建設省土木研究所
47.3.8
図書室

土木研究所資料
第705号

大淀川河口模型実験報告書

昭和47年1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 第七〇五号 大淀川河口模型実験報告書 昭和四十七年一月 建設省土木研究所

目　　次

序　章 …… 1

第1章　実験目的 …… 2

第2章　模型実験の相似律 …… 4

2－1　フルードの相似則 …… 4

2－2　流砂量および時間縮尺 …… 5

2－3　大淀川河口模型の縮尺 …… 8

第3章　実験経過 …… 10

3－1　昭和45年度 …… 10

3－2　昭和46年度 …… 10

第4章　実験結果およびその考察 …… 17

4－1　検証実験 …… 17

4－2　導流堤・砂洲状況と水位について …… 19

4－3　導流堤付近の流れと河床変動について …… 26

4－3－1　河口付近の流れ …… 26

4－3－2　河口付近の河床変動 …… 33

4－4　第2中導流堤設置について …… 37

4－4－1　河川流よりみた第2中導流堤について …… 37

4－4－2　海の影響も考えた第2中導流堤について …… 42

第5章　結　　論 …… 52

第6章　結　　語 …… 53

図・表・写真目次

図－1.1	大淀川河口平面図	3
2.1	石炭粉粒度加積曲線	9
3.1	模型製作断面	10
3.2	大淀川河口模型平面図	11
3.3	実験使用洪水流量波形	12
3.4.1～5	各種河口状況図	16
3.5	S45.9～S46.3の最小河積	14
3.6	河床高T.P.-3.0m時の必要川巾	15
3.7	発破掘削断面例	15
4.1	現地・模型水位比較	18
4.2	現地・模型導流堤比較	19
4.3	導流堤長別水位変化	21
4.4	河口付近実験・計算水位状況	21
4.5.1～2	実験1・2・3の砂洲高	23～24
4.6	河口付近流況概図	27
4.7	Q_0～Q_1の相関	28
4.8	V_0～Vの相関	29
4.9	Q_R～Q_Lの相関	29
4.10	記号説明図	31
4.11	〃	32
4.12	河口導流堤付近河床変動	34
4.13	河口導流堤内みお筋	35
4.14	河口導流堤内みお筋変化	35
4.15	河口流路変動	36
4.16	第2中導流堤設置	37
4.17	現・新水路内水位差	38
4.18	模擬断面	39
4.19.1～2	不等流計算水位	39～40
4.20	実験・計算水位比較	41
4.21	第2中導流堤長	43

図－ 4. 2 2　大淀川河口波進入経路 …… 4 5
4. 2 3. 1～5　大淀川河口付近波・風データー …… 4 6～4 8
4. 2 4　大淀川河口河積変動図 …… 4 9
4. 2 5　河川流量による河積 …… 4 8
4. 2 6. 1～2　導流堤内河床縦断図 …… 5 3
4. 2 7. 1～10　水位時間曲線 …… 5 5
4. 2 8. 1～10　水位縦断図 …… 6 5
4. 2 9. 1～12　河口流況図 …… 7 5
4. 3 0. 1～15　河床変動図（検証実験） …… 8 7
4. 3 1. 1～5　現地・実験河床変動比較 …… 1 0 2
4. 3 2. 1～2　砂洲崩壊部横断（検証実験） …… 1 0 7
4. 3 3. 1～17　河床変動図（実験 2） …… 1 0 9
4. 3 4. 1～2　砂洲崩壊部横断図（実験 2） …… 1 2 6
4. 3 5. 1～17　河床変動図（実験 3） …… 1 2 8
4. 3 6. 1～2　砂洲崩壊部横断図（実験 3） …… 1 4 5
4. 3 7. 1～17　河床変動図（実験 4） …… 1 4 7
4. 3 8. 1～2　砂洲崩壊部横断図（実験 4） …… 1 6 4
4. 3 9. 1～11　河床変動図（実験 5） …… 1 6 6
4. 4 0. 1～19　〃　（実験 6） …… 1 7 7
4. 4 1. 1～20　〃　（実験 7） …… 1 9 6
4. 4 2. 1～17　〃　（実験 8） …… 2 1 6
4. 4 3. 1～17　〃　（実験 9） …… 2 3 3
4. 4 4. 1～4　新河口断面（実験 9） …… 2 5 0
4. 4 5. 1～17　河床変動図（実験 1 0） …… 2 5 4
4. 4 6. 1～5　第 2 中導流堤内横断図（実験 1 0） …… 2 7 1
4. 4 7. 1～11　河口深浅図 …… 2 7 6

表－ 2. 1　流砂量・時間縮尺 …… 9
3. 1　実験ケース一覧表 …… 1 3
4. 1　実験別姥が島最高水位 …… 2 0
4. 2　実験別導流堤内河積比較 …… 2 2
4. 3　jet 拡散の巾と流速 …… 3 0
4. 4　現・新水路内河積比較 …… 3 9

表－4.5　計算ケース …… 41
4.6　大淀川洪水記録 …… 48

写真－1　実験準備 ……287
2　実　験　1（検証実験）……288
3　〃　2 ……290
4　〃　3 ……293
5　〃　4 ……296
6　〃　7 ……298
7　〃　8 ……298
8　〃　9 ……299
9　〃　10 ……302

序　　章

大淀川は，その源を鹿児島県贈於郡に発し，都城盆地で多くの支川を合流した後，岩瀬川・本庄川を合流し宮崎平野を貫流して日向灘に注ぐ流域面積 2,233Km² を有する河川である。

現在，その河口は2本の導流堤（北導流堤・中導流堤）により固定されているが，これは，それまで北上しあるいは南下し，常に移動をくり返していた河口を一定位置に維持するためと，河口にある宮崎港の航路として使用する等の目的により，昭和39年より遂次工事がすすめられて現在に至っているものである。

しかし，現在の導流堤は航路維持の目的をより重視しているため，治水上からは若干の問題を含んでいたと思われる。そして近年，宮崎港の建設が計画されるにいたり，河口は純治水の面から処理をほどこすことがある程度可能になった。また，計画洪水流量も現在の7000㎥/secより8000㎥/secにと増加される計画がなされるに至っている。

以上のような背景のもとに，九州地建・宮崎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) 現在の導流堤で 8000㎥/sec の計画洪水流量が流れた場合の疎通能力。

2) 洪水疎通能力増大のための処理および維持。

3) 発破による新水路開削の効果。

1)については，導流堤を現在のままにして河口で砂洲がきれなかった場合，河道内の水位が最大どの程度まで上昇するかを検討するため。2)については，洪水時河道内の水位をできるだけ下げるには，いかなる処理をほどこせばよいか。また，その維持はどうかを検討するため。3)については，現在事務所で検討されている洪水時の発破による新水路開削が，河道内の水位上昇をどの程度くい止めることができるかを検討するために行なわれるものである。

本報告書は，昭和45年度に宮崎工事々務所より依頼され，45・46年度の2年間に模型製作・実験を行ない，得た結果を整理し報告するものである。

昭和47年1月

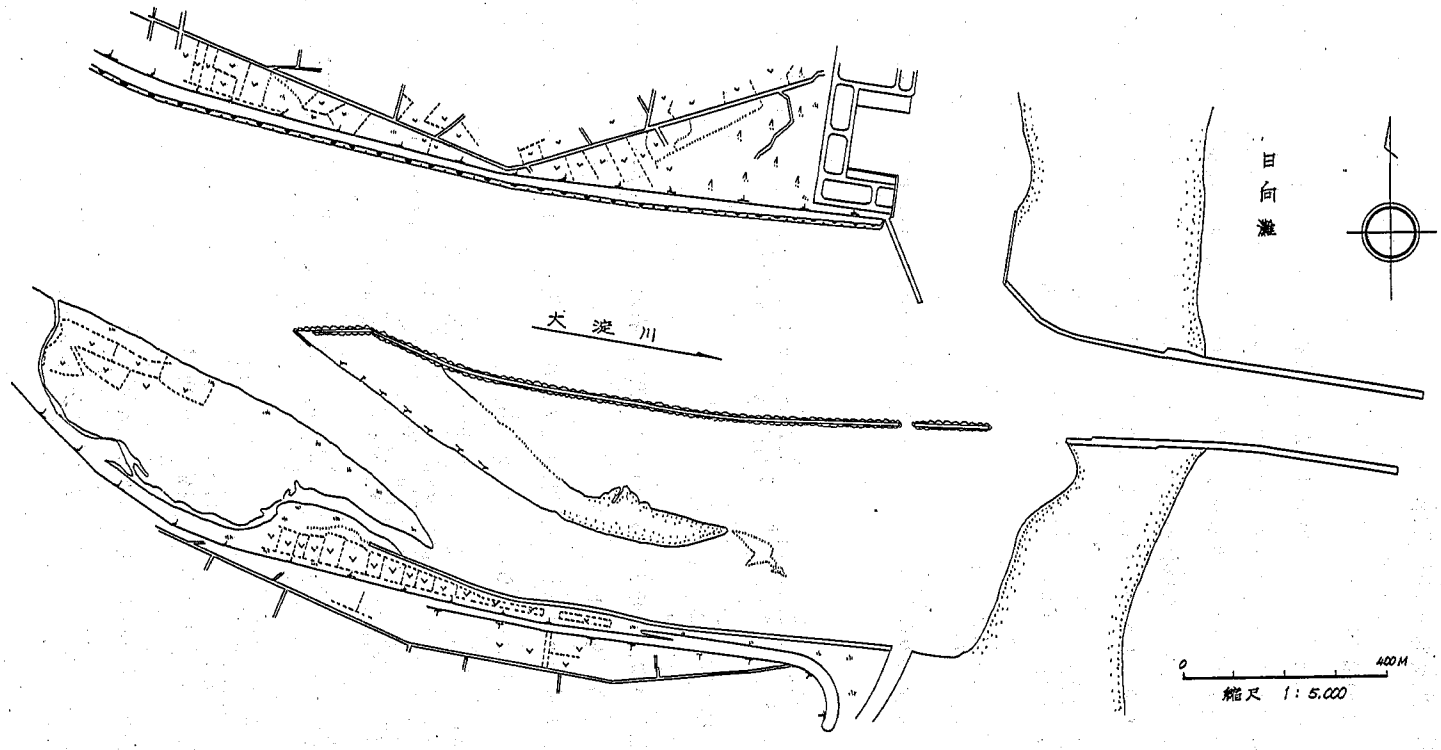
鹿島試験所長　須賀堯三
〃　研究員　浜谷武治

第1章　実　験　目　的

河口の洪水疎通能力の有無は上流水位に影響し，特に河口付近が都市化してきた近年においては，河口で十分な洪水疎通能力をもたない河川では内水問題が生じている。

大淀川も例にもれず，河口付近の右岸低地は洪水時八重川へのBackがきいてきて，計画洪水流量よりかなり小さい流量でも内水排除不良となり浸水している。また，計画高水流量も現計画の7000m^3/secより8000m^3/secへと増加される計画がなされ，現状ではさらに高い水位になることが考えられる。したがって，現在設置されている河口導流堤に対し，何らかの対処を行なうことが必要とされるに至った。幸いなことに，宮崎港建設の計画にともない，船運に重きをなしていた現導流堤もその役を減じ，改造が可能となりつつある。

以上のことから，本実験においては，まず現在の導流堤でどの程度の洪水疎通能力があるかを，砂洲上を越流するケースと越流せず導流堤内のみで処理したケースについて検討し，次に洪水疎通能力を増すこと，つまり上流水位を低下させるための処理について，1)中導流堤を短くカットし導流堤内の損失を少なくする。2)導流堤間巾を広くし河積の増加をはかる。3)洪水時のみ新水路を開削し河積の増加をはかる。等について実験的に検討し，解を求めることを目的とした。



図－1.1　大淀川河口平面図

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，現地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，

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

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，

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

となり，各辺に x/h を乗ずると次のようになる。

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

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

$$h_r = \frac{z_p}{z_m}, \quad t_{sr} = \frac{t_p}{t_m}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = x_r$$

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

とすると次のようになる。

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

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，そして石炭粉を使って流砂実験が行なわれ求められた実験式の３つを対象式として検討してみた。

i) 佐藤・吉川・芦田公式

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

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，

$$Q_{Br} = \frac{Q_{Bp}}{Q_{Bm}}, \quad B_r = \frac{B_p}{B_m} = x_r, \quad \varphi_r = \frac{\varphi_p}{\varphi_m}, \quad F_r = \frac{F_p}{F_m}$$

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

とすると次のようになる。

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

又，摩擦速度 U_* は $U_* = \sqrt{ghI_e}$ で求まり，摩擦速度の比 U_{*r} は $U_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_{er}}$ となる。ここで，$g_r = 1$，$I_{er} = h_r/x_r$ であるので，結局 U_{*r} は次のようになる。

$$U_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_{er}} = \sqrt{h_r} \sqrt{\frac{h_r}{x_r}} = \frac{h_r}{\sqrt{x_r}} \qquad (2-25)$$

よって，（2－24）式は，

$$Q_{Br} = x_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r} \left(\frac{h_r}{\sqrt{x_r}}\right)^3 = \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r} \frac{h_r^3}{x_r^{1/2}} \qquad (2-26)$$

ii) Brown式

$$Q_T = B \cdot Q_T = B \cdot 100 \cdot \frac{U_*^5}{g^2 (\sigma/\rho - 1)^2 \cdot d} \qquad (2-27)$$

次に上式（2－27）は，$d_r = d_p/d_m$ とすると，

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

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

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

iii) 実 験 式

$$Q_e = B \cdot q_e = B \frac{V^4}{(\sigma/\rho - 1)^{3/2} \cdot d^{1/2} \cdot g^{3/2}} \qquad (2-30)$$

次に上式（2－30）は $V_r = h_r^{1/2}$，$g_r = 1$，$d_r = d_p/d_m$ とすると，

$$Q_{er} = B \cdot q_{er} = x_r \cdot h_r^2 \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^{-3/2} \cdot d_r^{-1/2} \qquad (2-31)$$

以上のようにして求められた3式（2－26）（2－29）（2－31）を式（2－22）の Q_{sr} に代入すると，それぞれ

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

$$= \frac{(1-\lambda)_r (\sigma/\rho - 1)_r}{\varphi_r \cdot F_r} \cdot \frac{x_r^{5/2}}{h_r^2} \qquad (土研式) \quad (2-32)$$

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

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

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

$$= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2} \cdot x_r}{h_r} \qquad (実験式) \quad (2-34)$$

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　大淀川河口模型の縮尺

2－1)で求めた式（2－14～19）を使って，大淀川河口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・鉛直縮尺共に 1／50 である。

$$A = 50 \times 50 = 2,500$$

$$Q = 50 \times 50^{3/2} = 17,678$$

$$V = 50^{1/2} = 7.07$$

$$t = 50 \times 50^{-1/2} = 7.07$$

$$i = 50 \times 50^{-1} = 1$$

$$n = 50^{2/3} \times 50^{-1/2} = 1.92$$

次に，流砂量および時間縮尺であるが，まず土研式で求める場合に問題となるのは，φ_r，F_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，

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

$$= 0.623(40n)^{-3,5} \qquad n \leqq 0.025$$

のようにして求められる。したがって，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，$n \leqq 0.025$ の時は，

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

となり，粗度係数の比が関係してくる。

次に，Fは掃流力と限界掃流力の比 τ_o/τ_c の関数と考えられ，$\tau_o/\tau_c \geqq 10$ の時は常に $F=1$ となり $F_r=1$ となる。しかし，$\tau_o/\tau_c < 10$ の時は $F_p = F_m$ の時にかぎり $F_r=1$ となる。

このため土研式で時間縮尺を求めようとする場合には，現地および模型の粗度係数，掃流力，限界掃流力の Data を入取する必要があるのだが，現在確かな Data を入取し得ないでいるので，粗度係数は河口部で 0.025 より大，τ_o/τ_c は問題となる洪水時には 10 より大となると考え，$\varphi_r = F_r = 1$ と一応考えた。

次に，$(\sigma/\rho-1)_r$ は現地が比重約 2.75 の砂，模型が比重 1.5 の石炭粉であるので，

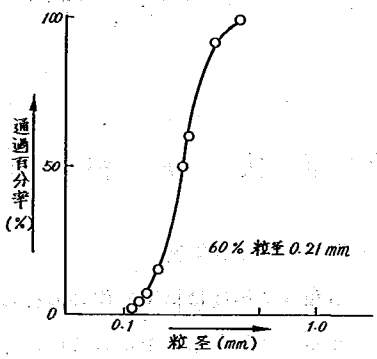
$$(\sigma/\rho-1)_r = \frac{(\sigma/\rho-1)_p}{(\sigma/\rho-1)_m} = \frac{1.65}{0.5} = 3.3$$

河床材料の粒径比 d_r は，現地が平均粒径約 1.7 ㎜，模型が平均粒径 0.21 ㎜とすると，

$$d_r = \frac{d_p}{d_m} = \frac{1.7}{0.21} \fallingdotseq 8.1$$

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

以上の結果より，式（2－26）（2－29）（2－31）を使って流砂量の縮尺を，また式（2－32）（2－33）（2－34）を使って時間縮尺を求めてみると次のようになる。



図－2.1　実験使用石炭粉粒度加積曲線

土研式

$$Q_{Br}=\frac{\varphi_r\cdot F_r}{(\sigma/\rho-1)_r}\frac{h_r^3}{x_r^{1/2}}=\frac{1}{3.3}\frac{50^3}{50^{1/2}}=5,358$$

$$ts_r=\frac{(1-\lambda)_r(\sigma/\rho-1)_r}{\varphi_r\cdot F_r}\cdot\frac{x_r^{5/2}}{h_r^2}=3.3\frac{50^{5/2}}{50^2}=233$$

Brown式

$$Q_{Tr}=\frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2\cdot d_r}\frac{h_r^5}{x_r^{3/2}}=\frac{1}{3.3^2\times 8.1}\frac{50^5}{50^{3/2}}=10020$$

$$ts_r=\frac{(1-\lambda)_r\cdot(\sigma/\rho-1)_r^2\cdot d_r}{h_r^4}\cdot x_r^{7/2}=\frac{3.3^2\times 8.1}{50^4}\times 50^{7/2}=125$$

実験式

$$Q_{er}=x_r\cdot h_r^2\cdot(\sigma/\rho-1)_r^{-3/2}\cdot d_r^{-1/2}=50\times 50^2\times\frac{1}{3.3^{3/2}\times 8.1^{1/2}}=7331$$

$$ts_r=\frac{(1-\lambda)_r\cdot(\sigma/\rho-1)_r^{3/2}d_r^{1/2}\cdot x_r}{h_r}\quad\frac{3.3^{3/2}\times 8.1^{1/2}\times 50}{50}=17.1$$

表－2.1　流砂量・時間縮尺

使用公式	流砂量縮尺	時間縮尺
フルード則	—	7.07
土研式	5358	23.3
Brown式	10020	12.5
実験式	7331	17.1

以上のようにして，表－2.1にまとめて示した時間縮尺が求まったのであるが，実験にどの値を使ったらよいかを決定する確かな根拠を得ないまま，時間縮尺の決定をせまられた。そこで，いろいろ考えた結果，今回の実験が砂洲崩壊あるいは河道内の貯留を対象としたものであるから，時間縮尺のもっとも小さいもの，すなわち，与える洪水波形がもっとも立った形で与えられるものを採用すれば，より安全側のDataが得られると考えた。ただし，フルード則による時間縮尺とあまりかけ離れた値を用いることは，貯留効果がきく場合には問題となる。

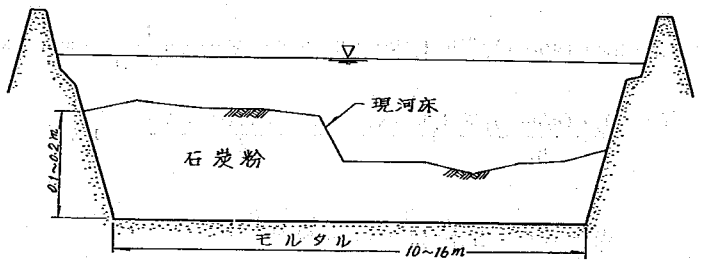
上記理由から，時間縮尺としては土研式により求められた23.3の値を採用することとし，

その適否は検証実験により判断することとした。

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 1/50（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に示すように現状より下げて作ってある。模型区間は上流 3.0Kから下流－1.6Kの海部までである。2.6K～2.4K 間の小戸橋のピアおよび丸島と河川・内・北・中の各導流堤を設けた。丸島および河川導流堤はモルタル，他の導流堤はモルタルと蛇かごで作られている。また模型より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。図－3.2参照。

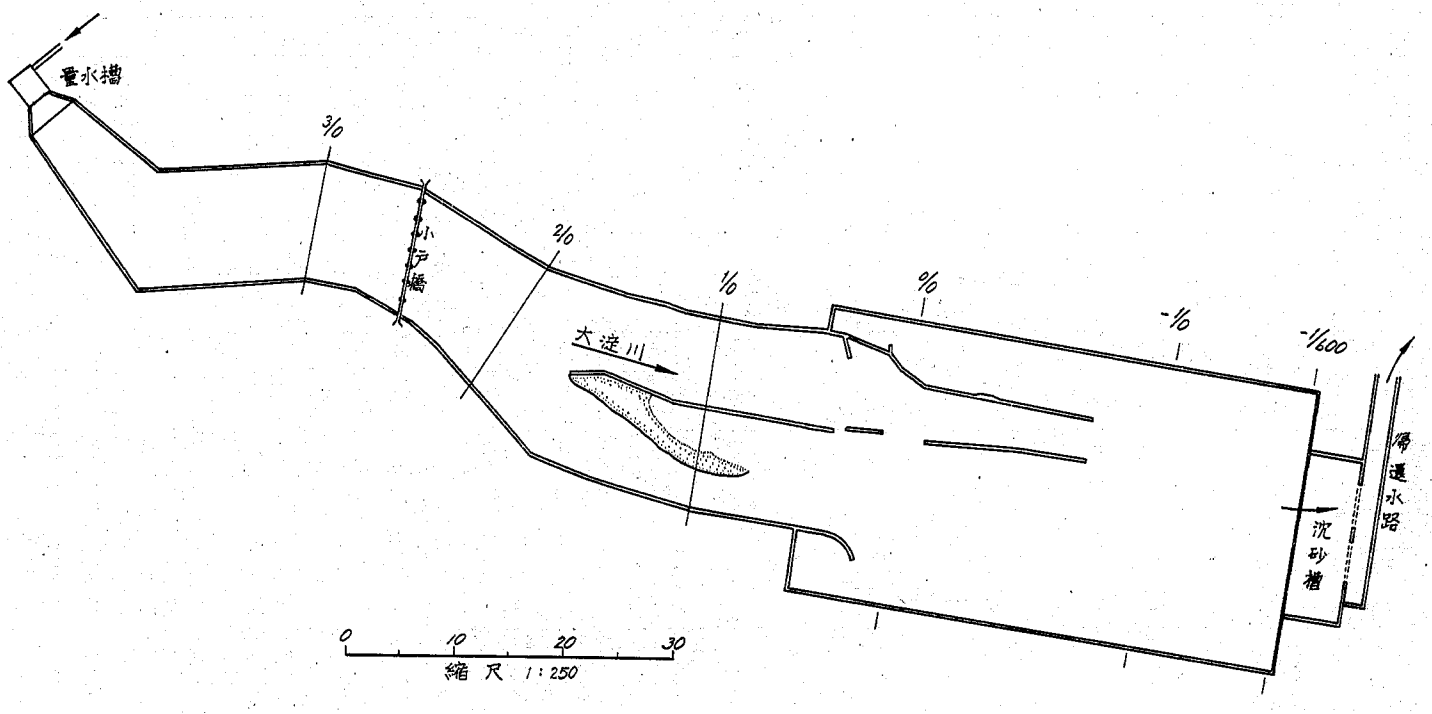


図－3.1　模　型　製　作　断　面

3－2　昭和46年度

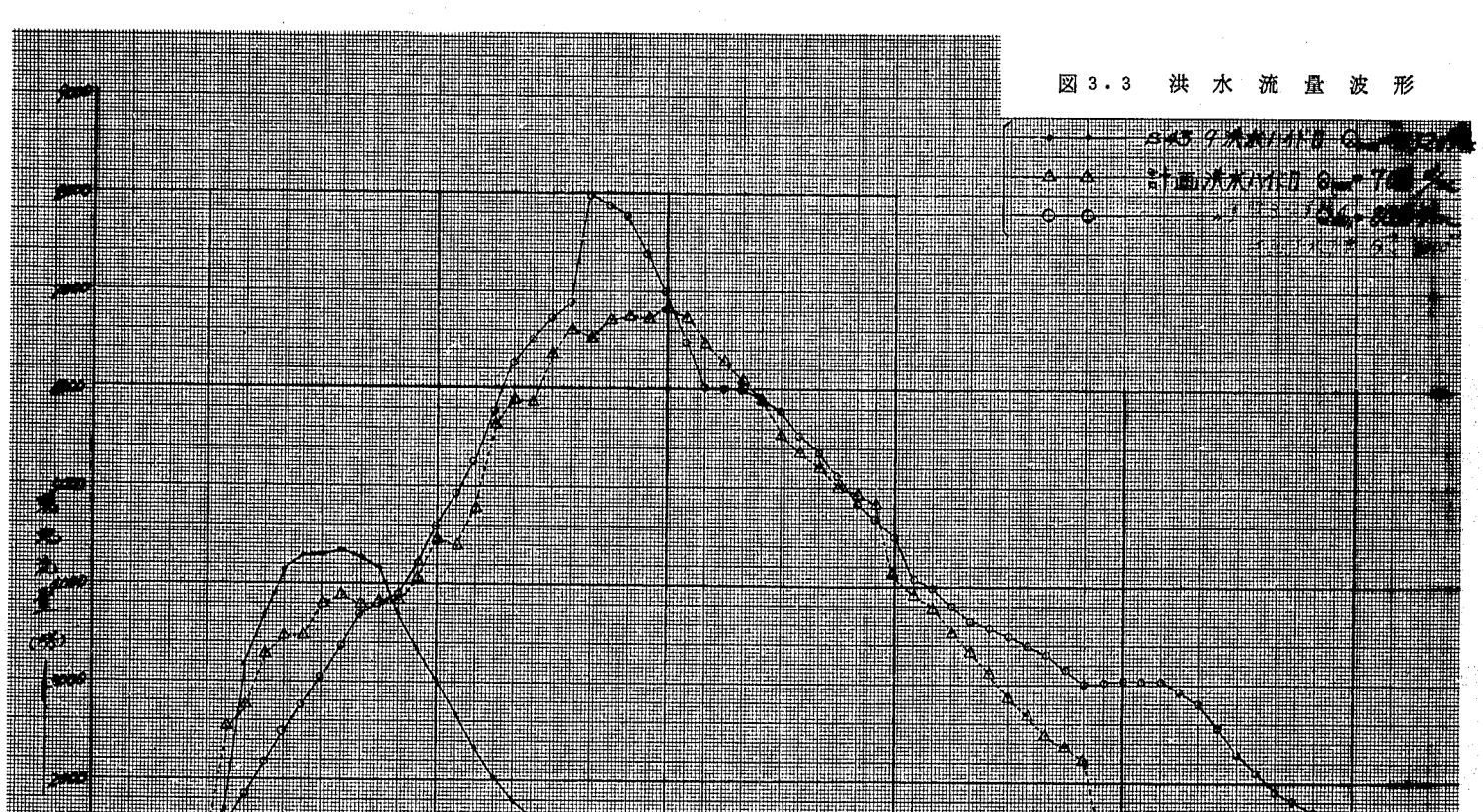
昭和46年度に行なった実験は表－3.1に一覧表にして示す。実験はすべて上流のバルブを調節することにより，図－3.3に示すような洪水波形を与える不定流実験としたが，砂連の発生と水流のおちつきのため，不定流前後に模型時間で約3時間（前2時間，後1時間）1300 m^3/sec を定流で流した。下流潮位は上流水位のもっとも高くなるような条件を与えるため，検証実験の場合を除き他はすべて一定潮位（T. P. 1.5 m）とした。

実験1の検証実験は，現地現象と模型実験の現象がどれほどの相似を示すか，時間縮尺が適切かどうか等を検証する意味で行なわれたものであり，昭和43年7月測量の河床に同年9月の洪水波形（最大流量 4354m^3/sec）を与え，水位は姥が島の実測水位と比較し，河床変動は10月測量の河床と比較した。潮位は T. P. －0.35～1.50 m まで直線変化させた。



図－3.2　大淀川河口模型平面図

図3.3　洪水流量波形



表－3.1. 大淀川河口模型実験 Case 一覧表

実験No.	実　　験	最大流量	河床・砂洲状況	姫ガ島最高水位	砂洲越流の有無
1	検証実験	4354 m^3/sec	S.43.7測量（導流堤内と砂洲） S.45.3 〃（上記外の河床）	T.P. 3.52 m	越流あり
2	現導流堤 I	7000 〃	S.45.9 〃（導流堤内と砂洲） S.45.3 〃（上記外の河床）	3.30	〃
3	〃 II	8000 〃	S.42.3 〃の河床・砂洲	3.27	〃
4	〃 III	〃	S.45.3 〃の河床 砂洲高 T.P. 4.5 m均一	4.46	〃
5	〃 IV	〃	No.4 実験後の河床 砂洲高 T.P. 6.0 m以上	4.35	越流なし
6	〃 V	〃	S.45.3測量の河床 砂洲高 T.P. 6.0 m以上	4.60	〃
7	中導流堤を－0.4 Kmまで Cut （300m カット）	〃	〃	4.32	〃
8	導流堤内巾 200m 150～200，現河積は等しい	〃	導流堤内 T.P.－3.0m均一，他は45.3測量の河床 砂洲高 T.P. 6.0 m以上	4.23	〃
9	発破による新水路開削	〃	S.45.3測量の河床 砂洲高 T.P. 4.5 m均一	4.00	越流あり （新水路付近のみ）
10	第2中導流堤設置	〃	S.45.3測量の河床，中・第2中導流堤間の 砂洲高 T.P.1.0m，それ以南 T.P.6.0 m以上	3.62	越流なし （第2中導流堤以南）

（注） 実験はすべて不定流で行なった。

実験2は，導流堤および河床が現状で，砂洲高が現在程度の規模の状態として，現計画洪水流量 7000m^3/sec が流れた場合の河床変動・水位変動を求めてみた。

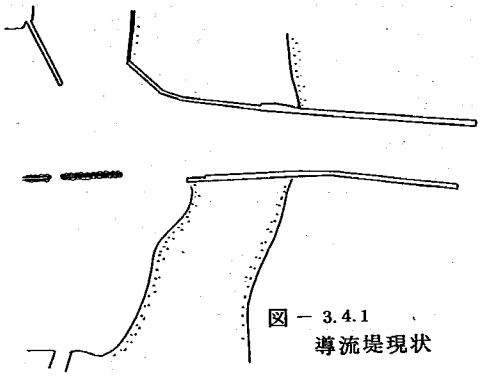
実験3は，河床・砂洲状況を実験2とほぼ同じ（砂洲が若干異なる。）にし，最大流量 8000 m^3/secの計画洪水流量を流した場合の河床・水位変動，流況等を求めた。

実験4は，中導流堤以南の砂洲高を T.P. 4.5 m 均一（ただし，中導流堤付近のみ T.P. 4.0 m）とし，8000m^3/sec の計画洪水流量を流してみた。

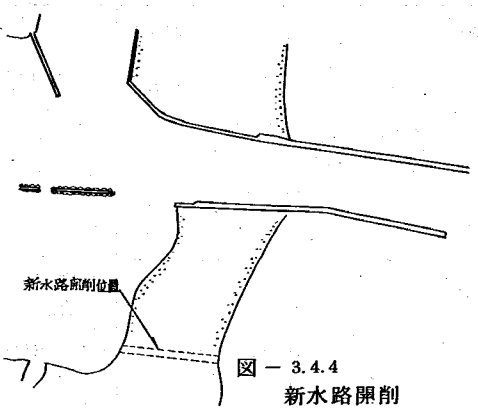
なお，上記2，3，4の3ケースは洪水時砂洲上の Over Flow を考えにいれた実験である。

実験5は，実験4の実験終了後の河床を使い，砂洲上の Over Flow を考えない高さ（一応砂洲高を T.P. 6.0m 以上と決めた。）とし，導流堤内のみで 8000m^3/sec の計画洪水流量をのみこませた場合の状況を観測した。

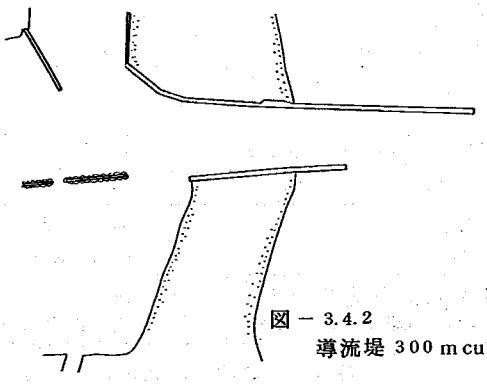
実験6は，導流堤内が現河床で，砂洲のみ高くなって Over Flow しないとし，導流堤内のみで 8000m^3/sec の計画洪水流量をのみこませた場合の状況を観測した。



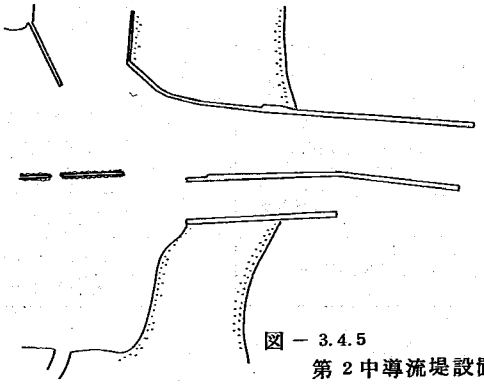
図－3.4.1
導流堤現状



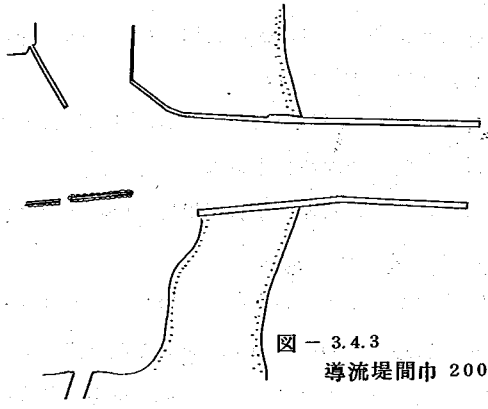
図－3.4.4
新水路開削



図－3.4.2
導流堤 300 m cut



図－3.4.5
第２中導流堤設置



図－3.4.3
導流堤間巾 200m

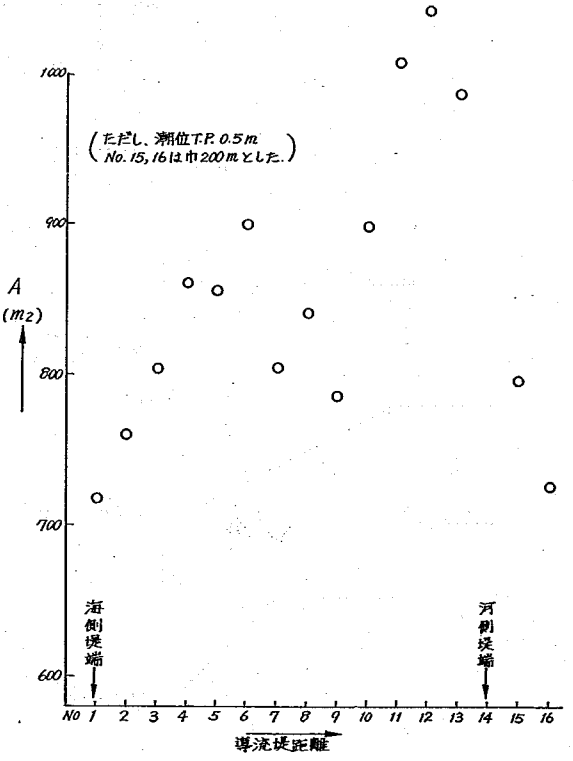
上記実験２～６は，現状あるいは今後考えられる砂洲高増を考えて，計画洪水流量に対する水位変動・河床変動あるいは流況をみたものである。そして以下の実験では，上流水位をさらに低下させるため導流堤に処理をほどこして行なったものである。

実験７は，導流堤内における損失をなるべく少なくする意味から，中導流堤を－0.4Kまで海側約３００mをcutし，上流水位の低下を試みた。図－3.4参照。なお，砂洲上のOver Flowはないと考えた。

実験８は，導流堤間を２００m(中導流堤を南に５０m引く。)にし，そのかわり河床高をT.P.－3.0m均一にして，導流堤間巾の増加に伴なう効果を検討した。図－3.4参照。なお，導流堤間を２００mにし，河床高をT.P.－3.0mと考えた理由は以下のようである。すなわち，まず昭和４５年９月～４６年３月までの計５回の導流堤内横断測量結果から，水位をT.P.0.5mとした場合の最少河積を図－3.5に示すように求めた。次に，河床が上昇した場合もこの程度の河積は維持されるものとして，河床高をT.P.－3.0mにしたとき必要川巾を求めてみると図－3.6のようになった。この図から，導流堤内河床をT.P.－3.0m(船運に必要な水深3.5m維持。)に保つには，単純には導流堤間巾は２００mまで広げ得ることになる。ただし，波の影響等については別途考察することとする。

実験９は，現在事務所で計画されている洪水時の発破による新水路開削の効果を調べたもので，開削断面は図－3.7に例示するように，事務所で考えられた発破予想断面とした。なお，砂洲高はT.P.4.5m均一とした。

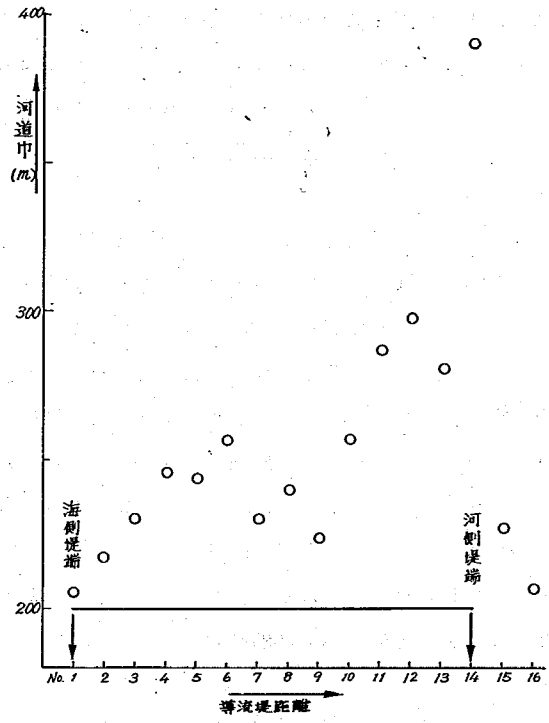
実験１０は，現在の中導流堤の南約１００mの地点に，図－3.4に示すように，第２中導流堤を設置し，中・第２中導流堤間の砂洲高をT.P.1.0m均一として，それ以南はT.P.6.0m以上の砂洲高とした。つまり，平水時は現導流堤内で大部分の流量をのみ，洪水時に砂洲上をOver Flowさせて河積を増加させる効果



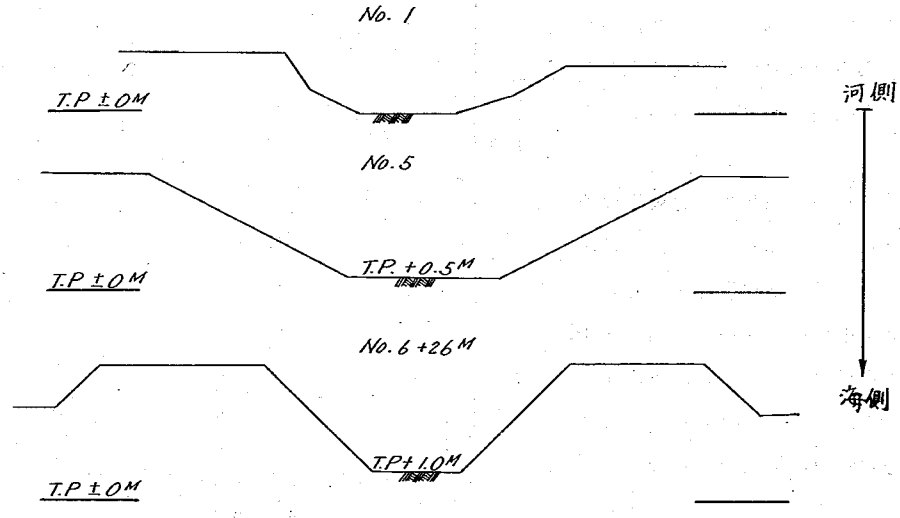
図－3.5　S45.9～S46.3の最小河積

をねらったものである。

以上が昭和46年度に行なわれた実験ケースおよびその概要である。



図－3.6　河床高 T.P.－3.0 時の必要河巾



図－3.7　発破掘削断面例

第4章　実験結果およびその考察

4－1　検証実験

多くの自然現象を要素としておこる現地現象と，それを単純化した形で与えておこる模型実験の現象がうまく一致しているか否かを，現地データーと模型実験結果を比較して確めるのが検証実験である。

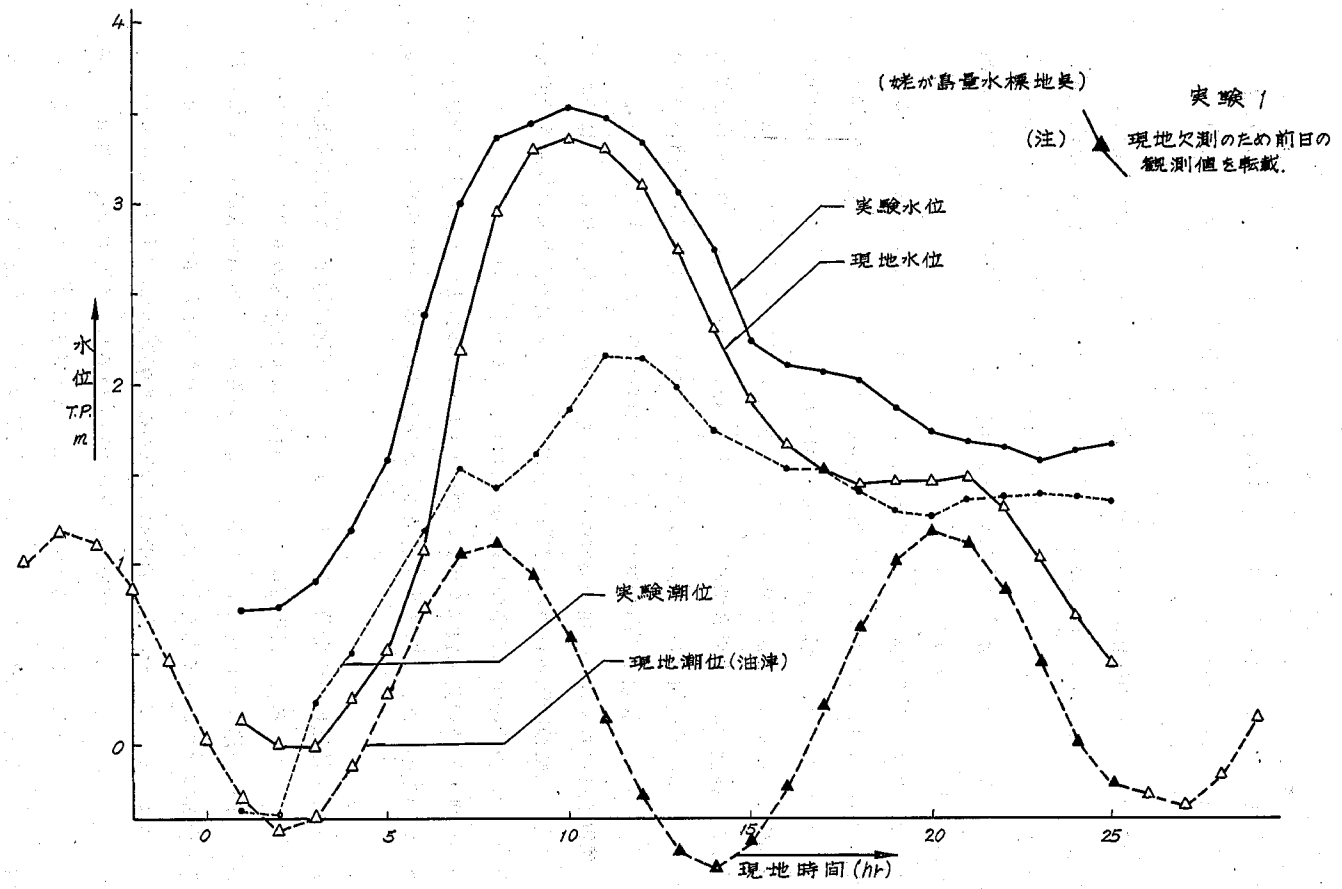
まず，今回の模型実験の1つの注目項目が，姥が島量水標（0.8Km 右岸）の水位変化であるので，この点について検証してみる。現地の姥が島実測水位と，模型実験 0.8K の水位を比較して示したのが図－4.1であるが，この図から，現地最高水位が T.P. 3.36m なのに対し，実験水位は T.P. 3.52m と16cm高い水位を示しており，水位波形も若干異なって，現地実測波形の方がのぼりはやや急であることがわかる。

最高水位の16cm誤差は，模型のスケールにすると16×1/50＝0.32cm であり，実験が屋外で行なわれて風波がたっていることや，実験潮位が高かった（現地では最高水位時に潮位はほぼ最低，これに対し実験では，下流水位をあわせる実験手法の困難さもあって，現地高潮位よりさらに高い潮位となった。）ことなどを考えにいれると，3mm程度の誤差は実験誤差として十分考えられ，現地・模型水位はまずまずの一致をみたとみなし得る。また，波形ののぼり勾配が異なる点については，時間縮尺のとり方，下流端潮位の違いによる貯留面積の違い等にその要因があると思われるが，移動床実験ではまず満足しなければならない結果と思われる。

次に河床変動状況を考察してみる。模型実験の河床には，写真－2.3等に見るように高さ2～3cmの砂漣ができ，河床横断測定はかなり密にやっているが，砂漣の山あるいは谷をとらえていることがあるので，横断図を見る場合には凹凸をならしてみるとよい。

図－4.30.1～5に河床横断の変動状況を示し，図－4.47.2に深浅図として表わした結果を示す。また，導流堤内の変動のみ，現地10月測量の横断を併記して示したのが図－4.31.1～5である。

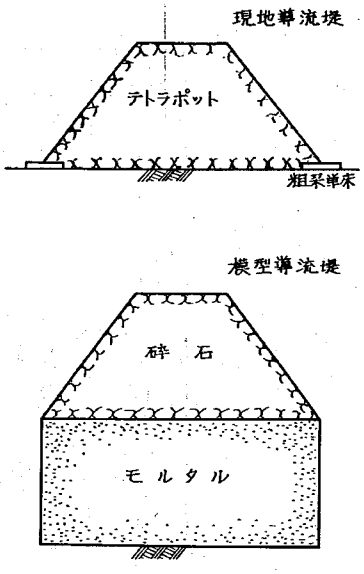
これら諸図をみて河口付近の河床変動を考察してゆくが，まず深浅図をみて河口付近のミオ筋を考え，流れを想像してみると，河川流はまず河川導流堤より左岸側のものは，そのままっすぐ河口へ向うか若干右岸よりに流れる。これと右岸側の流れは，砂洲が崩壊していない場合は当然，中導流堤先端をまわって導流堤内に流れこみ，このため導流堤内の流れをひどく北導流堤側におしつける。そして導流堤内を若干蛇行しながら北導流堤側から外海へと拡散してゆく。深浅図のコンターラインをみると丁度そのようになっているし，横断図からも河川導流堤のすぐ左側が掘られ，右岸が堆積していることから，河川導流堤を横切る流れのあることを示しており，導流堤内も，中導流堤先端から北導流堤へと深掘れ位置が移動しているのがよくわかる。



図－4.1　模型，現地水位比較図

さて，現地との比較だが，導流堤内の横断比較をしてみた図－ 4.3 1.1～5 をみると，導流堤中間付近ではかなりよい一致を示しているといえるのだが，中導流堤の河側先端付近や導流堤出口付近があまり一致していない。

この理由としては，中導流堤端付近については，導流堤模型が図－ 4.2 に示すように現地と異なりモルタル製のため水当りが激しすぎたことと，河床材料が石炭粉のため砂に比し軽く（砂は約 2.6 5，石炭粉は 1.5），かく乱流があれば浮きあがりやすく，したがってその地点が深く掘れやすいこと，河床測定が洪水直後でなく 1 ケ月程度後であり，かなり埋めもどされていること，等が考えられ，導流堤端については上記 3 番目の理由があてはまり，波によるもちこみが考えられる。



図－ 4.2　現地・模型導流堤比較

さらに，導流堤内のミオ筋が模型では完全に北導流堤沿いであるのに，現地では若干内に寄っているのは導流堤（ブロック籠）の粗度の影響もあると思われるが，詳しい理由は不明である。また，砂洲崩壊の位置が中導流堤沿いでなく，若干はなれた地点であり，掘れる量もかなり多かったことも異なっていた。

以上，検証実験の結果と現地データーとを比較しながら実験の検証を行なってみたが，今回の実験の主要項目である姥が島のピーク水位がほぼ一致しており，流況も現地河床図から判断したものとかなりよく合っているし，河床変動も多くの要素を考えて現地との違いを補正すれば，大むね一致しているといえること等から，本実験はほぼ現地の現象を表わし得たと言えると思う。

したがって，実験条件の似ている以下の実験結果もほぼ現地でおこる現象を表わしていると考えてよいかと思われる。

4－2　導流堤・砂洲状況と水位について

河口導流堤および砂洲の状況と姥が島の最高水位との関係は表－ 3.1 に示した通りである。これを姥が島水位の高い順にならべなおすと，表－ 4.1 のようになる。

以下，この表の順にしたがって個々に，あるいは相互に比較しながら，大淀川河口部の水位変化について若干の考案を行なってみる。

最も水位の高かったのは実験 6 のケースである。このケースはもともと，現導流堤の状態で

表－4.1　実験別姥が島最高水位

No.	実　験　名	姥が島水位(T.P)
	計画高水位	3.90 m
6	現導流堤 V	4.60
4	〃 Ⅲ	4.46
5	〃 Ⅳ	4.35
7	中導流堤を－0.4Kmまでカット	4.32
8	導流堤間巾 200 m	4.23
9	発破による新水路開削	4.00
10	第2中導流堤設置	3.62
1	検証実験	3.52
2	現導流堤 Ⅰ	3.30
3	〃 Ⅱ	3.27

砂洲崩壊が期待されない場合の，8000㎥/sec 洪水時におこり得る最高水位を求める主旨で行なわれたものであり，このような状態があれば姥が島水位は最高 T.P. 4.60mに昇る。

次は実験4のケースで，砂洲高を T.P.4.5m 均一（ただし中導流堤付近のみ T.P.4.0m）として，8000㎥/sec の洪水を流した場合である。このケースでは，ある流量（5260㎥/sec）に達した時砂洲上を越流したため，その効果が実験6との水位差14cmとして表われたものと思われる。

次は実験5のケースで，砂洲高は非常に高くして越流しないようにしたが，導流堤内河床に実験4終了後の河床をそのままもちいたため，非常に大きな河積を洪水初期からもっていた。この効果が実験6との水位差25cmとして現われたものと思われる。

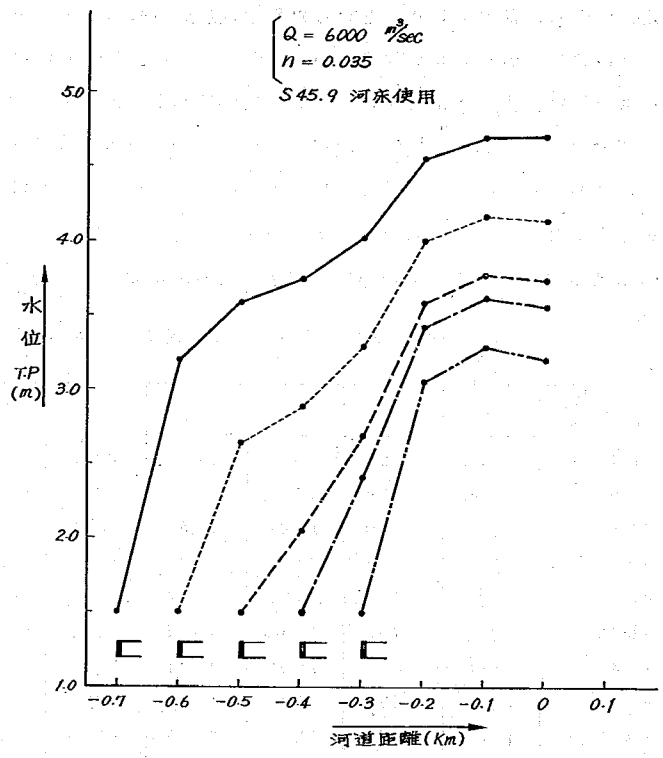
その次は実験7のケースであり，砂洲崩壊は期待せず，導流堤内のみで8000㎥/sec の洪水をのみこもうとした点は実験6と同じであるが，中導流堤を海側300m カットし，導流堤内における損失を少なくしようと試みた点が異なっている。大淀川河口における損失としては，出口損失・摩擦損失・入口損失の3つが考えられるが，実験7ではこのうちの摩擦損失を少なくしようと試みたものである。

摩擦損失は，通常河道内の流れにみられる損失と同様のもので，manning 公式により次のように表わされる。

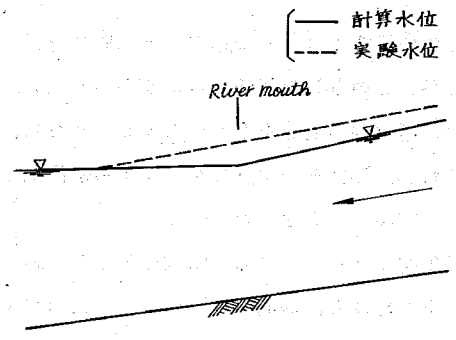
$$\Delta h_f = L \cdot I = L \cdot \frac{n^2 \cdot Q^2}{h^{4/3} \cdot A^2} \qquad (4-1)$$

ここに　Δh_f：摩擦損失　L：河道距離　n：粗度係数　Q：流量　h：水深　A：河積

したがって（4－1）式より，両側を導流堤により守られて側方への拡幅が望めない現状では，摩擦損失を減ずるには，河道距離Lを減ずるか水深hを増すかしか考えられない。しかるに，水深を増すこと，つまり河積を増すことは，平時の河積が入退潮量により規定されているので，これを大きく維持することは困難である。すなわち，摩擦損失を減ずる手段としては，導流堤長を短くすることが有益であると理解される。したがって，次に昭和45年9月河床を使い，洪水時の短時間をとれば定流・不等流状態であるとして，導流堤長別に不等流計算をしてみた結果が図－4.3である。この結果によれば，流量6000㎥/secの時には現導流堤と300mカットした状態とでは約110cmの水位低下がみられた。しかし，実験では8000㎥/sec時の－0.1Km地点の水位差は47cm（実験6は3.80m，実験7は3.33m）と計算に比しかなり小さい値である。これは，河床変動をまったくさせないで，平常時の河積のまま6000㎥/secという大流量を流した計算をさせたためと，図－4.4に例示するように，計算では導流堤端で水位が完全に一致するものとして計算が行なわれたが，模型実験でおこっている現象は，さらに河口外まで潮位より高い



図－4.3　導流堤長別水位変化



図－4.4　河口付近 実験/計算 水位状況

水位を保って流れていた，といった現象の違いが要因として考えられる。

次に水位の低いのは実験 8・9・10の順である。これらはいずれも前述の導流堤カットのケースと同様，上流水位低下のため河口処理をほどこしたものである。

実験 8は河口導流堤間巾を現在の 150mより 200 mに広げ，洪水時の河積増大をはかったものであるが，確かに表ー 4.2に実験 4・5・6（いずれも砂洲崩壊はないか，あってもかなりの流量になるまで崩壊しなかったケース）の河積（T.P.1.0 mより下をとる。)と比較してみると河積は増加している。その効果が実験 6との水位差 37 cmとして表われたものと思われる。

表ー 4.2　実験別導流堤内河積比較

実験No. / 測点	2	3	4	5	6	7	8	9	10
−0.7　K	610	725	1000	1104	1265	943	1720	1023	828
−0.65	770	704	1021	1089	1073	1001	1716	957	792
−0.6	827	720	1062	1156	1463	944	1800	1050	932
−0.55	828	781	1118	1188	1320	1128	1860	1104	828
−0.5	860	642	1127	1234	1537	1428	1940	1126	920
−0.45	867	755	1152	1352	1401	1488	1880	1165	942
−0.4	880	803	1152	1401	1463	1401	1820	‡1435	*1881
−0.35	905	880	1128	1451	1228	1463	1920	*1292	955
−0.3	1188	890	1270	1647	1688	1931	1820	*1617	*1936

（注）　o　河積はT.P.±0 mより下をとる。　　単位：m^2

o　No.7で −0.4K以海の川巾は −0.4 K の川巾を延長。

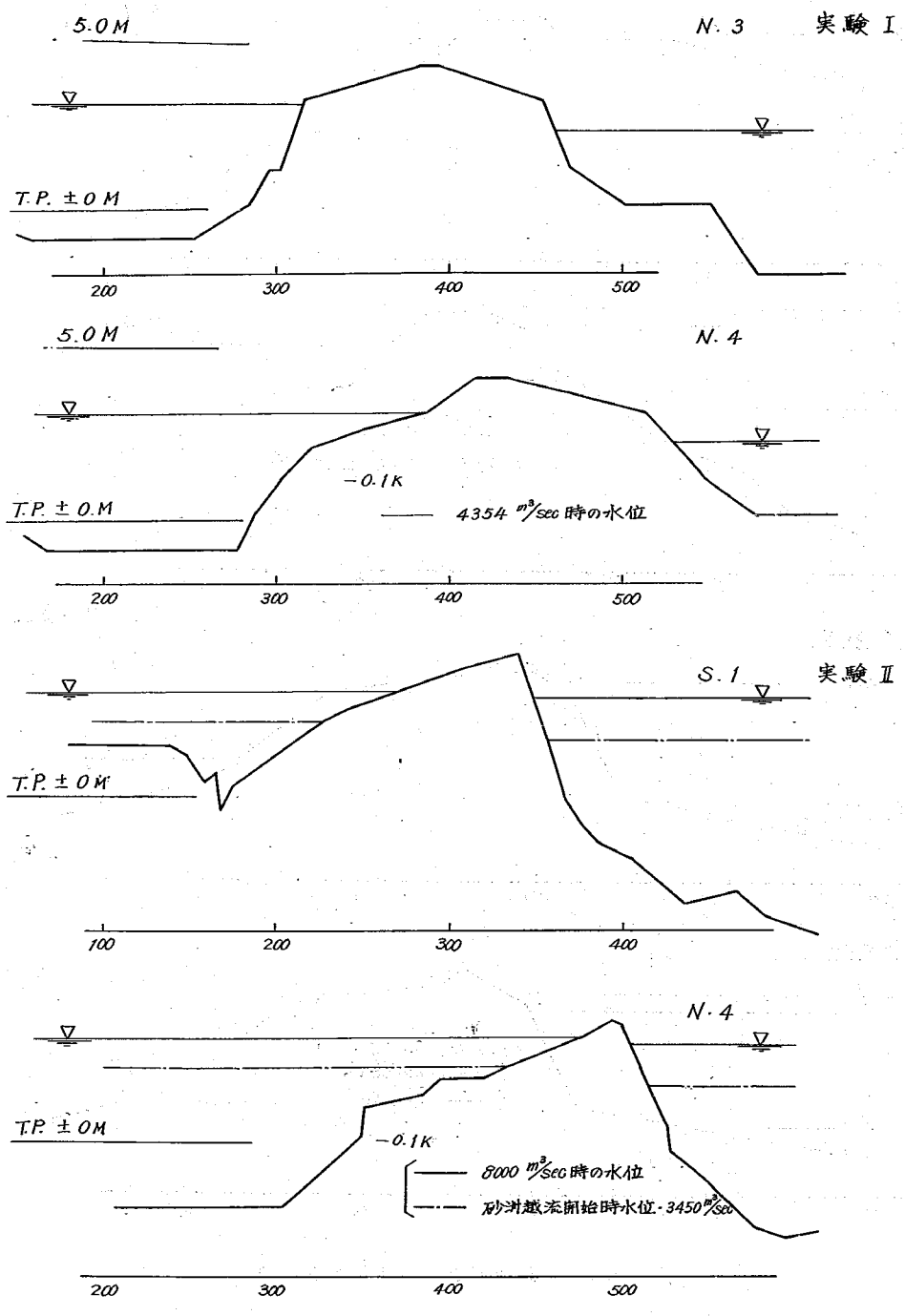
o　*印は，砂洲崩壊部あるいは第 2中導流堤内を加える。

さらに実験 9は，右岸砂洲を洪水時に発破し，河床高 T.P. 2.0 mの人工水路を作るケースであるが，この部分の越流がかなりあったため，水位低下が実験 6に比し 60 cmもあった。

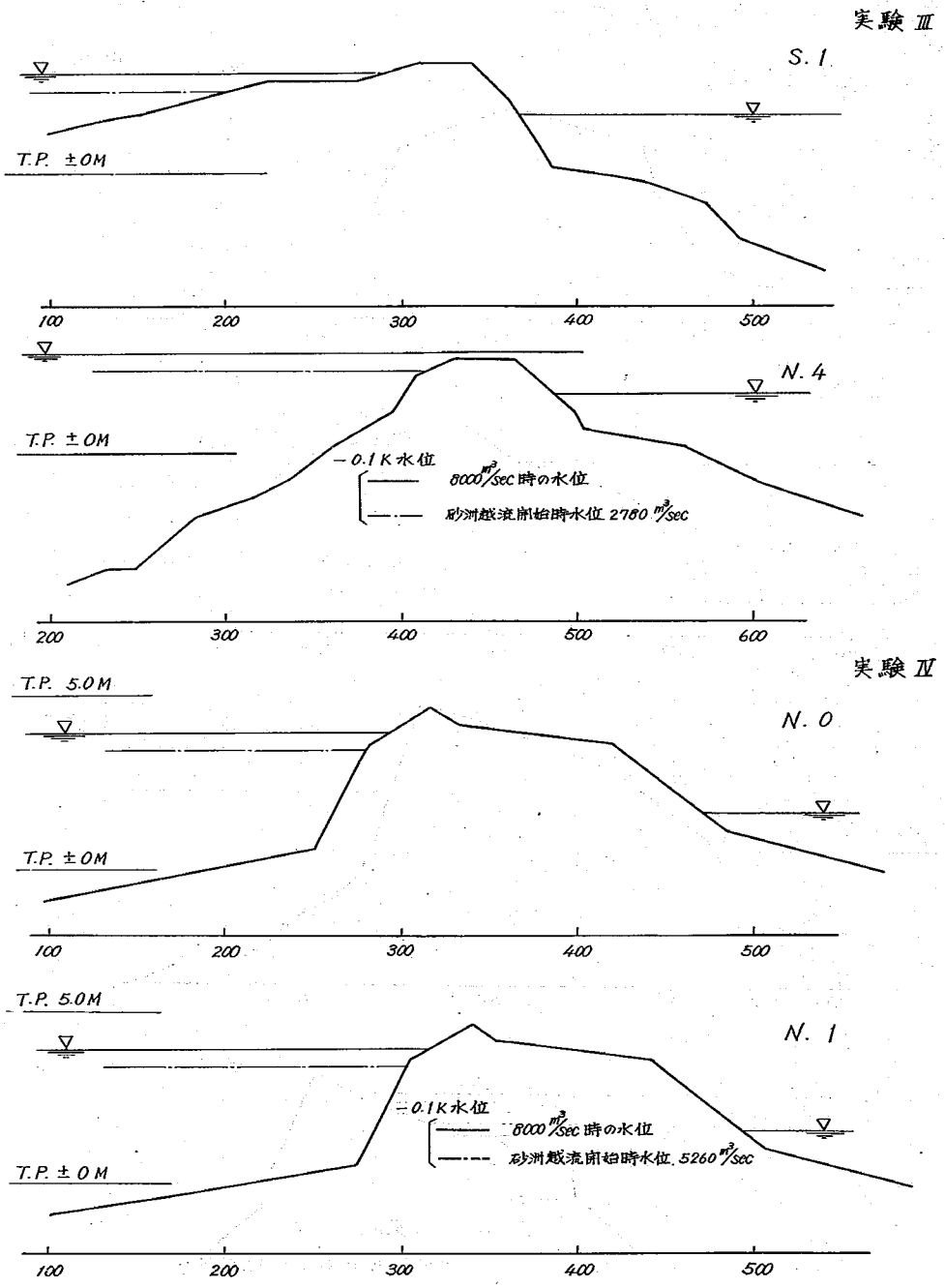
次に第 2中導流堤をもうけた実験 10では，中導流堤と第 2中導流堤間に大きな河積が期待できたし，事実そのようになったため水位低下は著しく，姥が島で計画高水位を 28 cm下まわる T.P. 3.62 m となった。

以下実験 1・2・3の順で水位は低下している。これらは，いずれも水位上昇に伴ない自然に砂洲上を越流し，砂洲崩壊をおこしたものである。

まず，実験 1・2・3 では越流地点の砂洲高が違い，図ー 4.5でみるように，実験 1は T.P. 4.0 m，実験 2は T.P. 3.5 m，実験 3は T.P. 2.5 m である。さらに実験 1・2 は，砂洲高がほぼ同じでも規模が違い，実験 1の方がかなり大きい。なお，流量はそれぞれ最大が 4350m^3/sec, 7000m^3/sec，8000m^3/sec と逆に大きくなっているが，洪水流が砂洲上を越流して流れはじめると，河積の増大はかなり急速におこなわれ，水位一時間曲線にもみられるように，ある程



図－4.5.1　砂洲高と－0.1K地点水位



図－4.5.2　砂洲高と－0.1K地点水位

度の流量以後は流量が増しても水位はそれほど上昇しない。したがって，ピーク流量の大小にはそれほど関係はなく，むしろ洪水波形ののぼり勾配の緩急の方が重要な要因となっていると思われ，これは実験1・2・3の順に急である。

以上の要素がそれぞれ作用しあっておのおのの水位差になったものと思われる。しかしながら，実験2・3のケースのように，姥が島最高水位が非常に低くなっている現象が，今後現地でもおこり得ると考えるのは早計で，次に述べるような点を考慮して考えねばならない。

まず実験3であるが，これは昭和42年の砂洲を使っており，図ー4.5にも示したように越流した付近は砂洲高がT.P. 2.5 mと現在のT.P. 4.0 mに比しかなり低い。したがって，現在すでにT.P. 4.0～4.5 mまで砂洲が成長し，今後現在のままの河口状態では砂洲高が低下するとは考えにくいことから，このケースの水位データーを今後の計画にとりいれてゆくことは危険であると思われる。

次に実験2である。これは越流地点の砂洲高はT.P. 3.5 mと現在の砂洲にほぼ等しいのであるが，砂洲欠けこみの時期の測量結果なのか，かなり砂洲規模が小さく，実験1に比し砂洲巾は半分程度である。しかも砂洲勾配は急である。このことは他のケースに比し掃流力は大，つまり流砂量が大であり，しかも掃流される砂洲巾が狭いゆえ河積の増大はかなり著しい。

このため，上流水位がかなり低下したものと思われ，こういったケースは，現地の砂洲巾が今後成長せず狭い場合には，現地においてもおこり得るかもしれぬが，この実験2のケースでは，実験上若干の誤差を伴なう2～3の問題があったのでこの点も考慮せねばならない。

その1)は，貯水後の砂洲の沈下歪である。これは，模型河床を石炭粉で整形した後模型内に貯水するのだが，砂洲を構成する石炭粉層のしめ固めがゆるいため，貯水の段階で沈下し，図面より実際は低い砂洲高となることがある。

その2)は，風波の影響がある。これは，実験が屋外模型を使って行なわれているため，風波がたって水面上に出ている砂洲は洗われる。したがってその分だけ越流しやすくなる。

その3)は，飽和状態の石炭粉層のせん断力低下。これは，水面上に出ている砂洲巾・高さが狭く低いほど大きく影響してくると思われる。

以上1) 2) 3)の要因は，どの実験ケースについてもあることであるが，1)の要因は初期実験ケースにおいて著しく，その後改良が加えられた。2)の要因の影響は，特に実験2において著しかったとは言いきれない。3)の要因の影響は，実験1・3に比し，実験2により大きいと思われる。

これらのことを考えると，実験2のケースもデーターとしてはかなり低い水位を示しているのであるが，そのまま現地状況を判断するには若干不適な面が考えられる。

以上の考察より，今後計画洪水流量程度の出水があり，砂洲崩壊による河積の増大が期待できなかった場合，現在の河口状況では，姥が島で計画高水位のT.P. 3.90 m を越えることは必

至である。

したがって，水位を計画高水位以下におさえるためには，何らかの河口処理をほどこすことが必要となるが，この処理法としては，現在の中導流堤のさらに南にもう一本防砂をかねた導流堤をもうけ，この間の砂洲高を低くカットして洪水時に越流させる，という方法が有効である。発破による新水路開削の方法も，一時的な処理法としてはかなり有効であると思われたが，台風時には，洪水前の波により埋設パイプの破損等の事故が多く，結局，実用に供さないことが事務所の観測よりなされた。

4－3　導流堤付近の流れと河床変動について

4.－3.－1　河口付近の流れ

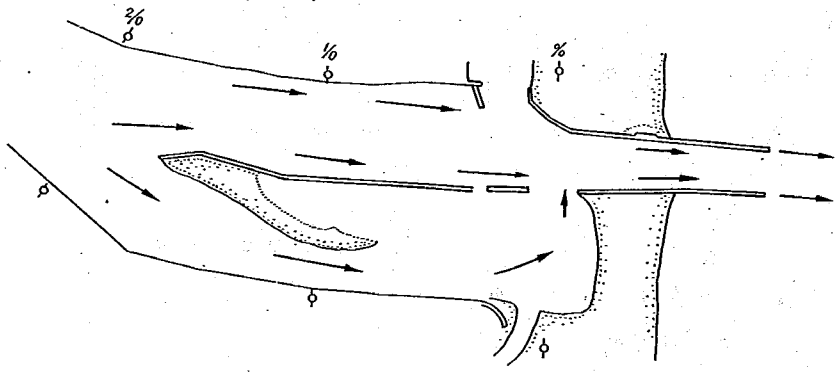
大淀川河口付近の流況を各実験ごとに示すと図－4.2 9.1～12のようである。これら全体の流れを1）河道内の流れ，2）河口導流堤入口付近の流れ，3）河口導流堤内の流れ，4）河口導流堤外の流れ，の4つに分けて考察してみる。

まず，河導内の流れだが，丸島により流れが左右に2分され，さらに，平水時には丸島につづく河川導流堤により左右の流れに2分されている。そして，河川導流堤より左岸側は河川導流堤にそった部分がかなり流速が早い。それに比し，河川導流堤より右岸側は左岸側に比し流速はかなりゆっくりしたものである。

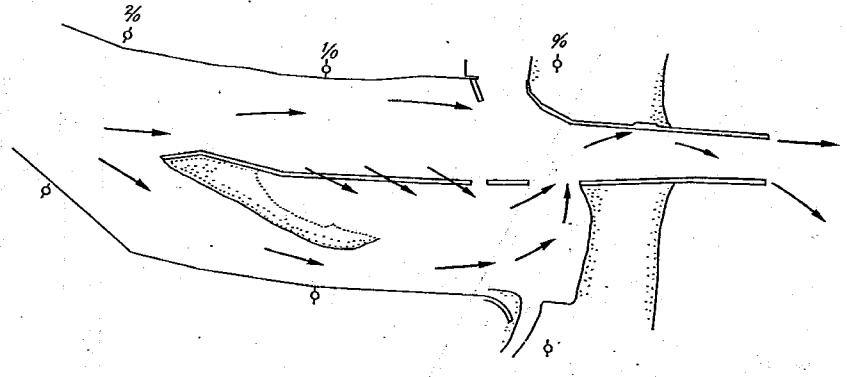
次に，洪水で河川導流堤をOver Flowするような水位になると，左岸側より河川導流堤をを斜めに横切って，右岸側へとむかう流れが生じる。この場合は，左岸側より右岸側への流れこみがあるため，平水時の丸島および河川導流堤による流量配分比より，比率の小さい流量配分比となることが考えられる。

実験では1.6K（丸島上流）と0.8K左岸側（河川導流堤により2分された地区）で平均流速を測定し，それにより丸島左右岸の流量配分比を求めようと試みたのであるが，吉高の述べているように[1]，74.4：25.6といったようなはっきりした配分比は求められなかった。作成したデーターのみ示すと図－4.7～4.9のようである。このうち図－4.7は上流で与えた流量Q_0と，1.6Kの実測平均流速に洪水後の河床から求めた河積を乗じて求めた流量Q_1の関係をプロットしてみたもので，流速より求めた流量の適合度を検証してみたものである。また，図－4.8は上流で与えた流量Q_0を河積Aで割って求めた計算流速V_0と，プロペラ流速計による実測流速Vの関係をプロットしてみたもので，流速測定の適合度を検証してみたものである。いずれもデーターはかなりばらついているが，測定器具の正確度，流速測定点の少なさ，河積のとり方等多くの問題点を考慮して考えると，大略一致しているとみなしてもよく，流速を実測して流量配分比を求めるという方法も，概略求める場合にはつかえると思われた。

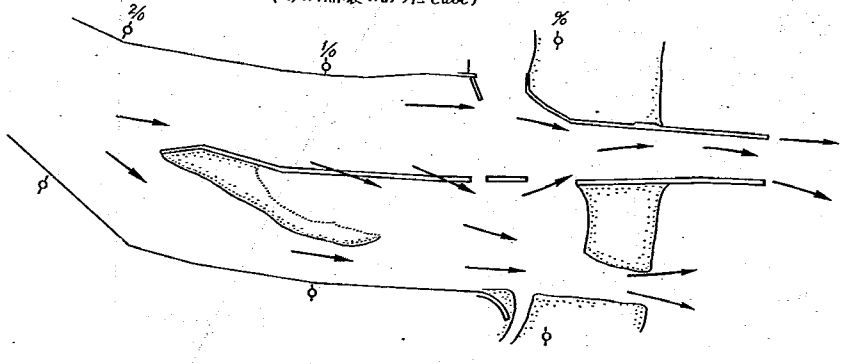
平水時



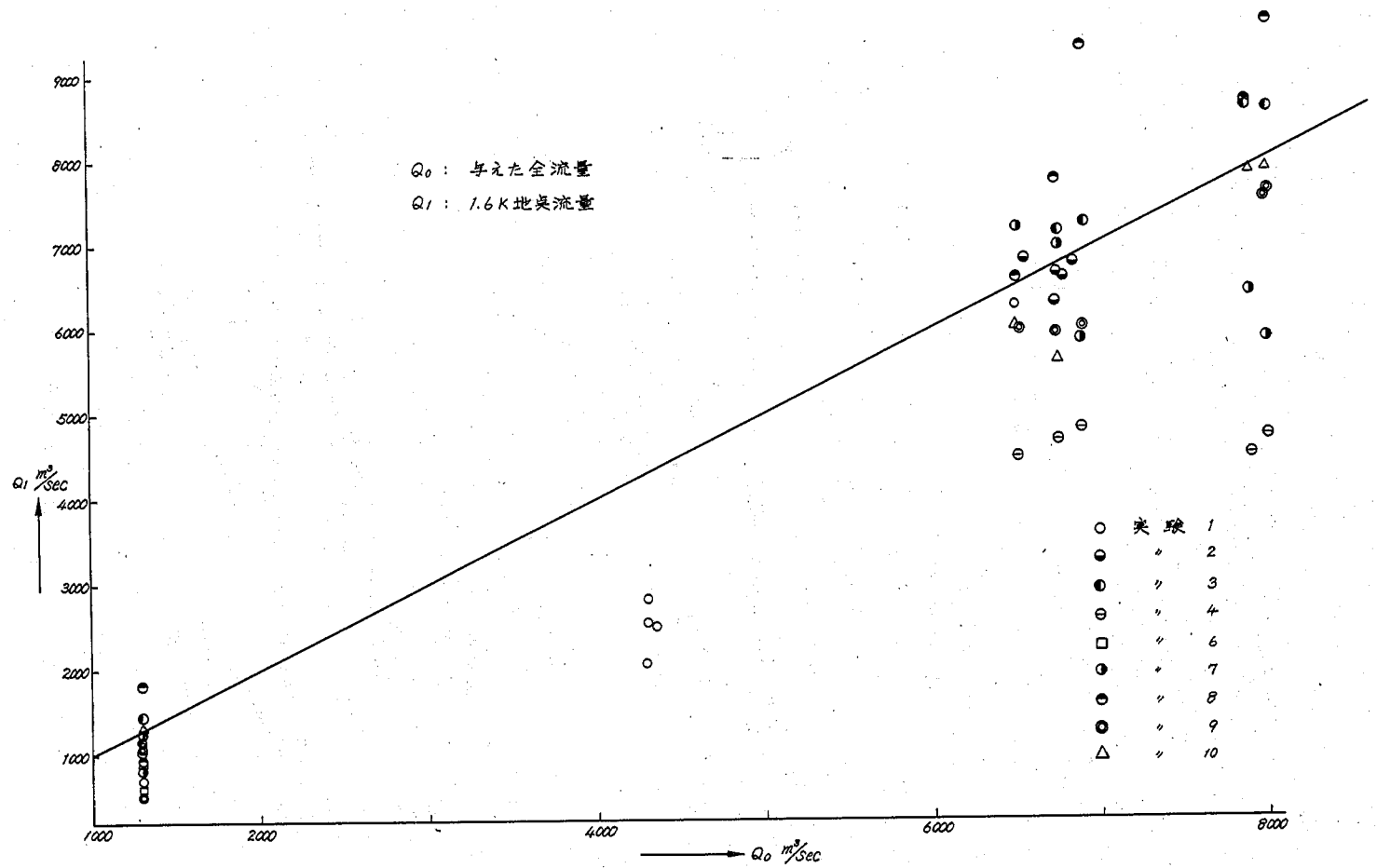
洪水時 その1
(砂洲崩壊のなかった Case)



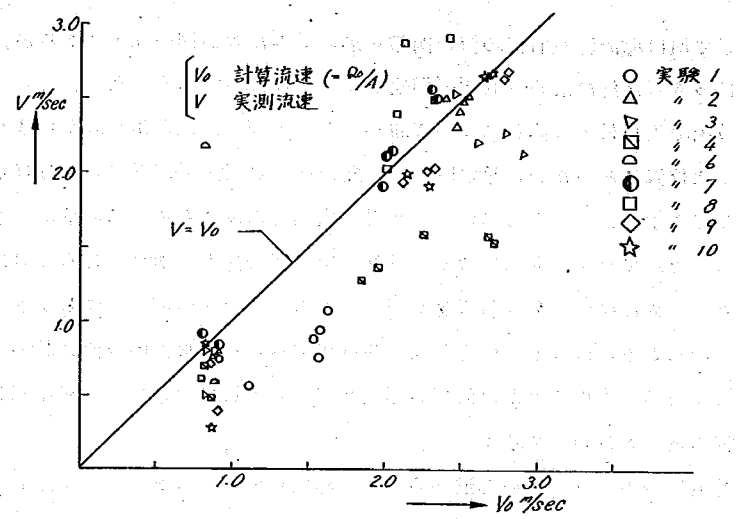
洪水時 その2
(砂洲崩壊のあった Case)



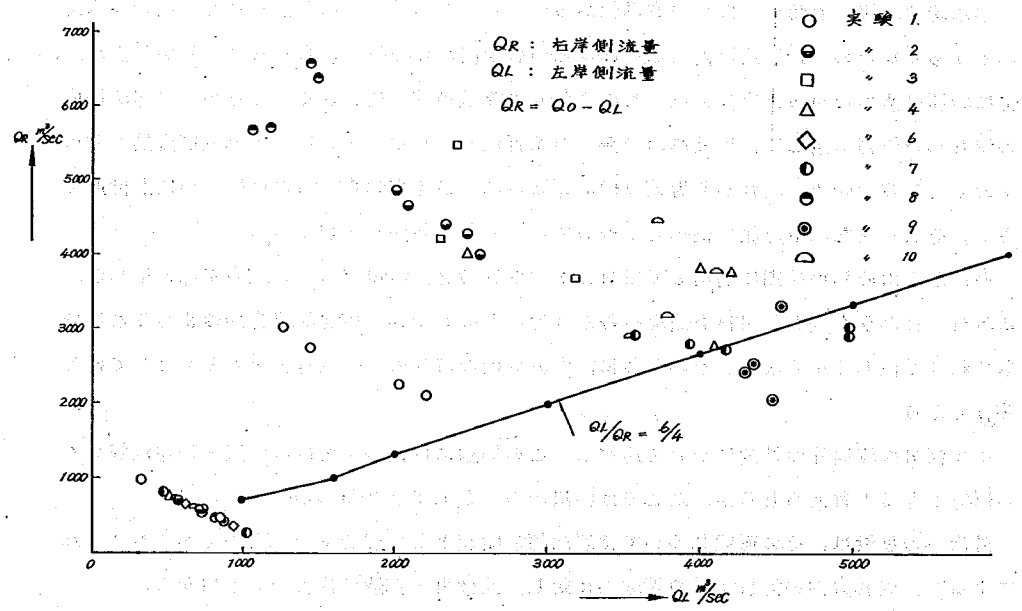
図－4.6　河口付近流況概図


Q_0 ： 与えた全流量
Q_1 ： 1.6K地点流量
Q_1 m³/sec
Q_0 m³/sec
9000
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
1000
2000
4000
6000
8000
実験 1
〃 2
〃 3
〃 4
〃 6
〃 7
〃 8
〃 9
〃 10

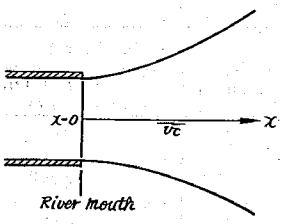
図－4.7　$Q_0 - Q_1$ の相関



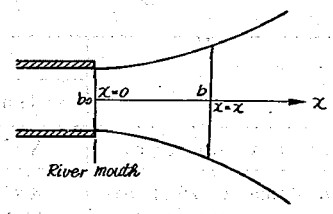
図－4.8　$V_0 \sim V$ の相関



図－4.9　$Q_R \sim Q_L$ の相関



図－4.10



図－4.11

このようにして河川導流堤左右岸の流量関係を求めてみたのが図－4.9であるが，前述のようにあまりはっきした解は求められず，問題点ばかりのこってしまった。

次に河口導流堤入口付近の流れについて述べると，現在の河口が川全巾からゆくとかなり左岸側に寄った位置にあるため，平水時には，丸島および河川導流堤により分けられた右岸側流量，そして洪水時には，さらに河川導流堤を横切った流れも加えた流量が，そのまま河口外へと出ることができず，砂洲崩壊がなければ中導流堤先端をまわりこんで河口導流堤内へと流れこむし，砂洲崩壊があり新河道が開かれても，かなりの流量が同じようにして河口導流堤内へと流れこむ。つまり，中導流堤の川側先端はいろんな方向の流れが集中し，かなり乱れた流れである。この流れが，河川導流堤左岸側を流れてきたまっすぐな流れと合流して，河口導流堤内へとはいってゆく。

次に河口導流堤内の流れについて述べる。この導流堤内の流れを大きく支配しているのは中導流堤先端のまわりこみ流量である。

平水時は，河口導流堤入口での右岸側からのまわりこみがそれほど強くなく，流量自体もあまり多くないので，導流堤内ではそれほど顕著な流れの蛇行はみられない。しかし洪水時，特に砂洲崩壊のなかった場合には，このまわりこみ量が非常に大きく，したがって導流堤内の流れへの影響も激しく，導流堤内で流れの蛇行がみられる。それは，中導流堤先端よりのまわりこみの影響で，流れが北導流堤側によせられ，最も寄せられるのはNo.9の地点付近である。それがまた，中導流堤側へとうつってゆく過程で外海へと出ている。

砂洲が洪水の早い時期に崩壊して新河口が開かれると，河川導流堤より右岸側の流れが，新河口へむかうものと，河口導流堤へむかうものとにわかれ，中導流堤先端のまわりこみ量もそれほど激しくなくなる。それと共に，導流堤内の流れもまた直線性をとりもどしているようである。

次に河口導流堤外の拡散について述べる。この問題には，現地では波・風・沿岸流等多くの影響があると考えられるが，ここでは河川流のみとしてとりあつかう。

外海への拡散は，その形態については理論的に噴流として解を求めたものであるが[8]，それによると，流れ方向の河口からの距離Xに対し，拡散巾・流速は次表のようになる。

表－4.3　jet 拡 散 の 巾 と 流 速

	Laminer		Turbulent	
	width	Center Line Velocity	width	Center Line Velocity
Free jet boundary	$X^{1/2}$	X^{0}	X	X^{0}
Two dimentional jet	$X^{2/3}$	$X^{-1/3}$	X	$X^{-1/2}$
Circular	X	X^{-1}	X	X^{-1}

また，福島等[9]が石狩川河口の実測により求めたものは，拡散は指数関数的に行なわれているということである。すなわち，河口巾 b_0，河口からの距離 x，係数 k とすると，河口から x の地点の拡散巾 b は，$b = b_0 k^{\cdot x}$ で表わされる。さらに，河口の平面形が石狩川とかなりよく似ている利根川の河口について，筆者らが行なった模型実験で河口外の拡散を調べてみると，上式のように指数関数的拡がりをしていることがわかった。

こういった資料をみながら考えると，河口外への拡散は河川水の流出形態（流量，流速，河口巾等の大小，河口平面形，あるいは密度差等により支配される形態）により，それぞれ異なっているのではないかと感じられた。

そこでここでは，以下に大淀川河口についてのみ述べてみることにする。

外海への拡散は，平水時，流量の小さい時にはほぼ直線的に流出しているようである。しかし，洪水時，特に砂洲崩壊がなく中導流堤の川側先端でのまわりこみが激しい時には，導流堤内蛇行の影響で，北導流堤沿いにはあまり拡散せずまっすぐ出るが，中導流堤側からはある角度をもって拡散している。この角度は中導流堤が－0.4K までカットされた実験７のケースで著しい。

しかし，流水は平面的にはある角度をもって拡散しているものの，後に述べる河床変動状況をみると，洗掘されている部分は拡散巾よりせまく，河口巾程度である。そして，その両側あるいは中導流堤側のみに堆積がみられる。このことから，かなりの流速をもって外海へ流出している河川水の領域はかなり狭く（ほぼ河口巾程度），その両側には，静水（海水）と動水（河川水）との摩擦によって生じる過領域があるものと思われ，この部分で堆積が生じているものと思われる。

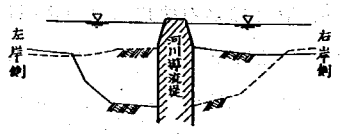
4－3－2　河口付近の河床変動

大淀川河口付近の河床変動状況を各実験ごとに示すと図－4.33他のようであり，図－4.47.2～11 には平面図にコンターラインをひいて平面的に示してある。これらの河床変動データを，前節同様１）河道内の河床変動状況，２）河口導流堤入口付近の河床変動状況，３）河口導流堤内の河床変動状況，４）河口導流堤外の河床変動状況の４つに分けて考察してみる。

まず河道内の河床変動状況について述べてみる。各実験ごとの河床変動横断図を通覧してみると，2.0K～1.6K 付近の左岸がかなりかたよった掘れ方をしている。これは河道が若干わん曲し，この付近に水当り部がきていることと，岩盤露出部（実験ではモルタル面）の下流にあたり若干流速が速いことが原因として考えられると思われる。

また，河川導流堤付近の河床変動は，初期河床（現地の平常河床）が図－4.12 の実線のように，左岸側で掘れ，右岸側に堆積した形になっているのに対し，実験終了後の河床はほ

ぼ図－4.12の破線のように左岸側に堆積し，右岸側で掘られている。これは前節の河川導流堤付近の流れと関係づけて考えると推測できるが，小流量の時は，左岸側の流れは河川導流堤に沿うようにして流れ，この付近が洗掘されるし，右岸側の流れは非常にゆるく，かなり右岸にかたよった流れをするため導流堤付近には堆積される一方である。



図－4.12 河川導流堤付近河床変動

しかし，洪水時は左岸側より河川導流堤をのりこえて右岸側に流れこむ流れがかなりあり，このため河川導流堤はもぐり堰のような役目をなし，もぐり堰の上流つまり現導流堤の左岸側には堆積し，下流つまり右岸側は洗掘される。

この結果が実験後の河床測量結果に表われたものと思われる。

次に，河口導流堤入口付近の河床変動状況について述べると，中導流堤先端が異常に掘れていることがあげられる。これは，河川導流堤右岸側の流れがこの付近に集中するし，いろんな方向から集中してくるため，かなり乱れた流れであることが原因であると考えられる。

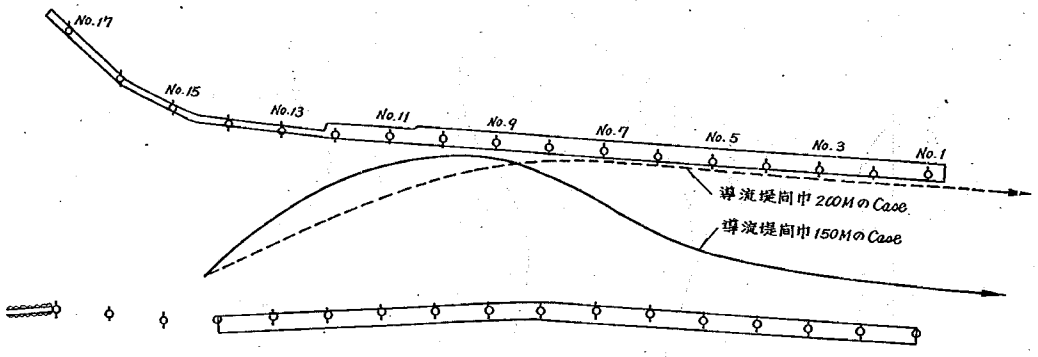
また，左岸から出ている内導流堤の影響もかなりあり，内導流堤先端と北導流堤をむすぶ付近が掘れ，内導流堤内（一ツ葉入江付近）はほとんど河床変動はおこしていない。

このように，河口導流堤入口付近では，中導流堤先端あるいは北導流沿いに洗掘される個所があることがわかった。ただし，洗掘量の相似については模型と現地の導流堤の構造の問題もあって，若干問題点をのこしていると思われる。

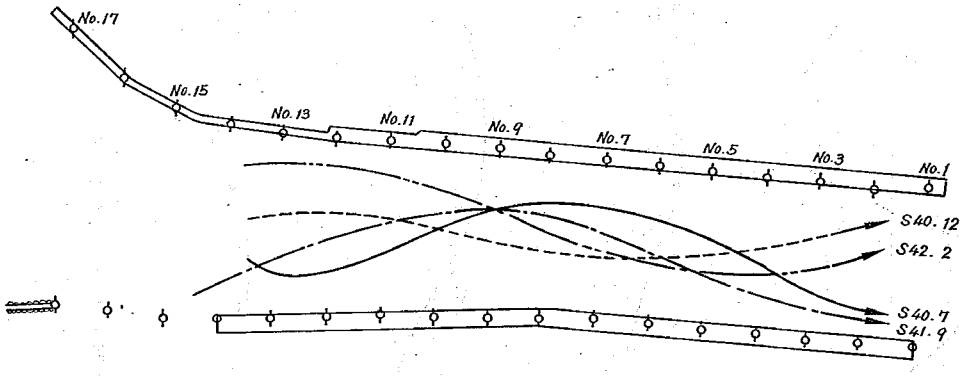
次に，河口導流堤内の河床変動状況について述べると，前節の導流堤内の流れで述べたように，流れは中導流堤の河川側先端のまわりこみ流の影響で導流堤内を蛇行して流れているが，河床変動にもその影響が出ている。すなわち，導流堤内の深掘れ位置は，中導流堤先端から導流堤内を斜めにすすんで，No.9～10付近で北導流堤へと達する。そして，また反転して中導流堤側へと移ってゆくが，完全に中導流堤側へは移りきらず，No.3～4付近からはほぼ一様に河床低下している。

なお，導流堤間巾を２００ｍにした実験ケースにおいては，深掘れが北導流堤に達するのは，前述より若干海側のNo.7～8付近である。そして，以後北導流堤沿いに深掘れがつづいている。

河口導流堤内の深掘れ位置については，流路（みおすじ）の変化として，吉高が述べているが[4]，それによると現河口導流堤内の最深点を結んだ線の経年変化は図－4.14に示すようであり，導流堤間の中心線からの最深点の移動量をみると図－4.15のようになる。これより，流路は夏期の出水と波の強い時は先端が南よりに，中央部は北よりになり，冬期の流量が少ない時は先端が北よりに中央部は南よりになっている。そしてこの流路蛇行は季節的な影響，すなわち風の影響がひびいており，直接には河側の浅瀬と海側の沿岸砂洲との位置関



図－4.13　河口導流堤内みお筋

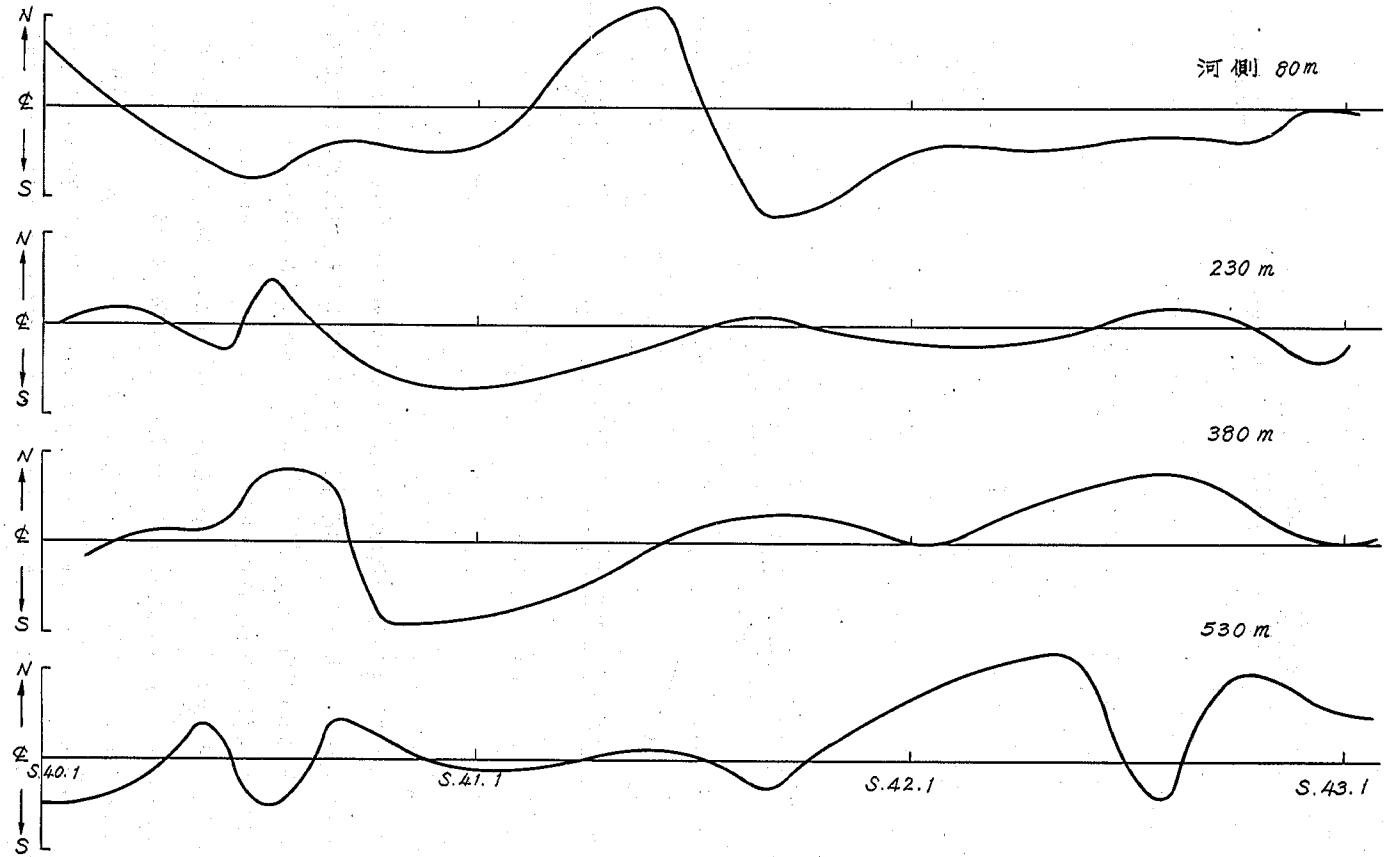


図－4.14　河口導流堤内みお筋変化

係によるものであるとしている。

筆者らの実験には，波，沿岸砂洲の影響はまったくないのであるが，前掲の図－4.15の昭和40年7月あるいは41年9月の流路蛇行とよく似ていることは，夏季出水が導流堤内の流路蛇行にかなり大きな要因として作用しているのではないかと思われる。

次に，河口導流堤外の河床変動状況について考えてみると，これは前節の河口外の流況について考察した時に若干ふれたが，河口導流堤出口付近はほぼ導流堤間巾ほど洗掘されている。洗掘が行なわれている沖合方向の領域は，現導流堤で砂洲崩壊がなかったり，あってもかなりの流量になるまで砂洲崩壊のなかった実験4.6のケースでは－1.4Kまでであり，その他のケースでは－1.0K付近までである。それより沖合は今度は逆に堆積している。このことは，洪水流がこの付近まで土砂運搬に可能な流速をもって河口をふき出し，流速が弱まると共に土砂をおいていったものと思われる。



図－4.15　河口流路変動

また，導流堤延長上の左右側あるいは右側に堆積されているのは，この付近に河道内の流砂がおいていかれたものと思われ，導流堤延長上左右側わずかずれたのみで，かなり流速が減じていることがわかり興味深い。

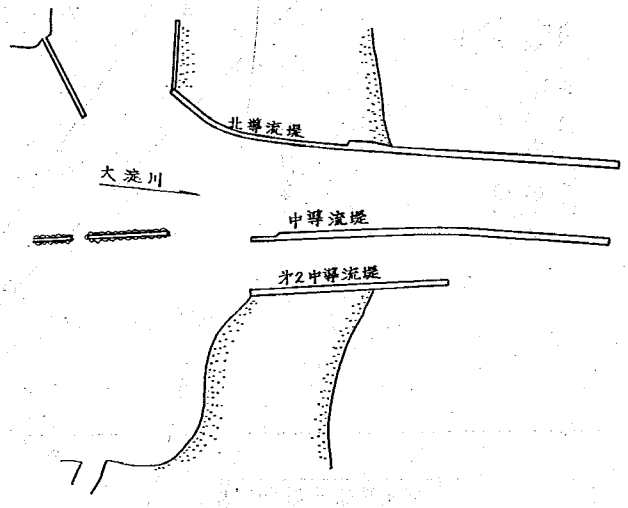
4－4　第2中導流堤設置について

大淀川河口は，現河口状態では洪水時砂洲崩壊が期待できない場合，計画高水位を大幅に越えることが考えられる。この値は実験結果によれば70cmにもなる。したがって，何らかの河口処理をほどこして河口の洪水疎通能力を増すことが必要となってくるが，その処理法として，第2中導流堤を現在の中導流堤の南に設置し，その間の砂洲高を低くし，洪水時に越流させる方法が有効であると考えられた。

そこで以下に，第2中導流堤を設置した場合の河口現象を実験結果および電算機による計算結果から考察してみた。

4－4－1　河川流よりみた第2中導流堤について

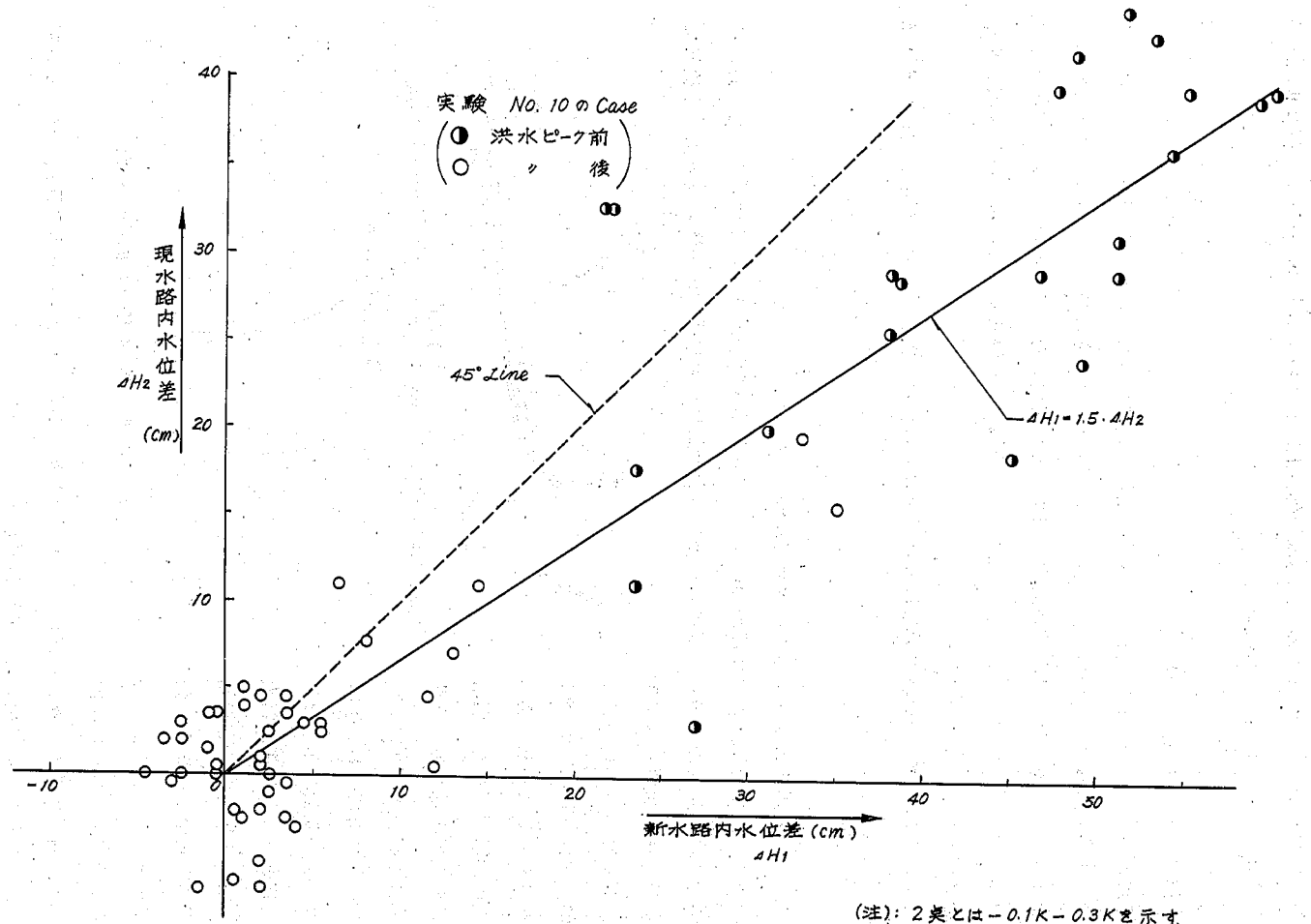
第2中導流堤を現在の中導流堤の南100mの地点に図－4.16に示すようにもうけ，その間の砂洲高をT.P. 1.0m以下にした場合の実験結果については，前述の通り第2中導流堤以南の砂洲が崩壊しなくても，姥が島地点（0.8K）で計画高水位（T.P. 3.90m）を約30cm下まわり，まったく砂洲崩壊がなく，現導流堤のみで洪水を流下させた場合（実験6のT.P. 4.60m）に対しては，約1.0mの下まわり量を示した。



図－4.16　第2中導流堤設置

流れとしては，新水路内には主に河川導流堤右岸側の流れが集中し，かなり強い流れとなっていた。水路内の水面勾配を現導流堤内と新水路内で比較してみたのが図－4.17であり，かなりバラツキはあるが新水路内の方が1.5倍程度急な水面勾配をもって流れている。

洪水後の河積をとってみても表－4.4に示すように川巾が50m狭いにもかかわらず河積



(注): 2点とは −0.1K − 0.3K を示す

図－4.17　現・新水路内水位差

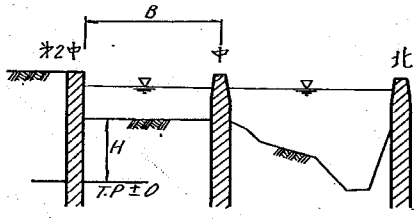
は現導流堤内とほぼ同じである。

次に，筆者が図－4.18に示すような便宜的断面を考え，電算機による不等流計算を行なって，第2中導流堤設置位置，その間の砂洲高変化に伴なう水位変化を求めてみたのが図－4.19.1，2である。この計算は河床変動は認めず，したがって断面は図－4.18に示すものとし，計算区間が短いので不等流で近似できると考えて行なったものである。また，粗度係数については，実験6の最終河床と各流量（洪水ハイドロの下りの流量）時の水位を検証Dataとして使い粗度検証をしてみた。その結果が図－4.20である。これより，流量により若干の水位差はあるが，導流堤内の粗度係数はおおむね0.035で表わせると思われた。この値は事務所でも現地河口粗度係数として使われている値であり，以後の計算にも粗度係数は0.035を使うこととする。

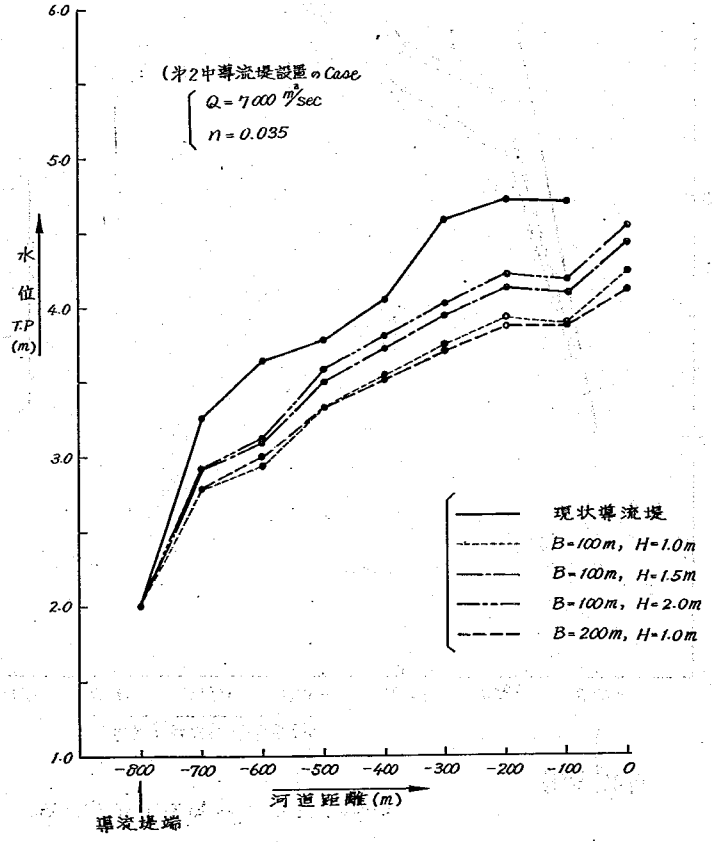
計算ケースは図－4.18のB・Hを使って表わすと，表－4.5に示す5ケースである。潮位は，砂洲高がT.P. 2.0 m のケースもあることから，便宜的にT.P. 2.0 m を使用した。

表－4.4　現・新水路内河積比較

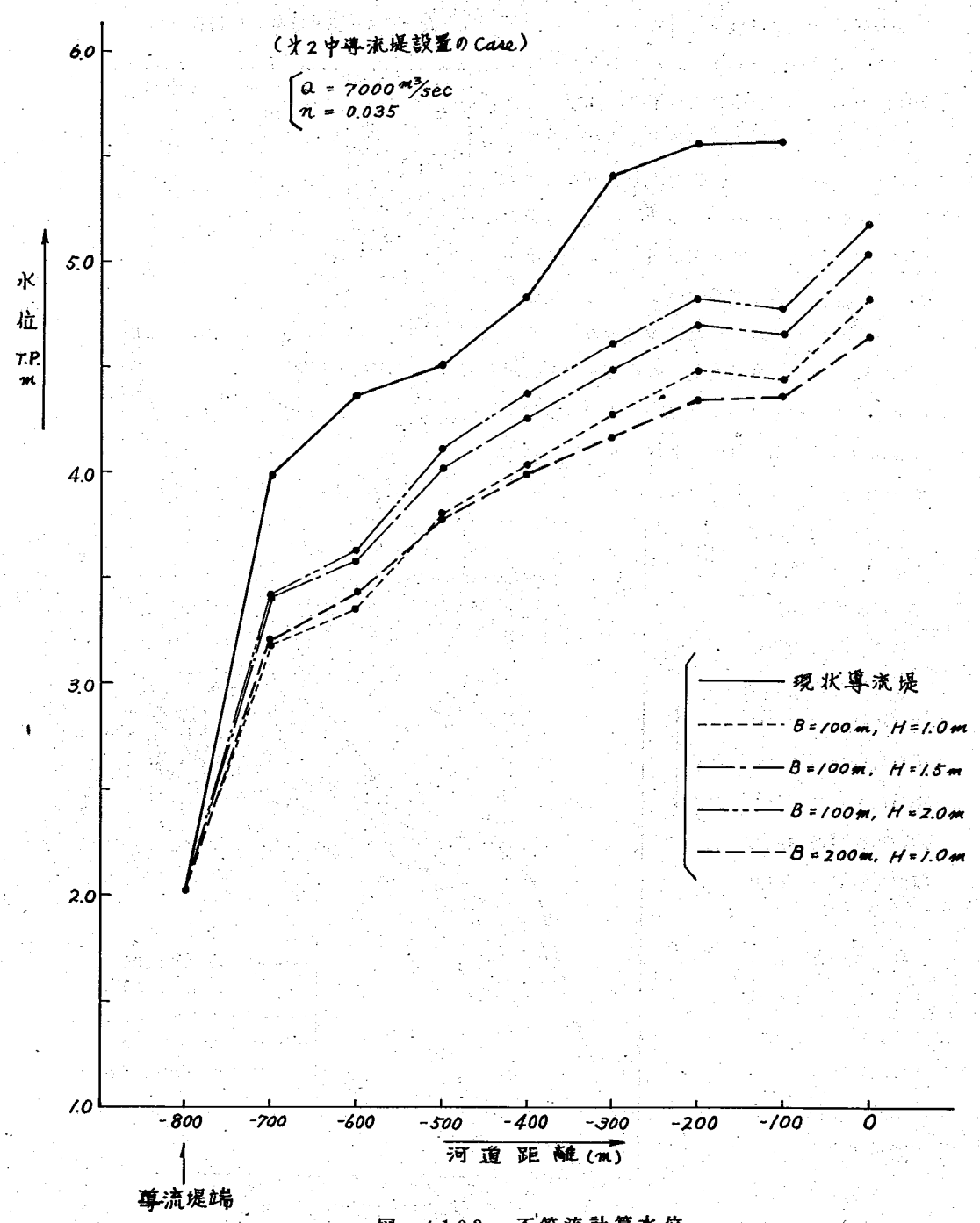
測点位置	現水路内	新水路内
－0.4 K	930 m²	951 m²
－0.3 K	1,026 m²	910 m²



図－4.18　模擬断面



図－4.19.1　不等流計算水位

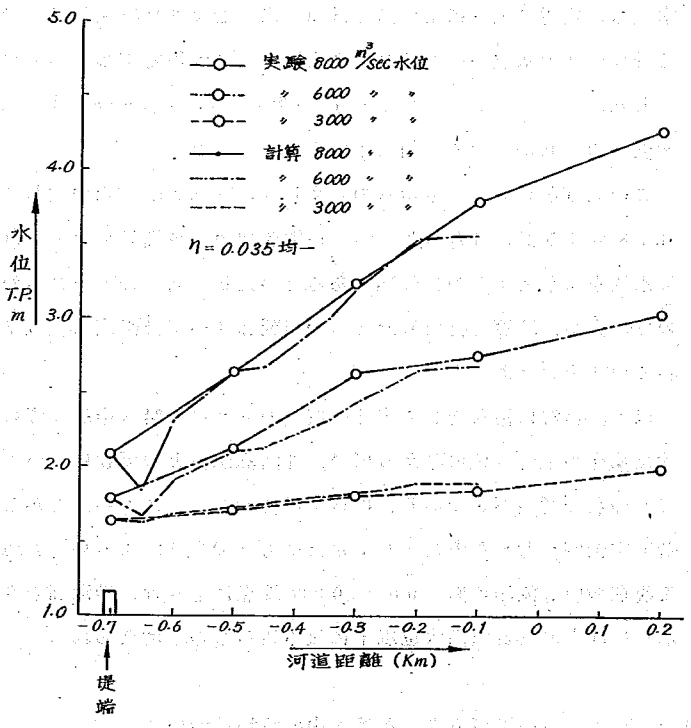


図－4.1 9.2　不等流計算水位

表－4.5　　計　算　ケ　ー　ス

計算No.	B　(m)	H (T.P.m)	7000m³/sec時のNo.1との水位差 (cm)	同一条件の実験水位　(T.P.m)	実験～計算水位差 (cm)
1	0	現　状	0	3.15	2.25
2	100	1.0	107	2.31	1.96
3	〃	1.5	85	—	—
4	〃	2.0	73	—	—
5	200	1.0	120	—	—

この計算水位は，導流堤内の河床変動がないと仮定（実際は前述の実験結果にもみられるように，洪水後は，現導流堤内・新導流堤内共にかなりの河床低下をし，両堤内ほぼ同じ河積になっている）したので，実験結果あるいは現地実測とは異なっている。そこで水位絶体値よりも計算値と実験値あるいは計算値相互間の相対的な関係から考察を行なってみる。



図－4.20　実験・計算水位比較

今，表－4.5には新導流堤と砂洲条件を示すと共に，－0.2K 地点における 7000m³/secの計算水位，No.1 との水位差，さらにはNo.1，No.2 と同一条件の実験（それぞれ実験 6 と実験 10）の－0.3K地点における水位および計算値と実験値の水位差を示してある。

この表から，まず導流堤，砂洲状況の相違による計算値相互の水位変化をみてみると，現導流堤による水位と第2中導流堤をもうけその間の砂洲高を低くするという処理をほどこし

た時の水位とでは最大 1.21m，最小 0.73m の水位差がある。また，各処理法による水位差はNo.2からNo.5の間では最大約 50cm みられた。

計算No.1，2と初期条件を同じにする実験 6，10の－0.3K付近の流量 7000m³/sec 時の水位は前にも述べたが，表－4.5の第6覧に示すようで約 80cm の水位差が認められる。その結果として，姥が島（0.8K）での水位はそれぞれ T.P. 4.60m， T.P. 3.62m となって100cmの水位差が生じた。そして，このことは－0.3Kから 0.8Kの間で両実験水位の間に 20cm の水位低下量の差があることになる。

今，計算でも実験でも導流堤・砂洲高の変化に伴なう水位低下の割合が同じ，つまり，計算で x cmの水位低下があった場合，実験でも x cmの水位低下があるというような仮定をし，水位そのものの実験値と計算値の差は，計算上の仮定による誤差であるとすれば実験10の水位は，前述のように姥が島で計画高水位を 30cm 下まわる値であったので，これに対応する計算No.2の水位が同じく計画高水位を 30cm程度下まわるものであると考え得る。

したがって，計算No.2の水位 4.48m より 30cm高い 4.78m が実験あるいは現地の計画高水位時の－0.2K 水位に相当するものと考えた。

このような見方ができるものとすれば，－0.2K 地点の流量 7000m³/sec時の計算水位が 4.78m より低い計算No.2，3，5の導流堤巾，砂洲高のケースは，洪水時，計画高水位以下に水位をおさえ得る河口処理であるといえる。No.4のケースもわずか 4cm越えるのみであるので，大略，計算を行なった4つの処理はすべて計画高水位以下に水位をさげる可能性をもっているといえよう。

以上，非常に雑なそして多くの仮定のもとに，第2中導流堤の位置および砂洲高を変化させた場合の上流水位に与える影響，計画高水位との問題について考察してみたが，まだまだ多くの点で考察不足であり，明らかな結論は出しにくい。しかし，考察を行なうにあたり，若干安全側を考えた考察としてきたつもりであり，こういった点から，大略，第2中導流堤を現在の中導流堤の南 100～200m 地点にもうけ，砂洲高を T.P. 2.0m 以下に保てば，洪水時ほぼ水位を計画高水位以下に保ち得るものと考えられる。

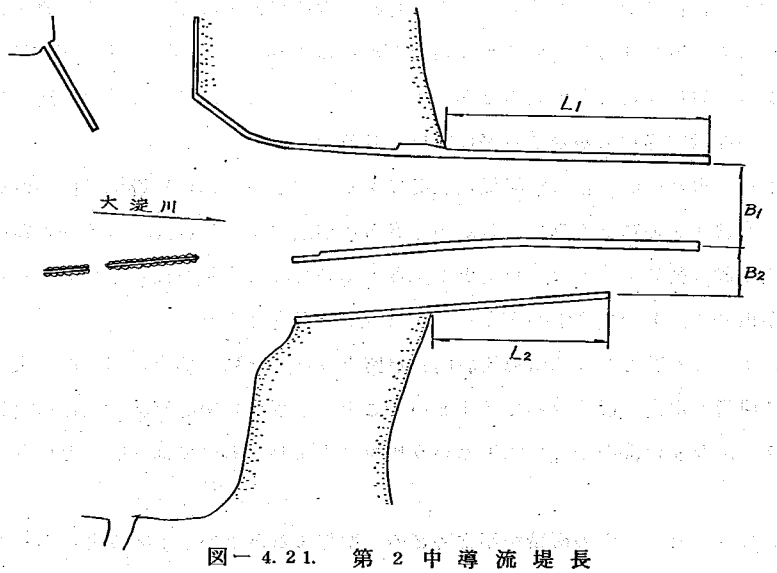
4－4－2. 海の影響も考えた第2中導流堤について

第2中導流堤を現在の中導流堤の南に設置する案は，治水上有効であることがわかった。そこで今度はこのような処理が行なわれた場合の維持あるいは現河口への影響といった波の効果も考えた問題について検討してみなければならない。

しかしながら，波の影響については実験によってはじめて，より明確な解が出てくるのであり，これを机上で考えるには現象をより単純化した形でしか行なえないかと思われる。そして，現データーには波によるものは含まれておらず，したがって，現象も単純化して考え

