



土 木 研 究 所 資 料

第 843 号

利根川佐原地区模型実験報告書

昭 和 48 年 4 月

建設省 土 木 研 究 所

鹿 島 試 験 所

須 賀 堯 三
浜 谷 武 治

序 章

利根川はその源を群馬県利根郡水上町丹後山に発し、渡良瀬川・鬼怒川・小貝川等多くの支川を合流させながら関東平野を流れ、銚子より太平洋に注ぐ、流域面積15832km²を有する大河川である。

現在、利根川下流の流量改訂に伴う河道計画は、その厳密な吟味の時期であると思われるが、まだ未調整や不確定要素が少なくないとされている。特に、利根川下流部に顕著な深掘れ部の取扱いと、河口部の洪水疎通能力の問題は、下流部の河道計画に大きな影響力を持っているので、さらに厳密な検討が必要とされた。

このうち、河口部の洪水疎通能力の問題については昭和45年度に検討を行ない、一応の結論を得た。また、下流部の深掘れ部の検討は昭和44年以前にも行なわれたが（利根川43.0kより上流）、問題の重要性からさらに検討が必要とされ、昭和45年度以後、利根川佐原地区（利根川46.0k～35.0k）を対象として以下の事項について検討を行なった。

- 1) 深掘れ部を河道計画の中にどのように取り入れていったらよいか。つまり、無視し得るものか積極的にとり入れてゆくものか。
- 2) 河道の蛇行がくいとめられているか。つまり、水衝部や局所洗掘ヶ所が固定しているか否か。

1) については、河道計画の断面形を深掘れ部を無視した完全な計画断面とするか、深掘れ部を取り入れた計画断面とするか、についてその是非を判断するために行ない、2) については、深掘れ部を計画にとり入れた場合の問題点発見のために行なったものである。

本報告書は、昭和45年度利根川下流工事々務所より依頼され、46、47年度の2年間に実験を行ない、得た結果を整理し報告するものである。

昭和48年4月

鹿島試験所長 須 賀 堯 三
同 研究員 浜 谷 武 治

目 次

第 1 章	実験目的	1
第 2 章	模型実験の相似律	3
2-1	フルードの相似律	3
2-2	流砂量・時間縮尺	4
2-3	利根川模型の縮尺	6
2-3-1	フルード則による縮尺	6
2-3-2	流砂量・時間縮尺	7
2-3-3	粗度係数の検討	8
2-3-4	流砂現象の相似について	10
2-3-5	流況の相似について	16
第 3 章	実験経過	20
3-1	昭和 45 年度	20
3-2	昭和 46・47 年度	20
第 4 章	実験結果およびその考察	25
4-1	検証実験 I・II	25
4-2	本実験 I・II	37
4-3	本実験 III・IV・V	46
4-3-1	深掘れ部の効果およびその挙動	46
4-3-2	河道内の有効河積	60
4-4	本実験 VI	68
第 5 章	結 論	71
第 6 章	謝 辞	72

図・表・写真目次

図- 1. 1	利根川下流部平面図	2
2. 1	石炭粉粒度分布	7
2. 2. 1 ~ 4	粗度係数縦断変化	9
2. 3	F と τ_0/τ_c の関係	12
2. 4	粒径に応ずる沈降速度	13
2. 5	f と u^*/W_0 の関係	15
2. 6	流況測定用浮子	16
2. 7. 1 ~ 3	利根川佐原流況比較	19
3. 1	模型横断図	21
3. 2	模型平面図	21
3. 3	河道掘削図	22
3. 4	碎石置換範囲図	23
3. 5	碎石置換位置	23
4. 1. 1 ~ 2	水位縦断図 (検証実験 I . II)	77
4. 2. 1 ~ 6	河床変動図 (")	78
4. 3. 1 ~ 4	流況図 (")	84
4. 4. 1 ~ 3	現地・模型河床変動比較	26
4. 5	昭和 4 1 年度河道掘削位置図	29
4. 6	水平軸渦	31
4. 7	現地・模型流況比較 その 1	32
4. 8. 1 ~ 4	" その 2	33
4. 9	ヘリコプター航測時の風向	37
4. 10. 1 ~ 2	水位縦断図 (本実験 I . II)	86
4. 11. 1 ~ 6	河床変動図 (")	87
4. 12. 1 ~ 4	流況図 (")	93
4. 13. 1 ~ 6	現状・計画河床変動比較	38
4. 14	40.0k 現状・計画断面	44
4. 15	利根川佐原ミオ筋	45
4. 16	佐原付近現・理想流況	45
4. 17	本実験 III . IV . V 設定河床	46
4. 18. 1 ~ 4	水位縦断図 (本実験 III . IV . V)	95
4. 19. 1 ~ 9	河床変動図 (")	97

図 - 4.20.1 ~ 13	流況図 (本実験Ⅲ・Ⅳ・Ⅴ)	106
4.21.1 ~ 2	河床条件別水位比較	48
4.22	深掘れ部流速・塩分濃度分布	49
4.23	深掘れ部の流速分布	50
4.24.1 ~ 6	断面内流速分布	51
4.25.1 ~ 3	佐原付近 Y.P.-6.0 or -8.0 m コンター	55
4.26	深掘れ位置縦断測定位置	58
4.27.1 ~ 2	深掘れ部移動	59
4.28	引堤工事位置	60
4.29	引堤前後の $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 流況比較	60
4.30	水位縦断図 (本実験Ⅵ)	110
4.31.1 ~ 3	河床変動図 (")	111
4.32.1 ~ 2	流況図 (")	114
4.33	流れの水頭関係	62
4.34	エネルギー勾配の求め方	62
4.35	$H_e \sim H$ の関係	63
4.36	死水域範囲	64
4.37	利根川複断面	64
4.38.1 ~ 2	$H \sim R$ 相関模式図	64
4.39	死水域有無による水位差	65
4.40	記号説明図	66
4.41	断面分割例	66
4.42	利根川断面例	67
4.43.1 ~ 3	$H - R$ 相関	69

表 - 2.1	時間縮尺	8
2.2	τ_0/τ_c の現地・模型比較	10
2.3	u^*/W_0 の現地・模型比較	14
2.4	流量別の F_r 数・ h/B	17
2.5	流況測定時の風向・風速	18
3.1	実験ケース一覧表	24

写真- 1. 1 ~ 3	検証実験 I	117
2. 1 ~ 5	" II	119
3. 1 ~ 2	本 実 験 I	124
4. 1 ~ 3	" II	125
5. 1 ~ 4	" III	126
6. 1 ~ 3	" IV	128
7. 1 ~ 4	" V	129
8. 1 ~ 3	" VI	131

第 1 章 実 験 目 的

河道計画の変更（計画洪水流量の増大）により、その河川の疎通能力増加の必要性がおこった時、その増加分はダム放水路・堤防嵩上げ・河道掘削などにより処理される場合が多い。

利根川下流の河道計画も、計画洪水流量の増加分を河道掘削により処理する方向で、検討がなされていると思われるが、河道を掘削するということは、流れと河道の境界条件を人工的に変えることになり、変えられた条件を初期条件として河道が変遷してゆくことが考えられる。河道掘削計画にあたっては、この変遷過程の検討を十分に行なう必要があろう。

河道の変遷は、多く蛇行現象の問題として取り扱われる。したがって、河道掘削計画は結果として蛇行特性の変化をもたらすと考えられる。そこで、本実験の主たる目的は蛇行の安定性の検討ということになる。特に、利根川下流部のように非常に規模の大きい深掘れが存在し、それが蛇行の安定性の面でかなりの役割りを果たしていると思われる場合、蛇行の安定性の検討、すなわち深掘れ部の挙動の検討ということになる。

河道内の局所洗掘は、曲率の大きいわん曲部を持つ河川ならどこにおいてもみられる現象であり、それらの多くは、全体河道をながめる時は局部的問題として取り扱われる場合が多い。しかしながら、利根川下流部の局所洗掘のようにその規模が大きくなると（常時水深 10 ～ 20 m）、それは河道全体の中でこの取り扱いを考えてゆかねばならなくなる。

したがって、利根川下流部の河道計画を検討するうえで、深掘れ部の挙動について検討しておくことは重要なことであると思われる。

昭和 44 年度以前においては、43.25 ～ 50.5 k 区間を実験対象として、次のような事項についての検討が行なわれた。

- 1) 蛇行特性
- 2) 蛇行の移動
- 3) 埋め戻し工法とその埋め戻し深さの効果
- 4) 掘削ヶ所の堆積
- 5) 局所洗掘ヶ所の最大洗掘深の変化
- 6) 現状断面形との比較

これらの項目に注目して実験が行なわれ、その結果、土木研究所資料第 563 号に記載したような結論を得た。

今回の実験はこれにひきつづくもので、実験対象区間を 35.0 ～ 46.0 k とし、この区間で上記事項についての検討を行なった。

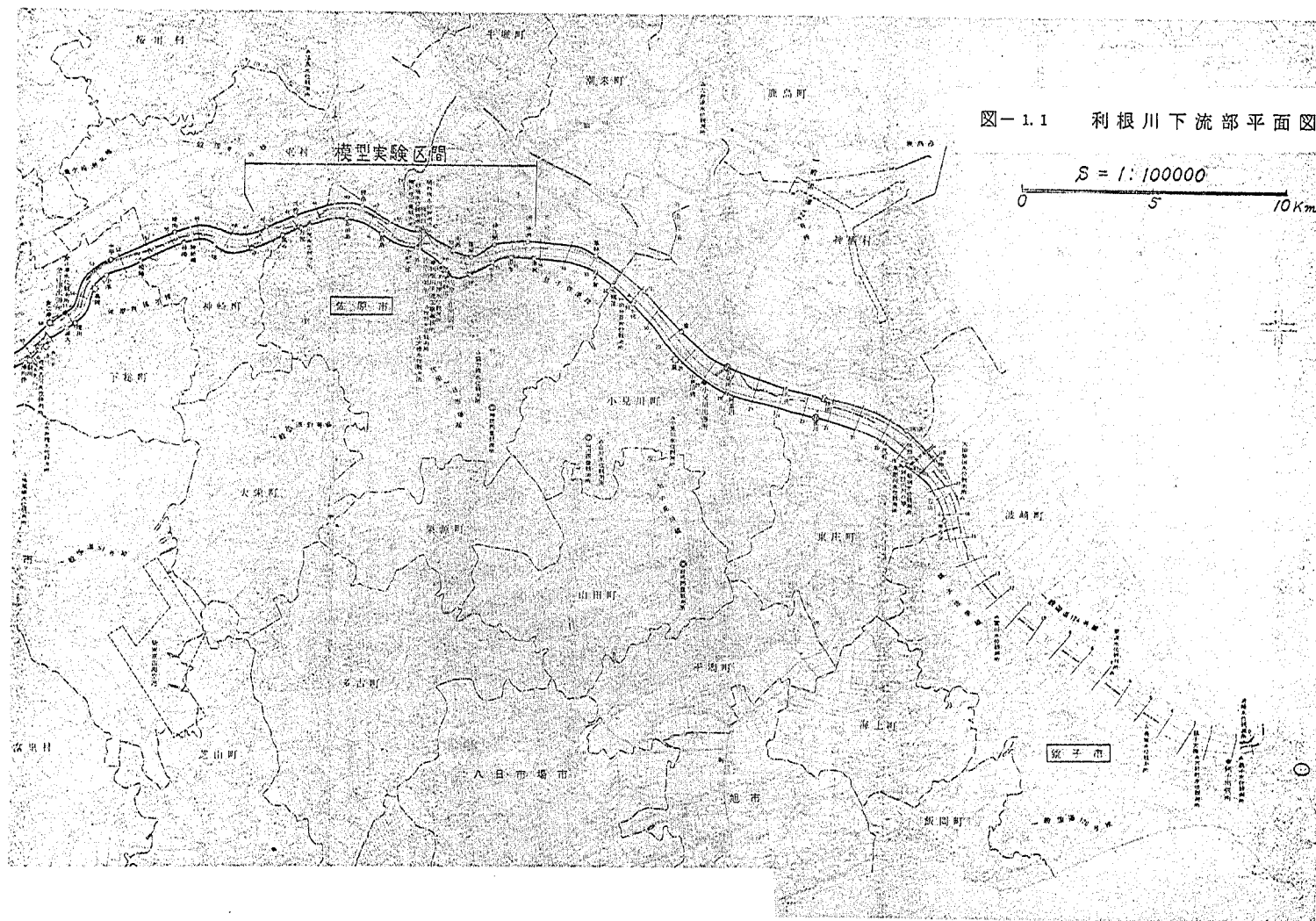


図-1.1 利根川下流部平面図

$S = 1:100000$

0 5 10 Km

第 2 章 模型実験の相似律

2.1 フルードの相似

模型実験は、現象を支配している基礎方程式を模型で解くことによって、現地の現象を知ろうとするものである。したがって、現地の現象を支配している基礎方程式が、模型のそれと同一であるかどうかについて検討しなければならない。また、現地と模型の対応する基礎方程式が同値になるために、諸物理量の縮尺については一定の条件が必要になる。

現地の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次元的なものとしなせば次のように表わされる。

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

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

(2-1) 式が流れの運動方程式、(2-2) 式は連続式である。模型でも同様な式が成り立つ。つまり、

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

$$\frac{\partial Q_m}{\partial X_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (2-4)$$

ここで、記号は慣用記号を使っているので説明を省略する。添字の p は prototype (現地), m は model (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、上式 (2-1), (2-3) 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、

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

ここで

$$\frac{V_p}{V_m} = V, \quad \frac{t_p}{t_m} = t, \quad \frac{h_p}{h_m} = h, \quad \frac{X_p}{X_m} = X, \quad \frac{n_p}{n_m} = n, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i$$

とおくと、(2-5) 式は

$$\frac{V}{t} = \frac{h}{X} = i = \frac{V^2}{X} = \frac{n^2 \cdot V^2}{h^{4/3}} = \text{const} \quad (2-6)$$

となり、各辺に X/h を乗ずると次のようになる。

$$\frac{V \cdot X}{t \cdot h} = i = \frac{i \cdot X}{h} = \frac{V^2}{h} = \frac{n^2 \cdot V^2 \cdot X}{h^{7/3}} = \text{const} \quad (2-7)$$

今、(2-7)式中、水中縮尺 X 、鉛直縮尺 h が与えられるとすると、(2)(4)項より流速の縮尺は

$$V = \sqrt{h} \quad (2-8)$$

で与えられ、さらに(1)(2)項より時間縮尺は、

$$t = \frac{V \cdot X}{h} = \frac{X}{\sqrt{h}} \quad (2-9)$$

で与えられる。また、(2)(3)項より、エネルギー勾配の縮尺が、

$$i = \frac{h}{X} \quad (2-10)$$

で求まり、さらに(2)、(5)項より粗度係数の縮尺は、

$$n = \frac{\sqrt{h^{7/3}}}{V \cdot \sqrt{X}} = \frac{\sqrt{h^{4/3}}}{\sqrt{X}} = \sqrt{\frac{h^{4/3}}{X}} \quad (2-11)$$

で求まることになる。

なお、断面積、流量の縮尺はそれぞれ、

$$A = X \cdot h \quad (2-10)$$

$$Q = V \cdot A = X \cdot h^{3/2} \quad (2-13)$$

で表わされることは明らかである。

以上、水平・鉛直縮尺 $X \cdot h$ 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通りである。

$$A = X \cdot h \quad (2-14)$$

$$Q = X \cdot h^{3/2} \quad (2-15)$$

$$V = h^{1/2} \quad (2-16)$$

$$t = X \cdot h^{-1/2} \quad (2-17)$$

$$i = h \cdot X^{-1} \quad (2-18)$$

$$n = h^{2/3} \cdot X^{-1/2} \quad (2-19)$$

2.2 流砂量および時間縮尺

開水路における流れの相似はフルードの相似律より求めることができ、同時に、時間縮尺も前節の式(2-17)で求めることができるのであるが、模型実験における河床変動状況をより現地現象に近づけるためには、流砂量の相似が成り立つよう努力することが必要であり、時間縮尺は、流砂の連続式および運動式より求めた方が、より現地現象にあたった結果を得ることが期待できる。

流砂の連続式は次式 (2-20) のようになる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial Q_s}{\partial X} = 0 \quad (2-20)$$

ここで、Z : 河床の深さ方向距離 t_s : 時間 B : 川巾 λ : 空隙率

Q_s : 全巾流砂量 X : 流れ方向距離

上式は、

$$h_r = \frac{Z_p}{Z_m}, \quad t_{sr} = \frac{t_p}{t_m}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = X_r,$$

$$(1-\lambda)_r = \frac{(1-\lambda)_p}{(1-\lambda)_m}, \quad Q_{sr} = \frac{Q_{sp}}{Q_{sm}}$$

とすると次のようになる。

$$\frac{h_r}{t_{sr}} + \frac{1}{B_r(1-\lambda)_r} \frac{Q_{sr}}{X_r} = 0 \quad (2-21)$$

よって、時間縮尺 t_{sr} は、

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

次に、流砂量の縮尺は、流砂量公式として掃流砂を対象にして考えられた佐藤・吉川・芦田公式 (通称・土研式)、浮遊砂を含んで考えられた Brown 式、そして石炭粉を使って流砂実験が行なわれ求められた実験式などがあるが、利根川下流は現地・模型共にかなり浮遊砂を含んだ流砂形態であると思われるので、Brown 式・実験式を対象式として検討してみる。

1) Brown 式

$$Q_T = B \cdot Q_t = B \cdot 10 \cdot \frac{u_*^5}{g^2 (\sigma/\rho - 1)^2 d} \quad (2-23)$$

ここで、記号は慣用記号を使っているので説明を省略する。

次に上式 (2-23) は

$$Q_{Tr} = \frac{Q_{Tp}}{Q_{Tm}}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = X_r, \quad \varphi_r = \frac{\varphi_p}{\varphi_m}, \quad g_r = \frac{g_p}{g_m}$$

$$(\sigma/\rho - 1)_r = \frac{(\sigma/\rho - 1)_p}{(\sigma/\rho - 1)_m}, \quad u_{*r} = \frac{u_{*p}}{u_{*m}}, \quad d_r = \frac{d_p}{d_m}$$

とすると次のようになる。

$$Q_{Tr} = B_r \cdot \frac{U_{*r}^5}{g_r^2 (\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \quad (2-24)$$

また摩擦速度 u_{*r} は $u_{*r} = \sqrt{g_r h_r I_{er}}$ で求め、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、結局 u_{*r} は次のようになる。

$$u_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_{er}} = h_r / \sqrt{X_r} \quad (2-25)$$

よって (2-24) 式は

$$Q_{Tr} = X_r \cdot \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{5/2}} = \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \quad (2-26)$$

2) 実験式

$$Q_e = B \cdot q_e = B \cdot \frac{V^4}{(\sigma/\rho - 1)^{3/2} \cdot d^{1/2} \cdot g^{3/2}} \quad (2-27)$$

次に上式 (2-27) は $V_r = h_r^{1/2}$, $g_r = 1$, $d_r = d_p/d_m$ とすると,

$$Q_{er} = B_r \cdot q_{er} = X_r \cdot h_r^2 \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^{-3/2} \cdot d_r^{-1/2} \quad (2-28)$$

以上のようにして求められた 2 式 (2-26), (2-28) を式 (2-22) の Q_{sr} に代入すると, それぞれ

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \left\{ \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} \cdot X_r^{7/2} \quad (\text{Brown 式}) \quad (2-29) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \left\{ \frac{X_r \cdot h_r^2}{(\sigma/\rho - 1)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2}} \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2} \cdot X_r}{h_r} \quad (\text{実験式}) \quad (2-30) \end{aligned}$$

以上のようにして流砂量および時間の縮尺が求められる。

2.3 利根川模型の縮尺

2.3.1 フルド則による縮尺

2.1) に求めた式 (2-14~19) を使って, 利根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。

ただし, 水平・鉛直縮尺はそれぞれ $1/60$, $1/40$ である。

$$A = 60 \times 40 = 2400$$

$$Q = 60 \times 40^{3/2} = 15180$$

$$V = 40^{1/2} = 632$$

$$t = 60 \times 40^{-1/2} = 949$$

$$i = 40 \times 60^{-1} = 0.69$$

$$n = 40^{2/3} \times 60^{-1/2} = 1.51$$

2.3.2 流砂量・時間縮尺

次に式 (2-26), (2-28), (2-29), (2-30) から流砂量, 時間縮尺を求めるのだが, ここで $(\sigma/\rho - 1)$ は, 現地が比重 2.65 の砂, 模型が比重 1.5 の石炭粉とすると,

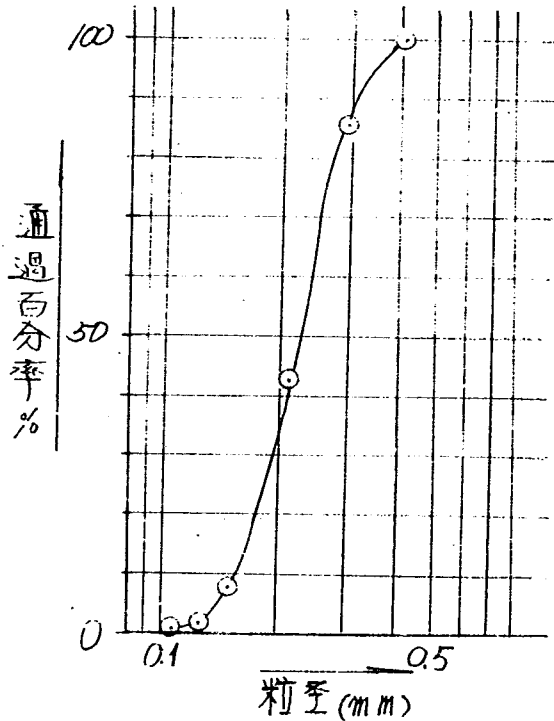
$$(\sigma/\rho - 1)_r = \frac{(\sigma/\rho - 1)_p}{(\sigma/\rho - 1)_m} = \frac{1.65}{0.5} = 3.3$$

河床材料の粒径比 d_r は, 現地が平均粒径 0.16 mm, 模型が平均粒径 0.21 mm とすると

$$d_r = \frac{d_p}{d_m} = \frac{0.16}{0.21} = 0.76$$

さらに, 空隙率比 $(1-\lambda)_r$ は
現地・模型共に空隙率は等しいと
して $(1-\lambda)_r = 1$ とする。

以上の結果より式 (2-26),
(2-28) を使って流砂量の縮尺
を, また式 (2-29), (2-30)
を使って時間縮尺を求めてみると
次のようになる。



Brown 式

図-2.1 石炭粉粒度分布

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} = \frac{1}{3.3 \times 0.76} \times \frac{40^5}{60^{3/2}} = 26653.3$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} X_r^{7/2} = \frac{3.3^2 \times 0.76}{40^4} \times 60^{7/2} = 41.9$$

実験式

$$Q_{er} = \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2}} \cdot X_r \cdot h_r^2 = \frac{1}{3.3^{3/2} \times 0.76^{1/2}} \times 60 \times 40^2 = 18406.1$$

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)^{1/2} \cdot d_r^{1/2} \cdot \frac{X_r}{h_r} = 3.3^{1/2} \times 0.76^{1/2} \times \frac{6.0}{4.0} = 7.8$$

以上のようにして表-2.1にまとめて示した時間縮尺が求まったのであるが、どの値が正しく時間縮尺を表わしているかということになると不明確である。それは、現地の流砂量・流砂形態が明確でないこと、現地の粒径があまりに細かく模型に縮尺困難であることなどの理由による。

表-2.1 流砂量・時間縮尺

使用公式	流砂量	時間
フルード式	——	9.49
Brown式	26653.3	41.9
実験式	18406.1	7.8

2.3.3 粗度係数の相似について

粗度係数の相違は直接水位の相違に影響してくる。したがって、現地と模型の粗度係数の相似は水位の相似を保障するのに重要である。しかしながら、固定床ならいざしらず移動床では、粒径の相違による河床形態の違い、河床上に発生したBarや砂漣の非相似性などの理由により、必ずしも粗度係数の相似が成りたっていないのが現状である。

今、模型実験の粗度係数をmanning式を使って求めてみる。

$$n = \frac{1}{v} R^{2/3} \cdot I_e^{1/2} = \frac{1}{Q} B H^{5/3} I^{1/2} \quad (2-31)$$

ここで、 n ：粗度係数 Q ：流量 (m^3/sec)

B ：川巾 H ：水深

I_e ：エネルギー勾配 ($\equiv I$ 水面勾配)

$v = Q/A = Q/B \cdot H$ 平均流速

(2-31)式により求めた模型実験の粗度係数は図-2.2.1~4に示すようになる。同図には現地粗度係数も示してあるが、模型実験の粗度係数の方がほぼ現地粗度係数に比し大きく出ていることがわかる。したがって、水位を比較してみても、現地水位に対し模型実験により求めた水位の方が高くなっていると考えられる。

移動床実験においても、粗度係数の相似を成りたさせるよう努力することは不可能ではない。それは、河床の粗さを型づくっているRippleあるいはDuneの大きさを変えれば、ある程度可能であり、そのためには、河床材料の粒径や流れを支配するフルード数を変化させればよいと考えられる。しかしながら、そのようにすると今度は、流れあるいは流砂量の相似が保たれないという矛盾におちいってしまう。

したがって、実験の目的を何におくか（移動床実験では河床変動）によって、粗度係数の相似はその重要度を増減されてくると考えられる。

図-2.2.1 粗度係数縦断変化 その1

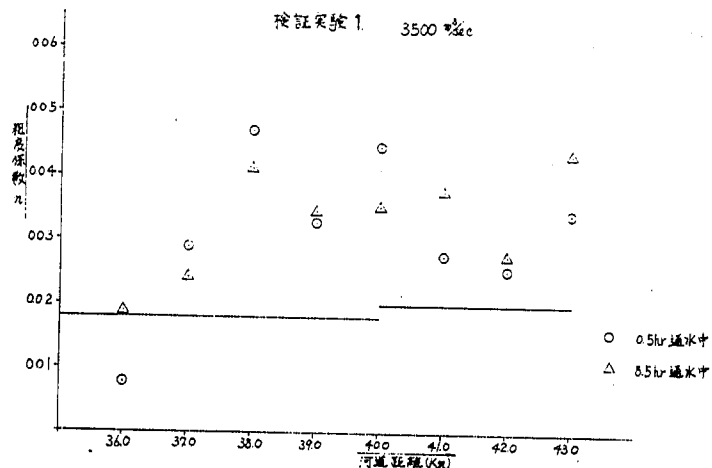


図-2.2.3 粗度係数縦断変化 その3

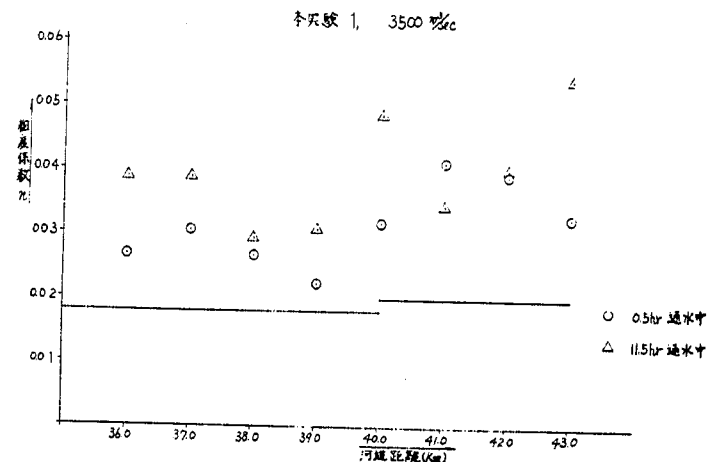


図-2.2.2 粗度係数縦断変化 その2

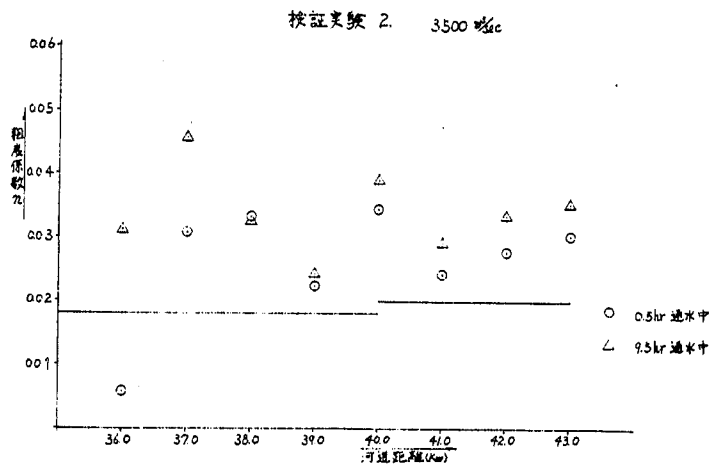
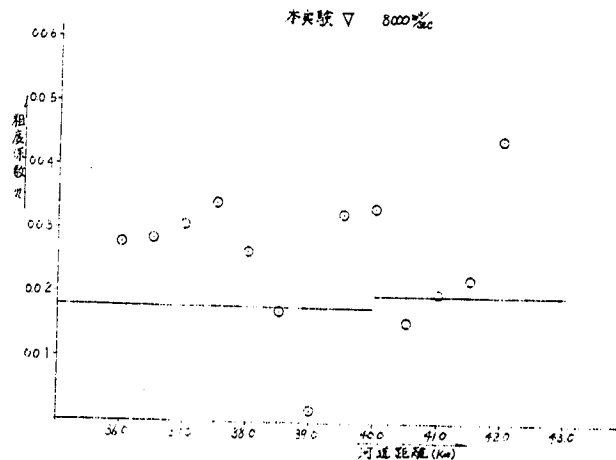


図-2.2.4 粗度係数縦断変化 その4



2.3.4 流砂現象の相似について

1) 移動限界付近

流れの掃流力が河床材料の限界掃流力より小さい時は河床材料は動かない。また、掃流力が限界掃流力より大きくなっても、その付近の時は流砂は少ない。いずれにせよ、河床材料の移動限界付近の流砂の相似には、その河床材料の限界掃流力が大きく影響力をもっている。

河床材料が流水に対し移動限界付近にあるか否かを表わす指数として、その地点の掃流力と限界掃流力の比 τ_0/τ_c がある。この τ_0/τ_c の比が現地と模型で同じならば、流砂形式はほぼ相似に保たれていると考えてよいと思われる。

そこで、 τ_0/τ_c の比を現地 (S 4 6.9 洪水, 最大約 $4000 \text{ m}^3/\text{sec}$)、模型で求めて比較してみたのが表-2.2 である。この場合に使用した式は、掃流力 τ_0 は、

$$\tau_0 = \rho g h I_e \quad (2-32)$$

ρ : 流体の密度 ($= 1.0 \text{ g/cm}^3$) h : 水深

g : 重力加速度 ($= 980 \text{ cm/sec}^2$)

I_e : エネルギー勾配 ($\div I$ 水面勾配)

τ_c は岩垣式を使って求めた³。つまり、現地では比重 2.65、粒径 0.16mm の砂として $\tau_c = 2.03 \text{ dyne/cm}^2$ 、実験では比重 1.50、粒径 0.21mm の石炭粉として $\tau_c = 1.15 \text{ dyne/cm}^2$ とした。ただし表-2.2 では、実験値がすべて現地量に換算してあるので、 τ_c も現地量に換算したものをもちいている。

この表をみると、現地 τ_0/τ_c に対し模型の τ_0/τ_c は大きいところも一部みられるが、ほとんど小さく出ており、著しいところでは現地 τ_0/τ_c が 10 倍近い値を示している。このことは、掃流という面で考えるかぎり、模型の河床材料は動きにくい状態であったといえよう。

しかしながら、掃流砂量という点で考えるならば、たとえば土研式で考えると、

表-2.2 τ_0/τ_c の現地・模型比較

検証実験 II $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 0.5 hr 通水中						
Km	Hm	I	$\tau_0 (\text{dyn/cm}^2)$	τ_c	τ_0/τ_c	F
37.0	6.07	0.000083	49.37	34.16	1.45	0.37
38.0	4.77	0.0001	46.75	"	1.37	0.33
39.0	4.08	0.00015	59.98	"	1.76	0.60
40.0	7.29	0.00019	135.74	"	3.97	0.95
41.0	5.27	0.00012	61.98	"	1.81	0.63
42.0	5.10	0.00017	84.97	"	2.49	0.82
43.0	4.49	0.00022	96.80	"	2.83	0.89

検証実験Ⅱ $3500\text{m}^3/\text{sec}$ 9.5h_r 通水中

Km	Hm	I	τ_0 (dgn/cm ²)	τ_c	τ_0/τ_c	F
36.0	5.95	0.00007	40.82	34.16	1.195	0.17
37.0	6.41	0.00015	94.23	"	2.759	0.88
38.0	4.40	0.00012	51.74	"	1.515	0.41
39.0	4.26	0.00018	75.15	"	2.200	0.75
40.0	4.26	0.0003	125.24	"	3.667	0.95
41.0	5.25	0.00018	92.61	"	2.711	0.86
42.0	5.14	0.00022	110.82	"	3.245	0.93

検証実験Ⅱ $3500\text{m}^3/\text{sec}$ 11.5h_r 通水中

Km	Hm	I	τ_0 (dgn/cm ²)	τ_c	τ_0/τ_c	F
36.0	6.07	0.00011	65.43	34.16	1.92	0.68
37.0	6.16	0.00017	102.63	"	3.00	0.90
38.0	4.59	0.00011	49.48	"	1.45	0.42
39.0	4.55	0.00018	80.26	"	2.35	0.81
40.0	6.84	0.0003	201.10	"	5.89	0.99
41.0	5.31	0.00016	83.26	"	2.44	0.81
42.0	5.27	0.00022	113.62	"	3.33	0.93
43.0	4.68	0.00026	119.25	"	3.49	0.94

現 地 S46 洪水々位

Km	Hm	I	τ_0 (dgn/cm ²)	τ_c	τ_0/τ_c	F
36.0	5.98	0.00004	23.44	2.0	11.720	1.0
37.0	6.35	0.00003	18.67	"	9.335	1.0
38.0	6.80	0.00004	26.66	"	13.330	1.0
39.0	4.04	0.00004	15.84	"	7.920	0.99
40.0	3.78	0.00003	11.11	"	5.555	0.97
41.0	4.58	0.00006	26.93	"	13.465	1.0
42.0	4.36	0.00006	25.64	"	12.820	1.0

本実験 V

8000m³/sec

Km	H (m)	I	τ_0 (dyne/cm ²)	τ_c (")	τ_0/τ_c	F
36.0	7.71	0.0002	151.12	34.16	4.42	0.97
36.5	7.26	"	142.30	"	4.17	0.96
37.0	7.50	"	147.00	"	4.30	0.97
37.5	7.04	"	137.98	"	4.04	0.96
38.0	6.34	0.00012	74.56	"	2.18	0.76
38.5	6.46	0.00004	25.32	"	0.74	0.99
39.0	8.42	0.0002	165.03	"	4.83	0.97
39.5	7.09	0.00024	166.76	"	4.88	0.97
40.0	7.06	"	166.05	"	4.86	0.97
40.5	8.61	0.00012	101.25	"	2.96	0.90
41.0	7.43	"	87.38	"	2.56	0.79
41.5	7.99	"	93.96	"	2.75	0.88
42.0	9.21	0.00028	252.72	"	7.40	0.99

$$\frac{Q_B}{Q} = \frac{1}{\varphi_0 (\sigma/\rho - 1)} F \cdot \varphi \cdot i \quad (2-33)$$

ここで, Q_B : 流砂量, Q : 流量,

φ_0 : $h^{1/6} / \sqrt{g \cdot n}$, i : エネルギー

勾配, λ , ρ : 粒子と水の密度, F :

τ_0/τ_c の関数 (図-2.3 に示す), φ :
粗度係数 n の関数である。

このうち, τ_0/τ_c の関数となっているのは F であり, F と τ_0/τ_c の関係は図-2.3 に示されるようである。そして, 今式 (2-33) で他の値が変わらないとすると, Q_B と F は一価関係にある。そこで, F の値を現地・模型で求めてみると表-2.2 に示すようになり, その値は現地・模型では模型下流端付近で6倍近い

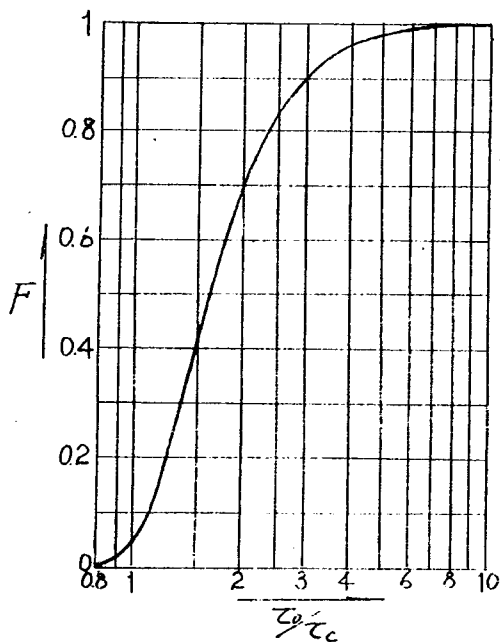


図-2.3 F と τ_0/τ_c の関係

値を示すこともあるが、大むね 1.5 倍以下である。したがって、流砂量そのものは τ_0/τ_c の比にみられるほど大きな相似差はないものと思われる。

2) 輸送型式

河床材料の移動型式は大きくわけて掃流・浮遊の 2 つがある。つまり、河床のごく近傍をころがり、躍動、滑動して流下してゆくのが掃流であり、水中にまいあがり、流水と共に流下してゆくのが浮遊である。

河床材料の輸送形式が掃流であるが浮遊であるかは、河床変動に大きく影響してくるゆえ、この輸送型式が、現地と相似になるよう模型を設定することが必要である。

一般的に、流砂の輸送形式を表す値として u_* / W_0 がある。 u_* は流水の摩擦速度であり、 W_0 は粒子の沈降速度である。

u_* は $u_* = \sqrt{g h I_e}$ なる式より求められる。ここで、 g : 重力加速度、 h : 水深、 I_e : エネルギー勾配。次に、 W_0 は対象とする粒径が 0.16mm (prototype), 0.21mm (model) であり、図-2.4 でみると Stokes 法則の適用限界付近である³。したがって、若干大きな値を与えることになるかもしれないが、Stokes 法則をつかって W_0 を求めてみる。

使用する公式は Stokes 公式

$$W_0 = \frac{1}{18} \frac{\rho - 1}{\mu} d^2 \cdot g \quad \text{に対し、これに}$$

水温変化に対し粘性係数の変化を考えて

$$W_0 = 418 \cdot (\rho - 1) d^2 \frac{3T + 70}{100} \quad (2-34)$$

この式を使って沈降速度を求める⁴。

ここで W_0 : 沈降速度 (mm/sec), ρ : 粒子の密度、 d : 粒径 (mm), T : 水温 (°C) である。

このようにして求められた u_* と W_0 の比をとることにより、 u_* / W_0 が求められる。

そして、 $u_* / W_0 > 1$ つまり $u_* > W_0$ ということは、物体が流れ方向に強い力を受けるということであり、粒子がほとんど流水と一緒に動くことを意味している。逆に $u_* / W_0 < 1$ つまり $u_* < W_0$ ということは、物体に作用する質量力（この場合は重力）の影響が大きいということであり、粒子は必ずしも流水と一緒に移動することはない。

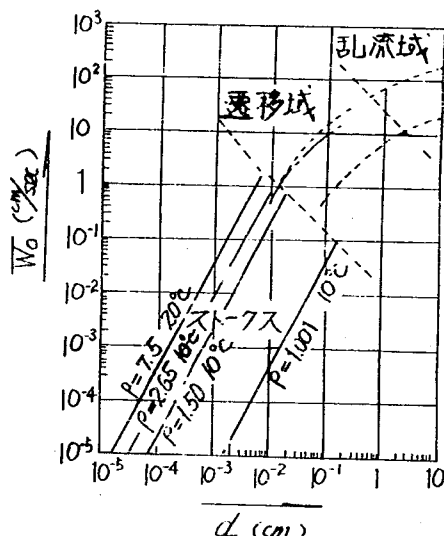


図-2.4 粒径に応ずる沈降速度

表-2.3 u_*/W_0 の現地・模型比較

検証実験Ⅱ $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 0.5hr 通水中

K_m	d_{cm}	$W_0 \text{ cm/sec}$	$u_* \text{ cm/sec}$	u_*/W_0
37.0	0.021	1.06	1.36	1.28
38.0	"	"	1.32	1.25
39.0	"	"	1.50	1.42
40.0	"	"	2.26	2.13
41.0	"	"	1.52	1.43
42.0	"	"	1.79	1.69
43.0	"	"	1.91	1.80

検証実験Ⅱ $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 9.5hr 通水中

K_m	d_{cm}	$W_0 \text{ cm/sec}$	$u_* \text{ cm/sec}$	u_*/W_0
37.0	0.021	1.06	1.24	1.17
38.0	"	"	1.88	1.77
39.0	"	"	1.39	1.31
40.0	"	"	1.68	1.58
41.0	"	"	2.17	2.05
42.0	"	"	1.86	1.75
43.0	"	"	2.04	1.92

検証実験Ⅱ $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 11.5hr 通水中

K_m	d_{cm}	$W_0 \text{ cm/sec}$	$u_* \text{ cm/sec}$	u_*/W_0
36.0	0.021	1.06	1.57	1.48
37.0	"	"	1.96	1.85
38.0	"	"	1.36	1.28
39.0	"	"	1.73	1.63
40.0	"	"	2.75	2.59
41.0	"	"	1.77	1.67
42.0	"	"	2.04	1.92
43.0	"	"	2.11	1.99

現 地 S.46 洪水々位

K_m	d_{cm}	$W_0 \text{ cm/sec}$	$u_* \text{ cm/sec}$	u_*/W_0
36.0	0.016	2.03	4.84	2.38
37.0	"	"	4.32	2.13
38.0	"	"	5.16	2.54
39.0	"	"	3.98	1.96
40.0	"	"	3.33	1.64
41.0	"	"	5.19	2.56
42.0	"	"	5.06	2.49

本実験Ⅴ $8000 \text{ m}^3/\text{sec}$

K_m	d	W_0	U_*	u_*/W_0
36.0	0.021	1.06	2.38	2.25
36.5	"	"	2.31	2.18
37.0	"	"	2.35	2.22
37.5	"	"	2.27	2.14
38.0	"	"	1.67	1.58
38.5	"	"	0.97	0.92
39.0	"	"	2.49	2.35
39.5	"	"	2.50	2.36
40.0	"	"	2.50	2.36
40.5	"	"	1.95	1.84
41.0	"	"	1.81	1.71
41.5	"	"	1.88	1.77
42.0	"	"	3.08	2.91

以上述べたように、そのメカニズムまでは明確ではないが、 u^*/W_0 が物体の浮遊のしやすさを表わす表示量として重要であり、現地と模型で u^*/W_0 の値が著しく異なることは、両者が浮遊のしやすさという点で異なった領域に属するようになる恐れがある。

そこで、前述の式を使って現地・模型の u^*/W_0 を求めて比較してみると表-2.3 のようになる。これを見ると、現地 u^*/W_0 がおおむね模型 u^*/W_0 の 1~2 倍となっているのがわかる。今、流砂量公式として Laursen 公式を使い、流砂量に与える u^*/W_0 の影響を考えてみる。

$$Q_B = \frac{1}{265 \phi (\rho/\rho - 1)} \cdot \left(\frac{d}{h_0}\right) \cdot \left(\frac{\tau'_0}{\tau_0} - \frac{\tau_c}{\tau_0}\right) \cdot f \cdot i \quad (2-35)$$

ここで、 Q_B : 流砂量 (単位時間)

Q : 流量

ϕ : 限界掃流力公式の係数 (≈ 0.05)

λ, ρ : 粒子と水の密度

d : 粒径

h_0 : 水深

τ_0 : 流れの掃流力

τ_c : 限界掃流力

f : u^*/W_0 の関数

i : エネルギー勾配

$$\tau'_0 = 0.017 V^2 (d/h_0)^{1/3}$$

V : 流速

式 (2-35) のうち u^*/W_0 の関数となっているのは f であり、その関係は図-2.5 に示すようになっている⁵。この図から、今対象とする u^*/W_0 の範囲を 1.0~3.0 にとると f と u^*/W_0 の関係は概略 $f = 1.4 (u^*/W_0)^{1.19}$ となる。したがって、 u^*/W_0 が 2 倍ということは f の値が $2^{1.19}$ 倍、浮遊砂濃度も $2^{1.19}$ 倍となる。

このように考えると、浮遊砂濃度の面でも現地量に対し模型量は

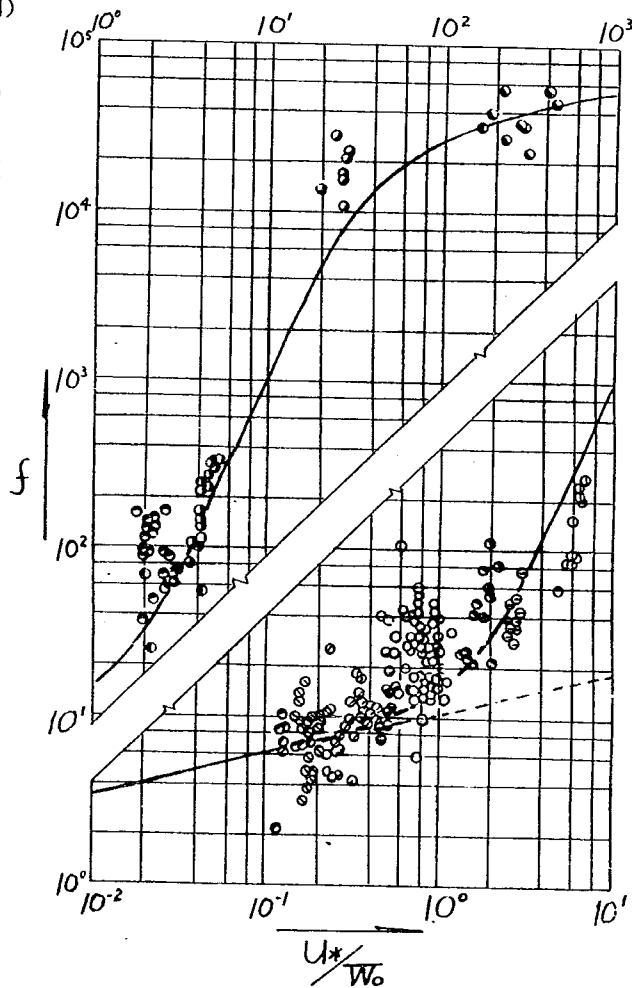


図-2.5 f と u^*/W_0 の関係

少なくあったと思われる。ただし、 u^*/W_0 の値がいずれも 1 より大であったことから、流砂形式は現地・模型共浮遊砂型式が卓越しているといえる。

以上、流砂現象の相似性について述べてきたが、河床材料が現地において非常に細かいため、模型上への再現は困難であった。その結果、掃流・浮遊共に現地現象より模型現象の方が少なく、この点を考えるかぎりでは、実験でおこる現象の方が現地でおこるそれより規模が小さいといえる。だがこの点は、通水時間を長くしたり、大流量を流すことによりおぎなひ得ると考えられ、そのように実験を行なった。

2.3.5 流況の相似について

流れの蛇行は、フルード数と水深・川巾の比 h/B によって変わる⁶。したがって、流れの蛇行を現地・模型で一致させるためには、これらの値も相似にすることが必要である。しかしながら前述のように、粗度係数の相似がうまくゆくことが望まれない今回の実験では、これらの値も相似になっていない可能性もあり、これらの値が異なった場合の、流れの蛇行に与る影響について検討しておくことは重要なことである。

