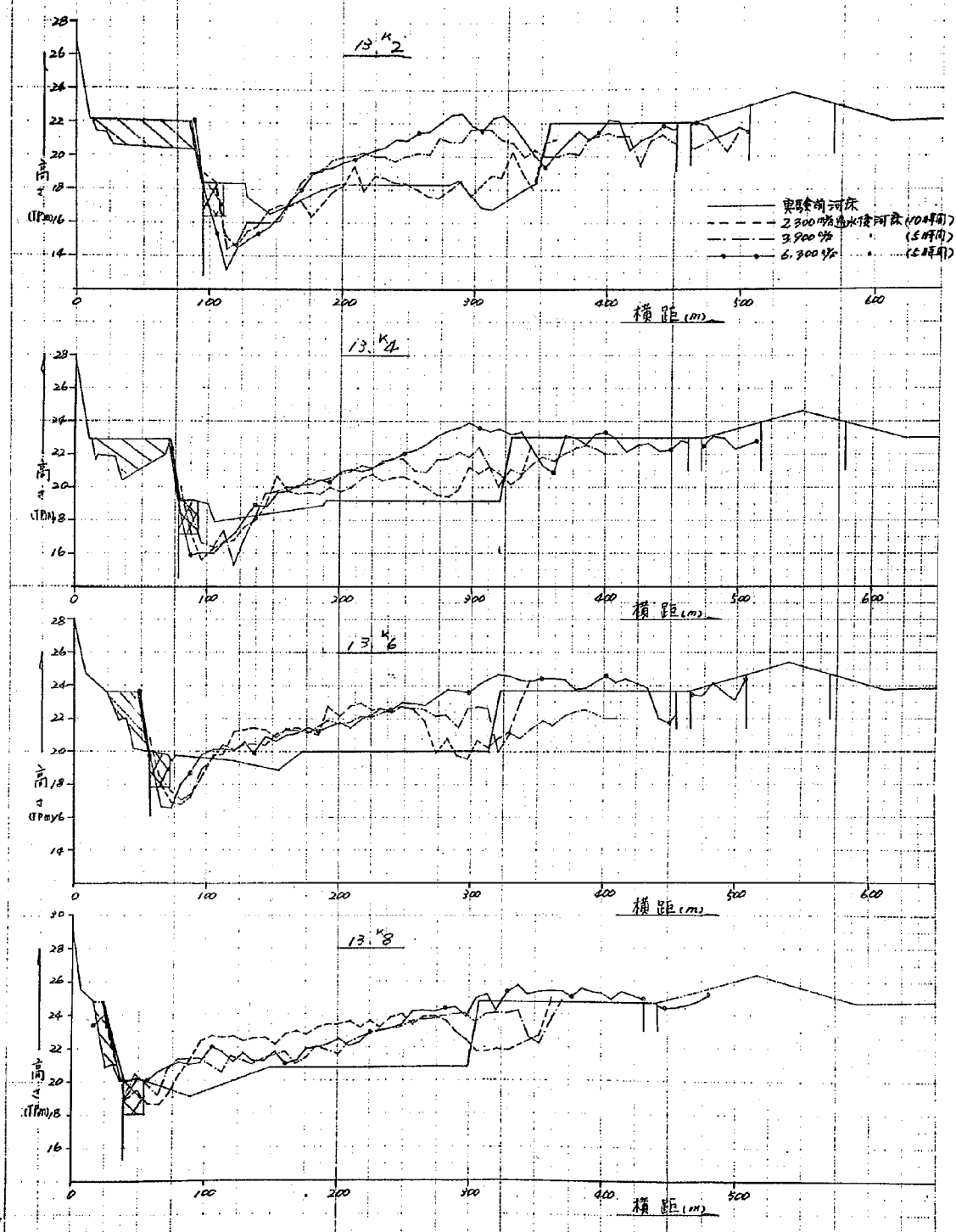


图-6-3-10-(8) 河床横断面图 (实验№5)

