建設省土木研究所
49.4.22
図書室

土木研究所資料

第879号

淀川河道計画模型実験報告書(その2)

昭和49年3月

建設省土木研究所

須賀堯三
泉岩男
高橋隆
池辺豪

土木研究所資料 第879号 淀川河道計画模型実験報告書(その2) 昭和49年3月 建設省土木研究所

正　誤　表

誤	正	ページ	行目
船舶航行のための開門	船舶航行のための閘門	まえがき	12
0.6～0.6 m高い小規模な	0.4～0.6 m高い小規模な	12	24
この現象の要委は	この現象の要因は	28	28
多少流線の収斂する傾向	多少流線の集斂する傾向	32	31
宇治川が1000 m^3／s余を受授って	宇治川が1000 m^3／s余を受持って	32	31
河　度　測　定	河　床　測　定	152	表-4-2-1, 10行
流　動　の　集　中	流　量　の　集　中	182	31
その河道高ＯＰ－３m	その河床高ＯＰ－３m	191	9

目　　次

まえがき

1　現状河川の概要 …… 1

2　模型実験の相似律 …… 2

3　三川合流部模型実験 …… 5

3－1　計画低水路法線形状の検討 …… 5

3－1－1　固定床模型による検討 …… 5

3－1－2　移動床模型による検討 …… 10

3－1－3　木津川河床勾配の取扱に関する検討 …… 13

3－1－4　総括検討 …… 14

3－1－5　結　　論 …… 16

3－2　木津川床固工に関する模型実験 …… 17

3－2－1　設置位置と問題点 …… 17

3－2－2　実験条件 …… 18

3－2－3　床固工原案の検討 …… 18

3－2－4　床固工修正案の検討 …… 21

3－2－5　ま と め …… 23

3－3　三川合流隔流堤に関する実験 …… 24

3－3－1　隔流堤長34.6Km、高さ2.7m案における実験 …… 26

3－3－2　隔流堤35.2Km、高さ2.7m案における実験 …… 31

3－3－3　隔流堤34.6Km、高さ2.0m案における実験 …… 35

3－3－4　隔流堤35.2Km、高さ2.0m案における実験 …… 36

3－3－5　長さ36.0Kmまで、高さ2.7m案における実験 …… 37

3－3－6　計画河道における実験 …… 38

3－3－7　ま と め …… 38

4　旧淀川地区模型実験 …… 148

4－1　毛馬閘門に関する模型実験 …… 148

4－1－1　定常状態における実験 …… 149

4－1－2　非定常状態における実験 …… 150

4－1－3　ま と め …… 151

4－2　毛馬洗堰下流部模型実験 …… 151

4－2－1　観察実験 …… 152

4－2－2　本 実 験 …… 153

4－2－3　ま と め …… 155

5　長柄地区模型実験 …… 177
5－1　計画低水路法線形状と大堰設置の検討 …… 177
5－1－1　低水路法線形状の検討（固定床模型実験） …… 177
5－1－2　大堰設置位置の検討（固定床模型実験） …… 180
5－1－3　低水路法線形状、堰位置の検討（移動床模型実験） …… 180
5－1－4　ま と め …… 181
5－2　淀川大堰仮締切に関する模型実験 …… 182
5－2－1　実験概要 …… 182
5－2－2　河床変動の相似性 …… 184
5－2－3　仮締切第1案形状における実験 …… 185
5－2－4　仮締切第2案形状における実験 …… 187
5－2－5　仮締切第3案形状における実験 …… 189
5－2－6　仮締切縮少・築島案における実験 …… 190
5－2－7　第3期仮締切における実験 …… 191
5－2－8　工事完成後における実験 …… 192
5－2－9　ま と め …… 193
5－3　せき直下流の護床工に関する調査 …… 320
5－3－1　目　　的 …… 320
5－3－2　実験方法 …… 320
5－3－3　実験結果 …… 322
5－3－4　結　　論 …… 326
あ と が き …… 333
附　　表 …… 343

目　　次

図－3－1	低水路法線形状概要図	40
図－3－2－1	流況比較図	41
図－3－2－2	水位縦断比較図	42
図－3－3－1～2	流況比較図	43～44
図－3－3－3～4	水位縦断比較図	45
図－3－4－1～3	流況比較図	46～48
図－3－4－4～6	水位縦断比較図	49～50
図－3－5－1～5	流速比較図	51～55
図－3－6	水位縦断比較図	56
図－3－7	流況比較図	57
図－3－8	河床変動図	59
図－3－9	水位縦断比較図	61
図－3－10	流況比較図	62
図－3－11－1	水位縦断比較図	63
図－3－11－2	河床変動図	65
図－3－12	流況比較図	67
図－3－13	河床変動比較図	69
図－3－14	水位縦断図	71
図－3－15	流況比較図	72
図－3－16	水位縦断比較図	73
図－3－17	流況比較図	74
図－3－18	床固工概要図	75
図－3－19	水位縦断図	76
図－3－20	流　速　図	77
図－3－21	流　況　図	79
図－3－22	河床変動比較図	81
図－3－23	水位縦断比較図	83
図－3－24	流速比較図	84
図－3－25	流況比較図	85
図－3－26	水位縦断図	87

図－3－27－1　流　速　図 …… 88
図－3－27－2　流　況　図 …… 89
図－3－28　河床変動比較図 …… 91
図－3－29－1　水位縦断比較図 …… 93
図－3－29－2　流速比較図 …… 94
図－3－29－3　流況比較図 …… 95
図－3－29－4　河床変動比較図 …… 97
図－3－30－1　水位縦断比較図 …… 99
図－3－30－2　流速比較図 …… 100
図－3－30－3　流況比較図 …… 101
図－3－30－4　河床変動比較図 …… 103
図－3－31　水位縦断比較図 …… 105
図－3－32－1　流速比較図 …… 106
図－3－32－2　流況比較図 …… 107
図－3－32－3　河床変動比較図 …… 109
図－3－33　水位縦断比較図 …… 111
図－3－34－1　流速比較図 …… 112
図－3－34－2　流況比較図 …… 113
図－3－35　淀川三川合流部平面図 …… 115
図－3－36　水位縦断図 …… 116
図－3－37－1～5　流況比較図 …… 117～121
図－3－38　河床変動図 …… 123
図－3－39　水位縦断図 …… 125
図－3－40－1～4　流況比較図 …… 126～129
図－3－41　水位縦断図 …… 130
図－3－42　河床変動図 …… 131
図－3－43　水位縦断図 …… 133
図－3－44　水位縦断図 …… 134
図－3－45－1～3　流況比較図 …… 135～137
図－3－46　水位縦断図 …… 138
図－3－47－1～3　流況比較図 …… 139～141
図－3－48－1～2　流況比較図 …… 142～143

図－3－49	水位縦断図	144
図－3－50－1～3	流況比較図	145～147
図－4－1－1	毛馬閘門模型概要図	157
図－4－1－2－1	水位・流速関係図	158
図－4－1－2－2	流出係数，水位差，流速関係図	158
図－4－1－2－3	水位差，流出係数，流速関係図	159
図－4－1－3－1	閘室内位置，動揺量	159
図－4－1－3－2	閘室内水面動揺量減衰率	160
図－4－1－4	時間，水位関係図	160
図－4－2－1	淀川大堰及洗堰附近概略図	161
図－4－2－2	導流堤概要図	163
図－4－2－3－1～2	流況比較図	165～167
図－4－2－4	流　況　図	169
図－4－2－5	流速ベクトル図	171
図－4－2－6	流・況　図	173
図－4－2－7	流速ベクトル図	175
図－5－1	淀川大堰建設計画概要図	194
図－5－2－1～2	水位縦断比較図	195～196
図－5－3－1～2	流況，流速図	197～199
図－5－4－1～2	流況，流速図	201～203
図－5－4－3	流況，流速比較図	205
図－5－5	河床変動図	207
図－5－6	河床変動比較図	209
図－5－7	仮締切平面図（第２期）	210
図－5－8－1	水位縦断比較図	211
図－5－8－2～3	流況比較図	212～213
図－5－8－4	河床横断比較図	114
図－5－8－5～6	等高線比較図	215～116
図－5－8－7～8	分流量・単位巾流量比較図	217
図－5－9－1～3	導流壁詳細図	218～219
図－5－10－1～2	水位縦断比較図	220～221
図－5－10－3～6	流況比較図	222～225

図－５－１０－７～９　河床横断比較図 …… ２２６～２２８
図－５－１０－１０～１３　等高線比較図 …… ２２９～２３２
図－５－１０－１４　分流量・単位巾流量比較図 …… ２３３
図－５－１１－１～２　水位縦断比較図 …… ２３４～２３５
図－５－１１－３～６　流況比較図 …… ２３６～２３９
図－５－１１－７～１０　河床横断比較図 …… ２４０～２４３
図－５－１１－１１～１４　等高線比較図 …… ２４４～２４７
図－５－１２－１　水位縦断比較図 …… ２４８
図－５－１２－２～３　流況比較図 …… ２４９～２５０
図－５－１２－４～５　河床横断比較図 …… ２５１～２５２
図－５－１２－６～７　等高線比較図 …… ２５３～２５４
図－５－１２－８～１１　分流量・単位巾流量比較図 …… ２５５～２５６
図－５－１３－１～２　水位縦断比較図 …… ２５７～２５８
図－５－１３－３～６　流況比較図 …… ２５９～２６２
図－５－１３－７～１０　河床横断比較図 …… ２６３～２６６
図－５－１３－１１～１４　等高線比較図 …… ２６７～２７０
図－５－１３－１５　分流量・単位巾流量比較図 …… ２７１
図－５－１４　第２期仮締切概要図 …… ２７２
図－５－１５－１　水位縦断比較図 …… ２７３
図－５－１５－２～３　流況比較図 …… ２７４～２７５
図－５－１５－４～７　河床横断比較図 …… ２７６～２７９
図－５－１５－８～９　等高線比較図 …… ２８０～２８１
図－５－１５－１０～１１　分流量・単位巾流量比較図 …… ２８２
図－５－１６　仮締切平面図 …… ２８３
図－５－１７－１　水位縦断比較図 …… ２８４
図－５－１７－２～３　流況比較図 …… ２８５～２８６
図－５－１７－４～５　河床横断比較図 …… ２８７～２８８
図－５－１７－６～７　等高線比較図 …… ２８９～２９０
図－５－１７－８　分流量・単位巾流量比較図 …… ２９１
図－５－１８－１　水位縦断比較図 …… ２９２
図－５－１８－２～３　流況比較図 …… ２９３～２９４
図－５－１８－４～５　河床横断比較図 …… ２９５～２９６

図－5－18－6～7　等高線比較図 …… 297～298
図－5－18－8～9　分流量・単位巾流量比較図 …… 299
図－5－19－1　水位縦断比較図 …… 300
図－5－19－2～3　流況比較図 …… 301～302
図－5－19－4～7　河床横断比較図 …… 303～306
図－5－19－8～10　等高線比較図 …… 307～309
図－5－19－11～12　分流量・単位巾流量比較図 …… 310
図－5－20－1　水位縦断図 …… 311
図－5－20－2　流　況　図 …… 313
図－5－20－3～5　河床横断比較図 …… 315～317
図－5－20－6～8　分流量・単位巾流量比較図 …… 318～319
図－5－21－1　実験装置概略図 …… 320
図－5－21－2　主ゲートのリップ形状 …… 322
図－5－22－1～2　開度αと単位巾流出量q_sの関係 …… 323
図－5－23－1～3　河床高ＧＨと単位巾流出量q_sの関係 …… 324～325
図－5－24－1～2　河床高ＧＨと最大流速Vmaxの関係 …… 327
附図－5－1－1～9　流速分布図 …… 334～342

まえがき

淀川河道計画に関する模型実験は、土木研究所鹿島試験所において昭和43年度から昭和48年度にかけて実施したが内容的には、次の2つに大別される。

1) 低水路河道計画の検討

2) 河川構造物の建設計画に関する検討

1)については、上流三川の宇治川40.0Km、木津川4.0Km、桂川4.0Kmから三川合流部中流部を経て7.0Km附近までの河道整備計画のうち、とくに低水路法線形状の計画案について実験・検討を加え、31.0Kmから13.0Kmまでの中流部については、法線形状の妥当案を見出し、土木研究所資料第647号S.46.3で報告した。その後三川およびその合流点の低水路法線形状、構造物の取扱についての実験・検討、木津川河床の取扱いについての実験・検討を行なった。

2)については、大規模な河道掘削計画の実施にともなう淀川大堰建設のための仮締切設置に関する検討、大堰のゲート直下流における河床高と、その護床工の設定資料を得た。また、9.6Kmから9.8Kmにかけての左岸で分派している旧淀川とのあいだの洗堰、船舶航行のための開門の建設に関して、前者では洗堰下流部の導流堤規模・構造について、後者では閘室内への給水方法について模型実験を行なった。

ここに都市河川としての重要度の高い淀川における大規模な河道計画に関する一連の模型実験結果をとりまとめ報告する。

なお、淀川河道計画模型実験のこれまでの実施内容のあらましを年度別に示すと次表の通りである。

淀川河道計画模型実験の経緯

課題名	実験年度	実験名	実験・検討目的	実験方法	備考	報告方法
淀川河道計画模型実験	昭和43年度	模型検証実験	現地に対する模型の相似性について	固定床模型	現状河道模型実験 縮尺 水平1/100、鉛直1/40	
	〃 44年度	枚方地区模型実験	計画低水路の法線形状検討	固定床模型 移動床模型	縮尺 水平1/100、鉛直1/40 縮尺 水平1/60、鉛直1/60	土研資料647号 S.46
	〃 44～45年度	一ツ屋地区模型実験	〃 〃	固定床模型 移動床模型	縮尺 水平1/100、鉛直1/40 縮尺 水平1/60、鉛直1/60	
	〃 45～46年度	長柄地区模型実験	計画低水路法線形状及び大堰建設位置の検討	固定床模型 移動床模型	縮尺 水平1/100、鉛直1/40 縮尺 水平1/60、鉛直1/60	
	〃 46年度	毛馬洗堰下流部模型実験	洗堰下流部の導流堤規導流堤規模の検討	固定床模型	縮尺 水平1/100、鉛直1/40	今回報告
	〃 46年度	三川合流部模型実験	淀川本川に対する三川の合流機構の計画検討	固定床模型 移動床模型	縮尺 水平1/100、鉛直1/40 縮尺 水平1/60、鉛直1/60	
淀川河水排水模型実験	〃 46年度	旧淀川河水排水に関する実験	旧淀川の内水排除と淀川本川の汚濁調査、対策	固定床模型	縮尺 水平1/100、鉛直1/40	土研資料700号 S.46
	〃 47～48年度	淀川大堰仮締切に関する実験	仮締切設置と洪水疎通橋梁等の保護対策検討	固定床二次元水路 移動床模型	水平＝鉛直＝1/15 縮尺 水平1/60、鉛直1/60	
淀川大堰水理模型実験	〃 47年度	三川合流部床固工実験	木津川河床維持、淀川本川の計画河床維持対策	移動床模型	縮尺 水平1/60、鉛直1/60	今回報告
	〃 47年度	三川合流部隔流堤に関する実験	桂川の汚水の隔流効果と洪水への堤体の疎害検討	移動床模型	縮尺 水平1/60、鉛直1/60	
	〃 47年度	毛馬閘門に関する模型実験	閘室内船舶の安全を考慮した給水方法の検討	固定床模型	縮尺 水平1/100、鉛直1/40	

1　現状河川の概要

宇治川・木津川および桂川を含む淀川の河道状況、その整備計画、さらに沿岸の概況については、（土木研究所資料第647号）にのべたので、ここでは実験を行なった三川合流部、長柄地区の現況のあらましを記す。

宇治川、木津川、桂川の淀川上流三川においては、これまでの計画高水流量が宇治川の天ケ瀬で900m³／S、木津川の加茂で4650m³／S、桂川の羽束師で2780m³／Sとなっており、これまでの三川における洪水、つまり淀川における洪水時も三川のうち最も木津川の勢力が支配的であった。したがって河床勾配も1／1000～1／1300で、かなり急なもので流送土砂も最も多いものであろう。これに次いで桂川、宇治川の順となっている。

この三川の状況に対して、三川の合流地点の現況は宇治川と桂川の高水合流点が37.0Km、低水時は隔流堤によって34.4Km附近が合流点となっている。宇治川と木津川との合流は、37.2Kmから35.8Kmまで導流堤が設置されていて、高水合流点は35.8Km、低水時のそれは35.0Km附近となっており、かなり複雑な合流機構である。

このように2Km余の区間で三川が合流し、しかもこの合流部は左岸に標高142mの男山、右岸には270mの天王山がせまり、狭窄部となっている。したがって鉄道あるいは道路の主要路線が左右両岸に接近しているところである。

次に長柄地区の現況であるが、10.0Kmから9.0Km附近の河道巾は650m～700m、このうち右岸側はOP4.0m程度の高さの高水敷が500m余り、残る150m～160mが低水路でOP－3.0～4.0mの河床高となって左岸本堤に接近している。また、9.6Kmから9.5Kmにかけての左岸には大阪市内を流下する旧淀川が分派しており、分派点には洗堰、閘門が設けられている。これより下流側では9.4Kmから9.6Kmにかけて阪急電鉄千里山線、この200mほど下流に長柄橋および可動堰等の橋脚が存在している。

近年淀川沿岸における市街化の傾向はめざましく、下流部の大阪府をはじめ、京都府、奈良市を中心とした上流部の開発も進められている。

一方、上流三川を含む淀川の洪水流量は、これまでの計画高水流量6950m³／S（25.8Km枚方地点）を上まわるものが多く、計画高水流量の改訂が望まれ、これにともなう大規模な河道の整備計画が検討された。

淀川における計画高水流量の検討は、とりもなおさず上流三川の計画高水流量の検討であり、その疎通を考慮した河道整備も同様である。計画高水流量は従来の6950m³／Sに対して12000m³／Sに大巾な増加となり、これにともなう河道整備が実施されればとくに桂川の流量増加が大きい。

このように流量配分の変化によって、三川合流部の合流機構の検討および中・下流部の河川構造物の取扱等の検討が必要となった。

2　模型実験の相似律

開水路における流れの相似は、一般にFroude の相似則より求められるが、河床変動のともなう移動床模型においては、その状況をより現地の現象に近づけるために流砂量の相似が成立つよう努力することが必要であり、時間縮尺は流砂の連続式および運動式より求める方が、現地の現象にあった結果を得ることができる。

流砂の連続式は次式で表される、

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s}+\frac{1}{B(1-\lambda)}\cdot\frac{\partial Q_s}{\partial x}=0 \qquad \cdots\cdots (1)$$

ここに　Z：河床深さ方向距離　　t_s：時間

B：川巾　　λ：空隙率

Q_s：全巾流砂量　　x：流れ方向距離

これより

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

であることを用いて

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

そこで、移動床模型の時間縮尺 t_{sr} は

$$t_{sr}=h_r\cdot(1-\lambda)_r\cdot X_r^{2}\cdot Q_{sr}^{-1} \qquad \cdots\cdots (3)$$

となる。

次に流砂量の縮尺は、流砂量式として掃流砂を対象として考えられた佐藤・吉川・芦田公式（土研式）、浮遊砂を考慮して考えられたBrown式、そして石炭粉の流送特性実験から得た実験式がある。

(1)　土研式

$$Q_B=B\cdot q_B=B\cdot\frac{\varphi\cdot F\cdot u_*^{3}}{\{(\sigma/\rho-1)\}\cdot g} \qquad \cdots\cdots (4)$$

次に(4)式は

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

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

とすると、次のようになる

$$Q_{Br} = B_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho - 1)_r \cdot g_r} \cdot u_{*r}^3 \quad \cdots\cdots (5)$$

(2) Brown 式

$$Q_T = B \cdot q_T = B \cdot 10 \cdot \frac{u_*^5}{g^2 (\sigma/\rho - 1) \cdot d} \quad \cdots\cdots (6)$$

同様に(6)式は $d_r = d_p / d_m$ とすると

$$Q_{Tr} = B_r \cdot q_{Tr} = B_r \cdot \frac{u_{*r}^5}{g_r^2 (\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \quad \cdots\cdots (7)$$

となる。

(3) 実験式

$$Q_e = B \cdot q_e = B \cdot \frac{V^4}{(\sigma/\rho - 1)^{3/2} \cdot d^{1/2} \cdot g^{3/2}} \quad \cdots\cdots (8)$$

次に、上式(8)は $V_r = h_r^{1/2}$, $g_r = 1$, $d_r = d_p / d_m$ とすると

$$Q_{er} = B \cdot q_{er} = X_r \cdot h_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^{-3/2} \cdot d_r^{-1/2} \quad \cdots\cdots (9)$$

以上の(5)、(7)、(9)式を(3)式の Q_{sr} に代入するとそれぞれ

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

$$= \frac{X_r \cdot h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r}{\varphi_r \cdot F_r \cdot u_{*r}^3} \text{（土研式）} \quad \cdots\cdots (10)$$

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

$$= X_r \cdot h_r (1-\lambda)_r \cdot \frac{(\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d^r}{u_{*r}^5} \text{（Brown式）} \quad \cdots\cdots (11)$$

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

$$= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho - 1)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2} \cdot X_r}{h_r} \text{（実験式）} \quad \cdots\cdots (12)$$

以上のようにして流砂量・時間縮尺が求められる。

淀川における河床材料の平均粒径が 0.3 ㎝程度、その比重は 2.65、模型に用いた河床材料の石炭粉は平均粒径 0.021 ㎝、比重 1.5 であることを考慮して流砂量・時間縮尺を求めると次の通りである。

土研式による流砂量縮尺（Q_{Br}） 8473、時間縮尺（t_{sr}） 25.48

Brown 式による流砂量縮尺（Q_{Tr}）10720、時間縮尺（t_{sr}） 20.12

実験式による流砂量縮尺（Q_{er}） 9391、時間縮尺（t_{sr}） 22.69

ここで、淀川の河道内における砂堆などの現況から判断して、かなり掃流型のものであろうと考えられ、土研式による値に近い時間縮尺（t_{sr}）23とした。

3. 三川合流部模型実験

計画高水流量の改訂にともなった大規模な河道の掘削計画と、宇治川・木津川・桂川の三川合流機構の計画案（淀川工事事務所で立案された第１案、第２案）の妥当性について模型実験により検討を加え、その結果から第3案を立案した。ここでは、三川合流部模型実験の経過とその結果を報告する。

3－1　計画低水路法線形状の検討

3－1－1　固定床模型による検討

近畿地方建設局淀川工事事務所では、三川合流部の計画低水路法線形状および導流堤の取扱いについて二通りの案が考えられている（図－3－1参照）。すなわち、

① 第１案はこれまでの木津川の導流堤をそのまま残し、宇治川と桂川との低水導流堤（隔流堤）を撤去した形状である。

② 第２案は現在設置されている木津川導流堤の３６.０Kmから３５.６Km附近を約５０ｍ木津川の河道側に引堤し、宇治川・桂川側の河道は第１案と同様の形状である。これは桂川の洪水流量増加を考慮して宇治川・桂川側の河積増加を計ったものである。

これら２案の実験結果によると一部不都合な点が観察されたので、これを修正した次の第３案が考えられた。

③ 第３案は、宇治川、桂川側の３６.０Km右岸附近の死水域を緩和するために、３７.０Km附近の低水路法線を右岸に約２０ｍ程度移して曲率を緩らげ、さらに３５.２Kmから３６.４Kmにかけての低水路を左岸側に約２０ｍ程度移動し、全体的に低水路の直線化を計り、さらに木津川右岸において1.0Kmから導流堤高水敷先端部まで、最大巾６０ｍ程度削り３５.０Kmより下流部に対する流況の右岸への偏移を緩和しようとした。

実験は、この３案について最初固定床模型で行ない、それぞれの水理現象を細かく観測し、その結果の比較・検討を行なった。そして妥当と判断される低水路法線形状が見出されたのち、移動床模型によってこの法線形状における水理現象が河道維持のうえで、とくに河床に与える影響、これによって起こる河床変動状況、木津川の計画河床勾配の取扱について検討した。

実験は表－３－１に示す１７ケース行ない、採用した流量は3000㎥／ｓ、6000㎥／ｓ、12700㎥／ｓの３種類である。ここで、3000㎥／ｓについては、淀川において割合頻度の高い洪水がこの程度の流量であること、6000㎥／ｓは昭和４０年９月の２４号台風による出水の実測値（２５.８Kmの枚方地点で5960㎥／ｓ）とほぼ同じであり、しかもこれまでの計画高水流量（６９５０㎥／ｓ）に近い値で、この種の洪水は過去１０年程度で数回にも及ぶものである。また１２７００㎥／ｓは、今後改訂されるであろう計画高水流量で、この三川への配分量は宇治川１５００㎥／ｓ、木津川６１００㎥／ｓ、桂川５１００㎥／ｓに計画されている。なお、計画高水流量は、２５.８Kmの枚方地点で１２０００㎥／ｓであるが、これを三川合流点附近で考えると１２７００㎥／ｓとなるため、実験ではこれを用いた。

流量３０００㎥／ｓ、６０００㎥／ｓの三川への配分量は、計画高水量の三川配分割合で配分した。な

表-3-1　実験条件説明表

固定床模型実験

実験番号	法線形状	流量 (m³/s) 合計流量	木津川	宇治川	桂川	下流水位 31.4Km 0.9m	備考
1	第1案	6,000	2,880	708	2,412	11.17	計画流量配分
2		6,000	1,880	708	3,412	11.17	桂川の流量大
3		6,000	3,880	708	1,412	11.17	木津川流量大
4		12,700	6,100	1,500	5,100	14,27	計画流量配分
5		3,000	1,440	354	1,206	8,60	計画流量配分
6	第2案	6,000	2,880	708	2,412	11.17	計画流量配分
7		6,000	1,880	708	3,412	11.17	桂川流量大
8	第3案	6,000	2,880	708	2,412	11.17	計画流量配分
9		6,000	1,880	708	3,412	11.17	桂川流量大
10		6,000	3,880	708	1,412	11.17	木津川流量大
11		12,700	6,100	1,500	5,100	14,27	計画流量配分
12		3,000	1,440	354	1,206	8,60	計画流量配分

移動床模型実験　　32.2k

1	第3案	12,700	6,100	1,500	5,100	14,68	計画流量配分
2		6,000	2,880	708	2,412	11,35	計画流量配分
3		6,000	3,880	708	1,412	11,35	木津川流量大
4		6,000	2,880	708	2,412	11,35	計画流量配分 k　k 木津川河床 0.0～1.0まで1/200
5		6,000	2,880	708	2,412	11,35	計画流量配分 k　k 木津川河床 0.0～1/500，2.8に帯工

お、ここに流量配分のかたちとして実験番号1、5、6、8、12をC型配分とする。しかし、今後桂川における洪水流量がかなり増加する事も予想されるので実験番号2、7、9では桂川を主体とした三川流量配分で検討した。これをR型配分とし、さらに既往洪水頻度およびその流量割合等から木津川の流量がかなり多くなる場合も予想されるので、実験番号3、10では木津川を主体とした流量配分で検討し、これをL型配分とする。

31.4Km 地点において与えた下流水位は、計画河道により淀川河口から水理計算を行った値を用いた。

まづ、6000m³/s の流量のC型配分とした場合、第1案法線、第2案法線、これに第3案法線の3ケースについて実験結果の比較を行なってみると（図-3-2参照）、第1案法線における流線は三川それぞれのわん曲局部における低水路法線形状に従がった流れかたを示しているが、宇治川・桂川の36.4Km附近から35.4Km附近の低水路右岸部分と、木津川側の36.0Km附近から34.4Km 附近の低水路左岸側に死水域が発生している。この反面、宇治川・桂川側においては37.0Kmの低水路右岸の護岸にかなり接近した流れがあり、木津川側においては導流堤先端部の高水敷の上を越流して

宇治川・桂川側の河道に直接流入する流線が観測された。また、34.6Km附近における宇治川・桂川側の流線と木津川側の流線の状況をみると、やや河道右岸側に集敛する傾向を示している。これに対して第2案法線形状の宇治川・桂川側の流線、とくに導流堤附近のそれはほぼ導流堤の移動分だけ左岸に移動し、直線性となって流下する。したがって35.8Km～35.6Km附近に致ってその流線は右岸側低水路護岸附近に接近して流下する。これは第1案法線の場合よりも顕著である。一方、木津川側においては導流堤の移動によってこの附近における高水敷上の流れは制約をうけるが、木津川河道内においてはさして変化は認められない。ただ、導流堤先端部に至って宇治川・桂川側に高水敷を越流する傾向が強いように観察され、これが34.8Km～34.6Kmに至ると第1案法線の時より右岸側に移動する流線が観測された。

次に桂川を主体とした三川の流量配分（R型配分）で第1案法線および第2案法線形状について流況を比較すると（図-3-3-1参照）、第1案、第2案ともにその流線はC型配分の場合とほぼ同様の傾向を示すが、C型配分より桂川の流量が1000㎥／s多く、木津川のそれが1000㎥／s少なくなっていることから、導流堤先端部の高水敷上の流向が宇治川・桂川側から木津川側へ越流していること、35.0Km附近より下流部、つまり三川が合流した時点における流線が低水路左岸側に移る傾向を示している。

このように、第1案および第2案法線形状ともに、三川それぞれの河道内における流況には大きな問題はないものと判断されるが、三川の洪水流量形態を考慮し合流域あるいはその下流の流線を細かく観た場合、35.0Km附近より下流で計画低水路法線に平行した流線とすることが望ましい。そこで、36.0Km附近の右岸側における死水域および35.0Km附近より下流部における流線の偏移等を緩和するため、低水路法線形状の一部修正を加えたものが第3案である。

第3案は、木津川と宇治川の間にある導流堤の高水敷を狭めるもので、導流堤本体に対しては、かなり危険な条件となるが、導流堤と35.0Kmより下流の右岸側低水路護岸およびこの附近の本堤との重要度を比較すれば、本堤を主、導流堤を従と考えるべきであろう。このような観点から、導導堤高水敷を削り、この地点で流向を変え、本堤への水衝りを緩和することが賢明であろう。ここで、これまでに行なった第1案、第2案法線形状における実験結果と、第3案法線形状での実験結果を比較してみる。（図-3-3-2参照）

まづ、計画高水流量と同じ割合に洪水流量6000㎥／sを三川に配分した実験№8の場合の実験結果では宇治川・桂川側の36.8Km附近から下流右岸に発生する死水域もやや小規模になったように観察され、この現象は宇治川・桂川側の導流堤先端部および35.5～35.0Km左岸側の、いわゆる木津川領域においても同様の傾向を示す。また、導流堤先端部における流線が、宇治川・桂川側および木津川側ともに、かなり導流堤に接近するが35.0Kmより下流に致って第1案および第2案の場合より全体的に左岸側に移り、河道全体にかなり均衡のとれた流況に変わっているものである（図-3-3-2）。

ここで、桂川の高水流量の増加を考慮した実験検討もさることながら、やはり既往洪水頻度およびその流量割合等を考えあわせれば、木津川の出水流量がかなり多くなる場合も予想される。このような観点から、さきに行なった桂川の流量の大きいケースと反対に木津川の流量を1000㎥／s

多くした条件（Ｌ型配分）で、第１案法線形状および第３案法線形における流況を求め比較を行なってみる（図－３－４－１参照）。

まづ、第１案法線形状においては木津川の流量が大きいため、その流勢においてもかなり支配的となり35.6㎞から34.6㎞附近の導流堤先端部の高水敷を木津川側から越流した流れが宇治川・桂川の表面流向をその河道右岸方向に移行させているように観察される。なお、合流前の両河道内の流線は宇治川・桂川側においてはさして変らないが、木津川側においてはその流量が多いので低水路法線形状よりやや直線的に流れる傾向を示している。

これに対して第３案法線形状は桂川0.0㎞附付と、宇治川・桂川と合流してから36.2㎞から35.2㎞附近にかけてその低水路法線形状を修正している。つまり、桂川0.0㎞附近は低水路を右岸側に２０ｍ～２５ｍほど移動し、これより下流部の36.2㎞から35.2㎞にかけては左岸側に最大巾２０ｍ程度移動しているため35.8㎞の左岸の導流堤先端部附近での低水路の導流堤にかなり接近し、残す高水敷は５ｍ程度となっている。したがってその実験結果においても法線形状の影響が明らかに現われ、37.0㎞から35.4㎞附近までの流線は第１案の結果と比較して37.0㎞附近では、やや右に移り、これより下流では左岸側に移る傾向を示している。

