緑川模型実験報告書

土木資料
No. 62

昭和40年3月

建設省土木研究所

河川工事は人間が一定の目的をもつて、自然に対して為した働きかけである。この結果自然はその一部を変じて、我々の要求に応えてくれる。しかし我々が望まなかつた効果まで現れてこようとは！

緑川は才一期改修工事としていくつかのショートカット、拡巾を行つて昭和16年に竣工した。しかし最近に至つてショートカット下流に砂堆が形成されてきた。この砂堆の位置は改修前の水あたりであつて、附近は、漁船の舟だまりとして利用されている所である。この砂堆がだんだんと延びてきて舟だまり出口を蔽う気配を示すようになつたからたまらない。関係者からの何とかしてくれの声は日毎に大きくなつた。

そこで考えられたのが対岸に水制を出して水あたりをもとの所に戻そうということである。我々はこのような「水制の検討」を行つたが、覆水盆にかえらず、水あたりを対岸にうつすことは困難であつた。そこで次に考えられたのが舟の通路を砂堆から隔離しようとするものである。このため我々は「導流堤の検討」を行つて、高さ＋0.5ｍ程度の導流堤を作れば砂堆の侵入を防げること、しかし導流堤内の河床高はそれほど低くならない事等を見出した。

しかし我々の計画が、流れや河床が変化した明日の緑川にも通ずるかどうかという点になると甚だ心もとない。我々は「緑川の現況」について整理し、模型実験を行つて将来変化を知ろうとしたが、たしかな見通しを得るまでには至らなかつた。

なお観測又は測定した資料のうち一次的なものは数量が多いので別冊として複写印刷するとし、本文中には説明に必要と思われるもののみ挿入することにした。

緑川模型実験報告書

目次

Ⅰ　緑川の現況 …… 1
Ⅰ－1　概説 …… 1
Ⅰ－2　流況 …… 5
Ⅰ－3　緑川の水位 …… 11
Ⅰ－4　潮汐とその影響について …… 19
Ⅰ－5　河口部の流速 …… 30
Ⅰ－6　過去の河床変動 …… 32
Ⅰ－7　緑川河床変動の傾向 …… 38
(1) 河床材料 …… 38
(2) 流砂量計算 …… 40

Ⅱ　水制の検討 …… 58
Ⅱ－1　固定床実験 …… 60
(1) 水制位置の検討 …… 61
(2) 水制長さの検討 …… 63
(3) 水制高さの検討 …… 67
(4) 洪水時の問題 …… 69
Ⅱ－2　移動床実験 …… 74
(1)「1.9 Km」水制 …… 76
(2)「4　本　」水制 …… 78

(3)「2.5 Km 」水制 …… 81
(4)「透過水制」水制 …… 82
Ⅱ－3　結　論 …… 84

Ⅲ　導流堤の検討 …… 96
Ⅲ－1　導流堤の目的 …… 96
Ⅲ－2　導流堤周囲の河床変化（洪水時）…… 99
Ⅲ－3　天明新川の洪水水位について …… 103
Ⅲ－4　導流堤内の堆積について …… 103
(1) スタイロン実験 …… 103
(2) 現状実験 …… 112
(3) 河床高さ変化の傾向 …… 115
(4) 地建案導流堤の検討 …… 119
Ⅲ－5　結　論 …… 122

Ⅳ　模型実験の相以則 …… 123
Ⅳ－1　固定床実験 …… 123
(1) 基本方程式 …… 123
(2) 模型の設計 …… 124
(3) 検証実験 …… 126
(4) 流線の相以について …… 127

Ⅵ－2　移動床実験……131
(1) 基本方程式……131
(2) 粗度について……132
(3) 時間の縮尺……138

あとがき……144

附図一覧表

図Ⅰ－3　　昭和16年　河床平面図　　（1／10,000）

図Ⅰ－4　　昭和38年　河床平面図　　（1／10,000）

図番号	流量（m³/sec）	下流	水制諸元			堀削諸元
			位置	長さ	高さ	
No. 3.	1,500	中潮	1.9Km	150m	+1.0m	な　し
No. 4.	1,500	中潮	1.9Km	150m	+10 m	巾　長さ（位置）水路底高 50m　375m（1.9～1.6Km）−2m
No. 5.	1,500	中潮	2.5Km	125m	+1.0m	75m　10,00m（2.6～1.5Km）−2m
No. 6	1,500	中潮	なし			ね　し
			位置	長さ	高さ	
No. 7	1,500	中潮	1.9Km	150m	+1.0m	75m　400m（1.9～1.5Km）−2m
			1.8	175	0	
			1.7	200	0	
			1.6	250	0	
No. 7′	4,500	+1.0m	同上			同　上
No. 8	1,500	中潮	1.9Km	150m	+1.0m	75m　400m（1.9～1.5Km）−2m
			1.8	210	0	
			1.7	270	0	
			1.6	320	0	
No. 9.	4,500	+1.0、	+2.0、3.0m　現状実験			

I　緑川の現況

I－1　概説

(1)緑川は熊本県の三方山に源を発し，熊本平野に出てから御船川，加勢川，浜戸川，天明新川を合流して有明海に流入する。流域面積は1102.4 Km^{2}でこのうち加勢川237.3 Km^2，天明新川45.6 Km^{2}となつている。

(2)緑川が有明海に流入する河口前面には広大な干潟があつて河口より約2Km前面までは干潮時に水面上にあらわれる。この干潟は緑川河口部の水理に対して下流条件として大きな影響をもつ。尚この干潟を構成しているのは粒径約0.2㎜程度のこまかい砂であつて天明新川を構成している粒径より数段大きいものである。

(3)緑川の感潮区間は以下のようであつて貯留面積はかなり大きい。

河口における貯留面積（水位＋2mのとき）

緑川	8.0 Km	24.9×10^5 m^2
加勢川	5.5 Km	
天明新川	4.5 Km	1.1×10^5 m^2
浜戸川	5.5 Km	14.5×10^5 m^2

知られる如く有明海内の潮差は非常に大きくて4mに達することもまれではないので緑川の河口部の水理は洪水，低水時とも潮汐の影響を無視できない。

(4)緑川の第一期改修は大正14年に着工され昭和16年度に竣功している。改修の内容を「第一期緑川改修工事概要」より要約すると以下のようになる。

(イ)現河道 9.2Km以下は河巾が狭くなり洪水時の疎通能力が不足なので掘川放水路を拡巾して本川となす。

(ロ)現河道 4.0Km以下は水路の迂回が甚しいので嘉永新川を拡張して本流となす。旧川は 4.2Kmで締切る。

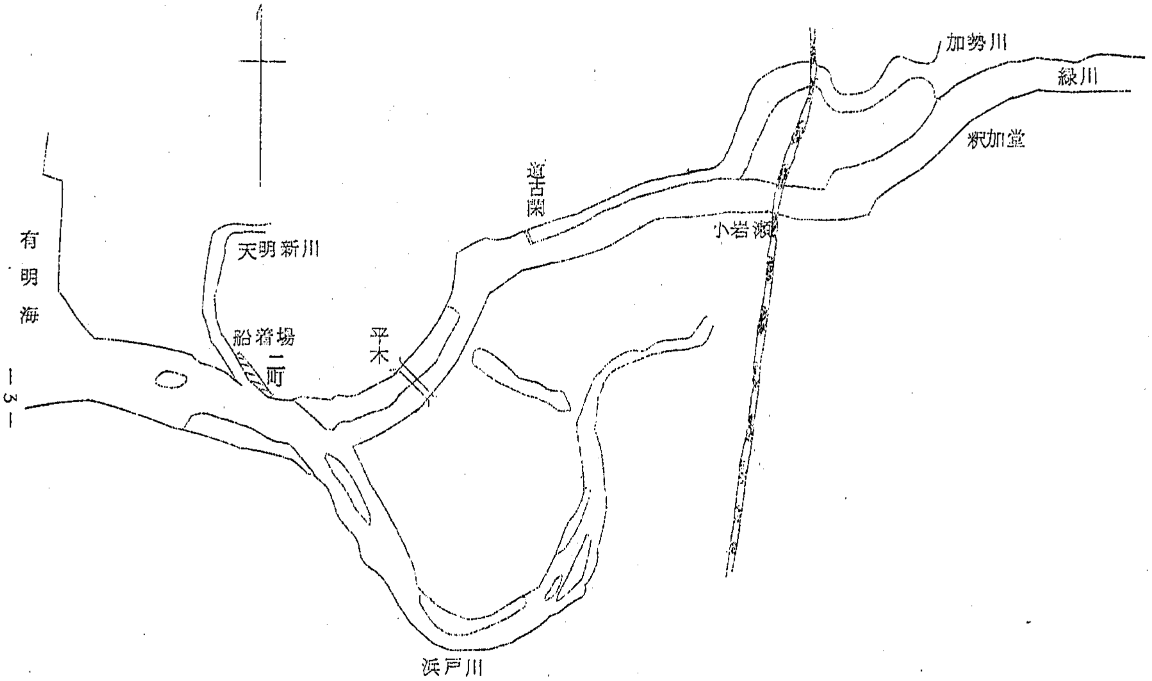
(ハ)この両放水路の間の河道も拡巾を行う。

（図Ⅰ－1，図Ⅰ－2参照）

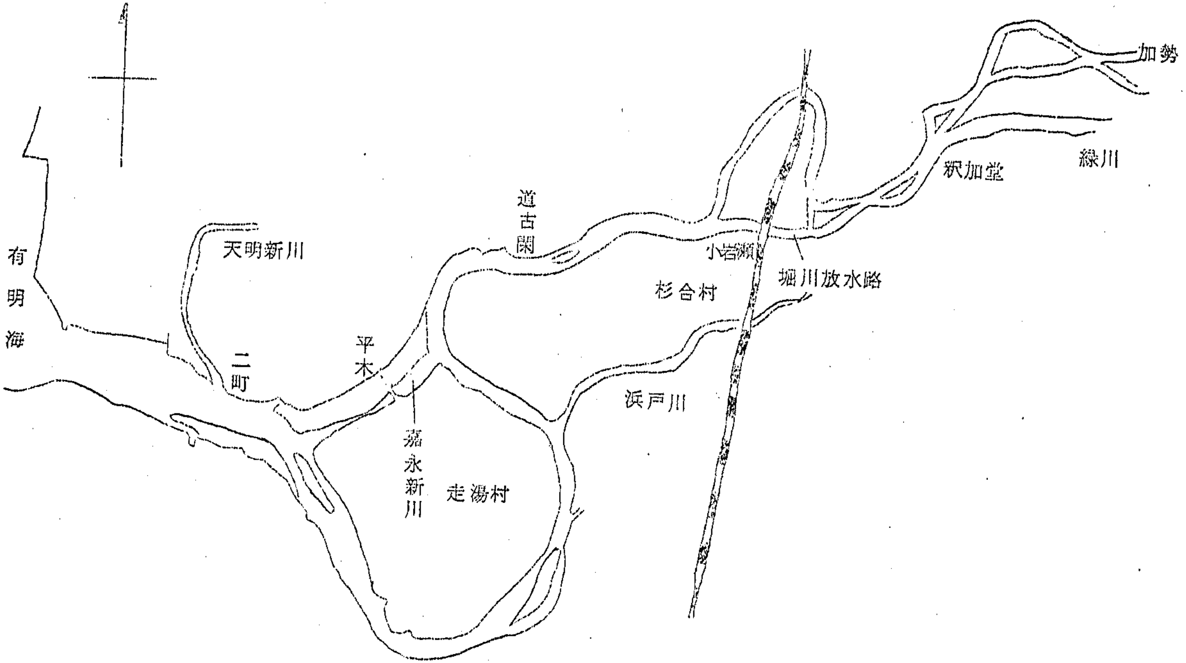
この工事の結果河口部においては水あたりの位置が大きく変化することとなつた。図Ⅰ－3（附図）は昭和16年竣工当時の河床形，図Ⅰ－4（附図）は昭和38年の河床形である。

これを見ると河口附近水あたりは昭和16年には右岸にあつたものが昭和38年には左岸に移つているのがわかる。

(5)現在緑川を利用している船航は上記の漁船の他に加勢川内にも船着場があり緑川を上下しているものと思われる。又浜戸川左岸には石灰工場があつて原料運搬船が上下している。この原料運搬船の航路は浜戸川を出てからはしばらく緑川左岸のみおすじを利用し，このみおすじに沿つて1.0Kmで右岸に移つている。この航路は当然維持しなければならない。



図Ⅰ－1　緑川概念図　昭和17年
（オ一期改修後）　1：50,000



図Ⅰ－2　緑川概念図

昭和6年　1：50,000

I－2　流　　況

問題としているのは澪筋の位置や大きさであるが，これらを決定しているのは緑川の流況であるから以下簡単に整理しておく。

(1) 流　　況

緑川の下流では若町橋（13.5Km）に自記量水標がある。緑川の流量観測としては35年度と37年度の観測がよくとれている。これを図I－5，図I－6に示す。

これらは1日平均流量であるから，洪水時のピーク流量はこれらの値よりずつと大きくなる。

(2) 最近の洪水

ピーク時刻		最大流量
昭和35年6月22日	12時	1930$\mathrm{m^3}$／sec
昭和37年7月　6日	10時	2156$\mathrm{m^3}$／sec
昭和38年8月14日	17時	1460$\mathrm{m^3}$／sec

このときの時間流量表を図I－7～9に示す。

尚模型の検証に用いた洪水は昭和38年8月洪水によつた。

(3) 計画洪水流量

緑川河口における計画高水流量は4,000$\mathrm{m^3}$ secと定められた。これは緑川上流に設置されるダムによるCutを既に受けている。尚低水量については整理しなかつたが緑川，加勢川合計しても50$\mathrm{m^3}$／sec以下と思われる。以上の整理より洪水時の水位上昇についての試験は計画洪水流量4,000$\mathrm{m^3}$／secについて行い，河床の洗堀や堆積，水制，導流堤等による河床変動等の試験は年1度位出水のある1500$\mathrm{m^3}$／secについて行うことにした。

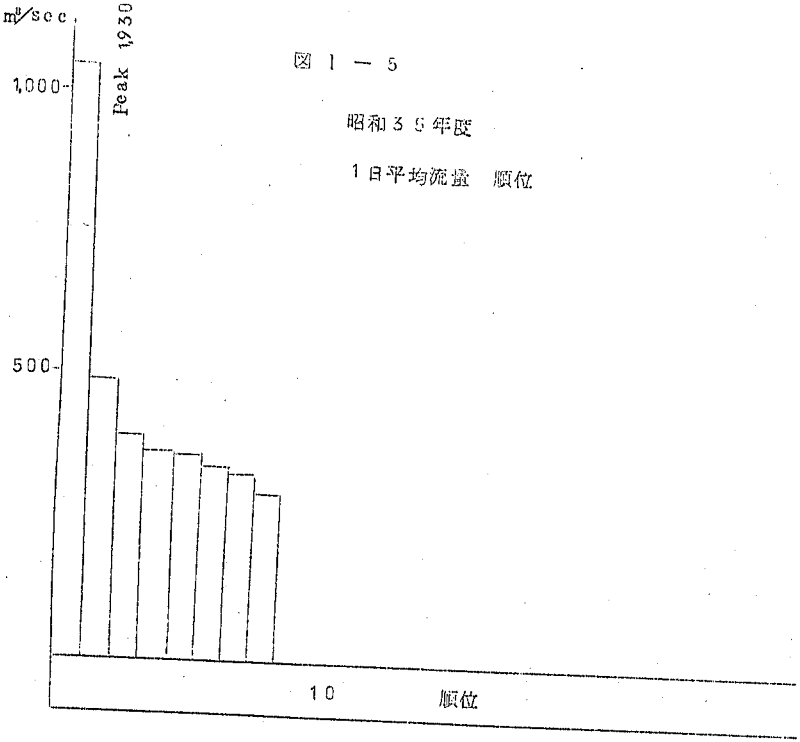


図 1 — 5

昭和３５年度

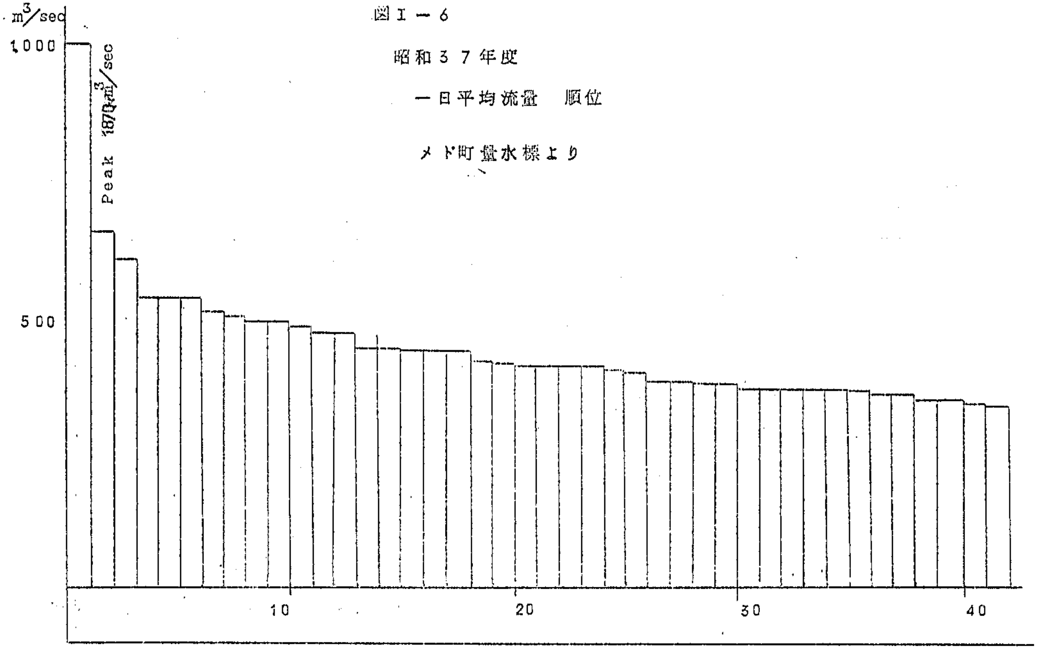
１日平均流量　順位

図Ⅰ－6

昭和37年度

一日平均流量　順位

メド町量水標より



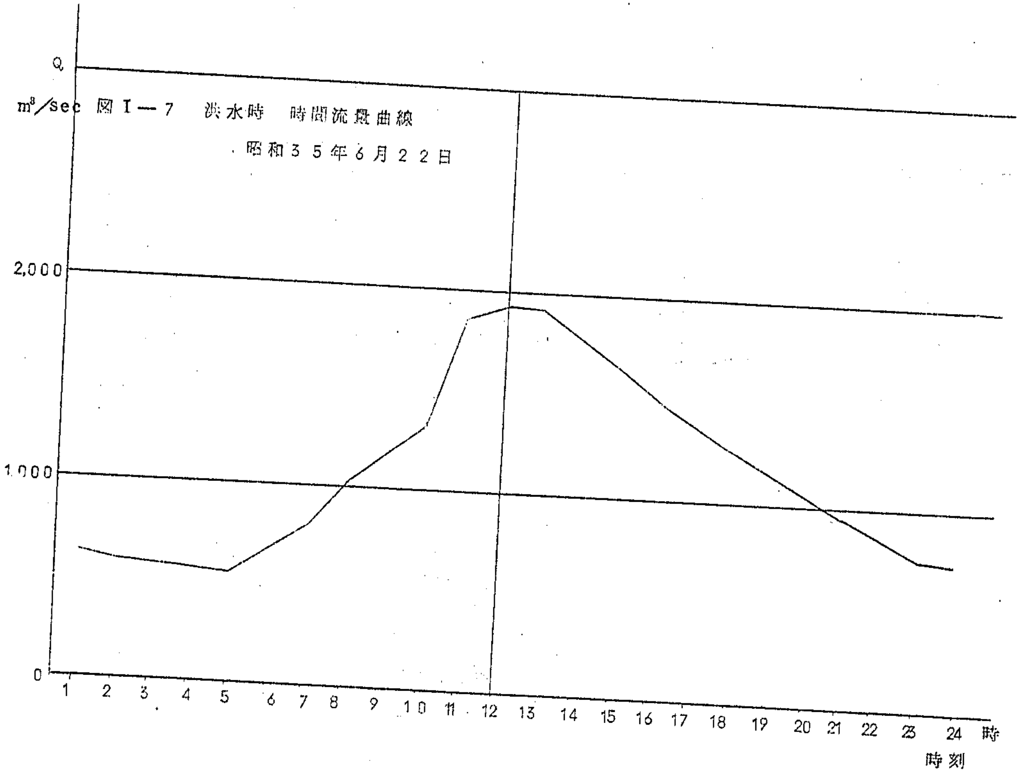
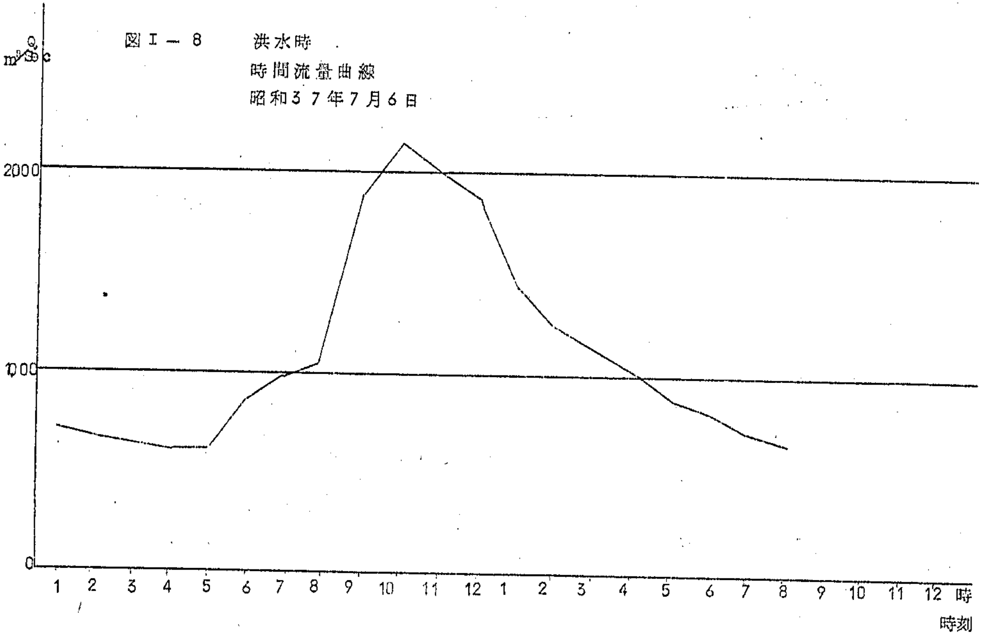


図 I — 7　洪水時　時間流量曲線

昭和35年6月22日



図Ｉ－８　洪水時
時間流量曲線
昭和３７年７月６日

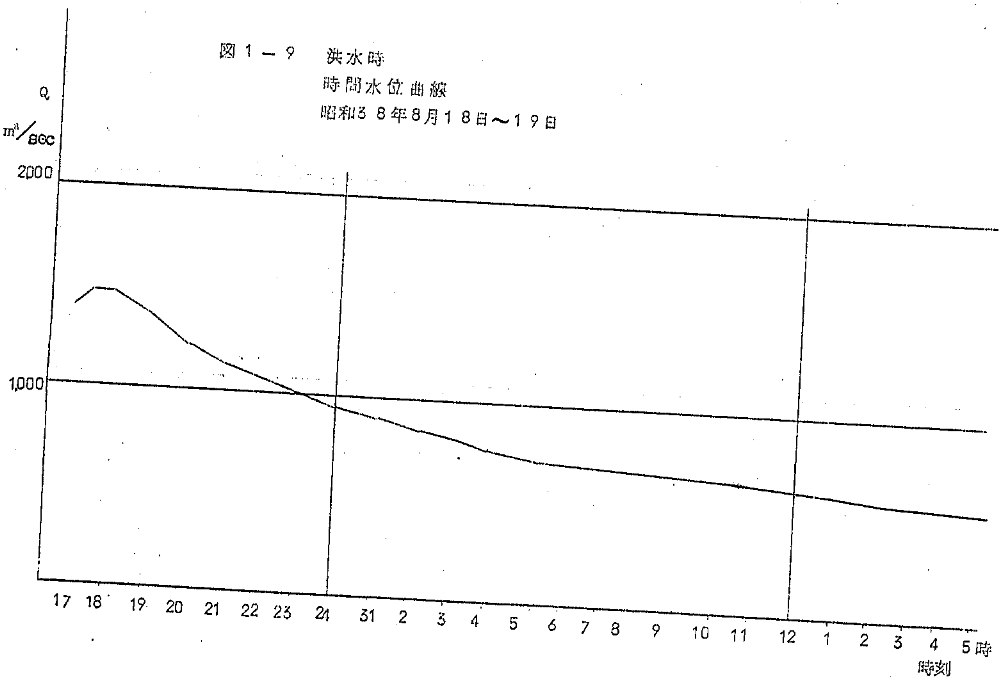


図１−９　洪水時

時間水位曲線

昭和３８年８月１８日〜１９日

Ｉ－３　緑川の水位

(1)上流条件（流量）及び下流条件（潮位）を時間的に変化しないと考えた場合の水位縦断図を模型実験（固定床）によつて得たものが図Ｉ－１０，Ｉ－１１である。

測定したCaseは

上流条件（流量）	下流条件（潮位）
４５００m^3／sec	1.0m
３０００　〃	〃
２０００　〃	2.0，1.5，1.0，0.5 m
１５００　〃	1.0m
１０００　〃	〃
５００　〃	〃
２００　〃	〃

これらの資料から次のことが言えよう。

(ｲ)流量が２０００m^3／sec以下の場合には河口部（０～２Ｋｍ）では水位は殆んど縦断的に変化しない。

(ﾛ)しかし流量が大きくなると河口部でも水面勾配はかなり大きくなる。構造物を設置する場合には大きい流量についての水位への影響に充分注意を払う必要がある。

(ﾊ)流量2,０００m^3／secの場合には河口潮位の影響が大きいのは河道距離０Ｋｍ～２Ｋｍまでであつて3.４Ｋｍより上流では殆んど差が見られなくなる。

すなわち緑川3.４Ｋｍより上流では洪水は潮汐の影響を受けないこと

になる。このことは平木橋量水標の時間水位曲線からも確認される。（図Ⅰ－12）

このことから検証実験において3.4Kmより上流の洪水水位として痕跡記録を用いてさしつかえないことがわかる。

(2) 潮位と緑川の河口水位との関係

先にも述べた如く緑川の前面には広大な干潟があるので潮位と河口水位は必ずしも一致しない。両者の関係を模型によつて調べたのが図Ⅰ－13である。

(イ)この図からわかることは流量4,500m³／secにおいては潮位が＋1m以下となつても河口水位は1.4mより低くなることがない。

(ロ)流量1,500m³／secにおいては，潮位が0m以下となつても河口水位は0.4mより低くなることがない。

(3) 大潮の現地同時水位観測

現地で観測した大潮時の同時水位記録（昭和34年10月16日）を図Ⅰ－14に示す。

(イ)これを見ると最低水位は上流に行くに従つて高くなつている。問題の地点（2.0Km）では－1m程度である。

(ロ)最高水位はどの地点でも殆んど変化がない。

(ハ)潮位が0mより高いときには各地点の水位は概ね外海潮位に等しくなる。このことは入退潮流量を知るには不定流の連続式によつて近似的に計算できることを示す。

(ニ)河道内水位の時間的変化率（連続式中の$\frac{\partial h}{\partial t}$の項）を見ると，水位上昇期の$\frac{\partial h}{\partial t}$は水位下降時の$\frac{\partial h}{\partial t}$よりも小さい。このことから入退潮で

流速の大きさに差のあることが予想される。

(4)　河口潮位

洪水時の水位上昇を検討する場合には下流条件として河口における異常潮位をとらねばならない。

緑川においては＋2.5ｍを採用している。大洪水の実験では下流条件としてこの潮位をとつた。

図Ⅰ－10　現状実験に於ける水位縦断図

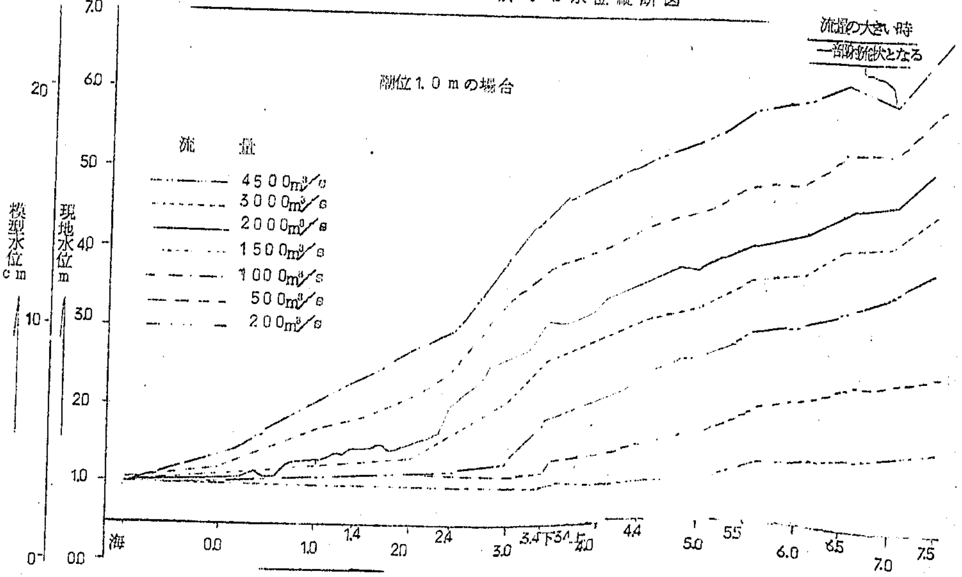
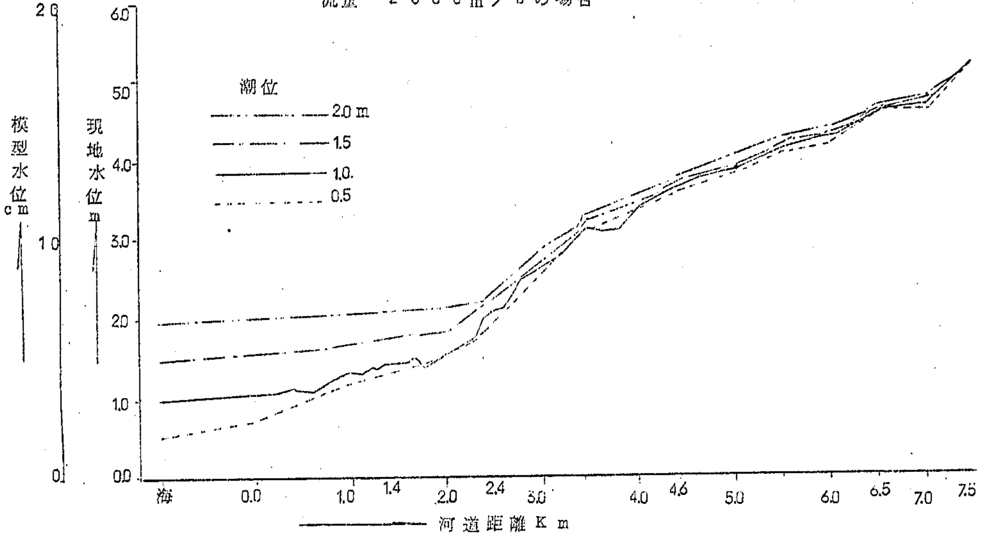


図 I － 11　現状実験に於ける水位縦断図

流量　2000m³／s の場合



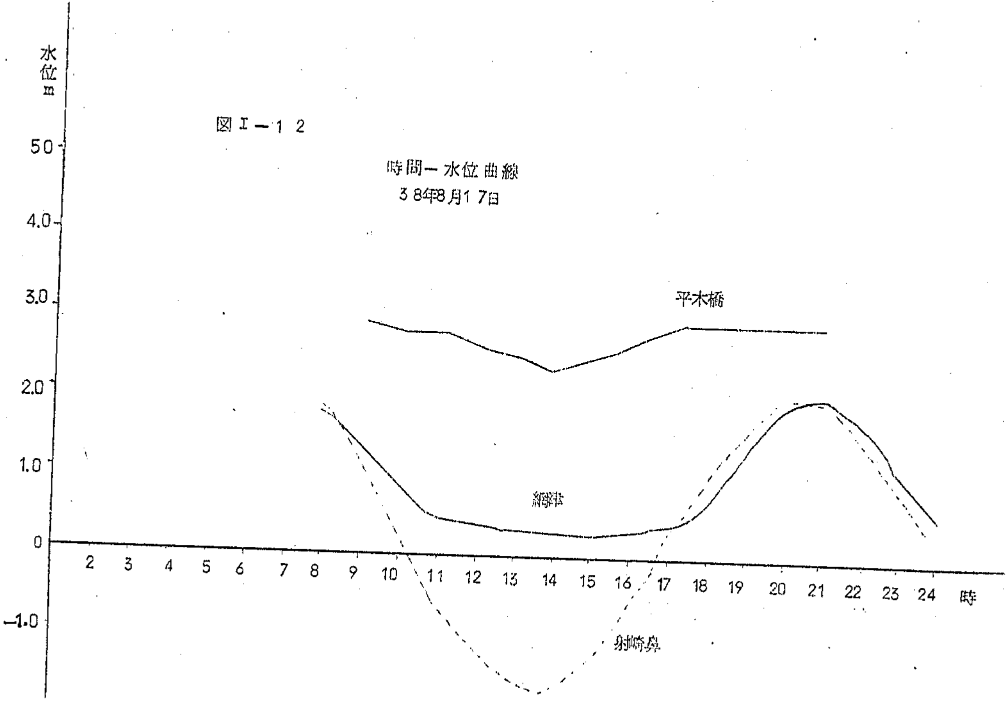
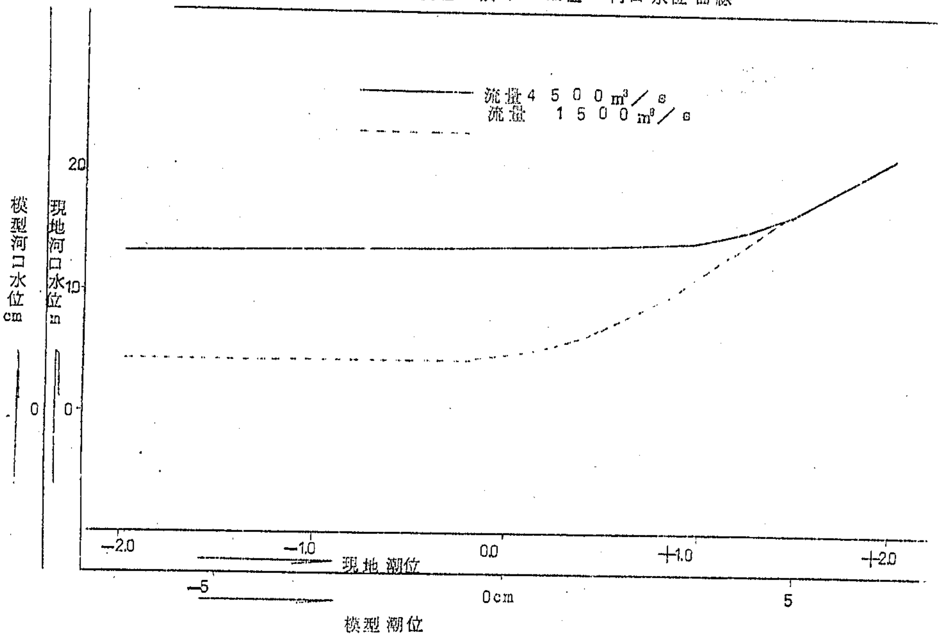
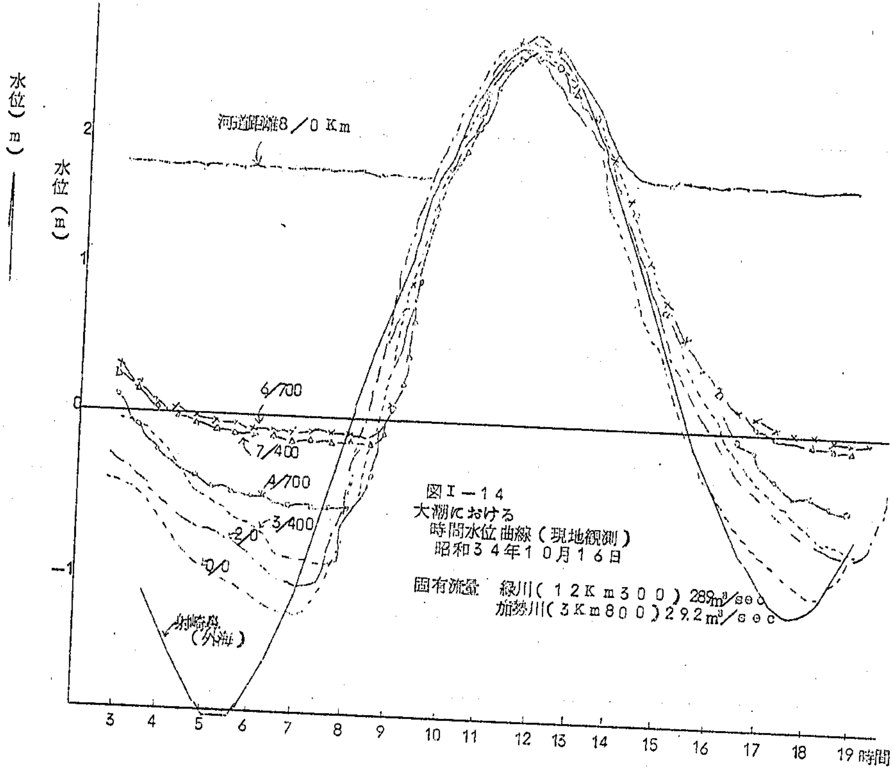


図 I ー 1 2

時間ー水位曲線
3 8年8月1 7日

図Ⅰ－１３　現状模型に於ける潮位－河口水位曲線





図Ⅰ−１４
大潮における
時間水位曲線（現地観測）
昭和３４年１０月１６日

固有流量　緑川（１２Ｋｍ３００）289m³/sec
加勢川（３Ｋｍ８００）29.2m³/sec

I－4　潮汐とその影響について

(1)河口における流れは潮汐によつて影響を受ける。

その内容を考えると次の2つの面が予想される。

一つには，潮汐によつて河口内の水位が上下するので貯留が行われる。すなわち水位上昇期には上流からの流れは貯留されて河口を出るときは小さい流量となつて出て行く。逆に水位下降期は放流量が加わつて河口を出るときは大きい流量となつて行く。この効果の大きさは$B\frac{\Delta H}{\Delta t}\Delta\chi$によつて表わされる。

他の一つの面は潮位が流れの下流条件を与えるという点である。潮位が高い場合には河口附近の水面形は一般にせき上げ背水となるので河口附近では流速がおそくなり土砂の輸送力も減少する。逆に潮位が低くて河道の等流水深より低くなれば河口附近のエネルギー勾配は上流のそれにくらべて大きいので土砂輸送能力が生ずる。又，流速が大きいので水制の維持等に対しては注意を要することになる。第一の点については潮汐の$\frac{\Delta H}{\Delta t}$が問題となるが周期は12時間であるから結局潮差（満潮位と干潮位の差）が問題である。第二の点については潮位の時間的頻度が問題となる。

(2)潮位，潮差の頻度

射綺鼻水位標（自記）による1時間毎の水位読測結果のうち昭和37年5月の一ケ月間の潮位の頻度をとると図I－15のようになる。これらの平均値は＋0.11mとなつている。又，潮位のとなり合う最高と最低との差をとつてその頻度をみると図I－16の如くなり最高4.7m，最低1.1m，平均3mとなる。

⑶ 中　潮

以上の如く潮汐は異なる潮位，潮差をもつているが，潮汐の河口水理に与える影響を全ての潮汐毎に検討を加えるわけにはいかないので平均的な潮汐を想定してこれを中潮と呼んで検討を加えることにする。この中潮の潮差としては３ｍ，潮位変動の中心値として０.１１ｍ程度をとることにすれば３７年５月１７～１８日にかけての潮汐がこれに近い。

実験に用いた下流条件のうち中潮とはこの潮汐をさす。（図Ｉ－１７）

⑷ 流量計算

ａ）　中潮の入退潮計算

不定流連続の式によつて入退潮量を試算してみよう。

$$\frac{\partial Q}{\partial X}+\frac{\partial A}{\partial t}=0$$

差分式にして $\Delta Q=-\Delta\chi\frac{\Delta A}{\partial t}=-B\Delta\chi\frac{\Delta H}{\Delta t}=-As\frac{\Delta H}{\Delta t}$

こゝでＡｓはいわゆる貯留面積。

$\frac{\Delta H}{\Delta t}$は水位の時間変化率である。

$$\Delta Q=Q\left(\mathrm{I},\ \frac{t_1+t_2}{2}\right)-Q\left(\mathrm{II}\ \frac{t_1+t_2}{2}\right)$$

$$As=As\left(\frac{H(t_1)+H(t_2)}{2}\right)$$

$$\Delta H=H(t_2)-H(t_1)$$

こゝでは概略の流量を求めるが目的であるから河口附近のすべての点で各時の水位は潮位にひとしいと考えることにする。貯留面積は表のようになる。

緑川の貯留面積

×１０³m²

河道距離 Km	水位－２m		－１m		０		１m		２m		３m	
		累計		累計		累計		累計		累計		累計
0	83	277	320	1141	468	1793	588	2352	806	3938	608	4518
1	53	194	213	821	306	1325	468	1764	536	3330	536	3910
2	80	141	303	608	543	1019	713	1296	1853	2794	2063	3374
3	53	61	175	305	258	476	308	583	543	941	658	1311
5	8	8	130	130	218	218	275	275	398	398	653	653

浜戸川の貯留面積は２Kmと３Kmの間に含めてある。

結果を図Ｉ－１８，図Ｉ－１９に示す。

b）大　潮

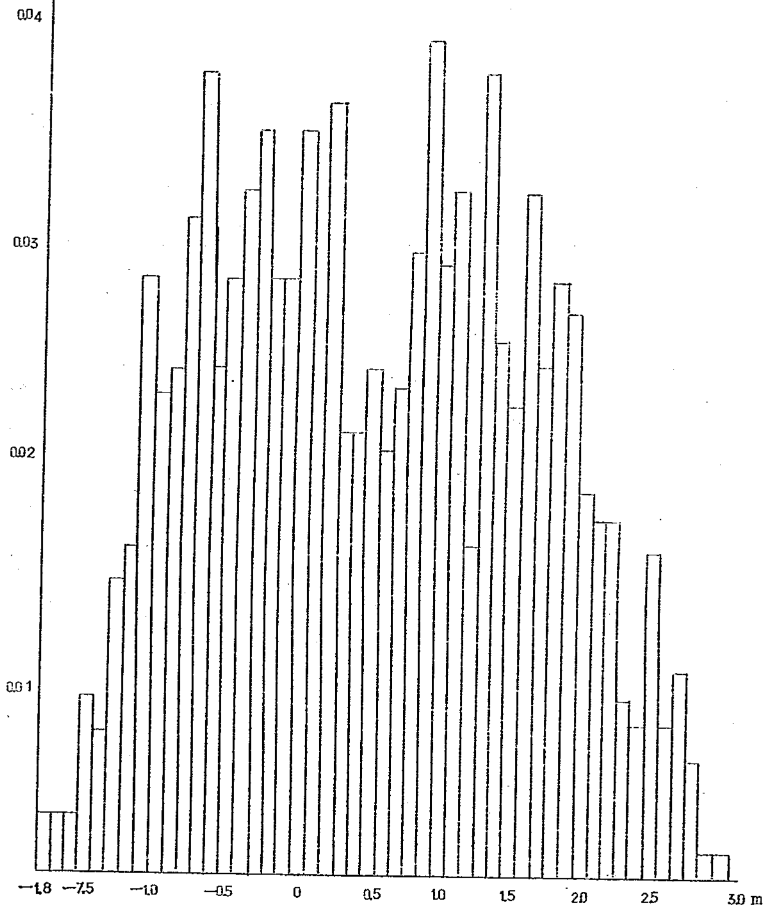
計算方法は中潮の場合と同じであるが水位資料としては昭和３４年１０月６日現地で同時水位観測を行つて得たものを用いること

にする。（図Ⅰ－１４）

その結果を図Ⅰ－２０，図Ⅰ－２１に示す。

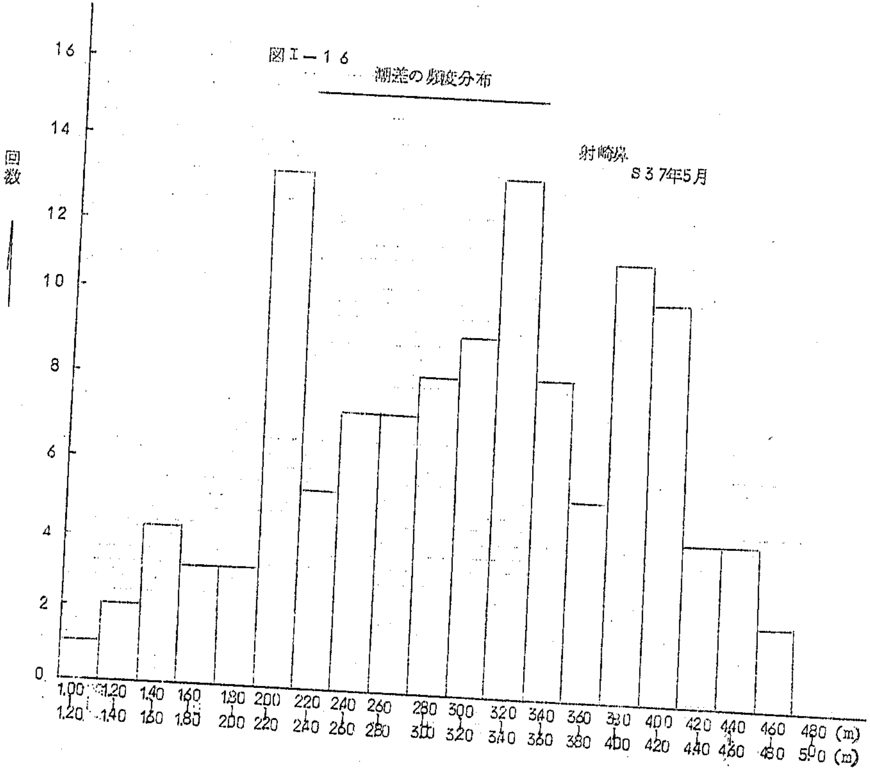
図Ⅰ－１５

外海潮位の頻度分布



図Ⅰ−16

潮差の頻度分布



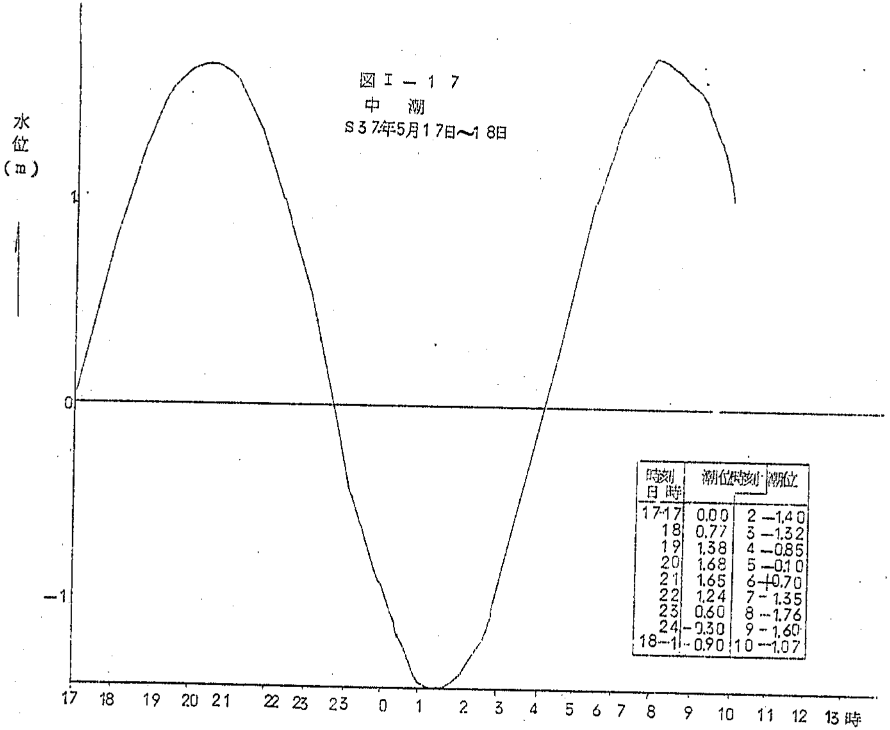
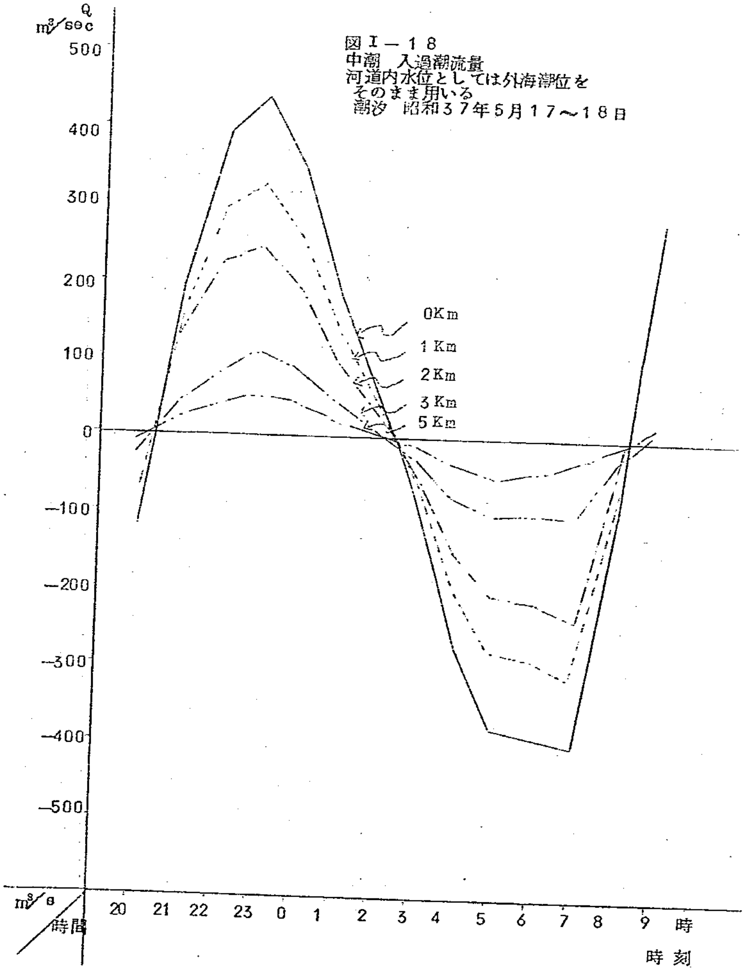
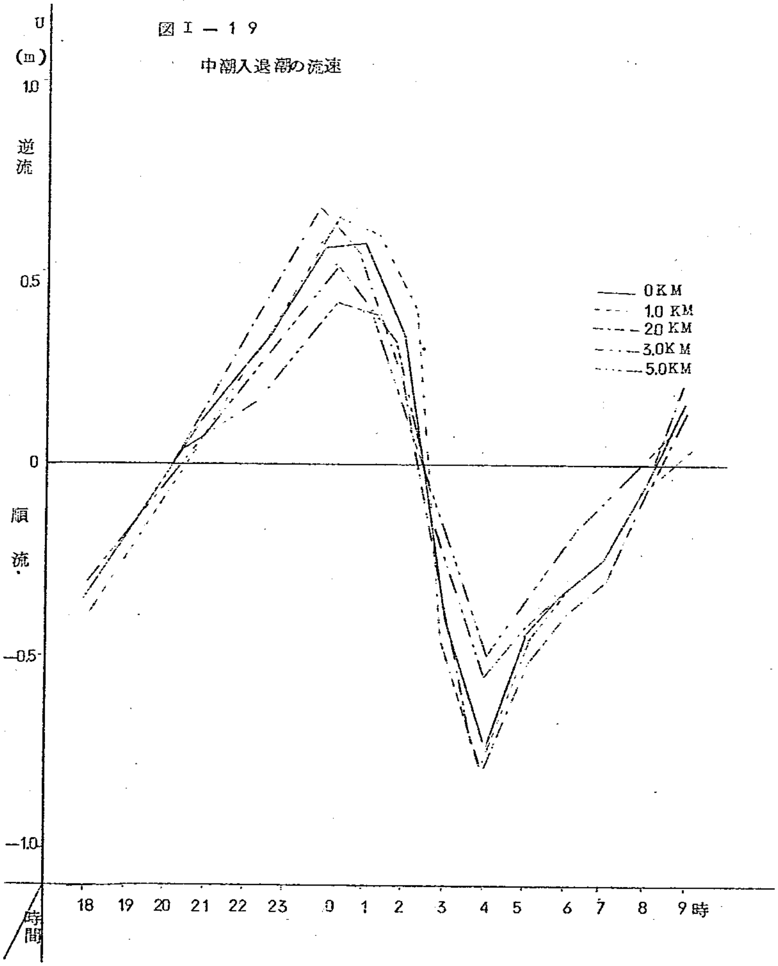


図 I − 1 7
中　潮
S 3 7年5月1 7日〜1 8日

時刻 日 時	潮位	時刻	潮位
17-17	0.00	2	−1.40
18	0.77	3	−1.32
19	1.38	4	−0.85
20	1.68	5	−0.10
21	1.65	6	+0.70
22	1.24	7	- 1.35
23	0.60	8	- 1.76
24	−0.30	9	- 1.60
18−1	- 0.90	10	−1.07

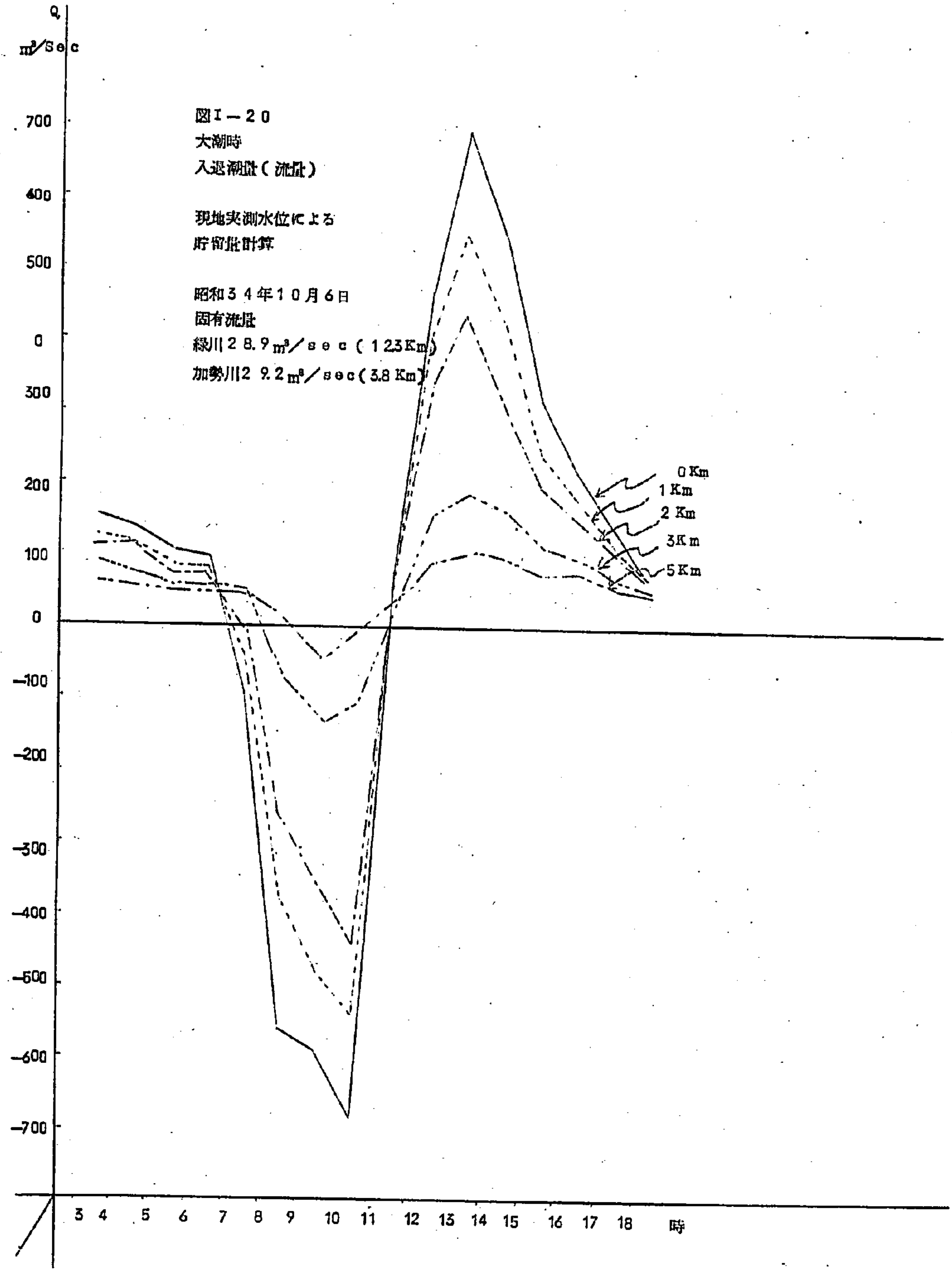


図Ⅰ－１８
中潮　入過潮流量
河道内水位としては外海潮位を
そのまま用いる
潮汐　昭和３７年５月１７～１８日



図Ⅰ−19

中潮入退潮の流速



図Ⅰ－２０
大潮時
入退潮量（流量）

現地実測水位による
貯留量計算

昭和３４年１０月６日
固有流量
緑川２８.９m³／sec（１２.３Km）
加勢川２９.２m³／sec（３.８Km）

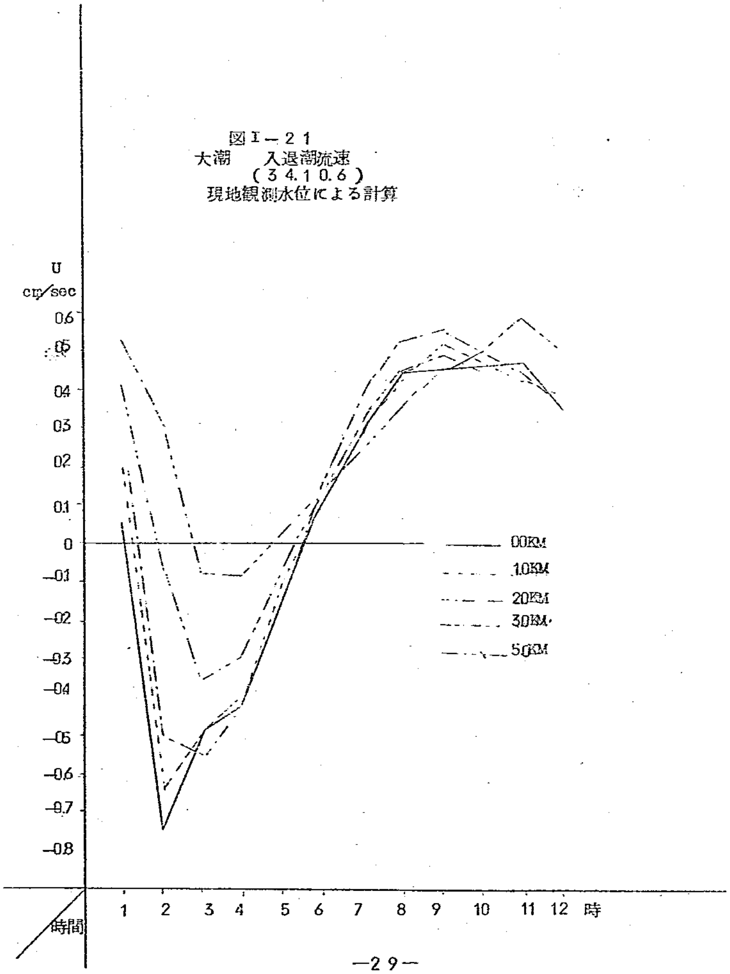


図 I－21
大潮　入退潮流速
（34.10.6）
現地観測水位による計算

I－5　河口部の流速

前節において計算によつて流速を求めたが，これは断面内平均値であつて，実際の河川は湾曲しており又断面も一様でないので断面内の流速分布は複雑である。

そこで模型実験によつて1.3Km～2.4Kmの流速分布を測定して二三の流量及び潮位について；水あたり，水うらの位置を調べた。なおこの流速の測定値は河床より30cmのところで得た。その結果を別冊資料に載せるが要約すれば，次の通り。例を図I－22に示す。

(イ)各断面において流速の最も大きい位置は左岸側にある最深部である。等高線を書いてみると左岸側では0m，－1m，－2mの等高線が集中しており，河床は左岸より横断方向に急勾配に落ちこんでいることがわかる。

従つてこの部分に水制を設置すれば流れをさえぎる効果は大きいかも知れない。

(ロ)問題の河道距離1.5Km右岸は流速の測定範囲内で最も流速のおそい部分となつている。これはほぼ全てのCaseについて言える。

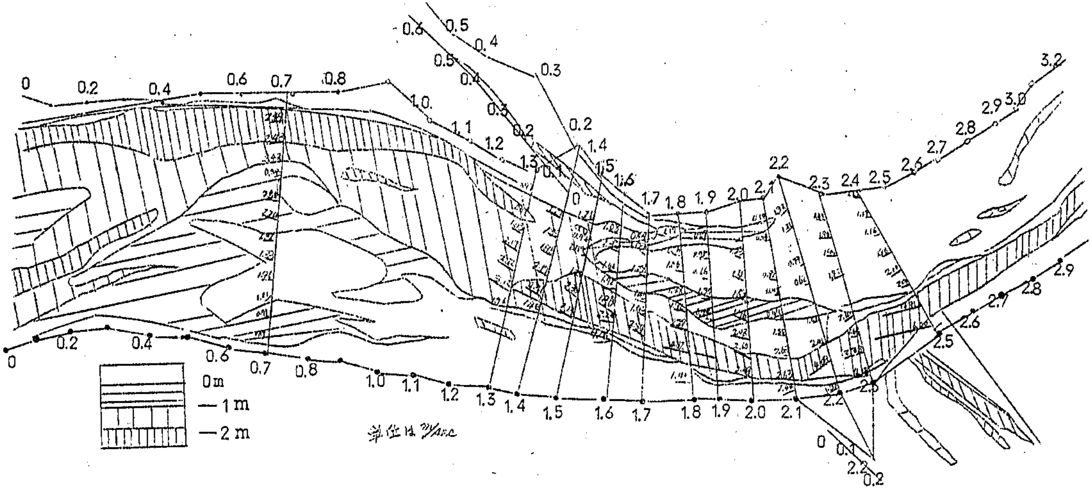
(ハ)流量の小さい場合には1.8Kmより上流の砂堆には水はのらない。流量が大きくても潮位が低い場合にも同じような事がおきるがこの場合にはみおすじ内の流速が非常に大きくなる。

(ニ)この砂堆は1.5Km附近までのびているが，これは問題の天明新川合流点をかかえこむような形となつており流れが右岸側に移るのを防げている。

図Ⅰ－22　現状実験流速・流向分布図

流量２０００m³／s

潮位＋０.５m



Ｉ－6過去の河床変動

緑川の０～８Ｋｍの河床横断測量としては，次のものが現在残つている。

①昭和１６年（第一期改修竣工同時）縮尺鉛直 1/100,水平 1/2500,
断面（Ｋｍ），0，0.3，0.7，0.9，1.0，1.3，1.6，1.9，2.1，
2.3，2.4，2.5，2.6，2.8，3.0，3.3，3.9，4.1，
4.4，4.8，5.0，5.4，5.8，6.0，6.2，6.4，6.8，
7.2，7.7，7.8，

②昭和３５年，縮尺鉛直 1/100，水平 1/2500，断面，０～８Ｋｍ，
２００ｍおき，（４１断面）

③昭和３８年，縮尺鉛直 1/100，水平 1/2500，断面　０～８Ｋｍ，
５０ｍおき，（１６１断面）

これらの資料には平面図も附属しているが，昭和１６年資料では平面図と横断測量図は合致せず，横断測量線がはつきりしない。

又，３５年度資料と３８年度資料は基準杭が異つているので，緑川のように湾曲の著しい河川では，この２つの測量結果の比較が難しい。

比較的接近している測量断面について，昭和１６年，３５年，３８年の横断図を比較表示したものを別冊に示す。（その１例を図Ｉ－２３，図Ｉ－２４，図Ｉ－２５に示す。）

これらを平面図の等高線によつて示したものが，図Ｉ－３，図Ｉ－４（附図）各断面の平均河床を算出してこれを比較表示すると，図Ｉ－２６のようになる。

これらを比較しながら，河床変化の内容を要約すれば下のようになる。

イ　昭和３５年と昭和３８年度の平均河床高を比較すると上流においては，

やや河床高が下降の傾向にある。その量は最大５０cm程度である。4.0 Kmより下流ではほとんど変化はなく，安定していることが推測される。

ロ　昭和１６年と昭和３８年度と比較すると，昭和１６年では2.5 Km附近から2.3 Km附近にかけて，大きな段落ちが見られたのに比し，昭和３８年にはこれがなめらかにすりついている。

昭和１６年は第一期改修の完成時にあたつており，拡張した放水路の末端が2.6 Km地点である。

２０年の歳月は，この放水路にも洗掘作用を及ぼしたが流出した土砂は河道内にとまることなく，海へ流出したものと思われる。

ハ　昭和１６年の平均河床高の縦断図は3.4 Kmより上流では，なめらかな曲線となつているが，昭和３５年，昭和３８年の平均河床高の縦断図は屈曲が大きく，4.0 Km，4.8 Km，5.6 Km，7.2 Kmの点の河床が深くなつている。平面図でみると，この地点は河道内湾曲の水あたり部になつている。昭和１６年においては，河道内の湾曲は，あまり大きくない。河道を拡張したためかどうか，昭和３５年，昭和３８年には，河道内湾曲がかなり，はげしくなつている。

2.4 Kmより下流について検討してみよう。
この部分は河床変化のもつとも著しい所である。

まず，昭和１６年の河床と昭和３４年の河床を比較してみよう。最も大きな変化は昭和１６年の河床は断面内で平坦で河床高の変化が少なく，最深河床は－２ｍ位である。

しかるに昭和３４年に至ると，断面内で高水敷と低水路との区別がつくようになり，河床高の変化が大きくなつた。

最深河床高は－５ｍに達している。深ぼれの著しいのは，河道距離2.4Ｋｍ附近左岸，河道距離1.9Ｋｍ附近左岸及び河道距離0.9Ｋｍ附近である。

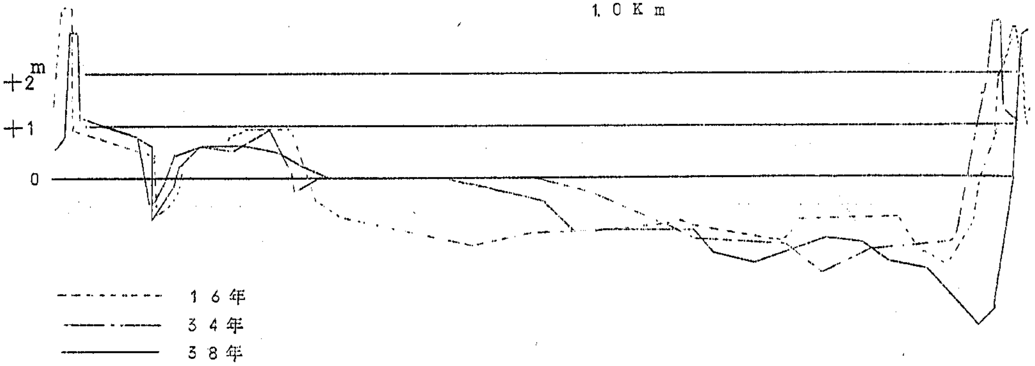
更に重要なことは，みおすじの位置が変化した点である。昭和１６年においては，現浜戸川河道を通つて来た本川のみおすじは，まず2.4Km附近右岸にあたつた後，右岸に沿つてゆるやかに湾曲して1.6Ｋｍ附近にあたつて，1.0Ｋｍ附近から右岸側及び左岸側の二方向に分れる。このため河道距離1.9Ｋｍ附近左岸は水うらになり，堆積が著しい。

ところが，昭和３５年河道のみおすじは，左岸に沿つて流れ，先に述べたように３ケ所の深ぼれを作つて河口に達している。このため河道距離1.6～1.9Ｋｍ附近右岸は水うらとなつて堆積が著しい。

即ち，河道距離1.6Ｋｍ～1.9Ｋｍについてみれば昭和１６年と昭和３５年で，水あたりと水うらの位置が左岸，右岸入れかわつているわけである。

昭和３８年の河床は深ぼれの位置や深さについては，昭和３５年の河床とほぼ同じである。ただ，河道距離2.0Ｋｍ，1.4Ｋｍ，1.2Ｋｍ，1.0Ｋｍの断面において，左岸側の洗掘が進行しているのが見られるが昭和１６年からの変化にくらべれば，その速度は大きくない。

図Ⅰ－２３　河床変化図



図Ｉ－２４　河床変化図

1.3 Km

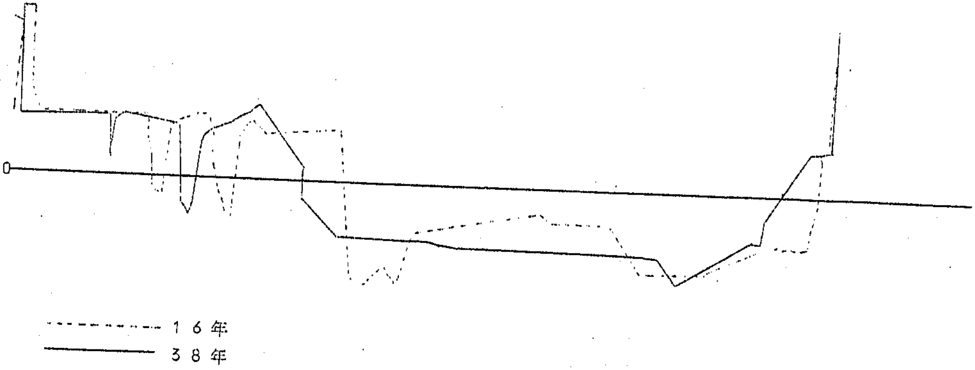
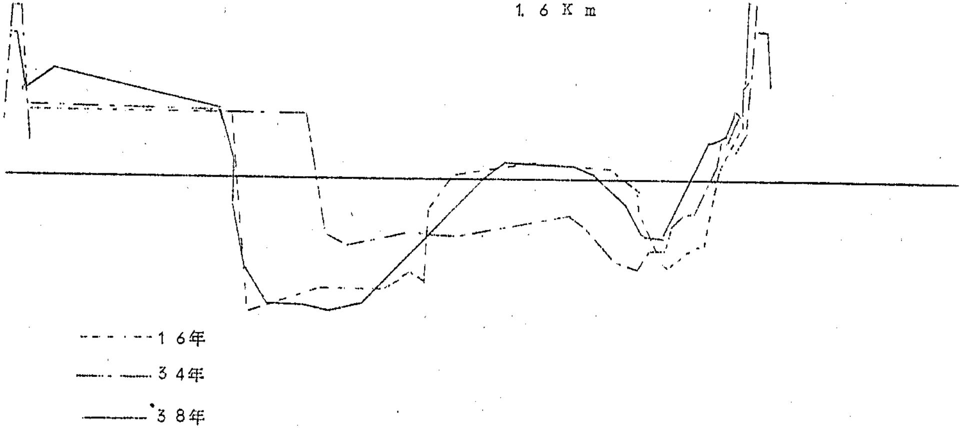


図 I－25　河床変化図

1. 6 Km



I−7　緑川河床変動の傾向

7−(1)　河床材料

(イ)　緑川の河床材料調査は，昭和38年1月に行つたものがある。これは河口前面の海の部分が中心であるが，河道内にも数点を選んで採取している。これを図示すると，図I−27のごとくなる。

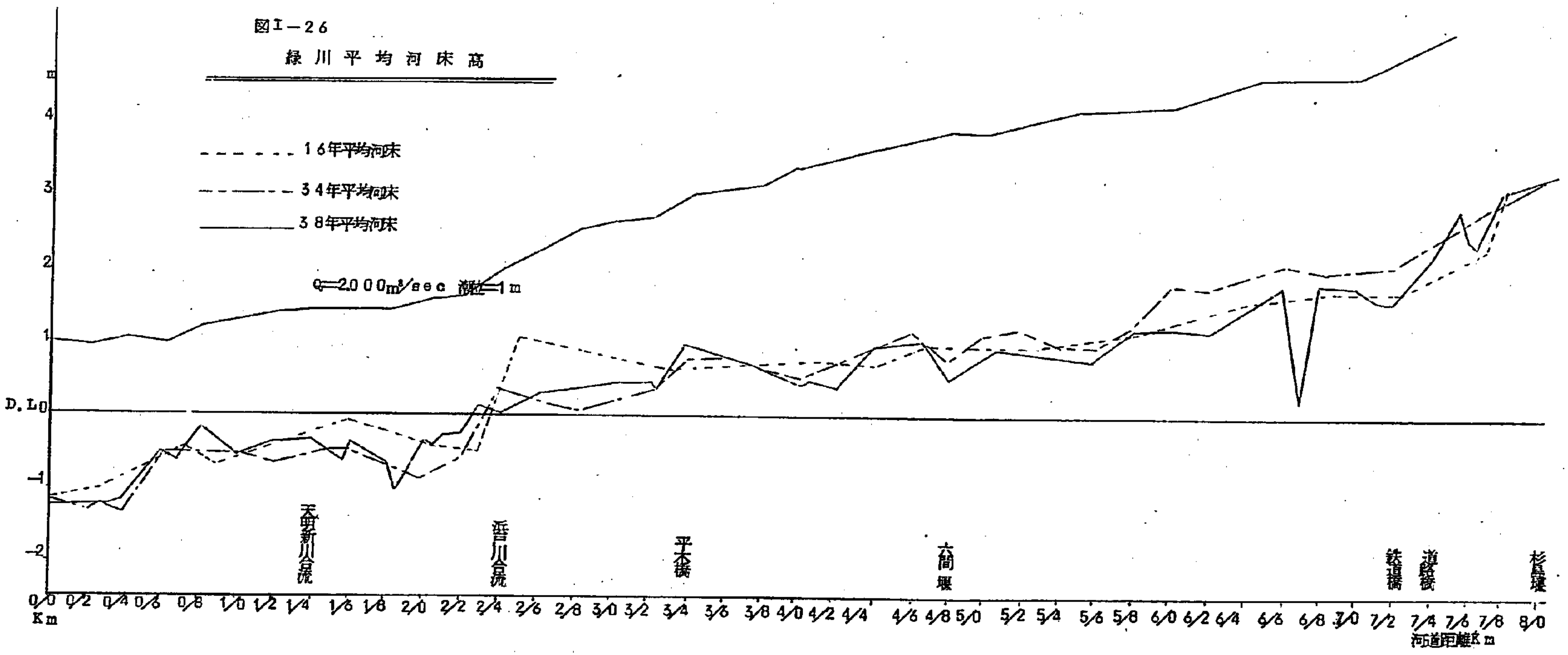
緑川河口の前面に堆積している干潟は河床高−2mの前後で約2Km沖まで延びている。それから先は深くなつて−5m（№63）となつている。

ここで，興味深いことは，河床材料の大きさである。干潟内の河床材料の平均粒径は0.1〜0.3㎜で砂と言つてよい。しかし，干潟外の河床材料平均粒径は，0.04㎜程度で成分としてはシルト質が多い。

(ロ)　天明新川河道内については，別に図I−28に示す地点で河床材料の調査を行つている。この調査によると泥土の深さは№1，№2，№3，とも深さ60㎝〜65㎝位あつて，その泥土の粒径は，

№1，	0.023㎜	（シルト質ローム）
2，	0.016	（〃）
3，	0.026	（〃）

これは先にのべた干潟の外の海底の河床材料と同一のものである。このことから天明新川の堆積は海からの，シルト質ロームによるものと推察される。又天明新川と海との間の緑川河床及び干潟上に，このような粒径の土砂が発見されないことから見て，このシルト質ロームは浮遊状態で輸送されるものと考えられる。


図I−26

緑川平均河床高

7 —(2)　流砂量計算

流砂量の計算は断面内の平均的な河床変動の傾向を見るために適している。土砂の輸送形態としては掃流及び浮遊の２種が考えられるが，計算労力（主としてプログラム作成）の点から掃流土砂だけについて検討する。

以下に述べる計算は電子計算機ＯＫＩＴＡＣ５０９０を用いて行つたものである。使用言語は Algol の一種である，ＯＫＩＰＡＬを用いた。

プログラムに要した日数は約２日である。計算時間は全Case を別々にかけたので合計１００分余かかつた。

イ　計算方法，水面匂配の算出に実験又は現地観測の水位を用いることは誤差が大きいので，ひとまず流速を算出しこれから匂配をマニング公式によつて逆算することにした。

表 2

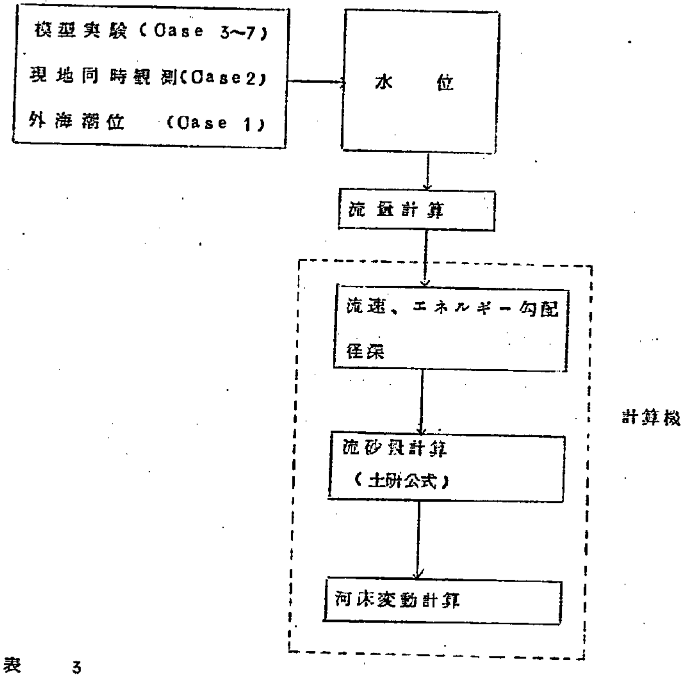


表 3

Case番号	供給流量	下流潮位	時間	時間Step	水位資料	図
1	00 $\mathrm{m^3/Sec}$	中潮	12時間	1時間	外海潮位で準用	29
2	50	大潮	12時間	1時間	現地同時観測	30
3	1500	中潮	11.8時間	0.31時間	移動床実験	31
4	4500	$+1.0^{m}$	1時間	1時間	固定床実験	32
5	3000	+1.0	〃	〃	固定床実験	33
6	2000	+1.0	〃	〃	固定床実験	34
7	1000	+1.0	〃	〃	固定床実験	35

計算範囲は河道距離 0 Km～5 Kmをとり，計算断面は 0 Km，1 Km，2 Km，3 Km，5 Kmとする。河床の上昇又は下降の計算はこの断面の間の区間とする。計算の caseは下の通り。

case番号	供給流量	下流潮位	時間	時間step	水位資料
1	0㎥/sec	中潮	12時間	1時間	外海潮位で準用
2	50	大潮	12時間	1時間	現地同時観測
3	1500	中潮	11.8時間	0.3 1時間	移動床実験
4	4500	+1.0m	1時間	1時間	固定床実験
5	3000	+1.0	〃	〃	固定床実験
6	2000	+1.0	〃	〃	固定床実験
7	1000	+1.0	〃	〃	固定床実験

なお河床材料の粒径としては各 caseについて次の2種を仮定した。

断面	A		B	
河道距離	粒径d60	限界掃流力	粒径d60	限界掃流力
Km	㎜	dyn/㎠	㎜	TC dyn/㎠
0	0.10	2.0	0.10	2.0
1	0.10	2.0	0.83	4.5
2	0.10	2.0	1.60	9.0
3	0.10	2.0	1.60	9.0
5	0.10	2.0	1.70	11.0

ロ　計算結果

$\times 10^{-3} cm$

Case	区間				
	時間	0 Km　1 Km	2 Km	3Km	5Km
1 — A	12	1.113	1.663	0.819	0.147
1 — B	12	0.993	1.488	1.731	0.118
2 — A	12	2.029	1.238	0.041	0.806
2 — B	12	1.585	1.018	− 0.035	0.170
3 — A	11.8	122.7	132.7	1866.0	−1249.0
3 — B	11.8	122.6	132.8	1866.0	−1250.0
4 — A	1	14.10	− 3.969	10.75	64.84
4 — B	1	14.10	3.969	10.75	64.84
5 — A	1	19.97	13.57	4.116	−48.17
5 — B	1	19.97	13.57	4.116	−48.17
6 — A	1	14.76	15.65	3.993	−30.90
6 — B	1	14.76	15.65	3.993	−30.92
7 — A	1	3.444	3.137	31.66	22.36
7 — B	1	3.432	4.072	31.81	−22.52

上の結果から気付くことは

a　Case 1.（中潮），Case 2.（大潮）はいずれも堆積傾向となっている。入潮流量の合計と退潮流量の合計は等しいので一見これはおかしいように見えるが同様のことが河川の河口部でよく見られるらしい。緑川の場合も入退潮は河口部に対して堆積作用を及ぼしているらしい。この理由については，いろいろ考えられるが検討を加

えなかつた。

b　Case 1.2.に共通して言えることは，平均河床の上昇又は下降の絶対量が極めて小さい点である。1日で最大3.4×10 ^{3}cmだから1年かかつても1.2cmである。そこで河口部の洗掘堆積を論ずるのに掃流砂だけでよいであろうかという疑問がわく。

c　Case 3.について，まず2Km～3Km間に大量の堆積3～5Km間に大量の洗掘のあることに驚かされる。この理由は3Kmの流砂量の計算値が異常に大きくなつてしまつた点にある。Case 3は移動床実験の測定水位を用いたが，この3Km断面は移動床の上流端にあたりこの地点では水位が極めて低くなつている。

このため流速が非常に大きくなつてしまうのである。

実際の河川ではこのようなことは，おこらないので，この計算結果のようにはならないであろう。

d　Case 4.以下は定流状態で測定した水位を用いたものである。

これら4 Caseの全体について言えることは0Km～3Kmは大体堆積傾向，3Km～5Kmがかなり大きな洗掘傾向ということである。このことは河床高さの縦断変化を見ても予想されることであつて，緑川は3Kmより上流では，かなり急な勾配をもつているが，3Kmより下流では，だいたい平坦となつている。なお4 Caseの内容を比較してみると，4500m^{3}／sec（Case 4）では3Km～5Kmの洗掘土砂が，下流であまり堆積せず海まで行つていること。

3000m^{3}／sec，2000m^{3}／secでは洗掘量はやや

小さくなるが，その大部分は０Ｋｍ～２Ｋｍに堆積している。

次に１０００m^3／secのときは３Ｋｍ～５Ｋｍで洗掘された土砂のほとんど大部分は２Ｋｍ～３Ｋｍの間に堆積してしまつて，０Km～２Ｋｍはあまり洗掘堆積の影響を受けないことがわかる。これは潮位が＋１.０ｍのときの検討なので潮位変動のあるときの検討を行わなければ結論的なことを言えないが，この計算から推察すると，２～３Ｋｍの堆積を及ぼすものとしては１０００m^3／sec位の中小洪水が，かなり重要度をもつていると考えられる。

7一(3)　移動床実験

河床が現状から，どのように変化するかについては，次の2 caseから推察することができる。

	流　量	下　流	実験時間	模型河床材料	河床変動の現地時間
case 6	1500m^3/sec	中　潮	55分	砂	102
case 15	1500m^3/sec	中　潮	45分	石炭粉 （1.0～2.2 Km） のみ	275

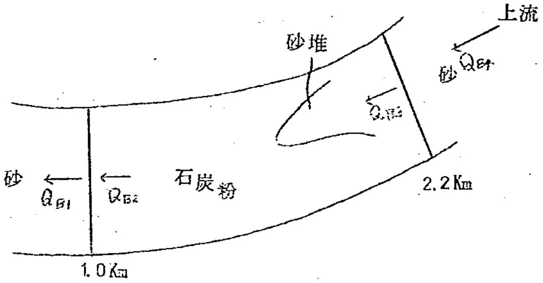
この結果は別冊にのせてある。

全体的に断面内の河床の凸凹が平担化する傾向があるが河道距離2.6～2.8 Kmでは特にその傾向が著しい。2.7～2.8 Kmには河道の中央附近に河床高－2 m位の小さいみおすじがあるが，これは完全に埋まるようである。

2.4 Km～2.2 Kmはみおすじ内の堆積がかなりはげしい。これより下流の2.1 Km～2.0 Kmではみおすじは埋まらないで，中央の砂堆上に堆積している。1.9～1.3 Kmは全体的に堆積の傾向にある。これより下流では，みおすじが広がつているせいか土砂の移動は少なく0.8 Kmにみられる河道内中央の高い州（＋1.2 m位）が崩壊するほか大きい変化がみられない。

一方，石炭粉実験は緑川1.5 Km附近の右岸側の砂堆の挙動を見るのが目的であつて，石炭粉は1.0 Km～2.2 Kmに敷いてある。石炭粉と砂との接続部では砂の流砂量QB_1，QB_4は，石炭粉流砂量QB_2，QB_3にくらべて小さい。

説明図



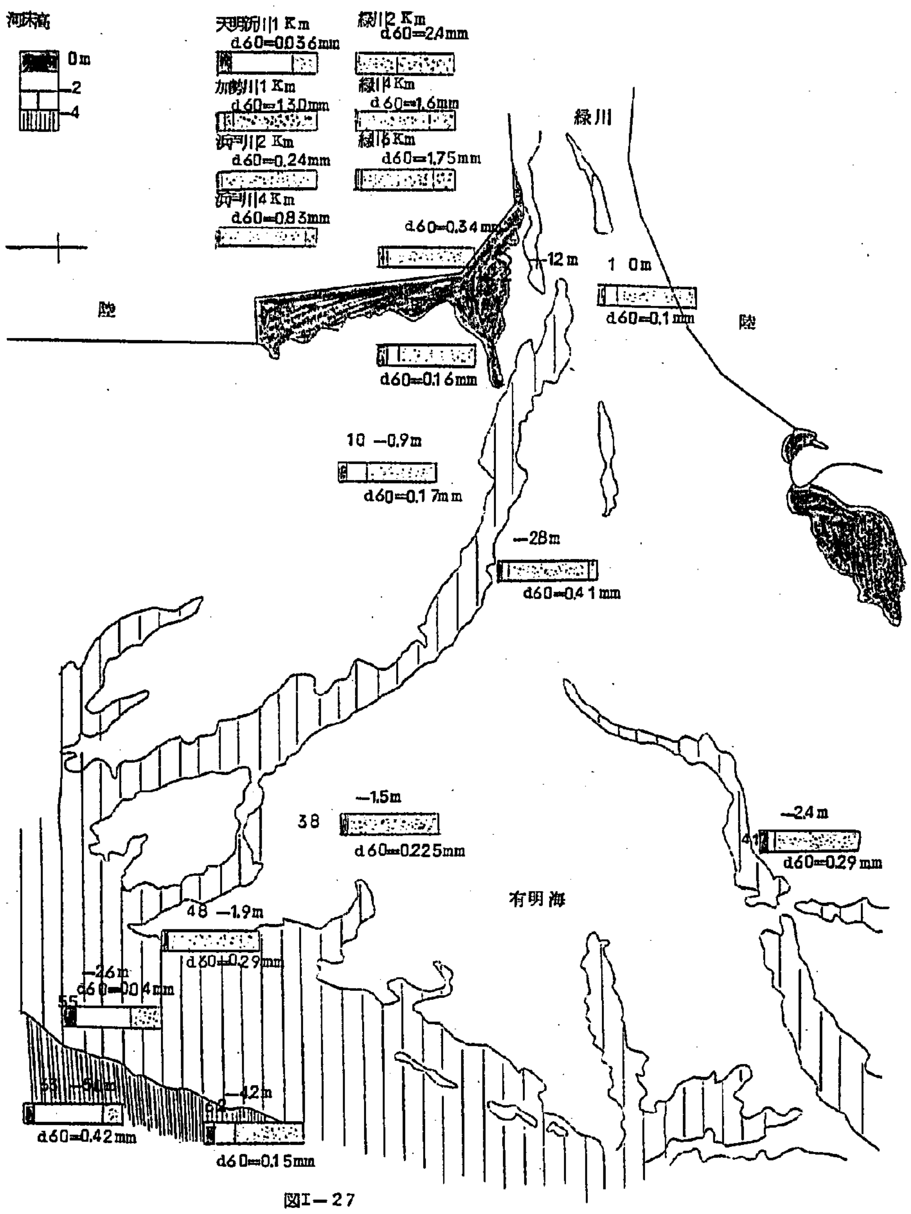
従つて1.0Kmより下流側で堆積，2.2Kmより下流で洗掘が行われるわけである。模型実験をみると2.2Km～1.8Kmは洗掘が著しいが，1.7Kmでは大体洗掘がとまつているので，問題の1.5Km地点の砂堆の挙動を見るには差支えない。

まず左岸についてみると，現在高水敷のように高くなつている左岸側河床は時間とともに洗掘されて，後退する。これは1.6Km～1.2Kmの全断面でみられる。この量は河床変動時間が275時間ということを考えてもかなり多い量である。

1.1Km，1.0Kmでは河床は大体安定している。これとくらべると右岸側の河床変動はわずかであつて，1.7Km～1.6Kmでは，ほとんど平衡状態にある。

1.5，1.4，1.3Kmではみおすじ内に，かなり堆積がみられる。しかし，その量は少なく，平均すれば20～30cm程度であろう。すなわち，右岸側のみおすじ及び砂堆は現在，やや堆積気味であるが，

1500㎥／sec程度の洪水によつては変化が少ないということが言える。



図I－27

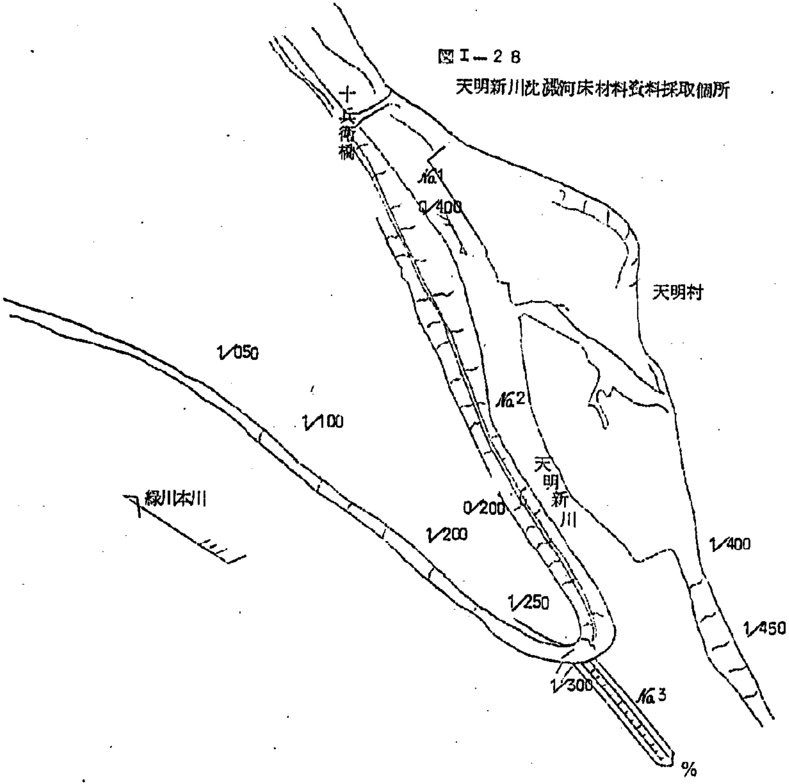
緑川河床材料調査　　縮尺1：10,000
（抜萃）

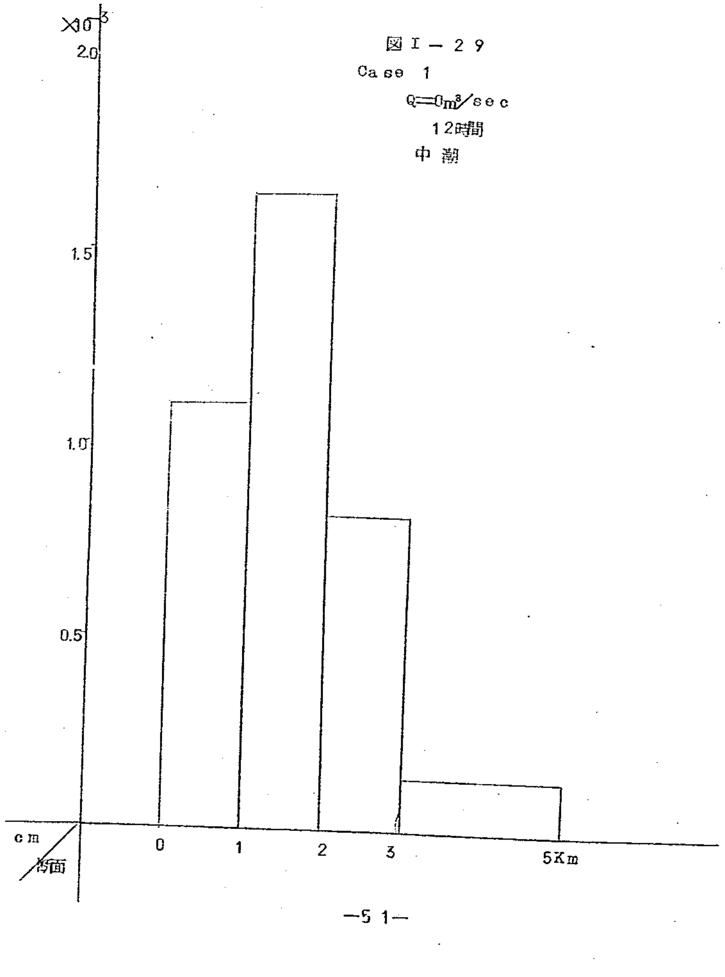
粘土	シルト	砂	レキ

0.001　0.05　2.0mm

図 I—28

天明新川沈澱河床材料資料採取個所





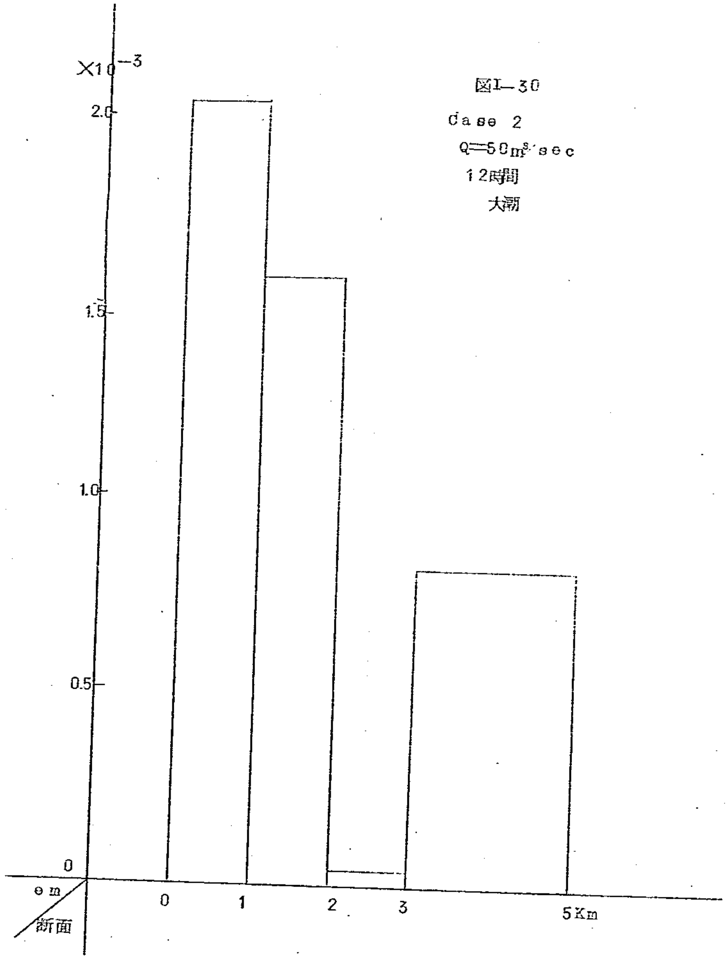
図I－29

Case 1

Q＝0m³/sec

12時間

中潮



図I−30

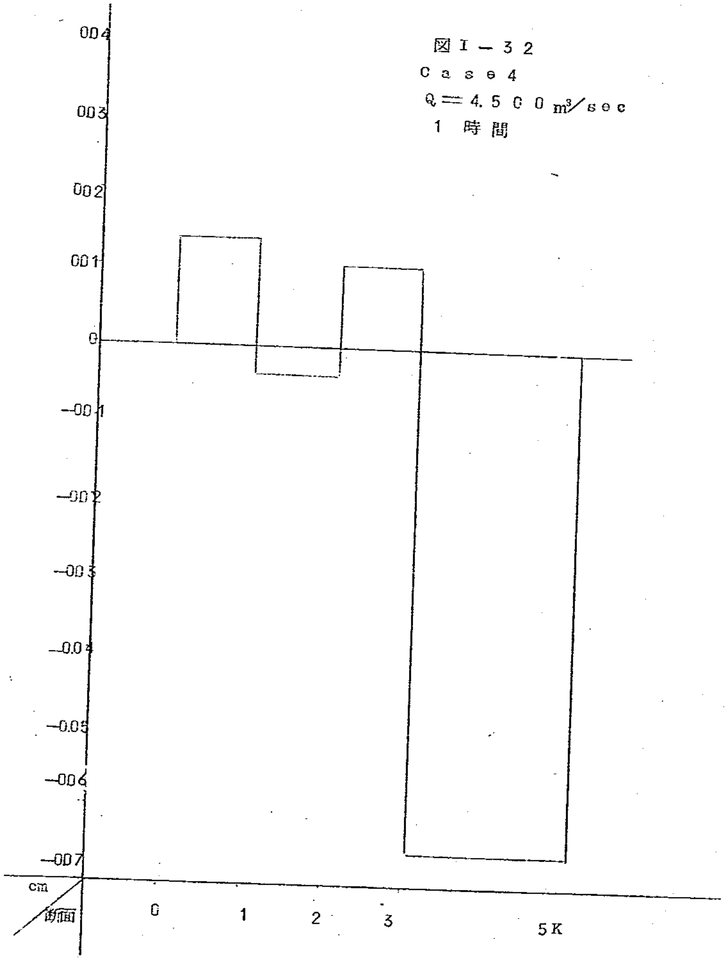
case 2

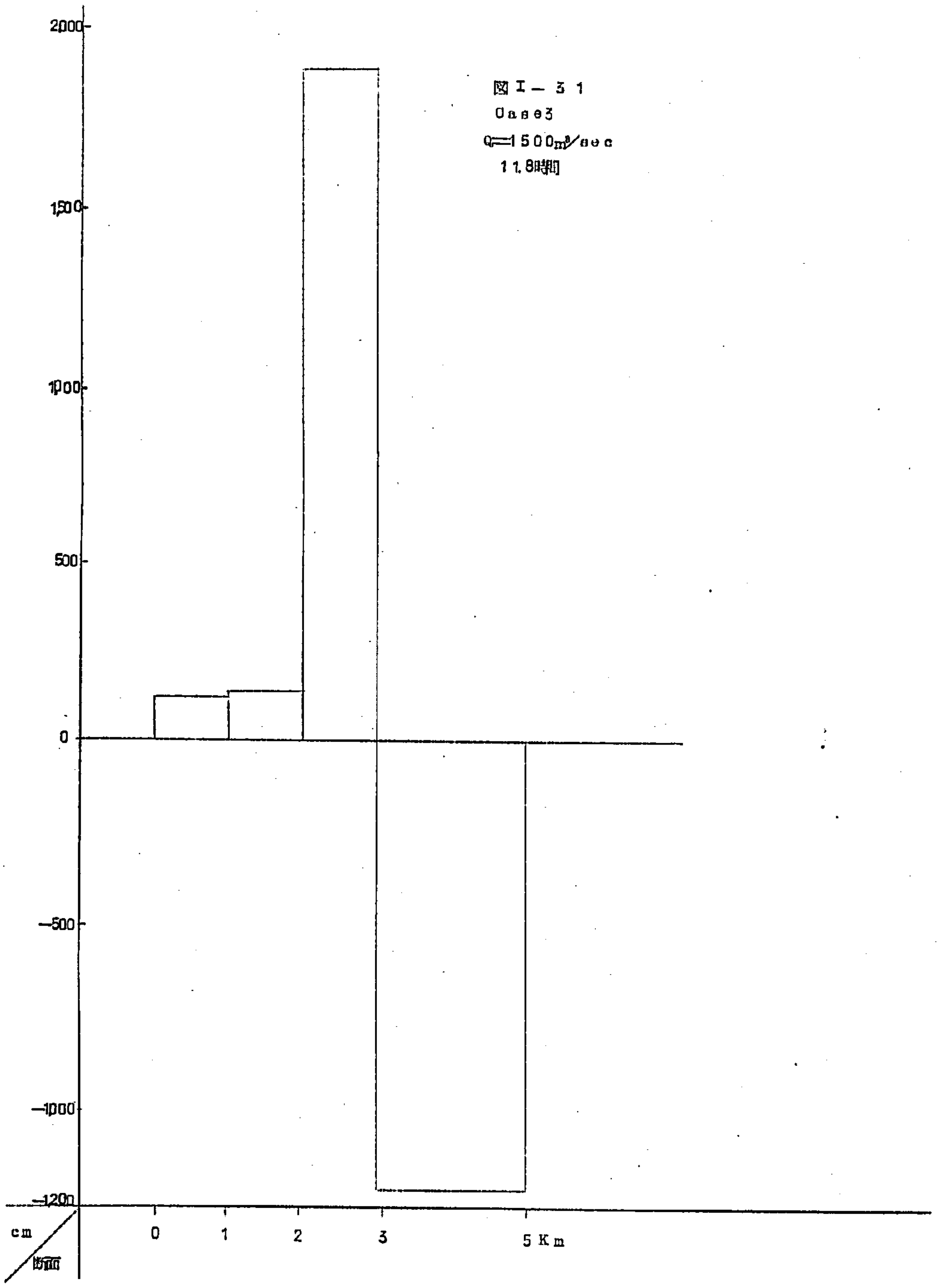
$Q=50m^3/sec$

12時間

大潮

図 I − 3 2
Case 4
Q = 4,5 0 0 m³/sec
1 時間




図Ⅰ−31
Case3
Q=1500m³/sec
11.8時間

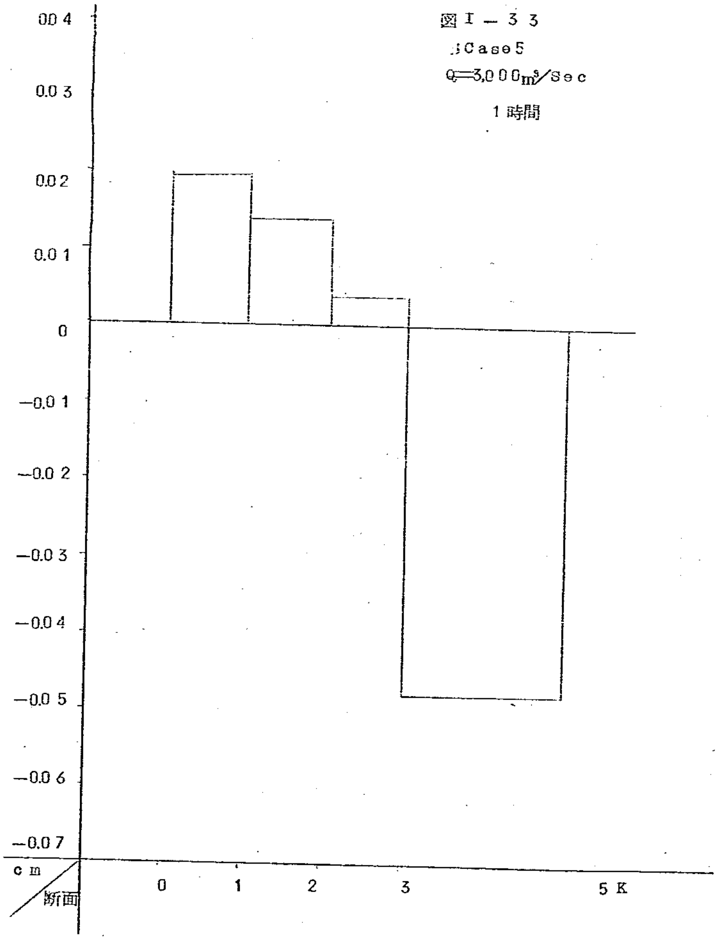
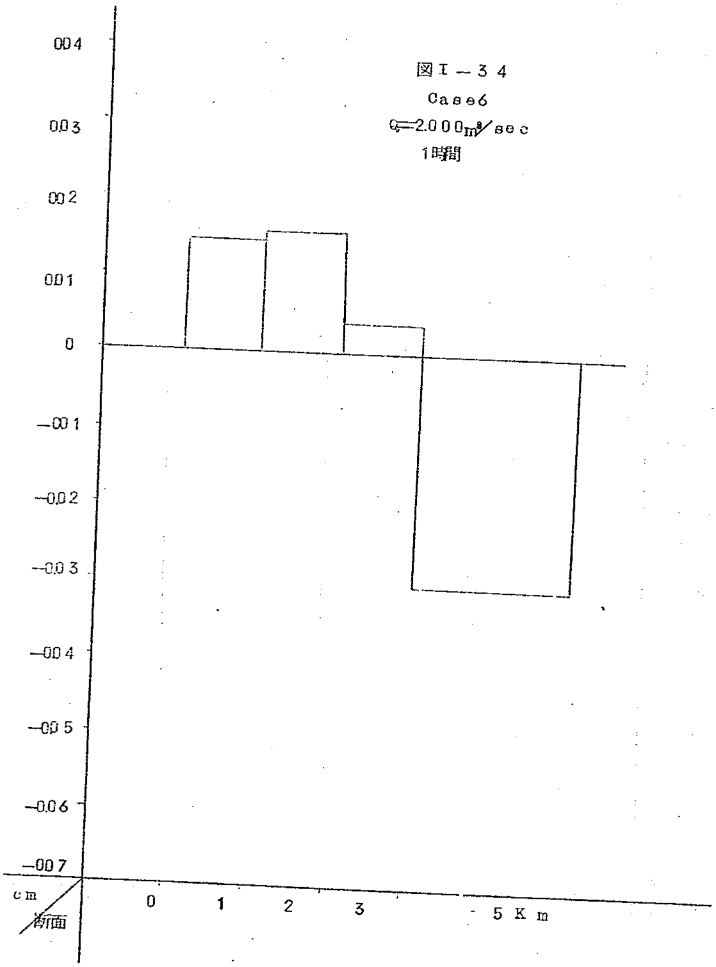


図 I − 3 3

Case 5

Q=3,000 m³/Sec

1 時間

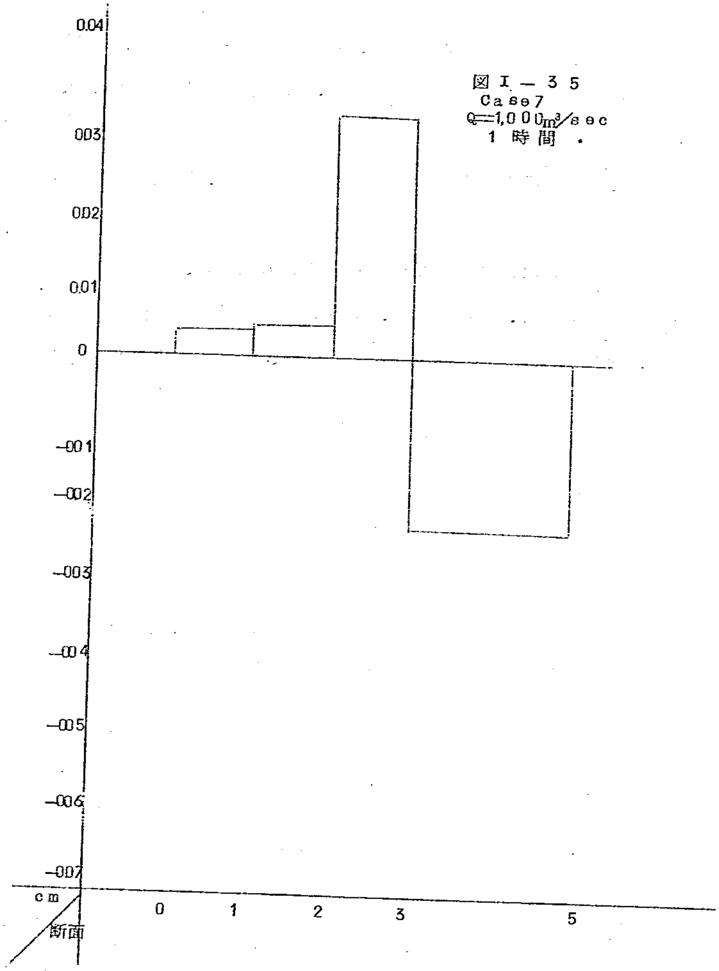


図I－３４

Case6

Q=2.000m³/sec

1時間



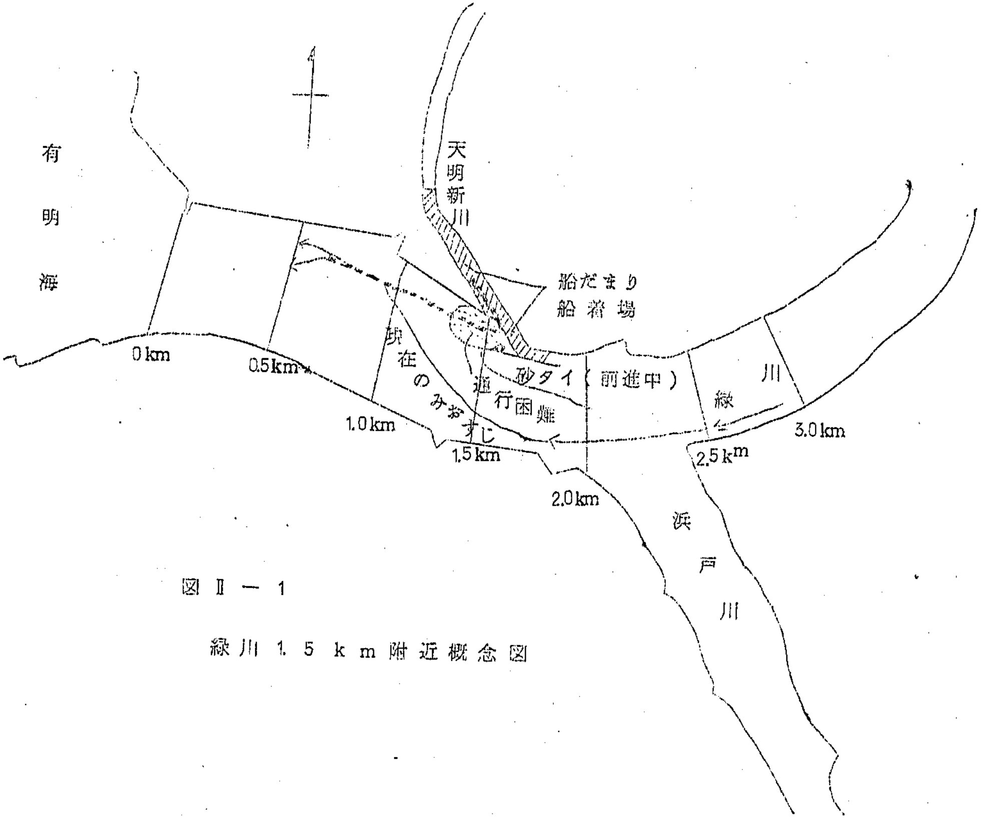
図Ⅰ－35
Case7
Q=1,000m³/sec
1時間

Ⅱ　水制の検討

現在、漁船の舟航に利用されている緑川右岸のみおすじは、図Ⅱ－１に示した如く、砂堆が上流からのびて来て、天明新川の合流点附近を、埋めようとしている。

そこで、この砂堆の進行をとめ、みおすじの水深を、確保することが必要である。

水制工法のねらいは、現在、左岸にそつて流れている主流に対して、水制等の構造物をおいて、その方向を、変化せしめ、問題の合流点附近に主流をあてて、新しいみおすじを作り充分な水深を、得ようとするものである。



図Ⅱ－1

緑川1.5km附近概念図

Ⅱ－1　固定床実験

水制によつて、新しいみおすじが作成されるかどうかは、移動床的な検討を必要とする。

一方、水制工法の計画をたてる場合は、基本的には、水制を設置する位置、水制の長さ、及び水制の高さを定める必要がある。これらの組合せに対して、移動床的検討を行つていたのでは、費用及び時間が莫大なものとなる。そこで、二次的手段として、現在河床の固定床実験によつて、流れの変化を測定し、効果的と思われる水制の諸元を定めてから、この計画に対して移動床実験を行うこととする。

問題の合流点附近に、みおすじができるかどうかの判断の指示量としては、合流点附近の河床附近流速をとることにする。この地点の流速を大きくするような水制を効果的と考えるわけである。

緑川の流れを大別すると、

大洪水（計画洪水級、4000$\mathrm{m^3}$／sec80年確率）
中小洪水（1500$\mathrm{m^3}$／sec級年1回程度）
低　水（50$\mathrm{m^3}$／sec以下、主として潮汐による入退潮）

このうち大洪水は、頻度が非常に小さく、低水は、みおすじを変化させるほどの力をもたない。そこで頻度も大きく又みおすじの位置変化に対するる影響力も　大きい流れとして中小洪水を考え、流量1500$\mathrm{m^3}$／secで検討することにした。

先にも述べた如く、潮位変動の影響は1500$\mathrm{m^3}$／sec程度の洪水では、無視できないが、一応、潮位＋1.0mとして定常的に検討することにした。

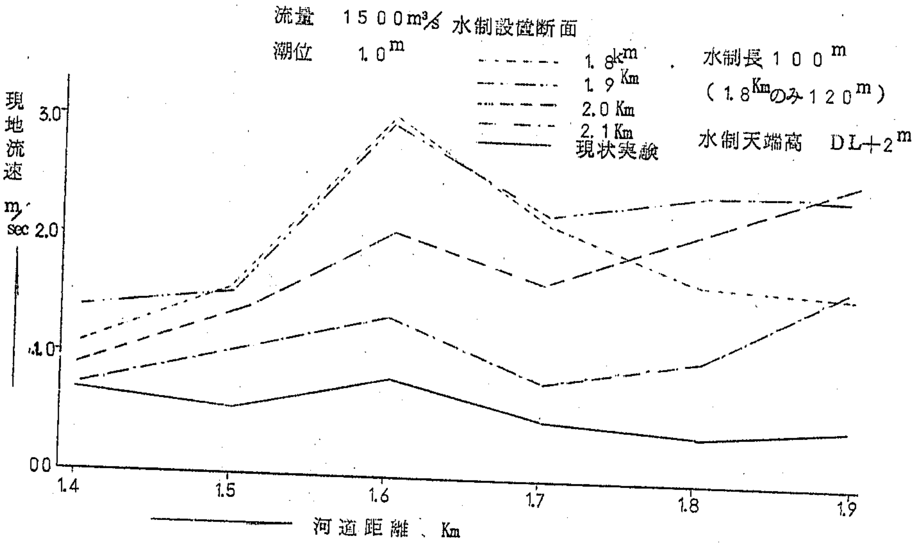
Ⅱ－１－(1)　水制位置の検討

まず問題の地点の流速を増加させる意味で、最も効果的な水制の位置についての検討を行つた。このときの流量は１５００㎥／ｓｅｃ、海の潮位は1.0ｍ検討する水制は、一応長さ１００ｍ、天端高さ２ｍとした。流速測定は同一断面内で右岸より２０ｃｍ間隔（現地２０ｍ間隔）に５点をとり、各点で河床より１ｃｍ離れた地点の流速をピトー管によつて測定した。このピトー管は動圧の内径が、普通のものより大きく、約６㎜となつているが、普通のピトー管の測定値とほとんど同じ値を与える。

この実験の結果は図Ⅱ－２に示す通りである。これを見ると、水制によつて、問題の地点（1.5Ｋｍ～1.6Ｋｍ）の流速はかなり大きくなり、3.0ｍ／ｓｅｃに達することもある。この値は現状１５００㎥／ｓｅｃにおいて左岸みおすじ内に生じている流速より更に大きいものである。水制を設置する位置としては1.8Ｋｍ又は1.9Ｋｍが適当と思われる。2.0Ｋｍ及び2.1Ｋｍに水制を設置すると、問題の箇所よりやや上流の、流速に対して効果的であつて、1.5～1.6Ｋｍ地点の流速を増加させる目的で設置する個所としては、やや上流にすぎるように思われる。なお1.9Ｋｍ左岸には、排水樋門があつて、水制設置後も維持することが望まれるので、この地点より上流に水制を設置するには、この点からも好ましくない。従つて水制の位置としては、1.8Ｋｍ又は1.9Ｋｍが適当のようである。

図－Ⅱ－2　水制実験　流速縦断図

水制の位置による水制の効果の比較



Ⅱ－１－(2)　水制長さの検討

水制の長さは、どの程度が適当かを検討しよう。設置する水制の位置は一応、河道距離1.9Ｋｍ左岸とし、高さとしてはＤ．Ｌ＋２ｍのものについて検討した。実験条件は、位置についての検討実験と同じく流量1.５００㎥／ｓｅｃ、潮位＋1.０ｍとする。この結果を示したものが図Ⅱ－３である。

これを見ると、まず１５０ｍ以上の水制を出しても、問題とする地点の流速はほとんど、変化しないことがわかる。

図図Ⅱ－４　は河道距離1.９Ｋｍにおける河床横断図を示したものである。この図から、水制の河積の中で占める割合がわかる。さてこの図を見ると、この断面ではみおすじは左岸より１２５ｍ附近まであつて、これを過ぎると、河床は急に高くなつている。従つて水制の長さが１２５ｍより長くなつても流れをさえぎる面積はそれほど増えない。水制が長さ１５０ｍ以上になつても、効果がそれほど大きくならない理由としてはこのようなことが考えられる。従つて水制の長さは１５０ｍ以下が適当と思われる。水制の効果については、水制の長さの他に高さが関係する。即ち水制の高さが大きいときは、水制の長さが短かくても流れを妨げる面積が大きいので、水制としての効果が大きくなることが考えられる。従つて同一の効果をもつ場合でも低くて長い水制と、高くて短い水制の両方が考えられる。大洪水時に水制による水位の上昇を小さくする意味では、低くて長い水制の方がよい。即ち大洪水時には、水位が高まることによつて、流積が大きくなるが、低くて長い水制が流れを妨げる面積は増加しないので、水制断面積の流積に対する割合は小さくなる。ところが高くて短い水制は、水位

が水制天端をこえない場合には、水位の上昇とともに水制の水中断面積も、増加するので、水制断面積の流積に対する割合はあまり小さくならない。更に高くて短い水制は、大洪水時にも、流れをはねる作用が強いので、流れが岸にぶつかる恐れがある。このようなわけで一般的には、低くて短い水制がよいと思われる。そこで、水制長さとしては、150mをとる。

図ーⅡー3　水制実験　流速縦断図

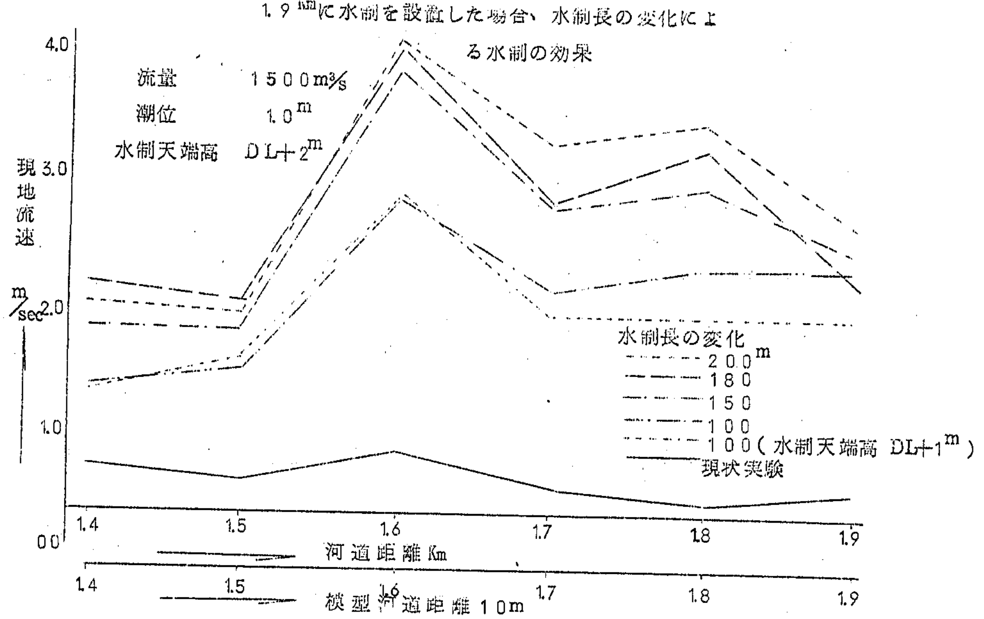
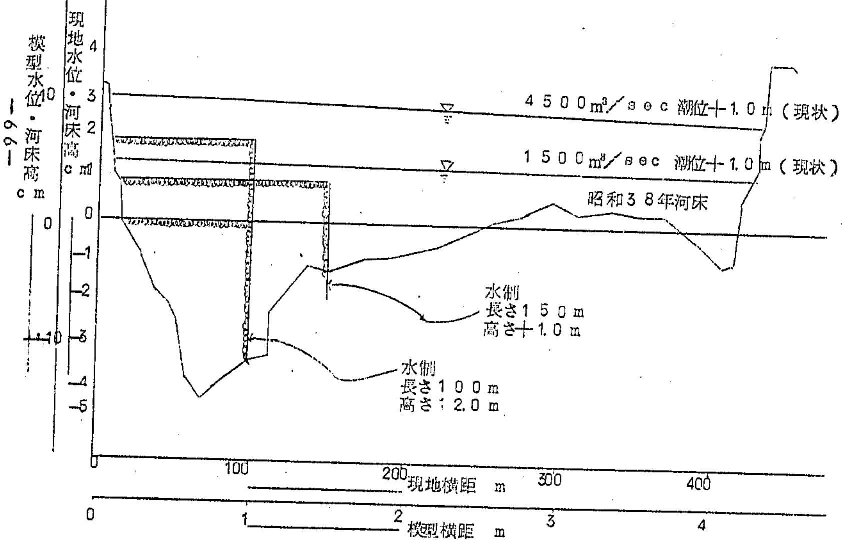


図 II — 4　緑川 1.9 Km に於ける河床及水制横断面図



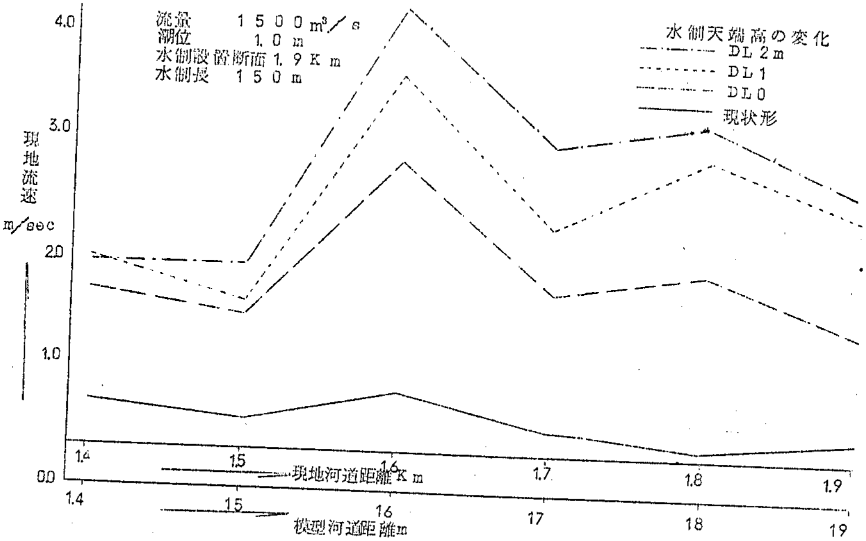
Ⅱ－１－(3)　水制高さの検討

水制長さ１５０ｍ位置１.９Ｋｍの場合水制の天端高として３種をえらび水制の効果について比較してみよう。

実験条件は前と同じく、Ｑ＝１５００㎥／ｓｅｃ湖位＋１.０ｍとした。この結果は図Ⅱ－５に示す。水制の天端高を変えると、それに応じた問題の地点の流速も大きく変化する。従つて水制天端高の決め方は、河床変化の大きさに、大きな影響力をもつことが考えられるが、具体的にはどのような河床変化を生ずるかは固定実験ではわからない。従つて天端高については、移動床実験によつて、詳細に検討することが必要と思われる。

図 II－5　水制実験　流速縦断図

天端高の変化による水制の検討



Ⅱ－１－(4)　洪水時の問題

水制は大洪水時には流れに対して、大きな抵抗となり、エネルギーを損失させる。このため水制の諸元の変化が水制上流側の洪水位に対して、どのような影響を与えるかを調べなくてはならない。図Ⅱ－６　はＱ＝4,５００㎥／ｓｅｃ、Ｈ＝＋1.０ｍ1.９Ｋｍに長さ１５０ｍの水制をおいた場合について、水制高さと洪水位との関係を測定したものである。現在の堤防高は4,５００㎥／ｓｅｃの洪水位より高いが3.０Ｋｍより上流における余裕高は0.５ｍ程度であつて、やや不足している。このような現状に対し水制天端高＋1.０ｍ、０ｍの場合には、水位上昇の影響は3.０Ｋｍまでであるので、比較的、問題は少ないが、水制天端高＋2.０ｍの場合には、4.０Ｋｍより上流まで影響が及び水制による水位の上昇高は、2.4Ｋｍで1.０ｍ、3.０Ｋｍで３０ｃｍ程度、4.０Ｋｍでは１０ｃｍ以下となる。

洪水時の水制に関する問題としては、水位上昇の問題の他に、護岸等に対する洪水の影響力の問題がある。

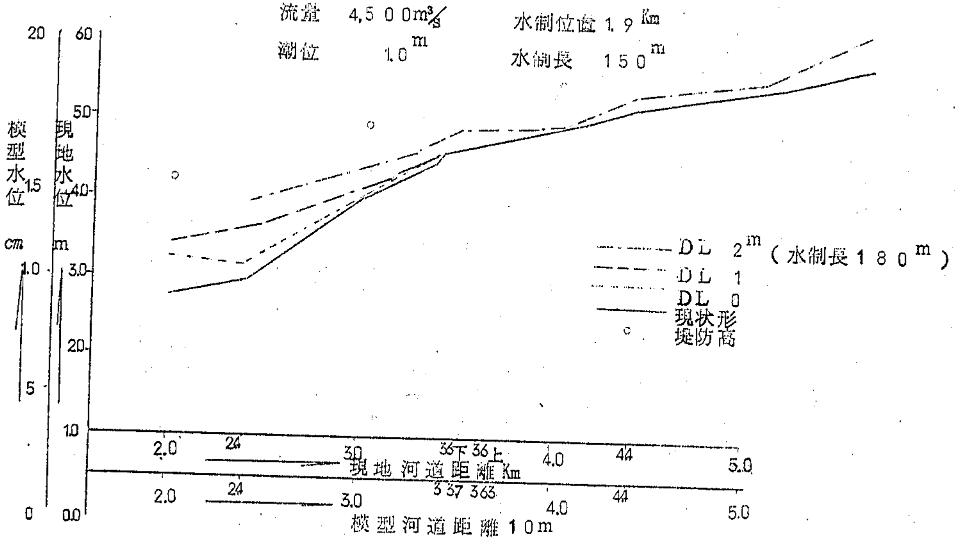
図Ⅱ－7,図Ⅱ－８は４５００㎥／ｓｅｃ時に対岸の流速がどの程度になるかを示したものであつて、水制天端高＋2.０ｍのときは、５ｍ／ｓｅｃ近くの流速が出ることが予想されるので、洪水時には護岸等に対して、かなりの影響があると思われる。この流速の測定値は河床のごく近くの値であつて、断面の平均的な値はもつと大きくなる。この点については図Ⅱ－９「流速測定の鉛直方向変化」を参照されたい。

以上を要約するに水制位置としては、河道距離1.８～1.９Ｋｍ水制長さとしては１５０ｍ程度が適当と思われる。しかし水制天端高については移動床実験によつて検討すべきである。その際には洪水位の上昇、流速の増加についての考慮を払うことが必要と思われる。

図 II－6　水制実験　水位縦断図水制の影響

水制天端高の変化による

上流側の水位上昇の変化


流量　4,500m³/s　　水制位置 1.9 Km

潮位　1.0 m　　水制長　150 m

図Ⅱ－7　水制実験　　流速・流向分布図

流量　4500m³/s

潮位　1.0 m

水制位置　1.9Km

水制長　150m

水制天端高　DL 1m

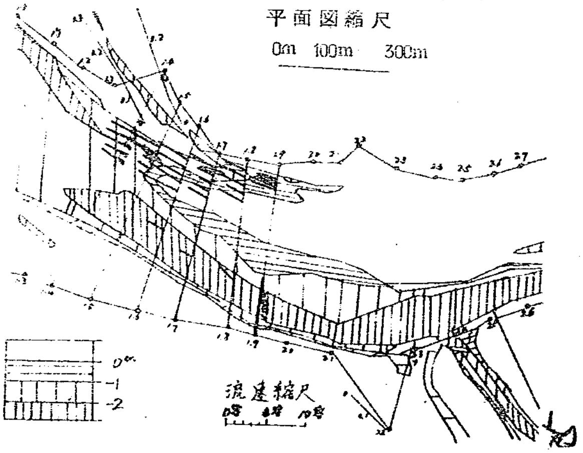
水制角度　流れに直角

測定断面 流速 流向 測定番号	1.4Km 流速	1.4Km 流向	1.5Km 流速	1.5Km 流向	1.6Km 流速	1.6Km 流向	1.7Km 流速	1.7Km 流向	1.8Km 流速	1.8Km 流向	1.9Km 流速	1.9Km 流向
1	(%) 2.95	94°	(%) 3.82	94°	(%) 4.56	104°	(%) 3.51	105°	(%) 3.09	108°	(%) 2.57	98°
2	4.08	91°	3.41	94°	4.69	101°	2.49	98°	3.41	110°	2.49	98°
3	3.47	92°	1.53	96°	4.63	103°	2.07	104°	3.37	110°	2.74	104°
4	2.36	93°	1.84	102°	4.81	106°	2.66	103°	3.45	110°	3.14	105°
5	1.91	99°	1.38	102°	4.18	98°	2.87	103°	3.45	110°	2.99	105°
平均	2.94		2.40		4.57		2.72		3.35		2.79	

1.6 Km	1.7 Km	1.8 Km
(%) 2.14 102°	(%) 1.53 105°	(%) 2.79 130°

平面図縮尺

0m　100m　300m



図－II－8　水制実験　流速・流向分布図

流量４５００m³／s　水制位置　1.９Km
潮位０.０ m　水制長　１５０m
水制天端高　DL０m
水制角度　流れに直角

測点断面 流速 流向 測点番号	1.4Km	1.5Km	1.6Km	1.7Km	1.8Km	1.9Km
	流速 流向	流速 流向	流速 流向	流速 流向	流速 流向	流速 流向
1	(m/s) 3.16 101°	(m/s) 289 87°	(m/s) 32 1 101°	(m/s) 28 4 103°	(m/s) 25 1 110°	(m/s) 1.92 95°
2	347 98°	257 93°	402 101°	22 7 95°	289 110°	2.14 98°
3	284 102°	1.96 96°	403 104°	1.53 108°	279 110°	227 101°
4	230 98°	2.10 100°	44 3 104°	2.14 107°	25 1 110°	2.48 110°
5	1.92 96°	1.59 109°	40 4 100°	2.10 105°	26 8 110°	271 105°
平均	273	222	400	21 7	267	230

測点	1.6Km	1.7Km	1.8Km
水制の下流	(m/s) 26 3 98°	(m/s) 1.67 108°	(m/s) 1.96 126°

平面図縮尺

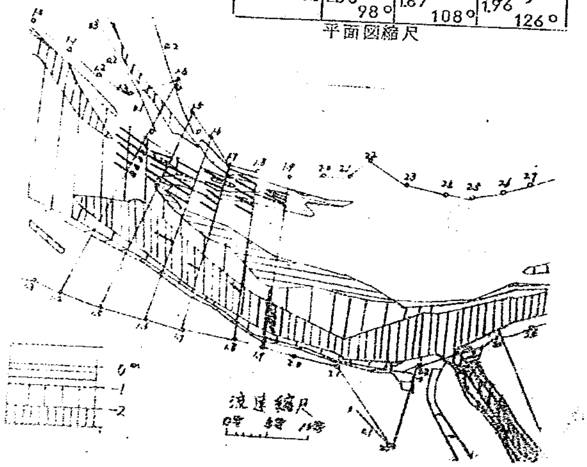
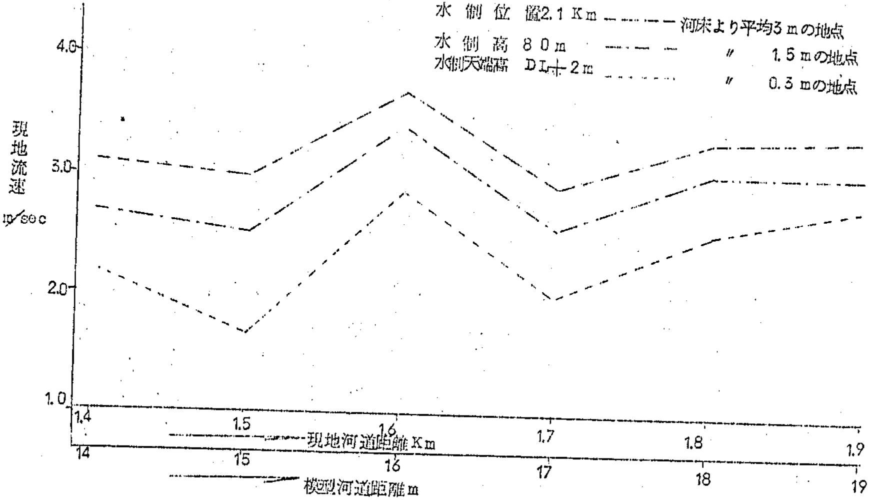


図 II－9　水制実験　流速縦断図

流速測定値の鉛直方向の変化



Ⅱ－2　移動床実験

水制の効果は天明新川合流点附近の河床が、どのように変化するによつて判定される。従つて移動床実験が必要となるが、緑川全体を移動床とする必要はないので水制の影響が及ぶと見られる．緑川の河道距離0.0Kmから同3.0Kmまでを移動床に改造した。

河床に用いる材料の備える条件としては、1.流れによつて動くこと、2.粗度が適当であること。3.安価であることが必要である。今回の実験では実験場内で採取されるdm＝0.6㎜の砂を用いたが、これは上の条件1.2を大体満たし、条件3を完全に満している。この検討内容は「模型実験の相似則」の項で詳細に述べてある。

さて、模型実験をはじめてみると、緑川河道距離2.1Km附近の左岸は洗われて、崩壊がかなり激しく、コンクリートの側壁がすつかり現われてしまつた。現地の2.1Km附近には、石積の水制等が出ていて崩壊を防いでいる様子なので、模型でも左岸側の堆積の前面はモルタルでかためることにした。上流条件としての供給流量は、固定床実験と同じく1500m^3/secをとつた。

下流条件としての潮位は重要であつて、河口附近の流れは潮位の高いときは小さく、潮位が低いときは大きい。

更に潮位変動は河口附近の流量を変化させる。そこで模型でも潮位変動を再現することとし、平均的な潮汐として中潮を作成した。この内容については「緑川の現況」にのべた通りである。

さて、移動床の粗度の大きさは、d＝0.6㎜程度のときは、砂連が発生しているかどうかによつて左右される。図Ⅱ－10からわかるように、緑川実験では砂連が発達すれば、大体粗度が合うことになる。そこで、砂連

が充分返達した状態で実験を行う必要がある。又上流からの流量が下流で一定となるのに約15分かかるので、この時間を安定時間としてとり、15分経過後、潮位変動を開始した。潮位変動は1周期（約40分）とした。1回の実験時間は約1時間となる。

水制実験での検討事項として次のものを採った。

1. 水制によって緑川の河床、特に1.5Km右岸附近の地形がどのように変化するか。
2. 水制附近の洗掘の様子。これは水制の維持上の問題と浜戸川への舟航の問題のためである。
3. 水位上昇高。水制によつて、ひきおこされる水位上昇があまり大きければ治水上、問題となる。

以上のことがらを検討するため次の測定を行つた。

測定事項	測定断面（河道距離Km）	成果
水位測定	海，0.0，0.4，1.0	水位表
	1.4，2.0，2.4，3.0	時間水位曲線
	3.4，（4.0），5.0，6.0	水位縦断図
	7.0，	
河床測定	0Km〜2.9Km	河床変動横断図
（実験後）	100mおき	河床等高線平面図
	水制附近は33m間隔	
（実験中）	水制附近の3〜4断面	

河床変動横断図及河床等高線平面図は巻末参照。

Ⅱ－2－(1)　〔1.9Km〕水制

Case 3.

〔実験条件〕

供給流量	1500m³／sec　下流条件　中潮	
実験時間	55分（安定時間15分）	
河床材料	砂（d＝0.6㎜）	
水制諸元	位置	河道距離1.9Km左岸
	長さ	測量杭より150m（堤防法線に直角）
	天端高さ	DL＋1.0m
	越流型水制	

〔ねらい〕

水制によつて主流を対岸にはね、問題の1.5Km附近を新しい、みおすじにしようとする。

〔河床地形の変化〕

水制設置によつて河道距離1.6Kmの間にある右岸側砂堆が平均1m位洗掘されて、DL0m以下になる。

しかし水制設置断面（1.9Km）に生じた多量の洗掘によつて河道距離1.7Km、1.6Km、1.5Km、1.4Kmの河道の中央附近では、かなりの堆積が見られる。特に1.5Km、1.3Km、1.2Kmでは右岸側みおすじに堆積がある。堆積は河道距離10Kmまで見られる。みおすじを河道距離1.9Kmから1.5Kmへつけようとする点では失敗である。

〔水制附近〕

水制前面の最大洗掘深は－8mである。航路としては－2mの等高線

は海から大体つづいているが、水制のすぐ下流にSand ridgeが生じたために水制附近では、航路が屈曲することになる。

〔水位〕

固定床実験では4500m³／sec時河道距離2.0Kmで60cm程度の水位上昇がある。

Case 4.

〔実験条件〕

供給流量	1500m³／sec　下流条件　中潮	
実験時間	55分（安定時間15分）	
河床材料	砂（d＝0.6mm）	
水制諸元	位置	河道距離1.9Km左岸
	長さ	測量杭より150m（堤防法線に直角）
	天端高さ	DL＋1.0m
	越流型水制	
掘削	位置	河道距離1.9Km〜1.6Km
	巾	50m
	延長	375m
	掘削底高	DL−2m

〔ねらい〕

みおすじをつけるために、あらかじめの掘削を行って水を導こうとする。

〔河床地形の変化〕

掘削をすると下流の堆積がやや小さくなる。しかし全体的な傾向は

CaSe3と全く同じである。

水路掘削の意味はほとんどない。

結局、CaSe3,CaSe4とも水制のすぐ裏側に水がもどつてしまいみおすじはできない。

問題地点のみおすじを更に堆積させてしまうので、適当でない。

Ⅱ—2—(2)〔4本〕水制

CaSe7

〔実験条件〕

供給流量	1500 m^3／sec　　下流条件　中潮
実験時間	55分（安定時間15分）
河床材料	砂（d＝0.6 ㎜）
水制諸元	位置　河道距離1.9Km　　1.8Km、　1.7Km、　1.6Km
	長さ　測量杭より150m、175m、200m、250m （堤防法線に直角）
	天端高さ　DL＋1.0m　　0m　　0m　　0m
掘削	位置　河道距離1.9Km～1.5Km
	巾　75m
	延長　400m
	掘削底高　DL—2m

〔ねらい〕

1本の水制では、いつたんはねられた水が水制裏側にもどつてしまう

のが難点であつた。これは水制裏側が低いためである。そこで水制の裏側に水がもどるのを妨げる意味で1.9Kmより下流に3本の低い補助的な水制を出すことにした。

〔河床地形の変化〕

河道距離1.6Km附近右岸にあつた砂堆はかなりけずられて、1.8Kmより下流はDL－1m程度になる。堆積は河道距離1.0～1.3Kmになされる。右岸側のみおすじについて見ると、1.1Km、1.2Km、1.3Kmではかなり堆積があるが、1.4Km 1.5Kmでは最深河床で10～30cm、平均河床で20～40cm位洗掘される。即ち、4本の水制によつて砂堆はとり払われ、問題の合流点附近の洗掘も行われるが、主流は水制の前面を流れるのみで、対岸には移動しない。

〔水制附近〕

水制断面の洗掘はDL－8m程度、水制を4本出すと水制の頭を連ねて深い部分ができるので舟航には、さしつかえない。

〔水位〕

水位上昇に関する実験としては

CaSe 7′（「4本」水制） 4500m³／sec
9 （現状） 4500m³／sec

両者を比較してみると河道距離2.0Kmで約80cmの水位上昇がみられる。

CaSe 8.

〔実験条件〕

供給流量 1500m³／sec 下流条件 中潮

実験時間　55分（安定時間15分）
河床材料　砂（d＝0.6㎜）
水制諸元　位置　河道距離1.9Km～1.6Km
長さ　測量杭より150m　210m　270m
320m
（堤防法線に直角）
天端高さ　DL＋1.0m　0m　0m　0m
掘　削　位置　河道距離1.9～1.5Km
巾　75m
延長　400m
掘削底高　DL－2m

〔ねらい〕

CaSe7では一応効果はあると認められたが不充分であつた。そこで主流を完全に対岸に導くためには、どれ位の長さの水制を必要とするかを見るために、補助の水制を更に長くした。

〔河床地形の変化〕

当然の事ながら水制のある断面の河床高は、CaSe7の場合よりも高くなる。又、右岸の舟の通路においても、洗掘の傾向が大きい。しかし、みおすじの大きな移動は現われず、CaSe7と同じような傾向にとどまつた。

〔水制附近〕

水制前面の洗掘深はDL－9m程度となつた。

水制設置河道距離1.9Km～1.6Kmでは、河床の凸凹（規模の大き

い砂連）が激しい。

〔水位〕

実験せず。

Ⅱ－2－(3)「2.5Km」水制

Case 5.

〔実験条件〕

供給流量　1500㎥／sec　下流条件　中潮
実験時間　55分（安定時間15分）
河床材料　砂（d＝0.6㎜）
水制諸元　位置　河道距離2.5Km
　　　　　長さ　測量杭より125m（堤防法線に直角）
　　　　　天端高さ　DL＋1.0m
掘　　削　位置　河道距離2.6～1.5Km
　　　　　巾　75m
　　　　　延長　1,000m
　　　　　底高　DL－2m

〔ねらい〕

緑川の主流は、河3.5Kmから1.7Kmまで左岸に沿っている。

水制はこの主流の角度をかえてやって、対岸に導こうとするのであるが、河道1.5Km附近に主流を導くために、1.9Kmに水制をつけると大きな角度で主流をはねる必要があるが、2.5Kmに設置すれば小さな角度でよい。そこで河2.5Kmに水制を設置したとき、主流の位置

が、かわるかどうか検討した。

〔河床地形の変化〕

河2.4 Km～1.5 Kmにかけての左岸側のみおすじは、かなり堆積が進み、逆に水制によつてはねられた水は砂堆を取払つて1.5 Km右岸に達する。しかし、洗掘はあまり行われないで、あらかじめ行つた掘削も大部分はうめもどされる。

現在のところ、左岸側のみおすじが、あまりにも深くて広いために、せつかく水制によつて主流の角度をかえても2.3 Km附近では、もとのみおすじに流れがもどつてしまう。なので、このみおすじを完全にうめてしまつてよいなら、この方法はかなり有望と思われる。

〔水制附近〕

最大洗掘は水制の上流側の腹に生じDL—10mとなる。

〔水位〕

実験せず。

Ⅱ—2—(4)「透過」水制

CaSe11.