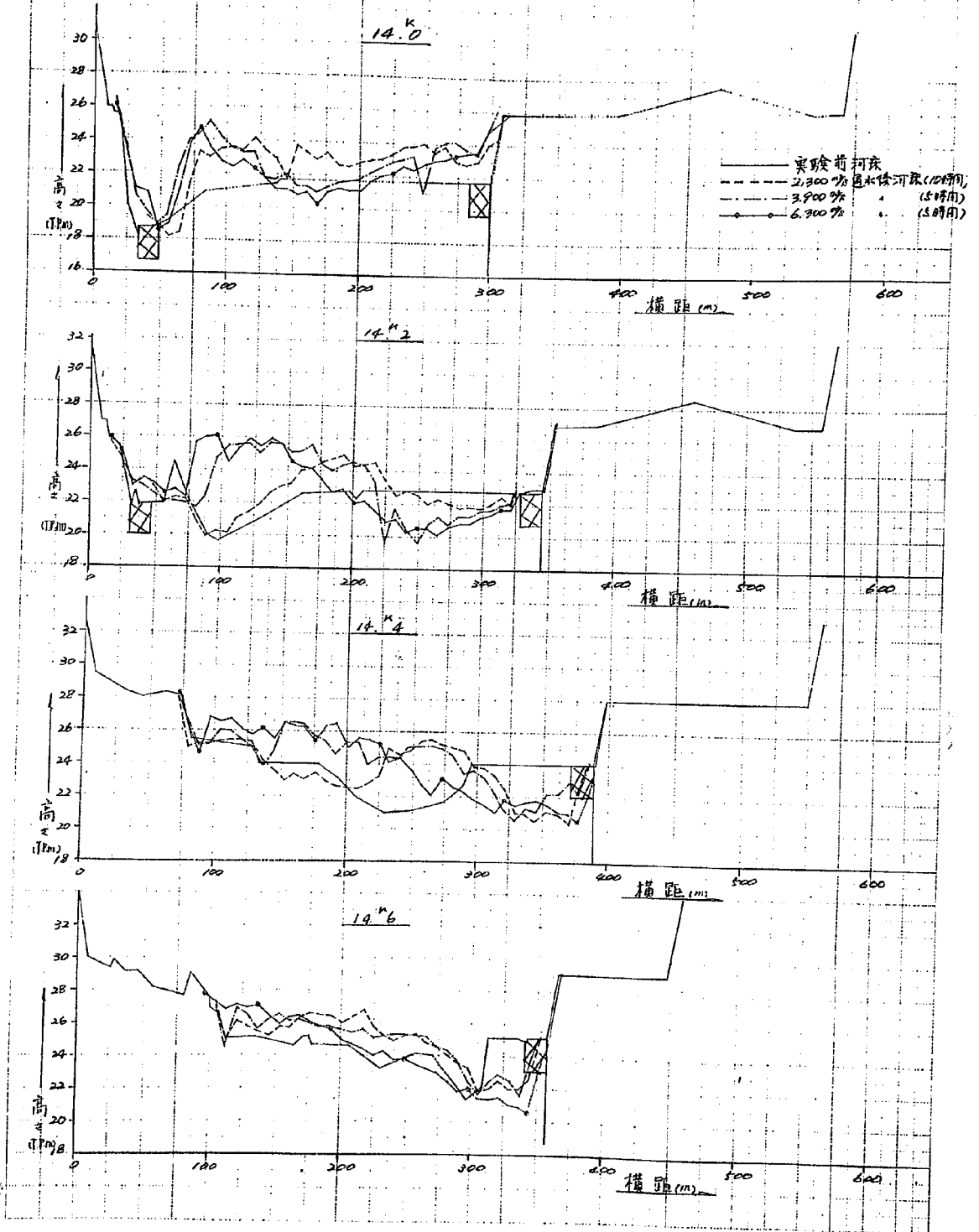


图-6-3-10-(9) 河床横断面图 (实验Na5)