現地・模型の流況の相似性については後の章で考察することにし、ここでは F_r 数あるいは h/B の変化による流況の変化について考えてみる。

考察に使う Data は本実験 V の結果である。本実験 V では、図-2.6 に示すような浮子をつかって、深さ方向の平均的な流況について詳細な測定を行なった。この時の F_r 数や h/B と流況を比較することにより結論が出てくると思う。その F_r 数および h/B を示すと表-2.4 のようになり、その時の流況を示すと図-2.7.1~3 のようになる。なお、流況測定時の風

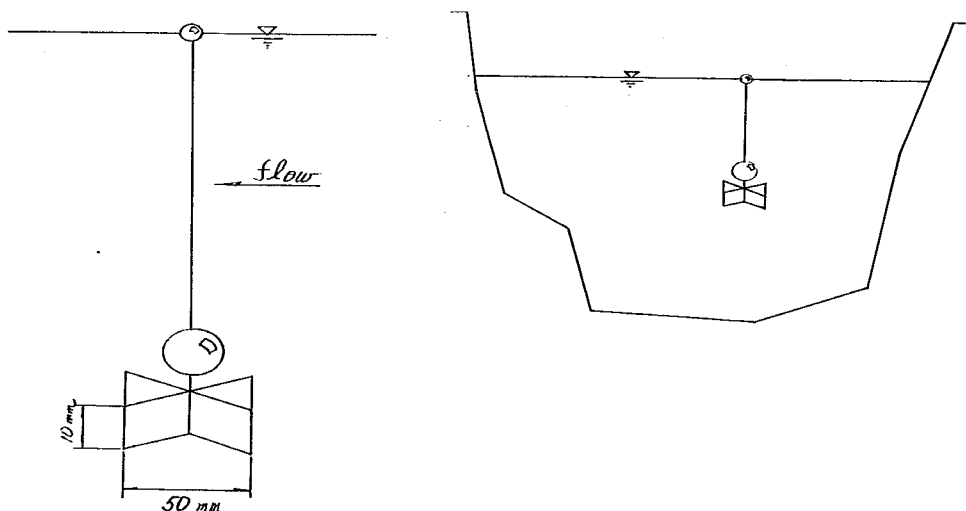


図-2.6 流況測定用浮子

表-2.4 流量別の F_r 数, h/B

32.9 ℓ/sec (現地 500 m^3/sec)

K_m	A_{m^2}	B_m	h_m	u_m/sec	F_r	h/B
36.0	1.1422	8.58	0.13	0.028	0.025	0.015
37.0	1.5090	9.25	0.16	0.022	0.020	0.017
40.0	1.3979	9.05	0.15	0.024	0.019	0.017
41.0	0.9788	7.17	0.14	0.033	0.029	0.020
42.0	1.0794	6.63	0.16	0.030	0.024	0.024

65.9 ℓ/sec (現地 1000 m^3/sec)

K_m	A_{m^2}	B_m	h_m	u_m/sec	F_r	h/B
36.0	1.1851	8.58	0.13	0.055	0.048	0.015
37.0	1.5553	9.25	0.17	0.043	0.033	0.018
40.0	1.4431	9.05	0.16	0.046	0.037	0.018
41.0	1.0146	7.17	0.14	0.065	0.055	0.020
42.0	1.1234	8.08	0.14	0.059	0.050	0.017

197.6 ℓ/sec (現地 3000 m^3/sec)

K_m	A_{m^2}	B_m	h_m	u_m/sec	F_r	h/B
36.0	1.3728	8.78	0.16	0.144	0.116	0.018
37.0	1.7626	9.60	0.18	0.112	0.084	0.019
40.0	1.6641	9.95	0.17	0.119	0.093	0.017
41.0	1.3267	8.42	0.16	0.149	0.120	0.019
42.0	1.2952	8.25	0.16	0.153	0.124	0.019

395.3 ℓ/sec (現地 6000 m^3/sec)

K_m	A_{m^2}	B_m	h_m	u_m/sec	F_r	h/B
36.0	1.5782	8.87	0.18	0.250	0.189	0.020
37.0	1.8215	10.17	0.18	0.217	0.163	0.018
40.0	1.7249	10.75	0.16	0.229	0.183	0.015
41.0	1.6557	8.62	0.19	0.271	0.173	0.022
42.0	1.6201	8.42	0.19	0.244	0.177	0.023

527 ℓ/sec (現地 8000 m^3/sec)

K_m	A_{m^2}	B_m	h_m	u_m/sec	F_r	h/B
36.0	1.8883	9.10	0.21	0.280	0.196	0.023
37.0	2.0078	10.25	0.20	0.263	0.189	0.020
40.0	2.2258	11.05	0.20	0.237	0.169	0.018
41.0	1.9659	8.78	0.22	0.269	0.181	0.025
42.0	1.7877	8.67	0.21	0.294	0.207	0.024

の影響も考える意味で、測定時の風向・風速を示しておくのと表-2.5のようである。

これらの結果をみると、流れの蛇行が Fr 数や h/B の関数であるといわれているが、今回の測定では、流量 $500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合に流況の著しい変化があるが、他の流量時には、 Fr 数や h/B の変化に対し流況の変化はほとんどないといえる。このことは、 Fr 数や h/B の変化割合がこの程度では、流れの蛇行を大きく変えることはないといえるかと思われる。そしてつまりは、水位の相似がうまくゆかず Fr 数や h/B の相似が若干くるっても、その変化割合が少ない場合には、流れの蛇行の相似をくるわせるまでは影響をおよぼさないものと考えてよい。

表-2.5 流況測定時の風向・風速

流量 m^3/sec	測定区間	風向	風速 m/sec
500	4.50 km ~ 4.025 km	北 東	4.44
	4.025 km ~ 3.60 km	北 東	3.33
1000	4.50 km ~ 4.025 km	西南西	3.89
	4.025 km ~ 3.60 km	西 南	4.44
2000	4.50 km ~ 4.025 km	南	6.67
	4.025 km ~ 3.60 km	南	6.39
4000	4.50 km ~ 4.025 km	北 東	6.39
	4.025 km ~ 3.60 km	北 東	4.72
8000	4.50 km ~ 4.025 km	南	7.50
	4.025 km ~ 3.60 km	南南西	6.94

图-2.7.1 利根川佐原流況比較

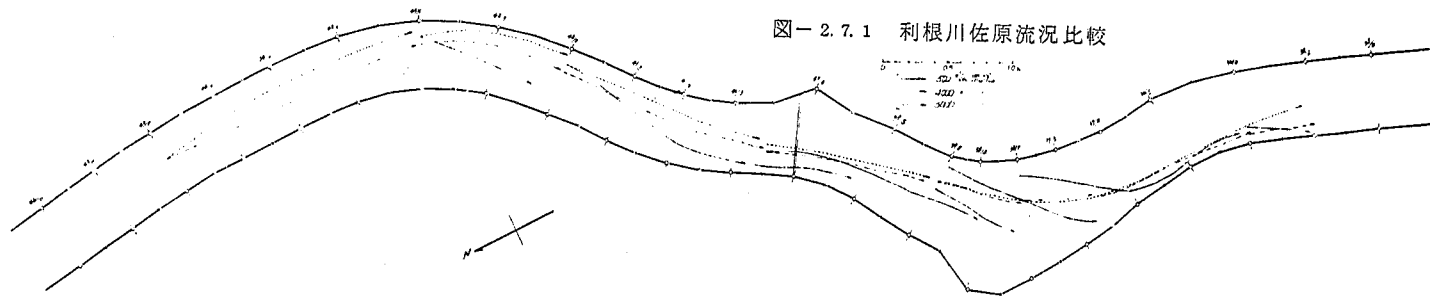


图-2.7.2 利根川佐原流況比較

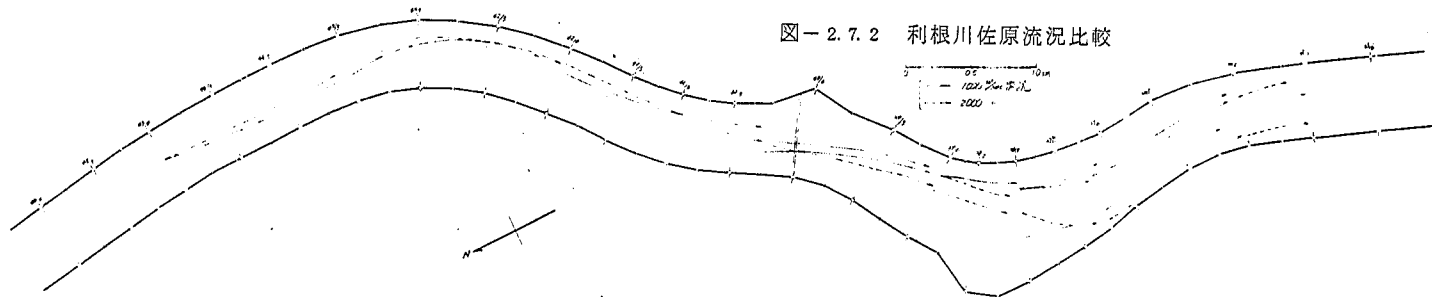
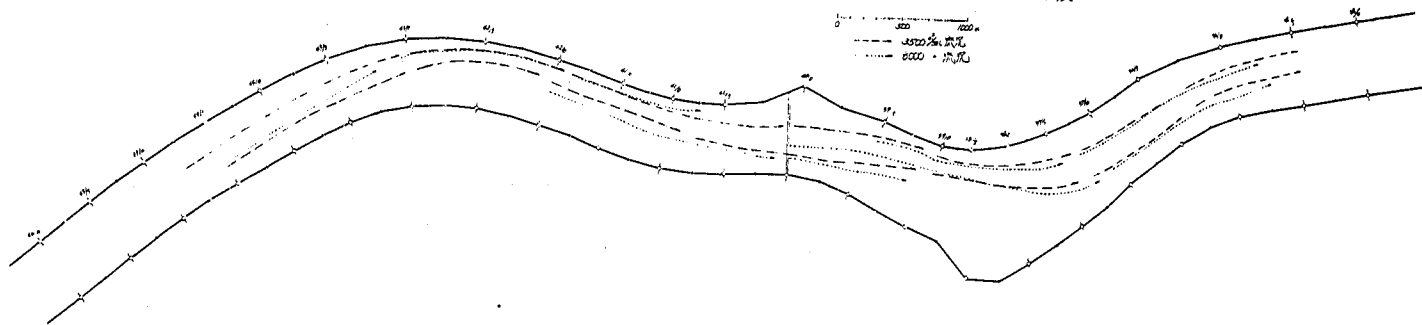


图-2.7.3 利根川佐原流況比較



第 3 章 実 験 経 過

3.1 昭和 45 年度

昭和 45 年度は模型製作のみ行なった。模型は当初、縮尺 $1/60$ (水平・鉛直共) の歪なし模型を製作したが、実験を行なう段階で若干歪をもたせた模型としたため、堤防法勾配のみ少し異なっている。模型は移動床を予定していたので図-3.1 に示すように作られている。

模型区間は利根川佐原地区 4 6.0 k ~ 3 5.0 k であり、水郷大橋のピアを木製、低水路護岸をモルタル、そして水制を熔接金網で製作・設置した。また、模型上流端には整流域をへて量水槽、下流には沈砂槽、堰および帰還水路が設けてある。図-3.2 参照。

3.2 昭和 46・47 年度

昭和 46・47 年度に行なった実験は表-3.1 に一覧して示す。実験はすべて定流で行なった。また、下流端 (3 5.5 k) 水位が、与えた流量が同じにもかかわらずケースによって異なっているもののあるのは、計算水位や現地実測水位を参考にして決定したりしたためである。

まず、実験 1.2 の検証実験について述べると、実験 1 は昭和 41 年 2 月測量河床を設定し、これに $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を定流で 9 時間流した実験である。これは、現地で昭和 41 年に 2 回 $3000 \sim 4000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 級の洪水があったのでこれを想定し、42 年 2 月測量の河床と比較検証することを目的としたものである。また、実験 2 は昭和 46 年 2 月測量の河床を設定し、これに $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を定流で 9 時間流した実験であり、この間に、模型実験としては我が国初のヘリコプターによる航測を行なった。これは、現地において、46 年 9 月に約 $4000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の出水があった際航測を行なっているので、現地・模型の流速・流況比較を行なうことを目的としたものである。

次に、実験 3.4 は 4 3.0 k 以下の河道を事務所計画法線とし、断面形も完全な計画断面としたケースである。これは、現在ある深掘れ部を無視して河道を設定した場合の河床変動および流況について観察し、河道を計画断面に整正することの可能性について検討すると共に、以下の実験と比較することにより、深掘れ部の影響について間接的に求めようとしたものである。

実験に使った流量は、実験 3 が $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、実験 4 が現計画洪水流量の $5500 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

次の実験 5.6.7.8 は、4 3.0 k 以下を事務所計画法線とし、断面形は、計画断面に対し現状断面のうち低い部分は現状のまま残し、高い部分のみカットした断面形とした。図-3.3 参照。これは、すなわち現在ある深掘れ部を積極的に計画の中にとりいれていった場合の影響について、検討を行なうために実験されたものである。このうち、実験 5 は前実験 (実験 3) と比較する意味から通水時間を同じにして、深掘れ部を加えた計画断面の効果について調べ、次に実験 6 では、 $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を長時間流すことにより、深掘れ位置の移動あるいは河道内に

図-3.1 模型製作断面図

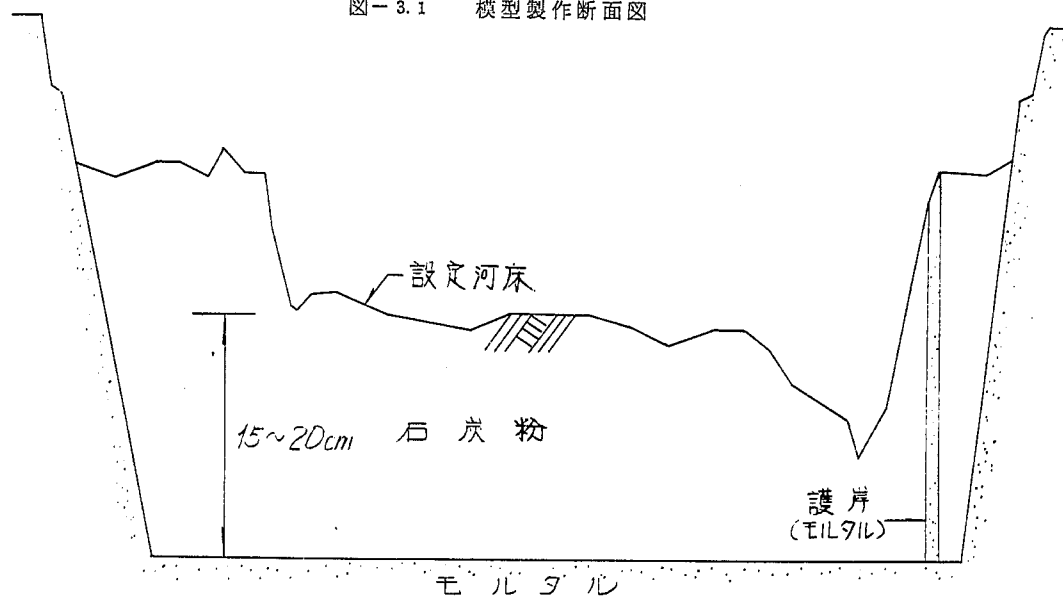
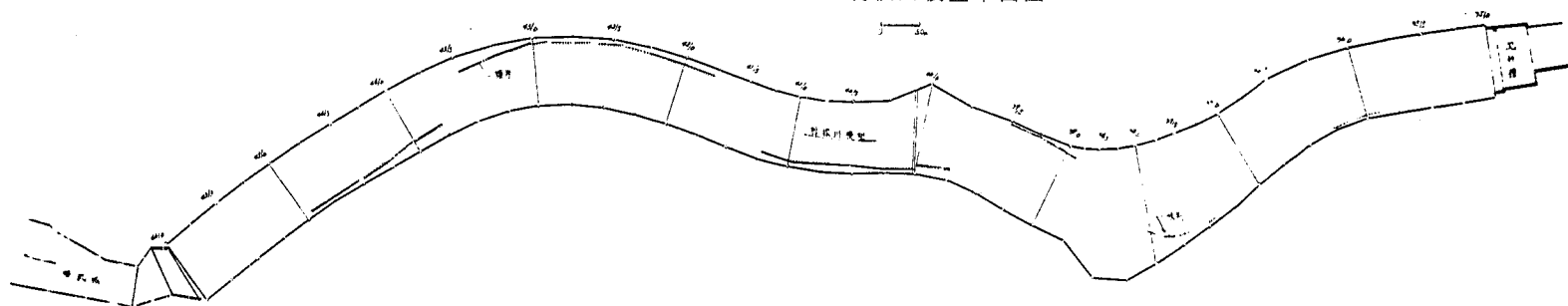


図-3.2 利根川模型平面図



存在する砂堆の移動をみようとした。また実験7では、 $500\text{ m}^3/\text{sec}$ から $8000\text{ m}^3/\text{sec}$ まで計9種の流量を流し、流量別の流況を詳細に観察したし、各流量の水位も求めた。最後の実験8は、深掘れ部の保護法として、図-3.4に示す40.0k右岸、37.0k右岸付近にある深掘れ部の表面を、図-3.5に示すように碎石で被服してその効果と影響を調べたものである。

以上が昭和46・47年の2年間に行なわれた実験の概要である。

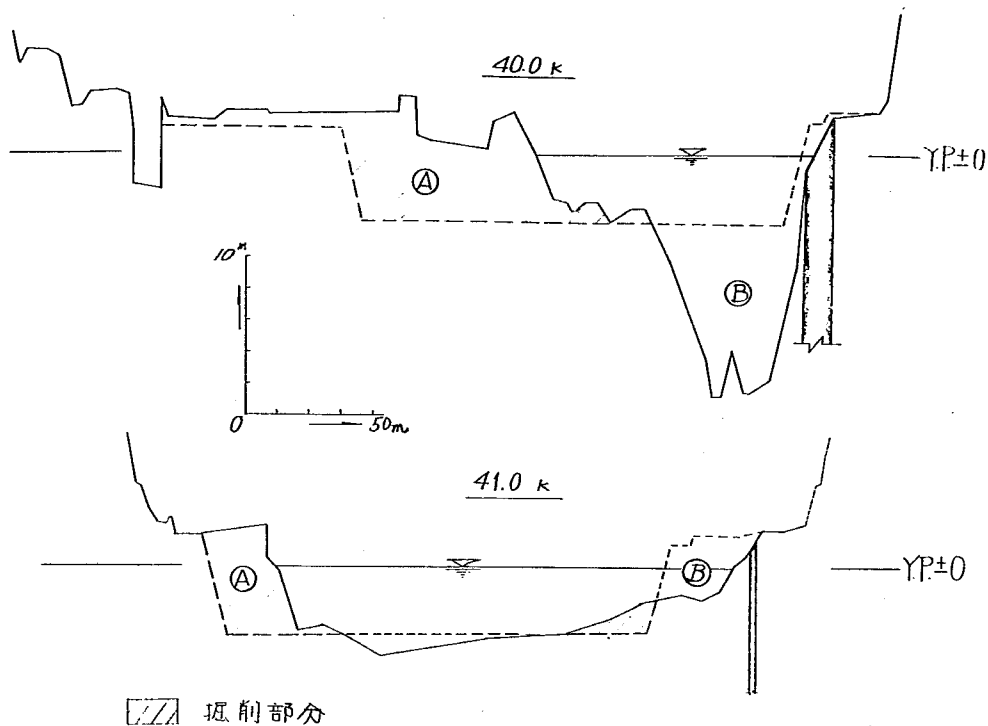


図-3.3 河道掘削図

图-3.4 碎石置换範圍图

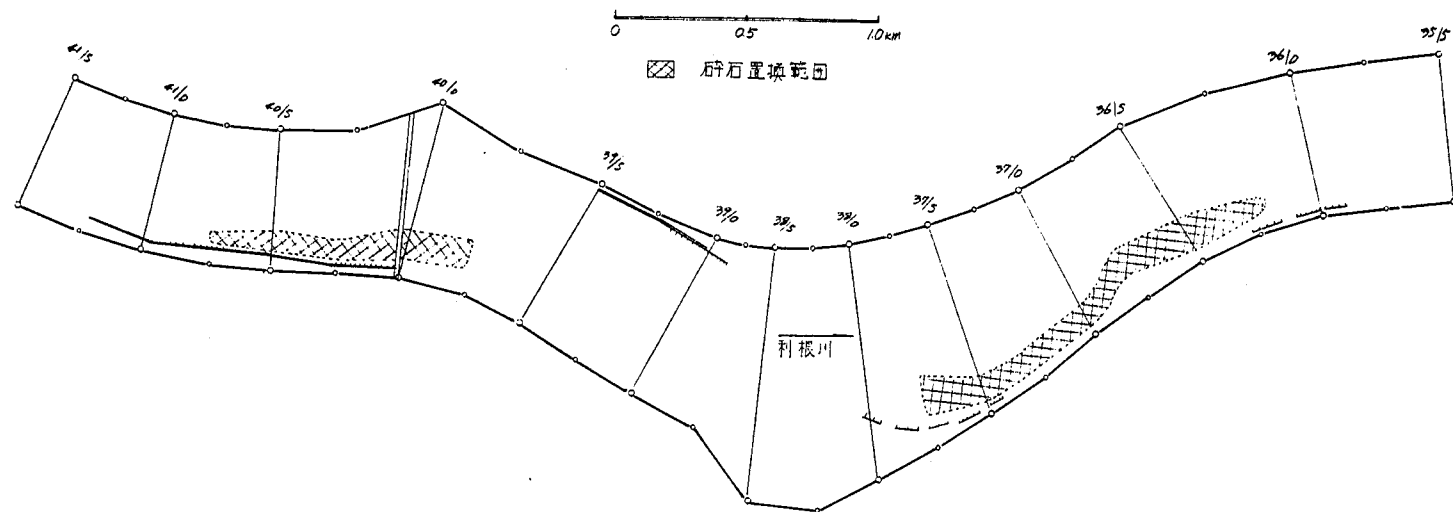


图-3.5 碎石置换位置

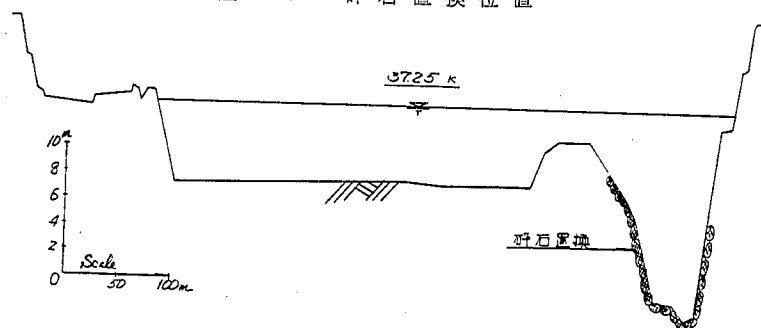


表-3.1 利根川佐原地区模型実験ケース一覧表

No.	実 験	流 量	河 床 状 況	下流 (355k) 水位	備 考
1	検証実験 I	3500 $\frac{m^3}{sec}$	昭和41年2月測量河床	Y.P. 3.01m	縮尺 $X=1/60$, $h=1/40$ 以下同じ 通水時間 9時間
2	" II	"	昭和46年2月測量河床	Y.P. 2.30m	通水時間 10時間 ヘリコプターによる航測実施
3	本実験 I	"	430k以下事務所計画河道	"	通水時間 12時間
4	" II	5500 "	"	Y.P. 4.0 m	通水時間 12時間
5	" III	3500 "	事務所計画河道 + 深掘れヶ所現状	Y.P. 2.32m	通水時間 12時間
6	" IV	3500 " 8000 "	"	Y.P. 2.32m Y.P. 4.69m	通水時間 36時間 (3500 $\frac{m^3}{sec}$) 4 " (8000 ")
7	" V	500 ~ 8000 "	"	変 化	総通水時間 67時間
8	" VI	3500 "	ただし、深掘れヶ所のみ 碎石で被覆	Y.P. 2.32m	通水時間 12時間

第4章 実験結果およびその考察

4.1 検証実験Ⅰ・Ⅱ

模型実験を行なう上でまず必要なのは、模型上でおこる現象がはたして現地でおこるそれと相似しているか否かを確かめることである。移動床実験では、水流や河床変動などの点について、現地との相似性を確かめることが必要である。水流は水位があれば相似性がほぼ満足されているといえる。また、河床変動は、幾何学的な相似とできれば時間的な対応関係が確認できることが重要である。

今、水流が相似であることは、河床変動が相似であることの必要条件であると思われるが、移動床実験で水位をあわせることは、前述(2.3.3節)のような理由もありかなり困難な問題である。したがって、移動床実験では河床変動の相似性により重点をおく。

移動床実験で河床変動の相似性を検討する場合、まず実験を行なう断面および流量の設定が問題となる。断面はより明確に河床の変動状況を示しているものがよく、流量は実験上からもできるだけ大きい方がよい。このような条件を満たしてくれるDataはなかなか得られないだろうが、前述のように、検証実験Ⅰでは昭和41年に $4000\text{ m}^3/\text{sec}$ 級の洪水を2回経験していることから、昭和40年度(昭和41年2月測量)の河床をつかい、流量は $3500\text{ m}^3/\text{sec}$ 一定として河床変動の相似性について検討を行ない、次に検討実験Ⅱでは、昭和46年9月、ピーク流量 $3500\text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水の時の航測結果があるので、主として水流の相似性について検証を試みた。

まず河床変動の相似性について考えてみるが、昭和41年2月測量の設定河床と、 $3500\text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を9時間通水後の河床(検証実験Ⅰ)、さらに昭和42年2月測量の河床をあわせて表わしてみると図-3.4.1～3のようになる。

このうち、流水による自然の河床変動でなく、人工的変動(掘削)も現地ではあり、それを除いて考えるため、現地の昭和41年度の掘削位置を示すと図-4.5のようである。したがって、前述の横断比較図中、40.5kあるいは39.75k断面で現地と模型で著しい違いのあるのは、この影響であると考えられる。これらのことを頭にいれて河床変動の比較を行なってみる。

まず42.0kから41.5k区間では、現地ではかなり左岸護岸沿いが掘れているが、実験では若干河床低下傾向を示してはいるものの現地ほど深く掘れていない。また、現地では、同じ区間で右岸側が1年間の間に掘れたようになっているが、実験ではこの傾向はない。護岸付近の洗掘については、模型が46.0kまでであり、46.0k～44.0k付近の流れの相似が若干あわなくて、そのため42.0k～41.5k付近の流れの左岸側へのかたよりが少なかった。こうして、このような結果が生じたのかと想象される。だが、右岸側の洗掘については、わん曲内側であることも考えると、現地でこのように自然に掘れるとは考えられず、実験との差の生

图-4.4.1 河床变动图

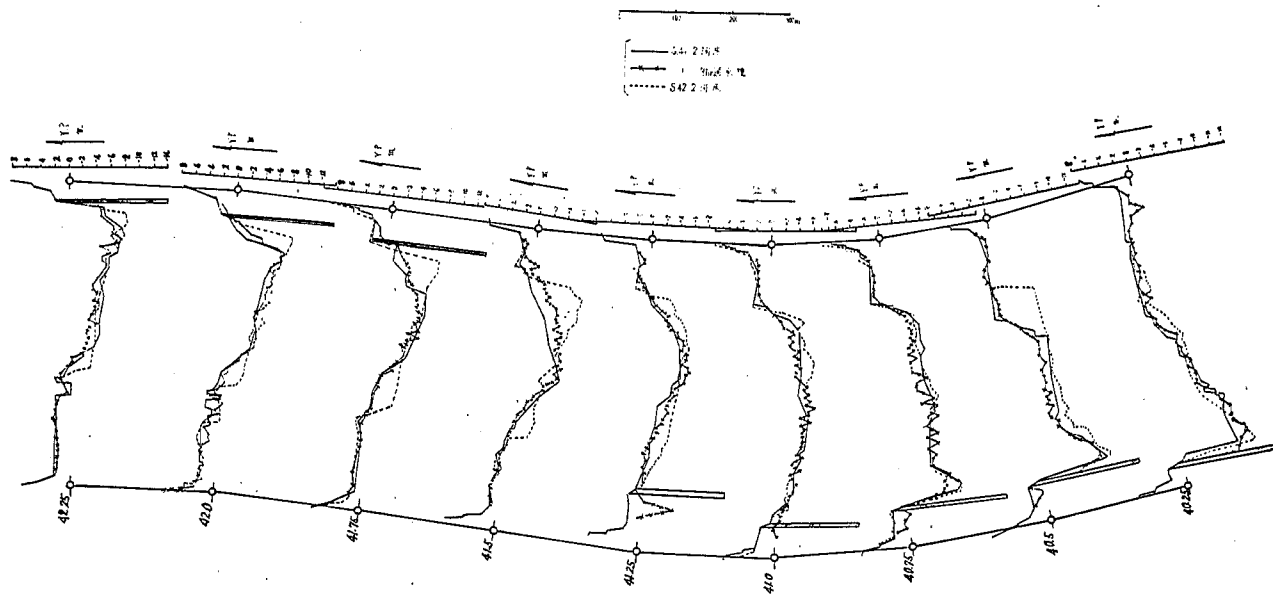


图-4.4.2 河床变动图

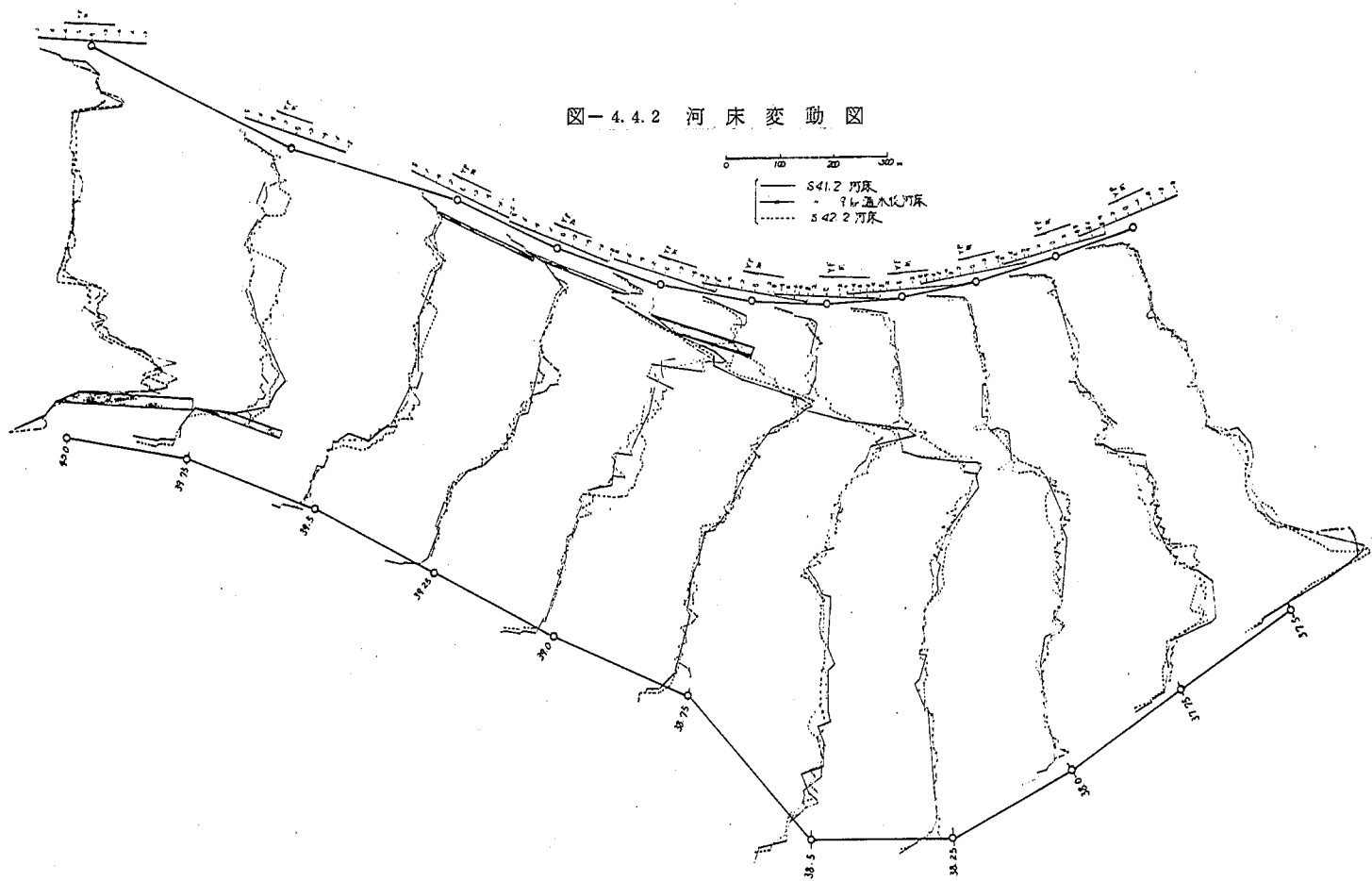


图-4.4.3 河床变动图

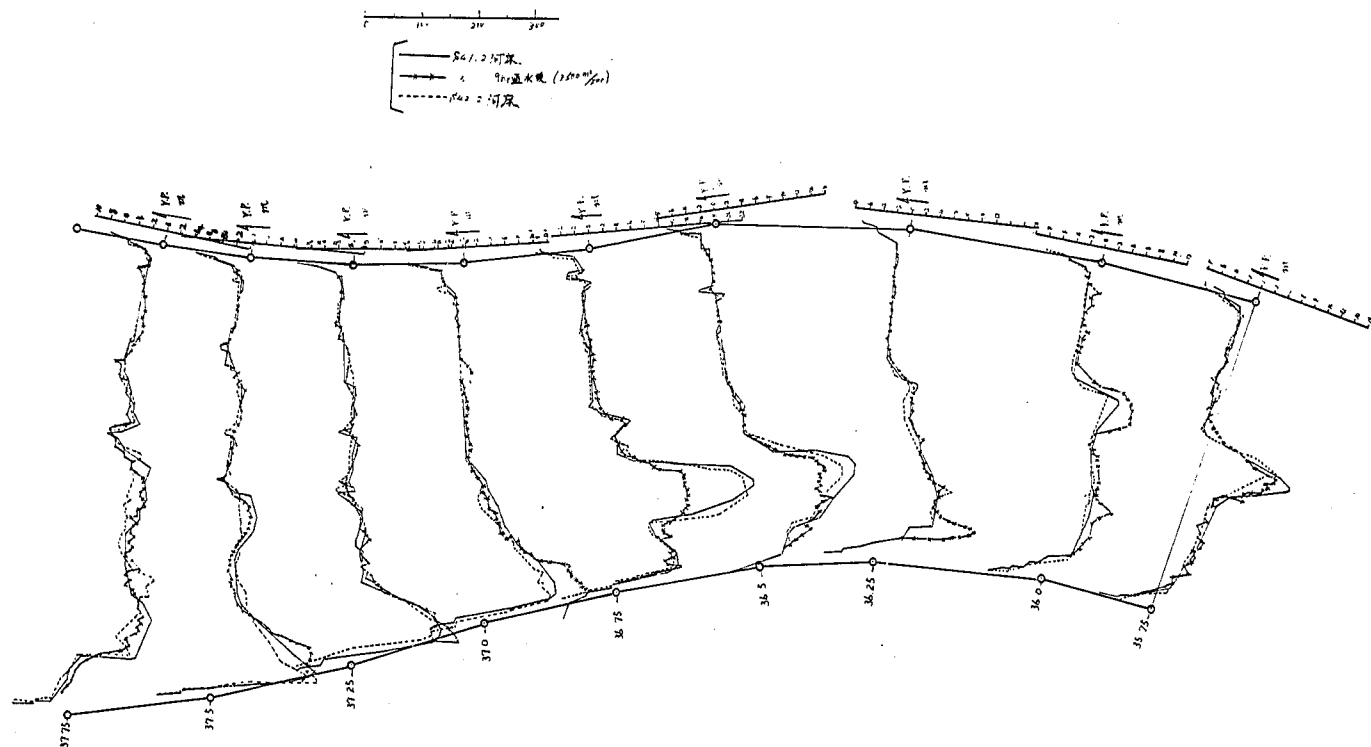
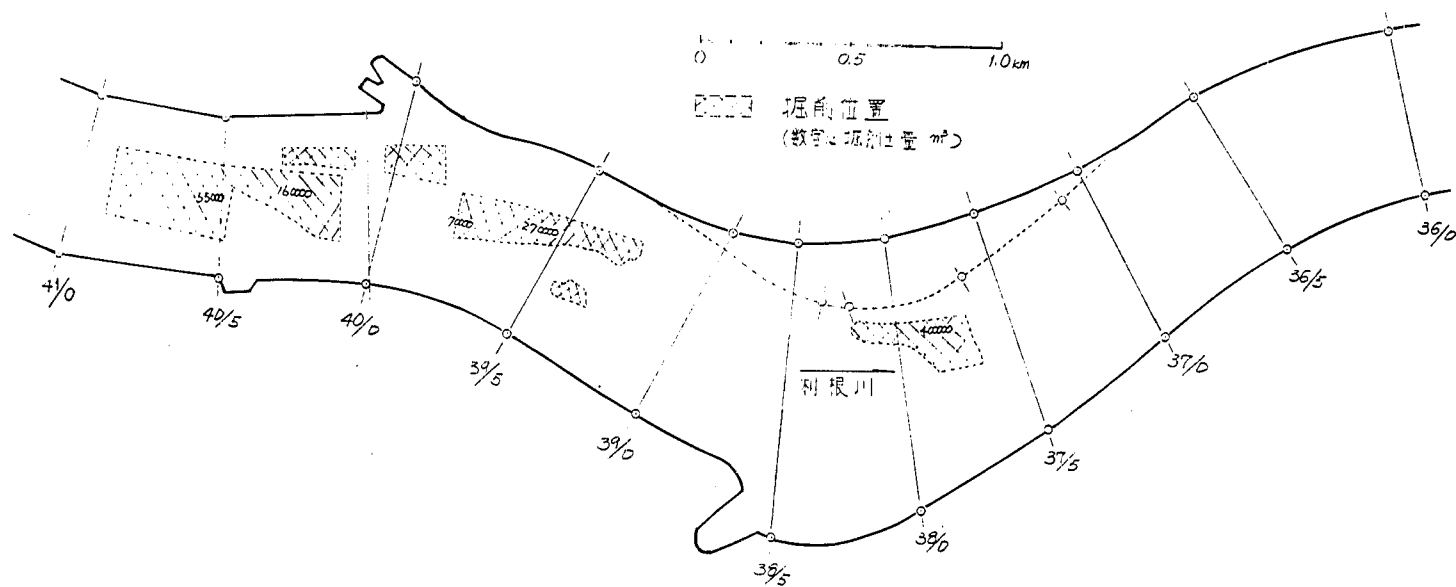


図 - 4. 5 昭和 4 1 年度河道掘削位置図



じた理由はよくわからない。

次にその下流についてみると、4 0.5 k 付近までは現地・模型共あまり著しい河床変動は示していないが、総体的にみて、現地が河床低下の傾向であるのに対し、実験は若干堆積の傾向にある。これは第2章においても述べたように、模型の τ_o/τ_c あるいは u_* / W_o が現地のそれらに比し小さいことが原因ではないかと考えられる。この傾向はその下流においても認められる。

次に深掘れ部について考えてみよう。深掘れ部の相似性について考える時には3つの問題にぶつかる。1つは河床材料の非相似に共なる u_* / W_o の非相似性であり、もう1つは模型が歪をもっている（歪度 1.5）ため、法勾配が異なることの問題である。そして最後の1つは、歪模型のわん曲部の渦の相似性の問題である。

第1の点について、第2章において検討を行なったところ、平均的にみると u_* / W_o の値は現地・模型共 1.0 より大となり、流砂形式は浮遊型式である。しかし $u_* / W_o > 1.0$ であっても 1.0 付近の時は、流砂濃度の水深方向分布は河床付近に大きく分布しており、水量の変化の流砂量に与える影響が微妙に効いてくる。この傾向は特に深掘れ部で大きい。

第2の点について、現在の模型の縮尺は前述のように水平 1/60、鉛直 1/40 であり、歪度 1.5 となっている。したがって、法勾配は現地に対し模型は 1.5 倍になり、より崩れやすくなっている。法勾配がゆるやかな場合には、この影響はそれほど大きいとは思われないが、今回の深掘れ部のように非常に急な法勾配の場合には、歪の影響がはいってくるのが十分考えられる。図-4.4.2に示すように、3 8.5 k 左岸付近の深掘れ部が堆積傾向にあり、高水敷がけずられているのは、歪の影響が顕著に現われた例としてあげられよう。それに対し、4 0.0 k 右岸あるいは 3 7.0 k 右岸付近でこれがみられないのは、法面をモルタル製としているためであり、これも石炭粉であつたら同じ傾向を示していたであろう。また 3 6.7 5 k ~ 3 6.5 k の深掘れが著しく埋まっているのは、上流からの土砂が流れこんで堆積したものだと思われ、ここにも u_* / W_o の非相似性の影響が出ていると思われる。

最後に、歪模型のわん曲部の渦の相似について考えてみる。水平・鉛直縮尺を変える。つまり模型を歪めることにより影響を受ける渦は、図-4.6に示すような流れ方向に軸をもった渦である。この渦は、水量や境界条件の変化によりかわるものであり、模型を歪める（つまり境界条件を変える）ことにより渦も変わってくると思われる。この渦についての詳細はいまだ明らかではないが、わん曲の基礎的実験などから、定性的に河床洗掘に与える影響についてみると、一般的に歪度 $d > 1$ の状態では、歪模型の渦の方が歪めない模型のそれより洗掘に与える影響は大である。つまり洗掘されやすいといえる。今回の実験は歪度 1.5 の模型で行なわれたものであり、その影響はかなり小さいとは思われるが一応考えておく必要がある。

以上、河床変動の相似性について考察を加えてみたが、その段階で多くの Data は、 τ_o/τ_c あるいは u_* / W_o の相似性の問題、歪にともなう問題などについて、定性的あるいは一部では

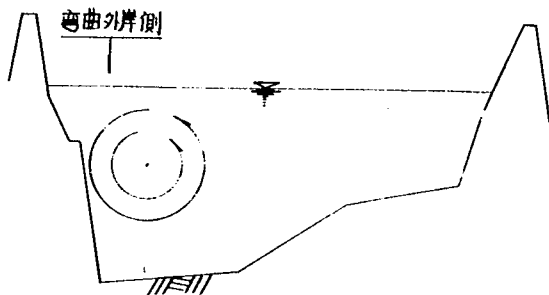


図-4.6 水平軸渦

定量的にも明らかにしてくれた。

検証実験をおえた段階で、必ずしも河床変動の相似性がうまくいったとはいいがたいが、上記考察結果を頭にいれて以後の考察を行なってゆけば、それほど誤差なく模型実験の現象から現地現象を推測できるものと思われる。

次に流況であるが、現地では昭和46年9月にピーク流量3,500

m^3/sec の洪水があり、その時航測を行ない、木下良作氏がその結果を整理しておられるが、実験でも同氏の御指導のもとに、昭和46年2月測量の河床に3,500 m^3/sec の流量を通水し、ヘリコプターによる航測を行なった。したがって、流況の相似性についてはこれらのDataを比較することにより確認される。

まず、模型実験区間(46.0~35.0k)の全般的な流況について考察してみるが、その比較図を示すと図-4.7のようである。この図から大きな流れをとらえてみると、現地流れと模型の流れの蛇行とはそれほど大差なく相似されているといえる。つまり、まず44k付近で右岸にあった流れが、次に42.0kで左岸、40.0kで右岸、38.5k左岸、36.5k右岸ときれいな蛇行を示して流下している。

次に細部について検討を加えてみる。現地および実験いずれの航測結果より、表面流向を調べ比較してみると図-4.8.1~3のようになる。この図から流況の相似性についてみると、まず40.0k~39.0k区間は若干流向に差はあるものの(その原因は後述)、ほぼ同じ方向をむいて流れており、かなりよい相似性を示しているとみなしてよい。次に39.0k~37.0kの区間では、38.0k付近まではその流向はよい相似性を示しているが、それより下流になると、現地流向と実験のそれとにしだいに差が出はじめる。その傾向はさらに下流37.0k~36.0kにゆくとひどくなってゆく。なぜこの差が出てきたかは詳しくは説明できないが、1因としては風の影響が考えられよう。つまり、実験を行なった当日は図-4.9に示す方向(この方向は実測のものでなく、写真より判断したものであり、若干の誤差はあるかもしれぬ)からかなり強い風が吹いていた。しかも、表面浮子として使った材料が軽い発泡スチロールであり、より風の影響を受けやすかった。そして方向からいっても、38.0k~36.0kの流況がもっとも影響を受けて表わされると考えられる。

流況の現地・模型差をまねいた原因としてこのようなことが考えられ、風の影響を除いて考えると、その流向はさらに現地流向に相似してこよう。(ただ、現地の航測時、浮子が風によりどのような影響を受けていたか疑問であるが)