〔実験条件〕

供給流量　1500㎥／sec　下流条件　中潮
実験時間　55分（安定時間15分）
河床材料　砂（d＝0.6㎜）
水制諸元　位置　河道距離1.9 Km～1.6 Km
　　　　　長さ　測量杭より150m　175m　200m　250m

天端高（堤防法線に直角）

天端高さ　DL＋1.0m　0m　0m　0m

〔ねらい〕

今までの水制実験によつて、新しいみおすじを形成することができないのは、流れが水制によつて一たんはねられても、すぐ水制の裏側の低い部分にもどつてしまうためであることがわかつた。

水制の裏は水制を越流して落ちる流れによる洗掘が激しいので、水制として硬いものは不適であるかも知れない。そこで例えば金網のような抵抗を与え、流れの減速効果だけをねらつて、土砂を金網間に堆積させようとするものである。金網位置は4本水制と同じとするが、今回の場合は金網前面にも流れに平行に金網を、置くことにした。なお、金網としては、市販の網目2.2㎜のものを2枚を重ねて使うことにした。

この様な効果を現地で期待する場合には、杭打水制やアングルをテトラ型にくみ合せたものを一列に並べて作るsteel jetti等が考えられる。

〔河床地形変化〕

天明新川合流点前の砂堆は、あまり取除かれず右岸側みおすじは埋まる傾向にある。

しかし、水制内の河道距離1.9～1.6Km及び水制裏側の河道距離1.6～1.4Kmには、かなりの堆積が生じ、みおすじの位置が右岸側に動いて行くような傾向がみられる。従つて長い時間をかければ主流位置が変化してゆくかも知れないが、1500m^3/sec洪水が70時間続く場合にあたる今回の実験時間程度では、問題の合流点附近について効果的とはいえない。

〔水制附近〕

水制附近の洗掘はあまり見られず河道距離 1.9 Kmのところで、DL−5m位になる。水制の前面の洗掘もあまりないので浜戸川への舟航は困難になると思われる。

〔水位上昇〕

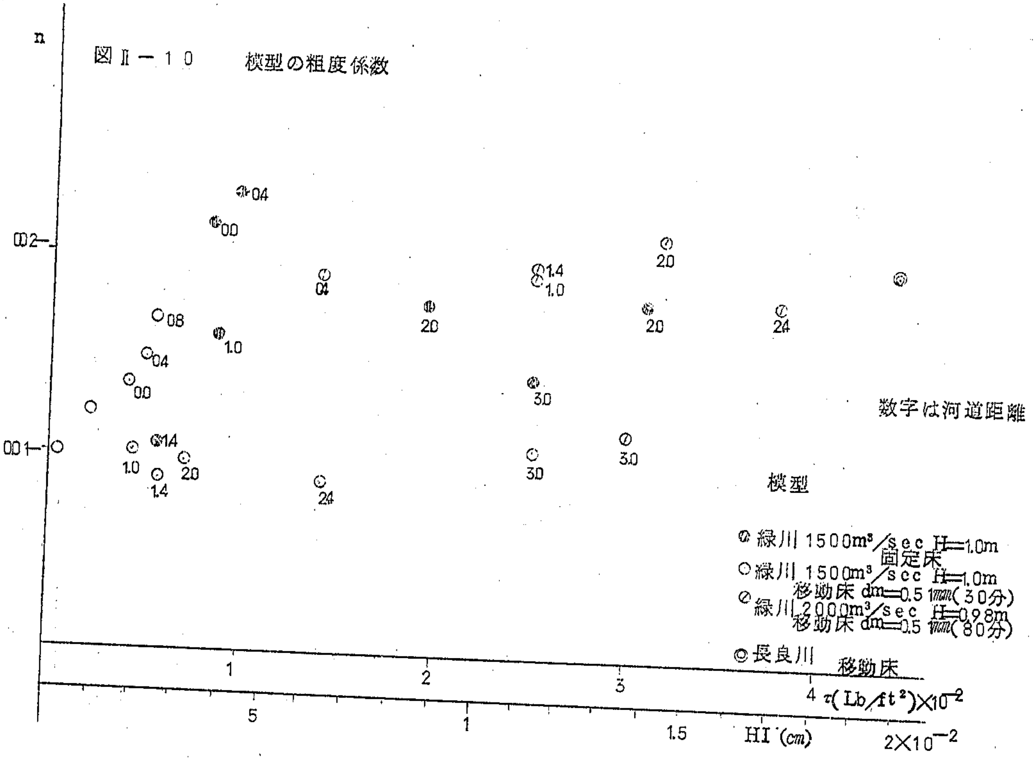
図−20にみれる如く 2.4 Kmで70cm位の水位上昇が見られ、計画洪水位をわずかながら突破する。

Ⅱ−3結論

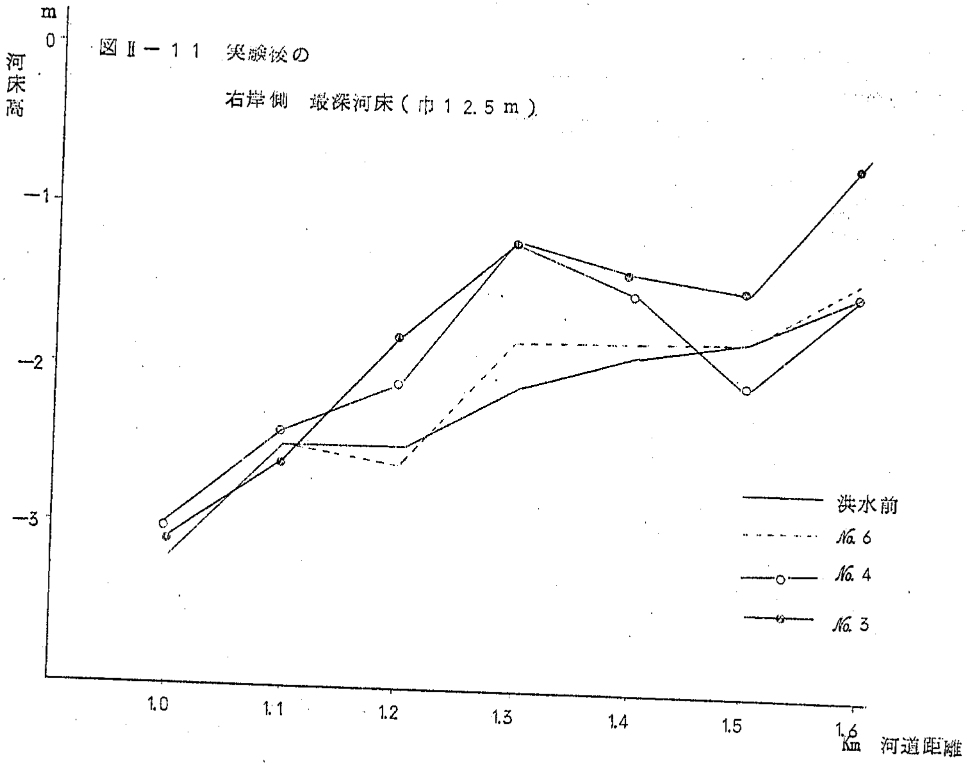
実験の結果、最も効果的と思われる水制は「4本水制」の長い方（実験番号8）の組合せである。これなら、天明新川合流点の河床高を低くすることが出来るが、反面、欠点が多い。その主なものは

1. 水制前面で一たん洗掘された土砂も、すぐ下流では堆積してしまうので、水は水制のすぐ裏側にもどつてしまう。このため、みおすじの位置は変化しない。
2. 浜戸川への舟航は可能であるが、そのコースはかなりジグザグとなる。
3. 洪水時の水位の上昇がかなりある。№7についての実験では、流量 4.500 m^3/sec、潮位＋1.0mのとき、水制のない場合にくらべて 80cm（2Km）位の上昇が見られる。№8では、これより高くなろう。これは治水上かなり負担となる。
4. 水制の前面では洗掘されて、河床高が−8m位になるので水制の維持に苦労する。

以上のように難点が多いので水制案は適当とは言えないであろう。



図Ⅱ－10　模型の粗度係数



図Ⅱ−11 実験後の

右岸側 最深河床（巾12.5m）

図Ⅱ－１２　右岸１００ｍの平均河床

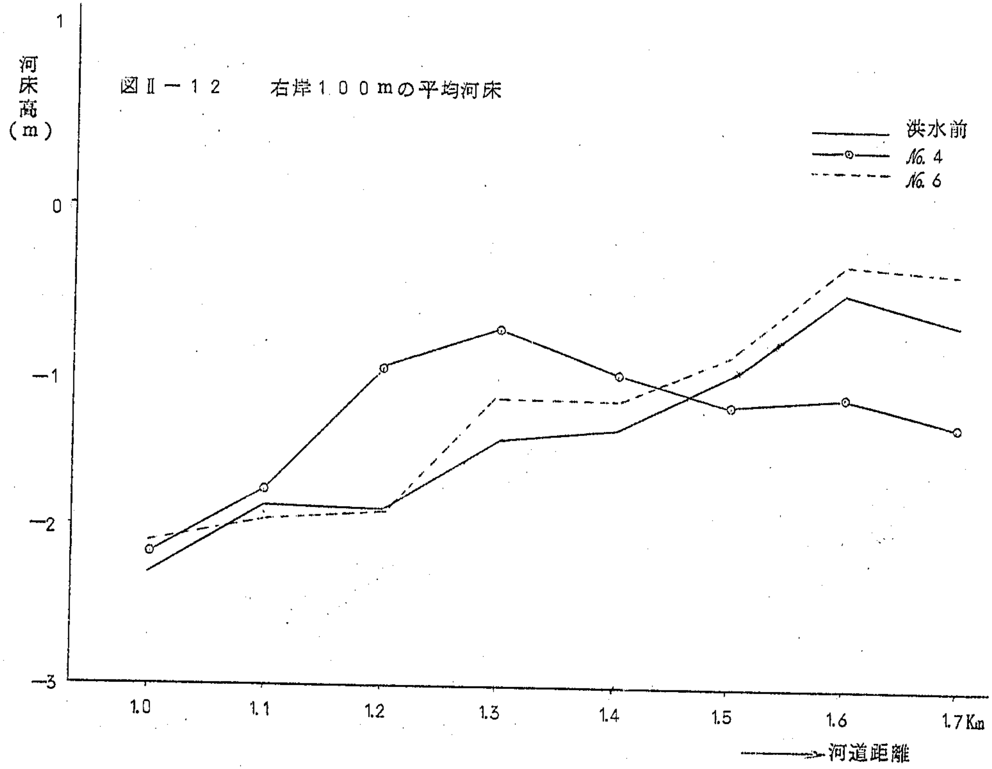
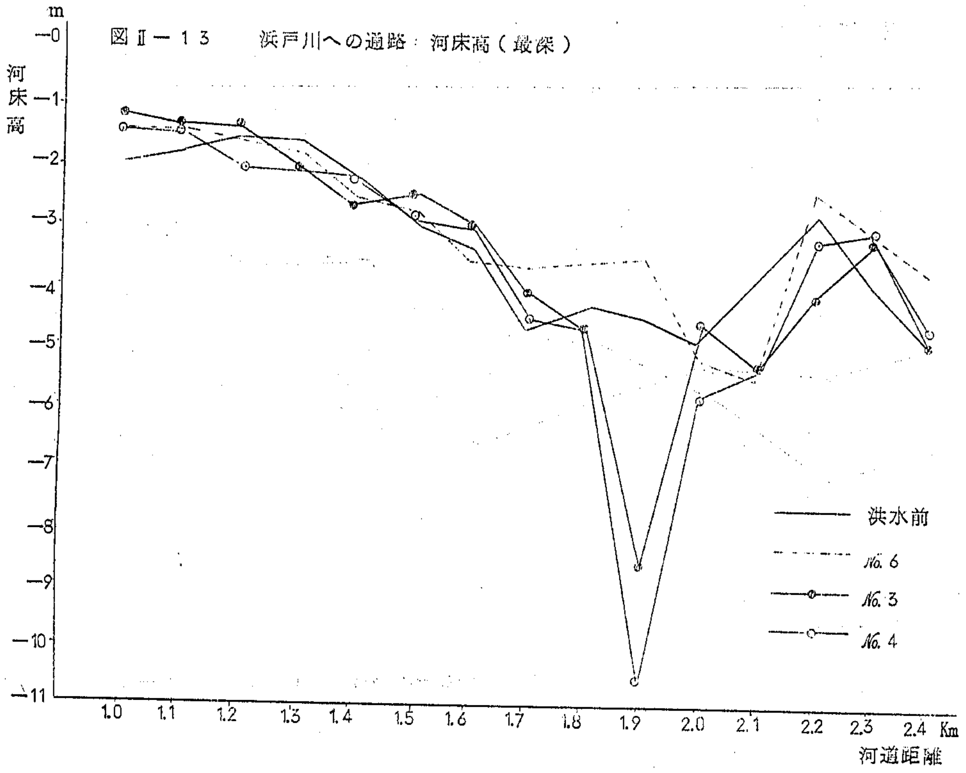
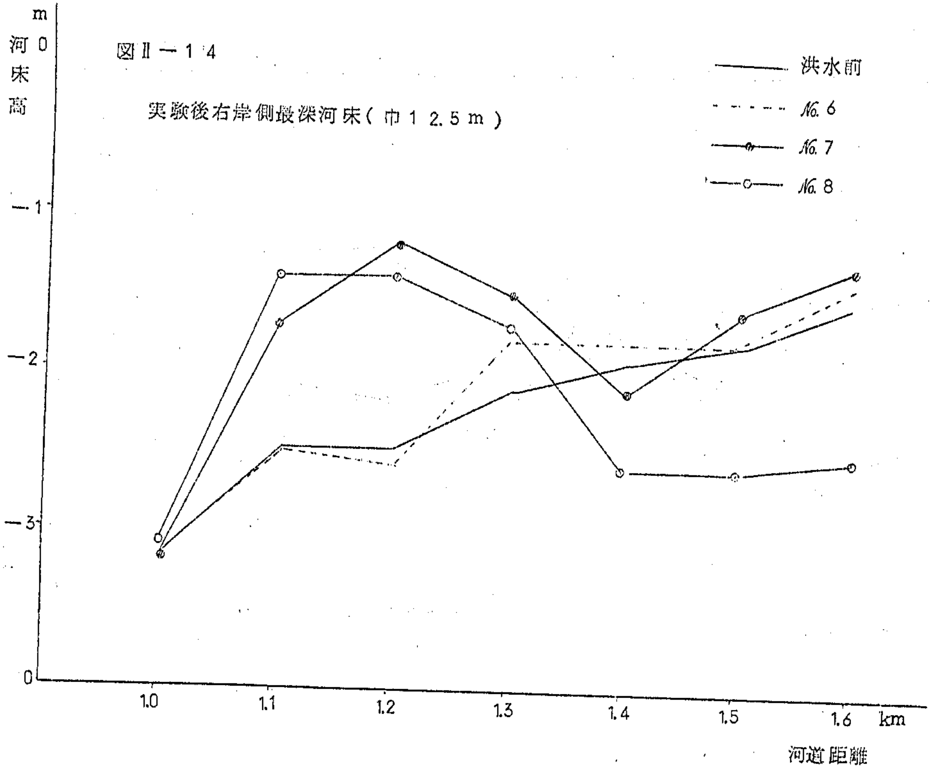


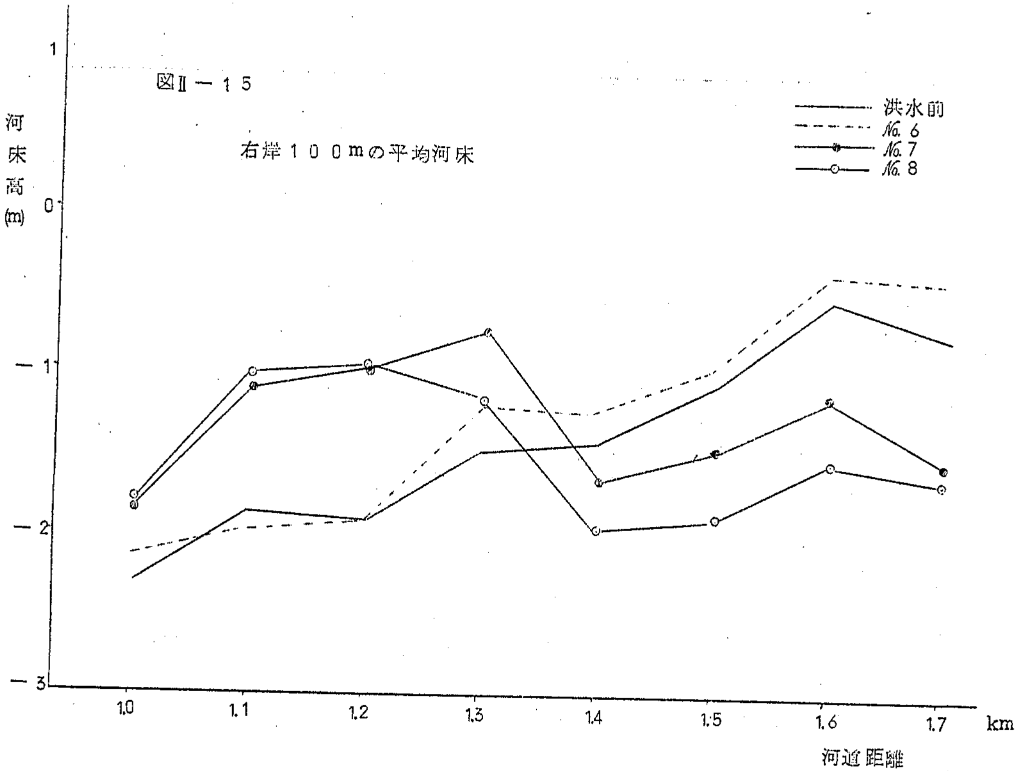
図 II－13　　浜戸川への通路：河床高（最深）





図Ⅱ－14

実験後右岸側最深河床（巾12.5m）



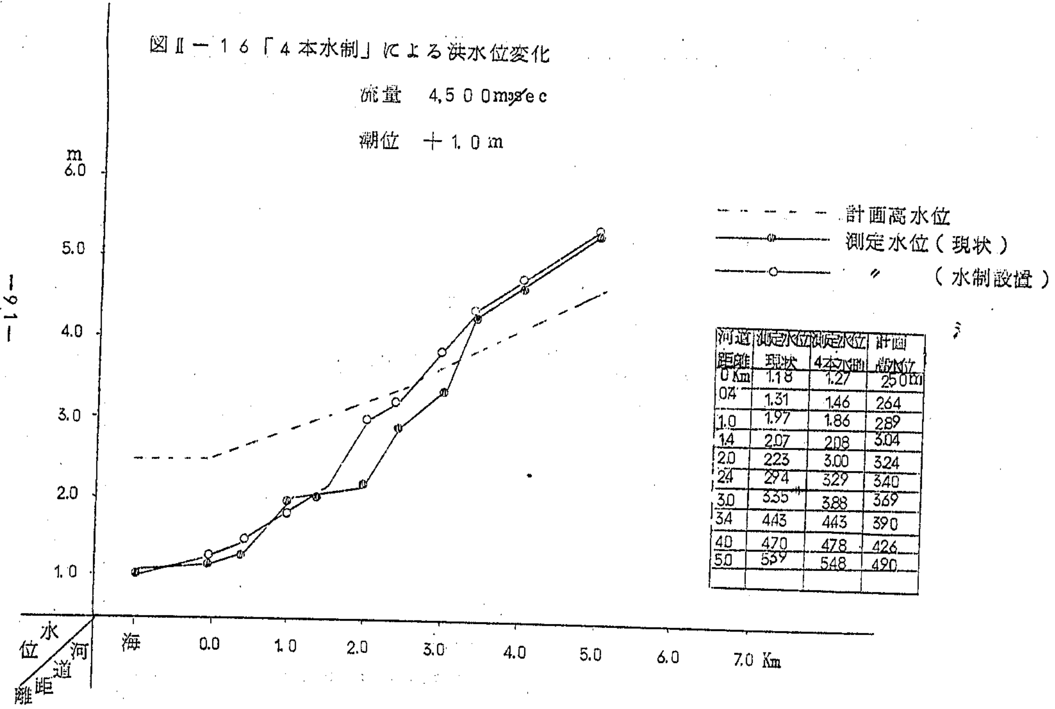
図Ⅱ－15

右岸100mの平均河床

図Ⅱ－16「4本水制」による洪水位変化

流量　4,500m³/sec

潮位　＋1.0m

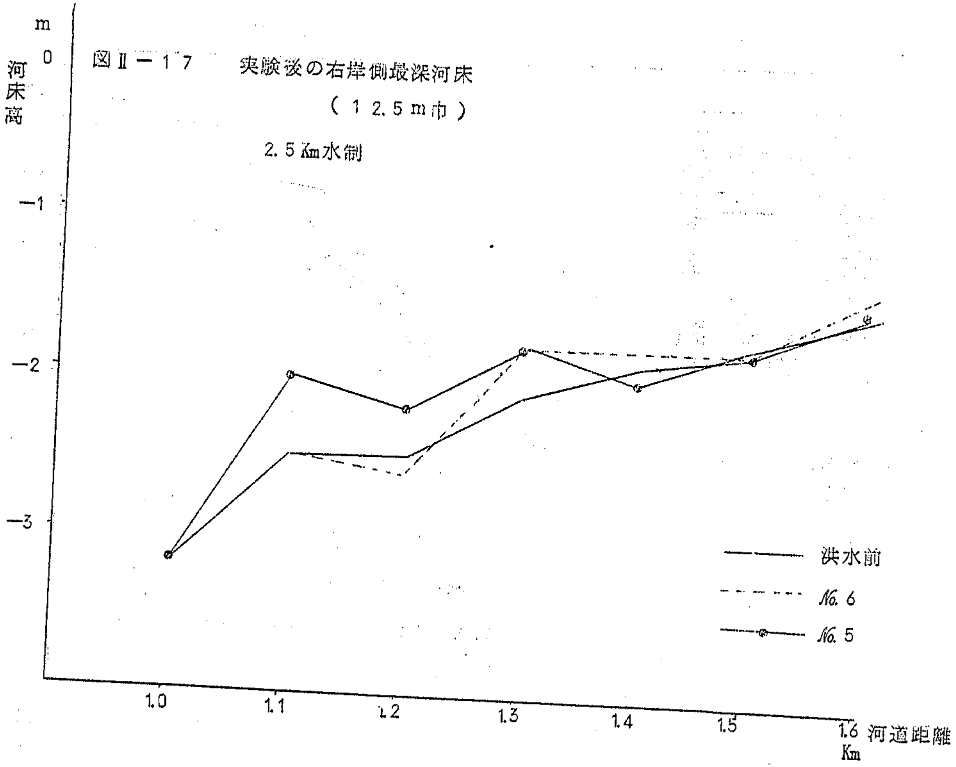


河道距離	測定水位 現状	測定水位 4本水制	計画高水位
0 Km	1.18	1.27	2.50 m
0.4	1.31	1.46	2.64
1.0	1.97	1.86	2.89
1.4	2.07	2.08	3.04
2.0	2.23	3.00	3.24
2.4	2.94	3.29	3.40
3.0	3.35	3.88	3.69
3.4	4.43	4.43	3.90
4.0	4.70	4.78	4.26
5.0	5.39	5.48	4.90

図Ⅱ−17　実験後の右岸側最深河床

（12.5m巾）

2.5㎞水制



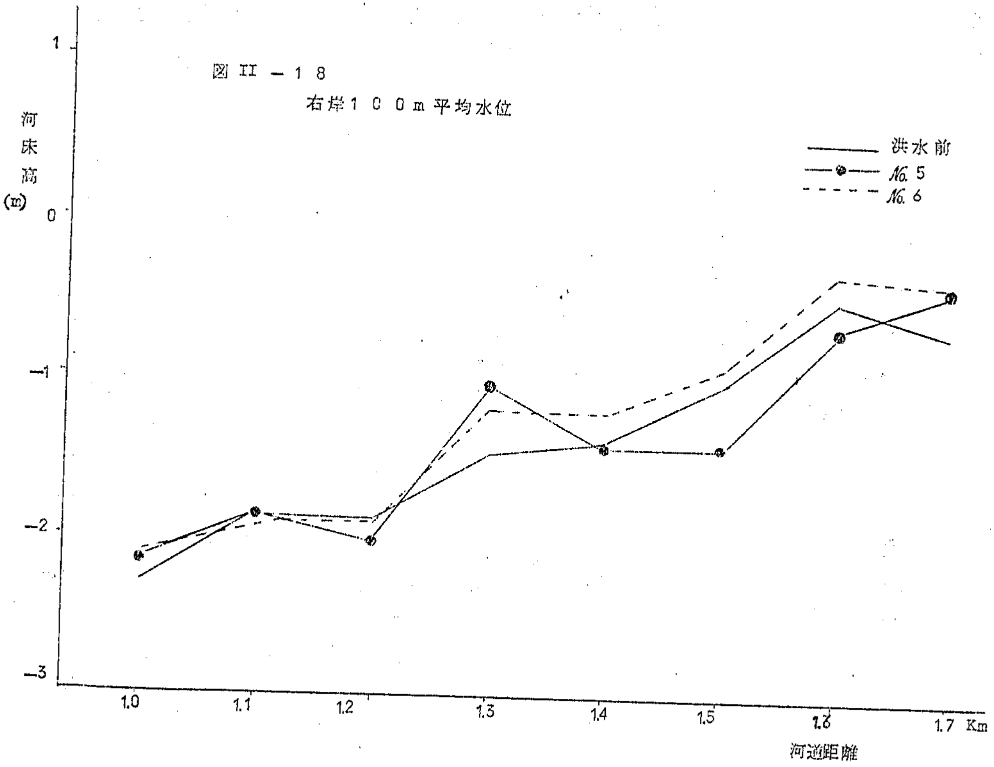


図 II − 1 8

右岸１００m平均水位

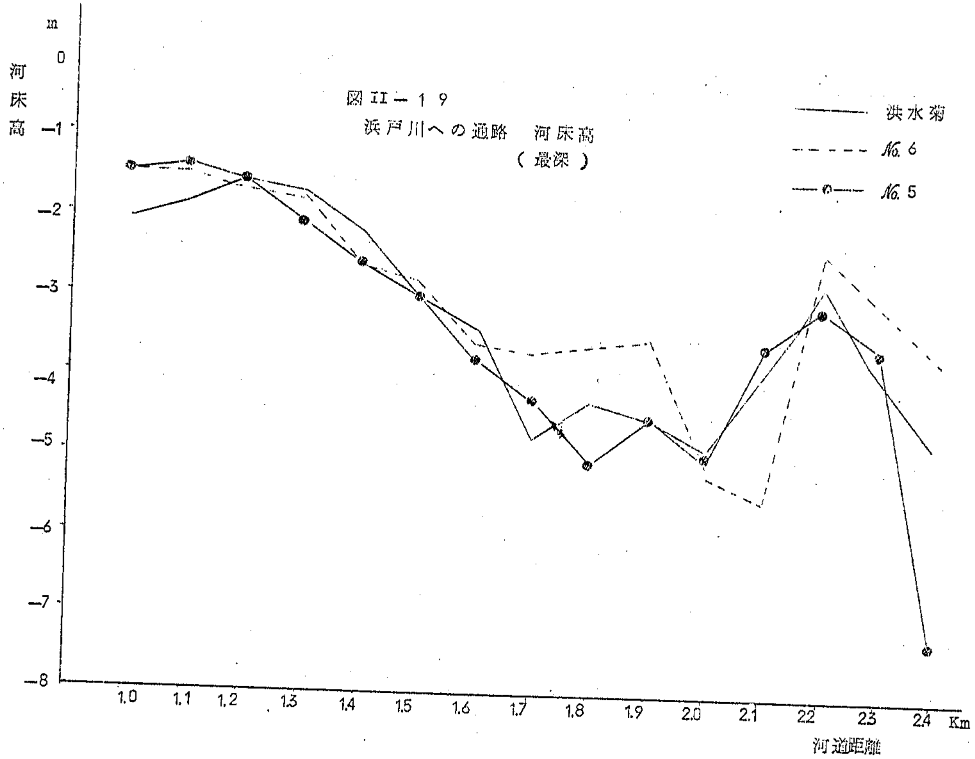
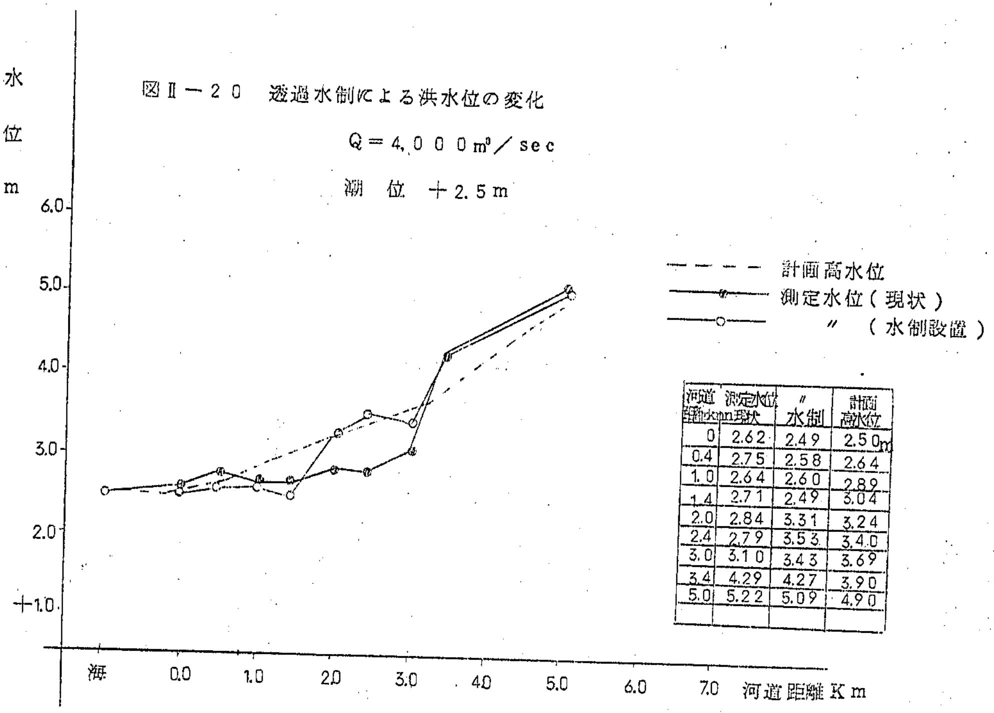


図 II−19
浜戸川への通路　河床高
（最深）

図Ⅱ－２０　透過水制による洪水位の変化

Q＝4,０００m³／sec

潮　位　＋2.5 m



河道距離km	測定水位現状	〃水制	計画高水位
0	2.62	2.49	2.50m
0.4	2.75	2.58	2.64
1.0	2.64	2.60	2.89
1.4	2.71	2.49	3.04
2.0	2.84	3.31	3.24
2.4	2.79	3.53	3.40
3.0	3.10	3.43	3.69
3.4	4.29	4.27	3.90
5.0	5.22	5.09	4.90

Ⅱ　導流堤の検討

Ⅱ－1　導流堤の目的

天明新川河口は河道距離1.5Kmであるが，この地点の採取試料の粒度加積曲線は図Ⅱ－1のようになつている。これを見ると材料の粒径は表層で0.16mm表面より30cm下で0.14mmとなつており，かなり小さいが，下層（表面より60cm下）ではこれらの値と異なり，かなり大きい値をとつている。又構成内容を見ると，下層（表面より60cm下）の採取試料では，大体均一であつて，粒径0.07mm以下の砂は含まれていないのに対し，表層及び表層より30cm下の採取試料においては，粒径0.07mm以下のものが40％以上含まれている。

これらの砂粒の限界摩擦速度は栗原公式によると下のようになる。

採取試料	d_{60}(mm)	U_{*c}(cm/sec)
上　中層	0.15	1.5
下層	0.42	2.7

一方，採収位置附近の洪水時及び入退潮時の流速として，先に実験で求めた資料を用いると，

	流量	下流条件（潮位）	採取位置の流速
洪　水	2000 m^3/sec	0.5 m	1.0 m/sec
入退潮	500	1.0 m	0.4 m/sec

マニング公式をcm－sec　単位を用いて書きかえると，

$U_* = 6.75\,\frac{Vn}{h^{\frac{1}{6}}}$　n ＝0.02としてU＊を概算すると下のようにな

る。　　$h = 100$ cm

	U_* (cm/sec)
洪　水	6.28
入退潮	2.51

砂が流れによって移動するかどうかは，土研公式中の係数 f によつて判定できる。即ち，大体 $(U_*/U_{*c})^2 > 3$ のときは $f = 1.$ となり土砂は移動する。$(U_*/U_{*c})^2 < 1$ のときは $f = 0$ となつて移動しない。f の値を概算すると次のようになる。

	洪水時	入退潮時
表層，中層	f＝1.0	0.9
下層	0.92	0

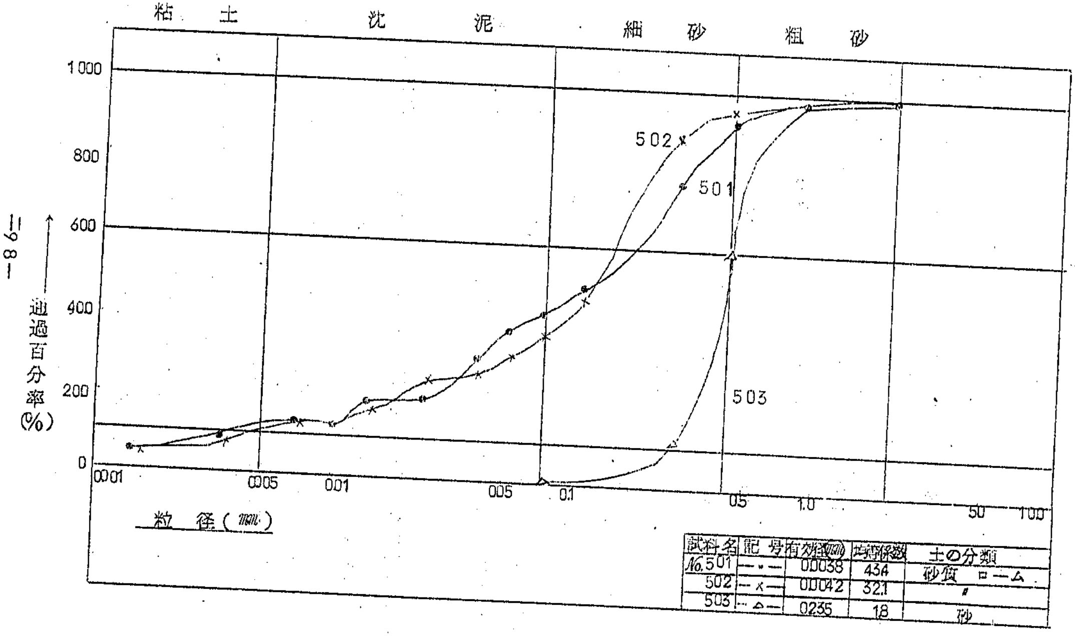
これを見ると，表層部は入退潮時，洪水時のどちらでも動くのに対し，下層部は洪水時のみ動き，入退潮時には動かないことがわかる。このことから，砂堆の形成は洪水によつて比較的粒径の大きい土砂の堆積がなされ，この上に入退潮時の浮泥によつて，表面に堆積が進行したものと思われる。

従つて河床の高さを決定する上で重要なのは，洪水時の土砂の流れであるということが出来よう。

そこで導流堤の目的は洪水時に上流からやつてくる土砂が舟の通る道に入らないようにすることである。

このような粗い土砂は洪水時にも，河床のごく近くを流れると思われるので，導流堤の高さは河床よりわずか高ければよい。そこで計画の導流堤高さとして，現河床 0 m より 50 cm高くとつて＋0.5 mとした。又，導流堤の法線としては，現在のみおすじを河道距離 1.5 Kmから 1.2 Kmまで囲うものとした。導流堤の目的は以上の様なものであつて，現在の河床をさらに深くしよ

図Ⅲ－1



試料名	記　号	有効径(mm)	均等係数	土の分類
No.501	―・―	00038	434	砂質　ローム
502	―×―	00042	32.1	〃
503	―△―	0235	18	砂

うとする積極的なものではない。

しかし，天明新川の河床が－2m程度に維持されているのを見ると，導流堤によつて囲まれた水路巾が30m程度であれば，河床高も－2m程度に維持される事が，期待されるわけである。この点については，移動床実験によつて検討する。

なお，砂堆の現在の河床高は0m程度であるが，これが将来上昇するかそれともこの程度で維持されるかどうかは検討を要する。もし，将来上昇がつづいて，導流堤高さ＋0.5m以上となれば，緑川の土砂が直接みおすじ内に流入することになつて，導流堤の機能は失われる。

そこで導流堤附近の河床高についての検討を要する。

なお，導流堤設置の，緑川及び天明新川の洪水時の水位に対する影響は，導流堤の高さが洪水位に比してかなり低いので，ほとんど無視できると思われるが，一応実験的に検討することにした。

II－2　導流堤周囲の河床変化（洪水時）

導流堤の設置の主目的は，洪水時に土砂がみおすじ内に入ることを防ぐことにある。

そこで，導流堤がこの目的に適したものであるかどうかについて実験的に検討を加えた。

行つた実験は，実験No.10及び14であるが，導流提のない実験（現状実験）も同時に行つたので，両者を比較することによつて効果を判定できる。

case	導流堤	流量	下流条件	実験時間，[illegible]	河床変動 河床測定区間	河床
実験10	あり	1500m^3/sec	中潮	55分（15分安定時間）	0Km～2.9Km	砂

6	なし	〃	〃	〃		〃	〃
14	あり	〃	〃	45分（5分安定時間）		1.0Km~2.5Km	石炭粉
15	なし	〃	〃	〃	〃	その他	砂

実験１０，及び実験１４において導流堤附近の流れを見て，概して言えることは，この導流堤附近は流れが非常にゆるやかであるという事である。

緑川の主流は対岸である左岸側に沿つて流れており，河道距離 1.8 Km附近から，湾曲をはじめて河道距離 1.0 Km附近で右岸側に移る。このため導流堤下流端の河道距離 1.2 Km附近では，導流堤に水があたつて，かなり乱れた流れを見せる。しかし導流堤上流端の河道距離 1.5 Km附近では流れがゆるく，砂河床の場合には流れは限界掃流力以下となつている。

なお，潮位が変動しているので，洪水の流れ方も，時間的に異なる。導流堤附近では，潮位の高いときの方が流れが速い。潮位が低いときは，砂堆にさえぎられて流れは導流堤附近までやつてこない。

このように流速が小さいので，導流堤附近で　いわゆる「巻き込み」といつた現象はおこらない。

次に，実験後に測定した河床断面図について，導流堤の影響を調べよう。

河床の導流堤実験（№１０）を同じ砂河床の現状実験（№６）と比較してみると，実験１０の河道距離 1.3 Km，1.4 Kmで導流堤に沿つて外側がやや洗掘されているが，全体的に現状実験と導流堤実験では差が見られない。これを，導流堤を設置してもしなくても緑川の流れに大した影響はないと，見ることも出来るが，模型の導流堤附近では，流れが弱く河床砂の限界掃流力附近であるため変化が生じないと考えることも出来る。

「模型実験の相似」のところで述べるように，模型と現地の河床変化が相

似になるためには，流砂量公式中の係数 f の現地の値が，場所的，時間的に常に f ＝ 1 である場合には，模型においても，場所的，時間的に常に f ＝ 1 であることが必要である。そこで，現地の f の値を計算してみると，洪水時の現地流速はこの附近で 1.0 m位である。マニング式より

$$U_* = 6.75 \frac{u n}{h^{\frac{1}{6}}} \quad (cm - sec 単位)$$

$n = 0.02$，$h = 1.0\,m$とすると，$U_* = 7.63\ m/sec$ 一方河床砂の粒径として，採取試料の $d = 60$ 2.4 ㎜をとれば，$U_{*c}^2 = 18\ dyn/cm^2$ となるので $U_*^2/U_{*c}^2 = 32$ となり f ≒ 1 となる。

従つて模型においても，f ≒ 1 であることが必要になる。模型では河床材料に砂を用いたときは，この程度の流速の場合 f ＝ 1 にならない。（図Ⅱ－2）

つまり導流堤附近のように，流れが小さい場合の移動床実験では，河床材料として砂を使えないわけである。

石炭粉を用いると，図－Ⅱ－3の如く大体 f ＝ 1 となる。石炭粉実験で測定された河床変化を見ると下のようになる

	現状（導流堤なし）		導　流　堤		
河道距離	左　岸	右　岸	左　岸	導流堤外側	導流堤内側
1.2 Km	洗掘が進行	やや堆積	洗掘が進行	2 m程度洗掘	変化せず
1.3	洗掘が進行	堆積傾向	洗掘が進行	堆積傾向	変化せず
1.4	洗掘が進行	堆積傾向	洗掘が進行	変化せず 導流堤20m以内がやや洗掘	変化せず
1.5	洗掘が進行	堆積傾向	洗掘が進行（現状より多い）	やや堆積気味 導流堤のごく附近は1m位洗掘	やや堆積傾向

要約すれば現状実験では，右岸みおすじは堆積傾向にあるが，導流堤実験では堆積することがなくなる。

又導流堤外（緑川側）についても，導流堤ごく附近（20m程度）では洗掘傾向となるということが言えよう。

Ⅱ－3　天明新川の洪水水位について

計画されている導流堤は低い構造なので天明新川の洪水にあたえる影響は大きくはないと思われるが念のため実験的に検討した。

天明新川の洪水にとつて，最も苛酷な下流条件として緑川の計画高水を与えることにした。又上流条件として天明新川の計画高水流量７０m³/sec を与えた。

行つた実験は次の通り。

	導流堤	上流条件	下流条件	測定区間
№１２	あり	天明新川　70m³/sec	計画潮位	天明新川 0 0.4 1.0 1.4 2.0Km
１３	なし	緑　川 4000m³/sec	＋2.5m	

実験の結果を見ると，天明新川の水位は合流点（天明新川 0 Km）で 2.65 m, 2.0 Kmで，2.７５m程度であつて，これは導流堤があつてもなくとも変化はない。

すなわち，導流堤は天明新川の洪水に対しては，全く関与しないと言える。

Ⅱ－４　導流堤内の堆積について

Ⅱ－４－(1)　スタイロン実験

a）現地流速の検討

導流堤内は上流からの固有流量が少ないので，入退潮によつて埋まつて行く恐れがある。

先にも述べたように，天明新川河口（緑川との合流点）附近の河床粒径は下のようになつている。

	d６０
表面	0.１４㎜

表面より３０㎝下　0.１６㎜

表面より６０㎝下　0.４２㎜

一方，現地では天明新川，昭和３９年１１月２１日，０Km及び１.６５Kmで流速の観測を行つた。

その結果を図Ⅱ－４及び図Ⅱ－５に示す。図Ⅱ－６及び図Ⅱ－７はこのときの時間水位曲線である。

この図から流速の大きくなるのは，０Kmでは８時，１５時，２０時であつて，いずれも潮位の低いときであることがわかる。又，導流堤附近の最大流速は，０Kmの観測によると５０㎝／sec程度となる。この程度の流速があれば，表面及び表面より３０㎝程度までの粒径（0.１５㎜）の砂が動くことは，先に検討した通りである。

b）模型河床材料

現地流速として２０㎝をとると，潮汐の一周期１２時間のうち６時間程度はこの流速より大きくなる。そこで２０㎝/sec程度の流速のとき，模型上の流れによつて，河床が動くように模型河床を選ばねばならない。

$$U_{*P}=6.75\frac{u\ n}{h^{1/6}}=\frac{6.75\times20\times0.02}{2.15}=3.14\times0.4=1.256$$

$$\left(\frac{u_{*P}}{u_{*m}}\right)^2=9.00 \qquad U_{*m}=\frac{1.256}{3.00}=0.419$$

$$U_{*m}^2=0.175$$

一方考えられる模型河床材料としては

	d_{cm}	比重	U^2_{*c} (cm/sec)^2
スタイロン	0.3	1.05	0.75
〃	0.05	1.05	0.15
石炭粉	0.025	1.50	0.63
砂	0.06	2.65	2.9

そこで，スタイロン0.05cmを用いれば模型河床を，動かすことが出来るわけである。

これはかなり高価なので，河床全体に敷くことが出来ず導流堤（緑川1.2Km～天明新川1.0Km）及び導流堤外側，（緑川1.0～1.2Km，1.2～1.6Kmの緑川側）に敷いて実験を行つた。

実験時間約360分河床変動の現地時間として約900日となつている。この結果は別冊に示す。

図Ⅱ－2　模型上fの分布　（砂）

$1500\,m^3/sec + 1.0\,m$

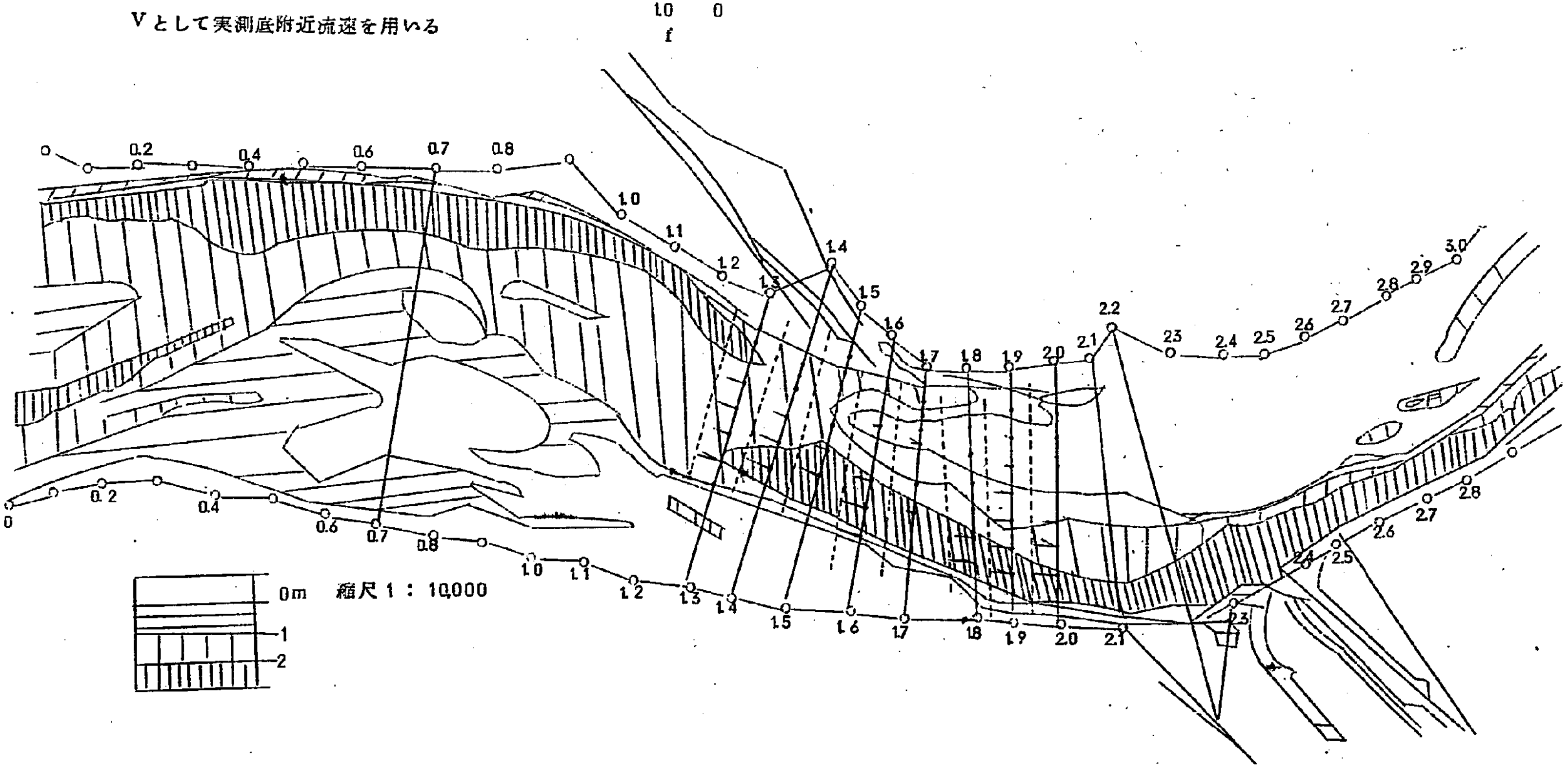
$$U_* = \frac{n\nu}{h^{\frac{1}{6}}} \times 6.75\ (cm/sec)$$

現地　$n = 0.020$　模型　$n = 0.020$

$h = 1.732\,m$　$h = 5.78\,cm$

模型粒径　dm＝0.06cmの砂を用いる

Vとして実測底附近流速を用いる

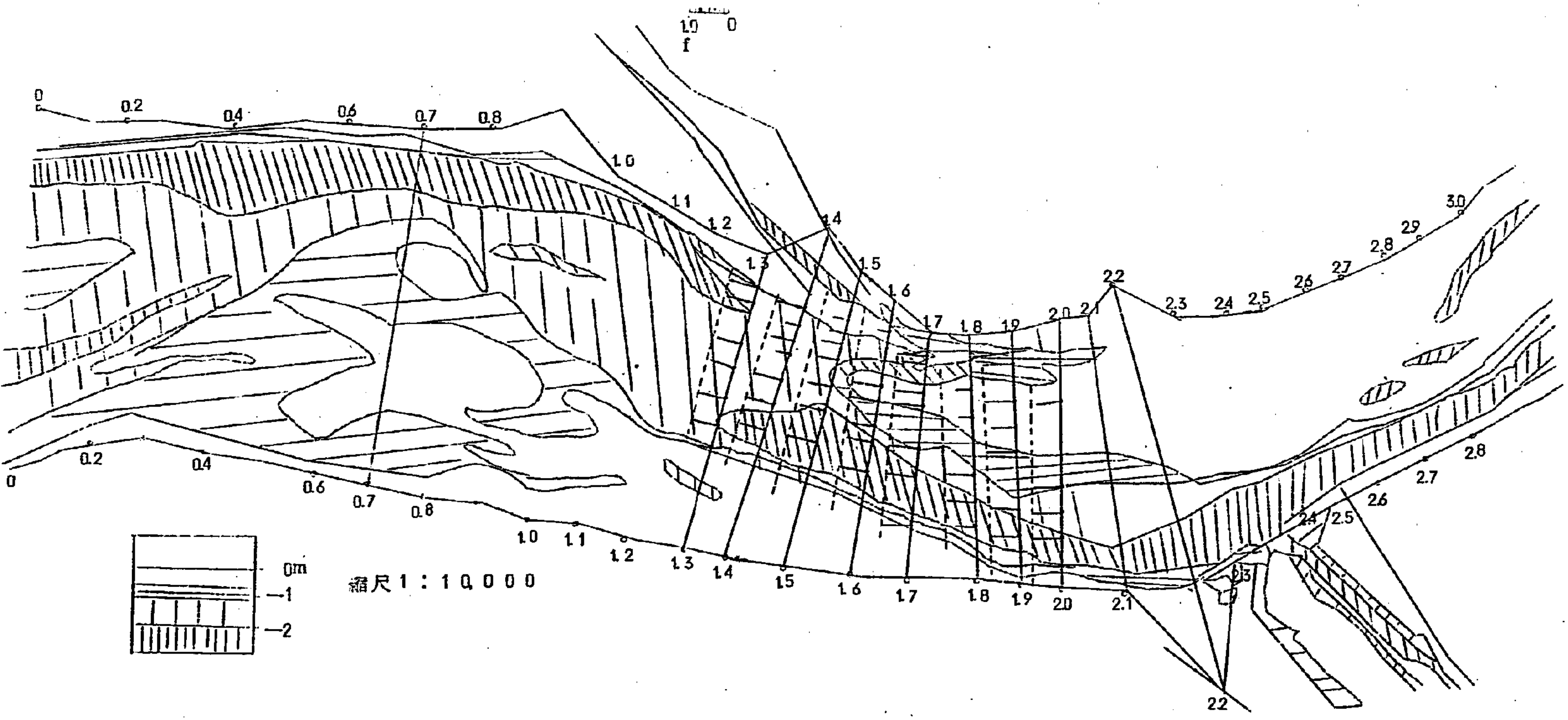


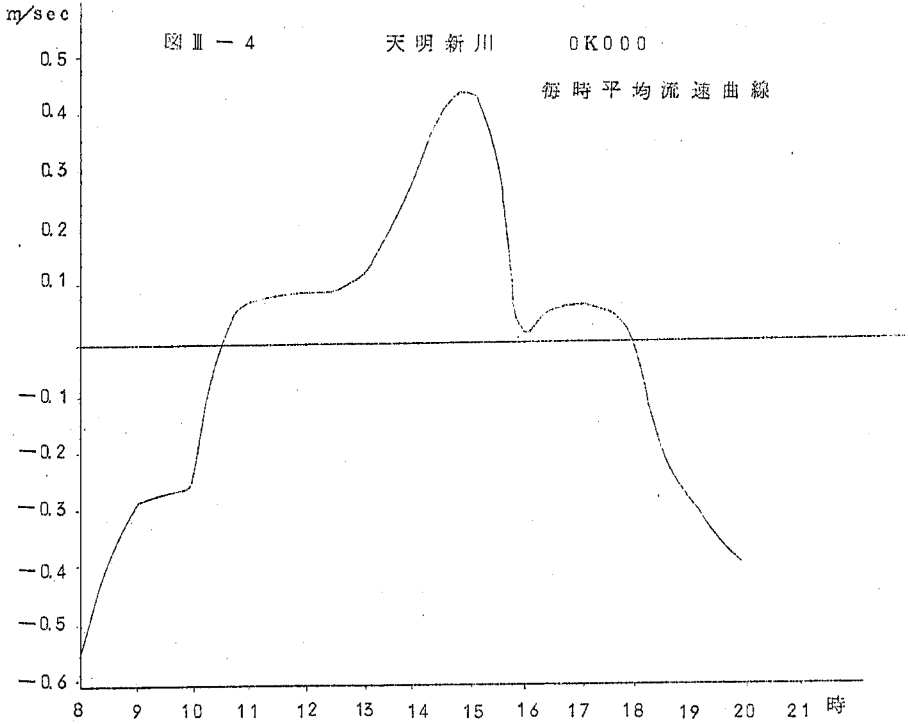
図Ⅱ－3　模型上のｆの分布（石炭粉）

1500m³／sec潮位＋1.0m

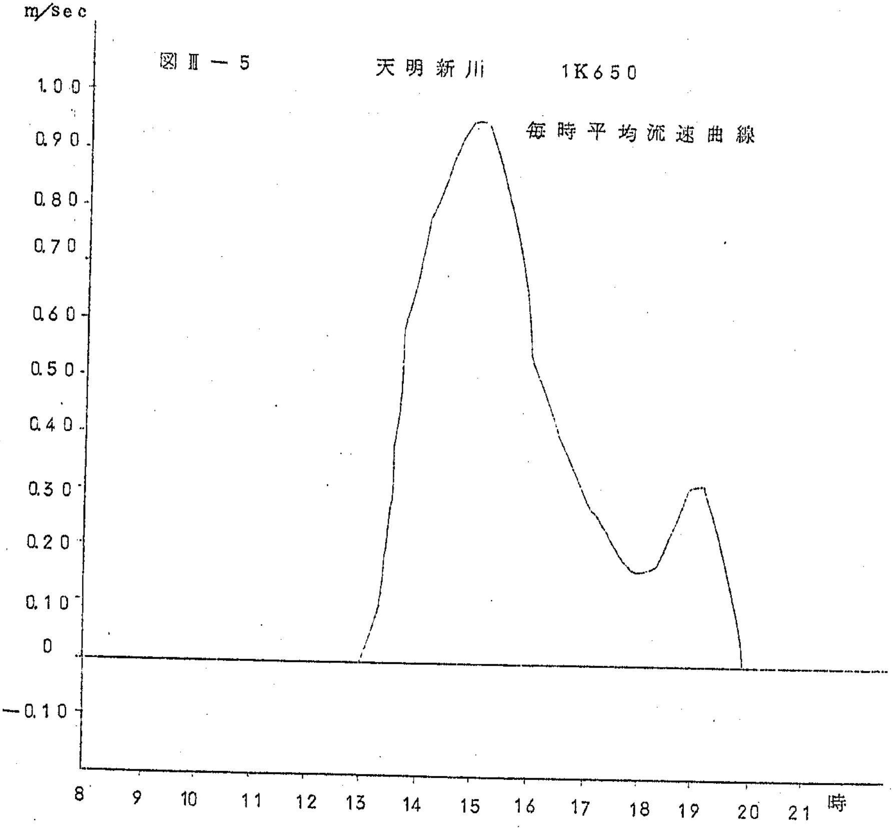
$$U_* = \frac{n\nu}{h^{\frac{1}{6}}} \times 6.75\ (\mathrm{cm/sec})$$

模型 $\left(\begin{array}{l} n = 0.020 \\ h = 5.78\ \mathrm{cm} \end{array} \right.$　　粒径　dm＝0.025 cm の石炭粉



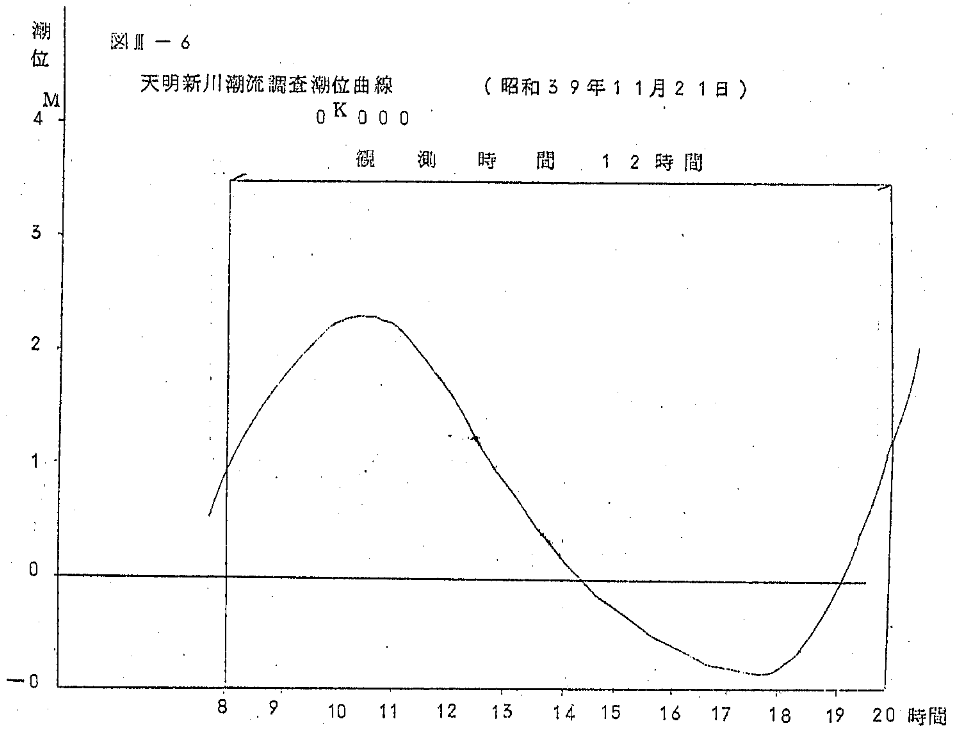

図Ⅲ−4　天明新川　0K000

毎時平均流速曲線



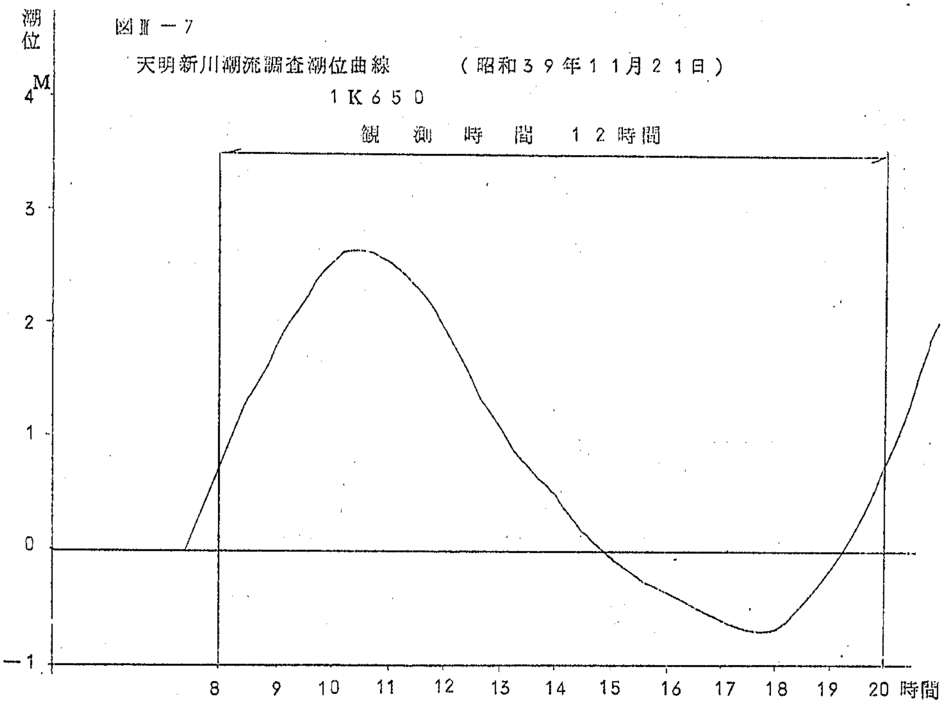
図Ⅲ－5　天明新川　1K650

毎時平均流速曲線



図Ⅲ－6

天明新川潮流調査潮位曲線　（昭和39年11月21日）



図Ⅱ−７

天明新川潮流調査潮位曲線　（昭和３９年１１月２１日）

１Ｋ６５０

Ⅱ－4－(2)　現状実験

検証の意味で導流堤のない現地河床そのままの地形をスタイロンによつて作り実験を行つた。

スタイロン実験3

供給流量　なし　　下流潮位　中潮
実験時間　約360分（9周期）　導流堤　なし

なお，水門（天明新川河道距離1.65Km）を開いた条件で行つた。

実験を観察してみると，潮汐の1周期（約40分）で河床材料が動くのは，落潮時潮位が＋0.6m位になつて来てから約5分位と，漲潮時潮位が0mに近づいた頃の5分位の，計10分位である。このときのスタイロンの動き方は，浮遊状態であり，流れ全体が白く濁つてしまう。

流れは断面全体に及ばないで，巾10cm（現地10m）位のみおすじが所々にできる。この位置は落潮時と漲潮時で異つている。

次に実験後の河床測定資料を見てみる。まず気のつくことは，実験前に断面内でみられた河床高さの凸凹が，実験によつて消えて，実験後の地形が平坦になつていることである。従つて断面内のみおすじは実験によつて，埋つてしまうように見える。しかし，これは実験技術上の問題と思われる。スタイロンは水中における安息角が非常に小さく，わずかの傾斜でも波が立つと，すぐ，くずれて平担化してしまう。

一方，この模型の縮尺は水平方向1/100に対して鉛直方向については1/30なので模型地形の傾斜は，対応する現地地形の傾斜の3倍となつている。そこで模型材料の安息角としては非常に大きい河床材料が必要とされるわけである。このようなわけで断面内河床の平均化は，模型実験の河床材料が安息

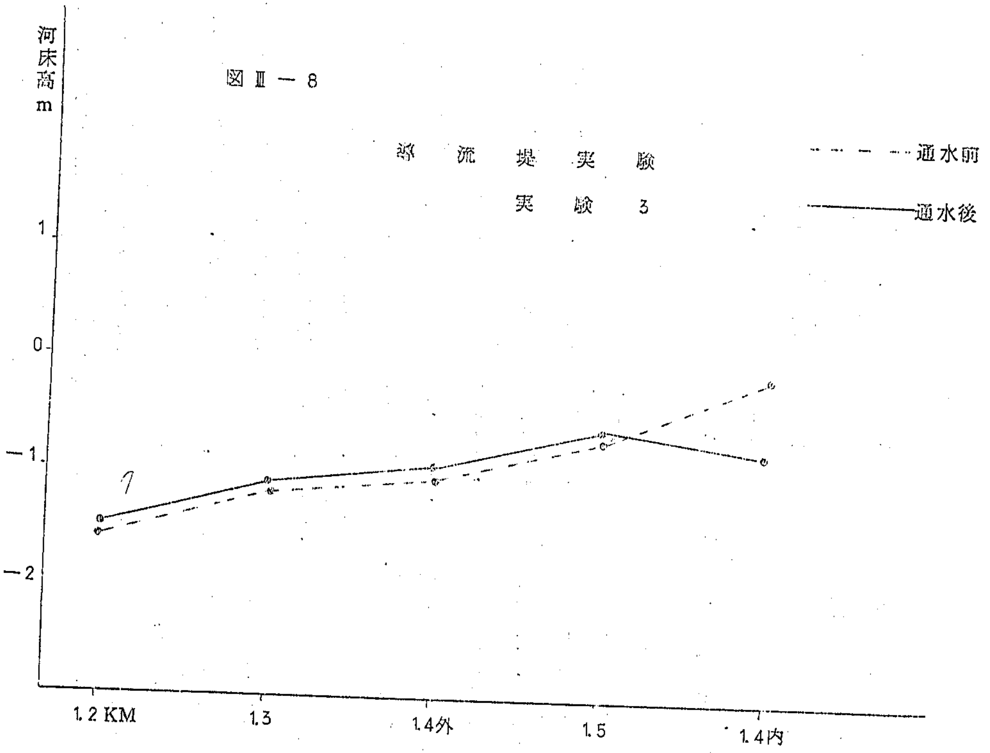
角の点で要求にこたえきれなかつたと見るべきであつて，現地河床のみおすじが，埋まる傾向にあるとは結論できない。

次に現地の各断面における平均河床高が，実験によつて，どのように変化するかを図Ⅱ－8によつて見てみる。

右岸堤附近を構成していたスタイロンは実験後に平担化して右岸堤から1 *m*位のところまで移動する。そこで平均河床の計算のうち緑川1.2 Km，1.3 Km，1.4 Km，1.5 Kmについては右岸堤から100 *m*の河床について行つた。これは後に述べる導流堤より外側になる。

実験前と実験後の平均河床を比較すると，緑川河道距離1.2 Km～1.5 Kmまでは，両者は完全に一致し天明新川内では両者は一致していないが，全体として上昇又は下降の傾向はあらわれない。

要するに現在の天明新川及び合流点周辺は河床高さが平衡状態にあつて，上昇又は下降の傾向が認められないことが推定されるわけである。



図Ⅲ－8

Ⅲ－4－(3)．河床高さ変化の傾向

掘削によつて導流堤内の河床高さを変化させたとき，潮汐によつてどのように変化するかを検討する。

スタイロン実験	実験 1	実験 2
供給流量	なし	なし
下流潮位	中潮	中潮
実験時間	約360分（9周期）	約360分（9周期）
導流堤	図 Ⅲ－9	
スタイロン範囲	〃	
実験前河床	－2 m	＋0 m

この結果を整理したものが図Ⅲ－10である。

河床高を－2 mとすると，潮汐による入退潮により河床は段々と埋まる。しかし，導流堤下端の河道距離1.2 Kmはやや洗掘されるようである。

又河床高を0 mとすると，こんどは逆に河床が深くなる。

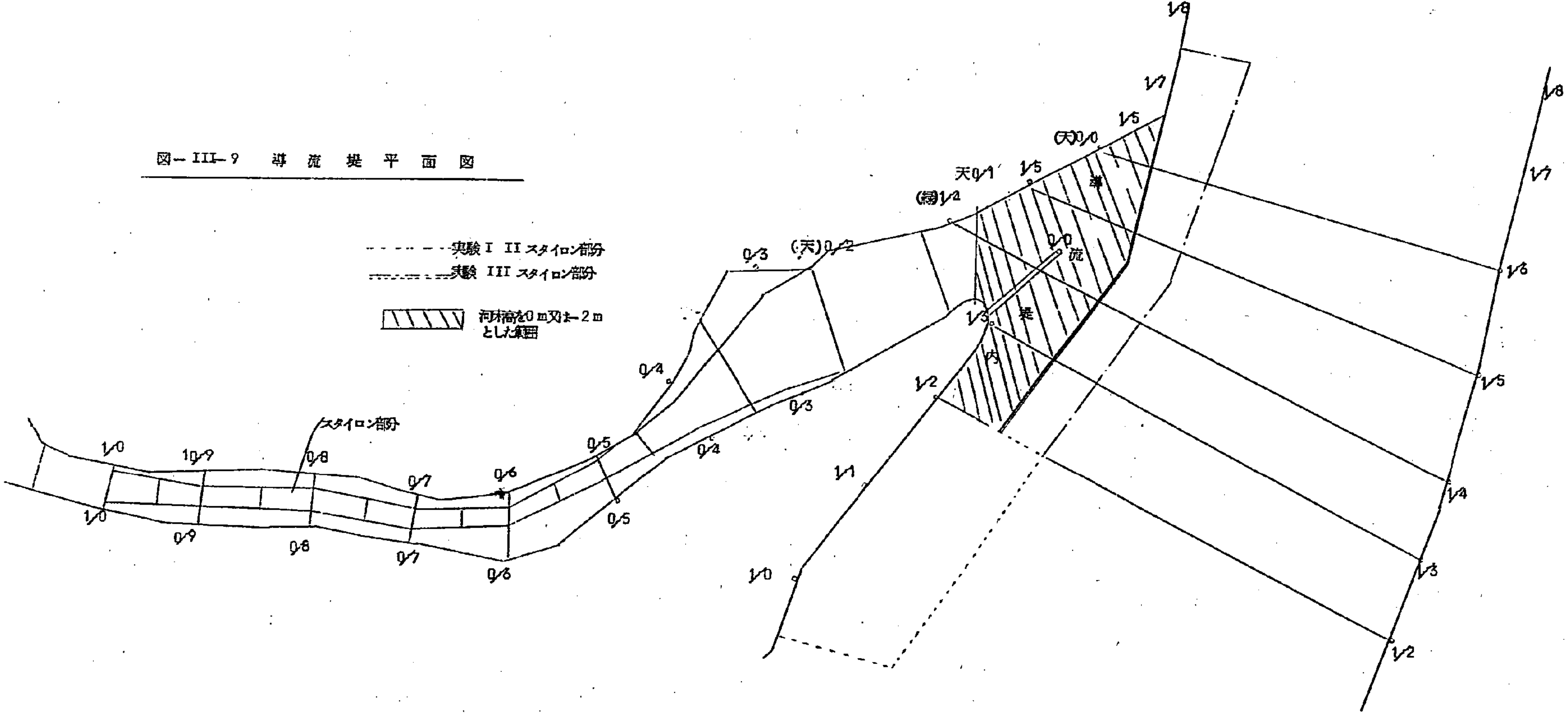
河道距離1.4 Km（外），1.5 Km，1.4 Km（内）では両者の実験後の河床高は大略一致するが，河道距離1.2 Kmではかなりひらきがある。実験時間360分（現地の900日）では，河道距離1.4 Kmより上流は大略平衡に達しこれより下流では，まだ平衡に達しないと考えることができる。

平衡河床高はおそらく両者の中間にくるのであろう。導流堤がない現在の平均河床を図に示してあるが，導流堤を設置すれば，河床高は現在より低くなることが，この図からわかる。

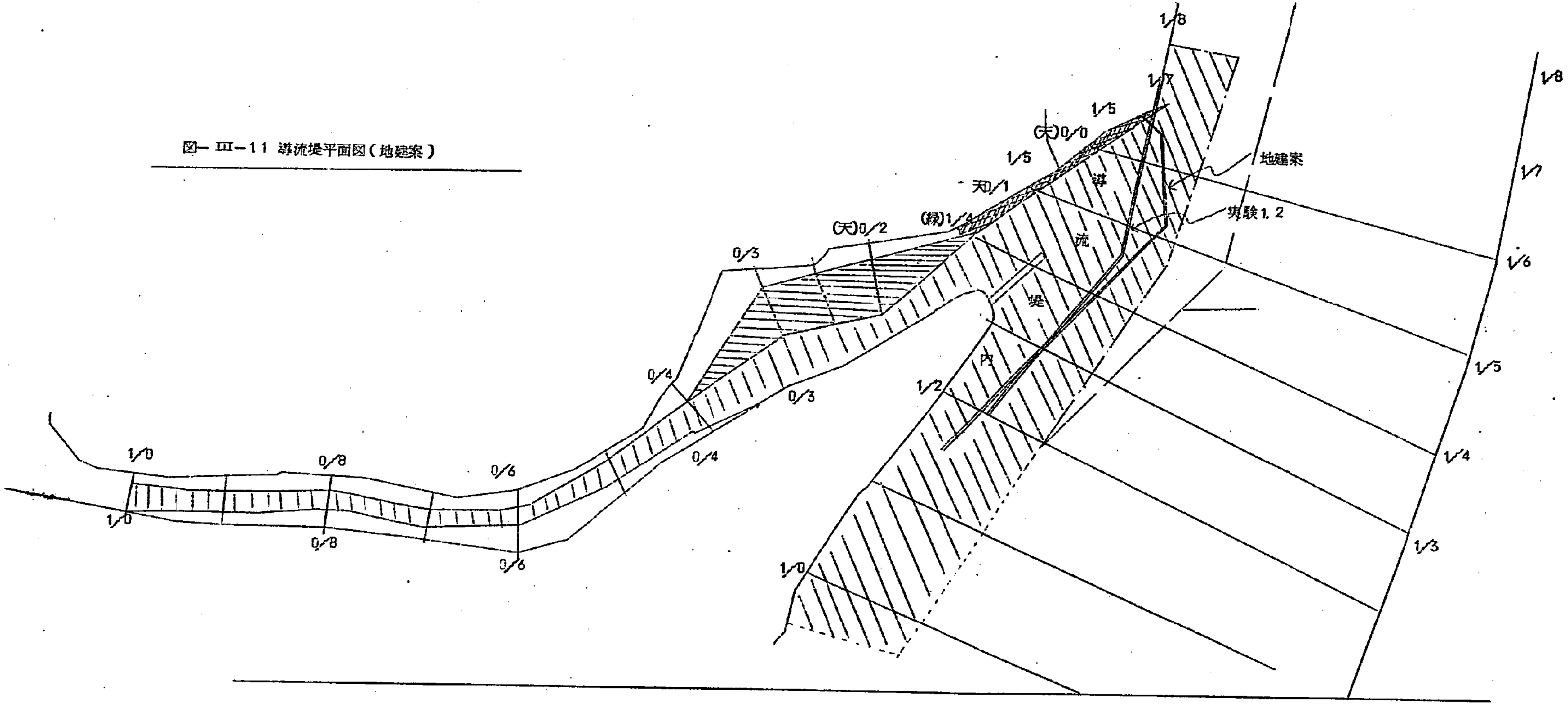
導流堤を設置した場合に河道距離1.2 Kmにかなりの洗掘が見られるが，これは局部的な洗掘である。この附近は緑川の河道距離1.0 Kmの附近の水あた

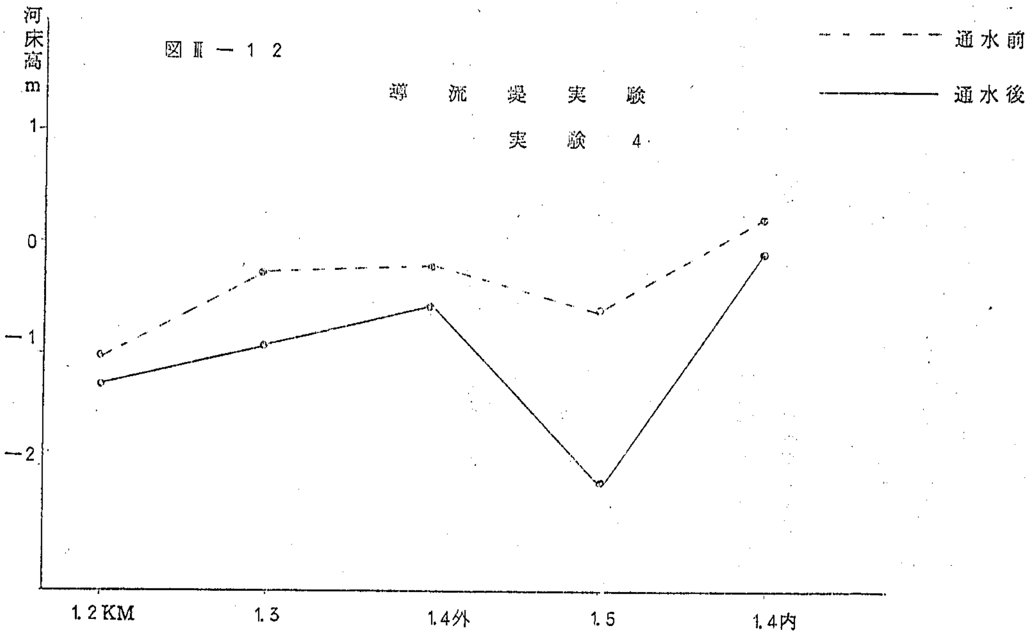
りの影響が，及んでくる所であつて，導流堤のような構造物の先端は洗掘される。たまたま測定断面がこの洗掘を含んだために平均河床が低く出たものであつて，断面全体の傾向ではない。又河道距離1.5Km附近も導流堤を設置した場合に，洗掘傾向が大きい。この地点は天明新川の合流点であつて，導流堤のないときは，流れは緑川に直接に入つて・広がつており，天明新川にとつての「河口部」である。導流堤を作ると，流積が小さくなる上にこの部分で，流れが湾曲するので，このように平均河床高が小さくなるものと思われる。

図－III－9　導 流 堤 平 面 図



図－Ⅲ－１１ 導流堤平面図（地建案）





図Ⅲ－12

導流堤実験

実験4

Ⅱ－5　結　論

導流堤の目的である，緑川の砂堆から舟の通路を守るという点では，この導流堤は適当であると言える。もちろん，現在の河床高が大きく変化すれば，この導流堤の効果にも変化が生ずるであろう。しかし実験でこの附近の河床は大体安定していると考えられるので，導流堤の生命もかなり長いと思われる。

導流堤が舟の通路を囲うことによつて干潮時に天明新川の緑川との合流点が1.15㎞まで延長された感がある。天明新川の流速の大きいのは干潮時であるから，この流れを導流堤内に閉じこめることにより導流堤内の掃流力が増し水深が維持されることは低い導流堤でも期待できる。

この効果については4.において検討した如く大体現状維持程度であるが，場所的に効果のある地点もある。天明新川の水深は，入退潮によつて海からやつて来る浮泥によつて左右される面が多く，これは本川の河床高とは関係がないので過去から現在にかけて大きな変化はなかつたし，又将来にかけても大きな変化は考えられないのである。

Ⅳ　模型実験の相似則

模型実験とは現地の現象を支配している運動方程式等を模型によつて解こうとするものである。従つて現地の水位や河床変動を模型実験によつて推定しようとする場合、模型の現象を支配している運動方程式が現地のそれと同一のものであるかどうかについて検討しなければならない。又現地と模型の対応する運動方程式が同値となるためには諸物理量の縮尺について一定の条件が必要となる。これらの点について以下簡単に検討してみよう。

Ⅳ－1　固定床実験

Ⅳ－1－(1)　基本方程式

現地の流れを支配している運動方程式は二次元的なもののみを考えて

$$\frac{\eta}{g}\frac{\partial u_p}{\partial t_p}+\frac{\partial h_p}{\partial \chi_p}-i_p+\frac{\partial}{\partial \chi_p}\left(\frac{u_p{}^2}{2g}\right)+\frac{n_p^2 u_p{}^2}{h_p^{\frac{4}{3}}}=0 \quad \cdots\cdots(1)$$

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

(1)は運動方程式、(2)は不定流連続式である。

模型においても同様に

$$\frac{\eta}{g}\frac{\partial u_m}{\partial t_m}+\frac{\partial h_m}{\partial \chi_m}-i_m+\alpha\frac{\partial}{\partial \chi_m}\left(\frac{u_m{}^2}{2g}\right)+\frac{n_m{}^2 u}{h_m^{\frac{4}{3}}} \quad \cdots\cdots(3)$$

$$\frac{\partial Qm}{\partial \chi m}+\frac{\partial Am}{\partial tm}=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4)$$

ここにu：流速、t：時間、h：水深、x：縦断距離、i：河床勾配、n：マニングの粗度係数

いま $\frac{u_p}{u_m}=V, \frac{t_p}{t_m}=T, \frac{h_p}{h_m}=H, \frac{\chi_p}{\chi_m}=X, \frac{n_p}{n_m}=N$ とおくと

$u_p=V.u_m,\ t_p=T.t_m,\ h_p=H.h_m,\ x_p=X.x_m,\ n_p=N.n_m$

となる。これを(1)，(2)に代入して得られる式が(3)，(4)と同値となるためには

$$\frac{V}{T}=\frac{H}{X}=\frac{V^2}{X}=\frac{V^2N^2}{H^{\frac{4}{3}}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5),(6),(7)$$

$$\frac{X}{T}Y=\frac{VXY}{X} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad 8)$$

これから $V=H,\ T=\frac{X}{H}$, $N=\frac{H^{\frac{2}{3}}}{X^{\frac{1}{2}}}$, $Q=H^{\frac{3}{2}}X$ が得られる。これが流速縮尺、時間縮尺、粗度縮尺、流量縮尺である。

Ⅵ－１－(2)　模型の設計

実際に模型を設計する場合には、種々の制限がある。

主なものは、

(イ)　レイノルズ数について抵抗式中の抵抗係数 f の模型と現地の比が常に一定となるために大体　$R_{em} > 3\times10^3$ …………　①

$$R_{ep} = h_p \ u_p \ / \nu$$

$$R_{em} = h_m \ u_m \ / \nu$$

$$\therefore n_{Re} = \frac{h_p \ u_p}{\nu} \Big/ \frac{h_m \ u_m}{\nu} = HV = H\sqrt{H} = H^{\frac{3}{2}}$$

現地での$h=0.5\ m$，$u=1\ m/sec$のときは

$Rep = hu/\nu = 1\times10^4/10-2 = 5.0\times10^5$ $\therefore Rem = \frac{Rep}{n_{Re}} = 5\times10^5/H^{\frac{3}{2}}$

この時、模型上でも、①が満たされるための条件は、

$$5\times10^5/H^{\frac{3}{2}} > 3\times10^3 \qquad \therefore H^{\frac{3}{2}} > 5\times10^5/3\times10^3 = 1.67\times10^2$$

$$H < (167)^{\frac{2}{3}} = 31.2$$

従って鉛直縮尺が31倍より大きいと模型と現地で抵抗則が異ってくることになる。

(ロ)　敷地及経費

模型製作の経費は主として敷地面積に比例する。

河川模型としては水平縮尺$1/50$程度のものが多いが、緑川の場合模型面積が大きいので$1/200$程度が水平縮尺の限度である。

(ハ)　測定誤差

主として、水位について考えると、野外実験で防風棚のないことを考えて、模型の測定誤差として2㎜程度を考える必要がある。これを現地で10cm以内の誤差で、おさめるためには、$H < 100/2 = 50$

㈡ 粗度

現地の粗度は、0.02程度と思われる。一方、模型では、粗度の限度が0.03程度で、これより大きくすることは、困難である。

そこで、$N = H^{2/3} / X^{1/2} = H^{1/6} (H / X)^{1/2} > 0.83$

一応、H＝50とすると、$H^{1/6} = (50)^{1/6} = 1.9$

$$\therefore (H / X) > 0.19$$

従って、歪度$X / H < 5.2$が必要である。

以上のような理由で、X＝100、H＝30をとることにした。

なお、流量については、$Q = Qp / Qm = 16{,}400$

模型用ポンプの揚水能力は1000ℓ／secあるので、現地流量としては、16,400㎥／secまで可能で、計画高水4000㎥／secに対して充分である。

かくて模型の縮尺は次のようになる。

X＝100,　V＝5.48,　T＝18,3

H＝30,　Q＝16,400, N＝0.97

Ⅳ—1—(3)検証実験

緑川模型はモルタルで河床を作つたが、この模型の粗度は、必要な粗度にくらべて小さいので、豆粒大の砂利を並べて粗度調整を行つた。

実験で中心となるのは1500㎥／secの洪水であるが、このときのピーク流量について、定流状態で粗度を調整した。

現地資料として昭和38年8月洪水（ピーク流量1460㎥／sec）

$$R_{ep} = h_p \ u_p \ / \nu$$

$$R_{em} = h_m \ u_m \ / \nu$$

$$\therefore n_{Re} = \frac{h_p \ u_p}{\nu} \bigg/ \frac{h_m \ u_m}{\nu} = HV = H\sqrt{H} = H^{\frac{3}{2}}$$

現地での$h=0.5$m，$u=1$m／secのときは

$Rep=hu/\nu=1\times10^{4}/10-2=5.0\times10^{5}$ $\therefore Rem=\frac{Rep}{n_{Re}}=5\times10^{5}/H^{\frac{3}{2}}$

この時、模型上でも、①が満たされるための条件は、

$$5\times10^{5}/H^{\frac{3}{2}}>3\times10^{3} \qquad \therefore H^{\frac{3}{2}}>5\times10^{5}/3\times10^{3}=1.67\times10^{2}$$

$$H<(167)^{\frac{2}{3}}=31.2$$

従って鉛直縮尺が31倍より大きいと模型と現地で抵抗則が異ってくることになる。

(ロ)　敷地及経費

模型製作の経費は主として敷地面積に比例する。

河川模型としては水平縮尺1/50程度のものが多いが、緑川の場合模型面積が大きいので1/200程度が水平縮尺の限度である。

(ハ)　測定誤差

主として、水位について考えると、野外実験で防風棚のないことを考えて、模型の測定誤差として2㎜程度を考える必要がある。これを現地で10cm以内の誤差で、おさめるためには、$H<{}^{10}/_{2}=50$

(二) 粗　度

現地の粗度は、0.02程度と思われる。一方、模型では、粗度の限度が0.03程度で、これより大きくすることは、困難である。

そこで、$N = H^{2/3} / X^{1/2} = H^{1/6} (H / X)^{1/2} > 0.83$

一応、$H = 50$とすると、$H^{1/6} = (50)^{1/6} = 1.9$

$$\therefore (H / X) > 0.19$$

従って、歪度$X / H < 5.2$が必要である。

以上のような理由で、$X = 100$、$H = 30$をとることにした。

なお、流量については、$Q = Qp / Qm = 16{,}400$

模型用ポンプの揚水能力は1000ℓ／secあるので、現地流量としては、16,400m³／secまで可能で、計画高水4000m³／secに対して充分である。

かくて模型の縮尺は次のようになる。

$X = 100$,　$V = 5.48$,　$T = 18.3$

$H = 30$,　$Q = 16{,}400$, $N = 0.97$

Ⅳ－１－(3)検証実験

緑川模型はモルタルで河床を作ったが、この模型の粗度は、必要な粗度にくらべて小さいので、豆粒大の砂利を並べて粗度調整を行った。

実験で中心となるのは1500m³／secの洪水であるが、このときのピーク流量について、定流状態で粗度を調整した。

現地資料として昭和38年8月洪水（ピーク流量1460m³／sec）

の洪水痕跡資料がある。「緑川の現況」で述べたように、平木橋（河道距離3.4 Km）より上流へは潮汐の影響が少ないのでこれより上流については、洪水痕跡はピーク流量時の水位を示している。そこで、模型水位をこの痕跡に対応させるように模型粗度を調整した。

平木橋より下流は洪水位が潮位の影響をうけるので、痕跡は必ずしも、ピーク流量時の水位をあらわすとは限らず、満潮位であるかも知れないし、又、潮位と流量の両者が比較的大きい場合であつたかも知れない。

そこで、平木橋より下流の粗度としては、近似的に上流の粗度をつけることによつて、調整を終えた。なお、調整後の検証として、固有流量５０ ㎥／ｓｅｃ、大潮時の現地観測があるが、これを模型上で再現したところ非常によく合つている。

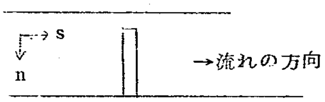
Ⅵ－１－(4)流線の相似について

今回の実験には、水制によつて流れの方向をかえることの検討が含まれているから、二次元的に相似側が満足されるだけでなく、平面内の流線が幾何学的に相似となつていることも必要とされる。

１９５７年，I.AHR の報告によると，粗度縮尺が完全であれば，流線の相似も確保されるようである。

以下その内容を要約する。

平面上の流れにおいて考える。



γ：曲率半径

$$\frac{\partial v_s}{\partial t}+\frac{1}{2}\frac{\partial v_s^2}{\partial s}=-g\frac{\partial h}{\partial s}-g\frac{v_s^2}{C^2h}$$ （主流方向　１）

$$\frac{\partial v_n}{\partial t}+\frac{v_s^2}{r}=-g\frac{\partial h}{\partial n}-g\,v_n^2/C^2h$$ （主流と直角方向２）

１）より $\left[\frac{v_s^2}{2g}\right]_1^2+\left[h\right]_1^2+\int_1^2\frac{v_s^2}{C^2h}\,ds=0$　　３）

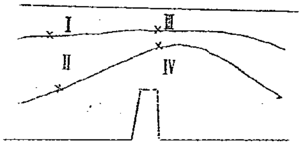
２）より $\left[h\right]_1^2+\int_1^2\frac{v^2}{gr}\,dn=0$　　４）

３）に関する縮尺　$n_{(v_s)}^2=n_{(v_s)}^2\,n_{(L)}\,n_{(C)}^{-2}\,n_{(h)}^{-1}$　　５）

$n_{(L)}\,n_{(h)}^{-1}=n_{(C)}^2$　　６）

流線が相似となるには $n_{(L)}=n_{(r)}$ であればよい。（平面縮尺が流線の曲率の縮尺にひとしい）

そこで次の図について考えると

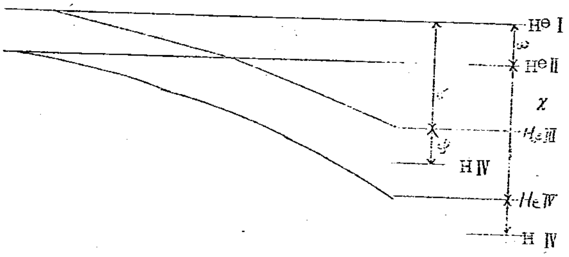


$$\xi p = \omega p + \chi p + \psi p - (\sigma p + \varphi p) \cdots\cdots 7)$$

$$\xi m = \omega m + \chi m + \varphi m - (\sigma m + \varphi m) \cdots\cdots 8)$$

なので、その縮尺 nξ は

$$n\xi = \frac{\omega p + \chi p + \psi p - (\sigma p + \varphi p)}{\omega m + \chi m + \psi m - (\sigma m + \varphi m)} \cdots\cdots 9)$$



ここに

ξ：Ⅲ，Ⅳの水位差

ω：Ⅰ，Ⅱのエネルギー差（HeⅠ−HeⅡ）

σ：Ⅰ，Ⅳ間のエネルギー損失（HeⅠ−HeⅢ）

φ：Ⅲの流速水頭 $\frac{v_{Ⅲ}^{2}}{2g}$

ψ：Ⅳの流速水頭 $\frac{v_{Ⅳ}^{2}}{2g}$

さて

$n_{\omega}=n_{\varphi}=n_{\psi}=n_{\sigma}=n_{v}^{2}$ である。…………………………10)

又　$u^2 = C^2 h I$ より $\eta_{(u)}^2 = \eta_{(c)}^2 \eta_{(h)} \eta_{(z)} / \eta_{(l)}$

$$\therefore \eta_{(z)} = \eta_{(u)}^2 \eta_{(l)} \eta_{(c)}^{-2} \eta_{(h)}^{-1} \qquad \cdots\cdots\cdots 11)$$

同様に　$$\eta_{(h)} = \eta_{(u)}^2 \eta_{(l)} \eta_{(c)}^{-2} \eta_{(z)}^{-1} \qquad \cdots\cdots\cdots 12)$$

10），11），12）を9）に代入して

$$\eta_{(r)} = \frac{\omega_{(m)} \eta_{(u)}^2 + \psi_{(m)} \eta_{(u)}^2 - \varphi_{(m)} \eta_{(u)}^2 + (\chi_m - \sigma_m) \eta_{(u)}^2 \eta_{(l)} \eta_{(h)}^{-1} \eta_{(c)}^{-2}}{\omega_{(m)} + \chi_m + \psi_m - (\sigma_m + \varphi_m)} \cdots 13)$$

ここで $S = (\omega_{(m)} + \psi_{(m)} - \varphi_{(m)}) / (\chi_{(m)} - \sigma_{(m)})$ とおくと13）は次のようになる

$$\eta_{(r)} = \eta_{(u)}^2 \left(S + \eta_{(l)} \eta_{(h)}^{-1} \eta_{(c)}^{-2} \right) / (s+1) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots 13)^{1}$$

一方　4）に関する縮尺として　$\eta_{(r)} = \eta_{(u)}^2 \eta_{(l)} \eta_{(z)}^{-1}$　　14）

13）^{1}，14）より　$$\eta_{(l)} \eta_{(r)}^{-1} = \frac{S + \eta_{(h)}^{-1} \eta_{(c)}^{2}}{s+1}$$

粗度を調整した模型の場合には

$$\eta_{(l)} \eta_{(h)}^{-1} \eta_{(c)}^{-2} \fallingdotseq 1$$

$$\therefore \eta_{(l)} \eta_{(r)}^{-1} = \frac{s+1}{s+1} = 1$$

従つて流線の曲率の縮尺が平面縮尺にひとしくなる。

なお、粗度の縮尺が正しおたい場合には $\eta_{(l)} \eta_{(r)}^{-1}$ の値はSの値によつて定まる。SはFrや境界の形状によつて定まるものである。

Ⅳ－2　　移動床実験

Ⅳ－2－(1)　基本方程式

移動床実験では、固定実験にくらべて流砂量の式と流砂量連続式が加わる。流砂量公式として土研式を用いれば

$$\frac{\partial Z_p}{\partial t_p} + \frac{1}{B_p(1-\lambda)} \frac{\partial(q_{Bp} B_p)}{\partial \chi_p} = 0 \qquad \cdots\cdots\cdots(9)$$

$$q_{Bp}\left(\frac{\sigma_p}{\rho_p} - 1\right) g = u_{*p}^{3} \varphi_p f_p \qquad \cdots\cdots\cdots(10)$$

$$\frac{\partial Z_m}{\partial t_m} + \frac{1}{B_m(1-\lambda)} \frac{\partial(q_{Bm} B_m)}{\partial \chi_m} = 0 \qquad \cdots\cdots\cdots(11)$$

$$q_{Bm}\left(\frac{\sigma_m}{\rho_m} - 1\right) g = u_{*m}^{3} \varphi_m f_m \qquad \cdots\cdots\cdots(12)$$

9と(11)が同値となるためには

$$\frac{H}{T} = \frac{n_{(q_B)}}{\chi} \qquad \cdots\cdots\cdots(13)$$

$$n_{(q_B)} = n_{(\varphi)} n_{(f)} \left(\frac{H^2}{\chi}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{1}{n(\sigma/\rho - 1)} \qquad \cdots\cdots\cdots(14)$$

そこで移動床実験の諸縮尺の間に次の関係が必要となる。

$$V = \sqrt{H} \qquad \cdots\cdots\cdots(15)$$

$$T = \frac{X}{\sqrt{H}} \qquad \cdots\cdots\cdots(16)$$

$$N = \frac{H^{-\frac{1}{6}}}{X^{-\frac{1}{2}}} \qquad \cdots\cdots\cdots(17)$$

$$T_s = \frac{X^{\frac{5}{2}}\, n(\sigma/\rho - 1)}{n(\varphi)\, n(f)\, H^{2}} \qquad \cdots\cdots (18)$$

今回の実験では、鋭直縮尺をそれぞれ1/30 1/100と定めたので、(16)からは、T＝18.3となる。しかし（18）におけるTは河床材料のとり方によって、種々に変化するが、後に述べるように使用できる材料が限定されるのでT＝18.3とすることはできない。つまり流れについての時間縮尺と、河床変動についての時間縮尺は一致させることが出来ない。そこで河床変動の時間縮尺についてはこれTsとし，流れの時間縮尺とは独立に扱うことにする。

この点については後に述べる。

Ⅳ－2－(2) 粗度について

模型の河床材料としては図Ⅳ－1に示すようなdm＝0.6㎜の砂（混合砂）を用いた。

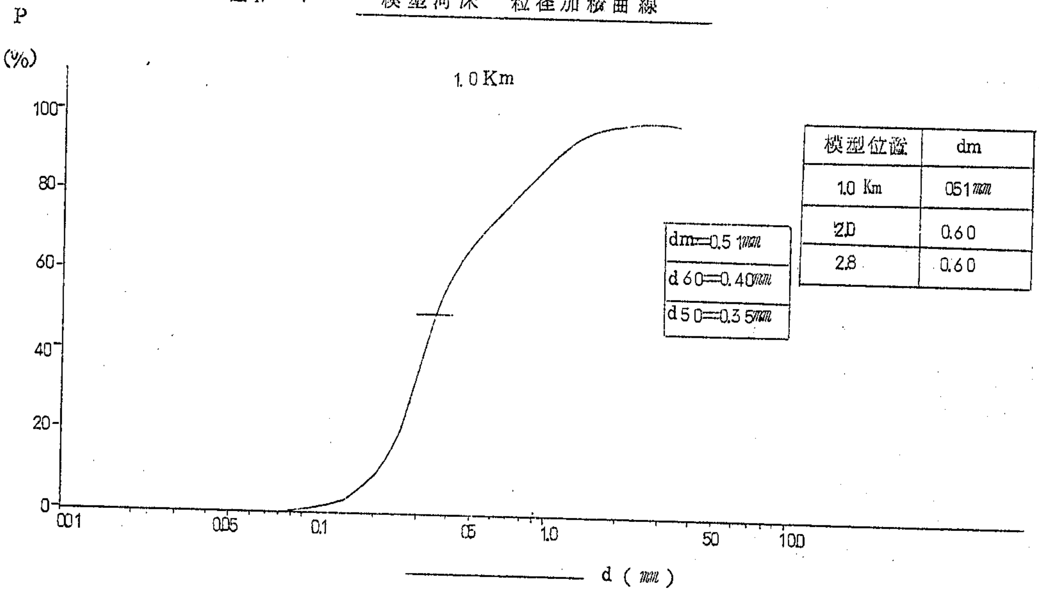
実験は4500m^3／sec，1500m^3／secで行っているが、同一の河床材料で実験を行っても、掃流力によって河床に生ずる砂　の形態が異なるので流量の変化，場所の変化によって粗度が異なる。図Ⅳ－2，図Ⅳ－3にその大略の値を示す。緑川の河口附近の粗度係数の資料が手元にないので、直接比較検討ができないが、固定床実験によるnの値と比較すると、4500m^3／sec、1500m^3／secの両方で、移動床実験の粗度の方が小さくなる。しかし、0Km～2.0Kmにおいては、両者の差は小さく、特に1500m^3／secに対しては両模型の粗度の値が大略等しい。両実験の粗度係数の縦断的変化をみると、1.4Kmで全対的に小

さくなつている。これは恐らく死水域について断面特性の補正を行つていない影響と思われ、計算上の誤差である。

移動床、固定床で粗度が異なる場合には、水面形が異なる。図Ⅳ－4はその比較であつて、2.0～3.0Kmの区間で差があらわれる。4500m^3／secについては、実験測定資料№9参照。

粗度の変化は流砂量を変化させるので、河床の縦断的な堆積傾向が、ややオーバーにあらわれることになる。

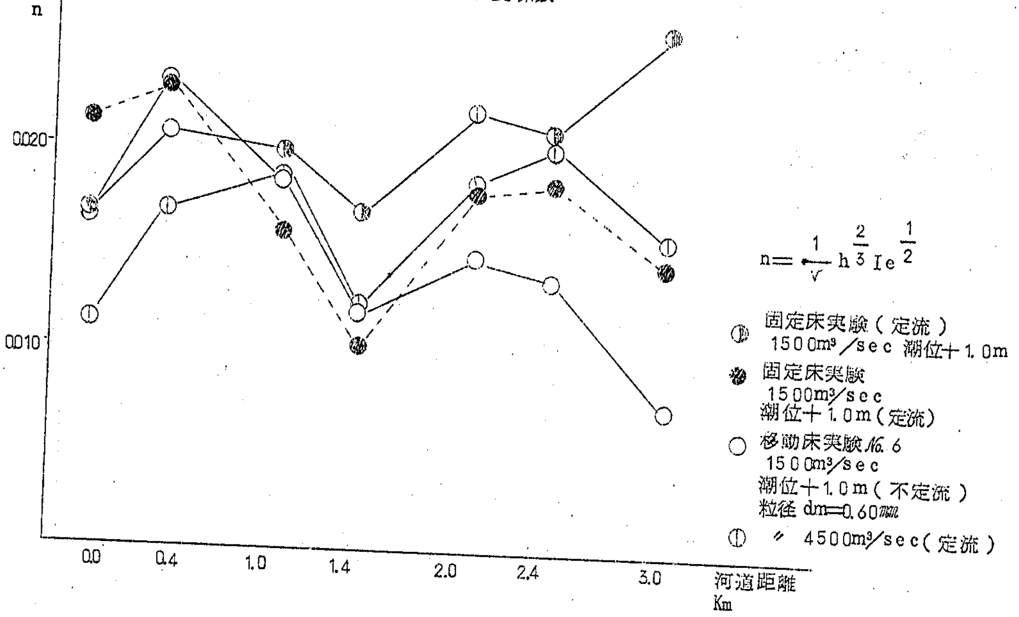
図Ⅳ－１　模型河床　粒径加積曲線



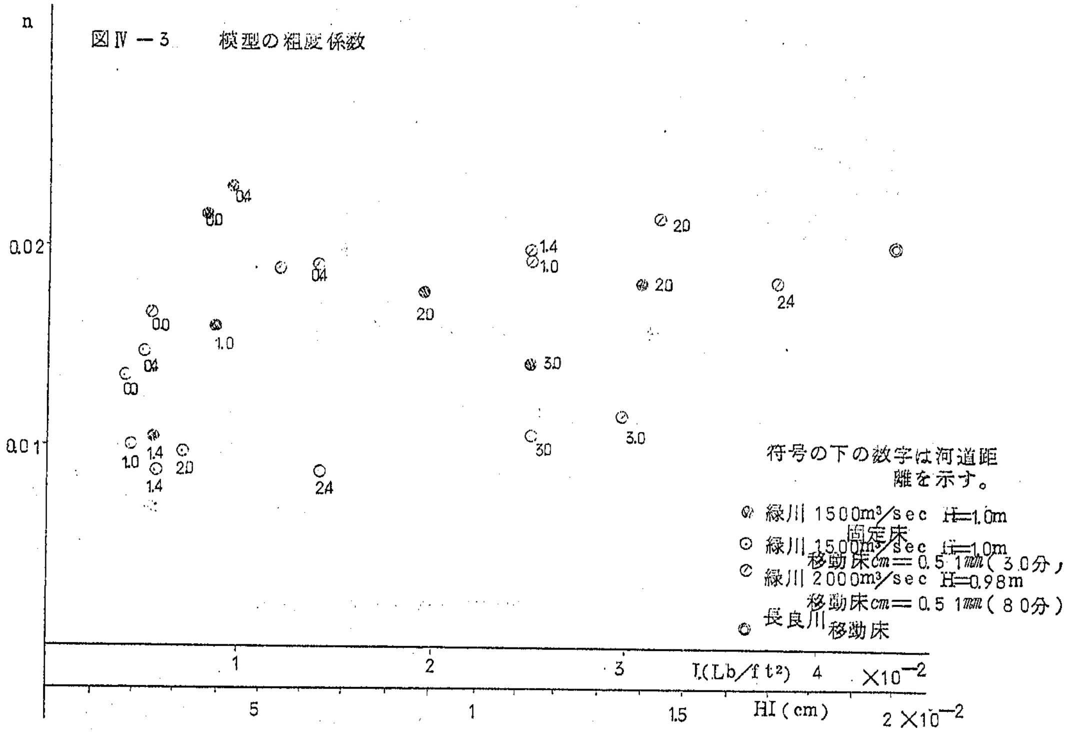
dm=0.51㎜
d60=0.40㎜
d50=0.35㎜

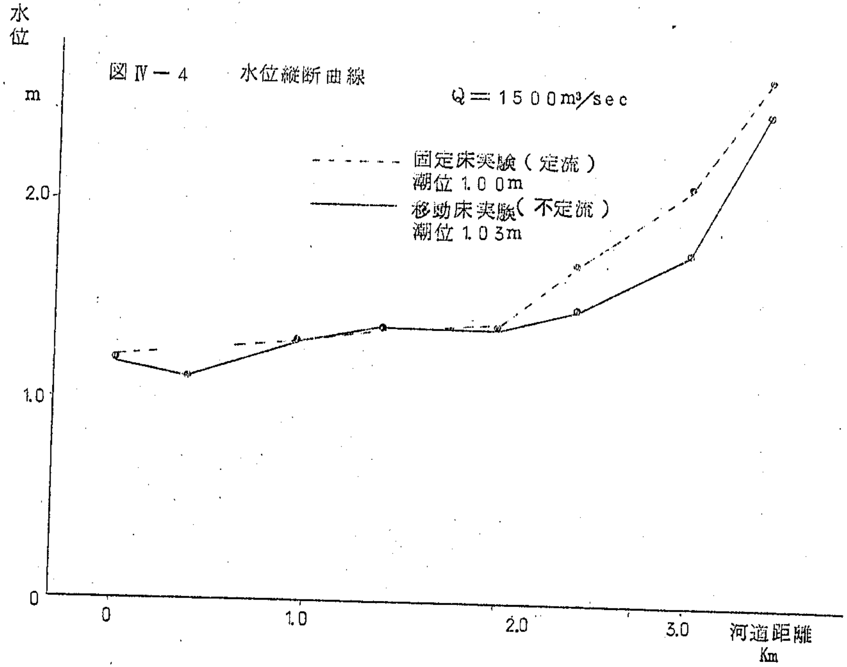
模型位置	dm
1.0 Km	0.51㎜
2.0	0.60
2.8	0.60

図IV－2　移動床、固定床模型の粗度係数



図Ⅳ−3　模型の粗度係数


n
0.02
0.01
0.4
0.0
0.4
1.0
0.4
0.0
0.4
0.8
1.0
1.4
1.4
2.0
2.4
2.0
1.4
1.0
3.0
3.0
2.0
2.0
3.0
2.4
符号の下の数字は河道距離を示す。
緑川 1500m³/sec H=1.0m 固定床
緑川 1500m³/sec H=1.0m 移動床 cm=0.51mm（30分）
緑川 2000m³/sec H=0.98m 移動床 cm=0.51mm（80分）
長良川 移動床
1
2
3
I (Lb/ft²)
4
×10⁻²
5
1
1.5
HI (cm)
2 ×10⁻²



図Ⅳ－4　水位縦断曲線

水位
m
2.0
1.0
0
0
1.0
2.0
3.0
河道距離
Km
Q＝1500m³/sec
固定床実験（定流）
潮位 1.00m
移動床実験（不定流）
潮位 1.03m

Ⅳ−2−(3) 限界掃流力附近の流砂量の相似について

(8)式より，$n[q_B]=XH/T$

X, H, Tは模型実験の全体を通じて一定の値に定められるものだから、当然、$n[q_B]$（流砂量の縮尺）も模型の全体を通じて一定の値をもたねばならない。従つて、$n[q_B]$の値が模型の位置や実験の時間等によつて変化してはならない。(9)式によると流砂量の縮尺は次のようになる。

$$n[q_B]=n[\varphi],\ n[f](H^2/X)^{3/2}$$

ここで、$(H^2/X)^{3/2}$は一定である。又模型と現地の粗度の縮尺は、一定であるので、nによつて定まる$\varphi=(1/40n)^{3.5}\times0.62$に関する縮尺$n[\varphi]$も一定となる。従つて$n[q_B]$が模型実験の全体を通じて、一定値をもつためには、右辺の残された因数$n[f]$が模型実験の全体を通じて一定になる必要がある。さて、fは流れの掃流力と河床材料の限界掃流力との比$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}$によつて定まる係数であつて

$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}<1$では$f\fallingdotseq0$

$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}>3$では$f\fallingdotseq1$

この中間で、$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}$の増加に伴つてfも0から1へと増加する。流れの掃流力はもちろん流量、水位、時間によつて変化するが現地における洪水では、$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}>3$であるから$f=1$となる

これに対して、模型では$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}$の縮尺が$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}$の縮尺にくらべて大きいために、$\frac{\rho u_*^2}{\rho u_{*c}^2}$の値はかなり小さくなる。そこで模型上で$f=1$であるかどうか検討しなければならない。

図Ⅳ−5は現地と模型のfの値を試算したものである。現地のfの値は潮位＋1.0mの場合であつて、潮位がこれより低いときは、掃流力はもつ

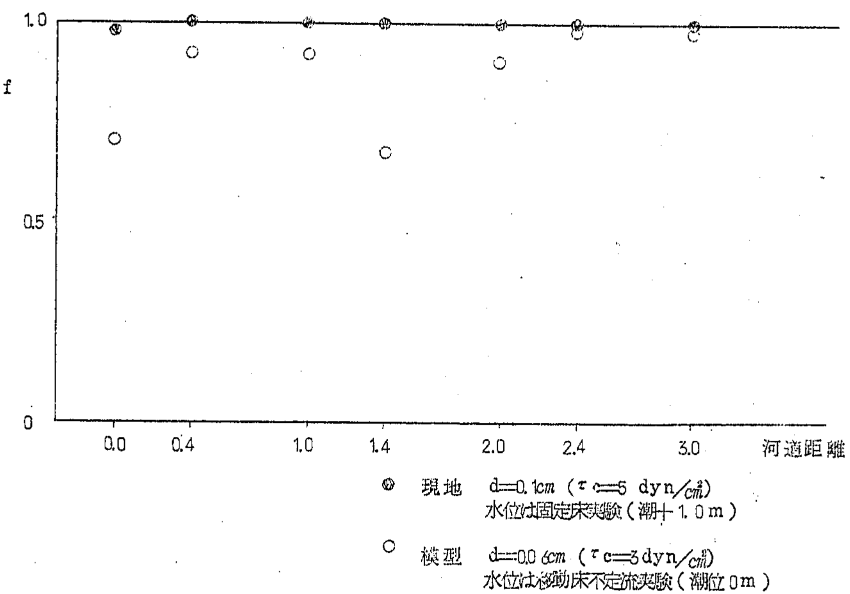
もつと大きくなるので、常に$f=1$となつているわけである。一方模型においては、潮位±0mの場合についての計算であつて、この場合にはfの値はもつと小さくなると思われる。そこで、下流のfの値の小さい範囲は、現地では流砂量があるのに模型では流れないか、流れてもわずかということになる。

このような欠点を除くには、河床材料をかえて限界掃流力を小さくするか歪度を大きくして掃流力を大きくすればよい。しかし歪度についてはこれ以上大きくすると側壁の崩壊が著しくなる。

従つて、この実験は厳密には相似でない模型で行つた事になる。しかし石炭粉実験と比較すればわかるように、実用的には充分に相似であると言える。

図Ⅳ－5　現地及模型のｆの値の比較

Q＝1500m³/sec



Ⅳ－２－(4)　時間の縮尺

先にあげた基本式(5)，(8)，（18）より時間縮尺が定まる。

(5)より，$T = VX / H = X / \sqrt{H} = 18.3$

(8)より，$T = A / QX = X / V = 18.3$

（18）より，$T = HX / n(q_B) = \frac{HX}{n(\rho)n(f)(H^2/X)}^{\frac{3}{2}}$

次に各式について検討してみる。

まず，(5)式であるが、一般に $\frac{\eta}{g}\ \frac{\partial u}{\partial t}$ の項は、(1)式の他の項にくらべて比較的小さい割合しか占めない。（例えば佐藤「水理学）P２７６ウエーゼル河の例など）、そこで。この項に多少の誤差があつても(1)式全体はそれほど影響をうけない。次に(6)式を考える。低水時の入退潮を解く上で、支配的なのは、(2)式なので、この場合にはT＝１８.３を用いる必要がある。

洪水時には、どうであろうか。図Ⅳ－６は１５００m³／secの洪水が河口部を通過する際に貯留量の変化によつて、流量がどのように変化するかを試算したものであつて、これを見ると上流からの固有流量1,５００m³／secに対して河口では最大1,７１０m³／sec，最小1,３４０m³／の範囲で、時間的に変化することがわかる。もし時間縮少として１８.３より大きいきい値をとれば貯留量の変化が急になるので、洪水流量の変化も大きくなる。大まかに言つて時間縮尺が２倍になれば、洪水流量の変化の巾も２倍になる。模型上で仮りにこのような時間縮尺をとれば、それは現地の流に対応しないものになつてしまう。従つて1,５００m³／secの実験に対しても時間縮尺は１８.３にする必要がある。

さて、こうして時間縮尺を定めると（18）式による時間縮尺は満足されないことになる。そこで模型上での潮汐の一周期は河床変動の観点からは、

現地の一周期に対応しないことになる。模型で用いた種々の河床材料に対する時間縮尺を計算しておく。

(9)式において、φはnによつて定まる係数であるが、nの縮尺 u＝0.97 ≒1.0、従つてφは模型及び現地で同一の値となり、$n\{\varphi\}=1.0$となる。fについての縮尺は先に述べたように100又、H＝30，X＝100,従つて，

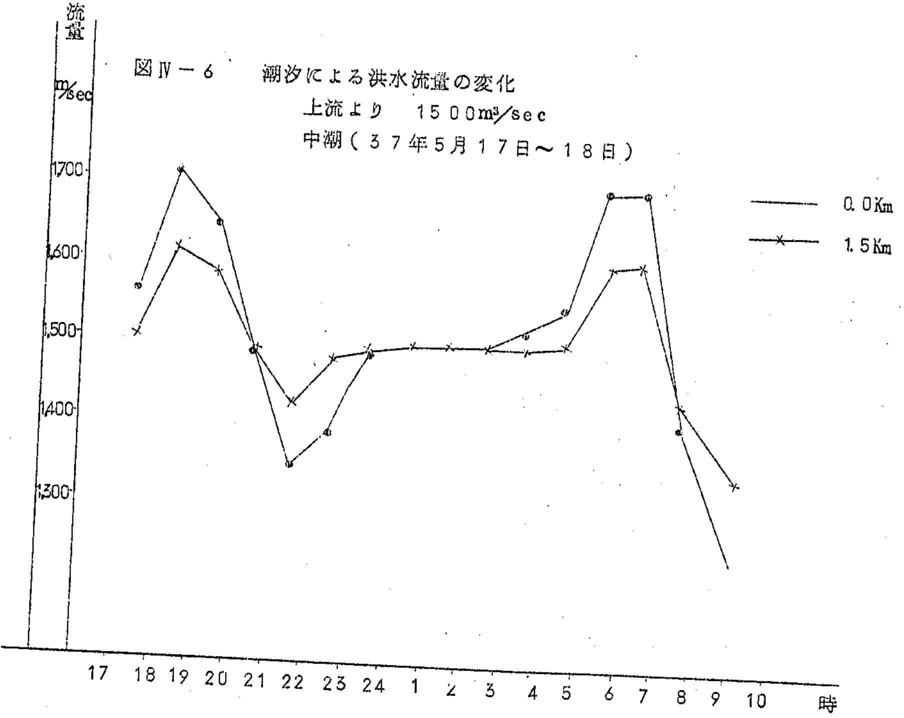
$$n\{q_B\}=\frac{27}{n\{\sigma/\rho-1\}}$$

現地($\sigma/\rho-1$)		模型	($\sigma/\rho-1$)m	$n\{\sigma/\rho-1\}$	$n\{q_B\}$
砂	1.65	砂	1.65	1	27
〃	1.65	石炭	0.50	3.3	8.2
〃	1.65	スタイロン	0.05	3.3	0.8

次に、$T_s=HX/n\{q_B\}=3,000/n\{q_B\}$

現地河床材料	河床模型材料	Ts	流れの時間縮尺T	Ts／T
砂	砂	111	18.3	60.7
〃	石炭	366	18.3	20.0
〃	スタイロン	3,660	18.3	200.0

模型河床材料	実験時間	流れ現地時間	河床変動現地時間
砂	55分	約17時間	102時間(4日余)
石炭粉	45分	14時間	275時間(11日余)
スタイロン	6時間	110時間	22,000時間(917日)



図Ⅳ－６　潮汐による洪水流量の変化

上流より　１５００m³/sec

中潮（３７年５月１７日～１８日）

あとがき

本実験の指導にあたつたのは

吉川秀夫（河川部長）
土屋昭彦（河川研究室長）
富永正照（鹿島水理試験所長）

整理、とりまとめ、報告書作成にあたつたのは

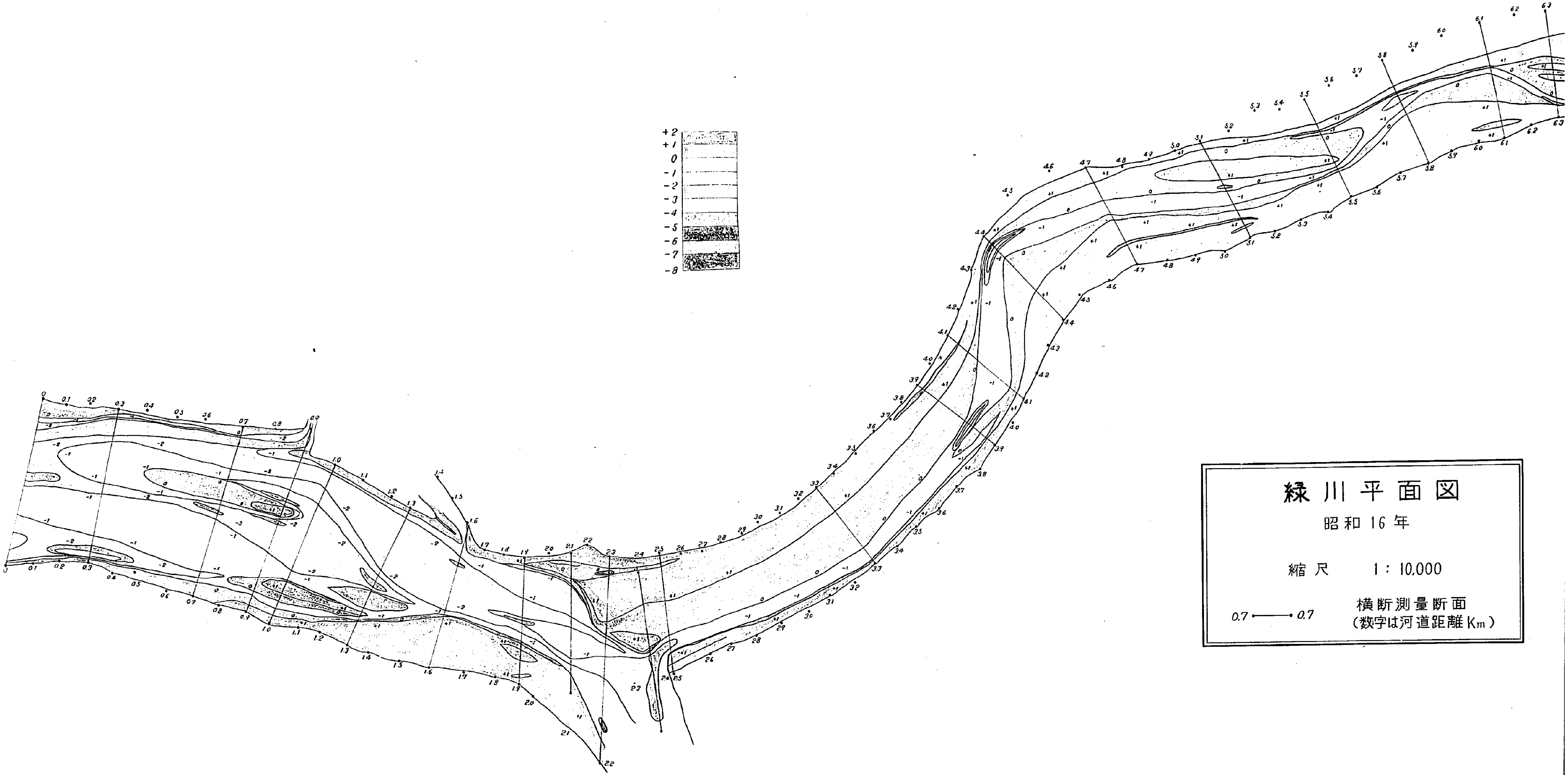
石崎勝義（鹿島水理試験所研究員）

である。

なお、熊本工事事務所長副島健氏からは打合せの際に助言を頂いた。

実験を担当したのは建設技術研究所の光山欣吾君と地元神栖村の人達である。

この実験に援助を頂いた方々に深く感謝します。

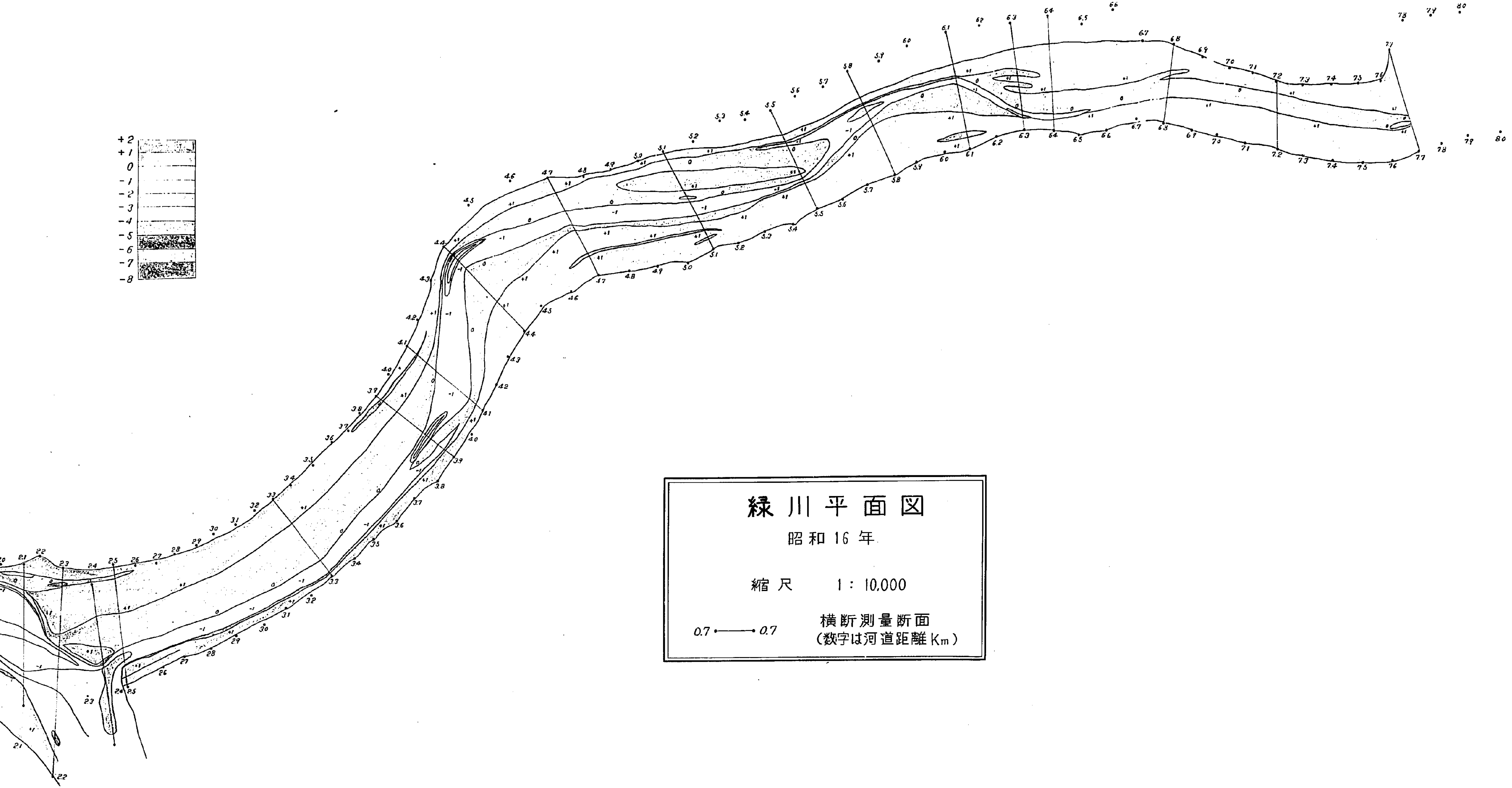


緑川平面図

昭和16年

縮尺　1：10,000

0.7 ——— 0.7　横断測量断面
（数字は河道距離Km）

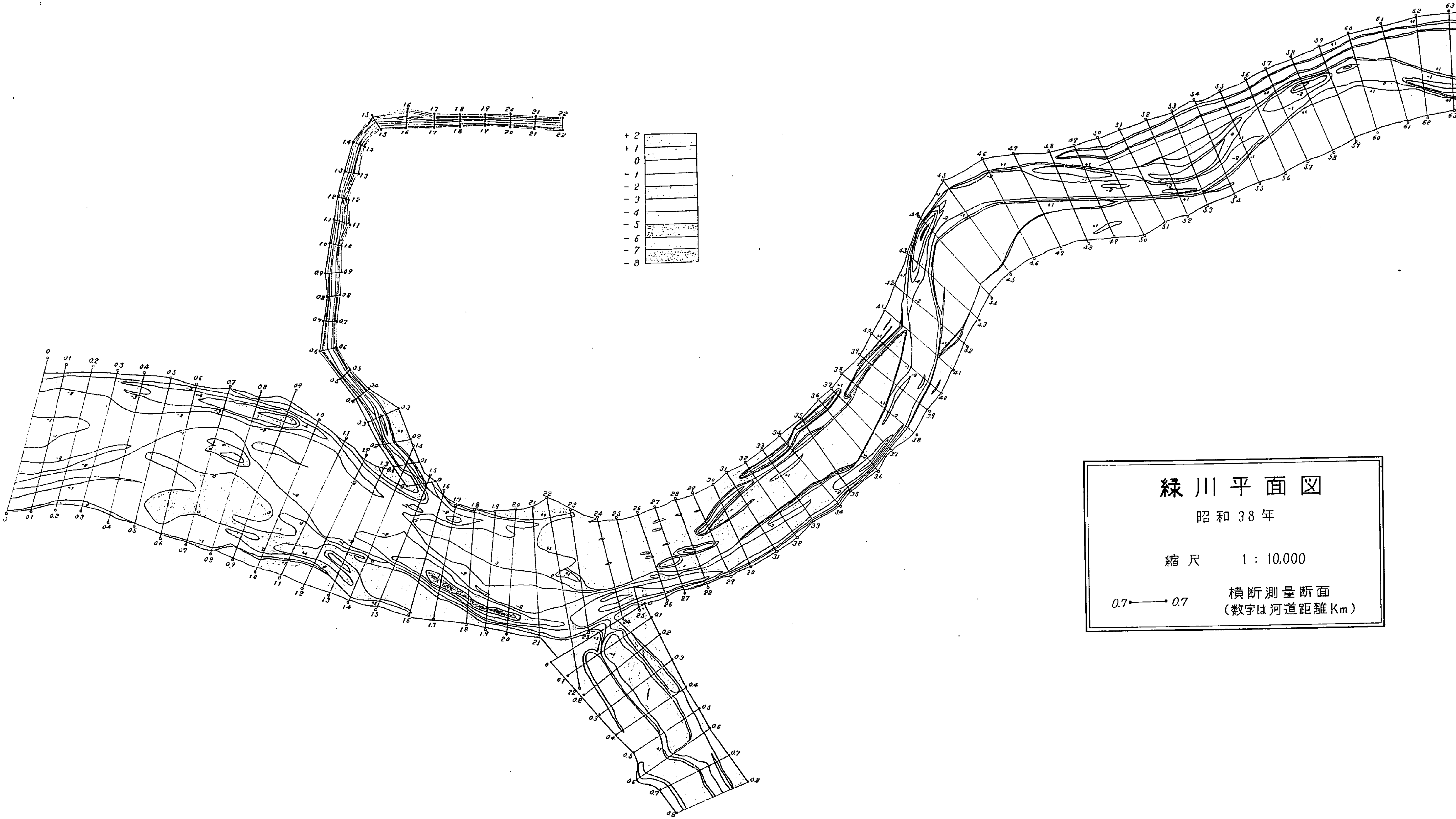


緑川平面図

昭和16年

縮尺　　1：10,000

0.7 ——— 0.7　横断測量断面
（数字は河道距離Km）

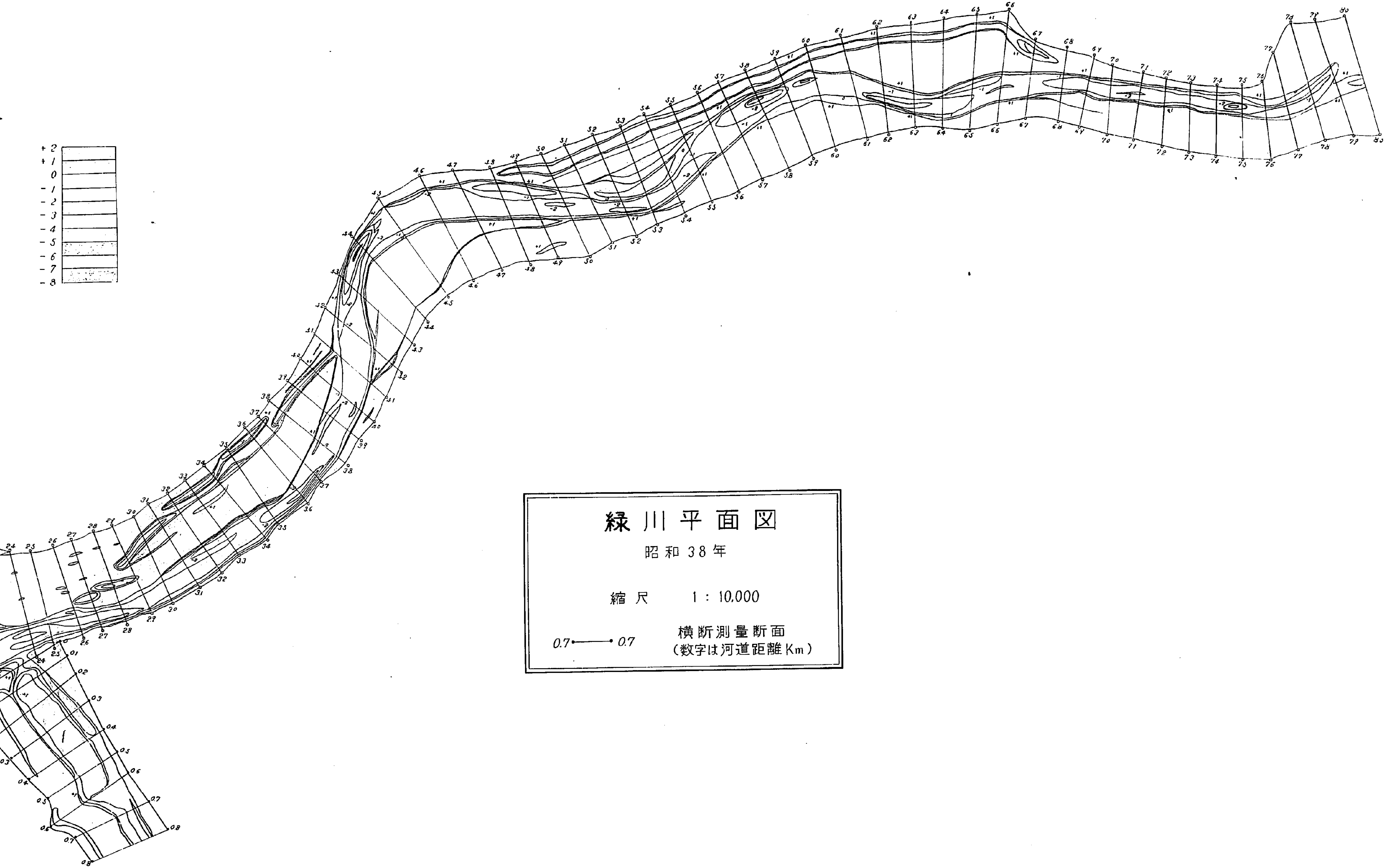


緑 川 平 面 図

昭和 38 年

縮 尺　　1 : 10,000

0.7•——•0.7　横断測量断面
（数字は河道距離Km）



緑川平面図

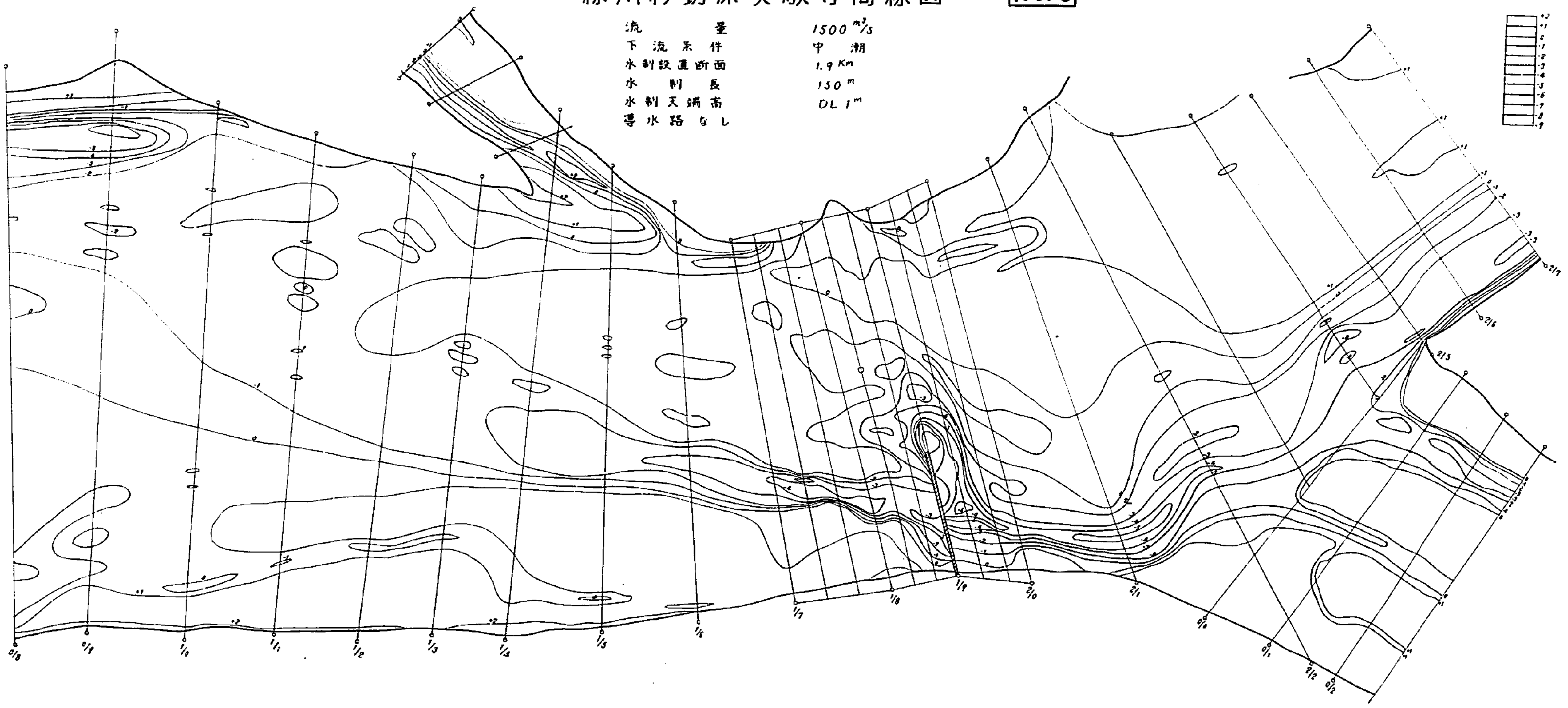
昭和38年

縮尺　1：10,000

0.7•——•0.7　横断測量断面
（数字は河道距離Km）

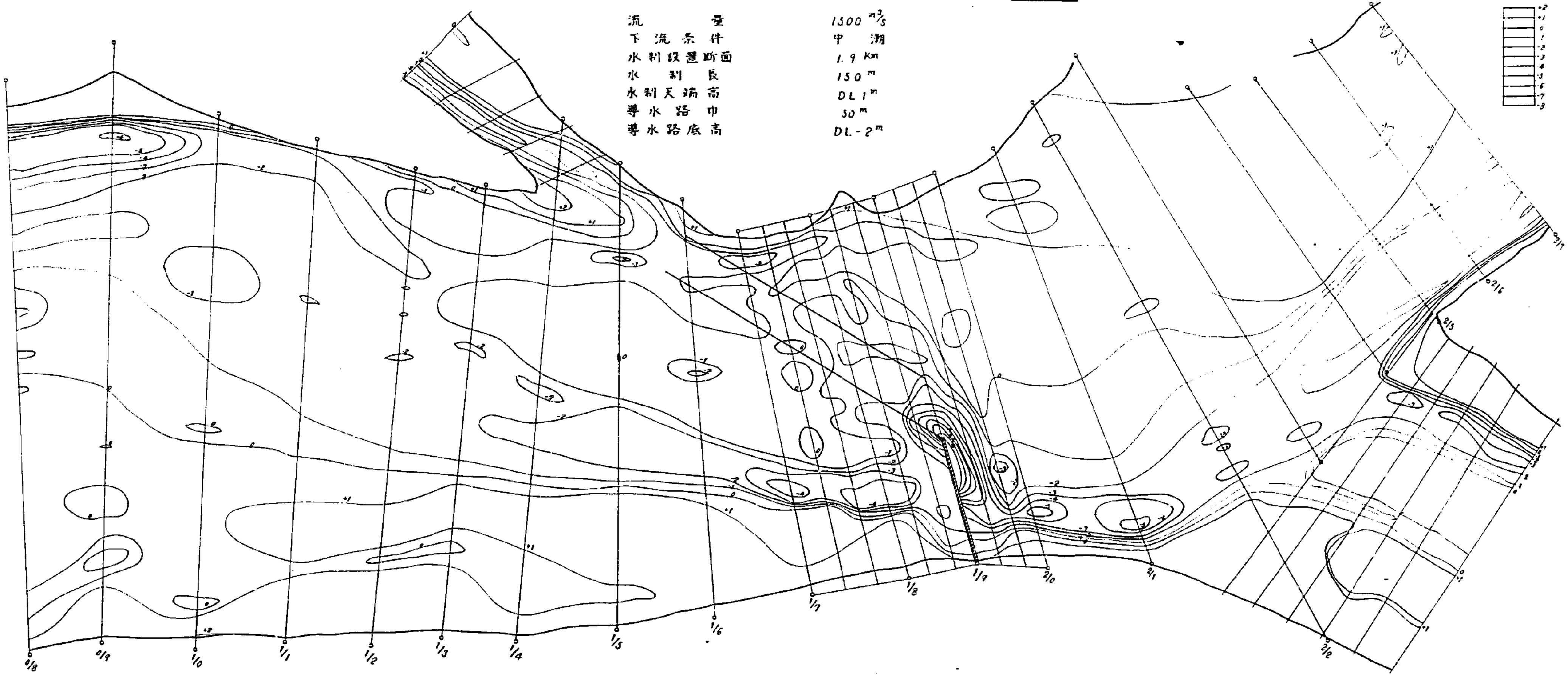
緑川移動床実験等高線図　**No. 3**

流量	1500 m³/s
下流条件	中潮
水制設置断面	1.9 Km
水制長	150 m
水制天端高	DL 1 m
導水路なし	



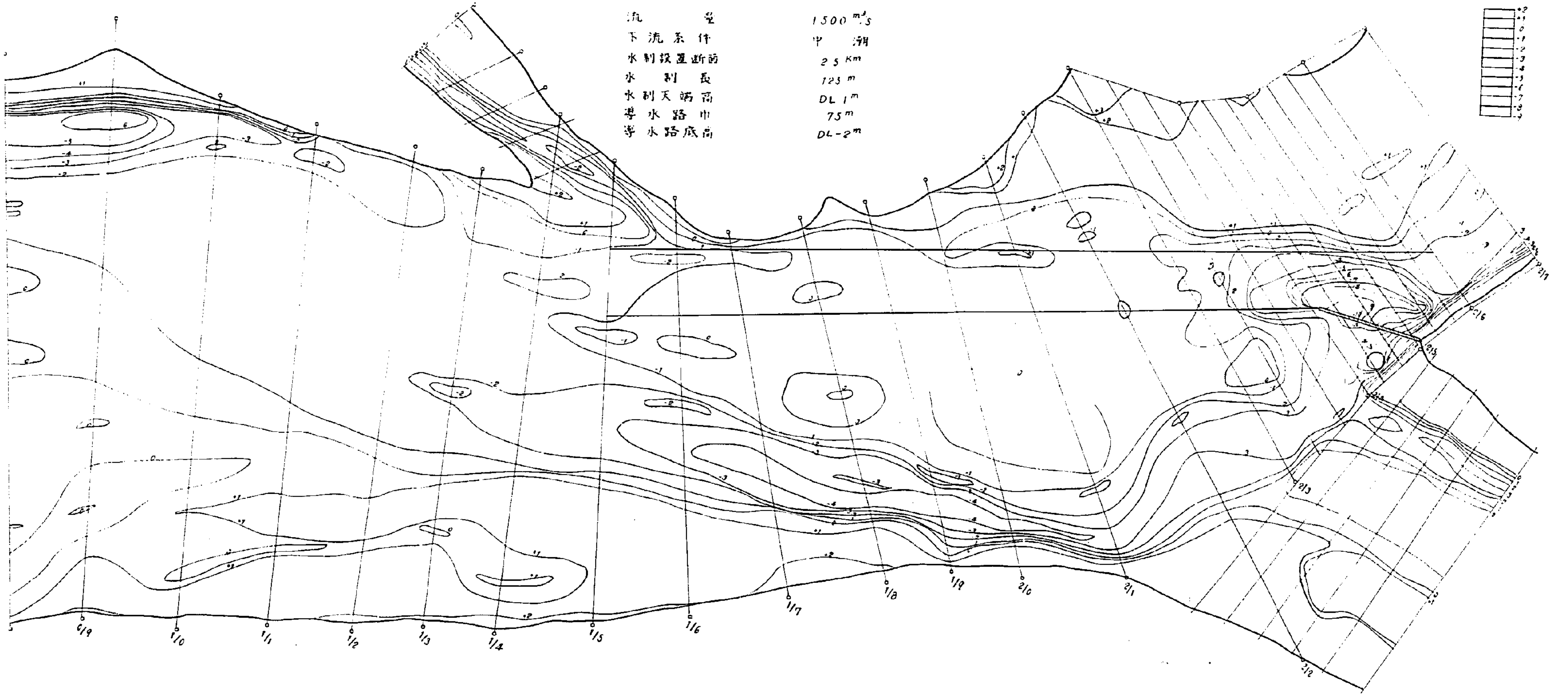
緑川移動床実験等高線図　**No. 4**

流量	1500 m^3/s
下流条件	中潮
水制設置断面	1.9 Km
水制長	150 ^{m}
水制天端高	DL 1 ^{m}
導水路巾	50 ^{m}
導水路底高	DL - 2 ^{m}



緑川移動床実験等高線図　**No. 5**

流　　量	1500 m³/s
下流条件	中　潮
水制設置断面	25 Km
水　制　長	125 m
水制天端高	DL 1 m
導水路巾	75 m
導水路底高	DL-2 m

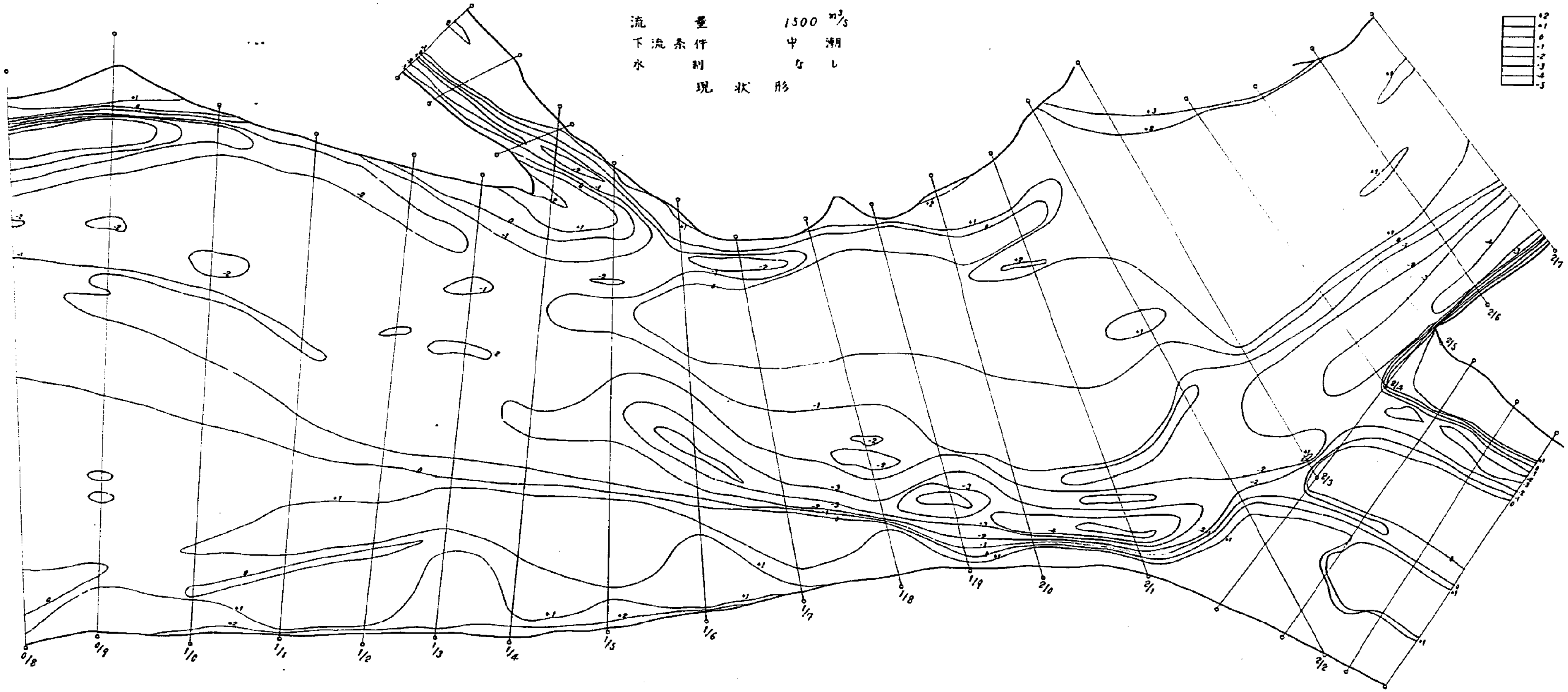


緑川移動床実験等高線図

No. 6

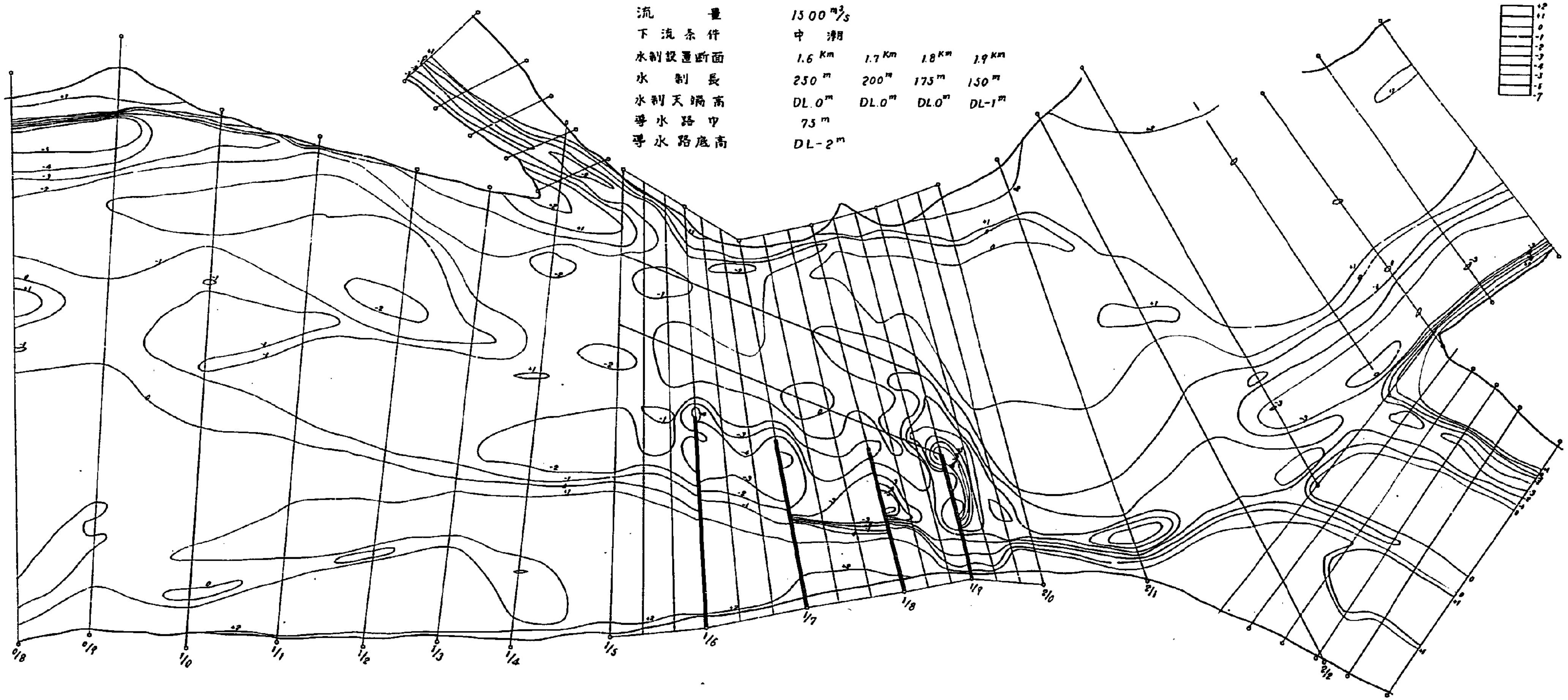
流量	1500 m^3/s
下流条件	中潮
水制	なし

現状形



緑川移動床実験等高線図　**No.7**

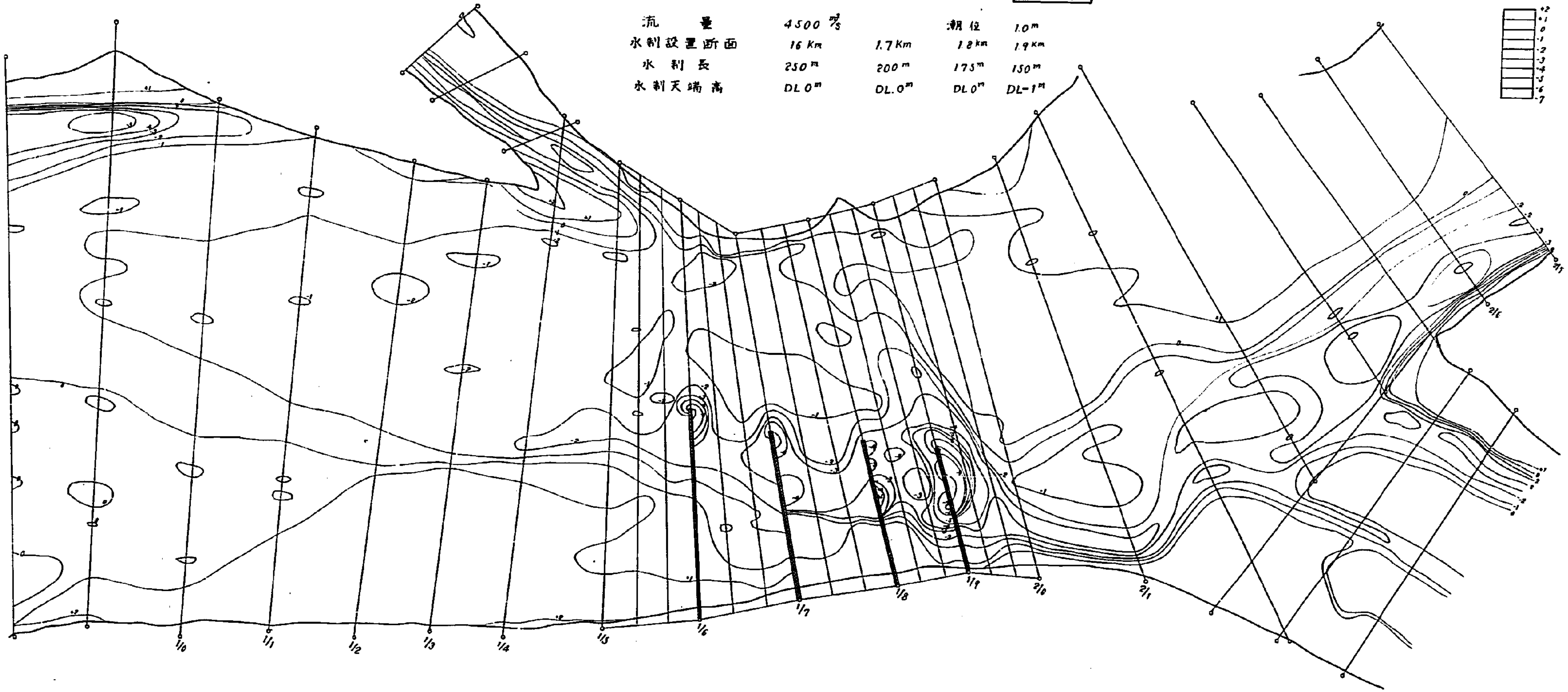
流　　量	1500 m^3/s			
下流条件	中　潮			
水制設置断面	1.6 ^{Km}	1.7 ^{Km}	1.8 ^{Km}	1.9 ^{Km}
水　制　長	250 ^{m}	200 ^{m}	175 ^{m}	150 ^{m}
水制天端高	DL.0 ^{m}	DL.0 ^{m}	DL.0 ^{m}	DL-1 ^{m}
導水路巾	75 ^{m}			
導水路底高	DL-2 ^{m}			