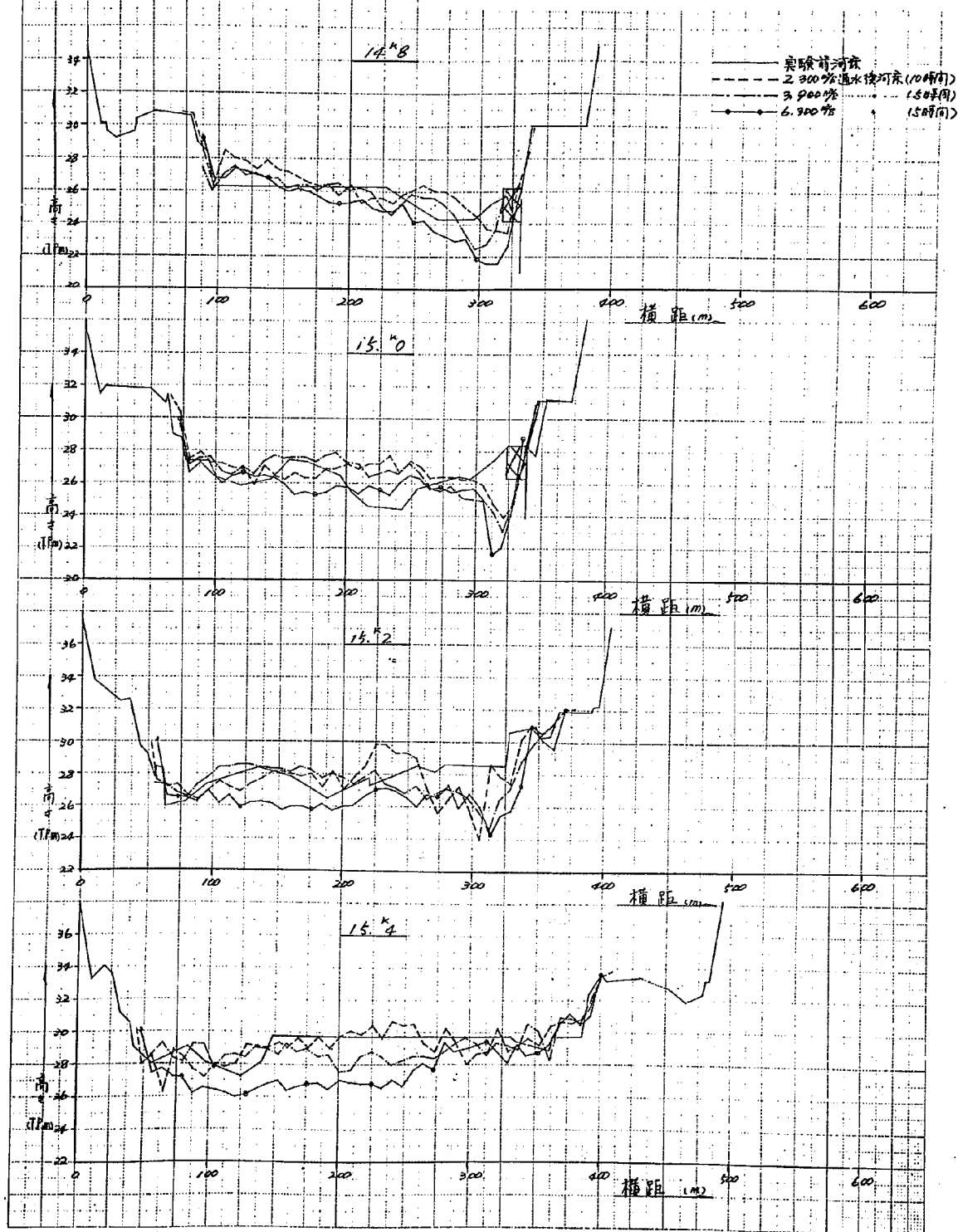
