建設省土木研究所
48.3.16
図書室

土木研究所資料

第 786 号

信濃川長岡地区河道計画模型実験報告書

（その 1）

―計画低水路法線の検討―

昭和 47 年 12 月

建設省 土木研究所
鹿島試験所

須賀堯三
浜谷武治

土木研究所資料 第七八六号 信濃川長岡地区河道計画模型実験報告書（その一） ―計画低水路法線の検討― 昭和四十七年十二月 建設省土木研究所

信濃川長岡地区河道計画模型実験(その1)

誤植訂正

	誤	正
P 13	模型実験の粗度実験の粗度が	模型実験の粗度が
P 20	平均粒径のみみでは	平均粒径のみでは
P 44	(本実験 Ⅱ)	(本実験 Ⅲ)
〃	(本実験 Ⅲ)	(本実験 Ⅱ)
P 58	Ber	Bar
P152~158	Bor	Bar

序　　章

信濃川は遠く長野県にその源を発し，流域面積12262km²，幹線延長369kmを有す我が国有数の大河川である。

この信濃川の長岡地区は，長岡市をひかえた重要地区であるが，乱流が激しく各部に水衝部ができている。特に水梨・長岡・蔵王では激しい水衝部が存在し，水制の破損・護岸根固めの損傷等があり危険な状態にある。そのうえ，この地区の危険性は年々強まり，治水上の安全性を高めるため，何らかの対策が早急に必要とされている。

また，この地区は都市河川区域で，河道整備事業等による河川敷の高度利用が要求されるようになってきた。たとえば，長岡市において蔵王橋付近の河川敷にスポーツ公園を設置し，また近い将来には，長生橋・長岡大橋付近に河川公園の設置が計画されている。

以上のように，治水上および河川敷利用上の目的をもって計画された長岡地区の河道計画に対し，その設計指針を得るため，北陸地建・長岡工事々務所により次のような事項について，土木研究所に検討の依頼があった。

1）適切なる低水路法線の検討

2）高水敷の安全性の検討

3）適切なる施工順序の検討

1）については，できるだけ水衝部・深掘れ部等をつくらず安定した河床が得られ，かつ流れのスムーズな法線形を検討し，2）では高水敷の利用上，洪水による荒廃をできるだけ少なくするような方法を，低水路法線の検討とあわせて行ない，3）では，計画実施時の工事着手順について検討を行なうものである。

本報告書は，昭和45・46・47年度に行なった信濃川模型製作・計画低水路法線の検討に関する実験の結果を整理し，報告するものである。

なお，3）の施工順の問題については（その2）に報告の予定である。

昭和47年12月

鹿島試験所長　須賀堯三
研究員　浜谷武治

目次

序章

第1章　実験目的 ……………… 1

第2章　模型実験の相似律 ……………… 4

2.1　フルードの相似律 ……………… 4

2.2　流砂量・時間縮尺 ……………… 5

2.3　信濃川模型の縮尺 ……………… 8

2.3.1　フルード則による縮尺 ……………… 8

2.3.2　流砂量・時間縮尺 ……………… 8

2.3.3　粗度係数の検討 ……………… 13

2.3.4　流砂現象の相似について ……………… 16

2.3.5　低・高水流量配分 ……………… 20

第3章　実験経過 ……………… 23

3.1　昭和45年度 ……………… 23

3.2　昭和46・47年度 ……………… 23

第4章　実験結果およびその考察 ……………… 30

4.1　現地と模型の相似性 ……………… 30

4.1.1　現地現象 ……………… 30

4.1.2　現地・模型の相似性 ……………… 34

4.2　低水路法線の検討 ……………… 35

4.2.1　事務所計画法線一次案 ……………… 44

4.2.2　直線法線案 ……………… 50

4.2.3　事務所計画法線二次案 ……………… 52

4.3　事務所二次案の詳細な検討 ……………… 54

第5章　結論 ……………… 69

あとがき ……………… 70

参考文献 ……………… 71

図・表・写真目次

図－1.1　信濃川流域図 …… 2
1.2　長岡地区平面図 …… 3
2.1　土研式におけるFとτ_0/τ_cの関係 …… 8
2.2.1，2　信濃川粒度分布 …… 10
2.3　模型実験砂粒度分布 …… 11
2.4.1～3　河床形態の分類 …… 11
2.5.1～5　粗度係数縦断変化 …… 14
2.6　記号説明図 …… 20
2.7　Q_2/Q_0の比 …… 22
3.1　模型製作断面図 …… 24
3.2　模型平面図 …… 24
3.3　検証実験Q～t曲線 …… 27
3.4　本実験Q～t曲線 …… 27
3.5　上流端流入条件 …… 28
3.6　低水路法線3ケース …… 29
4.1.1，2　長岡地区ミオ筋変動図 …… 31
4.2　23.0k付近ミオ筋変動図 …… 32
4.3　粒度縦断分布図 …… 33
4.4　河床勾配経年変化 …… 33
4.5.1～4　検証実験流況図 …… 36
4.6　信濃川現地・模型流況比較 …… 38
4.7.1～4　現地・模型河床変動比較 …… 39
4.8　現地・実験水位比較1 …… 43
4.9　〃　〃　2 …… 43
4.10　河床モルタル仕上げ範囲図 …… 44
4.11.1，2　計算・実験水位比較 …… 45
4.12.1，2　流速分布図 …… 46
4.13　22.0k付近河床変動傾向 …… 47
4.14　21.0k付近流況 …… 47
4.15　上流（21.0kより上流）の流れ …… 48
4.16　支川流出口付近の堆積 …… 49
4.17　長生橋ピアー方向と流向 …… 50
4.18.1～4　水位縦断図（事務所一次案） …… 75

図－4.19.1～4　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅰ）…… 77
4.20.1～4　〃（〃・〃Ⅱ）…… 81
4.21.1～4　〃（〃・〃Ⅲ）…… 85
4.22.1～4　〃（〃・〃Ⅳ）…… 89
4.23　低水路ミオ筋（事務所一次案）…… 93
2.24.1～6　流況図（事務所一次案）…… 94
4.25　流速分布図（事務所一次案・平面図）…… 97
4.26.1　流砂量計算結果（全巾流砂量）…… 98
4.26.2　〃（単位巾流砂量）…… 98
4.27　計画取付け部付近の流れ…… 52
4.28　水位縦断図（直線法線案）…… 99
4.29.1～4　河床変動図（直線法線案・本実験Ⅴ）…… 100
4.30　低水路ミオ筋（直線法線案）…… 104
4.31.1～2　流況図（直線法線案）…… 105
4.32.1～4　流速分布（直線法線案・深さ方向）…… 106
4.33　水制設置図…… 54
4.34.1～7　水位縦断図（事務所二次案）…… 108
4.35.1～4　河床変動図（〃・本実験Ⅵ）…… 112
4.36.1～8　〃（〃・〃Ⅶ）…… 116
4.37.1～3　〃（〃・〃Ⅷ）…… 124
4.38.1～15　流況図（事務所二次案）…… 127
4.39.1～8　流速分布（事務所二次案・平面的）…… 135
4.40.1～24　〃（〃・深さ方向）…… 139
4.41　洗掘・堆積面積縦断図…… 151
4.42.1～5　Barの生成（事務所二次案・本実験Ⅶ）…… 152
4.43.1～2　Bar移動時間変化（事務所二次案・本実験Ⅶ）…… 155
4.44.1～4　Barの生成（事務所二次案・本実験Ⅷ）…… 156
4.45　Bar移動時間変化（事務所二次案・本実験Ⅷ）…… 158
4.46.1～12　低水路護岸前面の変動（事務所二次案）…… 159
4.47.1～3　河床変動比較（事務所二次案）…… 165
4.48.1～2　護岸付近の河床変動比較…… 168
4.49　長岡地区付近Bar変化…… 57
4.50　洗掘位置移動量…… 58
4.51　低水護岸付近洗掘時間変化…… 59
4.52　護岸沿い測定位置…… 60

図－4.53.1～4　河床変動経年変化 ……… 61

4.54.1～3　護岸等級分け ……… 63

4.55　河床材料置換位置その1 ……… 65

4.56　〃　その2 ……… 65

4.57　現・置換河床材料粒度分布 ……… 66

4.58　支川出口付近堆積測定位置 ……… 67

4.59.1～6　支川・渋海川出口堆積図（本実験Ⅷ） ……… 169

4.60.1～6　支川・太田川出口堆積図（　〃　） ……… 172

4.61　水平・たて渦説明図 ……… 67

表－2.1　流砂量・時間縮尺 ……… 13

2.2　τ_0/τ_c の現地・模型比較 ……… 18

2.3　U_*/W_0 の現地・模型比較 ……… 19

3.1　実験ケース一覧表 ……… 25

3.2　水位検討実験設定水位 ……… 26

3.3　23.0k地点流砂量 ……… 28

3.4　模型流砂量 ……… 28

4.1　各年最大洪水流量 ……… 30

4.2　現・置換河床材料比較 ……… 64

4.3　河床洗掘量 ……… 60

写真－1.1～8　検証実験 ……… 177

2.1～16　事務所計画法線一次案 ……… 181

3.1～6　直線法線案 ……… 188

4.1～66　事務所計画法線二次案 ……… 192

　4.1～39　本実験Ⅶ ……… 192

　4.40～66　〃　Ⅷ ……… 205

5.1～9　支川合流口の堆積とその対策 ……… 214

第１章　実験目的

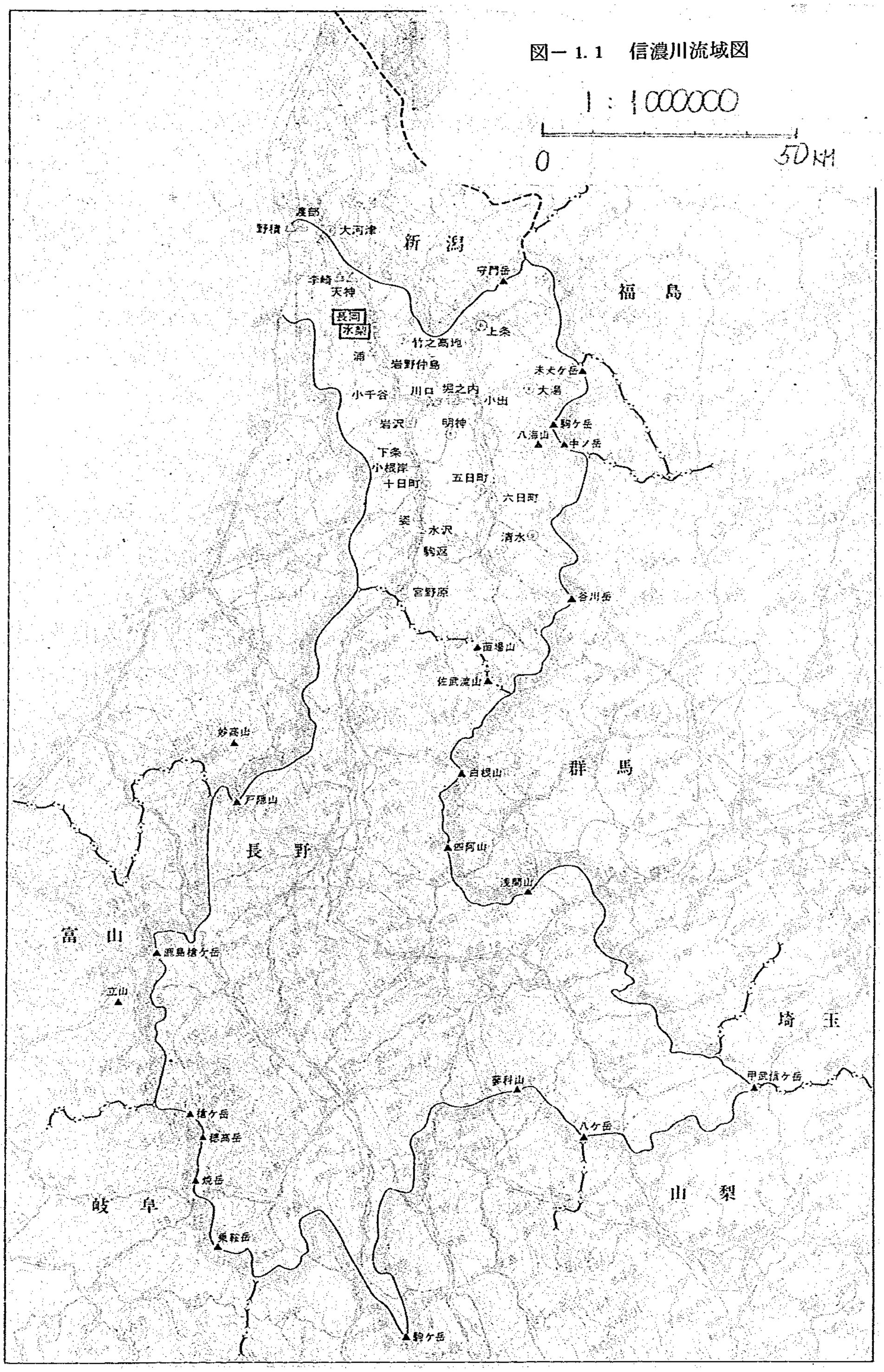
本実験の主たる目的とするところは，序章において述べたように，適切な低水路法線の検討と計画実施時の施工順の検討とにあると考える。

昭和４６・４７年度は，このうち低水路法線についての検討を行なったのであるが，どのような低路法線が適切なものであるかということについては未だ明確な定義づけはなく，その河川がかかえている問題点および河川改修の目的により，各河川ごとに種々あるものと考える。

信濃川の場合，長岡地区改修の大きな目的は，各所にある堤防に接近した水衝部をなくすため，低水路をなるべく河道中央にもってゆくことと，積極的に高水敷を造成し河川公園の育成をはかることにあると考える。したがって，低水路法線を検討するにあたっては，流れがスムーズで水衝部・局所洗掘等のおこらぬこと，低水路内蛇行が安定していること，洪水時・高水敷の荒廃がなるべく微少にすむことが重要となろう。

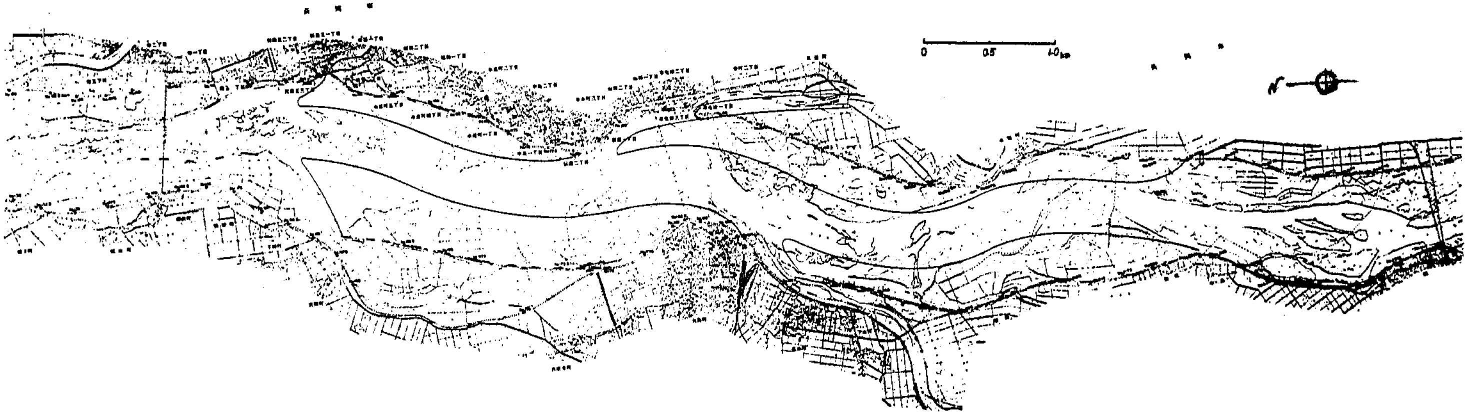
しかしながら，水流はその流量により河道に与える影響が異なると考えられ，低水流量に対する河道では洪水時水衝部が厳しく，高水敷の荒廃が著しいだろうし，洪水流量に対する河道では低水時低水路内蛇行の進行がとどまらず，低水護岸その他河川構造物の維持に苦労することとなろう。特に信濃川長岡地区のように，低水流路がかなり大きく蛇行している河川で，これに対し直線性をもった低水路を設定する場合には，上記理由もあって，水衝部・局所洗掘ケ所のできるのは防ぎ得ぬかと思われ，むしろ問題の焦点は，こういったケ所の規模をできるだけ小さくするにはどのようにしたらよいか，にむけられると考える。また，こういったケ所での高水敷への水流ののり上げも他よりは厳しく，高水敷荒廃は微少にとどめるとしても，他のケ所よりはある程度大きくなることはやむを得ない。

したがって，本実験の目的である低水路法線の検討にあたっては，水衝部・局所洗掘・高水敷の荒廃は生じても最少限にとどめる，といった方向で進めてゆくのが妥当であると考える。


1：1000000
0
50KM
渡部
野積
大河津
新　潟
守門岳
福　島
寺泊
天神
長岡
水梨
上条
竹之高地
浦
岩野仲島
未丈ケ岳
小千谷
川口
堀之内
大湯
小出
岩沢
明神
駒ケ岳
八海山
中ノ岳
下条
小根岸
十日町
五日町
六日町
姿
水沢
清水
駒返
宮野原
谷川岳
苗場山
佐武流山
妙高山
白根山
群　馬
戸隠山
長　野
四阿山
浅間山
富　山
鹿島槍ケ岳
立山
埼　玉
甲武信ケ岳
蓼科山
槍ケ岳
八ケ岳
穂高岳
焼岳
山　梨
岐　阜
乗鞍岳
駒ケ岳

図－1.1　信濃川流域図

図ー1.2　長岡地区河道計画平面図



第２章　模型実験の相似律

2.1　フルードの相似則

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みなせば，

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

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

（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

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

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

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，

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

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

とおくと，（２－５）式は，

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

となり，各辺にX／h を乗ずると次のようになる。

$$\frac{V \cdot X}{t \cdot h} = 1 = \frac{i \cdot X}{h} = \frac{V^2}{h} = \frac{n^2 \cdot V^2 \cdot X}{h^{1/3}} = \mathrm{const} \qquad (2-7)$$

今，（２－７）式中，水平縮尺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，

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

で与えられ，さらに(1)，(2)項より時間縮尺は，

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

で与えられる。また，(2)，(3)項より，エネルギー勾配の縮尺が，

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

で求まり，さらに(2)，(5)項より粗度係数の縮尺は，

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

で求まることになる。

なお，断面積，流量の縮尺はそれぞれ

$$A = X \cdot h \qquad (2-12)$$

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

で表わされることは明らかである。

以上，水平・鉛直縮尺X・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。

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

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

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

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

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

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

2. 2　流砂量および時間縮尺

開水路における流れの相似律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。

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

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

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

$$Q_{sr} = \frac{Q_{sp}}{Q_{sm}}$$

とすると次のようになる。

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

よって，時間縮尺 t_{sr} は

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

次に，流砂量の縮尺は，流砂量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，２つを対象式として検討してみた。

ｉ）佐藤・吉川・芦田公式

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot \frac{\varphi \cdot F(\tau_0/\tau_c)}{(\sigma/\rho - 1)g} U_*^3 \qquad (2-23)$$

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，

$$Q_{Br} = \frac{Q_{Bp}}{Q_{Bm}}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = X_r, \quad \varphi_r = \frac{\varphi_p}{\varphi_m}, \quad F(\tau_0/\tau_c)_r = \frac{F(\tau_0/\tau_c)_p}{F(\tau_0/\tau_c)_m}$$

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

とすると次のようになる。

$$Q_{Br} = B_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot g_r} U_{*r}^3 \tag{2-24}$$

又，摩擦速度U_*は$U_*=\sqrt{ghIe}$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，結局$U_{*r}$は次のようになる。

$$U_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_{er}} = \sqrt{h_r}\sqrt{\frac{h_r}{X_r}} = \frac{h_r}{\sqrt{X_r}} \tag{2-25}$$

よって，（２－２４）式は，

$$Q_{Br} = X_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r}\left(\frac{h_r}{\sqrt{X_r}}\right)^3 = \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r h_r^3}{(\sigma/\rho-1)_r X_r^{1/2}} \tag{2-26}$$

ii）Brown 式

$$Q_T = B \cdot q_T = B \cdot 10 \frac{U_*^5}{g^2(\sigma/\rho-1)^2 \cdot d} \tag{2-27}$$

次に上式（２－２７）は，$d_r = d_p/d_m$とすると，

$$Q_{Tr} = B_r \cdot q_{Tr} = B_r \frac{U_{*r}^5}{g_r^2 \cdot (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \tag{2-28}$$

この式に$B_r=X_r$，$U_{*r} = h_r/\sqrt{X_r}$，$g_r=1$を代入すると

$$Q_{Tr} = X_r \cdot \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \frac{h_r^5}{X_r^{5/2}} = \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \tag{2-29}$$

以上のように求められた２式（２－２６）（２－２９）を式（２－２２）のQ_{sr}に代入すると，それぞれ

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot \left\{\frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r} \cdot \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}}\right\}^{-1}$$

$$= \frac{(1-\lambda)_r(\sigma/\rho-1)_r}{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r} \cdot \frac{X_r^{5/2}}{h_r^2} \qquad \text{（土研式）} \tag{2-32}$$

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \left\{\frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}}\right\}^{-1}$$

$$= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} \cdot X_r^{7/2} \qquad \text{(Brown式)} \tag{2-33}$$

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　信濃川模型の縮尺

2.3.1　フルード則による縮尺

2.1）で求めた式（2－14～19）を使って，信濃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1／100，1／70 である。

$$A = 100 \times 70 = 7000$$

$$Q = 100 \times 70^{3/2} = 58566.2$$

$$V = 70^{1/2} = 8.37$$

$$t = 100 \times 70^{-1/2} = 11.95$$

$$i = 70 \times 100^{-1} = 0.7$$

$$n = 70^{2/3} \times 100^{-1/2} = 1.7$$

2.3.2　流砂量・時間縮尺

次に，流砂量および時間縮尺であるが，土研式で求める場合にまず問題となるのは，φ_r，$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})_r$ をどうとるかということである。

φ は流れの形状を表わす係数で，粗度係数により

$$\varphi = 0.623 \qquad n \geq 0.025$$

$$= 0.623(40_n)^{-3.5} \qquad n < 0.025$$

のようにして求められる。従って，粗度係数が現地・模型共に0.025より大の時は$\varphi_r = 1$ となるが，$n < 0.025$ の時は，

$$\varphi_r = \frac{0.623(40n_p)^{-3.5}}{0.623(40n_m)^{-3.5}} = n_r^{-3.5} \qquad (2-34)$$

となり，粗度係数の比が関係してくる。

次に，$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})$ は掃流力と限界掃流力の比 ${}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c}$ の関数と考えられ，図－2.1に示すような関係にある。即ち ${}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c} \geq 10$ の時は常に$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c}) = 1$ となり $F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})_r = 1$ となる。しかし，${}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c} < 10$ の時は$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})_p = F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})_m$ の時にかぎり$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})_r = 1$ となる。

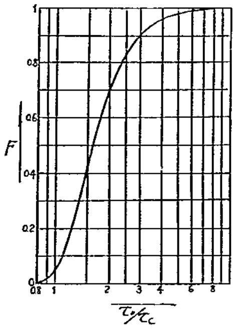


図2.1　土研式における
Fと ${}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c}$の関係

以上，土研式で流砂量および時間縮尺を求める場合の問題点であるφ_r，$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})_r$のとり方について述べたが，信濃川の実験対象区間においては，後述するように粗度係数はほぼ0.025より大である。従って，今回の場合には$\varphi_r = 1$ とあつかってもよい。次に${}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c}$については，これも後述するように${}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c} < 10$である。従って，$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})_r$ は一定の値とはならず，${}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c}$の値によっていろいろに変化する。$F({}^{\tau_0}\!/\!_{\tau_c})$の現地・模型の値

については次節において求めてみたが，その値はばらついており1つの値に統一することはなかなか困難である。しかし，上流側では$F(\tau_0/\tau_c)$の値が大きく，下流側で小さいといった傾向はつかめると思う。そこで$F(\tau_0/\tau_c)_r$ の値としては，0.9と0.2 の2つの値を使って計算してみる。なお，空隙率λは現地・模型共0.4で等しいとし，河床材料の比重もいずれも2.65で等しいとする。

以上の値，つまり$(1-\lambda)_r=1$，$(\sigma/\rho-1)_r=1$，$\varphi_r=1$，$F(\tau_0/\tau_c)_r=0.9$，0.2を式(2-26)(2-32)に代入して流砂量，時間縮尺を求めてみると次の様になる。

$$Q_{Br}=\frac{\varphi_r\cdot F_r}{(\sigma/\rho-1)_r}\frac{h_r^3}{X_r^{1/2}}=0.9\times\frac{70^3}{100^{1/2}}=30870 \qquad (F(\tau_0/\tau_c)_r=0.9\text{のケース})$$

$$=0.2\times\frac{70^3}{100^{1/2}}=6860 \qquad (F(\tau_0/\tau_c)_r=0.2\text{のケース})$$

$$t_{sr}=\frac{(1-\lambda)_r(\sigma/\rho-1)_r}{\varphi_r\cdot F_r}\frac{X_r^{5/2}}{h_r^2}=\frac{1}{0.9}\cdot\frac{100^{5/2}}{70^2}=22.7 \qquad (F(\tau_0/\tau_c)_r=0.9\text{のケース})$$

$$=\frac{1}{0.2}\cdot\frac{100^{5/2}}{70^2}=102.0 \qquad (F(\tau_0/\tau_c)_r=0.2\text{のケース})$$

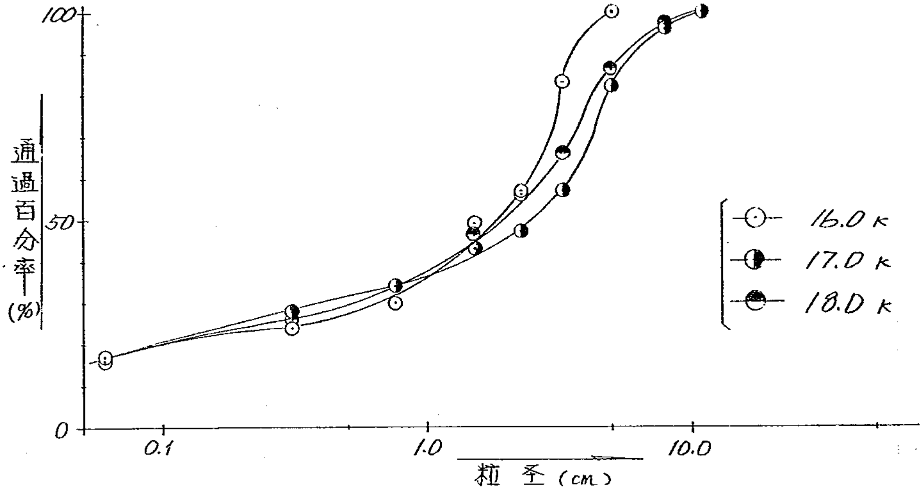
次に，流砂量公式にBrown 式をもちいた場合の流砂量および時間縮尺を，式(2-29)(2-33)をもちいて求めてみる。この場合，X_r，h_r，$(\sigma/\rho-1)_r$ はすべて前述の場合と同じで，d_r については図-2.2.1，2，2.3に示す現地・模型河床材料粒度分布より，$d_p=2.5$ cm，$d_m=0.023$ cmとして$d_r\fallingdotseq 109$とした。したがって，

$$Q_{Tr}=\frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2\cdot d_r}\frac{h_r^5}{X_r^{3/2}}=\frac{1}{109}\times\frac{70^5}{100^{3/2}}=15419$$

$$t_{sr}=(1-\lambda)_r(\sigma/\rho-1)_r^2\cdot d_r\frac{X_r^{7/2}}{h_r^4}=109\times\frac{100^{7/2}}{70^4}=45.4$$

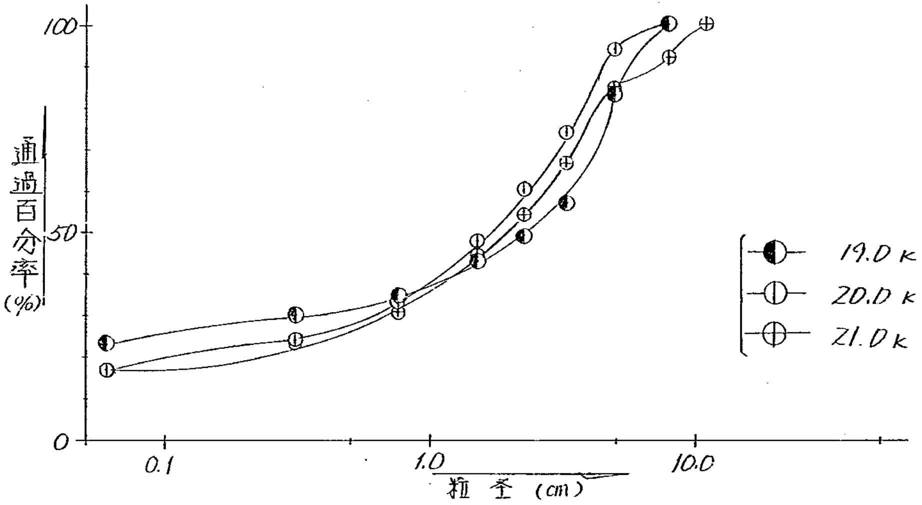
図－2.2.1　信濃川河床材料

（流砂量計算に使用）

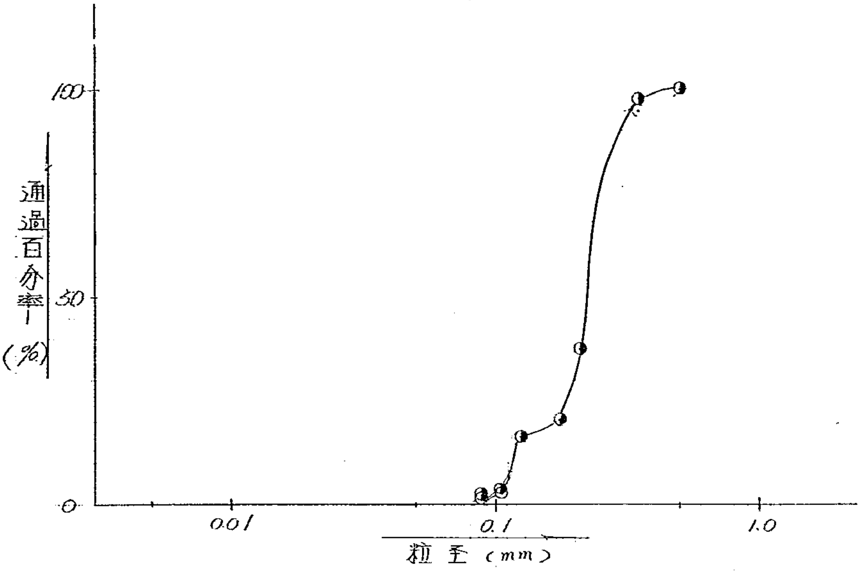


図－2.2.2　信濃川河床材料

（流砂量計算に使用）

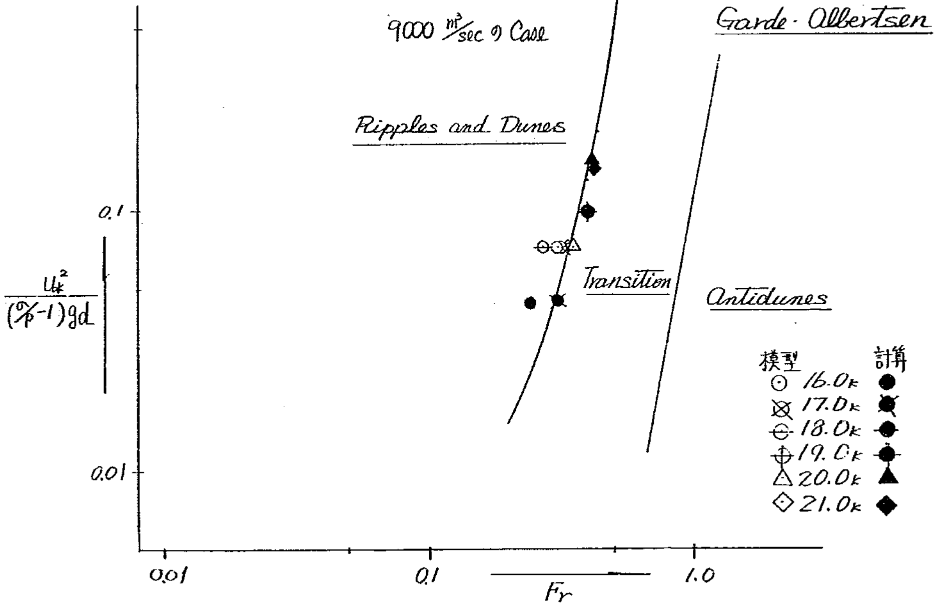


図－2.3　模型実験砂粒度分布

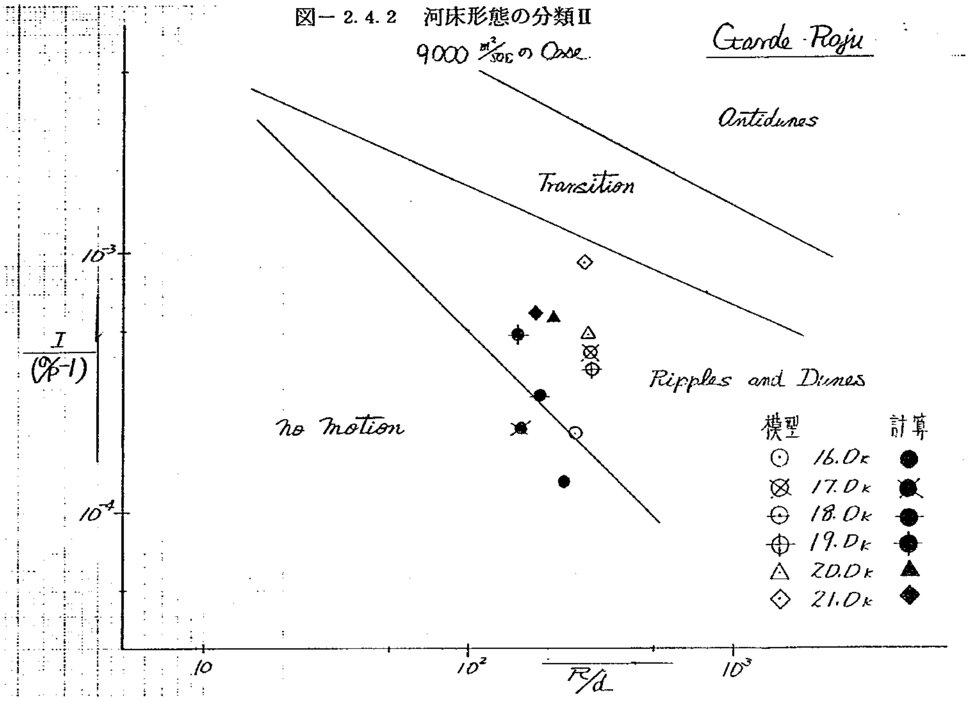


図－2.4.1　河床形態の分類Ⅰ

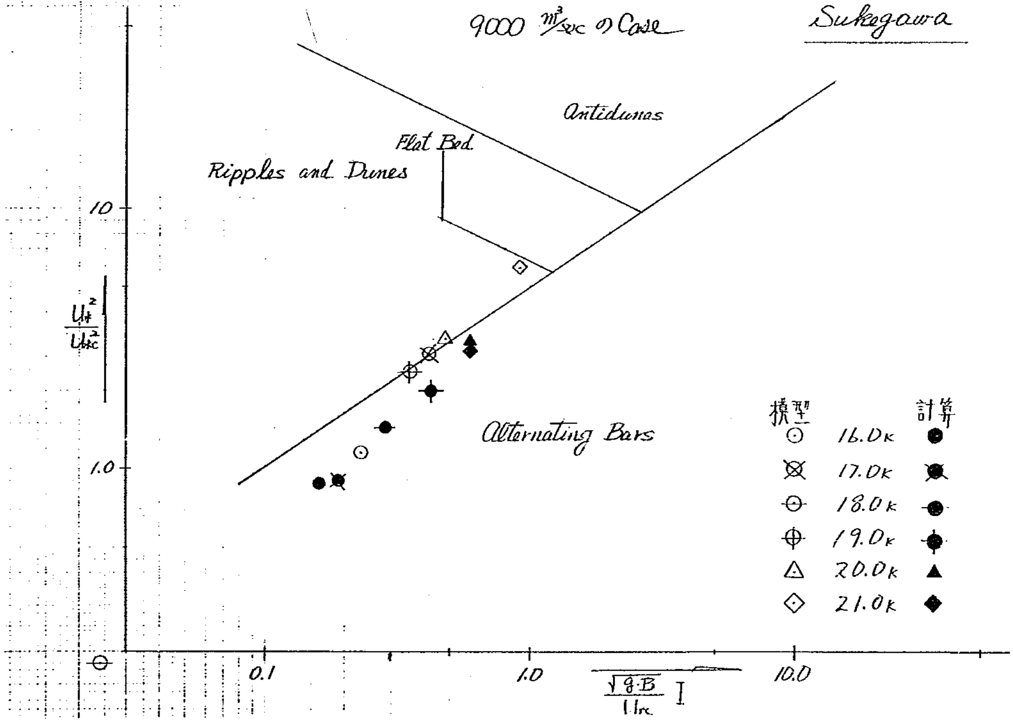
9000 m^3/sec の Case



図－2.4.2　河床形態の分類II



図－2.4.3　河床形態の分類III



以上求めた流砂量・時間の縮尺を一覧して示すと表－2.1の通りとなる。時間縮尺が種々の求め方により異なっているが，現在は，これを1つに統一して示すことは困難である。

表－2.1　流砂量・時間縮尺

使用公式	$F(\tau_0/\tau_c)$	流砂量	時間
フルード式	－	－	11.95
土研式	0.9	30870	22.7
	0.2	6860	102.0
Brown式	－	15419	45.4

2.3.3　粗度係数の検討

粗度係数の相違は直接水位に影響してくるため，粗度係数の相似は水位の相似を保証するのに重要である。

この粗度は，急縮・急拡といった形状的損失もあるが，信濃川の実験区間については，河床形態による損失が大きく影響していると思われる。しかしながら，固定床ならいざしらず移動床では，粒径その他の相違により河床形態の相違がおこり，必ずしも粗度係数の相似が成り立っていないのが現状である。諸条件別の河床形態についてはいろいろの説があり一定しないが，例示すれば図2.4.1～3に表わすようなものがある。又、現地における洪水時の河床形態については，測定の困難さもあって今だに明確ではない。従って，洪水時における現地の模型の河床形態の相似については明確なことがいえないが，模型においては，Bar と Ripple or Duneの共存した形態となっていた。ただ，Barの高さに比し，Ripple or Dune が非常に大きく，注視しなければRipple or Dune のみの河床と見誤るほどであった。今回の実験では，河床材料として平均粒径0.23㎜の砂を使って行なったが，その時河床に発生する砂漣の高さは，山と谷をとると4～5㎝にもなった。これは，現地高に換算すると2.8～3.5 m と水深（5.0～7.0 m）に対し，非常に大きな値となっている。現地に，もしBarとRippleあるいはDuneが共存していたとしても，このように大きなRippleあるいはDuneは共存しがたい。そのため模型実験の粗度実験の粗度が，現地粗度に対し大きくなっていると思われる。

今，模型実験の粗度係数をManning 式を使って求めてみた。

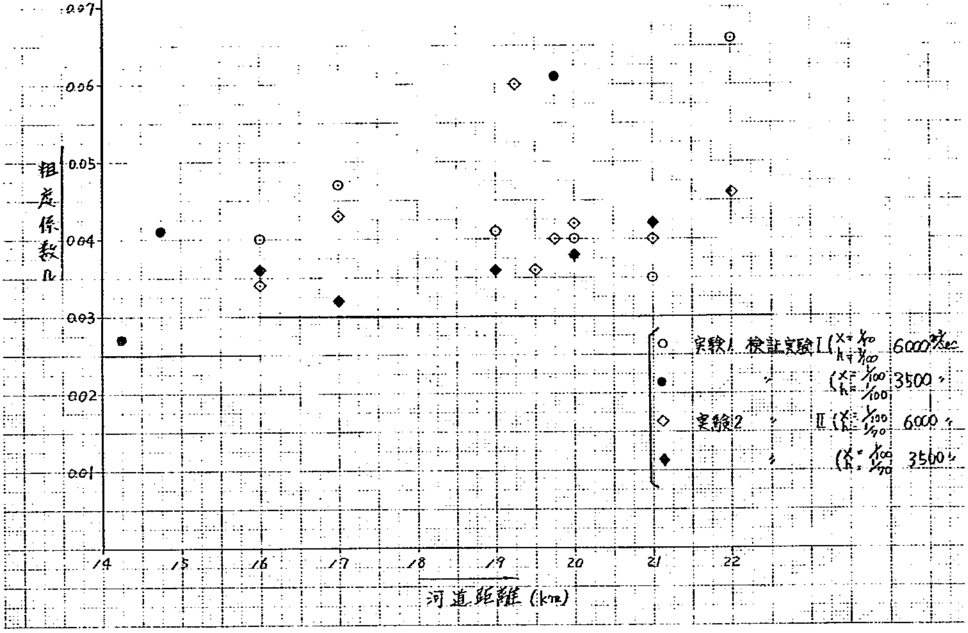
$$n = \frac{1}{V} R^{2/3} I_e^{1/2} = \frac{1}{Q} B \cdot H^{5/3} I^{1/2} \qquad (2-35)$$

ここで，n：粗度係数　　Q：流量（m^3/sec）　　B：川巾（m）

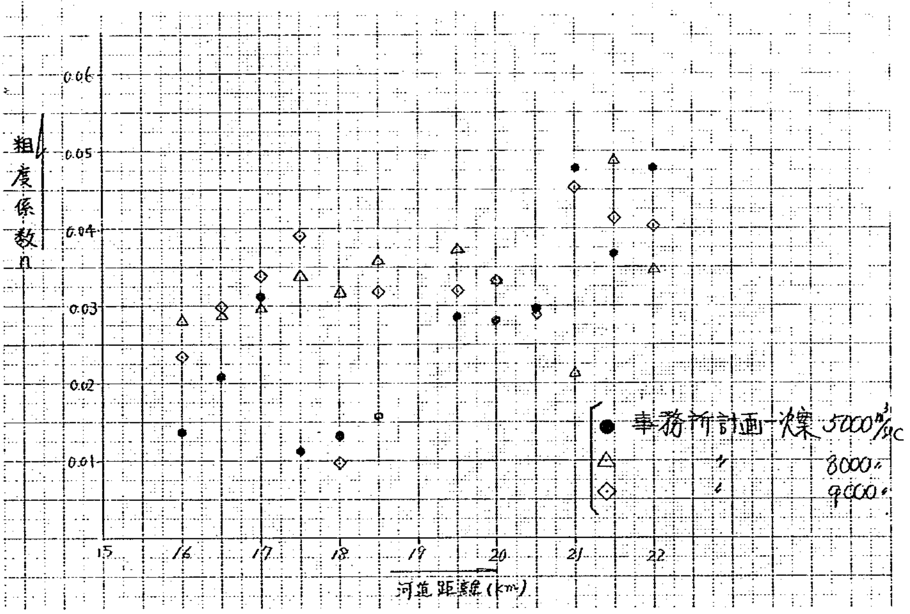
H：水深（m）　　I_e：エネルギー勾配（≒I：水面勾配）

（2－35）式により求めた結果が図－2.5.1～5に示すものである。

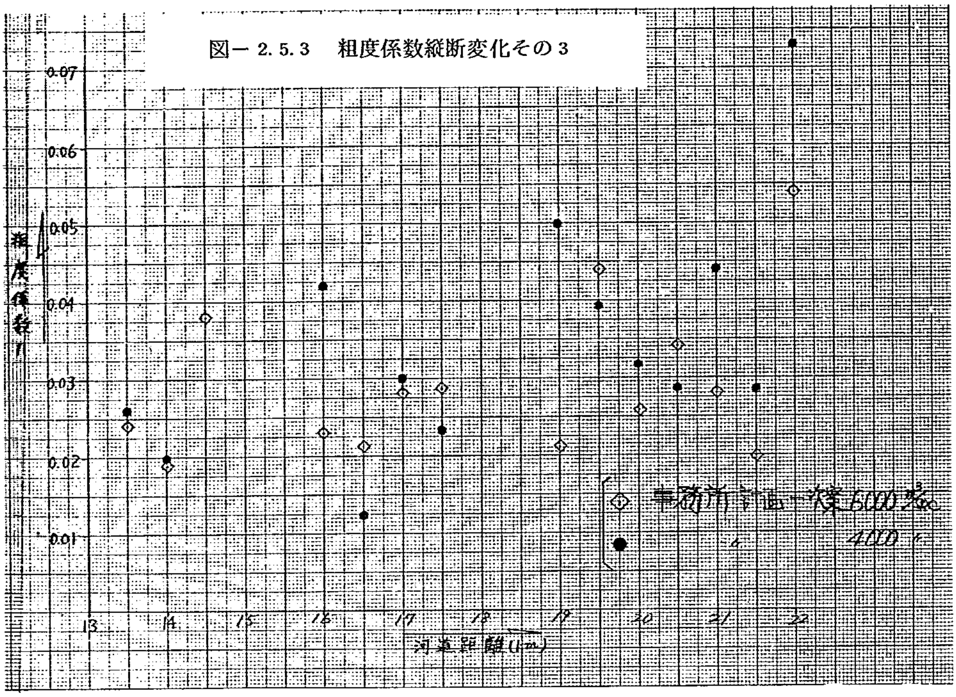
図－2.5.1　粗度係数縦断変化その1



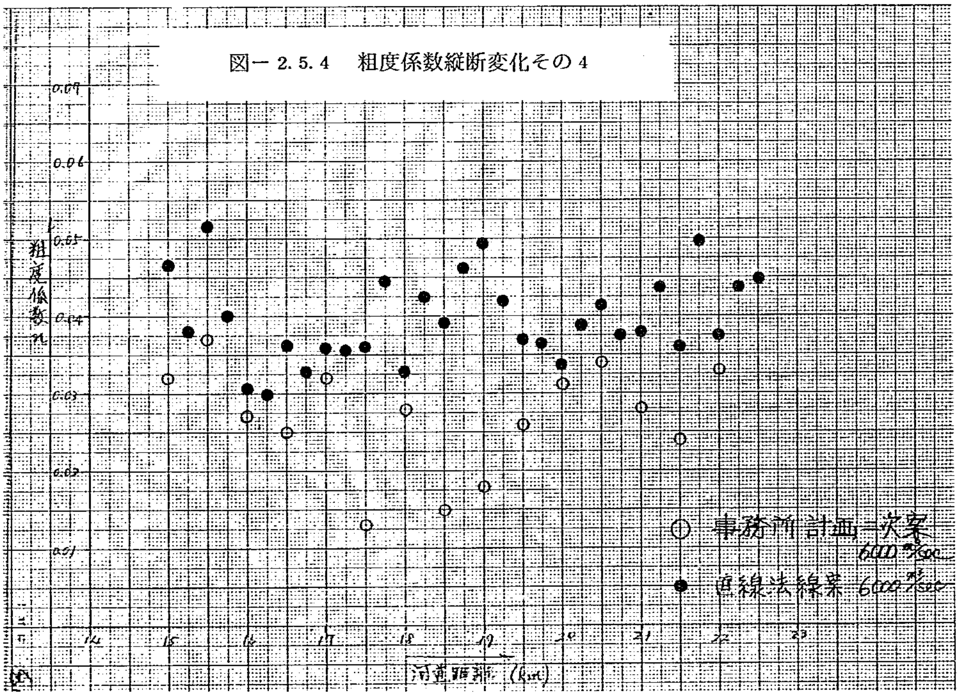
図－2.5.2　粗度係数縦断変化その2

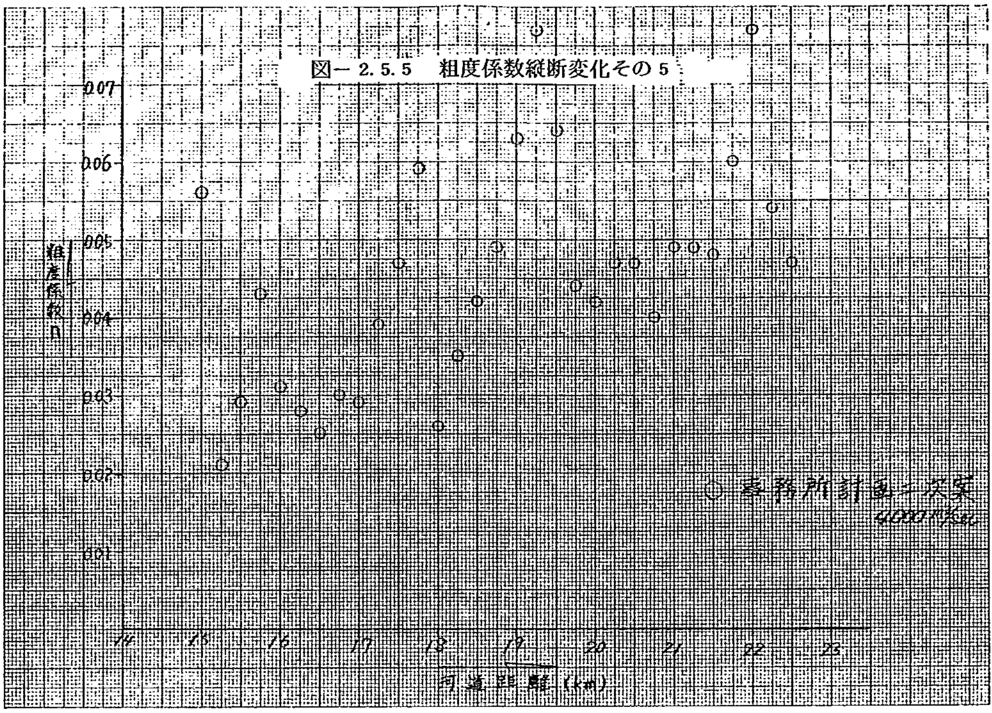


図－2.5.3　粗度係数縦断変化その3



図－2.5.4　粗度係数縦断変化その4





図－2.5.5　粗度係数縦断変化その5

この図から，模型実験の粗度係数は，ほぼ現地粗度に比し大きく出ていることがわかり，その原因としては河床にできたRipple あるいはDune の大きさが大きすぎることがあげられる。

このRipple あるいは Dune の大きさを小さくするには，粒径を大きくする，フルード数を大きくする等々が考えられるが，そうすると今度は，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。

従って，実験の主目的を何におくか（移動床模型実験においては河床変動）によって，粗度係数の相似はその重要性を増減されてくると考える。

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。又，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 の比が模型と現地で同じならば，流砂形式はほ

ぼ相似に保たれていると考えてよいかと思われる。

そこで τ_0/τ_c の比を現地・模型でそれぞれ求めてみたのが表－2.2である。

この表をみると，一部の値を除いてほとんどが，模型の τ_0/τ_c の方が現地のそれより大きくなっている。たとえば，6100㎥/sec の場合，16.0kをみると，現地では河床材料は動かないのに，模型では若干ながら動いている。さらに21.0kをみると，現地ではFの値が0.1程度であるのに，模型では0.98ほどになっている。こういった値から考えられることとは，平均粒径で考えるかぎり模型実験の河床の方が変動しやすく，出てきた結果は，現地に対応させれば安全側であるということである。

2）輸送形式について

河床材料の移動形式は大きくわけて，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，転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，掃流であるか浮遊であるかは河床の変動に大きく影響してくるゆえ，この輸送形式が，現地と相似にあ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わす値として 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 $U_*=\sqrt{g h I_e}$ なる式により求められる。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0.1㎜以上であるので鶴見式を使って求めるとするが，鶴見式とはStokes，Allen，Newton により与えられた沈降速度計算式の簡易化を目的として，$\sigma=2.65$，$\rho=1.0$ g/㎤，水温25.0℃（$\nu=0.00897$ ㎠/sec）として提案された簡易式であり，粒径別に次式より沈降速度が求められる。

$$\left.\begin{array}{ll} d<0.015\,\mathrm{cm} & W_0=11940\,d^2 \\ 0.015\,\mathrm{cm}<d<0.11\,\mathrm{cm} & W_0=171.5\,d \\ 0.11\,\mathrm{cm}<d<0.58\,\mathrm{cm} & W_0=81.5\,d^{0.667} \\ 0.58\,\mathrm{cm}<d & W_0=73.2\,d^{0.5} \end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(2-36)$$

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 は求められる。

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。

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状断面の場合の現地（実測）模型の U_*/W_0 と，事務所一次案法線の場合の現地（計算）模型の U_*/W_0 を求め，比較して示すと表－2.3のようになる。

表−2.2　τ_0/τ_c の現地・模型比較

現地　9000 m³/sec（計算）

粁	A (m^2)	B (m)	H (m)	I	τ_0 (dyne/cm²)	τ_c	τ_0/τ_c
16.0	4967.65	1121.92	5.512	0.00021	169.96	194.2	0.875
17.0	3888.67	900.66	5.565	0.00034	255.13	283.2	0.901
18.0	3433.38	851.85	5.294	0.00047	326.70	226.5	1.442
19.0	3159.19	812.44	5.279	0.00079	542.11	275.1	1.971
20.0	3030.20	831.33	5.052	0.00092	601.28	194.2	3.096
21.0	3032.67	859.76	4.871	0.00096	616.52	218.4	2.823

実験　9000 m³/sec

粁	A (m^2)	B (m)	H (m)	I	τ_0 (dyne/cm²)	τ_c	τ_0/τ_c
16.0	4586.4	1128.5	4.06	0.00033	131.300	113.2	1.160
17.0	4165.2	894	4.66	0.00068	310.542	〃	2.743
18.0	4586.4	873	5.25	0.00004	20.580	〃	0.182
19.0	4212.0	890	4.73	0.00057	264.218	〃	2.334
20.0	3837.6	842	4.56	0.0008	357.504	〃	3.158
21.0	3884.4	865	4.49	0.0015	660.030	〃	5.831

現地　6100 m³/sec（コン跡）

粁	A (m^2)	B (m)	H (m)	I	τ_0 (dyne/cm²)	τ_c	τ_0/τ_c
16.0	2386.80	638	3.741	0.0003	109.985	194.2	0.566
17.0	1848.60	575	3.215	0.00098	308.769	283.2	1.090
18.0	2452.32	593	4.135	0.00036	145.883	226.5	0.644
19.0	1960.92	450	4.358	0.00038	162.292	275.1	0.590
20.0	2063.88	672	3.071	0.00087	261.833	194.2	1.348
21.0	664.56	313	2.123	0.00135	280.873	218.4	1.286

実験　6100 m³/sec

粁	A (m^2)	B (m)	H (m)	I	τ_0 (dyne/cm²)	τ_c	τ_0/τ_c
16.0	3836.21	1078	3.559	0.00055	191.830	113.2	1.695
17.0	3907.11	900	4.341	0.00065	276.522	〃	2.443
18.0	3790.80	820	4.623	0.0016	724.886	〃	6.404
19.0	3386.33	736	4.601	0.0007	338.174	〃	2.987
20.0	3310.53	709	4.669	0.00075	343.171	〃	3.032
21.0	2463.05	777	3.402	0.00165	550.103	〃	4.860

表－2.3　U_*/W_0 の現地・模型比較

現地　6100 m^3/sec（コン跡）

杆	d 60cm	W_0 cm/sec	U_* cm/sec	U_*/W_0
16.0	2.4	113.4	10.487	0.093
17.0	3.5	136.9	9.559	0.070
18.0	2.8	122.5	6.039	0.049
19.0	3.4	135.0	12.739	0.094
20.0	2.4	113.4	10.694	0.094
21.0	2.7	120.4	16.759	0.0139

模型　6100 m^3/sec

杆	d 60cm	W_0 cm/sec	U_* cm/sec	U_*/W_0
16.0	0.023	11.10	1.9786	0.178
17.0	〃	〃	2.3756	0.214
18.0	〃	〃	3.8463	0.347
19.0	〃	〃	2.6271	0.237
20.0	〃	〃	2.6464	0.239
21.0	〃	〃	3.3506	0.302

現地　9000 m^3/sec（計算）

杆	d 60cm	W_0 cm/sec	U_* cm/sec	U_*/W_0
16.0	2.4	113.4	13.037	0.115
17.0	3.5	136.9	15.973	0.117
18.0	2.8	122.5	18.075	0.148
19.0	3.4	135.0	23.283	0.172
20.0	2.4	113.4	24.521	0.216
21.0	2.7	120.3	24.830	0.206

模型　9000 m^3/sec

杆	d 60cm	W_0 cm/sec	U_* cm/sec	U_*/W_0
16.0	0.023	11.10	1.6370	0.148
17.0	〃	〃	2.5174	0.227
18.0	〃	〃	0.6481	0.059
19.0	〃	〃	2.3221	0.209
20.0	〃	〃	2.7011	0.243
21.0	〃	〃	3.6701	0.331

これをみると，U_*/W_0 の値は模型が現地の約2倍となっており，平均粒径で考えるかぎり模型の方が砂が浮遊しやすいことになる。このことから，模型の流砂濃度が現地のそれより大きくなることが予想される。

このように，現地と模型でU_*/W_0 の値が異なるということは，相似性の点からいえば好ましくないが，模型の方が浮遊しやすいということは，河床変動の結果を判断する上では安全側の結論を生むことになる。すなわち，模型では洗掘現象が現地より誇張されて生ずるものと思われる。

以上，2.3.4節においてτ_0/τ_c，U_*/W_0 の値を現地と模型で比較してみたが，これらの考察は，河床が平均粒径による均一河床材料と仮定した場合であり，模型ではほぼそのようになっている。しかし，現地は数cmから数mmの粒径をもつ混合粒径の河床であり，平均粒径のみでは判断できない面も含まれていると考えられる。

すなわち，現地での場所的・時間的な粒度分布の変化は模型上に再現されず，掃流力の大きい（粒径効果のある範囲。たとえば土研式で$\tau_0/\tau_c < 10$となる粒径のある範囲）場所では，時間と共に河床面の粒度分布は粗くなり，いわゆるArmoring 現象を是し，しだいにその移動量は少なくなる。

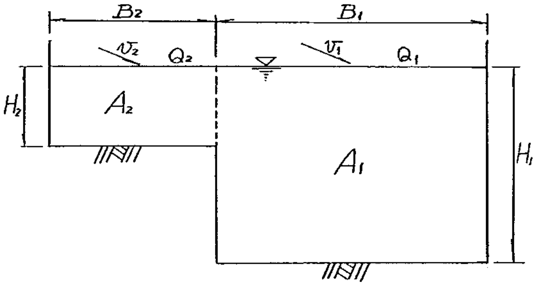
現地ではこのような現象もあることを考えておかねばならない。

2.3.5　低・高水敷流量配分

検証実験の結果をみると水位の相似が必ずしもうまくいっているとはいえず，大きいところでは1.5～2.0 mの現地・模型差がある。そこで実験上，低・高水敷をそれぞれ流れる流量の配分が，現地配分に比しどの程度の相似を示しているかということが懸念される。

そこで，以下に示すような方法で低・高水敷の流量配分を求め，事務所で求められた現地の流量配分と比較してみた。ただし，計算にはかなり多くの仮定を含んでいることを頭においておかねばならない。

断面は図－2.6に示すような簡略化された複断面を考える。各記号も同図に示す通りである。そして，流速にManning式が適用できるとすると，低・高水敷を流れるそれぞれの流量は次式で求まる。



図－2.6　記号説明図

$$Q_1 = A_1 \cdot V_1 = A_1 \cdot \frac{1}{n_1} R_1^{2/3} \cdot I_{e1}^{1/2}$$

$$= B_1 \cdot H_1 \frac{1}{n_1} R_1^{2/3} \cdot I_{e1}^{1/2} \qquad (2\text{−}37)$$

$$Q_2 = A_2 \cdot V_2 = A_2 \cdot \frac{1}{n_2} R_2^{2/3} \cdot I_{e2}^{1/2} = B_2 \cdot H_2 \cdot \frac{1}{n_2} R_2^{2/3} \cdot I_{e2}^{1/2} \qquad (2\text{−}38)$$

つぎに，$R_1 \div H_1$，$R_2 \div H_2$，$I_{e1} \div I_1$，$I_{e2} \div I_2$ とすると上式は次のようになる。ただし，Rは径深，I_e はエネルギー勾配，Ｉは水面勾配を表わす。

$$Q_1 = B_1 \cdot \frac{1}{n_1} H_1^{5/3} \cdot I_1^{1/2} \qquad (2-39)$$

$$Q_2 = B_2 \cdot \frac{1}{n_2} H_2^{5/3} \cdot I_2^{1/2} \qquad (2-40)$$

さらに，低・高水敷上の粗度係数と水面勾配が等しいと仮定すれば，$n_1 = n_2 = n$，$I_1 = I_2 = I$ とおけ，結局上式は

$$Q_1 = B_1 \cdot \frac{1}{n} H_1^{5/3} \cdot I^{1/2} \qquad (2-41)$$

$$Q_2 = B_2 \cdot \frac{1}{n} H_2^{5/3} \cdot I^{1/2} \qquad (2-42)$$

したがって，低・高水敷の流量配分比は

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{B_1}{B_2} \cdot \frac{H_1^{5/3}}{H_2^{5/3}} \qquad (2-43)$$

と表わされる。さらに，式（２－４３）の右辺をＫとおきかえ，河道内全流量をQ_0とすると

$$Q_0 = Q_1 + Q_2 = (K+1)\,Q_2 \qquad (2-44)$$

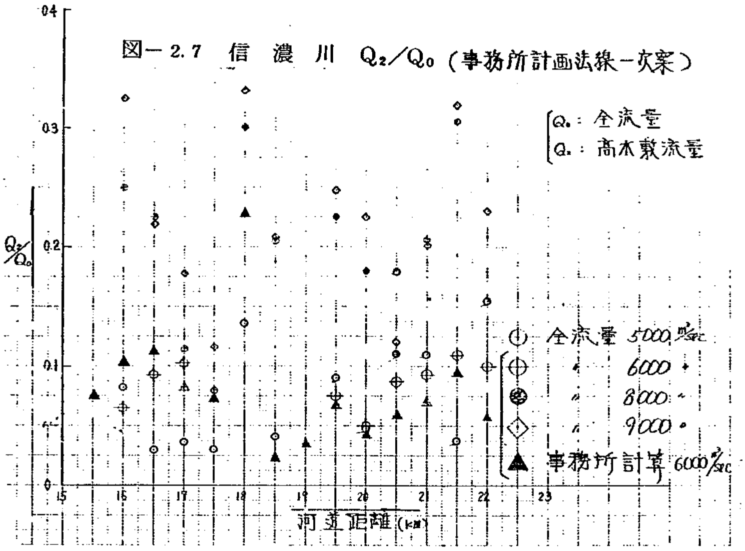
ゆえに

$$Q_2 = \frac{1}{K+1} \cdot Q_0 \qquad (2-45)$$

$$Q_1 = Q_0 - Q_1 \qquad (2-46)$$

式（２－４５）（２－４６）をつかって実際の低・高水敷流量Q_1・Q_2 を求めることができる。

このようにして低・高水敷流量を分離して求め，高水敷流量と全流量の比 Q_2/Q_0 として表わしたのが図－2.7である。同図には事務所で計算された６０００m^3/sec の場合のQ_2/Q_0 も示してあるが，模型実験の同一流量に対するQ_2/Q_0 と比較してみると，水位差から感じるほどの差はみられず，いずれも３～１０％内におさまっている。この結果より，水位差はあるかもしれぬ（“かもしれぬ”，と記したのは，後述するように，検証実験の場合の水位比較を行なうと現地・模型の差はかなりあるが，計画河道にした場合の計算と同条件の実験の差を比較してみるとそれはわずかである）が，低・高水敷流量の配分は現地と模型でそれほどの誤差はないといえよう。



図－2.7　信　濃　川　Q_2/Q_0（事務所計画法線一次案）

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。模型は縮尺１／１００（水平・鉛直共）のモルタル河床であるが，移動床を予定していたので図－3.1に示すように現地河床高より下げてつくってある。模型区間は上流２３.０ｋから下流１３.０ｋまでで，上流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。

また，模型区間内にある長生橋，長岡大橋，蔵王橋の各ピアーおよび数１０基ある水制を木で作制し，設置した。

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。実験ケース中，不定流実験は上流の送水管バルブを調節することにより流量変化を与えた。

実験１の検証実験は，現地現象と模型実験でおこる現象がどれほどの相似性を示すかを検証するものである。今回は，昭和４４年２月測量の河床に現地流量３０００m^3/sec の定流を１１時間流し，その後同年９月洪水のハイドロ（ピーク流量６１００m^3/sec ）を与え，水位・流況・河床変動状況を観察した。このケースは，水平・鉛直縮尺共１／１００の歪なし模型である。

実験２の検証実験は条件は上記実験１と同じだが，縮尺を水平１／１００，鉛直１／７０とかえたため，この縮尺での検証を行なったものである。与えた流量は図－3.3に示すようなものである。

模型を歪めるということは境界条件を正しく与えていないことになり，理想的にいえば好ましい状態ではない。しかし，移動床実験の場合，河床上に発生した砂漣の規模に対し水深が十分保てないと，粗度係数の相似が著しく阻害される。また，使用河床材料の粒径が大きく，より大きな掃流力を必要とする場合がおこってくる。

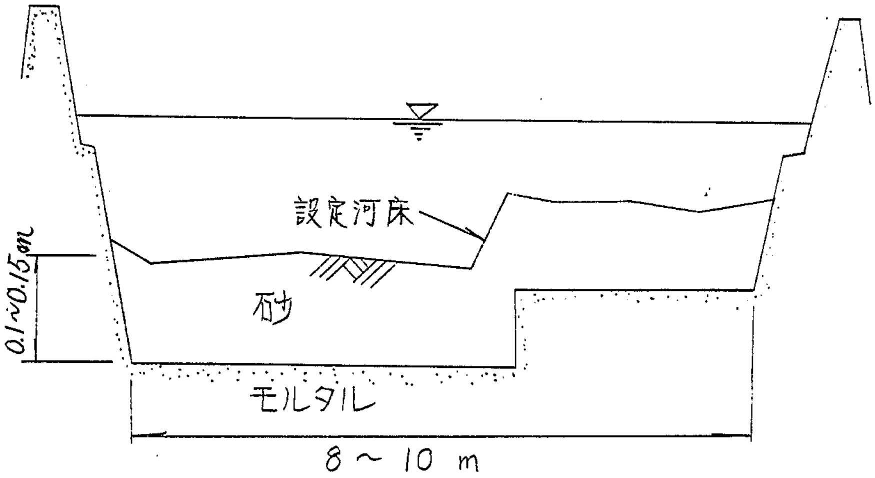
このような場合には，あまり大きく境界条件をかえることのない範囲で模型を歪める（水平・鉛直の縮尺を変える）ことにより水深を大きく保ち，かつ勾配を大きくして掃流力を増す方法がとられる。

模型を歪めた場合の影響については文献[5] などにも述べられているが，今回の実験では，特に弯曲部の渦あるいは砂の安息角の問題が指摘されよう。すなわち，弯曲部に発生する流れ方向に軸をもった渦が，模型を歪めることにより変化してくるし，模型を歪めると斜面勾配は歪めた分だけ急になるが，砂の安息角はかわらずくずれやすくなるなどの問題がある。

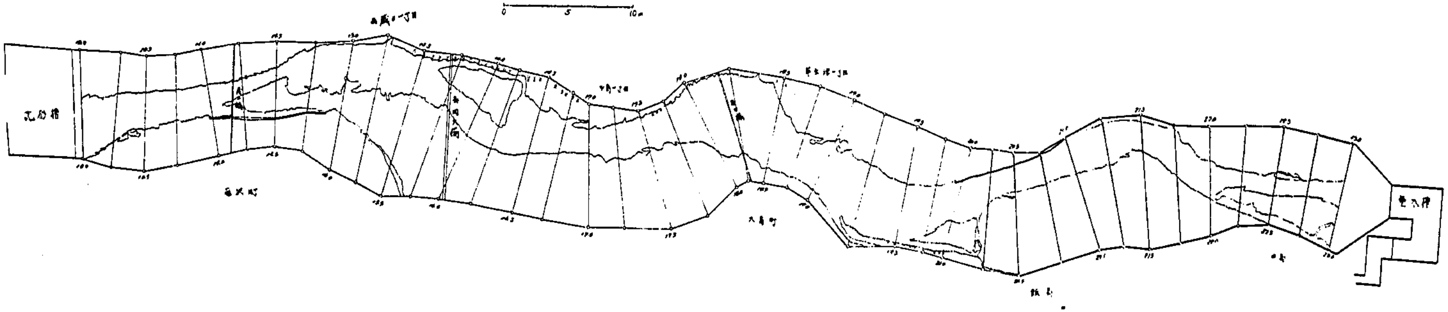
一般的に，模型を歪めることにより，河床変化はより誇張されて現われているとみてよいと思われる。

実験３の水位検討実験は，上記二実験の結果水位の相似がうまくいっていないことが明らかに

図－3.1　模型製作断面図


設定河床
砂
モルタル
0.1～0.15m
8～10 m

図－3.2　模型平面図



表－3.1　信濃川模型実験 Case 一覧表

No.	実験	流量	設定河床	下流(13.0k)水位	備考
1	検証実験Ⅰ	ピーク流量6100 m^3/secの不定流	昭和44年2月測量河床	変動	Scale X＝h＝1/100
2	〃 Ⅱ	同上	〃	〃	Scale X＝1/100， h＝1/70 以下同じ。Scale 1/100の結果が思わしくないため若干模型を歪めてみた。
3	水位検討実験	3550 m^3/sec 6100 〃 の定流	〃	〃	検証実験の結果，水位の相似が思わしくなかった。ゆえに，この実験で水位の検討を行ない，その結果，14.75k以下の低水路をモルタルで固定することとした。
4	本実験Ⅰ	ピーク流量9000 m^3/sec の不定流	事務所計画法線一次案	〃	2500 m^3/sec から9000 m^3/sec まで流量を変化させた。 総通水時間　12時間
5	〃 Ⅱ	4000 m^3/sec の定流	〃	T.P. 19.10 m	低水路いっぱいの流量を流してみた。 総通水時間　12時間
6	〃 Ⅲ	6000 m^3/sec の定流	〃	T.P. 20.10 m	かなり発生ひん度の高い洪水流量を流してみた。 総通水時間　12時間
7	〃 Ⅳ	3000 m^3/sec の定流	〃	T.P. 18.35 m	低水流量を長時間流し，Bar の移動をとらえようとした。 総通水時間　40時間
8	〃 Ⅴ	4000 m^3/sec 6000 〃 の定流	直線法線案	変動	事務所一次案に対し，直線法線案を設定し，低・洪水流量を流してみた。　総通水時間　17時間
9	〃 Ⅵ	同上	事務所計画法線二次案	〃	上記二案に対し，事務所二次案を設定し，低・洪水流量を流してみた。　総通水時間　20時間
10	〃 Ⅶ	4000 m^3/sec 6000 〃 9000 〃 の定流	〃	〃	長時間通水によるBar の移動をとらえようとした。 総通水時間　205時間
11	〃 Ⅷ	〃	〃	〃	上流端（23.0k）の流入方向の相異による影響を検討した。 総通水時間　105時間

なったので，その原因および対策について検討したものである。実験条件は，河床は上記検証実験と同じ昭和44年2月河床であり，設定した水位は表－3.2に示すケースである。

実験4の本実験Ⅰは，事務所計画法線一次案に対し，ピーク流量9000m^3/secのパルス的不定流を与えた実験である。これは，各流量時の水位を求めることと，与える流量を現地の一洪水に似せて与えその現象をつかもうとしたものである。与えた流量は図－3.4に示す。

実験5・6はいずれも事務所計画一次案の法線に対する定流実験であり，実験5では低水流量の4000m^3/secを流し低水路内のみの流れを観察し，実験6では現地において発生ひん度の高い洪水流量6000m^3/secを流し，高水敷をも含めた流れを観察した。

表－3.2　水位検討実験設定水位

ケース	設定水位	流量
1	13.0 k 地点コン跡水位	3350m^3/sec
2	17.75k 〃 実測水位	〃
3	13.0 k 〃 計算水位	〃
4	13.0 k 〃 コン跡水位	6100 〃
5	17.75k 〃 実測水位	〃
6	13.0 k 〃 計算水位	〃

さらに実験7では，事務所計画一次案の法線に対しかなり発生ひん度の高い3000m^3/sec の定流を長時間（40時間）通水し，法線形と低水路内の蛇行について，法線と蛇行ピッチのズレ・蛇行の移動等を観察した。

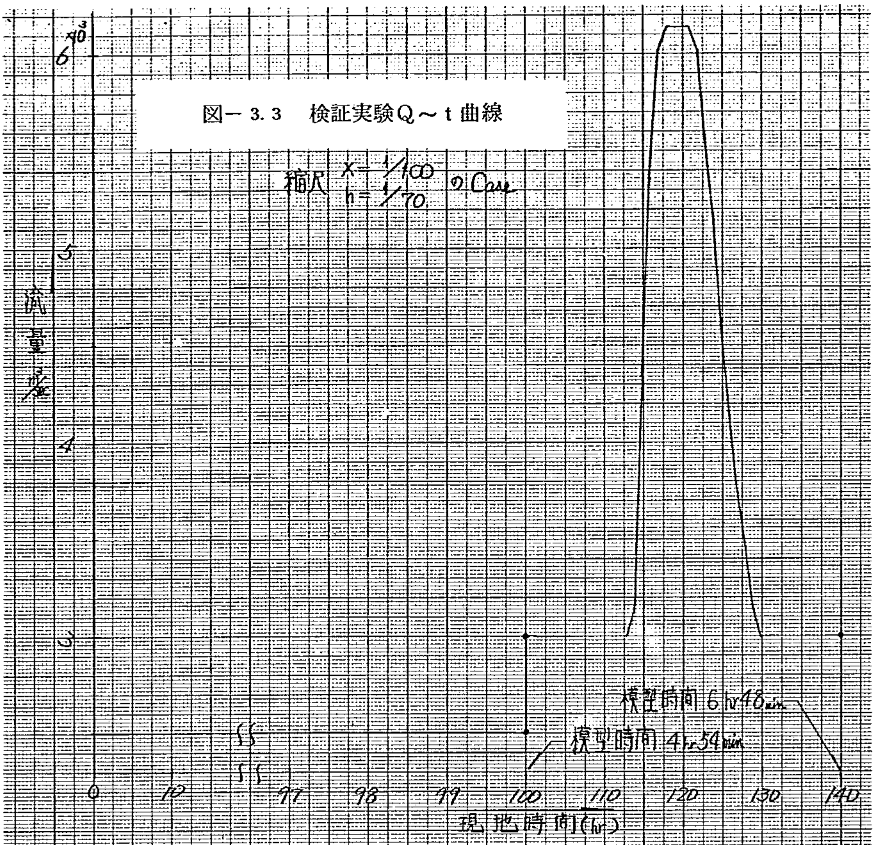
実験8は，上記事務所計画法線一次案に対する実験結果を考察した後，若干疑問に思われた点を修正し一つの試案として考えた直線性をもたせた法線を設定し，これに4000m^3/secそして続けて6000m^3/secの定流を流し，その流れ・河床変動を観察したものである。

次に実験9は，上記二法線の実験結果を考察した後最終の改正案となった事務所計画法線二次案について，これに4000m^3/secそして続けて6000m^3/secの定流を流し，その流れ・河床変動・高水敷荒廃の程度等について検討を行なったものである。

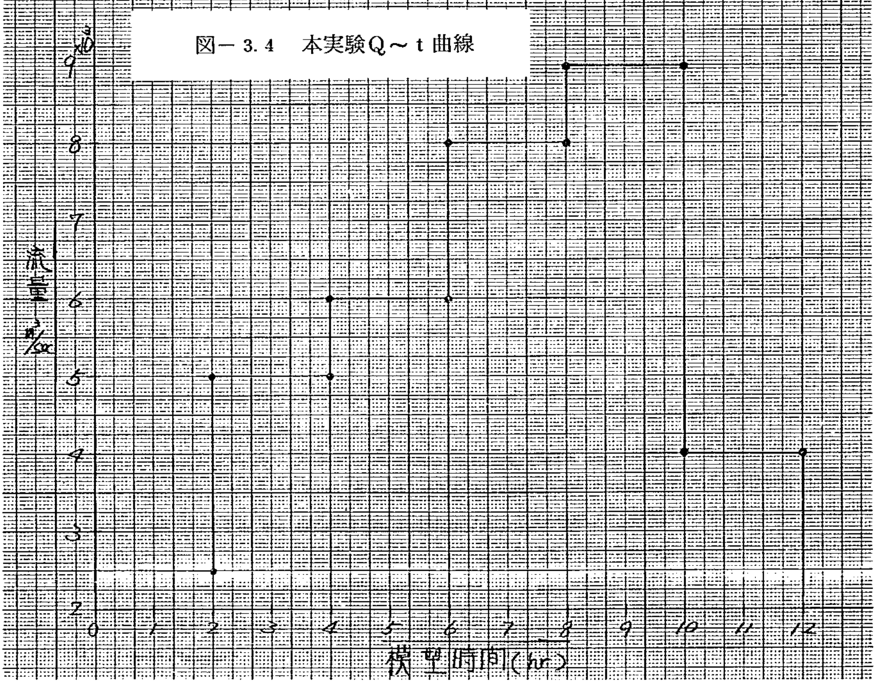
実験10・11は上記実験9と同じ法線をさらに詳細に検討したもので，実験10は4000m^3/sec 185時間，6000m^3/sec 10時間，9000m^3/sec 10時間の計205時間という長時間通水を行ない，実験11は4000m^3/sec 85時間，6000m^3/sec 10時間，9000m^3/sec 10時間の計105時間通水を行なった。なお，実験10と11の相異点は模型上流端からの流れの流入条件を変えた点にある。つまり，図－3.5に示すように，実験10では河道中央から又実験11では河道左岸から流入するよう工夫し，模型上流端付近の流路変動が計画河道に及ぼす影響を検討した。さらに，実験10・11では上流端で補給砂を行なった点が他の実験と異なっている。

補給砂量の決定及び方法は次のようにした。つまり，事務所一次案法線に対する流砂量計算を，流砂量公式に佐藤・吉川・芦田公式（通称・土研式）を使って行ない，23.0k断面の流量ごとの全巾流砂量を表－3.3に示すように求めた。次に流砂量縮尺は土研式より求めると

$$Q_{Br} = \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho - 1)_r} \cdot \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}} \qquad (3-1)$$



図－3.3　検証実験Q～t曲線

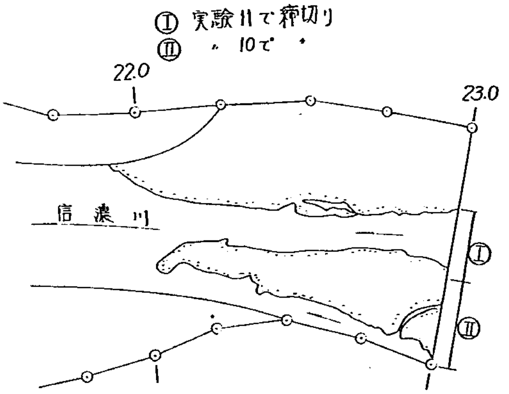


図－3.4　本実験Q～t曲線

ここで，前章で述べた理由により$\varphi_r=1$，$(\sigma/\rho-1)_r=1$ とすると，$X_r \cdot h_r$ は初期条件として与えられているので，流砂量縮尺を左右するのは$F(\tau_0/\tau_c)_r$ のみとなる。しかし，$F(\tau_0/\tau_c)$は現地においても又模型上も場所・河床材料・流量などにより異なり平均的な値しか求め得ない。それで$F(\tau_0/\tau_c)$の現地・模型比も上流部においては模型の方が現地より動きやすいので，$F(\tau_0/\tau_c)_r=0.2$ と 0.9 を仮定する。

こうして，$X_r=100$，$h_r=70$ の模型の流砂量縮尺を求めてみると，

図－3.5　上流端流入条件



$$Q_{Br}=F(\tau_0/\tau_c)_r\cdot h_r^3\cdot X^{-1/2}=0.9\times70^3\times100^{-1/2}=30870\quad(F(\tau_0/\tau_c)_r=0.9)$$

$$=0.2\times70^3\times100^{-1/2}=6860\quad(F(\tau_0/\tau_c)_r=0.2)$$

そこで，現地流量4000m^3/sec，6000m^3/sec，9000m^3/secの時の23.0k断面における流砂量を模型流砂量に換算すると表－3.4に示すようになる。

表－3.3　23.0k地点流砂量

流量 m^3/sec	流砂量 m^3/sec
4000	0.083
6000	0.12
9000	0.193

注：事務所一次案法線の場合
　　全巾流砂量

表－3.4　23.0k地点模型流砂量

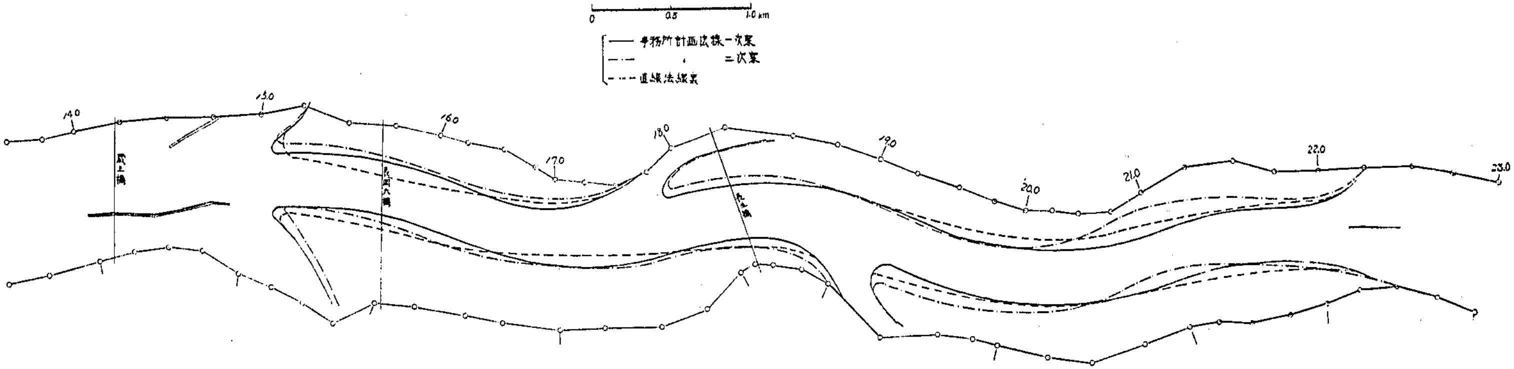
流量（現地）	$F(\tau_0/\tau_c)_r$	流　砂　量
4000m^3/sec	0.9	2.7　cm^3/sec
	0.2	12.1
6000　〃	0.9	3.88
	0.2	17.49
9000　〃	0.9	6.25
	0.2	28.13

表に示した模型流砂量を，実験では上流端付近に約15分間隔で投入した。なお$F(\tau_0/\tau_c)_r$ の値を2種仮定して求めたが，実験では$F(\tau_0/\tau_c)_r$ の比の大きい0.9の値を主としてもちい，0.2あるいは中間的な0.5程度の$F(\tau_0/\tau_c)_r$ を仮定して求めた補給砂量は実験10の場合一部試みた。

以上，模型の検証および低水路法線の検討を全ケース10ケースについて行なった。

なお，検討を行なった三法線案は図－3.6に示すようである。

図－3.6　信濃川長岡地区低水路法線3ケース


0
0.5
1.0 km
事務所計画法線一次案
〃　二次案
直線法線案
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0
蔵王橋
長岡大橋
長生橋

第4章　実験結果およびその考察

4.1　現地と模型の相似性

4.1.1　現地現象

現地現象と模型でおこるそれとがどれほどの相似性を示しているかを確めておくことは，その後の実験結果を考察する上で重要である。そこでこの項では，現地と模型の相似性について検討してみるが，その前にまず現地現象を現地Dataから考えてみる。

まず過去の洪水出水をながめてみると，各年の小千谷（34.7km地点）における最大洪水流量が表－4.1に示すようになる。この表から考えられることは，18年間の資料のうち各年の最大洪水流量が3000m^3／sec を越えたのは11回，4000m^3／sec以上では4回である。つまり，3000m^3／sec 以上の洪水はほぼ2年に1回，4000m^3／sec 以上となると4年に1回程度となる。このことは，4000m^3／sec をのみこめる低水路を設定した場合，高水敷のつかるのは4年に1回程度の確率となり，高水敷利用の方針からはかなり有利となる。

次に，河床の最深線の変動をみて流れの動きを考えてみる。模型実験区間より上流も含めて考えてみると，図－4.1.1，2に示すように，昭和の年代にはいってほぼ一定した地点に最深部のきているのは，24.5K付近の左岸側，21.0K付近の右岸側，そして18.0K 付近の右岸側である。これらのケ所は長い年月の間最深部が動くことなく，しかもその最深ケ所が堤防に接近しているため水衝部として危険性をもっている。

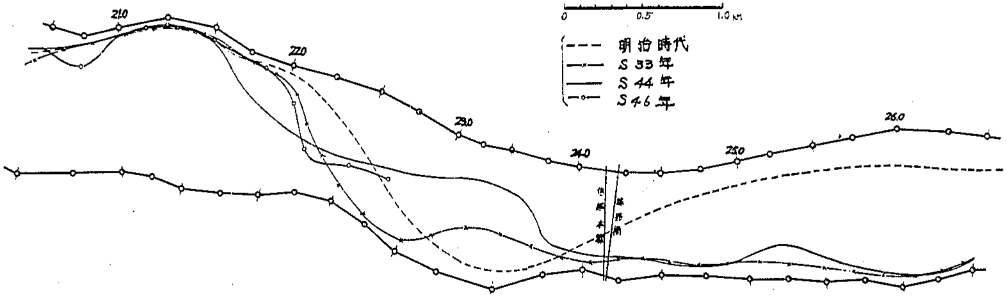
表－4.1　各年最大洪水流量
（小千谷地点）

年　度	最大流量
S.27年	3260m^3/sec
28	3889
29	1579
30	2803
31	2649
32	2959
33	6243
34	4918
35	3748
36	3992
37	3398
38	2663
39	3534
40	4570
41	3143
42	2788
43	2269
44	6106

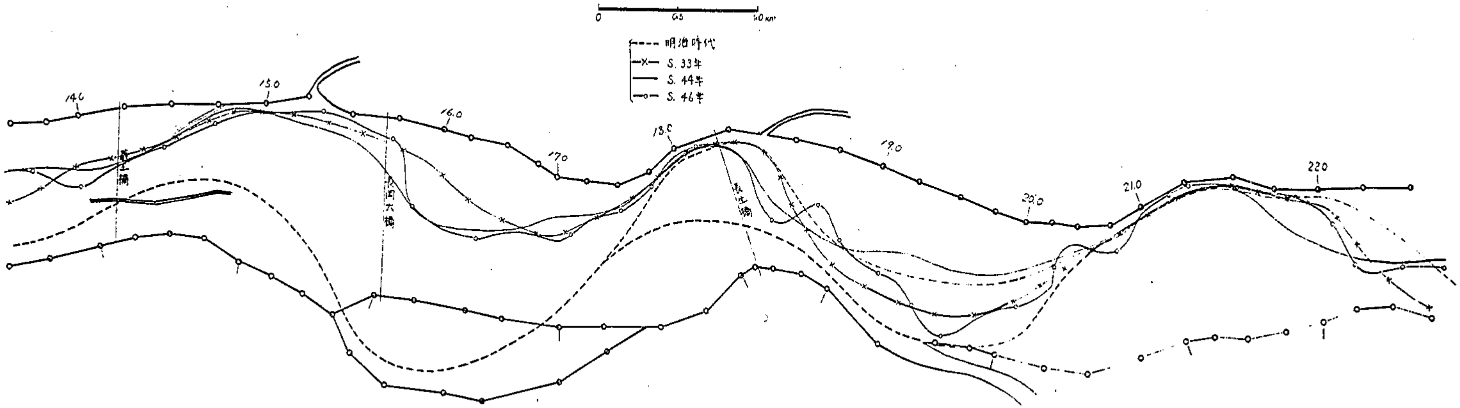
また，今回の実験に使われる模型の上流端（23.0K）付近の現地最深線変動をみてみると，図－4.2にみられるように左岸から河道中央にかけてかなり変動しており，将来どのように変わるかあるいはおちつくのかを予測するのはかなり困難を感ずる。したがって，その直下流からはじまる今回の河道計画では，計画取付け部付近の変動をどのようにとらえ，どのような考えで処理してゆくかが一つの問題となろう。