図 - 4.7 現地・模型流況比較その 1

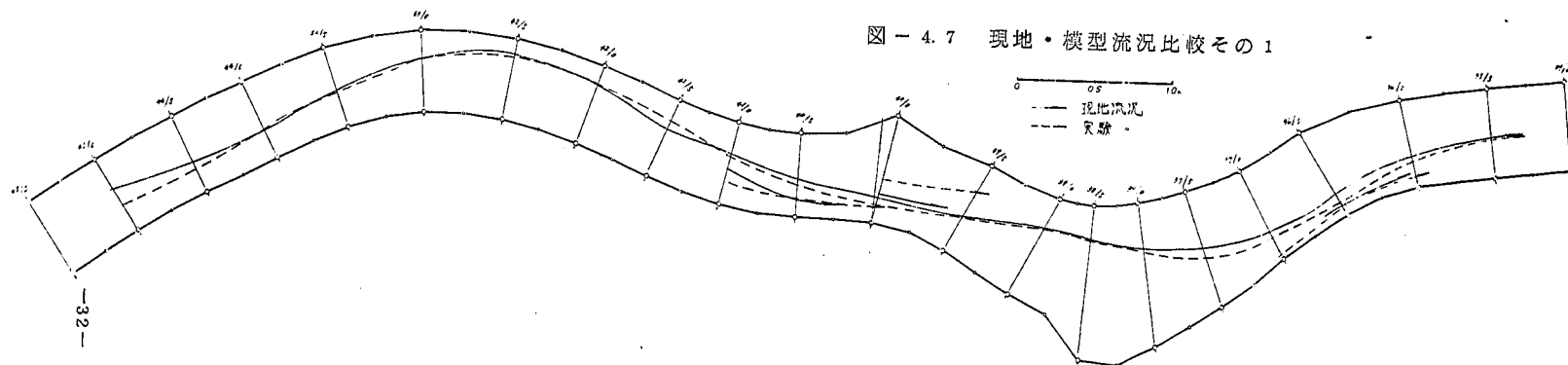


図 - 4. 8. 1 現地・模型流況比較その 2

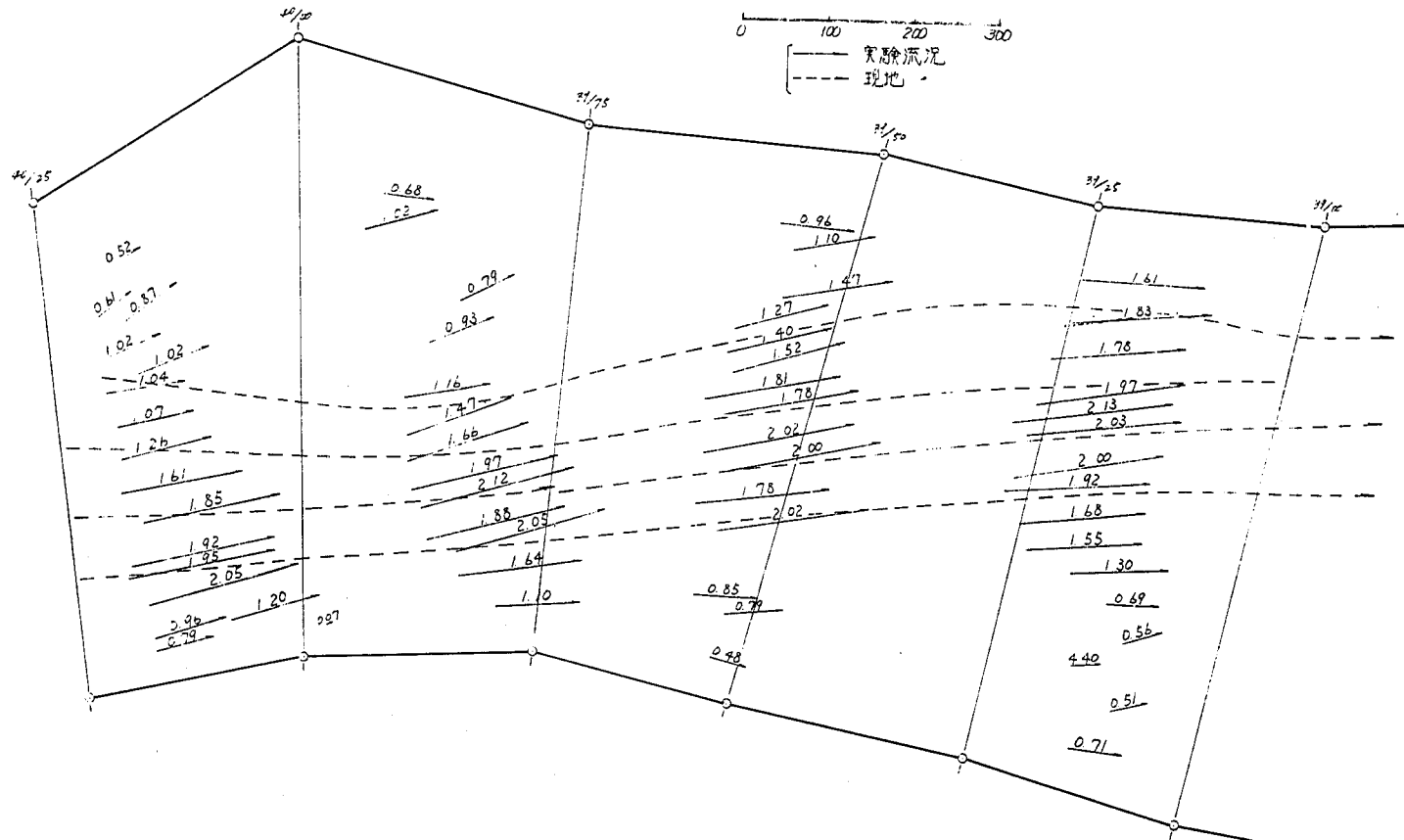


図 - 4. 8. 2 現地・模型流況比較その 2

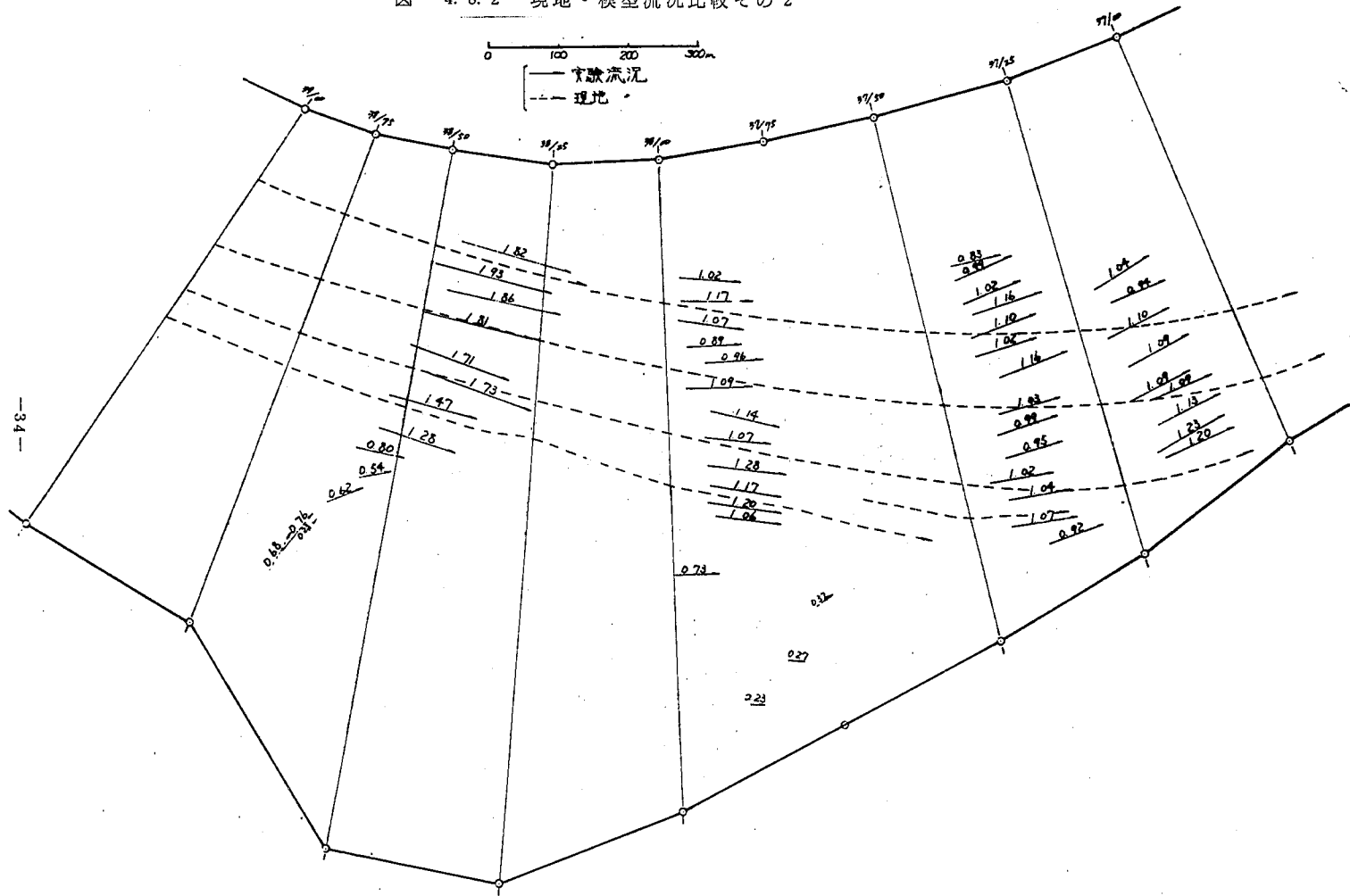


図-4.8.3 現地・模型流況比較その2

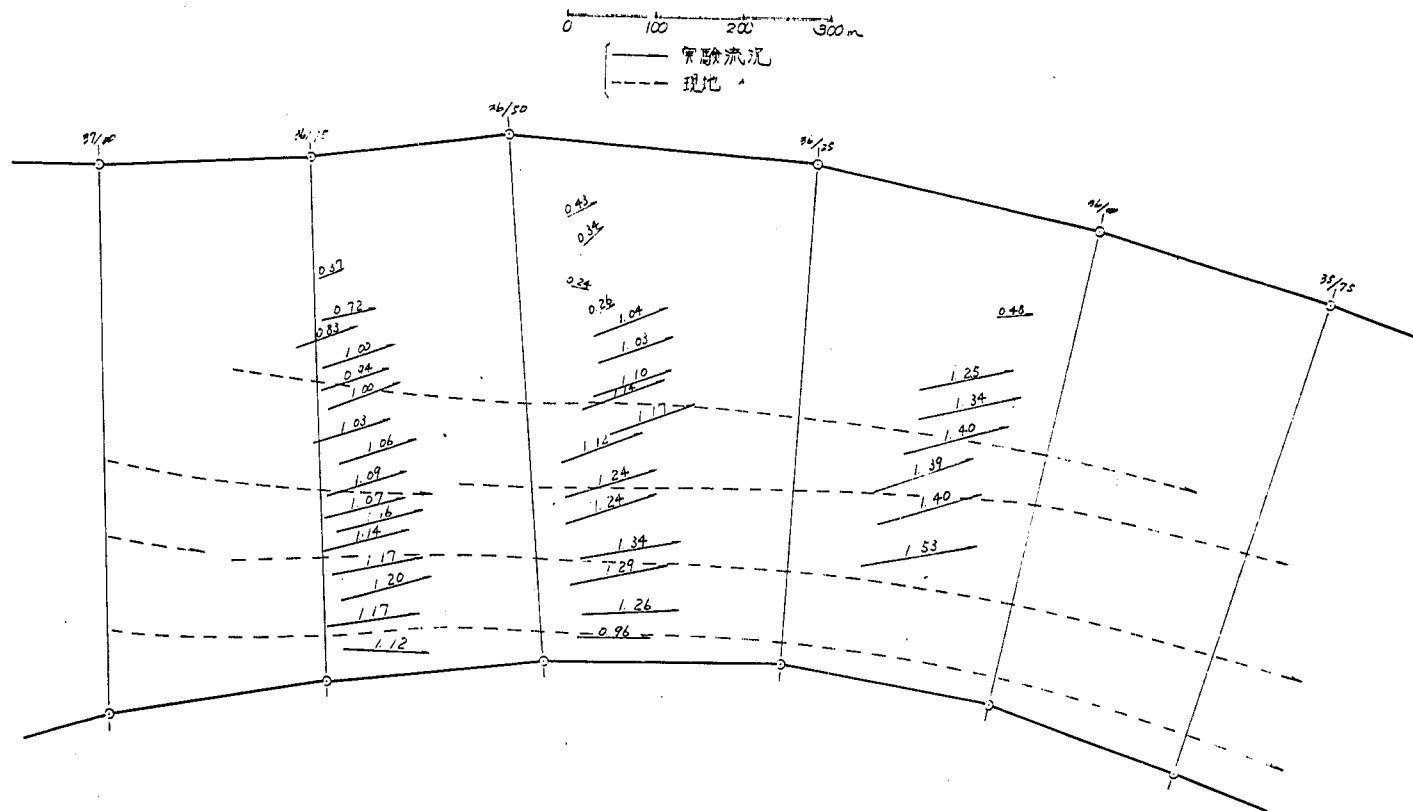
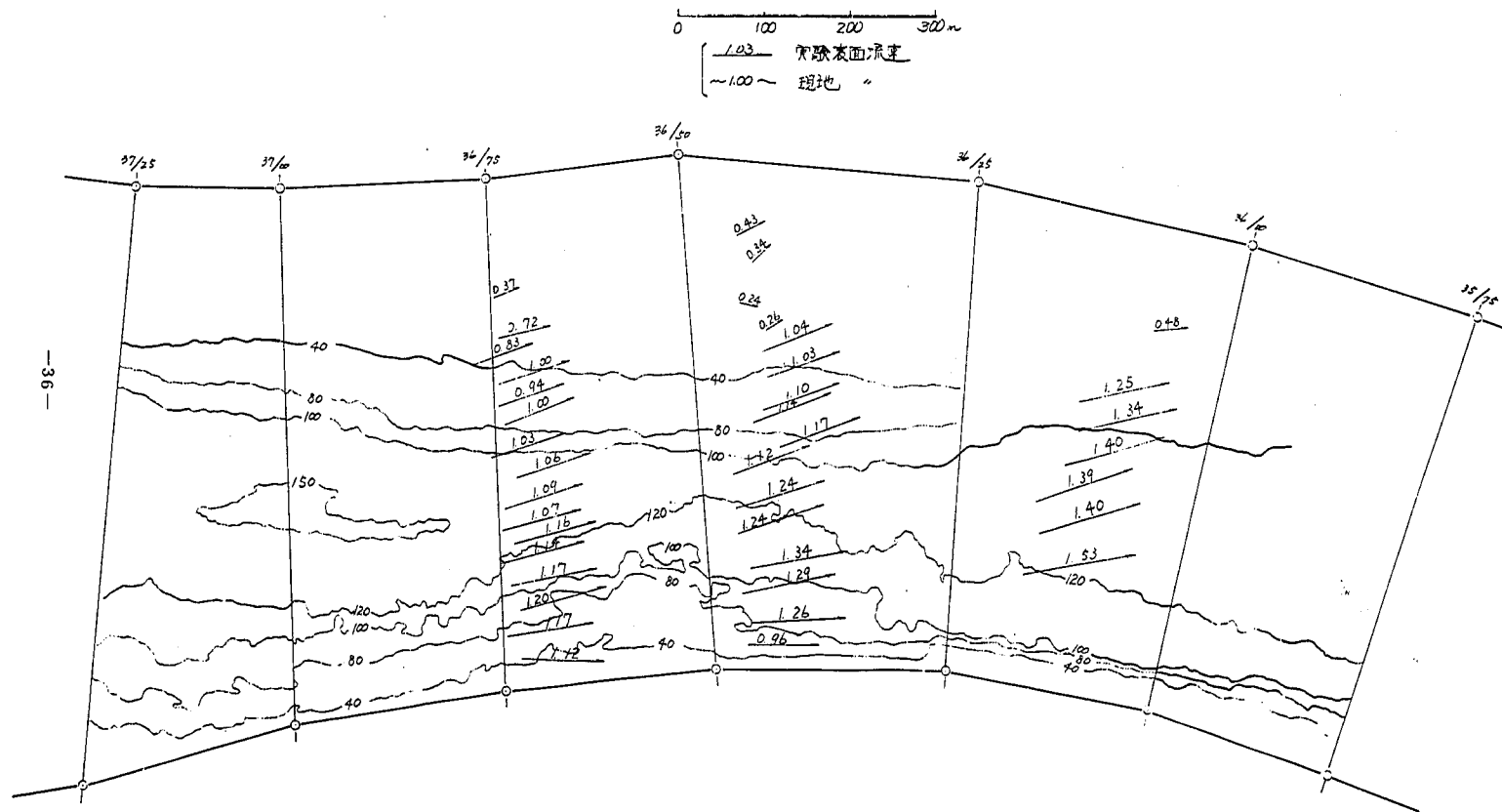


圖-4.8.4 現地・模型表面流速比較



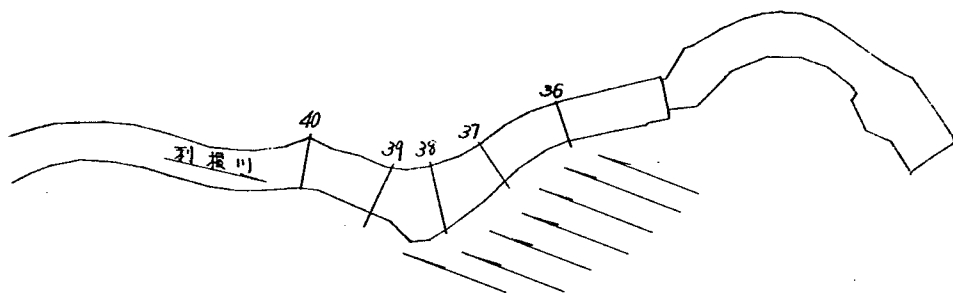


図 - 4. 9 ヘリコプター航測時の風向

以上、流況の相似性について考えてみたが、まず河道を通して大きく流れの蛇行の相似性をとらえてみると、それはかなりうまく一致している。そして細部に目をむけてみても、現地・模型ではData上は差がでているが、それは観測時の条件による差がはいっていると考えられ、それを除いて考えれば、この差はさらに少なくなり、相似性のよい方向へむかうと考えられる。

これまでに、現地・模型の相似性について、その対象を河床変動と流況にしばって考察してみた。その結果が上述の通りであり、以後の実験Dataを解析する上で考慮すべき多くの点を見つけれ得た。

4. 2 本実験Ⅰ・Ⅱ

このケースは前章においても述べたように、4 3. 0 k以下の事務所計画法線の検討と、現在ある深掘れ部を無視した完全な計画断面とすることにより、間接的に深掘れ部の効果を検討することを目的としている。

この実験は二ケース行なわれた。つまり、流量 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ の定流で行なわれた本実験Ⅰと、現計画洪水流量である $5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を定流で流した本実験Ⅱである。その結果、本実験Ⅰ・Ⅱのそれぞれの水位縦断面図を図 - 4. 1 0. 1 ~ 2 に、河床変動を図 - 4. 1 1. 1 ~ 6 に、さらに流況を図 - 4. 1 2. 1 ~ 4 に示す。

これらの結果のうち、まず河床変動について考えてみる。図 - 4. 1 3. 1 ~ 3, あるいは図 - 4. 1 3. 4 ~ 6 に実験で計画断面設定後、 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ あるいは $5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流したあとの河床と、昭和46年2月測定の河床を比較して示してある。この図をみるに、量的なものではまだ言えないが、その傾向が非常によく似ているのがわかる。すなわち、4 2. 0 k付近で左岸にあったミオ筋が4 0. 5 k付近で右岸に移り、さらに3 9. 0 k付近で左岸、3 7. 0 k付近で右岸に移るといったように、計画断面設定後、ある期間（その長さは不明）の後には現在あるような断面形にもどってしまうようであることがわかる。また、現在ある深掘れ部が大きく

図-4.13.1 現状・計画河床変動比較

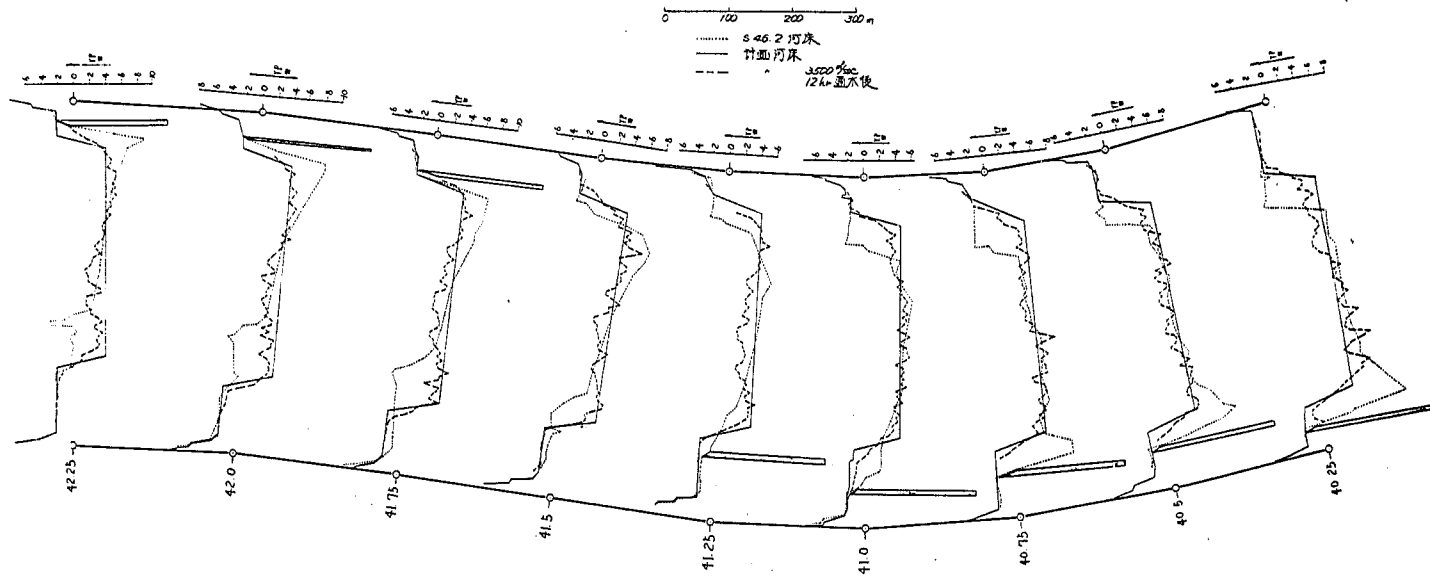


図-4.13.2 現状・計画河床変動比較

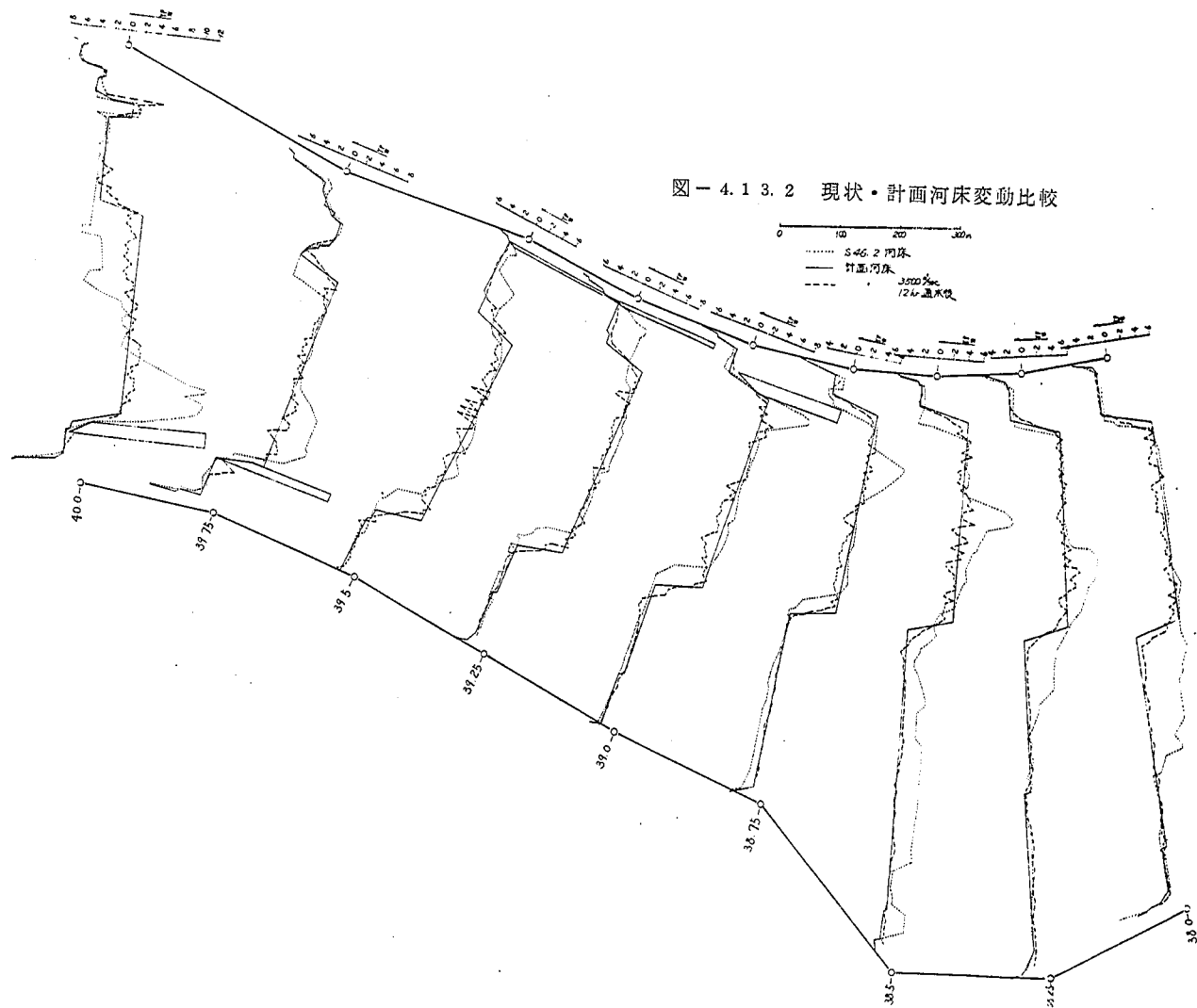


图-4.13.3 现状・計画河床变动比较

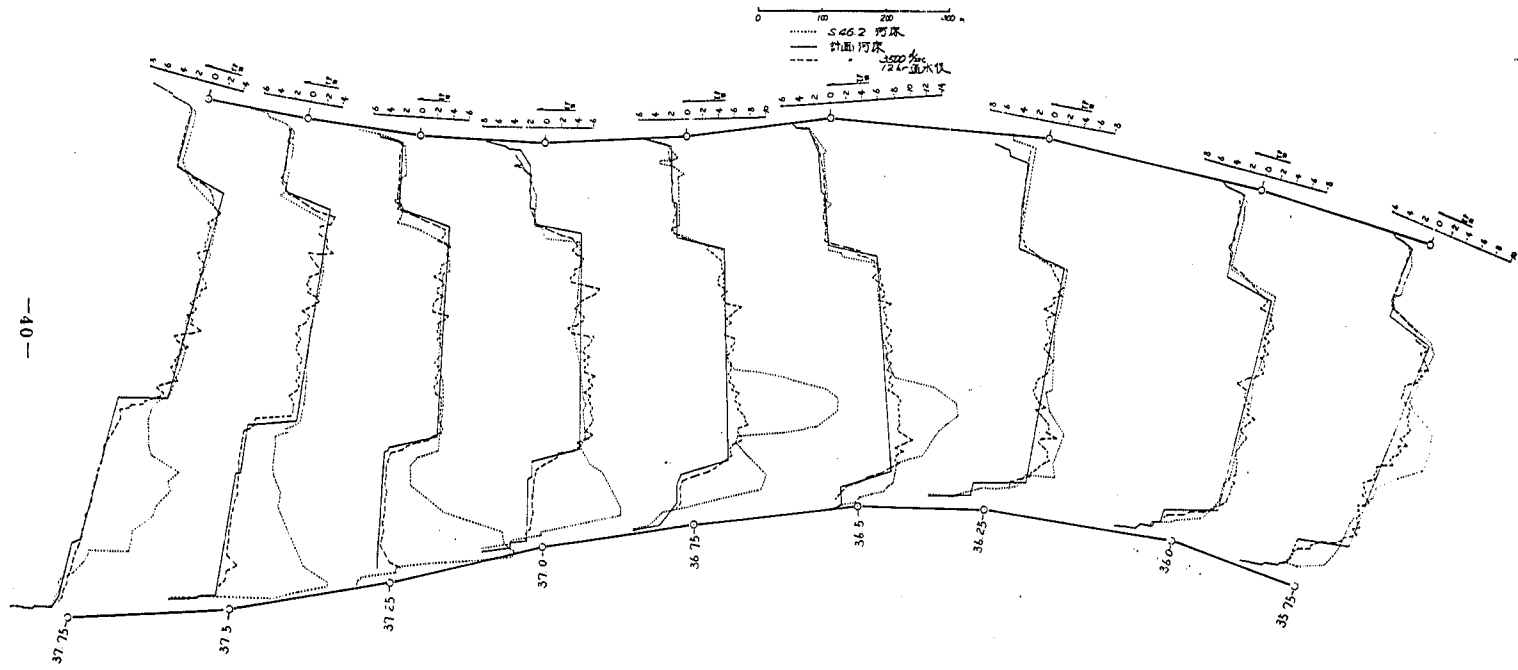


図-4.13.4 現状・計画河床変動比較

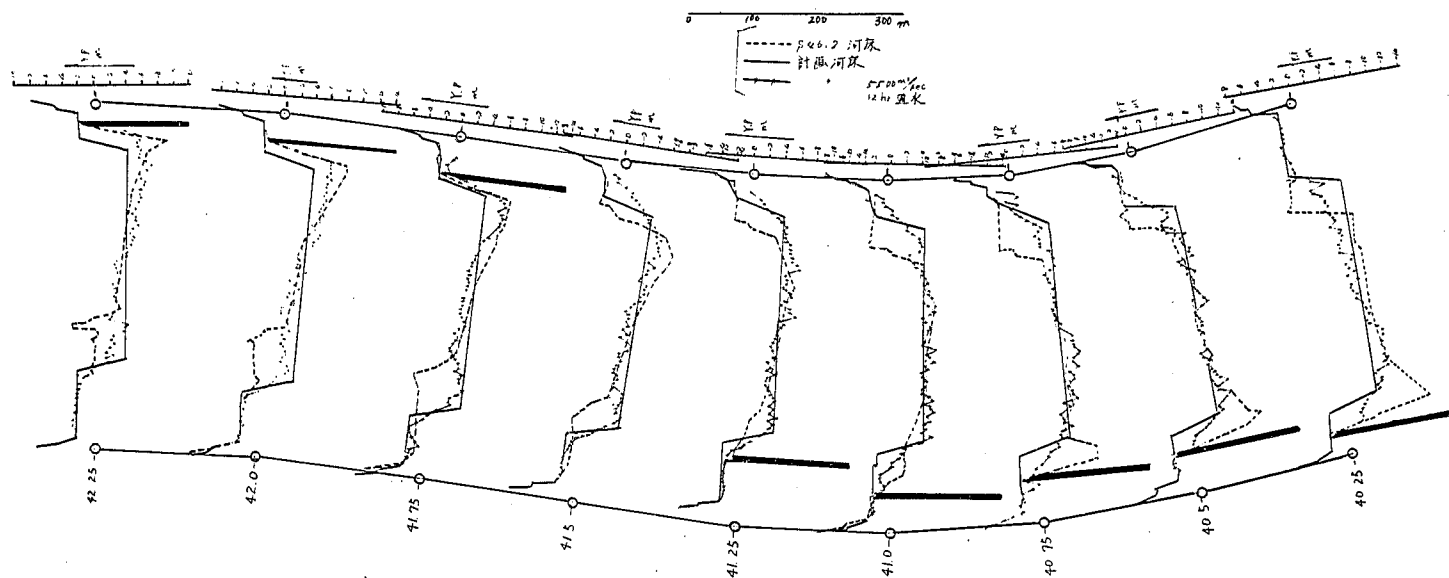


図-4.13.5 現状・計画河床変動比較

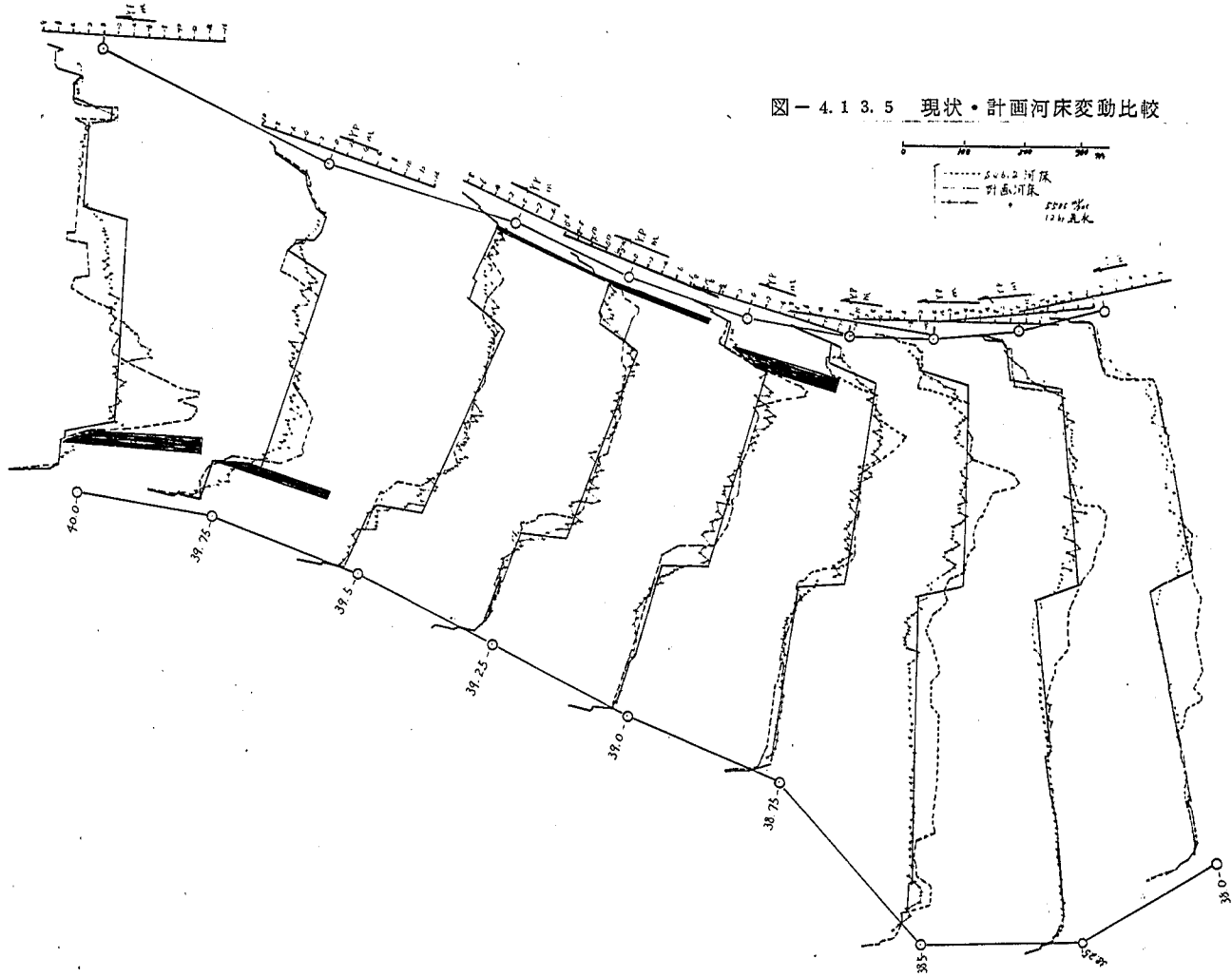
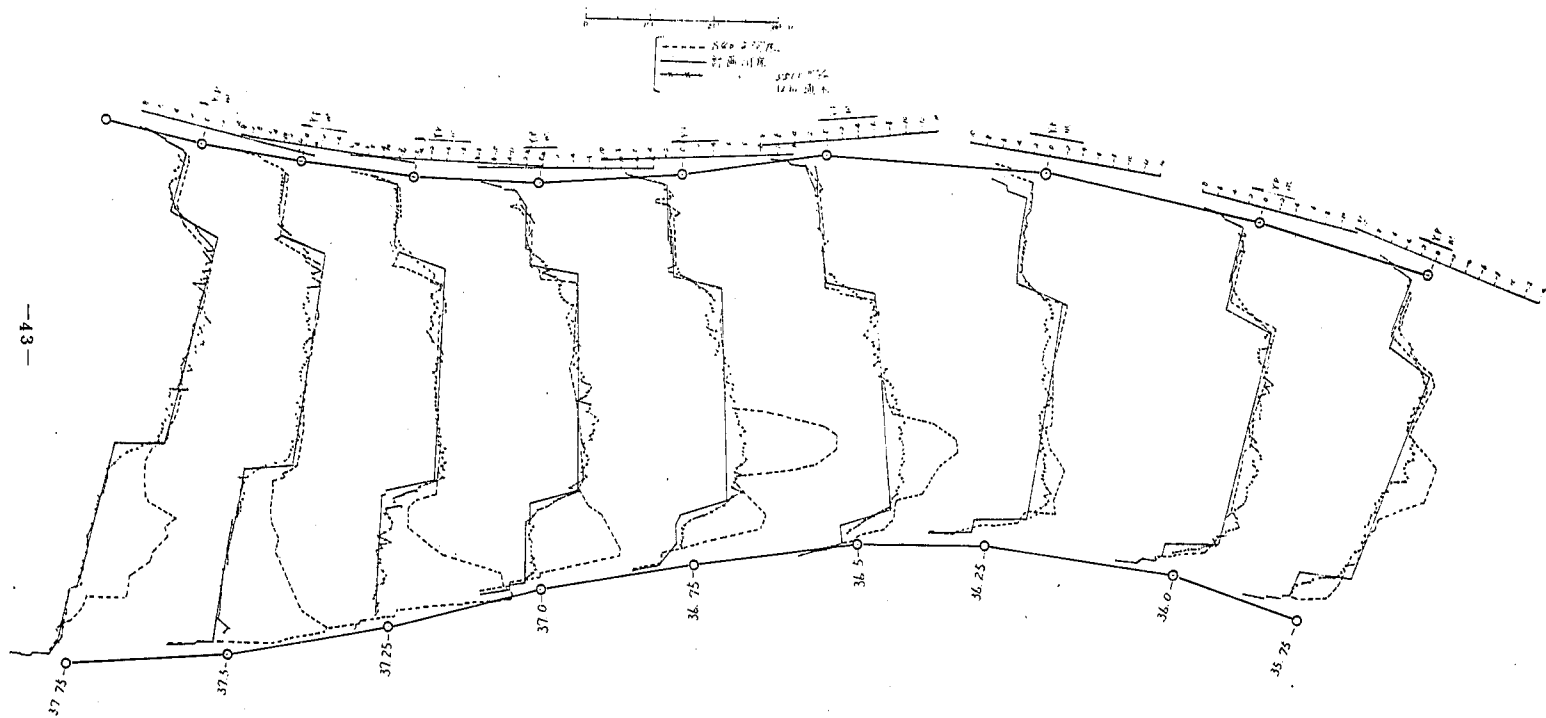


圖-4.13.6 現狀・計畫河床變動比較



埋め戻されてしまう 3 8.0 k ~ 3 6.5 k 区間の断面は、必ずしも現在の深掘れ位置が大きく掘れるという傾向はみられなかったが、そのうち 3 6.7 5 k ~ 3 6.2 5 k では現在の深掘れ位置が掘れる傾向にあり、いったん掘れはじめると、水流の集中その他により急激に掘れ方の進行する河川もあることを考えると、この地点も現状に復する傾向が強いといえよう。なお、4 0.0 k 右岸付近があまり掘れないのは、計画断面にする際図 - 4.1 4 に示すように、現在左岸から出て川巾を著しく狭めている凸部を cut したため、川巾が広がったからであろうと思われる。この凸部が現在のこの地点の深掘れを形成する一因となっていることが想象される。

次に、河床変動図をもとにしてそのミオ筋を求めてみた図 - 4.1 5 と、流況図とを参考にして、法線形について考えてみると、流量にもよるが 4 1.0 k から 3 8.0 k までの区間で法線と流況あるいは河床変動のピッチがずれているのがわかる。すなわち、法線形に沿った流れをするためには、図 - 4.1 6 に示すように 4 2.5 k 付近で左岸にある流れが、4 1.0 k 付近で右岸、

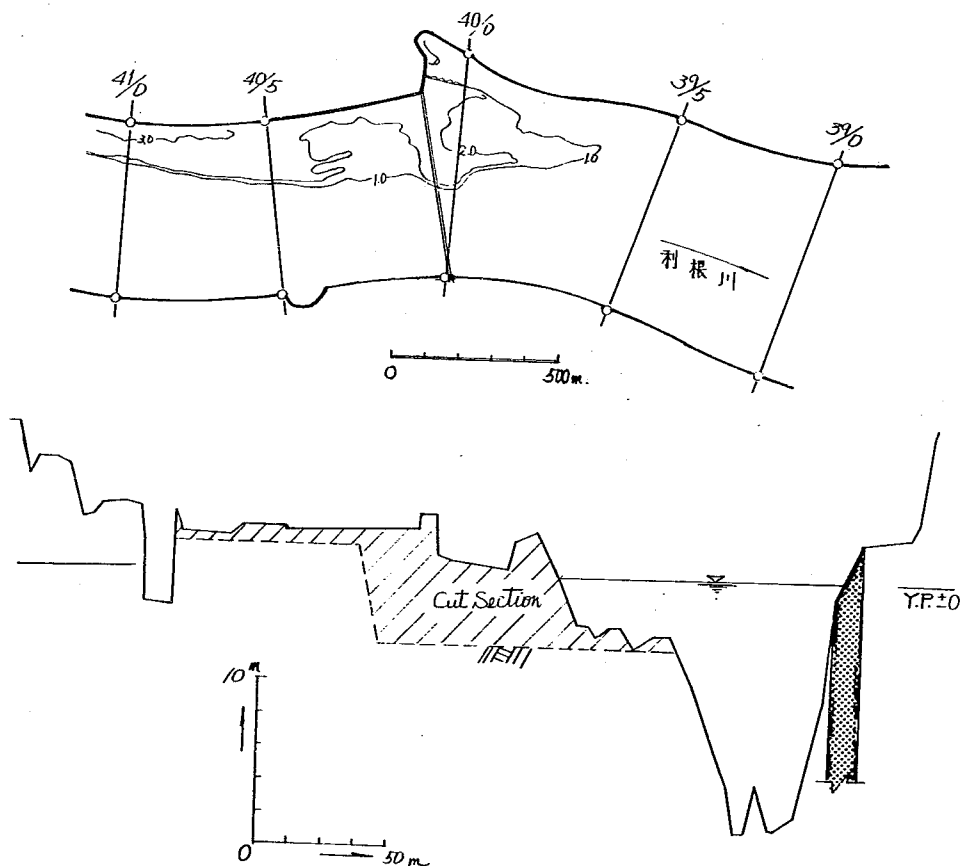


図 - 4.1 4 4 0.0 k 現状・計画断面

図-4.15 利根川佐原ミオ筋図

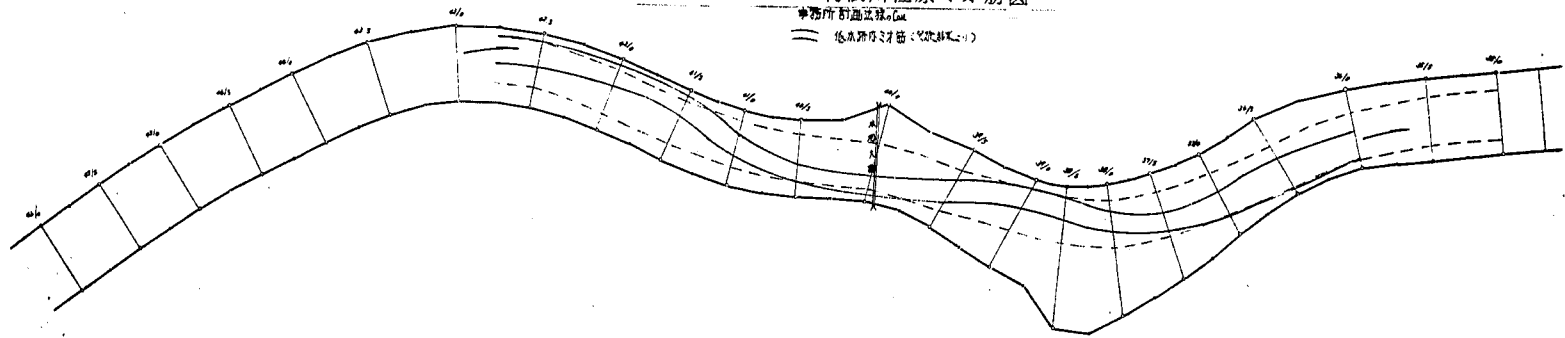
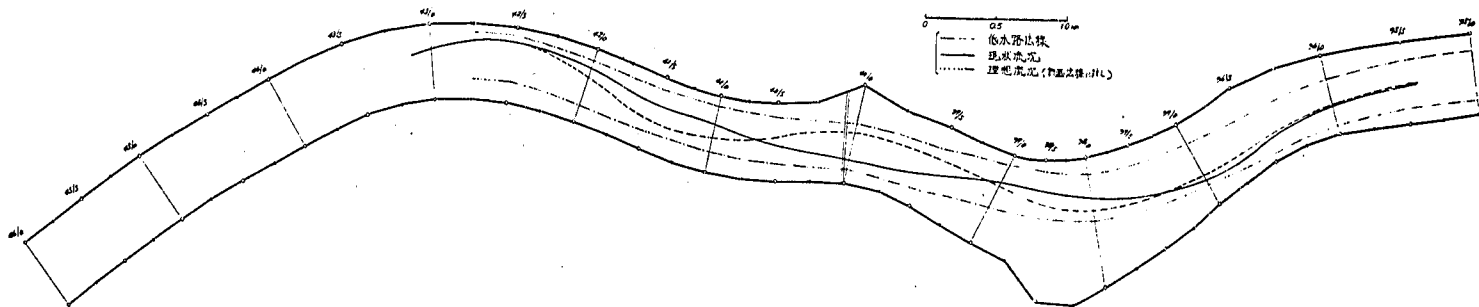


図-4.16 佐原付近現・理想流況



4 0.0 k 付近で左岸そして 3 8.5 k 付近で右岸というように流れて移動してゆかねばならない。しかしながら、実際の流れは同図に示すように、4 2.5 k 付近が大きなわん曲のためわん曲流の勢力が強く、そのため、次のわん曲部（4 1.0 k 付近）で水当り部が下流に 500～1000 m ずれ、さらにその下流でもずれてしまい、流れが法線形と必ずしも一致してスムーズな流れをしているとはいえない。

このように、法線形と流況・蛇行には若干ピッチのズレが認められるが、この実験の時の流量が $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ と中洪水流量であり、小流量になればさらに流れが蛇行性をおびてきて法線形にあった流況を呈することや、利根川の低水路法線計画のように、低水路法線が堤防法線によって規制されておりあまり改善の余地がないことなどを考え、法線形としてはこの形をとることとした。

4.3 本実験Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ

この3ケースは、事務所計画断面に対し図-4.1.7に示すように、計画河床より高い部分（図中①の部分）はカットし、低い部分（図中②の部分）は現状のままのこした断面形であり、現在存在する深掘れ部を計画の中にとりいれた影響および効果を検討する実験である。

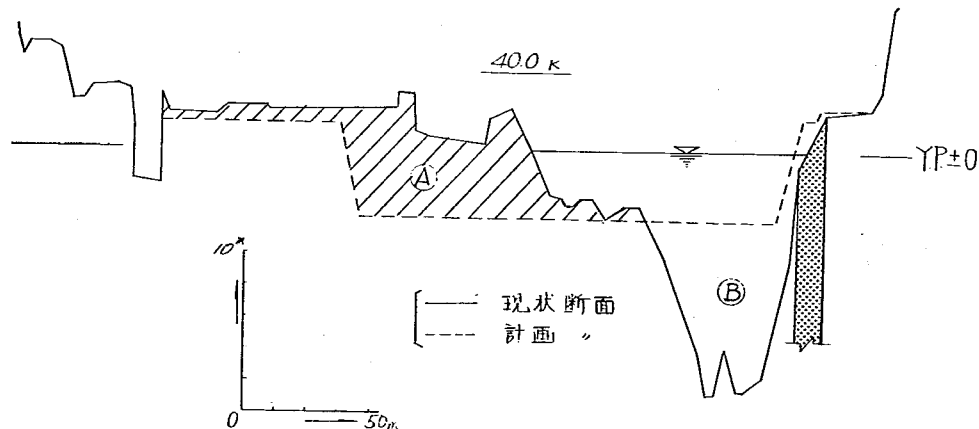


図-4.1.7 本実験Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ設定河床

4.3.1 深掘れ部の効果およびその挙動

利根川下流の深掘れは、前述のように実験区間だけでも 4 0.0 k 付近右岸、3 7.5～3 6.5 k 付近右岸および河道中央とあり、その規模が大きく（常時水深 10 m 以上）河道計画上無視し得ない。したがって、利根川下流部の河道計画検討にあたっては、深掘れ部の効果およびその挙動について検討を加えておくことが必要である。