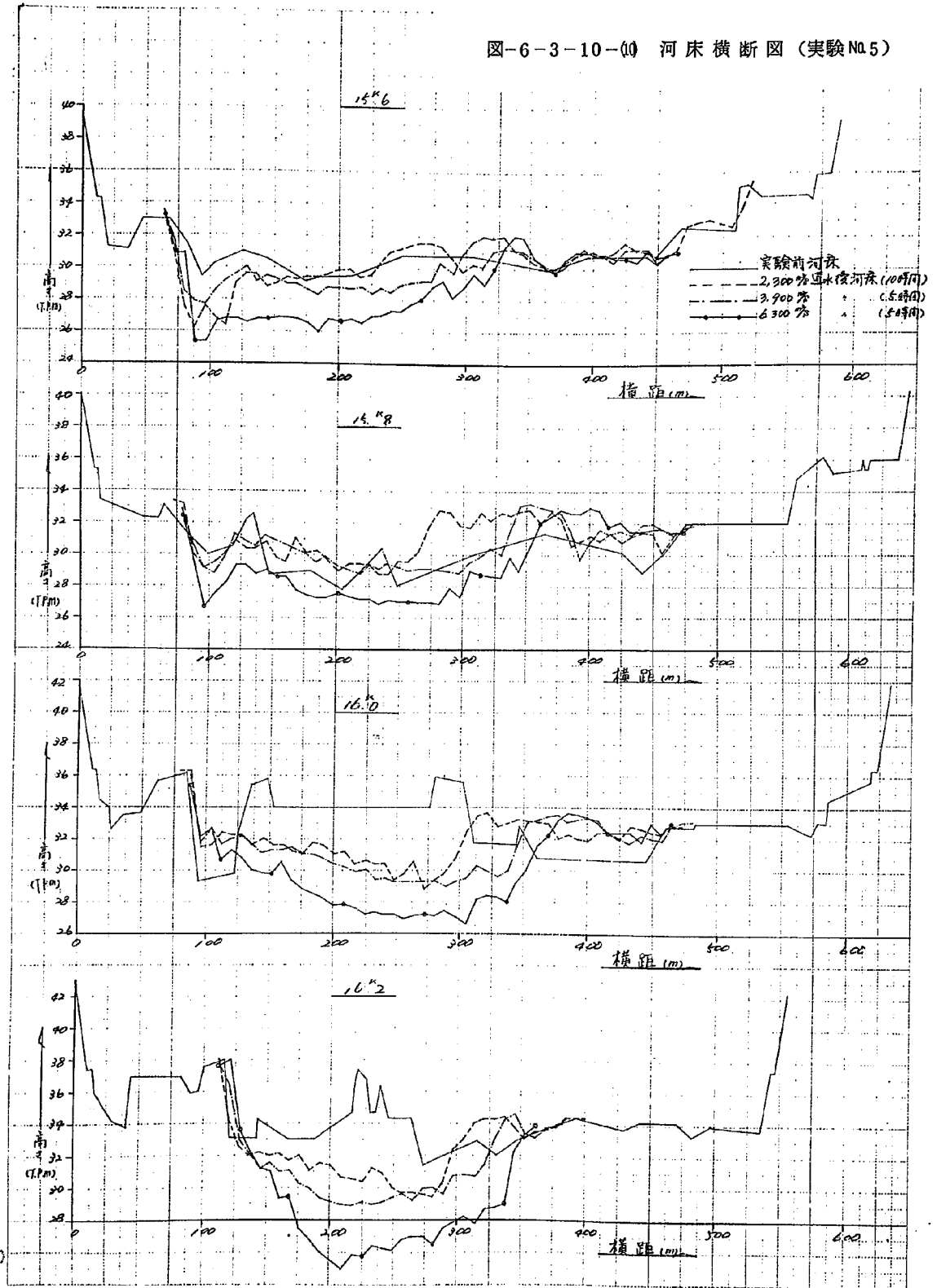