次に，河床材料について昭和45年のDataを図－4.3に示してみたが，20.0～16.0K にかけて粒径が極端に変化しているのがわかる。このことは，次の図－4.4に示した河床勾配経年変化をみて，40年以後20.0Kから18.0K 付近で河床勾配の急変点があることからもうなずけるものと思われる。

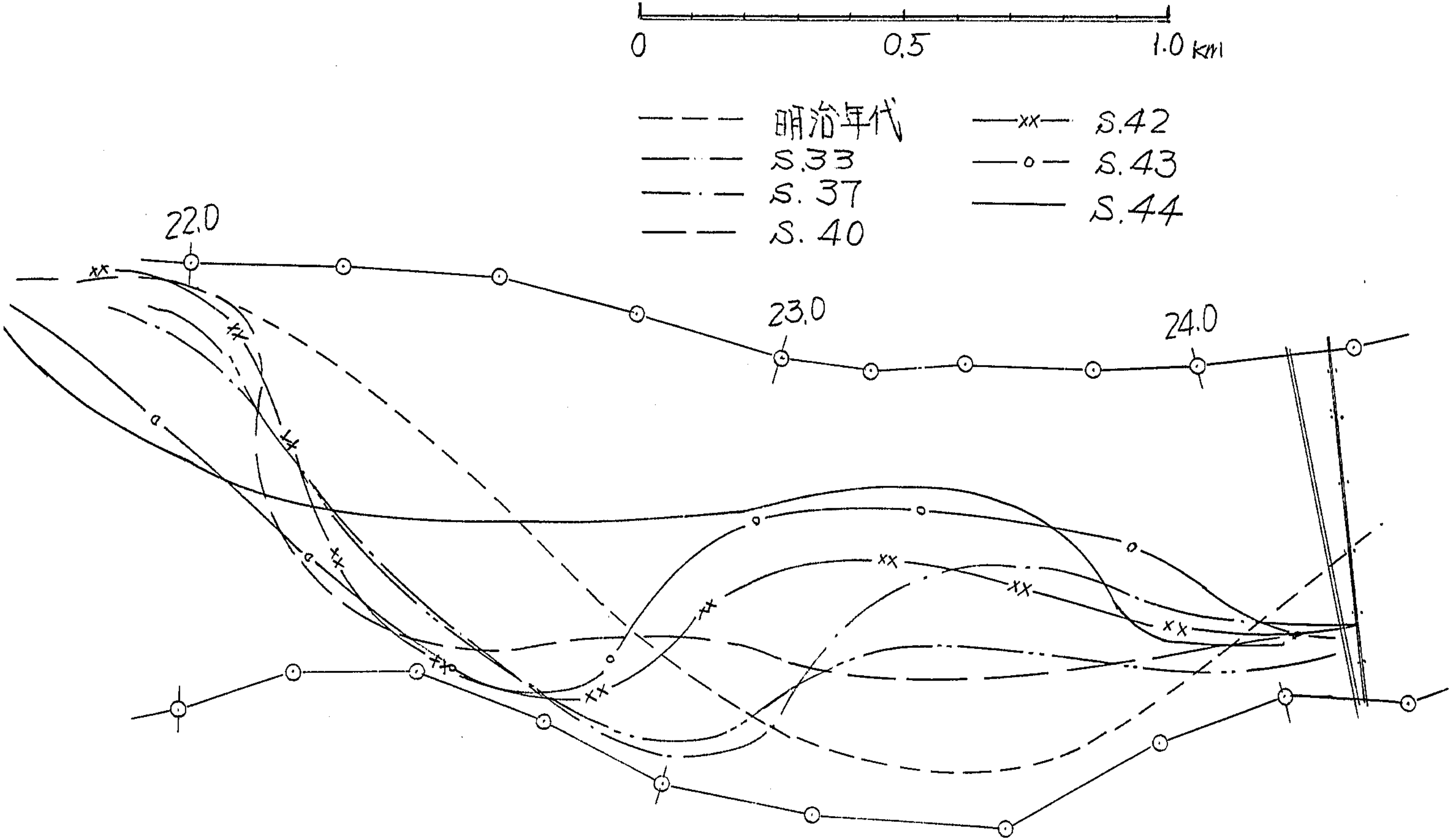
図－4.1.1　信濃川長岡地区上流ミオ筋変動図


0
0.5
1.0 km
明治時代
S 33年
S 44年
S 46年
21.0
22.0
23.0
24.0
25.0
26.0
信越本線
越路橋

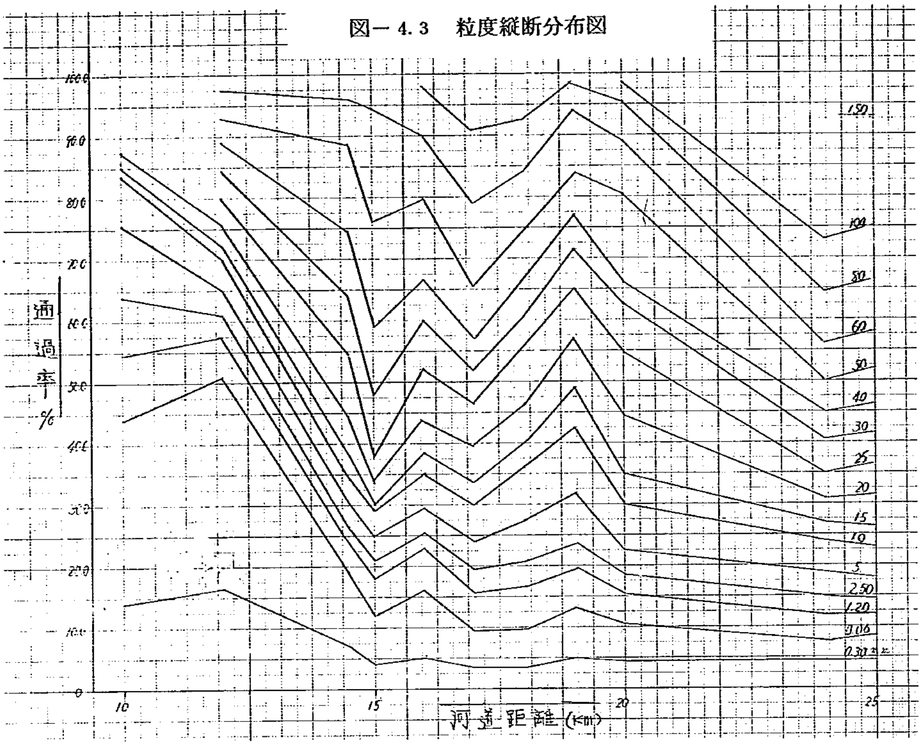
図－4.1.2　信濃川長岡地区ミオ筋変動図


0
0.5
1.0 km
明治時代
S. 33年
S. 44年
S. 46年
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
蔵王橋
長岡大橋
長生橋

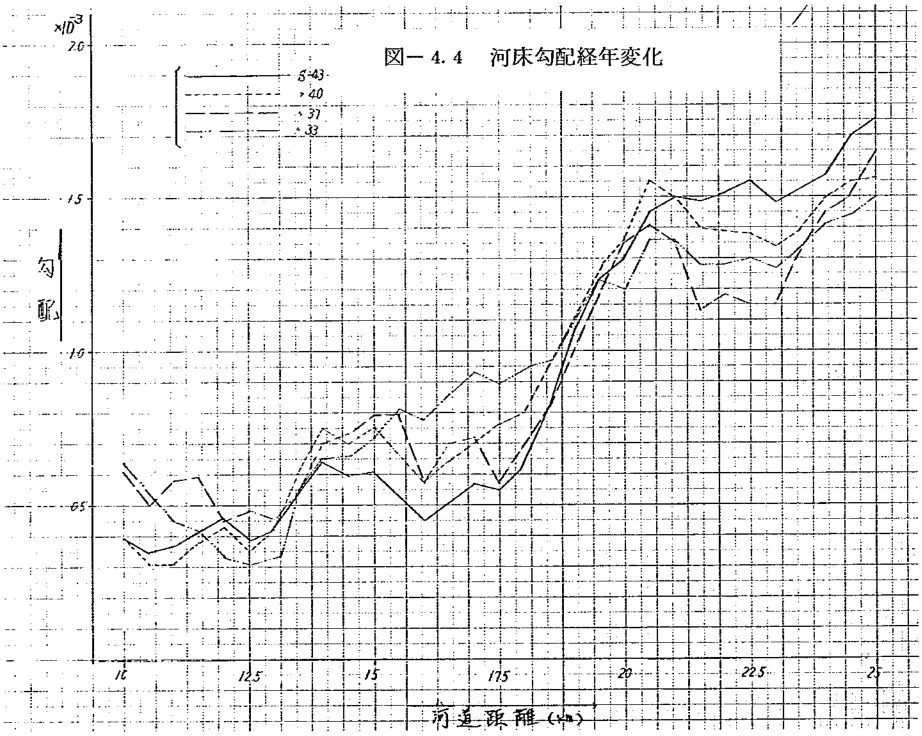
図－4.2　23.0k付近ミオ筋変動図


0
0.5
1.0 km
明治年代
S.33
S.37
S.40
S.42
S.43
S.44
22.0
23.0
24.0

図－4.3　粒度縦断分布図



図－4.4　河床勾配経年変化



4. 1. 2　現地・模型の相似性

前節で現地現象について述べてみたが，では模型実験でこういった現地現象（特に河床変動と流況）をどの程度再現しているかを，検証実験の結果を見ながら考えてみよう。

検証に使った現地Detaは，昭和44年2月測量の河床に対し，同年8月洪水（小千谷におけるピーク流量6100m^3/sec）をBaseにした図－3.3に示すような洪水ハイドロを流し，流況は流量が2500m^3/sec付近の時の航測結果と比較し，河床変動は昭和45年2月測量結果と比較した。また水位はその時の洪水コン跡によって比較・検討することとした。

まず流況についてみると，現地2500m^3/sec時の航測より描かれた流況と，模型2500m^3/sec時にフルオレッセン液を滴下して求めた流況とをあわせて示したものが図－4.6である。これを全体的に一括してみると，大略的には一致しており，実験水位が現地に比し若干高いこと等の影響からか，実験の方がかなりまとまり直線性を示していたようである。部分的にみてみると，まず模型上流端（23.0K）付近の流況は，前節の現地最深部の変動に示したように河床がかなり変動しているので，それにともない流路も変動しているかと思われる。現地航測時の主流は河道中央付近にあったが，実験では流入口設定に際し河道中央と左岸側の2つを主流となるようにした。この点若干流れは異なっているかと思われるが，21.0K右岸付近が1つの水衝部を形成していたことにはかわりなかった。つぎに，19.0K付近は現地・模型共に若干左岸側よりに流れていたのは同じであった。そのつぎの18.0K付近の流れは，現地の流れをみると左岸から右岸に急激な移行をみせている。そして模型でも現地ほどの急激さはないがかなり右岸にかたよった流れをしているのは認められた。これより下流については模型の方が若干直線性をもって蔵王橋に至っていた。

つぎに河床変動についてみると，現地と模型の河床変動について比較し示したのが図－4.7.1～4である。模型実験の河床は検証実験2の場合の最終河床である。これをみると現地・模型共全体的に河床の変動量が少なく，その傾向はそれほど明確ではないが，河床変動が極端に異なる（現地で掘れている所が実験では堆積している。あるいはその逆といった傾向）と思われるケ所はみあたらなかった。ただ21.0K～21.5K付近の河道中央に模型では掘れていないのに現地横断で掘れているのは，昭和44年度の砂利採取による人工的掘削の結果であり，模型上はこれを考えなかったためおこったものである。また，20.75K～21.0K右岸の掘れ方が実験の方が大であるのは，同じく砂利採取による人工的掘削の効果を取り入れたか否かの差によるものと思われる。

その他数ケ所，砂利採取による河床変動と思われ実験結果と著しい相異を示しているケ所がみられるが，流水による河床変動ケ所はほぼ現地・実験共同じ現象を表わし得たと思われる。そこで，以後の計画断面の場合にも実験結果は現地でおこる現象をほぼ表わしているものと考えられる。

最後に水位の相似性について考えてみる。移動床実験においては，前章でも述べたように粗度係数の相似がうまくゆかなくて，その結果水位の相似がうまくゆかないという現象が多々あ

る。信濃川の場合もこの例にもれず，現地と模型では図－4.8に示すほどの相異が認められた。図には現地の洪水コン跡と現地と同流量時の実験水位を示してある。ただし，実験に使った河床は昭和44年2月測量の河床であり，現地6100m^3/sec 洪水は44年9月，3550m^3/secは46年9月である。したがって，河床が若干異なっていることは考えられる。それにしても，大きいところで2.0m 以上の水位差のあるのはどうしても見すごせない事実であった。

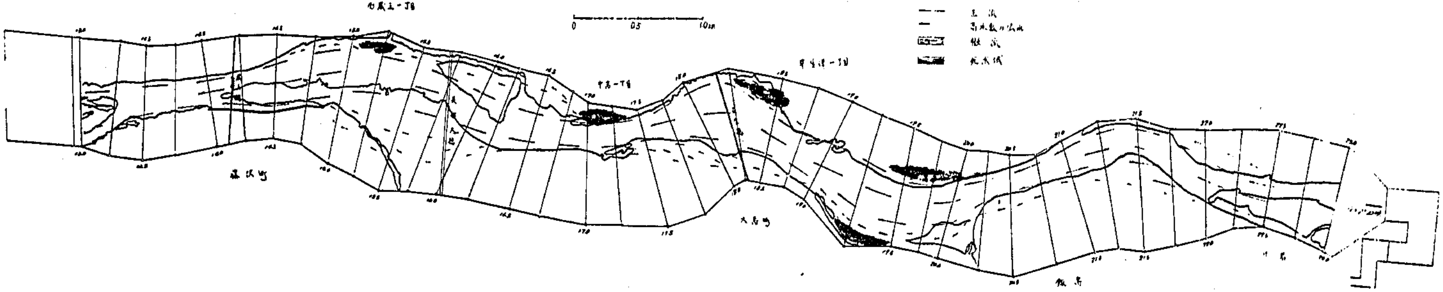
そこで，何が主な原因であるかについて検討してみたのが実験No.3の水位検討実験であり，その結果は図－4.9に示されるようになった。図中の表は，示されている地点の水位にあわせようと試みたことを示している。すなわち，この検討実験の結果，14.0K付近の低水路狭サク部で水深に比し高い砂漣ができたため，この地点ですでに水位が決められてしまい，下流での水位調節効果が上流に及ばないことがわかった。特に，19.0Kより上流に至っては，下流端での水位変化はまったく影響の及ばない範囲となっていることが同図よりわかる。もちろん，全体的に河道内にできた砂漣の規模が水深に対し大きすぎたため，粗度係数が大となる傾向はあったが，その影響の最も大きいのが14.0K付近であると考えられた。しかも，15.0Kより下流は現在の計画には含まれない区間であった。そこで，14.75Kより下流の低水路は，土研で計画断面の不等流・流砂量計算を行なった場合に設定した断面にモルタルで仕上げ，その上に砕石をチドリにならべる（10cm間隔）ことにより，移動床の場合より小さい粗度となるような試みを行ない，上流水位を下げようと努力した。このような試みは移動床実験としては初の試みである。その効果については検証を行なっていないので何とも言えないが，計画断面の場合の実験・計算水位を比較すると図－4.11のようになり，最大で1.0m以内の水位差におさまっている。このことはかなりの効果があり良好な結果を得る方向に一歩前進したものといえよう。しかしながら，なお1.0m以内の水位差があることは，実験結果を考察する場合に頭の中にとどめておかねばならない。

以上現地現象と検証実験の結果とを比較しながら，模型実験の相似性について検討を加えてきた。流況については，実験結果の方が現地流況に比し若干直線性をもって流れてはいたが，水衝ケ所は現地・模型共にほぼ同じであった。また河床変動については，砂利採取の影響と思われる地点を除けばほぼ現地・模型共あっていたと思われる。つぎに水位については，河床に発生する砂漣の規模が水深に対し大きすぎるため，粗度係数の相似がうまくゆかず水位の相似が成りたっているとは必ずしも言いがたい。しかし，14.75K以下をモルタルで固めることにより，かなり現地に近い値に近づいてきてはいると考えられる。なお，これによる影響は15.0K付近が河床変動の著しくない地点であるのであまりないものと思われる。

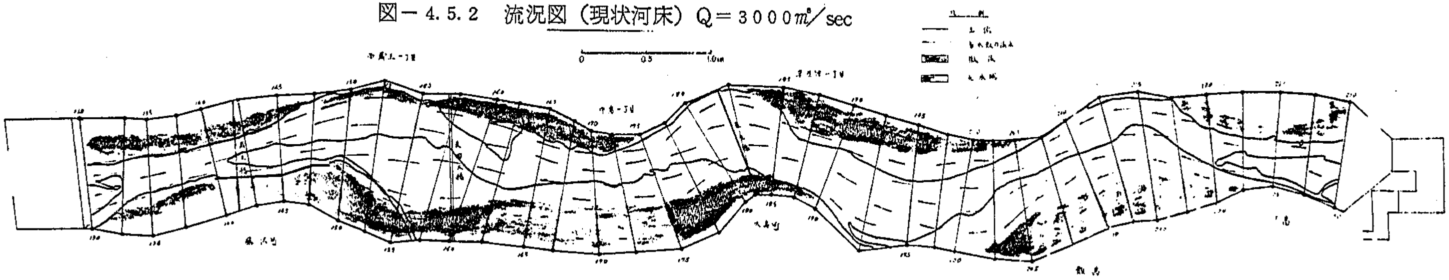
4.2 低水路法線の検討

低水路法線の検討は，1）事務所計画法線一次案，2）直線法線案，3）事務所計画法線二次案の3案について行なった。以下各法線案について，それぞれ河床変動・流況等の検討を行なっ

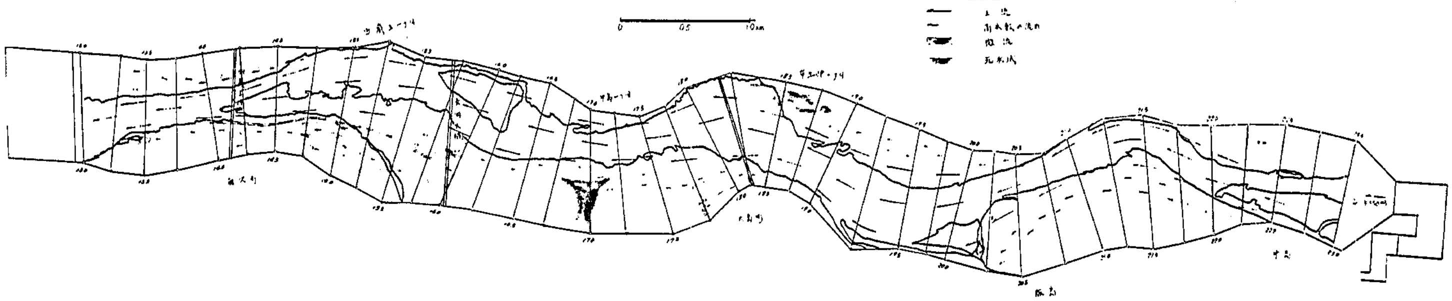
図－4.5.1　流況図（現状河床）Q＝2500㎥/sec


凡例
主流
高水敷の流水
散流
死水域
0
0.5
1.0km
藤沢町
大島町
飯島

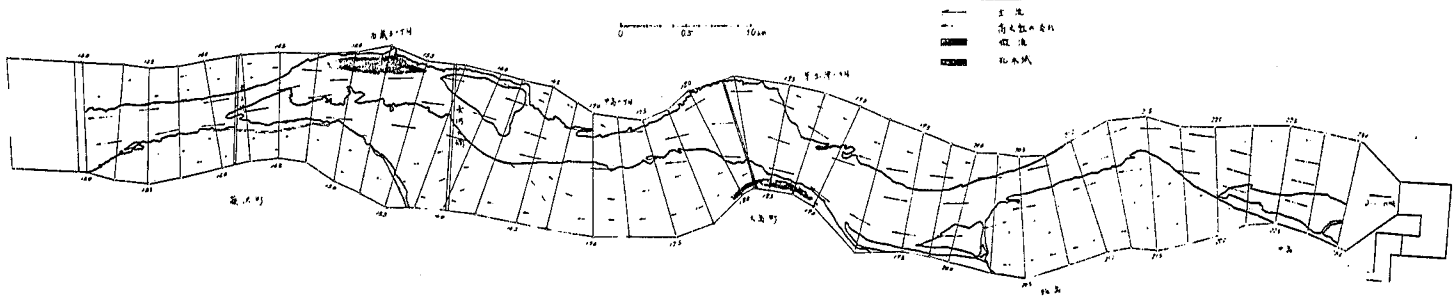
図－4.5.2　流況図（現状河床）Q＝3000㎥/sec


凡例
主流
高水敷の流水
散流
死水域
0
0.5
1.0km
藤沢町
大島町
飯島

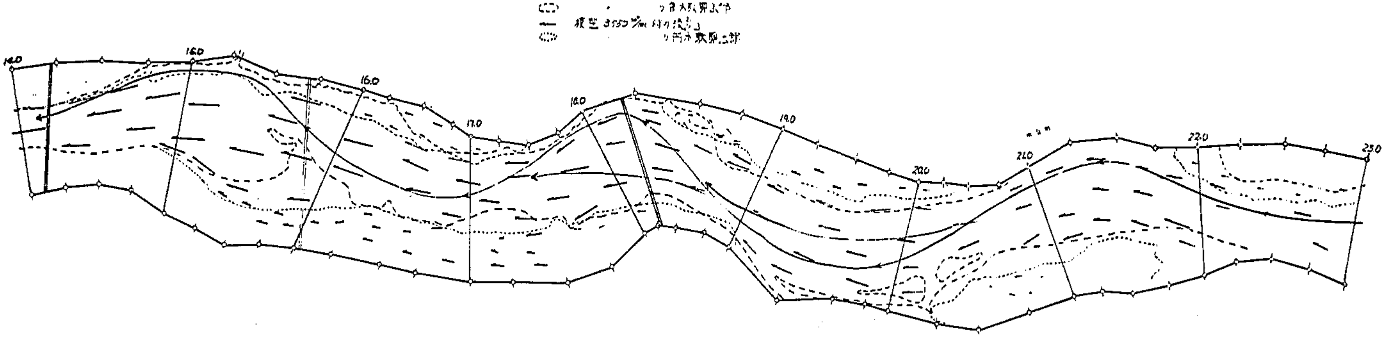
図－4.5.3　流況図（現状河床）Q＝3550m³/sec


凡例
主流
高水敷の流れ
渦流
死水域
0
0.5
1.0km

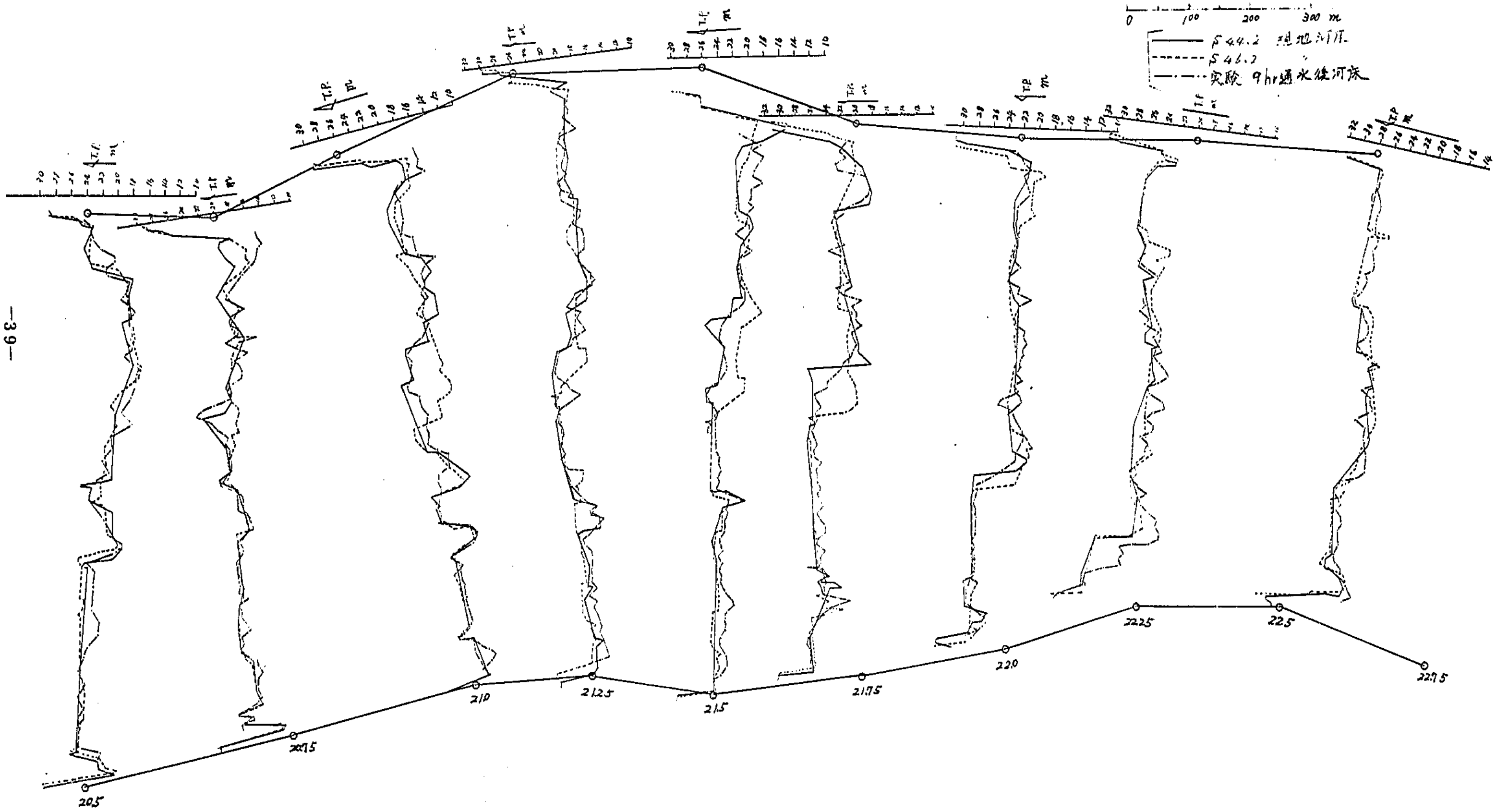
図－4.5.4　流況図（現状河床）Q＝6100m³/sec


凡例
主流
高水敷の流れ
渦流
死水域
0
0.5
1.0km

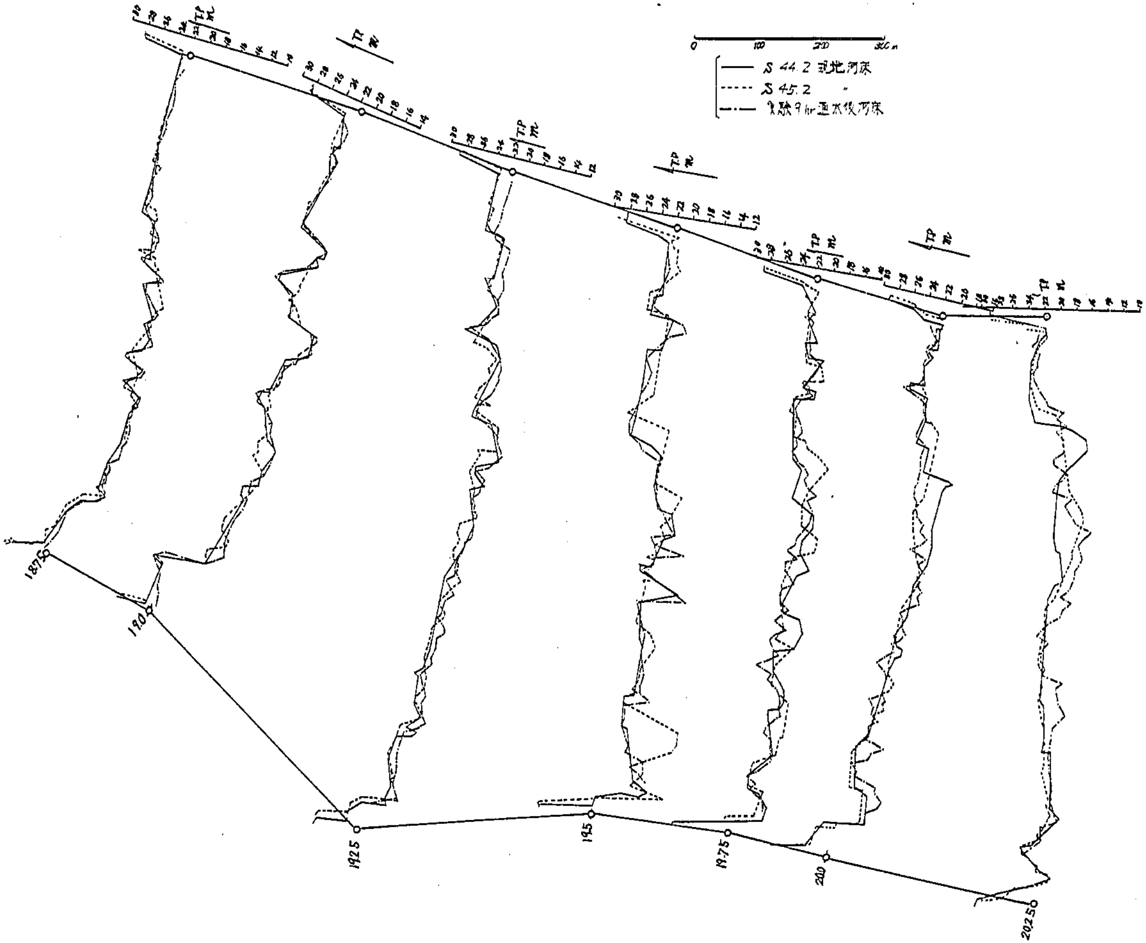
図ー4.6　信濃川現地模型流況比較


現地 2,510 ㎥/s 時の流況
模型 3,150 ㎥/s 時の流況
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0

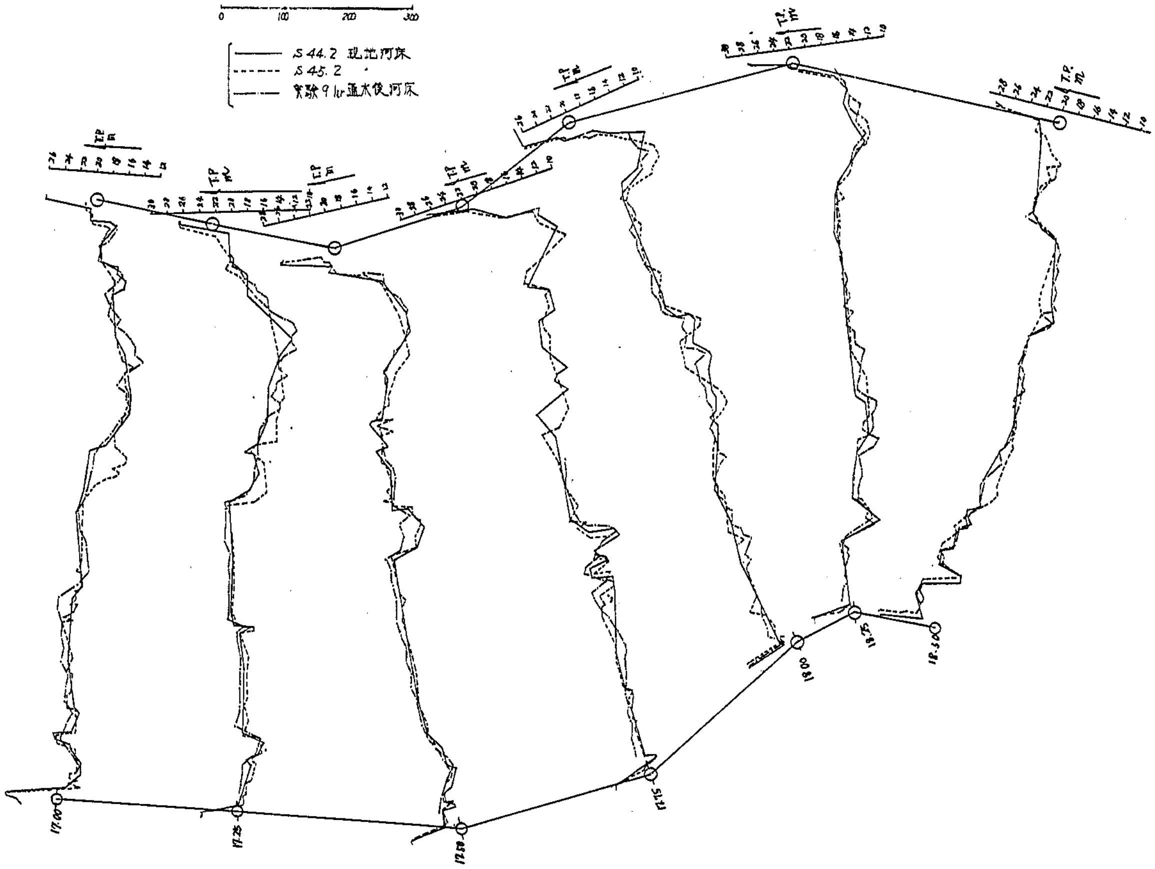
図－4.7.1　現地・模型・河床変動比較



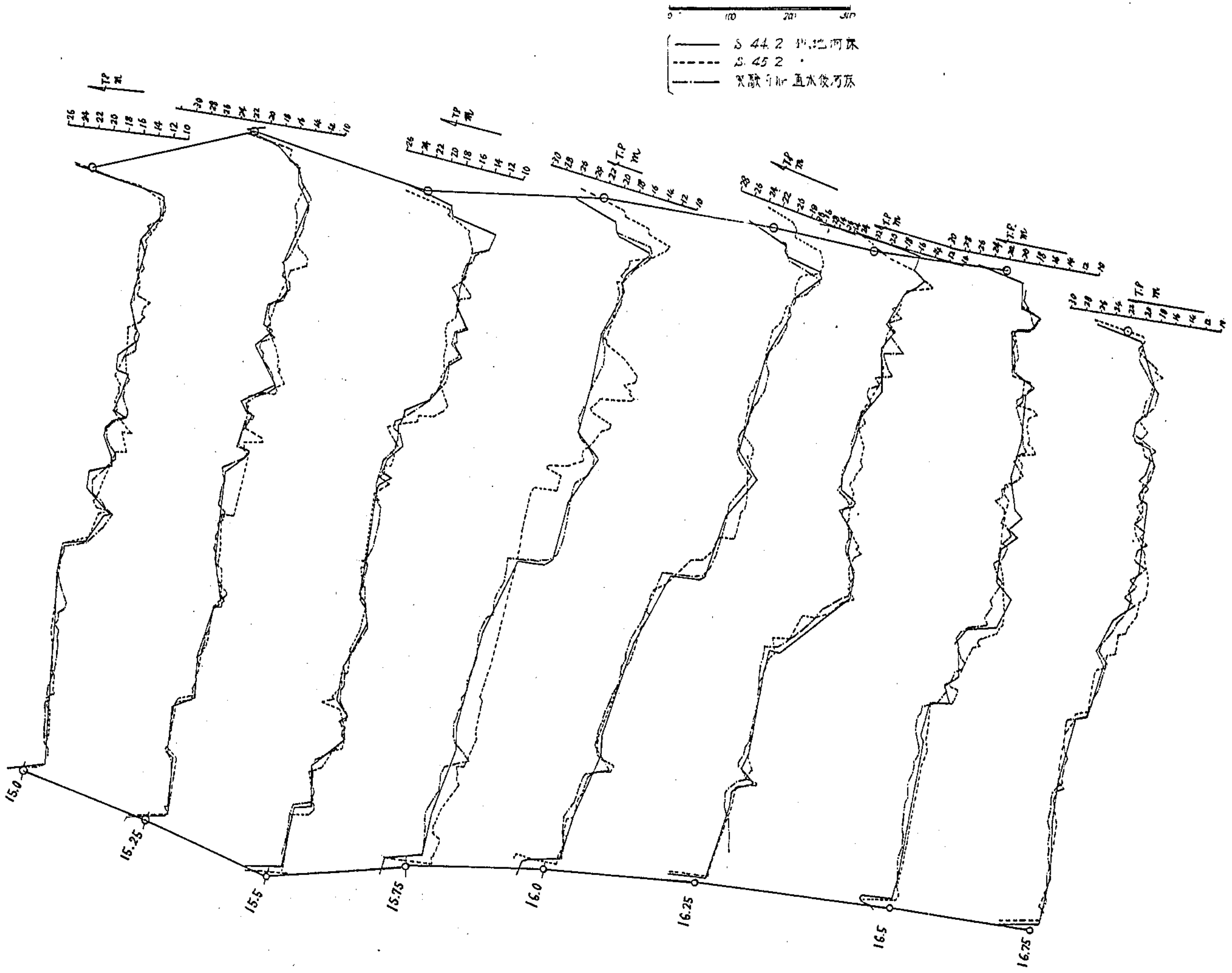
図－4.7.2　現地・模型・河床変動比較



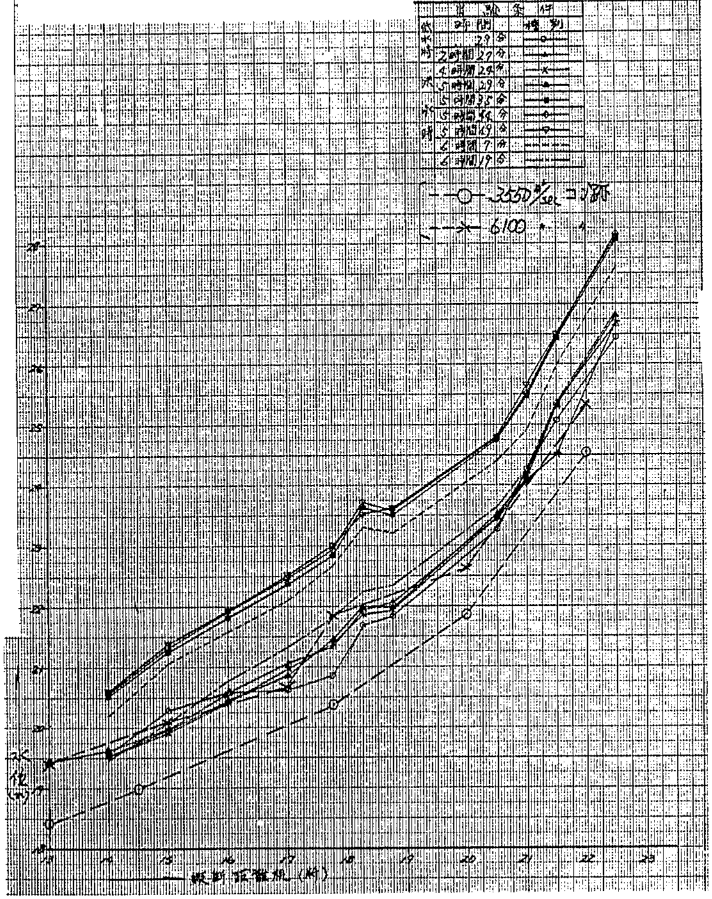
図－4. 7. 3　現地・模型・河床変動比較



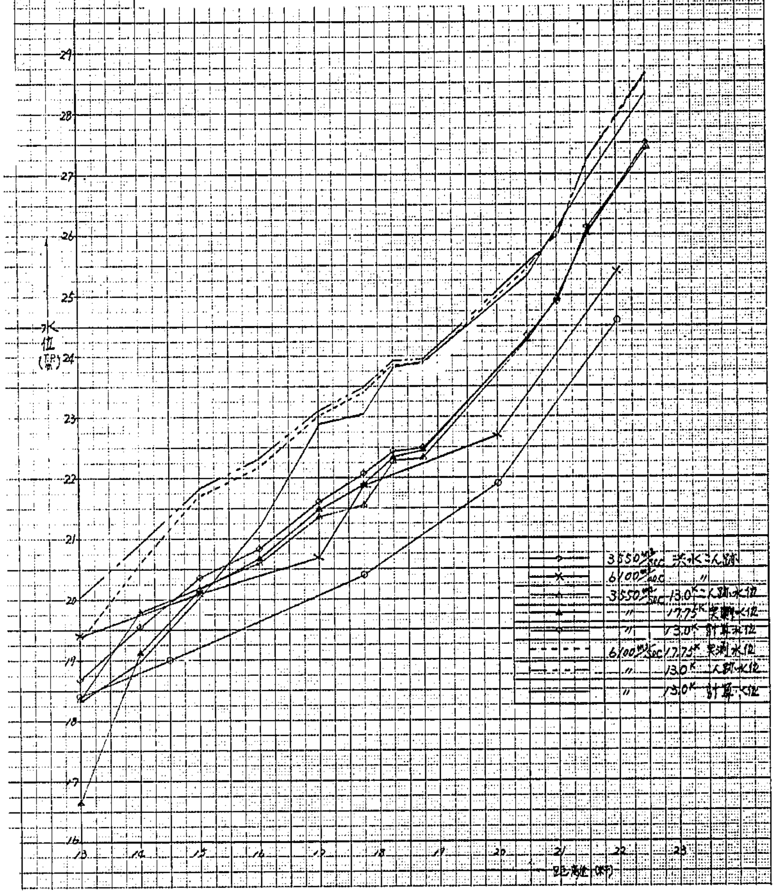
図－4. 7. 4　現地・模型・河床変動比較



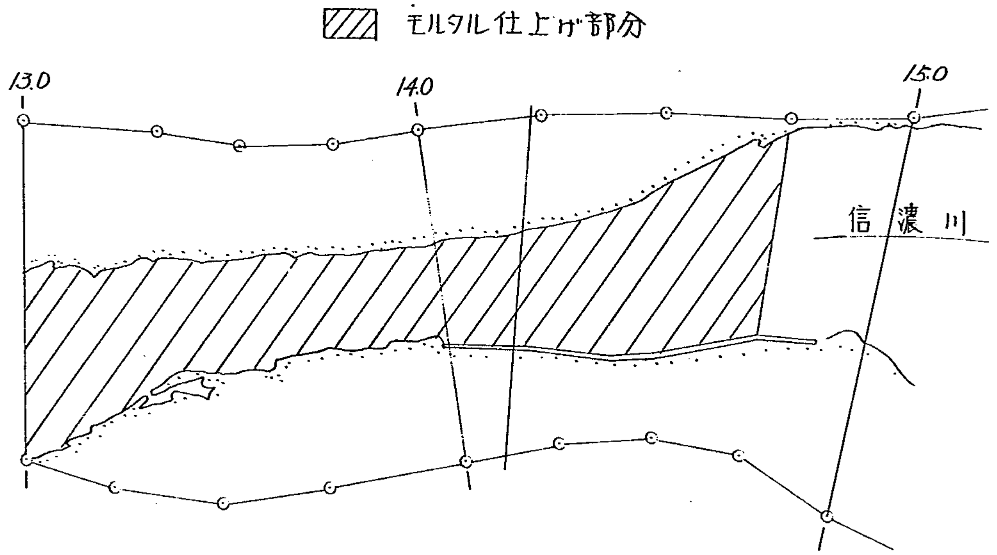
図ー 4. 8　現地・実験水位比較 1



図ー 4. 9　現地・実験水位比較 2



図－4.10　河床モルタル仕上げ範囲図



てみる。

4.2.1　事務所計画法線一次案

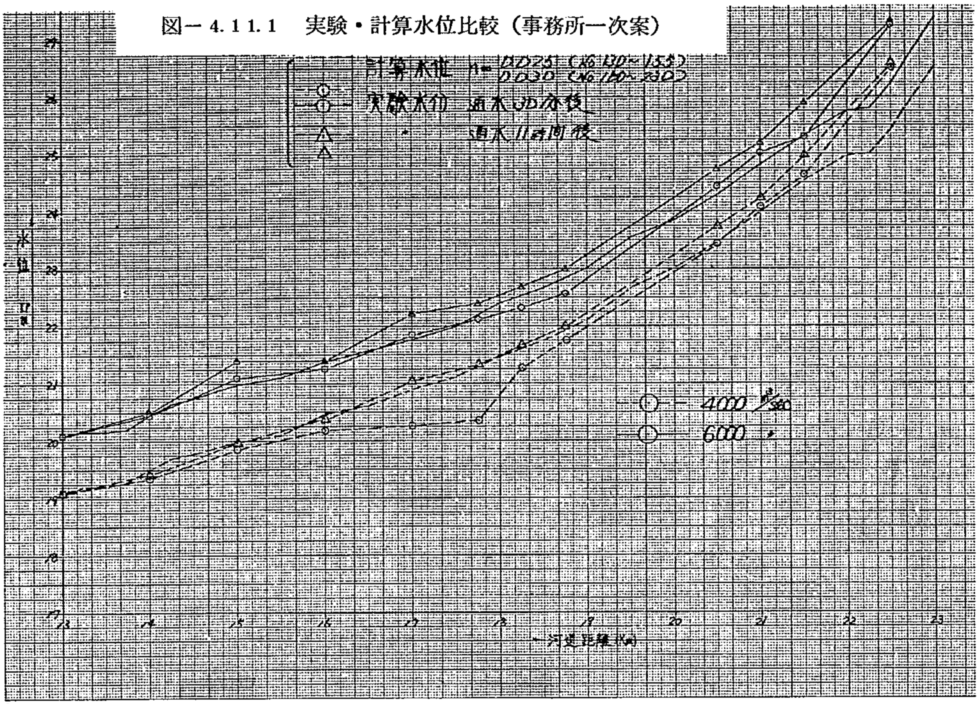
この法線形についての実験は，前掲の表－3.1に示すような4ケースを行なった。すなわち，2500m^3/sec から9000m^3/sec までの流量を2時間づつ変化させ，現地現象に似せた流量の与え方をしたケース（本実験Ⅰ）と，6000m^3/sec の洪水流量を対象としたケース（本実験Ⅱ）と，4000m^3/sec の低水流量を対象としたケース（本実験Ⅲ）と，3000m^3/sec の低水路内流量で低水路内の蛇行を検討したケース（本実験Ⅳ）である。

では，これら4ケースのデーターを総観してその傾向を述べてみる。

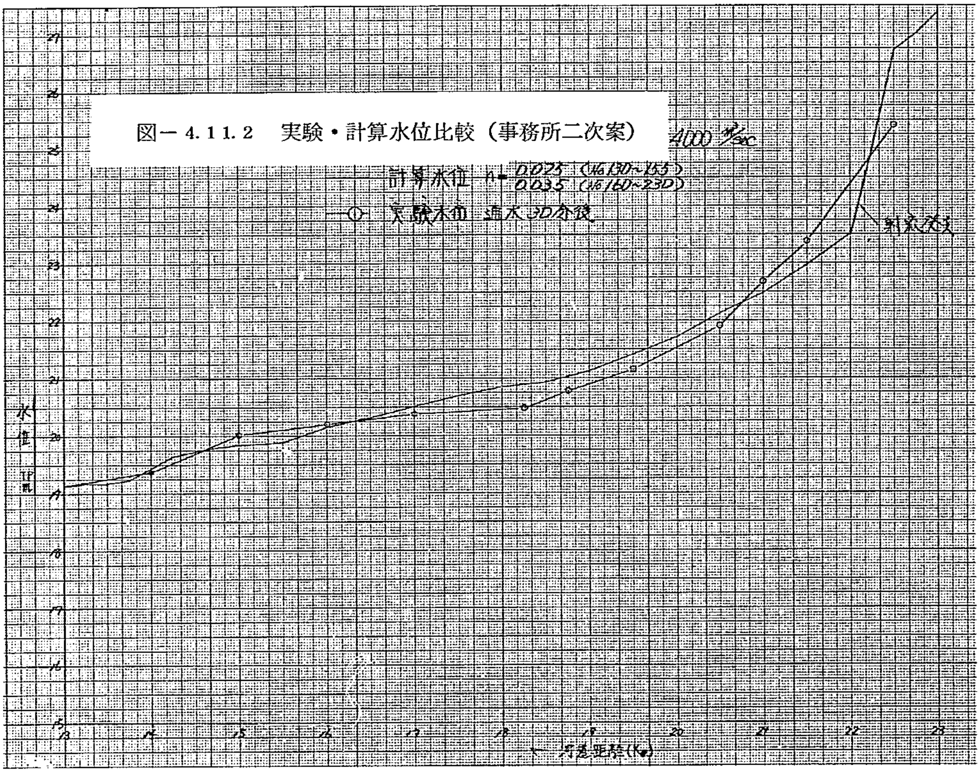
22.5～20.5K

上流二断面の河床低下の著しいのは補給砂不足がその主因をなしているかと思われる。また，ミオ筋が左岸寄りと河道中央の二本みられるのは，上流23.0K断面がそのように設定されたためにおこったことであり，23.0K付近の河道が現在かなり変動をくり返していることを考えると，模型上流端からの流入条件についてはさらに検討の必要があったかもしれない。

現設定条件のもとでは上流付近は複式蛇行となっている。すなわち，図－4.13に概略示すように，22.0K～21.75K 付近で河道中央に堆積し両側が掘れているのがそれで，流れが河道中央から両側に別れていることがわかる。そして下流にゆくと，複式蛇行上を流れていた流れのうち左岸側にゆく流れの方が強いゆえ，しだいに単列蛇行の様装をおびてくる。その傾向は，21.5K付近で右岸洗掘・左岸堆積のいわゆるわん曲部の三角形の河床を呈してい

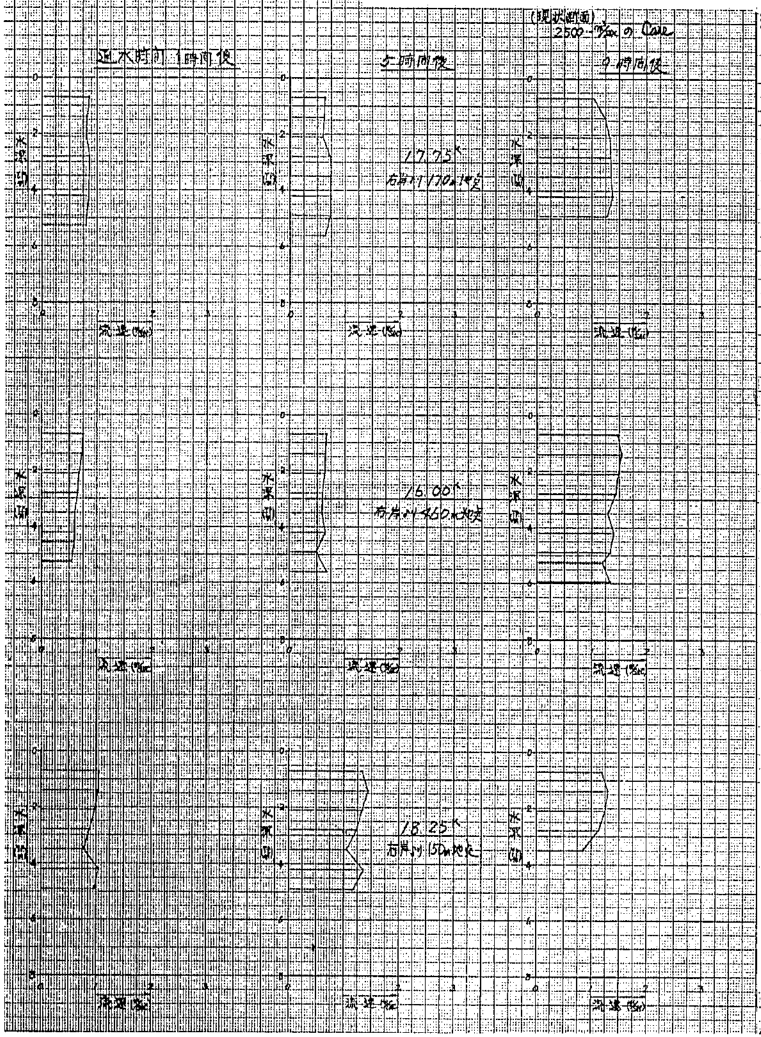


図－4.11.1　実験・計算水位比較（事務所一次案）

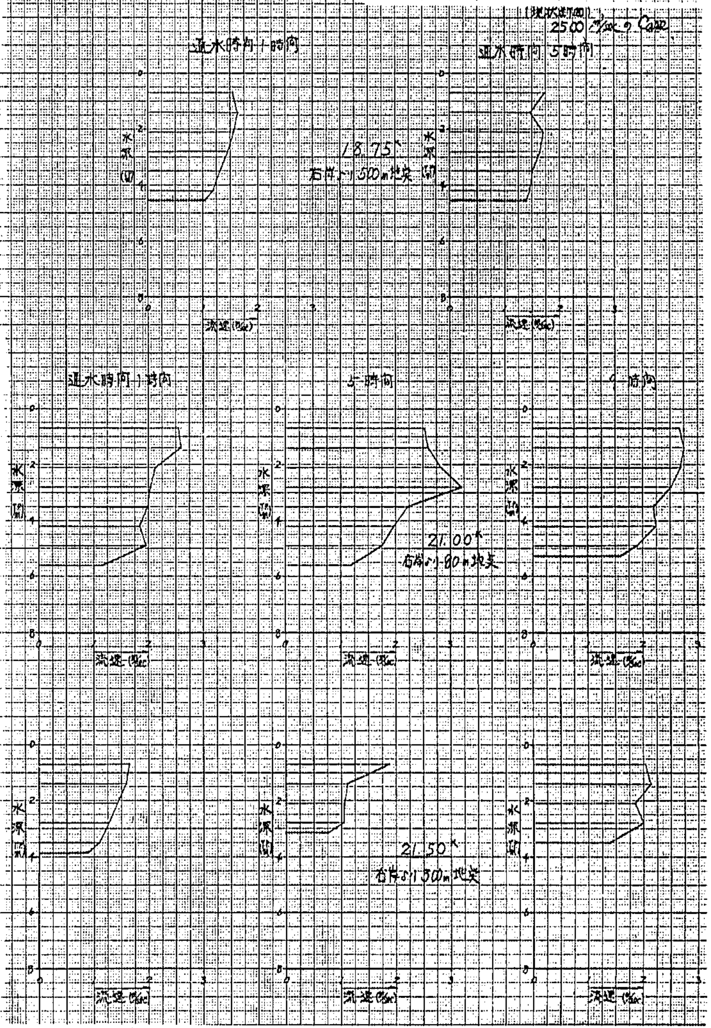


図－4.11.2　実験・計算水位比較（事務所二次案）

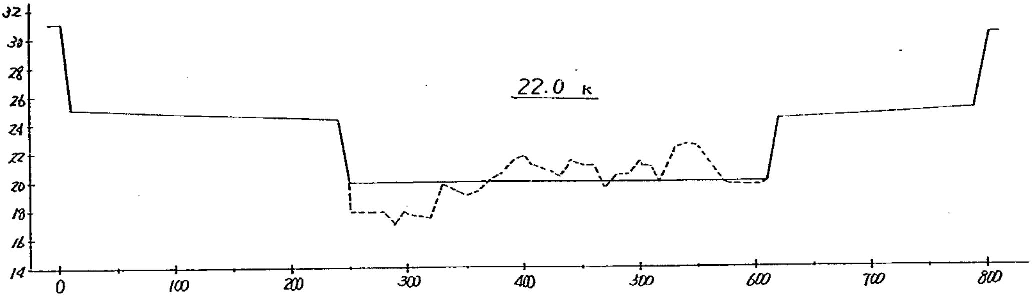
図－4.12.1　流速分布図



図－4.12.2　流速分布図

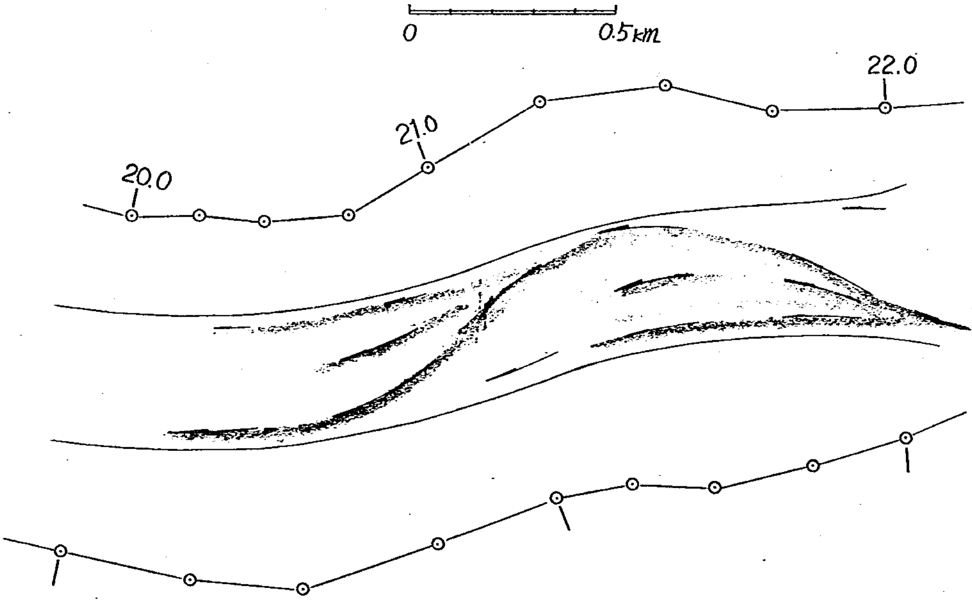


図－4.13　22.0k付近河床変動傾向



るところからはじまる。21.5Kでは主流がほぼ右岸側によって流れているようであり，以後20.75K付近までは低水路護岸に沿って主流線がある。しかしながら，21.0K付近の河道中央に堆積傾向のみられるところから，図－4.14にみられるように主流は右岸側にあるが，左岸側にむかって広がる流れもかなりあるものと思われる。そして，さらに長時間通水をつづければ，21.25K左岸にみられる堆積が下流に移動してきて，21.0K付近もいずれは右岸洗掘・左岸堆積の河床形態となることが十分考えられる。20.5Kでは流れの主流の変換点であり完全な主流の位置は明確でなく，低水路内全体にほぼ等しい流れをしている。河床変動をみても特徴のない地点である。

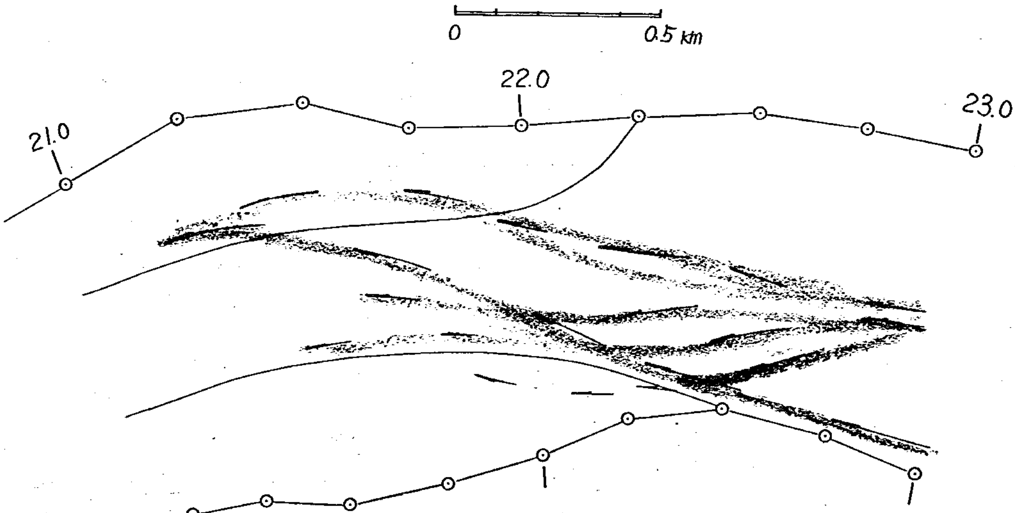
図－4.14　21.0k付近流況



つぎに高水敷変化に注目してみる。上流22.0K付近の左岸高水敷の変動が本実験ⅠとⅡで異なっている。すなわち本実験Ⅰの方がピッチが250m下流にずれているような高水敷の変動を示しているようで，本実験Ⅰでは22.0Kまで洗掘され21.75Kに堆積しているが，本実験Ⅱでは22.0Kにすでに堆積している。この2ケースの実験で条件の異なるのは流量の与え方のみである。そこで考えられるのは，本実験Ⅰで高水敷洗掘位置が下流にいったのは，まず低水路流量（2500～4000m^3/sec）で22.0K付近が掘られ，高水敷にのりあげる流量になった時，河道中央から左岸におちこむ流れがこの付近にのり上げ，22.0Kが洗掘傾向になったものと考えられる。それに対し本実験Ⅱは，通水開始より高水敷にのり上げる流れとなっていたため，左岸におちこむ位置が本実験Ⅰの場合に比し若干前にあったため，22.0Kではすでに堆積の傾向になったものかと考えられる。しかしながらそれより下流の流れへの影響はほとんど認められなかった。

また21.75K右岸高水敷の洗掘は，複式蛇行上の流れのうち一方の流れがこの付近にのり上げているためと思われる。それより下流は左・右岸両流が合流してのり上げ洗掘を行なっているため，高水敷が荒らされているものと思われる。図－4.15参照。

図－4.15　上流（21.0kより上流）の流れ

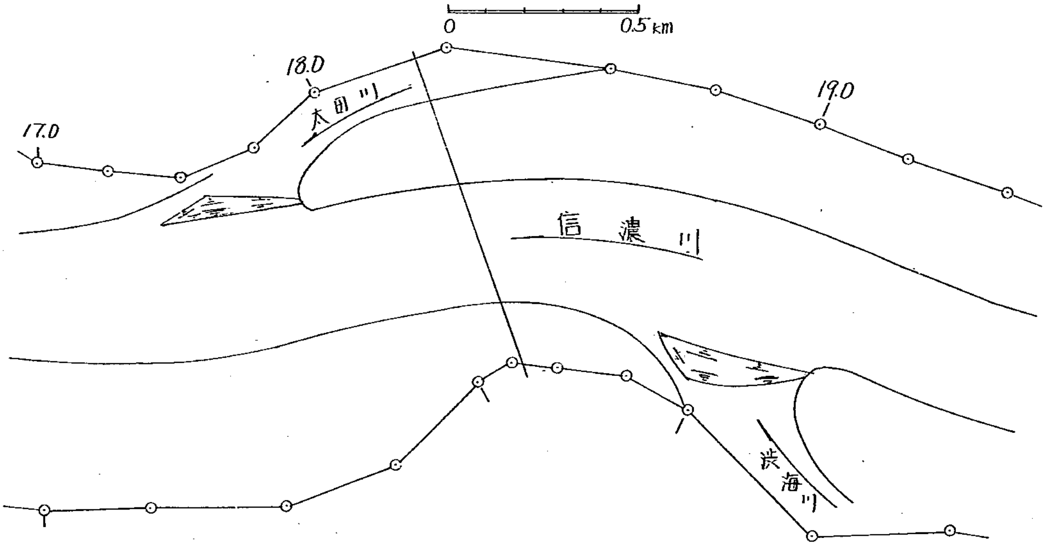


20.25～18.75K

この区間では，まず21.0K付近の右岸から移行した流水が20.25K付近では左岸に寄っているようで，河床は左岸が洗掘・右岸が堆積の傾向を示している。その傾向の明らかなのは20.25～19.5Kの区間であり，それより下流ではそれほど明らかではない。

なお，高水敷にのり上げるような流量状態となると，20.25K左岸の主流に対し右岸側にもかなりの流れがみられるようになる。これは，流量が大になり流勢が増すと流れが直線性を持ってくることと，右岸高水敷にのり上げた流れがこの付近で又低水路内に流れこんでいることに原因が認められよう。この作用があるため，本実験Ⅰ・Ⅱの河床変動は，本実験Ⅳの3000m^3/sec 通水のケースに比し，左右岸洗掘・堆積の傾向がそれほど顕著ではないといえる。また，19.0K付近は支川の渋海川合流口で，低水路巾が広くなっているためもあり若干堆積の傾向を示している。なお，19.0K断面で左岸寄りに高い堆積ケ所のみられるのは，図－4.16に示すように渋海川出口をふさぐように堆積した部分である。この部分は支川出口付近で流速がかなりおそくなり，上流から運ばれてきた土砂が堆積するのはさけられないと思われるので，支川流量を排出するのに必要な合流部の河積を確保するよう，水制の設置が望まれる。

図－4.16　支川流出口付近の堆積

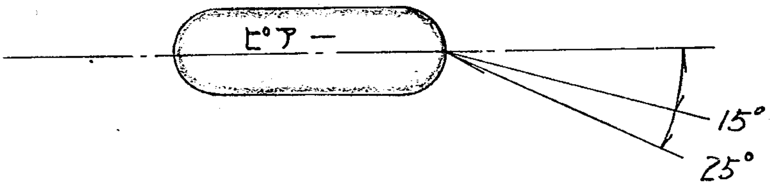


つぎに高水敷に目をうつしてみると，19.5～19.25K左岸高水敷の荒廃が目につく。この部分は，上流の計画取りつけ部から考えると21.5K付近の第一湾曲につぐ第二湾曲部にあたるが，流況をみると流れが低水路に沿ってかなり強制的に曲げられているふうであったので，高水敷にのり上げる流れはかなりの流速をもって流れていた。その結果，高水敷上でかなりの掃流力が存在することになり，19.75～19.25Kまでの高水敷が洗掘されることになったと考えられる。これを防ぐあるいは影響をできるだけ少なくするには，第一湾曲より第二湾曲に至る区間をさらに長く保って，第二湾曲部としての19.5K付近に至るまでに流れの渦

の整正をはかること，高水敷をさらに高くしてのり上げる流水の勢力を減じてやること，あるいは高水敷上を粒径の粗い河床材料で被服してしまうことなどが考えられる。

18.5～17.0K

この区間は，まず18.5K付近では主流が左岸側に存在するようだが，これはその上流19.25K左岸ではねきれなかった水流がそのままこの付近にはしってきたものと思われる。しかしながら，18.25Kではかなり急激に流れの右岸への移行があるようで，18.25K断面では左岸に若干の堆積傾向が認められる。それに対し右岸は洗掘傾向である。この傾向は18.0Kまでつづくが，低水流量を流した本実権Ⅳで明確である。その下流では河床勾配変換点（17.5K）をはさんで堆積傾向かほとんど河床変動を認めないかである。17.75K右岸側の堆積は，図－4.16に示すように支川太田川出口をふさぐように堆積した部分であり，このケ所も前述の渋海川合流口と同じ問題をのこしている。また，18.25K付近にある長生橋のピアーへの水当りについては，必ずしも流れ方向にピアーが向いているとはいいがたく，図－4.17に示すように，ピアーの方向に対し15～25°位の角度をもって流れがあたっているようであった。



図－4.17　長生橋ピアー方向と流向

16.75～15.0K

この区間は，今まで述べてきた上流部に比し河床勾配がゆるやかとなり（上流部で約1/1200この区間では約1/2500），流れもゆるやかとなっているため，河道計画上さしたる問題のおこらない区間といえよう。河床変動の総体的傾向は，上流から流下されてきた土砂の堆積される区間といえるようである。また計画終端から下流へむかっての流況は，若干右岸寄りの傾向はあるが現況ほどではなく，まずまず大丈夫であると思われる。

4.2.2　直線法線案

前述の事務所計画一次案の実験結果を見て，上流部分については，水当りを緩和することを目的に水当り部と思われるケ所を削っていった結果，直線化した直線法線が設定された。この法線案についての検討は，1ケース（現地流量4000m^3/sec　7時間　6000m^3/sec　10時間通水）のみ行なわれたが，その実験結果を参照し考察を行なってみる。

22.5～20.5K

模型取付け付近（23.0～22.5K）の河床低下の著しいのは，前に述べたが補給砂を行なわなかったためである。しかし現地流量4000m^3/sec を7時間通水した後の河床と，さらにその後6000m^3/secを10時間通水した河床とを比較してみて，あまり変化の認められないところから，河床低下の著しいのは初期の4000m^3/sec の時のみで，その後はかなりおちついた河床であったと考えられる。その下流に目をうつしてみると，22.0Kで左岸側が掘れて，21.75K断面では低水路中央に堆積のみられるところから，このケースでも，上流の計画取付け付近においては複式蛇行の様装をおびていることがわかる。ただ，河道中央から左右に流れが別れる時，左岸側への流れが強いため，22.0Kではあたかも左岸側のみにかたよった流れをしているような断面形になったものと考えられる。21.5Kでは，すでに流れがかなり右岸側にかたより以後はほぼ単列蛇行とみなしてよい。つまり，21.5～21.0Kまで右岸側を主流がはしり，その下流で流れが左岸へと移行をはじめている。

20.25～18.75K

この区間では，20.75K付近より右岸の主流が20.5K断面をへて左岸へと移行している。つまり，それほど顕著ではないが20.0K断面付近ではすでに左岸側に寄っているようである。しかしながら，前法線に比し，今回の法線が水当り部を引く方向で修正したし，低水路巾も長生橋より上流については前法線案の320mに対し400mにひろげたため，この区間での左岸への水当り，高水敷へののりあげ，そして，19.0K付近の支川出口付近の水流の広がりもかなり良好な方向で現われていたと思われる。

なお，19.5K左岸付近は流況をみるとかなりの水当りと考えられ，高水敷へのりあげる水勢もかなり強く思われるが，河床変動で護岸沿いにそれほどの低下がみられないのは，高水敷への水流ののりあげ現象が，かえって護岸沿いの洗掘を防いだとも考えられる。また，支川渋海川出口付近の堆積は今回もみられた。

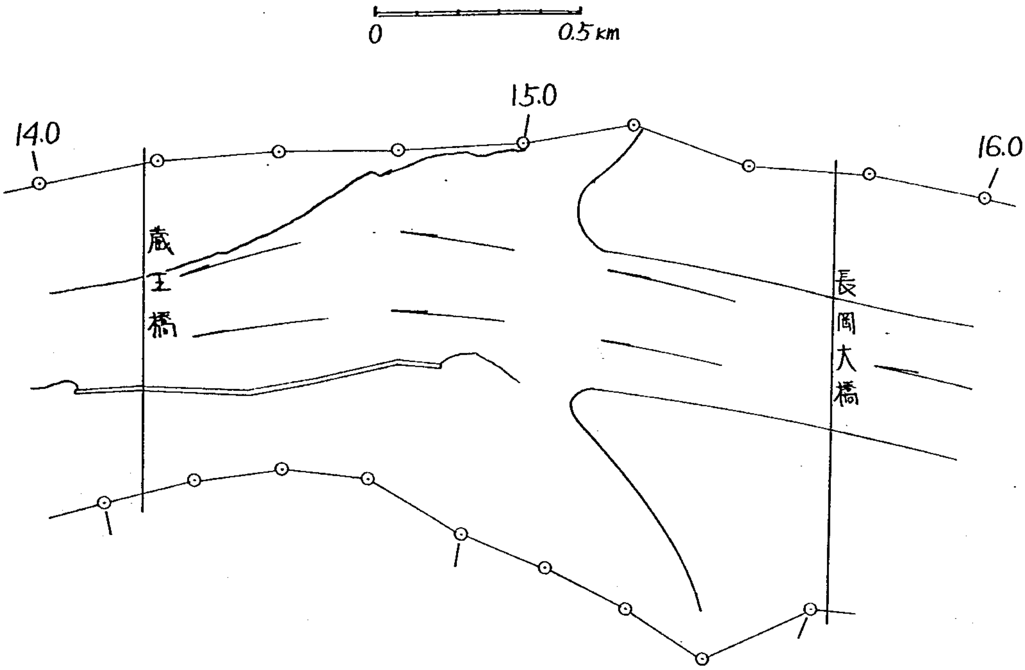
18.5～17.0K

この区間では，まず長生橋付近右岸への水当りの厳しいケ所である。しかしながら，前法線の場合にこの付近に厳しい水当りをつくっていたと考えられる19.25K付近左岸の低水路を堤防側にひいたことと，長生橋付近でも左岸低水路をひいたことにより，流れが直線化し右岸へのかたよりはやや緩和された。だが，この区間においてはまだ右岸かたよりの傾向はあるようで，6000m^3/sec 通水時はかなりの水勢で高水敷に水がのりあげていた。なお，法線を直線化した効果か，支川太田川出口付近の堆積はかなり少ないものですんだ。

16.75～15.0K

この区間は，今回のケースでもそれほど問題と考えられる現象はおこらず，ゆっくりとした流れであり，河床は全体的に現状か若干堆積傾向を示していた。なお，河道計画下流端とその下流の現状断面との関係では，計画下流出口方向が右岸にむいているため，蔵王橋右岸の高水敷に直接流れがあたると考えられ，蔵王橋付近で河道中央に流れをもってくるような

方向に，計画出口を修正することが必要と感じた。



図－4.27　計画取付け部付近の流れ

4.2.3　事務所計画法線二次案

低水路法線の検討は，前述のように事務所一次案そして直線法線案の二案が行なわれたが，事務所一次案では流れと法線の蛇行ピッチのズレがみられ高水敷の荒廃が著しかったし，それを修正してゆく方向で検討され設定された直線法線案は，河道を直線性にすることの問題点と計画出口付近（15.0K）の流向に問題をのこしていた。

そこで，これらの結果が検討されて事務所二次案が設定された。この法線案についての検討は3ケース行なわれた。すなわち，現地流量4000m^3/secを10時間さらにその後6000m^3/secを10時間の計20時間通水したケース（本実験Ⅵ）と，4000m^3/secを185時間その後6000m^3/secを10時間，9000m^3/secを10時間の計205時間という長時間通水を行なったケース（本実験Ⅶ）と，最後は本実験Ⅷと同じ流量順でそれぞれの通水時間を85時間，10時間，10時間としたケース（本実験Ⅷ）である。

本実験ⅦとⅧは模型上流端の流入条件をかえて流入方向の相異による下流現象の相異をみたものである。設定した条件は図－3.5に示すように実験Ⅶは河道中央から，Ⅷは左岸から流入

するものとした。

この効果は後にのべるとして，次にこの法線案についての総括的な考察を，模型上流端からは河道中央を流下したケースの結果を主に対象として述べてみる。

22.5～20.5K

この区間上流部が複式蛇行形態を示しているのは他の法線形と同じ現象である。ただし，今回の低水路法線が他の二法線に比し21.0～22.0K 付近でかなり著しく右岸に寄っているため，複式蛇行の現われである河道中央の堆積傾向が他の二法線に比しさらに下流（他の二法線ではせいぜい21.5Kまでだが今回は21.25K下流）へ続いている。そして，21.0K付近においてようやく流れが右岸へと寄り，以後単列蛇行の様装を示すようになってきている。

そして，右岸水当り部は他の法線の場合の水当り部に比し，下流である20.75～20.5K付近であることが認められた。高水敷の荒廃もこの付近で顕著であり，流れがかなりの流速をもって高水敷上にのりあげていることが想象される。

20.25～18.75K

この区間も他の法線と同様右岸側にあった主流が左岸側へと移行する区間である。しかし，前の区間でも述べたように，他の法線に比し全体的に蛇行のピッチが下流にずれてきており，その影響で，この区間においても右岸より左岸へと主流が移行するのは20.25～20.0K断面付近となり，19.5～19.75Kからやっと主流が左岸にあると認められるようになる。

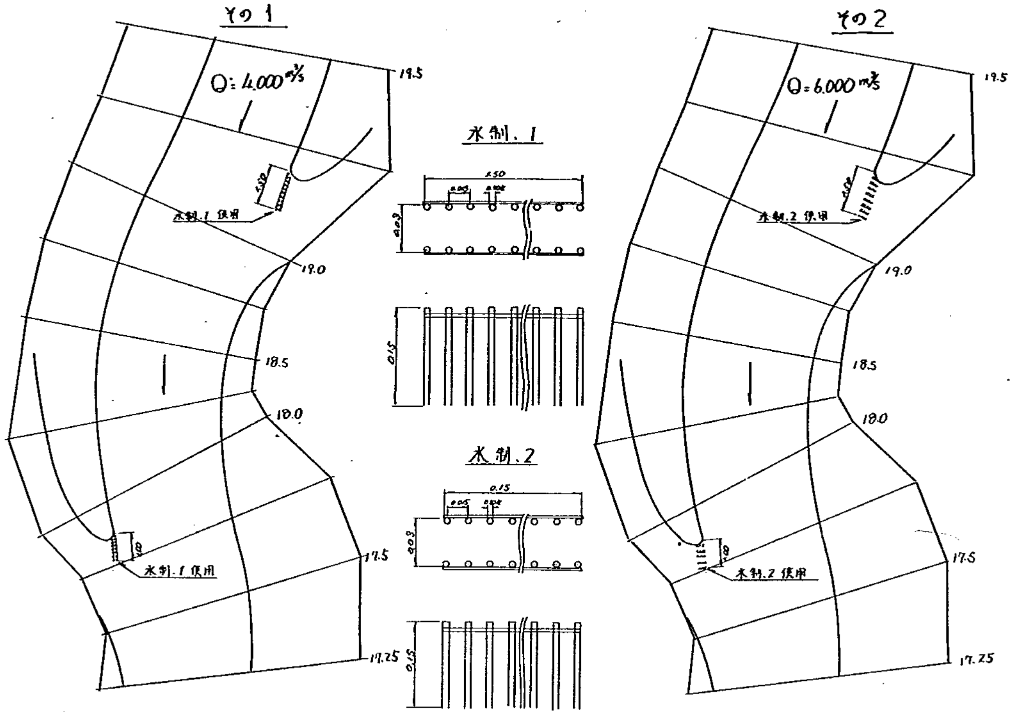
また，流量が増すと，右岸低水護岸沿いにもかなりの流速をもった流れが顕著に認められるようになったが，この影響で，この付近においては若干河道中央がふくらんだような河床変動を呈しているものと考えられる。ただし主流が左岸に認められることは当然である。

次に，支川渋海川合流口の堆積は今回も認められた。そこで今回は，どのような構造・配置の水制を設置すればこの部分の堆積を防げるかの検討資料を得るため，図－4.33に示す位置に同図に示すような水制を出してみた。そして，②の形ではうまく堆積範囲を縮少して合流口を確保できたが，①の形では水制裏の堆積が著しくあまり効果は認められなかった。

18.5～17.0K

この区間では，19.25K付近で左岸にあった主流が右岸へと移行し流下する。その過程はこの区間では他の二法線に比しそれほど差はない。つまり，19.25K断面付近の左岸側主流は19.0～18.75K断面をへて右岸へと移行してゆくが，一方，19.25Kではねきれなかった流れがそのままままっすぐ流下して，左岸低水護岸沿いに一つの流れを形づくっている。この傾向は大流量になった時顕著である。したがって，この区間においても前区間（20.25～18.75K）と同じく，低水路両側に速い流れをもった流況を示していたといえる。

この傾向は他の二法線にも認められたが，事務所一次案法線では19.25K左岸の低水法線がかなり河道につき出しており，右岸におしやられる流れが強かった。それに対し今回の法線案ではそれがかなり緩和されており，良い方向へと改良されたといえる。



その1
Q=4,000 m³/s
19.5
水制.1 使用
19.0
18.5
18.0
17.5
17.25
水制.1
5.50
0.05
0.08
0.03
0.15
水制.2
0.15
0.05
0.08
0.03
0.15
その2
Q=6,000 m³/s
19.5
水制.2 使用
19.0
18.5
18.0
17.5
17.25

図－4.33　水制設置図

16.75～15.0 K

この区間は流れがゆるやかであり，他の法線についても計画出口付近を除いては問題のなかったケ所である。しかも今回の法線では，前法線の低水路巾320 mに対しこれをさらに400 mに広げたため，流れはさらに予裕をもった流れとなり，問題となるケ所は見当らなかった。

計画取付口の方向も蔵王橋付近で流れを河道中央にもってゆくよう決定した。だが，若干流れが右岸よりであったことは否めない。

4.3　事務所二次案の詳細な検討

今までに実験の行なわれた二法線案についてその総括的な感想を述べると共に，いくつかのケ所で比較・検討を行なった結果，三案のうちでは事務所二次案が最も条件に適しているという結論にいたった。そこで，この法線案をさらに詳細に検討するため本実験Ⅶ・Ⅷが行なわれた。以下その結果を述べてみる。

事務所二次案に対する検討実験を1ケース（本実験Ⅵ）終ったところで，この法線案の検討項

目と考えられたものは，１）低水路内蛇行の把握，２）低水護岸の根入れ，３）高水敷の処理，４）支川出口堆積の処理，などであった。

そこで次の実験ケースでは，低水流量を思いきり長く通水し，計画河床設定後相当長期にわたる河道の変遷を把握することと，その後高水敷にのりあげる大流量を流して，高水敷の問題を把握することとした。

また，前にも述べたが，現地では模型上流端付近にあたる23.0K付近において流路が著しく変動しており，今後の予測もむつかしい状態であるので，考えられる二方向の流路の場合を検討して，計画上流端付近の流路変動も考慮した対策の検討を行なってみた。

１）低水路内蛇行について

低水路法線を決定する上で検討されねばならない問題の一つに，低水路内蛇行をどのようにとらえ計画の中にくみ入れてゆくかという問題がある。

低水路法線をうまく蛇行のピッチとあわせることができ，Barの移動がなければ，洗掘位置はおのずと決められてきて対策がしやすいが，Barの移動が限りなく続き，洗掘位置が常に移動してゆけば，最終的にはすべての低水路護岸をその計画での最大級護岸で保護しなければならなくなり，非常に不経済である。

そこで，今回の法線形（事務所二次案）についても，この点を十分に検討し，その特性を把握しておくことはかなり重要なことであると思われる。

まず，模型上流端からの流入方向が河道中央である本実験Ⅷの場合の，時間ごとのBar移動を示すと図－4.4 3.1～2のようになる。この結果のうち，まず低水流量の4000m^3/secによるBar 移動に注目してみると，その移動は通水時間に比しそれほど大きくはないと思われる。すなわち，同図には現地流量4000m^3/secを模型実験で45時間，85時間，185時間通水時のBarの位置を示してあるが，45時間から185時間の間の145時間に移動した量は，多くて300m程度である。模型の145時間は，現地時間に換算すると約137日間（流砂量公式に土研式，F(τ_0/τ_c)＝0.9）となる。つまり，現地において4000m^3/secの流量の洪水が137日間連続した場合に，Barの移動が約300m程度あると考えられるということになる。もちろん，流砂量や時間の相似が必ずしもうまくいっているとはいえないので，この値をそのまま呑みにすることは危険であるが，しかしながら，実験結果の方が現象を誇張して表わされていることを考えると，この結果から，Barの移動は認められるけれど，その速度はかなりおそいものであるということがわかろう。

次に，高水敷にのりあげる流量になった場合にはどうであろうか。これは6000m^3/sec，9000m^3/secの現地流量をそれぞれ模型で10時間づつ流してみたのであるが，この場合は，通水時間に比しBarの移動がかなり顕著であった。最も移動の著しい地点は20.0K～21.0K付近に成長していたBarであり，これは4000m^3/secの低水流量時にも他のケ所のBarに比し移動が激しかったのである。そして，洪水流量になるとさらに移動が激しく，6000m^3/sec，9000m^3/secの各10時間共にその先端は約300mの移動を行なっている。

しかしながら，河床変動図（図－4.3 6.1～8）にもみられるように20.5K右岸，19.5K左岸付近のBar移動は，4000m^3/sec で深られた位置を埋め戻すように移動を行なっており，これは傾向としては安全側であり好ましいものといえる。18.5K右岸付近では埋め戻しの傾向はないが，大流量になり深れ方が助長されたという現象は認められない。

したがって，低水流量によりかたちづくられた低水路内のBarは，大流量時にはむしろ安全側になるような移動を行なうのではないかと思われる。

次に，模型上流端からの流入方向を河道の左岸側からとした本実験Ⅷの場合のBar移動について述べると，時間ごとのBar移動は図－4.4 5に示す通りである。

この場合は，流れ方向が模型上流端ですでに決められているため，模型上流端付近で若干不規則な流れ（単列蛇行上の流れか，複式蛇行上の流れか）をしていたようだが，あとはスムーズな蛇行流を示していた。Barの移動量については，低水流量時には，今回の場合Barの先端があまり明確に現われず，移動量を数値化することはさしひかえ，洪水流量の場合のみについてみてみると，その移動量はあまり顕著ではない。移動が認められるのは今回の場合19.5K付近のBarであり，その移動量は10時間の通水時間に対し100～200mである。図－4.45でかなり変動しているように表わされているのは，今回の場合にはBarが段状になったりしているのを表わしたためであると思われる。そのため，移動量は低水護岸沿いの河床変動測定結果（例えば図－4.4 6.1～12）を参考にして求めた。

以上，上流端での流入ケ所を変えた場合のBar移動について述べたが，流入ケ所が河道中央の場合は，計画河道内の第1湾曲部に発生するBarの移動が特に著しく，流入ケ所が河道左岸の場合には，第2湾曲部に発生したBarの移動の方がむしろ顕著であった。

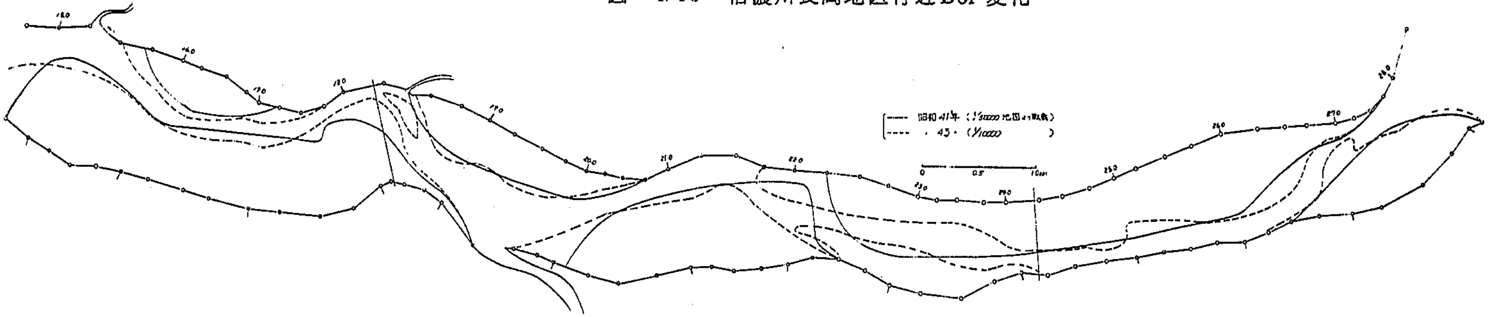
全体的な移動を総括してみると，河道中央に流入口をもってきたケース（本実験Ⅶ）の方が，河道左岸に流入口をもってきたケース（本実験Ⅷ）に比し，Barの移動が著しかったようである。これは，上流端付近のBar生成が，著しい複式蛇行（本実験Ⅶ）か単列蛇行に近いもの（本実験Ⅷ）かの差によるものと思う。つまり，複式蛇行の方が河道が不安定であることを表わしているものと思われる。

なお，現地のBar移動状況については，図－4.4 9に示す昭和41年と43年の高水敷位置を示し，これから考えてみるが，この図から現地においても，15.0～28.0K区間で最も移動の著しいのが22.0～23.0K 付近であることがわかる。その上流はほとんど移動なく，その下流はこの付近の変動が影響し，20.0K付近・18.5K付近共に若干の変動が見受けられ，この点，模型実験で23.0K 地点の流入方向変化に伴ない，下流のBar生成が異なってきたのとよく似ている。

2）低水護岸の根入れについて

低水路法線が決定され，低水路内の河床の挙動も一応つかめた。そこで次には，その計画法線に沿って低水護岸が設置される場合に問題となる，護岸の根入れ深さについて検討を行なってみよう。

図－4.49　信濃川長岡地区付近Bor 変化


昭和41年（1/5000地図より転載）
〃 43 〃（1/10000 〃）
0
0.5
1.0km
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
240
250
260
270
280

護岸の根入れ深さについて考える時，経済問題を無視するなら，計画区間全長の低水護岸の根入れを，その区間で考えられる最大洗掘深に対し安全なものとすればよい。しかしながら，現実にはより経済的であることが要求されるため，護岸の根入れ深さについての考え方が複雑になる。