深掘れ部の効果であるが、深掘れには次のようなことが期待される。1) 河積増大の効果、

2) ミオ筋固定の効果, 3) 流れの安定効果などである。したがって, これらの事項について検討が行なわれれば, 利根川下流部の深掘れの取り扱いについても何らかの指針がでてくるものと思われる。なお, 前事項のうち, 2) の検討はすなわち深掘れ部の挙動の検討でもある。

まず河積増大の効果であるが, これについては, 深掘れ部が有効河積と考えてよいものか否かについて検討する必要がある。その1つとして水位変化から推測する方法がある。すなわち, 河積が増大し疎通能力が増せば, 当然水位は低下するはずである。今回の実験では, 本実験Ⅰ, Ⅱの計画断面に対し, 本実験Ⅲ以下が深掘れをいれたケースと考えられるので, これらの水位結果を比較してみると図-4.2 1.1~2のようになる。同図には, 現状断面(昭和46年2月測量河床)の場合の水位も示されている。この図から, 35.0 kより43.0 k区間では深掘れをいれたケースの水位の方が, いれないものより50~60 cmも低いことがわかり, 他の影響(粗度, 川巾の変化, 河床変動など)は少ないと思われるので, これが深掘れ部による水位低下の効果であると考えてよからう。

しかしながら, この実験結果と事務所で行なわれた計算結果⁷⁾とを比較してみると, 計算結果の水位差(約20 cm)に対し, 実験結果ではその2~3倍もの水位低下が得られている。なお, 土研で行なった不等流計算結果でも約20 cmの水位差が認められた。

このように各値にバラツキがあり, 値そのものを検討の対象とする場合には, さらに設定条件・計算条件(河床をどのように設定したか。死水域をとったか。計算は複断面か単断面か。)などの詳細な分類が必要となろうが, いずれの場合にも, 深掘れ部を考慮した場合には水位の低下が認められ, 深掘れ部を河積の一部として期待してよいということはいえそうである。

以上のことで, 深掘れ部は河積と考えてよいことがわかったが, さらに詳細に検討する意味で, 深掘れ部地点の流速分布を測定し, 深掘れ部が死水状態となっているか否かについて明らかにすることを試みた。この試みはすでに昭和43年10月に事務所でも一部行なわれ, 図-4.2 2に示すような結果を得ている。そして結論として, 平時にも深掘れ部は死水ではなく, 底まではほぼ一様の流速・塩分濃度分布を有し流れているとしている。

実験では, 本実験Ⅴで40.25 k, 37.25 kの深掘れ部の深さ方向の流速分布を求めてみると図-4.2 3のようになった。また, 一断面内の流速分布を等流速線で表わしてみると図-4.2 4.1~6のようになる。これらのDataをみると, いずれのヶ所においてもその深さ方向の分布はほぼ均一であり, このことは, 流れが表面・底共に同じように動いていることを示しているとみてよい。また一断面をみても, 流速分布は速続しているとみなし得る。

以上, 深掘れ部をいれた断面形の場合の水位低下量あるいはその流速分布等から, 深掘れ部を有効河積と考えることは可能であると思われる。

次に深掘れ部の挙動であるが, 実験結果から推測すると次のようである。ただし, 実験時

図-4.2.1.1 河床条件別水位比較その1 (通水直後)

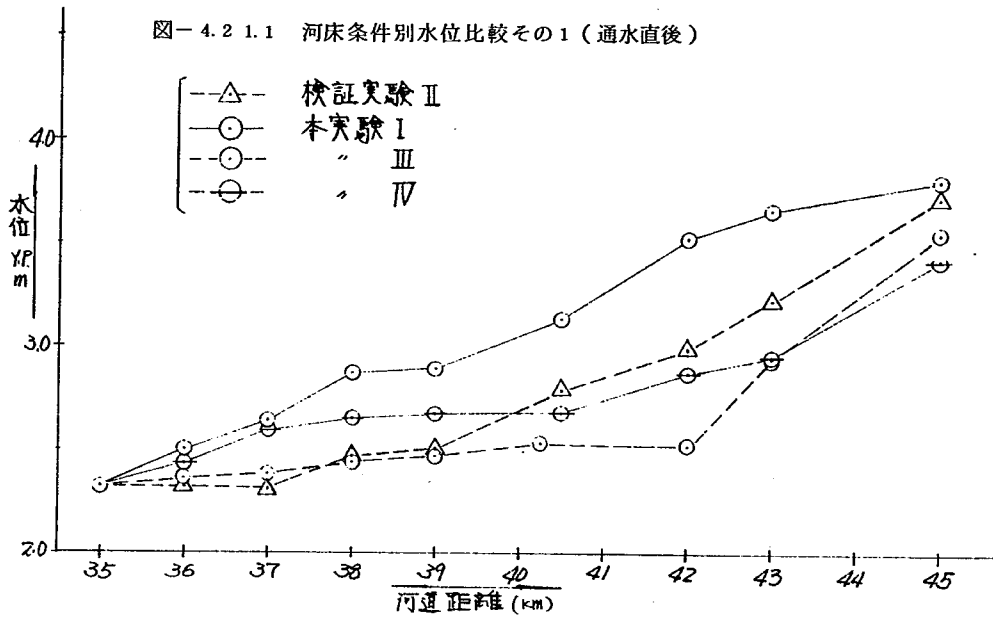
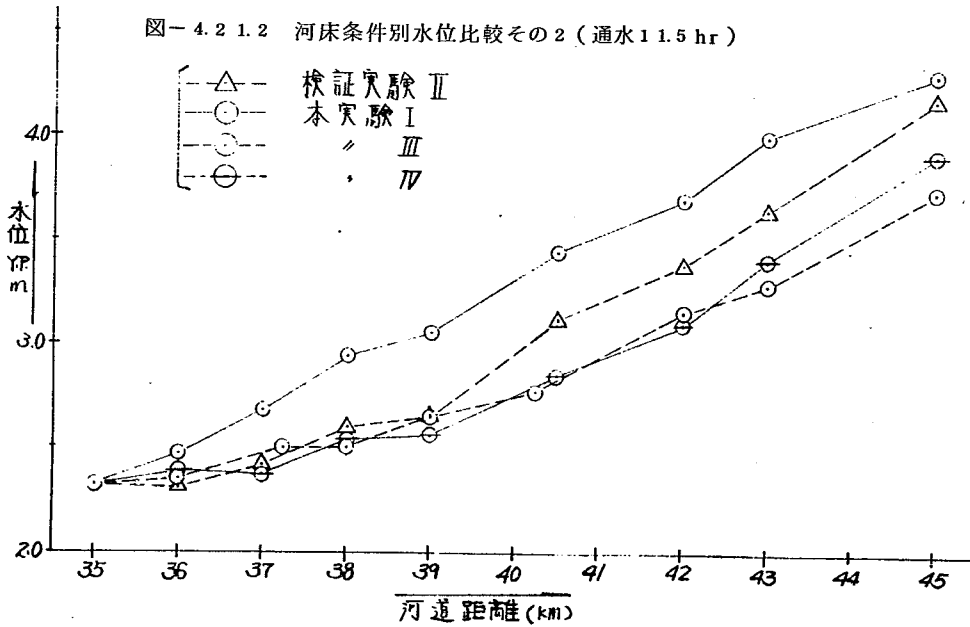
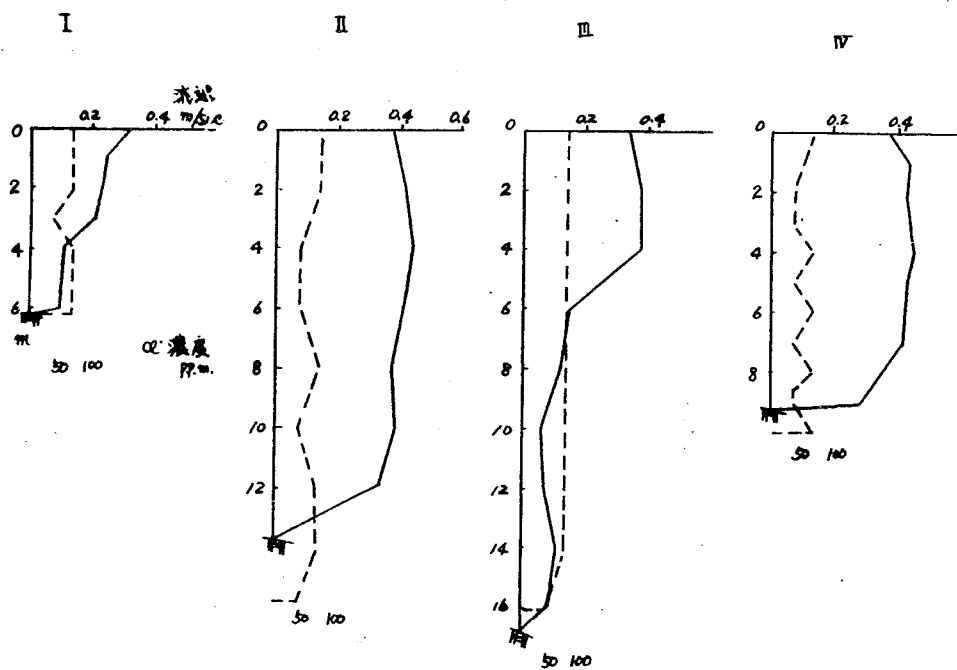
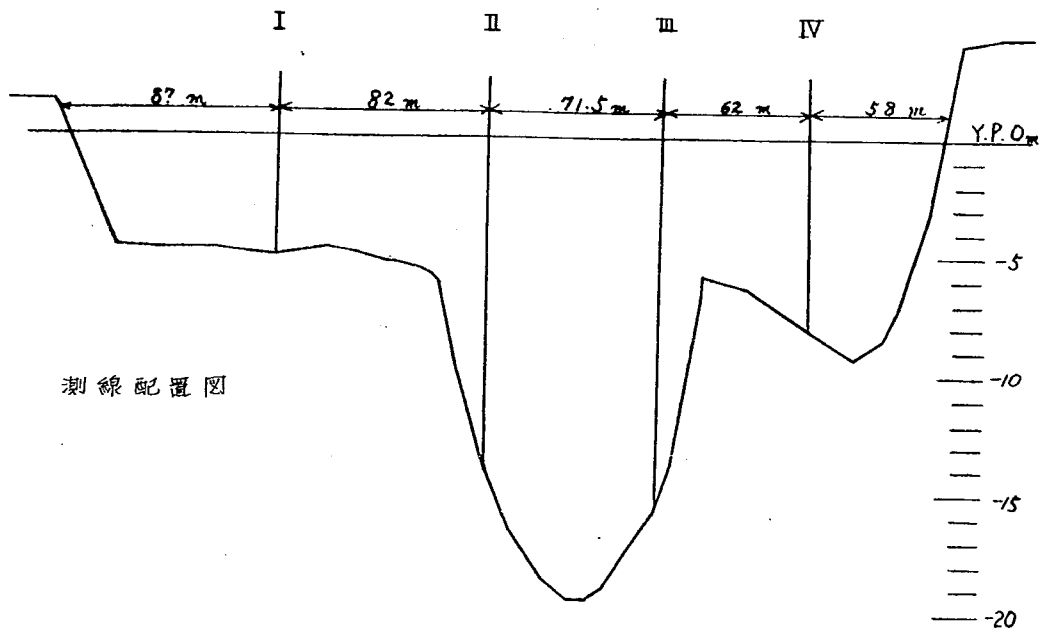


図-4.2.1.2 河床条件別水位比較その2 (通水11.5 hr)





昭和43年10月25日23時

—— 流速分布

----- 塩分濃度

図-4.2.2 深掘れ部流速・塩分濃度分布

図-4.23 深掘れ部の流速分布（本実験Ⅴ）

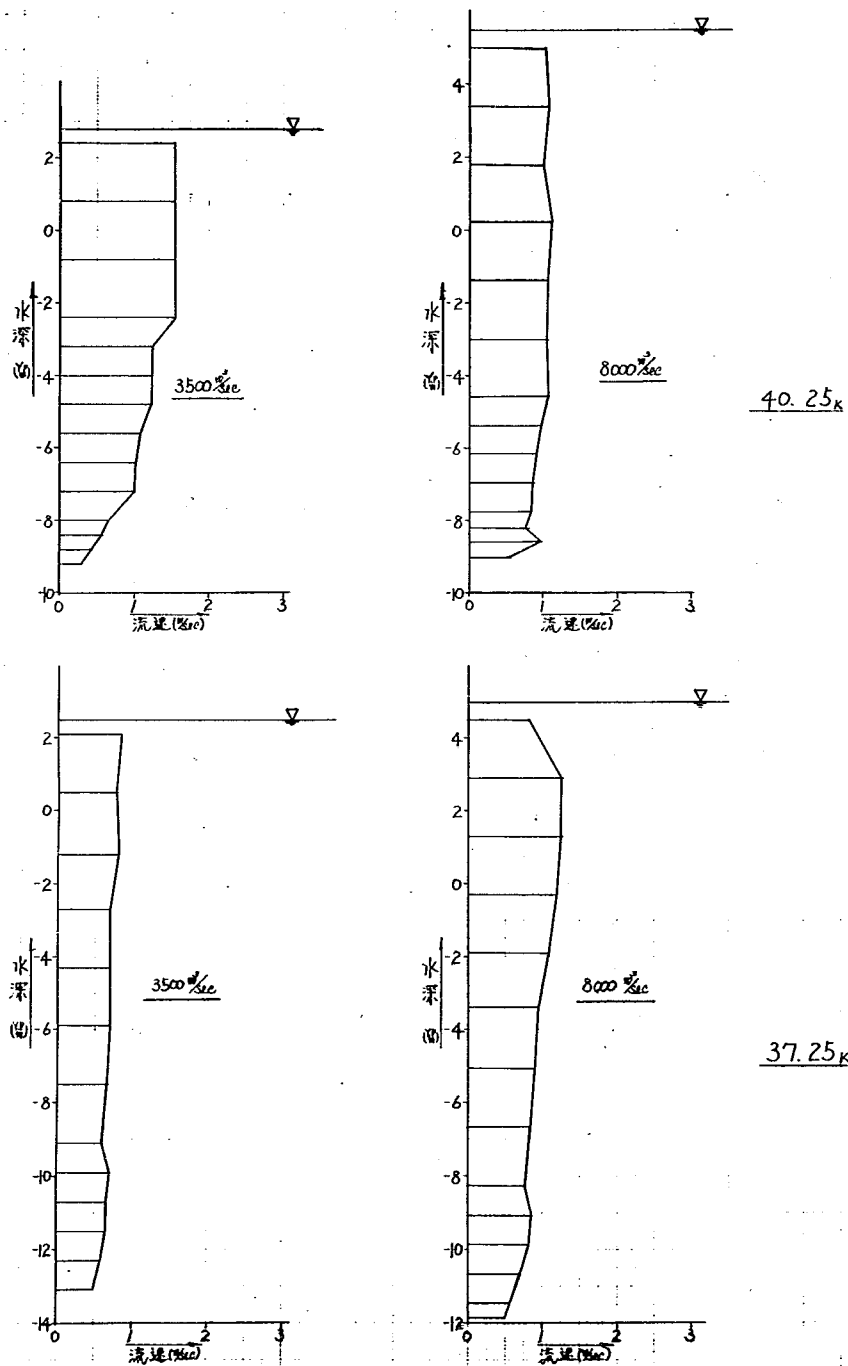


図-4.2.4.1 断面内流速分布その1

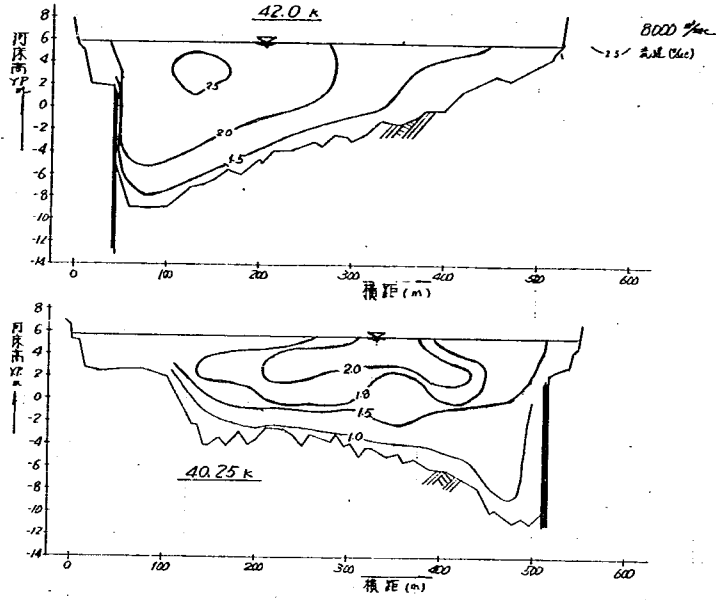


図-4.2.4.2 断面内流速分布その2

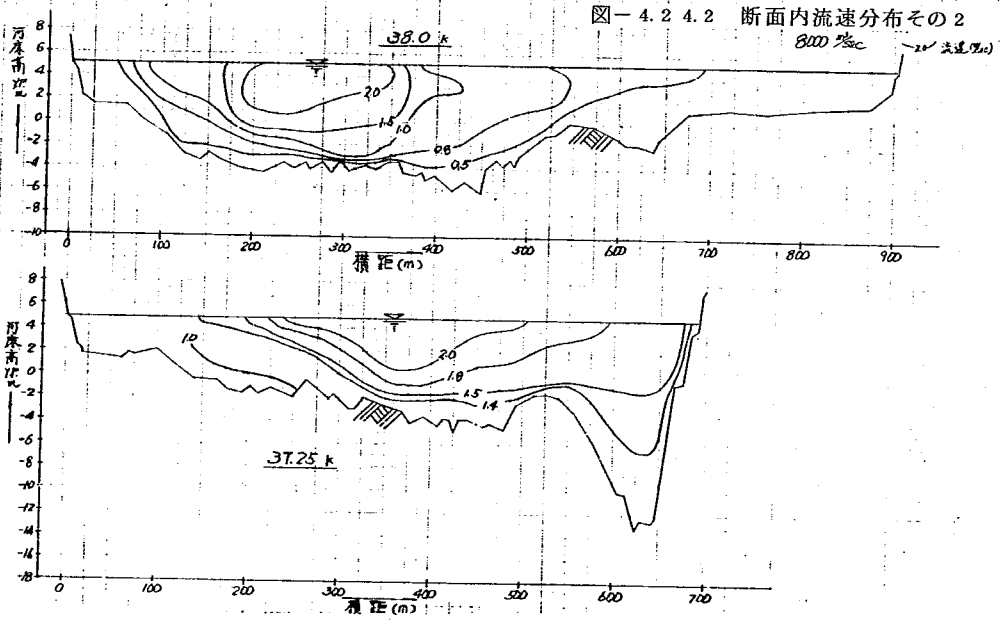


図-4.2.4.3 断面内流速分布その3

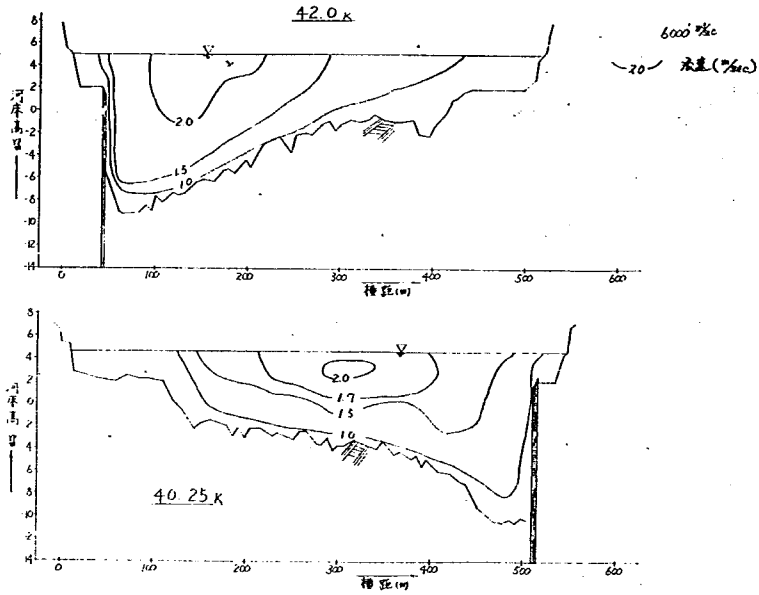


図-4.2.4.4 断面内流速分布その4

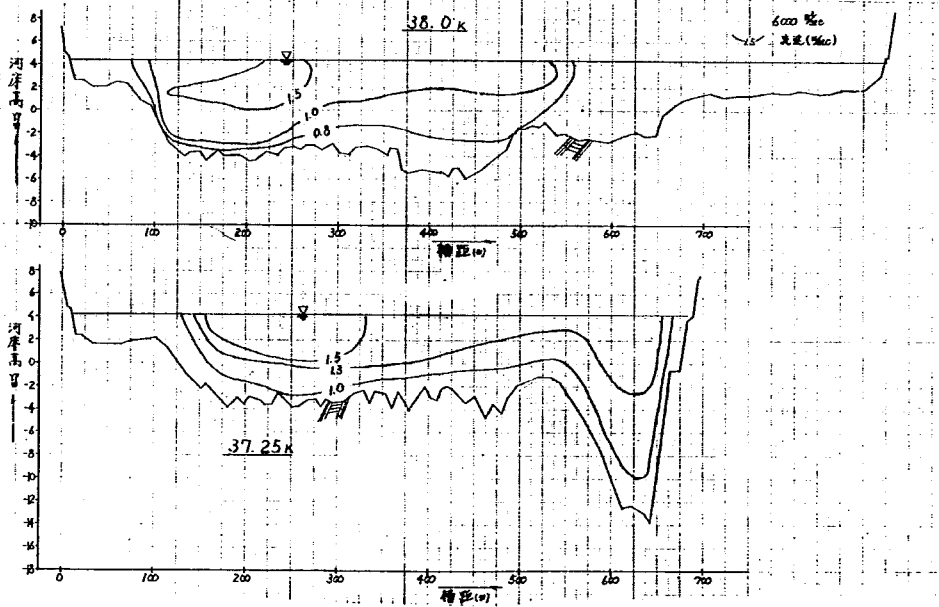


図-4.2.4.5 断面内流速分布その5

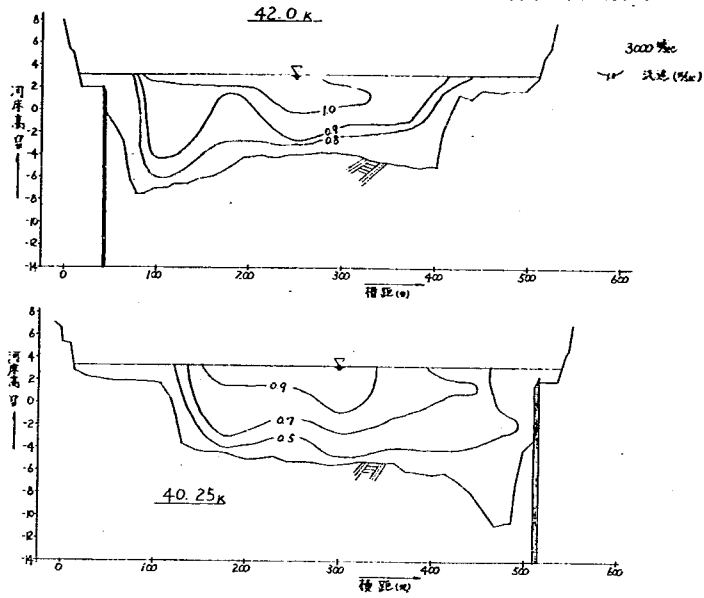
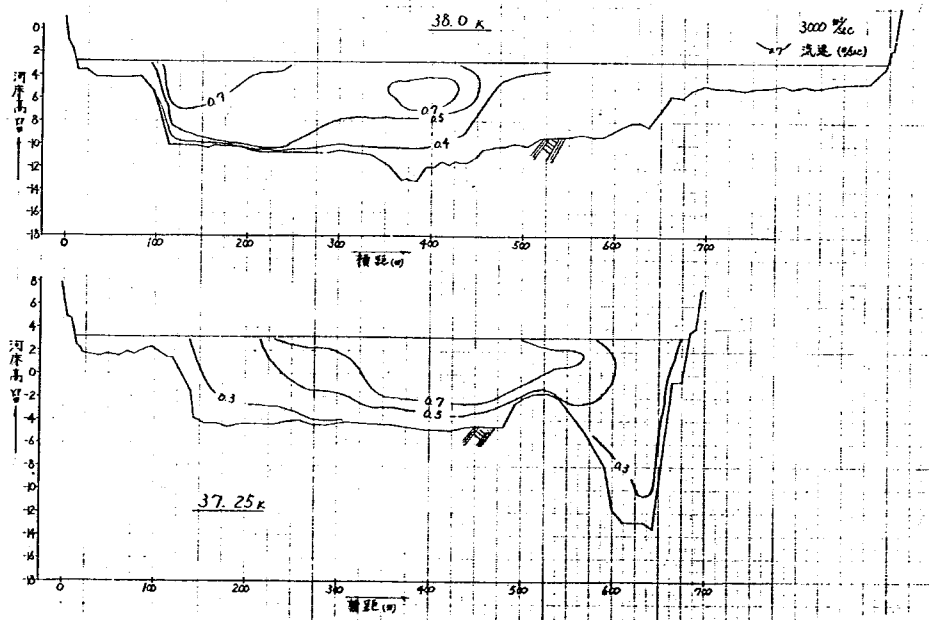


図-4.2.4.6 断面内流速分布その6



あまり小流量では河床の変動が明らかとならないので、中洪水 ($3,000\text{ m}^3/\text{sec}$) 以上の流量の場合について求めた。

まず、深掘れ部として 4 0.0 k 付近、3 8.5 k 付近さらに 3 6.5 k 付近の 3 ケ所を対象とする。この 3 ケ所の本実験 V ($500\text{ m}^3/\text{sec} \sim 8,000\text{ m}^3/\text{sec}$ まで計 67 時間通水したケース) の設定河床および通水後の Y.P. -8.0 m あるいは Y.P. -6.0 m 等高線を、河床変動図より求め比較してみると図-4.25.1~3 のようになる。また図-4.26 に示すように縦断方向に高低差をとると図-4.27.1~2 のようになる。

これらの Data とさらに流況図を考察の対象として加えると、まず 4 0.5 ~ 3 9.75 k にかけて右岸に存在する深掘れ部は、全体としてほとんど移動の気配がみられず、ほぼ固定しているとみなしてよいようである。縦断変化をみても、図-4.27.1 の No.4 測線が深掘れ位置を表わしていると思われるが、ほとんど変化していない。

次に、3 9.0 ~ 3 8.25 k にかけて左岸に存在する深掘れは、規模が小さくなってゆくようである。これはまた当然の結果であるかもしれない。なぜなら、今までの深掘れは旧堤防法線によって形づくられたものであるが、このケ所は昭和 44 年には引堤工事がほぼ完了し、堤防法線は図-4.28 にみられるようになりかなりスムーズになってきた。それに伴ない、流れもこの付近で引堤前より引堤後の方が直線的になってきている。たとえば、引堤前の河床と想定される昭和 41 年 2 月測量の河床をつかって行なった検証実験 I と、引堤後の河床と思われる昭和 46 年 2 月測量の河床をつかって行なった検証実験 II の場合の、流量 $3,500\text{ m}^3/\text{sec}$ 時における流況を比較してみると図-4.29 のようになる。この図から、引堤後の流れの方が直線的であることがわかる。したがって、今まで水衝部として深掘れが生じていたこのケ所は、当然その規模が小さくなるであろうと推測される。しかしながら、その影響は下流におよび、下流の深掘れ部に変化がおこることが十分考えられよう。

最後に 3 7.5 ~ 3 6.25 k にかけての深掘れについて考えてみる。この部分には 2 つの深掘れが存在するのであるが一括して述べる。この深掘れはかなり移動することが考えられる。すなわち、図-4.25.3 の Y.P. -8.0 m コンターを通水前後で比較してみると、通水後のコンターラインがかなり下流 (3 6.0 k 付近) までのびてきていることがわかる。また、2 つに別れていた深掘れのうち、下流側の河道中央よりにあった深掘れが徐々に堤防側により、最後には、あたかも 1 つの深掘れのようにになっていた。このことは、図-4.27.2 の縦断変化をみても No.4 測線が深掘れ位置であるが、深掘れが下流へうつてきている様子が現われている。この理由としては、前述の引堤工事による流況変化の影響、および Data を得る実験が中洪水以上の流量で行なわれたことなどが考えられる。すなわち、前にも述べたが、引堤工事を行なうことにより流れが直線性をもってきて、流れの蛇行ピッチがずれてきた。したがって、堤防法線の変化しない 3 7.0 ~ 3 6.0 k においては当然、水衝部が下流にずれてくるであろう。

図-4.25.1 利根川下流Y.P.-6.0m等高線その1

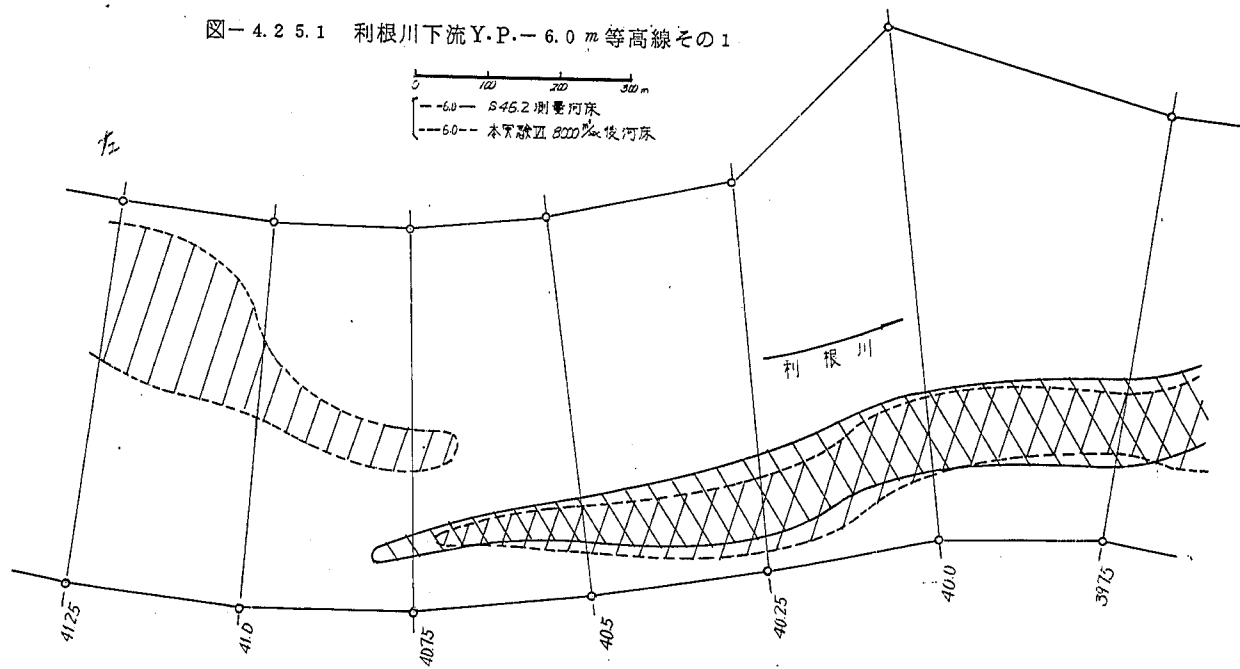


図-4.25.2 利根川下流 Y.P.-6.0 m 等高線その2

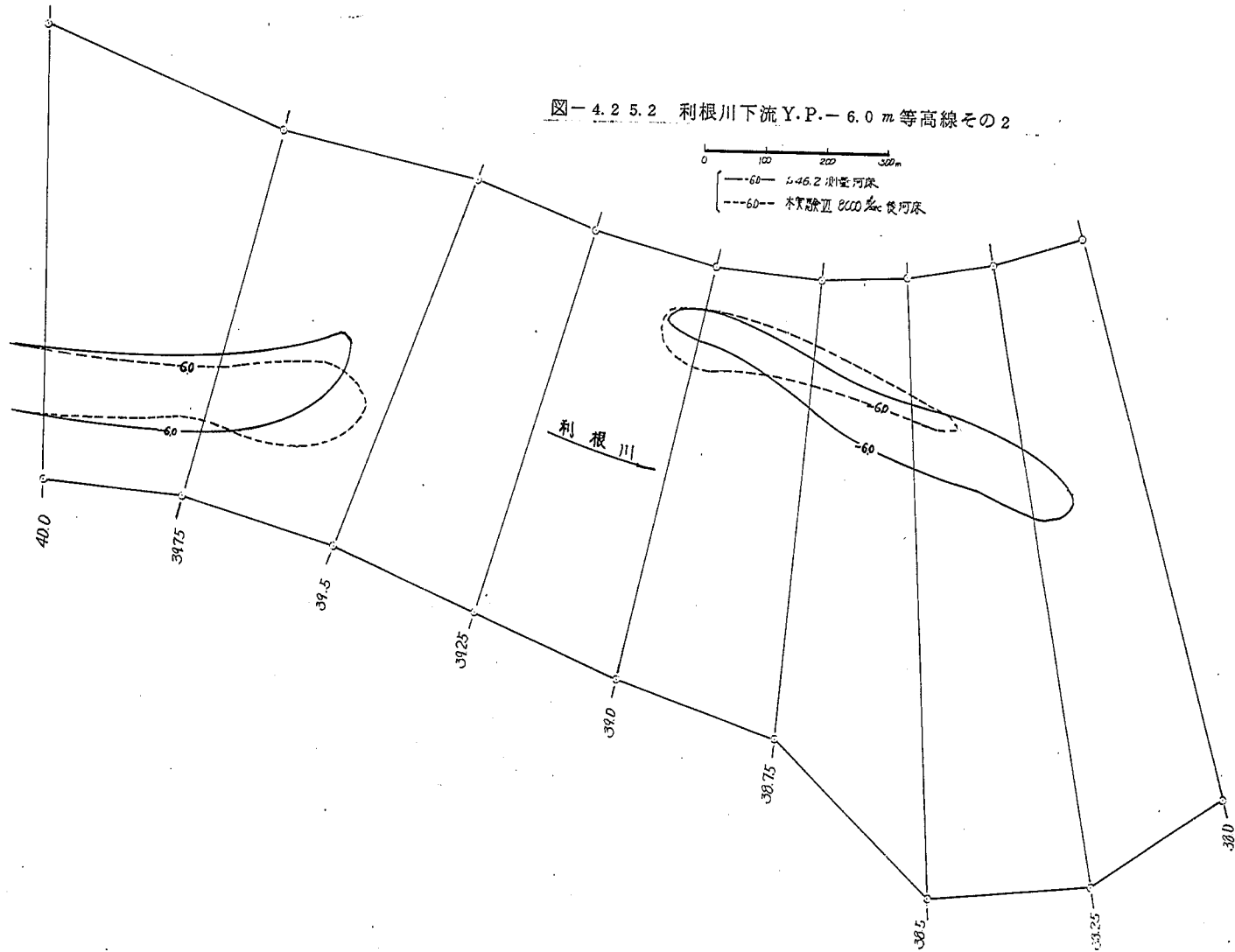


図-4.2.5.3 利根川下流Y.P.-8.0m等高線その3

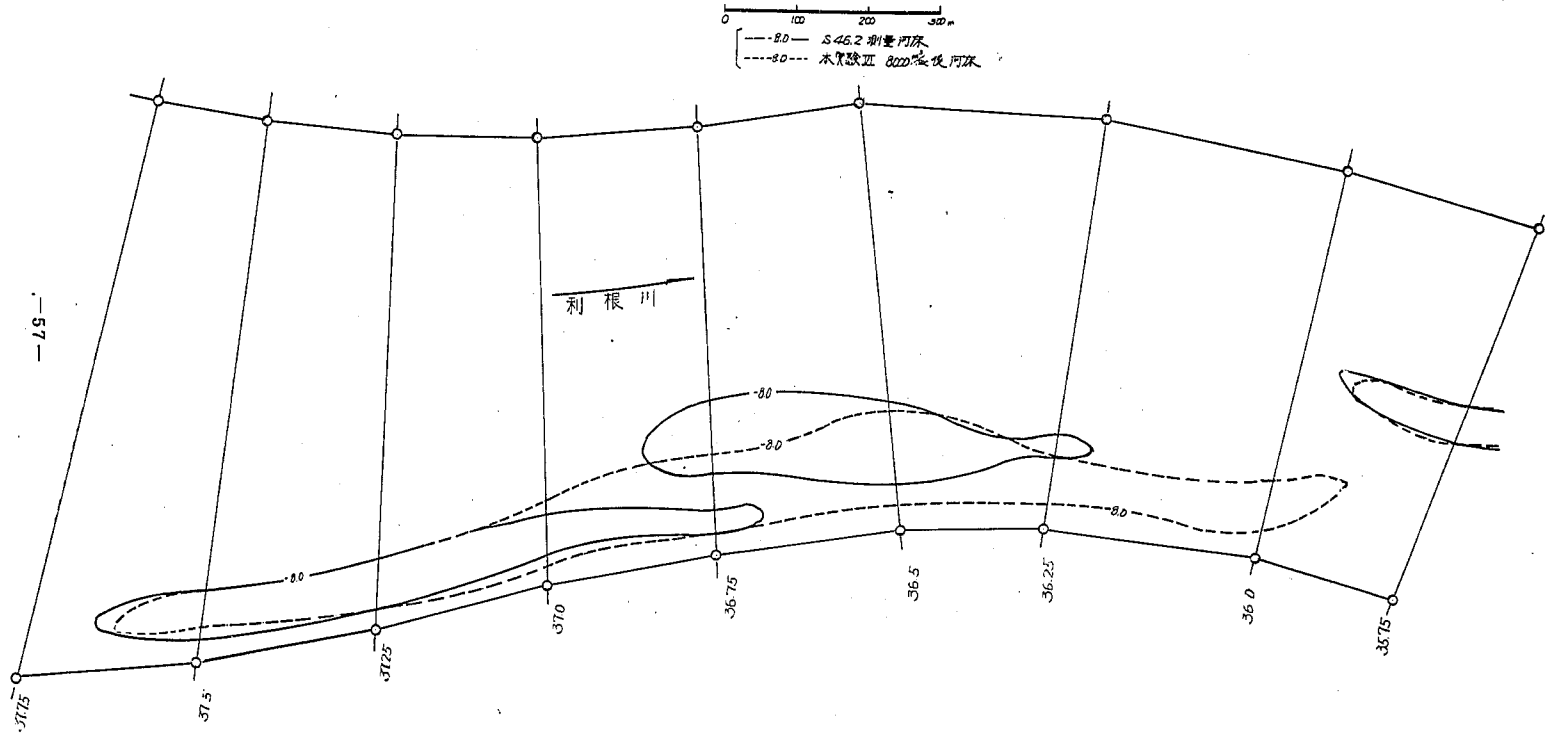


図 - 4.26 深掘れ位置縦断測定位置

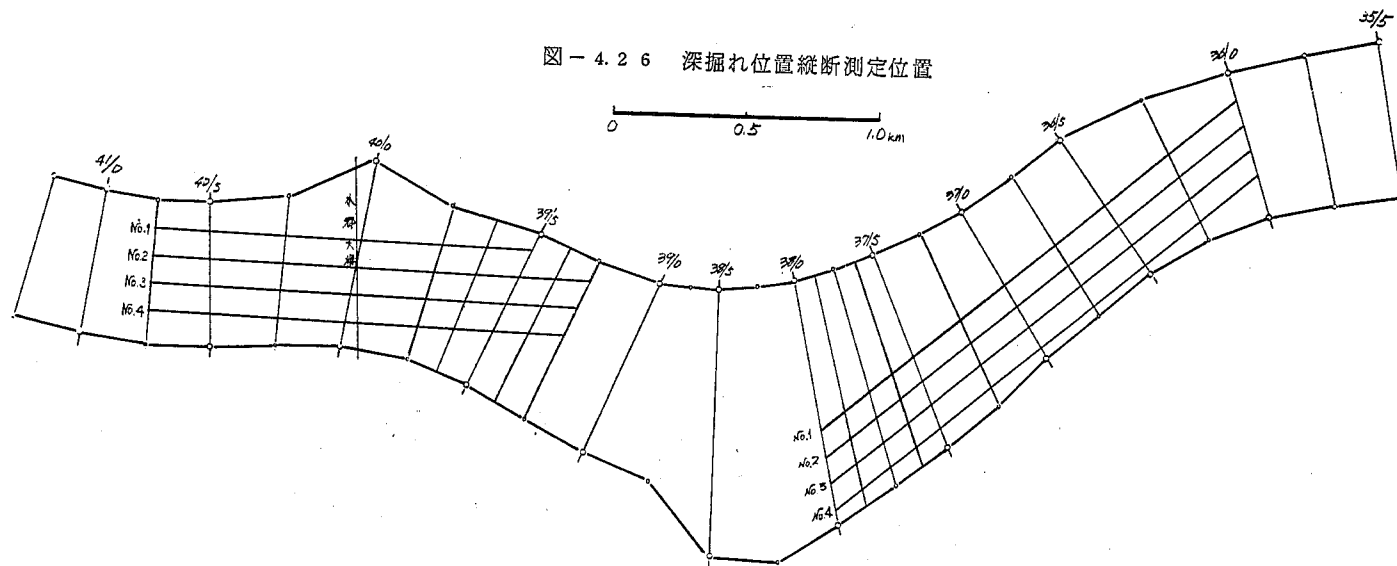


図-4.2.7.1 深掘れ部移動その1

40.75 ~ 39.25 k

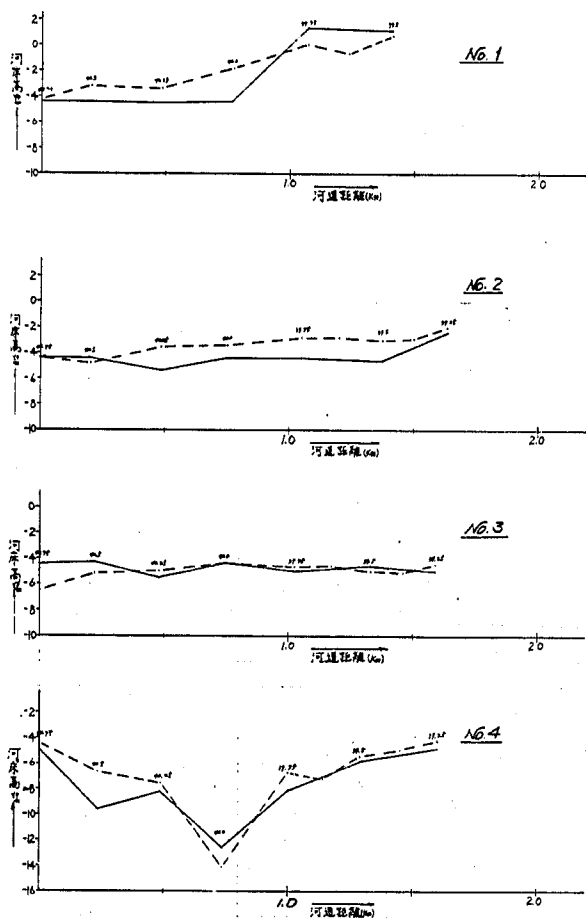
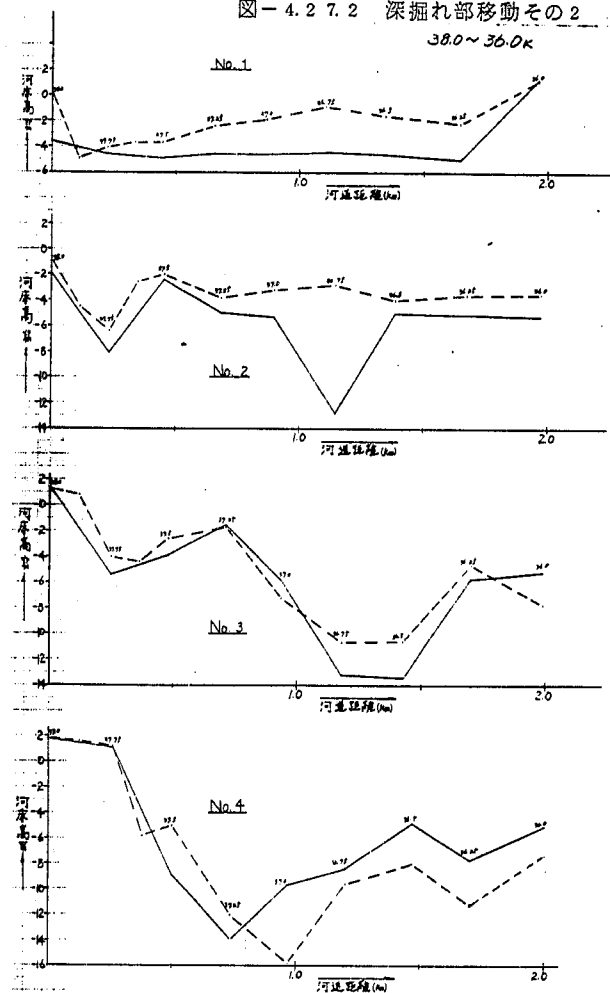


図-4.2.7.2 深掘れ部移動その2

38.0 ~ 36.0 k



4.3.2 河道内の有効河積

— 60 —

ある。ここでは、河道内の有効河積について考えてみる。

○ 不等流計算とその問題点

その前に不等流計算について若干述べる。河道の水位計算に電子計算機が導入され、不等流計算法の開発もより活発に行なわれた。その結果、より精度の高い河道水位計算法が導かれ、用途も広がっていったのであるが、反面、不等流計算法が完全なものであると誤解し、細部まで目をむけず、結果のみをみつめる傾向になってきたことも確かである。そこでここでは、不等流計算についてもう一度考えなおしてみる。

定流の場合の運動方程式は次のように表わせる。

$$\frac{dH}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{dhr}{dx} = 0 \quad (4-1)$$

ここで、H：水位、x：河道距離、Q：流量、A：断面積、 α ：流速分布の補正係数、

hr：エネルギー損失、g：重力加速度

式(4-1)を差分式にすると次のようになる。

$$\frac{\Delta H}{\Delta x} + \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{1}{\Delta x} \left\{ \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 - \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \right\} + \frac{\Delta hr}{\Delta x} = 0 \quad (4-2)$$

次に図-4.3.3に示すような記号のうち $\Delta H = H_2 - H_1$ 、 $\Delta x = x_2 - x_1$ 、 $\Delta hr / \Delta x = I$ とする。この場合、I の方向を上流から下流向きに正をとる。これを(4-2)式に代入すると次のようになる。

$$H_2 - H_1 + \frac{\alpha}{2g} \left\{ \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 - \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \right\} - I \cdot \Delta x = 0 \quad (4-3)$$