緑川移動床実験等高線図

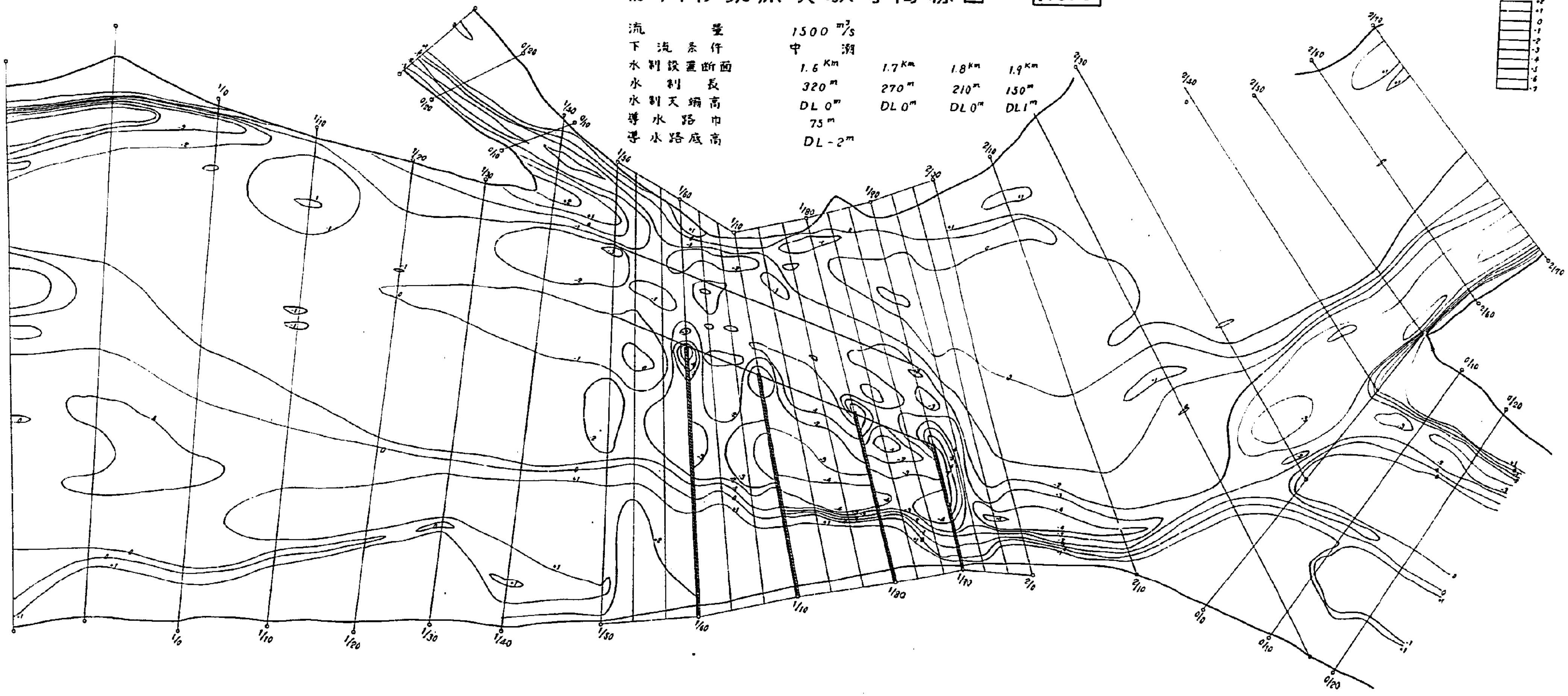
No. 7′

流　　量	4500 m^3/s		潮位	1.0^m
水制設置断面	16 Km	1.7 Km	1.8 km	1.9 Km
水　制　長	250^m	200^m	175^m	150^m
水制天端高	DL 0^m	DL.0^m	DL 0^m	DL-1^m



緑川移動床実験等高線図　**No.8**

流量	1500 m³/s			
下流条件	中潮			
水刎設置断面	1.6 Km	1.7 Km	1.8 Km	1.9 Km
水刎長	320 m	270 m	210 m	150 m
水刎天端高	DL 0 m	DL 0 m	DL 0 m	DL 1 m
導水路巾	75 m			
導水路底高	DL -2 m			

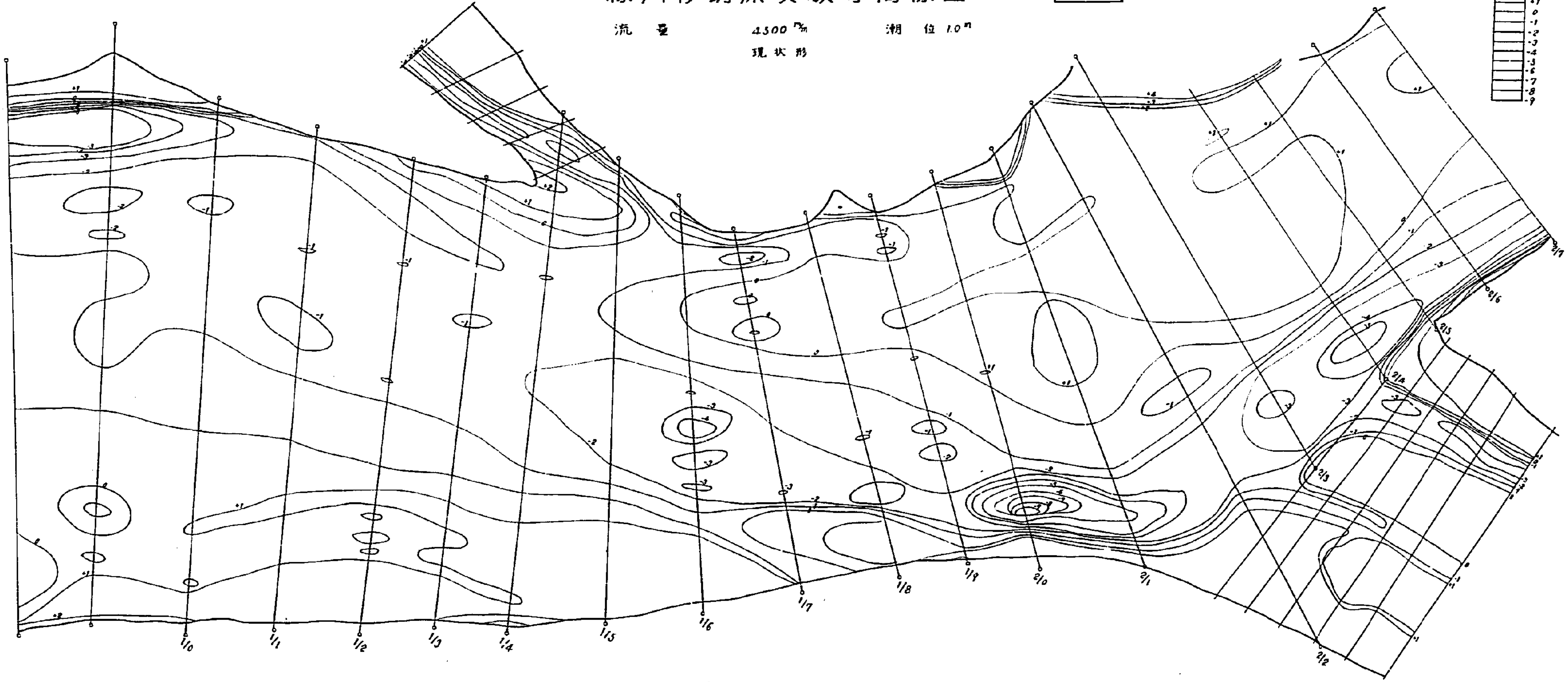


緑川移動床実験等高線図

No. 9

流　量　　4500 ㎥/s　　潮　位 1.0m

現状形

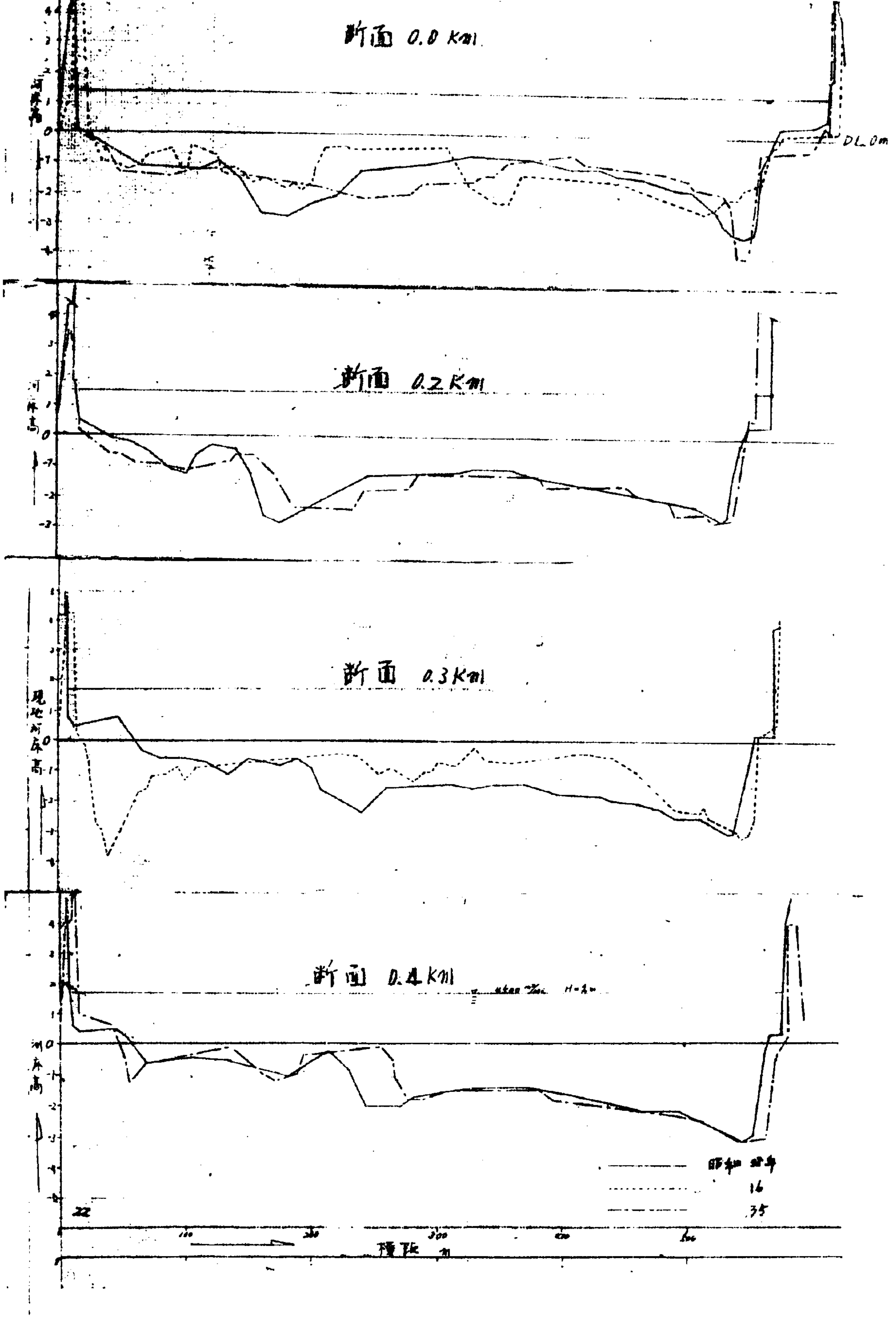


緑川模型実験 資料目次

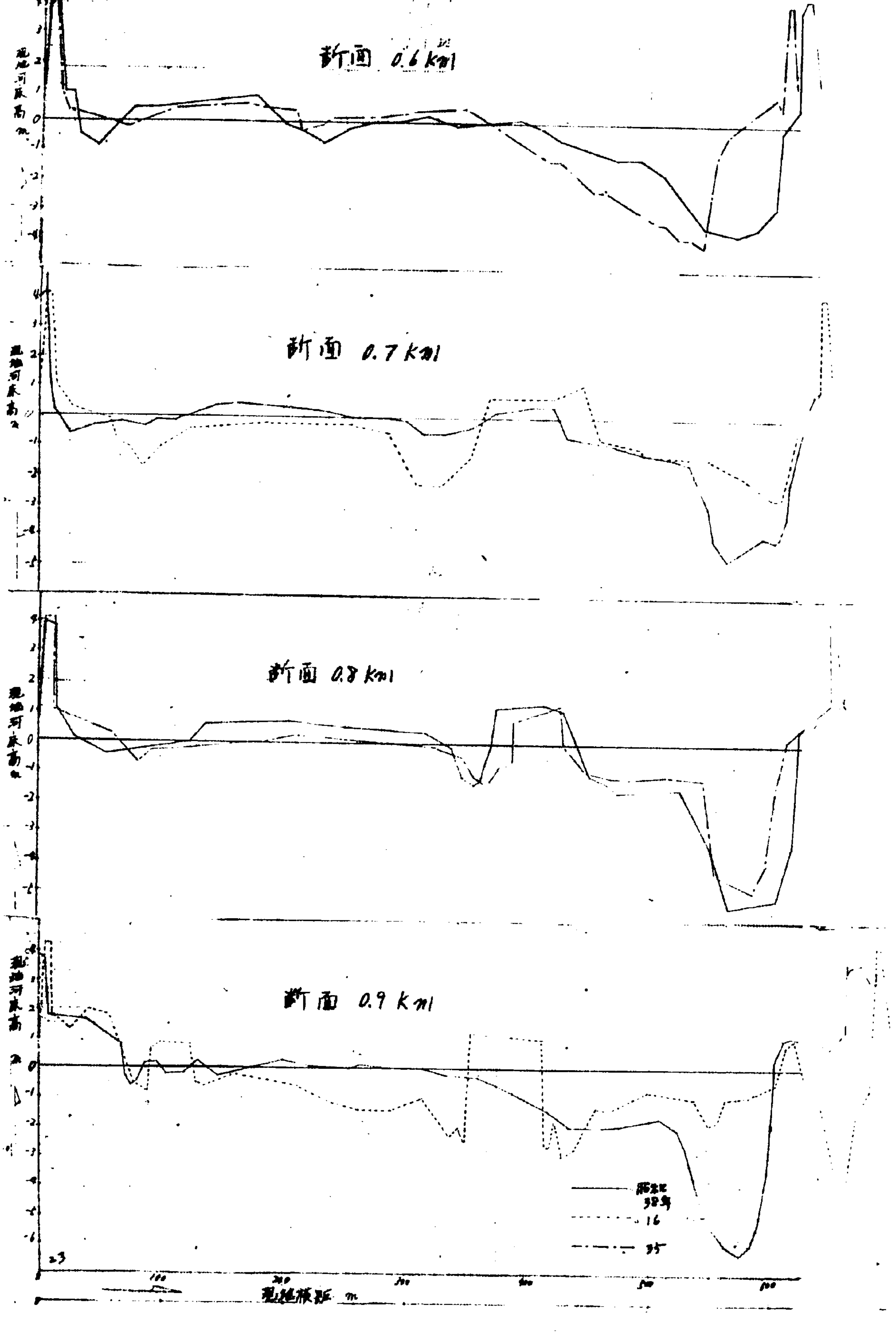
		図番号
河床変動横断図		
（昭和16, 35, 38年の現地測量）		1 ～ 13
緑川模型平面図		14
固定床実験		
流向・流速図（現状）		15 ～ 19
流向・流速図（水制実験）		20 ～ 35
移動床実験		
移動床実験 Ⅰ	検証	36 ～ 43
Ⅱ	検証	44 ～ 48
Ⅲ	「1.9Km 水制」	49 ～ 61
Ⅳ	同上（拡削を含む）	62 ～ 74
Ⅴ	「2.5Km 水制」	75 ～ 87
Ⅵ	現状実験	88 ～ 99
Ⅶ	「4本水制」	100 ～ 112
Ⅶ′	同上（洪水実験）	113 ～ 121
Ⅷ	同上（水制長大）	122 ～ 134
Ⅸ	現状実験（洪水）	135 ～ 146
Ⅹ	導流堤実験	147 ～ 158
Ⅺ	「透過水制」	159 ～ 171
Ⅺ′	同上（実験時間大）	172 ～ 188
Ⅻ, XIII	天明新川の洪水位	189 ～ 193
XIV	導流堤実験（石炭粉）	194 ～ 202
XV	現状実験（石炭粉）	203 ～ 212
スタイロン実験 Ⅰ	導流堤実験（初期河床高 −2m）	213 ～ 217
Ⅱ	〃 （初期河床高 0m）	218 ～ 232
Ⅲ	現状実験（初期河床高 現状）	233 ～ 237
Ⅳ	地建案導流堤実験（ 〃 ）	238 ～ 244

1 図

河床変動横断図


断面 0.0 Km
河床高
DL 0m
断面 0.2 Km
河床高
断面 0.3 Km
現地河床高
断面 0.4 Km
河床高
昭和 22年
16
35
22
100
200
300
400
横距 m

2 図　河床変動横断図


断面 0.6 km

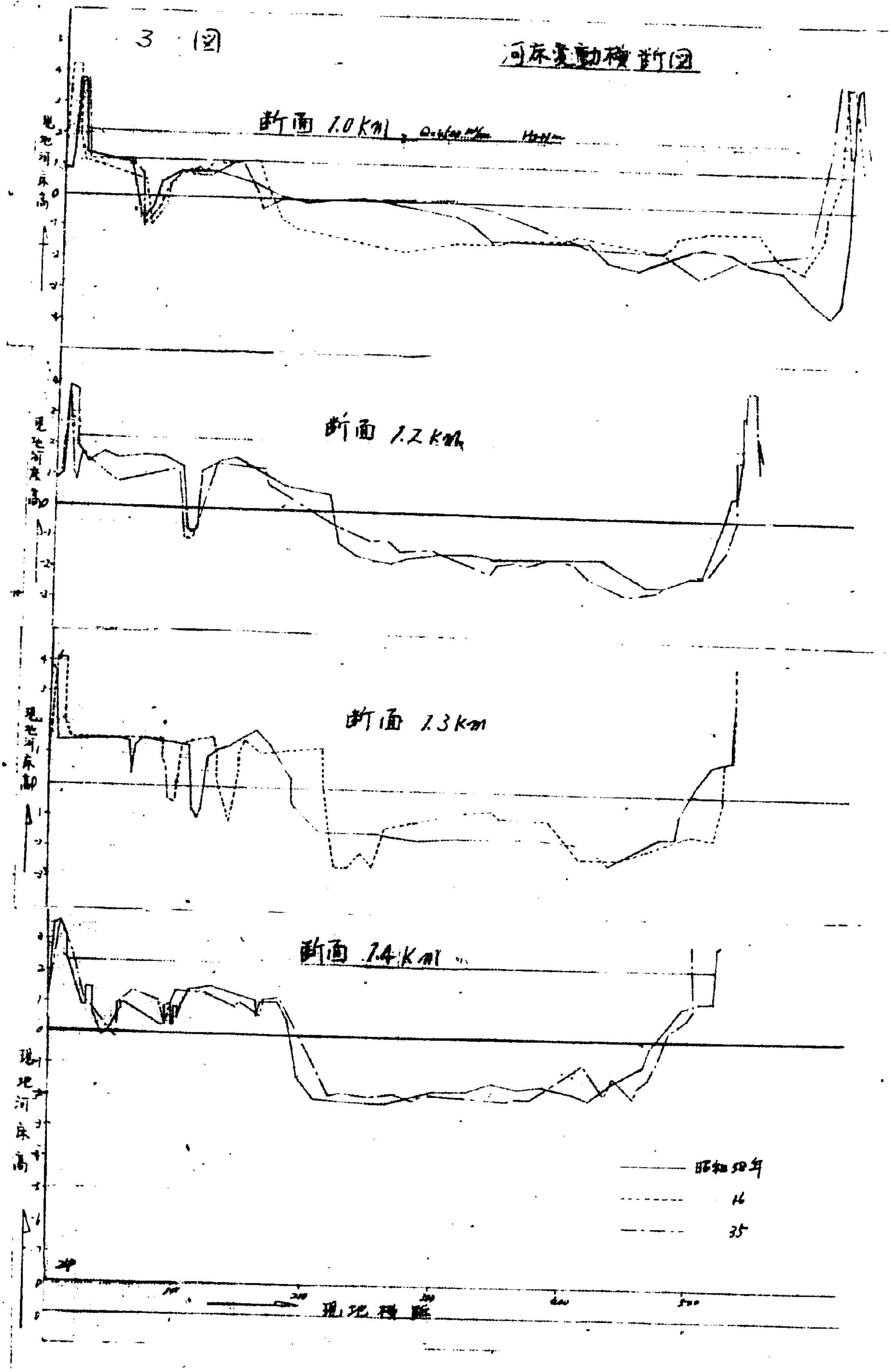
断面 0.7 km

断面 0.8 km

断面 0.9 km

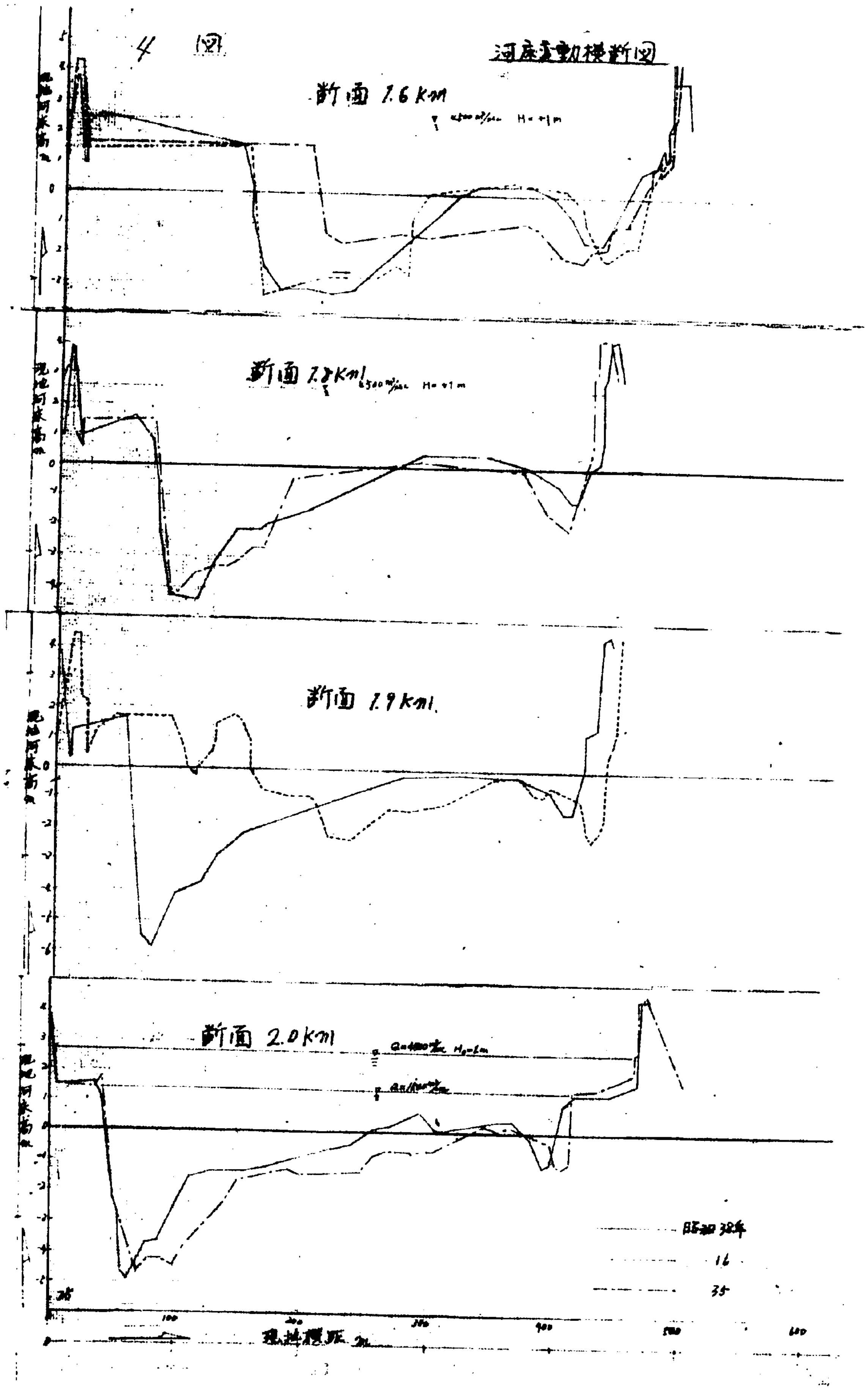
3 図

河床変動横断図


断面 1.0 Km
断面 1.2 Km
断面 1.3 Km
断面 1.4 Km
現地河床高
4
3
2
1
0
-1
-2
-3
-4
昭和10年
16
35
0
100
200
300
400
500
現地横距

4 図

河床変動横断図


断面 1.6 km
Q=4500 m³/sec H=+1m
断面 1.8 km
Q=4500 m³/sec H=+1m
断面 1.9 km
断面 2.0 km
Q=4500 m³/sec H=+2m
Q=1500 m³/sec
現地河床高 m
現地横距 m
0
100
200
300
400
500
600
5
4
3
2
1
0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
昭和32年
16
35

緑川模型実験報告書別冊

(測定資料集)

(その1)

昭和40年3月

建設省土木研究所
鹿島水理試験所

62
冊

緑川模型実験資料目次　その１

河床変動横断図

図番号
（昭和16年、35、38年の現地測量）　1 ～ 13

緑川模型平面図

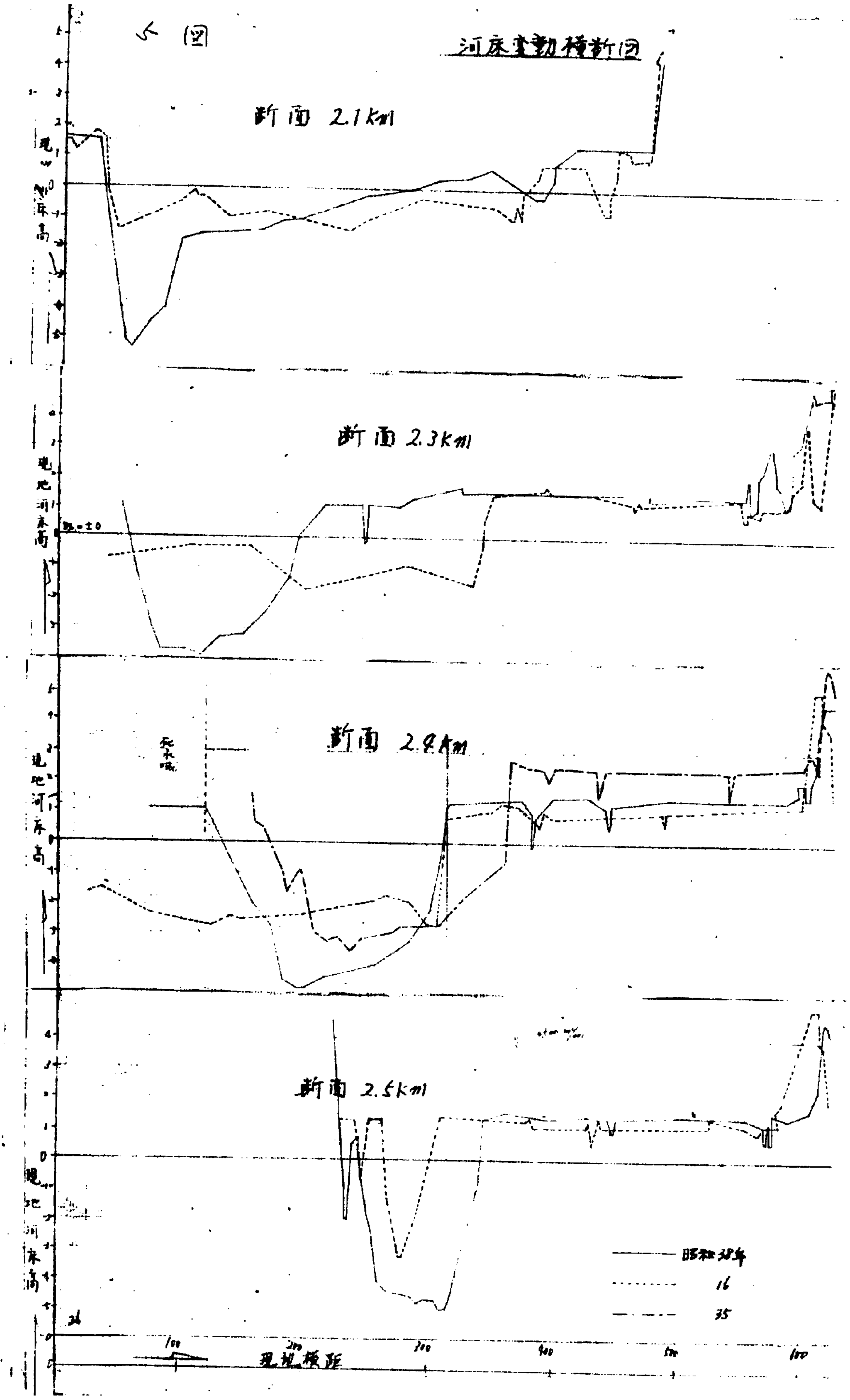
固定床実験　14
流向、流速図（現状）　15～ 19
流向、流速図（水制実験）　20～ 35

移動床実験

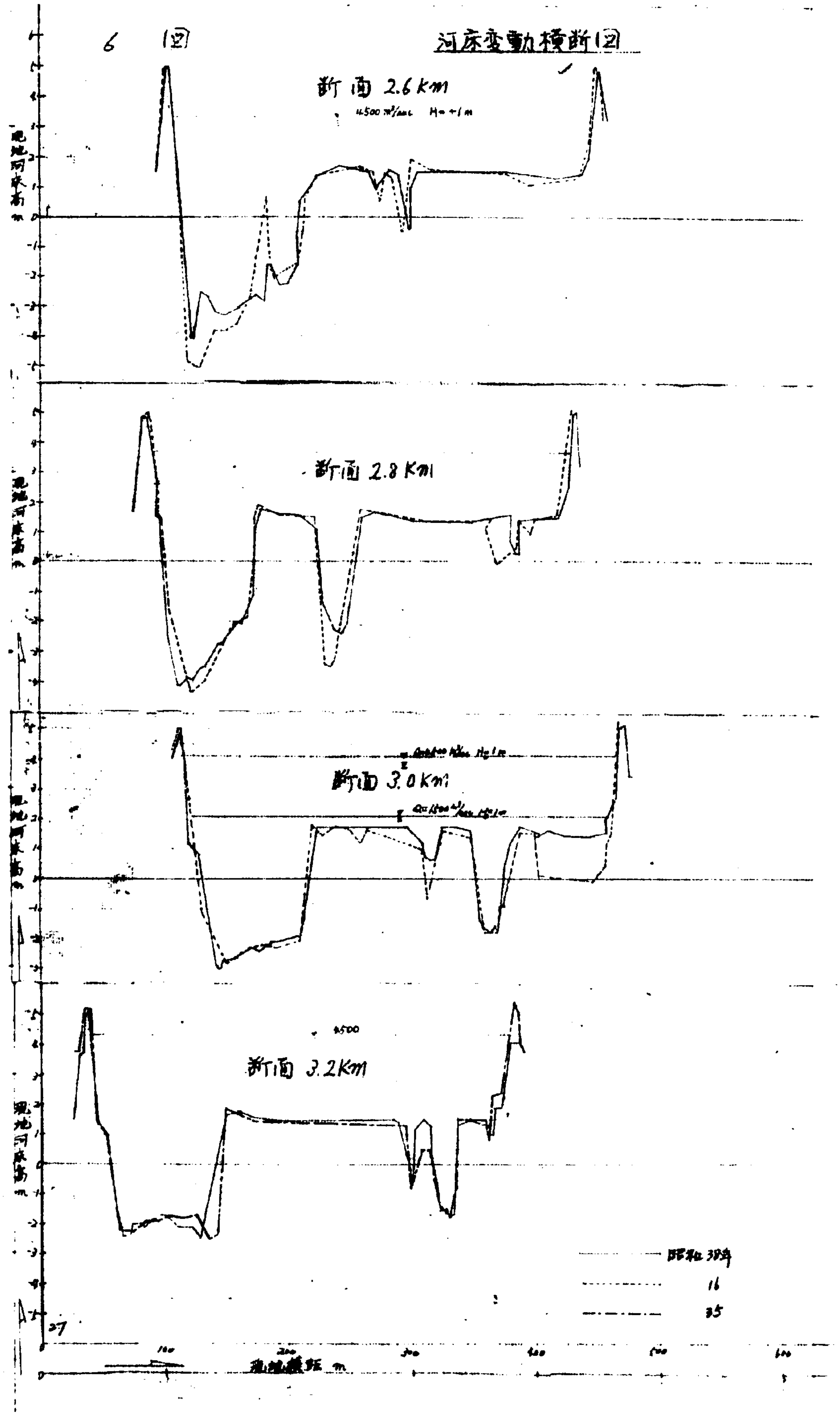
移動床実験　Ⅰ　検証　36～ 43
Ⅱ　検証　44～ 48
Ⅲ　「1.9*km*水制」　49～ 61
Ⅵ　同上（掘削を含む）　62～ 74
Ⅴ　「2.5*km*水制」　75～ 87

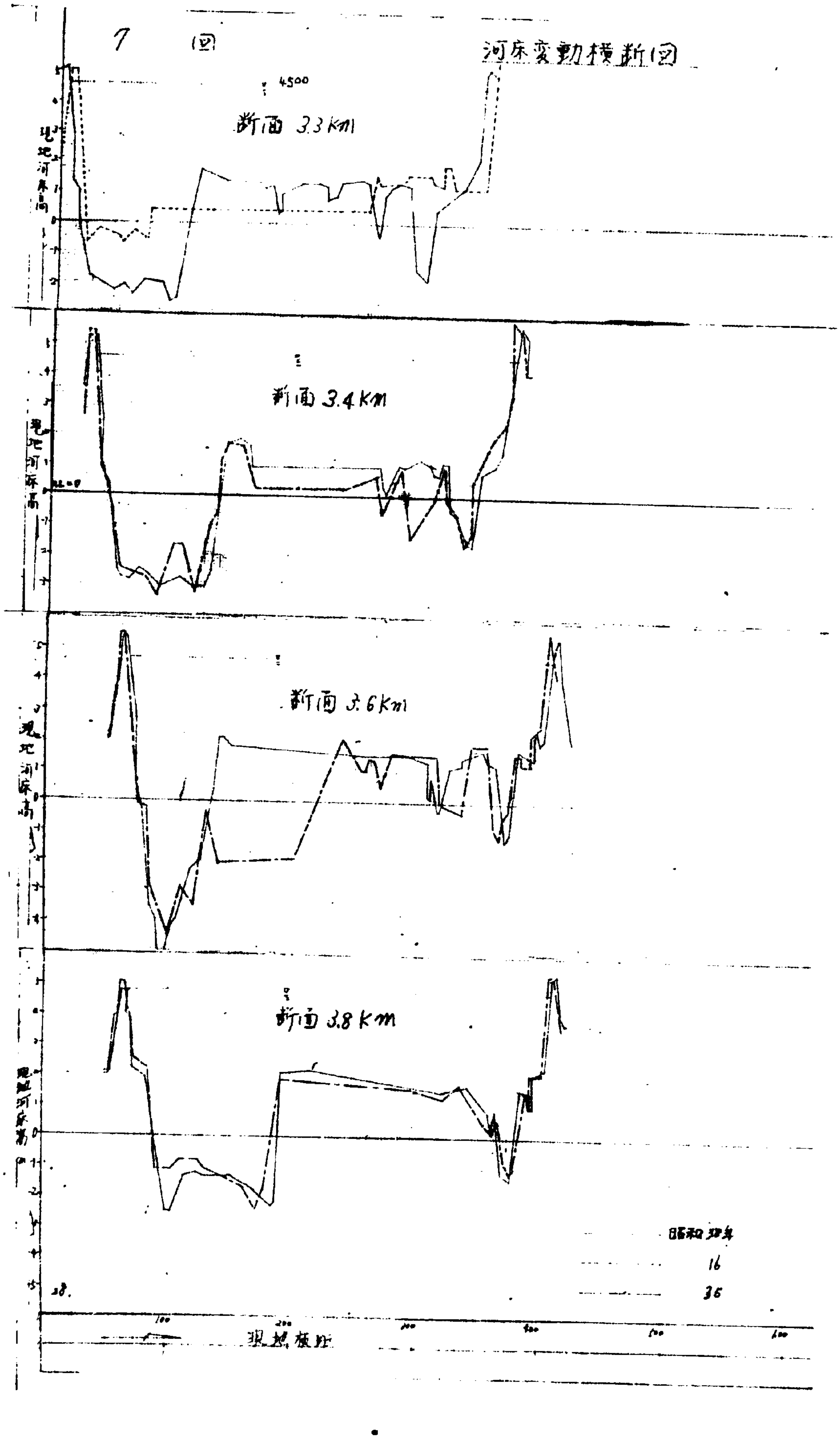
5図

河床変動横断図


断面 2.1km
断面 2.3km
DL=±0
断面 2.4km
断面 2.5km
現地河床高
現場横距
100
200
300
400
500
600
昭和38年
16
35

6 図　河床変動横断図

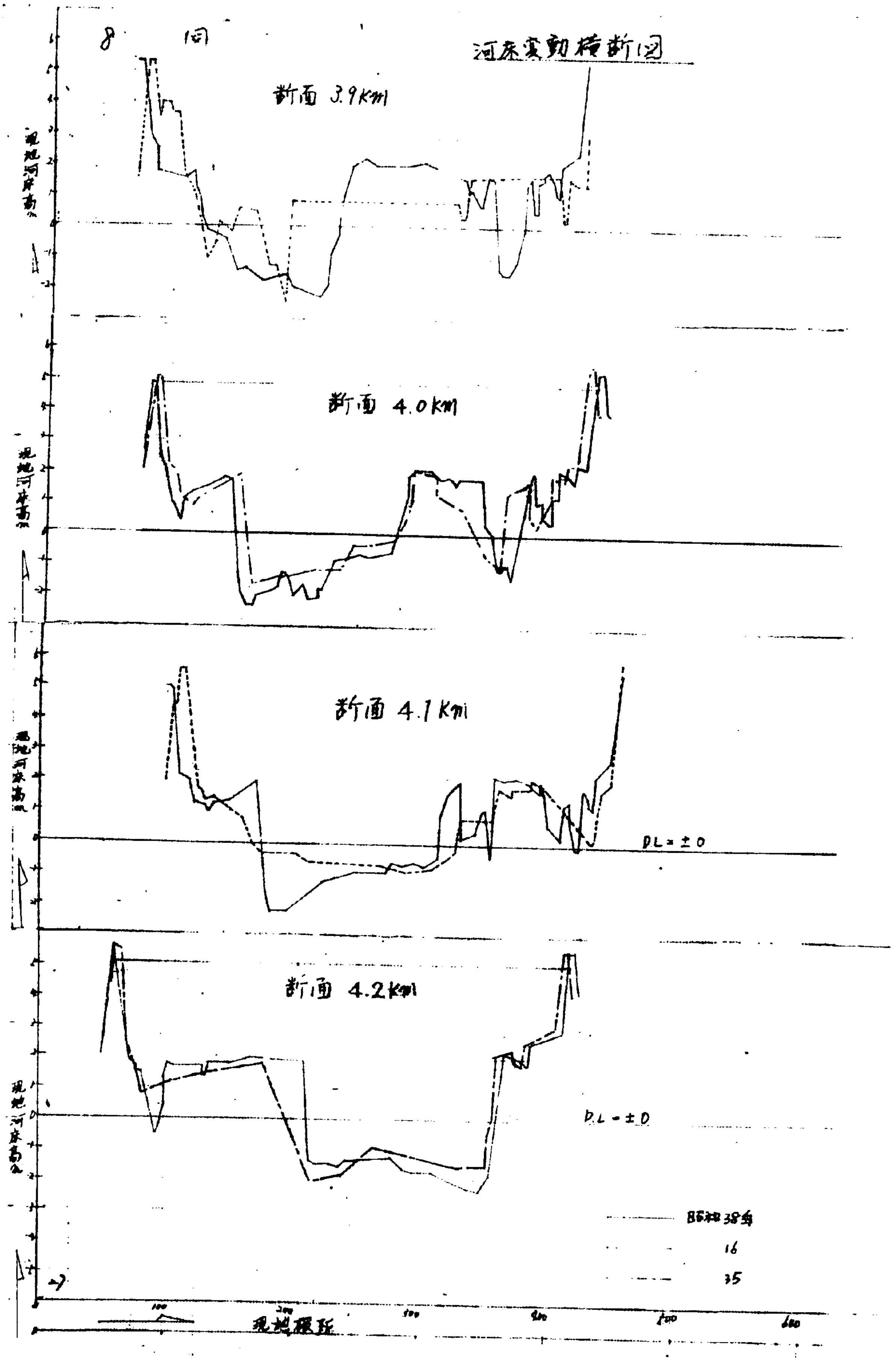

断面 2.6 Km
4500 m³/sec H=+1m
現地河床高 m
断面 2.8 Km
現地河床高 m
Q=4500 m³/sec H=1m
断面 3.0 Km
Q=1500 m³/sec H=1m
現地河床高 m
4500
断面 3.2 Km
現地河床高 m
昭和38年
16
35
100
200
300
400
500
600
現地横距 m

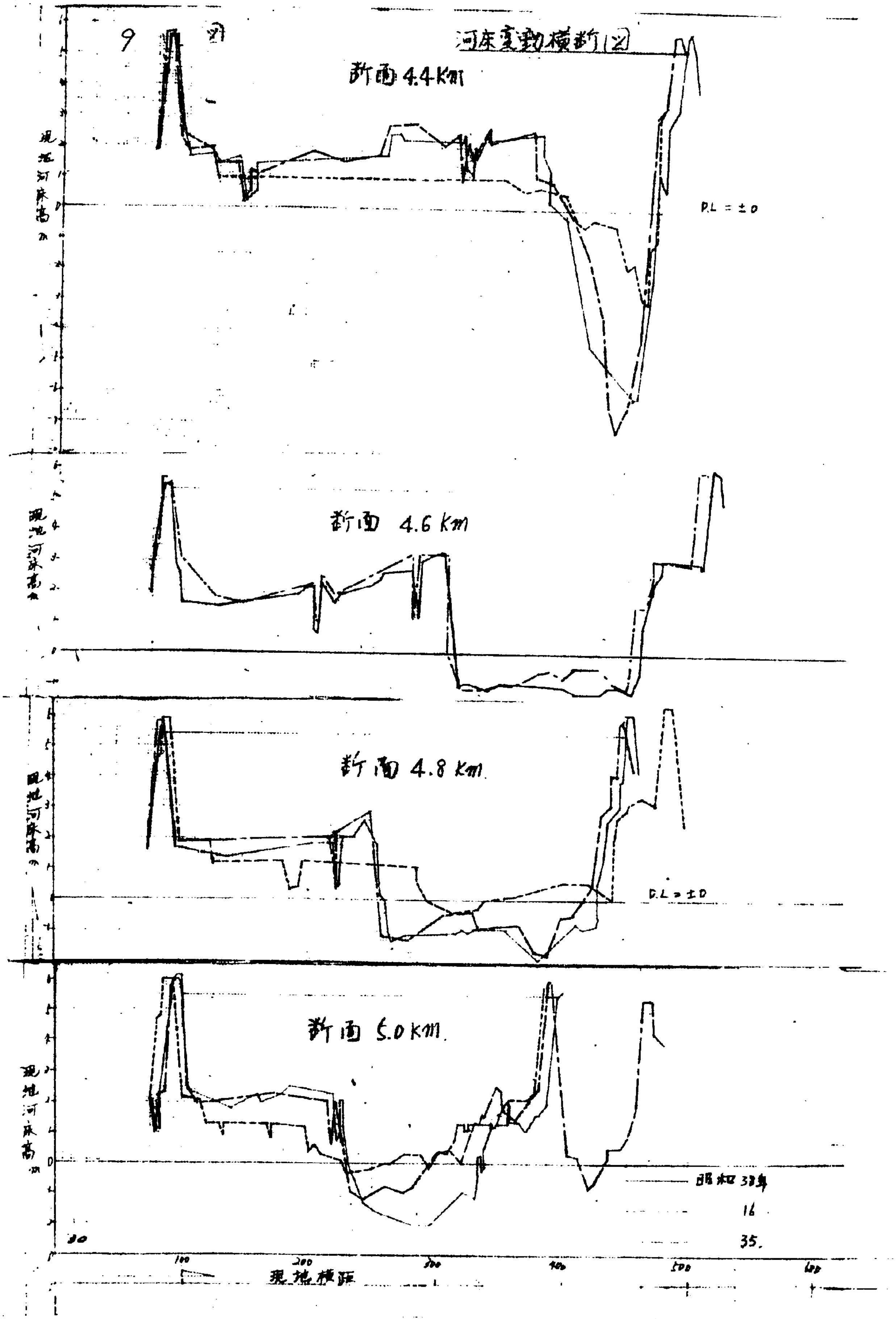


7 図　河床変動横断図

4500
断面 3.3Km
断面 3.4Km
断面 3.6Km
断面 3.8Km
現地河床高
現地横距
昭和39年
16
36
28.
100
200
300
400
500
600

8 図　河床変動横断図


断面 3.9Km
断面 4.0Km
断面 4.1Km
断面 4.2Km
現地河床高m
DL = ±0
D.L = ±0
昭和38年
16
35
100
200
300
400
500
600
現地横距

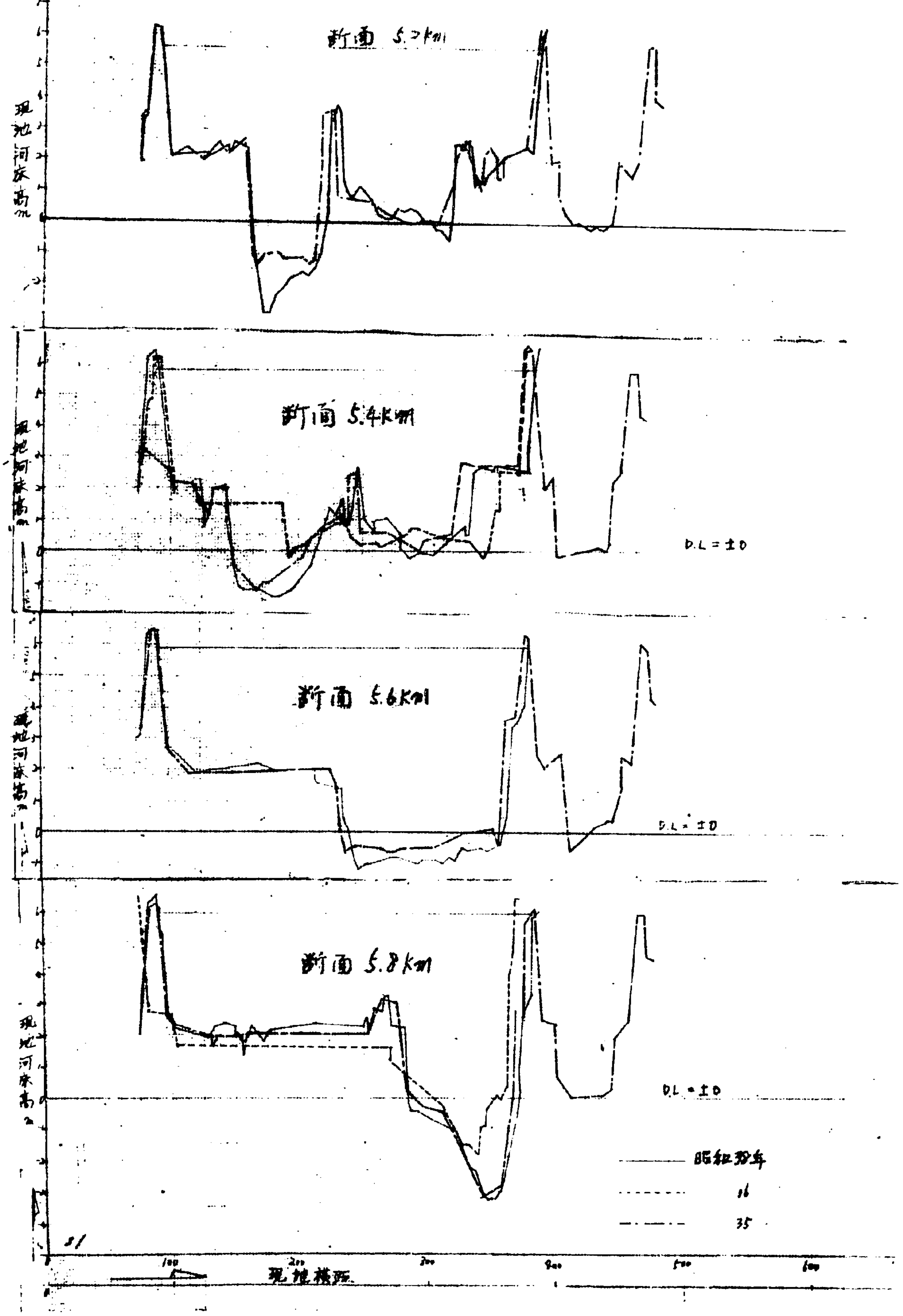


9 図　河床変動横断図

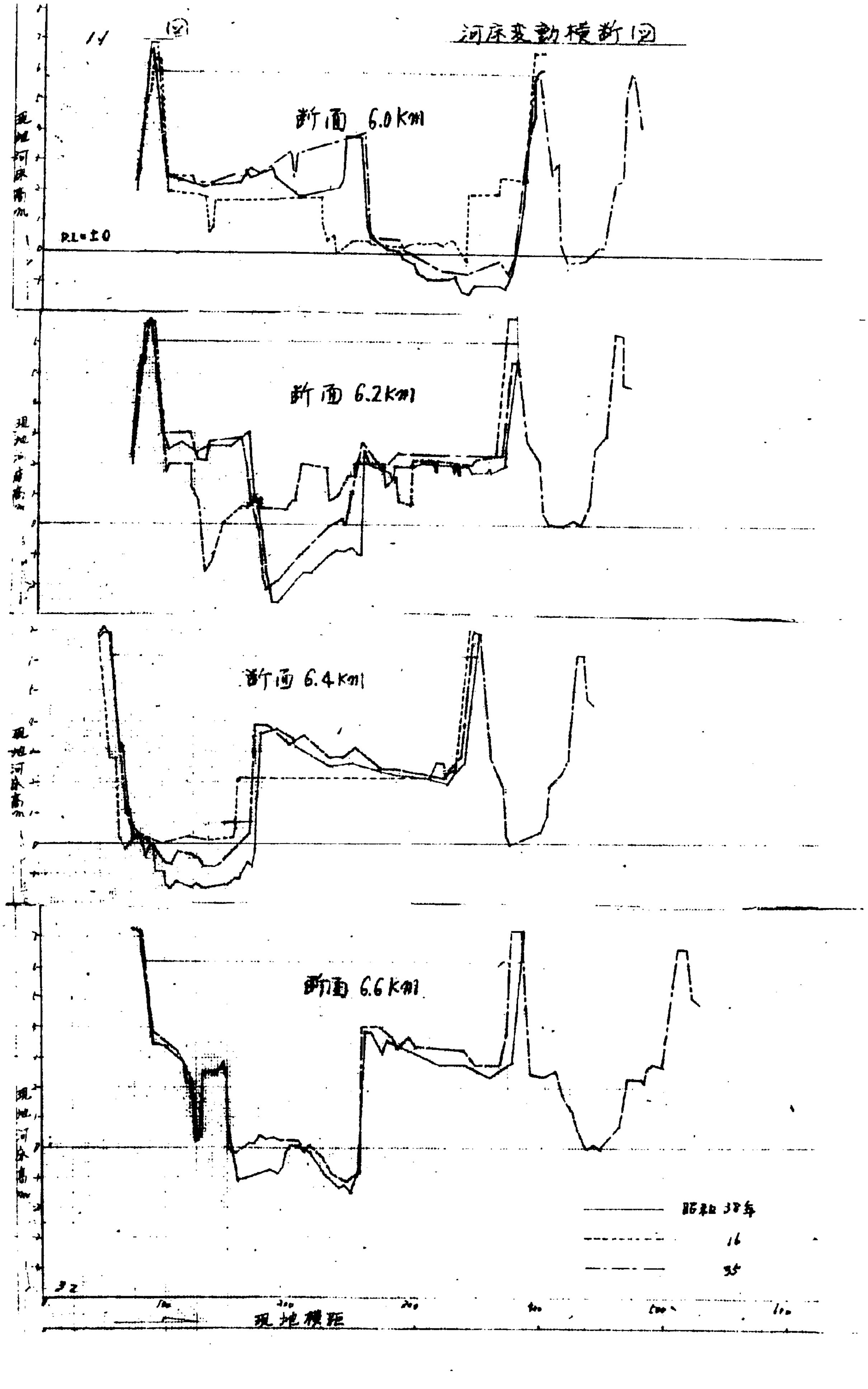
断面 4.4Km
現地河床高 m
D.L = ±0
断面 4.6 Km
現地河床高 m
断面 4.8 Km
現地河床高 m
D.L = ±0
断面 5.0Km
現地河床高 m
昭和33年
16
35.
30
100
200
300
400
500
600
現地横距

10 図

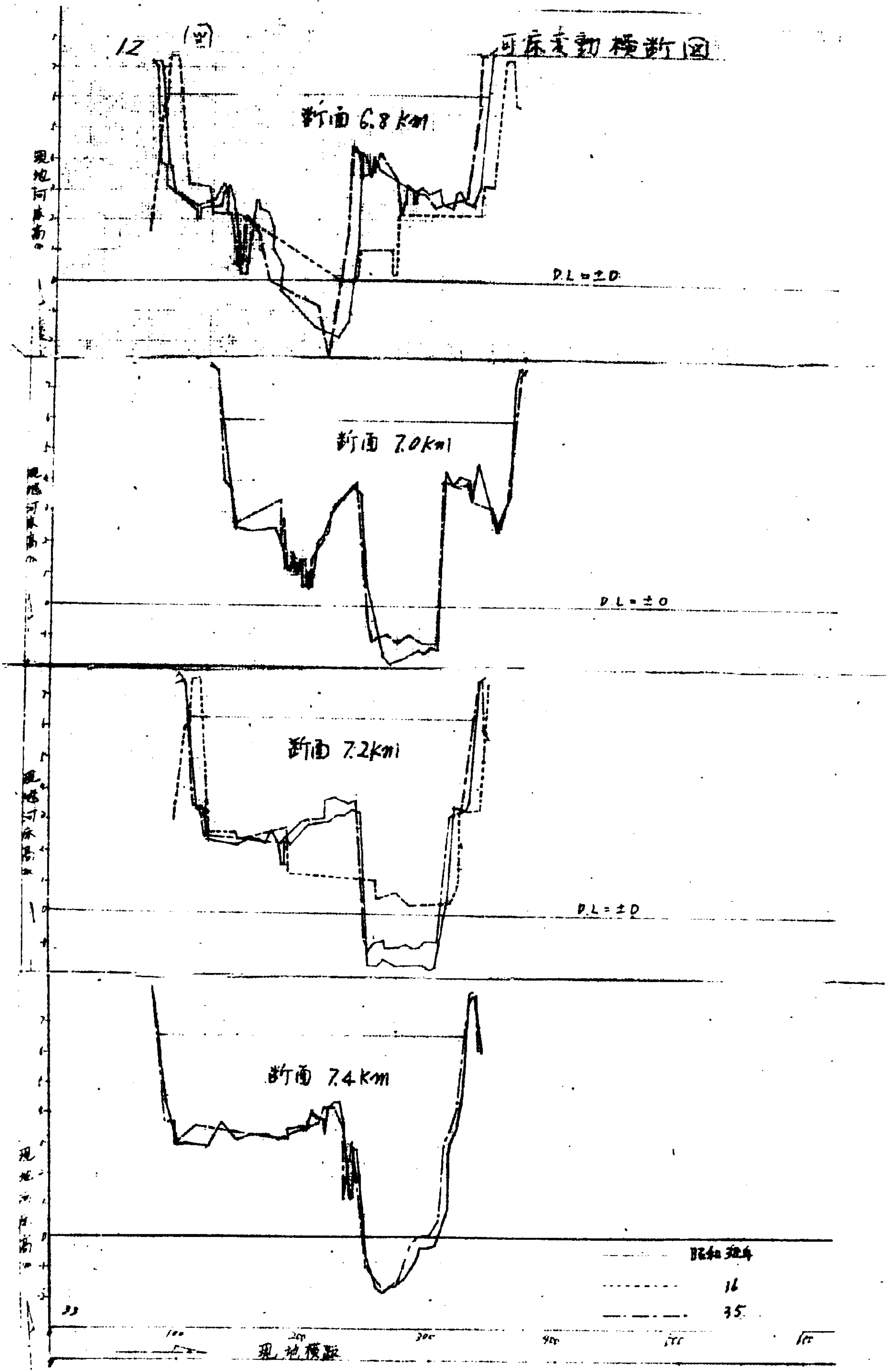
河床変動横断図


断面 5.2km
断面 5.4km
断面 5.6km
断面 5.8km
現地河床高m
D.L = ±0
昭和30年
〃
35
100
200
300
400
500
600
現地横距

河床変動横断図

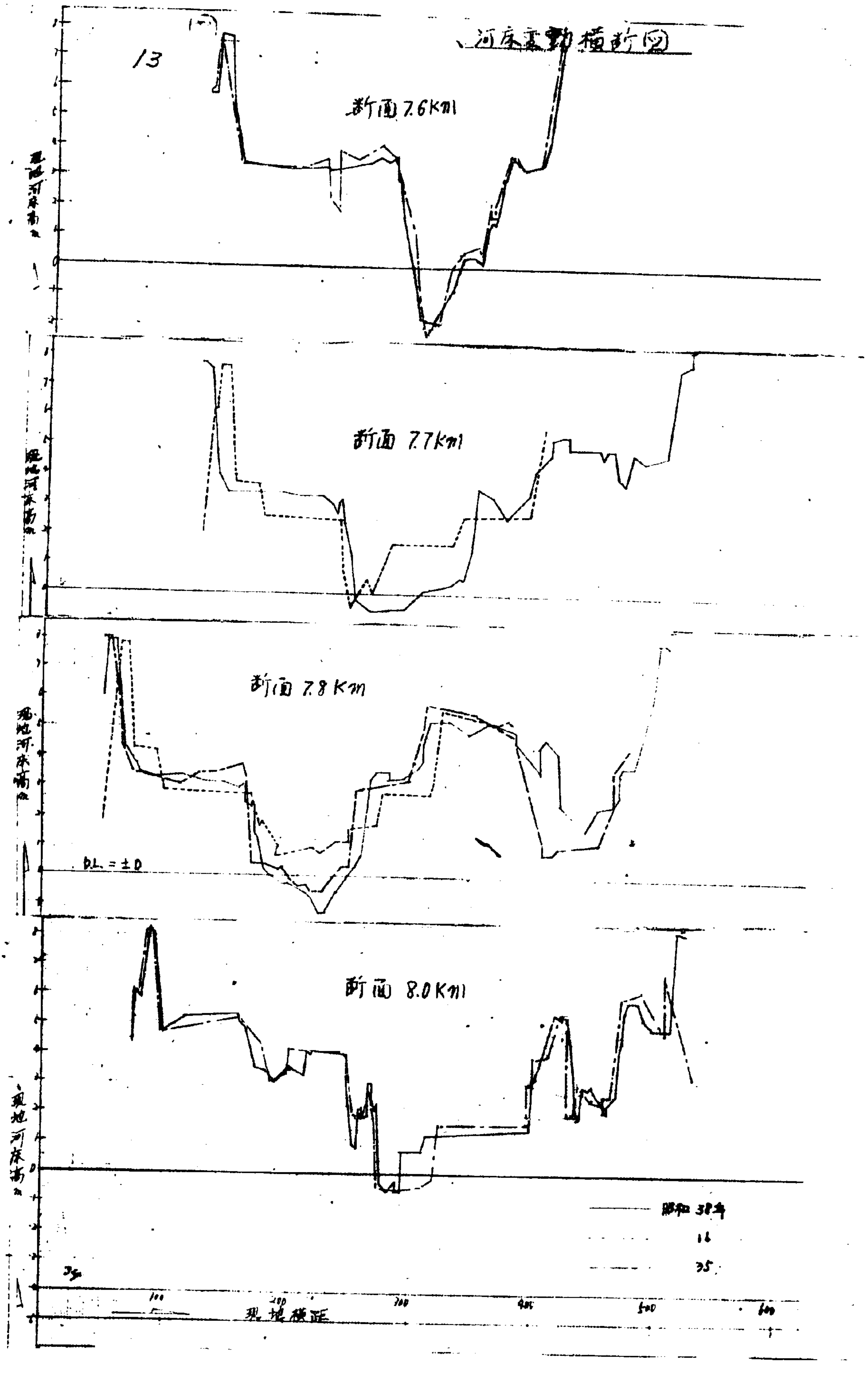

11 (2)
断面 6.0Km
現地河床高m
D.L=±0
断面 6.2Km
現地河床高m
断面 6.4Km
現地河床高m
断面 6.6Km
現地河床高m
昭和38年
16
35
100
200
300
400
500
600
現地横距

12 (図)　河床変動横断図


断面 6.8 Km
断面 7.0Km
断面 7.2Km
断面 7.4Km
現地河床高 m
D.L=±0
100
200
300
400
500
600
現地横距
昭和
16
35

E1

河床変動横断図

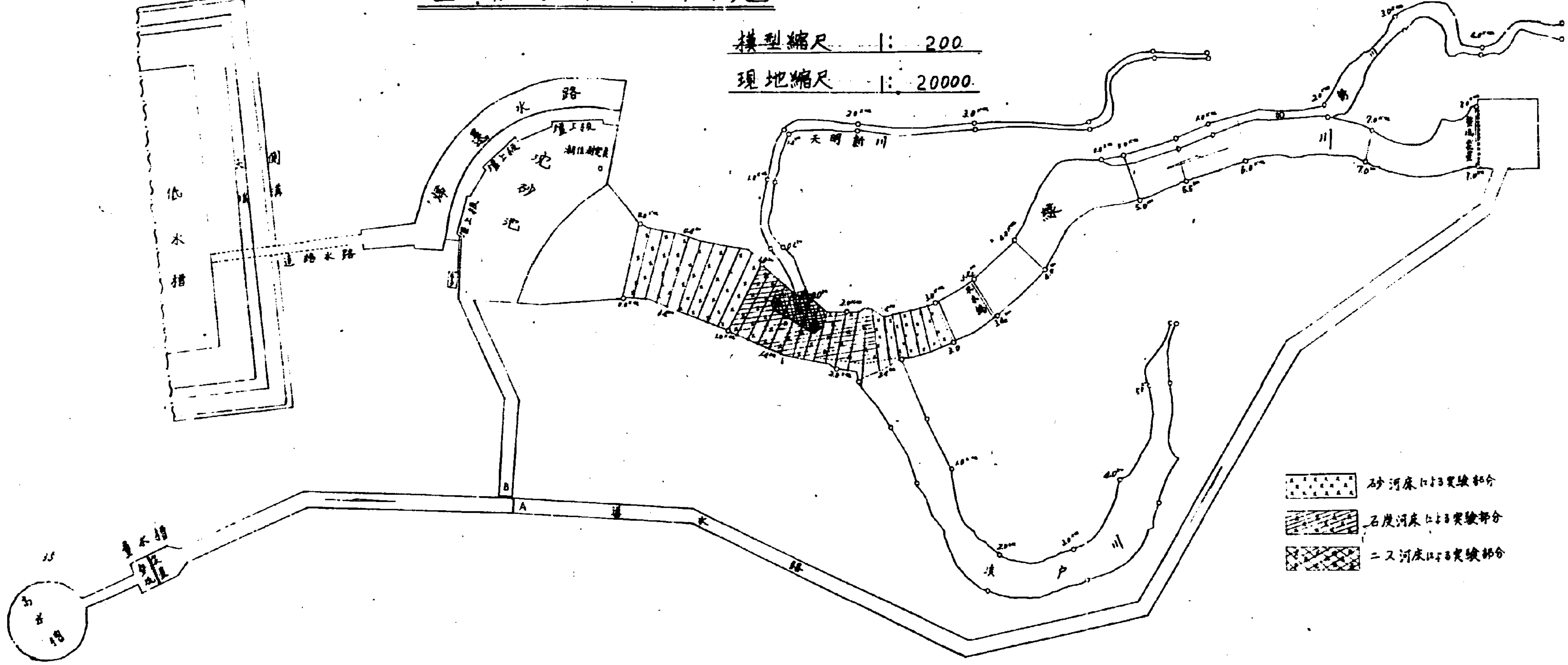

13
(下)
断面 7.6Km
断面 7.7Km
断面 7.8Km
断面 8.0Km
現地河床高 m
D.L. = ±0
昭和38年
16
35
3m
100
200
300
400
500
600
現地横距

14

図-1. 緑川模型平面図

模型縮尺 1 : 200

現地縮尺 1 : 20000



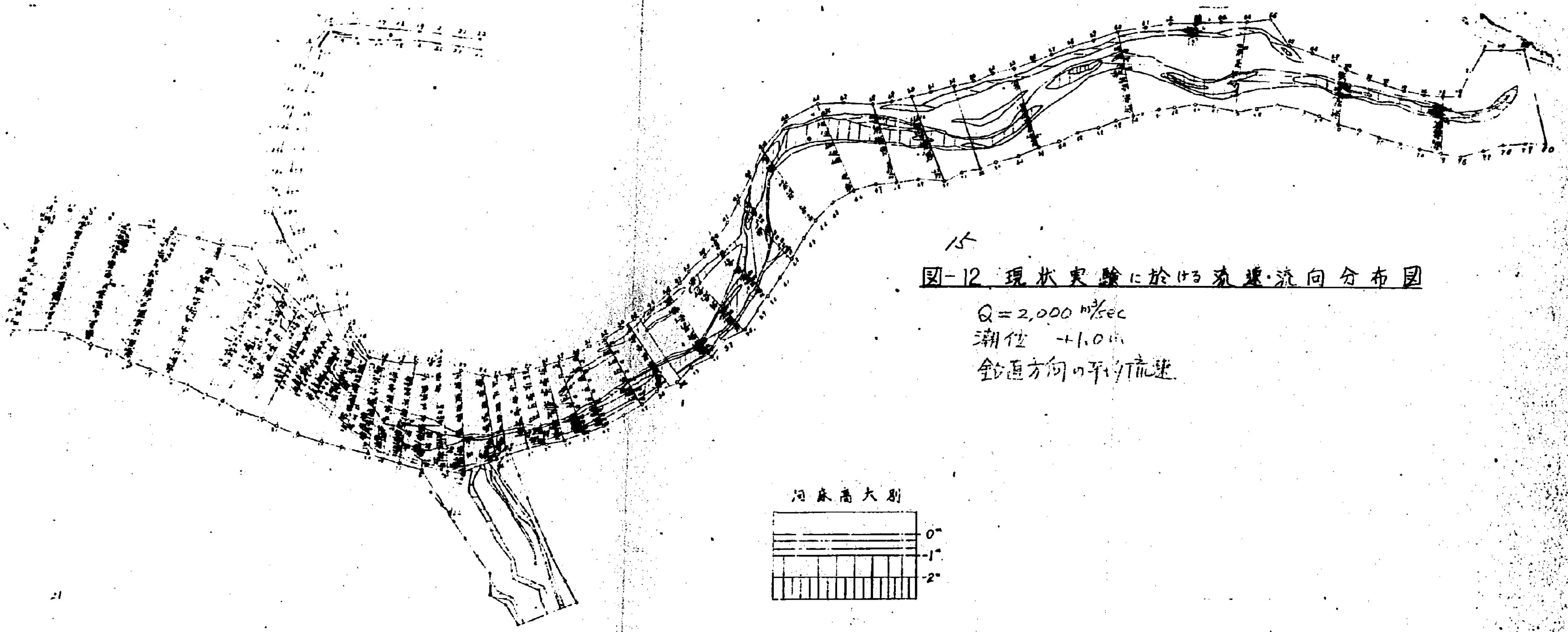


図-12 現状実験に於ける流速・流向分布図

Q = 2,000 m³/sec
潮位　+1.0m
鉛直方向の平均流速

16

図2-(3)-1 河床附近の流速（現状）

Q = 4,500 m³/sec
潮位 + 7.0 m

矢印の大きさ，向きは流速の大きさ，向きを表わす。矢印上側の数字は流速の大きさを m/sec 単位で表わしたもの，下側の数字は流向を測線を右岸より左岸に向って0°とし時計方向を正として表わしたもの

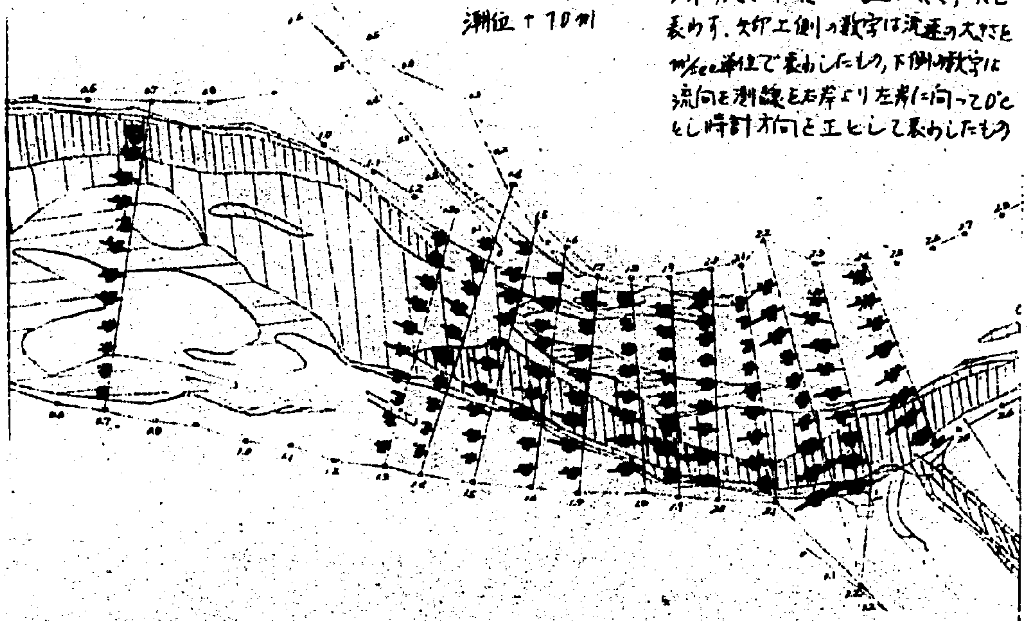
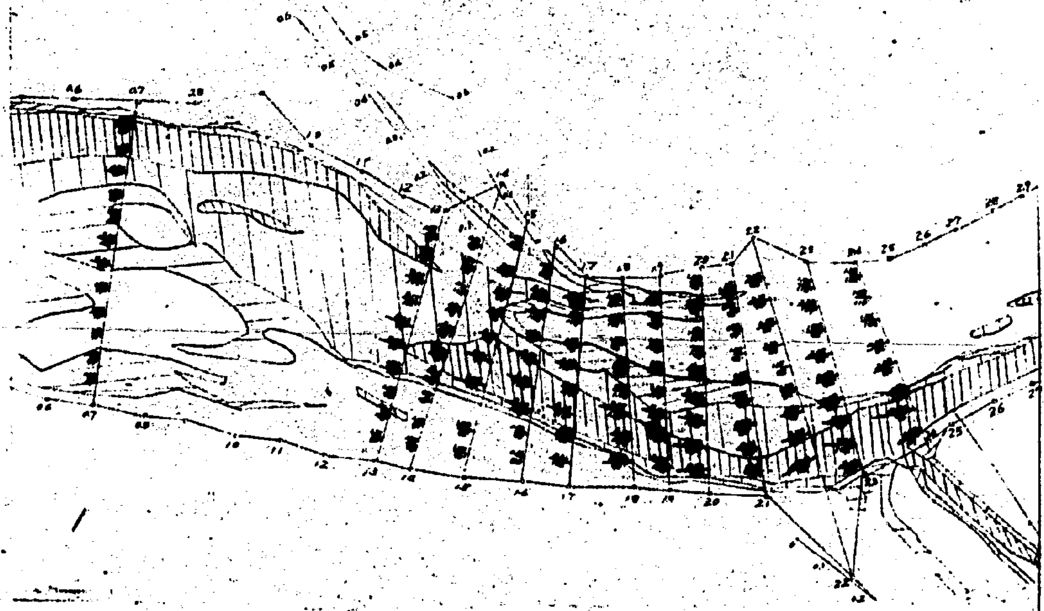


図2-(3)-2

Q = 3,000 m³/sec
潮位 + 7.0 m



17

図2-(3)-3 河床附近の流速(現状)

Q = 2000m³/sec
潮位 +2.0m

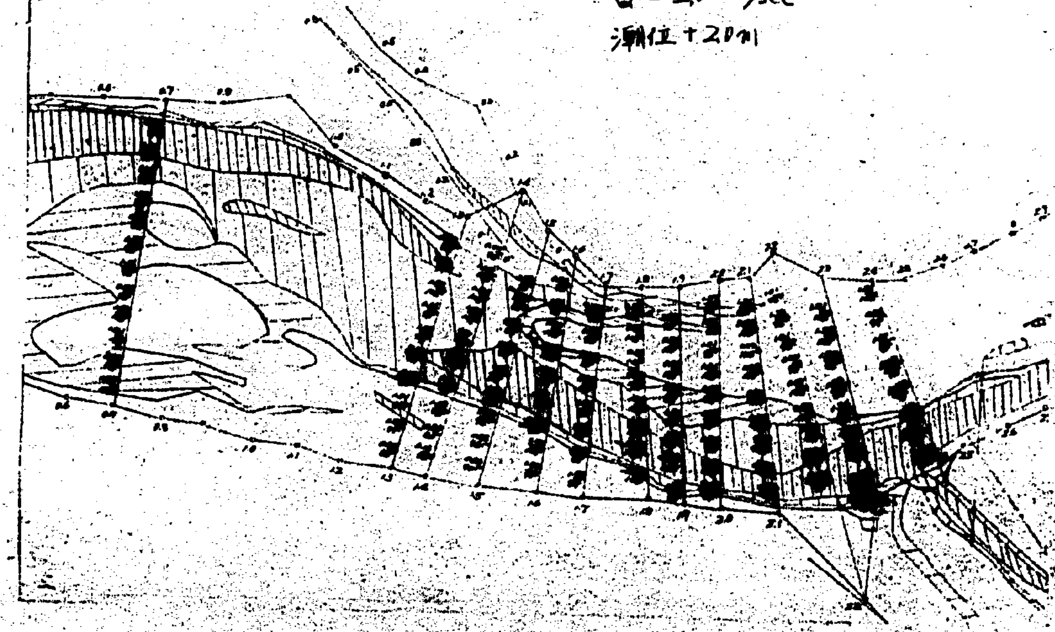
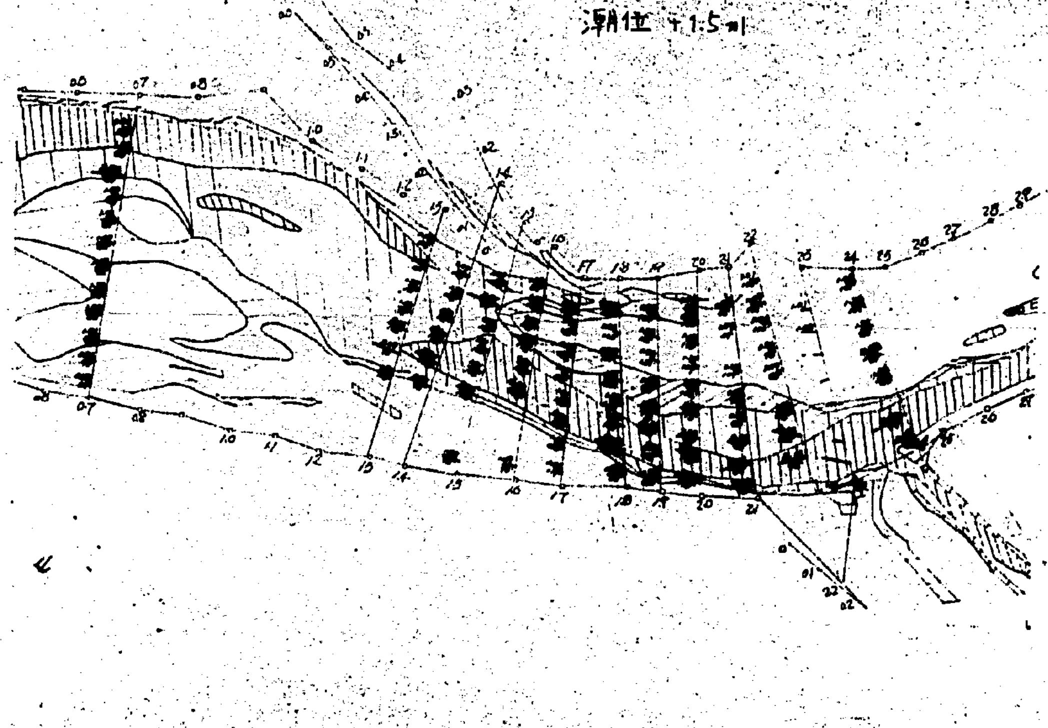


図2-(3)-4

Q = 2000m³/sec
潮位 +1.5m



18

図2-(3)-6 河床附近の流速（現状）

Q = 1,500 m³/sec
潮位 +7.0 m

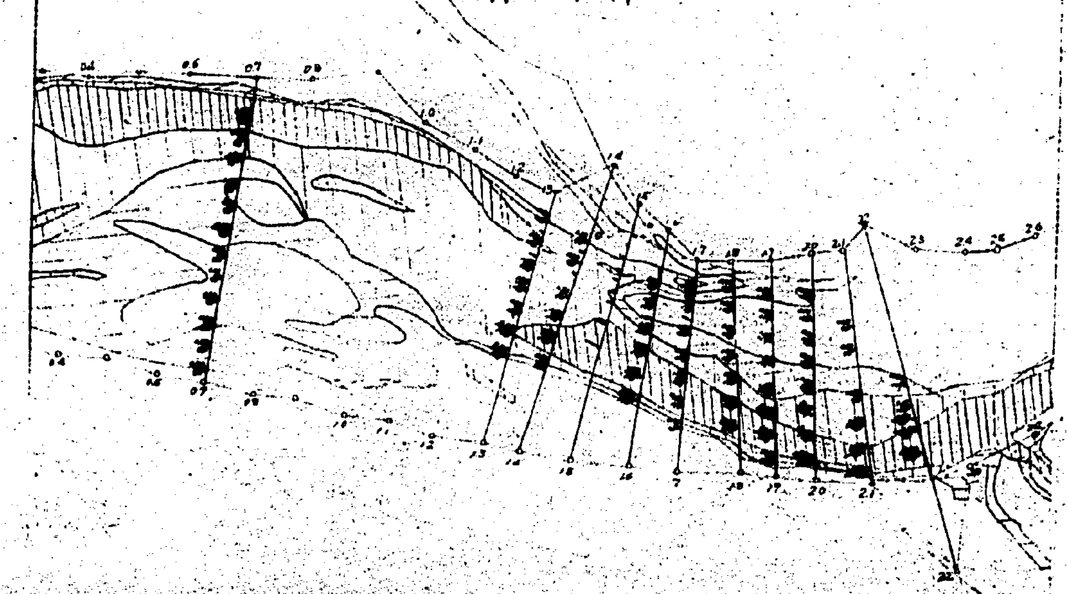
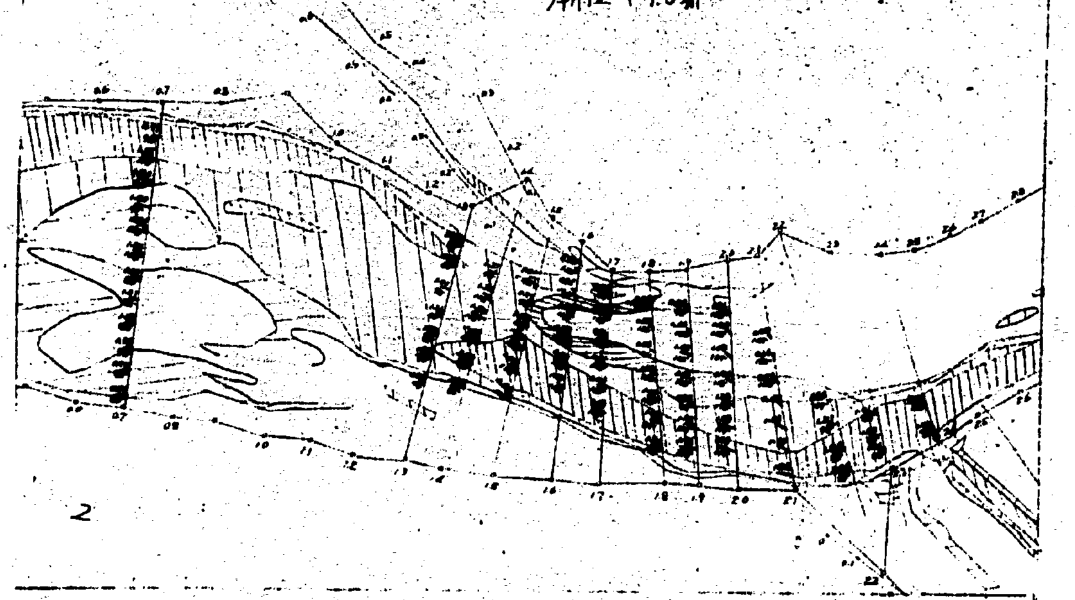


図2-(3)-7 河床附近の流速（現状）

Q = 1,000 m³/sec
潮位 +7.0 m



19

図2-(3)-8

Q = 500 m³/sec
潮位 +7.0m

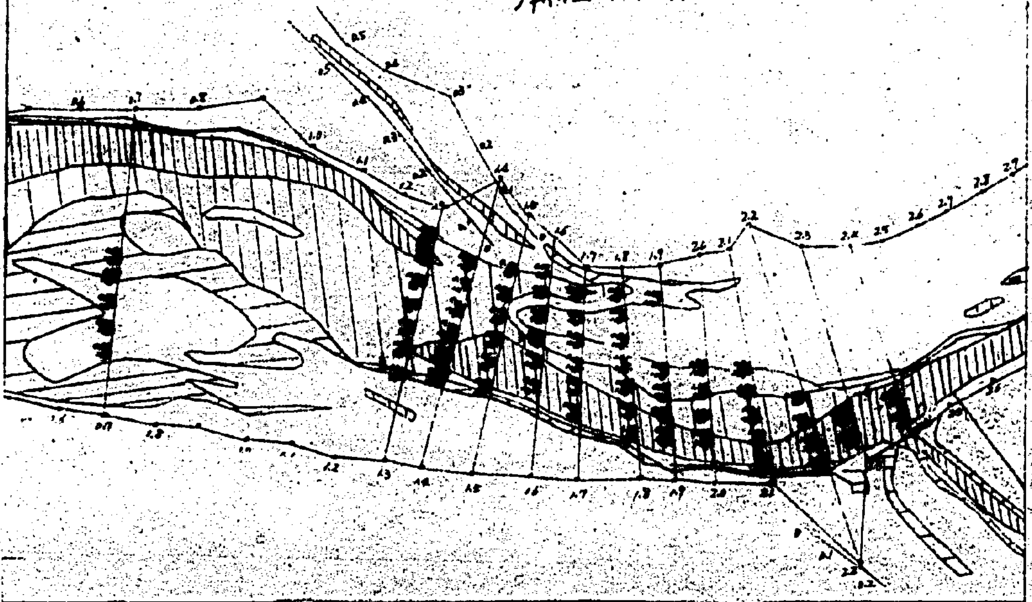


図2-(3)-9 河床附近の流速(現状)

Q = 200 m³/sec
潮位 +7.0m

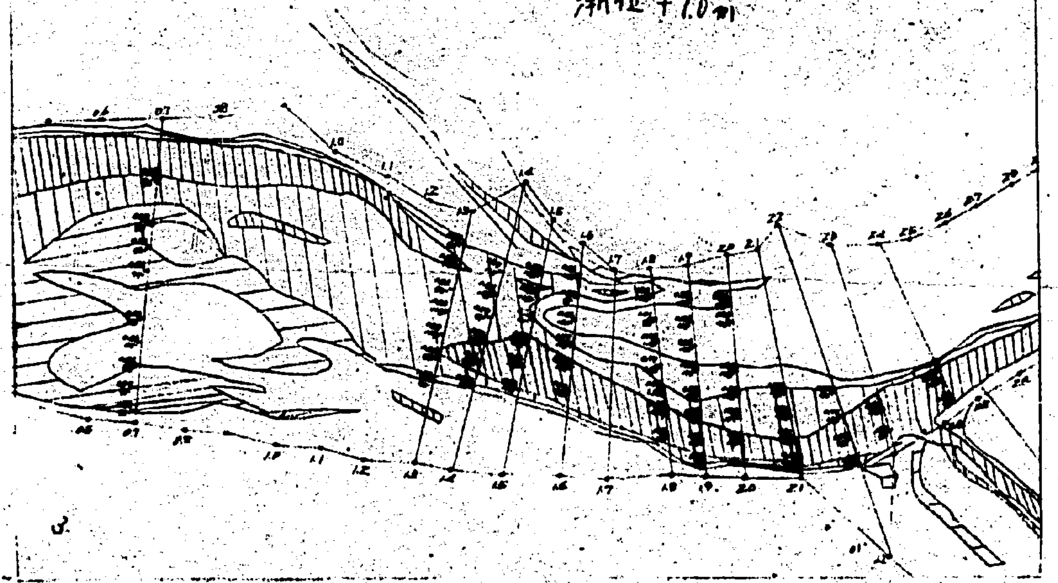


図2-(4)-1 流速測定（水制の効果の検討）

流量 1500㎥/s　水制なし
潮位 1.0m

測定断面 流速流向 番号	1.4km 流速 流向	1.5km 流速 流向	1.6km 流速 流向	1.7km 流速 流向	1.8km 流速 流向	1.9km 流速 流向
1	0.66 77°	0.56 91°	0.56 106°	0.56 124°	0.38 118°	0.66 103°
2	0.85 103°	0.38 90°	0.38 92°	0.38 91°	0.38 115°	0.38 101°
3	0.56 101°	0.38 96°	0.66 98°	0.38 110°	0.38 115°	0.56 107°
4	0.66 106°	0.55 107°	1.01 106°	0.66 100°	0.38 116°	0.38 107°
5	0.77 106°	0.77 102°	1.58 100°	0.77 107°	0.54 100°	0.54 107°
平均	0.70	0.55	0.86	0.55	0.42	0.30

流向の角度は縦断線に
直角を流向を90°右廻り
計算とする(本図参照)

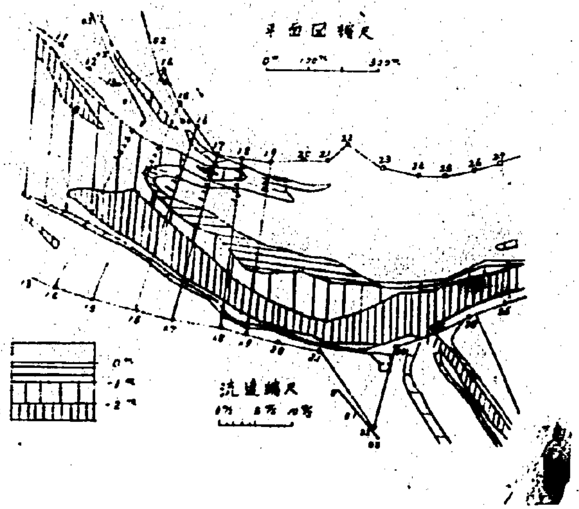


図2-(4)-2

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.8km
水制長 120m
水制天端高 DL2m
水制角度 流れに直角

測定断面 流速流向 番号	1.4km 流速 流向	1.5km 流速 流向	1.6km 流速 流向	1.7km 流速 流向	1.8km 流速 流向	1.9km 流速 流向
1	2.21 97°	2.72 83°	3.77 96°	2.12 98°	2.13 101°	2.23 99°
2	2.13 90°	1.96 90°	2.90 97°	1.43 98°	1.67 101°	1.48 98°
3	1.58 96°	1.15 92°	2.92 96°	2.23 114°	1.27 102°	1.67 119°
4	1.08 92°	0.94 92°	3.34 96°	2.62 113°	1.91 110°	1.58 116°
5	0.38 112°	1.08 92°	2.90 96°	2.30 104°	1.99 110°	1.71 118°
平均	1.08	1.57	3.01	2.14	1.67	1.69

測点		1.5km	1.6km	1.7km
水制付近	下	1.63 101°	1.63 97°	2.29 118°
	中	2.51 101°	1.96 97°	2.97 118°
	上	2.17 101°	1.43 98°	2.71 119°

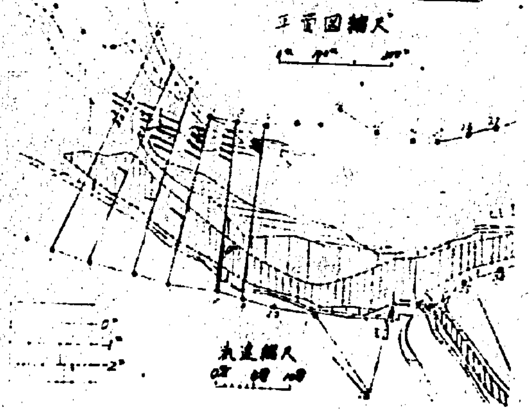


図2-(4)-3

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 100m
水制天端高 DL2m
水制角度 流れに直角

測定断面 流速流向 番号	1.4km 流速 流向	1.5km 流速 流向	1.6km 流速 流向	1.7km 流速 流向	1.8km 流速 流向	1.9km 流速 流向
1	2.27 89°	2.82 91°	2.77 98°	2.10	2.21 96°	2.42 99°
2	2.51 96°	1.92 97°	2.97 97°	1.76	2.60 97°	2.14
3	1.84 90°	0.94 96°	3.16 96°	2.46	2.10 96°	2.60
4	0.86 92°	1.33 91°	3.16 96°	2.27	2.30 98°	2.60
5	0.38 92°	0.66 93°	2.76 98°	2.43	3.76 100°	2.60
平均	1.37	1.53	2.98	2.21	2.41	2.48

測点		1.6km	1.7km	1.8km
水制付近	下	1.96 96°	2.23 110°	3.19 114°
	中	2.48 109°	2.97 114°	4.11 116°
	上	2.07 113°	2.89 116°	3.72 116°

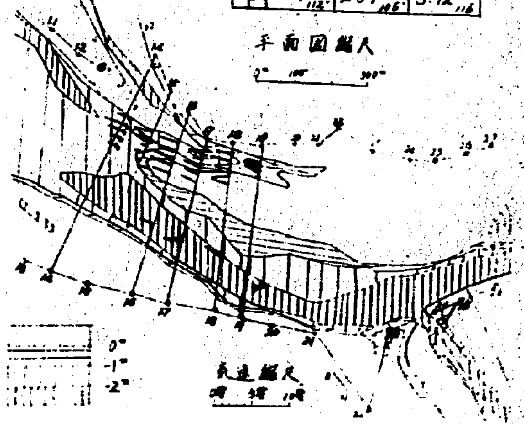


図2-(4)-4 流速測定（水制の効果の検討）

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.0km
水制長 100m
水制天端高 DL2m
水制角度 流れに直角

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
1	1.5	2.16	2.14	2.22	2.66	1.76
[illegible]	.76	1.49	2.34	1.21	2.76	2.66
[illegible]	1.74	0.86	1.83	1.72	1.63	3.12
[illegible]	0.33	1.08	1.80	1.63	1.92	2.66
[illegible]		0.36	1.72	1.58	2.07	2.77
平均	1.89	1.35	2.08	1.68	2.09	2.69

1.7m	1.8m	1.9m
1.79	0.74	0.56
2.56	1.33	0.86
3.43	1.15	0.92

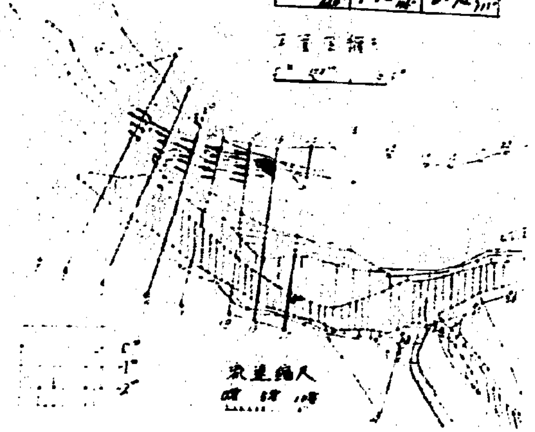


図2-(4)-5

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 100m
水制天端高 DL2m
水制角度 流れに直角

測点番号	[illegible] 流速 流向	[illegible] 流速 流向	[illegible] 流速 流向	1.7km 流速 流向	[illegible] 流速 流向	[illegible] 流速 流向
1	0.36	1.67	1.43	0.77	1.01	1.21
2	1.21	1.08	1.72	0.66	1.67	1.43
3	0.86	0.77	1.21	0.94	0.86	1.92
4	0.38	0.77	1.21	0.94	0.66	1.84
5	0.38	0.94	1.15	0.86	1.81	1.91
平均	0.74	1.05	1.34	1.33	1.04	1.66

[illegible]	1.8m	1.9m	2.0m
[illegible]	1.74	1.71	1.27
[illegible]	[illegible]	2.39	1.07
[illegible]	1.43	2.31	0.96

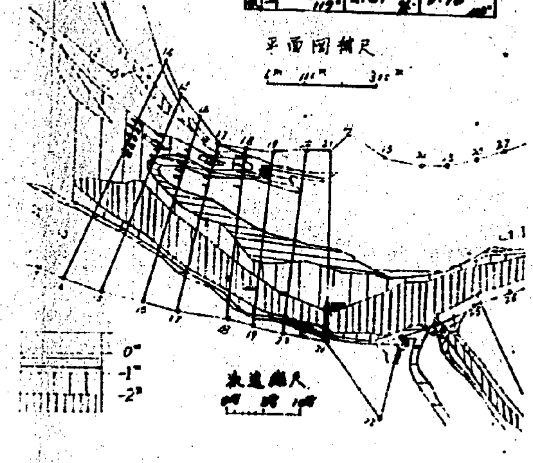


図2-(4)-6

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 150m
水制天端高 DL2m
水制角度 流れに直角

測点番号	1.4km 流速 流向	1.5km 流速 流向	1.6km 流速 流向	1.7km 流速 流向	1.8km 流速 流向	[illegible] 流速 流向
1	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
2	3.02 88°	2.87 78°	4.60 99°	2.06 93°	3.42 115°	2.33 120°
3	3.16 83°	1.15 96°	3.81 96°	1.88 100°	2.84 116°	2.80 101°
4	1.53 86°	1.33 97°	3.73 92°	3.98 102°	2.97 111°	2.71 106°
5	0.54 83°	0.38 91°	3.27 81°	3.60 92°	2.86 110°	2.65 108°
平均	1.88	1.87	4.05	2.90	3.11	2.55

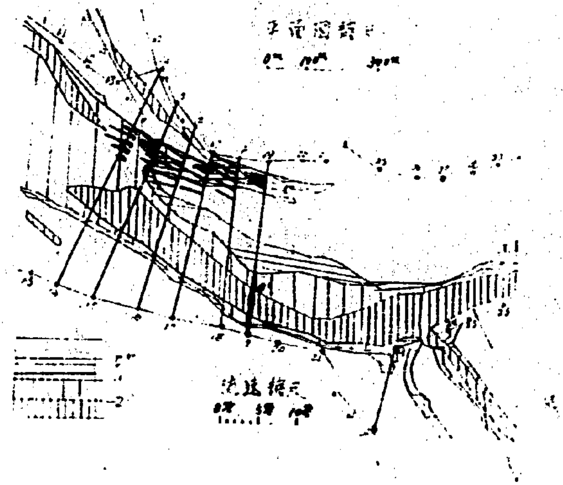


図2-(4)-7 流速測定(水制の効果の検討)

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 180m
水制天端高 DL2m
水制角度 流れに直角

番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	(m/s) 0.92	91°	(m/s) 4.11	97°	(m/s) 4.72	97°	(m/s) 3.76	96°	(m/s) 3.37	110°	(m/s) 3.74	98°
2	3.77	97°	3.20	98°	2.66	101°	2.60	98°	3.60	110°	3.15	108°
3	3.70	88°	1.15	96°	3.88	97°	2.10	103°	3.20	110°	2.73	108°
4	1.83	88°	1.37	88°	3.42	97°	2.94	101°	3.25	110°	2.60	108°
5	0.36	97°	0.84	92°	3.73	96°	3.30	92°	3.33	110°	2.77	112°
平均	2.20		2.07		4.21		2.92		2.37		2.26	

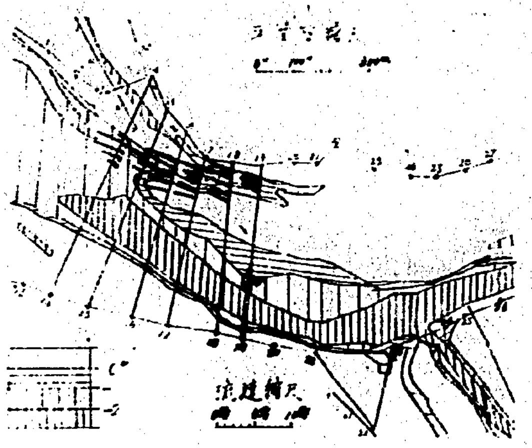


図2-(4)-8

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 200m
水制天端高 DL2m
水制角度 流れに直角

番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	(m/s) 0.35	85°	(m/s) 4.70	92°	(m/s) 3.51	99°	(m/s) 3.74	97°	(m/s) 4.03	110°	(m/s) 3.11	96°
2	4.20	85°	3.42	92°	4.60	101°	2.14	100°	3.95	111°	2.81	108°
3	3.47	83°	1.01	96°	4.02	91°	1.32	96°	3.32	110°	2.95	106°
4	1.43	96°	0.66	96°	3.95	91°	4.83	96°	3.50	110°	2.70	108°
5	0.85	85°	0.76	96°	3.83	91°	4.50	92°	3.60	110°	2.86	112°
平均	2.08		1.99		4.38		3.43		3.64		2.79	

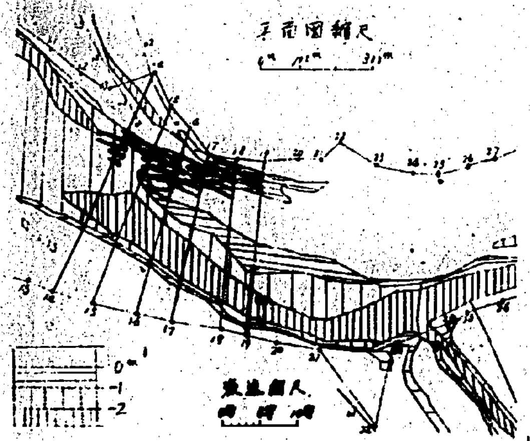


図2-(4)-9

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 150m
水制天端高 DL1m
水制角度 流れに直角

番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	(m/s) 1.80	91°	(m/s) 3.41	92°	(m/s) 3.72	96°	(m/s) 2.77	96°	(m/s) 2.43	103°	(m/s) 1.67	91°
2	3.14	91°	2.30	88°	4.03	96°	2.27	97°	3.62	102°	2.33	[illegible]
3	2.68	95°	0.66	97°	3.50	101°	1.72	101°	2.45	103°	2.25	[illegible]
4	1.27	95°	0.16	91°	3.26	102°	1.36	102°	2.12	103°	2.20	[illegible]
5	0.77	102°	0.66	102°	2.17	95°	2.27	91°	3.37	101°	3.37	[illegible]
平均	1.93		1.58		3.49		2.22		2.82		2.36	

測点	1.6km	1.7km	1.8km
水制付近流速	0.92	0.92	1.77

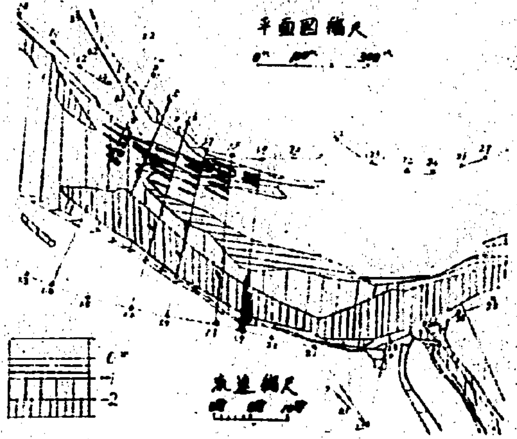


図2-(4)-10 流速測定(水制の効果の検討)

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 150m
水制天端高 DL 0m
水制角度 流れに直角

測定断面 流速 流向 測点番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	(m/s) 1.92	101°	(m/s) 2.86	87°	(m/s) 2.16	101°	(m/s) 3.67	100°	(m/s) 1.92	110°	(m/s) 1.38	95°
2	2.36	101°	1.92	95°	2.63	99°	1.63	96°	1.88	113°	1.48	95°
3	2.07	98°	1.08	75°	2.82	108°	1.31	110°	1.67	113°	1.63	95°
4	1.21	103°	1.12	99°	2.68	107°	1.63	115°	1.80	113°	1.38	98°
5	0.86	103°	0.66	107°	2.68	95°	1.43	108°	2.17	115°	1.68	113°
平均	1.68		1.47		2.79		1.69		1.89		1.41	

1.6km		1.7km		1.8km	
(m/s) 1.83	97°	(m/s) 2.83	115°	(m/s) 1.53	115°

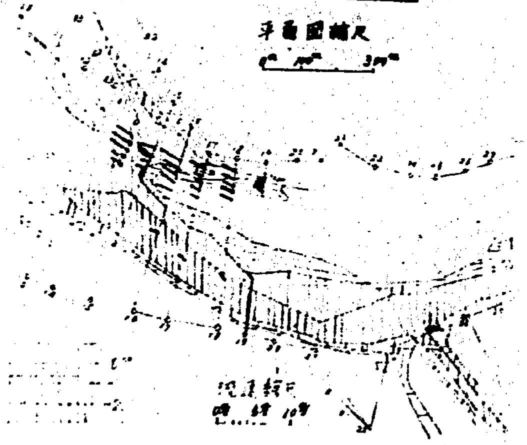


図2-(4)-11

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 100m
水制天端高 DL 1m
水制角度 流れに直角

測定断面 流速 流向 測点番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	(m/s) 1.33	90°	(m/s) 2.17	90°	(m/s) 3.07	92°	(m/s) 2.31	95°	(m/s) 1.83	93°	(m/s) 1.49	110°
2	1.06	90°	2.14	92°	3.28	88°	1.38	90°	2.36	98°	2.03	107°
3	1.17	95°	1.08	89°	2.92	91°	1.86	115°	1.63	98°	2.07	109°
4	0.55	95°	1.15	90°	3.15	92°	2.17	11	2.20	102°	2.24	111°
5	1.38	98°	1.51	100°	2.72	90°	2.40	102	2.17	100°	2.10	116°
平均	1.30		1.11		3.04		2.02		2.00		1.99	

	1.6km		1.7km		1.8km	
	1.55	122°	1.38	96°	1.54	122
	1.71	131	1.76	96°	1.21	131°
	1.61	115°	1.17	110°	1.48	131

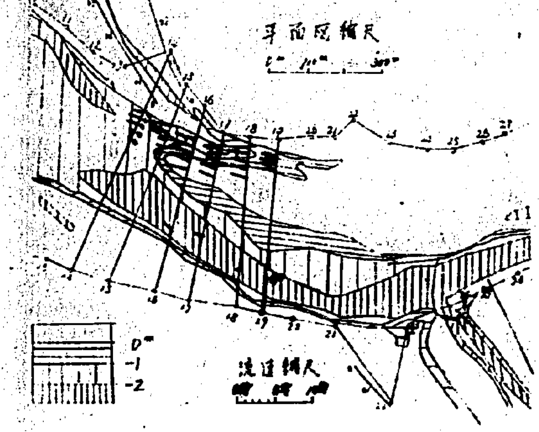


図2-(4)-12

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 1.8km
水制長 120m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流れに直角

測定断面 流速 流向 測点番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	(m/s) 3.17	115°	(m/s) 3.17	97°	(m/s) 4.23	[illegible]	(m/s) 2.99	[illegible]	(m/s) 2.66	[illegible]	(m/s) 1.67	110°
2	3.09	93°	[illegible]	96°	4.37	102	2.73	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	107°
3	3.11	95°	1.27	92°	4.75	102	2.13	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.17	[illegible]
4	2.16	88°	1.27	91°	2.37	88°	2.92	101°	[illegible]	[illegible]	[illegible]	
5	2.53	88°	1.32	93	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	
平均	2.78		2.30		2.45		[illegible]		2.49		[illegible]	

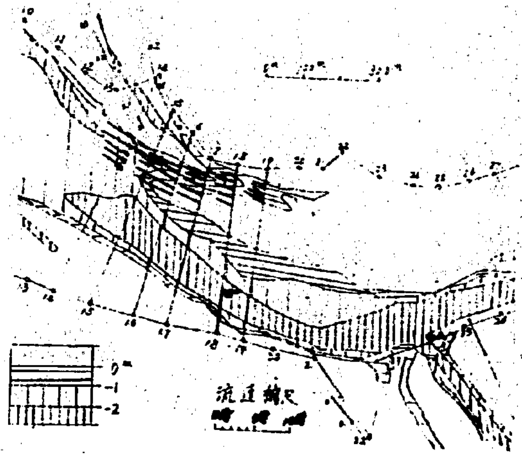


図2-(4)-13 流速測定（水制の効果の検討）

流量 4,500m³/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 180m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流れに直角

測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	1.25	93°	3.37	91°	1.37	101°	3.34	92°	2.37	92°	1.30	[illegible]
2	1.18	92°	3.40	78°	1.60	97°	2.96	92°	2.37	107°	2.90	[illegible]
3	3.70	93°	0.36	94°	1.16	97°	2.77	89°	3.77	111°	3.64	[illegible]
4	2.98	98°	1.32	98°	1.02	93°	2.56	90°	3.17	110°	3.40	108°
5	1.77	93°	0.82	95°	2.70	92°	2.13	90°	3.13	110°	3.10	110°
平均	2.51		2.00		1.55		3.23		3.12		3.09	

測点		1.6m	1.7m	1.8m
—·—	上	1.80	2.13	2.53
------	中	2.13	2.03	2.23
———	下	2.03	1.88	2.13

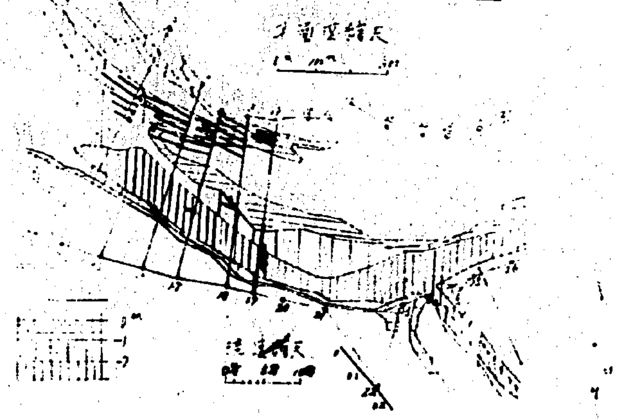


図2-(4)-16 流速測定（水制の効果の検討）

流量 4,500m³/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流れに直角

測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	2.60	91°	3.16	83°	2.27	98°	2.52	95°	3.21	91°	2.43	101°
2	3.38	102°	2.12	91°	3.15	112°	2.60	95°	3.19	103°	2.54	103°
3	3.19	103°	1.33	93°	3.12	112°	3.32	105°	2.11	107°	[illegible]	101°
4	1.75	101°	1.38	98°	3.78	107°	2.87	101°	2.57	112°	2.71	[illegible]
5	1.43	105°	1.58	91°	3.82	97°	3.34	93°	2.99	108°	2.19	106°
平均	2.21		1.96		3.98		2.93		2.93		2.75	

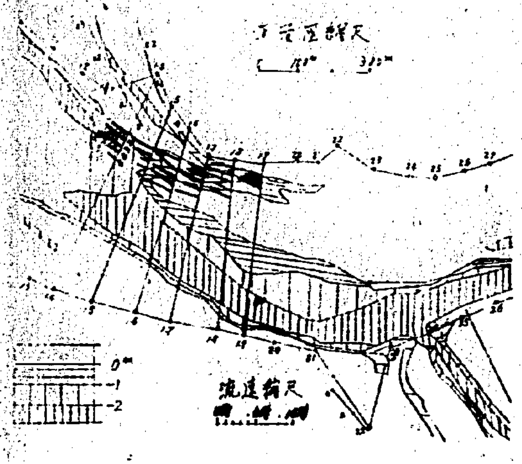


図2-(4)-17

流量 4,500m³/s
潮位 1.0m

水制位置 1.9km
水制長 100m
水制天端高 DL 1m
水制角度 流れに直角

測定断面 / 測点番号	1.4km 流速 (m)	流向	1.5km 流速 (m)	流向	1.6km 流速 (m)	流向	1.7km 流速 (m)	流向	1.8km 流速 (m)	流向	1.9km 流速 (m)	流向
1	2.31	99°	3.71	88°	4.38	100°	2.82	86°	3.36	95°	2.73	104°
2	3.13	99°	2.92	92°	4.60	107°	2.26	90°	2.16	102°	2.33	105°
3	2.81	102°	1.77	86°	4.70	108°	3.06	100°	2.68	103°	2.30	107°
4	2.20	99°	2.33	98°	4.26	112°	2.78	105°	2.51	101°	2.81	102°
5	1.83	103°	1.75	102°	4.33	99°	2.20	100°	2.99	103°	2.97	101°
平均	2.69		2.52		4.42		2.76		2.88		2.51	

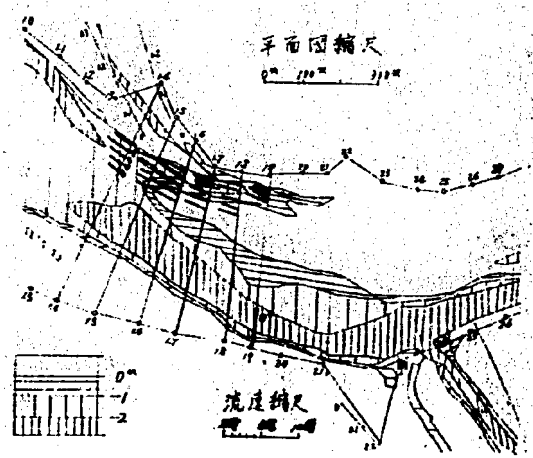


図2-(4)-18

流量 4,500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.0km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流水に直角

測定断面 流速流向 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	1.81	95°	3.56	110°	4.22	97°	3.20	93°	3.88	92°	3.87	97°
2	3.31	102°	3.23	95°	4.18	106°	3.12	105°	3.83	98°	3.31	102°
3	3.63	103°	4.06	98°	4.11	101°	3.87	100°	3.58	98°	3.62	102°
4	3.13	103°	3.03	98°	4.13	97°	3.97	99°	3.37	91°	3.18	101°
5	4.11	105°	3.61	106°	4.01	98°	3.84	93°	3.19	101°	3.81	117°
平均	3.18		3.64		4.13		3.60		3.58		3.48	

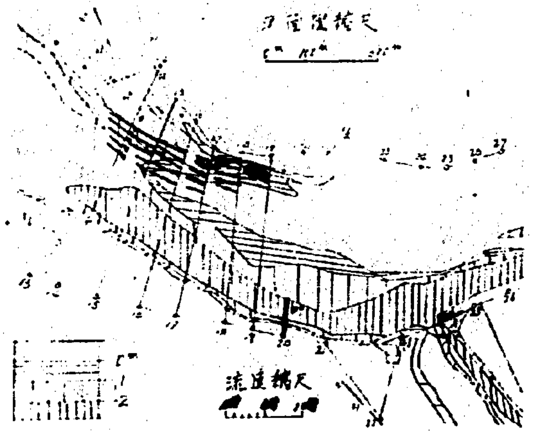


図2-(4)-19 流速測定（水制の効果の検討）

流量 4,500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.0km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m
水制角度 20°

測定断面 流速流向 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(m/s) 2.74	96°	(m/s) 3.71	101°	(m/s) 3.30	101°	(m/s) 3.84	96°	(m/s) 2.77	98°	(m/s) 2.17	99°
2	2.11	96°	2.740	99°	3.55	[illegible]	1.90	[illegible]	3.31	[illegible]	2.13	[illegible]
3	2.20	101°	2.30	98°	3.25	106°	2.47	[illegible]	2.47	101°	2.18	[illegible]
4	1.88	103°	1.67	110°	3.45	[illegible]	2.20	[illegible]	2.40	[illegible]	2.78	[illegible]
5	1.940	110°	1.76	108°	3.41	[illegible]	1.78	[illegible]	2.30	[illegible]	3.36	110°
平均	2.35		2.02		3.38		2.06		2.74		2.21	

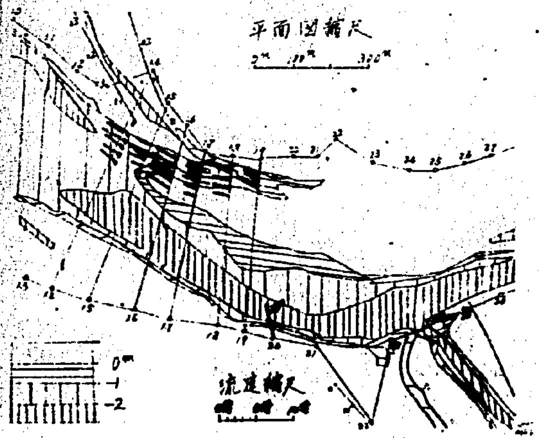
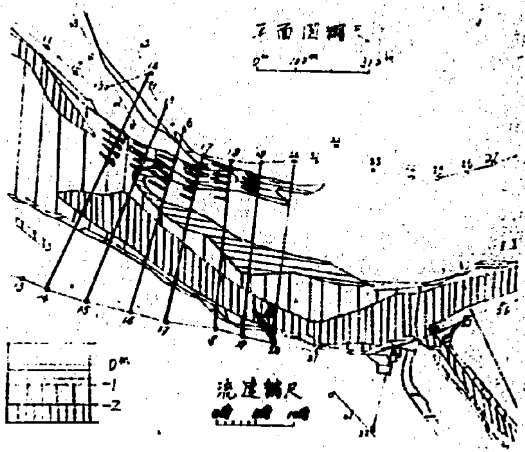


図2-(4)-20

流量 4,500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.0km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m
水制角度 40°

測定断面 流速流向 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(m/s) 2.39	101°	(m/s) 2.10	99°	(m/s) 2.26	99°	(m/s) 3.37	95°	(m/s) 2.29	103°	(m/s) 1.79	102°
2	2.26	101°	1.76	99°	2.68	103°	1.96	105°	2.24	92°	2.03	111°
3	1.99	101°	1.38	92°	2.87	111°	1.76	105°	2.39	105°	2.57	109°
4	1.79	109°	1.53	103°	2.87	110°	1.67	110°	1.75	103°	2.43	103°
5	1.76	109°	1.52	103°	2.82	106°	1.96	99°	1.75	97°	2.03	103°
平均	2.08		1.70		2.78		1.90		2.13		2.17	



26

図2-(4)-21

流量 4500m³/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m
水制角度 15°

測定断面 / 流速 流向 / 測定番号	1.4km 流速	1.4km 流向	1.5km 流速	1.5km 流向	1.6km 流速	1.6km 流向	1.7km 流速	1.7km 流向	1.8km 流速	1.8km 流向	1.9km 流速	1.9km 流向
1	(m/s) 2.30	105°	[illegible]	107°	[illegible]	97°	[illegible]	15°	3.21	97°	3.11	95°
2	1.92	100°	2.16	91°	3.23	103°	2.14	90°	3.16	100°	3.37	103°
3	2.27	105°	1.49	102°	3.41	95°	2.93	101°	2.98	92°	3.53	102°
4	1.74	104°	2.71	107°	3.23	97°	2.16	97°	2.77	98°	3.53	98°
5	1.96	105°	1.08	107°	3.38	97°	2.41	97°	2.77	96°	3.72	98°
平均	2.08		1.82		3.32		2.41		2.86		3.55	

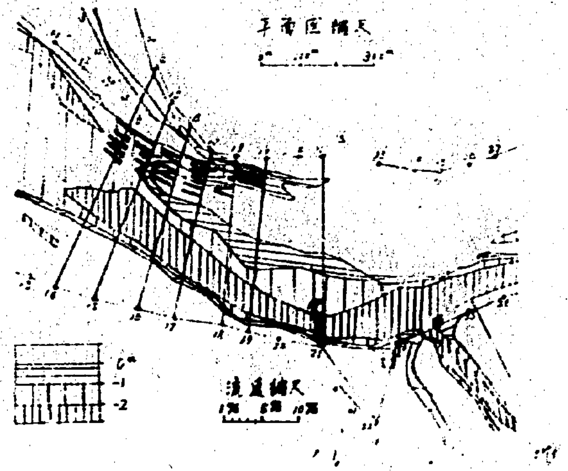


図2-(4)-22 流速測定(水制の効果ノ検討)

流量 4500m³/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m30
水制角度 30°

測定断面 / 流速 流向 / 測定番号	1.4km 流速	1.4km 流向	1.5km 流速	1.5km 流向	1.6km 流速	1.6km 流向	1.7km 流速	1.7km 流向	1.8km 流速	1.8km 流向	1.9km 流速	1.9km 流向
1	(m/s) 2.33	104°	(m/s) 2.73	105°	(m/s) 3.37	91°	(m/s) 3.14	90°	(m/s) 3.71	91°	(m/s) 2.71	91°
2	2.18	105°	2.51	105°	3.25	101°	3.25	100°	3.44	90°	3.44	102°
3	2.51	98°	1.43	105°	3.19	98°	2.79	105°	2.90	98°	3.32	100°
4	1.94	102°	1.84	107°	3.19	98°	2.40	100°	2.97	98°	3.60	102°
5	1.76	102°	1.15	107°	3.23	98°	2.51	100°	3.02	98°	3.82	104°
平均	2.21		1.92		3.25		2.82		3.01		3.43	

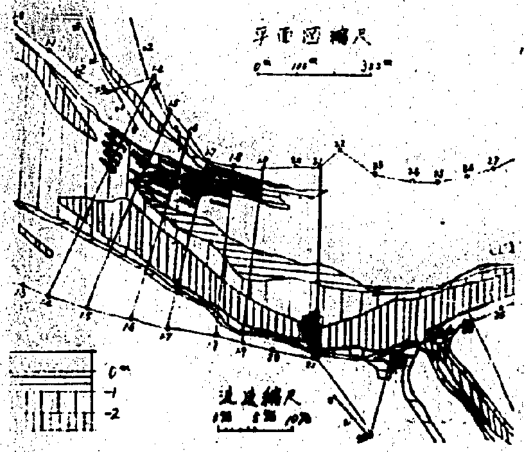


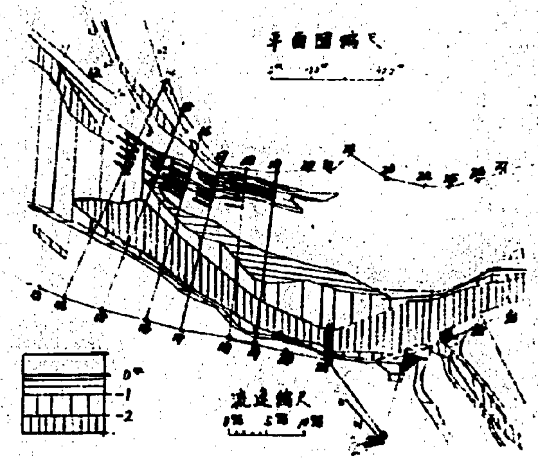
図2-(4)-23

流量 4500m³/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流心ニ直角

測定断面 / 流速 流向 / 測定番号	1.4km 流速	1.4km 流向	1.5km 流速	1.5km 流向	1.6km 流速	1.6km 流向	1.7km 流速	1.7km 流向	1.8km 流速	1.8km 流向	1.9km 流速	1.9km 流向
1	(m/s) 2.52	97°	(m/s) 2.21	98°	(m/s) 2.95	91°	(m/s) 2.88	90°	(m/s) 3.57	94°	(m/s) 2.43	102°
2	2.71	95°	1.94	97°	3.07	100°	1.99	95°	2.55	91°	3.60	95°
3	1.76	105°	1.37	105°	3.23	96°	2.13	97°	2.97	104°	4.10	97°
4	1.98	100°	1.63	102°	3.16	95°	2.46	104°	2.95	97°	3.95	100°
5	1.80	105°	1.21	103°	3.23	105°	2.13	100°	2.95	91°	4.02	100°
平均	2.12		1.63		3.20		2.45		3.01		3.60	

※ 流向ノ角度ハ横断線ニ
直角ナ流向ヲ90°右廻リとする。



27

図2-(4)-24

流量 4500 m^3/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 100m
水制天端高 DL 2m
水制角度 60°

測定断面 / 流速・流向 / 測点番号	1.4km 流速 (m/s)	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	2.73	97°	2.21	95°	2.73	102°	[illegible]	111°	[illegible]	112°	2.77	100°
2	2.77	97°	2.46	95°	3.19	102°	1.11	111°	2.72	110°	3.13	102°
3	2.49	97°	1.23	103°	3.37	102°	3.40	111°	2.36	110°	3.14	103°
4	1.96	97°	1.92	103°	3.04	103°	2.20	111°	2.36	110°	2.97	103°
5	1.96	97°	2.27	103°	3.14	103°	2.47	111°	2.44	110°	2.18	100°
平均	2.41		2.00		2.75		2.24		2.81		2.78	

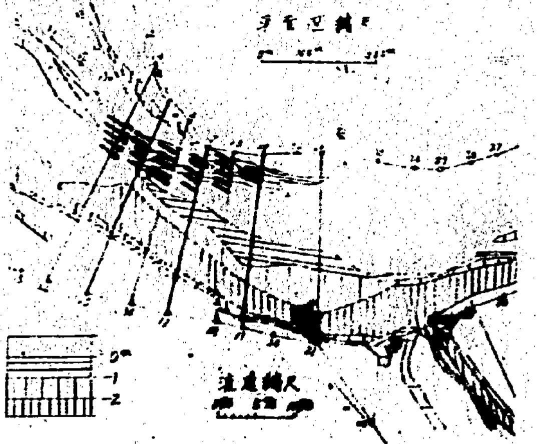


図2-(4)-25 流速測定(水制の効果の検討)

流量 4500 m^3/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 80m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流水に直角

流速測定位置は河床より現地3.0m(模型10cm)の地点

測定断面 / 流速・流向 / 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	3.41	92°	2.71	90°	[illegible]	101°	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
2	2.79	102°	1.34	90°	3.72	99°	2.74	97°	3.64	95°	3.07	91°
3	3.43	99°	2.92	92°	3.72	[illegible]	3.11	102°	3.11	99°	4.13	[illegible]
4	3.12	100°	2.92	97°	4.10	108°	2.95	95°	3.14	[illegible]	3.18	97°
5	2.75	101°	2.92	97°	3.76	100°	3.17	101°	3.43	97°	3.12	[illegible]
平均	3.07		2.76		3.17		2.29		3.28		3.45	

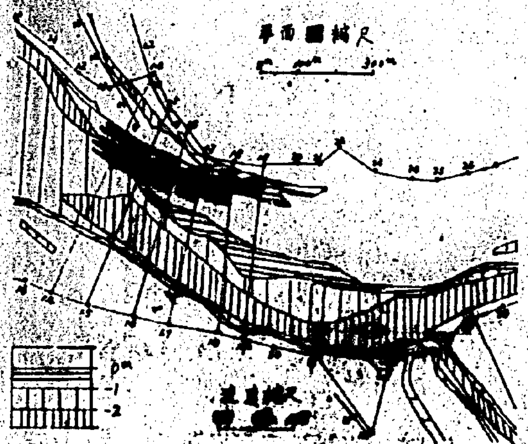


図2-(4)-26

流量 4500 m^3/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 80m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流水に直角

流速測定位置は河床より現地1.5m(模型5cm)の地点

測定断面 / 流速・流向 / 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	2.86	97°	[illegible]	95°	[illegible]	100°	2.70	90°	2.96	90°	2.20	110°
2	2.79	92°	2.82	95°	3.21	102°	2.71	90°	3.37	95°	2.97	110°
3	2.79	105°	2.10	97°	3.43	105°	2.83	105°	3.02	95°	3.12	105°
4	2.83	105°	2.93	97°	3.32	105°	2.74	95°	3.21	96°	3.18	97°
5	2.40	105°	2.34	95°	3.14	105°	2.82	101°	3.07	91°	3.38	90°
平均	2.11		2.05		3.35		2.73		3.01		3.02	

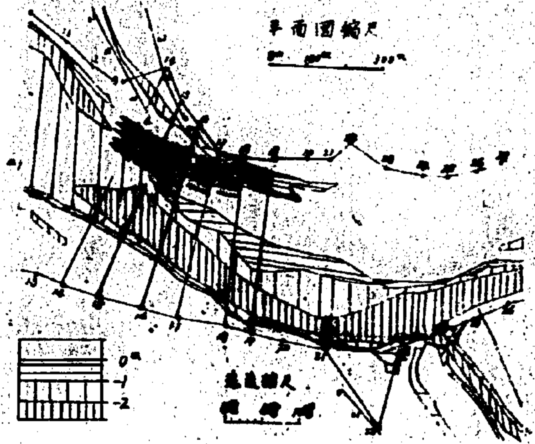


図2-(4)-27

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 80m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流れに直角

流速測定位置 河床より 鉛直 0.3m(鉛直 1m)の地点

測定断面 / 流速流向 / 測点番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	2.34	[illegible]	2.31	95°	2.71	101°	1.72	98°	2.30	[illegible]	2.33	112°
2	2.30	91°	1.72	95°	2.63	100°	1.65	105°	2.74	92°	1.72	110°
3	2.11	102°	1.38	97°	3.02	101°	2.10	103°	2.33	95°	3.32	108°
4	1.72	103°	1.67	95°	3.12	105°	2.10	105°	2.46	100°	3.23	97°
5	1.68	105°	1.27	105°	2.72	105°	2.17	101°	2.36	95°	2.07	98°
平均	2.10		1.60		2.81		1.98		2.41		2.77	

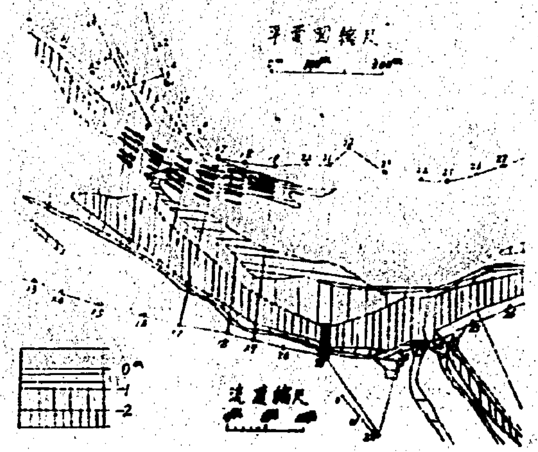


図2-(4)-28 流速測定(水制効果の検討)

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 80m
水制天端高 DL 2m
水制角度 20°

測定断面 / 流速流向 / 測点番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	2.37	[illegible]	2.77	90°	2.61	110°	1.92	97°	2.57	98°	1.72	101°
2	2.46	105°	1.88	90°	2.72	105°	1.69	91°	2.43	95°	1.72	110°
3	2.07	95°	1.72	98°	2.95	101°	1.88	103°	2.24	101°	3.23	107°
4	2.96	111°	1.63	102°	2.87	101°	1.92	102°	2.24	95°	3.30	91°
5	1.63	105°	1.33	97°	2.77	101°	2.07	101°	2.14	102°	3.02	95°
平均	2.14		1.81		2.81		1.88		2.24		2.68	

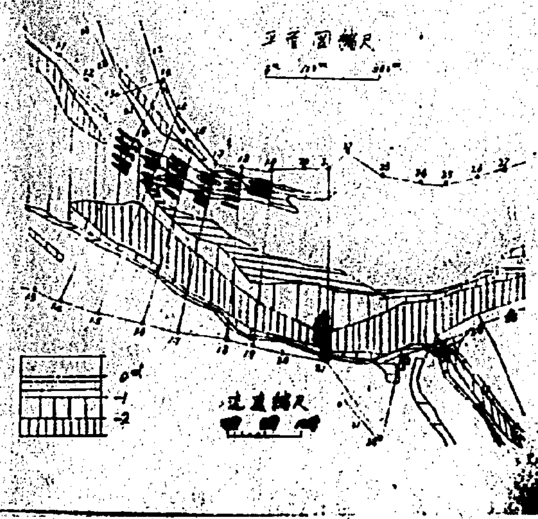


図2-(4)-29

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 80m
水制天端高 DL 2m
水制角度 40°

測定断面 / 流速流向 / 測点番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向	流速	流向
1	2.74	100°	2.03	91°	2.84	[illegible]	1.92	97°	2.36	95°	1.83	100°
2	2.37	100°	1.41	95°	2.63	102°	1.52	95°	2.83	98°	2.07	112°
3	2.33	102°	1.33	95°	3.90	117°	1.68	105°	2.20	102°	2.13	118°
4	2.67	105°	1.80	92°	2.11	98°	1.63	98°	1.36	95°	2.84	111°
5	1.63	100°	1.34	95°	2.17	105°	2.34	100°	2.07	98°	2.81	100°
平均	2.15		1.61		2.11		1.87		2.18		2.24	

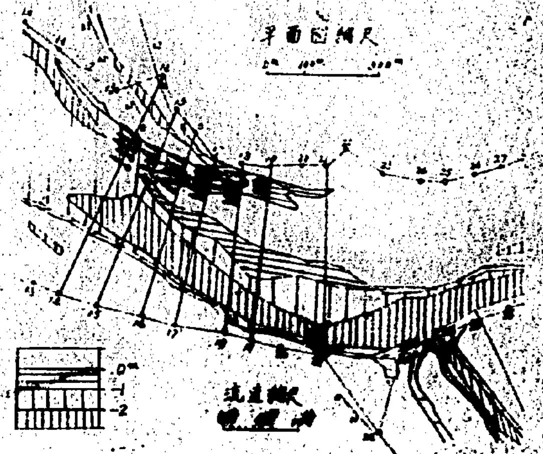


図2-(4)-30

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 80m
水制天端高 不越流水制
水制角度 流水に直角

測定断面 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	1.73	98°	1.31	96°	2.72	101°	2.32	102°	2.19	95°	2.91	102°
2	2.33	98°	2.13	97°	3.06	105°	1.97	100°	2.71	92°	3.18	101°
3	2.23	101°	1.83	96°	2.92	103°	2.06	98°	2.01	101°	3.61	107°
4	1.72	100°	1.18	96°	2.71	103°	2.06	98°	2.26	101°	3.15	101°
5	1.83	100°	1.12	95°	2.71	101°	2.45	98°	2.48	96°	3.35	97°
平均	1.88		1.92		2.87		2.12		2.39		3.34	

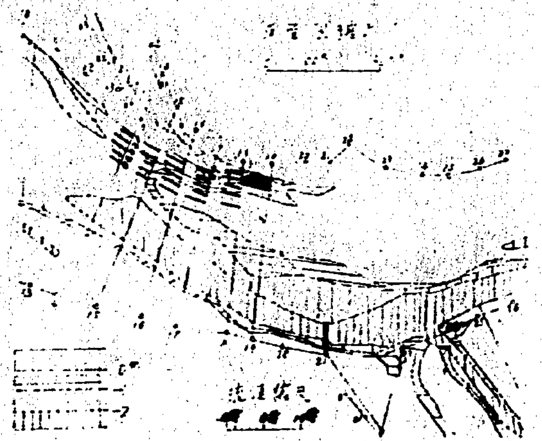


図2-(4)-31 流速測定(水制の効果の検討)

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 80m
水制天端高 不越流水制
水制角度 20°

測定断面 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	2.02	102°	1.30	92°	2.73	105°	2.33	98°	2.41	95°	3.47	95°
2	2.08	104°	1.15	92°	3.04	105°	2.02	95°	2.94	91°	2.16	101°
3	1.91	102°	1.08	110°	2.92	102°	2.48	101°	2.30	98°	2.36	108°
4	1.57	101°	1.77	98°	2.58	102°	2.13	92°	2.33	98°	3.57	101°
5	1.43	110°	1.37	110°	2.92	105°	2.45	92°	2.39	92°	3.20	98°
平均	1.91		1.86		2.91		2.26		2.47		2.88	

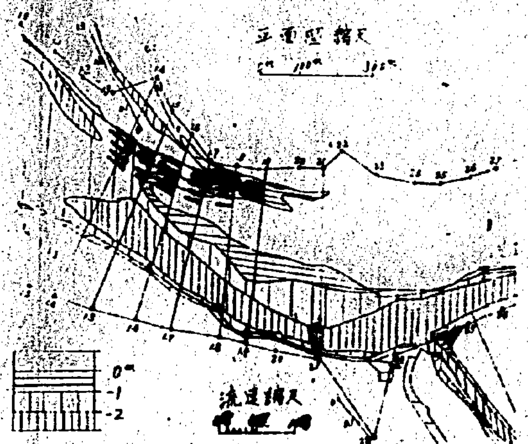
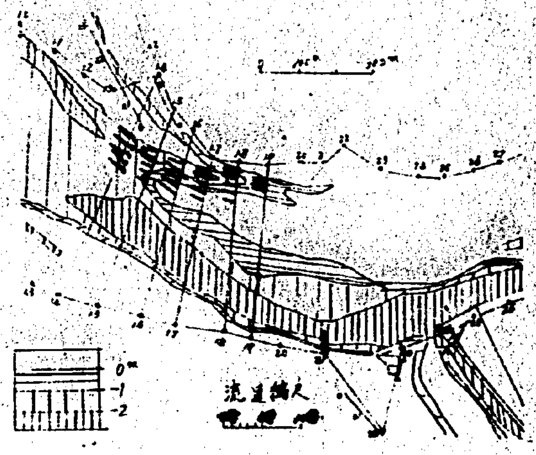


図2-(4)-32

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 50m
水制天端高 DL 2m
水制角度 流水に直角

測定断面 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	2.24	104°	2.17	96°	2.27	96°	2.17	96°	2.14	103°	1.84	103°
2	2.26	104°	2.20	98°	2.13	108°	1.99	97°	2.20	97°	2.14	101°
3	2.13	95°	1.67	98°	2.46	107°	1.92	106°	2.14	107°	2.14	107°
4	1.76	106°	1.63	95°	2.10	108°	1.96	106°	2.14	106°	2.40	106°
5	1.67	107°	1.38	98°	2.14	111°	1.97	106°	1.99	105°	2.37	106°
平均	2.09		1.79		2.40		2.06		2.12		2.10	



30

図2-(4)-33

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 50m
水制天端高 DL 2m
水制角度 20°

測定断面 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(m/s) 2.10	93°	(m/s) 2.30	100°	(m/s) 2.21	101°	(m/s) 2.30	100°	(m/s) 2.20	100°	(m/s) 1.70	93°
2	2.77	105°	1.80	100°	2.46	101°	1.63	105°	2.33	104°	2.14	93°
3	2.30	101°	1.91	91°	2.63	103°	1.80	103°	2.17	104°	2.14	93°
4	1.92	101°	2.03	102°	2.71	104°	1.88	102°	2.03	[illegible]	2.50	95°
5	1.43	105°	2.33	95°	2.36	91°	2.20	105°	1.99	105°	2.07	93°
平均	2.22		1.99		2.53		1.84		2.17		2.37	

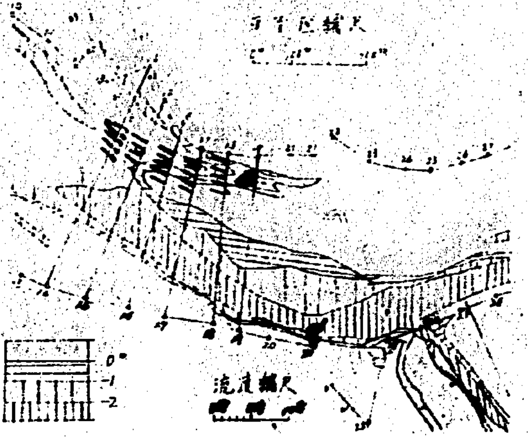


図2-(4)-34 流速測定（水制の効果の検討）

流量 4500㎥/s
潮位 1.0m

水制位置 2.1km
水制長 50m
水制天端高 DL 2m
水制角度 40°

測定断面 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(m/s) 2.10	98°	(m/s) 2.27	101°	(m/s) 2.33	100°	(m/s) 1.76	105°	(m/s) 2.71	101°	(m/s) 2.33	98°
2	2.87	98°	1.17	103°	2.18	105°	1.81	105°	2.14	105°	1.95	98°
3	2.43	[illegible]	1.88	105°	2.77	102°	1.88	110°	2.17	105°	2.16	11
4	2.07	95°	1.80	105°	2.18	105°	2.07	110	1.96	105	2.13	105
5	1.86	99	1.88	103°	2.24	102°	2.34	110	2.10	105	2.09	105
平均	2.36		1.38		2.11		1.90		2.15		2.30	

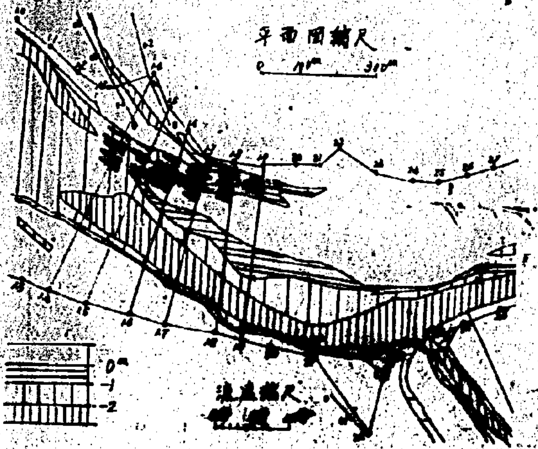


図2-(5)-2 流速測定（2.1km水制の効果）

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m

導水路有（下図参照）

測定断面 測点番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(m/s) 0.38	95°	(m/s) 1.01	96°	(m/s) 0.77	96°	(m/s) 0.38	90°	(m/s) 0.66	97°	(m/s) 0.94	95°
2	0.38	102°	0.86	88°	0.86	95°	0.38	110°	1.08	104°	0.86	97°
3	0.56	95°	0.86	95°	0.86	106°	0.38	115°	0.94	111°	0.77	113°
4	0.66	103°	1.08	101°	1.01	107°	0.38	119°	0.94	120°	1.01	117°
5	0.66	95°	0.94	112°	1.15	110°	0.56	115°	0.94	130°	0.94	110°
平均	0.53		0.95		0.53		0.42		0.91		0.93	

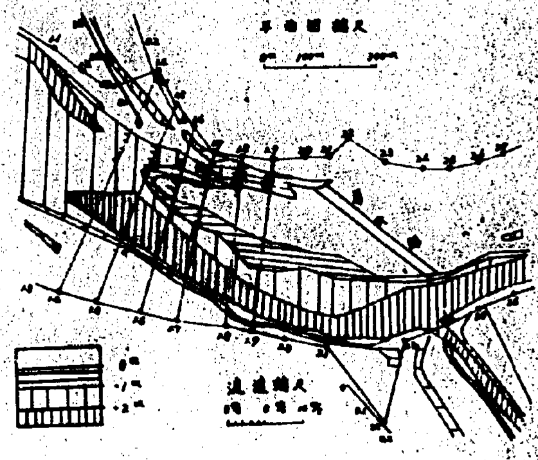
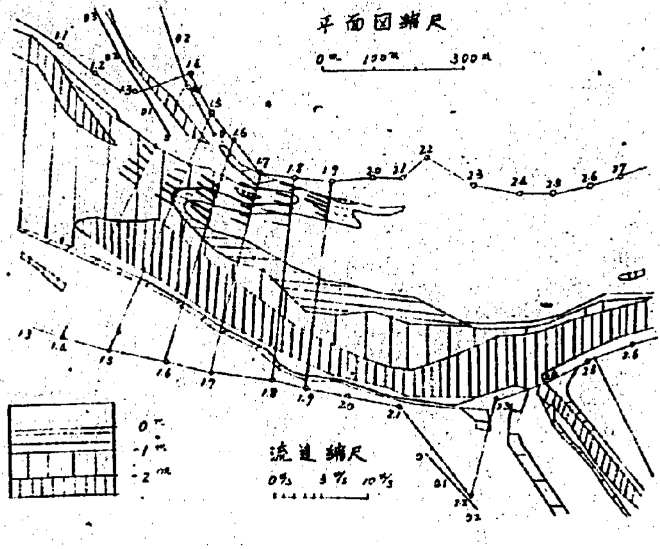


図-2-(4)-31 現状実験流速・流向分布図

流量 4500㎥/s

潮位 1.0m

測定断面 / 流速 流向 / 測点番号	1.4km		1.5km		1.6km		1.7km		1.8km		1.9km	
	流速 (m/s)	流向	流速 (m/s)	流向	流速 (m/s)	流向	流速 (m/s)	流向	流速 (m/s)	流向	流速 (m/s)	流向
1	2.30	103°	2.03	96°	2.57	111°	1.84	93°	1.99	96°	1.48	109°
2	2.27	102°	1.63	102°	2.74	103°	1.27	93°	2.30	96°	1.88	114°
3	2.13	102°	1.63	98°	2.74	103°	1.21	104°	1.88	103°	2.71	104°
4	1.68	101°	1.67	96°	2.43	103°	1.76	104°	1.84	107°	2.48	106°
5	1.53	101°	1.19	98°	2.43	107°	1.84	104°	1.48	103°	2.30	106°
平均	1.98		1.63		2.67		1.58		1.90		2.17	



32

図2-(4)-36 水制実験A流速縦断図

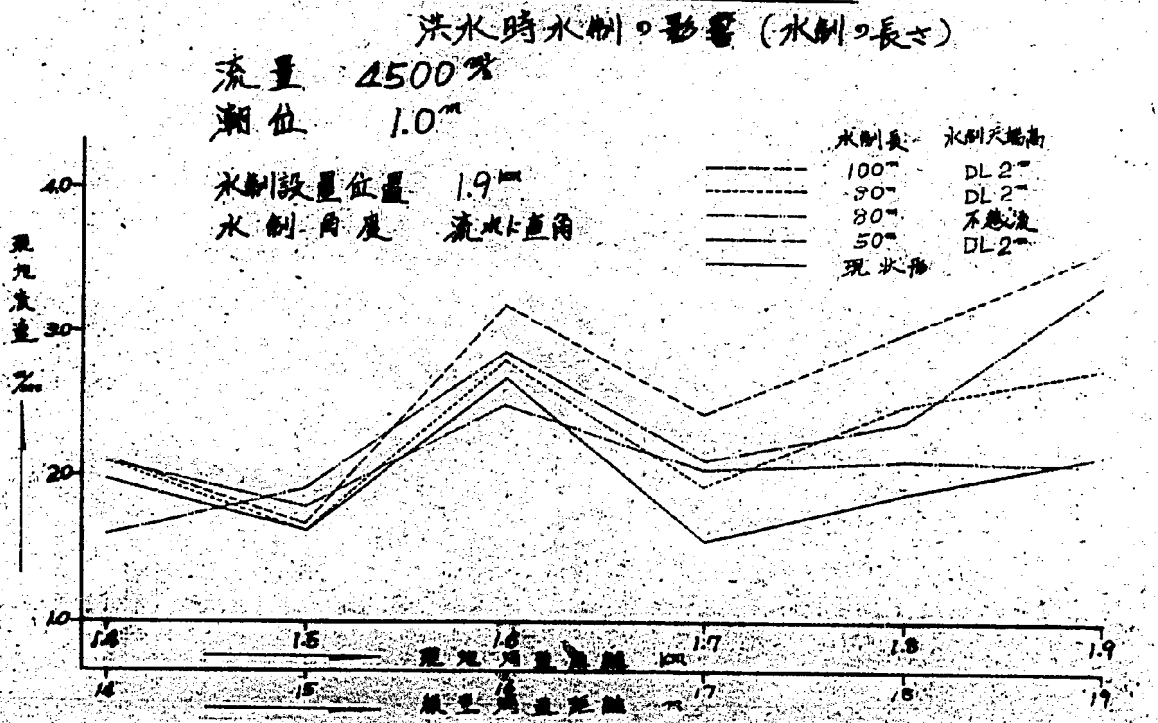


図2-(4)-37 水制実験E流速縦断図

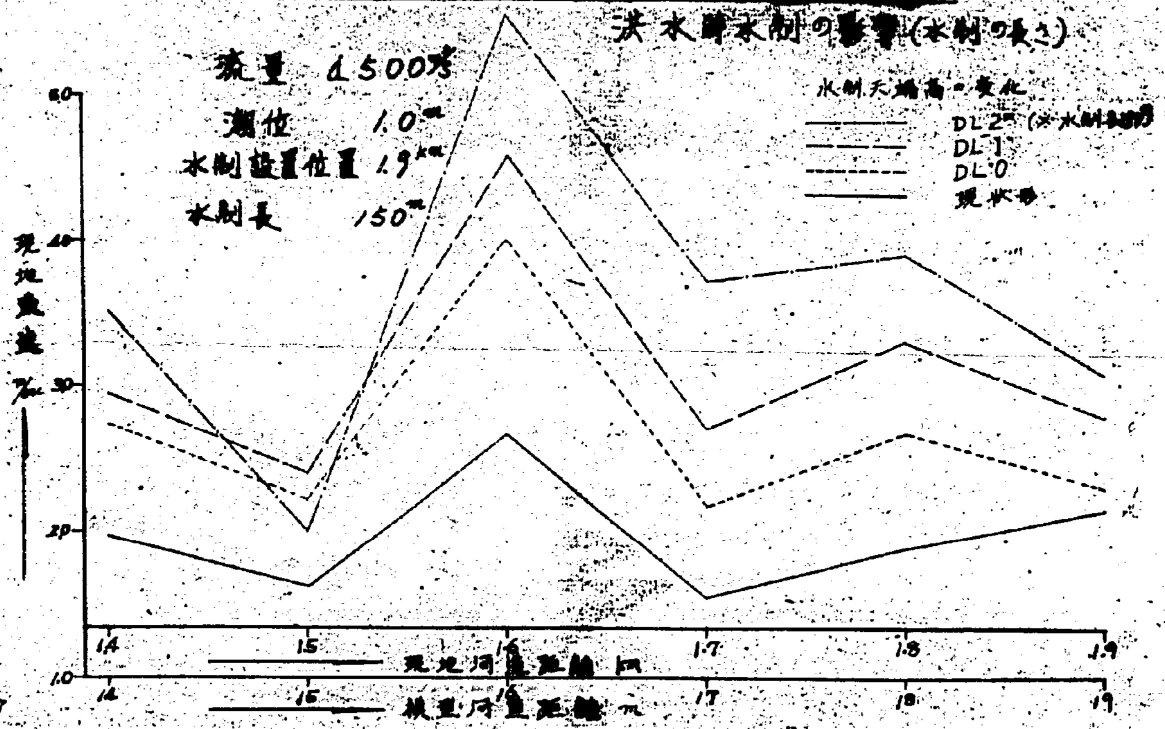


図2-(4)-38 水制実験A流速縦断図

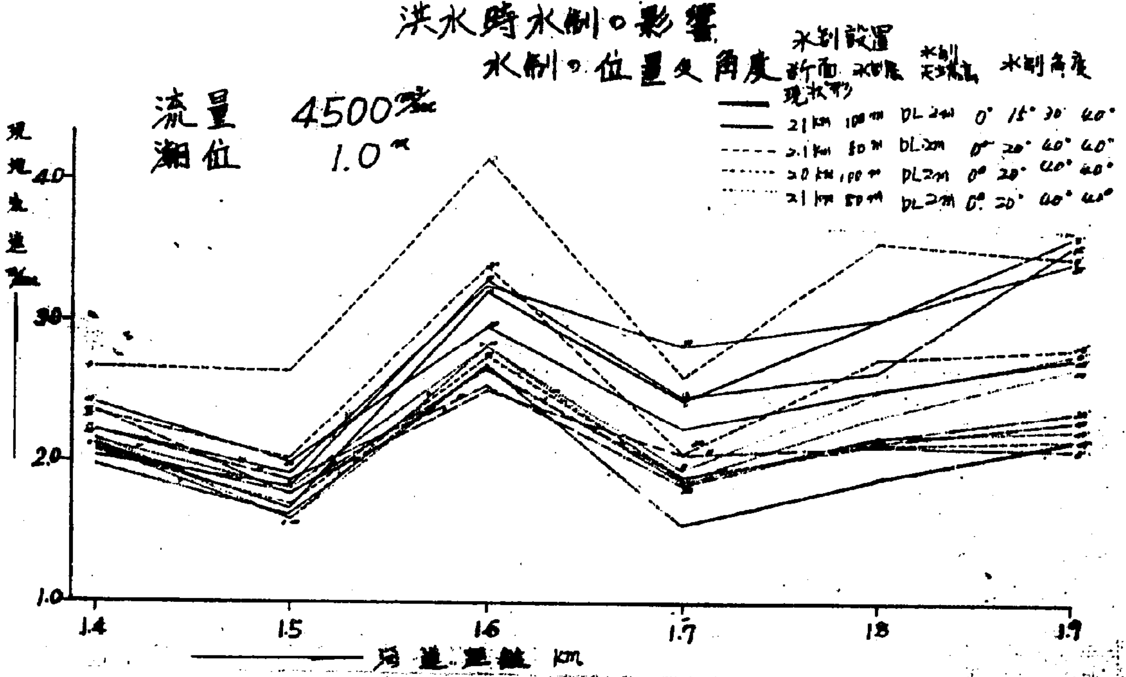


図2-(5)-1 水制実験Bに於ける導水路横断図

2.4km 横断図

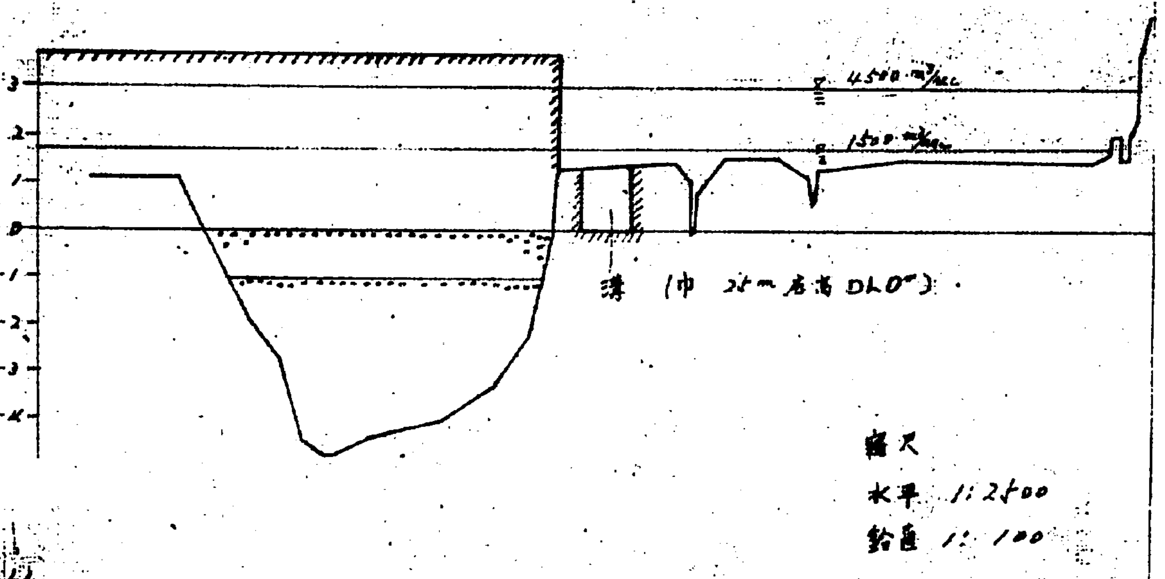


図2-(5)-3

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m
水制位置 2.5km
水制長 120m
水制天端高 DL-1m