一方、木津川側における法線は1.0㎞から導流堤先端までの高水敷を第１案より最大巾60ｍほど削ったものであるが、この実験結果において、その表面流線はあまり顕著にはあらわれていない。ただ、木津川1.0㎞より下流側の右岸よりの流れが、その附近の低水路法線形状に従がった流跡を示し、導流堤先端より下流側の高水敷を越流する状況も第１案のそれと比較して、やや左に流向を変えている。この現象は導流堤の高水敷より下流、つまり35.2㎞附近より下流における流線の挙動の一つの原因となることが考えられ、第１案と第３案法線とでは出発点をほぼ同一にする流線は、第１案法線の流線に対して第３案法線の流線は左側に移ることを期待したが、結果においては、桂川の流量1000㎥／ｓ減、木津川の流量1000㎥／ｓ増の影響が法線形状の修正のそれよりも大きく、第３案の流線は多少ではあるが第１案の流線の右側に移っている（図－３－４－１参照）。

流量12700㎥／ｓ、3000㎥／ｓによる実験

これまで、三川の合流部における計画低水路法線形状第１案、第２案および第３案について、三川の洪水合計流量6000㎥／ｓの合流機構、とくにその流線について比較を行なってきたが、ここで、今後改訂されるであろうところの計画高水流量12700㎥／ｓ（25.8㎞の枚方地点においては12000㎥／ｓ）と割合に頻度の多い中小洪水流量程度の3000㎥／ｓについての三川の合流機構の把握のための実験も行なっている。

まづ、１２７００㎥／ｓの実験結果、第１案法線形状の場合の流線は実験№１の場合6000㎥／ｓの流線とほぼ似た傾向を示している。また、第１案法線形状の結果と、第３案法線形状の結果とを比較してみると流量6000㎥／ｓの場合よりも法線形状の変更の効果が大きく現われ、宇治川・桂川および木津川のそれぞれの河道内においてもさることながら、35.6㎞～35.4㎞附近より下流の合流域における流況は、かなりこの附近の河道に平行した流跡線が得られた（図－３－４－２参照）。

次に、3000㎥／ｓにおける実験結果であるが、この流量では、低水路の流下能力が充分なため

高水敷には無関係に三川の低水路内だけで処理されている。したがって、その流線においても宇治川・桂川側および木津川側とも低水路法線形状にしたがった流況を示している（図－3－4－3参照）。なお、河道内の流勢においても、流量が少ないことから、かなりゆるやかなものである。

ここで、低水路の法線形状第1案から第3案に対する12700㎥／s、6000㎥／sおよび3000㎥／sのそれぞれの条件における実験から得られた流速について検討してみる。

まづ、低水路法線形状第1案、第2案および第3案に対して6000㎥／sの流量の三川配分を、計画高水流量の三川配分比と同じにした場合の結果であるが、三川の合流による複雑な現象と、河道のわん曲とが重なっているために流速においても法線形状の影響が大きいように観察され、その変化によってそれぞれの測定断面の横断分布がかわっている。これは導流堤を木津川側に移動し、宇治川・桂川側河道の高水時の河積を増加し、木津川のそれを減少させている第2案、あるいは場所によっては低水路を、その巾および断面積を変えずに平行移動したところもあり、第3案の木津川下流部のように右岸高水敷を削り左岸はそのままのため、右岸の低水路法線形状を変えたことが、実はその附近の断面積を増加させたことになっているところもある。

このように断面積の増減、法線の移動等を前おきし、第1案を基準として、第2、第3案法線における流速値の横断分布を観ると、35.8㎞の測点の宇治川・桂川側において、第1案の場合の表面最大流速が約2.0m／sに対して第2案でのそれが1.3m／sで、約0.7m程度小さくなっていることは、明らかに高水河積の増加によるものであろう。また、第3案法線形状においては場所によって第1案の流速値とほぼ同じ値もみられるが、全体的には第1案と第2案の中間程度の値となっている（図－3－5－1参照）。

一方、木津川側における流速も導流堤法線および断面積の変化によって変動するが、これは宇治川・桂川側における現象と交互になっている。たとえば、第1案の流速値を基準として第2案は導流堤の移動によって宇治川・桂川側の高水断面積が大きくなっていることから流速も小さくなっており、この反対に木津川側では第1案の流速に対して第2案の方が流速は増加している。また、第3案法線形の結果においては、宇治川・桂川側における断面積は第1案のそれとほぼ同じ程度のものであるが低水路を移動し流れの直線化を計っているため流速値も第2案よりやや大きくなり、第1案との中間程度の値を示している。木津川側においては流線の矯正を目的として、右岸高水敷を削っているため、断面積増加の影響によるものと思われる流速低下現象がみられる（図－3－5－1参照）。

次に、今後の桂川の流量増加を考慮した実験№2、№7、№9での実験結果、桂川の流量が前の実験より1000㎥／s多いだけに35.8㎞の流速においても約0.5m程度大きくなっていることと、宇治川・桂川側の流速横断分布からも明らかなように、やゝ左岸側に、つまり導流堤方向にその流心の移っていることもうかがえる。また、法線形状と流速値の関係については、第1案と第3案がほぼ同じ程度であり、第2案法線の結果がやや小さくなっている。木津川側においては顕著な傾向は示さない（図－3－5－2参照）。

また、木津川を主体とした洪水を考慮した実験№3、№10の結果を比較してみると、ところによっては第3案の流速値のほうが第1案のそれより大きいものもみられるが、全体的には大差ないも

のと判断される（図－3－5－3参照）。

6000㎥／sの洪水流量による実験結果、流速について第1案、第2案および第3案法線形状の比較を行なってきたが、ここで、計画高水流量12700㎥／sと小洪水の3000㎥／sの2つの流量についても流速値、あるいはその傾向を観察してみる。流量12700㎥／sの実験結果、まづ宇治川・桂川側における35.8㎞附近の流速は、横断方向の最大値が、第1案において約2.5m／s程度、第3案のそれにおいては2.2～2.3m／sを示し、しかも河道の左岸よりの、導流堤に近い所（河道中央とも解釈される）にその最大値が発生している。第3案法線形状の場合もこの傾向はうかがえるが、やや横断方向にバランスのとれた分布状況と判断される。またこれと同じ断面の木津川側における流速は最大値において第1案が2.3m／s程度、第3案では2.5m／sとなっているが、これは2案ともに低水路の中央部附近が最も早いため、護岸等に与える悪影響は少ないものと思われる（図－3－5－4参照）。

中小洪水を考慮した3000㎥／sについて、第1案法線と第3案法線における実験の流速定結果を比較してみる。宇治川・桂川側の35.8㎞の流速値は、第1案の最大1.2～1.3m／sに対して第3案のそれは1.5m／s近くになってはいるが、これも局所的なものであって、横断方向全体の傾向としてみれば大きな差は示さない。木津川側においても1.7～1.8m／sの値であり、第3案の流速が第1案のそれと比較して多少小さくなっている（図－3－5－5参照）。

三川の合流部において、第1案の法線形状に対して第2案・第3案法線形状いづれも36.8㎞から35.4㎞にかけて設置されている導流堤あるいはこの高水敷を主に移動しているので、これにともなった流速値の変化は35.8㎞の導流堤先端部附近に最も顕著に現われることを予想して三者の比較を行なって来たが、これより下流、つまり35.0㎞附近より下流の三川合流後における流速の横断分布は、木津川、あるいは桂川の流量が特に大きい場合の特色・傾向というような最大流速値の発生点の移動がそれぞれのケースごとに観られるが、第1案法線形状に対して第2案・または第3案と法線形状を変化させても、35.0㎞以降の流速値そのものは大きな影響は受けていないものと判断される。そこで、合流後の流線の収斂による水衝現象の緩和を計るために、合流前におけるそれぞれの河道法線、主として導流堤附近の低水路法線形状の修正は妥当なものであると考えられる。

3－1－2　移動床模型による検討

これまでは固定床模型による三川合流部の模型実験のそれぞれの条件による水理現象を求め、導流堤およびこの附近の低水路法線形状各案の比較を行なってきたが、河道内の流跡線・流速などにおいて多少問題は残るにしても、第3案法線形状がほぼ妥当なものと判断された。そこで、第3案法線形状における水理現象が、今後の河道維持のうえで、とくに河床に与える影響、これによって起こる河床変動状況と、木津川における計画河床勾配および床固工の計画等の基礎資料を得るため、第3案法線形状による移動床模型実験を行なった。

模型は、三川合流部固定床模型を用いたため水平縮尺1／100、鉛直縮尺1／40で歪2.5であり移動床模型実験には望ましいものではない。河床材料においても現地のそれは場所により存在する

粒径が異なるものである。しかしこの附近の一般的なものとしてd_m＝12㎜から15㎜程度のものであることから、模型における河床材料は0.1㎜から0.15㎜の細砂を用いなければならないが、このような細かい砂は入手不可能である。そこでd_m＝0.3㎜程度の砂を模型の河床材料として使用したものであり、現地と模型との相似の問題が残る。ここでは、固定床模型実験の検証、あるいは河床変動の定性的な傾向を把握することを目的として実験を行なった。

移動床模型実験は第3案法線形状で5ケース行なっており、その内容は計画高水流量1ケース、6000㎥／sが4ケースである。三川への流量配分は計画高水流量12700㎥／s はそのままの配分とし、6000㎥／sにおいては計画高水流量配分と同じ割合の場合と、これまでの洪水頻度を考慮した木津川の流量が大きい場合とがそれぞれ1ケース、他の2ケースについては木津川の計画河床勾配の取扱について計画高水流量配分と同じ配分に6000㎥／s を流下させたもと、これと同じ流量・配分量で木津川2.7㎞～2.8㎞にモルタル製の床固工を設置して実験した。

まづ、水位の測定結果であるが各ケースごとに実験条件の異なることから水位結果においてもそれぞれ変った値を示している。また、固定床模型実験の結果と比較してみると12700㎥／sの場合0.5～0.7m程度低い値を示し、6000㎥／sの場合においても多少その現象がみられ、それも上流側ほどその傾向が顕著である。これは実験終了直前に水位測定を行なっているので、これまでに河床の低下が起こり、それにともなった水位低下と判断される（図-3-6参照）。

次に、河道内の流況であるが、これについても水位測定と同ように所定の実験時間終了の1時間まえに、三川の合流部を中心としてフルオレッセン等の染料を投下し、その流下状況を追跡して流線観測を行なった。この結果について固定床模型実験結果との比較を行なってみる。

まづ計画高水流量12700㎥の流況であるが、宇治川・桂川側における流線は、固定床模型実験の第3案法線形状における結果と多少の違いは認められるが37.0㎞附近から34.0㎞附近までほぼ同じような流跡線が得られている。木津川側においては0.6㎞から導流堤高水敷下流端附近にかけての低水路内における流線が、固定床模型実験結果よりやや右岸側に移動している。しかしこの現象も導流堤高水敷下流端附近より下流に至っては固定床模型実験の第3案法線の結果と同じ傾向を示すものと判断される（図-3-7）。

このような流況のもとにおける河床変動状況であるが、実験開始後2時間、6時間、および14時間径過後の河床変化を測定した結果、宇治川・桂川の両河床およびこの2川が合流する36.4～36.6㎞附近から35.0㎞附近にかけての河床高には各測定時とも流量の大きい割に顕著な河床変動は示さず、しかも時間の径過にともなうその傾向も認められない。

一方木津川においては、かなり河床変化が進んでおり、この現象を河道縦断的にみると、上流から1.6㎞～1.4㎞附近まではあまり大きな変化もないように観察されるが、1.4㎞附近から下流においては低水路内の右岸が洗堀、左岸側が堆積現象となっている。そして、1.4㎞～1.0㎞附近は堆積域が低水路巾の1／3程度、残り2／3ほどの広い範囲に洗堀域となっているものが、0.3㎞～0.2㎞附近を最大として洗堀域が低水路巾の1／10程度までに減少し、堆積領域が多くなっている。さらにこの地点より下流35.0㎞附近までの区間は、上流部と同様に洗堀域が広くなっているが、その値としては0.2㎞で計画河床高より2m程度低下しているのが最大である。また堆積高においては

0.6Kmから0.4Kmにおける4.0ｍの堆積が最も大きい。さらに35.0より下流部に致って三川の河道は合流したものの、河道内における流勢はまだ宇治川・桂川のものと木津川におけるものとが分離されているように観察される。固定床模型実験における宇治川・桂川および木津川のそれぞれの河道内の掃流力の状況をみると木津川が最も大きく、これに次いで宇治川・桂川側つまり36.6Km附近から35.4Km附近にかけてであり、桂川の0.0Km附近が最も小さな値である。このような固定床実験結果を裏付けるように、移動床模型実験における河床変動状況は宇治川・桂川側より木津川側のほうが大きいように観察され、わん曲部下流の死水域の発生し易い場所である35.0Km附近より下流左岸側は堆積、これと反対に上流の河道内における河床変動の少ない宇治川・桂川側の洪水流の流下領域内では、やや洗堀・河床低下の傾向にある。（図－3－8参照）。

次に洪水流量6000㎥／sを計画高水流量12700㎥／sの三川への配分割合と同じに配分した場合（Ｃ型配分）の実験結果であるが、まづ、流況においては三川の流量そのものが計画高水流量の1／2であり、したがって合流点附近の水位も計画高水位に比べて約3ｍ程度低く、計画高水敷の上の水深もほぼ1.5ｍ程度である（図－3－9参照）。このため、通水時間が14時間近く径過した時点においても洪水流の主なものは低水路を主体として流下しており、三川を全体的に視た場合でも無理のない流下状況と判断される。ただ、木津川の0.0Km右岸の低水路護岸附近にやや小規模の水衝部が現われており、これが河床変動・低水路護岸に多少悪影響を与えるものと思われる（図－3－10参照）。

そこで、このような流量・流況の支配によって起こる河床変化の状況であるが、宇治川・桂川においては37.0Kmおよび0.0Km附近から35.4Km附近までの区間は顕著な変動は認められない。しかし、木津川においては導流堤先端部から1.0Km附近にかけて低水路内左岸側に堆積が起こり、その値は計画河床高より最大2.0ｍ程度高くなっている。これより上流部においては計画河床高よりもやや低下気味の傾向であり、導流堤の先端附近の一部河床高より約2.0ｍの洗堀が認められる。また、これら両河道が合流する35.0Km附近においては、木津川側から流送されたものと思われる土砂が河道中央に1.3～1.4ｍの堆積高となり、35.0Kmから34.2Kmにかけての左岸側にも計画河床から0.6～0.6ｍ高い小規模な堆積域が発生している（図－3－11－2参照）。

（←は計画）

次に流量6000㎥／sで木津川の流量を多くしたＬ型配分の時の実験結果であるが、

まづ流況においては、桂川の流量が減少しているだけに宇治川・桂川側の流勢は弱く、木津川のそれは、かなり強いものである。宇治川・桂川側と木津川側の両者の河道内で観察された流線は、計画配分流量の場合とほぼ同じような傾向を示すが、導流堤先端部の高水敷を木津川側から宇治、桂川側へ著しく越流しており、さらに35.0Kmを中心としてその上下流附近の流向が、やや河道右岸側に向く傾向を示す（図－3－12）。このような流況のもとでの河床変化は、やはり木津川が最も著しく、1.0Kmより上流では河道全般に低下し1.2Km附近で計画河床高より約2ｍほど下がっている。また、これより下流側では河道わん曲部を流下するに従がって0.4Km附近までの左岸高水敷が一部洗堀傾向にあり、低水路内の左岸側に堆積域が現われ、0.4Km附近で低水路巾の½程度となりその高さは計画高より約4ｍ近いものとなる。さらに下流側へ移るにしたがって堆積域は広くなり、導流堤先端附近では低水路全面が堆積域となっている。しかし、その堆積高は0.4Km附近より低い。一方、宇治川・桂川側の35.6Km附近から上流部においては明らかな河床変化は認められないが、

これより下流部、つまり35.6Kmから34.8にかけて、木津川側からの導流堤先端の高水敷を越流する流れによって高水敷が洗堀され、その流送土砂が計画河床高より約1.0m程度高く堆積されている（図－3－13参照）。

3－1－3　木津川河床勾配の取扱に関する検討

淀川上流部の宇治川・桂川および木津川の三川の現状は、それぞれ特色を持った河川であり、河道計画の立案・実施についても取扱にかなりの困難の伴なうものである。淀川本川に対する三川の計画河床縦断勾配においてもその一つで、その中でも、これまで三川のうちで最も排出土砂の多く、しかも河床の高い木津川の計画河床縦断勾配の立案は慎重を要するものである。このような観点から淀川の計画河床高に対する木津川の計画河床の取付け方法を二種類考えたが、その一つが移動床実験のNo.4である。この実験は、淀川本川の河床勾配1／4000に対して木津川は0.0Kmから1.0Kmまでの区間で1／200勾配とし、これより上流は1／1300勾配としたものである。流量は三川合計で6000m³／sで計画配分とした。

実験結果において、まづ水位であるが、流量6000m³／s、しかも三川への配分が計画高水流量と同じ配分量であっても、木津川の水位はその河床縦断形状に大きく支配され、これまでに行なった流量配分の同じケース（実験No.2）に比べ、1.0Kmから1.2Km附近にかけて急に高くなり、1.0Kmと1.2Kmの間で約0.5m程度の上昇を示している。さらに1.2Kmから2.0Kmにかけてはさして顕著な上昇は示さず、再びこれより上流側では当初の河床勾配にほぼ近い水面勾配を示している。一方、宇治川・桂川における水位は、これまでの同じ条件の実験に比べて場所的に多少異なるものではあるが、さして大きな差はなく全体的に見てほぼ同様の傾向を示すものと云える（図－3－14参照）。

実験中の流況は時間の経過とともに多少変化するが、実験No.2の場合と同じような流跡線を示している。ただ、河床勾配の変化によって、その流勢は実験No.2の場合より木津川の流勢が強いように観察された（図－3－15参照）。このような水位・流況のもとにおこる河床の変化は、宇治川・桂川側においては顕著なものではなく、導流堤先端部附近に小規模な堆積域が現われている程度である。しかし、三川が合流する35.0Km附近より下流側と木津川側においては、かなり大きな変動状況を示している。まづ、木津川1.0Km附近より上流側、つまり1／1300勾配の河床は1／200勾配の区間を堺として実験No.2の場合より5m前後高くなっているため、河床は時間の経過とともに低下の方向に向い、その最も低下する場所は1.2Km附近で当初の河床より約4mの低下量を示す。さらに木津川1.0Kmから0.0Kmにかけての河床1／200勾配の区間では、低水路河道全体に堆積の傾向を示すが、これも主として左岸側に多く、量的には当初の河床より1.6Km附近で約3m程度であり、右岸側はさして多いものではない。また、高水敷の部分も多少洗堀されている。さらに1.0Km附近より下流の導流堤先端附近にかけても、河道がわん曲しているため主として低水路内の左岸側に堆積域が現われ反対に右岸側はさして多い堆積を示さず、むしろ導流堤先端に至っては洗堀傾向となっている。これらの堆積および洗堀状況を量的に示すと、堆積が35.4～35.6Km附近の低水路左岸で当初の河床より約6mの大きな値を示している。一方洗堀量においては35.2Km附近に至って1.5m程度の値にとどまっている。なお、このケースにおいてとくに注目されることは木津川

1.0 Km附近より下流の低水路内においては全体的に堆積傾向であることと、同じく木津川の0.4 Km～0.6 Kmの左右両岸の高水敷と導流堤先端部の高水敷がかなり洗堀されることである（図－3－11参照）。

木津川の河床は宇治川・桂川の三川のうちで最も高いため、本川の計画河床に対しての設定方法は種々立案されている。そのうちの一つ、つまり木津川の河床勾配は淀川本川のそれを0.0 Kmまで引き、これより3.0 Kmまでの河床勾配と約1／500とし、さらに3.0 Kmの低水路内に床止工（帯工）を施工したものがケース5の実験である。

まず水位においては実験№4の場合と同ように1.0 Kmから1.2 Kmにかけての水面形の急変などを見てもその傾向は一致していることがうかがえる（図－3－16参照）。流況において、その流線の状況は実験№4と変りなく、ほぼ低水路法線形状に沿ったものであるが、その流勢は河床勾配がゆるいだけにやや実験№4の場合より弱い様に観察される（図－3－17参照）。河床変動状況においては、1.0 Km附近を堺として上流側1.4 Km附近まで低水路右岸側が洗堀、左岸側はその量は少ないが堆積の傾向を示すものである。さらに1.4 Km附近より上流2.2 Km附近にかけては左岸側の洗堀が先行するかたちで河床の低下が進み、その値としては1.0 Kmから1.4 Km区間の洗堀は計画河床高より約2ｍ程度となっている。また、これより上流の1.4 Kmから2.2 Kmにかけては最大4.0ｍ近くまでに進んでいる。さらに1.0 Km附近より下流側の低水路河道は全体的に堆積型で左岸が先行し、その量も計画河床高より5ｍ以上に達する場所もあり、この傾向は三川が合流する35.0 Km附近にまで及んでいる。一方、宇治川・桂川側においては35.4 Kmから35.6 Km附近の低水路左岸の導流堤に接近した場所に小規模の堆積域が現われるほかはさして顕著な河床変化を示さない。これまで実験№5、つまり木津川の河床勾配を1／500とし、3.0 Kmに帯工を施工した条件について主として低水路内の河床変動状況を記したが、導流堤先端部における35.4～35.6 Km附近の高水敷部分を木津川から宇治川・桂川側への越流によって高水敷がその計画高より1.5～2.0m近く低下していることも見落すことは出来ない（図－3－11参照）。

3－1－4　総括検討

淀川の河道計画の実施にともない、宇治川・桂川および木津川の三川合流部の取扱い案について固定床模型および移動床模型とによって実験を行ない、①三川の合流機構、主に宇治川・桂川筋と木津川とのあいだに設置されている導流堤の取扱いと、②三川の河床高の異なることから、その河床縦断勾配の取付け方法の2点について水理現象を求め、その観察結果のあらましをのべたが、ここで実験結果の総括的な検討を加えておく。

宇治川・木津川および桂川の三川を、ほぼ同一地点において合流させるための計画は第1案、第2案、第3案の三方法が考えられ、そのうち第1案、第2案は近畿地方建設局淀川工事事務所で立案されたものであり、この2ケースの模型実験結果から第3案が考えられた。ここでは立案された三つの方法について固定床模型・移動床模型の両者の実験を通して検討する。

まづ淀川における計画高水流量12000㎥／s（25.8 Km枚方地点は、この三川合流部においては12700㎥／s）の場合の第1案および第3案法線形状の水位結果は、第1案法線の場合においても

計画高水位に対して0.5m程度の余裕を残し、さらに第3案ではこれより0.15～0.20m下がる傾向にある。移動床実験の水位においても同じ傾向を示す。

流況は1案においては34.6Km～35.0Km附近の合流々向が右岸に片よること、2案においてはあまりにも木津川のそれがきびしいものになるであろう事などから第3案において低水路法線を一部修正したため、木津川の流線が0.0Km附近から0.4Km附近の左岸の低水路護岸および導流堤に対して集敛する傾向になるが、下流側の34.8Km附近の流向はかなり河道に平行して流下している。

河床変動状況においては木津川筋が主なもので、1案・3案ともに表面流線が左岸低水路法線から剝離する1.2Km～1.4Km附近から下流で、左岸堆積・右岸洗堀の傾向を示す。これは木津川河道のわん曲状況が主な原因であろうし、さらには木津川の河床勾配の設定方法によって上流からの流送土砂の関係でこの傾向が顕著なものとなろう、一方、宇治川・桂川側において固定床模型実験結果を見れば36.0Km附近の左岸導流堤近くと、36.4Km附近の右岸とに発生する堆積域が第3案において小規模となっている。

6000㎥／sの場合は三川への流量配分方法によってそれぞれ異なった結果を示すが、計画配分割合であれば三川の水面勾配は固定床、移動床模型実験ともに木津川が最もきつく、次いで桂川・宇治川の順となっている。また、35.0Km附近の合流点から下流側では第3案の場合が高く、これより上流側の三川においては宇治川・桂川側の36.0Km附近は河積の変化に比例して1案よりは2案が低くなり、3案では再び1案の結果に近づいている。さらに上流では宇治川・桂川は顕著な変化は認められないが、木津川においては3案が最も低い値を示しており、移動床模型における値もほぼ同じ傾向と云えよう。

流況においては計画された低水路の疎通能力が大きく、かなりの洪水流量が低水路内を流下するため主な流線はほぼ低水路の法線形状に従がった流跡を示す。

河床変動状況について、固定床模型における1案、2案、3案法線の定性的な流砂実験結果と移動床模型による第3案法線の実験結果を総合してみると、固定床模型のモルタル河床面の送流現象が顕著であるため堆砂現象はその下流部のみに現われ、規模はいづれの案も同じ程度である。ただ2案において宇治川・桂川側の36.0Km右岸附近の堆積域が大きくなり、2案のこの附近の断面積の過大、あるいは法線形状修正の必要性が認められる。結局第3案法線形状において木津川低水路下流部の左岸側にかなりの堆積と、その対岸での洗堀等を促進するものではあるが、下流側35.0Km以降の流況、あるいは河床の安定を主、木津川の導流堤および河床変動を従と考えることが妥当であろう。

3000㎥／sにおいてはその流量は計画低水路内で処理されており、流線も法線形状に従がったものであり流速においても1.5m～2.0m以内にとどまっている。堆積域においては6000㎥／sの場合とほぼ同じ規模である。

また6000㎥／sの三川への配分について、木津川と桂川とのあいだで1000㎥／sの移動を行なった場合は、増加された側の水理量が大きくなることは当然のことであるが、とりわけ木津川における現象が顕著である。これは木津川下流部の河道のわん曲度合が特にきびしいことも一つの原因と考えられる。

3-1-5 結　論

宇治川・木津川・桂川ともにそれぞれの特色を持つ三川を35.0㎞附近から37.0㎞附近までの約2㎞ほどのあいだで合流させ、しかもその区間は狭窄部のように三川の河道がわん曲している。この三川において計画高水流量の改訂がなされ、これにともなった合流機構の妥当性に富んだ計画河道を立案するための基礎資料を得るため模型実験を行なったが、その結果を要約すると次のようである。

(1) 宇治川・木津川・桂川それぞれの計画河道は12000㎥／s（宇治川1500㎥／s、木津川6100㎥／s、桂川5100㎥／s）の計画高水流量は、第1案、第2案および第3案法線ともに疎通可能である。

(2) 三川の計画高水流量が増加し、とくに桂川の増加割合が大きいものではあるが、宇治川側と木津川側とのあいだの導流堤を木津川側に移動することは、木津川の高水河積を減少させるとともに木津川下流部の流勢を強くし、第1案法線形状の場合より流況も悪くなる。また宇治川・桂川側の河積は第2案の場合ほど大きくする必要はないものと判断される。

(3) 35.0㎞附近より下流部の流線が、この附近から下流部の低水路護岸および堤体の保護、河床の安定を考慮して河道・低水路法線と平行になるように上流部の法線を修正すべきである。

(4) 三川それぞれの流速について12000㎥／sの場合の最大値が3.5m／s程度、それも35.0㎞附近より下流において観測されている。

6000㎥／sの流量で、計画配分比の場合は第1案、第2案、第3案ともに流速値に大きな差はないが、全体的にみて第3案の場合が河道横断方向に均衡のとれる傾向を示し、その最大値は3.0m／s程度であり、発生点は35.0㎞～34.0㎞附近である。

(5) 河床変動については第3案法線形状に対して実験を行なったが、洗堀域は木津川側右岸の導流堤に沿った区域と、宇治川・桂川側では36.0㎞附近から下流における右岸低水路護岸に沿ったものが目立ち、その値は計画河床から2m程度の洗堀となっている。

木津川1.0㎞附近より下流、さらに三川合流点の35.2㎞を経て34.0㎞附近にまで低水路左岸側へ堆積となり、1.0㎞附近で最大5m近い量を示す。

(6) 6000㎥／s（木津川3000㎥／s以上）以上の洪水では、宇治川と木津川のあいだの導流堤先端部（35.8㎞より下流）において木津川の洪水流が宇治川・桂川筋へ越流するため、この部分に2～3mの洗堀が現われる。これに対する保護は木津川筋の護岸根入とともに、高水敷へも10m程度の巾に捨石護床工を敷設すべきである。

(7) 木津川1.0㎞から導流堤先端にかけての右岸低水路護岸附近は、みお筋の接近により計画河床高から2m程度の洗堀深となる。このため護岸の根入れは充分とし、その前面への捨石等の護床が必要である。

(8) 木津川における計画河床勾配の取扱については、木津川0.0㎞から1／200、1／500の二つの案については、いづれも1.0㎞附近より上流部の河床低下量が大きく、この流送土砂は1.0㎞より下流の左岸、つまりわん曲部の内岸側に堆積し、これは導流堤先端附近を経て34.0㎞附近にまでおよぶものである。したがって、このような勾配で河床を設定することはさけ、床固

工等による河床維持が望ましいであろう。

3－2　木津川床固工に関する模型実験

3-2-1　設置位置と問題点

現在の木津川の河道は、改訂される計画高水流量（6100㎥／s）の疎通は可能であるが、下流の淀川本川における大規模な河道掘削計画に対する河床の取付けが問題となる。さきに行なった三川合流部の移動床模型実験において木津川0.0Kmから上流に1／200、1／500の2種類の河床勾配を仮定して実験を試みたが、いづれの案においても0.0Kmを堺とした勾配の変化する地点から上流部における流送土砂が多く、これが三川の合流部、ひいては淀川本川の35.0Km附近より下流にまで土砂の片よった堆積と流れの集中など悪い影響をおよぼす結果が得られ、土砂の流送・河床低下防止のための河床保護工として、床固工が立案されたものである。

淀川工事事務所において立案された床固工は図－3－20に示す諸元をもち、その位置については1.0Km地点と2.8Km地点、さらに4.0Km地点との3案が考えられているが、治水・利水の両面でそれぞれの特色を持っている。

まづ、1.0Km案の場合は、これより約200mほど上流に御幸橋が、さらには京阪電鉄の橋梁があり、これら橋梁の維持のための補強が不要であろうし、木津川の主として右岸側の低水路護岸の規模が縮少され、さらには1.0Km附近より上流部における取水施設も現在のままとくに手を加えずにすむであろう。

また、1.0Kmに床固工を設置すると、淀川本川の計画河床高と、これより上流部現状河床との接点では、計画低水路河床高と現在の最深河床高とのあいだにおいても3.7mの差が生じることになり、下流部の計画低水路法線にならった位置に床固工の切欠部を作るにしても、床固工の最上流端天端から0.8Km附近の計画低水路河床高までは7.0mの落差を生じることになる（図－3－18参照）。

2.8Km案においては、この附近の河道がほぼ直線に近いので、床固工下流部における流れの乱れはないであろう。流送土砂に対してはある程度長い区間において河道に平均的な堆積現象となるであろうし、内水対策については、かなり有効なものと思われる。しかし、御幸橋・京阪電鉄の橋梁補強又は、かけ替が必要となり、さらには取水施設の補修、広範囲にわたる護岸等、経済的に不利な点も数多く認められる。

4.0Km地点案においては、2.8Kmにほぼ同じ利点、欠点があり、これに加えて4.0Km附近は河道巾の広いことから床固工の工費が大きくなること、床固工の下流部でやや河巾が縮少することなどの欠点があげられる。

このように、3つの案それぞれ同じ程度の利点・欠点が数えられるので、河道形状に対して最も条件はきびしいものと判断されるが、補強・附帯工事の最も少ないと思われる1.0Km案について、まづ模型実験を行なうことにした。

3-2-2 実験条件

1) 床固工の設置位置は 1.0 Km、形状は第1案（原案）にもとづいて、木津川の計画低水路法線形状第3案に対してモルタル製の床固工を設け、その上・下流および宇治川・桂川には河床材料に細砂を用いた移動床模型とした。