得る机上考察のみを行なってみる。

まず，第２中導流堤を設置する場合，どの地点まで導流堤を出したら有効か，つまり導流堤の必要長の問題がおこってくる。これは，その付近の波，地形，気象，海底材料，その他多くの要因を含んでいて一概にはいえない。そこで長期的には長く漂砂移動の少ない地点まで出すよう計画し，まずは少しづつ出して砂のまわりこみを見ながら順次のばしてゆくという方法をとるのが良策かと思われる。そして，一応の目やすとしては，既設の導流堤施工結果を参考にし，既設導流堤の堤間巾 B_1 と，汀線付近から外海に出た堤長 L_1 との比 B_1/L_1 を同じにするよう出すことを提案する。すると，現在の導流堤はおよそ $B_1=150m$，$L_1=380m$(T.P.±0 m を汀線にとる）であるので $B_1/L_1=0.39$ となる。そして新設する第２中導流堤は，$B_2=100m$ であるので結局 $L_2=100/0.39=256\fallingdotseq260m$ となる。



図－4.21. 第２中導流堤長

したがって，以上の考察より第２中導流堤は，中導流堤の南１００ｍの地点に砂洲を切り，汀線（T.P.±0ｍライン）より２６０ｍ程度外海にのばした長さを一応の目やすとして設定できる。しかし，あくまで目やすであり，前にも述べたように，砂のまわりこみ状況をみながら順次延ばしてゆく方法をとることが望ましい。

次の問題点は上記のように河口を設定した後，初洪水がくるまで設定の砂洲高に保てるか否かということである。中導流堤と第２中導流堤の間の砂洲の設定高が潮位とさほど差がなく（砂洲高 T.P. 1.0～2.0ｍ に対し，油津観測の朔望平均満潮位 T.P. 1.3ｍ，平均潮位 T.P. 0.4ｍ），T.P. 1.0ｍの砂洲高では，大潮時には冠水してしまうといった状態であるゆえ，砕波が導流堤内に進入し，砂洲まで到達するようであると，すぐに埋ってしまうことが考えら

れる。

そこで今，過去に現導流堤をのばしつつあった時点と，現在および将来第２中導流堤を設置した時点での深浅形態にそう大差はないとして，昭和４２年３月測量の深浅図を使い，これに周期１０sec，卓越波向E～SEの波を与えて，潮位T.P. 1.0m の時の波の屈折図をえがいてみた。図－4－22参照。そして，導流堤内の波の進行方向をみて，波が砂洲地点まで進入するか否かを確かめた。

ここで，周期および卓越波向を上記のように選んだのは，図－4.22～4.23に一括して示すように，文献[2,3]によると，波向はESEを中心としてE～SE方向が卓越しており，周期は10sec がほぼ平均的な値であるとみなしたからである。

さて，図－4.22にはE－5°S波向とSE波向の２卓越波向による屈折図を示したが，これから推測すると，第２中導流堤を汀線より２６０m 近く出しておけば，砂州に直接打上げてくる波はほぼカットできるし，導流堤の構造を現在のようにテトラポットにしておけば，導流堤にぶつかった波はほとんど消えるとみてよい。したがって，波による砂の持込み量は非常に少なく，砂洲設定形状もかなり良好に維持できるかと思われる。

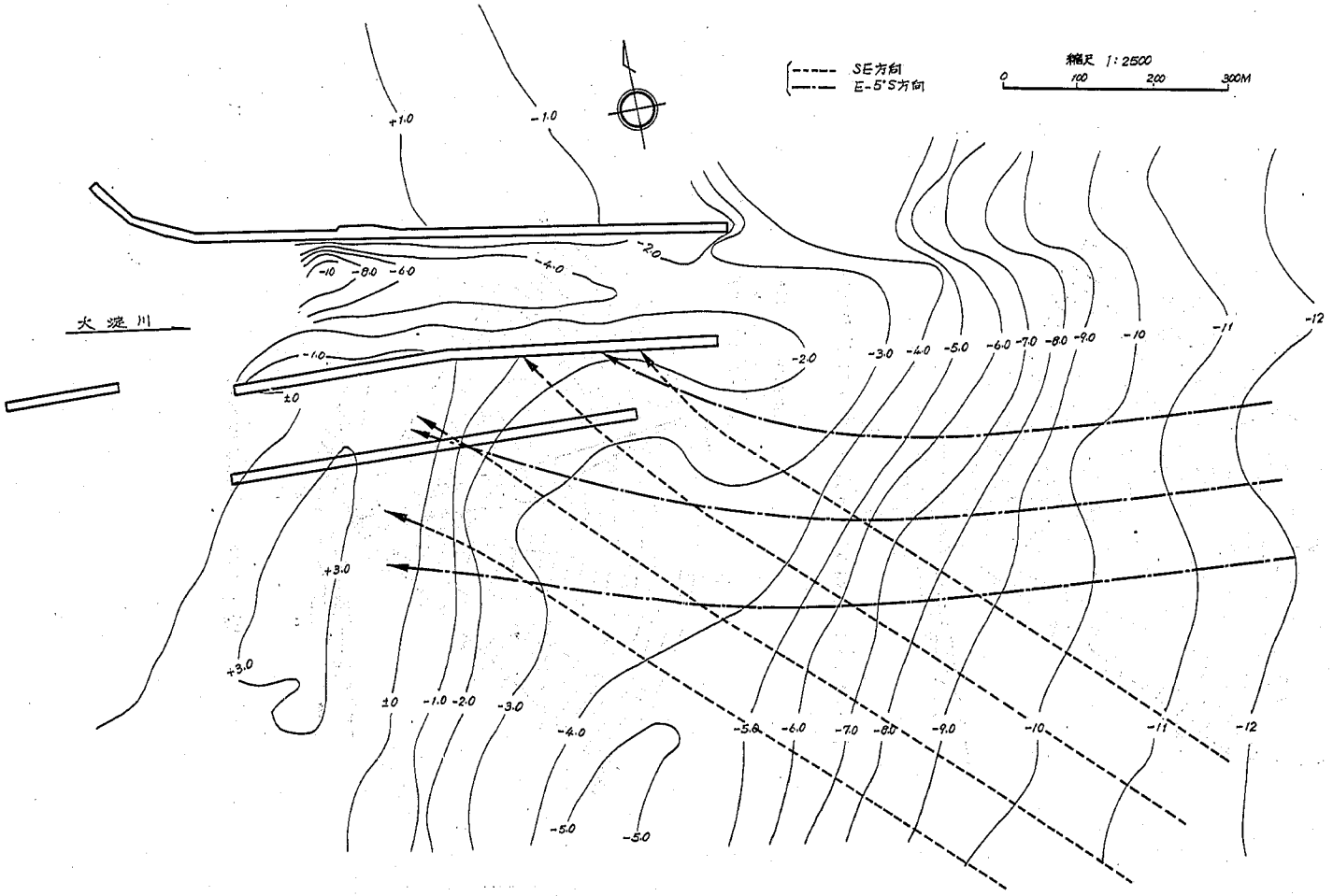
次に問題となるのは一洪水後の導流堤内状況である。洪水時には，新導流堤内がかなり堀れることは，実験１０の結果をみてもわかる。さらに前述のように，波による砂の持込み量は第２中導流堤設置後非常に少なくなると予想されるので，一洪水で開口してしまった新河口はその後閉鎖せず，そのまま水路となってしまうことが考えられる。

この場合に生ずる問題としては新導流堤内が水路となることは事実上の河口巾増大を意味し，平水時に現導流堤内が浅くなってくるということと，現在の中導流堤が両側に流れを持つことになり，かなりの洗掘そして沈下という現象にみまわれるのではないかという２点である。

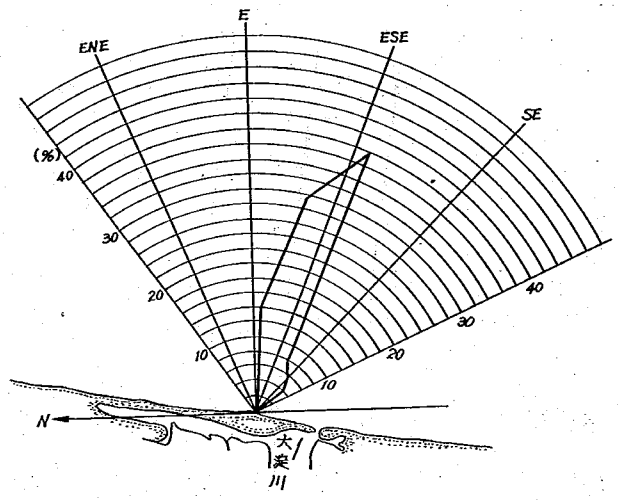
前者については，導流堤内の河積が平常時どの程度保てるかということを考察してみる必要がある。

今，図－4.24に昭和４０年～４６年までの河口断面積の変化を導流堤の川側，中央，海側にわけて示してみた。これは，吉高のData[4]に筆者が昭和４５，４６年のDataをつけ加えたものであるが，これによると最近ではほぼ８００～９００m^2 以上の河積が維持されているように思える。また，表－4.6に最近１０年間の洪水記録を示したが，ほぼ年１回の確率で２０００m^3/sec級以上の洪水が出ており，図－4.25（文献５より転載）から，２０００m^3/sec時の河積は９５０m^2 である。つまりこのことは，年１回は河口河積が９５０m^2 以上に開口される可能性をもっていることを表わしている。

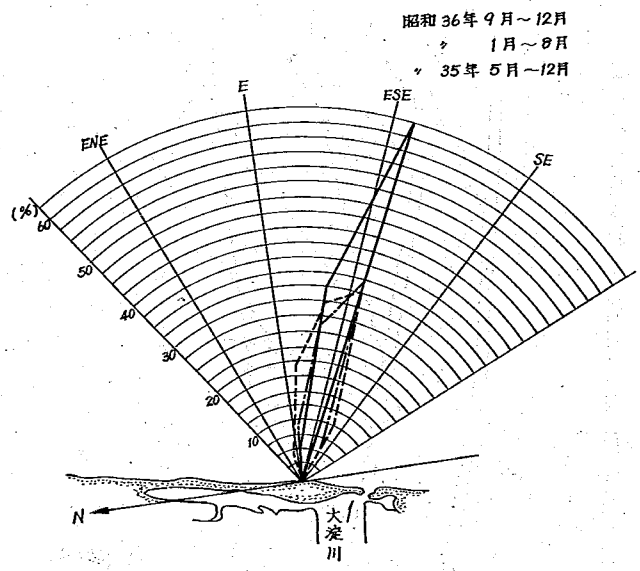
したがって，大淀川河口は年１回の２０００m^3/sec以上の洪水により河口導流堤内の河積は９５０m^2 以上に開かれ，洪水のない期間に，河川流あるいは海からの波によるもちこみ土砂



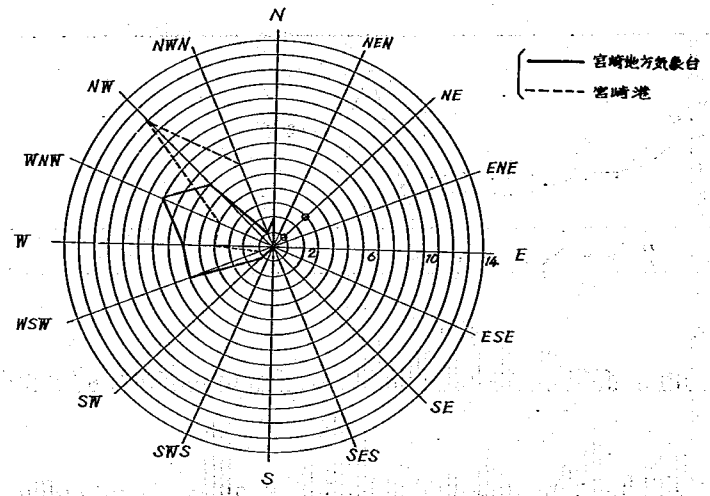
図－4.22　大淀川河口波進入経路



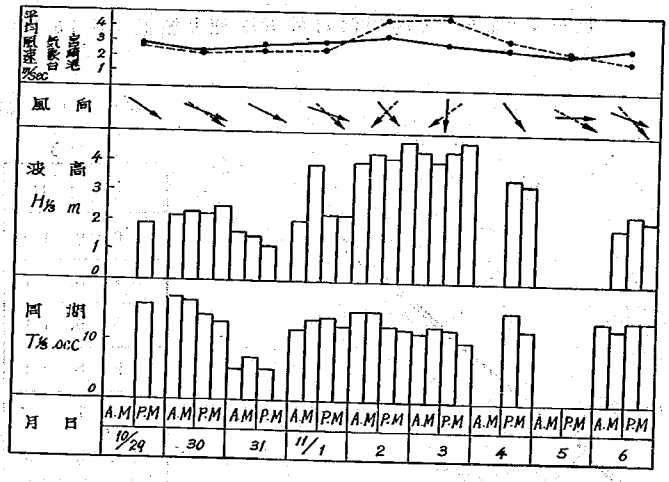
図－ 4.23.1 昭和 35 年 5 月～ 36 年 12 月の波向



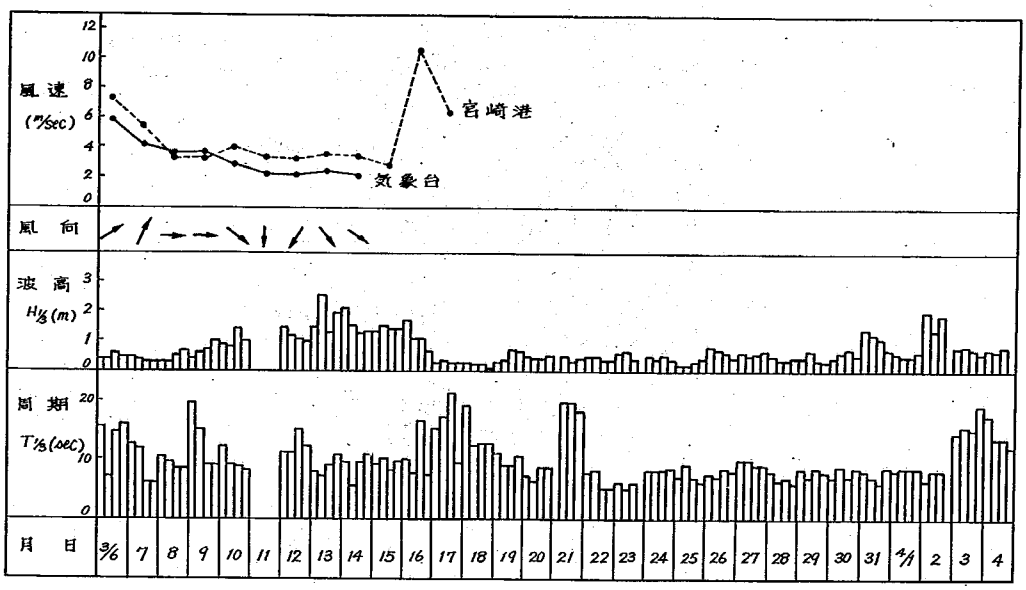
図－ 4.23.2 季節別の波向



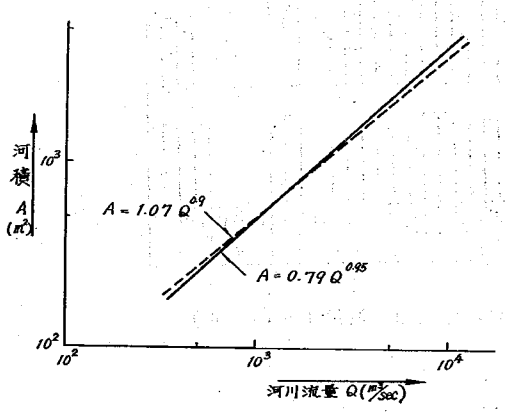
図－4.23.3　S44.10～S45.3の風向別発生回数



図－4.23.4　大淀川河口付近風速と波高（S44.10）



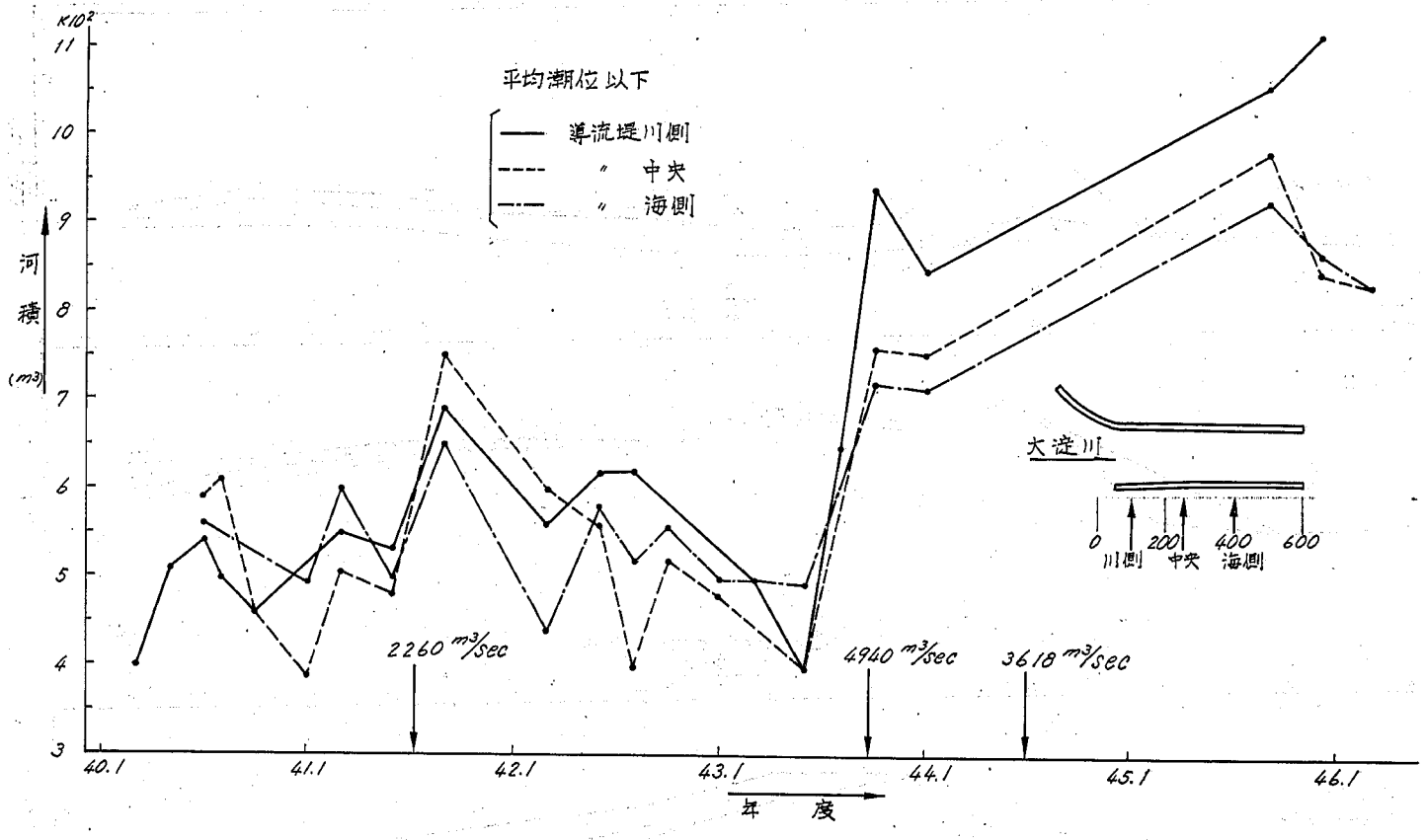
図－ 4.23.5　大淀川河口付近風速と波高（S 45.3）



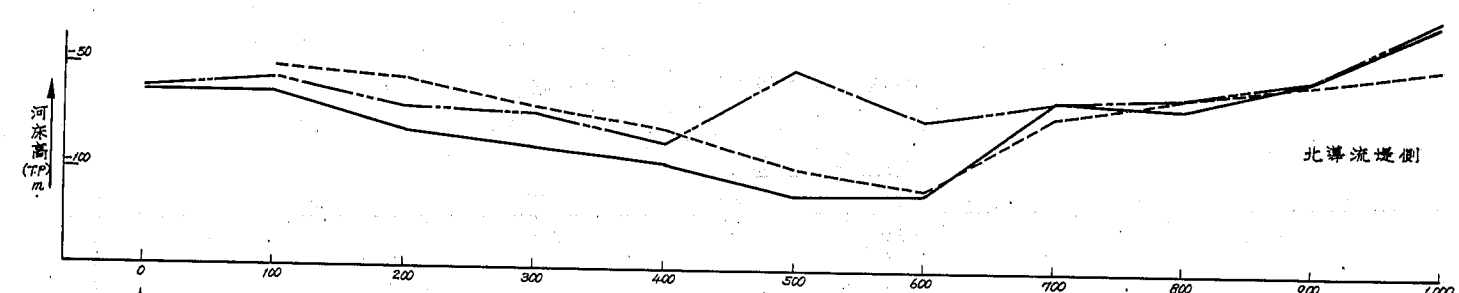
図－ 4.25　河川流量による河積

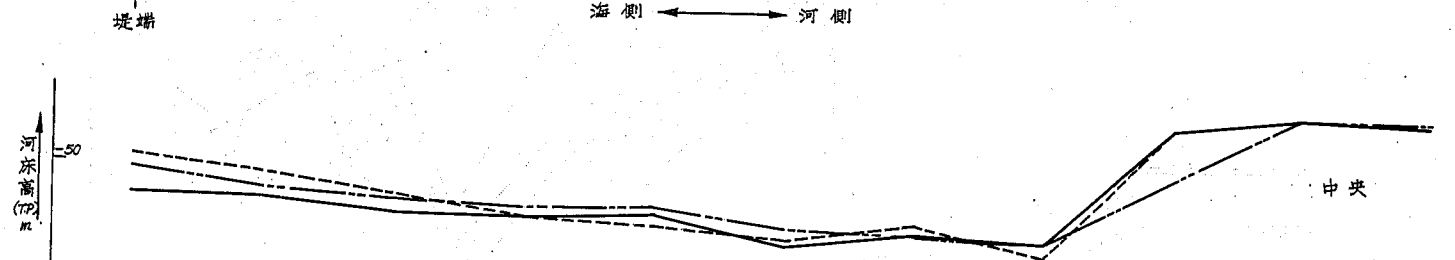
表－ 4.6　大淀川洪水記録

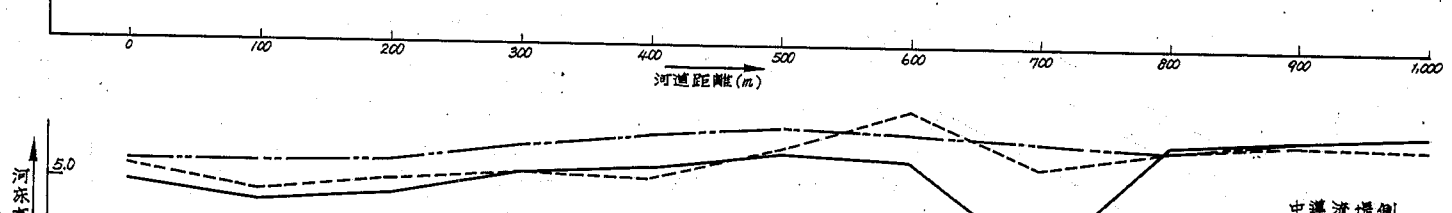
年　月　日	柏田流量 (m³/sec)
36. 9. 16	2979
37. 5. 27	1624
38. 9. 11	2180
39. 8. 24	4100
40. 7. 6	2333
41. 7. 8	2563
42.	—
43. 9. 24	4273
44. 6. 30	3587
45.	—
46. 8. 30	5276



図－4.24　大淀川河口河積変動図







図－4.26　導流堤内河床縦断図

が導流堤内に堆積し，河積を減じてゆくものと思われる。しかし，前図－4.24にもみられるように，河積の減少はそれほど激しくはなく，800～900m^2の河積が現在は維持されているようである。そして150mの導流堤巾に対し，水深は5.0m以上あると思われる。事実，図－4.26に示す現地の導流堤内縦断測量図をみても，北導流堤から中央部にかけてはほぼ全部平均潮位から水深5.0m以上を保っている。

そこで，これが今後も続くものか一時的なものかは，明確にわからず，若干の問題がのこるかもしれぬが，今，現在のような河口状態が続くものと仮定（前記理由よりこの仮定はほぼ正しいと思うが）した場合，第2中導流堤を設置して第1回の洪水後，河口巾が事実上250mになったとした場合の水深は，河積800～900m^2とすると3.2～3.6mとなり，航路としての必要な水深（3.5m）をほぼ満足する。

以上のことより，現導流堤内が浅くなれば，それを掘削してその土砂を新導流堤内に入れるという計画をおりこんでおけば，第2中導流堤を現中導流堤の南に設置し，第1回洪水後河口巾が250mとなってもそれほど問題はのこらないと思われる。

次に中導流堤維持の問題だが，第2中導流堤が設置され河口巾が250mになると，上流の川巾800mに対し，その比が1：3.2と現在（1：5.3）に比しかなりその収縮の度合がゆるくなる。そのため，右岸側の流れがかなり直進性をもつようになり，中導流堤に直接ぶつかる流れは，川側先端の付近をのぞいてなくなるようである。実験10の流況図参照。

したがって，中導流堤の維持については，その堤脚部を少し広く沈しようや捨ブロックで囲むか，現導流堤内を掘削する場合には，その土砂を堤脚部付近に重点的にすてるように計画する等の処理を行なえば，かなり維持できるものと思われる。また，第2中導流堤は初期の沈下がかなり考えられ，その維持にも留意する必要がある。第2中導流堤の透過度や高さは側面からの砂の侵入があまりないように設けなければならない。

以上，海の影響も考えた第2中導流堤設置について机上考察をしてみたが，ほぼ可能な条件にあるということがわかった。今後は，現地で平常時のよりはっきりした導流堤内の河積を調査し，いったいいくらの河積が常時維持できているのかを明らかにすることができ，また，現導流堤内に波がどの程度，どのような状態で侵入しているかも現地観測できれば，第2中導流堤設置に伴なう問題点のいくつかは解決できると信ずる。

第5章　結　　論

1. 現状導流堤で，砂洲崩壊が期待できなかった場合の計画洪水時の最高水位は，姥が島でT.P.4.60mにもなり，計画高水位（T.P. 3.90m）を約70cm程度越える。
2. 水位低下対策としての中導流堤カット，導流堤間巾拡幅の処理は，効果はあるがそれぞれ姥が島でT.P. 4.32m，T.P. 4.23m となり，計画高水位以下には低下させえなかった。
3. 洪水時の発破による新水路開削の効果は，実験結果では計画高水位を若干（10cm）越えているが，実測誤差あるいは実験を若干安全側で行なっていることを考えると，一時的処理としては効果はあるといえよう。

   しかし，この処理は洪水前の波による埋設パイプの破損等事項が多く，施工上無理であることを事務所より言われた。
4. 第2中導流堤を現在の中導流堤の南にもうけ，洪水処理を行なう方法はかなり有効である。実験10の条件（中導流堤から100mの位置，砂洲高T.P. 1.0m）では，計画洪水時の最高水位は姥が島でT.P. 3.62mとなり，計画高水位を約30cm下まわった。

   また，不等流計算結果から判断すると，第2中導流堤の設置位置および中導流堤との間の砂洲高は，100～200mの位置で，砂洲高T.P. 1.0～2.0mとするのがよいと思われる。
5. 第2中導流堤設置に伴なう問題点のうち，波の進入については，導流堤を汀線（T.P.±0m）より300m近く出し，構造をテトラポットのような消波効果の大きいものにすれば，ほぼ砂洲まで達する波はカットできると思われる。

   次に，第1回洪水後，この導流堤間が新水路となり，河口巾が250mに広がった時の現導流堤内水深は，現在の河積が維持されるものとすれば，ほぼ3.5m前後となり航路に可能な水深を保ち得る。

   また，両側に流れをもつことになった中導流堤の維持については，中導流堤川側先端付近を除いては，流れがそれほど複雑ではないので，堤脚部分の根固めを行なうとか，現導流堤内の掘削土砂を堤脚部付近に重点的にすてるとかの施工をほどこせば，かなり維持できるのではないかと思われる。

   なお，第2中導流堤の設置高さは，砂洲部分では飛砂のはいらぬよう十分高くしなければならない。

以上述べたような事項が，実験およびその考察の結果わかった。

第6章　結　　語

本報告書は，昭和45・46年度の2年間に，土木研究所・鹿島試験所においてなされた，大淀川河口の洪水疎通能力検討の実験結果をとりまとめ報告したものである。

まず，現導流堤による洪水疎通能力を検討した後，これに対して，導流堤カット，導流堤間巾を広げる等の対策を講じ，疎通能力の増大，上流水位の低下をはかったが，結局は，第2中導流堤を現在の中導流堤の南に設置し，その間の砂洲高を低くするという案を有効な対策として提案するに至った。

しかし，この案に対する実験は，わずかに1ケースのみであり，第2中導流堤設置に伴なう多くの問題については，現地データーや文献のみにより考察を行なわねばならず，かなり困難を感じた。そこで，この案の現地適用については，さらに波の影響，平常時の維持河積等についての現地観測，模型実験が行なわれ，明らかにされることが望ましいと考える。

最後に，このような問題を提起され，実験の支援，各種の現地データーの提示をなされた宮崎工事事務所，波の考察で助言をいただいた海岸研究室・富永室長，全般的な指導を賜わった河川研究室・土屋室長，幾多の困難な問題を解決されながら実験を完遂していただいた建設技術研究所・光山欣吾氏，ならびに資料整理に援助をおしまれなかった鹿島試験所職員の方々に深く感謝の意を表します。

昭和47年1月

須賀堯三
浜谷武治

参考文献

1. 宮崎大・水理研究会 ： 宮崎商港水理模型実験報告書
2. 運輸省第４港湾建設局 ： 宮崎港調査報告書
3. 宮崎県港湾事務所 ： 漂砂解析報告書
4. 吉高・： 河口安定論　水工学夏期研修会講議集
5. 吉高・島田 ： 河口の平衡断面積について　年講
6. 板橋・塚本・大平 ： 河口砂洲による水位上昇について　年講
7. 宮崎工事々務所 ： 発破による河口開削
8. J.Kestin ： Boundary Layer Theory
9. 柏村・吉田 ： 河口を出る淡水の流れ　第１３回海岸工学講演集
10. 土木研究所 ： 利根川河口部模型実験報告書
11. 〃 ： 久慈川河口水理模型実験報告書 II

陳情歌「炭坑節」太田丹三

1. 此処は日本の南渥
祖國日向とゞうけれど
昔なからに施設なく
遅く文化に遅れたり

2. 此処ノ代官政者は
遅れた文化を進めんと
小丸川では發電を
大淀川には堰防を

3. 海山海水に意をそそぎ
重き任務に堪えたれど
求めた電気は國がとり
世配骨折損のくたびれ儲け

4. 山と川とが多いので
台風災害日本一
國の特別保護なくば
祖國日向は立ち行かぬ

5. 遅れた文化というけれど
残て陳情は最先端
必ず勝利に同情して
祖國日向の土もたん

（この歌は当時経済安定本部部長が加えたものです。）

図　面　集

図 4.26.1　導流堤内の河床縦断図

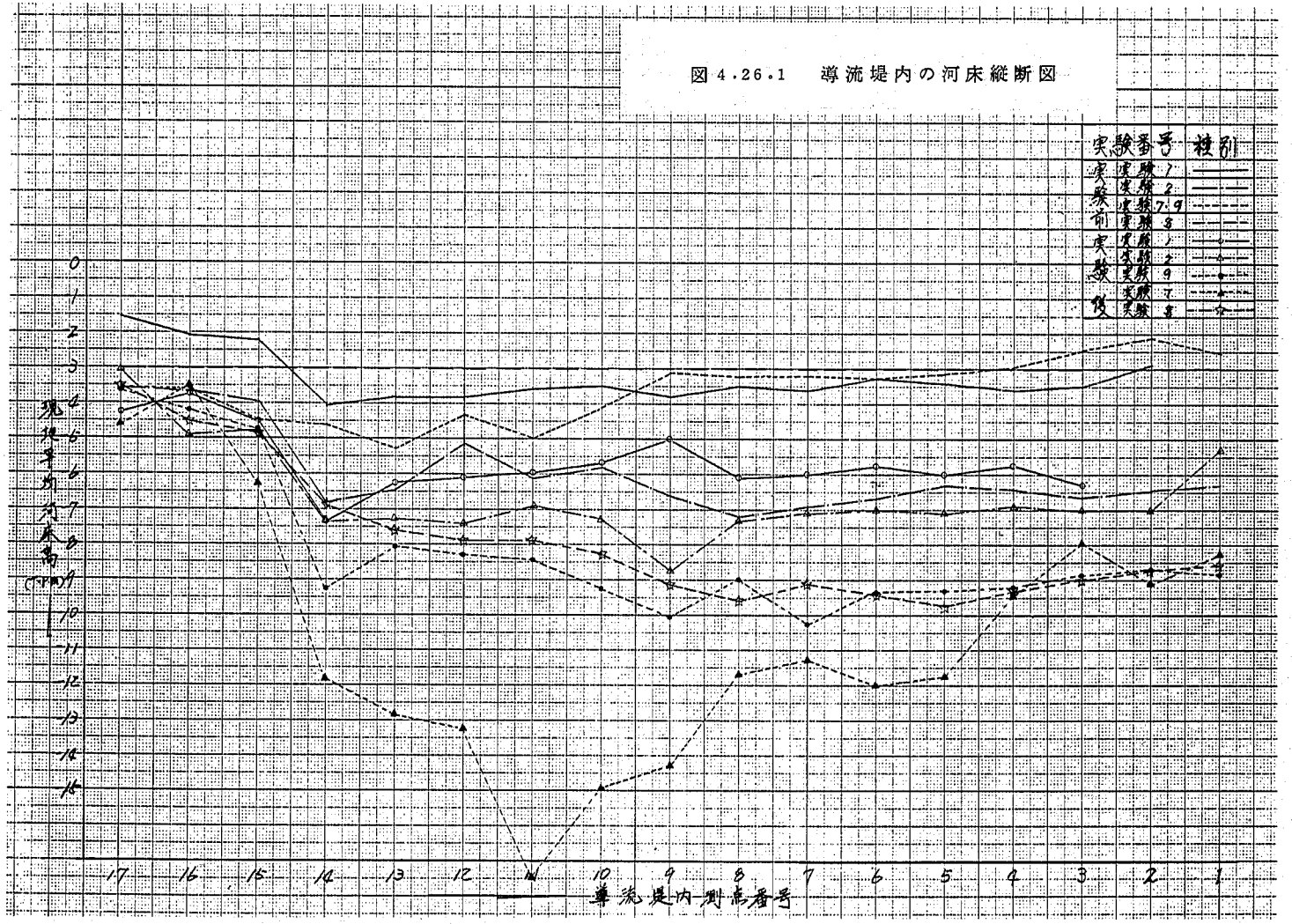


図 4.26.2　導流堤内の河床縦断図

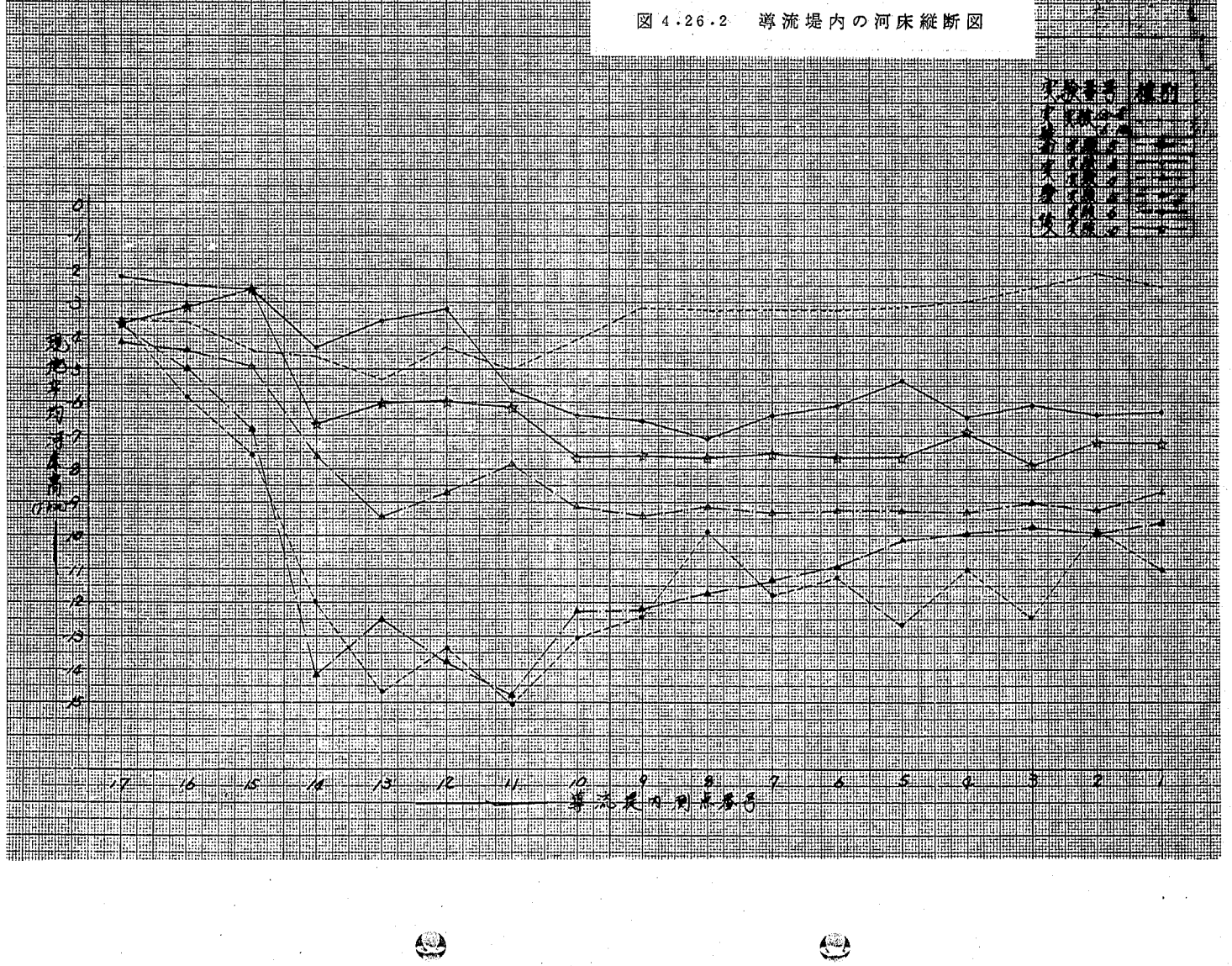


図 4.27.1　実験 1（検証実験）水位，時間曲線図

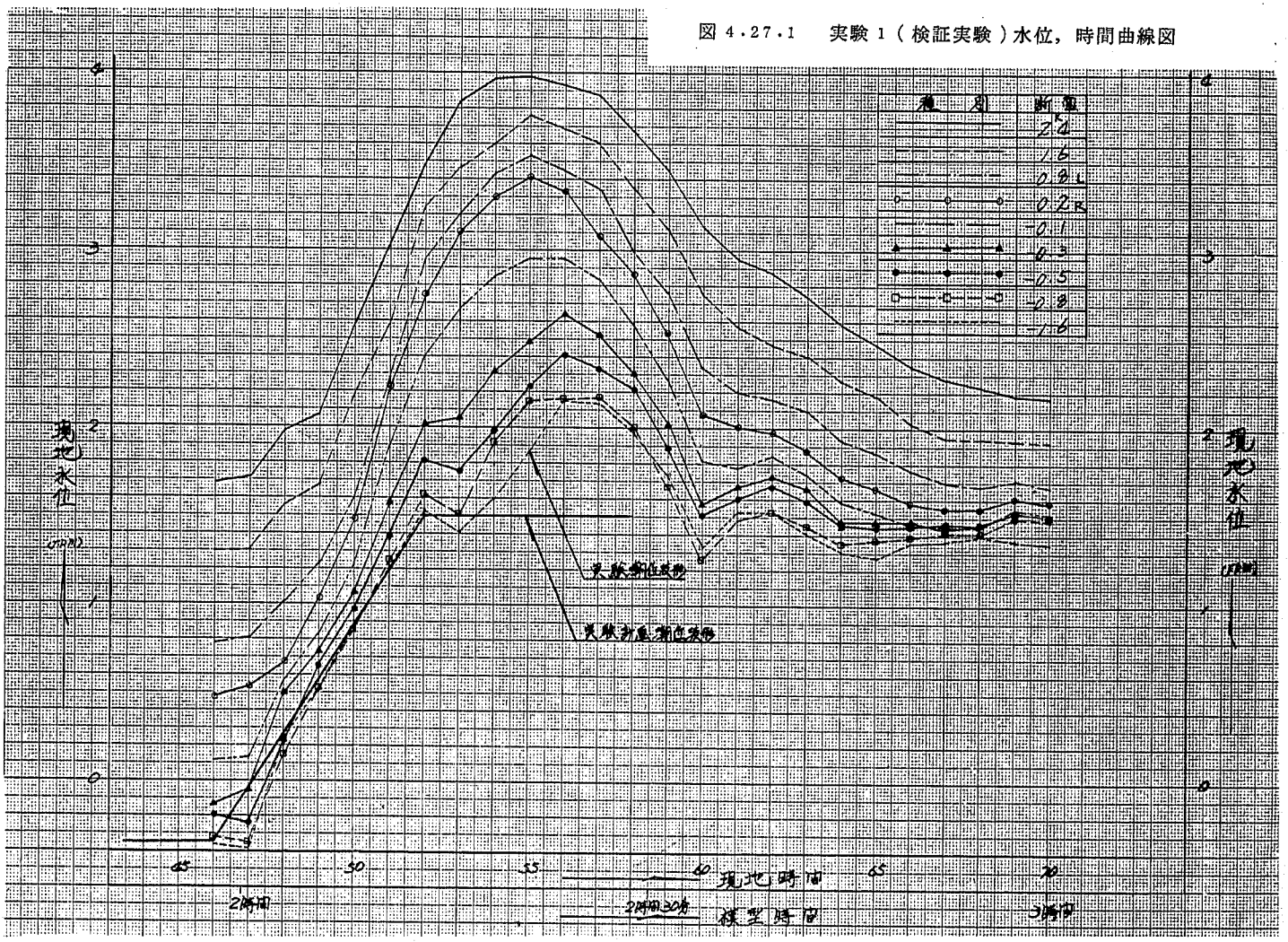


図 4.27.2　水位，時間曲線図

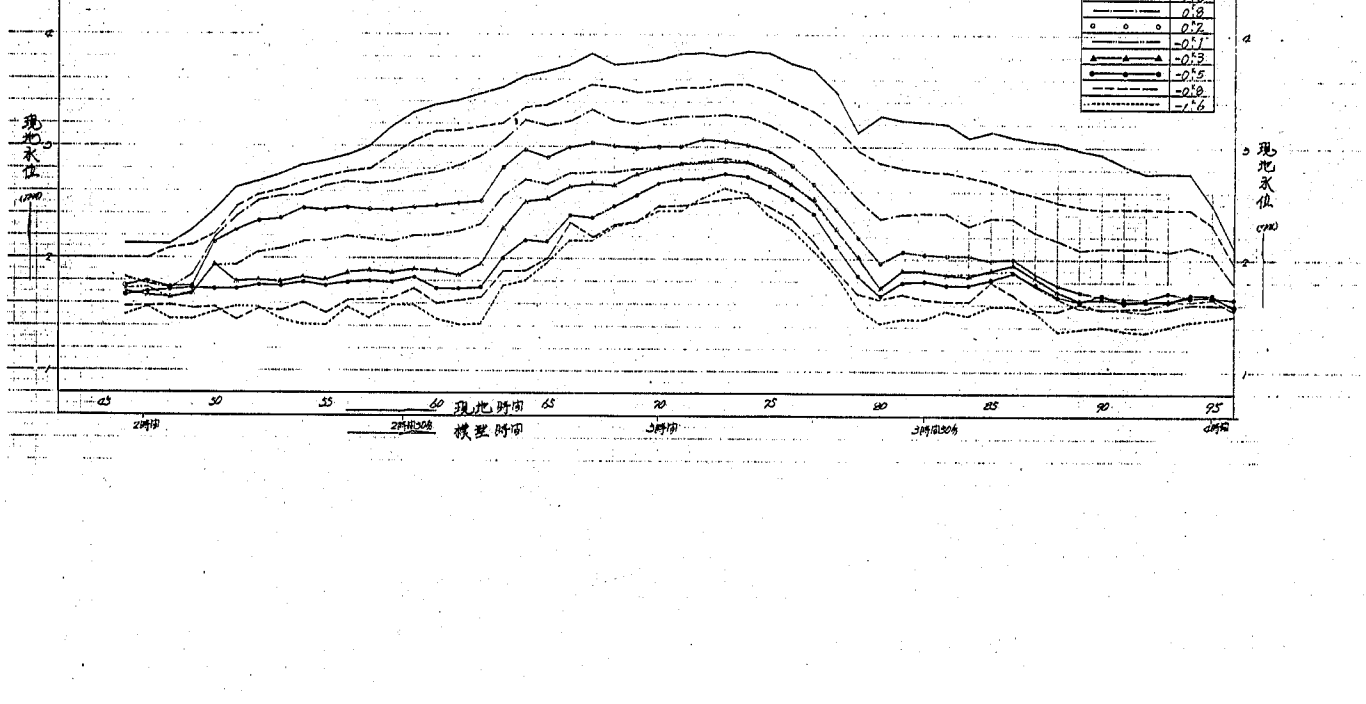


図 4.27.3　水位，時間曲線図

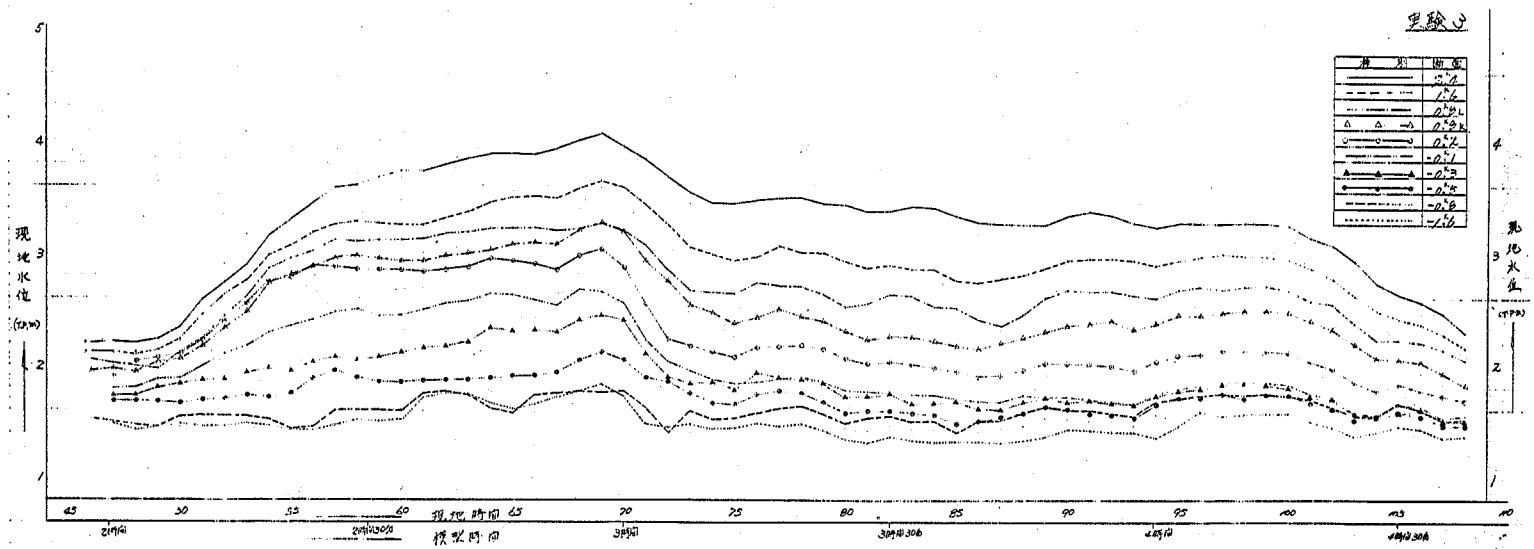


図 4.27.4　水位，時間曲線図

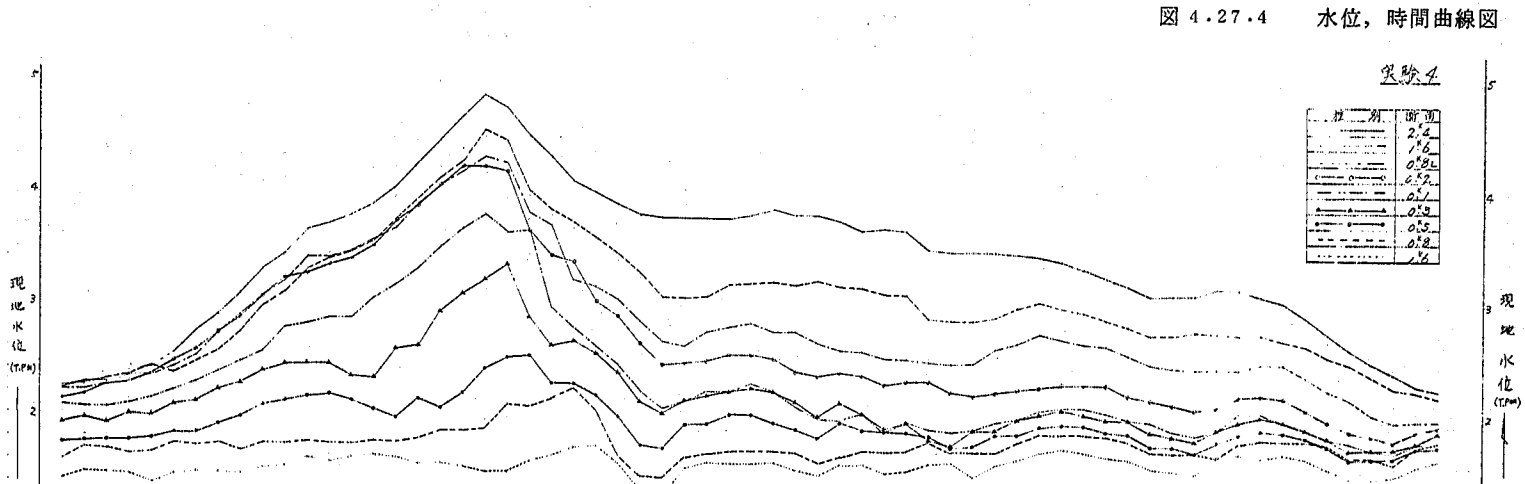


図 4.27.5　実験 5　水位，時間曲線図

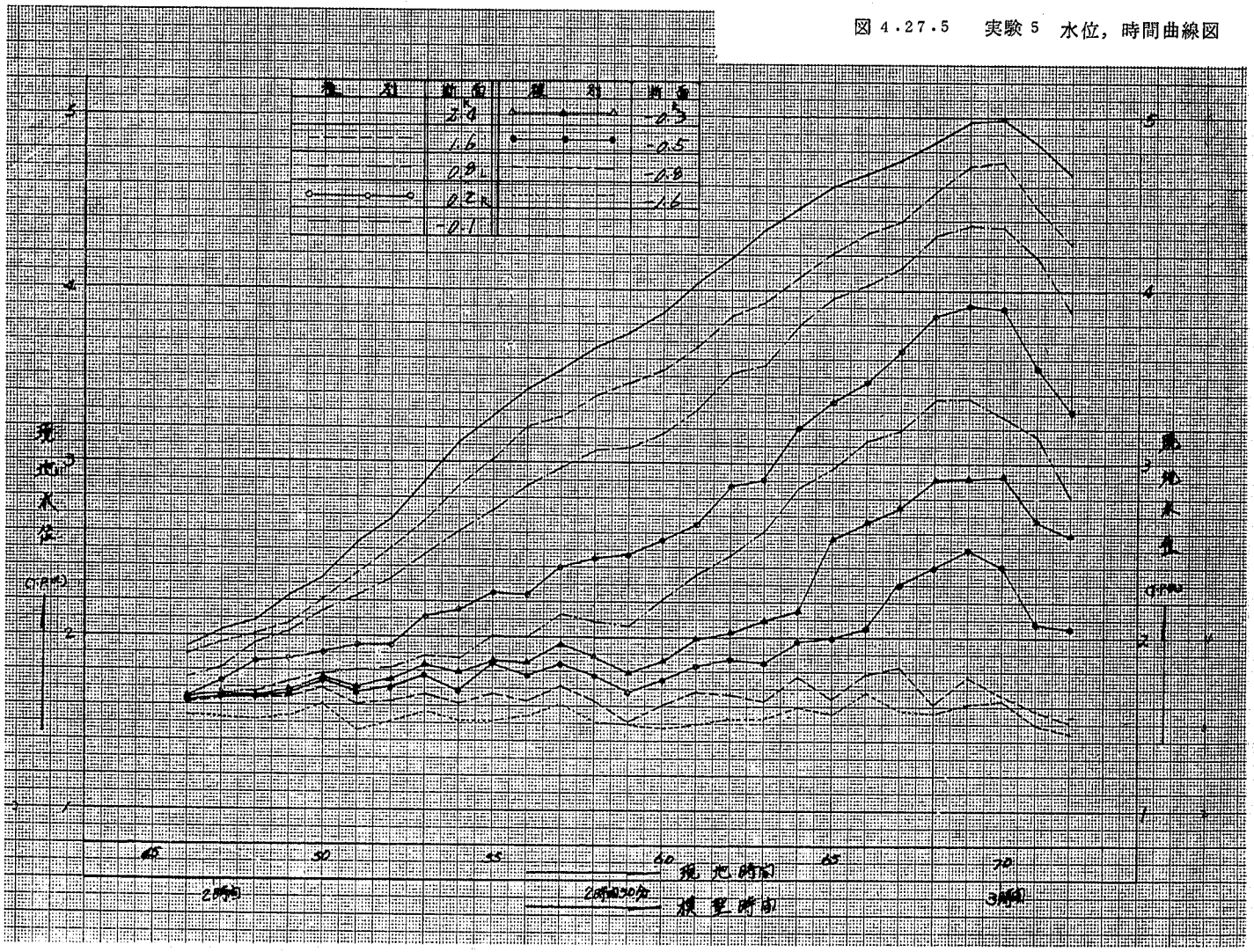


図 4.27.6　水位，時間曲線図

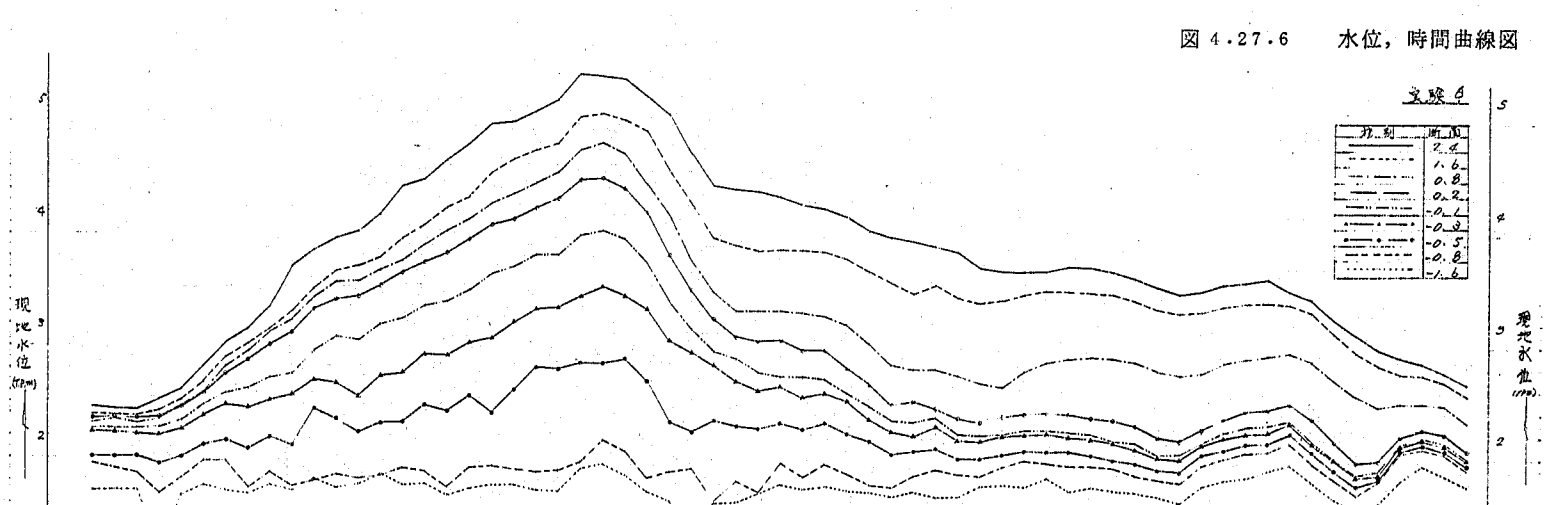


図 4.27.7　水位，時間曲線図

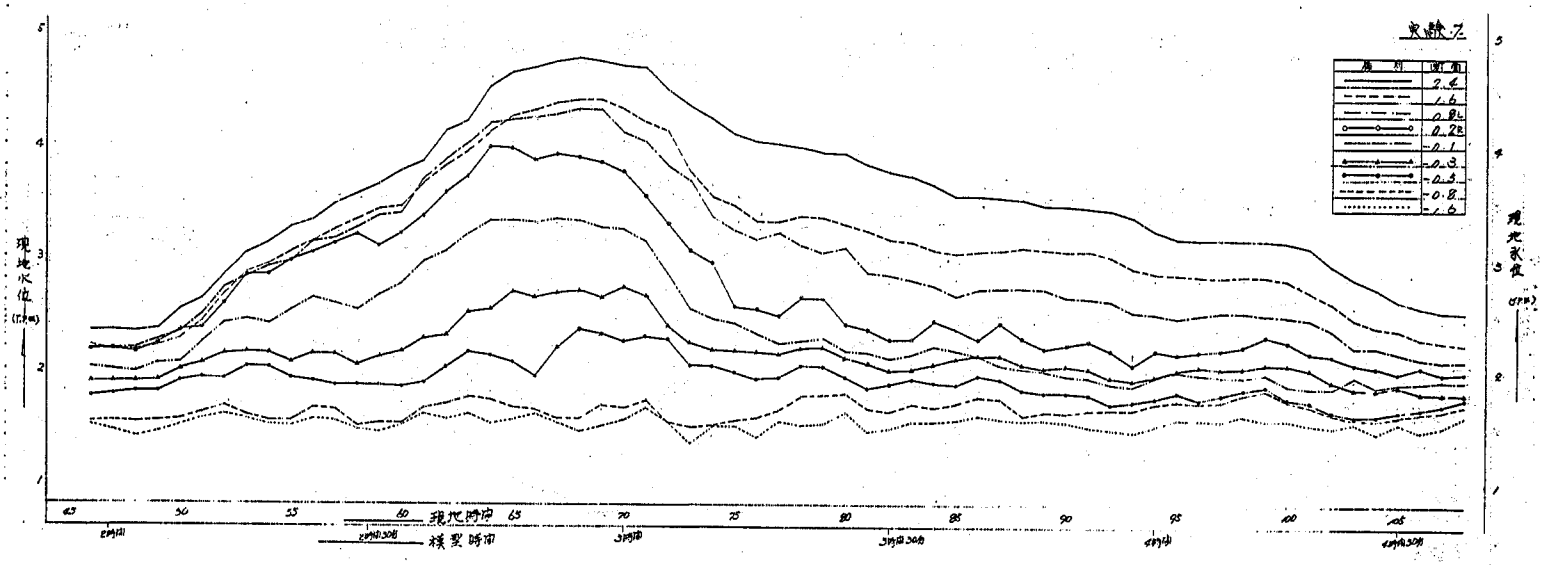


図 4.27.8　水位，時間曲線図

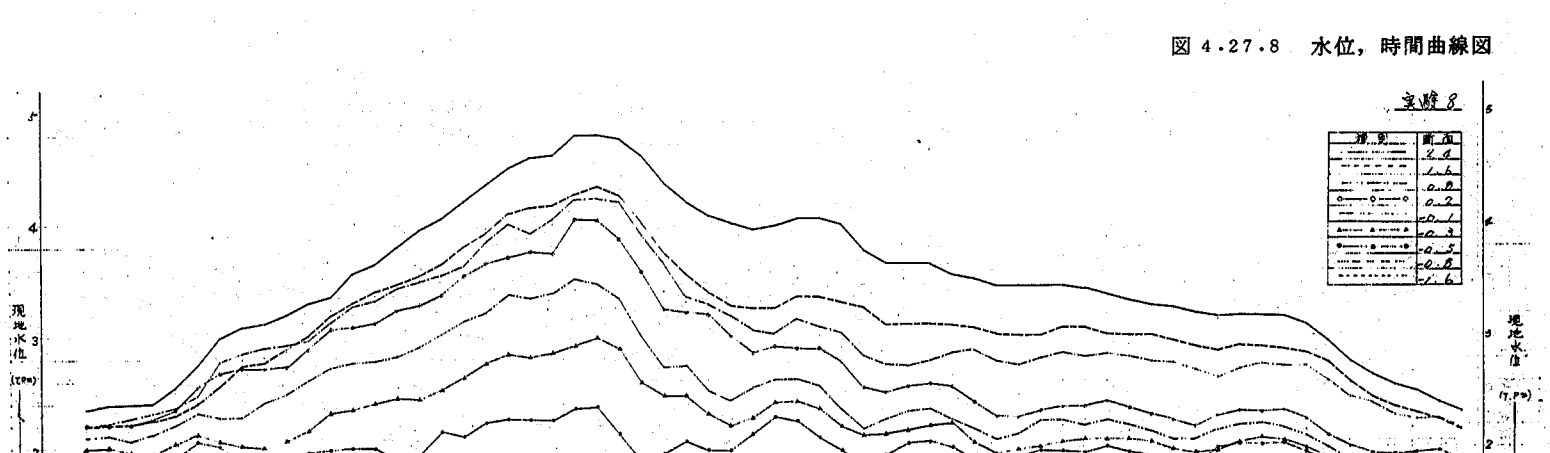


図 4.27.9　水位，時間曲線図

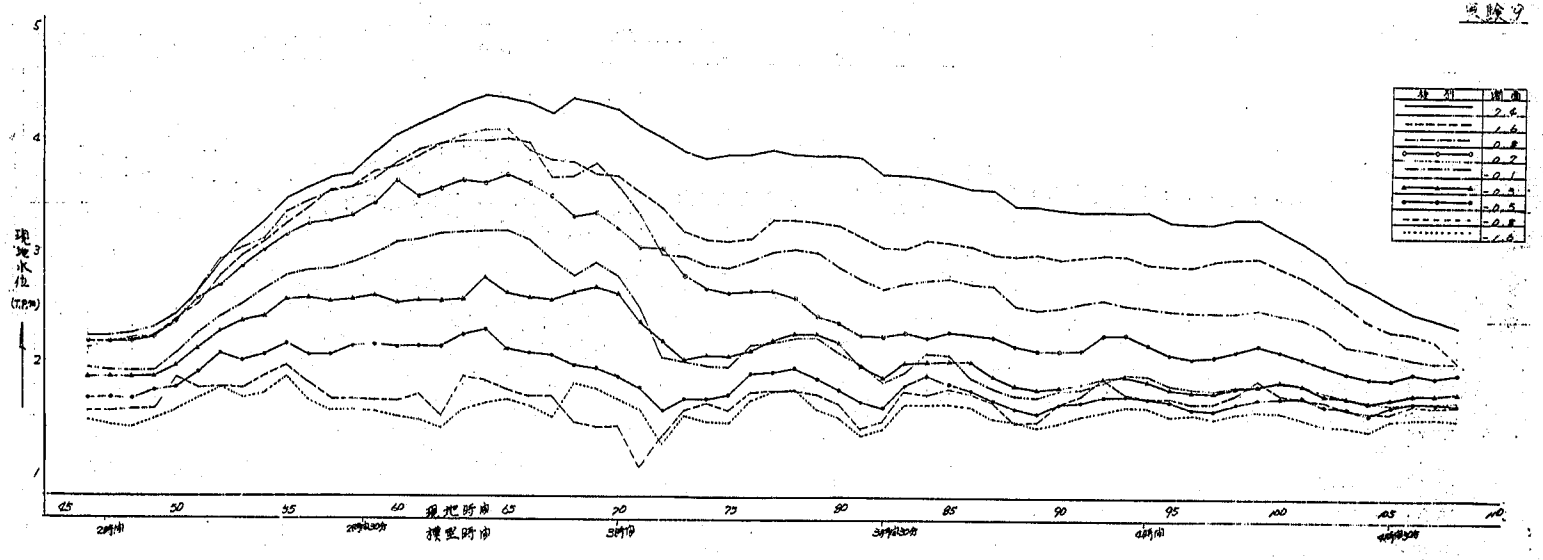


図 4.27.10　水位，時間曲線図

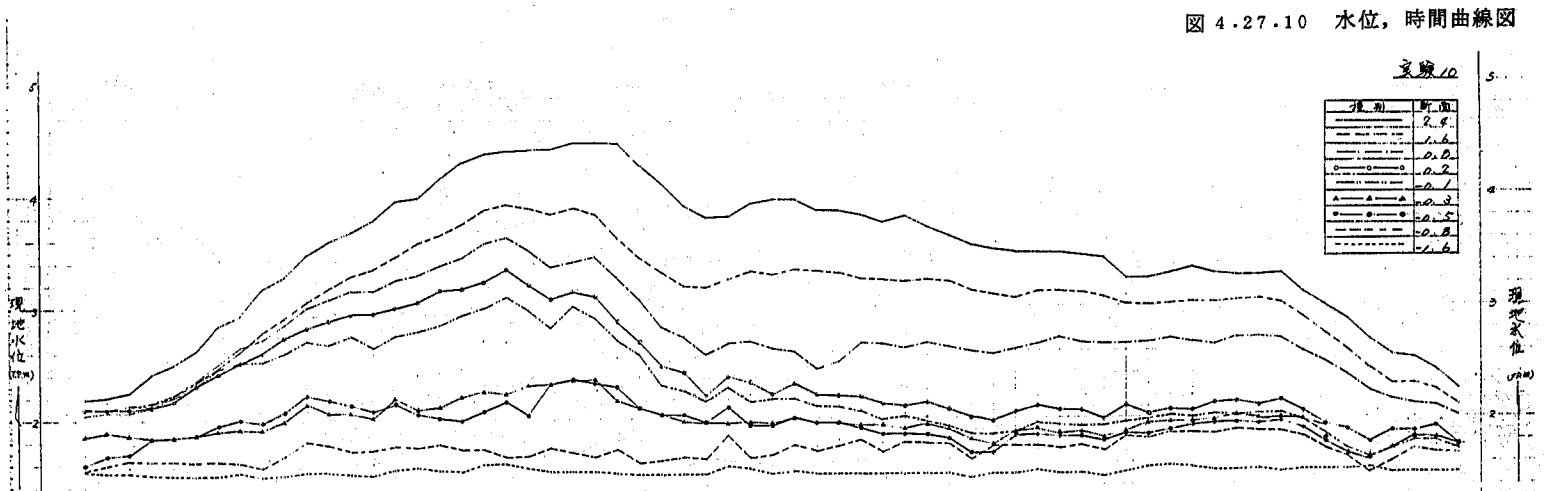


図 4.28.1　実験 1（検証実験）水位縦断面

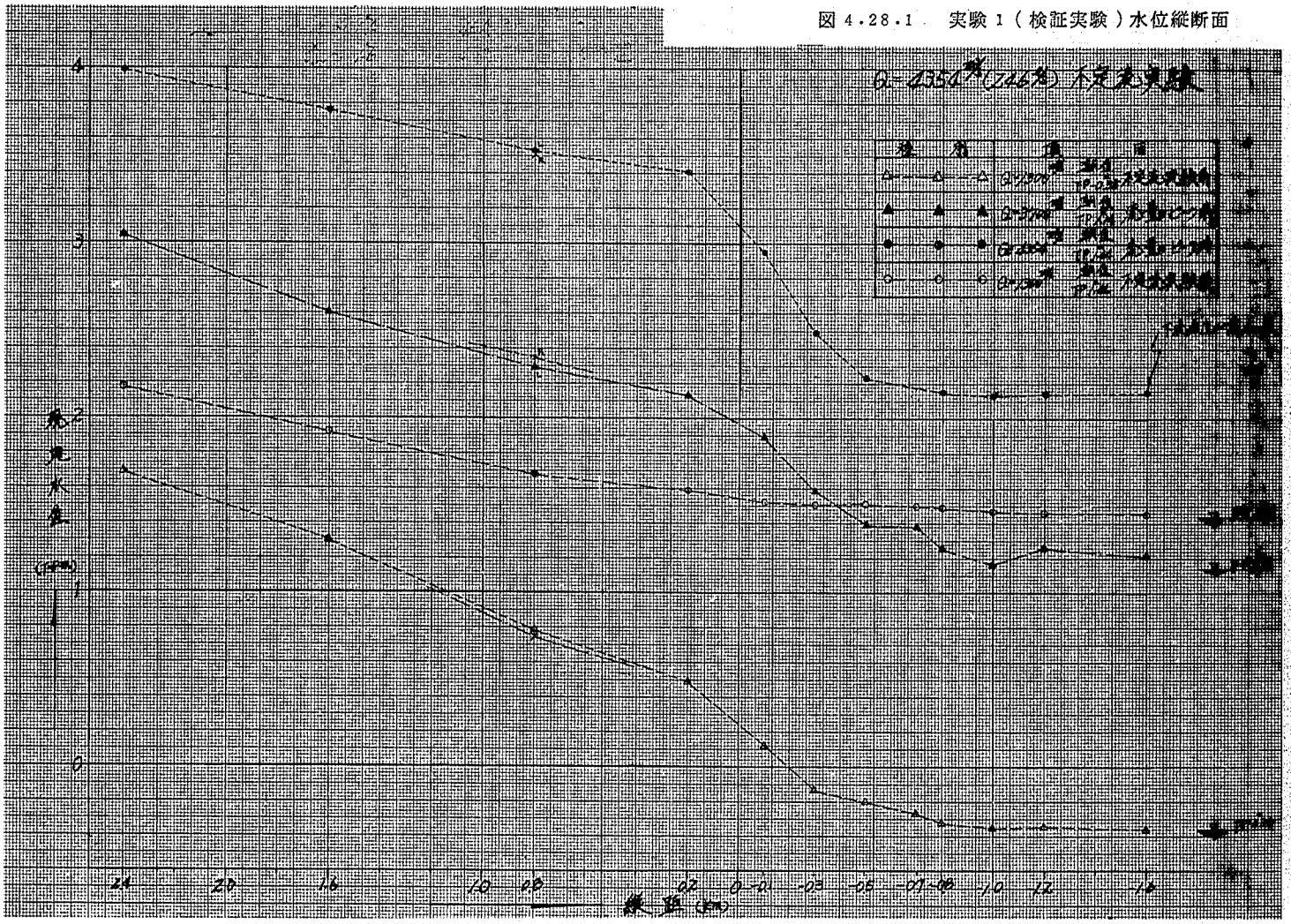


図 4.28.2　実験 2　水　位　縦　断　図

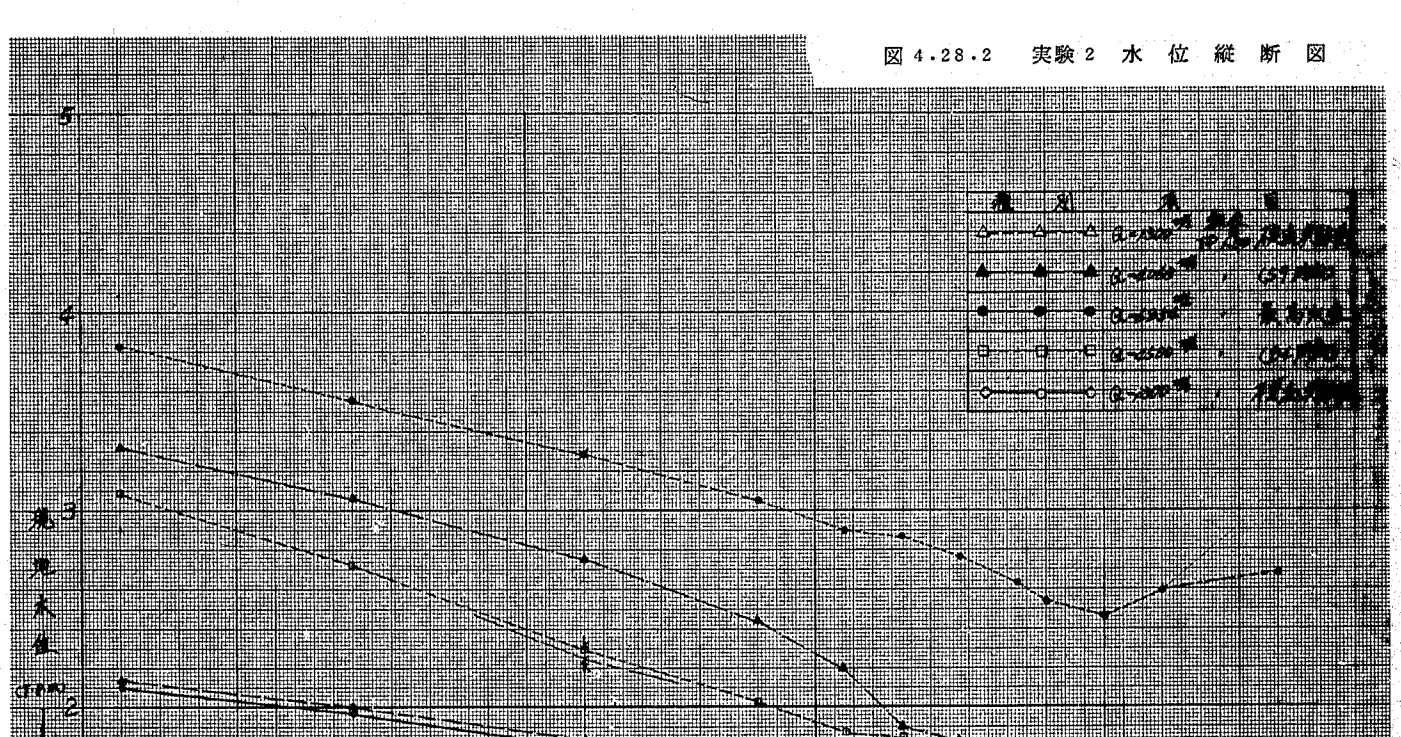


図 4.28.3　実験 3　水 位 縦 断 図

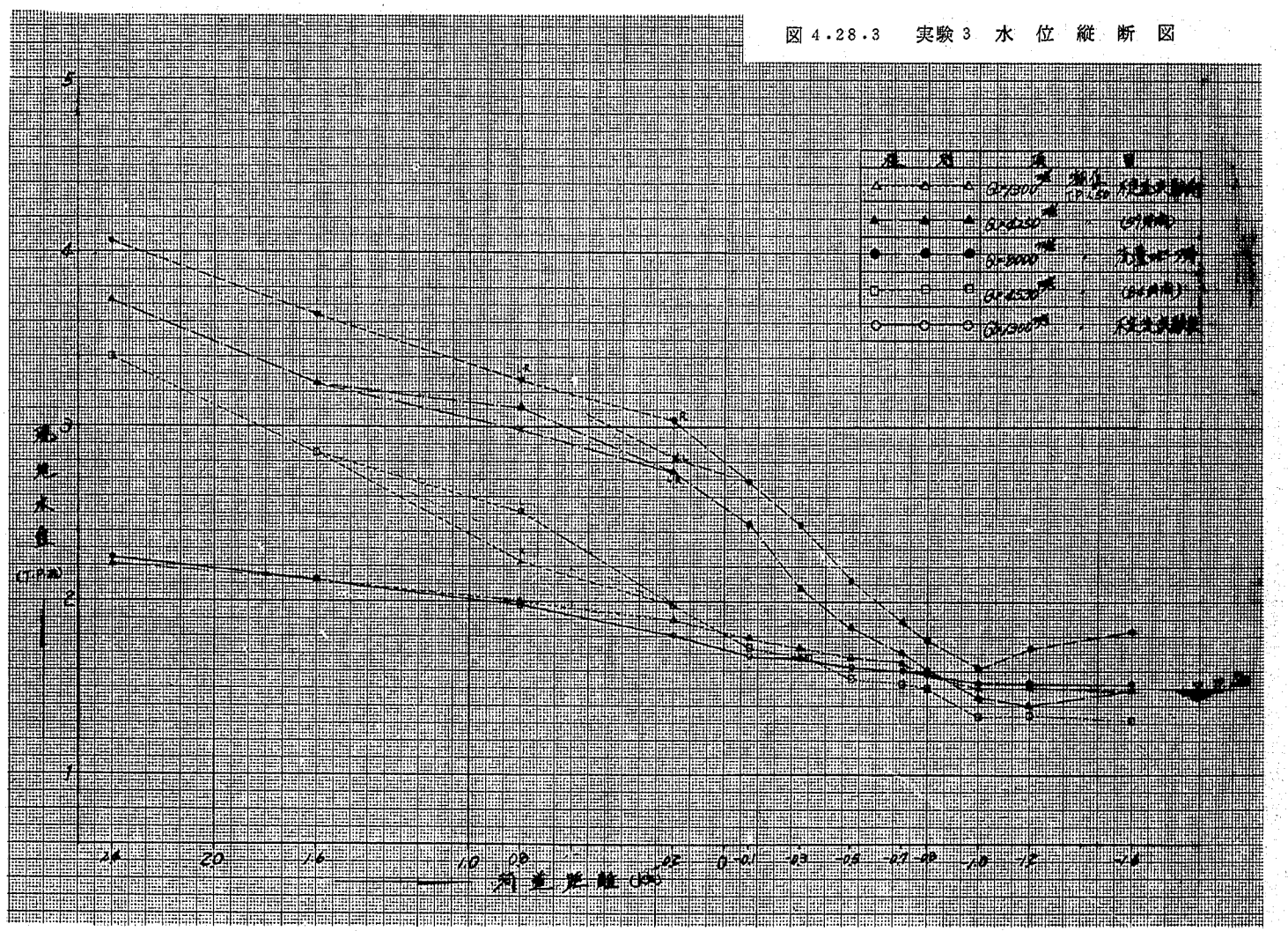


図 4.28.4　実験 4　水 位 縦 断 図

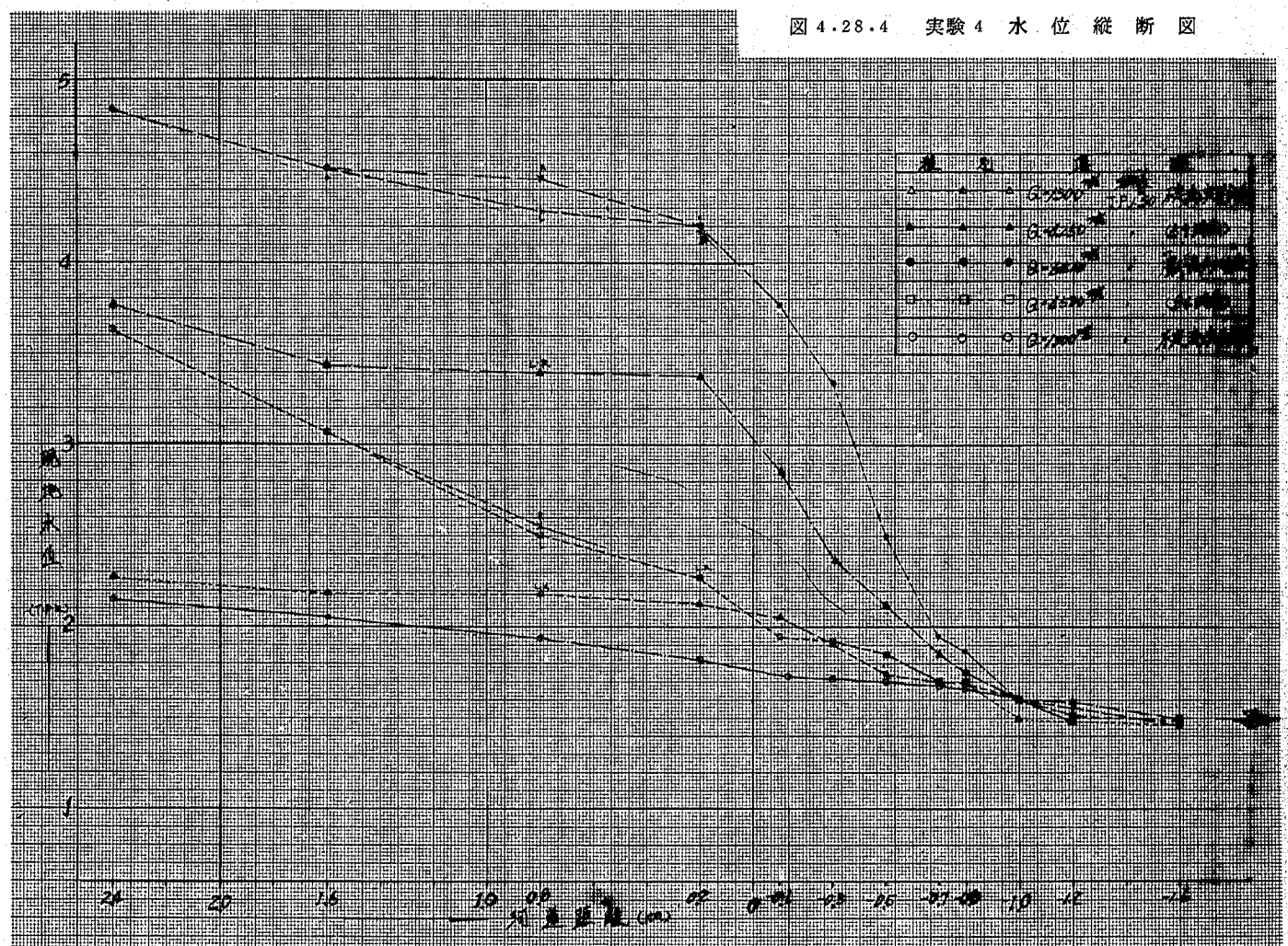


図 4.28.5　実験 5　水 位 縦 断 図

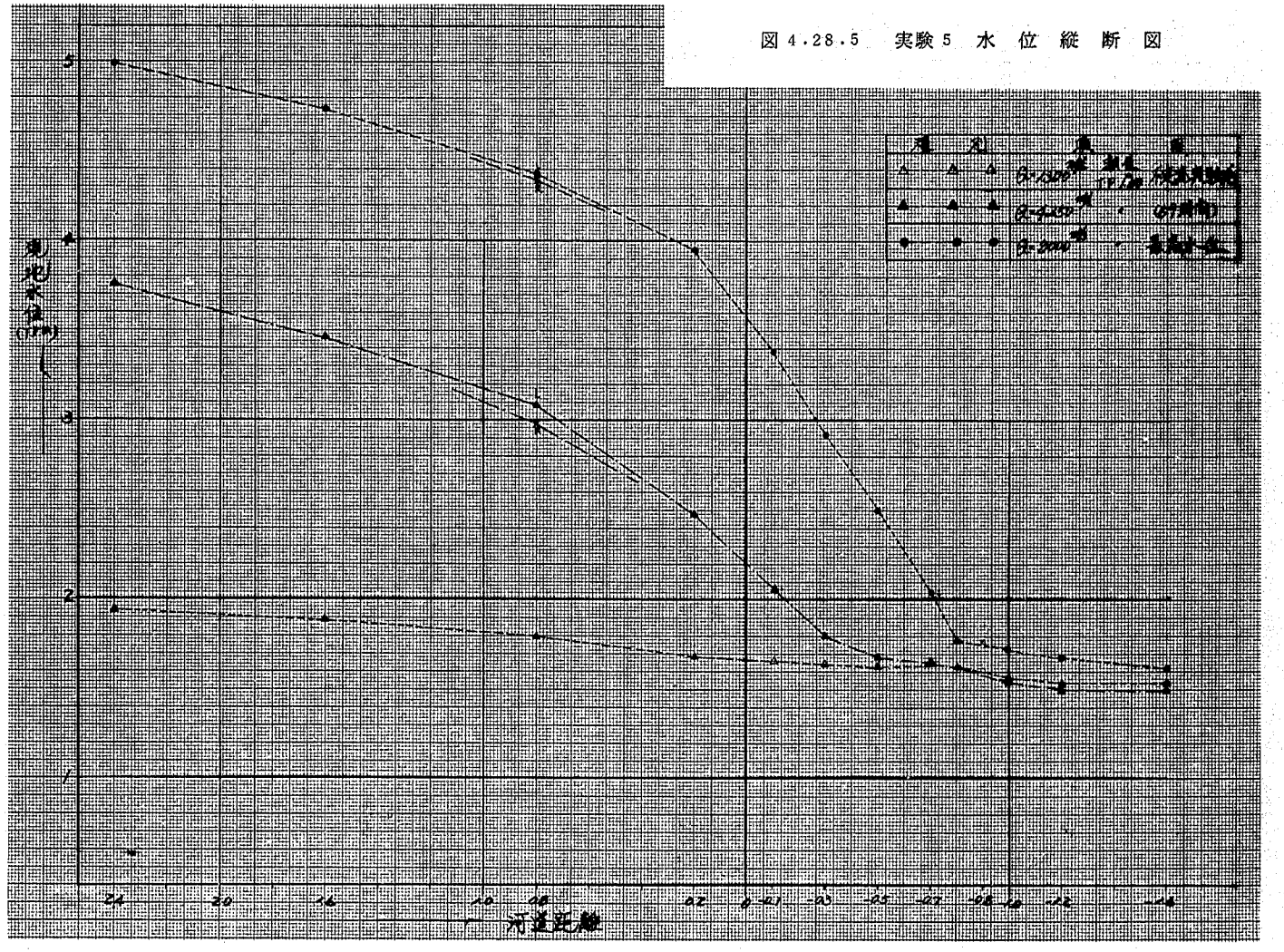


図 4.28.6　実験 6　水　位　縦　断　図

図 4.28.7　実験 7　水 位 縦 断 図

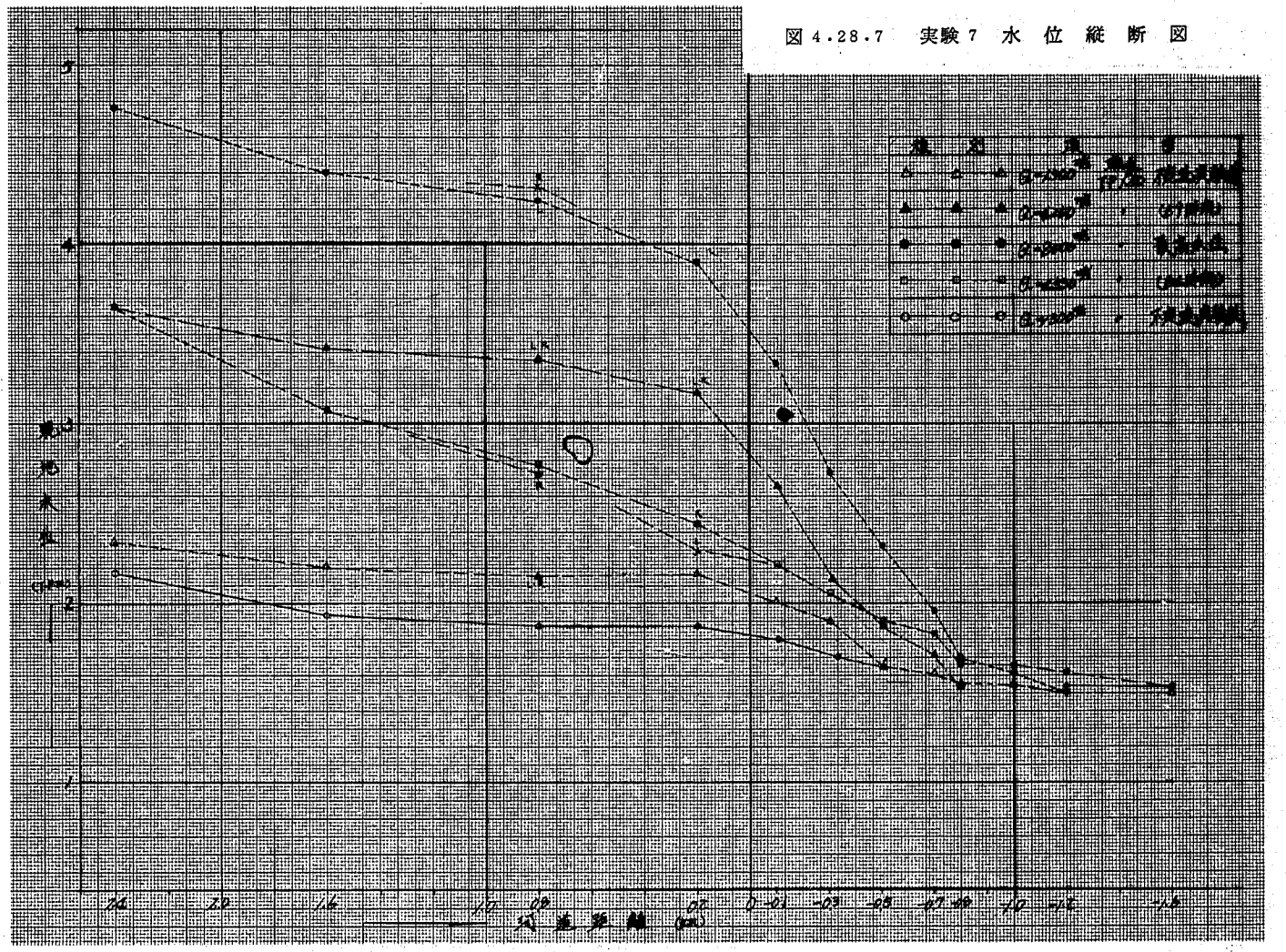


図 4.28.8　実験 8　水 位 縦 断 図

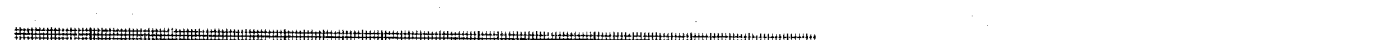


図 4.28.9　実験 9　水　位　縦　断　図

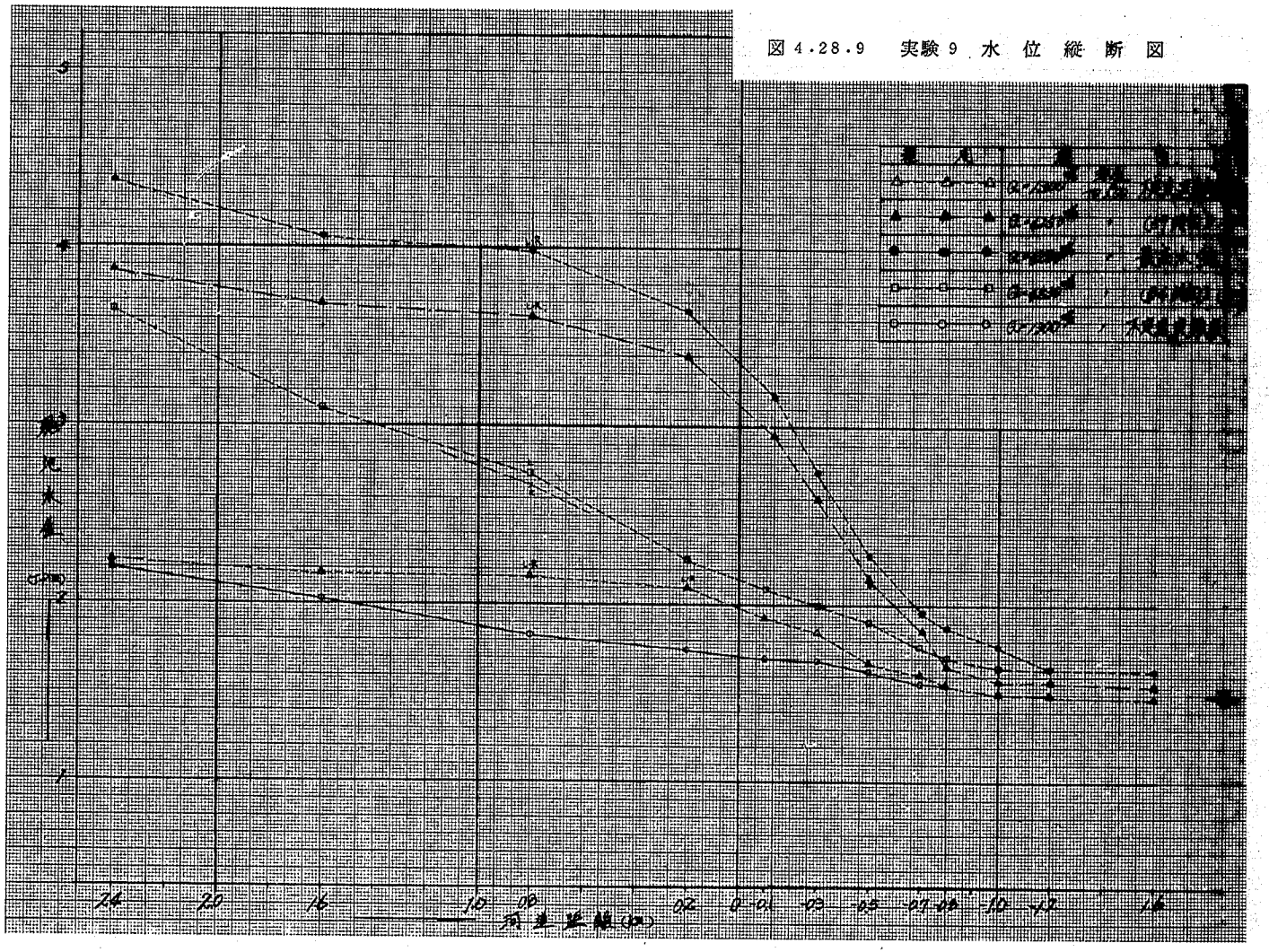


図 4.28.10　実験 10　水　位　縦　断　図

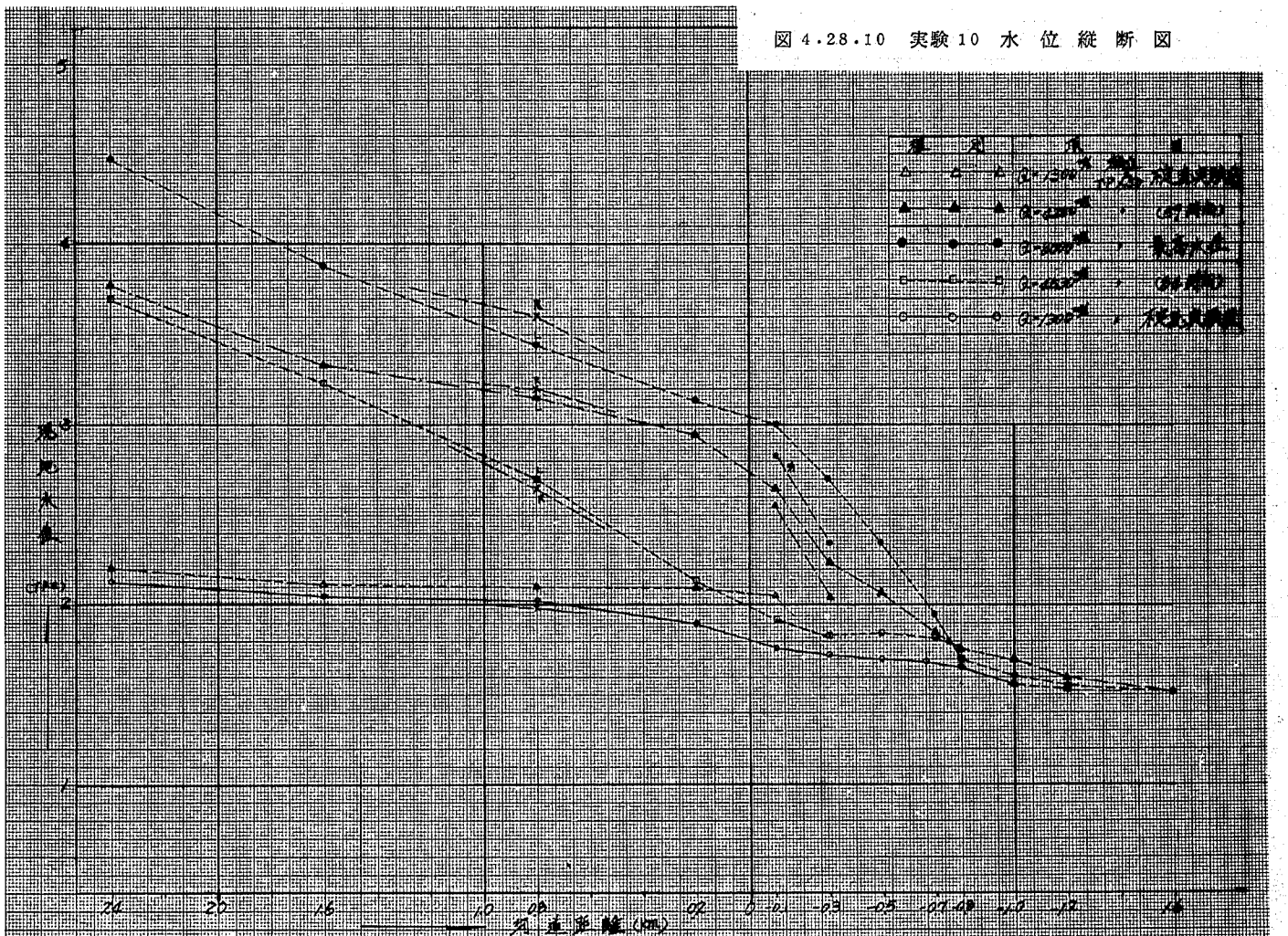


図 4.29.1　流　況　図

実験 1

河床整形断面

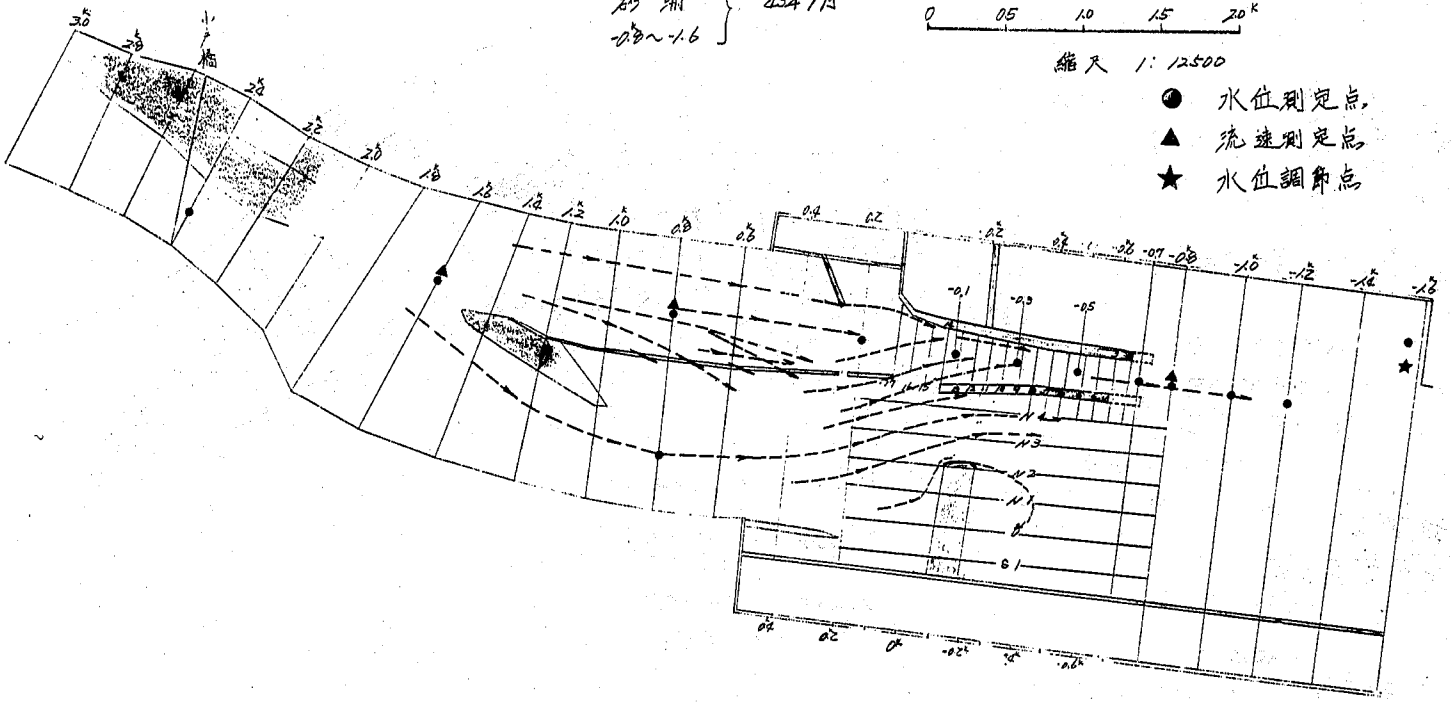
3.0～0.2　　45年3月

導流堤内
砂洲
-0.8～-1.6　　43年7月

0　0.5　1.0　1.5　2.0 K

縮尺　1：12500

● 水位測定点
▲ 流速測定点
★ 水位調節点



実験条件
流量　Q=1300㎥/s
下流水位　H=TP+4.50

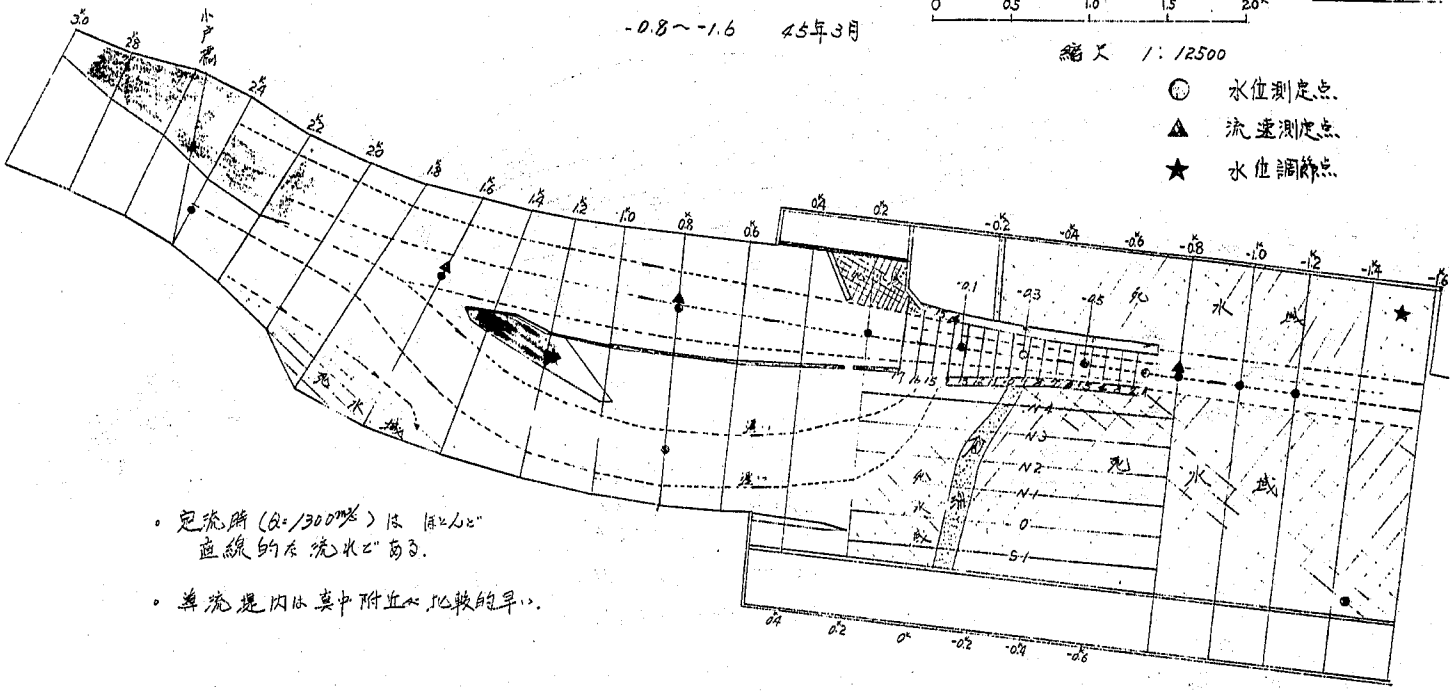
河床整形断面
3.0K～0.2K　45年3月
等流堤内
5Y洲　45年9月
-0.8～-1.6　45年3月

図4.29.2　流　況　図
実験2

不定流通水前の
定流時

0　0.5　1.0　1.5　2.0K
縮尺　1:12500

水位測定点
流速測定点
水位調節点



・定流時（Q=1300㎥/s）は ほとんど
直線的な流水である.

・等流堤内は真中附近が比較的早い.

図 4.29.3　流　況　図

実験 2

河床整形断面

0.K0 ～ 0.K2　45年3月

導流堤内 } 45年9月
砂 洲 }

-0.K8 ～ -1.K6　45年3月

ピーク時

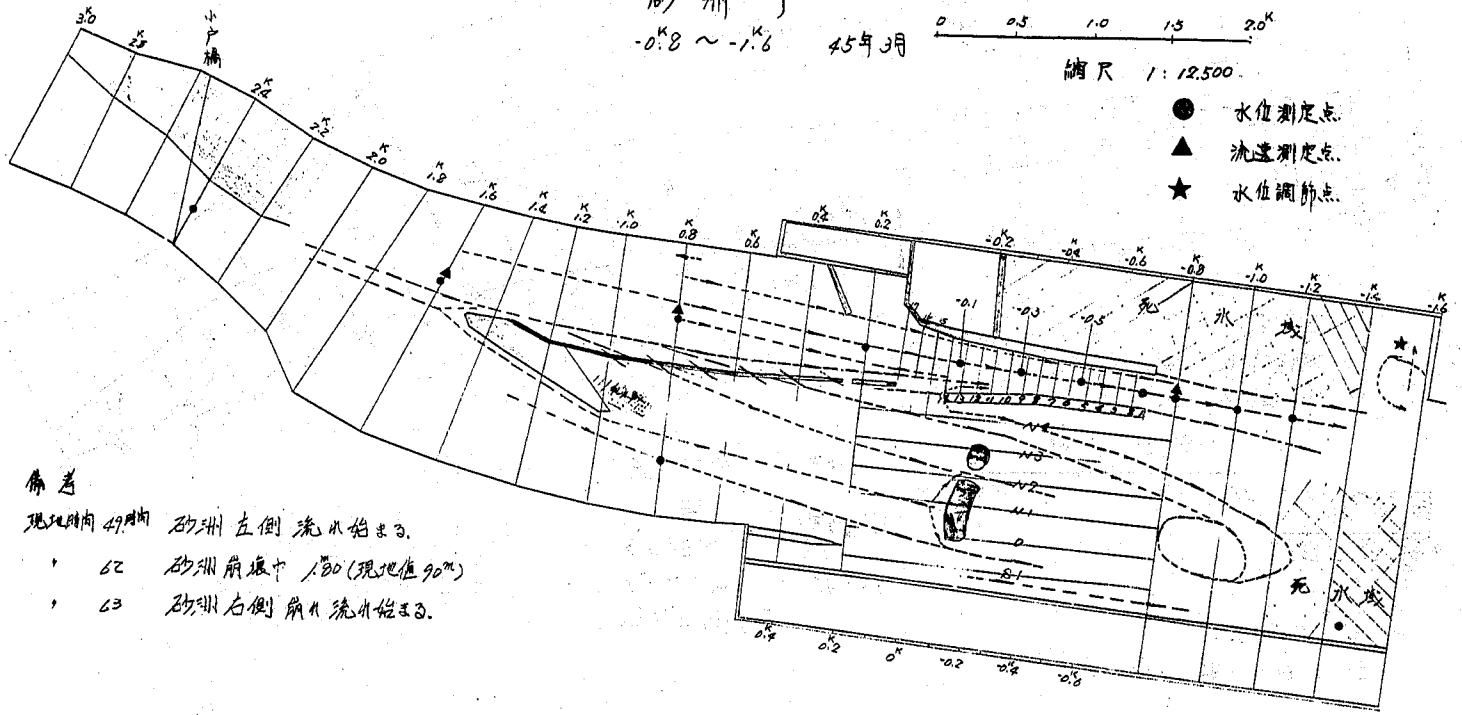
0　0.5　1.0　1.5　2.0K

縮尺　1：12.500

● 水位測定点

▲ 流速測定点

★ 水位調節点



備考

現地時間 4月1日　砂洲 左側 流れ始まる.

〃　6日　砂洲 前縁中 1.30 (現地値 90m)

〃　13　砂洲 右側 前縁 流れ始まる.