图-6-3-10-10 河床横断面图 (实验No.5)



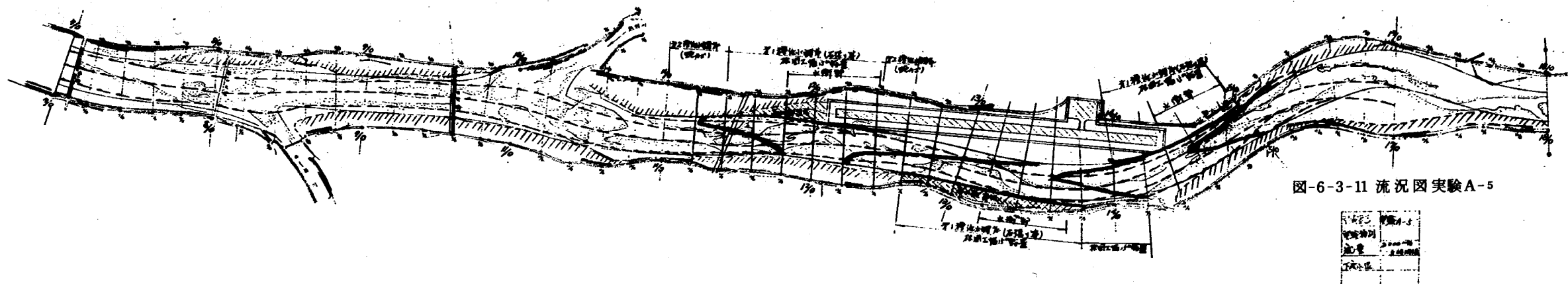


图-6-3-11 流況図実験A-5

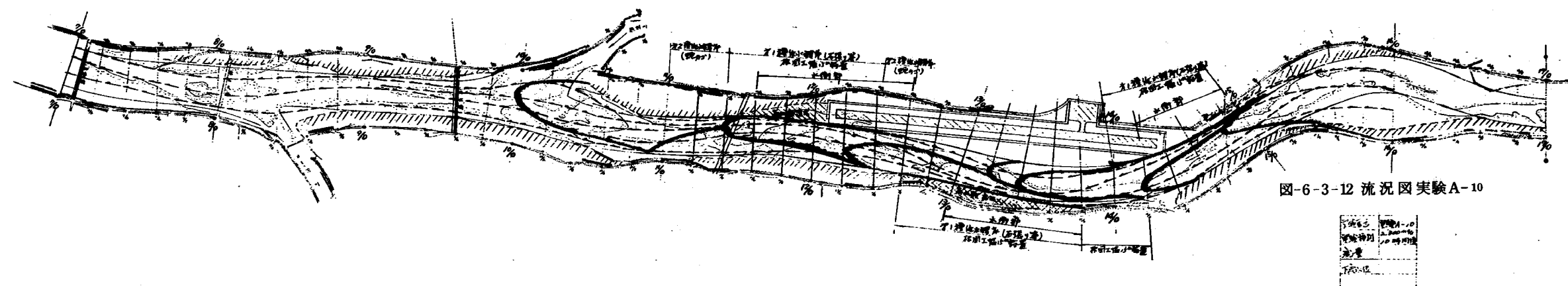


图-6-3-12 流況図実験A-10