測点番号 \ 流速 流向 \ 測点位置	1.4km	1.5km	1.6km	1.7km	1.8km	1.9km
1	(m) 0.94 105°	(m) 1.21 90°	(m) 0.86 95°	(m) 0.92 82°	(m) 0.66 80°	(m) 0.44 [illegible]
2	1.08 105°	1.15 95°	1.21 100°	1.01 97°	1.01 100°	0.38 105°
3	0.86 105°	0.88 112°	0.94 101°	0.82 110°	0.94 106°	1.01 103°
4	0.66 118°	1.08 98°	0.94 100°	0.33 108°	0.94 112°	1.15 107°
5	0.94 105°	1.01 115°	1.22 104°	0.66 105°	1.08 105°	1.27 103°
平均	0.90	1.06	1.04	0.71	0.93	0.87

測点位置	2.2km	2.3km	2.4km
導水路内	1.21 105°	1.49 105°	1.01 105°
水制下流	2.20 95°	1.99 92°	2.33 97°

[illegible]	
1.49 [illegible]	下
3.34 [illegible]	中
3.46 [illegible]	上

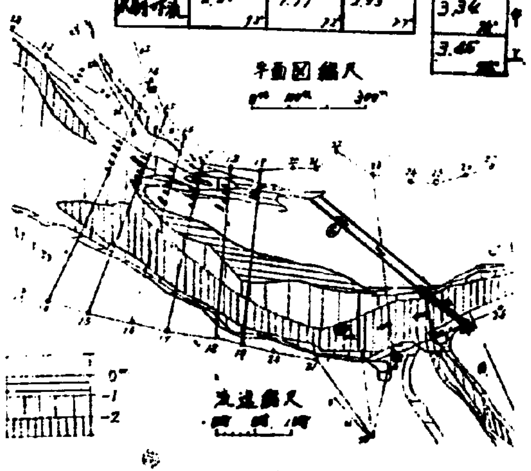


図2-(5)-4

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m
水制位置 2.5km
水制長 120m
水制天端高 DL 0m

測点番号 \ 流速 流向 \ 測点位置	1.4km	1.5km	1.6km	1.7km	1.8km	1.9km
1	(m) 1.01 98°	(m) 1.38 95°	(m) 0.66 100°	(m) 0.94 85°	(m) 0.96 85°	(m) 0.98 [illegible]
2	1.27 100°	1.38 105°	1.15 95°	1.08 90°	1.01 105°	0.38 [illegible]
3	1.08 105°	1.27 105°	1.31 105°	1.33 101°	1.37 105°	1.76 [illegible]
4	1.77 100°	1.08 113°	1.38 105°	0.77 105°	1.43 105°	1.67 [illegible]
5	1.08 115°	1.18 115°	1.43 105°	0.76 105°	1.34 105°	1.34 [illegible]
平均	1.06	1.25	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

測点位置	2.2km	2.3km	2.4km
導水路内	1.98 110°	2.57 100°	2.80 100°
水制下流	1.76 92°	1.72 72°	1.92 [illegible]

[illegible]	
[illegible]	下
2.60	中
2.40 [illegible]	上

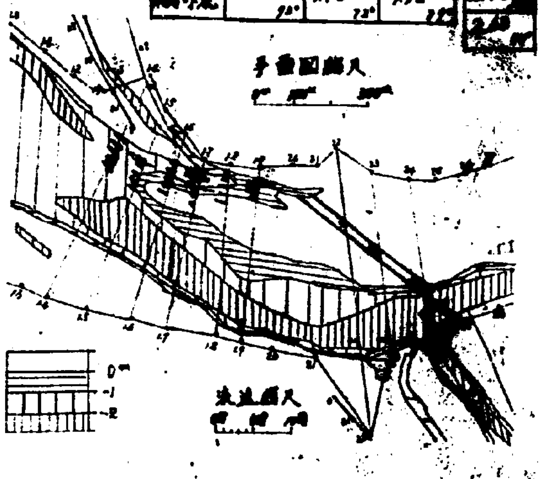
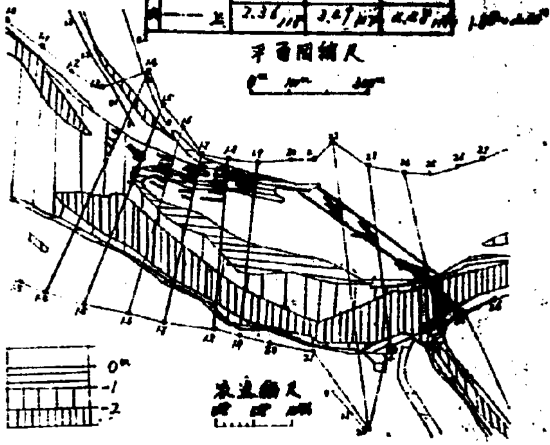


図2-(5)-5 流速測定（2.5km水制の効果

流量 1500㎥/s
潮位 1.0m
水制位置 2.5km
水制長 120m
水制天端高 不越流水制

測点番号 \ 流速 流向 \ 測点位置	1.4km	1.5km	1.6km	1.7km	1.8km	1.9km
1	1.08 91°	1.83 90°	2.14 90°	1.48 97°	1.33 95°	1.72 [illegible]
2	1.43 100°	1.33 90°	1.78 95°	1.33 96°	1.77 95°	3.16 103°
3	1.21 103°	0.66 95°	2.10 95°	2.10 92°	2.41 95°	3.77 97°
4	0.64 105°	0.66 95°	2.16 95°	2.16 97°	2.07 95°	2.38 105°
5	2.38 105°	0.64 105°	2.16 95°	1.67 95°	0.77 [illegible]	3.58 105°
平均	0.93	0.72	2.06	1.74	2.22	[illegible]

[illegible]		2.2km	2.3km	2.4km	[illegible]
——	下	3.12 105°	3.43 105°	[illegible] 120°	[illegible]
----	中	2.33 120°	3.07 117°	4.23 120°	105°~120°
—-—	上	2.36 115°	3.47 117°	4.48 120°	105°~120°



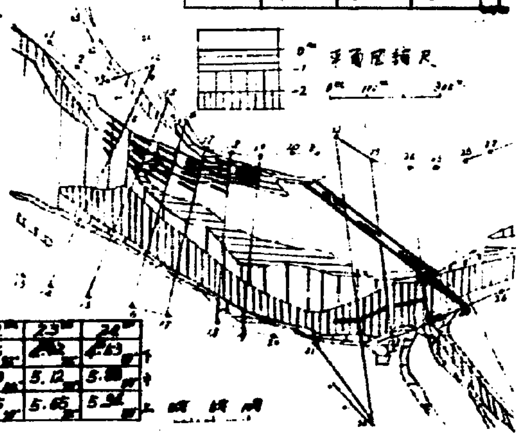
35

図2-(5)-6

流量 4500㎥/s　　水制位置 2.5km
潮位 1.0m　　水制長 120m
水制天端高 DL-1m

測点 / 番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(南) 2.21	105°	2.01	98	2.21	[illegible]	2.10	98	2.31	103°	2.31	[illegible]
2	2.71	105°	2.33	95°	3.07	105°	3.10	90°	2.71	95°	2.71	105°
3	2.81	105°	1.96	105°	3.21	105°	2.68	100°	2.74	105°	3.39	100°
4	2.07	108	2.17	105°	3.21	105°	2.74	105°	3.20	105°	3.16	105°
5	1.27	115	1.84	105°	3.37	105	2.74	105	2.13	105°	3.16	105°
平均	2.20		2.18		3.07		2.41		[illegible]		[illegible]	

2.2km	2.3km	2.4km	[illegible]
1.38 97°	4.71 105°	1.27 95°	4.73
3.29 116°	3.58 125°	2.92 100°	4.87
3.34 118°	3.27 112°	3.73 [illegible]	1.84



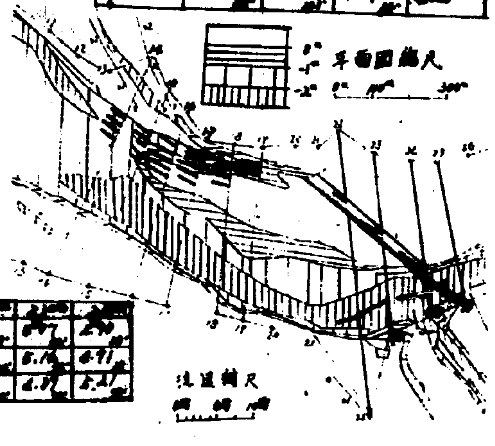
	2.2m	2.3m	2.4m
大	3.86	[illegible]	4.83
下	4.93	5.12	5.[illegible]
潮	4.65	5.65	5.9[illegible]

図2-(5)-7

流量 4500㎥/s　　水制位置 2.5km
潮位 1.0m　　水制長 120m
水制天端高 DL 0m

測点 / 番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(南) 2.27	105°	(南) 2.49	[illegible]	(南) 2.71	105°	(南) 2.36	[illegible]	(南) 2.30	[illegible]	(南) 2.12	[illegible]
2	2.47	105°	2.74	105°	3.00	101°	2.36	[illegible]	3.60	[illegible]	3.12	103°
3	2.17	105°	1.55	105°	3.80	105°	3.16	105°	2.77	[illegible]	4.32	[illegible]
4	2.30	105°	2.07	102°	3.87	103°	2.92	[illegible]	2.79	105°	4.36	[illegible]
5	2.38	105°	1.53	105°	3.58	[illegible]	2.81	[illegible]	2.36	105°	3.76	[illegible]
平均	2.00		2.08		3.45		2.12		2.76		3.71	

区別	2.2km	2.3km	2.4km	[illegible]
———	[illegible]	3.21	[illegible]	1.72
- - - -	1.42	4.2[illegible]	5.06	[illegible]
———	4.74	1.6[illegible]	4.2[illegible]	[illegible]



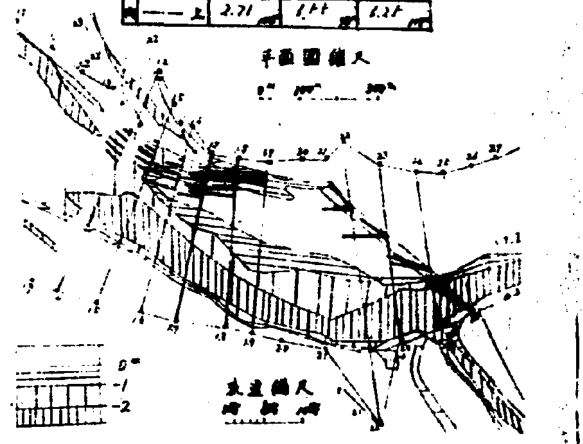
大	[illegible]	[illegible]	[illegible]
中	[illegible]	5.1[illegible]	4.91
潮	[illegible]	4.[illegible]	5.21

図2-(5)-8 流速測定 (2.5km 水制の効果)

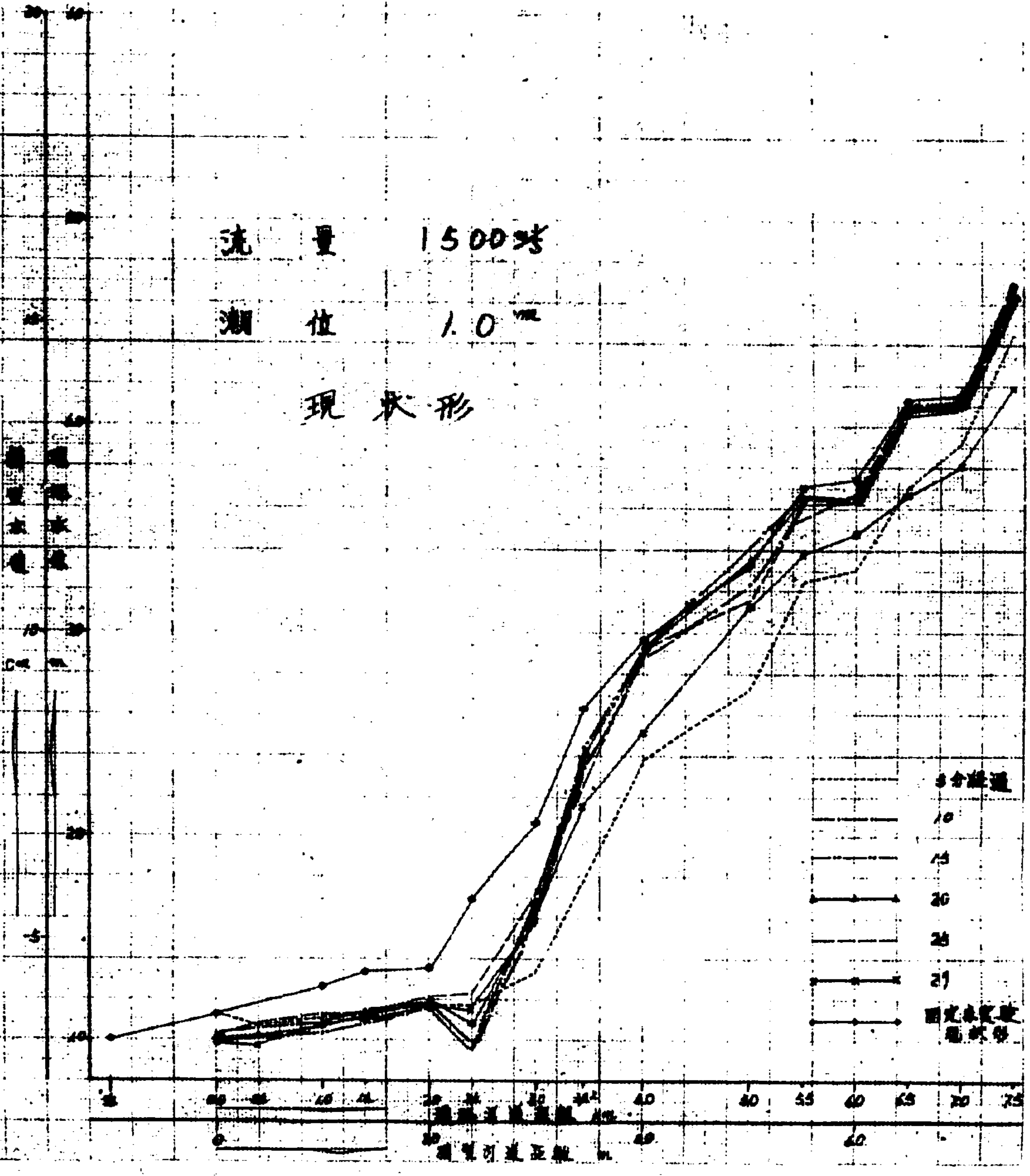
流量 4500㎥/s　　水制位置 2.5km
潮位 1.0m　　水制長 120m
水制天端高 不越流水制

測点 / 番号	1.4km 流速	流向	1.5km 流速	流向	1.6km 流速	流向	1.7km 流速	流向	1.8km 流速	流向	1.9km 流速	流向
1	(南) 1.77	99°	(南) 2.36	97°	(南) [illegible]	[illegible]	(南) [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	(南) [illegible]	[illegible]
2	1.33	105°	1.96	95°	2.10	95°	2.24	[illegible]	3.56	[illegible]	1.26	[illegible]
3	2.61	107°	2.47	91°	4.14	95°	4.53	[illegible]	1.70	[illegible]	[illegible]	[illegible]
4	2.43	107°	2.10	101°	4.36	95°	2.66	95°	6.10	[illegible]	[illegible]	[illegible]
5	2.07	109°	1.72	103°	4.55	95°	3.39	110°	6.04	[illegible]	2.77	[illegible]
平均	1.21		1.22		3.27		2.61		[illegible]		[illegible]	

区別	2.2km	2.3km	2.4km
——— 下	2.74	2.61	1.79
- - - 中	2.31	5.11	6.06
—— 上	2.71	1.55	6.25



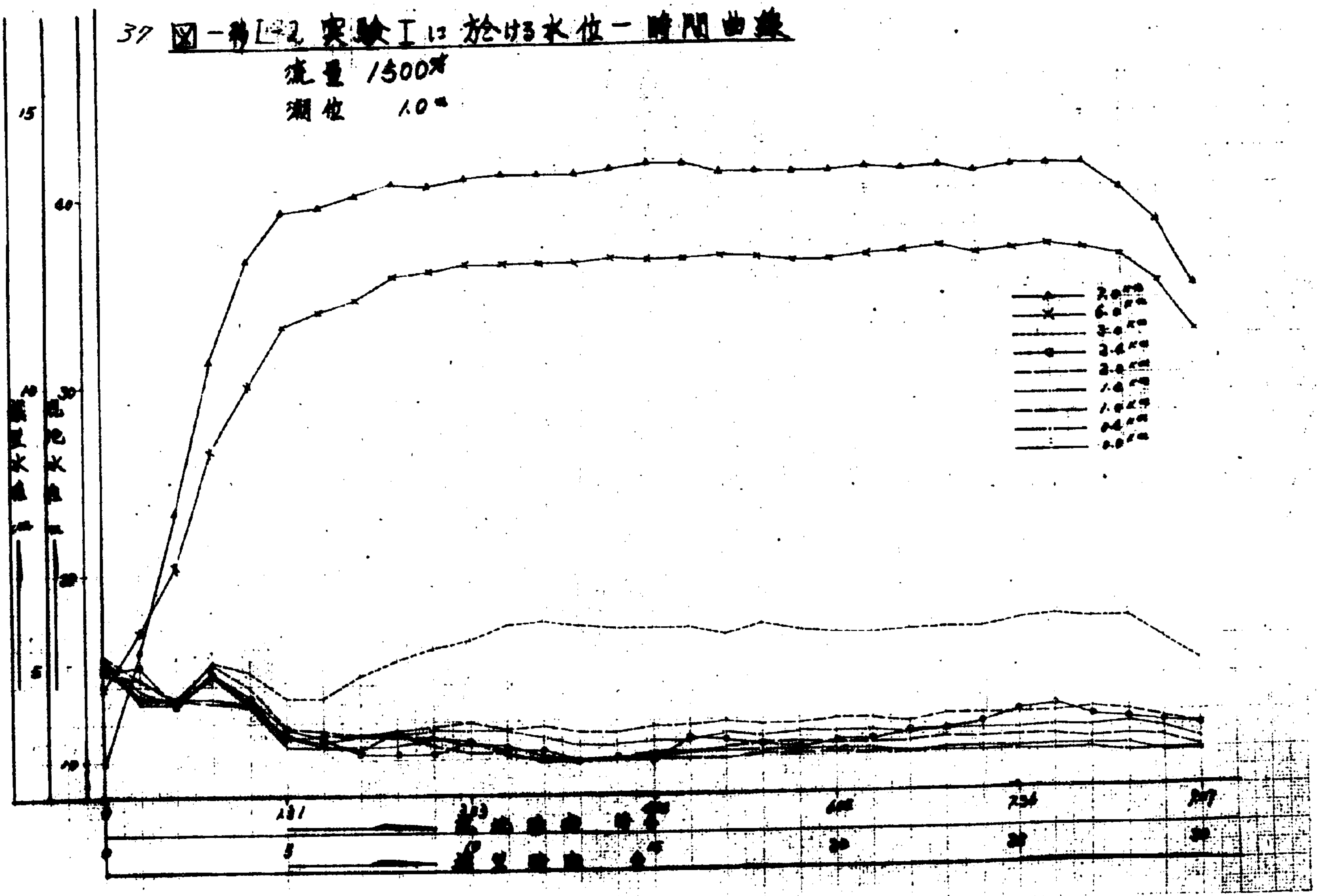
36 図－移工-1 実験工 に於ける水位縦断図



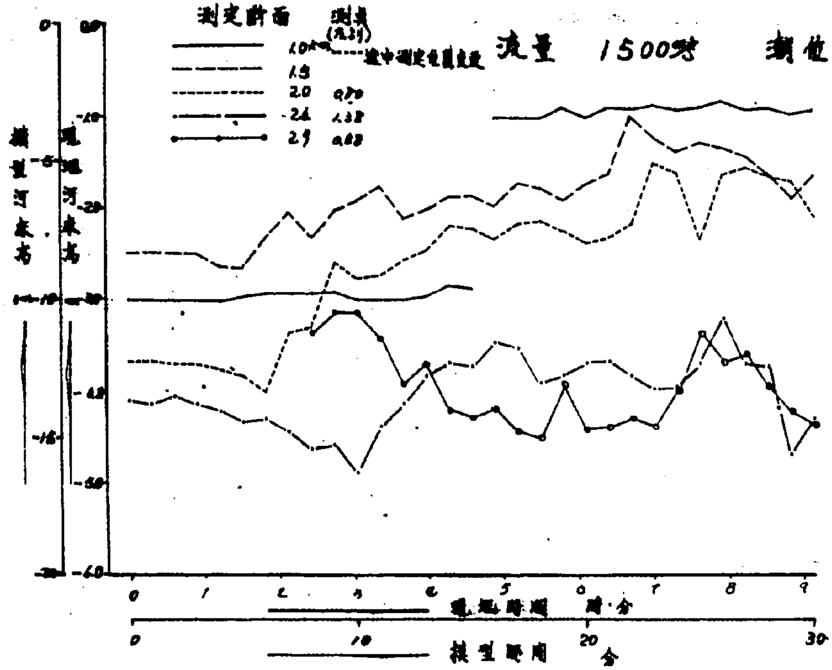
37 図-第L-2 実験Iに於ける水位ー時間曲線

流量 1500㎥

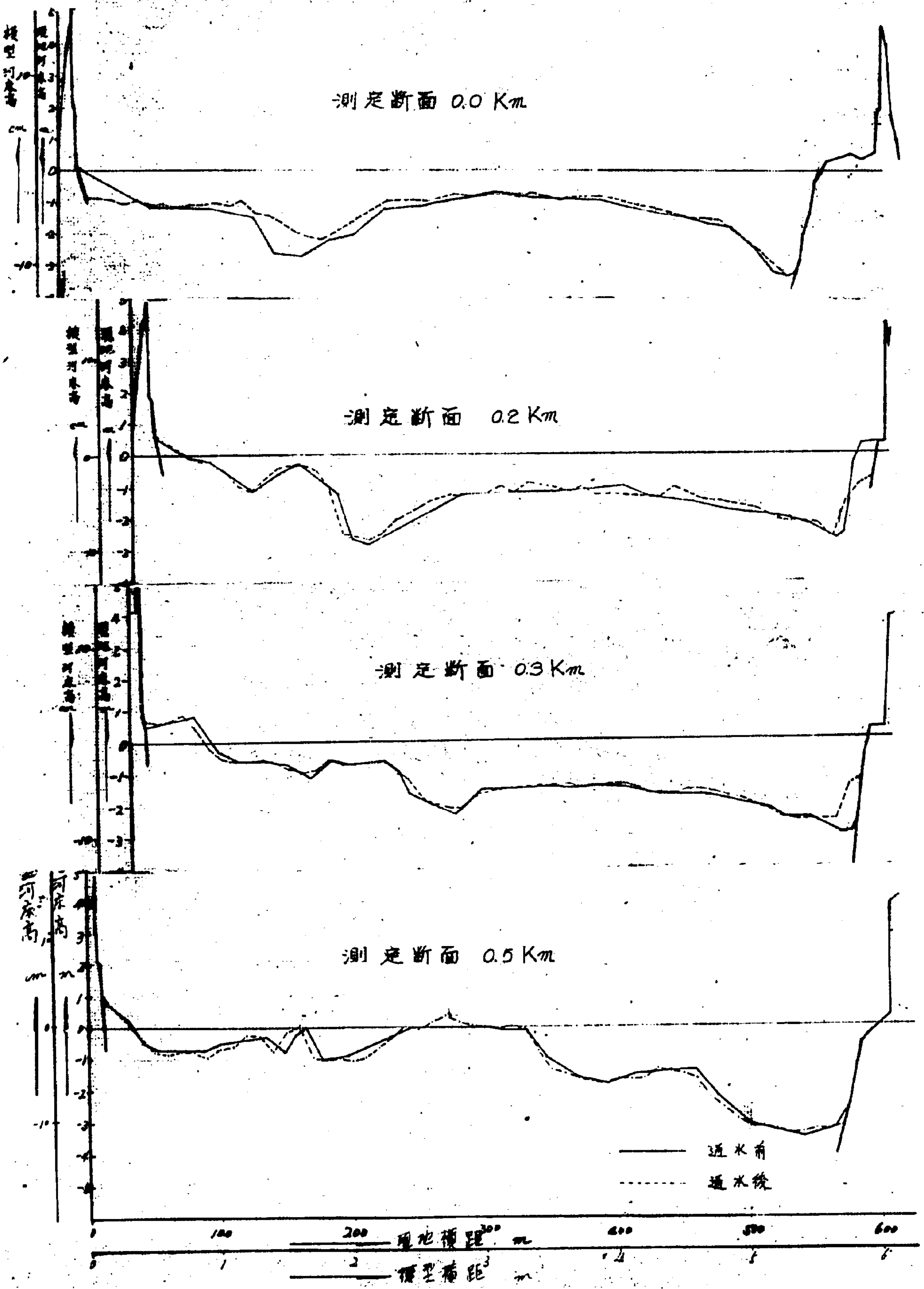
潮位 1.0m



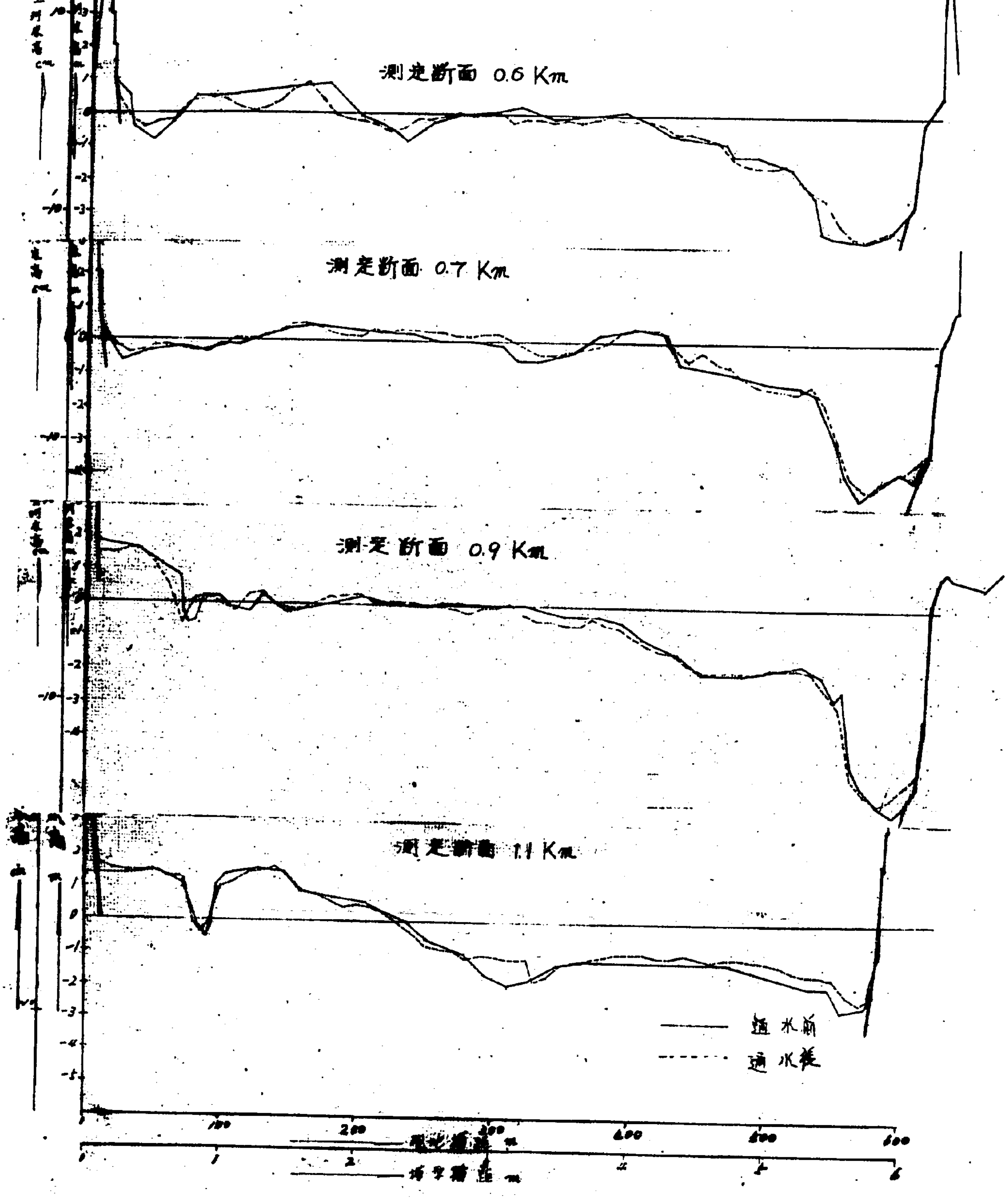
38 図ー移I-3 実験 I に於ける通水中河床変動横断図



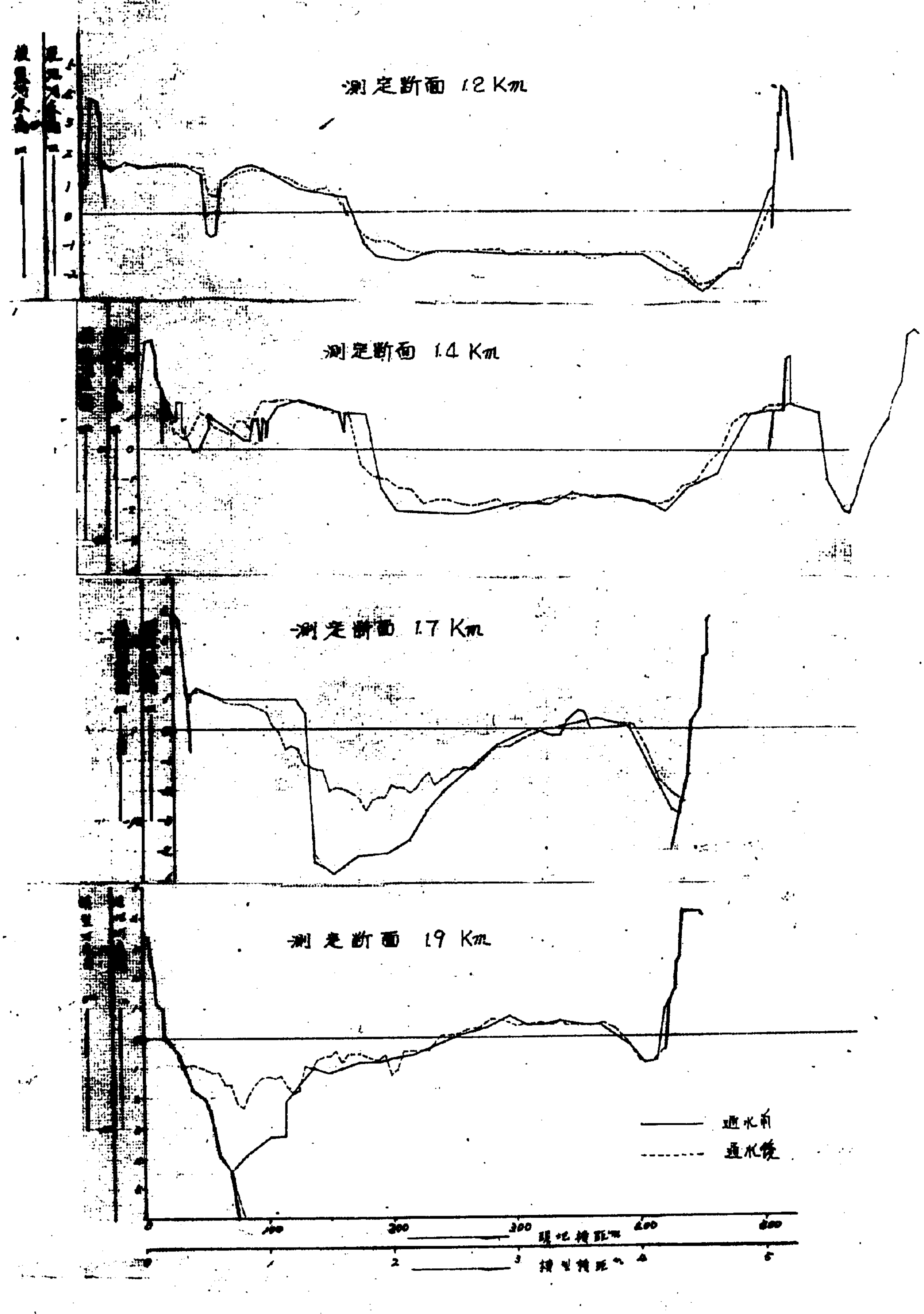
39 図ー押工ー4 実験Ⅱに於ける河床変動横断図



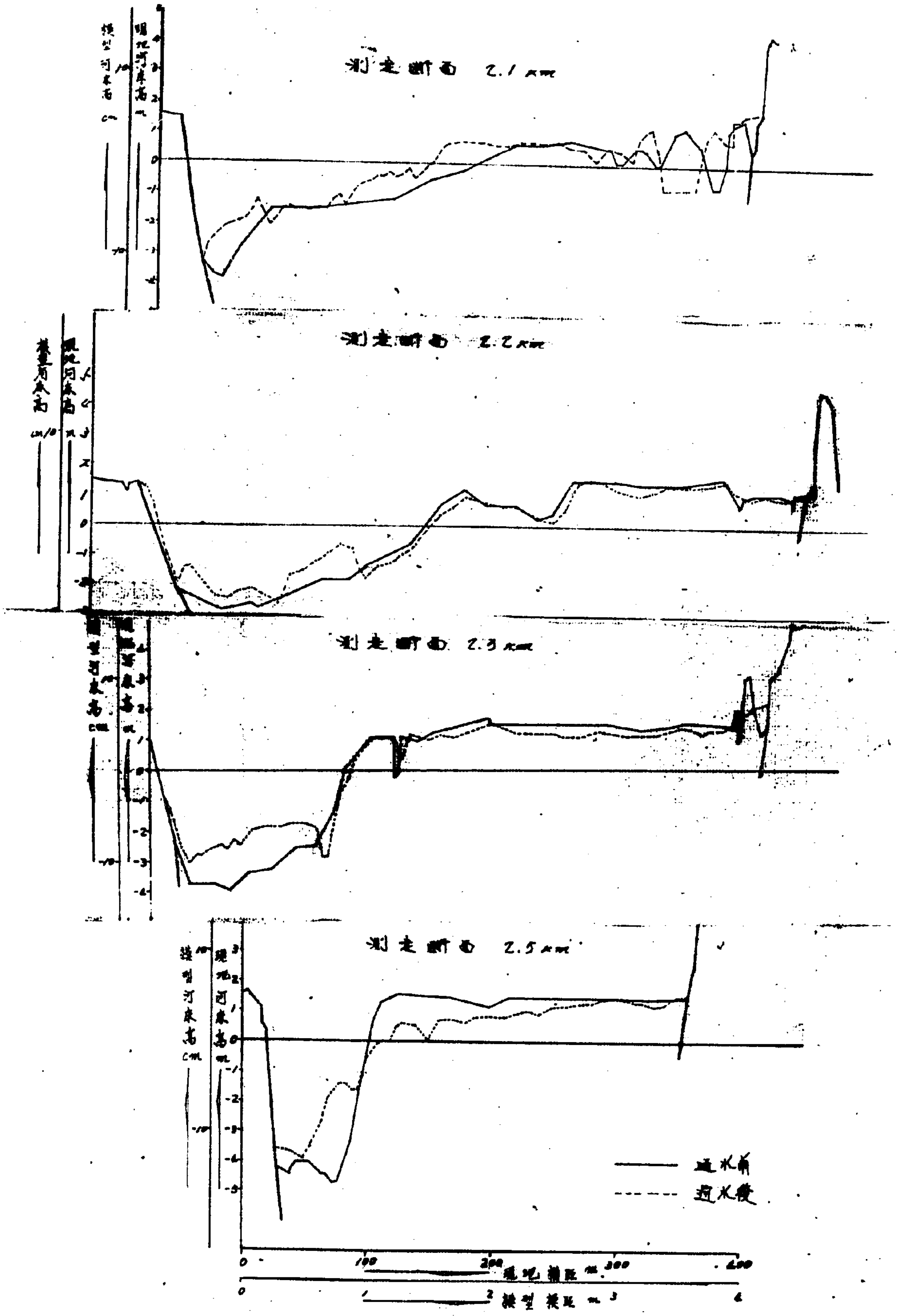
40 図一移工-5 実験 I に於ける河床変動横断図



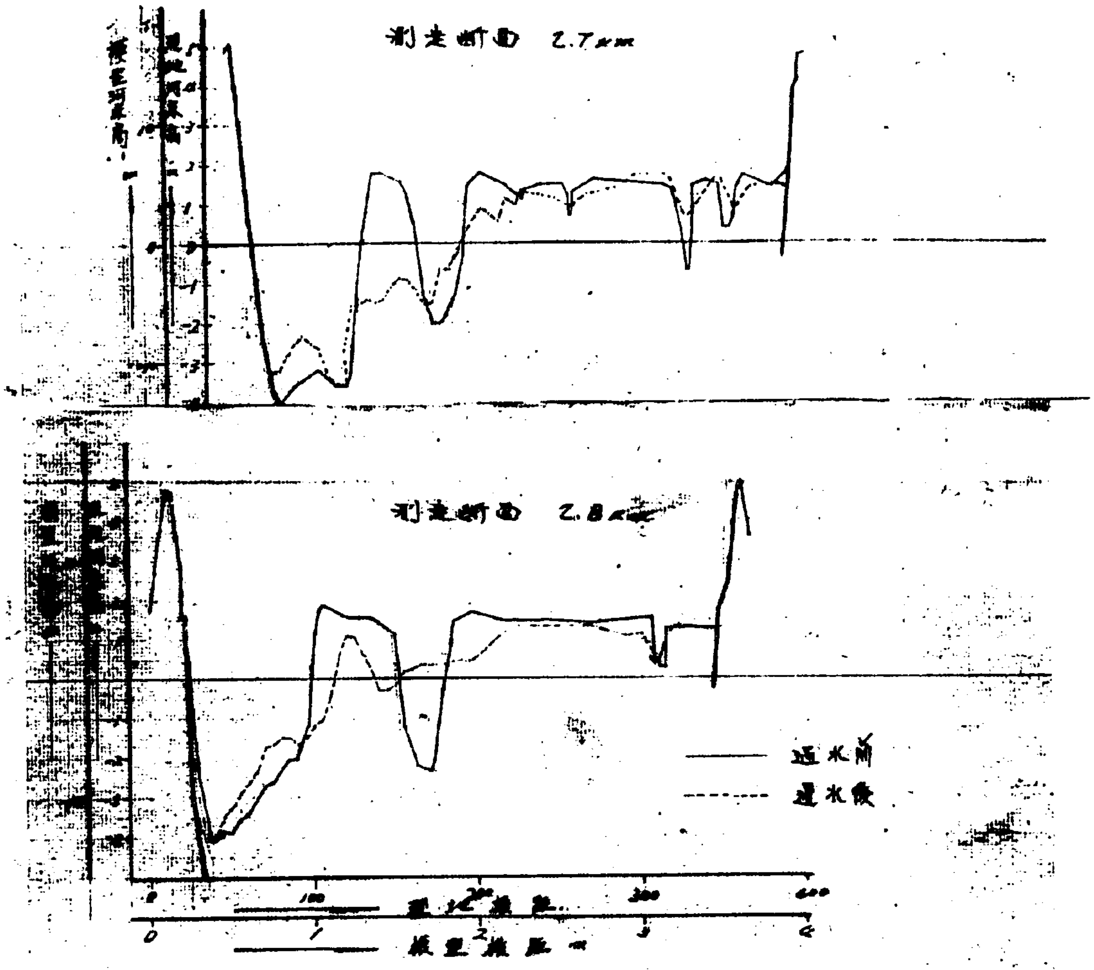
41 図一形エー6実験工に於ける河床変動横断図

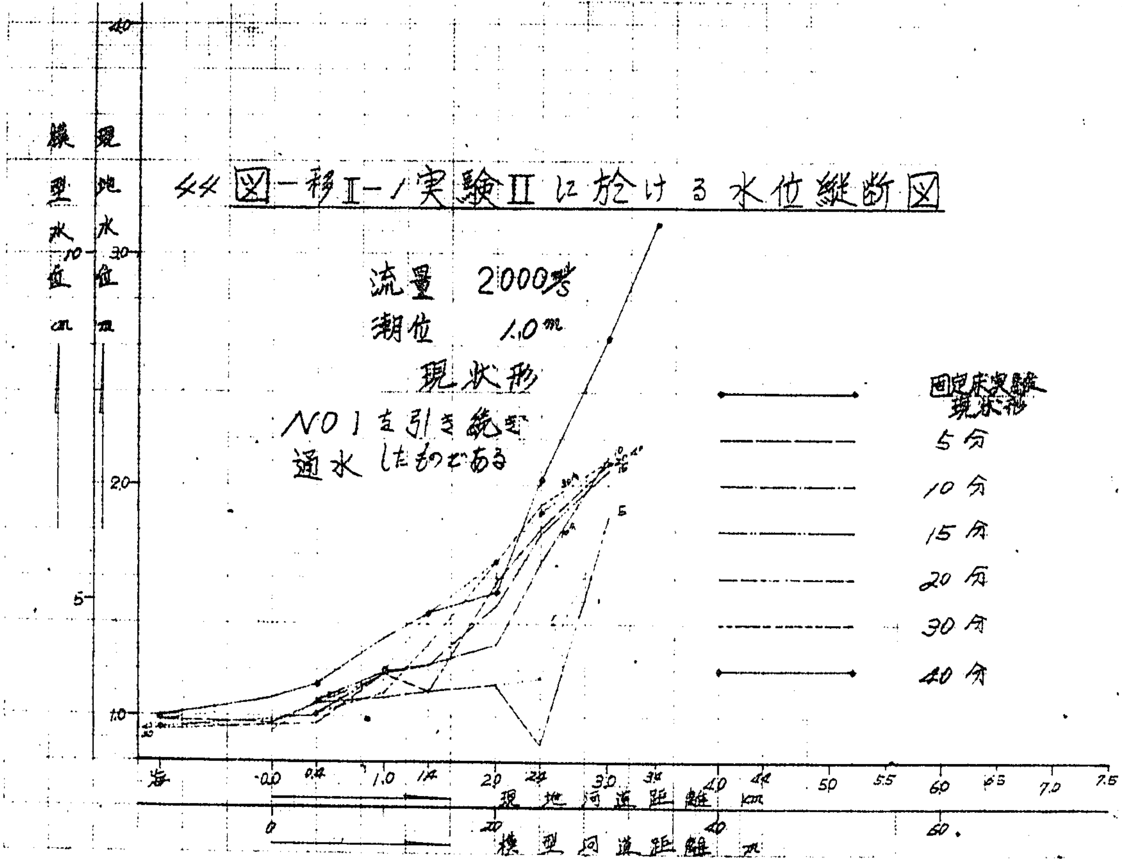


42 図ー杉エーク実験工に於ける河床変動横断図



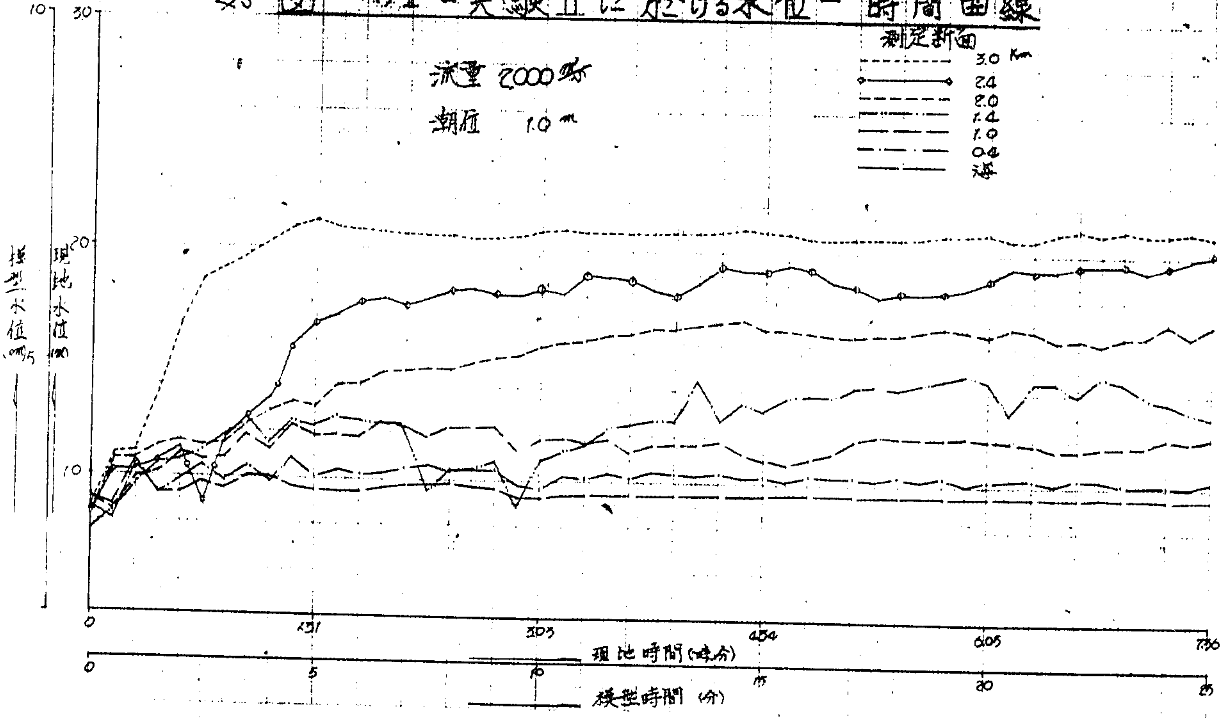
43図—移工—8 試験工に於ける河床変動横断図



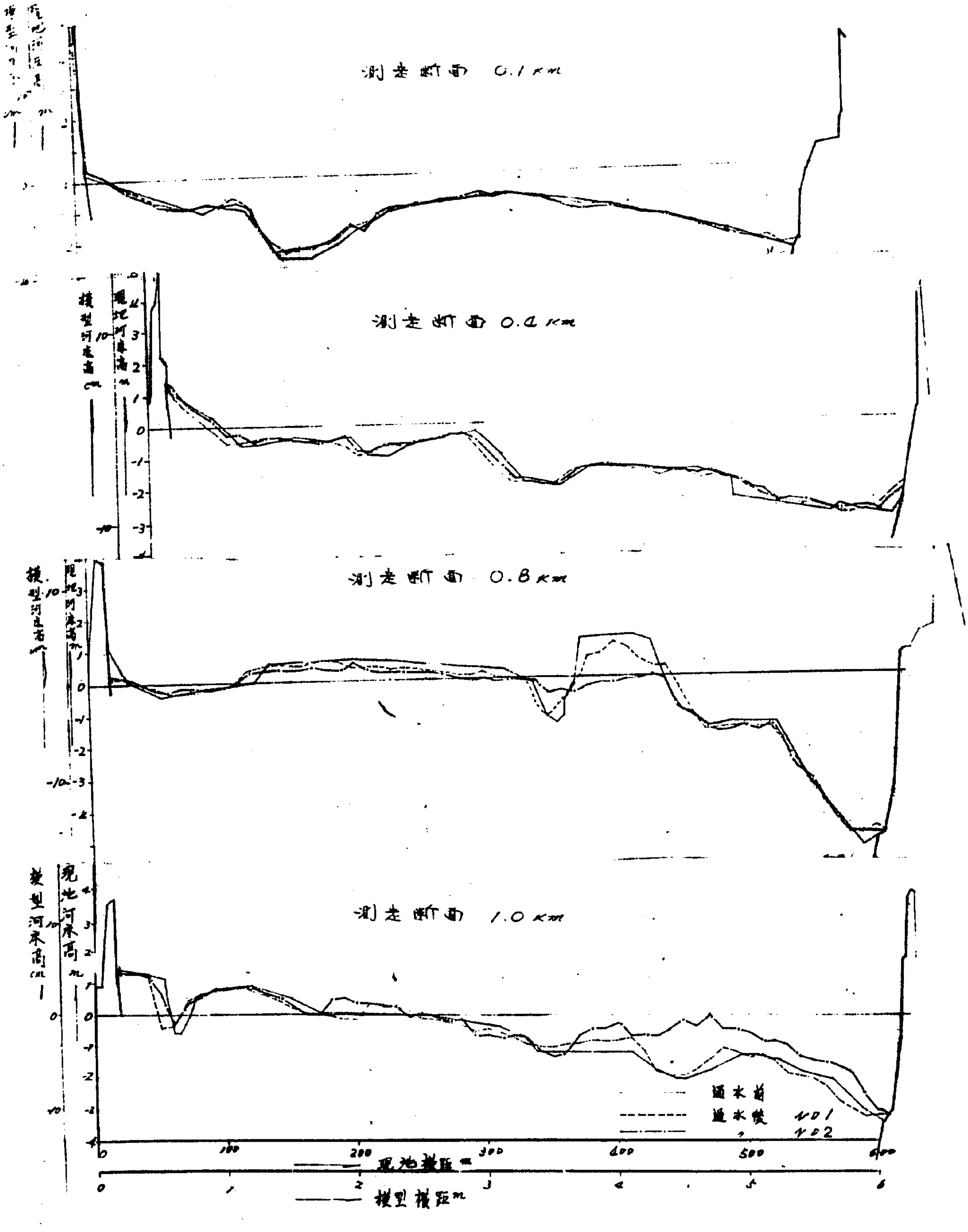


44 図－移II－1 実験IIに於ける水位縦断図

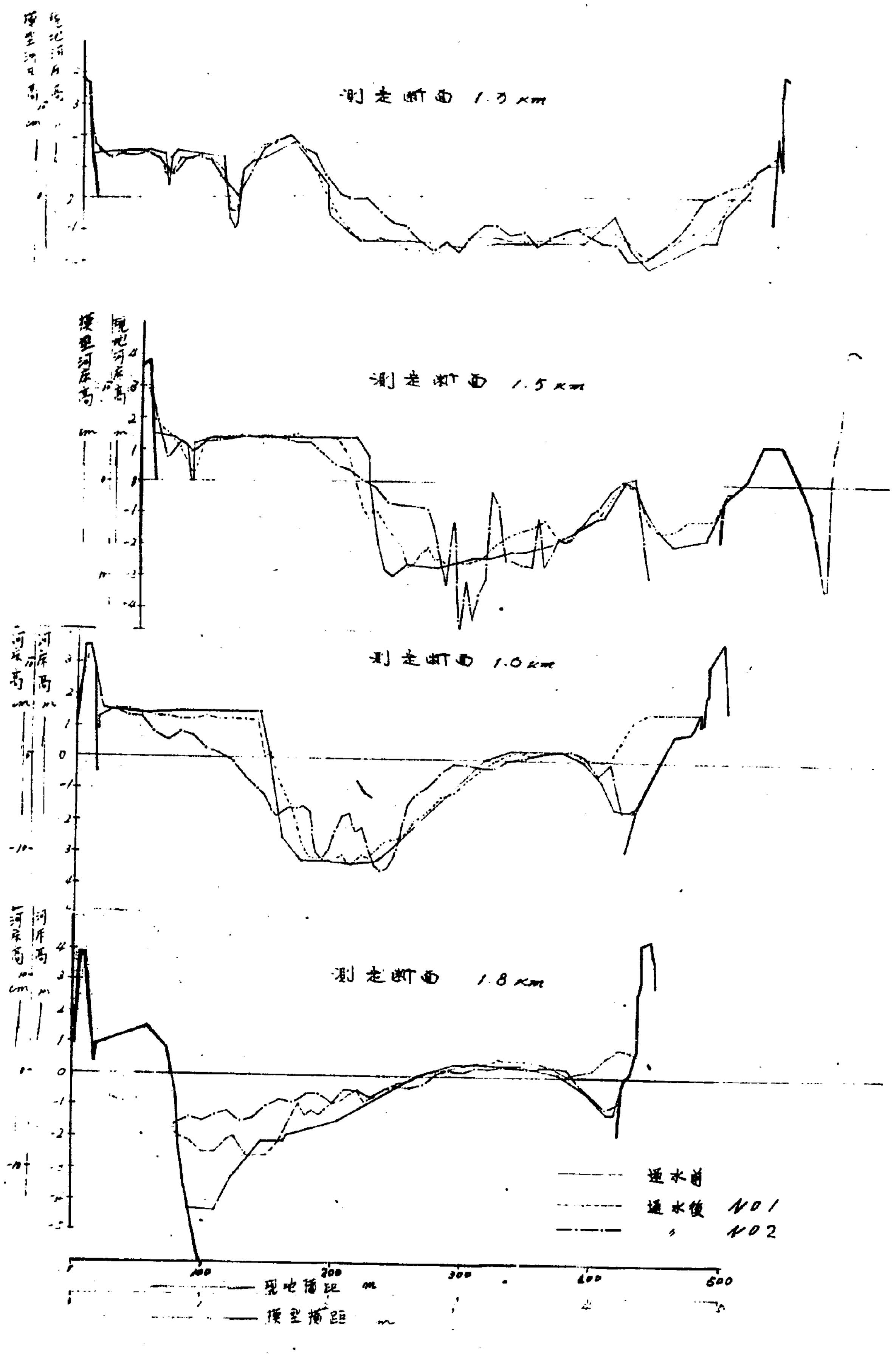
第5図 ― 静II-2 実験II に於ける水位－時間曲線



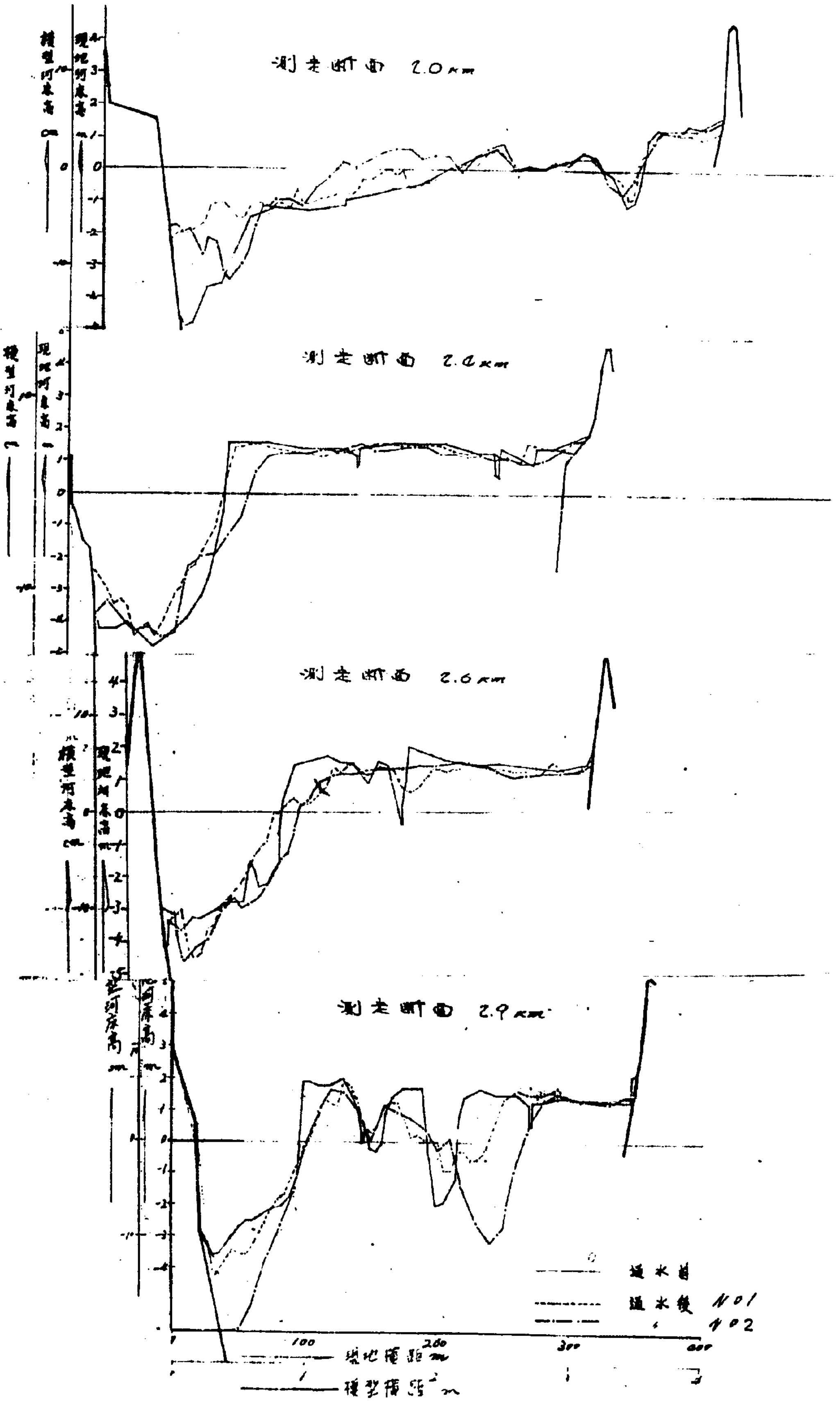
46図－移Ⅱ-3 実験Ⅱにおける河床変動横断図



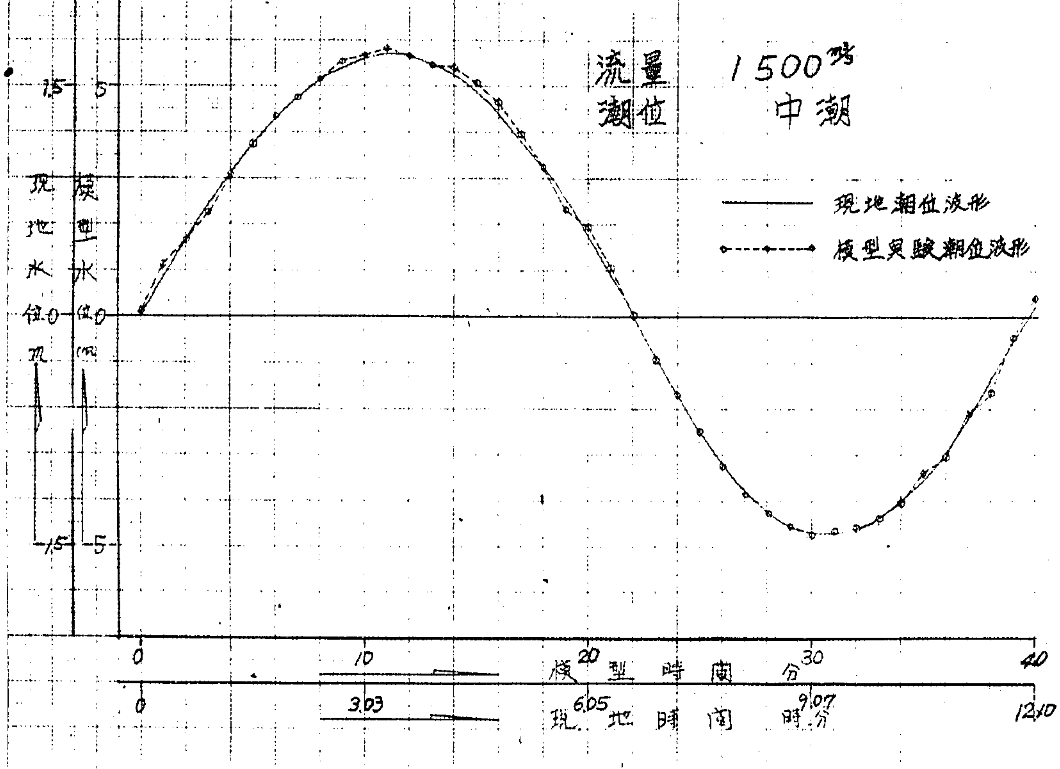
47図 − 移I−4 実験II に於ける河床変動横断図



48 図－附Ⅱ－5 実験Ⅱに於ける河床変動横断図



49 図-移III-1 実験IIIに於ける潮位波形図



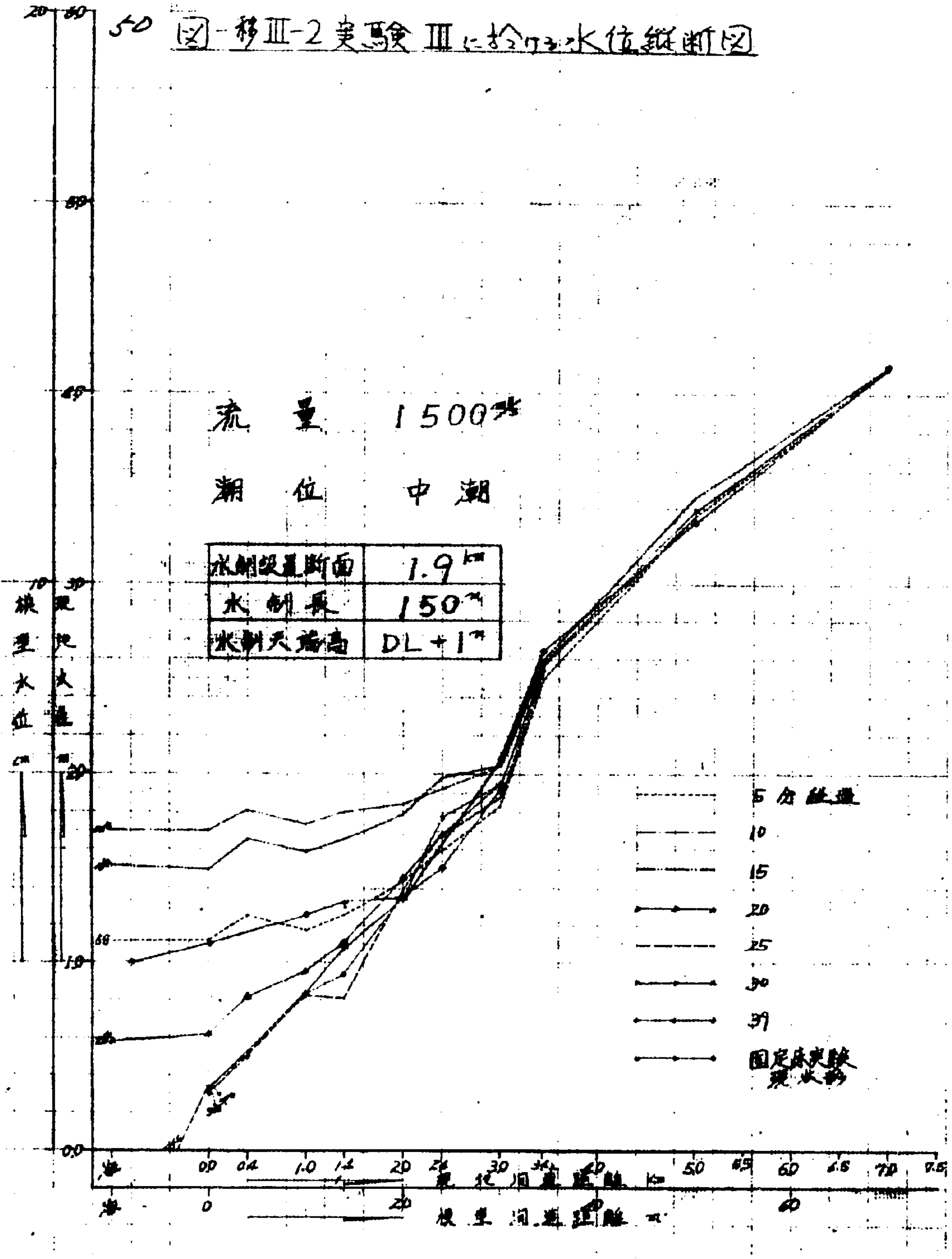


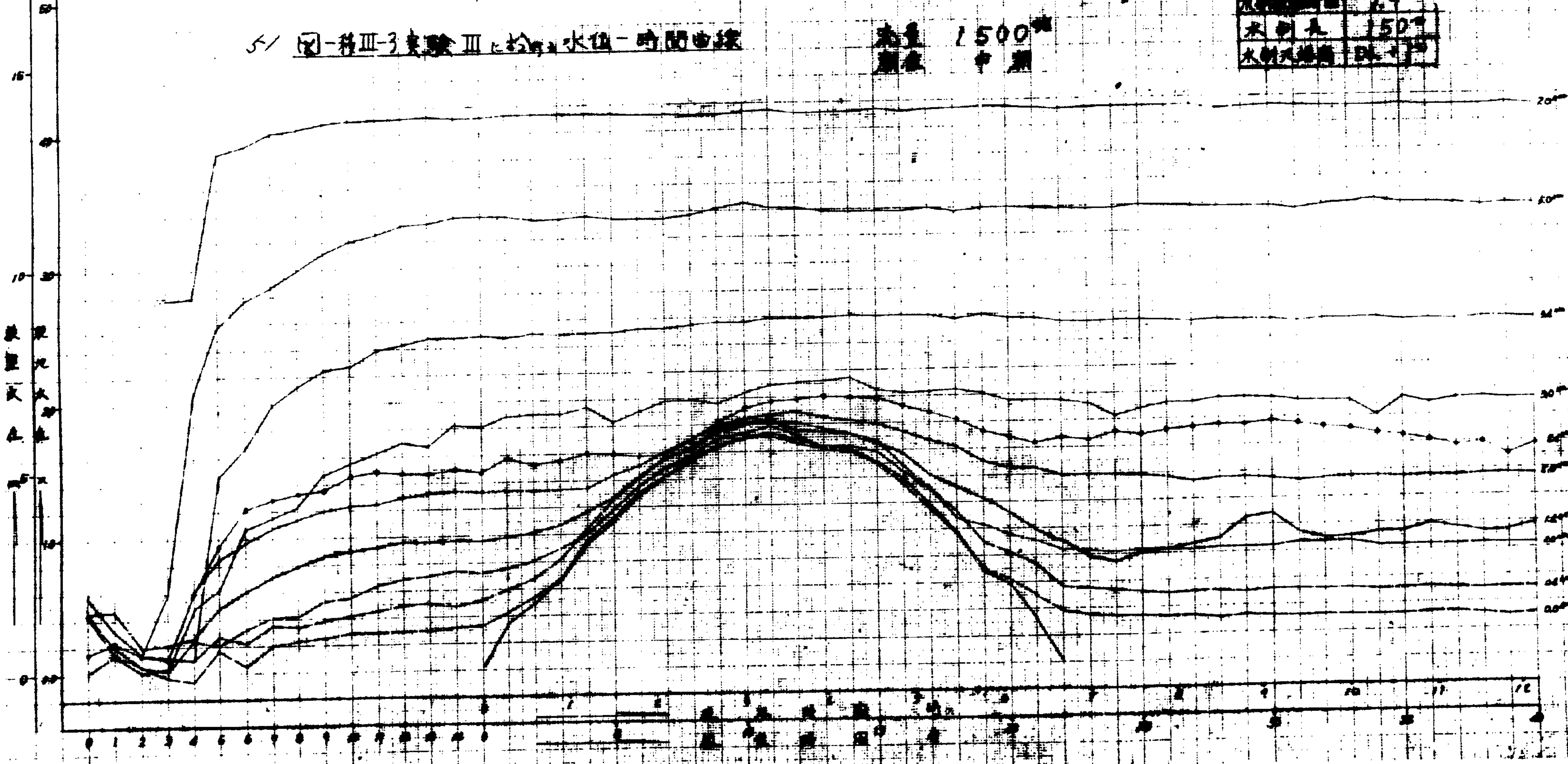
図-移III-2 実験IIIに於ける水位縦断図

51 図-付III-3 実験IIIに於ける水位-時間曲線

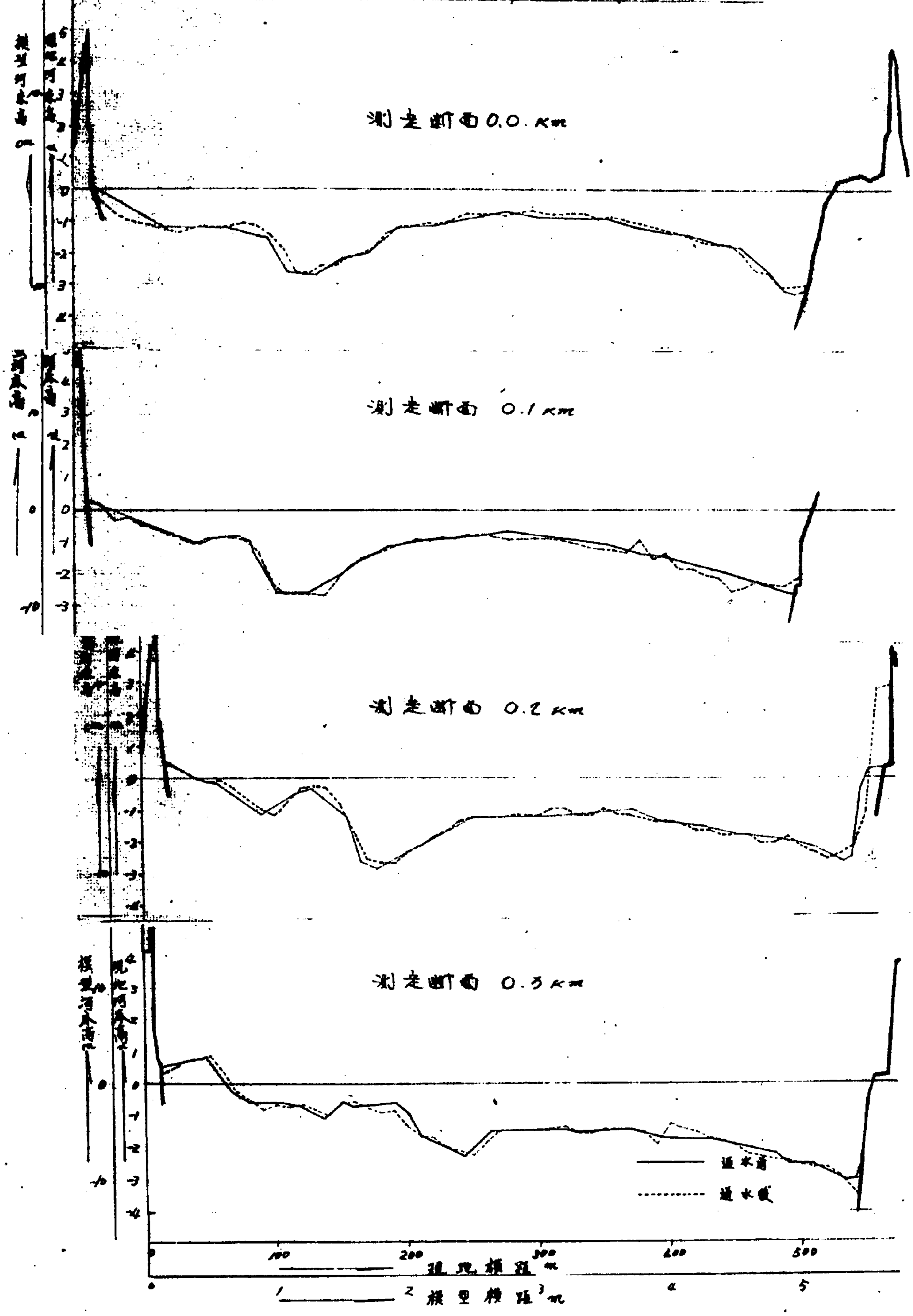
流量 1500㎥

潮位 中潮

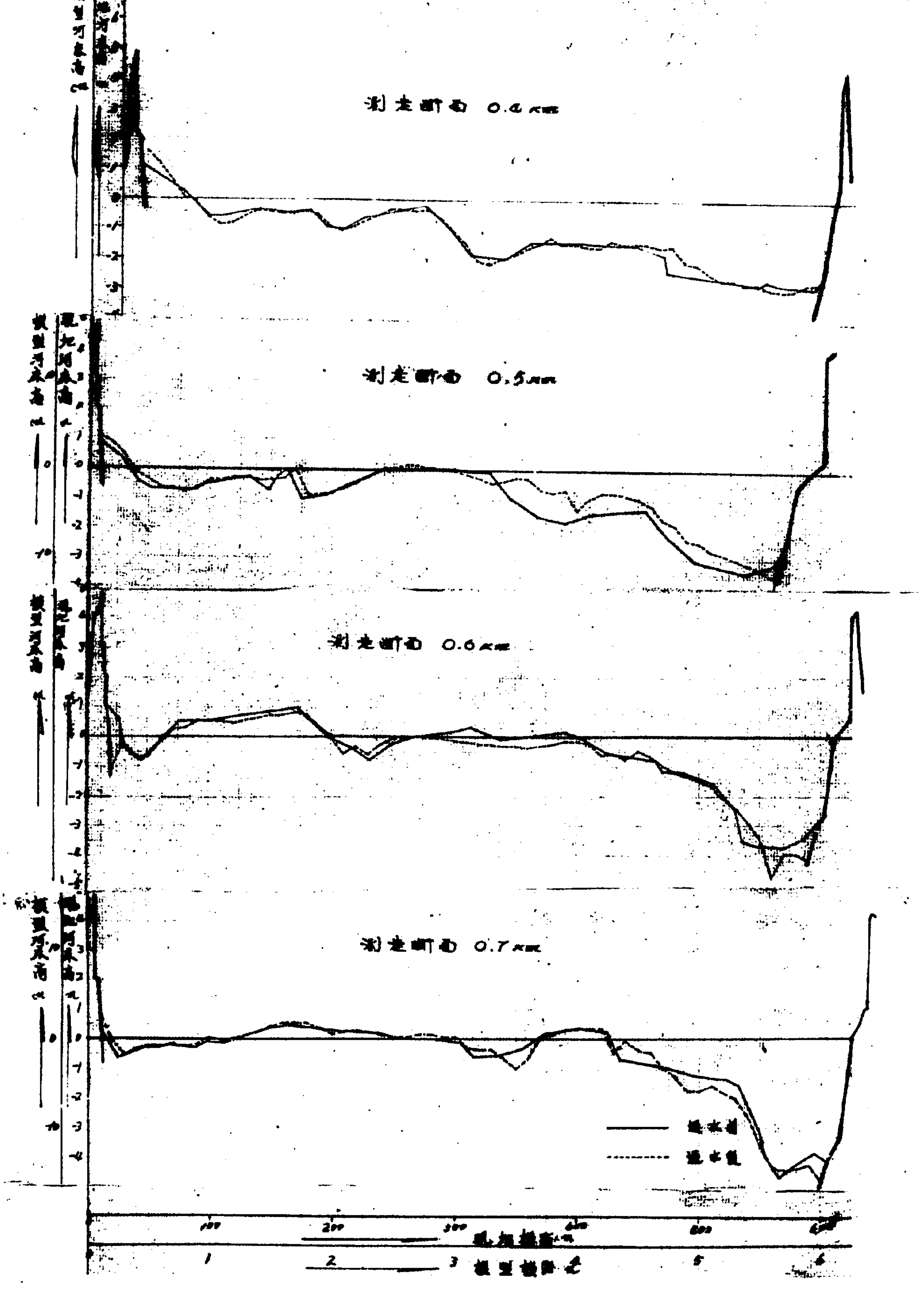
水制設置間隔	10m
水制長	150m
水制天端高	DL+[illegible]



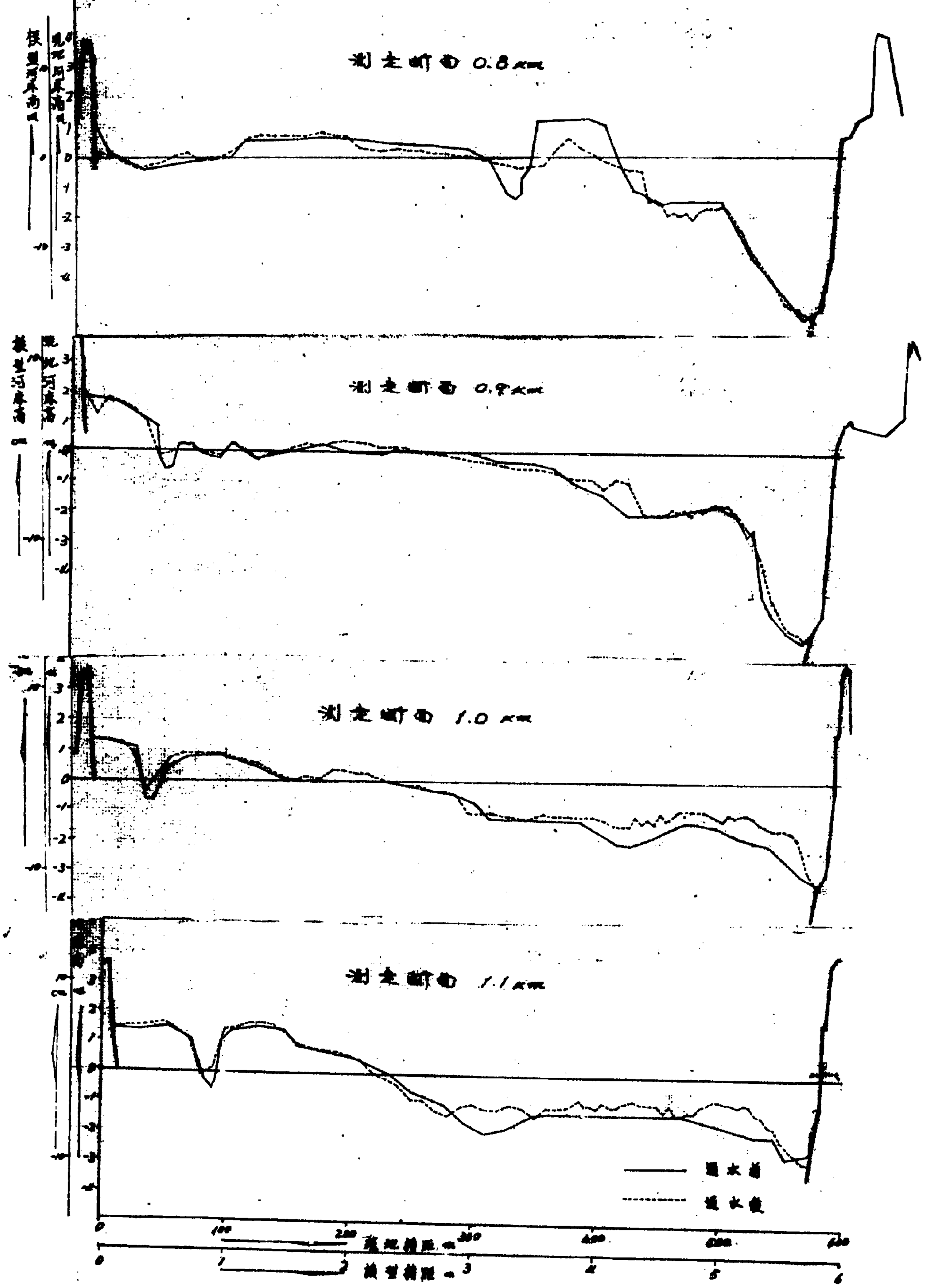
52 図-第Ⅲ-4 実験Ⅲに於ける河床変動横断図



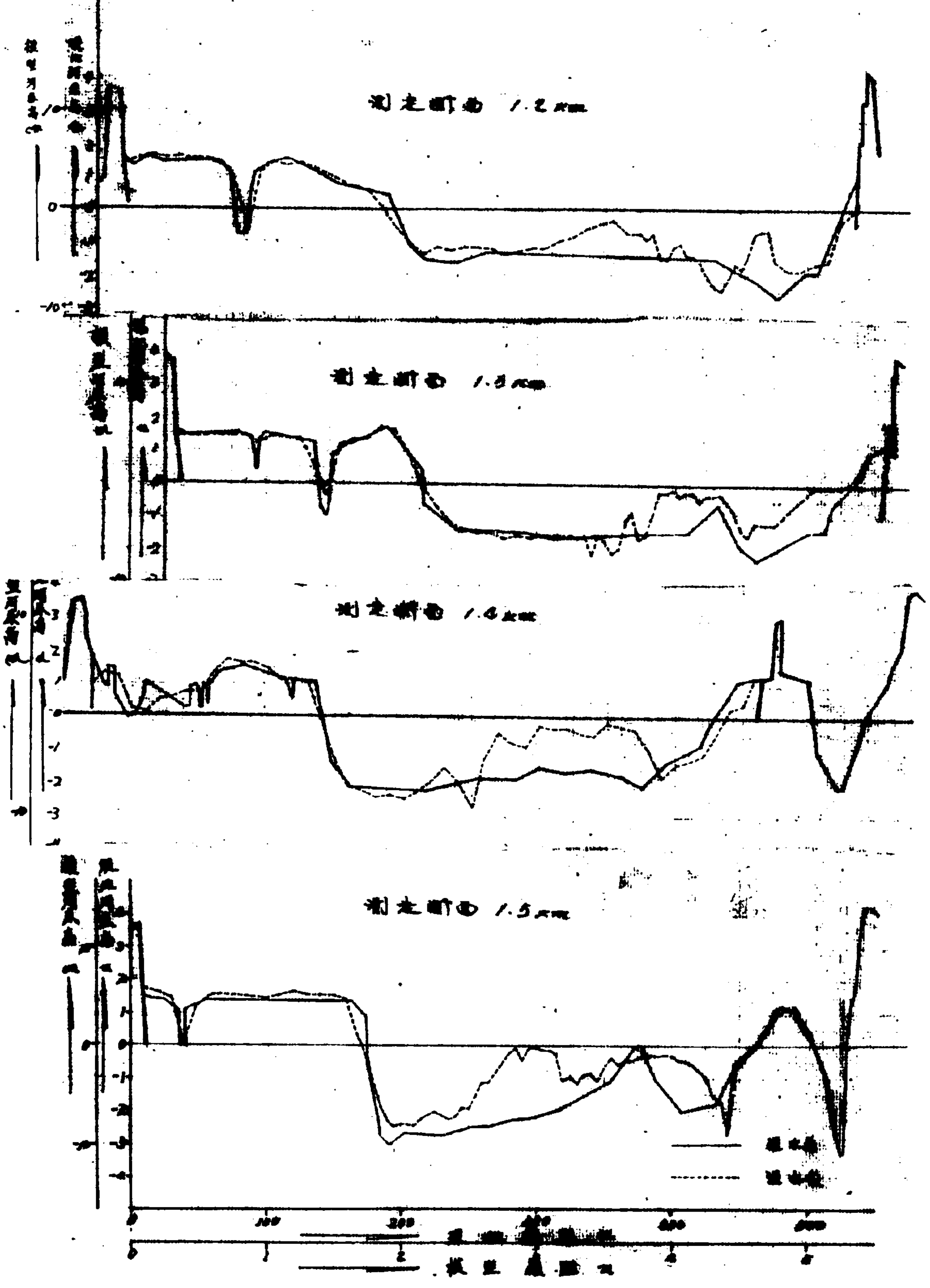
53図 模III-5 実験IIIに於ける河床変動横断図



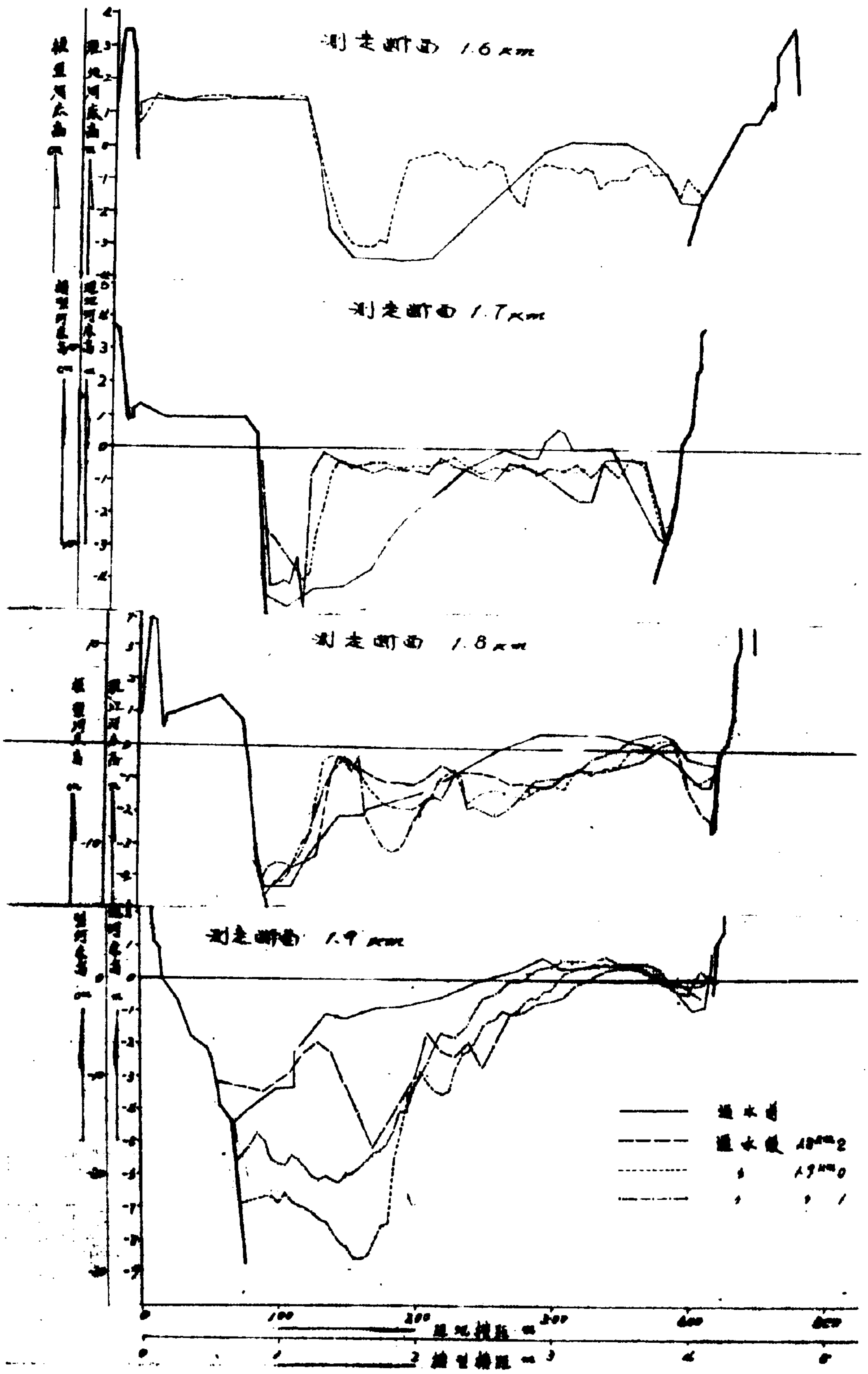
54図-動III-1 実験IIIに於ける河床変動横断図



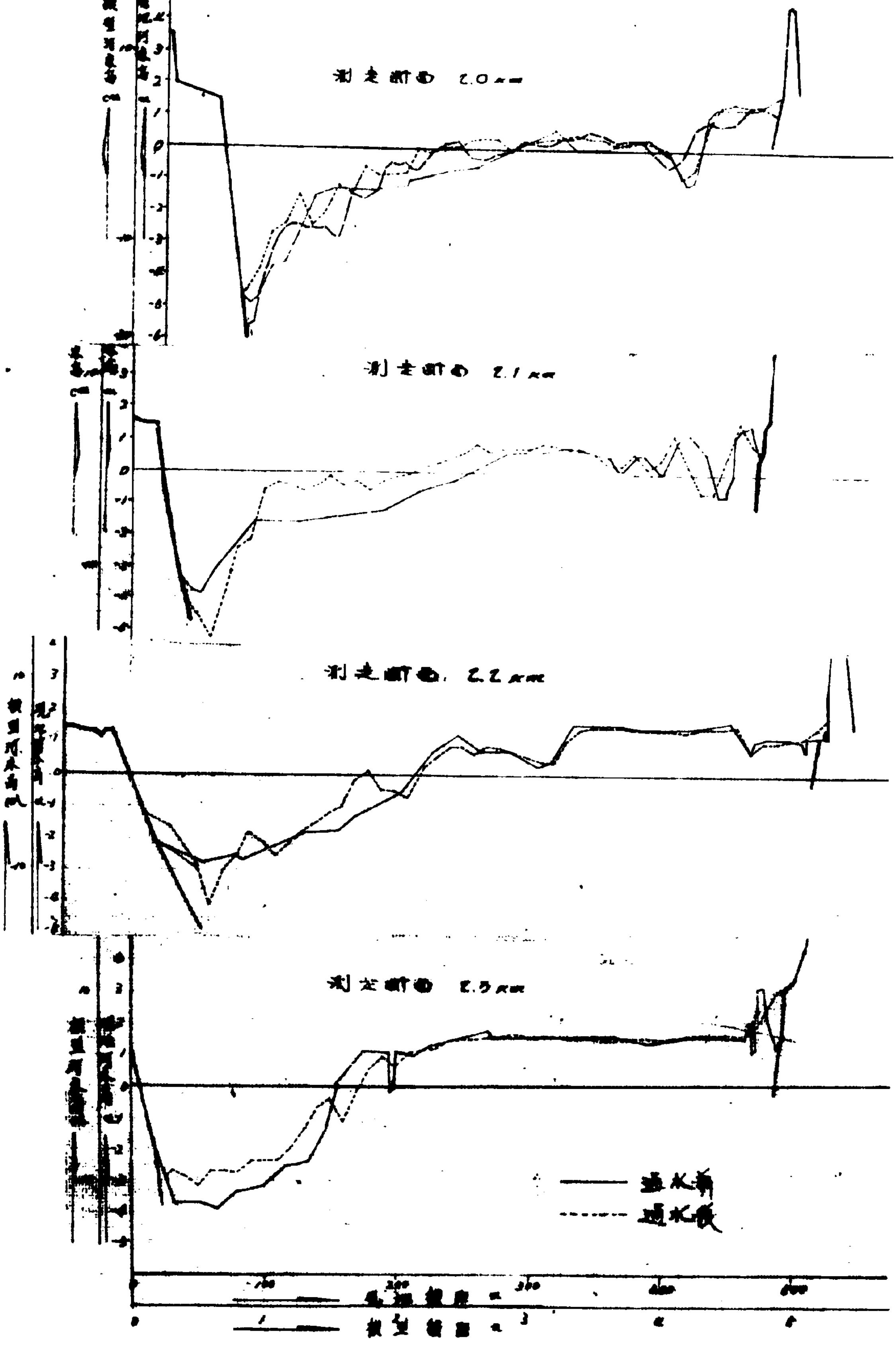
55 図-付III-7 実験IIIに於ける河床変動横断図



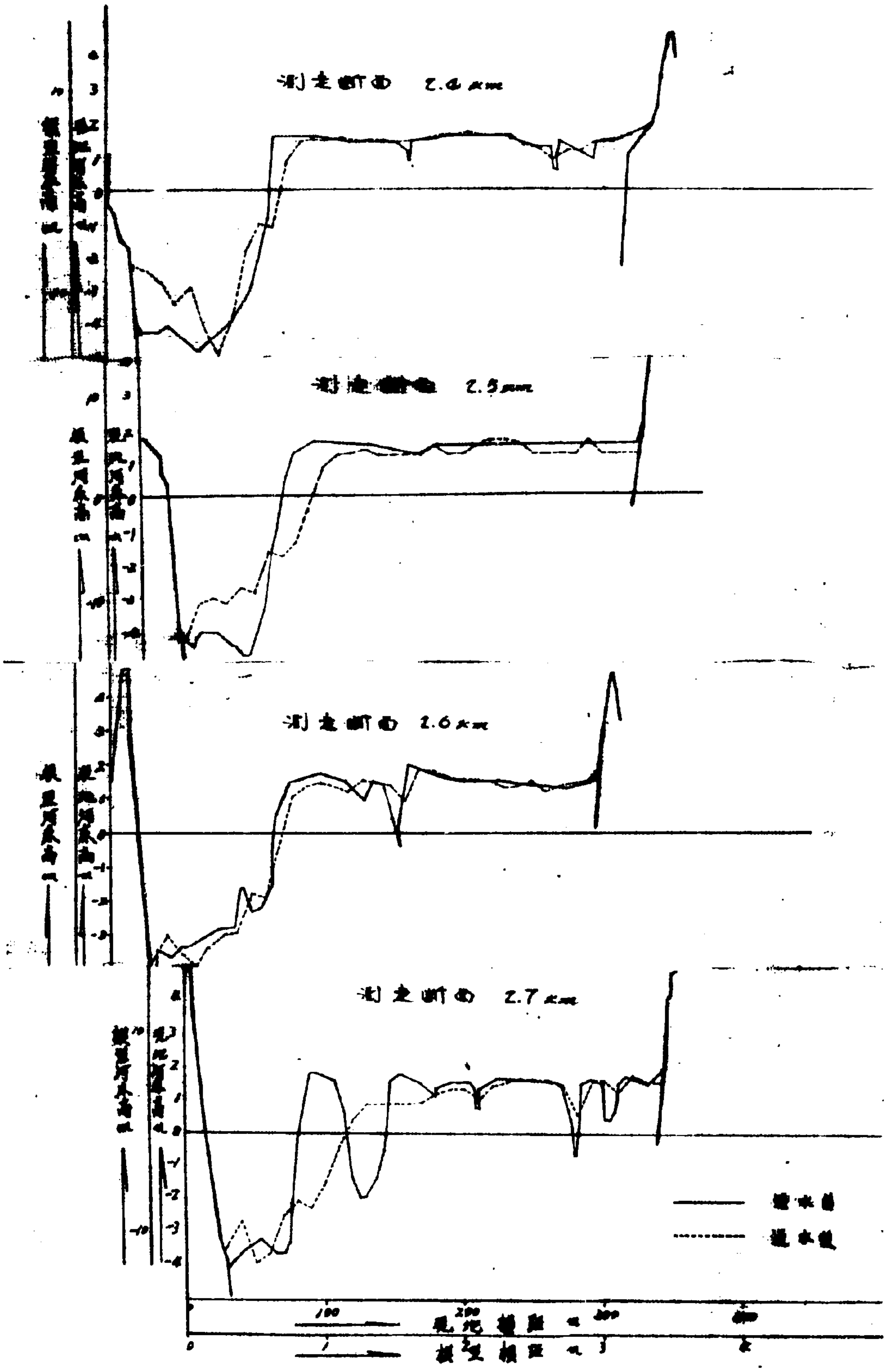
56 図-移Ⅲ-8 実験 Ⅲ に於ける河床変動横断図



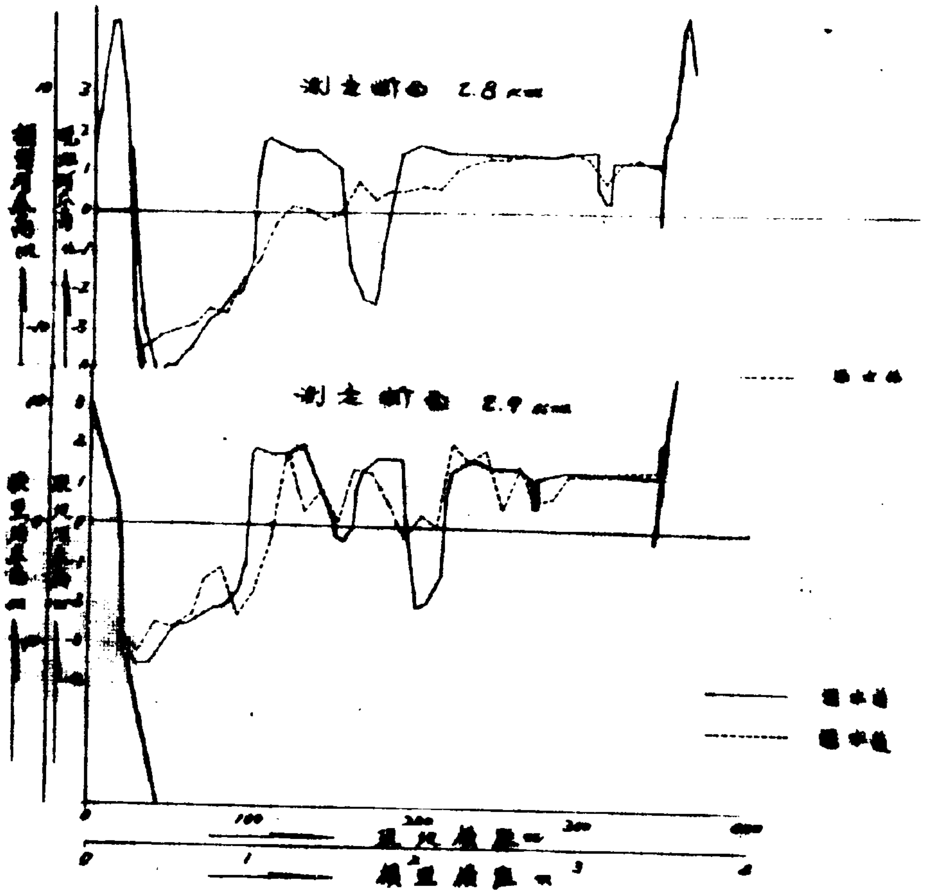
57 図-移III-9 実験IIIに於ける河床変動横断図



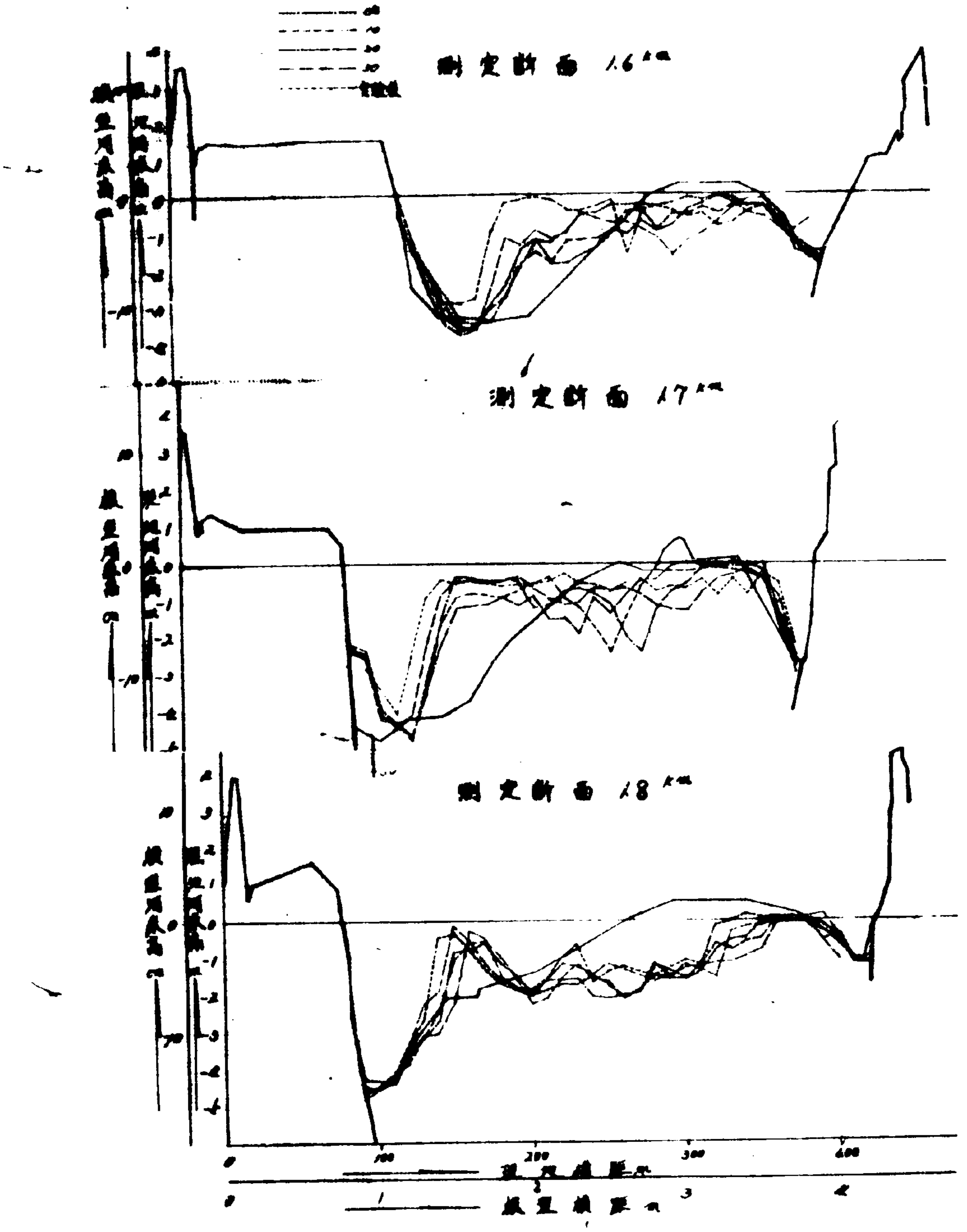
58図-移III-11実験 III に於ける河床変動横断図

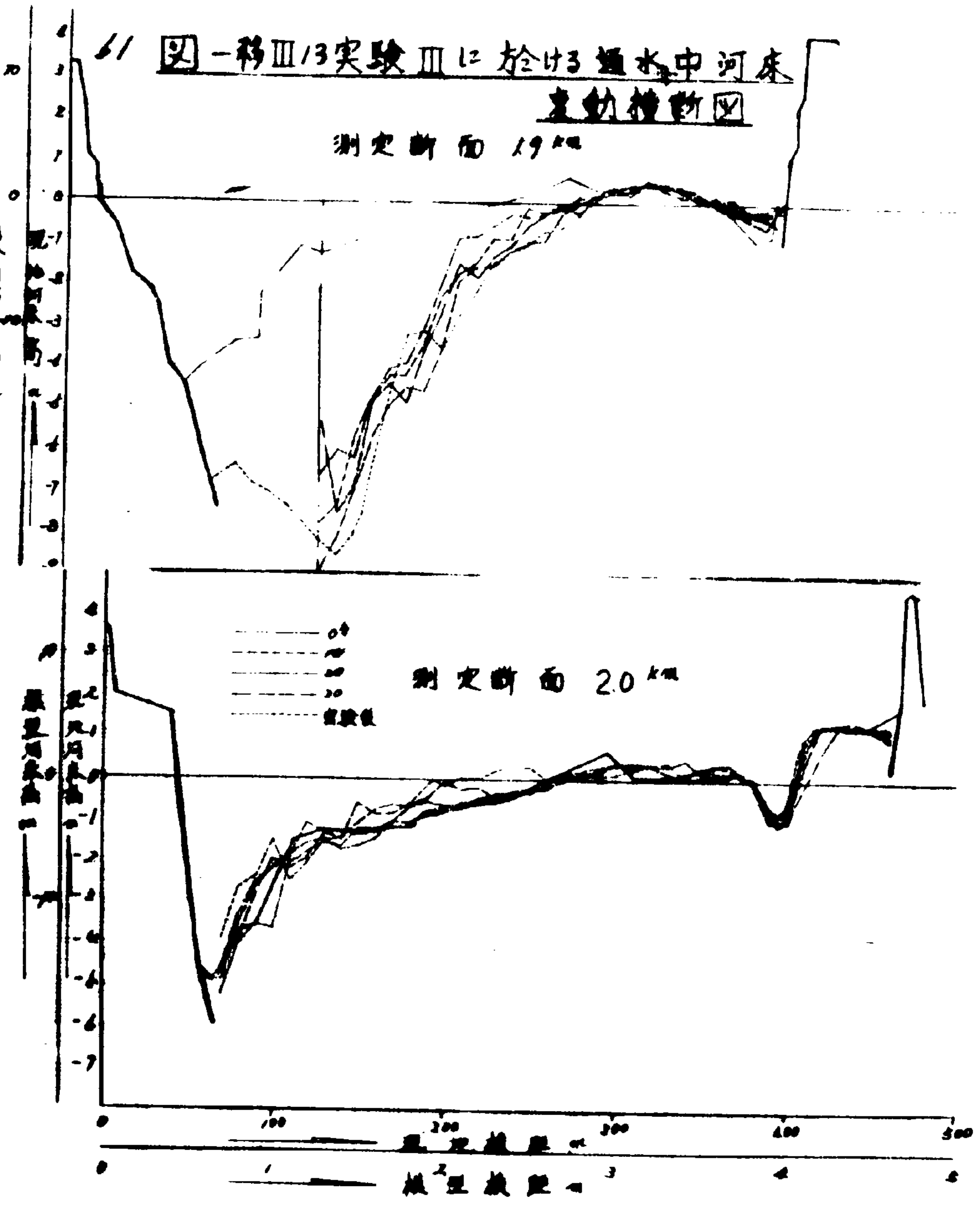


59図 - 移III-11 実験 III に於ける河床変動横断図



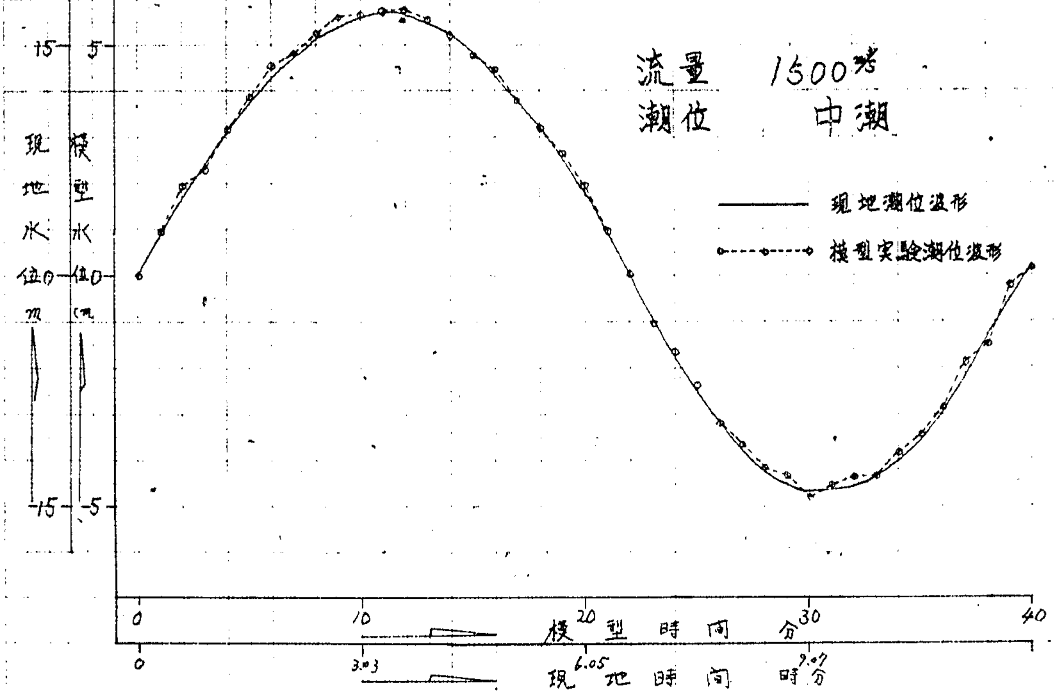
60図 一静III/2実験III に於ける通水中河床変動横断図





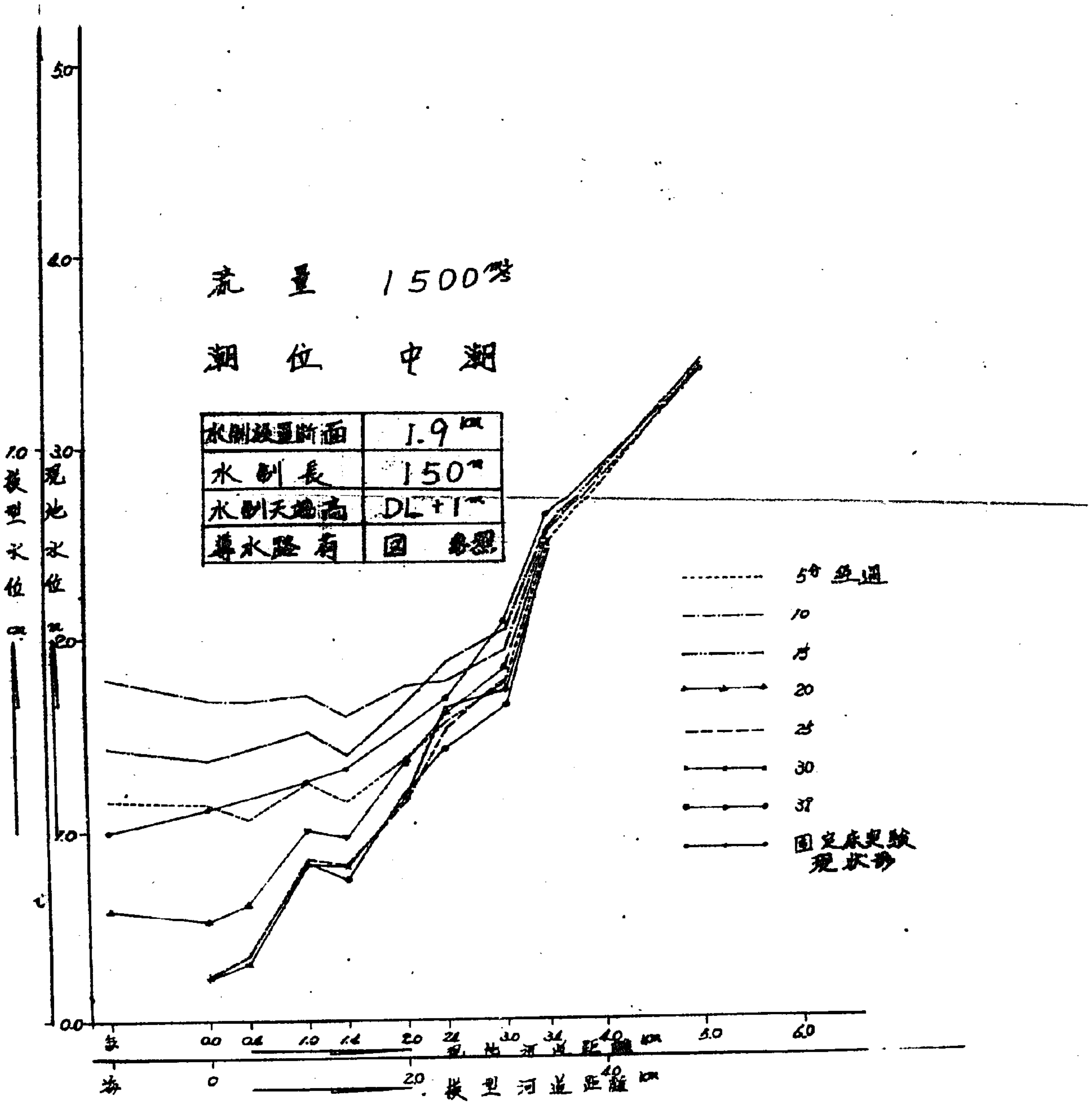
61 図—移III/13 実験IIIに於ける通水中河床変動横断図

62 図-移IV-1 実験IV に於ける潮位波形図



E9.