図 4.29.4　流　況　図

実験 2

河床整形断面

3.K0 ～ 0.K2　　45年3月

等流堤内 } 45年9月
ﾃﾞﾙﾀ洲 }

-0.K8 ～ -1.K8　　45年3月

不定流終了後の
定流時

0　0.5　1.0　1.5　2.0K

縮尺　1：12500

● 水位測定点
▲ 流速測定点
★ 水位調節点

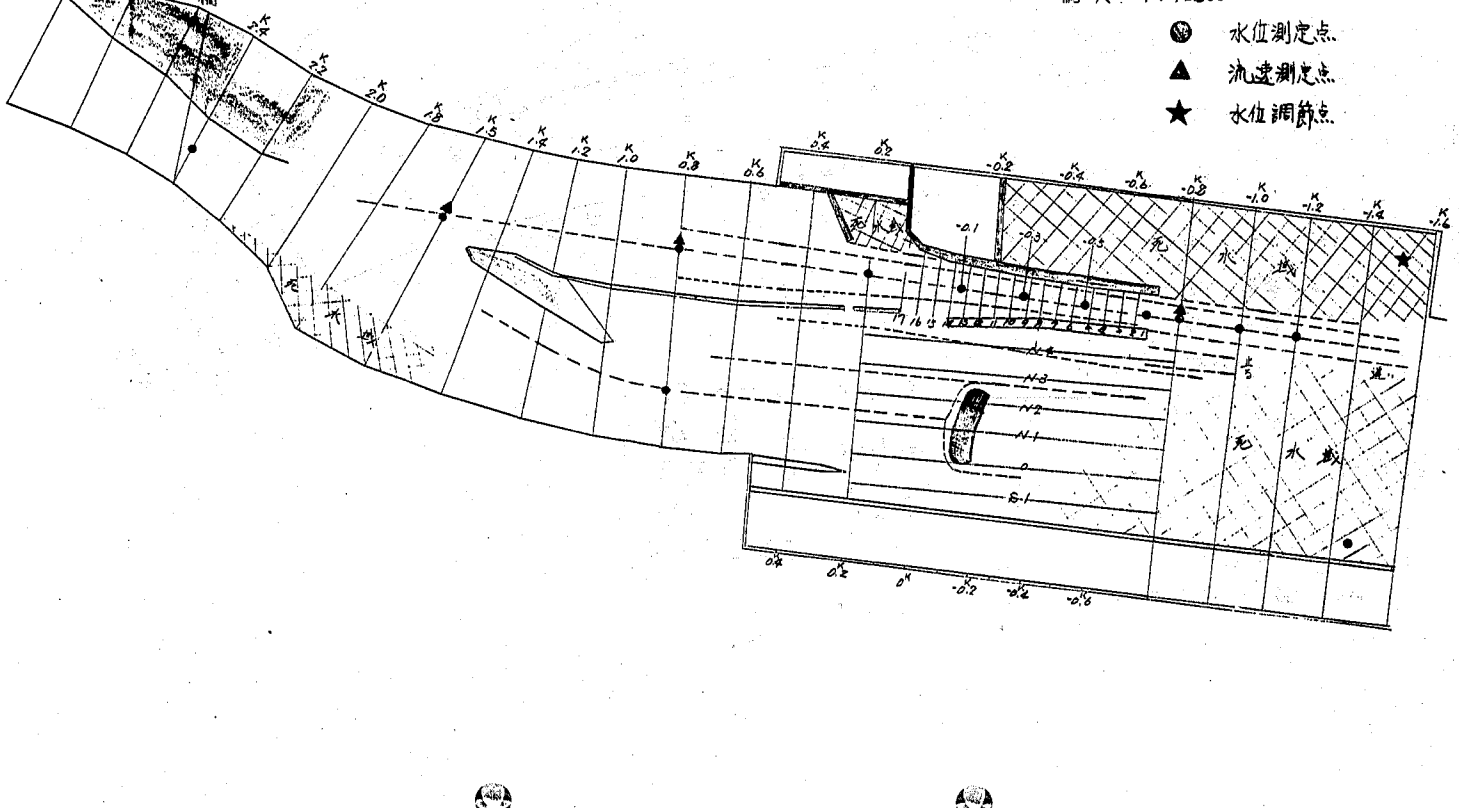


図 4.29.5　流　況　図

実験 3

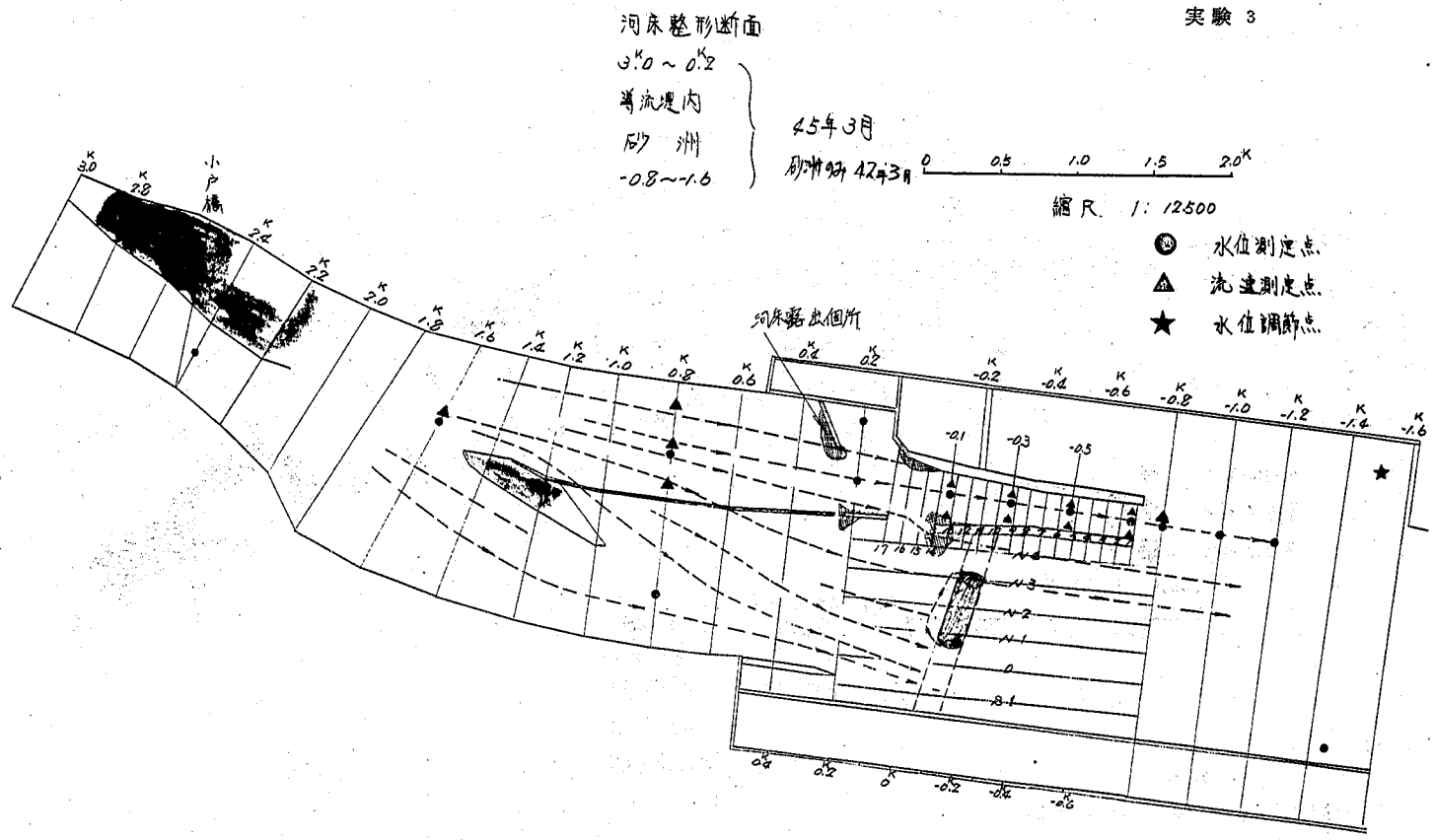


図 4.29.6 流　況　図

実験 4

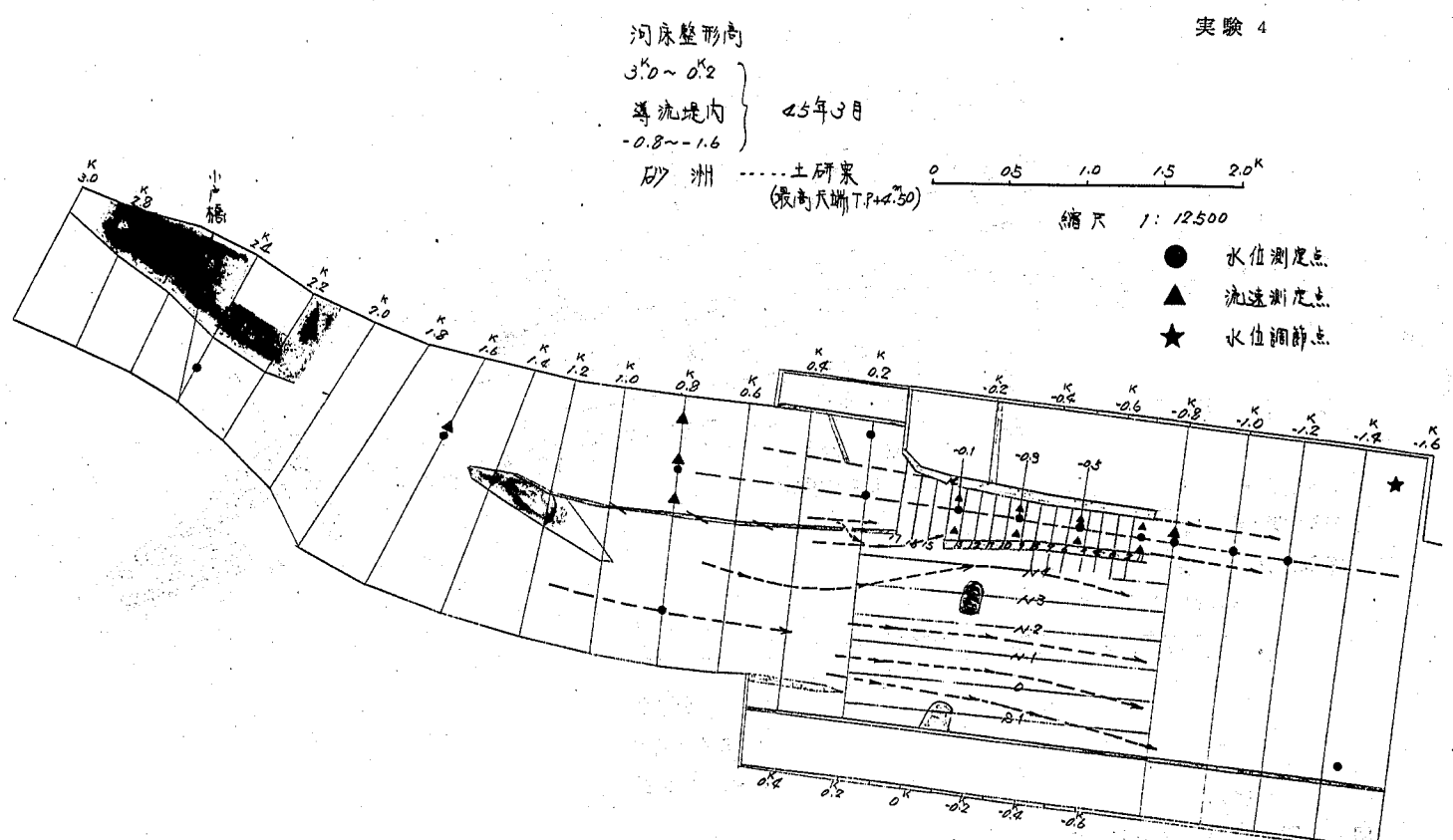
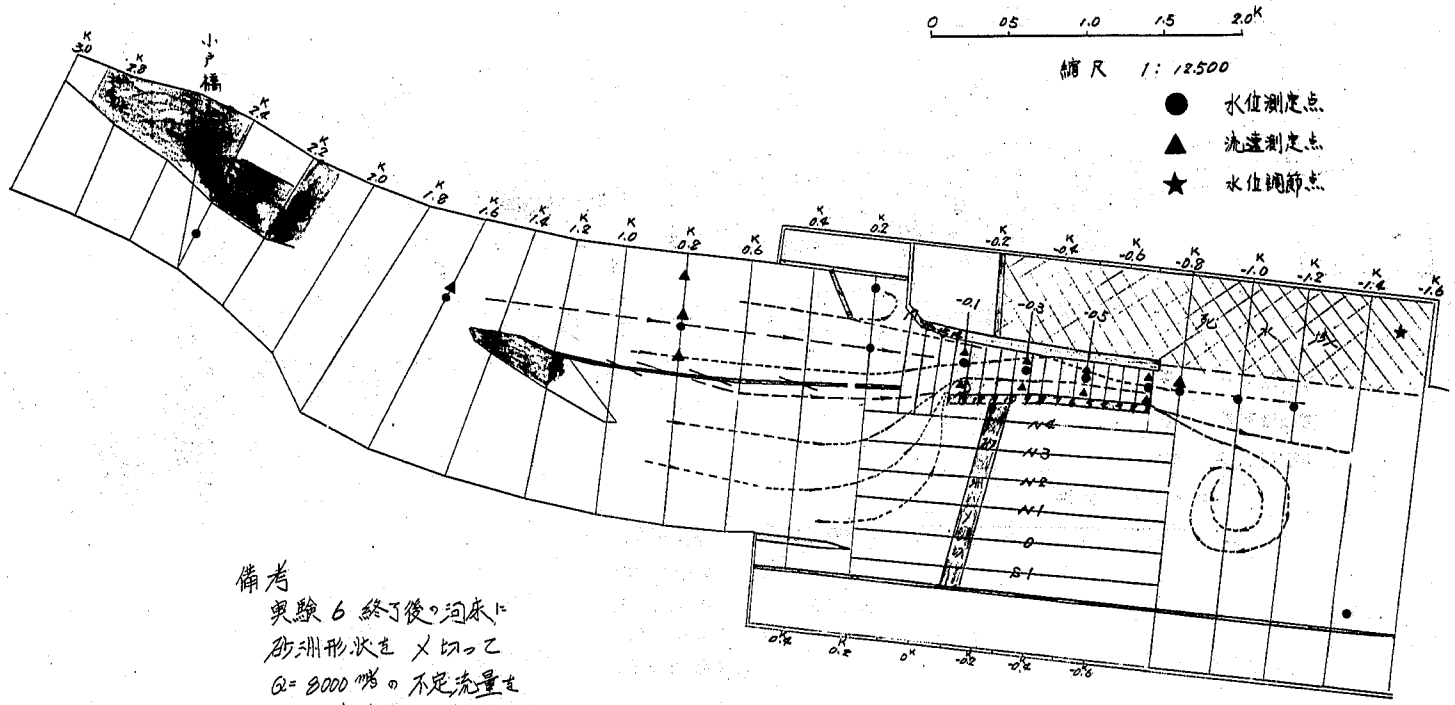


図 4.29.7　流　況　図
実験 5



備考
実験 6 終了後の河床に
砂洲形状を メ切って
Q= 8000 m³/s の不定流量を
ピーク 直後まで通水した。

図 4.29.8　流　況　図

実験 6

河床整形断面

3.0K ～ 0.2K

導流堤内　　} 45年3月

-0.8～-1.6

氾濫　over flow area

0　0.5　1.0　1.5　2.0K

縮尺　1：12,500

● 水位測定点

▲ 流速測定点

★ 水位調節点

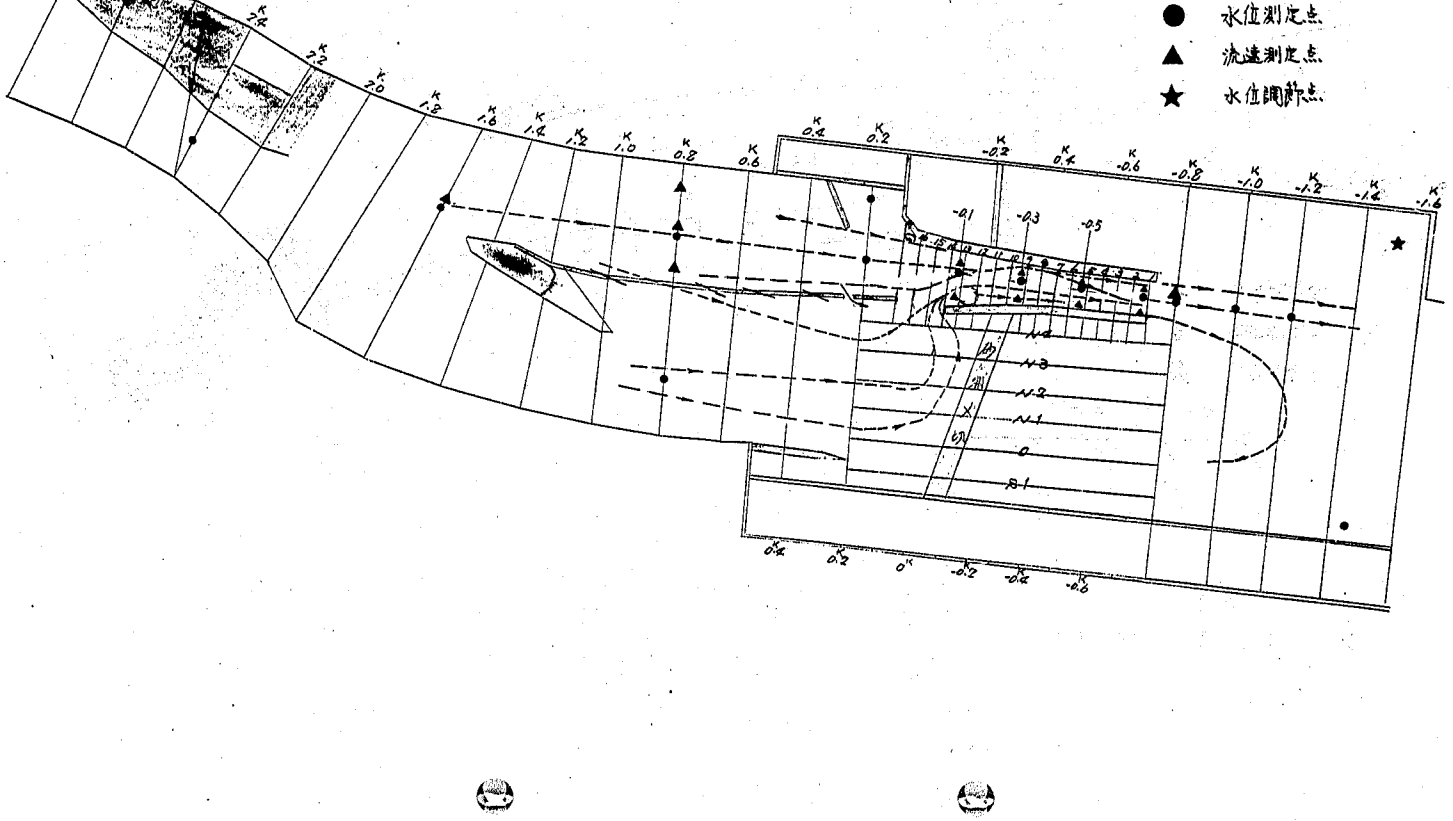


図 4.29.9　流　況　図

実験 7

河床整形断面

3.K0 ～ 0.K2
等流堤内　　} 45年3月
-0.8 ～-1.6

中等流堤を、-0.K6まで
消除した。
砂洲尻端高は
over flow なし

0　0.5　1.0　1.5　2.0K

縮尺　1: 12500

● 水位測定点
▲ 流速測定点
★ 水位調節点

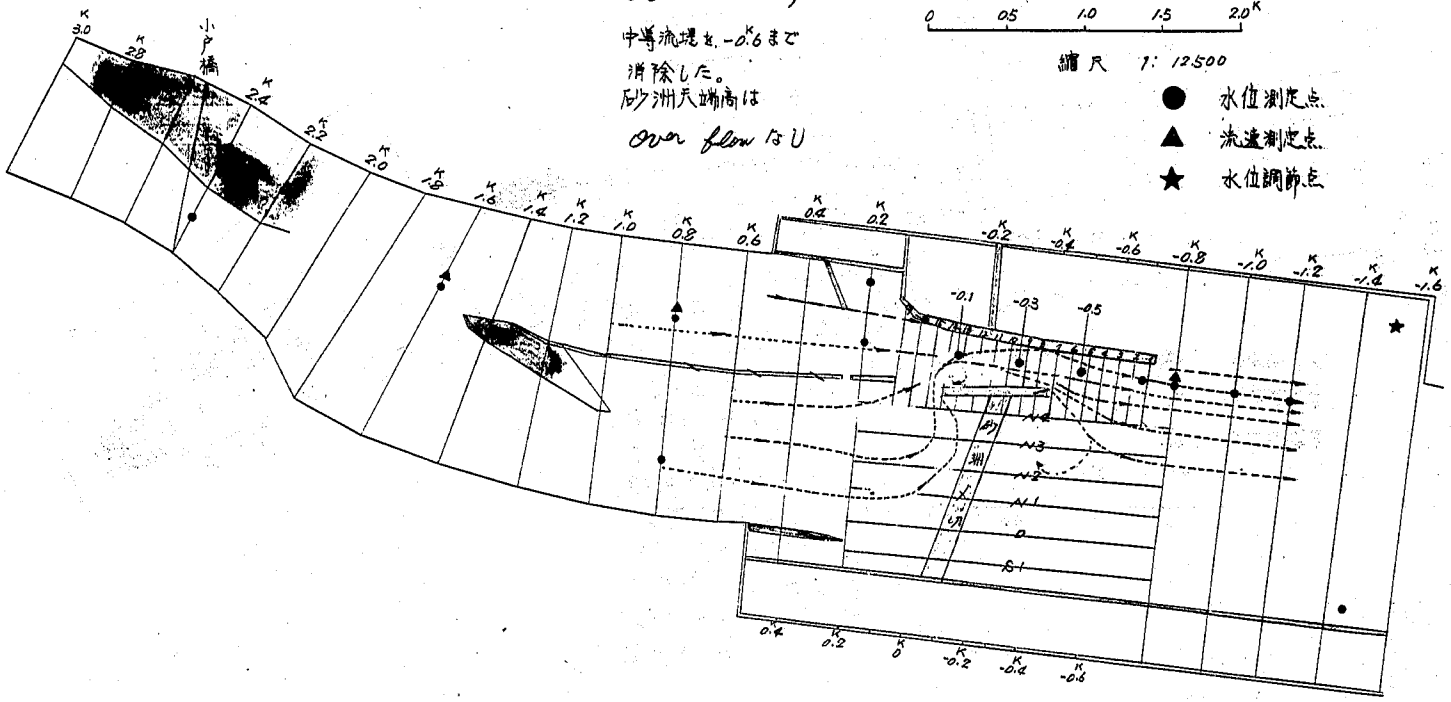


図 4.29.10　流　況　図

実験 8

河床整形高

3.0K ～ 0.2K
導流堤内　} 45年3月
-0.8 ～ -1.6

中導流堤の移動.
砂洲天端高は
Over flow なし
導流堤内河床高は
-3.0m に整形

0　0.5　1.0　1.5　2.0K

縮尺　1: 12500

● 水位測定点.
▲ 流速測定点.
★ 水位調節点.

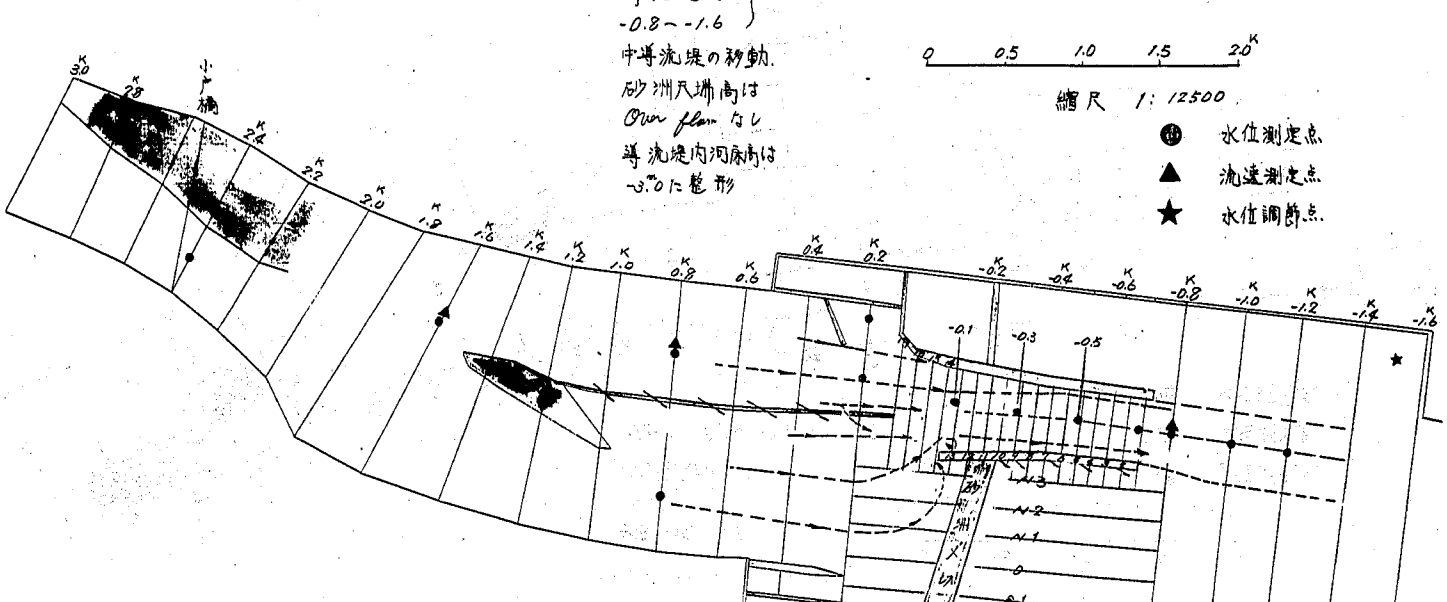


図 4.29.11　流　況　図

実験 9

河床整形断面

3.K0 ～ 0.2
導流堤内 ……45年3月
-0.8～-1.6

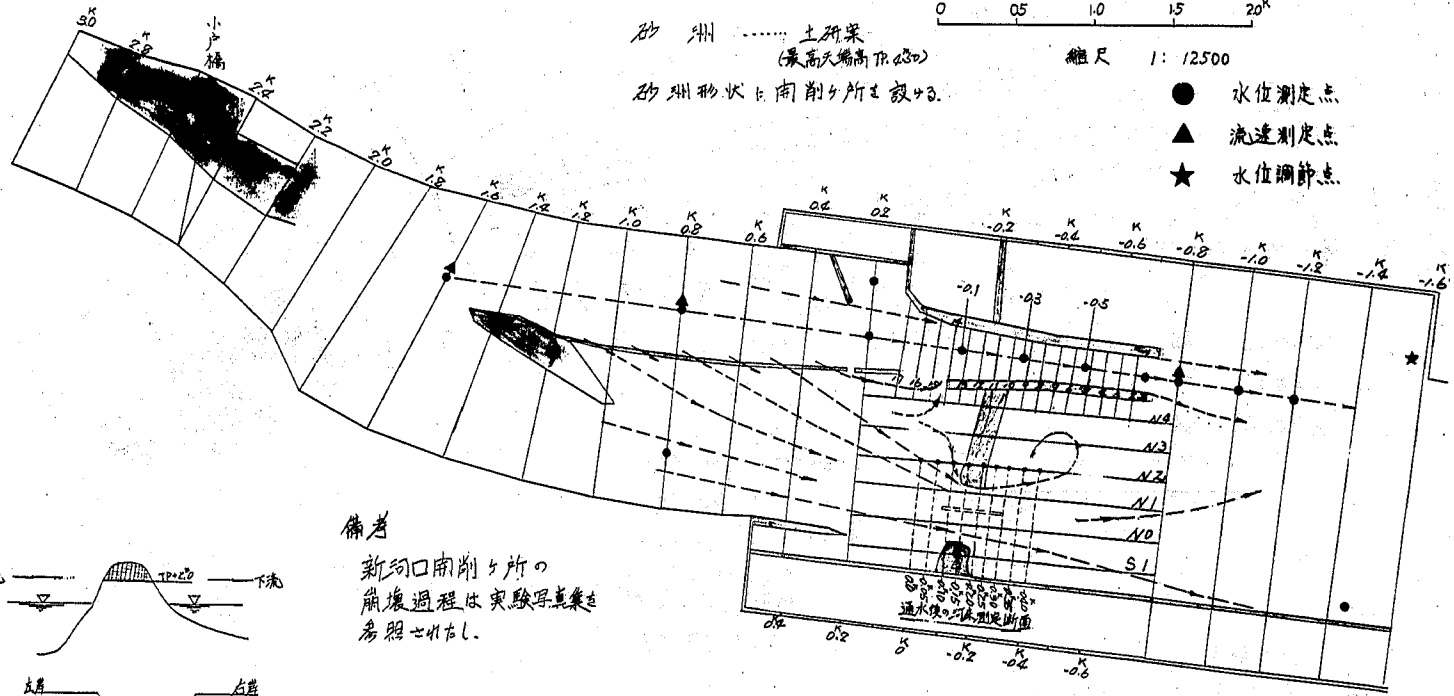
砂　洲 …… 土研案
(最高天端高 T.P.+3.0)

砂洲形状は南削ケ所を設ける。

0　0.5　1.0　1.5　2.0K

縮尺　1：12500

● 水位測定点
▲ 流速測定点
★ 水位調節点



備考

新河口南削ケ所の
開堰過程は実験写真集を
参照されたし。

図 4.29.12　流　況　図

実験 10

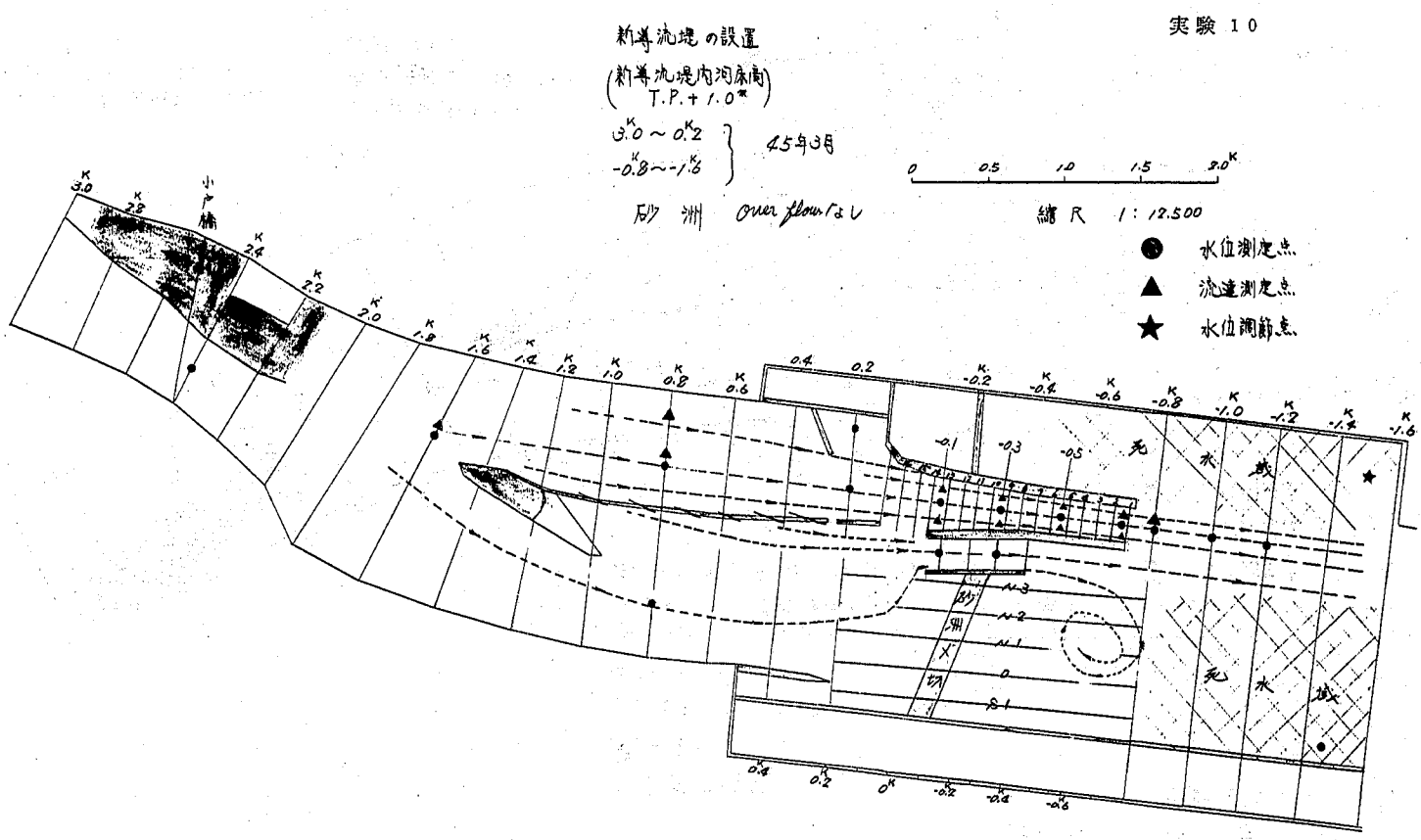
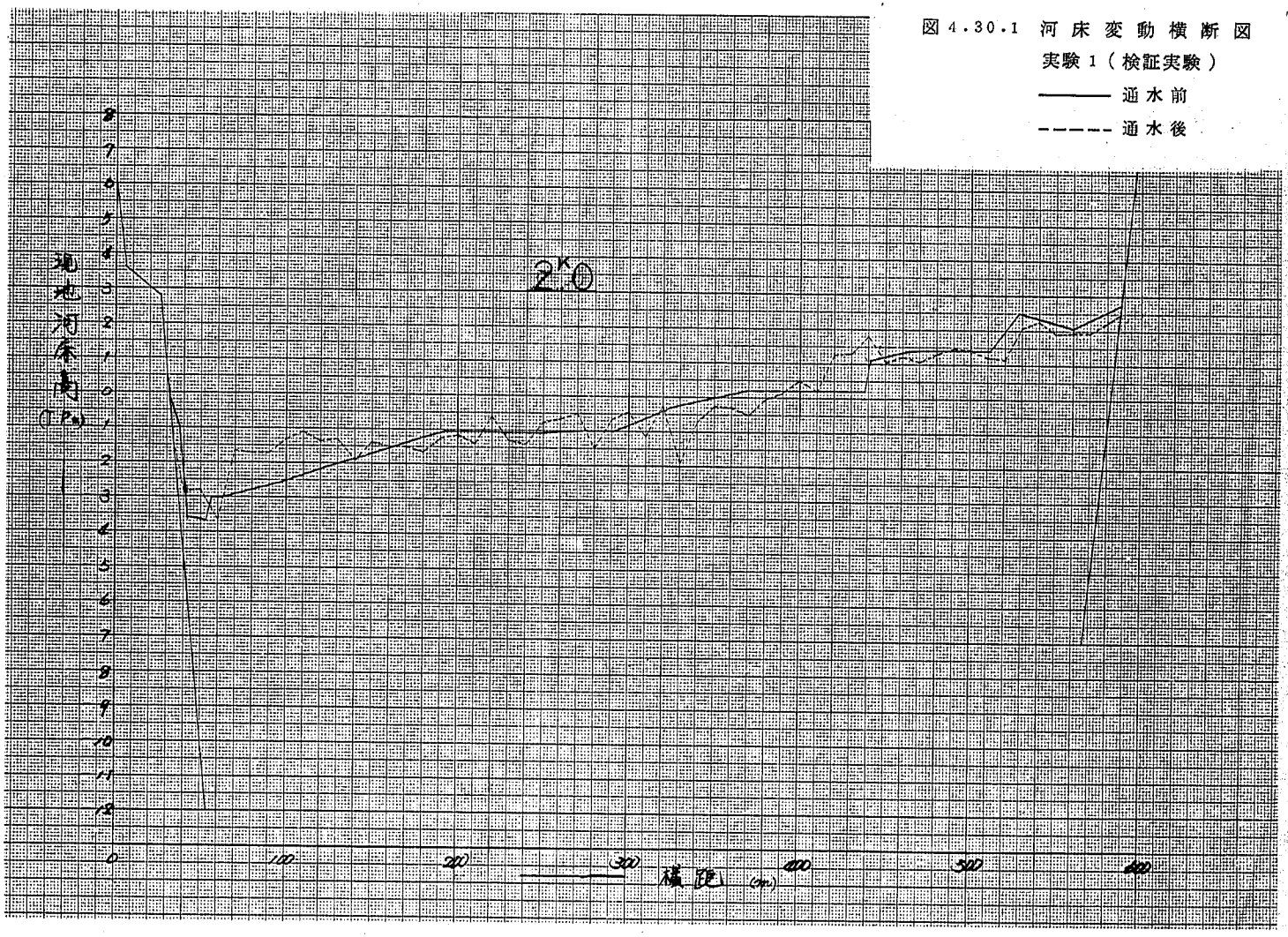


図 4.30.1 河床変動横断図
実験 1（検証実験）
——— 通水前
- - - - - 通水後



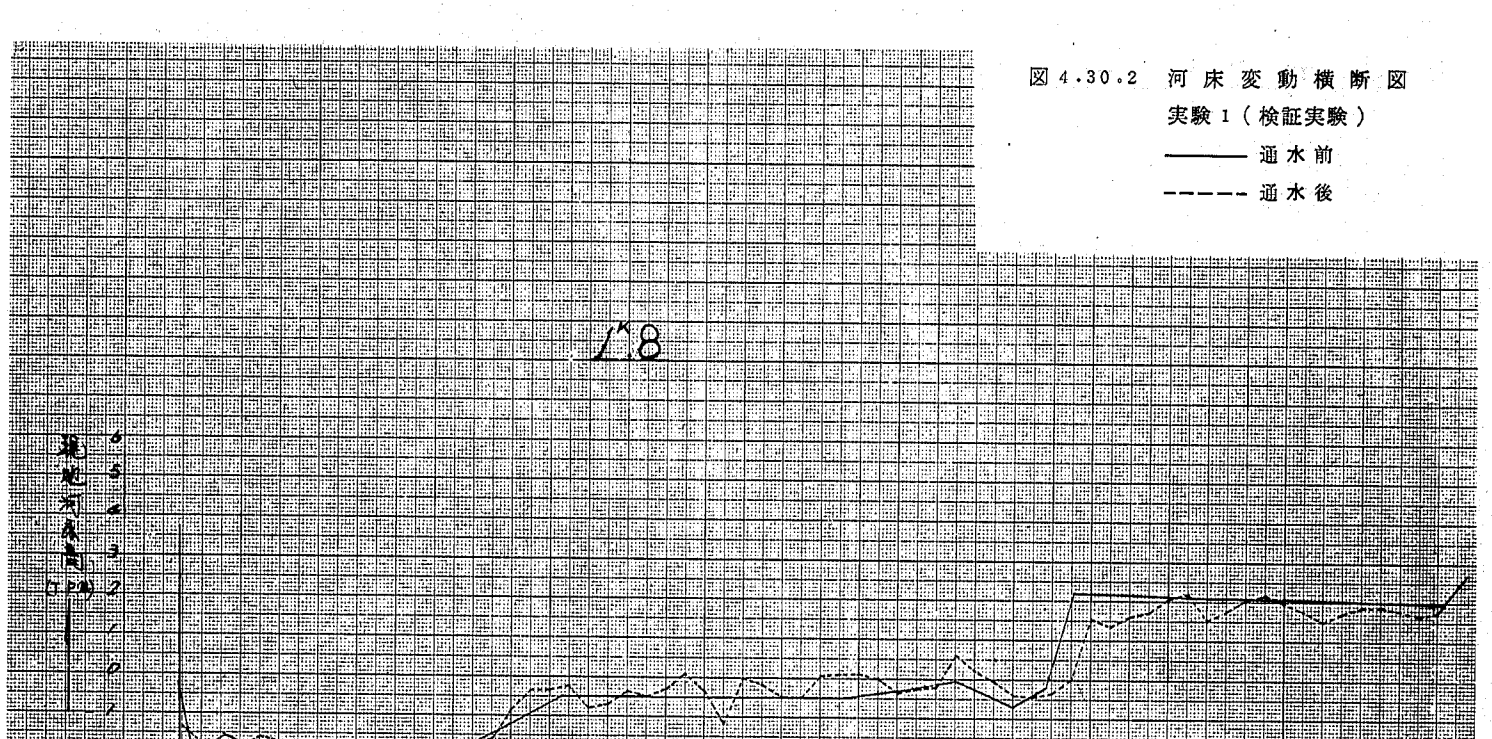


図 4.30.2　河床変動横断図
実験 1（検証実験）
——— 通水前
- - - - - 通水後

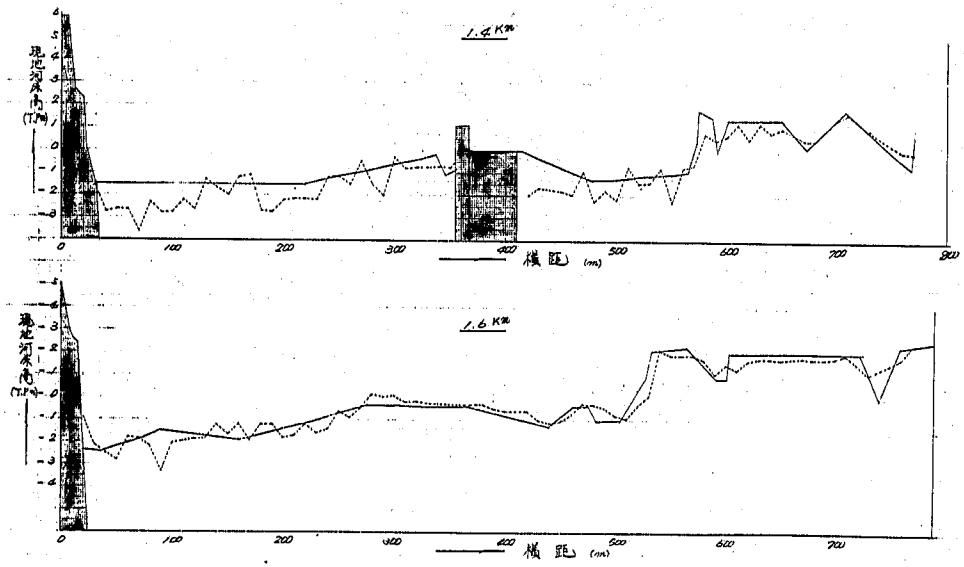


図 4.30.3 河床変動横断図
実験 1（検証実験）
——— 通水前
- - - - - 通水後

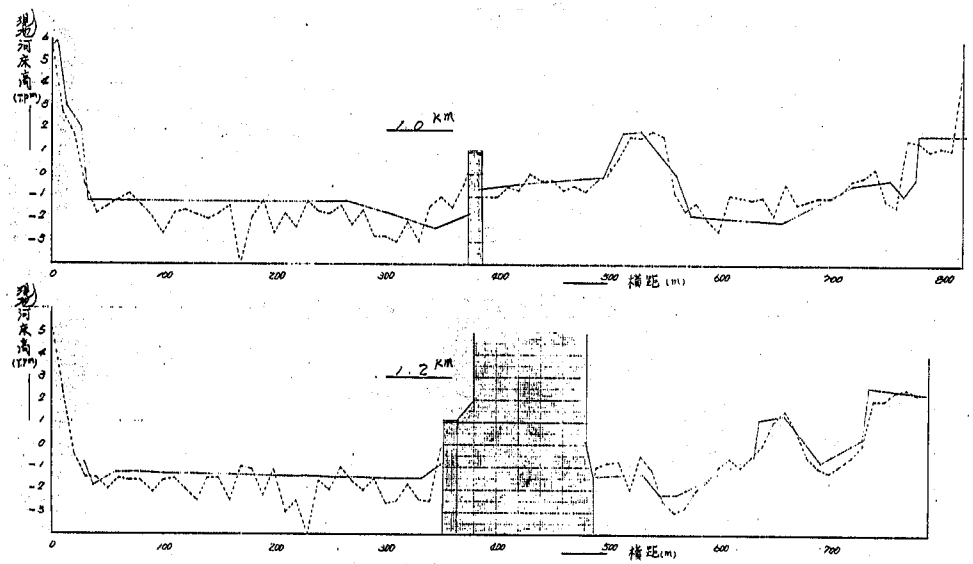


図 4.30.4. 河床変動横断図

実験 1（検証実験）

——— 通水前

- - - - - 通水後

K 1.0

K 1.2

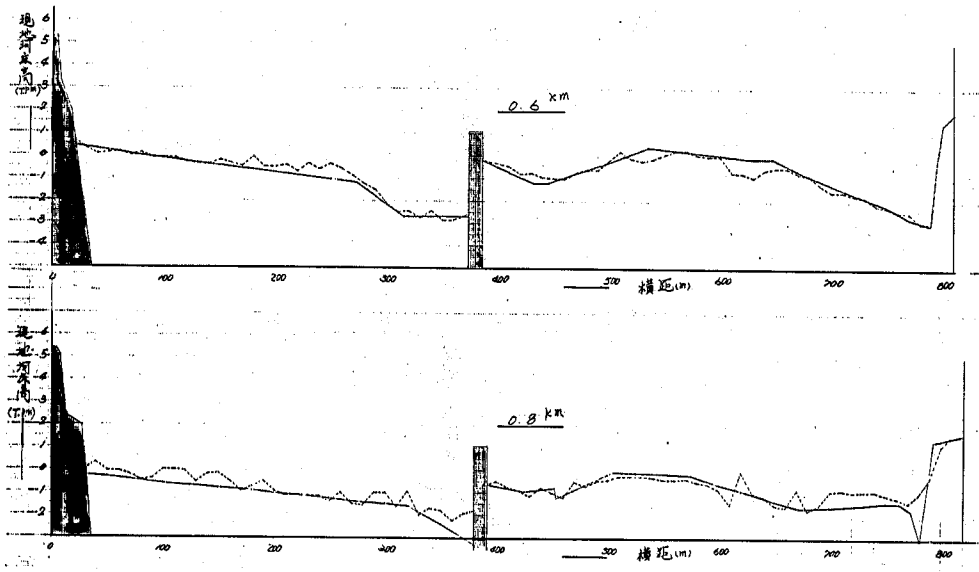


図 4.30.5 河床変動横断図
実験 1（検証実験
——— 通水前
- - - - - 通水後

K 0.6

K 0.8

図 4.30.6 河床変動横断図
実験 1（検証実験）
——— 通水前
- - - - - 通水後

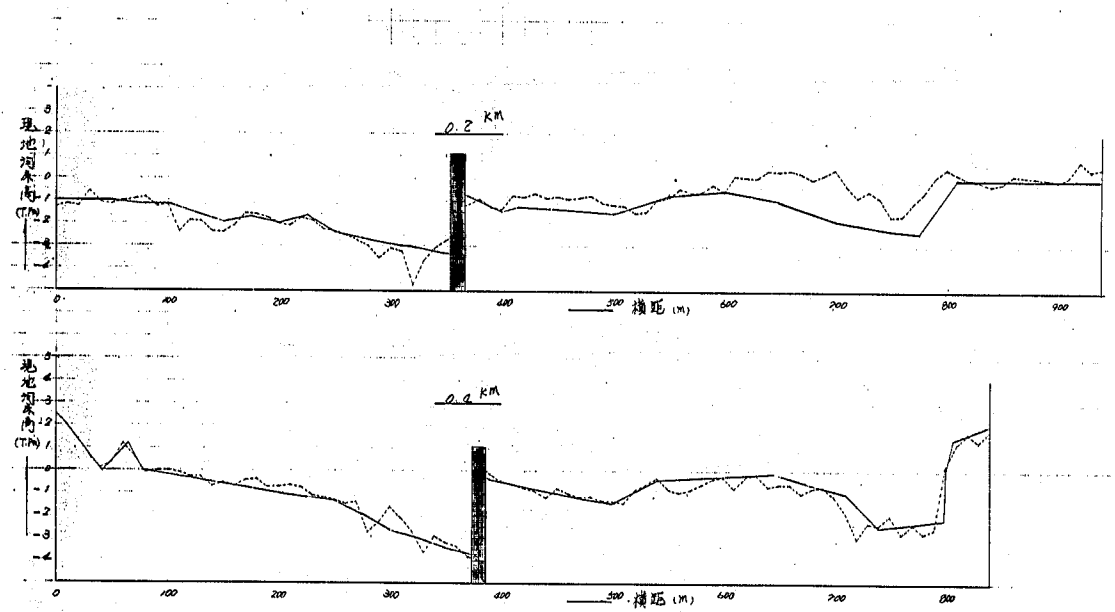


図 4.30.7　河 床 変 動 横 断 図
実験 1（検証実験）
——— 通水前
– – – – – 通水後

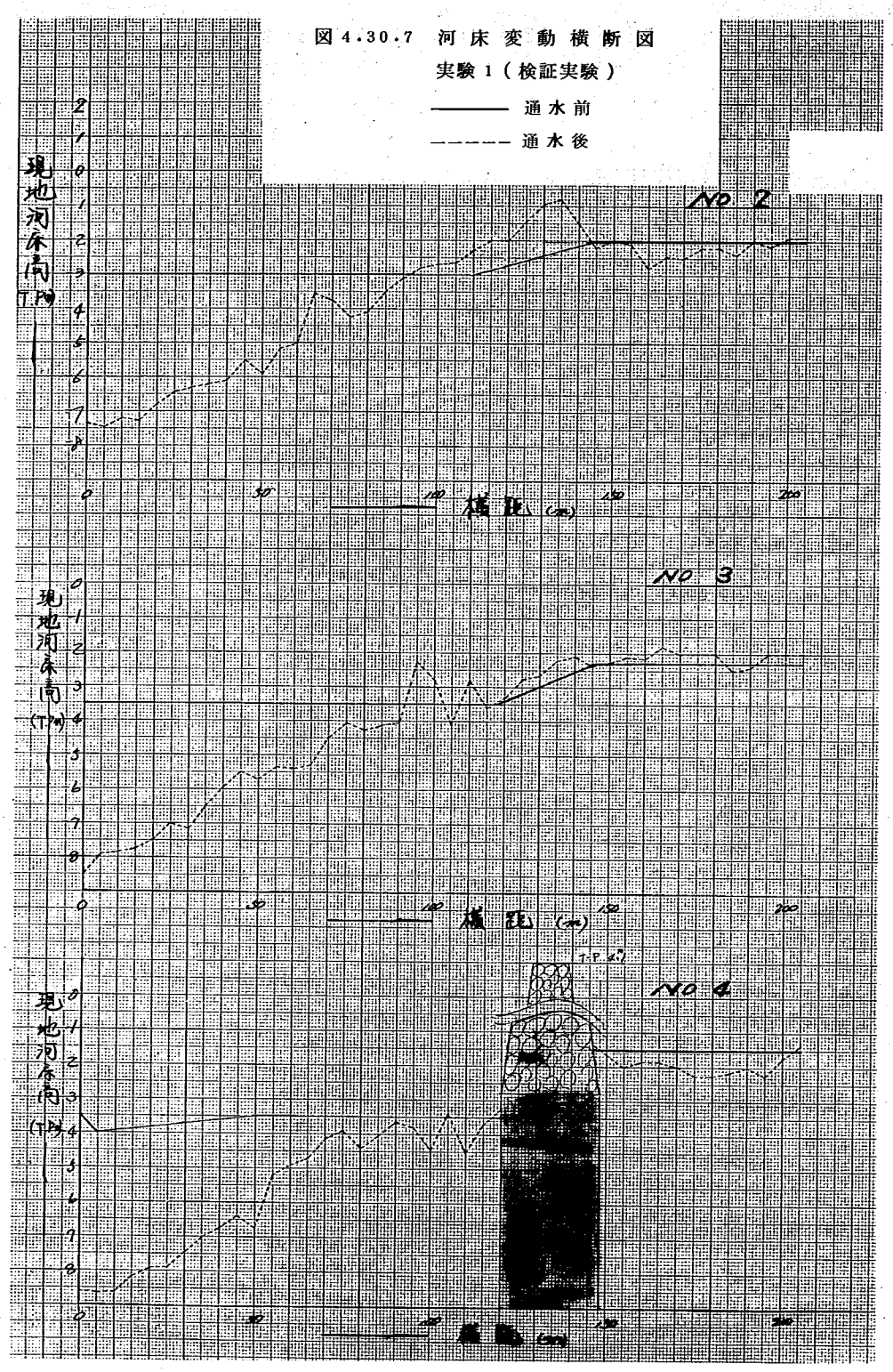


図4.30.8　河床変動横断図
実験1（検証実験）
——— 通水前
- - - - - 通水後

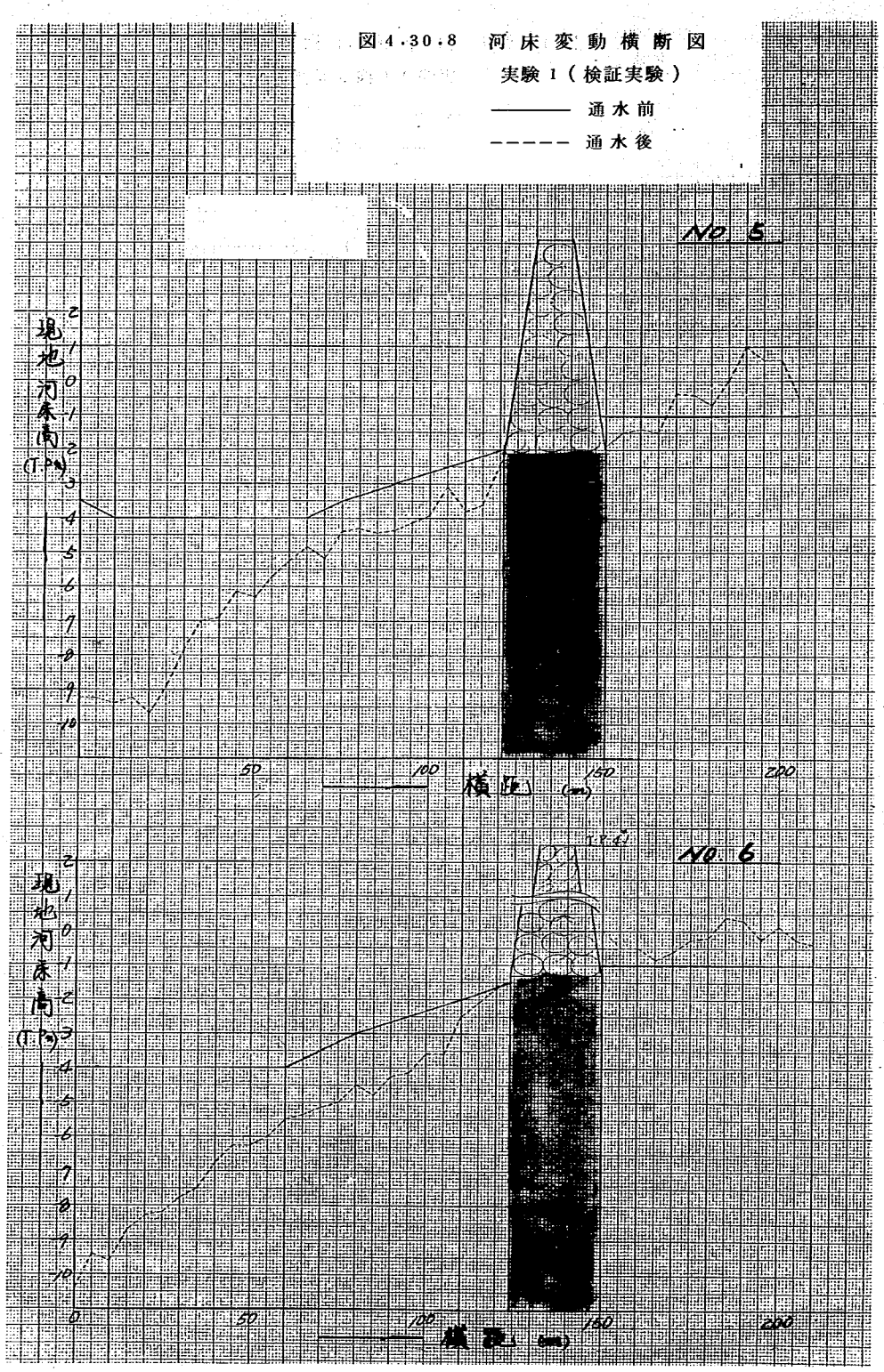


図 4.30.9　河床変動横断図
実験 1（検証実験）
———— 通水前
－－－－－ 通水後

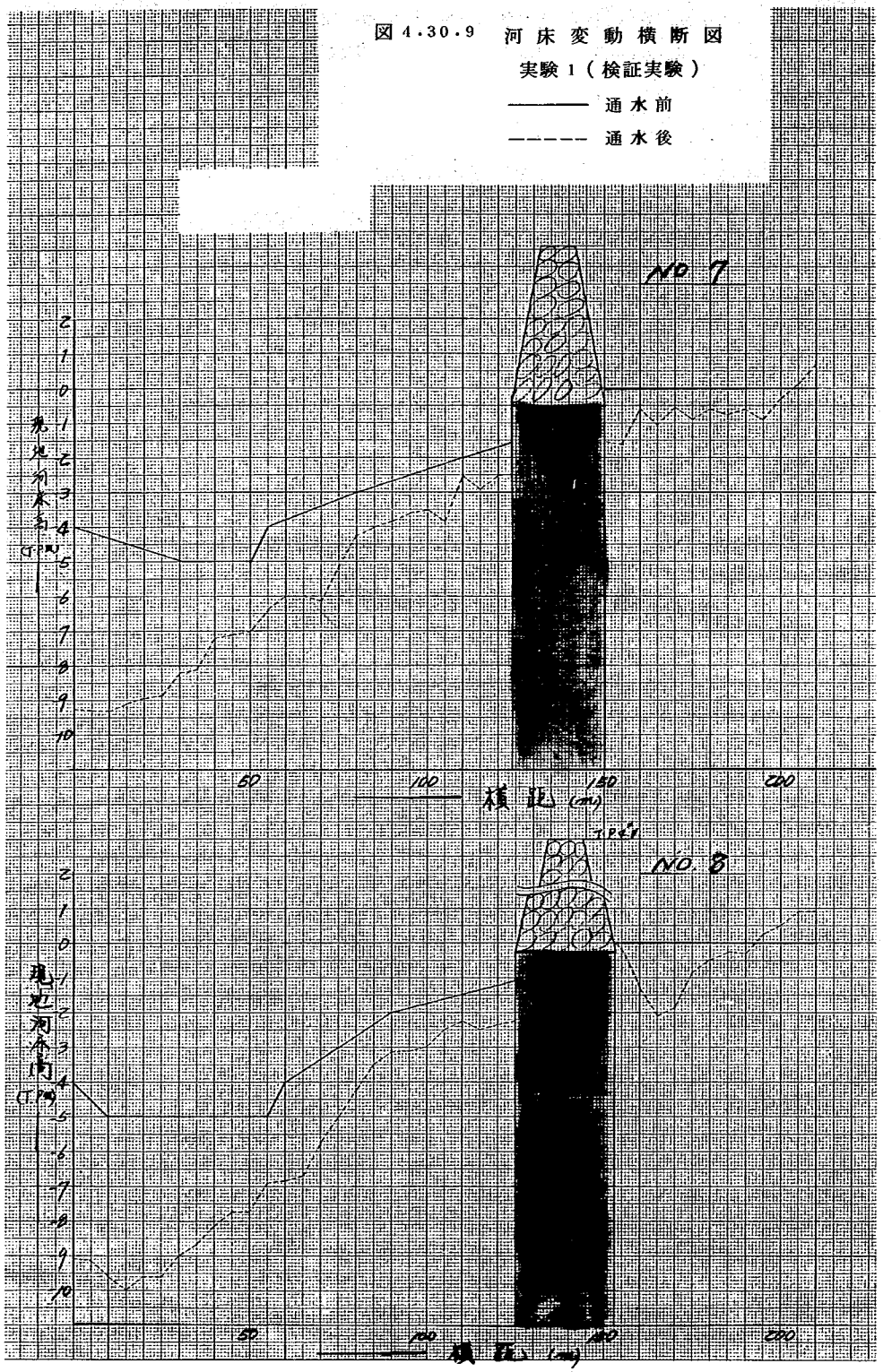


図4.30.10　河床変動横断図

実験1（検証実験）

——— 通水前

- - - - - - 通水後

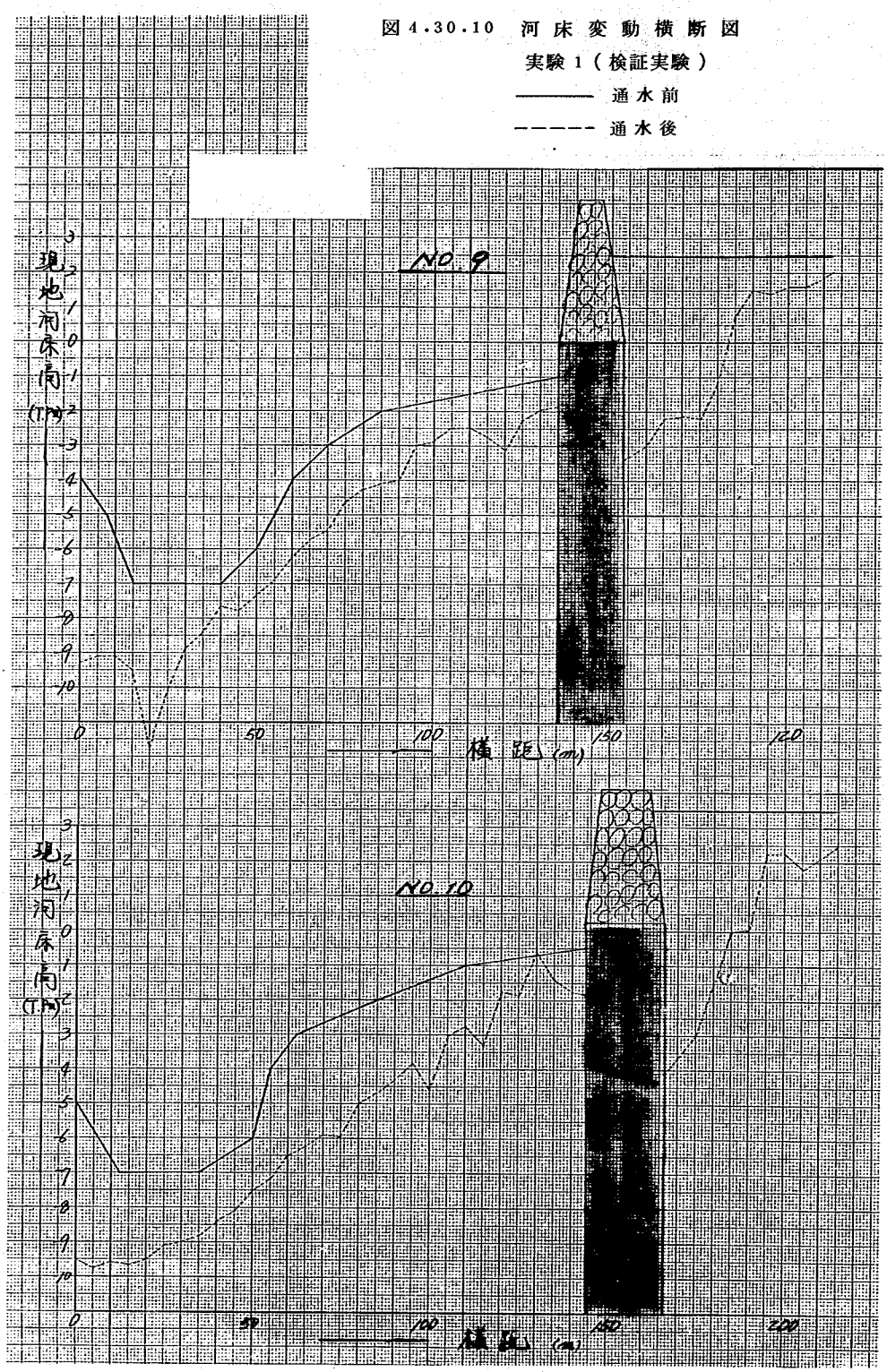


図 4.30.11　河 床 変 動 横 断 図

実験 1（検証実験）

——— 通 水 前

- - - - - - 通 水 後

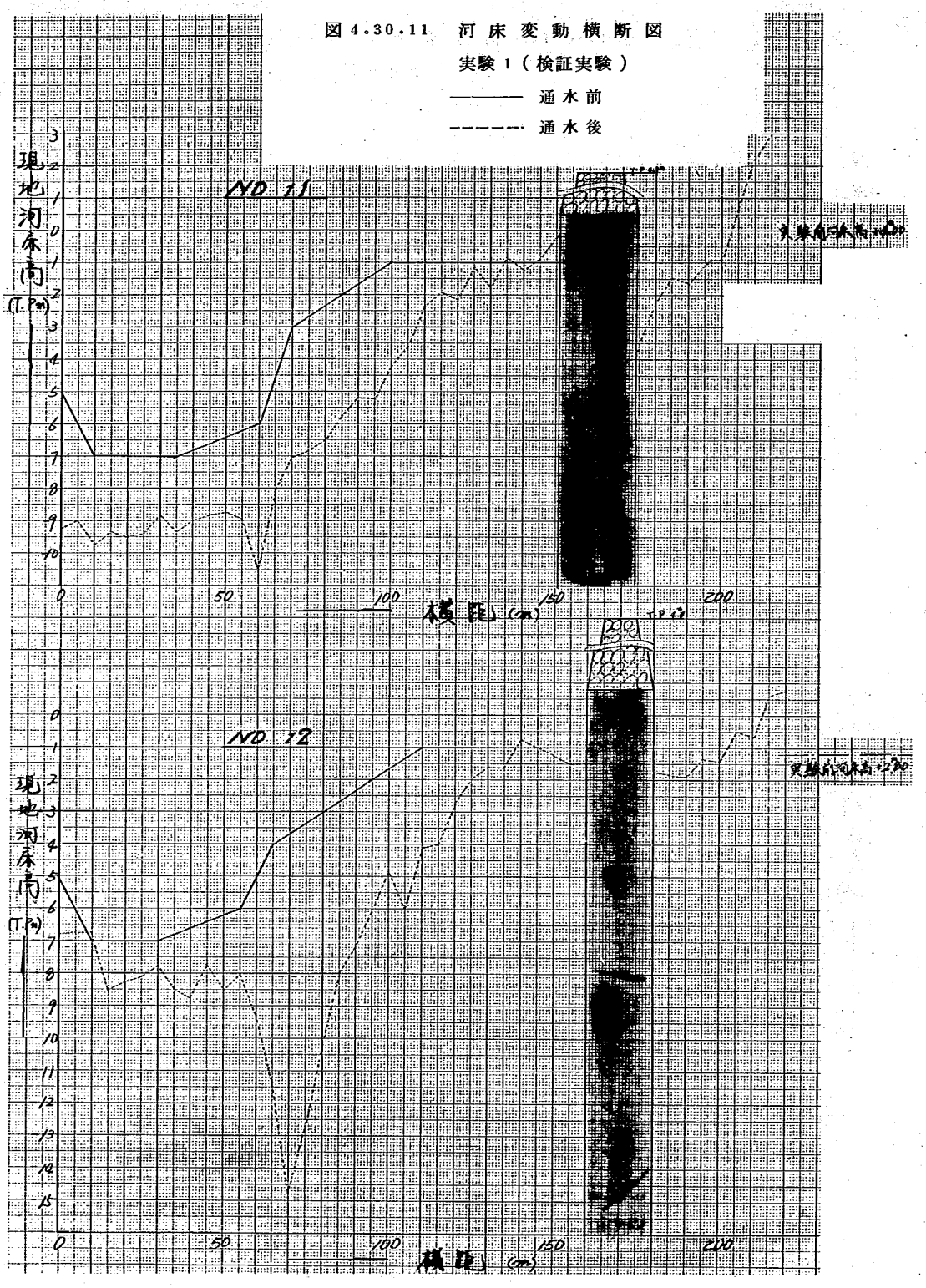


図 4.30.12　河床変動横断図

実験 1（検証実験）

——— 通水前

- - - - - 通水後

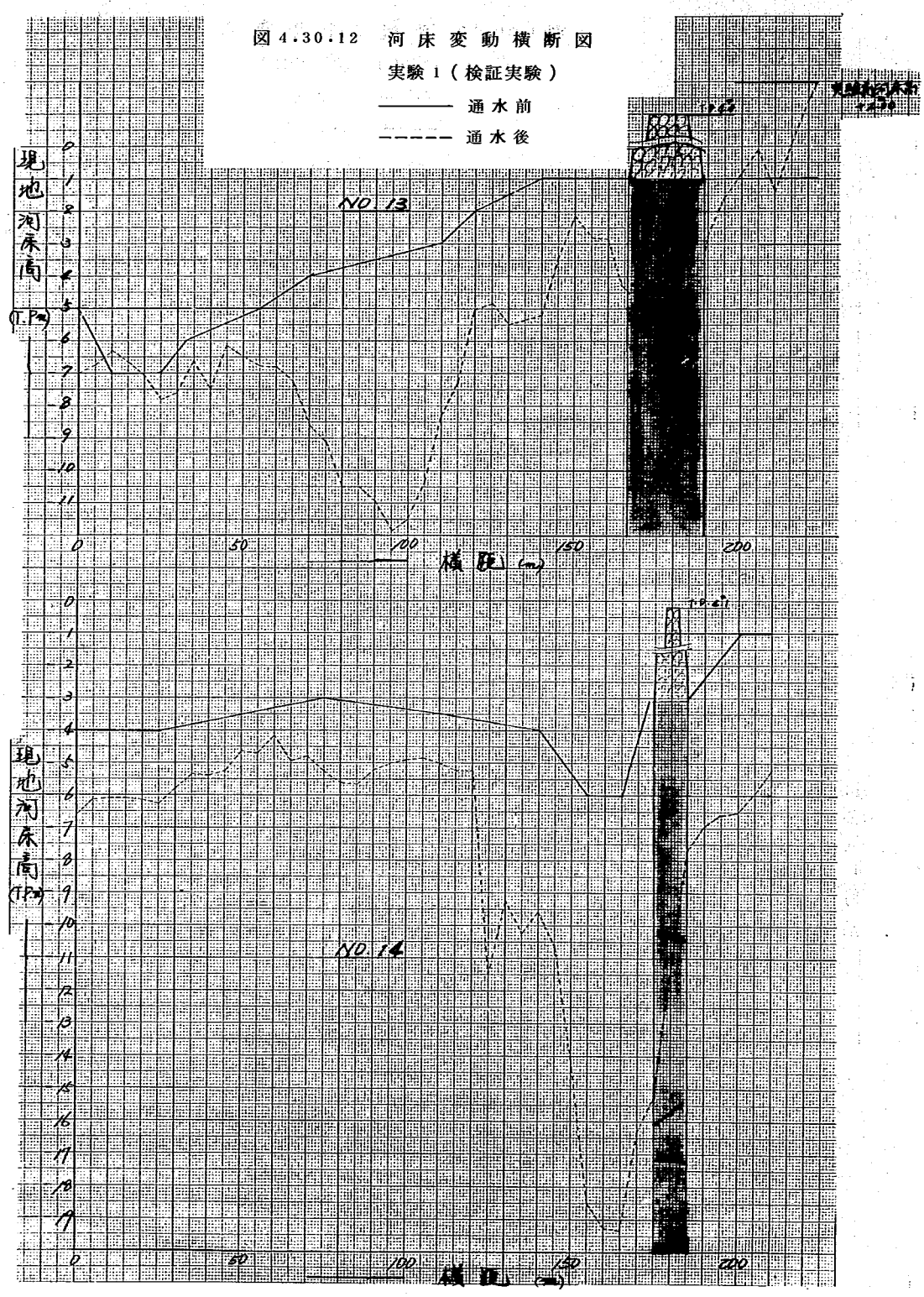


図 4.30.13　河床変動横断図

実験 1（検証実験）

——— 通水前

- - - - - - 通水後

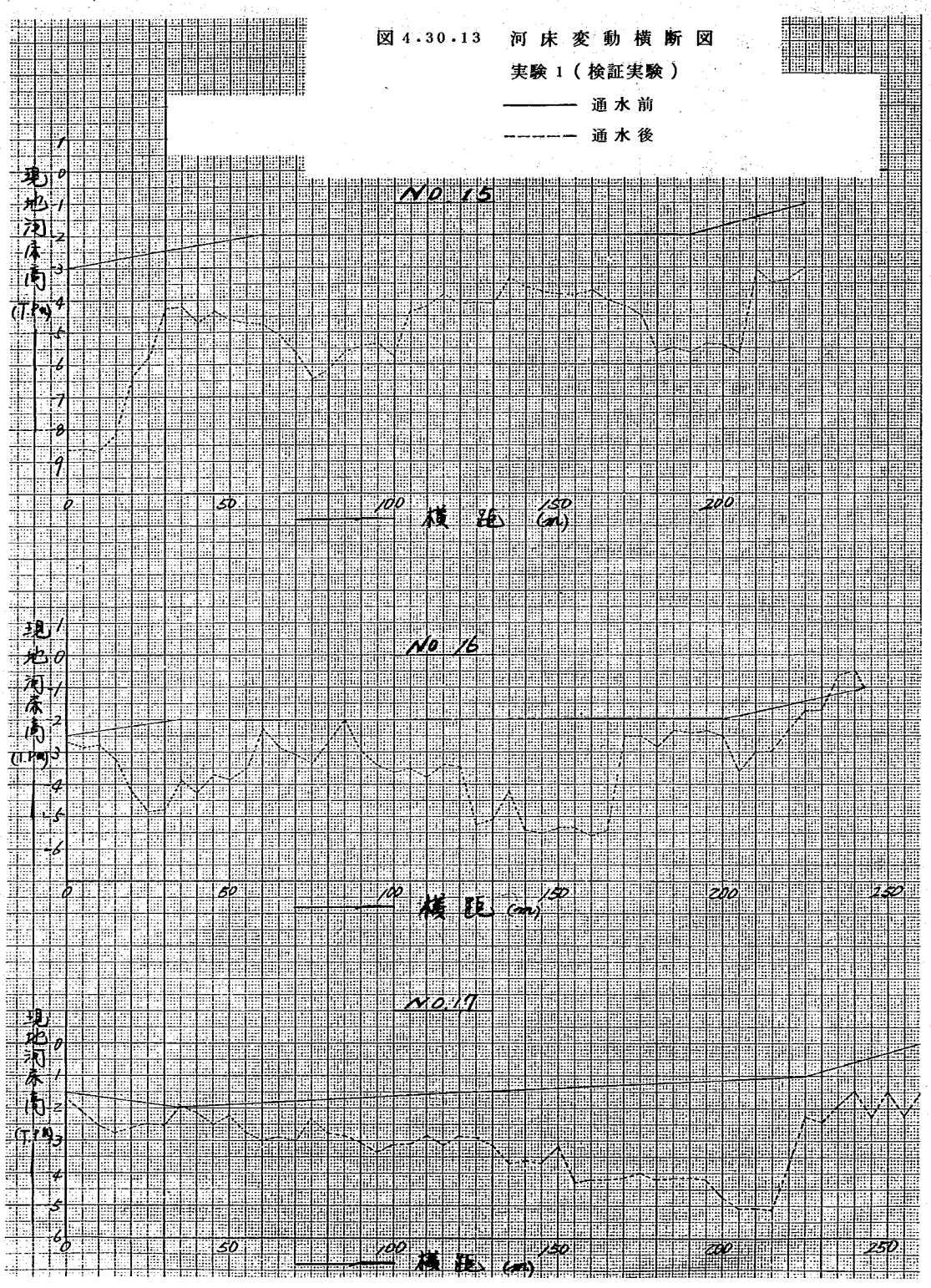
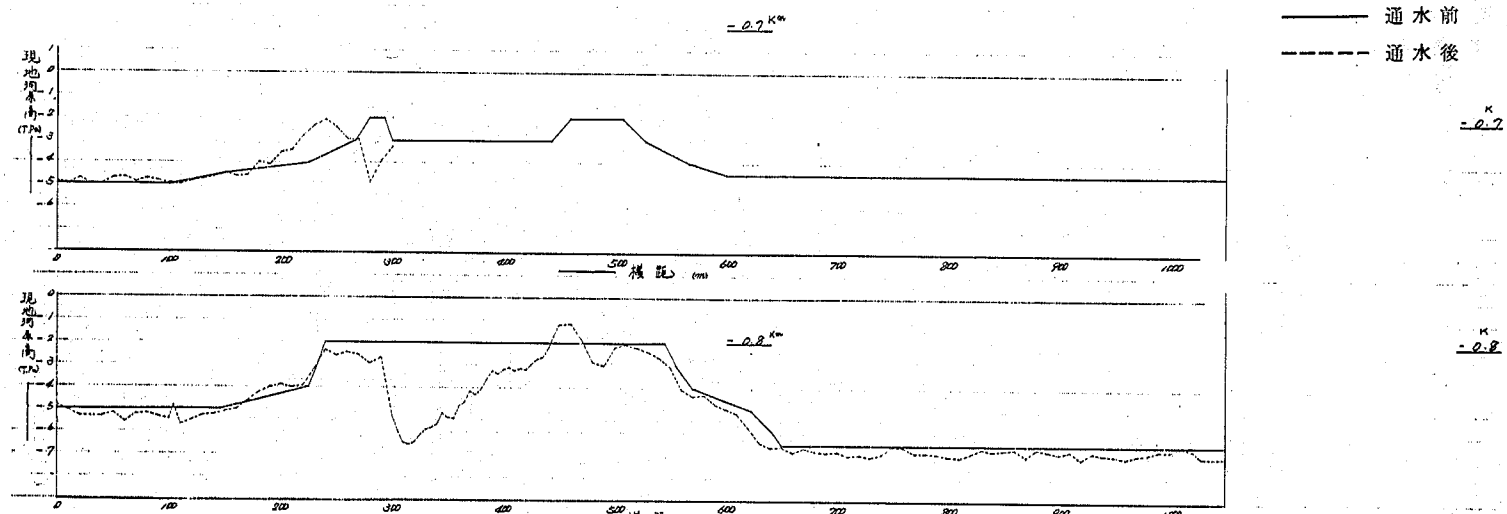


図 4.30.14　河床変動横断

実験 1（検証実験）

——— 通水前

- - - - - 通水後



K
-0.7

K
-0.8

図 4.30.15　河床変動横断図
実験 1（検証実験）
——— 通水前
- - - - - 通水後

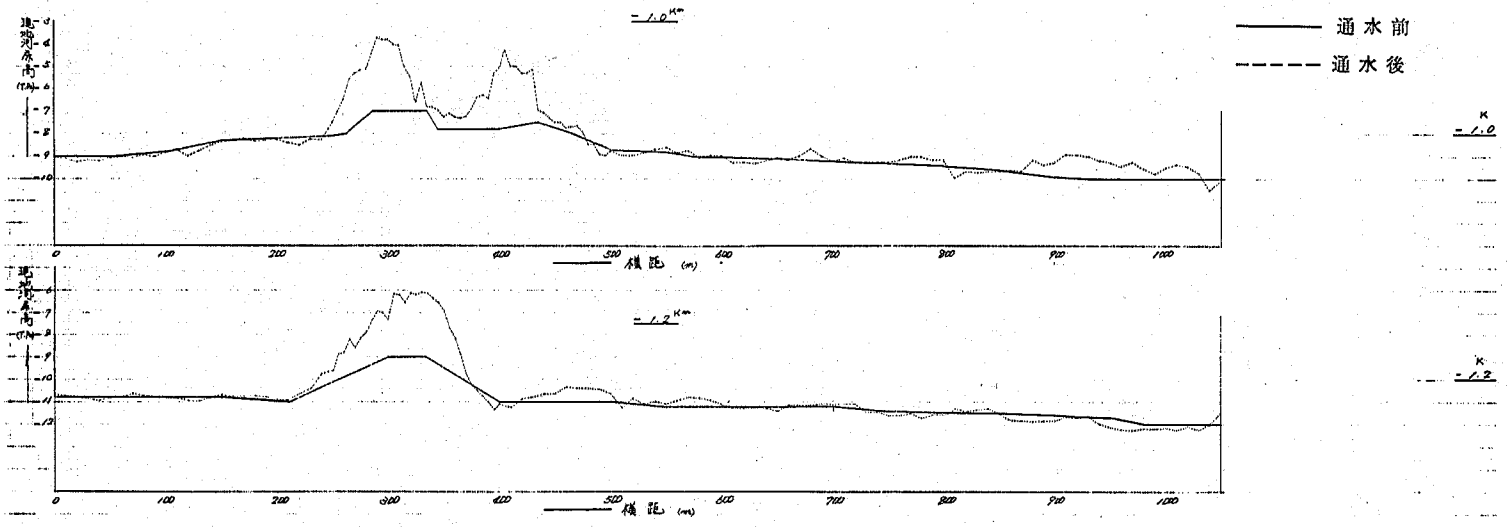


図 4.31.1　現地・実験河床変動比較

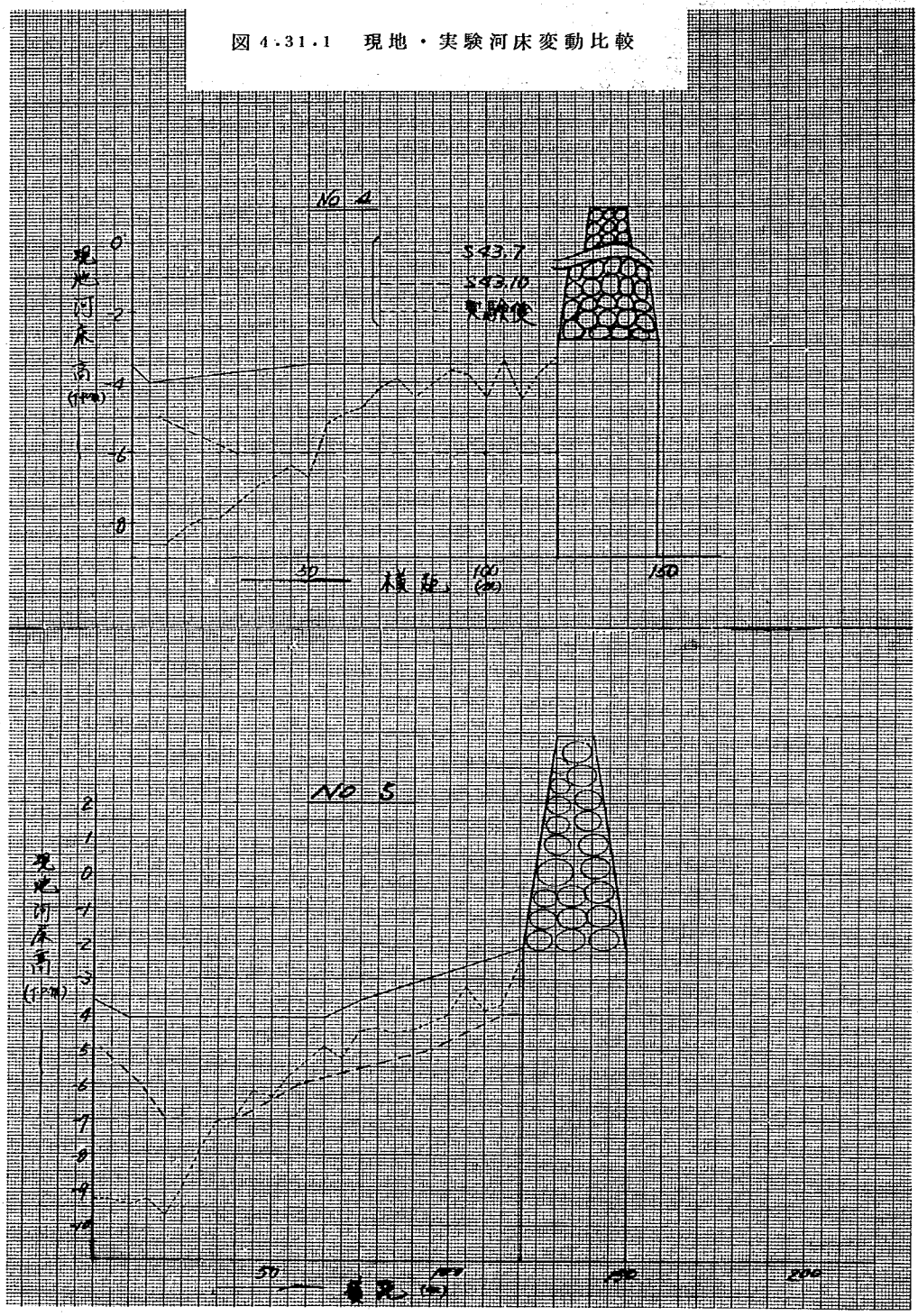


図 4.31.2　現地・実験河床変動比較

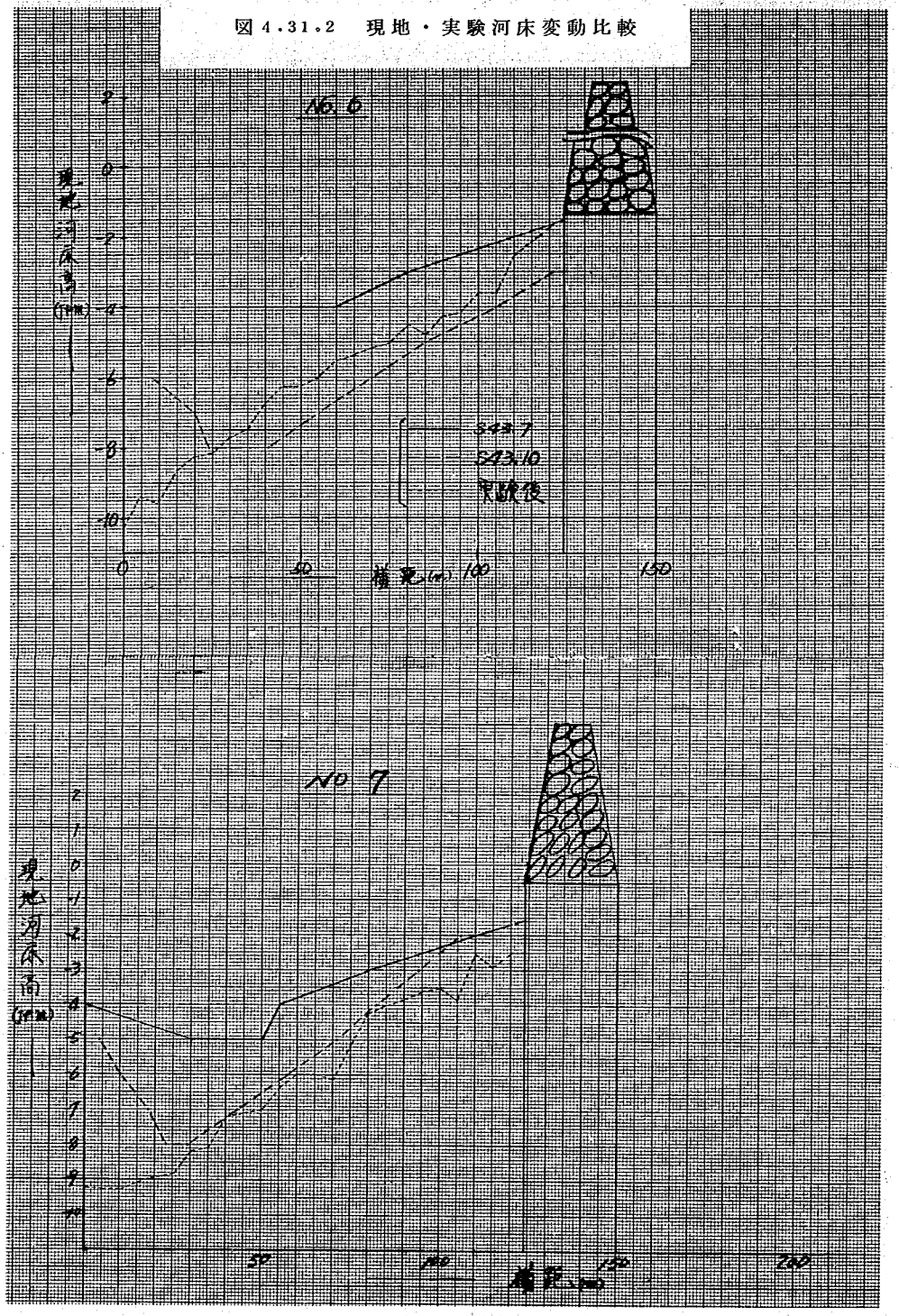


図 4.31.3　現地・実験河床変動比較

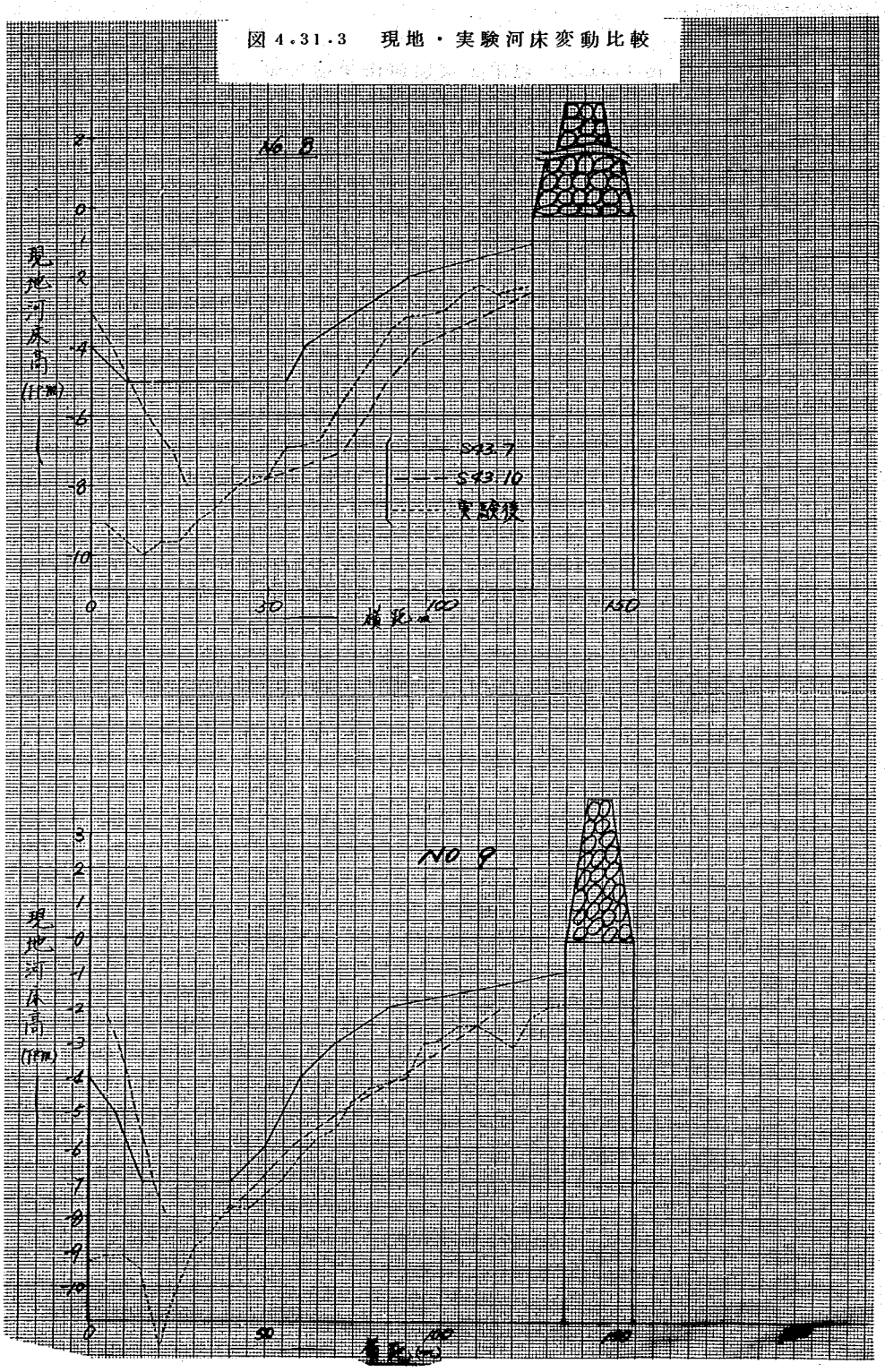


図 4.31.4　現地・実験河床変動比較

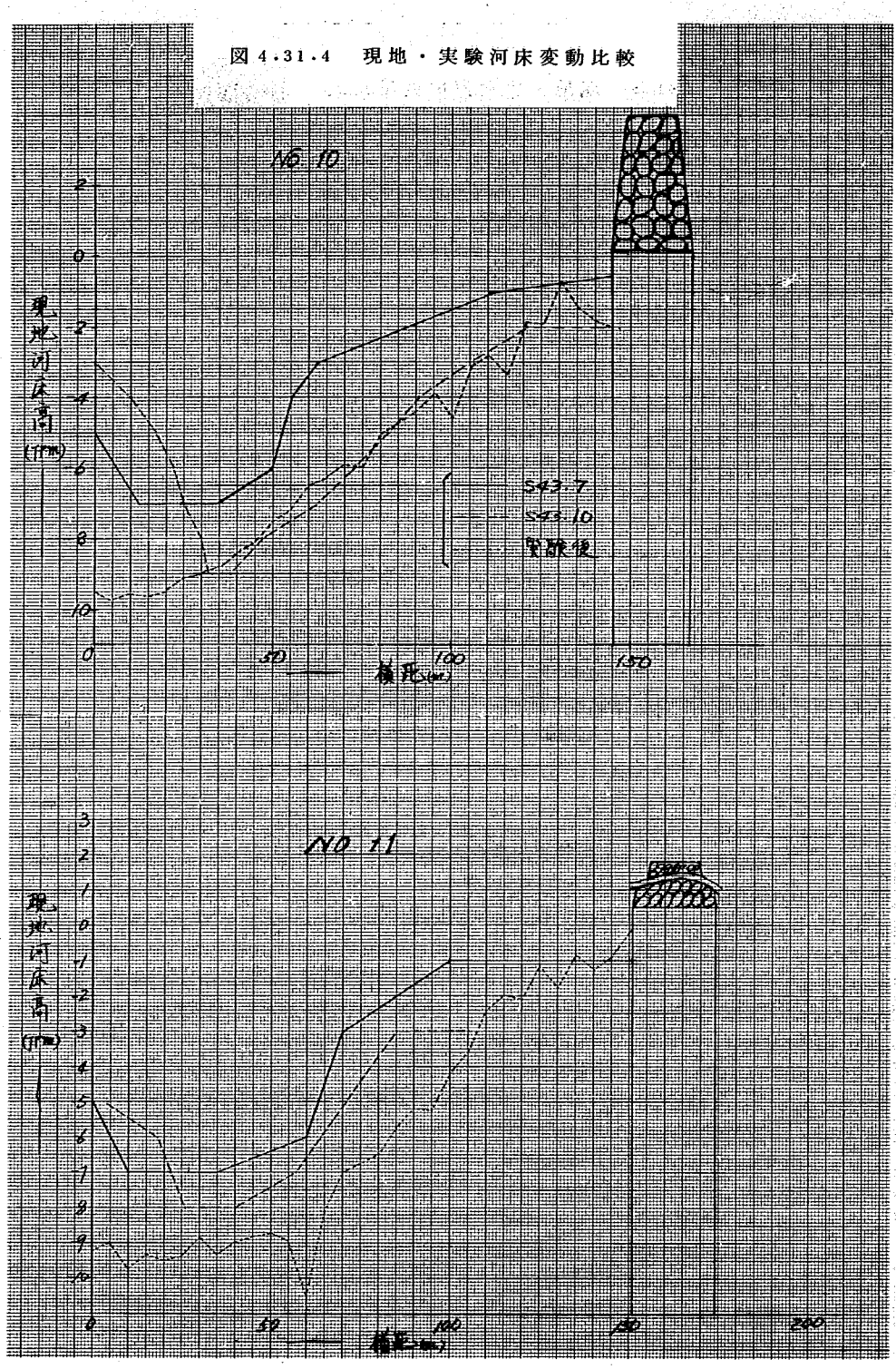


図 4.31.5　現地・実験河床変動比較

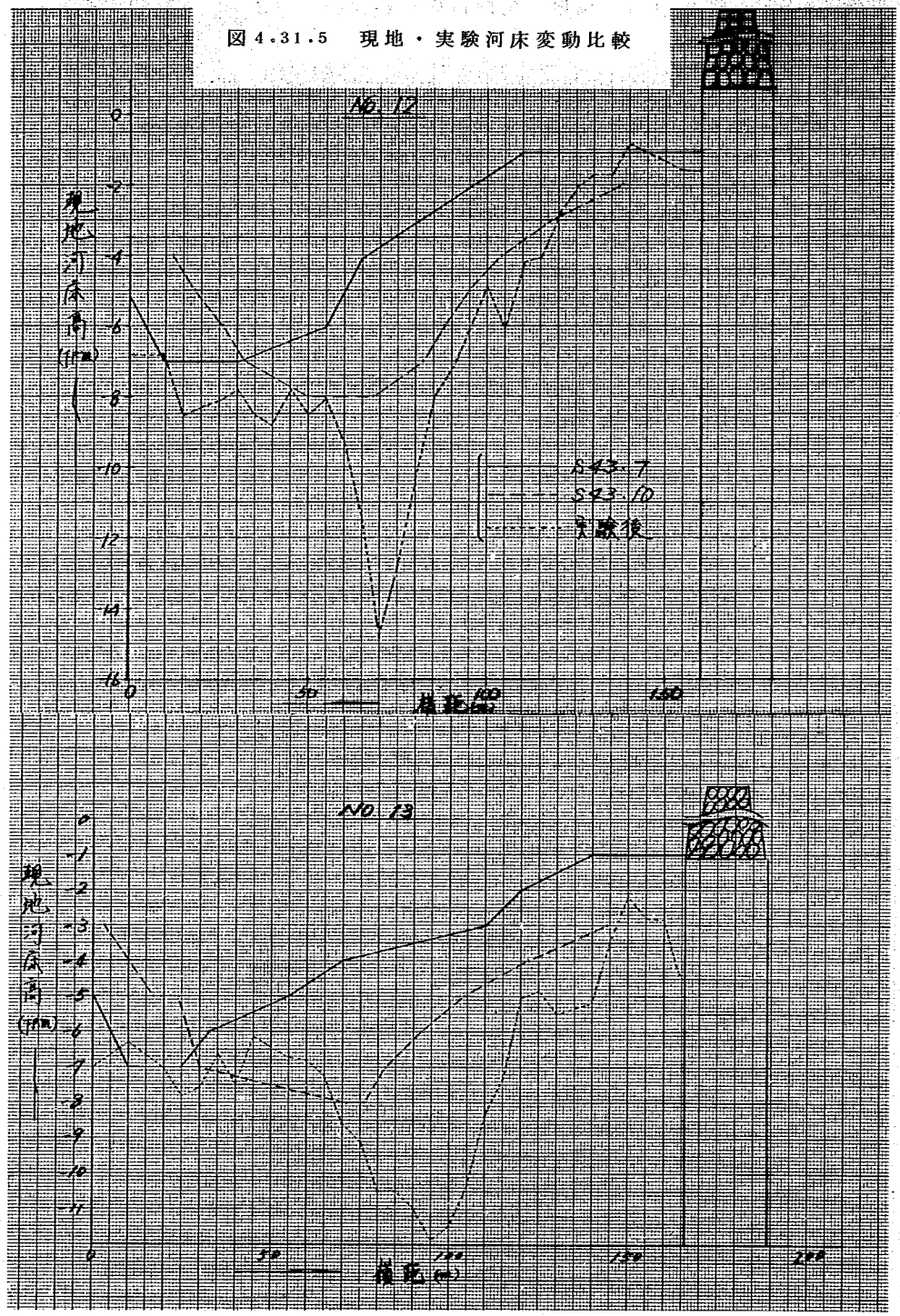


図 4.32.1　砂洲崩壊部横断図
実験 1

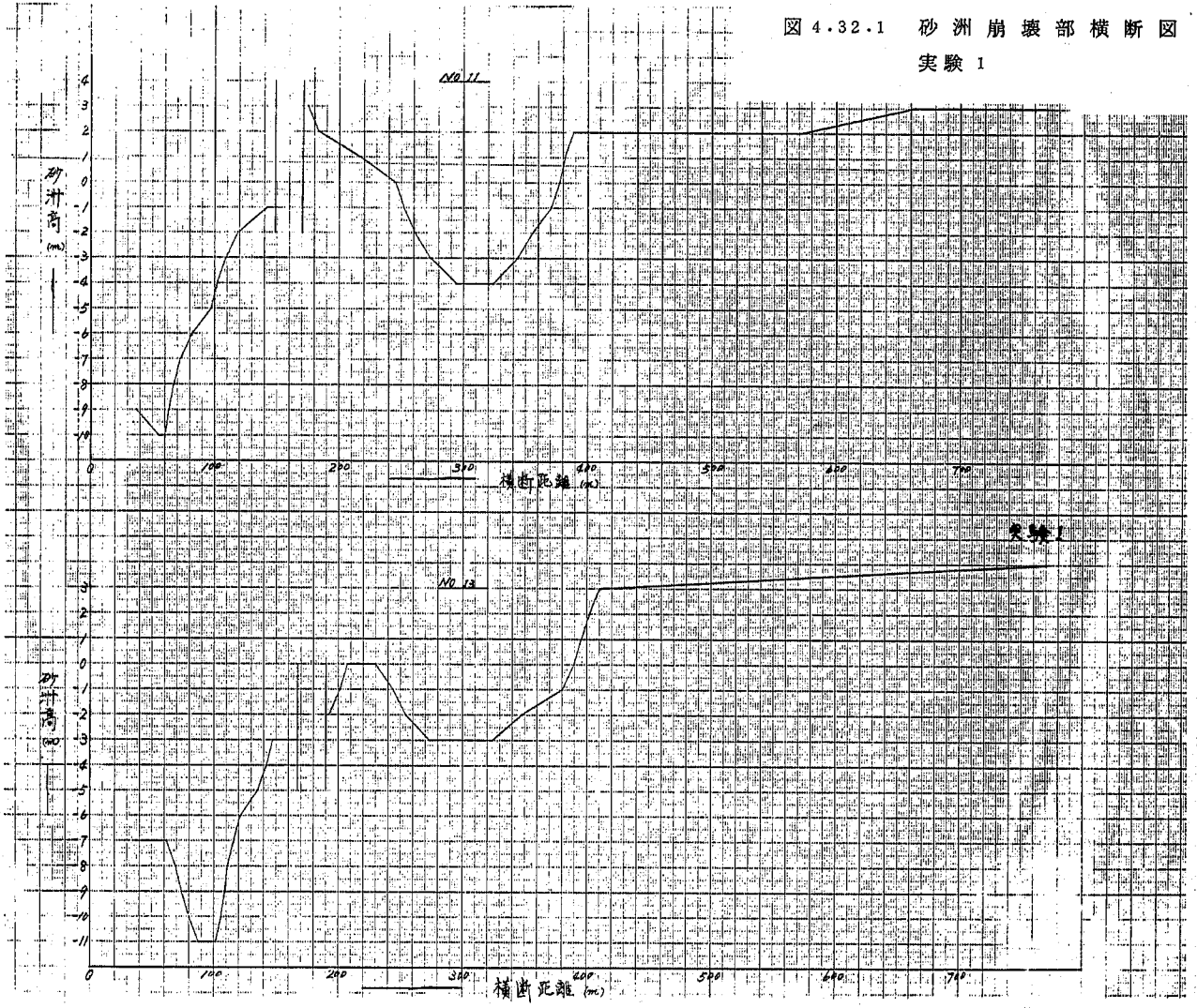


図4.32.2　砂洲崩壊部横断図
実験 1

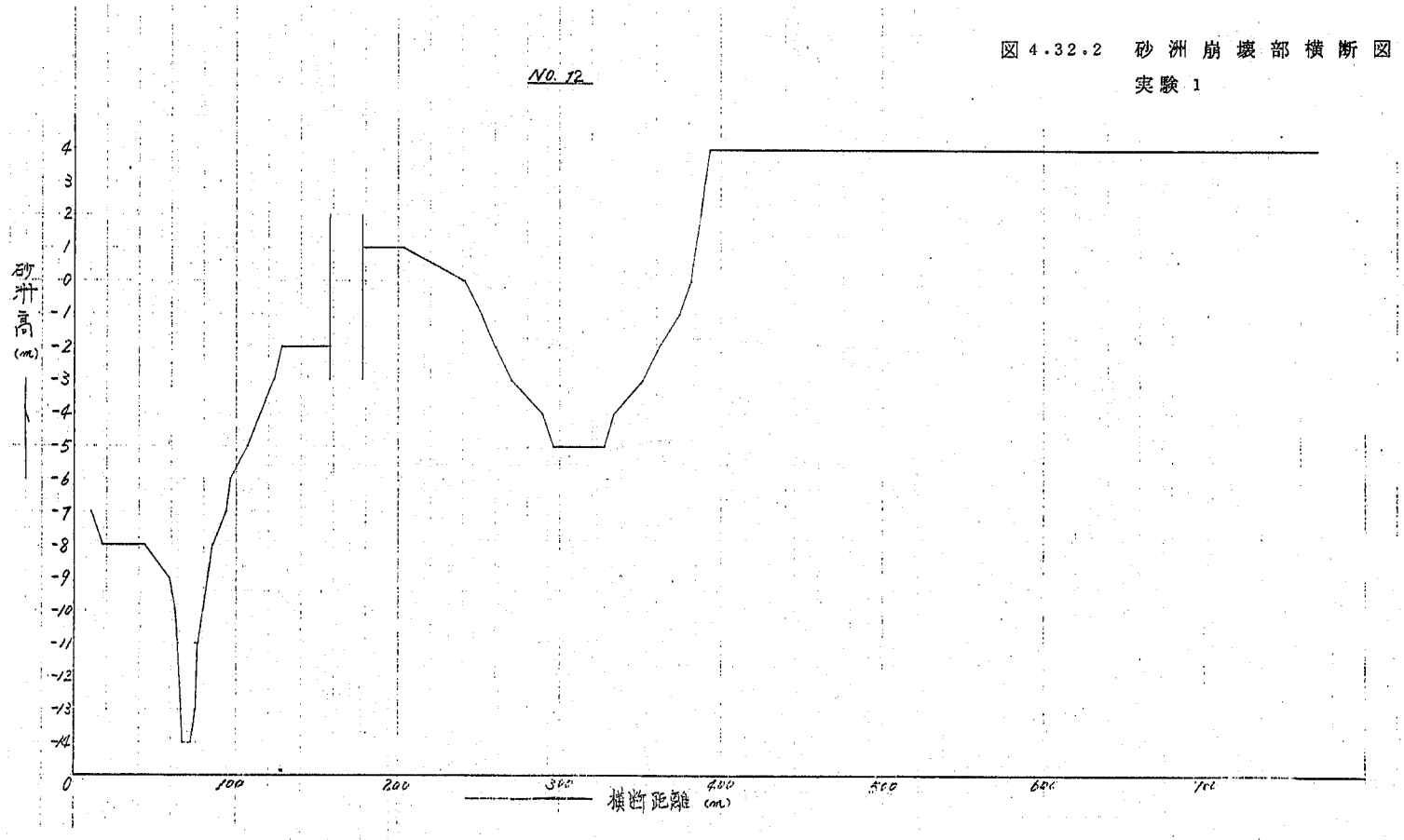
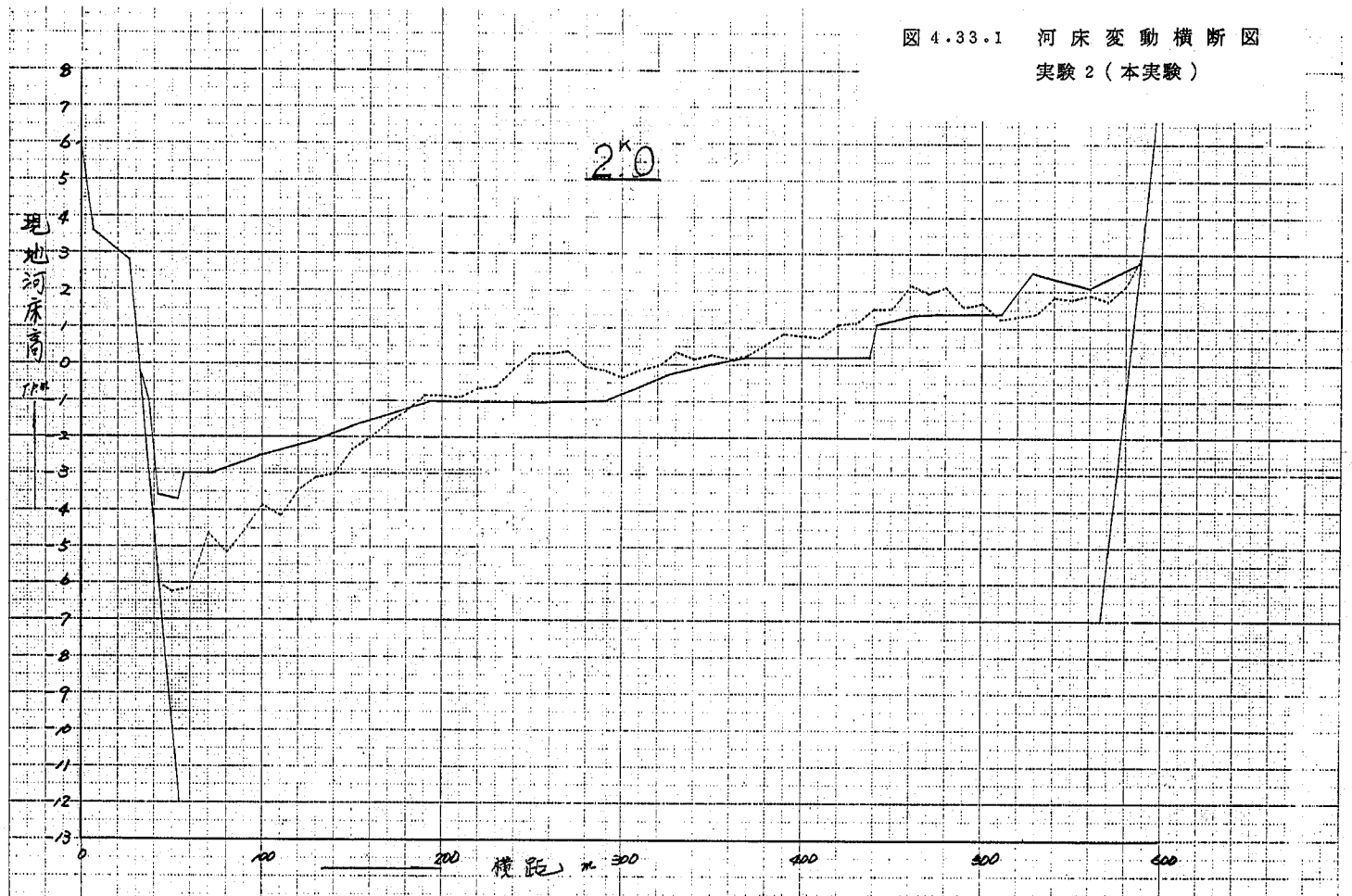