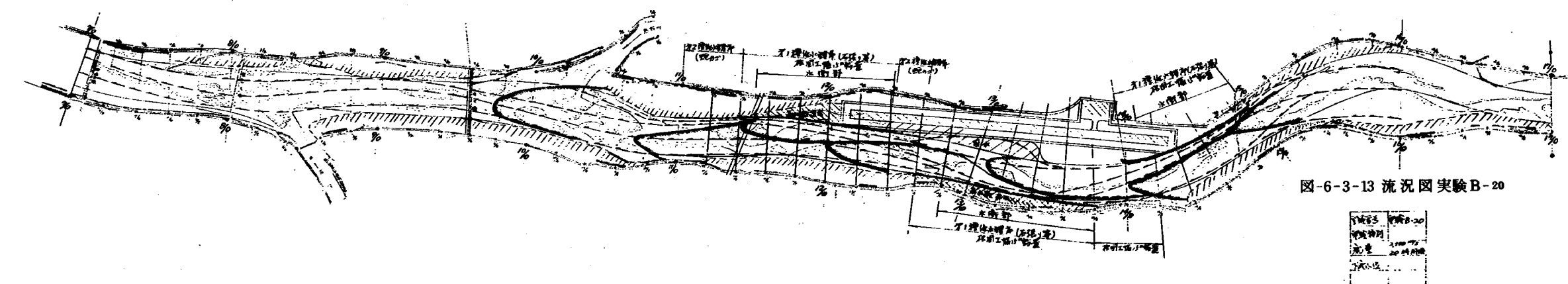
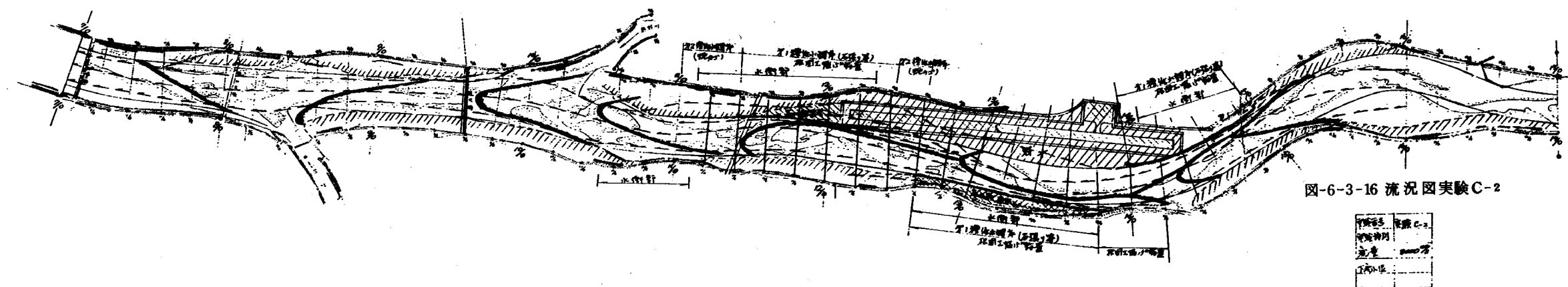
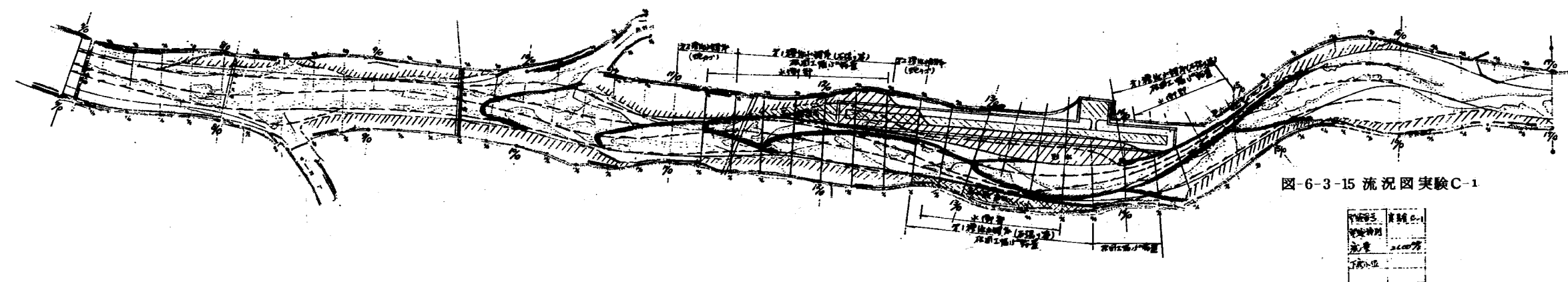
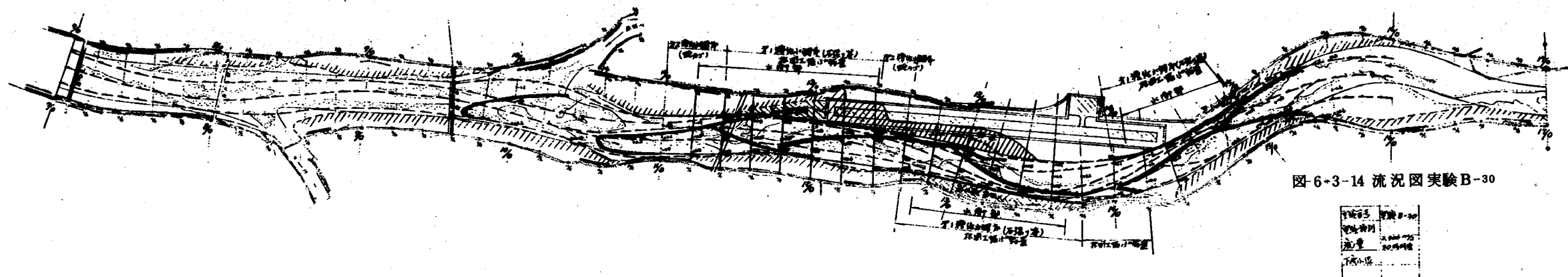