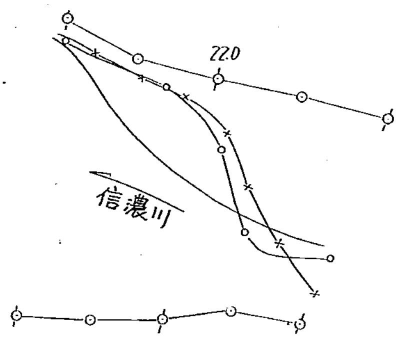
そこでまず，護岸の根入れ深さについて考えるには，護岸付近の洗掘量について考えてみなければならないのでこれについてみる。洗掘量を考える時，低水流量を対象とするか洪水流量を対象とするかの問題があるが，今回の実験結果では，低水流量により掘られた位置が洪水流量時に埋め戻されるという傾向にあったことから，低水流量を対象とした方がよいと考えた。そして，前記の考察の中で，低水流量時，低水路内のBerの移動は認められるけれどかなり遅いものであると述べた。このことは，低水護岸付近の洗掘位置がほぼ固定していると考えてよいかと思う。

なお，この場合の“ほぼ固定”という意味は，不動という意味ではなく若干の変動はみこんでいる。すなわち，現地ではミオ筋部分が最も洗掘されていると考えて，図－4.1，4.2のミオ筋変動図から，計測しやすい水梨および長生橋付近の洗掘位置の移動量を，図－4.50に示すように流れが本堤に接近しはじめた地点で測ってみると，昭和33年から46年の13年間に水梨ではmax約500mであり，長生橋付近ではmax約400mである。この程度の移動量をみこんでいると考えていただきたい。

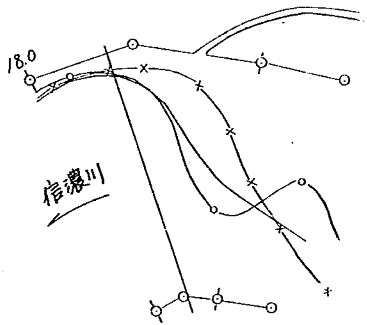
こういった現地状況をふまえて，低水流量による護岸付近の洗掘量を求めれば，それによって，護岸の根入れについてもその必要深さの傾向がつかめると思う。

その目的のもとに，低水護岸沿いの洗掘量を求めてみた結果が図－4.46.1～12 に示すものである。測定は図－4.51に示すように護岸法尻から5.0mの地点である。また，図－4.46.1～6 は本実験Ⅶのケースで，図－4.46.7～12 は本実験Ⅷのケースである。さらに図－4.48.1～2 は現地流量4000m^3/sec を85時間通水した場合の，上流端流入ケ所相異による護岸付近の洗掘傾向の差を示した図である。

これらの図を参考にして，護岸の根入れを程度の差により3等級にわけてみる。この場合，時間縮尺の相似が確立されていれば，定量的な話までできる



22.0K付近

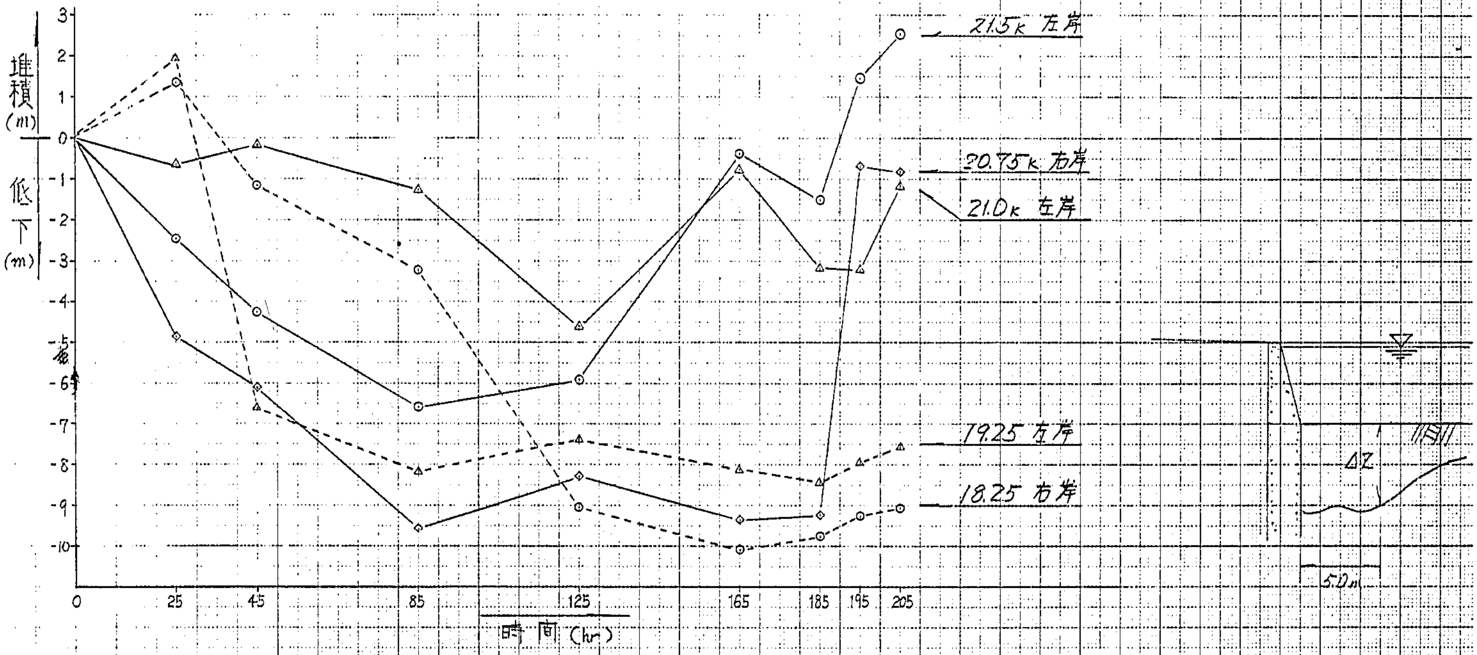


18.5K付近

図－4.50　洗掘位置移動量

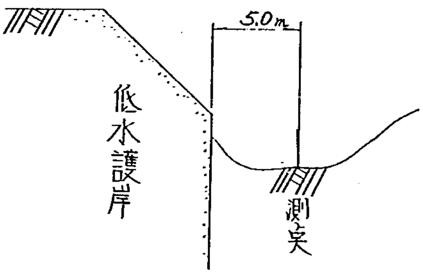
図－4.51　低水護岸付近洗掘時間変化

（事務所二次案・本実験Ⅶ）



のであるが，現在そこまで明確化することには疑問がのこるので，模型実験でおこった河床洗掘の相対的な差から，根入れ深さの分別を行なってみるにとどめ，その量については，現地資料から若干の考察を行ない，それを参考にして決めたい。

つまり，図－4.53.1～4 に昭和33,41,44各年の河床横断を代表的断面について示してあるが，このうち昭和33年と44年の横断を比較し，各年のミオ筋と思われる位置の河床高の差を概略求めてみると，表－4.3のようになる。これは，ミオ筋の河床高がどの程度変化したかを示したもので，高水敷が流路変動によりけずられてなくなったり，砂利採取により掘りとられたもの，あるいは構造物周辺は考えていない。この表からわかるように，実験対称区間付近では局部的洗掘は11年間でも3～4 m程度であり，かなり小規模である。これは，河床材料を考えてみても妥当な結果であるかもしれぬ。



図－4.52　護岸沿い測定位置

表－4.3　河床洗掘量
（S.33～S.44の11年間）

杆 m	洗掘量
18.0 K	4.0 m
18.5	3.0
21.0	3.0
21.5	0
22.0	1.5
22.5	3.0
23.0	1.0
23.5	0.5

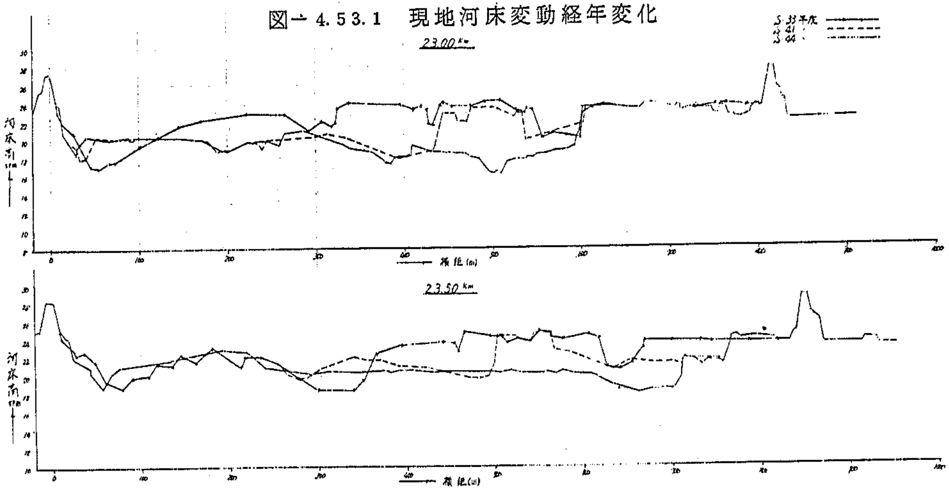
今までは非常に長期間でみたが，一洪水の前後でどのようになるか不明である。これは，ある洪水直前・直後の河床横断，あるいは洪水時の洗掘深などの測定結果があればはっきりとするのであるが，それがない場合は，定期横断測量結果を参考とするしかない。そこで前掲の図－4.7.1～4 をみると，昭和44年8月に6100 m^3/sec の洪水が出たにもかかわらず，その洗掘量はわずかであり3～4 mも掘れていない。

このようなことから，現地での局部洗掘は，長期的にみても又短期間でもそれほど大きくはなく，計画河道を現状と極端にかえる（低水路巾を狭めたり，湾曲の度合を急にするなど）とのないかぎり，同程度の洗掘が計画河道においても期待できるのではないかと考えられる。

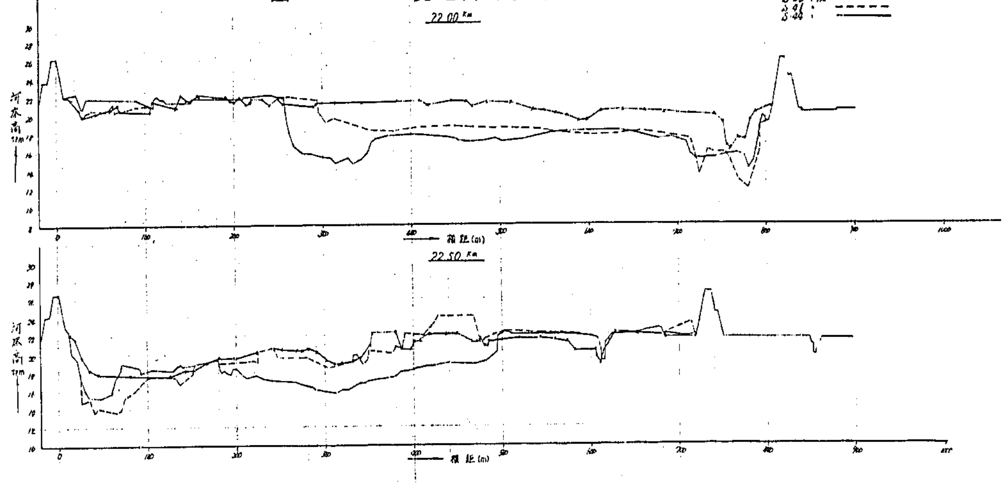
模型実験の結果から，低水護岸の根入れ深さの等級わけを行なってみると図－4.54.1～2のようになる。図－4.54.1は23.0 K 付近の流路が河道中央にあった場合であり，図－4.54.2は河道左岸側にあった場合である。これらの図を比較してみると，計画河道への流入方向の相異による水当りケ所の違いが感じられ興味深い。また流入方向の相異は，計画河道第一湾曲部での水当りの相異となって現われるのは当然であるが，第二湾曲部でその影響はわずかとなり，第三湾曲部ではほとんど影響のないこともわかる。

二つのケースを考えあわせて護岸の等級わけを行なうと図－4.54.3のようになる。これは，

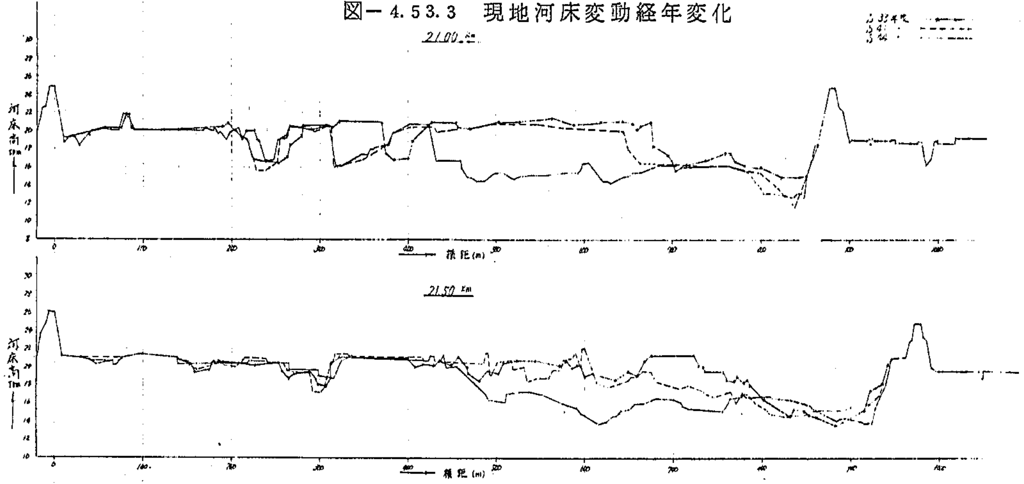
図－4.53.1　現地河床変動経年変化



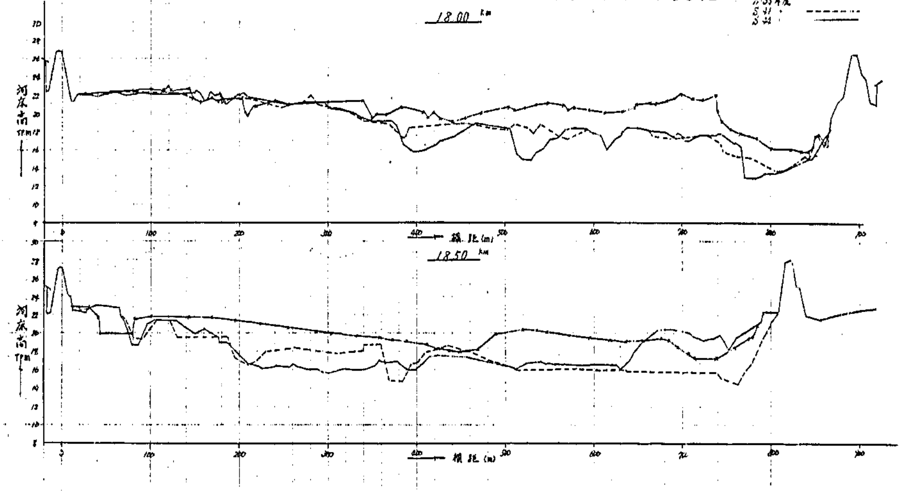
図－4.53.2　現地河床変動経年変化



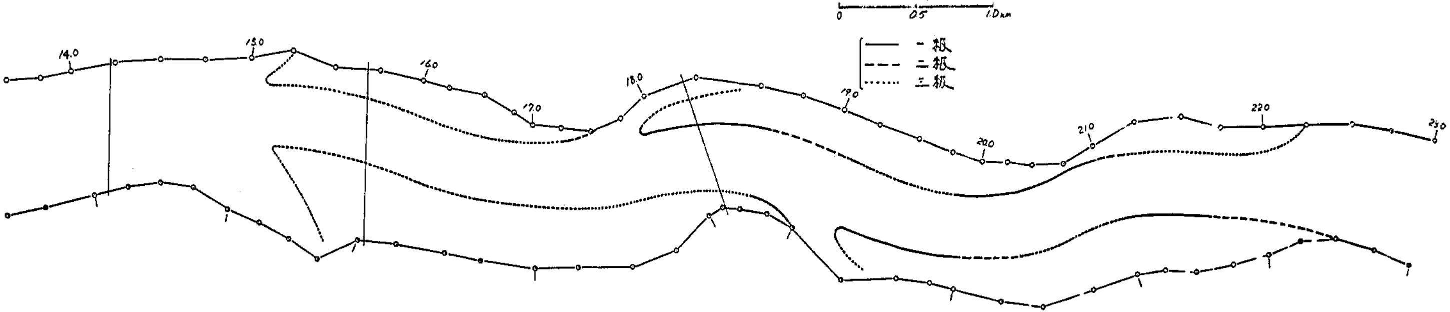
図－4.53.3　現地河床変動経年変化



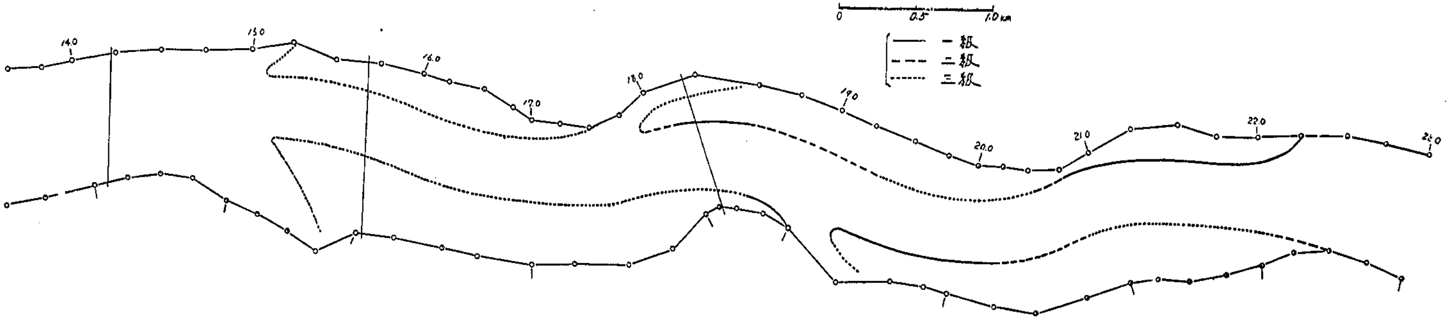
図－4.53.4　現地河床変動経年変化



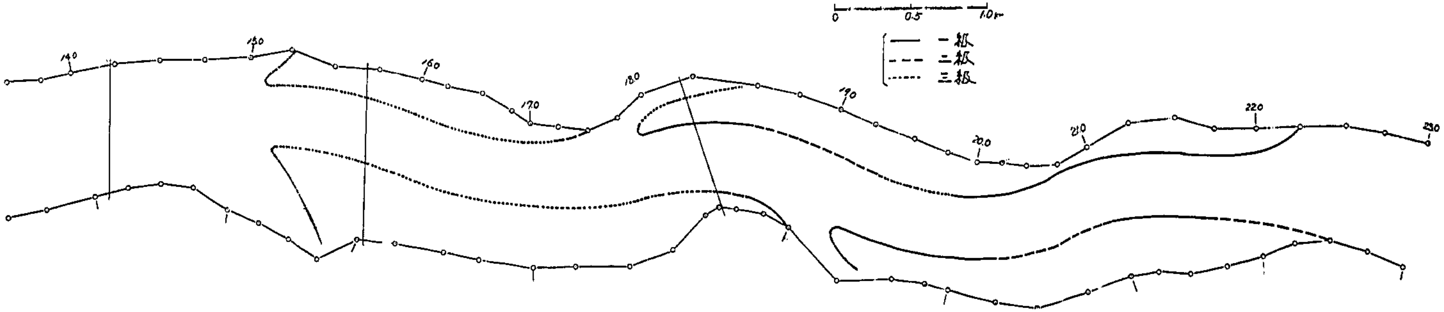
図−4.54.1　護岸等級分け（本実験Ⅶ）


0
0.5
1.0km
一級
二級
三級
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0

図−4.54.2　護岸等級分け（本実験Ⅷ）


0
0.5
1.0km
一級
二級
三級
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0

図−4.54.3　護岸等級分け（総合的判断による）


0
0.5
1.0km
一級
二級
三級
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0

かなり安全側に考慮した結果であることを付記しておく。

3）高水敷の処理について

高水敷は，洪水時のりあげた流水によって荒らされないことが望ましい。特に，高水敷が公園として利用される場合にはこれが強く望まれよう。

したがって，低水路法線を検討する場合にも，この希望に沿うよう考えてゆくわけであるが，それでも諸々の要素により，高水敷にのりあげる洪水流の流勢を減ずることができない場合がおこってくる。この場合には，高水敷を荒らされないよう何らかの処理が必要となってくる。

そこで，高水敷の処理法を考えてみると，1）高水敷面の被服，2）高水敷高のかさ上げ，3）小堤防等の方法を考えつく。1）は流勢の強い高水敷部分の表面を，掃流力の大きい材料でおおうことにより荒廃を防ごうとするものであり，2）は高水敷部分の水深を浅くすることにより，掃流力を減じようとするものである。3）は低水護岸後方に小堤防をもうけ，高水敷へのりあげる流量の減少をはかるものである。

信濃川の場合，計画対象区間にかなり大きな粒径の河床材料が多量に存在するようであったので，1）の方法が可能であると考えて，この場合について検討してみた。実験で河床材料を置換した範囲は図－4.55に示す。また，置換した河床材料は図－4.57に示す粒度分布をもつ60％粒径1.5㎜のケイ砂である。そして，現河床材料との諸量の比較を行なってみると表－4.2のようになる。

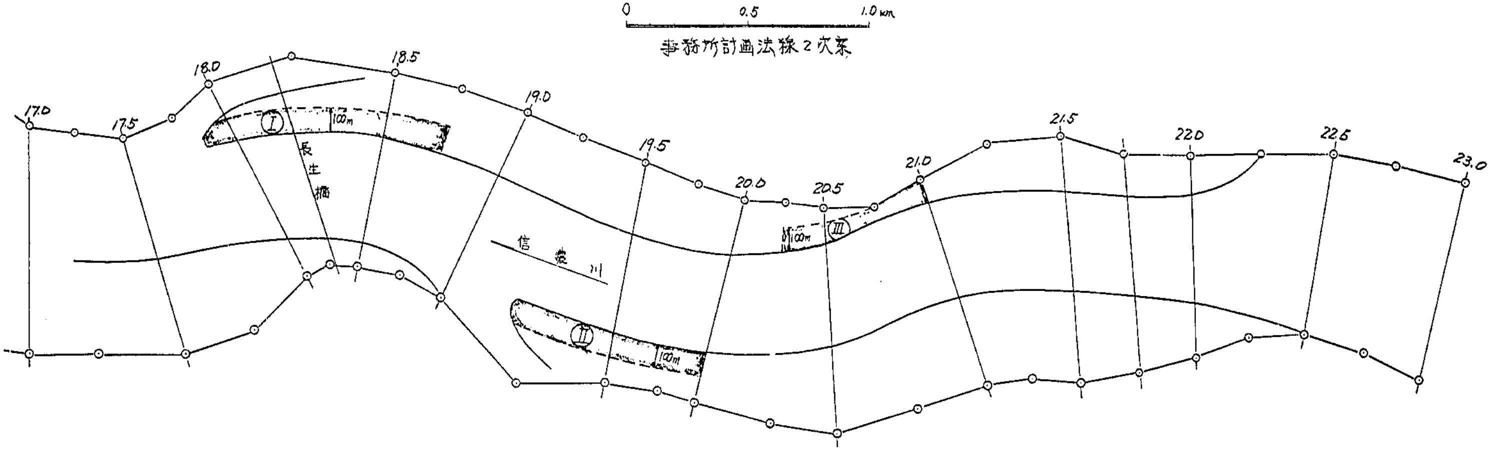
表－4.2　現・置換河床材料比較

材　質	砂	硅　砂
比　重	2.65	2.45
d_{60}	0.23㎜	1.5㎜
τ_{cm}	2.31 dyne/㎠	64.3 dyne/㎠
τ_{cp}	113.2　〃	315.0　〃
d_p	15.0㎜	40.0㎜

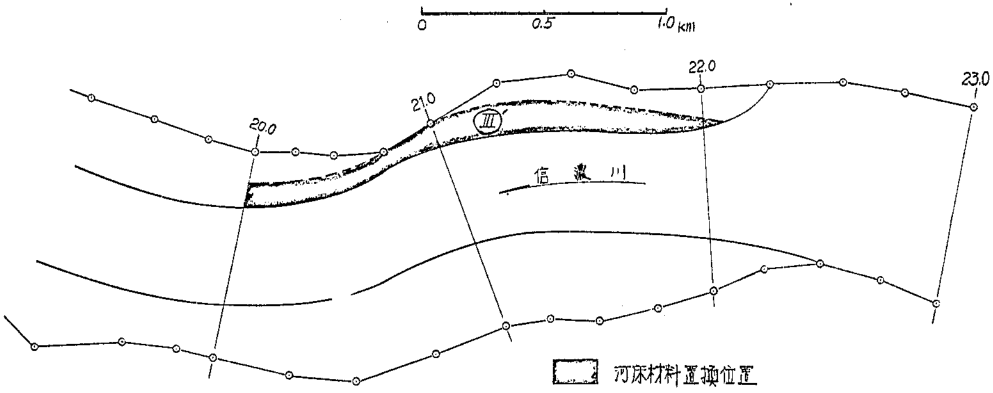
注：$\tau_{cp} = 49 \times \tau_{cm}$
d_p：τ_{cp}に対応する限界粒径（岩垣式）

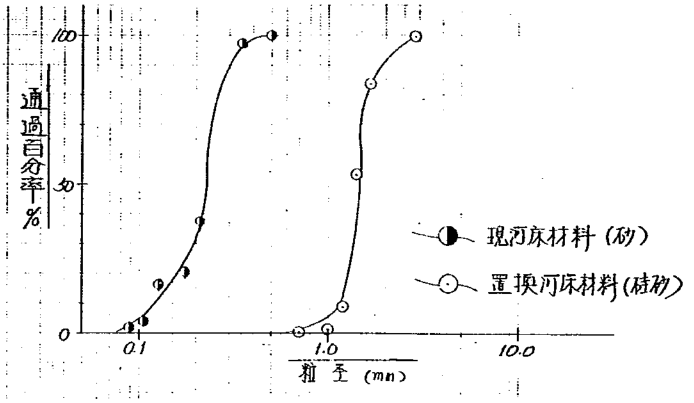
検討は，事務所二次案の法線について，流入方向をかえた本実験Ⅶ・Ⅷで行なったが，その結果，図－4.55中河床材料置換範囲の(Ⅰ)(Ⅱ)の部分，つまり長生橋右岸付近と19.5K左岸付近は，両実験ケース共にほとんど河床の荒廃がみられず，河床材料置換の効果がかなり顕著に現われていた。しかしながら，(Ⅲ)つまり水梨付近においては，水ののり上げ位置が本実験Ⅶ・Ⅷでかなり異なり，図に示す(Ⅲ)の範囲のみでは非常に不足していることがわかった。両ケース共に満足するような範囲を，Ⅶ・Ⅷ両実験の河床荒廃状況から判断すると図－4.56のようになろう。

図－4.55. 信濃川河床材料置換位置その１


0
0.5
1.0 km
事務所計画法線２次案
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
Ⅰ
100m
長生橋
信濃川
Ⅱ
100m
Ⅲ
100m

図－4.56. 信濃川河床材料置換位置その２


0
0.5
1.0 km
20.0
21.0
22.0
23.0
Ⅲ
信濃川
河床材料置換位置



図－4.57. 現・置換河床材料粒度分布

このようにして，高水敷保護範囲を(I)(II)(III)′と決めた。

また，河床材料の置換は試みなかったが，計画法線取付け部左岸付近の荒廃もかなり顕著であり，この部分の保護も十分考えた方がよいかと思われる。

4) 支川合流点付近の処理について

支川の重要度にもよるが，河道計画を考えるうえで支川の取りあつかいはかなり重要な位置をしめていると考えられる。そこで，全体的河道計画の中には，支川との関係も考慮し，検討しておくことが必要であると思う。

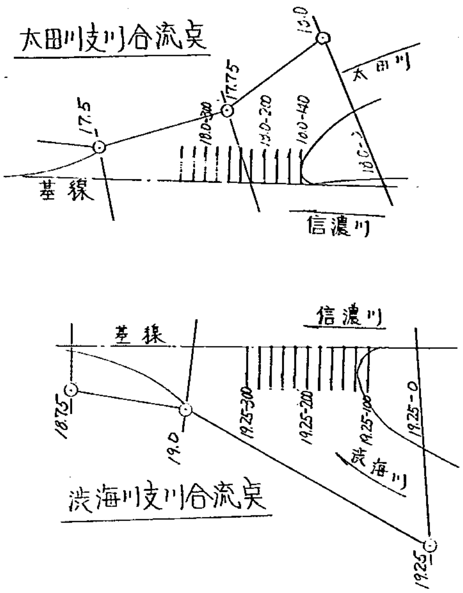
今回の河道計画区間では，19.0K付近において左岸より渋海川が合流し，18.0K付近において右岸より太田川が合流している。ところが，この両合流点付近において常に，支川口をふさぐような堆積傾向が認められ，そのままに放置しておくことは，支川の流出に支障をきたすことが懸念された。

そこで，どの程度の堆積を行なうものか，本実験Ⅷの場合にこの付近の堆積状況を，図－4.58に示すような位置で測定した。その結果が，図－4.59.1～6（渋海川），図－4.60.1～6（太田川）である。初期の設定河床高は，19.25～19.K 区間でT.P. 16.5 *m*，18.0～17.5K 区間でT.P. 15.5 *m*である。この結果より，支川出口に何の処理もほどこさない場合の堆積の範囲・高さあるいは時間的な動向が予測される。それによると，まず渋海川合流点では，堆積の範囲は低水護岸突端より下流へ約300 *m*まで認られ，その高さは高いところでは4 *m*程度にもなる。時間的には上流部ほど速い時間に高さは高くなり，その後は横方向に発達してゆく傾向にあるが，下流では横方向より高さ方向にのみ発達してゆく傾向が強く現われている。また，9000 m^3/sec の洪水後は堆積域のうち前面が著しく掘られ，本堤側へと堆積域が移動している。

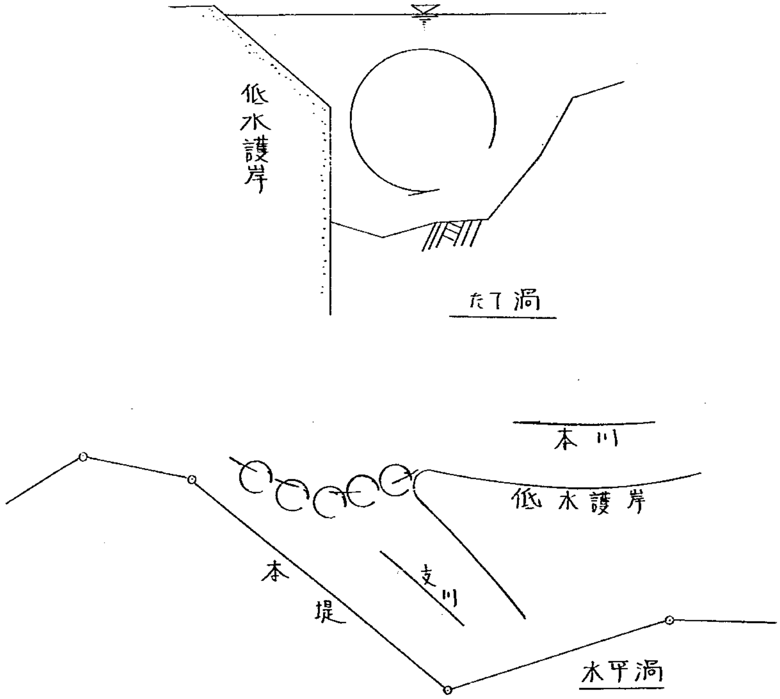
次に太田川合流点では，堆積範囲は低水護岸突端より下流へ約360 *m*まで認められる。その高さは高いところで4 *m*程度であり前の渋海川出口と同じ。時間的には渋海川出口の堆積は

どここの堆積傾向は顕著でなく，最初の４０００m^3／sec，２５時間通水で形づくられた堆積が，その後もあまり形をかえずのこっていた。ただし，９０００m^3／sec の洪水後に堆積が少なくなっているのは（特に本堤側で），高水敷にのりあげた流水が堆積位置の裏（本堤側）におちこんで，この地点の堆積土砂を掃流してしまったのではないかと考える。

模型実験の結果によるとこのような状態である。したがって何らかの処理が望まれるわけであるが，この付近で堆積のできる原因について考えてみると，この部分に発生する渦が考えられる。すなわち，両地点ともに湾曲の外側にあたり同時に川巾が拡巾している。そういった地点では，図－4.61に示すように，流れ方向に軸をもったたて渦と，水面に直な軸をもつ水平


太田川支川合流点
18.0
17.75
17.5
18.0-300
18.0-200
18.0-100
18.0-0
太田川
基線
信濃川
信濃川
基線
18.75
19.0
19.25-300
19.25-200
19.25-100
19.25-0
渋海川
渋海川支川合流点
19.25

図－4.58　支川出口付近堆積測定位置


低水護岸
たて渦
本川
低水護岸
本堤
支川
水平渦

図－4.61　水平・たて渦説明図

渦（このよび名が適当か否かは疑問だが）とが存在していると考えられる。このうち，河床材料の移送が掃流形式の場合には，たて渦はむしろその地点の土砂をもってゆく方向に働き堆積への影響は小さい。しかし，平面渦は流れが静水（現地では支川も流速をもっているが，洪水時本川の流速に比し小さいとする。）と摩擦することにより生じて，その部分で著しく流勢を減じ土砂をおいてゆく傾向にあり，堆積に大きな影響をおよぼしている。このようなことが考えられる。

そこで実験では，事務所二次案法線について前記の図－4.3 3に示すような導流水制を設置し，その効果をたしかめてみた。その結果，堆積範囲を減少させる，つまり支川出口を広く保つのには，その1のような構造では導流の効果はあったが水制の裏にかなりの堆積がみられ，範囲を減少させることにはあまり効果は期待できない。それに対し，その2のような構造にするとかなり効果がみられた。しかしながら，これは堆積範囲をできるだけ減ずるためにはどのようにしたらよいか，という検討の中の試みとして行なってみたものであり，現地適用の上ではさらに多くの他の要素を考慮して決定する必要があろう。

第5章　結　　論

1. 事務所計画一次案の法線形については，問題地点として21.0K右岸水梨付近，19.5K左岸付近，18.5K右岸長生橋付近があげられる。これらの地点にはいずれも高水敷にむかってかなりの流れがのりあげており，高水敷の荒廃が著しい。また，低水路内の流れも，特に19.5K付近では著しく強制的に曲げられたような流れをしていた。

   さらに次の問題地点としては，渋海川・太田川出口付近の堆積があげられる。これらの地点にはかなりの量の堆積が認められ，支川流出口の維持のため何らかの処理が必要とされた。

   その他長生橋より下流については，17.75K右岸の法線取付け部付近で若干水当りが激しい他はそれほど問題はみあたらなかった。

2. 一次案は洪水の疎通に多少の難点があったので，洪水流下に適当な河道として直線案を検討した。直線案の法線形については，前法線に比し流れはかなりスムーズになった。しかしながら，信濃川のこの地区特に上流計画取付け付近においては，低水路内形態が複式蛇行を呈し不安定状態にあると考えられるので，この法線形のように直線性をもたせた場合，Barの移動がくいとめられるかどうか懸念される。

   また，蛇行のピッチも流れと法線では21.0K付近において若干くい違っており，高水敷の荒廃も前法線とほぼ同じ位置に認められた。ただし，その規模はかなり小さくなったようである。

   支川流出口の堆積は今回も認められた。

   さらに，下流計画取付けからの下流への流向があまりに右岸へと寄りすぎ，下流右岸高水敷に直接水流が当るような流れになっているので，この方向は前法線の方がよかった。

3. そこで，洪水疎通と河川の蛇行傾向の両方を考慮するものとして，事務所二次案の検討を行なった。事務所計画二次案の法線形については，21.0K付近右岸の法線をかなりひいたことと，上流の川巾から判断して低水路巾を400mにしたことにより，低水路内の流れはかなりスムーズとなった。このため，高水敷の荒廃も前二法線に比しかなり少なくなり，この程度なら何らかの処理をほどこして，高水敷の荒廃を防ぐことが可能であると考えられた。

   支川流出口での堆積はこの法線でも認められた。

   下流計画取付けからの下流への流向は若干右岸寄りながらも，害の感ぜられるほどではなく，まずまずゆるせる方向であると思われる。

4. 低水護岸の根入れについては，根入れ深さの程度を3階級にわけて図－4.5 1.3に示すように結論づけた。また，量については明確なる決定を行ない得ないので，現地の河床変動を参考にして決定されることが望ましい。

5. 高水敷の処理については，洪水時に荒らされる範囲を，掃流力の大きいものでおおってしまうという方法を提案し，その範囲を図－4.5 2，5 3の(Ⅰ)(Ⅱ)(Ⅲ)'の部分とした。また，被服材料としては，実験で使用した硅砂を現地量に換算すると粒径 5.0 cmとなり，単純に考えると，粒径 5.0 cm以上の礫で被服しておけば高水敷の荒廃は防げるということになる。

6. 支川合流点の処理については，二種の導流水制を設置して実験を試みたが，それぞれ一長一短があり最良のものを決め得なかった。だが，試みたその 1 とその 2 の導流水制をうまく組みあわせれば，あるいは堆積範囲を減少することができるかもしれぬ。その前に，まず支川の必要河積を求めることが先決問題かもしれぬ。

本実験の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，信濃川長岡地区河道計画に関する模型実験のうち，低水路法線の検討結果についてとりまとめ報告したものである。

低水路法線の検討は３ケース（事務所一次案・直線案・事務所二次案）について行ない，最終案である事務所二次案を採用することとなった。しかしながら，計画河道でのBarの移動や高水敷の処理については明らかになったが，低水護岸の根入れ深さや支川合流点の処理については，その問題点や傾向を指摘したにとどまり，明確なる解答を出し得なかったのを残念に思う。したがって，この点については現地の判断資料を提供したにとどまった。

なお，このような急変点を含む河道で，蛇行問題が中心の模型実験はこれまでもあまり例がなく，実験技術向上に対しても功献するところがあったと思う。

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北陸地建・長岡工事事務所，幾多の困難な問題を解決しながら実験を完遂していただいた建設技術研究所・藤井文雄氏，ならびに資料整理に援助していただいた当所非常勤職員・沼田まさえ氏に深く感謝の意を表します。

昭和４７年１２月

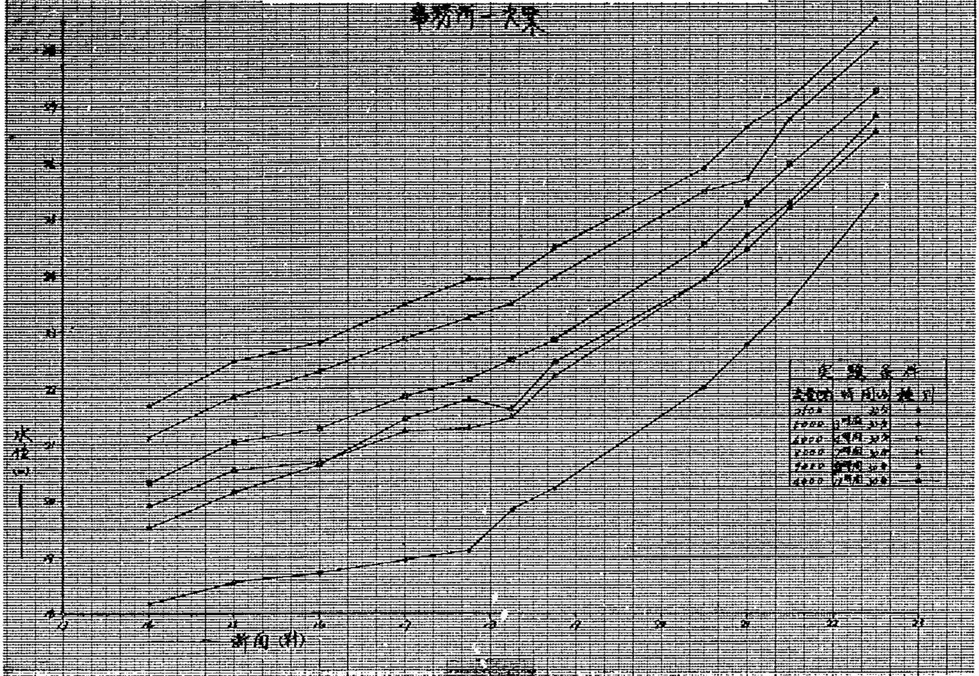
須賀堯三
浜谷武治

参考文献

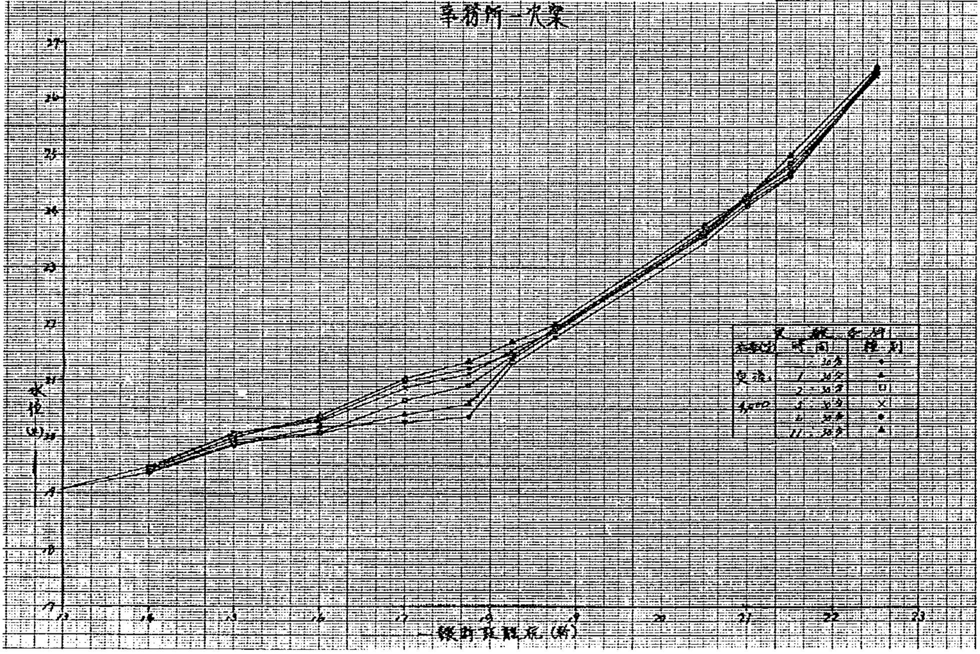
1. 信濃川河道計画現況解析調査　長岡工事事務所
2. 河床形態の形成領域と発生機構　第２６回年講概要集・鮭川・昭和４６年
3. 北上大堰に関する水理検討報告書　土木研究所資料第４６０号，昭和４４年
4. 水理公式集　土木学会
5. 水理模型実験の意義ならびにその相似律と相似限界について　土木試験所報告第６０号，昭和１６年

図面集

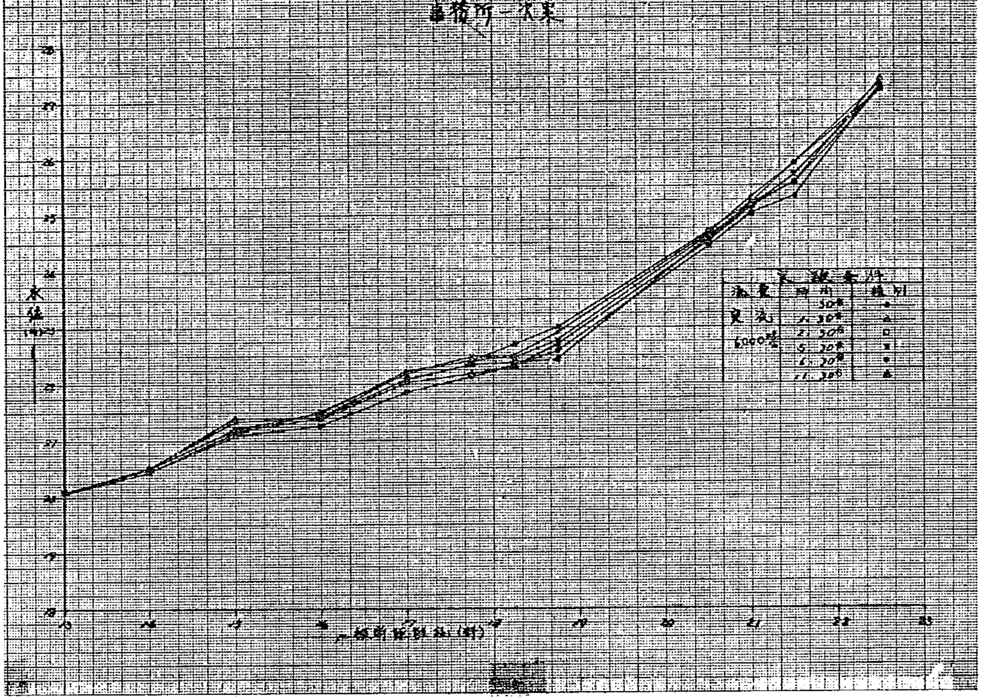
図－4.18.1　水位縦断図（本実験Ⅰ）



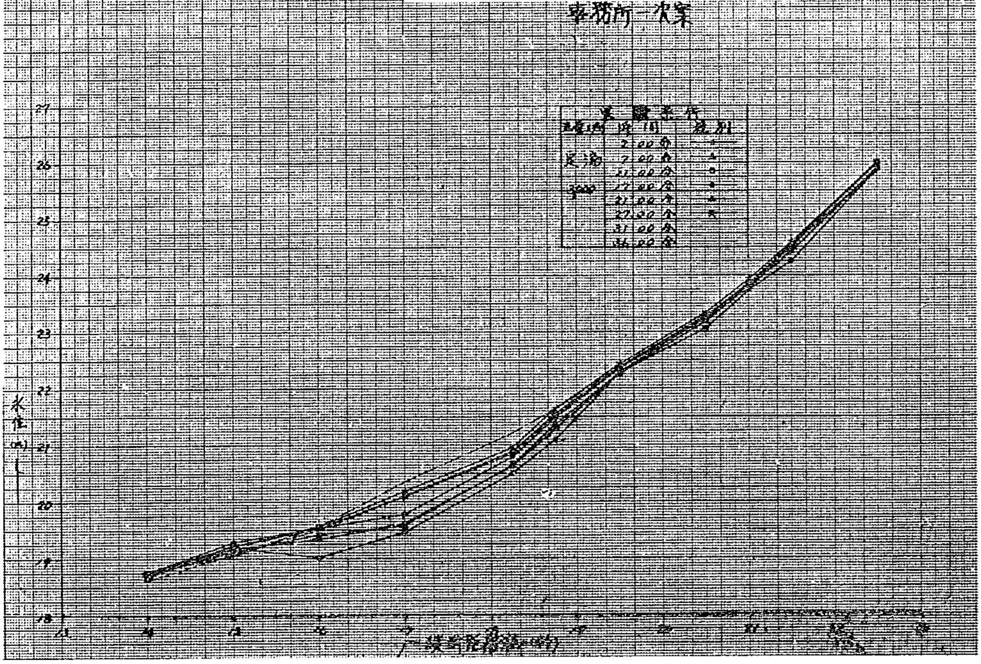
図－4.18.2　水位縦断図（本実験Ⅱ）



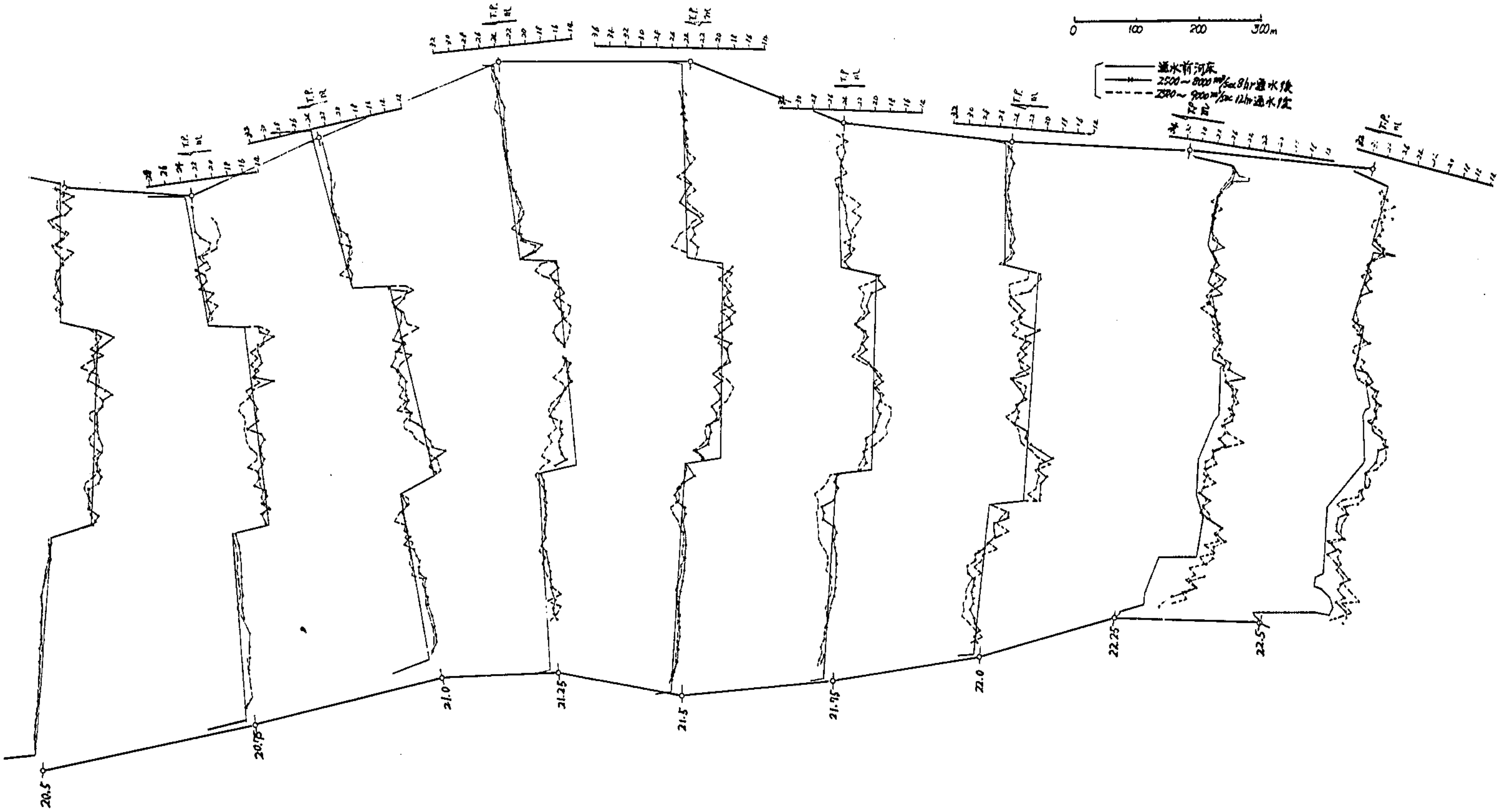
図－4.18.3　水位縦断図（本実験Ⅲ）



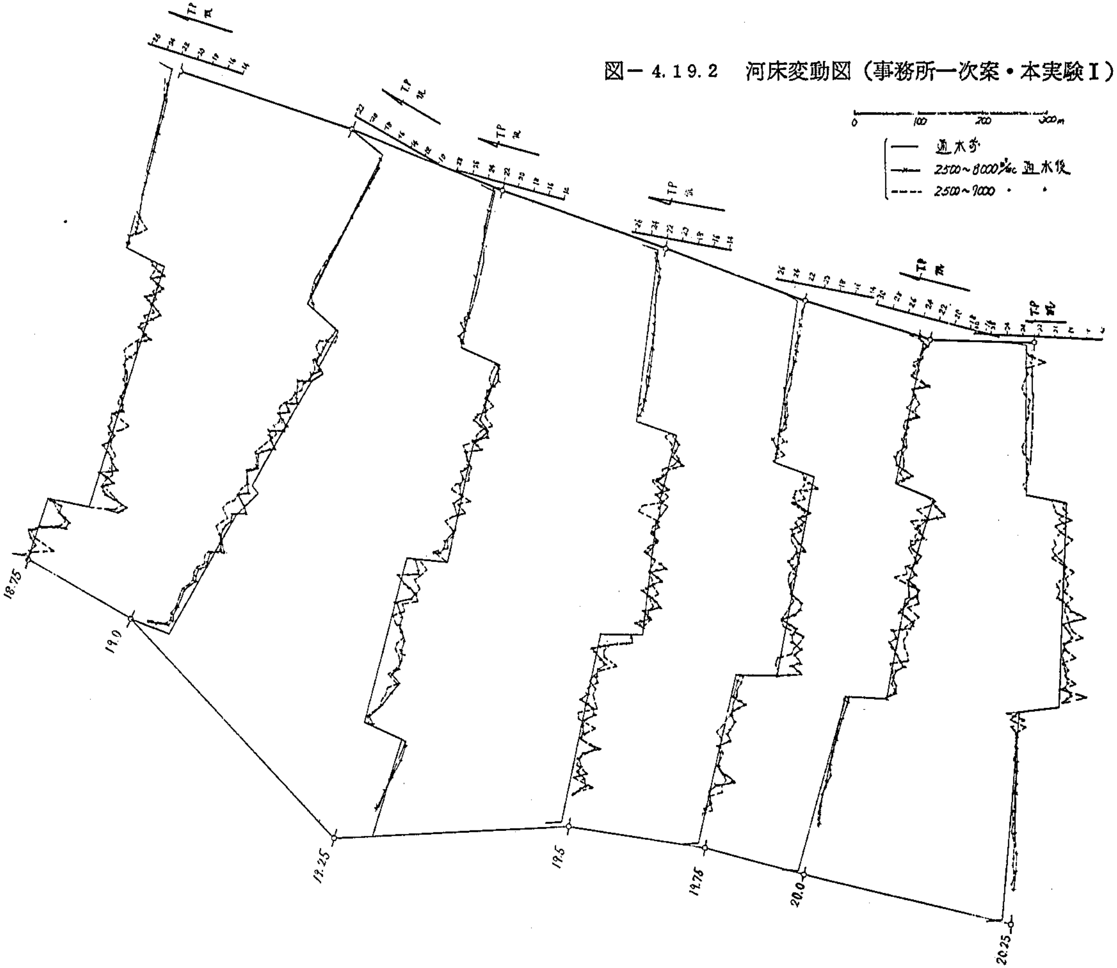
図－4.18.4　水位縦断図（本実験Ⅳ）



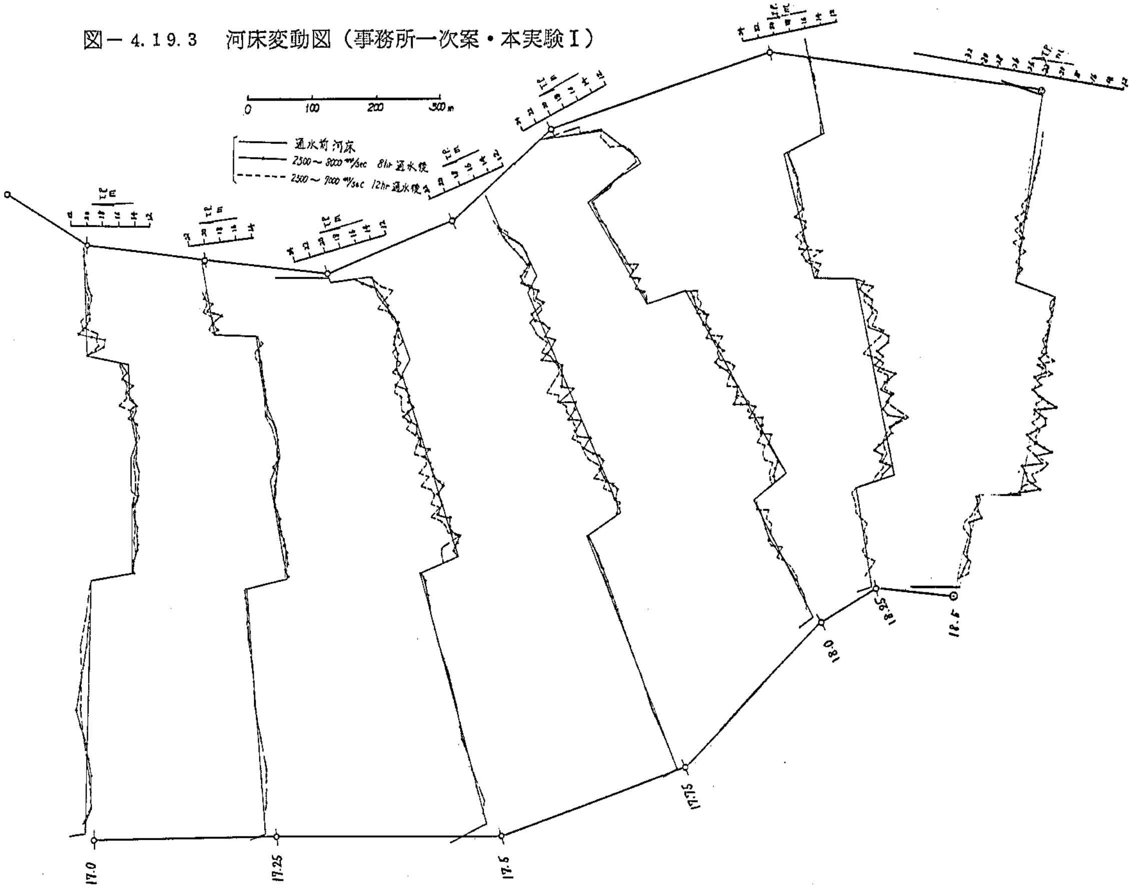
図－4.19.1　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅰ）



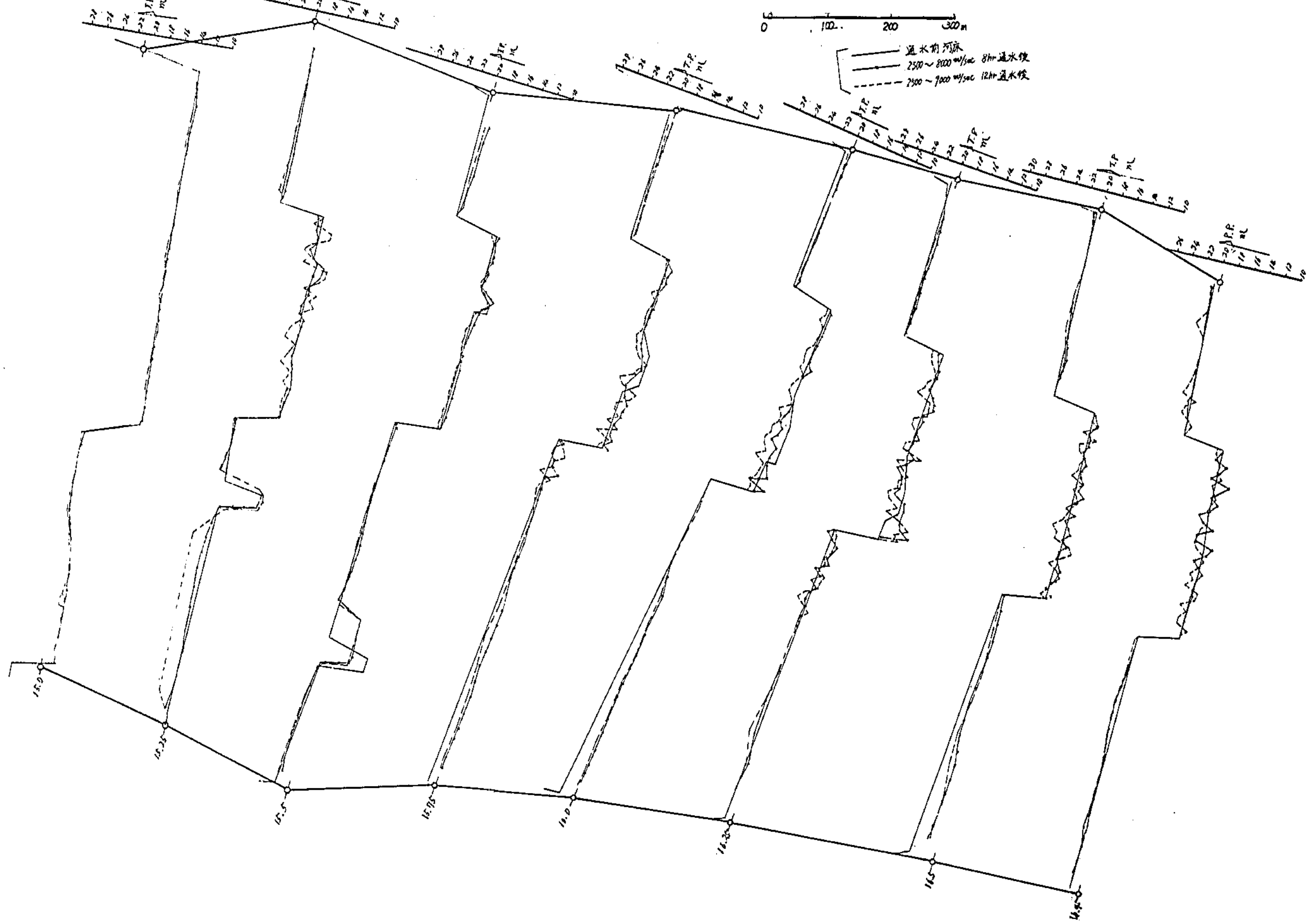
図－4.19.2　河床変動図（事務所一次案・本実験Ｉ）


0
100
200
300m
通水前
2500～8000㎥/sec 通水後
2500～7000 〃 〃
T.P. m
18.75
19.0
19.25
19.5
19.75
20.0
20.25

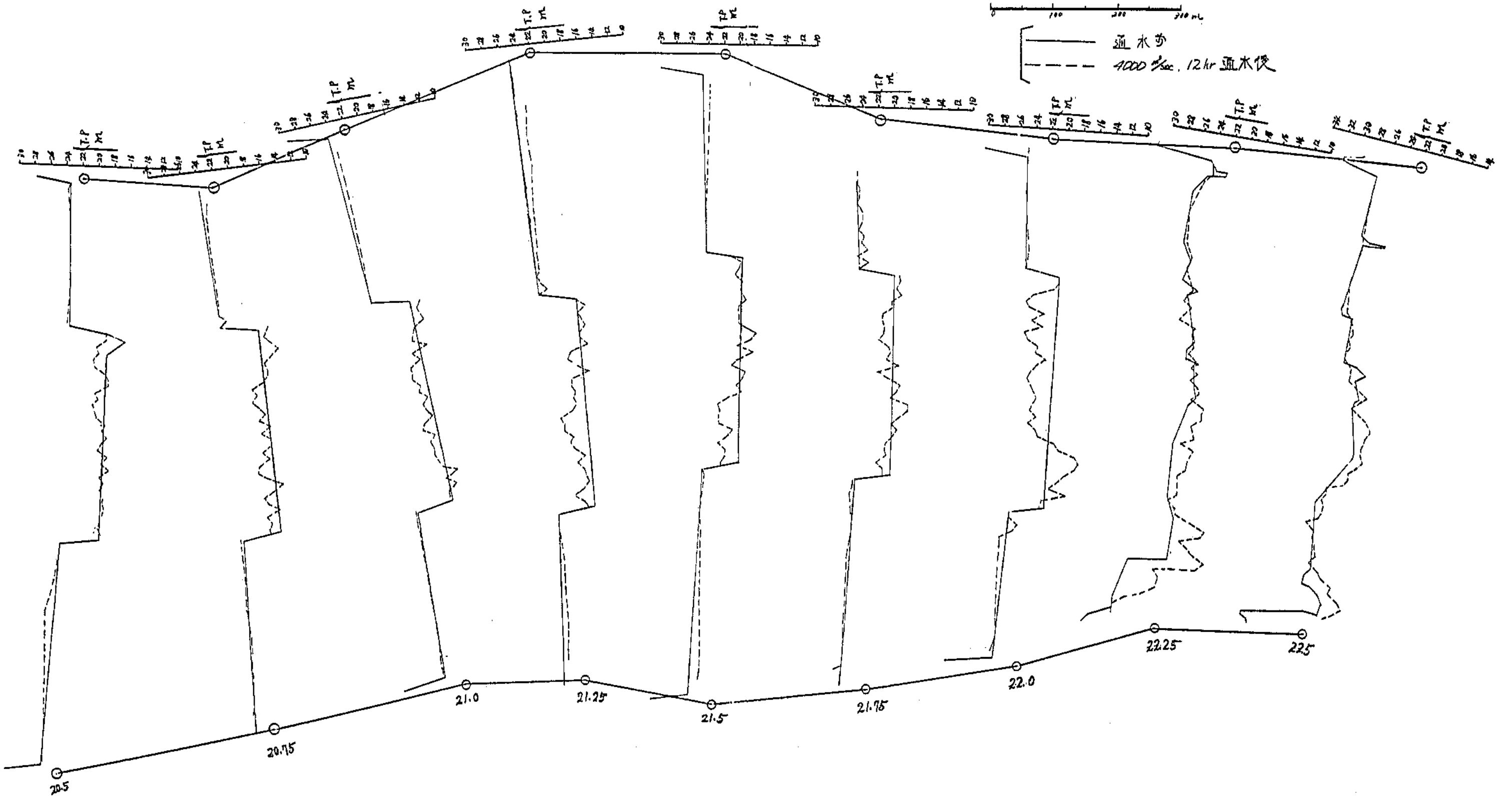
図－4.19.3　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅰ）



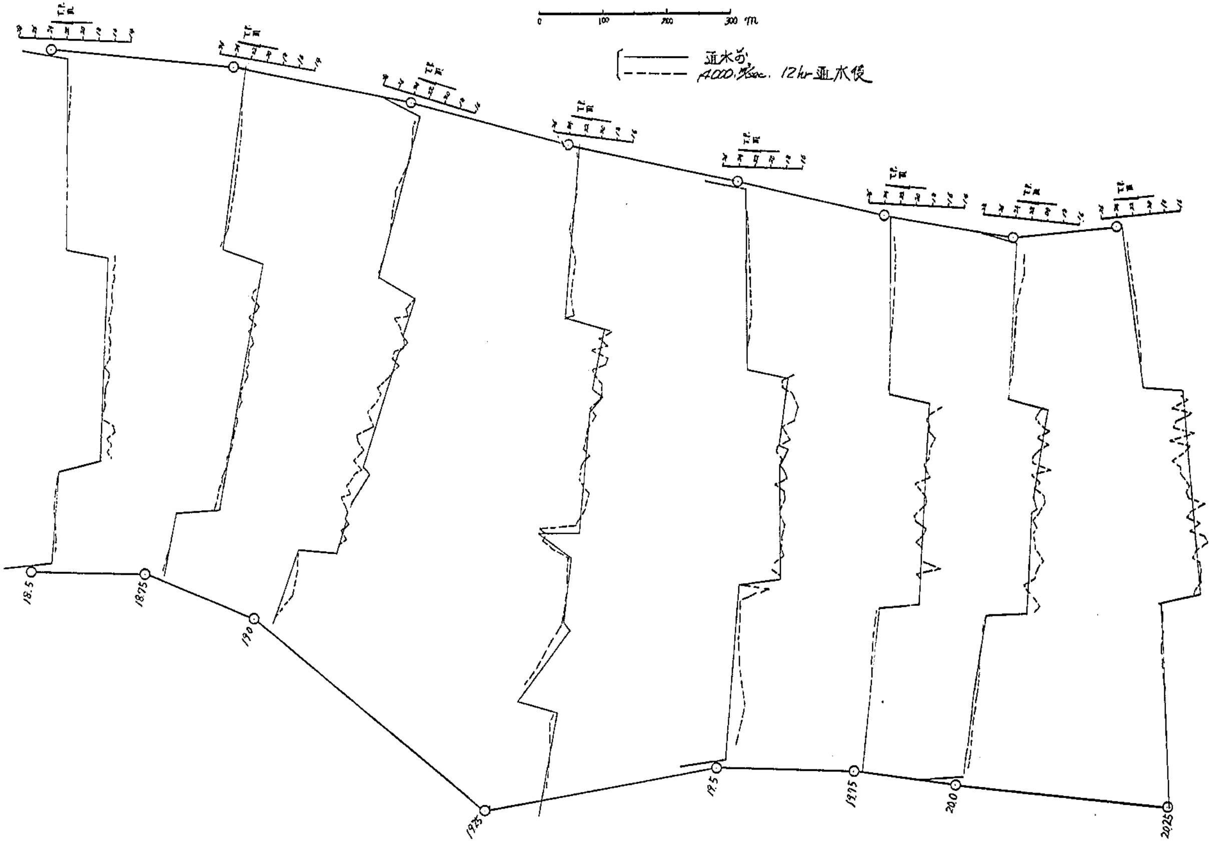
図－4.19.4　河床変動図（事務所一次案・本実験Ｉ）


0
100
200
300m
通水前河床
2500～8000 m³/sec 8hr通水後
2500～9000 m³/sec 12hr通水後
T.P. m
15.0
15.25
15.5
15.75
16.0
16.25
16.5
16.75

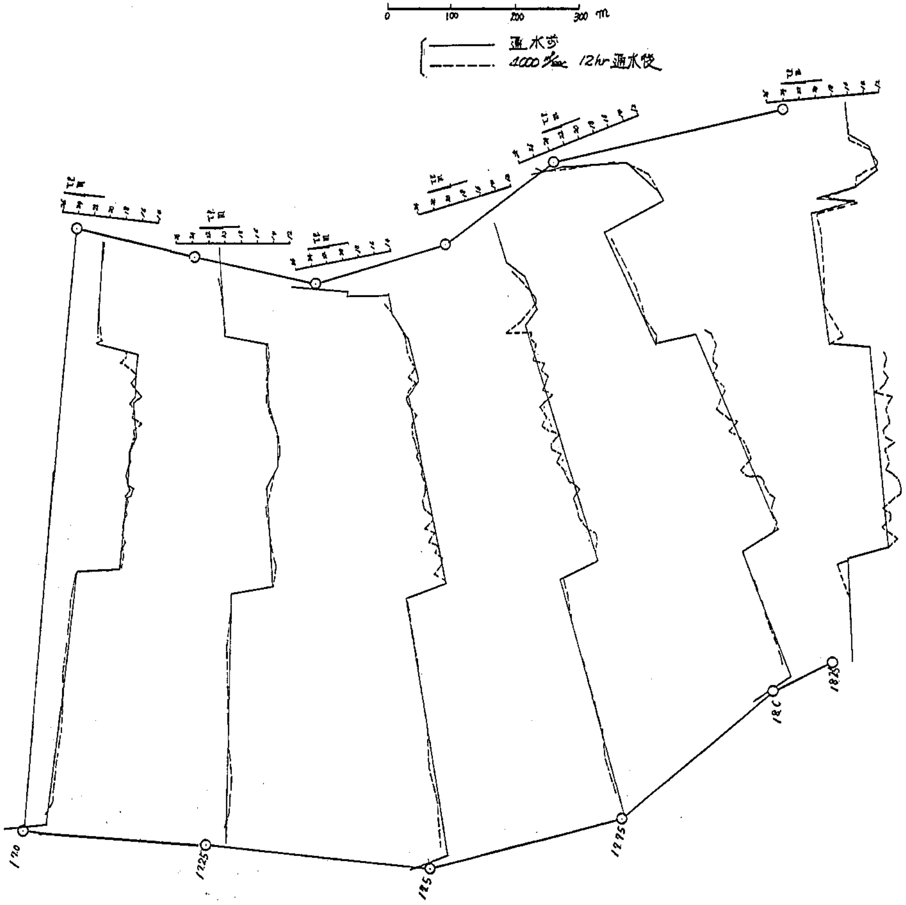
図－4.20.1　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅱ）



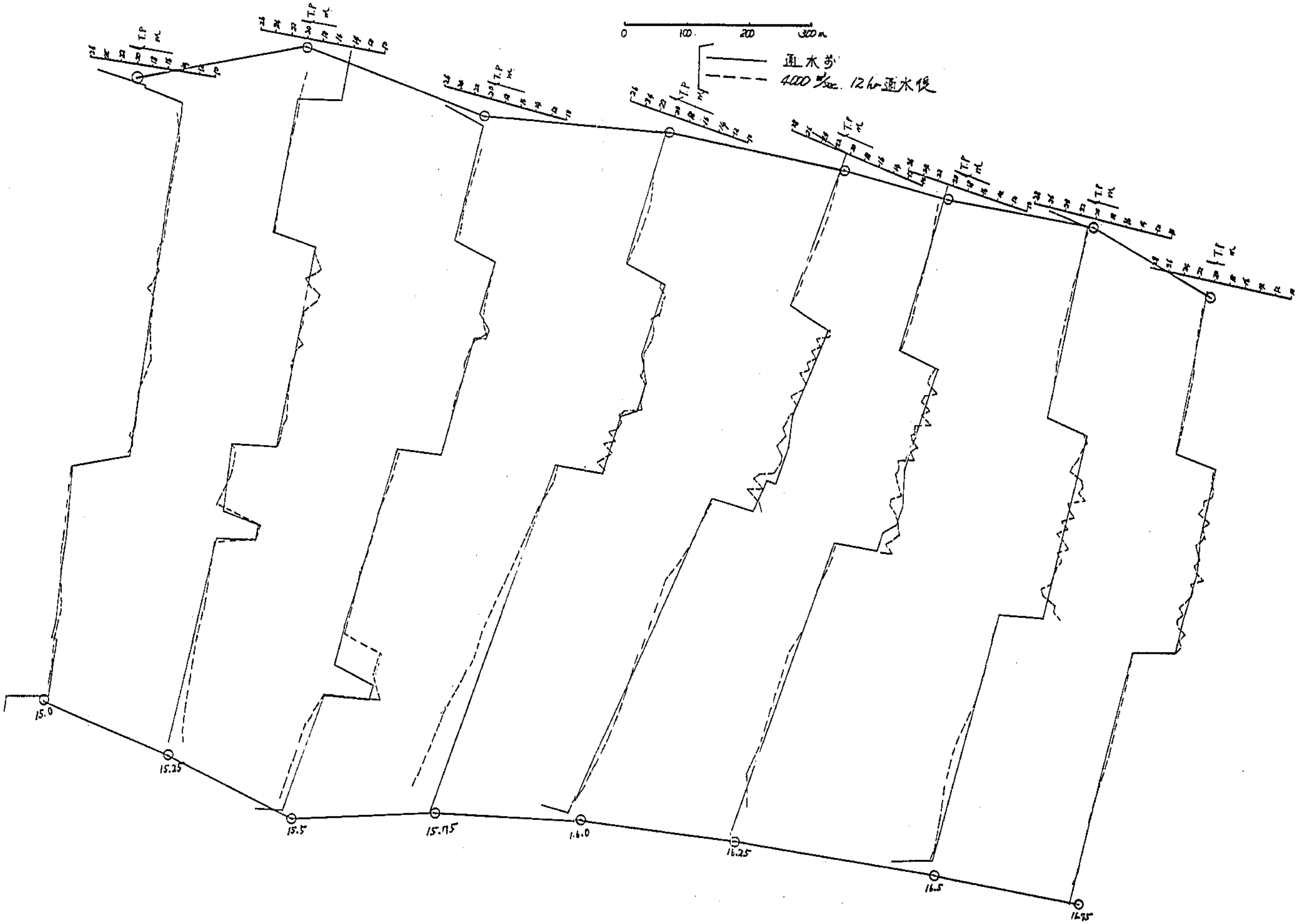
図－4.20.2　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅱ）



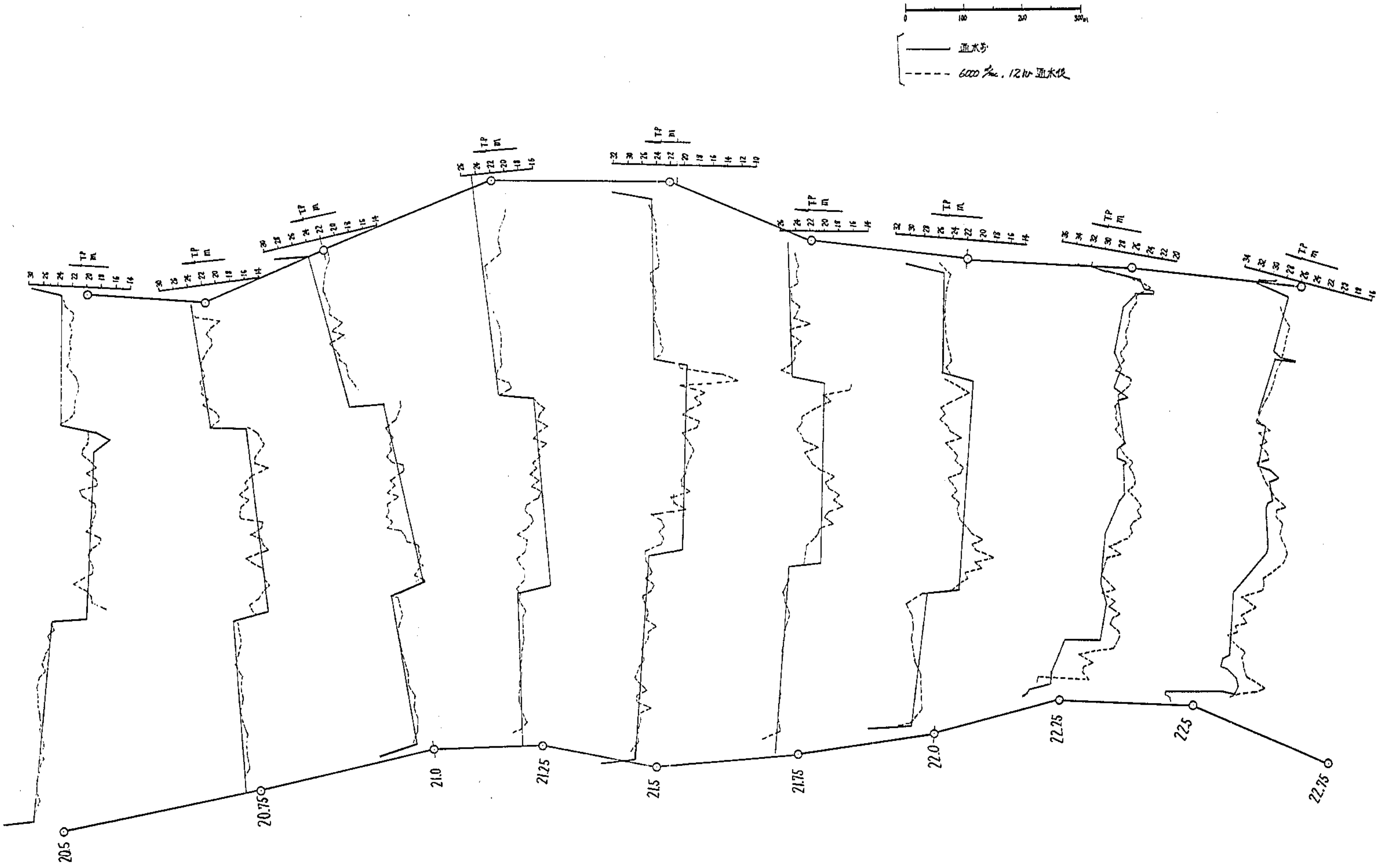
図－4.20.3　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅱ）

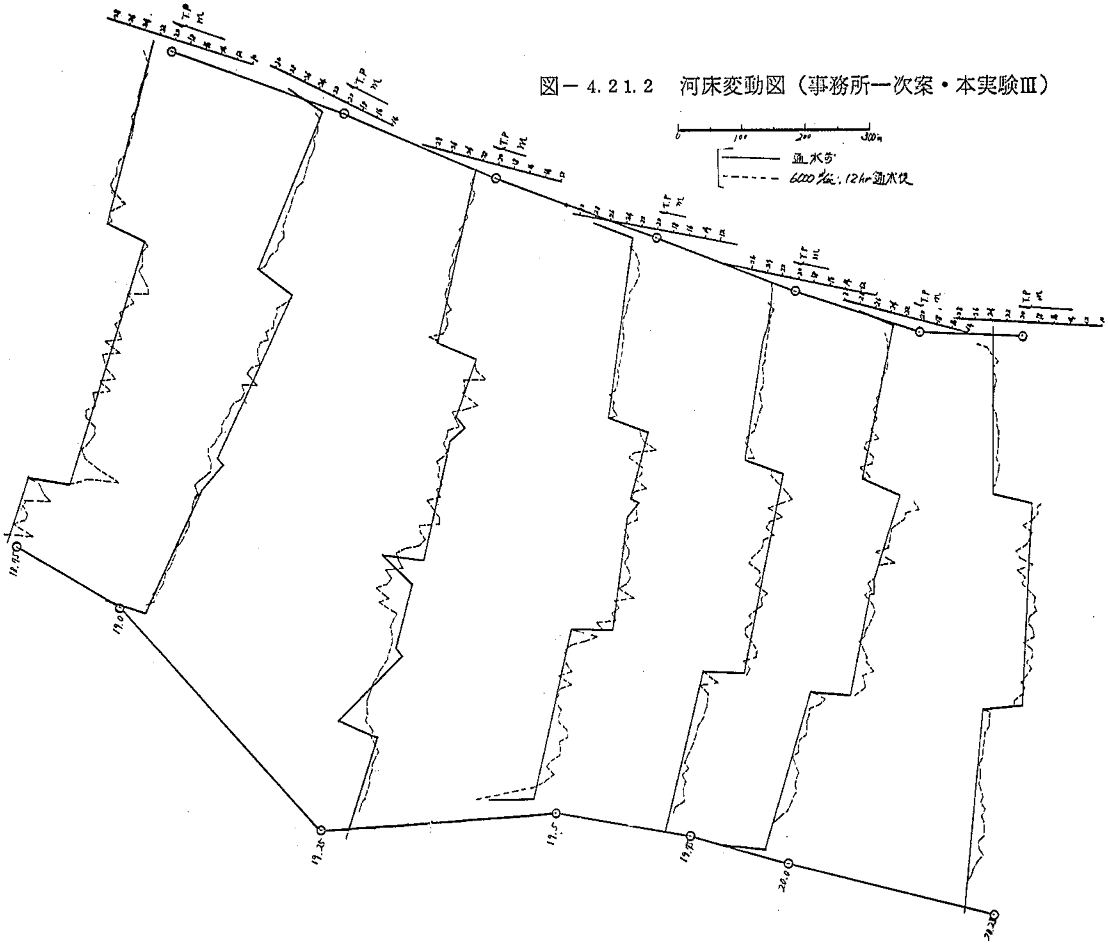

0
100
200
300 m
通水前
4000 ㎥/sec 12hr 通水後
12.0
12.25
12.5
12.75
13.0
13.25

図－4.20.4　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅱ）


0
100
200
300m
通水前
4000 m³/sec. 12hr 通水後
T.P
15.0
15.25
15.5
15.75
16.0
16.25
16.5
16.75

図－4.21.1　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅲ）

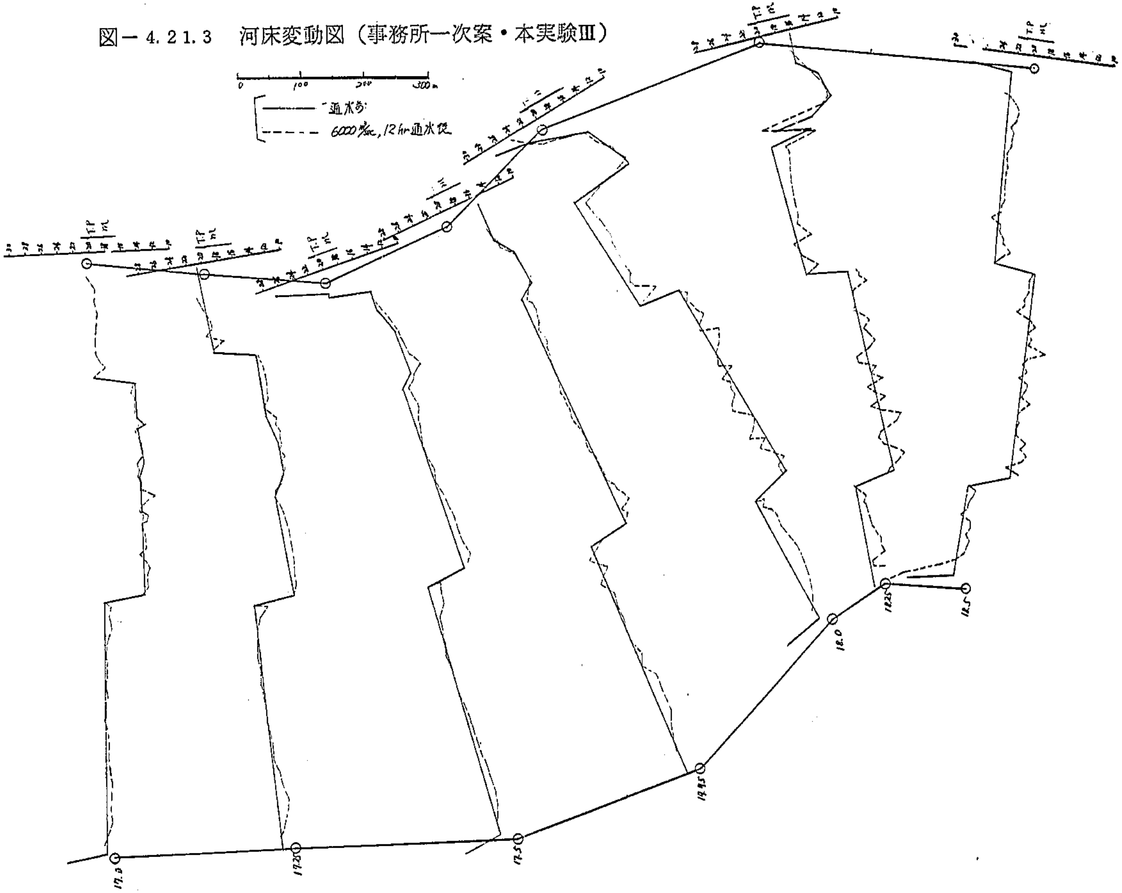




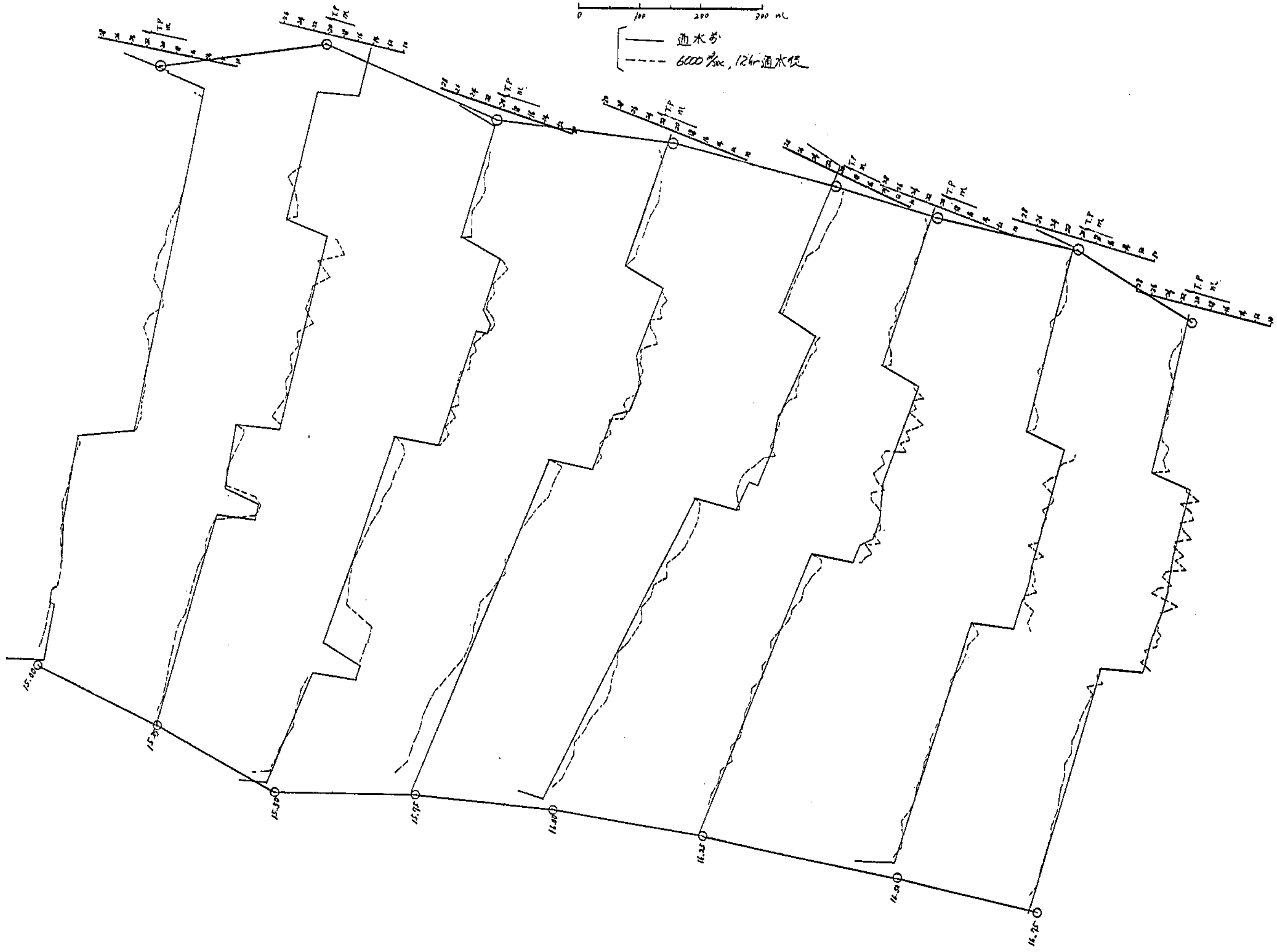
図－4.21.2　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅲ）