図 4.33.1　河床変動横断図
実験 2（本実験）



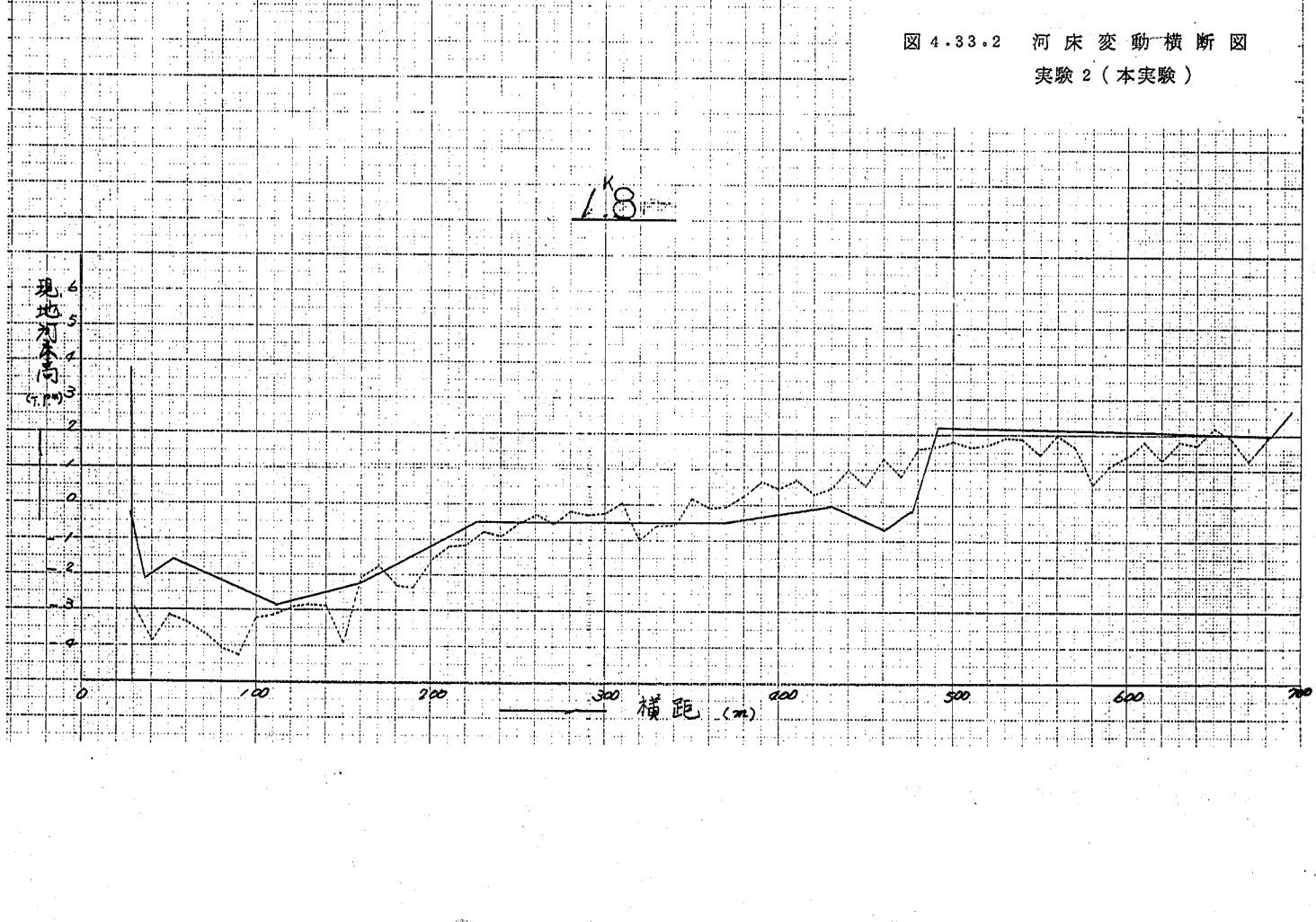


図 4.33.2　河床変動横断図
実験 2（本実験）

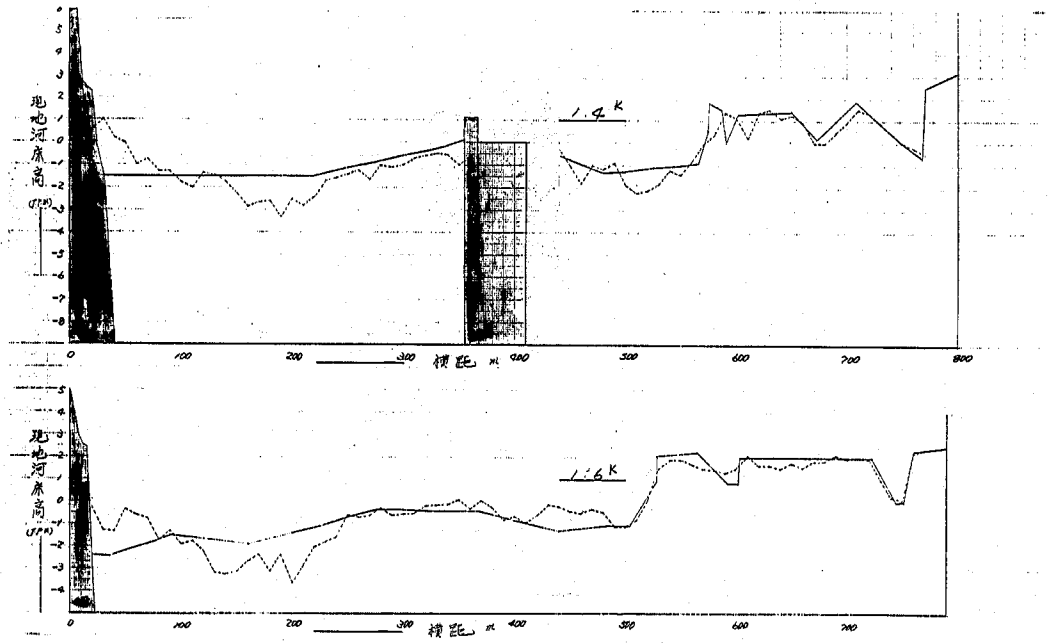


図 4.33.3 河床変動横断図
実験 2
——— 通水前
- - - - - 通水後

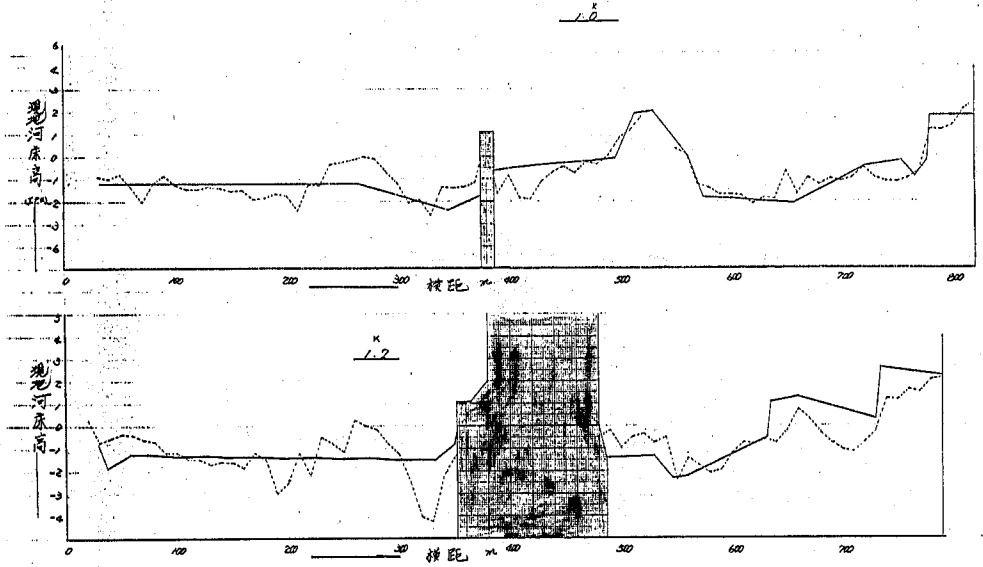


図 4.33.4　河床変動横断図

実験 2

——— 通水前

- - - - - 通水後

K 1.0

K 1.2

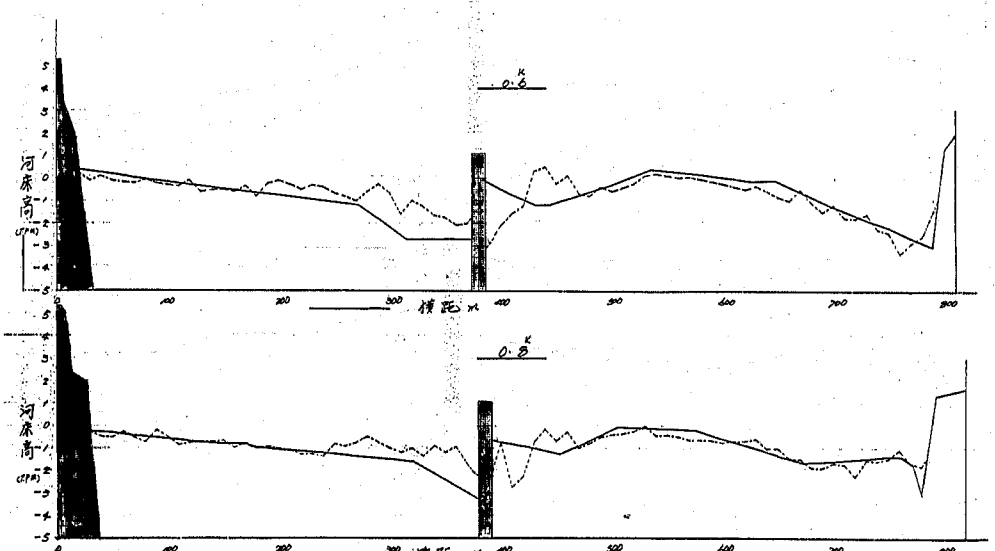


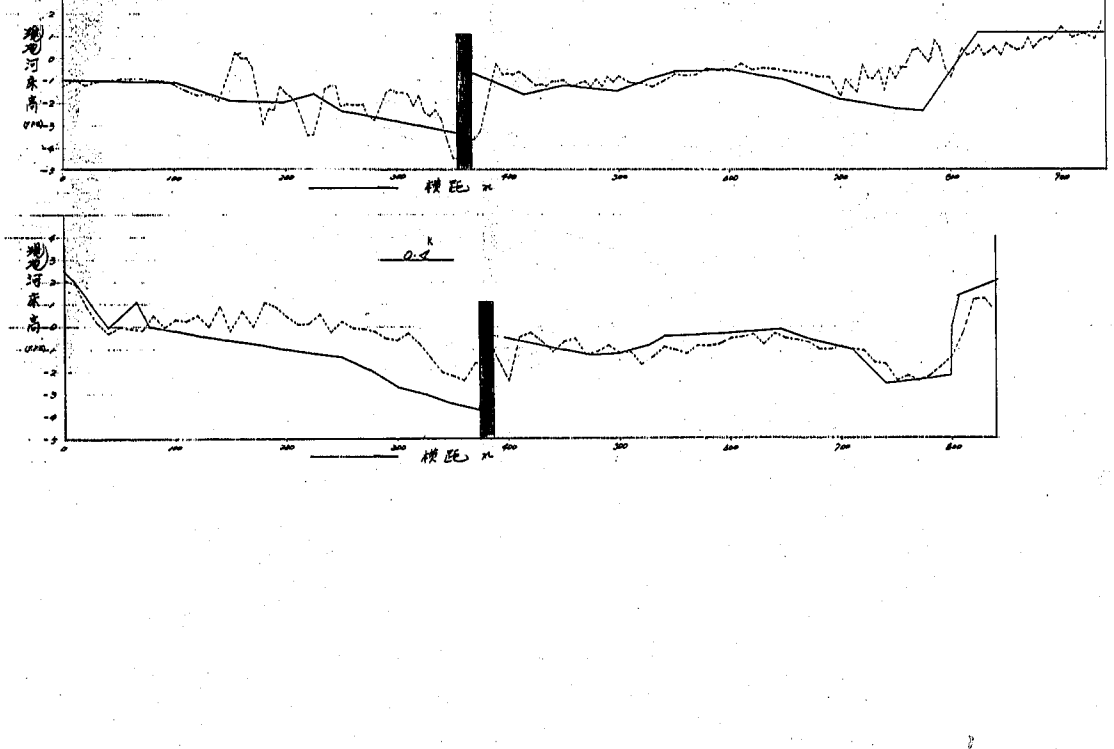
図 4.33.5　河床変動横断図
実験 2

——— 通水前
- - - - - 通水後

K 0.6
K 0.8

図 4.33.6　河床変動横断図
実験 2

——— 通水前
- - - - - 通水後



0.2 K

0.4 K

図 4.33.7　河 床 変 動 横 断 図

実験 2

——— 通水前

– – – – – 通水後

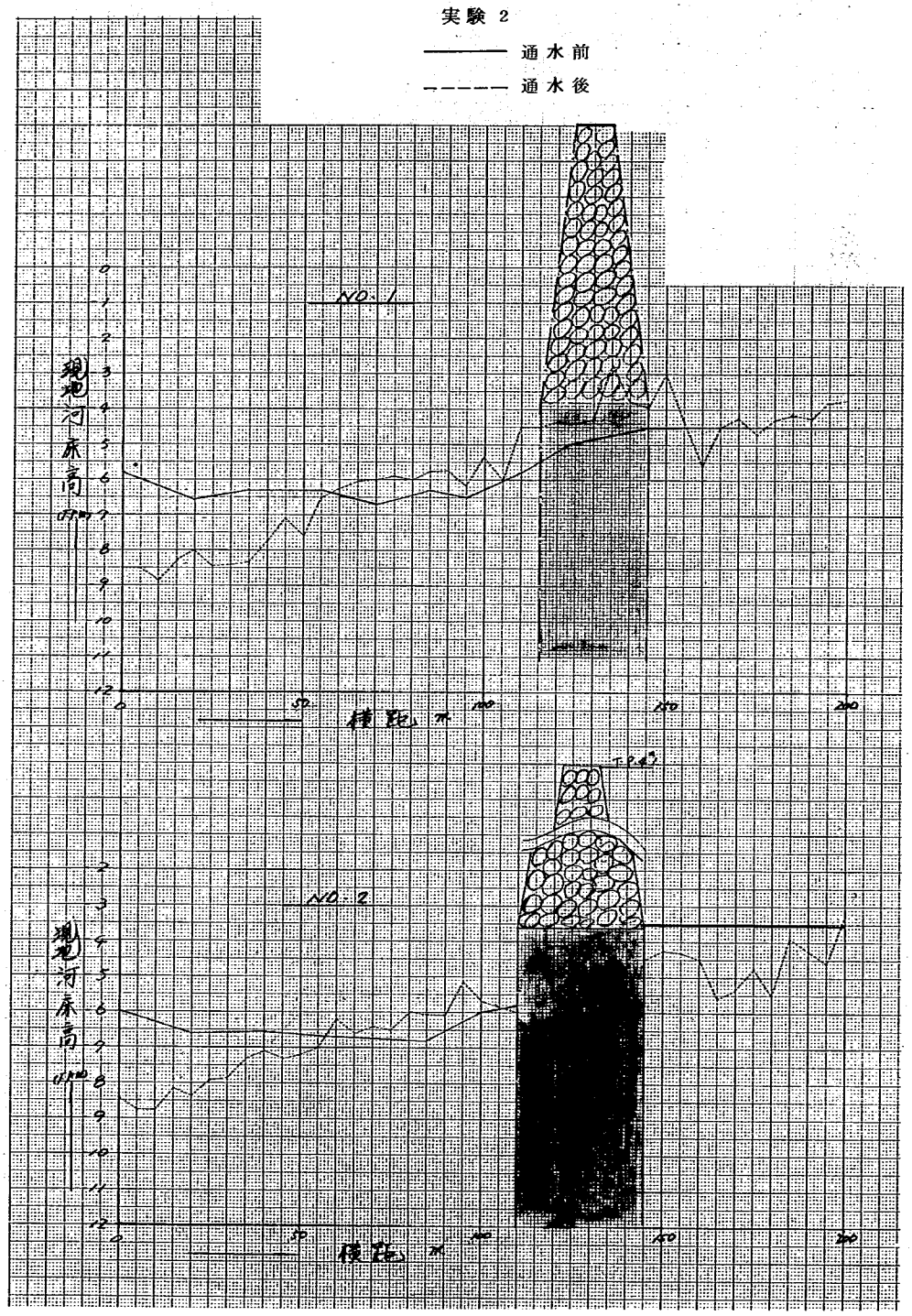


図 4.33.8　河床変動横断図

実験 2

——— 通水前

------ 通水後

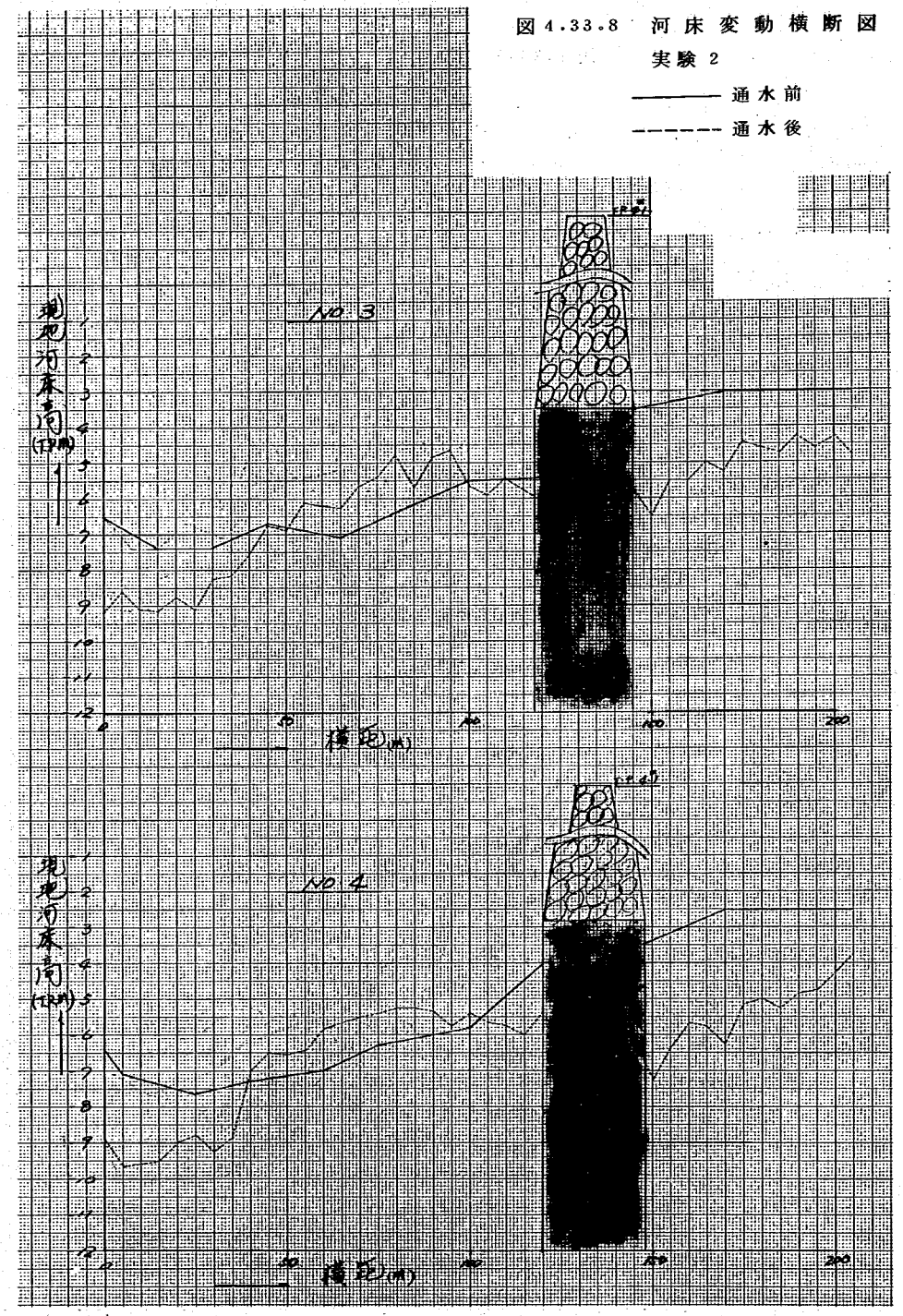


図 4.33.9　河 床 変 動 横 断 図

実験 2

——— 通水前

- - - - - 通水後

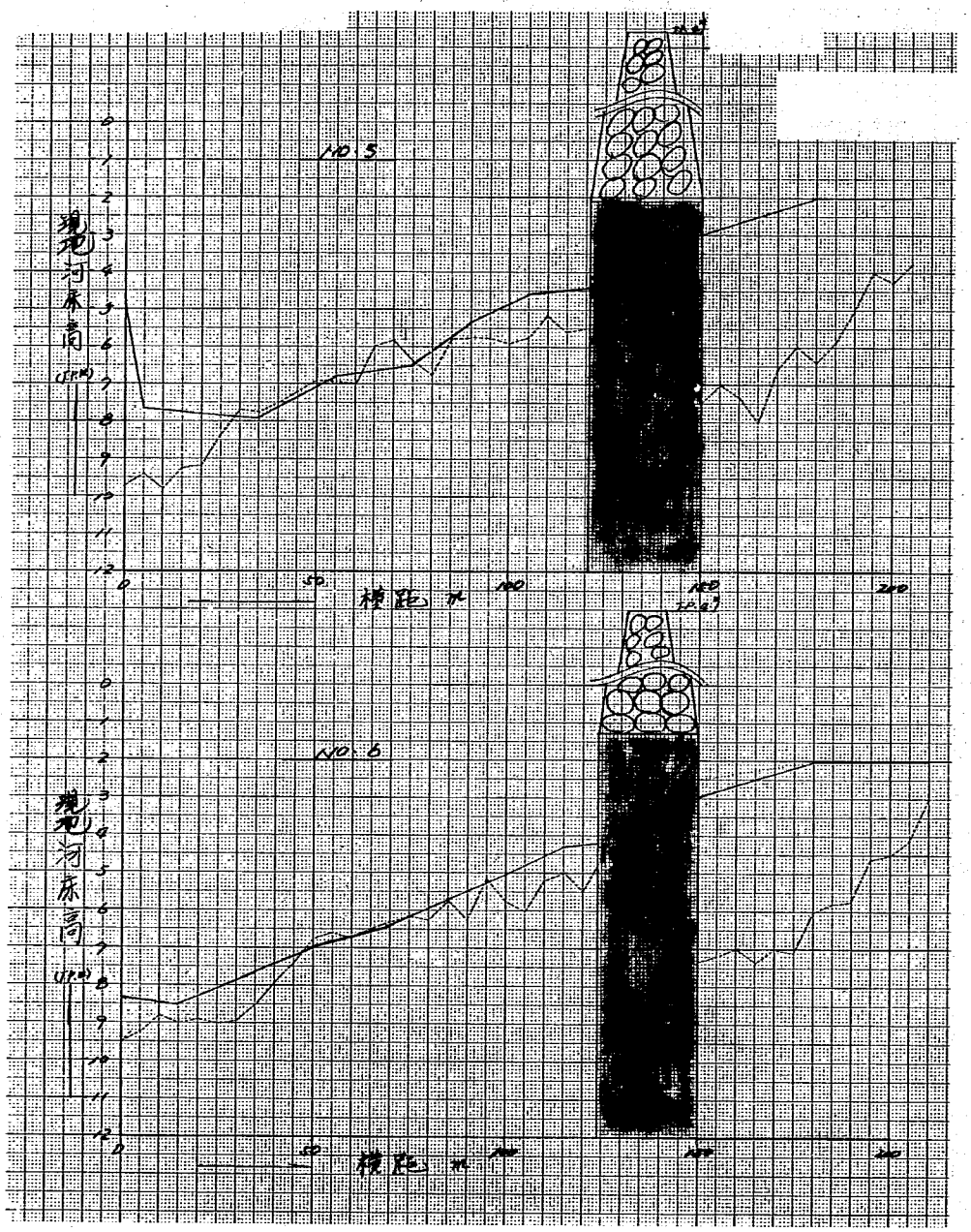


図4.33.10 河床変動横断図

実験 2

——— 通水前

– – – – – 通水後

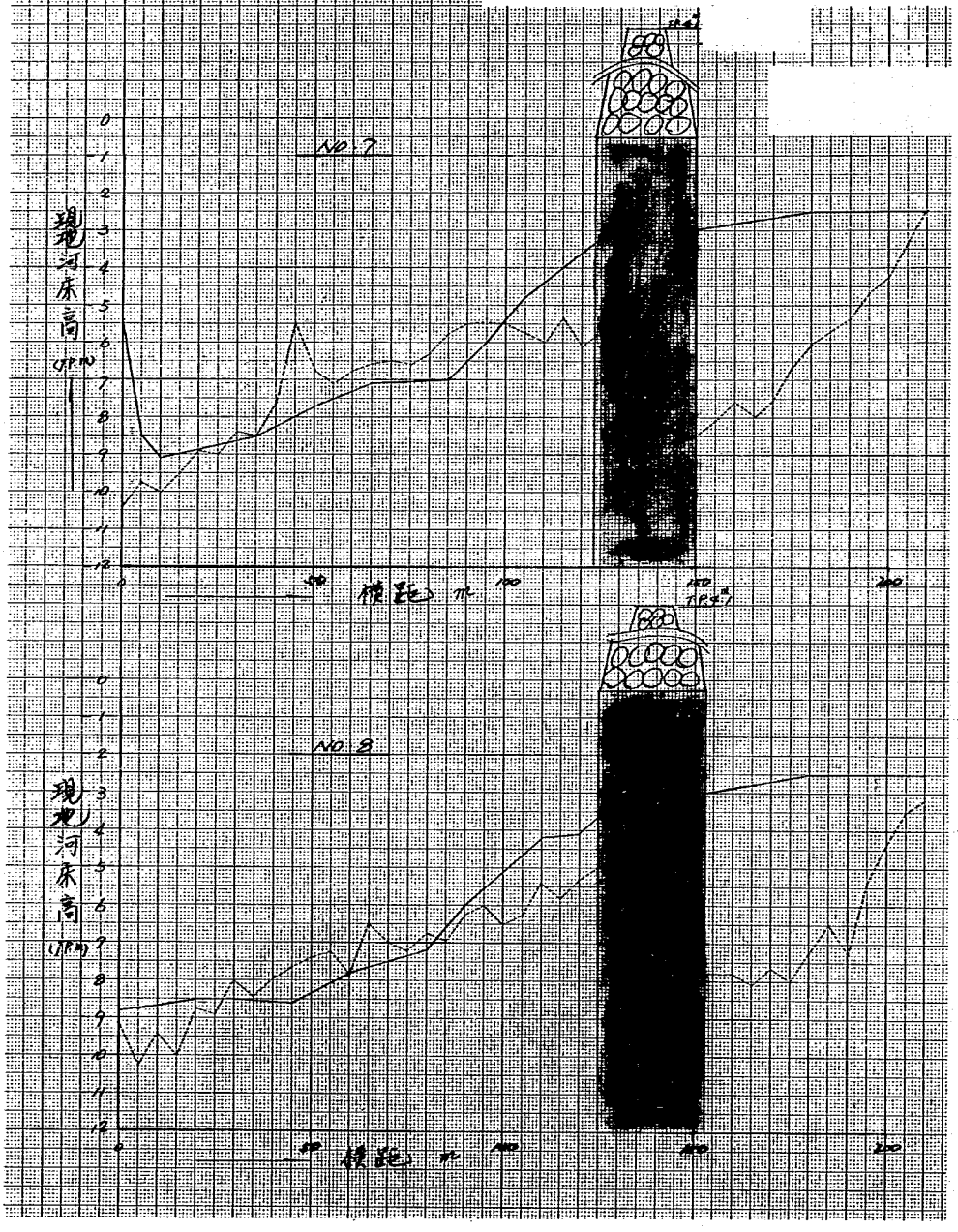


図 4.33.11　河床変動横断図

実験 2

——— 通水前

－－－－－ 通水後

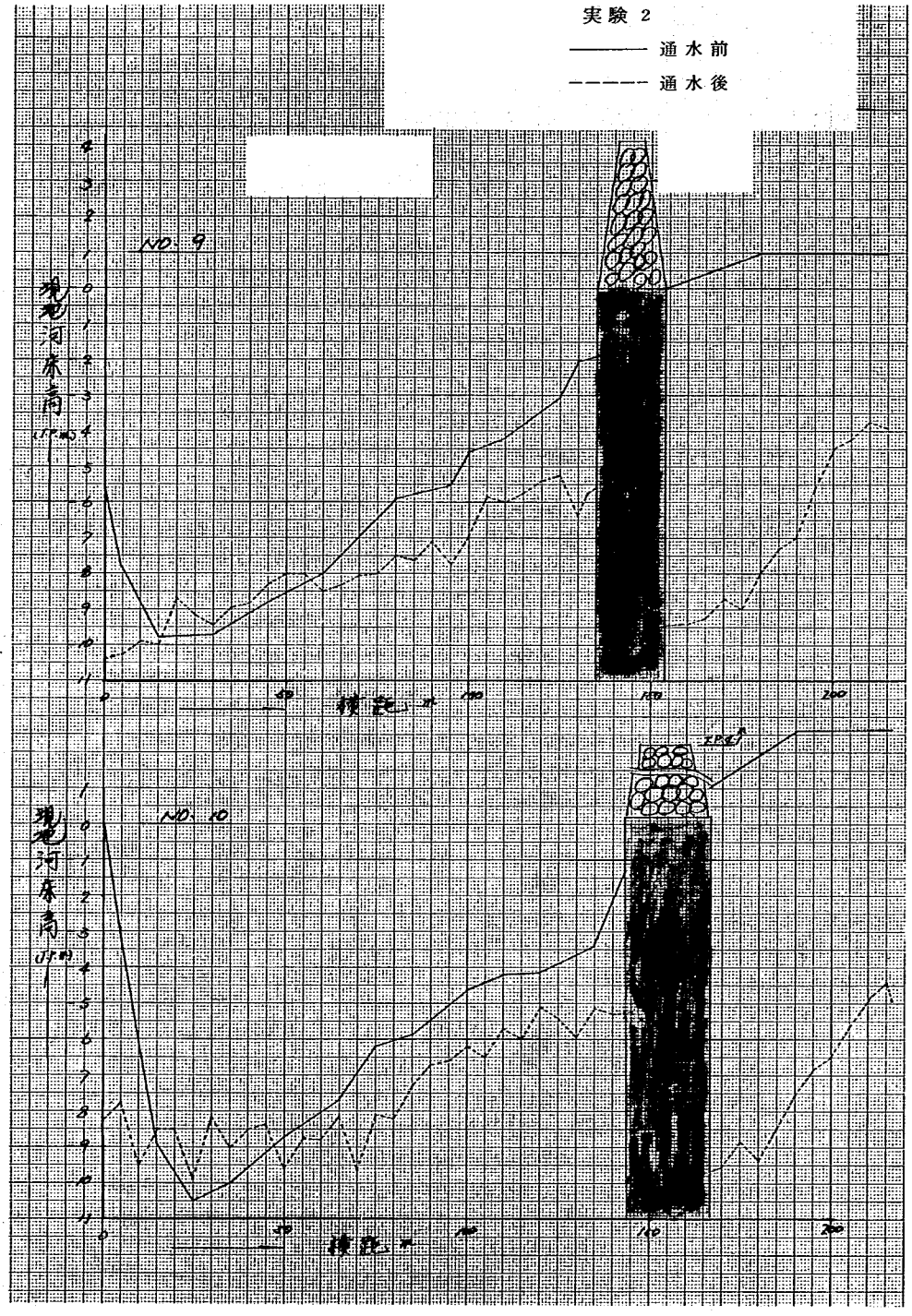


図 4.33.12　河 床 変 動 横 断 図

実験 2

——— 通水前

– – – – – 通水後

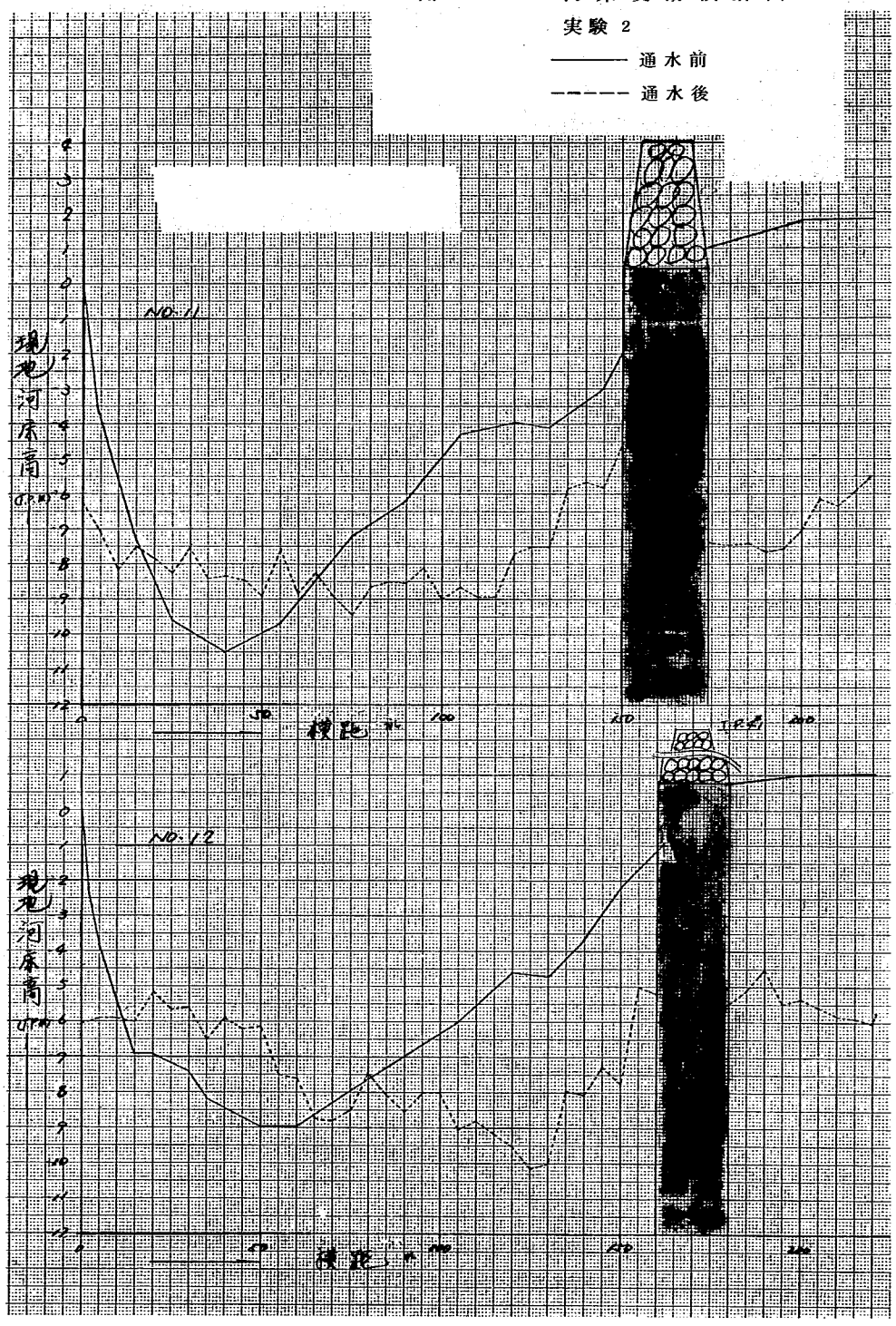


図 4.33.13　河 床 変 動 横 断 図

実験 2

——— 通水前

- - - - - 通水後

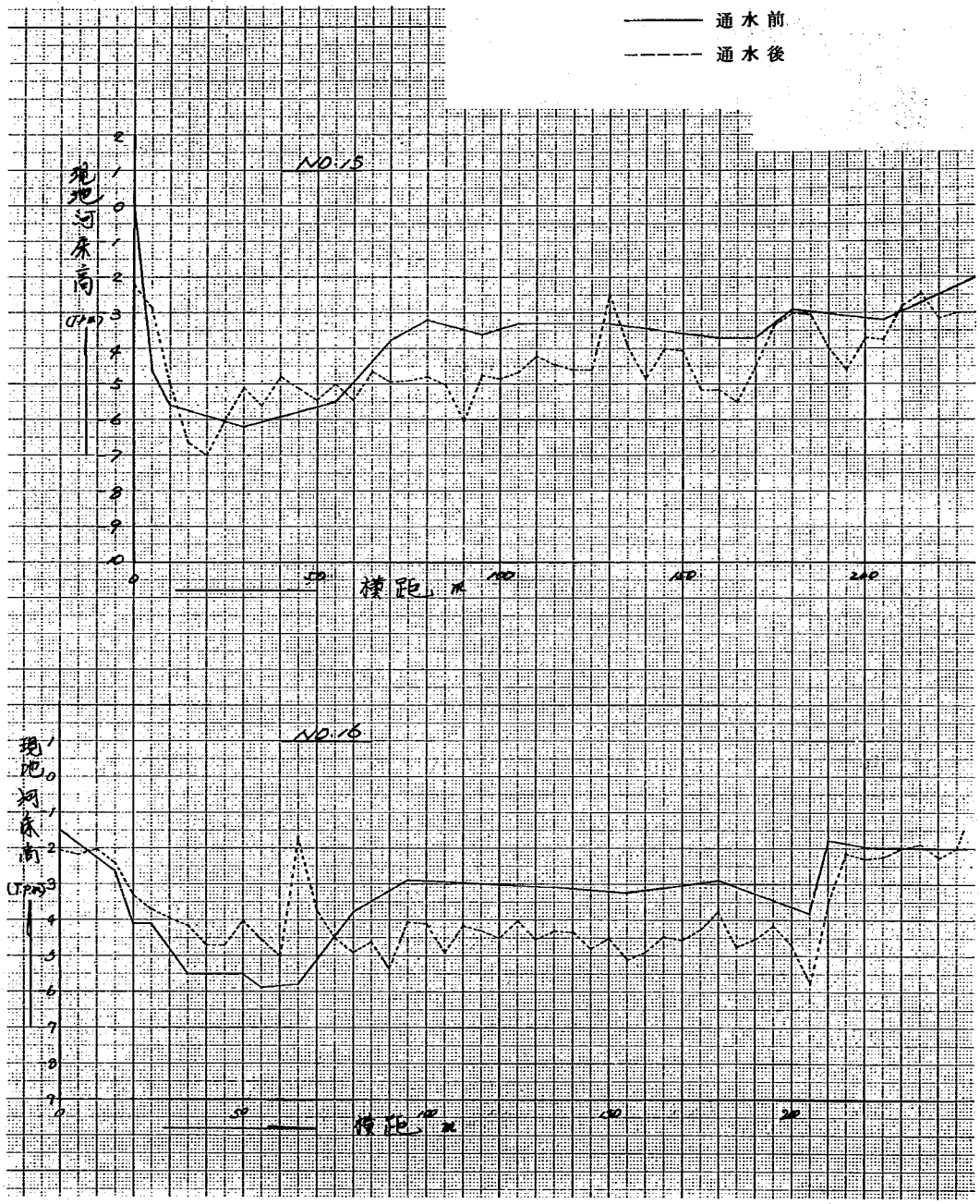


図 4.33.14　河 床 変 動 横 断 図

実験 2

——— 通水前

- - - - - 通水後



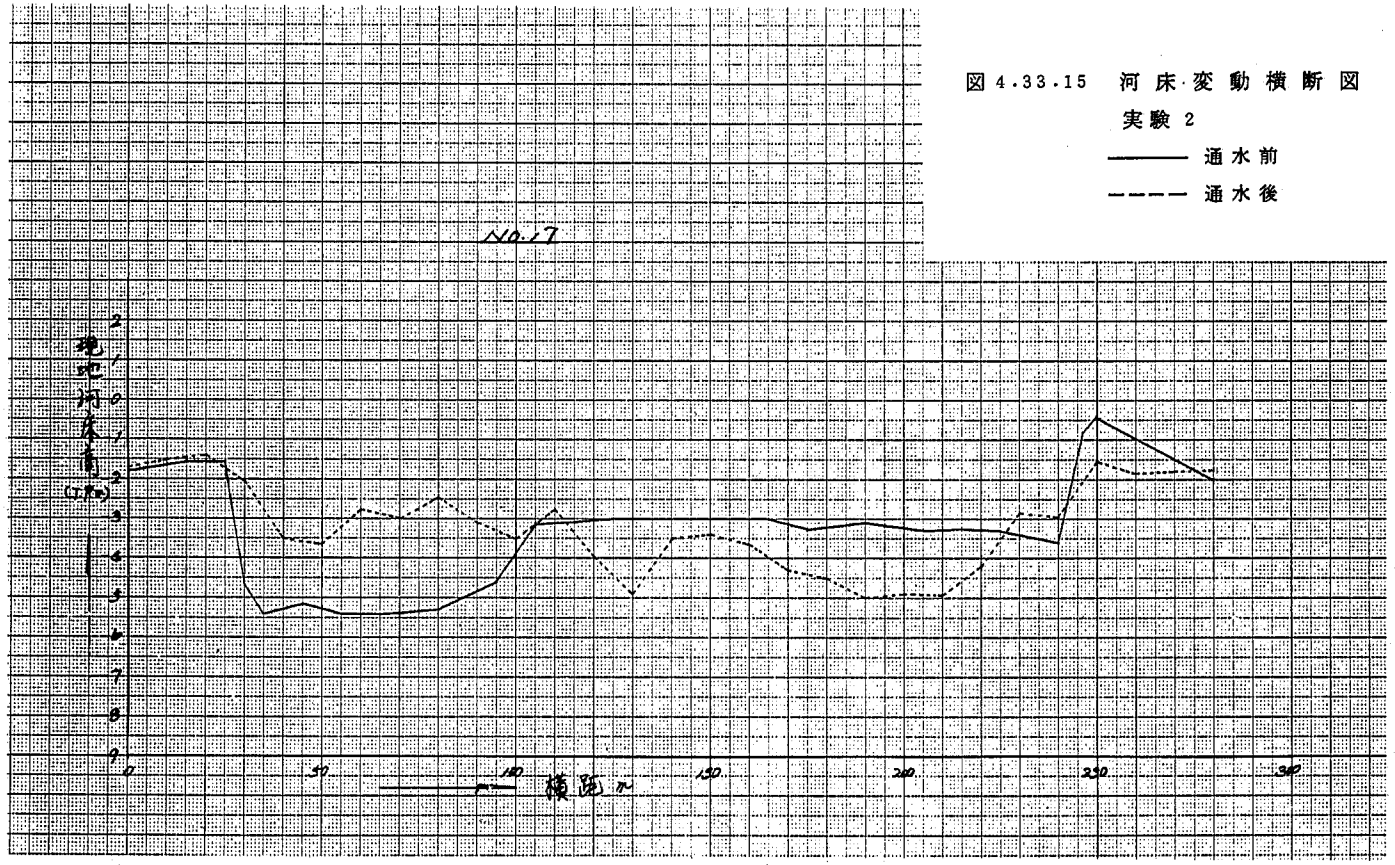


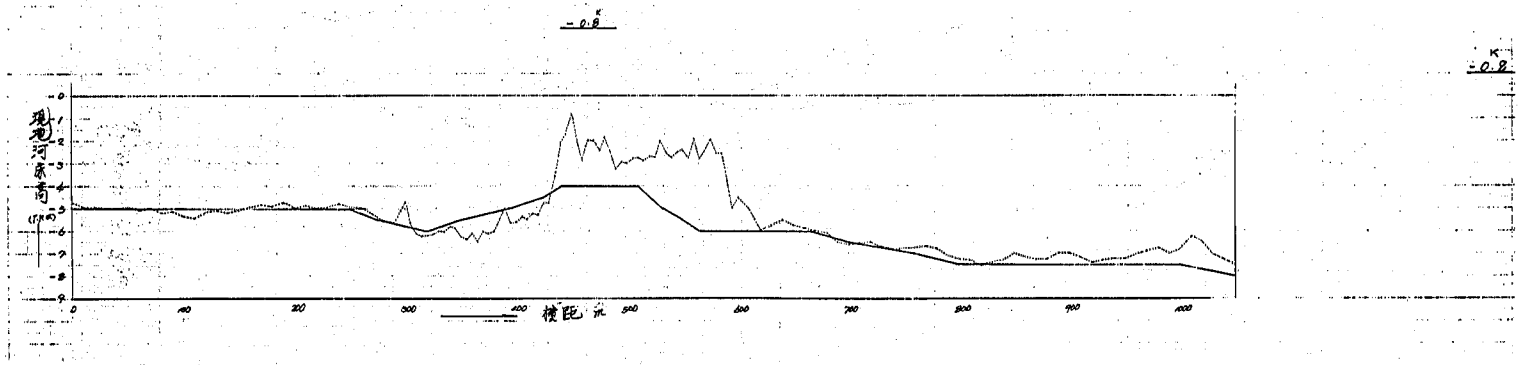
図 4.33.15　河床変動横断図

実験 2

——— 通水前

– – – – 通水後

図 4.33.16　河床変動横断図
実験 2
——— 通水前
- - - - - 通水後



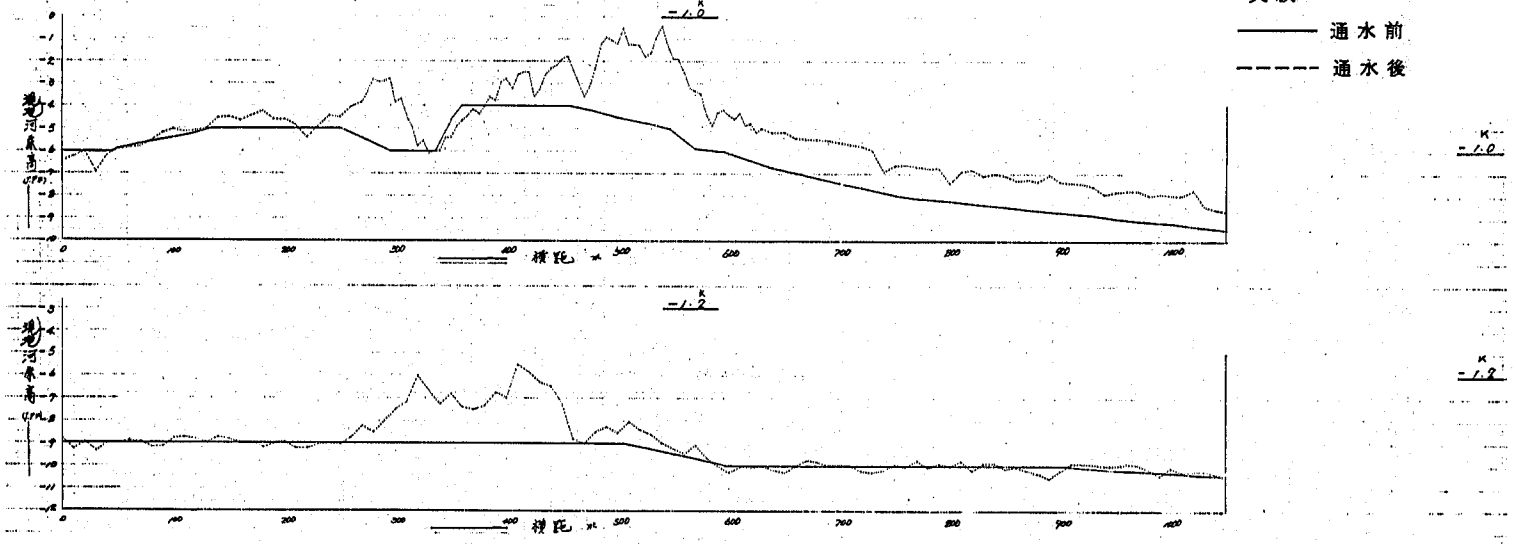
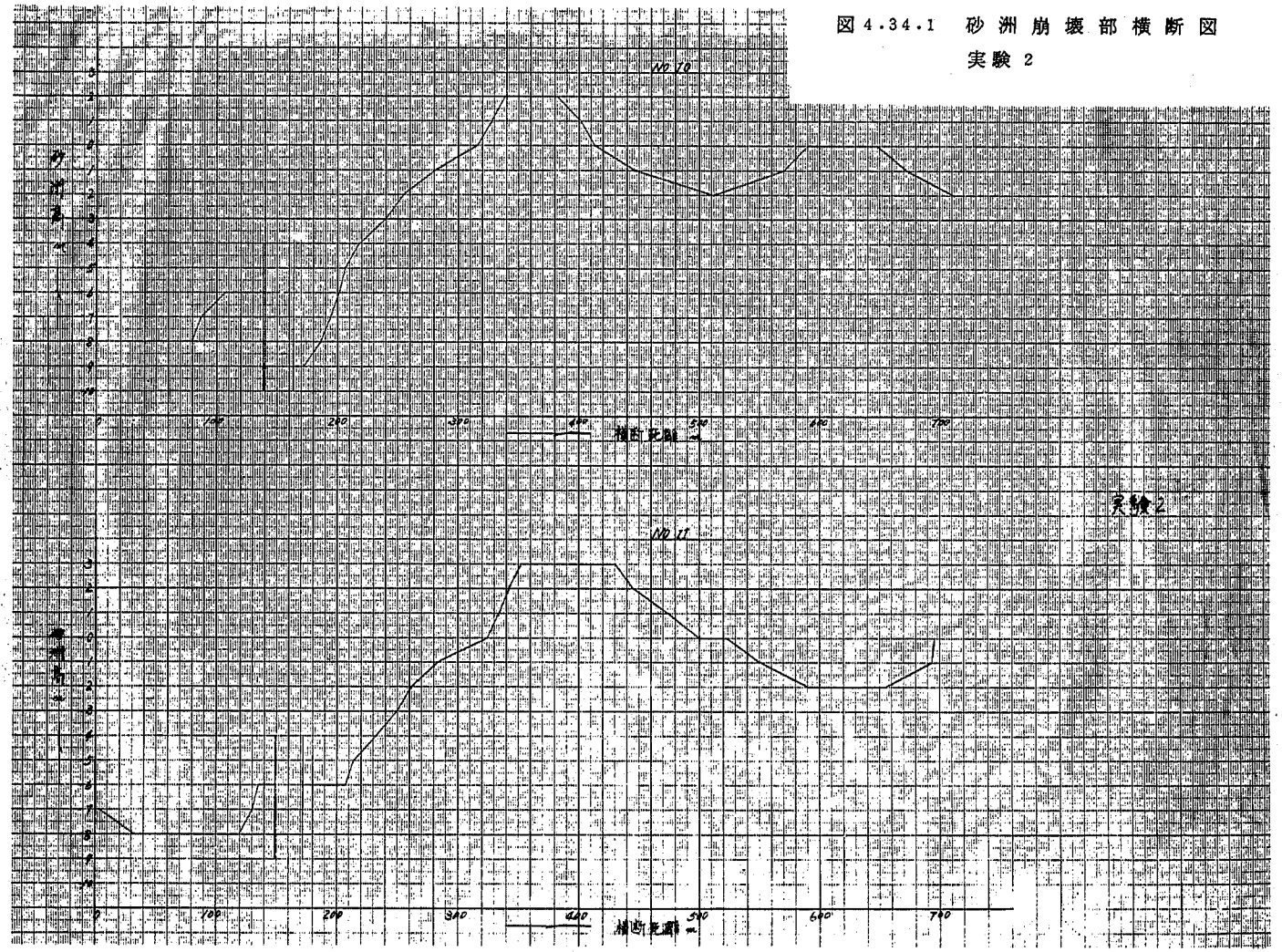


図 4.33.17　河床変動横断図
実験 2

図 4.34.1　砂洲崩壊部横断図
実験 2



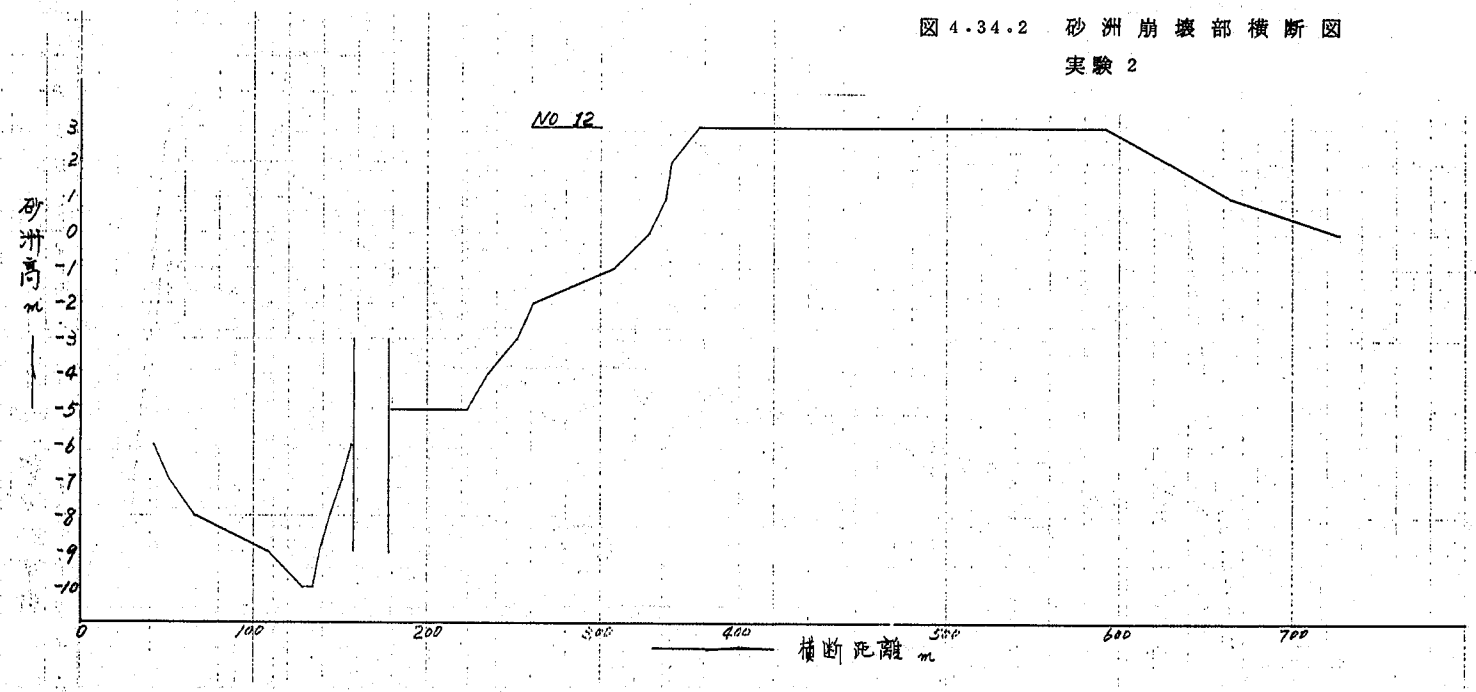


図 4.34.2　砂洲崩壊部横断図
実験 2

図 4.35.1　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

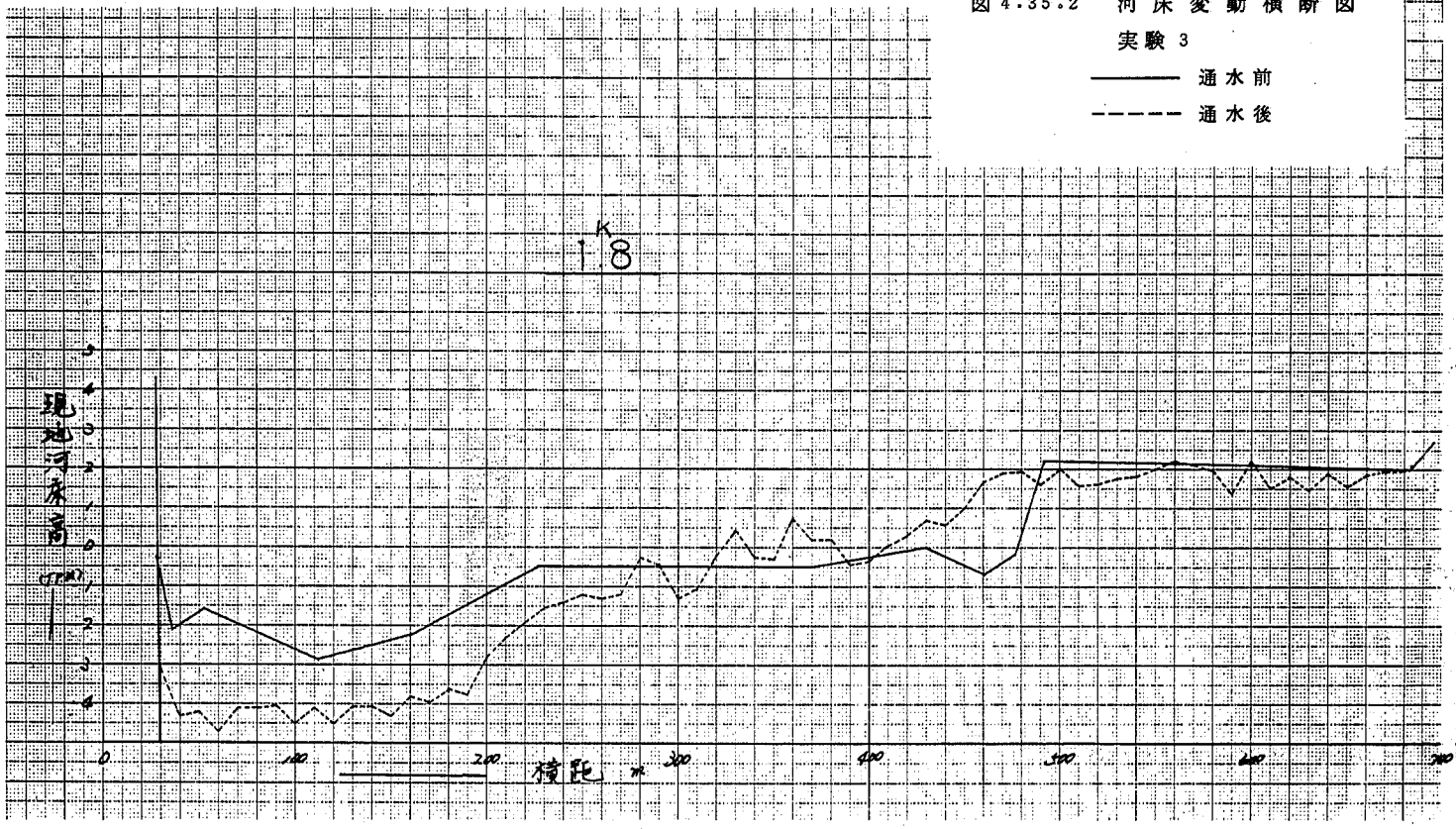
- - - - - 通水後

図 4.35.2　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

- - - - - 通水後



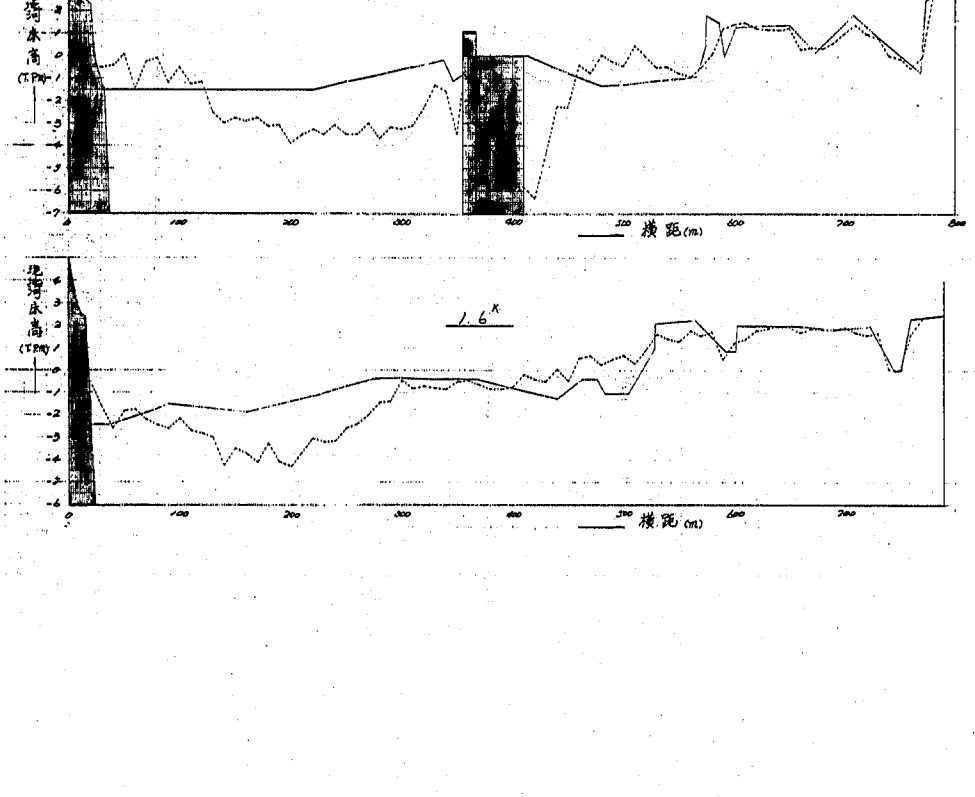


図 4.35.3　河床変動横断図
実験 3
——— 通水前
- - - - - 通水後

1.4K

1.6K

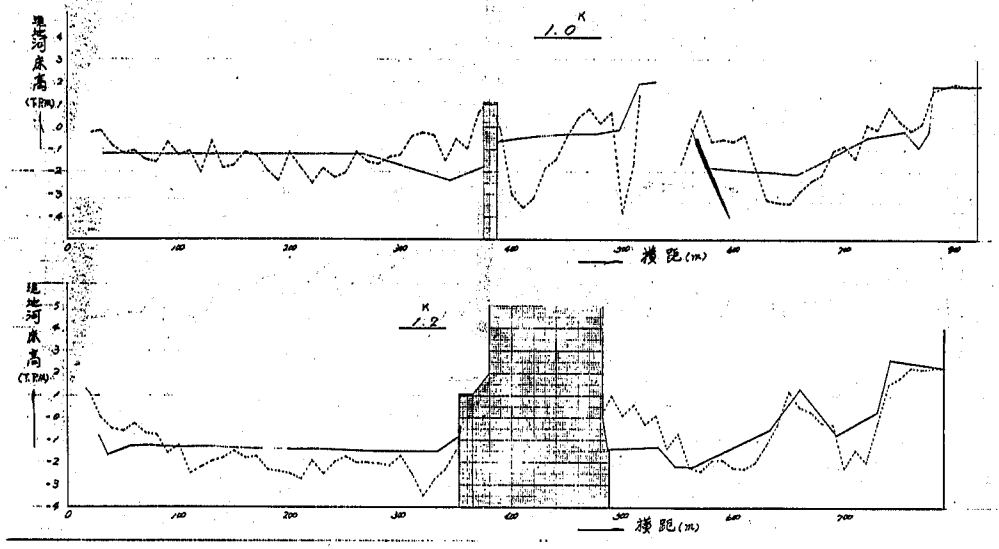


図 4.35.4　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

- - - - - 通水後

K 1.0

K 1.2

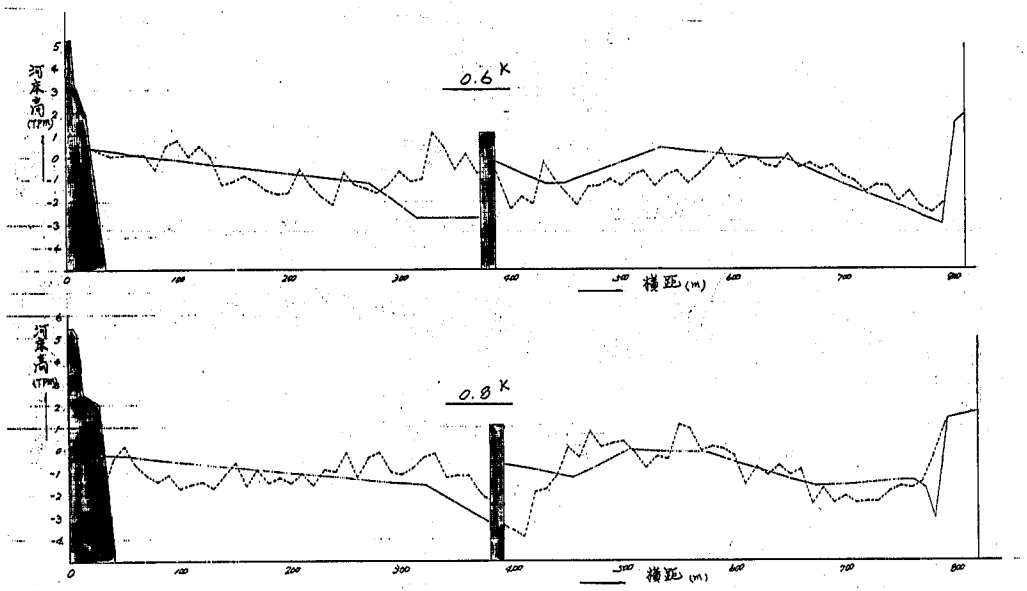


図 4.35.5　河床変動横断図
実験 3
——— 通水前
- - - - - 通水後

K
0.6

K
0.8

図 4.35.6　河床変動横断図
実験 3
——— 通水前
- - - - - 通水後

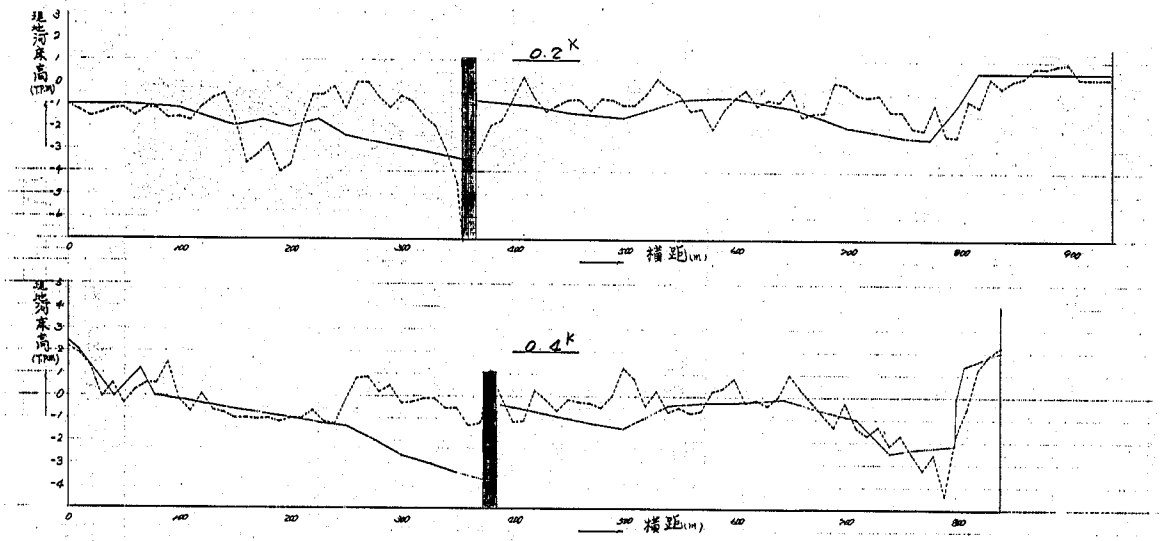


図 4.35.7　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

– – – – – 通水後

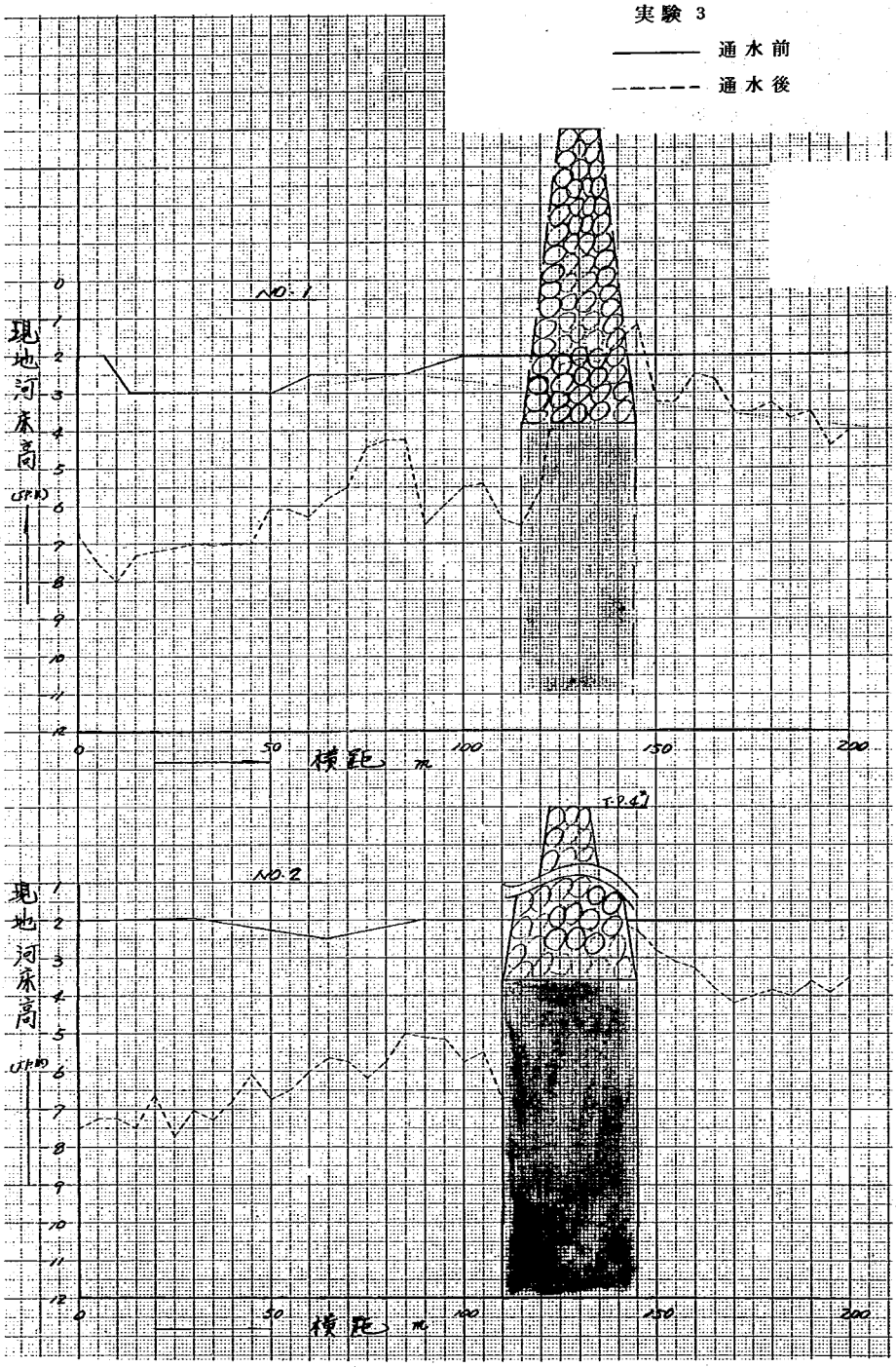


図 4.35.8　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

– – – – – 通水後

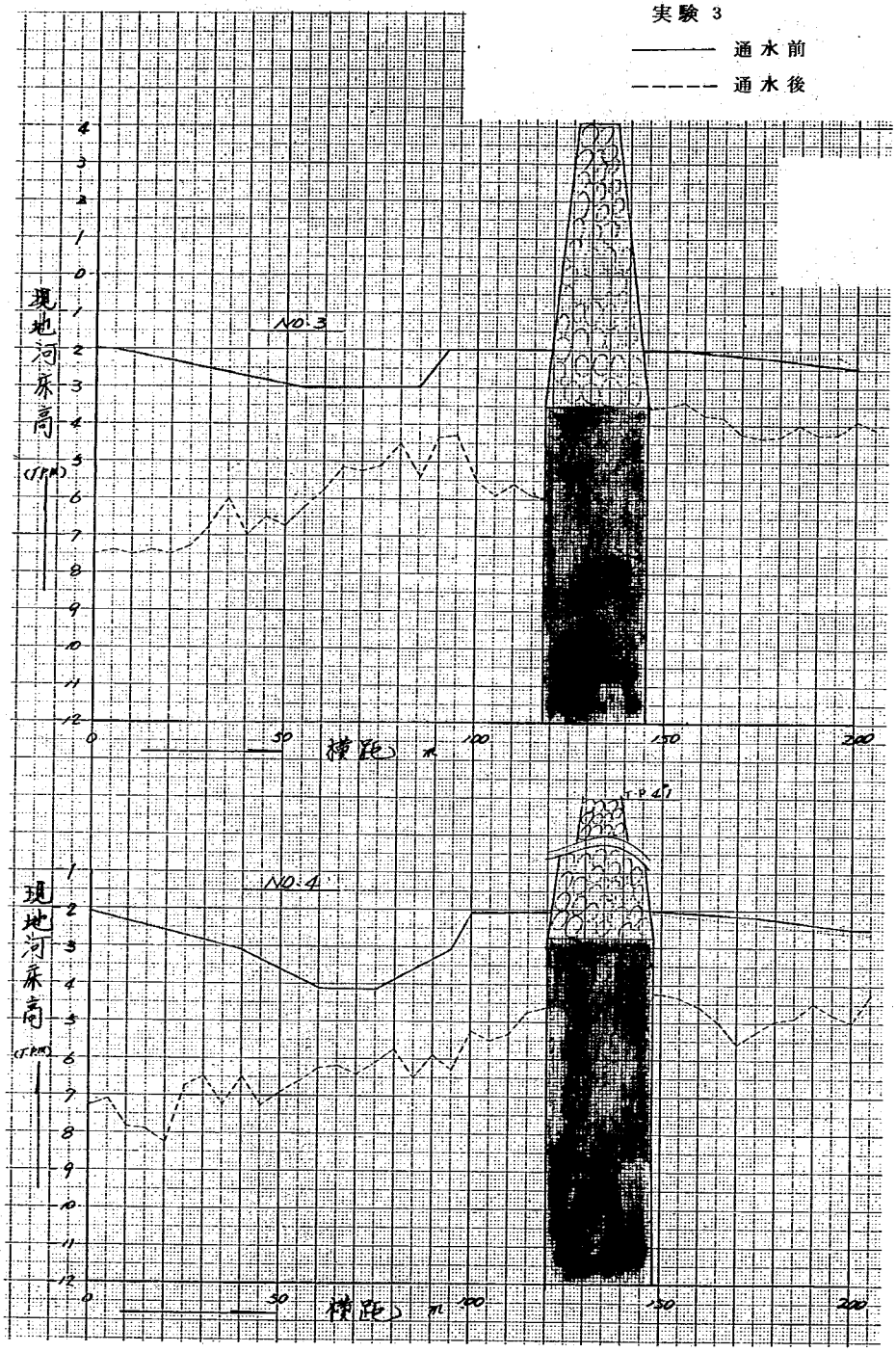


図 4.35.9　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

- - - - - 通水後

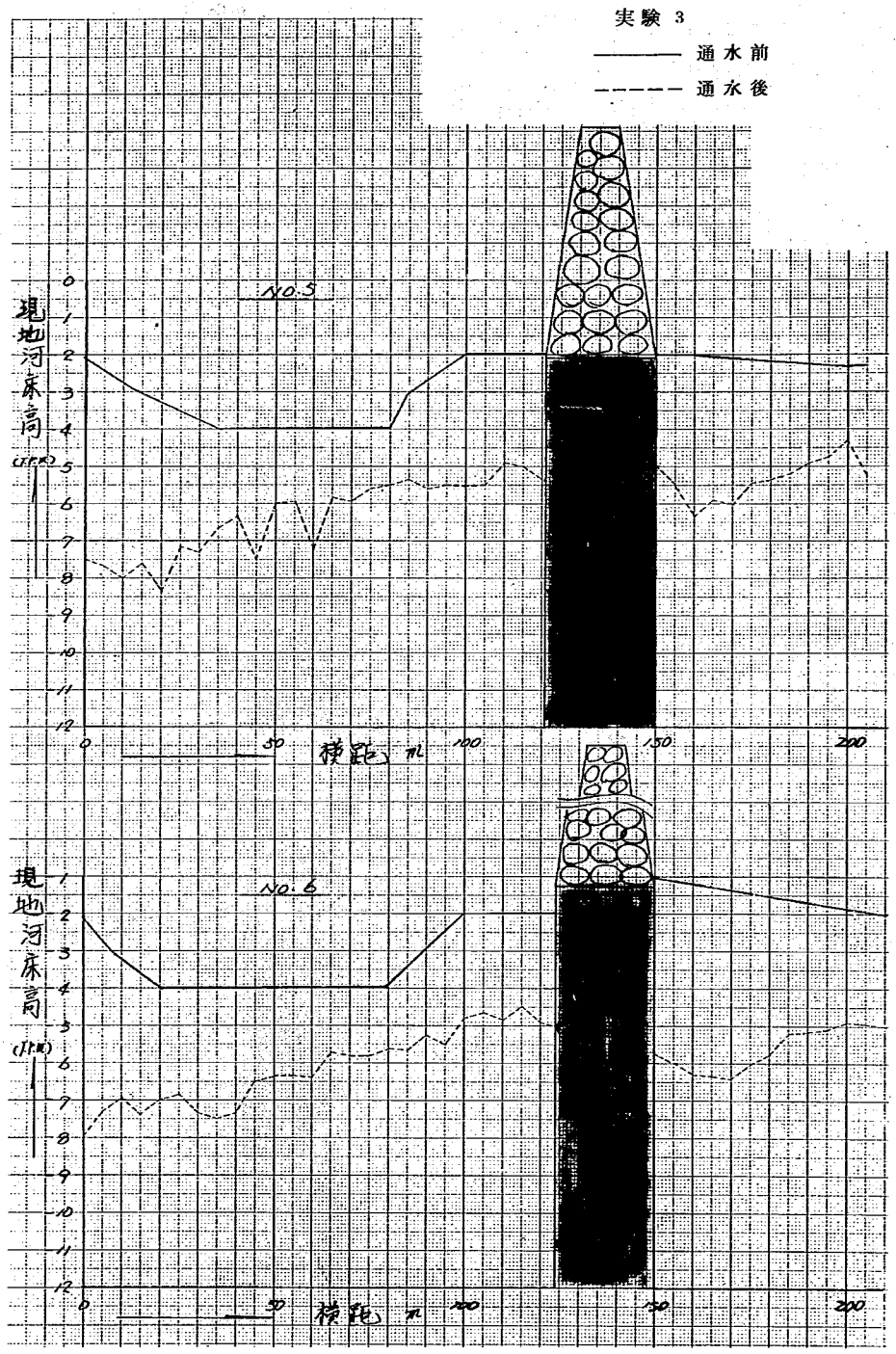


図 4.35.10 河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

- - - - - 通水後

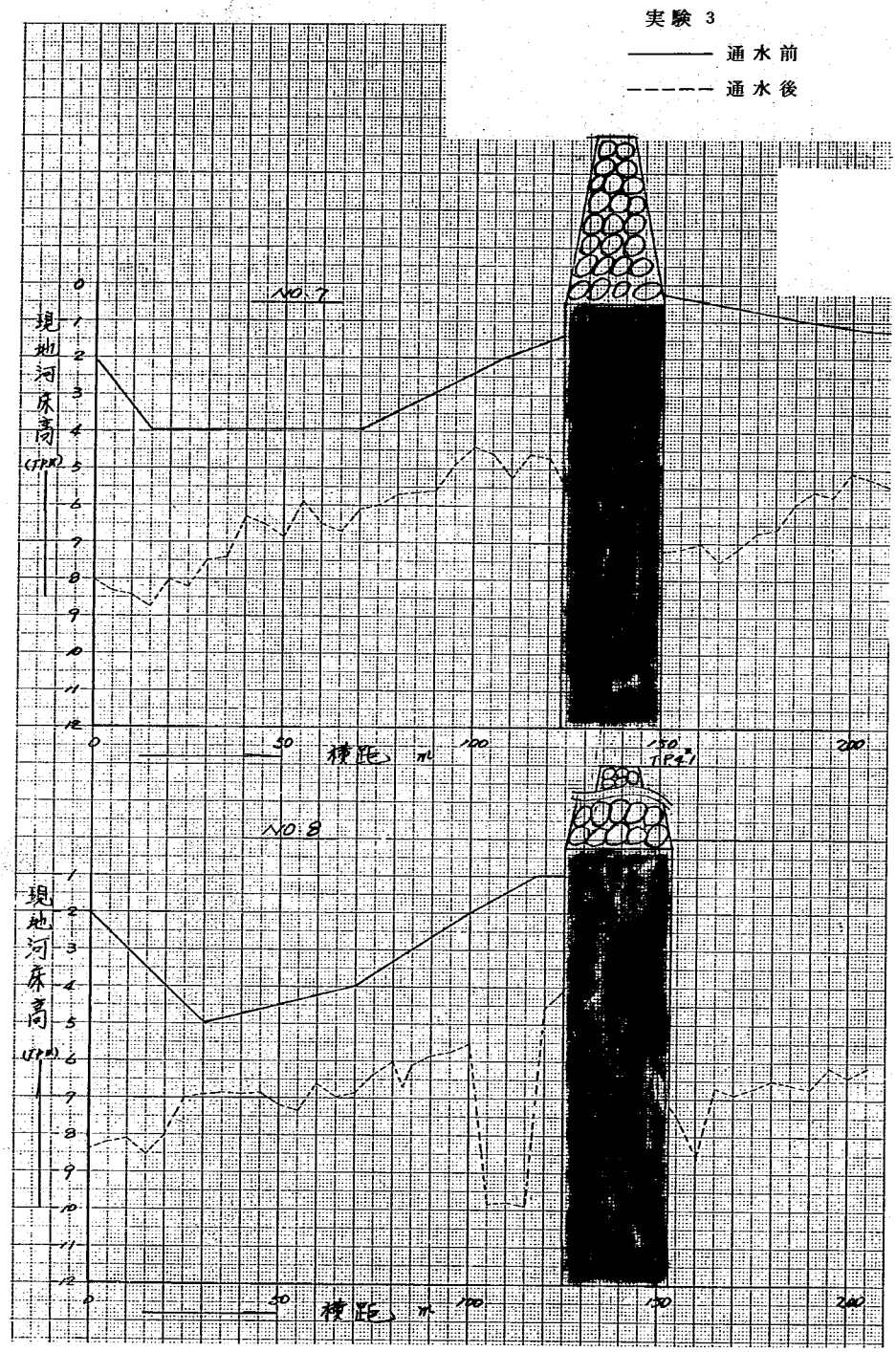


図 4.35.11 河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

– – – – – 通水後

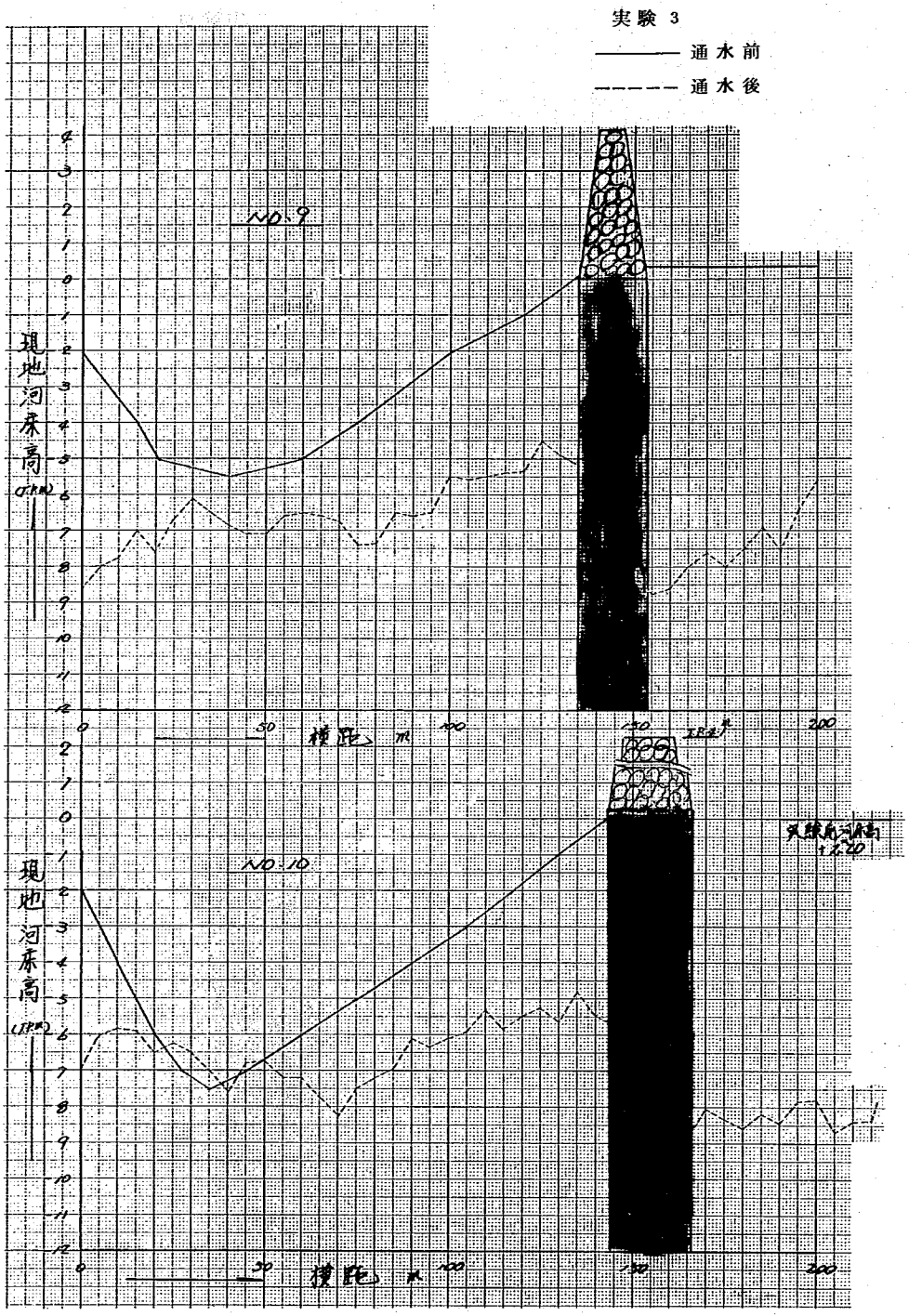


図 4.35.12　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

- - - - - 通水後

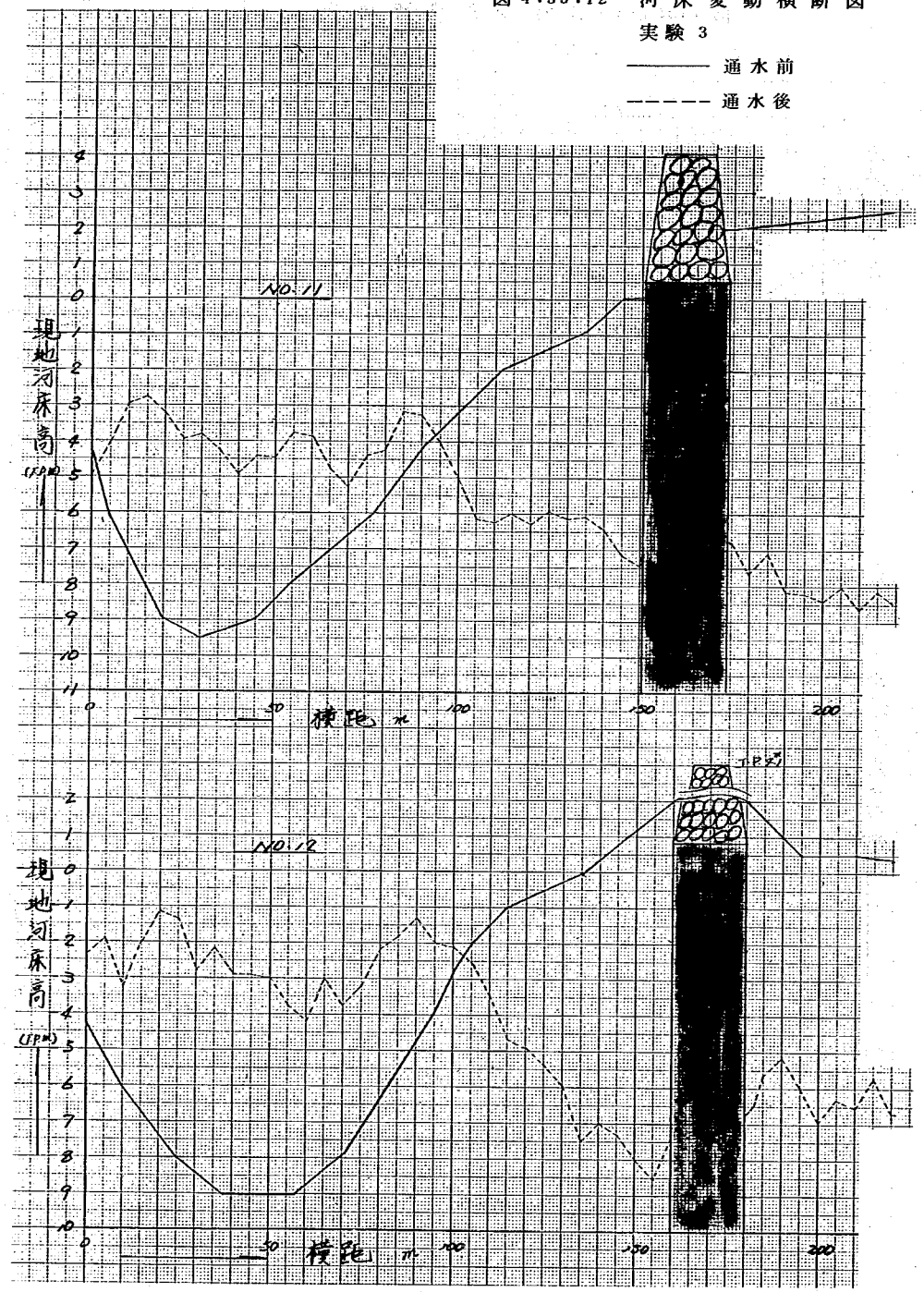


図 4.35.13　河床変動横断図

実験 3

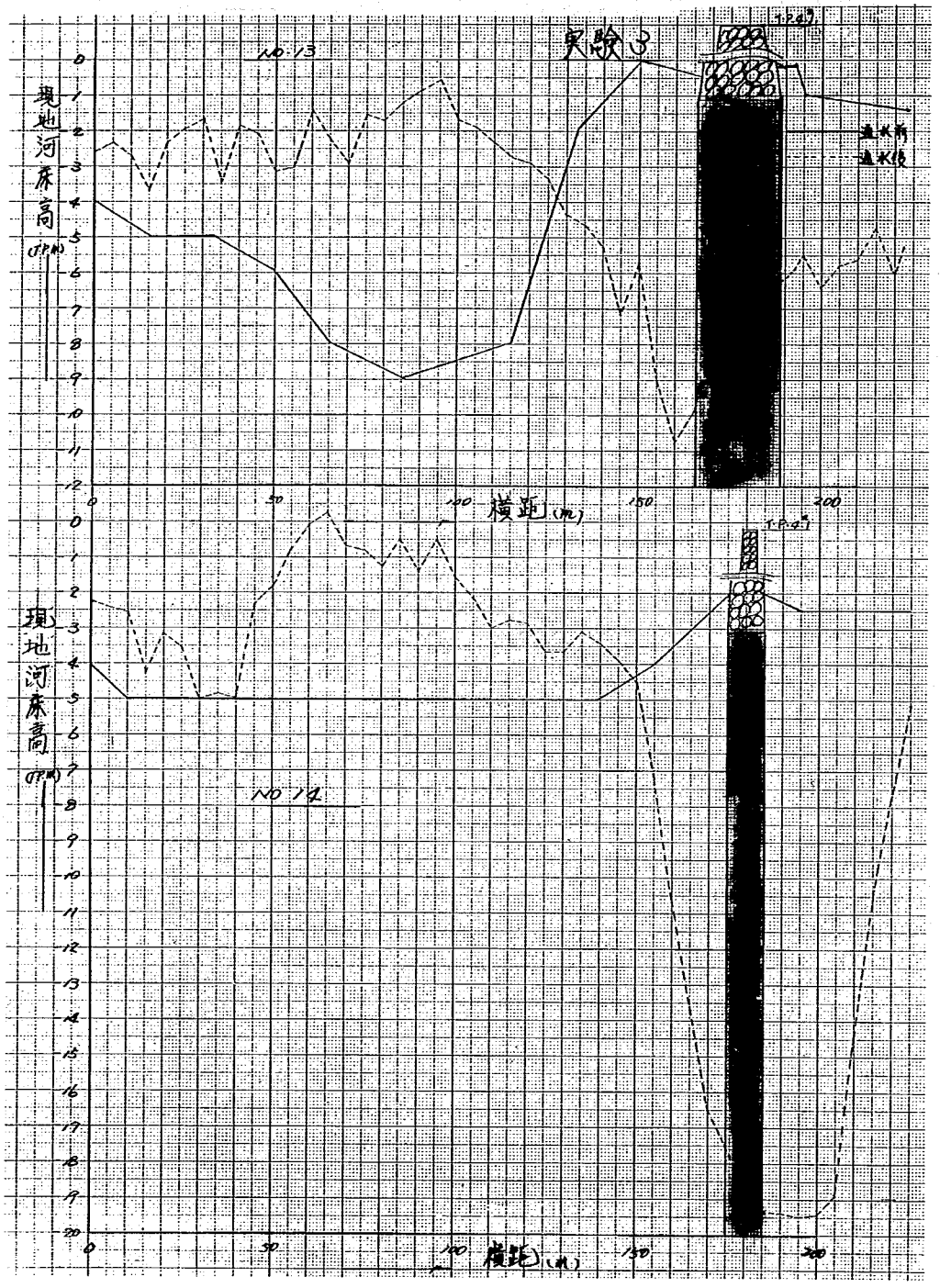
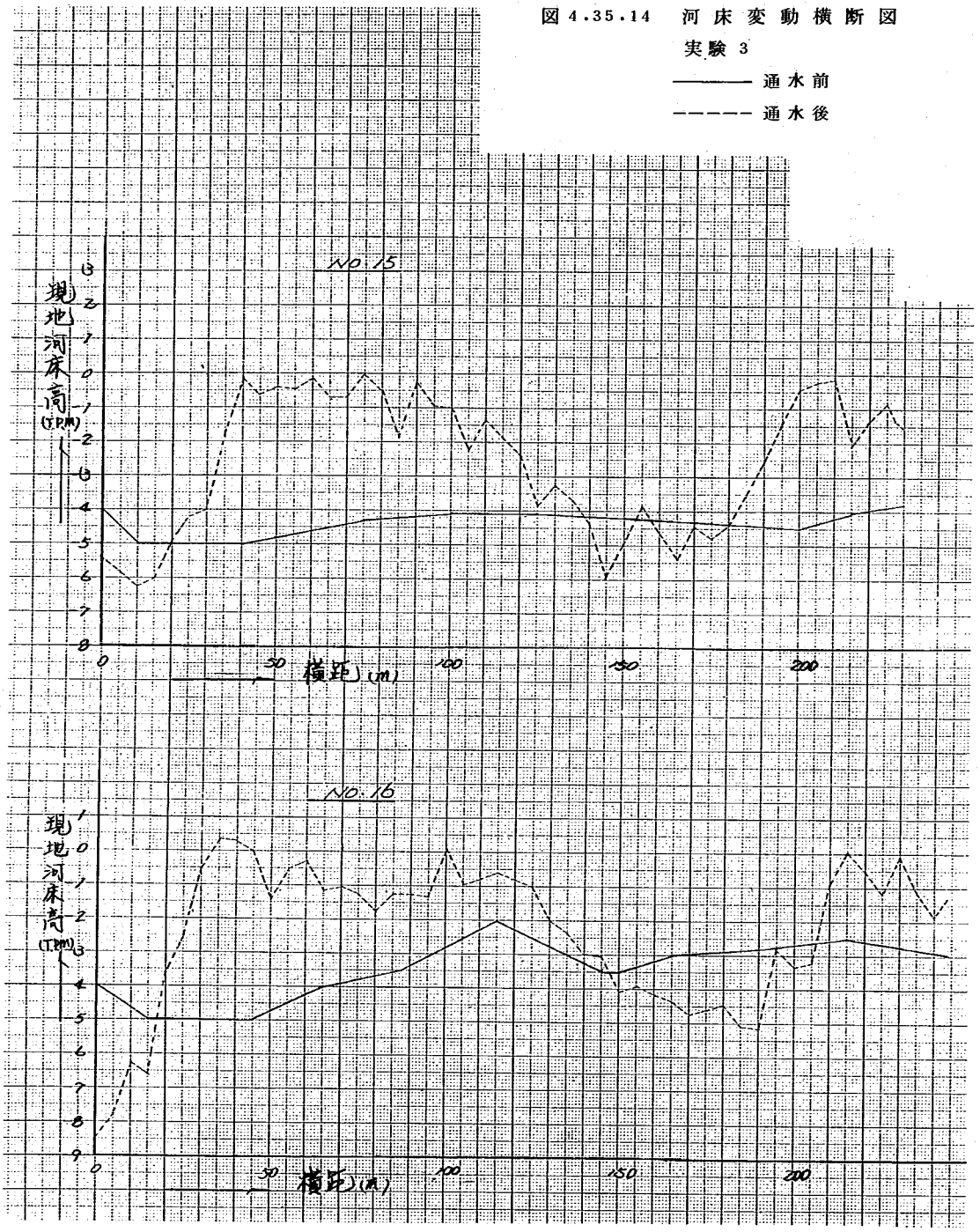


図 4.35.14　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

– – – – – 通水後



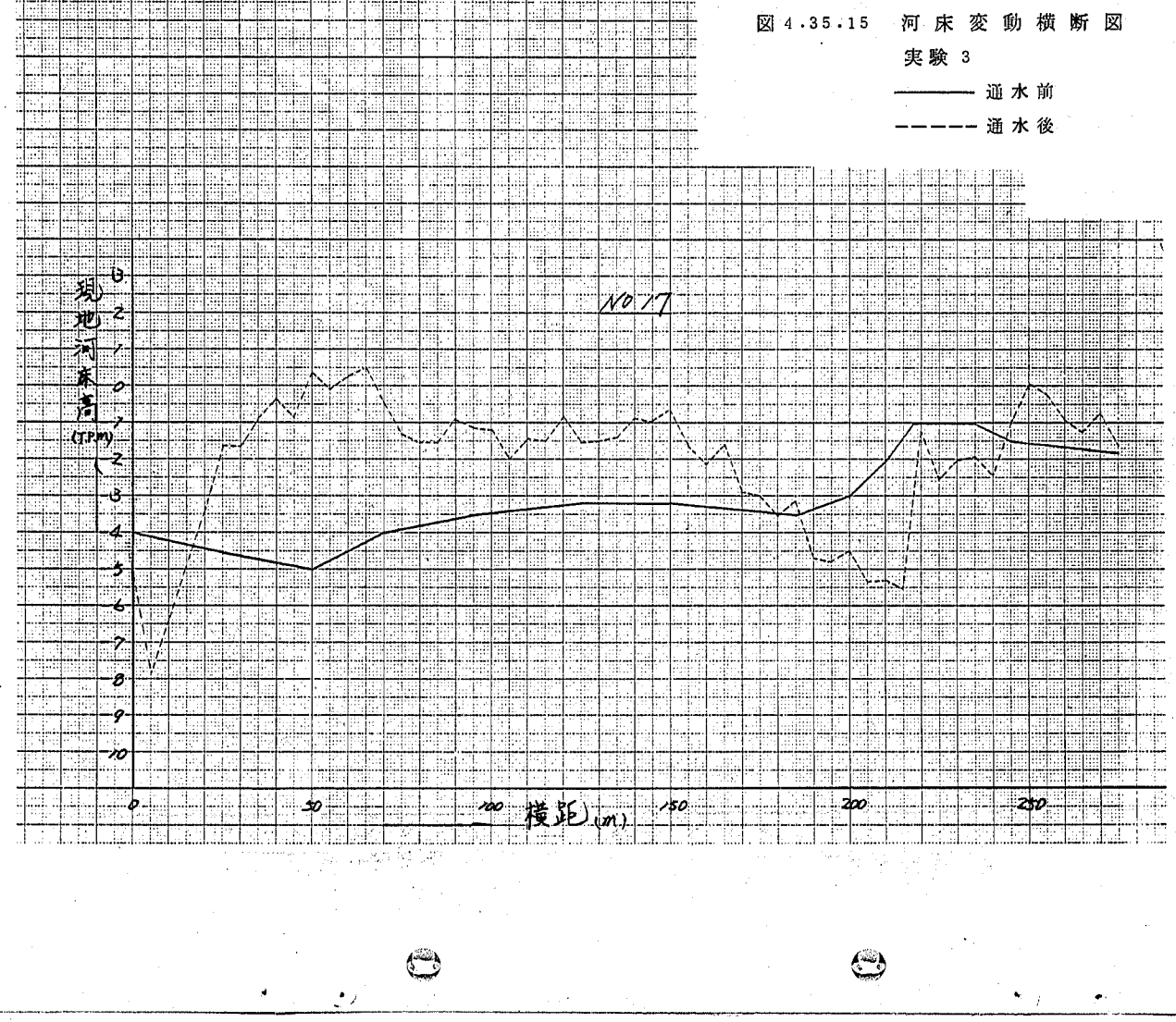


図 4.35.15　河床変動横断図

実験 3

——— 通水前

- - - - - 通水後

図 4.35.16　河 床 変 動 横 断 図

実験 3

——— 通 水 前

- - - - - 通 水 後

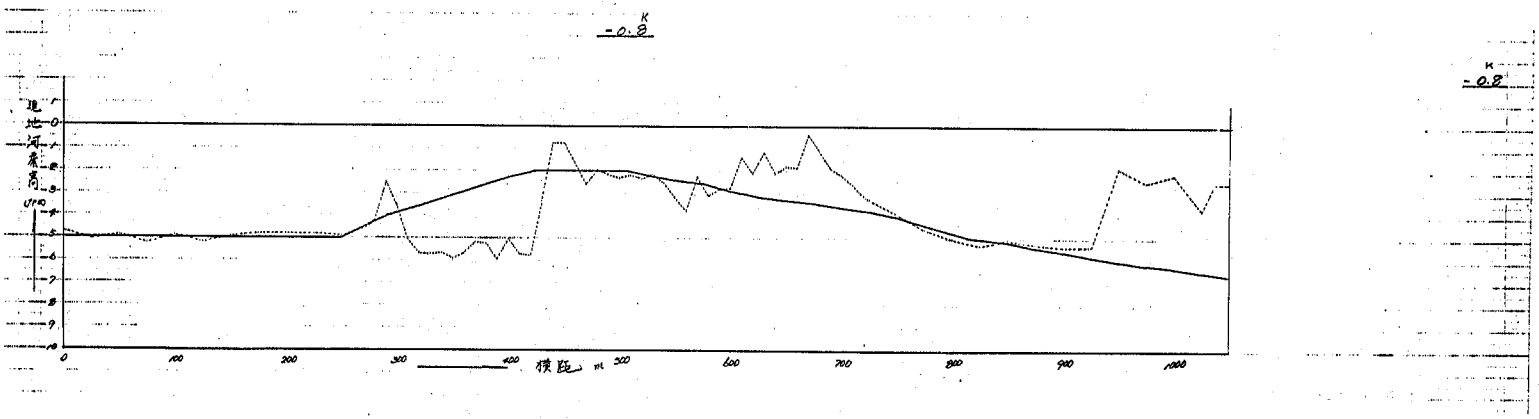


図 4.35.17　河床変動横断図
実験 3
——— 通水前
- - - - - 通水後

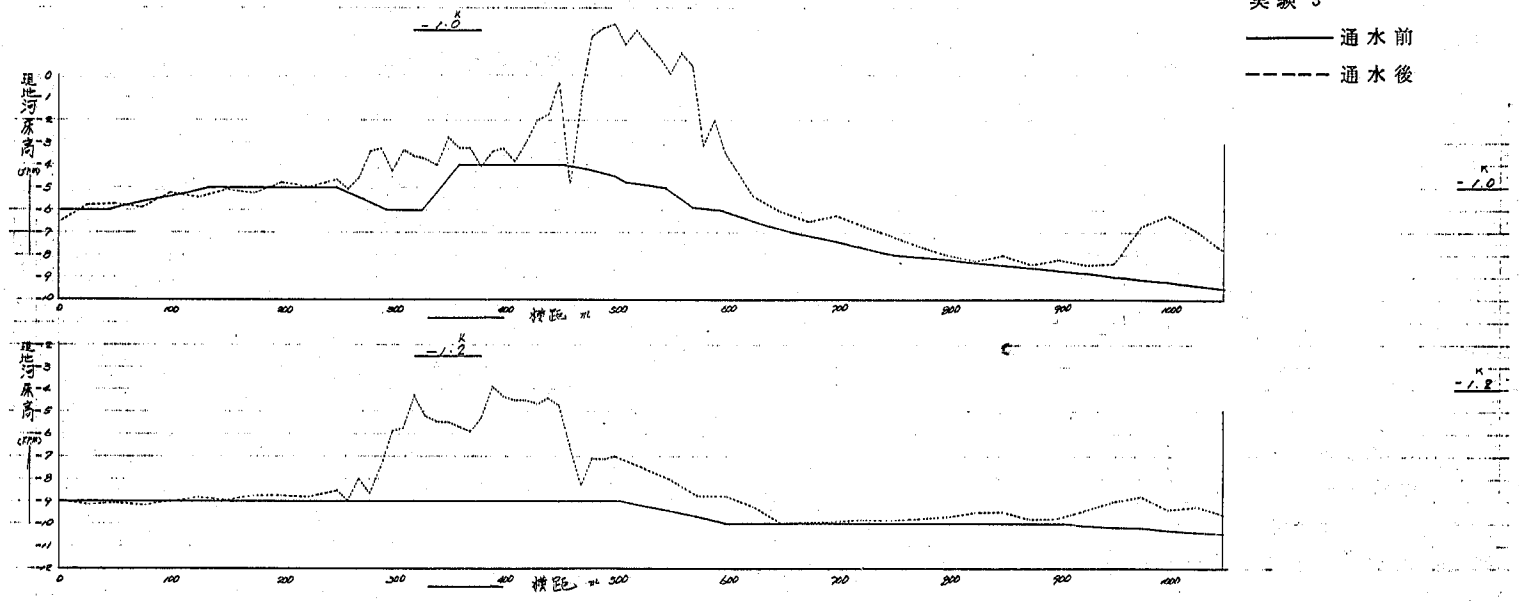
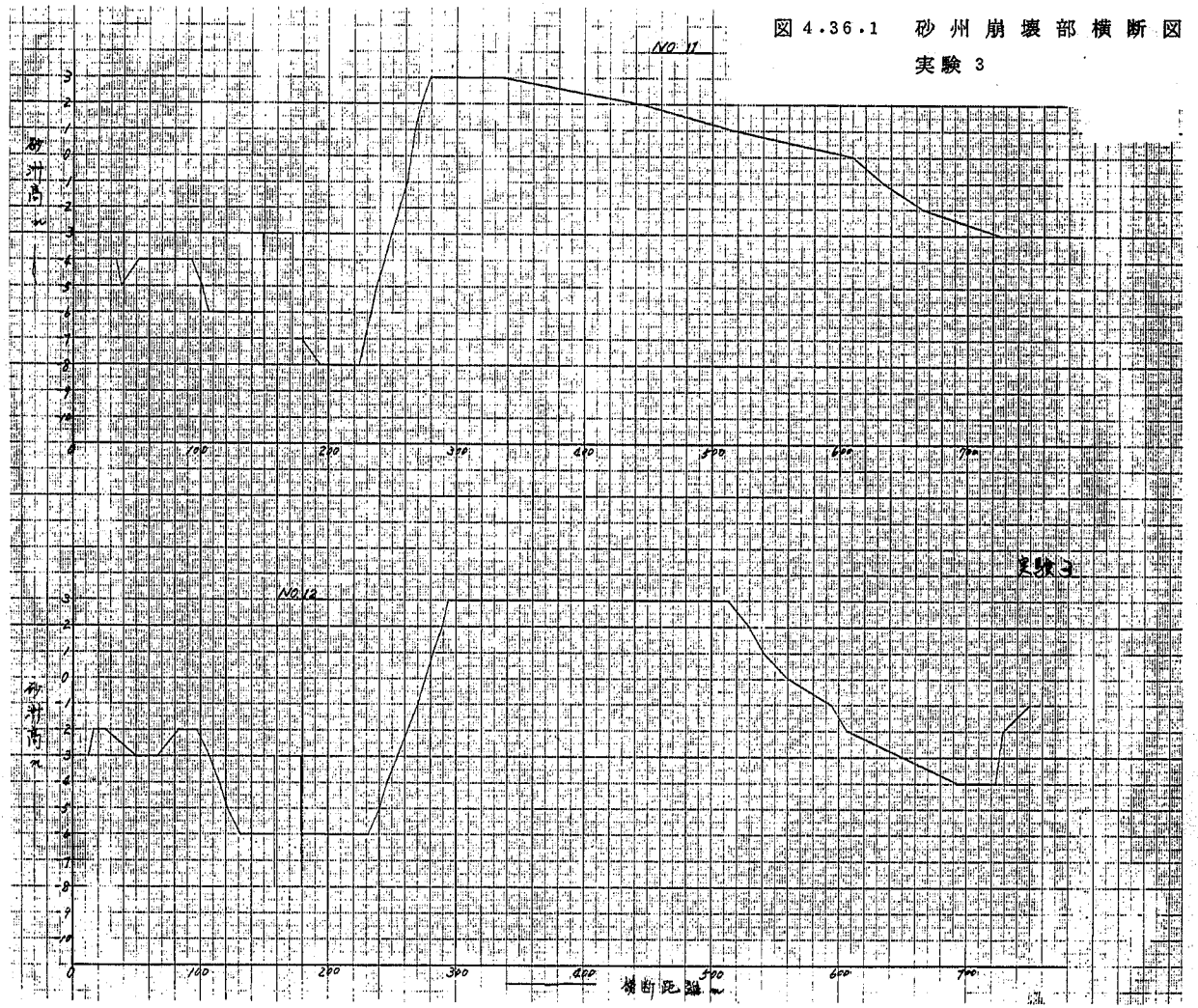


図 4.36.1　砂州崩壊部横断図
実験 3



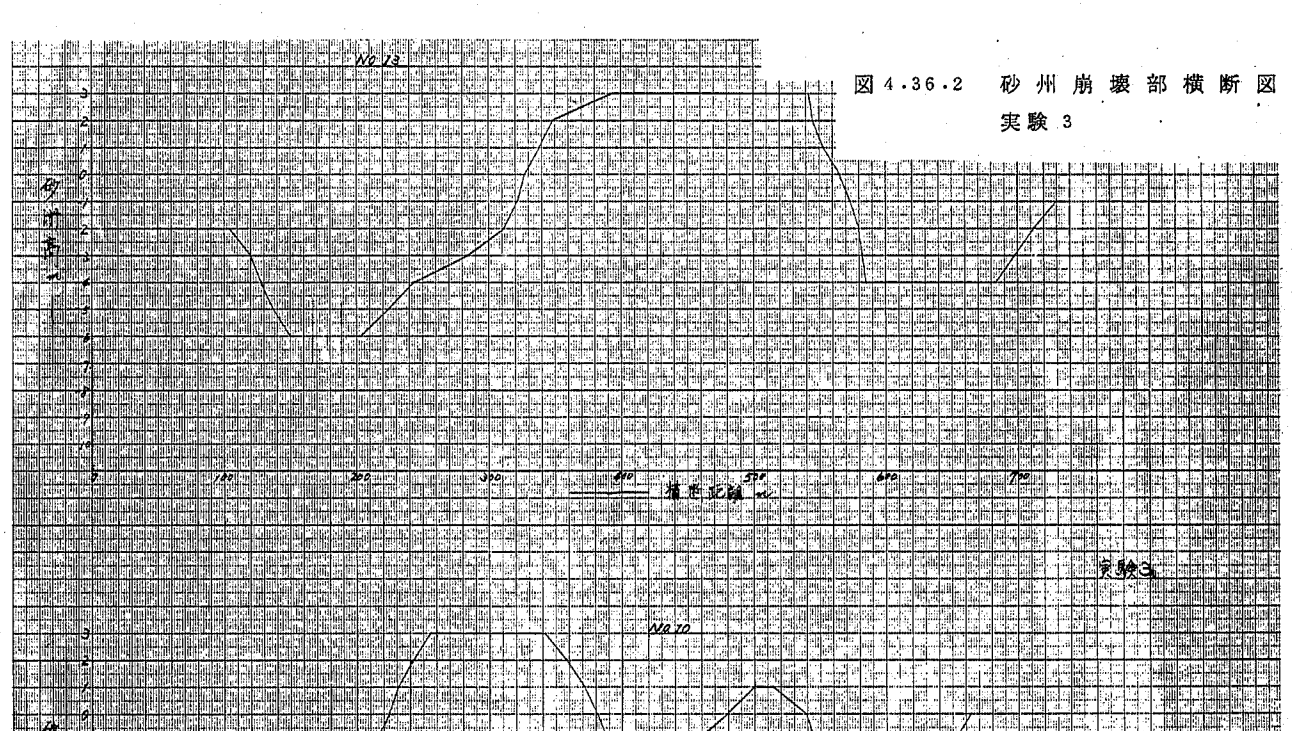
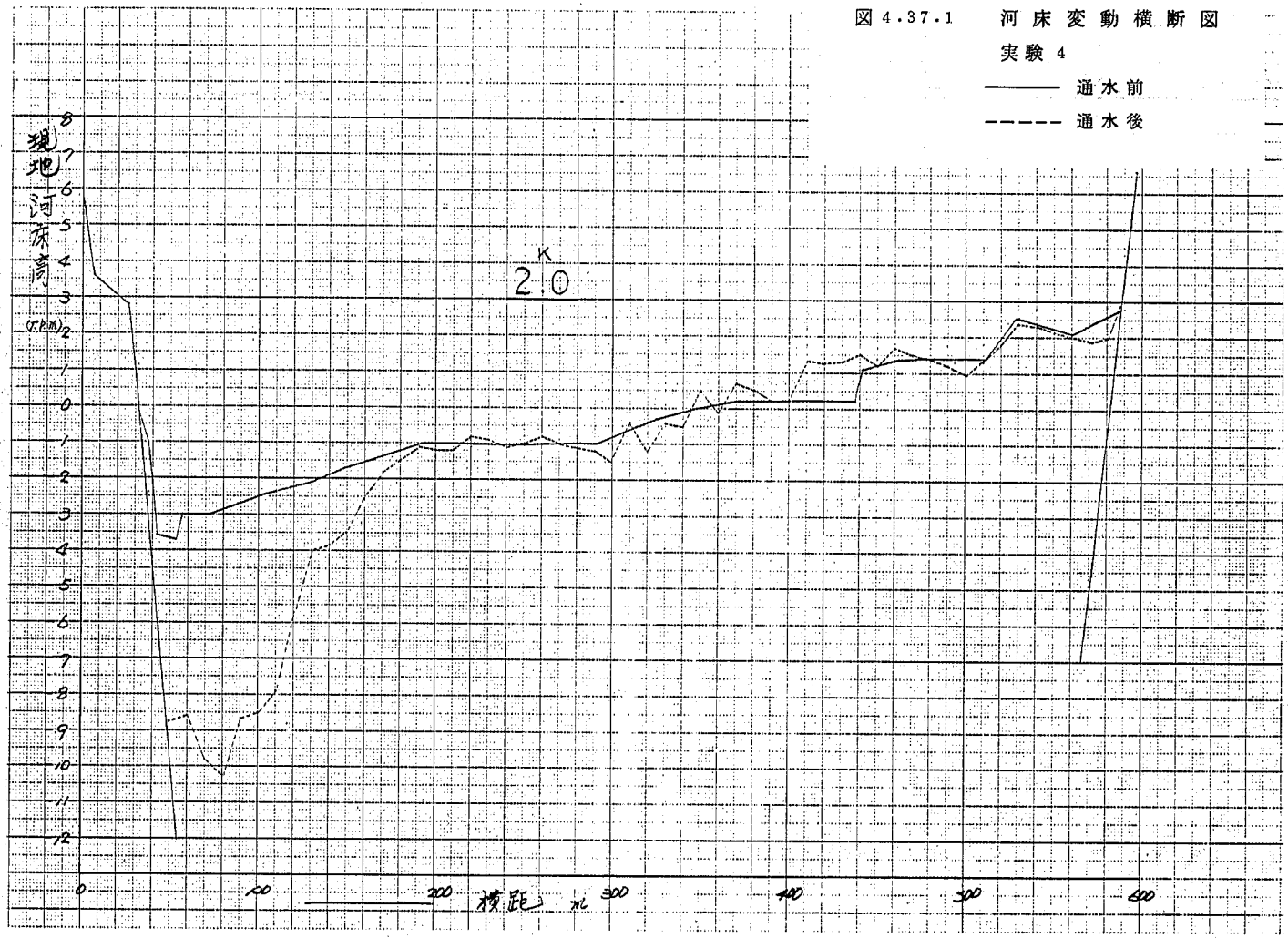


図4.36.2　砂州崩壊部横断図
実験3


図 4.37.1 河床変動横断図
実験 4
通水前
通水後
現地河床高 (cm)
K
2.0
横距 m
0
100
200
300
400
500
600
8
7
6
5
4
3
2
1
0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
-8
-9
-10
-11
-12

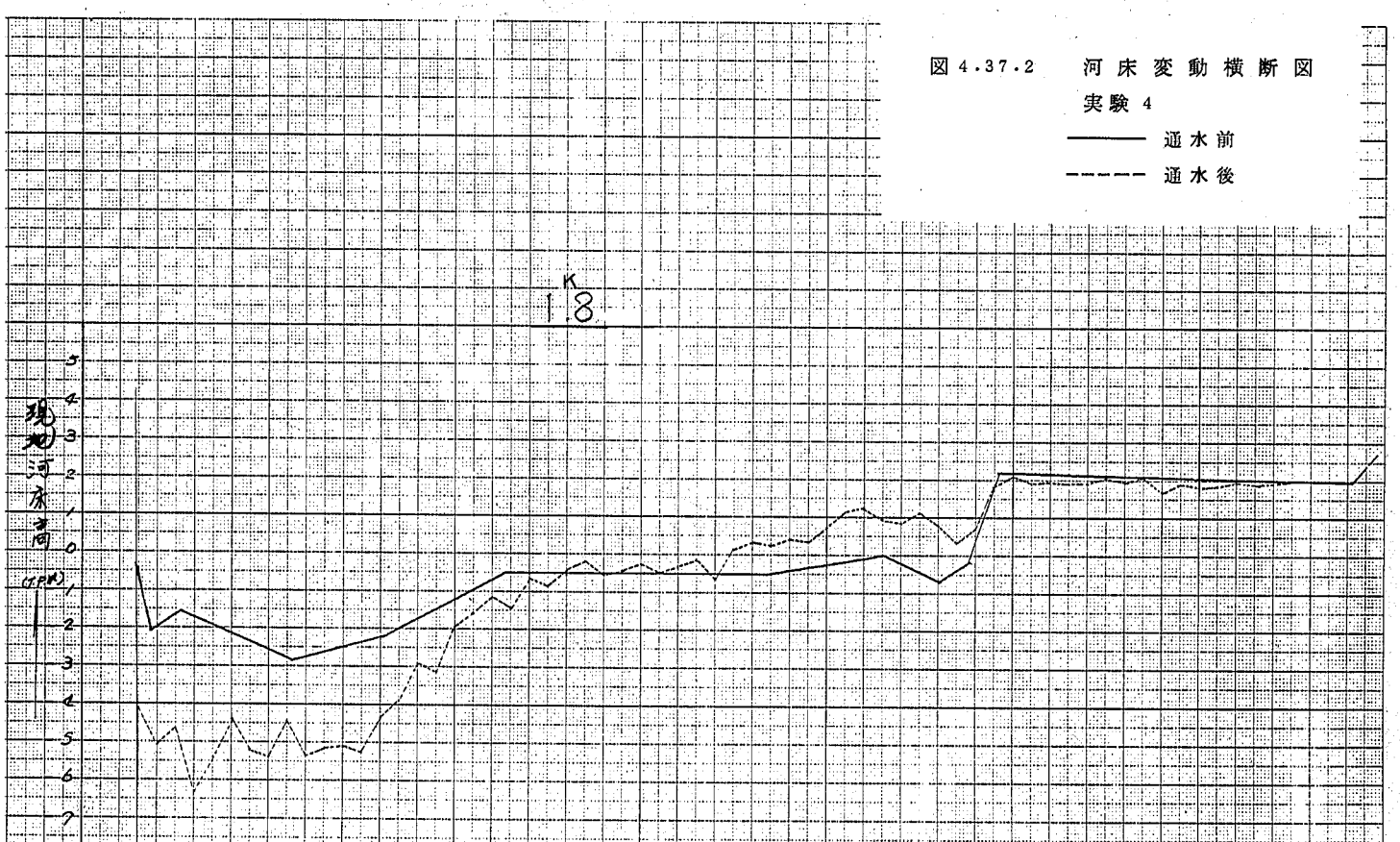


図 4.37.2　河床変動横断図
実験 4
——— 通水前
------ 通水後

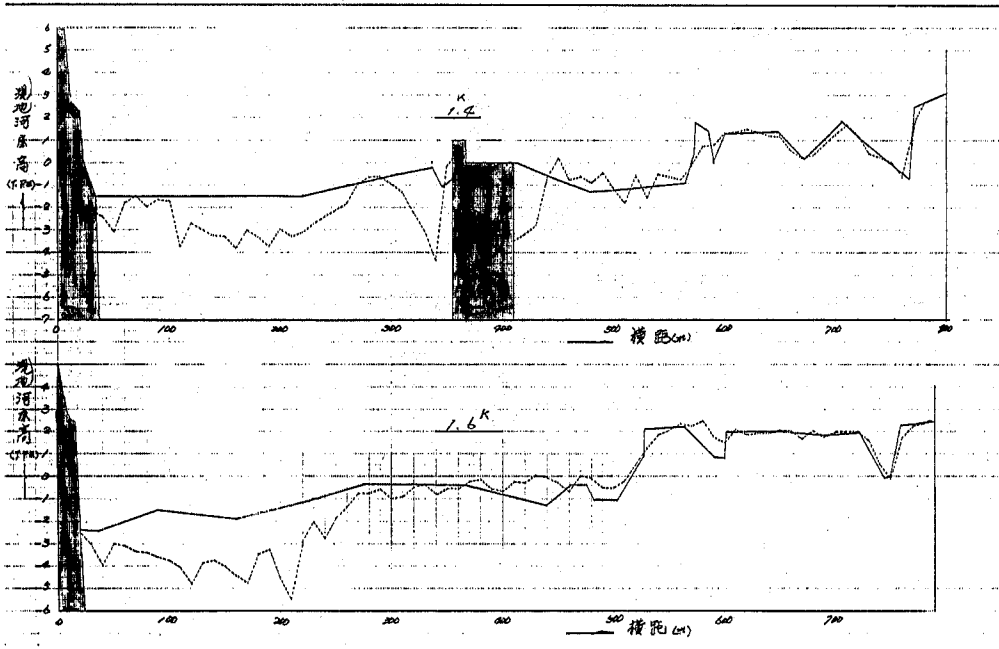


図 4.37.3　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

- - - - - 通水後

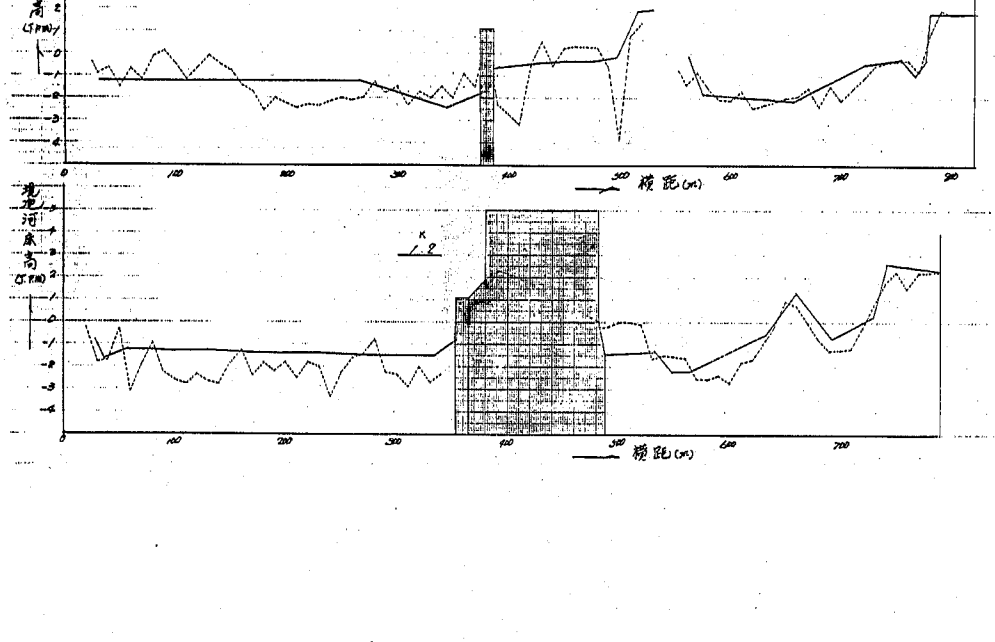


図 4.37.4　河床変動横断図
実験 4
——— 通水前
- - - - - 通水後

K 1.0

K 1.2

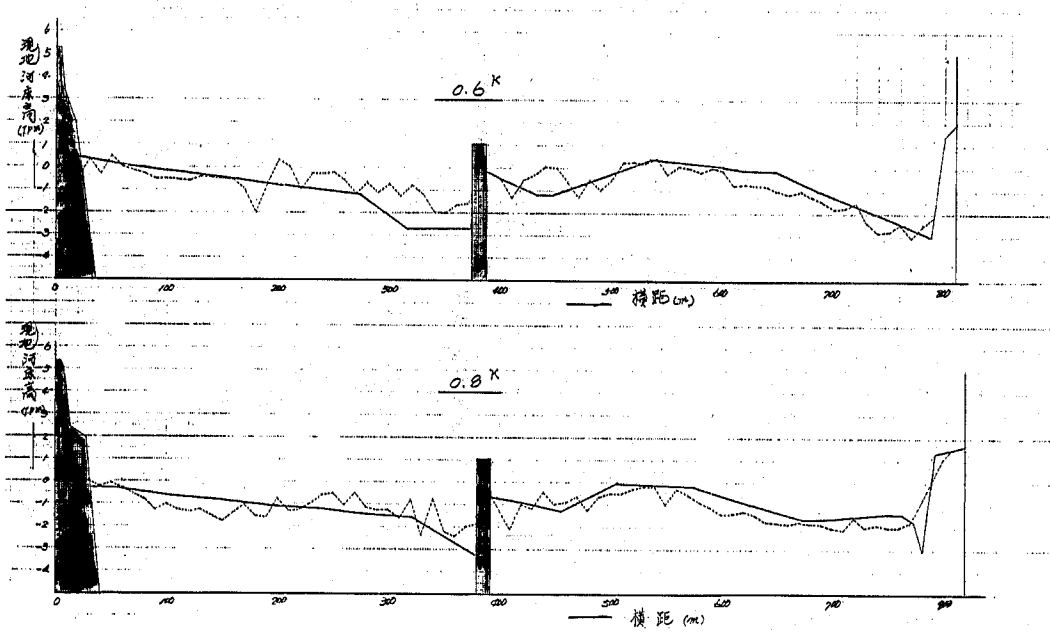


図 4.37.5　河床変動横断図
実験 4
——— 通水前
- - - - - 通水後

K
0.6

K
0.8

図 4.37.6　河床変動横断図
実験 4
——— 通水前
- - - - - 通水後

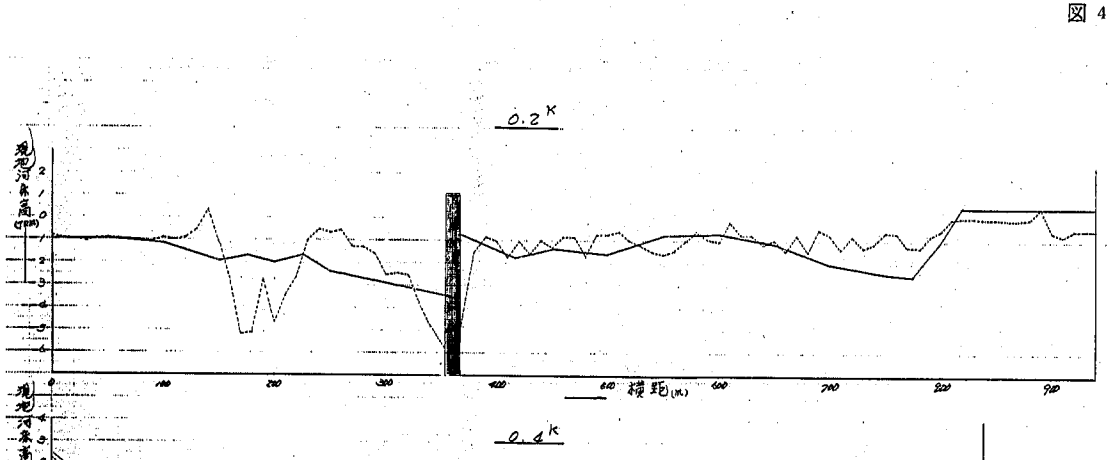


図 4.37.7　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

- - - - - - 通水後

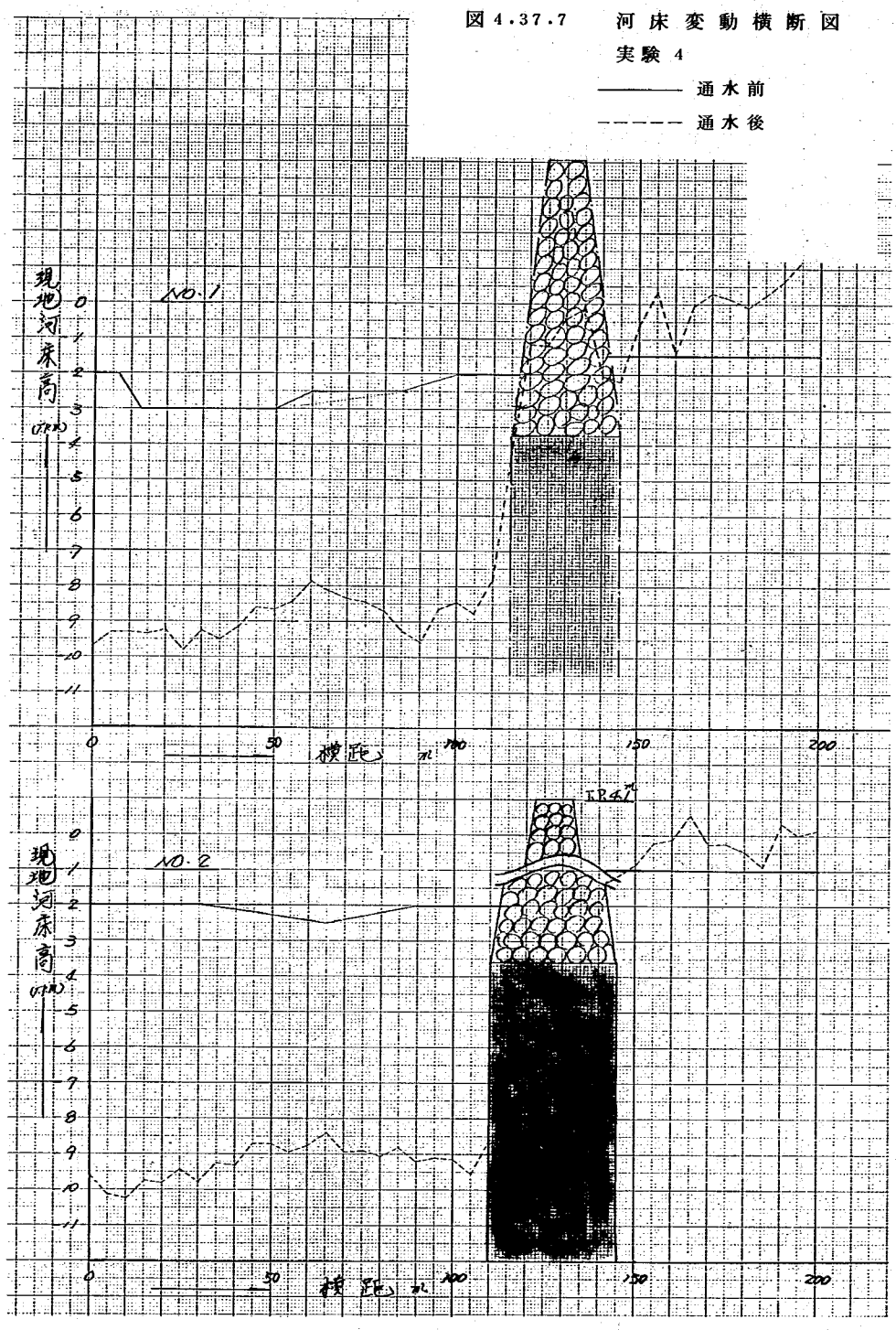
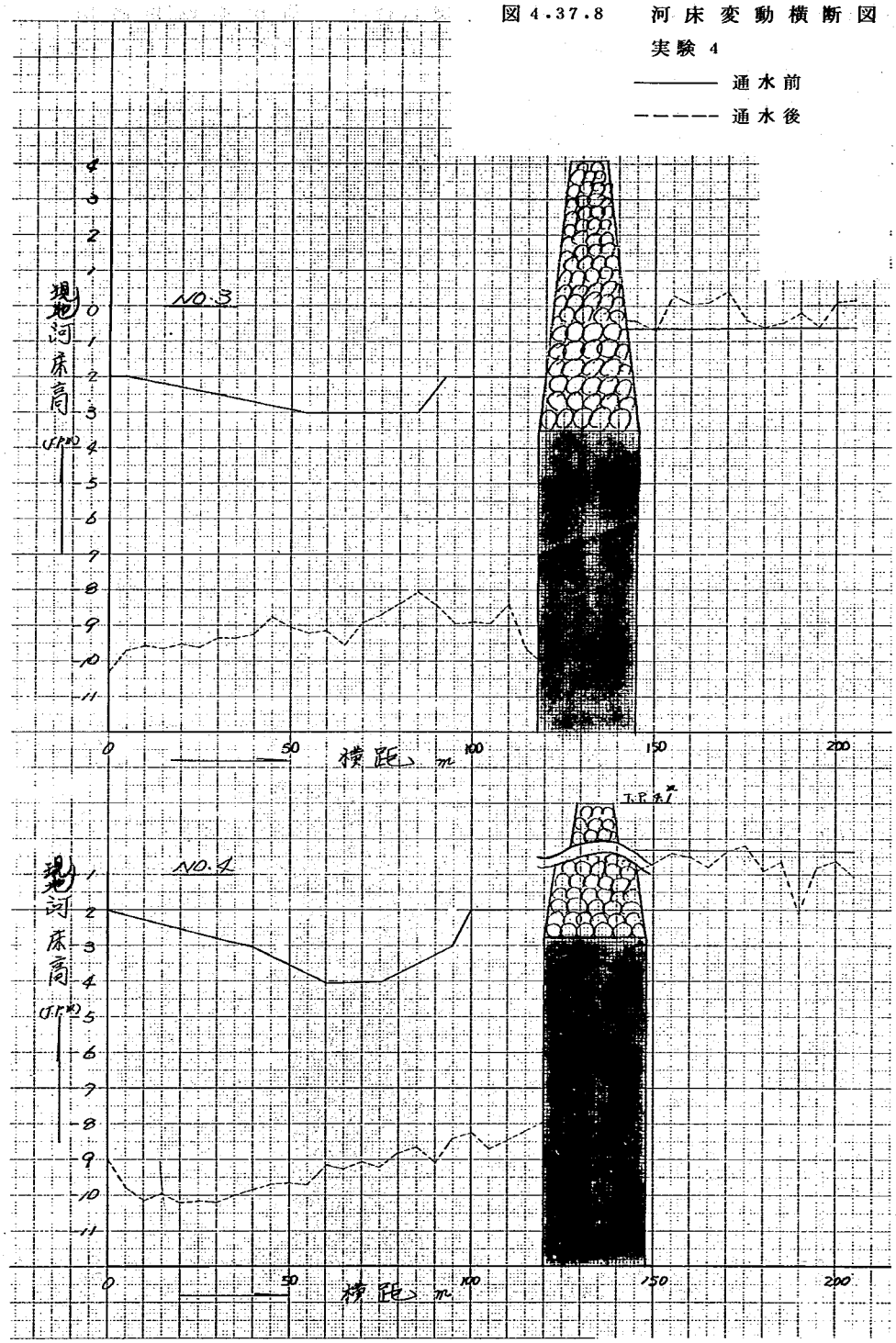