2) 実験に採用した流量は 25.8 Kmの枚方地点における計画高水流量の12000㎥／s、同じ地点において観測されている割合に頻度の多い洪水流量6000㎥／s の2種類を採用し、これらの流量の木津川分としては12000㎥／sの場合6100㎥／s、6000㎥／sの場合は、降雨パターンによって異なるものであろうが一応計画高水流量配分と同じ配分比として木津川分2880㎥／sとしたものである。ここで、枚方地点における計画高水流量12000㎥／sは、三川合流部においては12700㎥／s であり、さらに宇治川において天ケ瀬ダムの最大放流量を考慮すると約900㎥／s ほど宇治川の計画流量が増加の傾向にあるため合計流量が13600㎥／sとなることも考えられる。このため実験において13600㎥／s の水理現象も把握することにした。

3) 模型下流端において与える水位は、淀川工事事務所において検討された水理計算結果より32.2 Km 地点の値を得て、12700㎥／s ではOP14.68m、6000㎥／s の場合はOP11.35mとし、さらに6000㎥／sの流量については床固工より下流部の粗度の検証を主な目的として、32.2 Kmにおける計算水位より0.5m低い水位による実験も試みた。

以上の条件を組合せ、表-3-2に示す実験を行なった。

表-3-2 実験条件説明表

実験番号	床固工形状	流量（㎥／s）				下流水位 32.2Km OP・m	備考
		合計流量	木津川	宇治川	桂川		
1	第1案（原案）	6,000	2,880	708	2,412	11.35	
2		6,000	2,880	708	2,412	10.85	実験№1より下流水位0.5m下げる
3		12,700	6,100	1,500	5,100	14.68	
4		6,000	2,880	708	2,412	11.35	床固工より上流は実験№3の通水後のまま、下流は計画断面に整形
5	第2案（修正案）	6,000	2,880	708	2,412	11.35	
6		13,600	6,530	1,610	5,460	14.31	
7		13,600	6,530	1,610	5,460	14.31	桂川河床勾配を1／2000にする

3-2-3 床固工原案の検討

(1) 6000㎥／s における実験結果

25.8 Kmの枚方地点において6000㎥／s の洪水流量を、宇治川、木津川、桂川の淀川上流部三川においては、計画高水流量の計画配分比と同じ割合に分け、宇治川においては720㎥／s、木津川においては2880㎥／s、桂川では2408㎥／sとした。この実験結果、水位においては実験時間の経過につれて変化しているものであるが、これも一様の傾向を示すものでは

なく、各測点ごとまちまちの現象である。これは、河道上流から砂堆が移動し、その影響によるものと思われる。ここで実験１４時間後の縦断図を描いてみると図－３－１９の結果となり、三川の合流点より下流では、水理計算結果よりやや高い結果を示している。三川においては、まづ木津川のそれは 1.0 Km の構造物の影響により跳水が起こり 1.0 Km の水位が非常に低い値を示している（図－３－１９参照）。桂川においては 0.0 Km で OP１2.0 となり、宇治川では木津川、桂川の流量に比較してかなり少ない流量であるため三川のうちで最も低い値を示している。ただ 35.8 Km の地点においてはむしろ桂川の支配力が大きく、多少堰あげの傾向を示している。流速については、1.0 Km に床固工を設置したエプロン（水たたき部分）と、これより下流の護床工（コンクリートブロック、フトン籠）の中央、0.6 Km、0.0 Km の木津川筋を主体としたものに、三川の合流した 35.0 Km とで測定した。この結果、実験時間の経過とともに変化の著じるしい点も認められるものではあるが、一応河床形状特も安定に近づいている実験14 時間経過の値を対象にしてみると、木津川 0.0 Km 附近に 3.5 m／s 近い流速値が現われている（図－３－２０参照）。これは実験中の流況をみても床固工の切欠部を越流した主流が水衝部となる地点とほぼ一致するものである。

流況については床固工を堺として上流部は河道の蛇行形状にほぼ従がった流れを示し、これより下流部では床固工の切欠部の影響で発生する主流が、さきにのべた 0.4 Km から 0.0 Km 附近に大きな水衝現象を起こしている（図－３－２１参照）。また、床固工の直下流における護床工部分の低水路巾の広いところでは、右岸に主流があり左岸側は死水域に近い現象を示している。このような水理現象における河床の変動状況は宇治川・桂川においてはあまり顕著なものではなく、木津川のそれが最もはげしいものであり、1.0 Km の床固工より上流部の現状河床では全体的にみて低下し、特に床固工直上流の 1.2 Km ～ 1.4 Km 附近が最も低下量が大きく約２m程度低下する。ただし、河床低下・つまり洗堀傾向に局所的なものはなく、横断方向にかなり均衡のとれた現象を示すようである（図－３－２２参照）。一方、床固工より下流側においては河道のわん曲形状に加えて床固工の切欠部の影響等により主流が低水路右岸側によって流下するため右岸洗堀・中央から左岸よりに堆積の傾向を示し、それも、中央部の堆積量が 0.0 Km、0.2 Km 附近が最も大きく２m近くとなり、エプロン内においても、左岸側において堆積現象が大きく現われている。

次に、床固工より下流側河道における粗度について、さきの実験流量と同一の流量をもって、下流 32.2 Km の水位を 0.5 m下げて実験を行なった。

この結果、水位において下流端のそれは設定どうり 0.5m 低い値であるが上流に行くに従がってその差も狭まり、0.25m 程度のものとなって水面勾配が異なり、砂連等の発達によって粗度の違いが認められる（図－３－２３）。流速については測点全体が大きくなり、特に床固工のエプロンのうえでは３倍強の 6.55m／s となっている（図－３－２４参照）。護床工のうえでも最大 6m／s 強、0.6 Km から 0.0 Km にかけての低水路右岸に対する水衝部でも４m／sとかなり大きな値を示している。なお、35.0 Km に致っては、さして変化はないようである。

流況においては実験№１の場合に比べて床固工より下流側の流勢がやや強く、水衝現象もさ

びしくなり、多少上流に移るように観察される。また、床固工下流部の護床工内における流れが、左岸と右岸で著しい差があり、左岸側の流れが非常に緩慢なように観察される（図-3-25）。河道内の河床変動においてはさして大きな差は認められないようであるが、強いて言えば0.0 Kmから0.6 Km右岸に対する水衝部の洗堀が多少大きくなっているようである（図-3-24参照）。

(2) 12700㎥/sにおける実験結果

25.8 Kmの枚方地点における淀川の計画高水流量が12000㎥/sであり、これは三川それぞれに配分すると宇治川が1500㎥/s、木津川が6100㎥/s、桂川が5100㎥/sと計画されており、三川合流点附近においては12700㎥/sとなっている。

この計画配分量に従がって木津川6100㎥/sを流下させて実験した結果、水位においては枚方地点における12000㎥/sの水理計算結果よりは最大0.5m程度高い値を示しているが、この附近の計画水位に対しては35.0 Km附近で約1mの余裕を残すOP15.20mとなっている（図-3-26参照）。また、木津川・桂川筋においても計画高水位に対しては2m程度の余裕が認められる。さらに6000㎥/sの場合と異なる点は、1.0 Kmの床固工附近に発生していた水位低下現象（射流現象）が大巾に減少していることである。

流速は床固工のうえで4.2～4.3m/sが最も大きな値であり、水衝部としても3.5～4.0m/s程度となって、むしろ6000㎥/sの場合より小さいものである（図-3-27参照）。ただ、護床工附近における流速の横断分布は6000㎥/sの場合とほぼ同様に低水路中央よりやや右岸よりに最大値が現われ、これに対して左岸側はかなり小さな流速となっている。

流況としては、流量そのものが大きく、河道全体を流下するために床固工の影響も顕著なものではない。

河床変動についてみると床固工より上流側では全体的に低下の傾向を示し、その値は2～2.5mとなっている（図-3-28参照）。下流側では護床工附近、つまり0.8 Km～0.6 Kmの低水路左岸側を主として大きな堆積域があり、その値は計画河床高より6m近いものとなっている。これより下流においては護床工の直下流つまり0.4 Km附近に大きな洗堀域が現われるほかは左岸に堆積の傾向を示している。

これまで木津川1.0 Kmに設置予定の床固工について、12700㎥/sおよび6000㎥/sの流量により実験を行ない、その水理現象又は河床変動状況を把握検討した結果床固工の天端巾と同じ巾にエプロン巾および護床工部分の巾を取っても、床固工切欠部より左岸側においては6000㎥/s程度の流量の場合死水域に近い現象を示し、12700㎥/sにおいても低水路右岸側の流心部分に比較してかなり流速の減少が認められ、いずれの実験においても護床工のうえに堆砂が起こり、それも6000㎥/sの場合で計画河床高から約5m、12700㎥/sでは6～6.5mとなって、左岸高水敷高とほぼ同じにまで堆積する。このように実験中の流況あるいは河床状況を考あわせると、エプロン、あるいは護床工巾は下流の計画低水路巾と同じ程度のもので充分なものと判断される。しかし、今後床固工上流部からの流送土砂もかなり続くものと思われるため、2700㎥/sの流量で14時間後のエプロンおよび護床工内の土砂の堆積分

を除去し、これに対してさらに6000㎥／sの通水を試みた。

この結果水位においては、堆積分をカットせずに6000㎥／s 14時間通水した実験№1よりやや高い値を示している（図-3-29-1参照）。流速において、さきの6000㎥／sの実験結果と比較しても場所的にまちまちの値を示し、とくに明確な傾向は認められない。ただ、エプロンおよび護床工内における横断分布に左岸と右岸でかなりの差のあることはさきの実験とほぼ同様の傾向を示しているものと判断される（図-3-29-2参照）。

流況においても、とりわけ変化しているものではないが、実験1の場合に35.2Kmから35.8Kmにかけて導流堤先端を宇治川・桂川河道側に越流していたものか、今回は多少弱くなり、流線がこの附近の右岸低水路法線に沿った流れを示している（図3-29-3参照）。河床形状において、床固工より上流における河床低下はさして顕著に現われていない（図-3-29-4参照）。下流側においてはエプロンおよび護床工内における堆砂量が大巾に減少し、護床工中央より左岸側にわずかに堆積が見られる程度である、さらにこれより下流側では0.4Km附近から導流堤先端附近にかけて低水路中央あるいは左岸より3m程度の堆積があり、この現象はさきの№1の実験の場合と同じ傾向を示している。また、床固工下流部の護床工直下流の0.6Km附近において約5m近い局所洗堀が現われている。

3-2-4 床固工修正案の検討

これまで床固工の第1案、つまり近畿地方建設局淀川工事事務所で立案されたところの1.0Km案について実験を行ない、その水理量と河床変動状況を把握して来たものであるが、これまでの実験を通して共通して言えることは、床固工天端の切欠部を設ける場合はエプロンおよびその下流の護床工附近の河道巾（低水路巾）は計画案ほど必要ないものと判断されたため、この巾を0.4Kmまたは0.6Km附近の低水路巾と同じ程度に狭めて実験を試た。このケースが実験№5である。

この結果、まず水位においては№1の結果に比べて0.3～0.5m高い値を示している。流速においては床固工のうえで大巾な増加が認められ、護床工あるいは0.6Km、0.0Kmにおいてもやや増大する傾向を示しているが、35.0Km附近における横断分布が多少均一に近ずくものである。したがって合流部附近の河床維持を考えあわせれば0.0Km～0.6Km附近の導流堤附近に対する流速増大もやむを得ないものであろう。

流況においては床固工の左岸高水敷を越流した流線がエプロンを径て護床工に入る附近で高水敷から低水路内に流入する形となる（図-3-29参照）。これより下流においては0.0Km～0.2Km附近の右岸に水衝現象が現われ、さらに導流堤先端部の高水敷を越流する流勢がやや強いようにも観察されるが、これも35.0Km附近の合流流況には大きな支障はないものであろう。

河床変動においては床固工より上流部は、これまでの実験結果とほぼ同じ程度のものであり、エプロン、護床工内においては堆砂量が大巾に減少している（図-3-30参照）。さらに下流側では、護床工の直下流低水路のやや右岸よりに5.0～5.5mの局所洗堀が起きていることは、さきの実験結果と同様であり、これより0.0Kmあるいは35.0Kmの合流部にかけても№1の実験つまりエプロンおよび護床工附近の低水路巾の広い場合とほぼ同じような河床変動傾向を示すものと云えよう。

ここで、淀川の計画高水流量12000㎥／s（25.8Km枚方地点）、三川合流点において12700㎥／sに対するエプロンおよび護床工附近の低水路巾縮少の影響を把握するための実験を計画したが、三川合流点の計画流量について淀川工事事務所で検討した結果、宇治川・木津川・桂川それぞれの流域特性を考慮した場合現計画の12700㎥／s＋αが考えられ、αについては約900㎥／s程度のものであり、合計13600㎥／sと云われることから、実験において、この流量による検討を加えることにした。実験条件のうち下流端水位については13600㎥／sの値が入手出来なかったため12700㎥／sのそれを用いることにし、その他はこれまでの実験と同じ方法である。

この結果、まず水位においては35.0Kmから32.0附近にかけて、12000㎥／sの計算水位を0.1m～0.2m上回る値を示し、12700㎥／sの実験結果（実験№3）と比較しても34～35Km附近で0.2m程度上回程度である（図－3－31参照）。また、この附近の計画高水位と比較しても1m強の余裕を残している。

三川それぞれにおいても木津川の0.6～1.0Km附近の異状低下現象を除いては№3の実験値より0.2～0.3m高い値となり、計画高水位に対しては1.5～2.0m近い余裕となっている。

流速においては、12700㎥／sの場合の最大値4.2～4.5m／s（床固工直下流エプロン内右岸より）に対して13600㎥／sの場合は4.0～5.0m／sと大きくなっている（図－3－32－1参照）。また、その他の点においても全体的に増大する傾向を示している。

流況については実験№3の12700㎥／sのものと大差なく、三川の合流後の35.0Km 附近においても、かなり河道に平行した流向を示している（図－3－32－2参照）。

河床変動において、床固工より上流側では1.2Km附近において2.0～2.5mの低下量を示すところが最も大きく、その他の断面においては、これまでの実験ケースと同様の低下現象、つまり極短な変動は現われていない（図－3－32－3参照）。床固工より下流側においては、0.8Km附近の護床工内における堆積現象が、左岸側低水護岸よりに2.0～2.5m程度現われているものの、№3の実験結果の5mにはおよぶものではない。さらに下流側合流点にいたるまでの河道においては№3の場合よりやや大きな堆積の3.0～4.0mのものである。洗堀現象については主として右岸側に発生し、0.6～0.4Km附近で最も大きく2.0～25m程度となり、下流側にゆくに従がって洗堀深は減少している。一方、宇治川・桂川側においては36.8Km附近より下流側に洗堀傾向が認められるが、その値も35.8Km附近が最も大きく、1.0～1.2m程度のものである。三川の合流点（導流堤先端部35.0Km附近）より下流側において、低水路巾の約1／3、その高さ1.0～1.2m程度の堆積が左岸よりに発生し、これより右岸は1,0m弱の、河床横断、縦断方向ともにかなり平行な河床低下現象を示している。

ここで、これまで行なって来た数ケースの実験における、その河床変動状況、とくに三川合流後の本川に対する三川それぞれの流出土砂状況について総合して見ると、木津川からの流出が最も多く、次いで桂川・宇治川の順となっているようであるが、現地の河道状況、および今後の流量増加等を考慮すれば、桂川における流出土砂がかなり増加するものと判断されたため、模型実験における流砂量の増加を計る一手法として桂川の河床勾配を1／2000（これまでの模型実験においては1／4000）にして実験を行なった。

実験結果から、水位において33.0㎞でOP14.0m、35.0㎞で同じく14.9mとなり、この附近の計画高水位に対して約1m強の余裕を残している。これより上流の三川それぞれにおいても計画高水位に対して1m近く、あるいは場所によってそれ以上の余裕を残している。また12000㎥/sにおける水理計算区間においても、実験値のほうがやや高い値を示す程度である(図-3-33参照)。このほか、木津川の水面形についても1.0㎞における異状低下はこれまでの実験の場合と同じ傾向であろう。桂川の河床勾配がゆるやかな実験№6の結果と比較して見た場合、35.0㎞より下流では桂川の河床勾配のきつい実験№7の値がやや低いものであり、三川それぞれにおいては高・低まちまちの結果ではあるが、その差もあまり大きなものではない。流速の測定結果においても実験№6の桂川の河床勾配が緩やかな場合に比べて全体的に小さな値を示すようである。流況についてはあまり顕著な変化は観察されない。河床変動状況においては、淀川・木津川の個々の断面についてみれば多少異なった状況を示すが、総体的に傾向の異なるものではない。桂川においても1.0m弱の洗堀量を示すにとどまっている(図-3-34参照)。

3-2-5 まとめ

以上、三川合流部の取扱の一つとして、木津川の河道取扱について床固工が提案され、1.0㎞への建設案、2.8㎞への建設案および4.0㎞への建設案と三つ立案され、そのうちの1.0㎞案について模型実験によりその水理現象、あるいは河床変動状況を把握して来たので、その実験結果を要約すると次の通りである。

1. 木津川の床固工より下流側、宇治川・桂川における粗度係数の検証を行なった結果、その値が大きく変わることはないものと判断される。
2. 実験中の流況・流速の状況からみて、エプロンおよび木津川0.6㎞附近までの低水路巾を広くする場合は、床固工天端に設ける切欠部は必要ないように観察されるが、低水処理のうえから切欠部を設けるとすれば、下流部の低水路拡幅は必要ないものと判断される。
3. 床固工を中心とした河床保護対策はさらに精密な検討を要するが、実験を行なった範囲でいえることは、床固工上流で50m以上、下流では0.4㎞附近まで必要であろうし、むろんこれは低水路と高水敷ともに施工すべきであろう。さらに
4. 床固工が設置されても、これより上流部における現状河道およびその勾配等が安定するまでは、上流からの流送土砂はまだかなり多いと思われる。これが床固工の下流部、とくに河道左岸側に堆積する。これに対しては、上流部からの流送土砂と、下流部における堆積土砂処理とのバランスのとれる対策が必要であろう。
5. 床固工の位置的な問題については、さきに行なった固定床および移動床模型実験結果等と考え合せると、その流況等もさして変化するものではなく、橋梁の補強・取水等の問題を考慮すれば1.0㎞はまづ妥当な地点と判断される。ただし、堆砂・護床工等の処理は充分配慮する必要がある。
6. 床固工の直上流部における護床工は、床固工の天端高と同じに、巾70m、河道全面に施す必要がある。

7. 床固工上流側の御幸橋、京阪電鉄の橋脚には周囲に巾10m程度護床工を施す必要がある。

8. 床固工より下流側においては、1.0Kmから0.8Kmまでの高水敷部分に護床工を施す必要がある。

9. 木津川0.6Kmより下流の導流堤沿の低水路右岸側の護岸は、計画河床から4～5mの根入れが必要であり、さらに導流堤先端の高水敷に対しても捨石等行なって、洗堀防止につとめるべきである。

10. 低水路内の床固工下流では、フトン籠による護床工に続いて0.4Km附近までの捨石護床が必要である。

3－3　三川合流隔流堤に関する実験

淀川の上流三川においては、桂川の水質低下がとくにひどく、33.8Km左岸における楠葉の取水（4,684㎥/s）に対する影響を考慮した三川合流部の河道計画が望まれる。

淀川工事事務所においては、桂川と宇治川との平水の分離、さらには木津川筋との平水分離をも考慮した隔流堤（図－3－35参照）を計画しているが、土木研究所ではその隔流効果と洪水流に対する影響とを模型実験により検討した。

実験を行なった模型は、さきに三川合流部の河道計画および木津川の床固工等の実験・検討を行なった水平縮尺1／100、鉛直縮尺1／40の歪模型を使用し、宇治川と桂川との低水合流点（36.8Km附近）から図－3－35に示される諸元を持った隔流堤を設置したものである。

1）実験条件

実験においては、桂川より流出する汚水の宇治川・木津川筋への混合防止を目的とした隔流堤計画であるが、これを設置した場合は洪水の疎通にかなりの影響も考えられる。そこで、隔流機能を充分備えたうえで洪水疎通の障害をも考慮した。実験ケースは次表の通りとなっている。

また、計画案としては計画河床から2.7m高とされているが、洪水流に対する支障を考慮して計画高より0.7m低くした2.0mの規模の検討も行なっている。

この隔流堤の規模は、平常時の宇治川の最大流量が天ケ瀬発電所の最大取水量186㎥/sと、宇治発電所の取水量60㎥/sを加えた250㎥/sであり、これに必要な宇治川の等流水深は2.7m程度となることから決められたものである。

実験に用いた流量は次のような観点から5種類を採用した。すなわち、枚方地点における平水流量は210㎥/sであり、この場合の三川からの流出配分量は宇治川で淀地点、木津川では八幡、桂川では納所地点において昭和43年から昭和45年までの3ケ年の同時観測値から低水流量の流出割合を求めた。その割合は枚方地点の流量に対して宇治川が68.57％、木津川が18.57％桂川では12.86％である。なお、実験に用いた流量210㎥/sは模型量水槽の量水能力の範囲外となり、正確な流量の秤量が不可能なため、最少可能量の420㎥/sとした。

計画河床高から2.7m程度の高さを持つ構造物は、おそらく枚方地点において1000㎥/s～

表-3-3　実験条件説明表

ケースNo.	隔流堤高計画河床より	隔流堤長 36.8Kmより	実験番号	流量 木津川	流量 宇治川	流量 桂川	流量 合計流量	13,600m³/s 洪水前後の別	下流水位 32.2Km	備考
				m³/s	m³/s	m³/s	m³/s		m	
No.1	m 2.70	k 34.6 まで	NO1-1	78	288	54	420	洪水前	OP+ 4.44	通水2時間
			-2	720	177	603	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-3	279	1028	193	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-4	2880	708	2412	6000	〃	OP +10.86	〃
			-5	6530	1610	5460	13,600		OP +14.31	〃
			-6	78	288	54	420	洪水後	OP + 4.44	〃
			-7	720	177	603	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-8	279	1028	193	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-9	2880	708	2412	6000	〃	OP +10.86	〃
No.2	m 2.70	k 35.2 まで	NO2-1	78	288	54	420	洪水前	OP + 4.44	〃
			-2	720	177	603	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-3	279	1028	193	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-4	2880	708	2412	6000	〃	OP +10.86	〃
			-5	6530	1610	5460	13,600		OP +14.31	〃
			-6	78	288	54	420	洪水後	OP + 4.44	〃
			-7	720	177	603	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-8	279	1028	193	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-9	2880	708	2412	6000	〃	OP +10.86	〃
No.3	m 2.00	k 34.6 まで	NO3-1	78	288	54	420	洪水前	OP + 4.44	〃
			-2	720	177	603	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-3	279	1028	193	1500	〃	OP + 6.36	〃
No.4	m 2.00	k 35.2 まで	NO4-1	78	288	54	420	洪水前	OP + 4.44	〃
			-2	720	177	603	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-3	279	1028	193	1500	〃	OP + 6.36	〃
No.5	ナシ	ナシ	NO5-1	78	288	54	420	洪水前	OP + 4.44	〃
			-2	720	177	603	1500	〃	OP + 6.36	〃
			-3	279	1028	193	1500	〃	OP + 6.36	〃
No.6	m 2.70	Km 36.0 まで	NO6-1	78	288	54	420	〃	OP + 4.44	〃
			-2	39	144	54	237	〃	OP + 4.44	〃

2000㎥／s 程度の流量の小洪水に対して最も影響するものと推定されるため、1500㎥／sの検討を行なうことにした。ただ1500㎥／s程度の洪水の実測資料から適確な三川への配分量を求めることが困難であったため、ここでは低水流量の実測による三川流出比と、量的にかけ離れてはいるが計画高水流量の三川配分比との2つを用いた。

次に、6000㎥／sと13600㎥／sの2種類の流量であるが、6000㎥／sについてはこの程度の洪水の頻度が割合多いためこれを採用し、13600㎥／s は三川合流部における計画高水流量である。

2) 実験方法

模型実験の結果、地形、社会状勢等を考慮したうえで三川合流部の計画河道が決められている（3－1参照）。この河道形状に対して 1) にのべた隔流堤を設け、平常時の流量から1500㎥／s、6000㎥／sの小中洪水、さらにこの附近の計画高水流量までの実験を行なった。

まず、計画河道に対して所定の隔流堤を設置し、平常時の流量を2時間通水しその水理現象の観測を行ない、そのまま河床に対して1500㎥／sの洪水を通水し、さらにその河床形状に対し6000㎥／s、13600㎥／sの洪水流量を通水した。なお、隔流堤の規模各案についてこの実験方法を用いている。

3－3－1 隔流堤長34.6㎞、高さ2.7m案における実験

まず、隔導堤の高さを計画河床から2.7mとし、その長さを34.6㎞まで設置した状態において420㎥／sの平水流量から1500㎥／s、6000㎥／s、さらに13600㎥／s の4種類の流量を通水したものである。

• 平水流量における実験

420㎥／sの実験から、水位においては33.0㎞でOP4.55m、35.0㎞で同じく4.9m 近い値となっており（図－3－36参照）、水理計算によって得られた210㎥／sの水位縦断と500㎥／sの水位縦断との比較では、やや水面勾配は異なるにしてもほぼ一致しているといえよう。35.0㎞より上流側においては木津川の床固工の影響を除けば宇治川、木津川、桂川の順で、三川の流量の大きさに従がった順予となっている。また、最も流量の大きい宇治川においても36.5㎞から37.0㎞にかけてOP6.3～6.4mの水位となるが、この附近の隔流堤高がOP6.5m 以上となっているため越流現象は起こらない。ただ35.0㎞において桂川筋の水位が0.2m程度低い値を示している。

流況においては、流量の最も多いことと、河積の最も小さいことが原因で、三川のうち宇治川の流勢がきわめて強いようである（図－3－37参照）。三川それぞれの流下状況を染料を投下して流下追跡してみると、宇治川筋においては木津川との合流まえは河道のわん曲状況も支配して隔流堤に多少接近した主流が現われる。しかし、導流堤の先端を過ぎると木津川筋に移行する流況となり、かなり木津川の流下域を狭めている。この状況が隔流堤の先端部つまり34.6㎞まで続き、これを過ぎると流線の向は桂川筋へと移動し、低水路巾のほぼ1／2程度の右側を主流が流下する。なお木津川、桂川においては、その流量も小さいことも原因して、明らかな流線観測は出来得なかった。このような水理現象のもとでの河床変動状況はわずかの移動にとどまっている。

• 1500㎥/s 計画配分の実験

次に420㎥/sの実験を行なった河床形状に対して流量1500㎥/s を計画高水流量配分比で三川配分した実験を行なった。1500㎥/sを計画高水流量配分比とすると宇治川が177㎥/s、木津川が720㎥/s、桂川においては603㎥/sとなり、この実験結果水位においては33.0㎞でOP 6.4～6.5mであり、35.0㎞でOP6.7mとなる。この区間における水理計算結果と比較してみると、その水面勾配は異なり、計算結果よりも実験で得られた値の方が下まわっている。35.0㎞より上流側においても水面形のおうとつ、あるいは平均的な水面勾配に多少変化は認められるが、水理計算等で予測される水位よりはまず低い値と思われる。なお、隔流堤の天端(高OP6.4～6.5m)に対しては最大0.5m、最小で0.2m程度の冠水(場所によって越流)する傾向である(図-3-36参照)。

流況の観測結果であるが、三川それぞれの低水路法線または隔流堤の法線形にほぼ従がった流跡を示すものであり、36.0㎞より下流の隔流堤附近では宇治川から桂川筋への越流現象によって二次流が発生している。また木津川の導流堤先端部でも渦の発生現象が認められる、これより下流、つまり34.6㎞附近より下流では宇治川・桂川の流勢が主体となり河道右岸よりに流下する(図-3-37-2参照)。

河床変動状況については、隔流堤近くに多少の移動現象が起きてはいるが、さして問題となるものではない。

• 1500㎥/s、平水配分の実験

同じく1500㎥/sの三川配分量を平水流量配分比にした場合、水位において35.8㎞を堺として下流側ではさきの実験結果とほぼ一致する(図-3-36参照が、これより上流側(宇治川をも含む)においては、さきの結果よりかなり急な水面勾配となっている。桂川においては、やや低くなる傾向にあり、木津川においては計画配分の場合より流量が大巾に減少するため、水位においても約1mの低下現象をみせている。

流況においては宇治川の流量が1000㎥/s強となったため、36.8㎞附近から下流へ約0.4㎞の区間にわたって桂川側への越流現象が現われている(図-3-37-3)。また、導流堤先端の直下流において、宇治川の流勢が木津川筋へやや移行する傾向にあるが、さして強い現象ではないため、河床変動あるいは低水路護岸(左岸側)への影響はほとんどないものと判断される。さらにこれより下流では多少低水路右岸側に主流がかたよる向きもあるが、さして問題となる流況ではない。

実験中における河床変動状況の観察結果では、さきの1500㎥/s、計画配分の場合よりも多少移動量が多い程度のものであった。

• 6000㎥/sにおける実験

420㎥/sの平水流量配分および1500㎥/sの平水、計画高水流量配分の2種について通水を行なった後、6000㎥/sの流量による実験を行なった。6000㎥/sの三川配分については、これまでの一連の三川合流部模型実験において用いた計画高水流量配分比とした。

まず水位結果については(図-3-36参照)33.0㎞においてOP11.05m、35.0㎞でOP11.5mとなって、水理計算によって求められた値とほぼ一致している。これより上流側においては、やや水面勾配がゆるやかになって宇治川・桂川がほぼ同じ値を示し、木津川は床固工の影響が顕著に

あらわれ，1.0 Kmを堺として急げきな変化を示していることは、これまでの小流量の場合と同様の現象である。

流況についてみると、この三川合流部附近の合流機構の検討の際に得られた実験結果つまり、隔流堤のない場合とほぼ似ているものと云えよう（図－3－37－4参照）。また、河床面附近の流況は明らかでないが、表面からの観察のかぎりでは隔流堤の影響はまずないものと判断される。

河床変動量については細かく量的な測定は行なっていないが、全体的にみてさきの移動床模型実験の6000㎥／sの場合とほぼ似ているように観察された。

• 13600㎥／sにおける実験

三川への流量配分としては表－3－3として実験を行なった。まず水位においては（図－3－36参照）33.0 KmでOP 14.5m、35.0 KmでOP 14.9m近くであり、この区間における12000㎥／sの水理計算結果と比較して同一の値　傾向を示している。35.0 Kmより上流部においては木津川の1.0 Kmを中心にして0.5m～1.5m近い水位変動が現われているが、これは床固工の影響と判断される。

宇治川・桂川においては多少の水面勾配の変化等はあるにしても、さして問題とする量でもないであろう。また、33.0 Kmから35.0 Km、さらに上流三川において計画高水位と比較した場合、木津川の1.0 Km床固工より上流の現状河道のうえで0.5m程度の余裕高に接近するほかはいづれも1m強の余裕高となっている。

流況においては導流堤先端部においてその高水敷を木津川から宇治川側への越流現象が若干認められるだけである（図－3－37－5参照）。これ以外の地点では、さきに行なった三川合流部移動床模型実験および木津川床固工実験の際の12700㎥／sの流況と一致している。これは計画河床高から2.7m程度の隔流堤高は、洪水流況にはさして支障ないものと判断される。

河床形状においては、420、1500、6000、13600㎥／sと連続して通水されたものであるが、主として河床変動に支配するものは6000、13600㎥／sの2つの流量であろう。このうちでも13600㎥／sが最も移動量が多いものであろうことからその通水後に河床横断形状を測定した（図－3－38参照）。

まず隔流堤附近の河床変動であるが、隔流堤の右側、つまり桂川側の35.8 Kmから35.4 Km附近にかけて計画河床高から1.4～1.5m程度の堆積を示すほかは洗堀傾向である。しかし、隔流堤の左側、つまり宇治川側における洗堀量（最大1.8m、35.4 Km附近）の方が総体的に上まわるものである。この現象の要委は、36.8 Kmから35.8 Km附近にかけて桂川筋から宇治川筋へ越流現象が起こり、宇治川の流れと合流する際複雑な二次流が隔流堤の左側に発生することによって、宇治川の洗堀が先行するものと判断される。また、35.6 Kmから34.6 Kmの隔流堤先端部にかけての宇治川側の洗堀原因は、木津川筋の流勢がかなり強く、導流堤先端の高水敷を越流する流れ、あるいは木津川の低水路内そのものを流下した流れが隔流堤の存在によって小規模な螺旋流が発生し、これが河床に影響しているものと思われる。なお、隔流堤附近以外の河道であるが、まず桂川において36.8 Kmより34.6 Kmまでの隔流堤設置区間では36.8 Kmから36.4 Km附近で左岸よりに計画河床より約1m近い洗堀域が現われ、この対岸では逆に1m近い堆積を示している。これより下流では最大洗堀量が1.5～1.6m程度になっているが、洗堀位置が河道のほぼ中央部であるから、隔流堤および右岸の低