なお、 $\alpha \doteq 1$ とし、エネルギー水頭が I・II 断面それぞれ $He_1 = H_1 + v_1^2 / 2g$ 、

$He_2 = H_2 + v_2^2 / 2g$ と表わせるとすれば、(4-3)式は次のようにも表わせる。

$$He_2 - He_1 - I \cdot \Delta x = 0 \quad (4-4)$$

不等流計算には(4-3)式をもちいる。実際は(4-4)式を成り立たせる。

次にエネルギー勾配 I について求めるが、manning 式が使えるとすればエネルギー勾配は次の様に表わせる。

$$I = \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \quad (4-5)$$

不等流計算では 2 断面間のエネルギー損失を求めるのに次のようにしている。つまり図-4.3.4の記号を使うと、

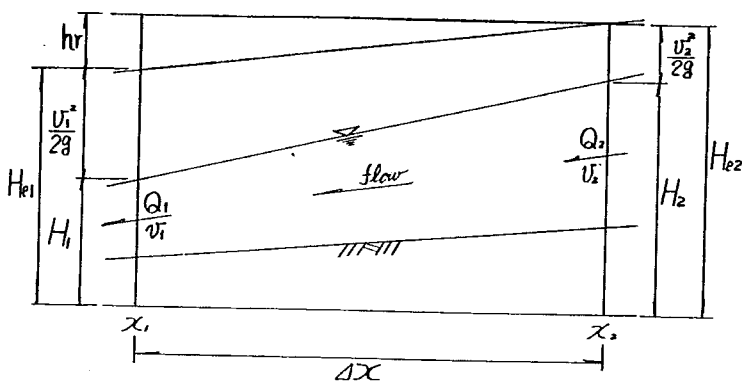


図 - 4.3.3 流れの水頭関係

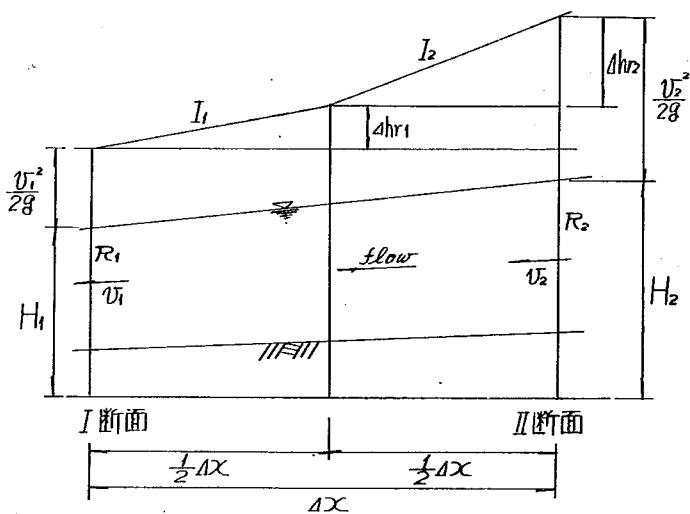


図 - 4.3.4 エネルギー勾配の求め方

$$I \cdot \Delta x = \Delta h r = \Delta h r_1 + \Delta h r_2$$

$$= I_1 \cdot \frac{\Delta x}{2} + I_2 \cdot \frac{\Delta x}{2}$$

$$= \frac{n^2 \cdot v_1^2}{R_1^{4/3}} \cdot \frac{\Delta x}{2} + \frac{n^2 \cdot v_2^2}{R_2^{4/3}} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (4-6)$$

(4-4) 式の最後の項は (4-6) 式によって計算される。

(4-4) 式を図示すると図 - 4.3.5 に示すようであり、2 線の交点の水位が (4-4)

式を満足する水位である。

以上が不等流計算の概要であるが、次にこの不等流計算が持っている問題点をあげると次のようになる。

- 1) 死水域の存在
- 2) 断面特性
- 3) 計算区間距離のとり方
- 4) エネルギー損失

1) の死水域の存在はつまり有効河積の設定ということになり、これは前述のように input Data として入力して

やらねばならず、計算上求め得ない。しかもこれの存在の有無は上流水位に影響を及ぼす。

2) の断面特性は、径深 R が $R = A/B$ で計算されるようになっていたため、複断面河道の場合に問題となってくる。後述。

3) の計算区間距離のとり方は、不等流計算式が基本式を差分した式であるので、基本式になるべく近づけた計算を行なおうとすれば、 Δx を大きくとることはできない。

4) のエネルギー損失については、摩擦損失と形状損失の別、低・高水敷の loss の別など多くの未知の問題をかかえている。

ここでは死水域の設定と断面特性について考えをすすめてみる。

ある断面を考えた場合、どのような部分を有効河積としあるいは死水域とするかの明確な判断資料はない。したがって、有効河積を決定する場合にも、明確なる領域を設定することはかなり困難であるし不可能に近い。しかしながら、死水域を設定する場合としない場合とで上流水位が変動し、そのシビアな変動が河動計画上の問題点とされる場合には、何らかの手法で決定する必要がある。

死水域の判断資料として、一応 1) 主流に対し著しく流速がおそい。2) 主流方向に対し異なった流向を示す。を考え、これによって実験区間の死水域を設定してみると図-4.36 になる。図中には、あわせて $8.000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時の表面流速分布を示す。計算では図中①、②を除いた断面で行なえばよいのであるが、次に問題となるのは断面特性である。

断面特性の問題は、図-4.37 に示すような複断面の場合にも径深 R が $R = A/B$ で計算されるところにある。つまりこの場合には、水位と径深の関係が図-4.38.1 に示すようになり、水位が高水敷にのり上げた地点で径深が急減する。そのため流速が増す。その結果、図-4.39 に示すように、死水域をもうけた場合の計算水位とそれのない場合の水位がほとんど変わらない、という結果も生じてくる。単純に計算結果のみをみれば、水位差なしという結論になってくる。しかしこれはおかしい。このことから、 $H-R$ の相関がおかしいこと

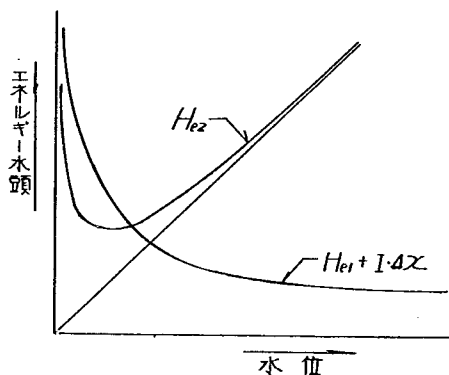


図-4.35 $H_e \sim H$ の関係

図-4.3.6 死水域範囲（不等流計算用）

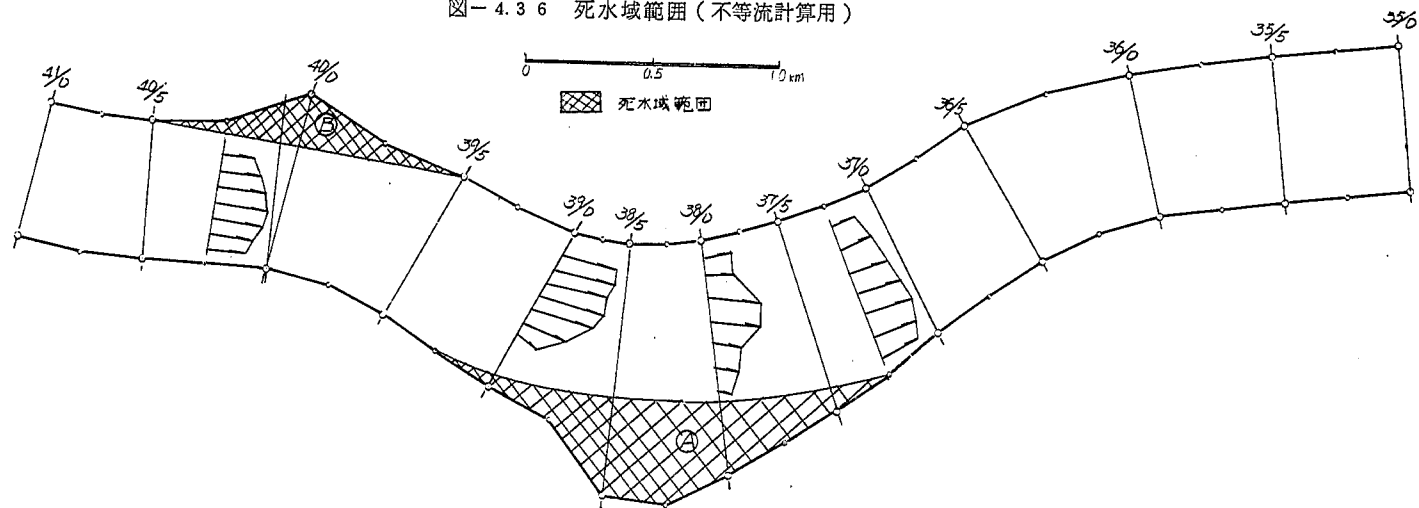


図-4.3.7 利根川複断面

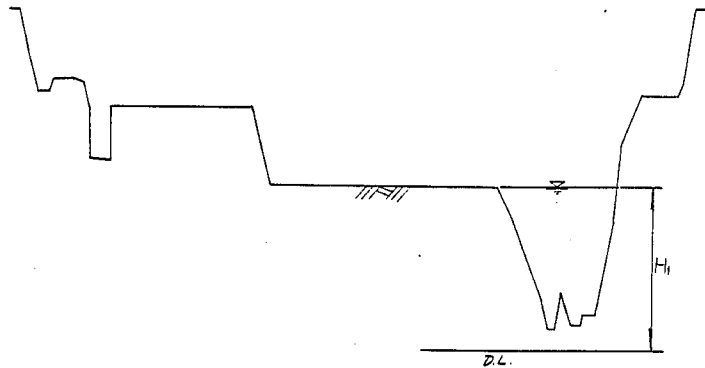


図-4.3.8.1 H-R 相関模式図
（単断面計算の場合）

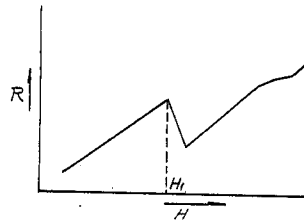
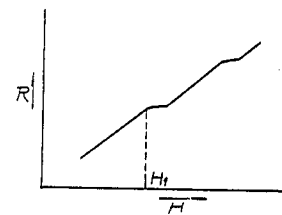


図-4.3.8.2 H-R 相関模式図
（現状の場合）



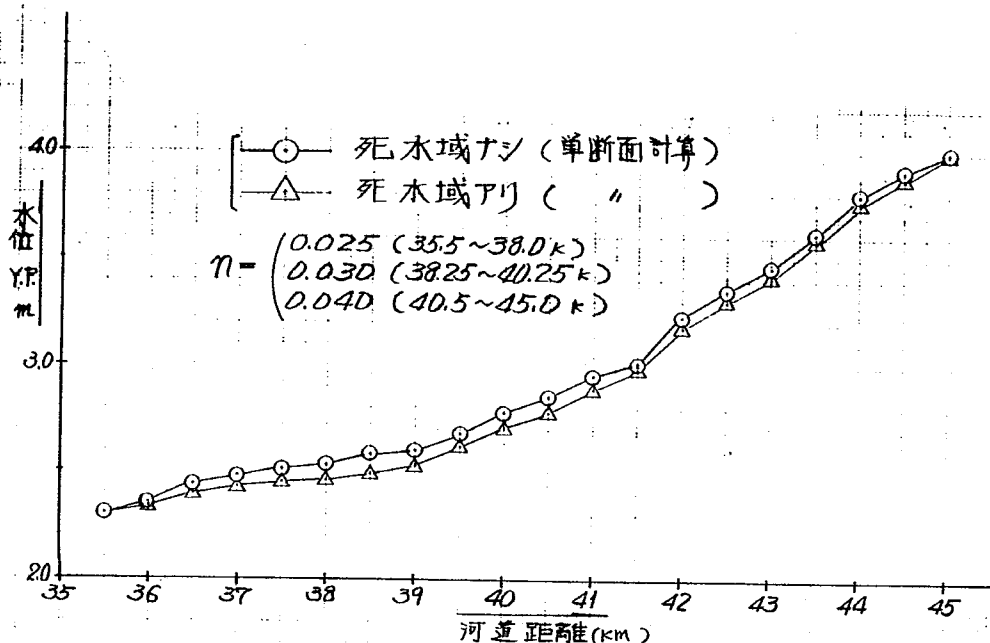


図 - 4.3.9 死水域有無による水位差

に気づく。そして実際の流れの $H-R$ の相関は図 - 4.3.8.2 に示すようになるであろうと考える。つまり、復断面水路の場合には、径深 R は単純に $R = A/B$ として求め得るものでなく、何らかの補正をしてやる必要があることになる。このように断面の補正を考えて求められた計算法が井田の方法である。^{8, 9}

井田の方法の基本式は式 (4-1) に補正を加えた次式である。

$$\frac{dH}{dx} + \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} \frac{Q^2}{A} \cdot D + \frac{N^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (4-7)$$

ここで、 H : 水位 x : 河道距離 V : 流速

D : 速度水頭の補正係数

N : 断面を代表する粗度係数

R : 断面を代表する径深

であり、 D , N , R はそれぞれ次のように表わされる。

$$D = \frac{A^2 \int_0^B \frac{H^3}{n^3} db}{\left(\int_0^B \frac{H^{5/3}}{n} db \right)^3} \quad (4-8)$$

$$N = \frac{\int_0^B \frac{H^{5/3}}{n} db}{\left(\int_0^B \frac{H^{5/3}}{n} db \right)} \quad (4-9)$$

$$R = \left(\frac{1}{A} \int_0^B H^{5/3} db \right)^{3/2} \quad (4-10)$$

この計算は、一般断面の場合には図-4.4.1に示すように断面を近似させることにより、計算を行ない得る。こうして、一般断面を数ブロックにわけることにより、断面、流速、粗度係数の補正が行なわれるのである。

単断面計算と複断面計算の場合の $H \sim R$ 相関を図-4.4.2に示すような断面について示す

図-4.4.0 記号説明図

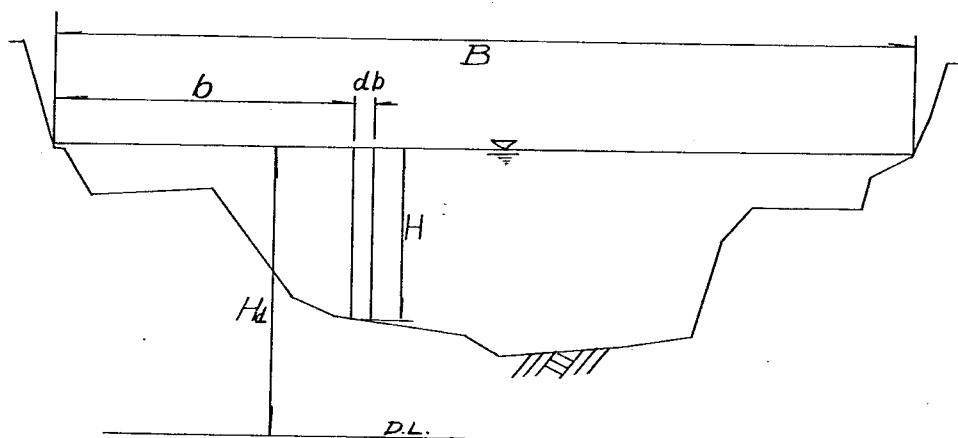


図-4.4.1 断面分割例

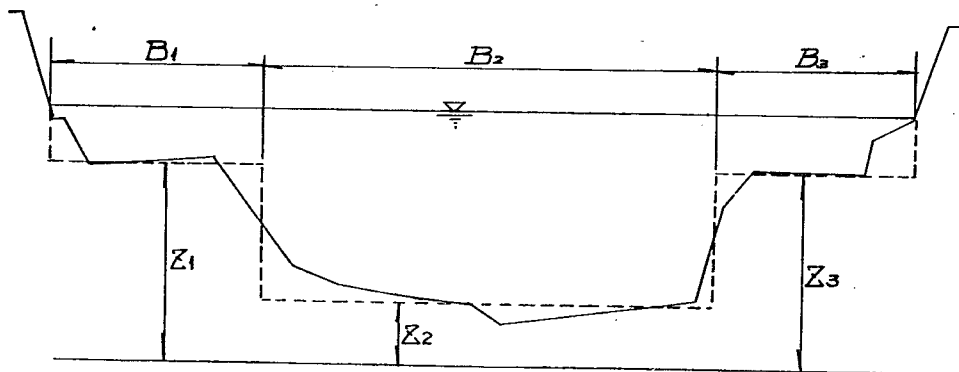
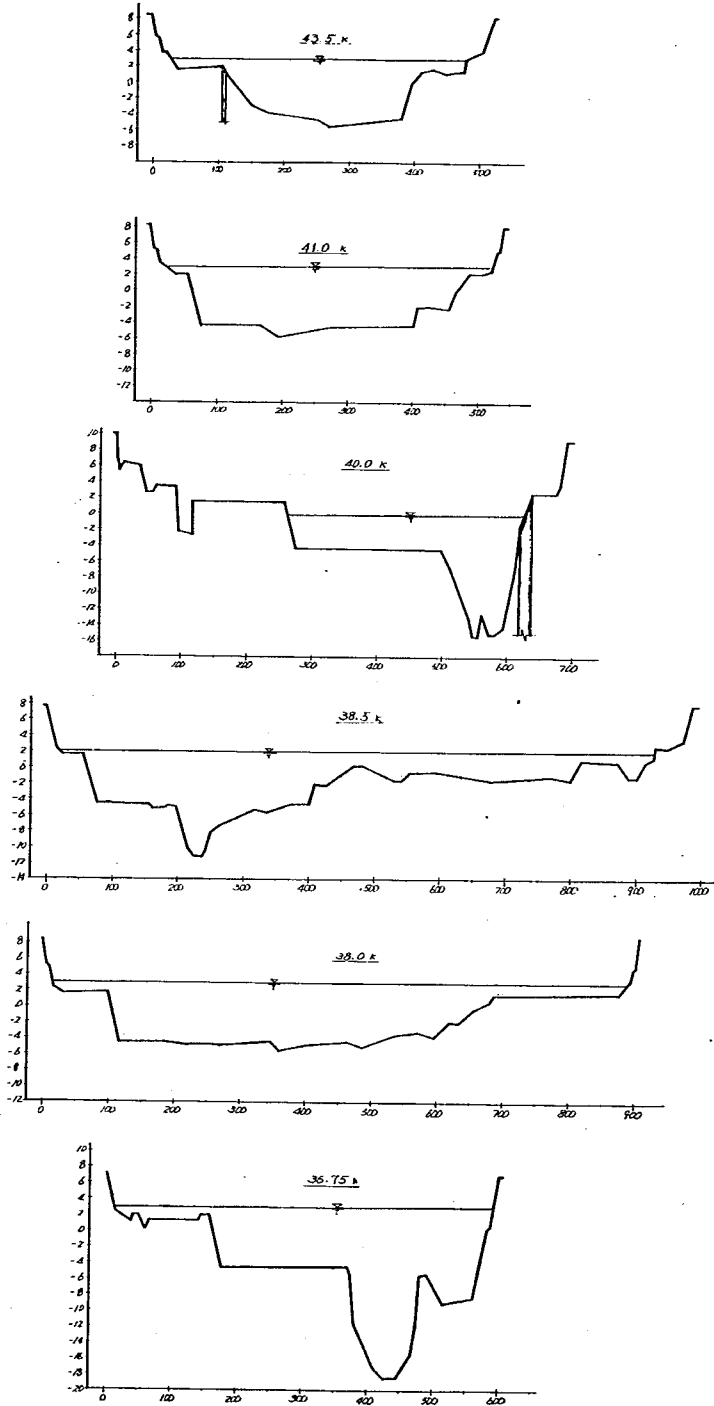


图-4.4 2 利根川断面例



と図-4.4.3.1～3のようになり、複断面計算の方がより現実に近い値を与えていることが想像される。

このように、単断面とみなせない断面形を有する場合の不等流計算は、井田の方法のように断面補正を行なう計算法を採用しないと、誤った結果を得るおそれが強いといえる。

○ 有効河積

以上述べたように断面補正の手法をもちい、そして、図-4.3.6に示すような死水域を設定してみて、その不等流計算結果から死水域を設定しないものとの水位差が出た場合、その水位差が直接全体計画に大きく影響を及ぼすものであるなら、死水域といった概念を計画の中に確実に加えることが必要となつてこよう。しかしながら水位差がわずかであり、堤防高や利根川上流との取りつけ水位などにそれほど影響しない場合には、死水域と設定した部分を余ゆう域と考え安全をはかることがよいと考えられる。

なお、死水域設定の計算結果が間に合わないで、これは後ほど提示する予定である。

4.4 本実験 VI

このケースは、現在の深掘れ部の計画河床高より低い部分の表面を、非掃流性の河床材料（実験では碎石）で置換した場合の効果、あるいは他への影響について検討を行なったものである。なお、河床材料の置換と述べているが、その河床材料が非掃流性であるゆえ、深掘れケ所の固定と考えてもよい。

河床材料を置換した範囲は、平面的には図-3.4に示すようであり、横断面では代表して示すと図-3.5のように計画河床以下の部分である。

深掘れ部を非掃流性の河床材料で置換することの効果は、それ以上深掘れの進展を防ぐ、深掘れ位置を固定させ、結果的に蛇行を固定させることなどにあると思われる。それゆえ、河床材料置換の影響として注目すべき点は、蛇行の移動に関連して、河床材料置換位置の前面の堆積、あるいはその範囲より下流の洗掘であろうと考えられる。

本実験VIはこれらのことを検討しようとして行なわれたのであるが、その結果をみると、河床変動は図-4.3.1.1～3にみられるようにほとんどなく、この結果のみからは、河床材料置換の効果あるいは影響について述べることはできない。そこで、他の実験（特に蛇行の移動について検討を試みた本実験Ⅳ・Ⅴなど）や、現在の模型区間より上流の深掘れについて検討が行なわれ報告された、土木研究所資料第356、563号などを参考にして、河床材料置換の効果について検討を行なう。

まず、土研資料第563号に掲載されている河床材料置換工法についての結論を再記すると、次のようになる。

1) 局所洗掘ケ所の河床を現状の深さで固定するより、下流への影響を考えると、現状の河床高より1～2 m高い位置で固定した方がよいようである。

図-4.4 3.1 H-R 相関

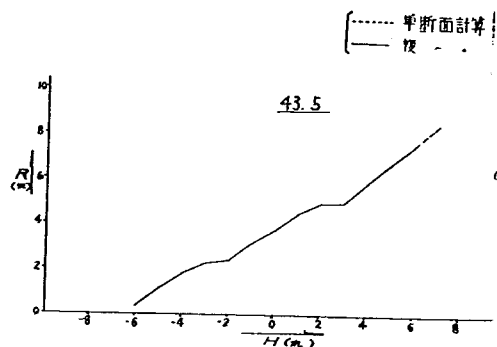


図-4.4 3.2 H-R 相関

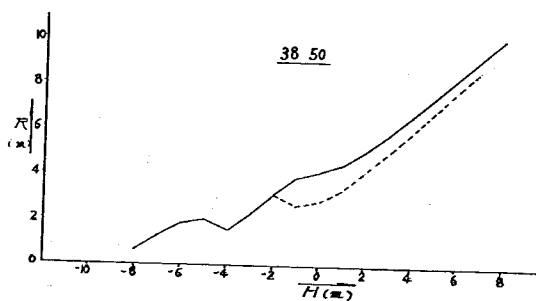
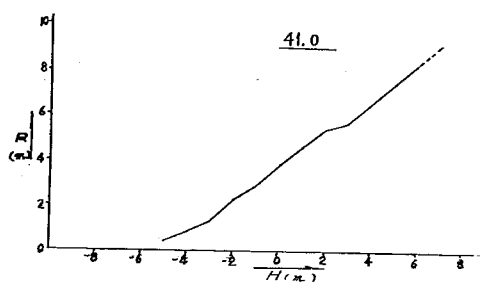
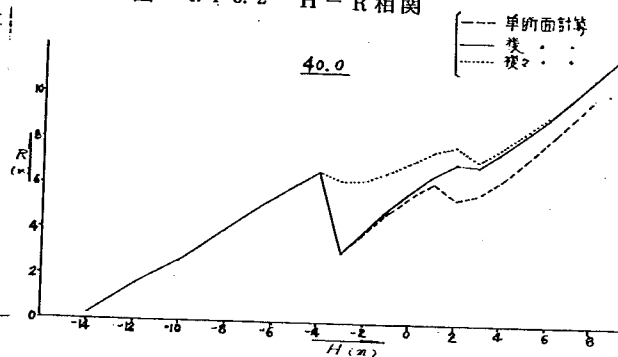
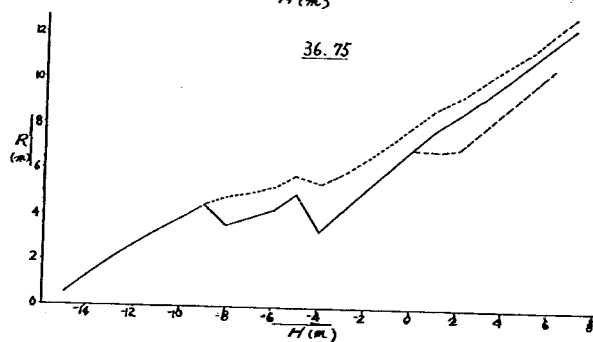
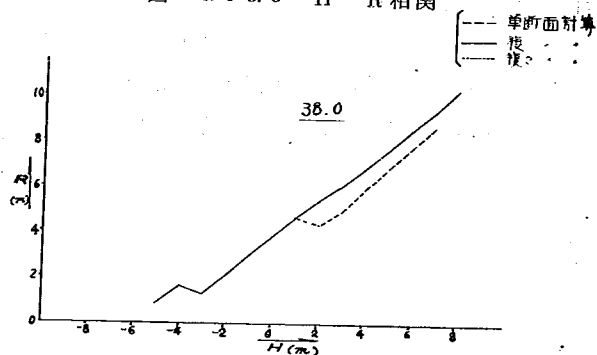


図-4.4 3.3 H-R 相関



2) 深掘れを現状の河床高で固定しても、河床の蛇行を固定できたことにはならない。

3) よって埋戻し工法は、種々の原因による局所洗掘ヶ所の洗掘の進展を食い止める役割りをもたすべきであろう。

4) 河床固定した部分の表面は、できるだけ粗面で可とう性のものがよいと思われる。

以上のような結論の後、このような工法が可能であると結んでいる。

そこで、今回の実験区間の中で河床材料の置換を行なった2区間について考えてみるが、まず4.0.0 K付近右岸の深掘れ部の河床材料置換を行なうことは、深掘れ部の河床を固定し、現在より洗掘の進展を防ぐ意味では有効であろう。その理由は、前節4.3.2においても述べたように、この部分の深掘れの平面的位置がほぼ固定し、移動量が少ないと思われるからである。しかし、この部分を固定するということは、この部分から下流にゆく流砂量が減じるということであり、流砂量のバランスがくずれる。したがって、長い年月の間には、その下流が何らかの影響を受けるかもしれない。

次に3.7.0 K付近右岸の深掘れ部であるが、この部分は現在かなり動いていることが予想されるし、実験結果をみてもかなり下流へ移動している。したがって、現在の深掘れ部を固定してしまうことは、深掘れ部上流端付近は無駄となってしまうおそれがあるし、下流端付近はその下流に与える影響が大であろう。それゆえ、現在の深掘れ部を固定することはあまり推奨できない。今後現地で、この付近の深掘れ部の移動について継続的観測がなされ、判断を下すことが妥当であると考える。

以上、深掘れ部の河床材料置換について考えてみた。その結果、置換工法の可能性はあるが、深掘れ部すべてに可能と即断できるわけではなく、場所によっては今後さらに検討を要する場合もあることがわかった。また置換工法は、蛇行の固定までの効果を期待できるか否かは明確でなく、むしろ、深掘れ部の洗掘防止の一手段と解した方が無難であろうと思われる。

第 5 章 結 論

1. 計 画 河 道

完全な計画河道に埋め戻してしまう工法については、実験では現状に復する方向で河床変動をおこしていた。その結果から考えるとあまり得策とはいえない。また、法線形が流れに対し若干くい違いを生じている。

2. 深掘れ部の検討

深掘れ部は有効河積と考えてよい。これは、深掘れを考慮した場合としない場合の水位変化、あるいは深掘れ部の流速分布測定などから確められた。次に、この深掘れ部の挙動は、4 0.0 k 付近のものはほとんど移動が認められないが、3 9.0 k 付近左岸引堤の影響で 3 7.0 k 付近にある深掘れが下流に移動している。

3. 有効河積の検討

死水域の設定については、厳密なる規格もないし計算結果もまだ出ていないので確言はできない。しかし、4 0.0 k 付近左岸と 3 8.0 k 付近右岸については、流れが死水に近い状態であり、これも有効河積として考えることには若干抵抗を感じる。そこで、明確なる死水域としてでなく予ゆう域とした見方で今後の検討を行なっていったらどうか。

4. 深掘れ部の固定

深掘れ部の固定は、現在の深さより洗掘深を進展させない意味では有効であるが、必ずしも蛇行を固定したことにはならない。なお、3 7.0 k 付近右岸の深掘れについては、前述のように、現在なお移動していることが考えられるので、この工法を行なうことは得策でなく、より継続的観測が必要とされる。

本実験の Data および現地 Data を通覧し、解析を行なうことにより、以上のことが結論づけられた。

あ　と　が　き

本報告書は、昭和46・47年度の2年間に土木研究所・鹿島試験所で行なわれた、利根川佐原地区模型実験の検討結果についてとりまとめ報告したものである。

利根川下流の模型実験に関する報告は多くなされており、今回はこれらを取りまとめる意気で起草したのであるが、結局は佐原地区のみの実験結果をまとめたにとどまった。したがって、利根川下流の河道計画について考える時は、この報告書にさらに今までの報告書を加えて読んでいただきたいと思う。

最後に、このような問題を提起され、実験の支援、各種の現地Dataの提示に労をおしまれなかった関東地建・利根川下流工事々務所、航測についてご指導いただいた自由学園・木下良作博士、幾多の困難な問題を解決しながら実験を完遂された建設技術研究所・古賀興一氏、ならびに資料整理に援助をおしまれなかった当所非常勤職員・沼田まさえ氏に深く感謝の意を表します。

須　賀　堯　三

浜　谷　武　治

参 考 文 献

1. 利根川河道計画模型実験報告書 土木研究所資料第 3 5 6 号 昭和 4 3 年
2. 利根川移動床模型実験報告書 土子研究所資料第 5 6 3 号 昭和 4 5 年
3. 水 理 公 式 集 土 木 学 会 昭和 4 6 年
4. 貯水池内の水の挙動に関する研究 東京工大・水工研究室 昭和 4 5 年
5. 北上大堰に関する水理検討報告書 土木研究所資料第 4 6 0 号 昭和 4 4 年
6. A Channel Design view due to Meandering Flow and
Alternate Bar Kyoze Suga, I.A.H.R 投稿中
7. 利根川下流部の河道計画について 建設省利根川下流工事々務所 昭和 4 5 年
8. 河水の水理計算に関する基本理論的研究 井田至春 東北地建・第 2 回技術研究会
論文集 昭和 2 6 年
9. 広巾員開水路の定常流 井田至春 土木学会論文集第 6 9 号
昭和 3 5 年

圖 面 集

図-4.2.1 河床変動図(検証実験Ⅰ)

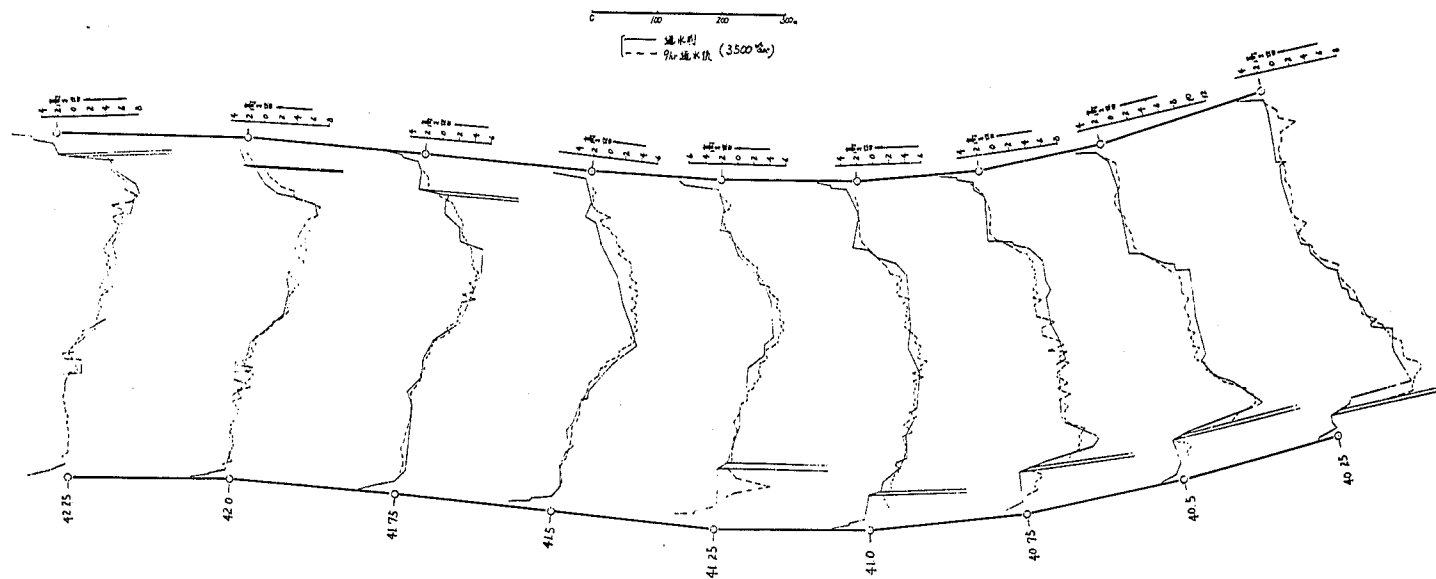


図-4.2.2 河床変動図（検証実験Ⅰ）

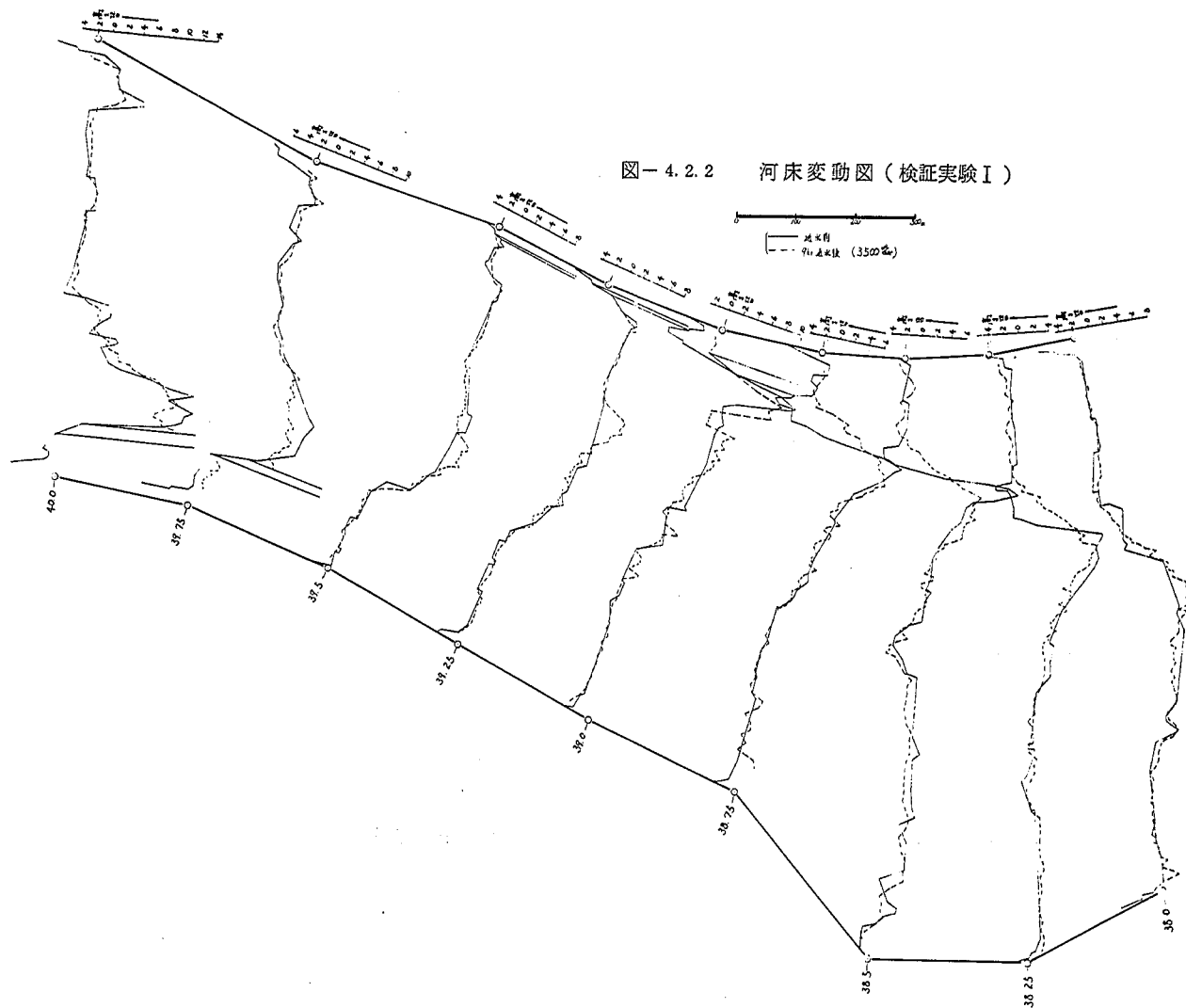


図-4.2.3 河床変動図（検証実験Ⅰ）

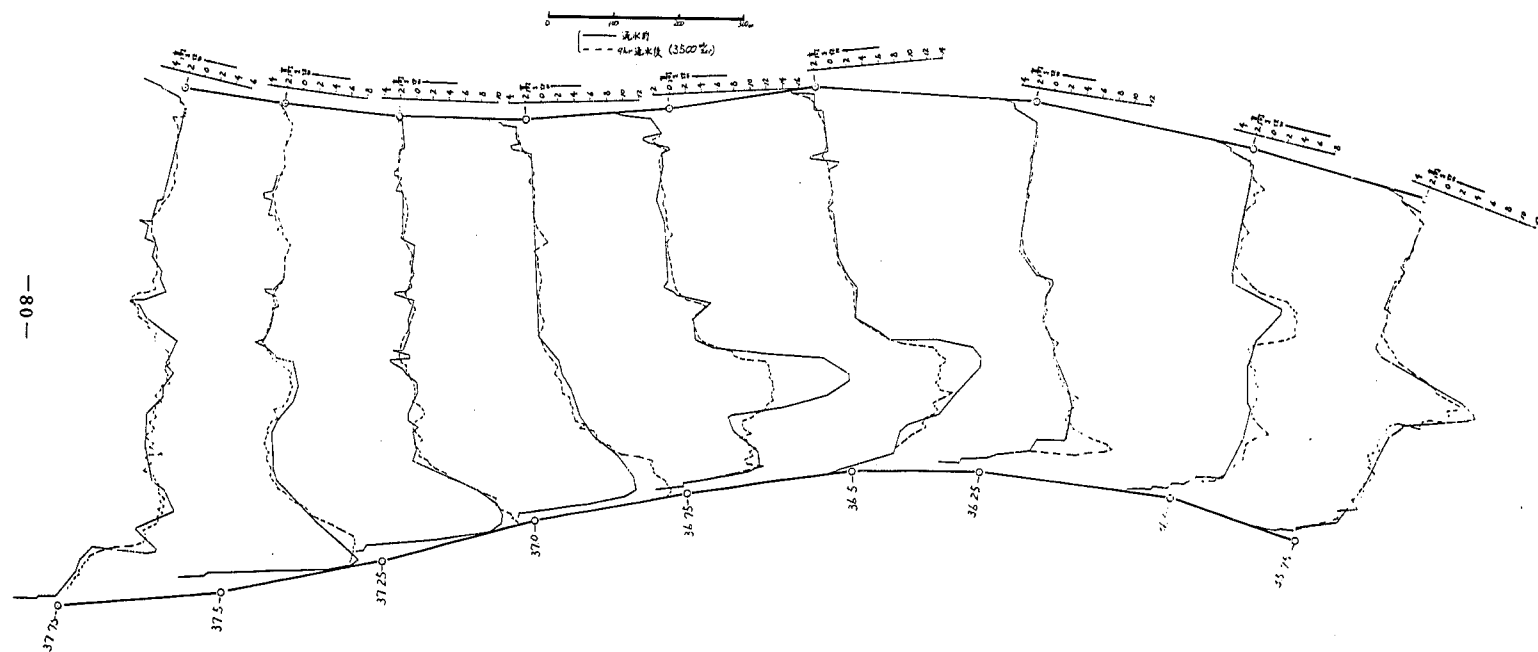


図-4.2.4 河床変動図(検証実験Ⅱ)

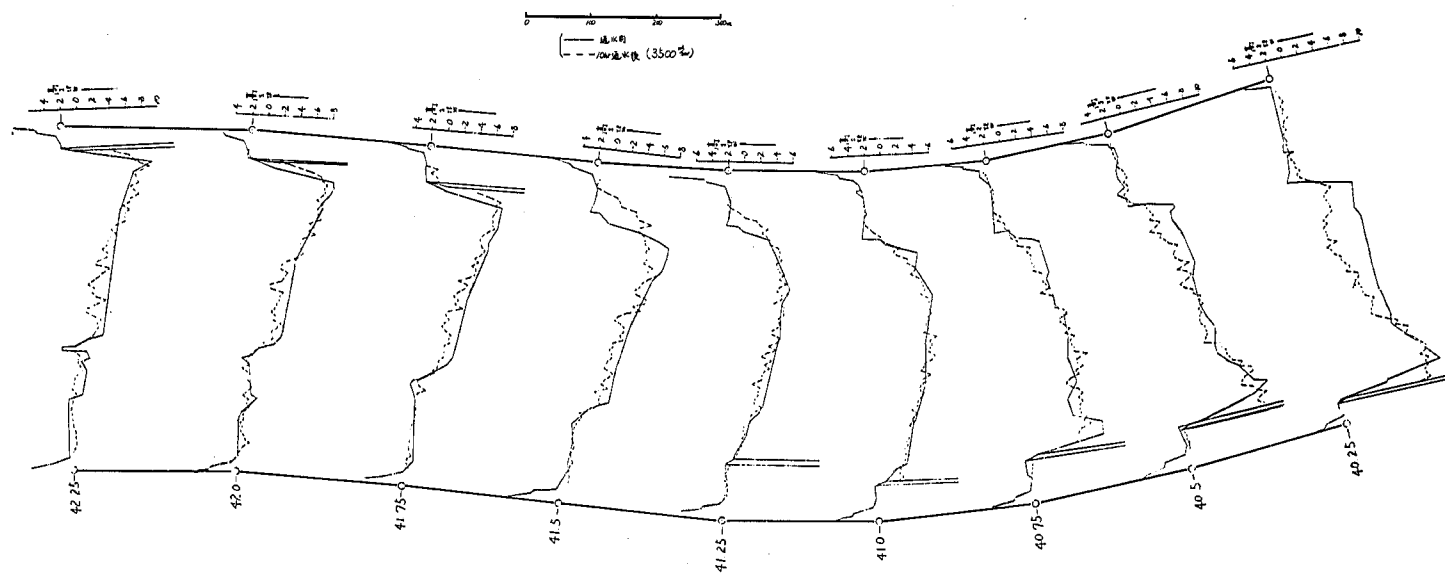
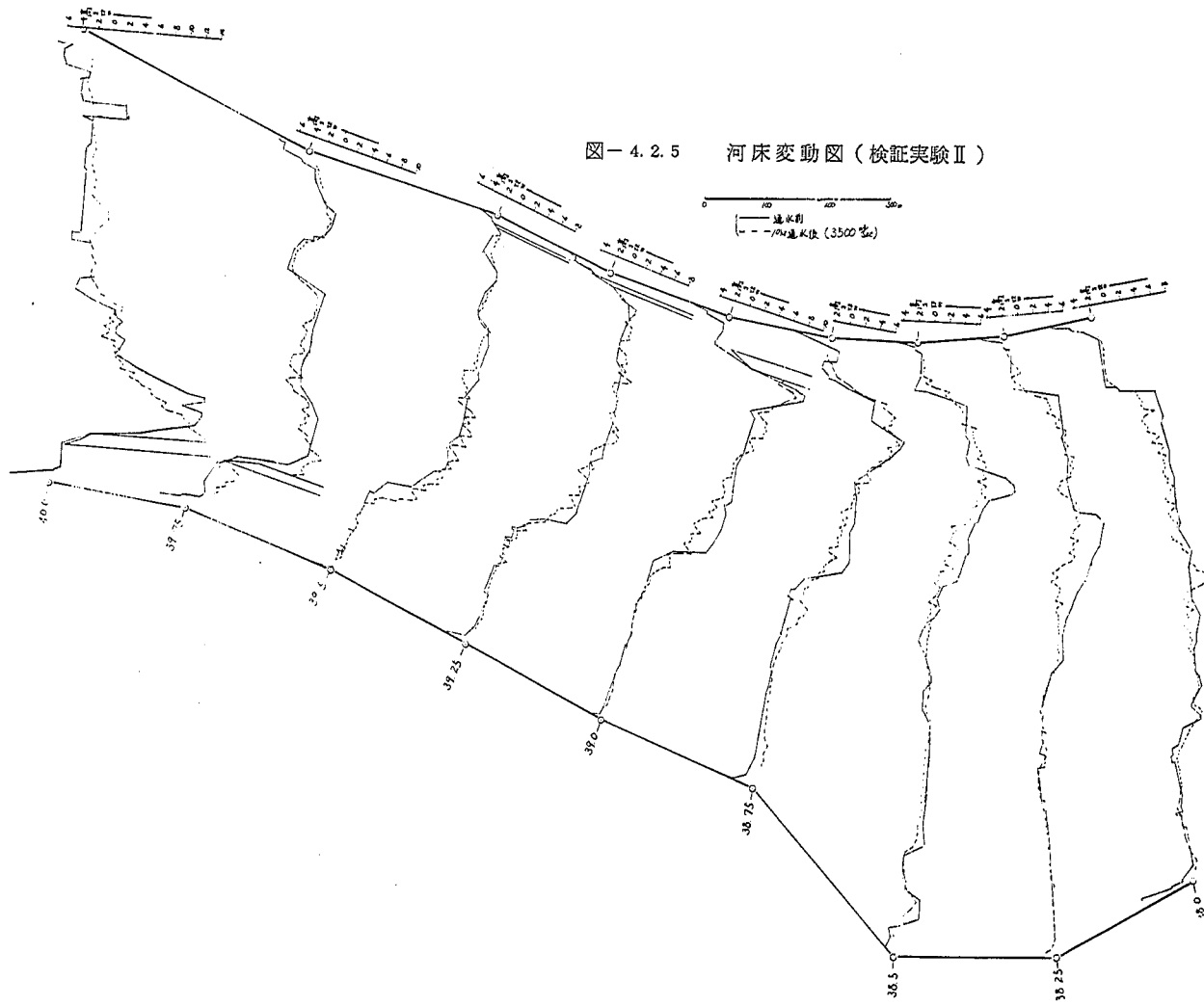