図 4.37.8　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

– – – – – 通水後



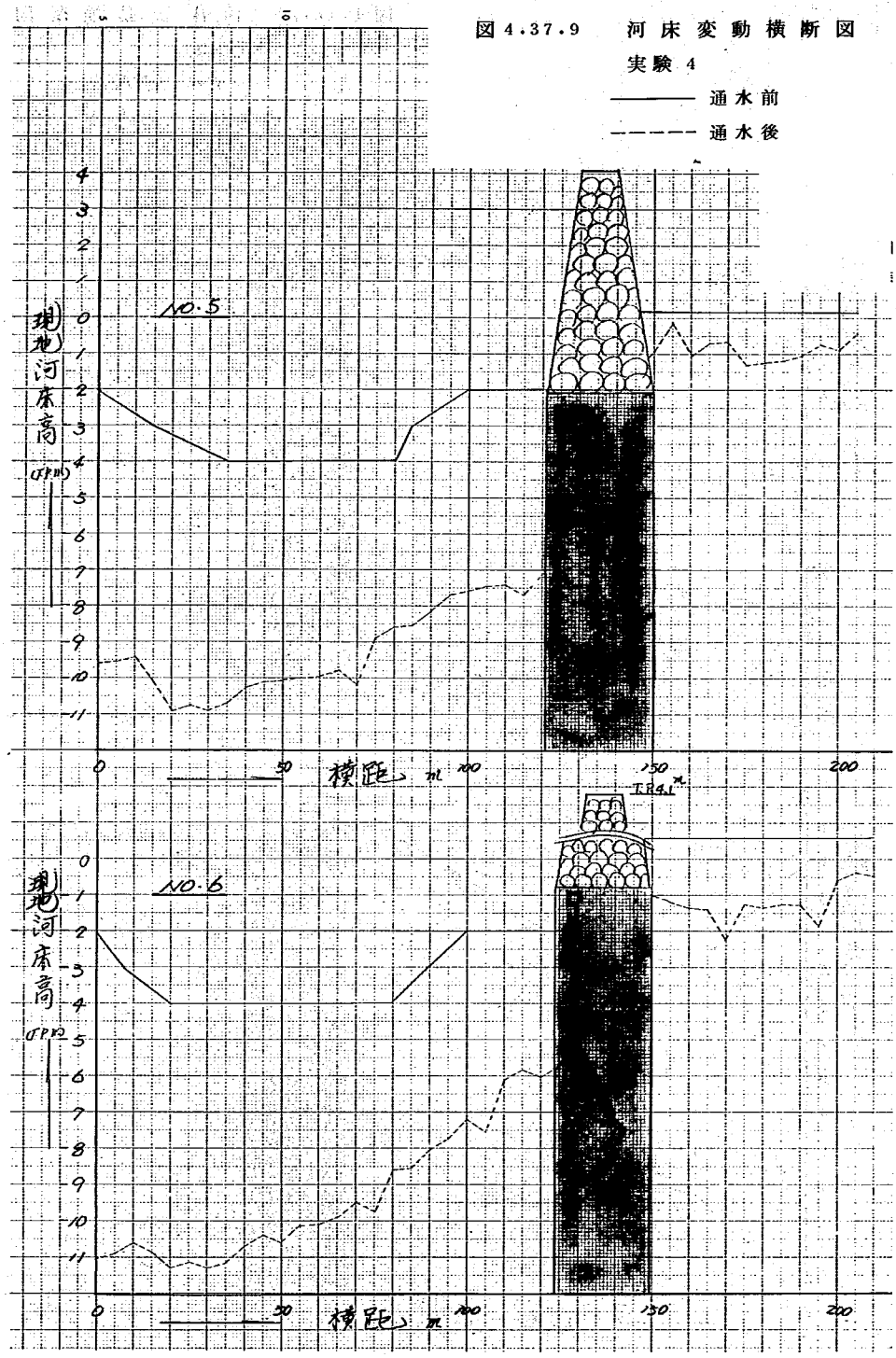


図 4.37.9　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

– – – – 通水後

図 4.37.10　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

– – – – 通水後

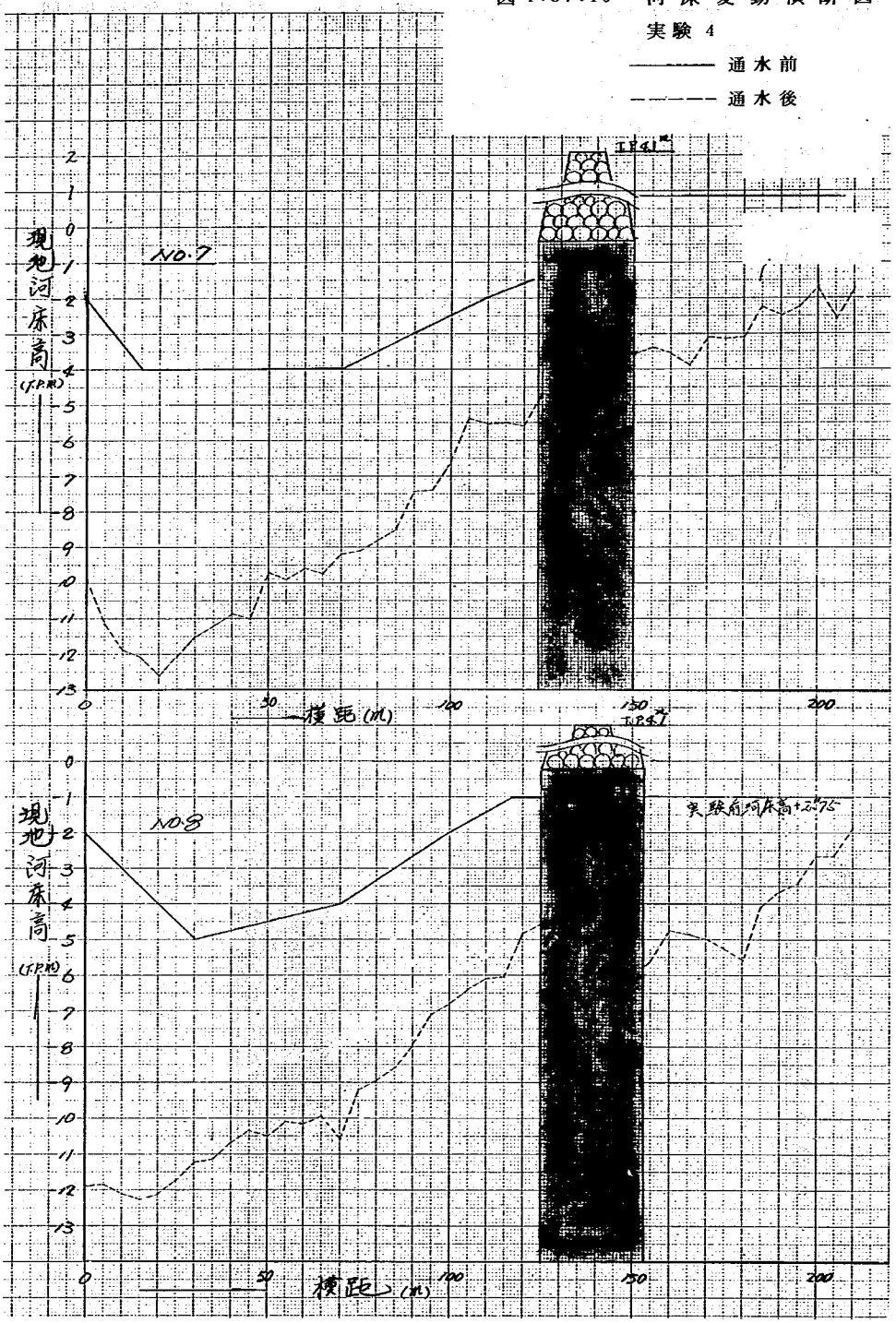


図 4.37.11　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

– – – – 通水後

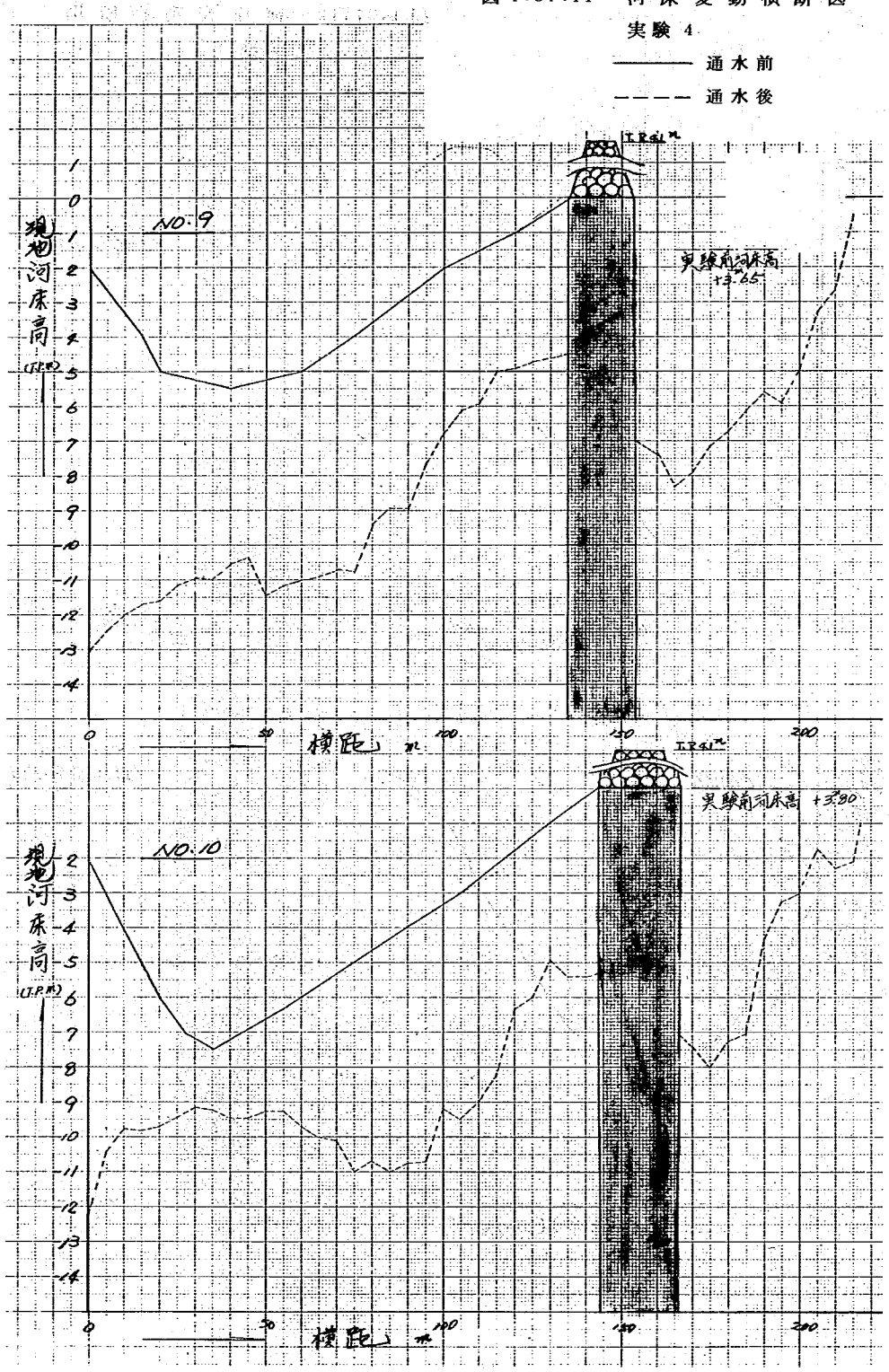


図 4.37.12　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

– – – – – 通水後

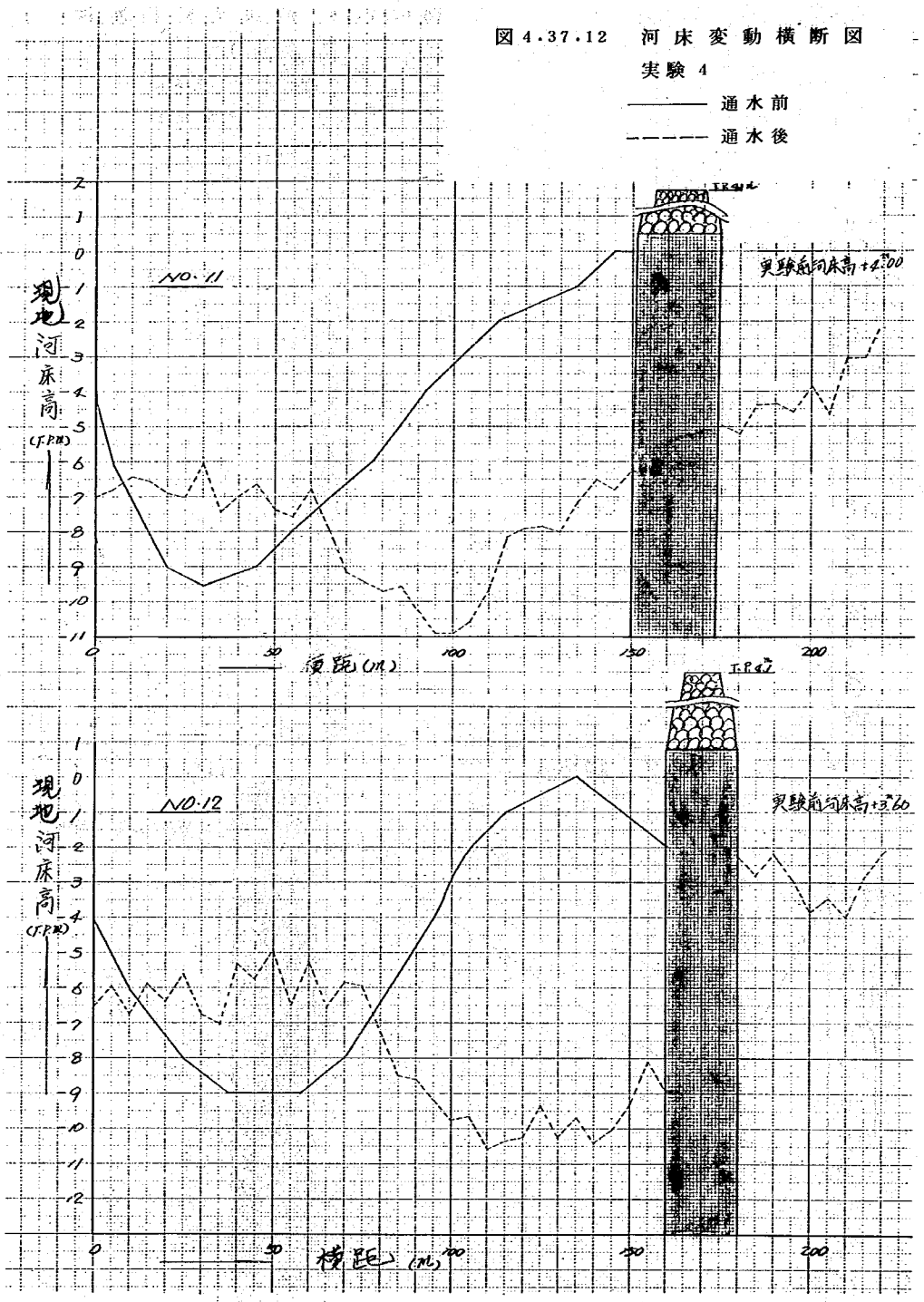


図 4.37.13　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

- - - - - 通水後

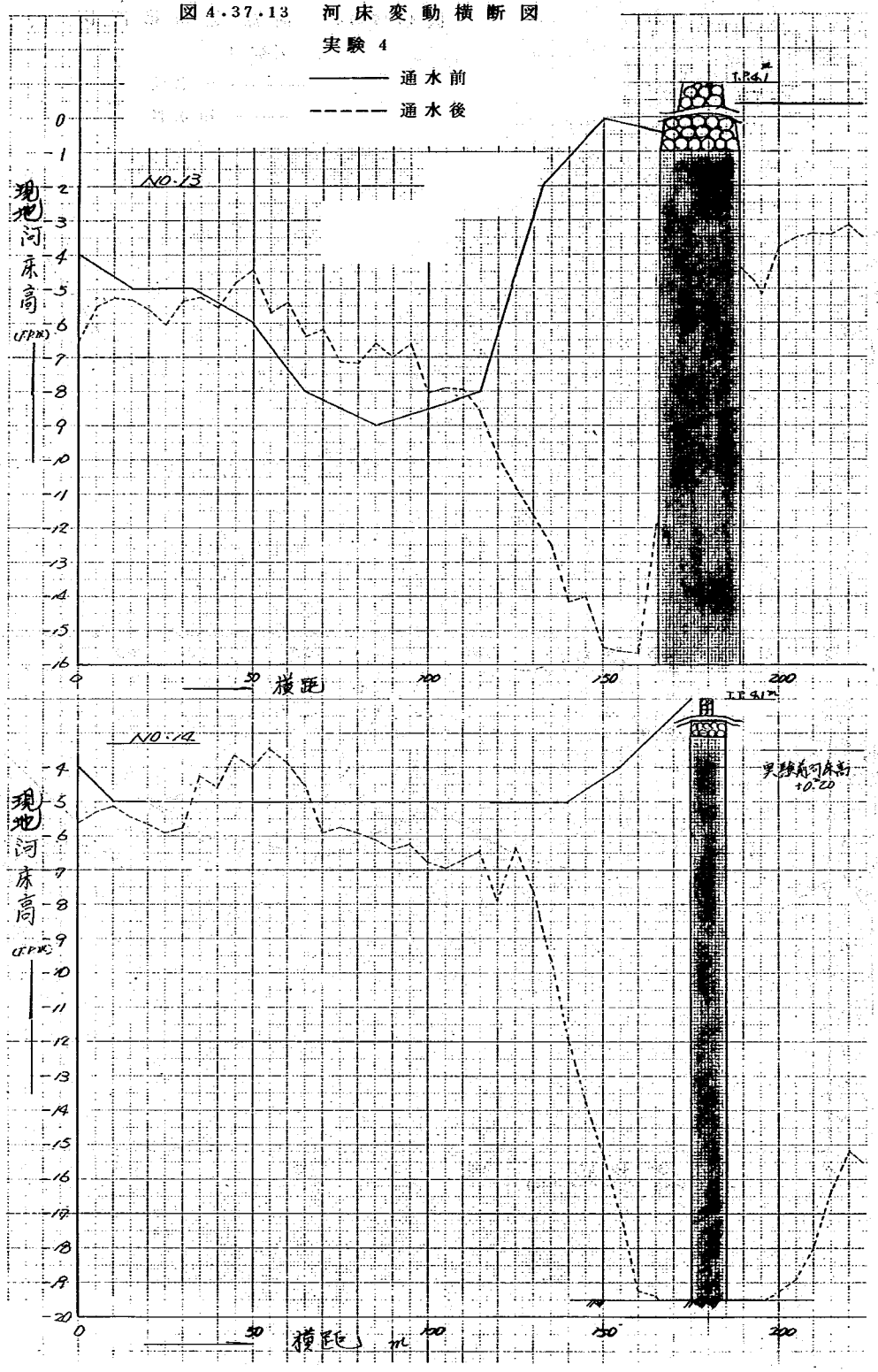
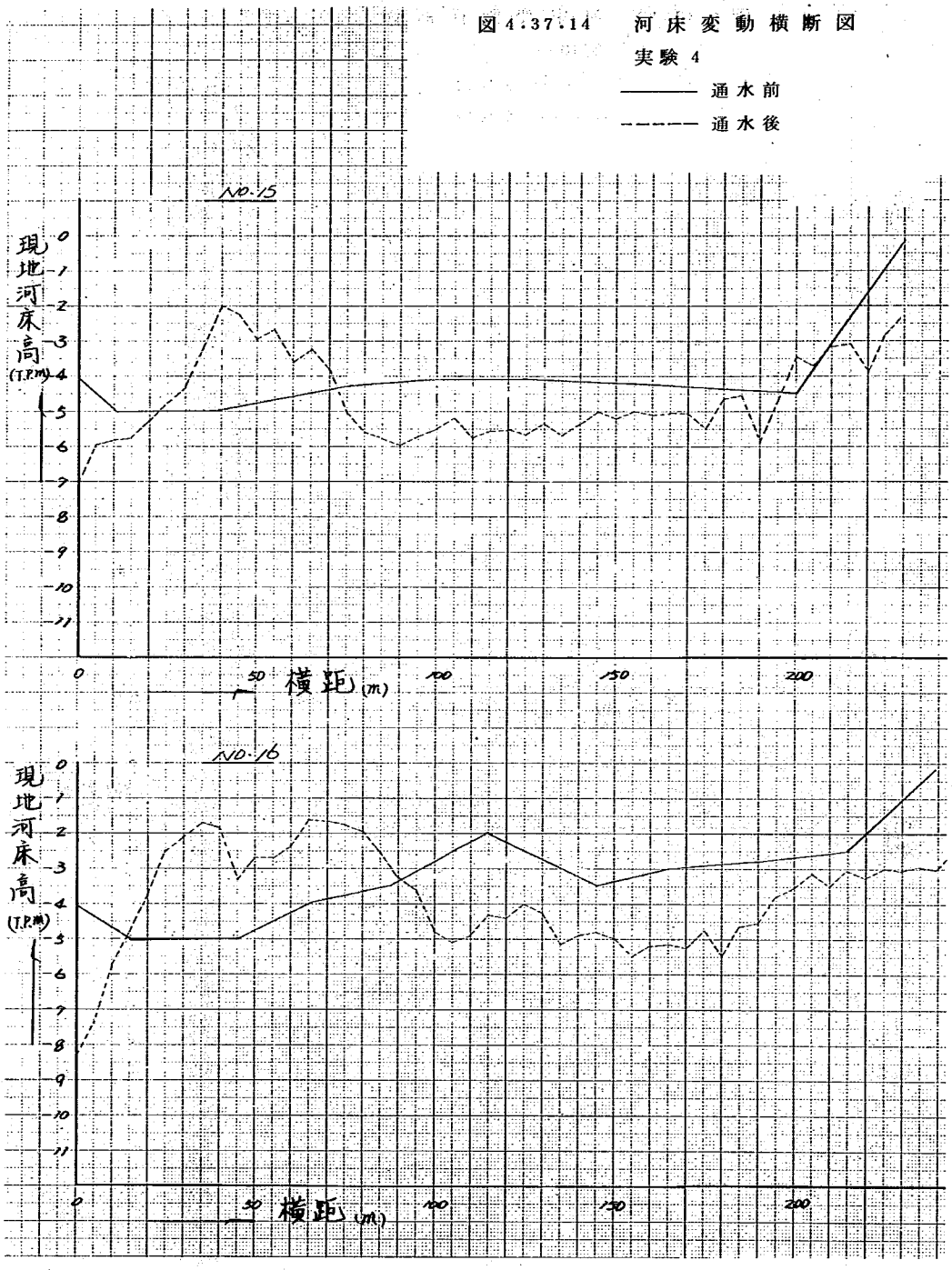


図 4.37.14　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

- - - - - - 通水後



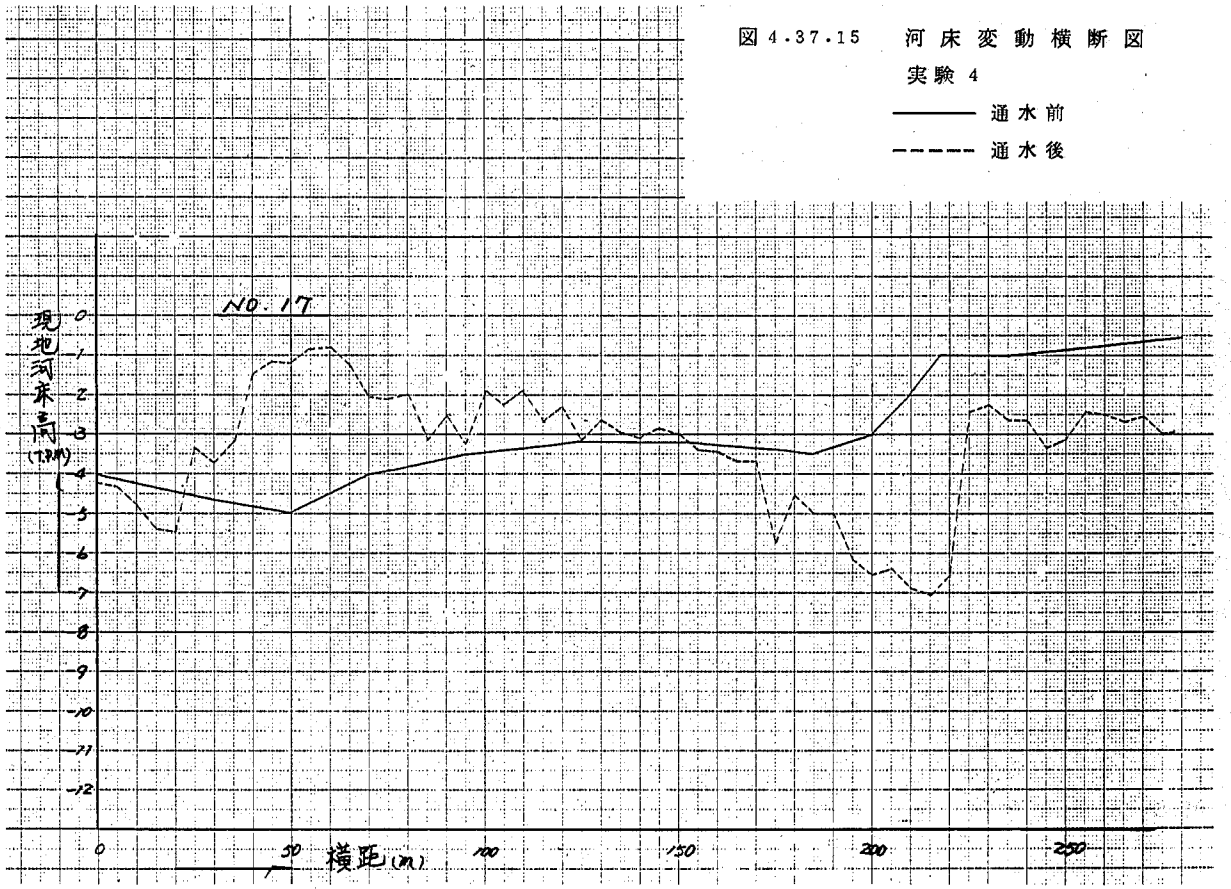


図 4.37.15　河床変動横断図
実験 4
——— 通水前
- - - - - - 通水後

図 4.37.16　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

- - - - - 通水後

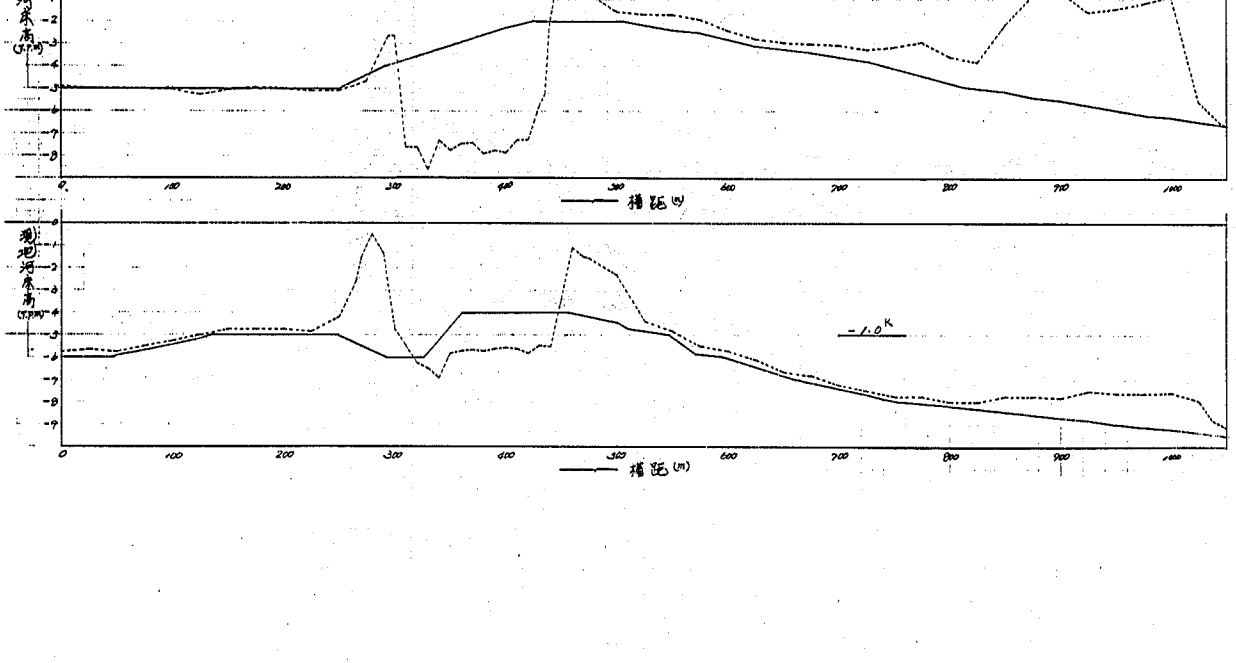


図 4.37.17　河床変動横断図

実験 4

——— 通水前

- - - - - 通水後

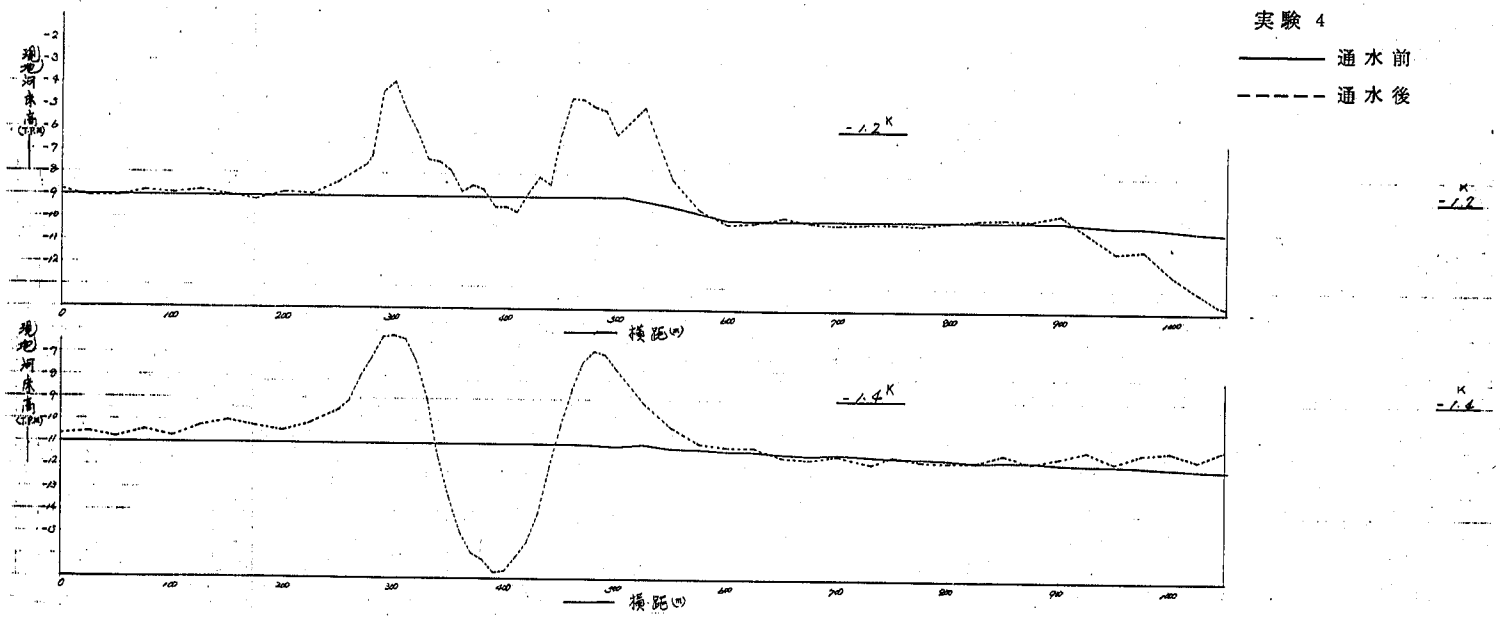
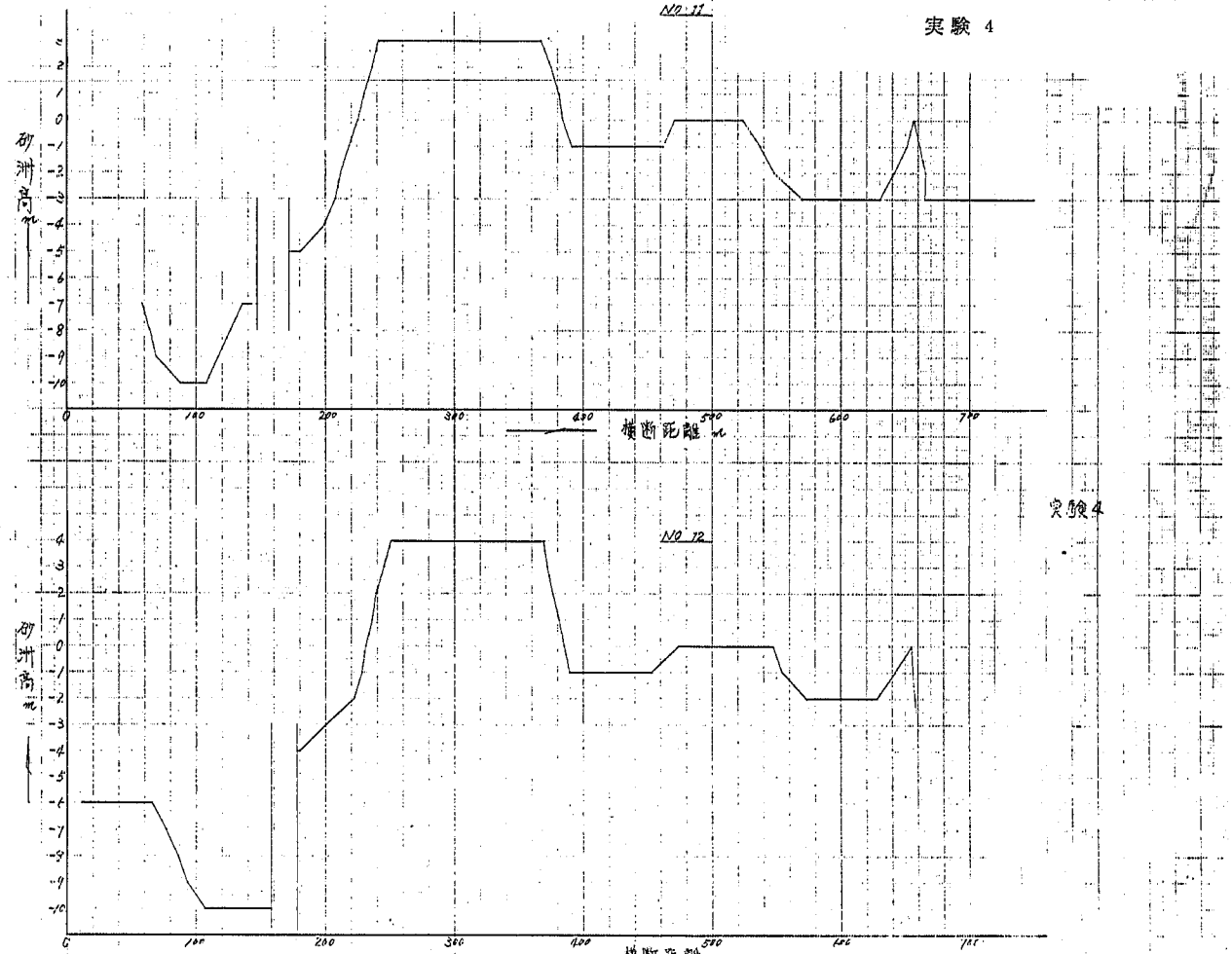


図 4.38.1　砂洲崩壊部横断図
実験 4



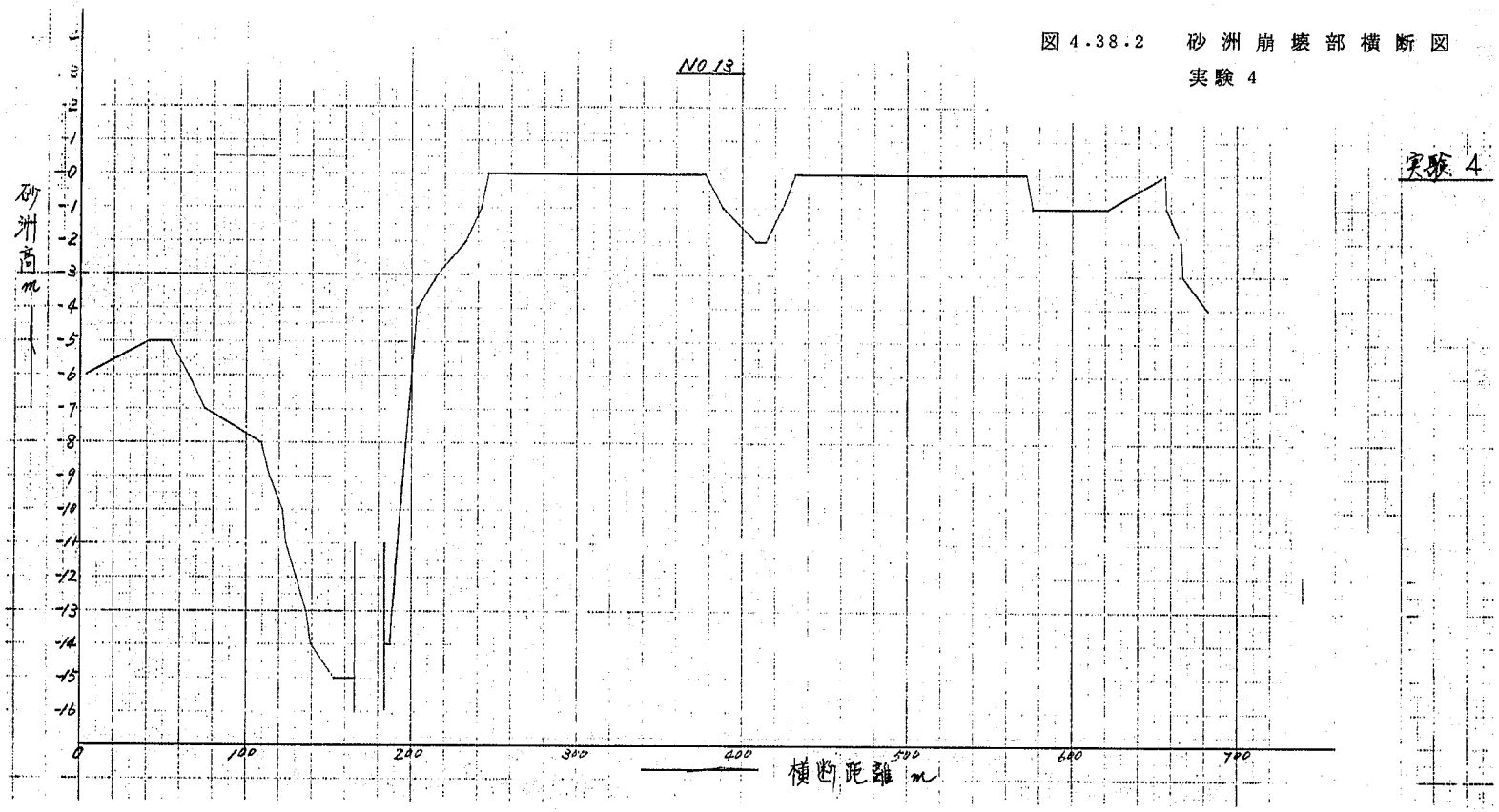


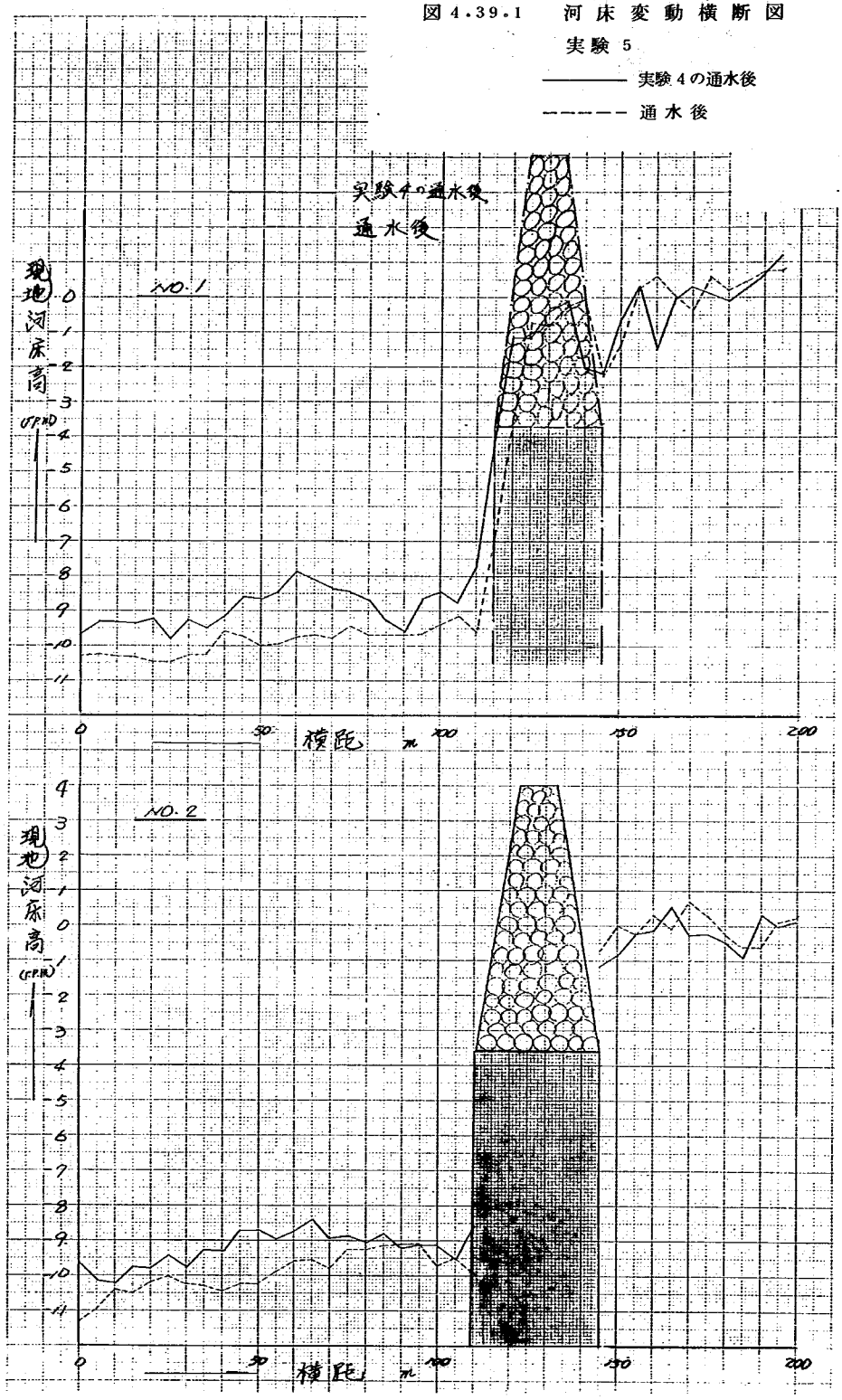
図 4.38.2　砂洲崩壊部横断図
実験 4

図 4.39.1　河床変動横断図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

- - - - - - 通水後



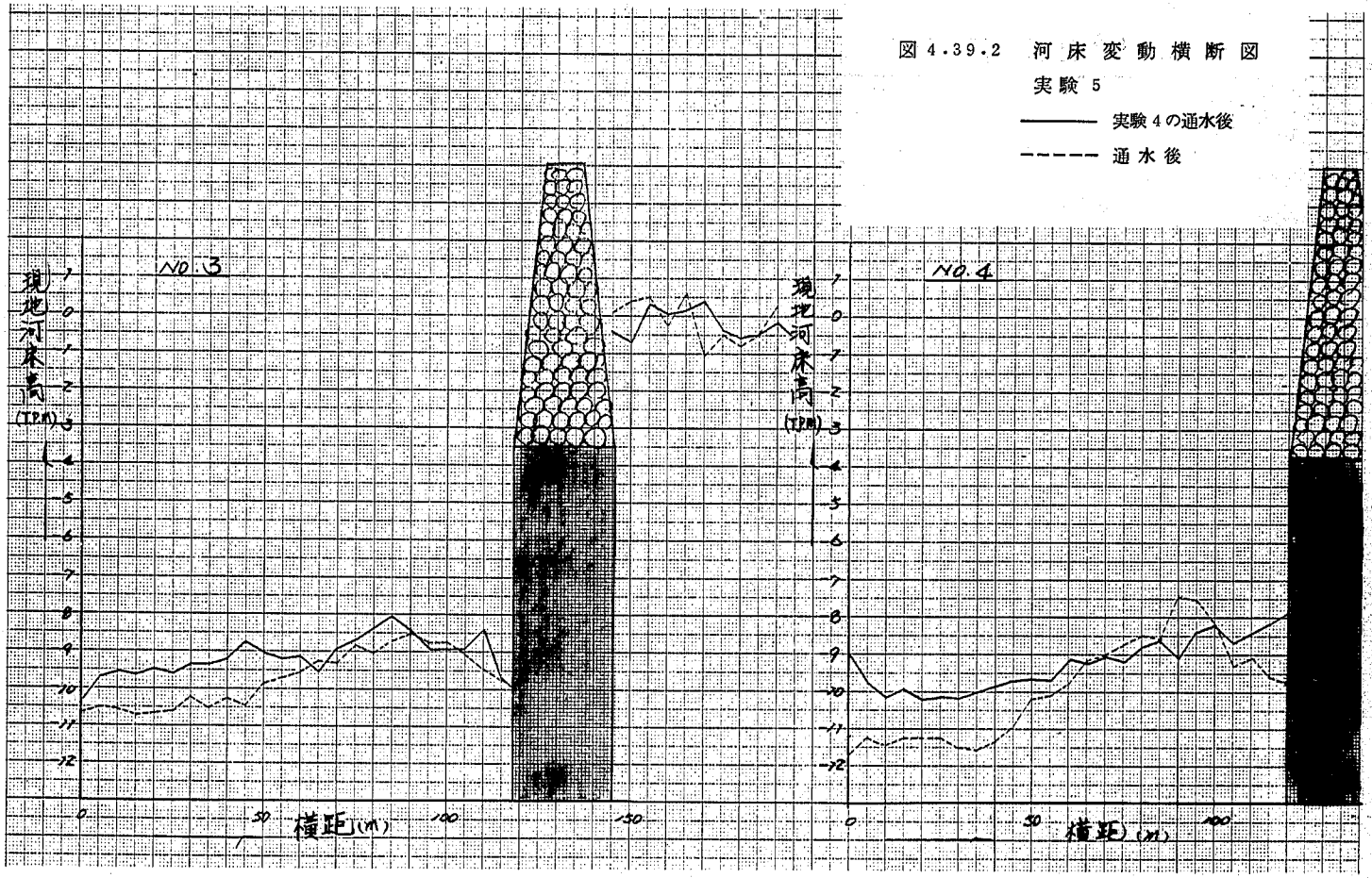


図 4.39.2　河床変動横断図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

- - - - - 通水後

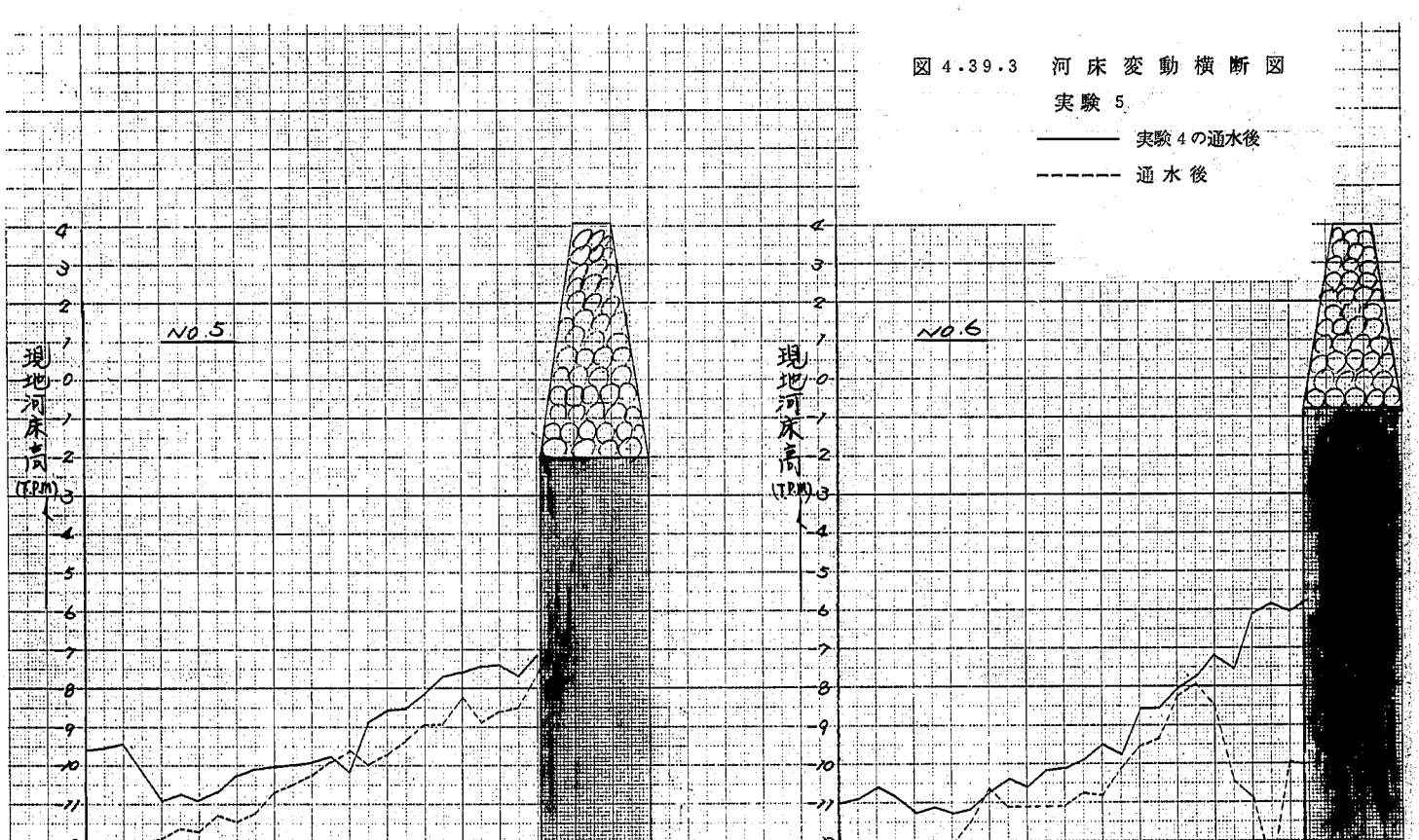


図 4.39.3　河床変動横断図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

------ 通水後

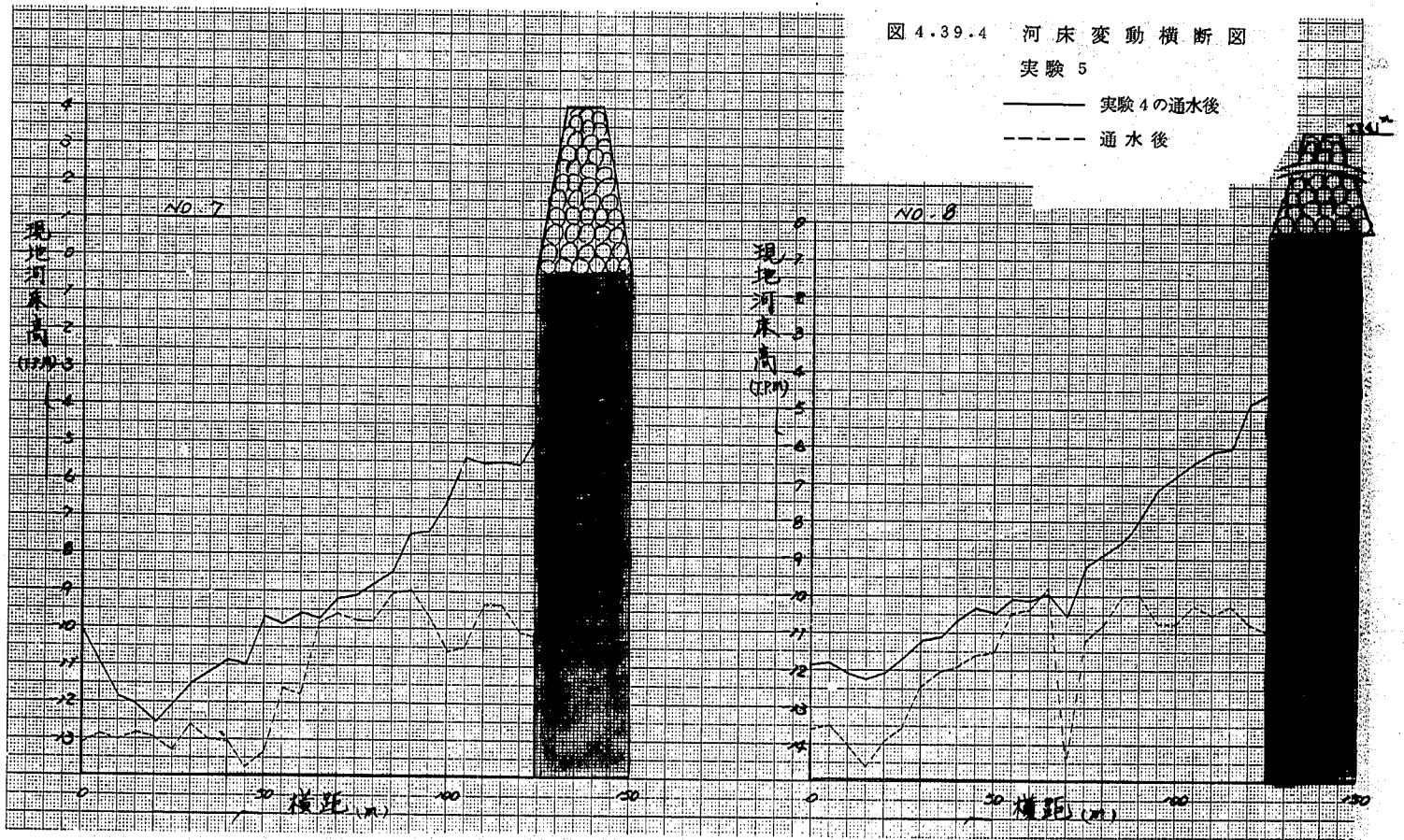


図 4.39.4　河床変動横断図
実験 5

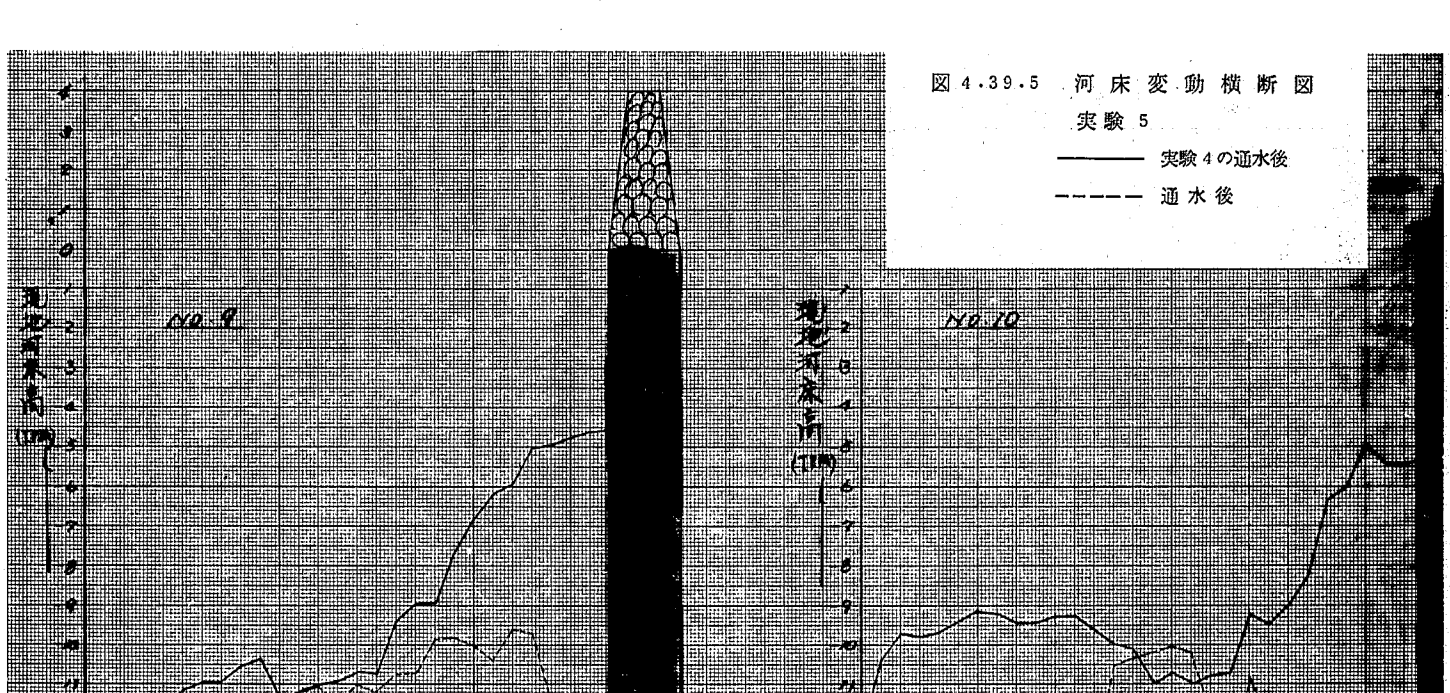


図 4.39.5 河床変動横断図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

- - - - - 通水後

図 4.39.6　河 床 変 動 横 断 図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

– – – – 通 水 後

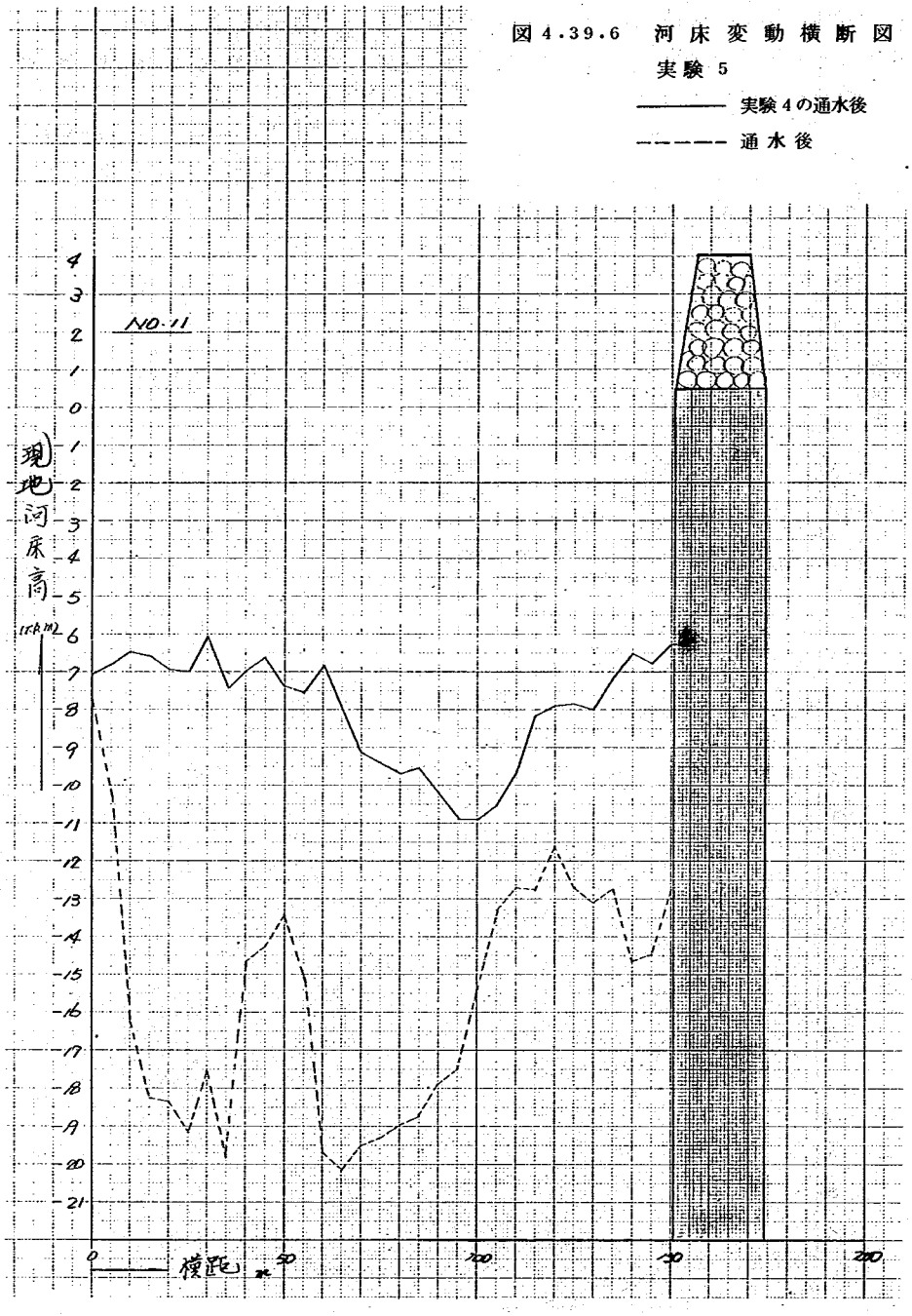


図 4.39.7　河 床 変 動 横 断 図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

– – – – – 通 水 後

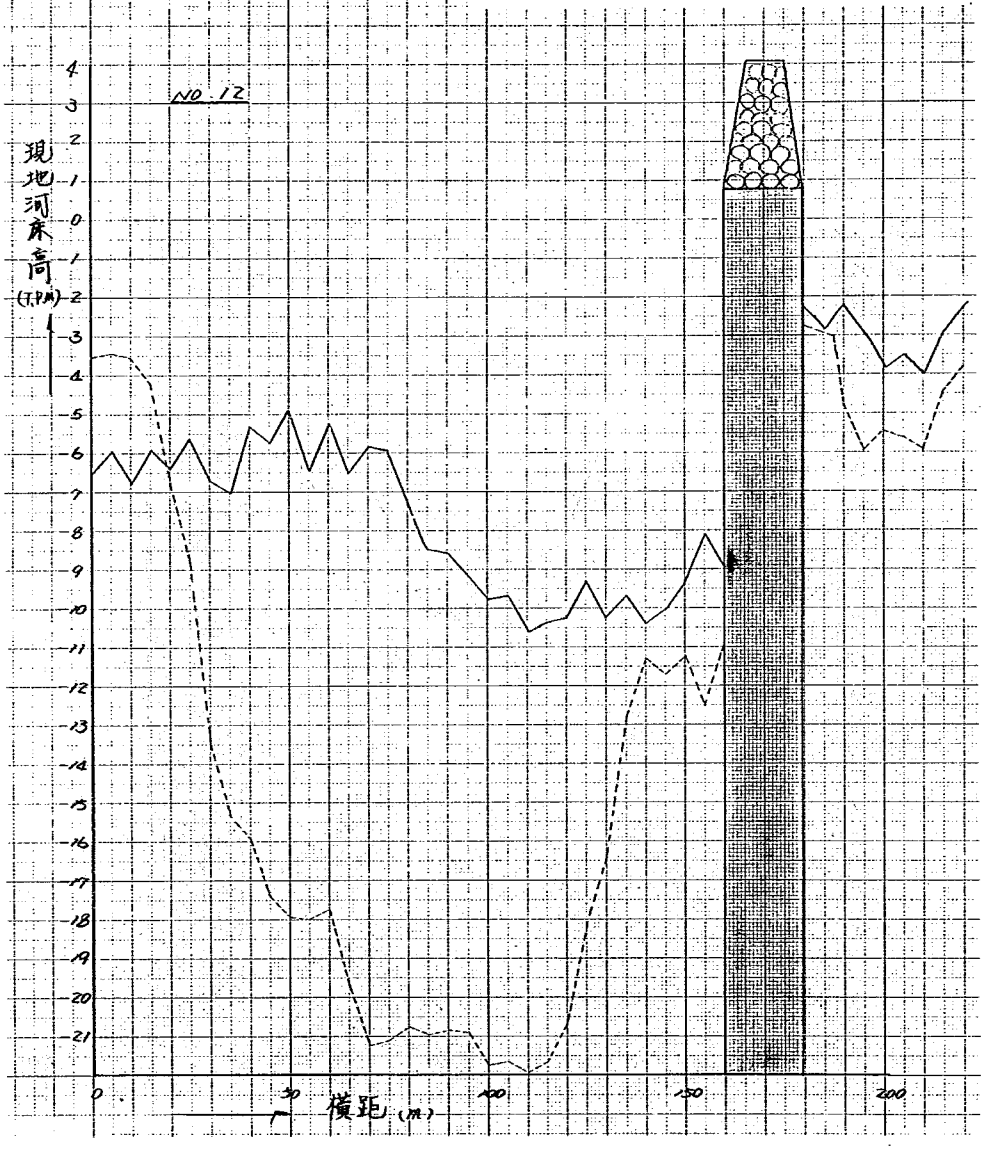


図 4.39.8　河床変動横断図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

– – – – – 通水後

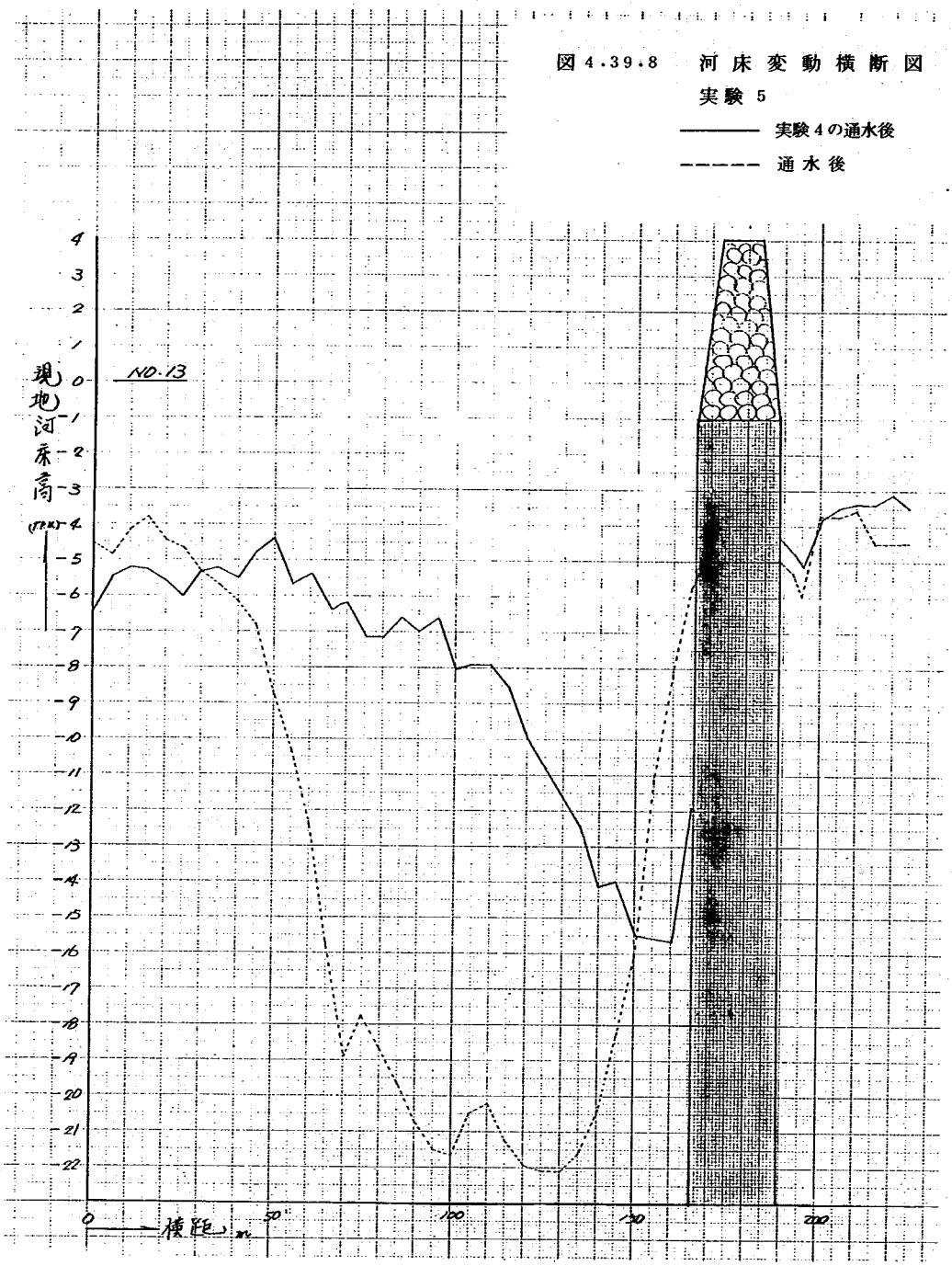


図 4.39.9　河床変動横断図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

– – – – – 通水後



図 4.39.10　河床変動横断図

実験 5

——— 実験 4 の通水後

- - - - - 通水後

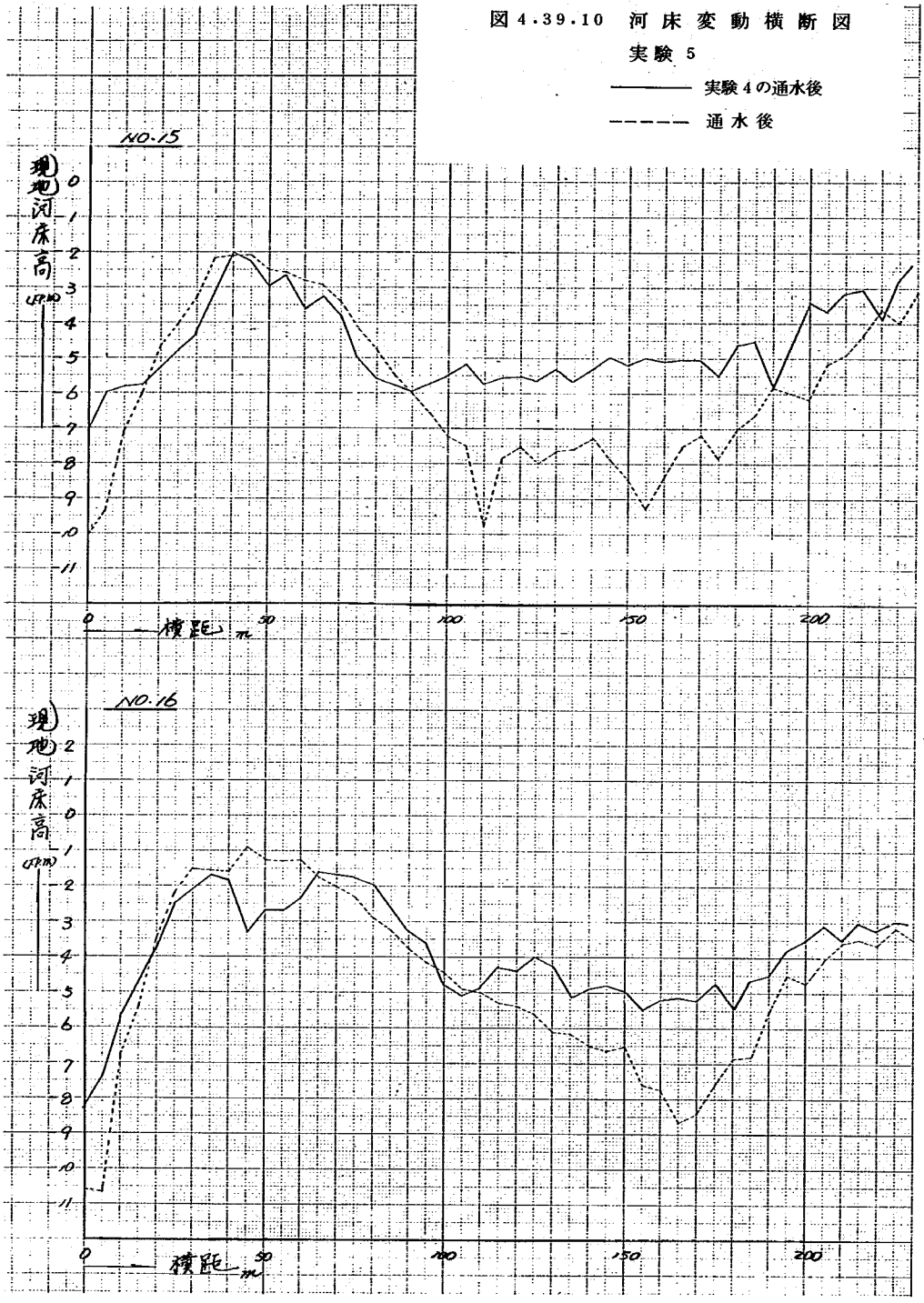
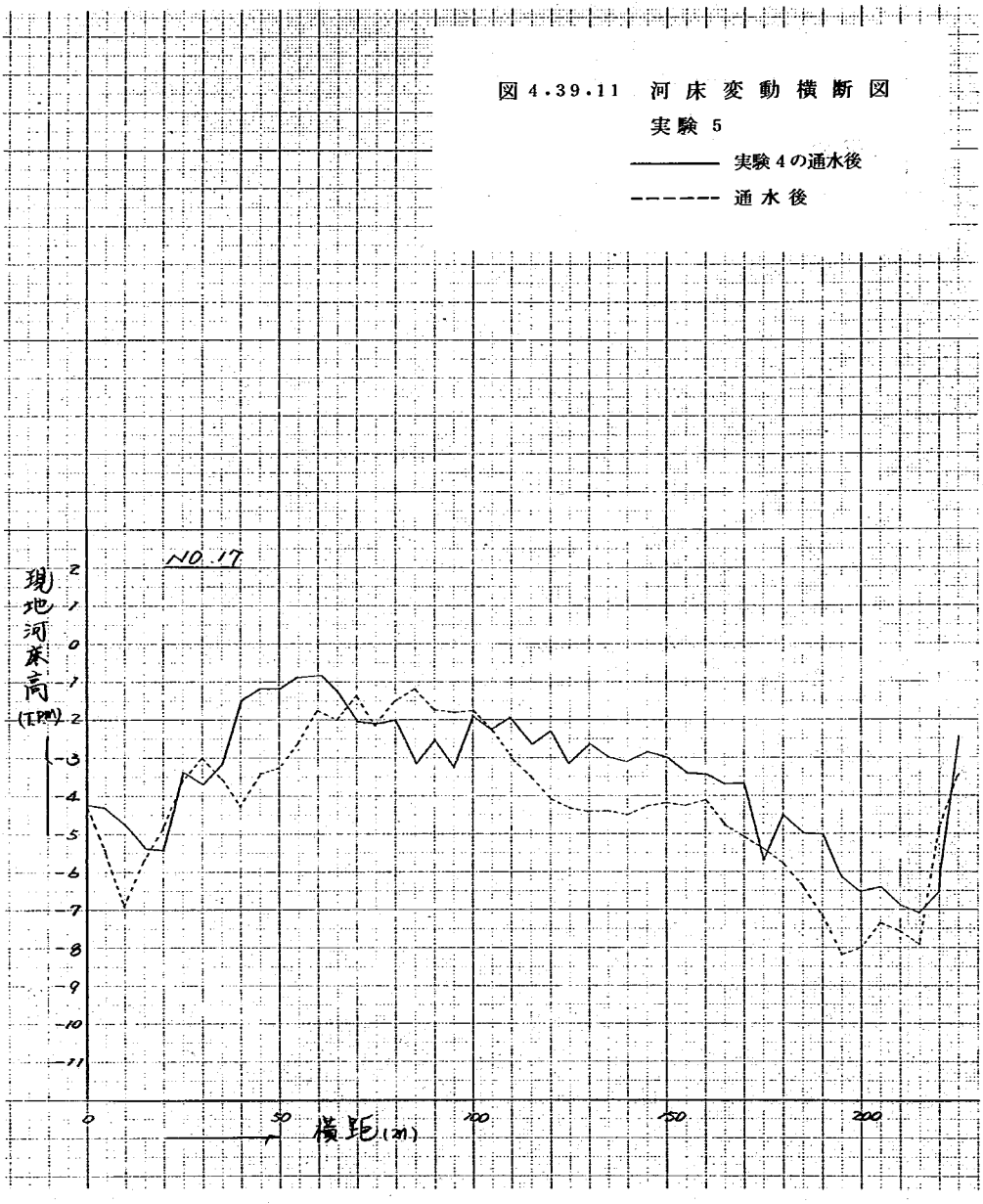


図 4.39.11　河 床 変 動 横 断 図

実験 5

———— 実験 4 の通水後

------ 通 水 後



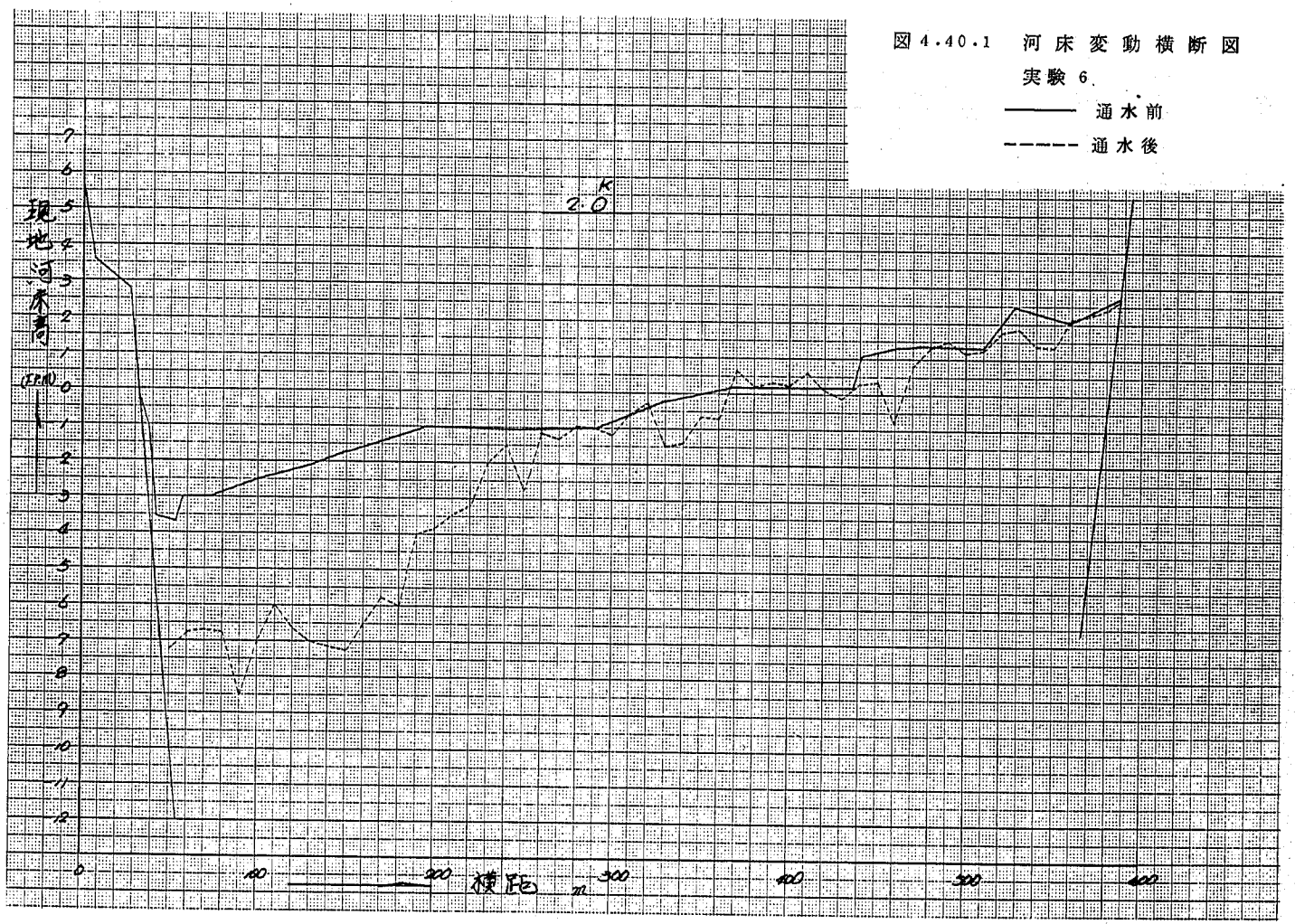


図 4.40.1　河床変動横断図
実験 6.
——— 通水前
- - - - - 通水後

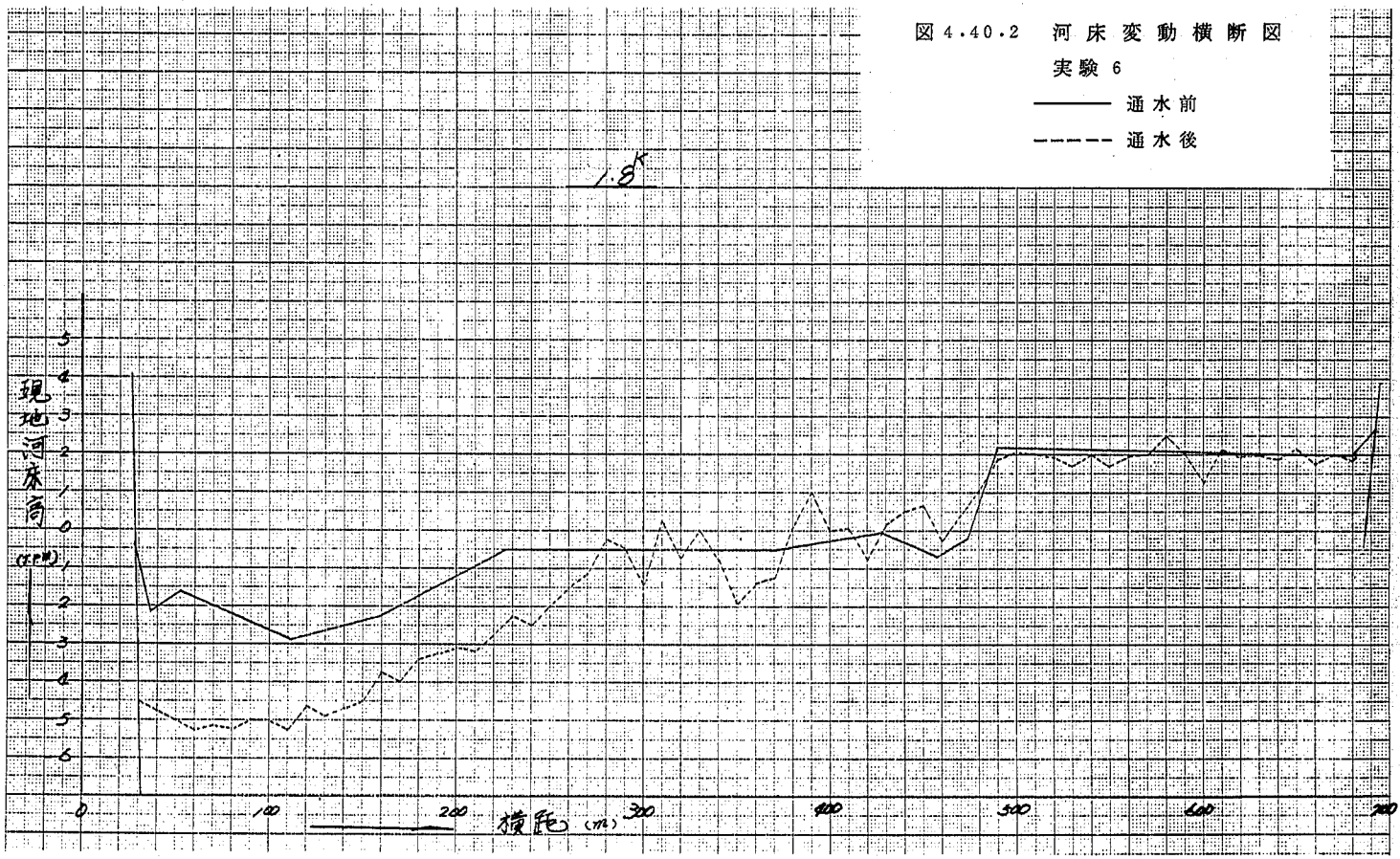


図 4.40.2　河床変動横断図
実験 6
——— 通水前
------ 通水後

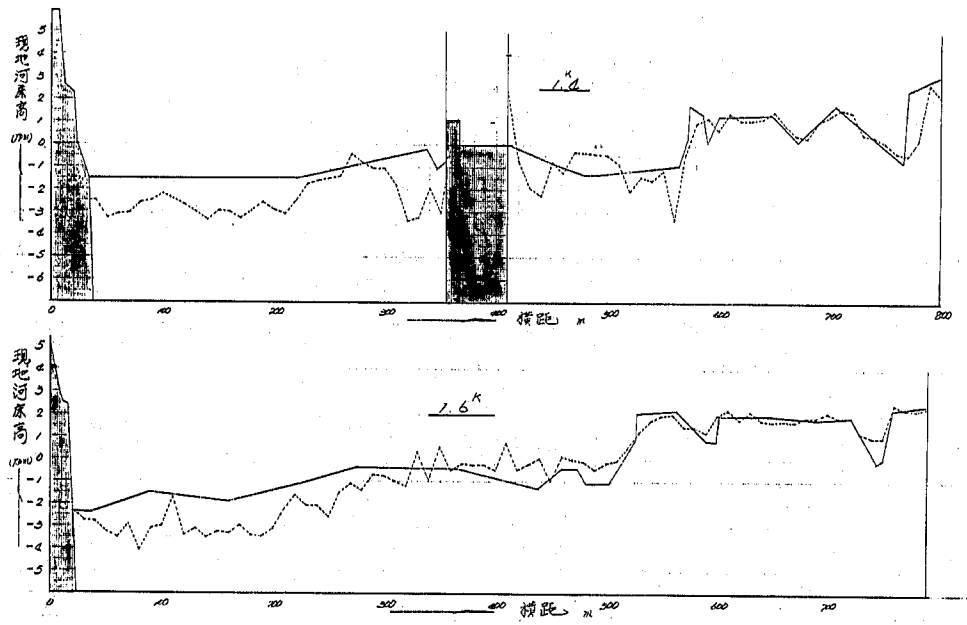


図 4.40.3　河床変動横断図
実験 6
——— 通水前
- - - - - 通水後

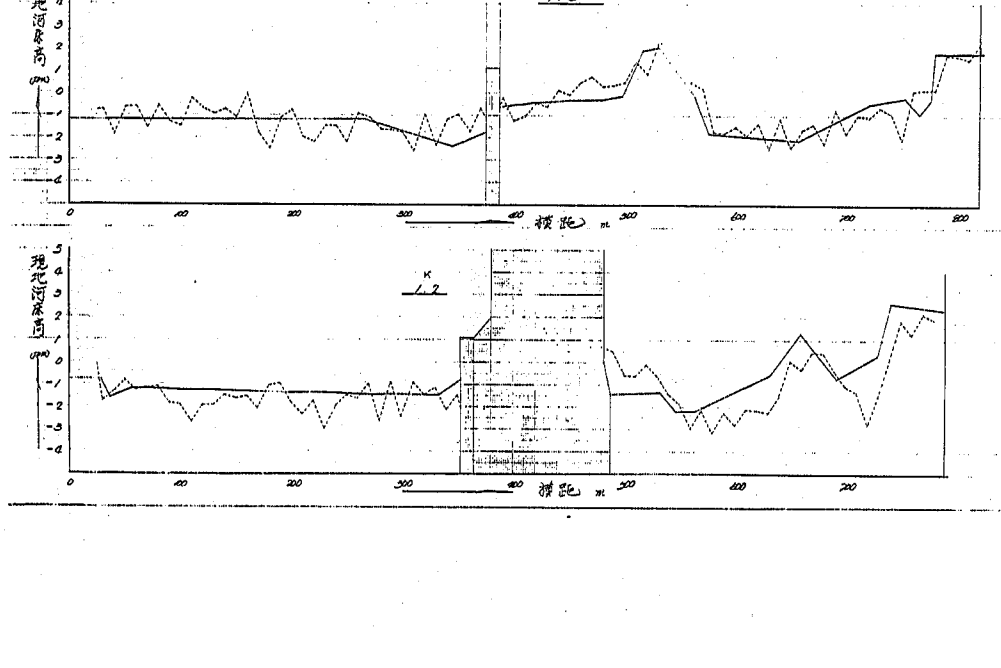
K
1.4
K
1.6

図 4.40.4　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

----- 通水後



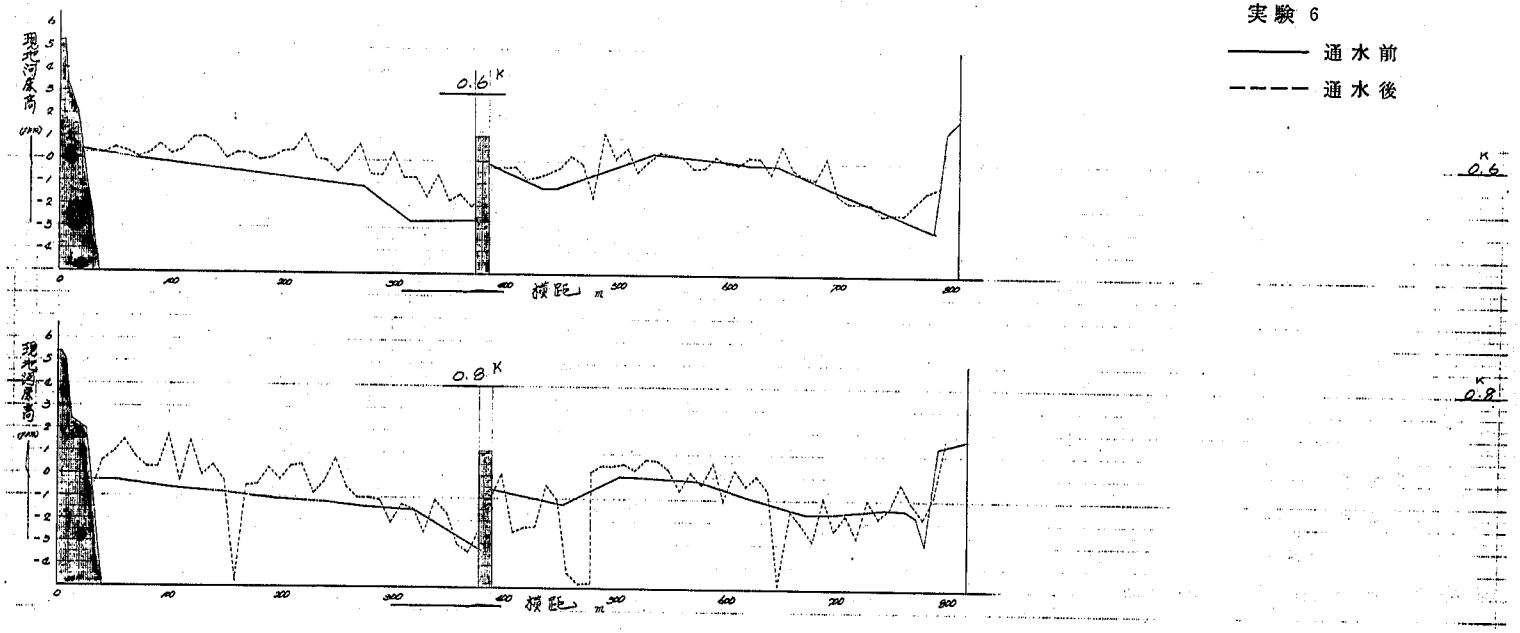


図 4.40.5　河床変動横断図
実験 6

——— 通水前
– – – – 通水後

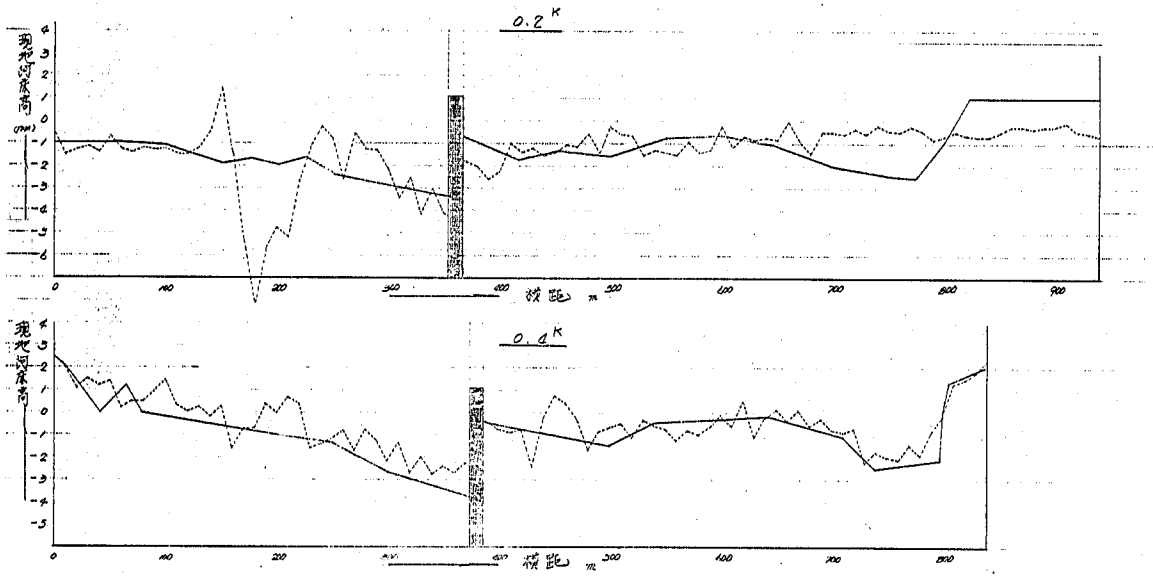


図 4.40.6　河 床 変 動 横 断 図

実験 6

——— 通水前

- - - - - 通水後

図 4.40.7　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – 通水後

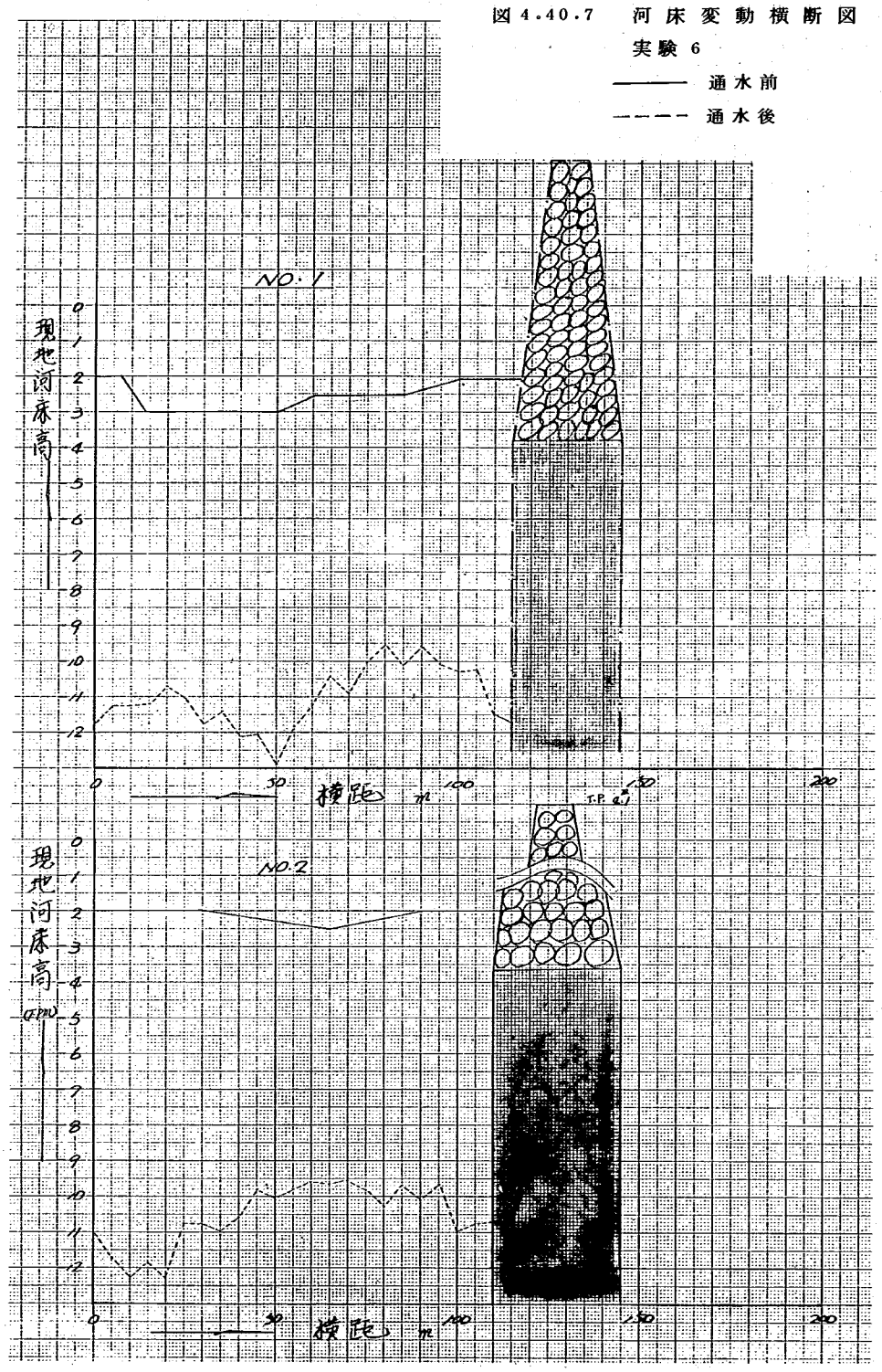


図 4.40.8　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – – 通水後

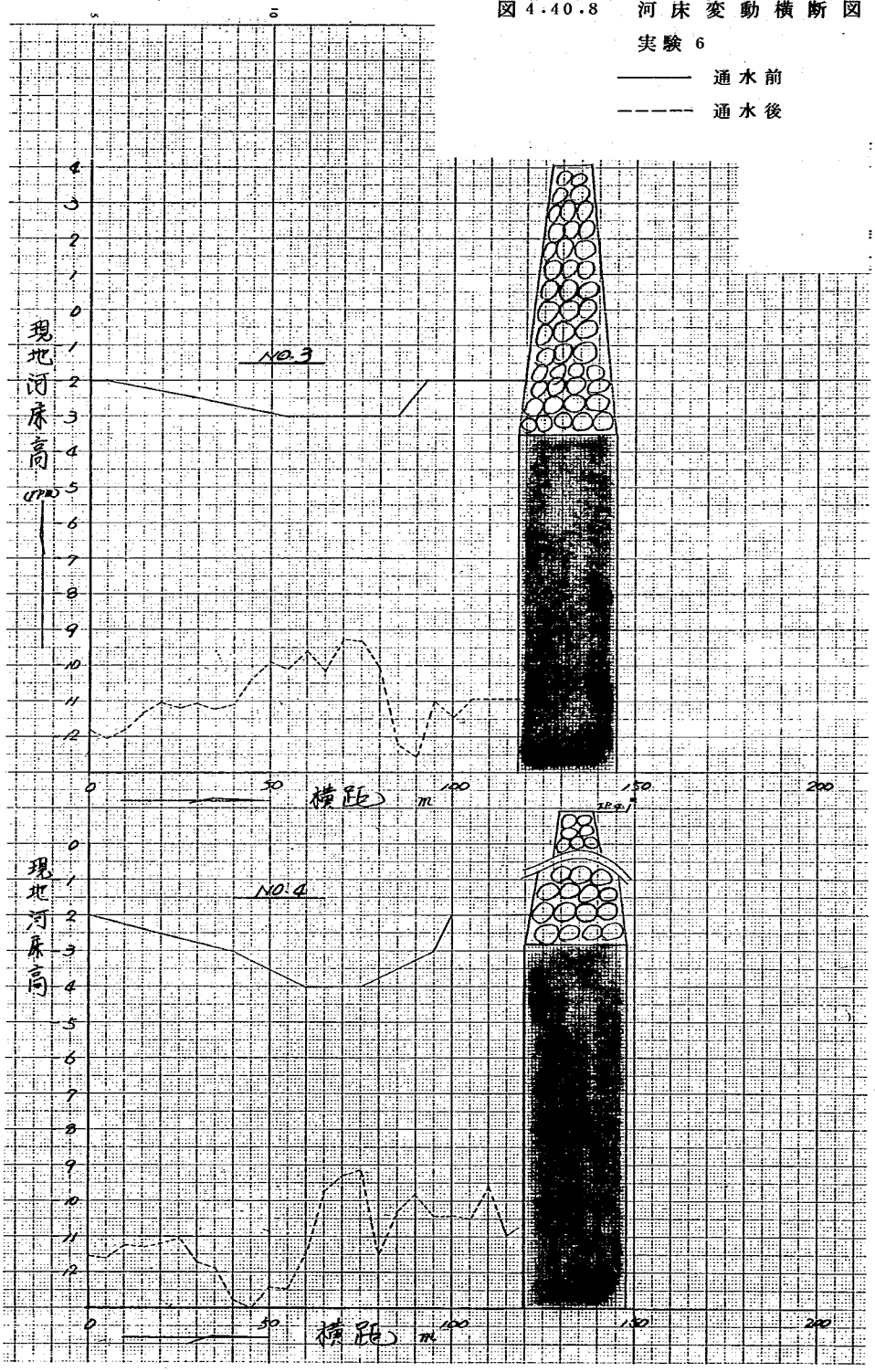


図 4.40.9　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – – 通水後

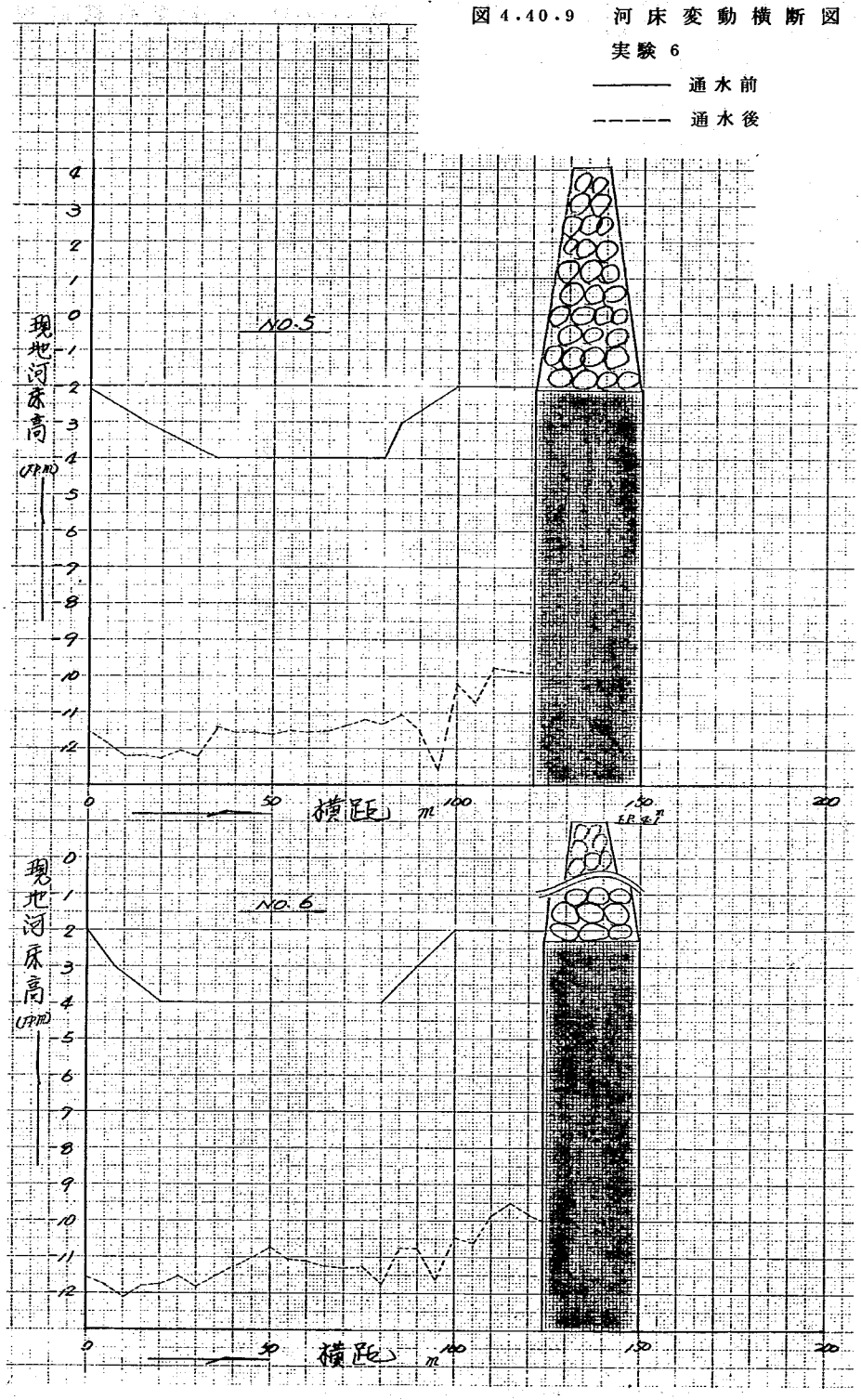


図 4.40.10　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

- - - - - - 通水後

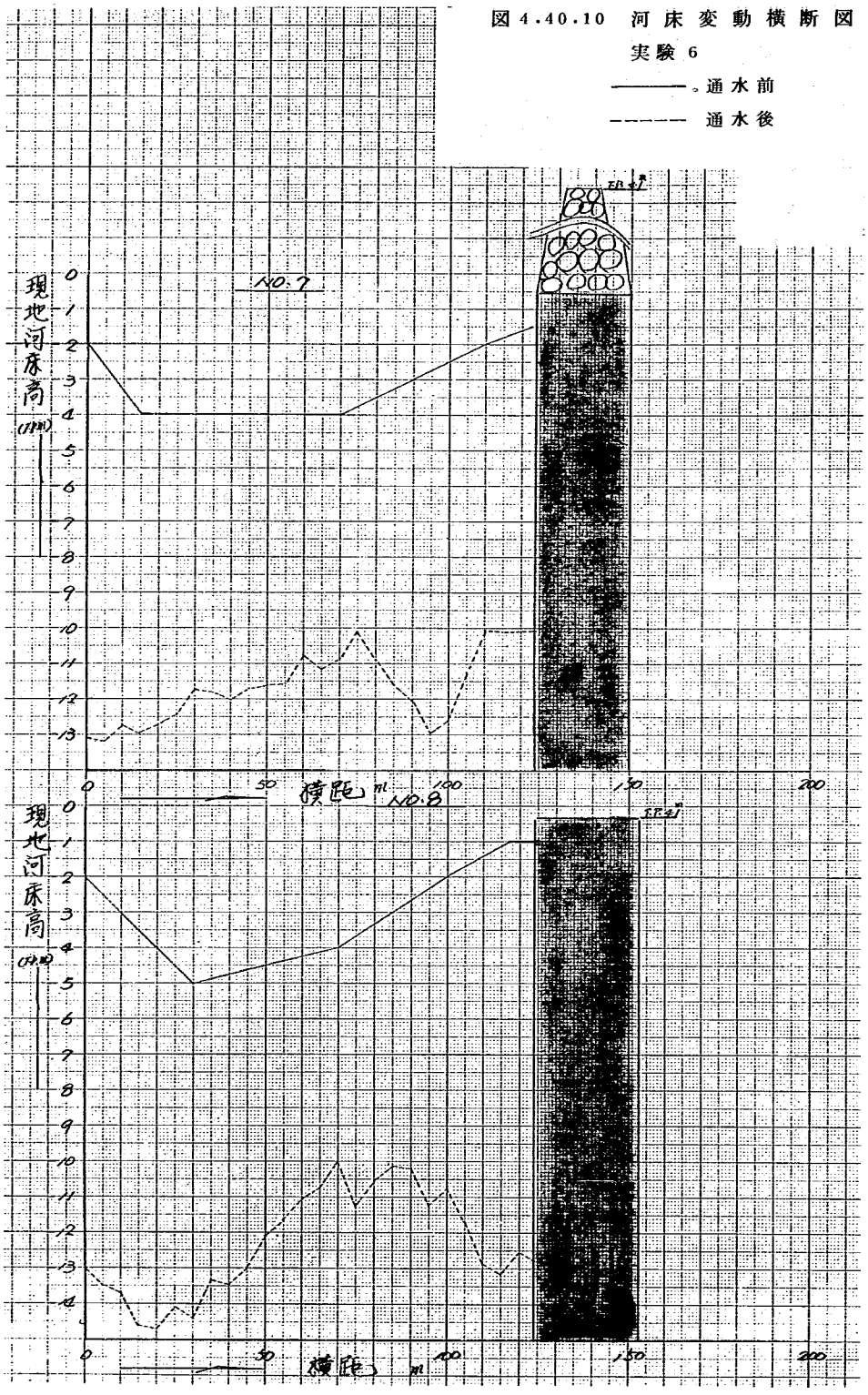


図 4.40.11　河床変動横断図

実験 6

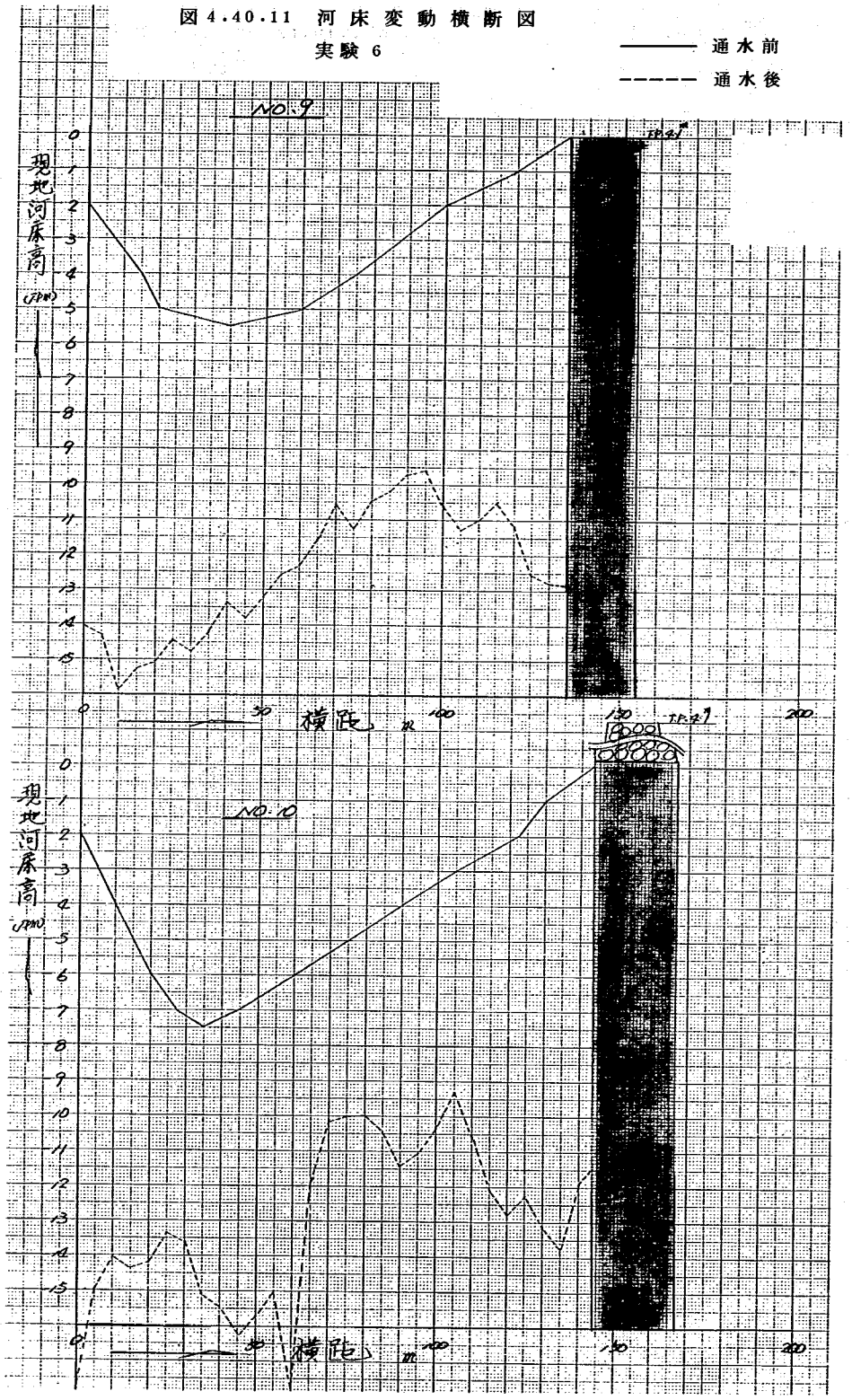


図 4.40.12 河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – – 通水後

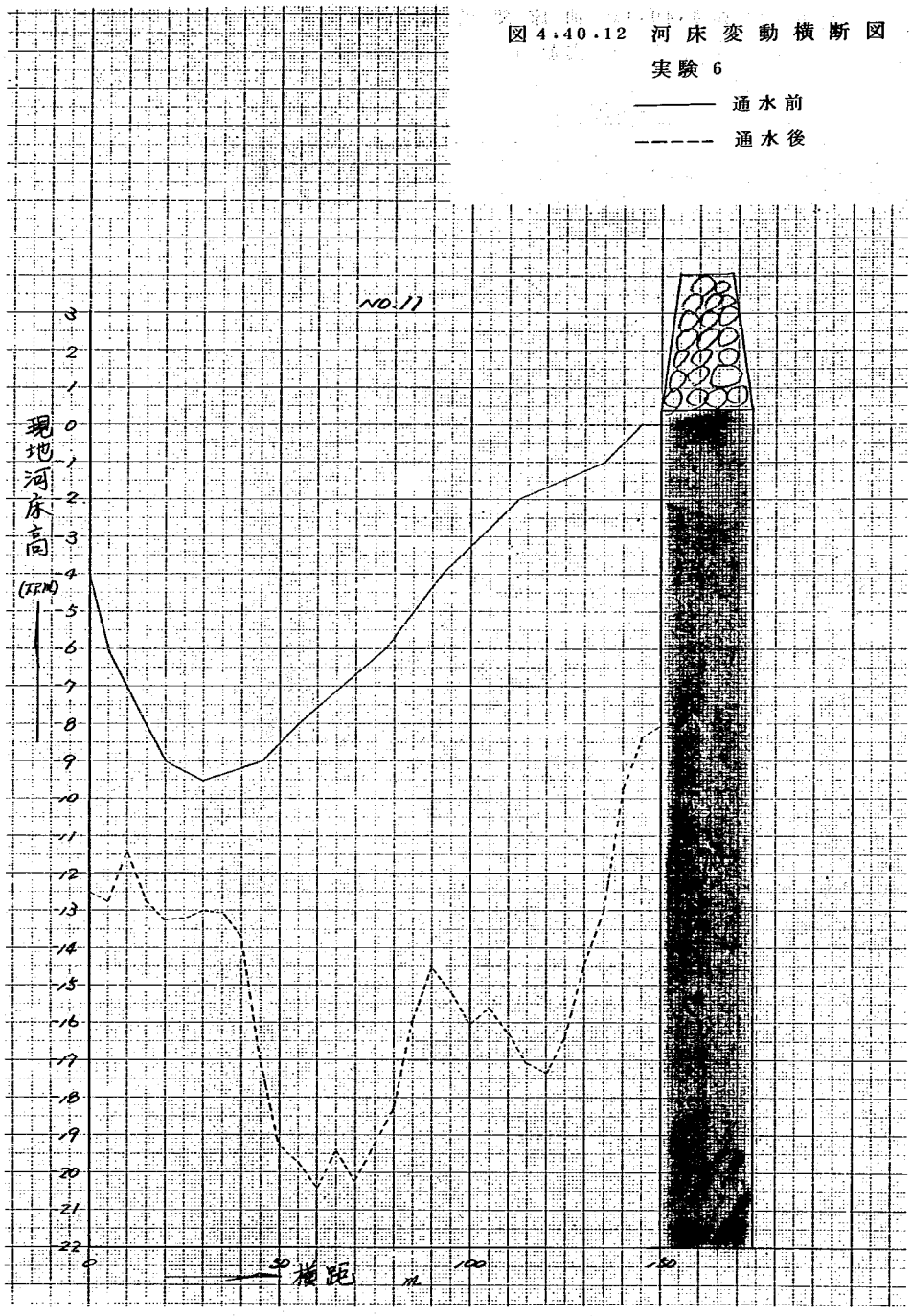


図 4.40.13 河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

- - - - - - 通水後

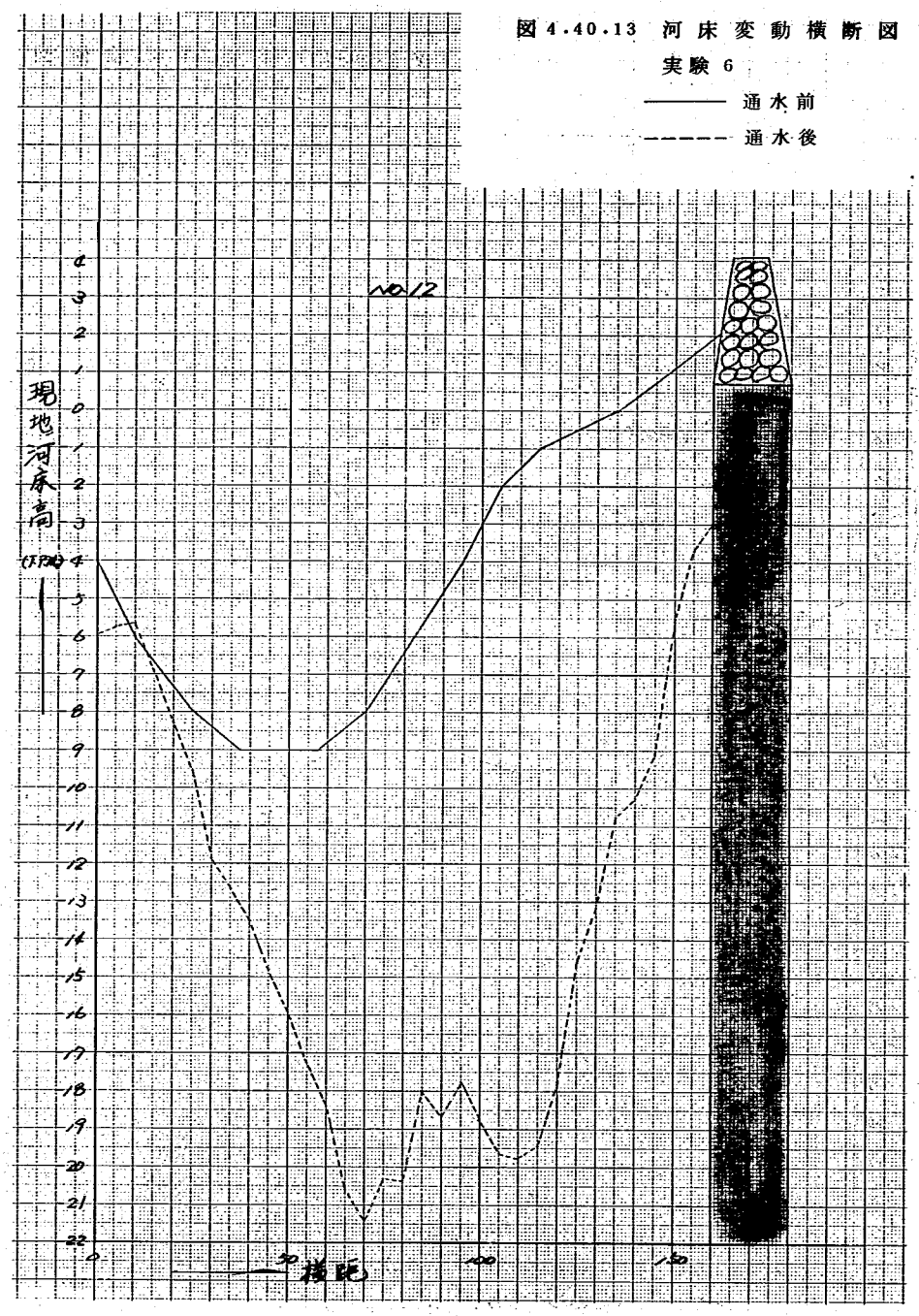


図 4.40.14　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – – 通水後

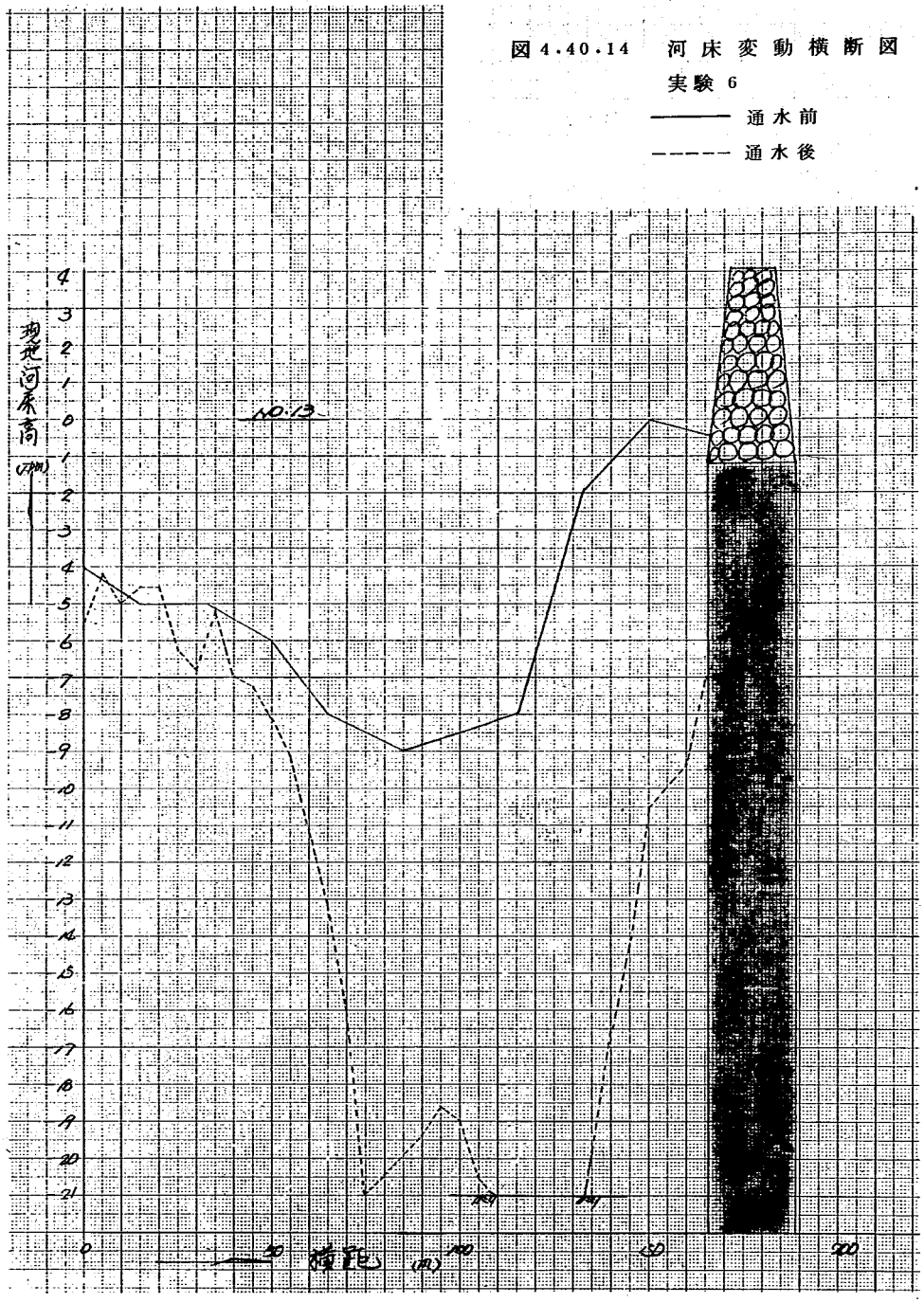


図 4.40.15　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

- - - - - 通水後

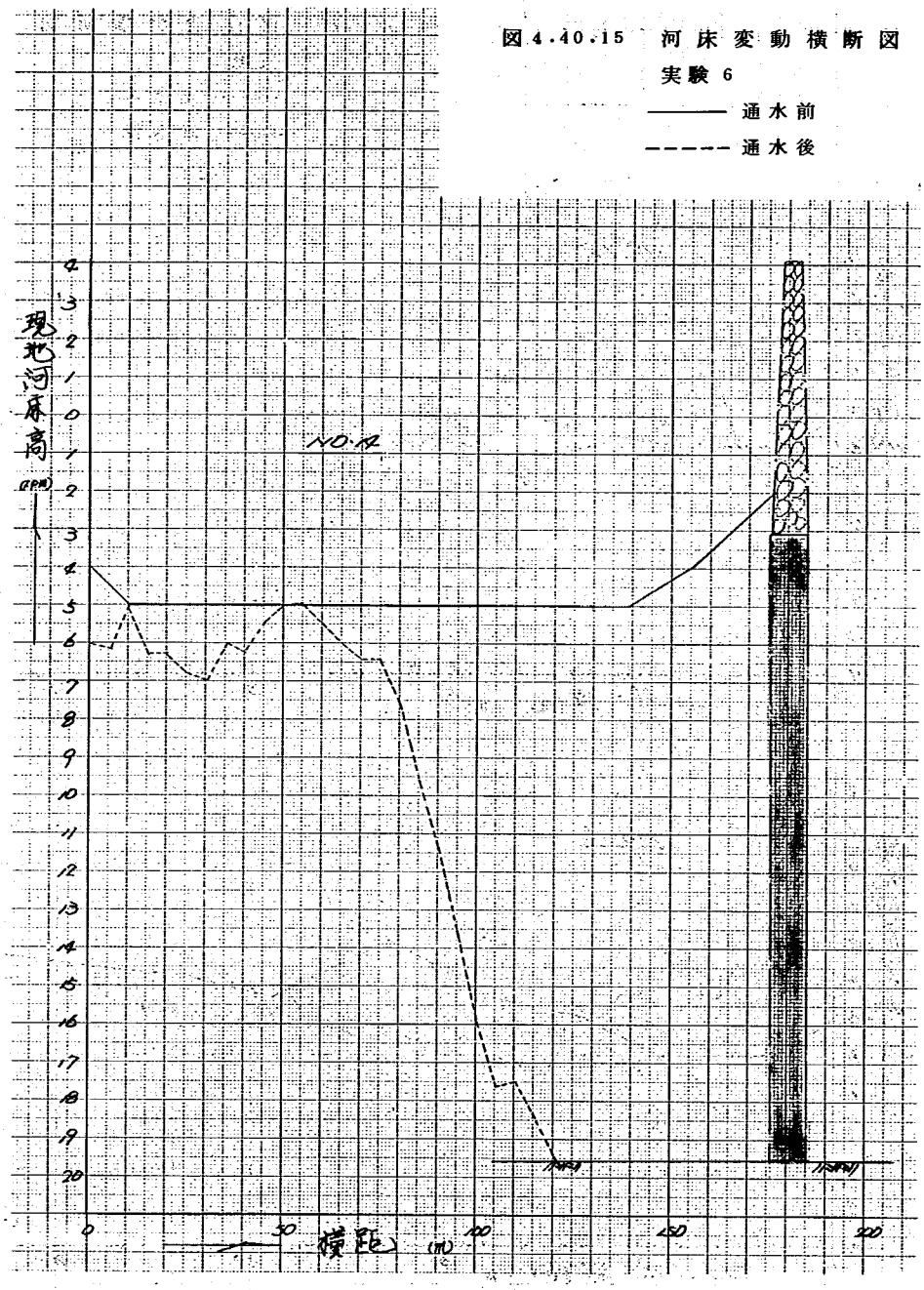
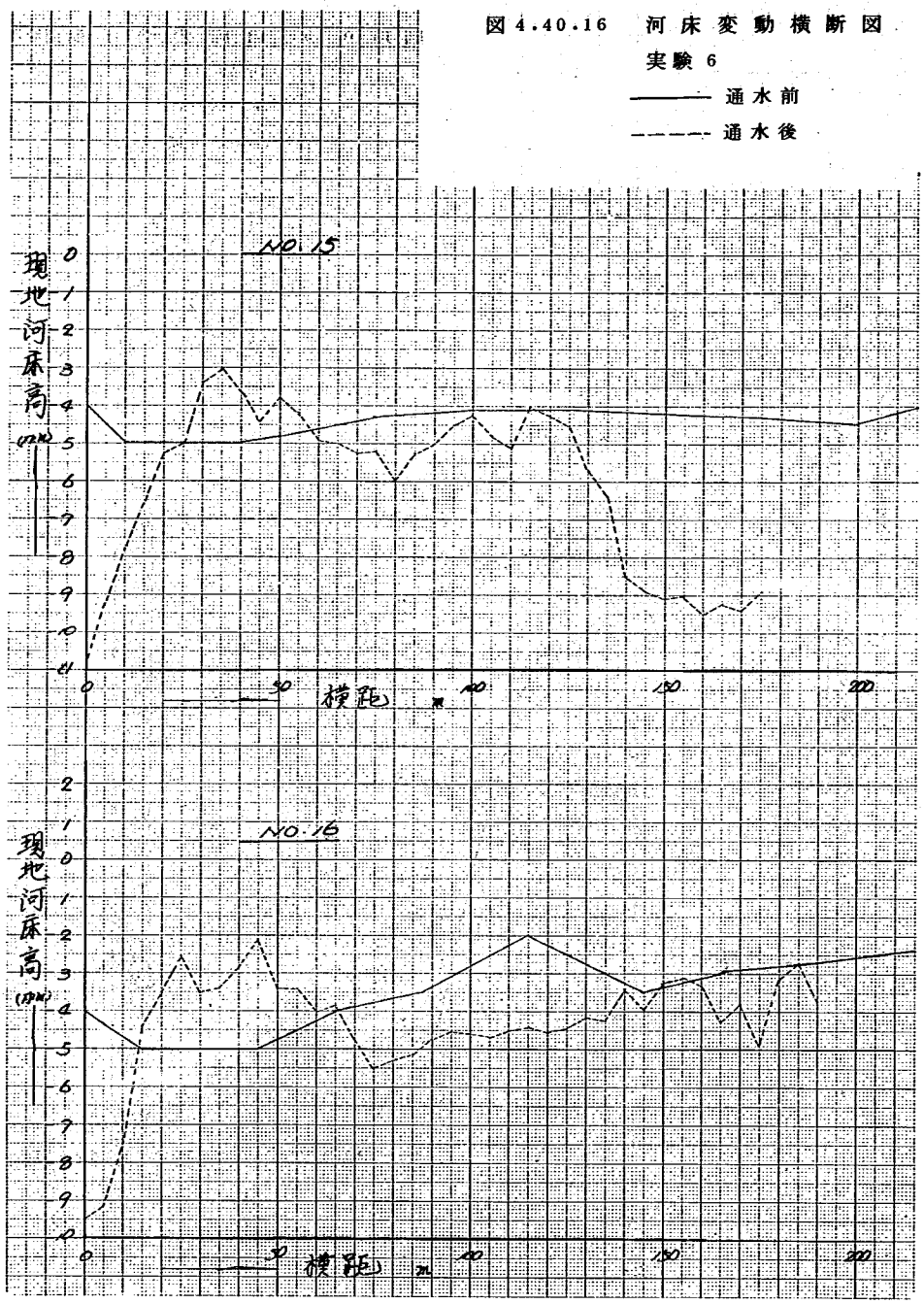