水路護岸等への悪影響はないものと思われる。木津川筋においては1.0 Kmの床固工を堺として上流側では、さきの床固工実験で得られた河床変動現象と良く似た傾向である。また床固工より下流部においても、その量的なものは多少異なるであろうが、洗堀　堆積の傾向はまったく同様に現われている。

• 洪水後における実験

さて、現地における河川の現象は非常に複雑であり、出水の都度、または出水量の変わるたびに河床形状を把握することは困難である。また、三川に対しての降雨パターンによって出水型も異なるであろう。この種の実験において、その目的のための適確な結果を得るためには、かなり細かに観測された河床資料が必量であろう。しかし現在これらの資料は入手不可能なため、ここでは13600㎥／sの計画高水流量による実験後の河床形状に対して平水流量の420㎥／sを通水し、さらにその河床に1500㎥／sの計画高水流量配分比と平水流量配分比の実験を行ない、その後の河床形状に6000㎥／sの実験を行なったものである。

13600㎥／s通水後の河床形状に対する一連の実験のうち、まず420㎥／sの結果であるが、その水位においては33.0 Kmの値がOP 4.76 m、34.0 KmでOP 4.91 m、さらに35.0 Kmにおいては隔流堤によって桂川筋と宇治川・木津川筋が分離されるため、その値も変り桂川筋でOP 4.92 m、宇治川・木津川筋でOP 5.14 mとなって宇治川・木津川筋の方がやや高い値を示している（図－3－39参照）。これは、平水流量配分のため宇治川の流量が288㎥／sで最も多く、隔流堤の存在する35.2 Km附近で宇治川と合流する木津川でも78㎥／sであるから、この附近の流量は三川全流量の約90％近くをしめていること、これに加えて、6000㎥／sあるいは13600㎥／sの洪水後で、木津川筋の34.8 Km附近から上流部左岸側に計画河床高から約2m近く、しかも河道巾の1／2近くにまで堆積が起こり、河積を極度に縮少していることが原因であろう。これより上流部の三川それぞれにおいては、木津川の0.6 Km附近から上流部において洪水前より0.5 m～0.7 m高い値を示すもの、あるいは1.6 Kmのように洪水前の方が多少高いように、まちまちの傾向を示すものもあるが、宇治川・桂川においては洪水後の方が一様に高くなっている。

流況においては図－3－40－1に示すが、洪水前のそれと見合わせた場合34.6 Kmの隔流堤先端で宇治川・木津川側から桂川側への拡散状況がやや強くなっていること、また、木津川筋の左岸への堆積現象により、そのみお筋が低水路右岸に極度に接近し、宇治川の流れと合流する35.2 Km附近で小規模な渦の発生が認められること等が主な特徴としてあげられる。

河床変動量については、さして大きなものでないように観察されたので測定は省略した。

次に1500㎥／sの高水流量配分比による実験結果から、水位においては33.0 KmでOP 6.5 m、35.0 KmでOP 6.8 m程度となり、隔流堤を0.5 mほど越流する（図－3－39参照）。また、この附近の水理計算結果と比較して良く一致しており、洪水前の結果との比較では0.2～0.3 m高い値を示している。これより上流部つまり隔流堤あるいは導流堤を経て三川それぞれの水位であるが、宇治川・桂川の両川はほとんど差がないものである。木津川においては0.0 Km附近から0.6Km 附近にかけて多少の上昇が認められ、洪水前の値に比べて0.5 mほど高くなっている。1.0 Kmの床固工より上流ではむしろ洪水後のほうがやや低い結果を示しているところもある。これは木津川の1.6 Km附近

は河床が低下の傾向にあるため、その影響によるものであろう。

流況においては、洪水前の実験で桂川側の隔流堤に沿って発生していた小規模な渦が消えている。しかしこれに代って宇治川　木津川間の導流堤先端から隔流堤に平行して宇治川筋に発生していた渦が、この実験では35.0 Km 附近で隔流堤を越えて桂川側に移行し、その渦領域は34.5 Km 近くまで伸びている（図－3－40－2参照）。また、木津川の0.0 Km 附近から上流において、その主流が右岸側にあったものが、宇治川との合流点近くに致って木津川河道全体に、つまり左岸側に急に拡散する現象が認められた。さらに、34.6 Km附近より下流は河道全体に、かなり均衡の取れた流況を示している。

河床変動については、実験中の移動状況が顕著なものでないため、その測定は省略した。

次に、1500㎥／sの平水流量配分比による実験の結果、その水位においては、33.0 Kmから35.0 Km附近で計画配分比のそれより多少上まわり、三川それぞれの河道内では、宇治川・桂川が37.0 Km附近までほぼ一致した値を示し、これより上流では宇治川が高くなる傾向を示している（図－3－39参照）。　木津川においては床固工を界として水面形が急変していることは計画配分比の場合と同様の現象である。

ここで、さきの1500㎥／sの洪水まえにおける実験結果、あるいは下流部における水理計算結果と比較してみる。まず前者との比較では洪水後の水位の方が全体的に高くなっているが、宇治川と木津川では0.2～0.3ｍ程度の違いはあるが、ほぼ一致した傾向を示している。後者との比較でも最大0.1ｍ程度実験値が上まわっているにとどまり、まづ一致しているものと云える。

流線の観測結果では、宇治川の流量が圧到的に多いためその流勢も三川のうちで最も強く隔流堤上流端から桂川への越流現象が現われ、これが約1 Km下流にまで及んでいる（図－3－40－3参照）。また、導流堤先端部の木津川との合流点においても木津川筋への拡散現象と渦の発生が認められ、洪水前の平水流量配分比の結果と比較しては隔流堤の越流規模が多少大きくなったほかは、大きな変化は認められない。洪水後の計画高水流量配分比の場合と比較すれば、木津川導流堤先端部から発生する小規模な渦が、木津川筋に移行していることが主な特徴であろう。これは三川の流量配分が変ったため当然の現象と思われる。

河床変動量については、実験中の移動状況観察から判断して徴々たるものであるから、通水後の河床測定はここでも省略している。

隔流堤の規模として、長さ34.6 Kmまで、その高さを計画河床高から2.7ｍとしたものに420㎥／s、1500㎥／sの計画および平水流量配分とを順に通水し、さらに6000㎥／s、13600㎥／sの洪水流量による実験を行ない、その水理現象を把握した。また、この河床形状に対して平水流量の420㎥／sから1500㎥／sの流量までの実験に続いて6000㎥／sの実験を行ない、河床変動の進行された後の水理現象を観測したものである。

まず水位であるが、下流側の33.0 Km附近ではＯＰ11.1ｍ で洪水前の値とほぼ同じであり、これより上流では0.2ｍ程度高い値を示して35.0 Km附近にまで致り、宇治川・桂川筋においてもこの傾向である（図－3－39参照）。ただし木津川においては1.0 Kmの床固工より上流で洪水前の方が高く、他の区域とは逆の現象を示している。これは洪水によるこの区域の河床低下が主な原因であろう。

また、下流側の33.0Kmから35.0Km に致る区間の実験結果と水理計算結果とを比較してみると、最大0.2m 程度実験値の方が上まわるにとどまっている。

流況においては、とくに水衝部の発生するところもなく、ほぼ低水路法線に従がった流跡が観測され、洪水前の6000㎥／sの流況と比較しても顕著な変化はない（図－3－40－4参照）。強いて云えば、洪水前の実験時導流堤先端部の高水敷の上を木津川側から宇治川筋への越流流況が、このケースでは多少弱まっているように観察されたことであろう。三川が完全に同一河道になる34.4Km附近から下流部においても、洪水前の流況と同じに河道に平行した流下状況である。

洪水、つまり13600㎥／sを通水した後の河床形状に対して再び420㎥／sの平水量、1500㎥／sの三川への計画高水流量配分比および平水流量配分比の流量による実験を行ない、さらにその河床形状に対して6000㎥／sの実験を行なっているので、河床変動量としては420㎥／sのものから6000㎥／sのケースまで、それぞれの実験ケースごと受持っているわけであるが、その移動量が顕少なため6000㎥／s通水後、つまり最終ケース終了時の河床形状を測定した（図－3－38参照）。

この結果、局所的にその傾向を異にするところもあるが、全体的に洪水（13600㎥／s）通水後の河床に対する420㎥／sから6000㎥／sまでの流量は堆積の傾向を示し、隔流堤附近においては最大1m程度の値を示すところもある。従がって、計画高水流量程度の出水の場合は堤体附近に洗堀が起こり、その維持も多少心配されるものではあるが、一度洪水によって洗堀されたところも、その後の小洪水によって再度洗堀が進行するようなことはないものと判断される。このほか、直接隔流堤の影響をうける桂川においても、とくに隔流堤附近の大きな洗堀現象は認められない。木津川筋においては、導流堤先端部の35.2Km附近から隔流堤先端にかけて多少水衝現象がみられ、その影響による河床の洗堀が堤体近くに現われている。しかし、これも13600㎥／sの洪水において約2m近くは洗堀されているが、その後の洪水による河床変動は堆積傾向のものである。この附近の隔流堤を堺とした桂川筋においても同じことが云えよう。

ここで、隔流堤の直接の影響はないが最も河床変動量の大きい木津川の、それも導流堤先端より上流側においては、1.0mの床固工までの区間で左岸側に、場所によって計画河床から5m近い堆積量を示し、右岸側導流堤沿いでは1m～1.5mの洗堀となっている（図－3－38参照）。1.0Kmの床固工より上流側の現状河道においては、計画高水流量の通過によって低下した河床に420㎥／sから6000㎥／sまでの中小洪水（木津川分は78㎥／sから2880㎥／s）を流下させても、とりわけ顕著な河床変動は示さないようである。

3－3－2　隔流堤35.2km、高さ2.7m案における実験

宇治川・木津川の流水に対して桂川のそれとの隔流堤の効果は、主な取水施設のある33.8Km附近まで設置することが最も望ましいものであろうが、河道内におけるこれら構造物の洪水流に対する影響、ひいては河床変動等を考慮した場合はその規模も検討せねばならない。そこで、現状河道における隔流堤の規模（主として長さ）と同じ程度の、36.8Kmから34.6Kmまで、計画河床高から2.7mの堤高について実験を行なった結果、平水時の隔流効果は充分であり、水流に対する影響も

6000㎥／sの場合に多少水位差が現われてはいるが、最も影響の大きく現われるものと予想される1500㎥／sの結果において、水位、流況に顕著な差が認められないことから6000㎥／sの水位に0.2～0.3m程度の差が現われていることは、測定時点における河床変動状況と、これによる粗度の変化が影響しているものと判断され、隔流堤の直接の影響は少ないものと思われる。しかし、複雑な流況を起し易い三川合流点の35.0Km附近で、その河道内に構造物を設けた場合は局所的な河床洗堀等に対する構造物の維持、管理が伴ない、これより短かい規模で充分その効果が認められれば経済効果は大きなものであろう。

隔流堤の規模が35.2Kmまでの長さで、その高さが計画河床から2.7mの実験結果であるが、この規模についても三川の合計流量420㎥／sの平水流量から1500㎥／sを2case、これに6000㎥／s、さらに13600㎥／sの計画高水流量を流下させ、その水理現象、河床変動等を把握し、その河床形状に対して再び420㎥／s、1500㎥／s、6000㎥／sまでの平水流量から中洪水までの実験を行なった。

・平水流量における実験

まず、平水流量の420㎥／sの実験結果から、水位については、33.0KmでOP4.54m、35.0Kmで4.78mとなり隔流堤の長い場合に比べて若干低くなる傾向を示している（図－3－41参照）。また500㎥／s、210㎥／sの計算水位に内挿してみても、やや低い傾向にあろう。

流況においては、宇治川の流量が三川全流量の約7割近くになっているため、合流点附近、つまり35.0Km～35.2Kmの隔流堤先端附近でも桂川・木津川の流線は観測出来ず、宇治川の流況を求めるにとどまり（図－3－37－1参照）、これも隔流堤に対して特に水衝部の発生もみられず、その法線に従がった流線が観察された。また、隔流堤、導流堤の先端部附近から下流側への流下状況においても35.2Kmから34.8Kmにかけて桂川および木津川筋に拡散し、とくに桂川側への拡散が目立っている。

・1500㎥／s計画配分の実験

次に、420㎥／s通水後の河床に対して1500㎥／sを三川に対して計画高水流量配分比での実験を行なった。この結果、水位においては33.0KmでOP6.49m、三川の低水路合流点の35.0KmでOP6.77mとなる（図－3－41参照）。これを隔流堤の長い場合と比較してみると36.0Km附近でやや低い傾向を示し、1500㎥／sの水理計算結果とでは35.0Km附近で0.3m程度低い値を示している。

流況については（図－3－37－2参照）。三川とその合流点ともに不自然な流れはなく、導流堤及び隔流堤に沿った流況を示している。また35.0Kmより下流側の河道内において、34.8Km附近に多少流線の収斂する傾向もあるが、このほかは河道全域を均一に流下するものである。

・1500㎥／s平水配分の実験

1500㎥／sを三川に対して計画高水流量配分比で実験した河床形状に対し、同じく1500㎥／sを平水流量配分比として実験を行なった。

この結果、水位においては36.0Km附近から宇治川筋が急に高くなっているが、これは全流量1500㎥／sのうちの宇治川が1000㎥／s余を受授っているため、35.2Kmの隔流堤先端附近ま

では当然起こり得る現象であろう（図－３－４１参照）。また、この結果と隔流堤を34.6Kmまで設置した場合の結果とを比較してみると、ほぼ一致したものであり、水理計算結果に対しては35.0Kmで0.3ｍほど低い値を示している。なお、隔流堤頂の越流水深は0.5ｍ近いものとなっている。

流況においても宇治川の流勢が最も強く、35.8Km附近から下流の隔流堤のうえを桂川側に越流する現象、また隔流堤先端部の35.2Kmあたりでは木津川側への拡散状況も認められる（図－３－３７－３）。これより下流側では、さきの実験結果と同じような流況である。

・６０００㎥／ｓにおける実験

次に６０００㎥／ｓの実験結果であるが、まず水位についてみると33.0KmでＯＰ10.98ｍ、35.0Kmの宇治川・木津川筋でＯＰ11.34ｍ、同じく断面で桂川筋ではＯＰ11.32ｍとなり、やゝ河道横断方向に傾を示す（図－３－４１参照）。隔流堤の長い場合と比較しては35.0Km附近で0.2ｍ、36.0Km附近で0.3～0.4ｍ低い値となっている。また、水理計算結果と比較しても、33.0Kmでは一致をみるが34.0Km、35.0Km等では0.2～0.3ｍ低い値を示す。

流況においては隔流堤が34.6Kmまで設置されている時とほとんど変らない状況である（図－３－３７－４参照）。

・１３６００㎥／ｓにおける実験

隔流堤の下流端を35.2Kmとして６０００㎥／ｓの通水を行なった河床に対して１３６００㎥／ｓの実験を試みた。この結果、水位においては、33.0KmでＯＰ14.5ｍ、三川合流点および隔流堤先端附近の35.0KmでＯＰ14.7ｍ 程度となり、隔流堤の長い場合に比べて下流部でやゝ高目、合流点附近ではほぼ同じ値となり、さらに上流部ではやゝ低い傾向を示すが、その差も0.1ｍか0.2ｍ程度のものである（図－３－４１参照）。したがって隔流堤の直接の影響ではないものと判断される。また、計画高水位および１２０００㎥／ｓの水理計算結果と比較して、前者においては１ｍ以上の余裕を残し、後者との比較では33.0Kmから35.0Kmまでのあいだで、ほぼ一致するものである。

流況においては、隔流堤の長い場合に比較して明らかな変化は認められないため、隔流堤の影響はないものと判断される（図－３－３７参照）。

さて、１３６００㎥／ｓの流量通過後の河床形状であるが、34.6Kmから35.2Kmまで約８００ｍ隔流堤を短かくしたため、この区間の河床形状がやゝ変ってはいるが、それも隔流堤側近の形のみ変るものであって、全体的な横断形状としては大差のないものと云える（図－３－４２参照）。また、隔流堤の設けられている区間およびそれ以外の区域においても、堆積・洗堀の定量的なものについては多少差の認められるところも多いが、その傾向としてはほぼ一致しているものと云えよう。

・洪水後における実験

隔流堤の下流端を35.2Kmとした場合に、４２０㎥／ｓの低位流量から１３６００㎥／ｓの高水流量までの実験を行ない、変動を来した河床に対して、さきのcase 1の実験と同様に再び４２０㎥／ｓから６０００㎥／ｓまでの実験を行なった。

まず、４２０㎥／ｓ通水時の水位においては三川河道の合流点、35.0KmでＯＰ4.9ｍを示し、これより上流の三川それぞれにおいては宇治川・桂川で0.2～0.3ｍ高く、隔流堤の影響外ではあるが木津川の2.4Km附近で0.5Km近く高くなっている（図－３－４３参照）。また、水理計算結果の内挿値

との比較では、水面勾配は異るにしてもほぼ一致しているものであろう。

流況においては、13600㎥/s 通水前に比べて隔流堤先端部の宇治川流線の拡散現象がきびしく、とくに木津川の河床の左岸への堆積現象が影響して桂川への拡散が大きくなっている（図－3－40－1参照）。また、35.0Km附近より下流部においては低水路左岸側への堆積が大きいところで1.5～2.0mあり、この反面右岸側は洗堀傾向を示しているため主な流線は低水河道の右岸側1/2巾を流下している。

次に1500㎥/s の計画高水流量配分比による実験であるが、水位において、下流部の33.0Km附近ではOP6.5mで洪水前、つまり河床変動量の少ない時とほぼ一致している（図－3－43参照）。しかし、これより上流部では三川ともに0.5m近く高くなっている。また、木津川の1.0Kmより下流部において洪水前の水位より0.7m 程度高くなっているが、これは洪水時左岸側への堆積量が多く、その影響によるものと判断される。これは420㎥/sの場合も同様のことがいえる。

流況については、木津川筋の状況がとくに変わり（図－3－40－2参照）、13600㎥/s 通水前の流線においては低水路全域を流下していた。しかし、洪水流下によって河床変動を来し、低水路左岸側への堆積によって、流心は右岸導流堤に接近して流下し、さらに、導流堤先端附近から宇治川側および木津川左岸側へ拡散現象を示している。また、隔流堤の長い場合の状況と見比べてみると、木津川の流れの拡散位置が0.3Km ほど下流に移動して導流堤先端部となり、これに加えて35.0Km附近の隔流堤を中心として上下流に0.4～0.5 Km ほどの区間小規模ながら渦の発生していたものが今回消えていることであろう。

ここで、隔流堤の洪水流に対する障害を考えると、水位には顕著に現われていないが流況に多少その傾向がうかがえるものである。例えば、隔流堤の長い場合に35.6Kmの木津川に、その流れの拡散位置があったものが、短かくした場合には導流堤先端部、つまり35.3Km附近にまで拡散位置が移動している。これは木津川の低水路内における堆積現象も大きな支配要素であるが、隔流堤の支配もかなり含まれているものと判断される。

さらに、平常時流量を参考として1500㎥/s を三川へ配分した場合の実験の結果、水位では大巾に流量の変化する宇治川の値が、合流点より上流部の38.0Km附近でOP8.0m 強となり（図－3－43参照）、さきの計画高水流量配分比の場合より約1m近く高くなることと、木津川0.5Km 附近で計画高水流量配分比の場合より0.7m ほど低くなるほかは、さして大きな差は認められないものであり、水理計算結果と比較してもほぼ一致しているものである。

流況においても、その流量の主なものが宇治川から流出するため、隔流堤附近及びその先端附近の流況は洪水前後でも変わらず、隔流堤の長い場合には36.8Kmから35.4Kmにかけて隔流堤の上を宇治川から桂川河道への越流現象が顕著に観察された。また、35.2Km に短かくした場合はこの現象が緩和されているようである。これは水位結果からは明らかには判断出来ないが多少隔流堤の影響があるものと推定される。

6000㎥/s の実験結果、まず水位においては33.0KmでOP11.0m、35.0KmでOP11.7mとなり、上流三川においては木津川の1.0Km より上流を除いてはさして差がなく、最大差でも0.2m 程度のものである（図－3－43参照）。これについて洪水前、つまり13600㎥/s 通水前のものと比較

すると全体的に約0.4ｍほど洪水後のほうが高くなっており、６０００㎥／ｓの水理計算結果との比較では、多少高くなる傾向もあるがほぼ一致しているものと云えよう。また、隔流堤の長い場合に比べては多少低い傾向を示しており、隔流堤下流部の0.6Kmの存在を考え合せれば当然の水位結果と思われる。

流況においては、水衝部、渦等の発生もなく35.0Km附近より下流部の三川合流後の流線もかなり低水路法線に平行した流況を示すものである（図－３－４０－１参照）。洪水前のものと比較してみても、木津川下流部においてその流心がやゝ右岸に移動するように観察されたが、これはこの区域が最も河床変化の大きいところであり、とくに低水路左岸側への堆積現象に支配されているものであろう。また、隔流堤の長い場合との比較では、ほぼ一致した傾向を示す。

ここで、１３６００㎥／ｓ通過後の河床に対して再び平常時流量から６０００㎥／ｓまでの実験を行ない、その最終的な河床形状についてみると（図－３－４２参照）、場所によって、また断面個々に細かく見た場合は洗堀、低下の現象もみられるが、総体的に堆積の傾向を示し、その横断形状は１３６００㎥／ｓ通過後のものとほゞ一致している。

なお、35.6Km附近から下流における隔流堤左岸側、つまり宇治川筋における洗堀が計画河床から約２ｍとなるため、その維持対策も施さなければならないものと思われる。

３－３－３　隔流堤34.6Km、高さ2.0m案における実験

これまで計画河床高から2.7ｍの堤体高をもつ隔流堤について、その長さを宇治川と桂川の低水合流点（３６.８Km附近）から34.6Kmまで設けた場合と、同じく35.2Kmまで設けた場合との二つのタイプについて洪水疎通および構造物の河床に与える影響等を把握して来たが、ここで、これまでと同じ長さの規模の隔流堤について、その高さを0.7ｍ低くした場合、つまり計画河床高から2.0ｍとした場合の洪水流、とくに小洪水に対する疎害、河床変動状況等を把握するための実験を行なった。

また、隔流堤の長さを34.6Kmにまで設けた場合の実験であるが、堤体が0.7ｍ低くなっていることから大きな洪水に対しては、その影響も薄らぐであろう。そこで、４２０㎥／ｓ、１５００㎥／ｓの２種の流量について実験を行なっている。

• 平水流量における実験

まず４２０㎥／ｓの実験から、その水位においては３３.０KmでＯＰ4.40ｍを示し、合流点の３５.０KmでＯＰ4.90ｍとなって、隔流堤の高い場合に比べても0.1ｍ程度の差を示すにとどまる（図－３－４４参照）。上流の三川においては木津川の1.0Kmより上流で0.3ｍほどの差が現われているほかは、ほぼ同じ傾向を示している。

水理計算の内挿値と比較した場合には0.1ｍ低い値となって、その水面勾配は平行している。

次に流況であるが、全流量が４２０㎥／ｓの場合はその水位が隔流堤頂より約１ｍも低いため、流況に対する影響はさきの実験とまったく同じであり、観測された流線もほぼ同じ傾向を示すものである（図－３－４５－１参照）。

• １５００㎥／ｓ計画配分による実験

次に、１５００㎥／ｓの計画高水流量配分比による実験結果であるが、その水位においては隔流堤先端部より下流、つまり34.6Kmより下流では堤体の高い場合と大差のないものである（図－3-44参照）が、35.0Km附近から上流で、三川を含めて比較してみると平均して0.15m程度後者のほうが低い値を示している。これは隔流堤体高の影響がかなり含まれているものと判断される。また、水理計算結果と比較しては、実験結果のほうが下まわる傾向にある。

流況において、堤体の高い場合の流線と比較してみると、総体的な傾向は変りないものである（図－3-45-2参照）が、35.8Kmおよび35.0Km附近の隔流堤附近に発生していた渦が上流側では消え、下流の35.0Km附近ではかなり小規模となっている。

• １５００㎥／ｓ平水配分の実験

１５００㎥／ｓの平水流量配分比による実験結果をみると、その水位においては35.0Km附近より下流では、さきの計画高水流量配分の場合とまったく同じ傾向にあり（図－3-44参照）、これより上流三川においては36.0Km附近から宇治川筋の水位が、その勾配を急変し、高くなっていることが目立つ、これは宇治川流量が圧倒的に大きいため当然の結果であろう。また、木津川の1.0Kmより上流部においてさきの実験値より約１ｍ低いことも同様の原因である。桂川筋においては平均して約0.1ｍ程度の差を認めるに過ぎない。

流況では堤体の高い場合の結果と比較してまったく同じ流線が観測された（図－3-45-3参照）。

3-3-4　隔流堤35.2Km、高さ2.0m案における実験

次に、隔流堤の長さを35.2Kmにまでとした場合の実験結果であるが、採用した実験条件は34.6Kmまで隔流堤を設置した場合と同様とした。

• 平水流量における実験

まづ４２０㎥／ｓの水位において、その値を隔流堤の長い場合と比較してみると、35.0Km附近の三川合流部と木津川1.0Kmより上流部においてわずかではあるが水位差が認められ、その傾向は隔流堤の短かい場合のほうが低くなっている（図－3-46参照）。また、35.0Km附近の桂川筋においては、さきの実験値よりやゝ上まわる現象となっているが、これは隔流堤が短かくなったことにより合流点の位置が上流に移動し、その堰上げ現象とも推定される。なお、水理計算結果との比較では、実験値のほうが0.15m～0.2mほど低い傾向を示している。

流況においては35.2Kmの隔流堤先端部において宇治川の流れの桂川・木津川筋への拡散現象は、隔流堤の長い場合と同じであり、かなりの流勢をもった桂川筋への拡散が観測された（図－3-47-1参照）。

• １５００㎥／ｓ計画配分の実験

次に、１５００㎥／ｓの計画高水流量配分比の実験結果、水位において、まづ隔流堤の長い場合と比較してみると木津川1.0Kmより上流で0.4ｍほど低くなっているほかはまったく差は認められない（図－3-46参照）。また、隔流堤の高い場合の実験結果と比較してみると、木津川1.0Kmから上流は別として33.0Kmから上流二川では約0.5ｍ程度低い値を示し、明らかに隔流堤高の影響が認められるものである。水理計算結果との比較では、35.0Km附近で0.4ｍ程度実験値のほうが低いも

のである。

流況についてみると、隔流堤頂を宇治川筋から桂川筋への越流現象も微少なものであり（図－3－47－2参照）、隔流堤体附近の渦も観測されず、しかも、木津川筋の35.0Km左岸側への水のまわり込みも良いものであるから、35.0Kmより下流側における流線も低水路法線に平行した良い流況を示す。

• 1500㎥／s平水配分の実験

1500㎥／sの平水流量配分比による実験では、水位においては、下流から36.0Km附近までは三川筋ともに計画高水流量配分比の場合と大差ないものである（図－3－46参照）。これより上流では宇治川が急に水面勾配が大きくなり桂川筋では0.15～0.2m後者のほうが低い値を示し、木津川上流では約1m近く低くなっている。隔流堤の長い場合と比べては大きな差は認められず、堤体の高い場合とでは縦断方向平均して0.3～0.4m低い結果を示している。

流況においては、宇治川から桂川への隔流堤頂の越流が、やゝ上流に移る傾向を示すほかは、他のケースと大きな変化はないものである（図－3－47－3参照）。

3－3－5　長さ36.0Kmまで、高さ2.7m案における実験

隔流堤の長さを36.0Kmまで設置し、平水流量と宇治川・木津川筋の渇水時（平水流量の1/2）を考えたケースとの実験を試み、流況観測を行なった。

• 平水流量の実験

まず平水流量における流況は、36.0Kmの隔流堤先端より35.4Km右岸にかけて宇治川の流下域となり、その主なものは表面を流れ、桂川のそれは多少宇治川の流勢におされて流下域を狭め、下層側を流れる。したがって35.0Km附近より下流では低水路巾の約1/2右岸側が混合域となっている。隔流堤先端より下流における混合域の濃度分布について量的に求めることはできなかったが、宇治川の流量288㎥／sに対して桂川は54㎥／sで1/5程度であり、宇治川の一部の流量と混合する状態ではあるが混合域が広いため35.0Km附近より下流では、かなり希薄なものとなっている（図－3－48－1参照）。その他の流線はこれまでの現象と同様である。

• 宇治川・木津川の渇水時の実験

桂川の平常時の流水は、その量・質等からみて上流部における工場あるいは市街地からの流出がかなり多いものと判断される。したがって渇水期においては宇治・木津川の流量が減少する傾向となるであろう。そこで桂川の流量をそのままとし、宇治・木津川のそれを1/2として実験を試みた。

この結果、隔流堤先端より上流側における宇治・桂川の流線は平水流量の場合とかわらないものであるが、これより下流の35.0Kmにいたる区間で混合域がやゝ左に移行し、さらに35.0Kmより下流側では混合域、つまり桂川の領域は低水路巾の3/4程度におよび、混合のない宇治・木津川の清水は70～80mの狭いものとなっている（図－3－48－2参照）。

濃度分布・希薄等においては、さきの平水流量の場合とほぼ同じように観察される。

なお、35.0Kmから34.6Km附近においてかたち作られた右岸側の混合域・左岸側の宇治・木津川の流れの領域はそのまゝのかたちで流下している。

3－3－6　計画河道における実験

これまで、桂川と宇治川および木津川筋との隔流堤の規模について４ケースの実験を行なって来たが、ここで、計画河道そのままの状態にして平常時流量あるいは小洪水の流下状況を把握するため隔流堤をまったく設置しない状態の河道に４２０㎥／ｓ、１５００㎥／ｓの実験を試みた。

• 平水流量における実験

４２０㎥／ｓの実験結果から、水位については３３.０㎞でＯＰ４.４３ｍ、３５.０ｍでＯＰ４.７９ｍとなり、これより上流ではこれまでの一連の実験結果と見比べて宇治川・桂川筋の水位変化が顕著で、宇治川のそれが全体的に低下の傾にあり、桂川においてはこれまでの結果より上昇している（図－３－４９参照）。これは、隔流堤を設置していないため、宇治川と桂川との合流点が３６.８㎞附近に移ったため当然の結果である。

流況においては、隔流堤の影響がないため宇治川の流れが急に拡散するようなことはなく（図－３－５０－１参照）、３６.０㎞附近から桂川筋へ流線が移行し、右岸低水路法線に沿って流下する。一方、導流堤沿いの流れは、その先端部に至ってやゝ木津川河道に向きを変えた流況を示している。

• １５００㎥／ｓ計画配分の実験

１５００㎥／ｓの計画高水流量配分比の実験で、まづ水位についてみると３３.０㎞でＯＰ６.３ｍ、３５.０㎞でＯＰ６.７ｍ程度を示す（図－３－４８参照）。隔流堤の設置されている場合に比べてやゝ低く目になっており、また隔流堤の規模別に細かく比較しても顕著な差は認められないものである。

流況においては、宇治川・桂川筋の流線がその低水路法線に平行したものであり、両川の流心の混合もさして顕著なものではない（図－３－５０－２参照）。また、３５.０㎞附近の導流堤先端より下流においては木津川の流れが低水路河道巾の約1/2を占め、この区域も低水路法線に平行した流下状況であり、隔流堤の設置されている場合よりもむしろ流れの収斂が少ないこと、または小さな渦等の発弱しないこと等が目立つ。

• １５００㎥／ｓ平水配分の実験

同じく１５００㎥／ｓの流量について、その平常時流量配分比による実験結果は、三川における流量配分が変わった影響が水位・流況に認められる。水位においては図－３－４８に示すが、３５.０㎞附近より下流の合流後の河道内ではさして明らかなものではなく、三川それぞれについてみると流量の増減が顕著に現われており、これまでのこのケースの実験結果と見合せても、まったく同じ傾向と云える。

流況においても、三川のうち最も流量の大きい宇治川の流勢が最も強く、３５.４㎞附近に至っては低水路巾のあらましを宇治川の流れが占め、３５.０㎞より下流に至っても同様のことがいえる（図－３－５０参照）。