63 図-移Ⅳ-2 実験Ⅳに於ける水位縦断図

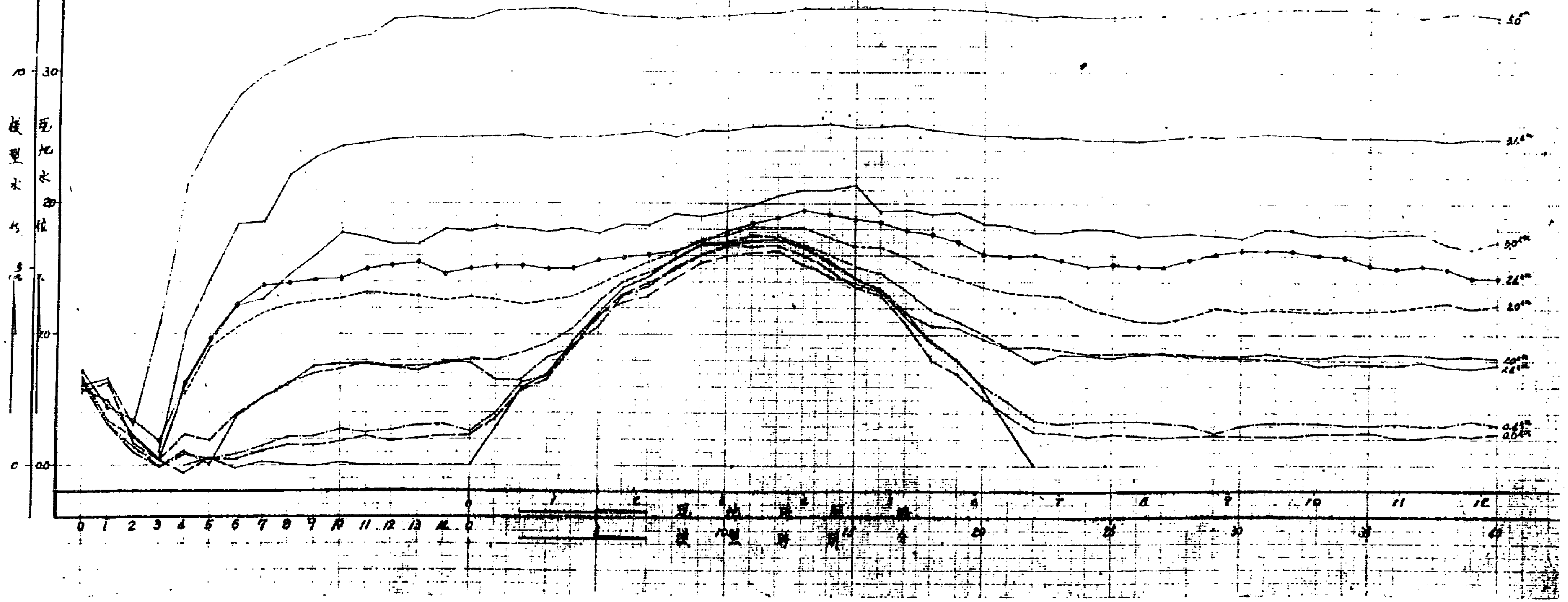


水制設置断面	1.9 km
水制長	150 m
水制天端高	DL+1 m
導水路有	図 参照

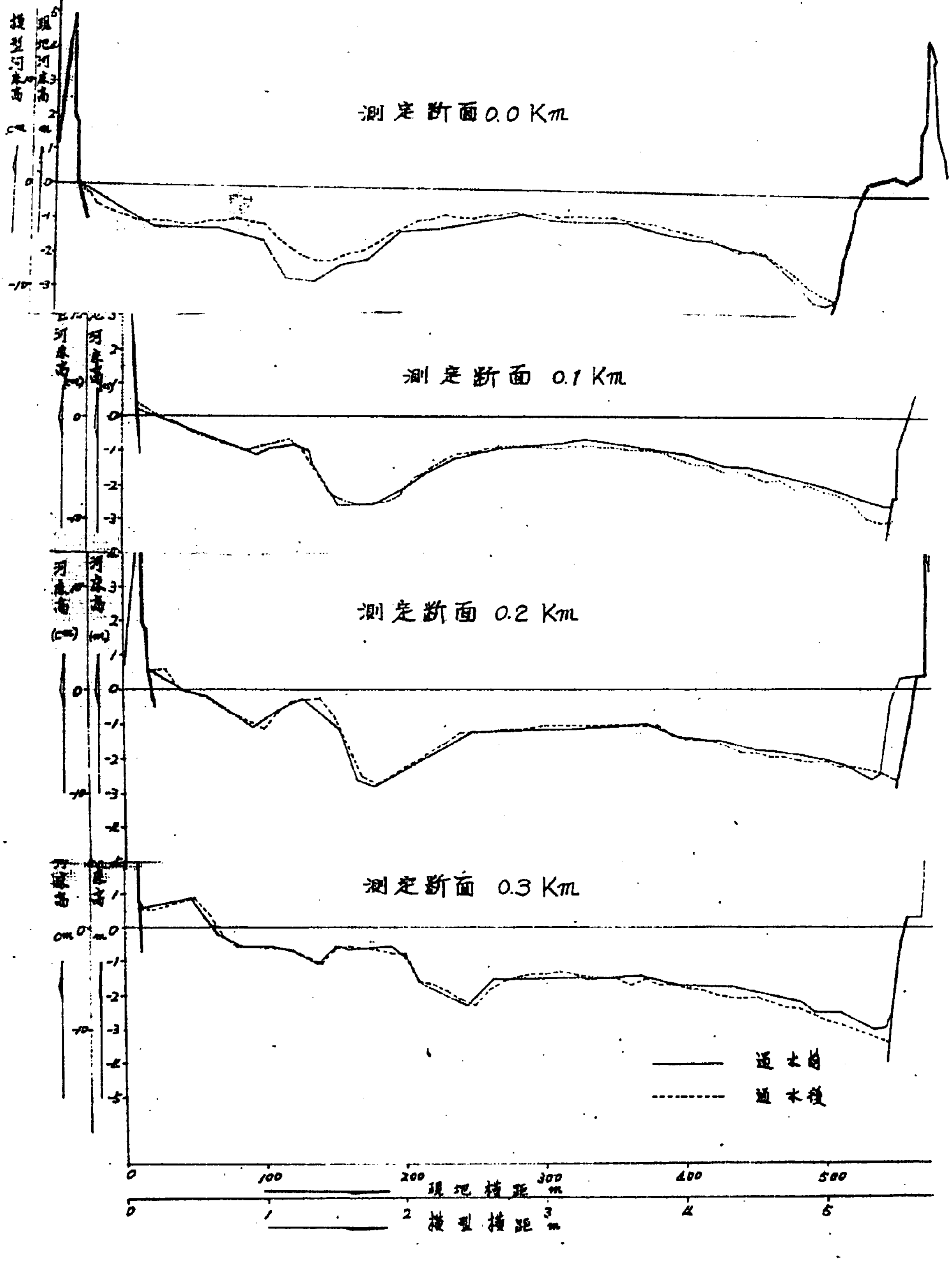
64 図 模型実験 IV における水位－時間曲線

水制設置断面	1.9 km
水制長	150 m
水制天端高	DL+1 m
導水堤 有	図 参照

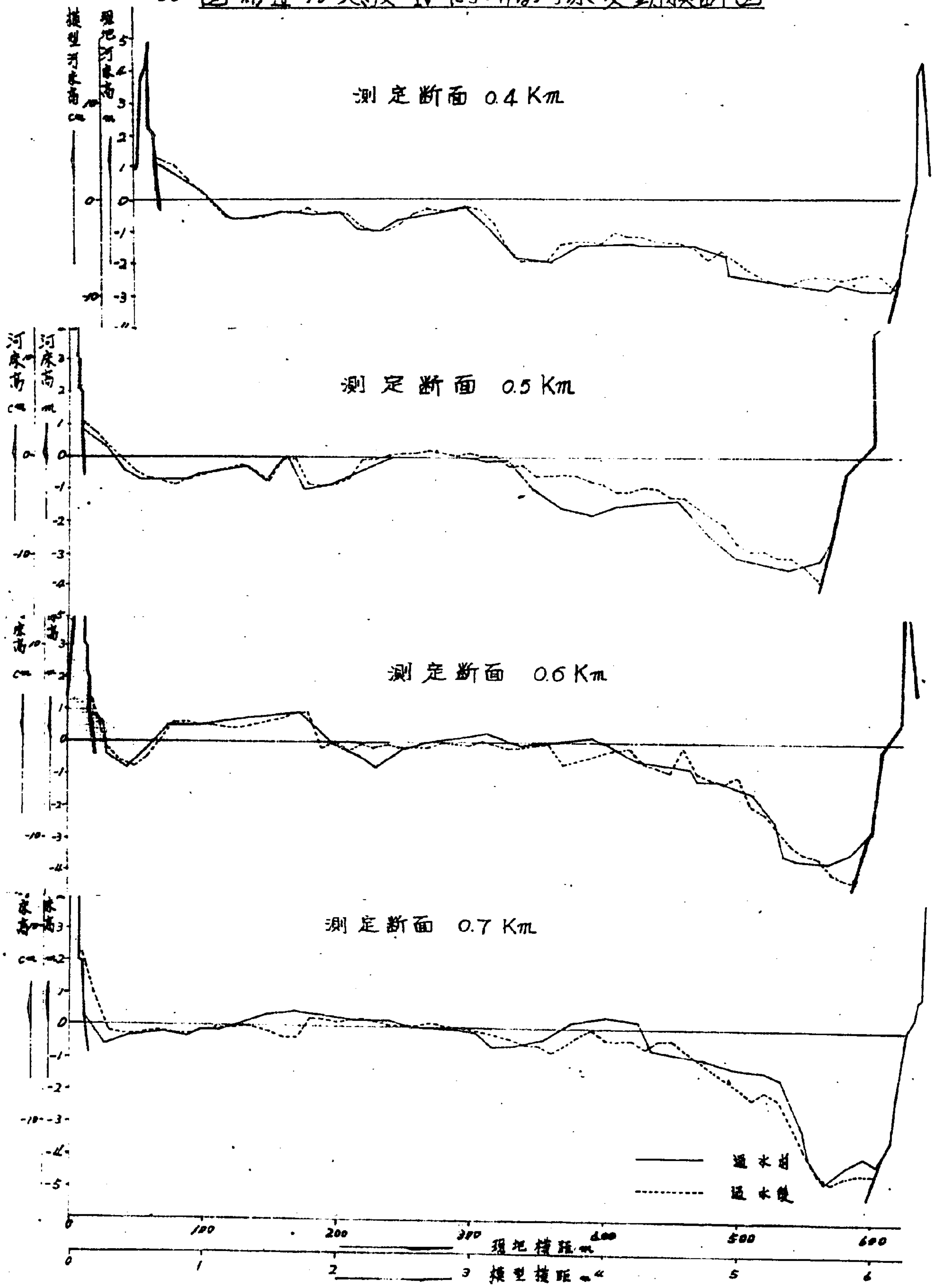
流量 1500 ㎥/s
潮位 中潮



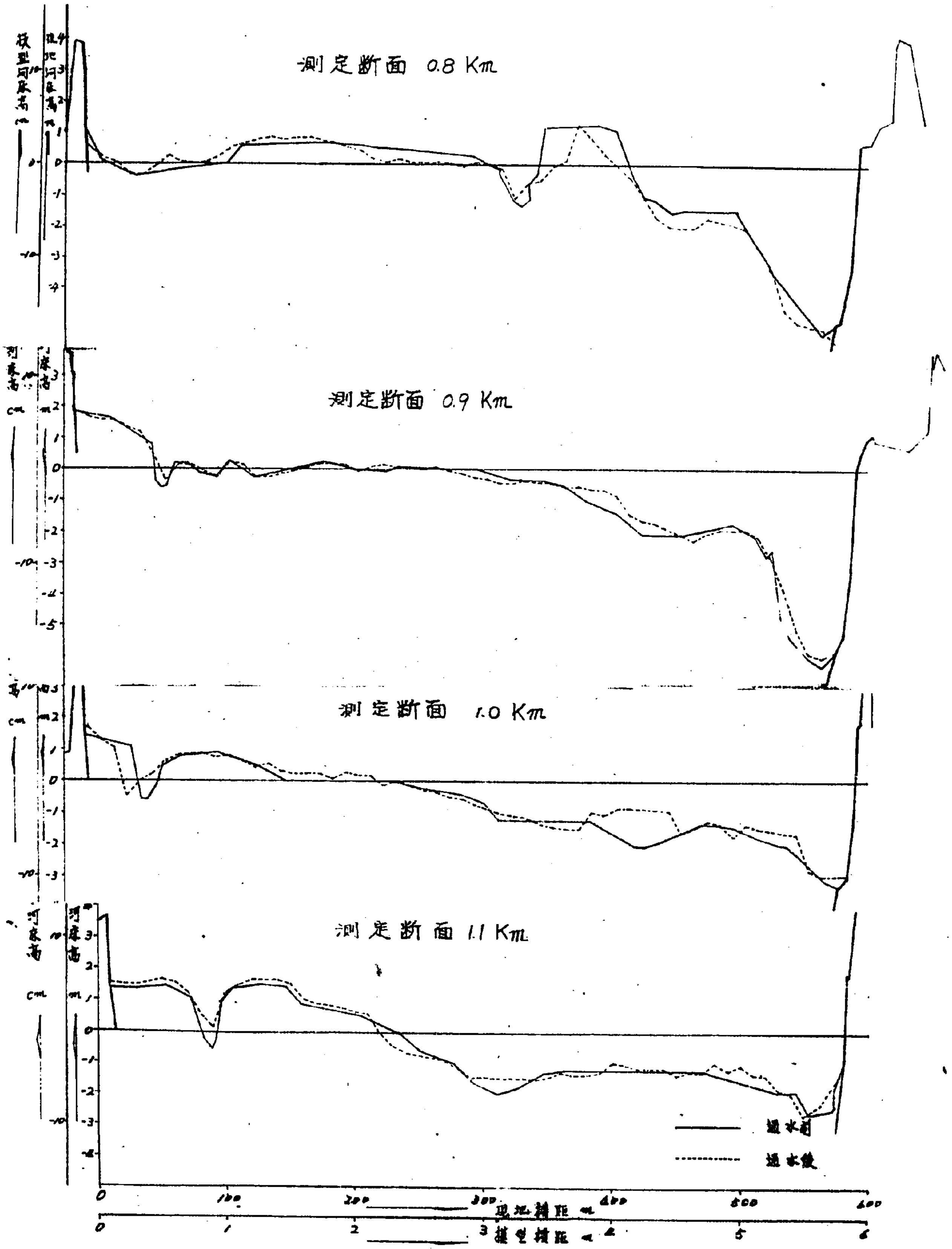
65 図-移Ⅲ-11 実験Ⅳ に於ける河床変動横断図



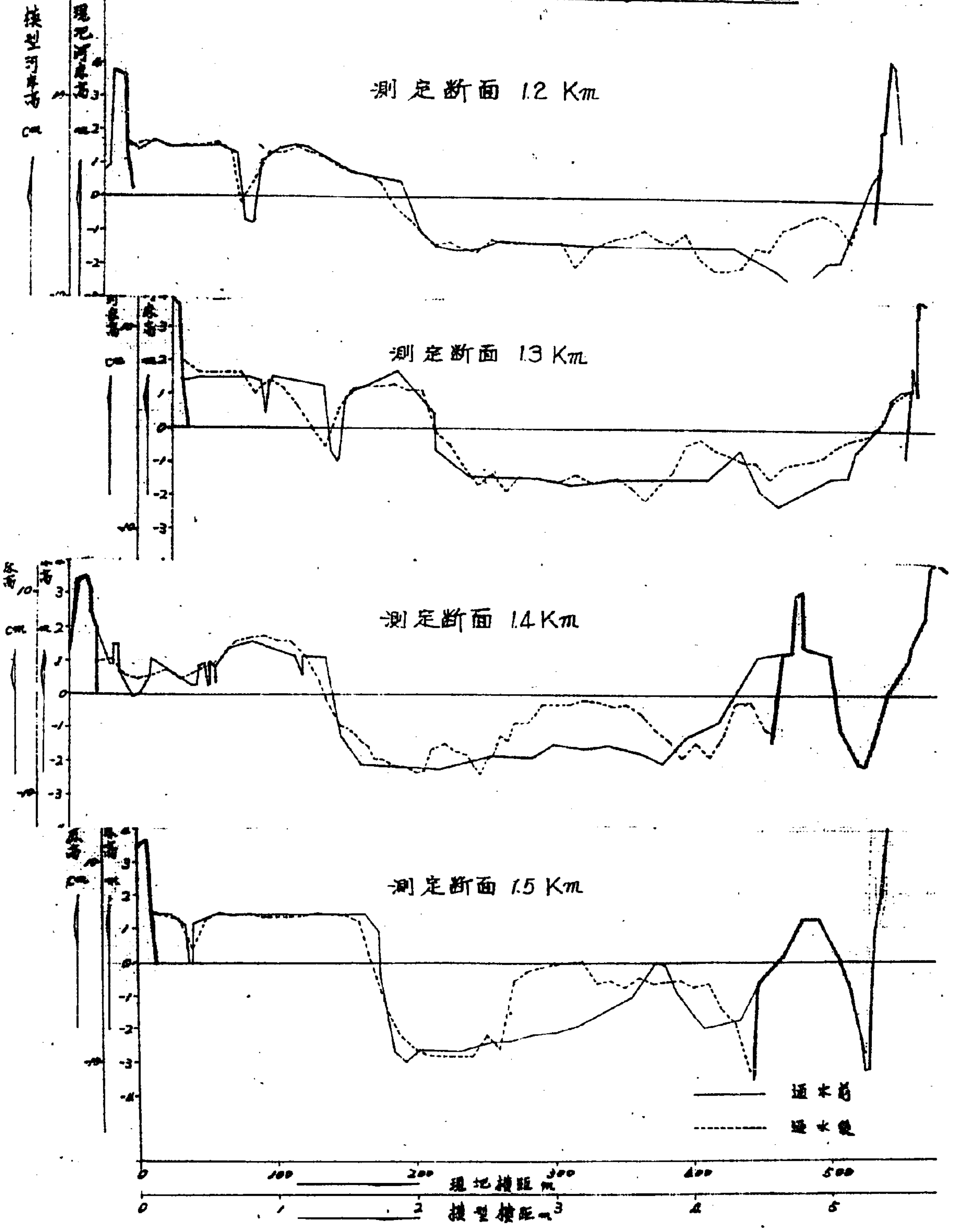
66 図-移IV-10 実験IV に於ける河床変動横断図



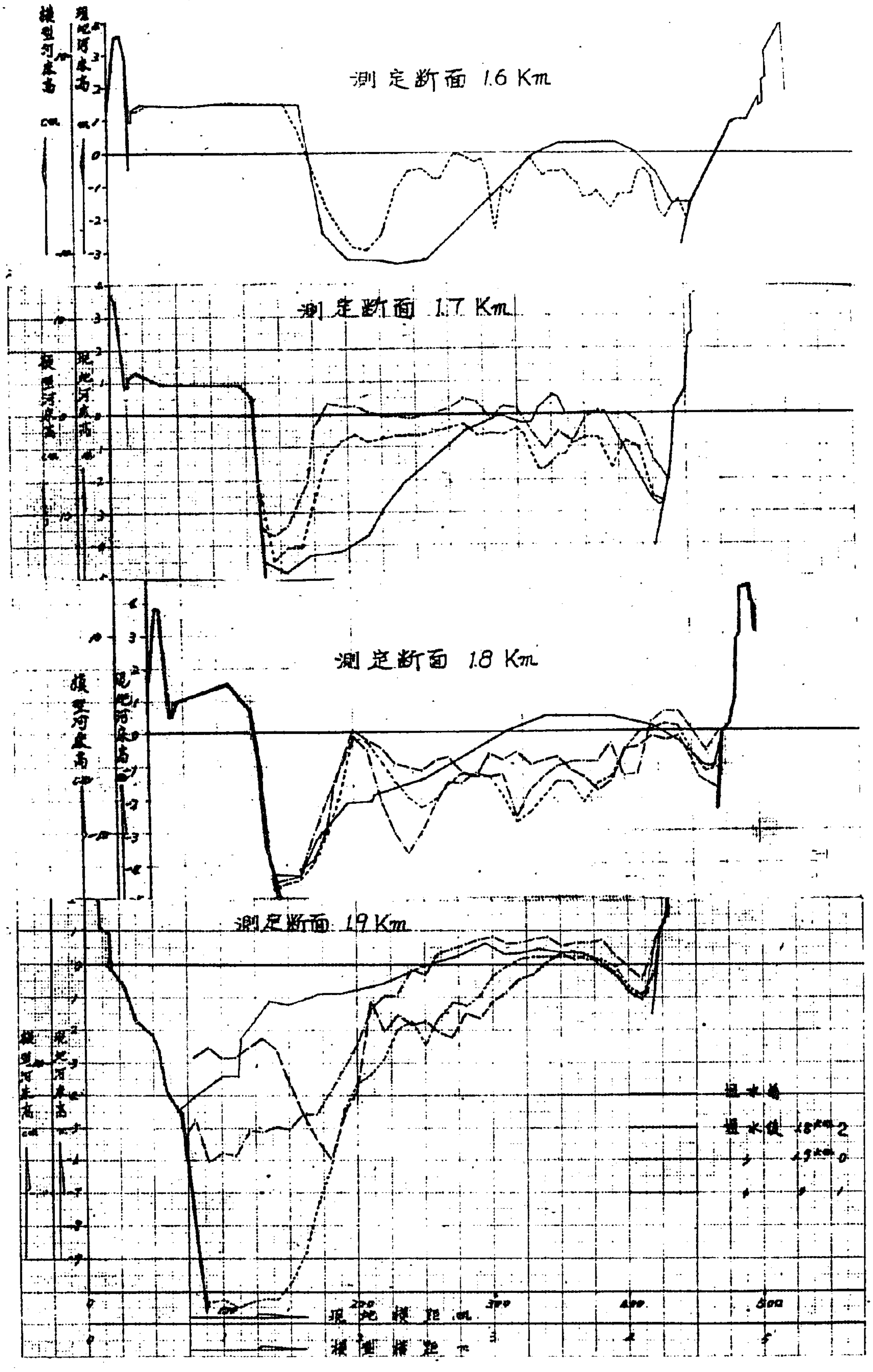
67 図−附III−9 実験IV に於ける河床変動横断図



68 図－移Ⅳ－8 実験 Ⅳ に於ける河床変動横断図

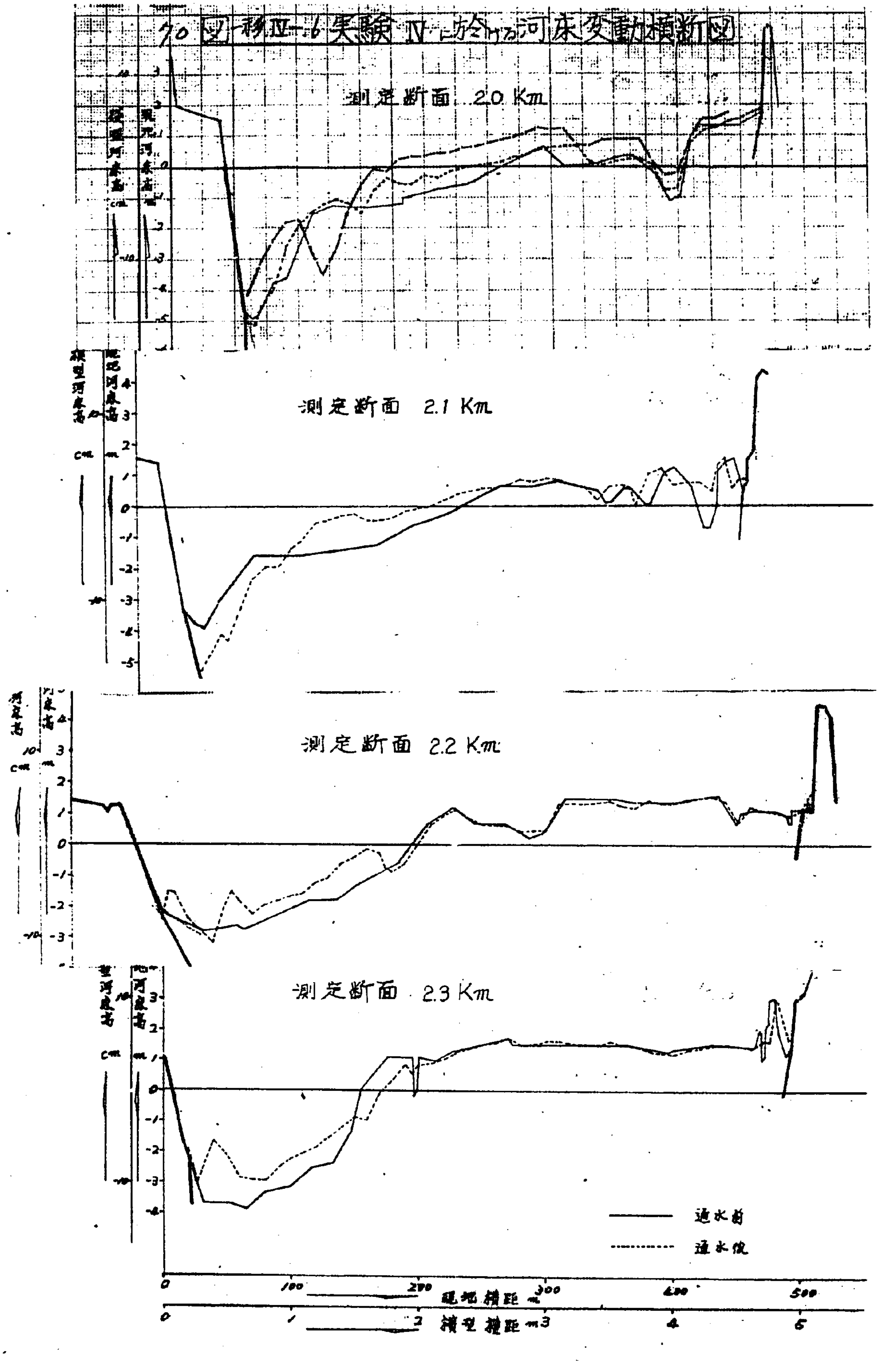


69 図-移Ⅲ-7 実験 Ⅳ に於ける河床変動横断図

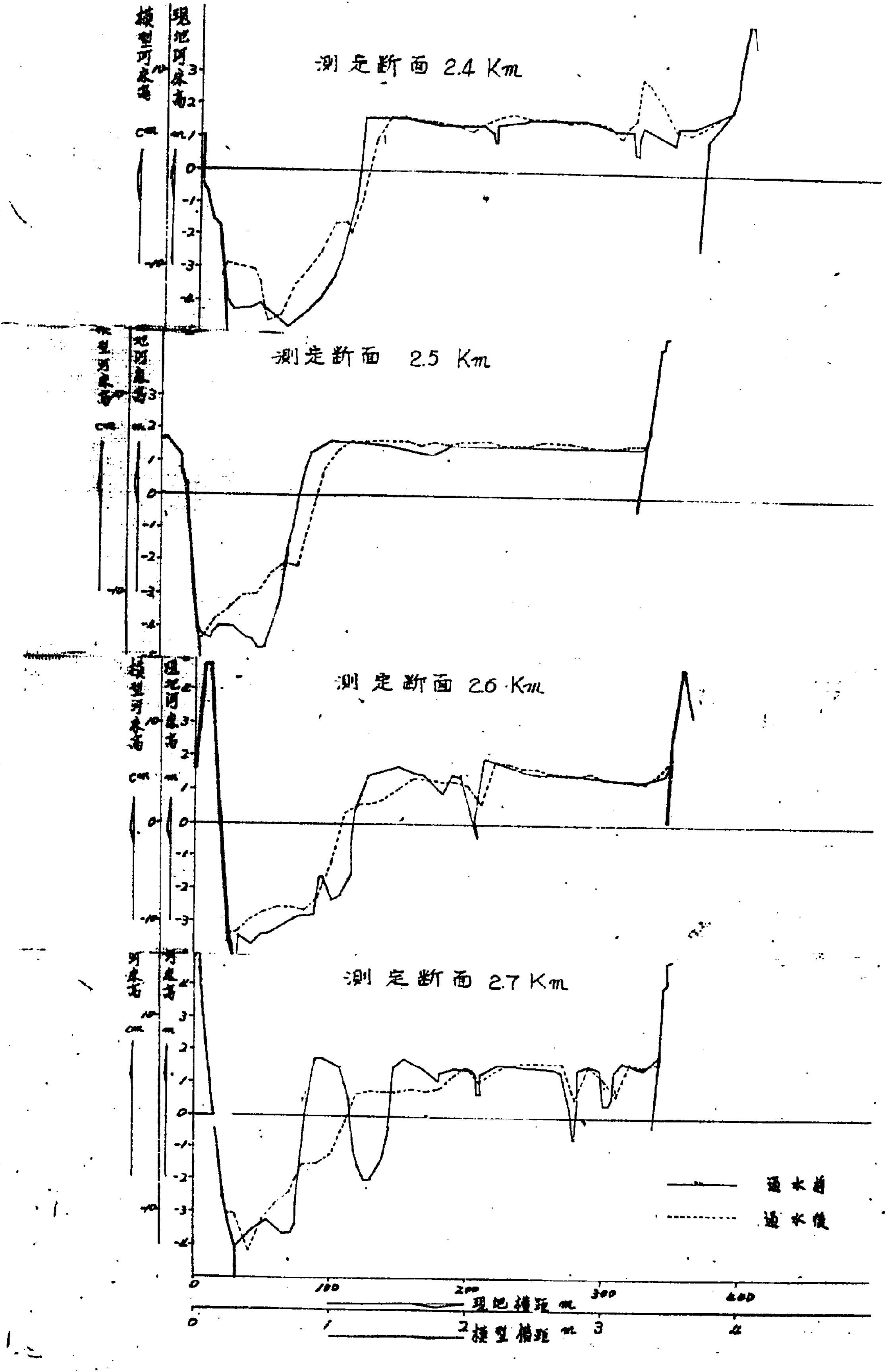


06

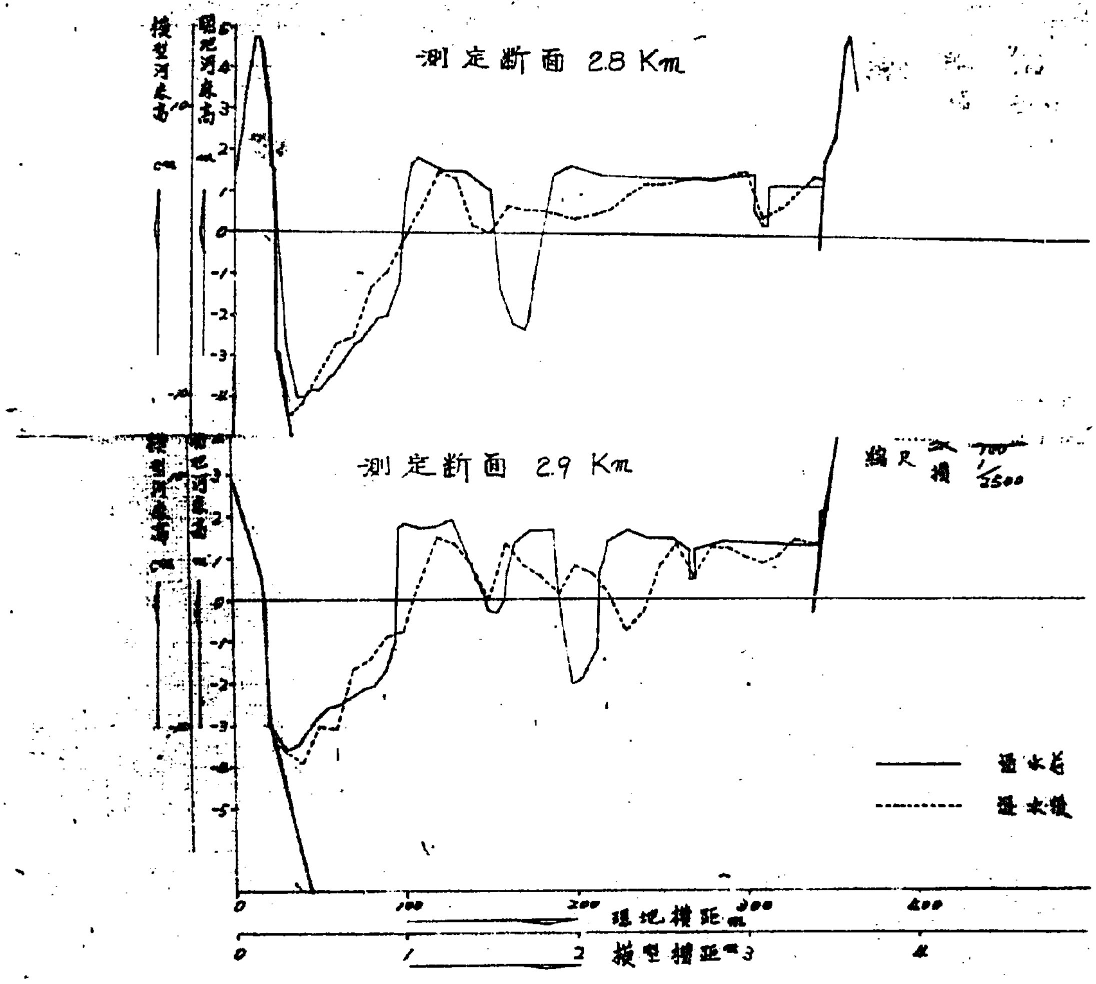
70図 移Ⅲ-6 実験Ⅳに於ける河床変動横断図



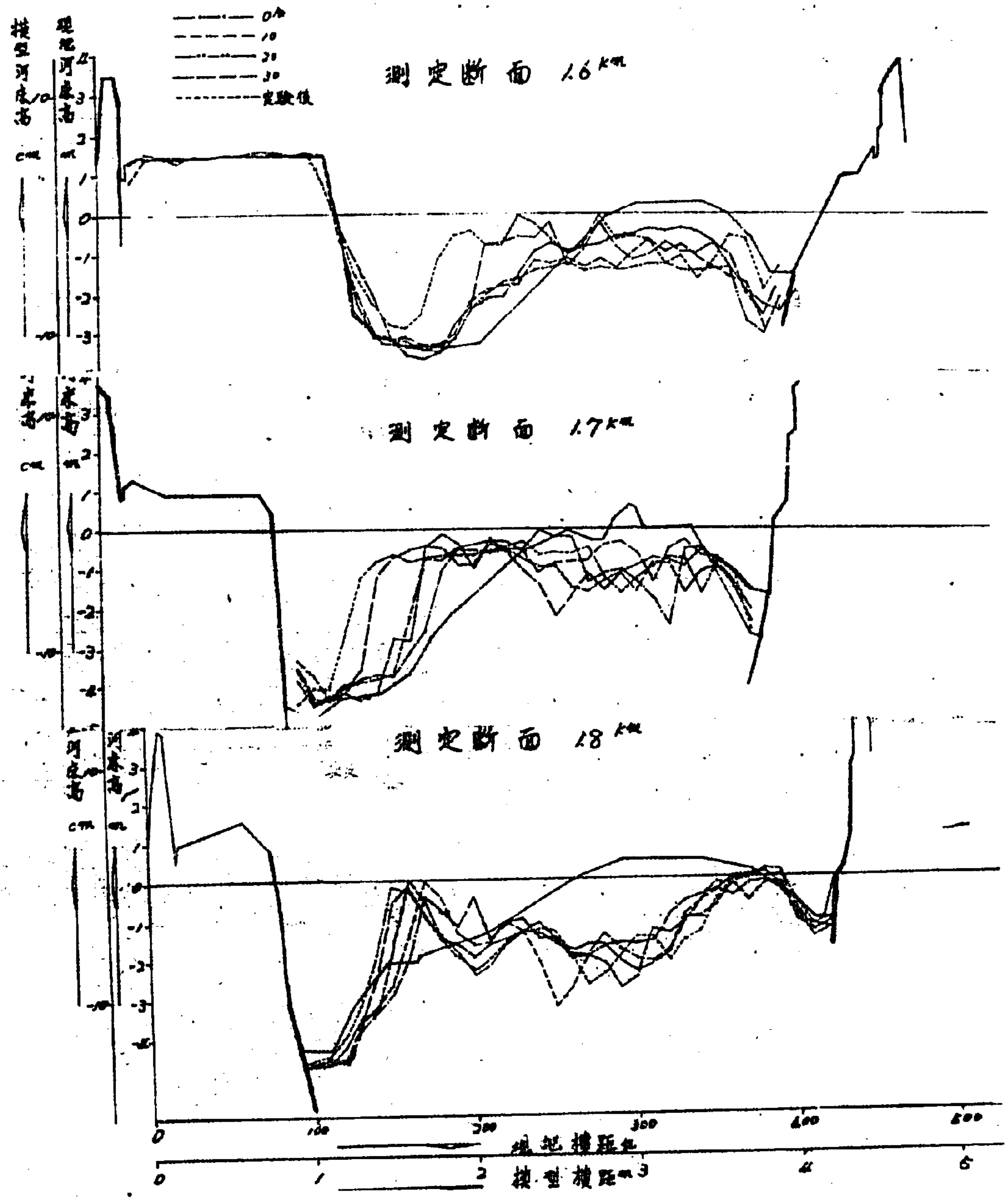
71 図 移Ⅳ－5 実験Ⅳに於ける河床変動横断図

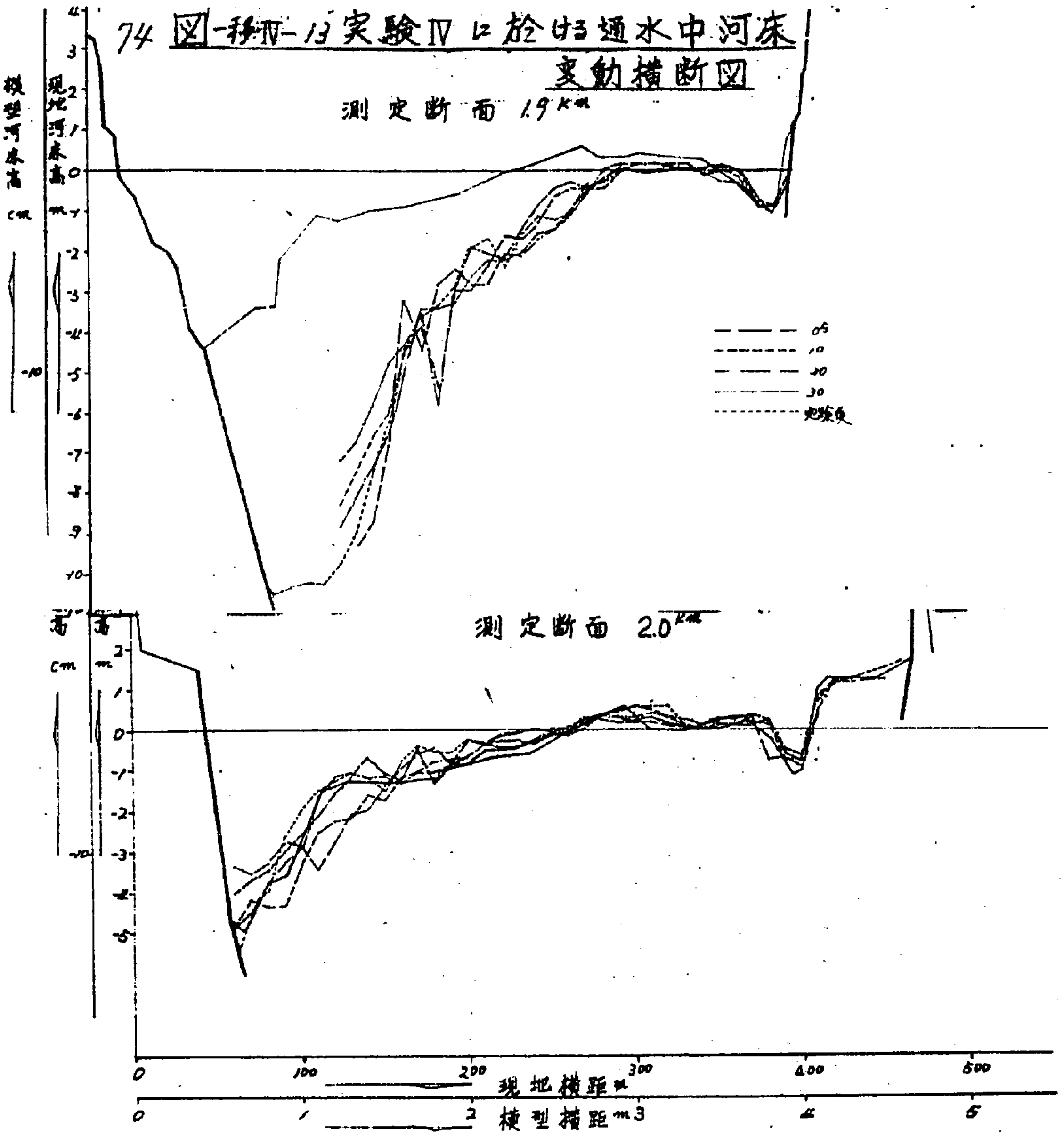


72 図 一形IV-ll実験IVに於ける河床変動横断図



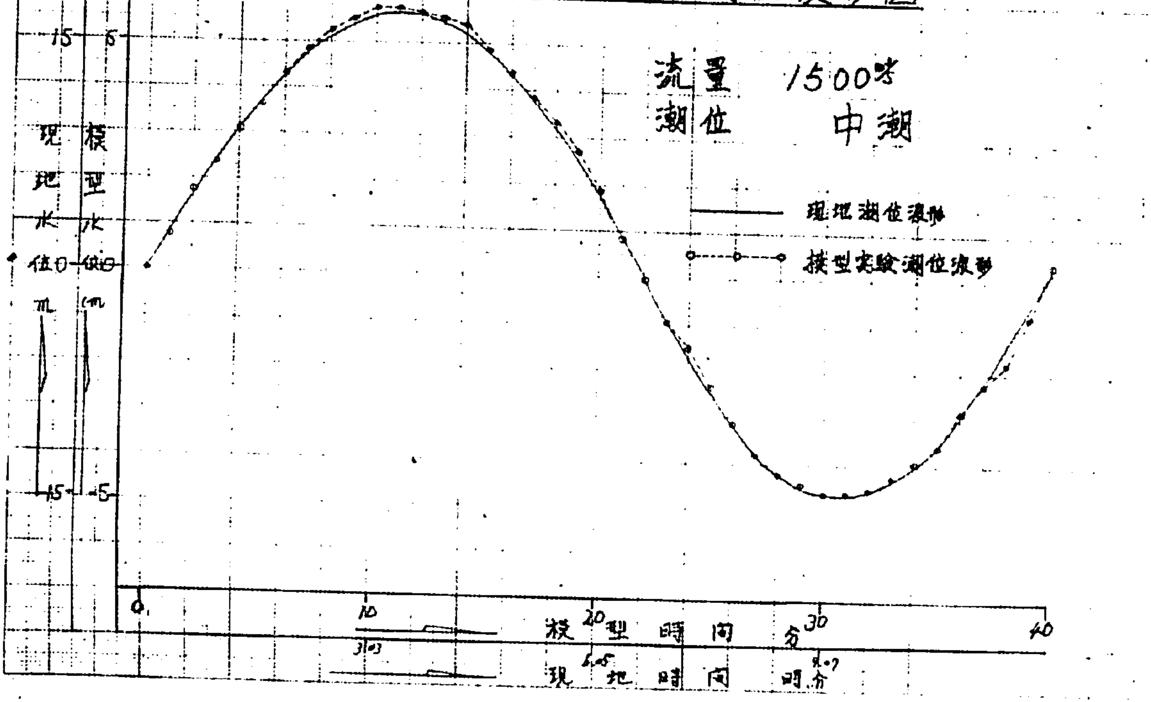
73 図-移IV-12 実験IV に於ける通水中河床変動横断図



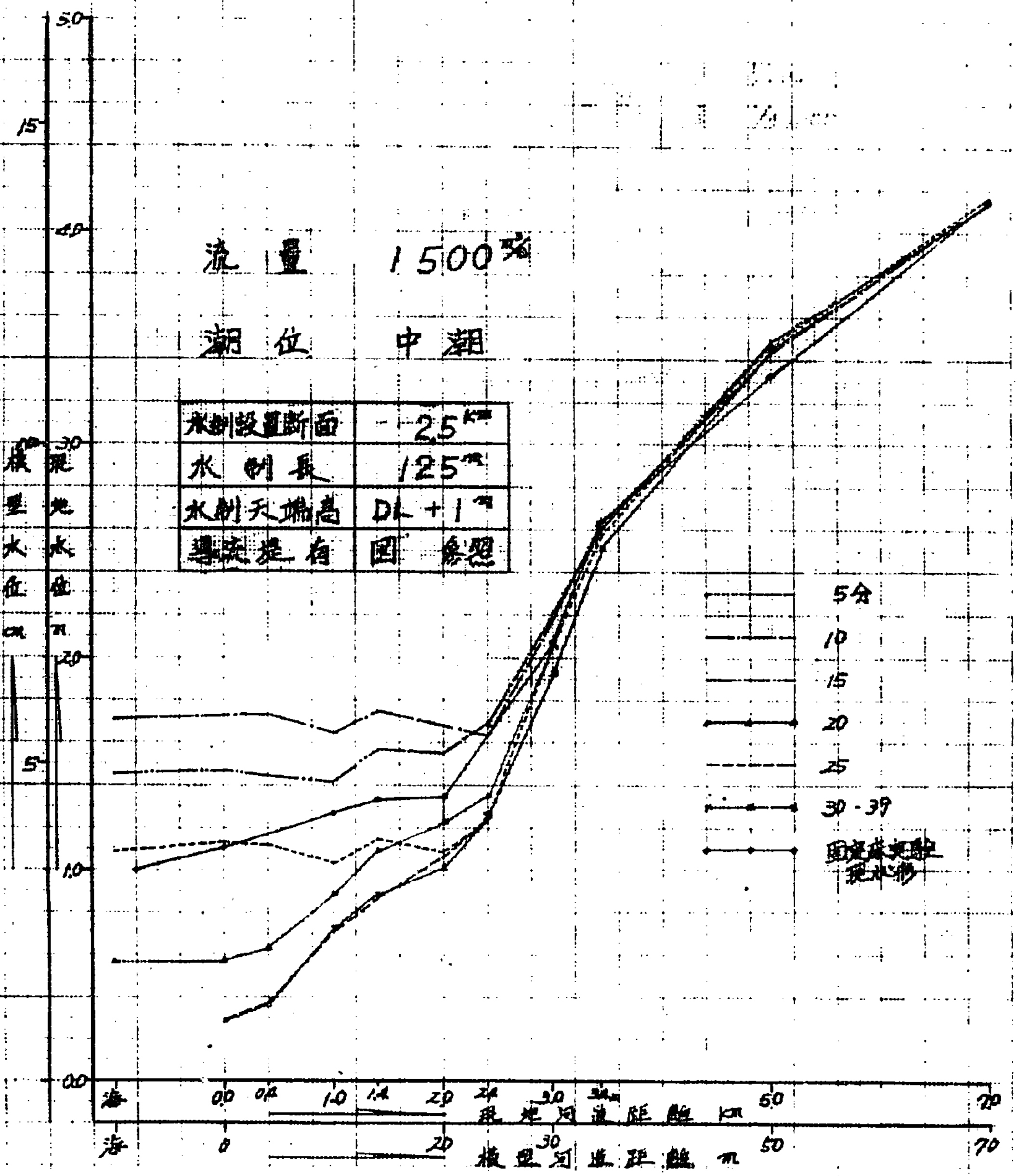


74 図-移IV-13 実験IVに於ける通水中河床変動横断図

75図－移Ⅴ－1 実験Ⅴに於ける潮位波形図



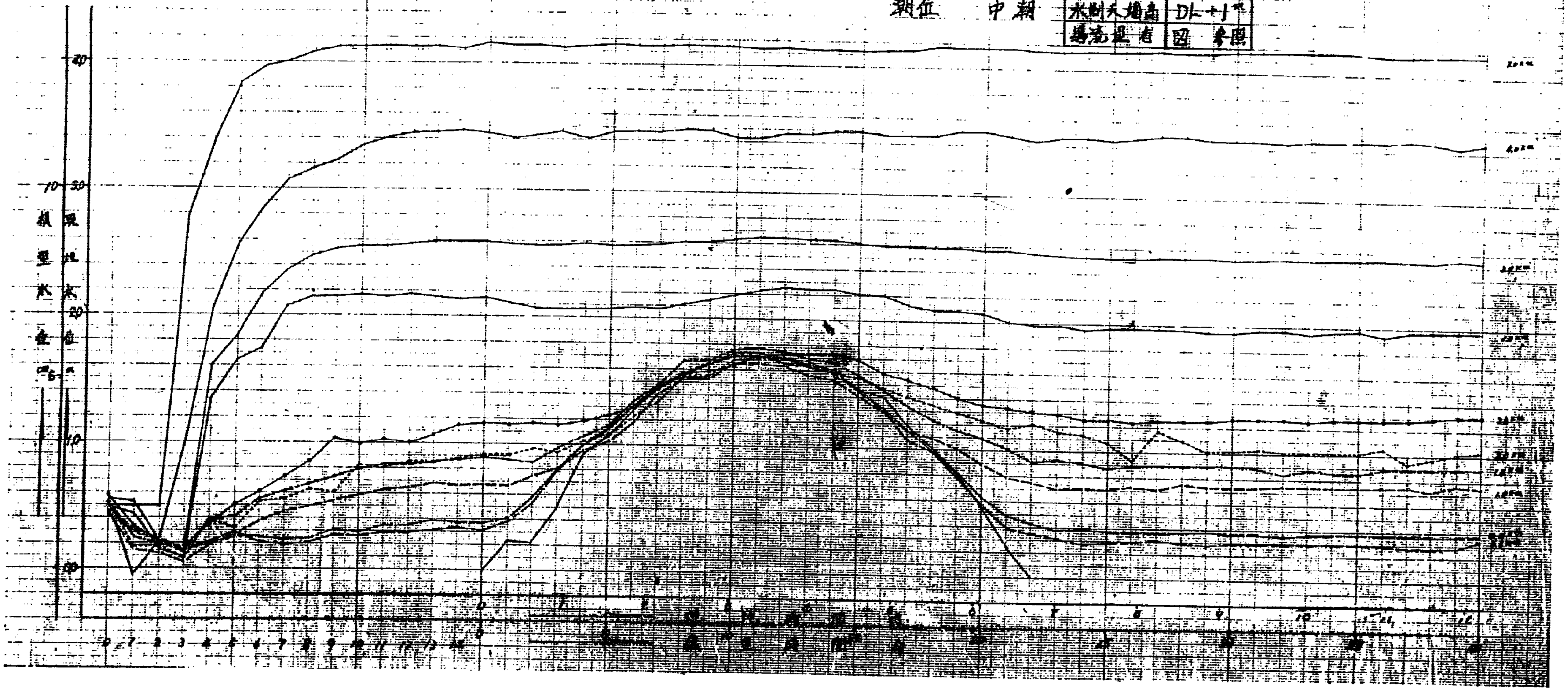
76 図ー析V-2 実験Vに於ける水位縦断図



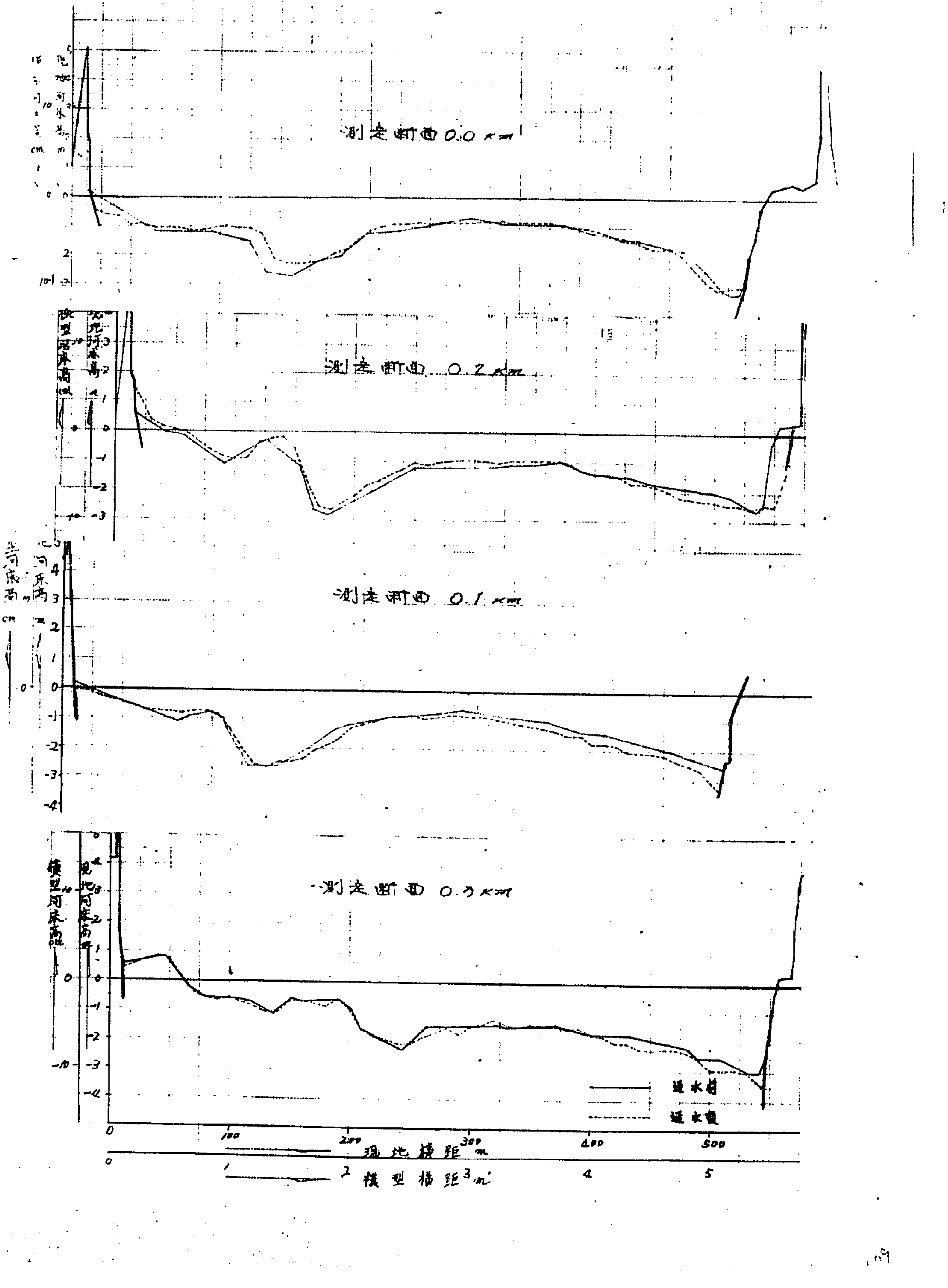
77 図－移V－3 実験 V における水位－時間曲線

流量 1500 m³/s
潮位 中潮

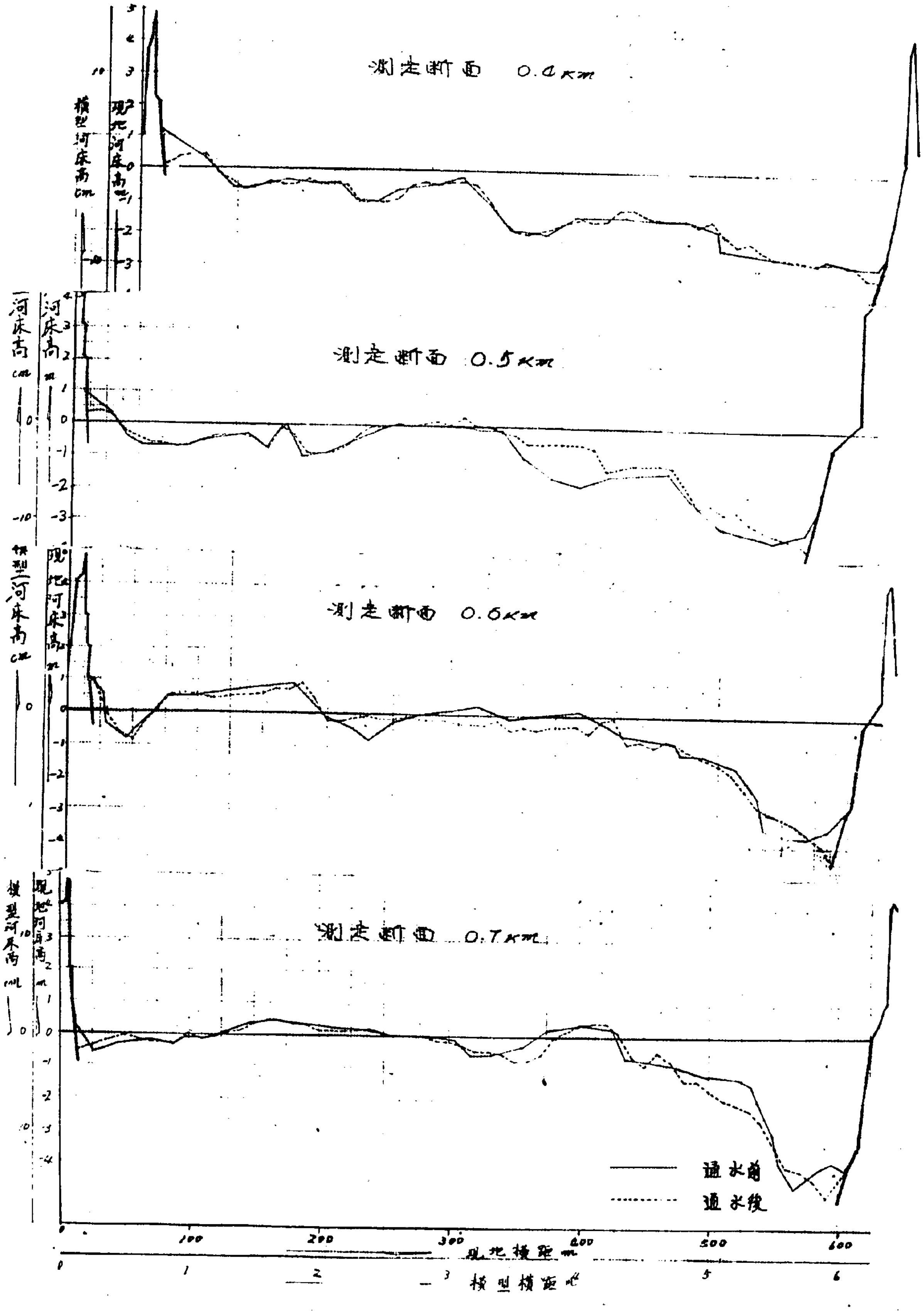
水制設置断面	25 km
水制長	125 m
水制天端高	DL+1 m
導流堤有	図 参照



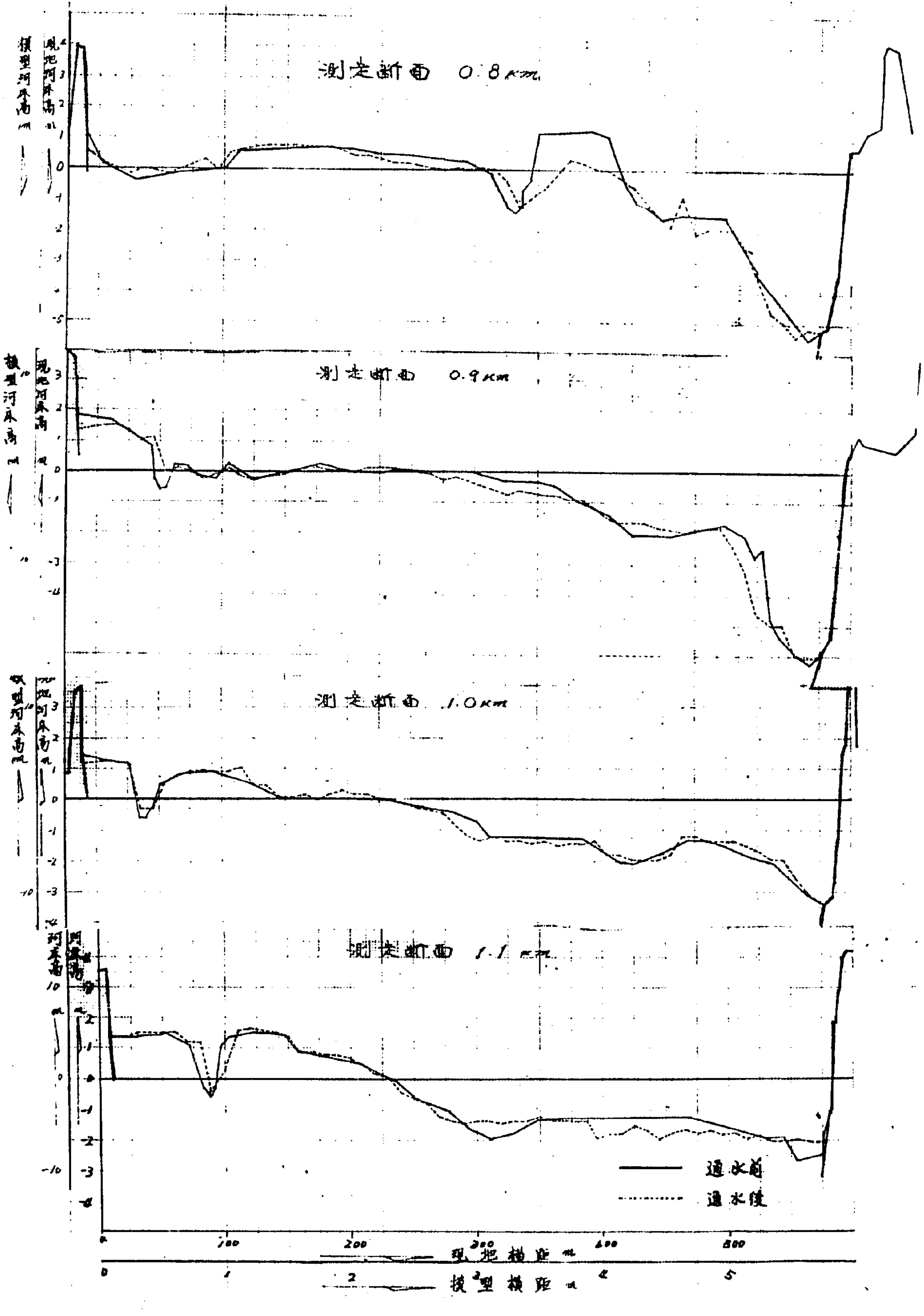
78 図-補V-4 実験V に於ける河床変動横断図



79 図-移Ⅴ-5 実験Ⅴに於ける河床変動横断図



80図-移V-6 実験V に於ける河床変動横断図



緑川模型実験報告書別冊

(測定資料集)

(その2)

昭和40年3月

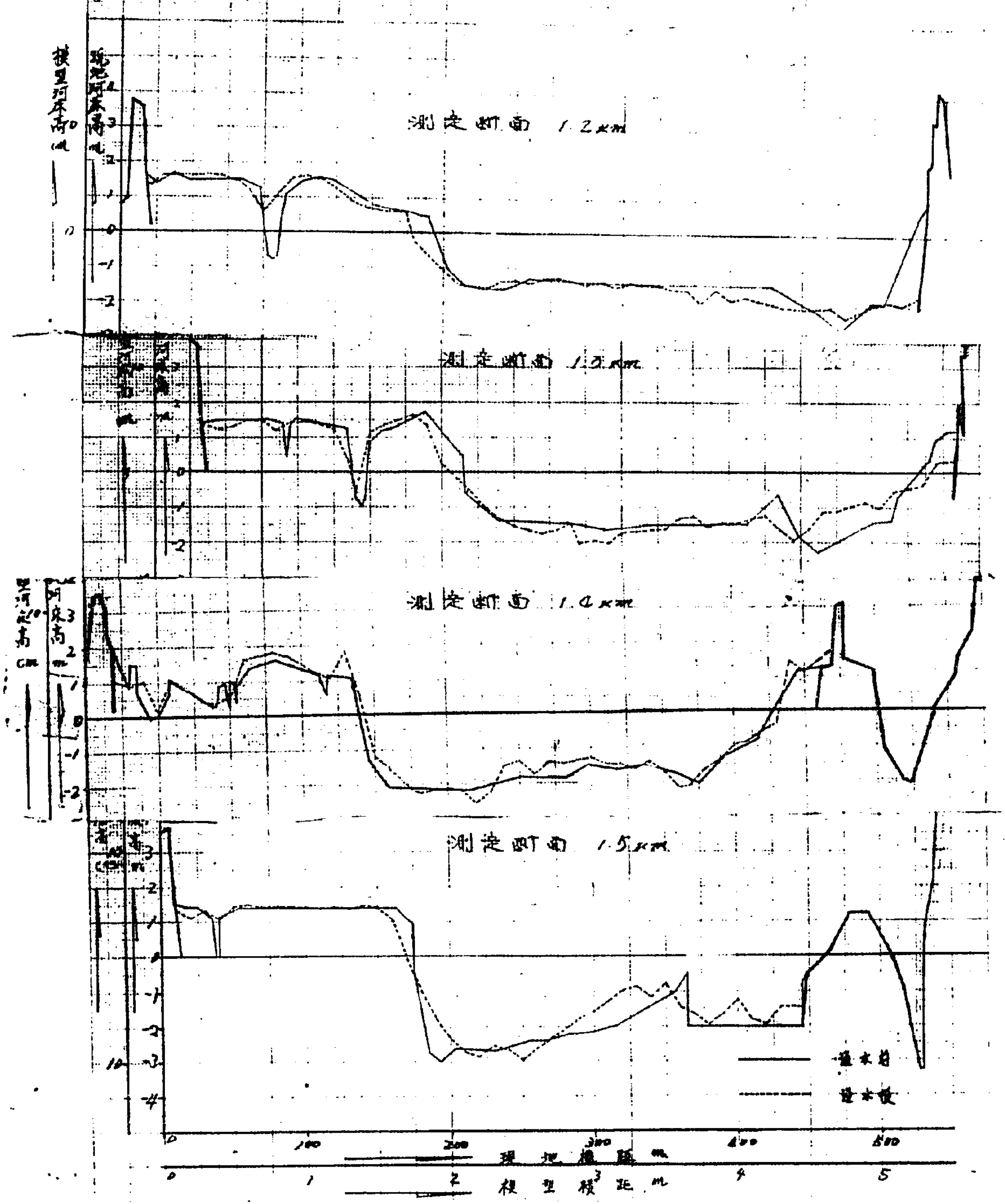
建設省土木研究所
鹿島水理試験所

62
冊

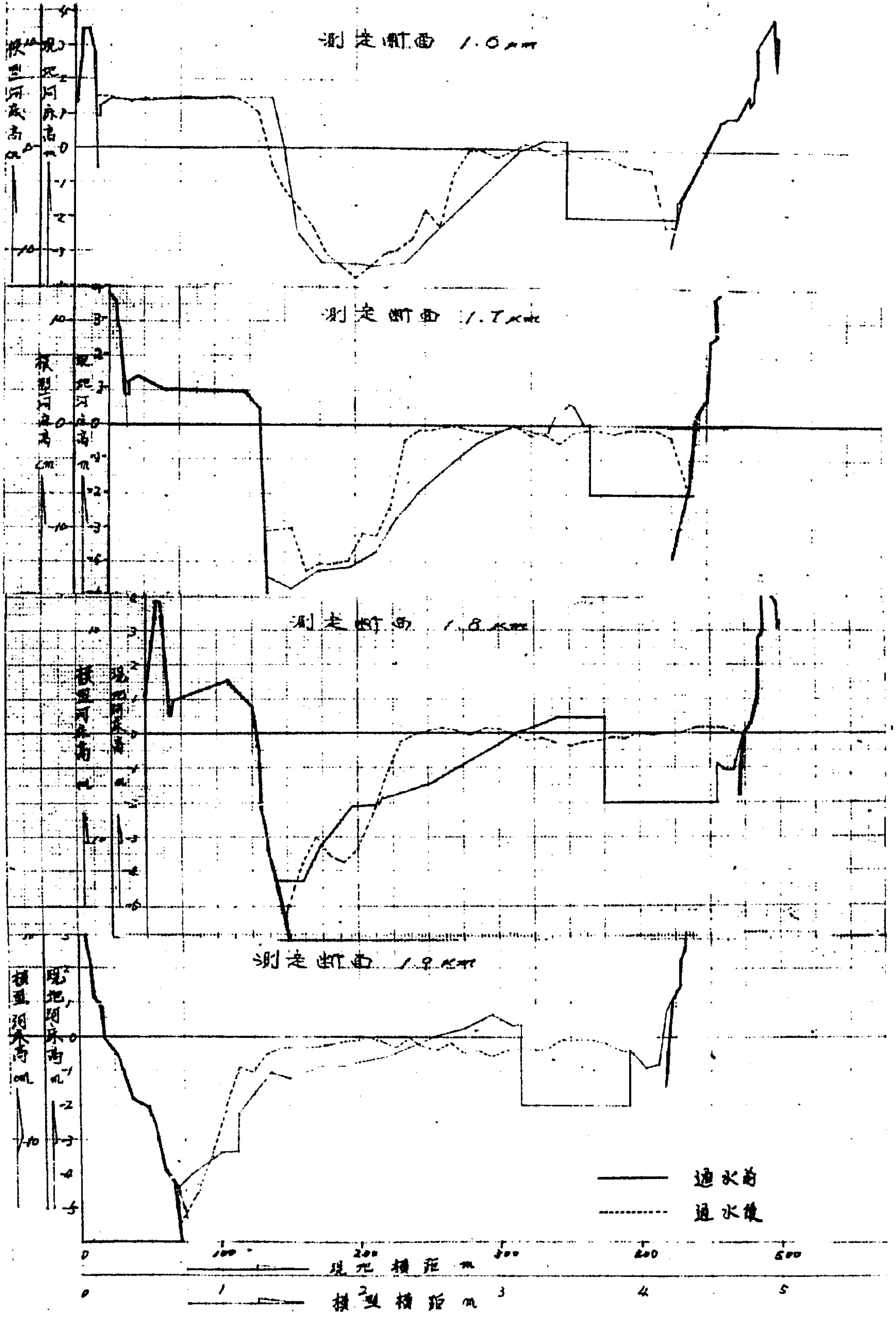
緑川模型実験資料目次　その2

移動床実験　V　「2.5km水制」　75〜 87
VI　現状実験　88〜 99
VII　「千本水制」　100〜112
VII′　同上（洪水実験）　113〜121
VIII　同上（水制長大）　122〜134
IX　現状実験（洪水）　135〜146
X　導流堤実験　147〜158
IX　「透過水制」　159〜171

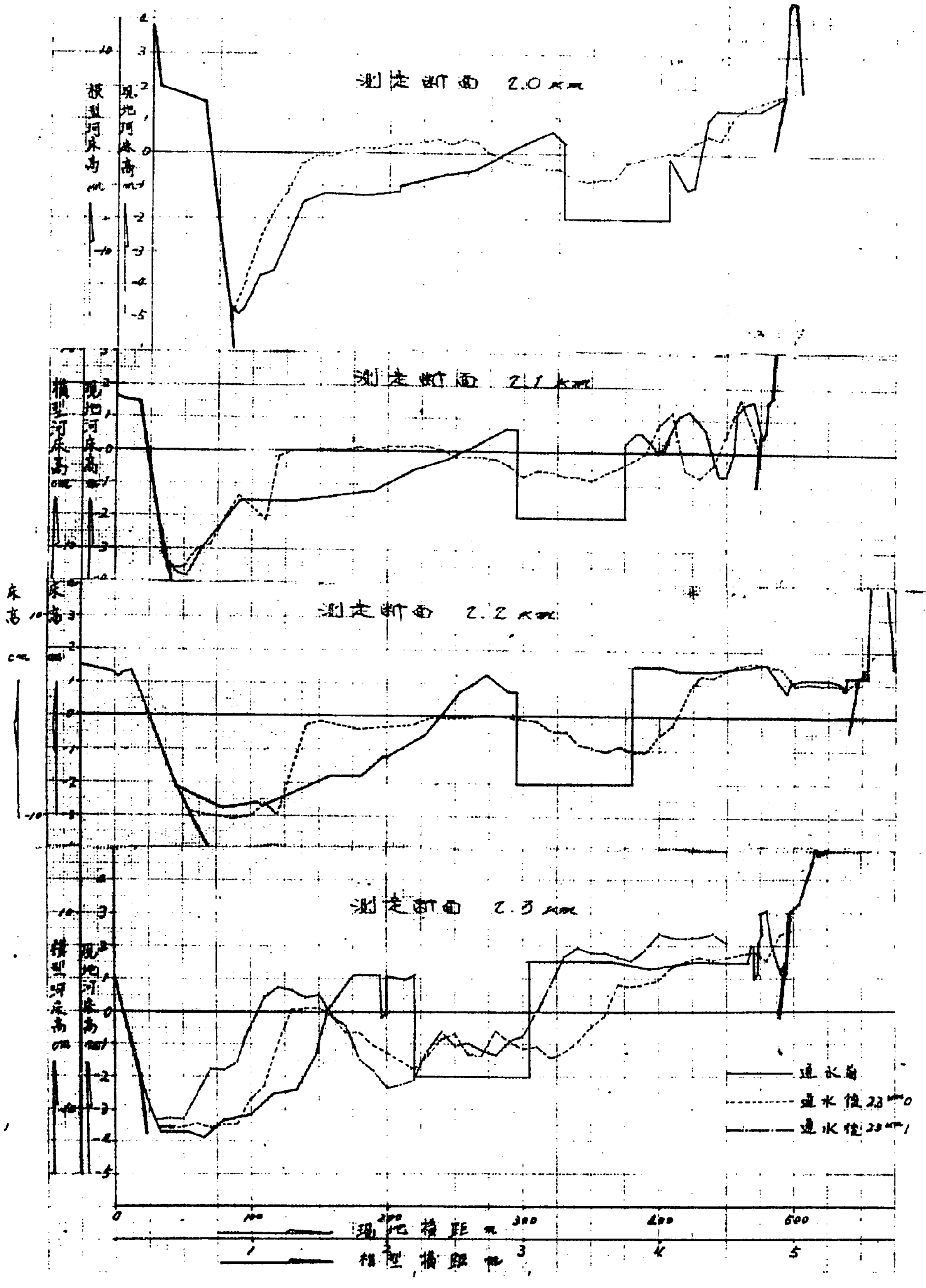
81 図-移Ⅴ-7 実験Ⅴに於ける河床変動横断図



82図—模V-8 実験V に於ける河床変動横断図



83図—袮V—9 実験Ⅴに於ける河床変動横断図



24図 二形V-16 実験 V に於ける河床変動横断図

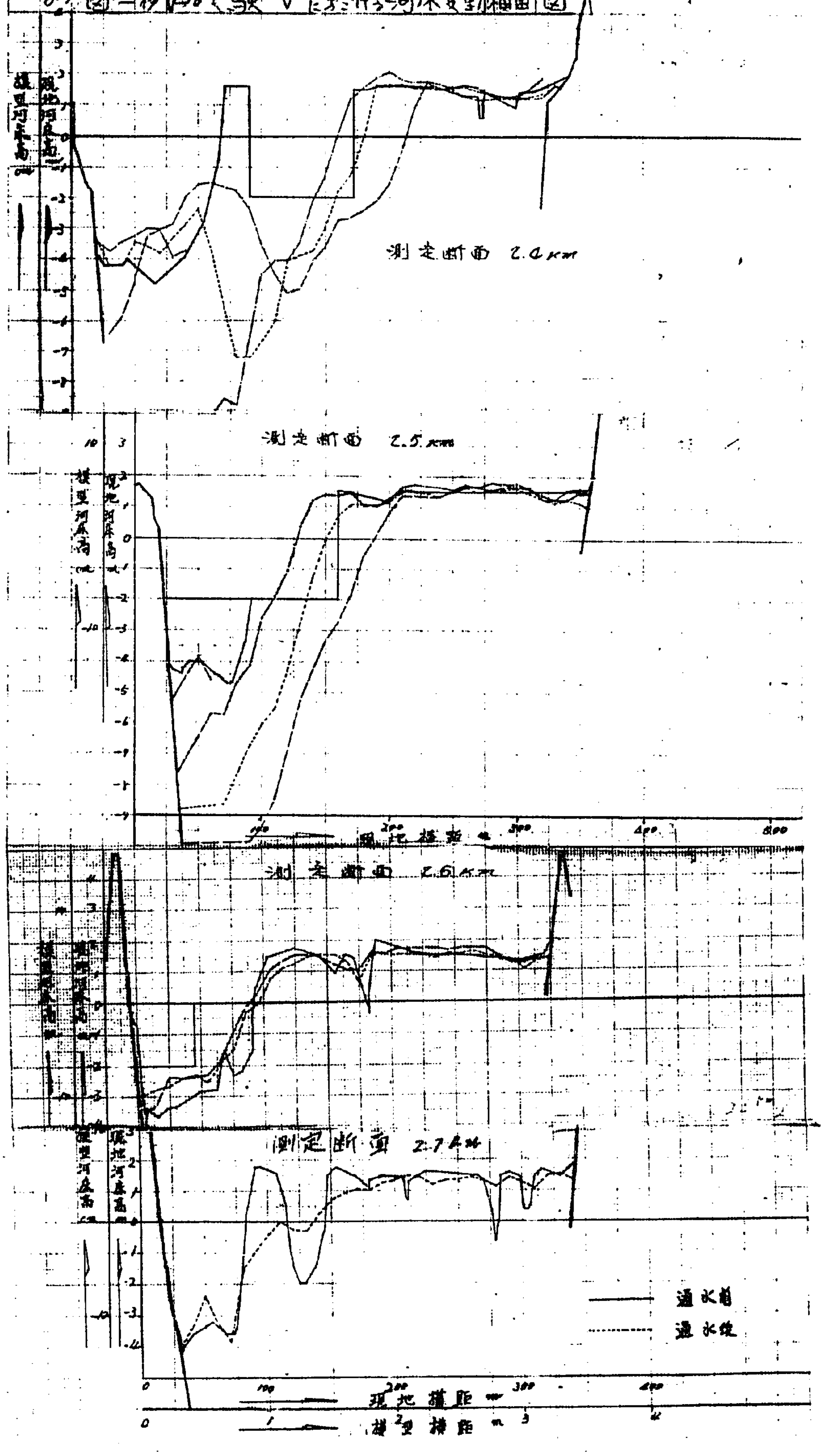


図-移V-11 実験V における河床変動横断図

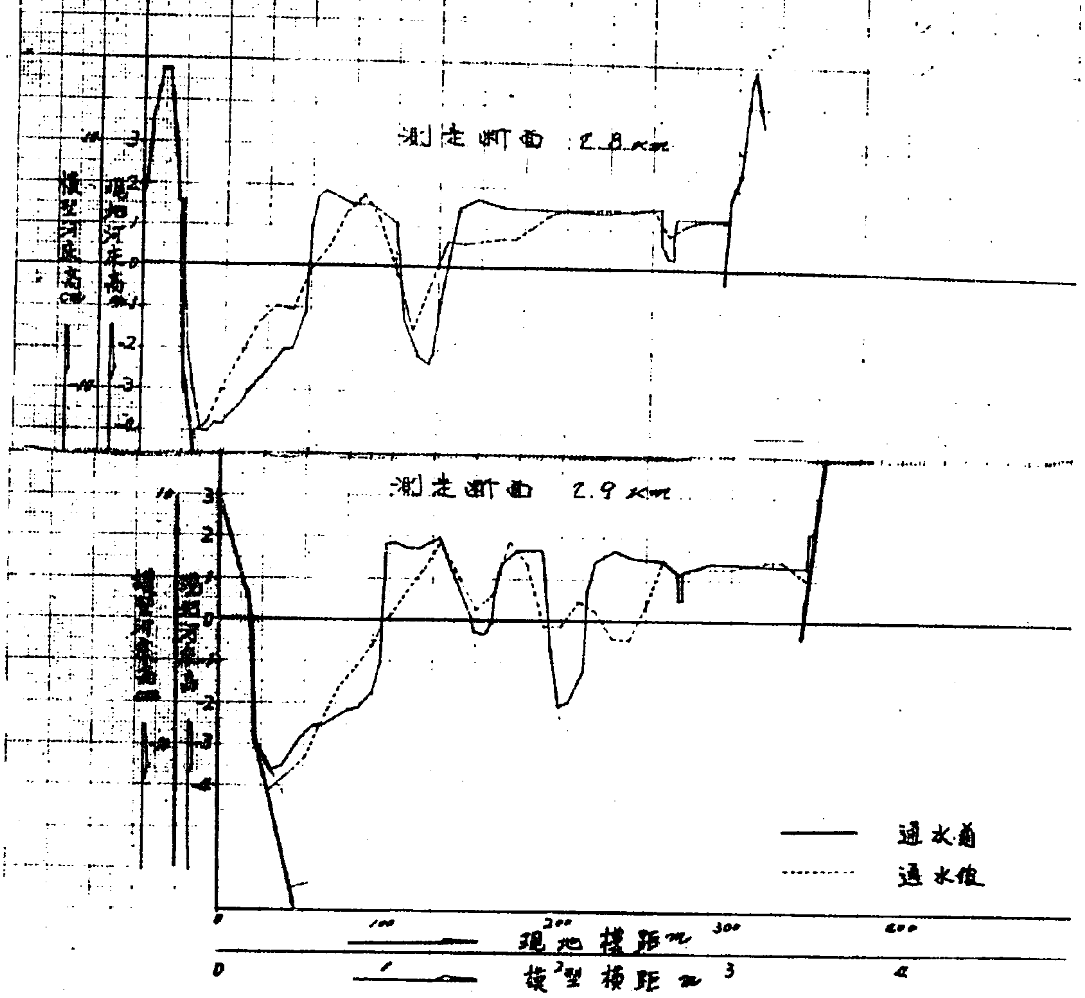
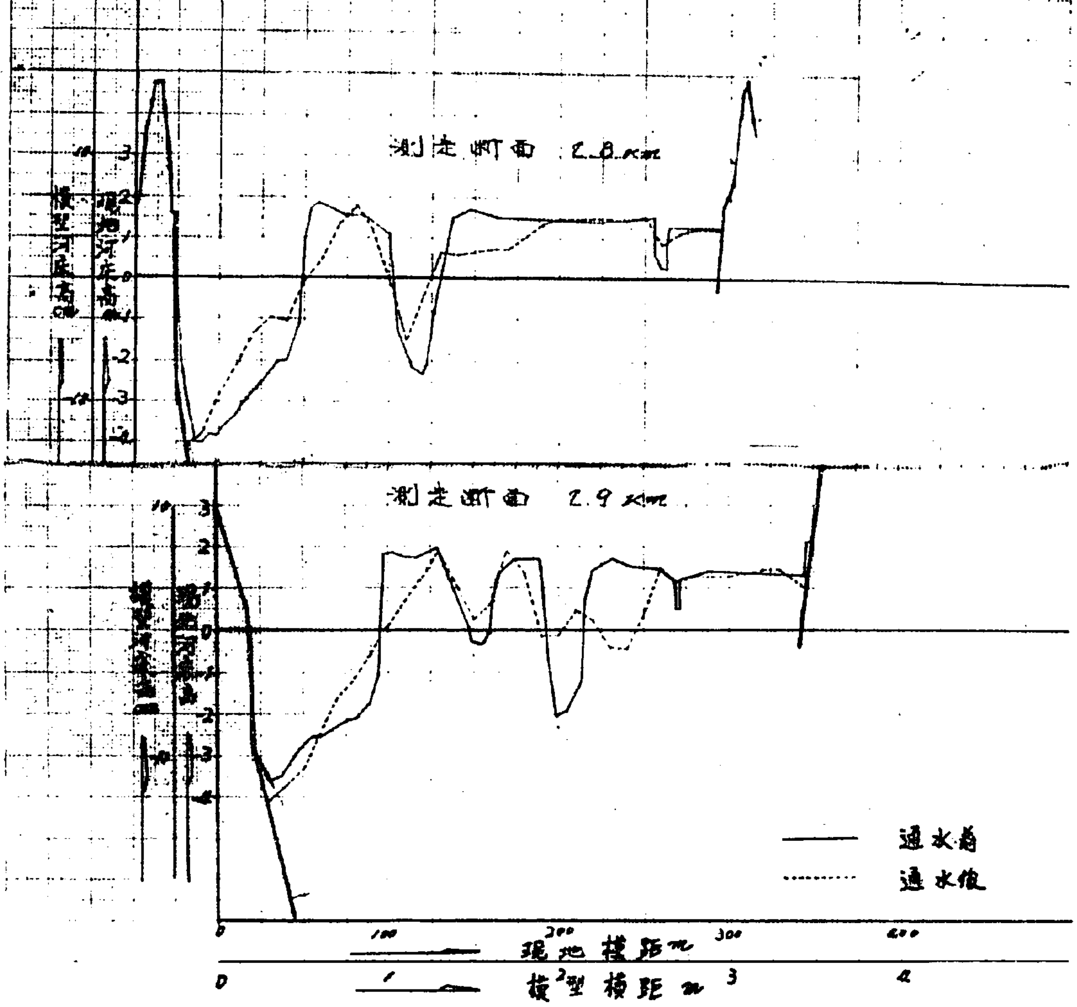
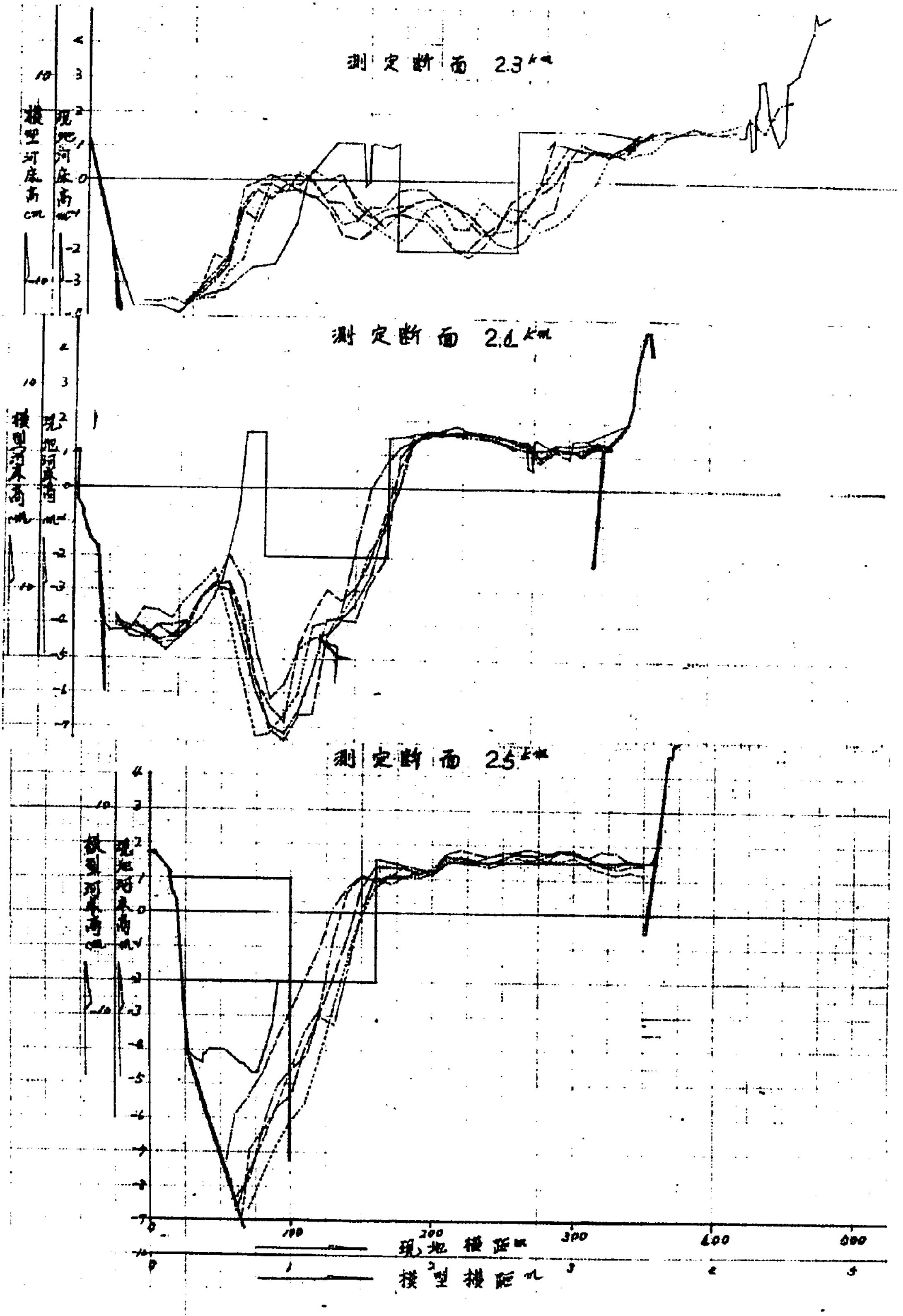


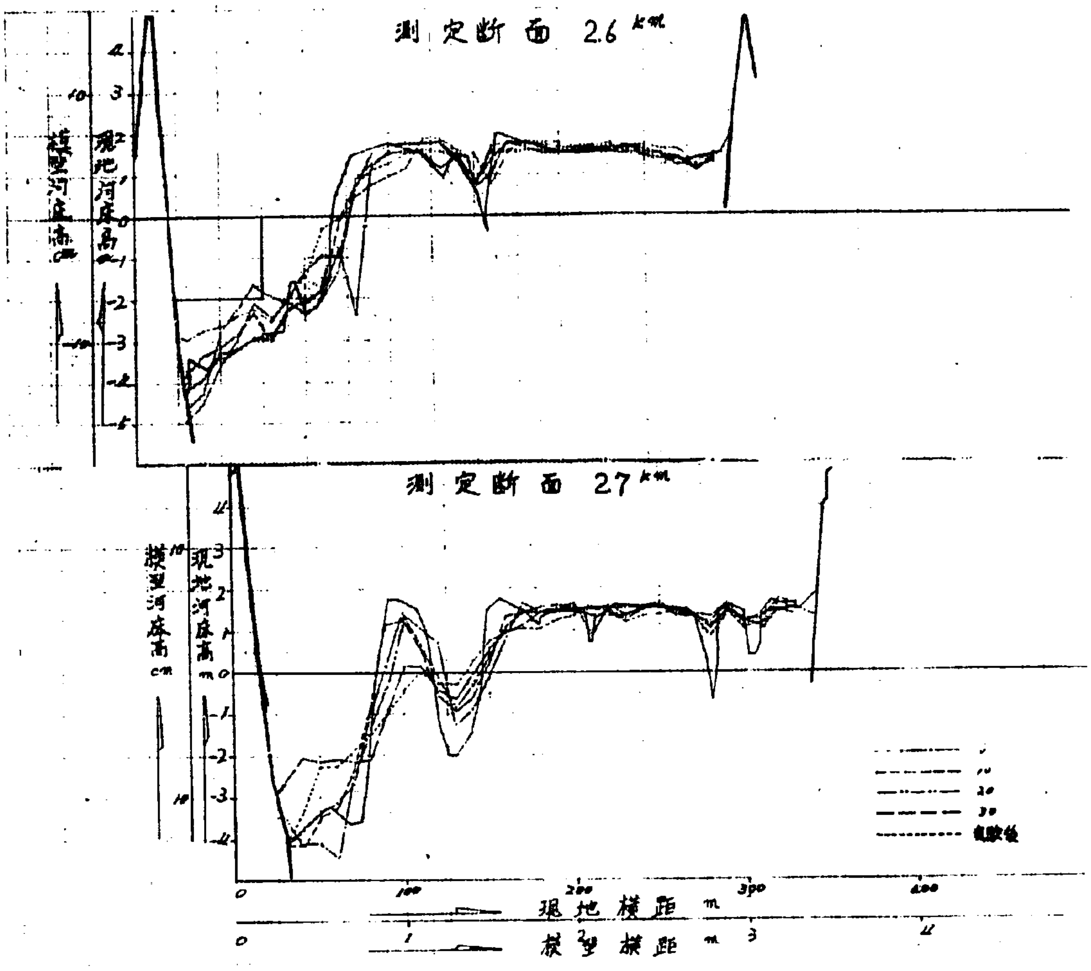
図-移V-11 実験 V に於ける河床変動横断図



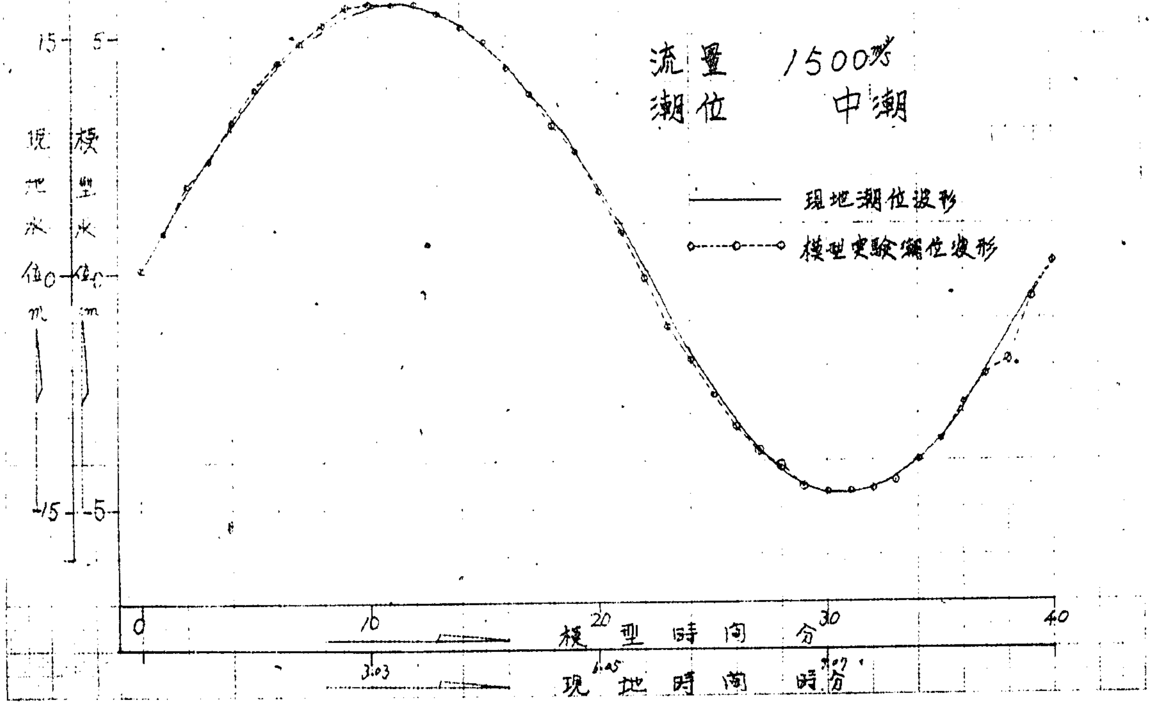
86図-横V-12 実験V に於ける通水中河床変動横断図



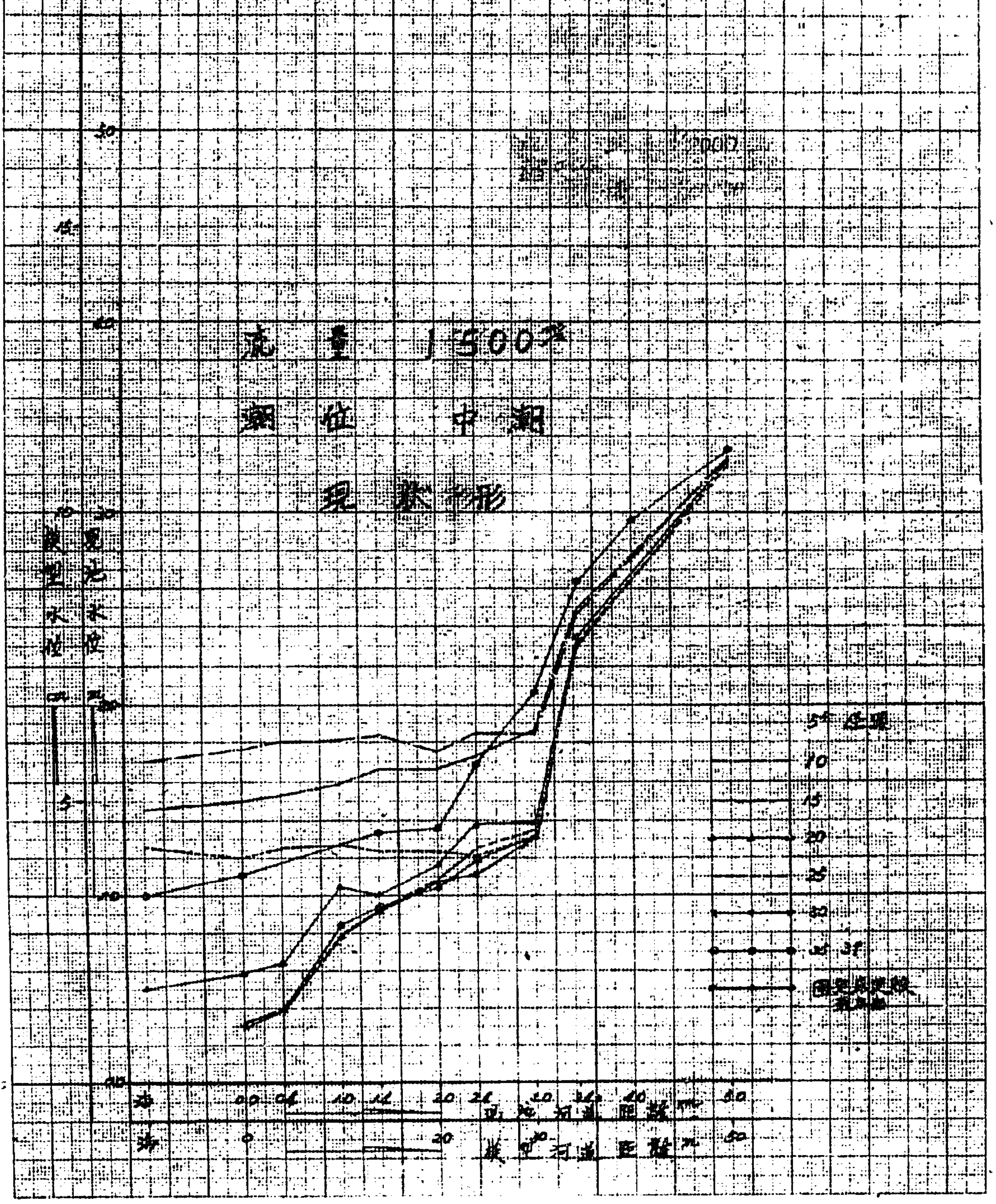
87図ー移V-13実験Vに於ける通水中河床変動横断図



88 図-移Ⅶ-1 実験Ⅵ に於ける潮位波形図

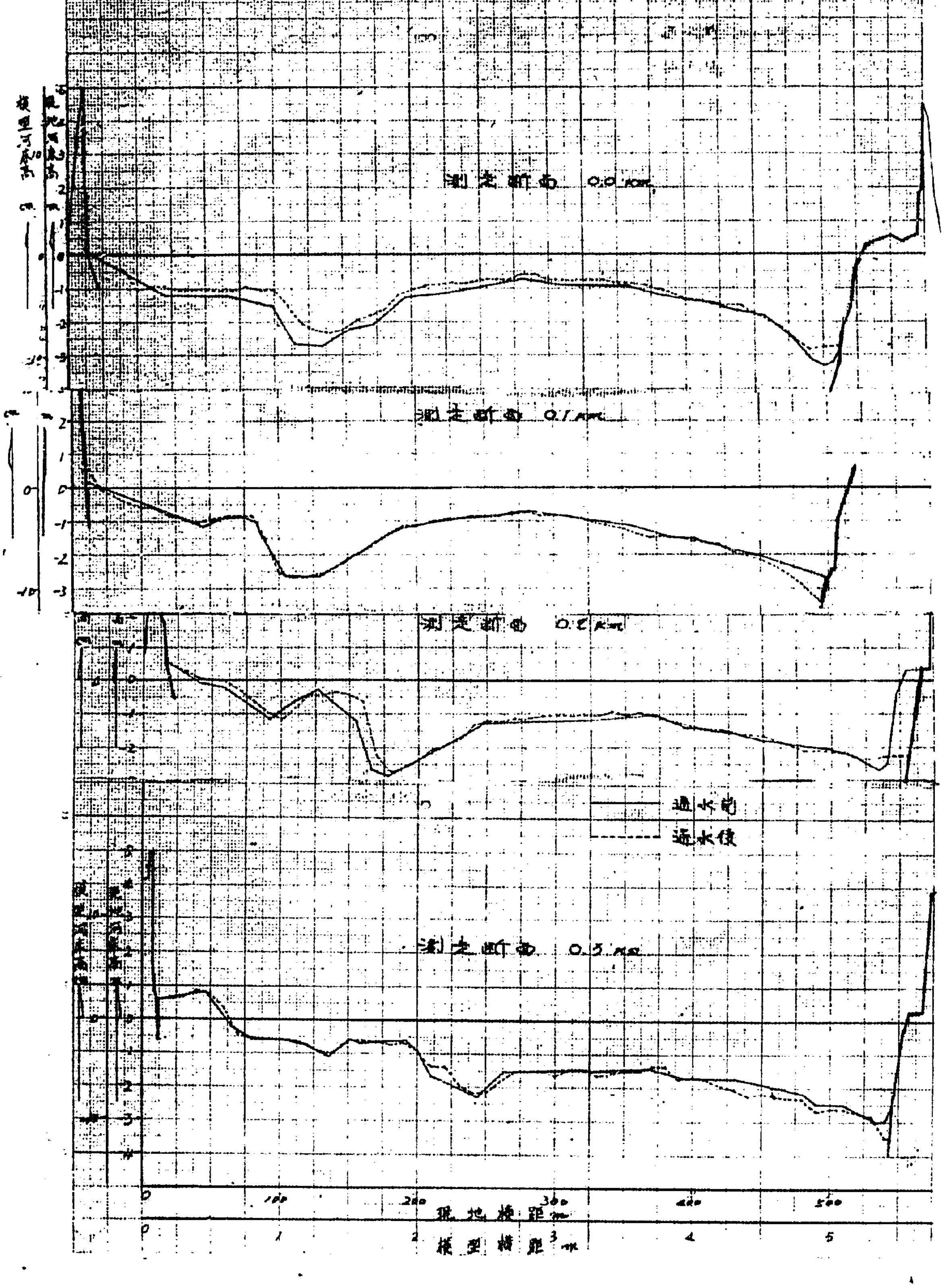


89 図-移VI-2 実験VIに於ける水位縦断図

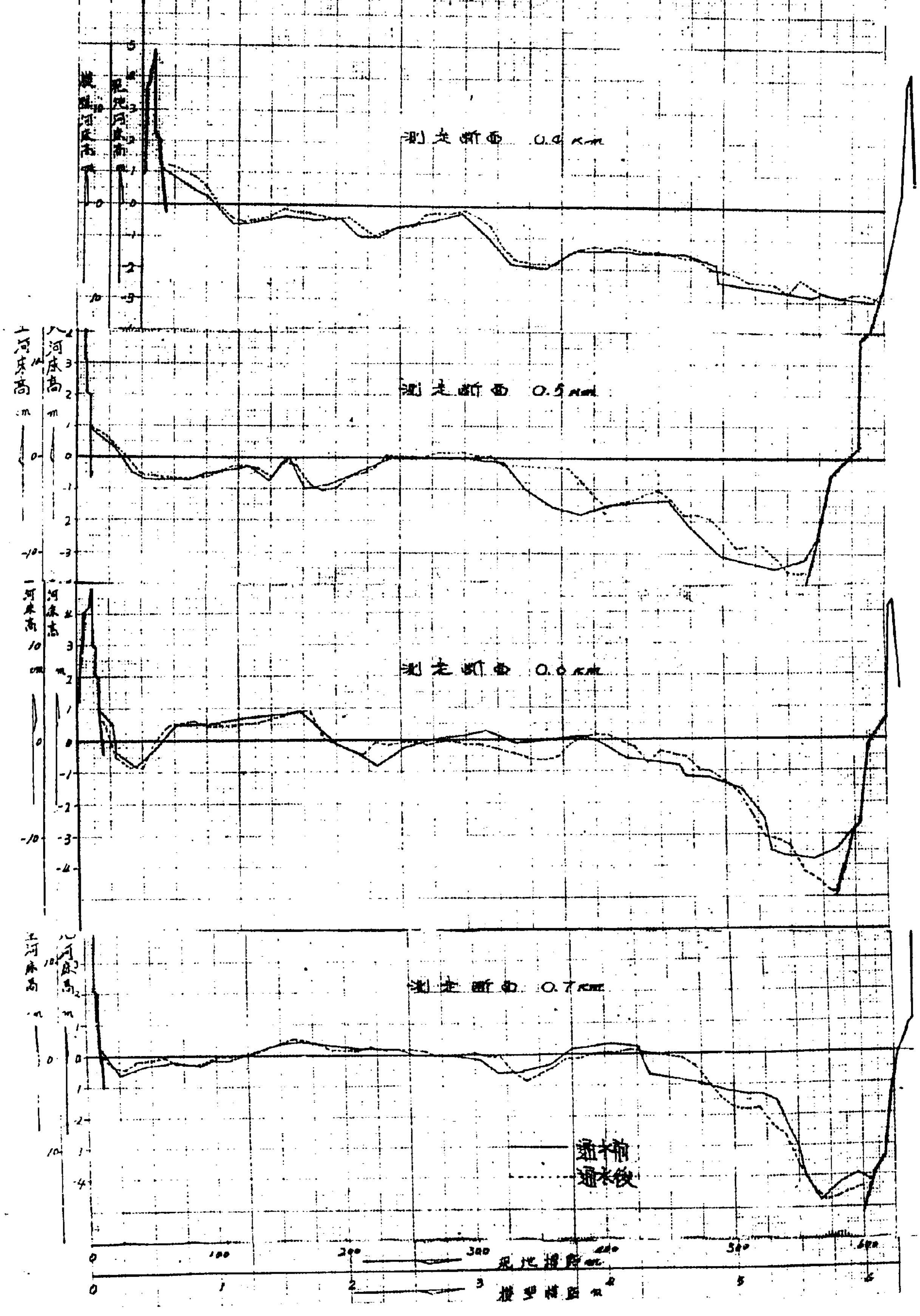


06

90 図 移川 II 実験 VI に於ける河床変動横断図

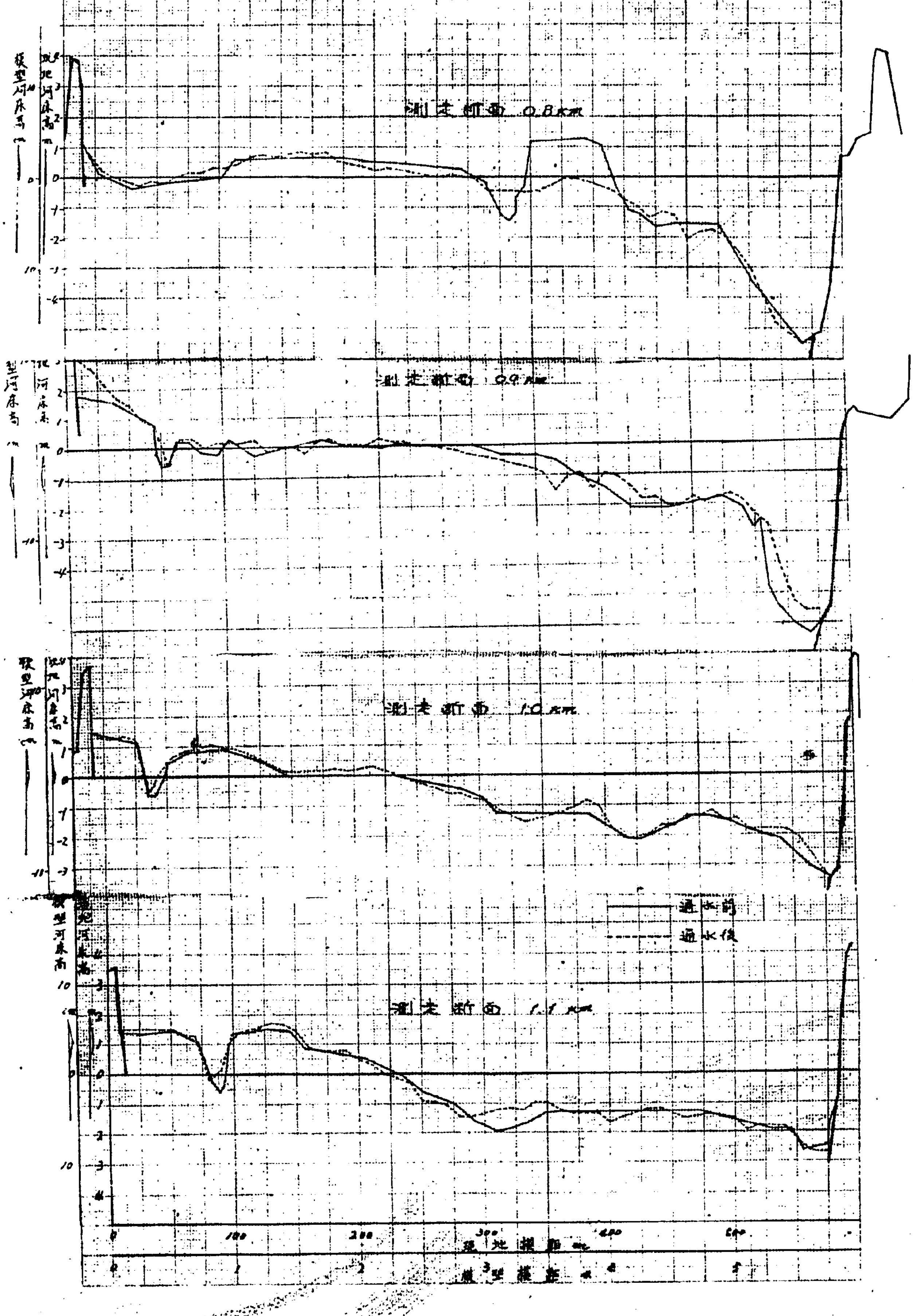


91 図-移VI-10 実験VI に於ける河床変動横断図



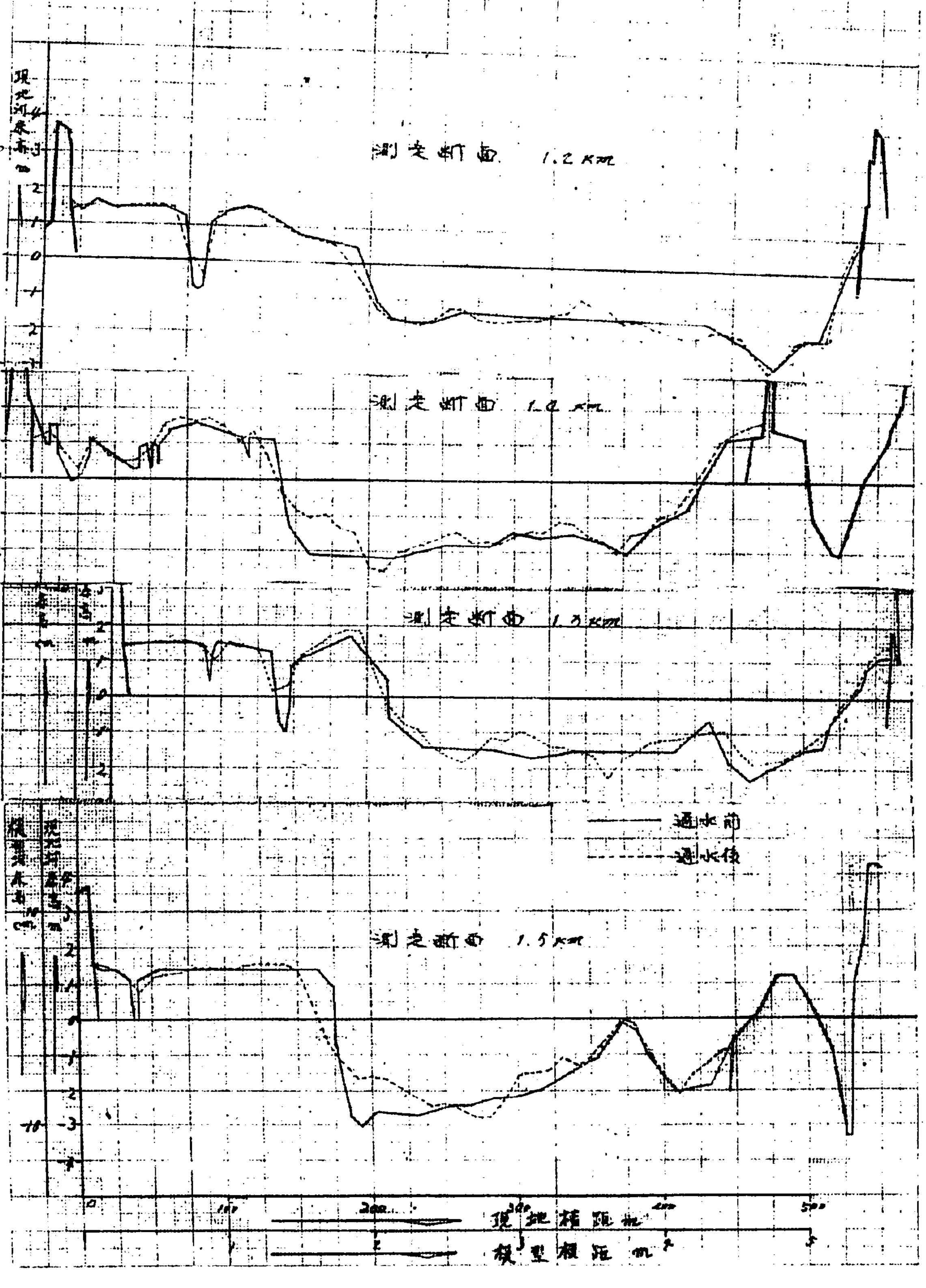
16

92 図 一移VI-9 実験VIに於ける河床変動横断図

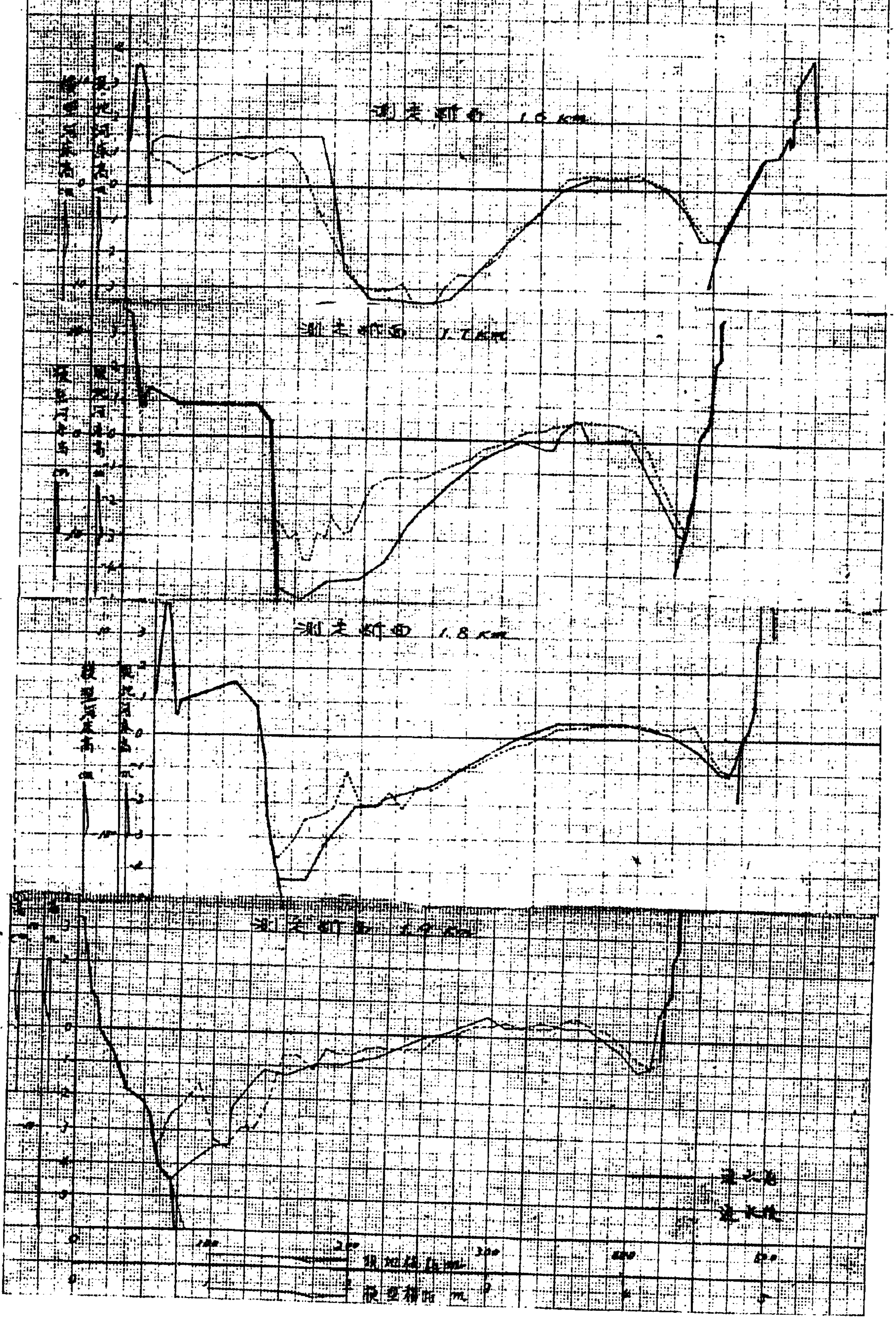


75

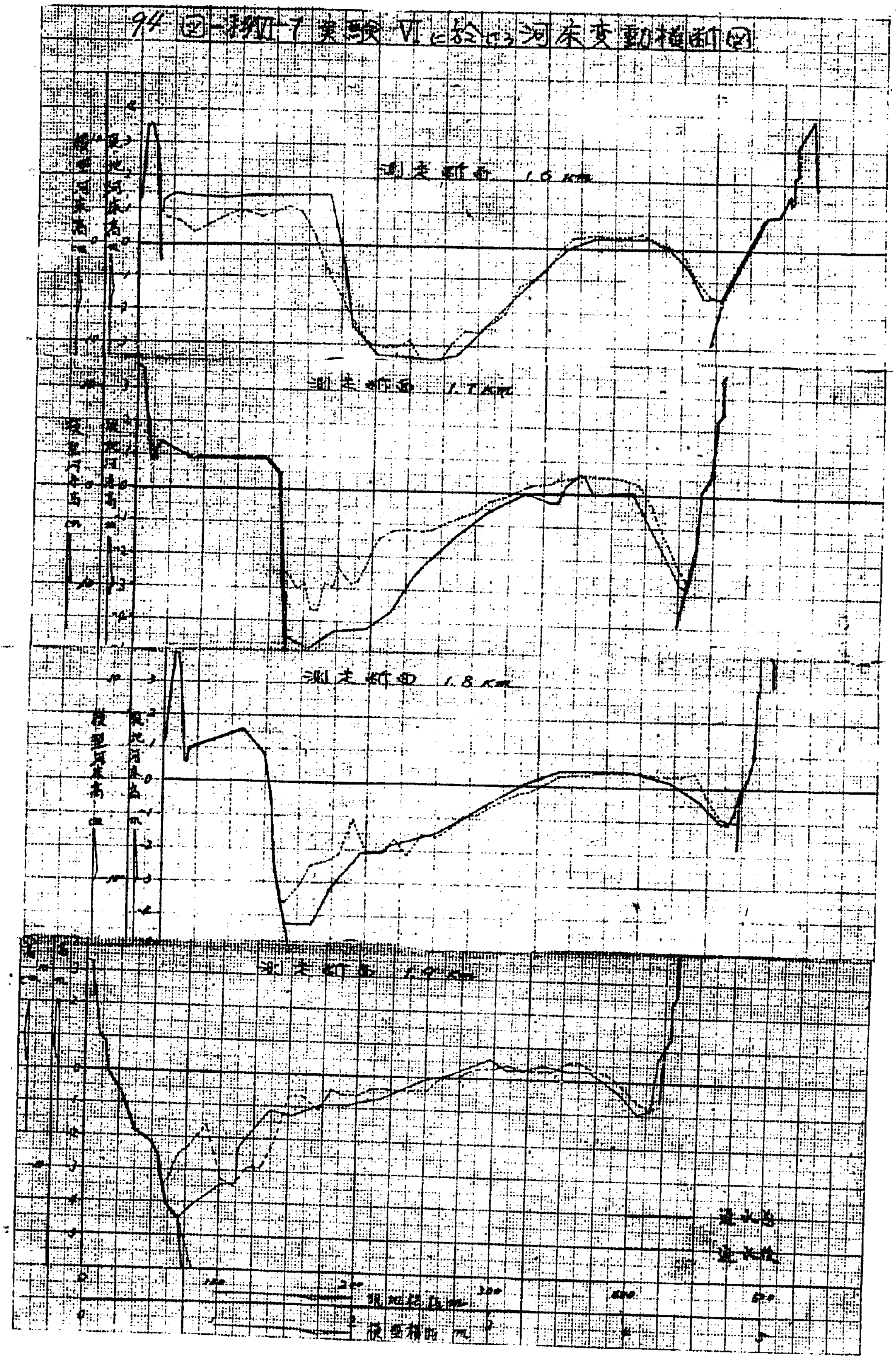
93図 手取川−Ⅱ 実験 Ⅵ に於ける河床変動横断図

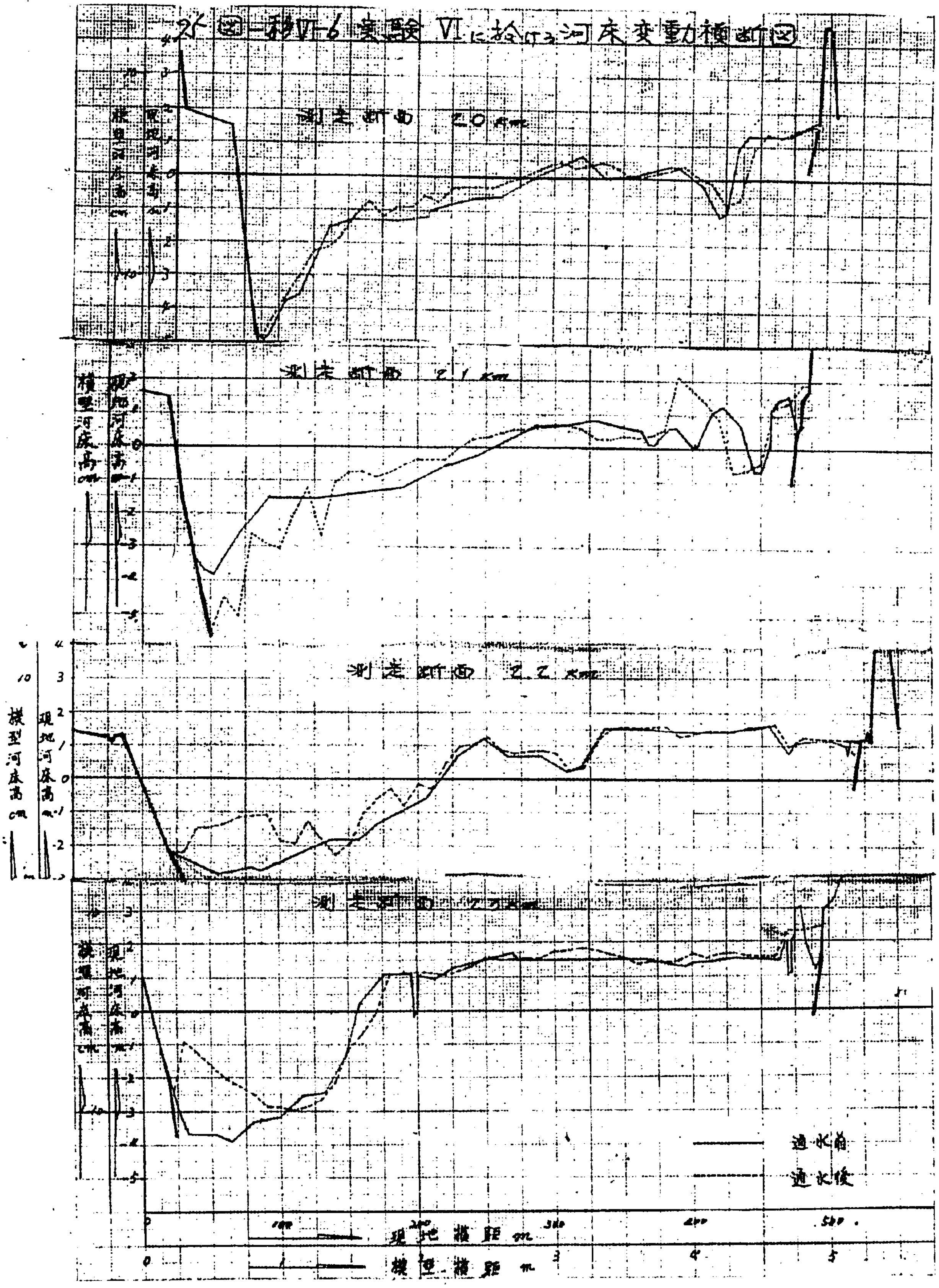


94図－稲VI－7 実験VIに於ける河床変動横断図



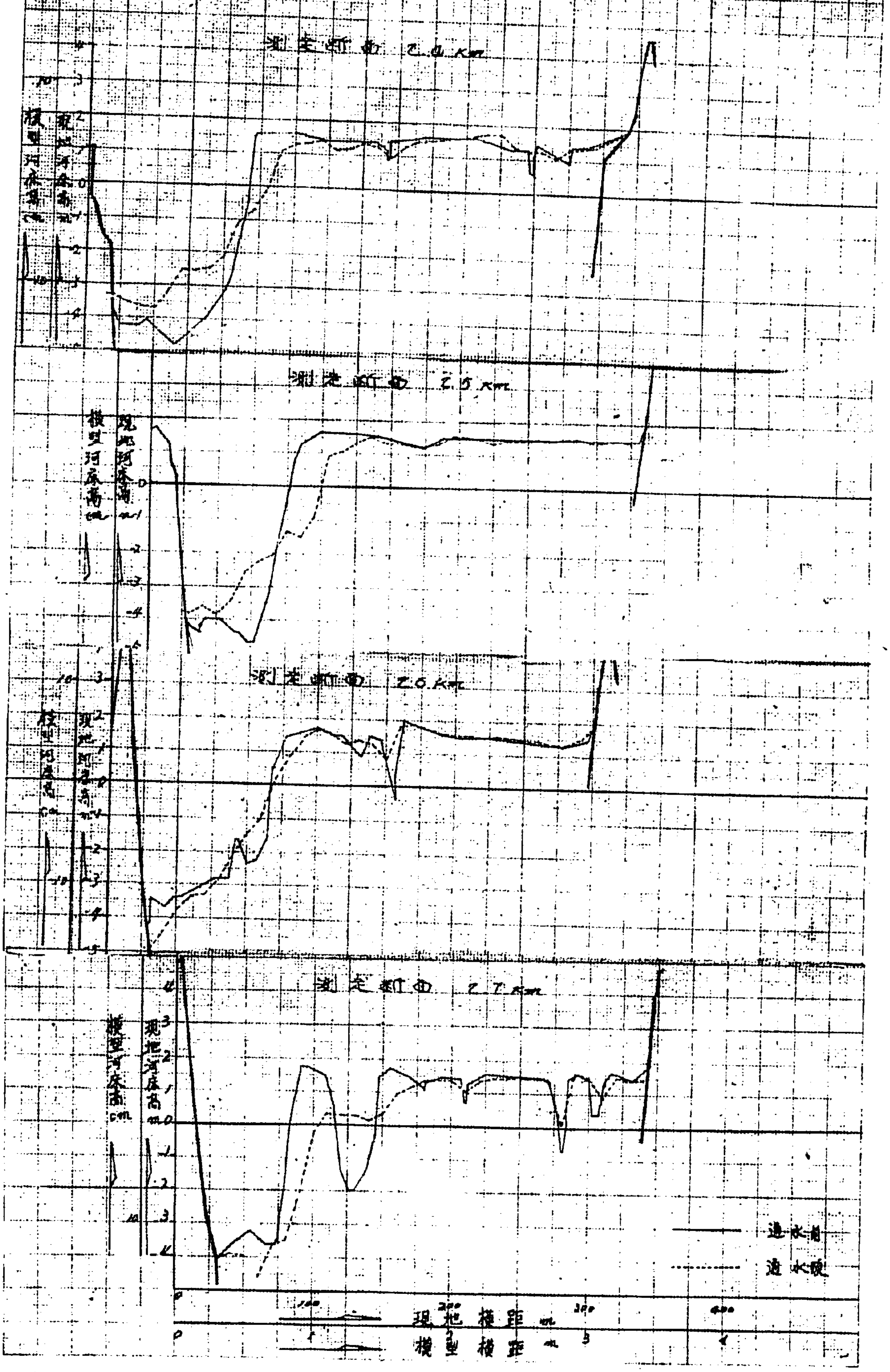
94 図-模型7 実験 VI に於ける河床変動横断図



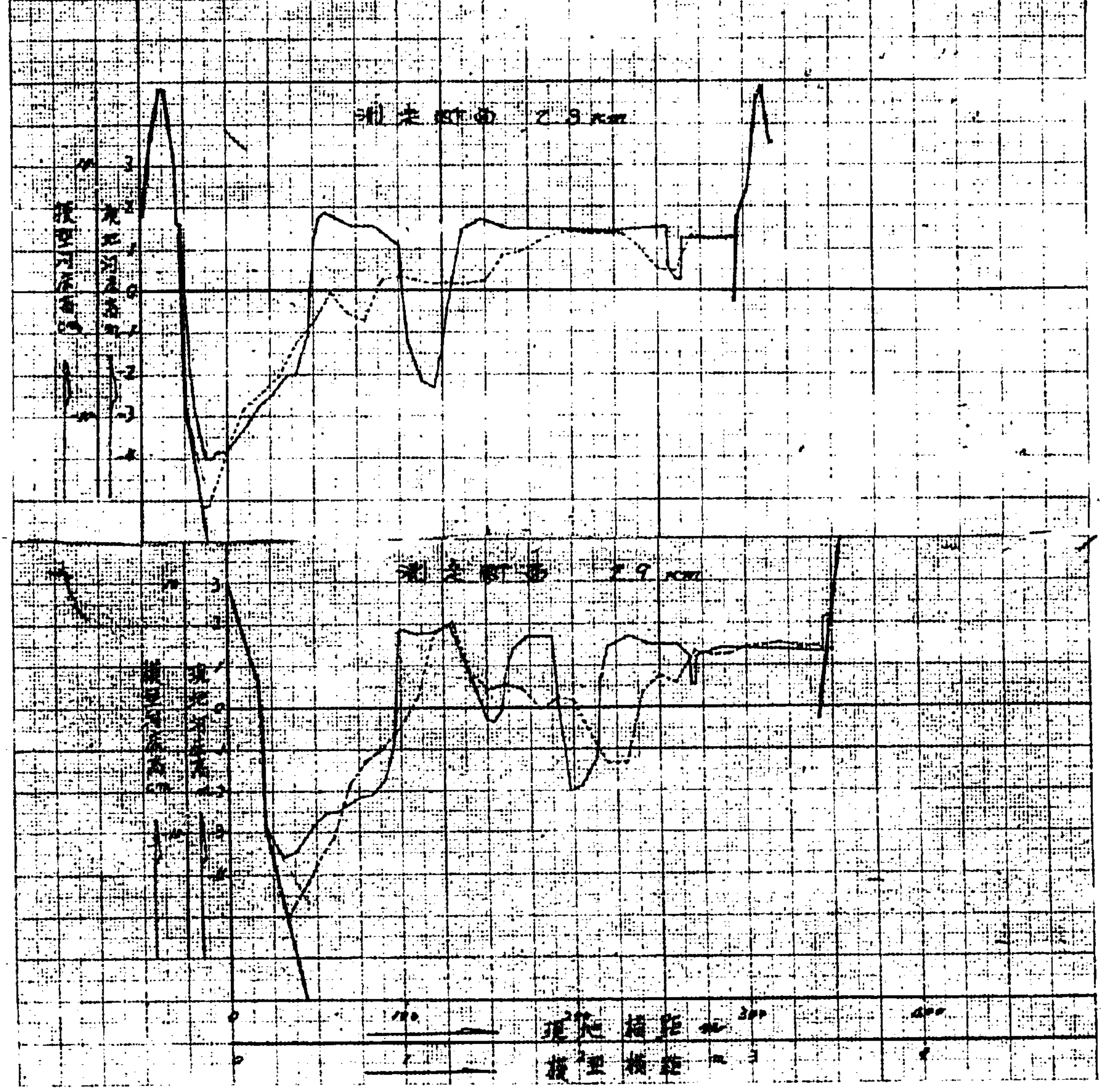


21図—移VI-6 実験VIに於ける河床変動横断図

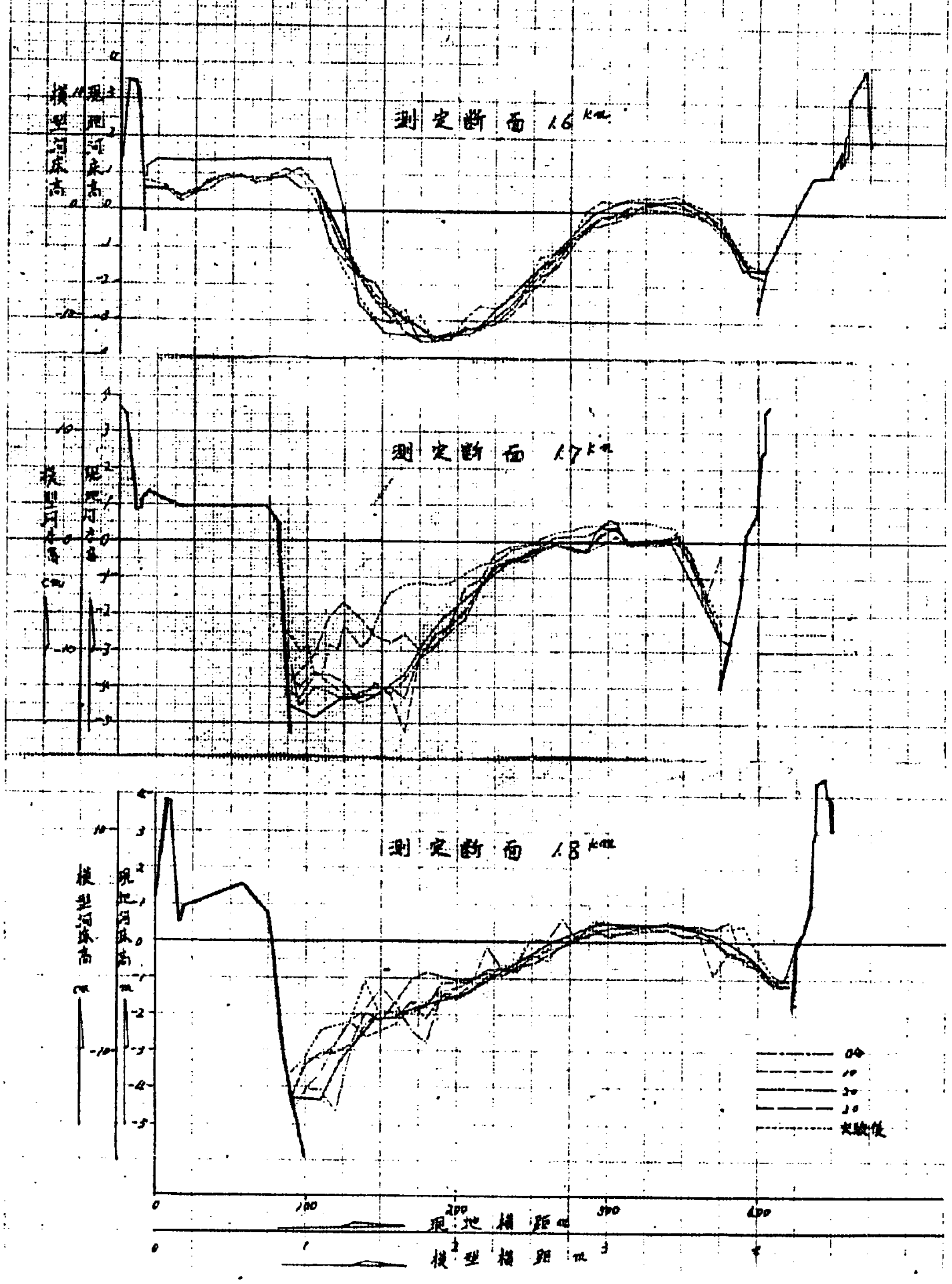
96図-移VI 5 実験VIに於ける河床変動横断図



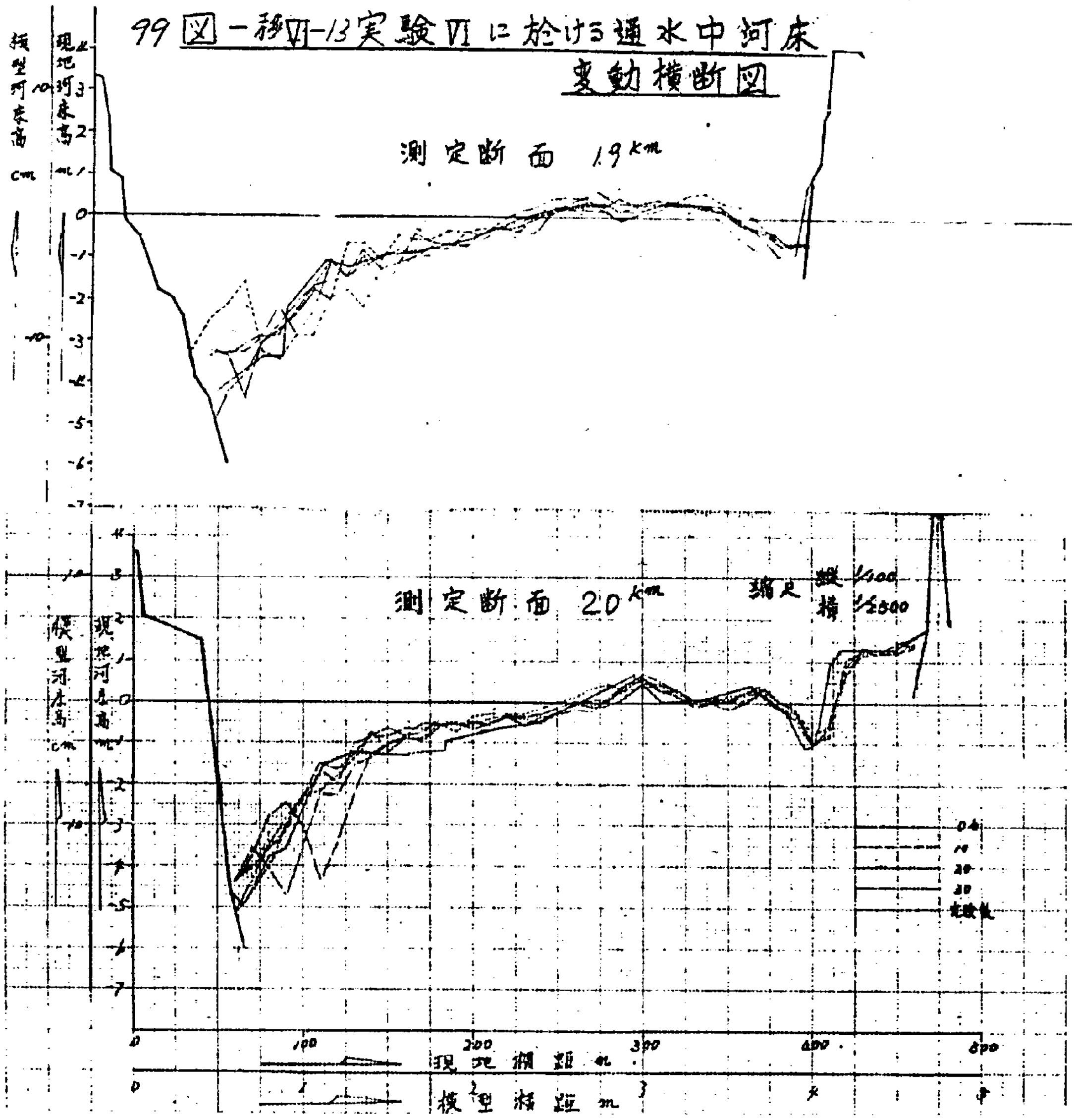
97 図－移VI4 実験VIに於ける河床変動横断図



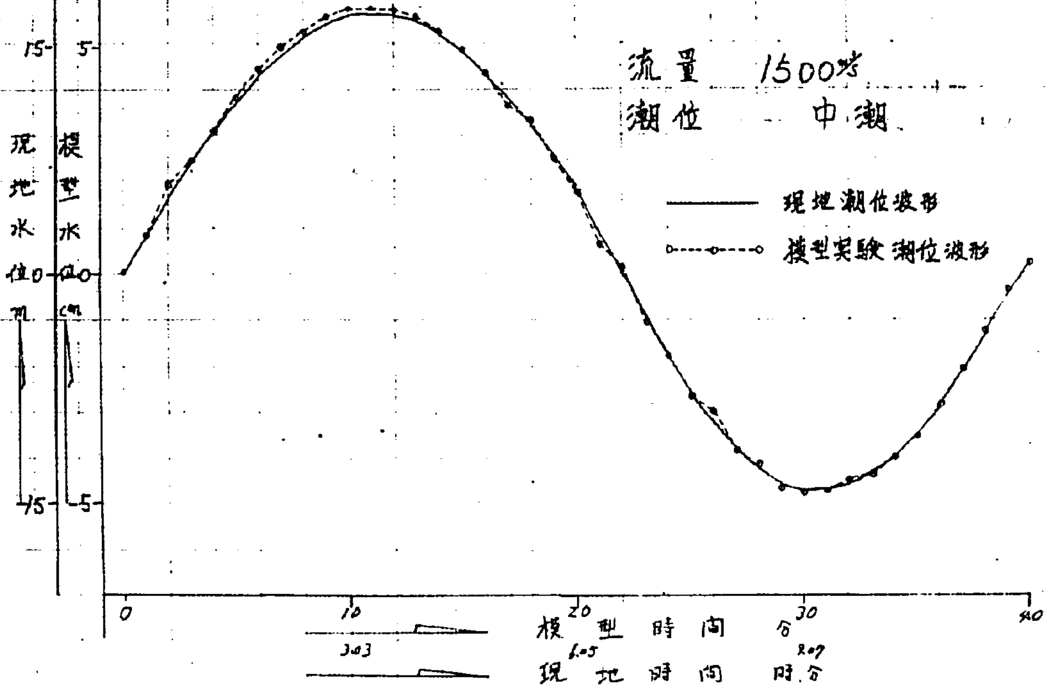
98 図一移VI-1実験VIに於ける通水中河床変動横断図



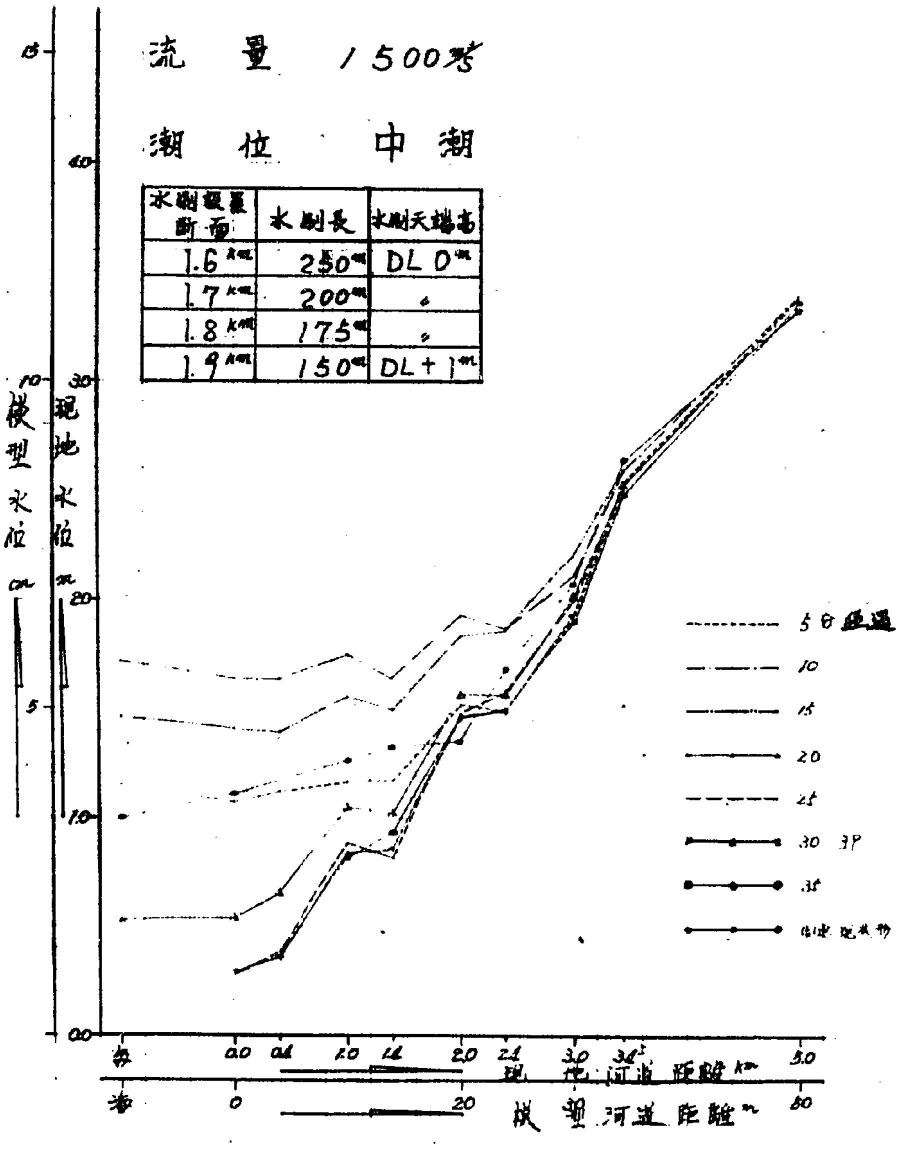
99 図 — 移VI-13 実験VI に於ける通水中河床変動横断図



100 図-移VII-1 実験VII に於ける潮位波形図



101 図-移VII-2 実験VIIに於ける水位縦断図



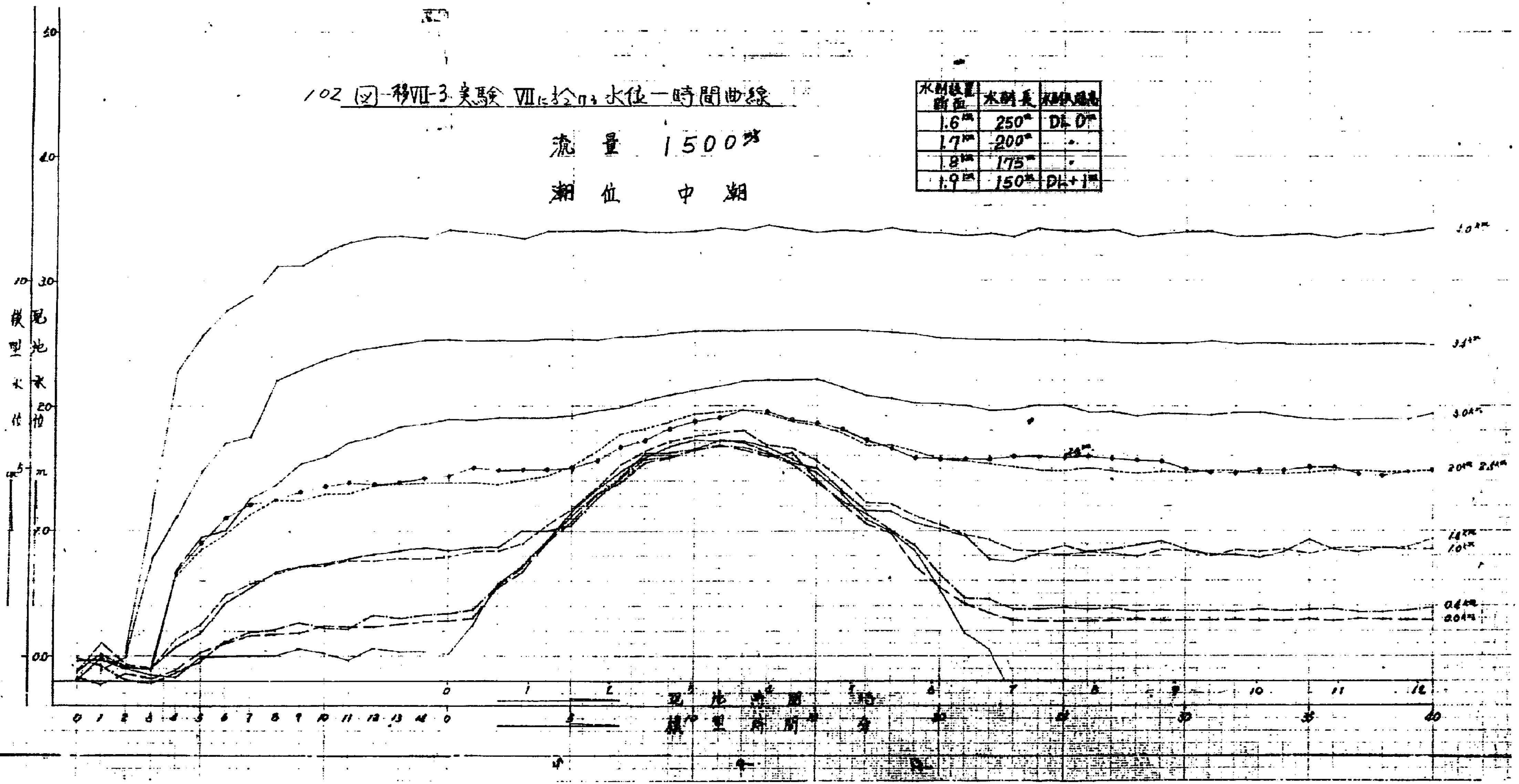
水制設置断面	水制長	水制天端高
1.6^{km}	250^{m}	DL 0^{m}
1.7^{km}	200^{m}	〃
1.8^{km}	175^{m}	〃
1.9^{km}	150^{m}	DL + 1^{m}

102 図-移VII-3 実験VIIに於ける水位ー時間曲線

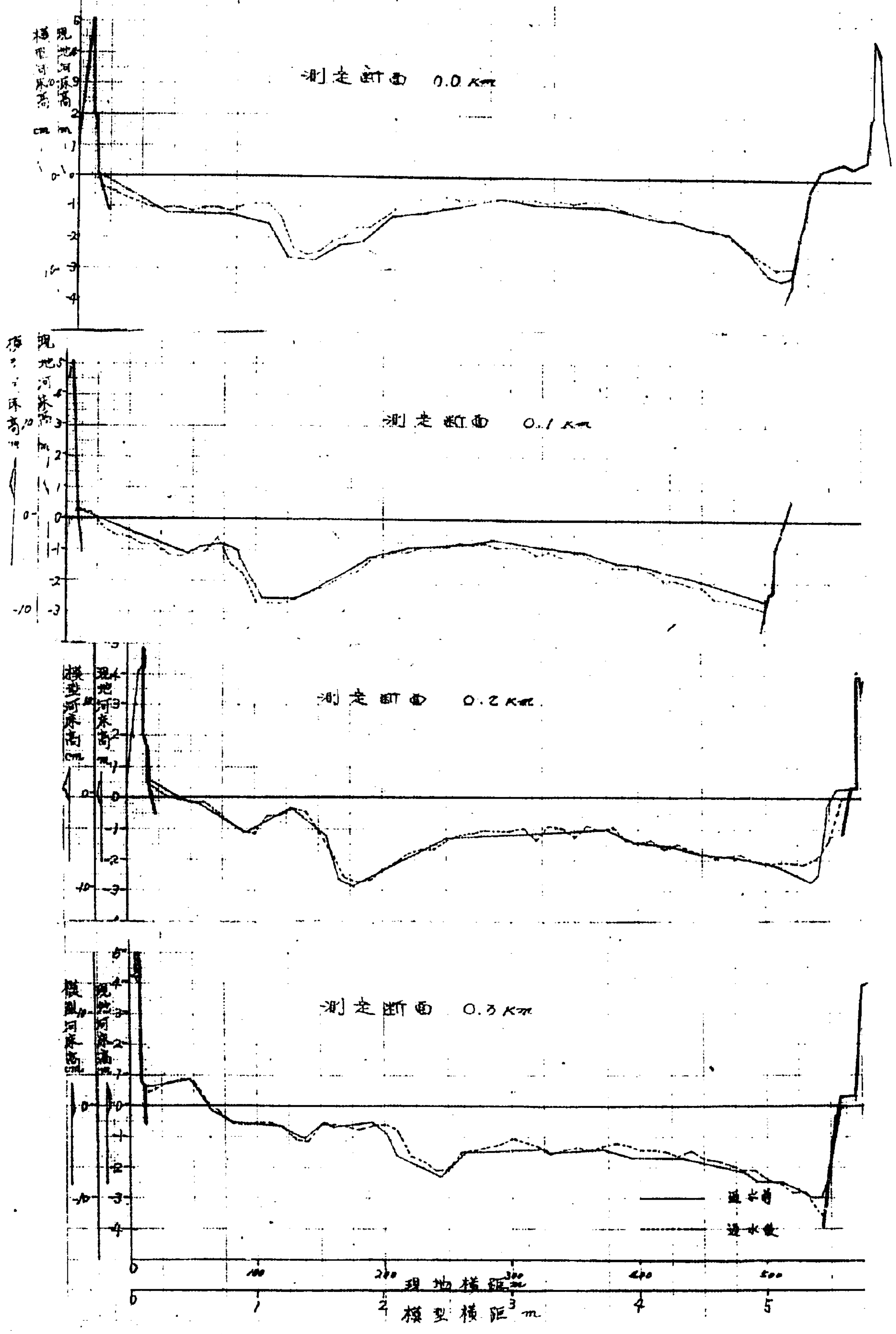
流量 1500㎥/s

潮位 中潮

水制設置断面	水制長	[illegible]
1.6km	250m	DL 0m
1.7km	200m	〃
1.8km	175m	〃
1.9km	150m	DL+1m