图-6-3-13 流況図実験B-20



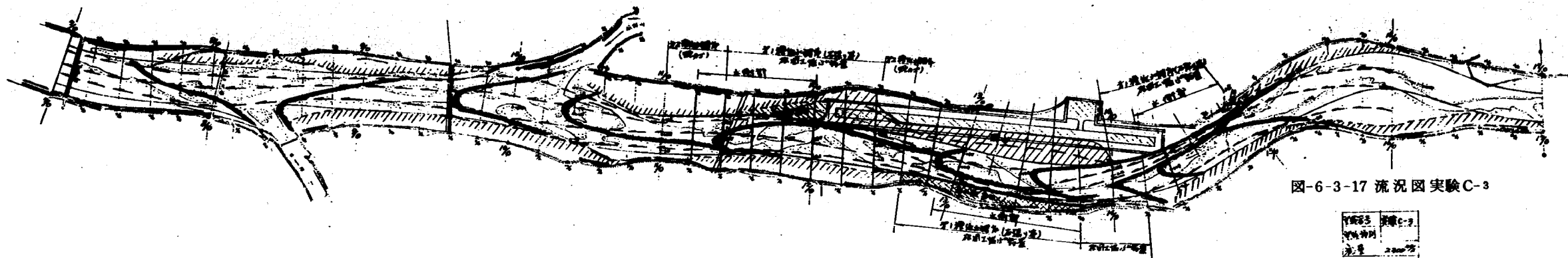


图-6-3-17 流況図実験C-3

実験番号	実験C-3
実験時期	
流量	2,500 m³/s
下流位置	

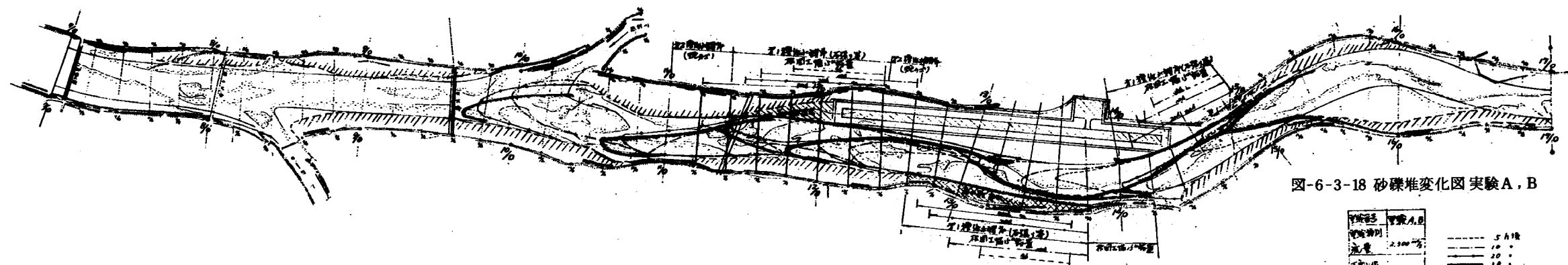


图-6-3-18 砂礫堆変化図実験A, B

実験番号	実験A, B
実験時期	
流量	2,500 m³/s
下流位置	

--- 5 A 堆
--- 10
--- 15
--- 20

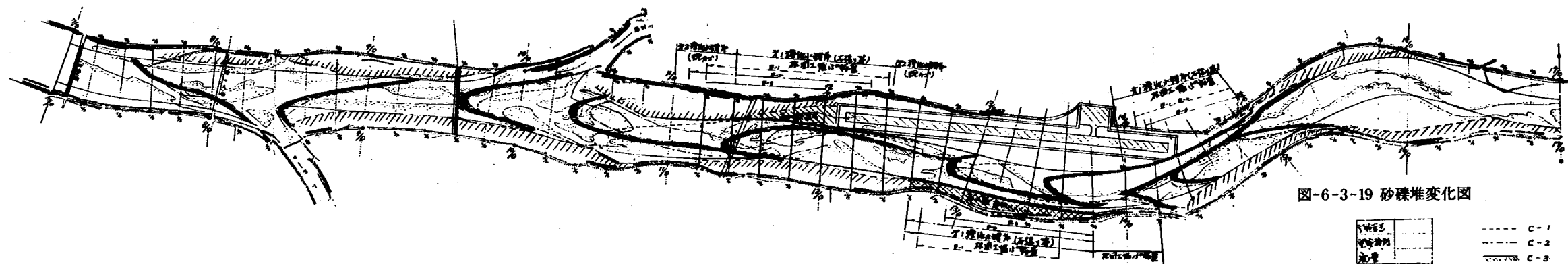
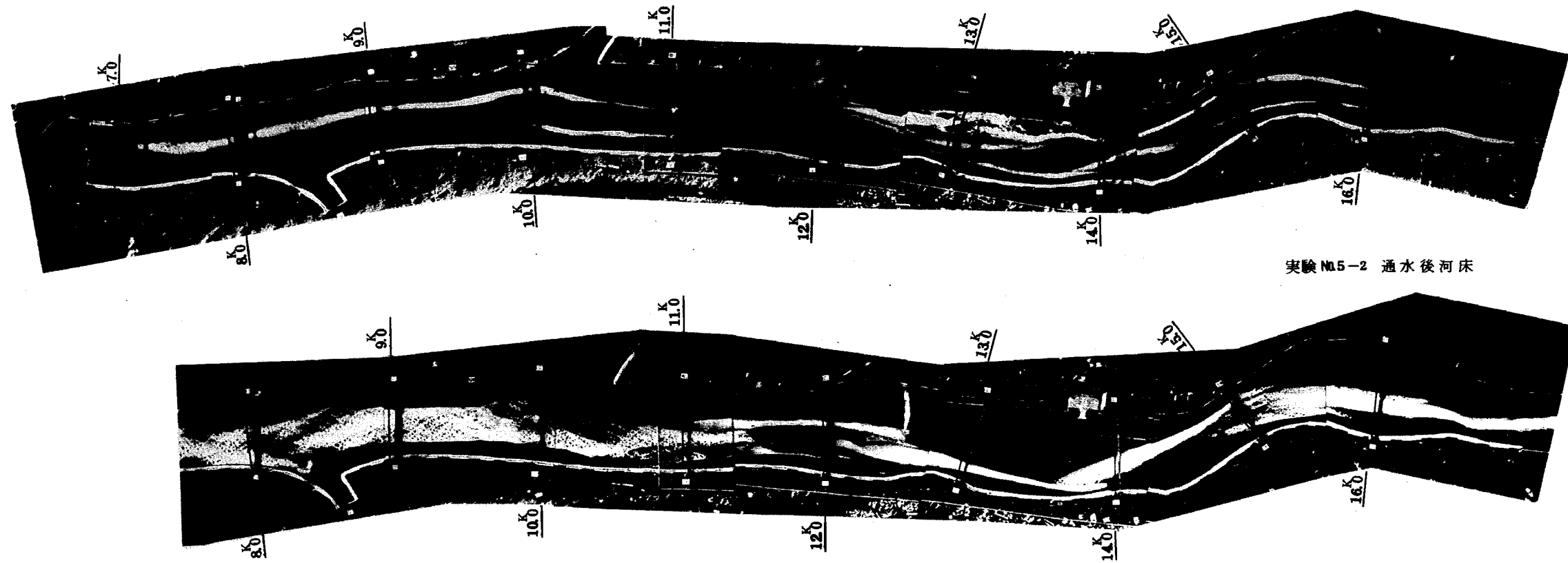