3－3－7　まとめ

水の需要は増加の一途をたどる反面・河川における水質低下は日々度を加える現状で、その対策も種々考えられている。淀川の上流三川においても、とくに桂川の水質低下が著しく、３３.８㎞左岸における楠葉の取水に対する悪影響を緩和するため隔流堤計画について、その隔流効果、洪水流に

対する疎害等を把握するため、堤体規模を考慮した模型実験を行なって来たものであるが、ここで、その結果のあらましをまとめておくことにする。

(1) 隔流堤の高さ2.7m、長さ34.6Km案の最も規模の大きい場合でも13600㎥/sの水位は計画高水位に対して約1mの余裕を残し、その疎通は可能である。

(2) 6000㎥/s程度以上の洪水の流況には隔流堤規模の長い場合(34.6Kmまで)、短かい場合(35.2Kmまで)ともに顕著な影響は示さない。

(3) 隔流堤の長さについて、平常時流量の場合は宇治川が最も支配的になり、宇治川の流勢が最も強く、いずれの隔流堤規模においてもその先端あるいは宇治川と桂川との合流点で拡散・混合が起こる。

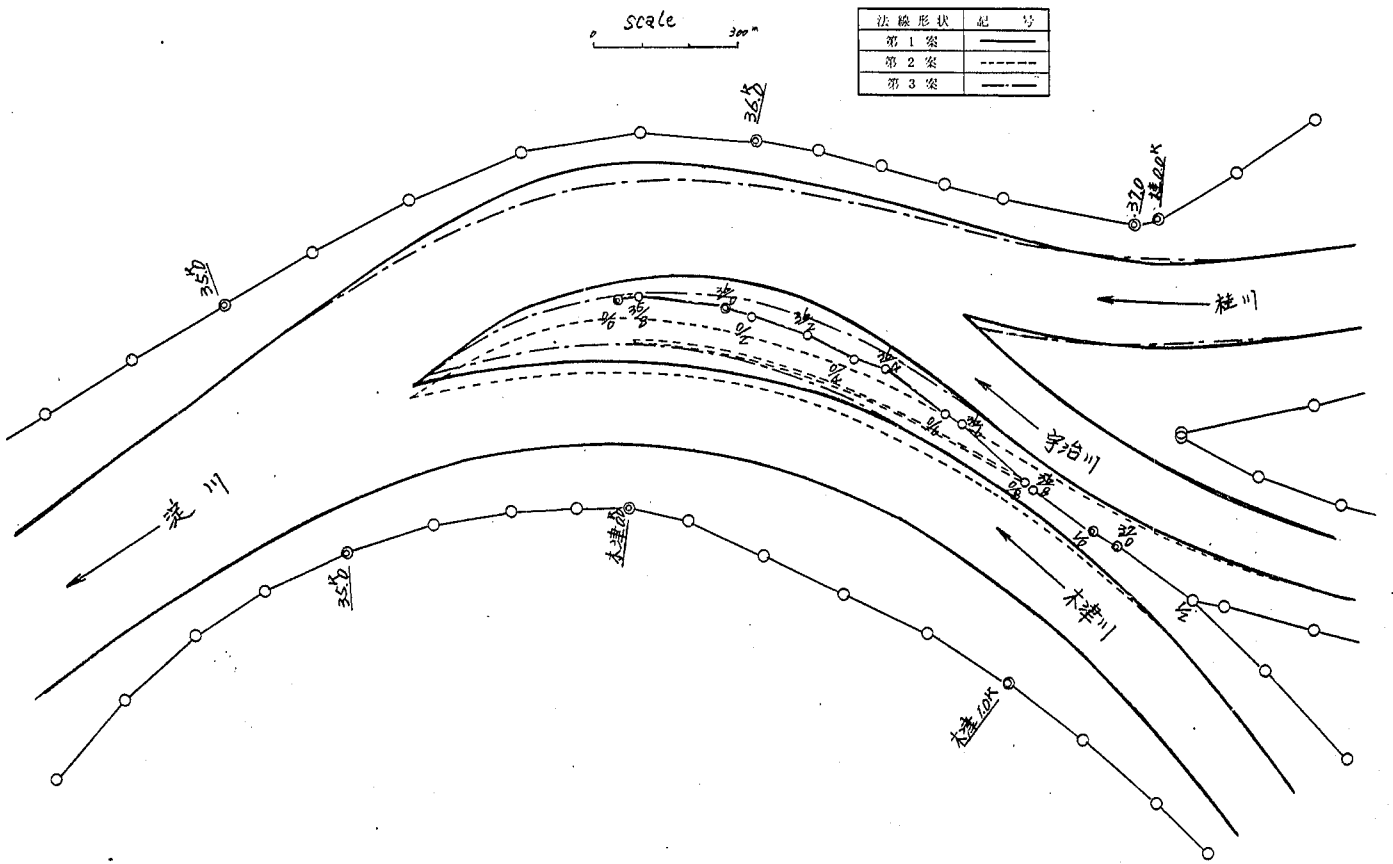
(4) 宇治川・桂川両者の水の混合域は、35.0Km附近より下流で河道の約1/2右岸側となっている。

(5) 洪水に対する隔流堤の疎害は顕著には認められないが、隔流堤の長い場合は、その先端(35.0Kmから34.6Kmまで)に渦の発生がある。

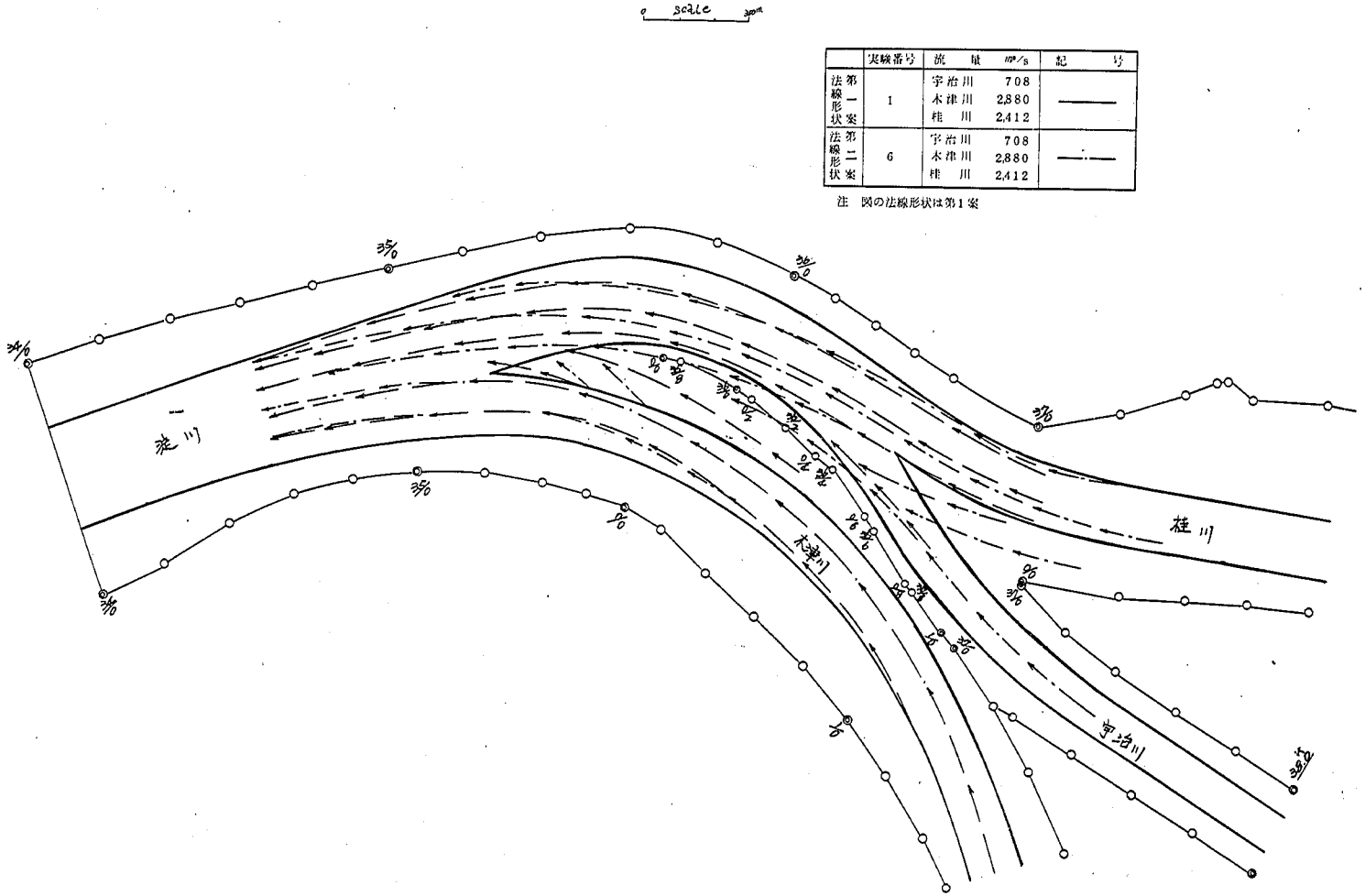
(6) 6000㎥/sまたは計画高水流量等の大洪水の場合は、構造物附近の局所洗堀が2～3mとなるため、その維持対策も考慮する必要があろう。

(7) 隔流堤の長さは、宇治川・木津川の平水流量から判断して36.0Kmまででその効果はあがり、位置も現計画で良いであろう。ただし渇水期に宇治川・木津川の流量が大巾に減少するようなことがあれば、隔流堤は35.2Kmまで設ける必要がある。

(8) 隔流堤の高さは、計画河床高から2.0mで充分と判断される。



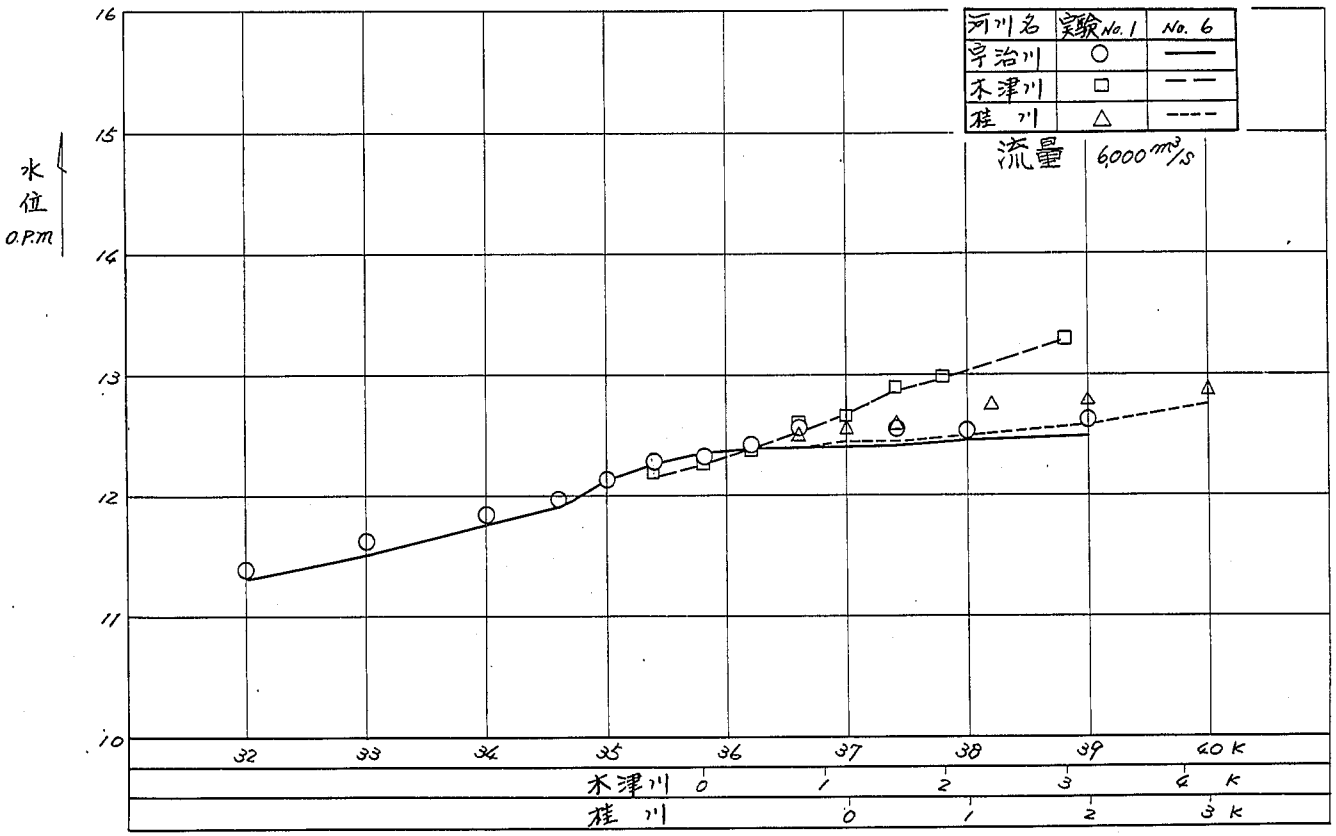
図－3－1　低水路法線形状概要図



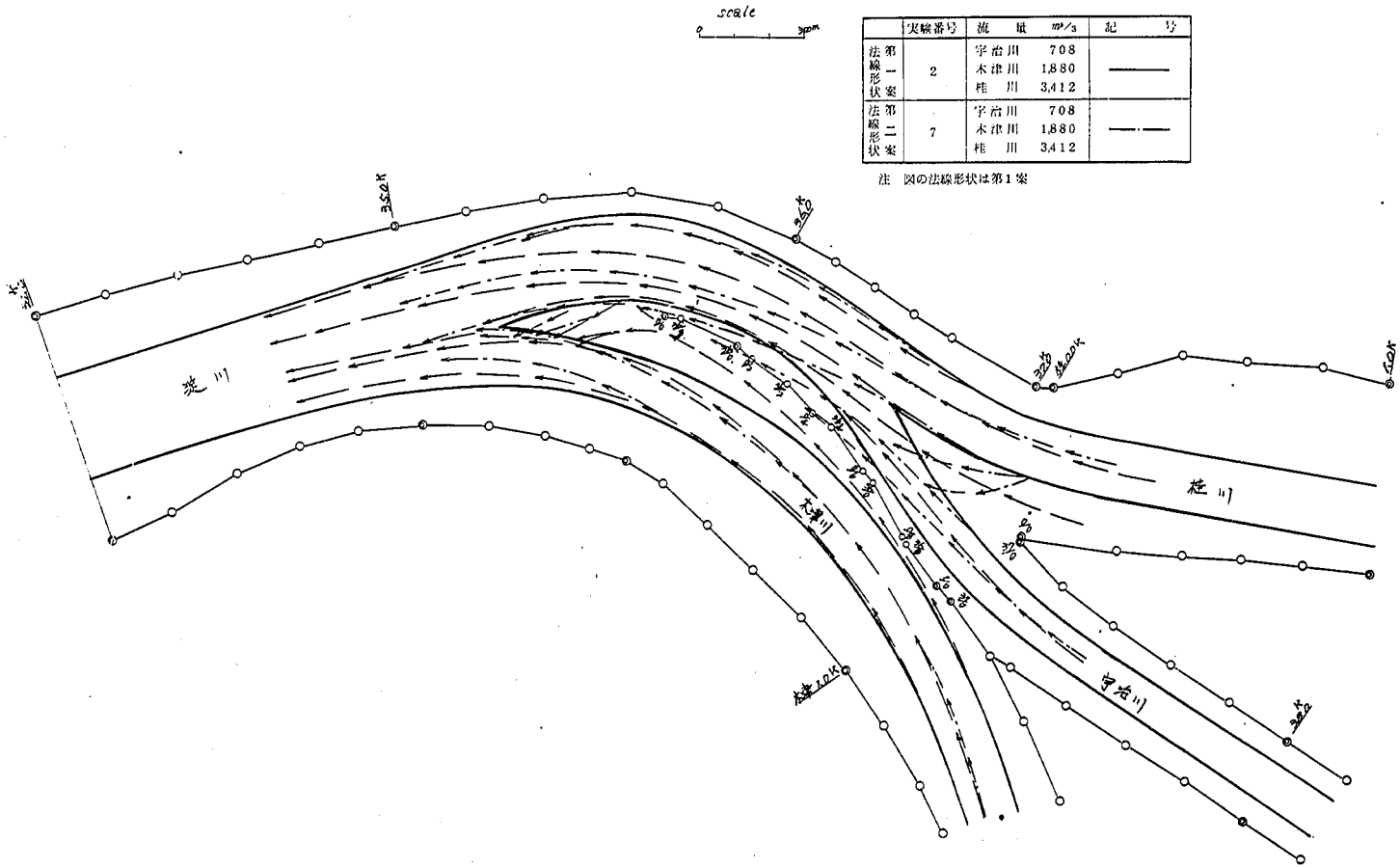
	実験番号	流量 m³/s	記号
法線形状 第一案	1	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	———
法線形状 第二案	6	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	—·—

注　図の法線形状は第1案

図－3－2－1　流況比較図（固定床）

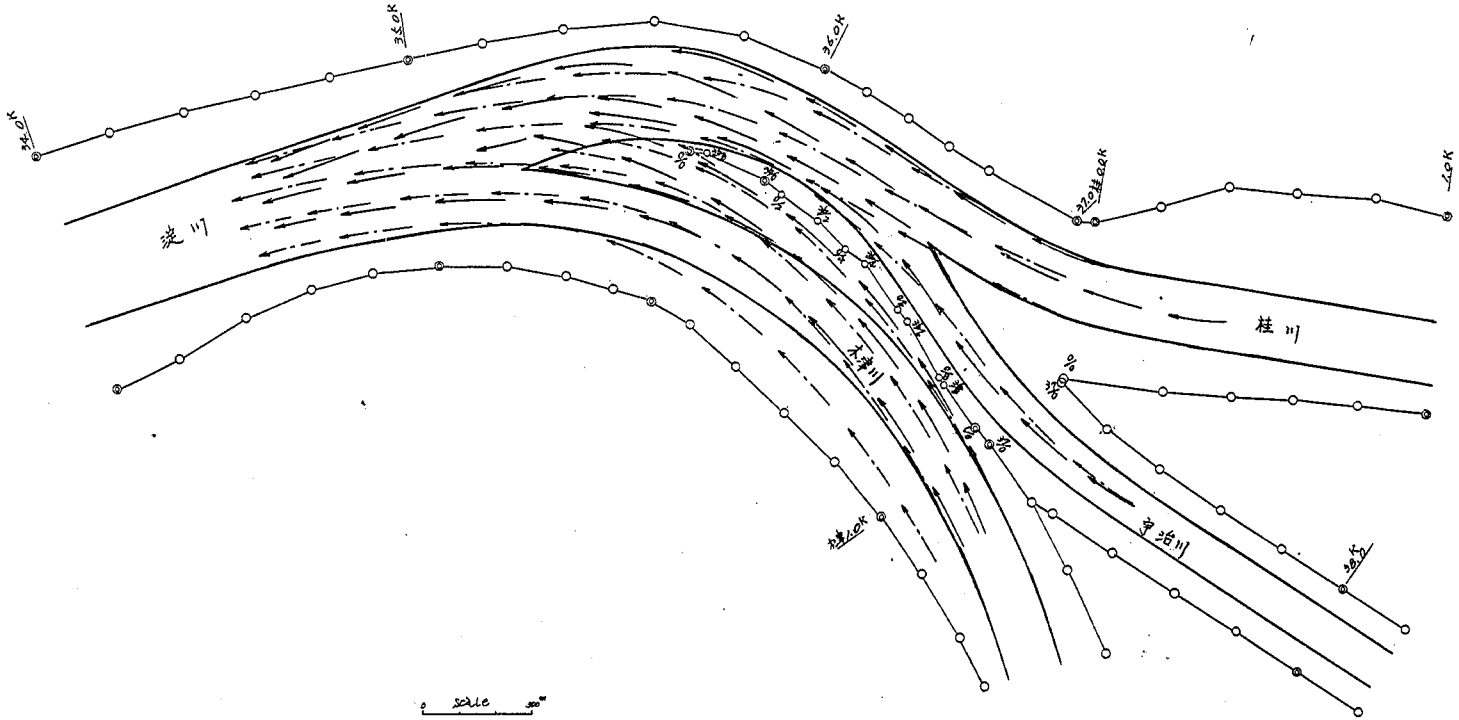


図－3－2－2　水位縦断比較図（固定床）



	実験番号	流量 m³/s	記号
法線形状第一案	2	宇治川 708 木津川 1,880 桂川 3,412	———
法線形状第二案	7	宇治川 708 木津川 1,880 桂川 3,412	—·—

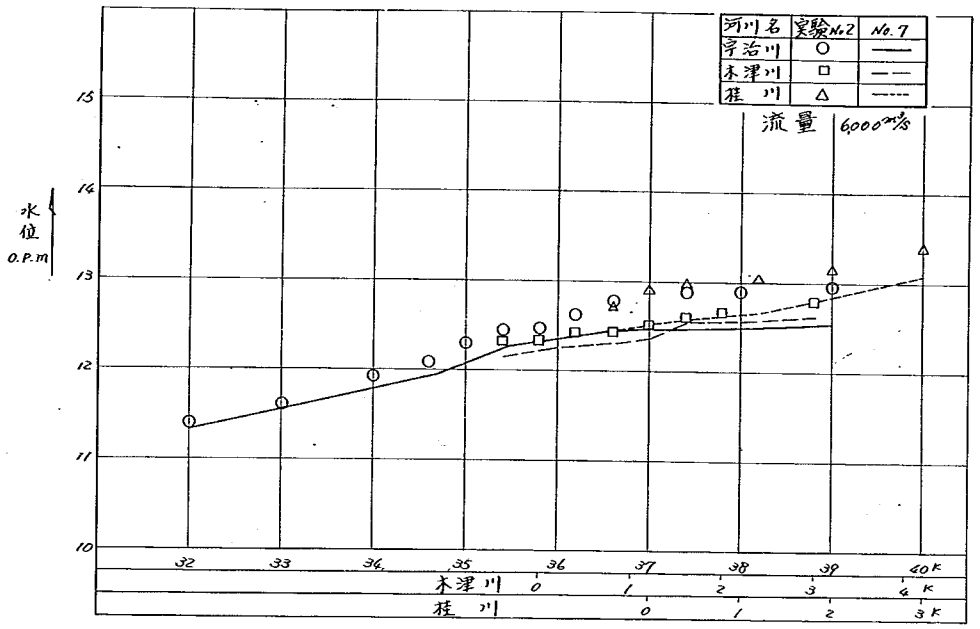
図－3-3-1　流況比較図（固定床）



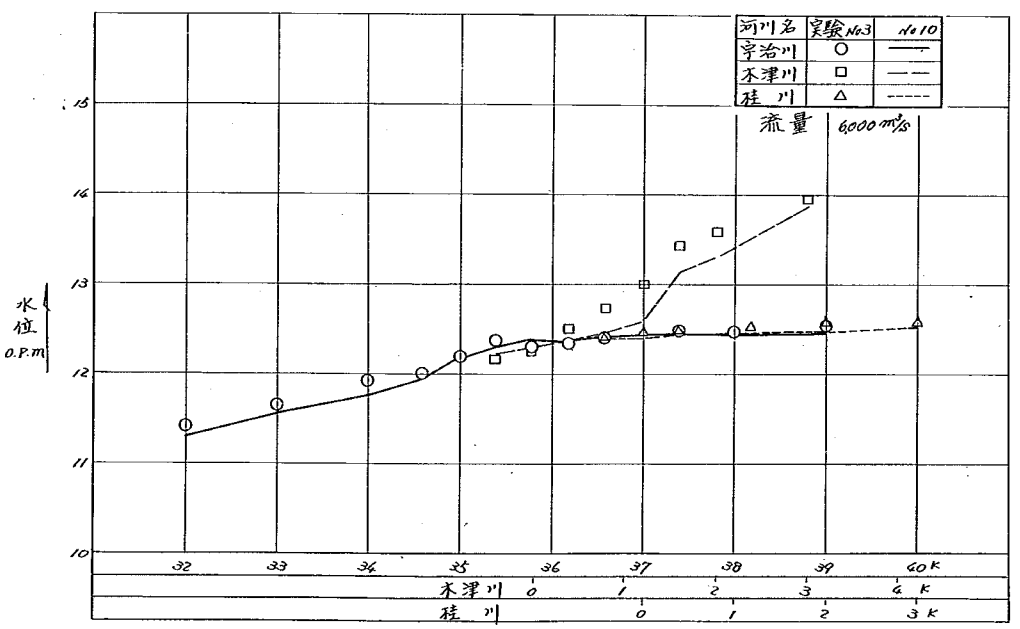
	実験番号	流量 m³/s		記号
法線形状 第一案	3	宇治川	708	———
		木津川	3,880	
		桂川	1,412	
法線形状 第三案	10	宇治川	708	—·—
		木津川	3,880	
		桂川	1,412	

注　図の法線形状は第1案

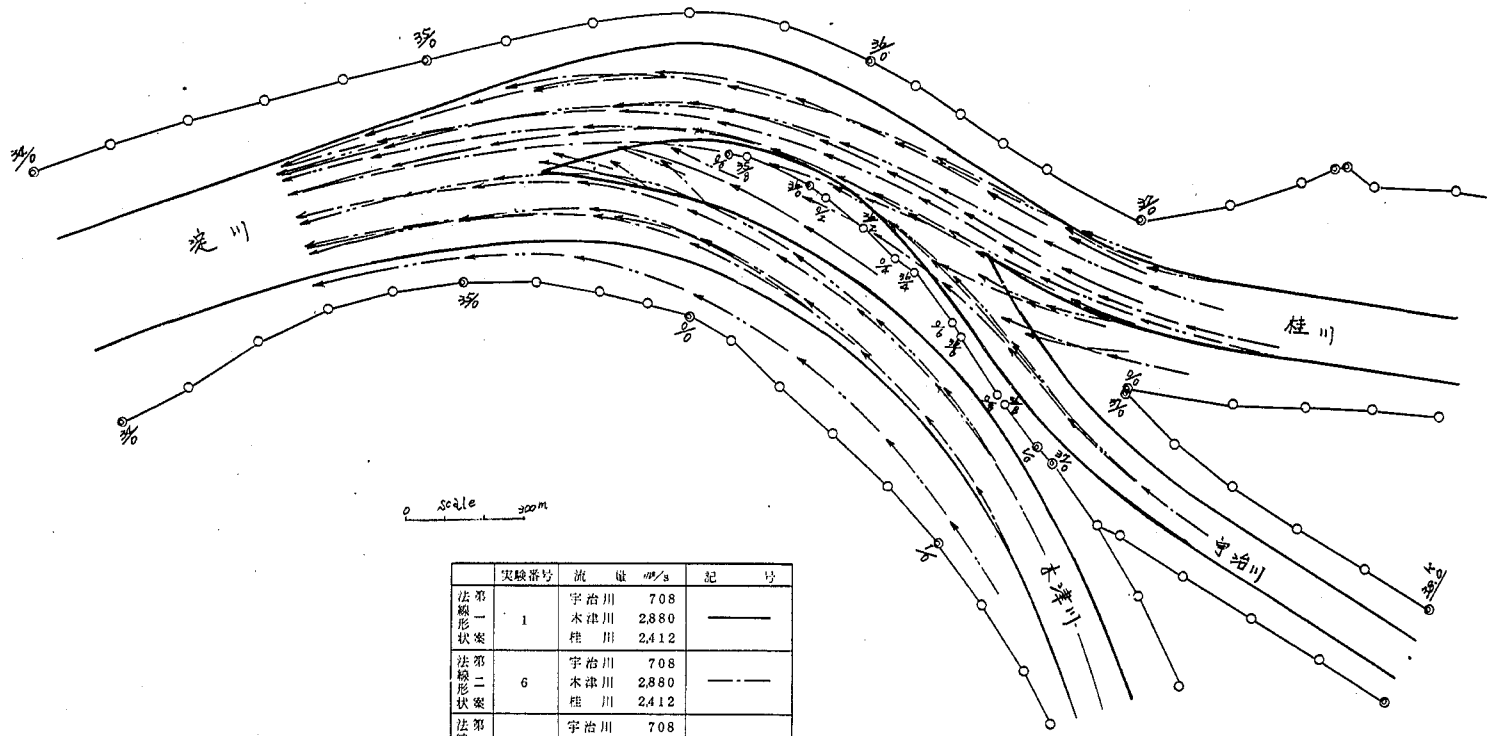
図－3－3－2　流況比較図（固定床）



図－３－３－３　水位縦断比較図



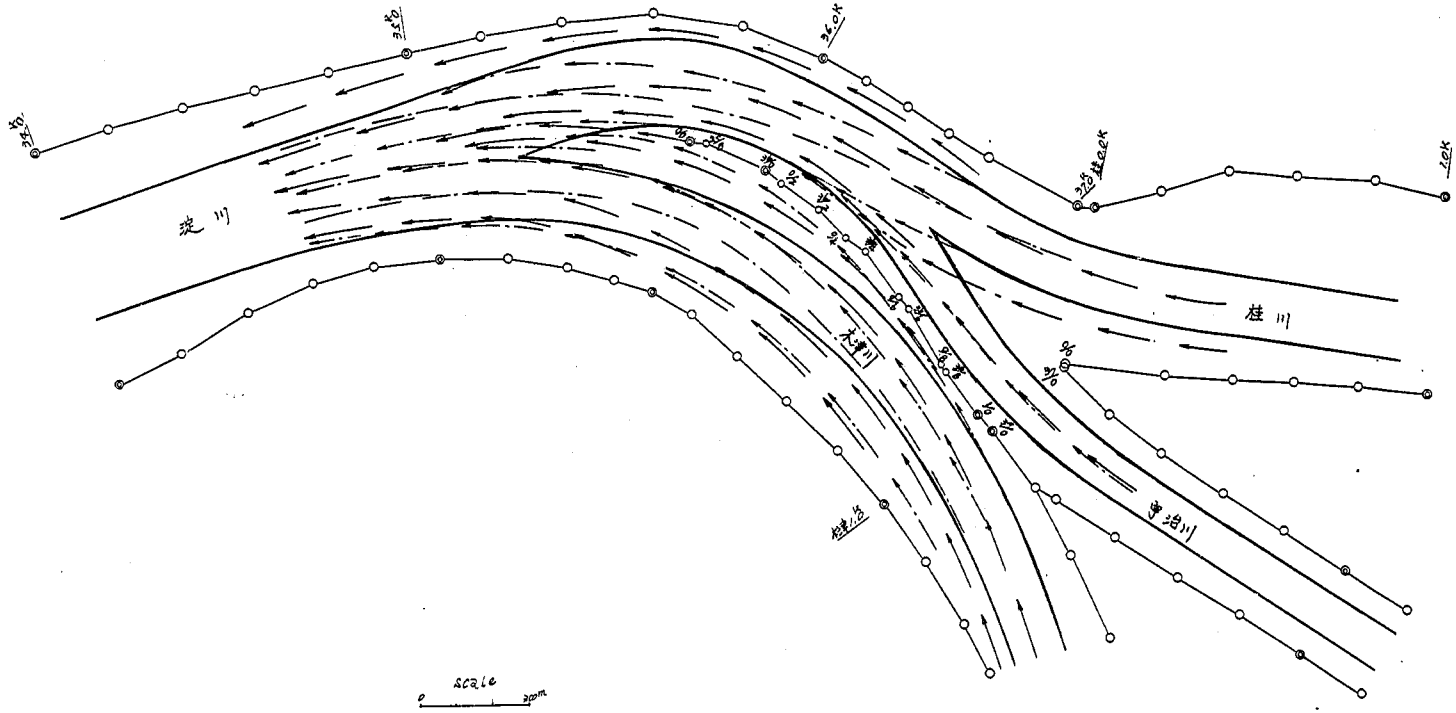
図－３－３－４　水位縦断比較図



	実験番号	流量 m³/s	記号
法線形状案 第一案	1	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	———
法線形状案 第二案	6	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	—·—
法線形状案 第三案	8	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	—··—