図 4.40.16　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – 通水後



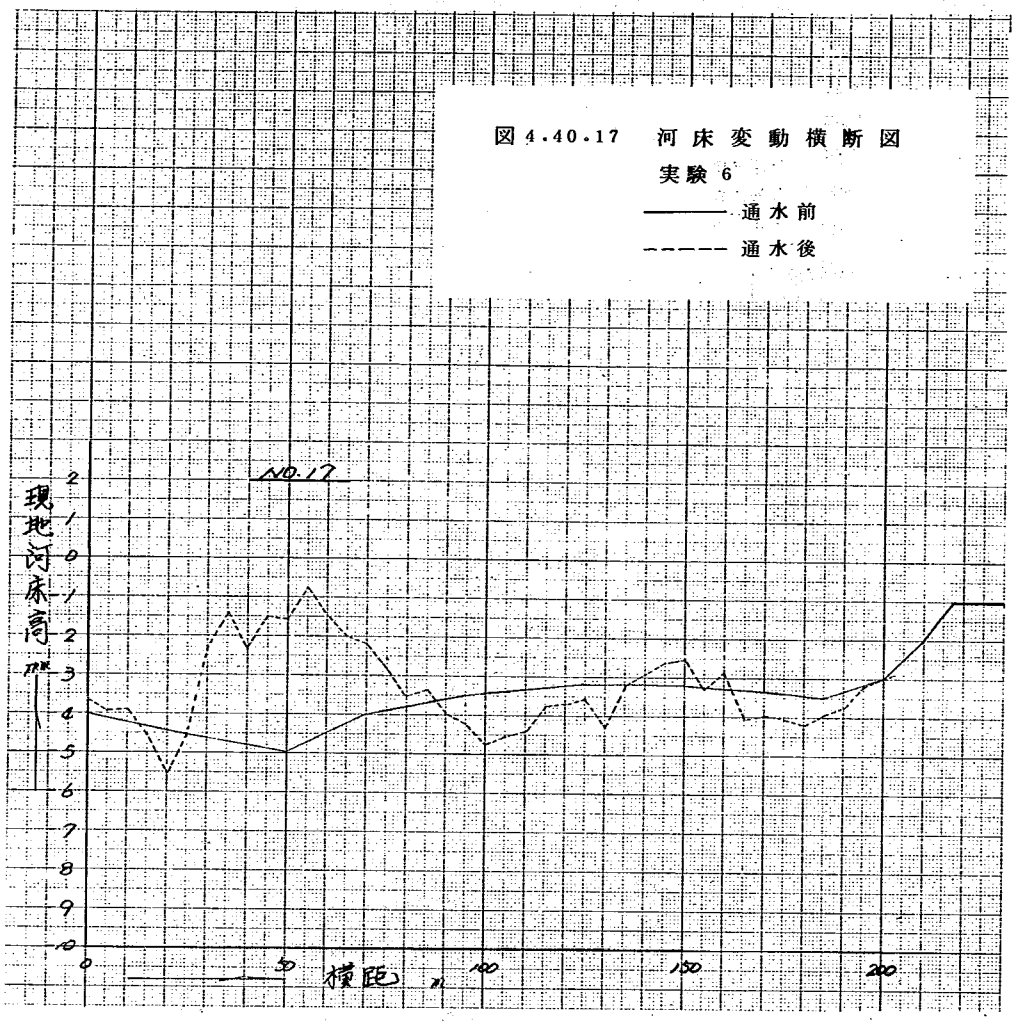


図 4.40.17　河床変動横断図
実験 6
——— 通水前
- - - - - 通水後

図 4.40.18　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – 通水後

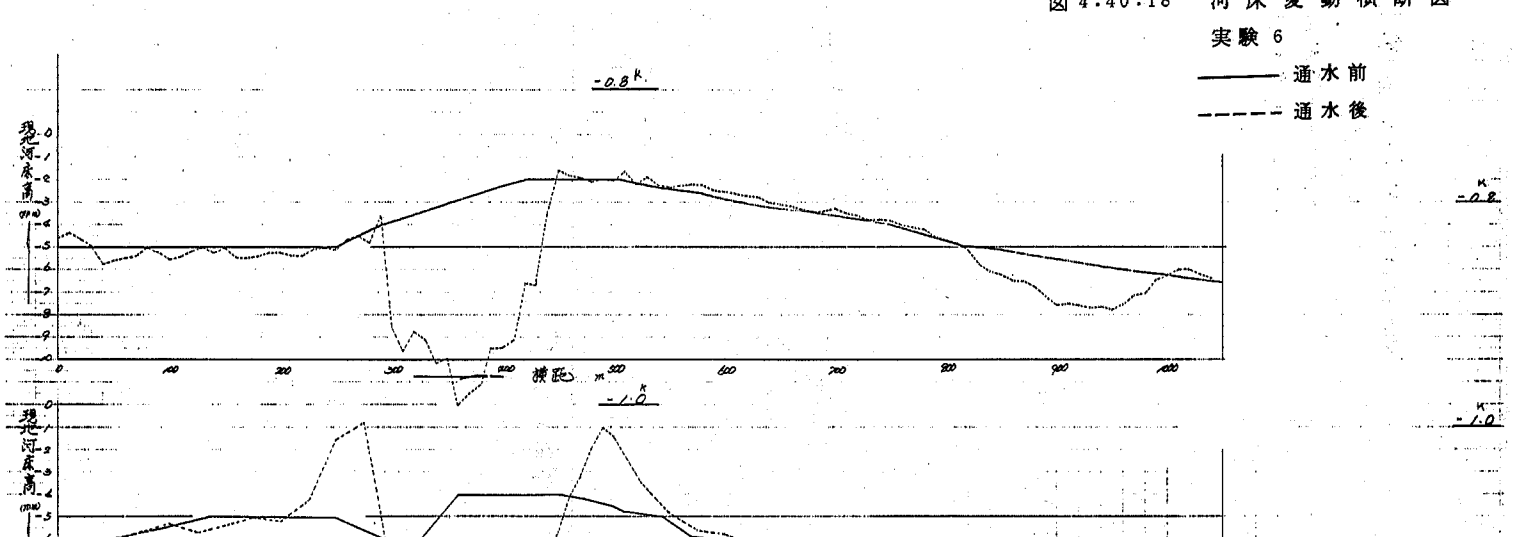


図 4.40.19　河床変動横断図

実験 6

——— 通水前

– – – – – 通水後

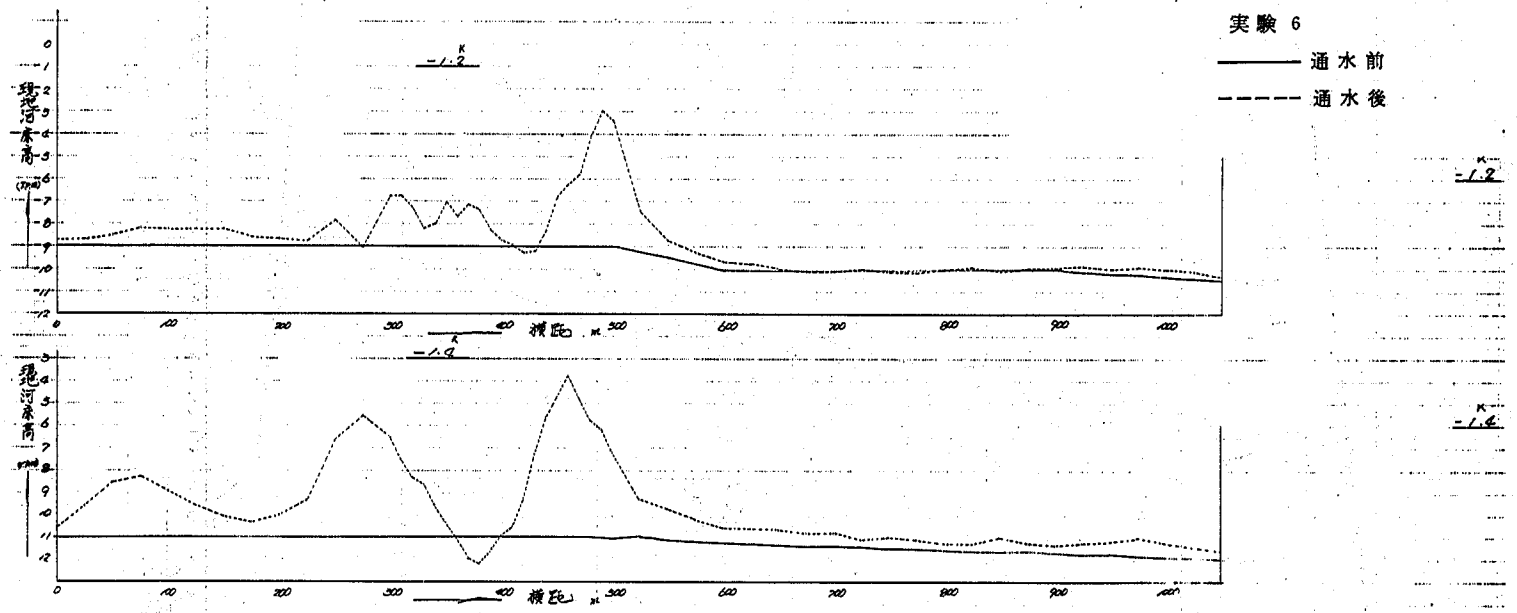
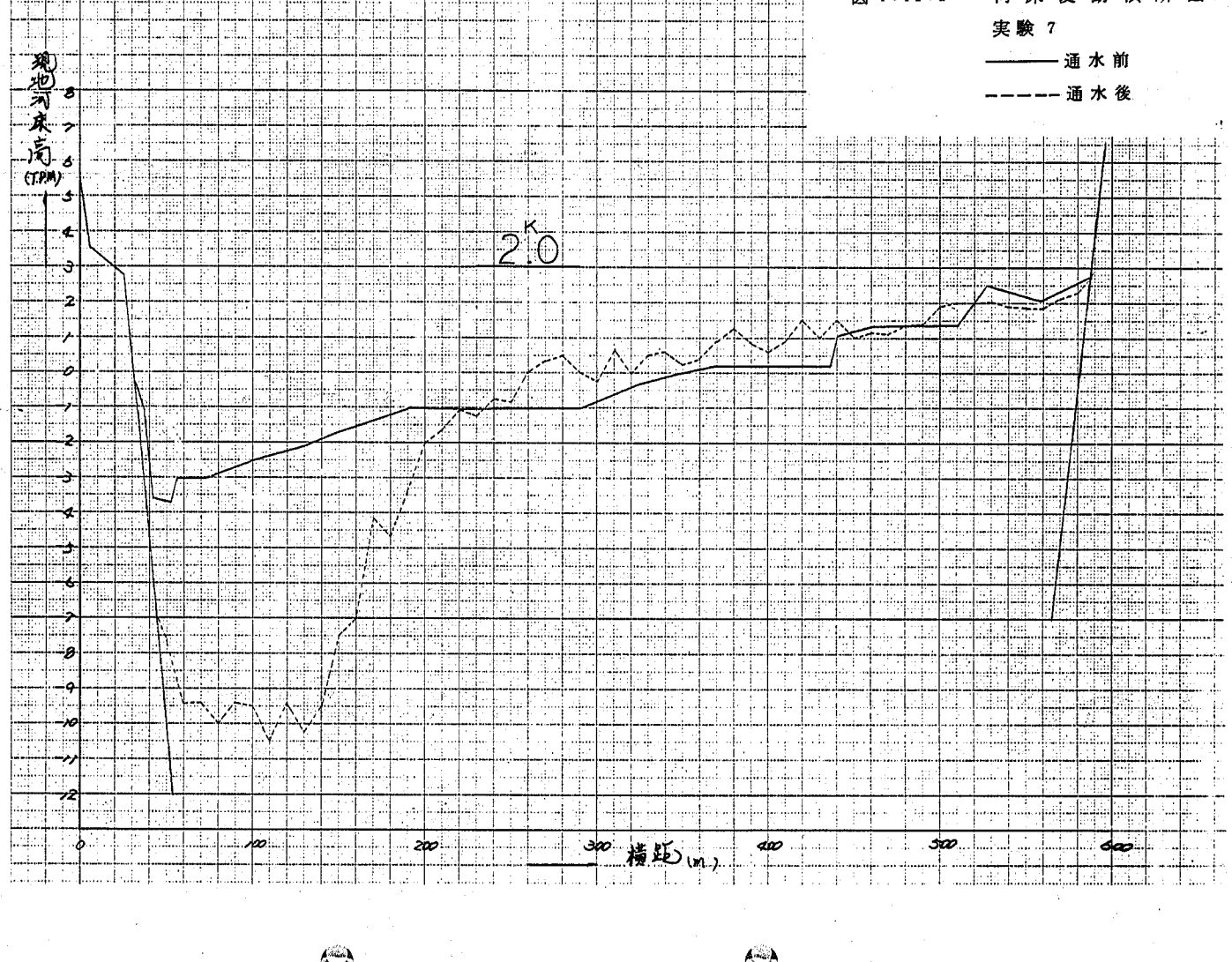


図 4.41.1　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後



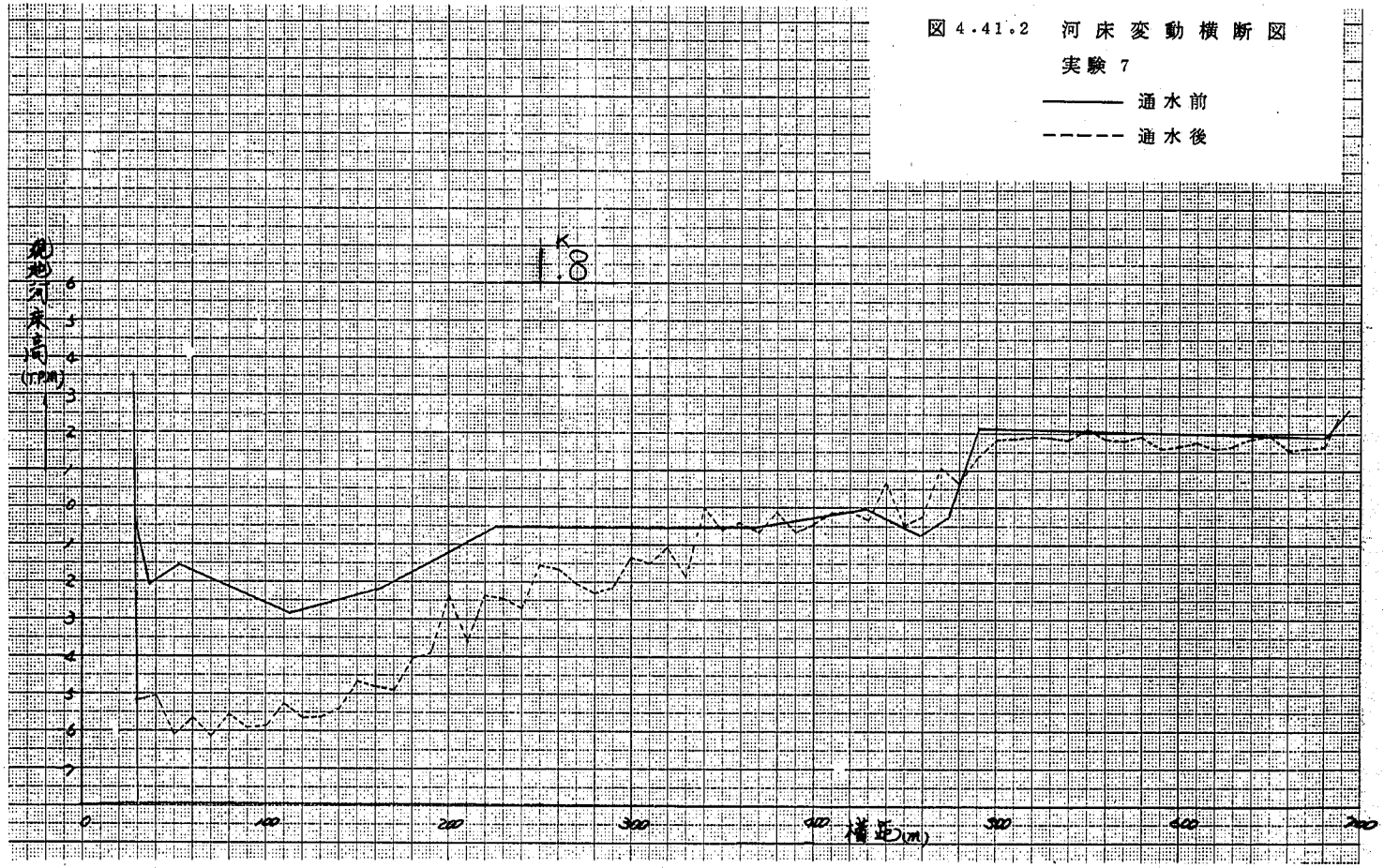


図 4.41.2 河床変動横断図

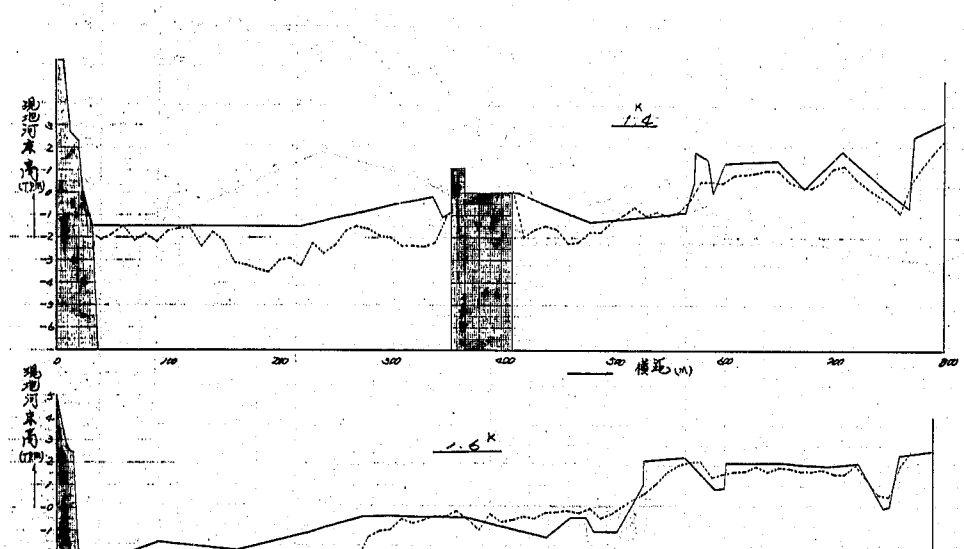


図 4.41.3　河床変動横断図
実験 7
——— 通水前
- - - - - 通水後

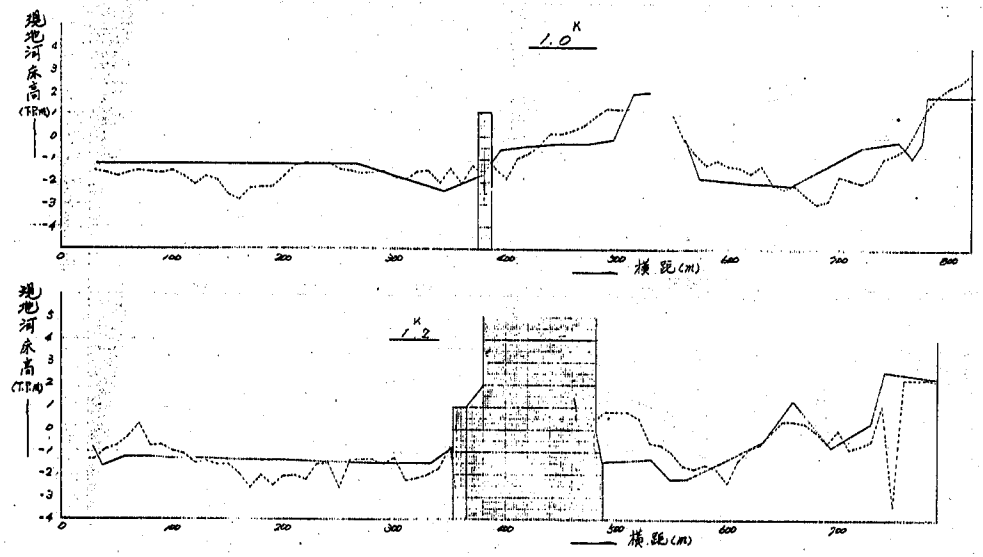


図 4.41.4 河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後

1.0 K

1.2 K

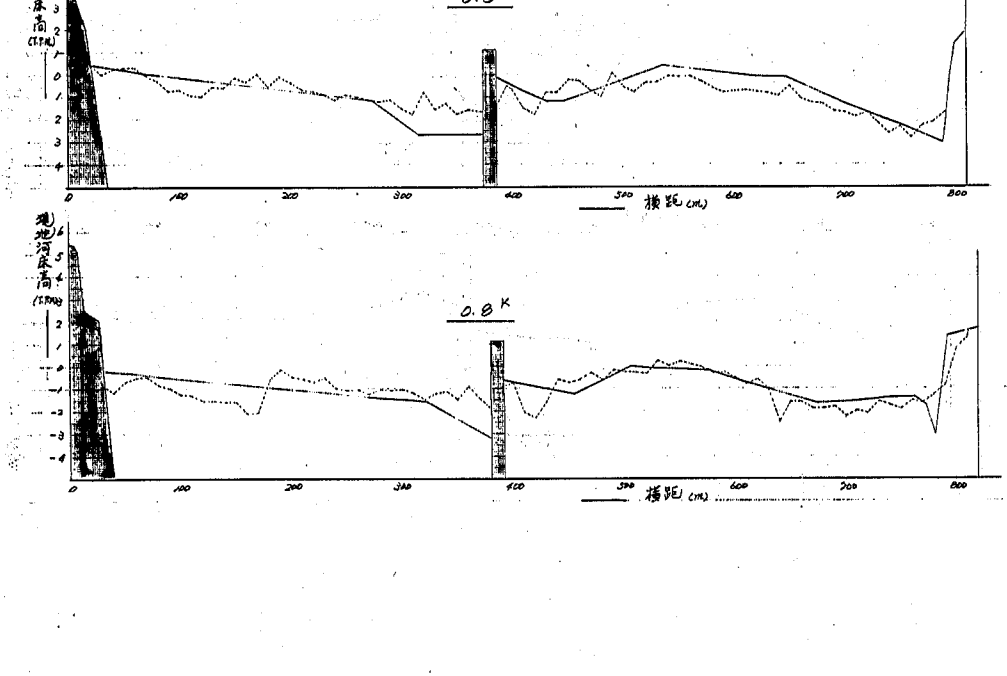


図 4.41.5　河 床 変 動 横 断 図

実験 7

——— 通 水 前

- - - - - 通 水 後

K 0.6

K 0.8

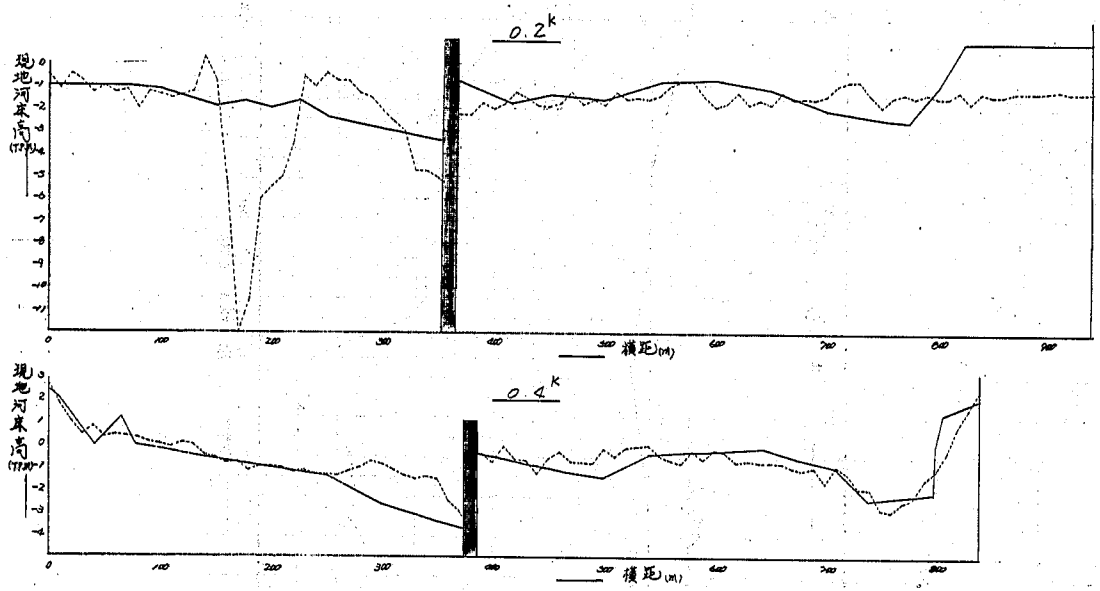


図 4.41.6　河床変動横断図
実験 7
——— 通水前
- - - - - 通水後

0.2k

0.4k

図 4.41.7　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後

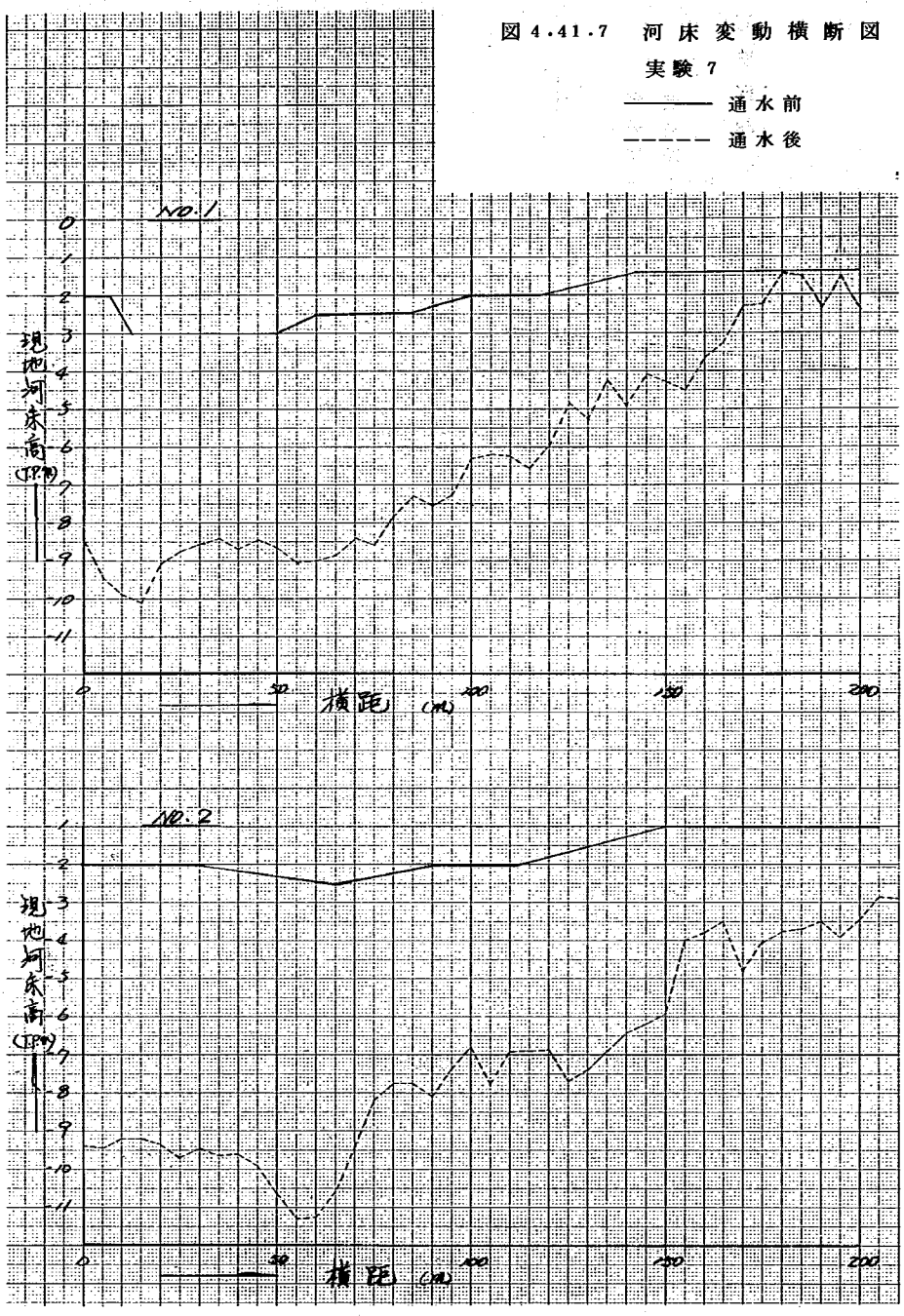


図 4.41.8　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

– – – – – 通水後

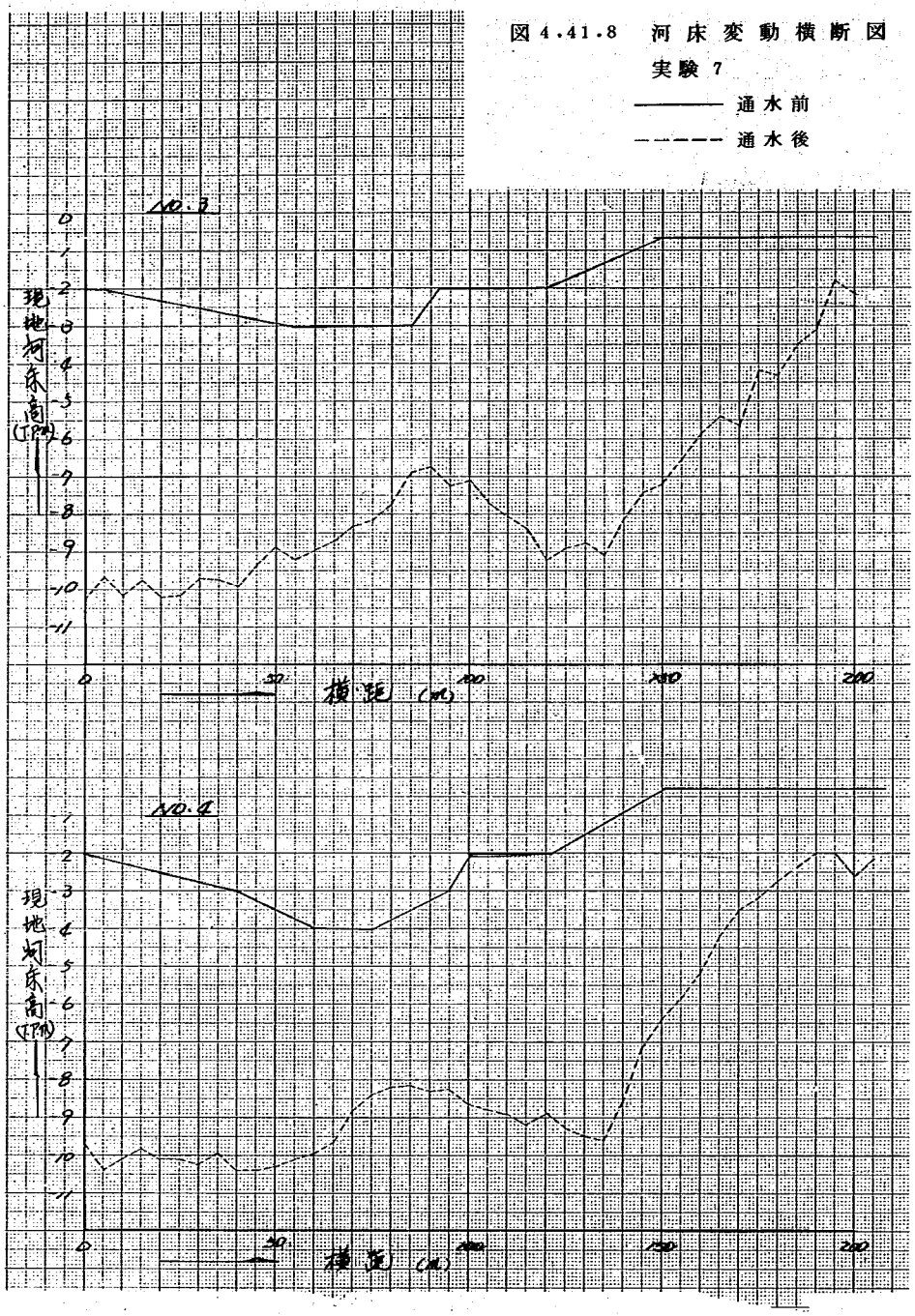


図 4.41.9　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

– – – – 通水後

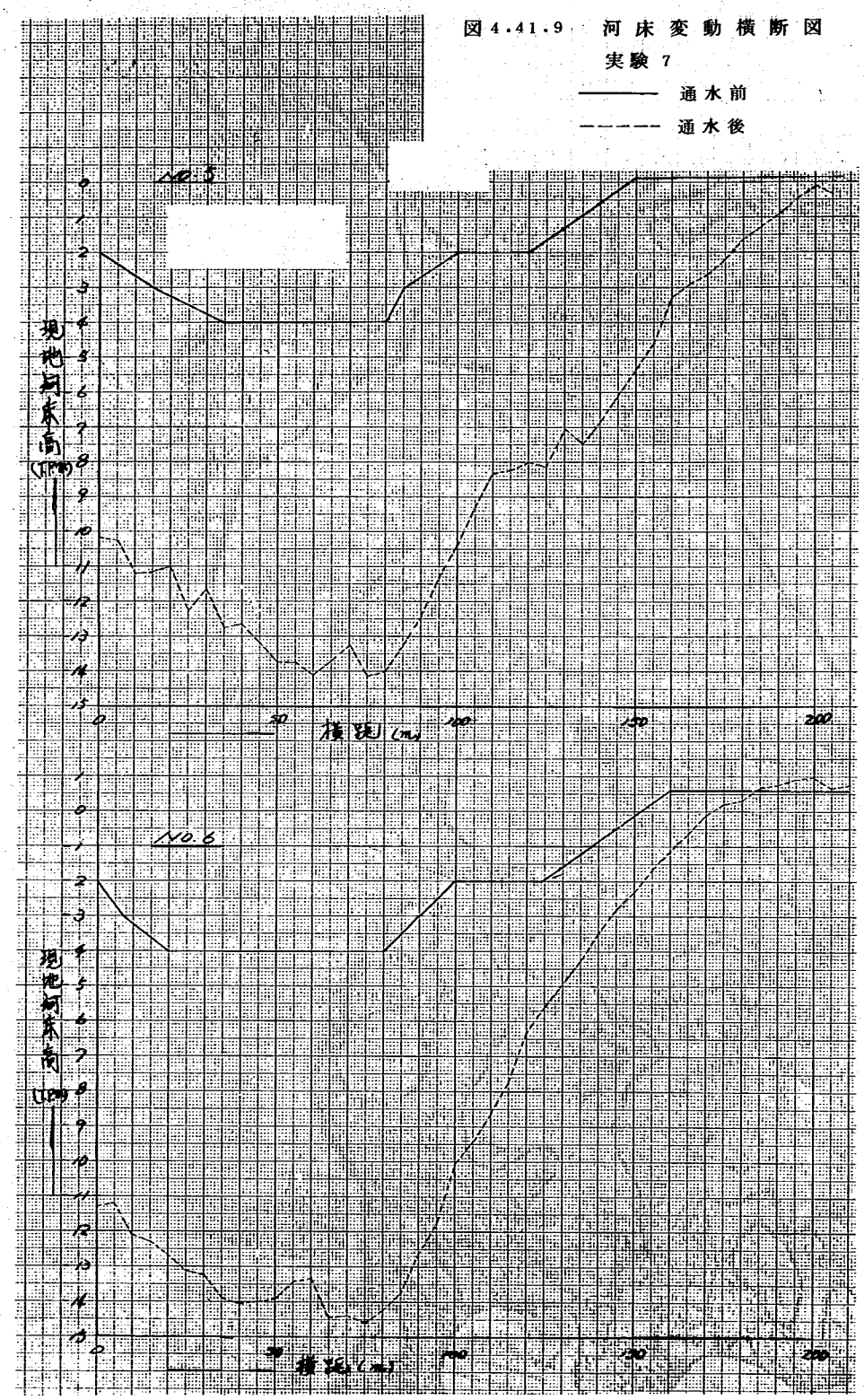


図 4.41.10　河床変動横断図
実験 7

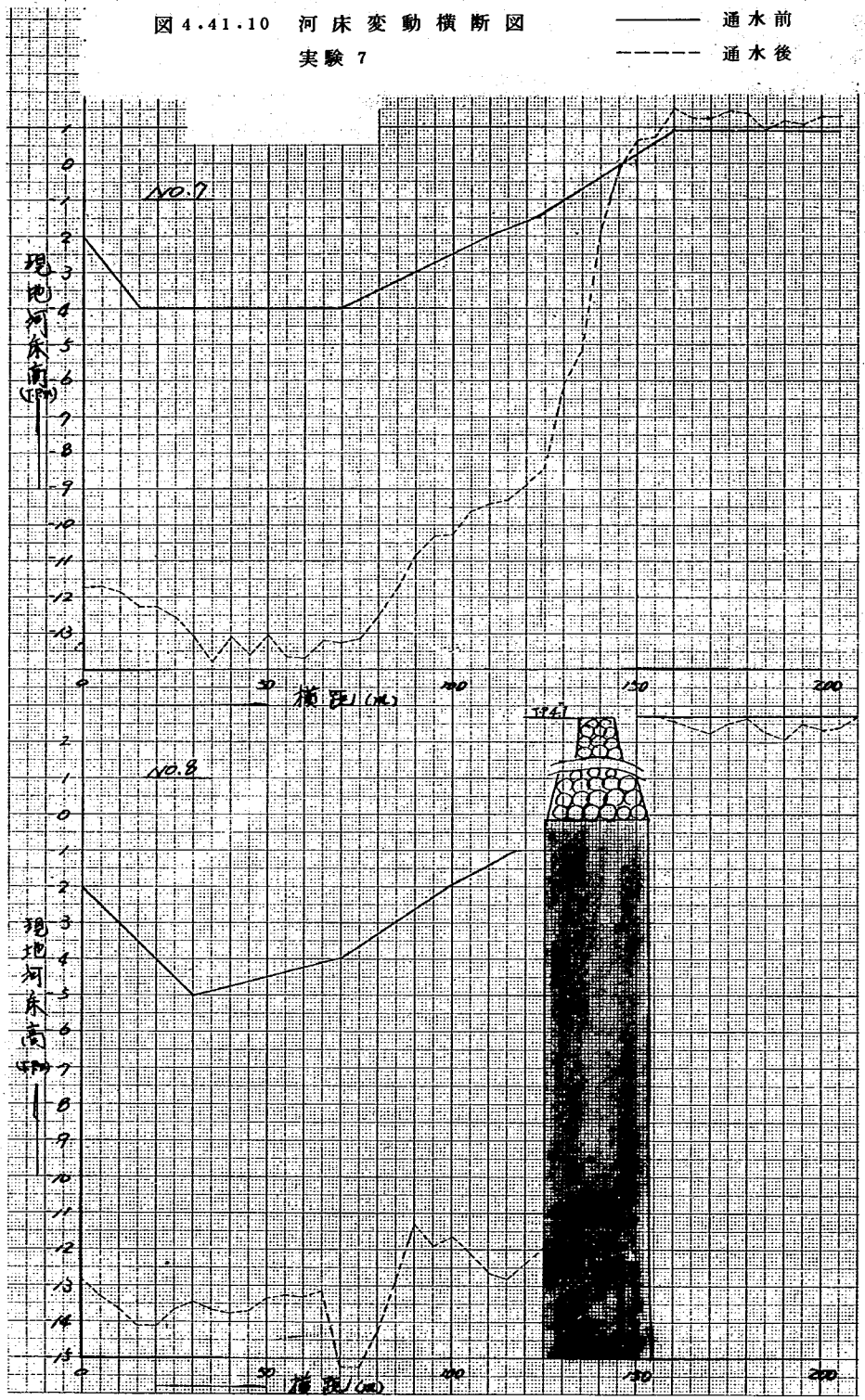


図 4.41.11 河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後

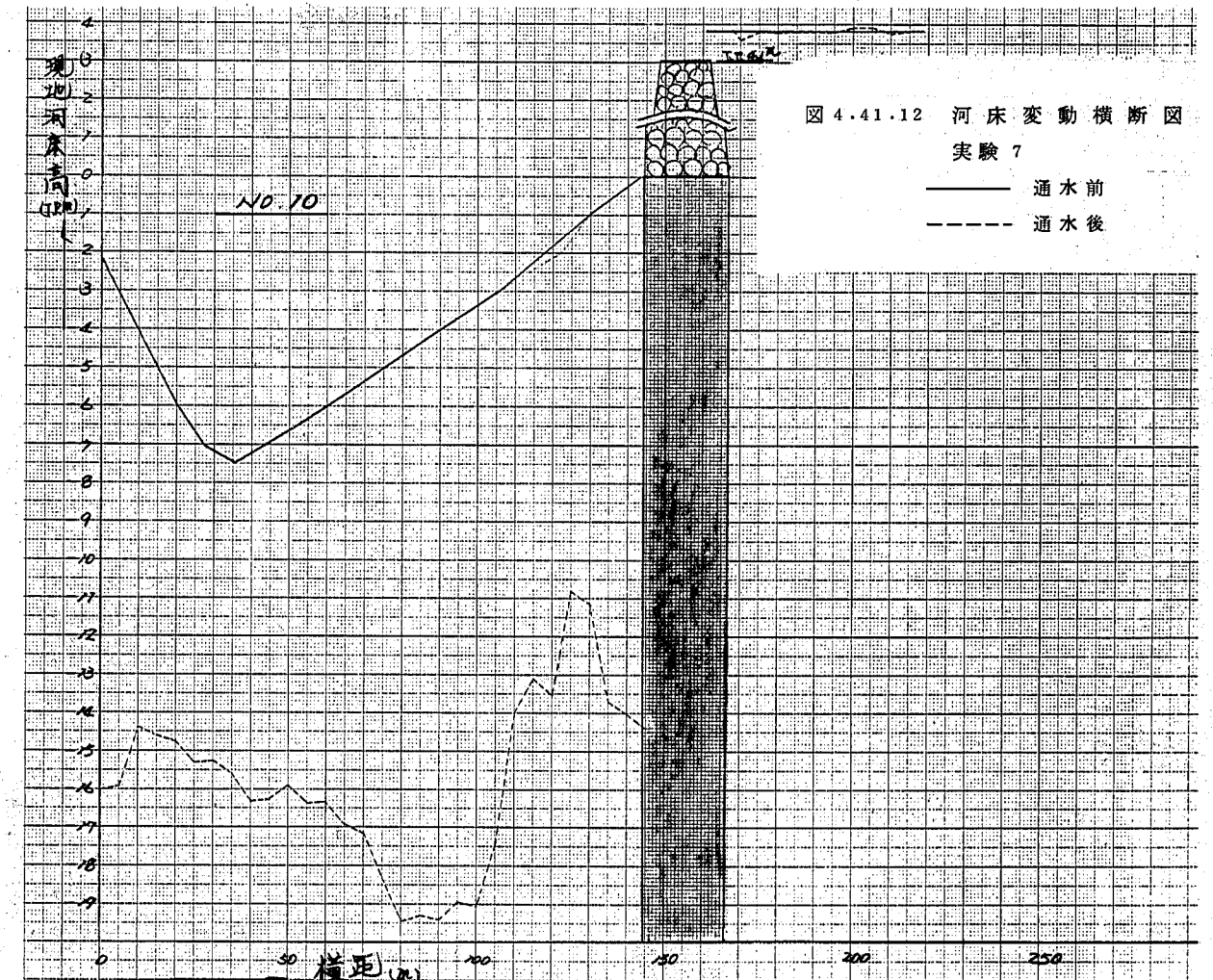


図 4.41.12 河床変動横断図
実験 7
——— 通水前
– – – – – 通水後

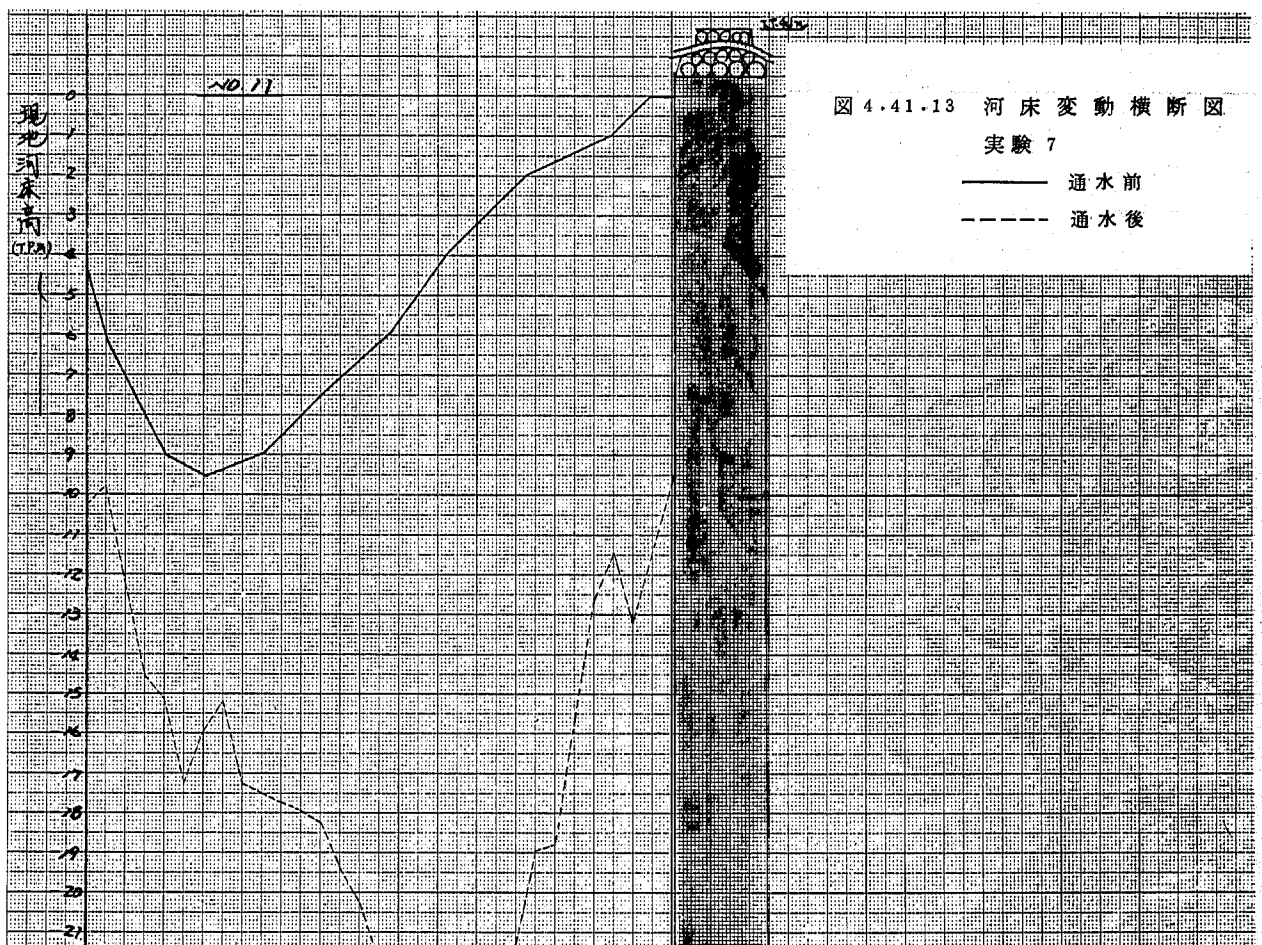


図 4.41.13 河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後

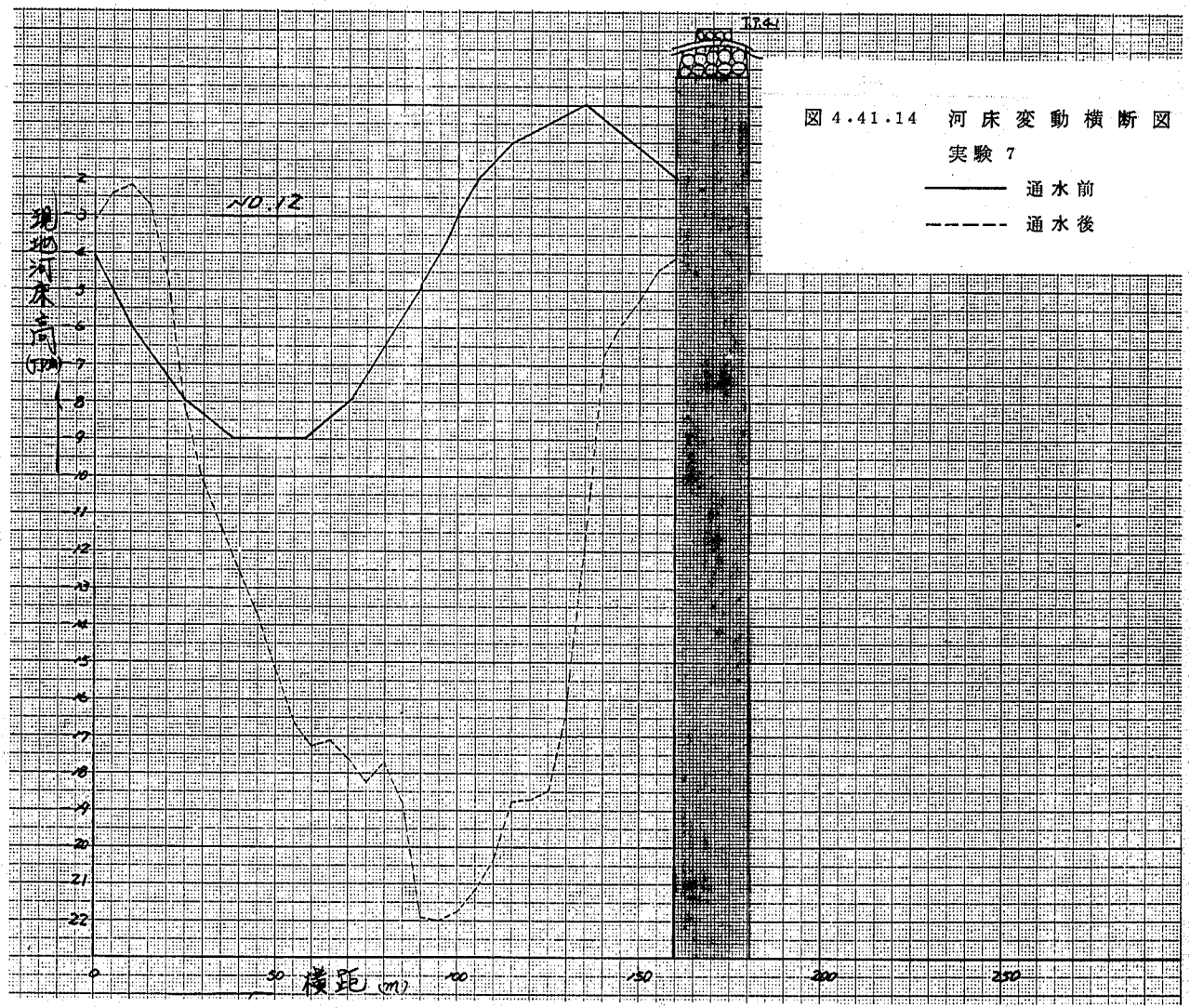


図 4.41.14　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後

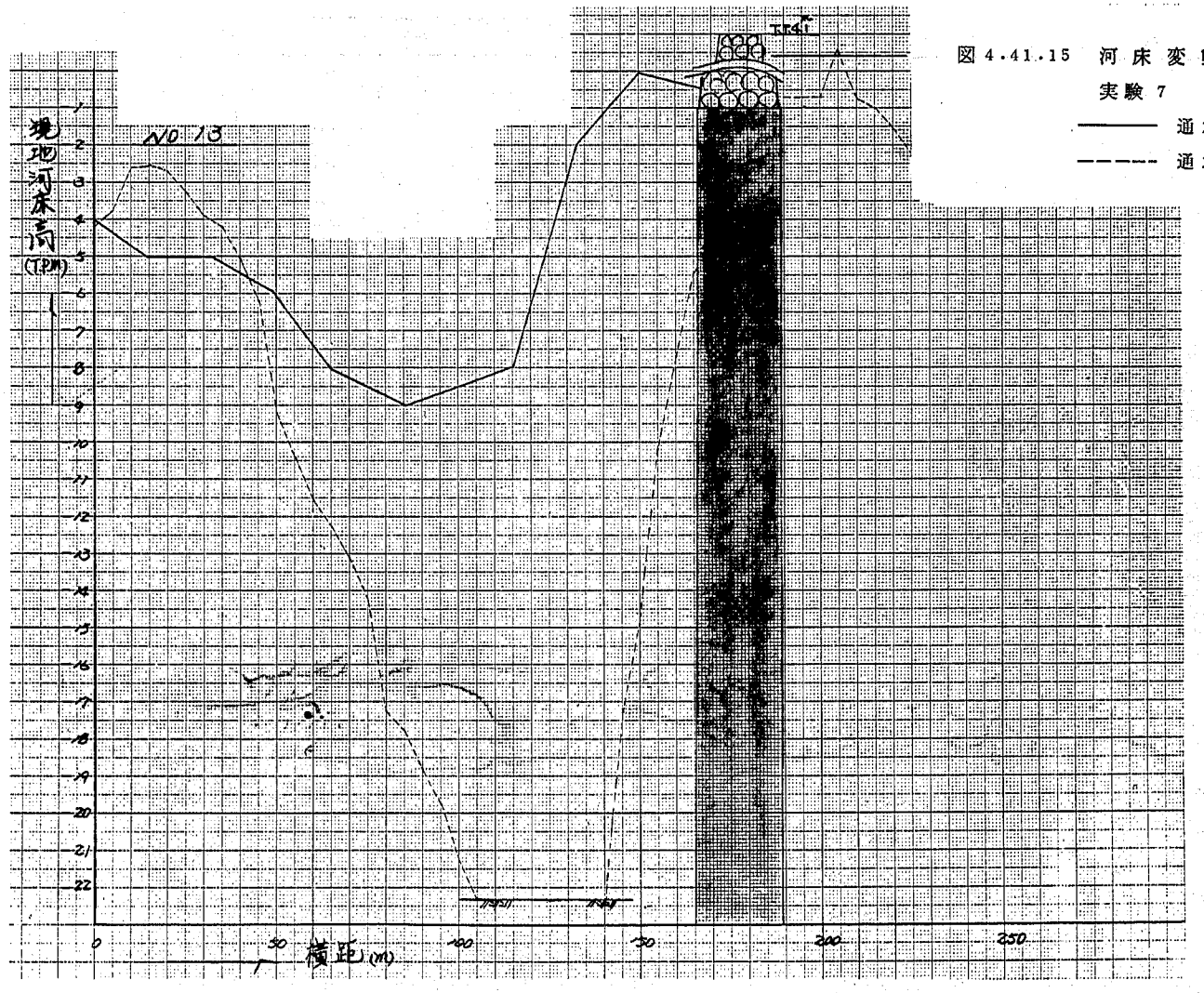


図 4.41.15　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後

図 4.41.16　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

- - - - - 通水後

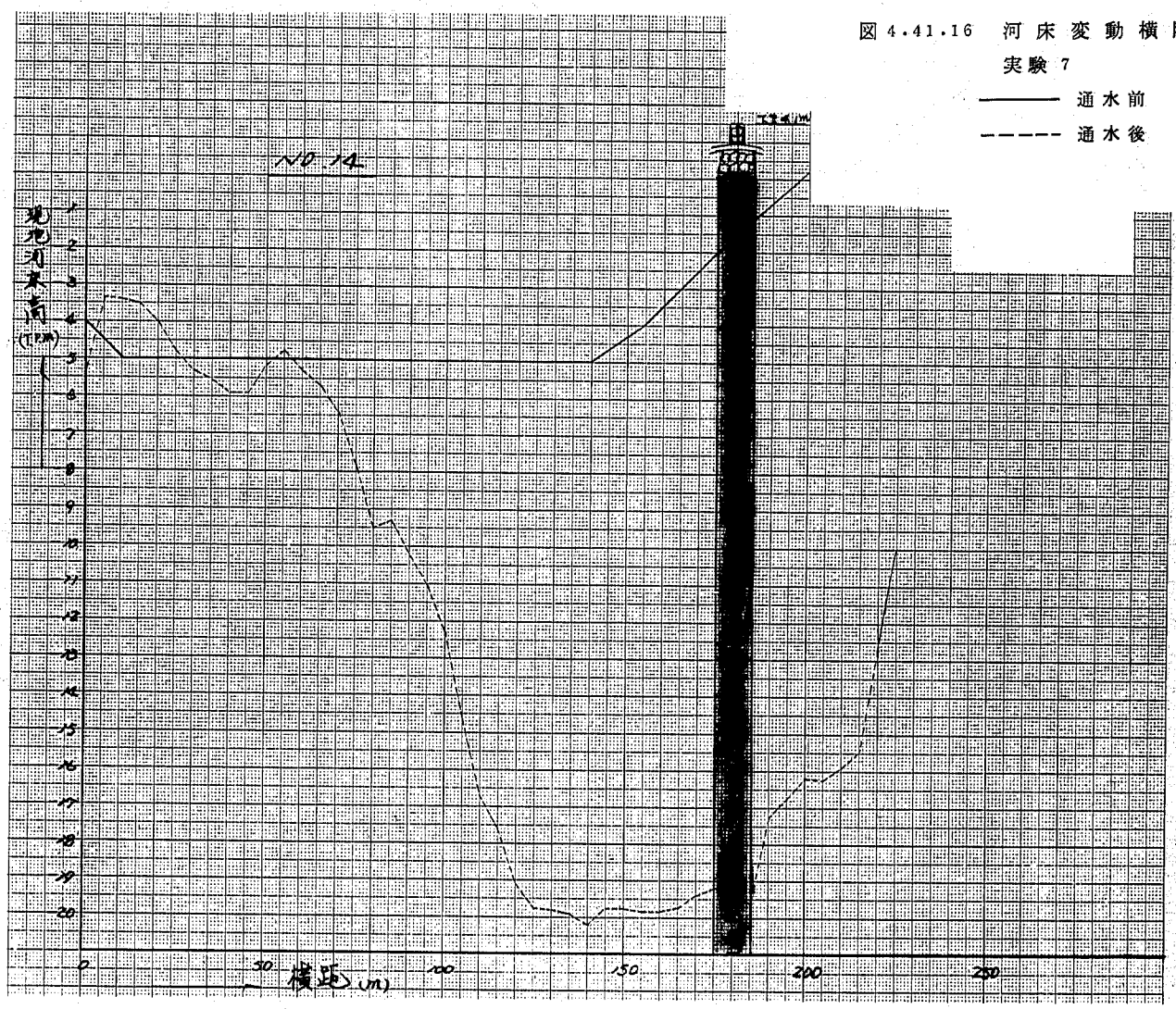
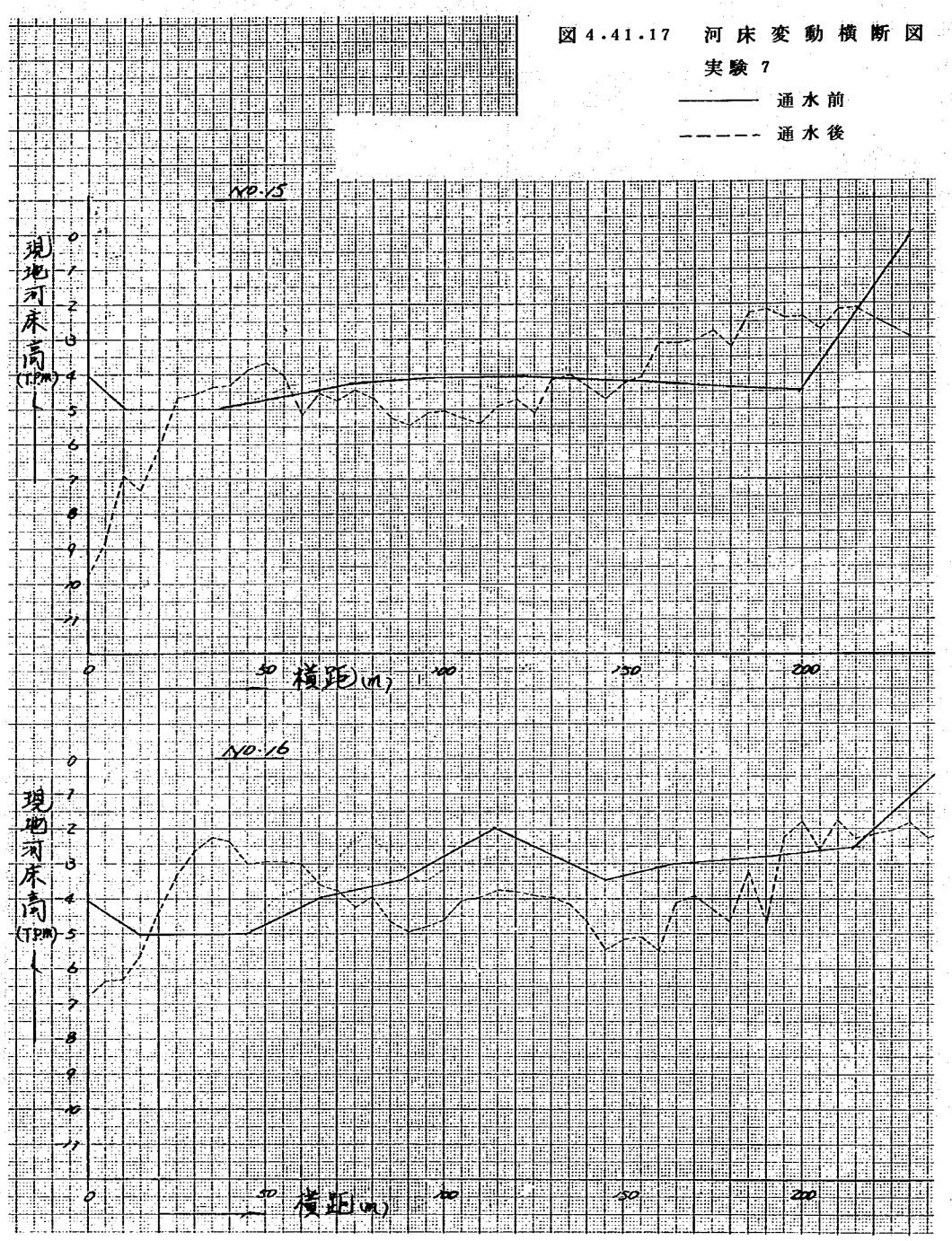


図 4.41.17　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

– – – – – 通水後



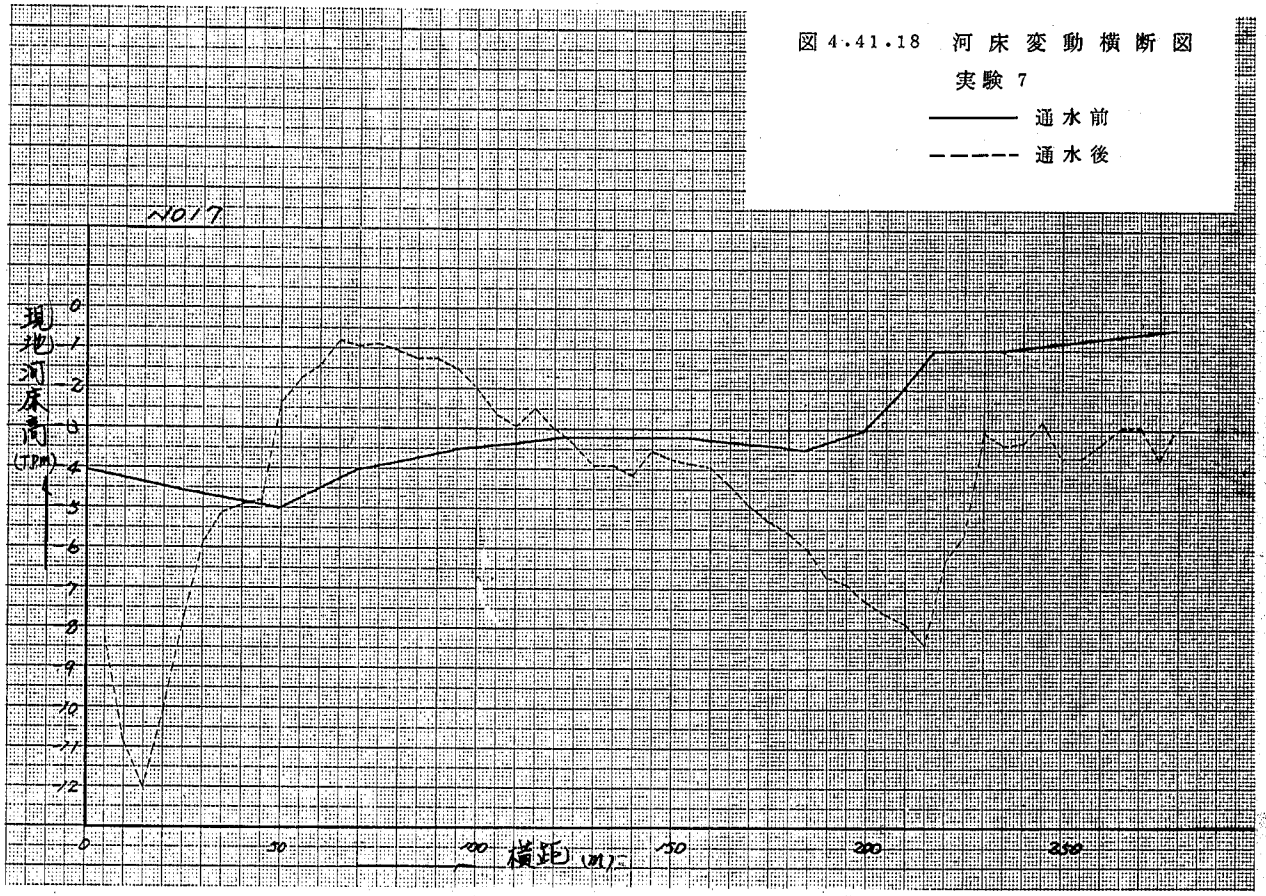


図 4.41.18　河床変動横断図
実験 7
——— 通水前
– – – – – 通水後

図 4.41.19　河床変動横断図
実験 7

——— 通水前
– – – – 通水後

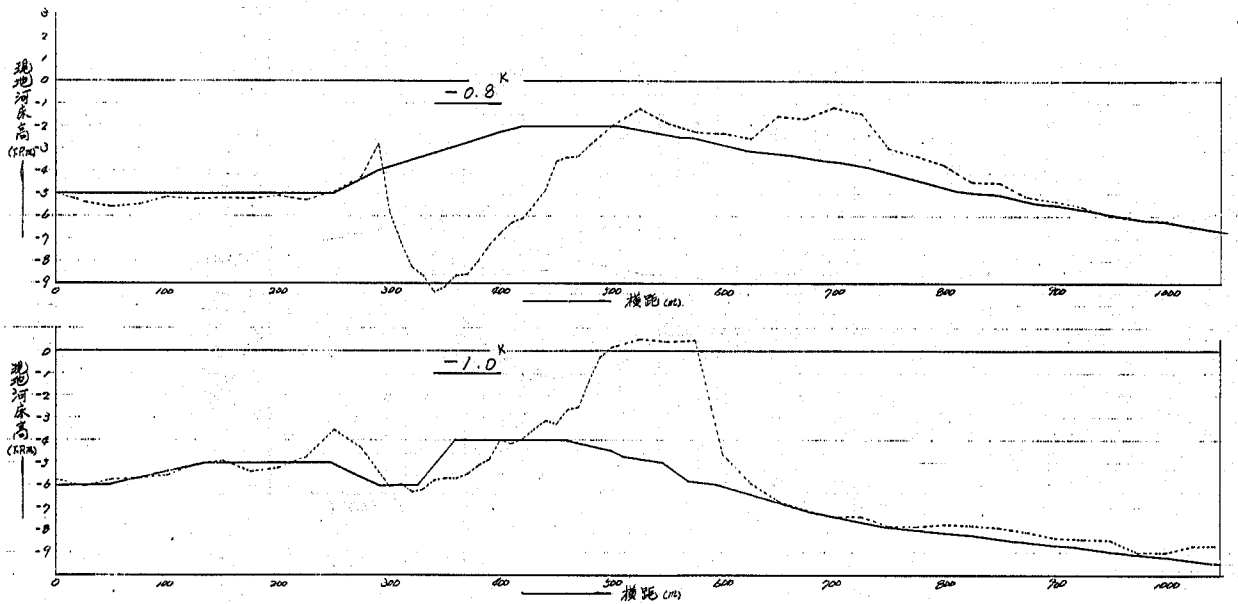


図 4.41.20　河床変動横断図

実験 7

——— 通水前

– – – – – 通水後

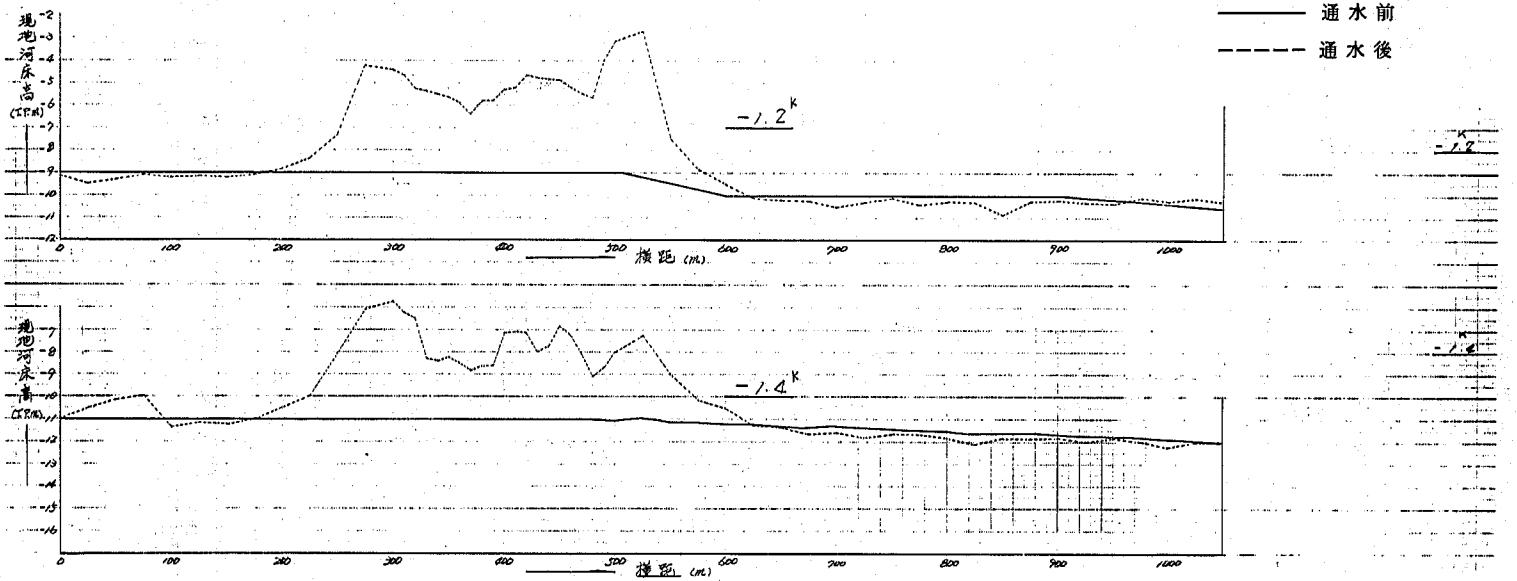


図 4.42.1　河床変動横断図

実験 8

——— 通水前

- - - - - 通水後

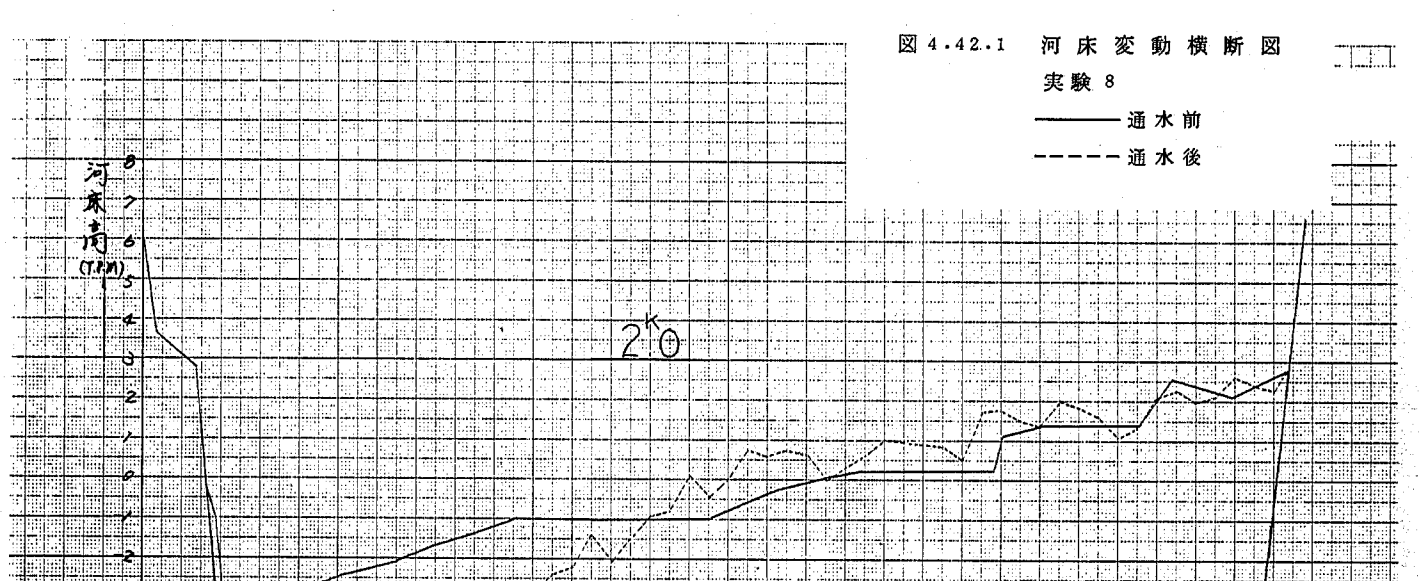


図 4.42.2　河床変動横断図
実験 8
——— 通水前
- - - - - 通水後

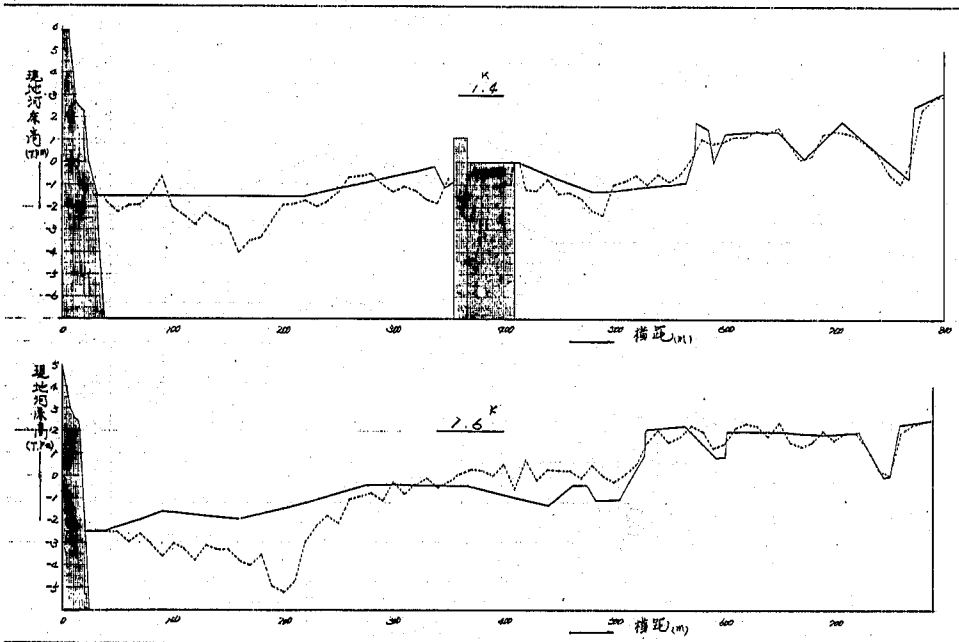


図 4.42.3　河床変動横断図
実験 8
——— 通水前
- - - - - 通水後

1.4 K

1.6 K

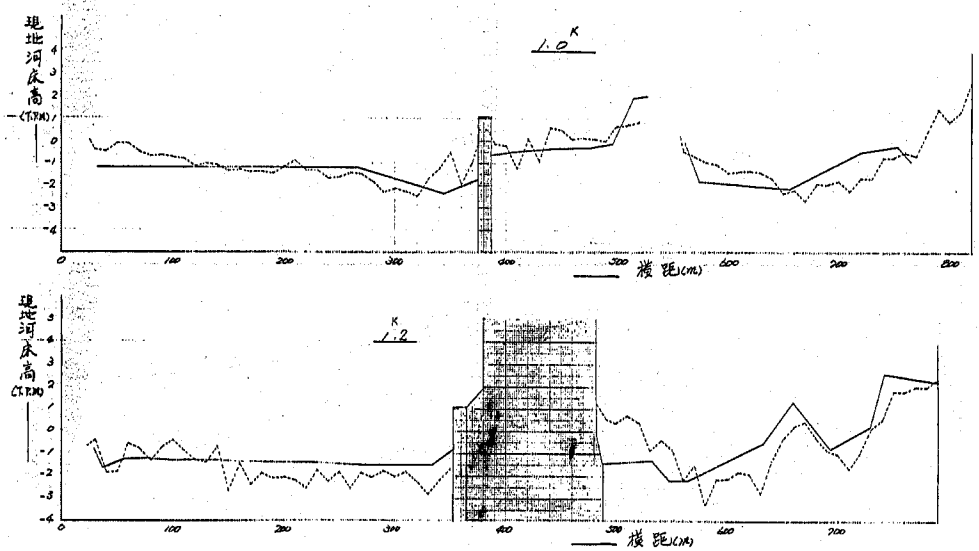


図4.42.4　河床変動横断図
実験 8
——— 通水前
- - - - - 通水後

K 1.0

K 1.2

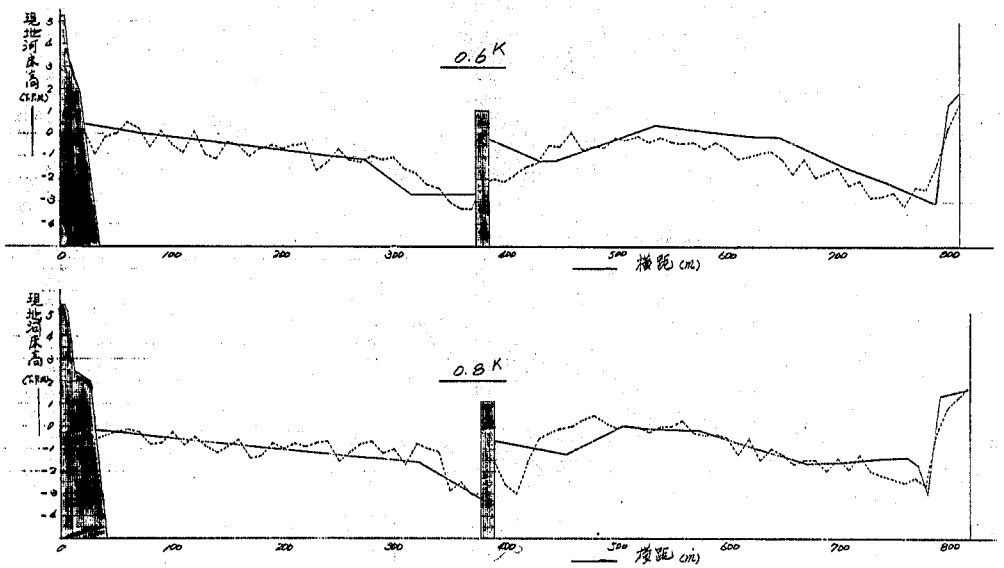


図 4.42.5　河床変動横断図
実験 8
——— 通水前
– – – – 通水後

0.6K

0.8K

図 4.42.6　河床変動横断図
実験 8

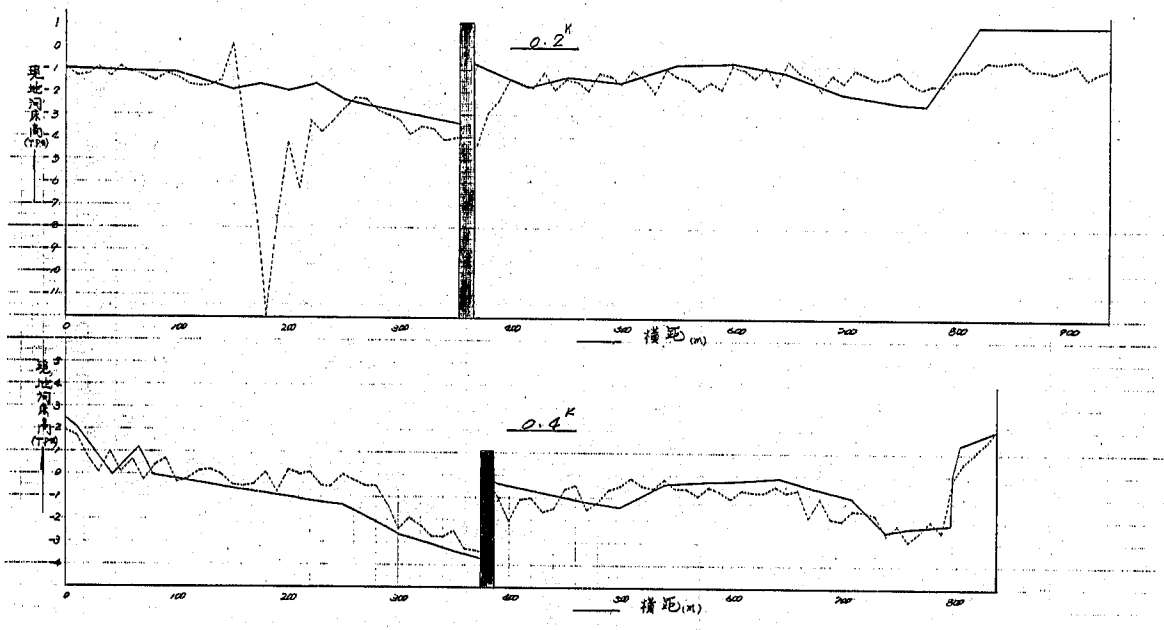


図 4.42.7　河床変動横断図
実験 8

——— 通水前
——·—— 通水後（定流実験後）
--------- 通水後（不定流実験後）

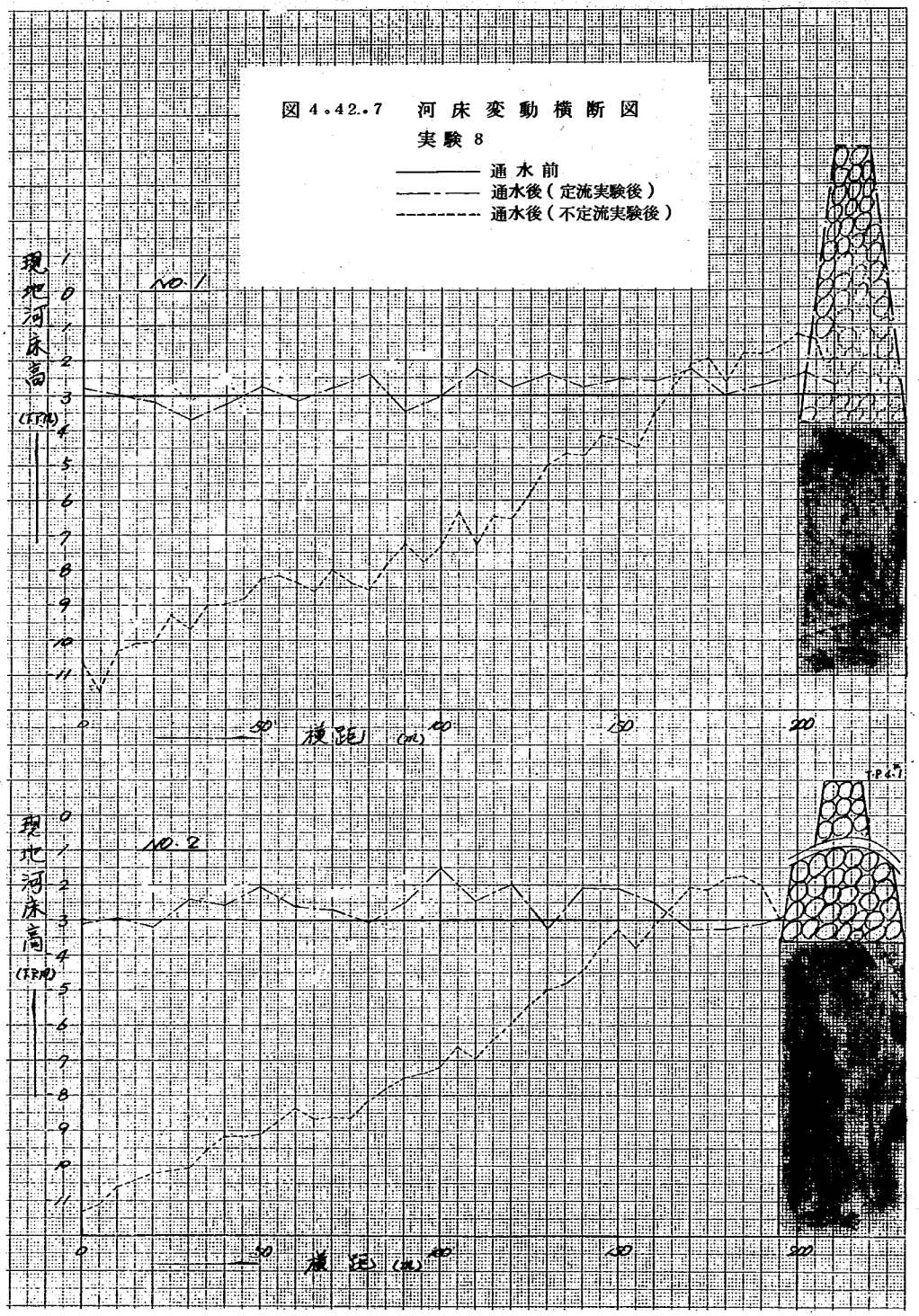


図 4.42.8　河床変動横断図

実験 8

———— 通水前

——·—— 通水後（定流実験後）

--------- 通水後（不定流実験後）

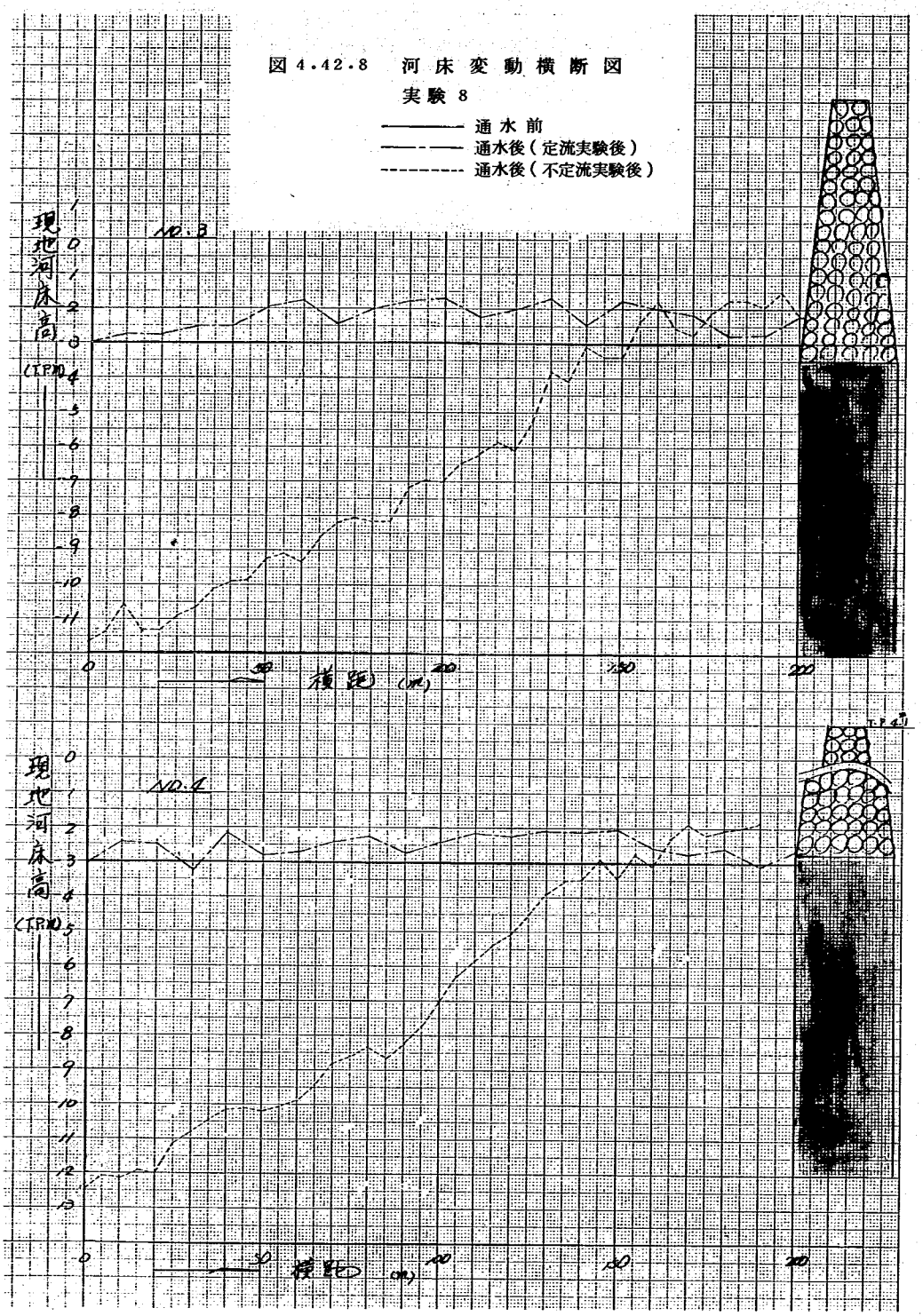


図 4.42.9　河 床 変 動 横 断 図

実験 8

——— 通 水 前

——·—— 通水後（定流実験後）

---------- 通水後（不定流実験後）

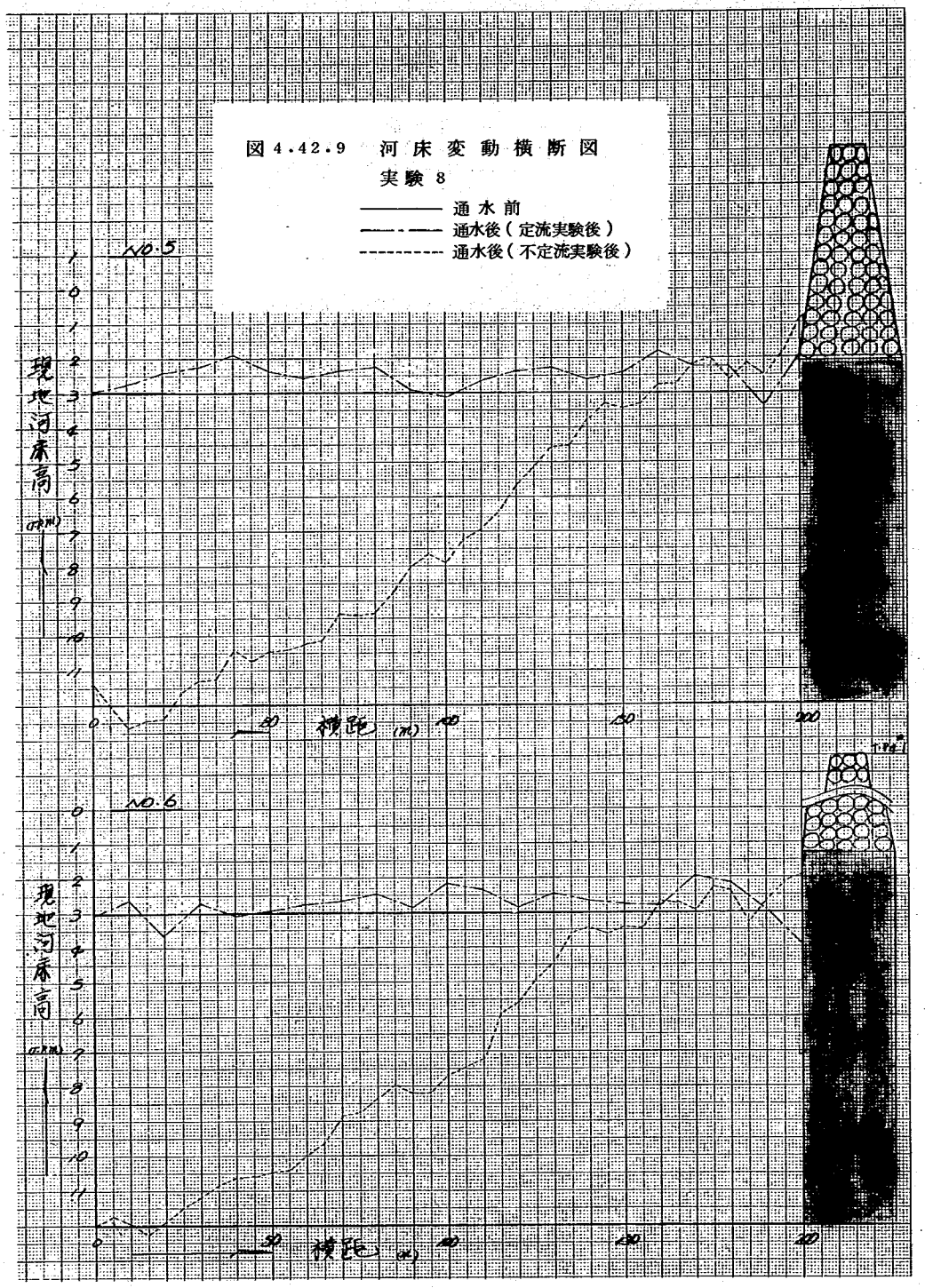


図 4.42.10 河床変動横断図

実験 8

———— 通水前

——·—— 通水後（定流実験後）

---------- 通水後（不定流実験後）

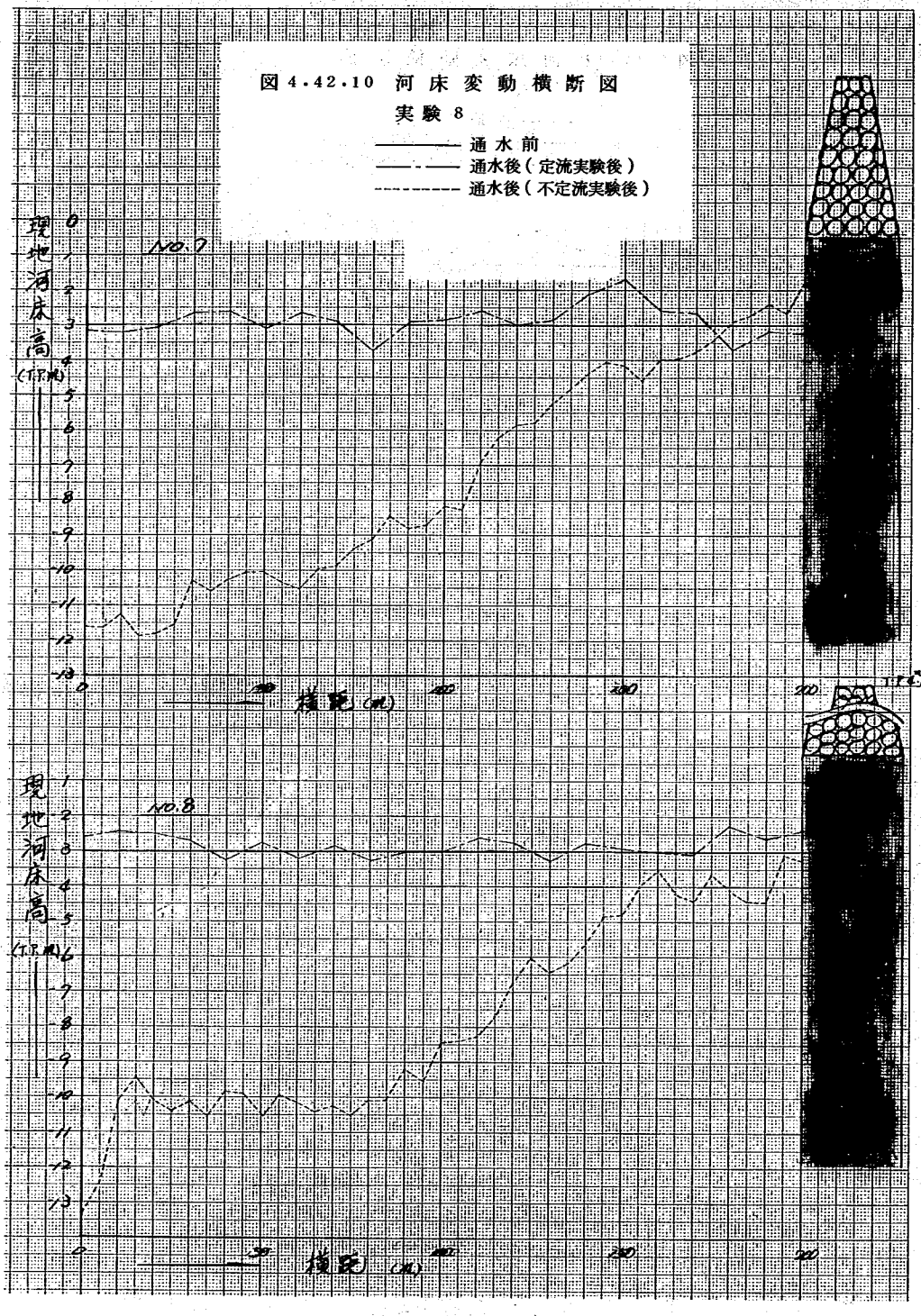


図 4.42.11 河床変動横断図

実験 8

——— 通水前

——·—·— 通水後（定流実験後）

--------- 通水後（不定流実験後）

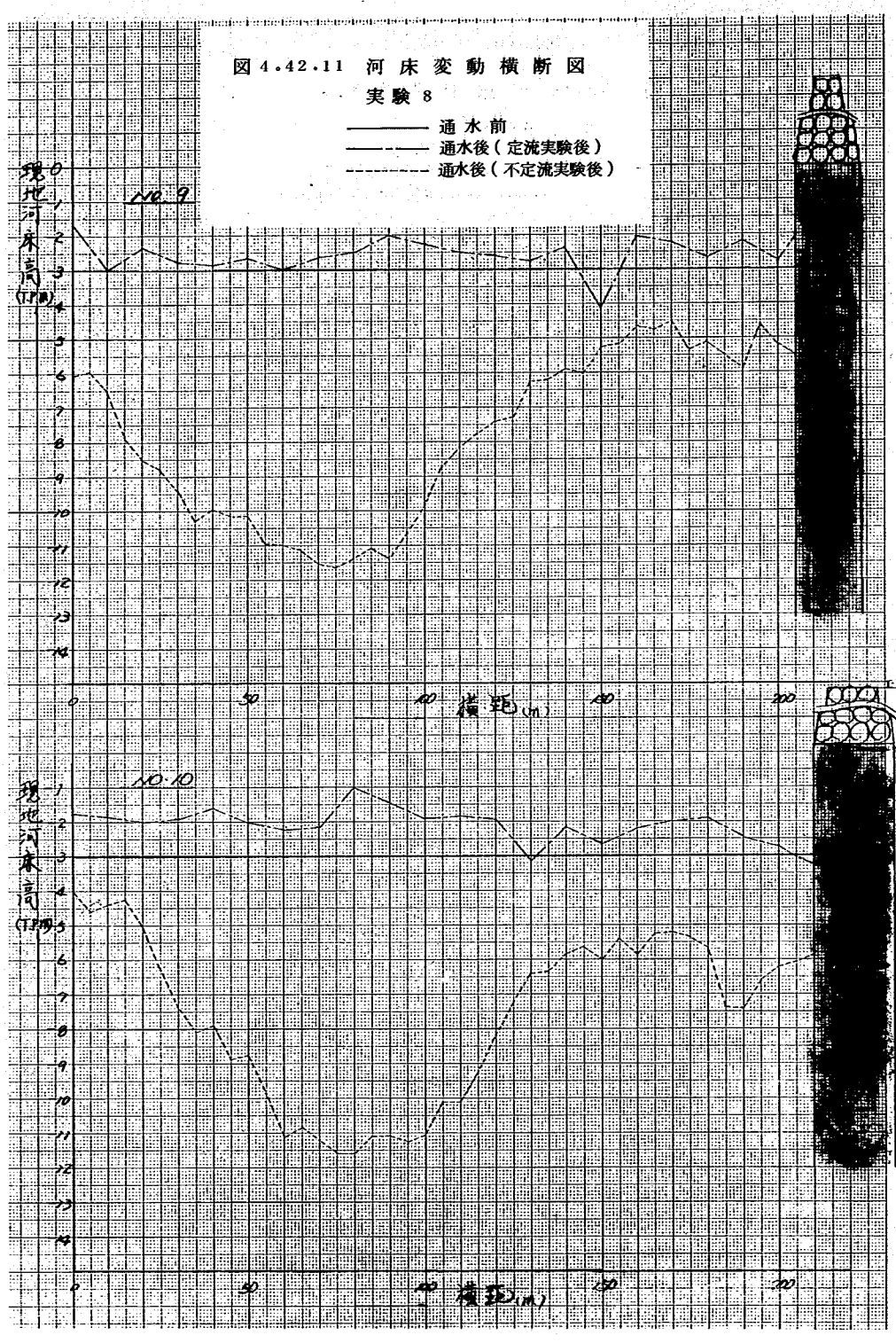
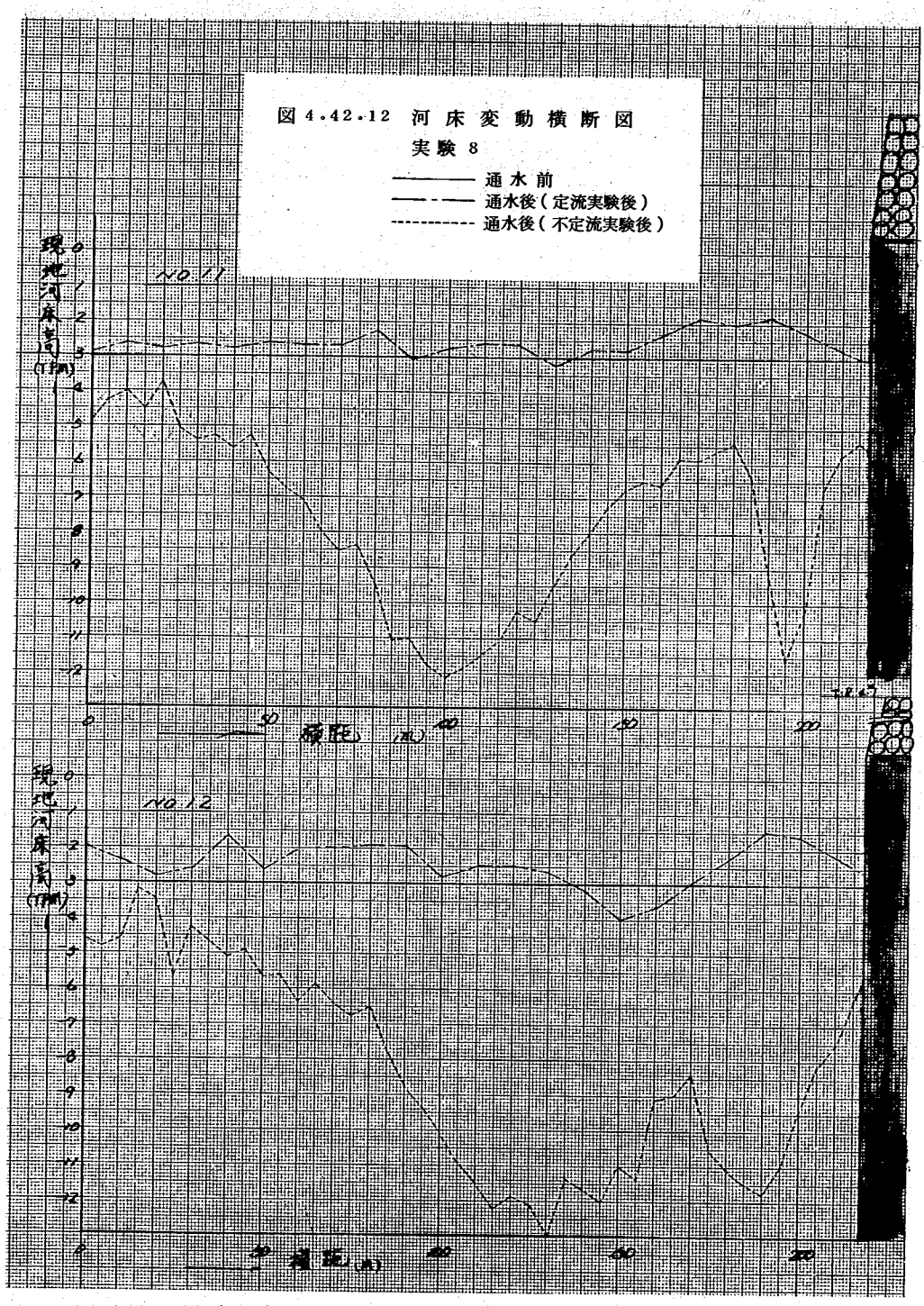