図-4.2.5 河床変動図（検証実験Ⅱ）



図一 4. 2. 6 河床変動図（検証実験Ⅱ）

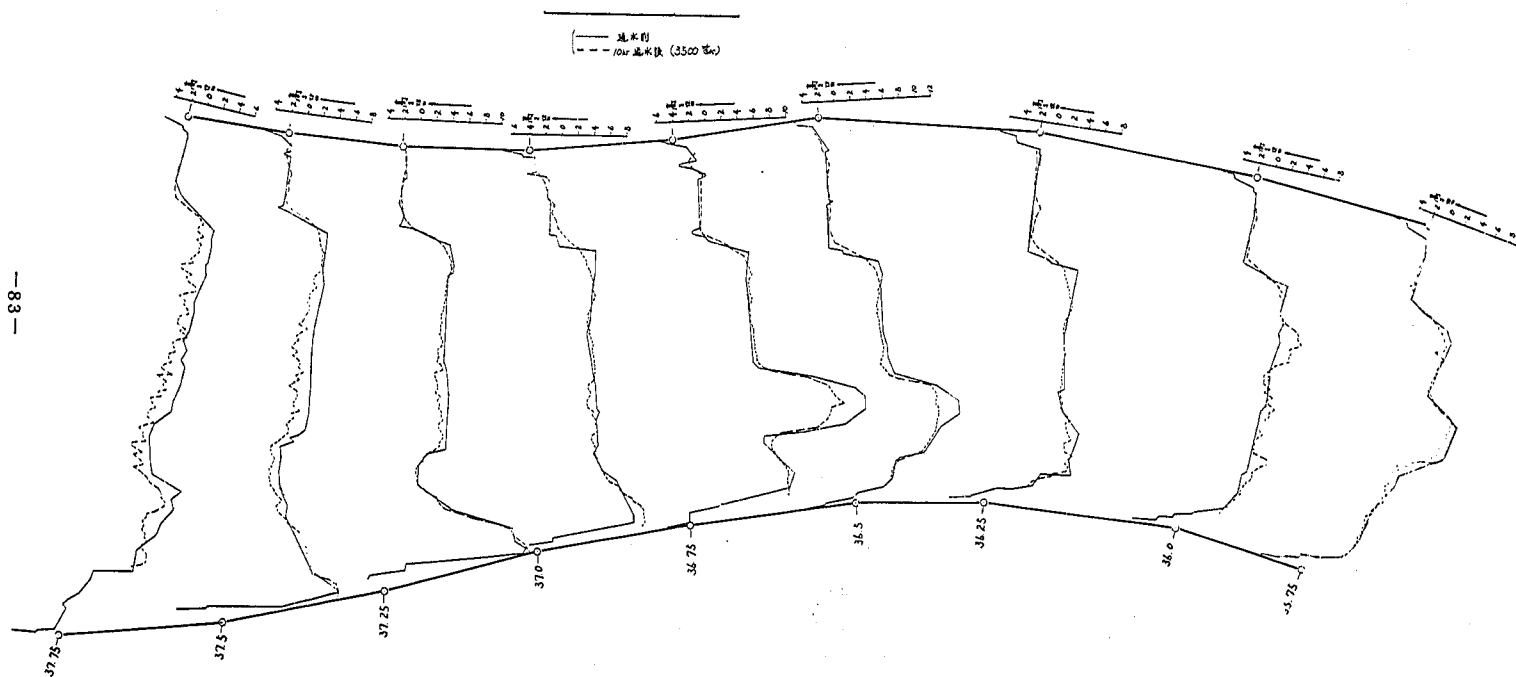


图-4.3.1 流況図 (実験No.1)

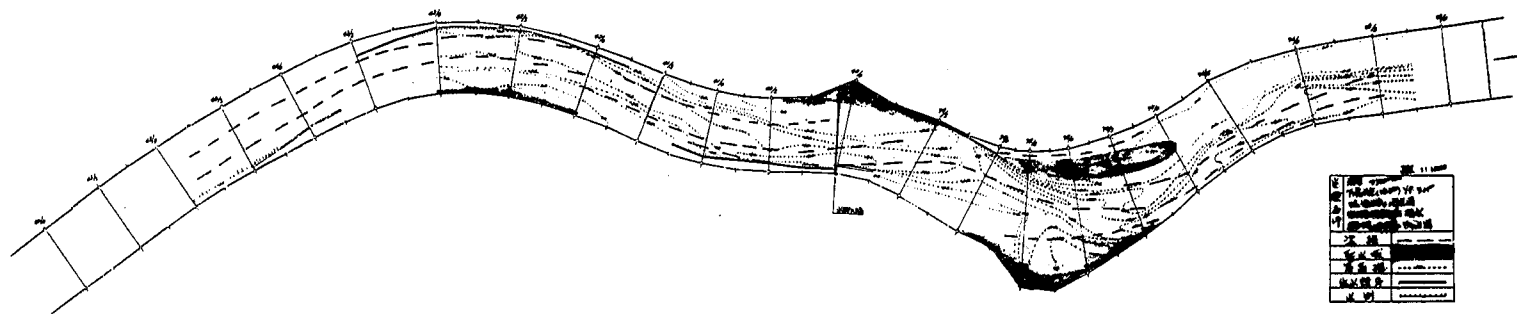


图-4.3.2 流況図 (実験No.1)

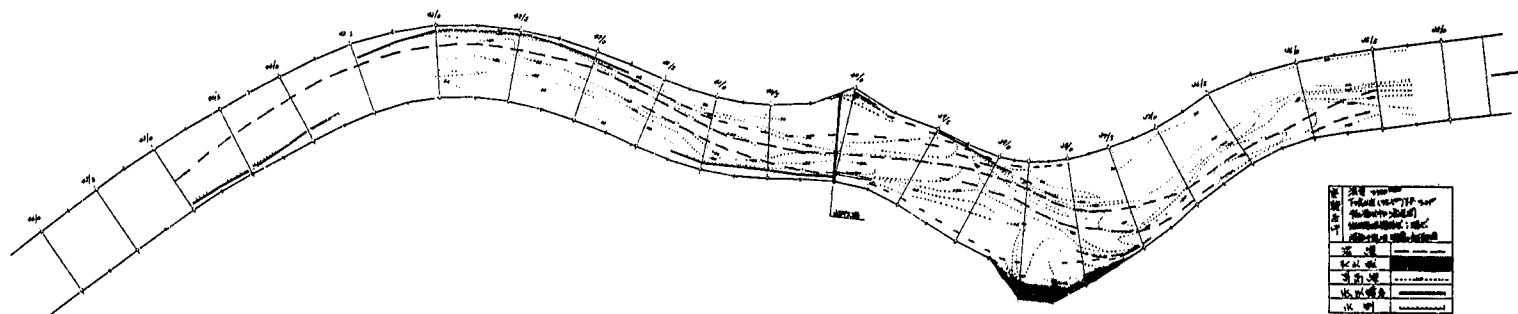


图-4.3.3 流況図 (実験No.2)

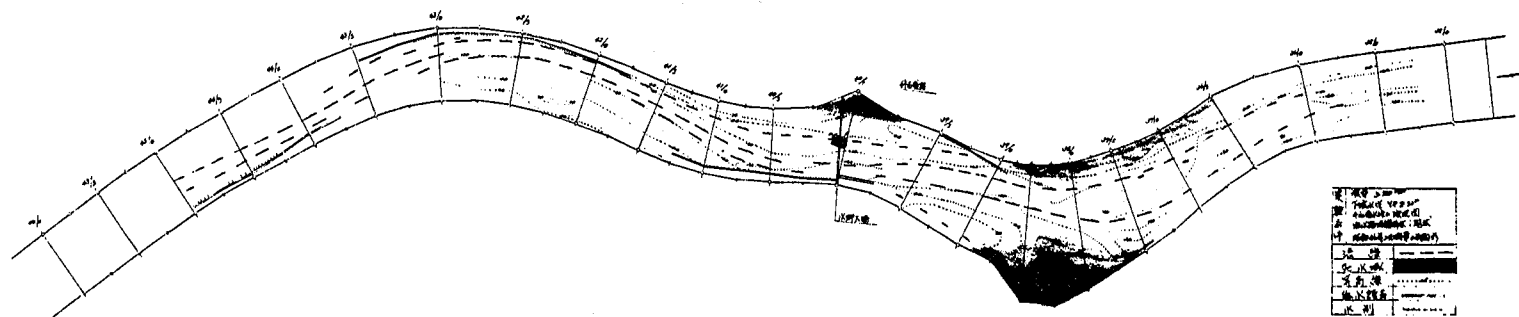
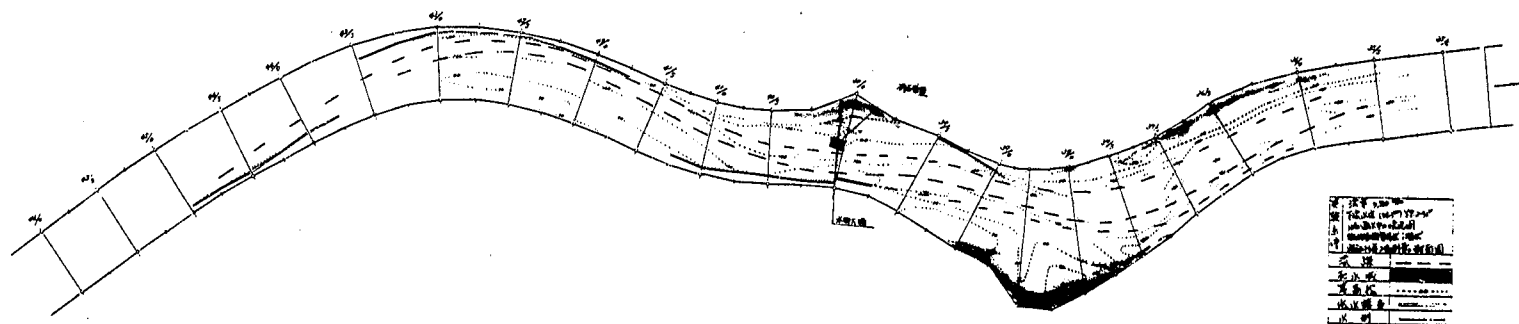
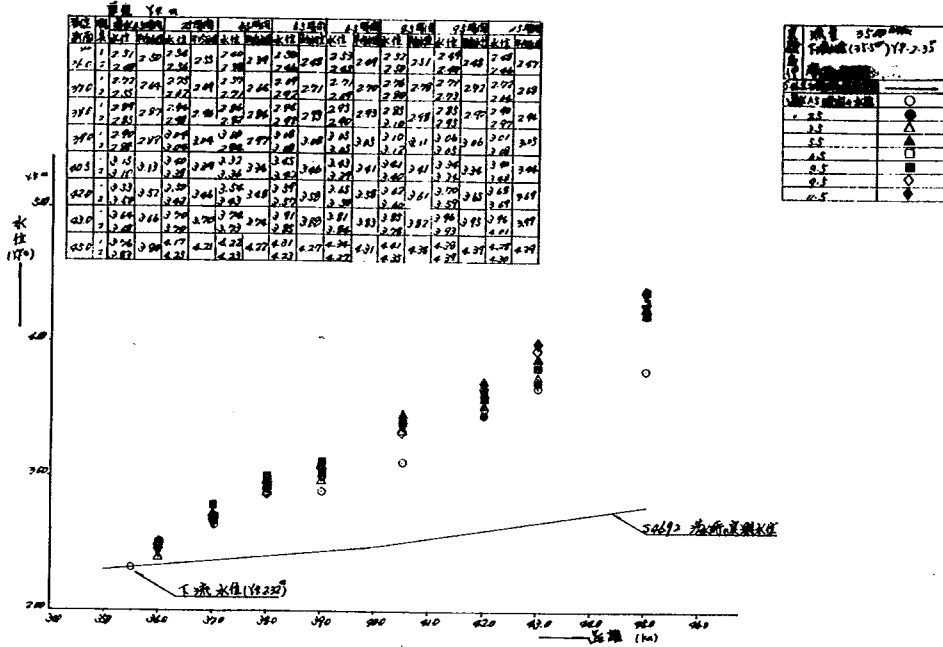


图-4.3.4 流況図 (実験No.2)



水位数值表

图-4.1 0.1 水位縦断面图(本実験 I)



水位数值表

图-4.1 0.2 水位縦断面图(本実験 II)

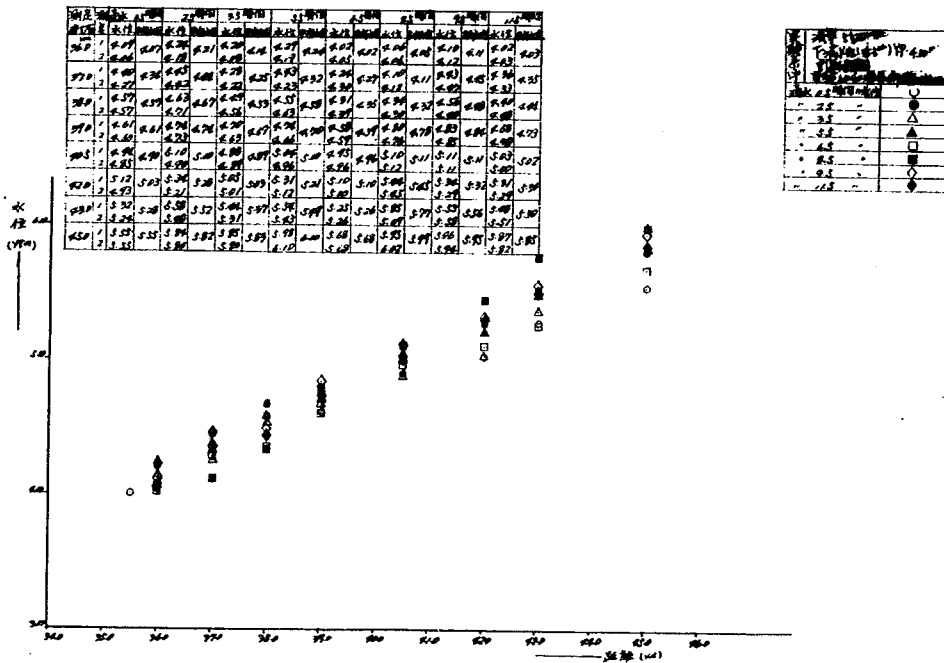


図-4.1.1.1 河床変動図（事務所計画河道）本実験Ⅰ

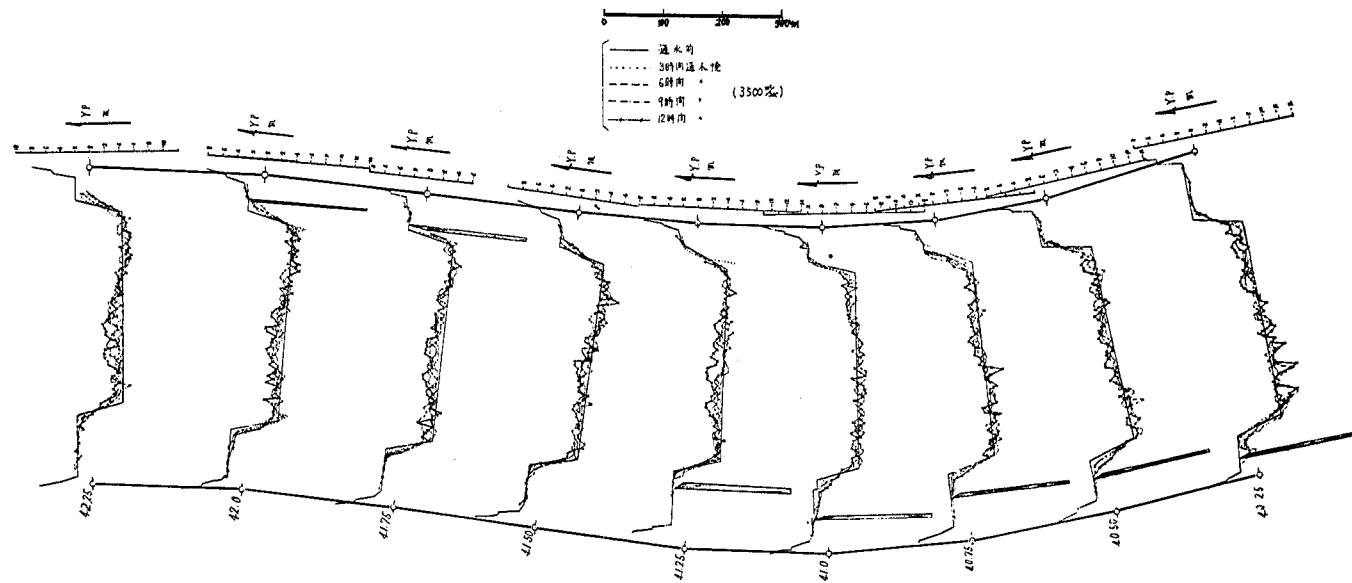


図-4.1.1.2 河床変動図（事務所計画河道）本実験Ⅰ

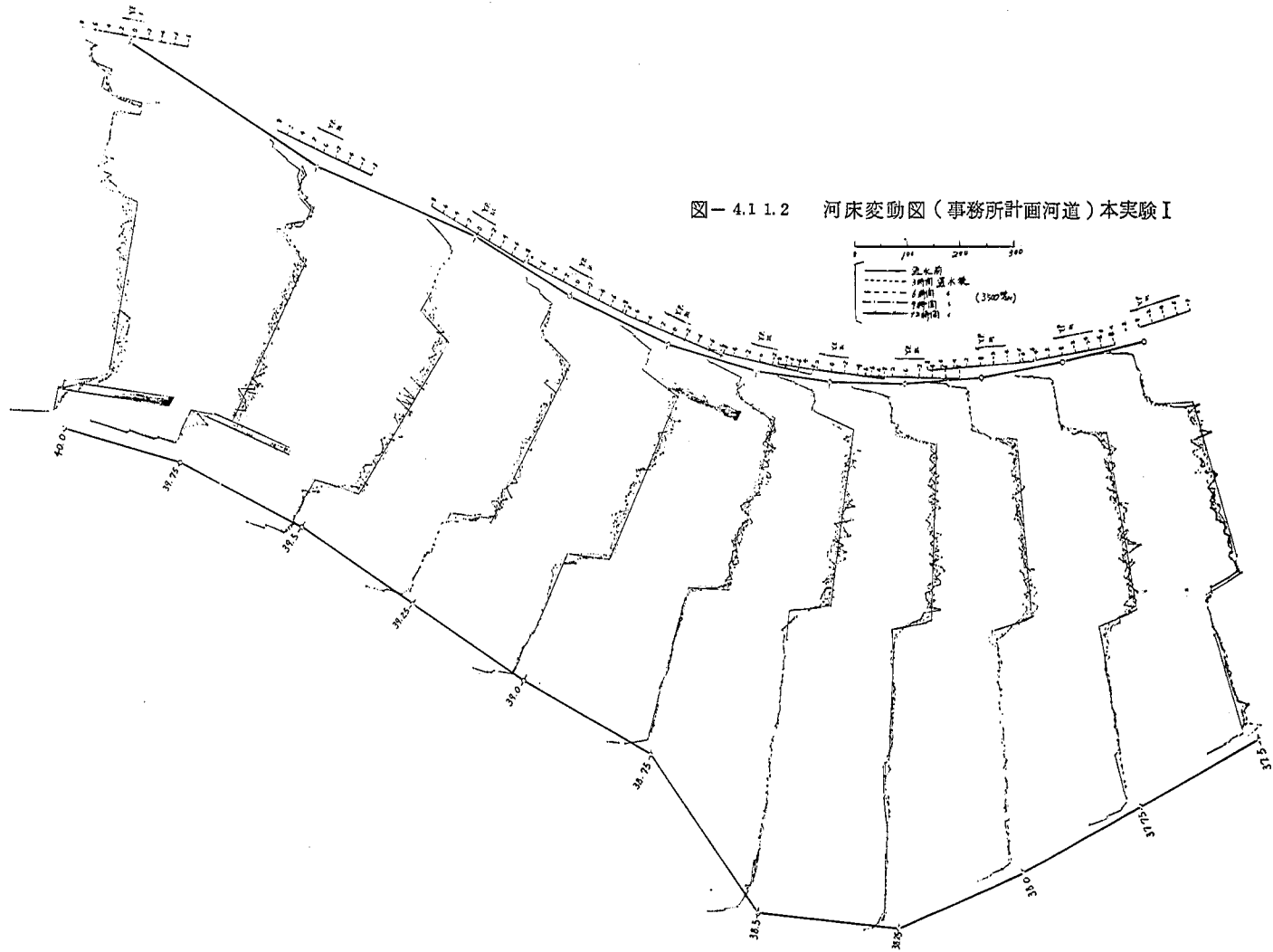


図-4.1.1.3 河床変動図(事務所計画河道)本実験 I

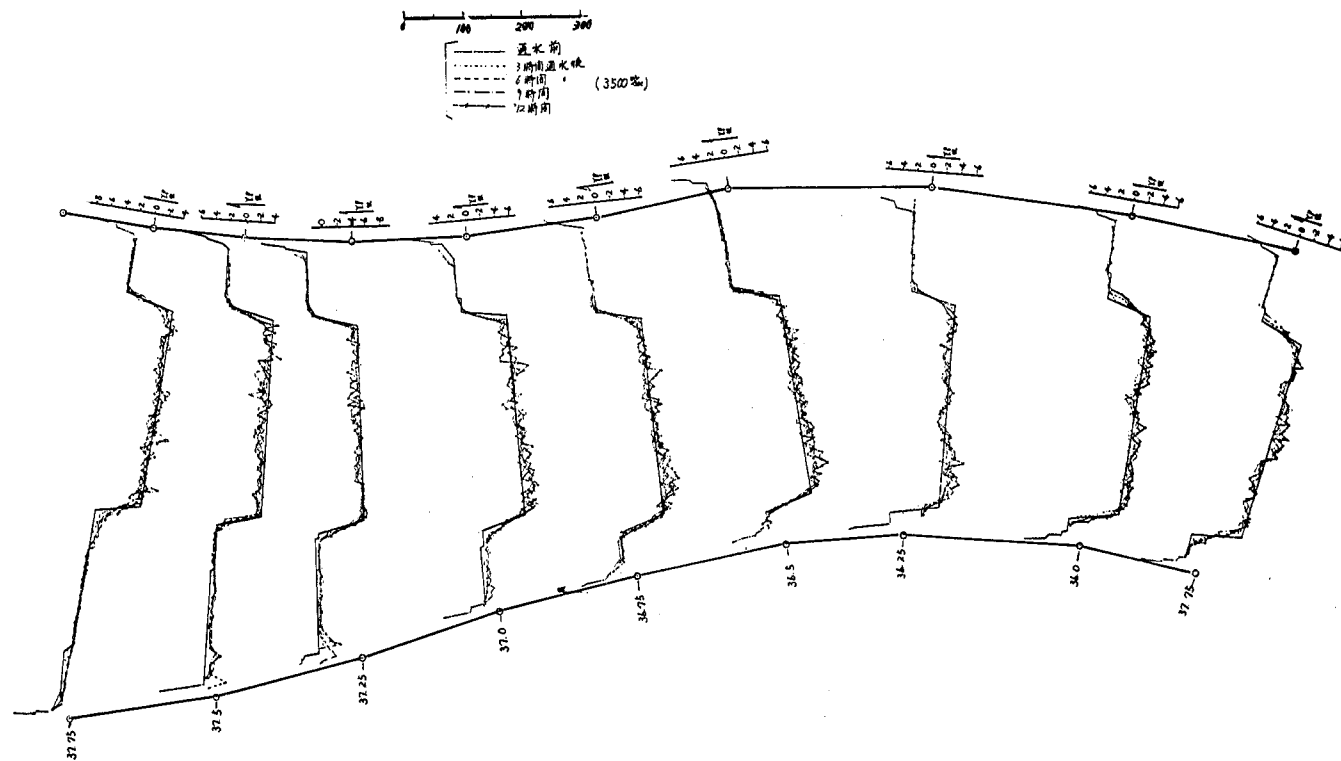
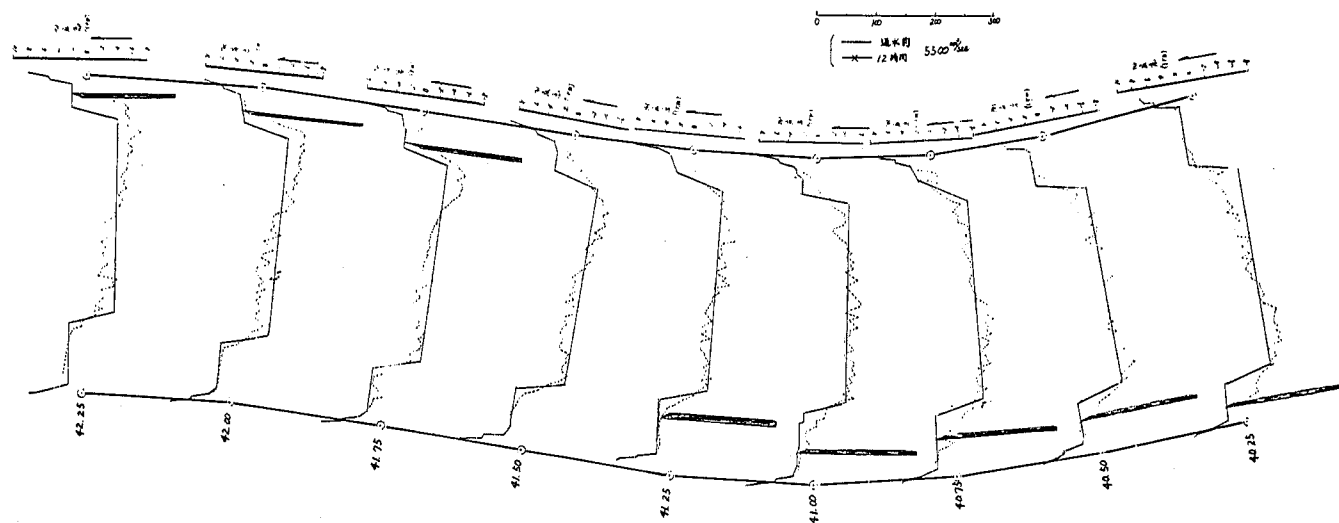
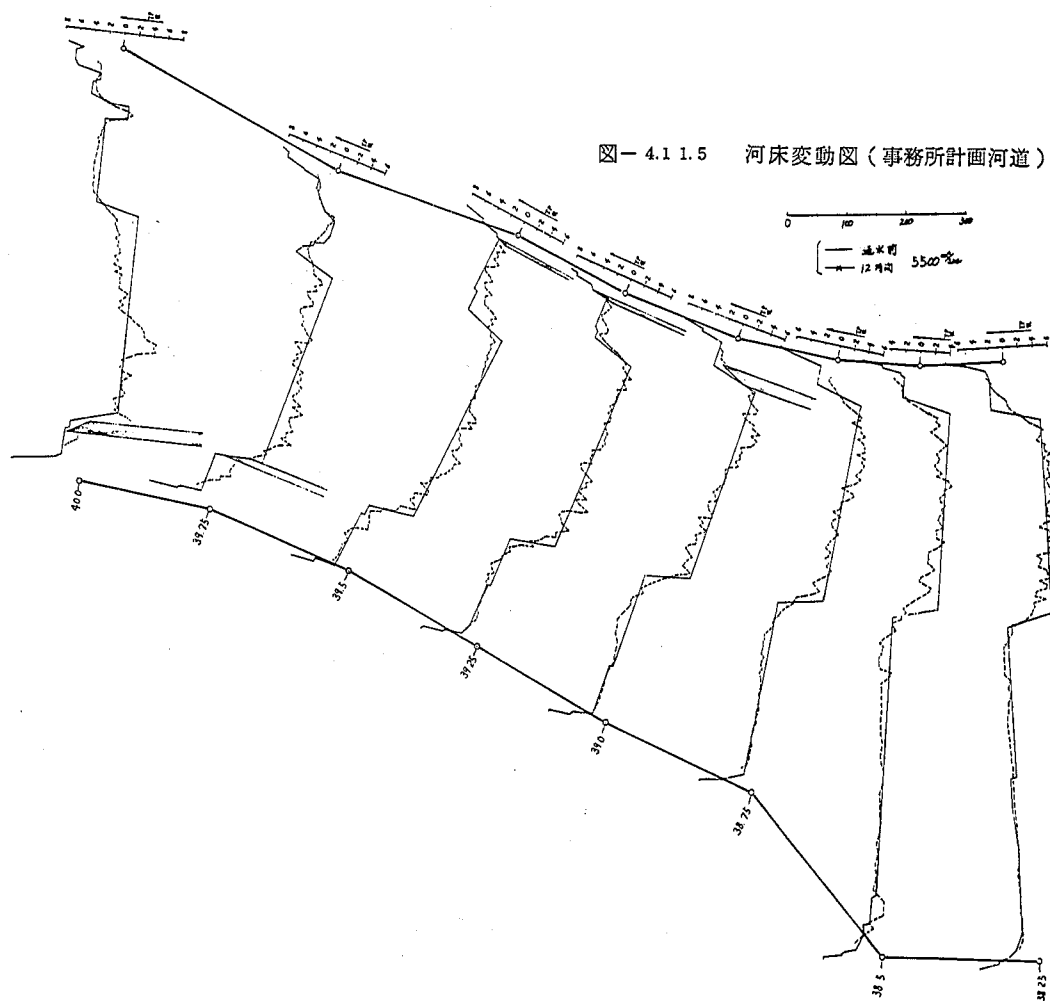


図-4.1.1.4 河床変動図(事務所計画河道)本実験Ⅰ





図一 4.1 1.6 河床変動図（事務所計画河道）本実験Ⅱ

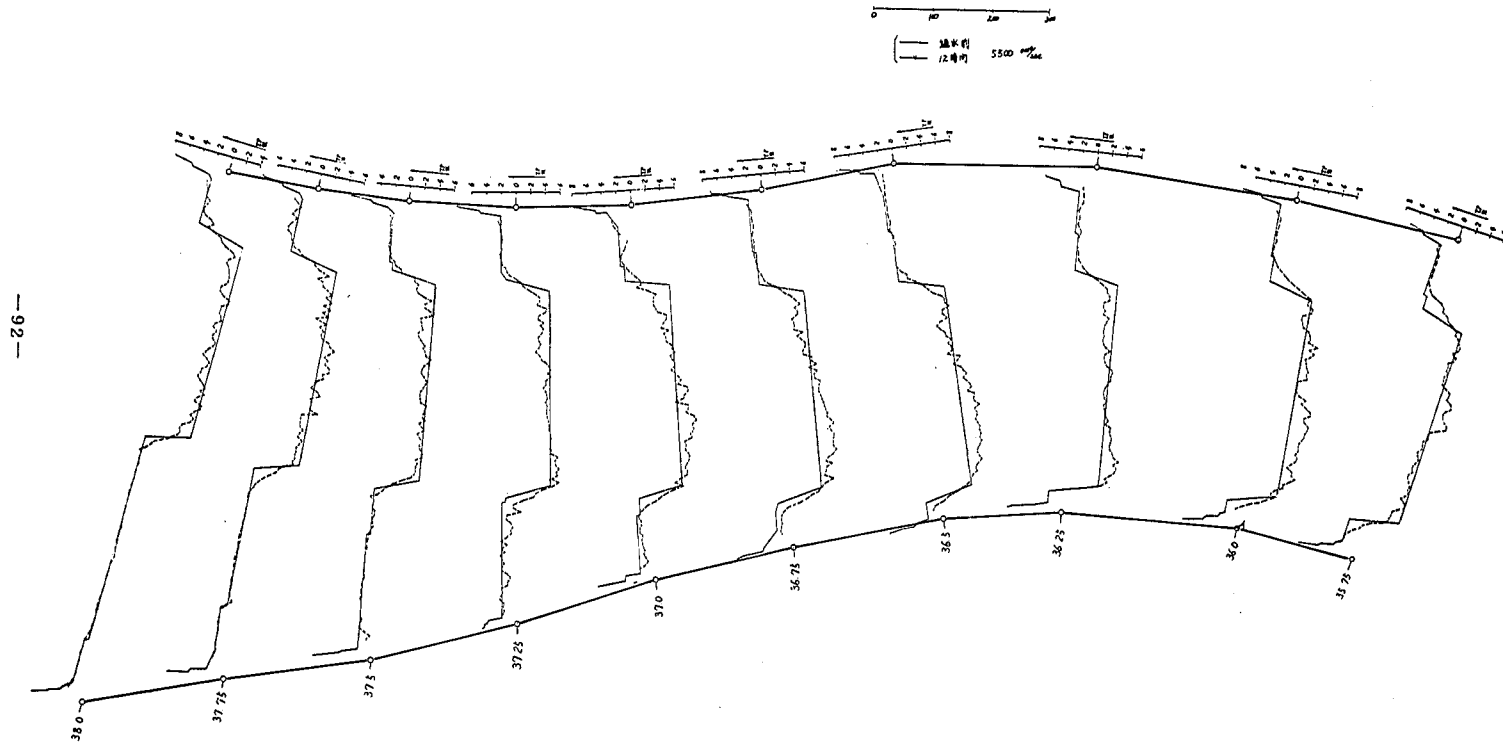


図-4.12.1 流況図 (実験No.3)

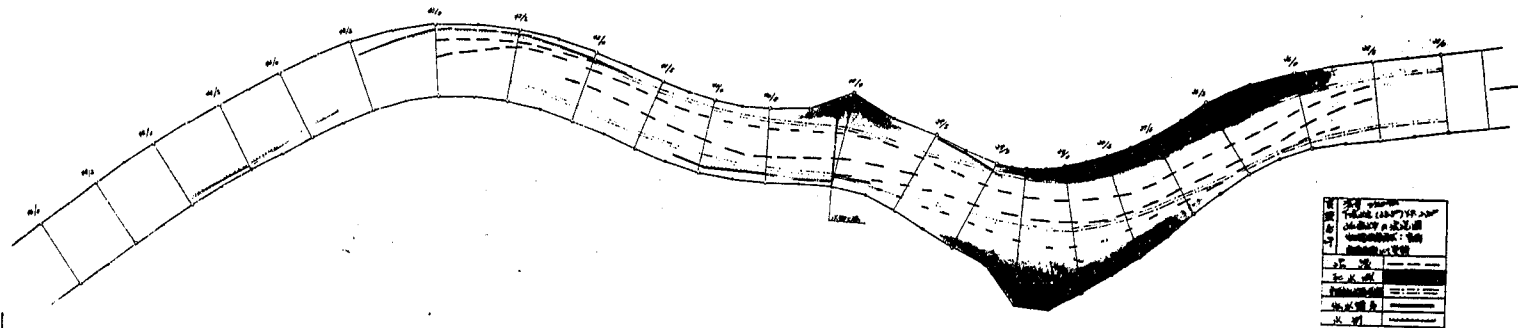


図-4.12.2 流況図 (実験No.3)

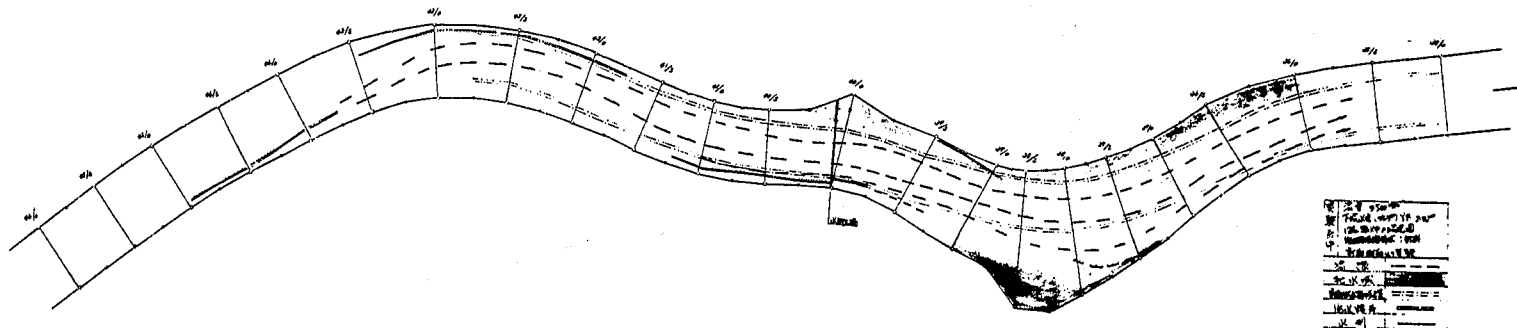


図-4.12.3 流況図 (実験No.4)

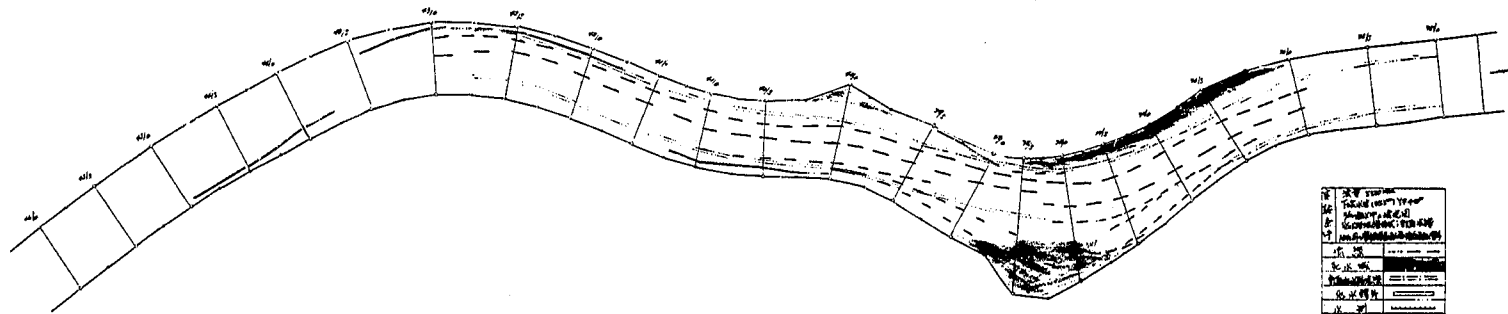
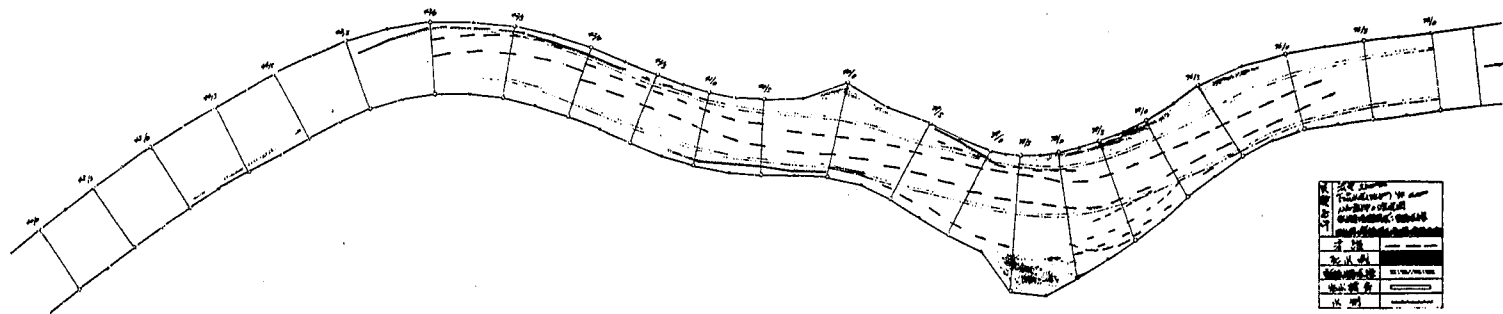
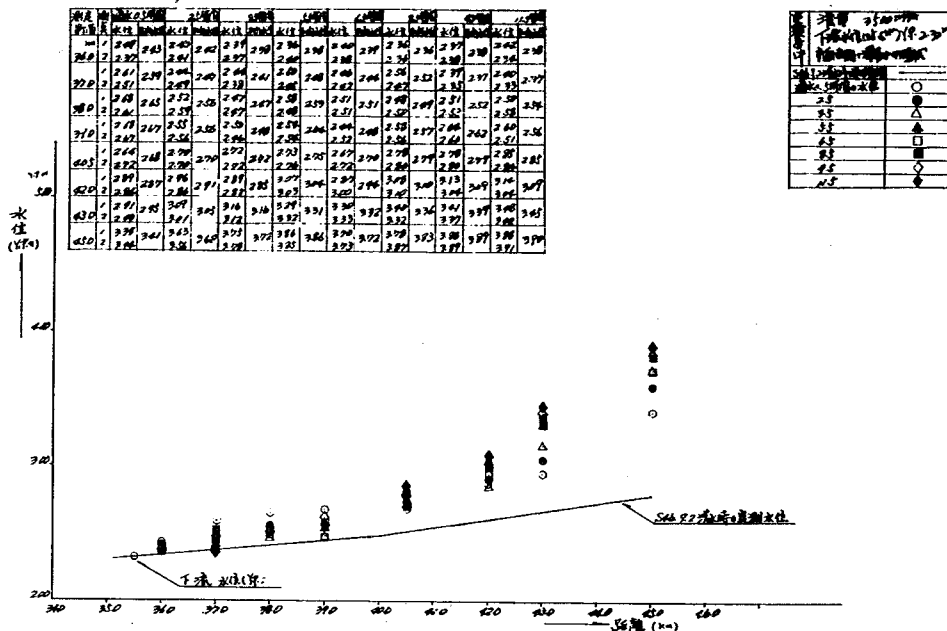


図-4.12.4 流況図 (実験No.4)



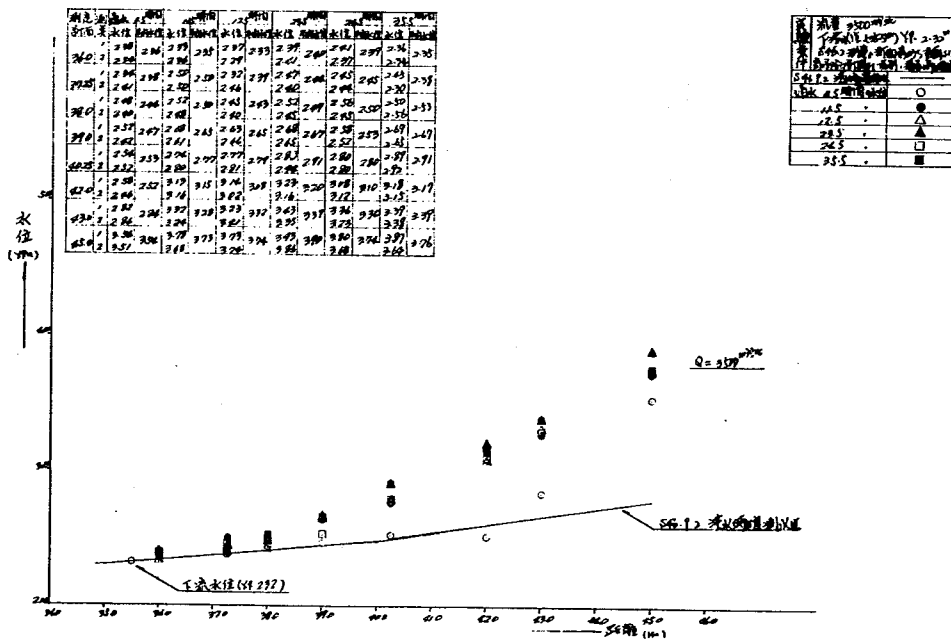
水位数值表

图-4.18.1 水位縦断図(本実験Ⅲ)



水位数值表

图-4.18.2 水位縦断図(本実験Ⅳ)



水道教通要

図-4.18.3 水位縦断図(本実験Ⅳ)

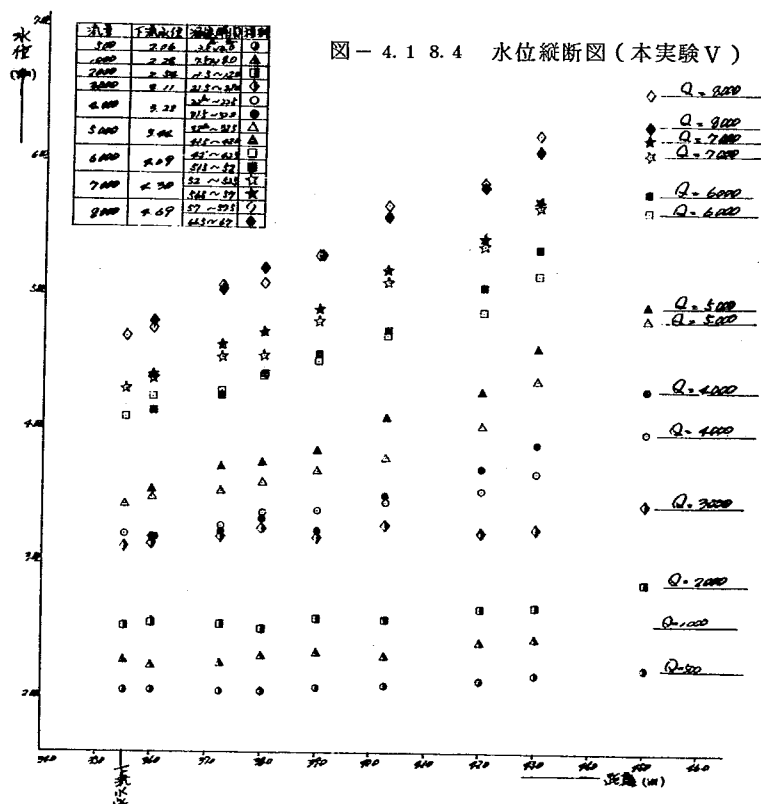
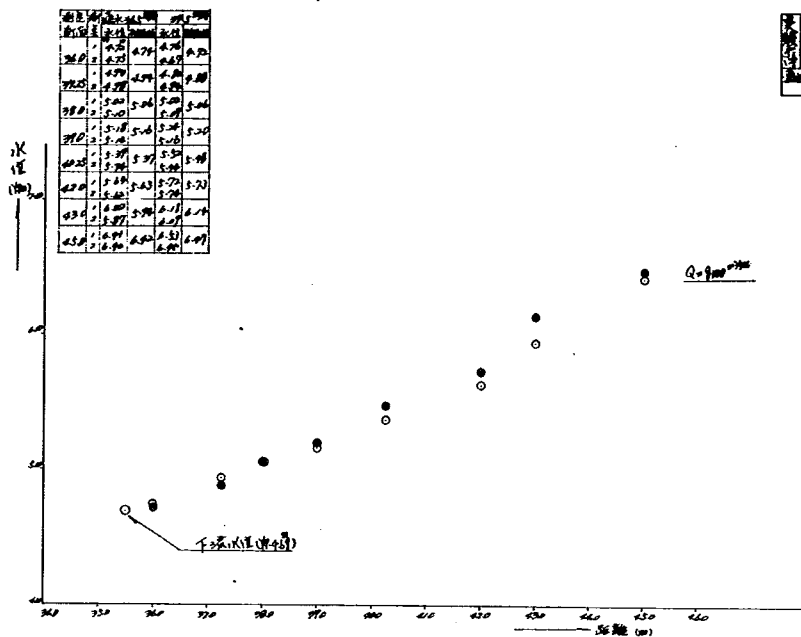
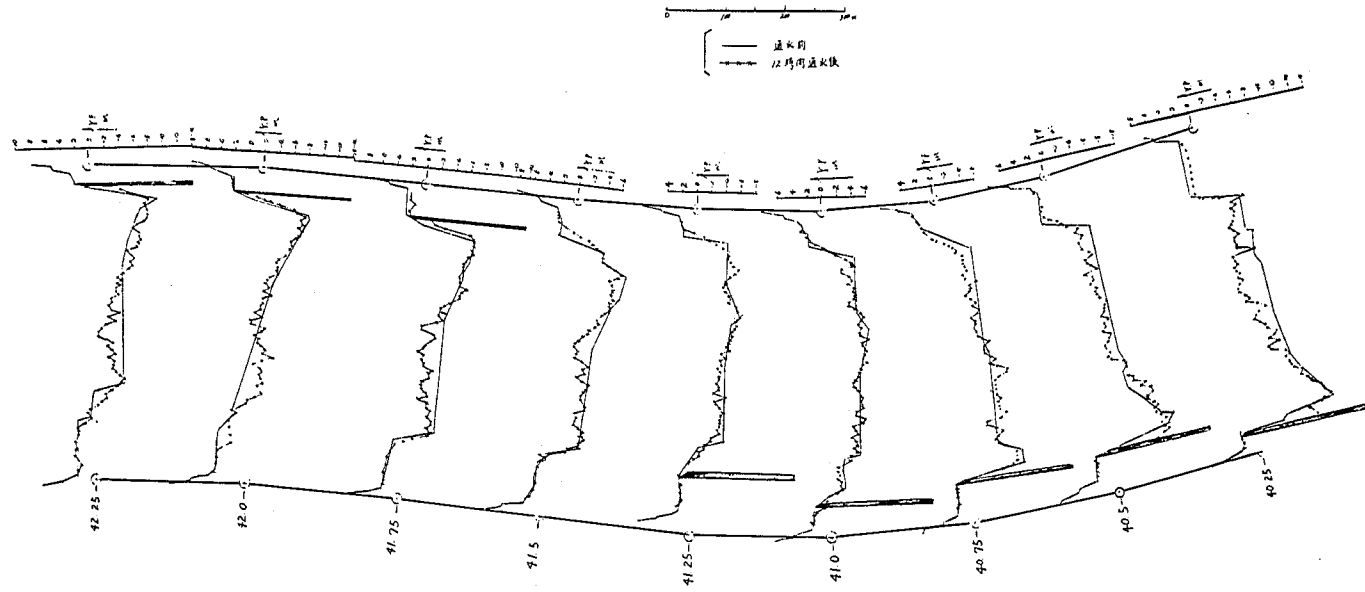