注　図の法線形状は第1案

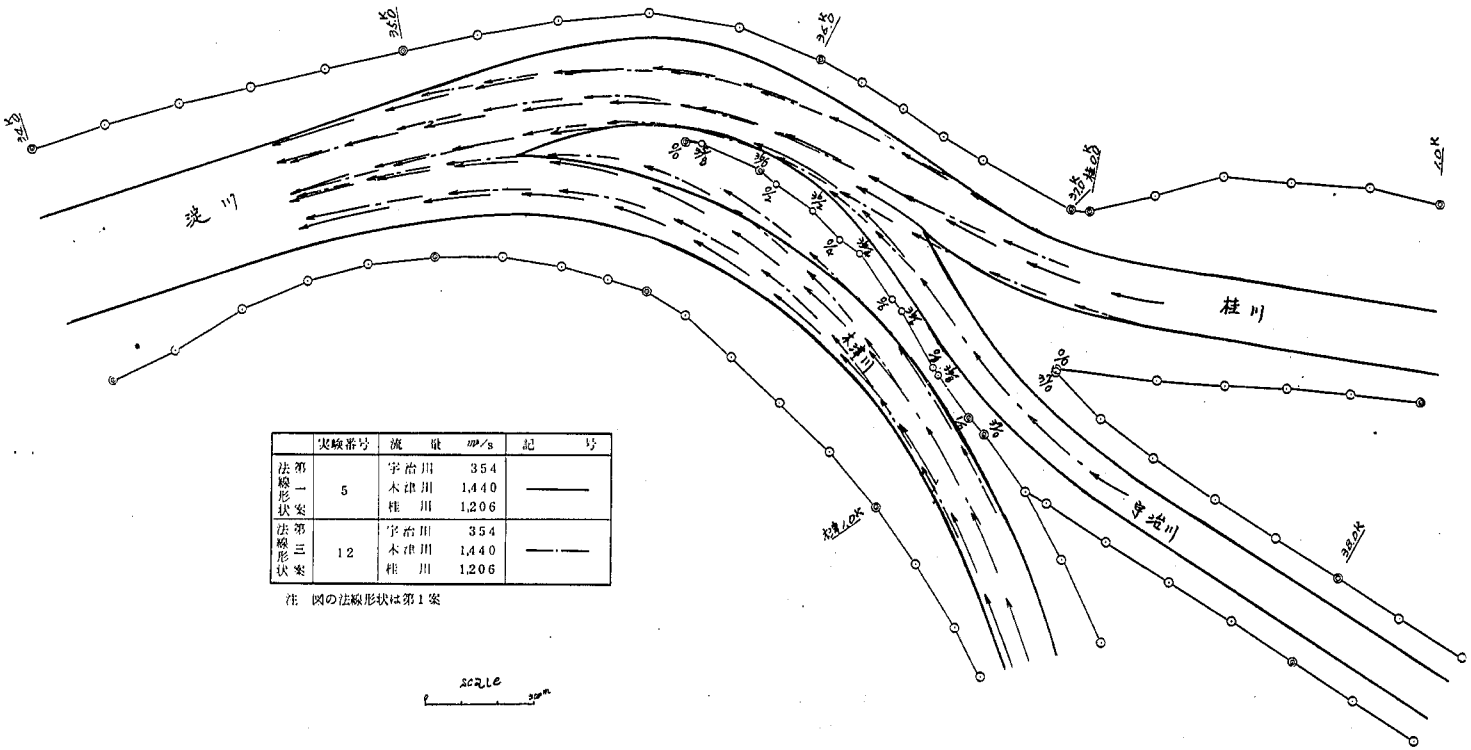
図－3－4－1　流況比較図（固定床）



	実験番号	流　量　m³/s	記　号
法線形状 第一案	4	宇治川　1,500 木津川　6,100 桂　川　5,100	———
法線形状 第三案	11	宇治川　1,500 木津川　6,100 桂　川　5,100	—·—·—

注　図の法線形状は第1案

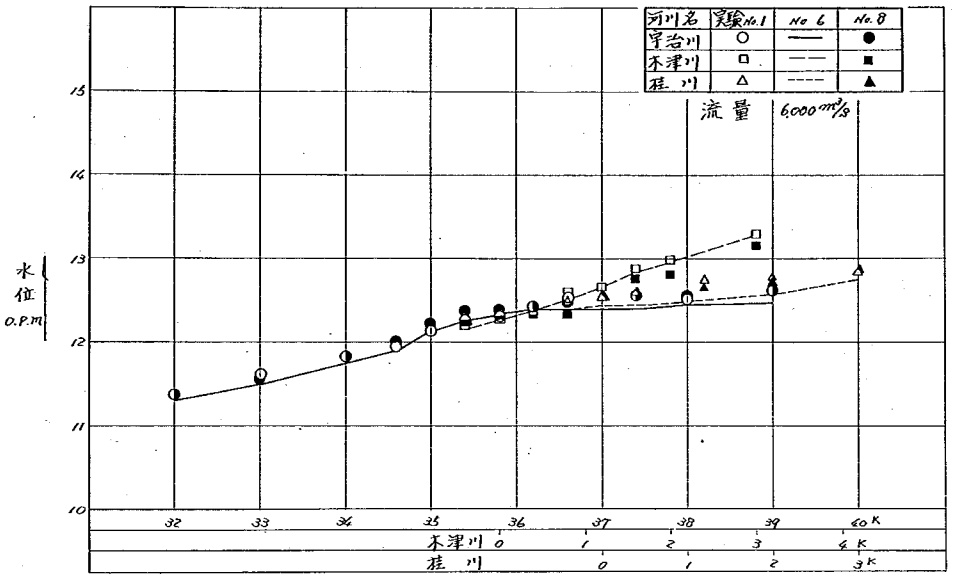
図－3－4－2　流況比較図（固定床）



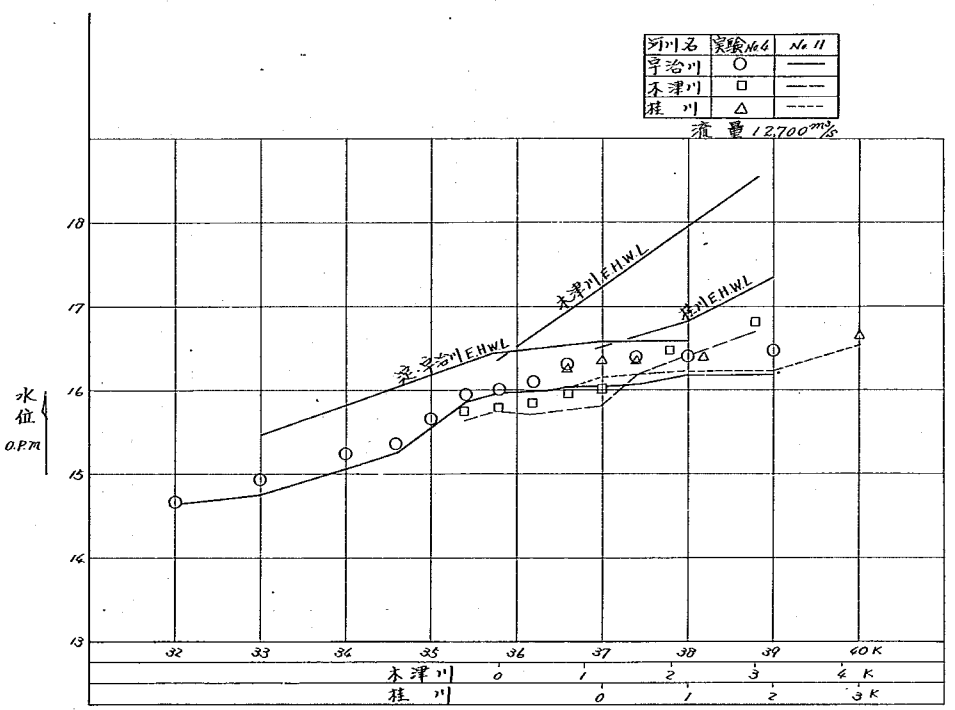
	実験番号	流量 m³/s		記号
法線形状 第一案	5	宇治川	354	
		木津川	1,440	
		桂川	1,206	
法線形状 第三案	12	宇治川	354	
		木津川	1,440	
		桂川	1,206	

注　図の法線形状は第1案

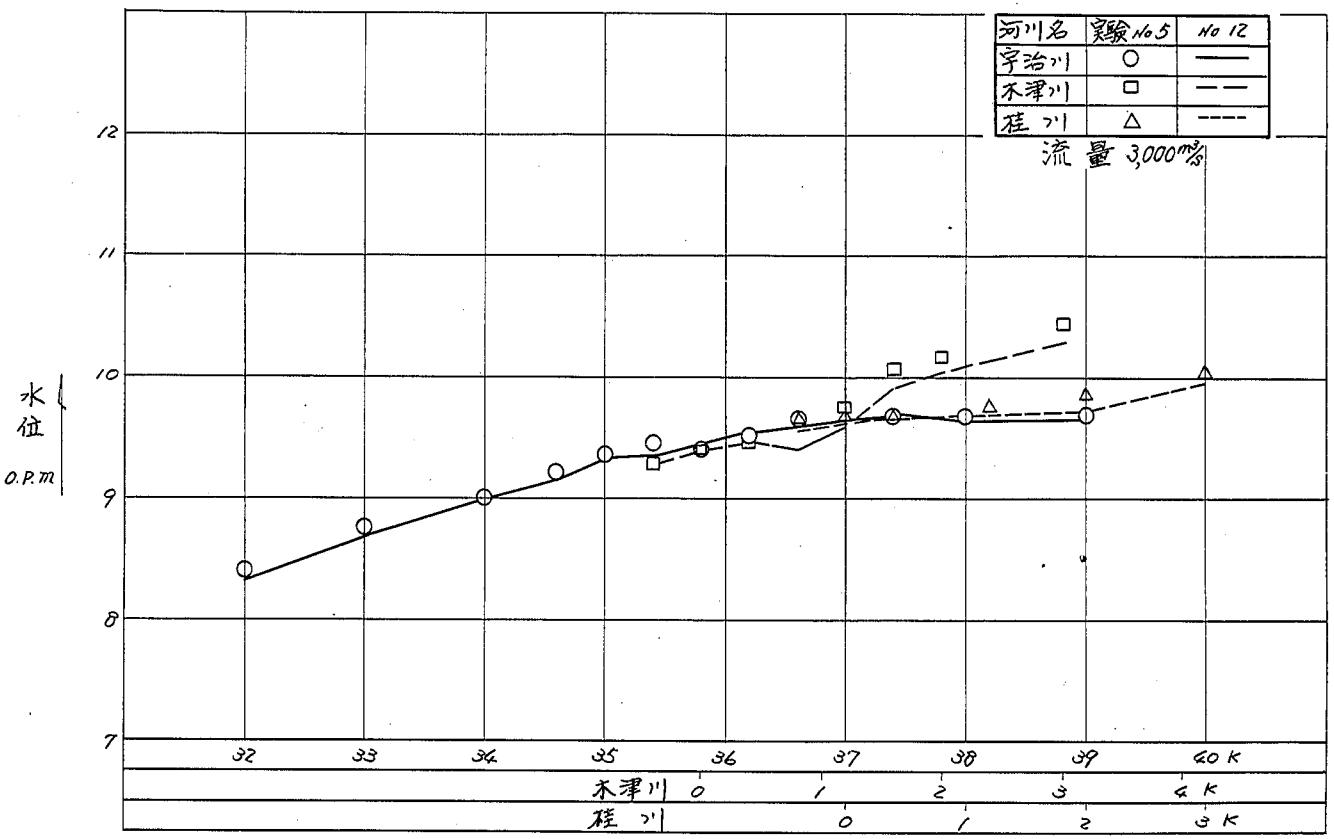
図－3－4－3　流況比較図（固定床）



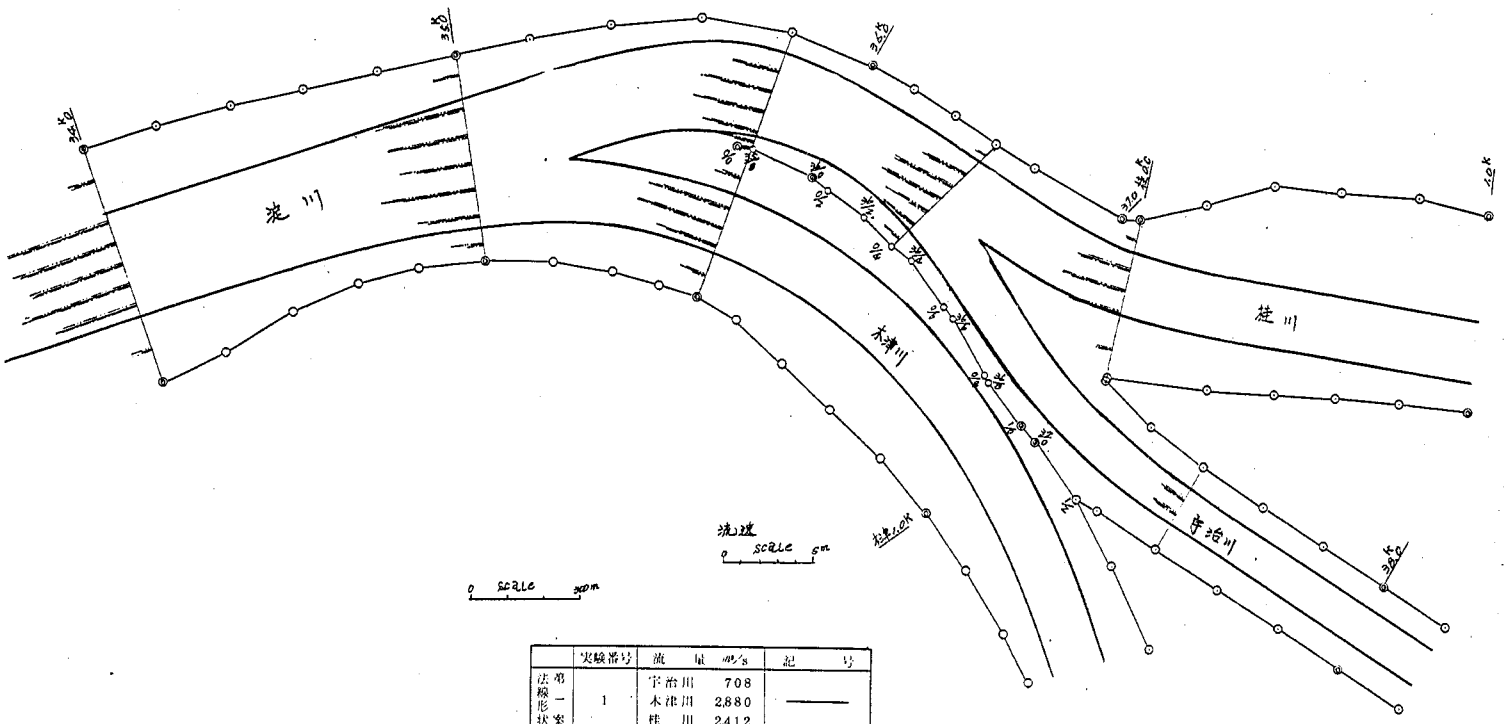
図－３－４－４　水位縦断比較図



図－３－４－５　水位縦断比較図



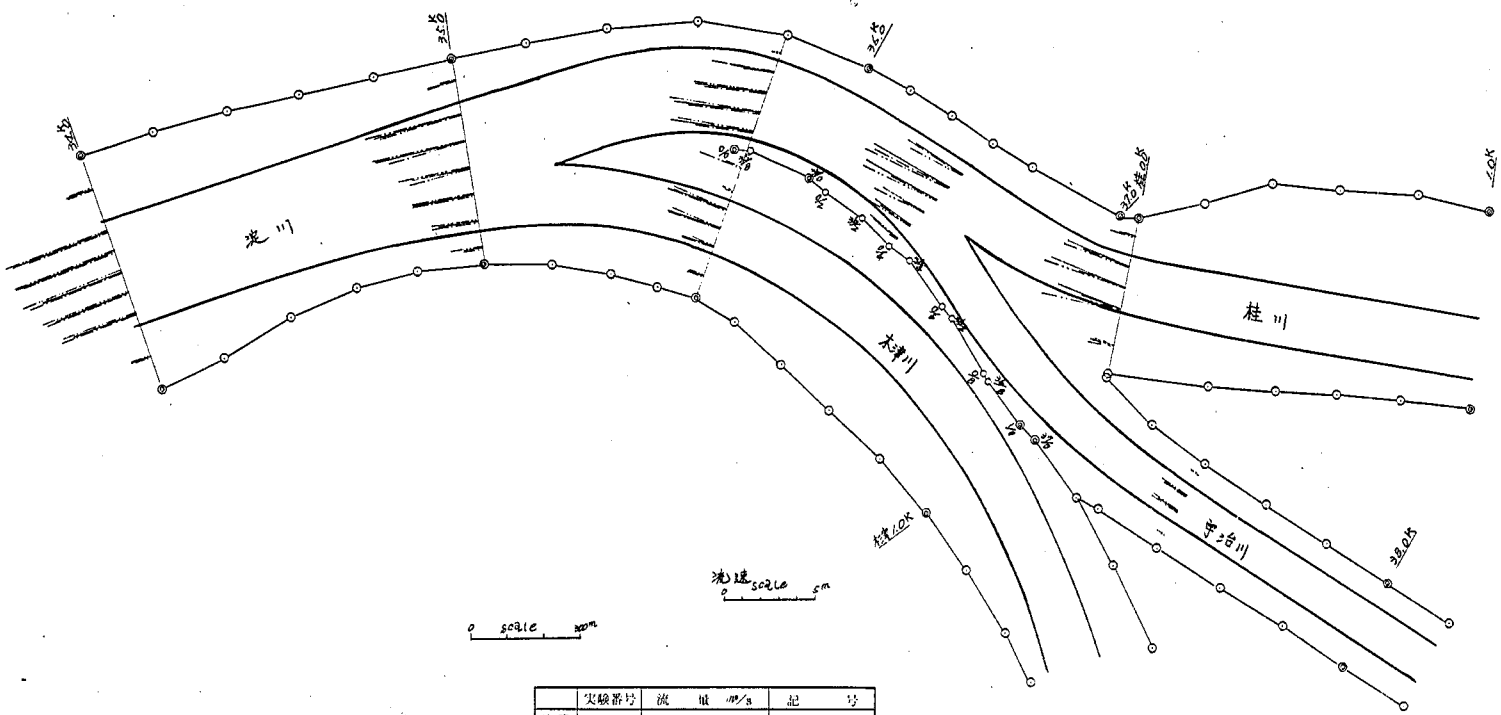
図－３－４－６　水位縦断比較図



	実験番号	流量 m³/s	記号
法線形状案 第一案	1	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	———
法線形状案 第二案	6	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	—·—
法線形状案 第三案	8	宇治川 708 木津川 2,880 桂川 2,412	—··—

注　図の法線形状は第1案

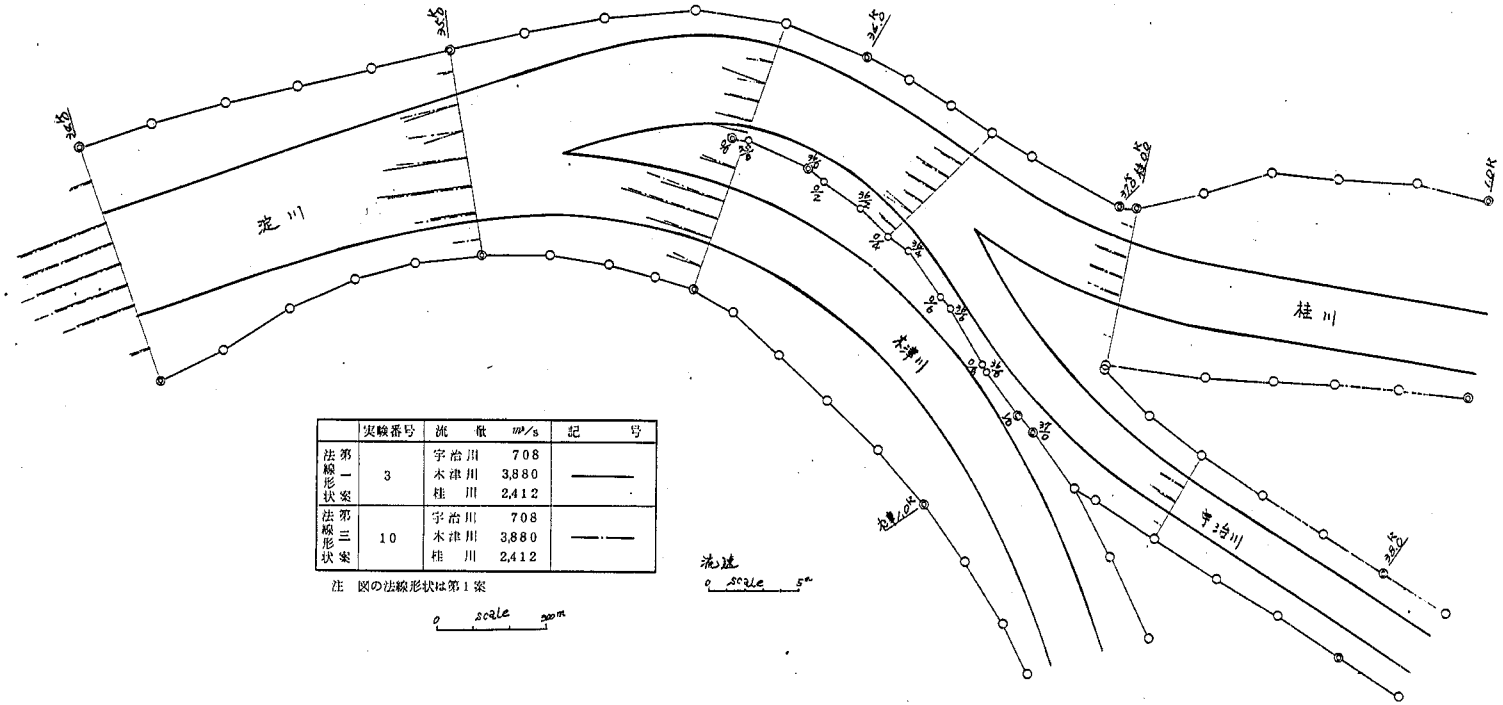
図－3－5－1　流速比較図（固定床）



	実線番号	流量 m³/s	記号
法線形状案 第一案	2	宇治川 708 木津川 1,880 桂川 3,412	———
法線形状案 第二案	7	宇治川 708 木津川 1,880 桂川 3,412	—·—
法線形状案 第三案	9	宇治川 708 木津川 1,880 桂川 3,412	—··—

注 図の法線形状は第1案

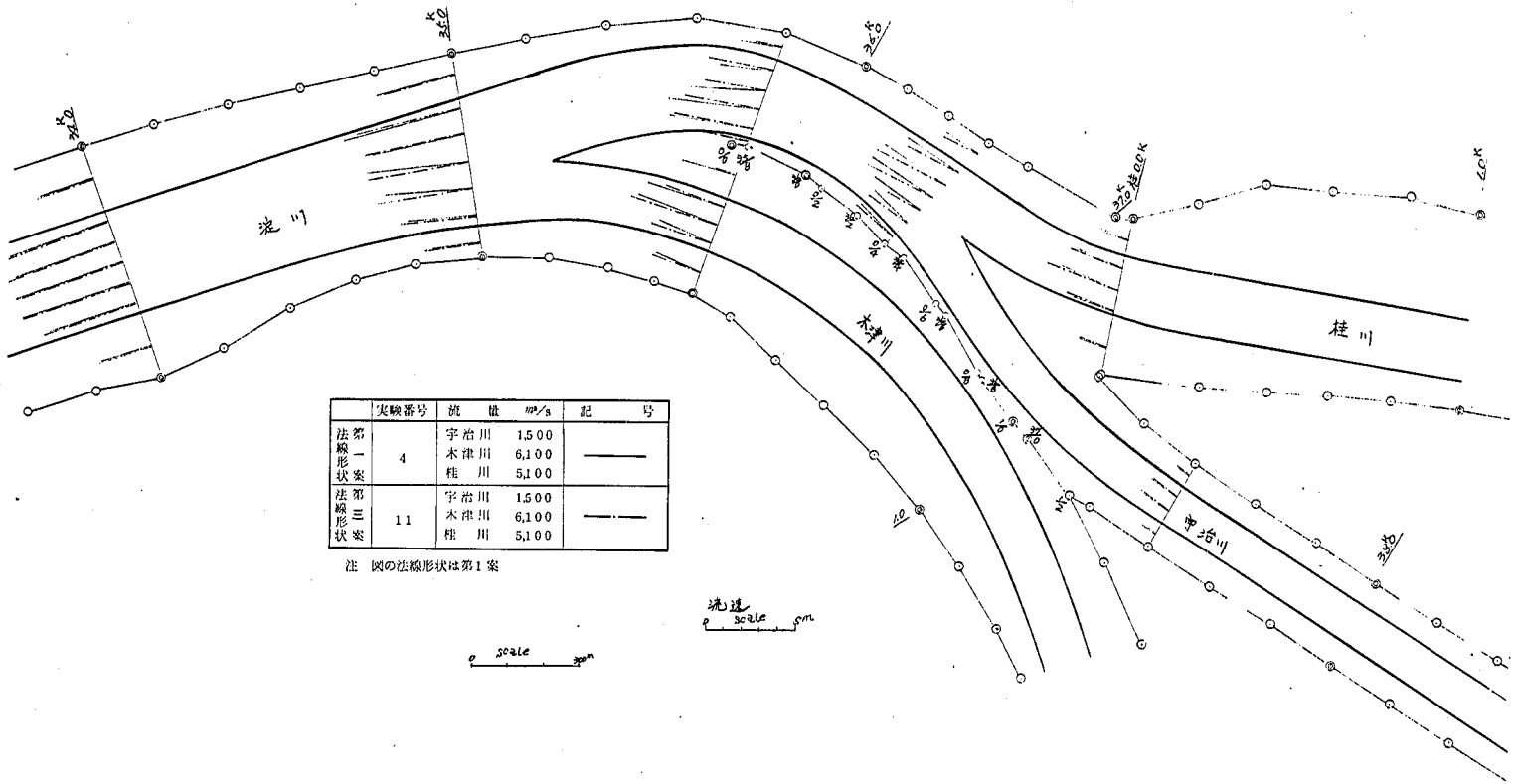
図－3－5－2 流速比較図（固定床）



	実験番号	流　量　m³/s	記　号
法線形状第一案	3	宇治川　708 木津川　3,880 桂　川　2,412	———
法線形状第三案	10	宇治川　708 木津川　3,880 桂　川　2,412	——·——

注　図の法線形状は第1案

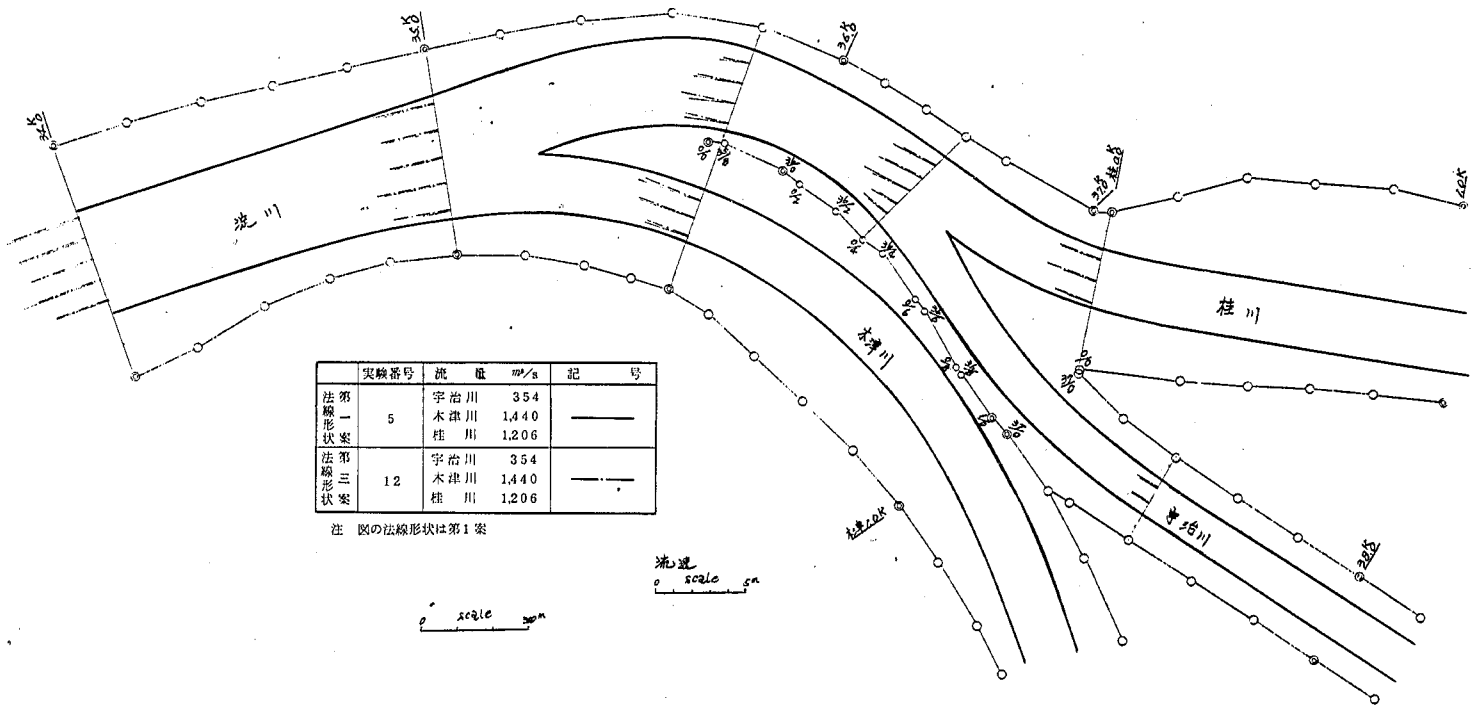
図－3－5－3　流速比較図（固定床）



	実験番号	流量 m³/s	記号
法線形状第一案	4	宇治川 1,500 木津川 6,100 桂川 5,100	———
法線形状第三案	11	宇治川 1,500 木津川 6,100 桂川 5,100	—·—