図 4.42.12 河床変動横断図
実験 8

——— 通水前
—·—·— 通水後（定流実験後）
---------- 通水後（不定流実験後）



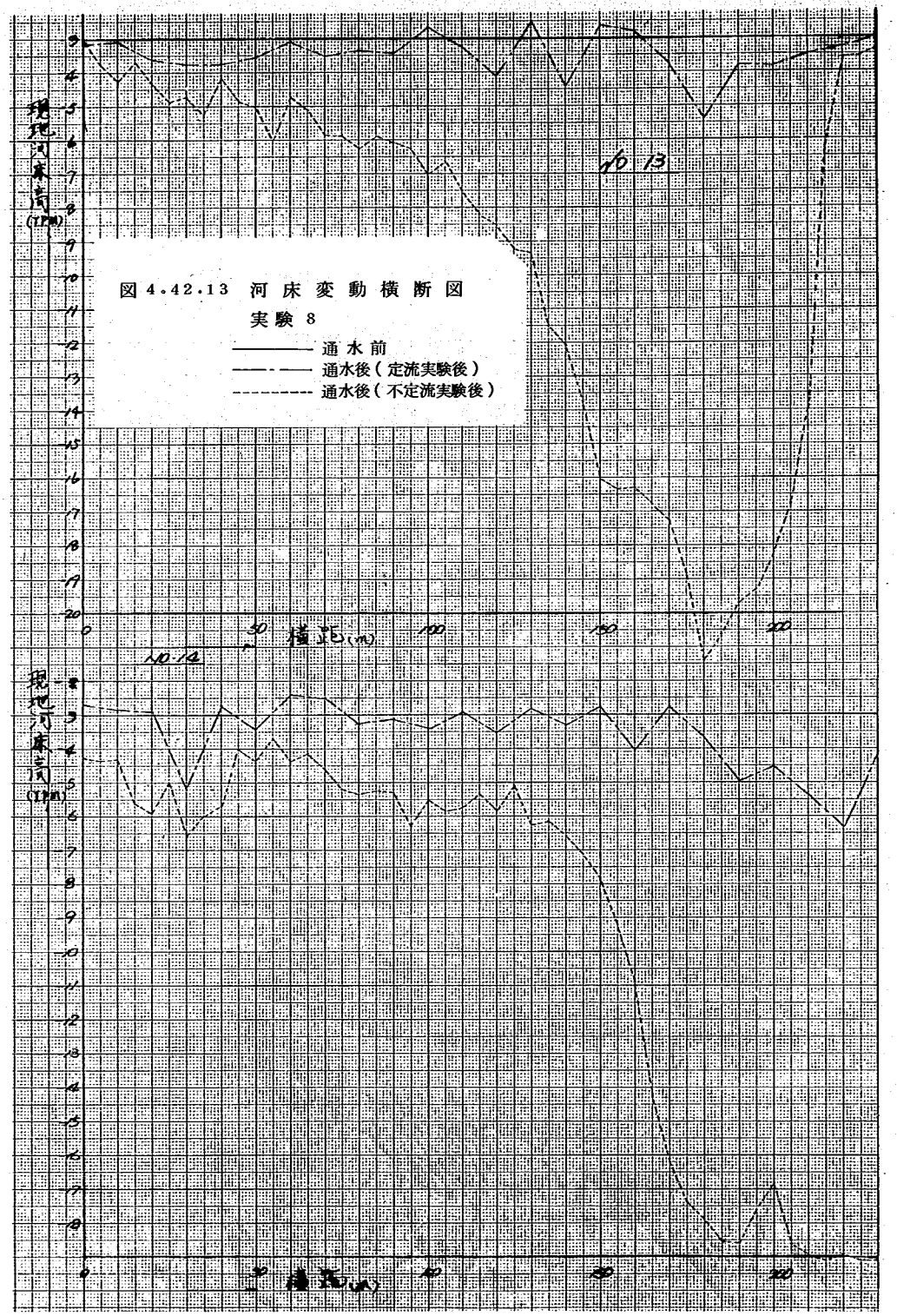


図 4.42.13 河床変動横断図
実験 8

——— 通水前
——·—— 通水後（定流実験後）
--------- 通水後（不定流実験後）

図 4.42.14 河床変動横断図

実験 8

——— 通水前

——·—— 通水後（定流実験後）

- - - - - - - - 通水後（不定流実験後）

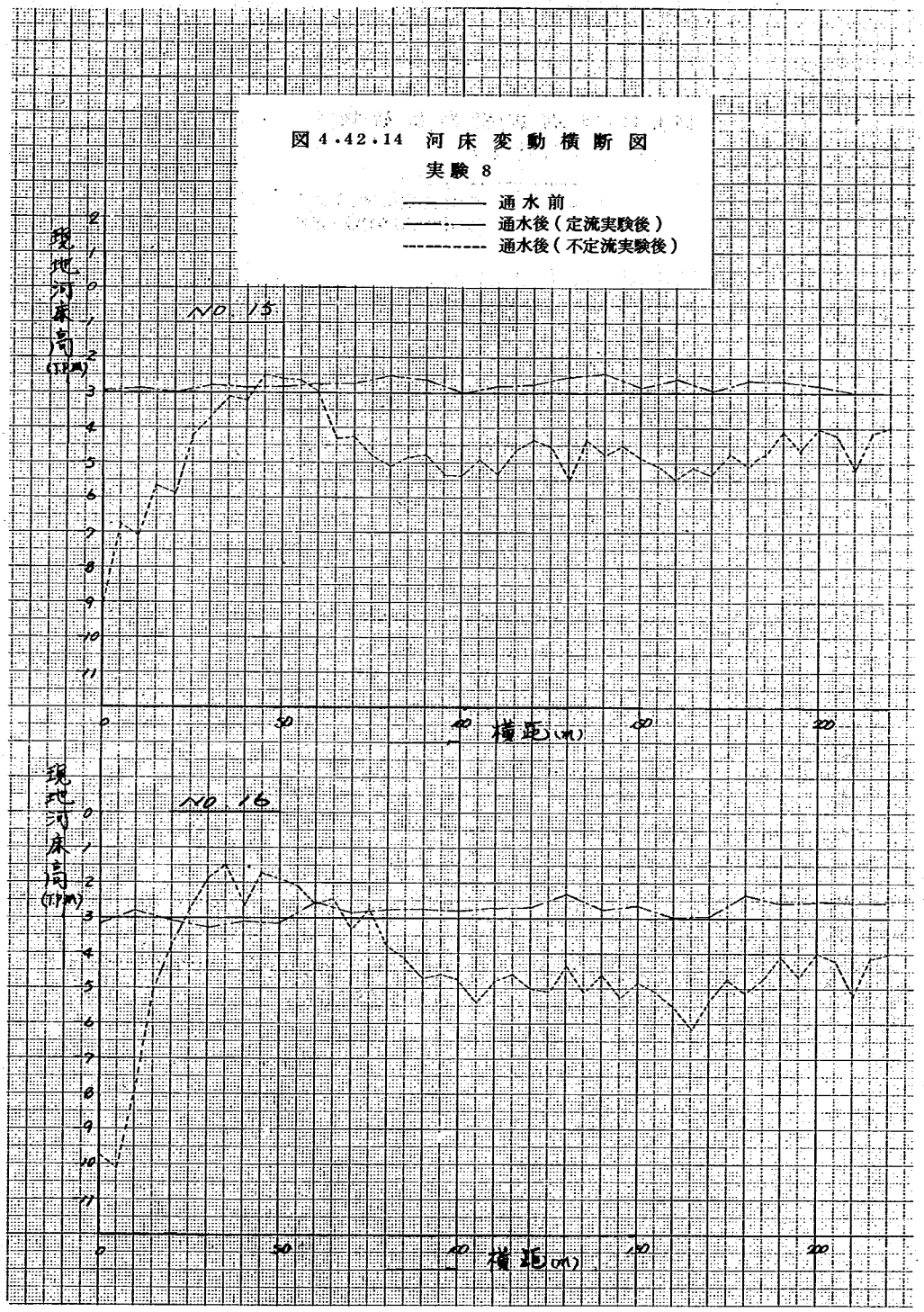


図 4.42.15 河床変動横断図

実験 8

———— 通水前

——·—— 通水後（定流実験後）

---------- 通水後（不定流実験後）

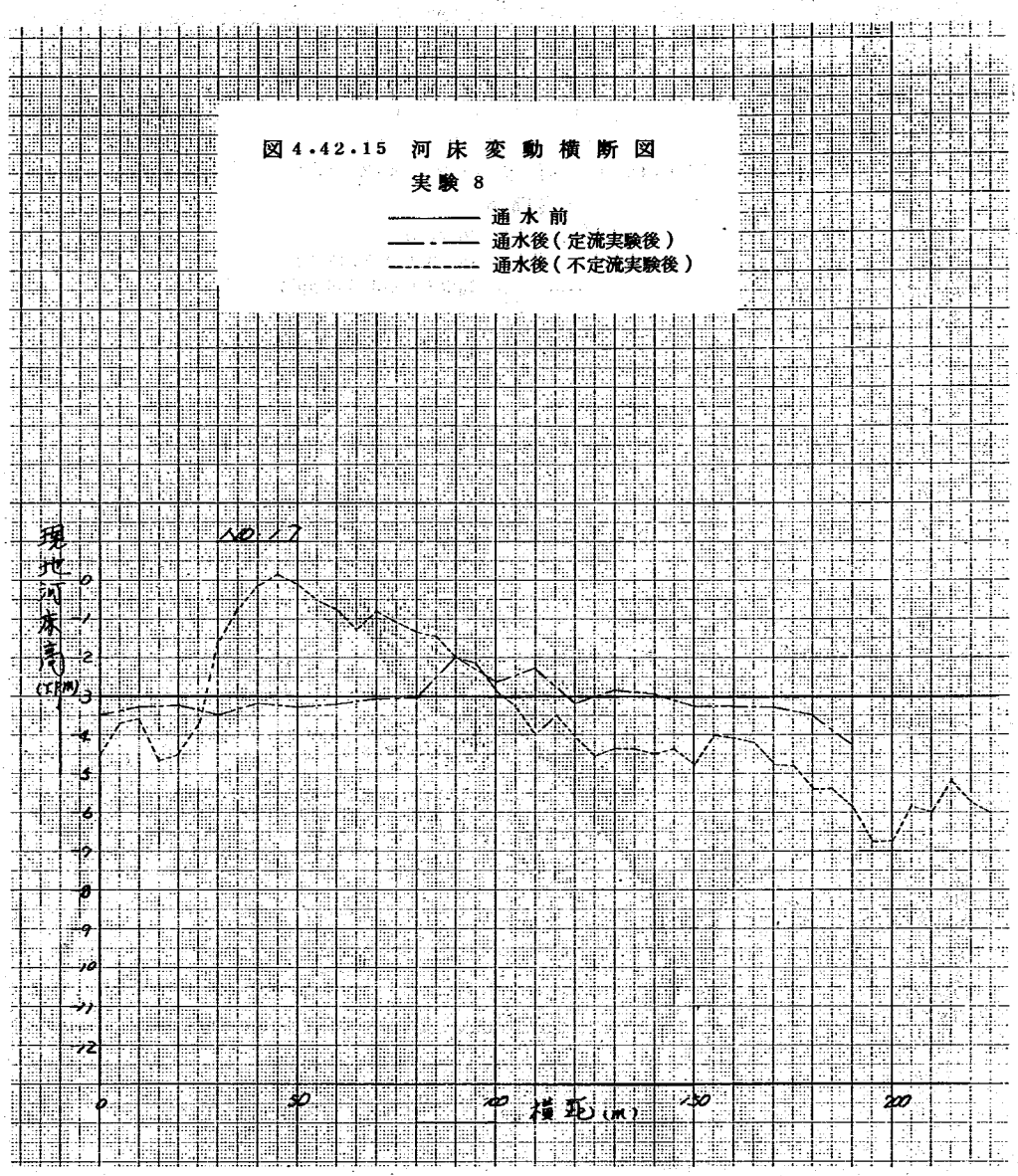


図 4.42.16　河床変動横断図

実験 8

——— 通水前

– – – – – 通水後

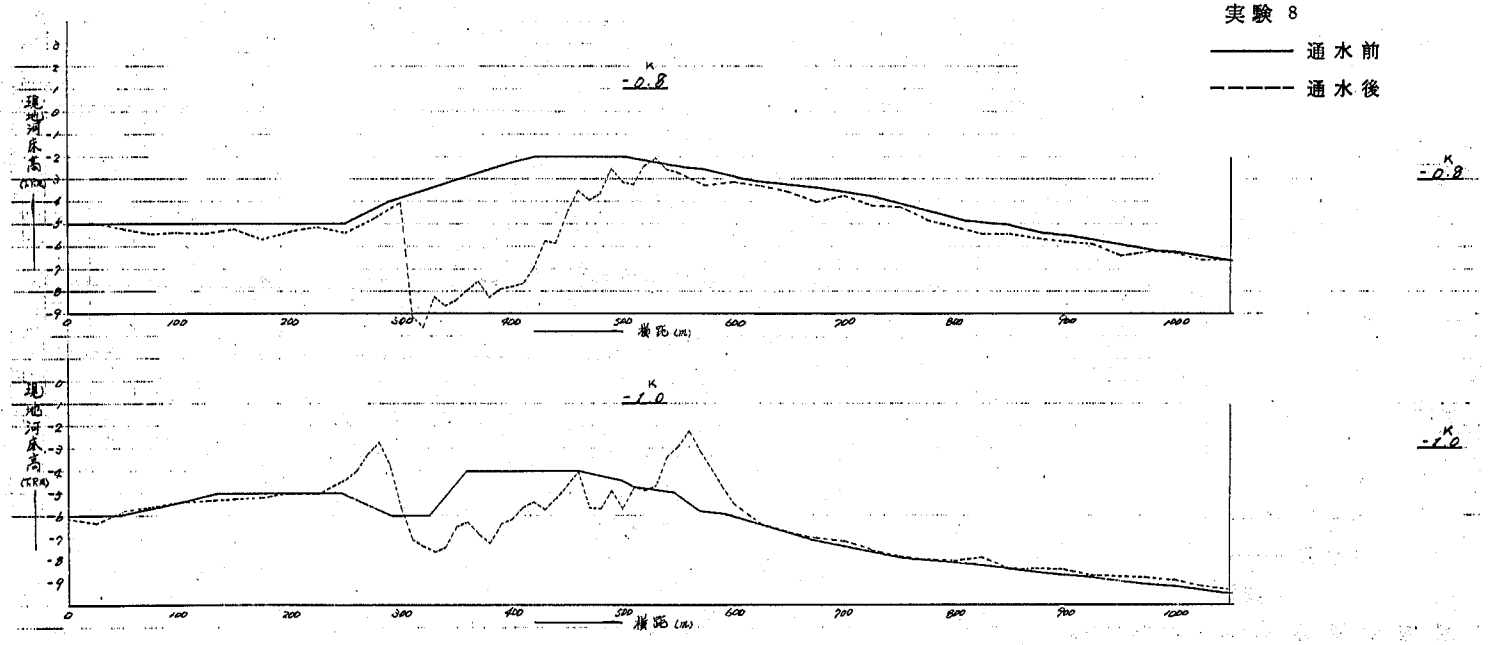


図 4.42.17　河床変動横断図

実験 8

——— 通水前

- - - - - 通水後

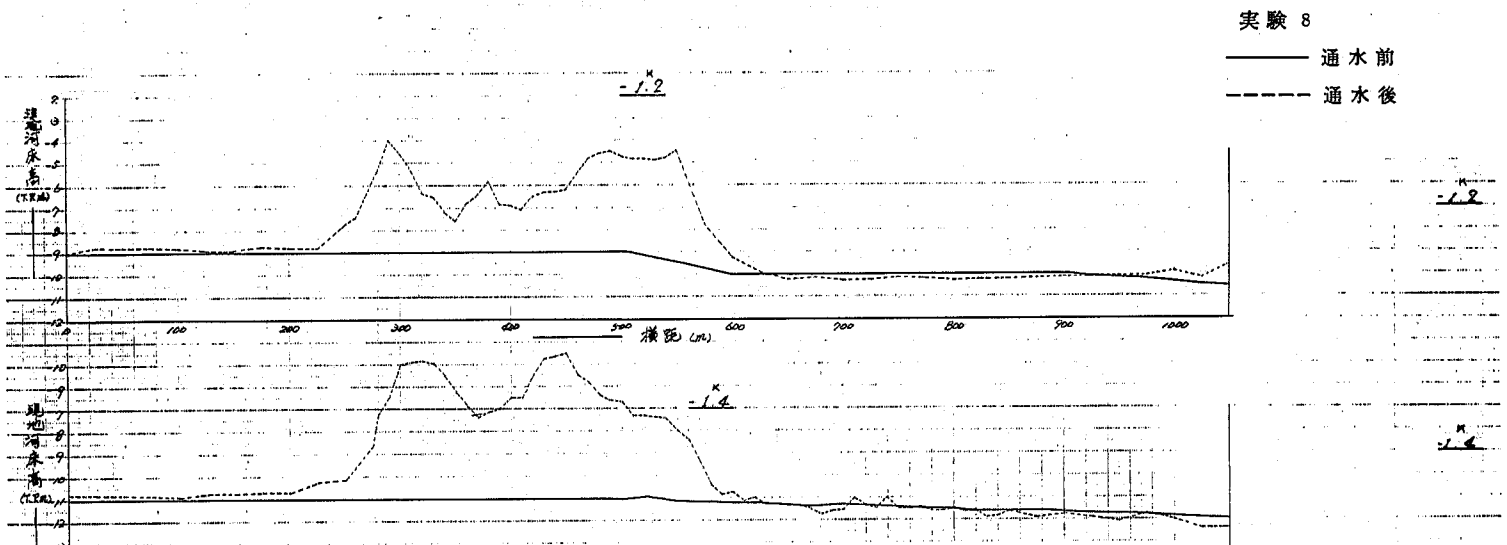
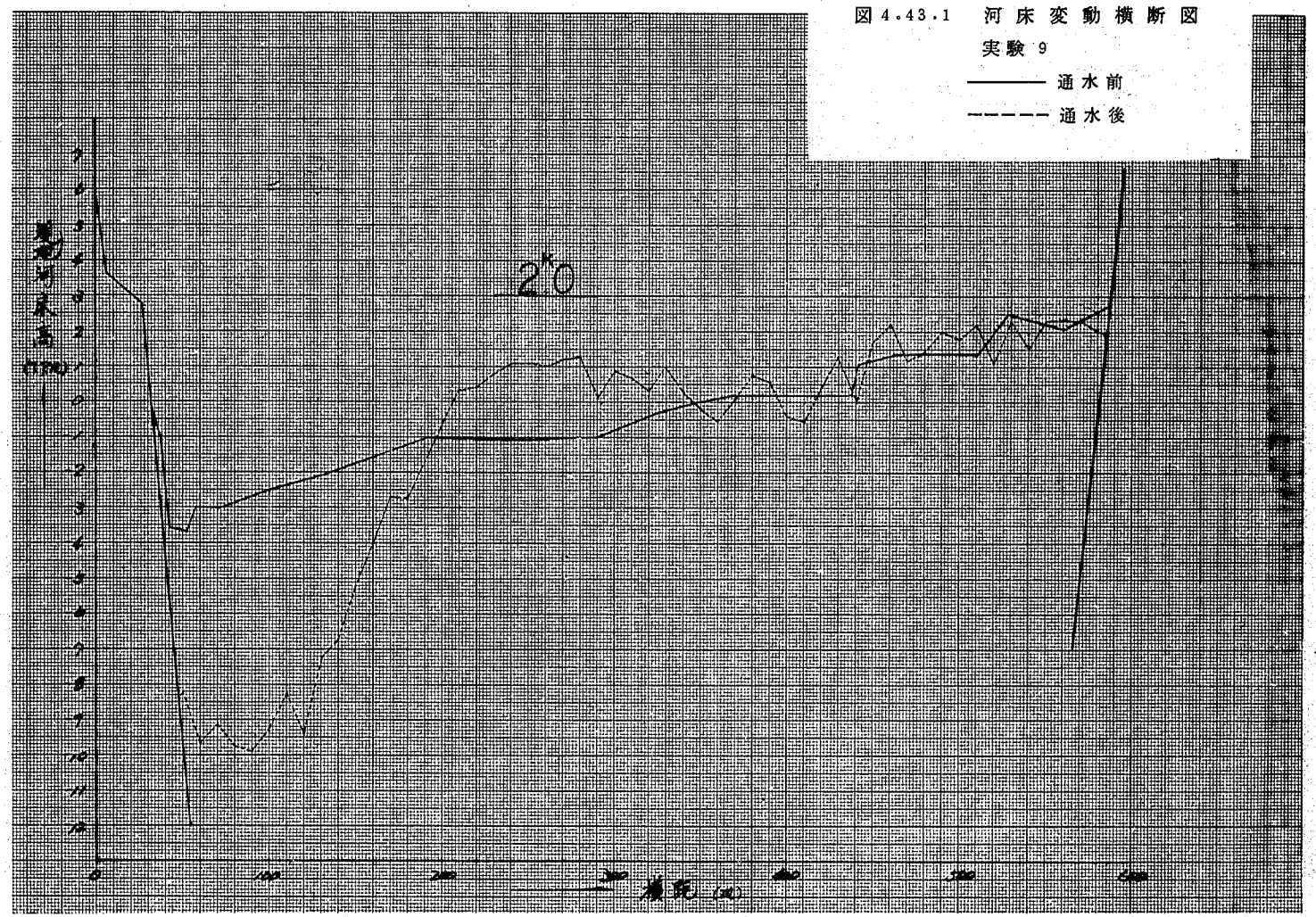


図 4.43.1　河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後



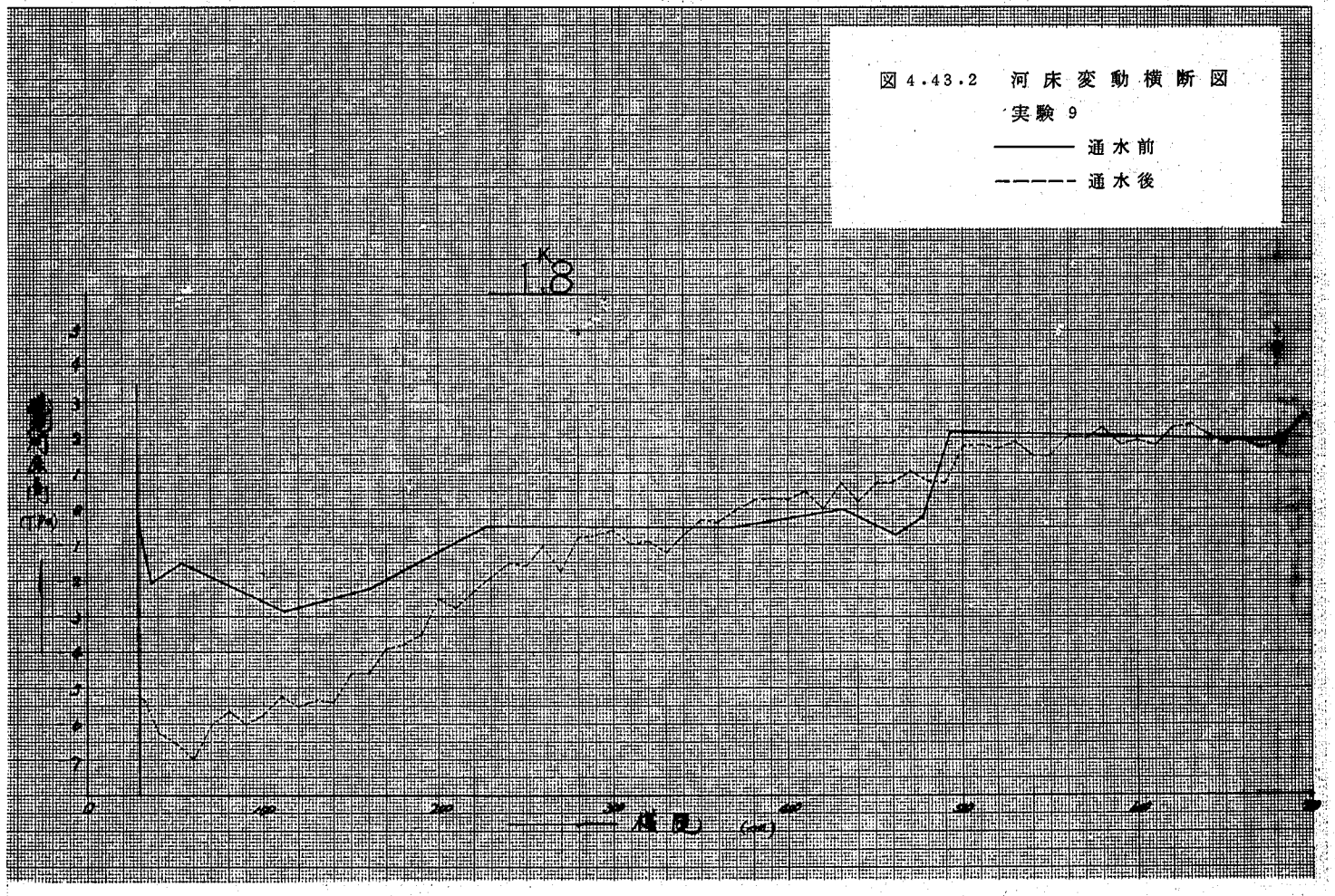


図 4.43.2　河床変動横断図
実験 9
——— 通水前
- - - - - 通水後

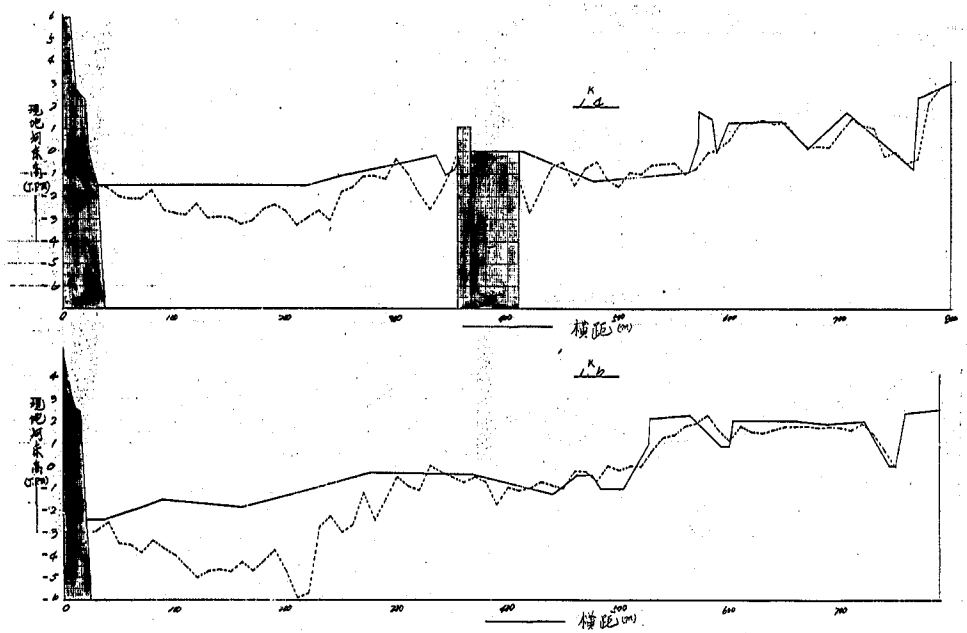


図 4.43.3　河床変動横断図
実験 9
——— 通水前
- - - - - 通水後

K/d

K/b

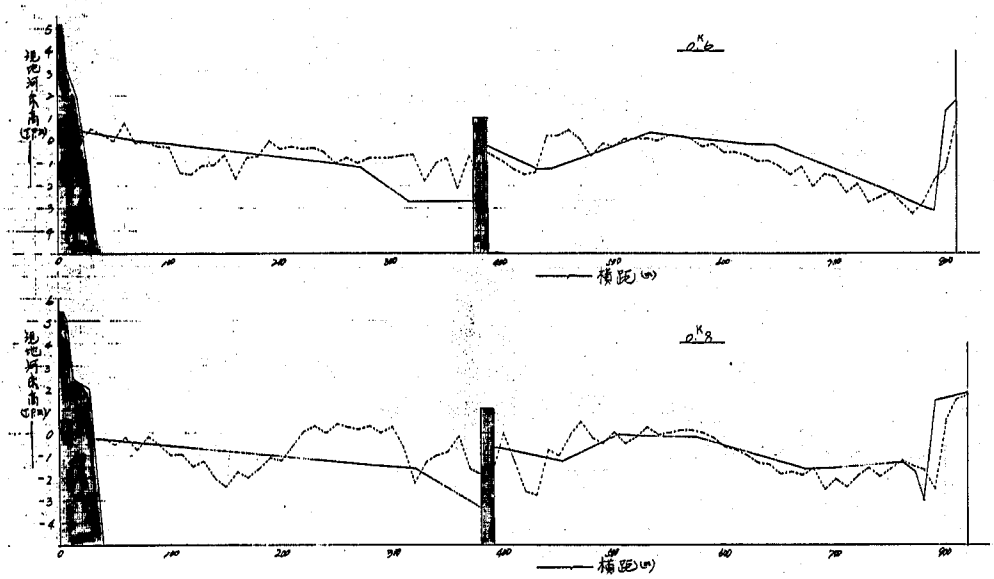


図 4.43.4　河床変動横断図
実験 9
——— 通水前
- - - - - 通水後

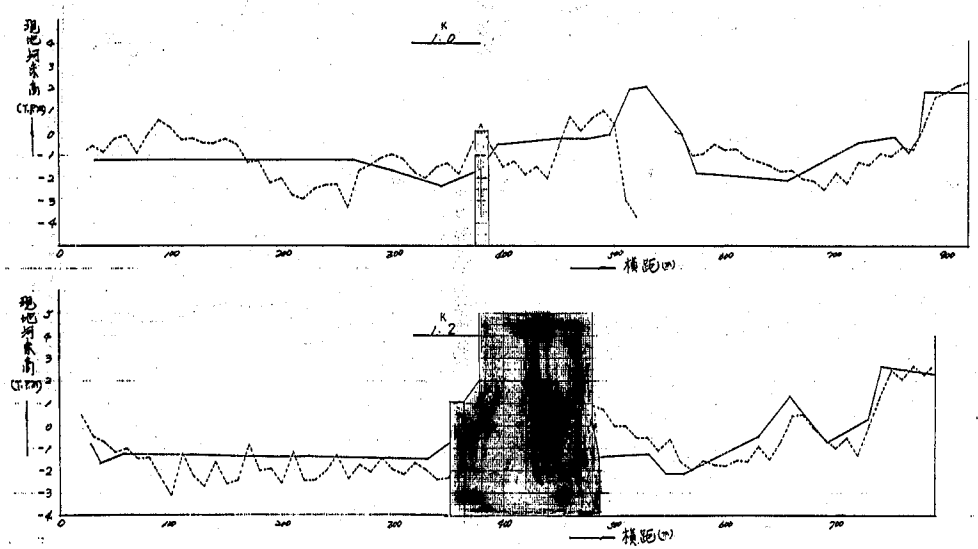


図 4.43.5　河床変動横断図
実験 9
——— 通水前
- - - - - 通水後

K
1.0

K
1.2

図 4.43.6　河 床 変 動 横 断 図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

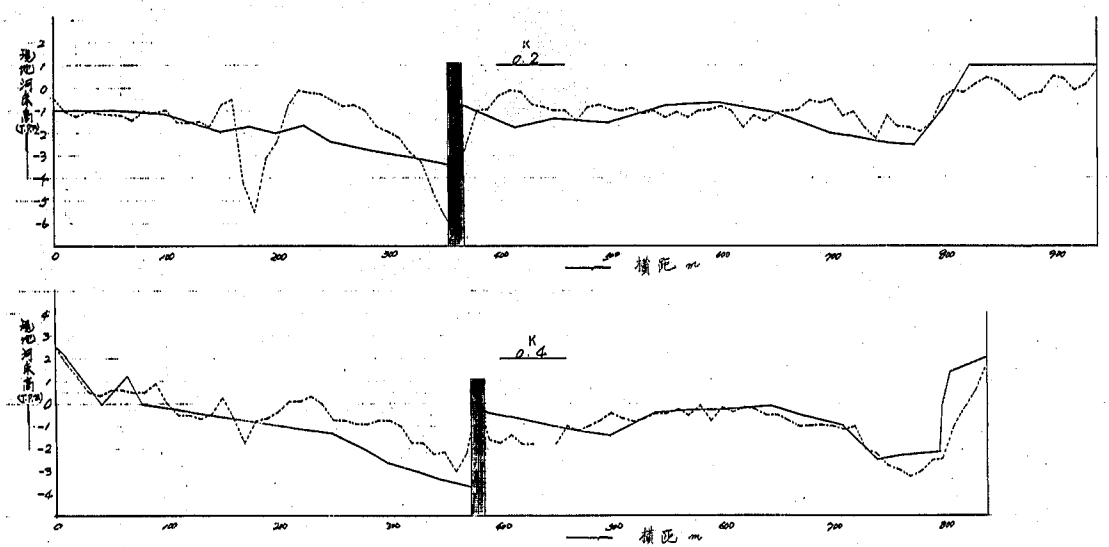


図 4.43.7　河床変動横断図
実験 9
——— 通水前
- - - - - 通水後

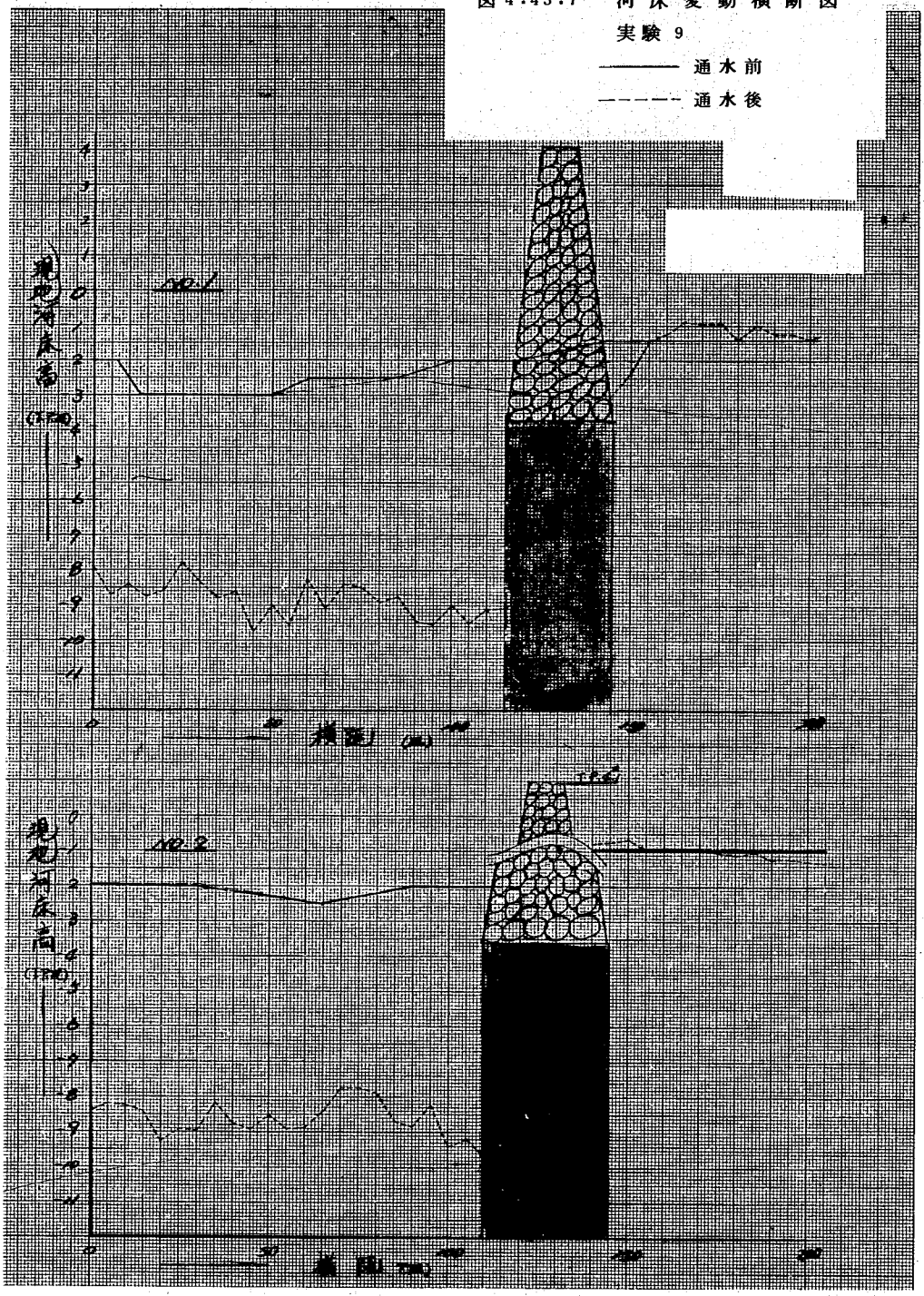


図 4.43.8　河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

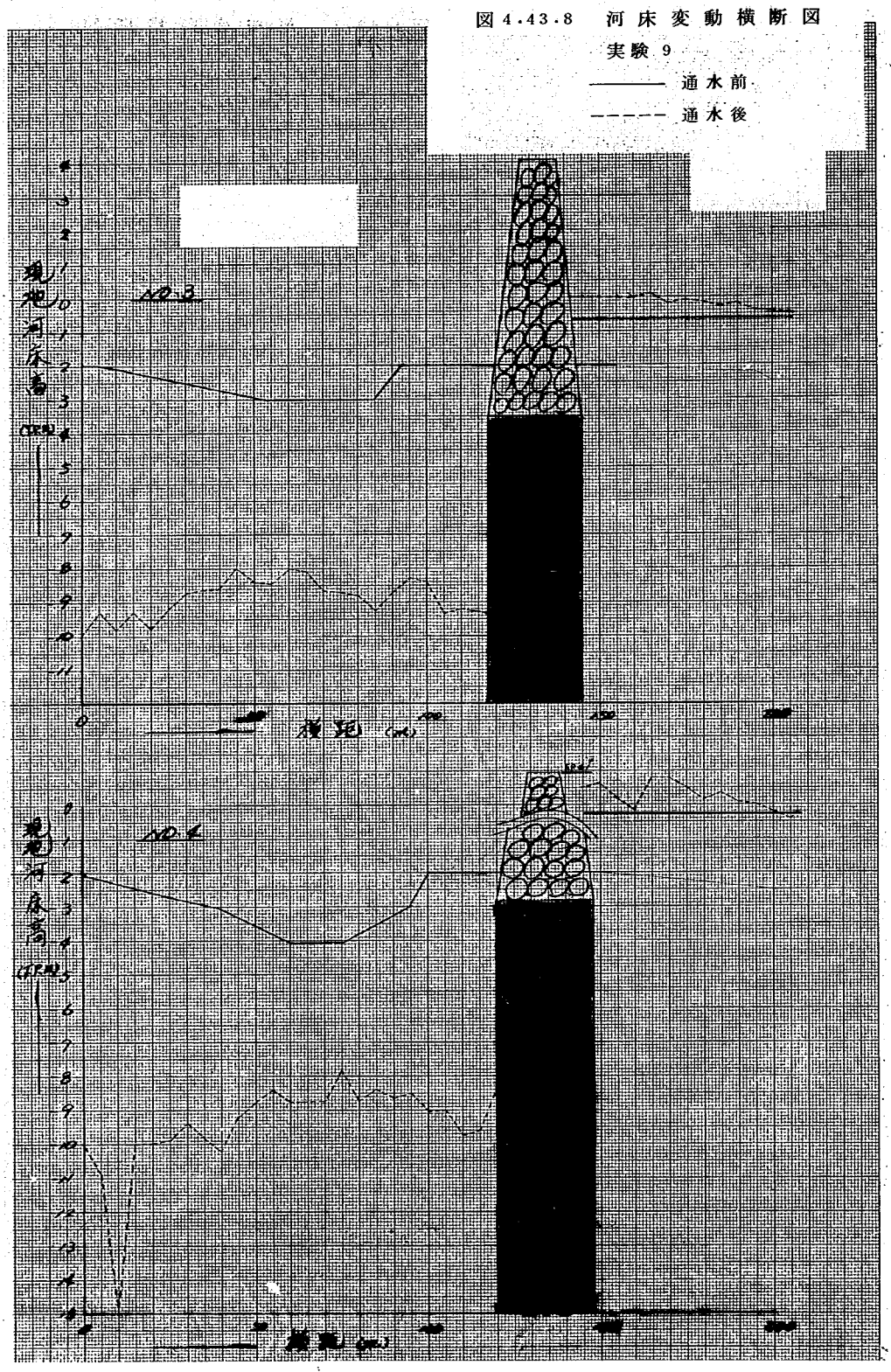


図 4.43.9　河床変動横断図
実験 9
——— 通水前
- - - - - 通水後

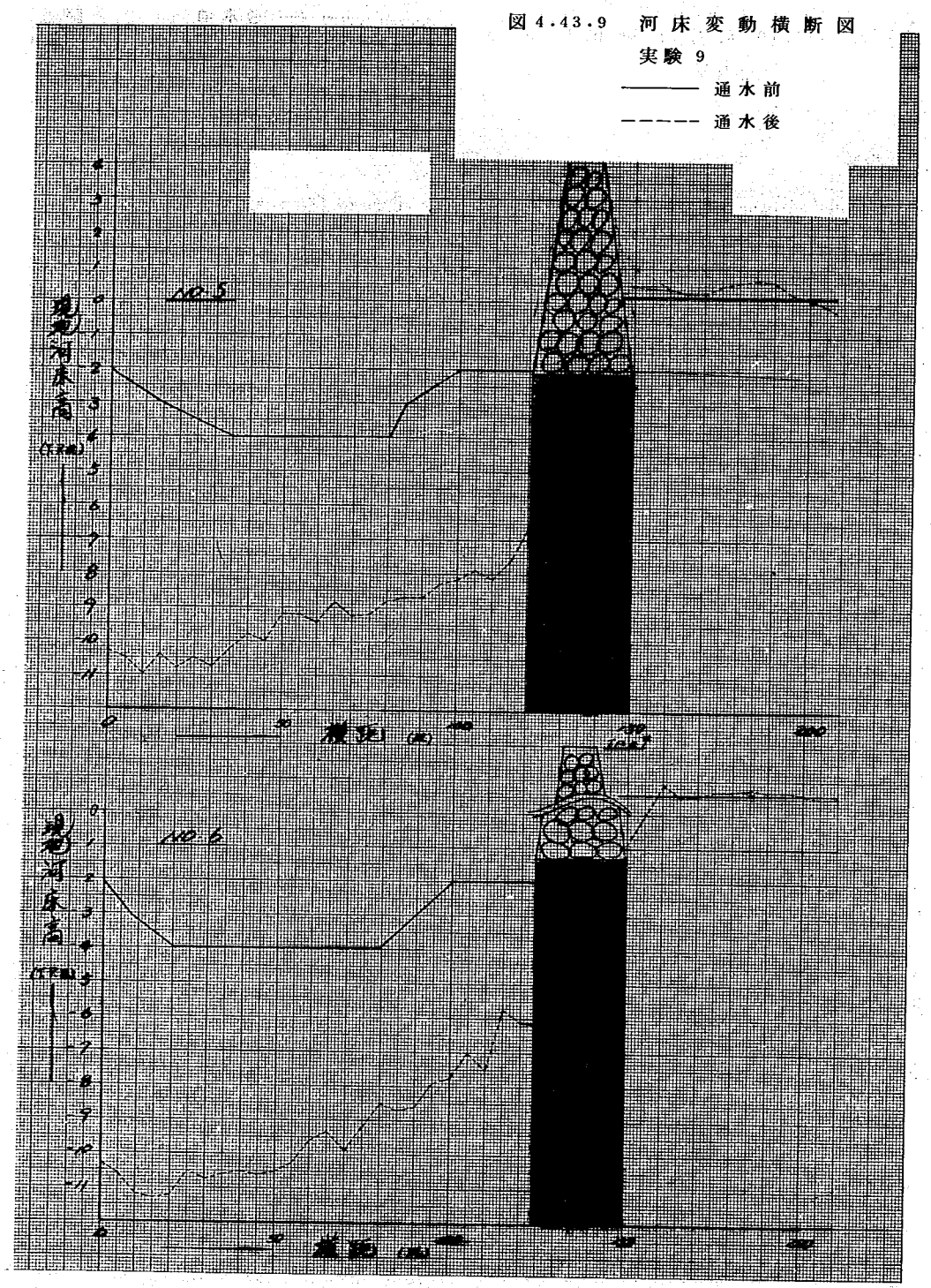


図 4.43.10 河床変動横断図
実験 9

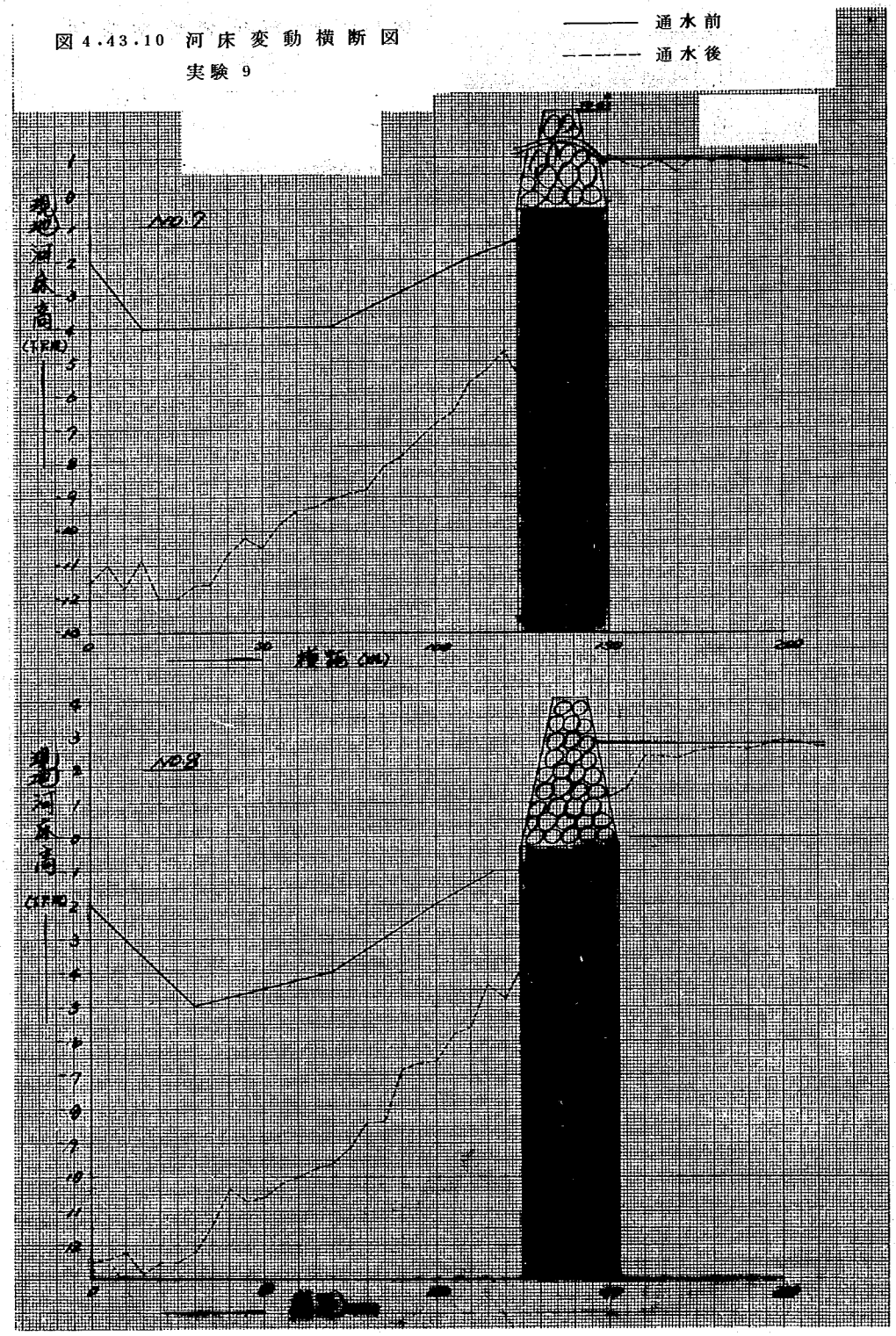


図 4.43.11 河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

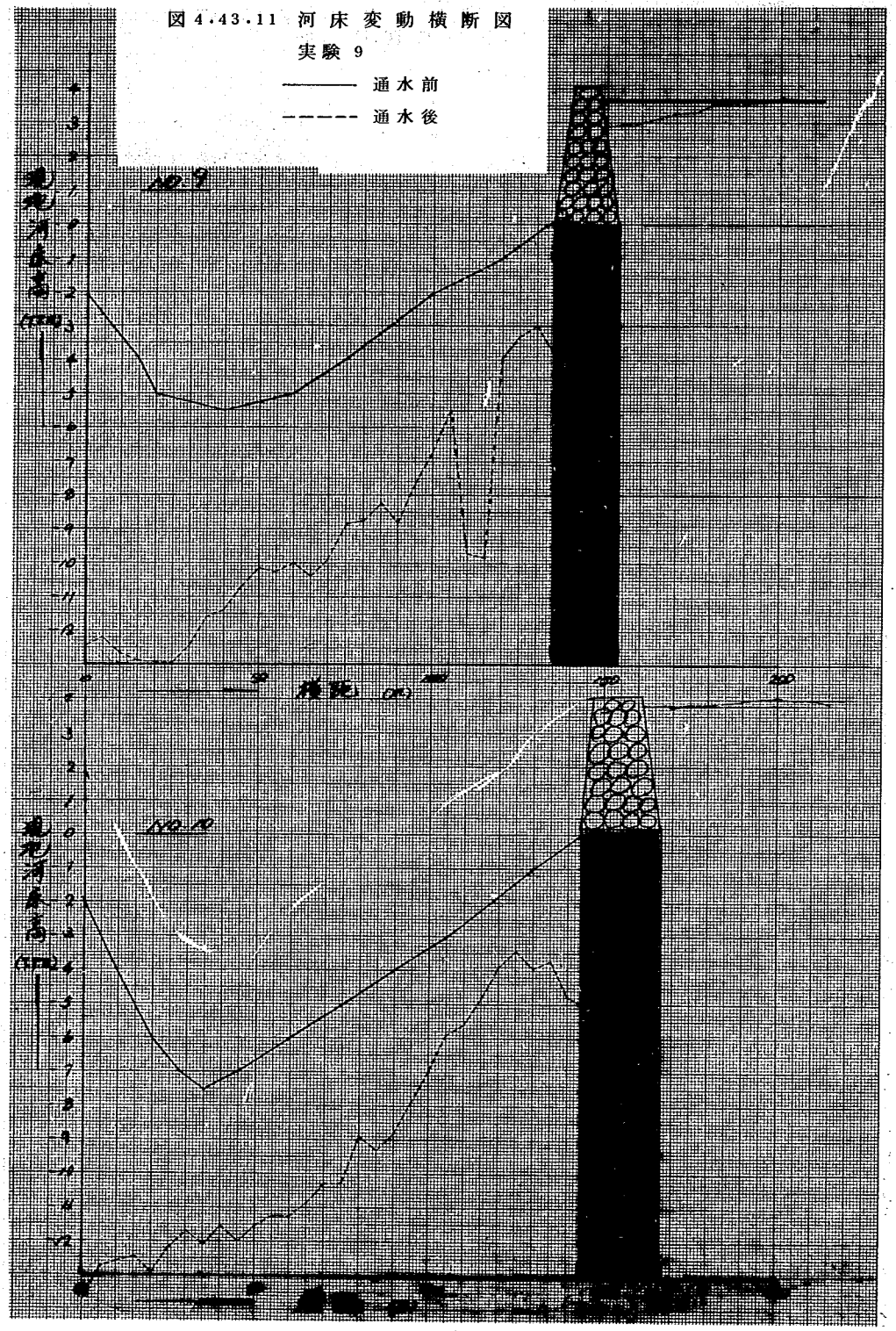


図 4.43.12 河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

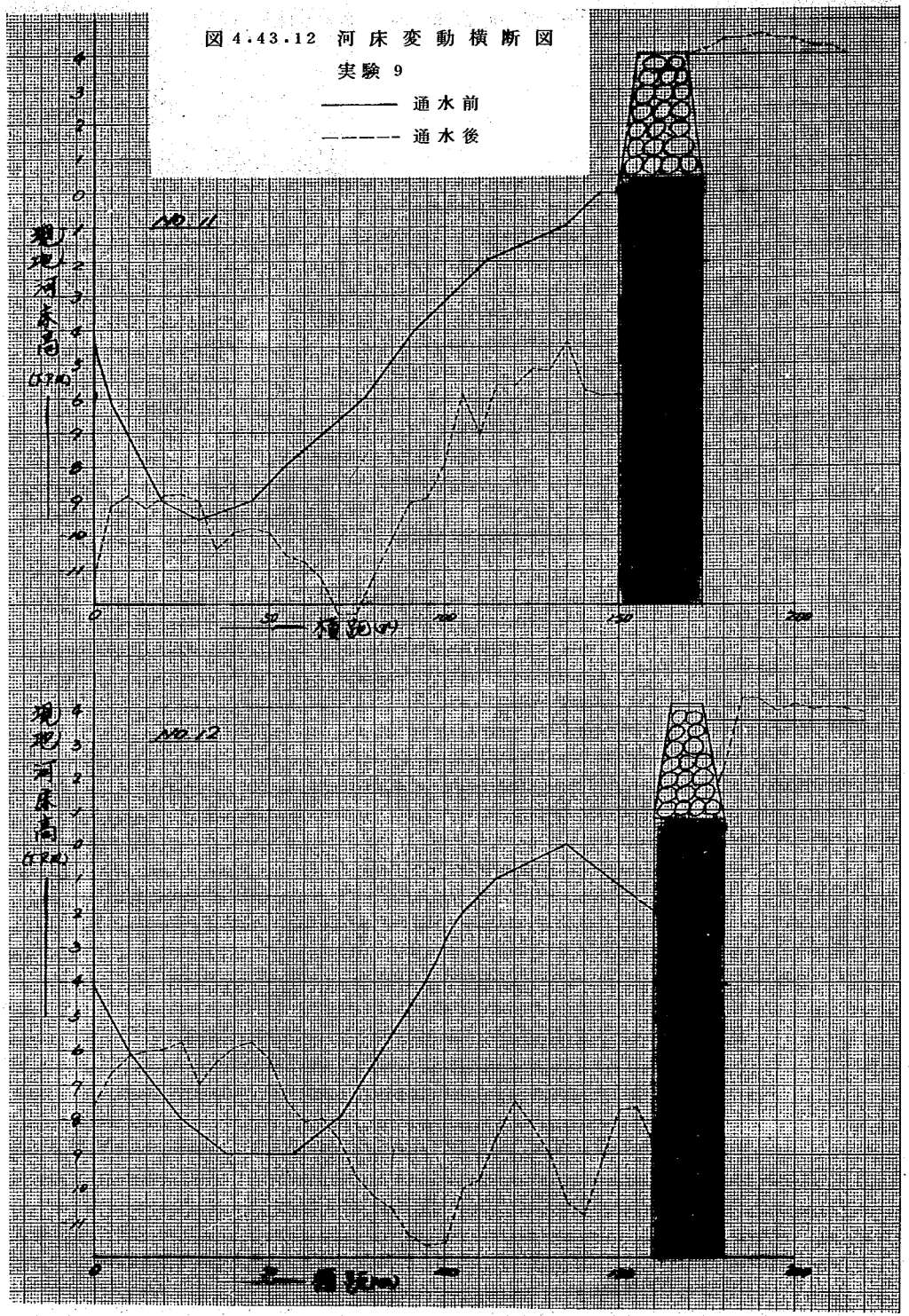


図 4.43.13 河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

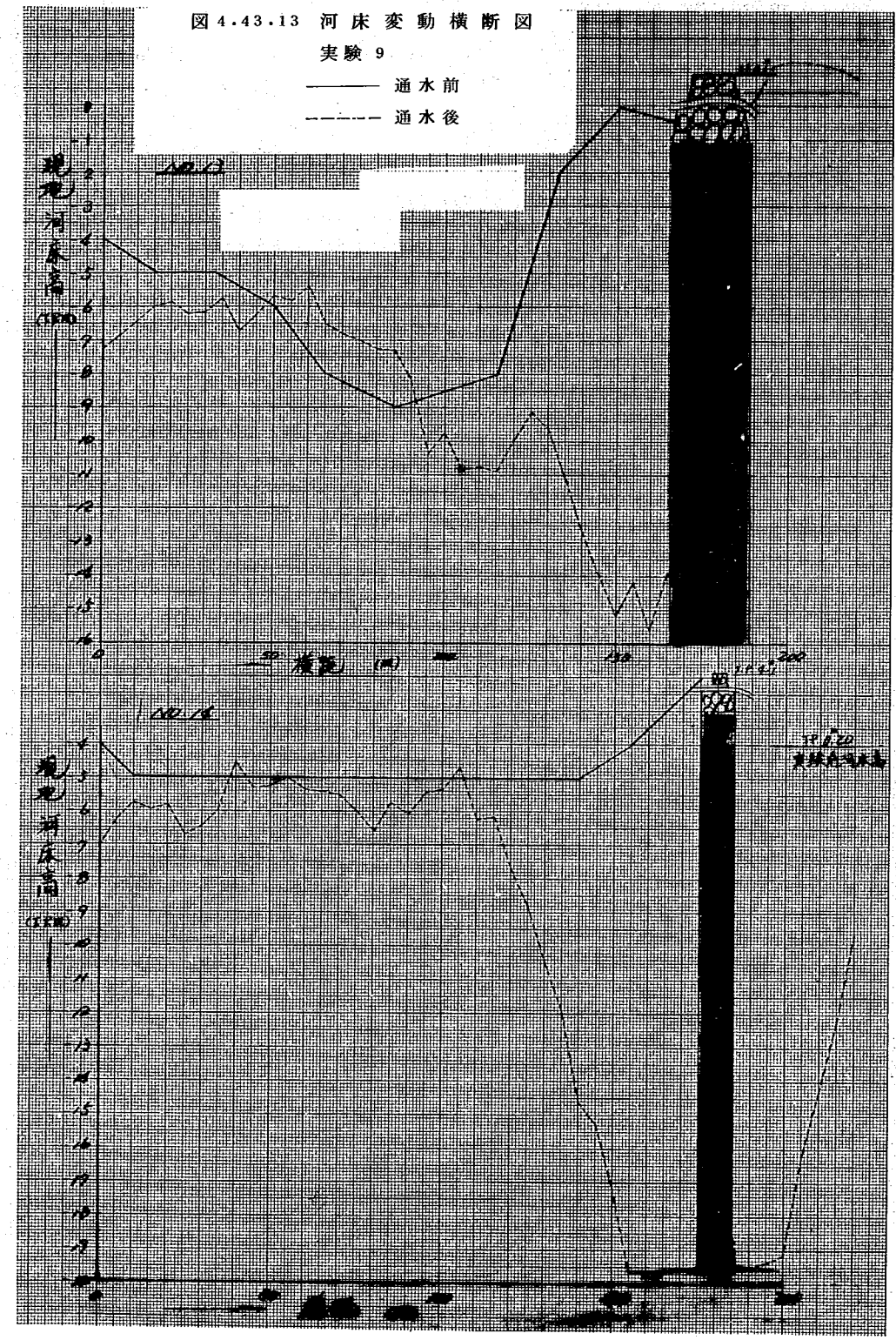
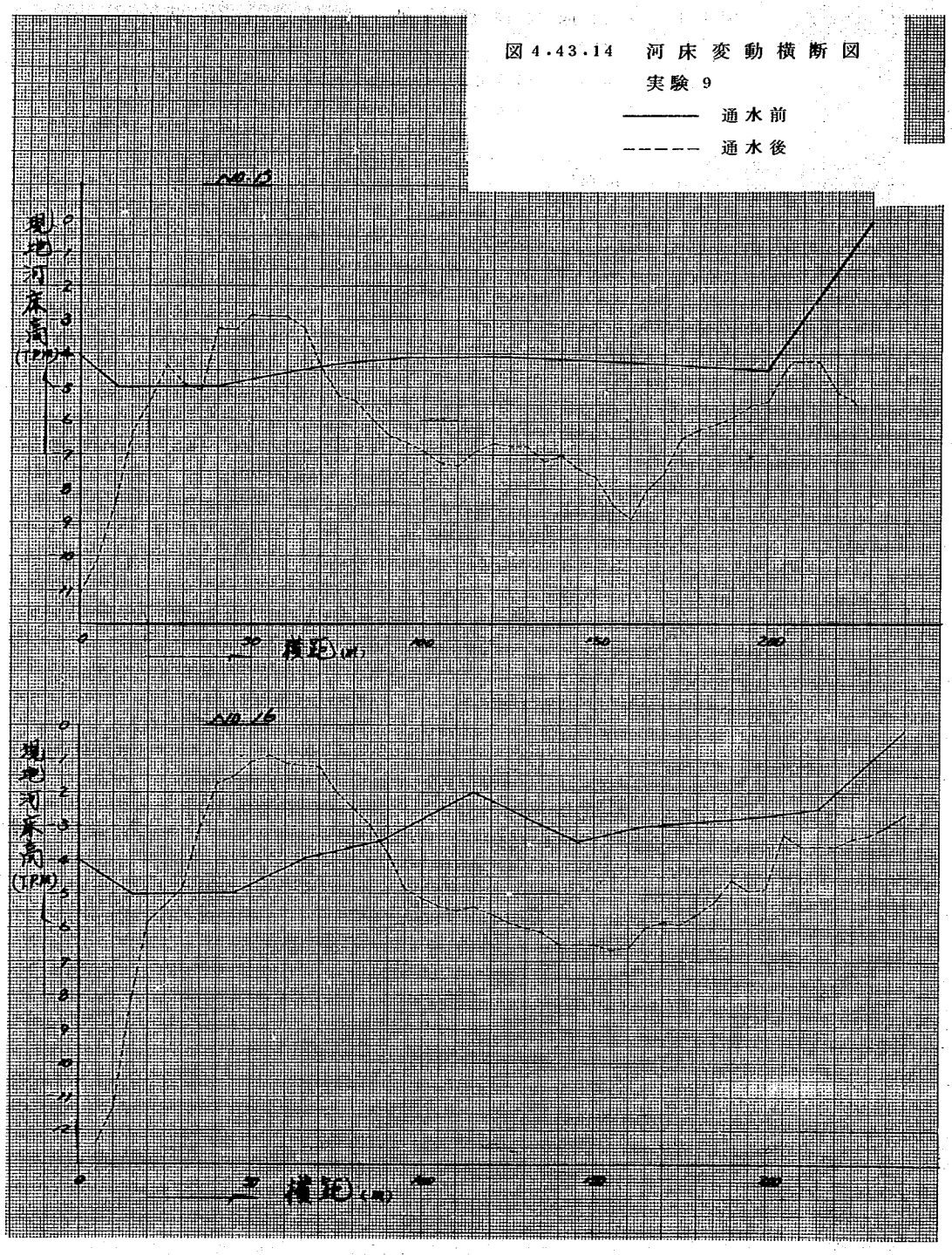


図 4.43.14　河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後



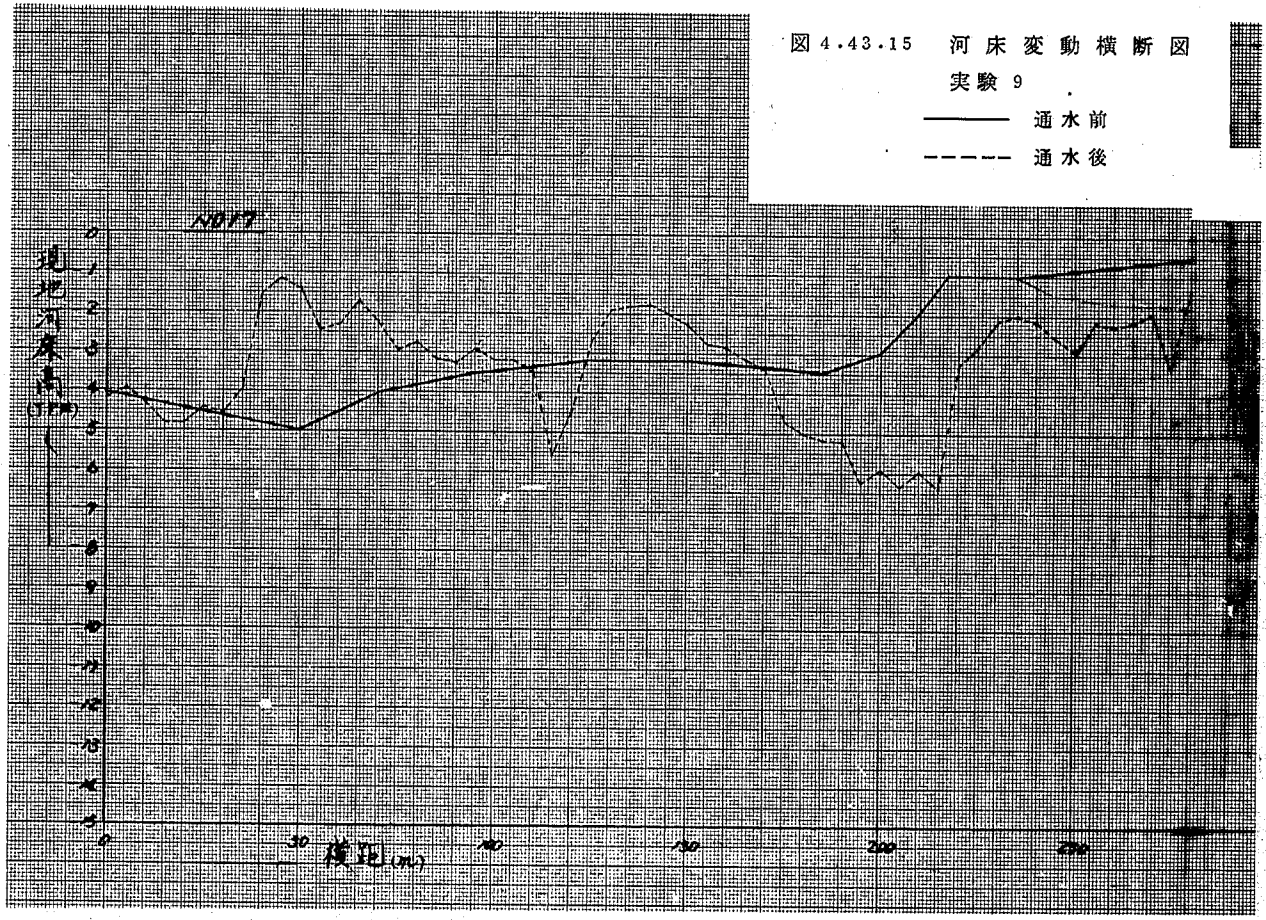


図 4.43.15　河床変動横断図
実験 9
——— 通水前
- - - - - 通水後

図 4.43.16　河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

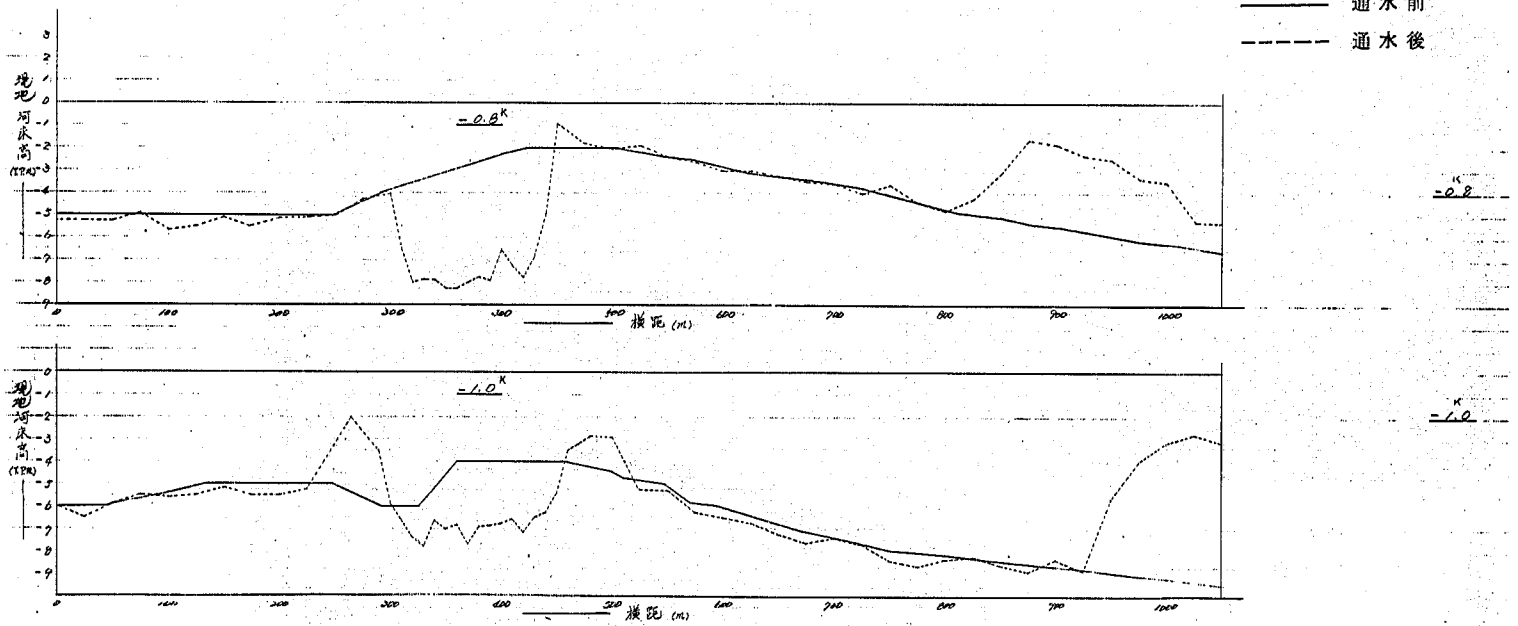


図 4.43.17　河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

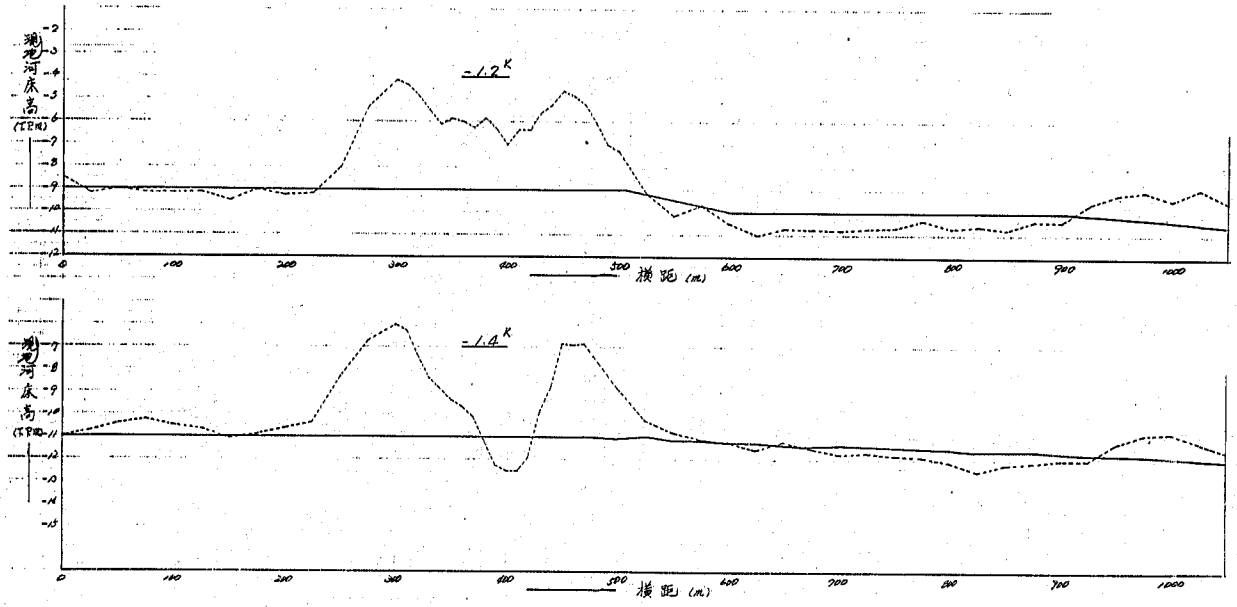


図 4.44.1　新河口開削部の河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

------ 通水後

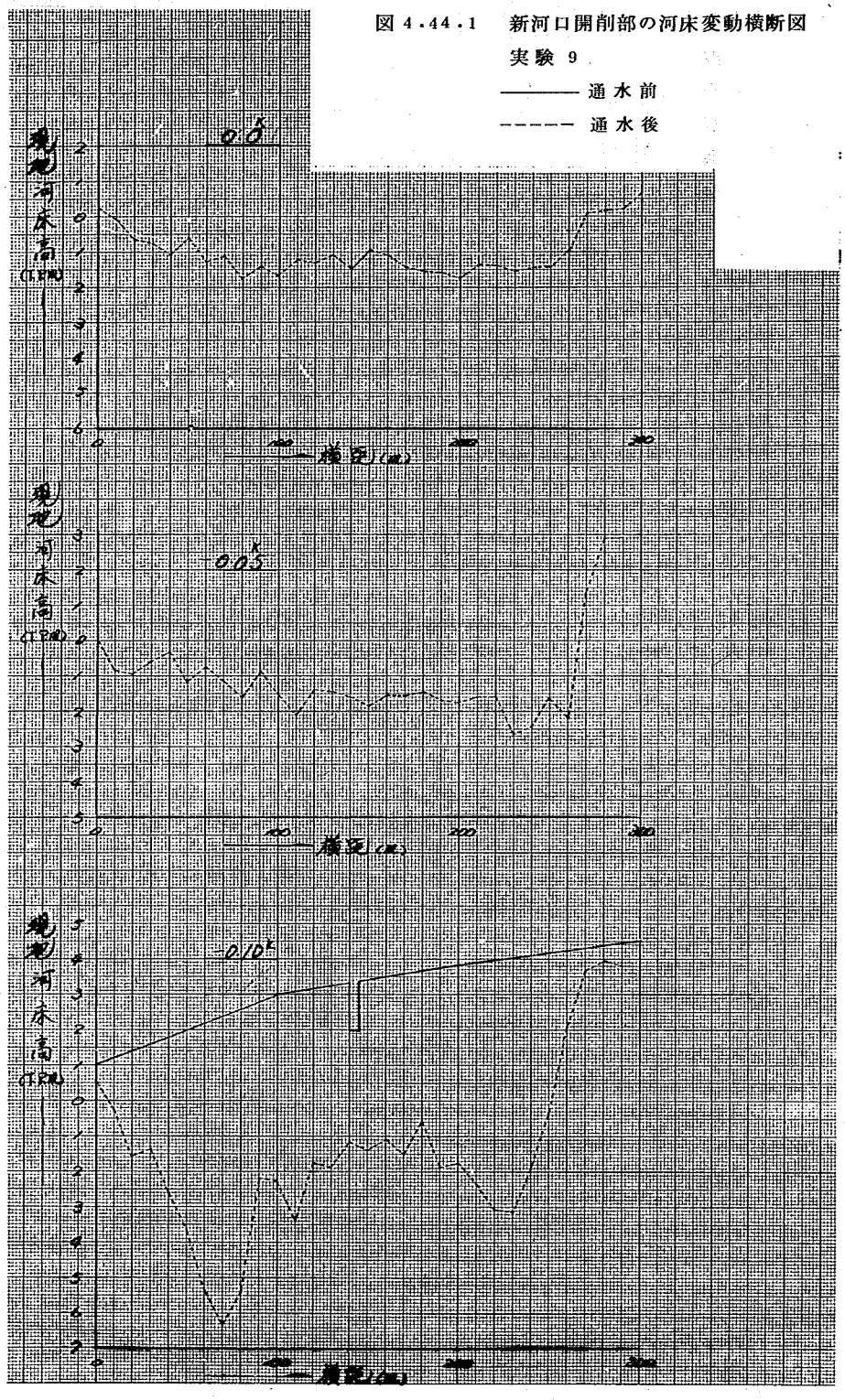


図 4.44.2　新河口開削部の河床変動横断図
実験 9

——— 通水前
- - - - - 通水後

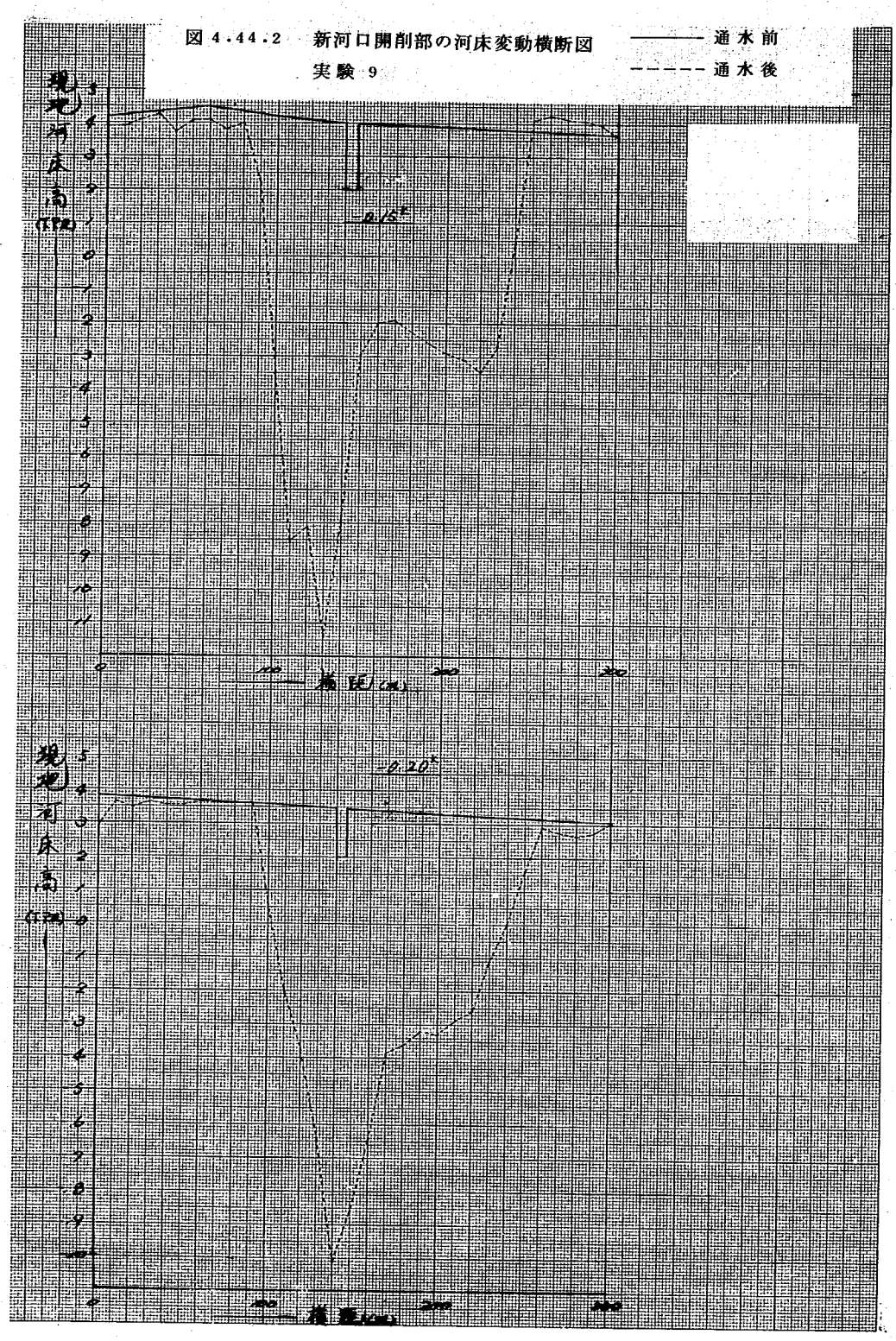


図 4.44.3　新河口開削部の河床変動横断図

実験 9

——— 通水前

- - - - - 通水後

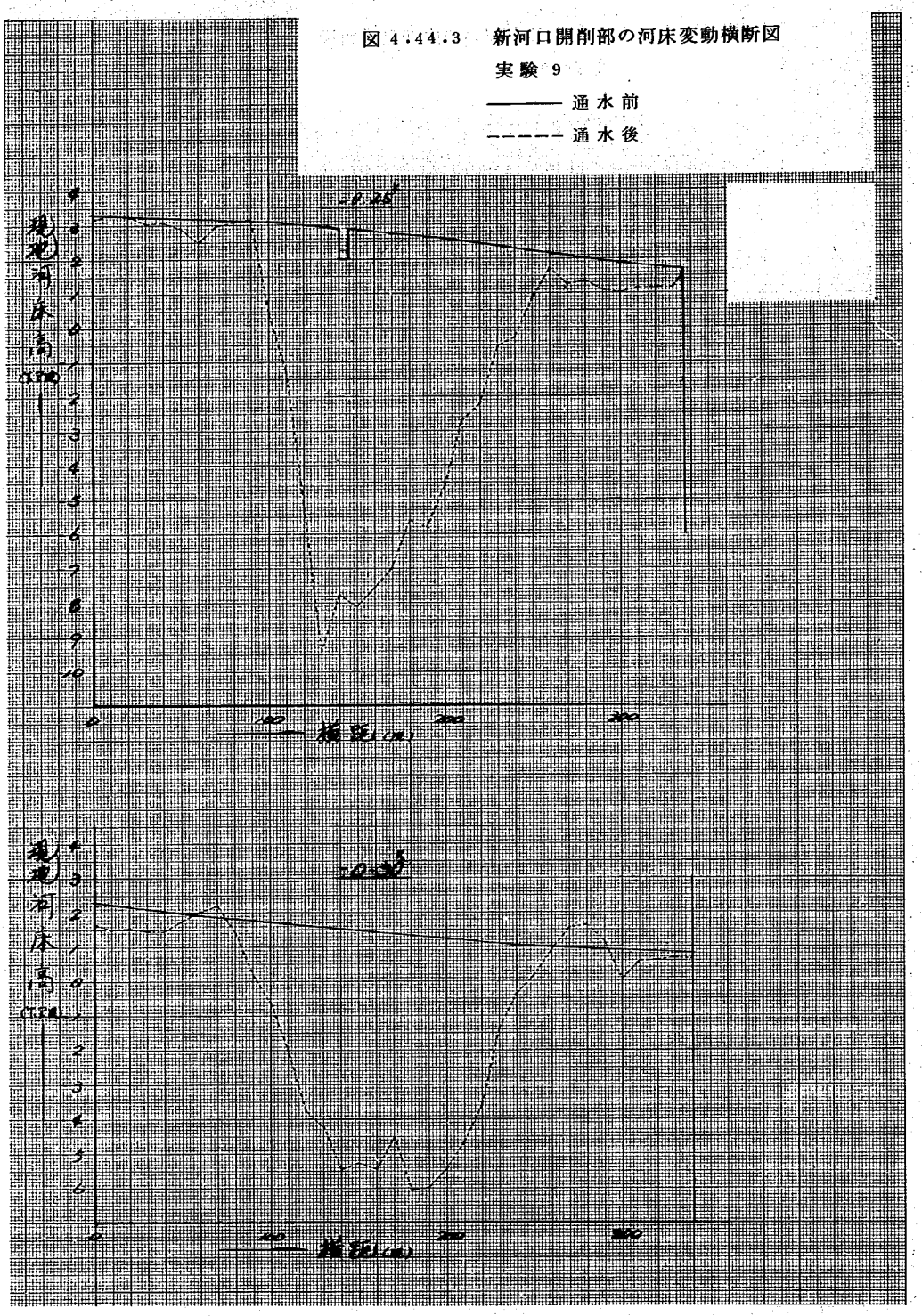


図 4.44.4　新河口開削部の河床変動横断図

実験 9

———— 通水前

－－－－－ 通水後

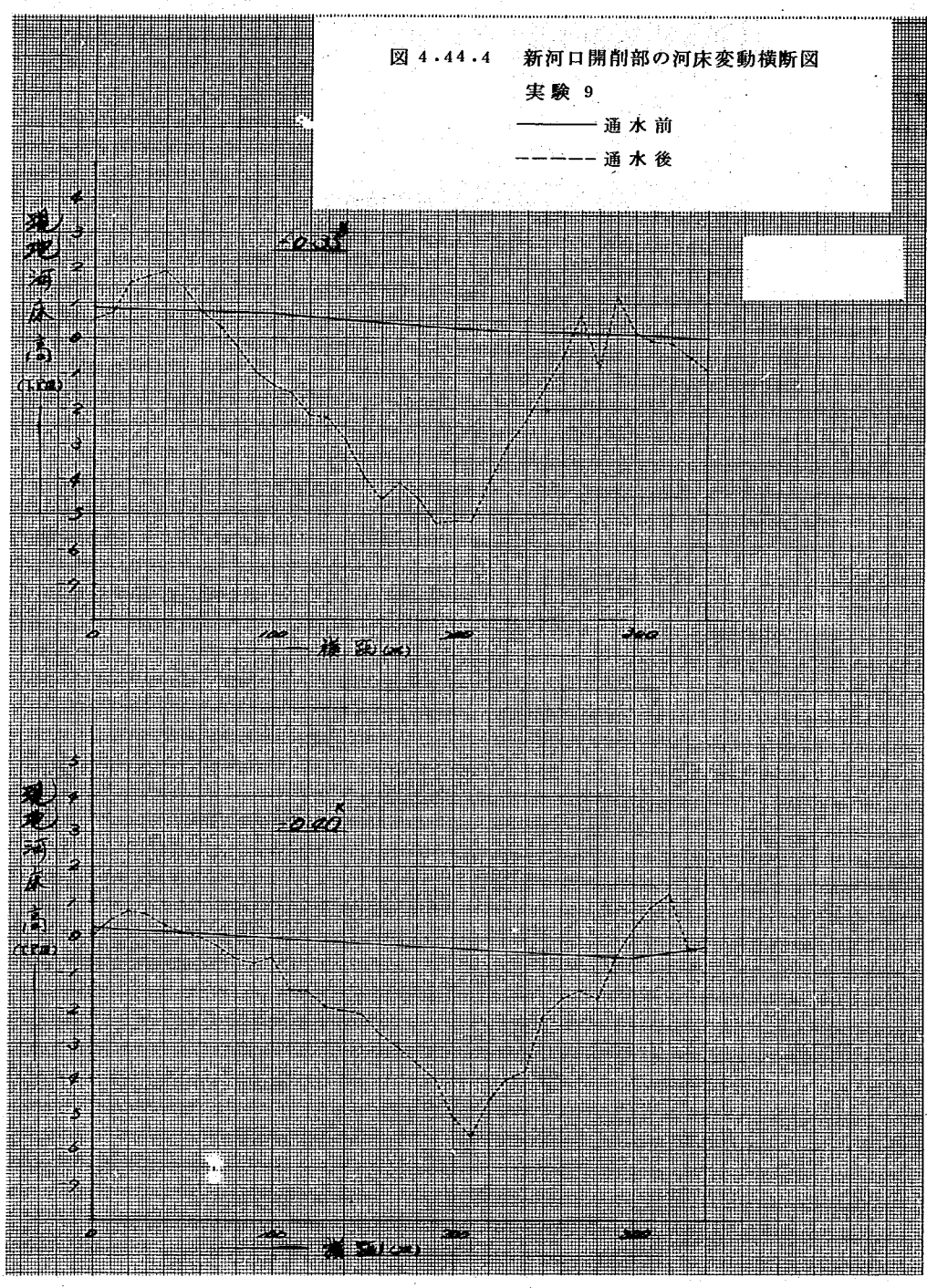
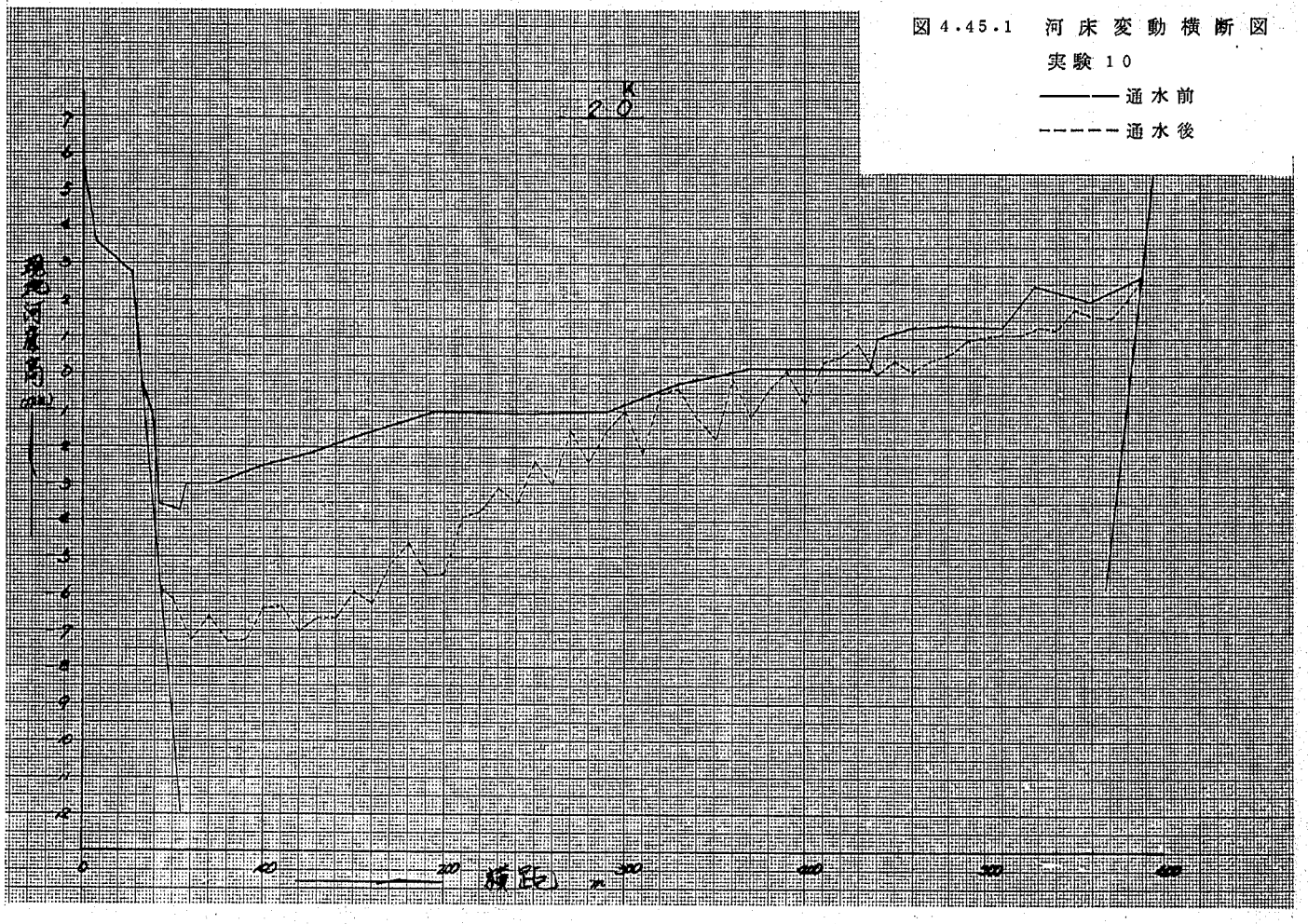


図 4.45.1　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

------ 通水後



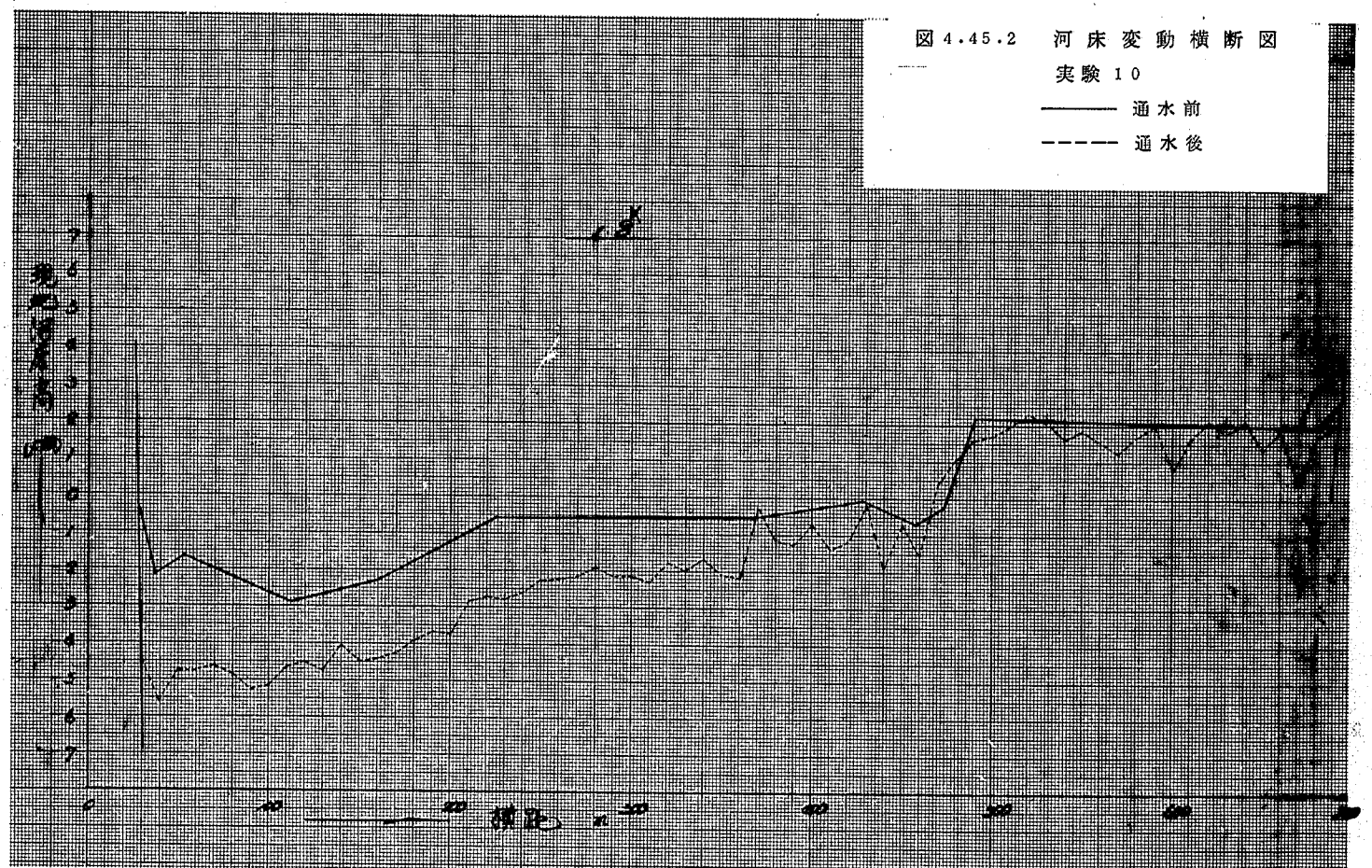


図 4.45.2　河床変動横断図
実験 10
——— 通水前
----- 通水後

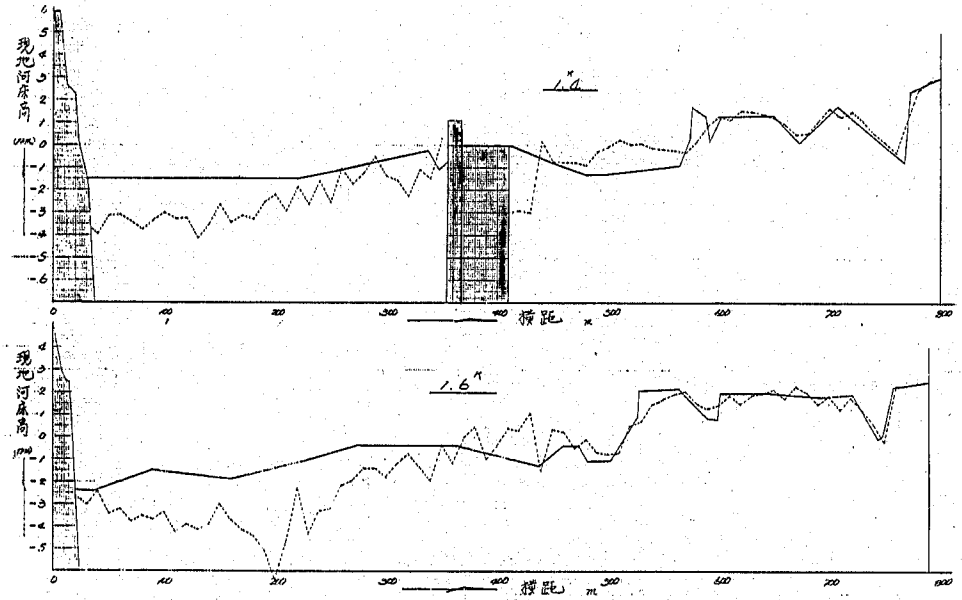


図 4.45.3　河床変動横断図
実験 10
——— 通水前
- - - - - 通水後

1.4K

1.6K

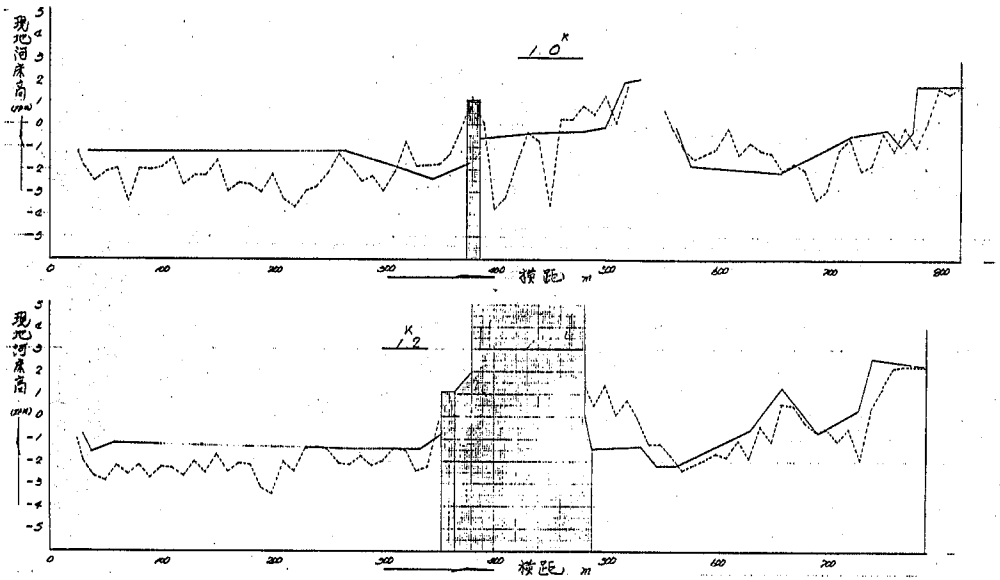


図4.45.4　河床変動横断図
実験10
——— 通水前
- - - - - 通水後

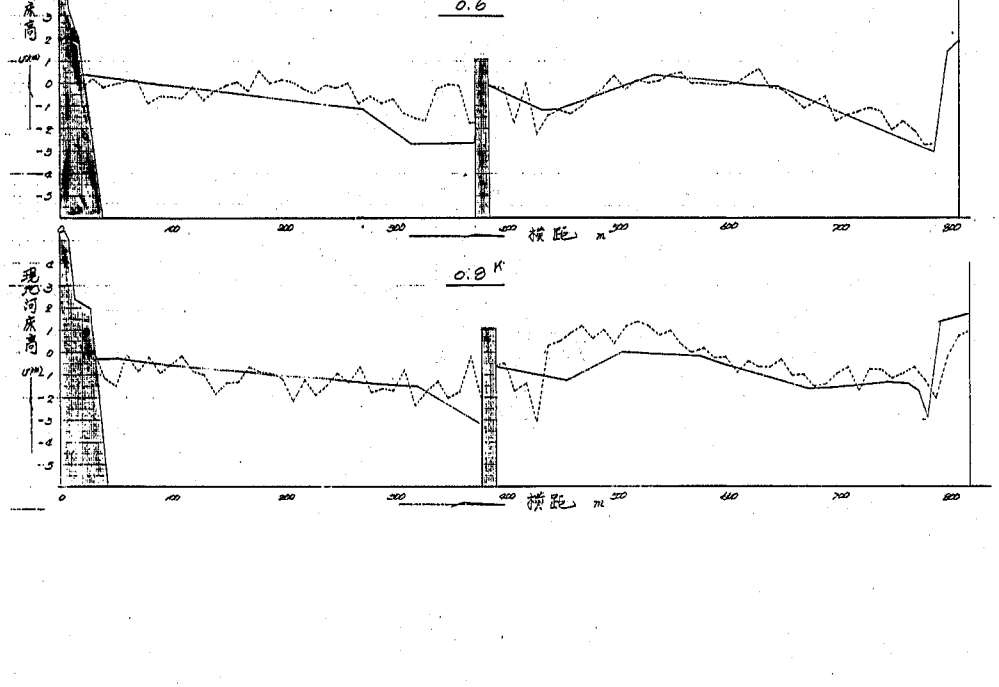


図 4.45.5　河床変動横断図
実験 10
——— 通水前
– – – – 通水後

0.6K

0.8K

図 4.45.6　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

- - - - - 通水後

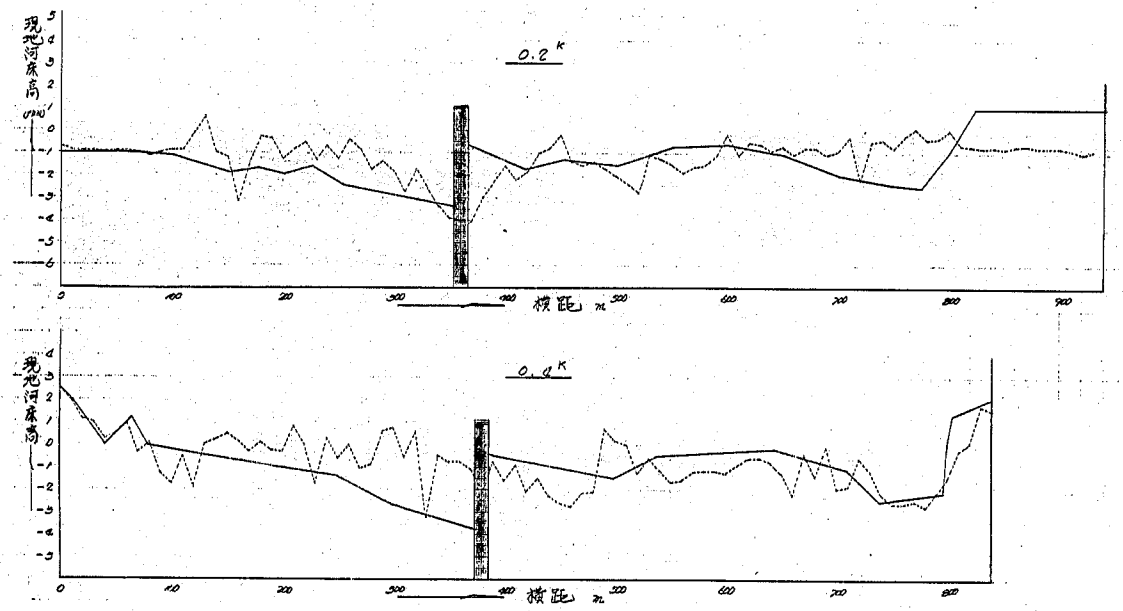


図 4.45.7　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

– – – – – 通水後

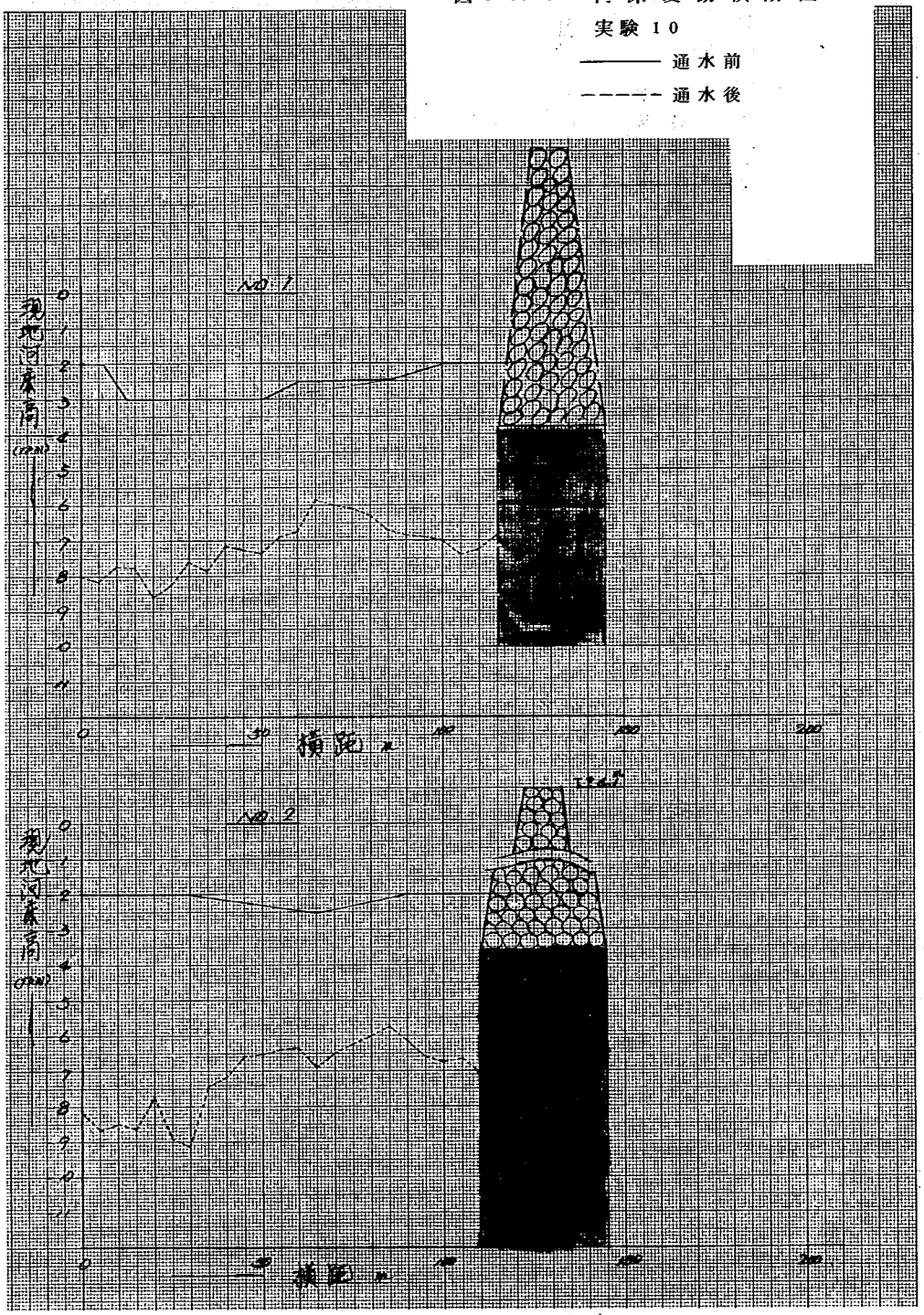


図 4.45.8　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

- - - - - 通水後

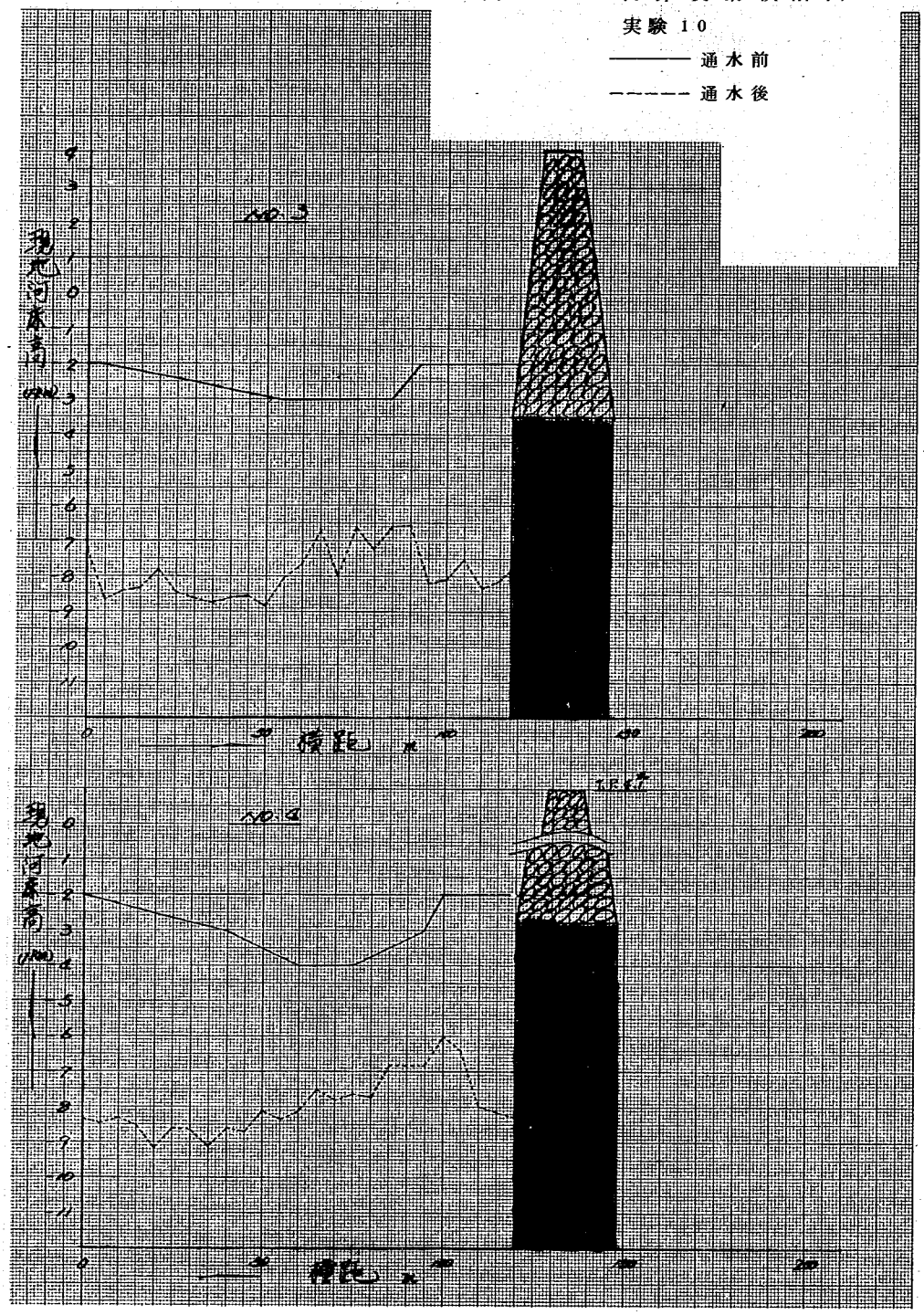


図 4.45.9　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

– – – – 通水後

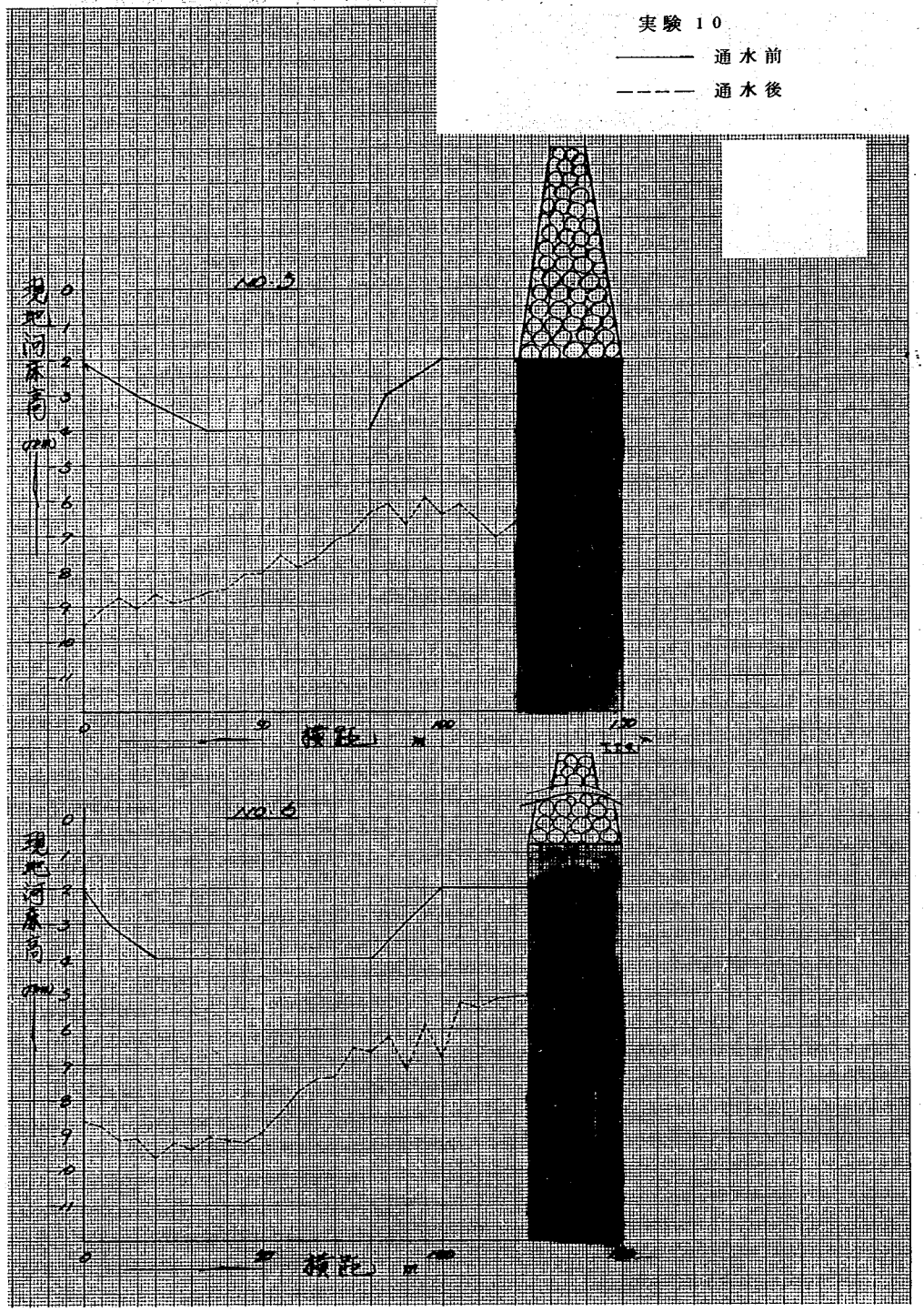


図 4.45.10　河床変動横断図
実験 10
——— 通水前
- - - - - 通水後

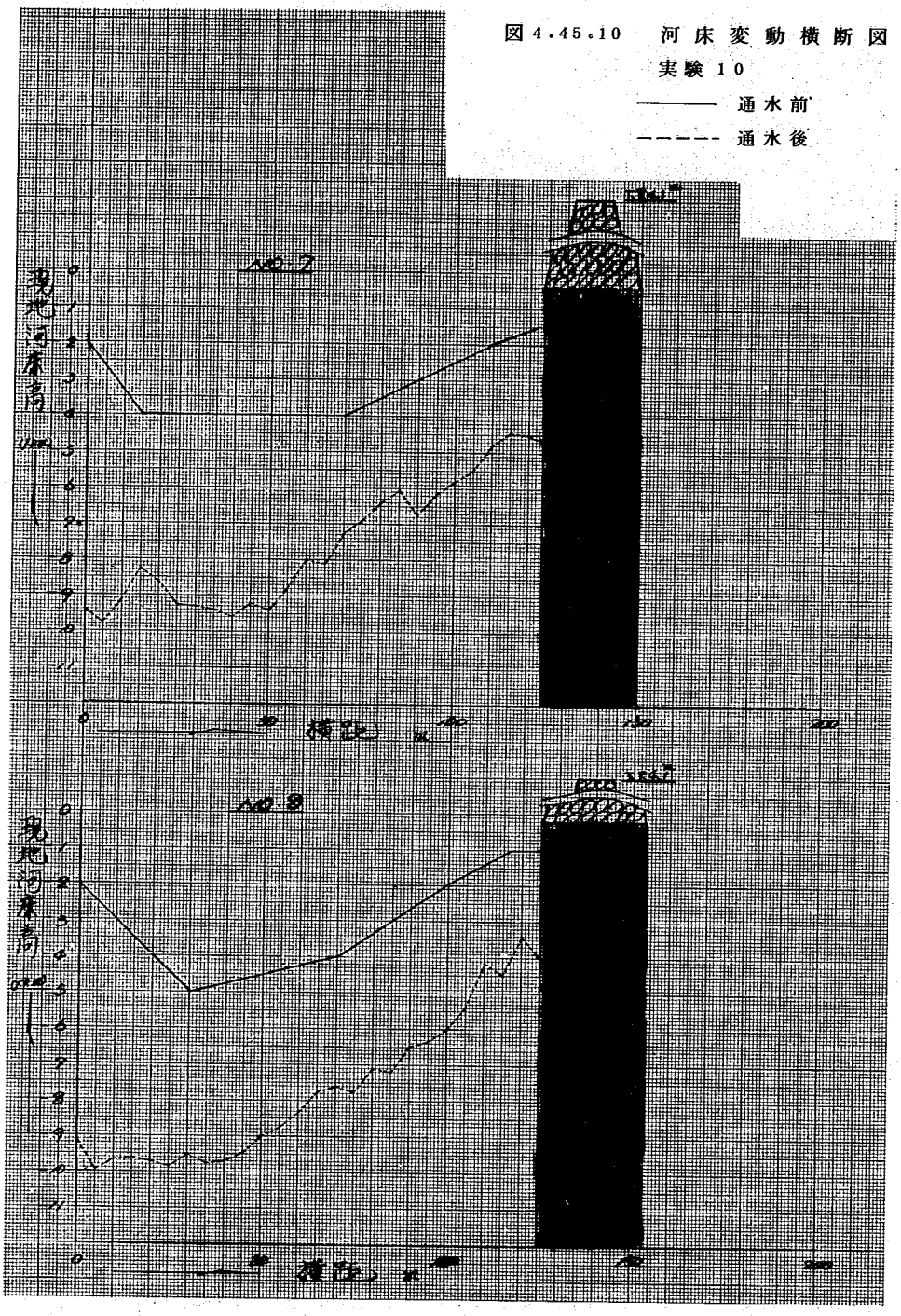


図 4.45.11　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

- - - - - - 通水後

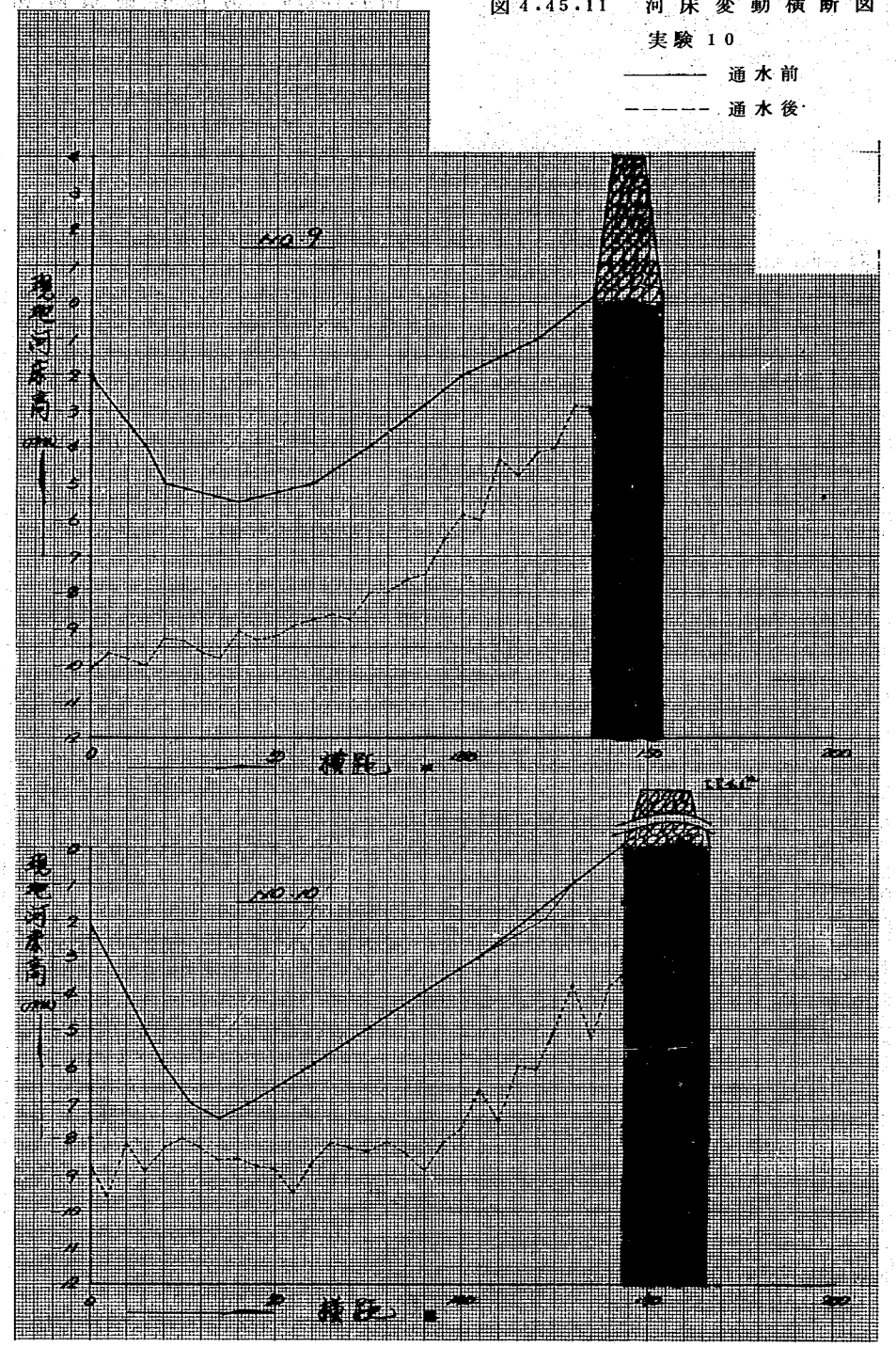


図 4.45.12　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

- - - - - 通水後

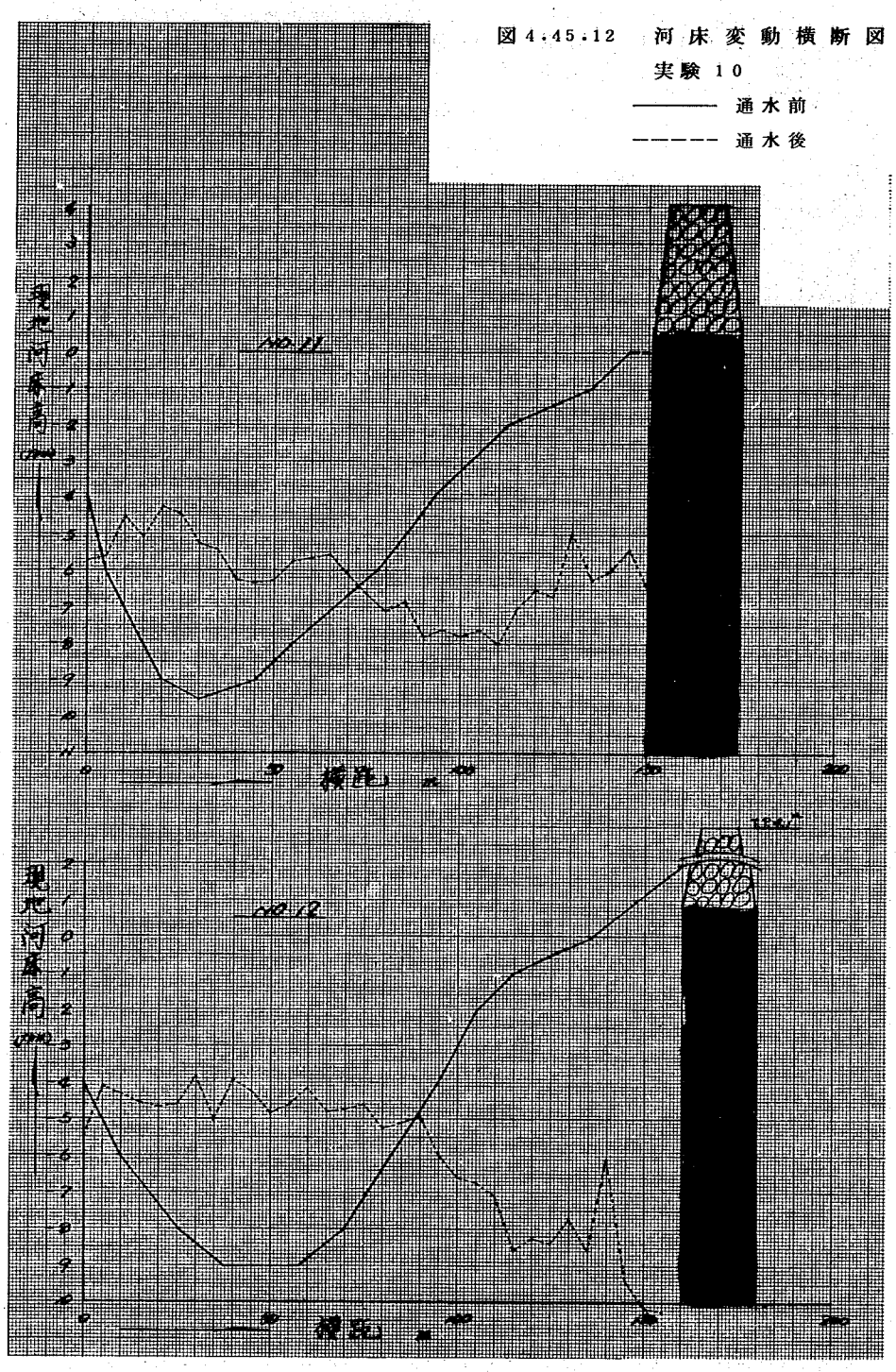


図 4.45.13　河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

- - - - - 通水後

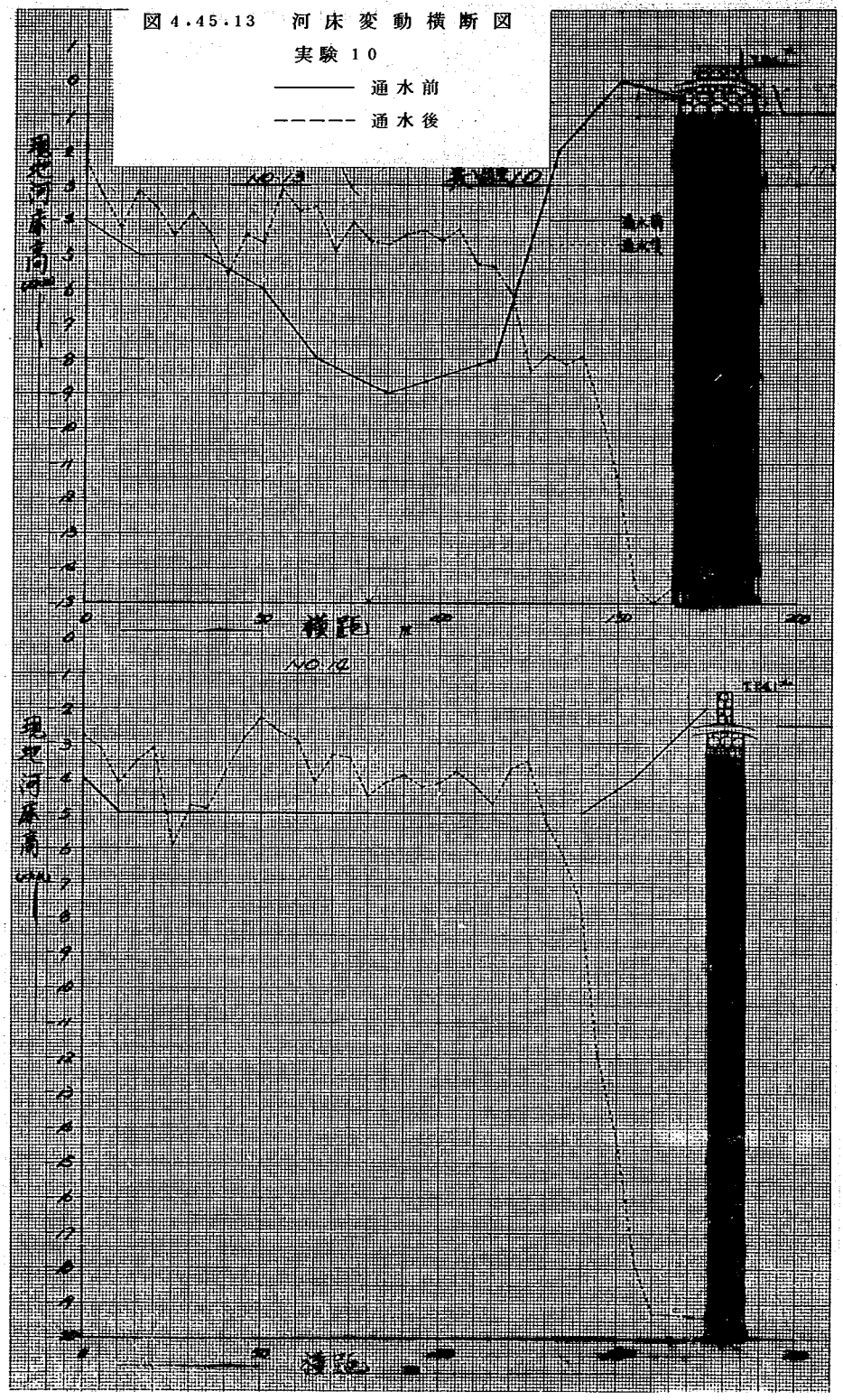
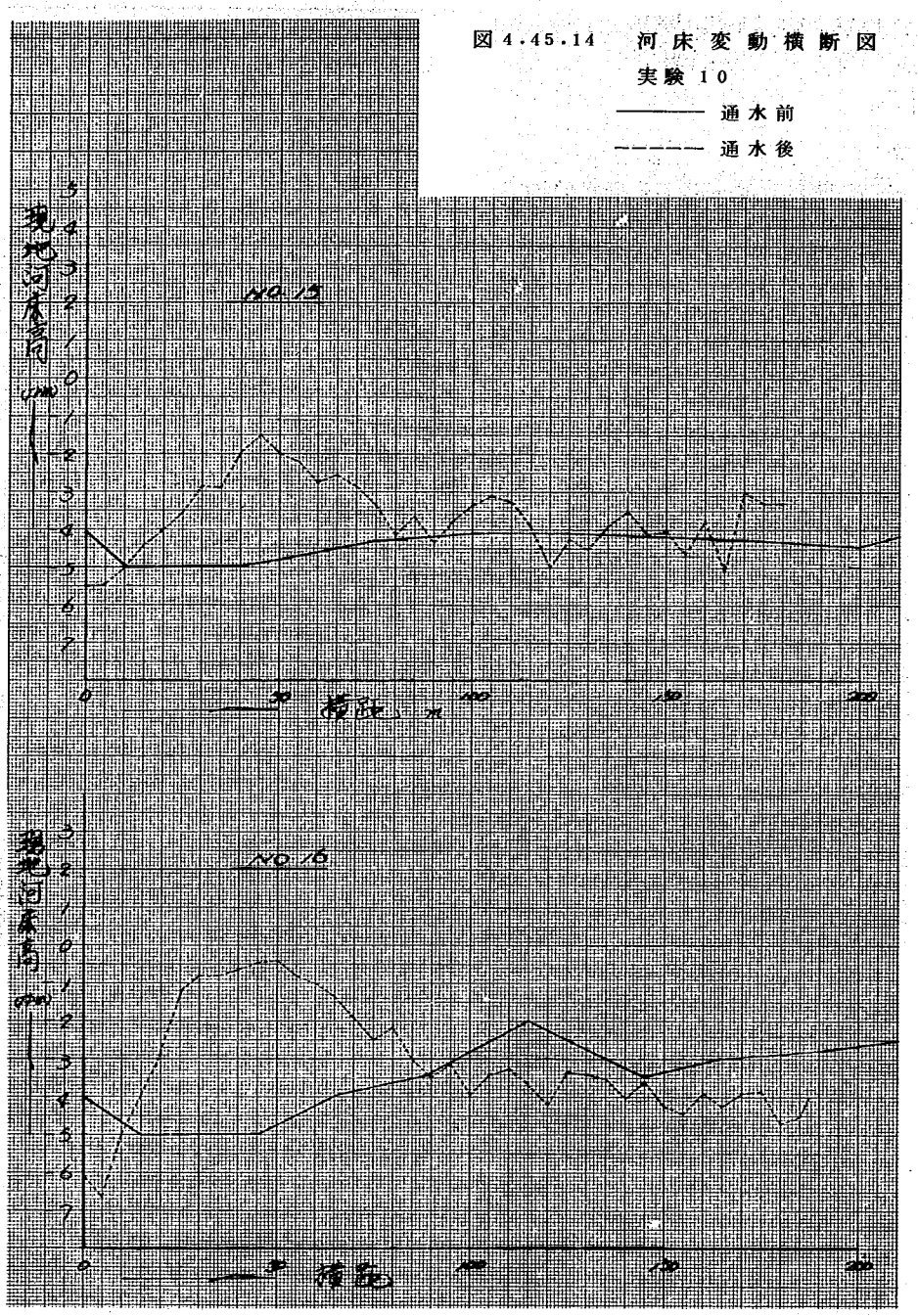