0
100
200
300m
通水前
6000㎥/sec; 12hr通水後
T.P.
18.75
19.0
19.25
19.5
19.75
20.0
20.25

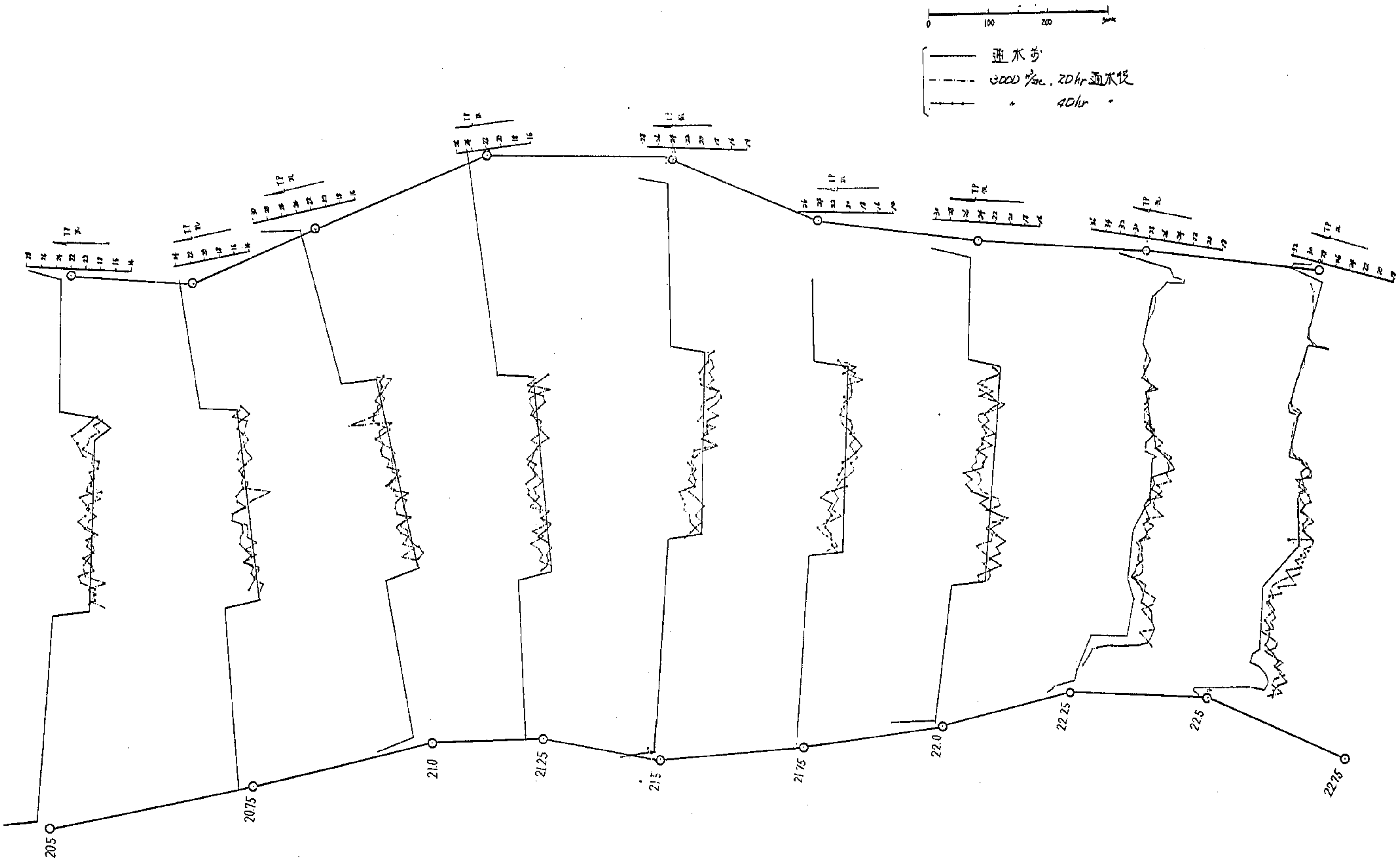
図－4.21.3　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅲ）


0
100
200
300m
通水前
6000m³/sec, 12hr通水後
17.0
17.25
17.5
17.75
18.0
18.25
18.5
T.P.m

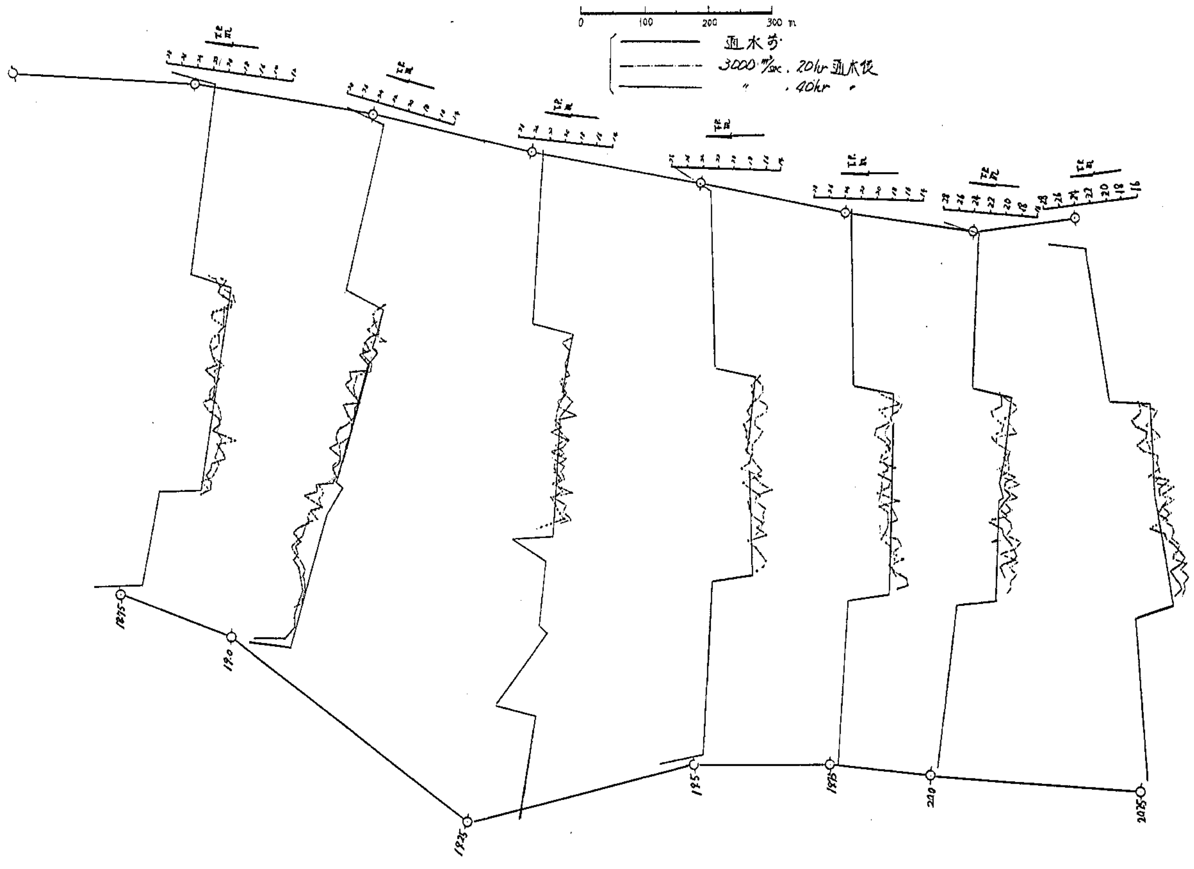
図－4.21.4　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅲ）


0
100
200
300 m
通水前
6000 m³/sec, 12hr 通水後
T.P.
m
15.00
15.25
15.50
15.75
16.00
16.25
16.50
16.75

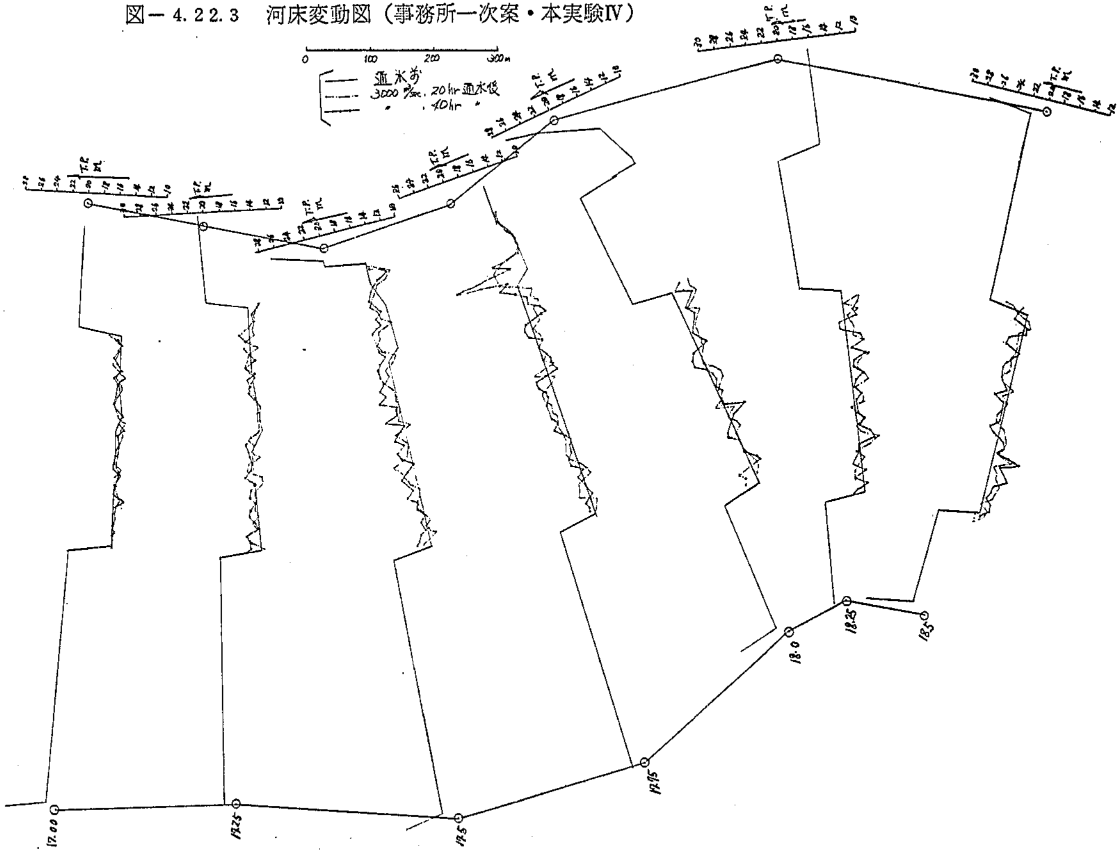
図－4.22.1　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅳ）

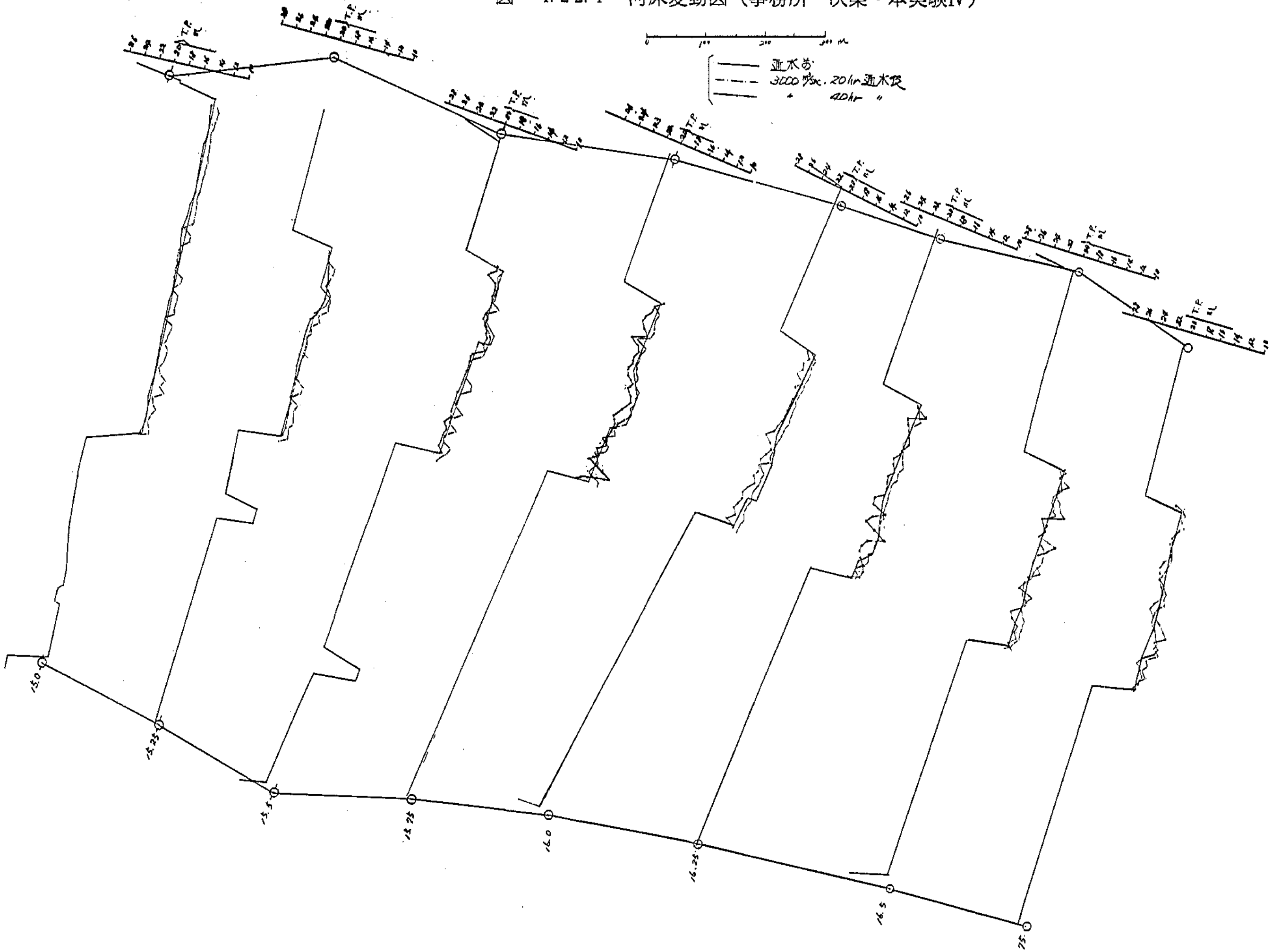


図－4.22.2　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅳ）


0
100
200
300 m
通水前
3000 m³/sec, 20hr 通水後
〃 , 40hr 〃
1875
190
1925
195
1975
200
2025
28
26
24
22
20
18
16

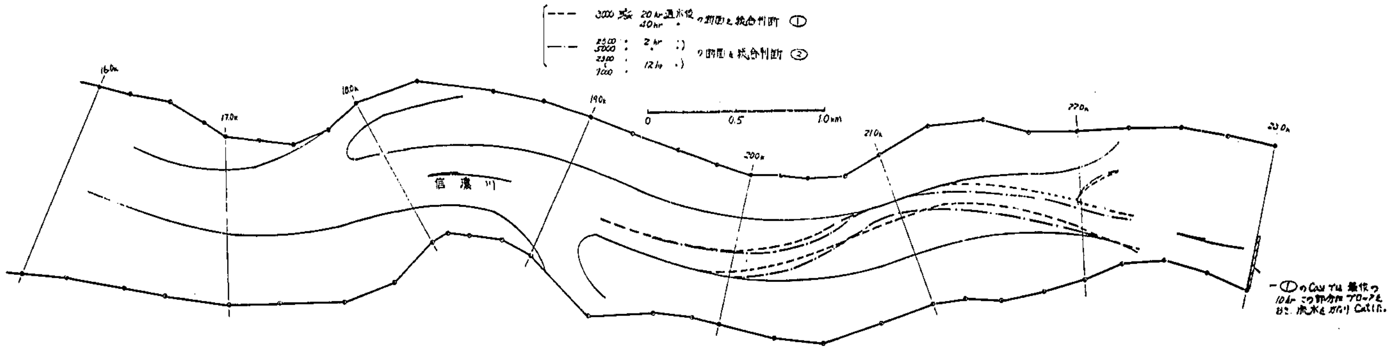
図－4.22.3　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅳ）





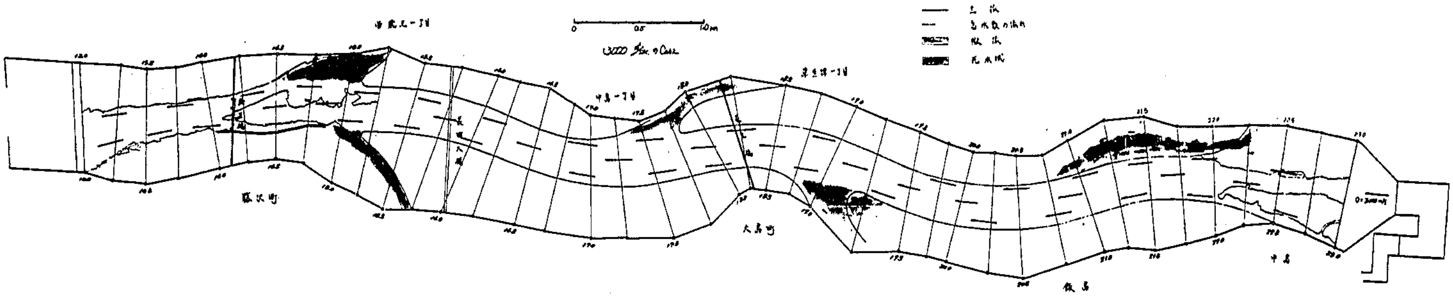
図－4.22.4　河床変動図（事務所一次案・本実験Ⅳ）

0
100
200
300 m
通水前
3000 m³/sec. 20hr 通水後
〃 40hr 〃
T.P.
15.0
15.25
15.5
15.75
16.0
16.25
16.5
16.75

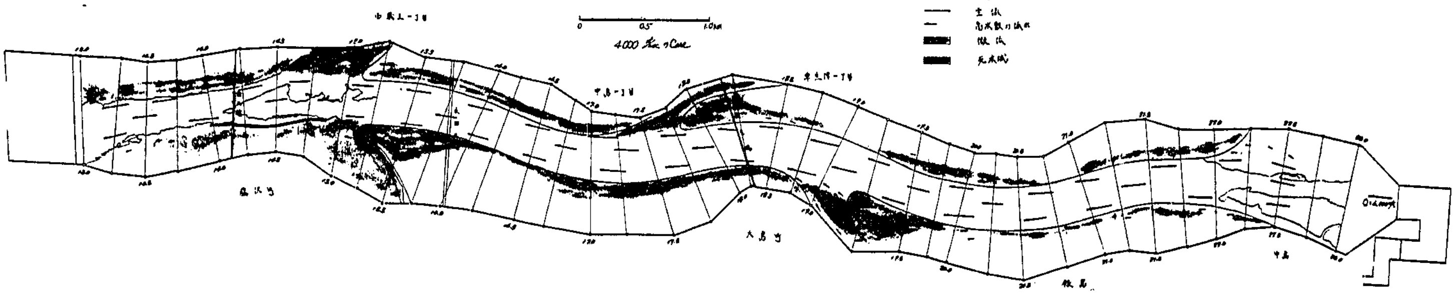

--- 3000 ㎥/s 20hr 通水後 40hr 〃 の断面と総合判断 ①
—·— 2500 5000 〃 2hr 〃) 2500 7000 〃 12hr 〃) の断面と総合判断 ②
16.0k
17.0k
18.0k
19.0k
20.0k
21.0k
22.0k
23.0k
信濃川
0
0.5
1.0km
— ① の Case では 最後の 10hr この部分に ブロックを おき、流水を ながし Caseした。

図ー4.23　信濃川模型実験低水路ミオ筋（事務所一次案）

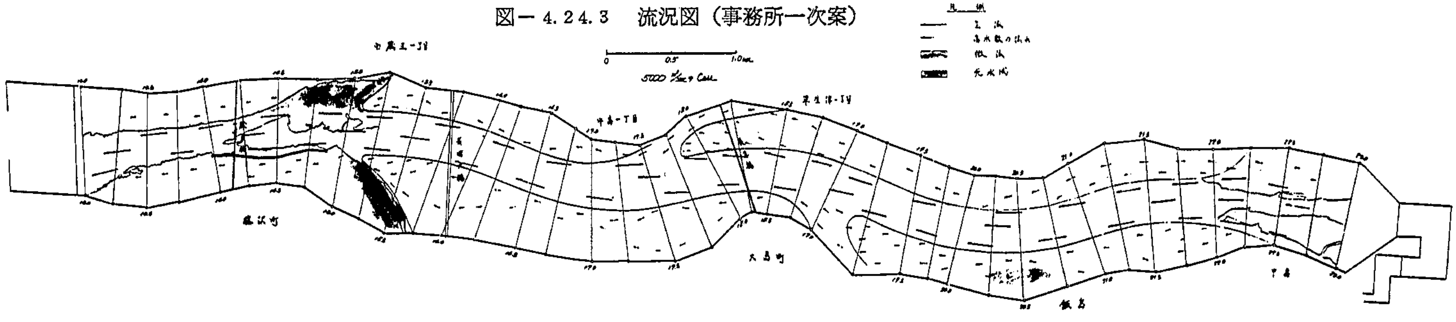
図－4.24.1　流況図（事務所一次案）


凡例
主流
高水敷の流れ
微流
死水域
0
0.5
1.0km
3000 ㎥/sec のCase
藤沢町
大島町
飯島
中島

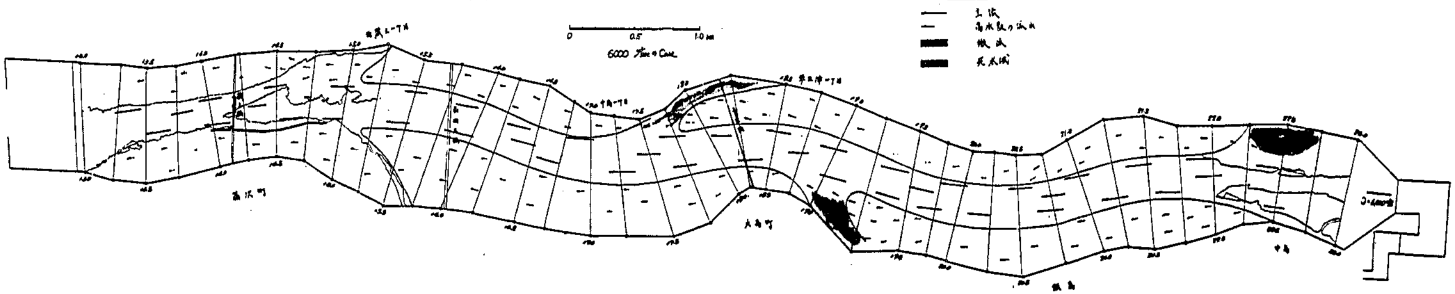
図－4.24.2　流況図（事務所一次案）


凡例
主流
高水敷の流れ
微流
死水域
0
0.5
1.0km
4000 ㎥/sec のCase
藤沢町
大島町
飯島
中島

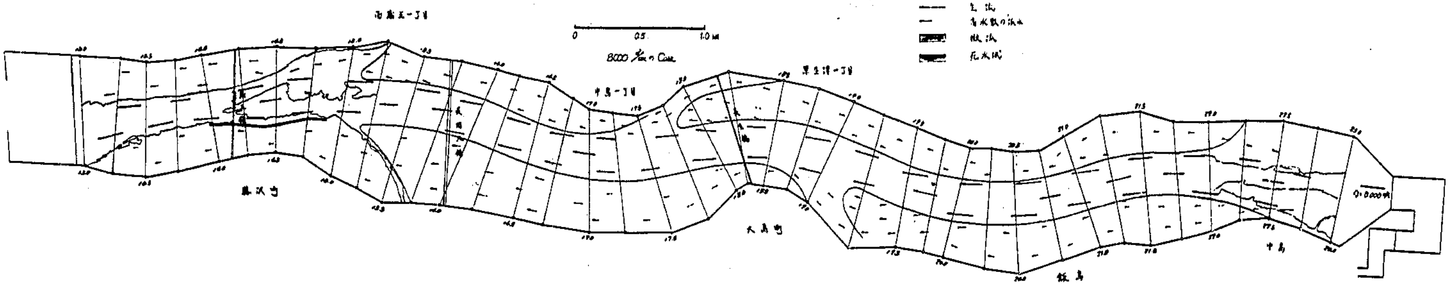
図－4.24.3　流況図（事務所一次案）


凡例
主流
高水敷の流れ
微流
死水域
0
0.5
1.0km
中島一丁目
草生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

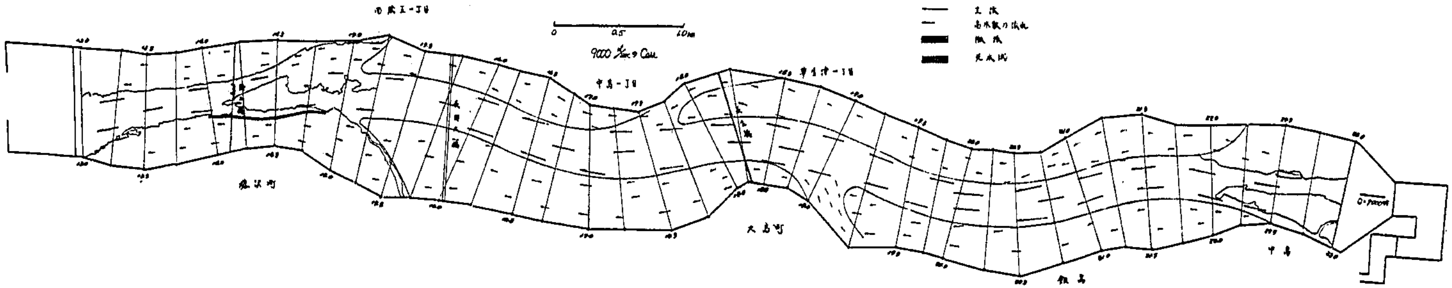
図－4.24.4　流況図（事務所一次案）


凡例
主流
高水敷の流れ
微流
死水域
0
0.5
1.0km
中島一丁目
草生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

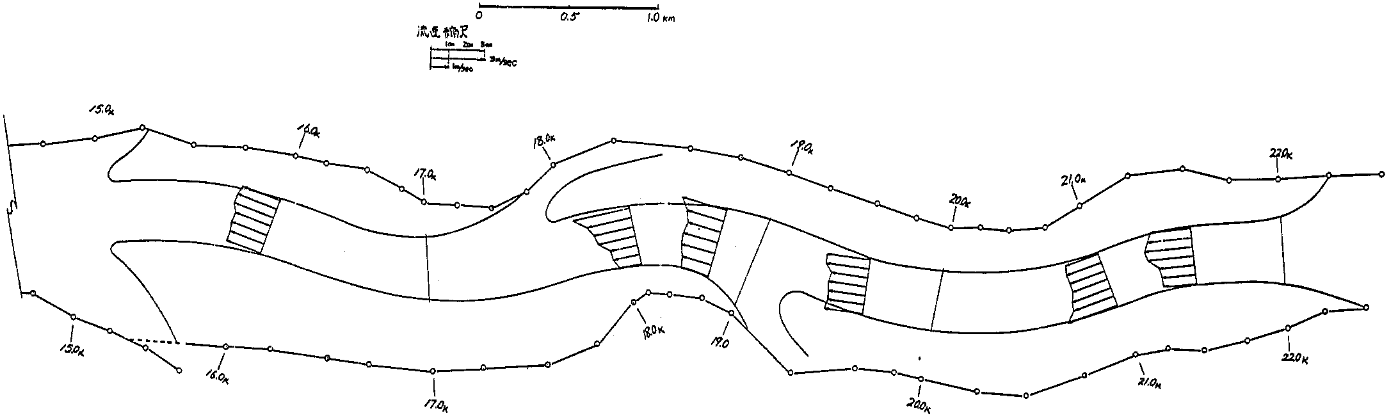
図－4.24.5　流況図（事務所一次案）


凡例
主流
高水敷の流れ
渦流
死水域
0　0.5　1.0km
8000 m³/s の Case
中島一丁目
大島町
飯島
中島

図－4.24.6　流況図（事務所一次案）

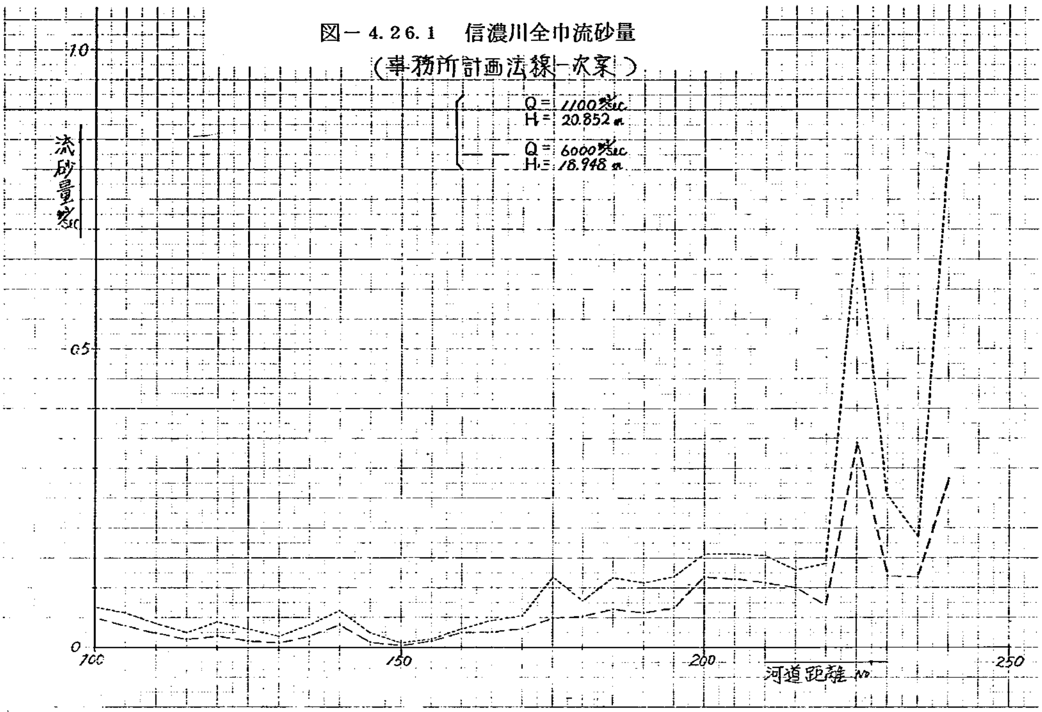

凡例
主流
高水敷の流れ
渦流
死水域
0　0.5　1.0km
9000 m³/s の Case
中島一丁目
大島町
飯島
中島

図－4.25　信濃川流速分布（事務所一次案・3000㎥／sec）


0
0.5
1.0 km
流速縮尺
1cm
2cm
3cm
3m/sec
1m/sec
15.0k
16.0k
17.0k
18.0k
19.0k
20.0k
21.0k
22.0k
15.0k
16.0k
17.0k
18.0k
19.0
20.0k
21.0k
22.0k

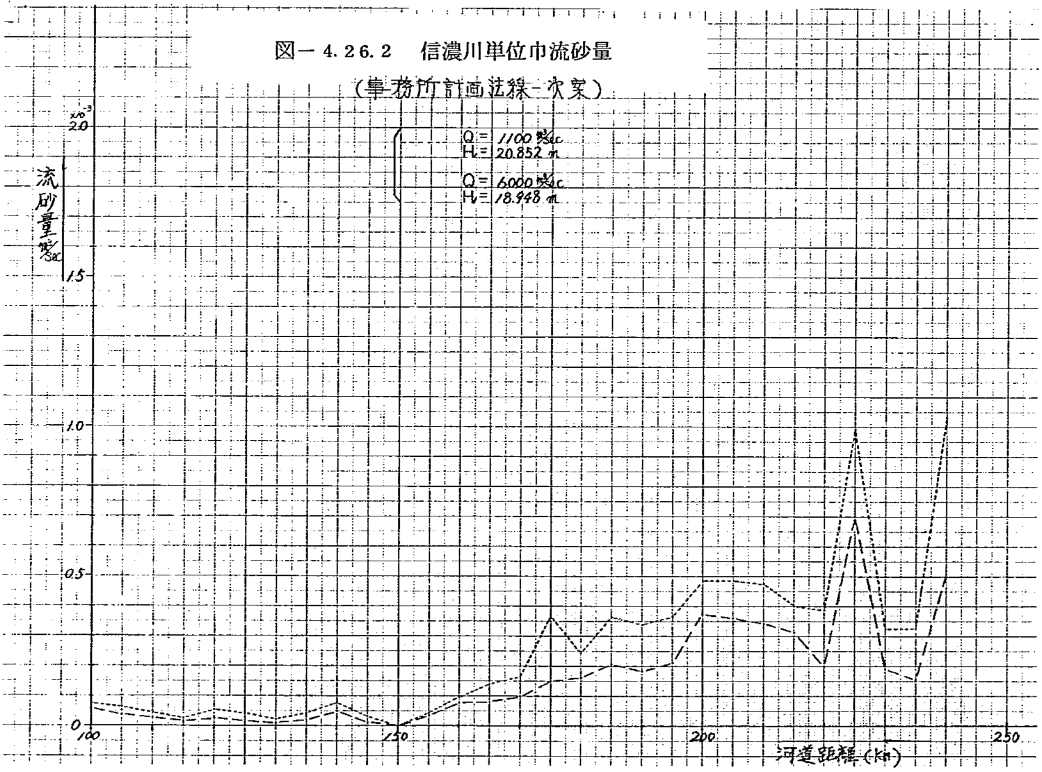
図－4.26.1　信濃川全巾流砂量

（事務所計画法線一次案）

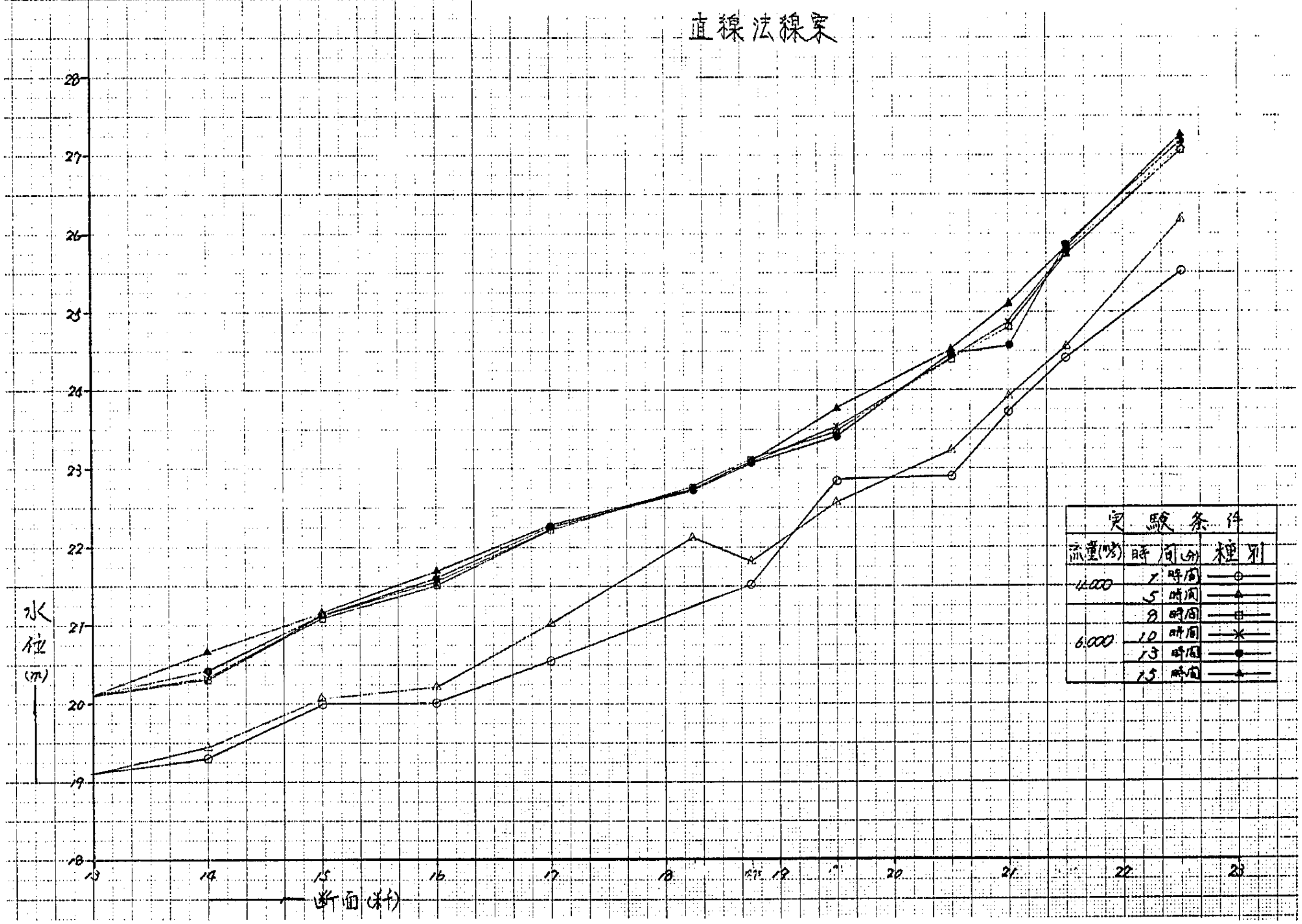


図－4.26.2　信濃川単位巾流砂量

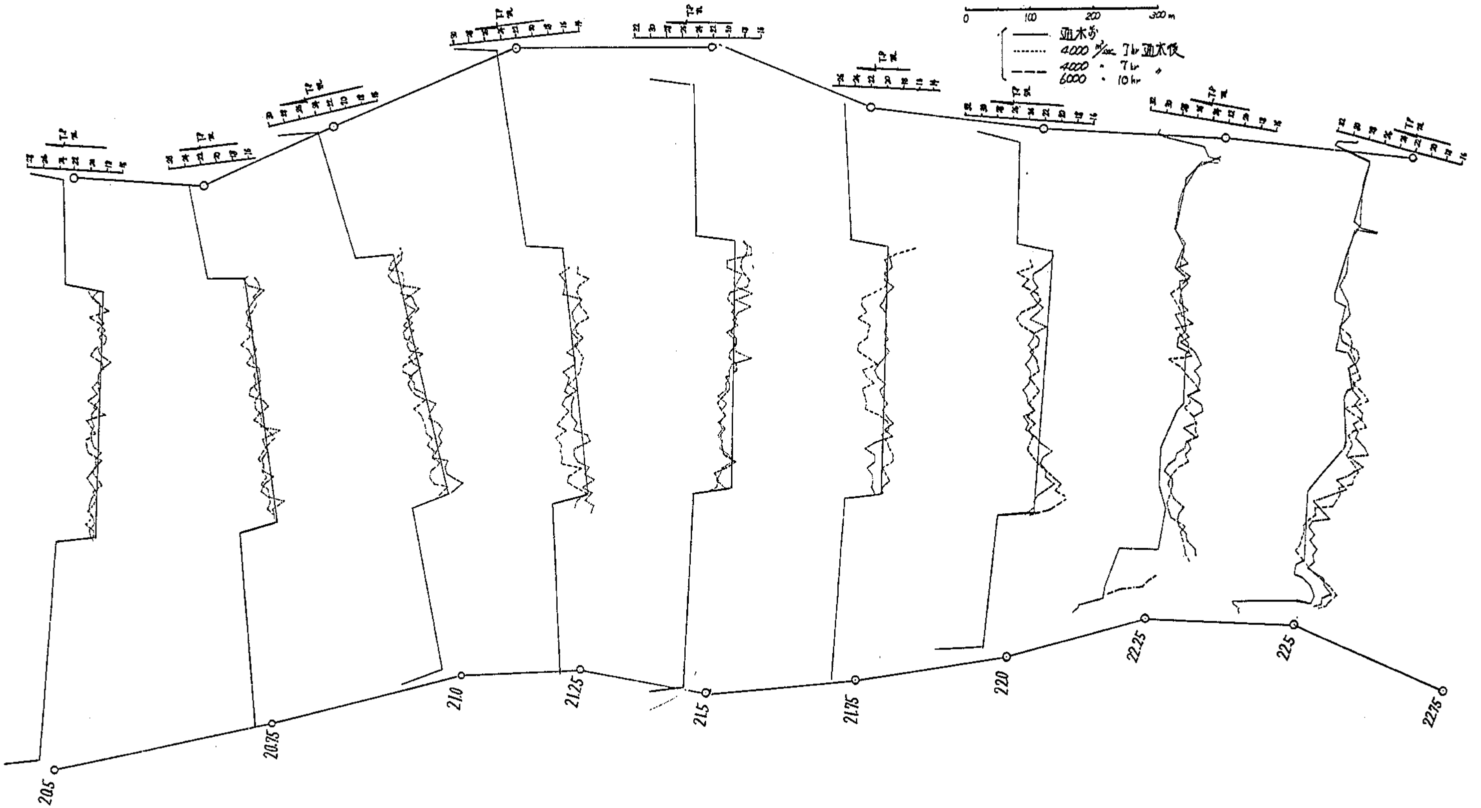
（事務所計画法線一次案）



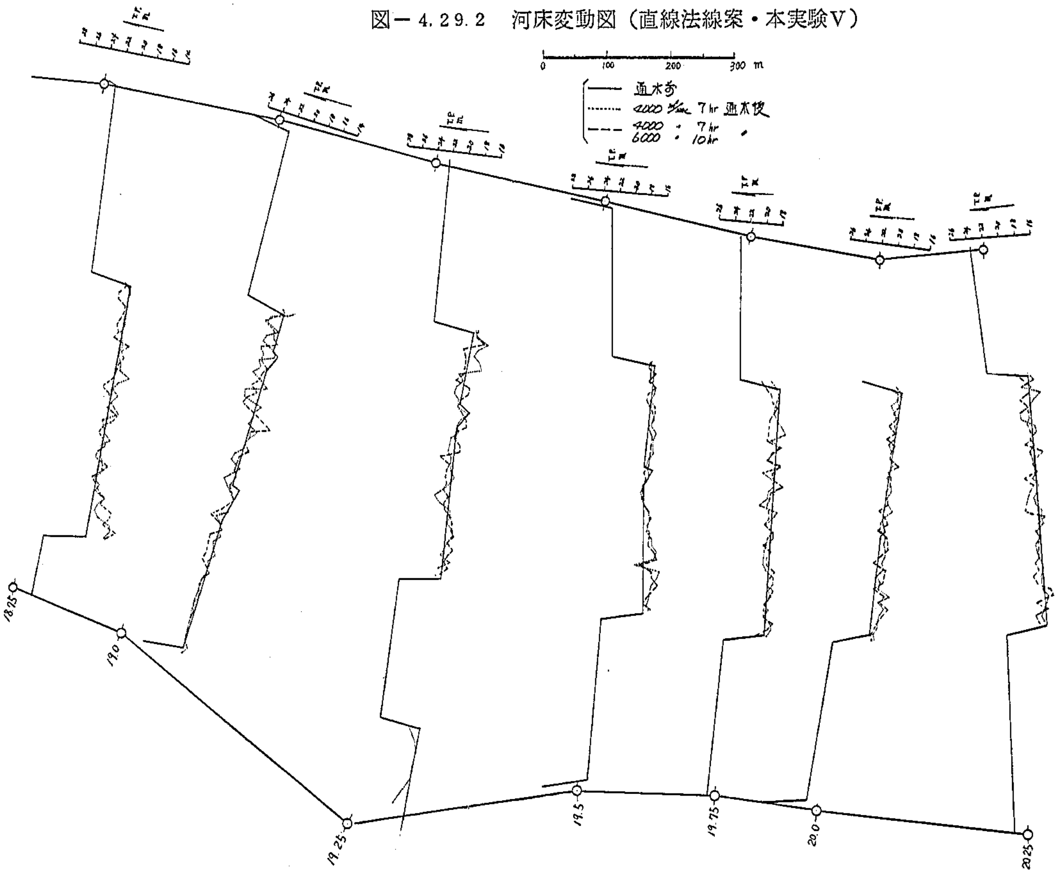
図－4.28　水位縦断図（本実験V）



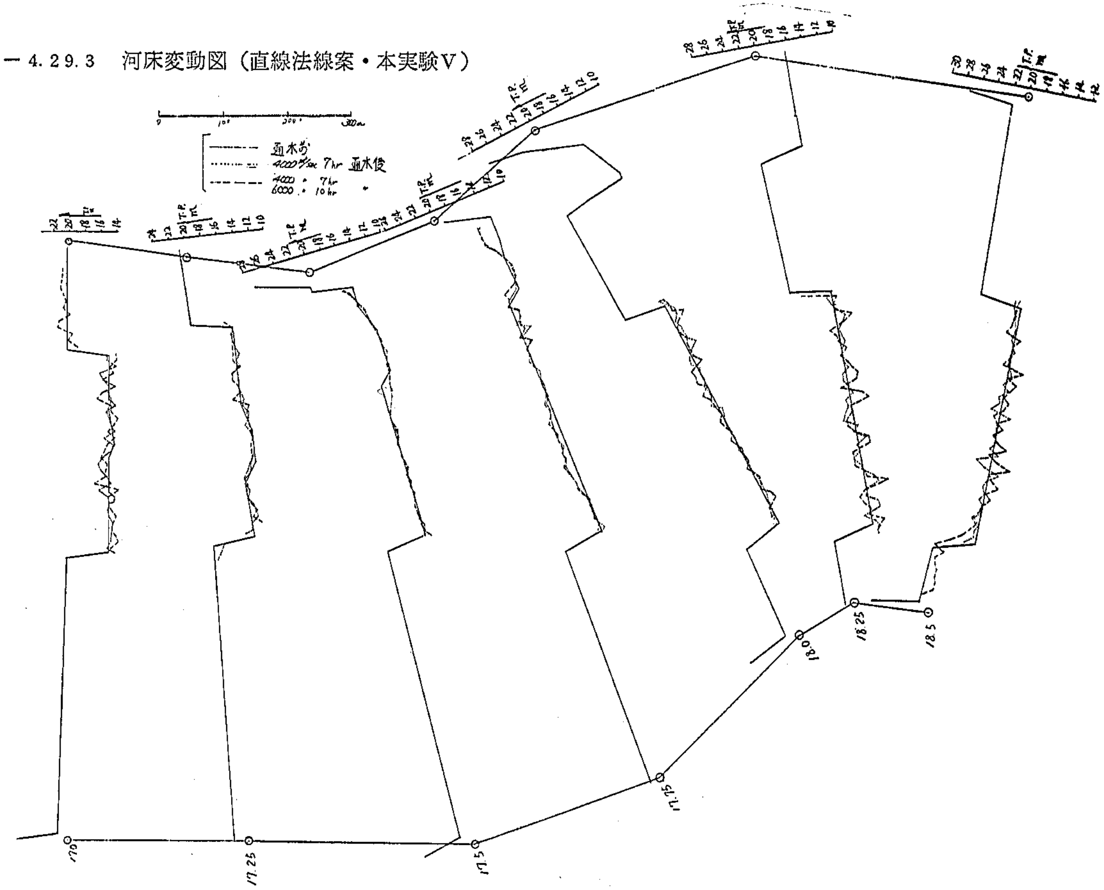
図ー4.29.1　河床変動図（直線法線案）



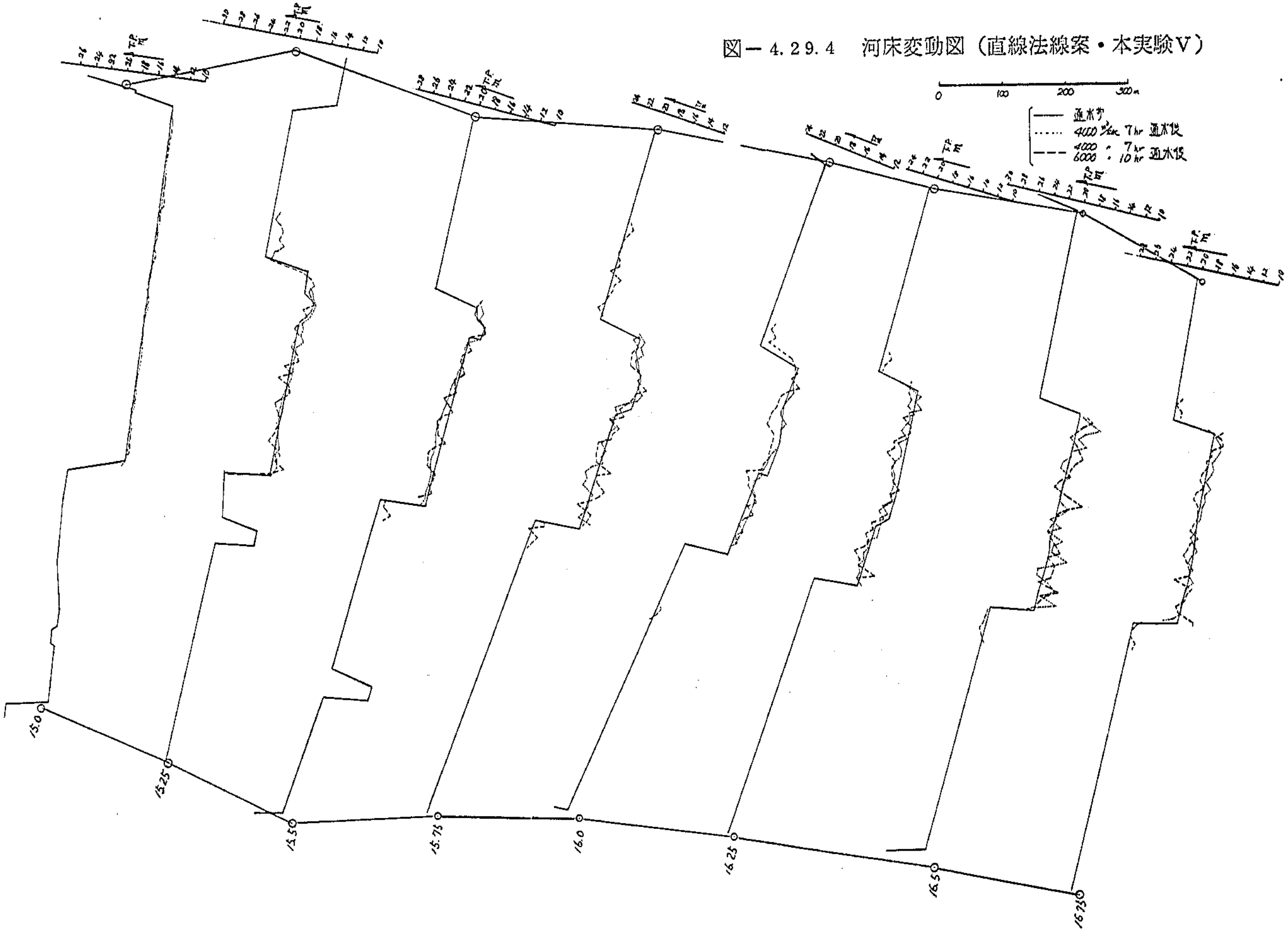
図－4.29.2　河床変動図（直線法線案・本実験Ⅴ）



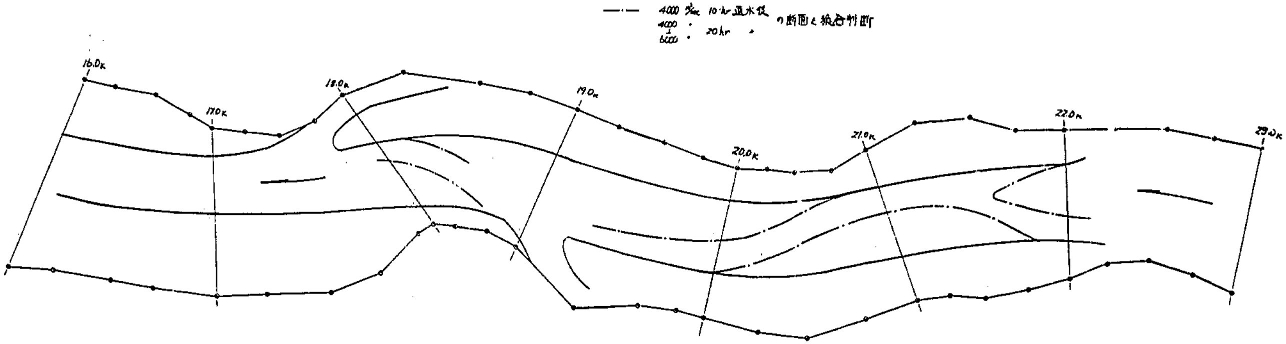
図－4.29.3　河床変動図（直線法線案・本実験Ⅴ）


0
100
200
300m
通水前
4000㎥/sec 7hr 通水後
4000 〃 7hr
6000 〃 10hr 〃
T.P.
m
17.0
17.25
17.5
17.75
18.0
18.25
18.5

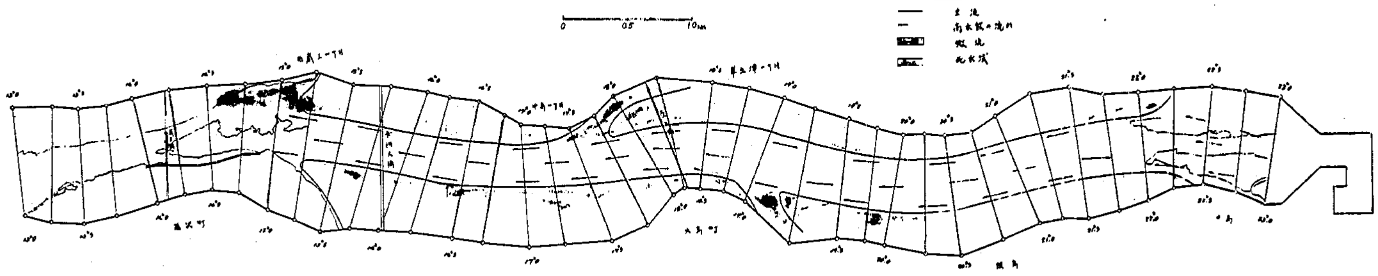
図－4.29.4　河床変動図（直線法線案・本実験V）



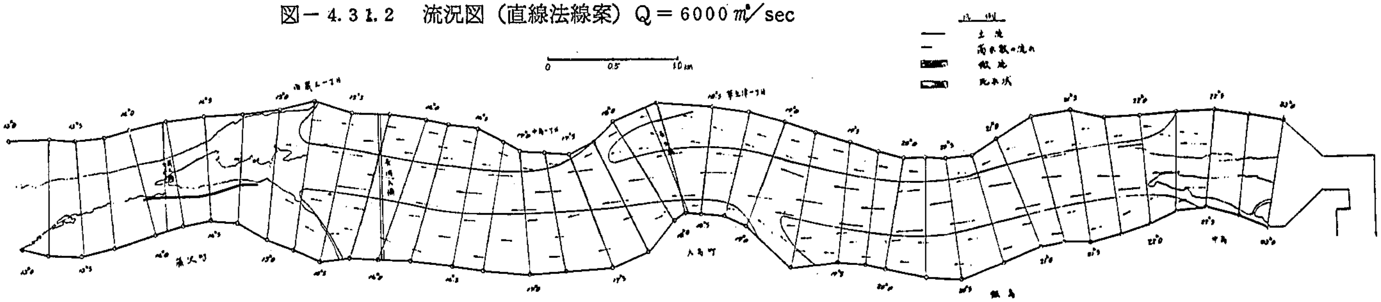
図－4.30　信濃川模型実験低水路ミオ筋（直線法線案）


—·— 4000 ㎥/sec 10hr 通水後
4000～6000 〃 20hr 〃 の断面と総合判断
16.0k
17.0k
18.0k
19.0k
20.0k
21.0k
22.0k
23.0k

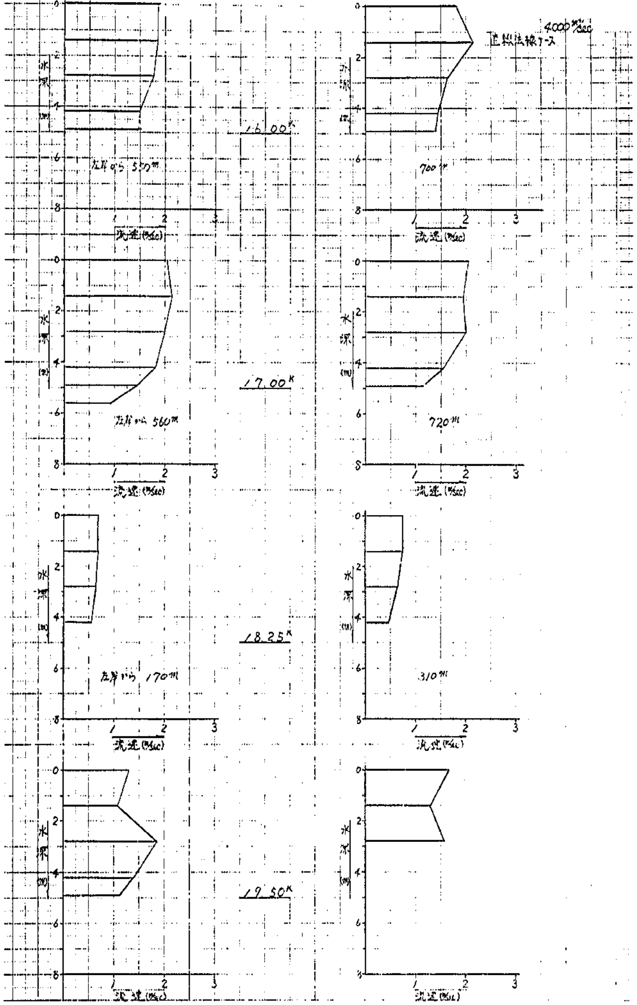
図－4.　1.1　流況図（直線法線案）Q＝4000㎥/sec


0
0.5
1.0km
凡例
主流
高水敷の流れ
死水域

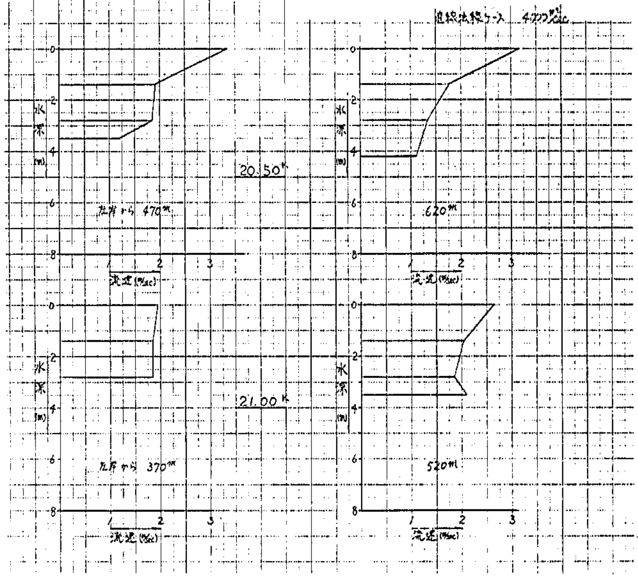
図－4.3 1.2　流況図（直線法線案）Q＝6000㎥/sec


0
0.5
1.0km
凡例
主流
高水敷の流れ
死水域

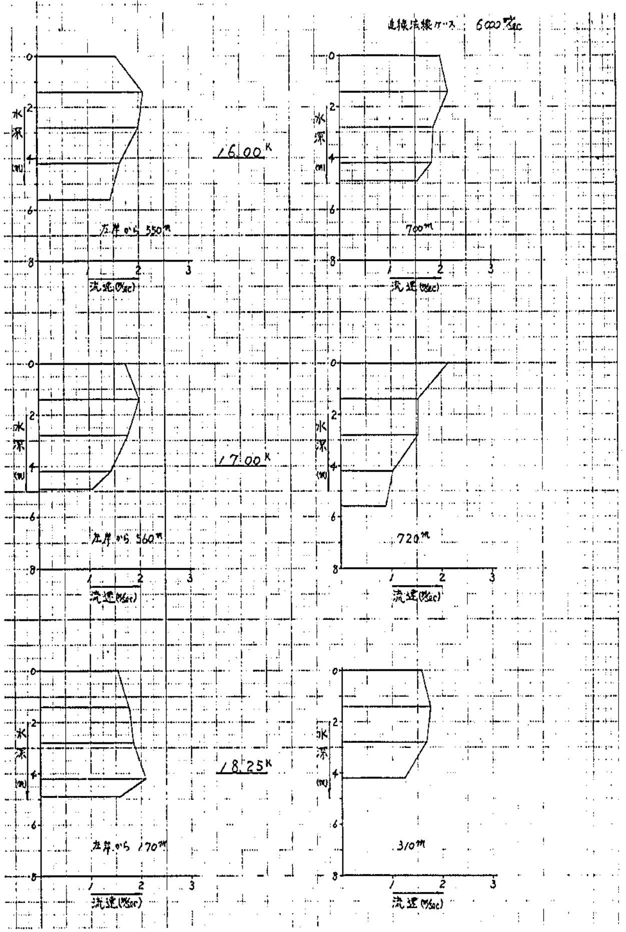
図－4.32.1　流速分布図



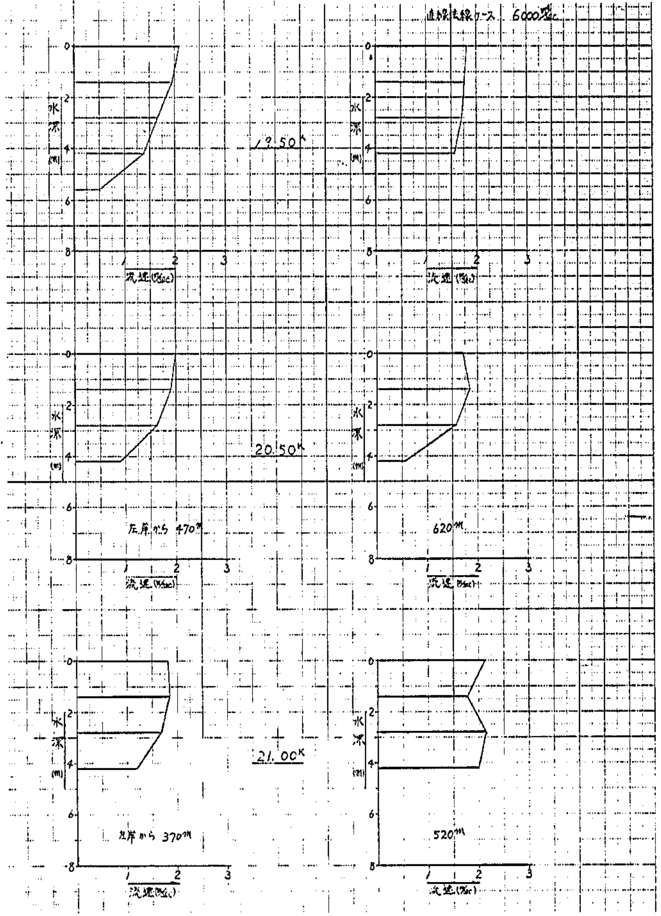
図－4.32.2　流速分布図



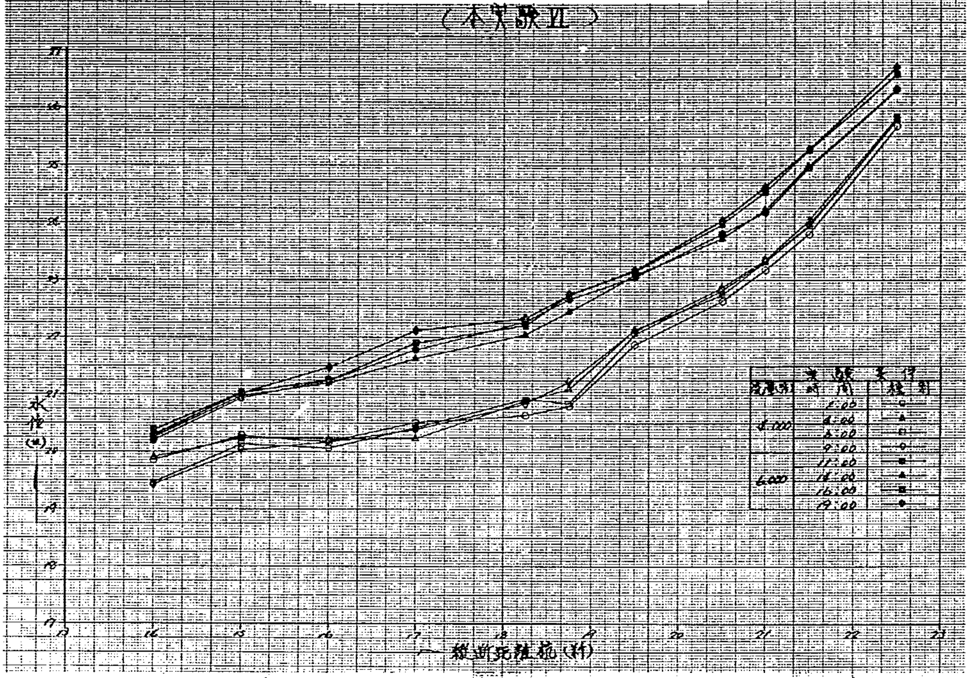
図－4.32.3　流速分布図



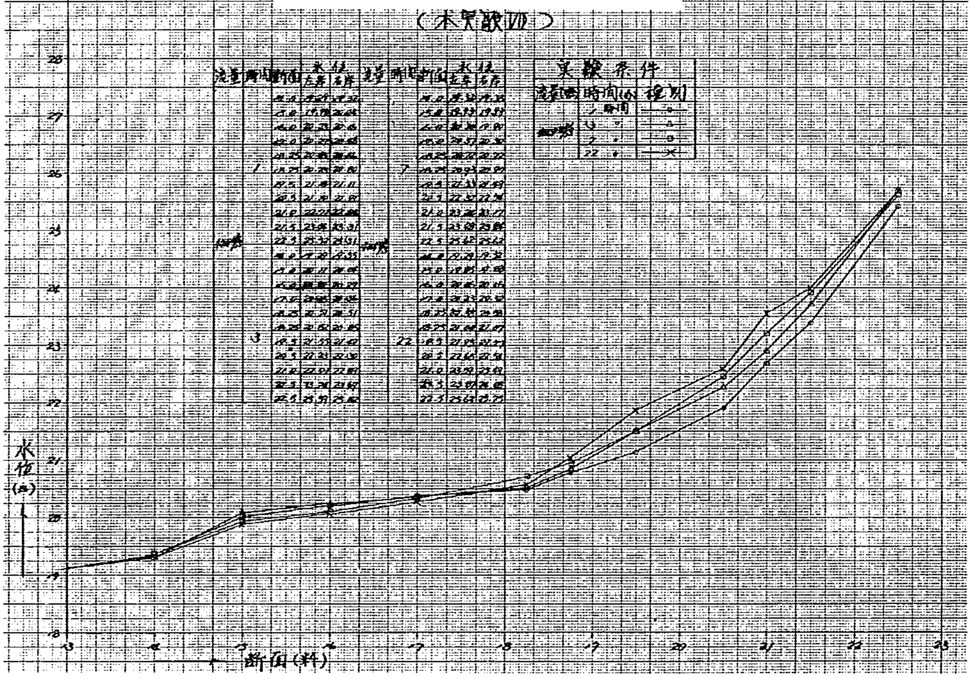
図－4.32.4　流速分布図



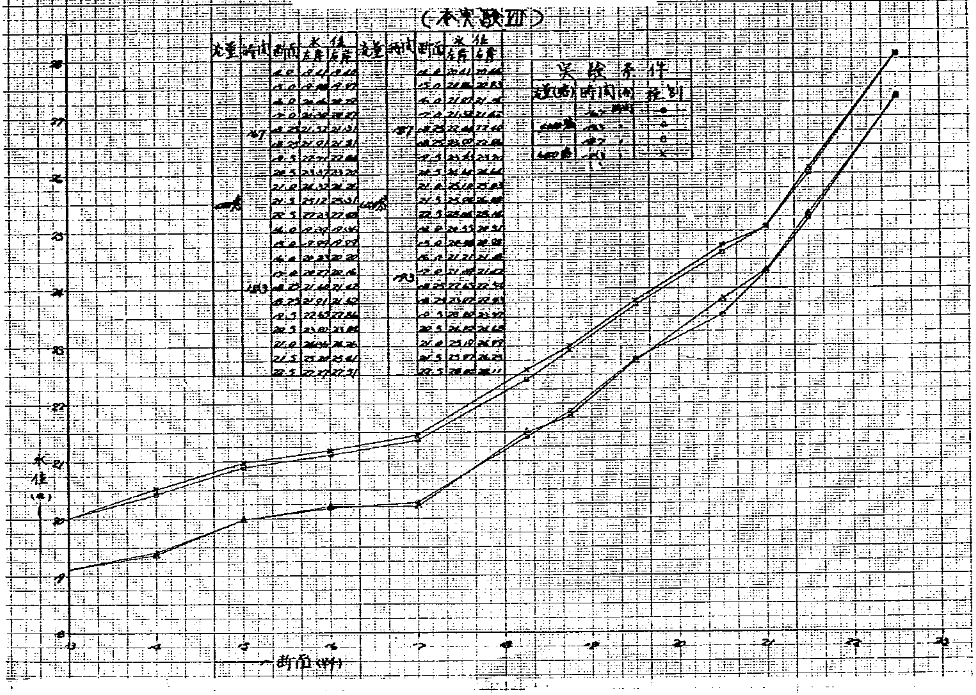
図－4.34.1　水位縦断図



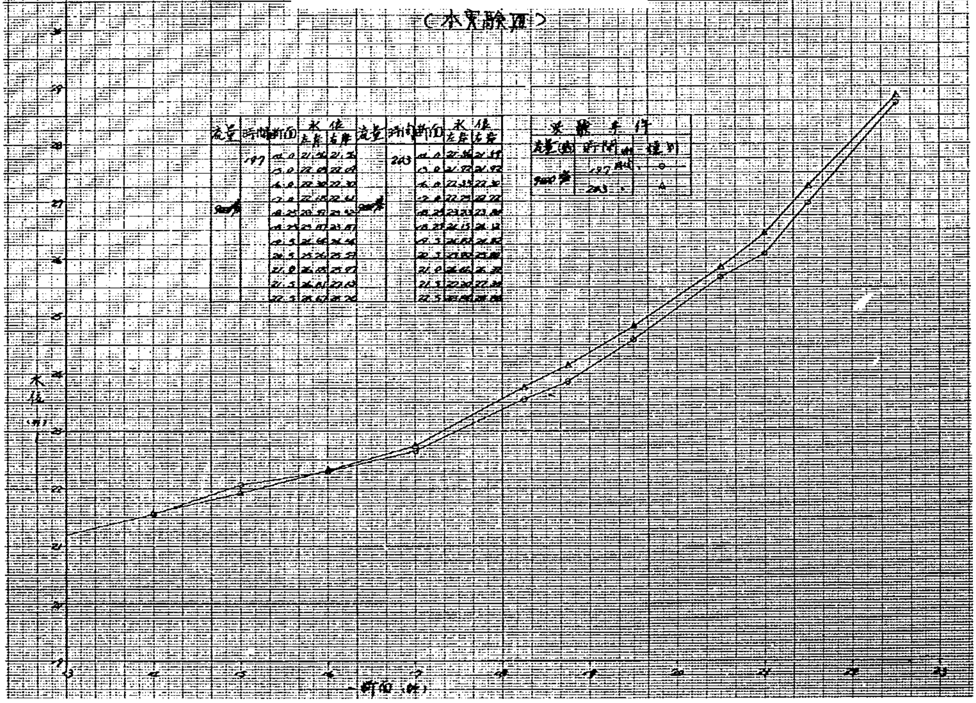
図－4.34.2　水位縦断図



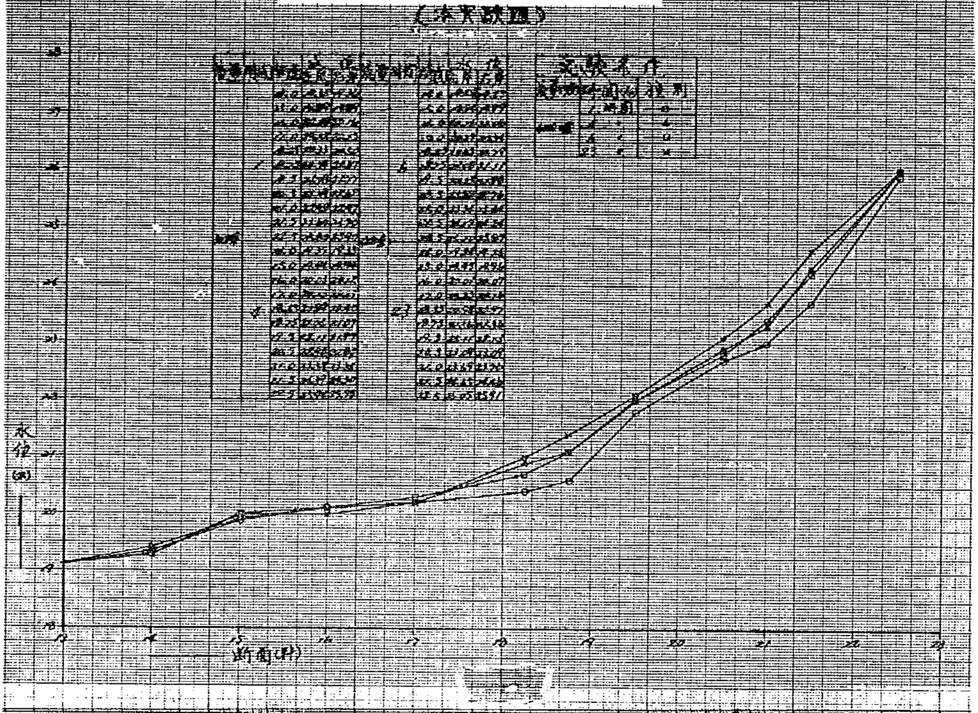
図－4.34.3　水位縦断



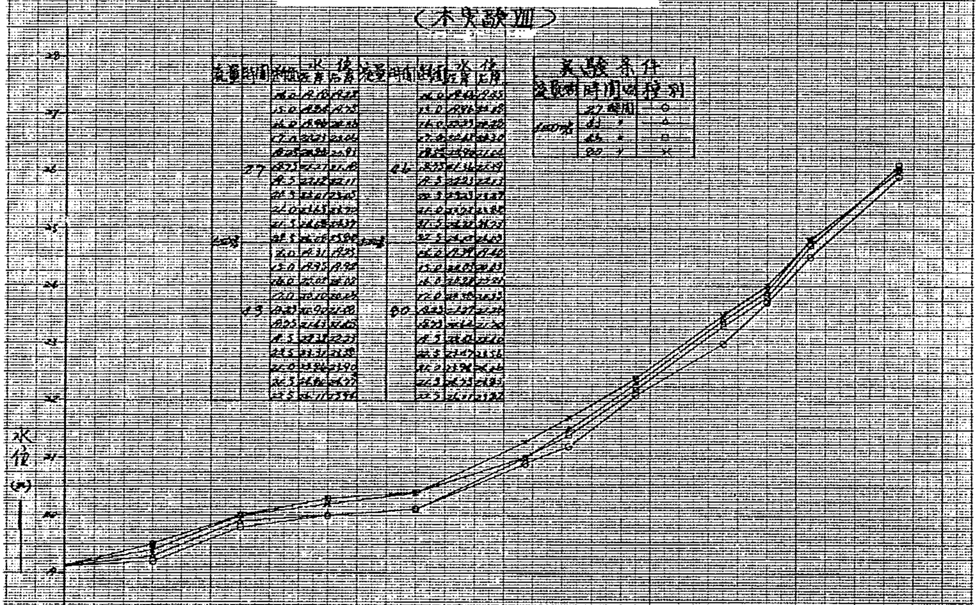
図－4.34.4　水位縦断



図－4.34.5　水位縦断

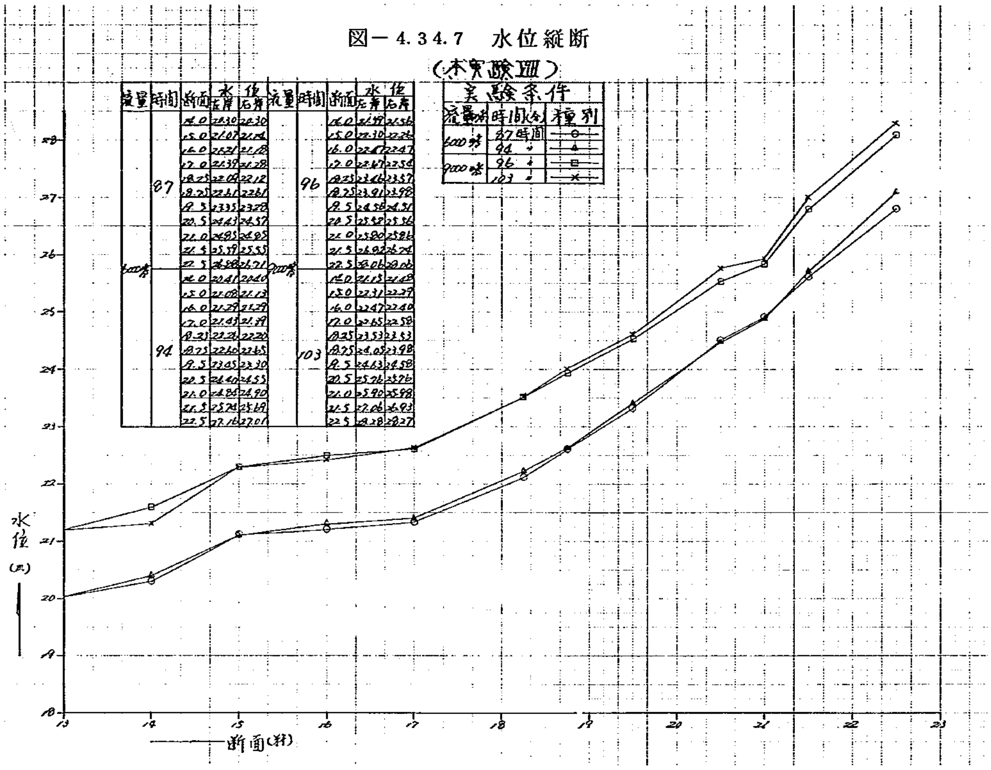


図－4.34.6　水位縦断



図－4.34.7　水位縦断

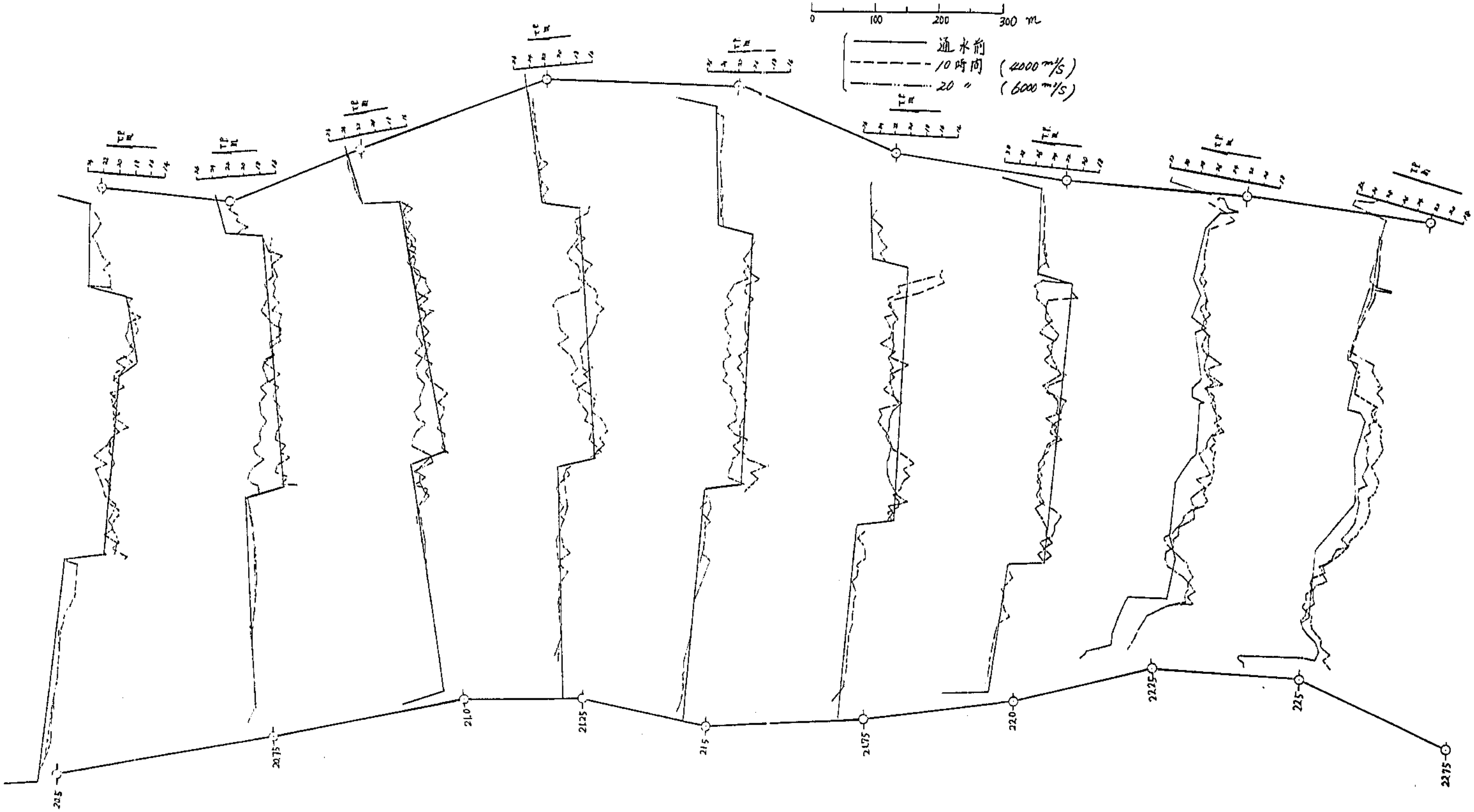
（本実験Ⅷ）

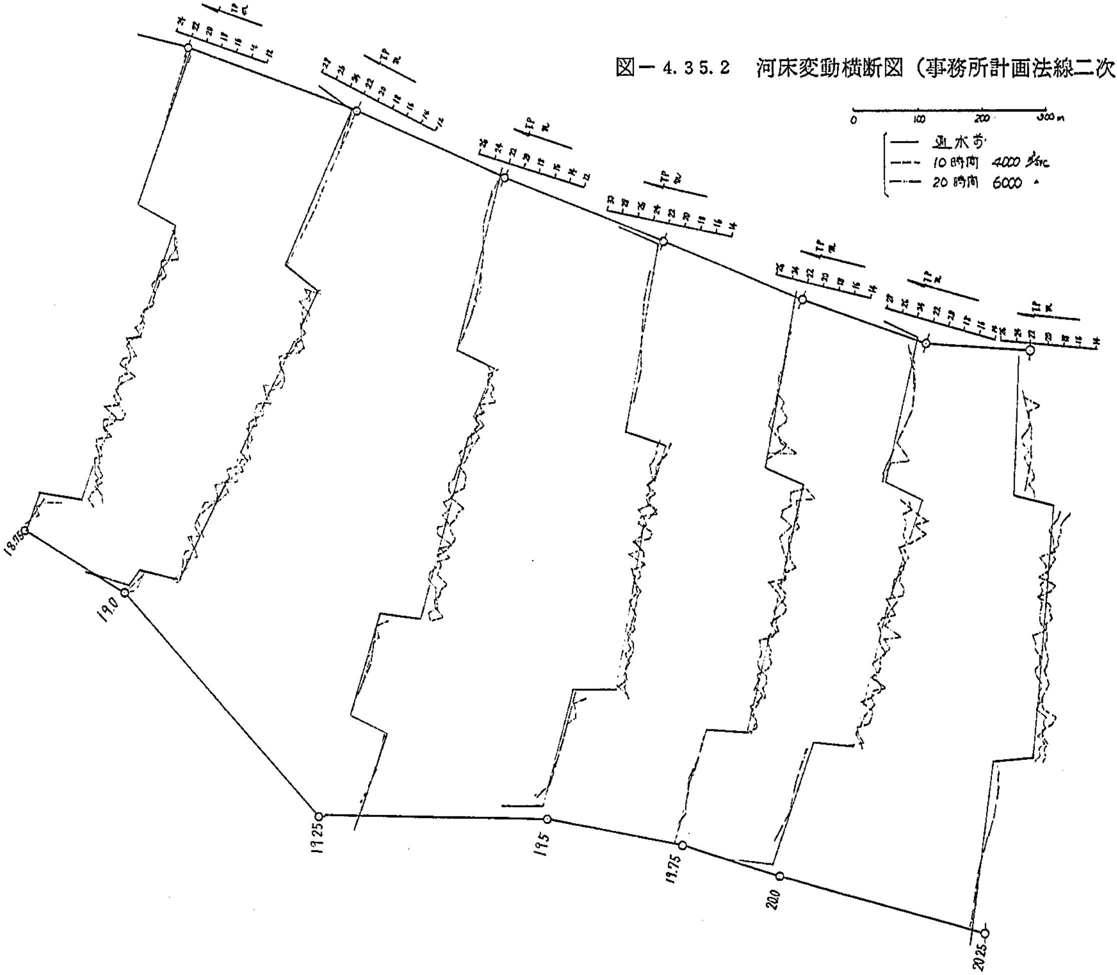


流量	時間	断面	水位 左岸	水位 右岸	流量	時間	断面	水位 左岸	水位 右岸
6000m³/s	87	14.0	20.30	20.30	9000m³/s	96	14.0	21.19	21.56
		15.0	21.07	21.14			15.0	22.30	22.26
		16.0	21.21	21.18			16.0	22.47	22.47
		17.0	21.39	21.28			17.0	22.67	22.54
		18.25	22.09	22.12			18.25	23.46	23.57
		18.75	22.61	22.61			18.75	23.91	23.98
		19.5	23.35	23.28			19.5	24.58	24.51
		20.5	24.43	24.57			20.5	25.52	25.56
		21.0	24.85	24.95			21.0	25.90	25.86
		21.5	25.59	25.55			21.5	26.92	26.74
		22.5	26.88	26.71			22.5	28.06	28.06
	94	14.0	20.41	20.40		103	14.0	21.15	21.48
		15.0	21.08	21.13			15.0	22.31	22.29
		16.0	21.29	21.29			16.0	22.47	22.40
		17.0	21.45	21.39			17.0	22.65	22.58
		18.25	22.26	22.20			18.25	23.53	23.53
		18.75	22.60	22.65			18.75	24.05	23.98
		19.5	23.05	23.30			19.5	24.63	24.58
		20.5	24.40	24.55			20.5	25.76	25.76
		21.0	24.84	24.90			21.0	25.90	25.98
		21.5	25.74	25.69			21.5	27.06	26.93
		22.5	27.16	27.01			22.5	28.28	28.27