注　図の法線形状は第1案

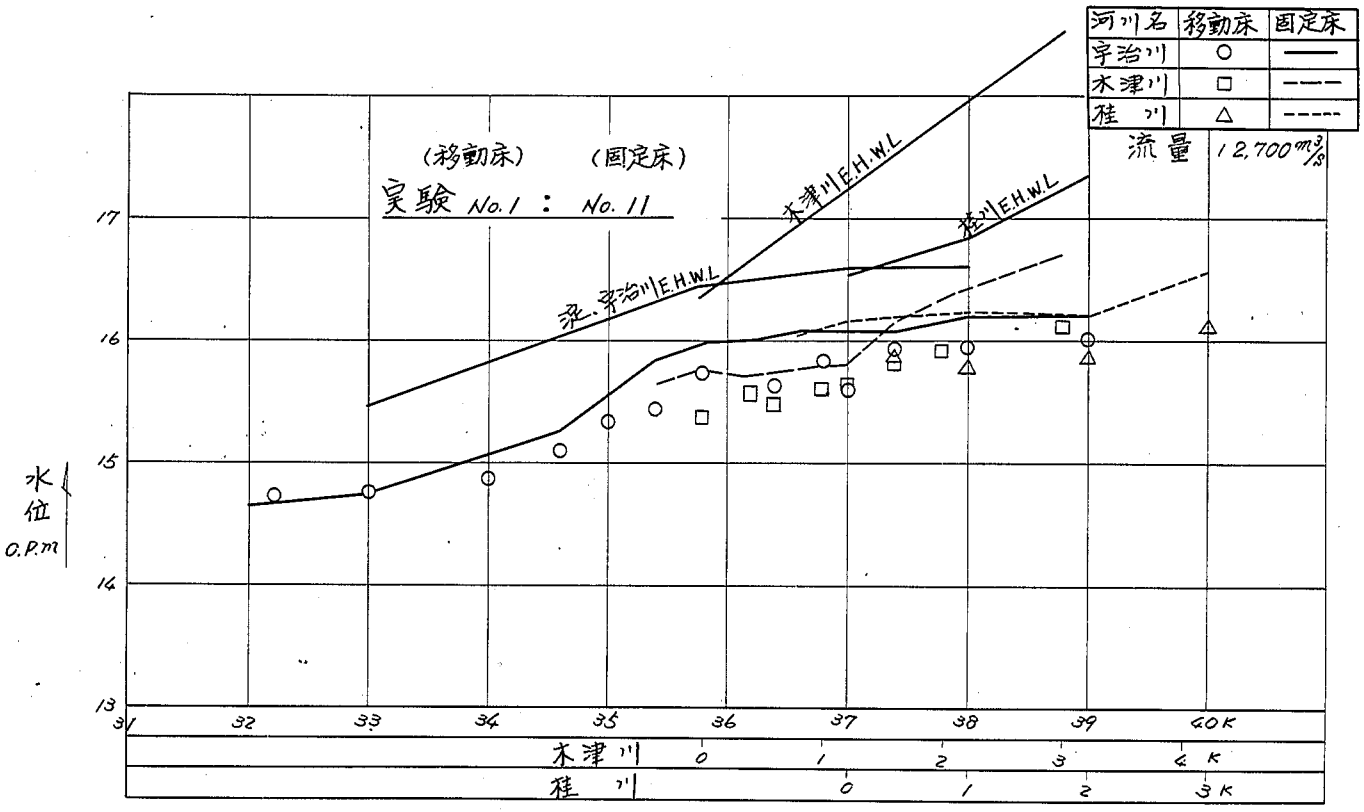
図－３－５－４　流速比較図（固定床）



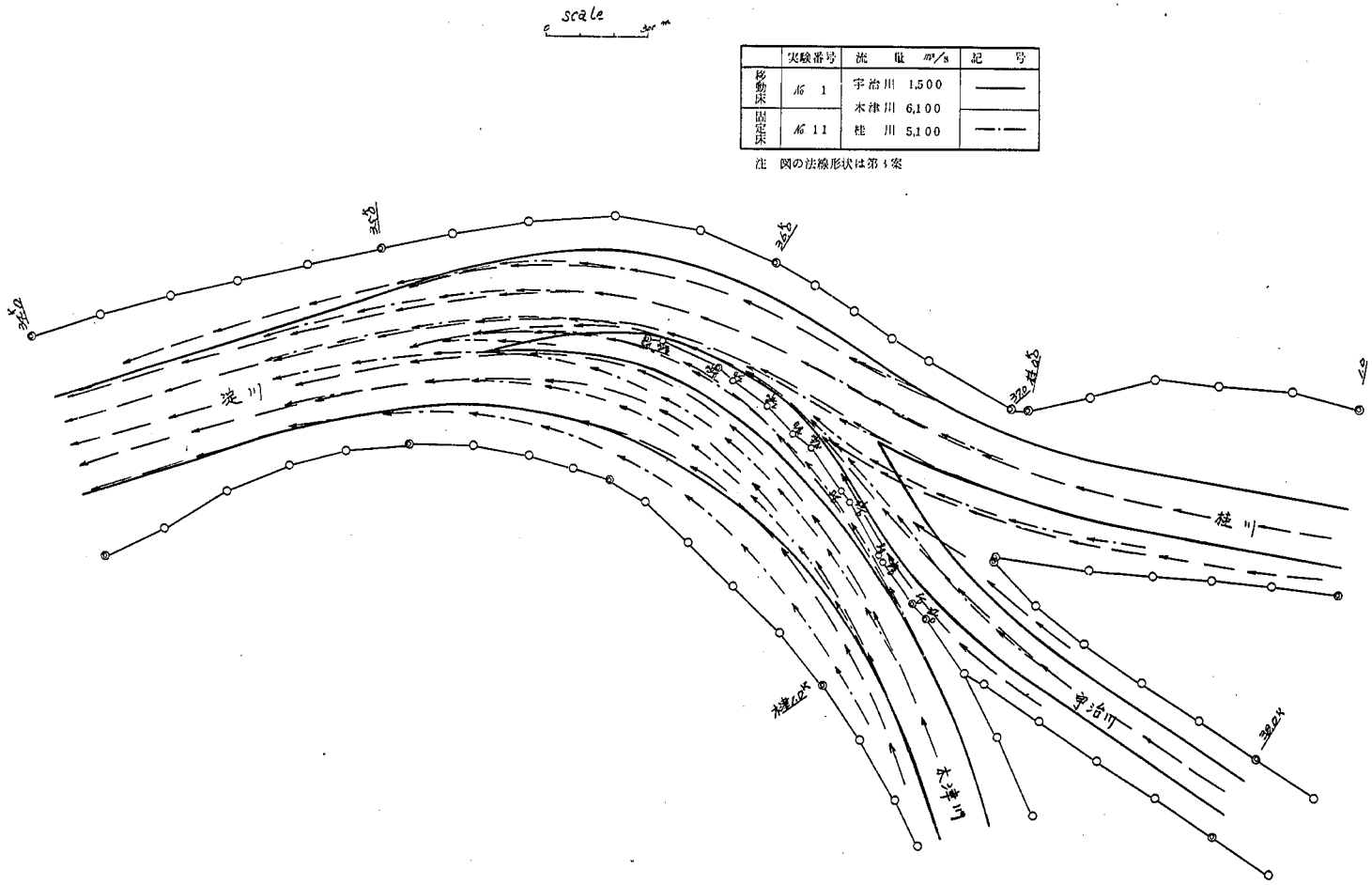
	実験番号	流量 m³/s	記号
法線形状 第一案	5	宇治川 354 木津川 1,440 柱川 1,206	———
法線形状 第三案	12	宇治川 354 木津川 1,440 柱川 1,206	—·—·—

注　図の法線形状は第1案

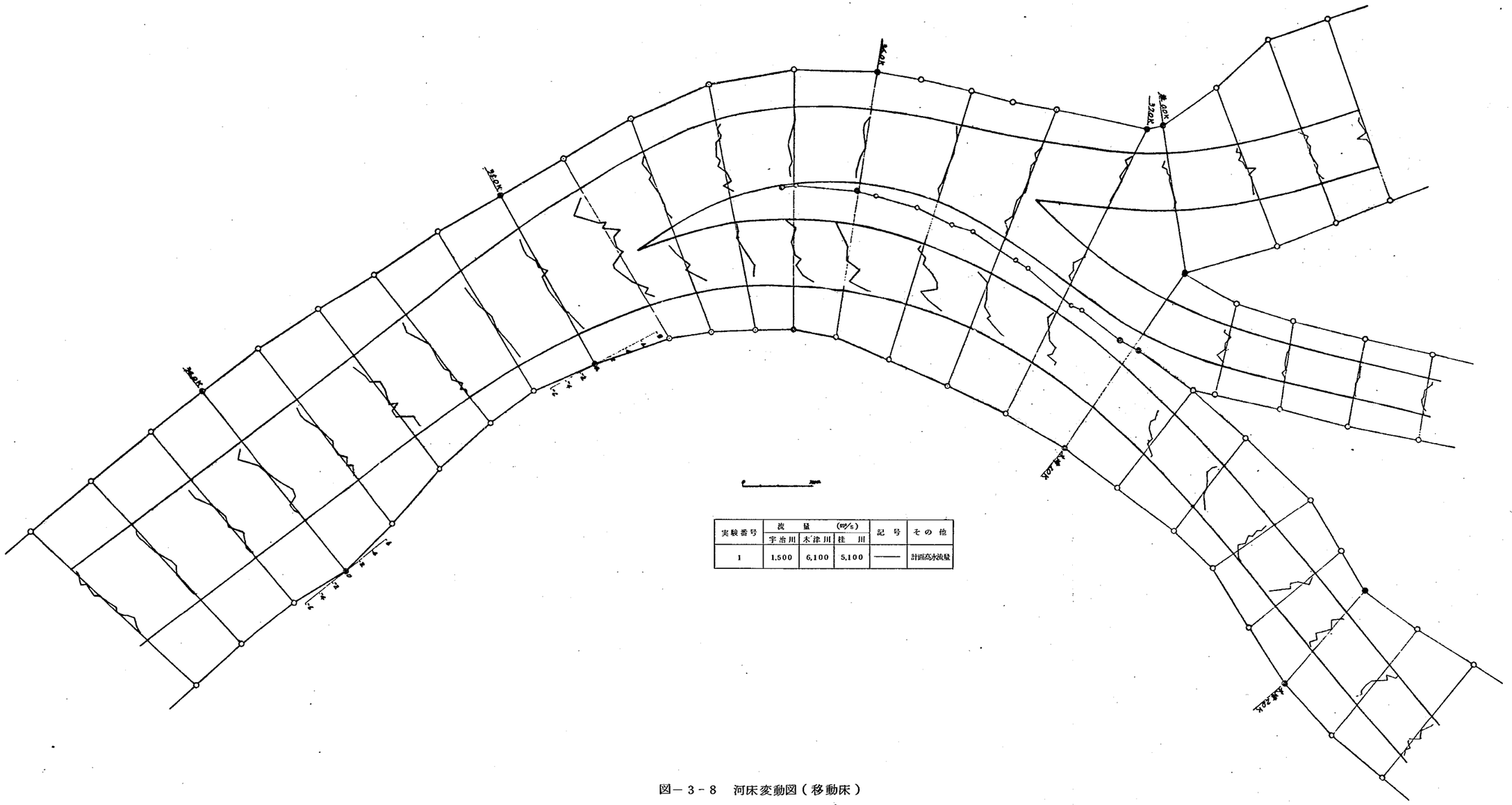
図―3-5-5　流速比較図（固定床）


河川名 移動床 固定床
宇治川 ○ ——
木津川 □ – – –
桂 川 △ – – – –
流量 12,700 m³/s
(移動床) (固定床)
実験 No.1 : No.11
木津川 E.H.W.L
桂川 E.H.W.L
宇治川 E.H.W.L
水位 O.P.m
17
16
15
14
13
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40K
木津川 0 1 2 3 4K
桂 川 0 1 2 3K

図－3－6　水位縦断比較図

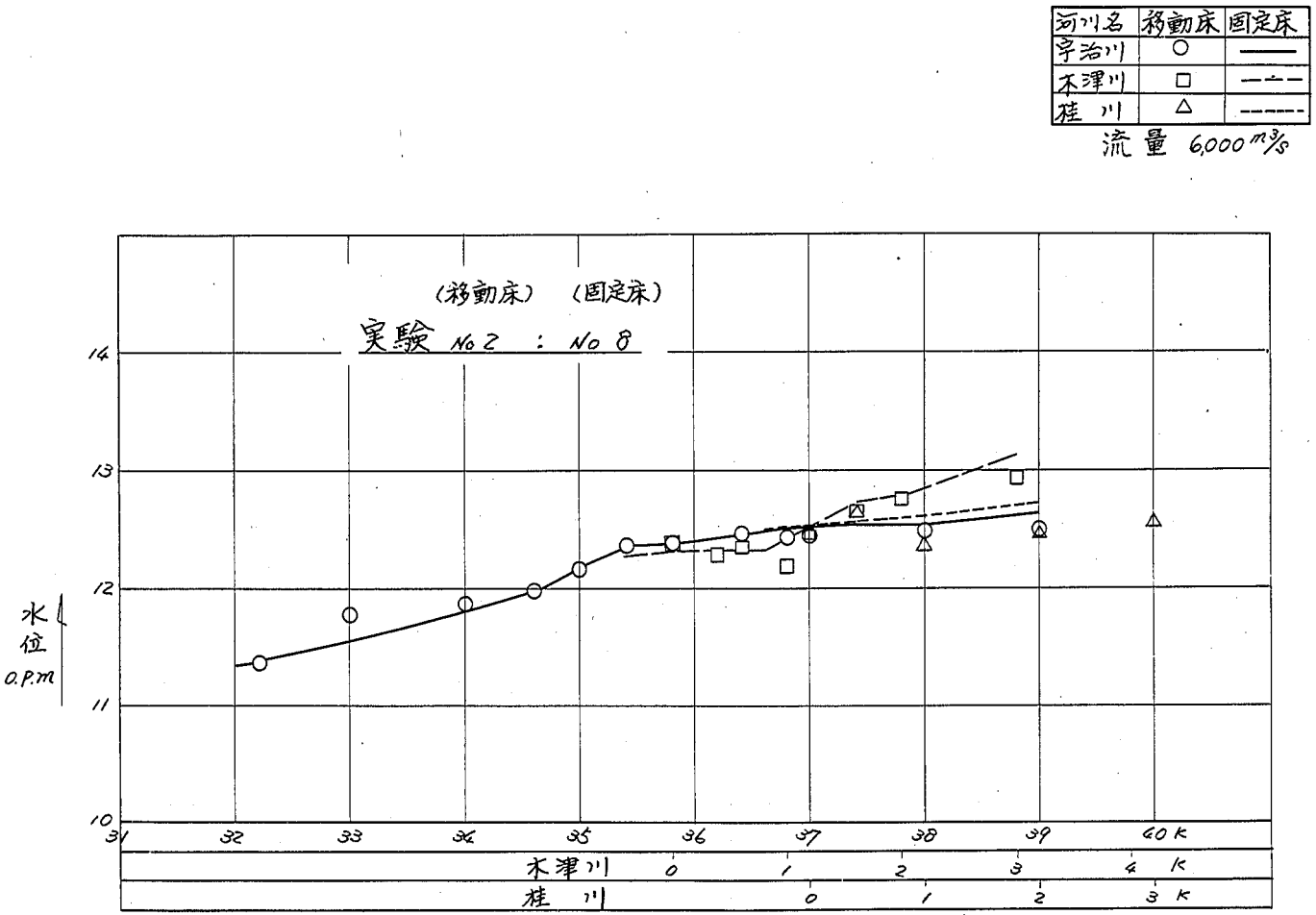

scale
実験番号
流量 m³/s
記号
移動床
No 1
宇治川 1,500
木津川 6,100
固定床
No 11
桂川 5,100
注 図の法線形状は第1案
淀川
桂川
宇治川
木津川

図－3－7 流況比較図

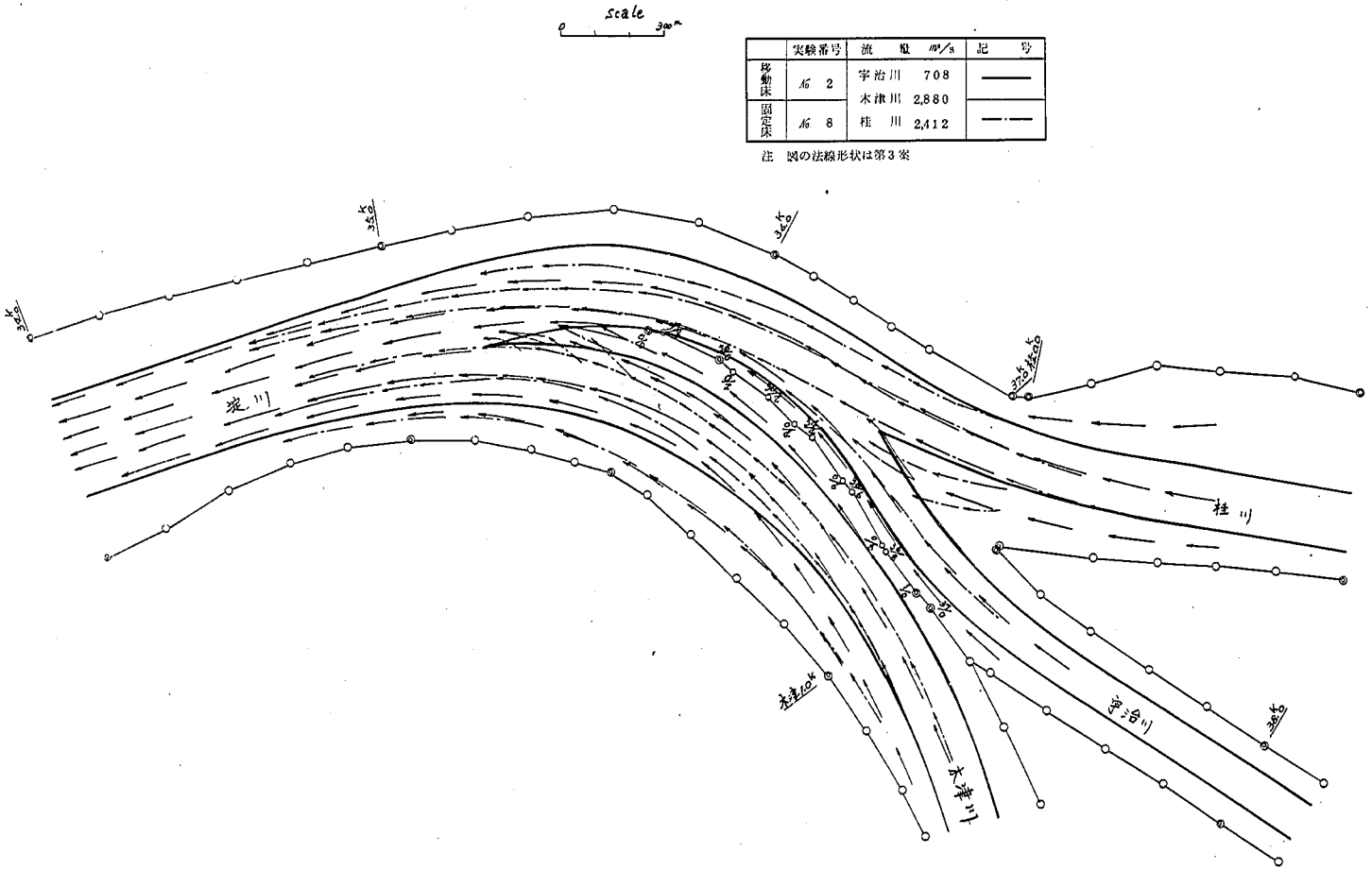


実験番号	流量 (m³/s)			記号	その他
	宇治川	木津川	桂川		
1	1,500	6,100	5,100	——	計画高水流量

図－３－８　河床変動図（移動床）


河川名
移動床
固定床
宇治川
木津川
桂 川
流量 6,000 m³/s
(移動床) (固定床)
実験 No 2 : No 8
水位 O.P.m
14
13
12
11
10
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40 K
木津川
0
1
2
3
4 K
桂 川
0
1
2
3 K

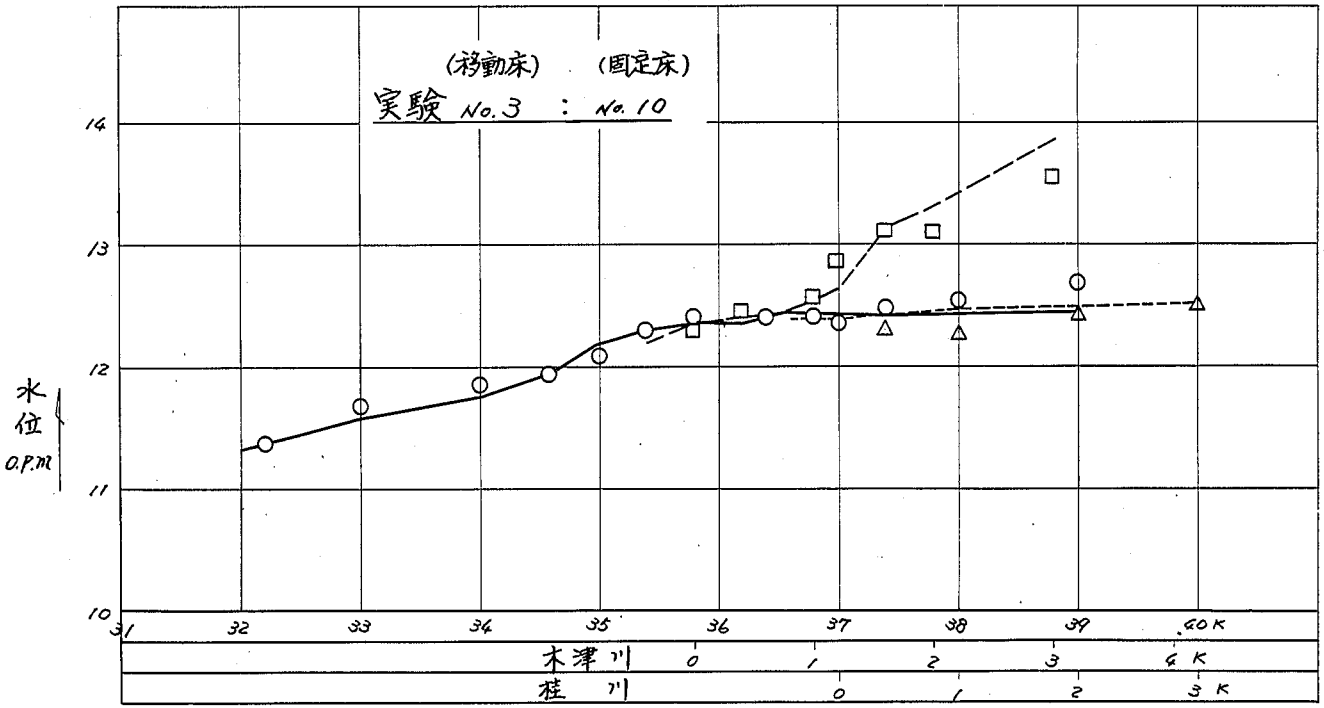
図－3－9　水位縦断比較図


scale
0
300m
実験番号
流量 m³/s
記号
移動床
No 2
宇治川 708
木津川 2,880
固定床
No 8
桂川 2,412
注 図の法線形状は第3案
宇川
桂川
木津川
宇治川

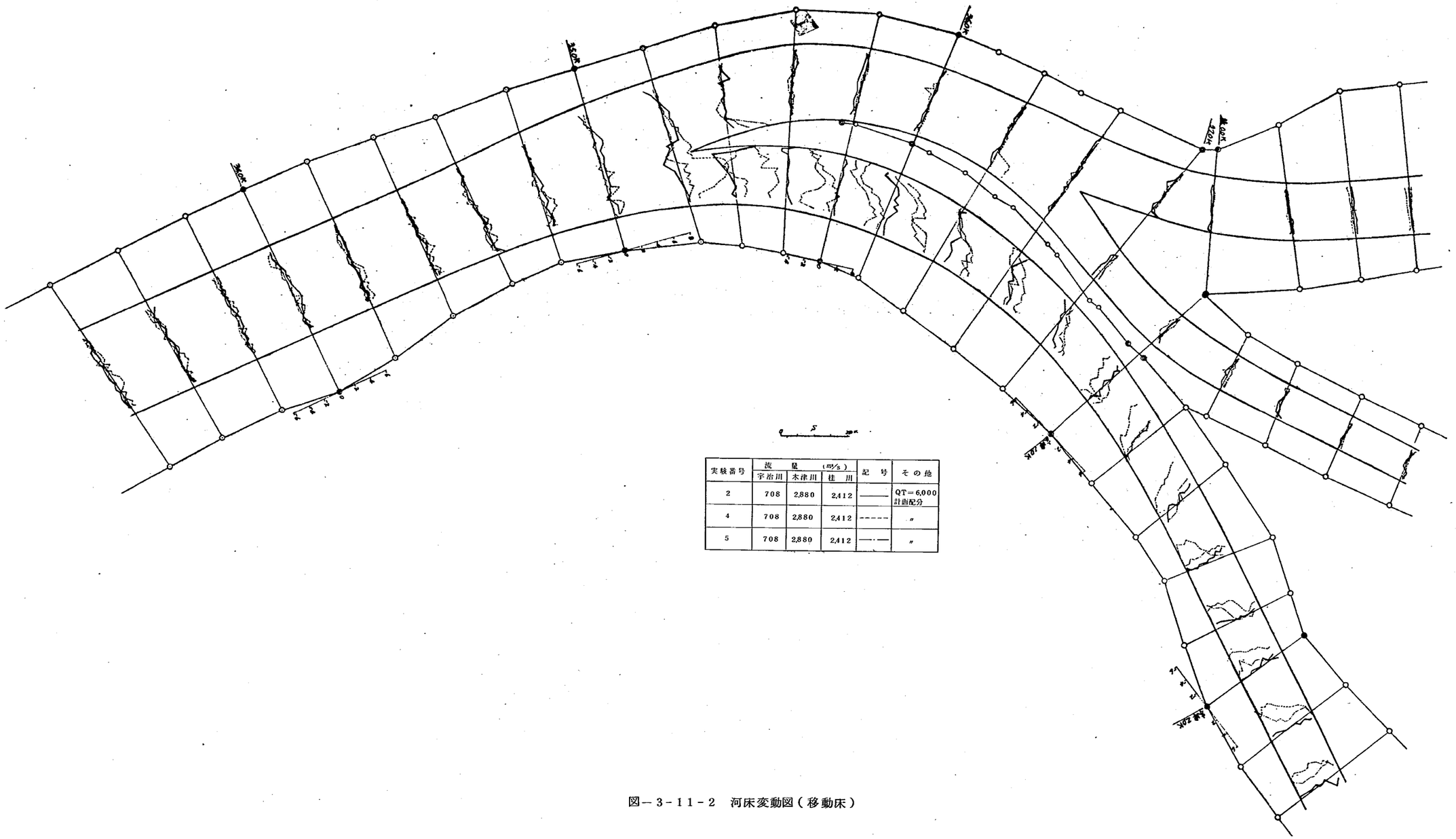
図－3－10 流況比較図

河川名	移動床	固定床
宇治川	○	——
木津川	□	– – –
桂　川	△	- - - - -

流量 6,000 m³/s

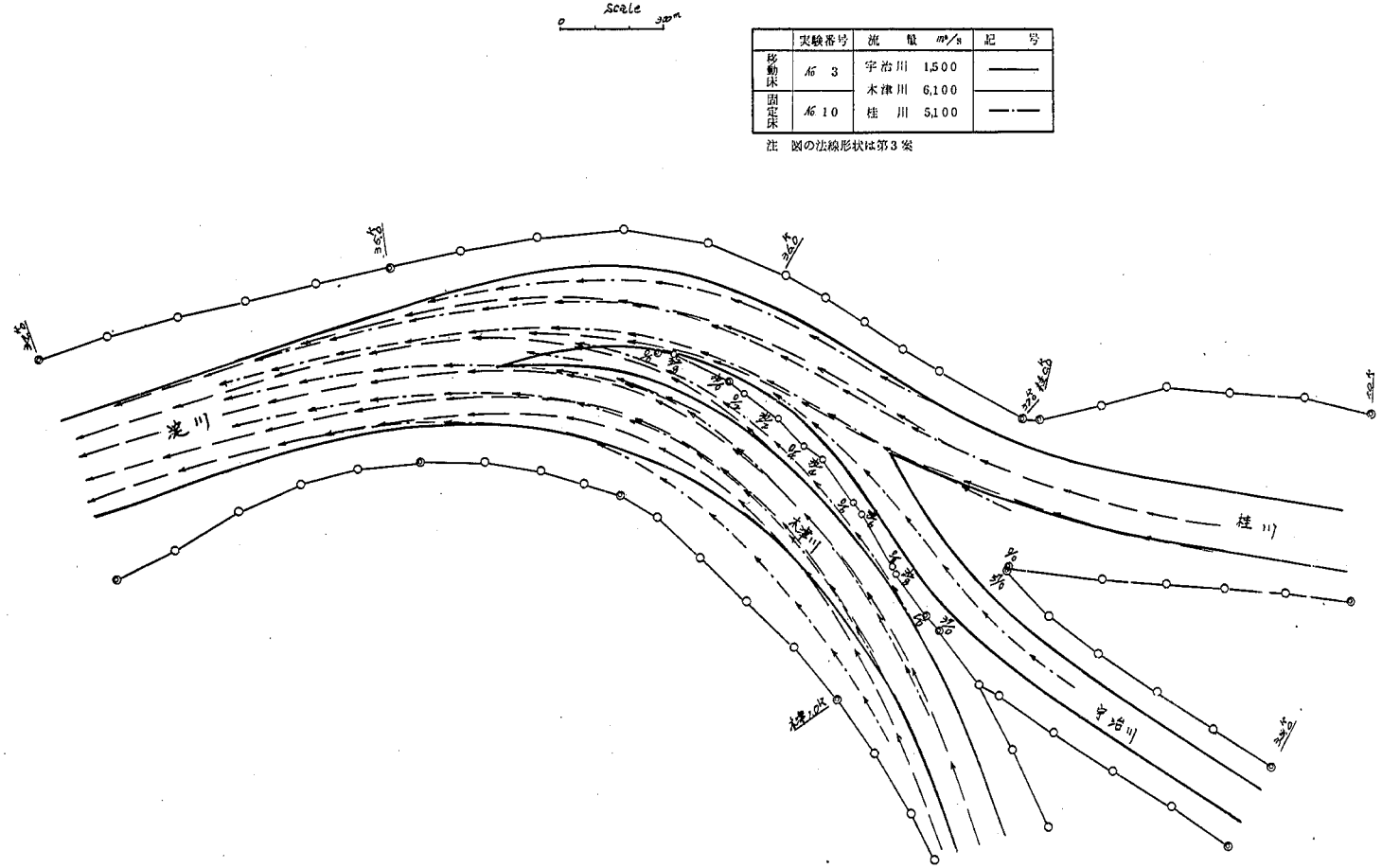


図—3－11－1　水位縦断比較図

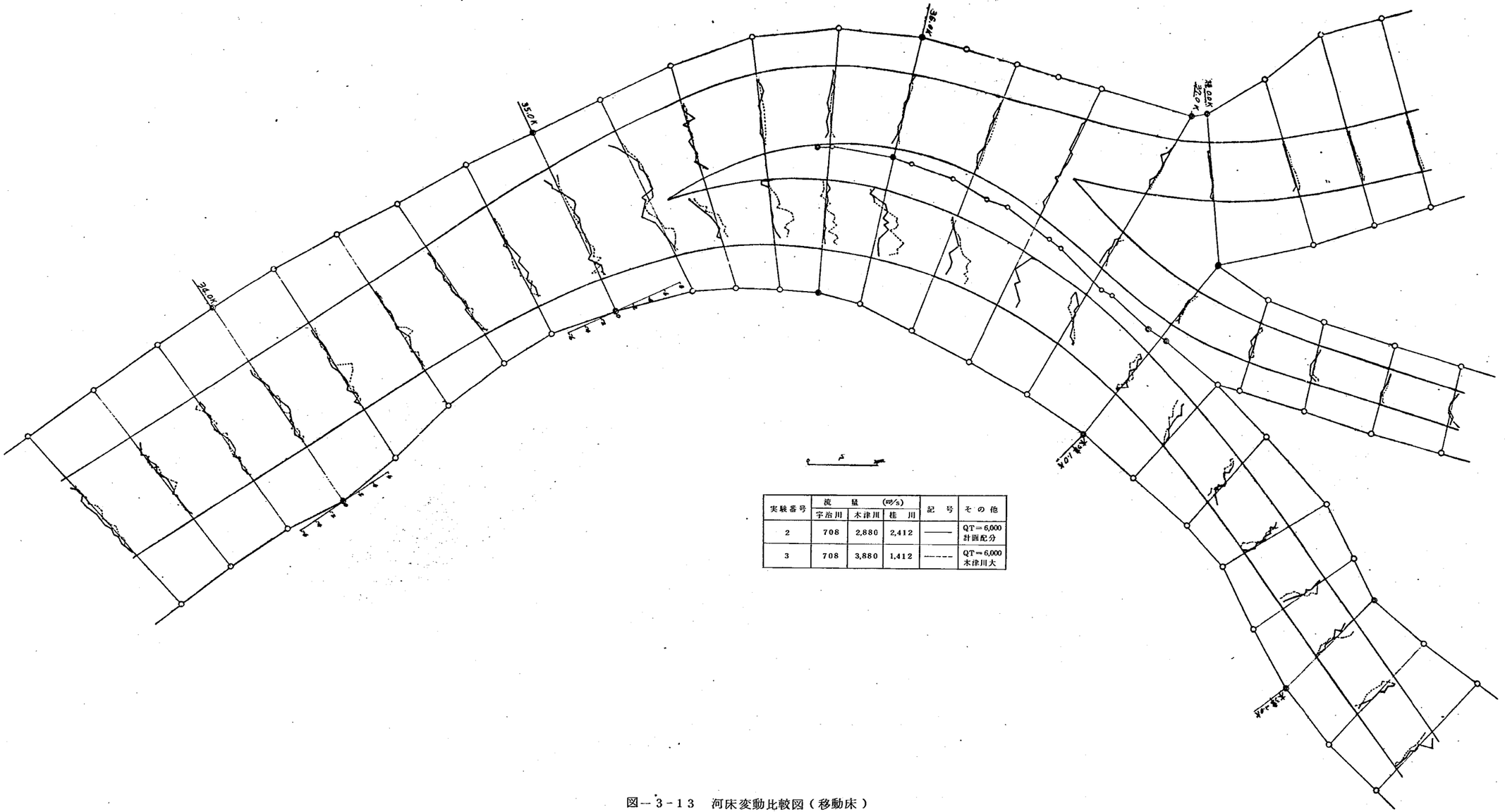


実験番号	流量 (m³/s) 宇治川	木津川	桂川	記号	その他
2	708	2,880	2,412	———	QT=6,000 計画配分
4	708	2,880	2,412	- - - - -	〃
5	708	2,880	2,412	—·—	〃