图-6-3-19 砂礫堆変化図

実験番号	
実験時期	
流量	
下流位置	

--- C-1
--- C-2
--- C-3

写真 6-3-2
実験 No5-2 $Q = 3,900 \text{ m}^3/\text{s}$



実験 No5-2 通水後河床

写真 6-3-3
 実験 No 5-3 $Q = 6,300 \text{ m}^3/\text{s}$

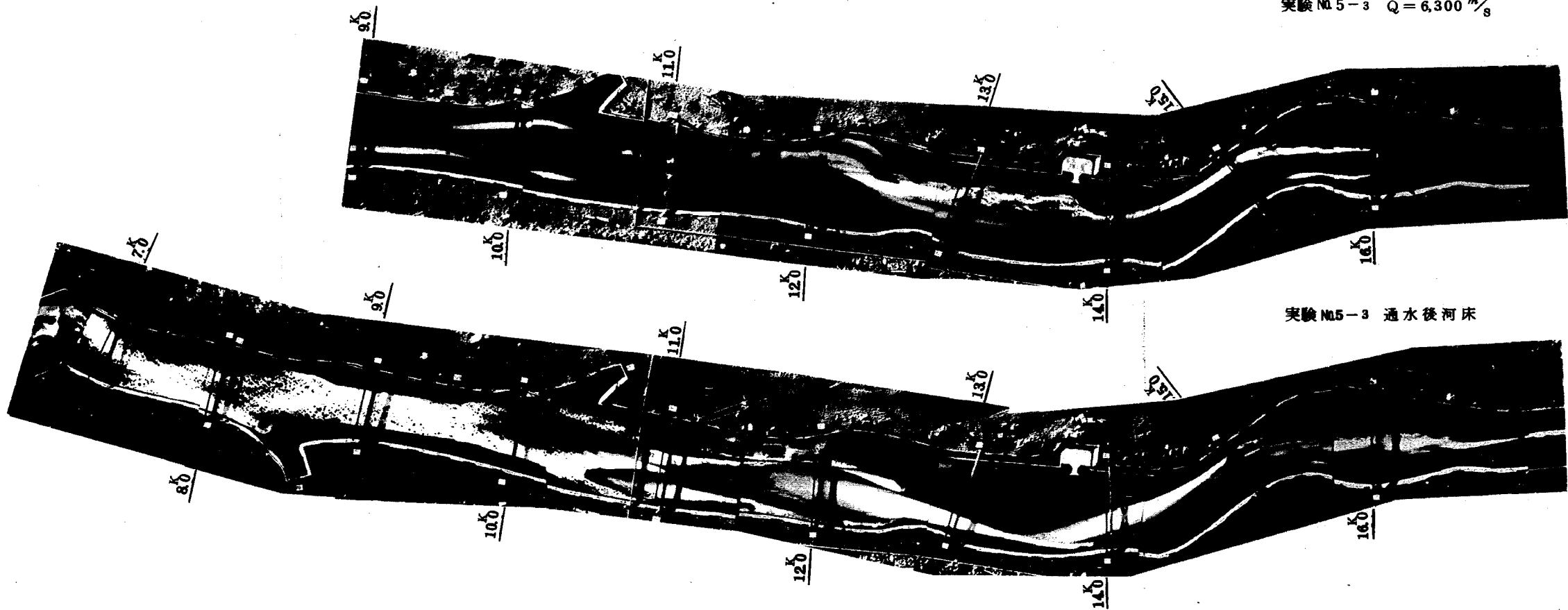
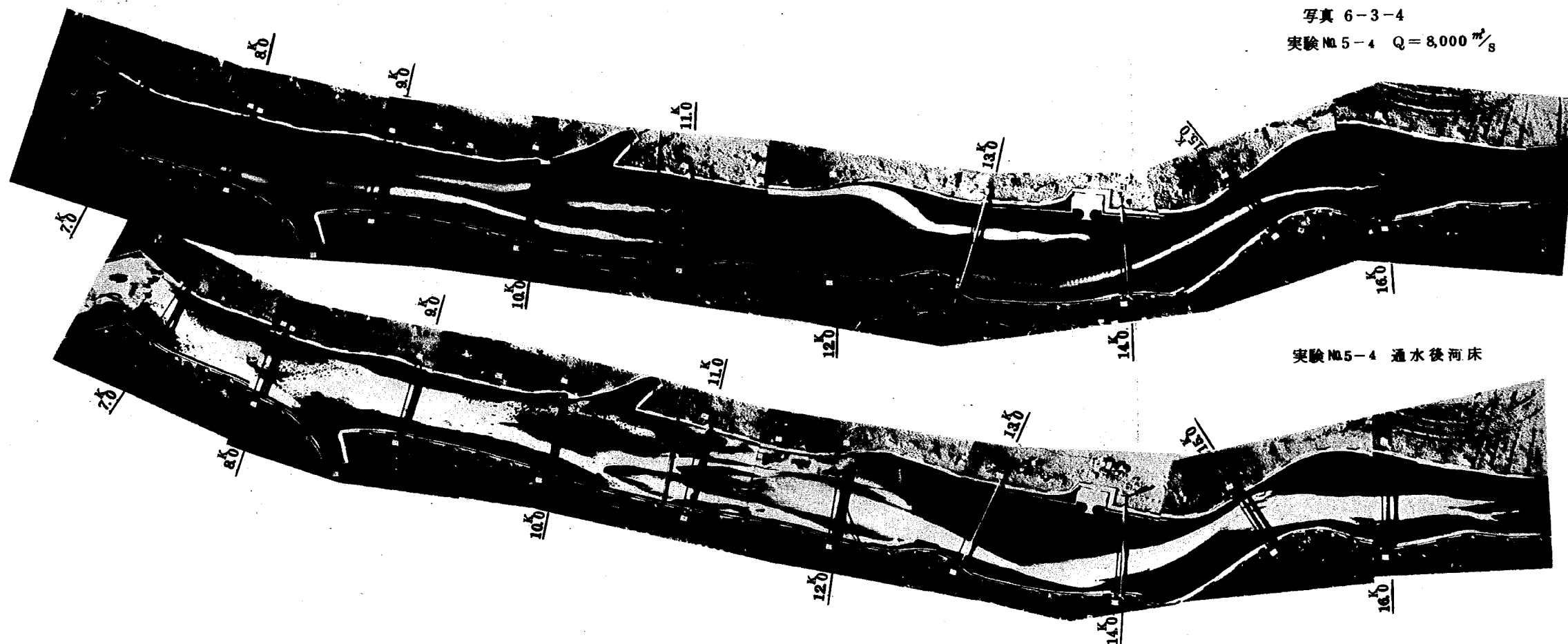


写真 6-3-4

実験 №5-4 $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$



実験 №5-4 通水後河床