実験条件		
流量m³/s	時間(分)	種別
6000m³/s	87時間	—○—
	94 〃	—△—
9000m³/s	96 〃	—□—
	103 〃	—×—

図－4.35.1　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）

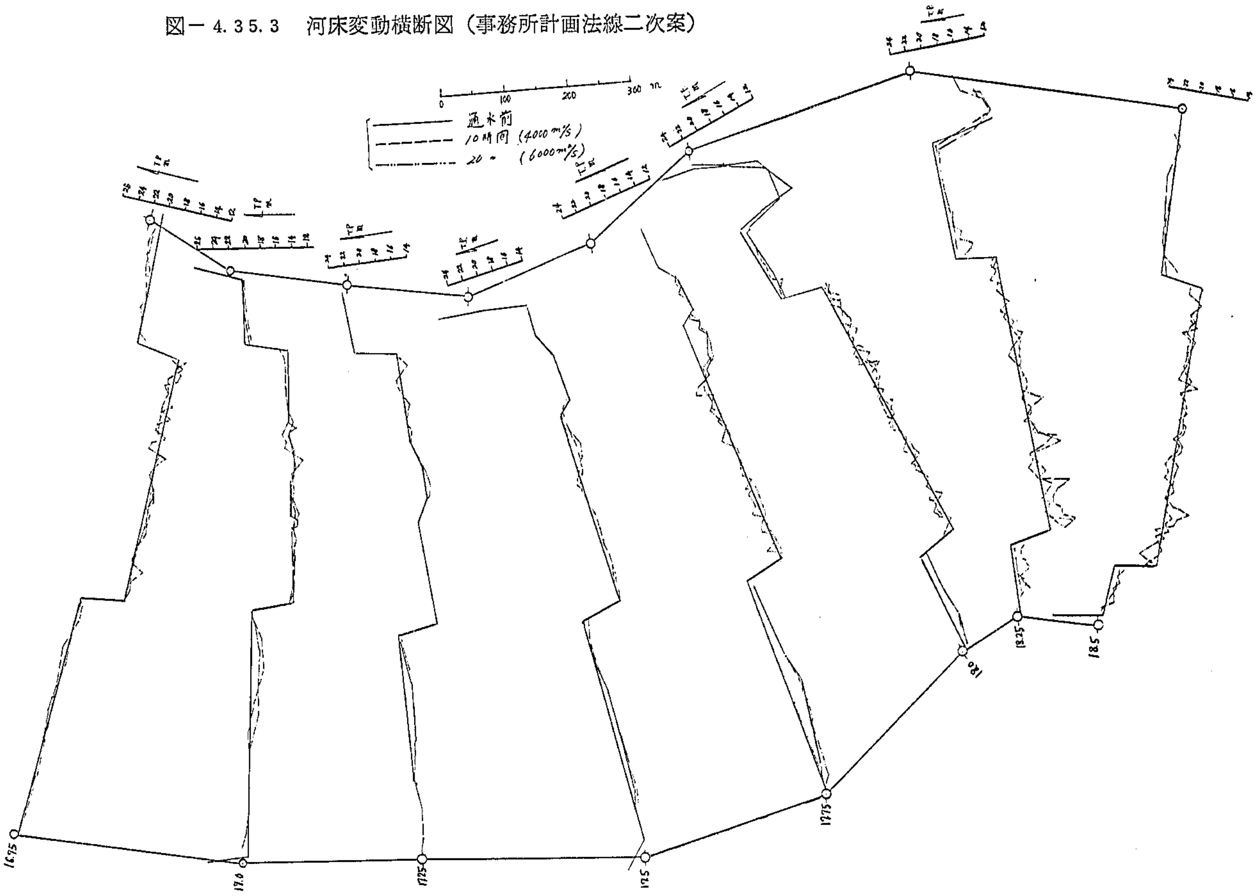




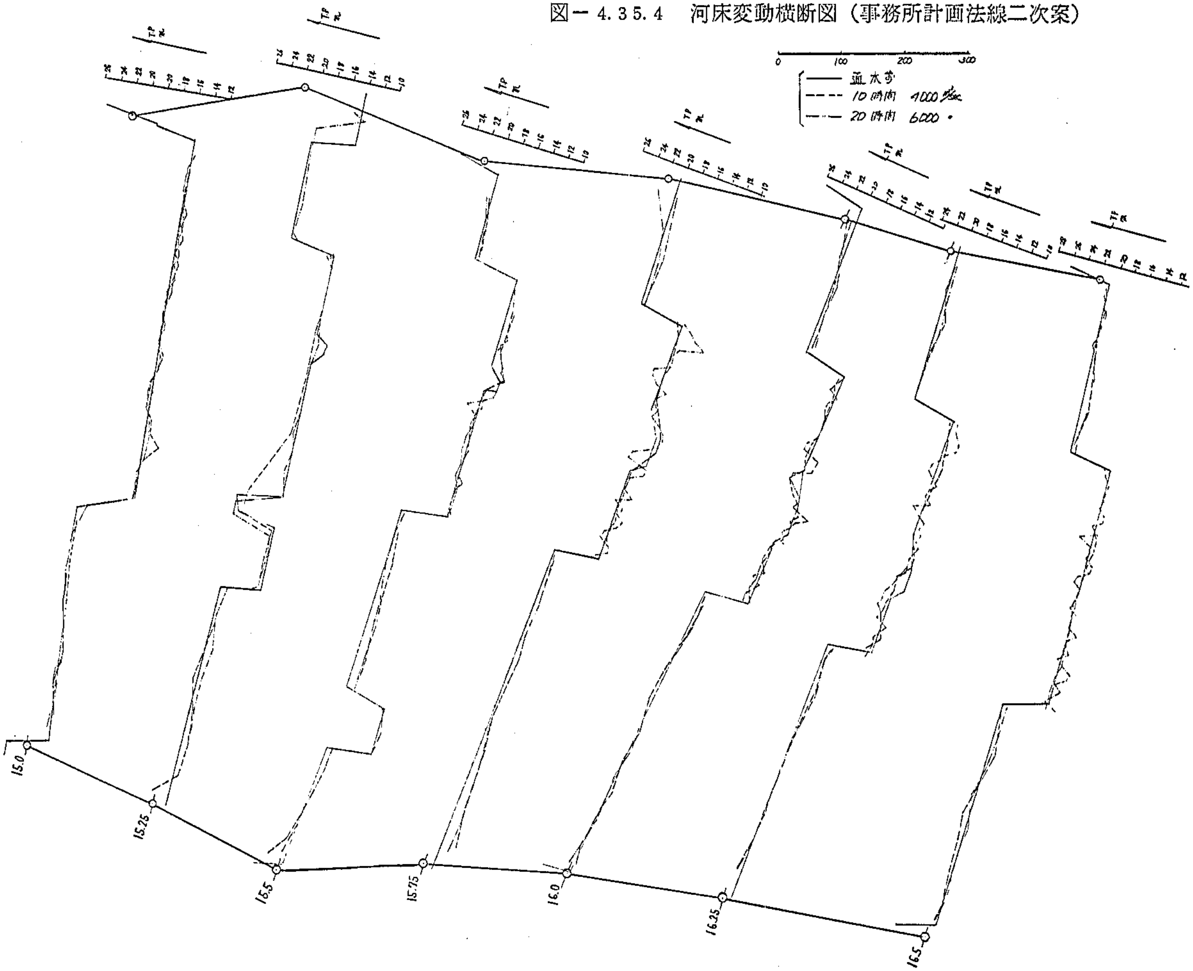
0
100
200
300 m
通水前
10時間 4000 m³/sec
20時間 6000 〃
TP
18.75
19.0
19.25
19.5
19.75
20.0
20.25

図－4.35.2　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）

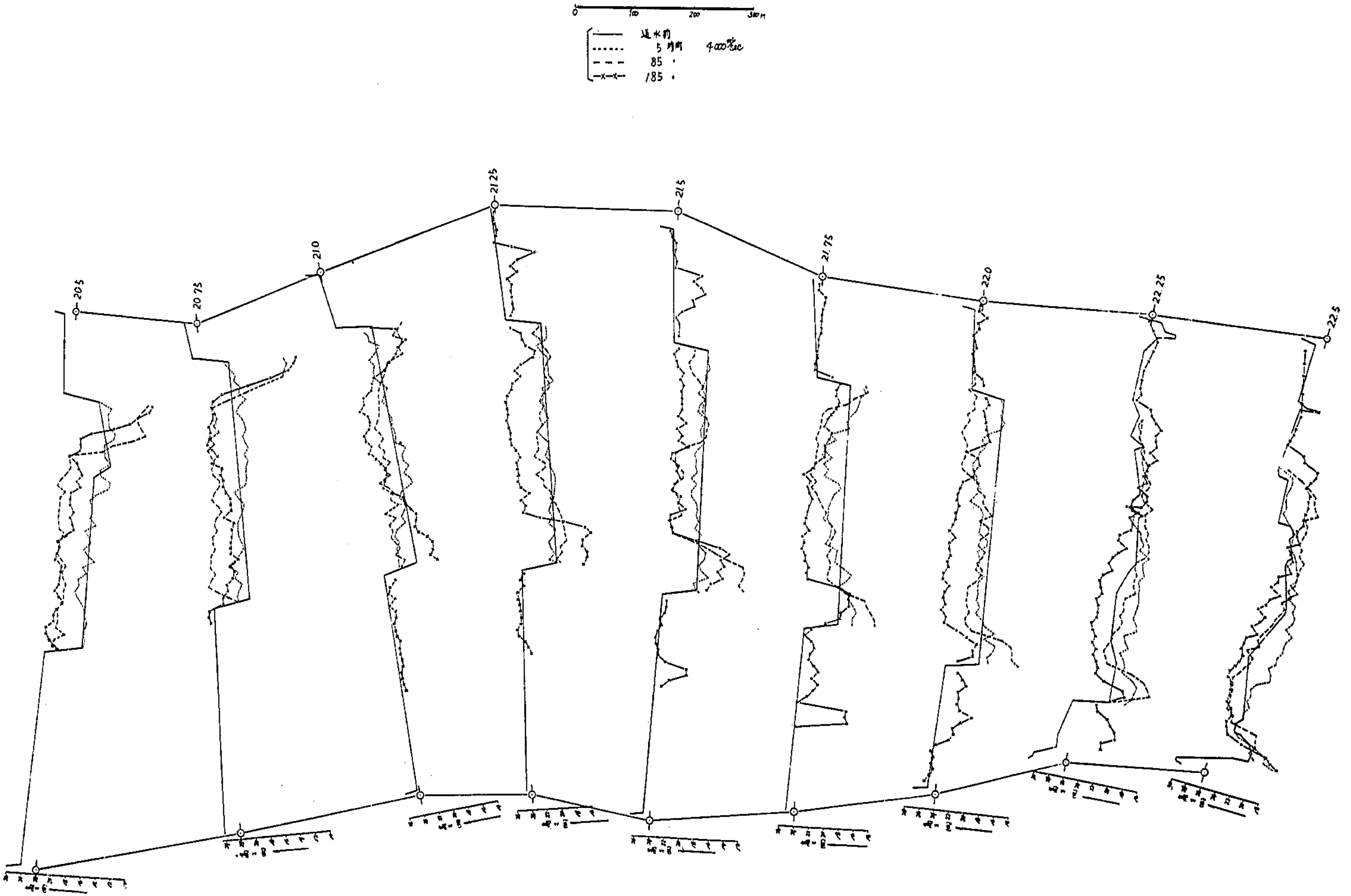
図－4.35.3　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）



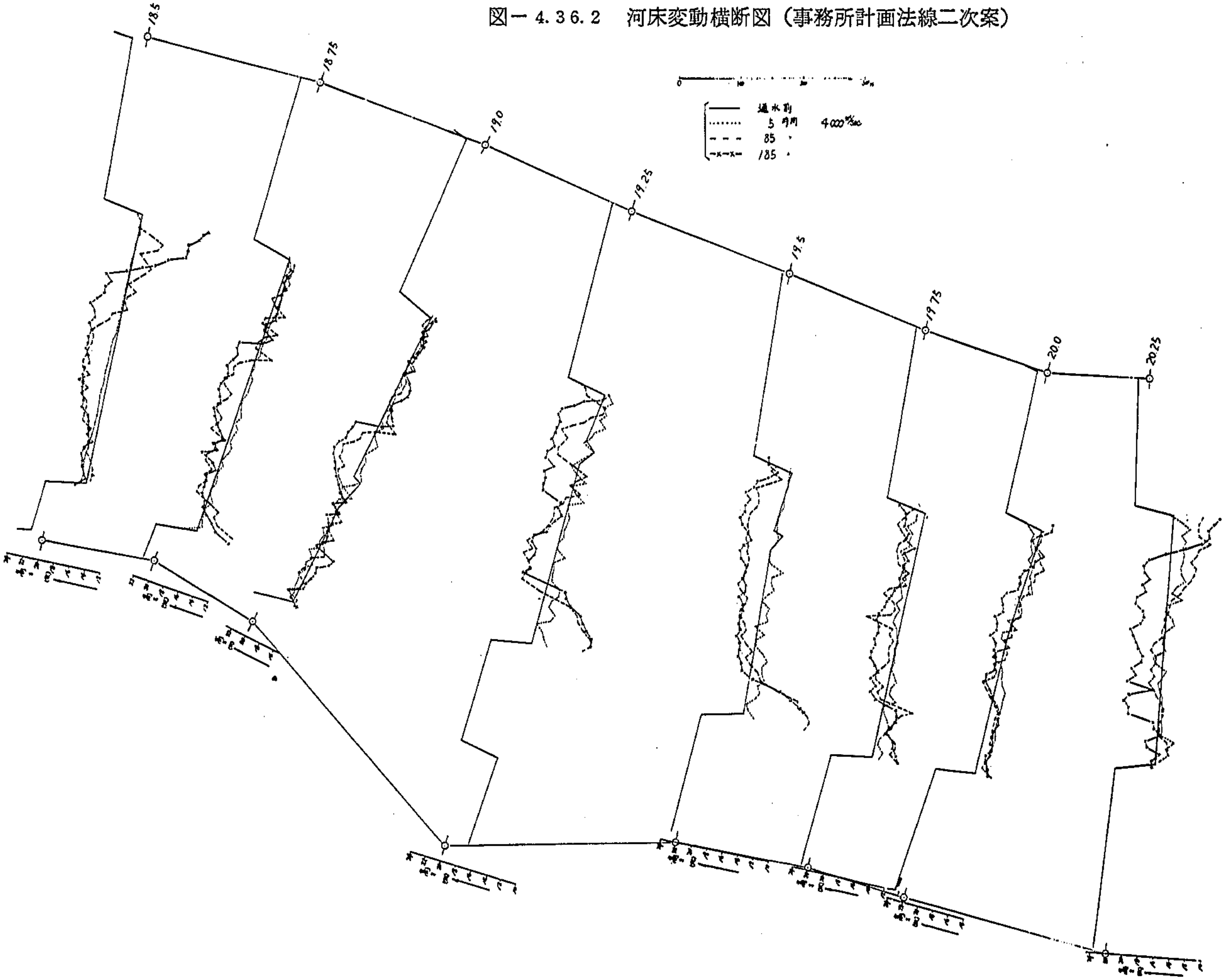
図－4.35.4　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）



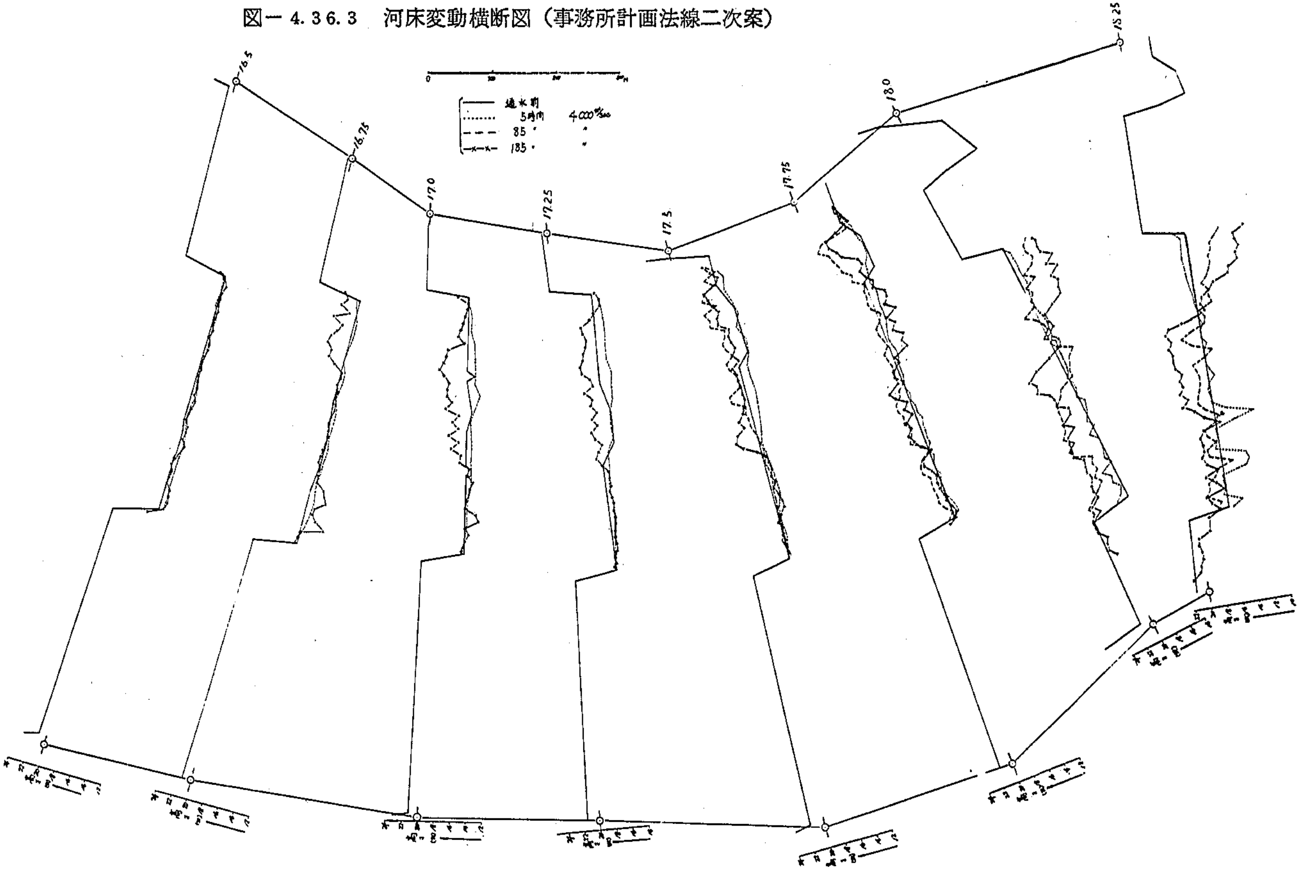
図ー 4. 3 6. 1　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）


0
100
200
300m
通水前
5時間　4000㎥/sec
85 〃
185 〃
20.5
20.75
21.0
21.25
21.5
21.75
22.0
22.25
22.5

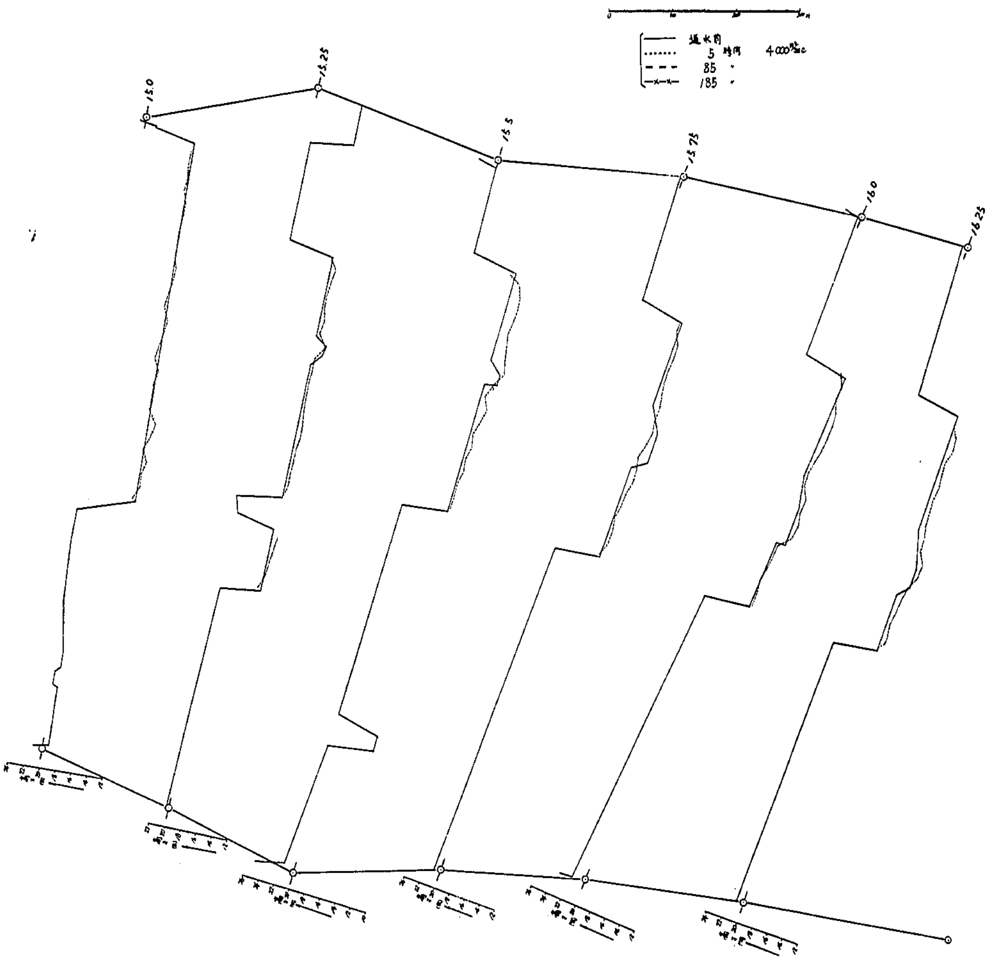
図－4.36.2　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）



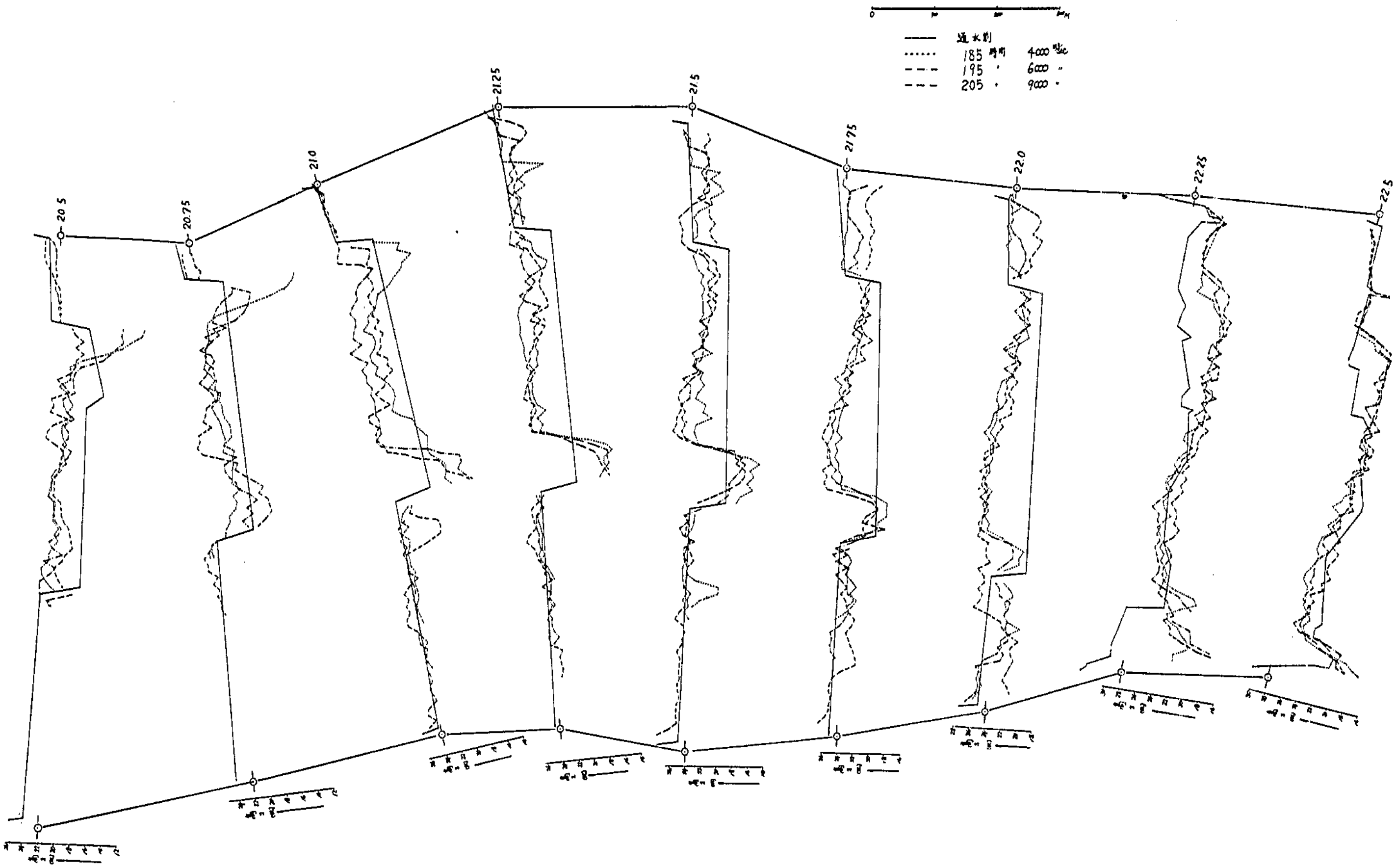
図－4.36.3　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）



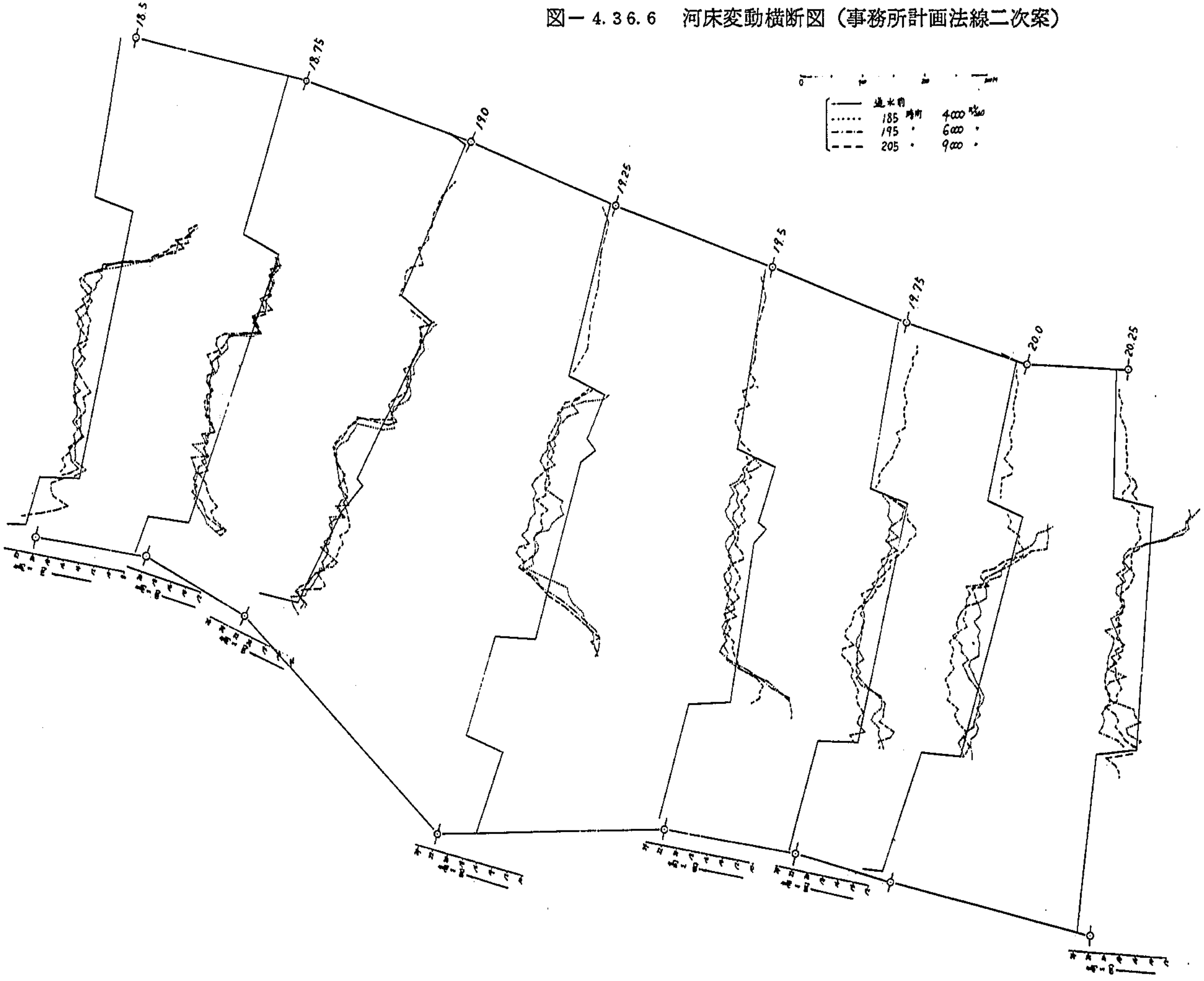
図ー 4. 3 6. 4　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）


0
10
20
30m
通水前
5 時間　4000㎥/sec
85 〃
185 〃
15.0
15.25
15.5
15.75
16.0
16.25

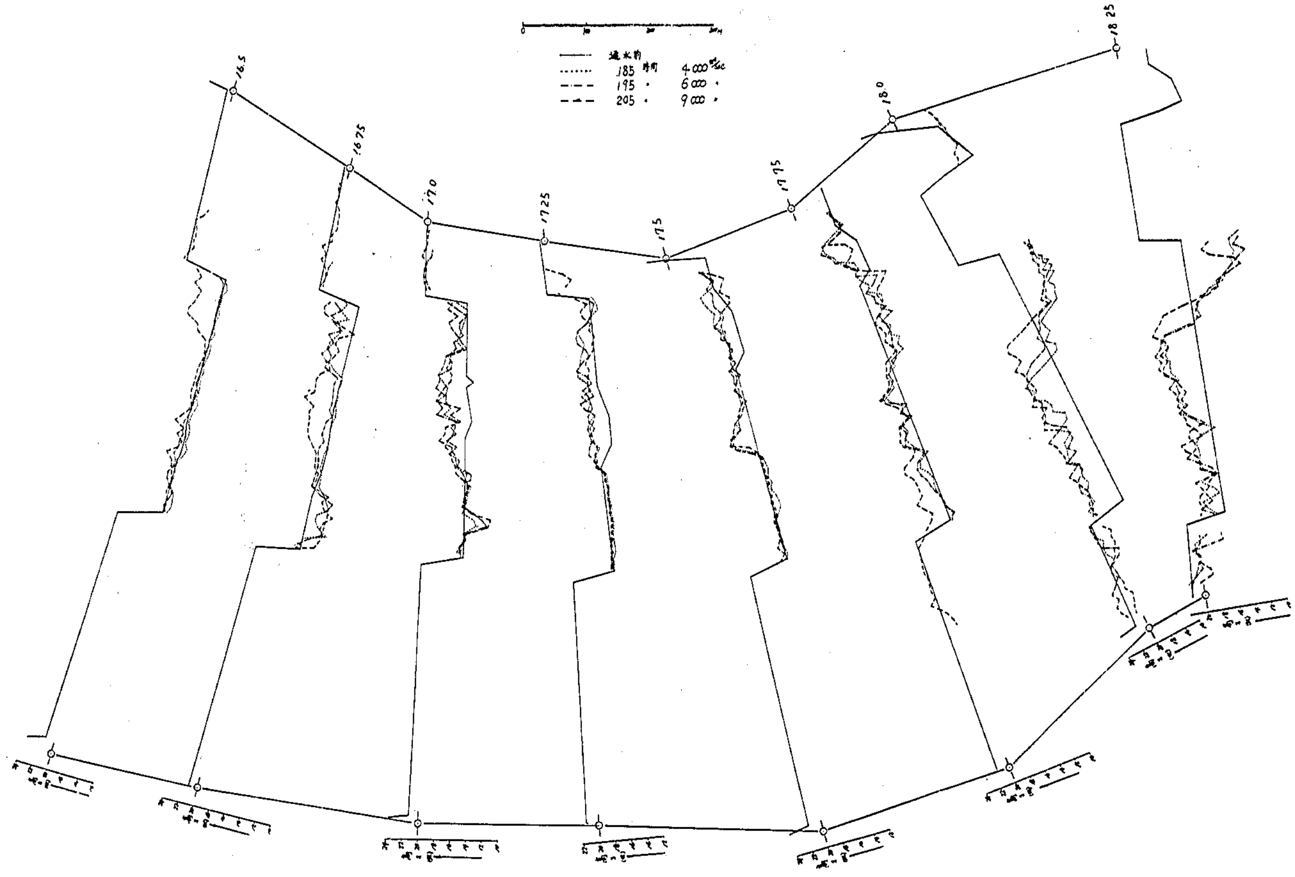
図－4.36.5　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）



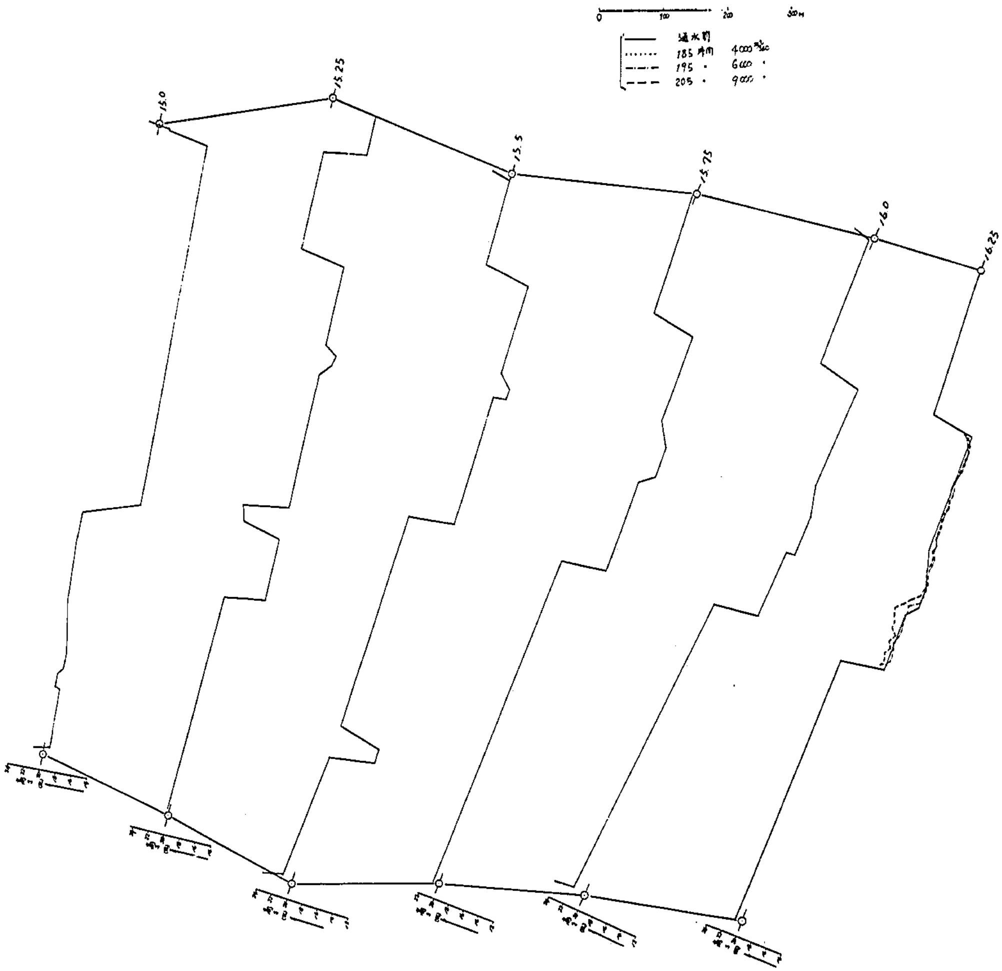
図－4.36.6　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）


18.5
18.75
19.0
19.25
19.5
19.75
20.0
20.25
0
通水前
185 時間 4000 m³/sec
195 〃 6000 〃
205 〃 9000 〃

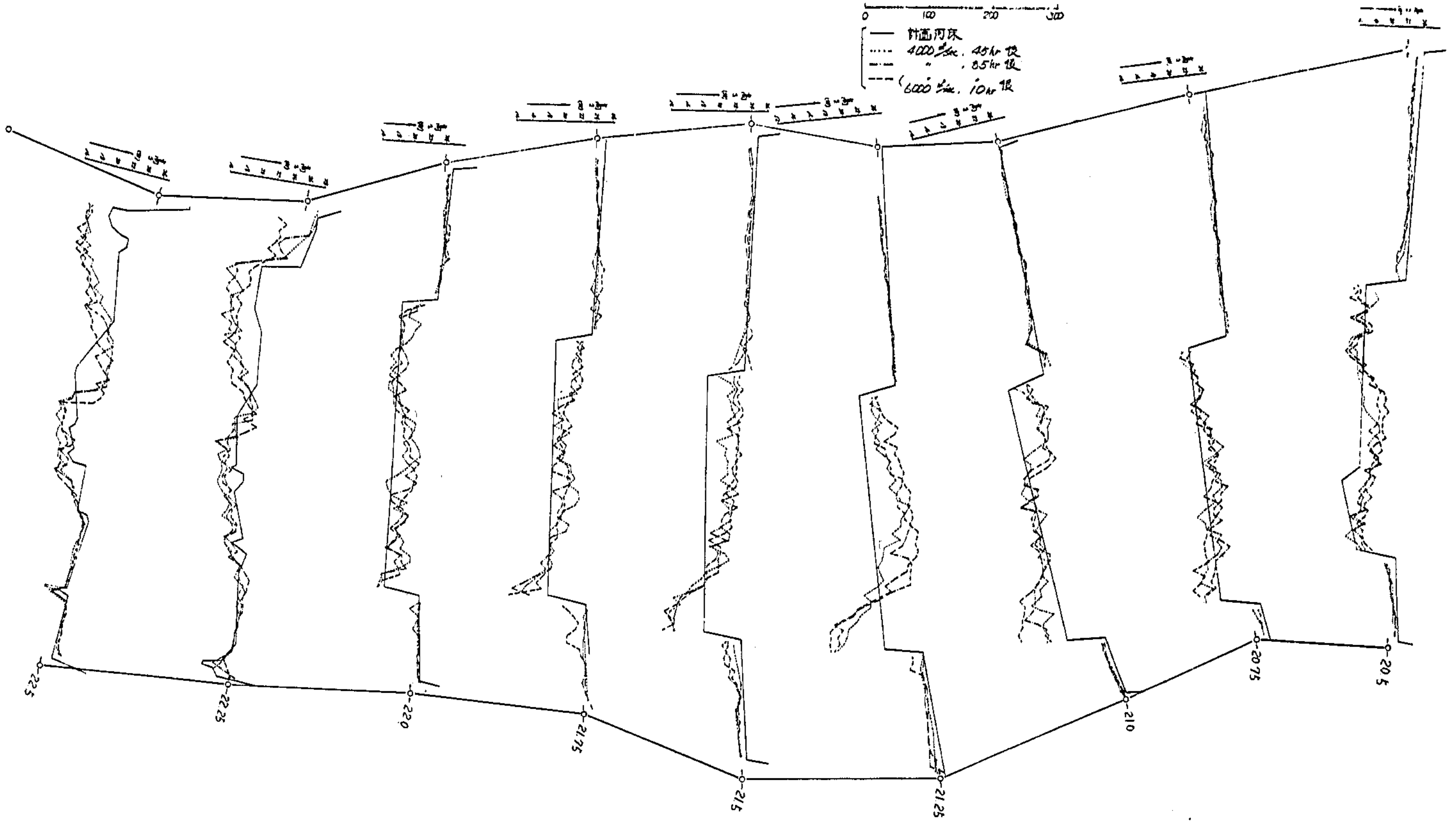
図－4.36.7　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）



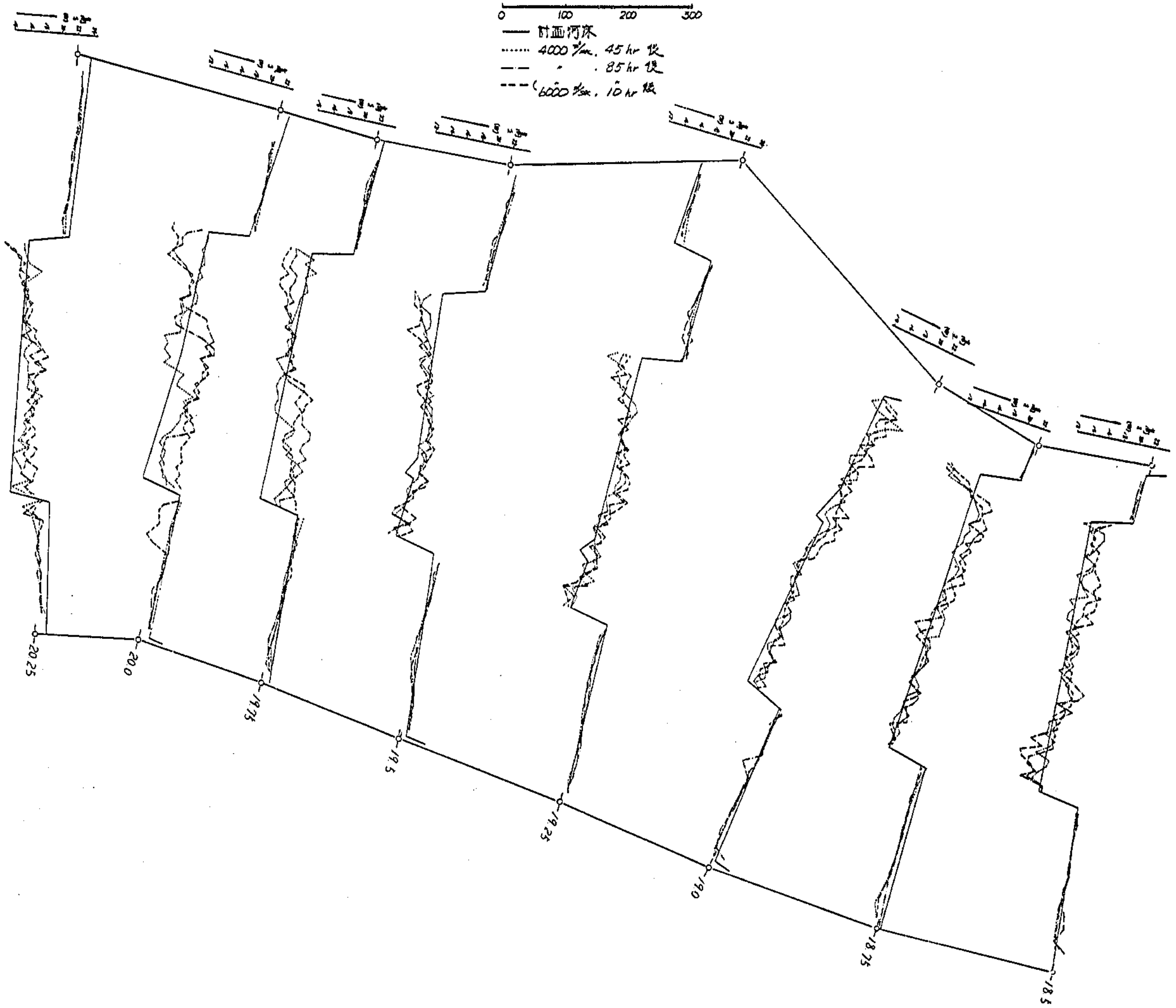
図－4.36.8　河床変動横断図（事務所計画法線二次案）


0
100
200
300m
通水前
185 時間　4000 m³/sec
195 〃　6000 〃
205 〃　9000 〃
15.0
15.25
15.5
15.75
16.0
16.25

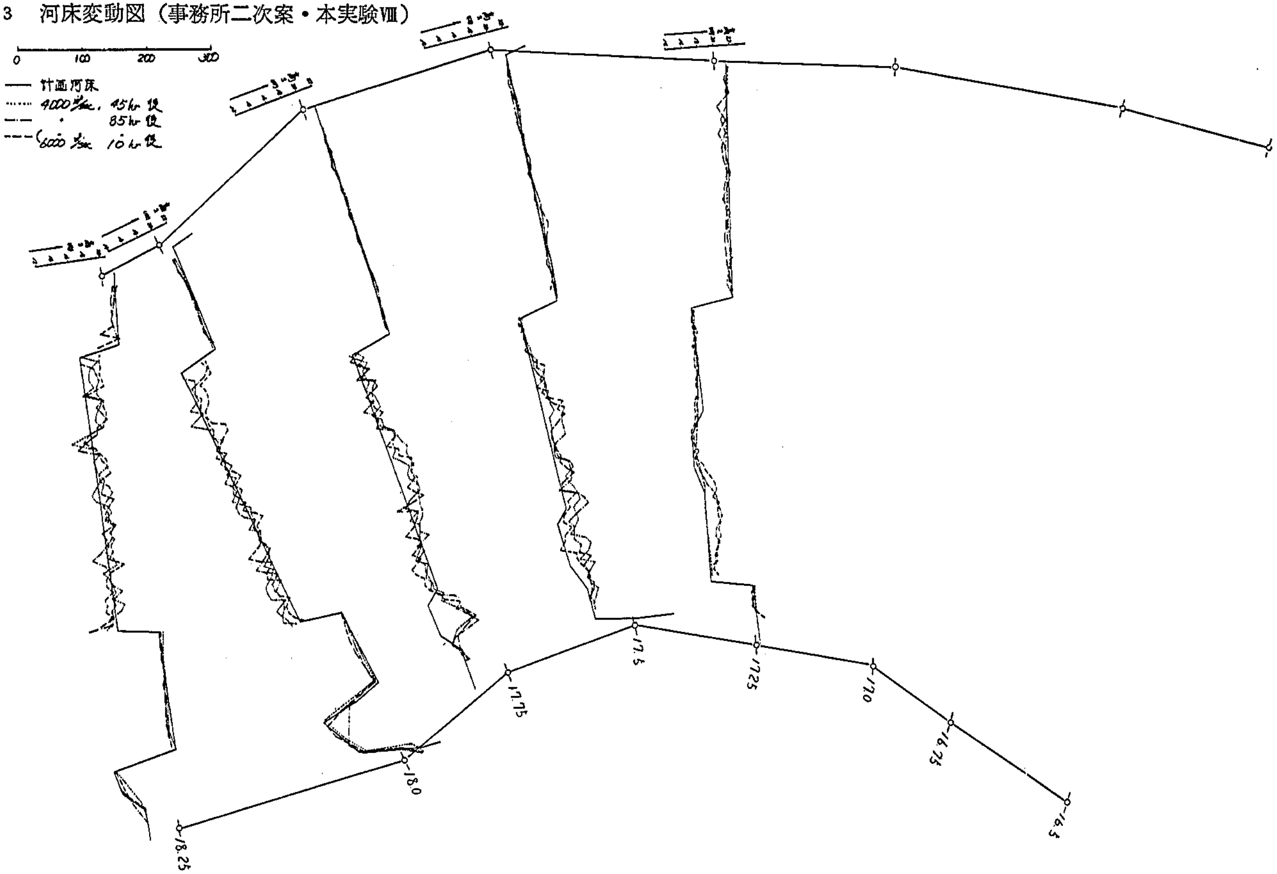
図－4.37.1　河床変動図（事務所二次案・本実験Ⅷ）



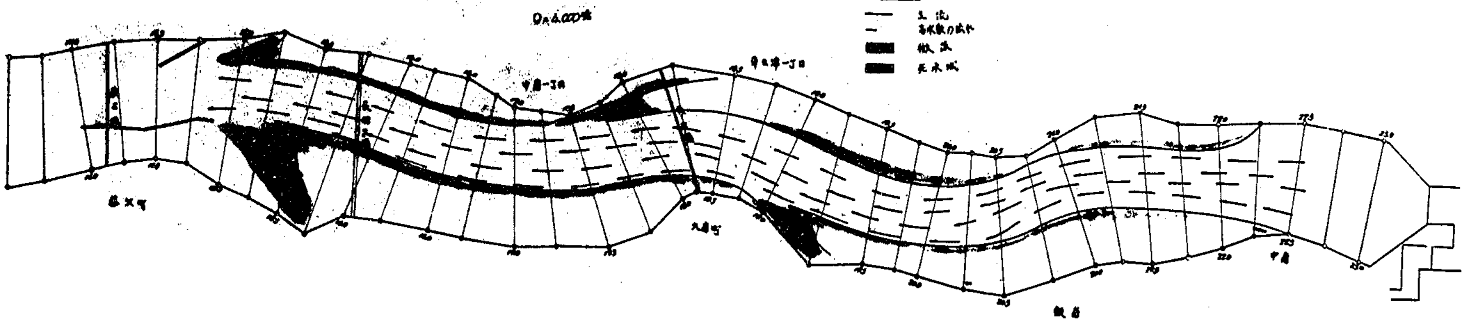
図－4.37.2　河床変動図（事務所二次案・本実験Ⅷ）



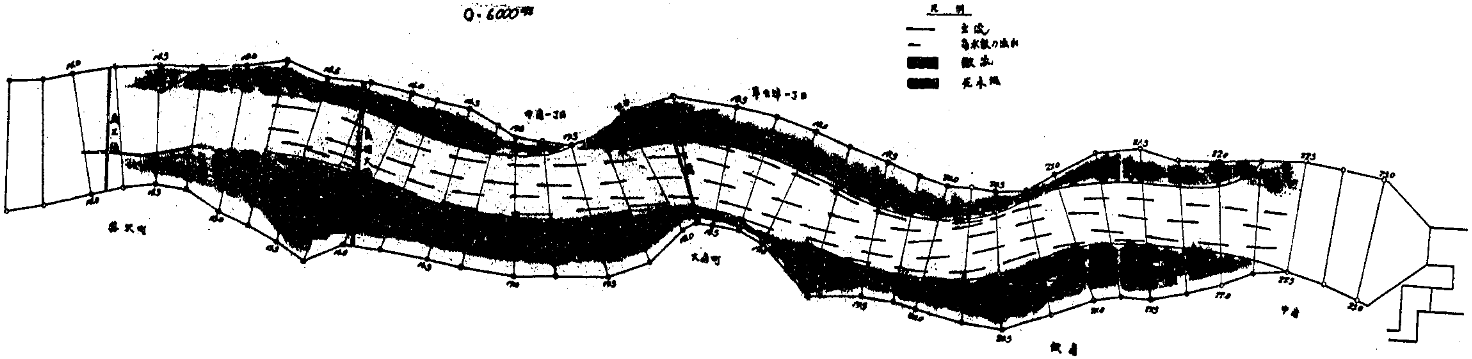
図ー 4.37.3　河床変動図（事務所二次案・本実験Ⅷ）


0
100
200
300
計画河床
4000 ㎥/sec, 45hr 後
〃 85hr 後
(6000 ㎥/sec 10hr 後
18.25
18.0
17.75
17.5
17.25
17.0
16.75
16.5

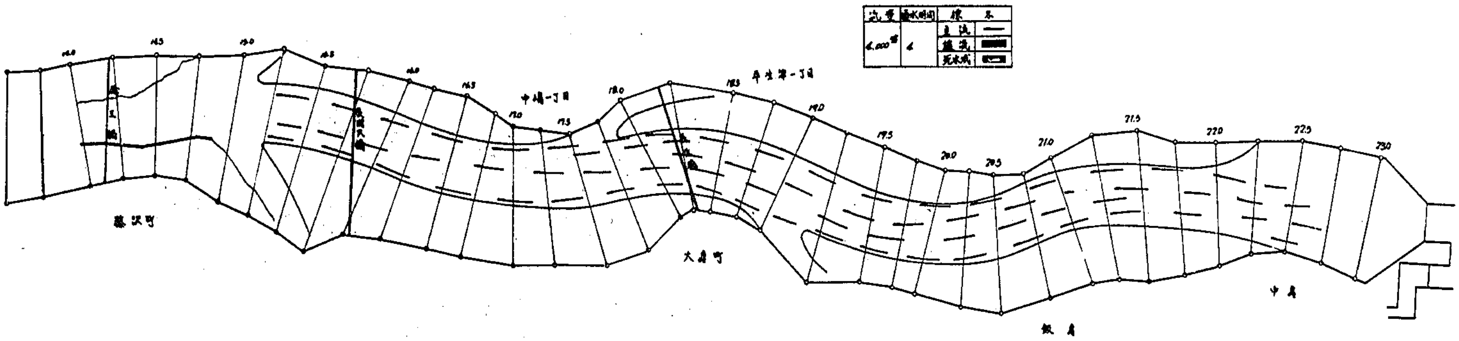
図ー 4.38.1　流　況　図　（本実験VI）


Q=6,000
凡例
主流
高水敷の流れ
渦流
死水域

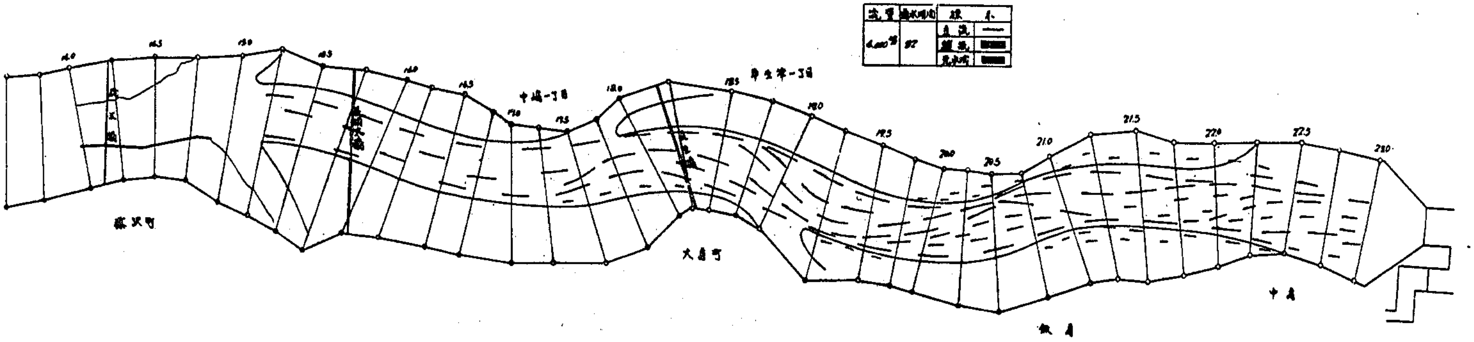
図ー 4.38.2　流　況　図　（本実験VI）


Q=6000
凡例
主流
高水敷の流れ
渦流
死水域

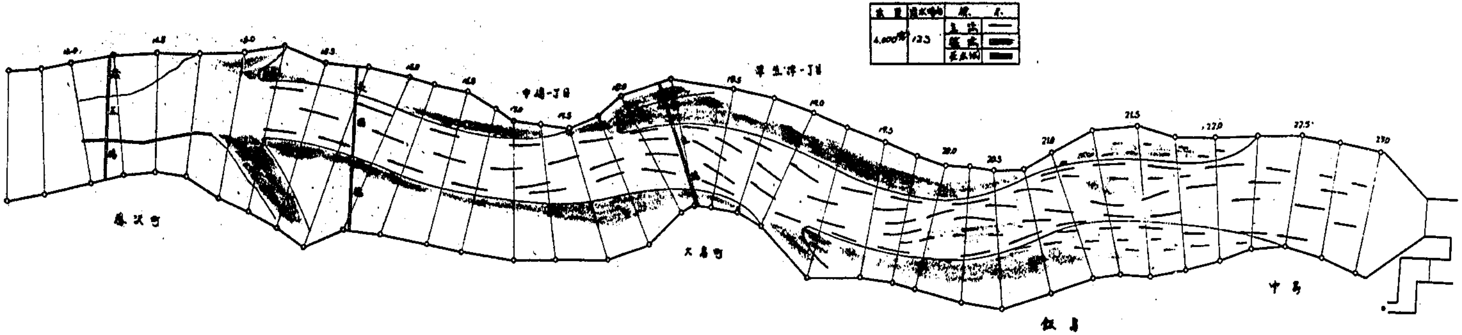
図－4.38.3　流　況　図　（本実験Ⅶ）


流量
通水時間
標示
4,000㎥
4
主流
渦流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
藤沢町
中島一丁目
大島町
飯島
中島

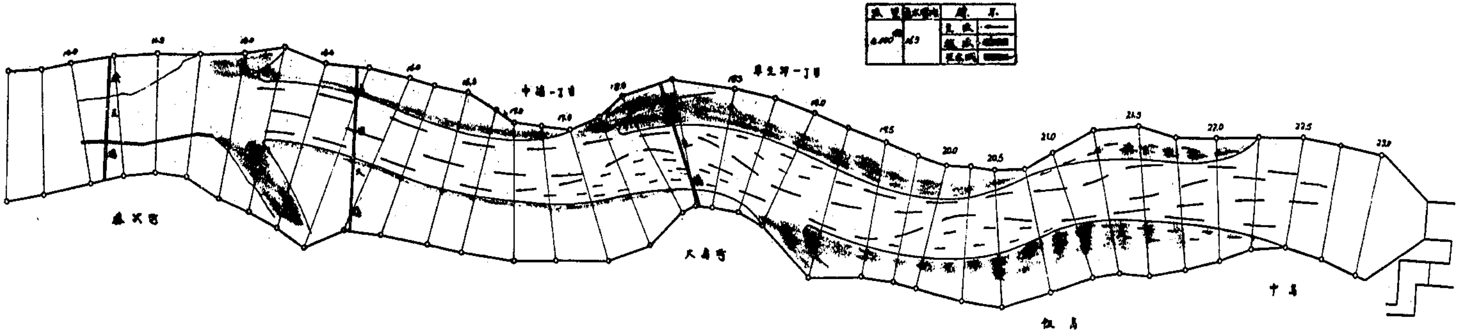
図－4.38.4　流　況　図　（本実験Ⅶ）


流量
通水時間
標示
4,000㎥
97
主流
渦流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
藤沢町
中島一丁目
大島町
飯島
中島

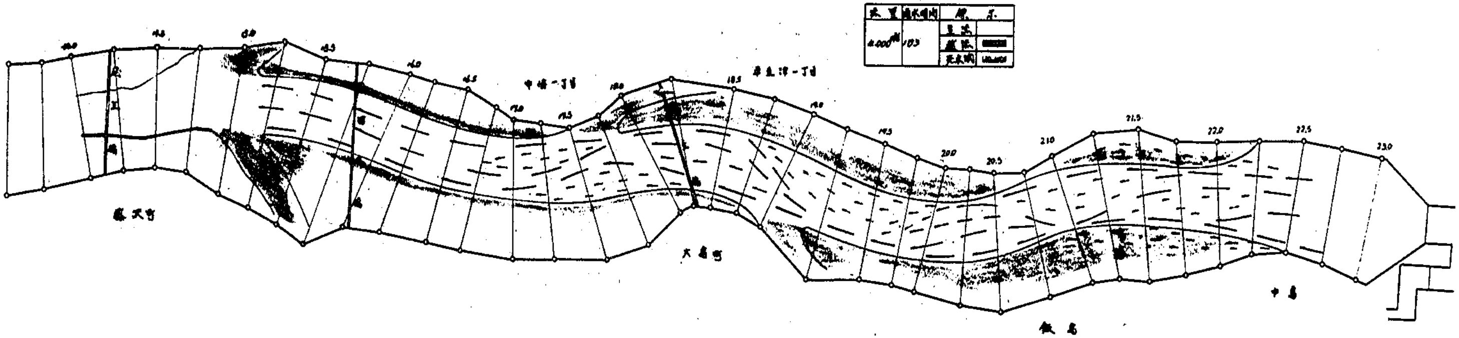
図－4.38.5　流　況　図　（本実験Ⅷ）


流量
標示
4,000㎥
13.5
主流
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中島一丁目
厚生町一丁目
藤沢町
大島町
中島
飯島

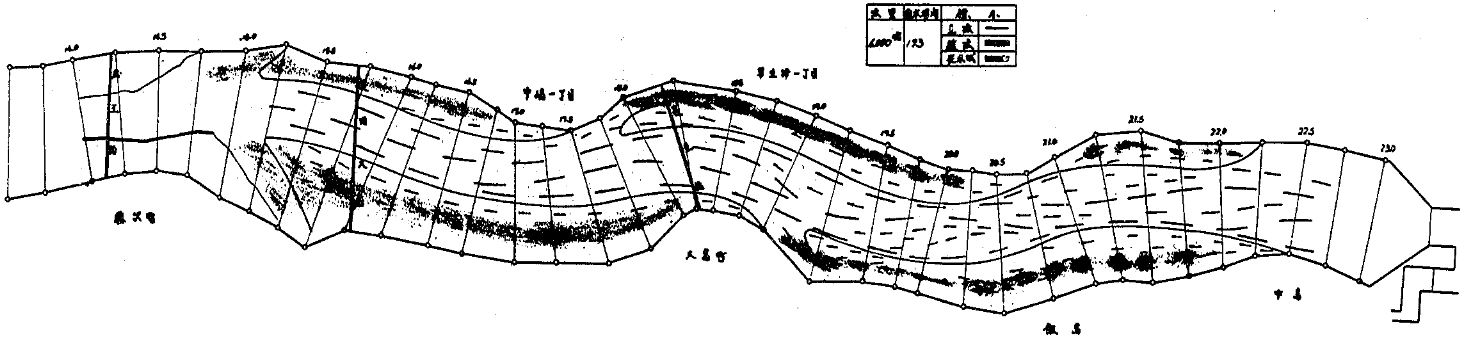
図－4.38.6　流　況　図　（本実験Ⅷ）


流量
標示
4,000㎥
13.5
主流
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中島一丁目
厚生町一丁目
藤沢町
大島町
中島
飯島

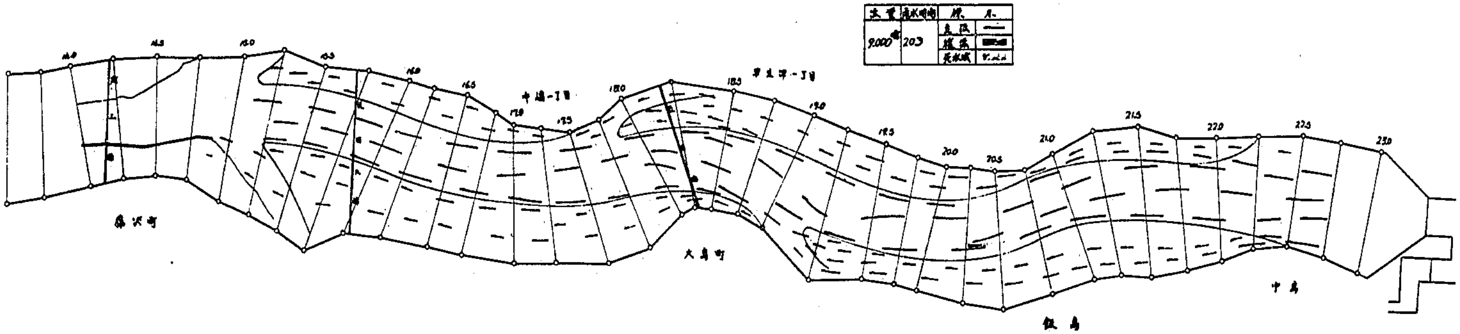
図－4.38.7　流　況　図　（本実験Ⅶ）


流量
通水時間
摘要
4,000㎥
表流
底流
死水域
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
大島町
中島
飯島

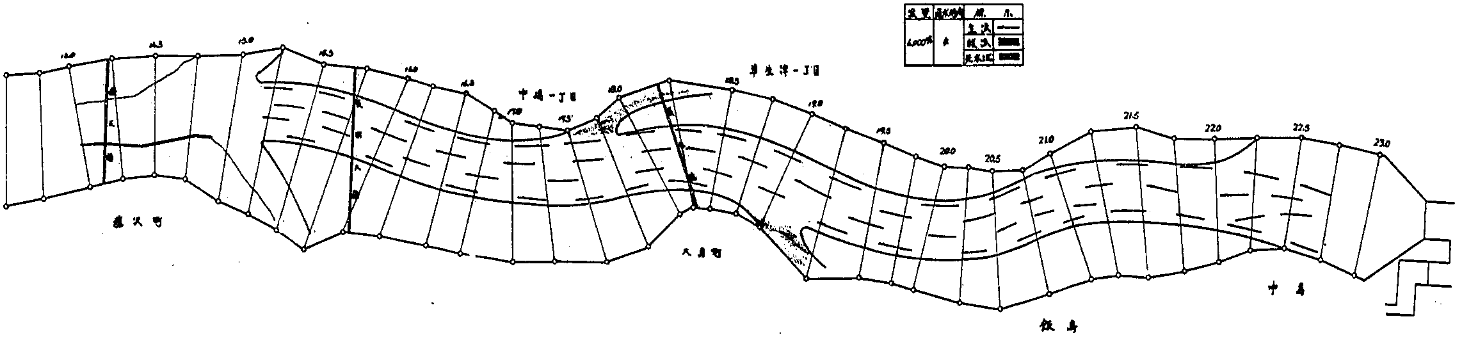
図－4.38.8　流　況　図　（本実験Ⅶ）


流量
通水時間
摘要
4,000㎥
表流
底流
死水域
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
大島町
中島
飯島

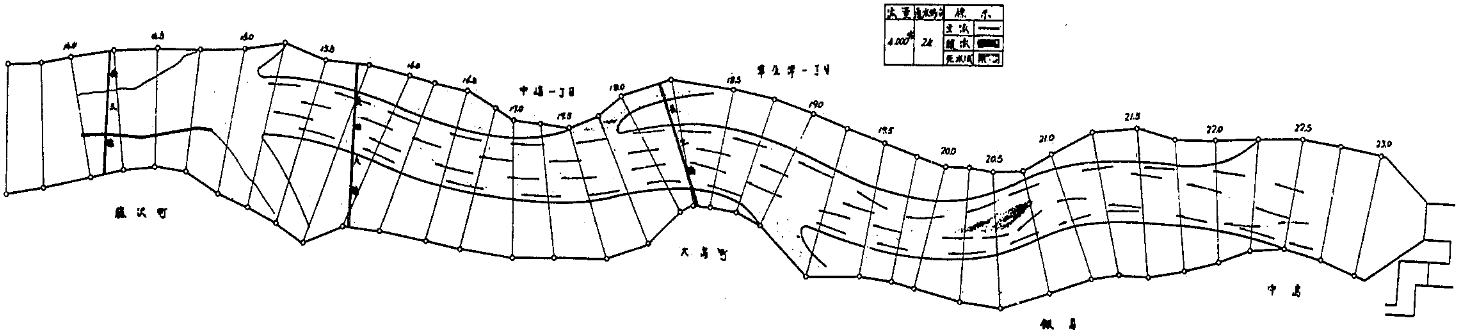
図－4.38.9　流況図　(本実験Ⅷ)


流量
通水時間
凡例
9,000㎥
203
主流
渦流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中通一丁目
草生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

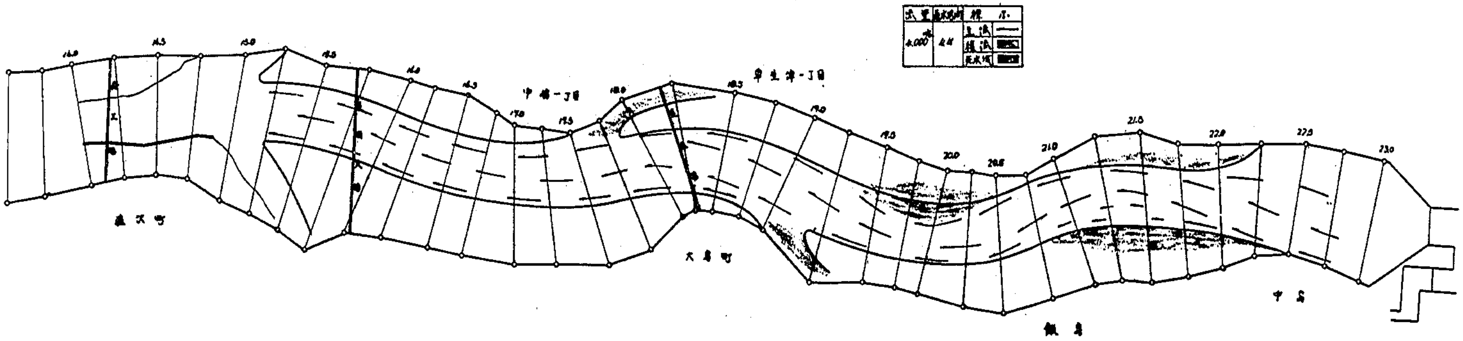
図－4.38.10　流況図　(本実験Ⅷ)


流量
通水時間
凡例
6,000㎥
〃
主流
渦流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中通一丁目
草生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

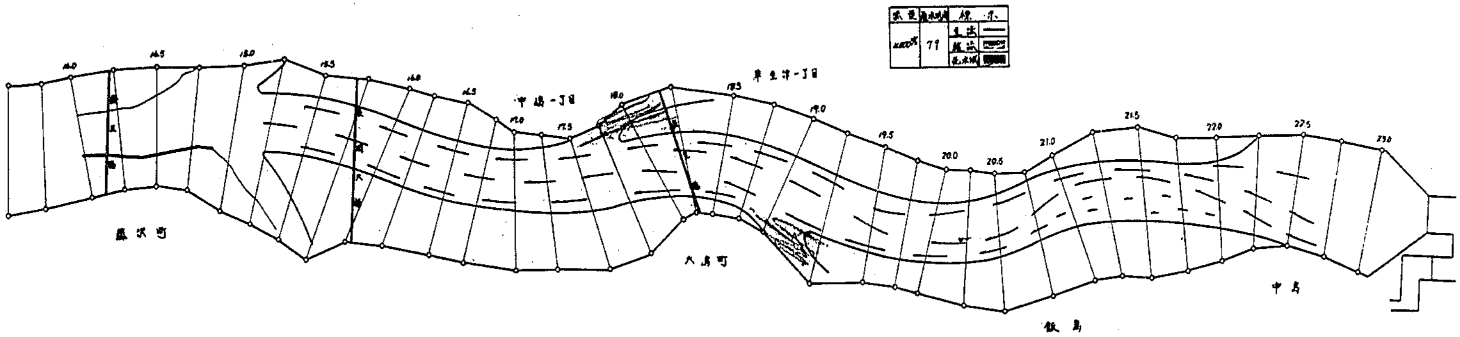
図－4.38.11　流　況　図　（本実験Ⅷ）


流量
通水時間
標示
4,000 m³
2h
主流
渦流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中島一丁目
牟生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

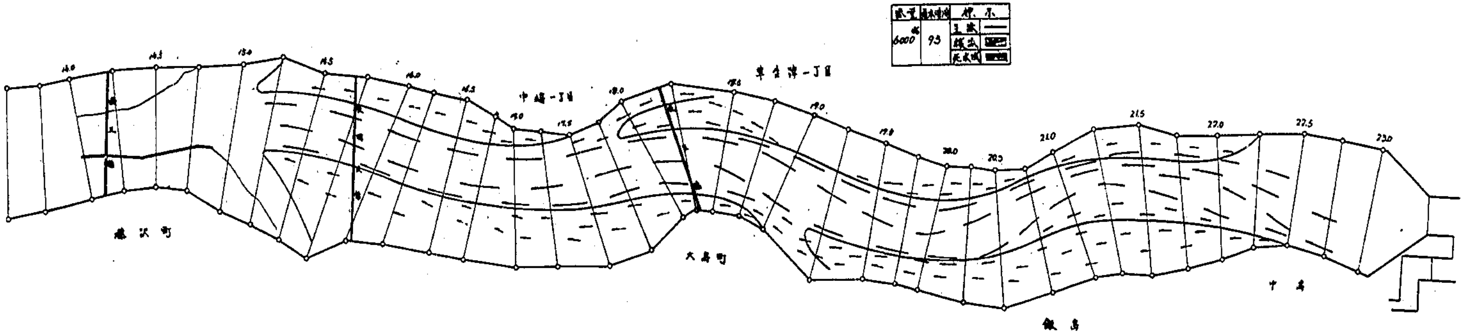
図－4.38.12　流　況　図　（本実験Ⅷ）


流量
通水時間
標示
4,000 m³
4h
主流
渦流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中島一丁目
牟生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

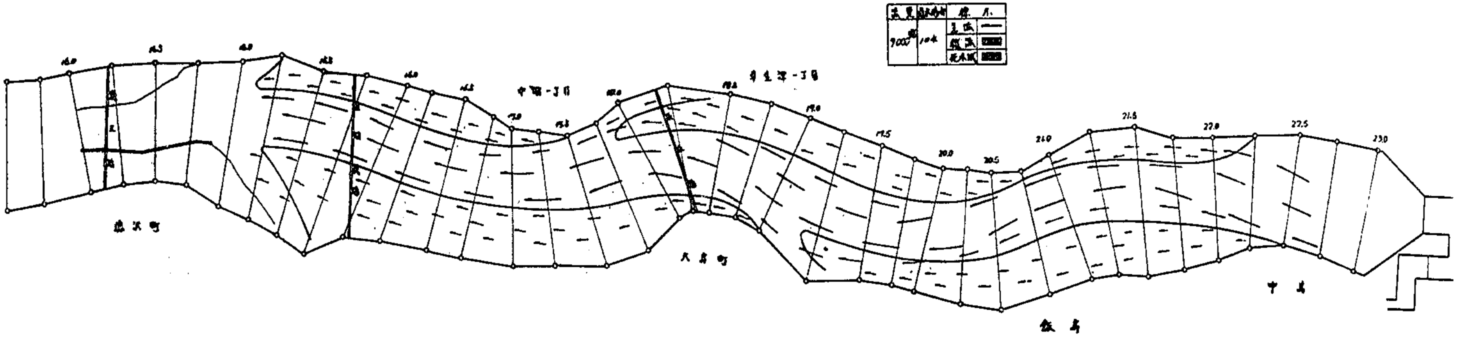
図－4.38.13 流況図 （本実験Ⅷ）


流量
通水時間
標示
4600㎥
79
主流
旋流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中嶋一丁目
東生津一丁目
藤沢町
大島町
中島
飯島

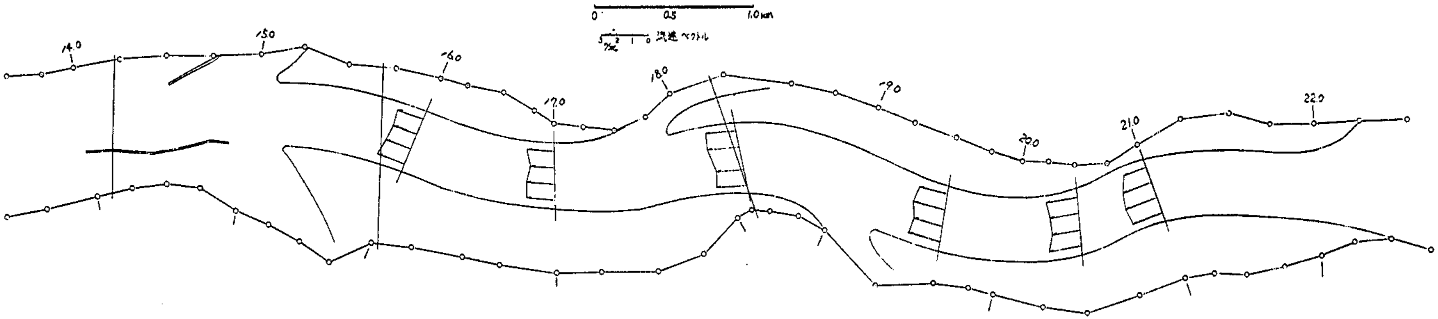
図－4.38.14 流況図 （本実験Ⅷ）


流量
通水時間
標示
6000㎥
93
主流
旋流
死水域
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中嶋一丁目
東生津一丁目
藤沢町
大島町
中島
飯島

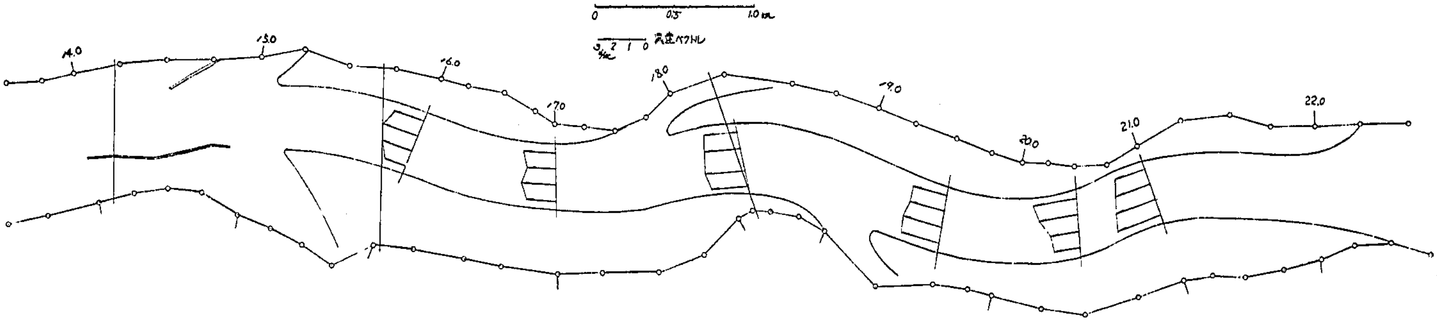
図－4.38.15　流　況　図　（本実験Ⅷ）


9000
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
大島町
中島

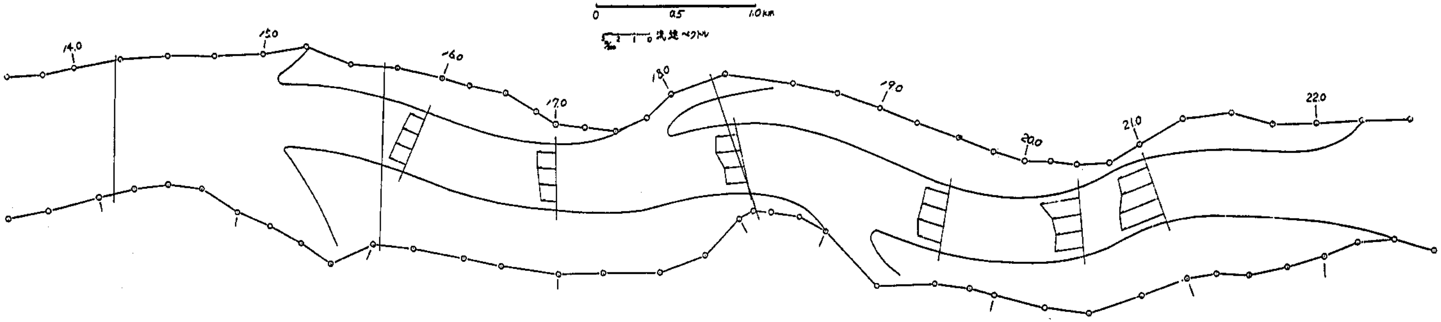
図ー4.39.1　信濃川長岡地区流速分布（本実験VI， 4000 m^3/sec）


0
0.5
1.0 km
3 m/sec 2 1 0 流速ベクトル
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0

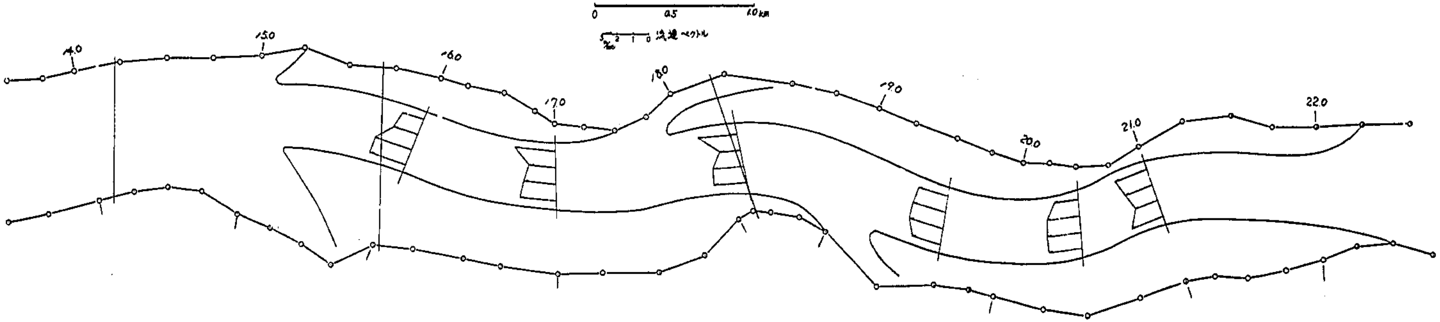
図ー4.39.2　信濃川長岡地区流速分布（本実験VI， 6000 m^3/sec）


0
0.5
1.0 km
3 m/sec 2 1 0 流速ベクトル
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0

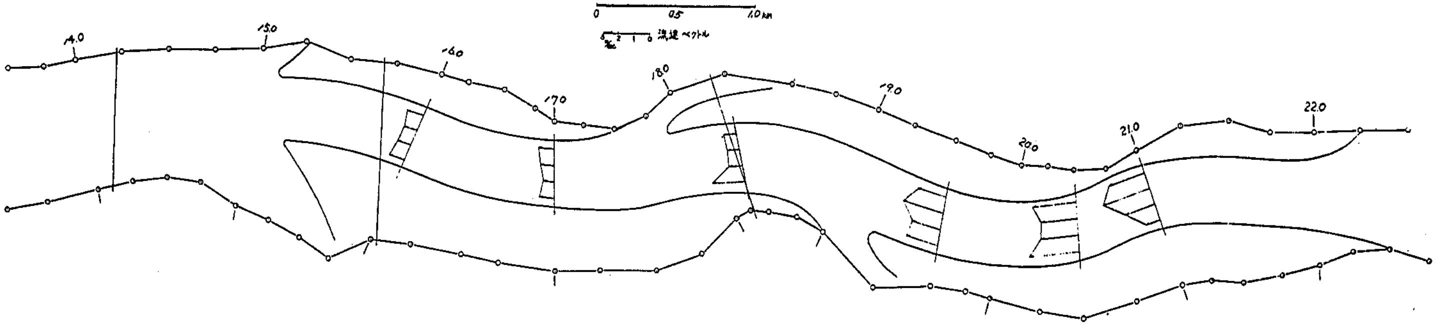
図－4.39.3　信濃川長岡地区流速分布（本実験Ⅶ，4000㎥/sec）


0
0.5
1.0km
2 1 0 流速ベクトル
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0

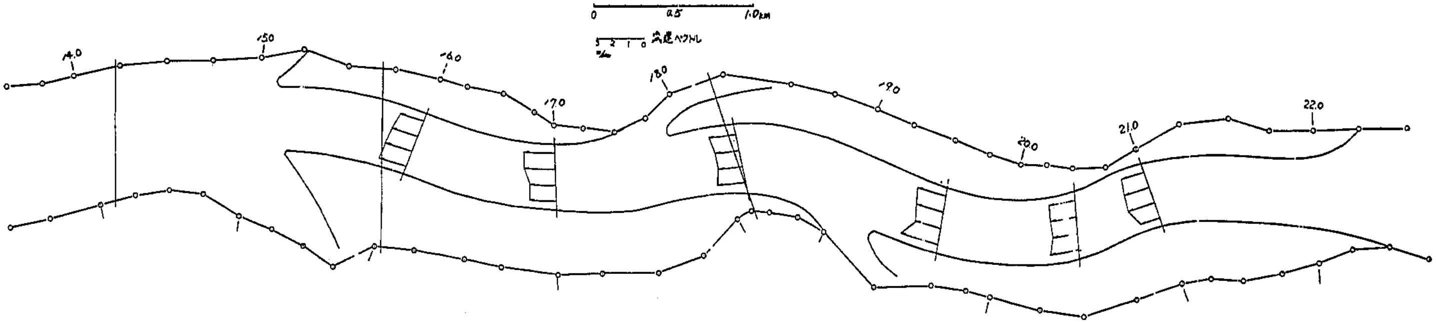
図－4.39.4　信濃川長岡地区流速分布（本実験Ⅶ，6000㎥/sec）


0
0.5
1.0km
2 1 0 流速ベクトル
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0

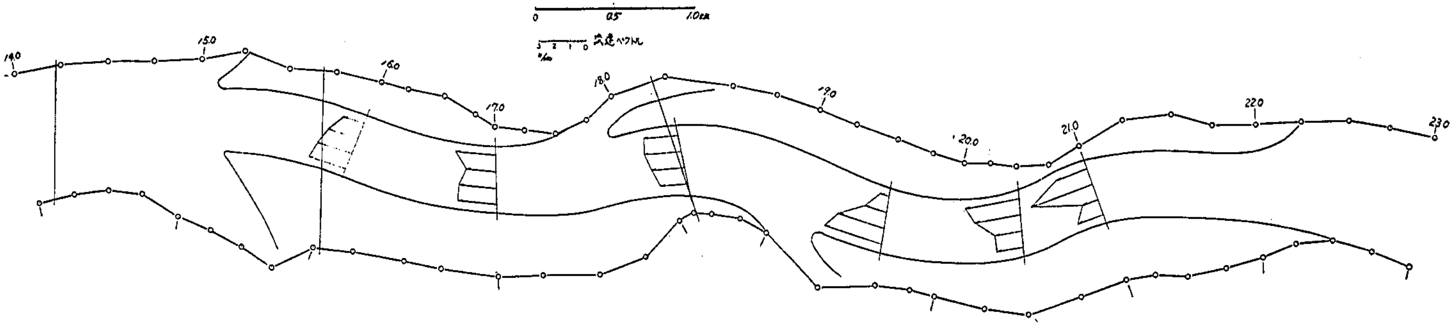
図－4.39.5　信濃川長岡地区流速分布（本実験Ⅶ，9000㎥/sec）


0
0.5
1.0km
3 2 1 0 m/sec 流速ベクトル
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0

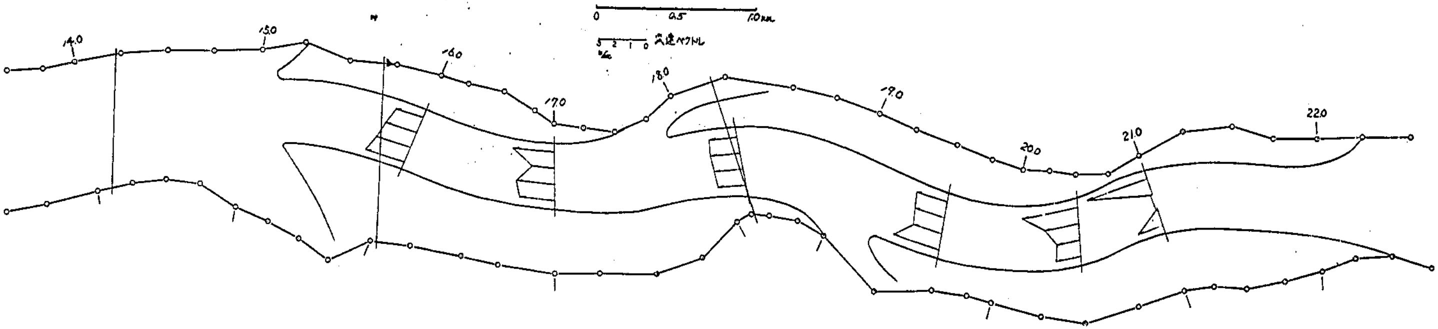
図－4.39.6　信濃川長岡地区流速分布（本実験Ⅷ，4000㎥/sec）


0
0.5
1.0km
3 2 1 0 m/sec 流速ベクトル
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0