図-4.19.1 河床変動図(事務所計画河道+深掘れヶ所)本実験Ⅲ



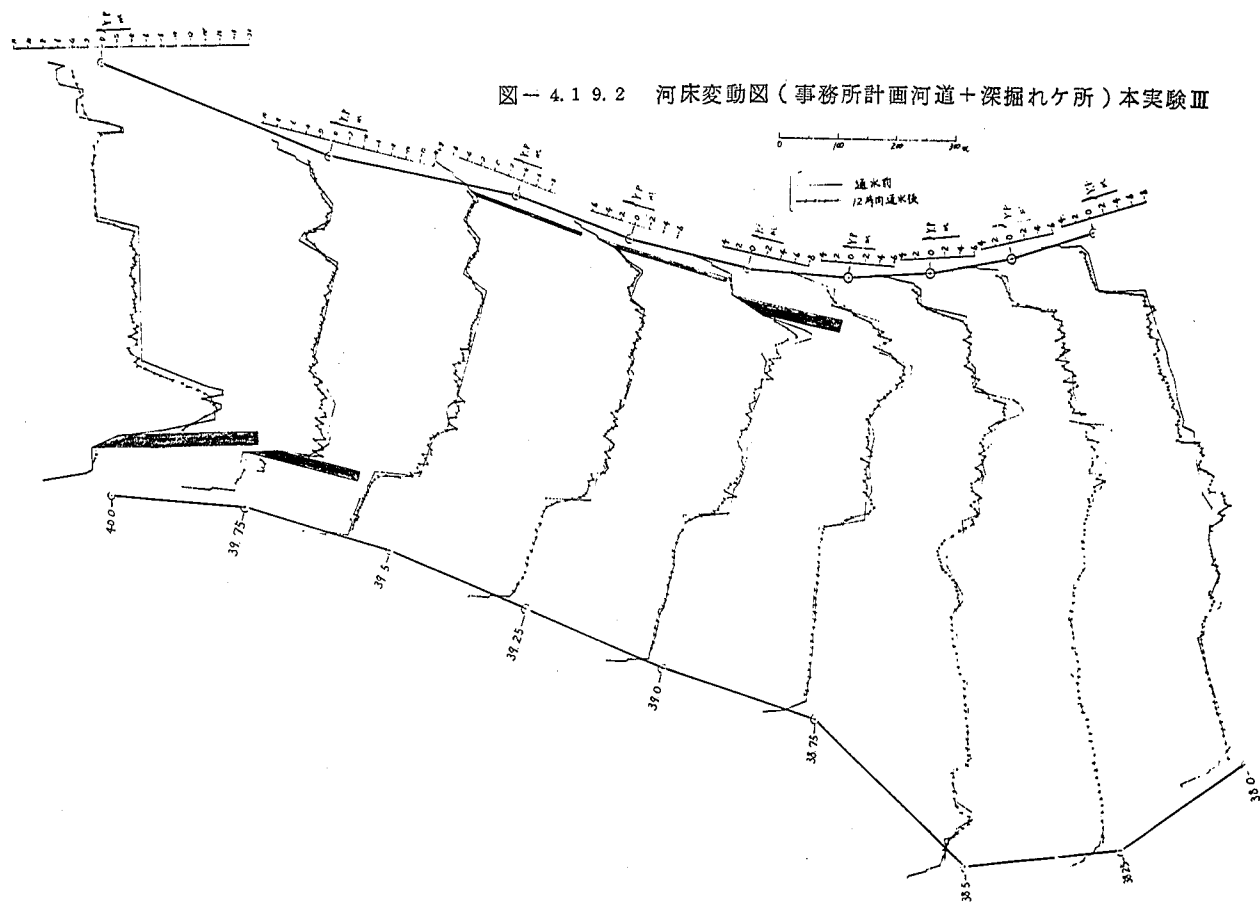
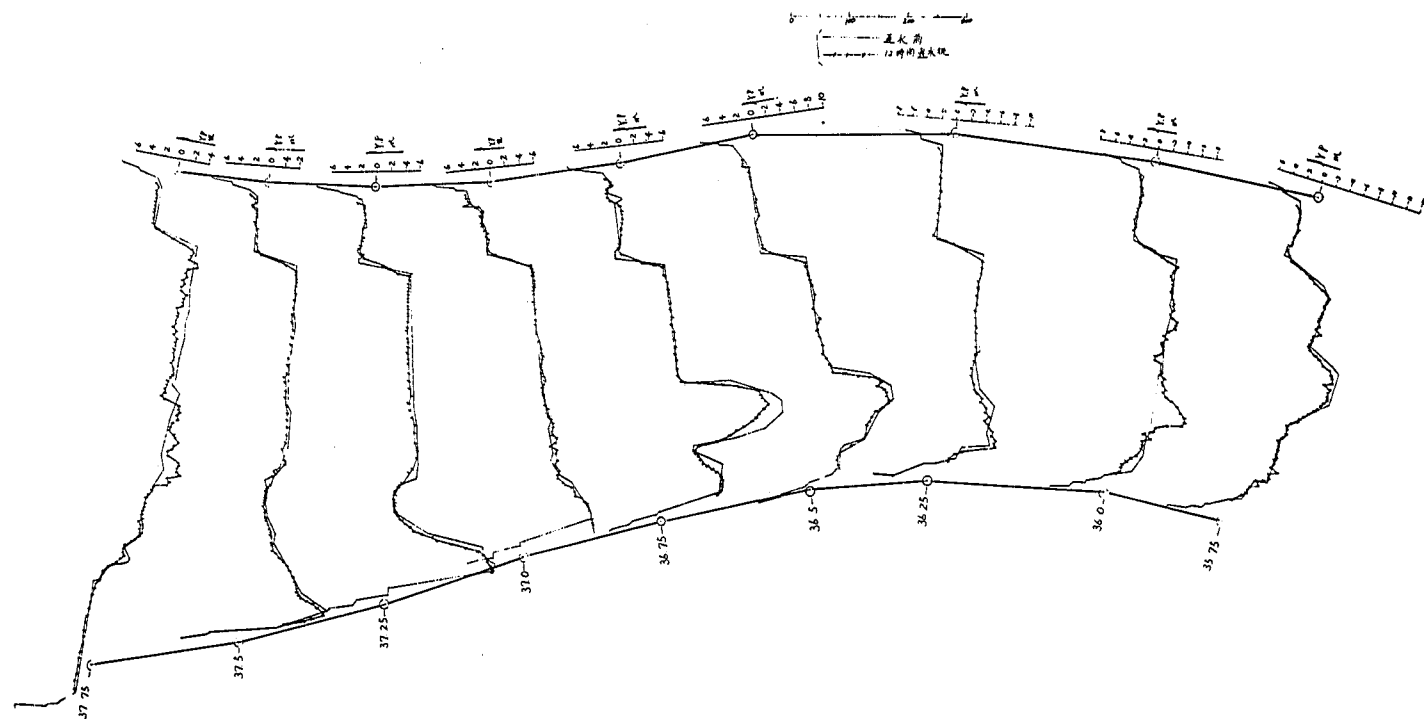
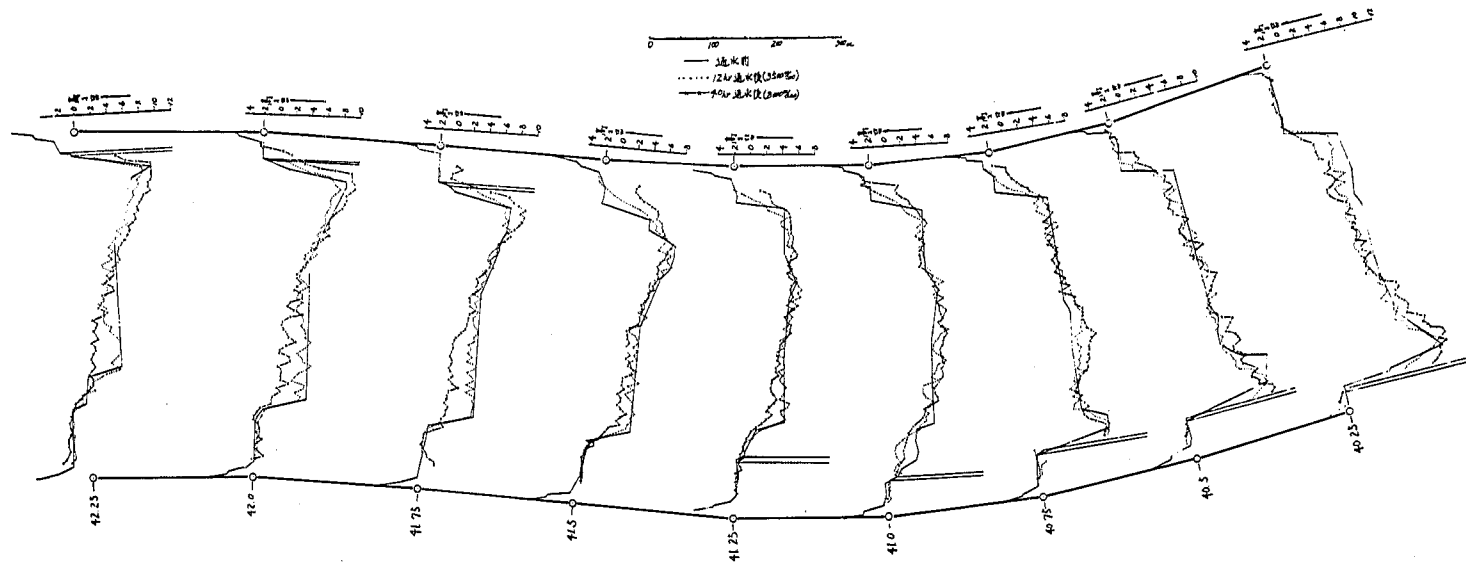


図-4.19.3 河床変動図(事務所計画河道+深掘れヶ所)本実験Ⅲ



図一 4.1 9. 4 河床変動図（事務所計画河道+深掘れヶ所）本実験Ⅳ



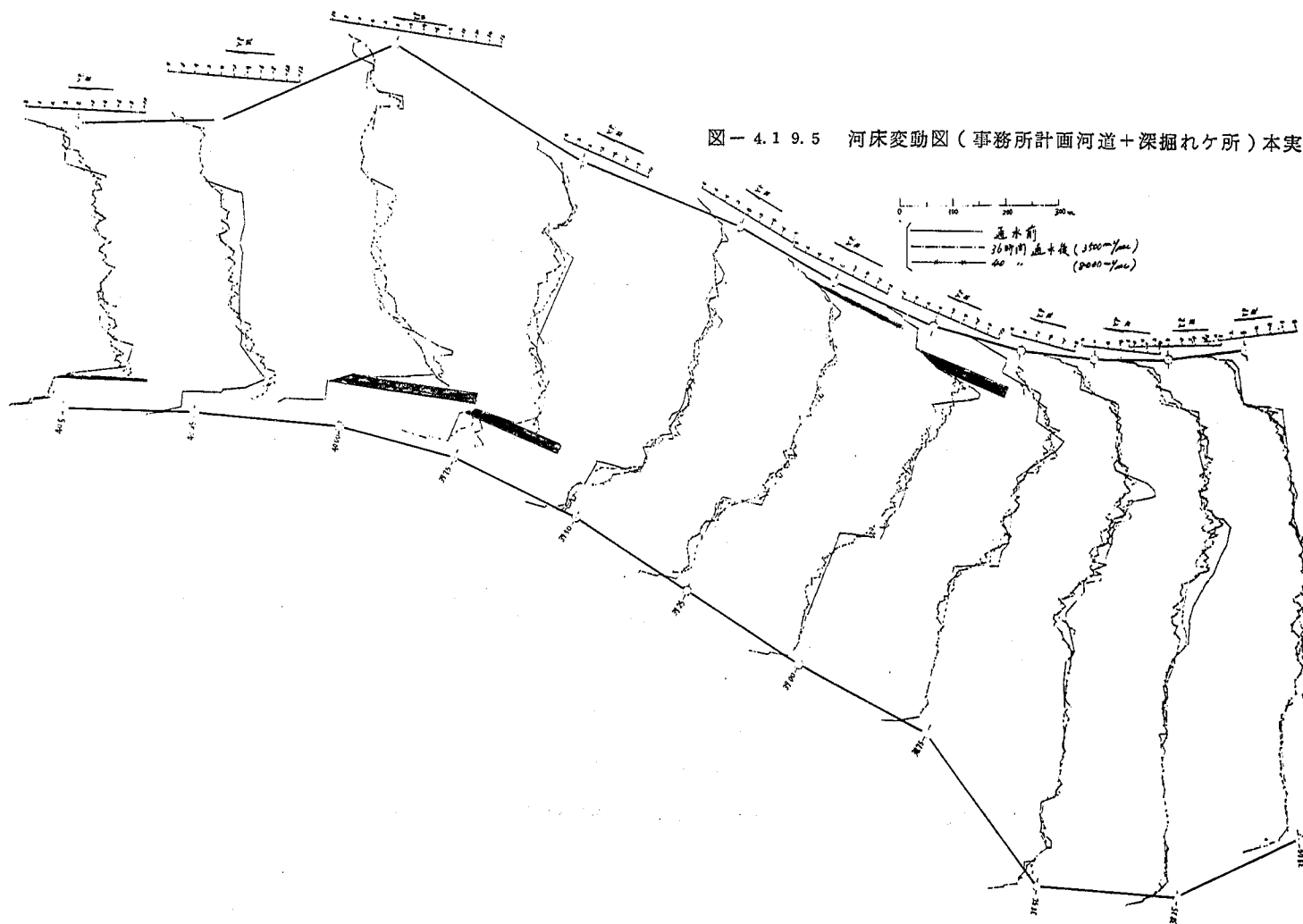
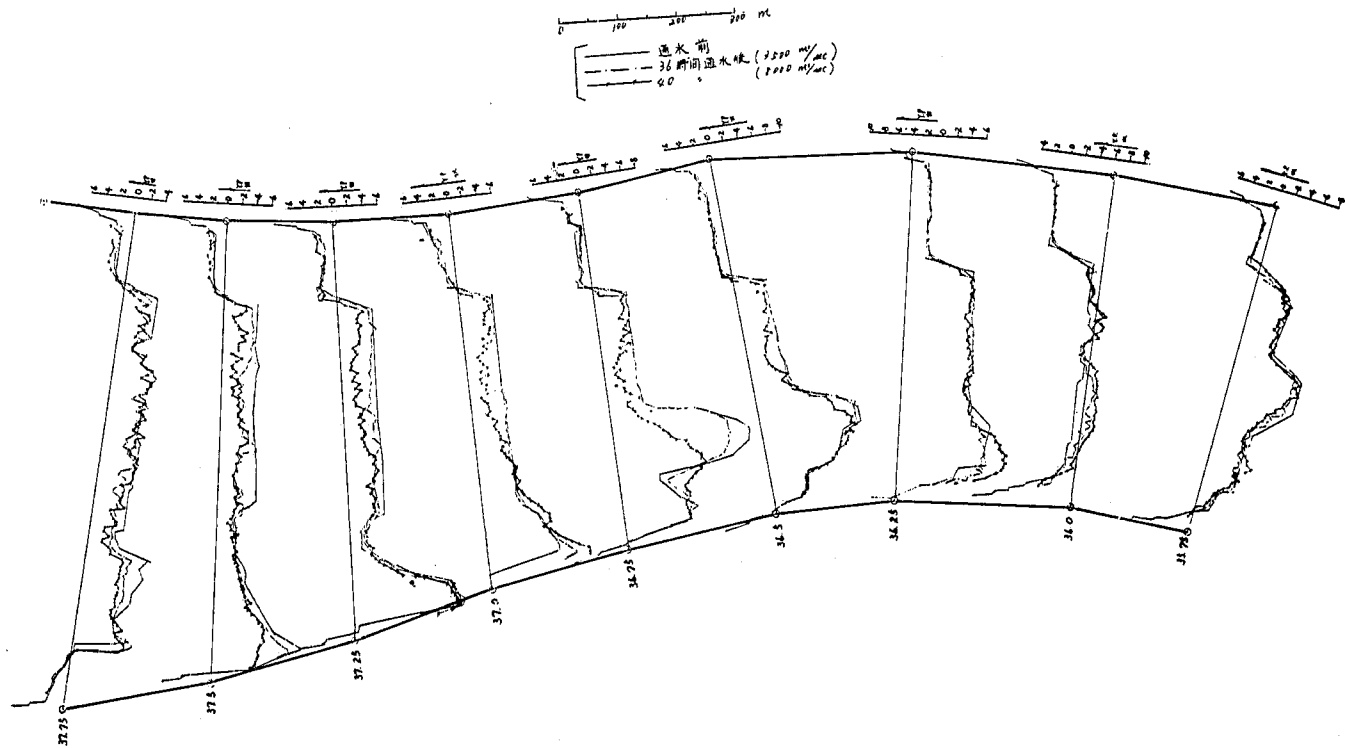
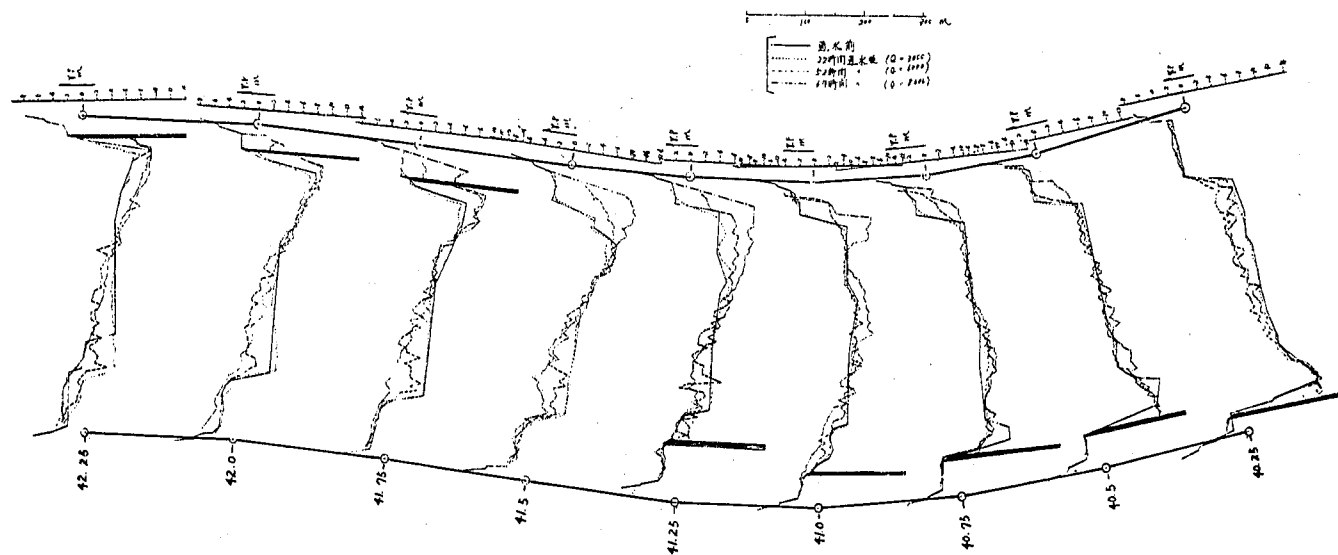


図-4.19.5 河床変動図(事務所計画河道+深掘れヶ所)本実験Ⅳ

図-4.19.6 河床変動図(事務所計画河道+深掘れヶ所)本実験Ⅳ



図一 4.1 9. 7 河床変動図（事務所計画河道＋深掘れヶ所）本実験 V



図一 4.1 9. 8 河床変動図（事務所計画河道+深掘れヶ所）本実験 V

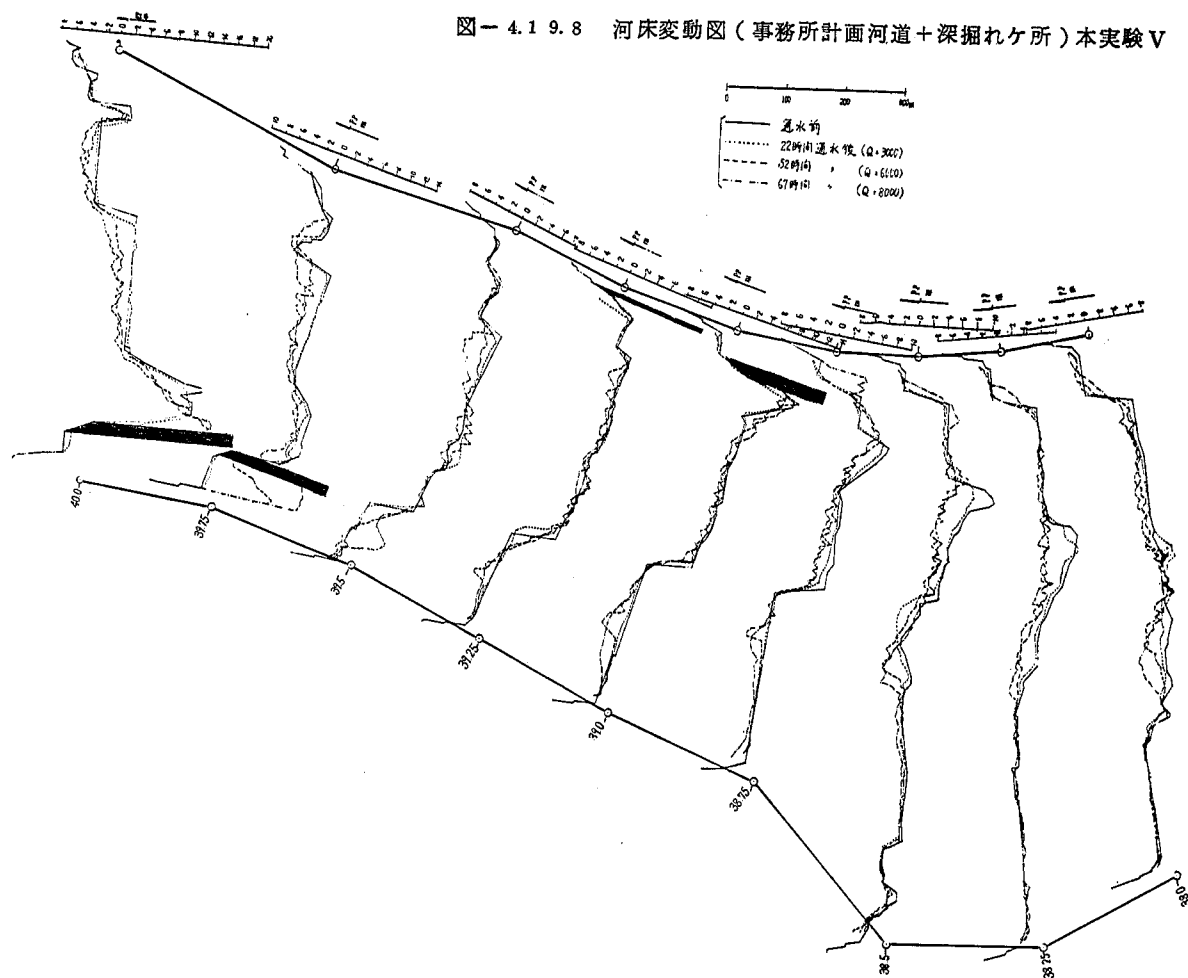


図-4.19.9 河床変動図(事務所計画河道+深掘れヶ所)本実験V

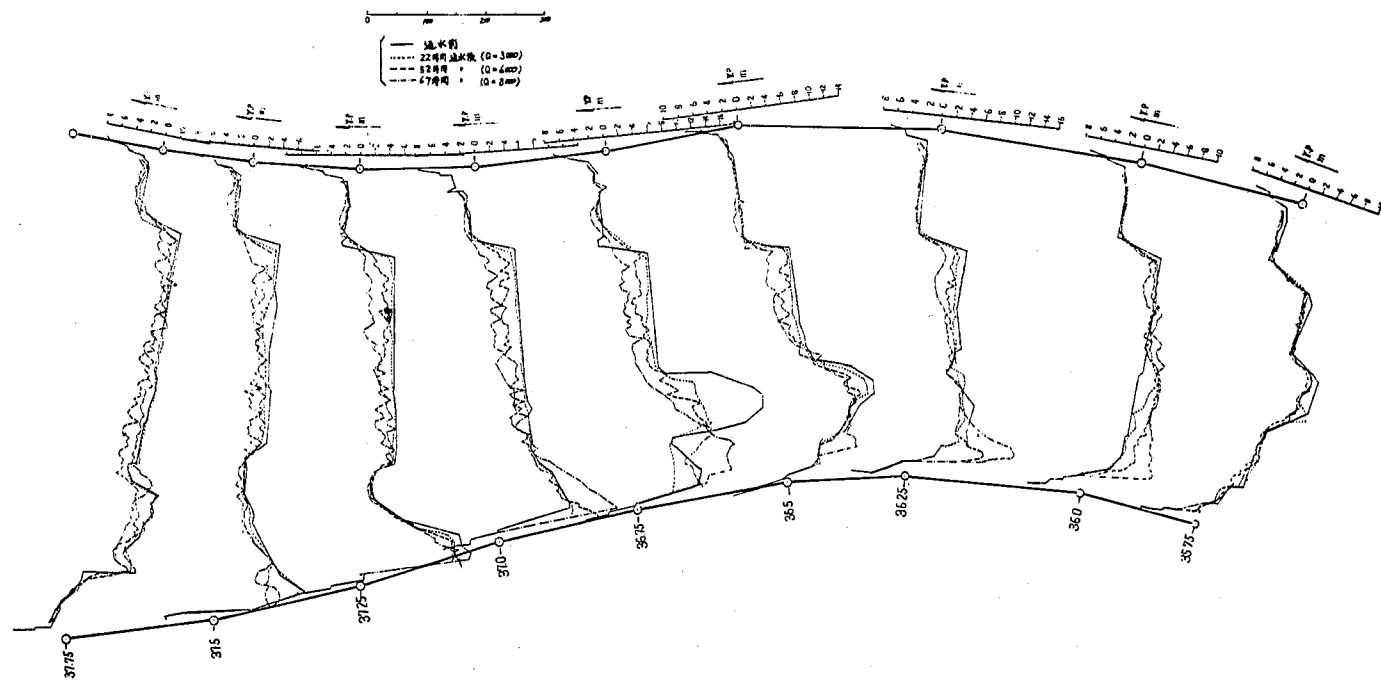
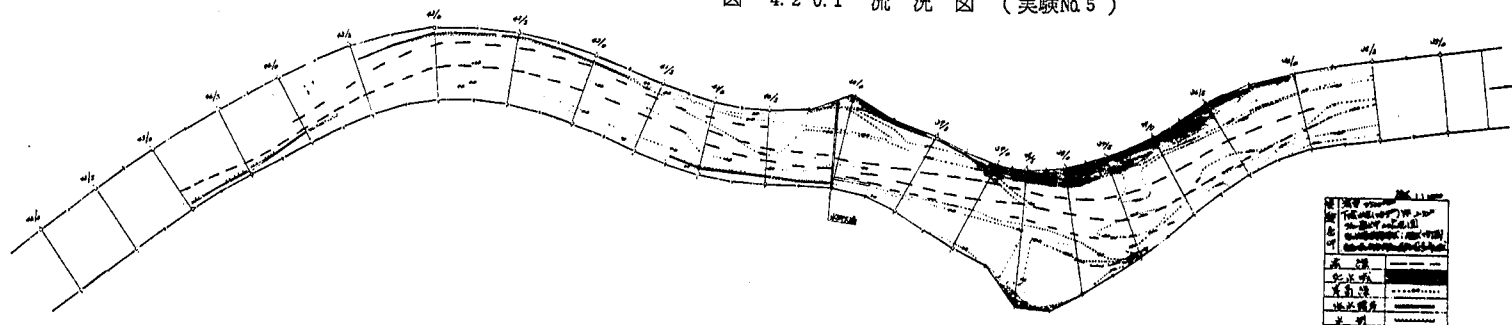
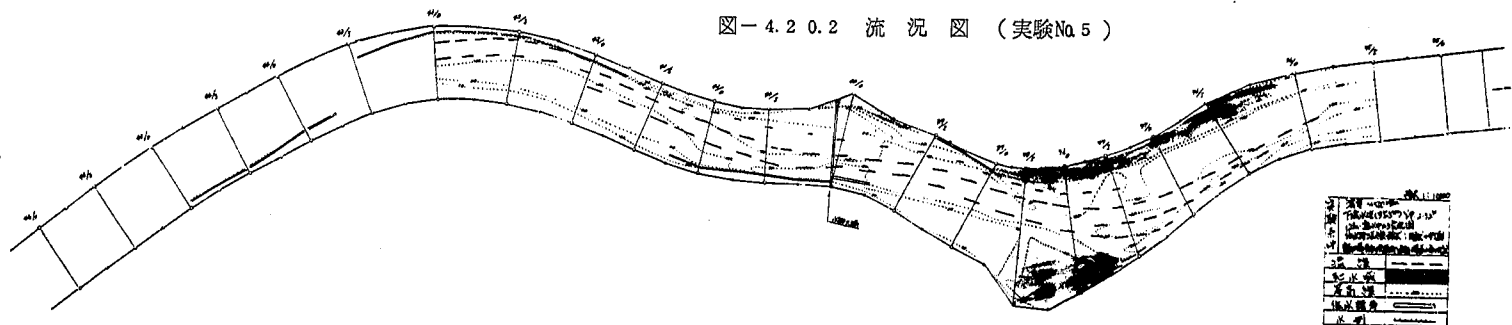


図-4.20.1 流況図 (実験No.5)



図一 4.2 0.2 流 況 図 (実験Na 5)



図一 4.2 0.3 流 況 図 (実験No.5)

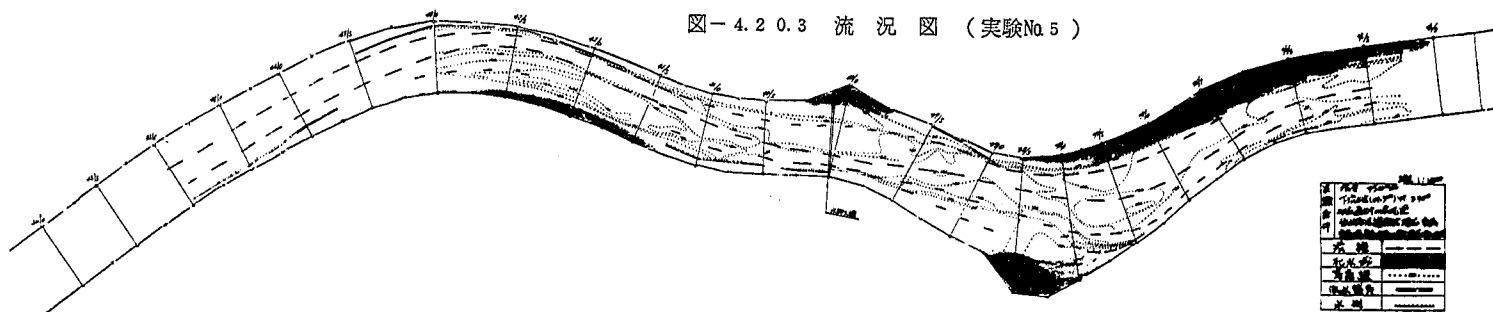


図-4.2 0.4 河床変動平面図(実験No.6)

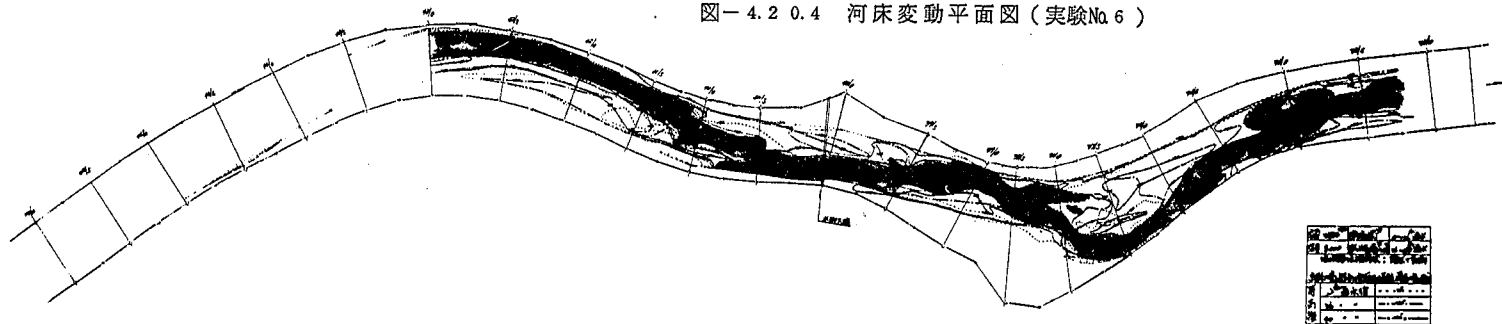


図-4.2 0.5 流速ベクトル線図および流況図

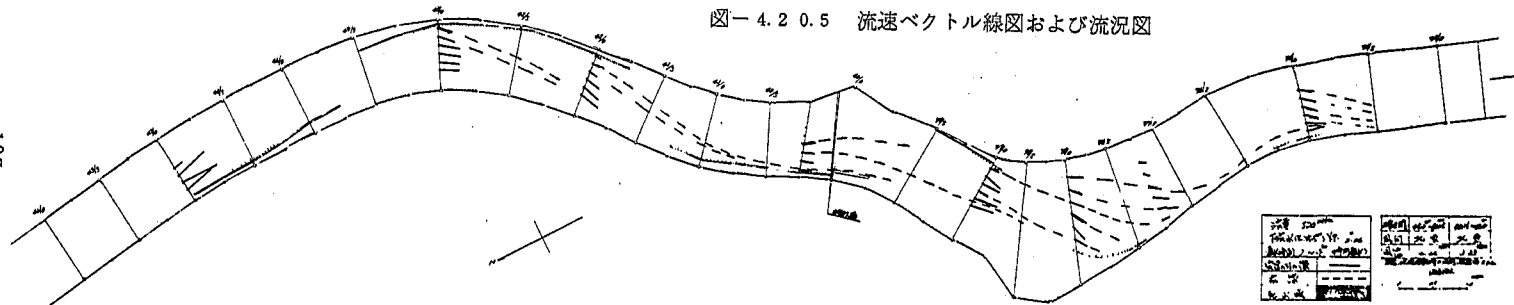


図-4.2 0.6 流速ベクトル線図および流況図

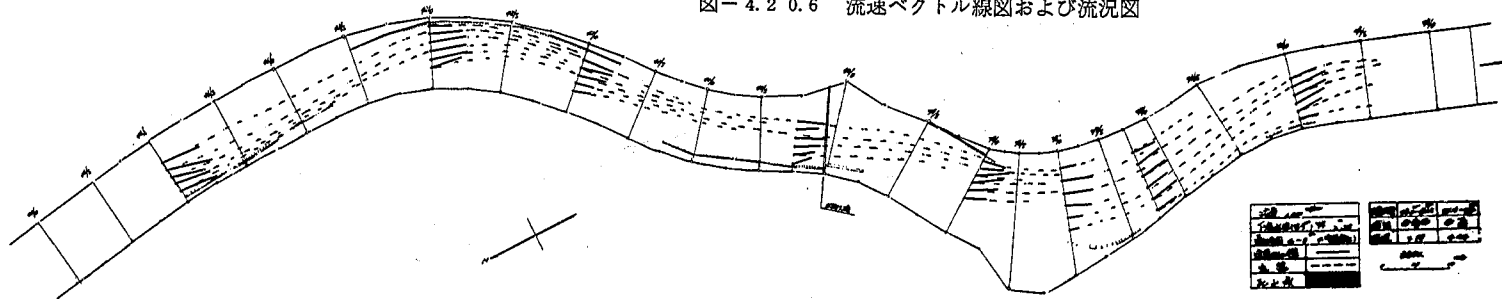


図-4.2.0.7 流速ベクトル線図および流況図

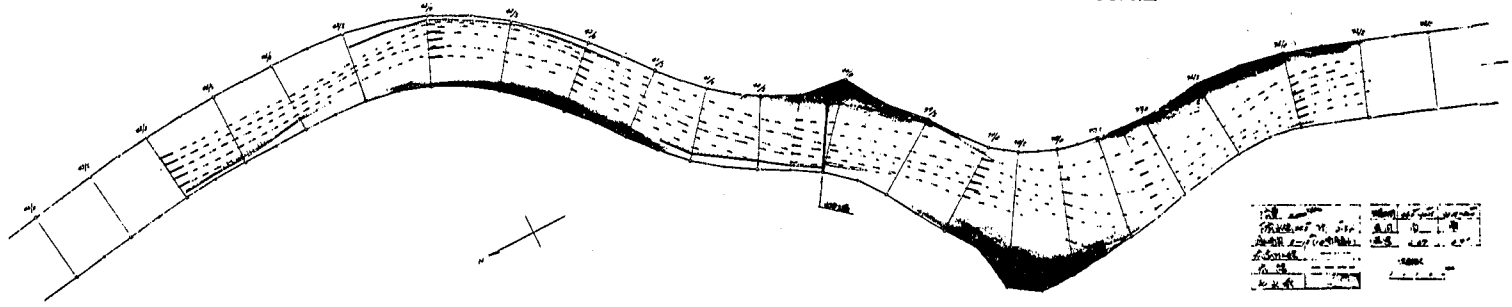


図-4.2.0.8 流速ベクトル線図および流況図

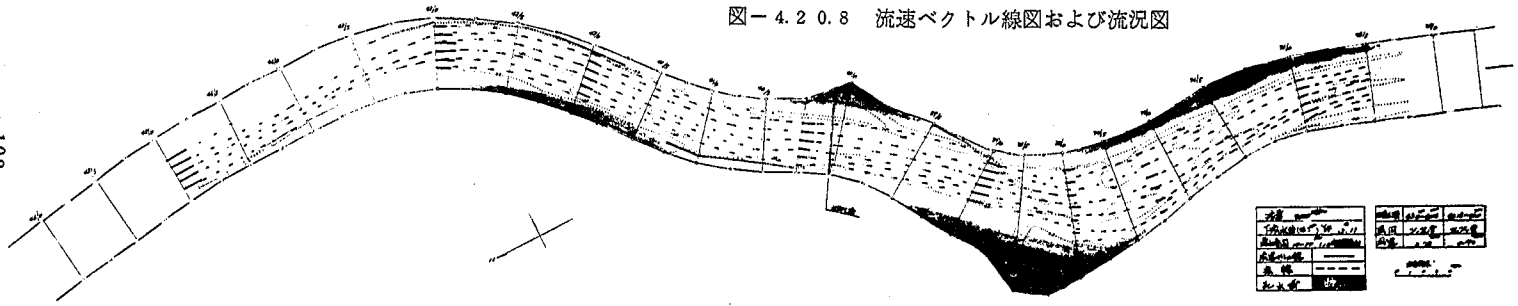


図-4.2.0.9 流速ベクトル線図および流況図

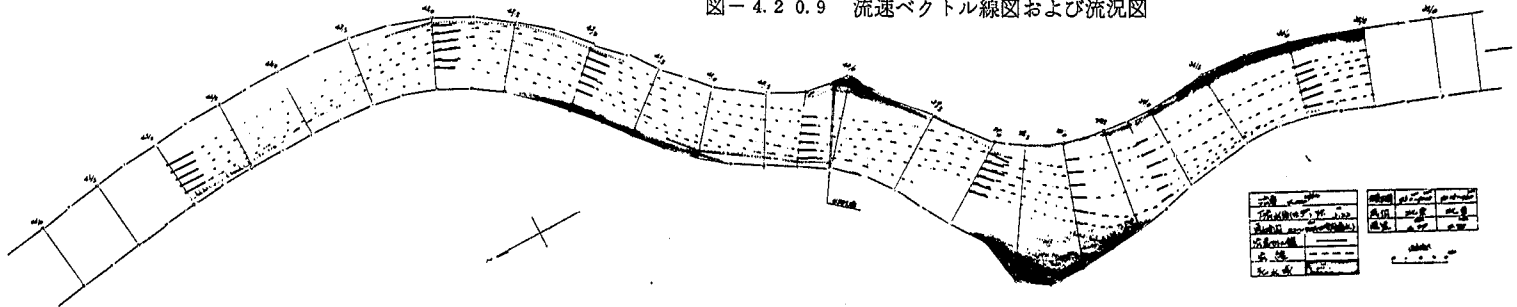


図-4.2.0.10 流速ベクトル線図および流況図

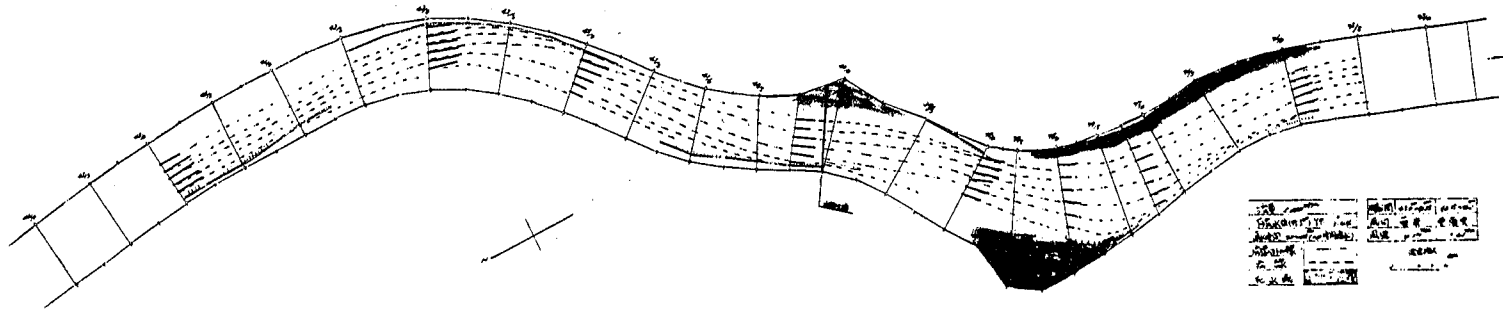


図-4.2.0.11 流速ベクトル線図および流況図

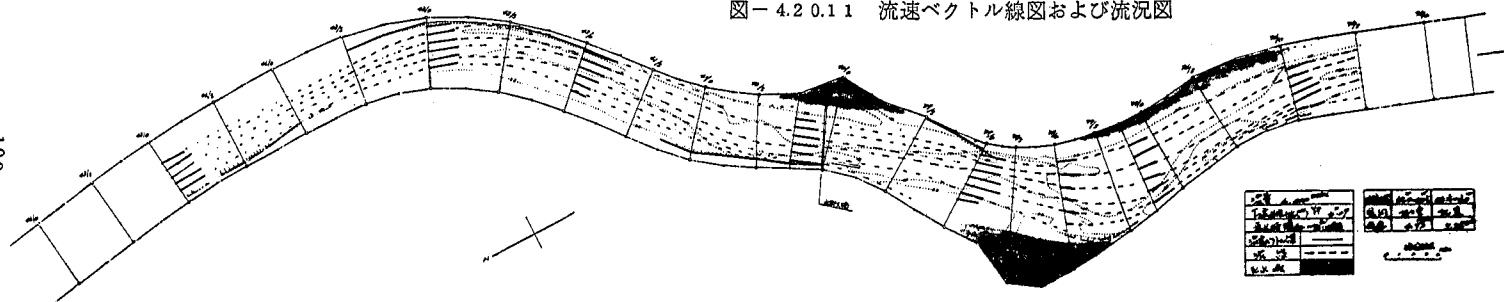


図-4.2.0.12 流速ベクトル線図および流況図

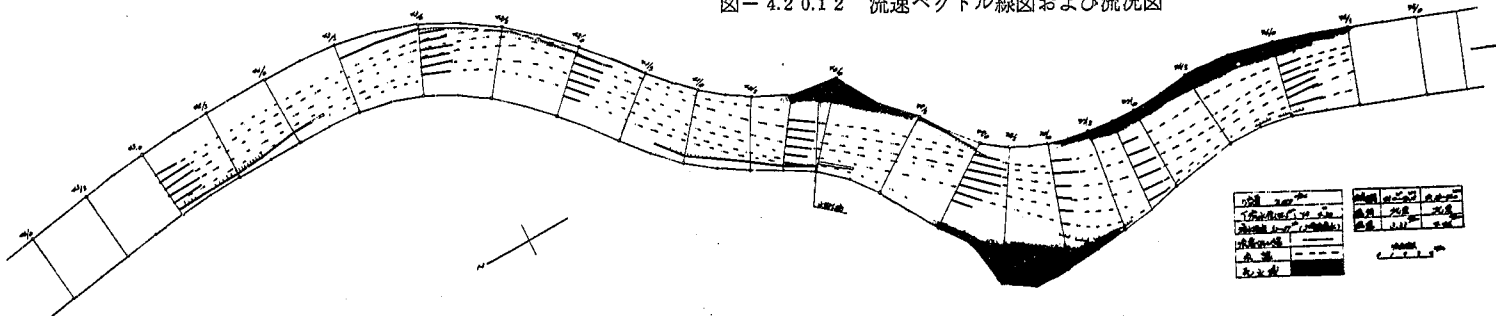
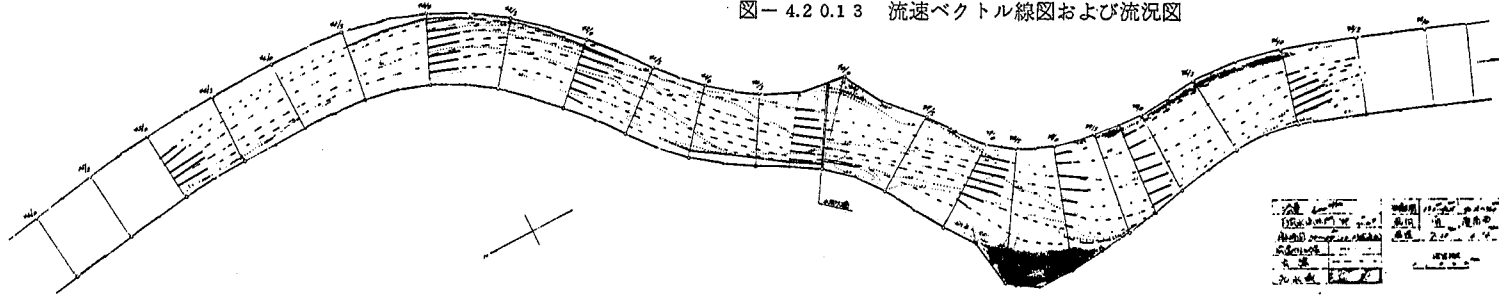