図 4.45.14　河床変動横断図
実験 10
———— 通水前
－－－－－ 通水後



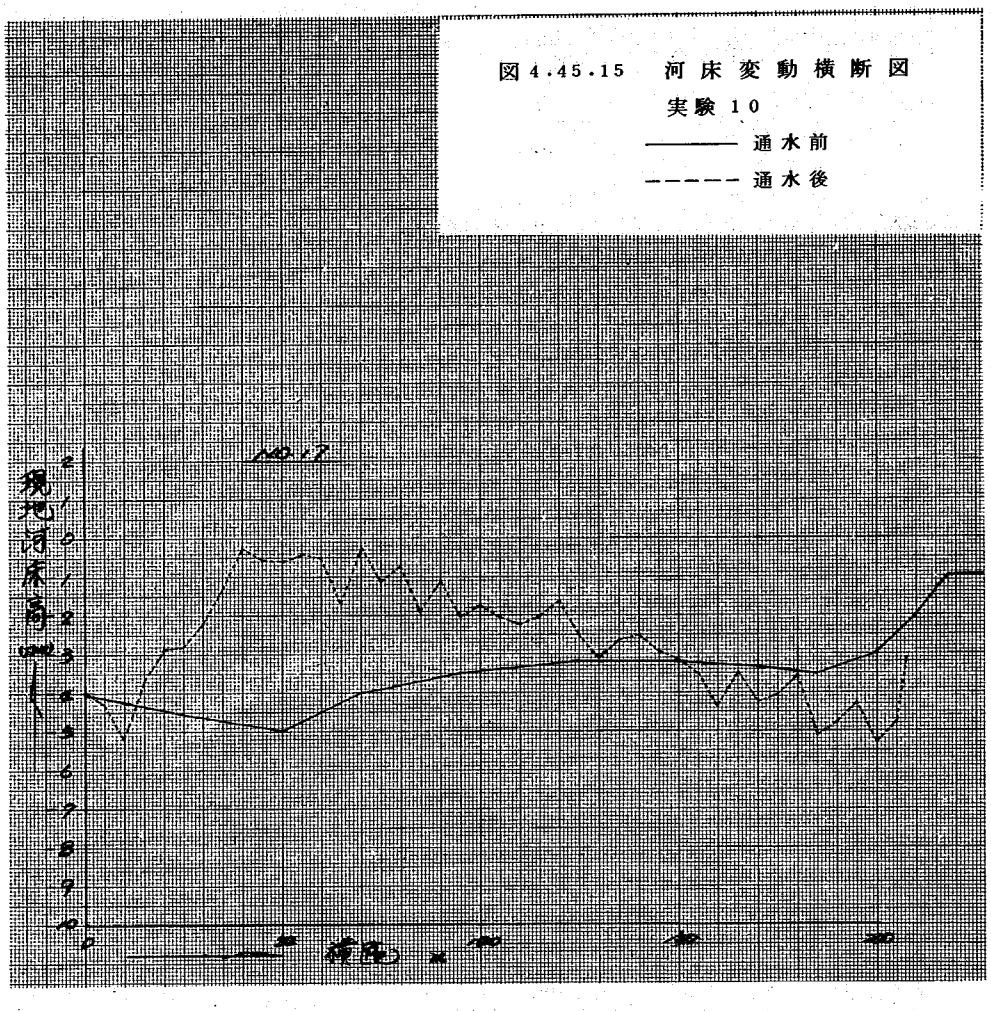


図 4.45.15　河床変動横断図
実験 10
——— 通水前
– – – – – 通水後

図 4.45.16 河床変動横断図

実験 10

——— 通水前

- - - - - 通水後

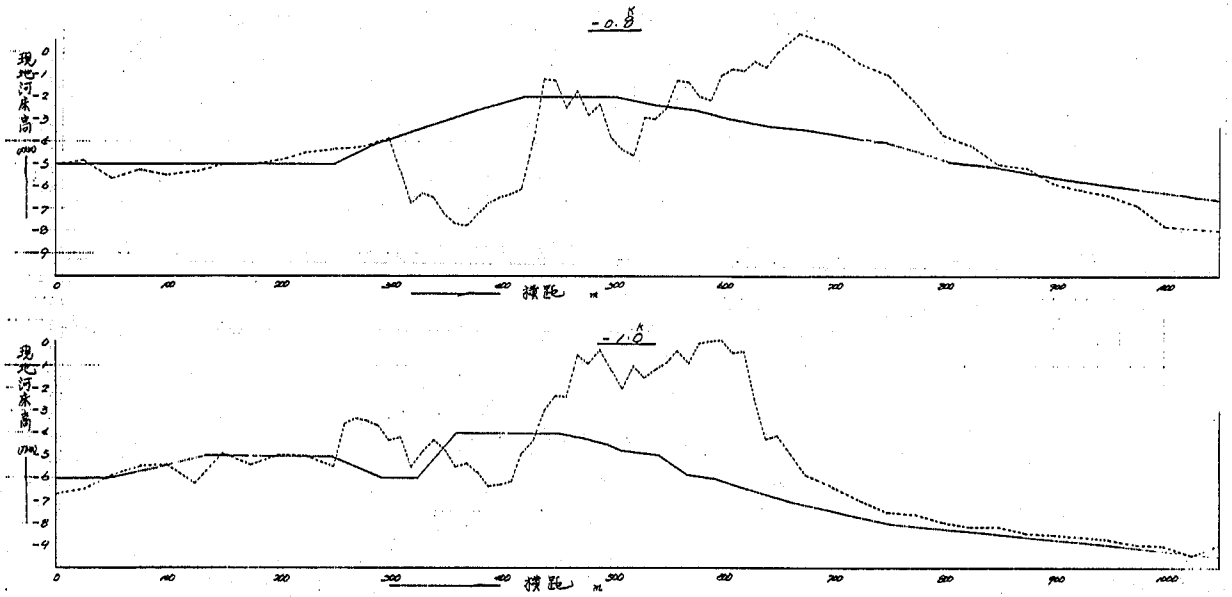


図 4.45.17 河 床 変 動 横 断 図

実験 10

——— 通水前

– – – – 通水後

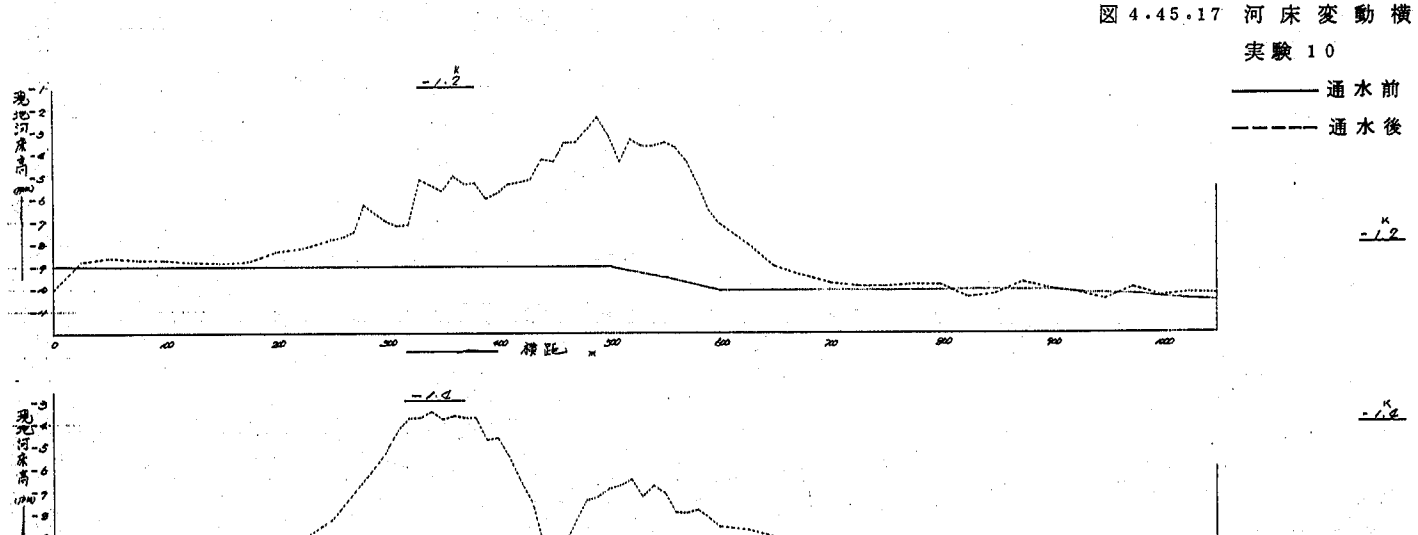


図 4.46.1　新導流堤内の河床変動横断図
実験 10

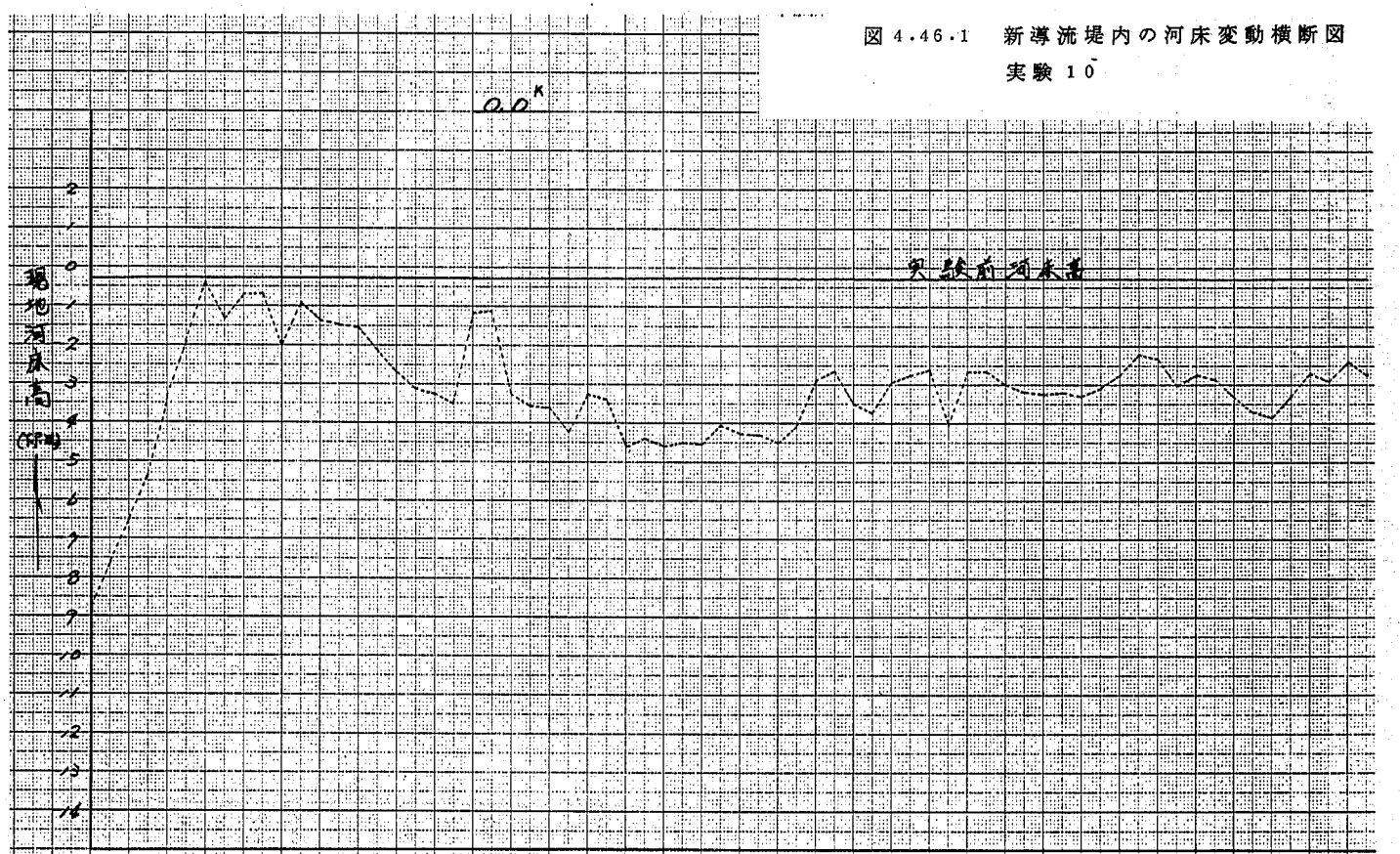


図 4.46.2　新導流堤内の河床変動横断図
実験 10

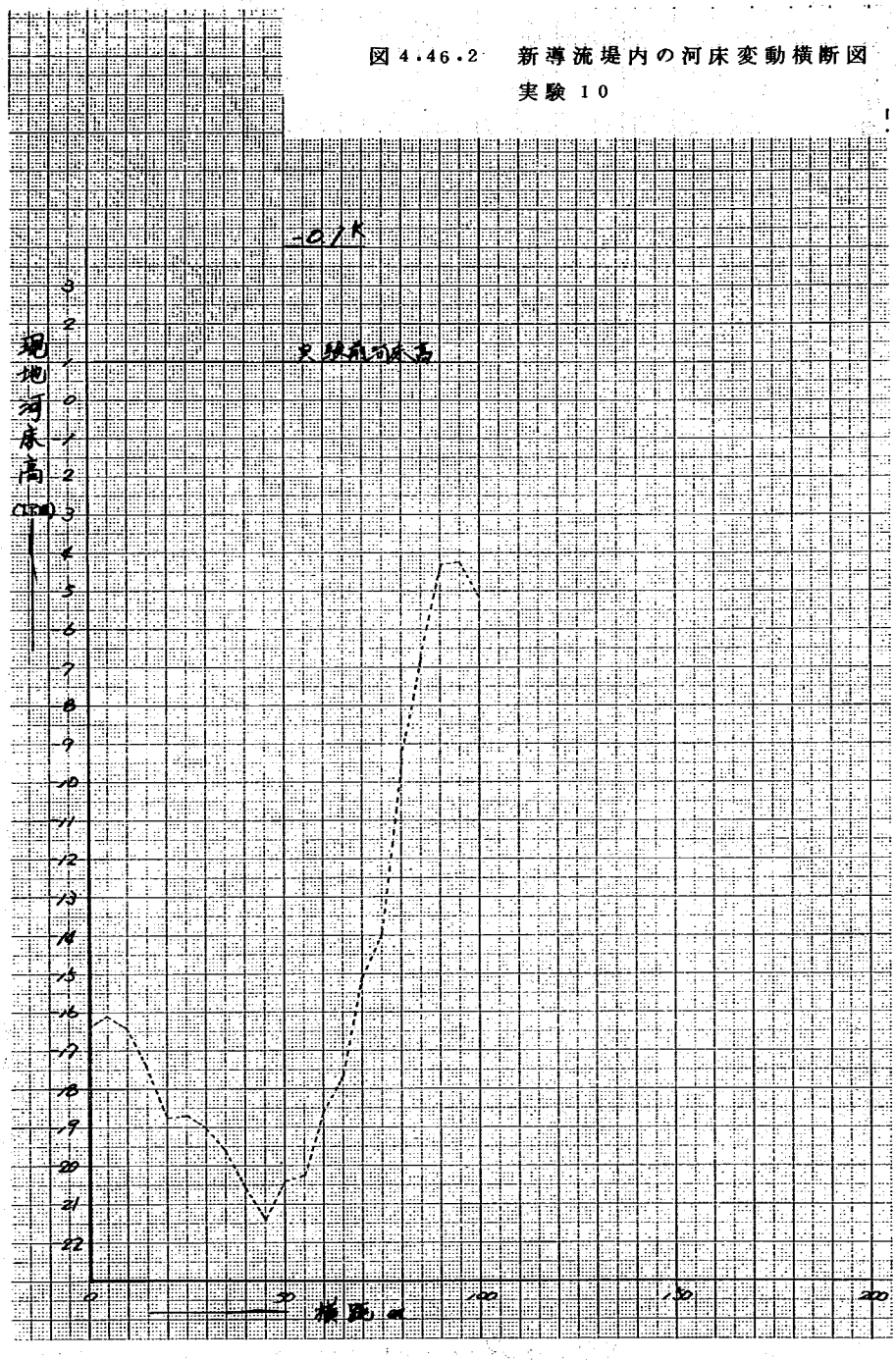


図 4.46.3　新導流堤内の河床変動横断図
実験 10

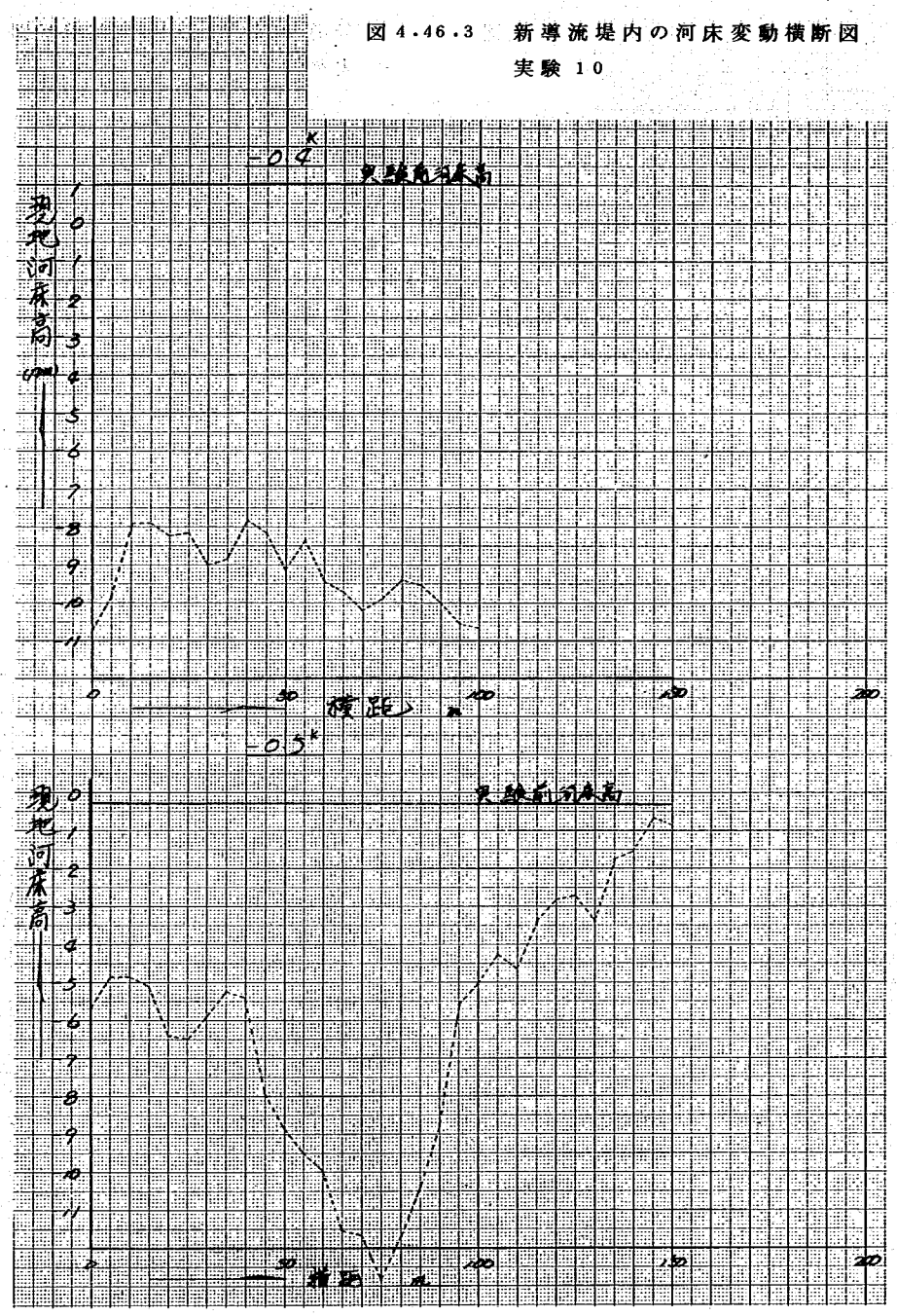


図 4.46.4　新導流堤内の河床変動横断図
実験 10

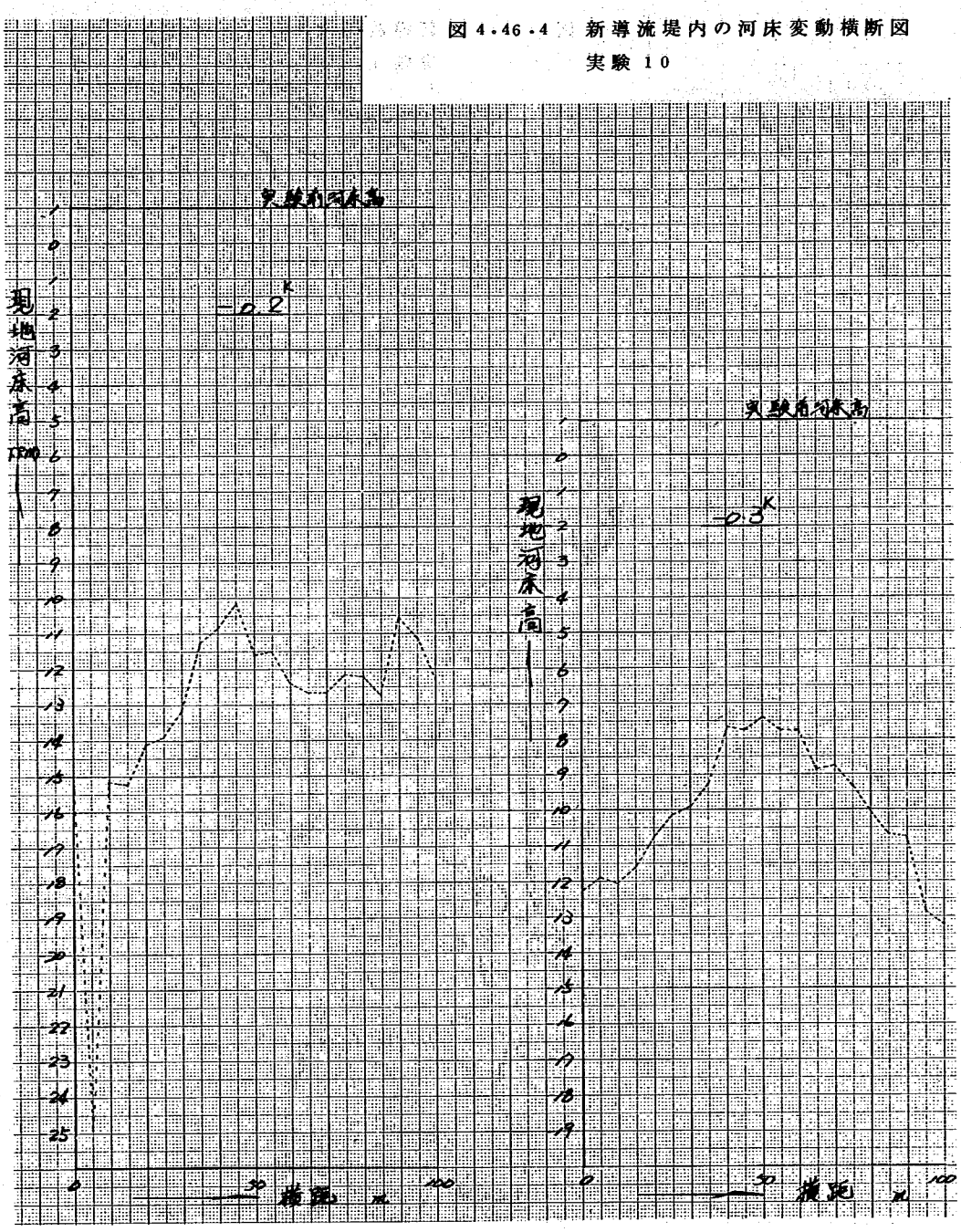


図 4.46.5　新導流堤内の河床変動横断図
実験 10

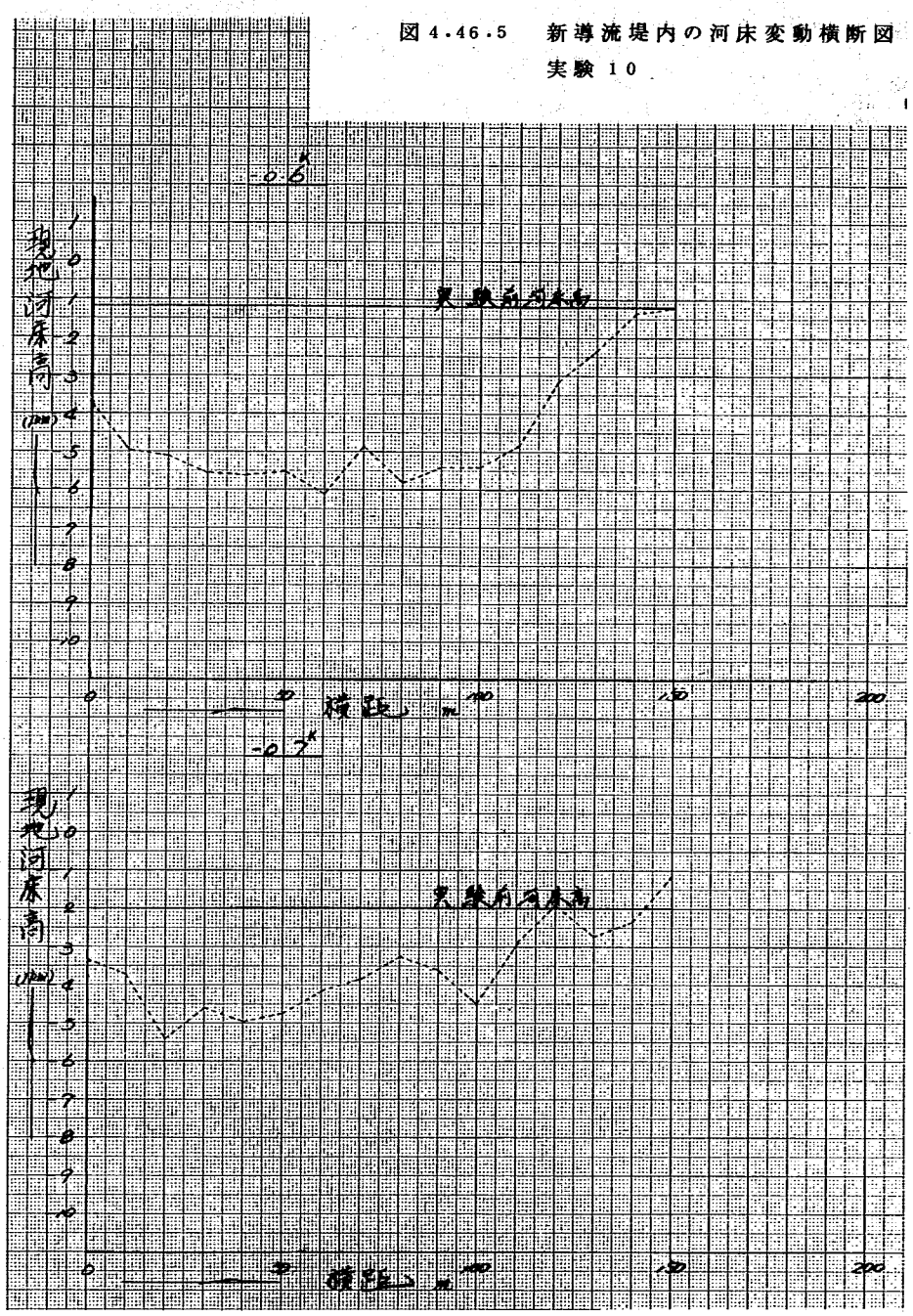


図 4.47.1　等　深　線　図

昭和 43 年 7 月

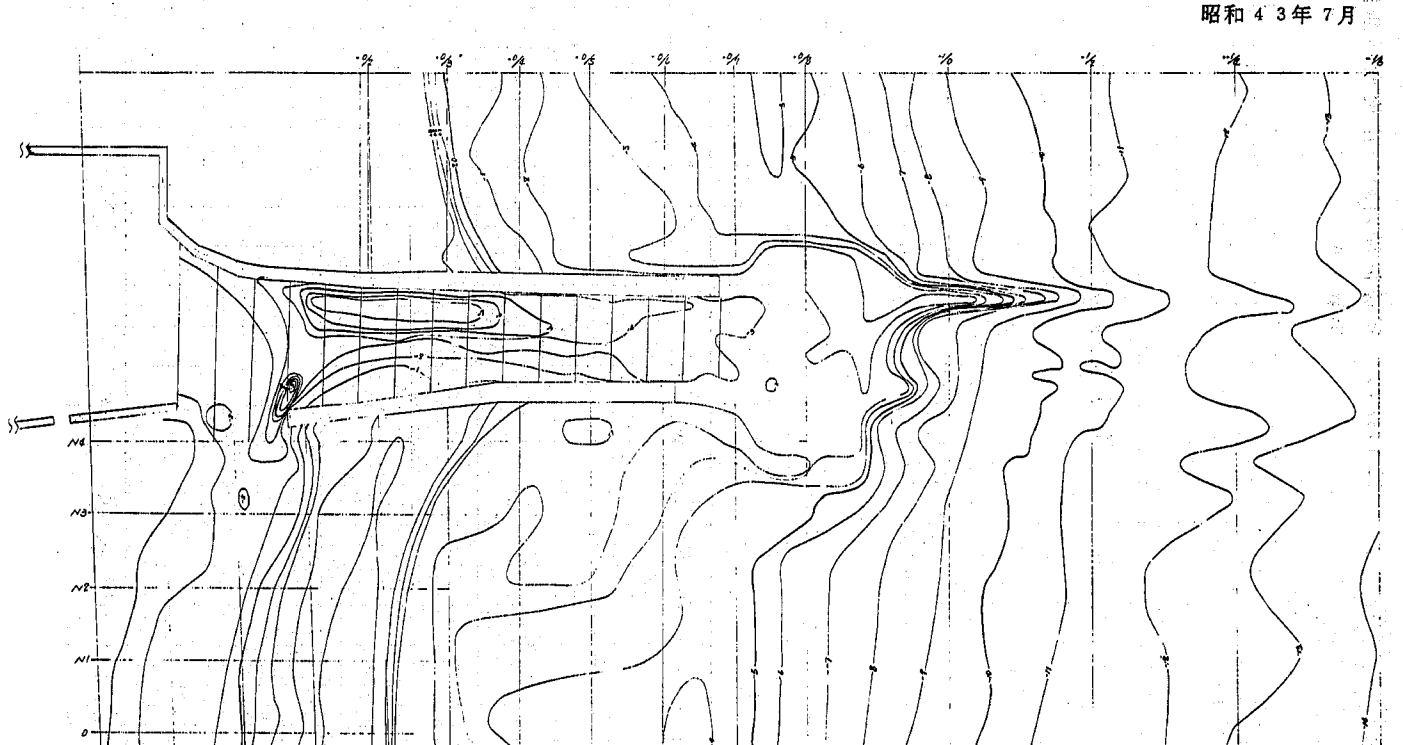


図 4.47.2　等深線図

実験 1

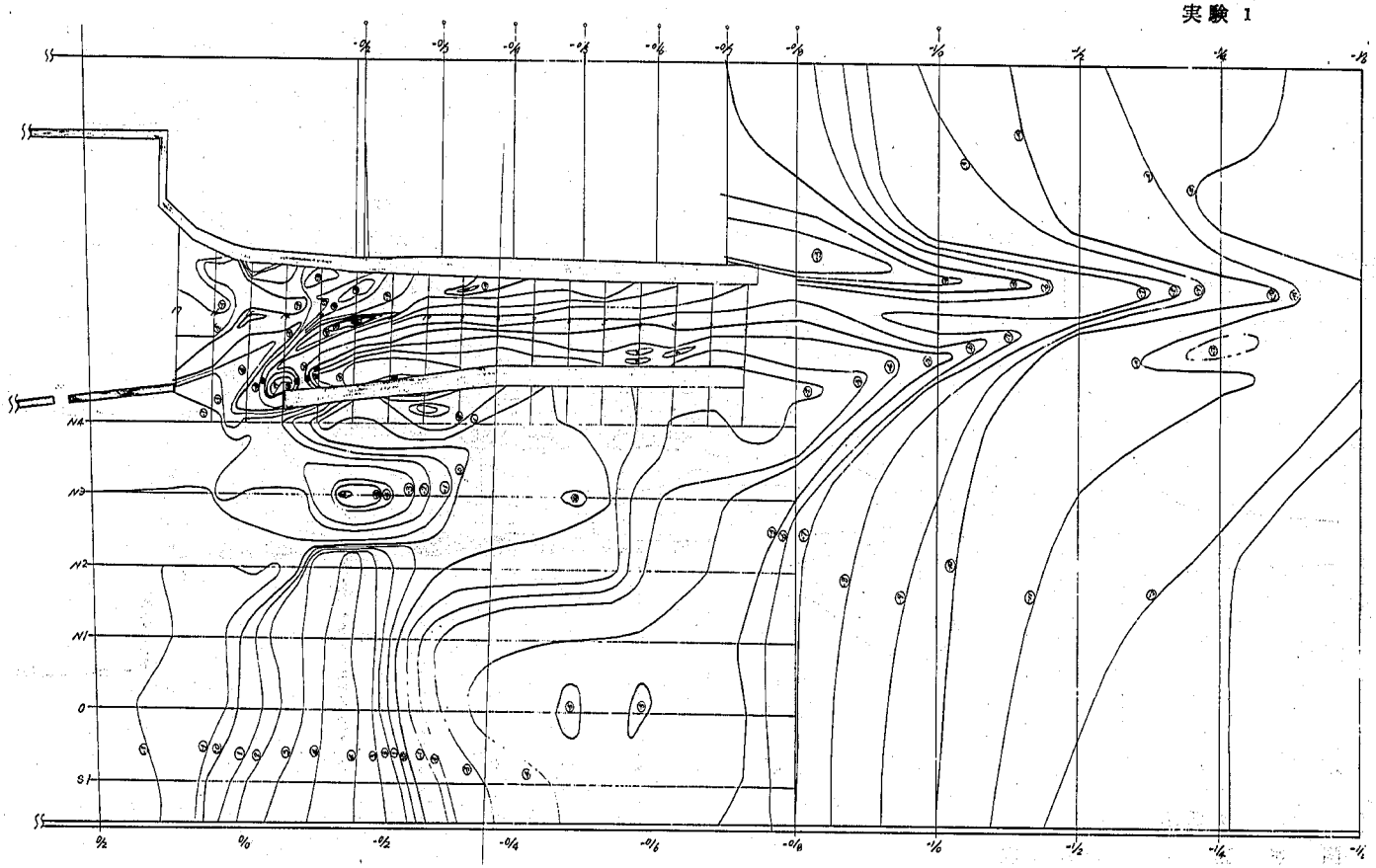


図 4.47.3　等　深　線　図

実験 2

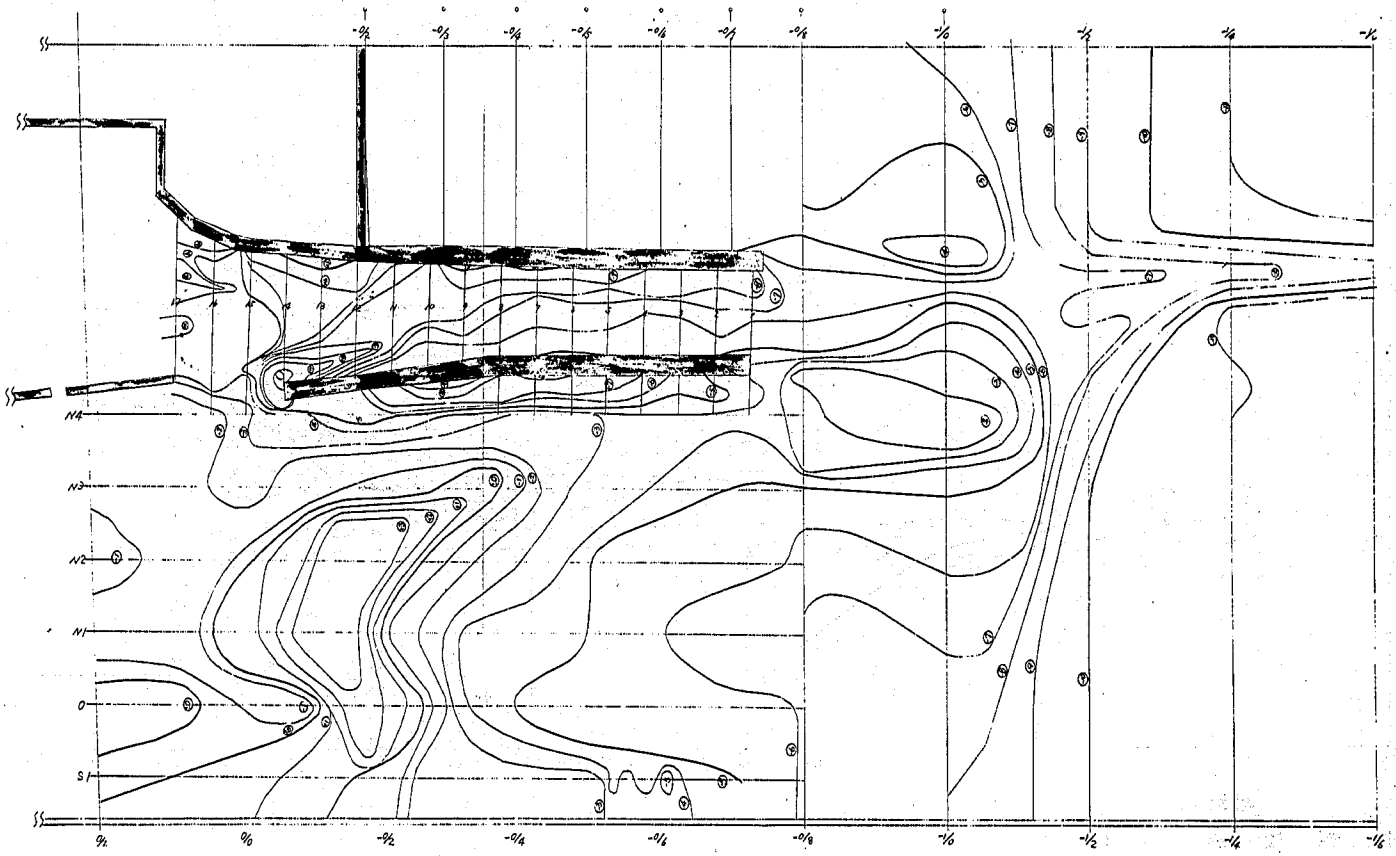


図 4.47.4　等　深　線　図

実験 3

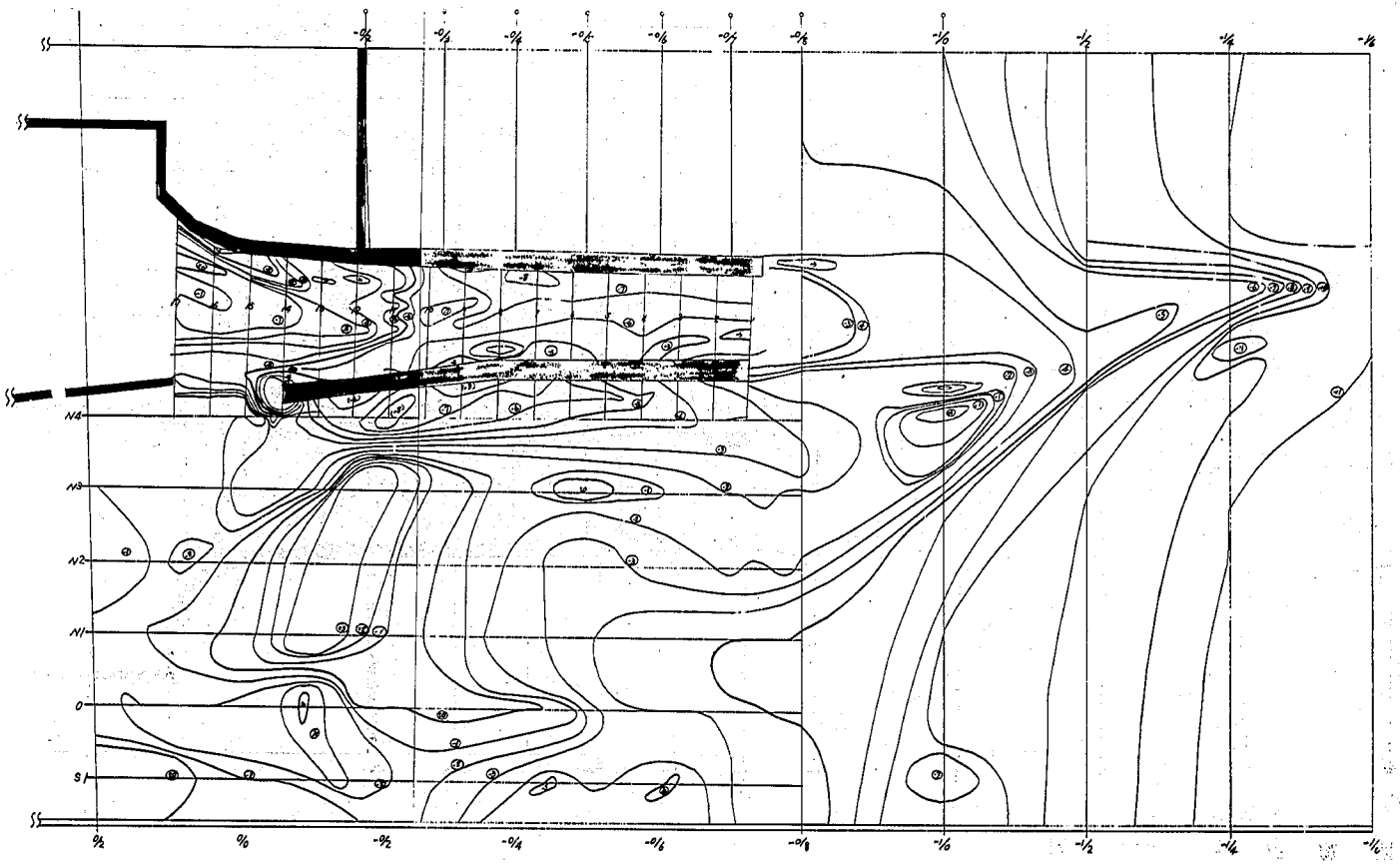


図 4.47.5　等深線図
実験 4

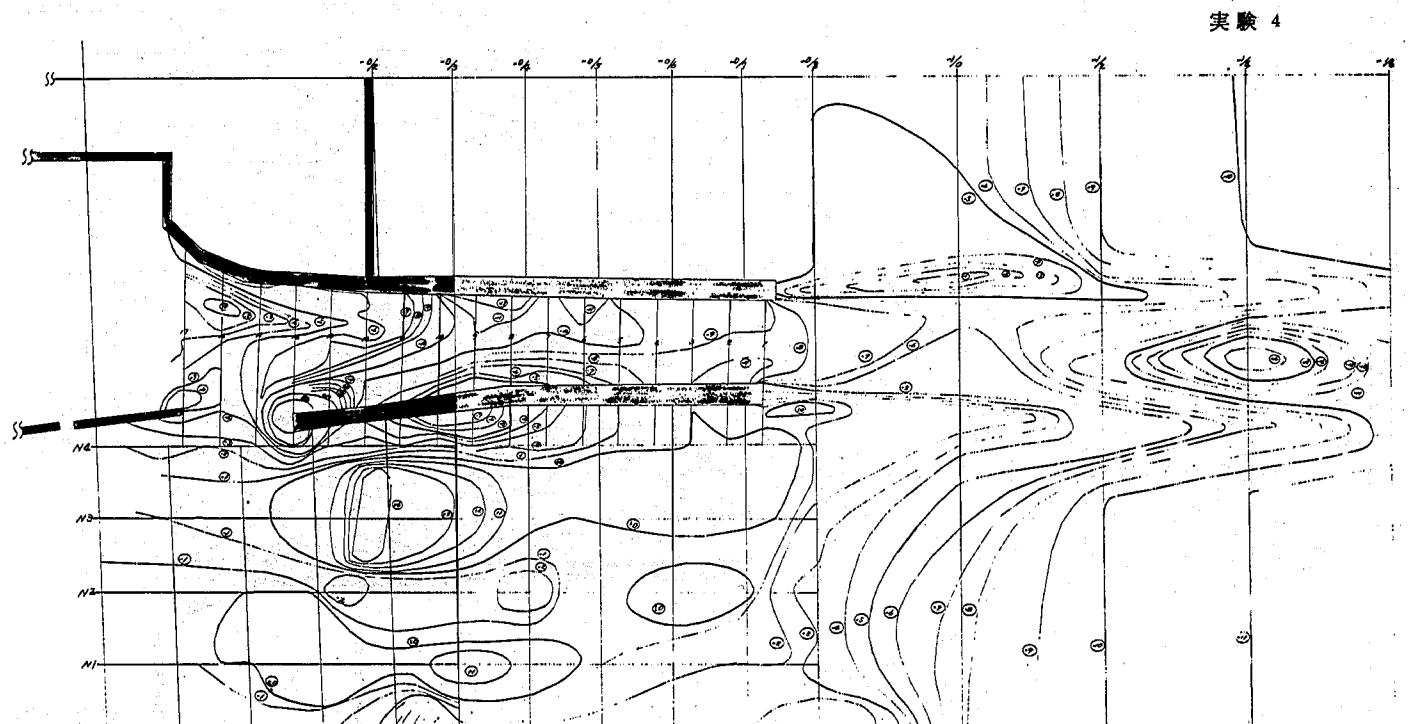


図 4.47.6　等　深　線　図
実験 5

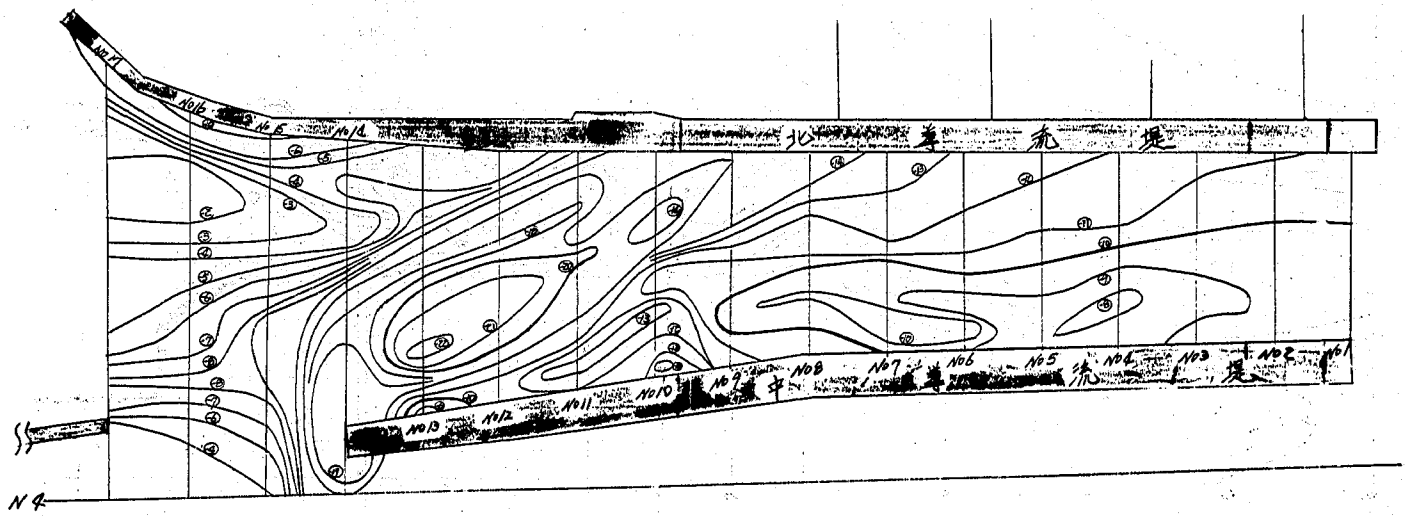


図 4.47.7　等　深　線　図

実験 6

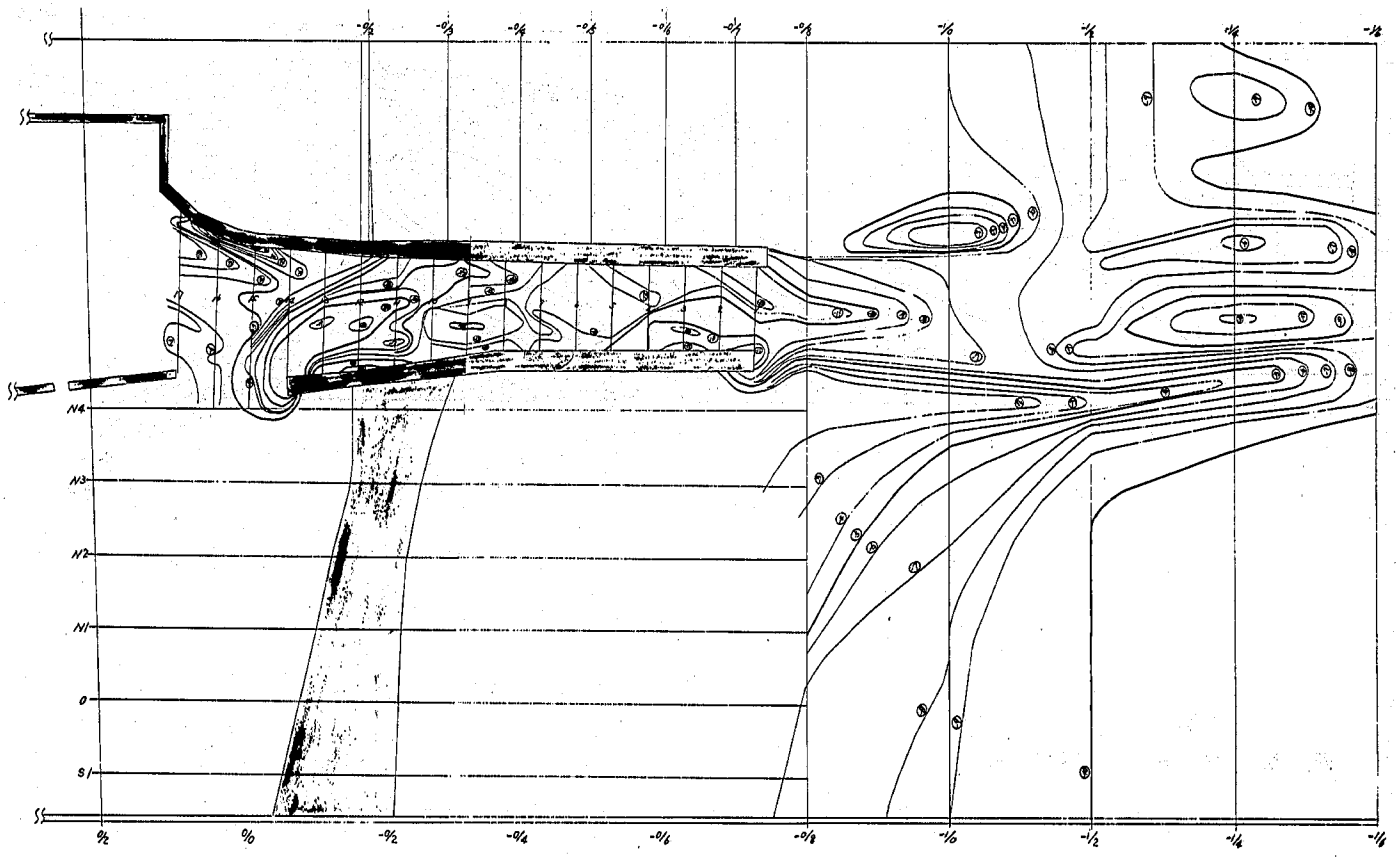


図 4.47.8　等　深　線　図

実験 7

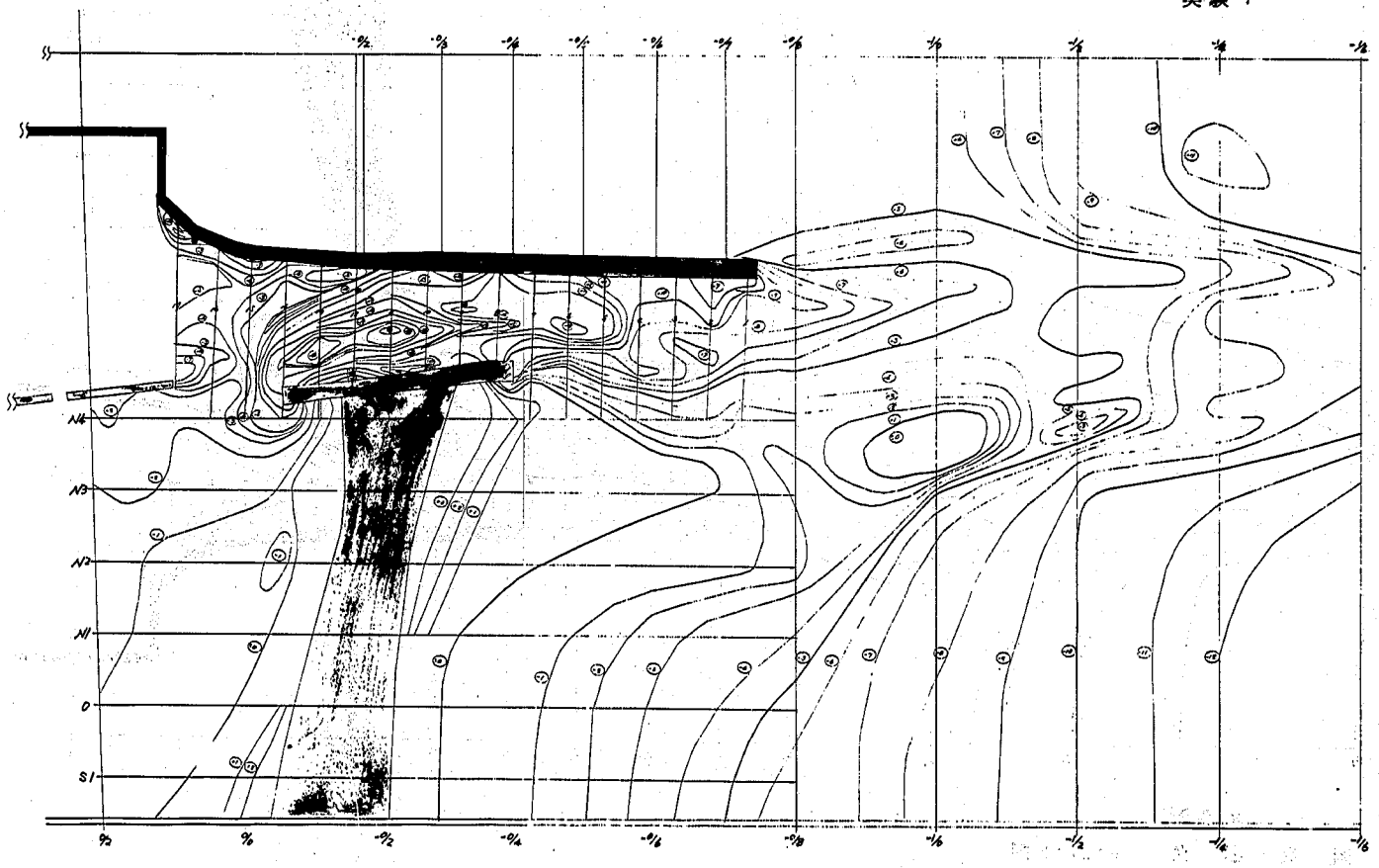


図 4.47.9　等　深　線　図

実験 8

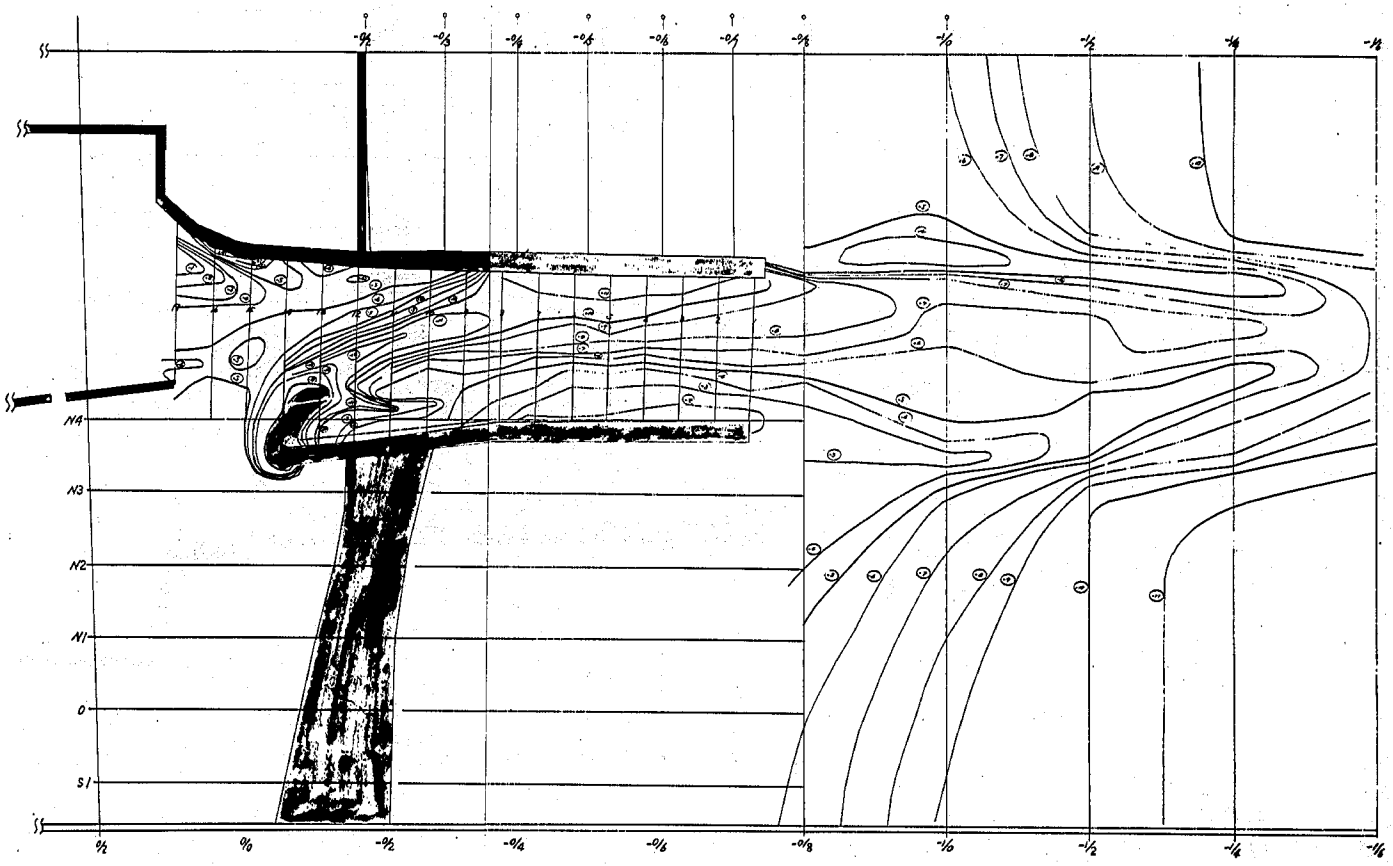


図 4.47.10　等　深　線　図

実験 9

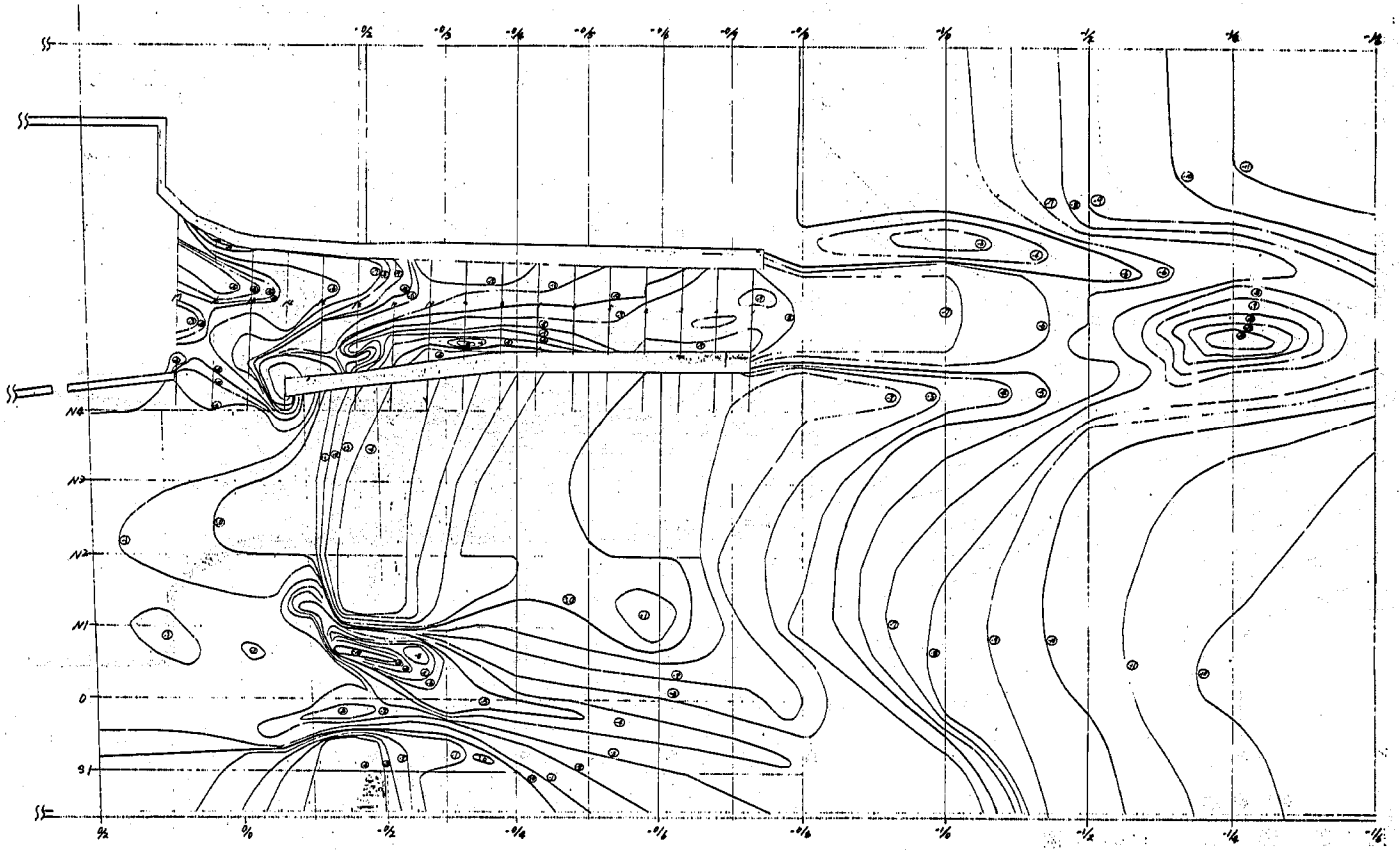
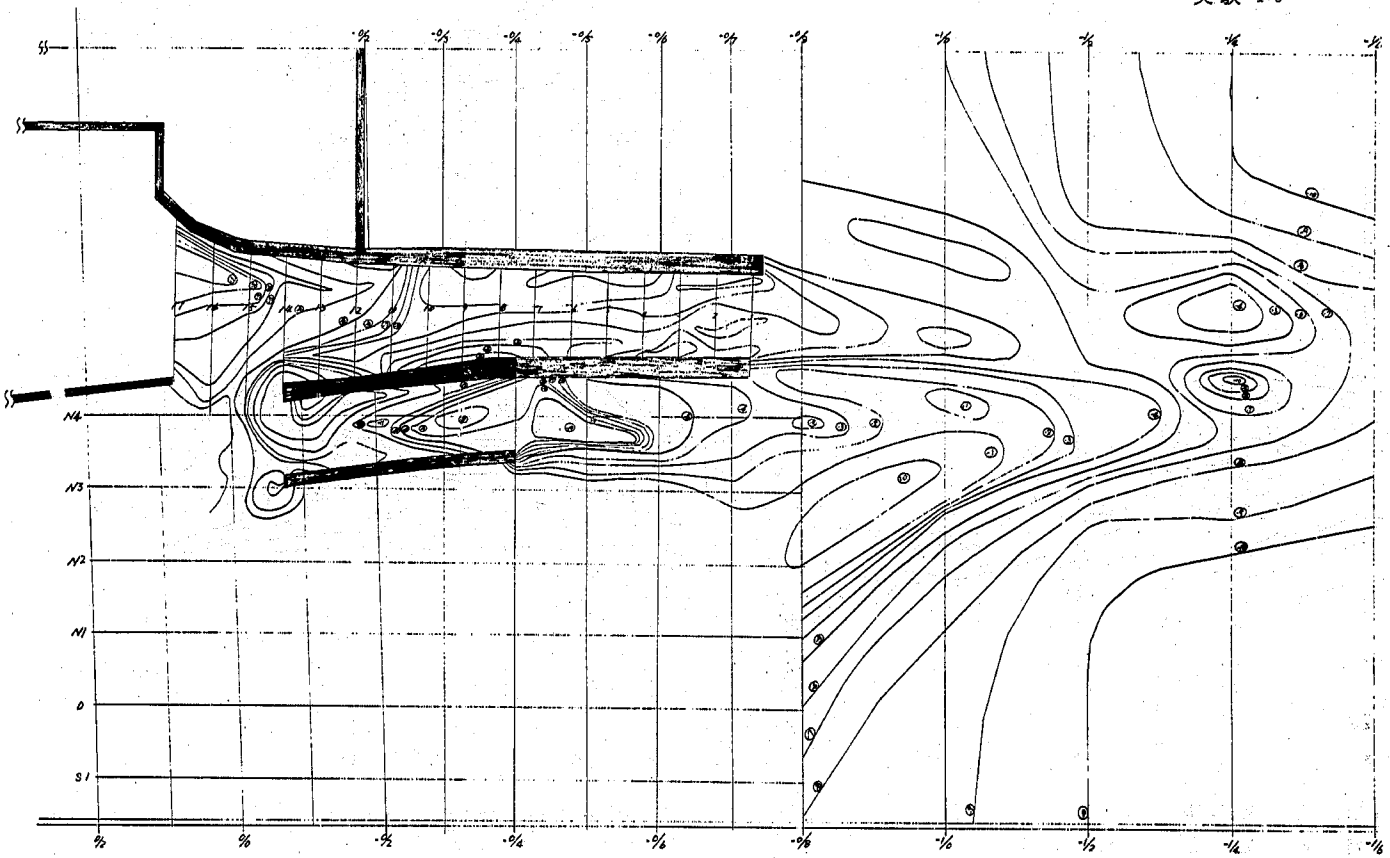


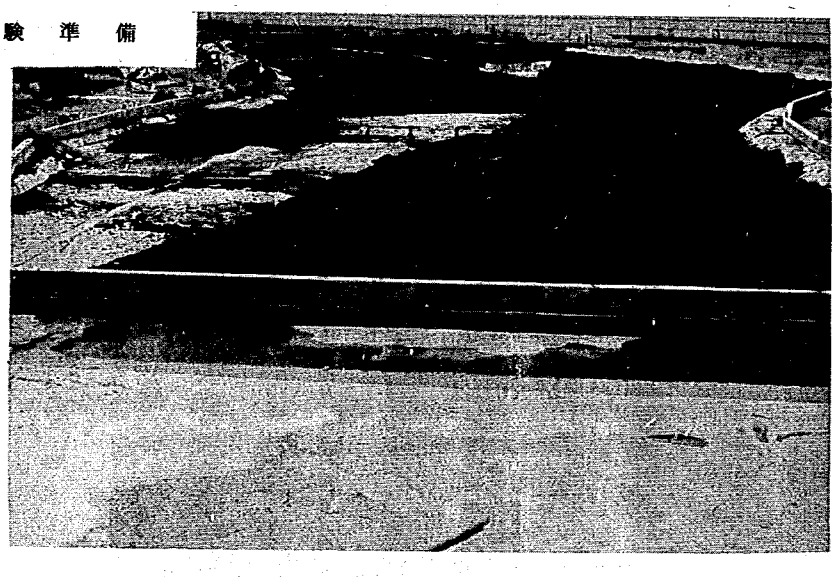
図 4.47.11　等　深　線　図

実験 10

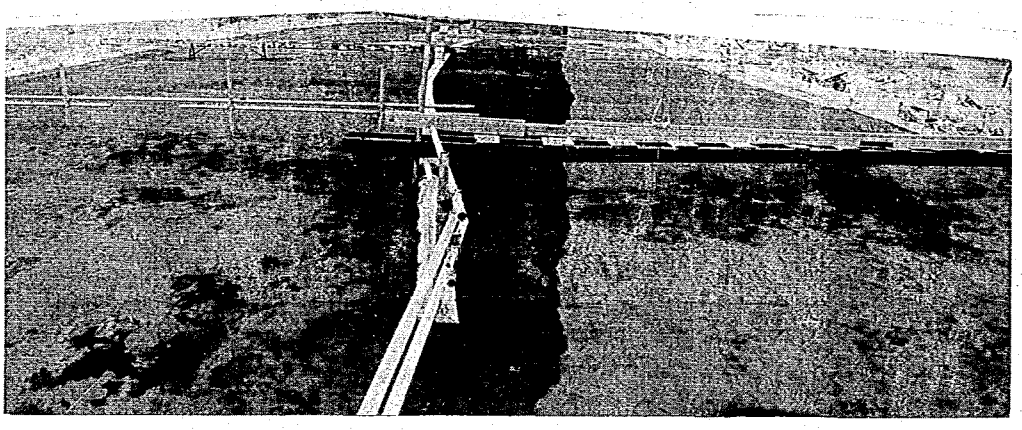


写　真　集

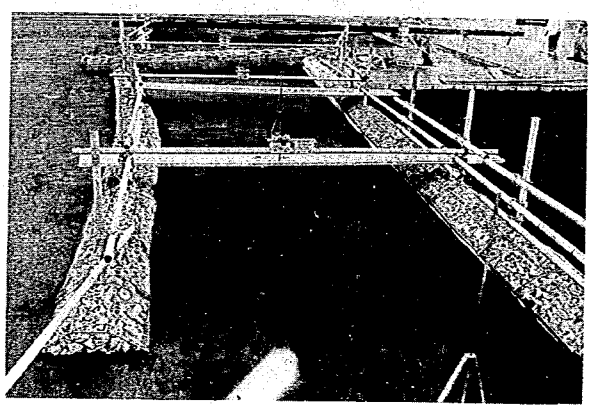
写真－1　実　験　準　備



1.　模型上流より

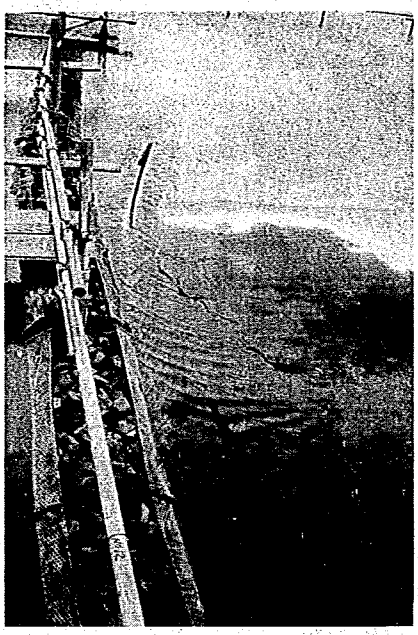


2.　－0.1Kより上流をのぞむ



3.　導流堤内　海側→川側

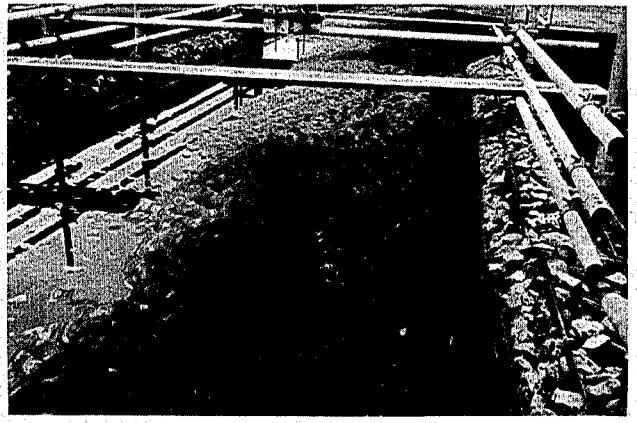
写真－2　実　験　1



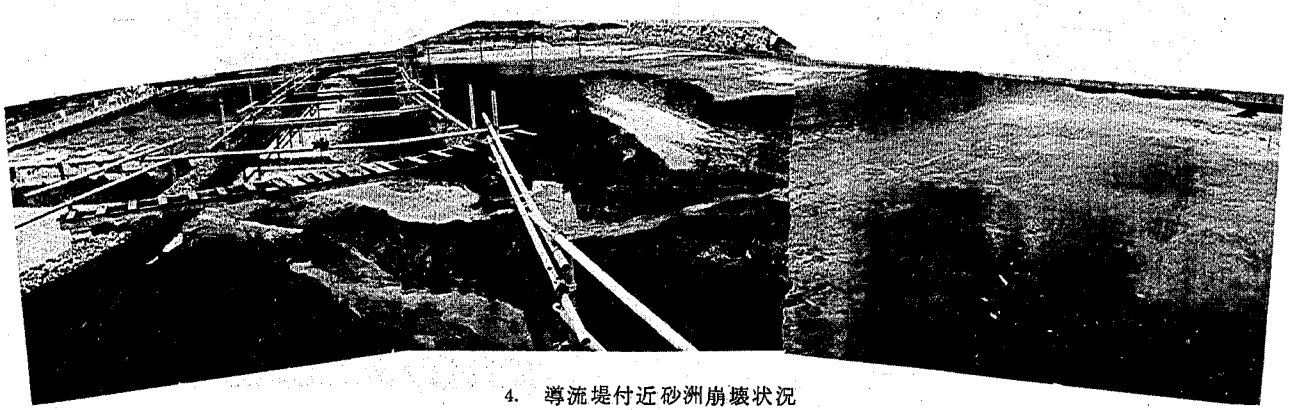
1.　中導流堤右側砂洲崩壊直後の流れ



2.　中導流堤川側先端付近の流れ

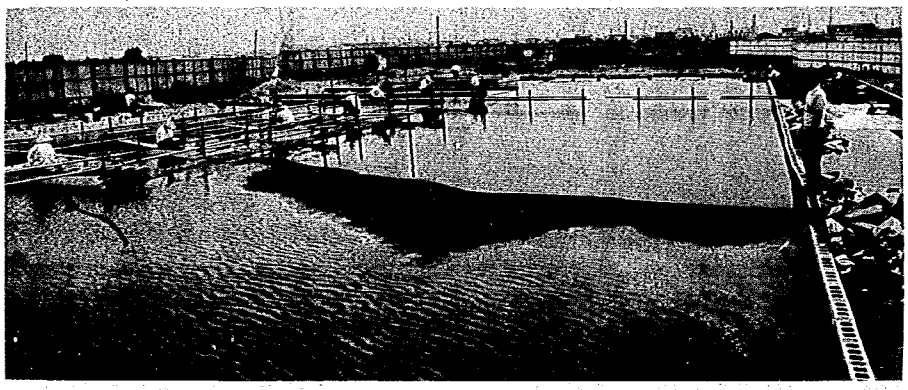


3. 導流堤内河床状況



4. 導流堤付近砂洲崩壊状況
上流→下流

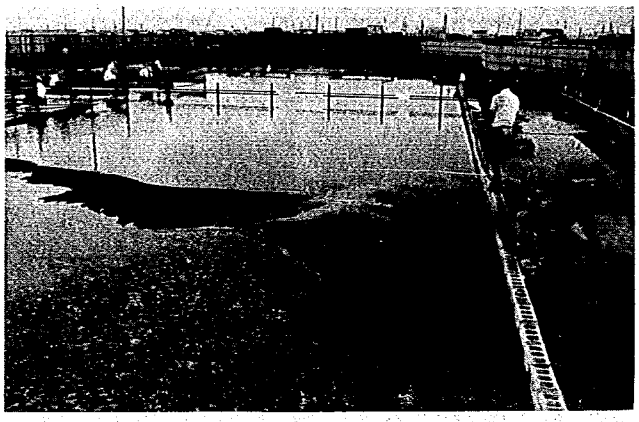
写真－3　実　験　2



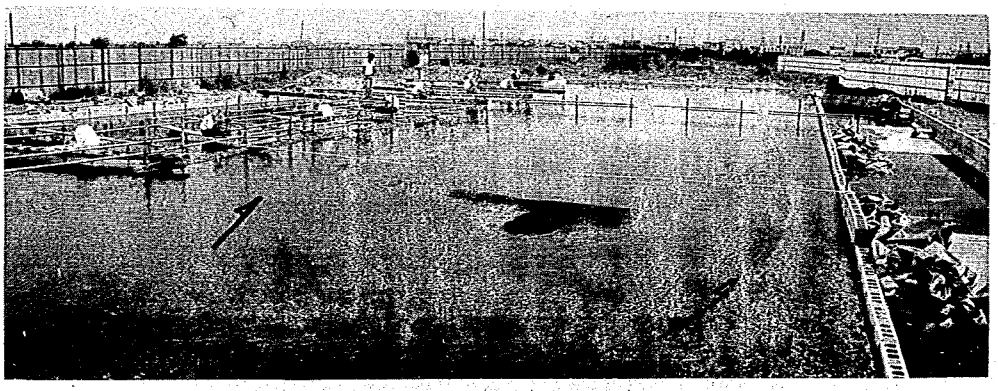
1.　砂洲状況（定流）



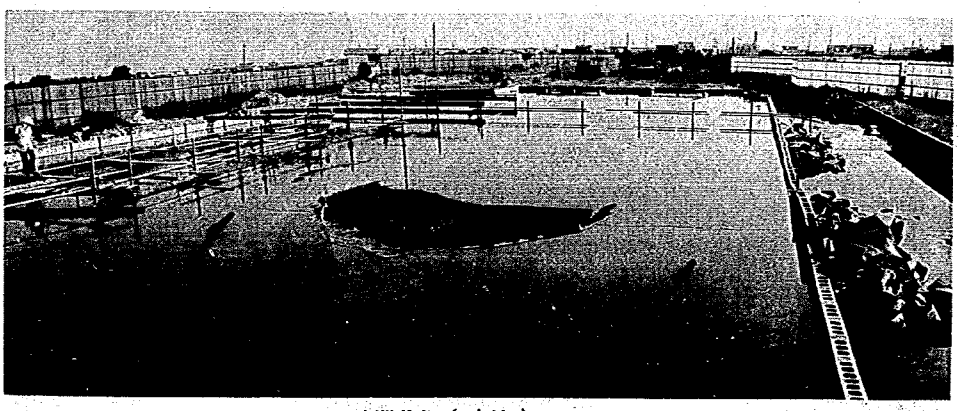
2.　砂洲状況（3470m^3／sec）



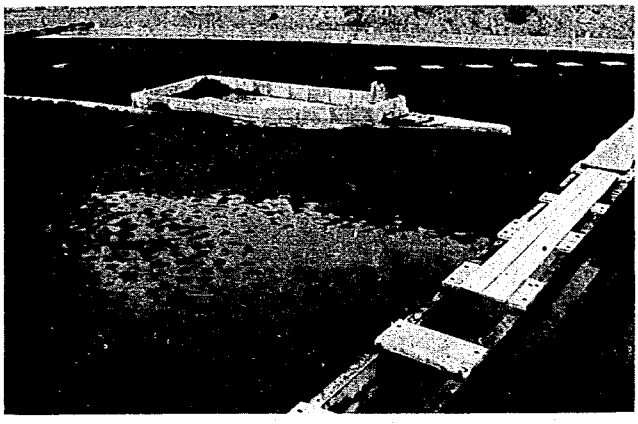
3. 砂洲状況（５６５０m^3／sec）



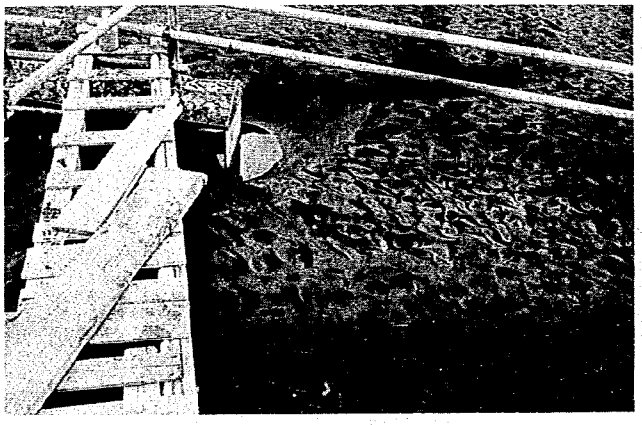
4. 砂洲状況（６７４７m^3／sec）



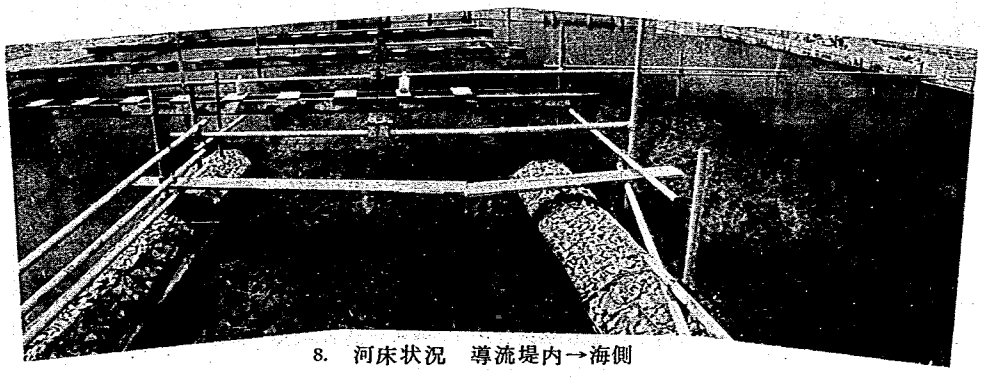
5. 砂洲状況（定流）



6. 河床状況（丸島付近）

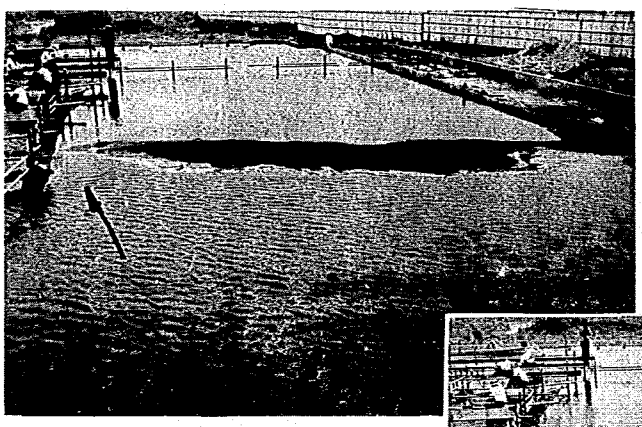


7. 中導流堤川側先端付近の河床状況

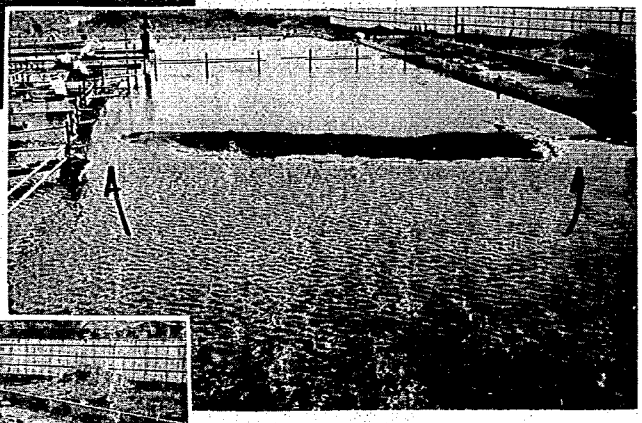


8. 河床状況　導流堤内→海側

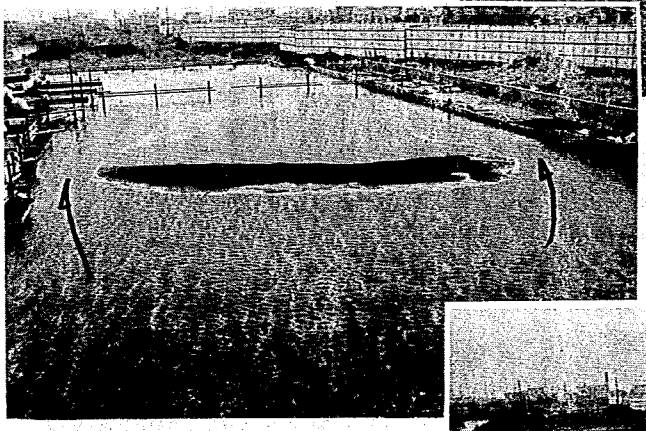
写真－4　実　験　3



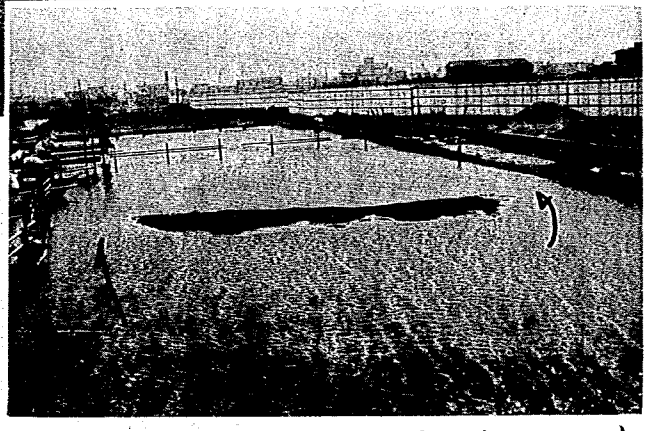
1. 砂洲状況（２７８０m^3／sec）



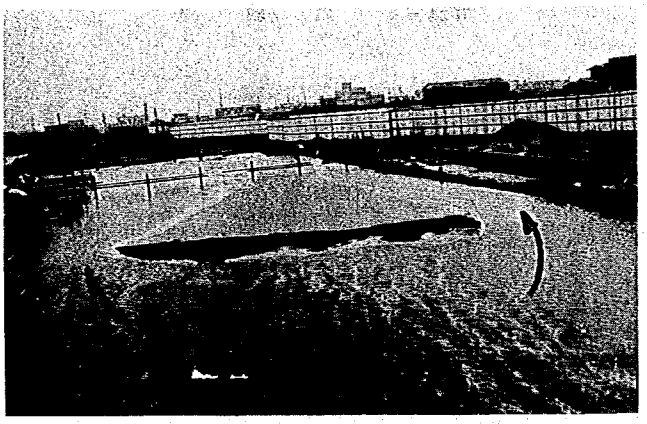
2. 砂洲状況（３７００m^3／sec）



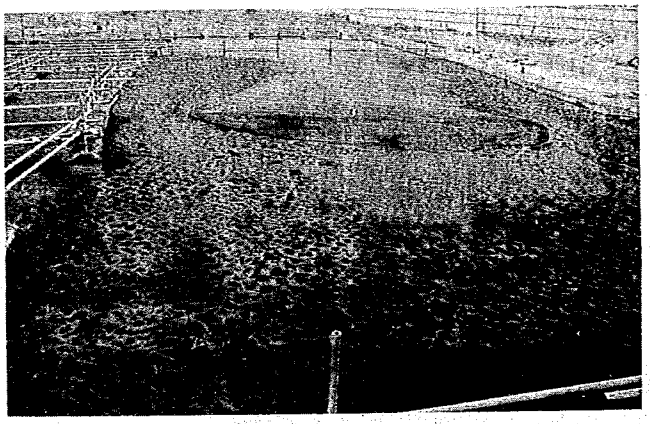
3. 砂洲状況（５２６０m^3／sec）



4. 砂洲状況（８０００m^3／sec）



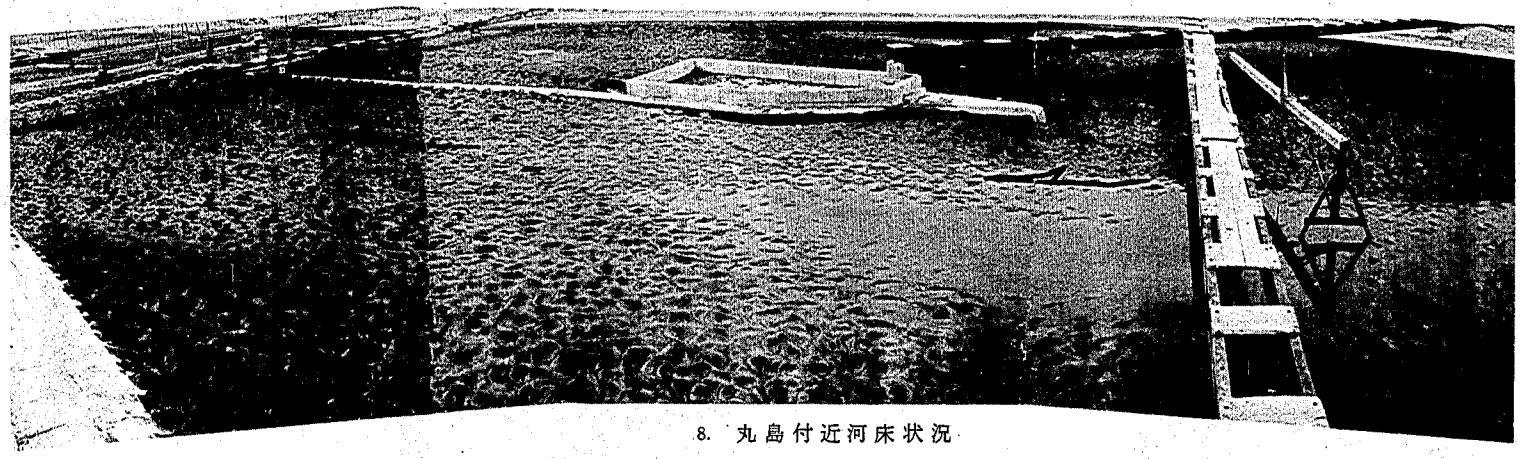
5. 砂洲状況（７７８０m³／sec）



6. 砂洲崩壊状況　上流→下流



7. 導流堤内および砂洲崩壊状況
上流→下流

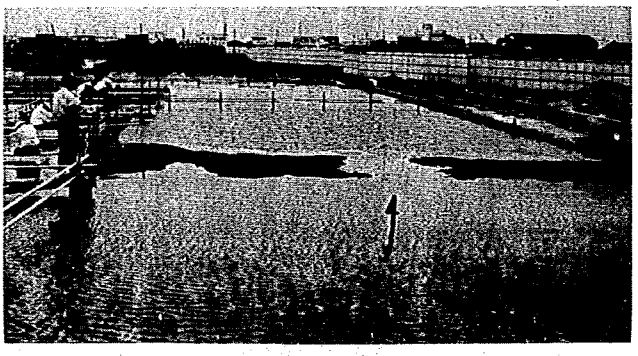


8. 丸島付近河床状況

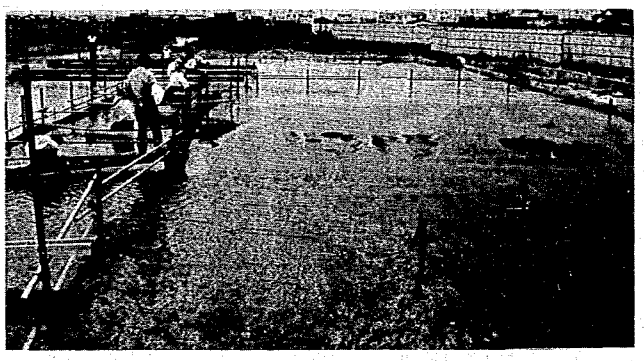
写真－5　実　験　4



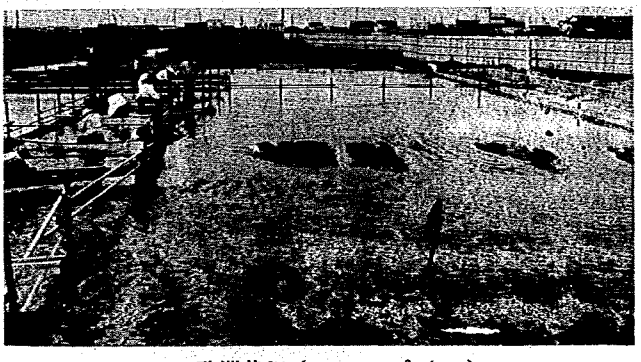
1.　砂洲状況（４９３０m^3／sec）



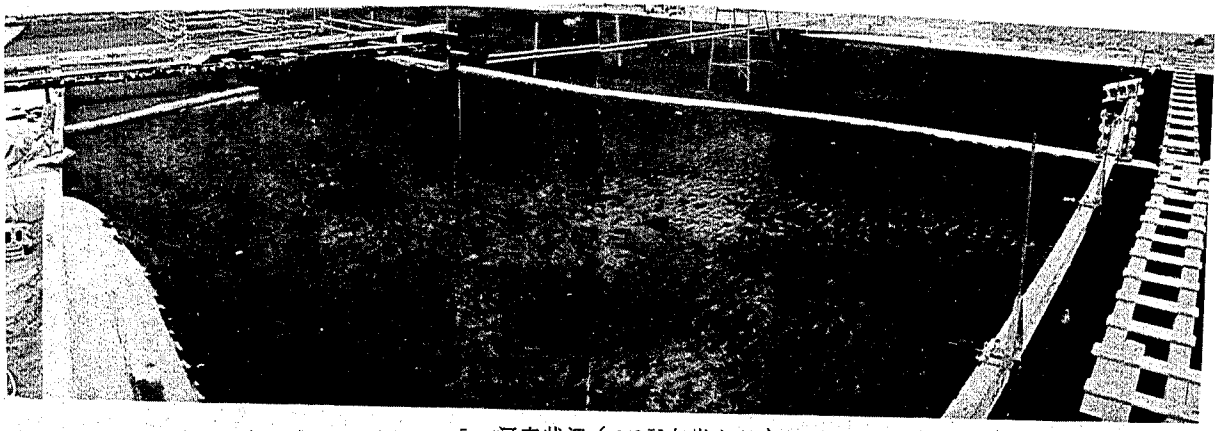
2.　砂洲状況（５２６０m^3／sec）



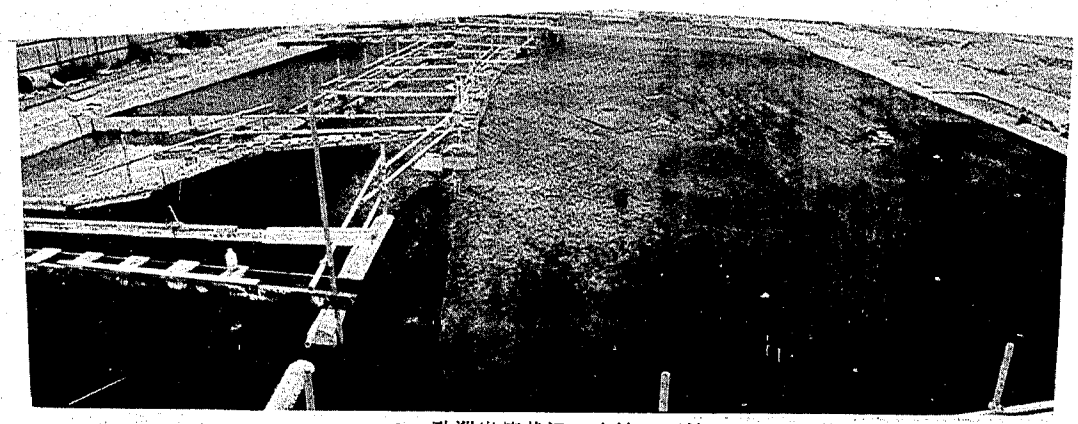
3.　砂洲状況（８０００m^3／sec）



4.　砂洲状況（７７８０m^3／sec）



5. 河床状況（0.8K左岸より）



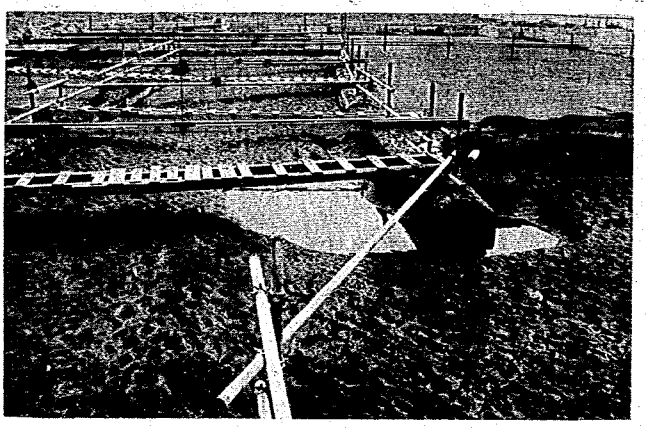
6. 砂洲崩壊状況　上流→下流

写真－6　　実　　験　　7



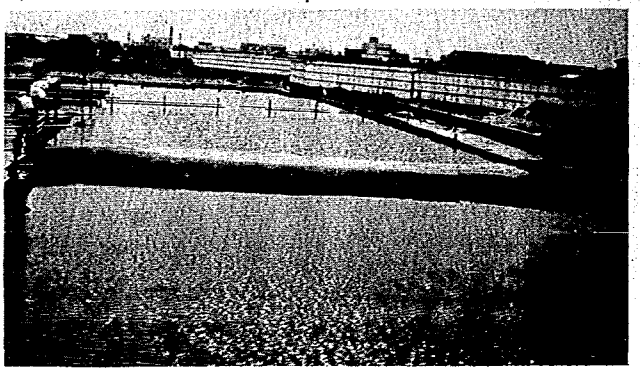
1.　導流堤内河床状況　上流→下流

写真－7　　実　　験　　8

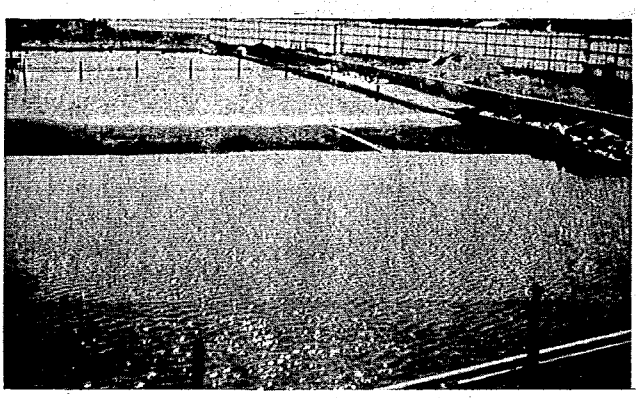


1.　導流堤内河床状況　上流→下流

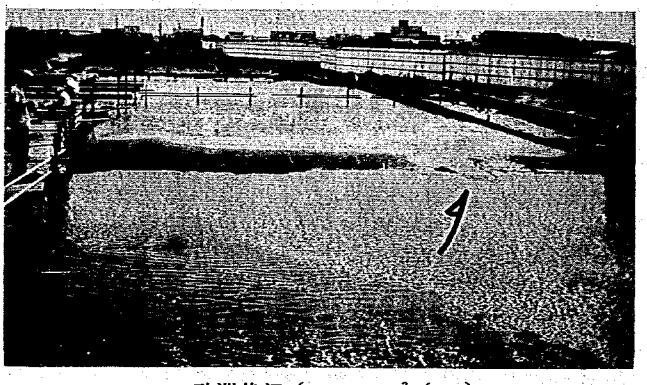
写真－8　実　験　9



1.　砂洲状況（定流）



2.　砂洲状況（２５００m³／sec）



3.　砂洲状況（５２６０m³／sec）



4. 砂洲状況（８０００m³／sec）



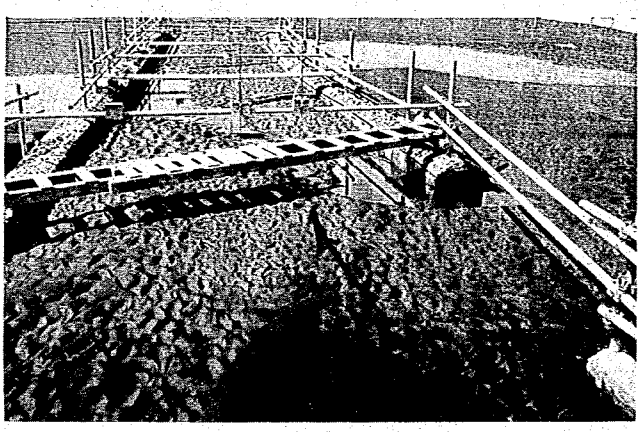
5. 砂洲状況（４０７３m³／sec）



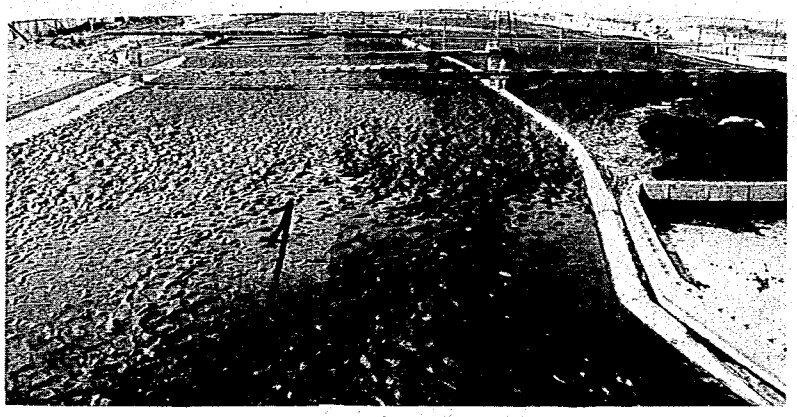
6. 砂洲崩壊上の流れ・近景



7. 砂洲崩装近景　上流→下流

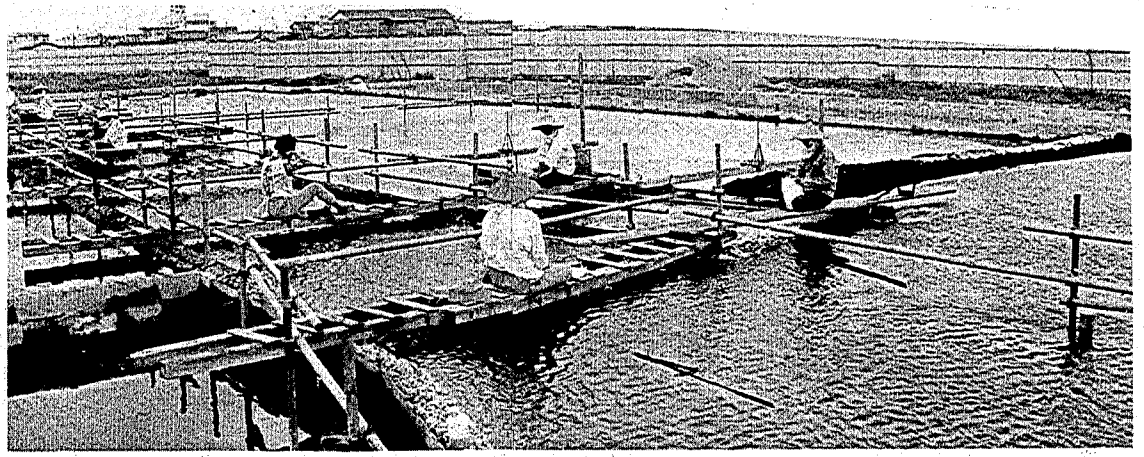


8. 導流堤内河床状況

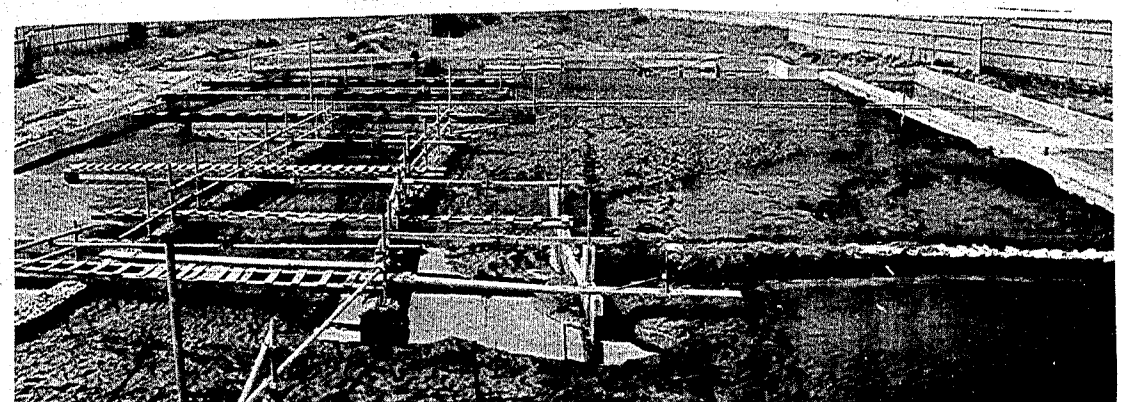


9. 河床状況（丸島左岸側）

写真－9　実　験　10



1. 導流堤付近の流れ



2. 導流堤付近河床状況