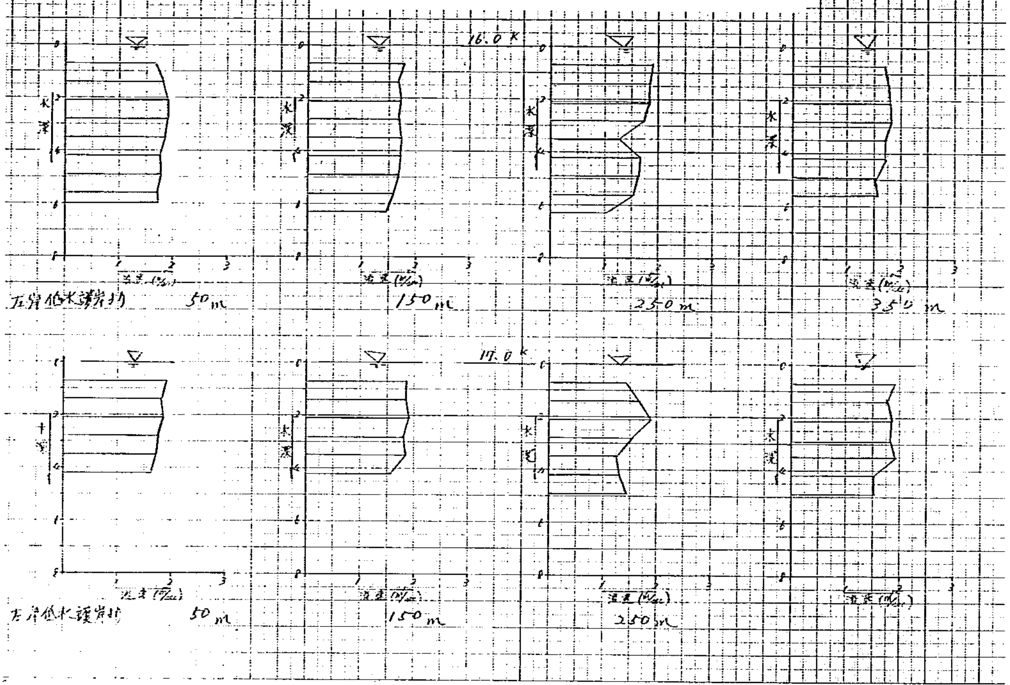
図－4.39.7　信濃川長岡地区流速分布（本実験Ⅷ，6000 ㎥/sec）


0
0.5
1.0km
3 2 1 0 流速ベクトル
m/sec
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0

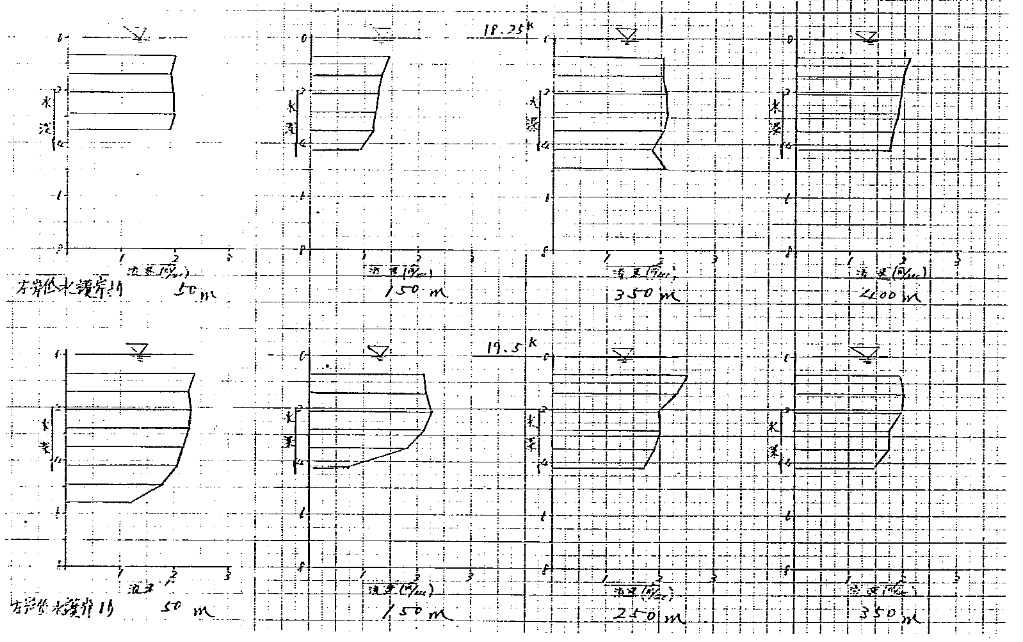
図－4.39.8　信濃川長岡地区流速分布（本実験Ⅷ，9000 ㎥/sec）

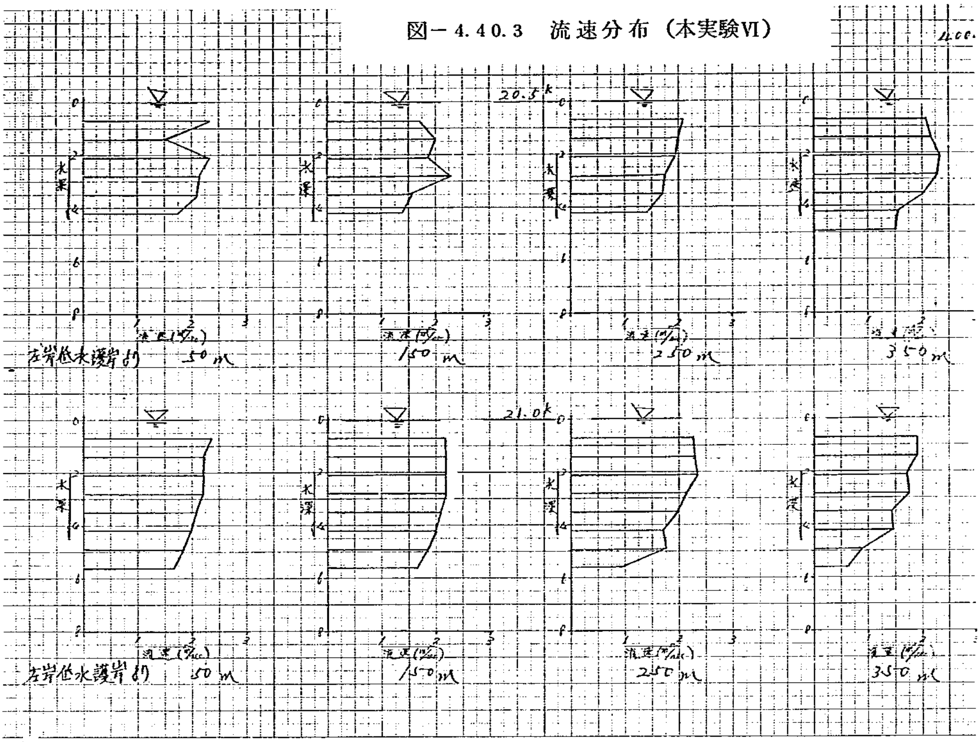

0
0.5
1.0km
3 2 1 0 流速ベクトル
m/sec
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0

図－4.40.1　流速分布（本実験Ⅵ）

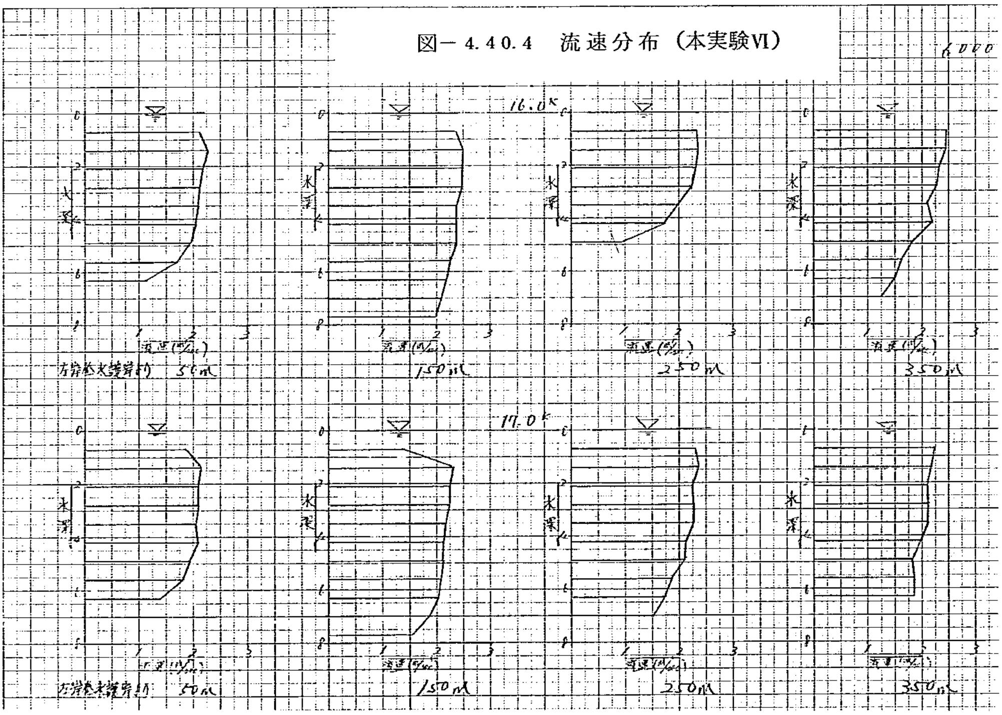


図－4.40.2　流速分布（本実験Ⅵ）



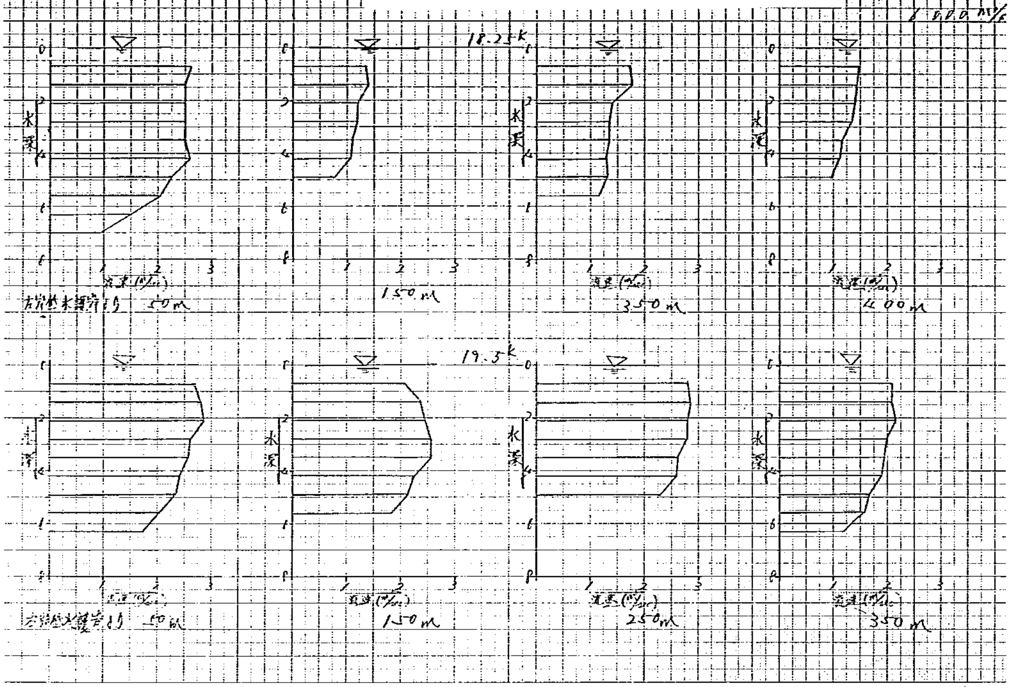


図－4.40.3　流速分布（本実験Ⅵ）

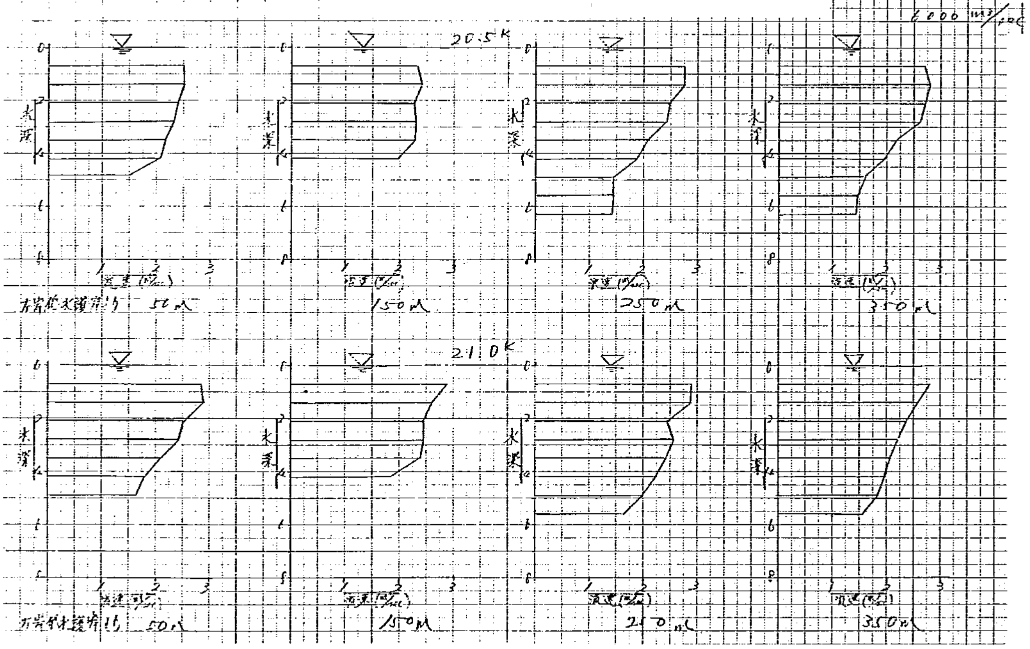


図－4.40.4　流速分布（本実験Ⅵ）

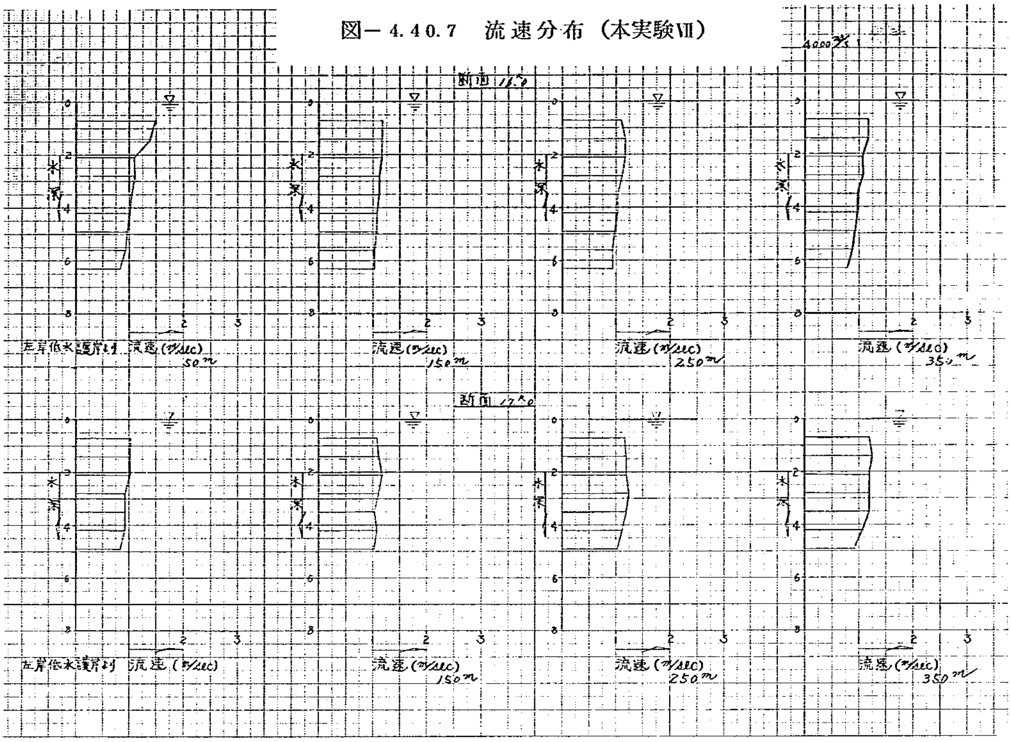
図－4.40.5　流速分布（本実験Ⅵ）



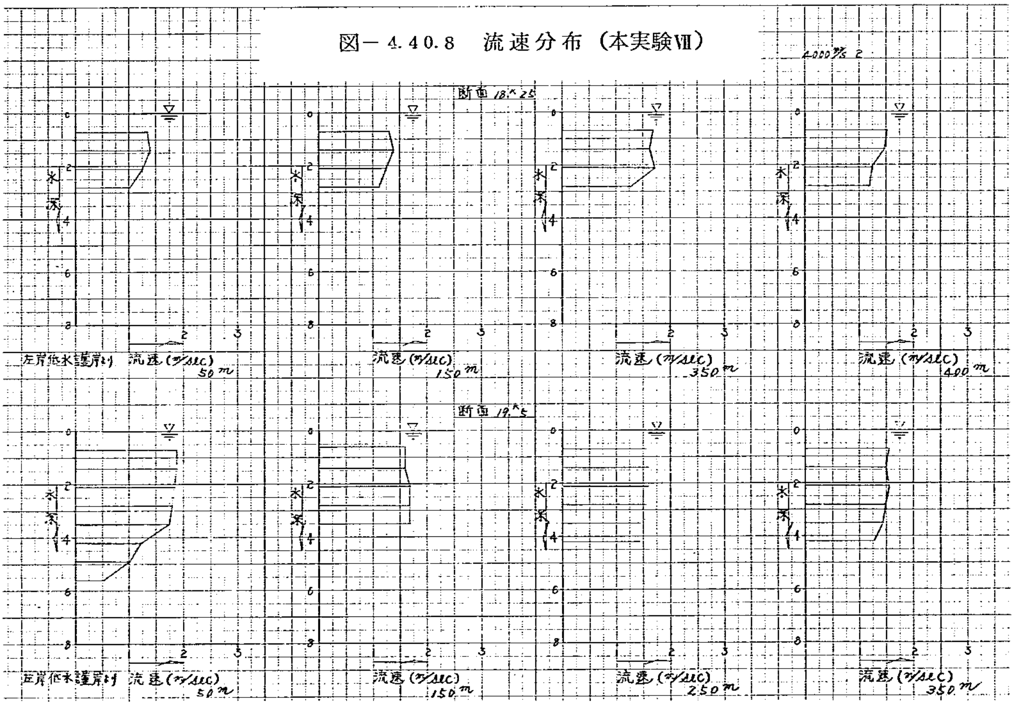
図－4.40.6　流速分布（本実験Ⅵ）

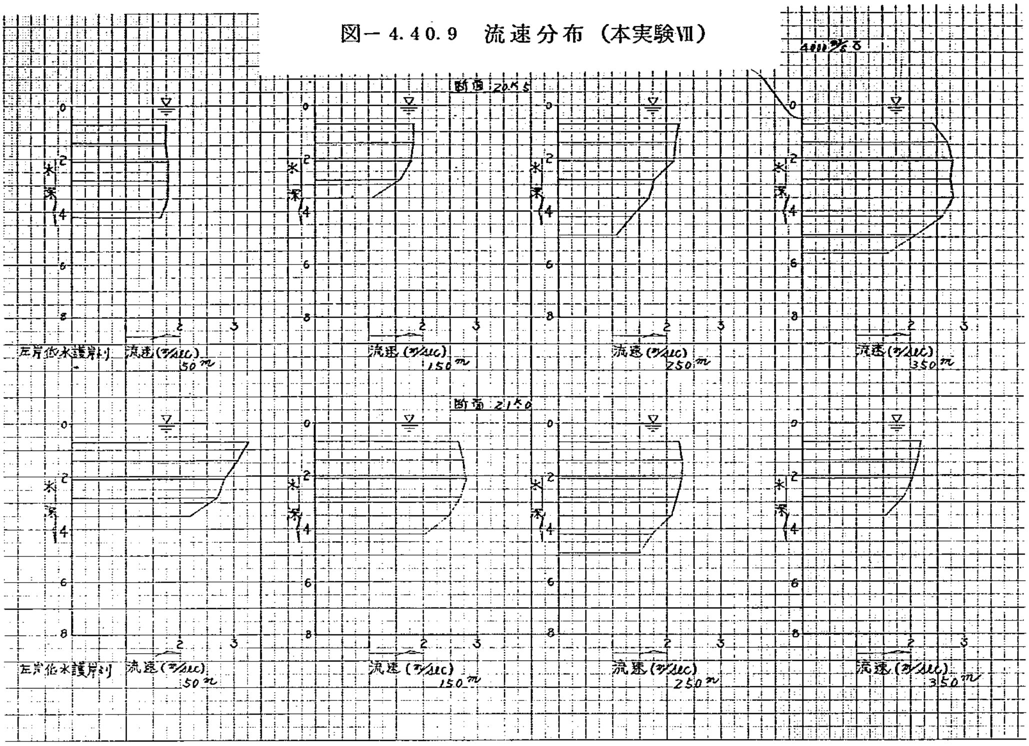


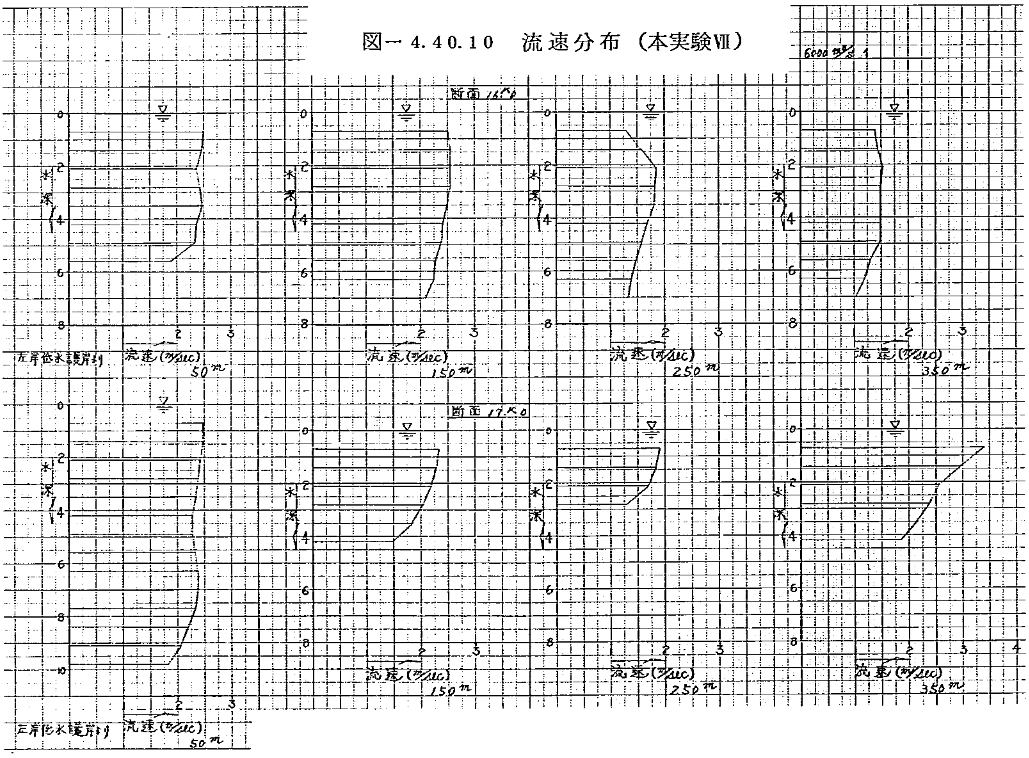
図－4.40.7　流速分布（本実験Ⅶ）

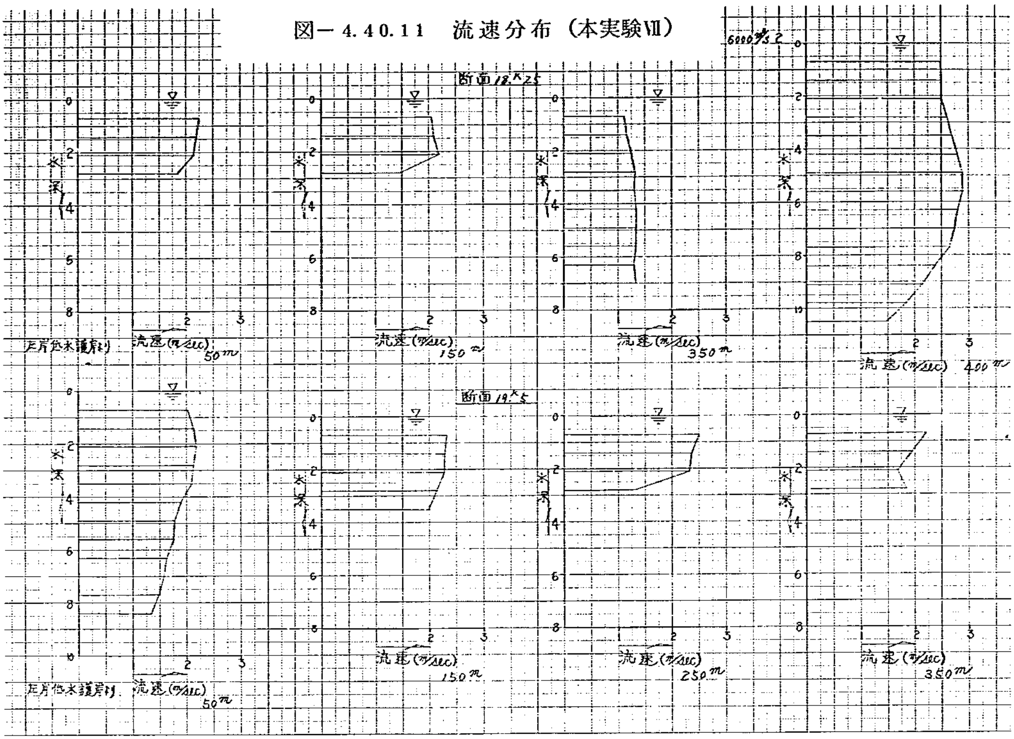


図－4.40.8　流速分布（本実験Ⅶ）

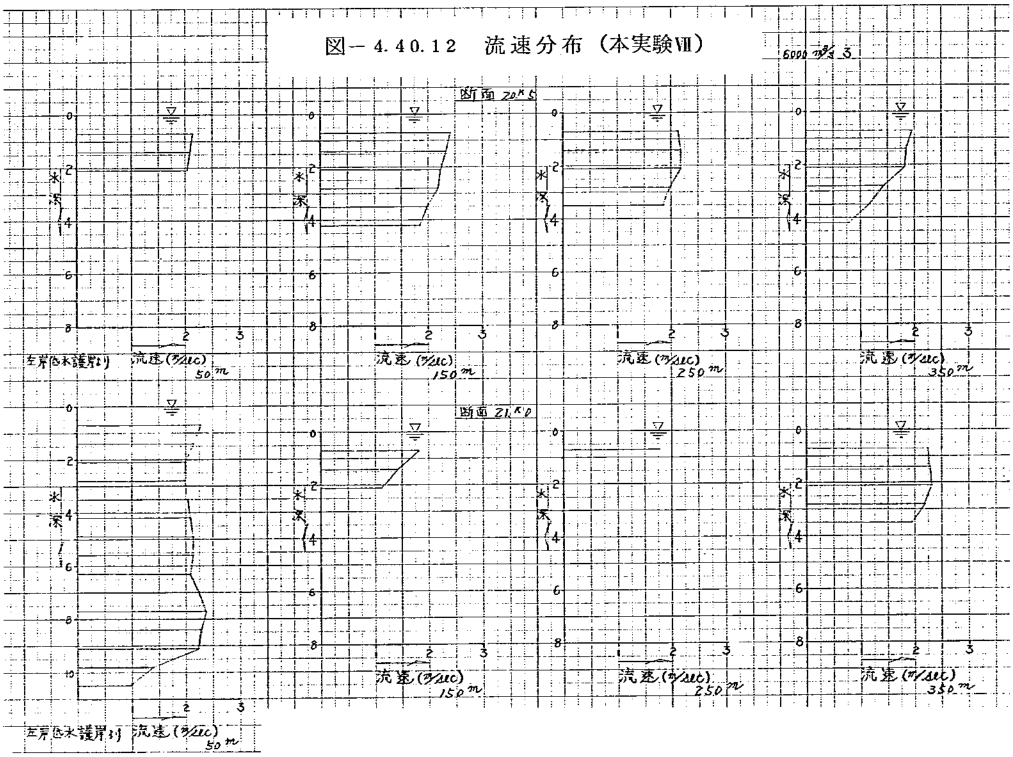



図－4.40.9 流速分布（本実験Ⅶ）


図－4.40.10 流速分布（本実験Ⅶ）

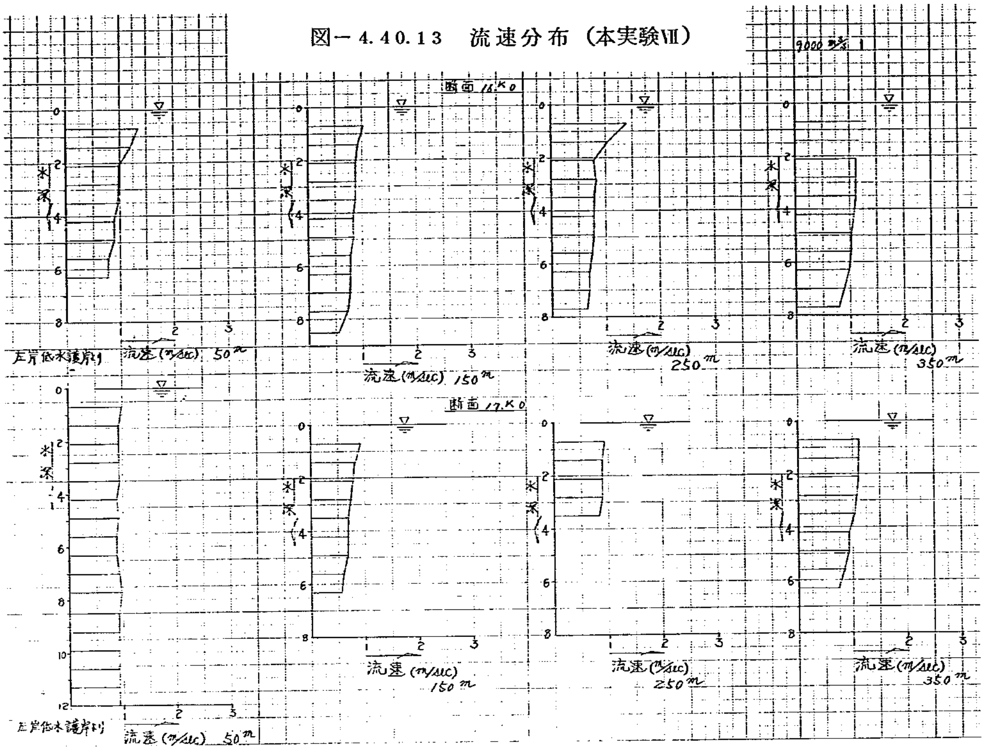


図－4.40.11　流速分布（本実験Ⅶ）

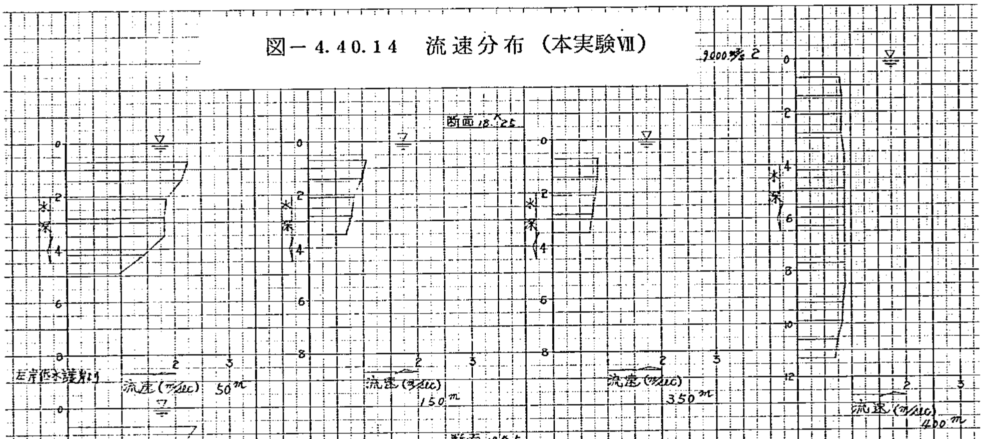


図－4.40.12　流速分布（本実験Ⅶ）

図－4.40.13　流速分布（本実験Ⅶ）

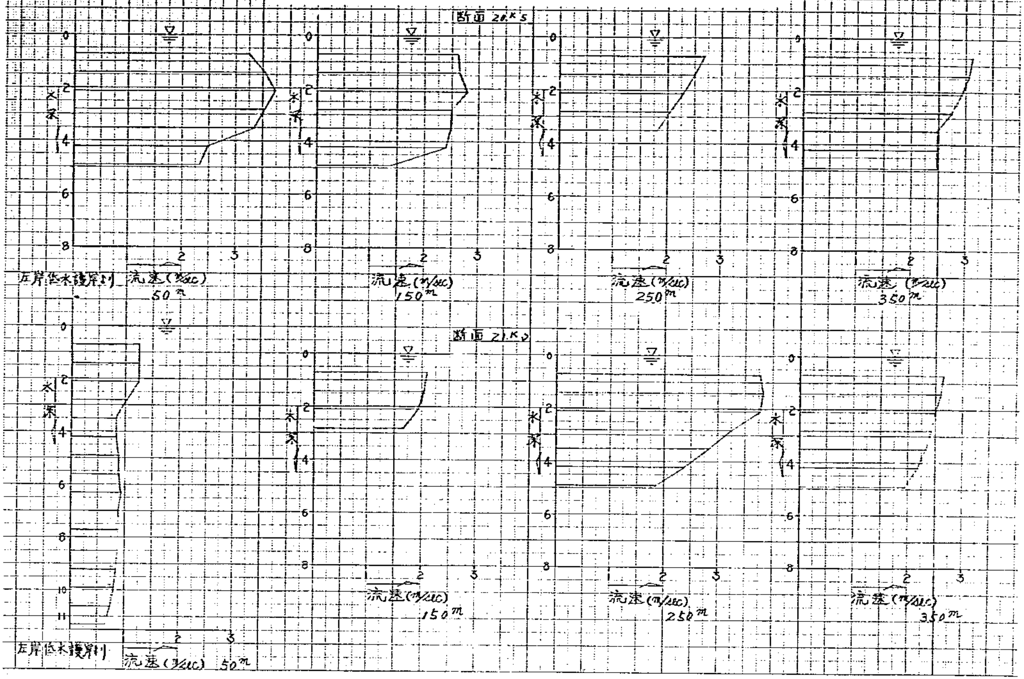


図－4.40.14　流速分布（本実験Ⅶ）



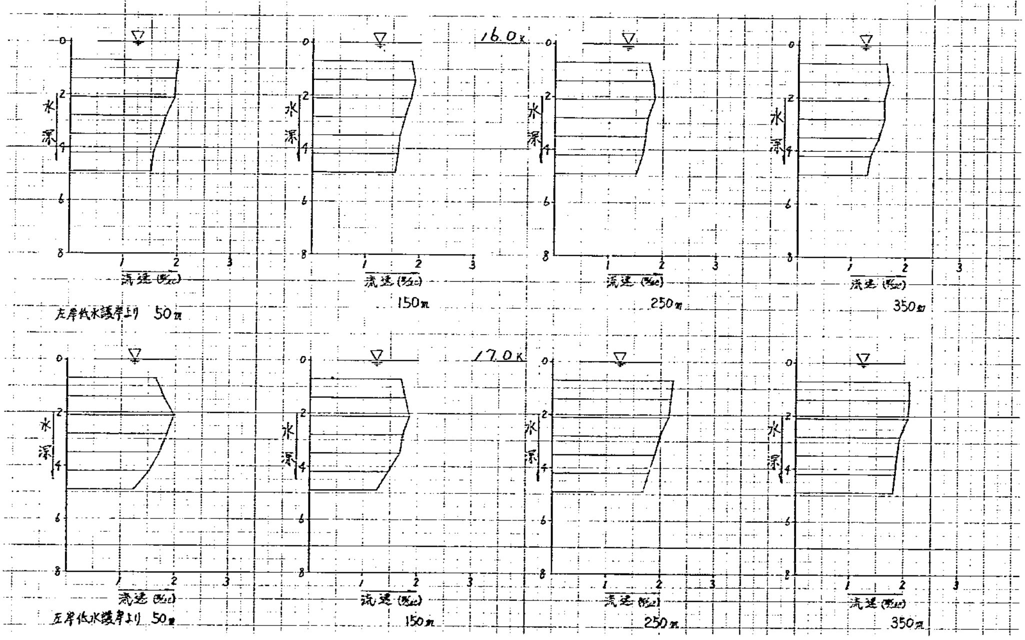
図－4.40.15　流速分布（本実験Ⅶ）

9000 ㎥/s 3



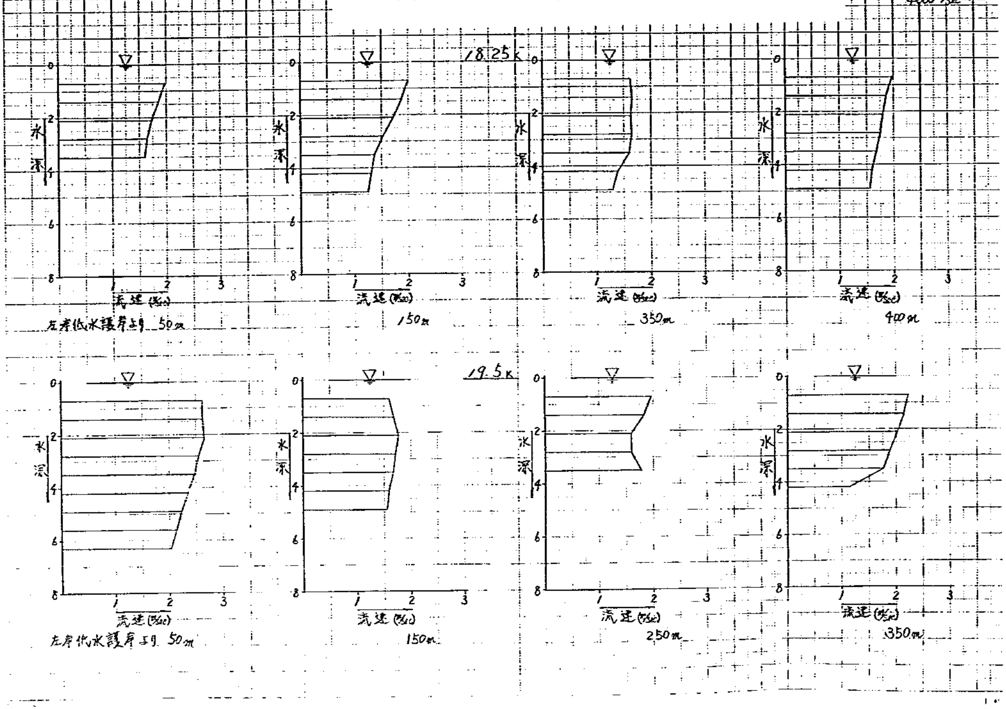
図－4.40.16　流速分布（本実験Ⅷ）

4000 m³/sec の1



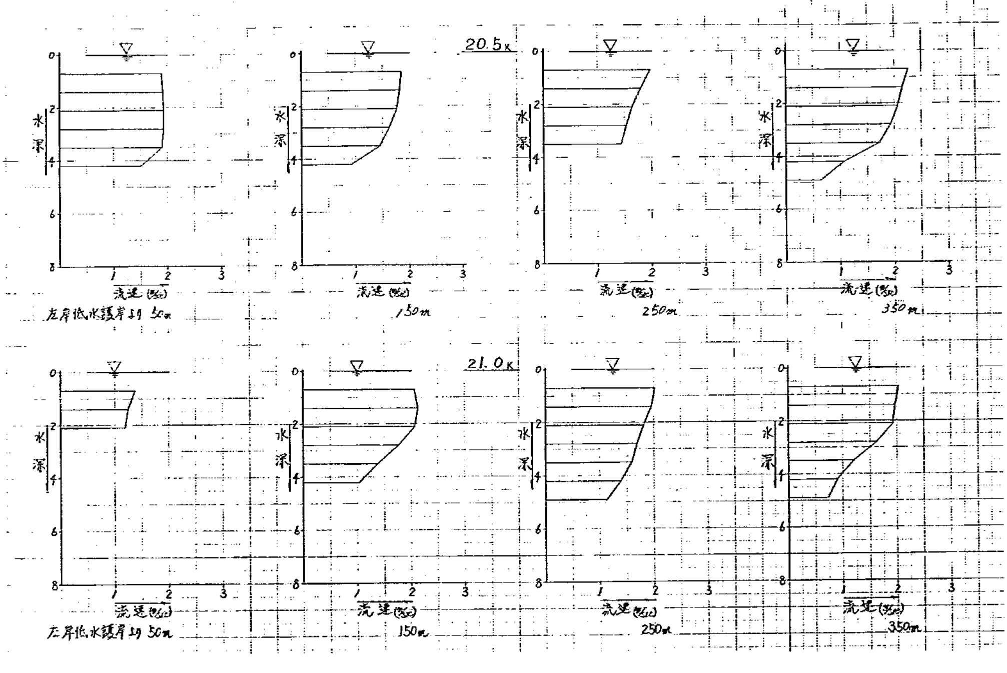
図－4.40.17　流速分布（本実験Ⅷ）

4000㎥/sの2



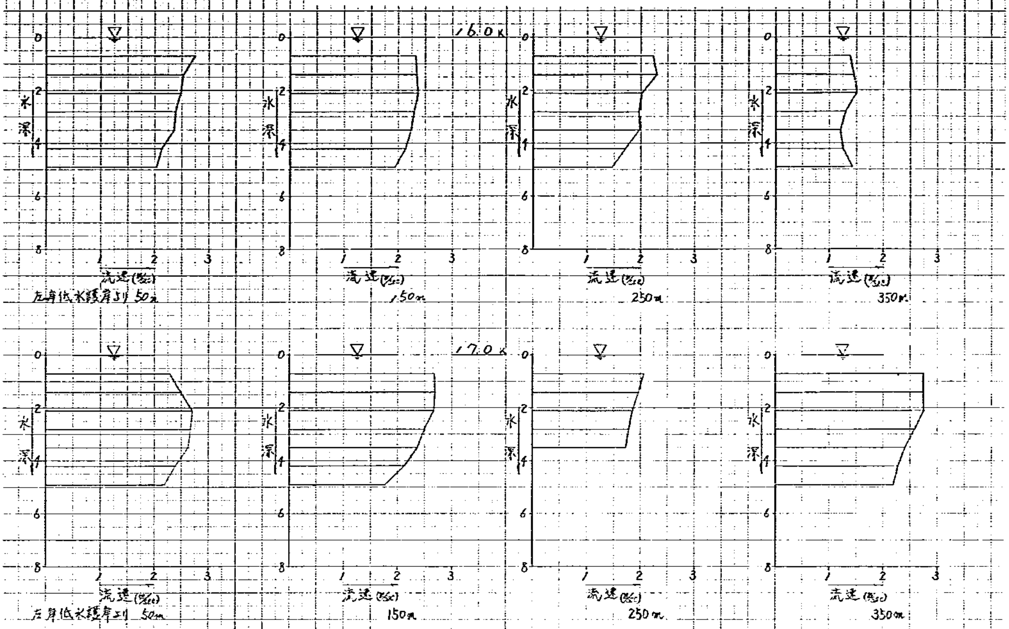
図－4.40.18　流速分布（本実験Ⅷ）

4000㎥/sの3



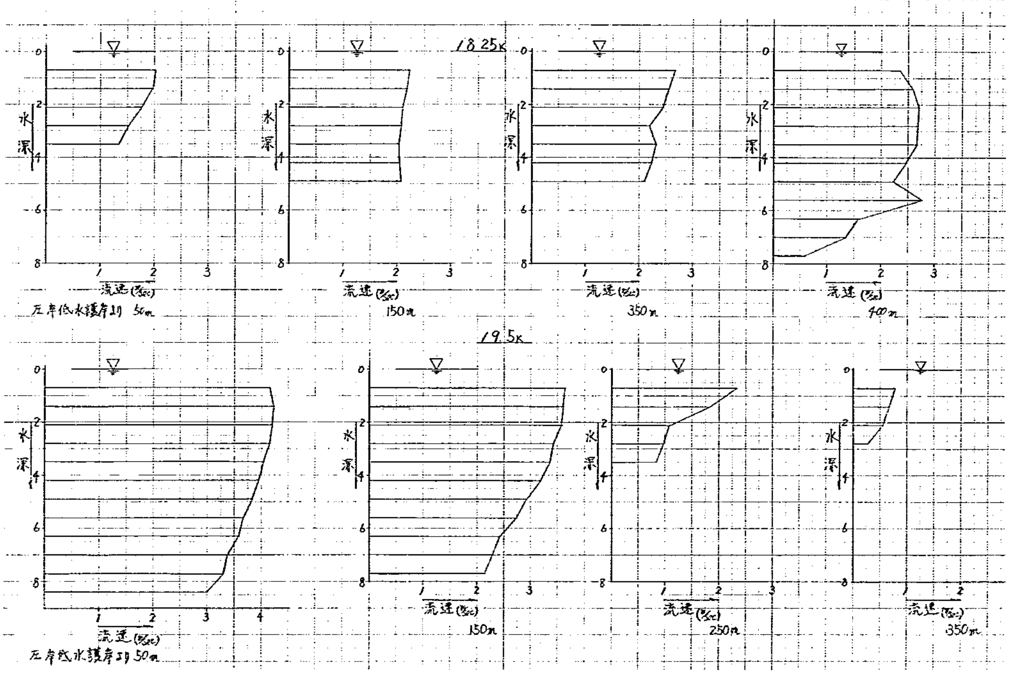
図－4.40.19　流速分布（本実験Ⅷ）

6000 ㎥/sec その1

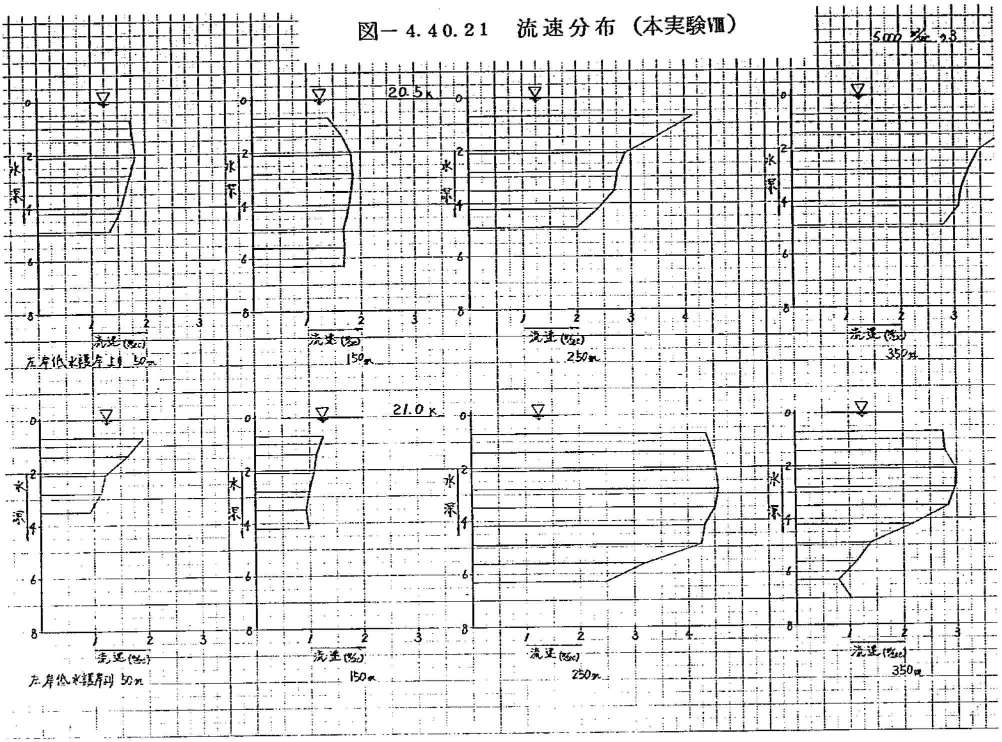


図－4.40.20　流速分布（本実験Ⅷ）

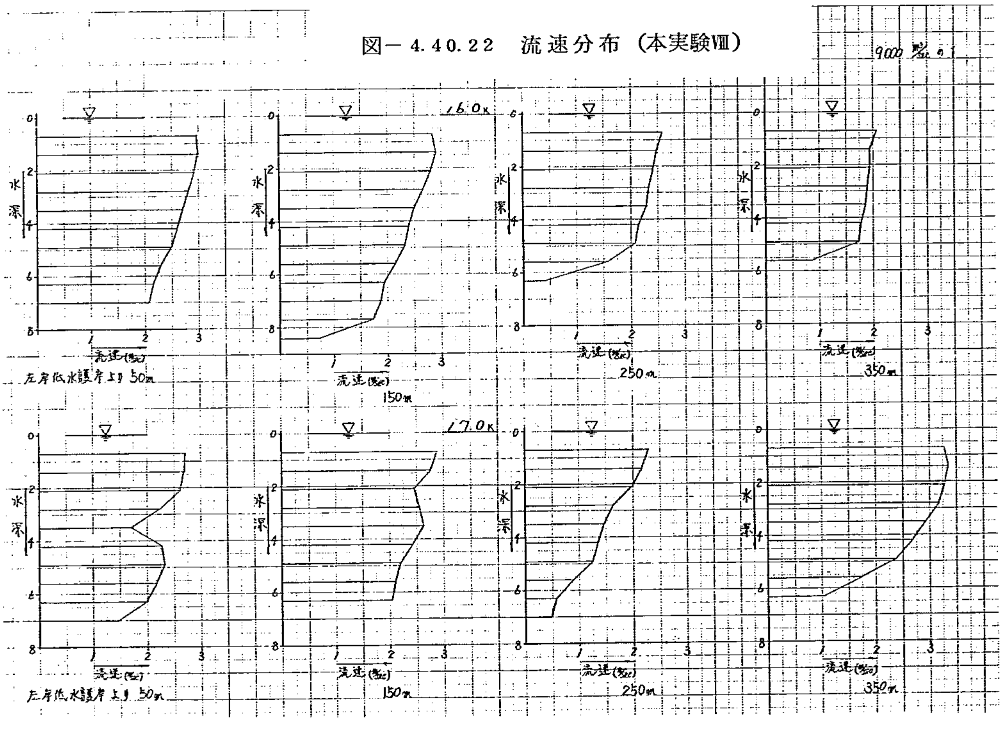
6000 ㎥/sec その2



図－4.40.21　流速分布（本実験Ⅷ）

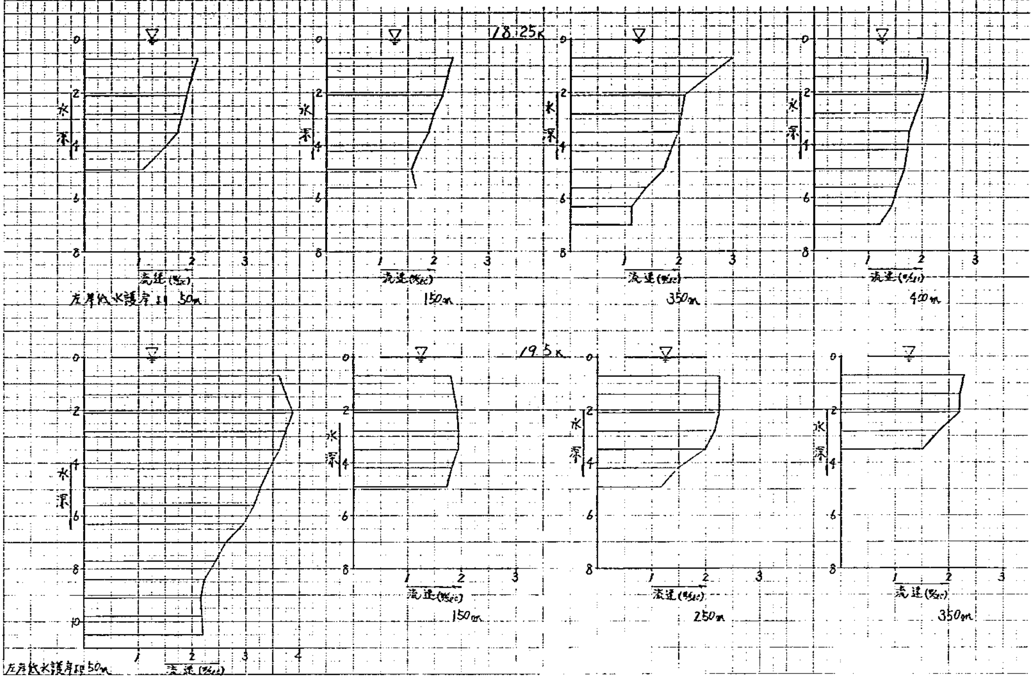


図－4.40.22　流速分布（本実験Ⅷ）



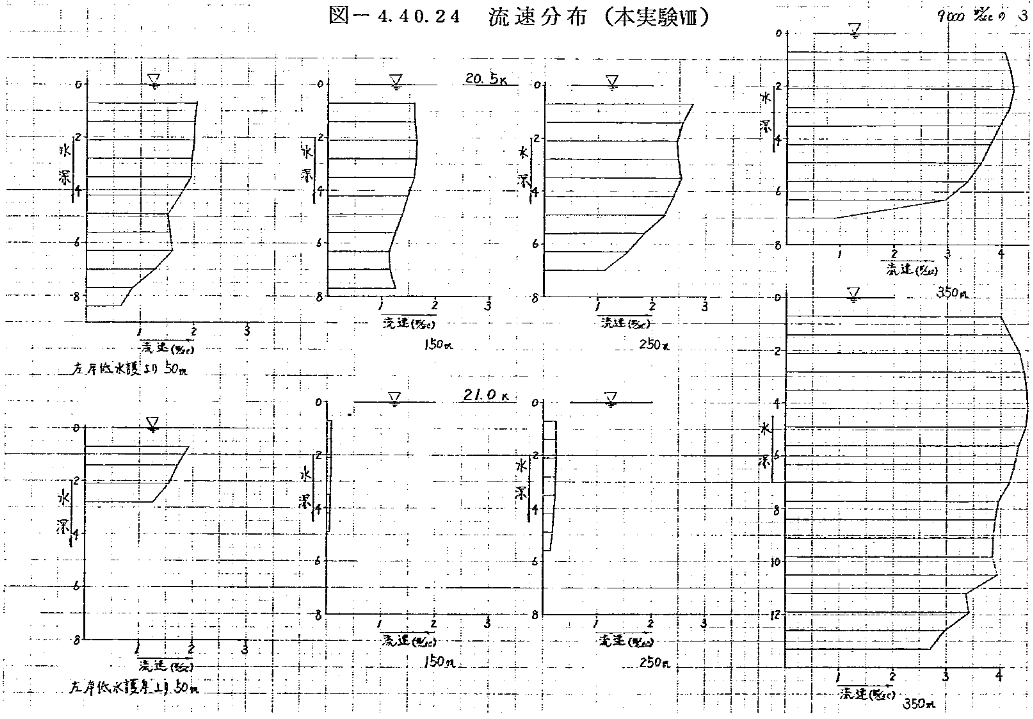
図－4.40.23　流速分布（本実験Ⅷ）

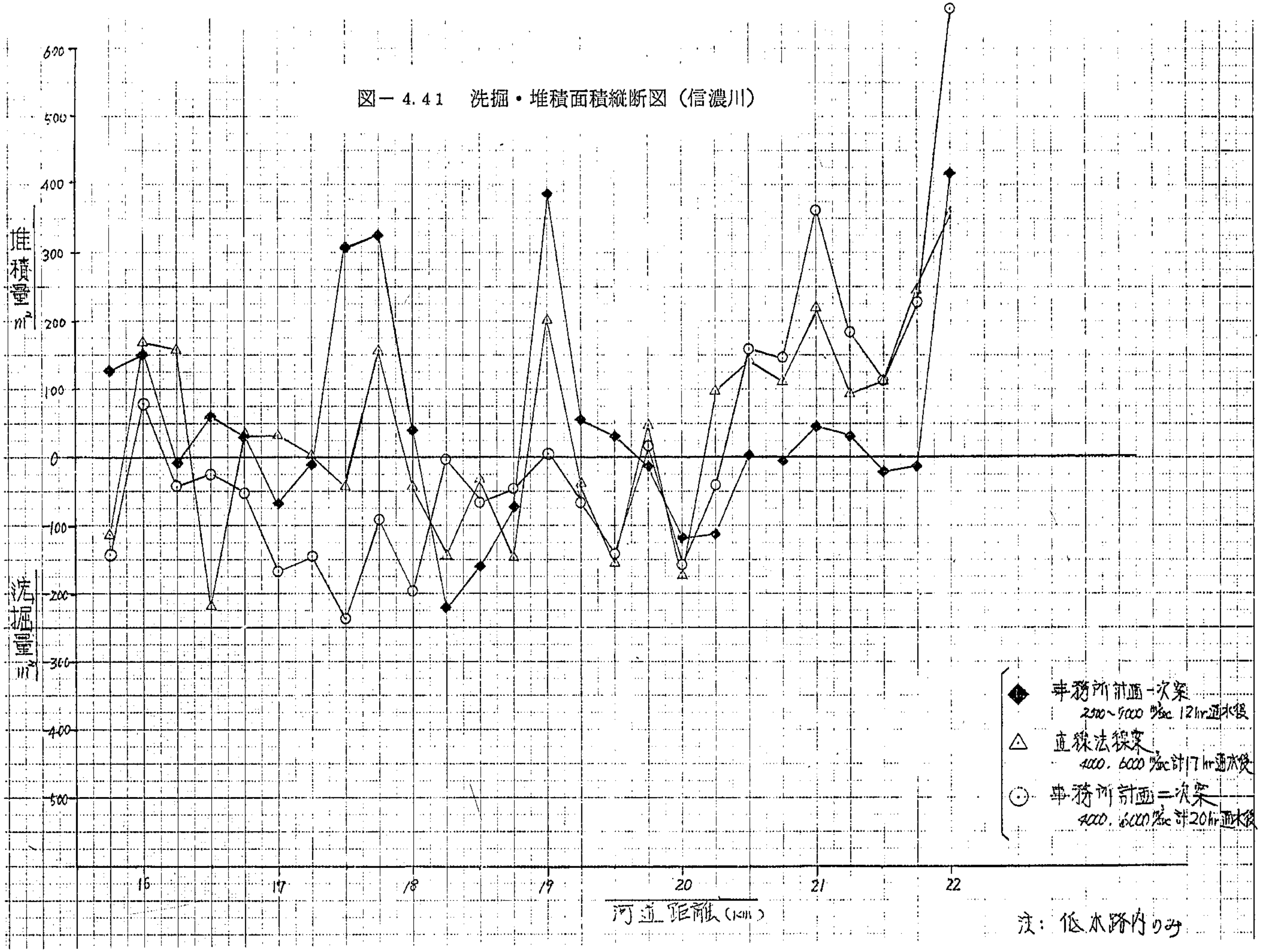
9000 m³/sec の2



図－4.40.24　流速分布（本実験Ⅷ）

9000 m³/sec の3

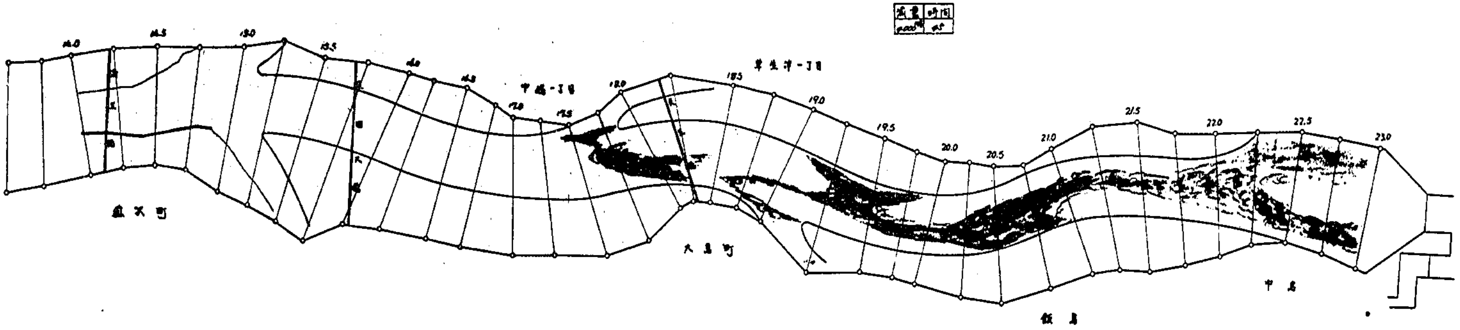




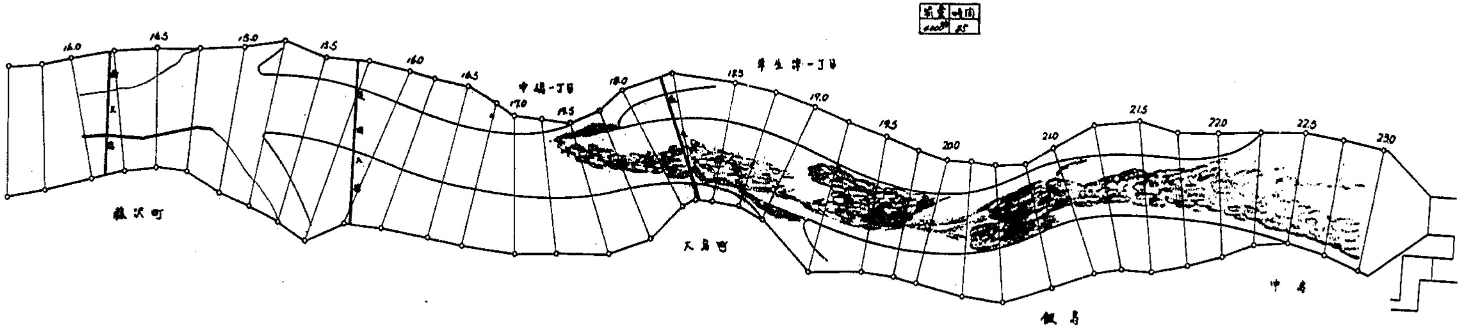
図－4.41　洗掘・堆積面積縦断図（信濃川）

注：低水路内のみ

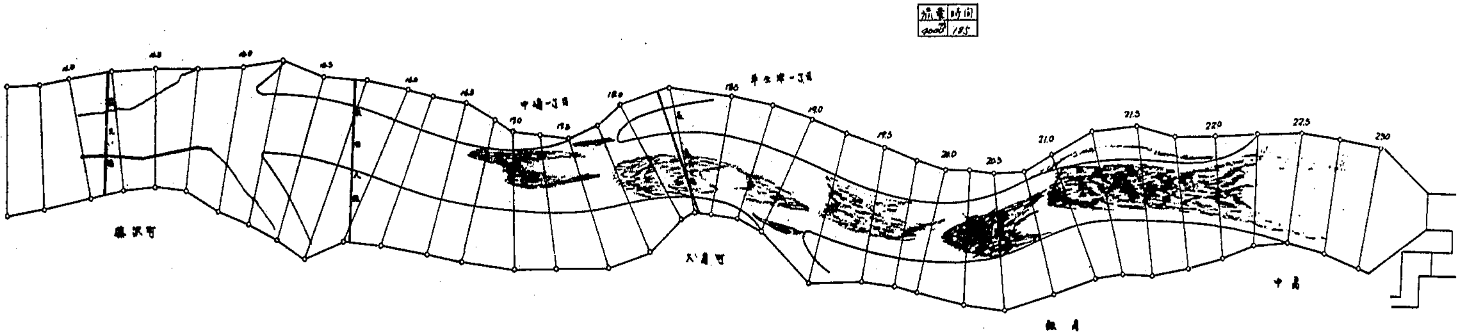
図－4.42.1　Bor の生成（本実験Ⅶ）


流量
時間
45
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中橋一丁目
草生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

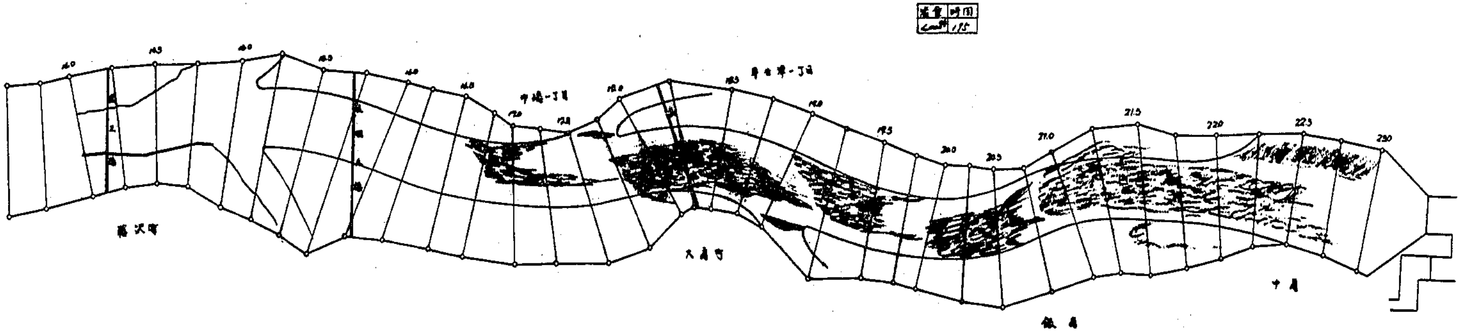
図－4.42.2　Bor の生成（本実験Ⅶ）


流量
時間
85
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
中橋一丁目
草生津一丁目
藤沢町
大島町
飯島
中島

図－4.42.3　Bor の生成（本実験Ⅶ）

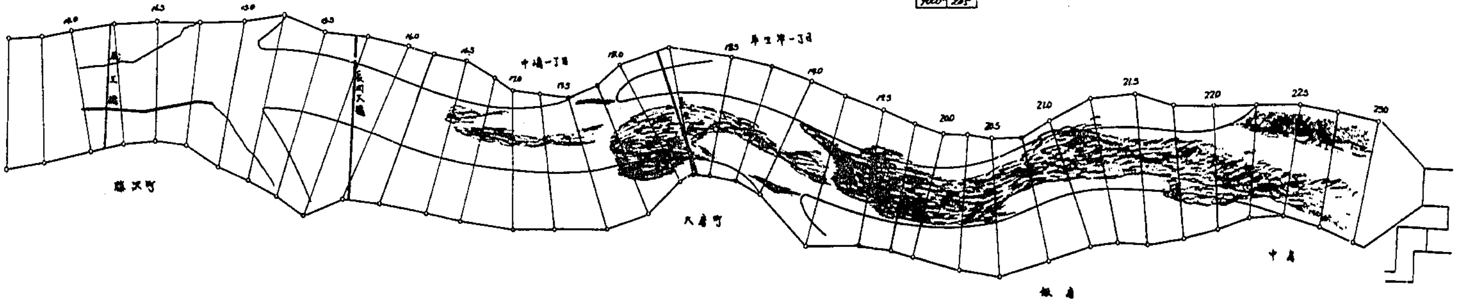

流量 時間
4000 13.5
藤沢町
中島

図－4.42.4　Bor の生成（本実験Ⅶ）

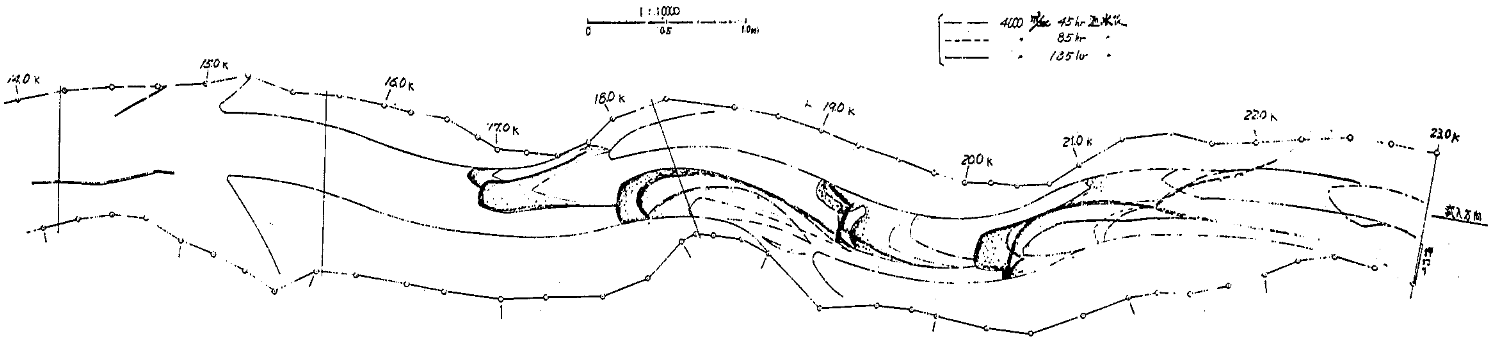

流量 時間
6000 13.5
藤沢町
中島

図－4.42.5　Bor の生成（本実験Ⅶ）

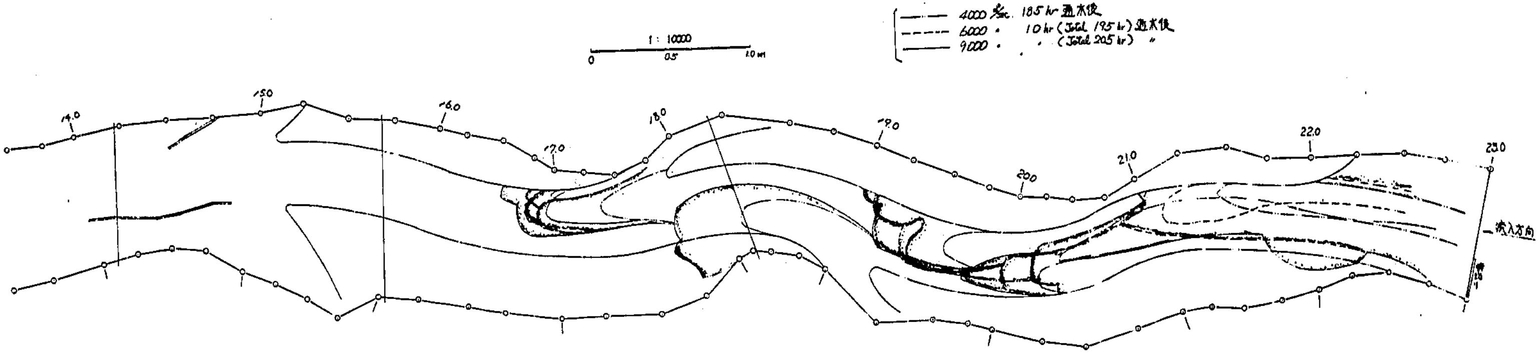
流量	時間
9000	20.5


14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
蔵王橋
長岡大橋
中島一丁目
草生津一丁目
大島町
飯島
中島

図－4.43.1　Bor 移動時間変化（事務所計画法線二次案）その１

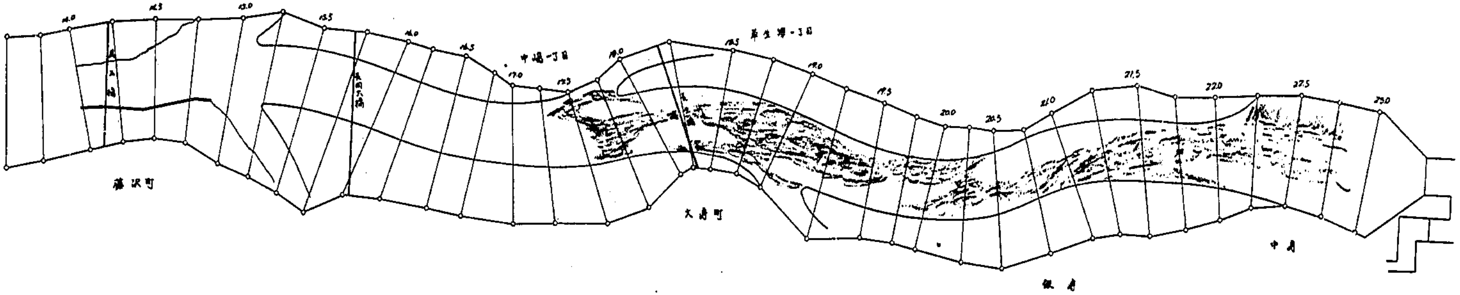

1:10000
0
0.5
1.0km
4000 ㎥/sec 45 hr 通水後
〃 85 hr 〃
〃 135 hr 〃
14.0K
15.0K
16.0K
17.0K
18.0K
19.0K
20.0K
21.0K
22.0K
23.0K
流入方向

図－4.43.2　Bor 移動時間変化（事務所計画法線二次案）その２


1:10000
0
0.5
1.0km
4000 ㎥/sec 185 hr 通水後
6000 〃 10 hr (Total 195 hr) 通水後
9000 〃 〃 (Total 205 hr) 〃
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0
流入方向

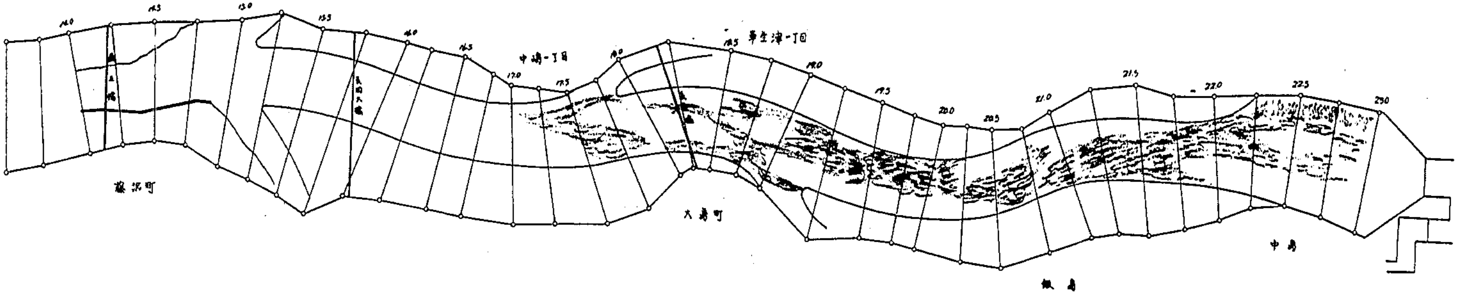
図－4.44.1　Bor の生成（本実験Ⅷ）

流量	時間
4,000㎥/s	45

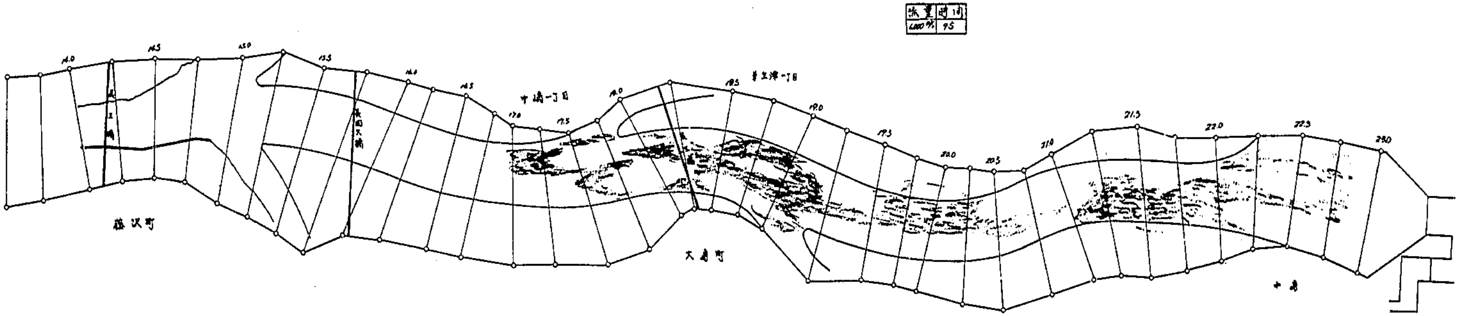

14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
中島一丁目
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
藤沢町
大島町
中島

図－4.44.2　Bor の生成（本実験Ⅷ）

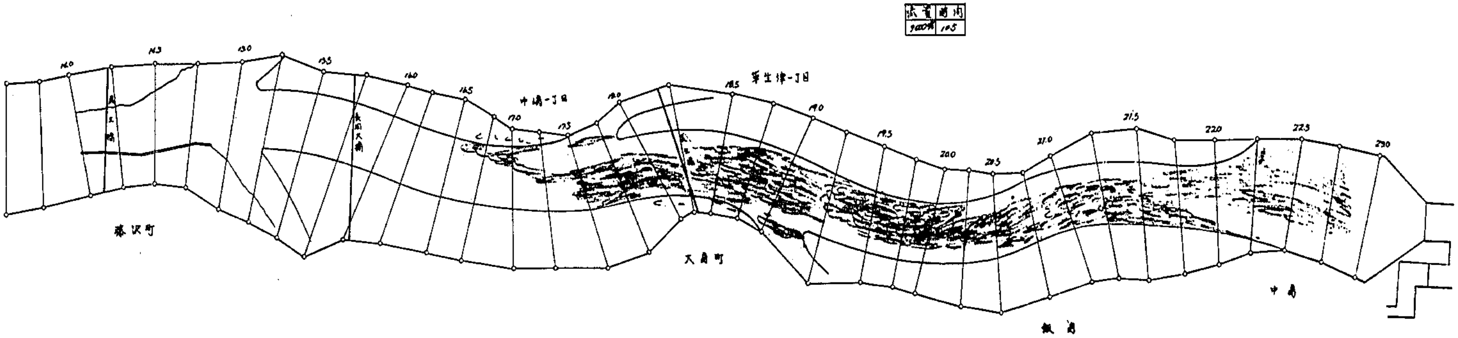
流量	時間
4,000㎥/s	85


14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
中島一丁目
17.0
17.5
18.0
18.5
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
藤沢町
大島町
中島

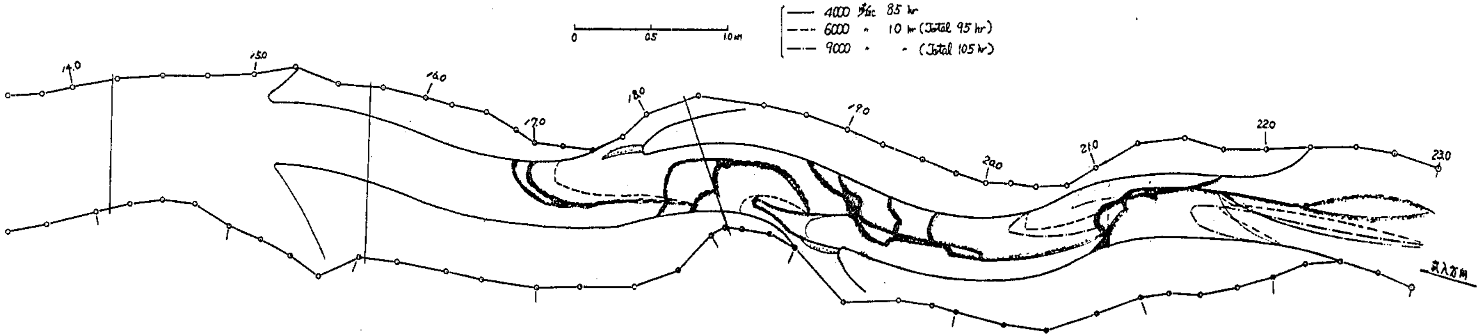
図－4.44.3　Bor の生成（本実験Ⅷ）


流量
時間
6,000㎥/s
95
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
中島一丁目
17.0
17.5
18.0
18.5
草生津一丁目
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
長生橋
長岡大橋
藤沢町
大島町
飯島
中島

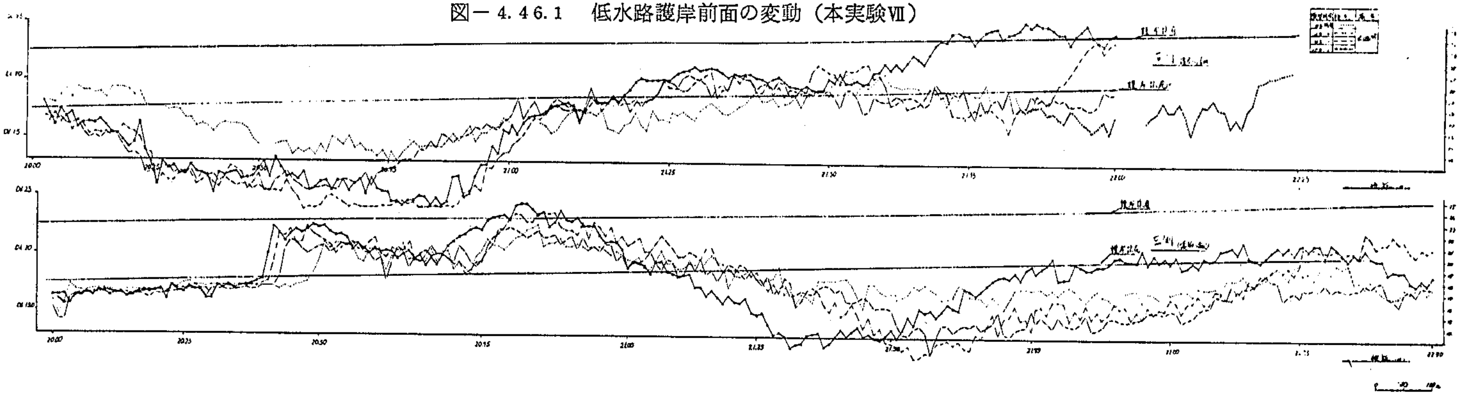
図－4.44.4　Bor の生成（本実験Ⅷ）


流量
時間
9,000㎥/s
105
14.0
14.5
15.0
15.5
16.0
16.5
中島一丁目
17.0
17.5
18.0
18.5
草生津一丁目
19.0
19.5
20.0
20.5
21.0
21.5
22.0
22.5
23.0
長生橋
長岡大橋
藤沢町
大島町
飯島
中島

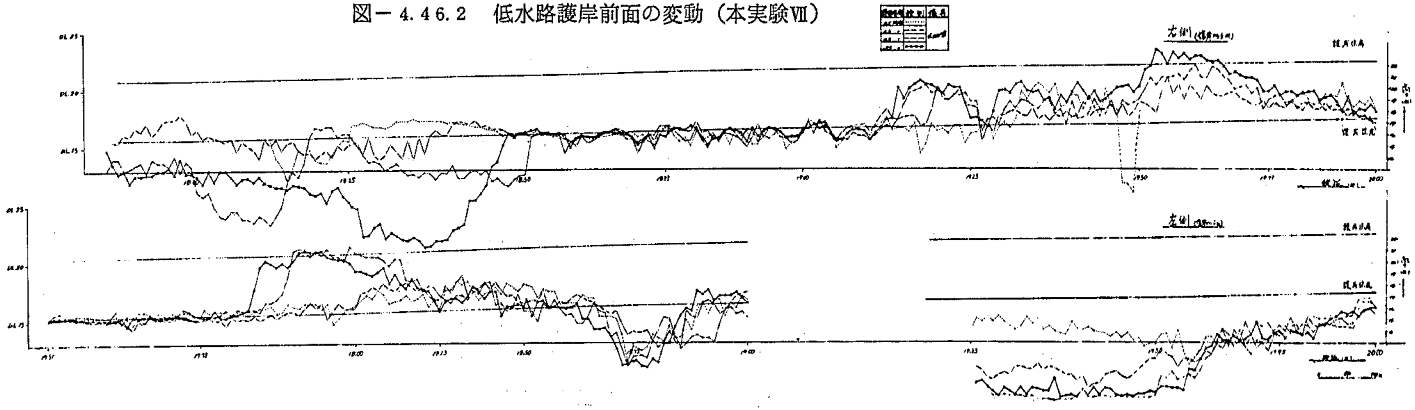
図－4.45　Bor 移動時間変化（事務所計画法線二次案）


0
0.5
1.0 km
—— 4000 m³/sec 85 hr
– – – 6000 〃 10 hr (Total 95 hr)
—·— 9000 〃 〃 (Total 105 hr)
14.0
15.0
16.0
17.0
18.0
19.0
20.0
21.0
22.0
23.0
流入方向

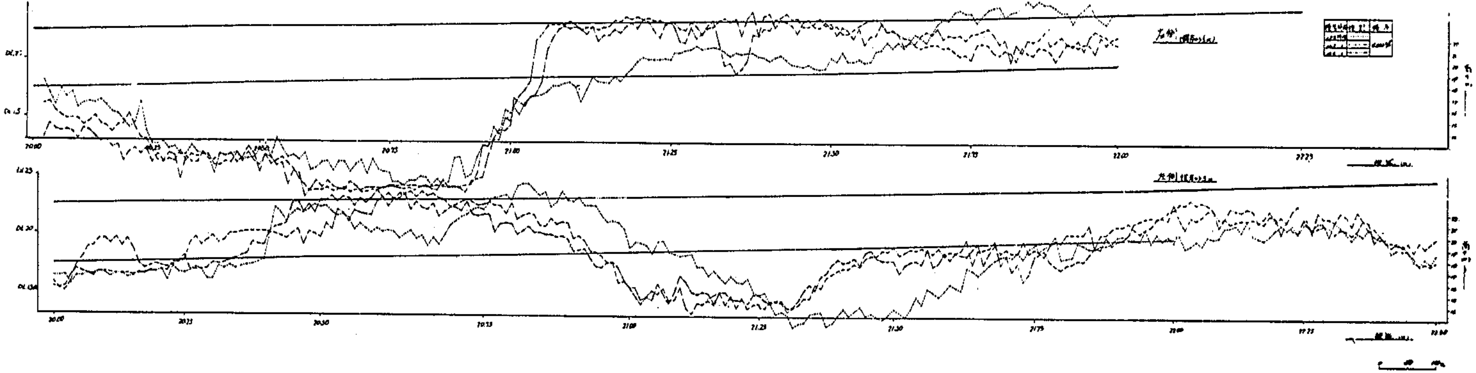
図－４.４６.１　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅶ）



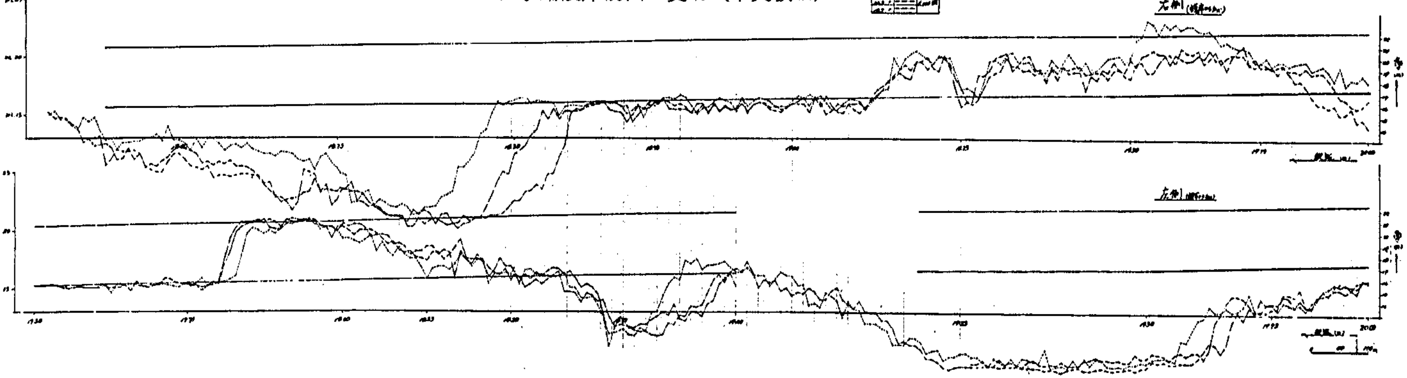
図－４.４６.２　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅶ）



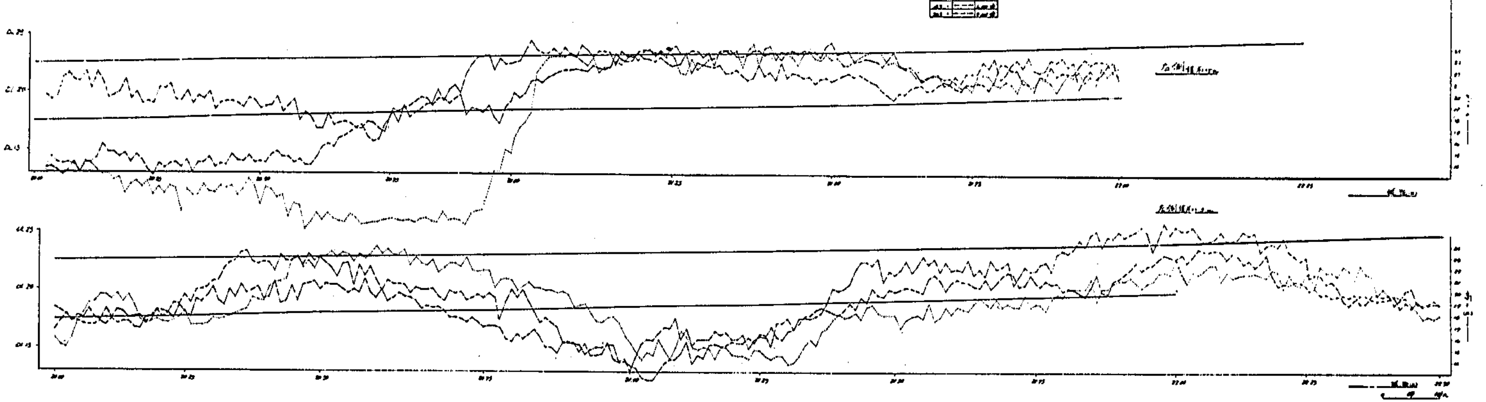
図－4.46.3　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅶ）