図-4.2.0.13 流速ベクトル線図および流況図



水位数値表

図-4.3.0 水位縦断面図(本実験VI)

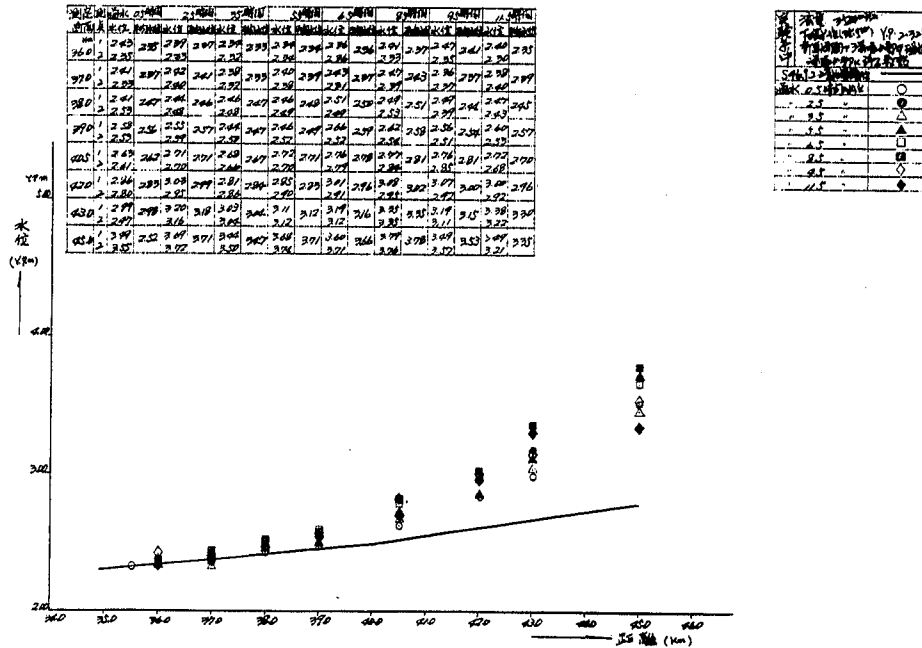


図-4.3.1.1 河床変動図（事務所計画河道+深掘れヶ所）本実験Ⅵ

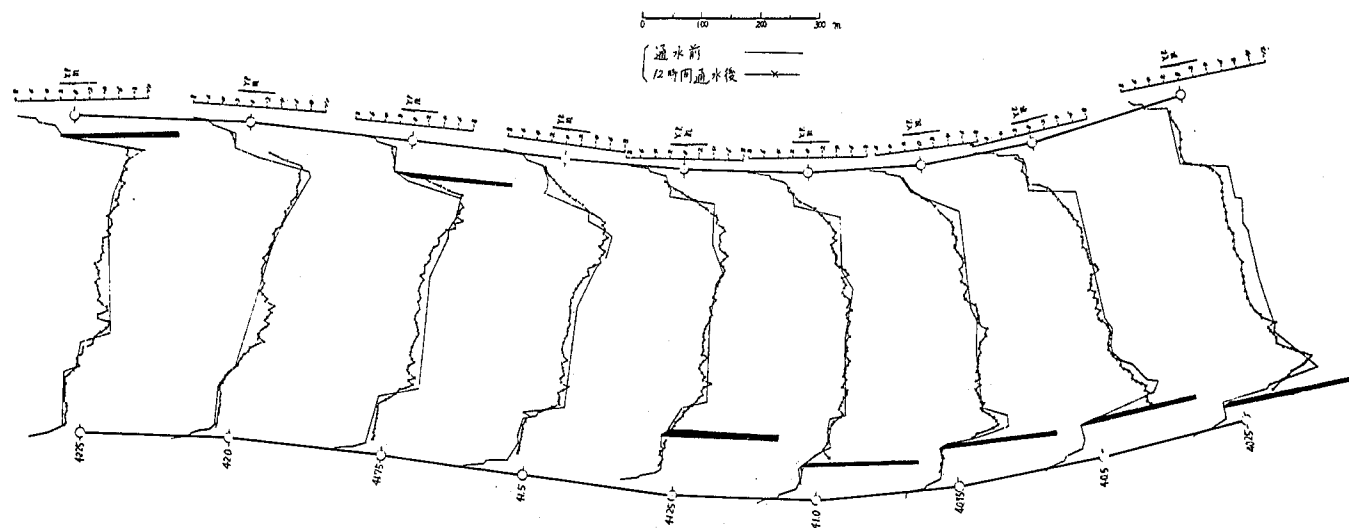


図-4.3.1.2 河床変動図（事務所計画河道+深掘れヶ所）本実験Ⅵ

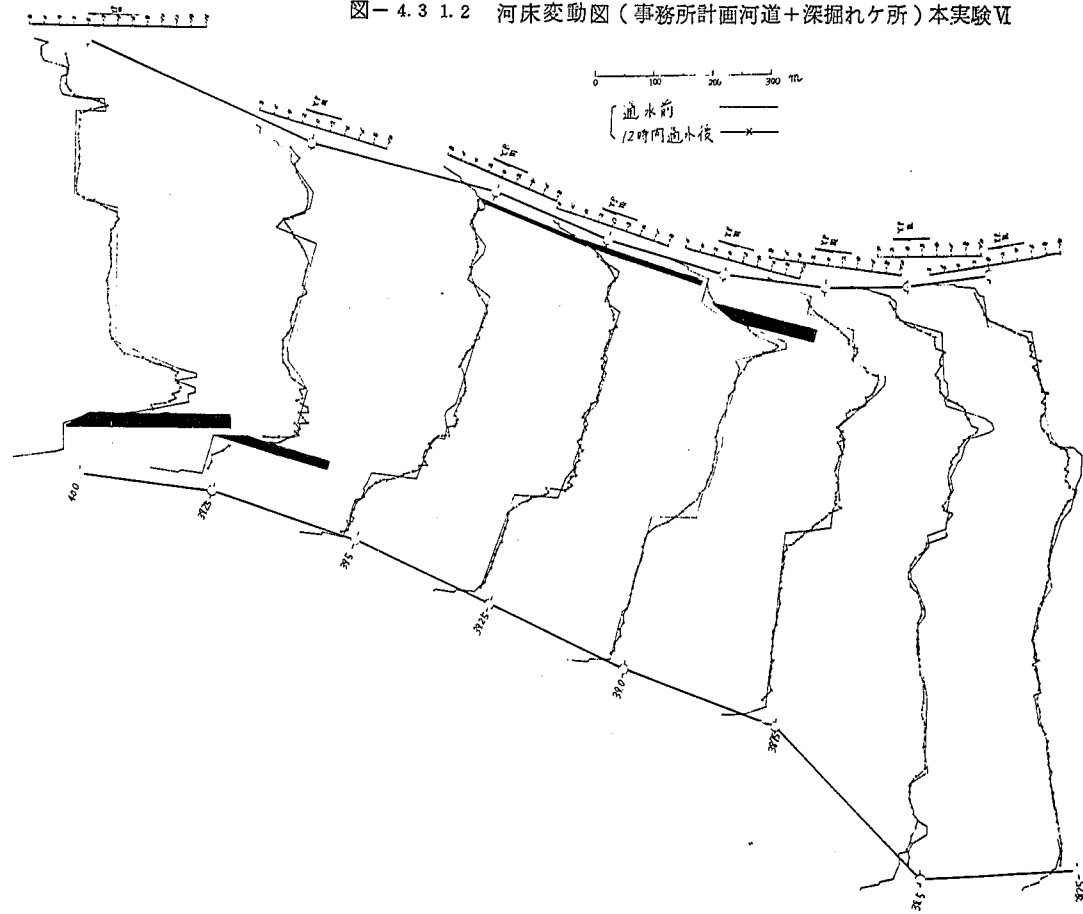


図-4.3 1.3 河床変動図(事務所計画河道+深掘れヶ所)本実験Ⅶ

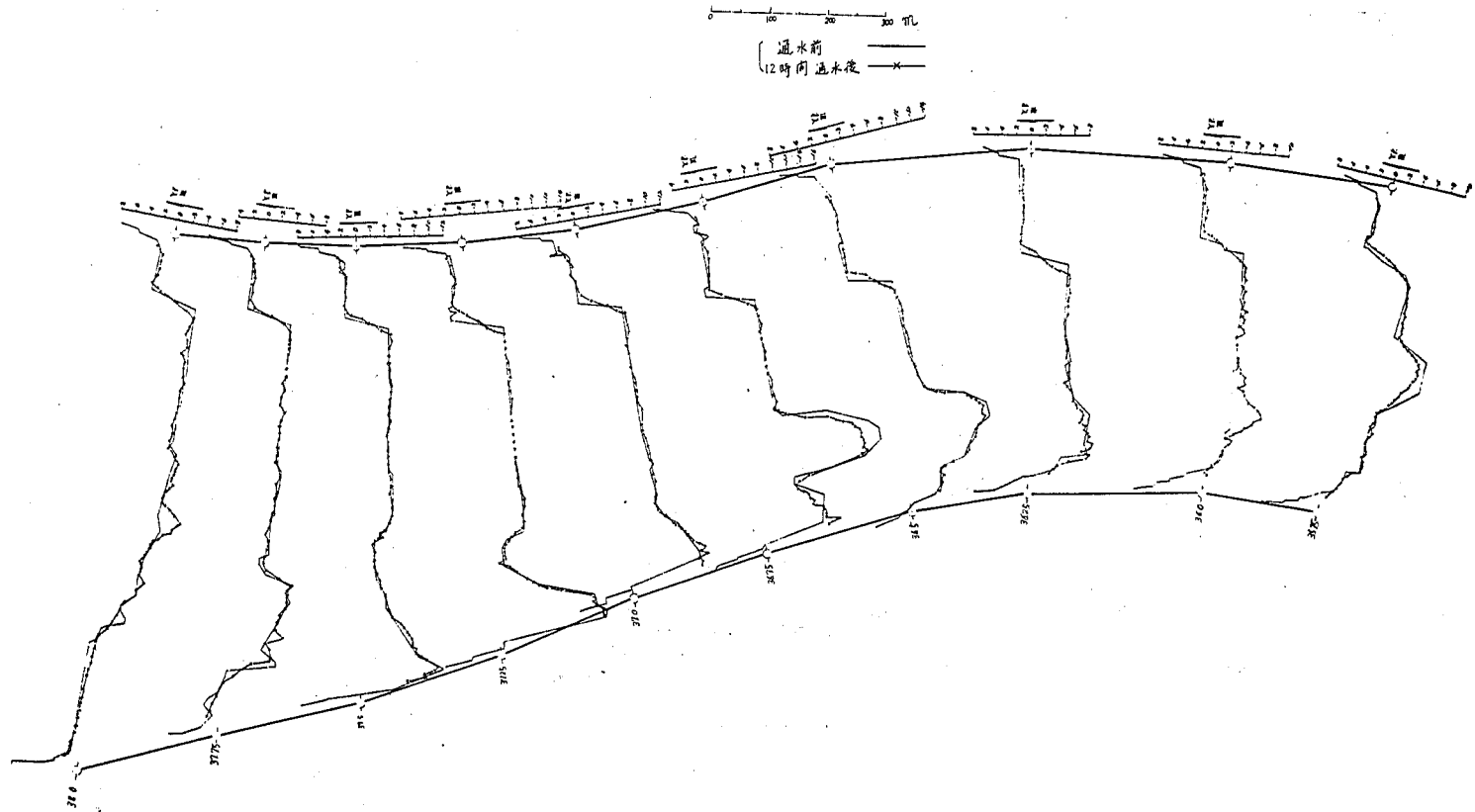
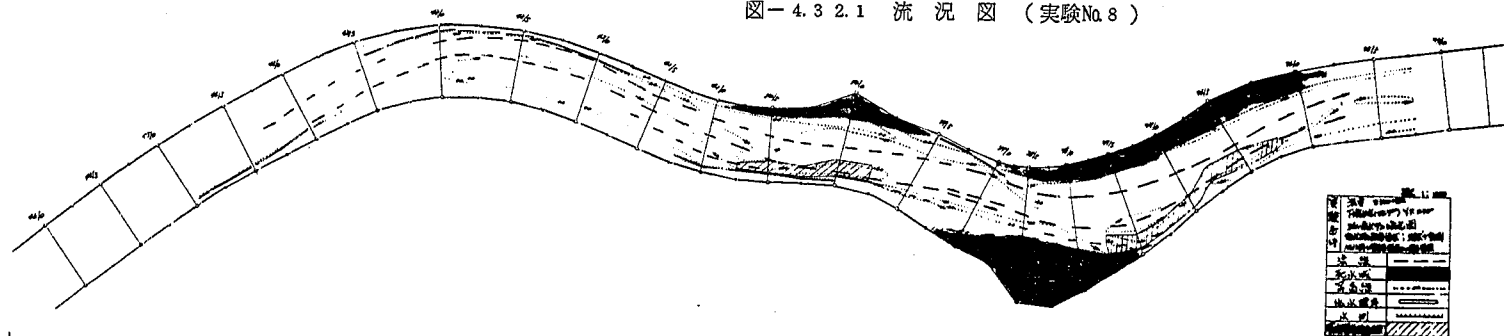
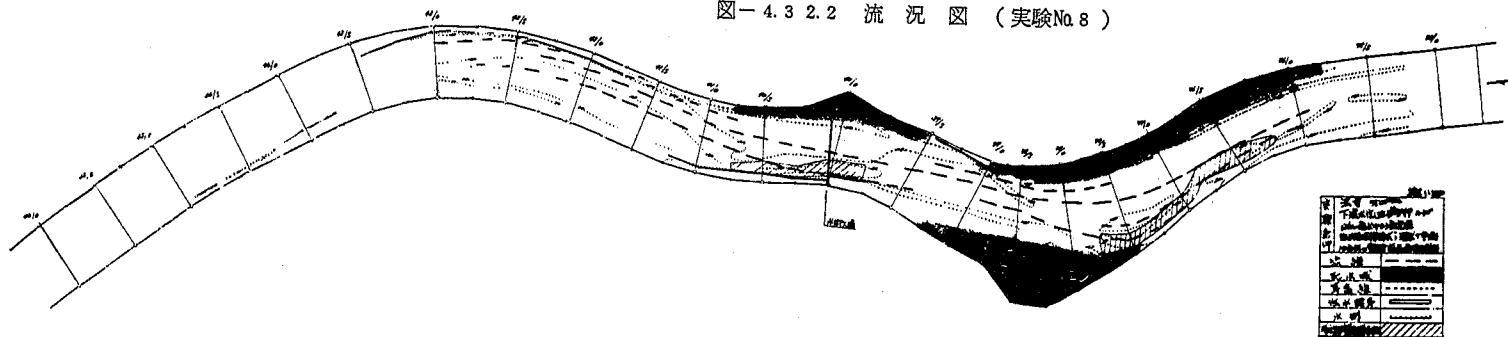


图-4.3 2.1 流 況 図 (実験No.8)



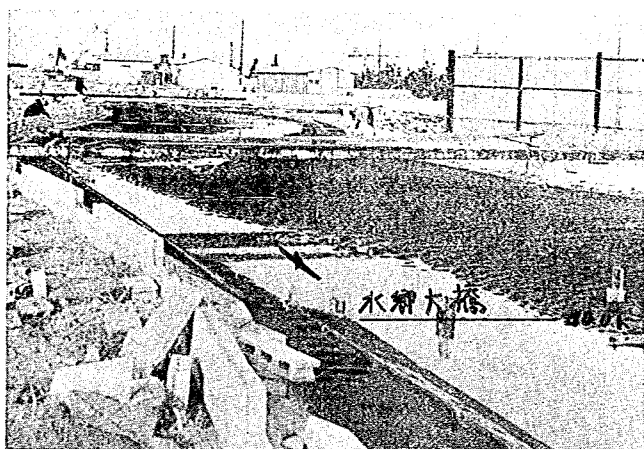
-114-

图-4.3 2.2 流 況 図 (実験No.8)

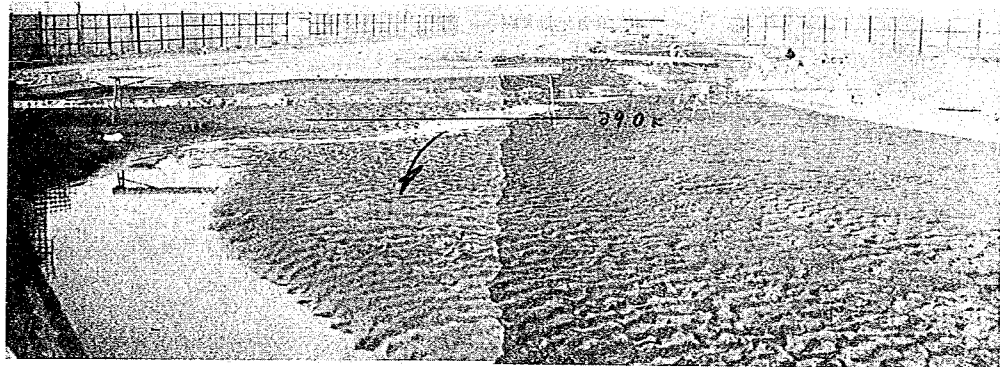


写 真 集

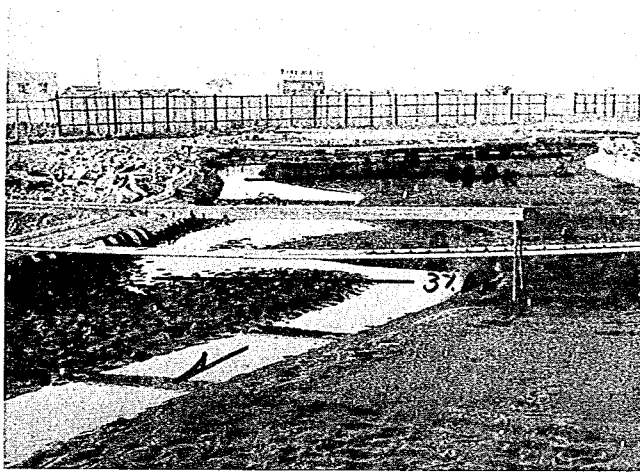
写真 — 1



写真—1.1 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 9hr 通水後



写真—1.2 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 9hr 通水後



写真一 1.3 $3,500 m^3/sec$ 9 hr 通水後

写真 一 2

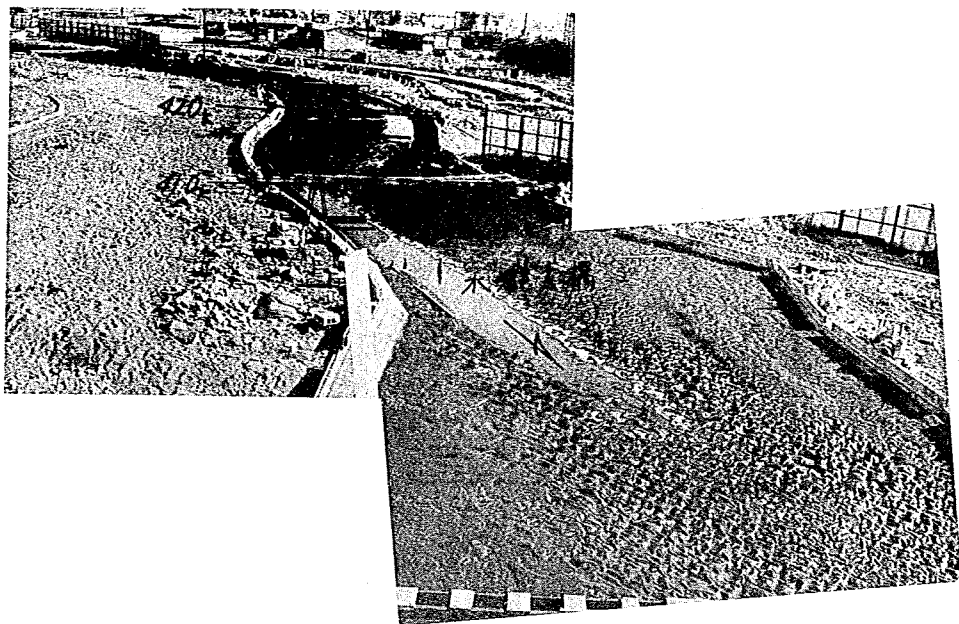
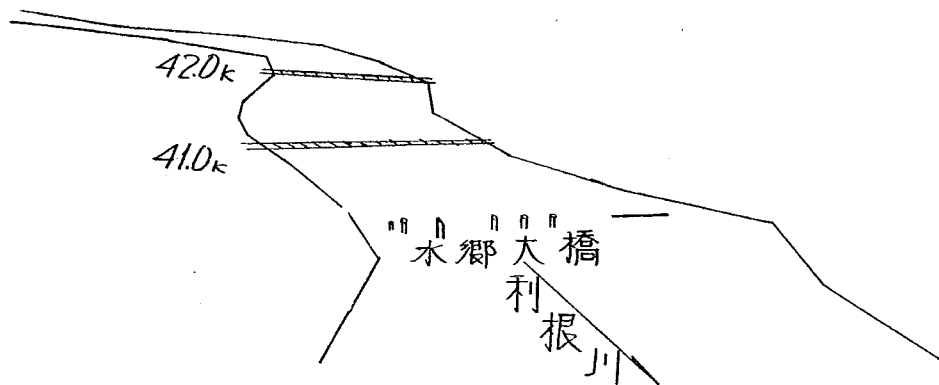
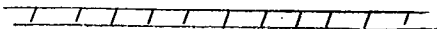


写真-2.1 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 9hr 通水後



39.0k 

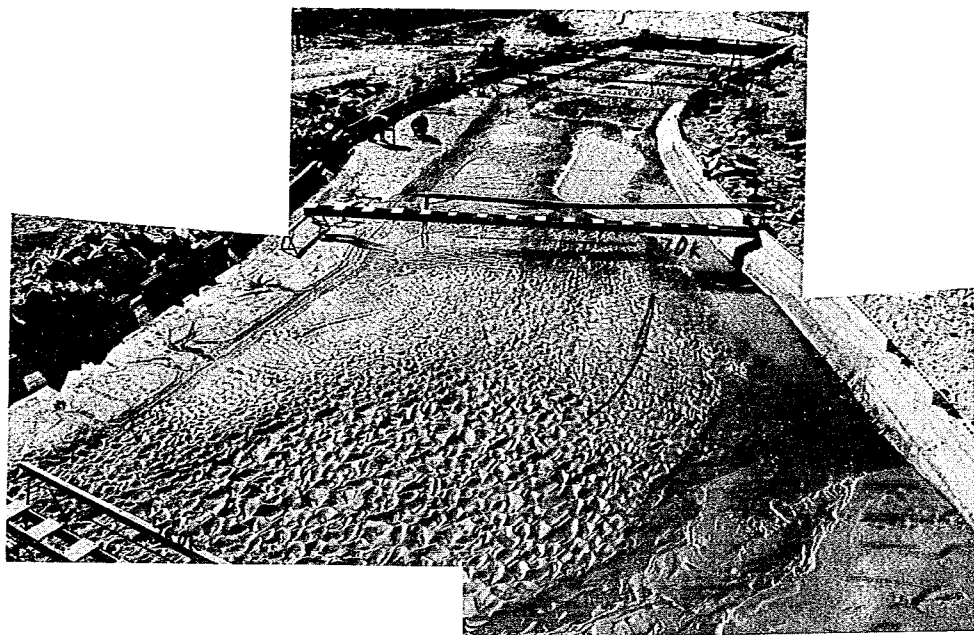
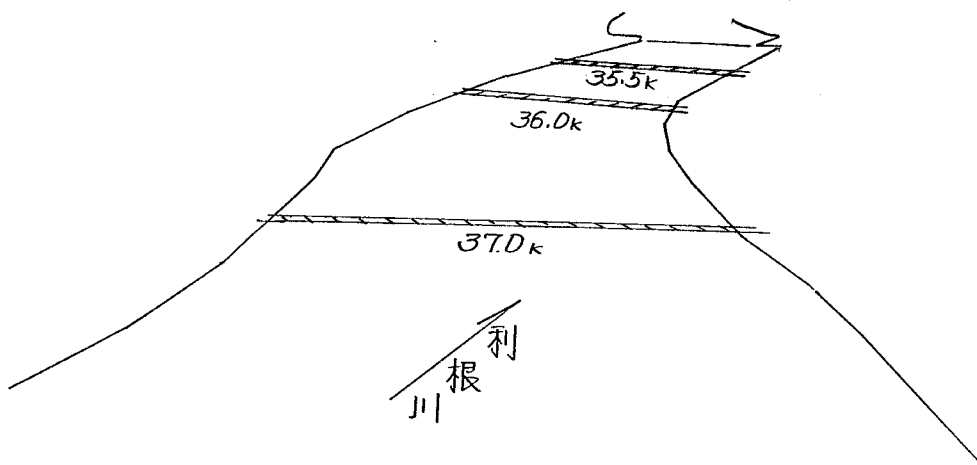
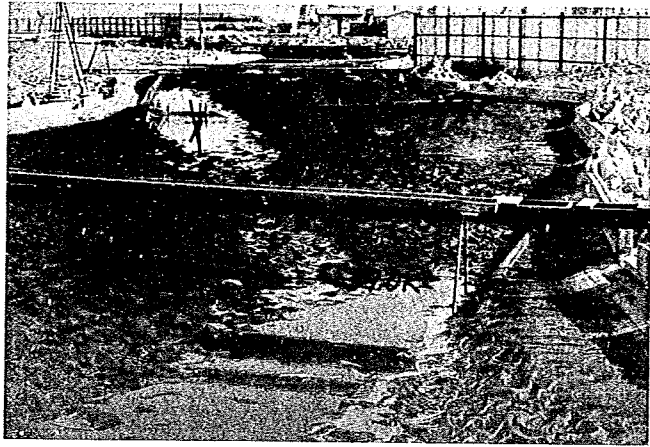


写真-2.2 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 11hr 通水後

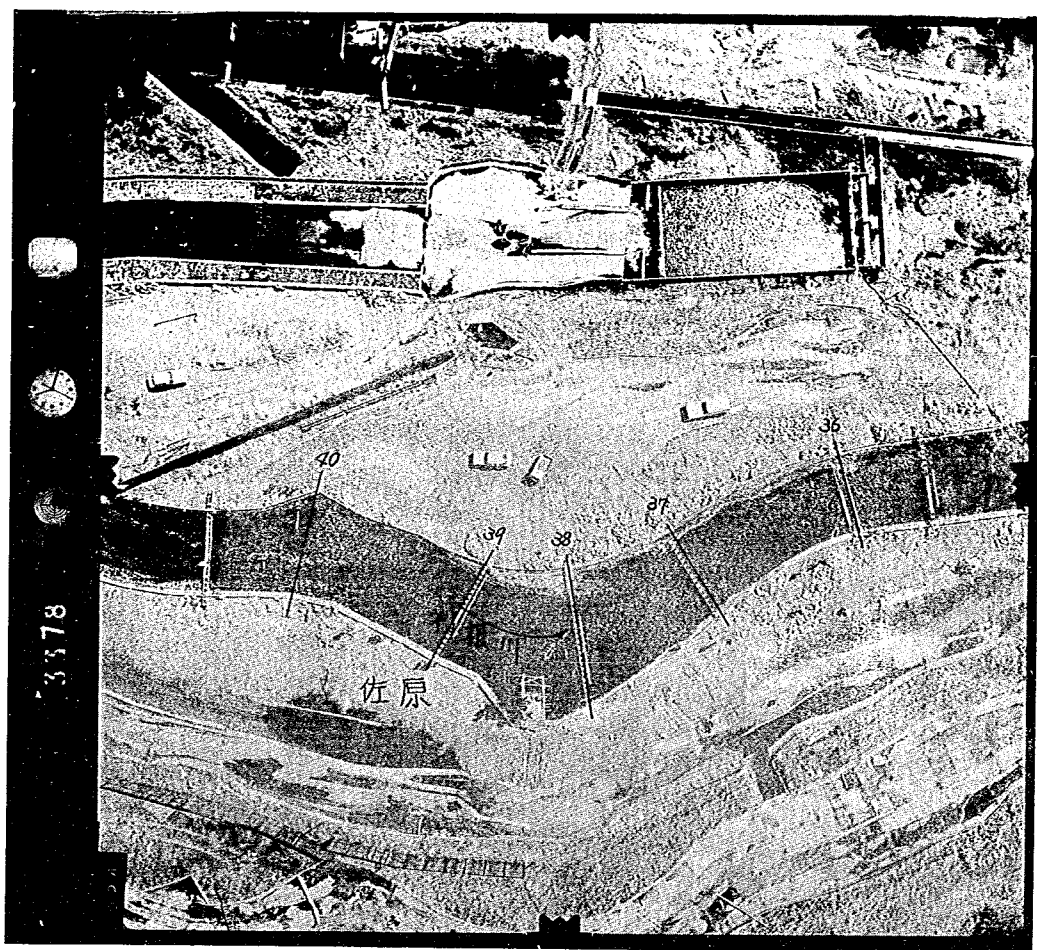




写真—2.3 $3,500\text{ m}^3/\text{sec}$ 11hr 通水後

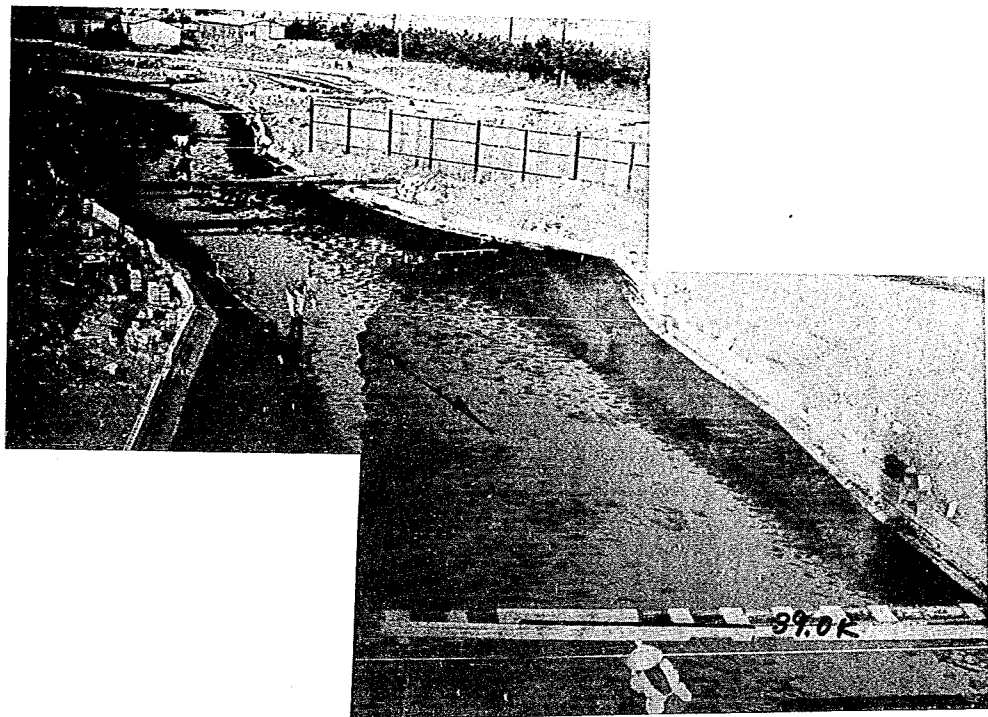


写真—2.4 実験航空写真

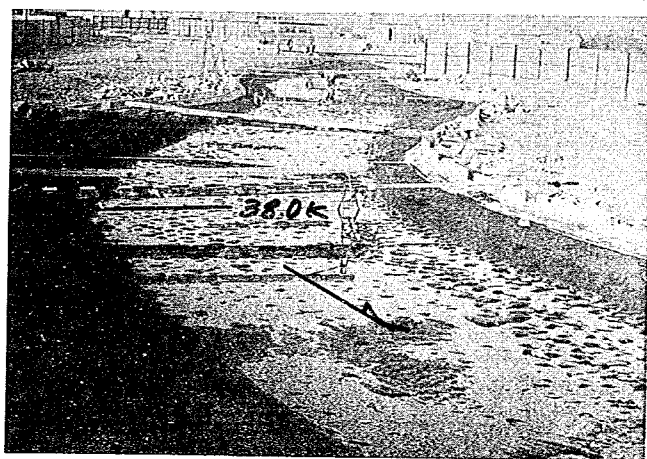


写真一 2.5 実験航空写真

写 真 一 3



写真一 3.1 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後

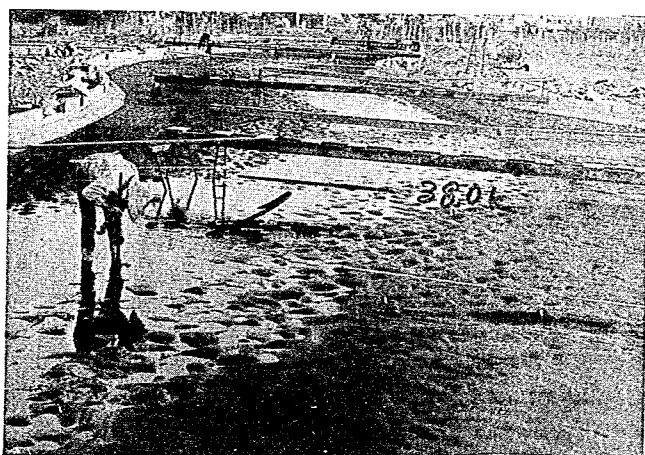


写真一 3.2 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後

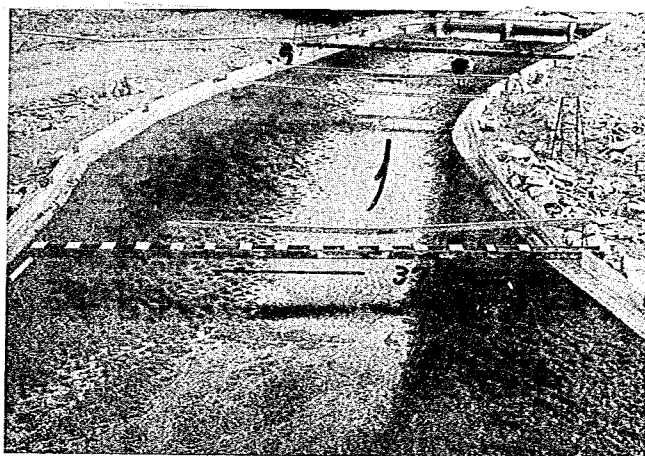
写 真 一 4



写真一 4.1 $5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$
12hr 通水後

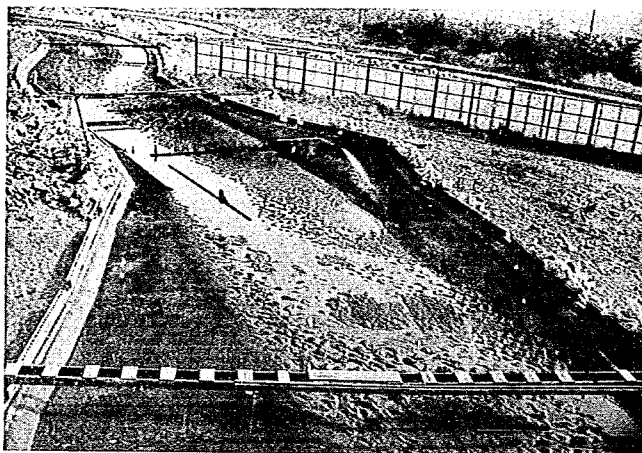


写真一 4.2 $5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$
12hr 通水後



写真一 4.3 $5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後

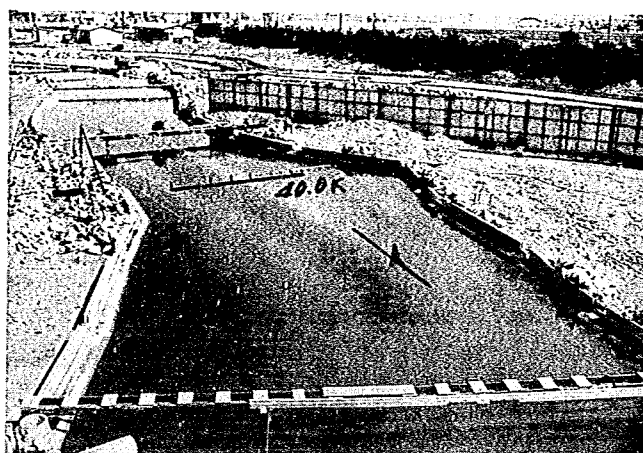
写 真 — 5



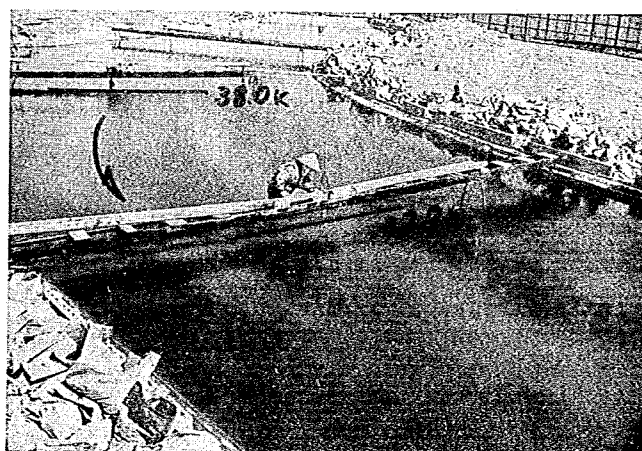
写真— 5.1 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後



写真— 5.2 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後



写真一 5.3 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水中

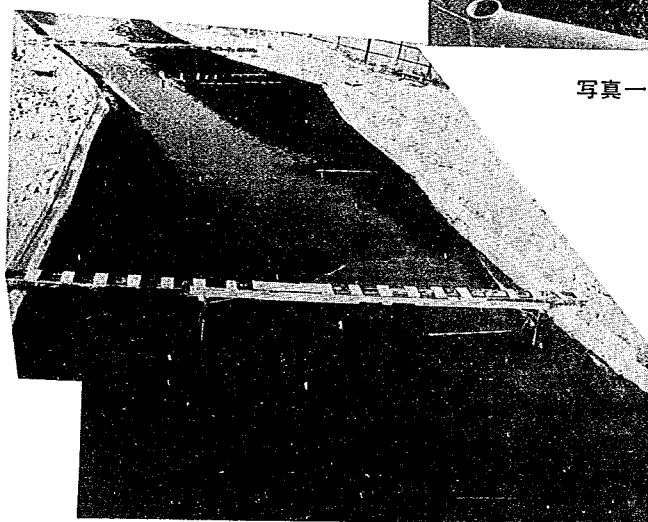


写真一 5.4 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水中

写 真 一 6



写真一6.1 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 36hr
8,000 " 4hr
通 水 後

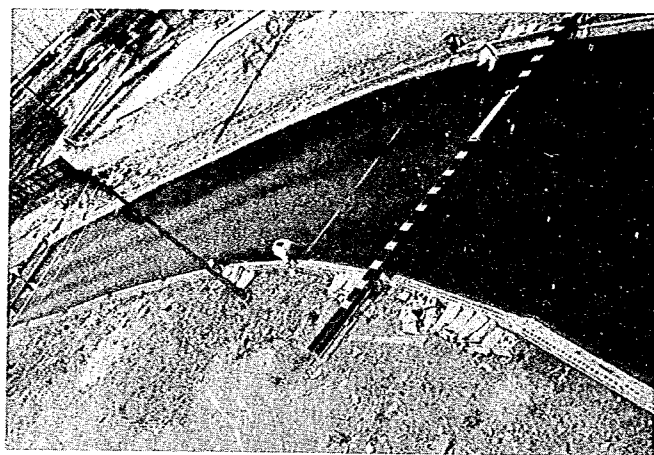


写真一6.2 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 36hr
8,000 " 4hr
通 水 後

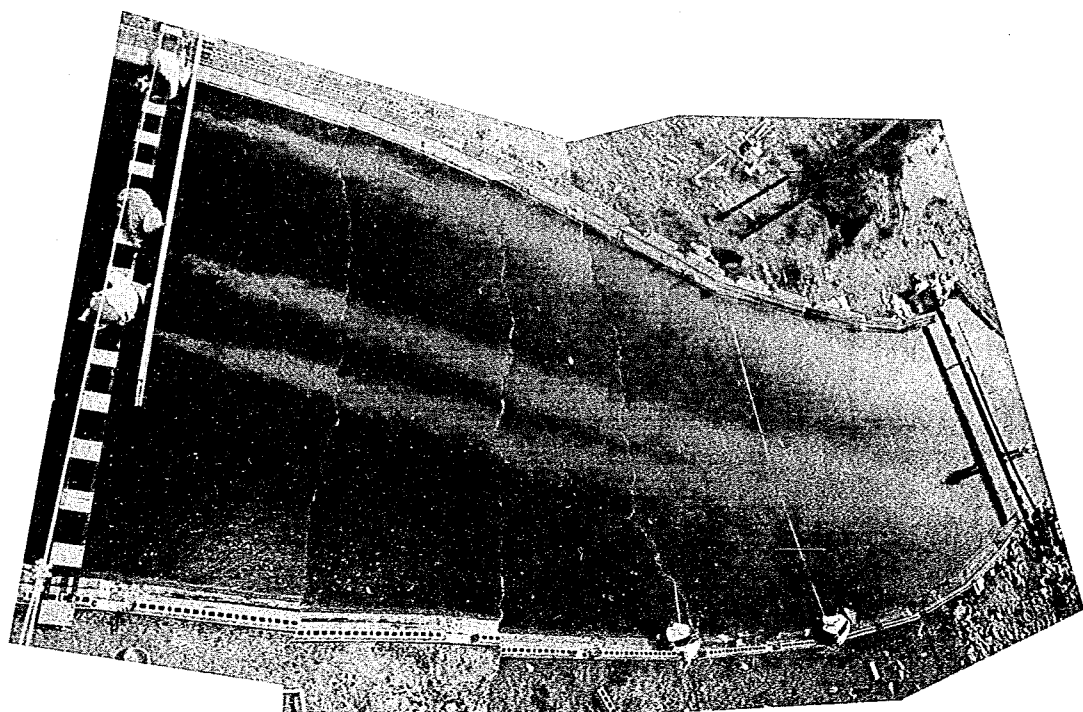


写真一6.3 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 36hr
8,000 " 4hr
通 水 後

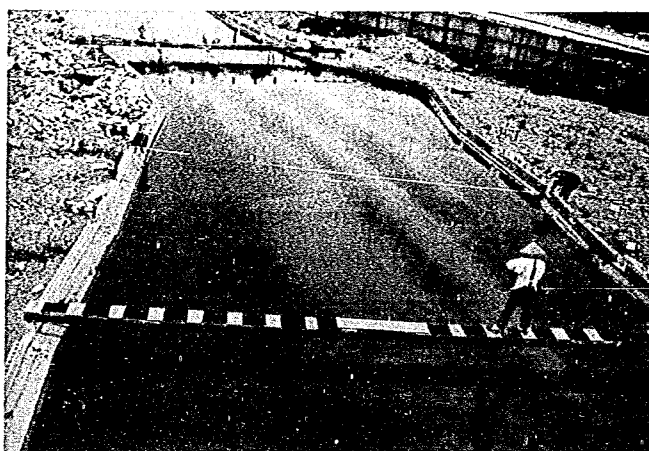
写 真 — 7



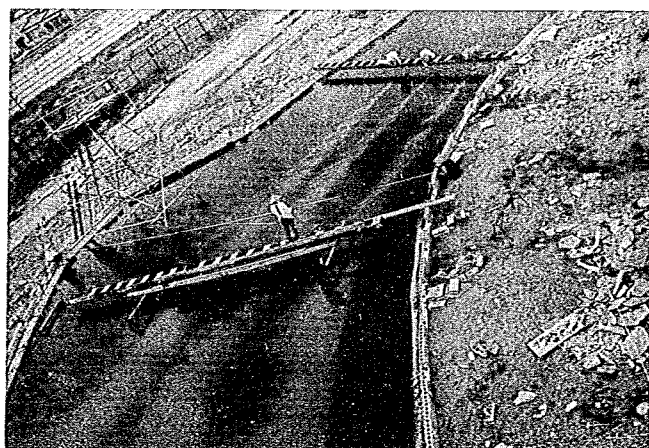
写真—7.1 $4,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 通水中



写真—7.2 $4,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 通水中

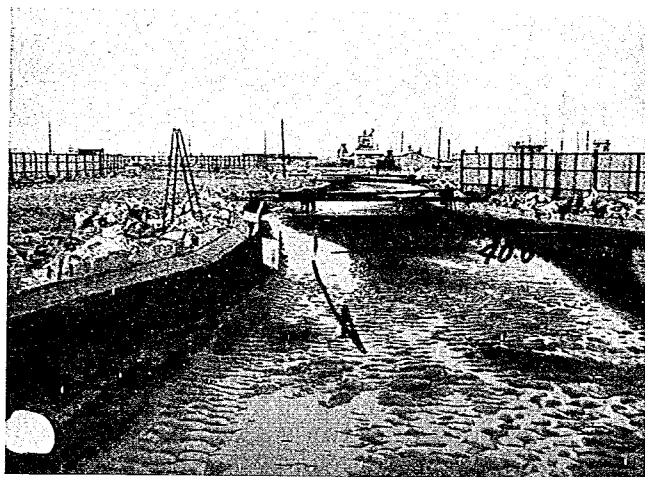


写真一 7.3 $4,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 通水中



写真一 7.4 $4,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 通水中

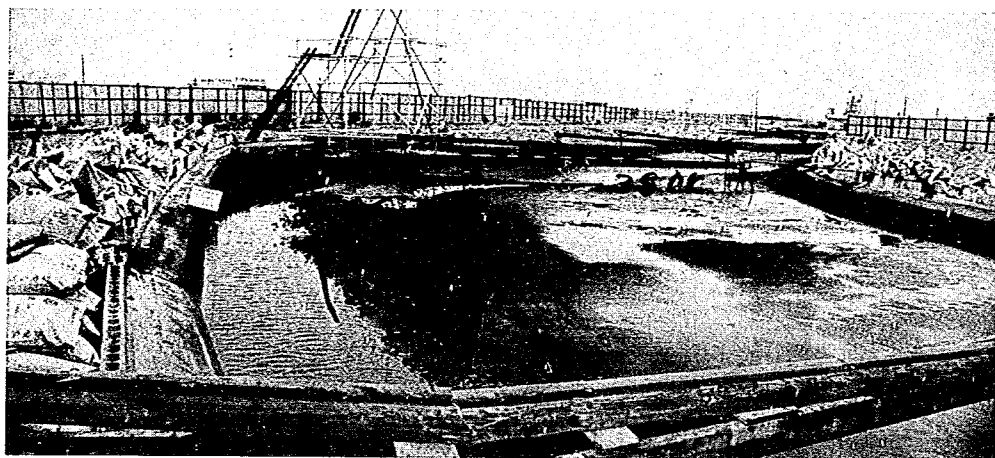
写 真 一 8



写真一8.1 $3,500\text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後



写真一8.2 $3,500\text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後



写真一 8.3 $3,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 12hr 通水後