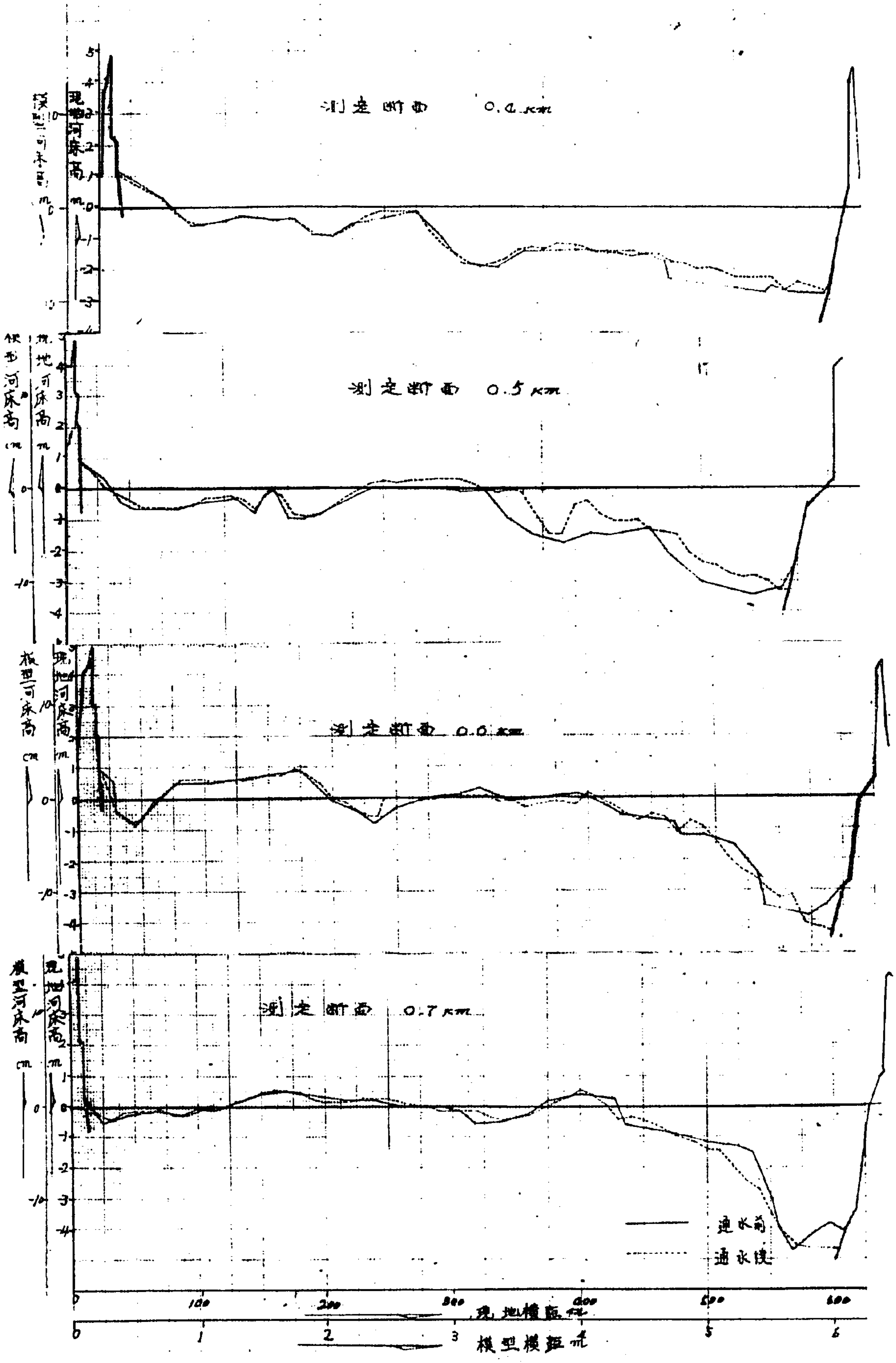


103 図-移VII-4 実験VII に於ける河床変動横断図

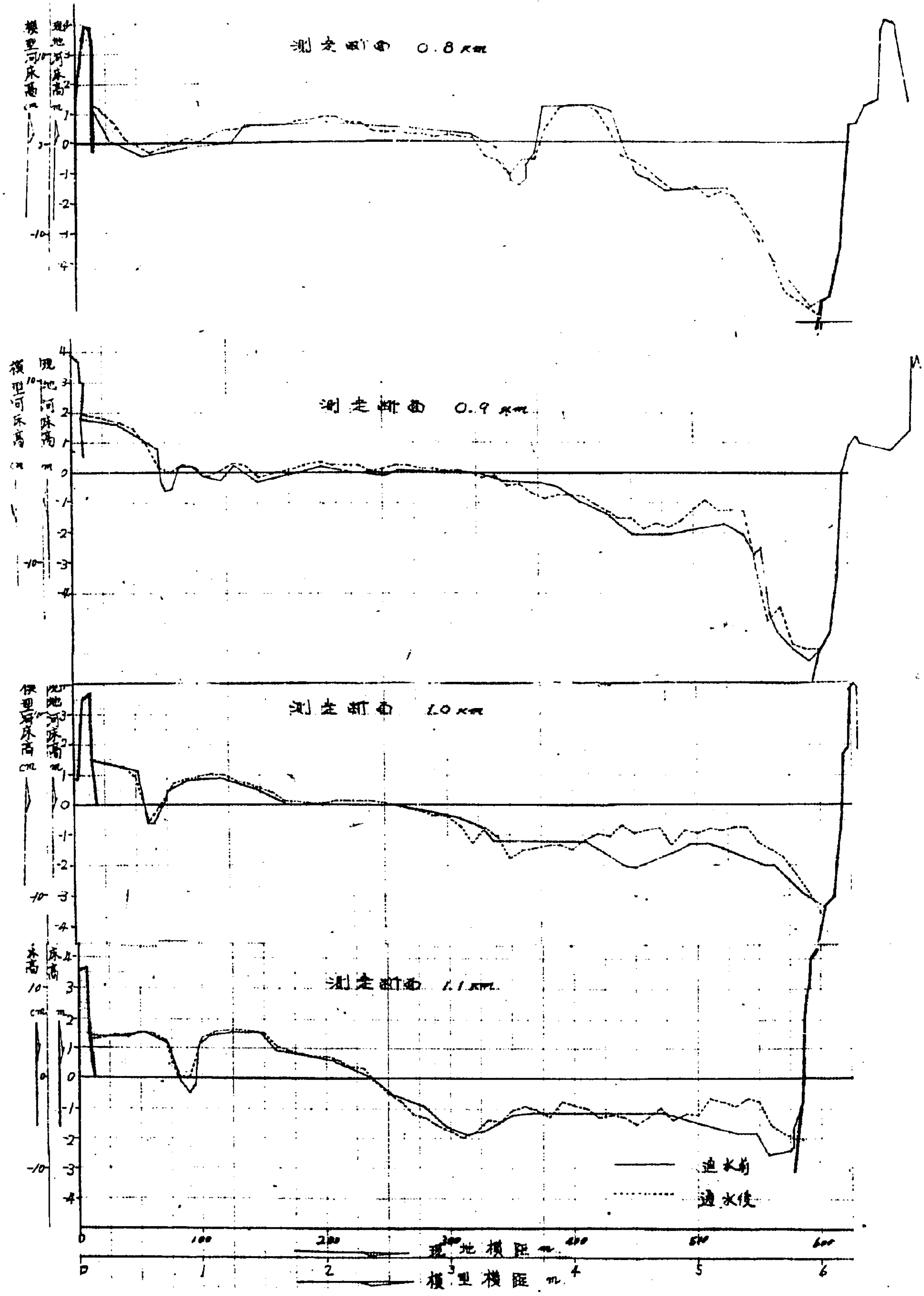


D01

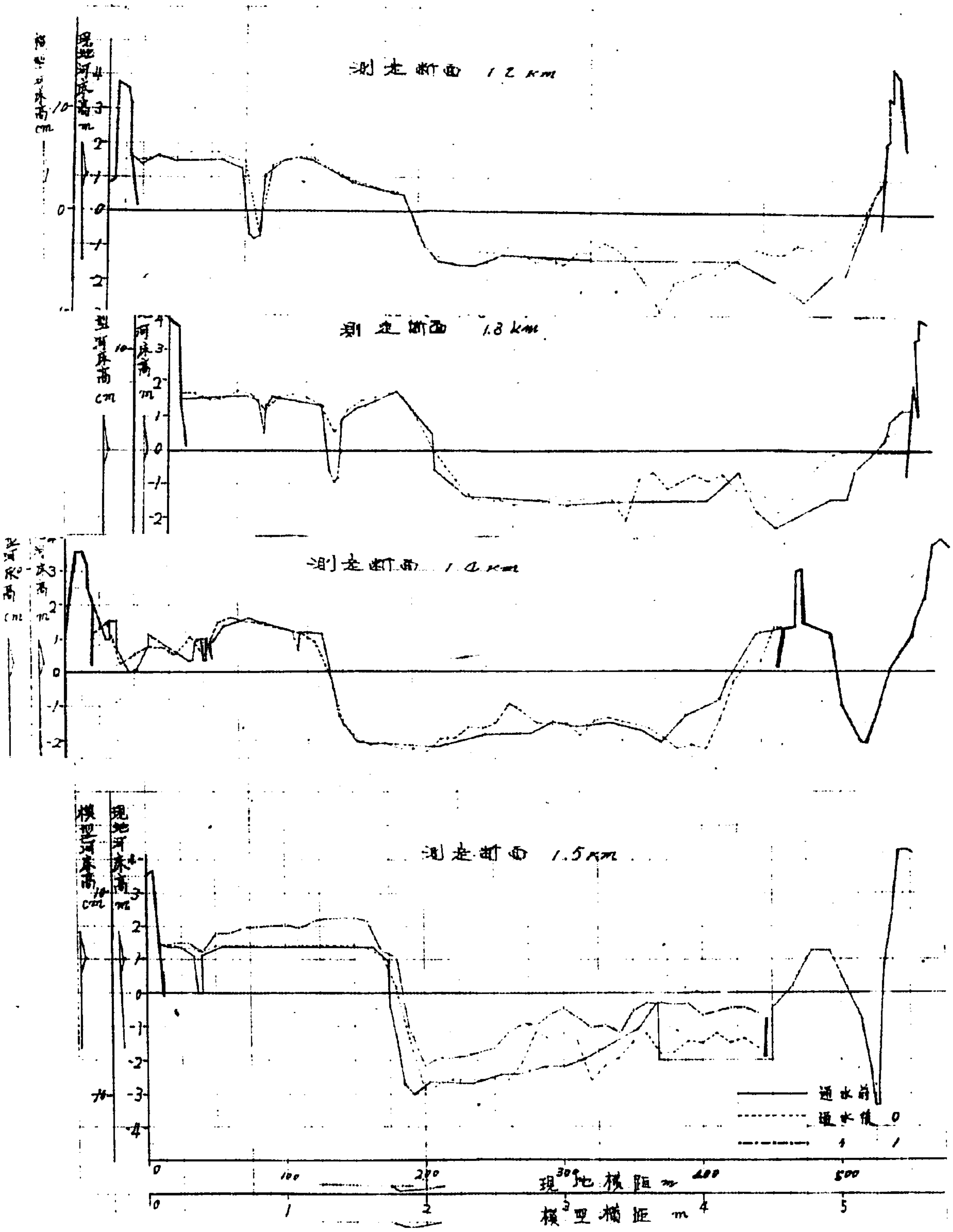
104 図－移Ⅷ－5 実験Ⅶにおける河床変動横断図



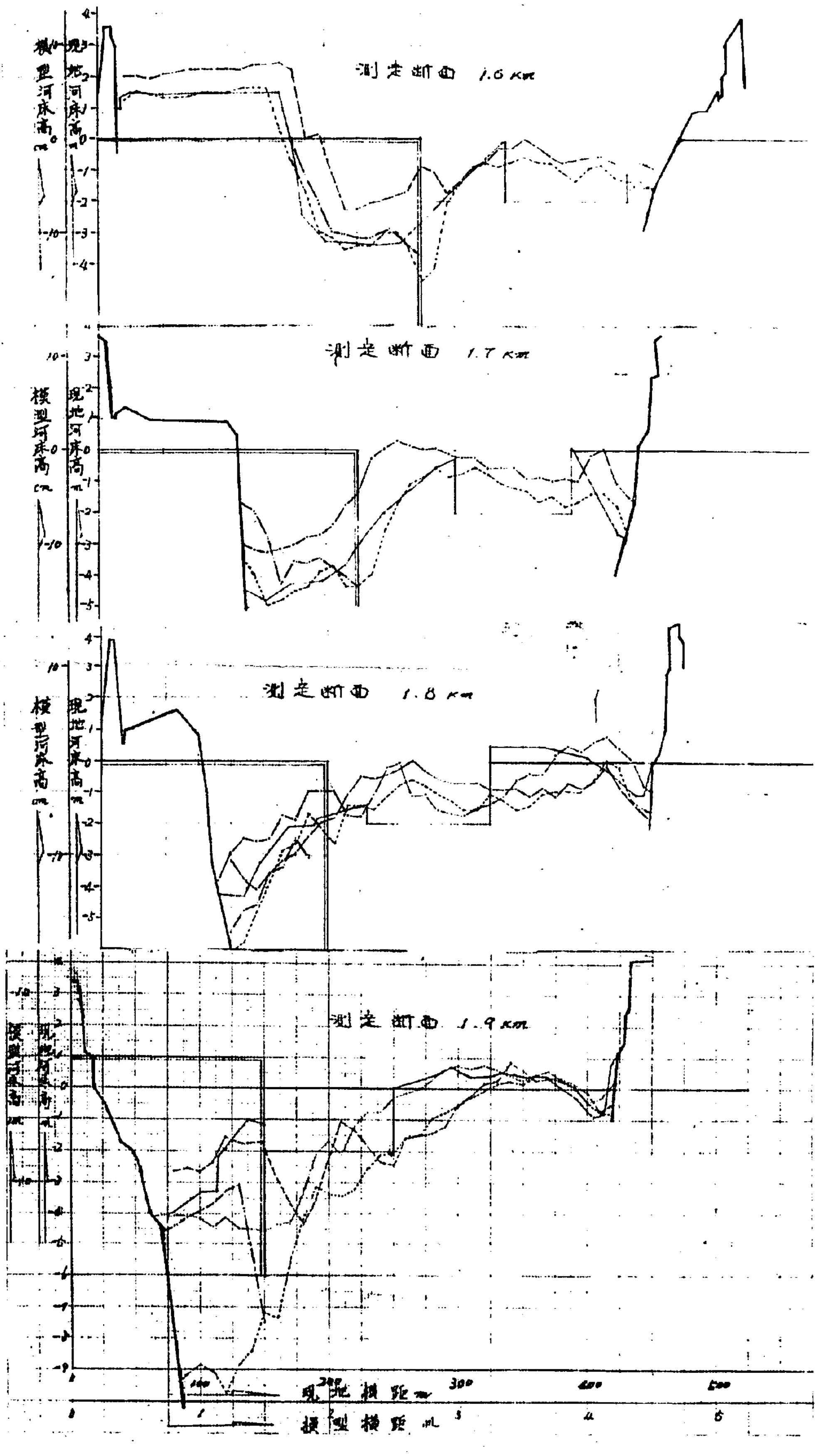
105 図-移VII-6 実験VIIにおける河床変動横断図



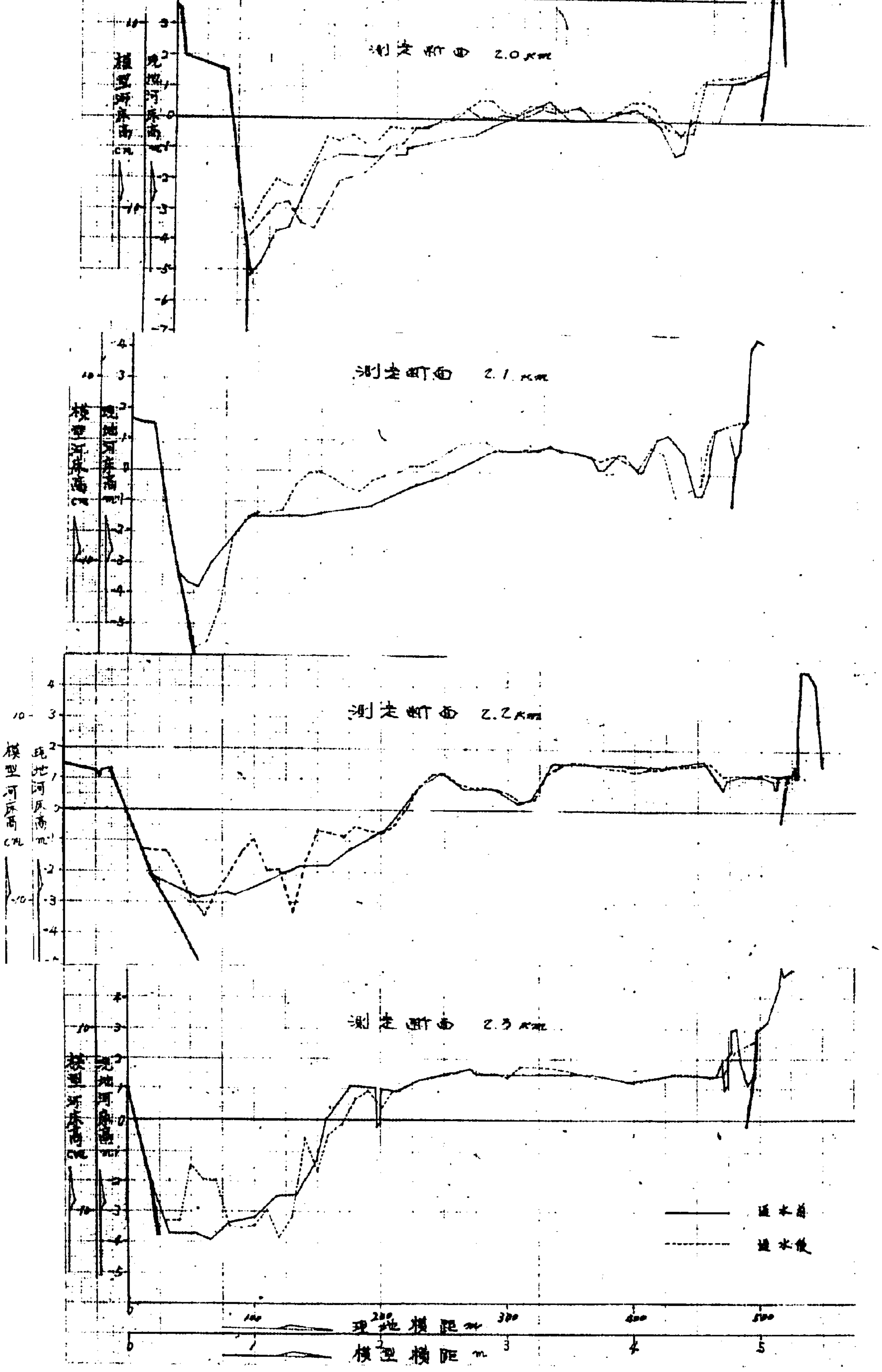
106 図-移VII-7 実験VIIに於ける河床変動横断図



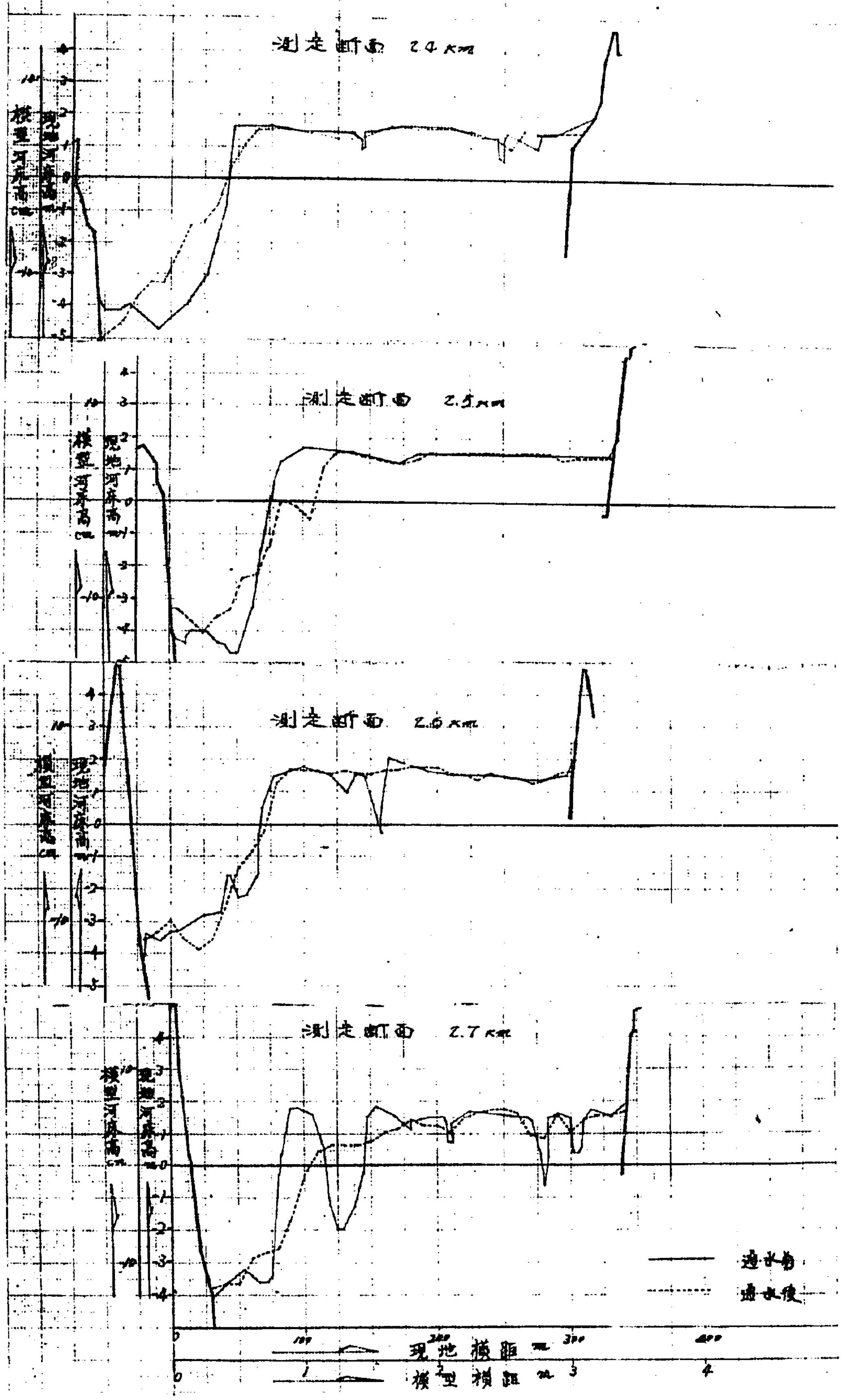
107 図-移Ⅷ-1 実験Ⅶに於ける河床変動横断図



図一移VIII-9 実験VIIに於ける河床変動横断図

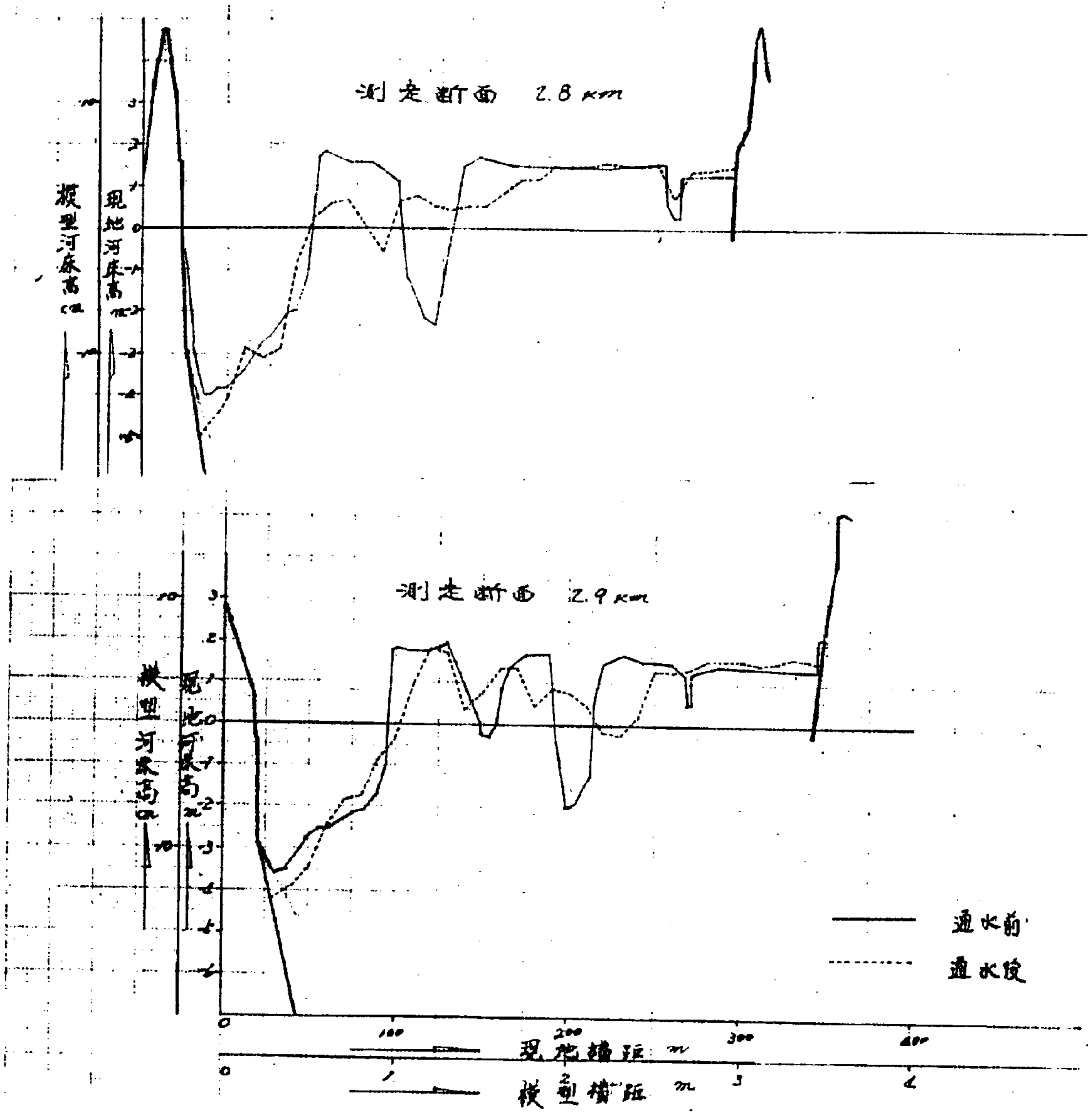


109 図 ―移VIII-10 実験VII に於ける河床変動横断図

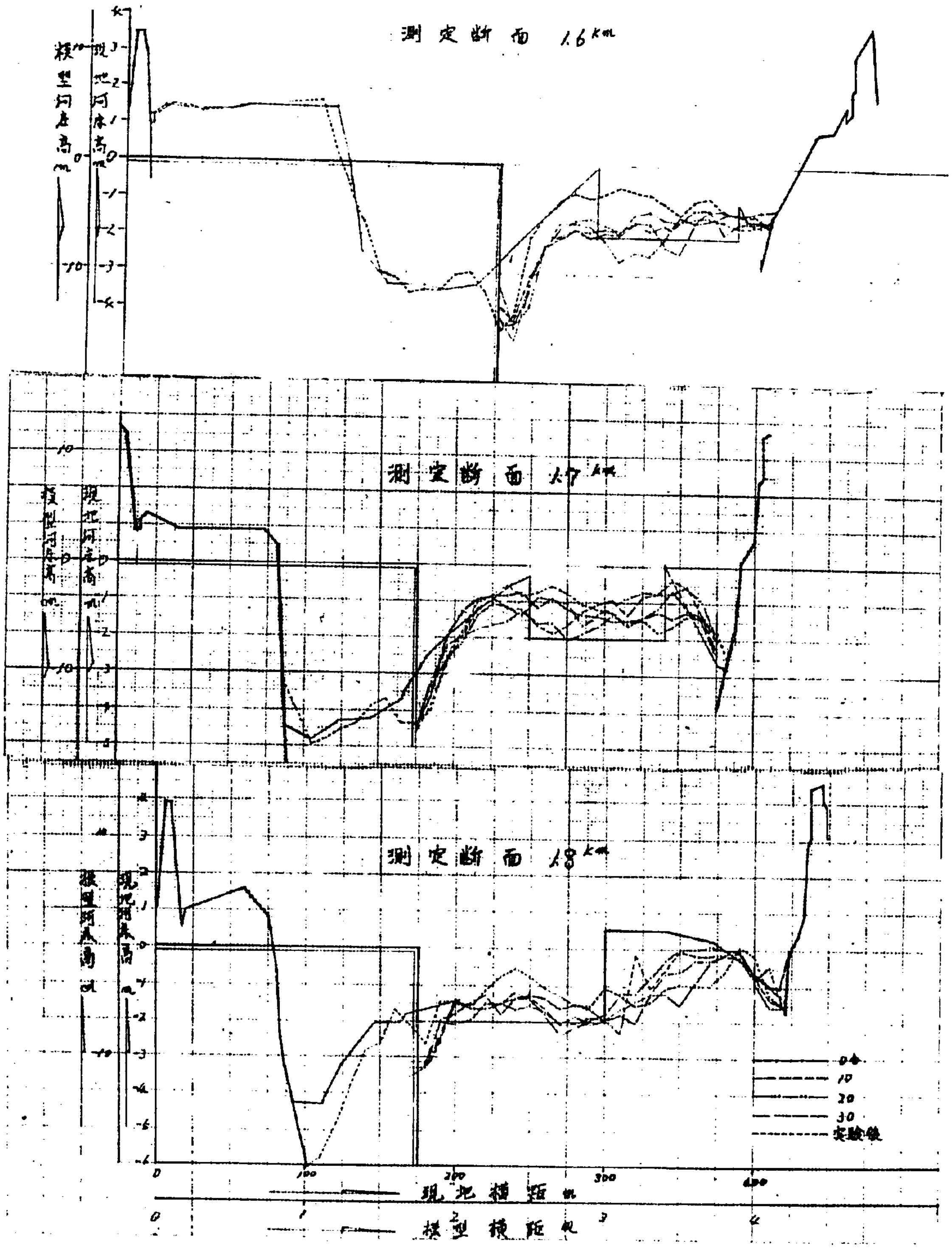


110

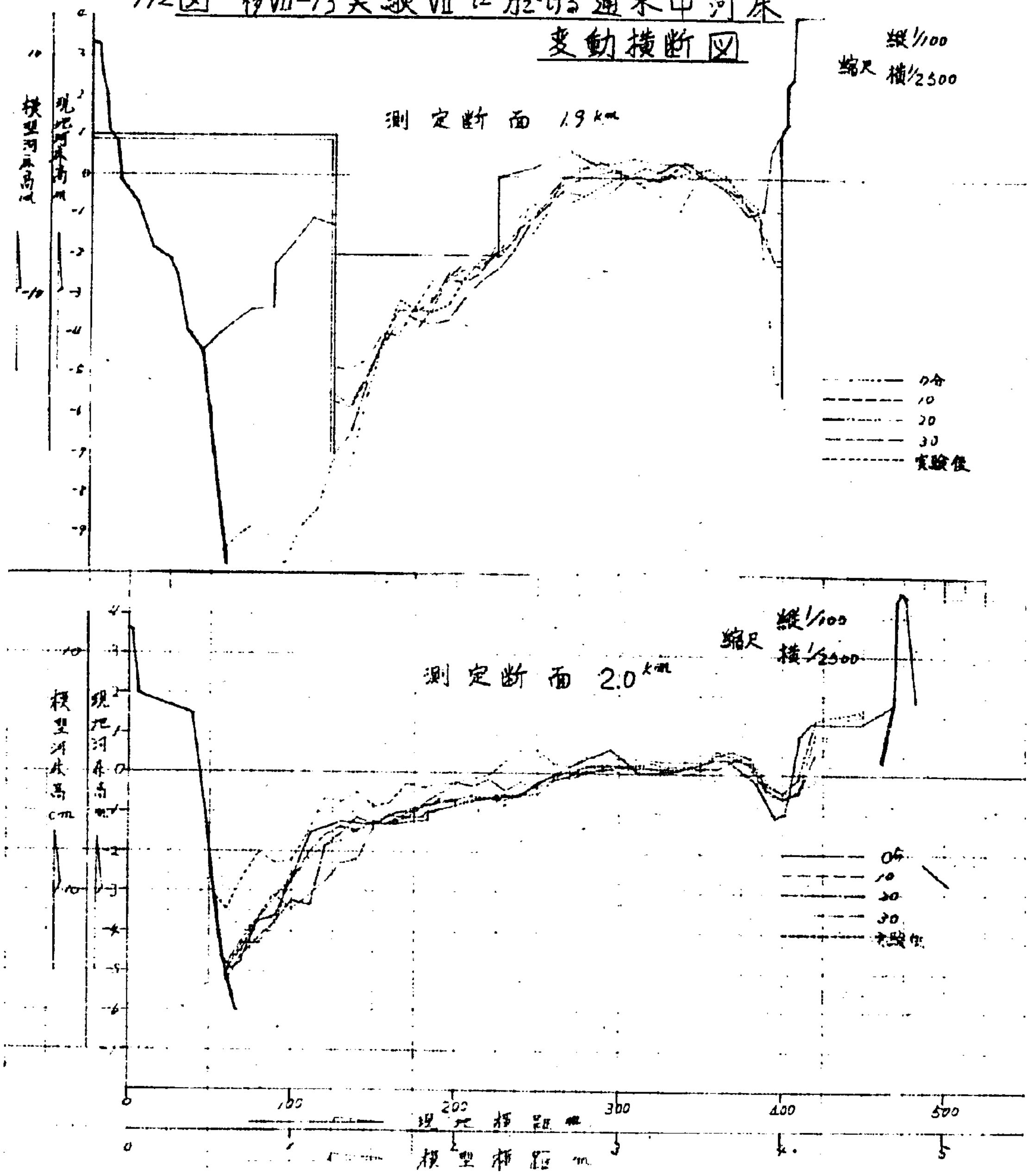
図-移Ⅷ-11 実験Ⅶに於ける河床変動横断図



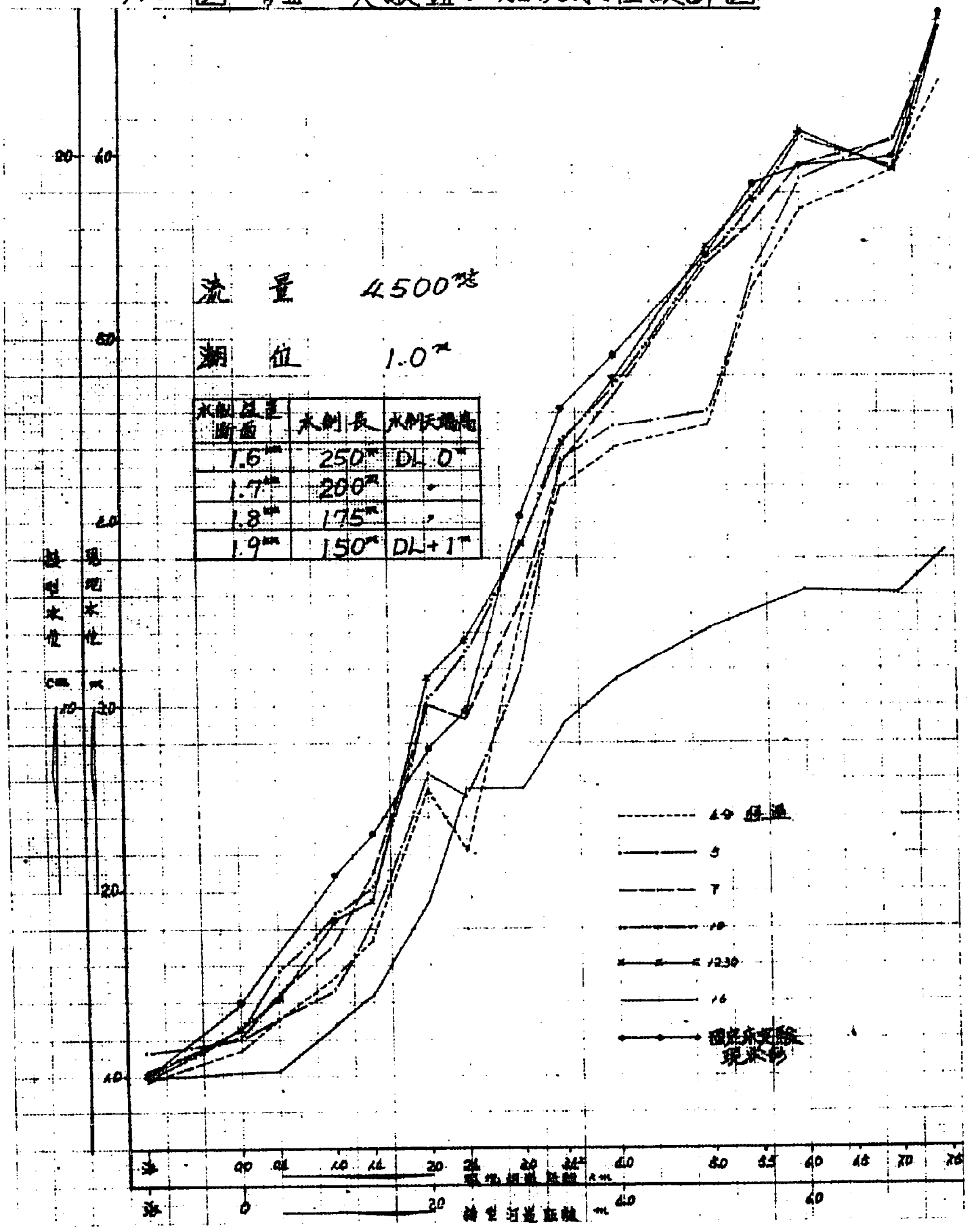
111 図－移VII－12 実験VIIに於ける通水中河床変動横断図



112図－移VII－13 実験VII に於ける通水中河床変動横断図



113 図−第Ⅷ'−1 実験Ⅶ'に於ける水位縦断図

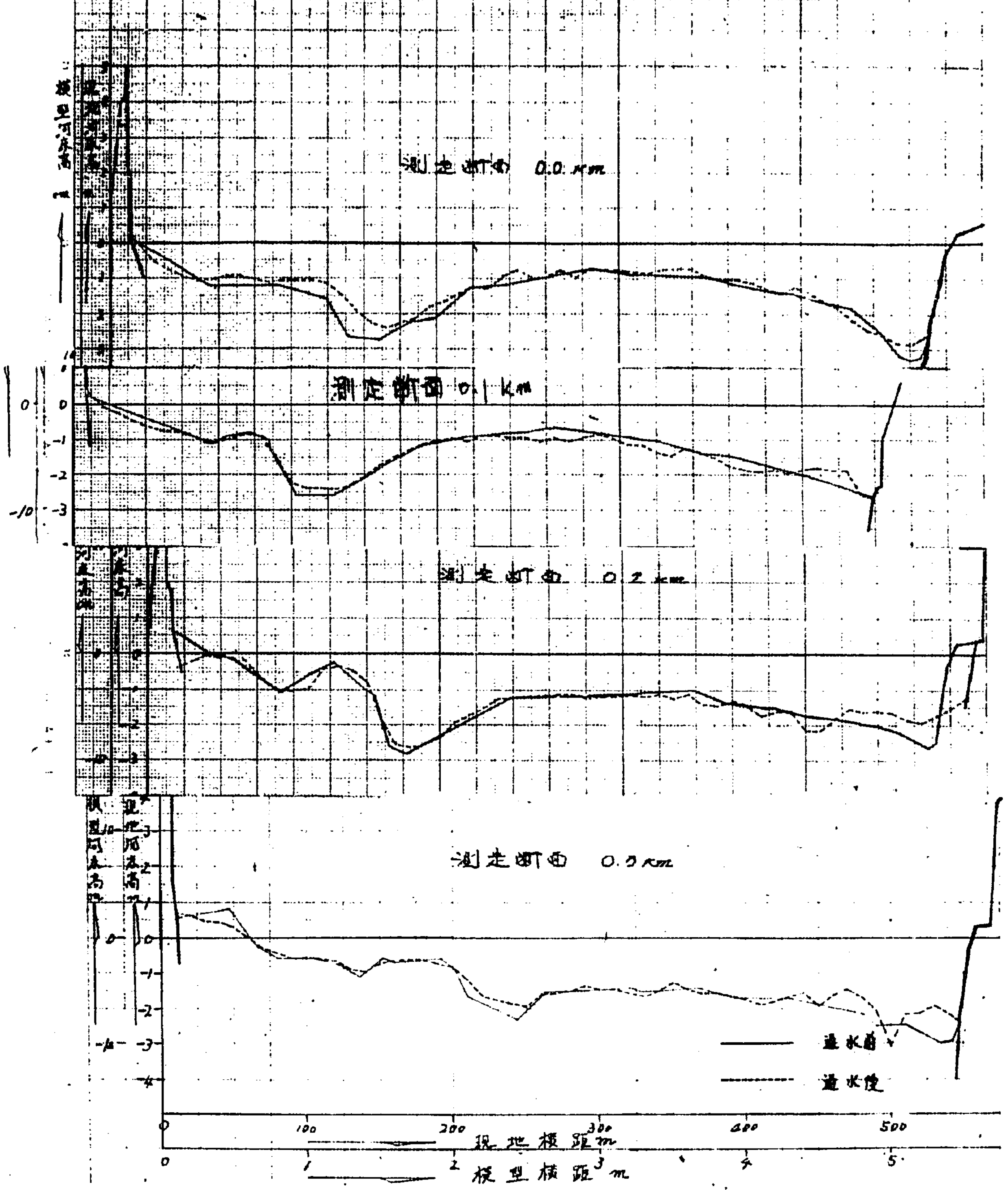


流 量 4500㎥/s

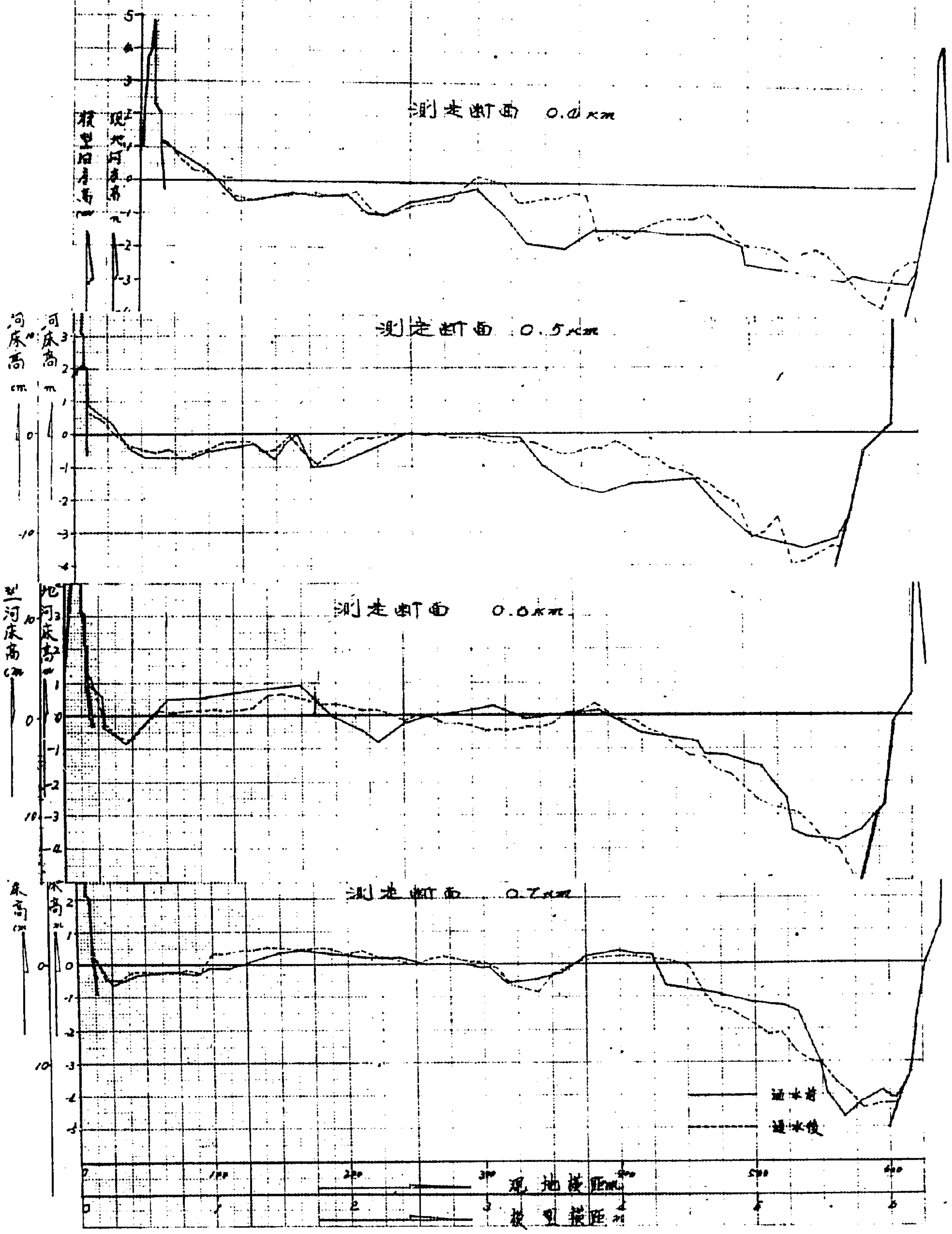
潮 位 1.0m

水制設置断面	水制長	水制天端高
1.6km	250m	DL 0m
1.7km	200m	〃
1.8km	175m	〃
1.9km	150m	DL+1m

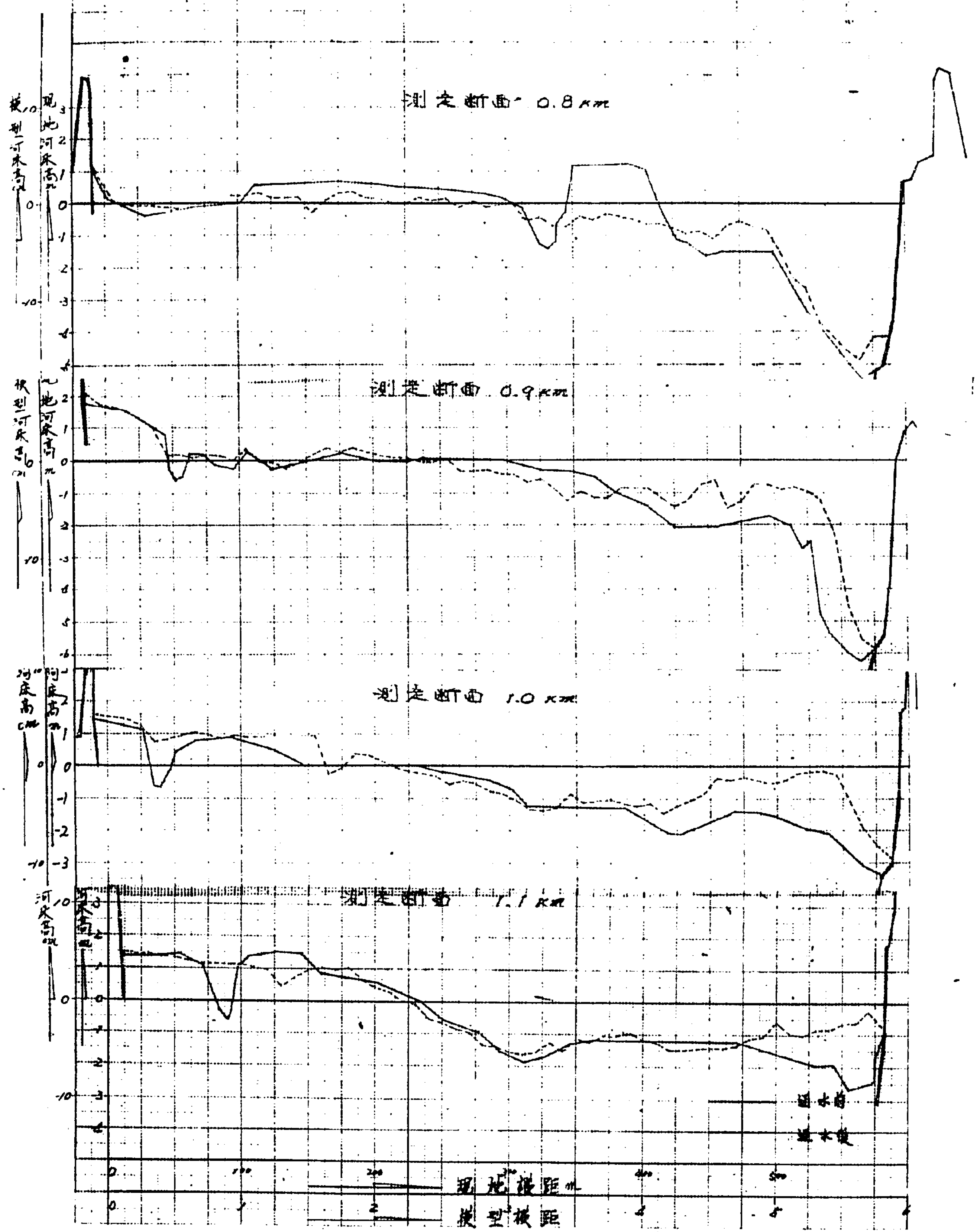
114 図ー模Ⅲ-2 実験VIIに於ける河床変動横断図



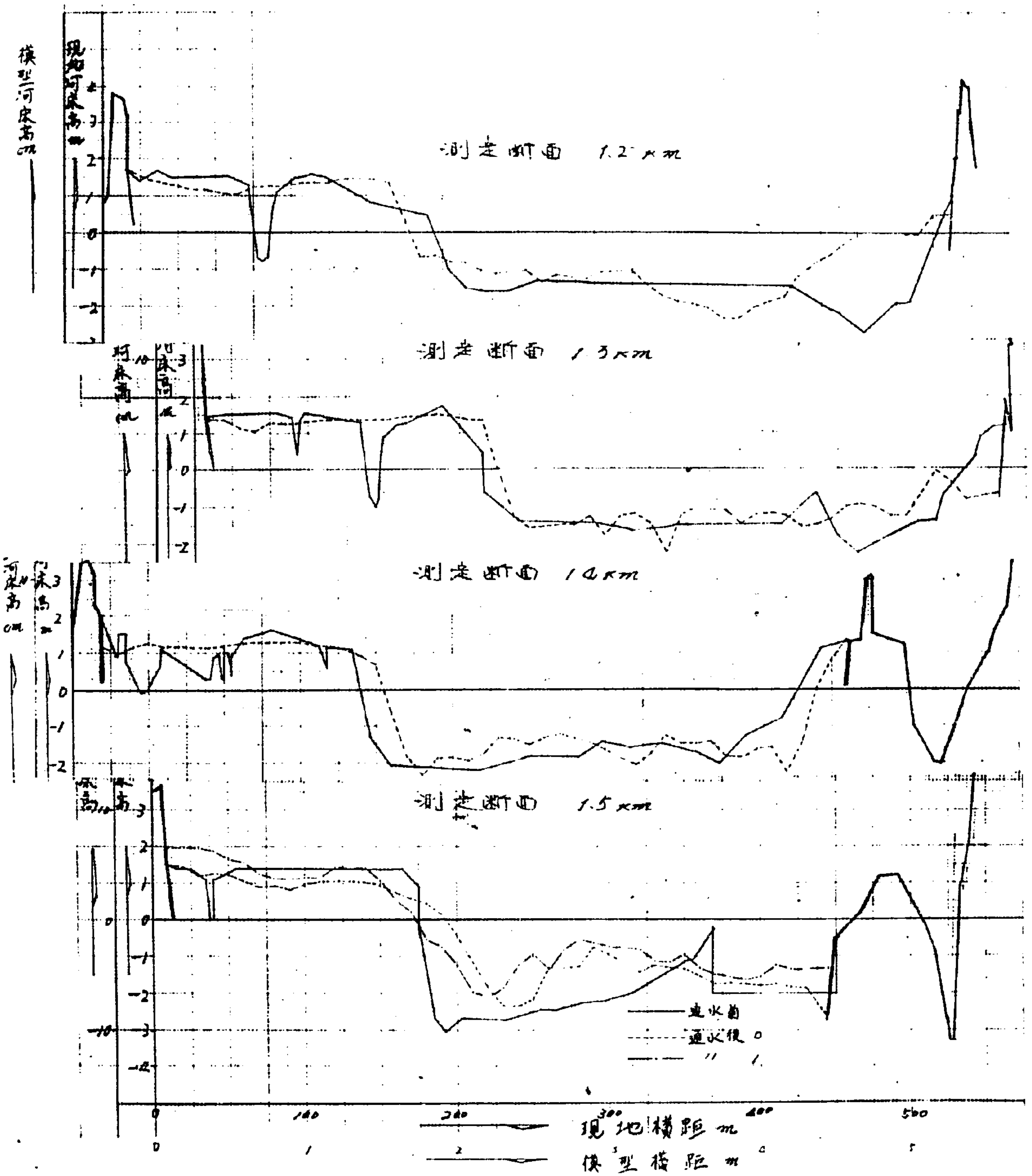
115 図 模型による実験VII'に於ける河床変動横断図



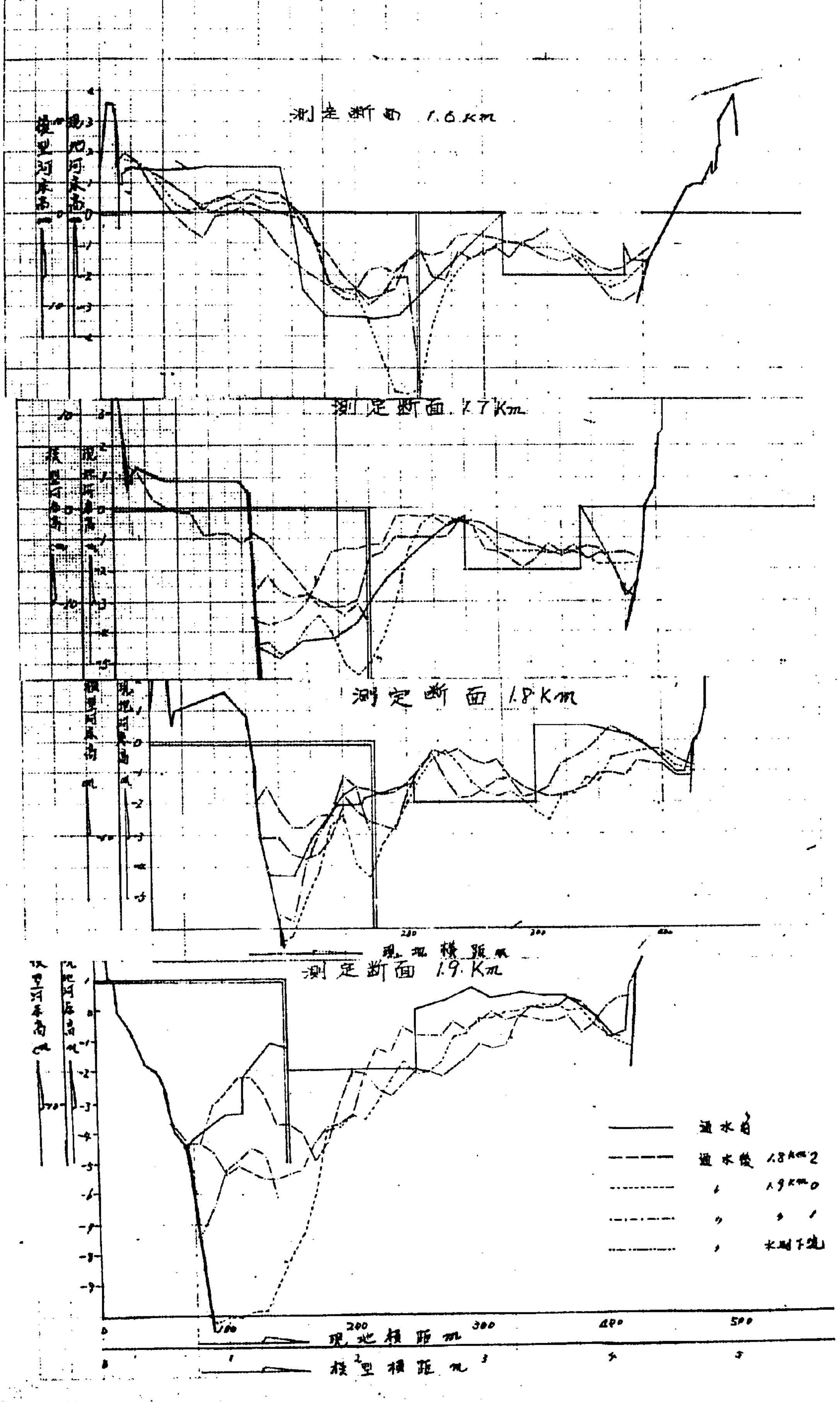
116 図-移VII-4 実験VII'に於ける河床変動横断図



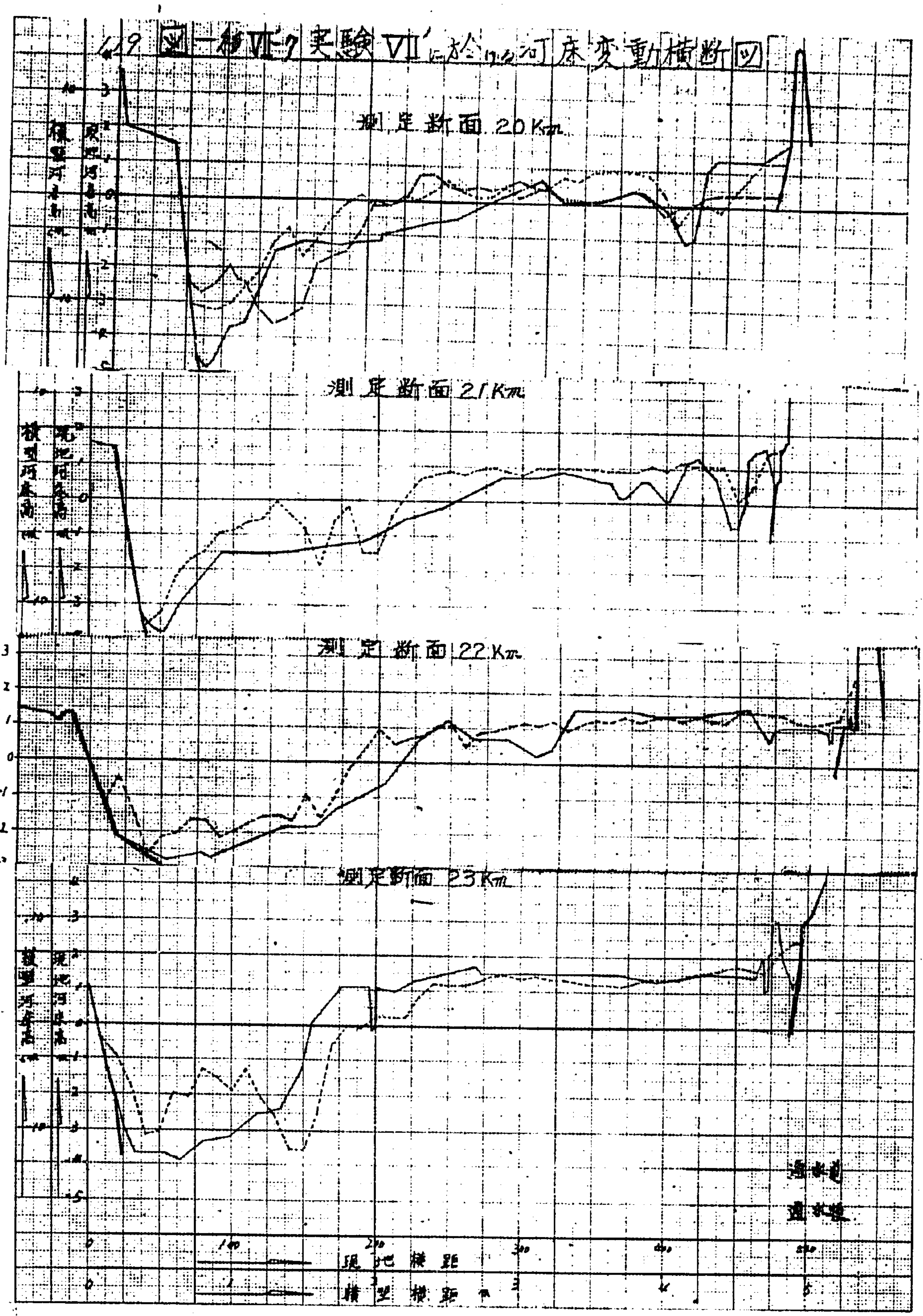
117 図-補Ⅷ-5 実験Ⅶ′に於ける河床変動横断図



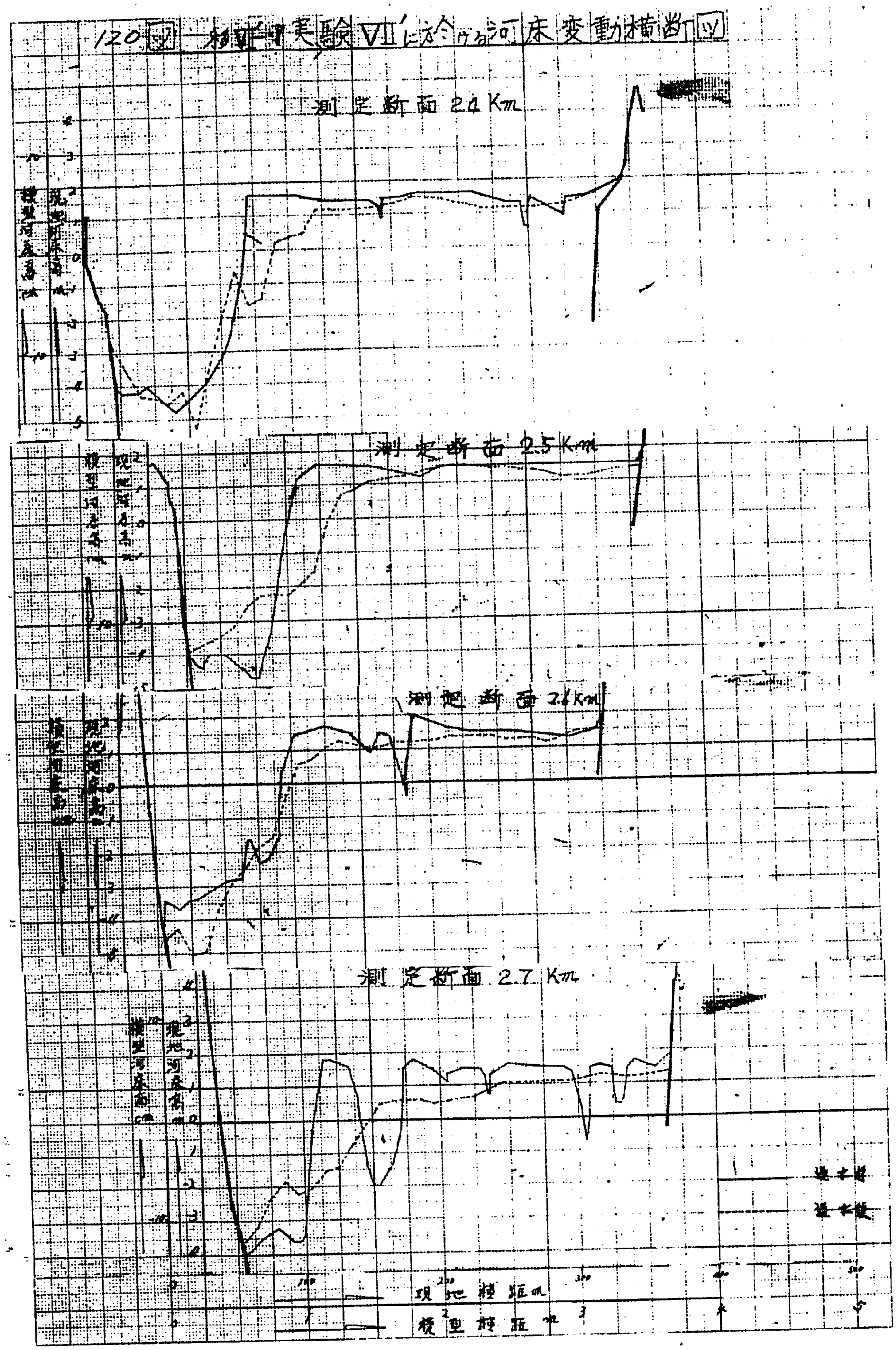
118 図—形VIII'の実験VII'に於ける河床変動横断図



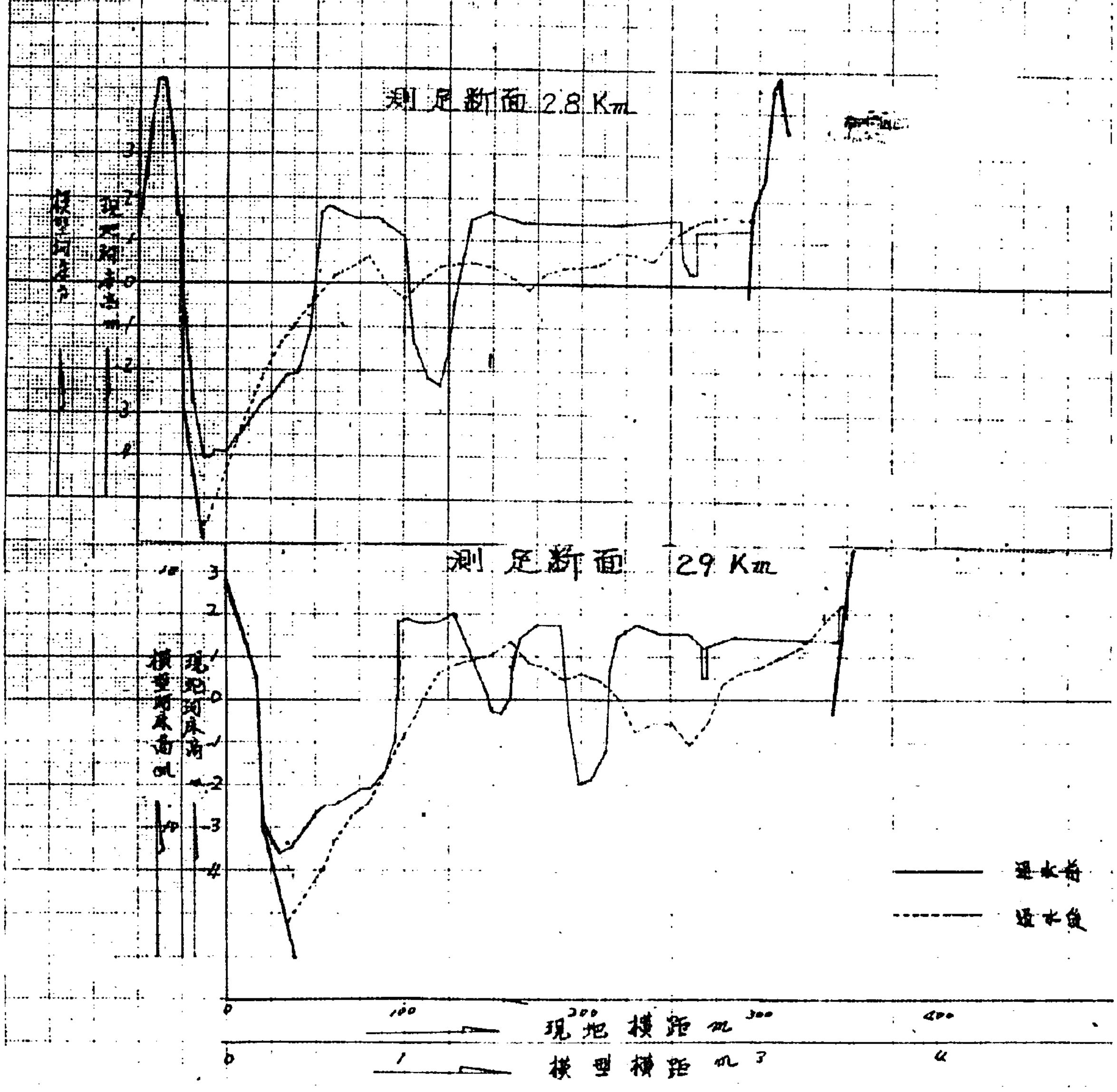
49図—静VII′ノ実験VII′に於ける河床変動横断図



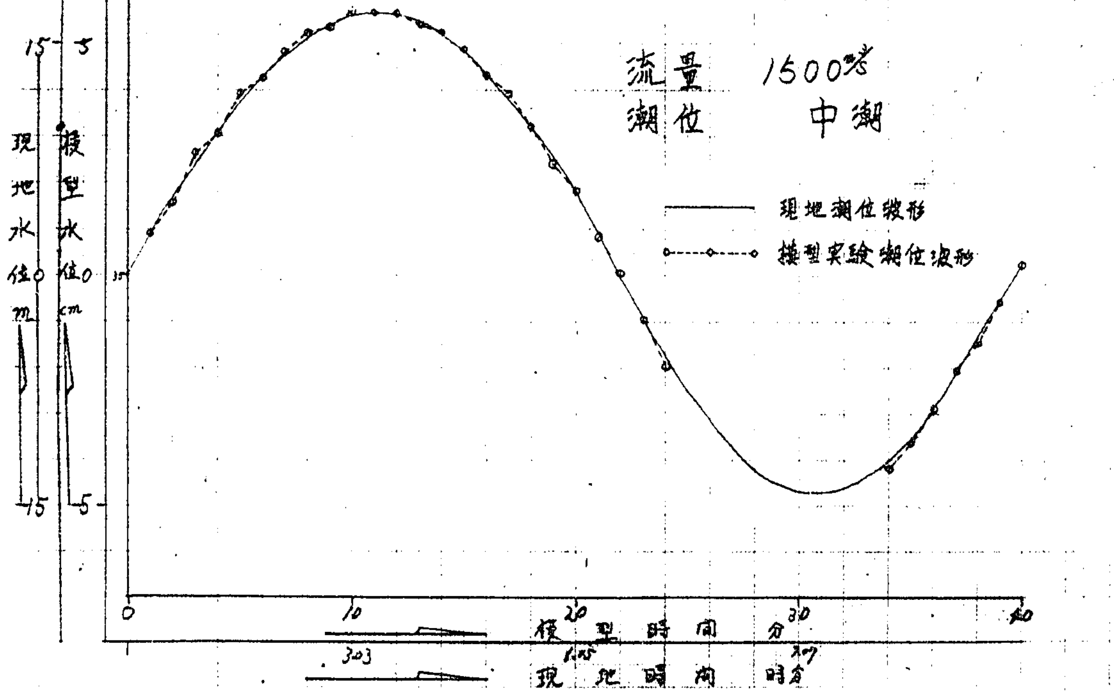
120図 模型実験VII'に於ける河床変動横断図



121図 - 杉VI-10 実験VII′に於ける河床変動横断図

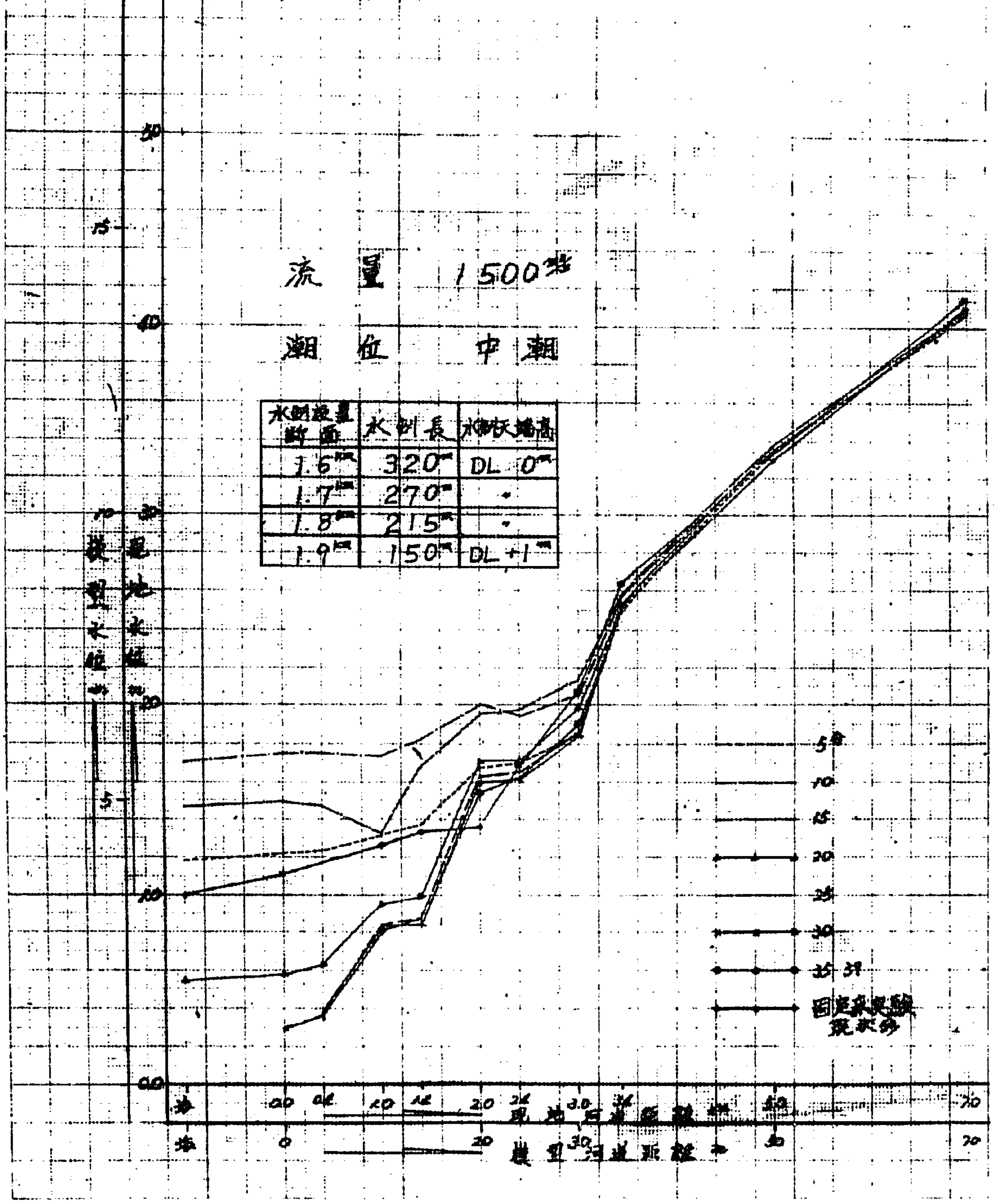


122 図-移VIII-1 実験VIIIに於ける潮位波形図



123

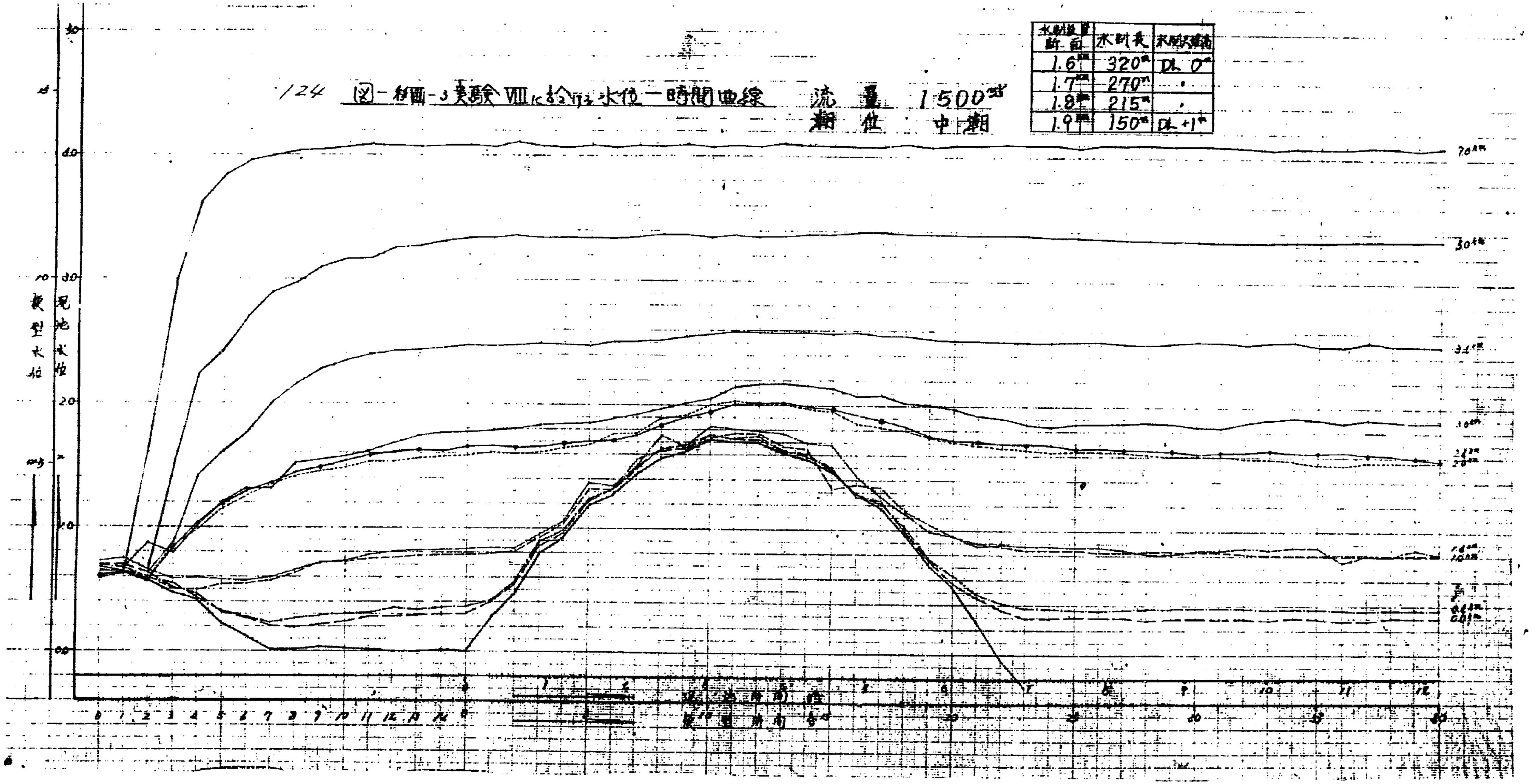
図-参VIII-2 実験VIIIに於ける水位縦断図



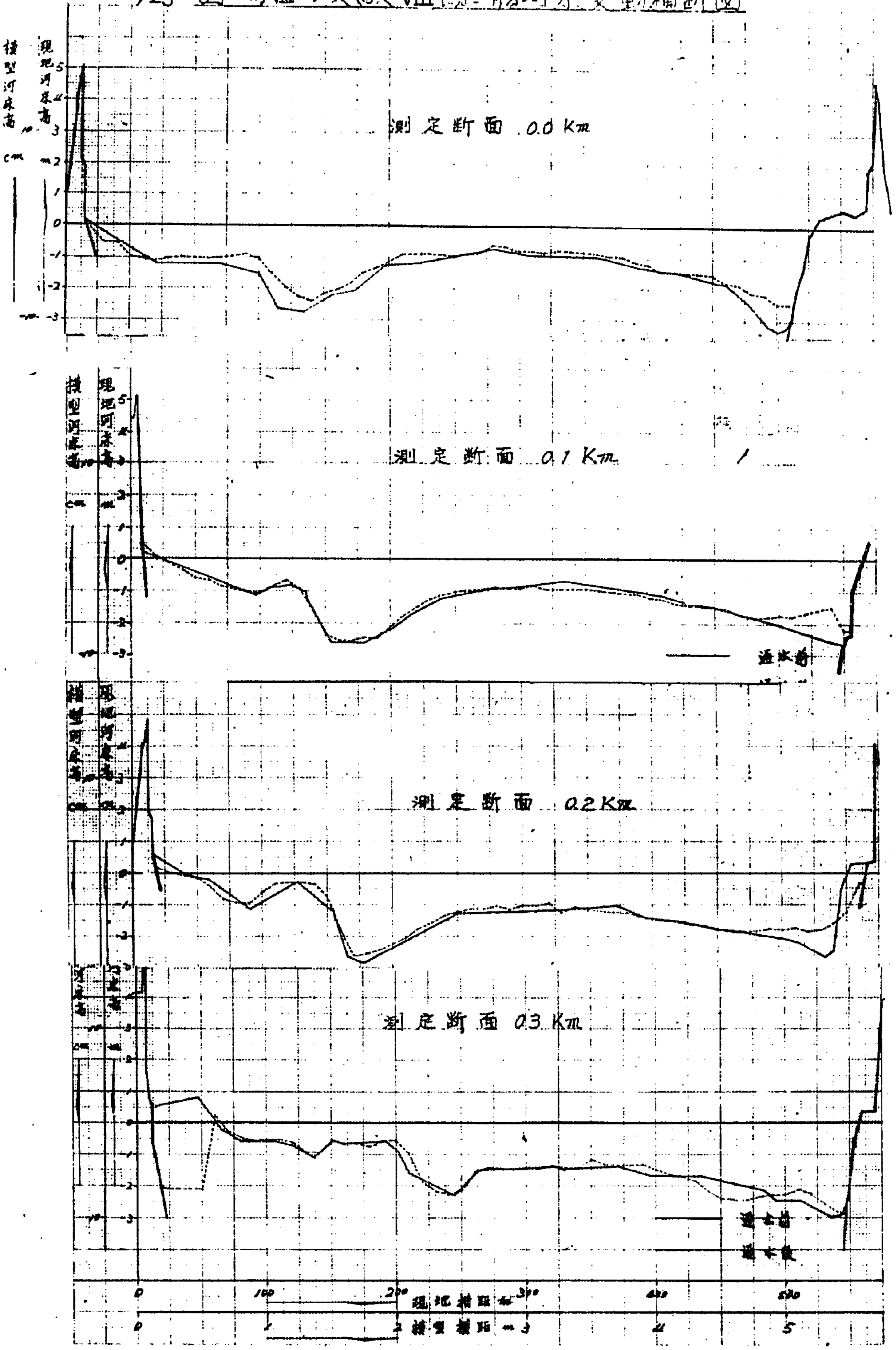
水制設置断面	水制長	水制天端高
1.6km	320m	DL 0m
1.7km	270m	〃
1.8km	215m	〃
1.9km	150m	DL +1m

124 図-附圖-3 実験VIIIに於ける水位一時間曲線 流量 1500㎥/s
潮位 中潮

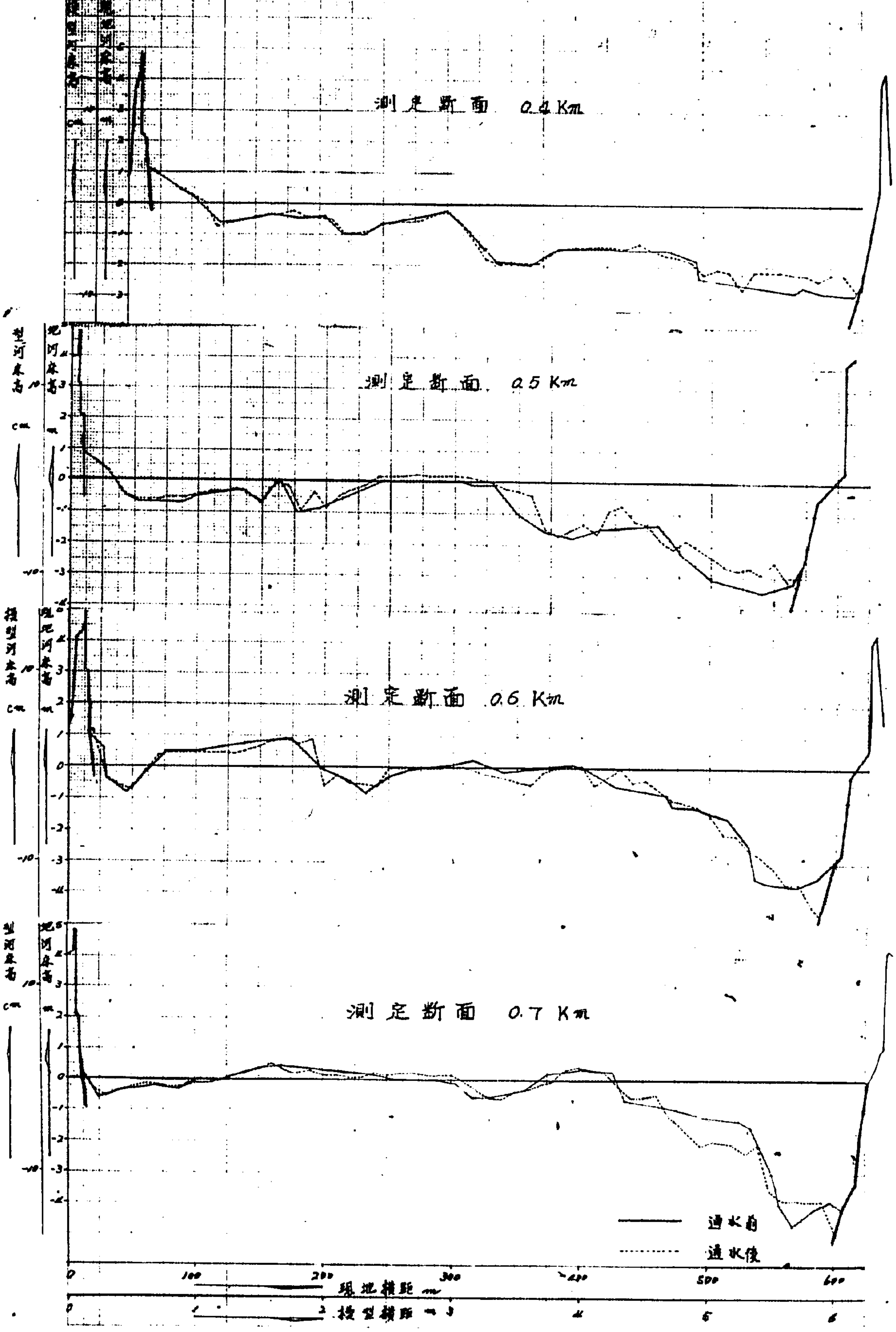
水制設置断面	水制長	水制天端高
1.6km	320m	DL 0m
1.7km	270m	〃
1.8km	215m	〃
1.9km	150m	DL +1m



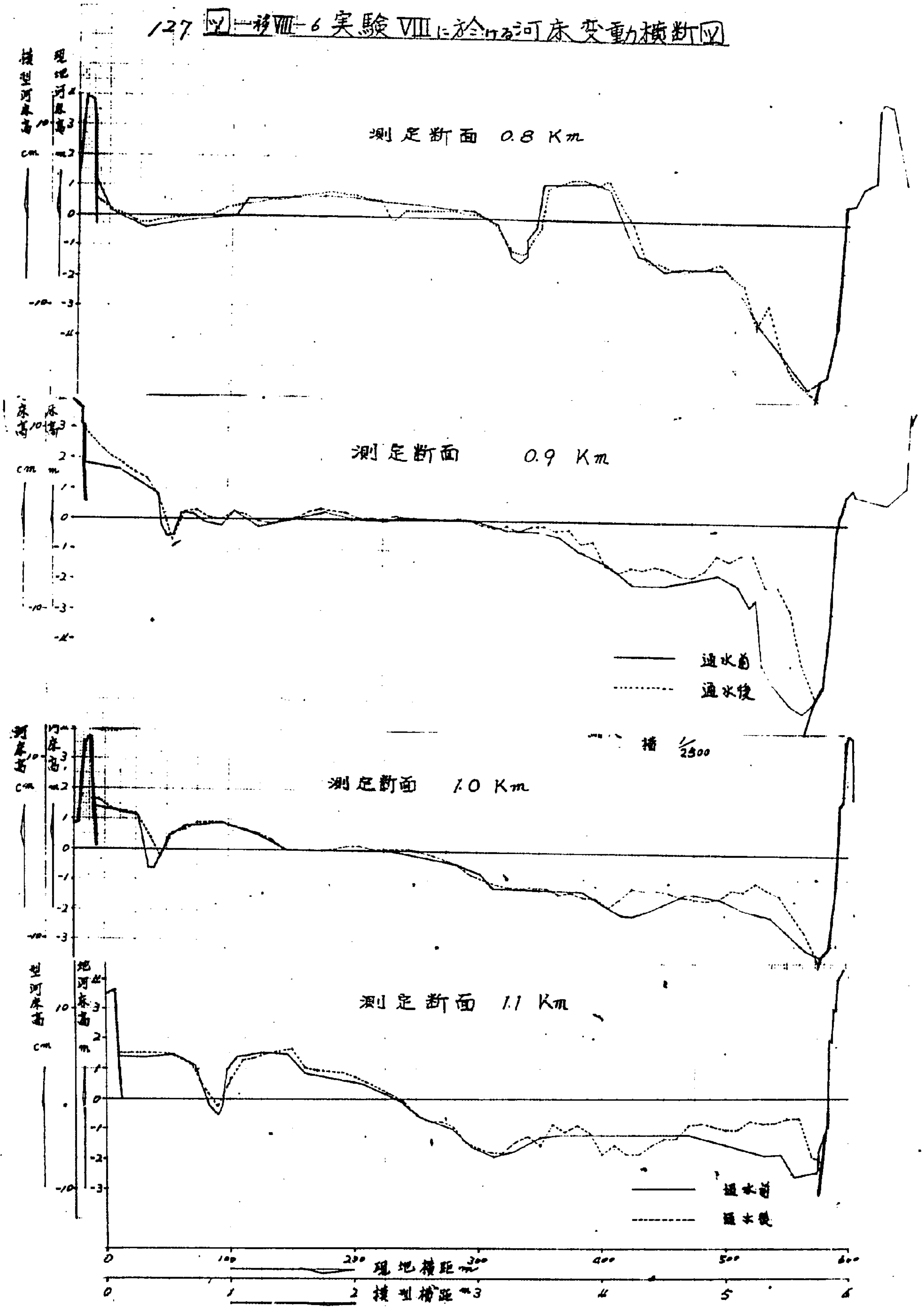
125 図一第VIII-4 実験VIII に於ける河床変動横断図



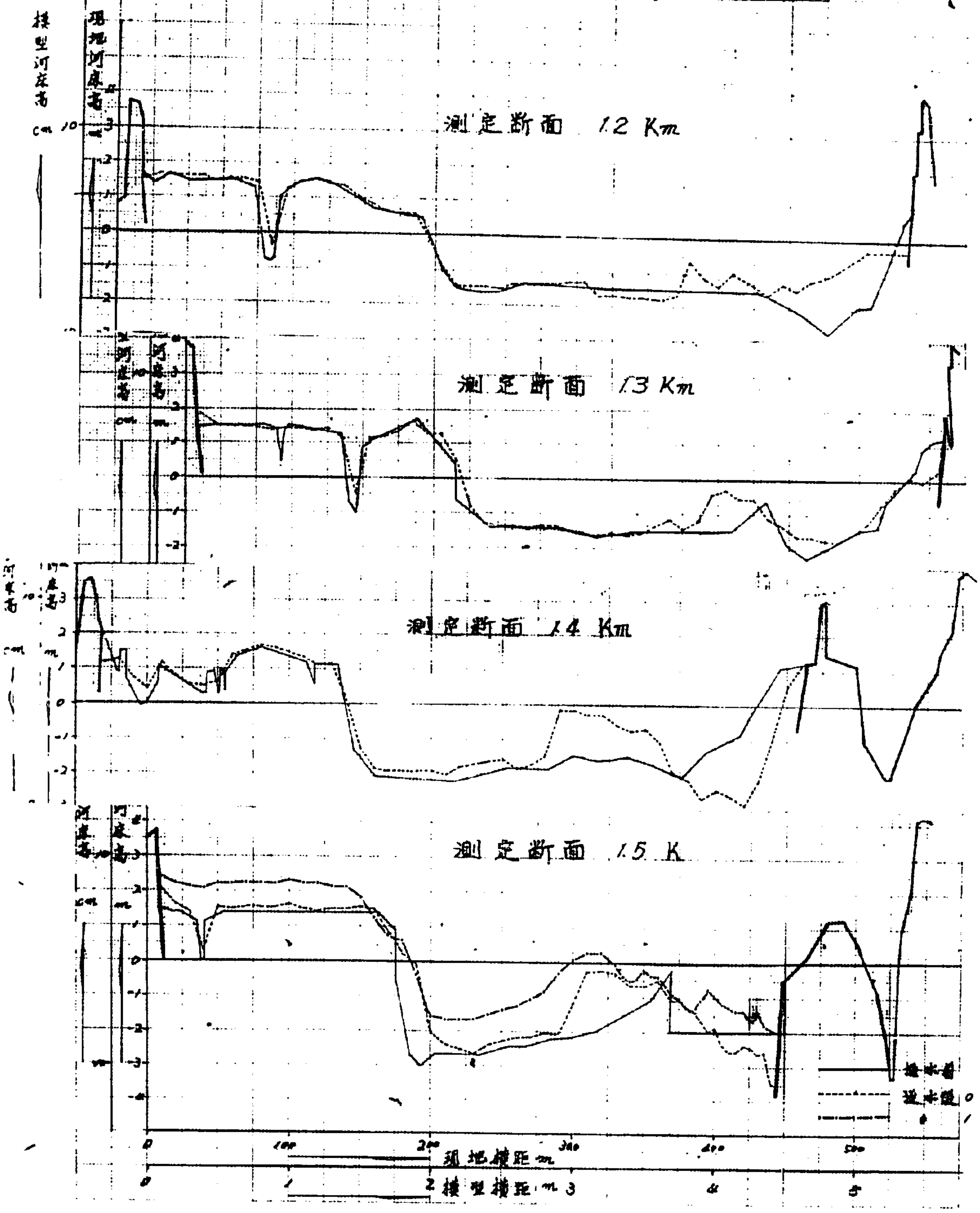
126 図-第VIII-5 実験VIIIに於ける河床変動横断図



127 図―移VIII―6 実験VIIIに於ける河床変動横断図



1.28 図 一移Ⅷ-7 実験Ⅷに於ける河床変動横断図



129. 図ー補VIII-8 実験VIIIに於ける河床変動横断図

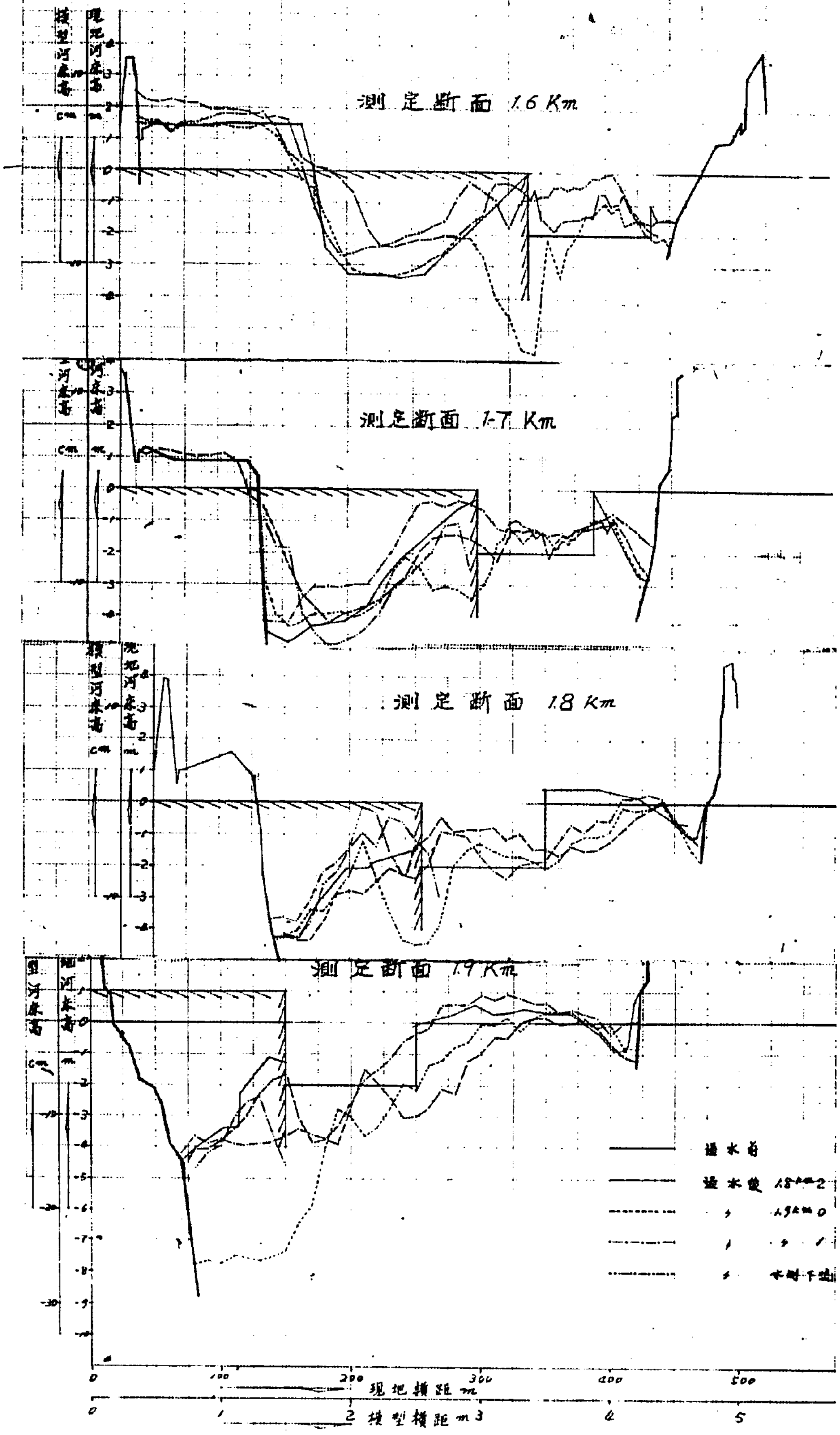
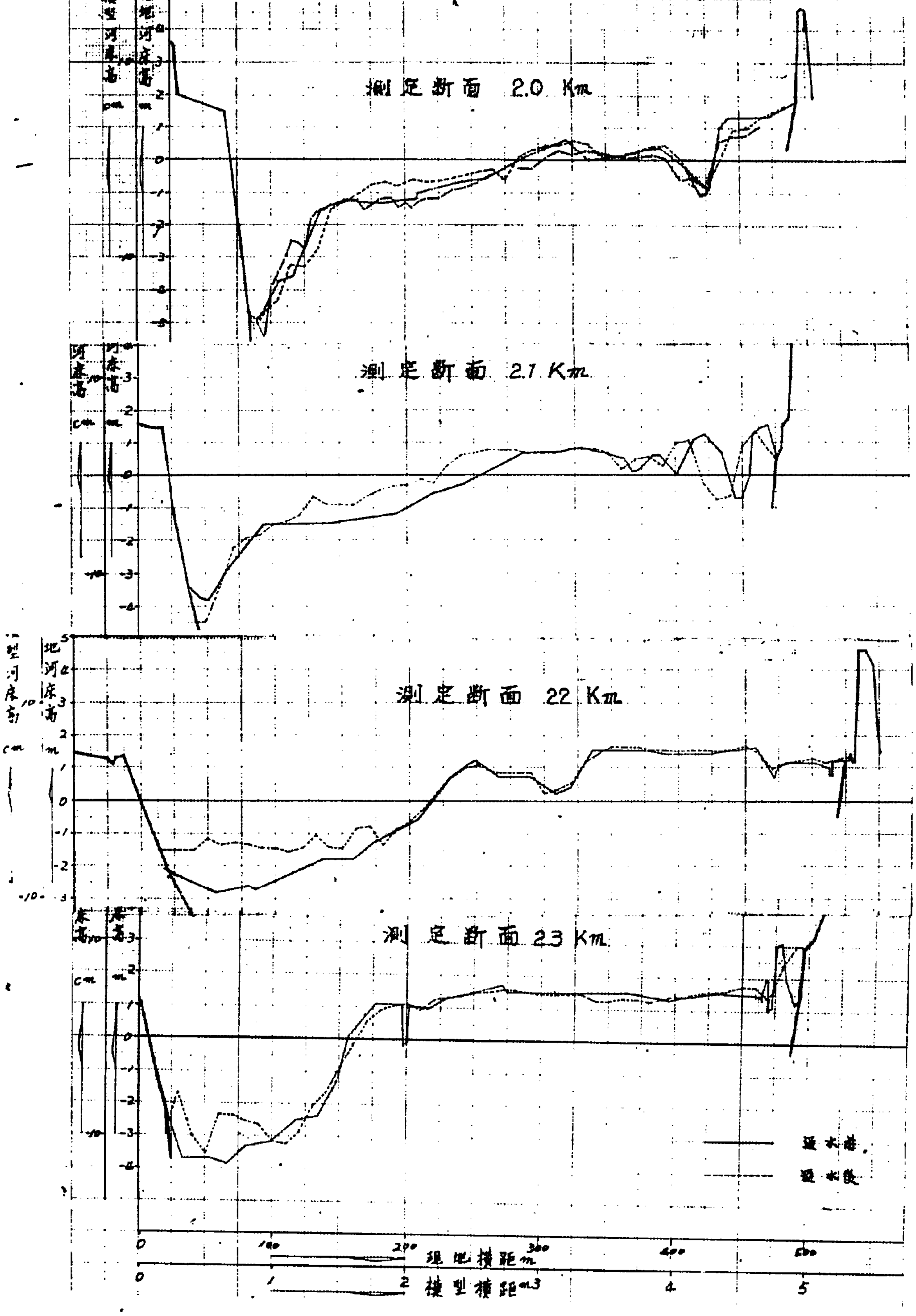
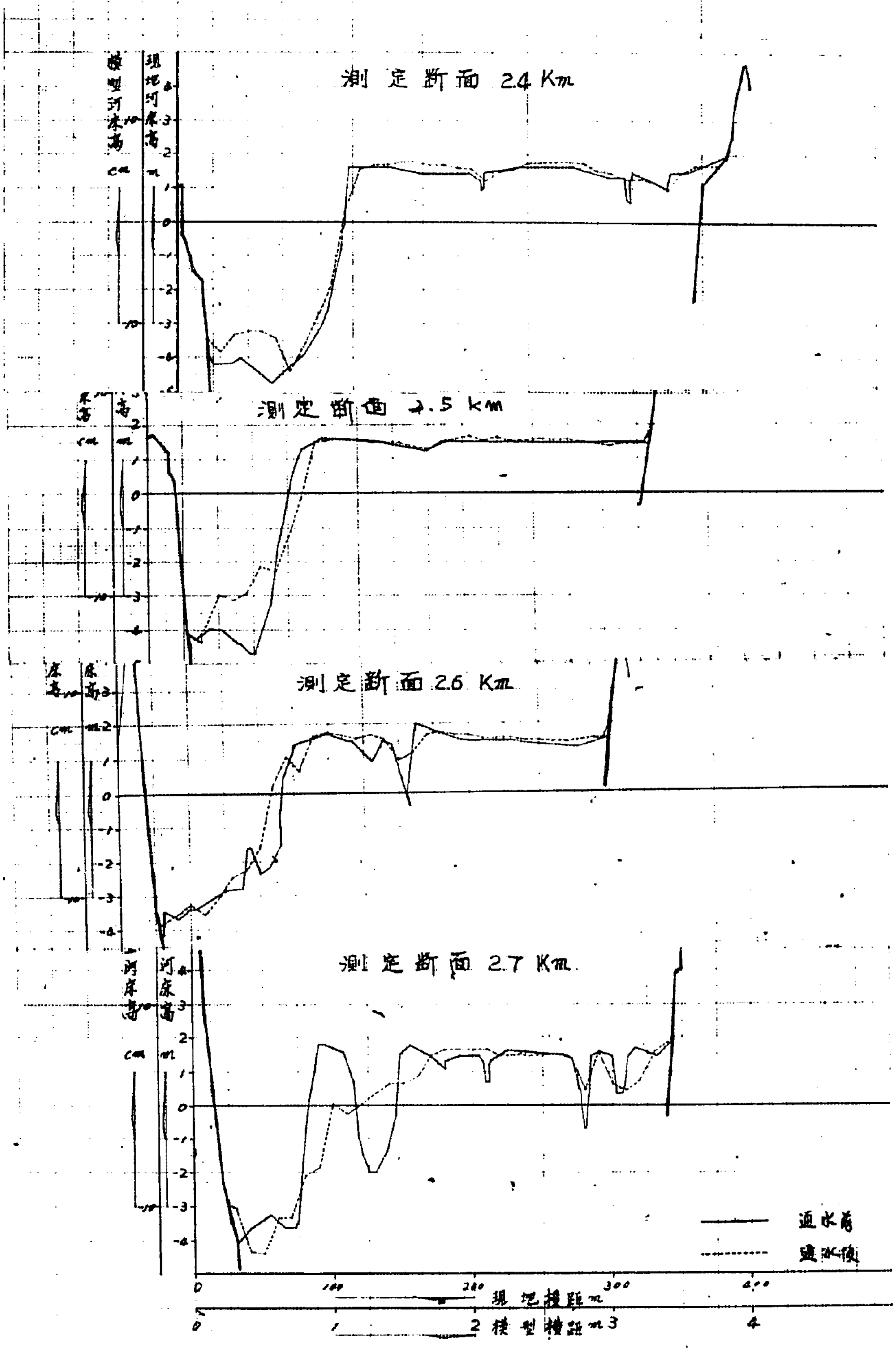


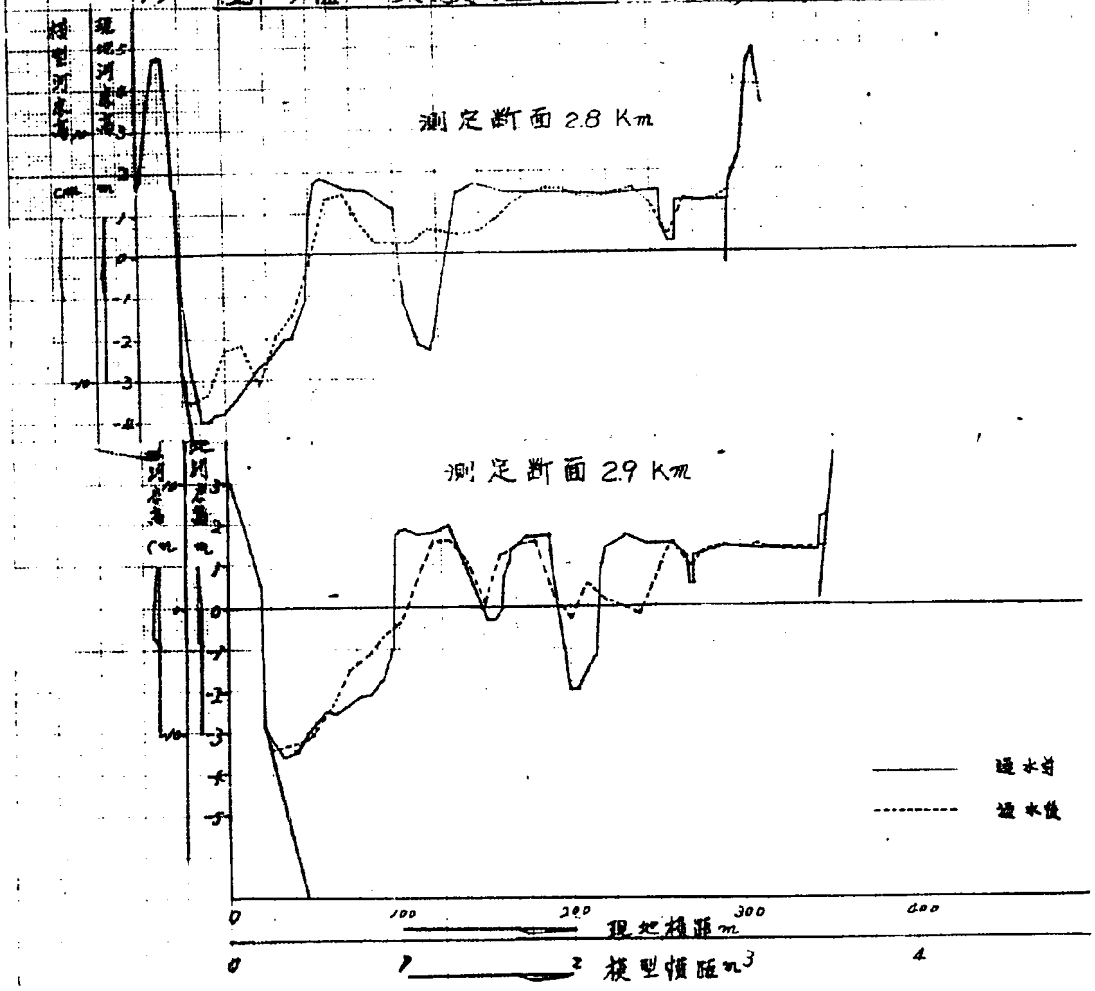
図-移VIII-9 実験VIIIに於ける河床変動横断図



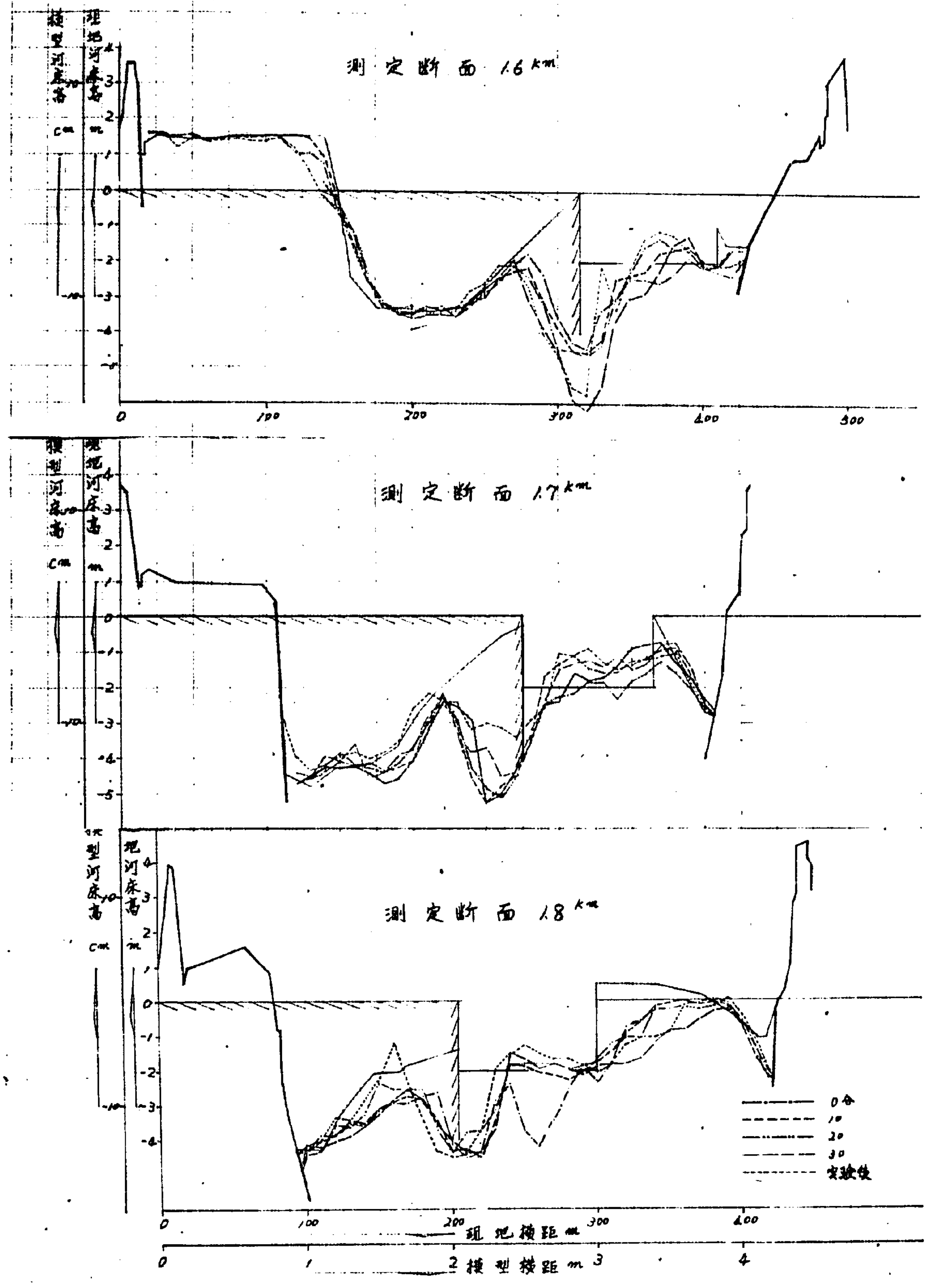
131 図一移Ⅷ-10 実験Ⅷに於ける河床変動横断図

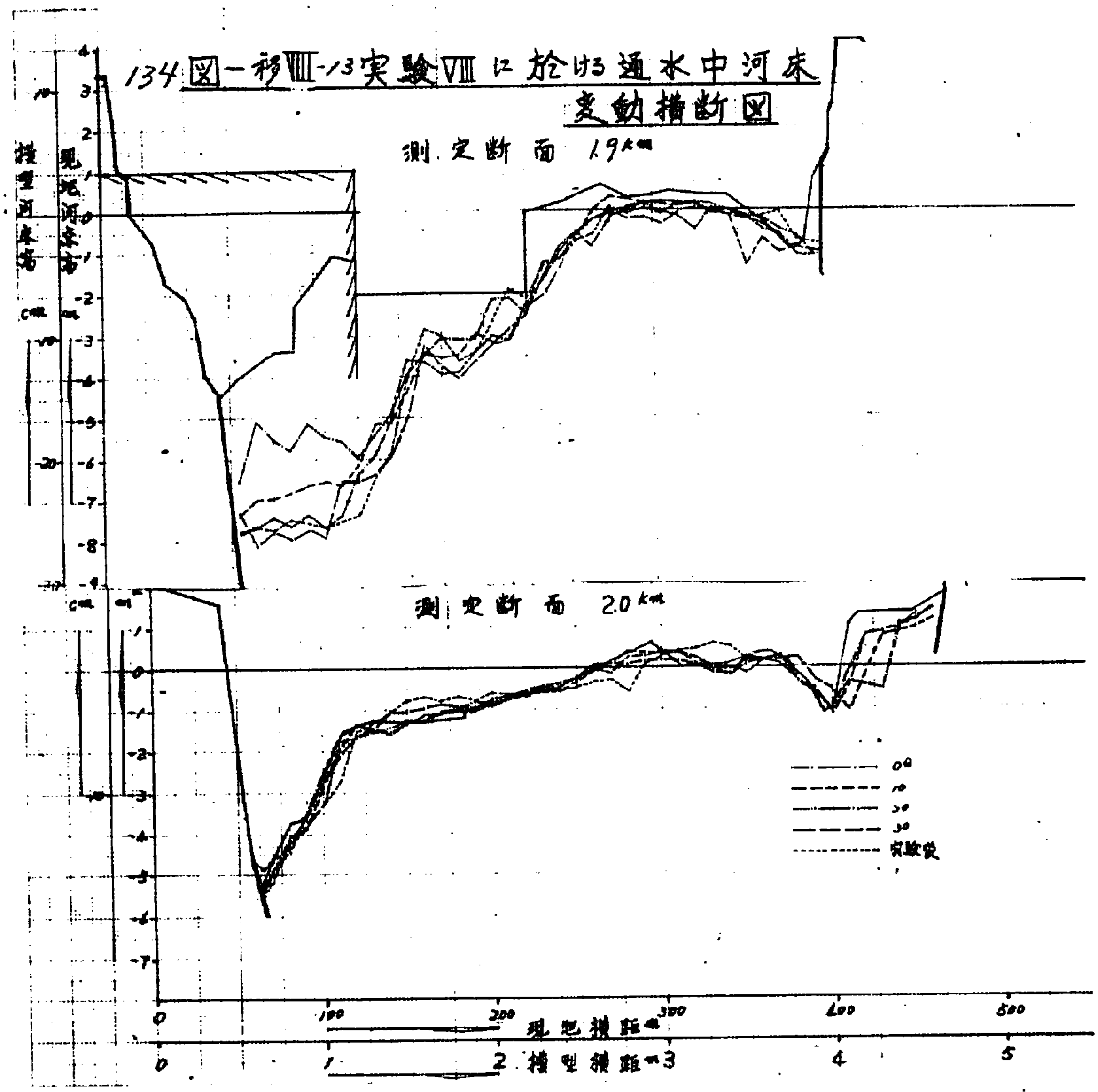


132 図—移VIII—11 実験VIIIに於ける河床変動横断図

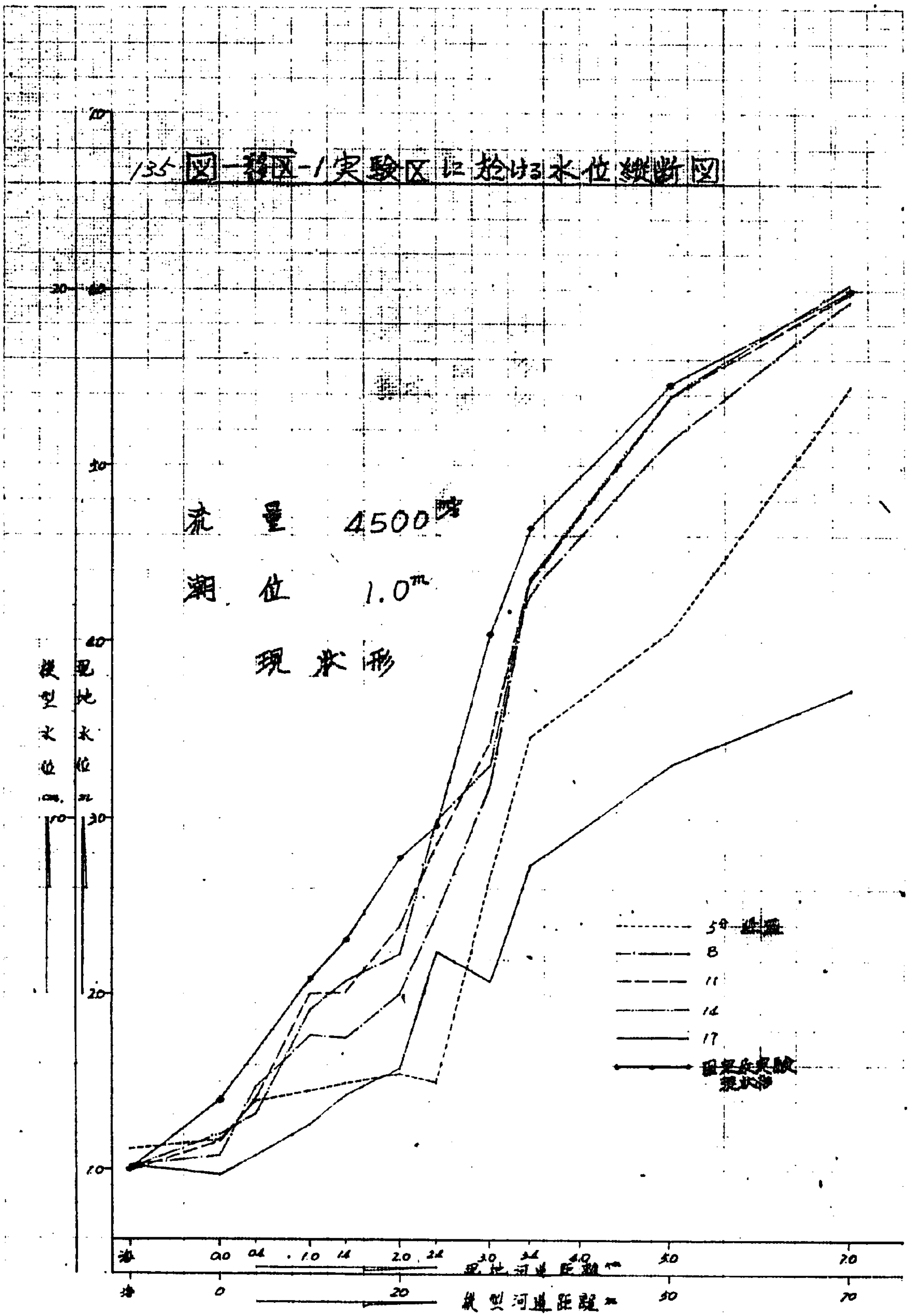


133 図－杉Ⅷ－12 実験Ⅷに於ける通水中河床変動横断図



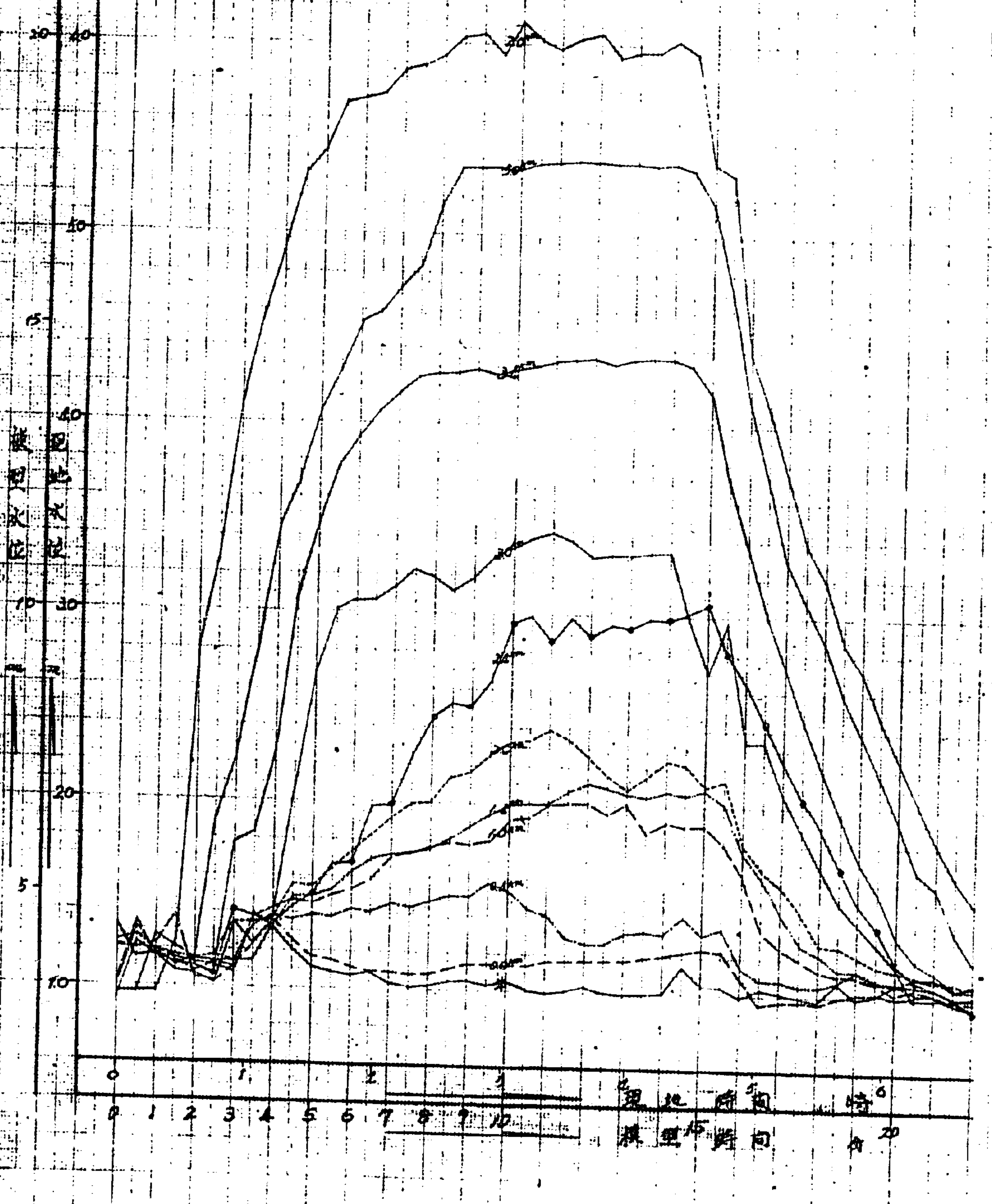


134 図−移VIII-13 実験VIII に於ける通水中河床変動横断図

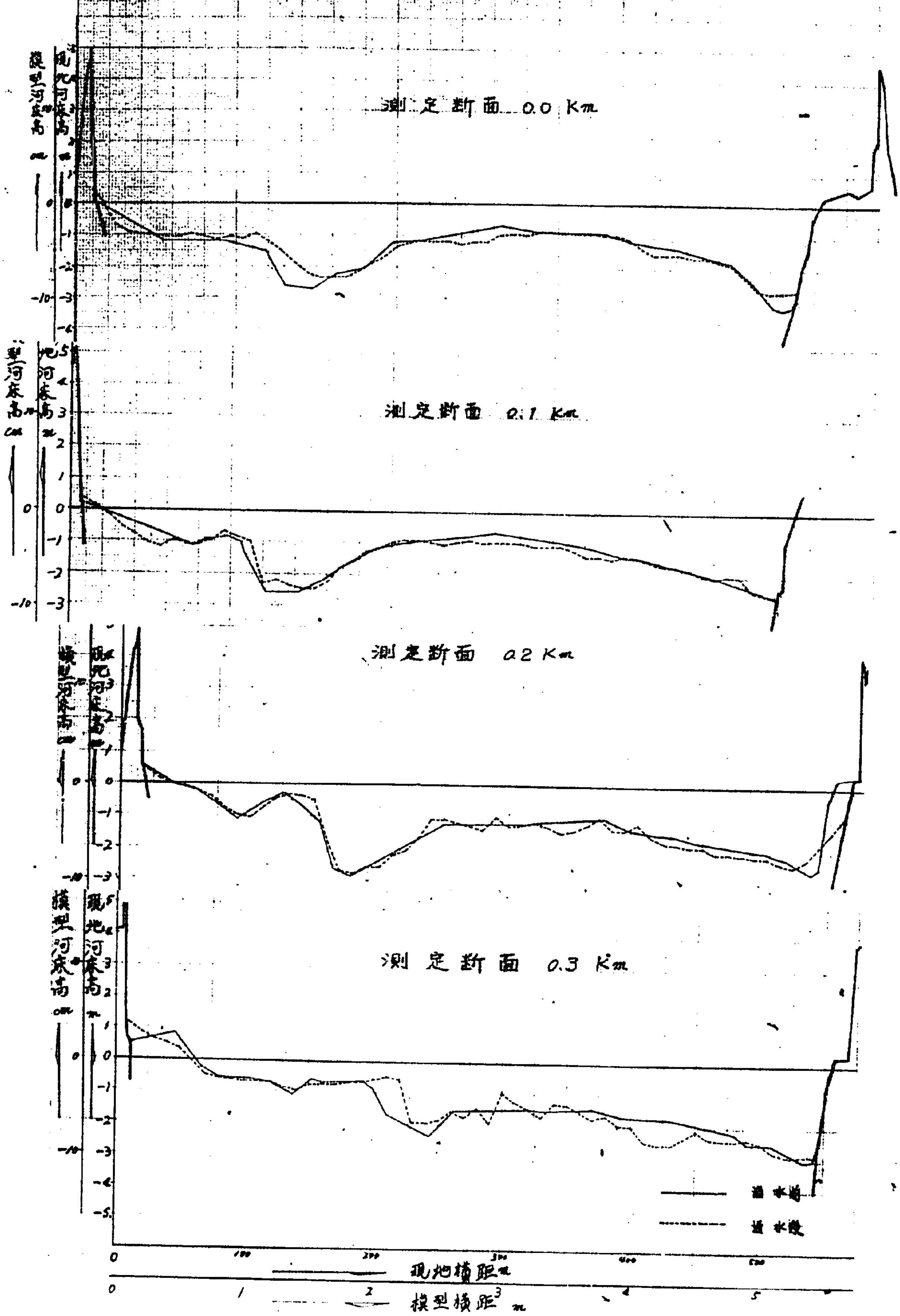

135 図一潮区-1 実験区に於ける水位縦断図

136 図-移区-2 実験区における水位一時間曲線

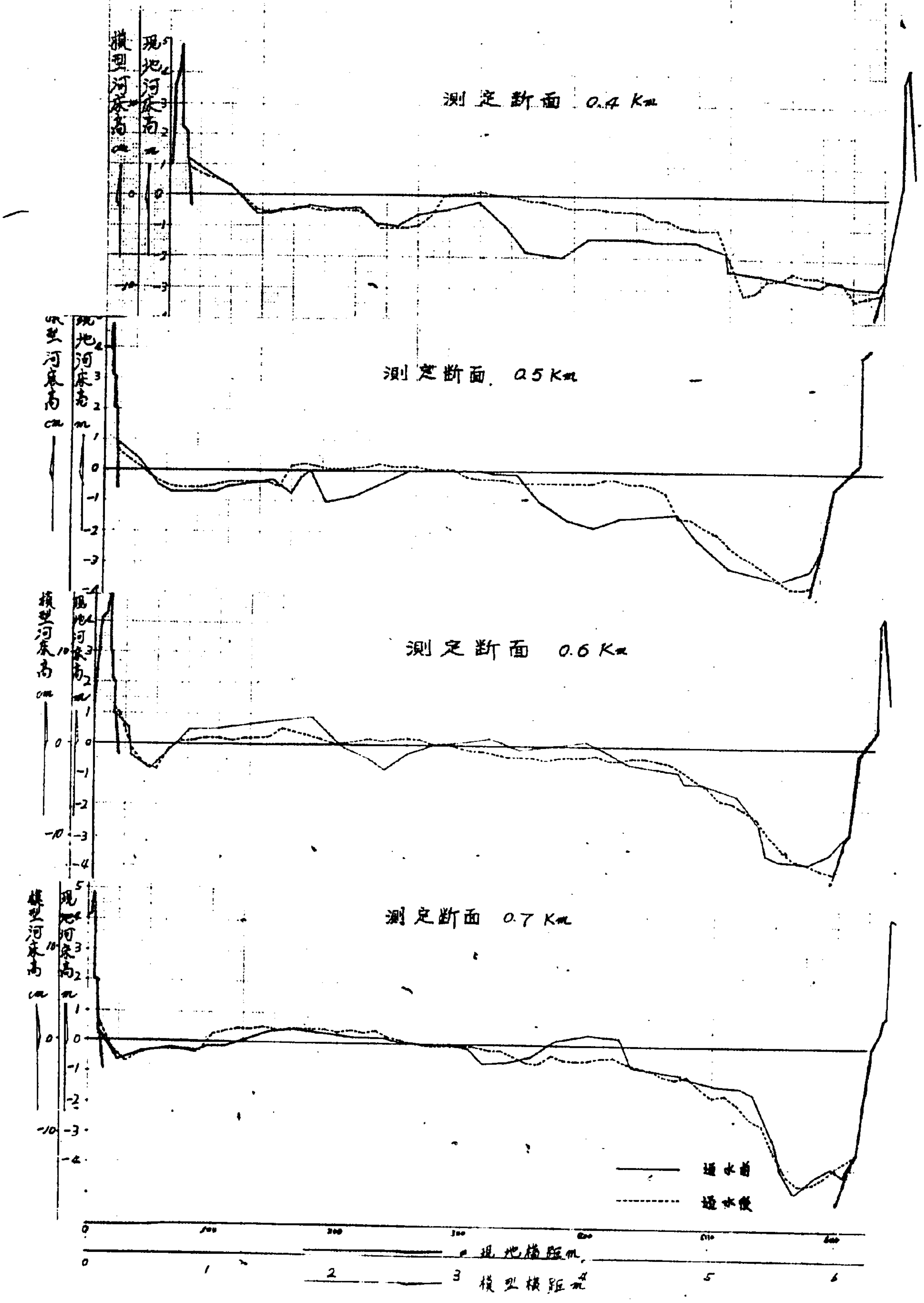
流量 4500 m³/s 潮位 1.0 m
現状形



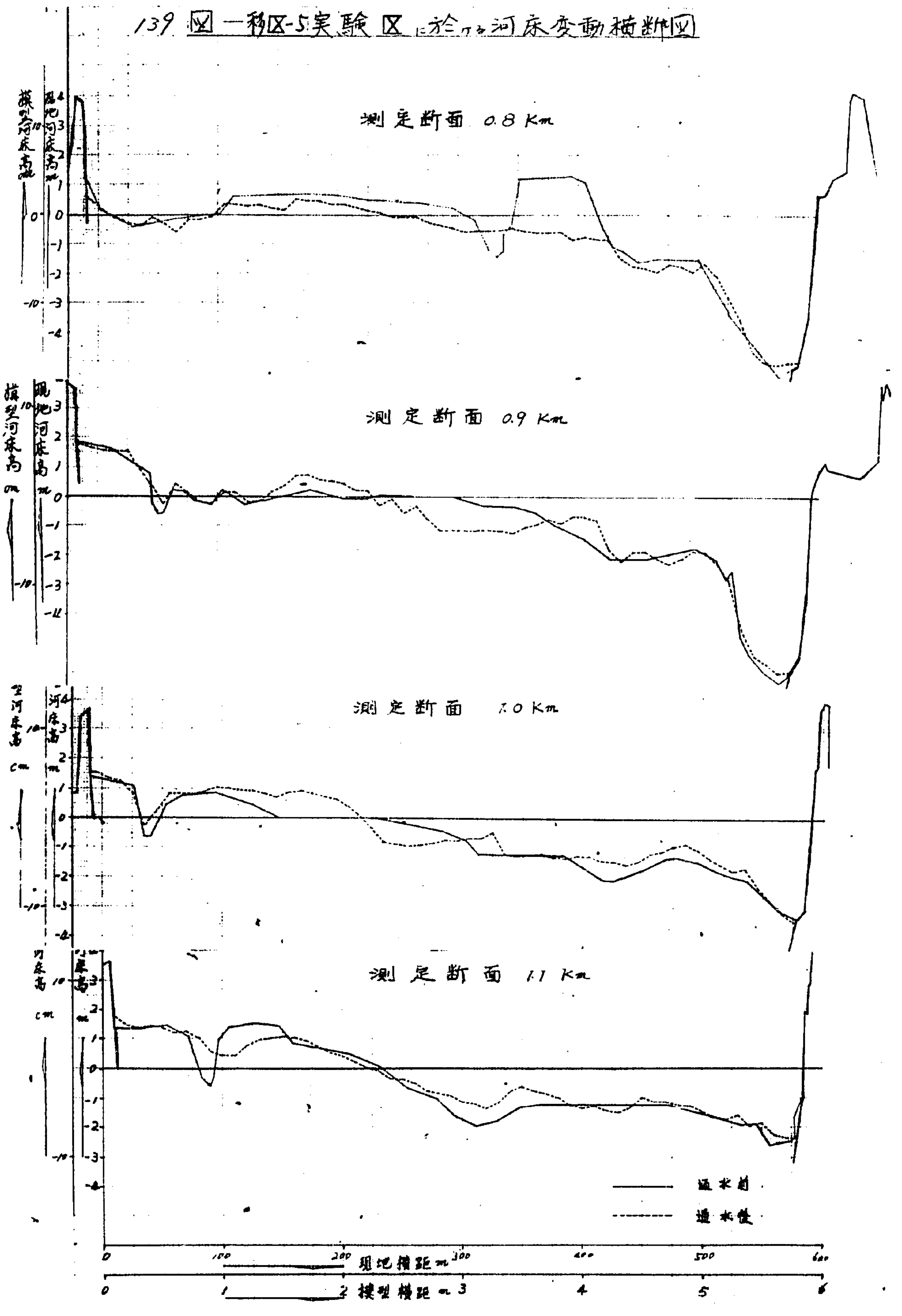
137 図−移区−3 実験区に於ける河床変動横断図



138 図－移区-4実験区に於ける河床変動横断図

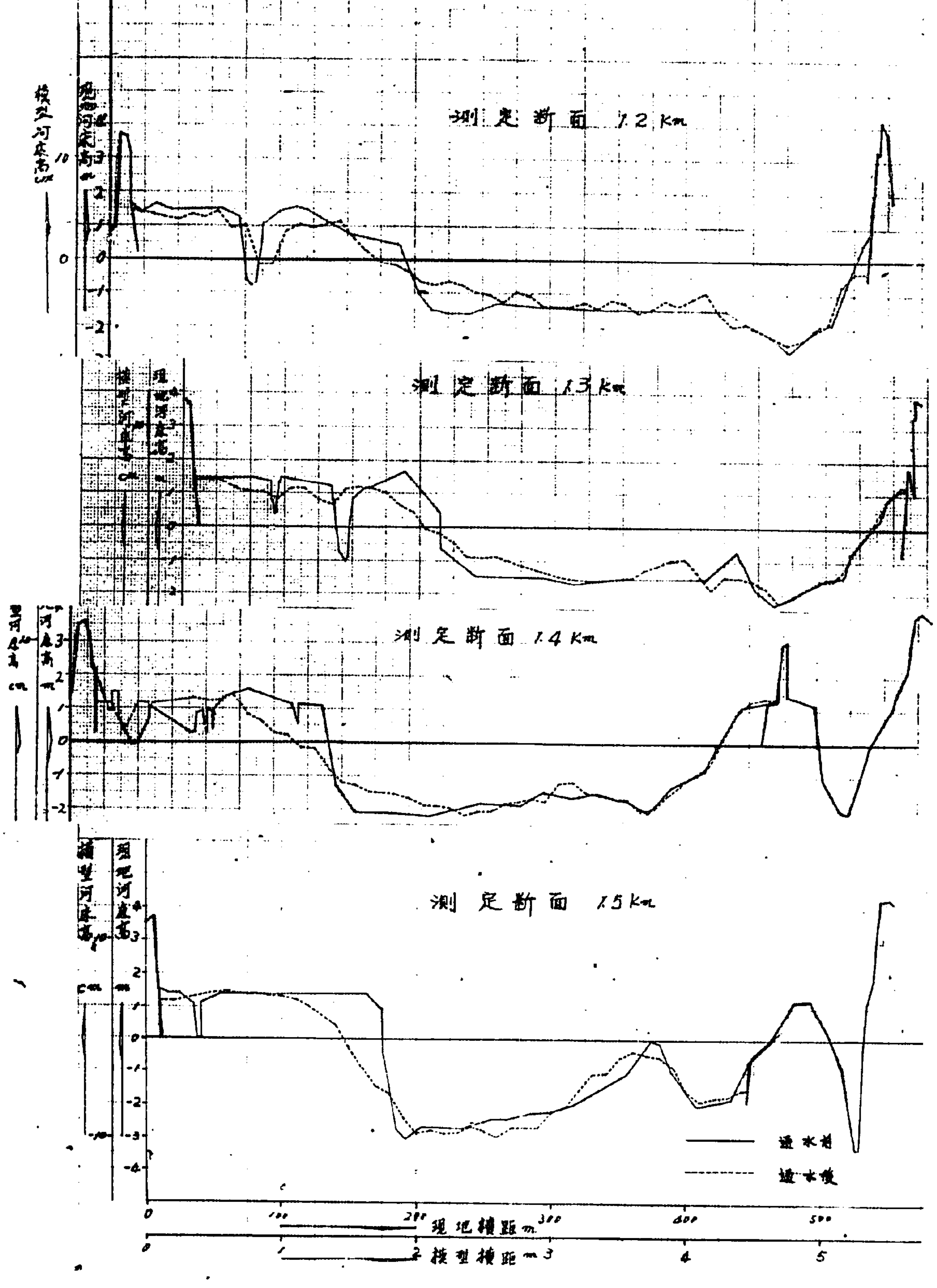


139図 一移区-5実験区に於ける河床変動横断図

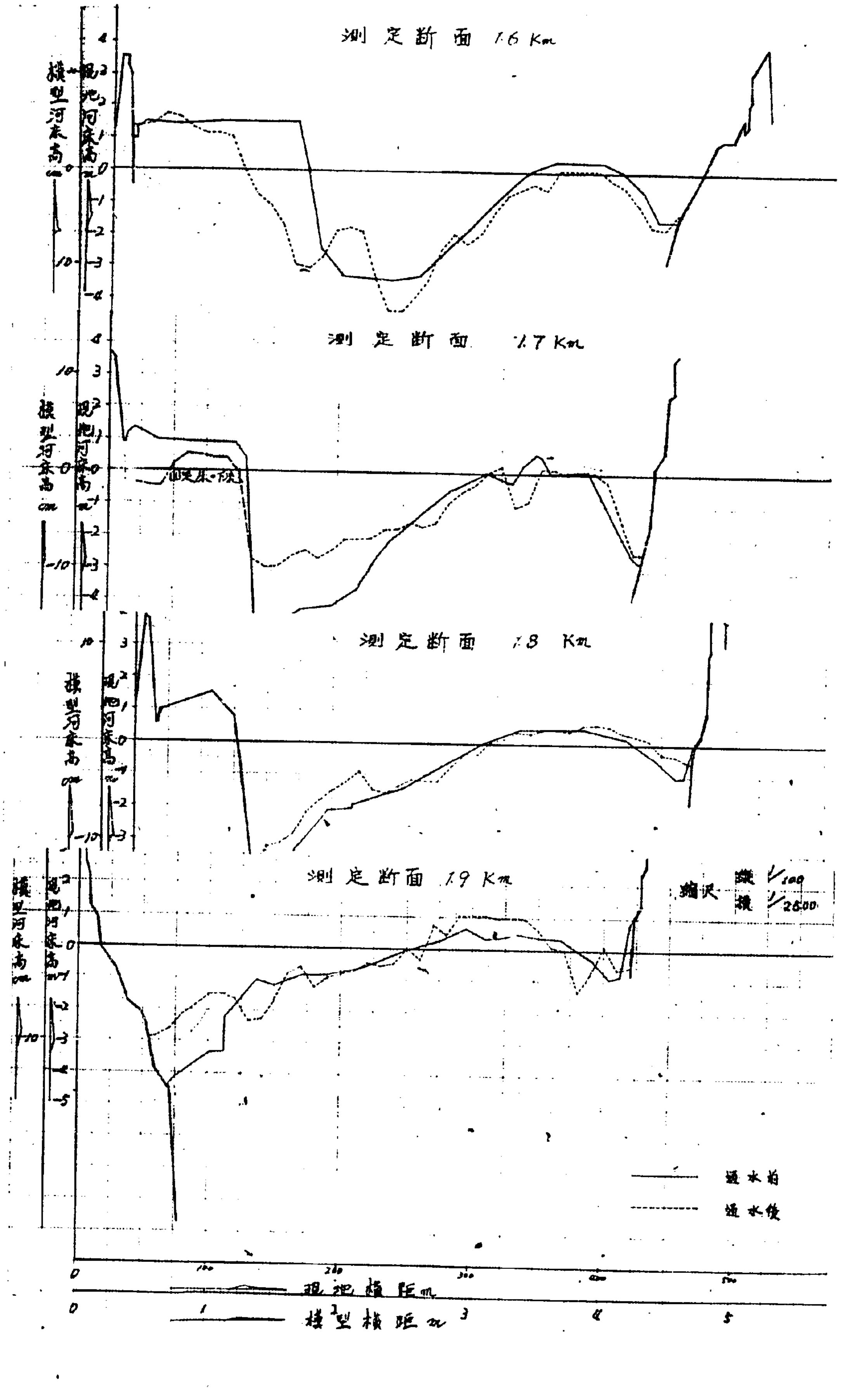


0D1

140図 一移区-6実験区に於ける河床変動横断図



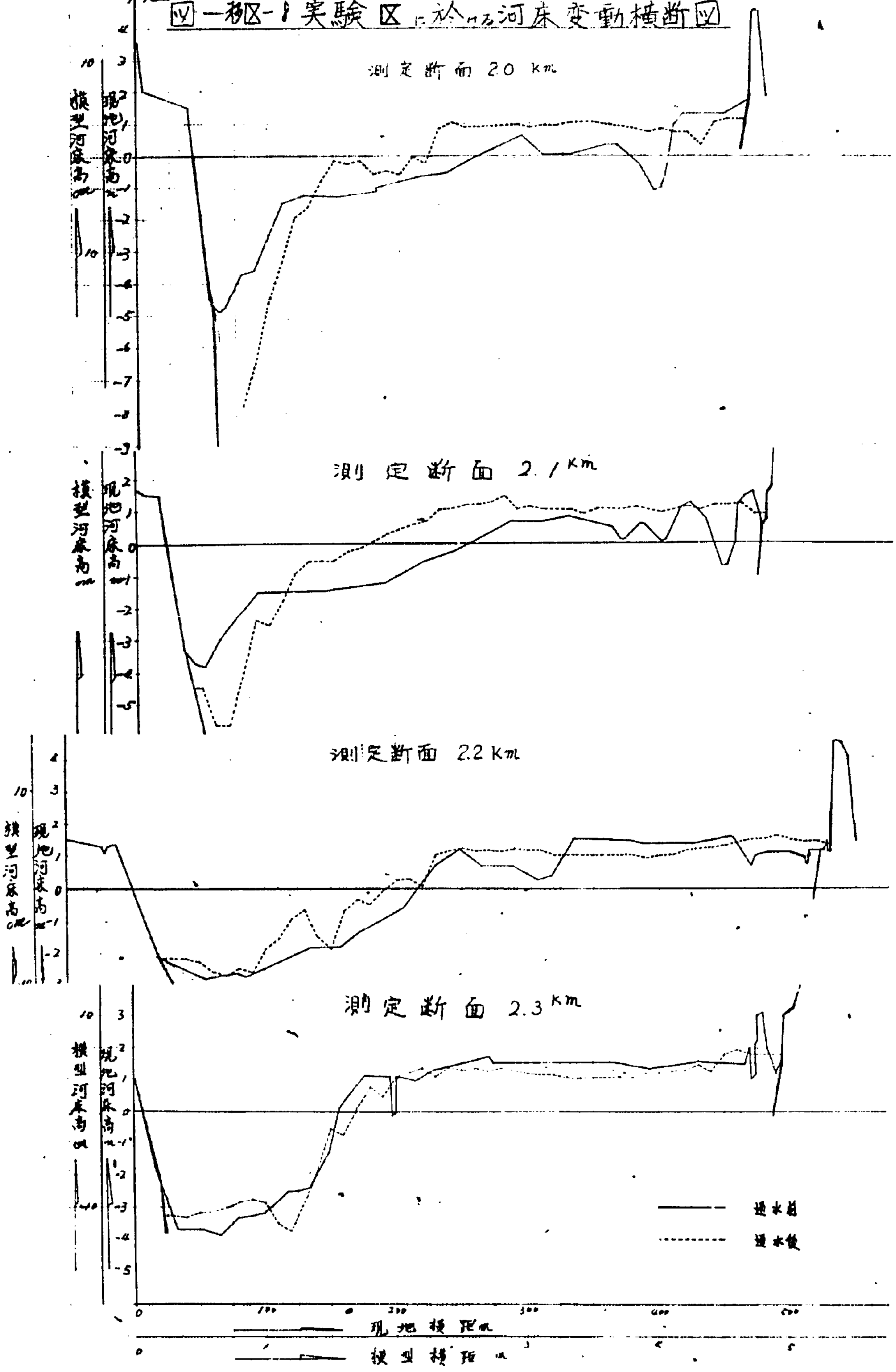
141 図 一移区-7 実験区に於ける河床変動横断図



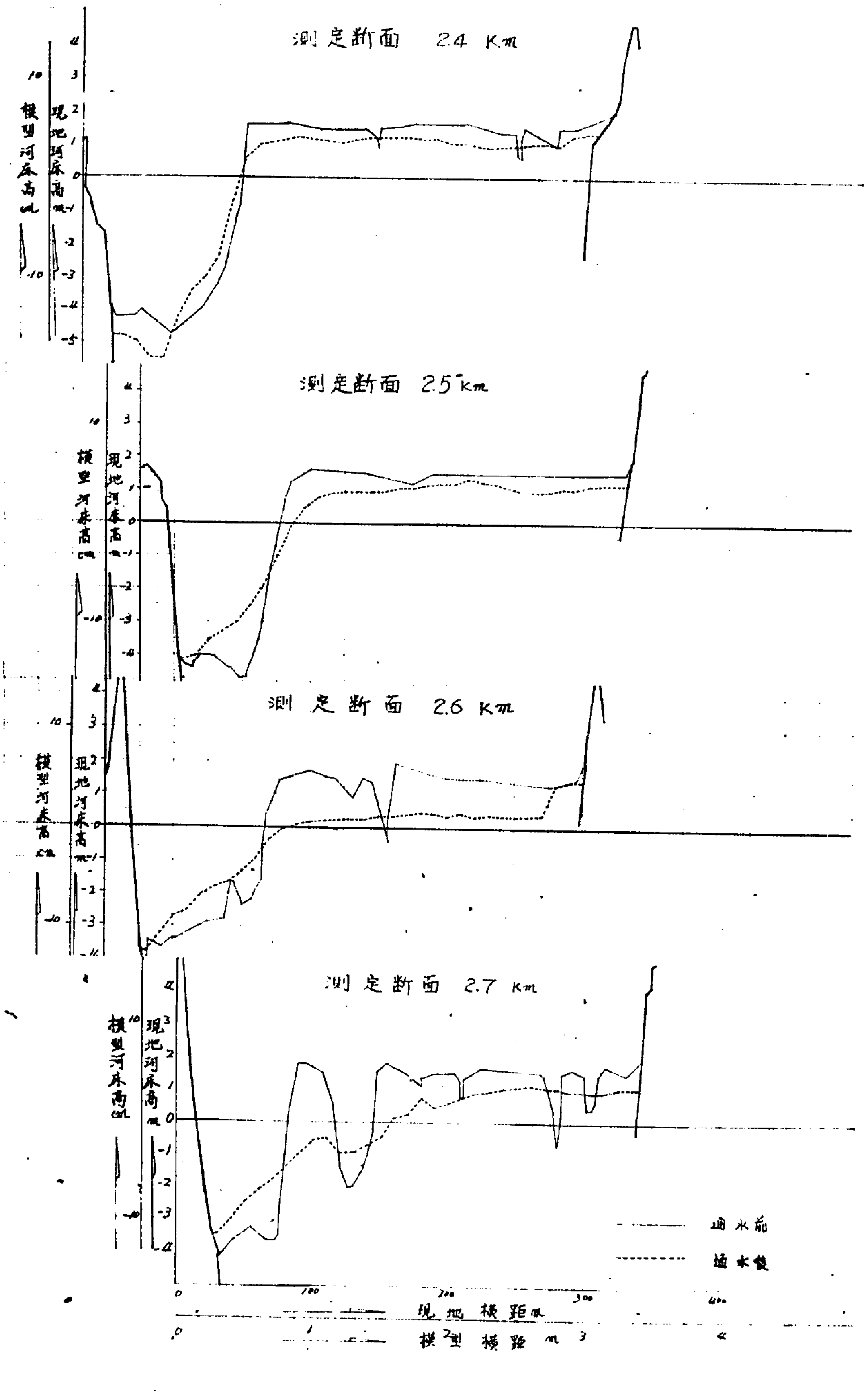
101

142

図一78区-1 実験区に於ける河床変動横断図



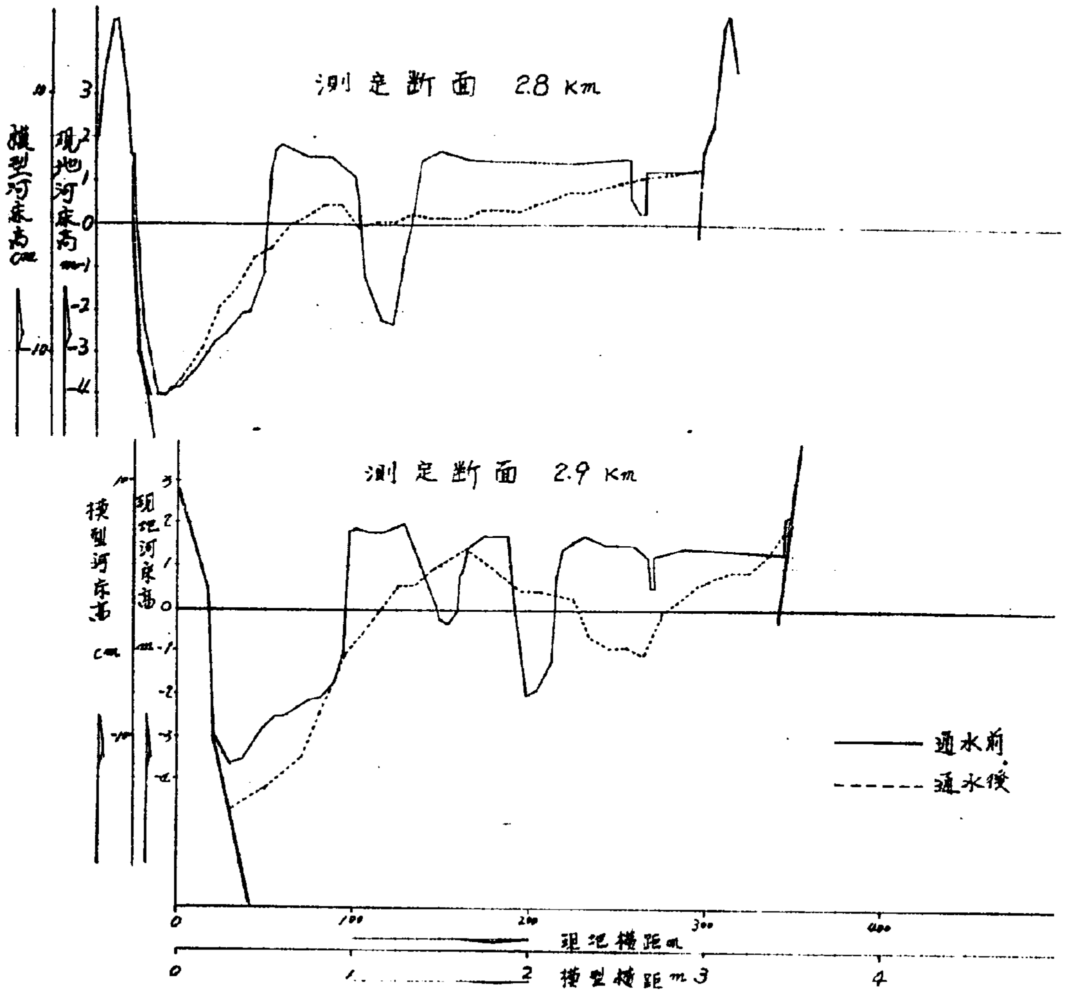
143 図一移区-9実験区に於ける河床変動横断図



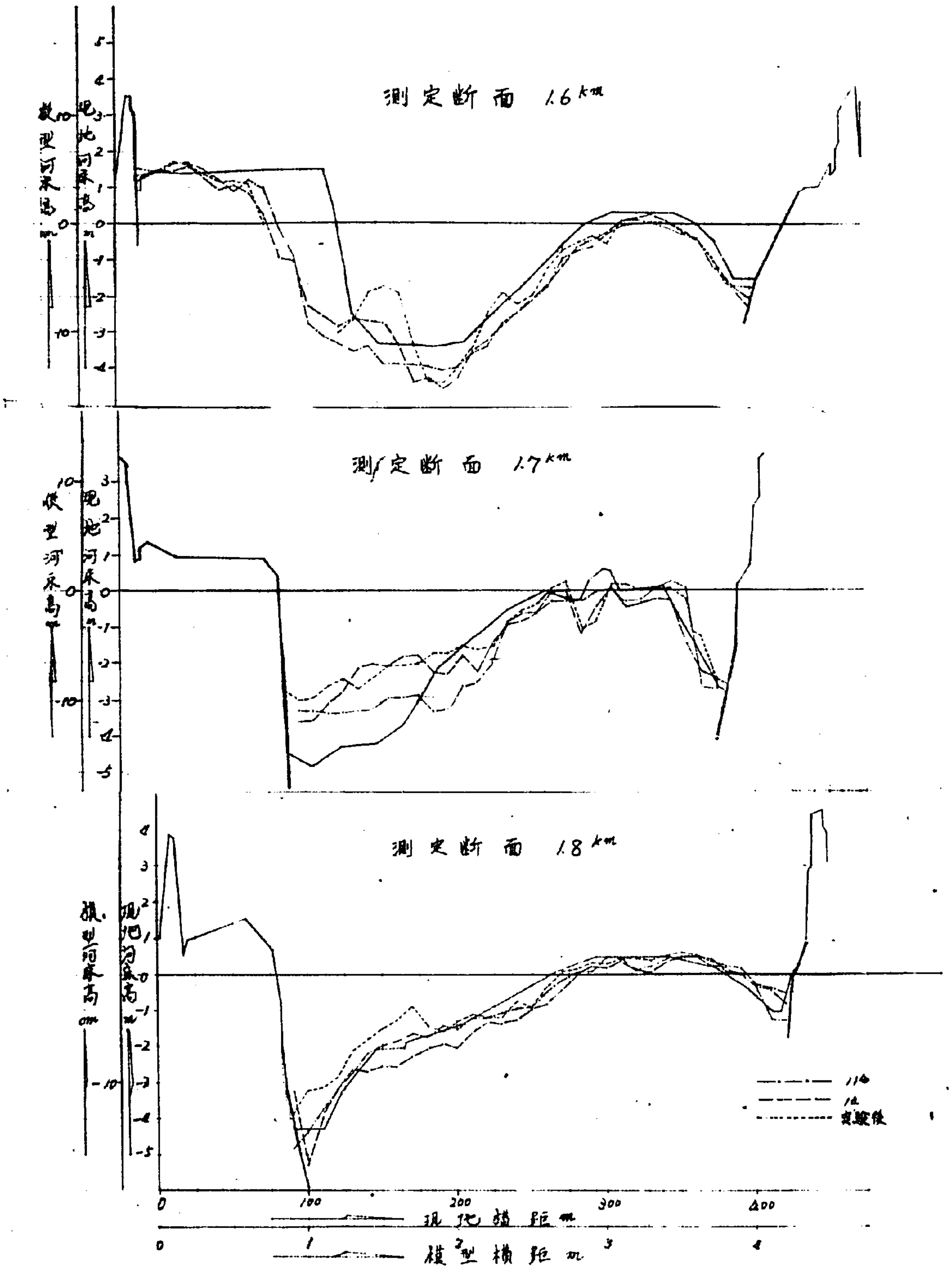
DD'

144

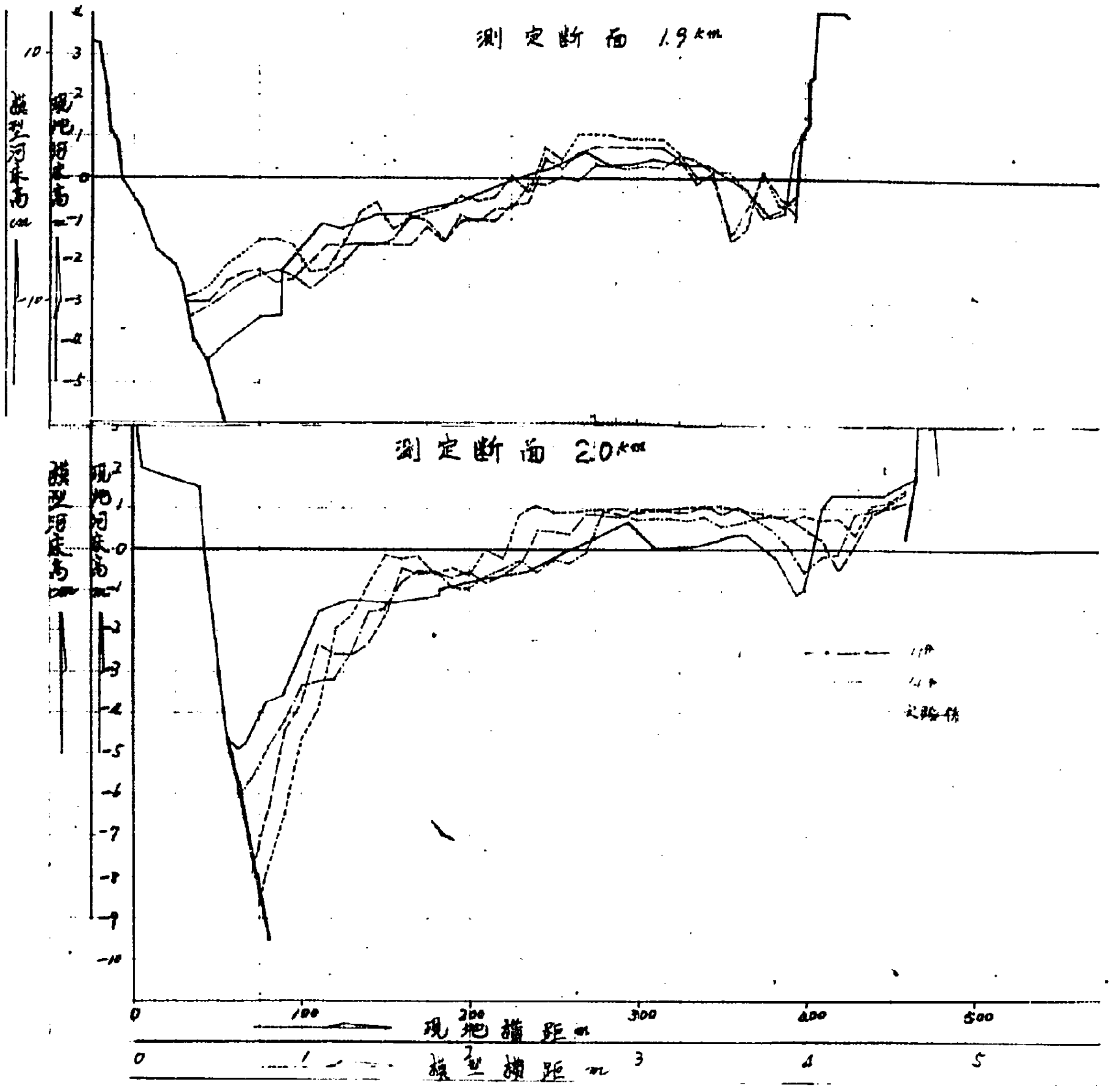
図一移区-10実験区に於ける河床変動横断図



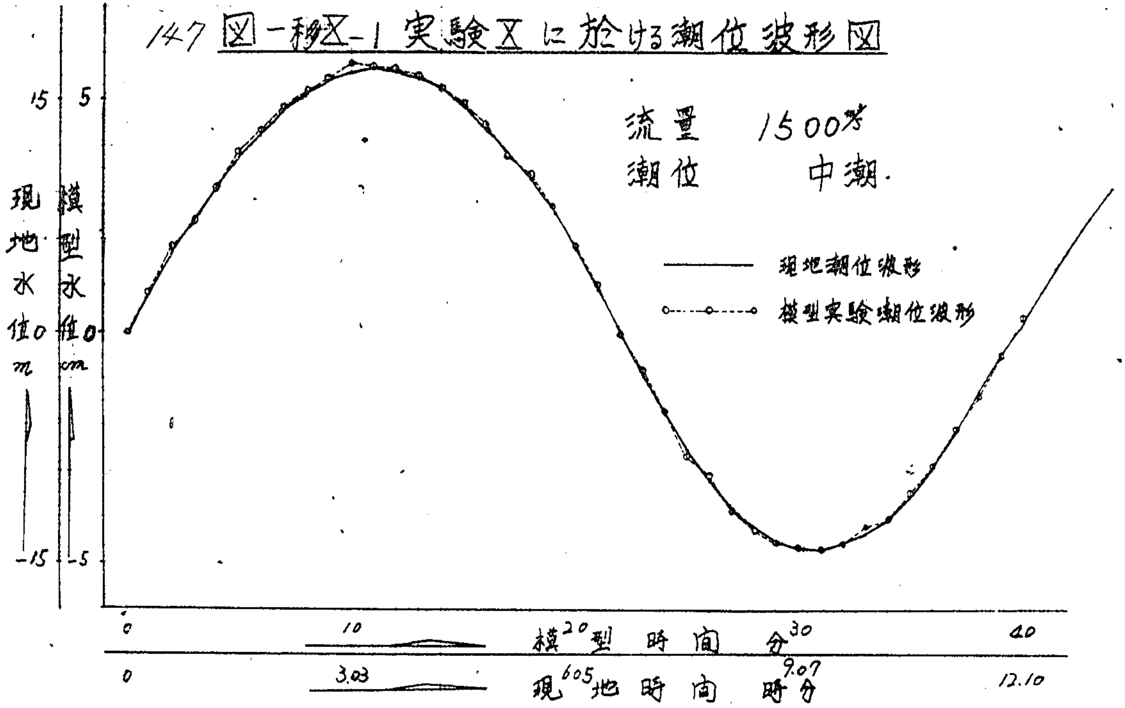
145 図 一秒区-11実験区に於ける通水中河床変動横断図



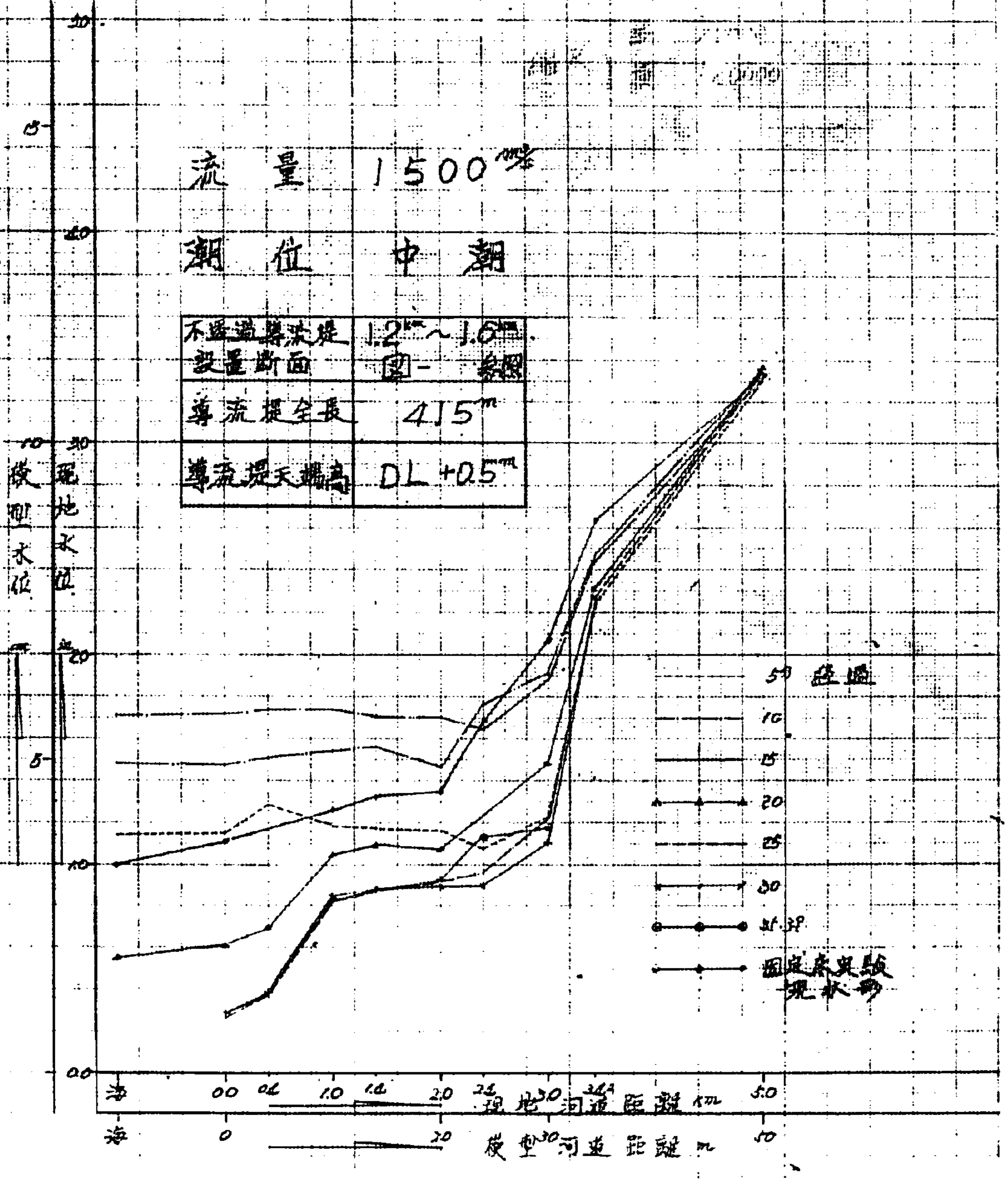
146 図-移区-12実験区に於ける通水中河床変動横断図



147 図－移Ⅹ－1 実験Ⅹに於ける潮位波形図



148 図-移区-2 実験Ⅹに於ける水位縦断図

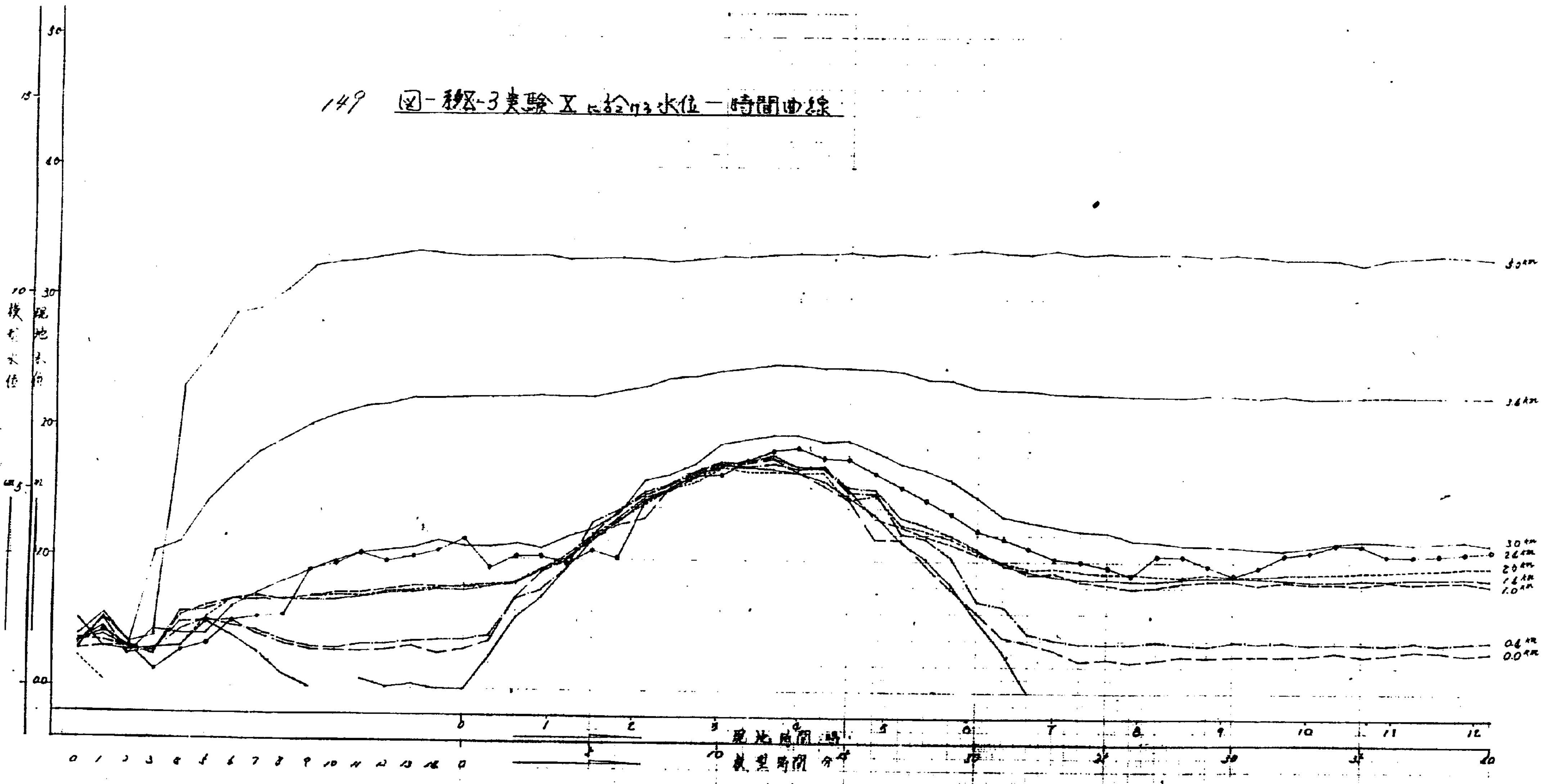


流量 1500 m³/s

潮位 中潮

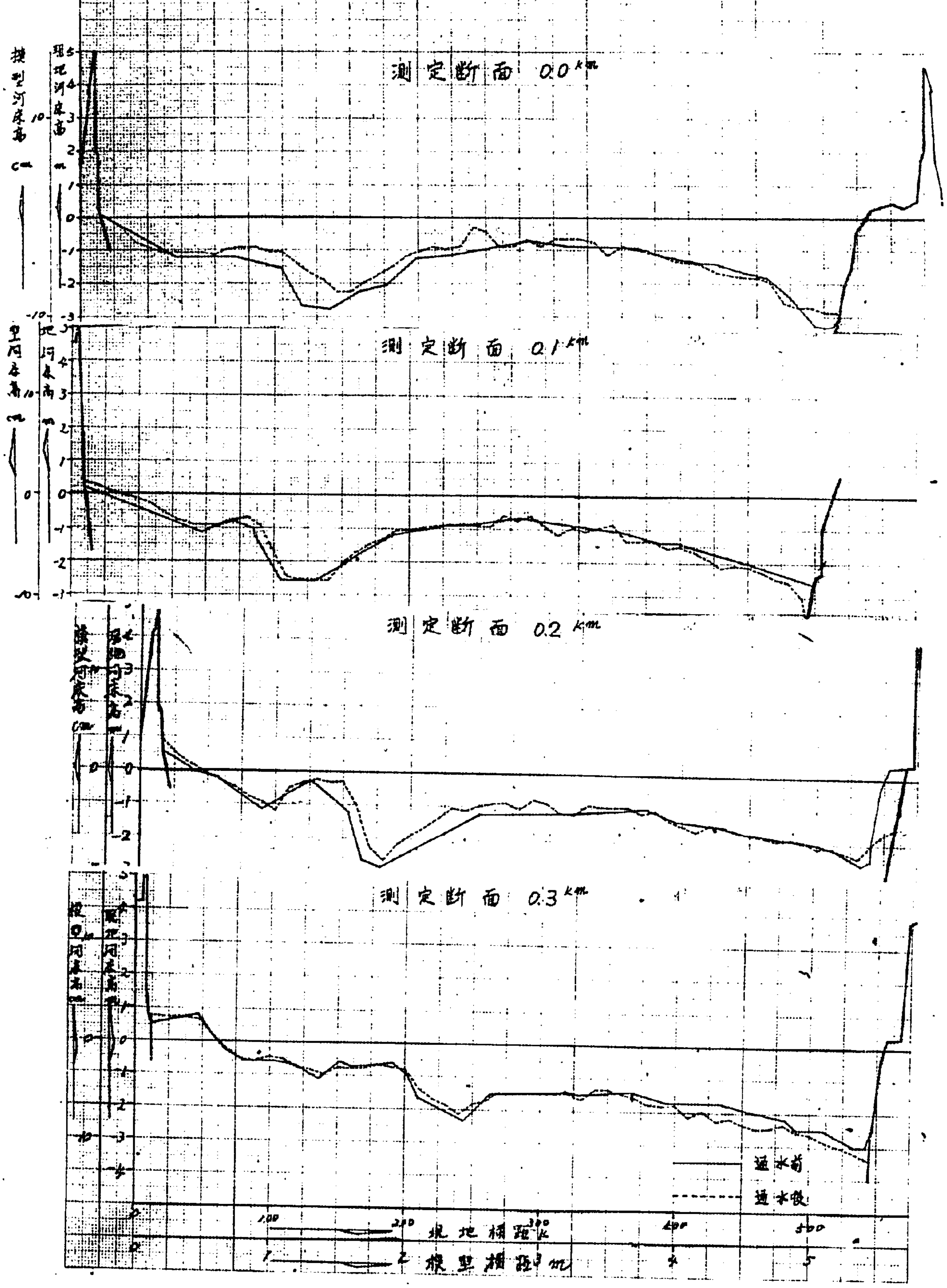
不透過導流堤 設置断面	1.2km～1.6km 図- 参照
導流堤全長	415m
導流堤天端高	DL +0.5m