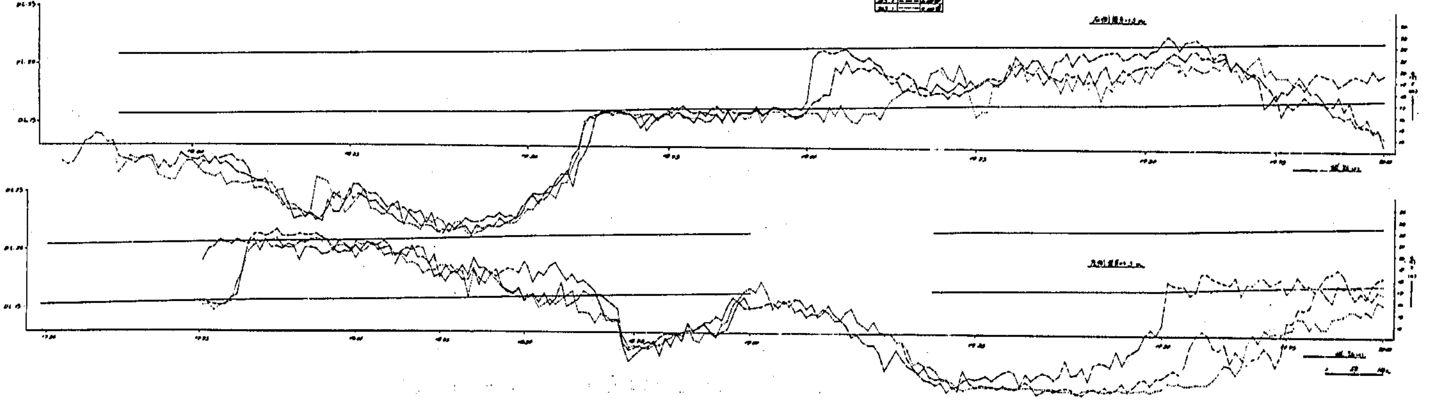
図－4.46.4　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅶ）



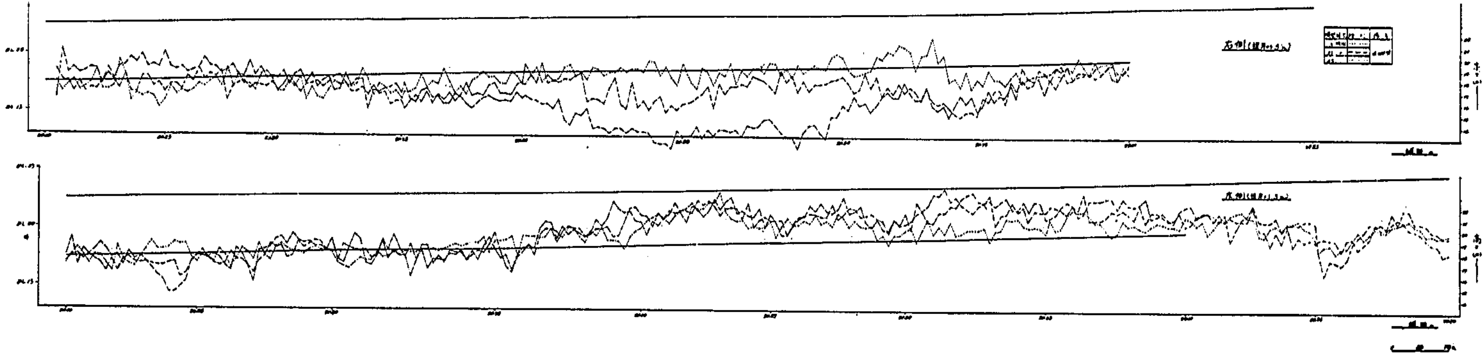
図ー 4.46.5　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅶ）



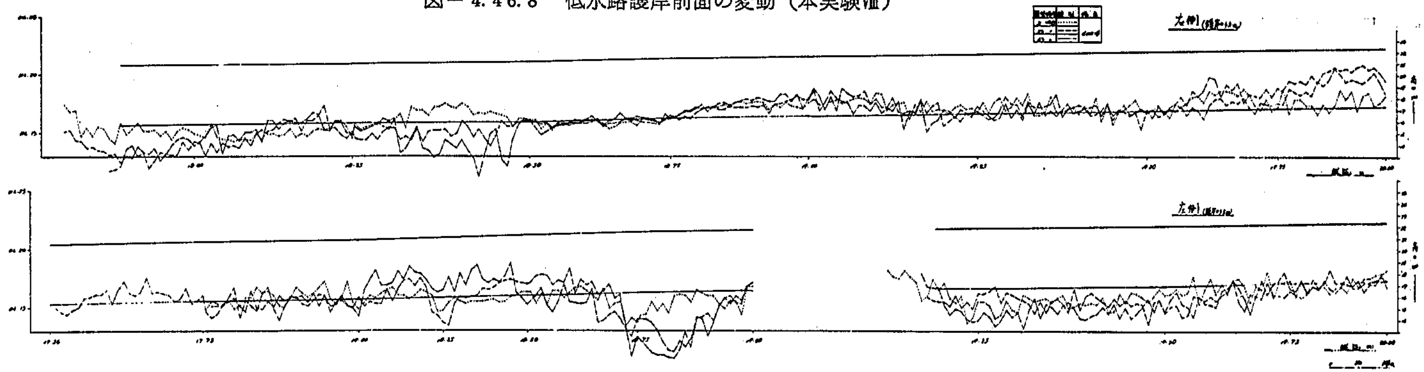
図ー 4.46.6　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅶ）



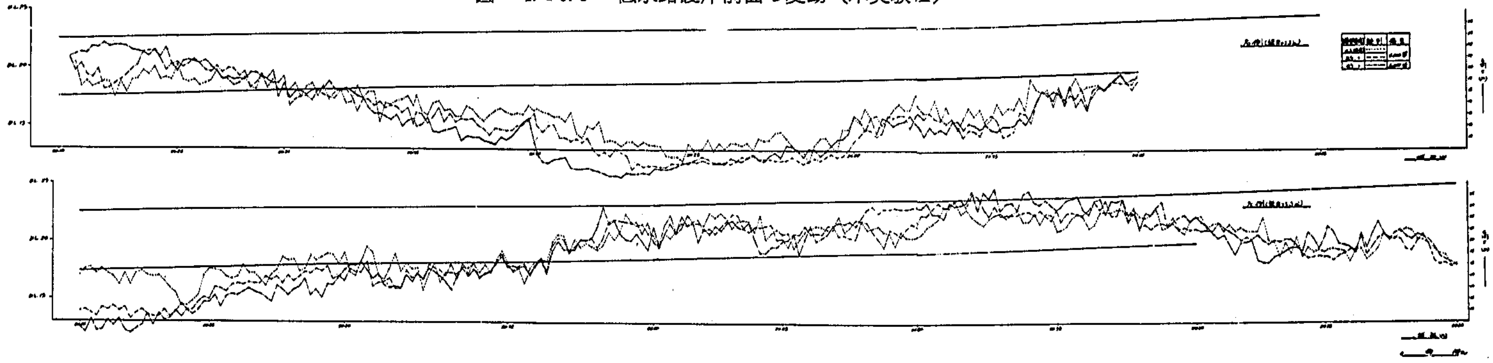
図－４.４６.７　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅷ）



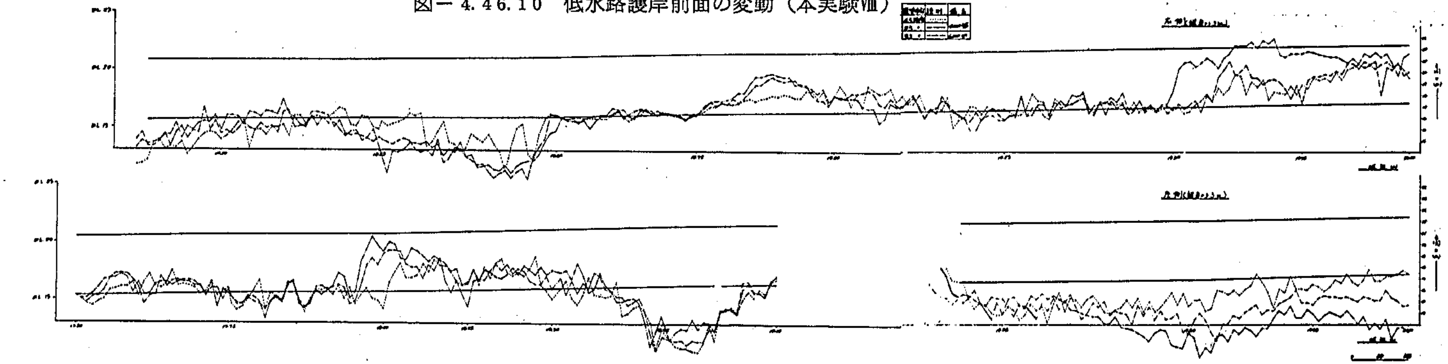
図－４.４６.８　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅷ）



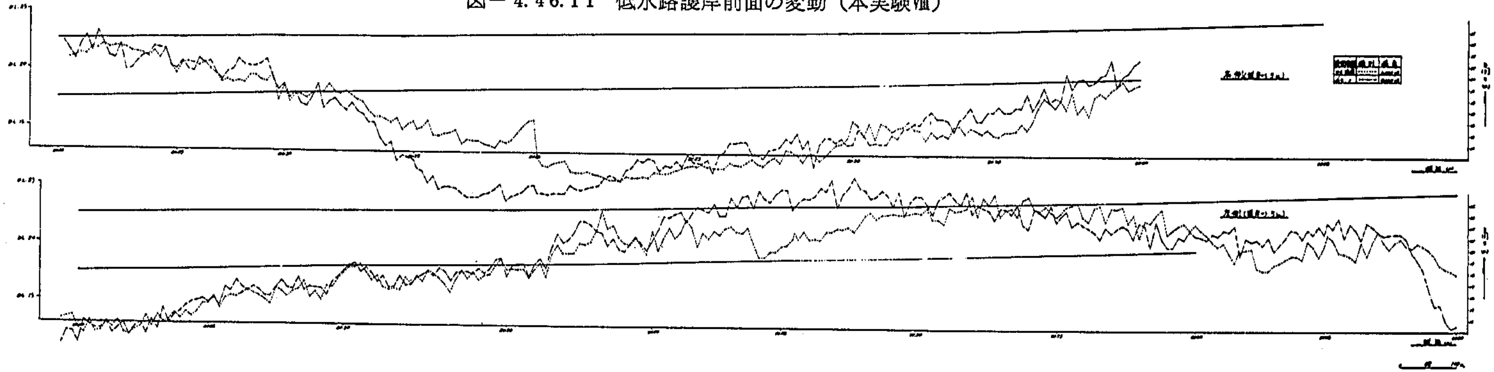
図－4.46.9　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅷ）



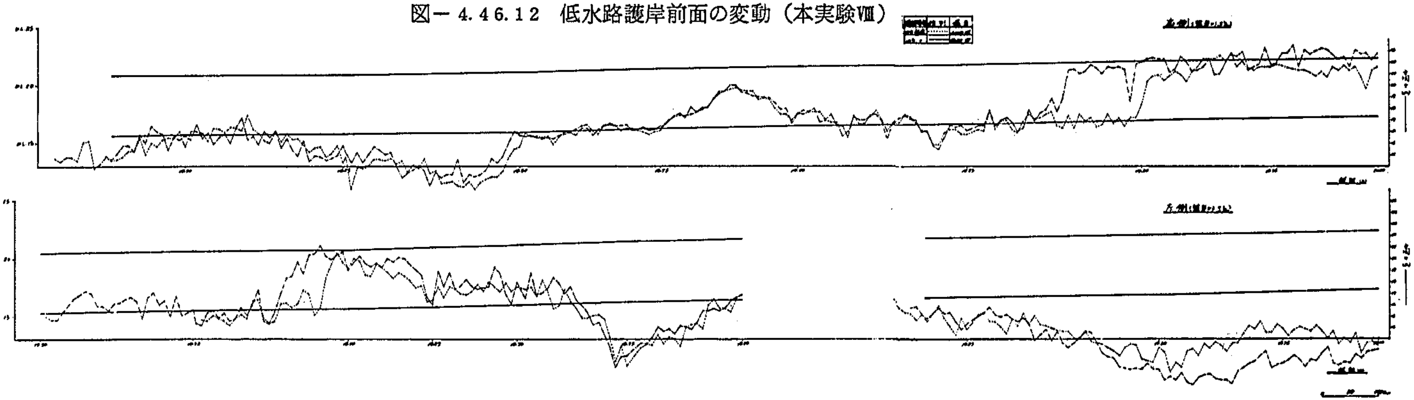
図－4.46.10　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅷ）



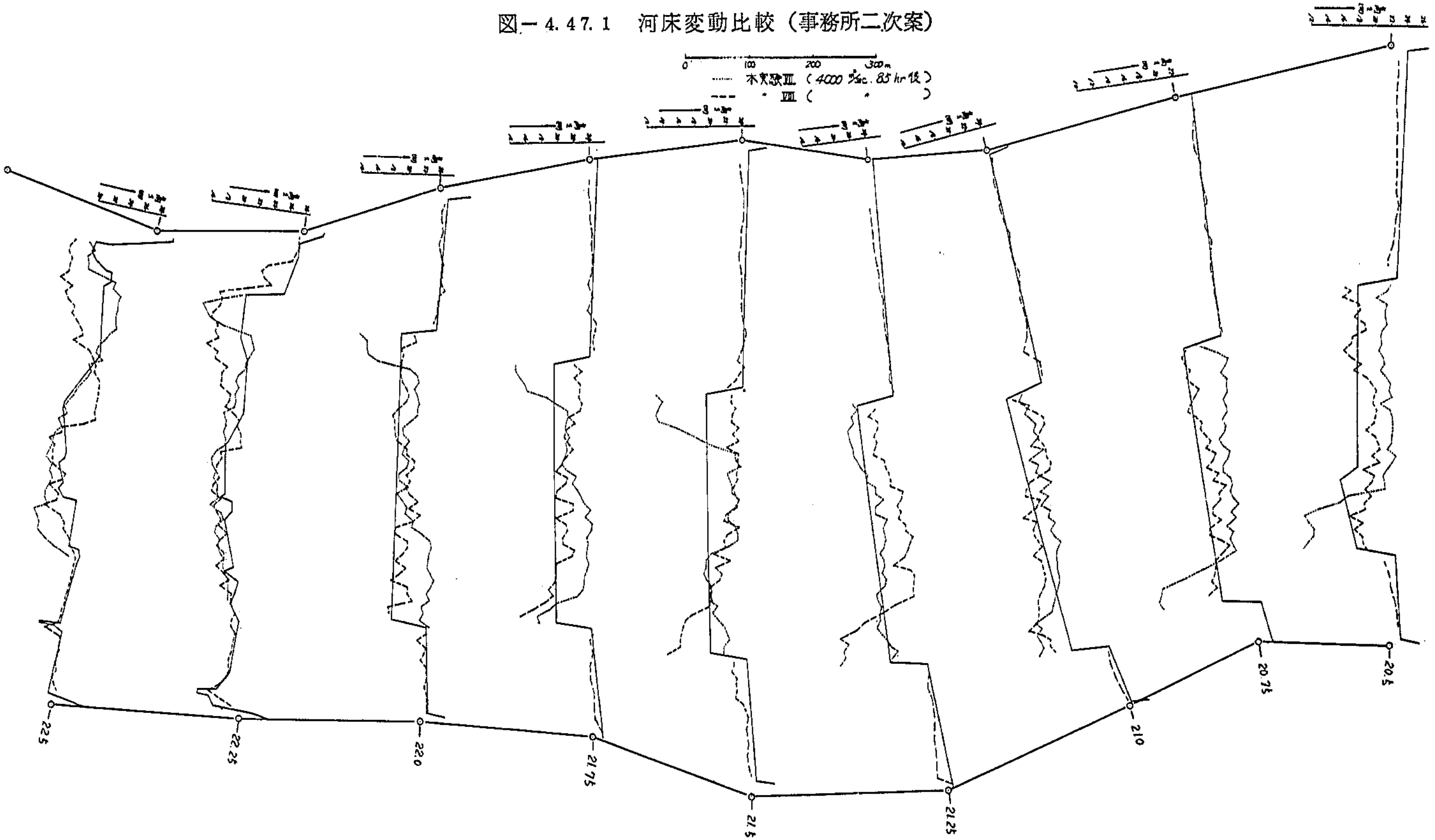
図－4.46.11　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅷ）



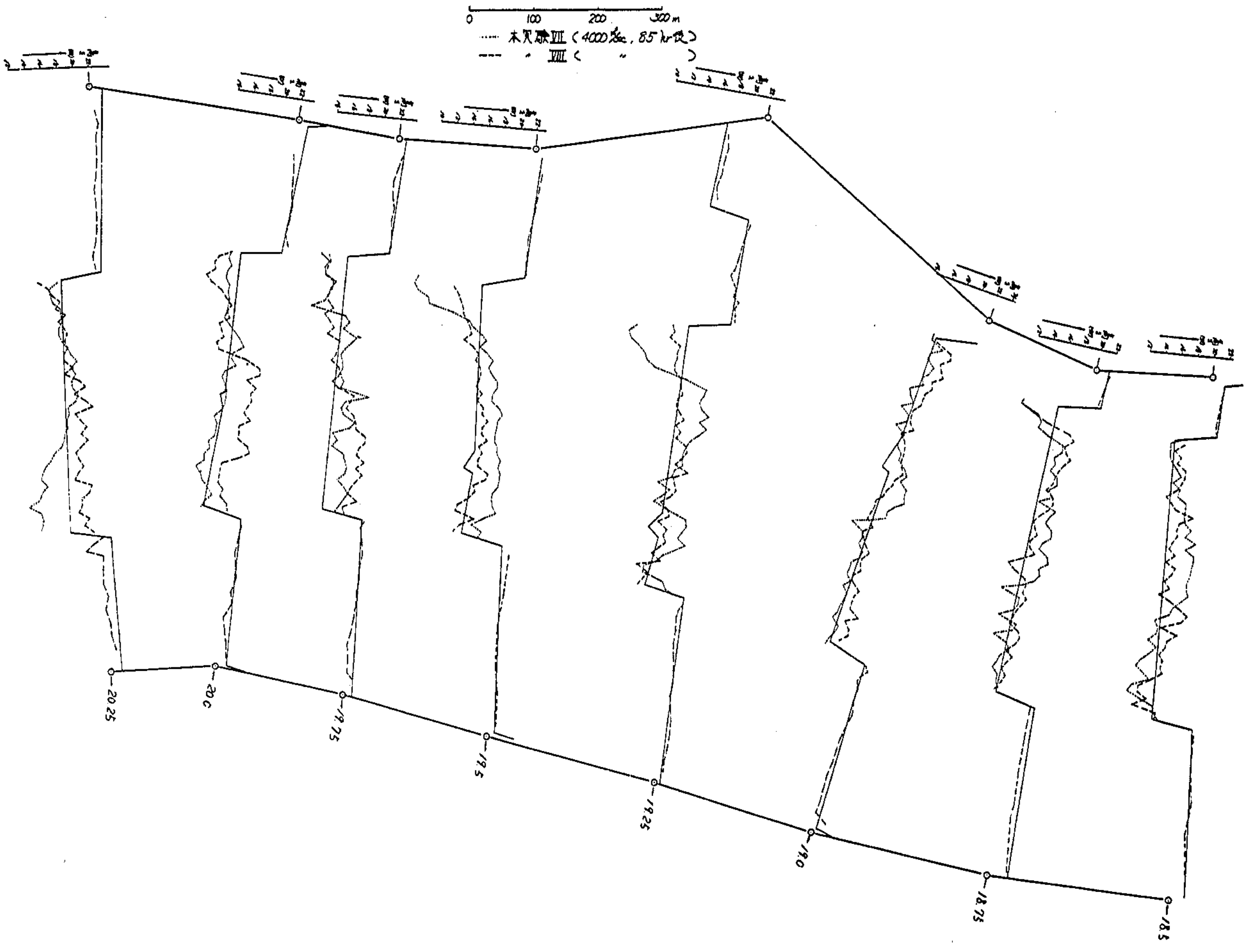
図－4.46.12　低水路護岸前面の変動（本実験Ⅷ）



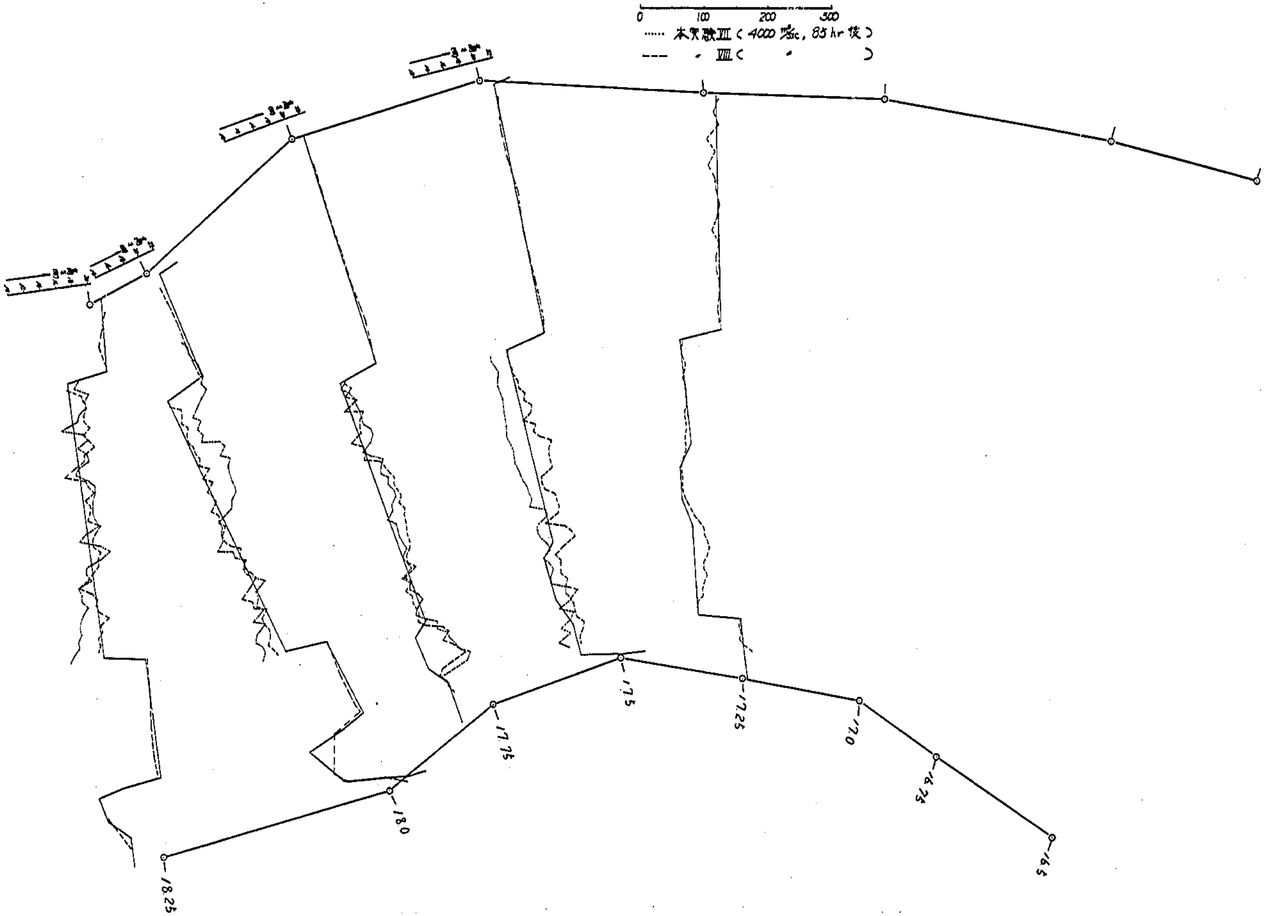
図－4.47.1　河床変動比較（事務所二次案）



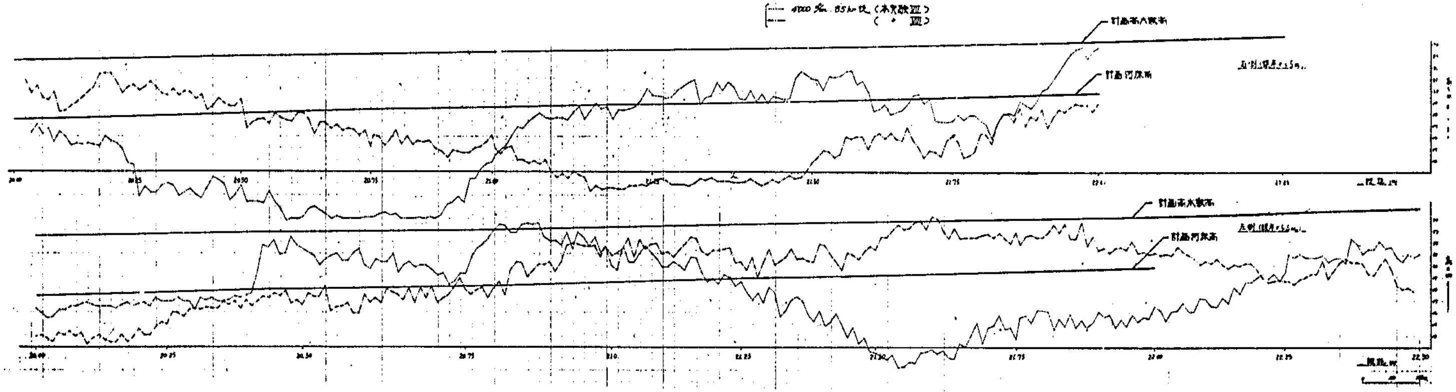
図－4.47.2　河床変動比較（事務所二次案）


0
100
200
300 m
…… 本実験Ⅶ（4000 m³/sec, 85 hr後）
--- 〃 Ⅷ（ 〃 ）
20.25
20.0
19.75
19.5
19.25
19.0
18.75
18.5

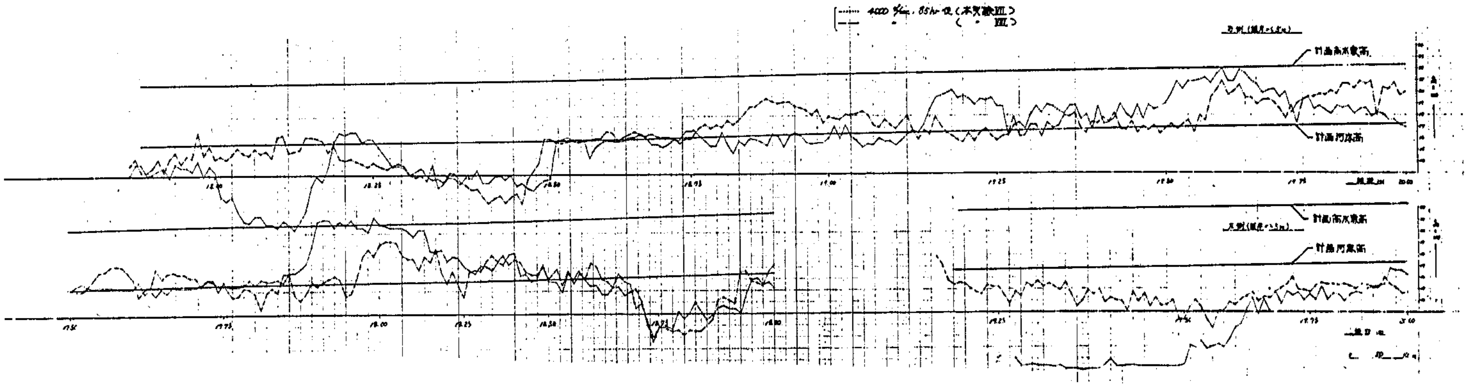
図－4.47.3　河床変動比較（事務所二次案）

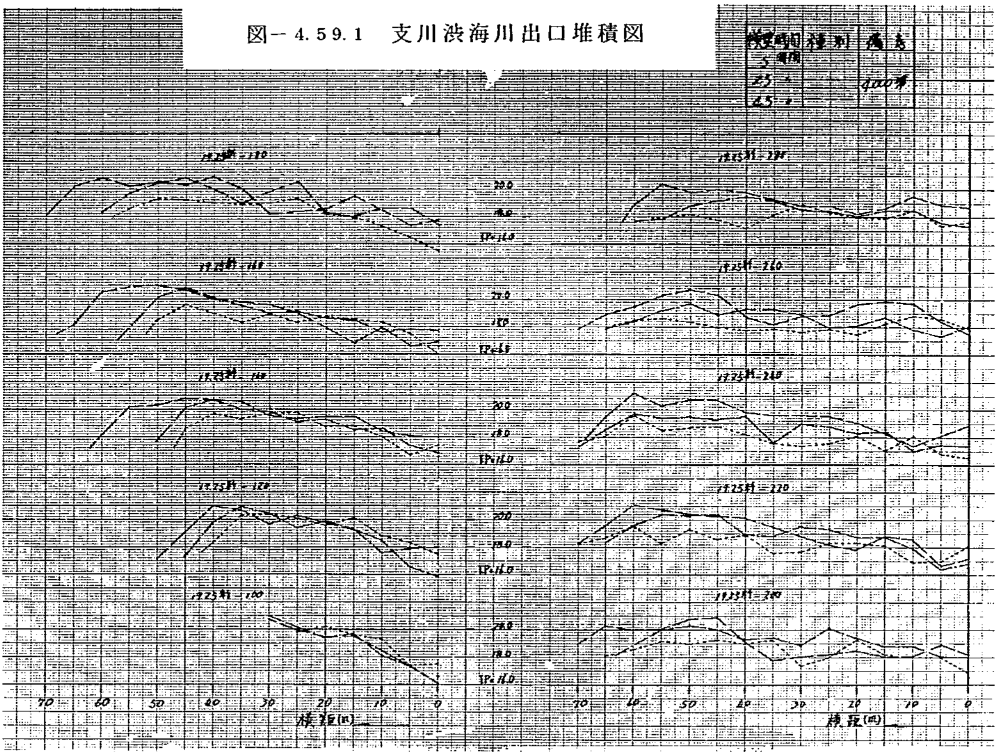

0
100
200
300
…… 本実験Ⅲ（4000 m³/sec, 85 hr 後）
--- 〃 Ⅷ（〃）
18.25
180
17.75
17.5
17.25
17.0
16.75
16.5

図－4.48.1　護岸付近の河床変動比較（事務所二次案）

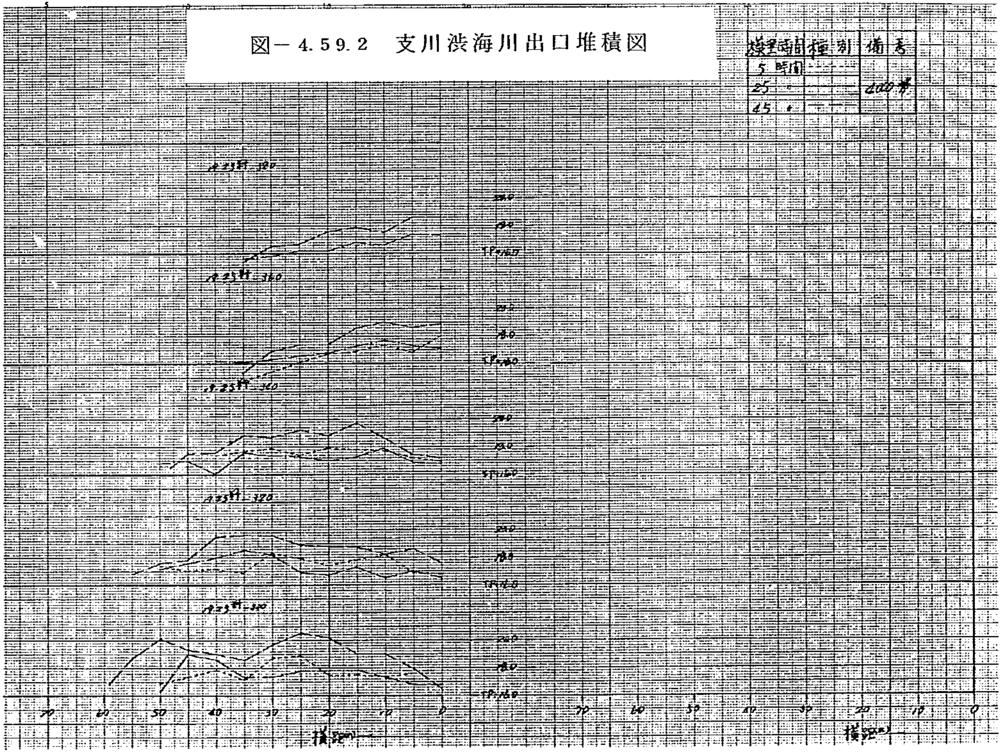


図－4.48.2　護岸付近の河床変動比較（事務所二次案）



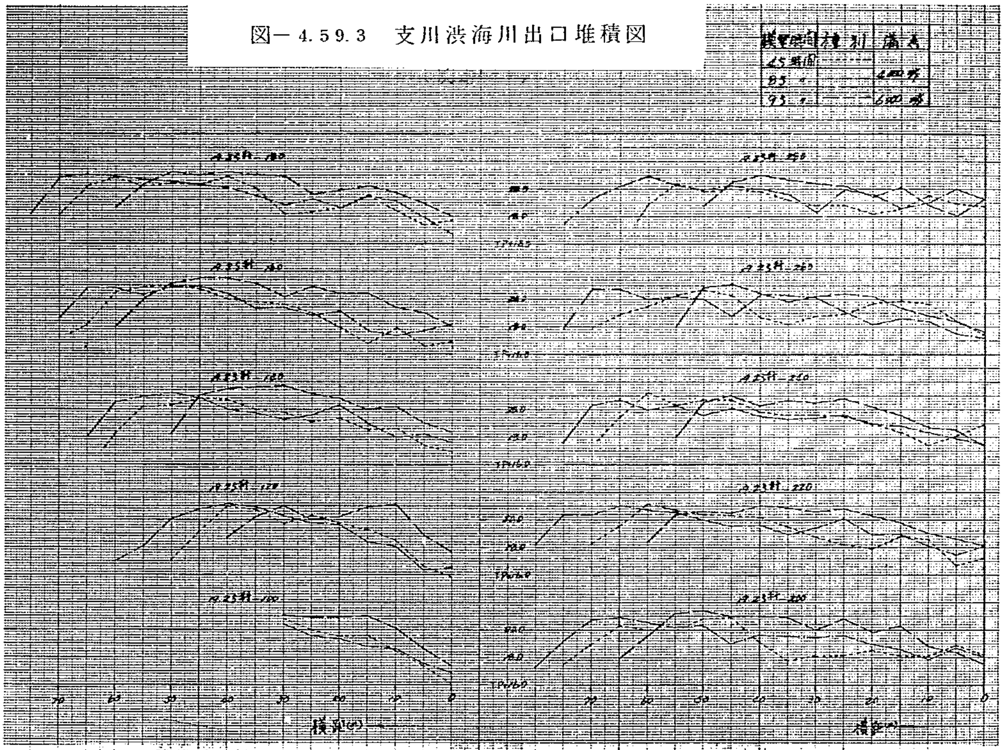


図－4.59.1　支川渋海川出口堆積図

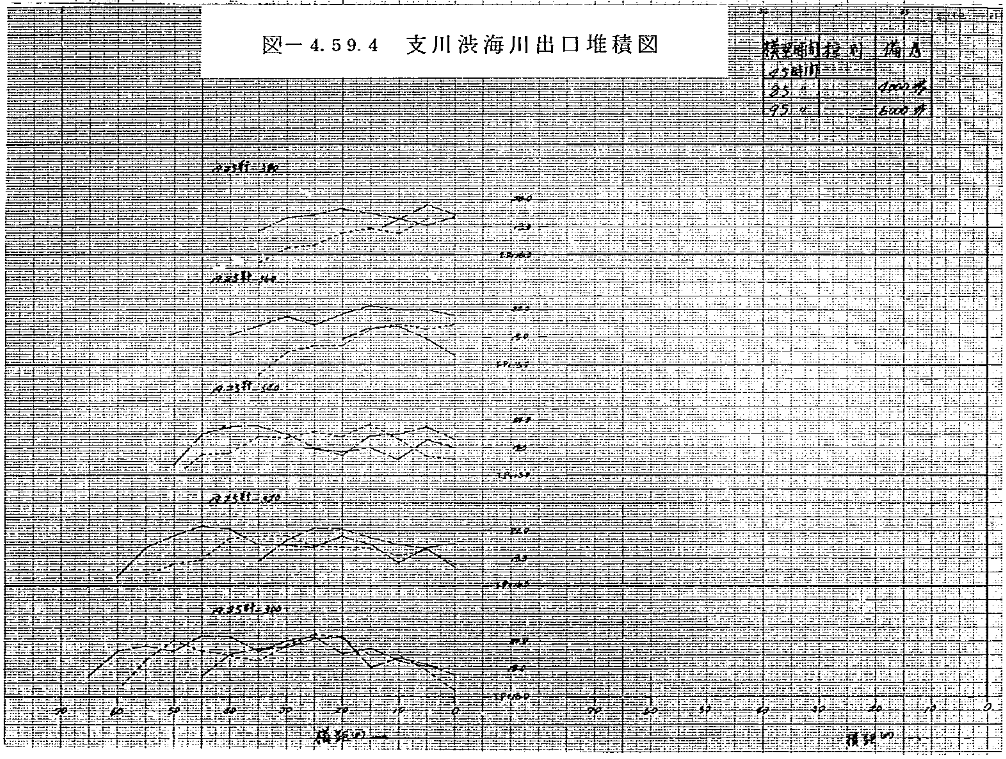


図－4.59.2　支川渋海川出口堆積図

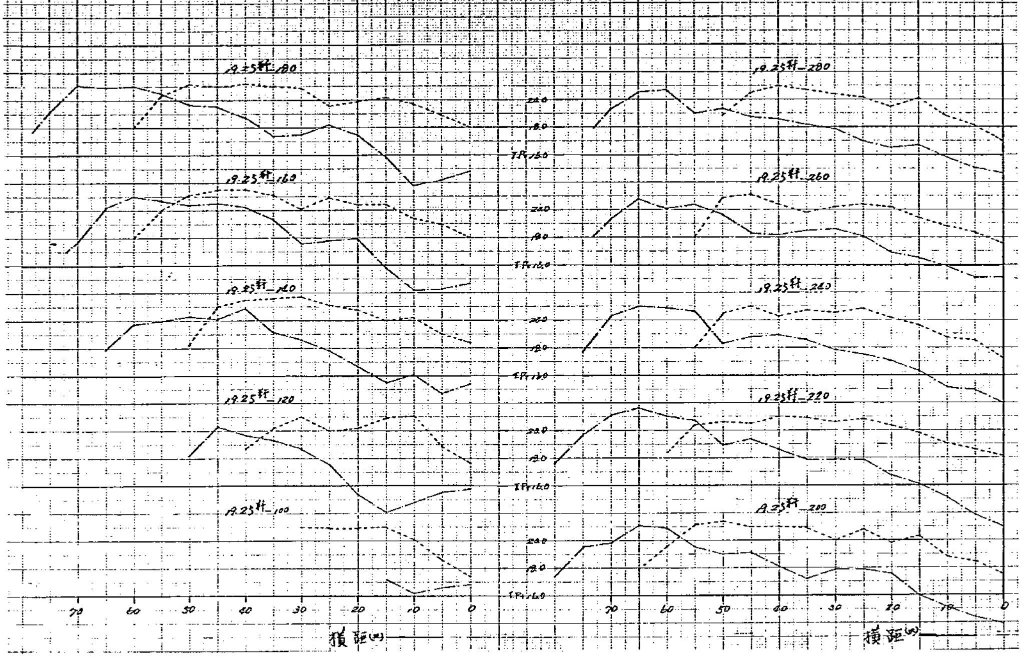
図ー4.59.3　支川渋海川出口堆積図



図ー4.59.4　支川渋海川出口堆積図

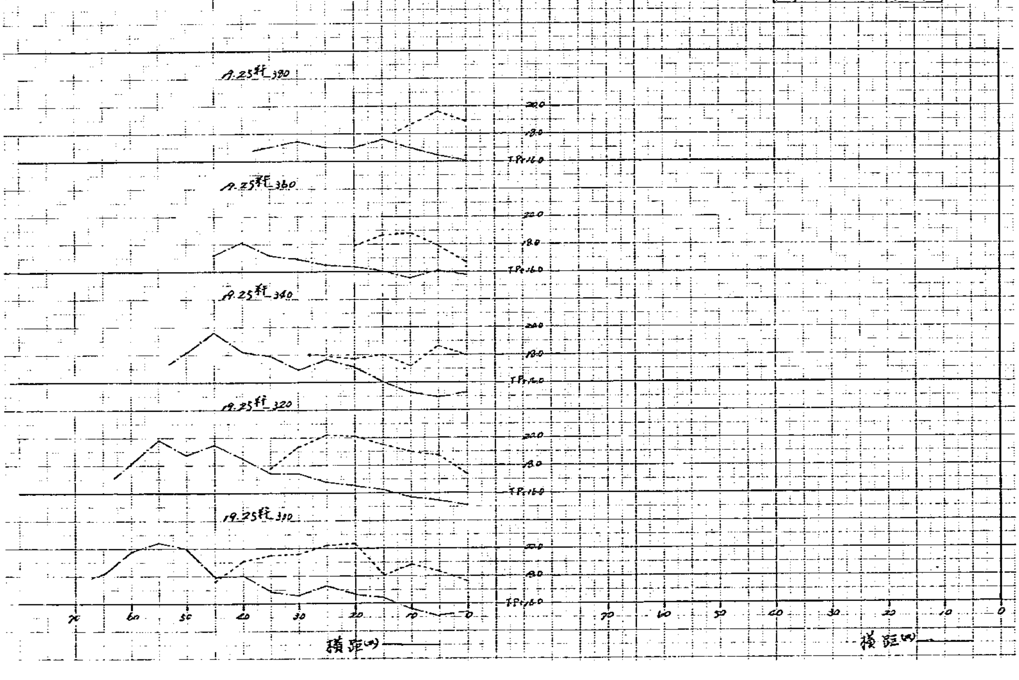


図－4.59.5　支川渋海川出口堆積図



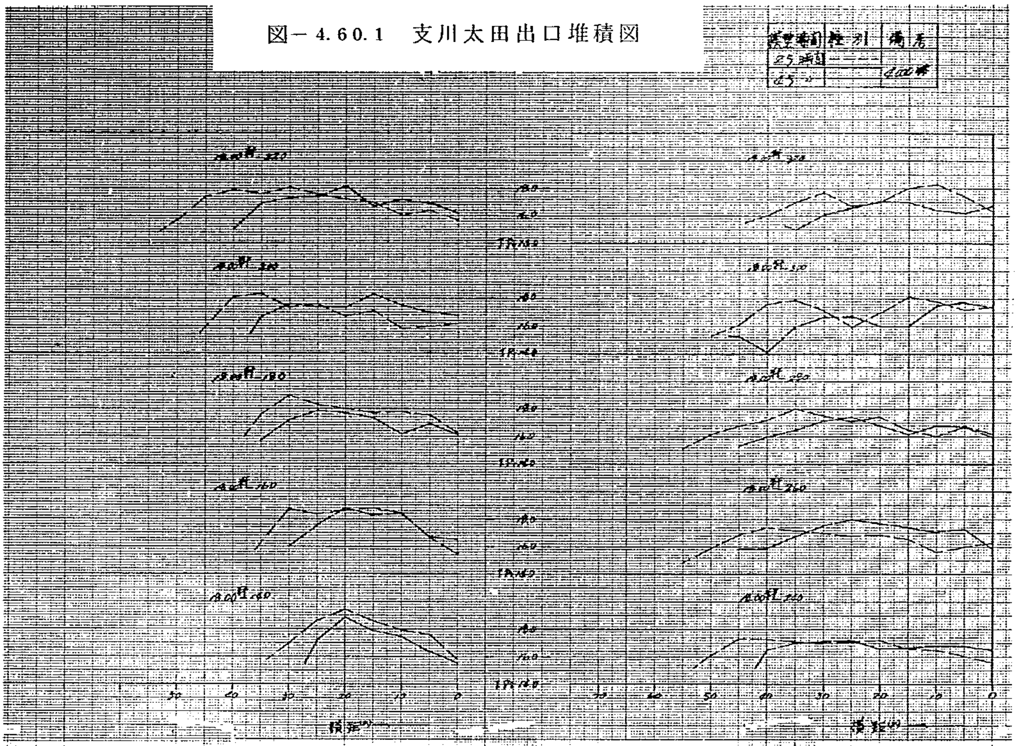
模型時間	種別	備考
95時間	----------	6000秒
105 〃	――――	9000秒

図－4.59.6　支川渋海川出口堆積図

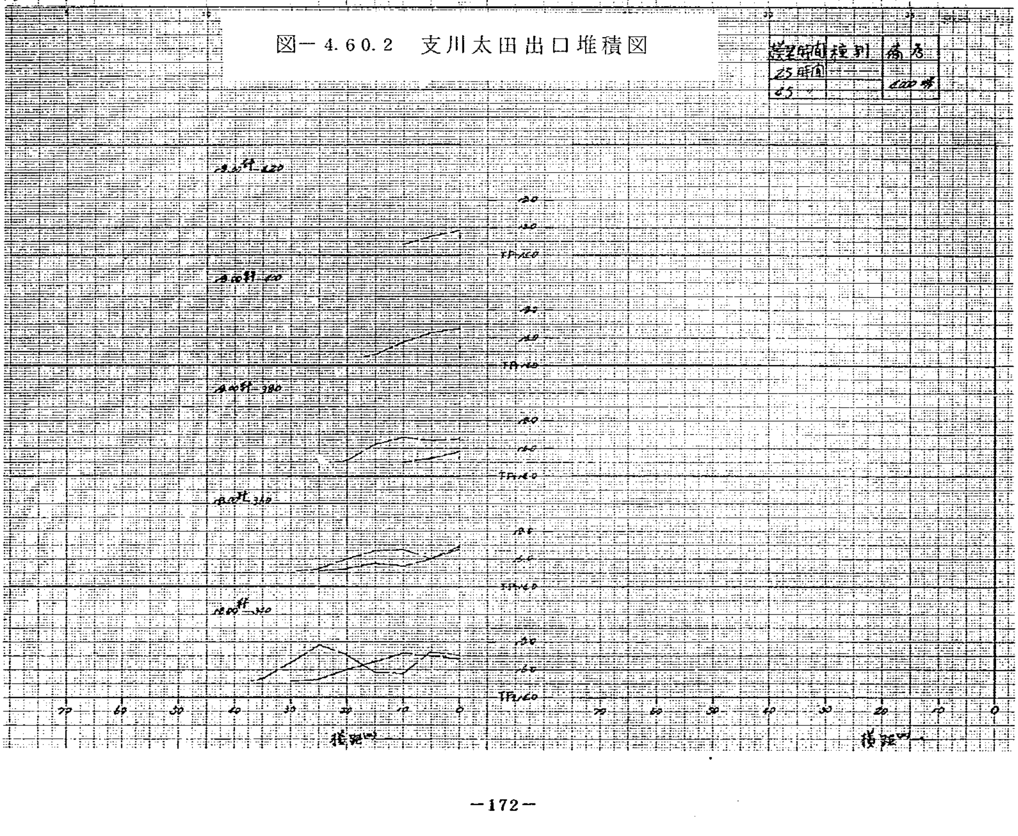


模型時間	種別	備考
95時間	----------	6000秒
105 〃	――――	9000秒

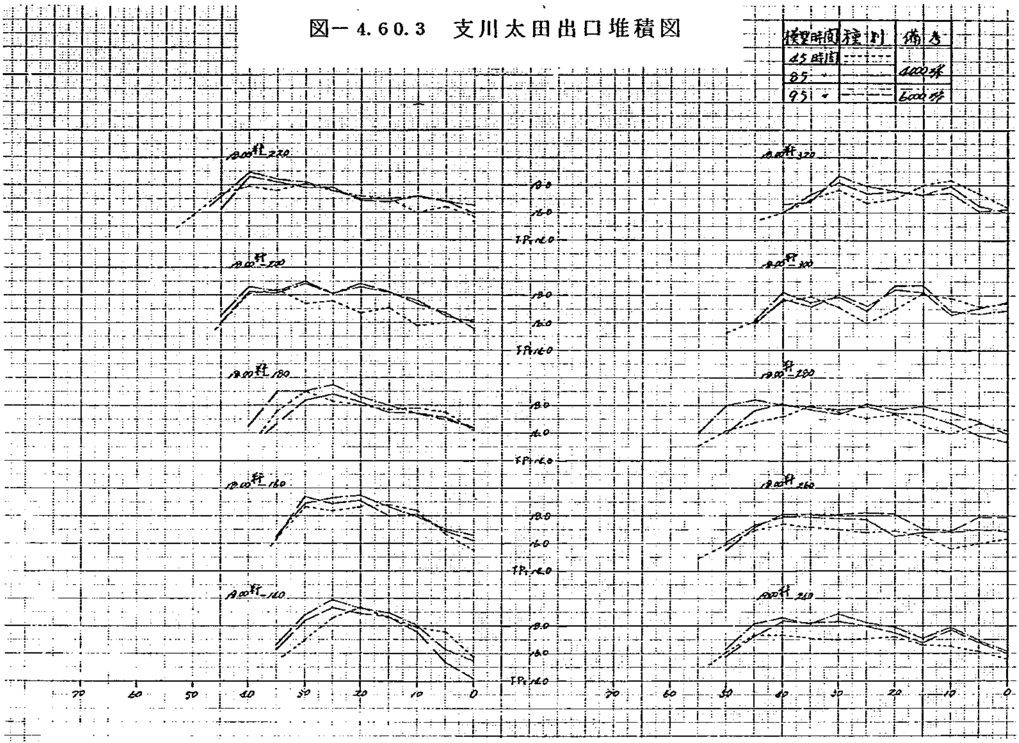
図－4.60.1　支川太田出口堆積図



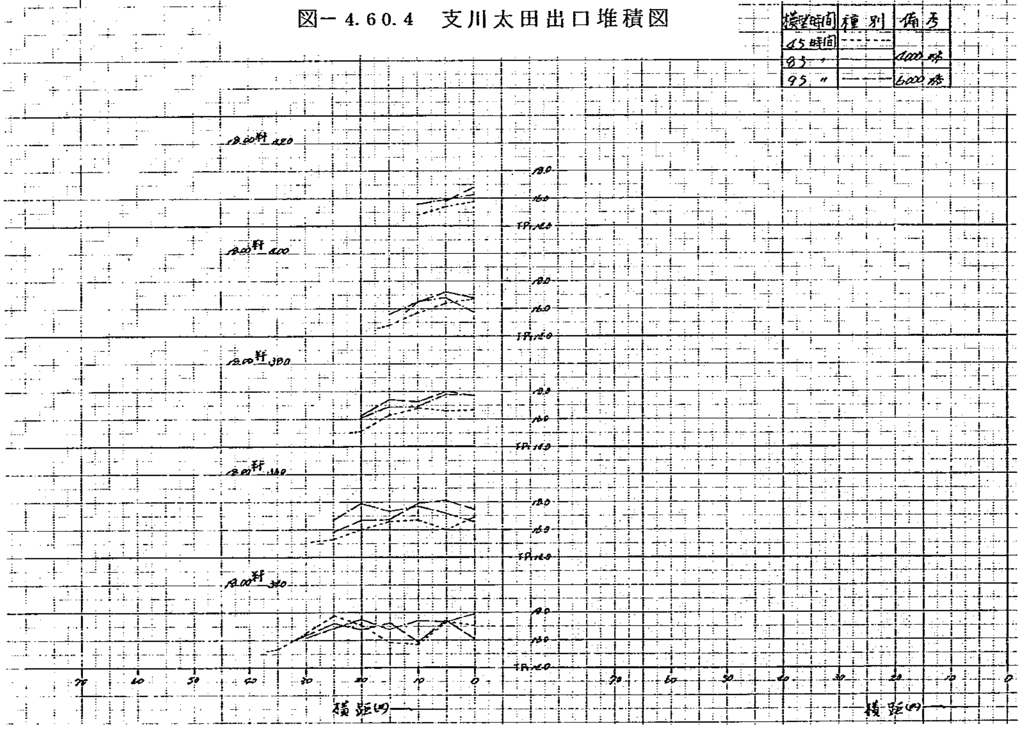
図－4.60.2　支川太田出口堆積図



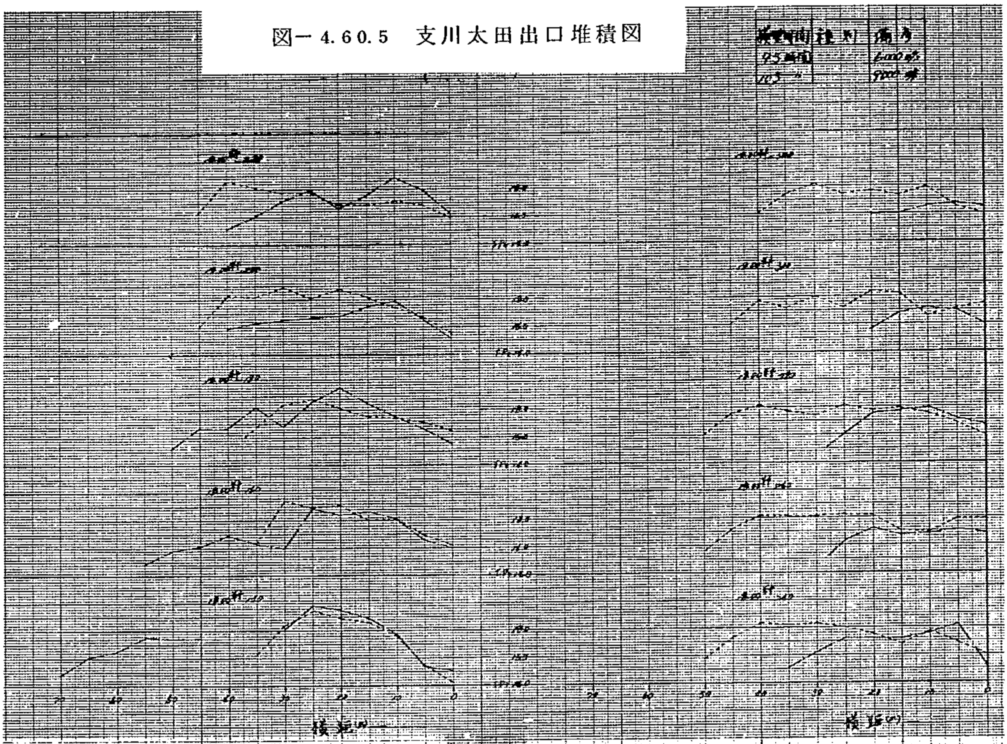
図－4.60.3　支川太田出口堆積図



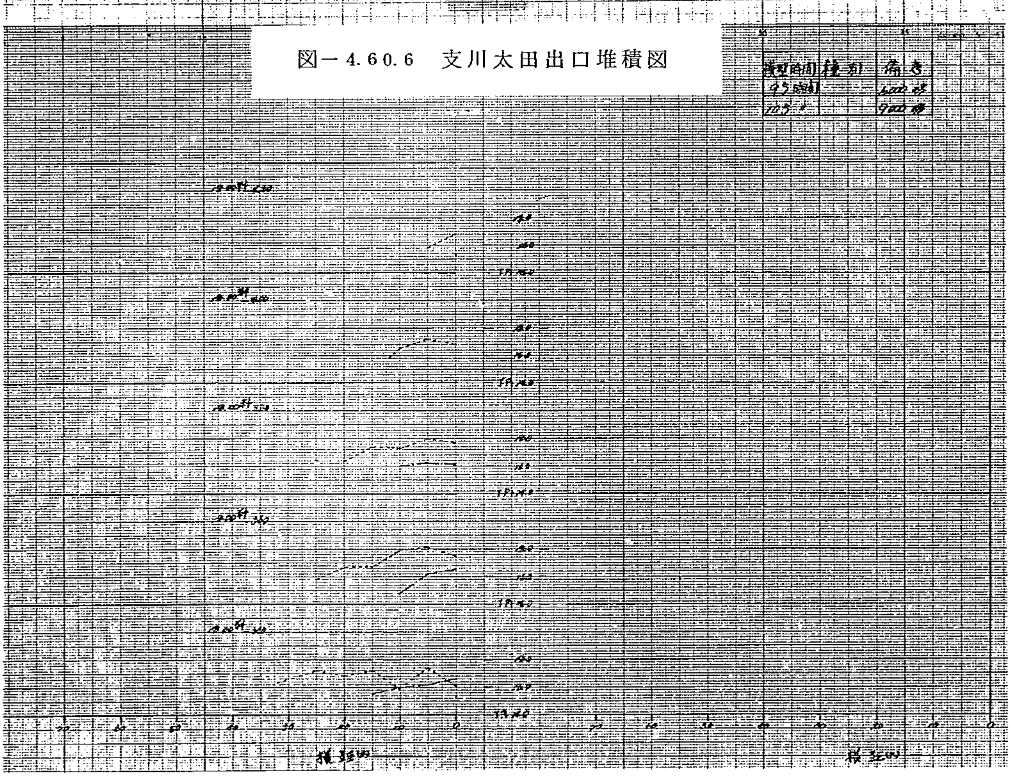
図－4.60.4　支川太田出口堆積図



図－4.60.5　支川太田出口堆積図

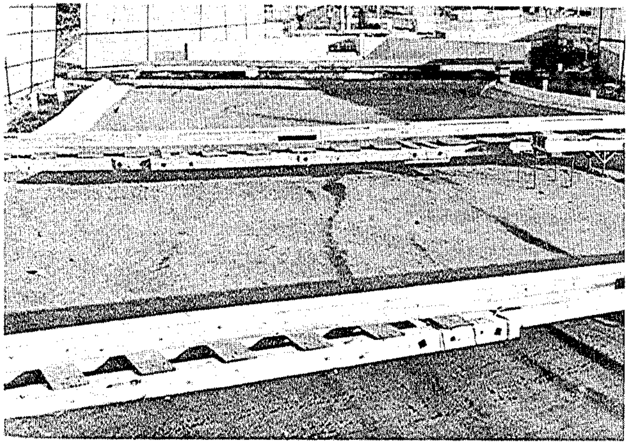


図－4.60.6　支川太田出口堆積図



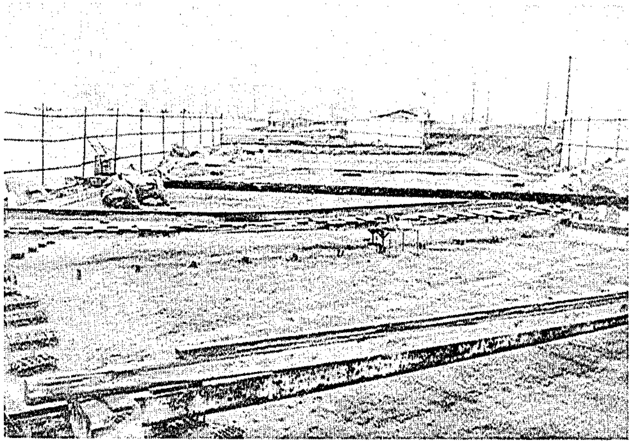
写　真　集

写真－1　検証実験



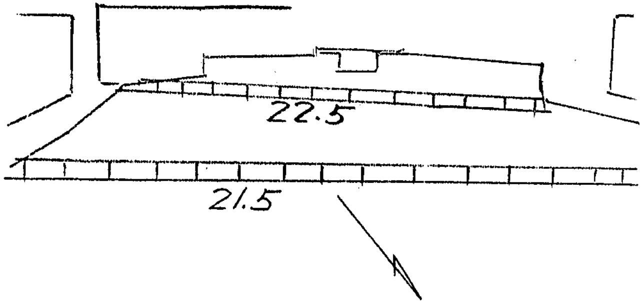
写真－1. 1

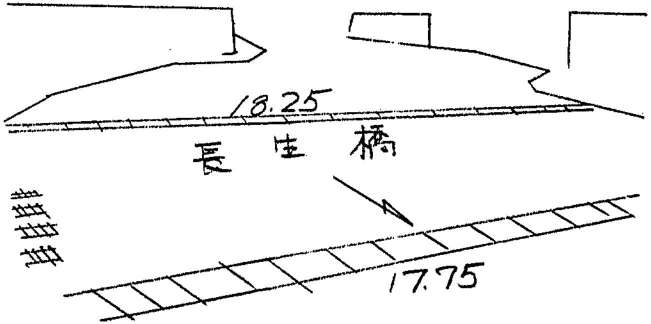
通水前



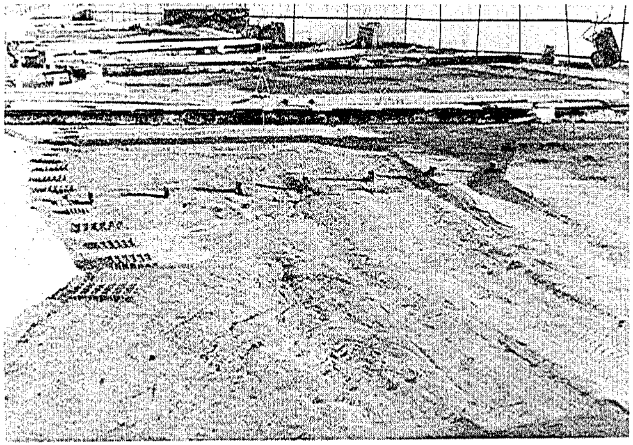
写真－1. 2

通水前



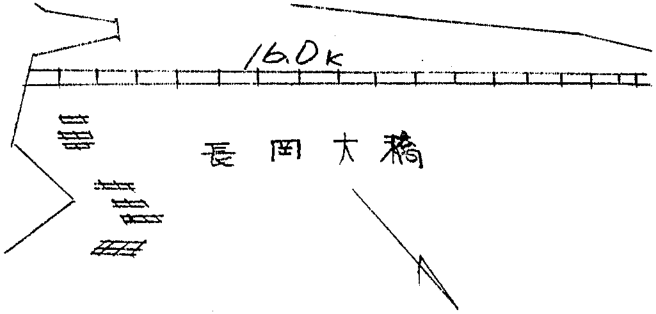


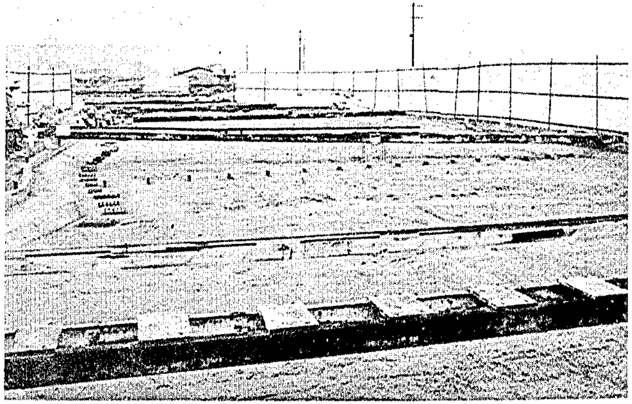
18.25
長生橋
17.75



写真－1. 3

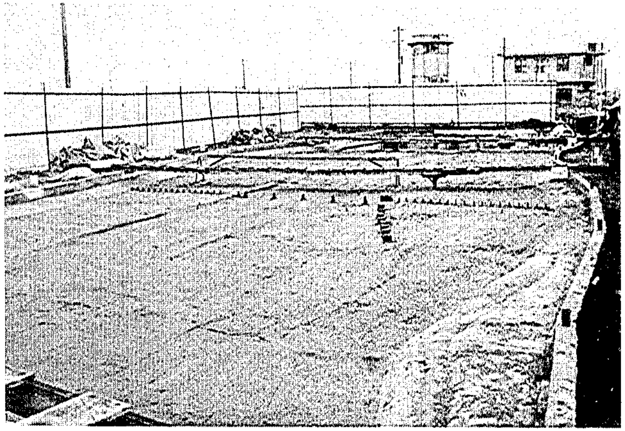
通 水 前





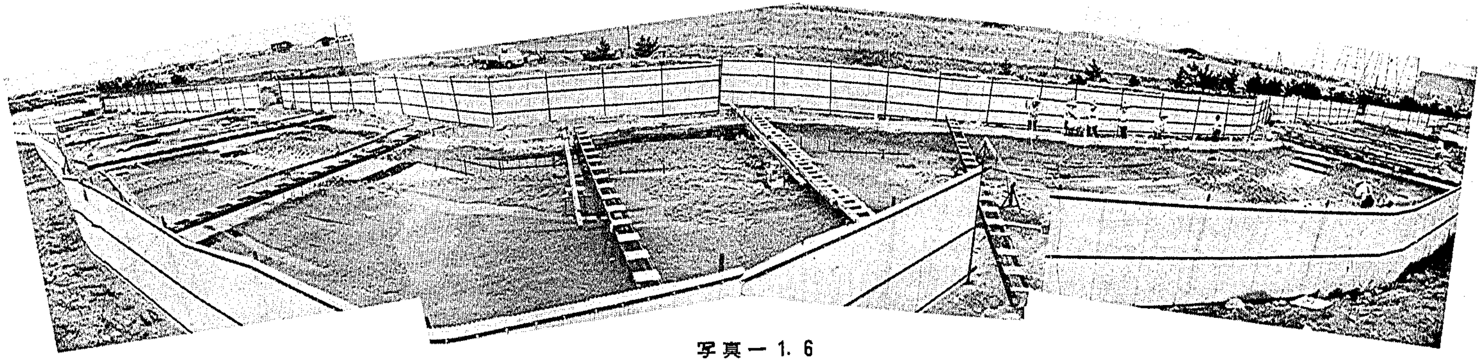
写真－1. 4

通 水 前



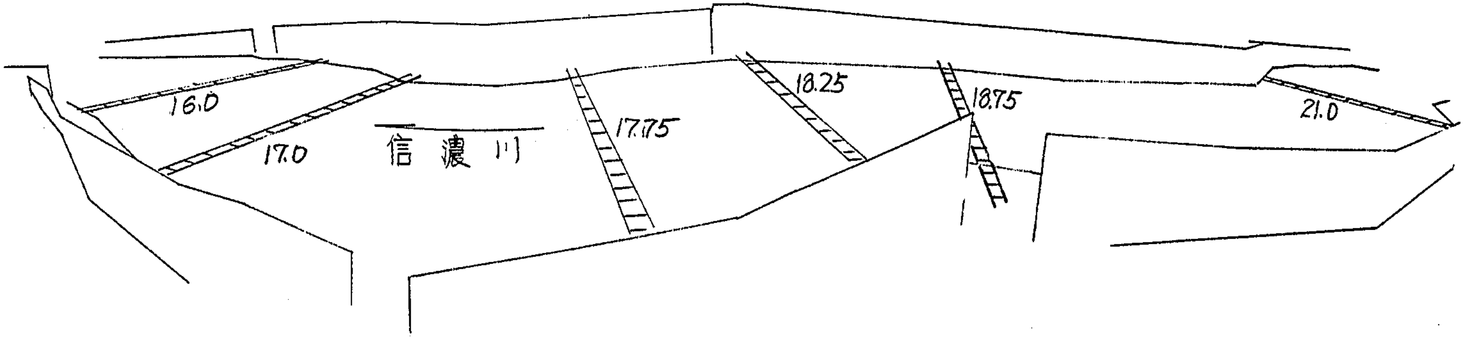
写真－1. 5.

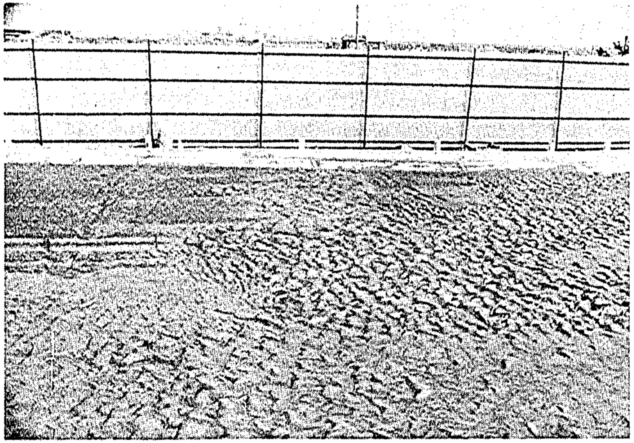
通 水 前



写真－1.6

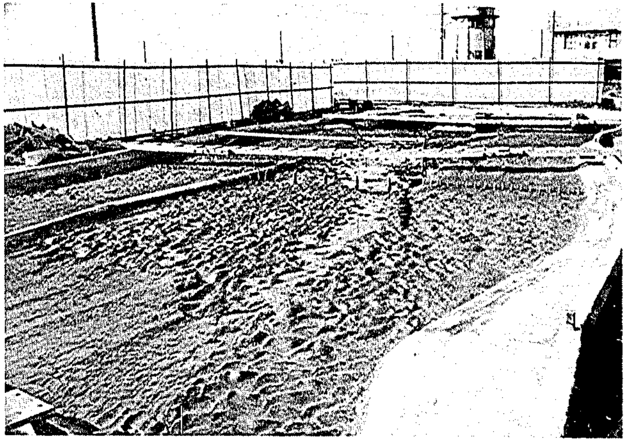
通水後


16.0
17.0
信濃川
17.75
18.25
18.75
21.0



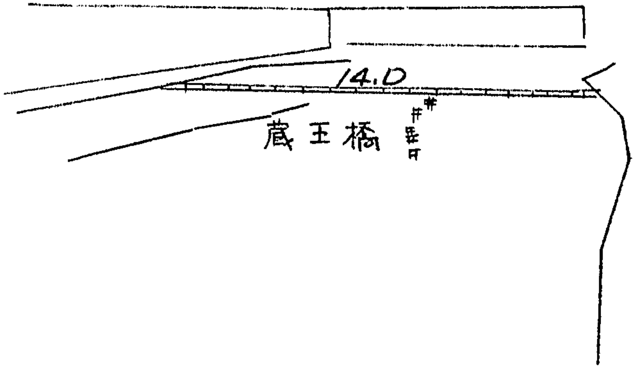
写真－1.7

通水後

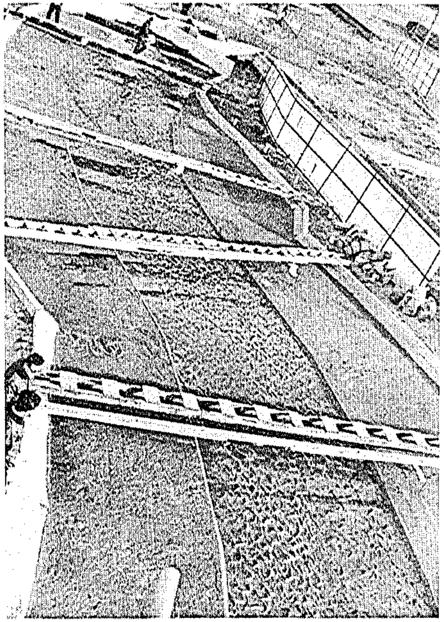


写真－1.8

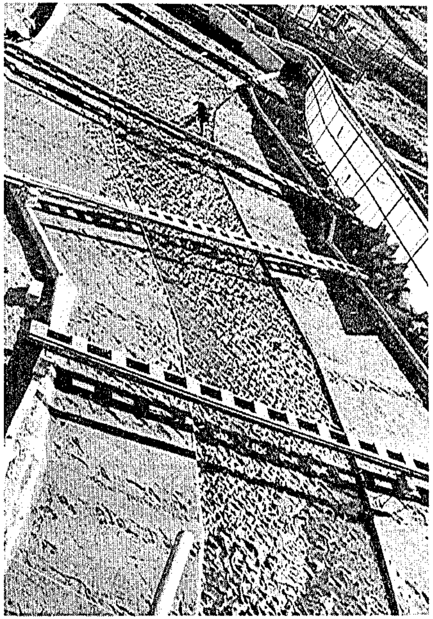
通水後



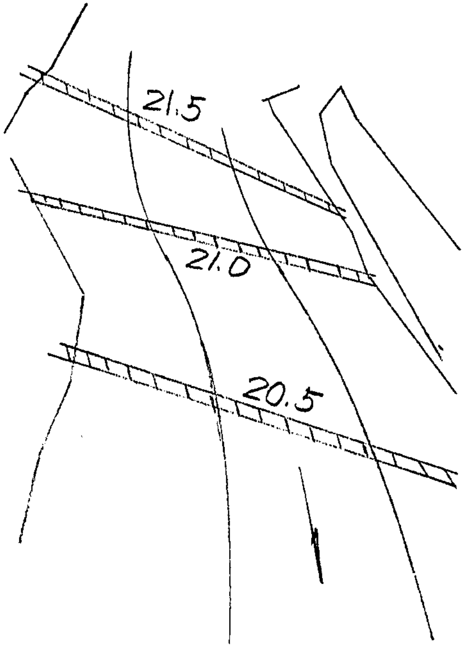
写真－２　事務所計画一次案

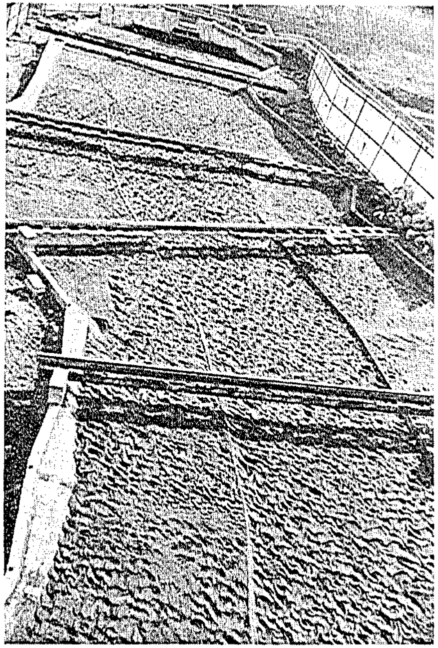


写真－2. 1
通　水　後



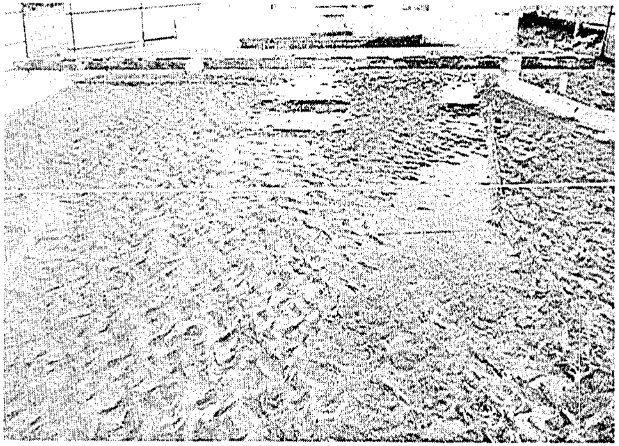
写真－2. 2
通　水　後





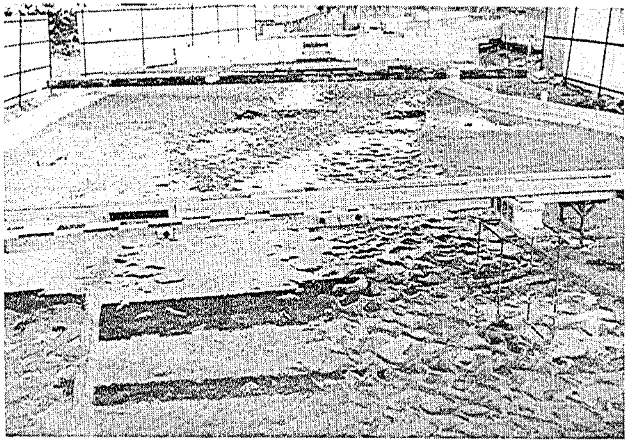
写真—2.3

通 水 後



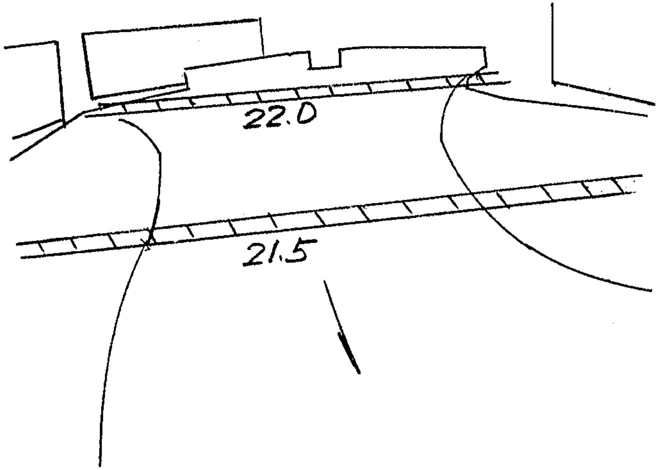
写真—2.4

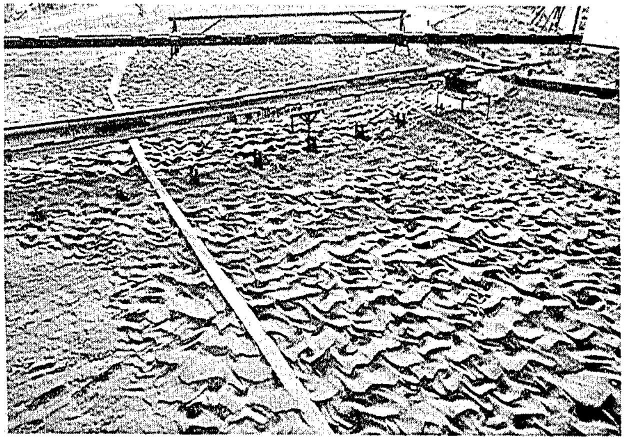
通 水 後



写真－2.5

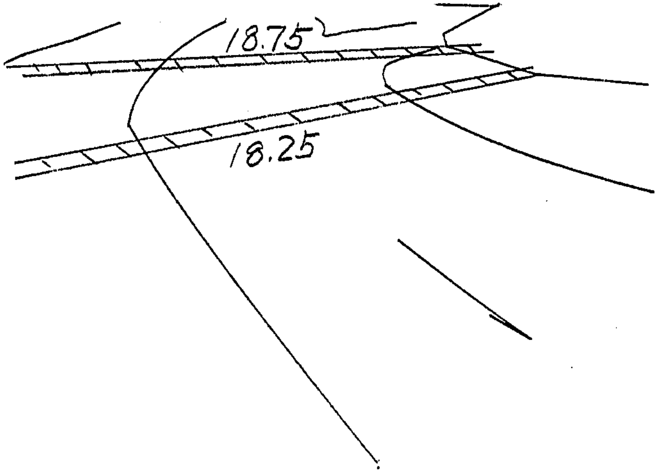
通　水　後

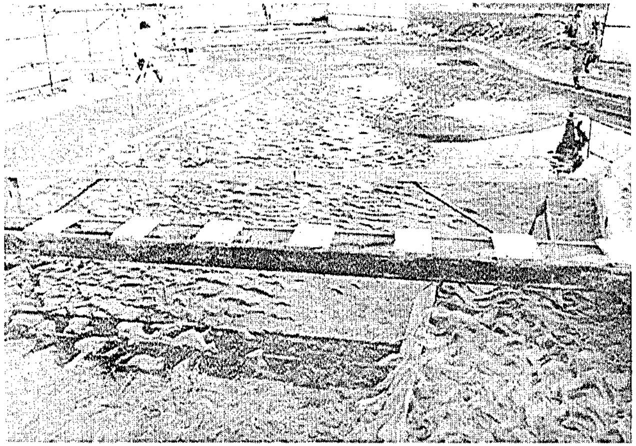




写真－2.6

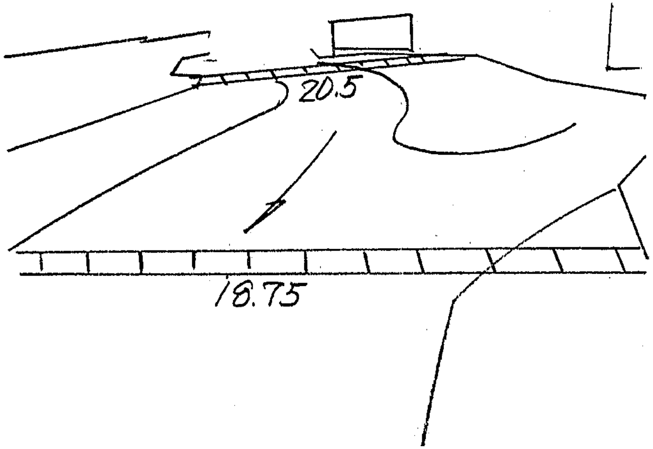
通　水　後

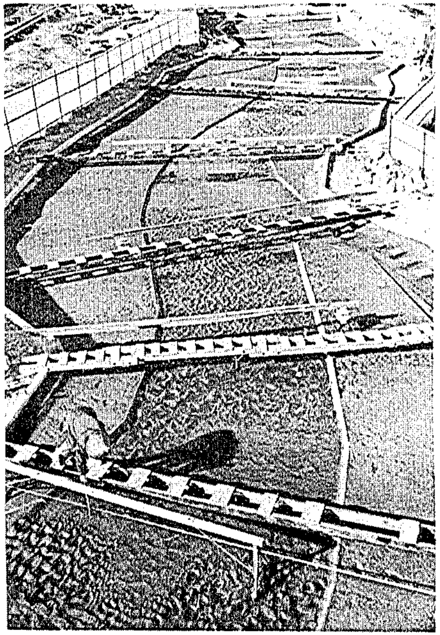




写真一2.7

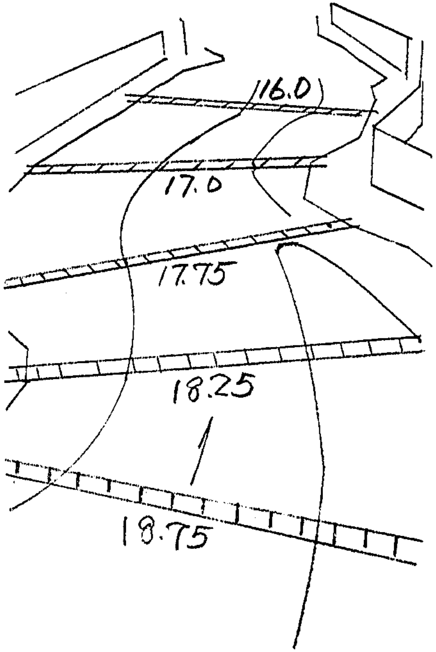
通 水 後





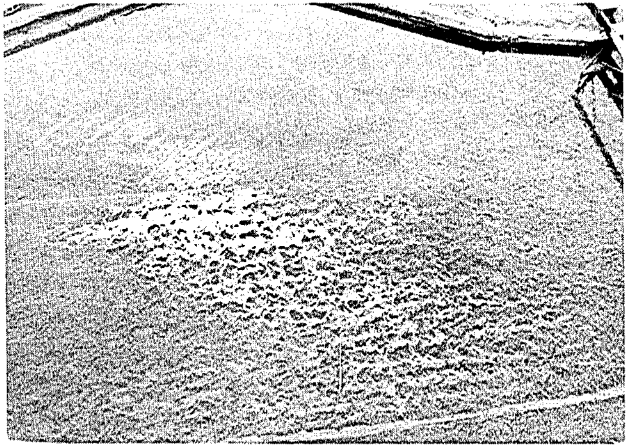
写真一2.8

通 水 後


16.0
17.0
17.75
18.25
18.75

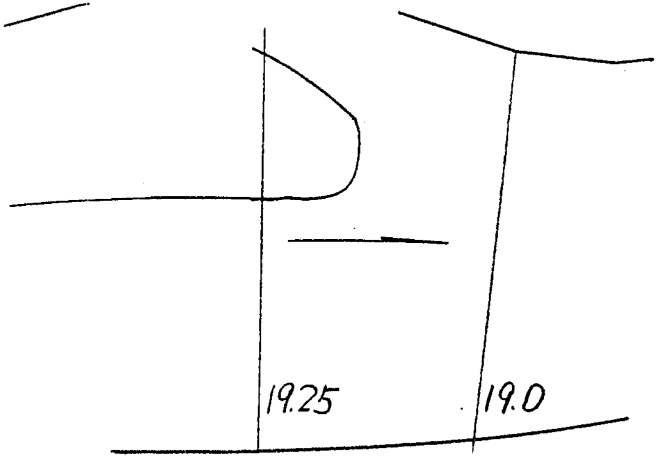
写真－2.9

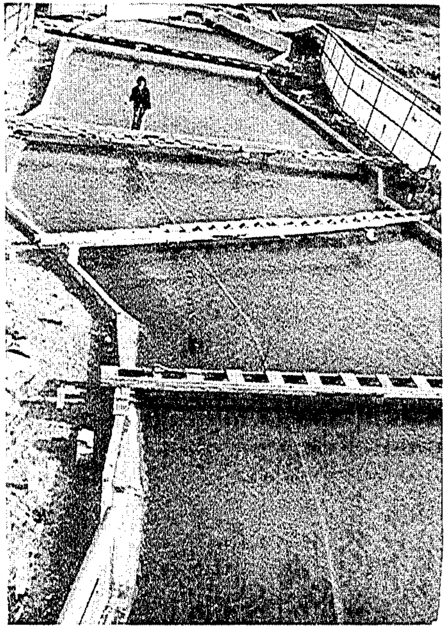
通　水　後



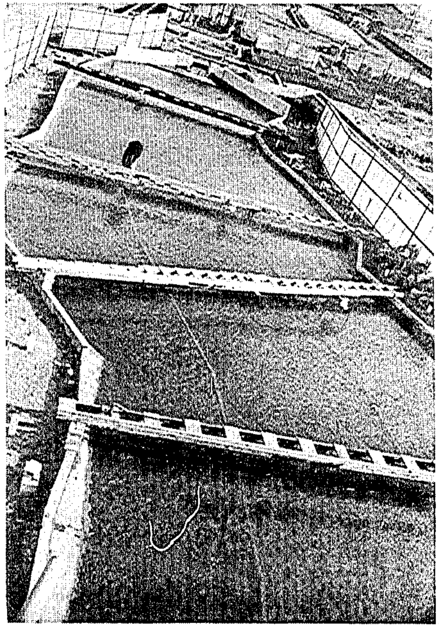
写真－2.10

通　水　中

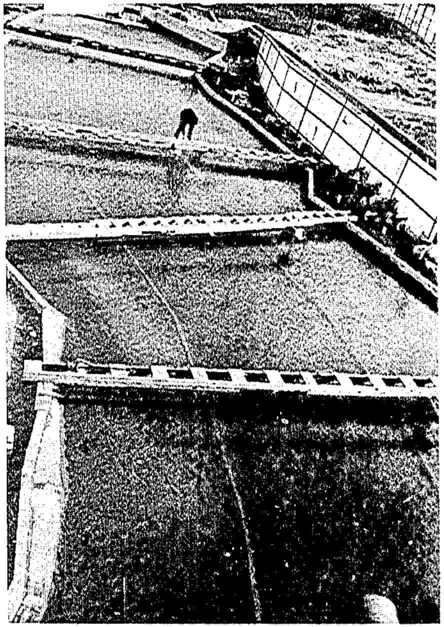




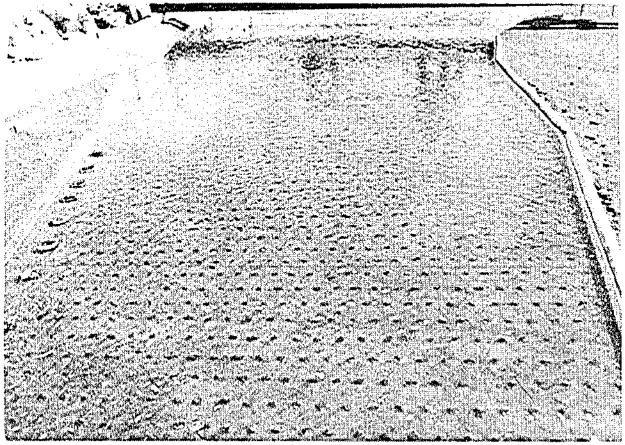
写真－2.11
通　水　中



写真－2.12
通　水　中

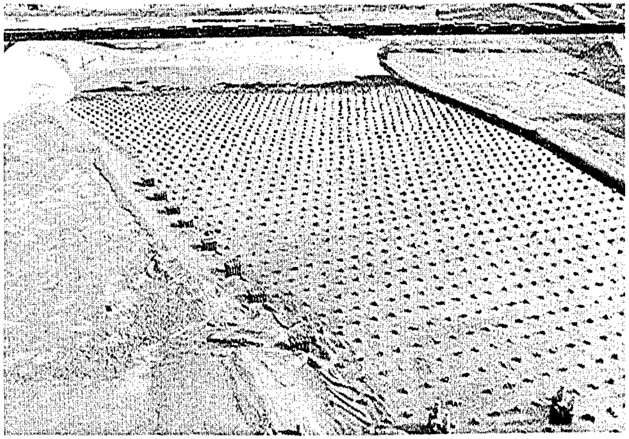


写真－2.13
通　水　中



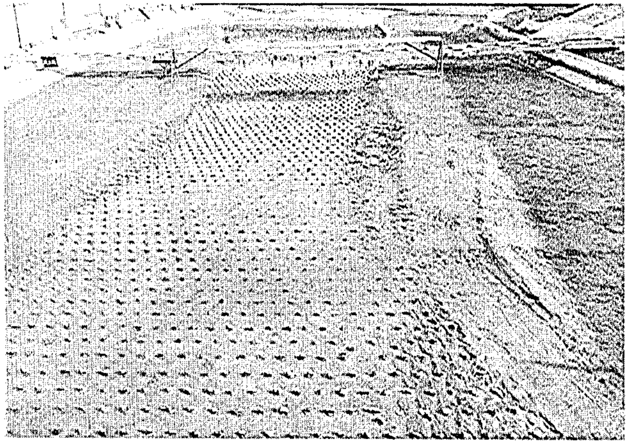
写真－2.14

下流付近モルタル固結



写真－2.15

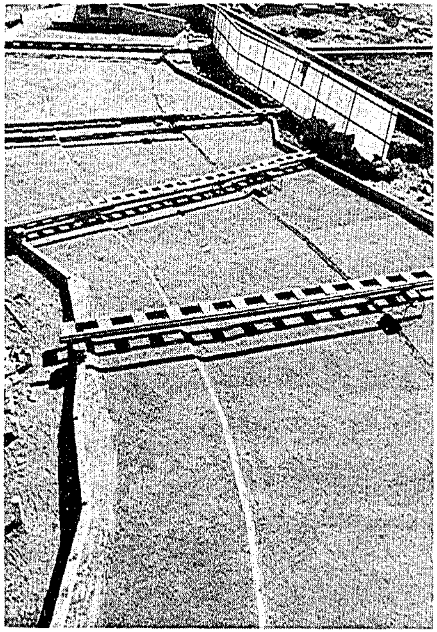
下流付近モルタル固結



写真－2.16

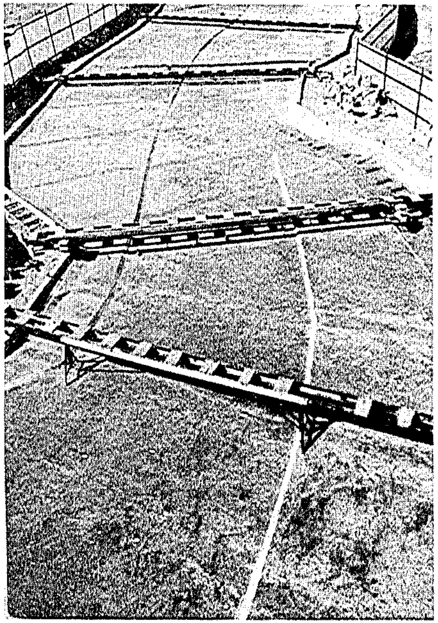
下流付近モルタル固結

写真－3　直線法線案



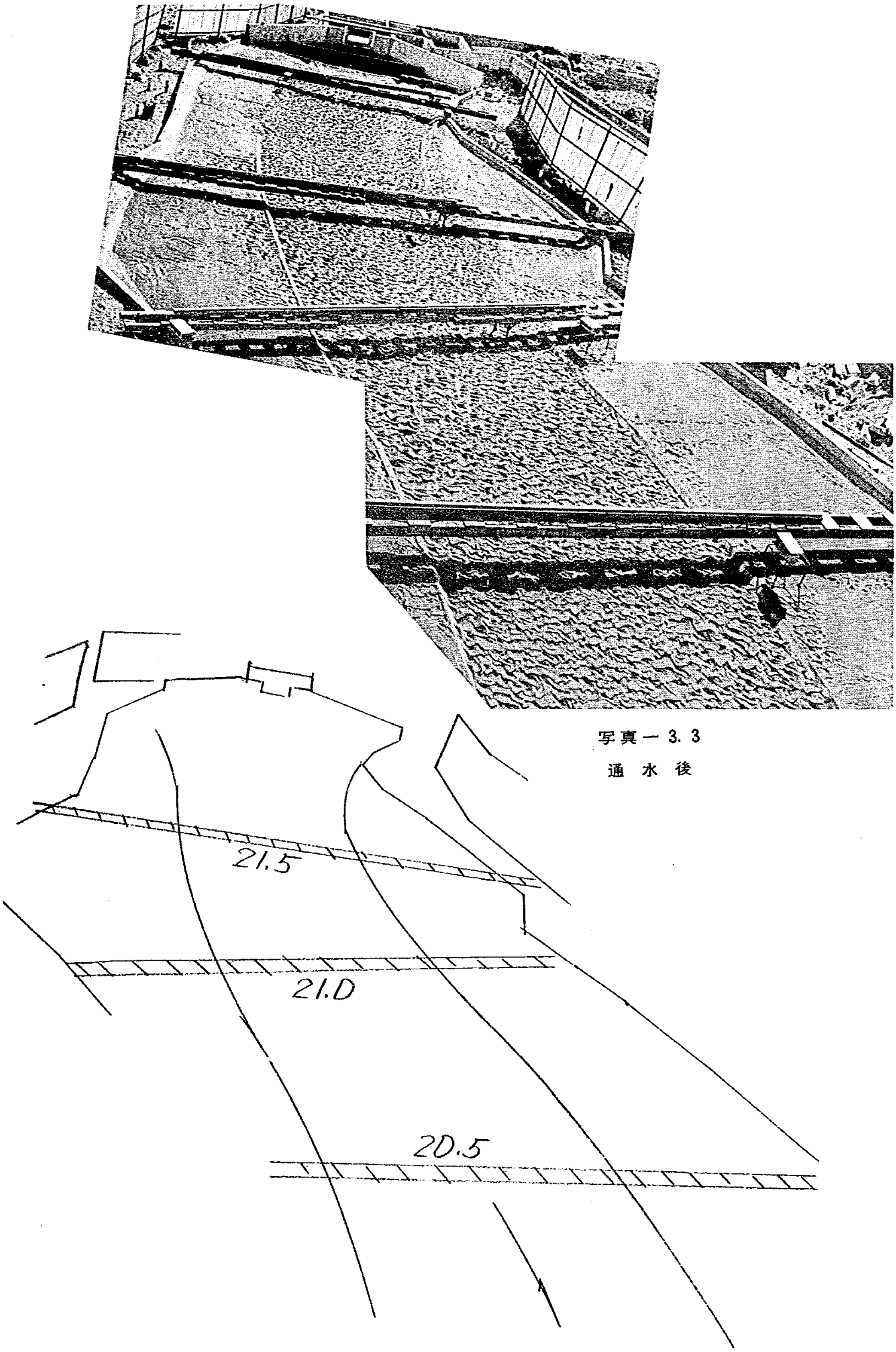
写真－3. 1

通水前

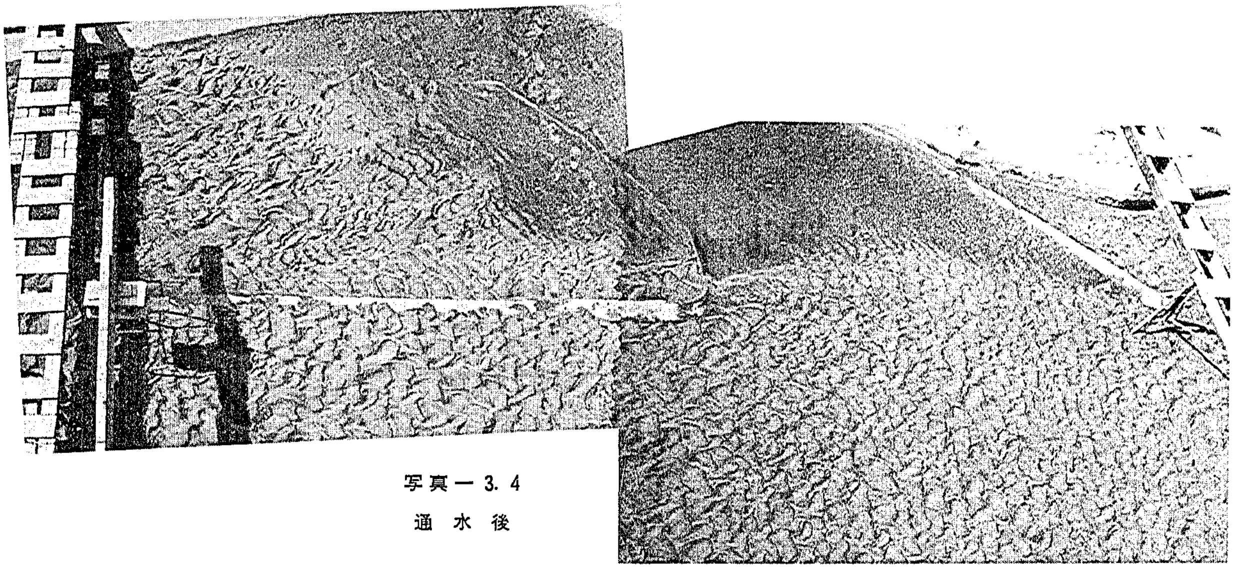


写真－3. 2

通水前

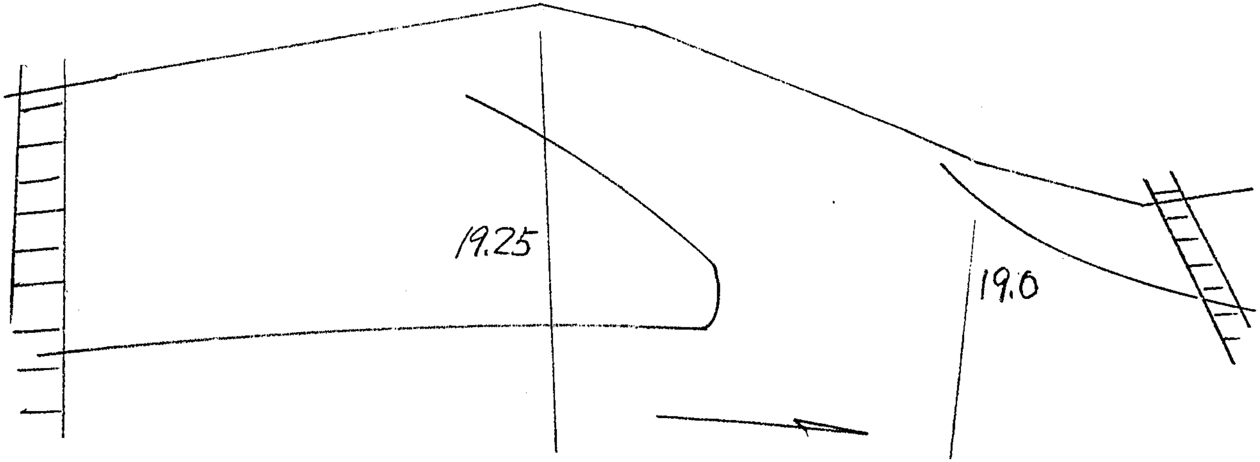


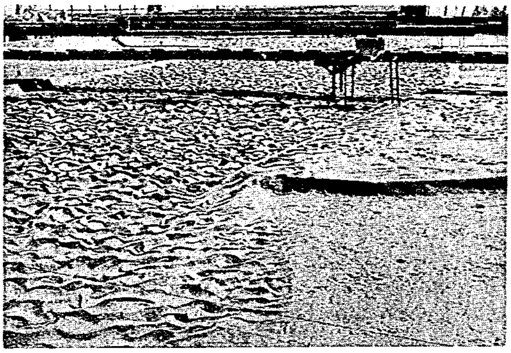
写真ー3.3
通水後

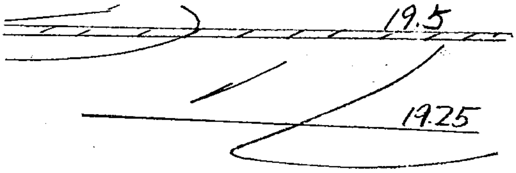


写真－3.4

通 水 後

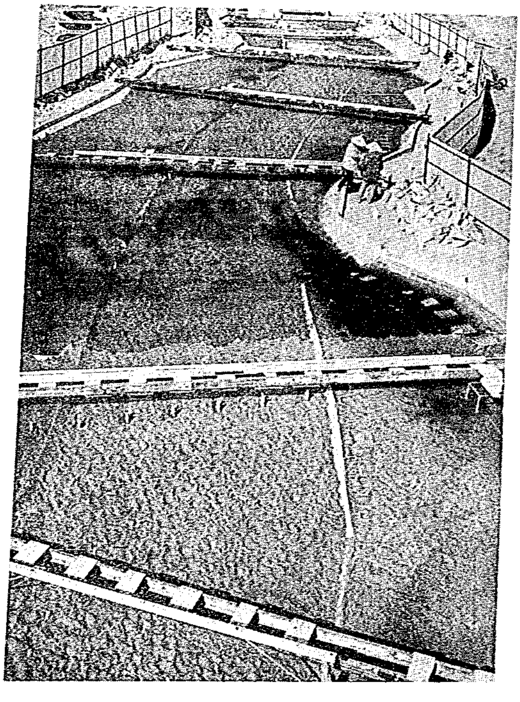


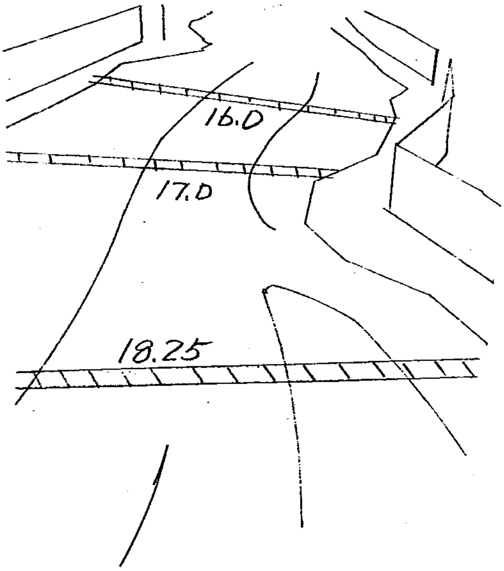




写真－3. 5

通 水 後

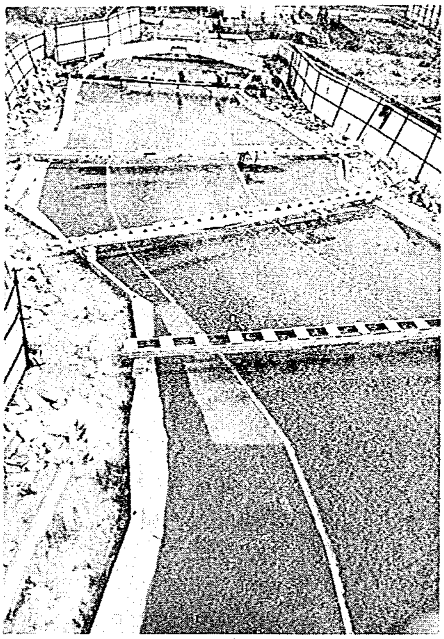



16.0
17.0
18.25

写真－3. 6

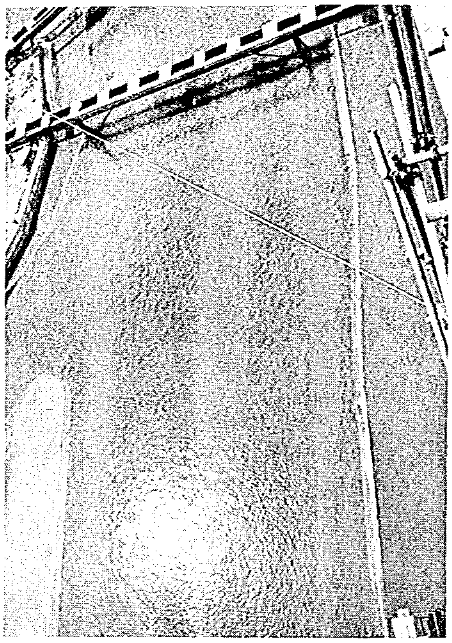
通 水 後

写真－4　事務所計画二次案



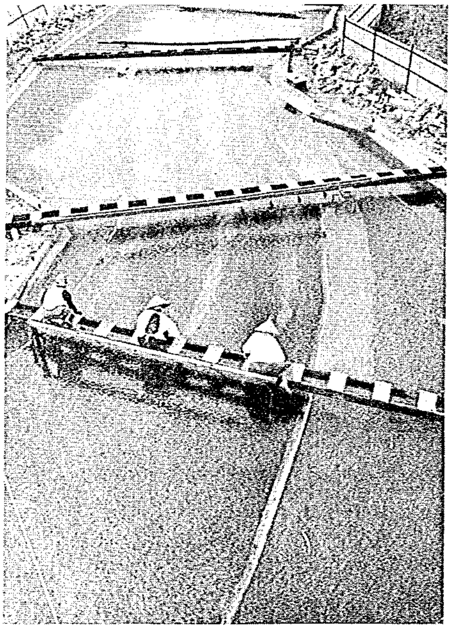
写真－4. 1

4000m^3/sec　4hr　通水中



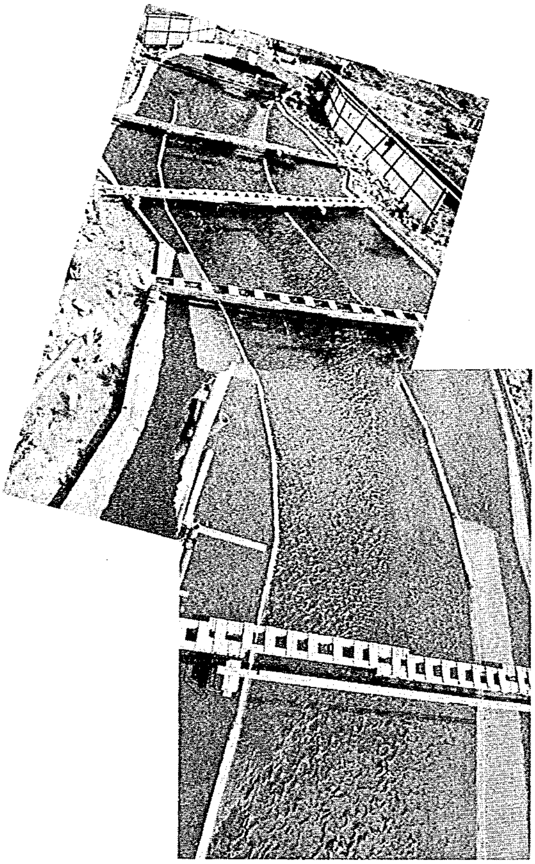
写真－4. 2

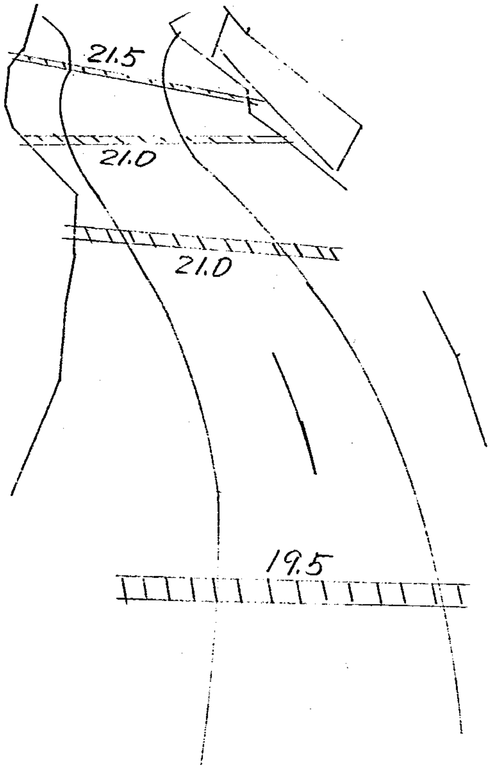
4000m^3/sec　4hr　通水中



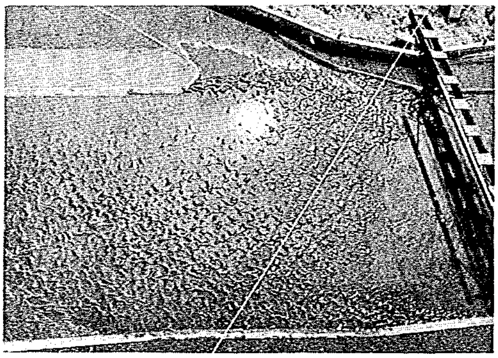
写真－4. 3

4000m^3/sec　4hr　通水中

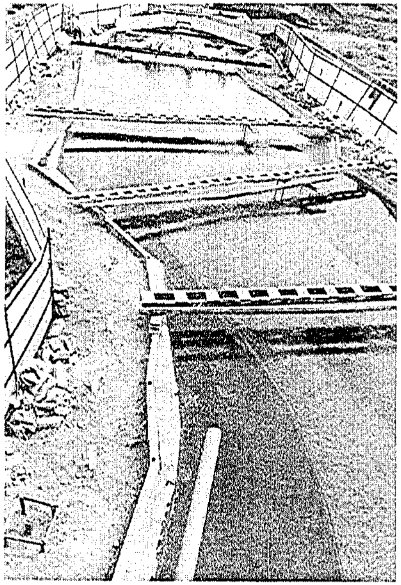



21.5
21.0
21.0
19.5

写真ー 4. 4
4000㎥/sec　5hr 通水後

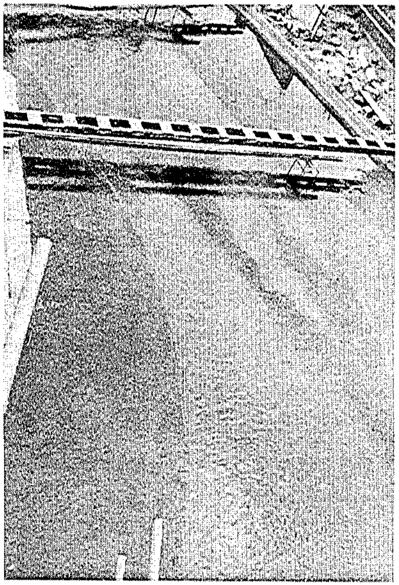


写真ー 4. 5
4000㎥/sec　5hr 通水後



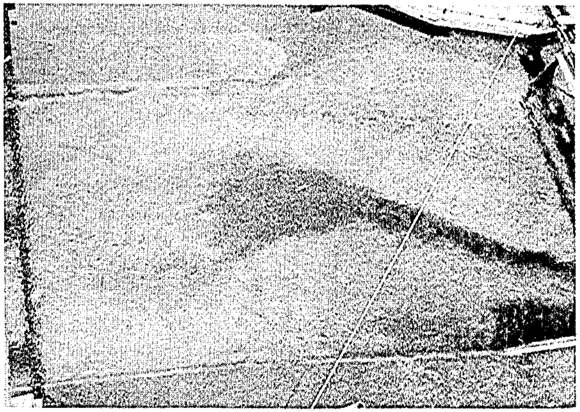
写真一 4. 6

4000㎥/sec　84hr　通水中



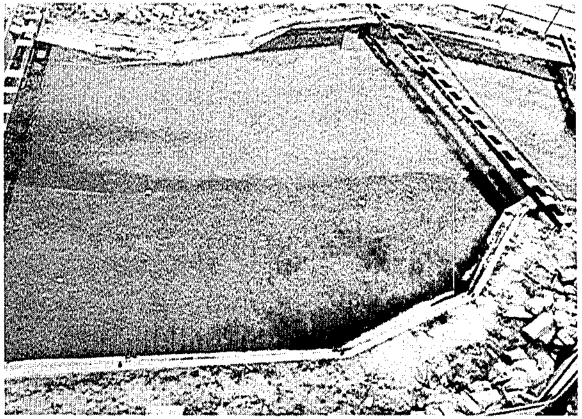
写真一 4. 7

4000㎥/sec　84hr　通水中



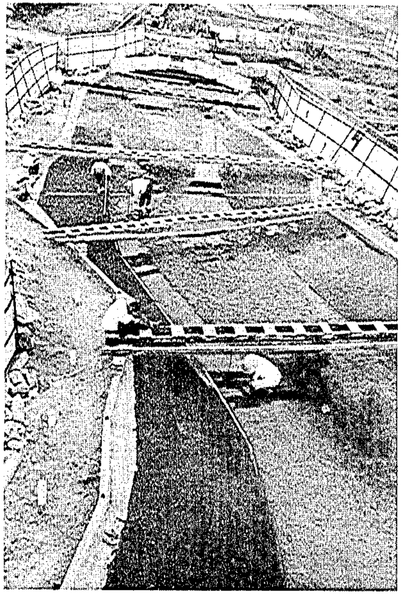
写真一 4. 8

4000㎥/sec　84hr　通水中



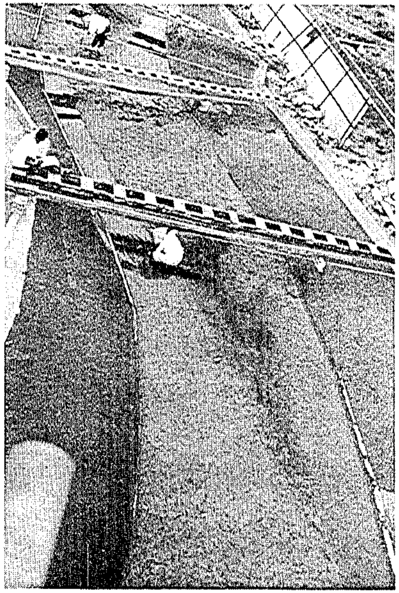
写真一 4. 9

4000㎥/sec　84hr　通水中



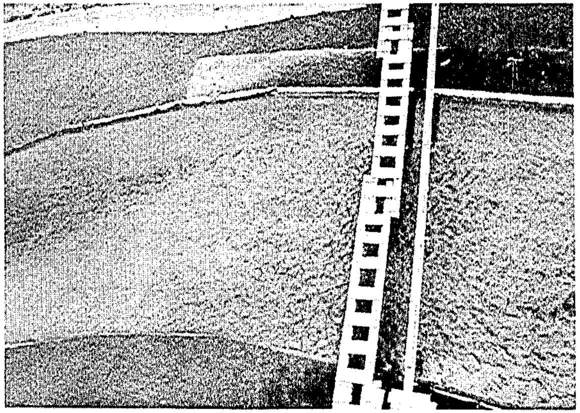
写真－4.10

4000m^3/sec　85hr　通水後



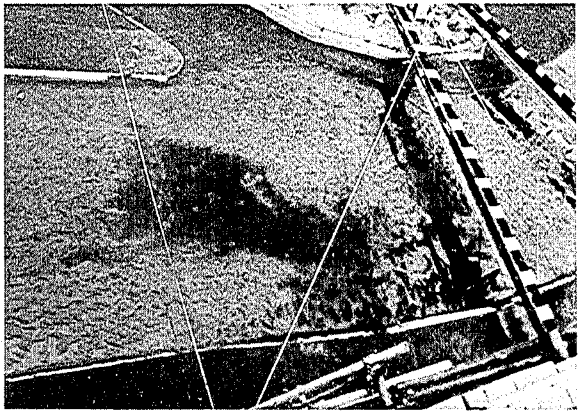
写真－4.11

4000m^3/sec　85hr　通水後



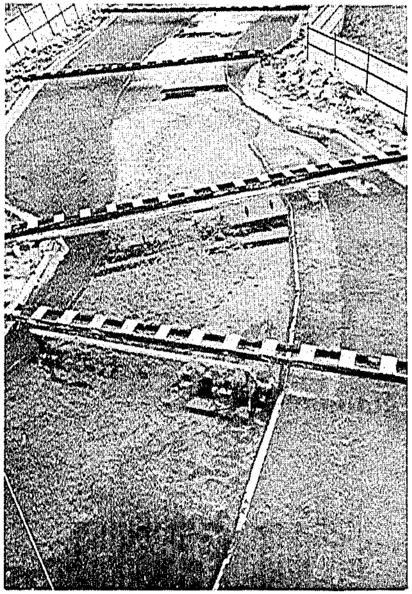
写真－4.12

4000m^3/sec　85hr　通水後



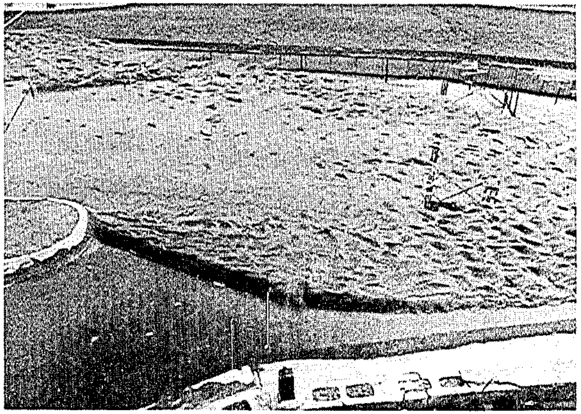
写真－4.13

4000m^3/sec　85hr　通水後



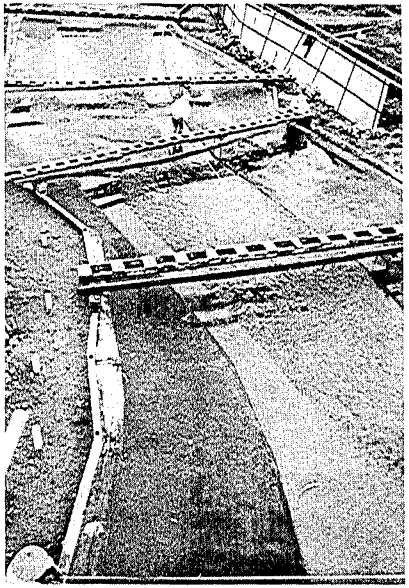
写真－4.14

4000m^3/sec　85hr　通水後



写真－4.15

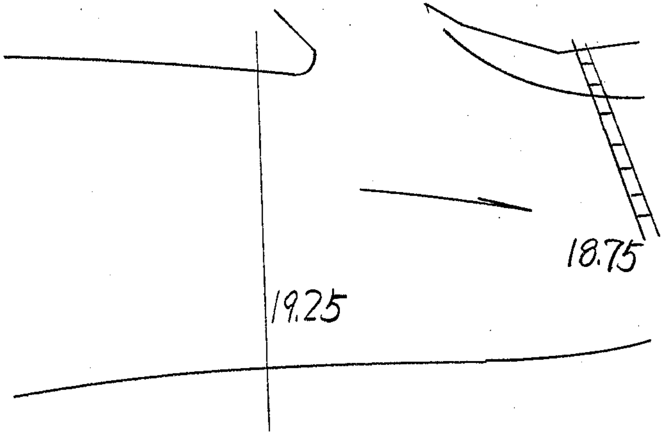
4000m^3/sec　85hr　通水後

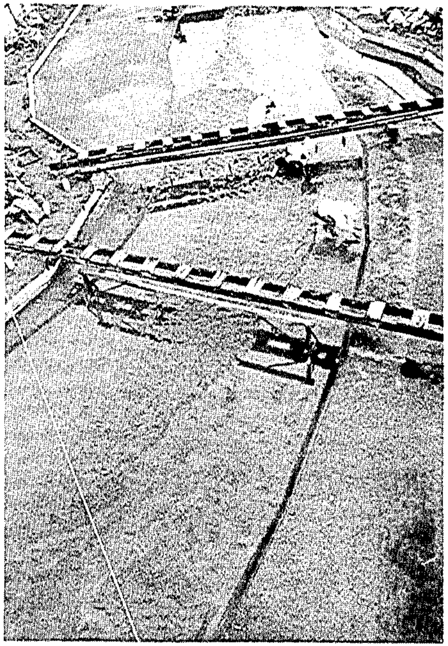


写真－4.16

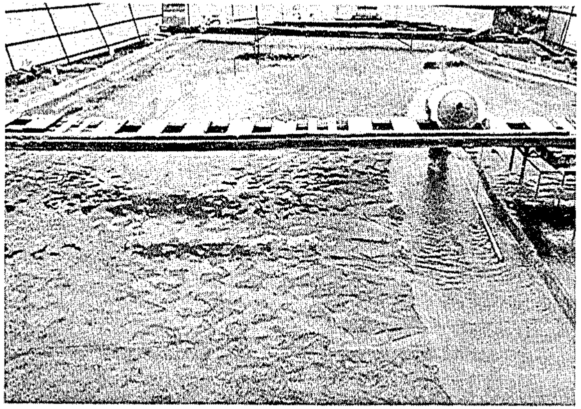
4000m^3/sec　185hr　通水後

写真－4.17
4000㎥/sec 185hr 通水後



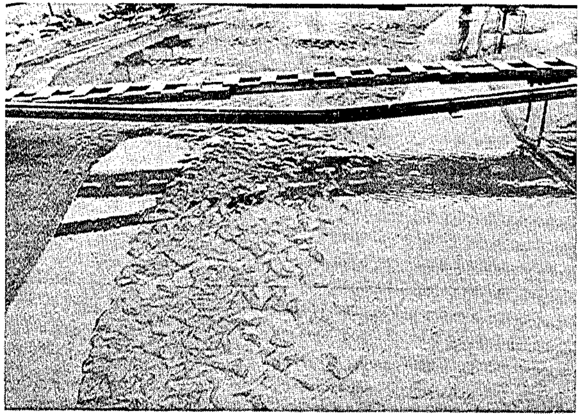


写真－4.18
4000㎥/sec 185hr 通水後



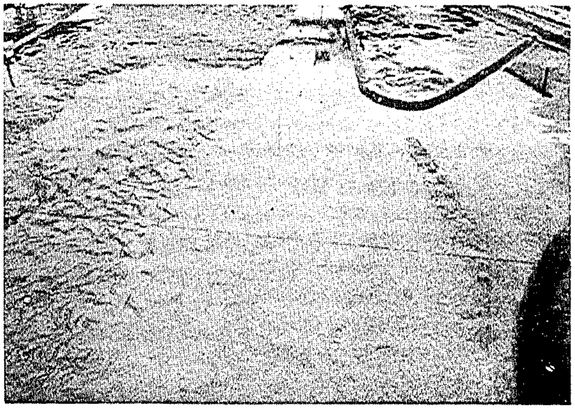
写真－4.19

4000m^3/sec 185hr 通水後



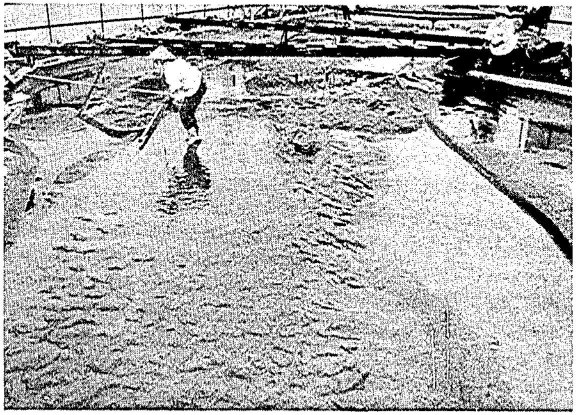
写真－4.20

4000m^3/sec 185hr 通水後



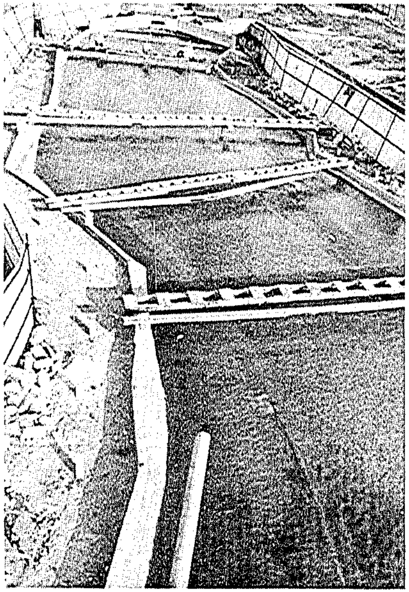
写真－4.21

4000m^3/sec 185hr 通水後



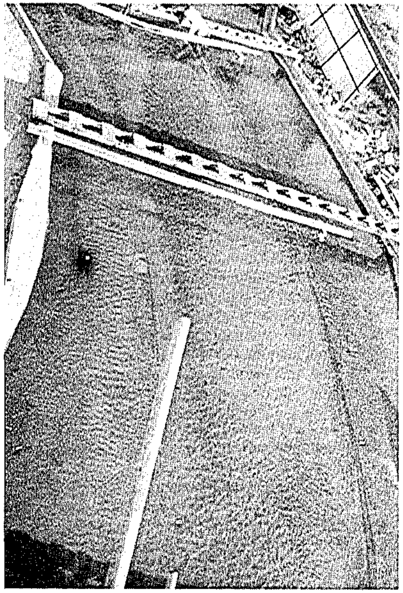
写真－4.22

4000m^3/sec 185hr 通水後



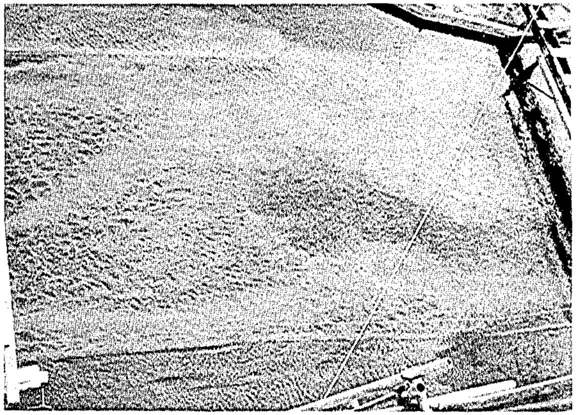
写真－4.23

6000 m^3/sec　9hr　通水中



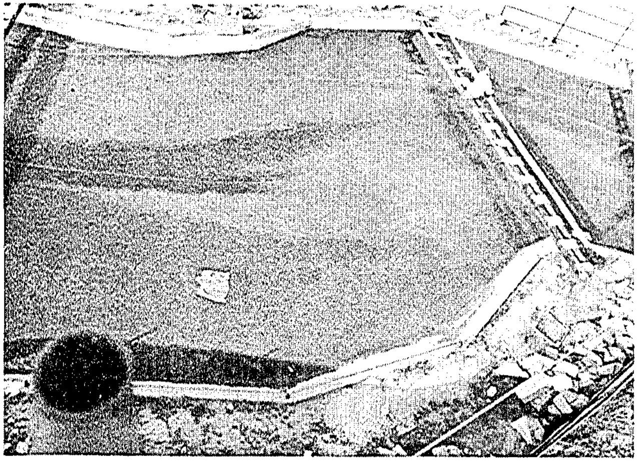
写真－4.24

6000 m^3/sec　9hr　通水中



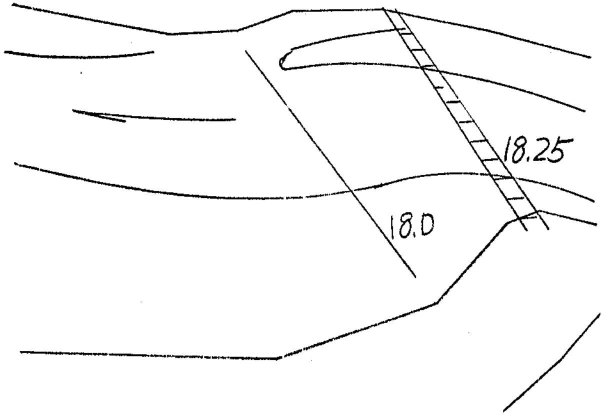
写真－4.25

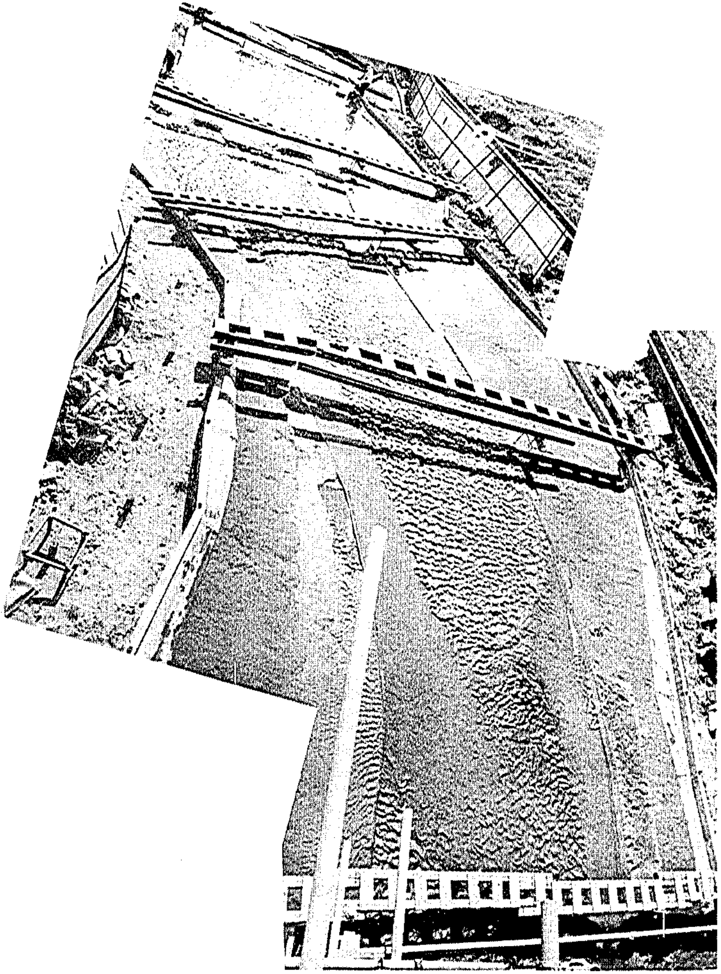
6000 m^3/sec　9hr　通水中



写真－4.26

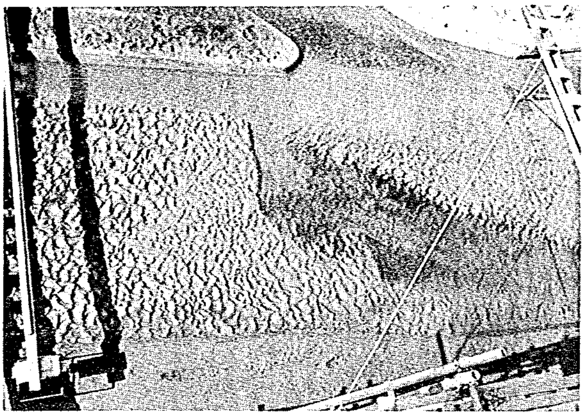
6000m³/sec　9hr　通水中



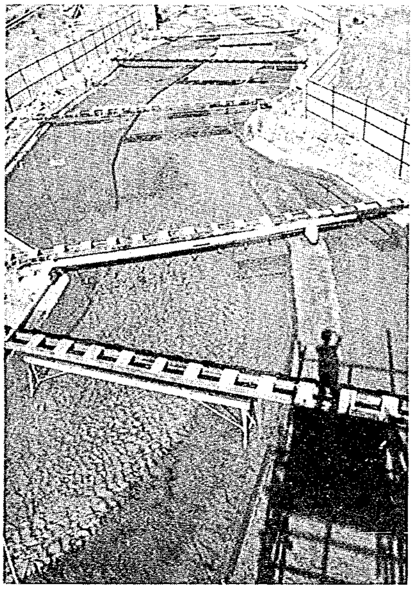


写真－4.27

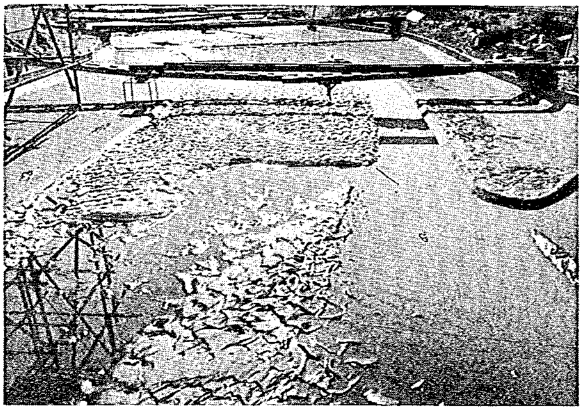
6000m³/sec　10hr　通水後



写真－4.2 8
6000㎥/sec　10hr　通水後



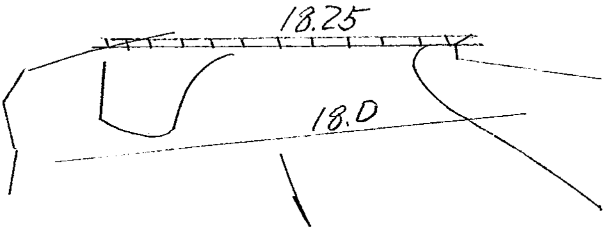
写真－4.2 9
6000㎥/sec　10hr　通水後

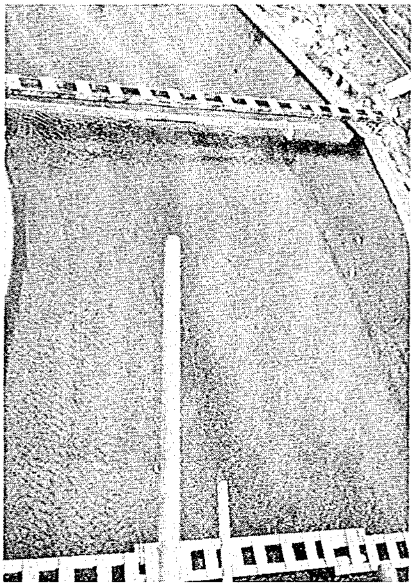


写真－4.3 0
6000㎥/sec　10hr　通水後

写真－4.3 1

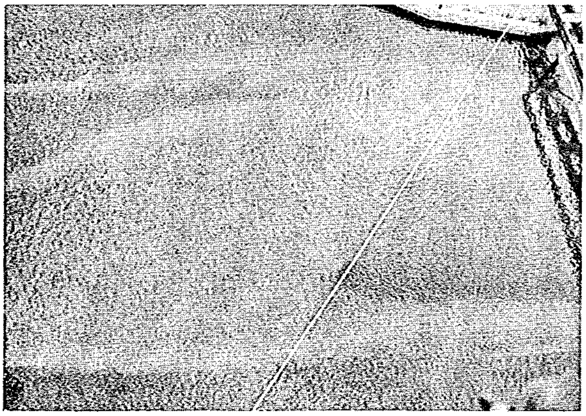
6000m³/sec　10hr　通水後





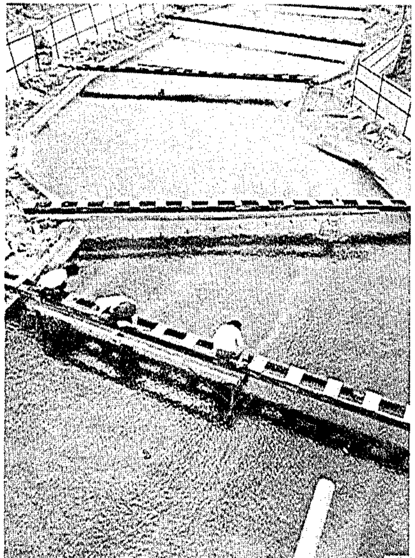
写真－4.3 2

9000m³/sec　9hr　通水中



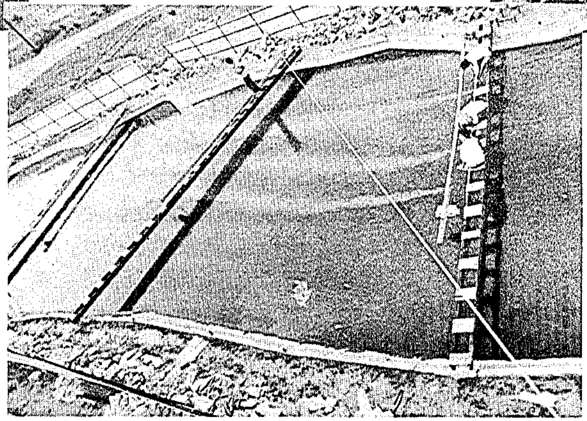
写真－4.3 3

9000m³/sec　9hr　通水中



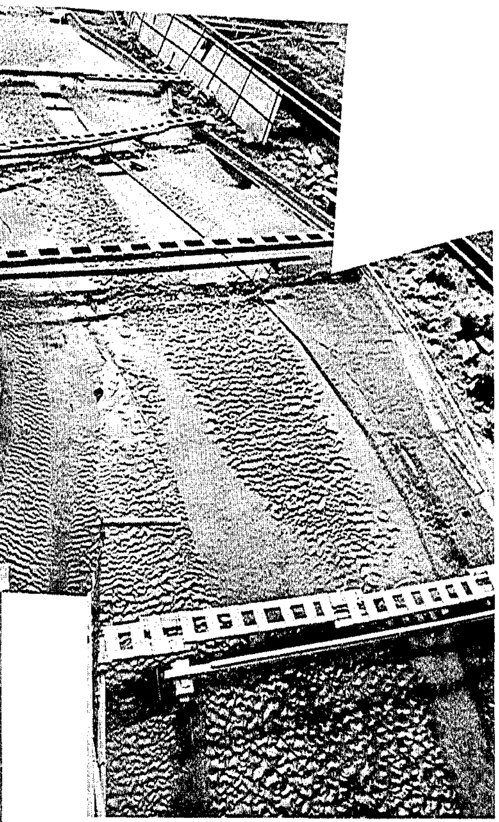
写真一 4.34

9000 m^3/sec　9hr　通水中



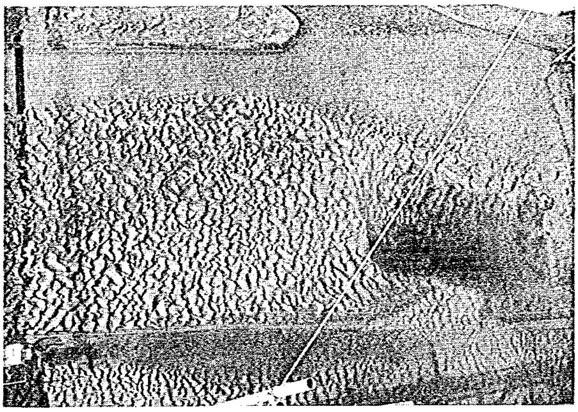
写真一 4.35

9000 m^3/sec　9hr　通水中



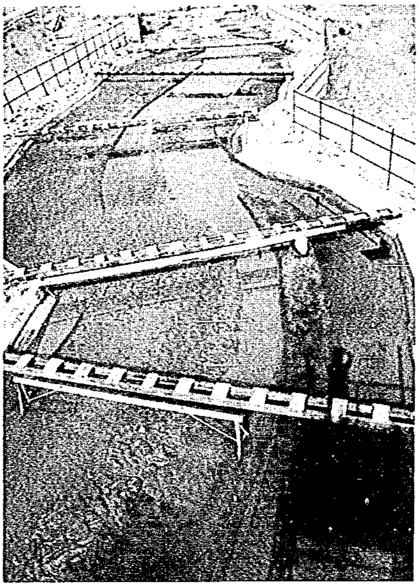
写真一 4.36

9000 m^3/sec　10hr　通水後



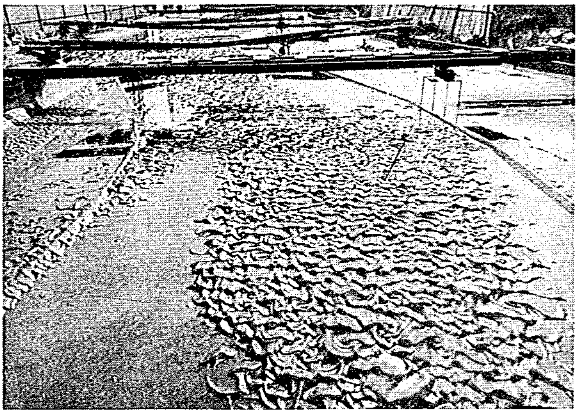
写真－4.37

9000㎥/sec　10hr　通水後



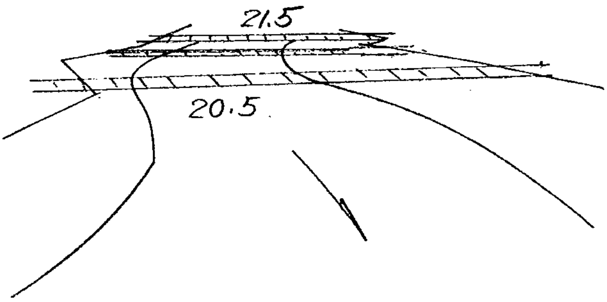
写真－4.38

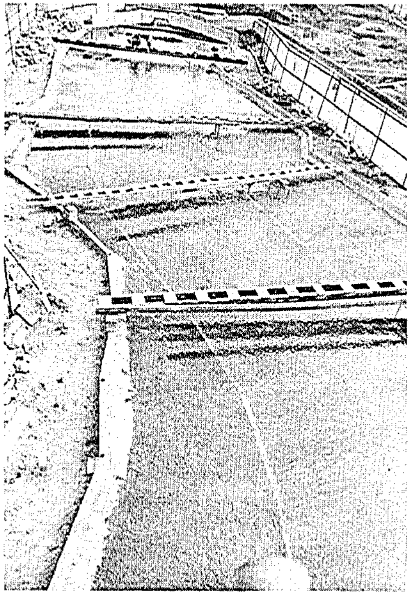
9000㎥/sec　10hr　通水後



写真－4.39

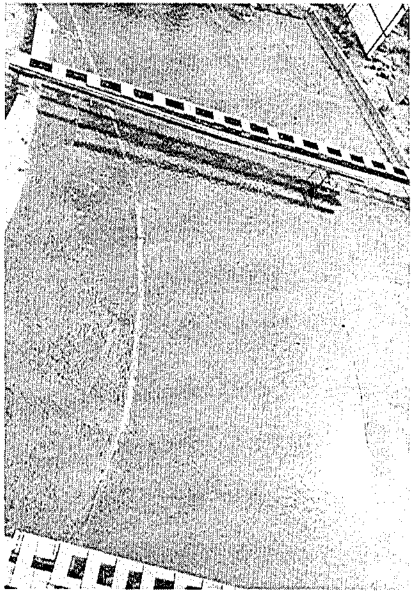
9000㎥/sec　10hr　通水後





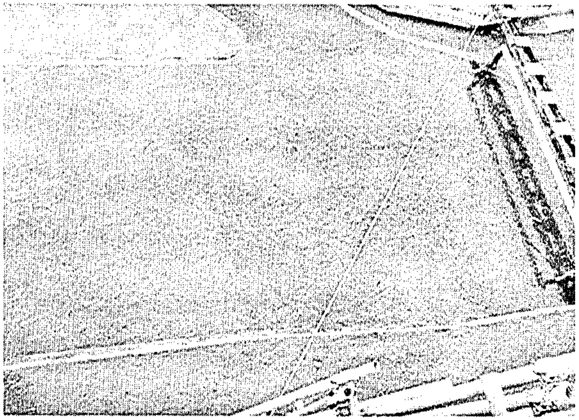
写真－4.40

4000 m^3/sec　4hr　通水中



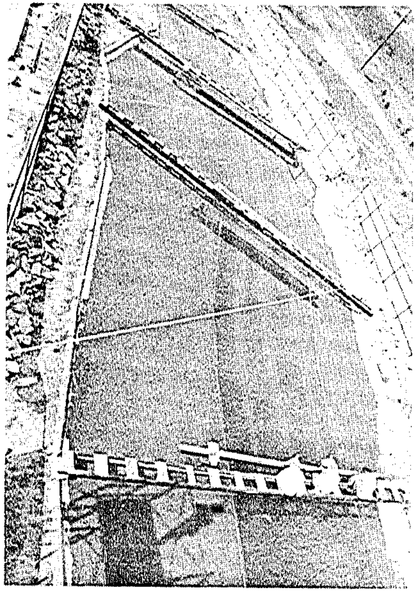
写真－4.41

4000 m^3/sec　4hr　通水中



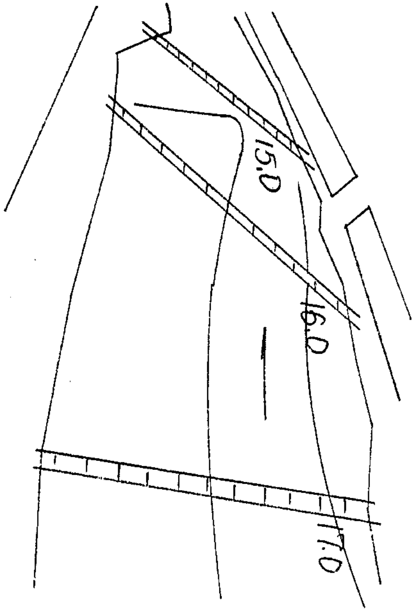
写真－4.42

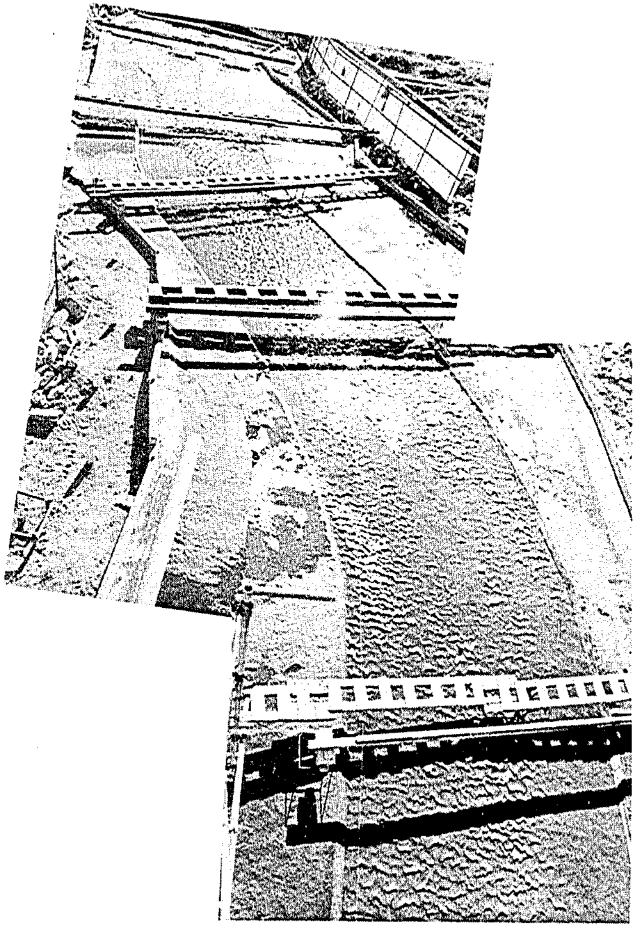
4000 m^3/sec　4hr　通水中



写真－4.4 3

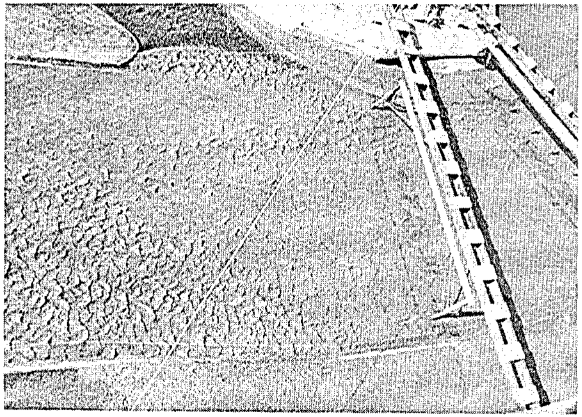
4000㎥/sec　4hr　通水中





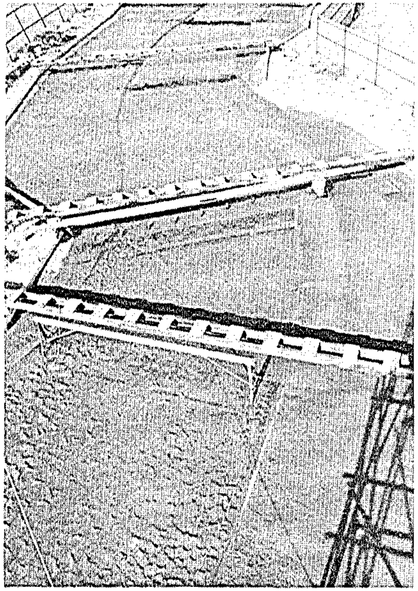
写真－4.4 4

4000㎥/sec　25hr　通水後



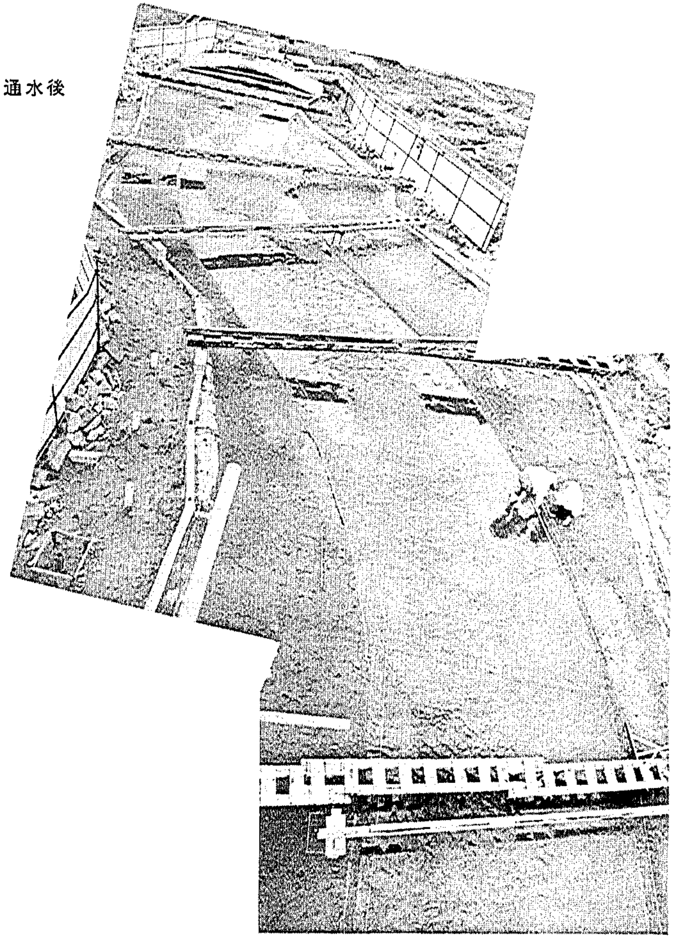
写真－4.45

4000 m^3/sec 25hr 通水後



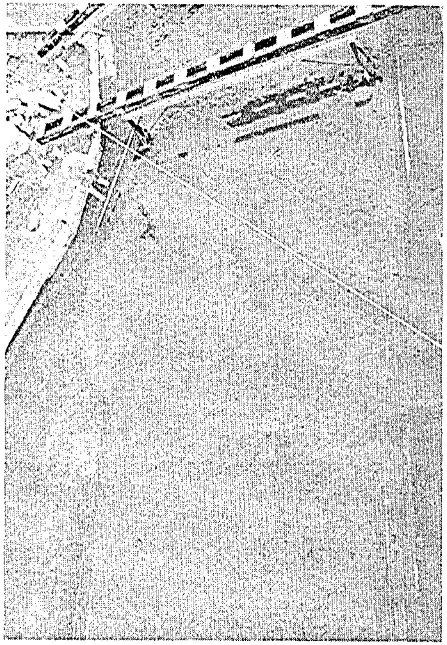
写真－4.46

4000 m^3/sec 25hr 通水後



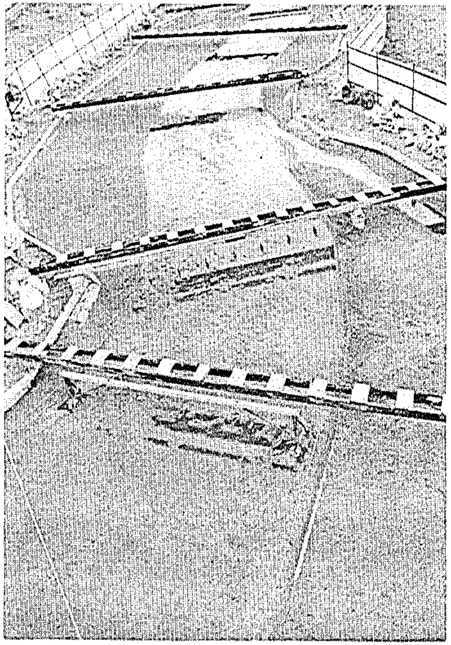
写真－4.47

4000 m^3/sec 85hr 通水後



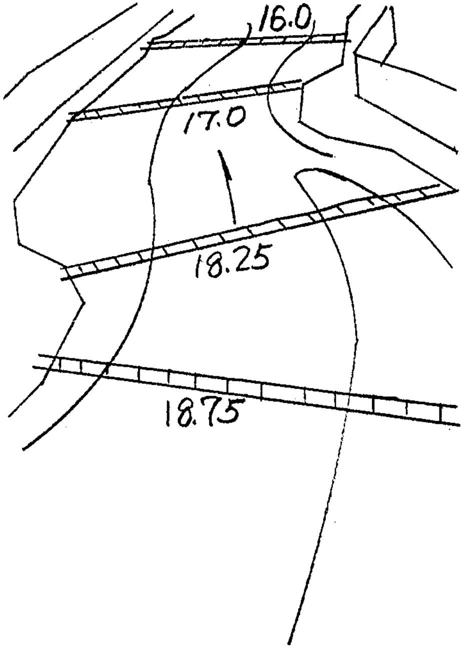
写真－4.48

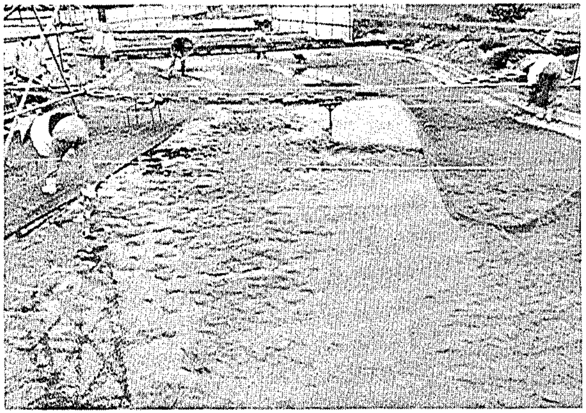
4000㎥/sec　85hr　通水後



写真－4.49

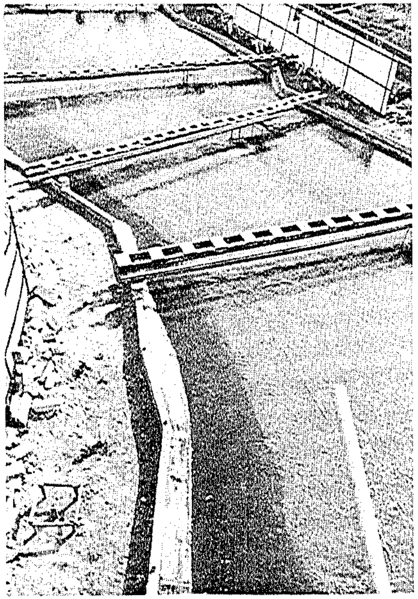
4000㎥/sec　85hr　通水後


16.0
17.0
18.25
18.75



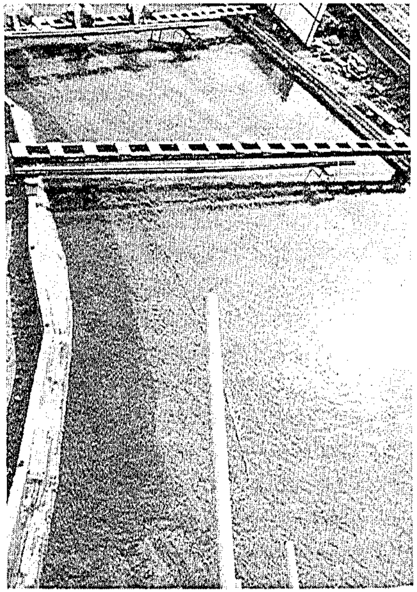
写真－4.50

4000m^3/sec　85hr　通水後



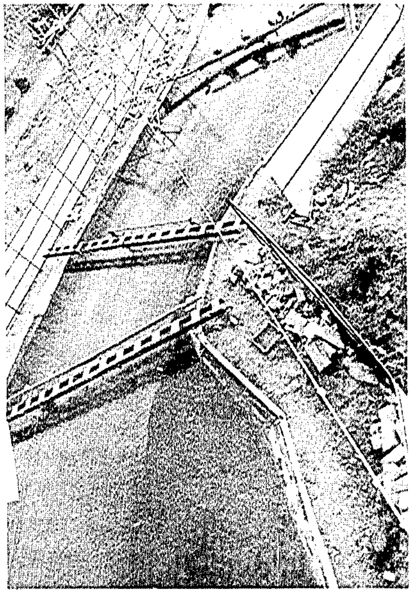
写真－4.51

6000m^3/sec　9hr　通水中



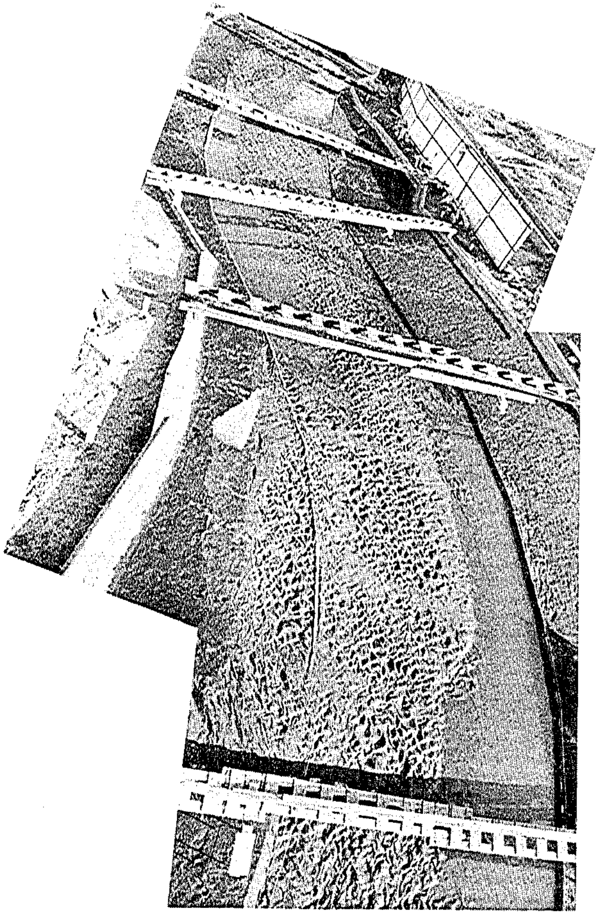
写真－4.52

6000m^3/sec　9hr　通水中



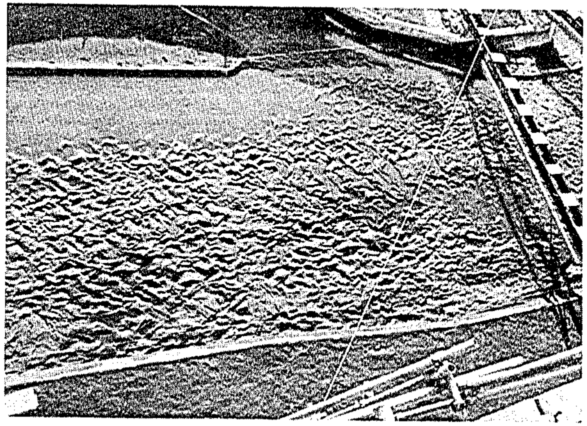
写真－4.53

6000m^3/sec　9hr　通水中



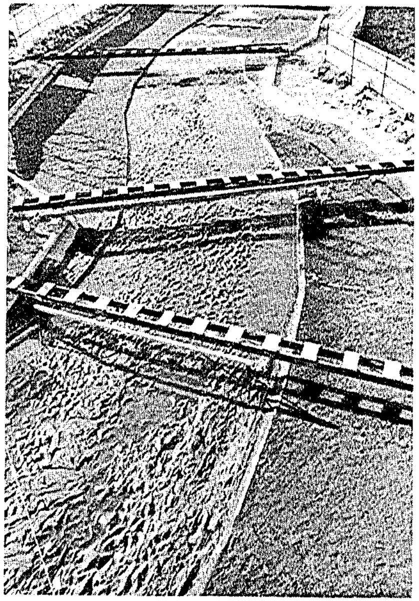
写真－4.54

6000 m^3/sec　10hr　通水後



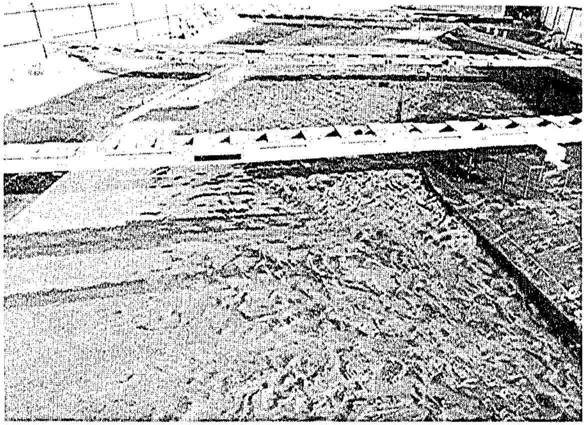
写真－4.55

6000 m^3/sec　10hr　通水後



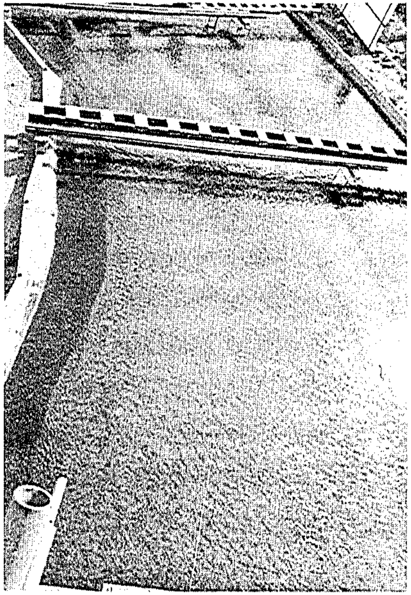
写真－4.56

6000 m^3/sec　10hr　通水後



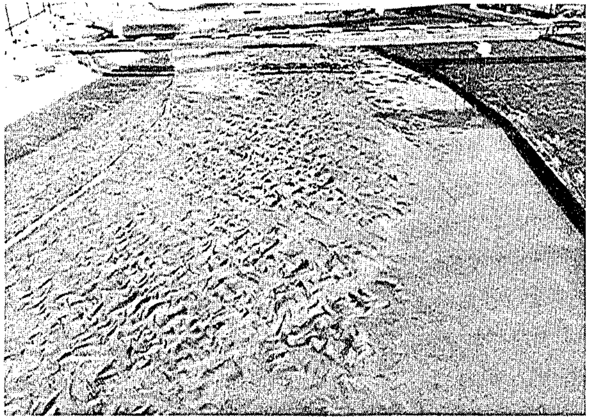
写真－4.57

6000m³/sec　10hr　通水後



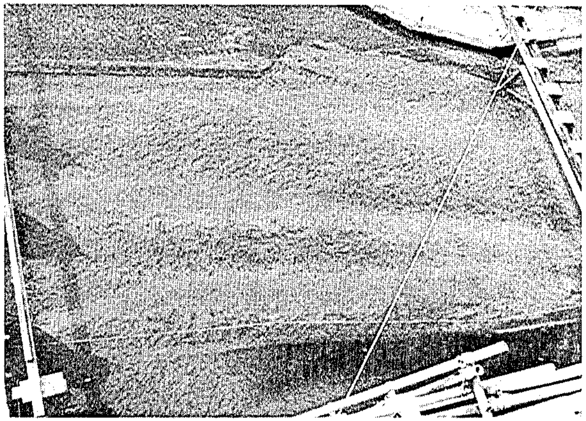
写真－4.59

9000m³/sec　9hr　通水中



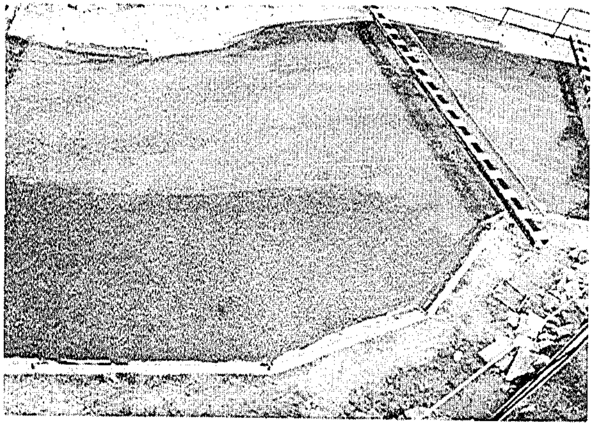
写真－4.58

6000m³/sec　10hr　通水後



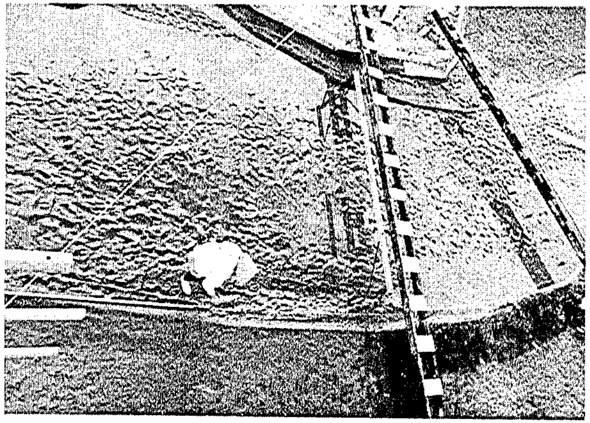
写真－4.60

9000m³/sec　9hr　通水中



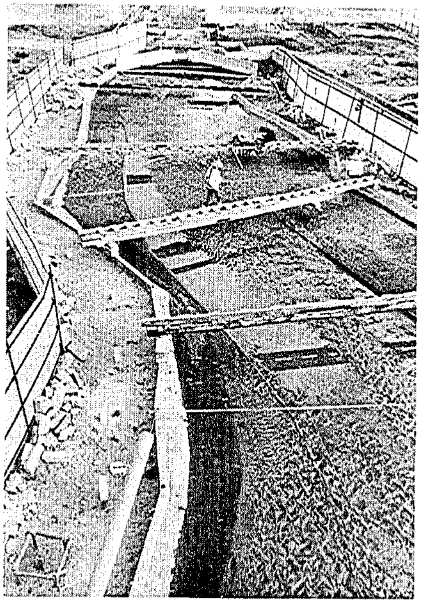
写真ー4.61

9000 m^3/sec　9hr　通水中



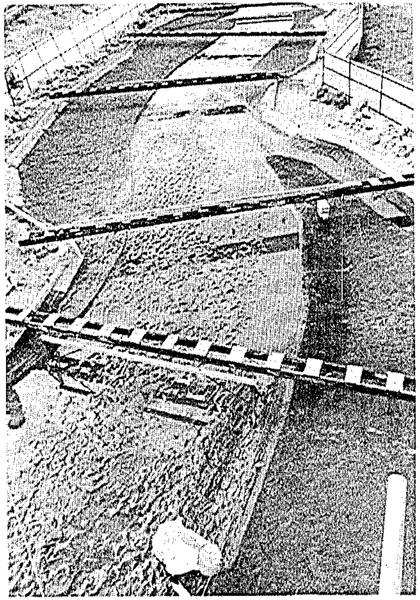
写真ー4.63

9000 m^3/sec　10hr　通水後



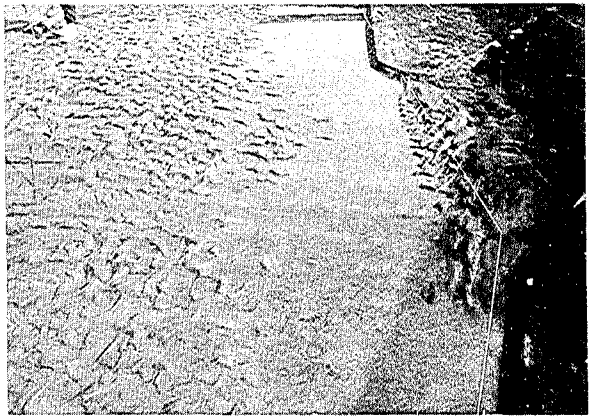
写真ー4.62

9000 m^3/sec　10hr　通水後



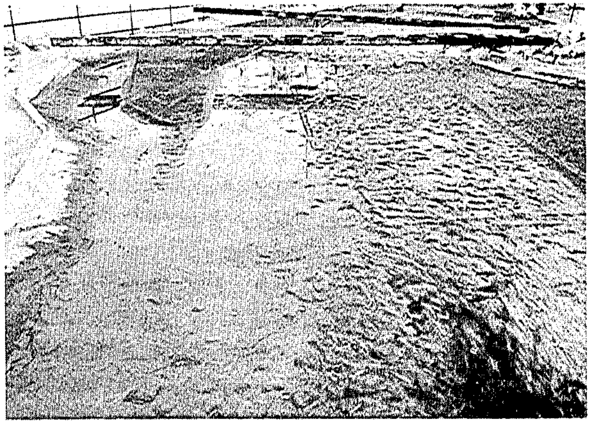
写真—4.6 4

9000m³/sec　10hr　通水後



写真—4.6 5

9000m³/sec　10hr　通水後



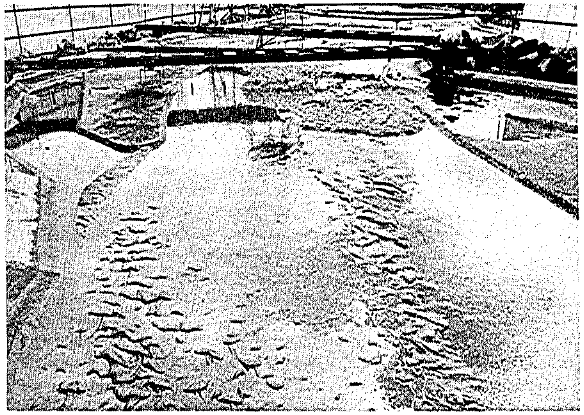
写真—4.6 6

9000m³/sec　10hr　通水後

写真－5　支川合流口付近の堆積とその対策

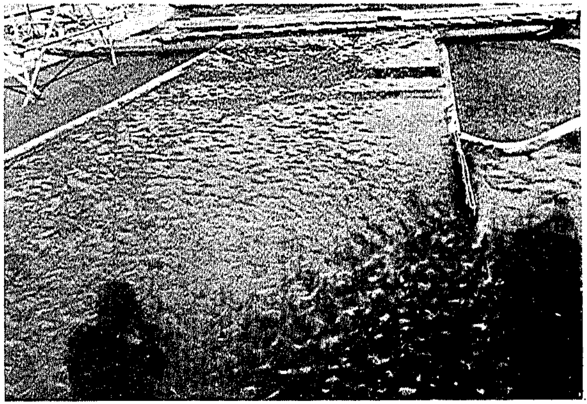
写真－5. 1

渋海川出口の堆積



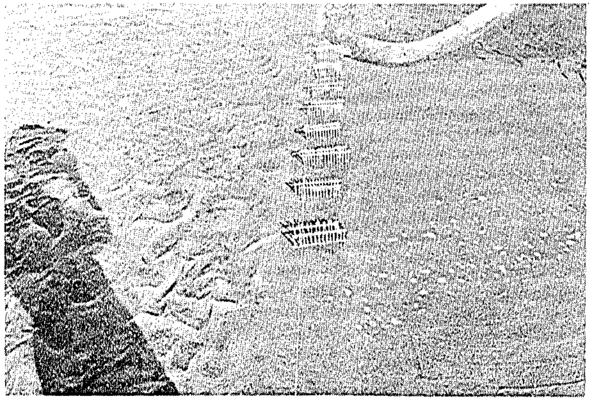
写真－5. 2

太田川出口の堆積



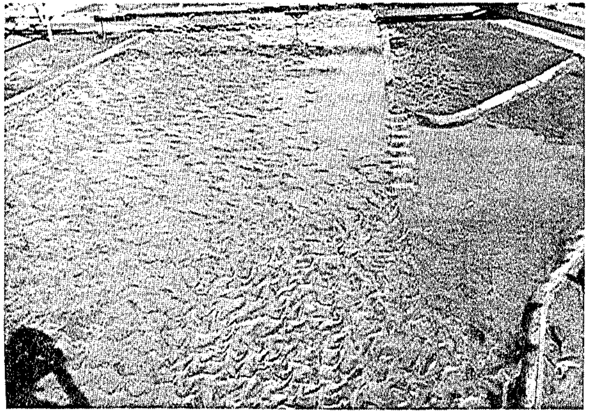
写真－5. 3

出口処理 1 ・通水後



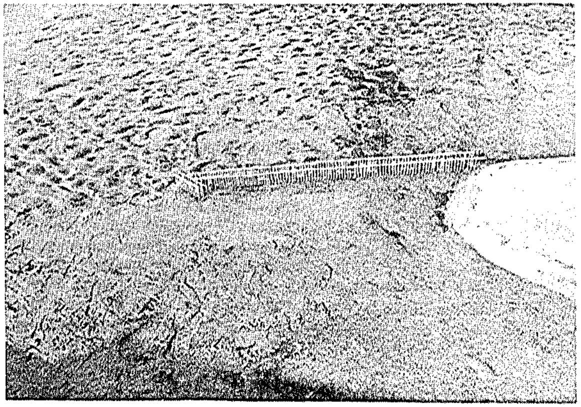
写真－5. 4

出口処理 2 ・ 通水前



写真－5. 5

出口処理 2 ・ 通水後

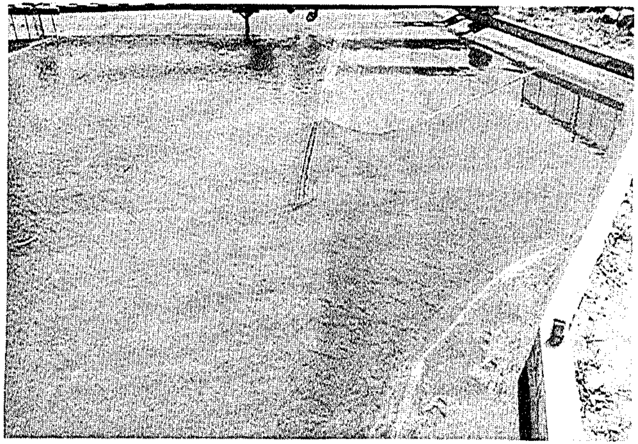


写真－5. 6

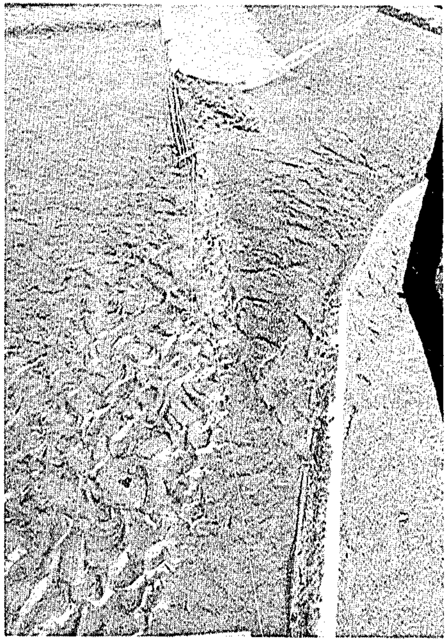
出口処理 3 ・ 通水前

写真－5. 7

出口処理 3 ・ 通水前



写真—5.8
出口処理3・通水中



写真—5.9
出口処理3・通水後