149 図－移区－3 実験 Ⅹ に於ける水位－時間曲線

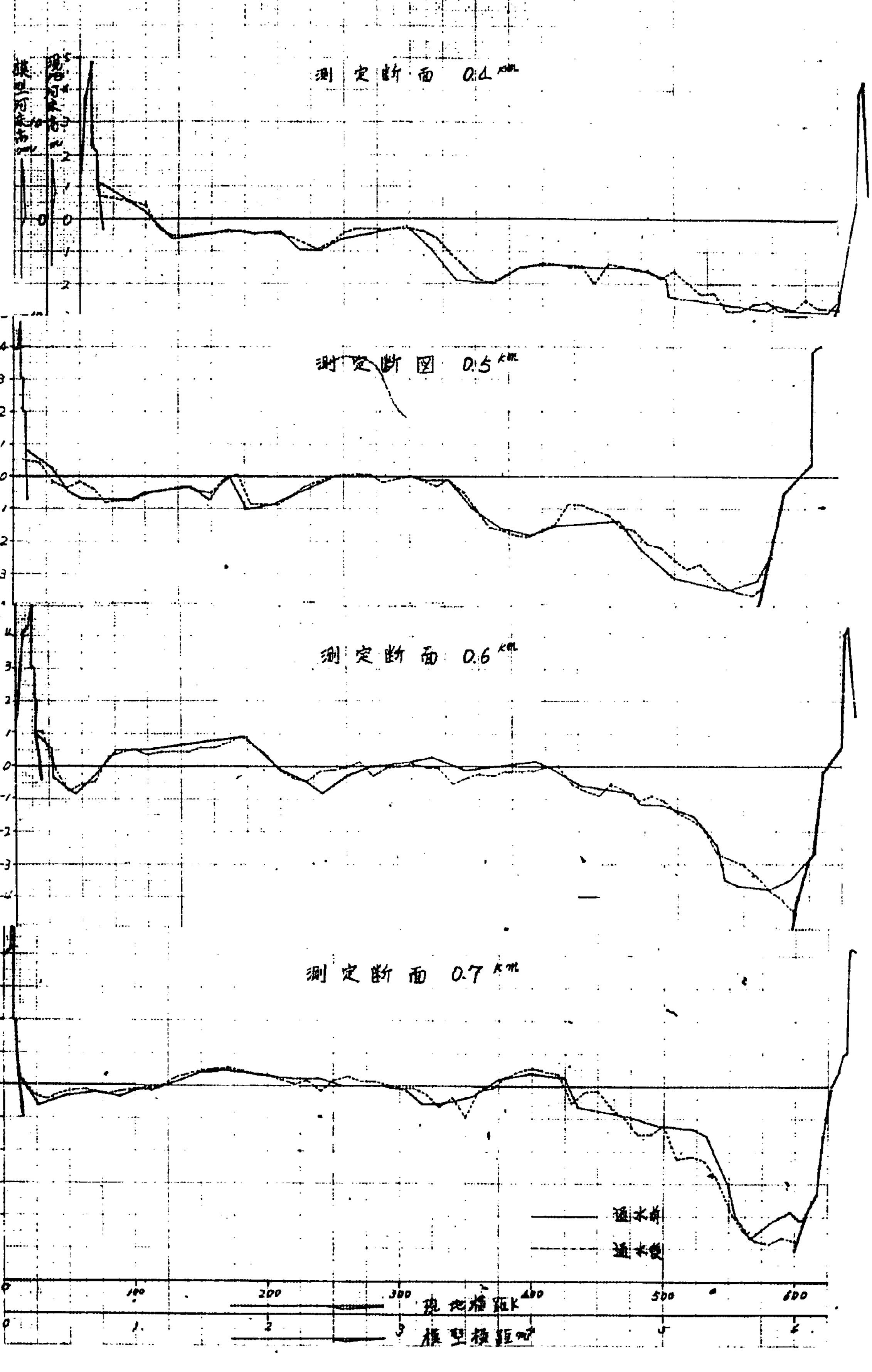


051

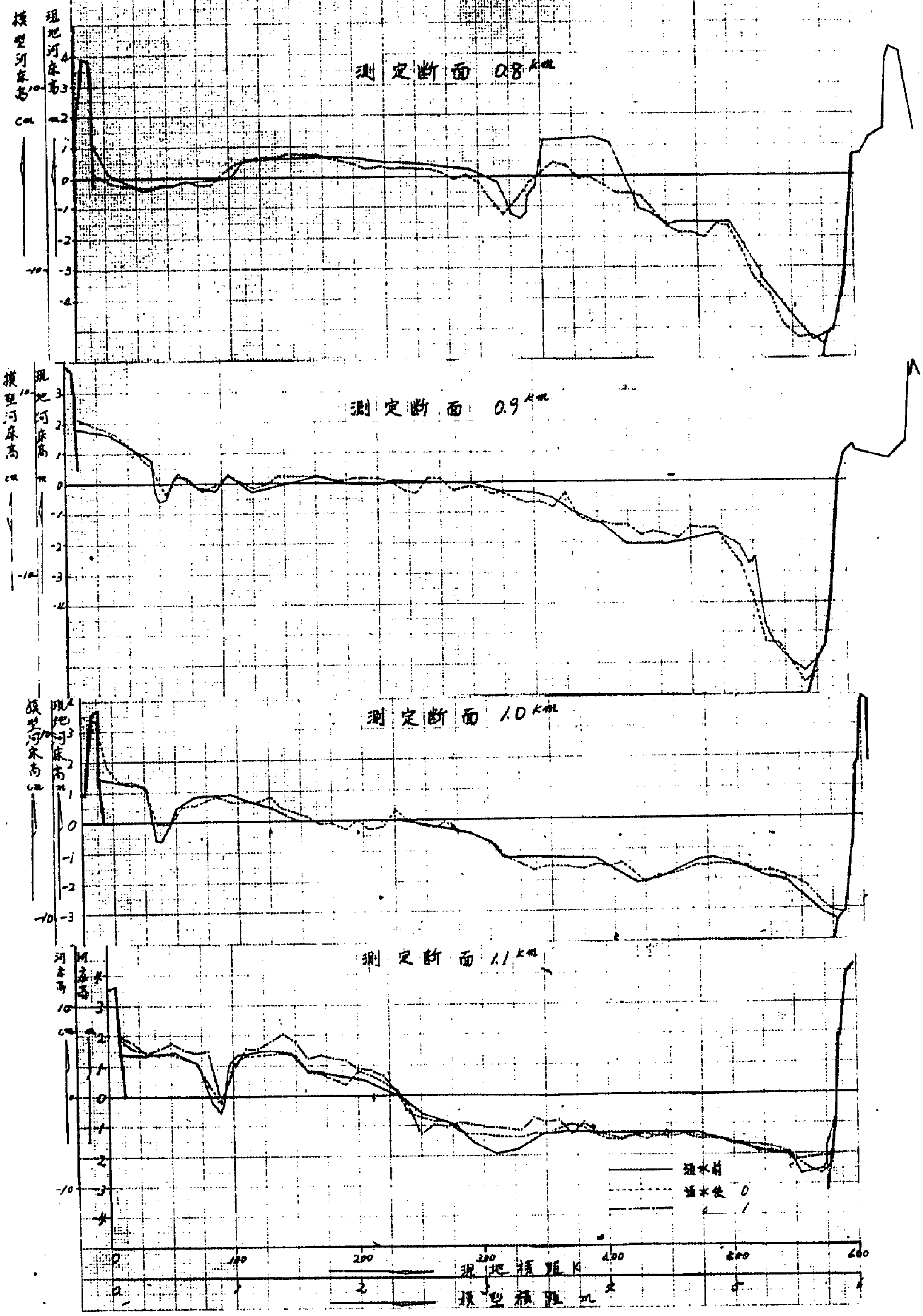
150図ー移X-2実験Xに於ける河床変動横断図



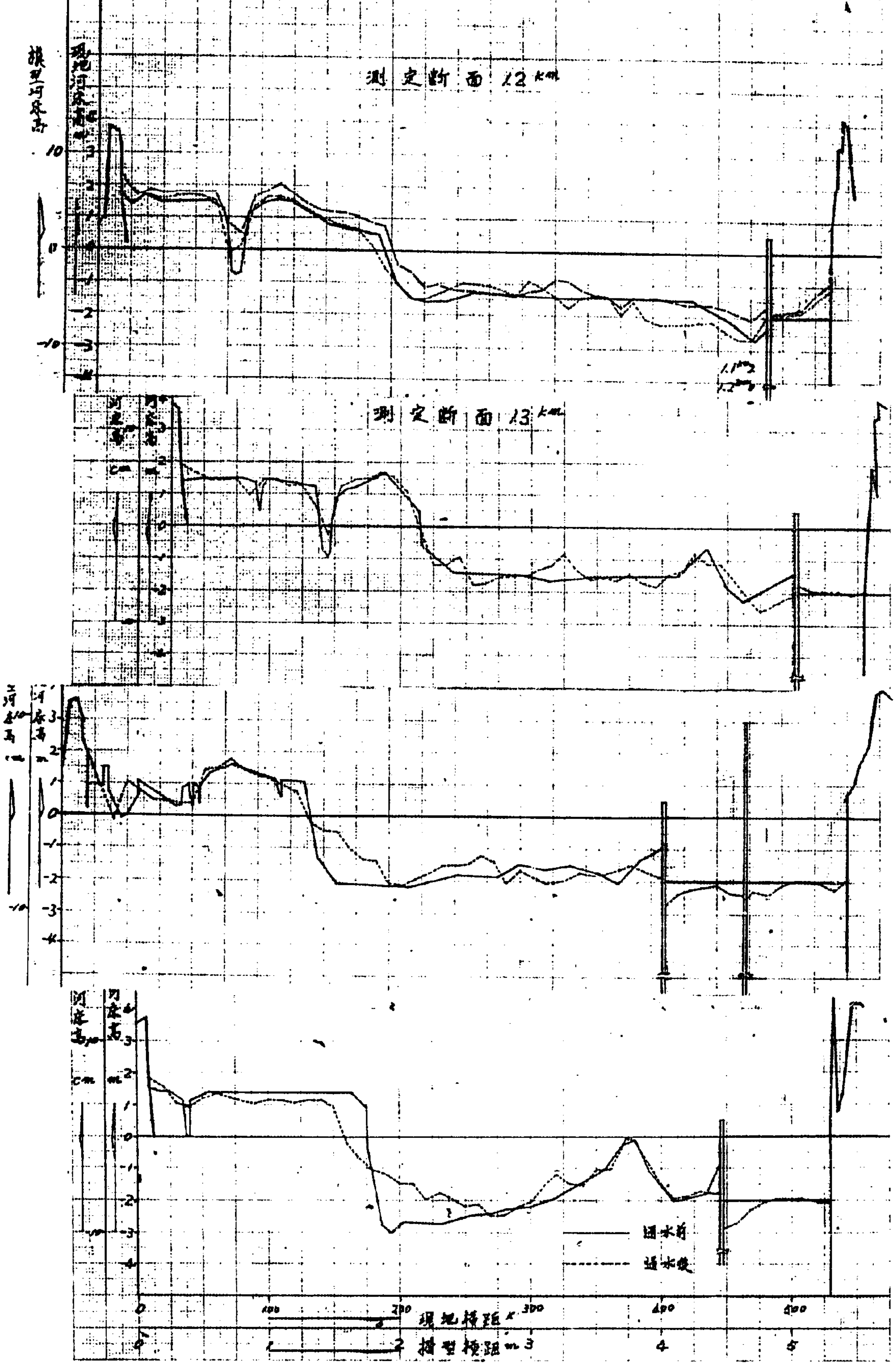
151 図-形IX-5 実験Xに於ける河床変動横断図



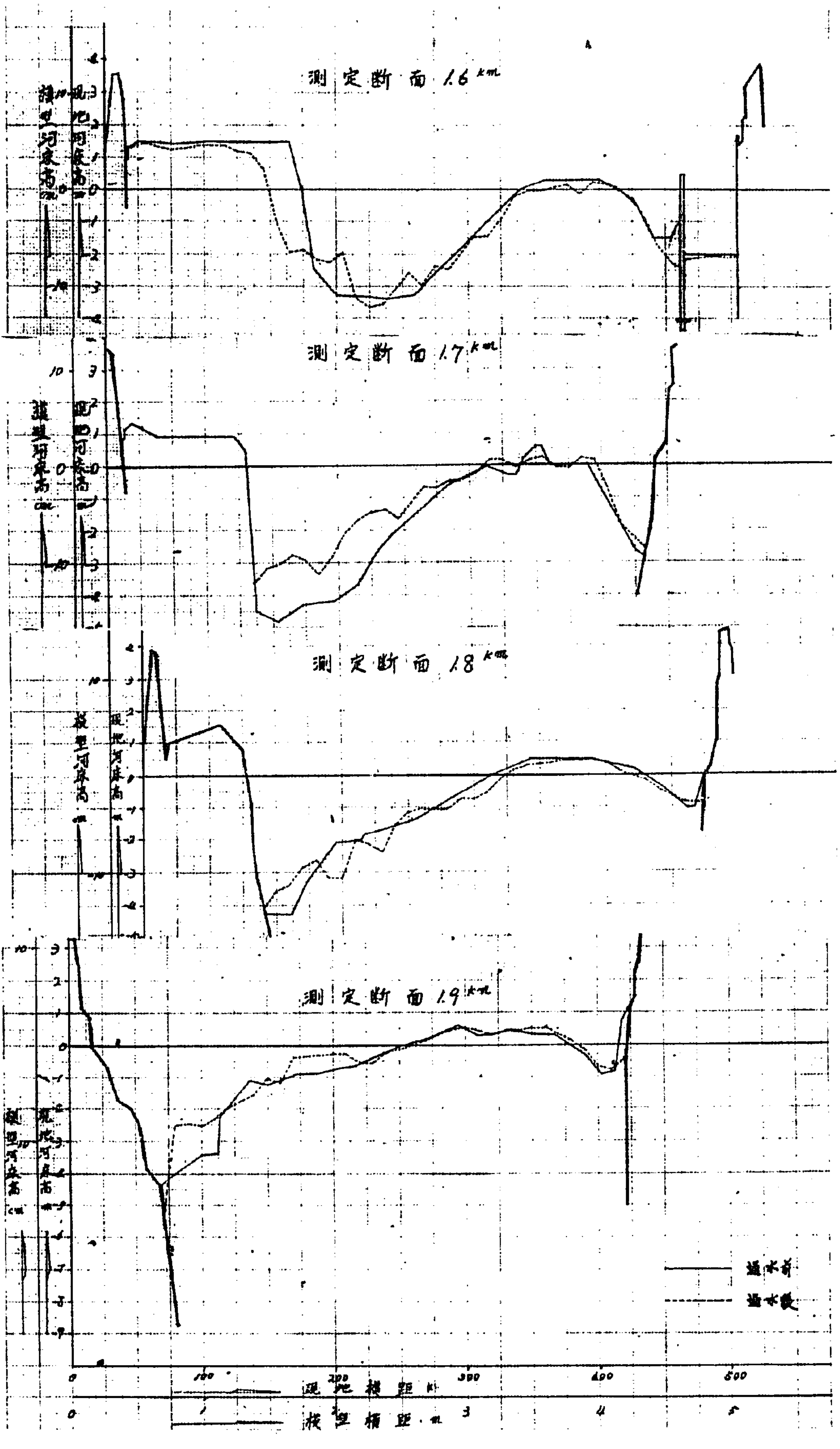
152 図—移X-6実験Xに於ける河床変動横断図



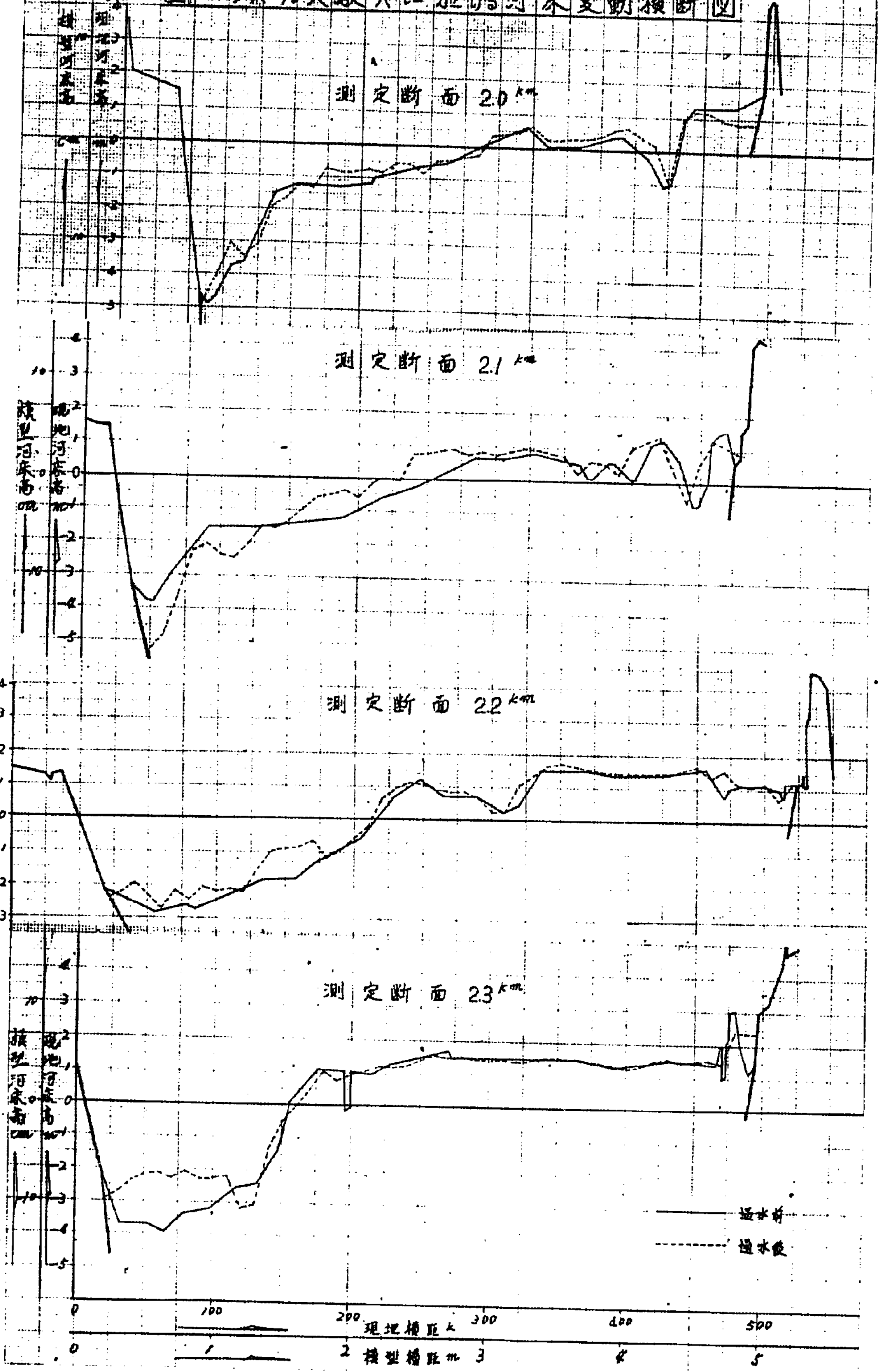
153 図-[illegible]-7 実験 X に於ける河床変動横断図



154 図−移X−8 実験X に於ける河床変動横断図

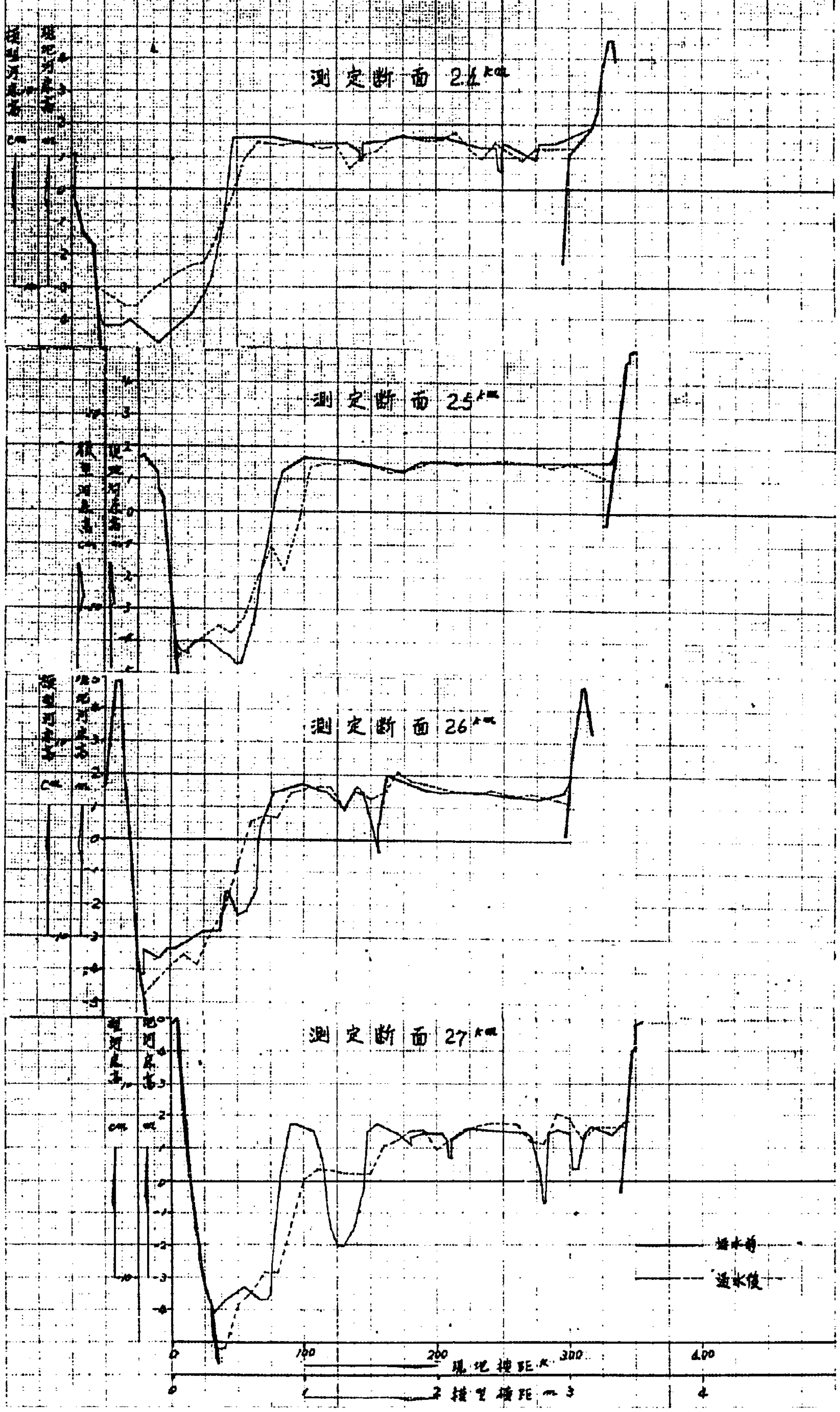


第155図 — 移X-10実験Xに於ける河床変動横断図

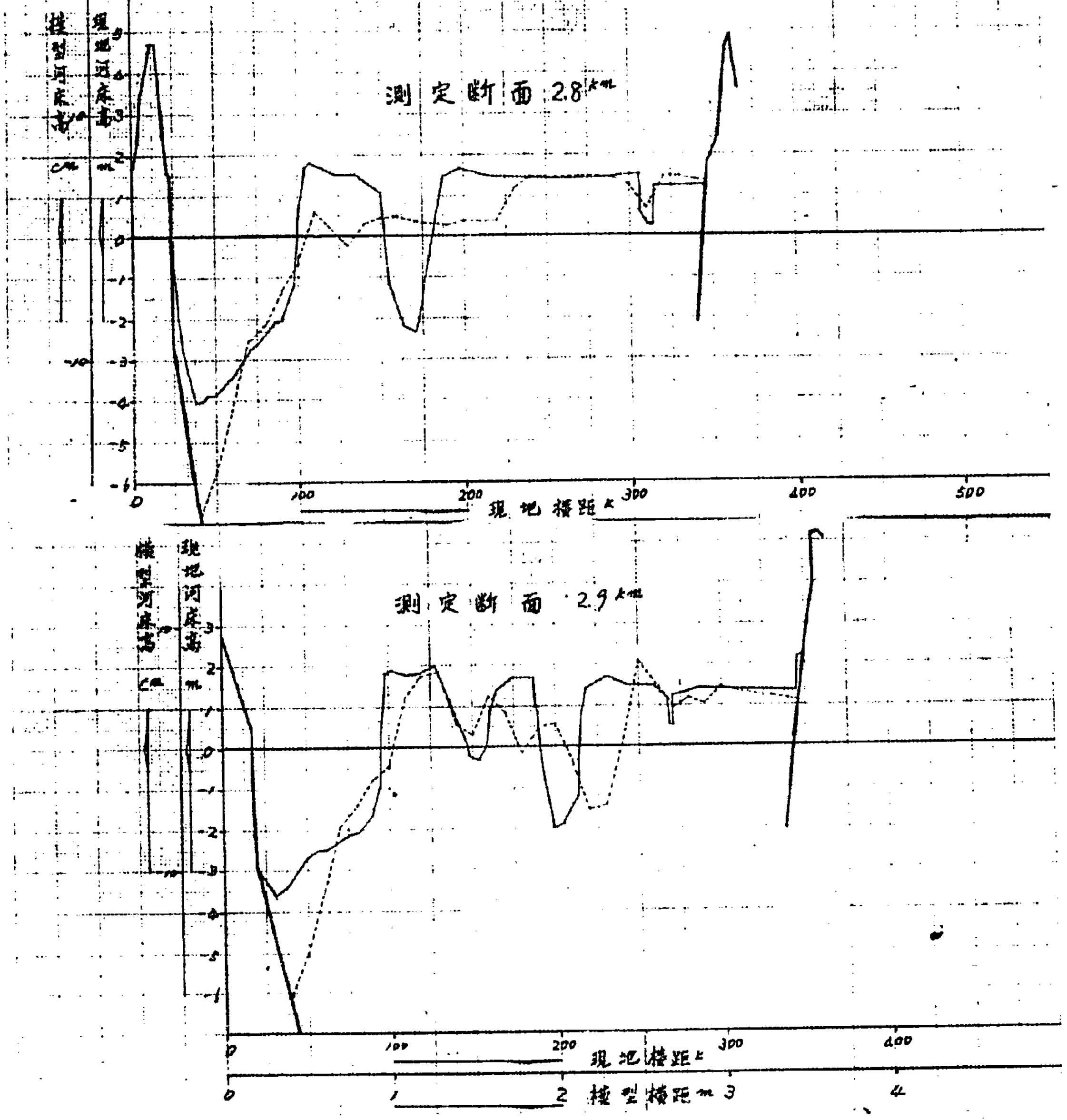


ト→イ

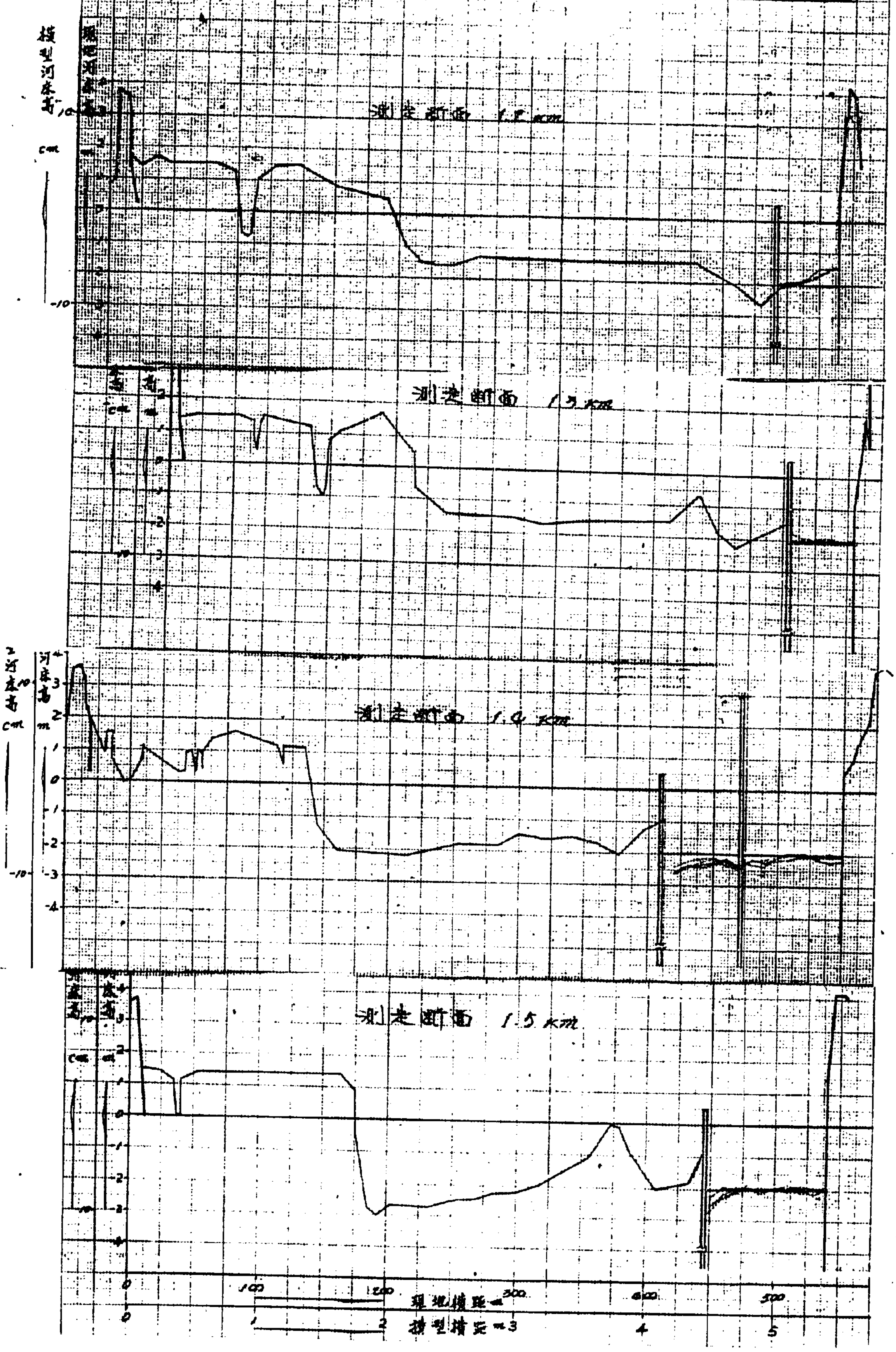
156 図 模X-11 実験Xに於ける河床変動横断図



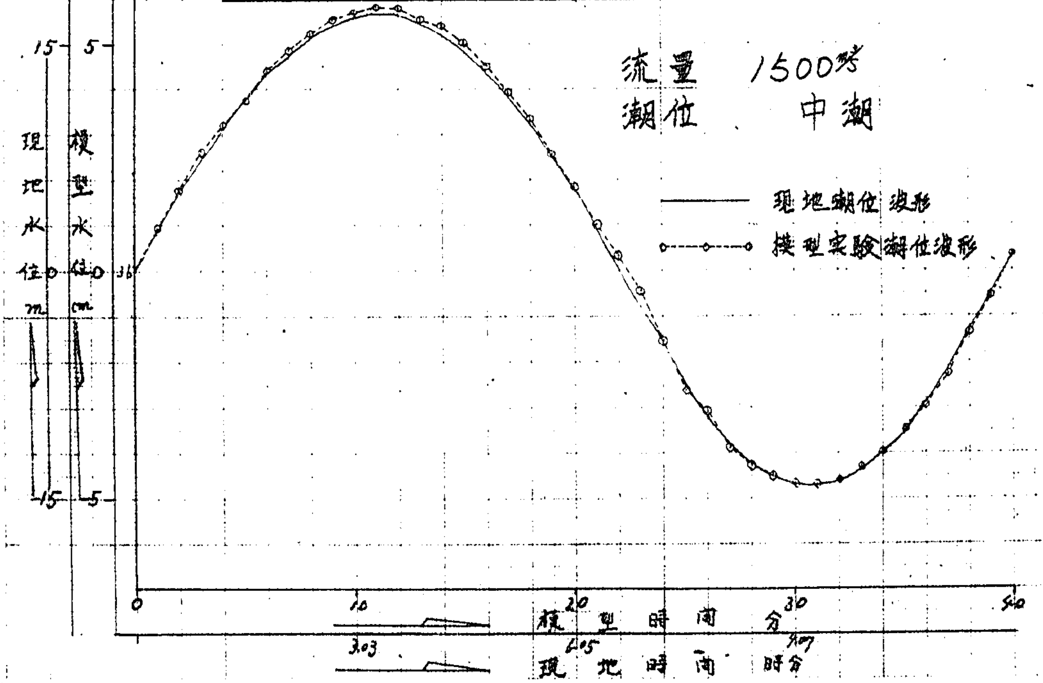
157 図-移X-9実験 X に於ける河床変動横断図



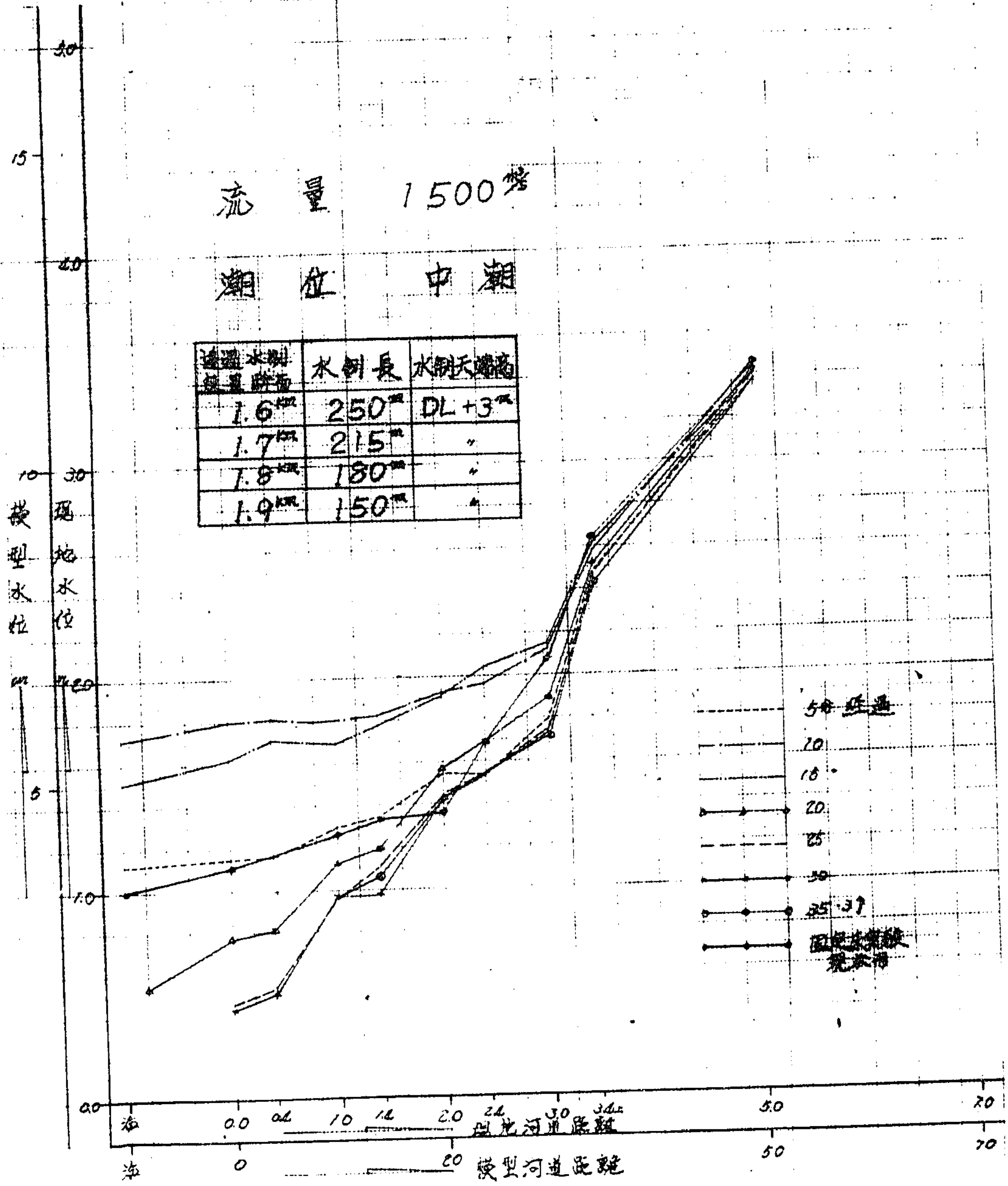
158図 移X-17 実験X に於ける通水中河床変動横断図



159 図ー移XI 実験XIに於ける潮位波形図



160 図－移XI-1 実験XIに於ける水位縦断図



設置水制位置断面	水制長	水制天端高
1.6km	250m	DL+3m
1.7km	215m	〃
1.8km	180m	〃
1.9km	150m	〃

緑川模型実験報告書別冊

（測定資料集）

（その3）

昭和40年3月

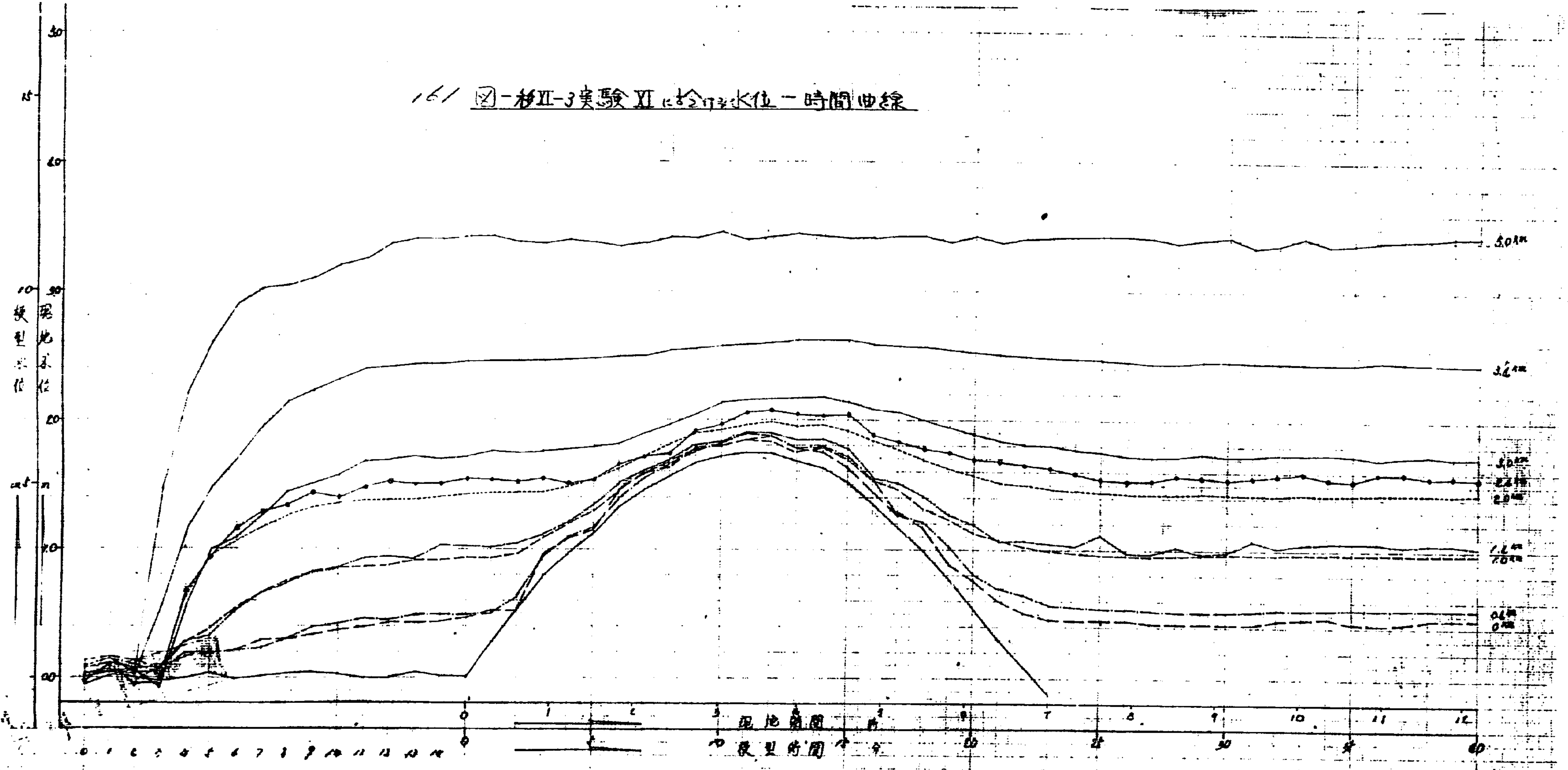
建設省土木研究所
鹿島水理試験所

62
冊

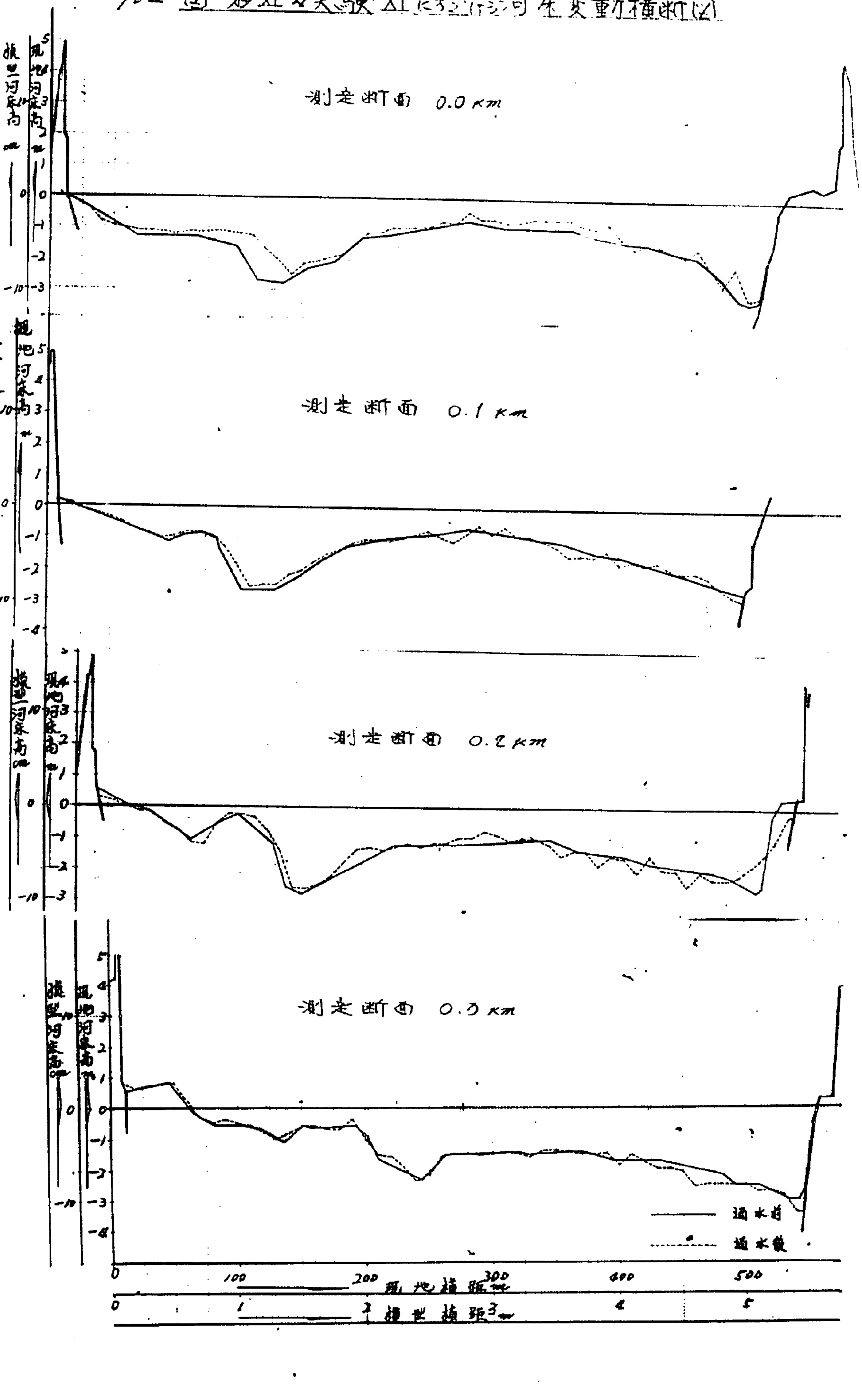
緑川模型実験資料目次　その3

移動床実験　XI　「透過水制」　159～171
XI′ 同上（実験時間大）　172～188
XII, XIII　天明新川の洪水位　189～193
XIV 導流堤実験（石炭粉）　194～202
XV 現状実験（石炭粉）　203～212
スタイロン実験　I　導流堤実験(初期河床高－2m)　213～217
II　〃　（初期河床高0m）　218～232
III　現状実験（初期河床高現状）　233～237
IV　地建案導流堤実験（　〃　）　238～244

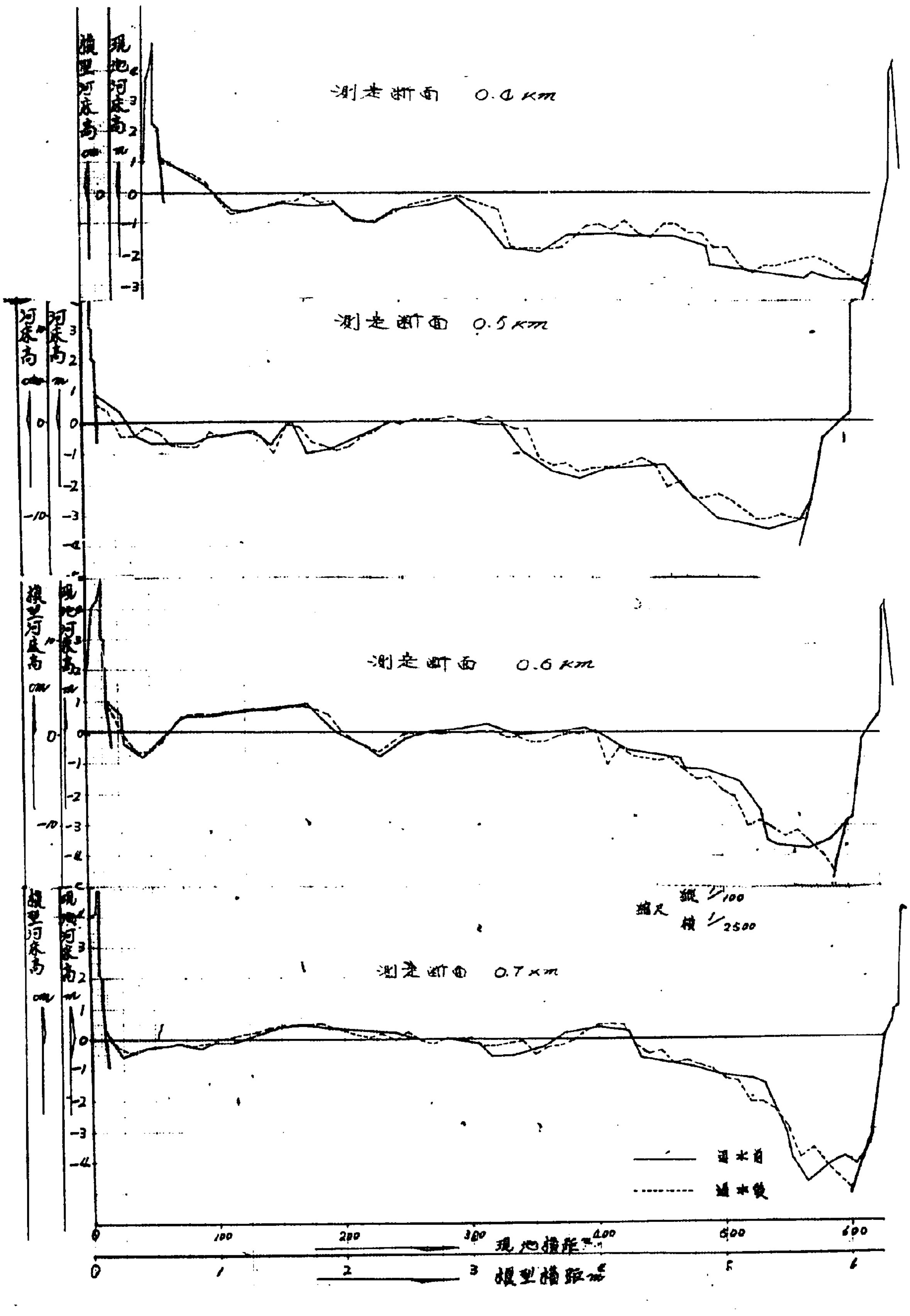
161 図-杉II-3 実験XI に於ける水位-時間曲線



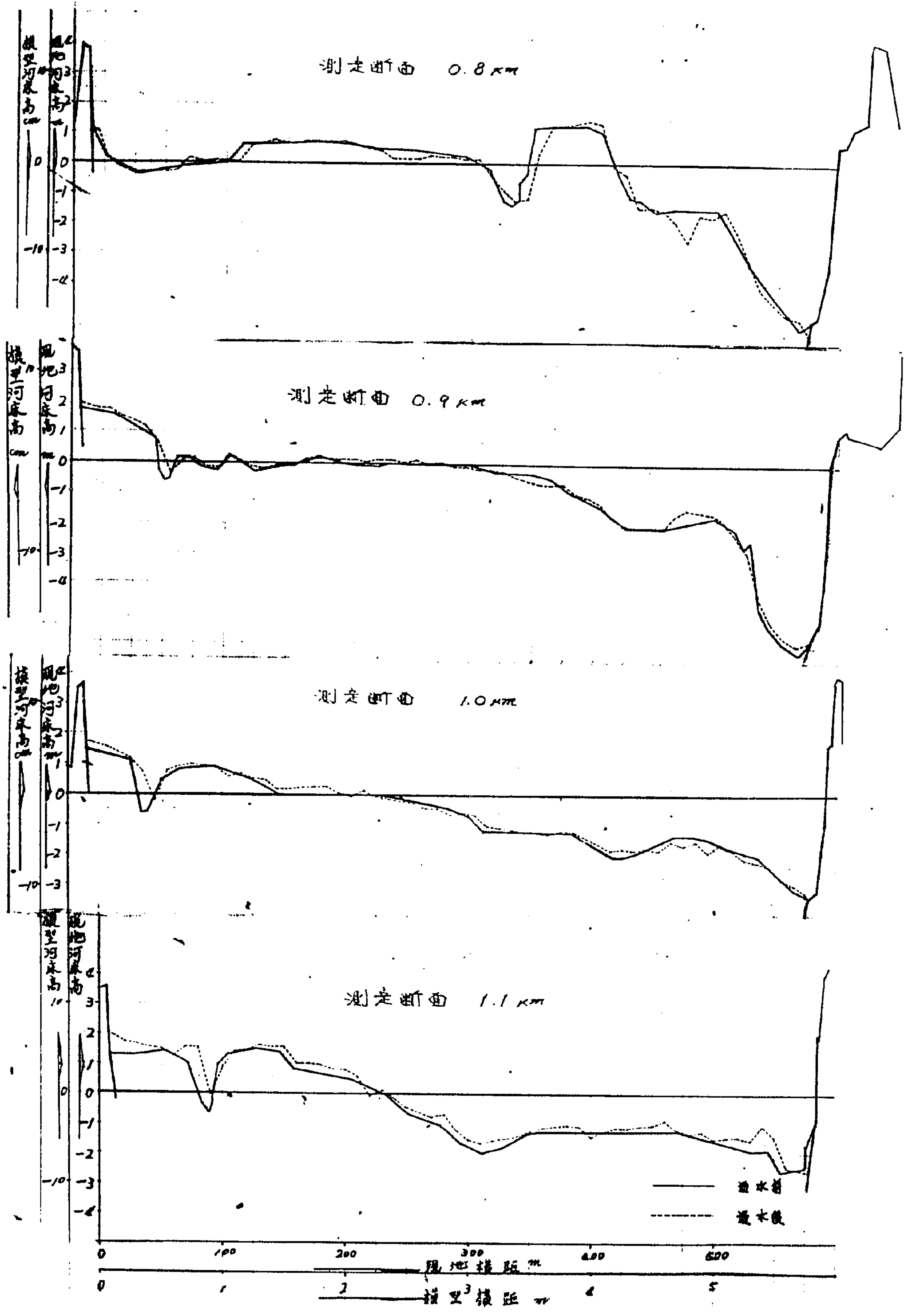
162 図-杉XI-4 実験XIに於ける河床変動横断図



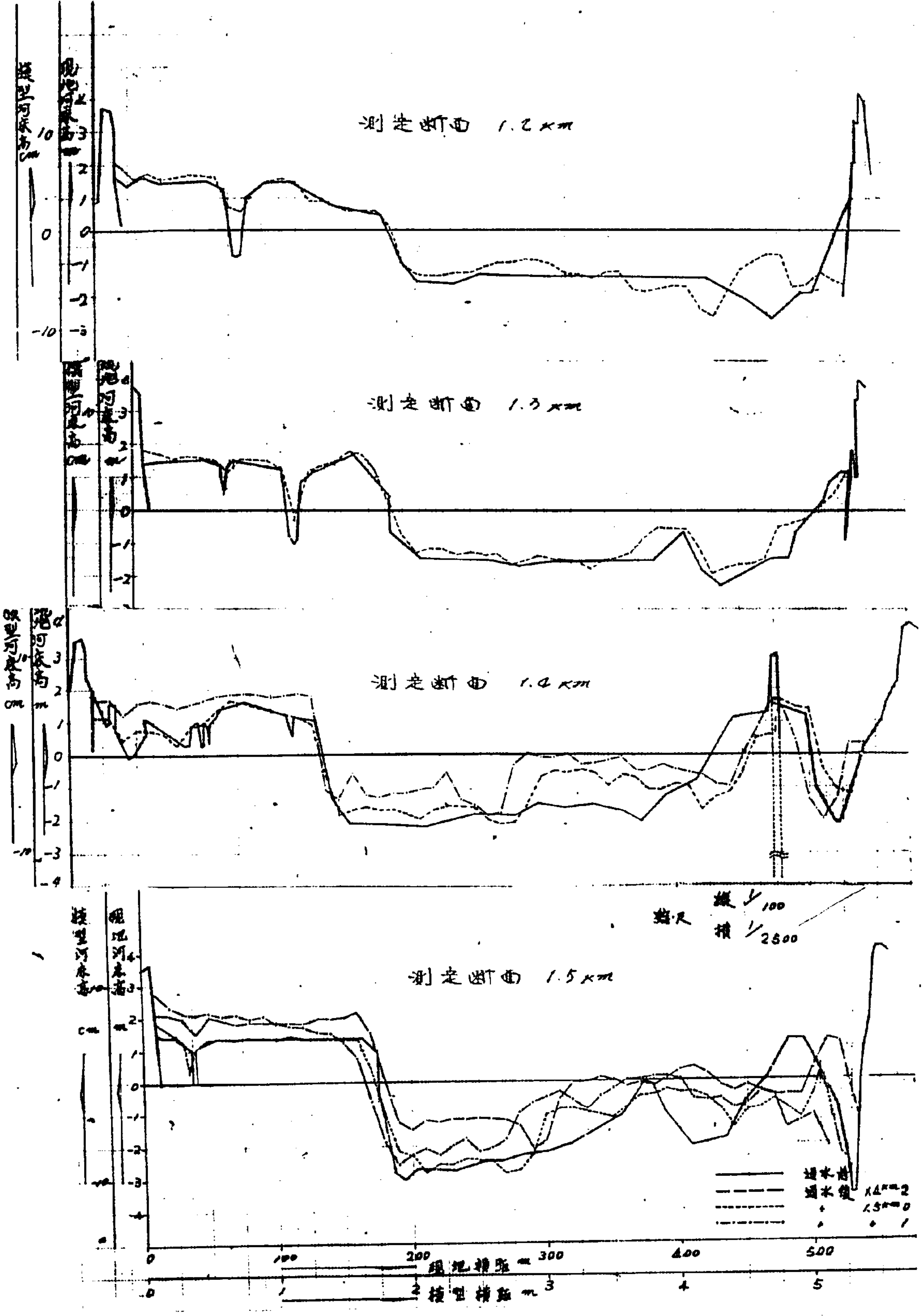
163図－移XI 5実験XIに於ける河床変動横断図



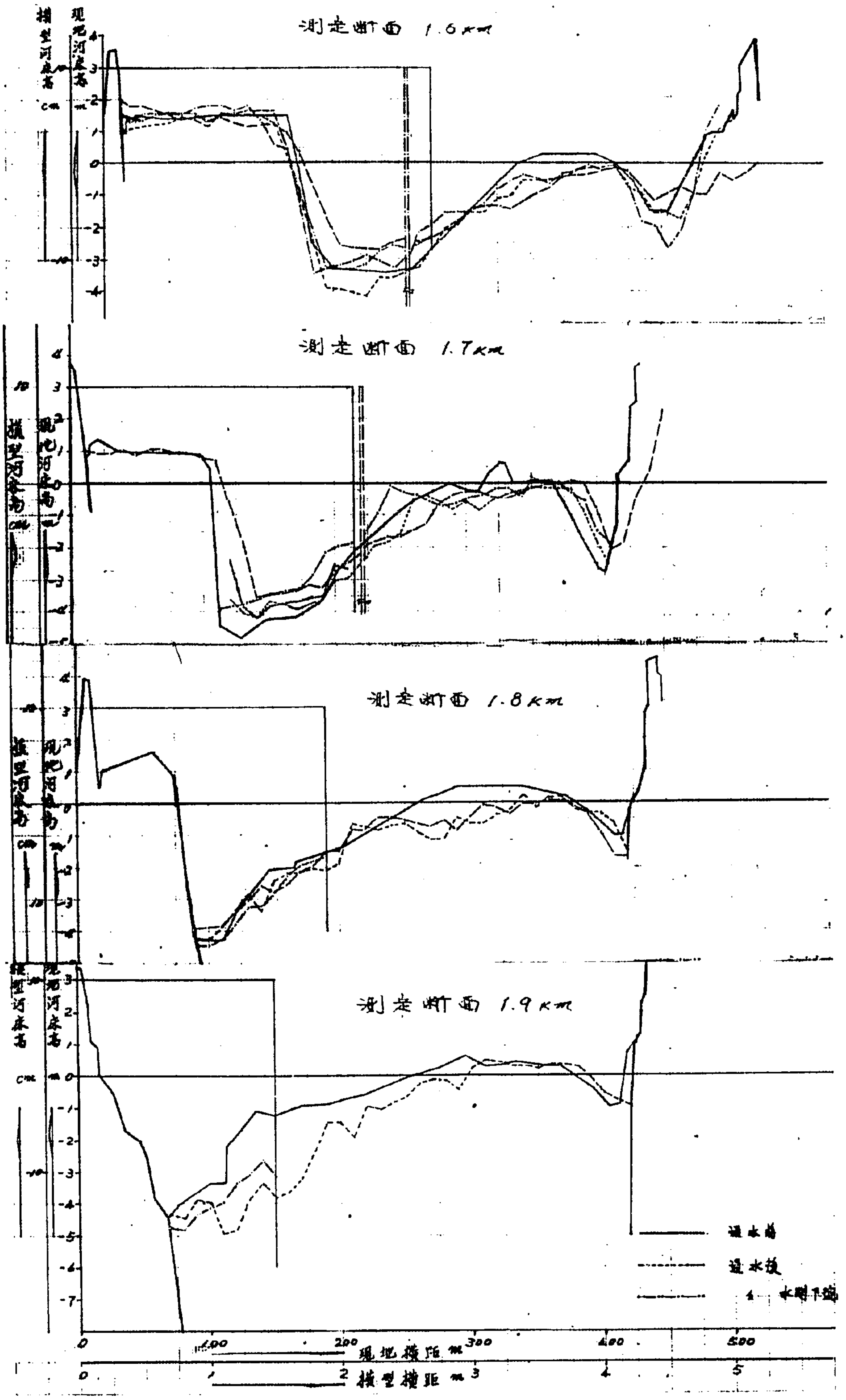
164 図一杉XI-6 実験XI に於ける河床変動横断図



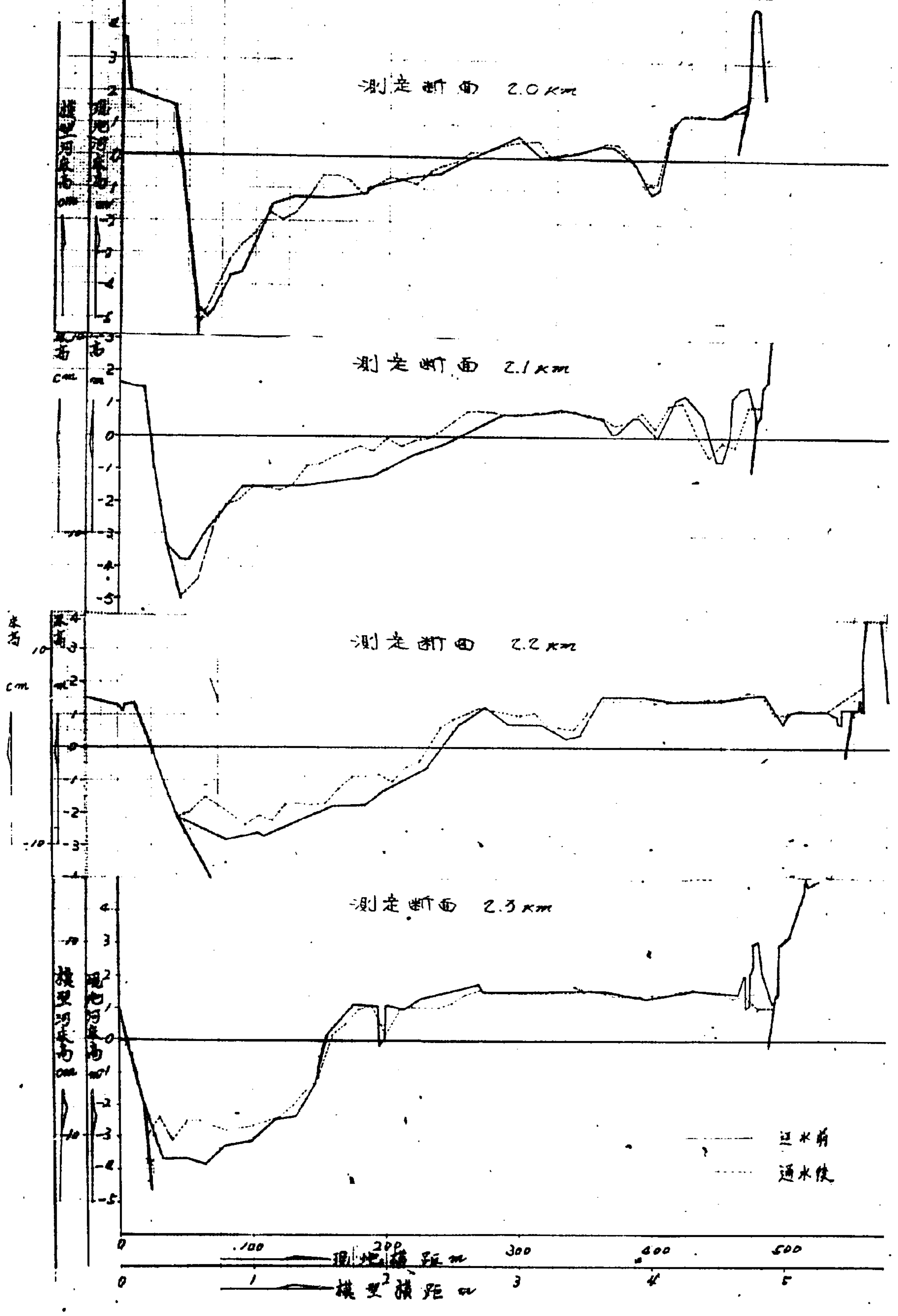
165図-機XI-7 実験XIに於ける河床変動横断図



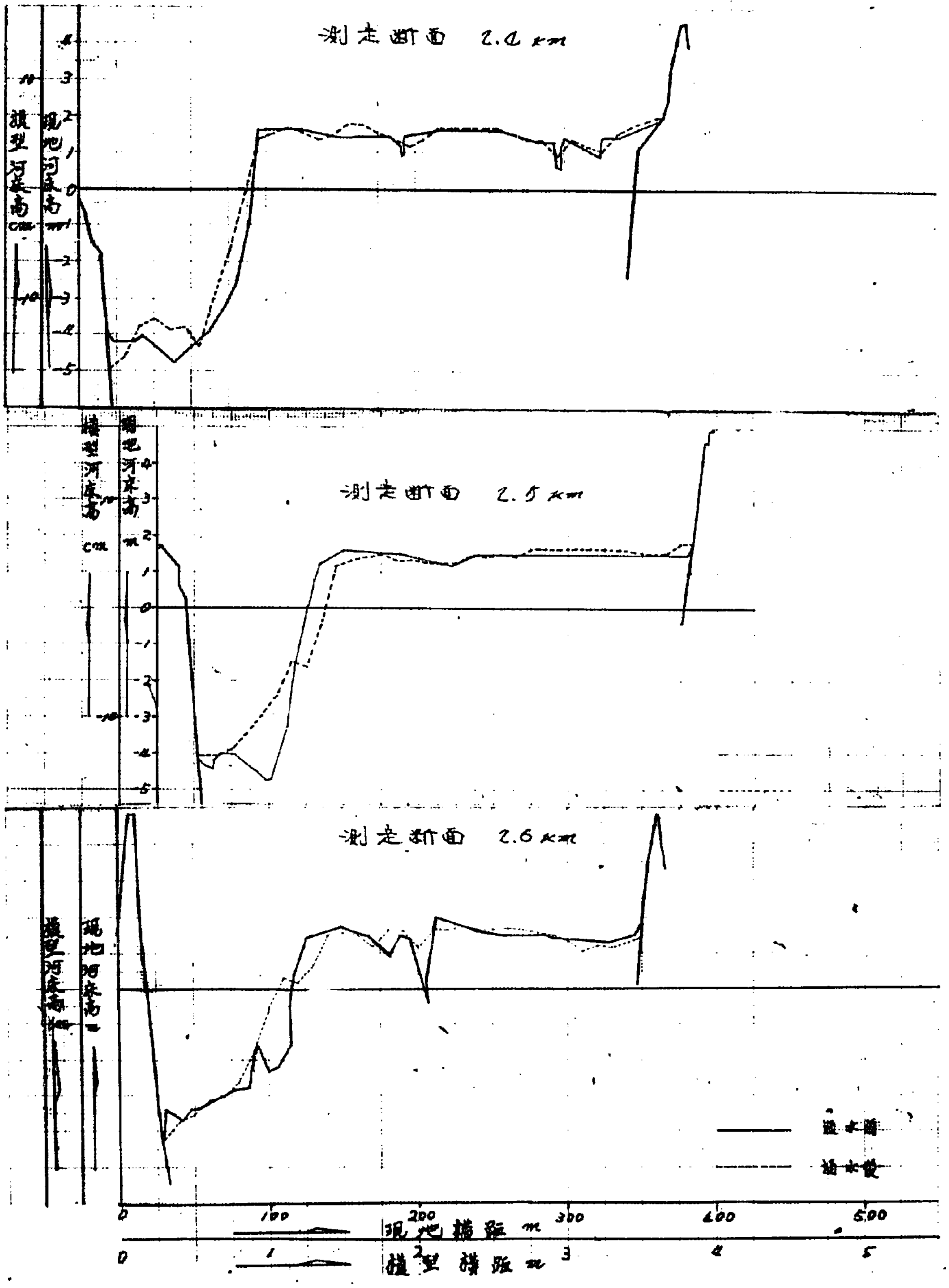
166 図－彩XII－8 実験XI に於ける河床変動横断図



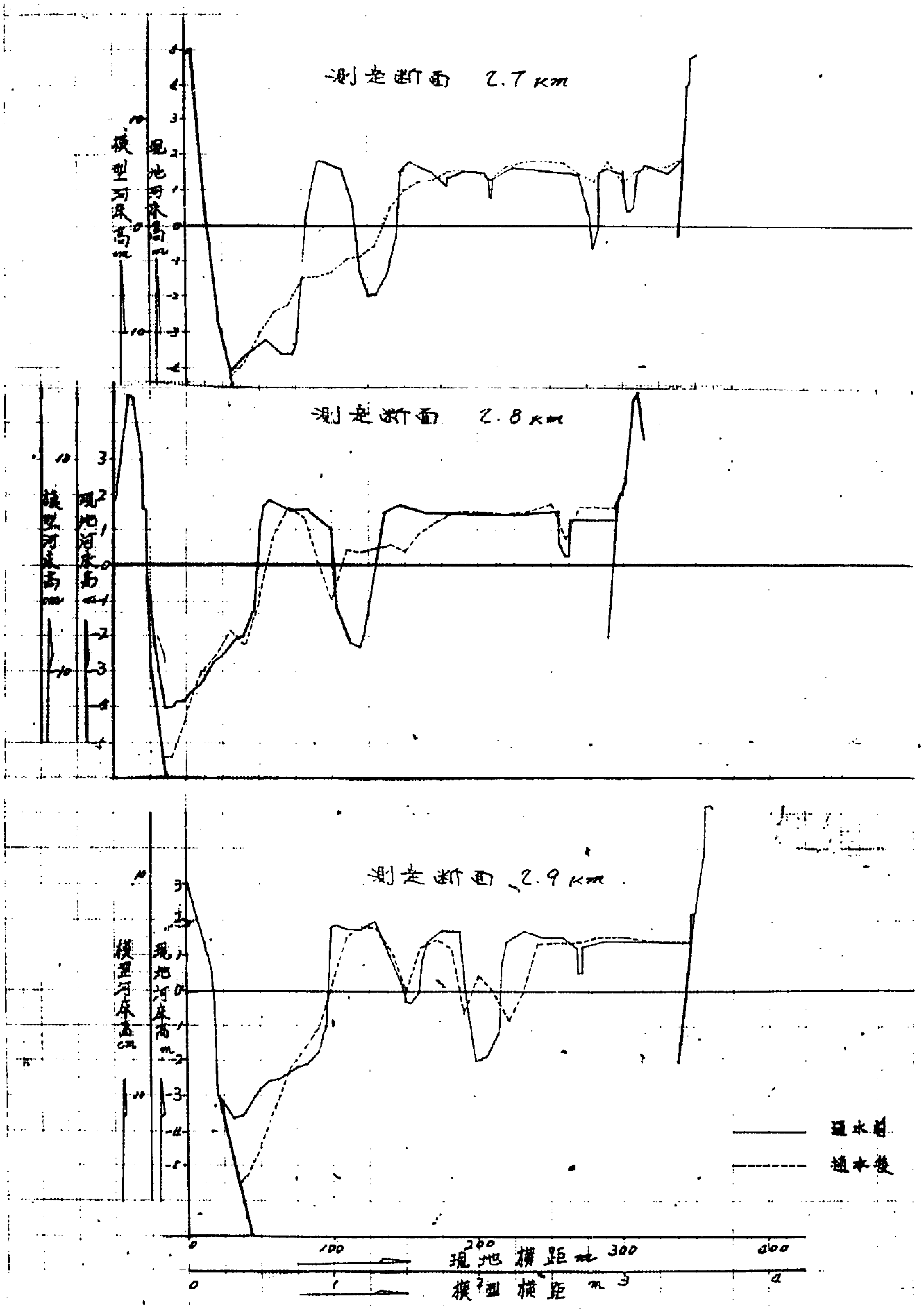
167図－模XI－9実験XIに於ける河床変動横断図



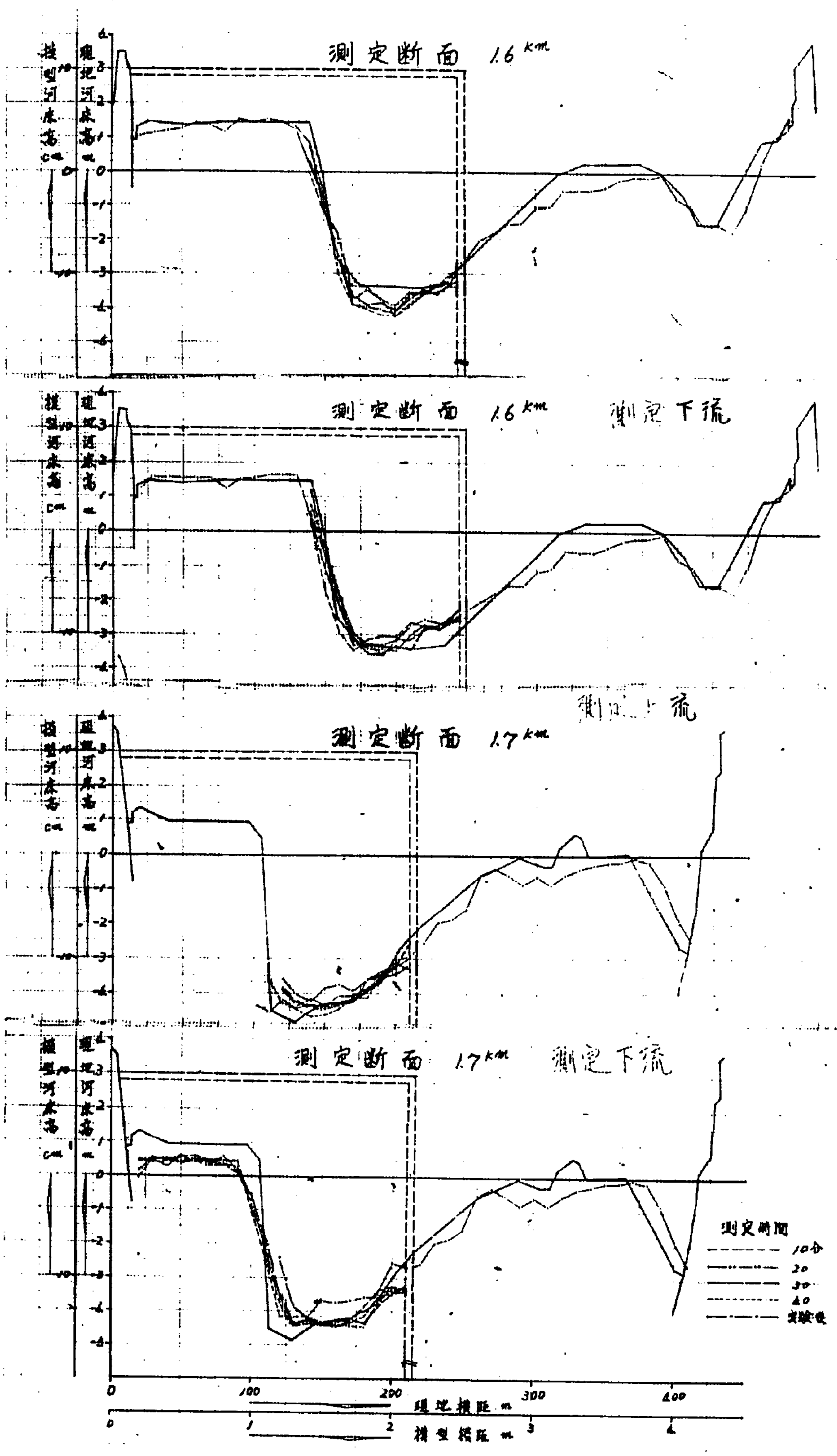
168 図一秒XI-10 実験XIに於ける河床変動横断図



169 図ー移XI-11 実験XI に於ける河床変動横断図

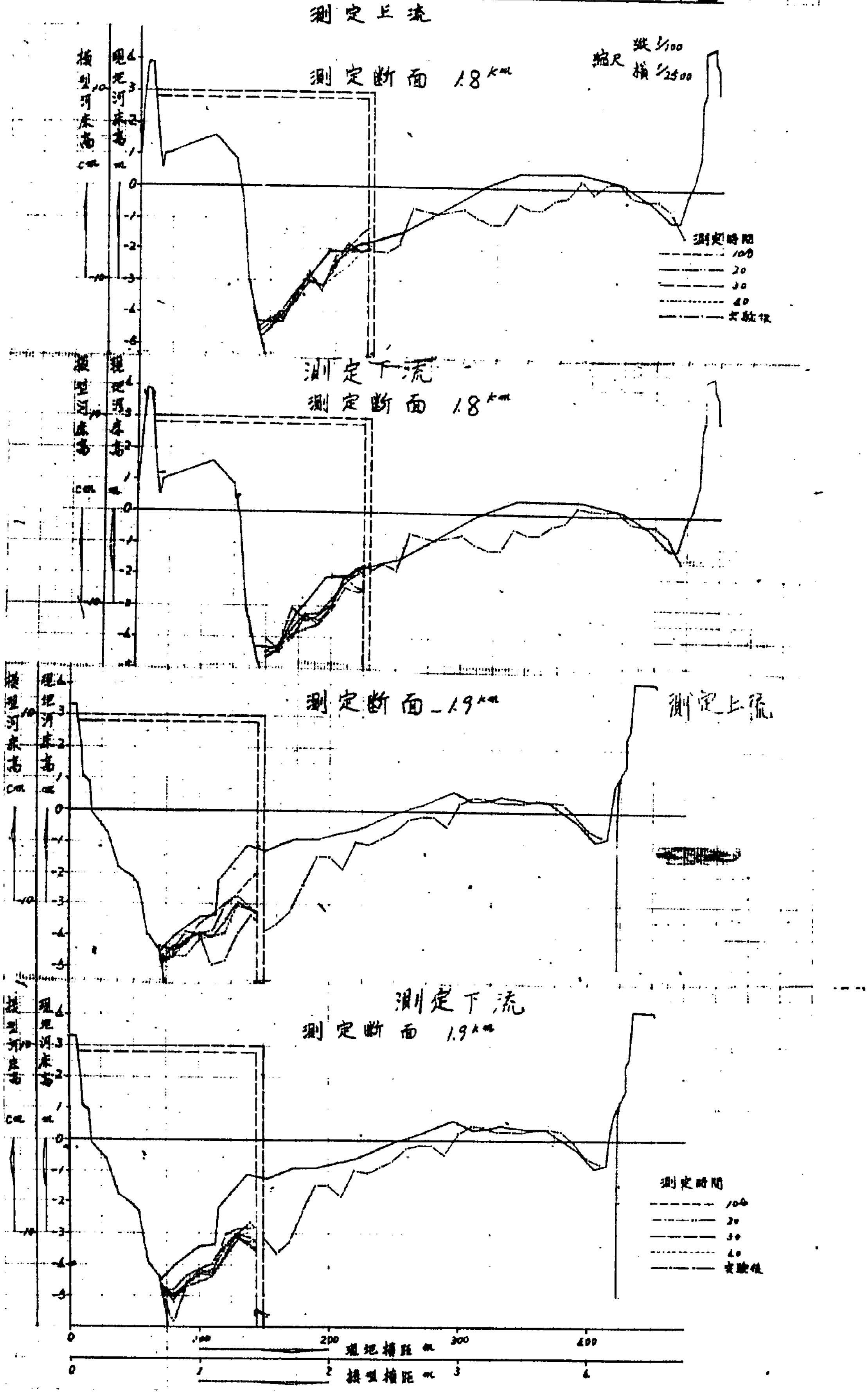


170図－科Ⅻ-12実験Ⅺに於ける通水中河床変動横断図

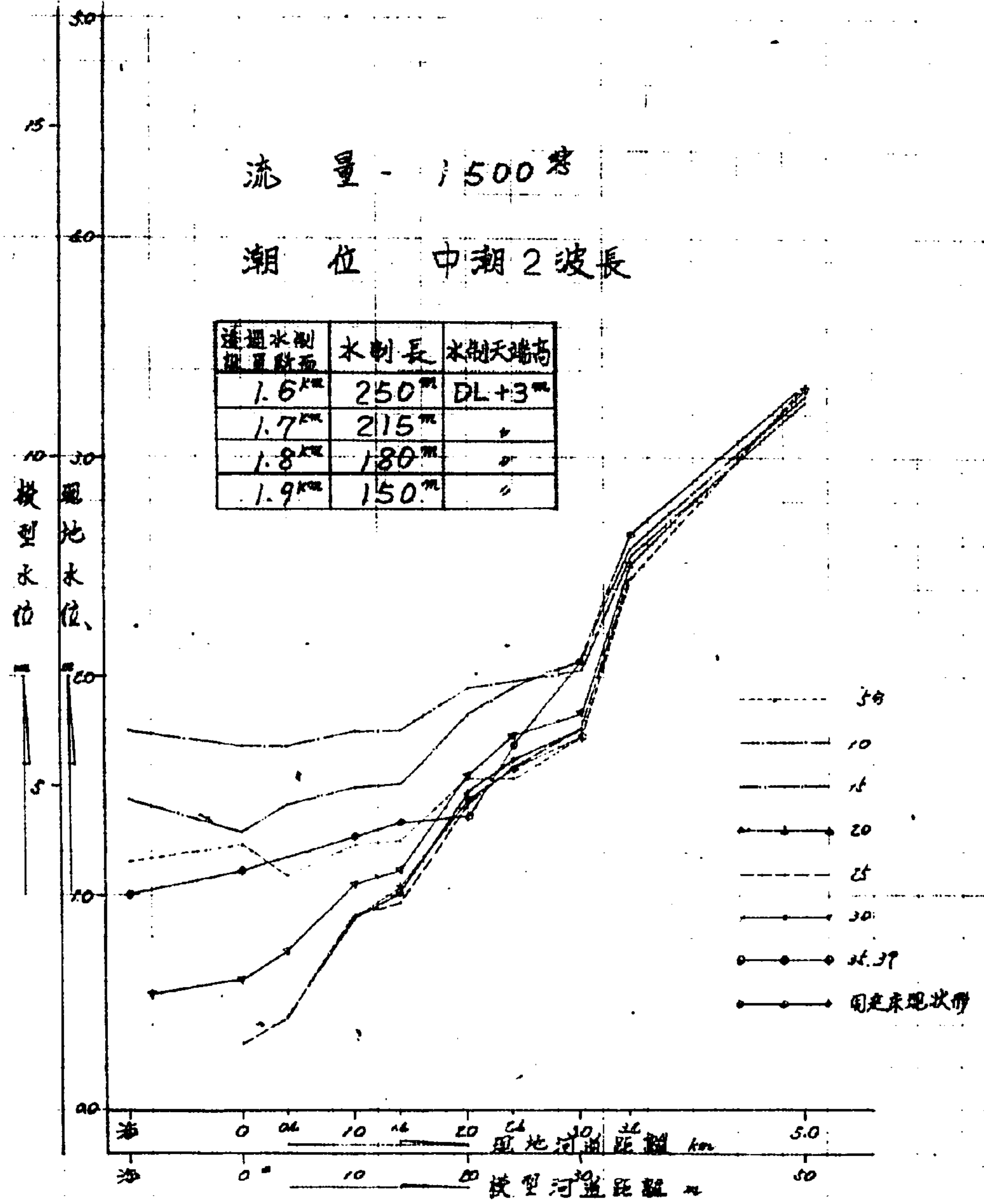


161

171 図ー移XI-13 実験XI に於ける通水中河床変動横断図



172 図－第XI-1実験XI'に於ける水位縦断図（其の1）

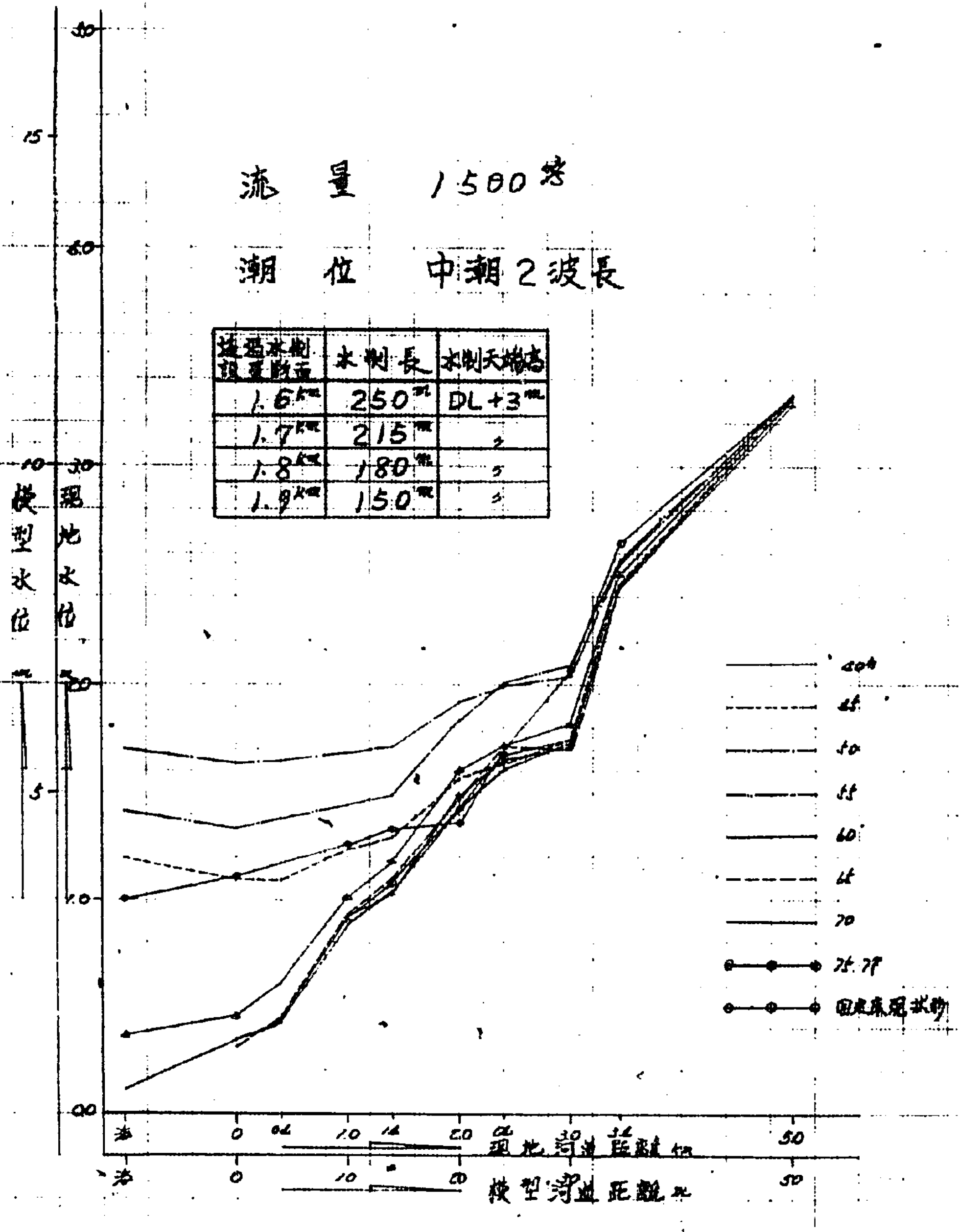


流量 - 1500㎥/s

潮位　中潮2波長

透過水制設置断面	水制長	水制天端高
1.6km	250m	DL+3m
1.7km	215m	〃
1.8km	180m	〃
1.9km	150m	〃

173 図－杉XI－2 実験XI′に於ける水位縦断図 (其の2)



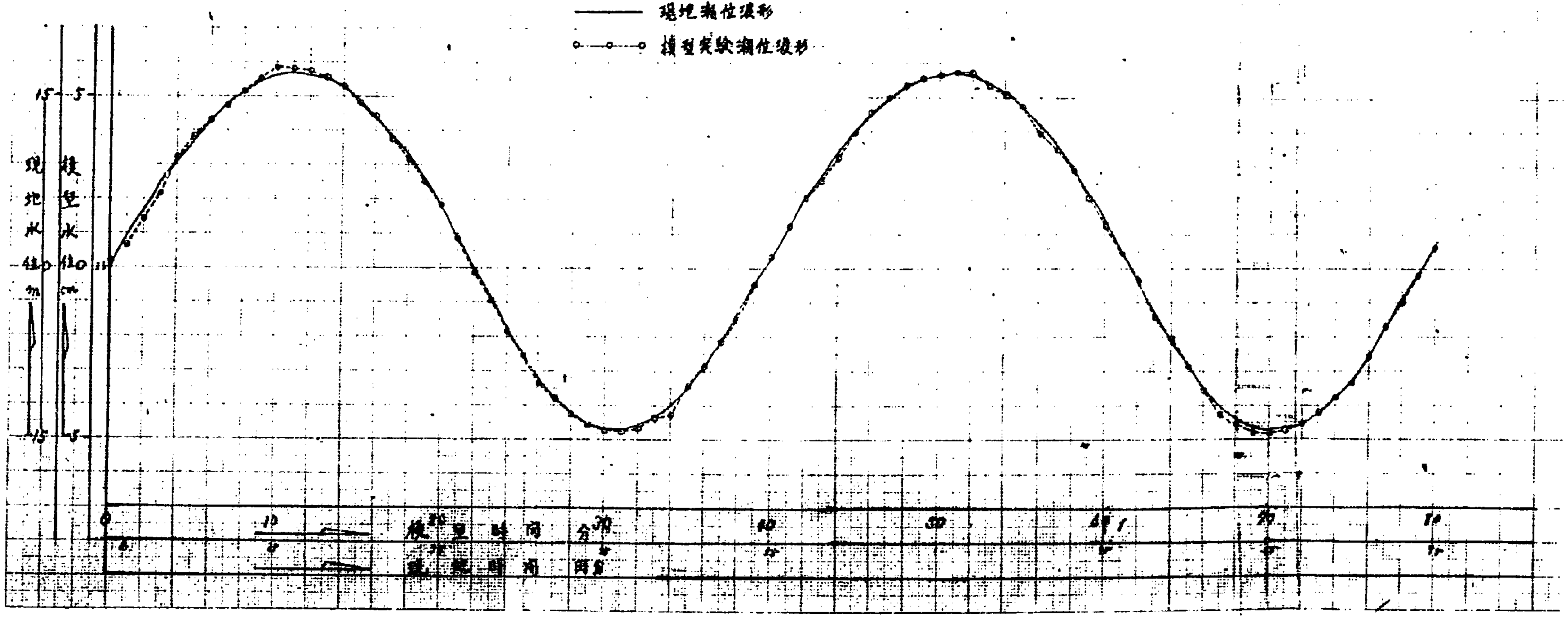
流量　1500 ㎥/s

潮位　中潮２波長

越流水制設置断面	水制長	水制天端高
1.6 km	250 m	DL+3 m
1.7 km	215 m	〃
1.8 km	180 m	〃
1.9 km	150 m	〃

174 図-XIII'-1 実験XIに於ける潮位波形図

流量 1500 m^3/s
潮位 中潮



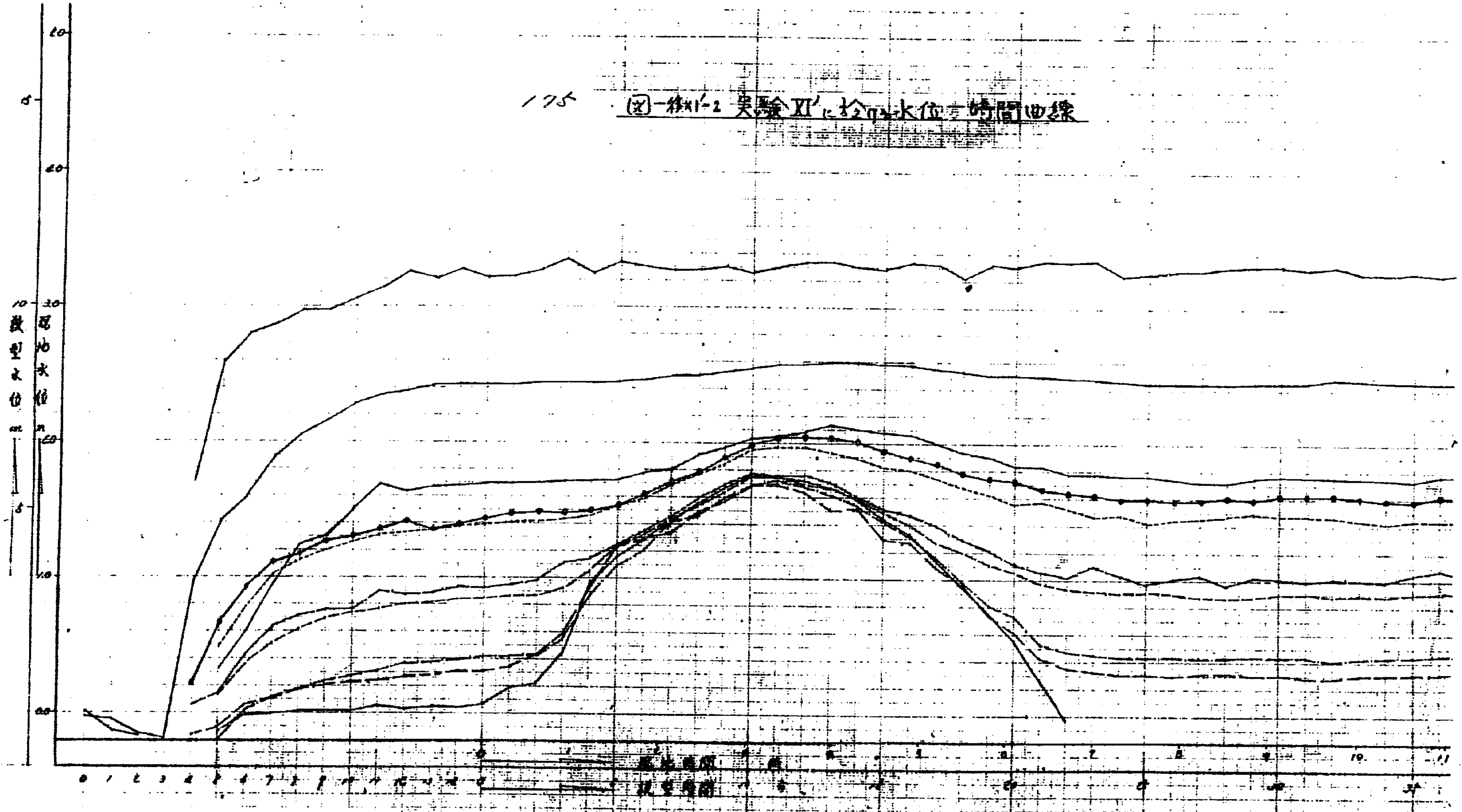
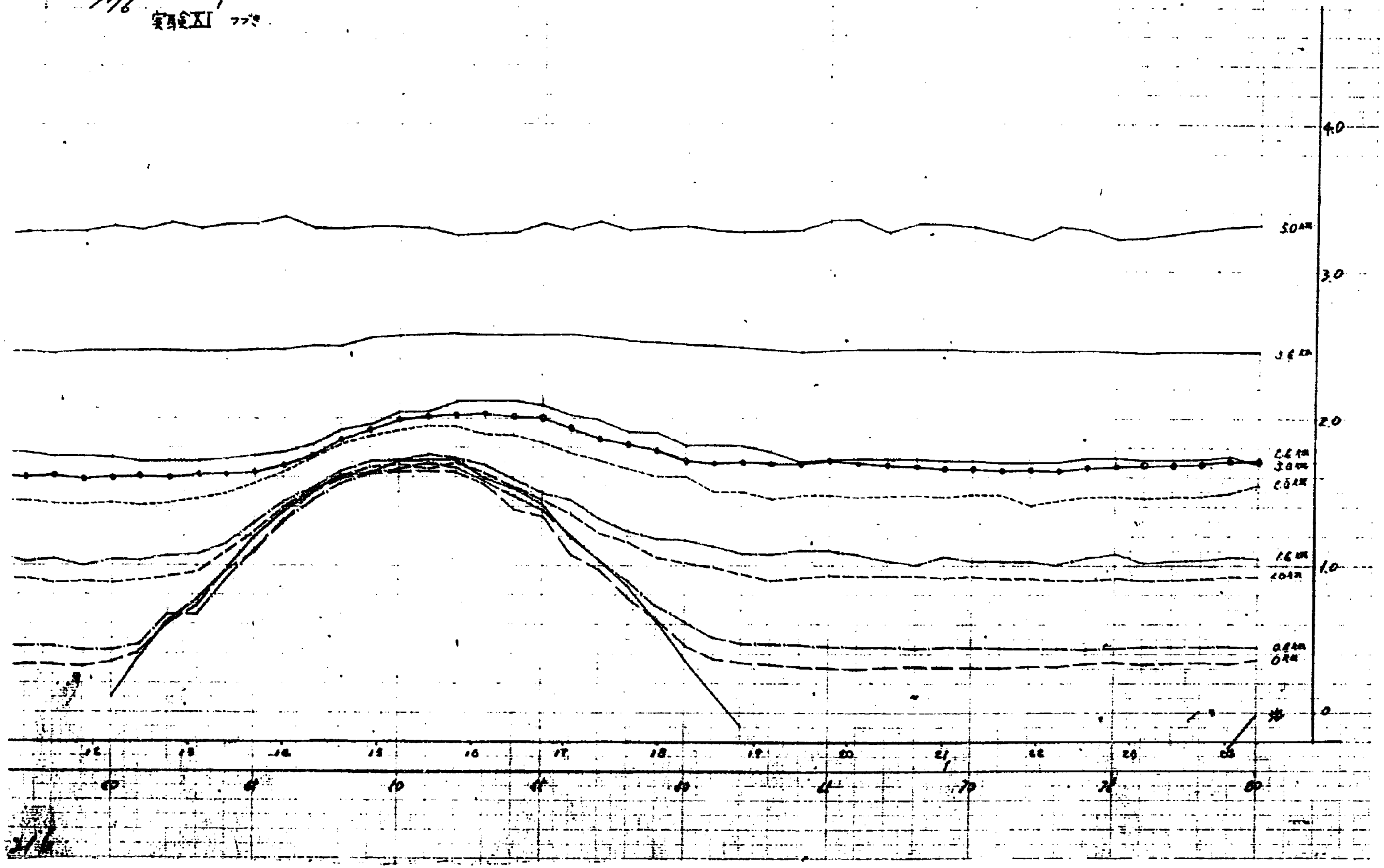


図-第XI'-2 実験XI'に於ける水位と時間曲線

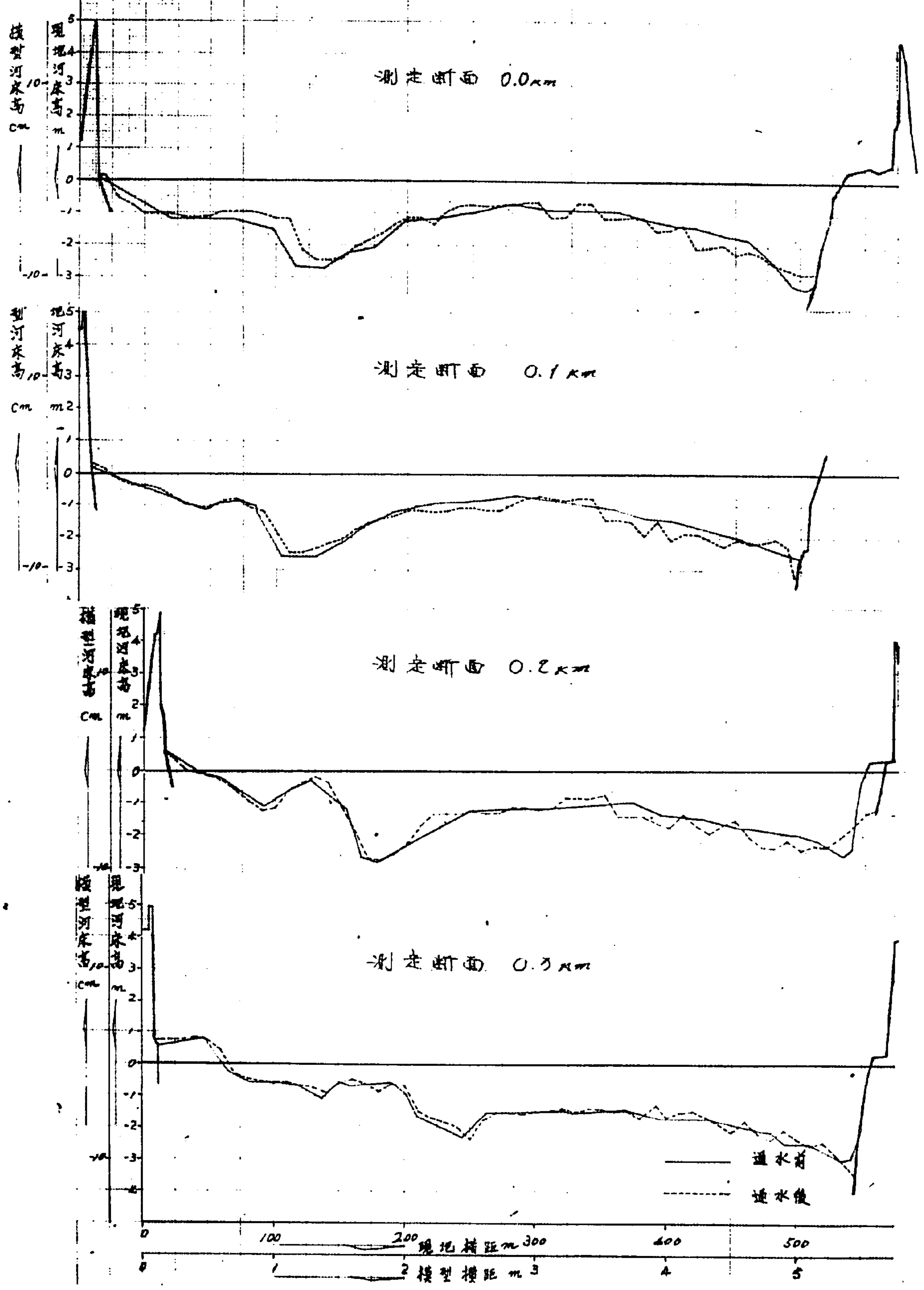
図料XI'-2

176

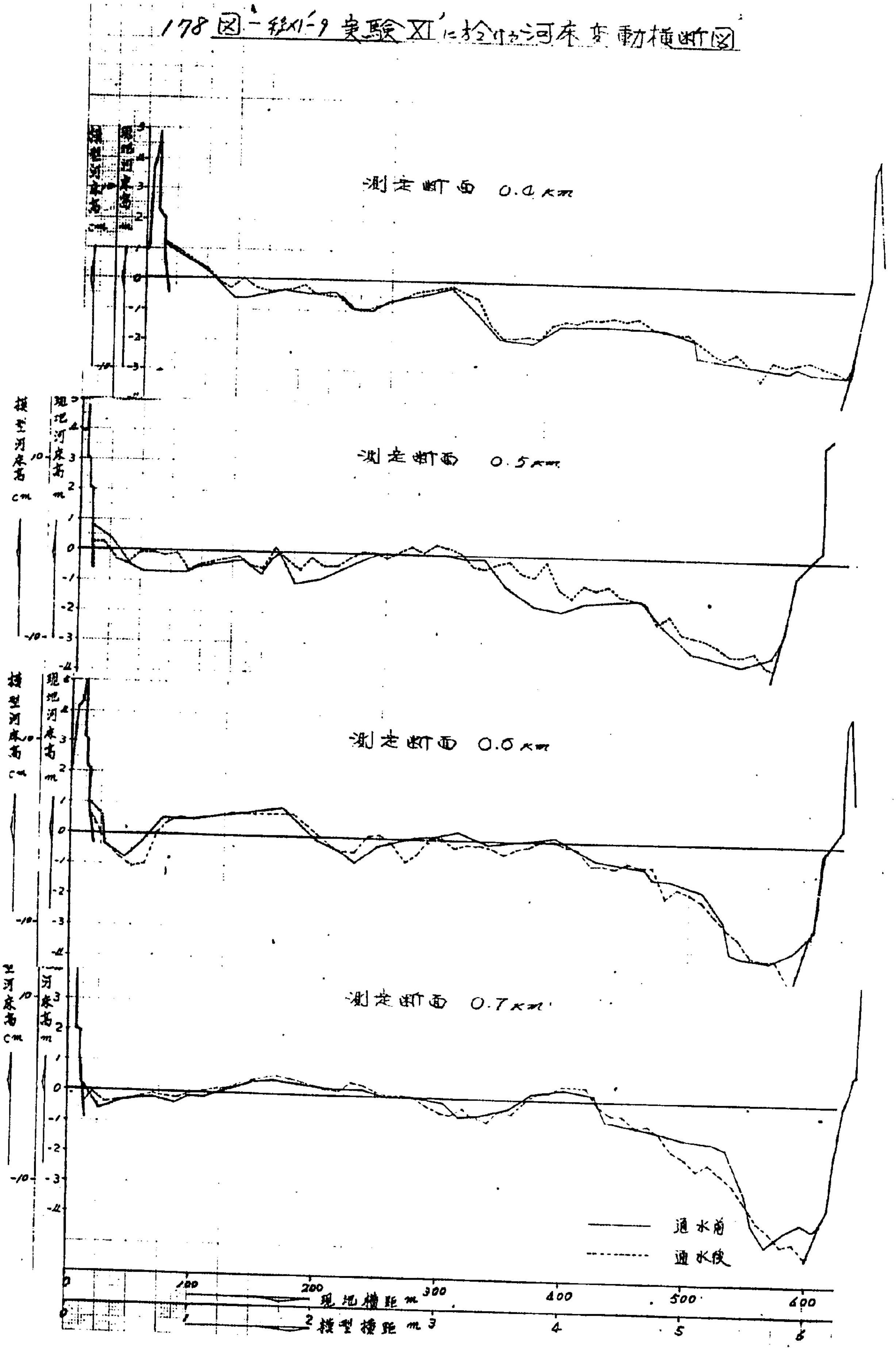
実験XI' つづき



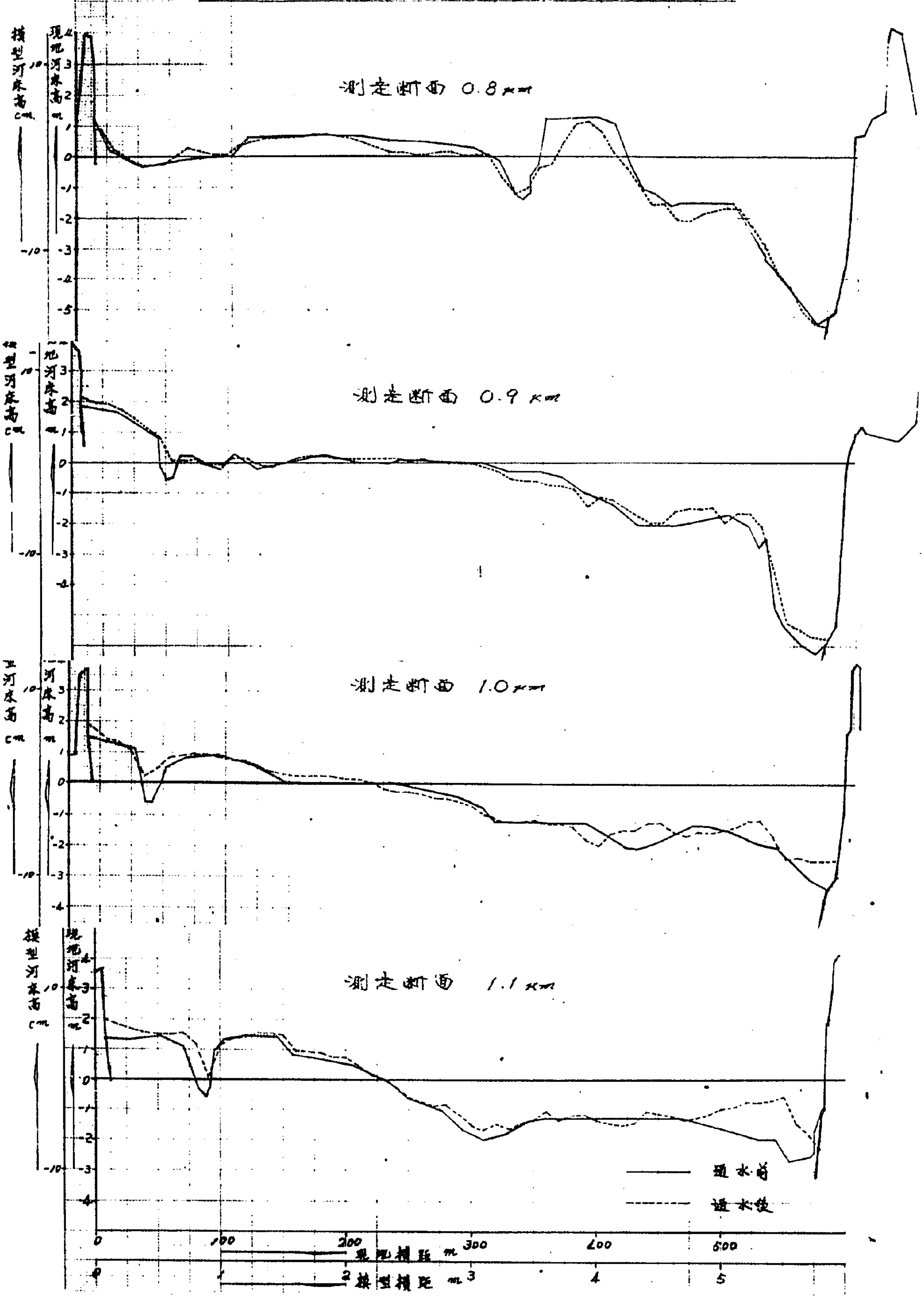
177図－第XI－10 実験XIイに於ける河床変動横断図



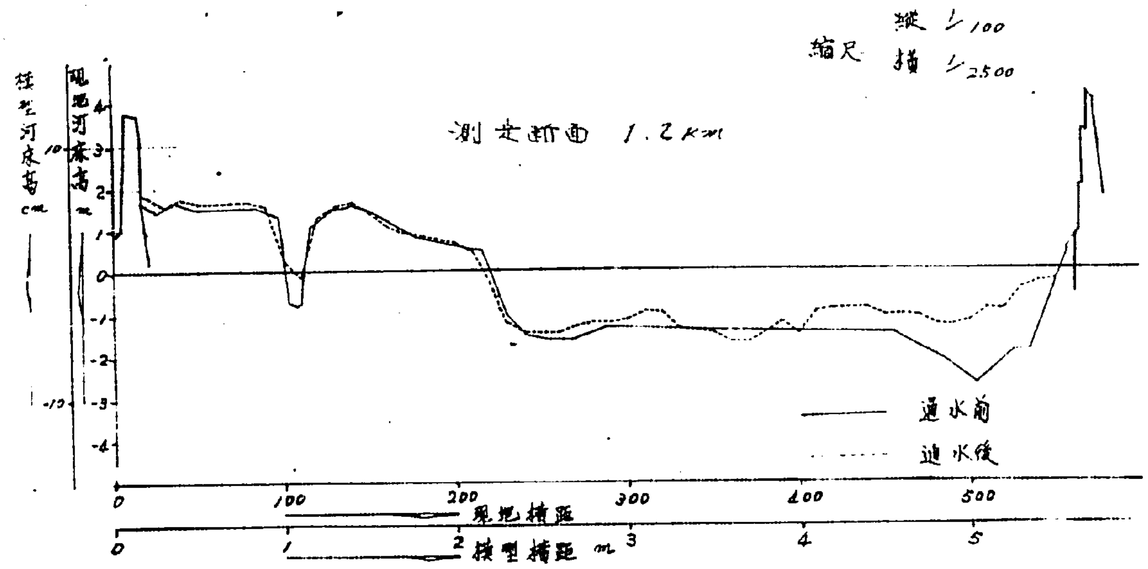
178図－続11－9 実験XI'に於ける河床変動横断図



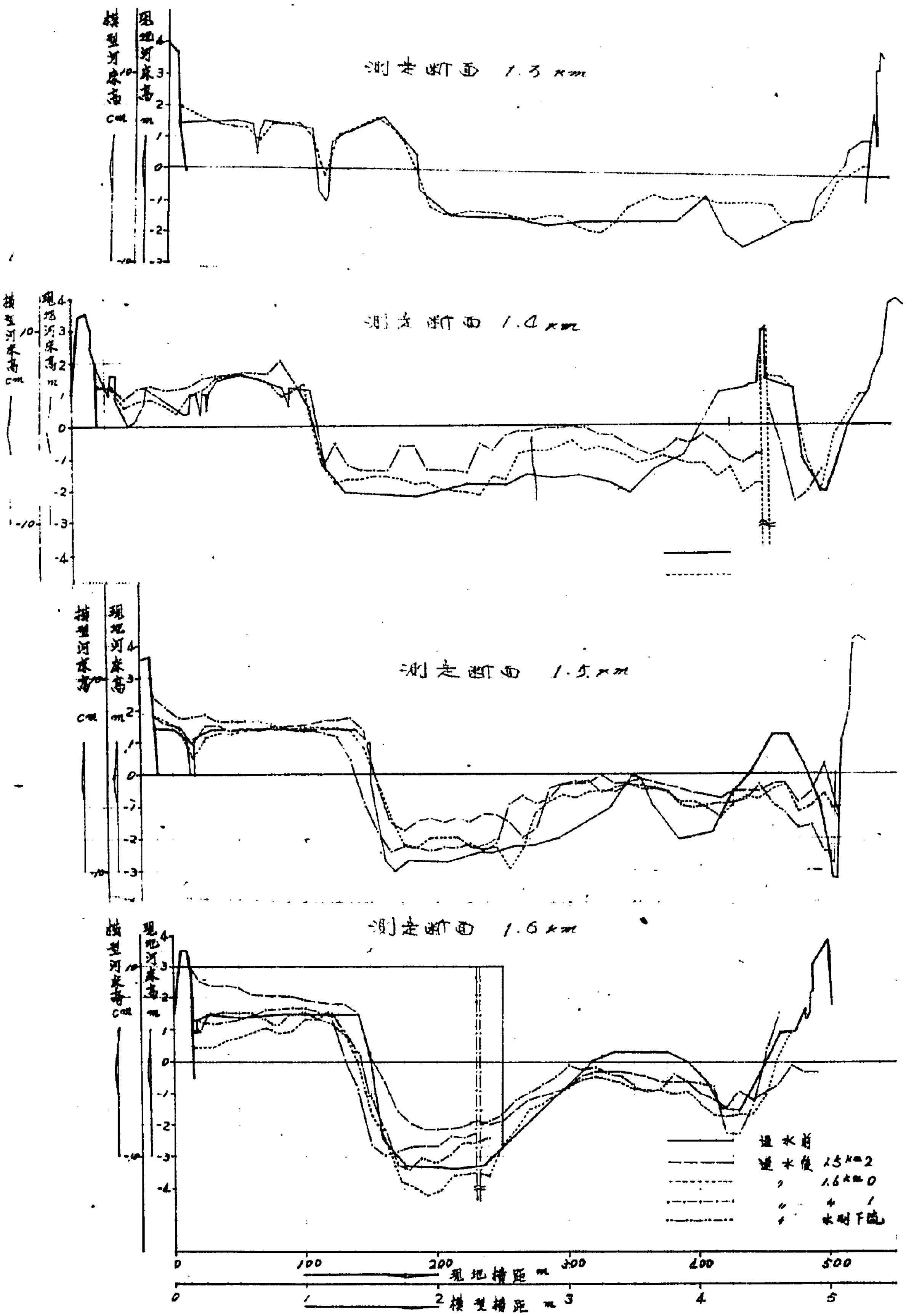
179図－移XI-8 実験XI′に於ける河床変動横断図



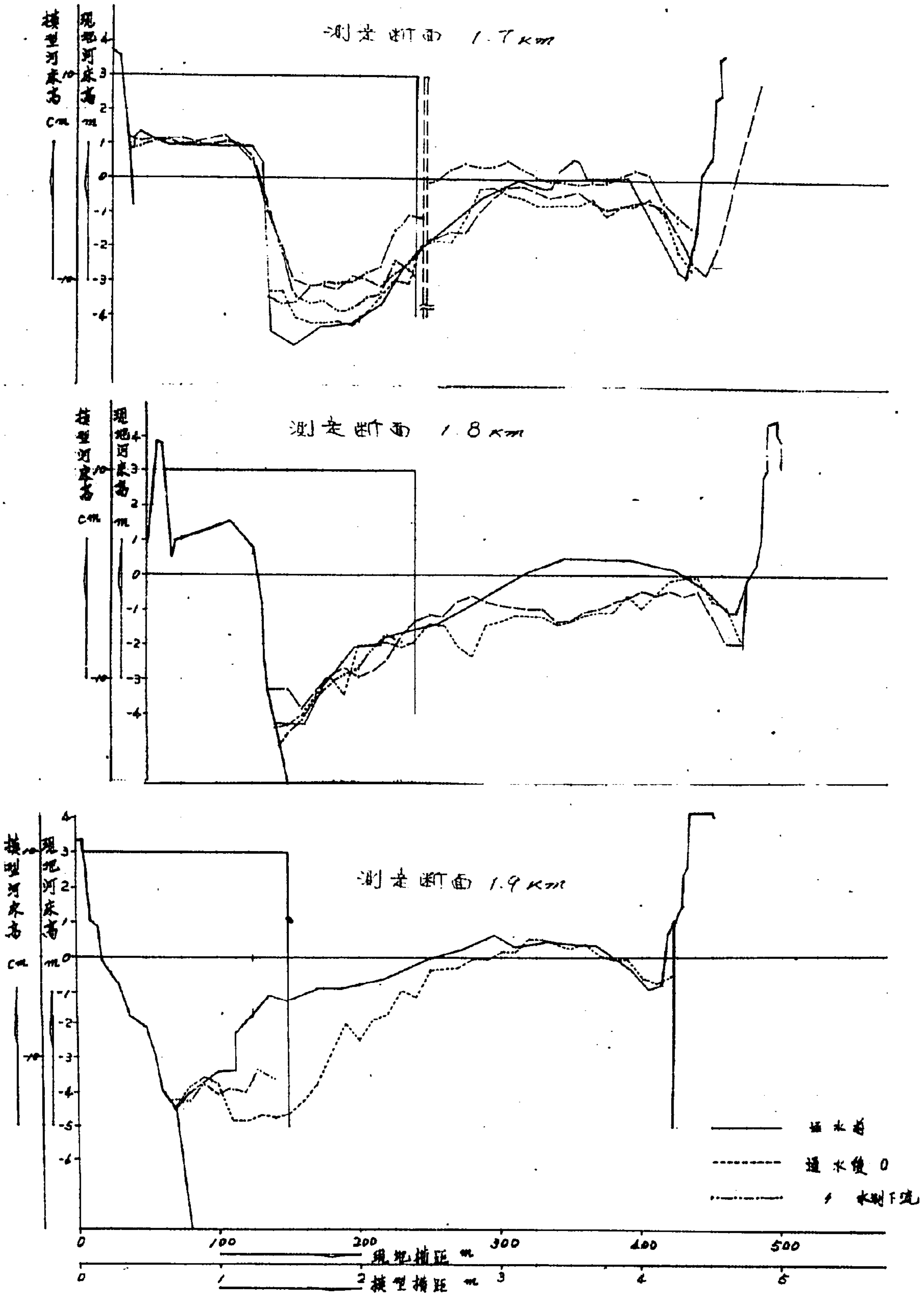
180 図ー 科X1-7 実験XI′に於ける河床変動横断図



181 図ー移XI'6 実験XI'に於ける河本変動横断図



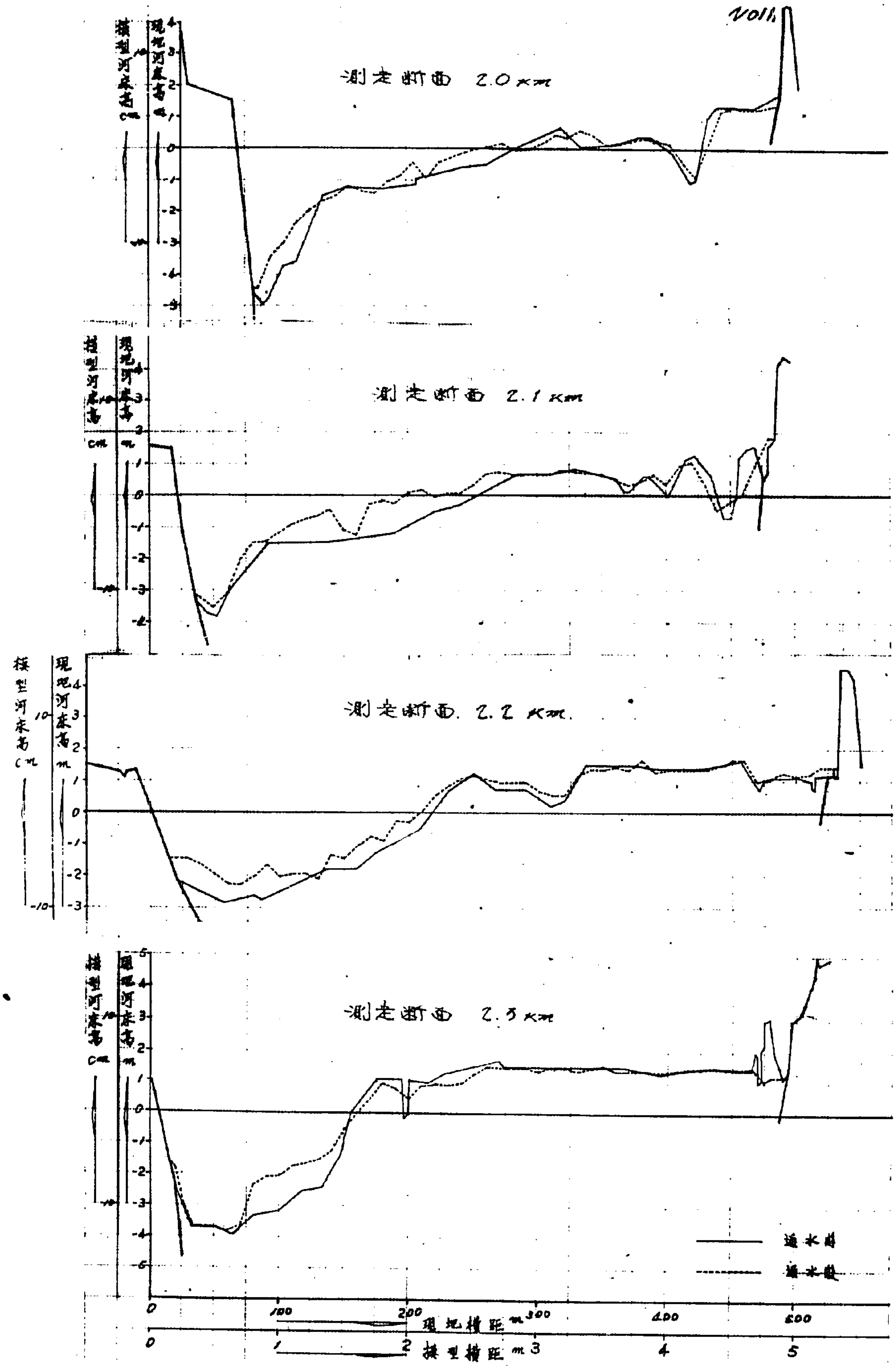
182 図－移×1/4 実験XI'に於ける河床変動横断図



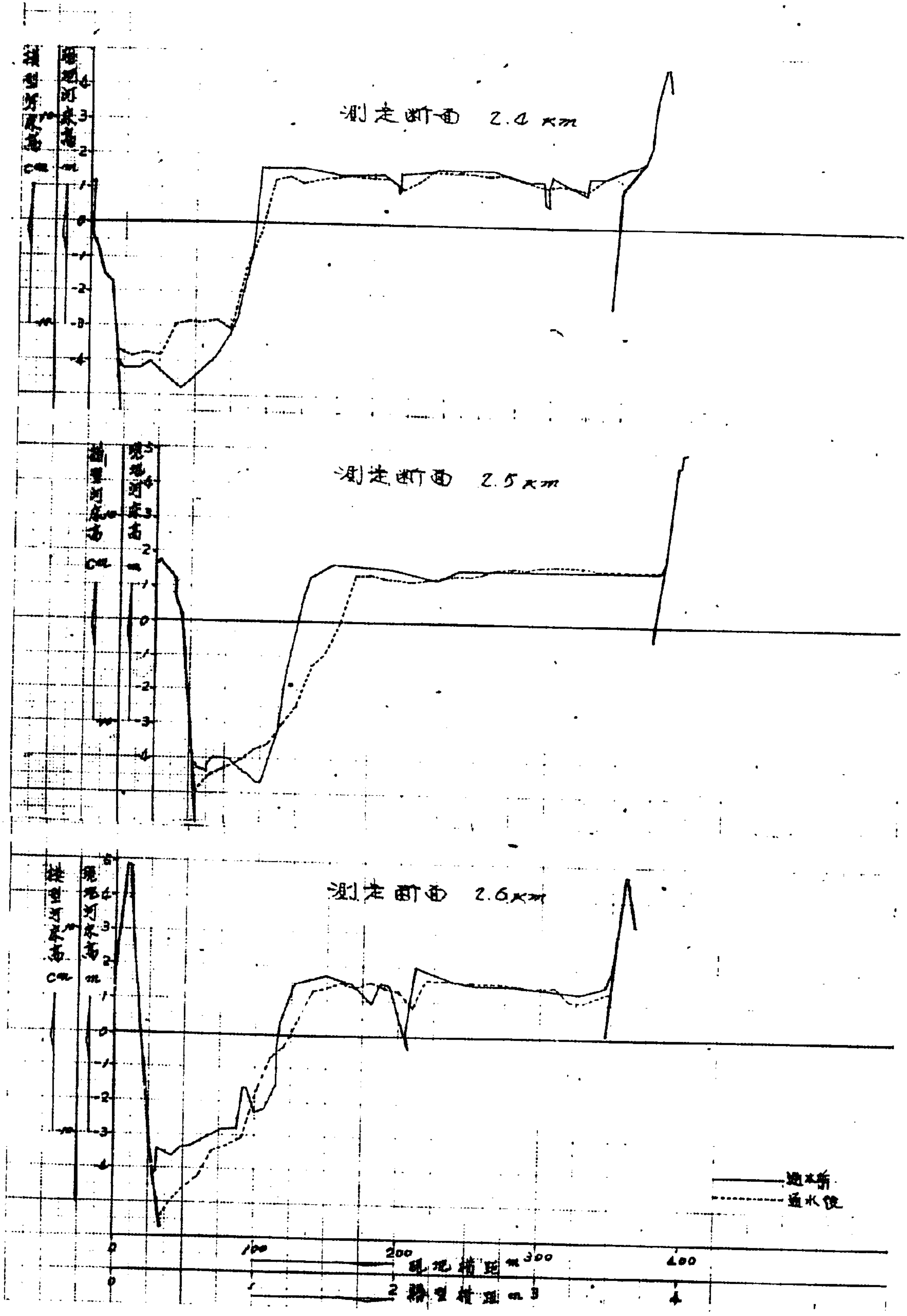
E81

183 図-付XI-4 実験XI'に於ける河床変動横断図

Vol11

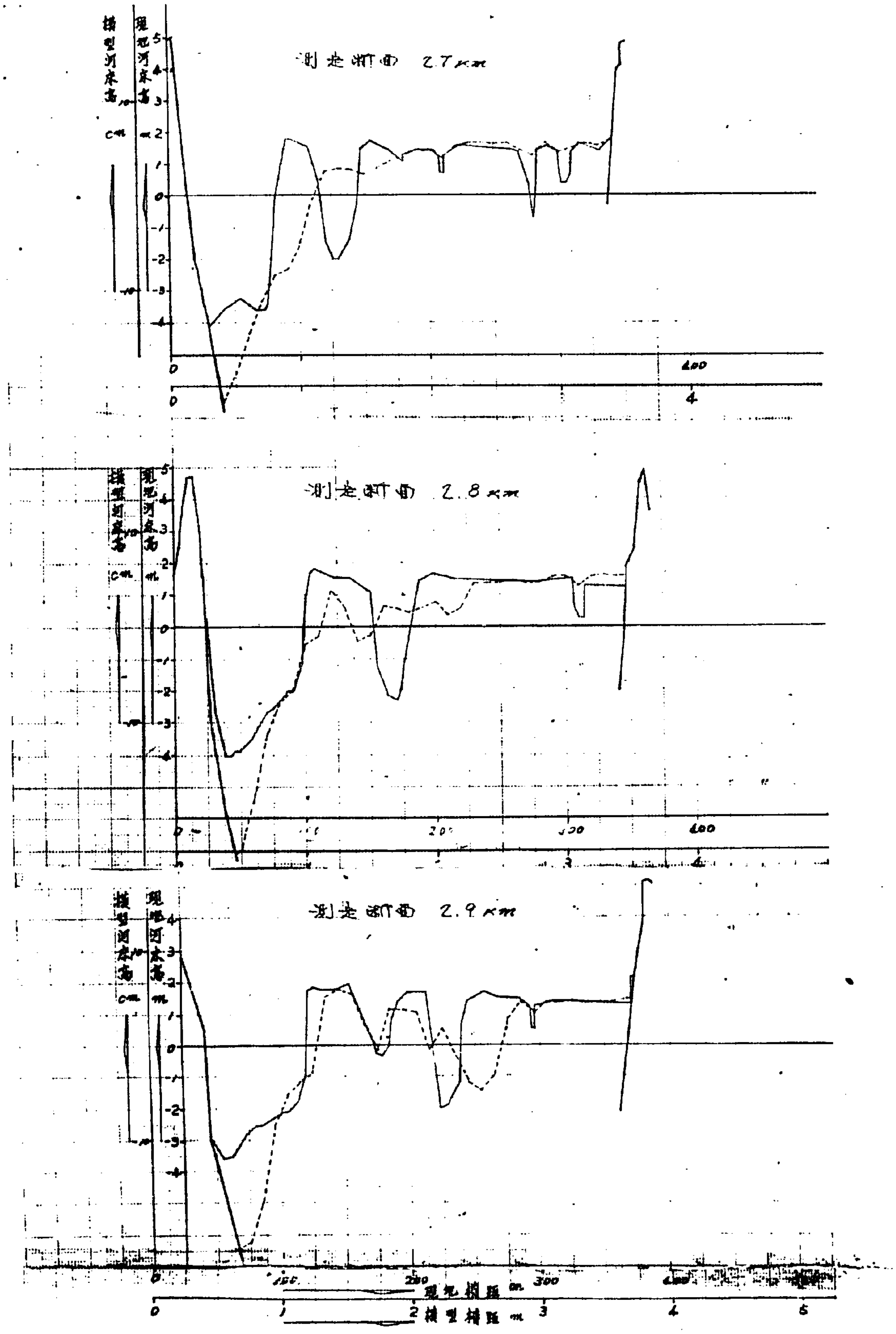


184図－総XI'-3'実験XI'に於ける河床変動横断図

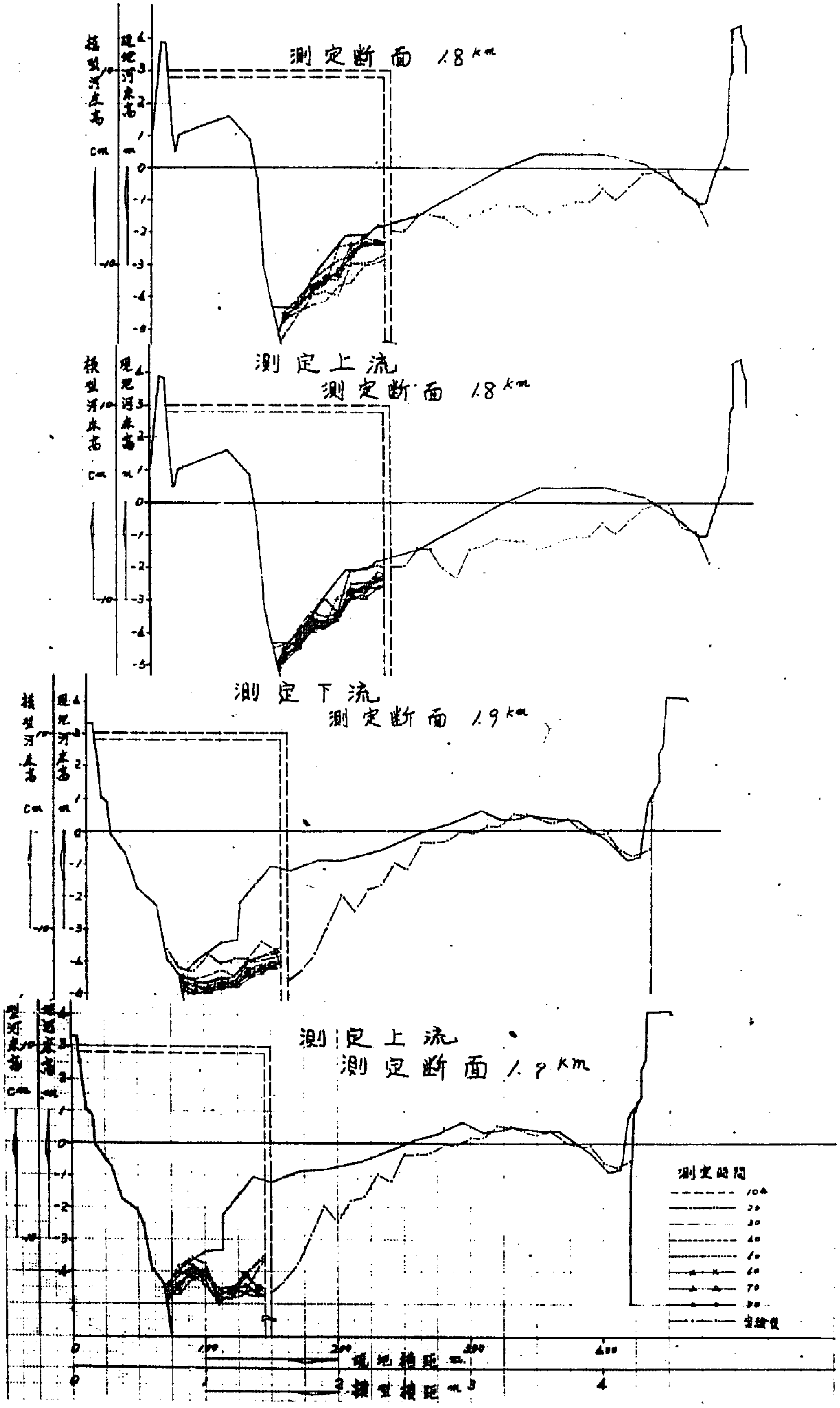


581

18図ー移ﾒﾄ-3 実験XI'に於ける河床変動横断図



186 図-付XI'-11 実験XI' に於ける通水中河床変動横断図



測定下流
測定断面 1.8km

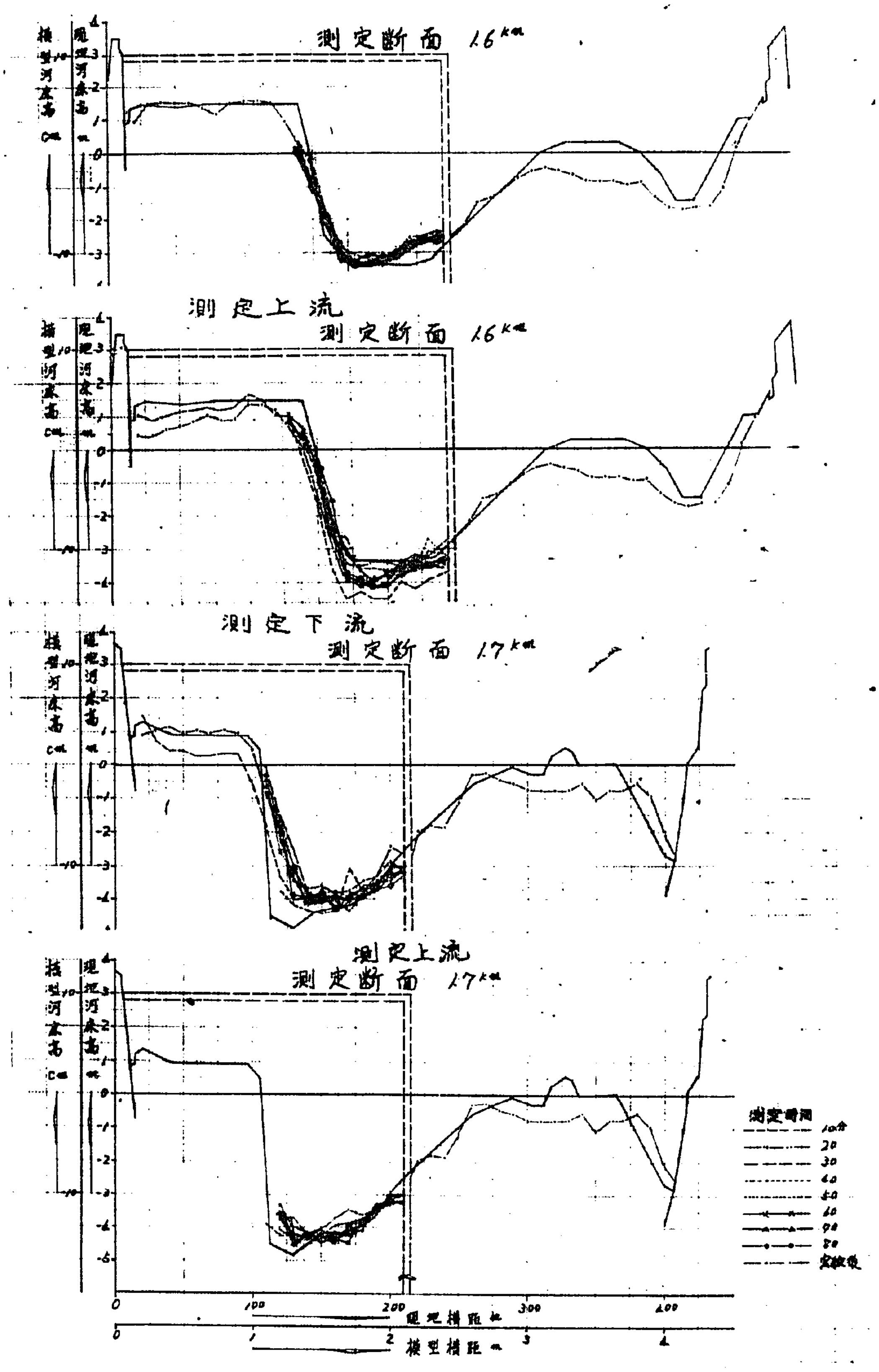
測定上流
測定断面 1.8km

測定下流
測定断面 1.9km

測定上流
測定断面 1.9km

187 図－第XI-12 実験XIに於ける通水中河床変動横断図

測定下流



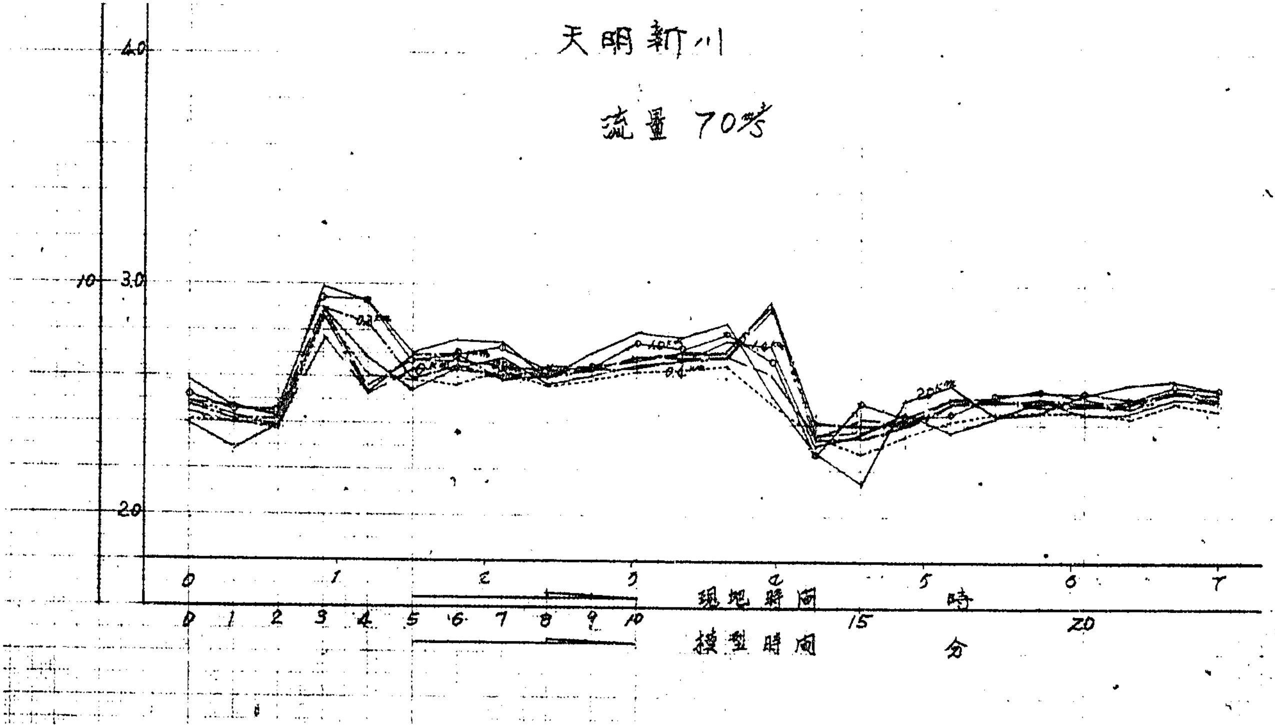
測定断面 1.6km

測定上流 測定断面 1.6km

測定下流 測定断面 1.7km

測定上流 測定断面 1.7km

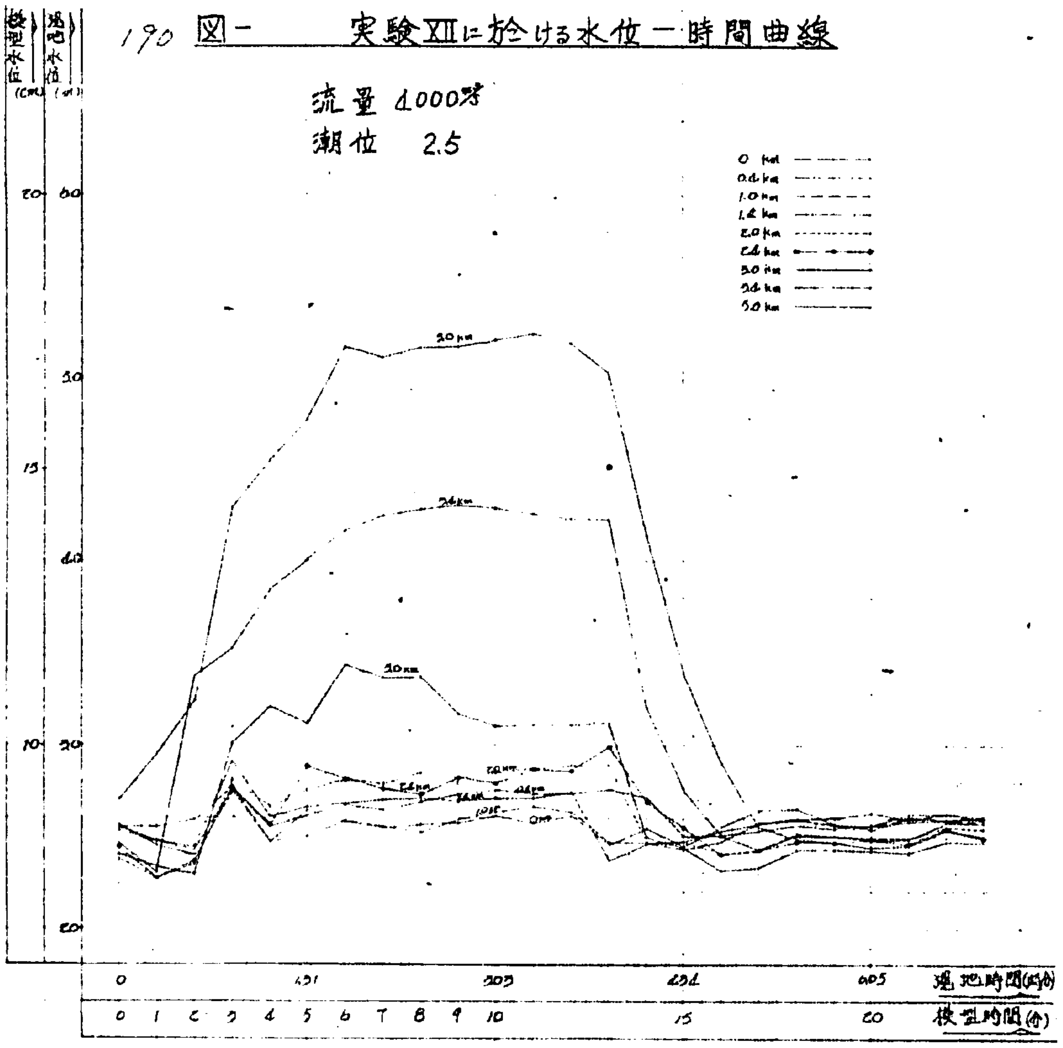
189 図— 実験XIIに於ける水位—時間曲線



061

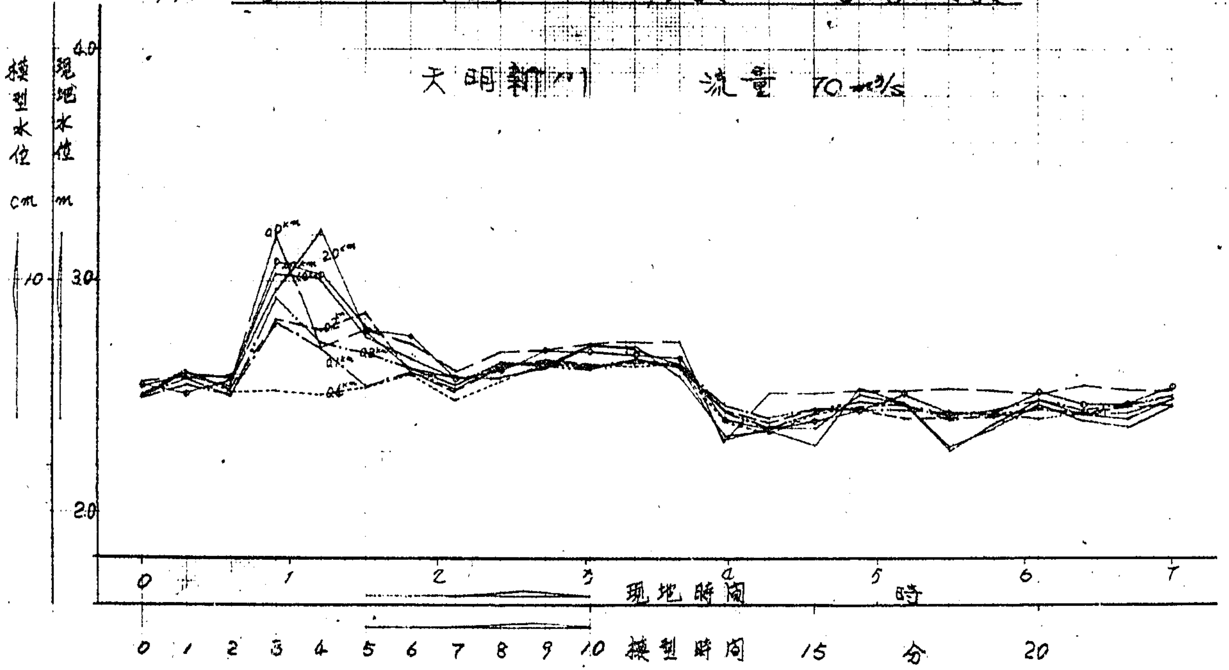
190 図ー　実験XIIに於ける水位ー時間曲線

流量 4000㌧
潮位　2.5



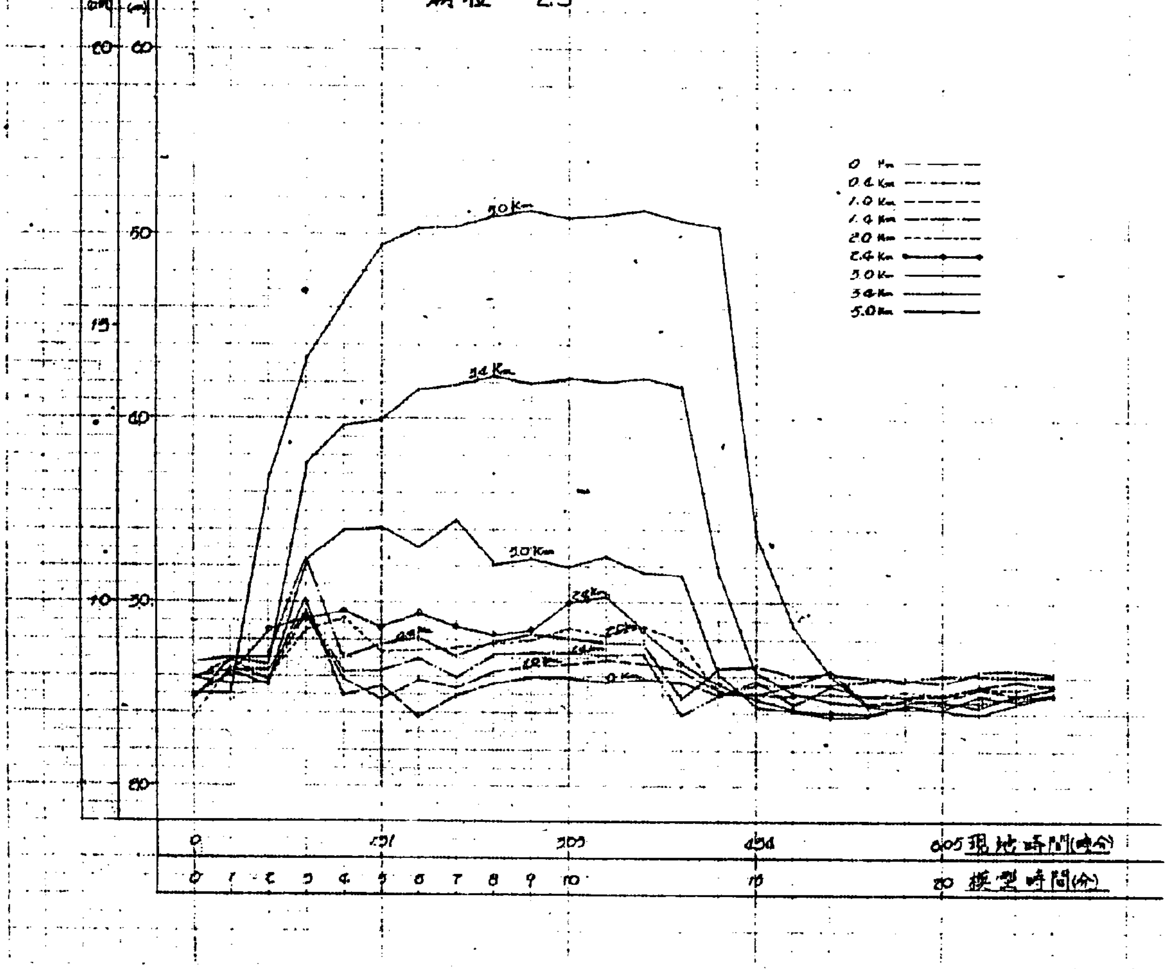
191 図 実験XIIIにおける水位一時間曲線

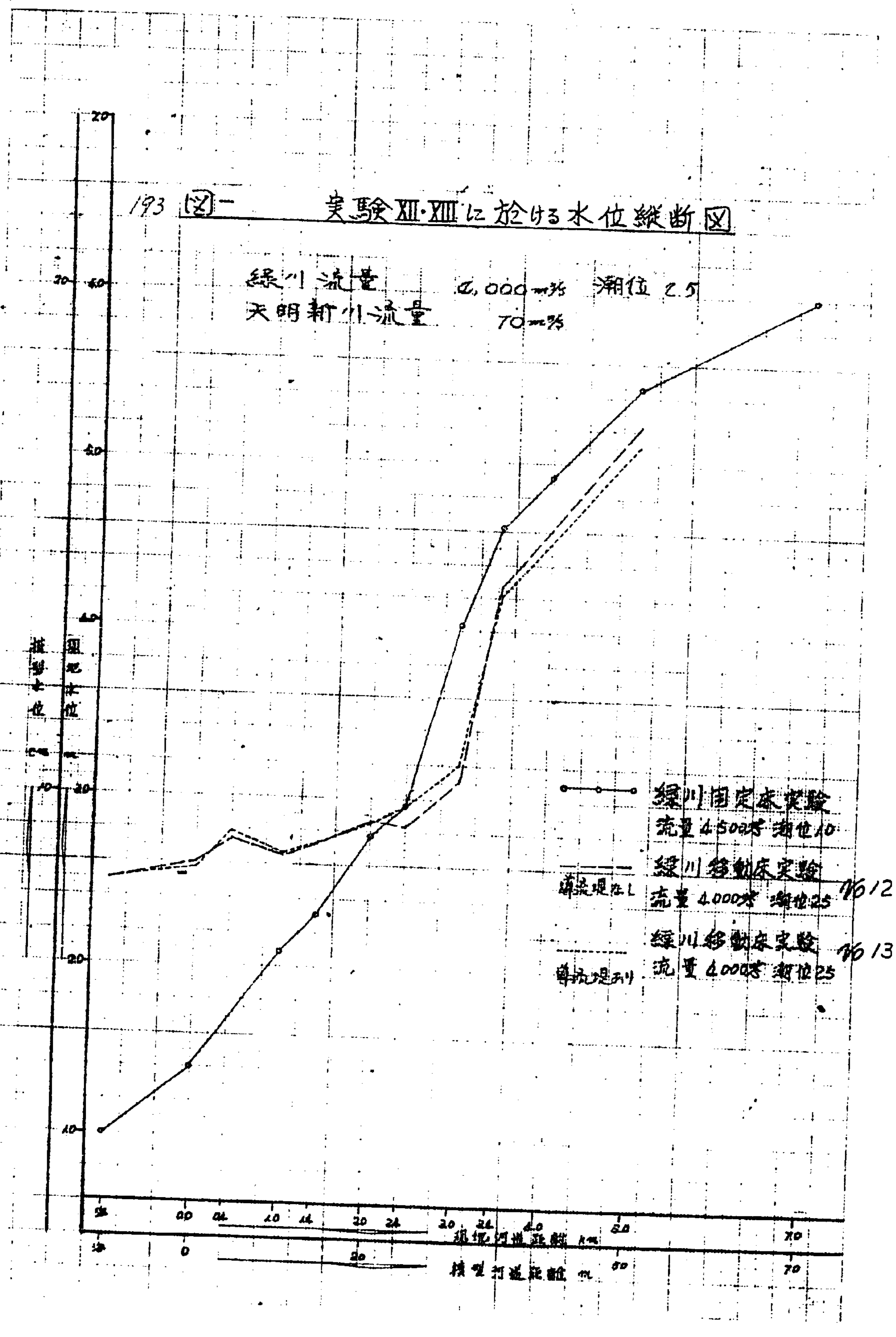
天明新川　　流量 70 m³/s



192 図ー　実験XIIIに於ける水位ー時間曲線

流量 4000 m³/s
潮位　2.5





193 図ー 実験XII・XIII に於ける水位縦断図

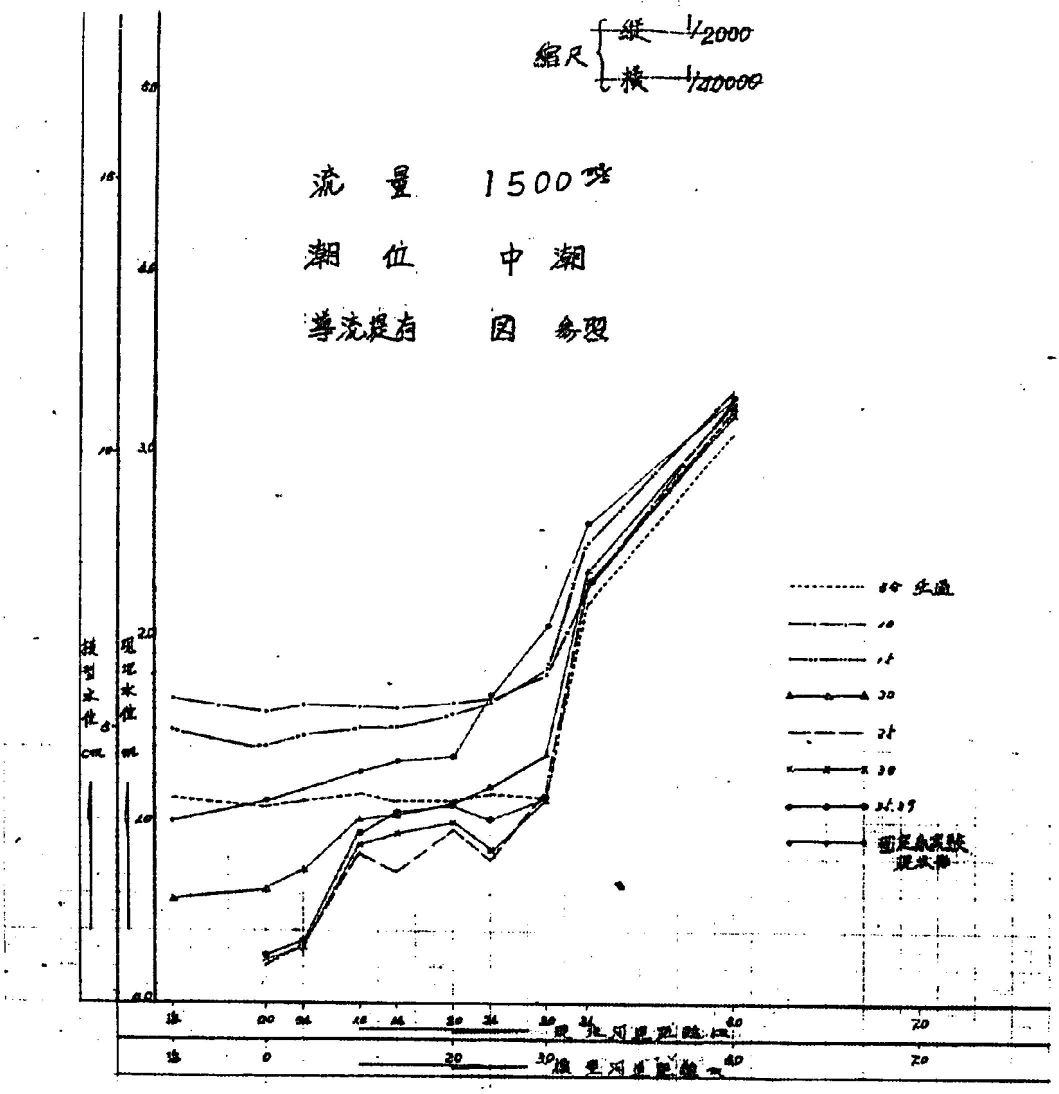
緑川流量　2,000m³/s　潮位 2.5
天明新川流量　70m³/s

D61

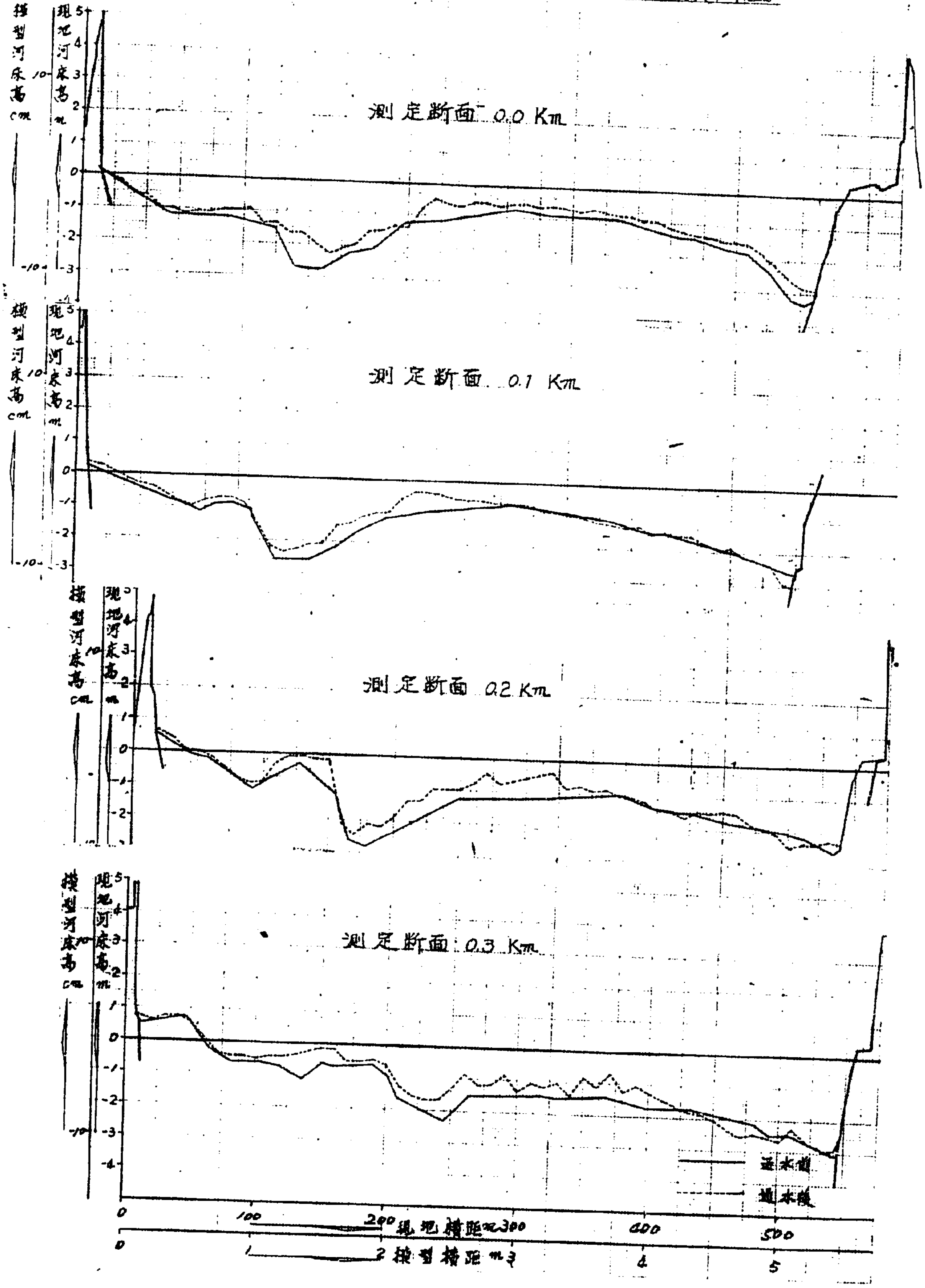
6

194 図ー　実験XIVに於ける水位縦断図

(石炭粉河床)

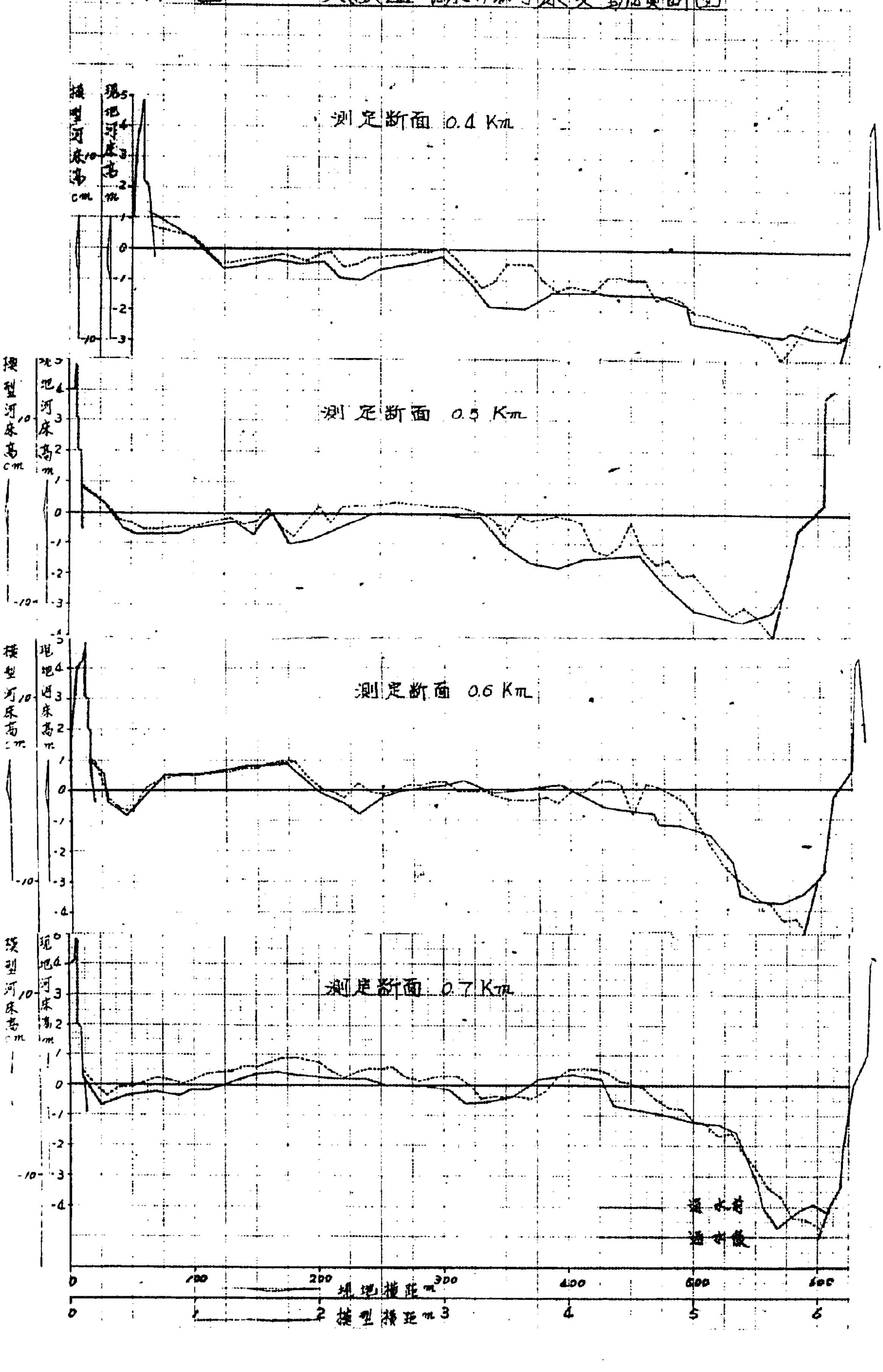


175 図— 実験XIV に於ける河床変動横断図

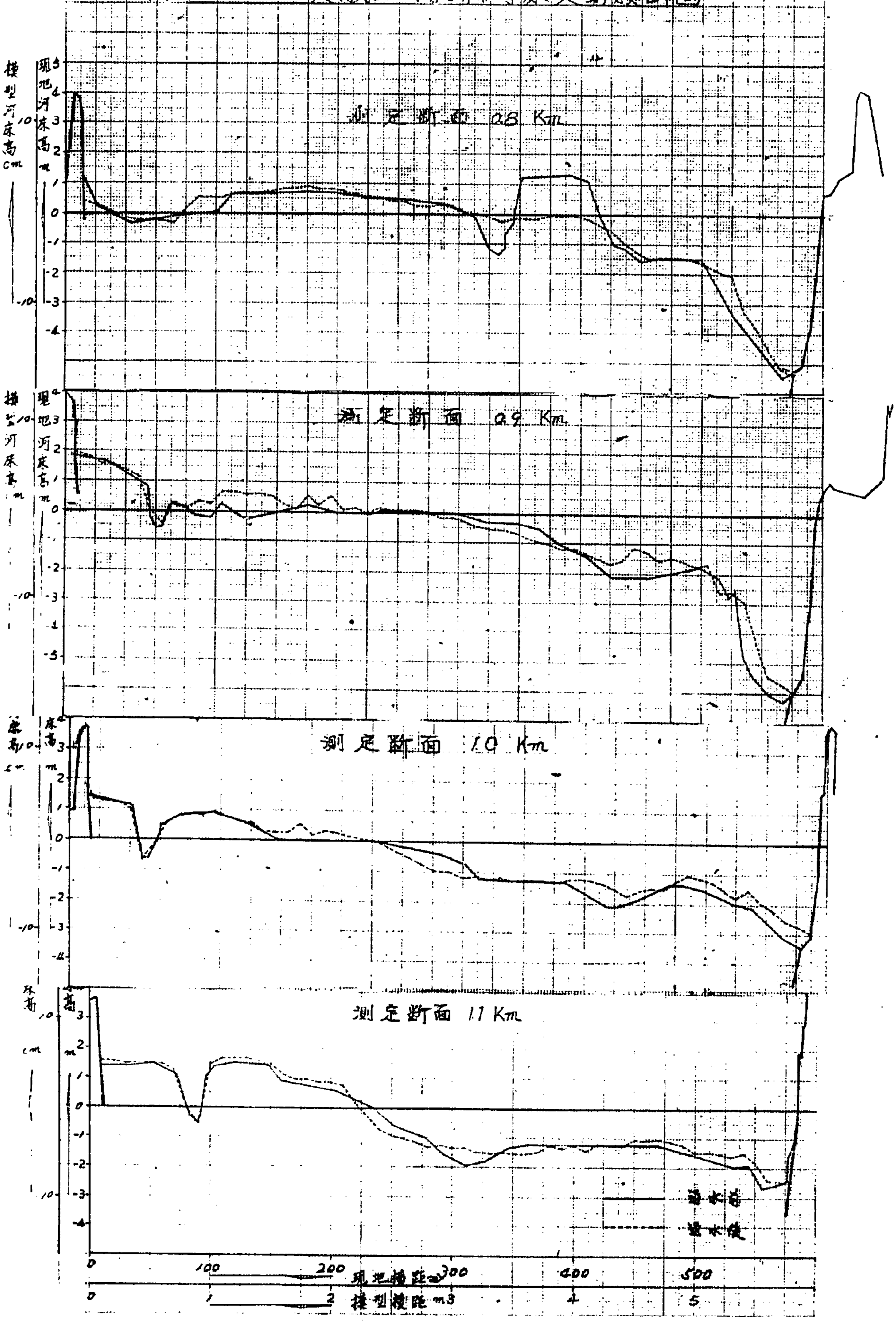


96

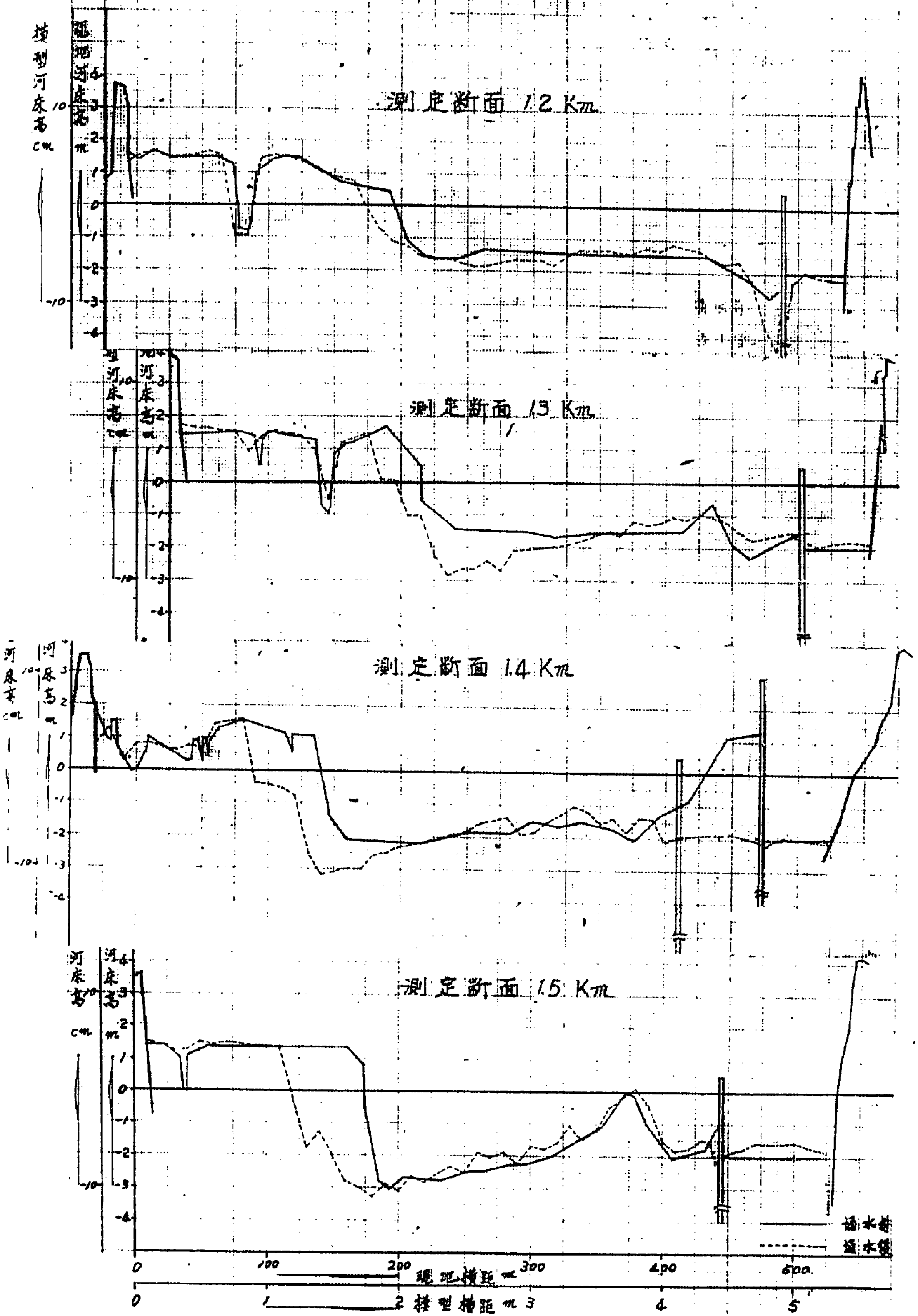
196図 — 実験XIV に於ける河床変動横断図



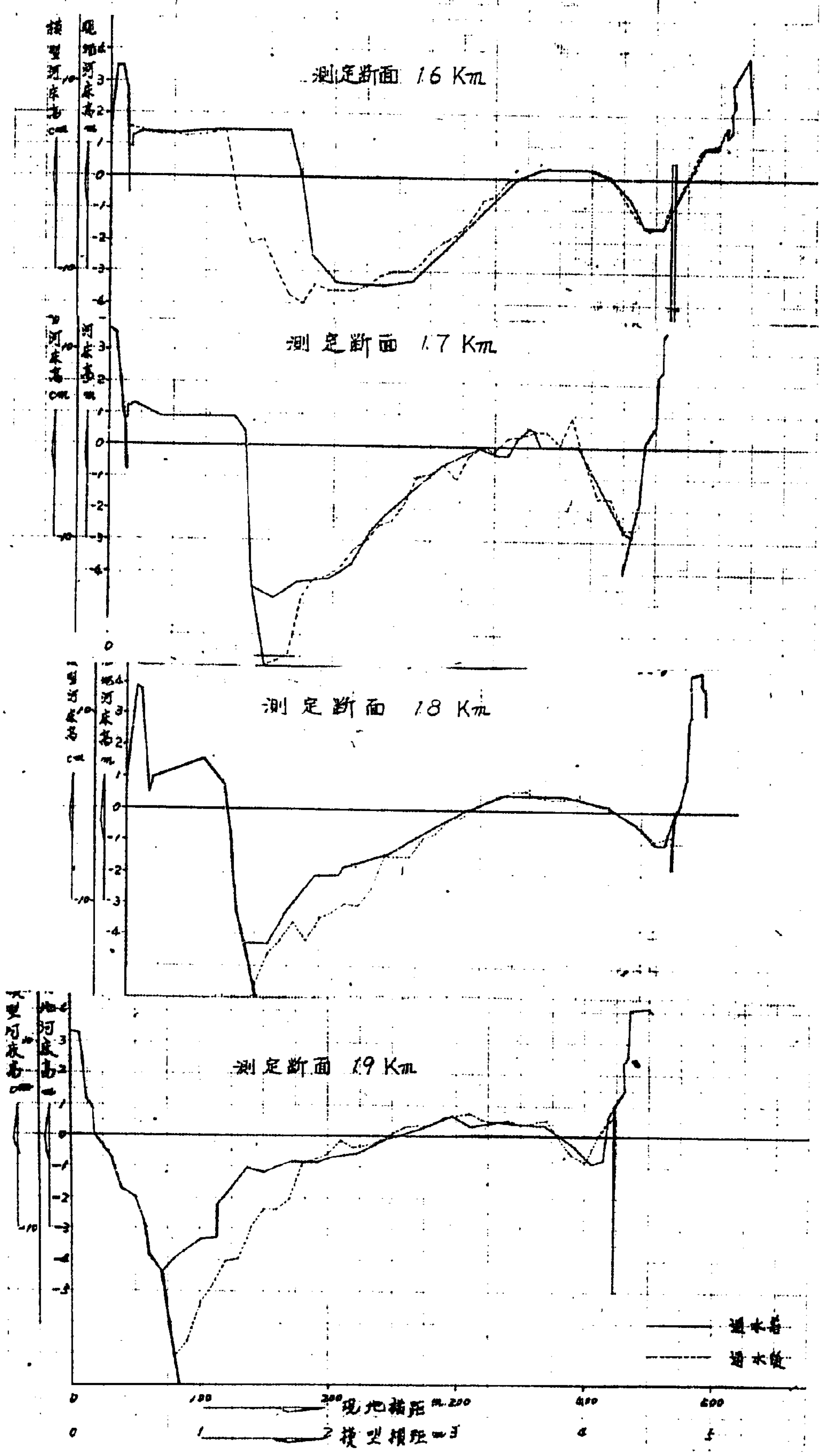
127図 — 実験XIV に於ける河床変動横断図



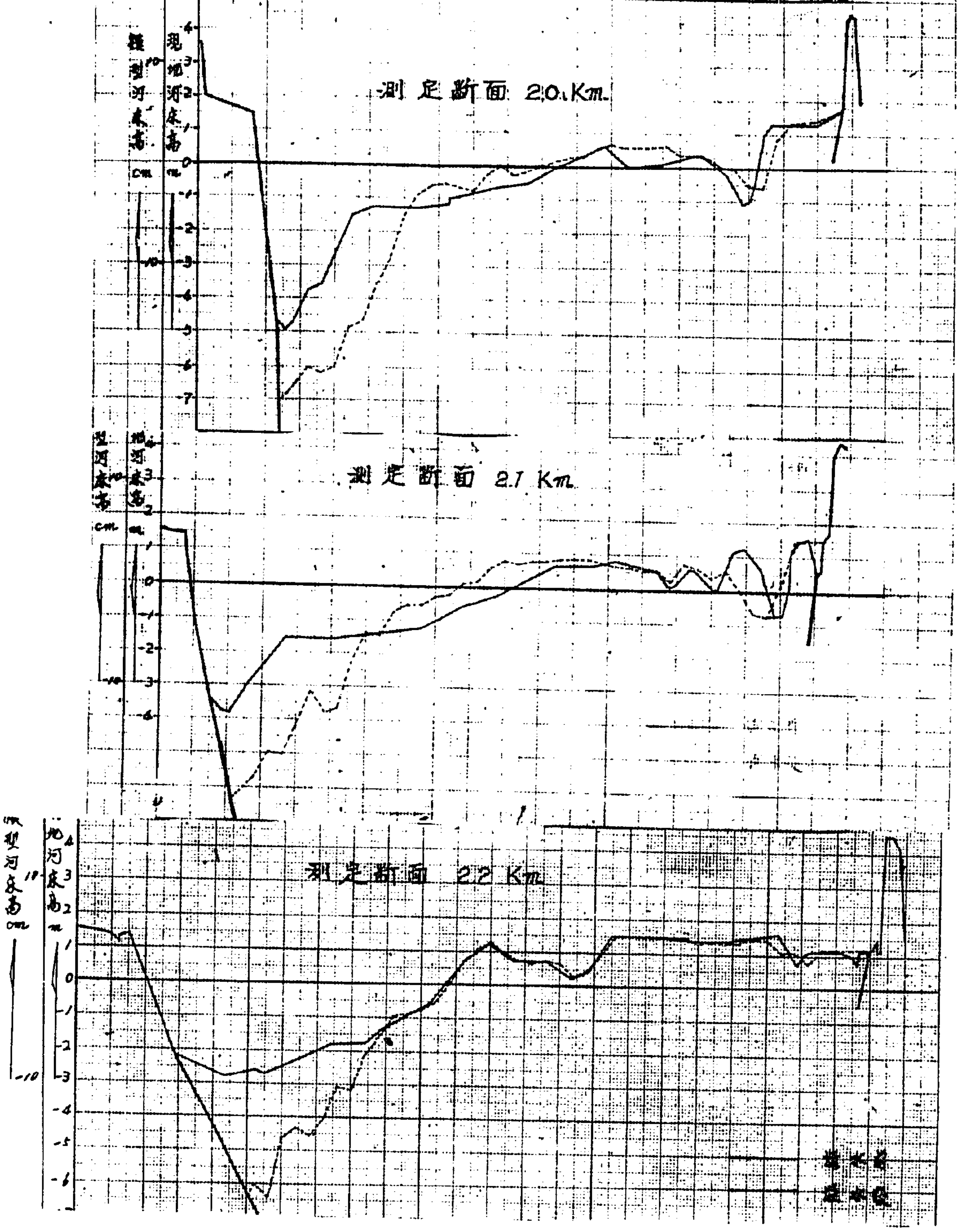
198図ー 実験XIV に於ける河床変動横断図



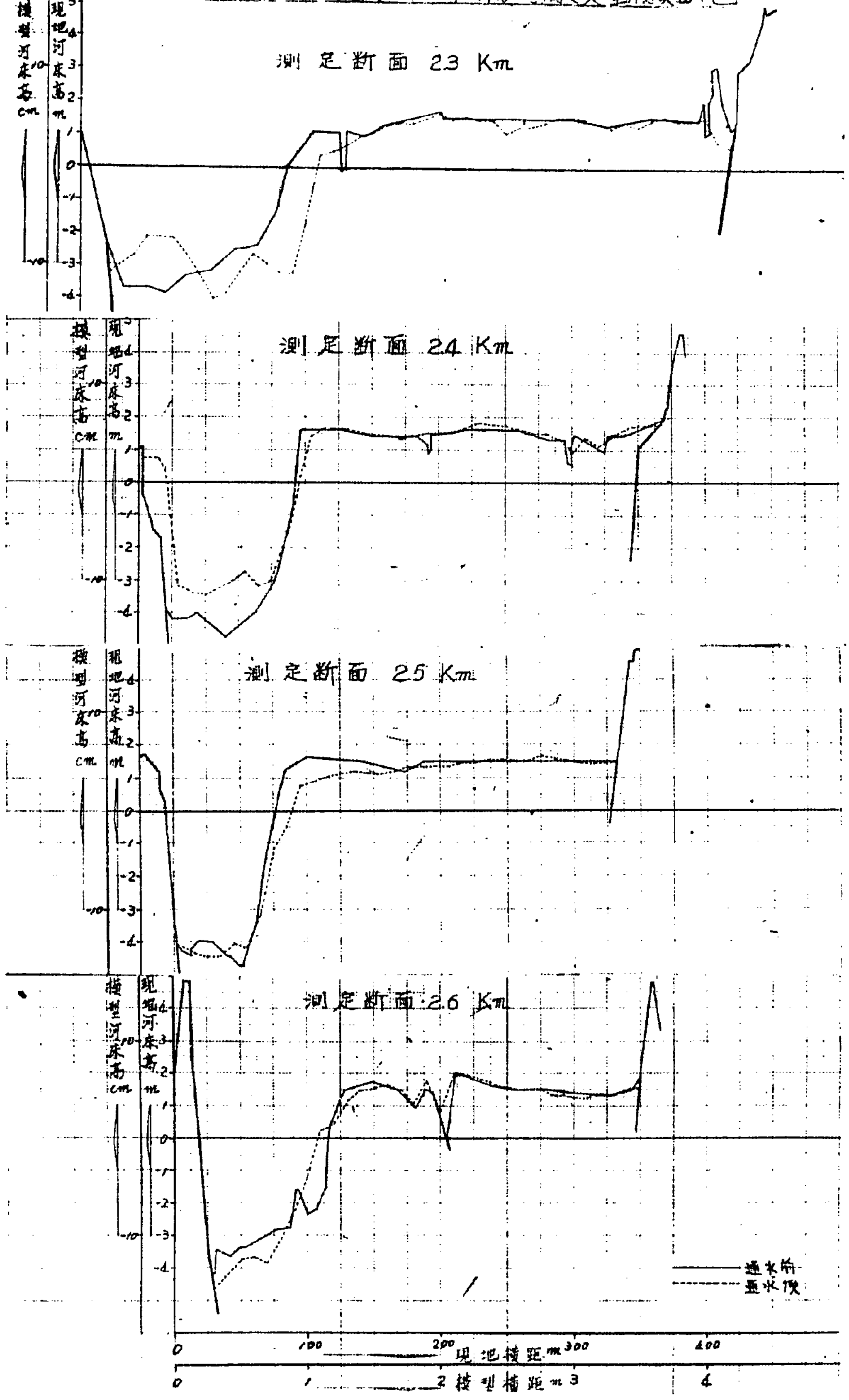
199 図ー　実験XIV に於ける河床変動横断図



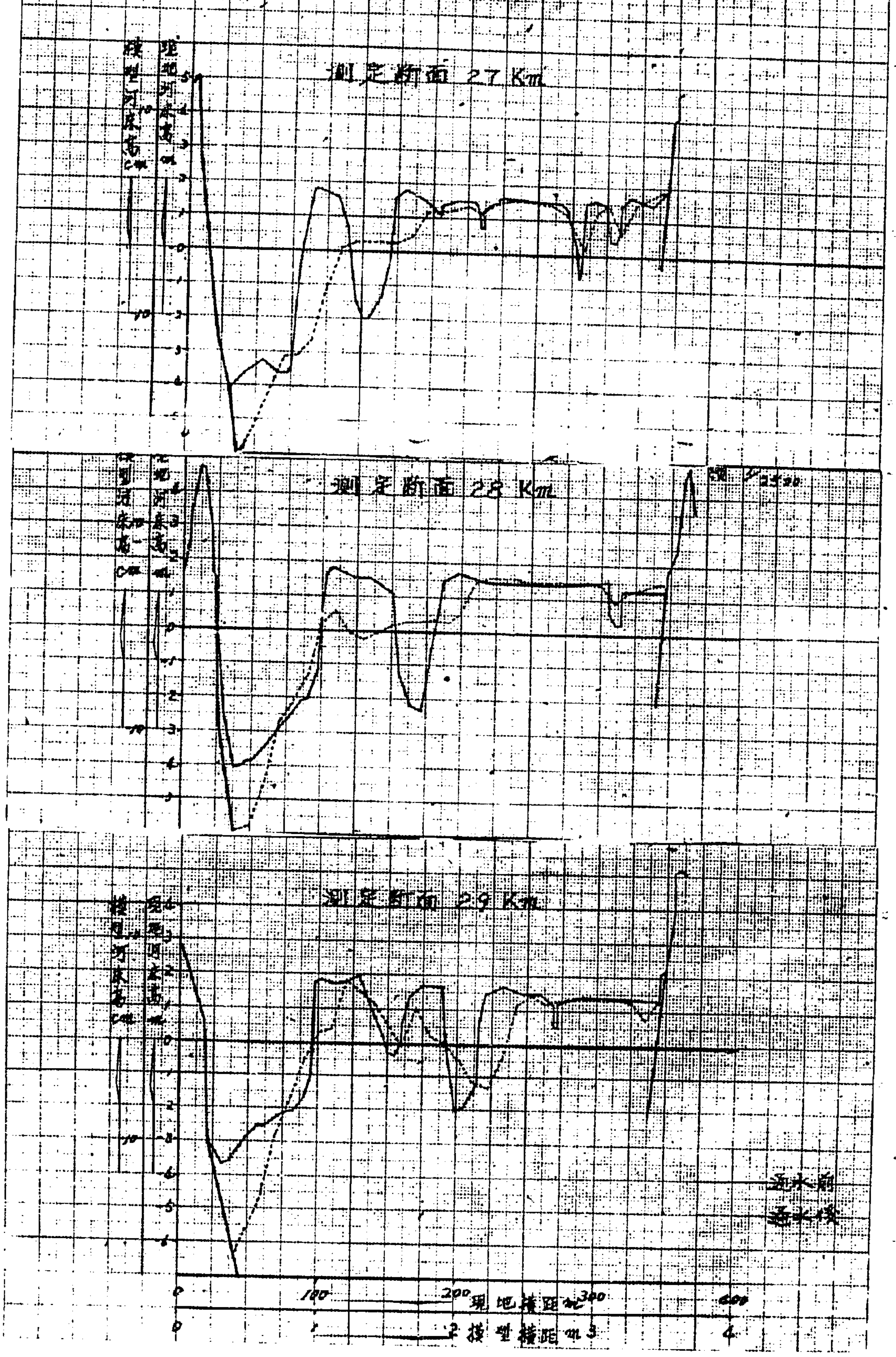
200 図 — 実験XIV に於ける河床変動横断図



201 図 — 実験XIV に於ける河床変動横断図

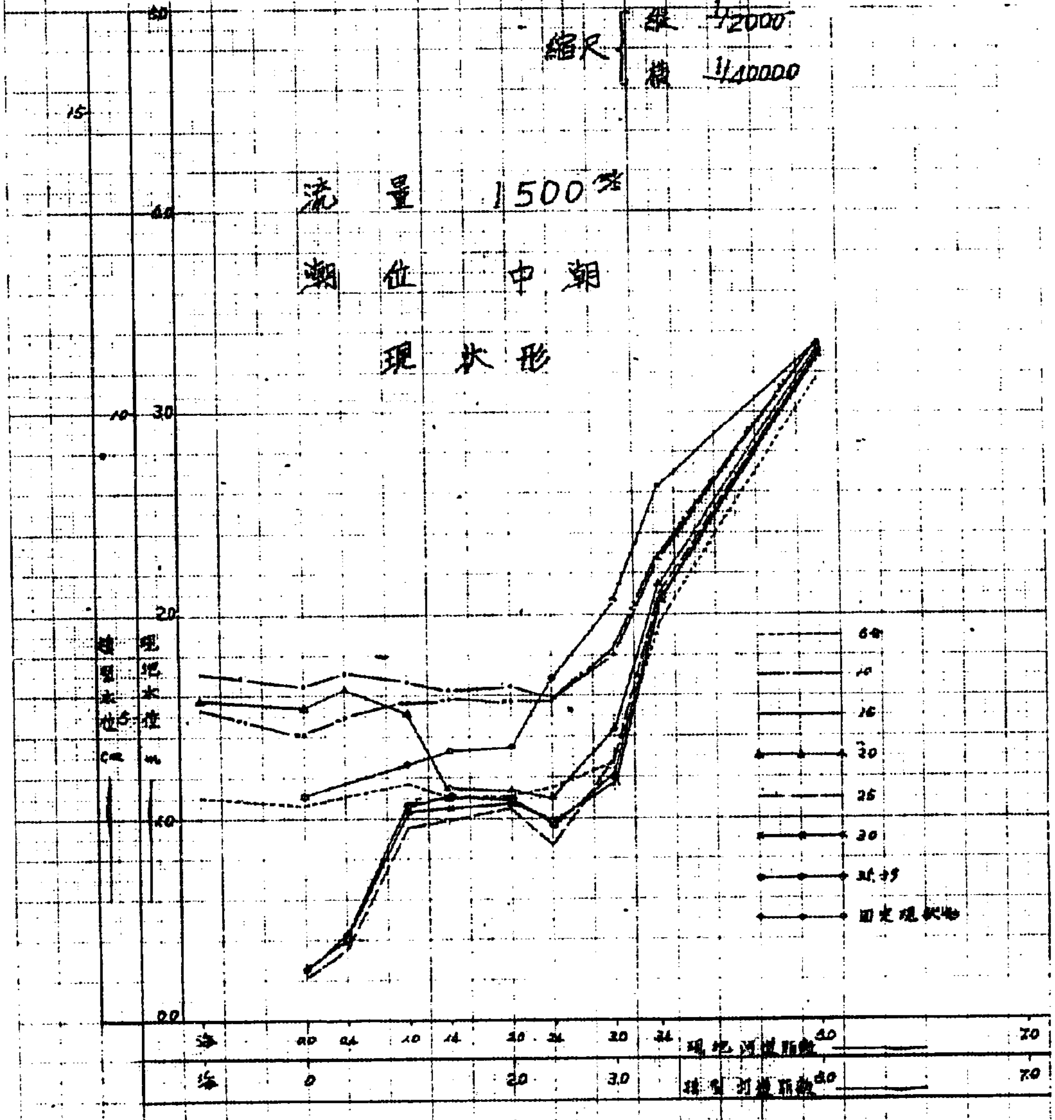


202図ー　実験XIVに於ける河床変動横断図



203 図－　実験XVに於ける水位縦断図

（石炭粉河床）



縮尺 縦 1/2000 横 1/40000

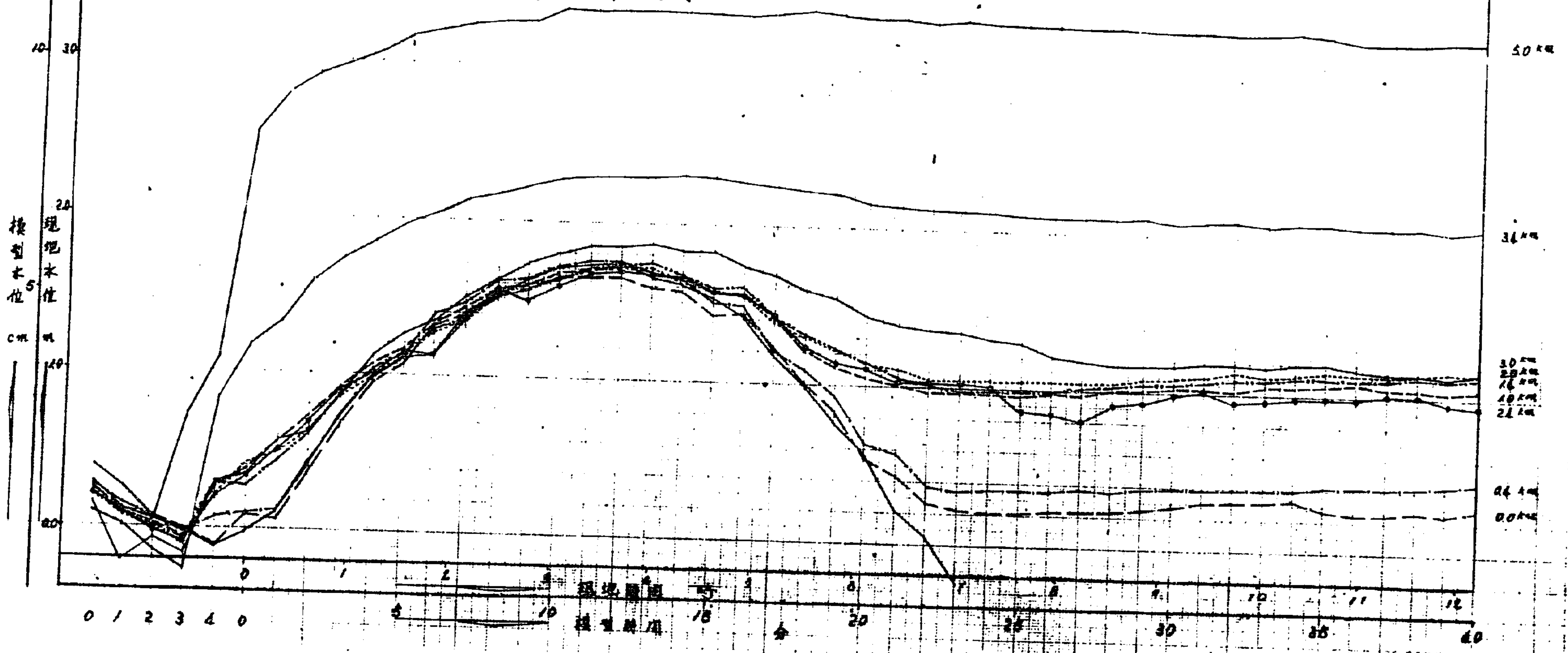
流量　1500㎥

潮位　中潮

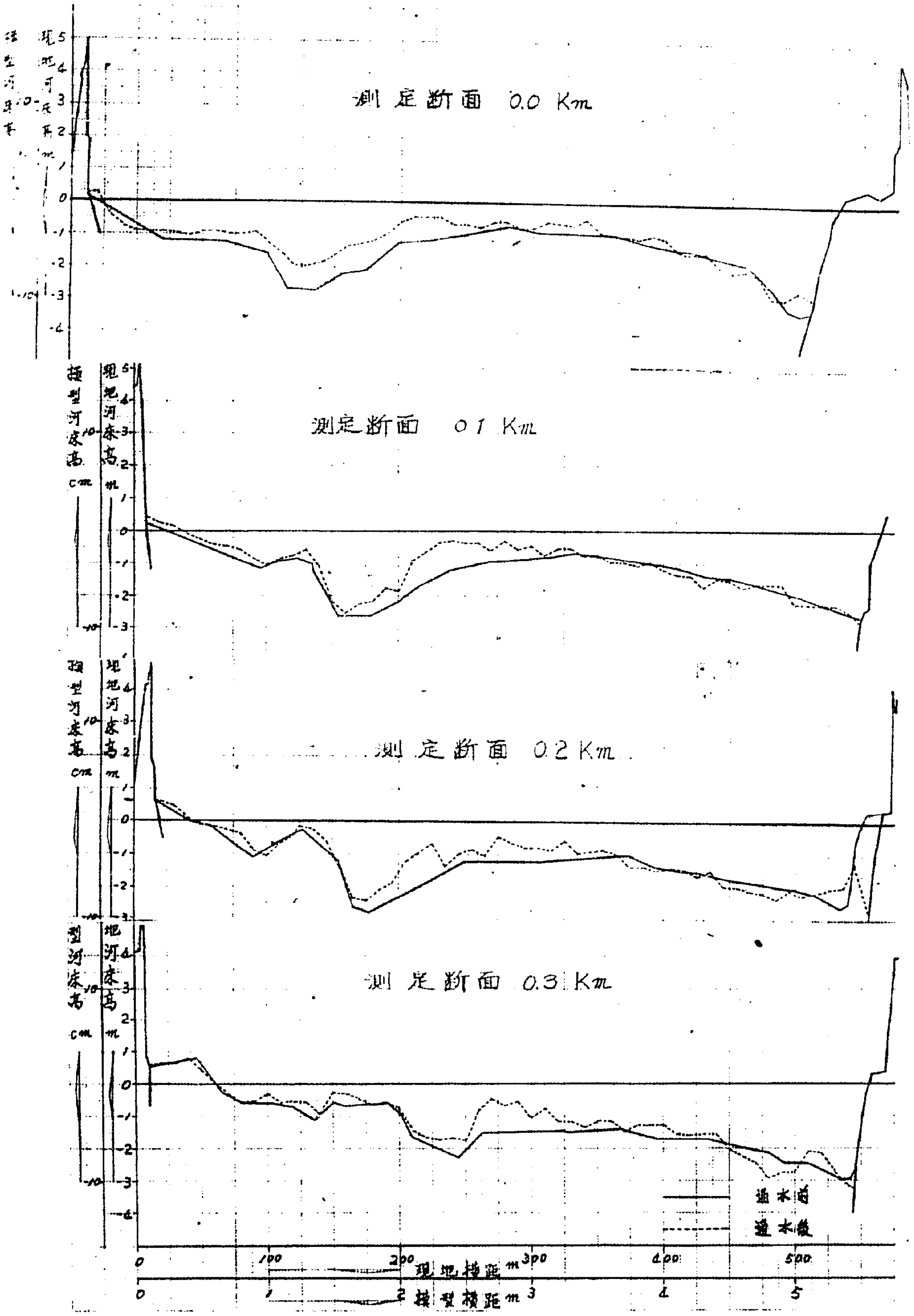
現状形

264 図－　実験XIV に於ける水位－時間曲線(石炭粉河床)

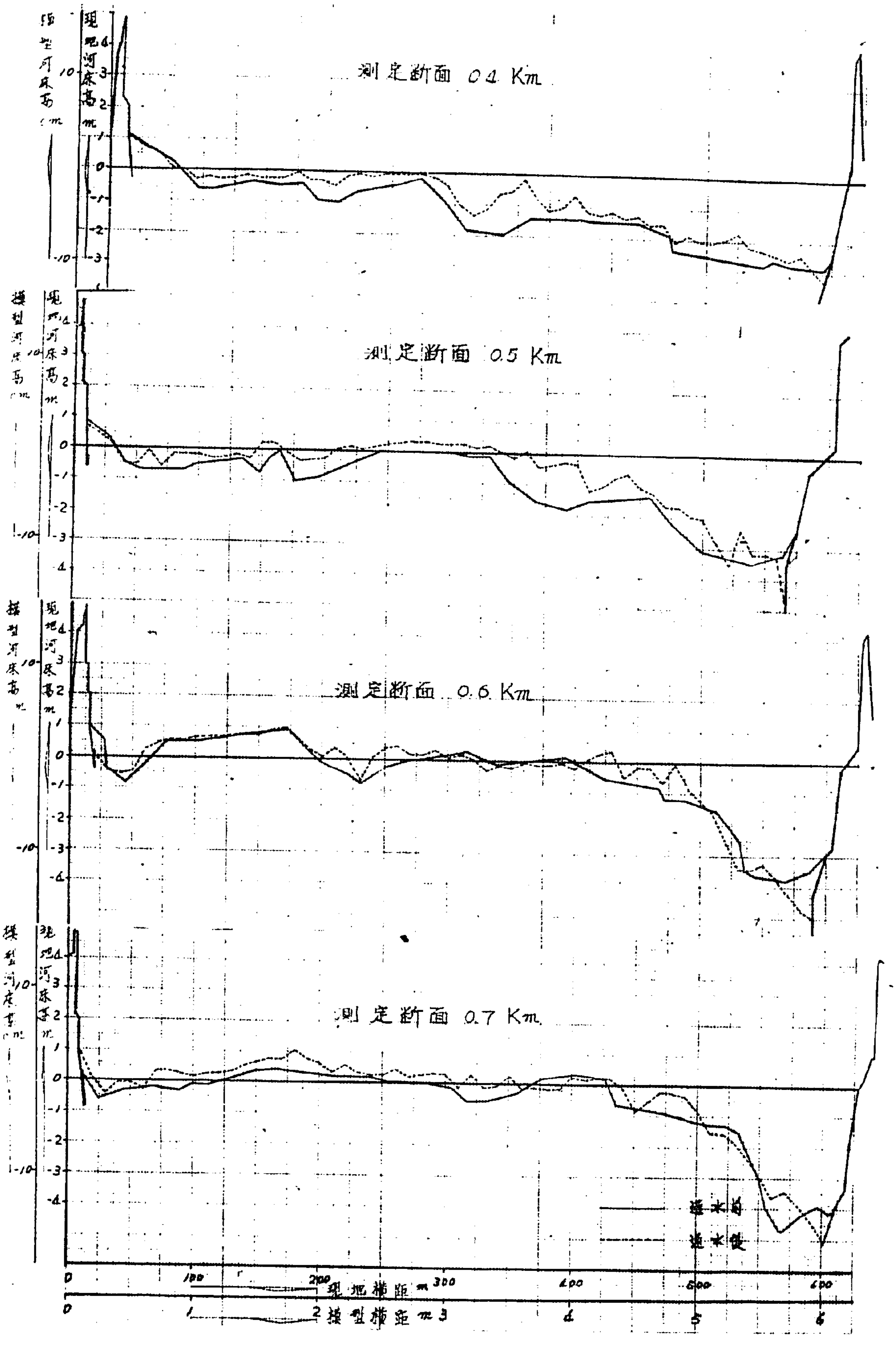
流量 1500㎥/s　現状形
潮位 中潮



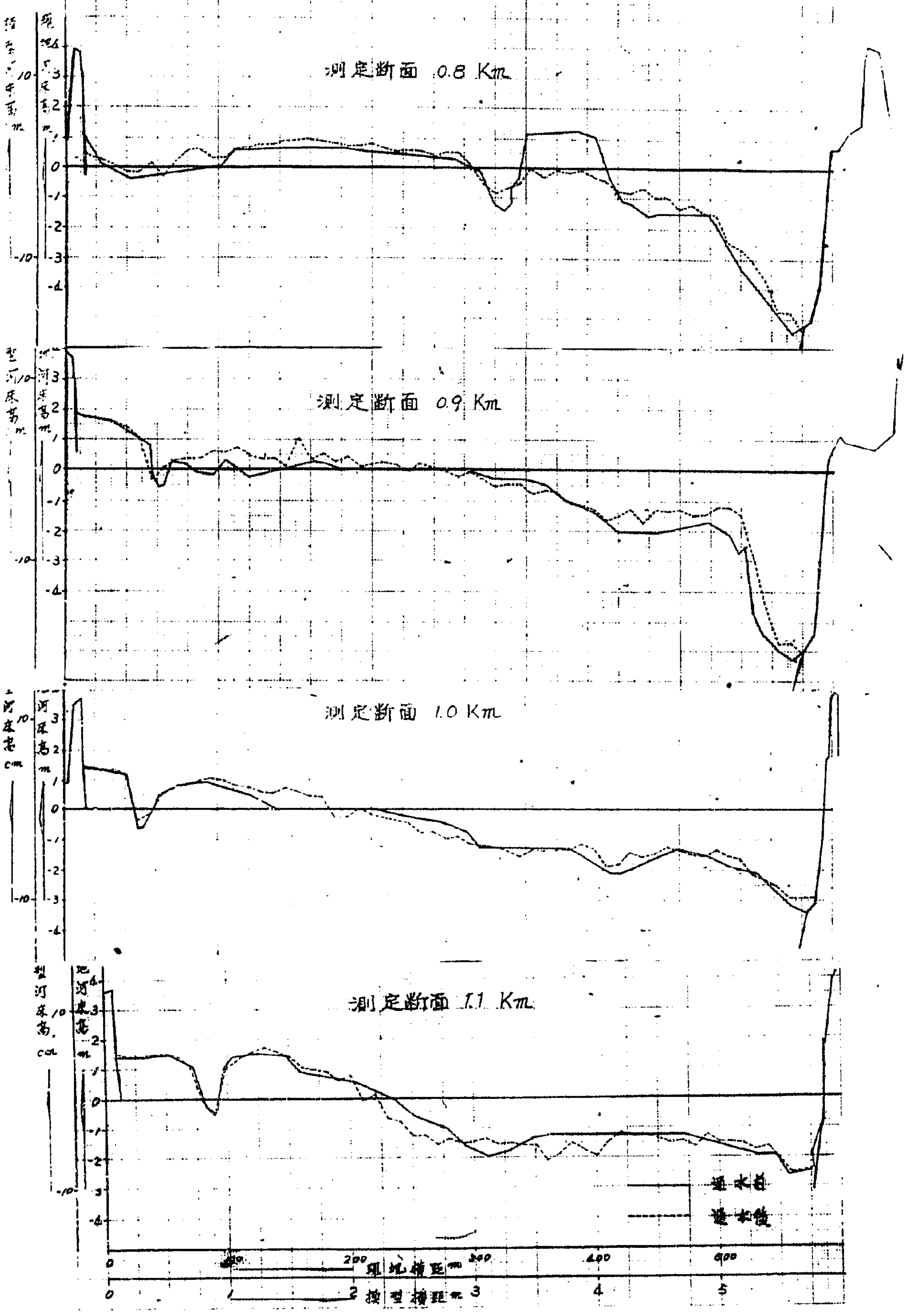
205図一　実験XVに於ける河床変動横断図



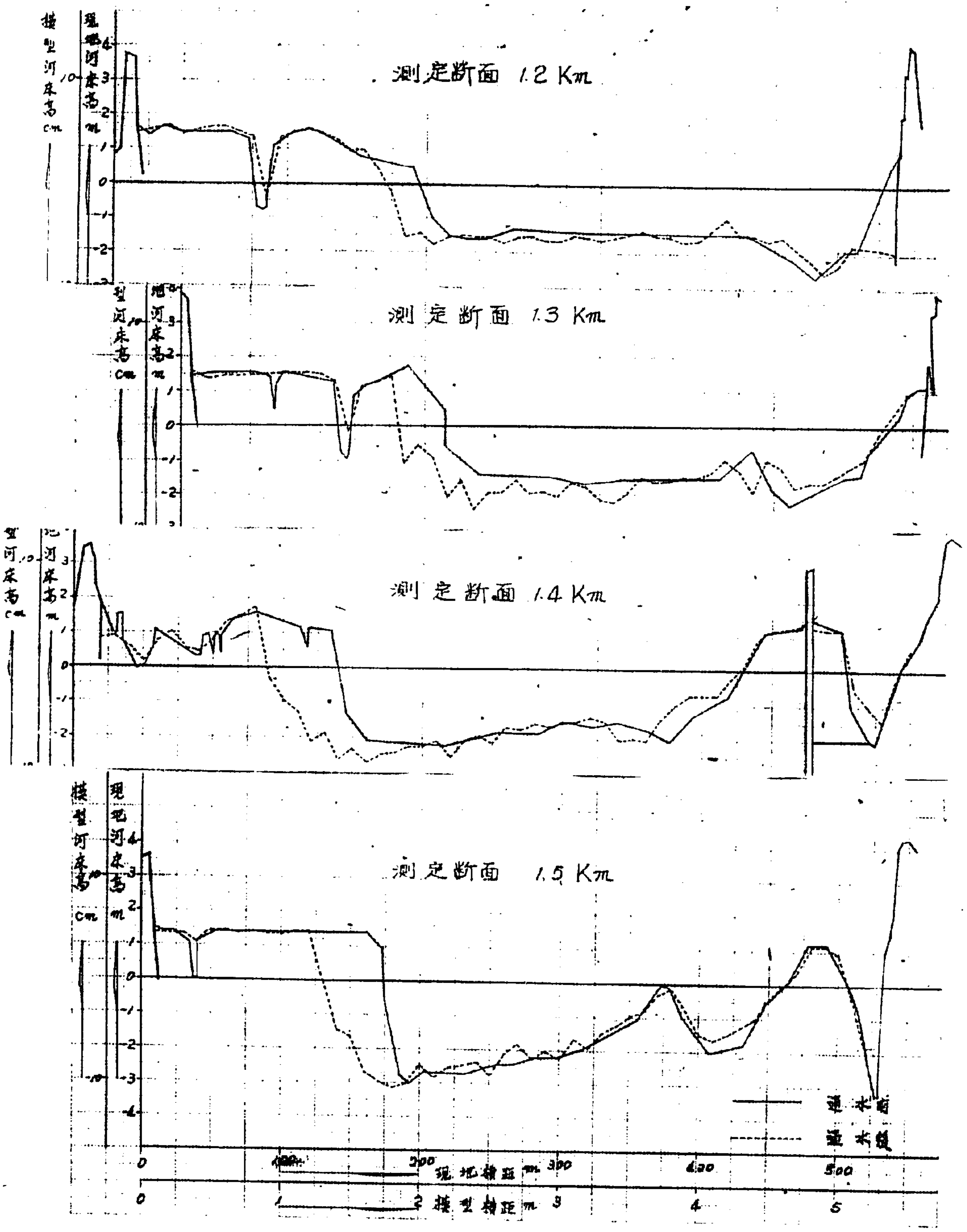
206図一　実験XVに於ける河床変動横断図 No 15



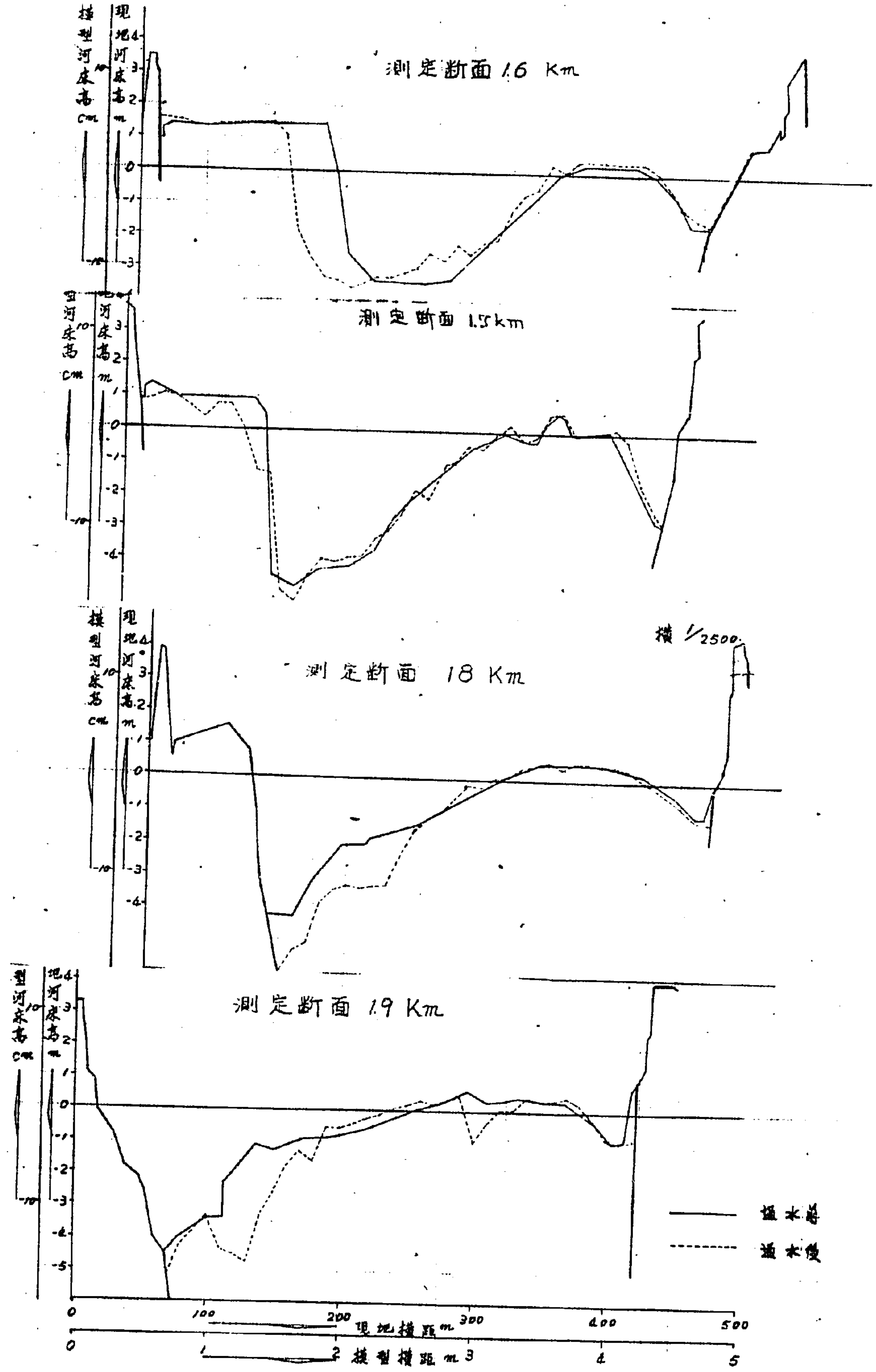
207図— 実験XVに於ける河床変動横断図



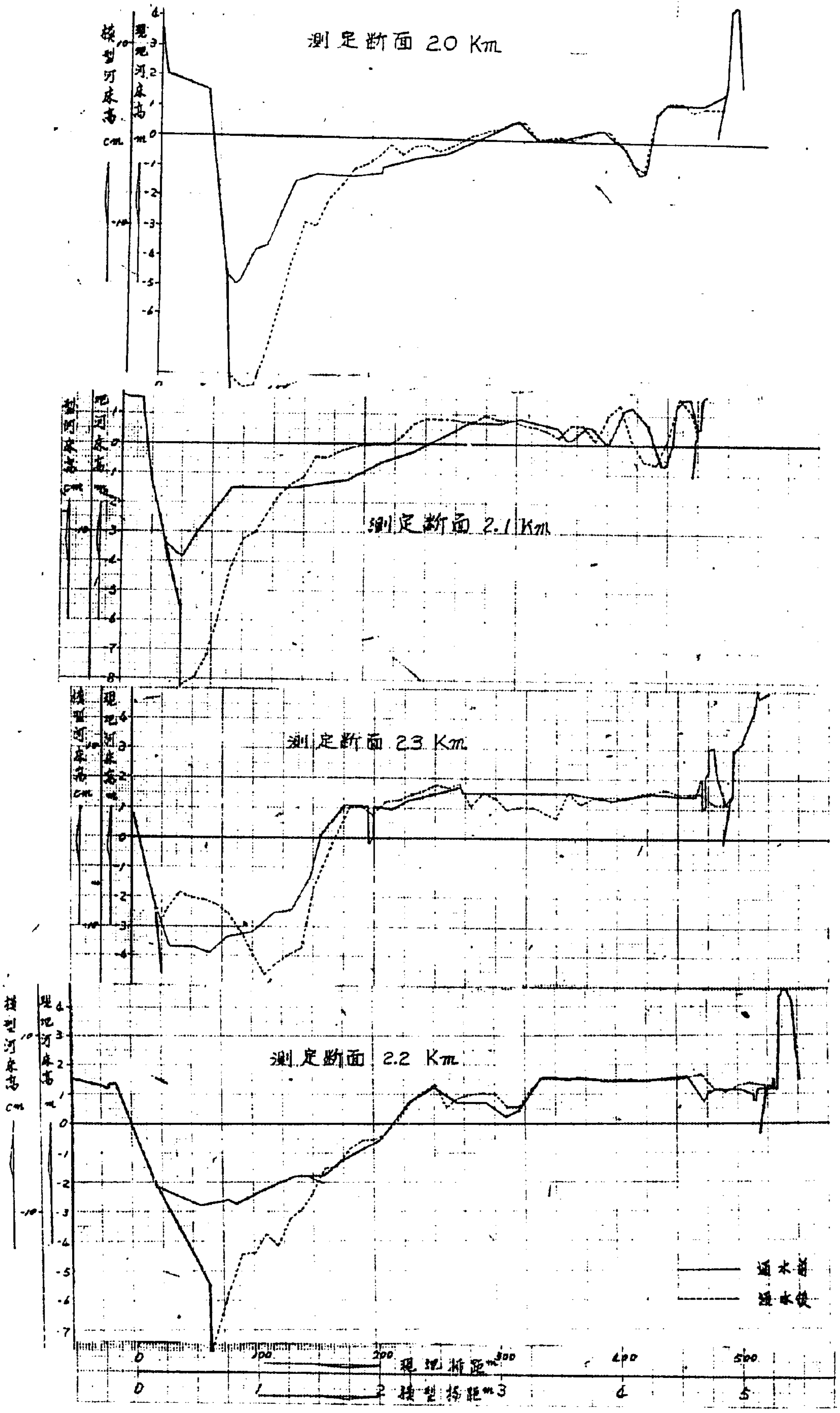
208図ー　実験XVに於ける河床変動横断図



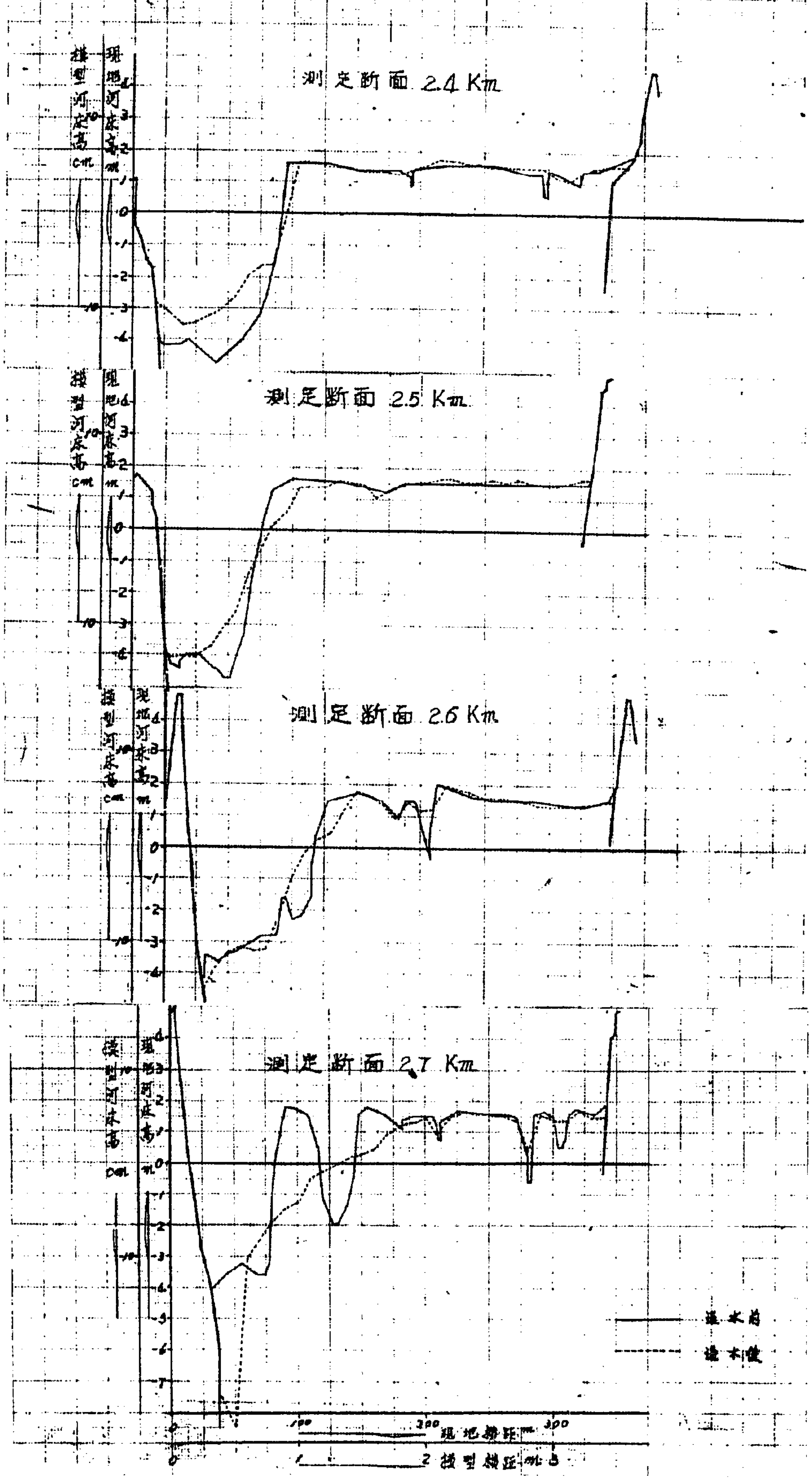
209 図 — 実験XVに於ける河床変動横断図



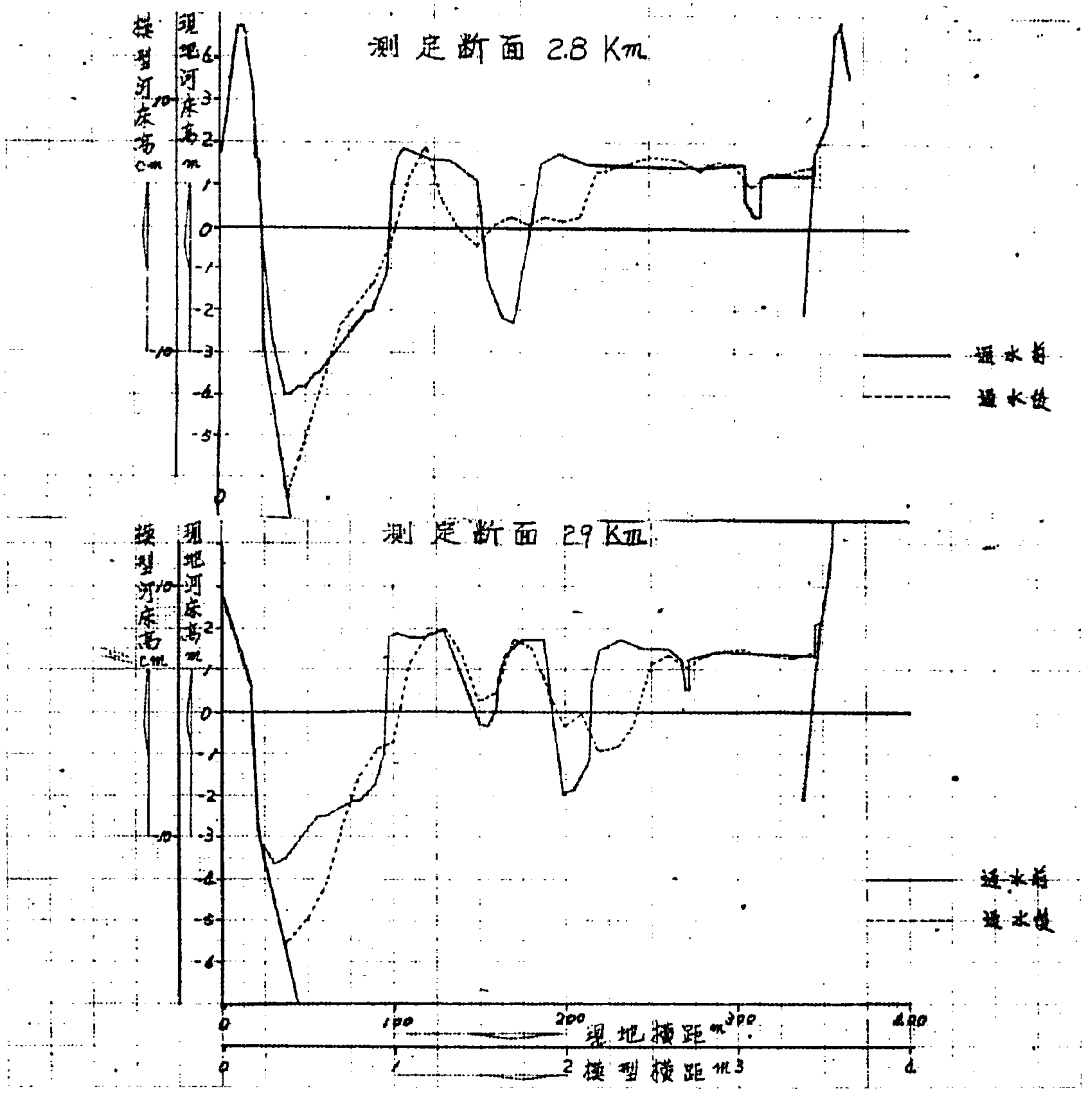
210図― 実験XVに於ける河床変動横断図



211 図ー　実験XVIに於ける河床変動横断図



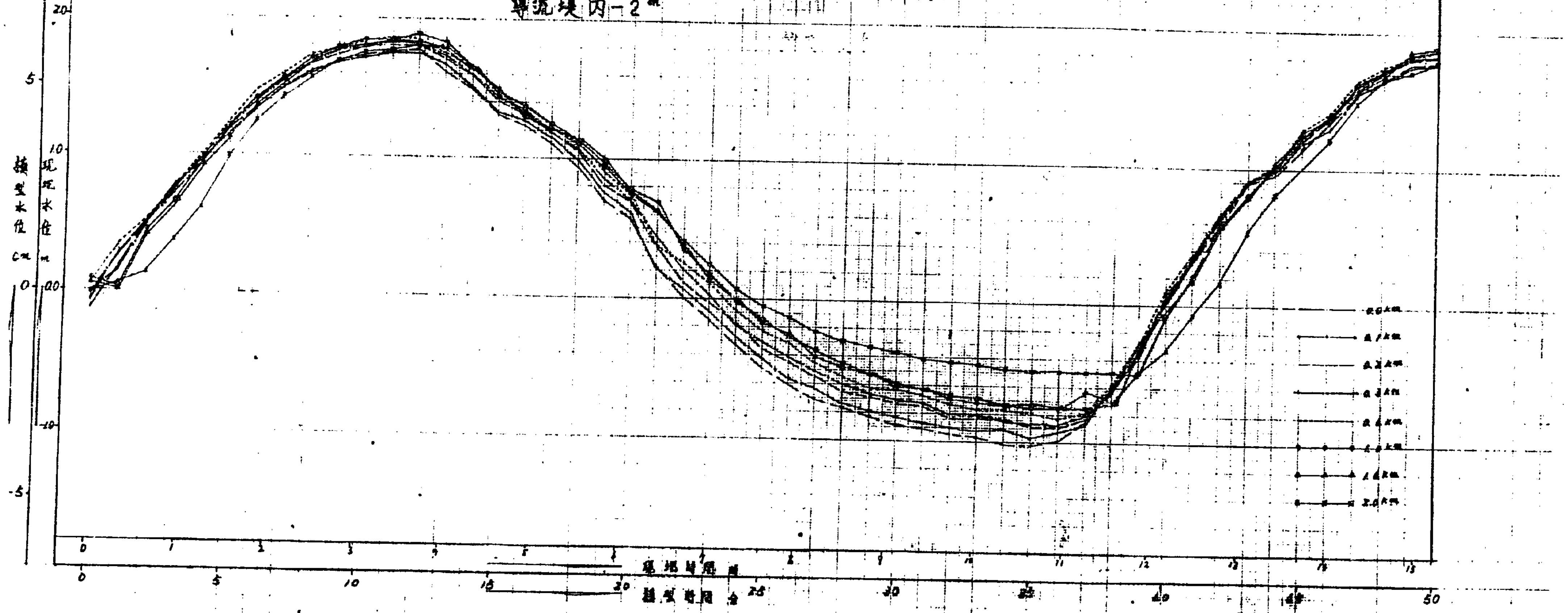
212 図一　実験XVに於ける河床変動横断図



2/13 図－　スタイロン実験Iに於ける天明新川水位時間曲線

潮位 中潮 最初の15時間分

導流堤内－2m



214 図 移　　スタイロン実験Ⅰに於ける天明新川
水位縦断図

導流堤内-2^m

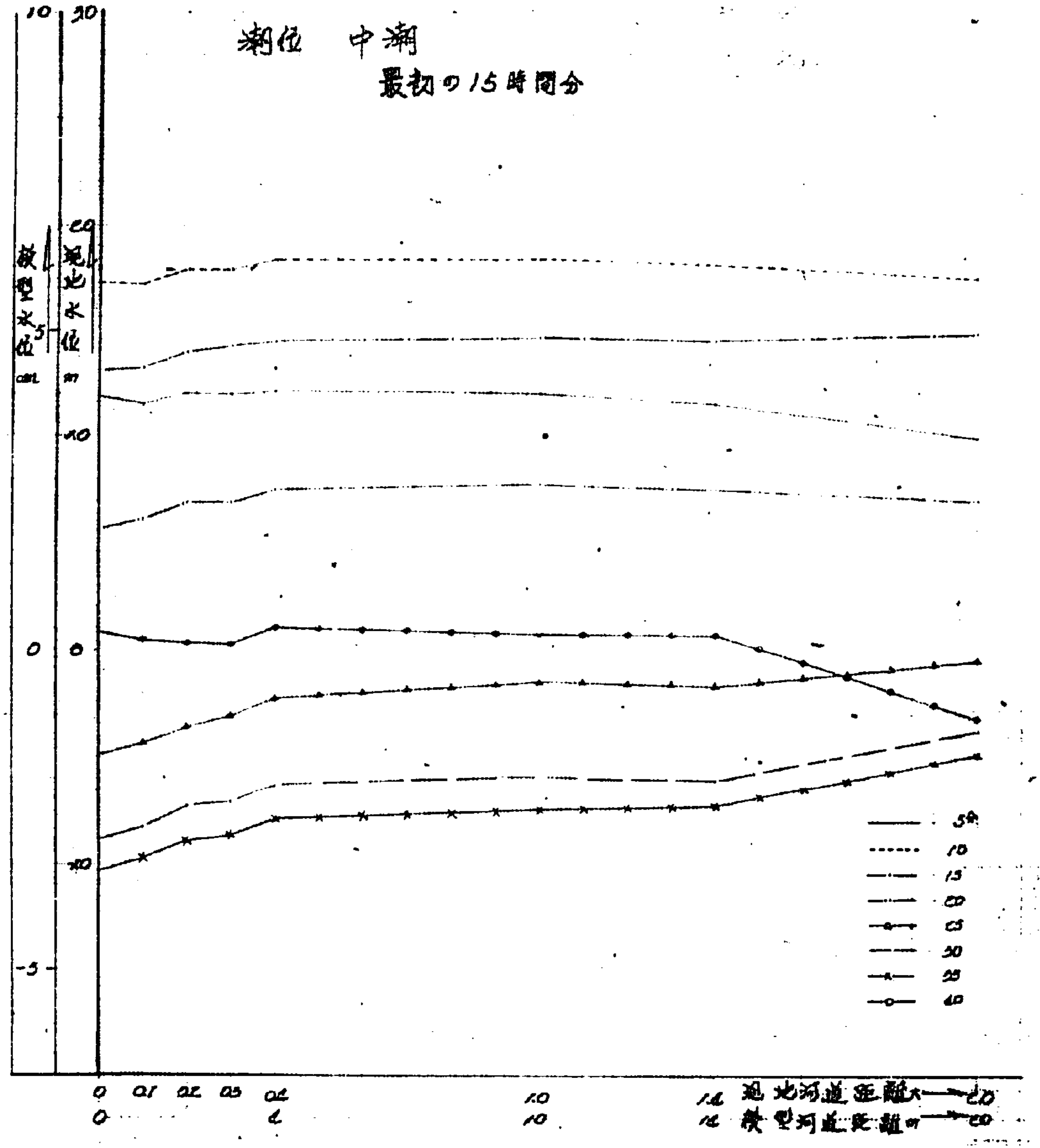
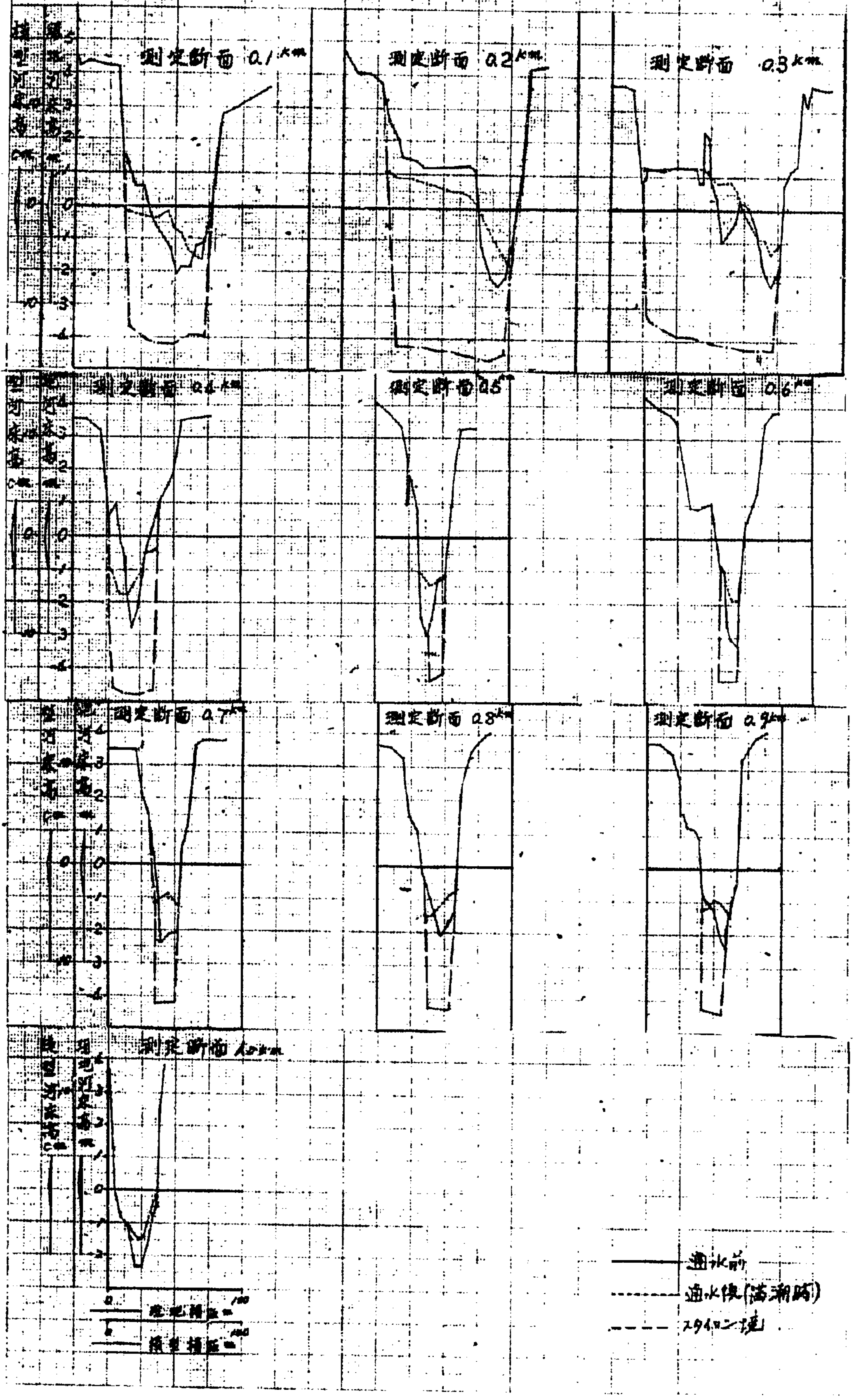
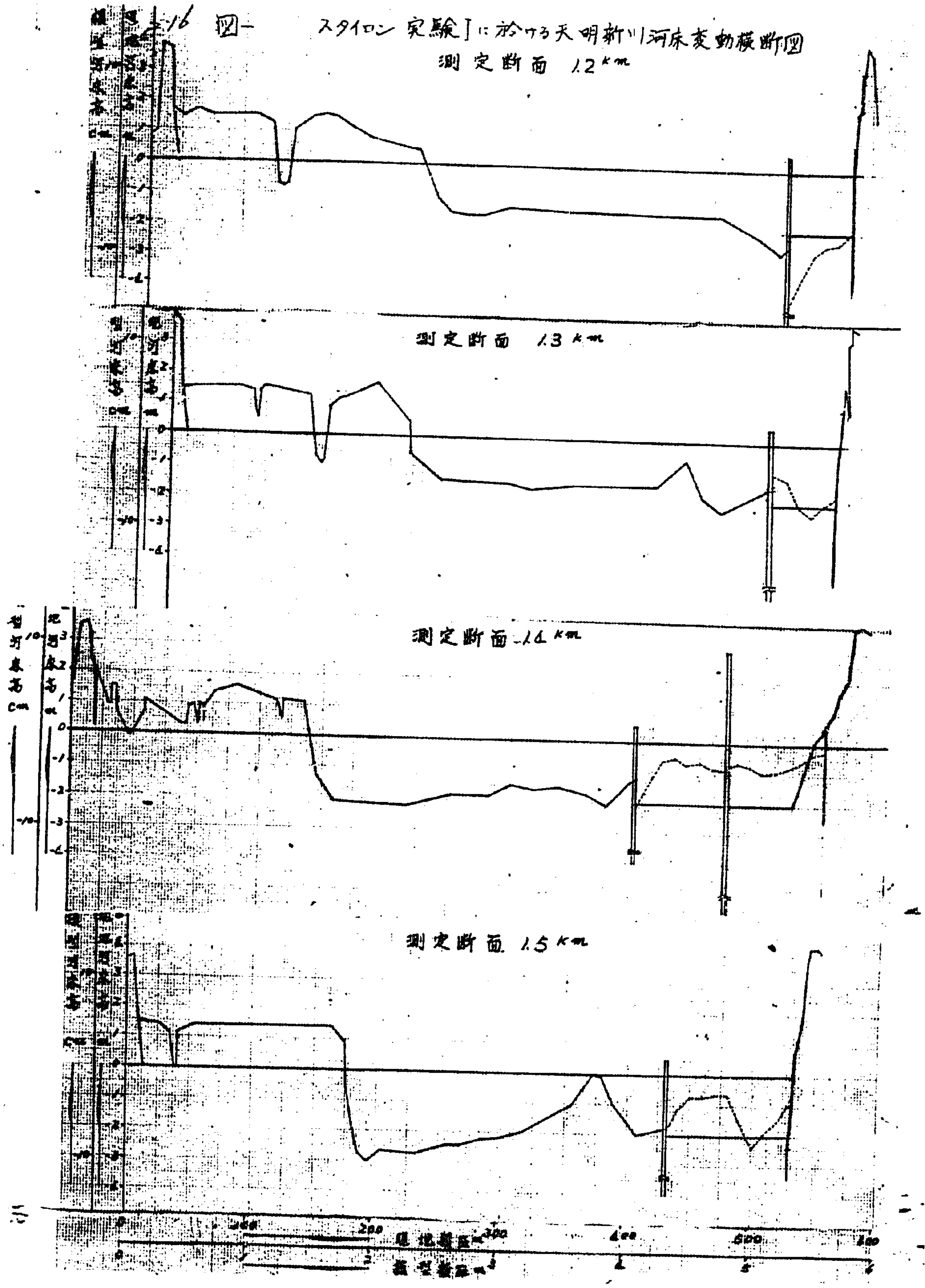


図-2.15 スタイロン実験Ⅰに於ける天明新川河床変動横断図

導流堤内-2km



第-16 図-　スタイロン実験]に於ける天明新川河床変動横断図


測定断面 1.2km

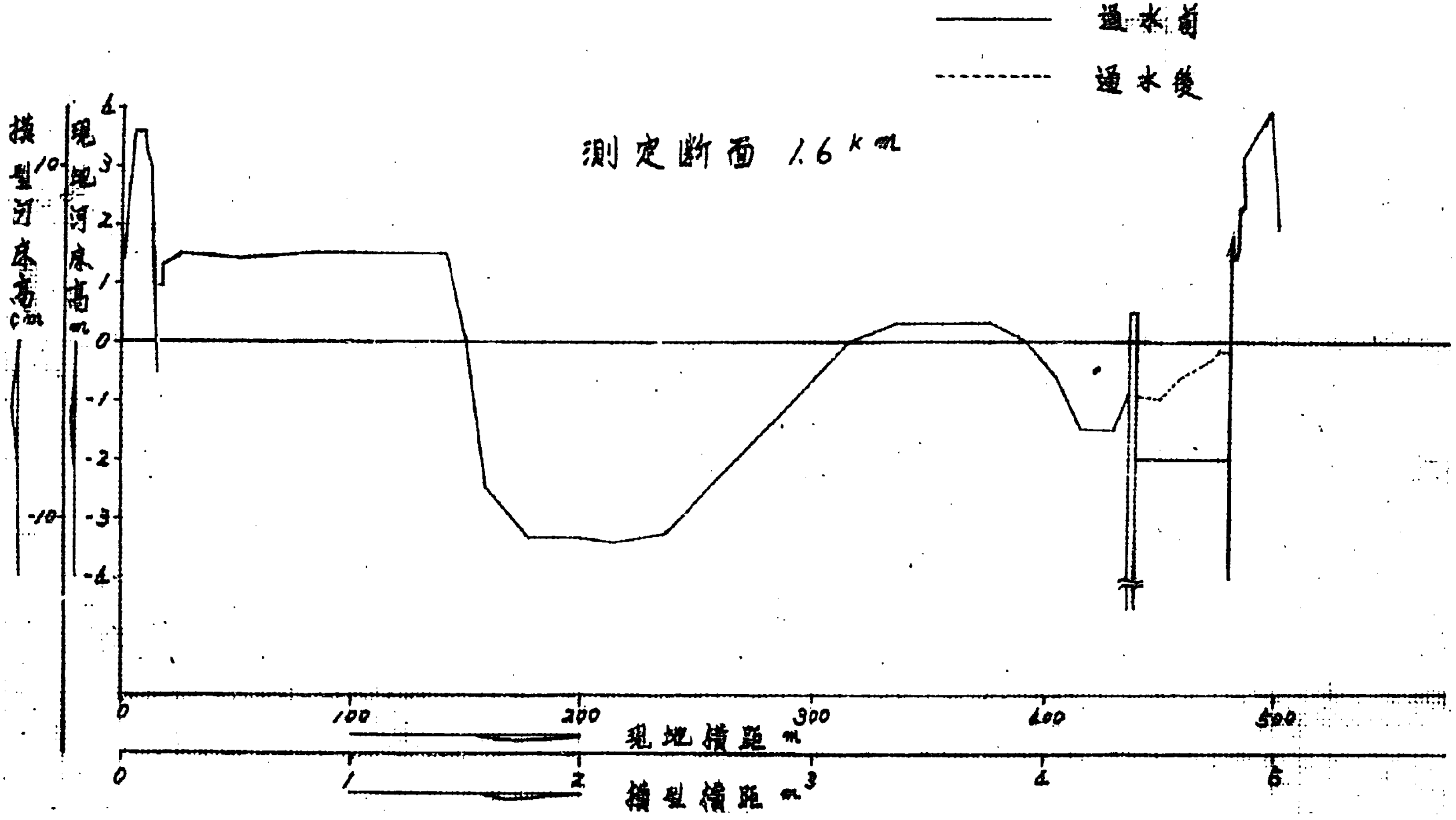
測定断面 1.3km

測定断面 1.4km

測定断面 1.5km

217 図－　スタイロン実験Ⅰに於ける緑川河床変動横断図

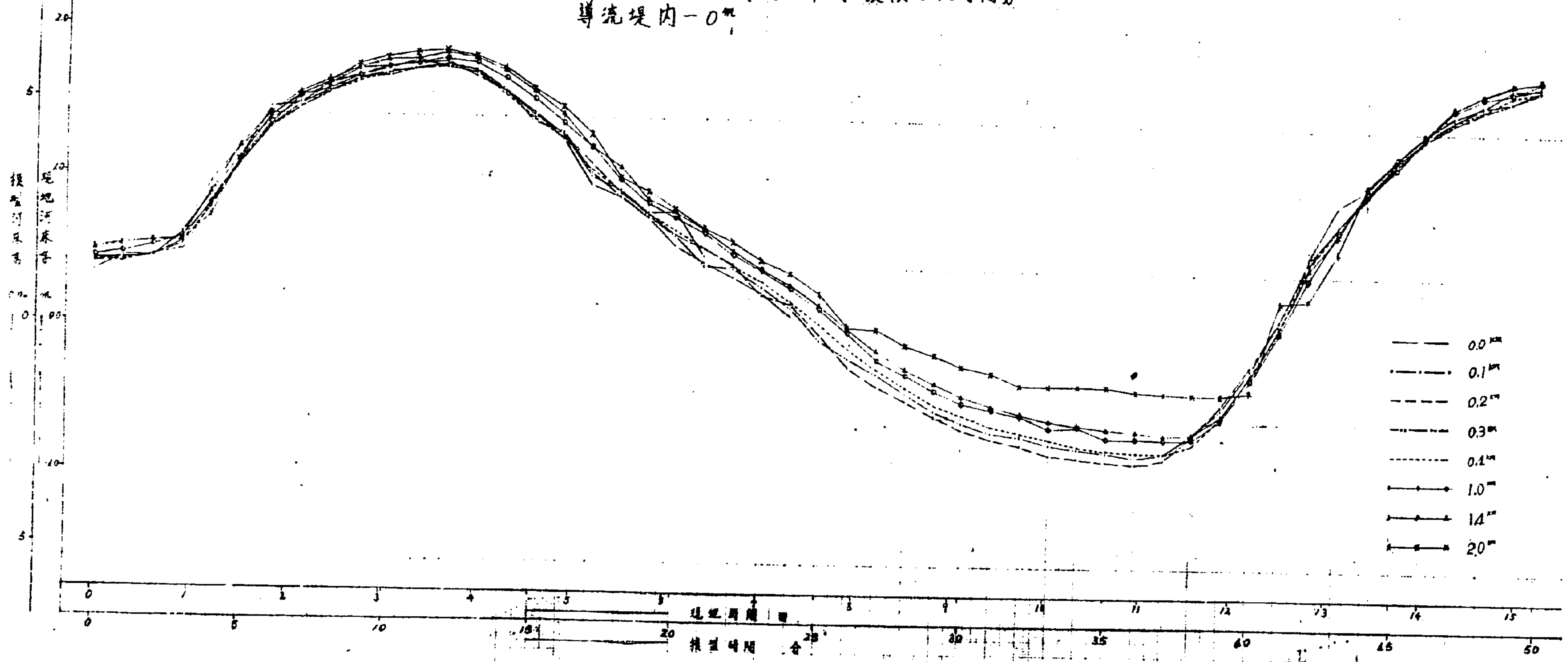
導流堤内－2 m



218 図－ スタイロン実験Ⅱに於ける天明新川水位時間曲線

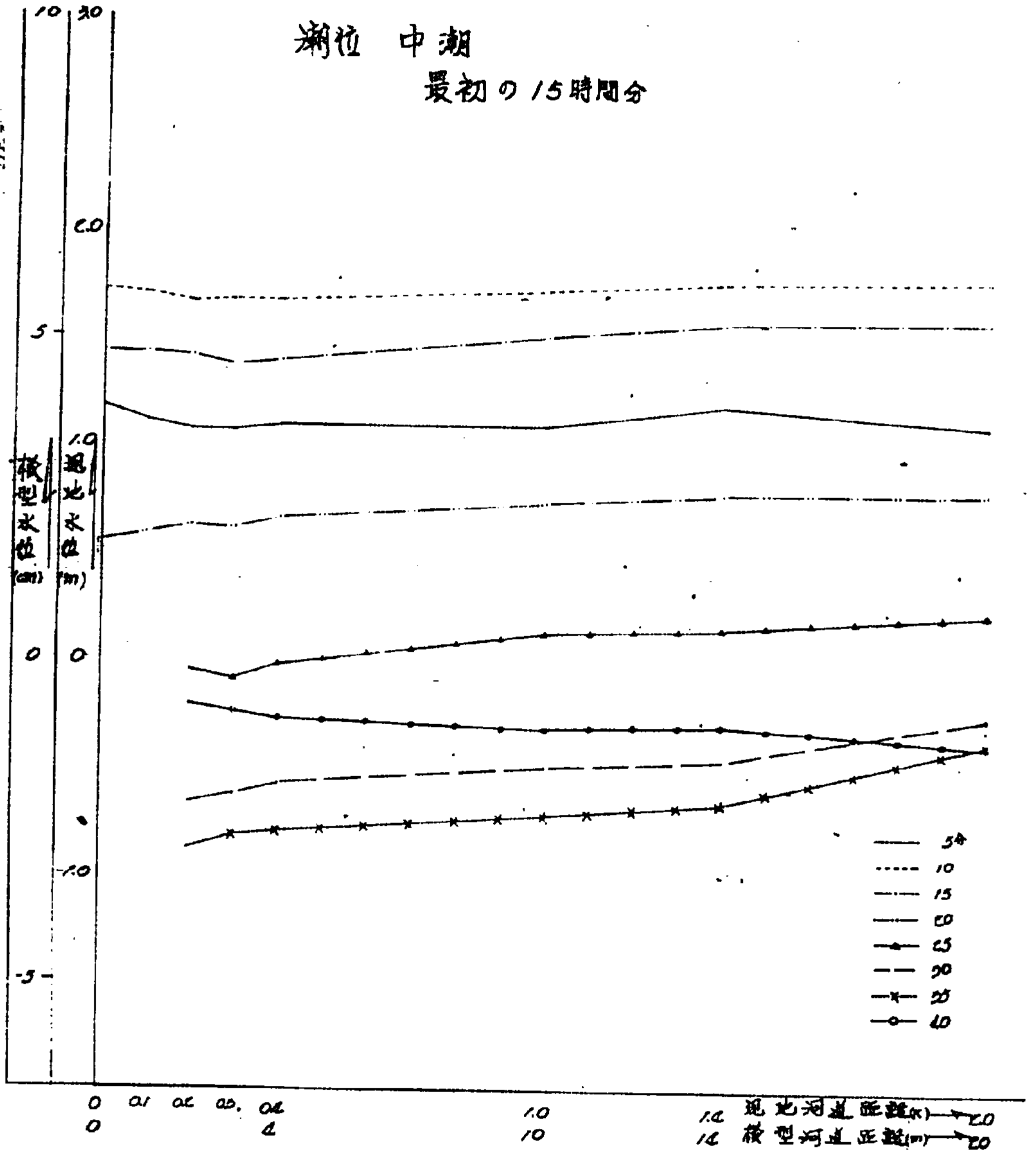
潮位 中潮 最初の15時間分

導流堤内－0m

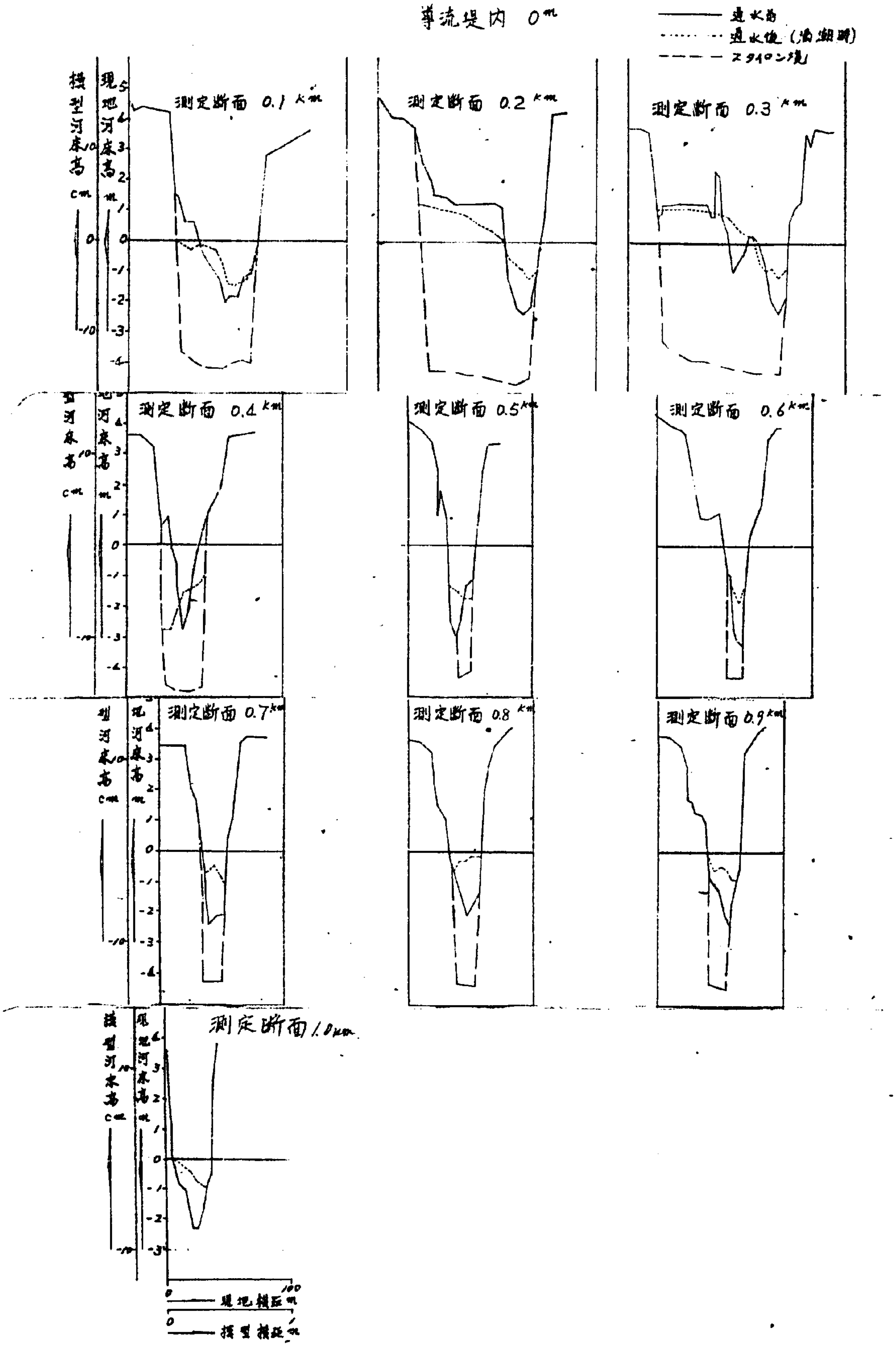


219 図- スタイロン実験Ⅱに於ける天明新川 水位縦断図

導流堤内－0^m^

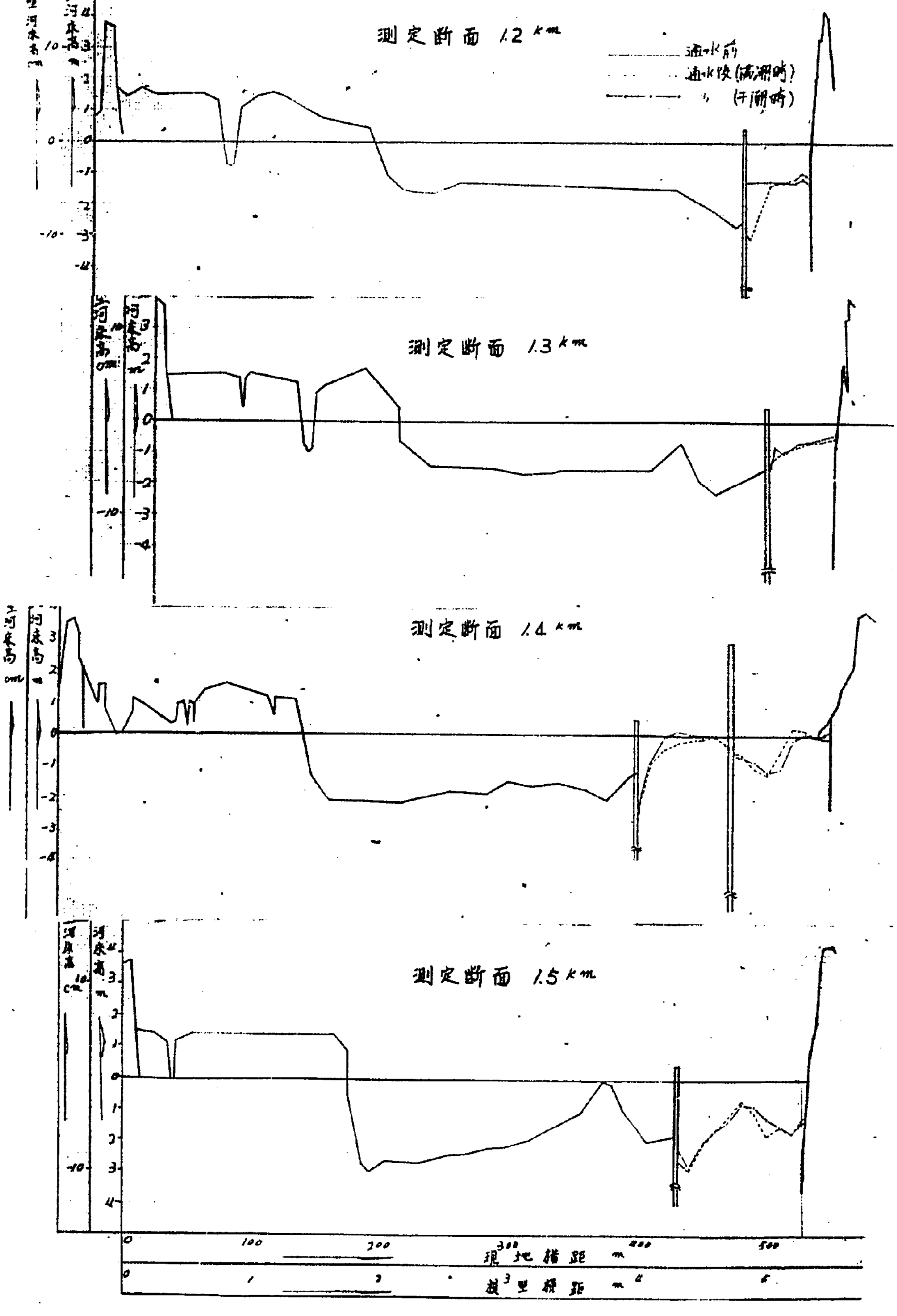

潮位 中潮
最初の15時間分

230 図－ スタイロン実験IIに於ける天明新川河床変動横断図



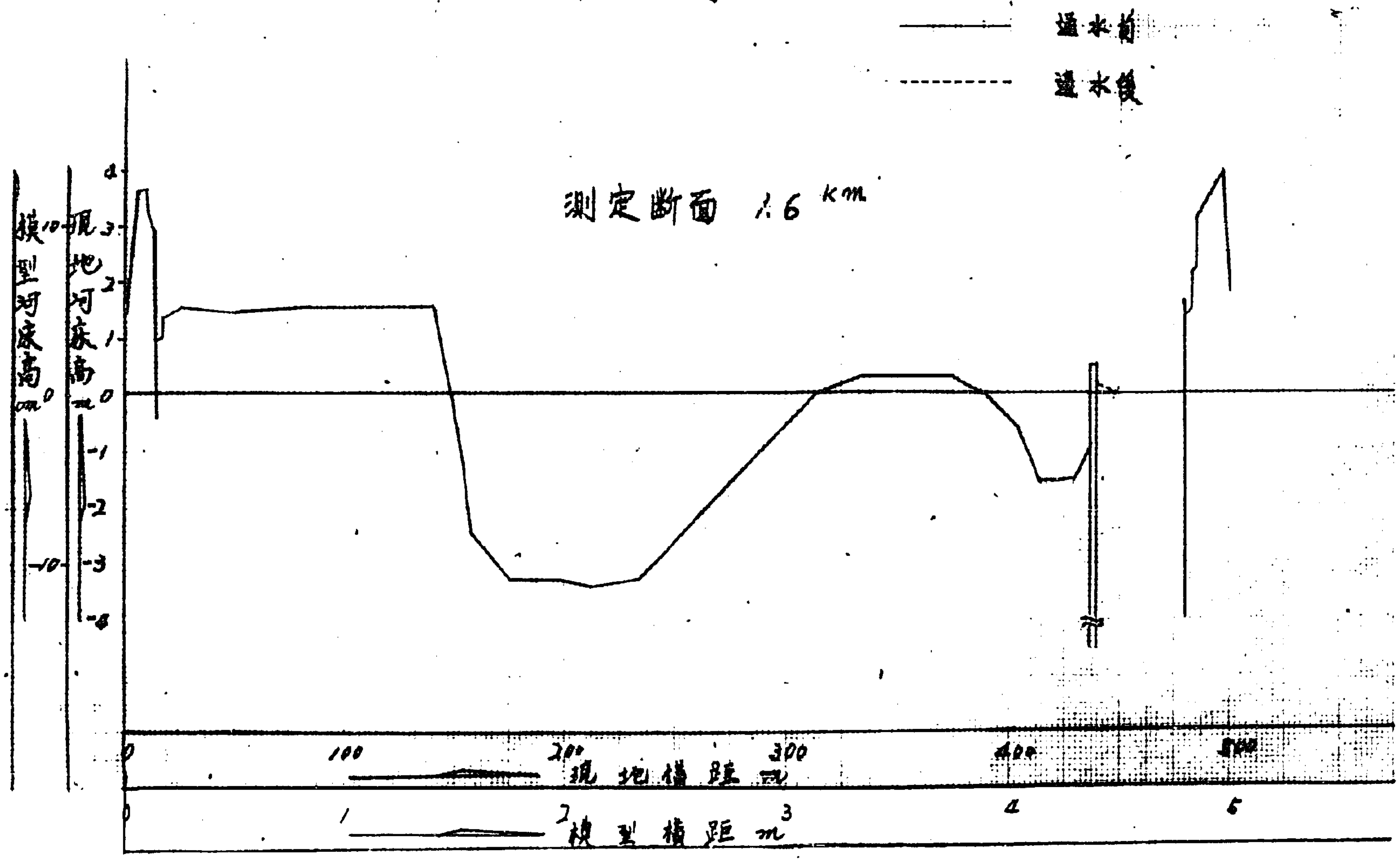
231 図 － スタイロン実験Ⅱに於ける緑川河床変動横断図

導流堤内 0m



232 図－ スタイロン実験Ⅱに於ける緑川河床変動横断図

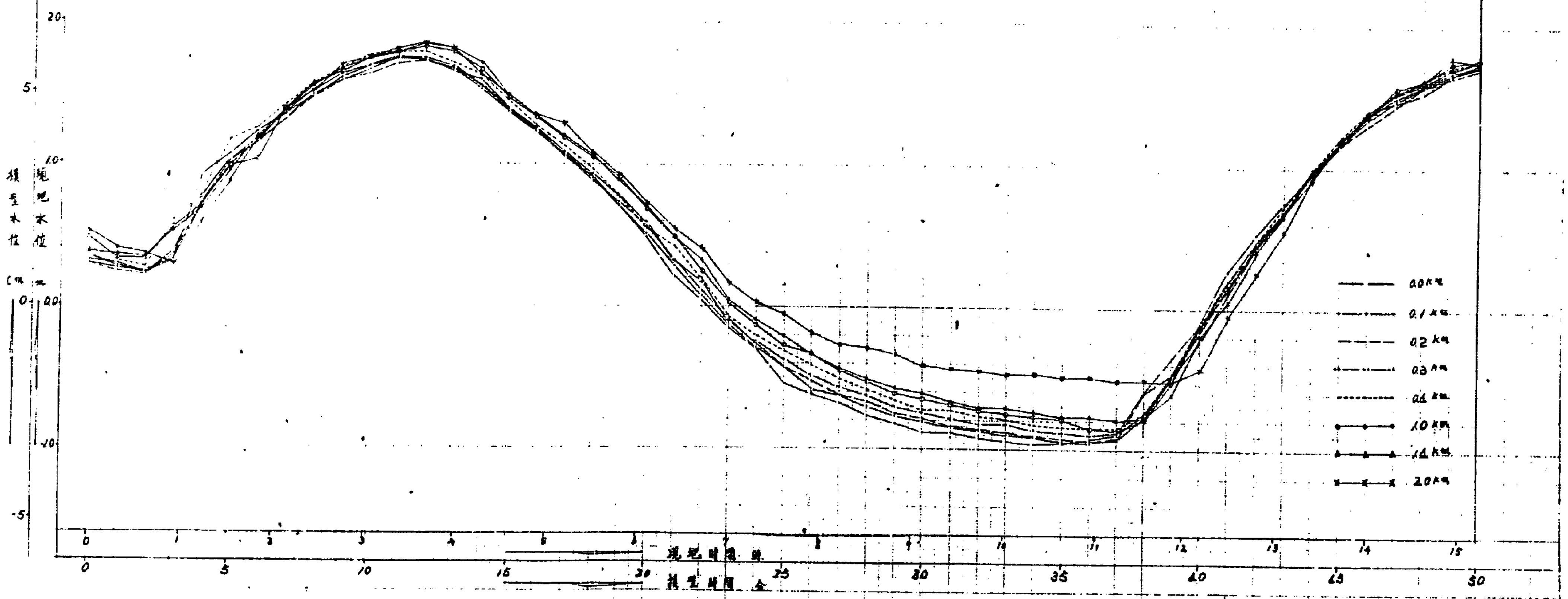
導流堤内 0m



233 図ー　スタイロン実験Ⅲに於ける天明新川水位時間曲線

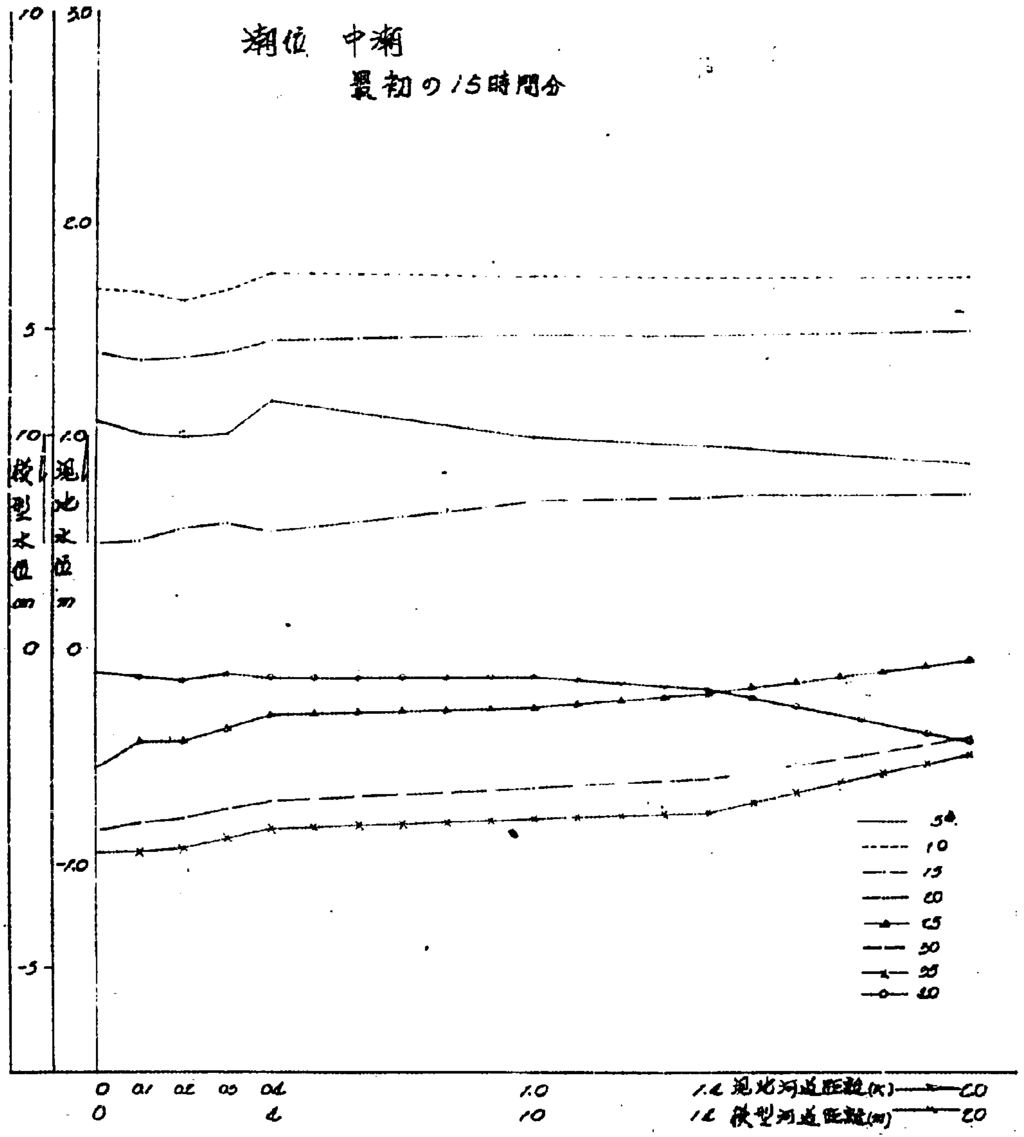
潮位　中潮 最初の15時間分

現状形



234 図ー　スタイロン実験Ⅲに於ける天明新川水位縦断図

現状形

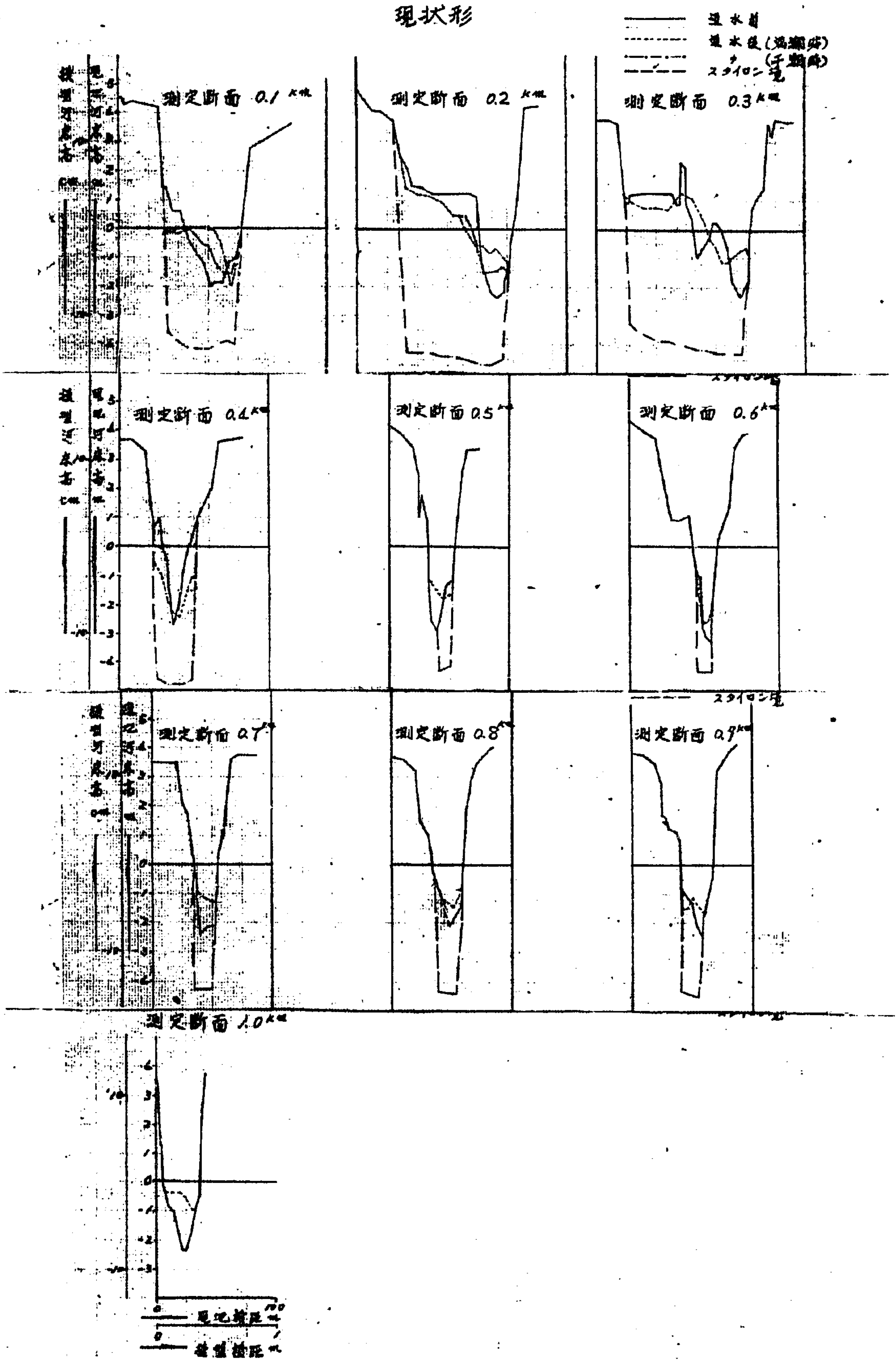


潮位　中潮

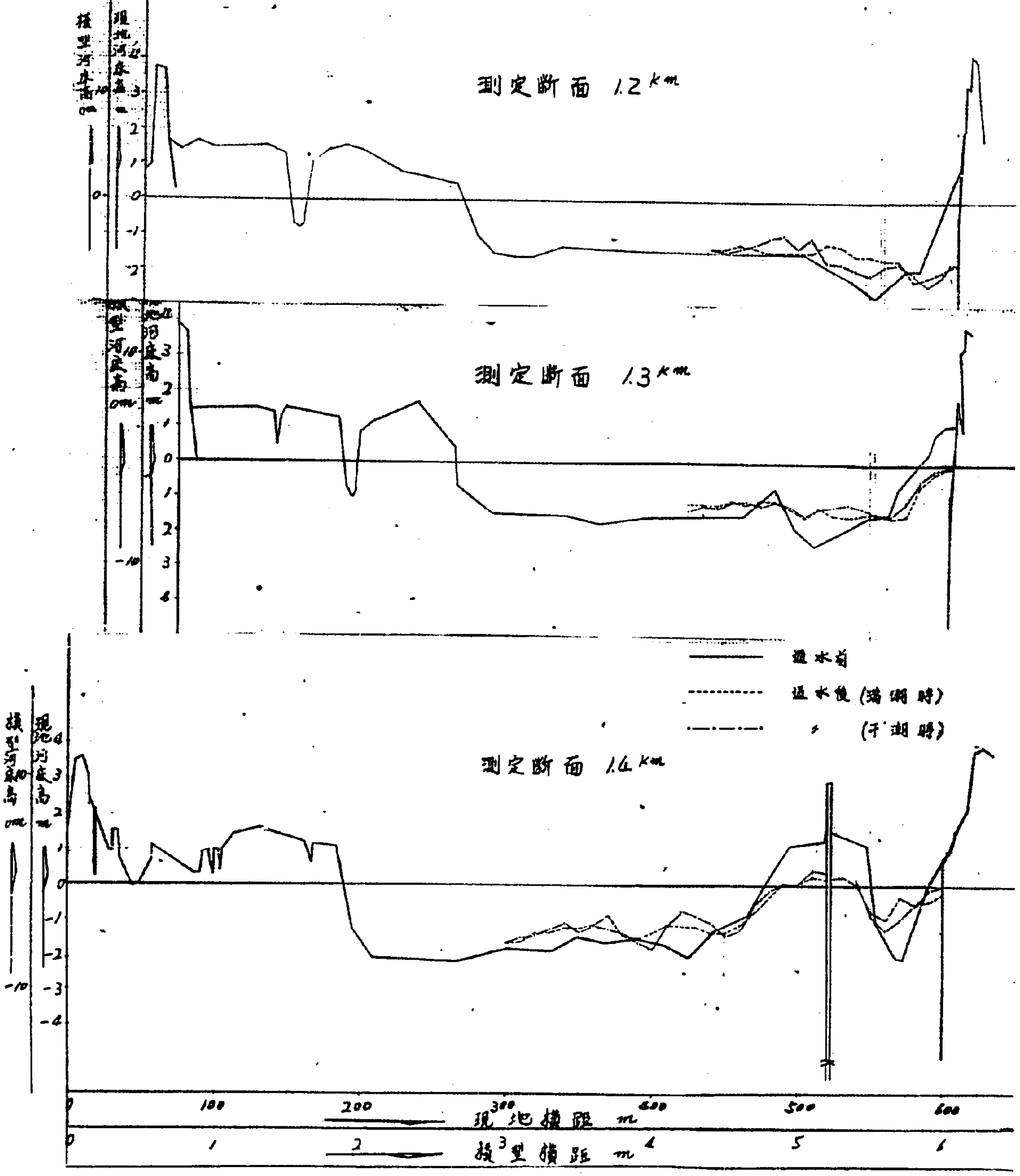
最初の15時間分

235図 — スタイロン実験Ⅲに於ける天明新川河床変動横断図

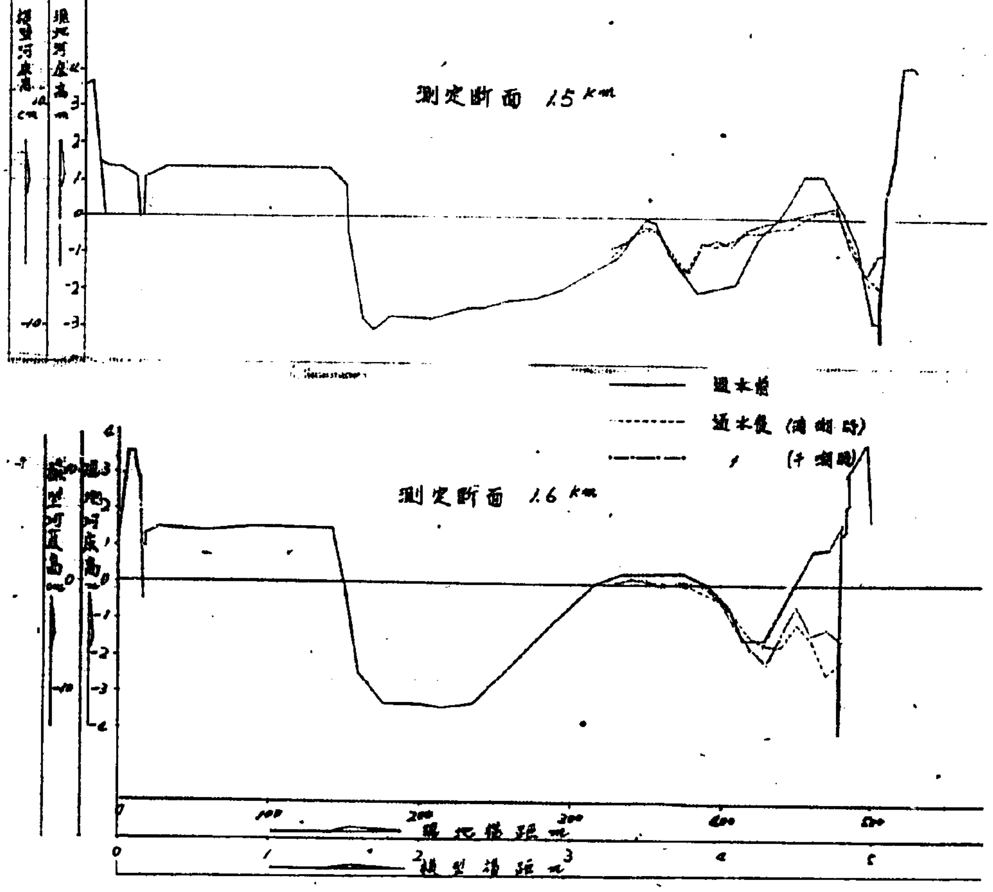
現状形



236 図－ スタイロン実験Ⅲに於ける緑川河床変動横断図
現状形

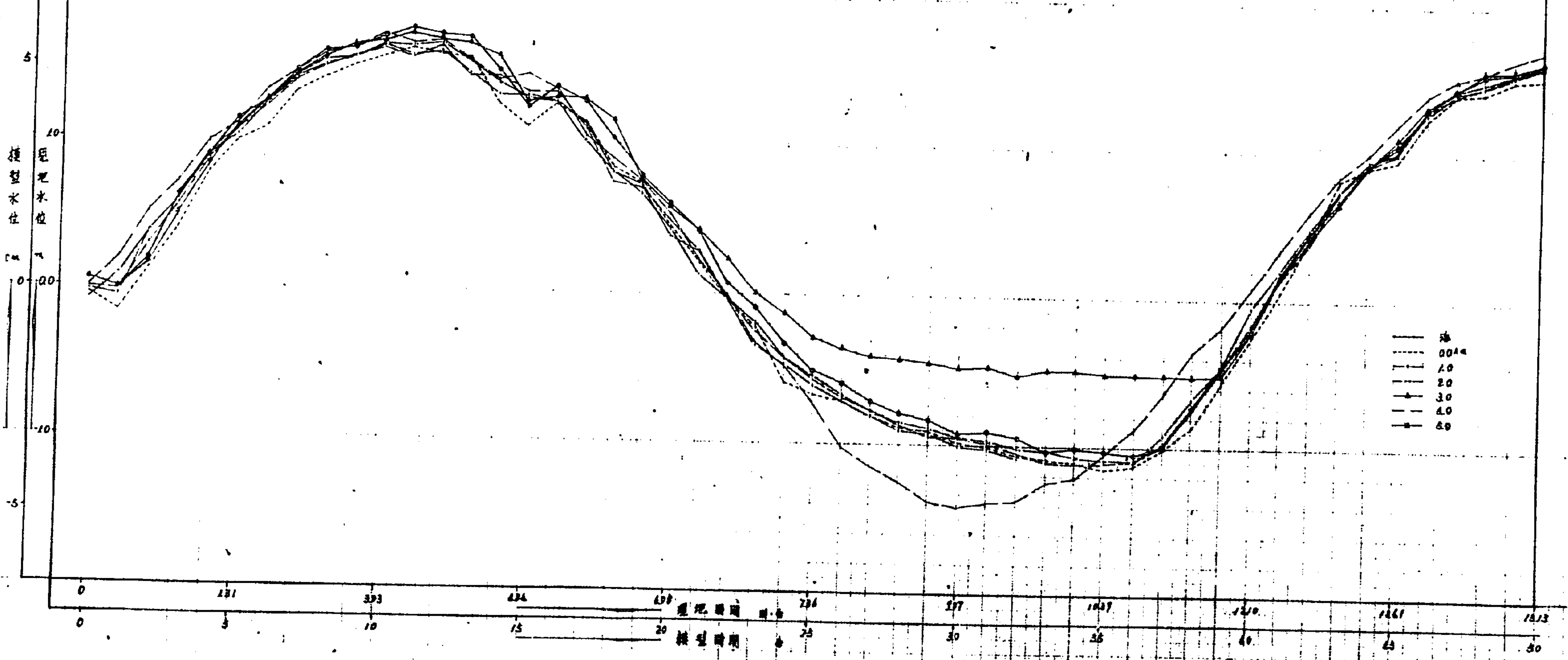


237 図ー　スタイロシ実験Ⅲに於ける緑川河床変動横断図
現状形



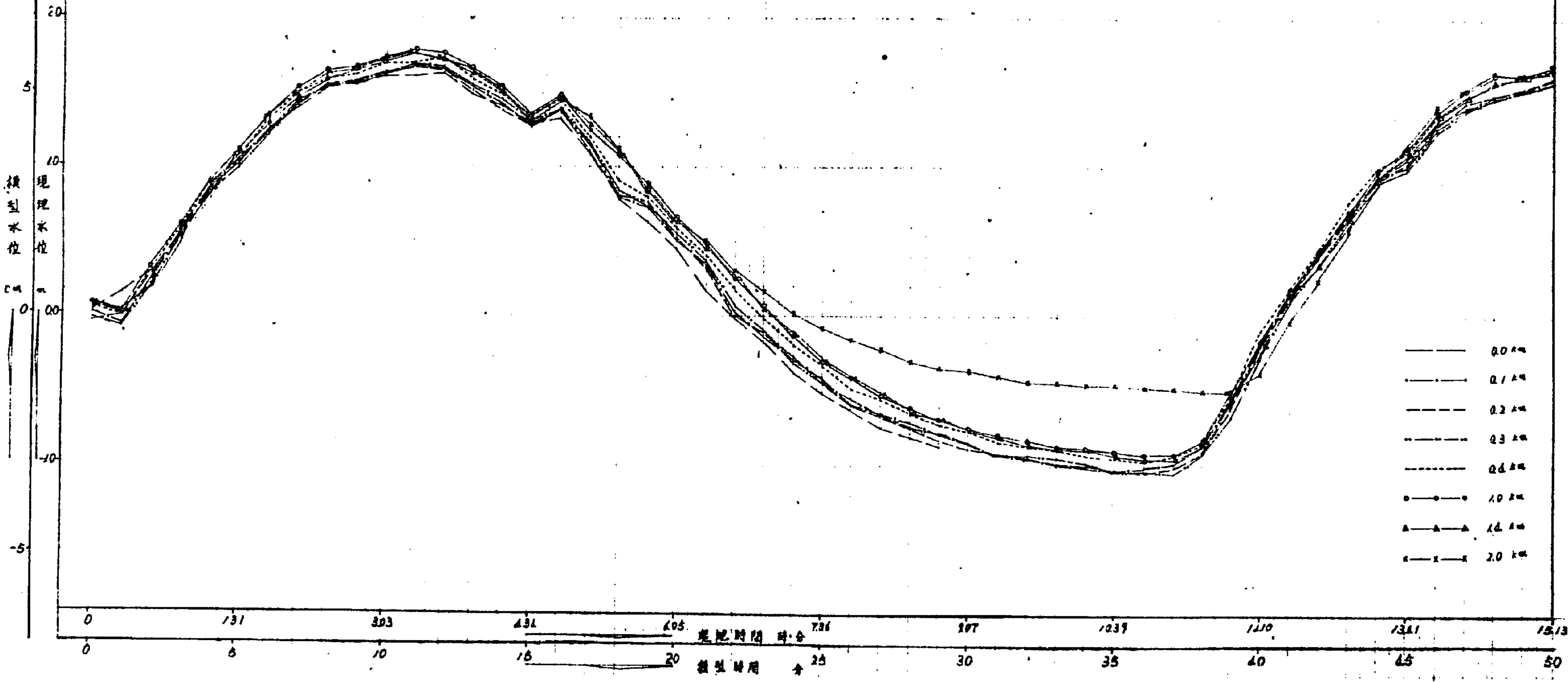
2-34 図-　実験Ⅳに於ける緑川水位時間曲線

潮位　中潮　9波長



227 図一　実験Ⅳに於ける天明新川水位時間曲線

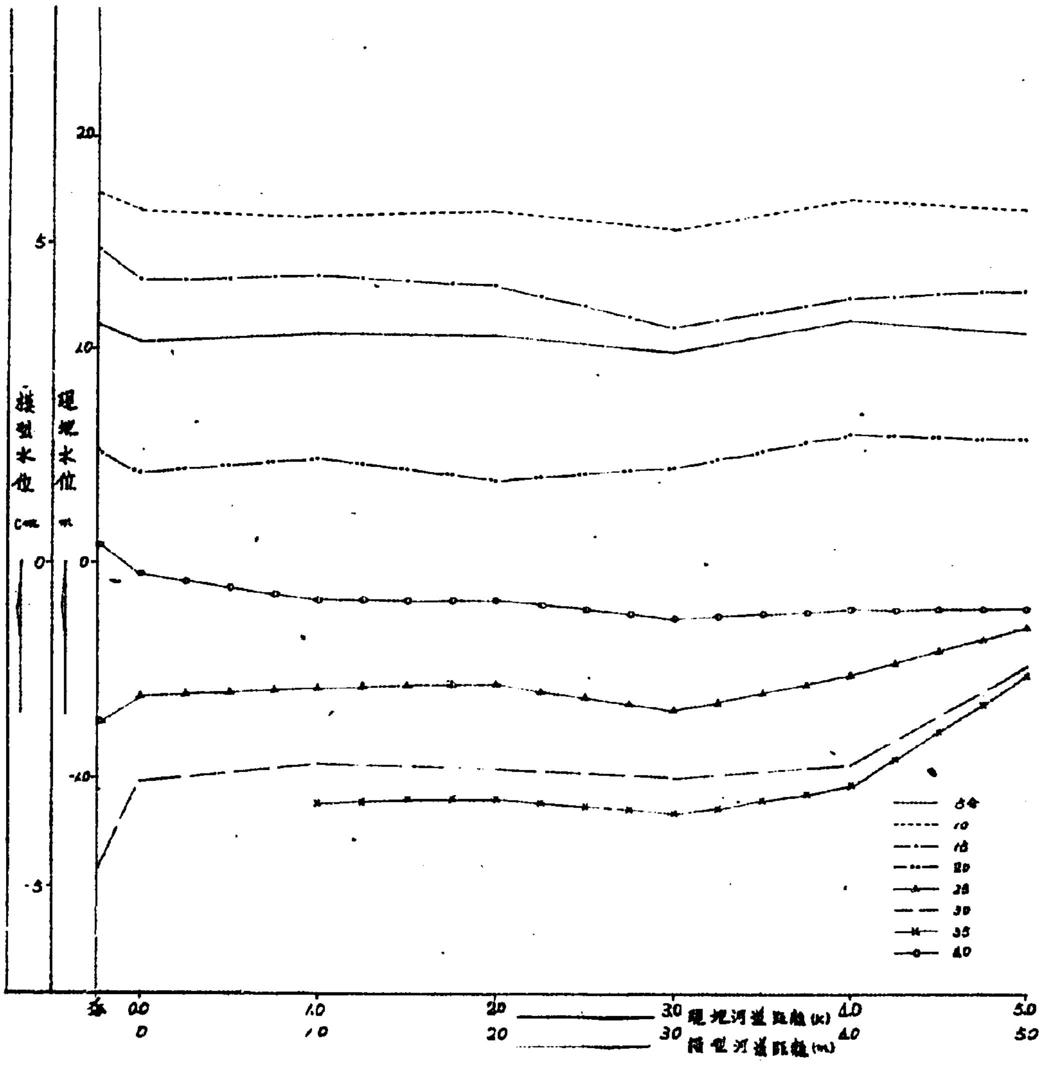
潮位 中潮 9波長



12

240 図ー　実験Ⅳに於ける緑川
水位縦断図

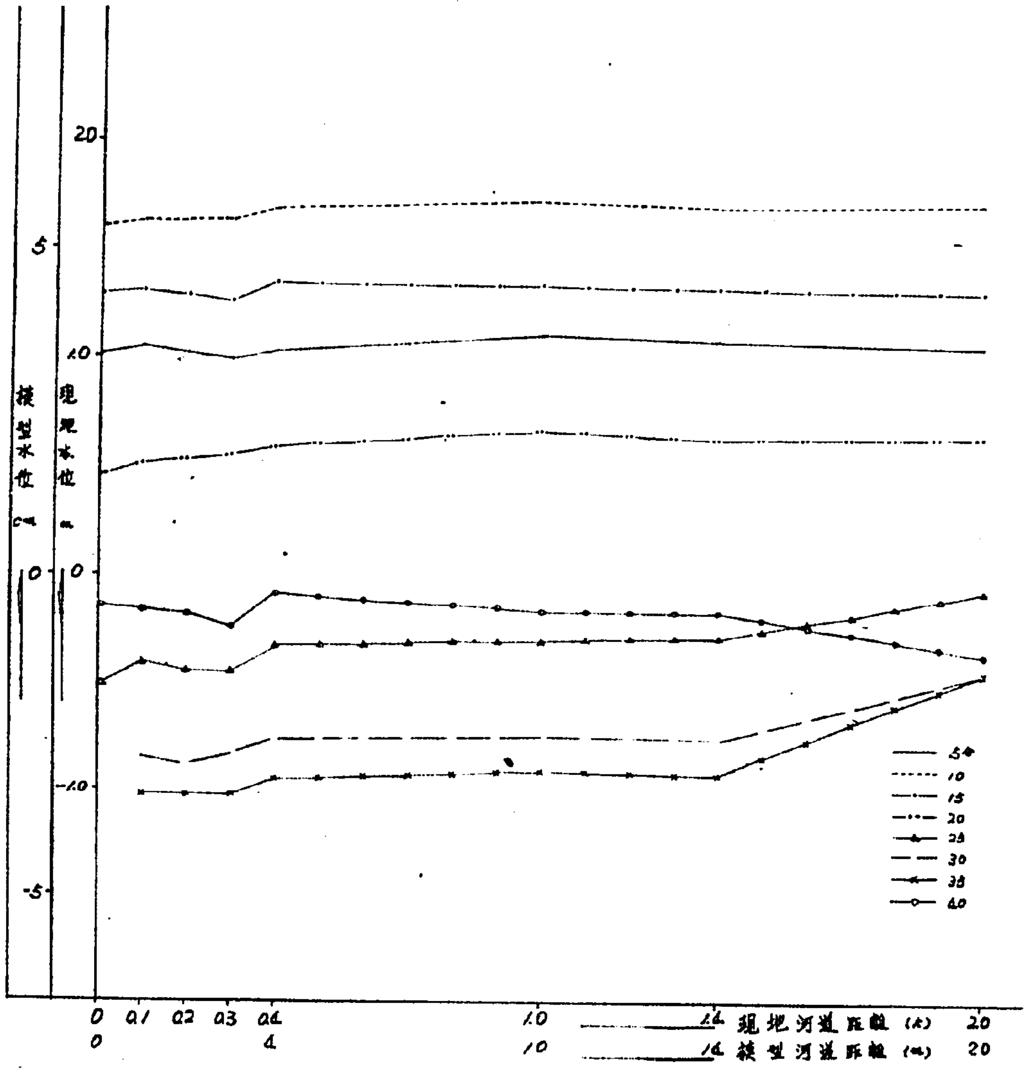
潮位　中潮　9波長



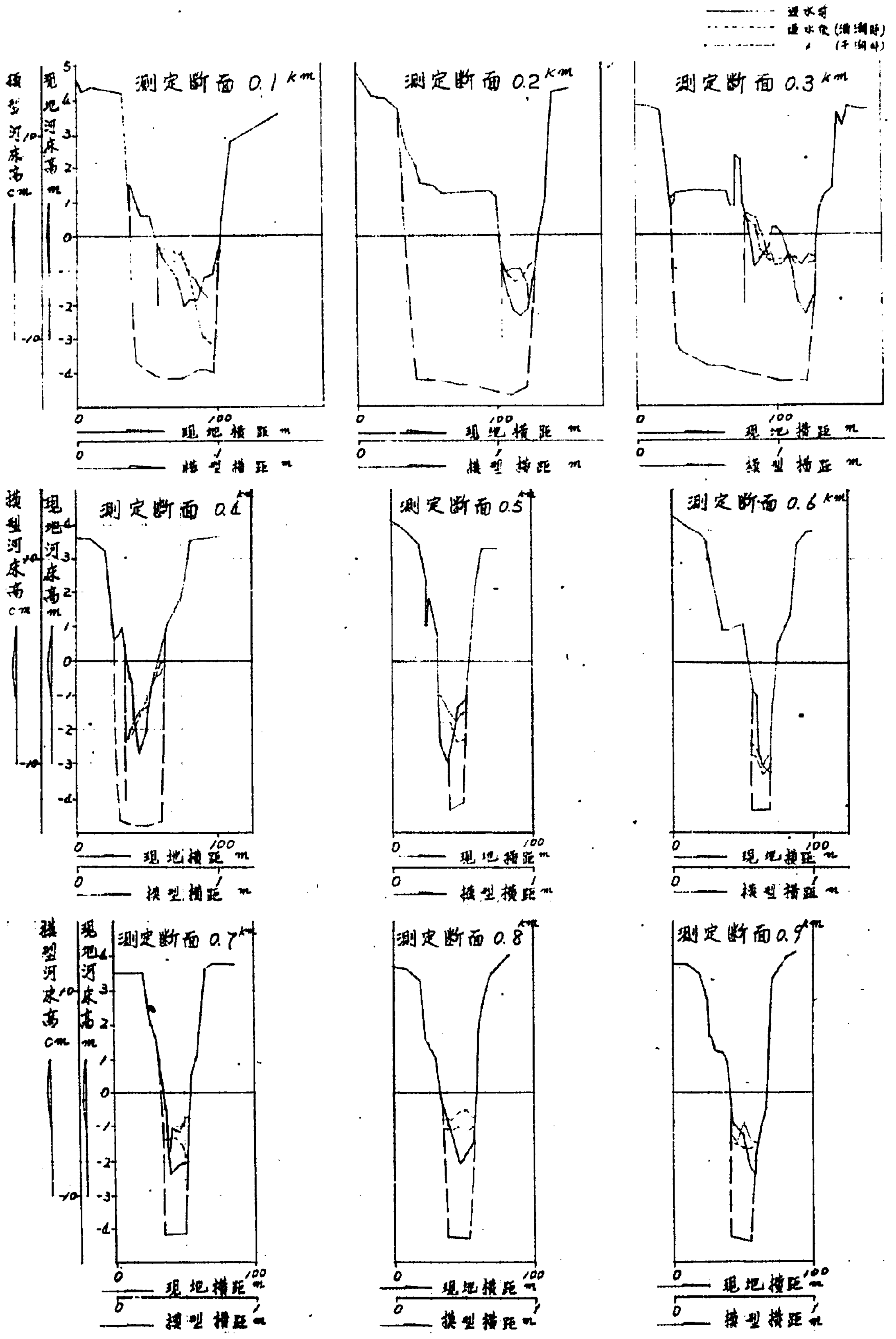
1.Pく.

24.1 図— 実験Ⅳに於ける天明新川水位縦断図

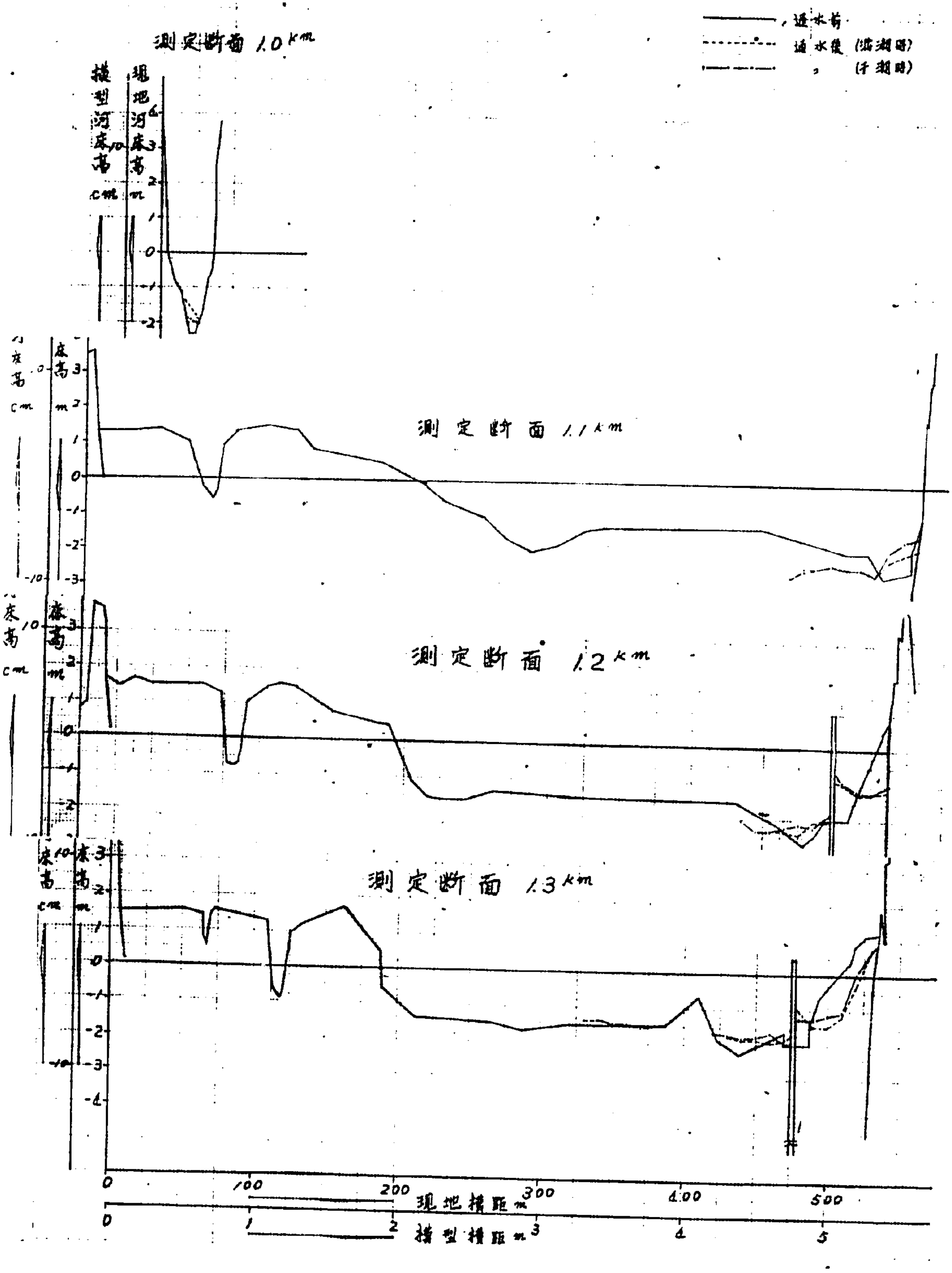
潮位 中潮 9波長



242 図ー　スタイロン 実験Ⅳに於ける天明新川河床変動横断図



243 図ー　スタイロン実験Ⅳに於ける天明新川河床変動横断図



244 図ー　スタイロン実験Ⅳに於ける緑川河床変動横断図