図－3－11－2　河床変動図（移動床）

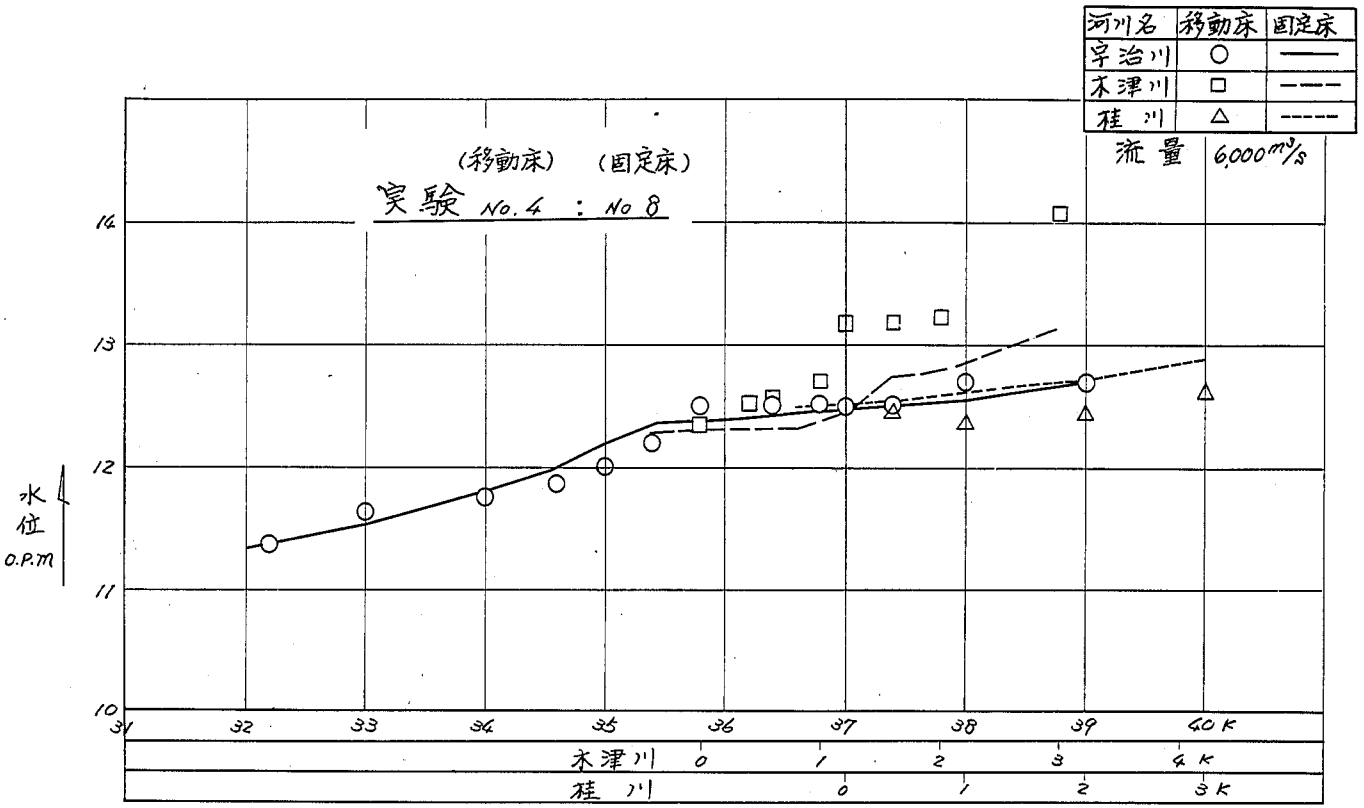

Scale
0
30m
実験番号
流量 m³/s
記号
移動床
固定床
M 3
M 10
宇治川 1,500
木津川 6,100
桂川 5,100
注 図の法線形状は第3案
淀川
木津川
桂川
宇治川

図－3－12 流況比較図

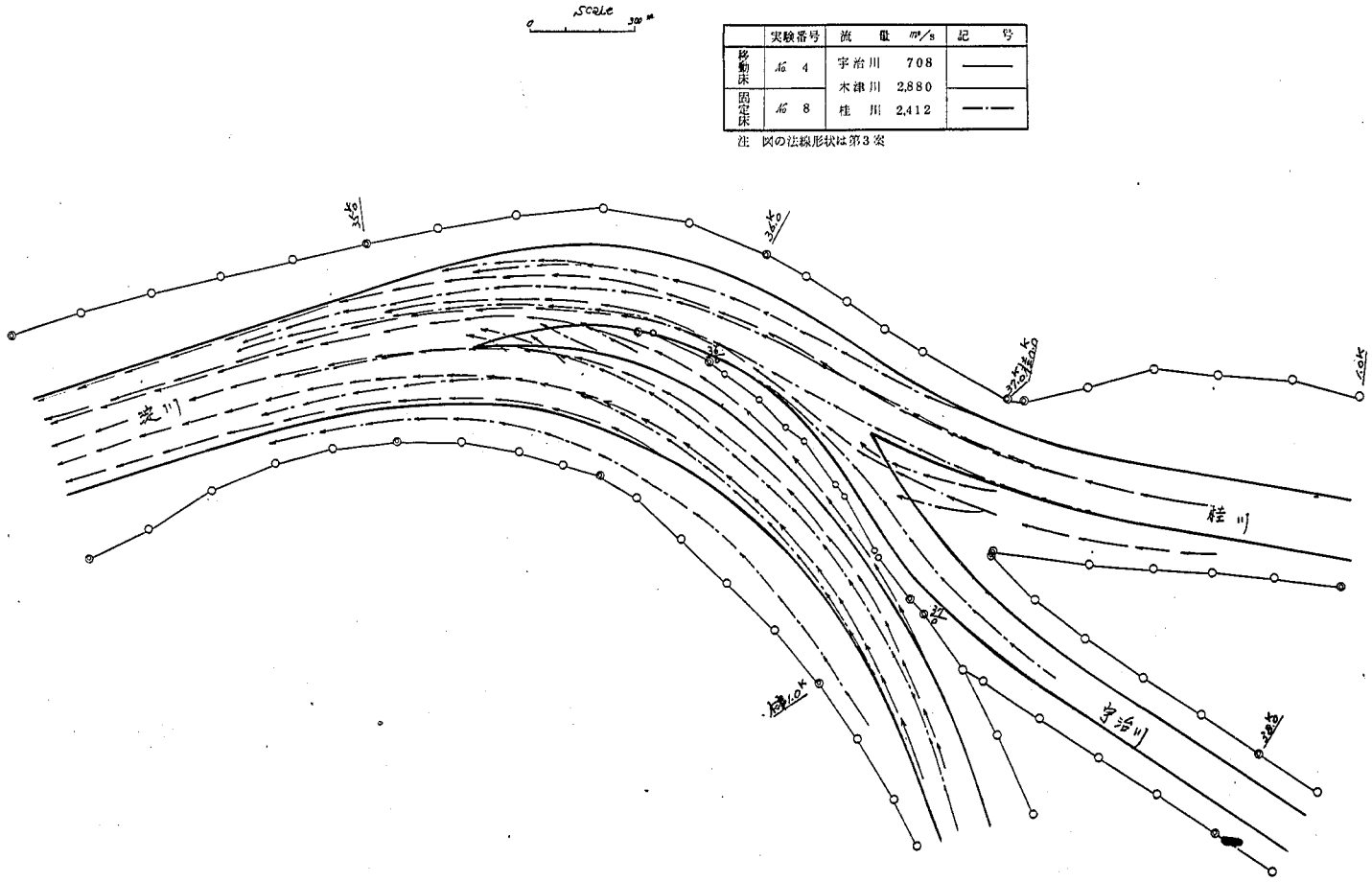


実験番号	流量 (m³/s) 宇治川	木津川	桂川	記号	その他
2	708	2,880	2,412	———	QT＝6,000 計画配分
3	708	3,880	1,412	- - - - -	QT＝6,000 木津川大

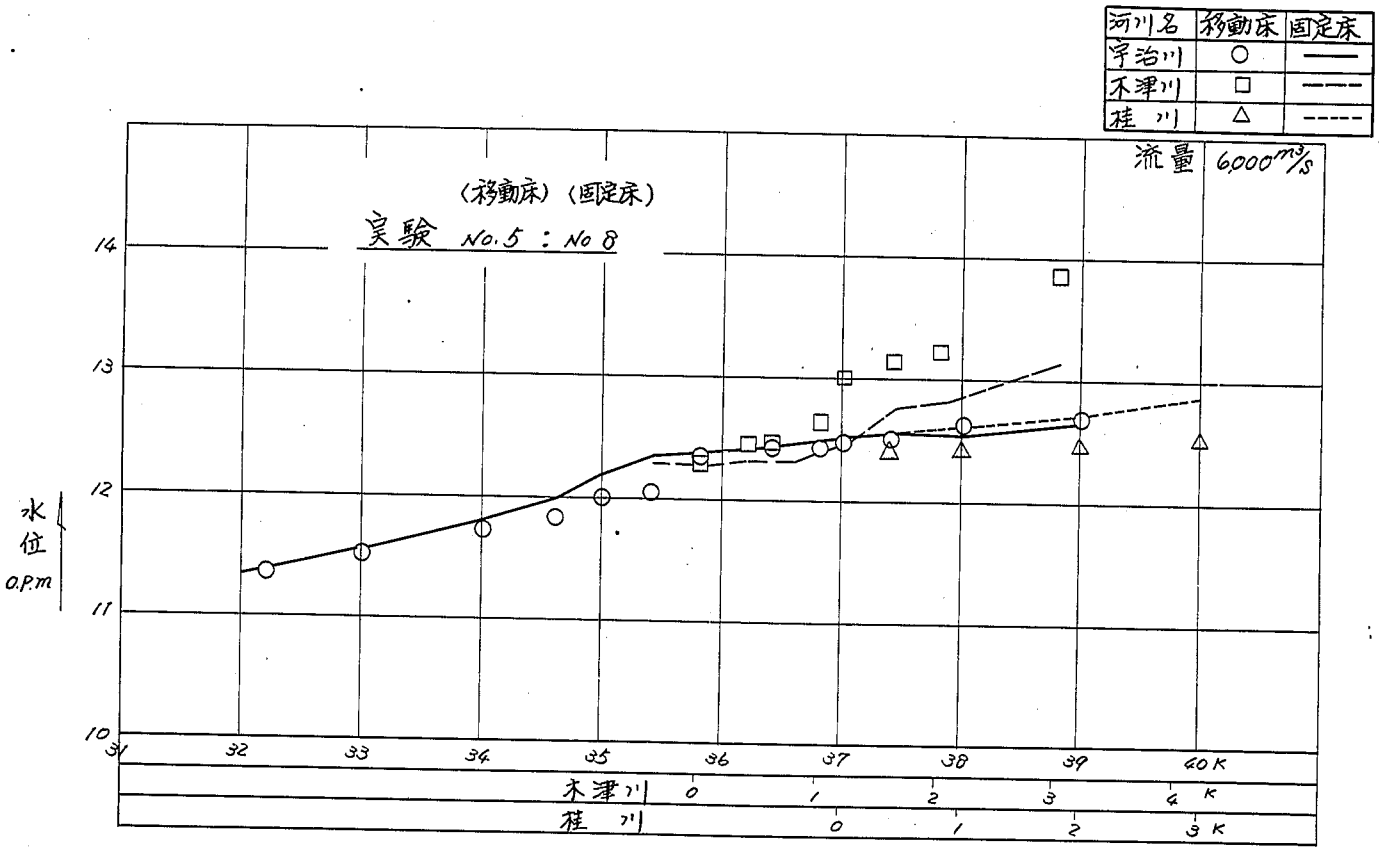
図－3－13　河床変動比較図（移動床）



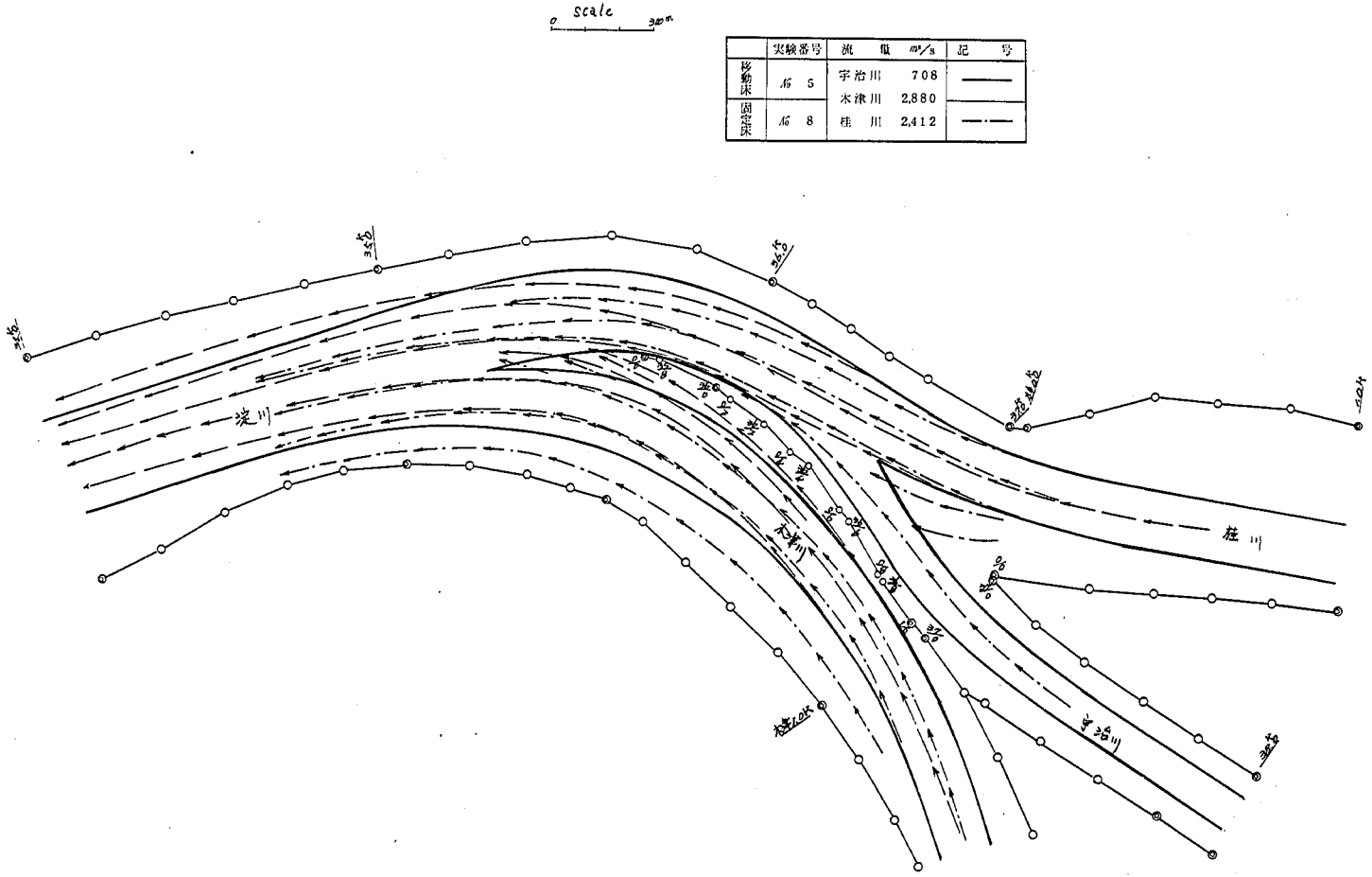
図－３－１４　水位縦断比較図


Scale
0
300 m
実験番号
流量 m³/s
記号
移動床
No 4
宇治川 708
木津川 2,880
固定床
No 8
桂川 2,412
注 図の法線形状は第3案
木津川
桂川
宇治川

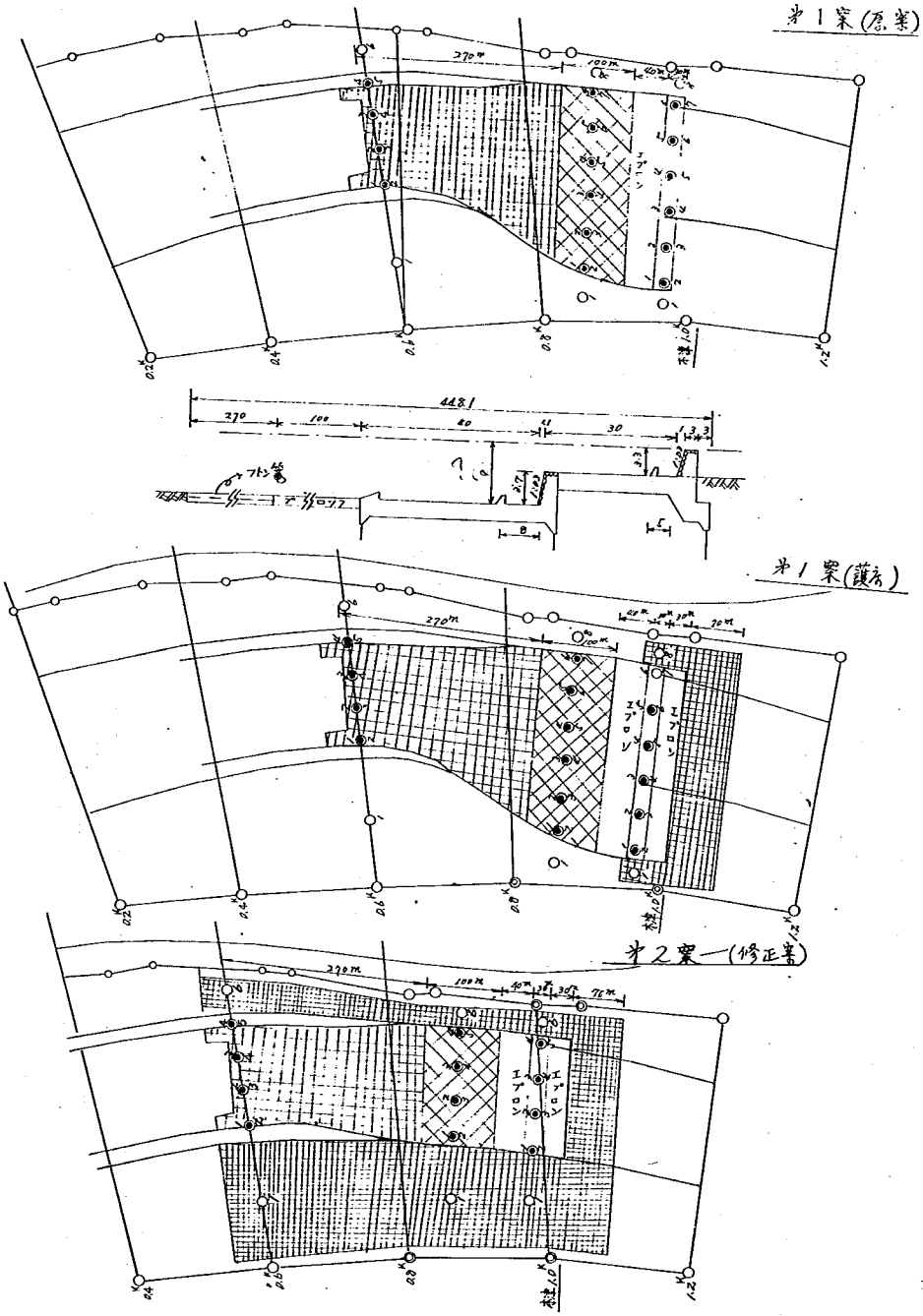
図－3－15　流況比較図



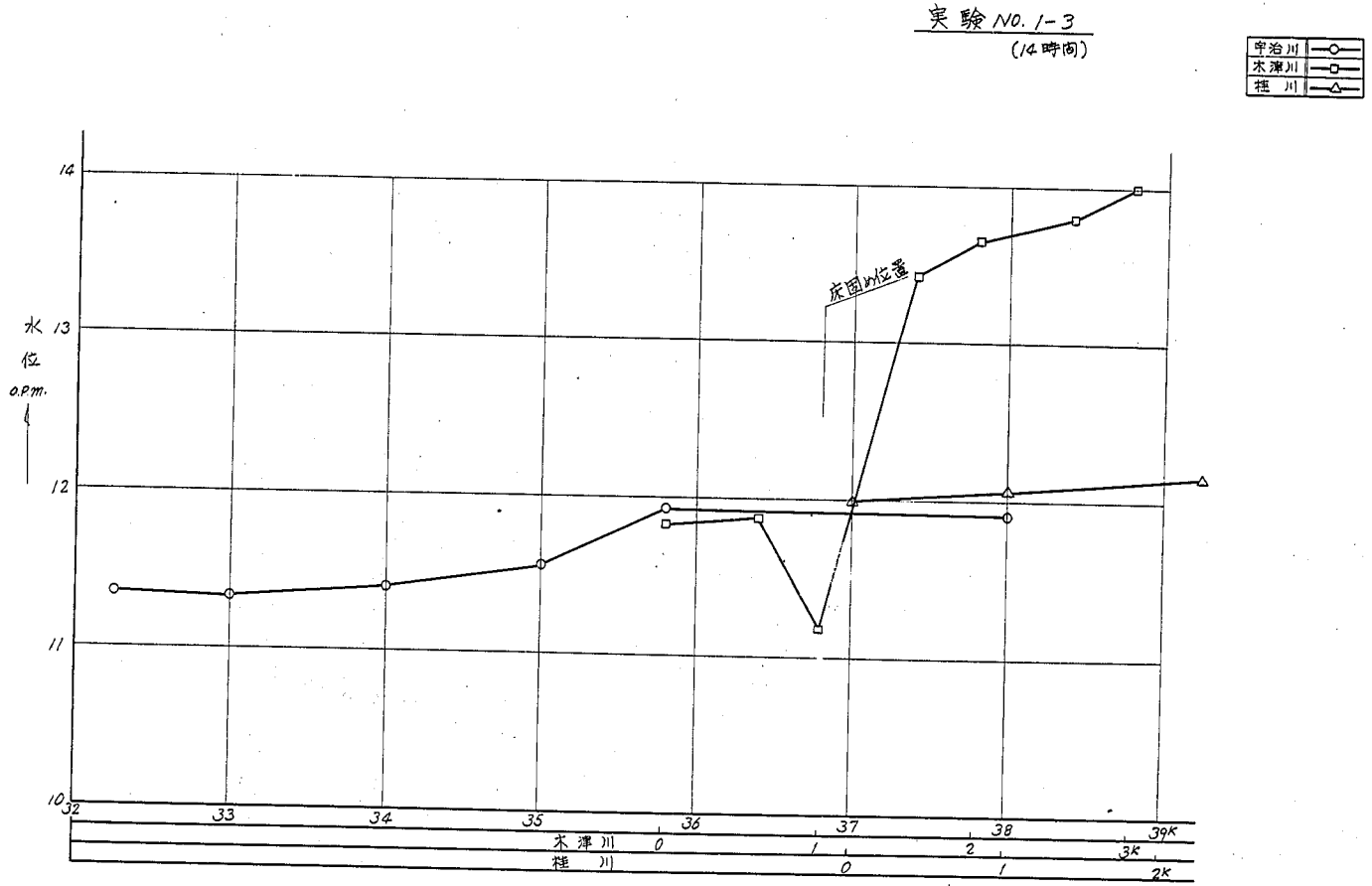
図－3－16　水位縦断比較図


scale
0
300m
実験番号
流量 m³/s
記号
移動床
Mo 5
宇治川 708
木津川 2,880
固定床
Mo 8
桂川 2,412
淀川
木津川
桂川

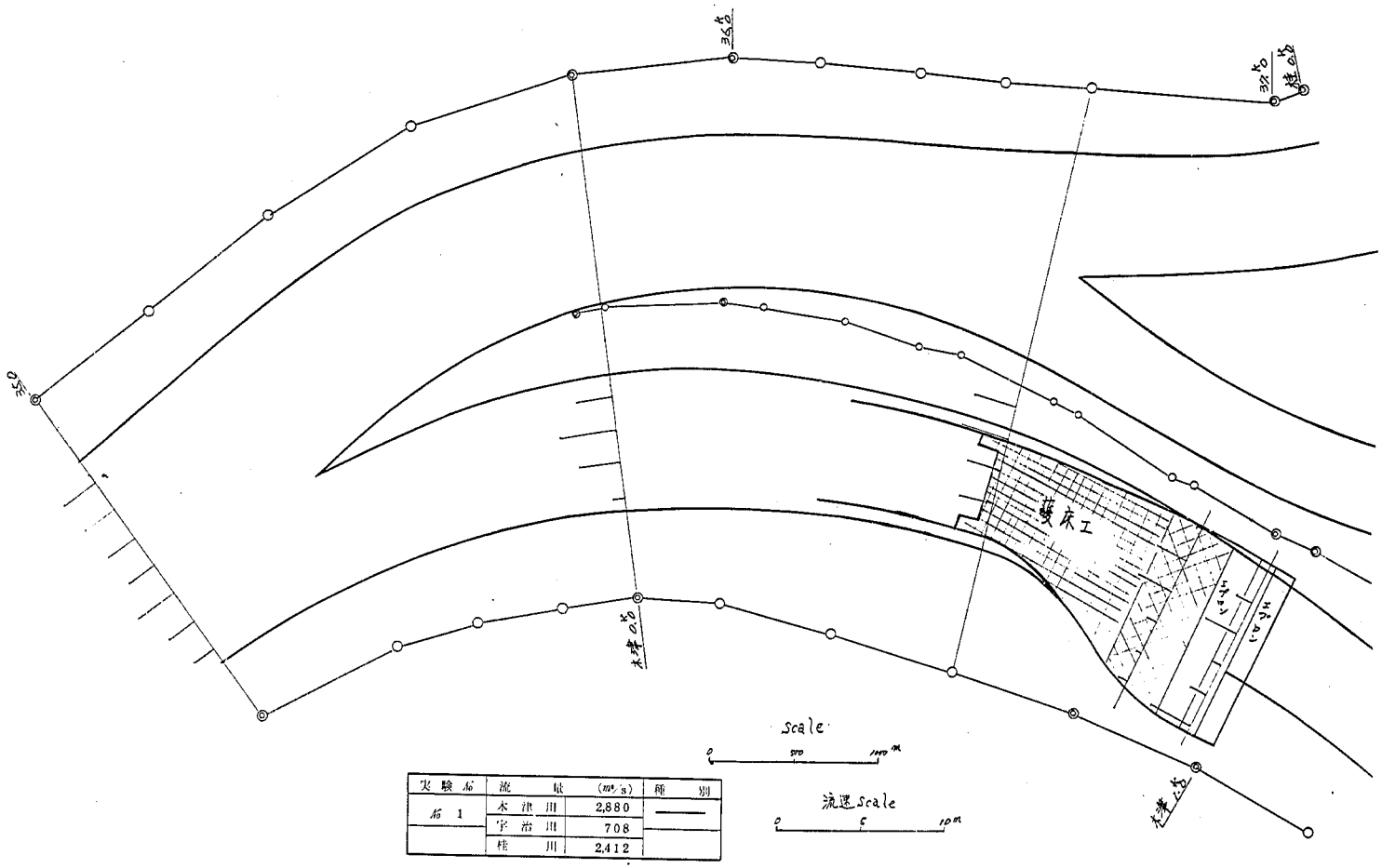
図— 3－17　流況比較図


案1案(原案)
270m
100m
40m
30m
76m
エプロン
448.1
270
100
40
30
3.3
2.3
7.0
7.2
7.2
8
案1案(提案)
案2案(修正案)

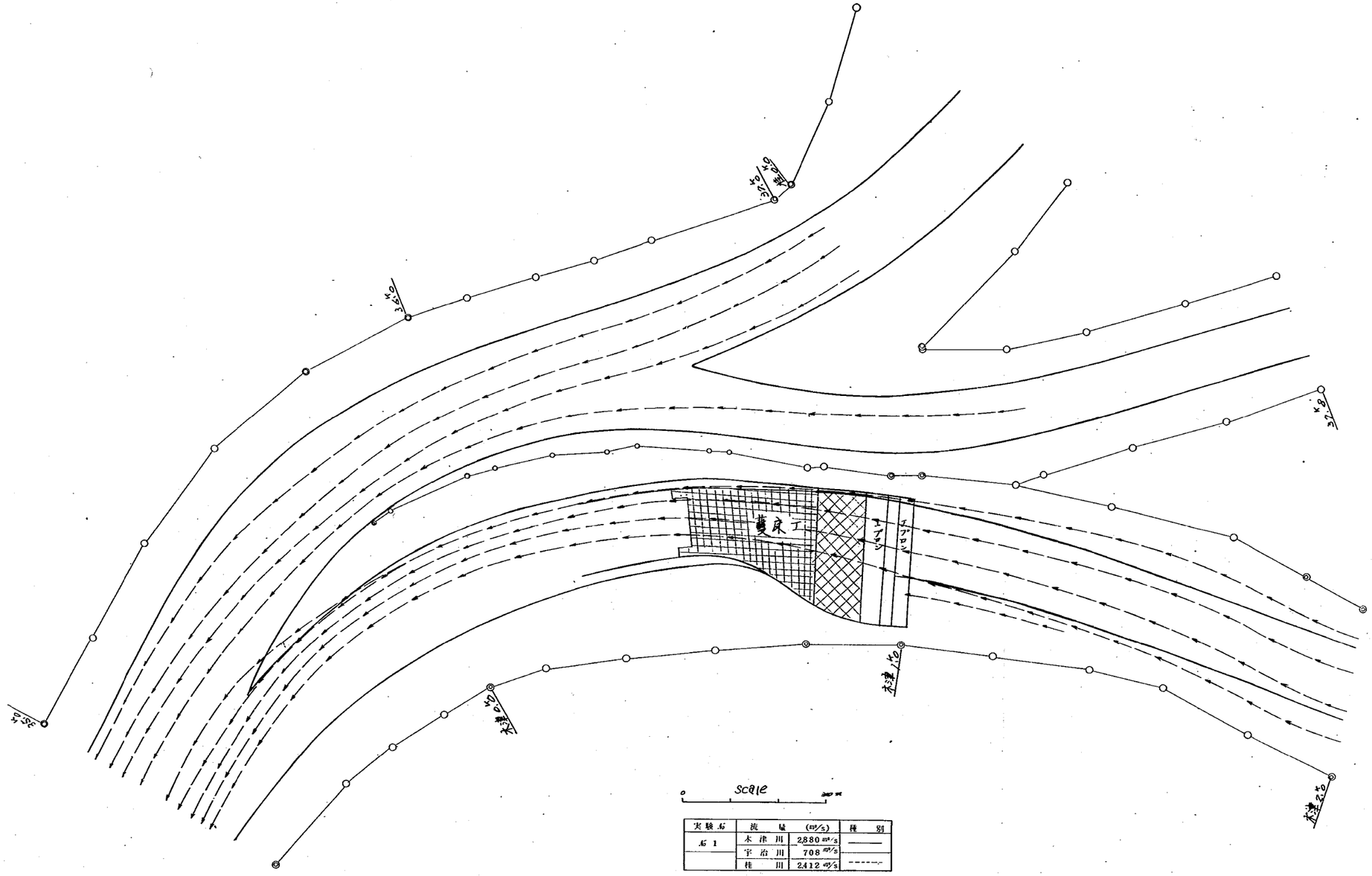
図－３－１８　床面工概要図


実験 NO. 1-3
(14時間)
宇治川
木津川
桂川
水位 O.P.m.
14
13
12
11
10
床固め位置
32
33
34
35
36
37
38
39K
木津川
桂川
0
1
2
3K
0
1
2K

図－３－１９　水位縦断図


35.0
35.0
32.0
捷水
太津
護床工
Scale
0
500
1000 m
流速 Scale
0
5
10 m
太津
実験 No
No 1
流量 (m³/s)
種別
木津川
2,880
宇治川
708
桂川
2,412

図－3－20　流速図

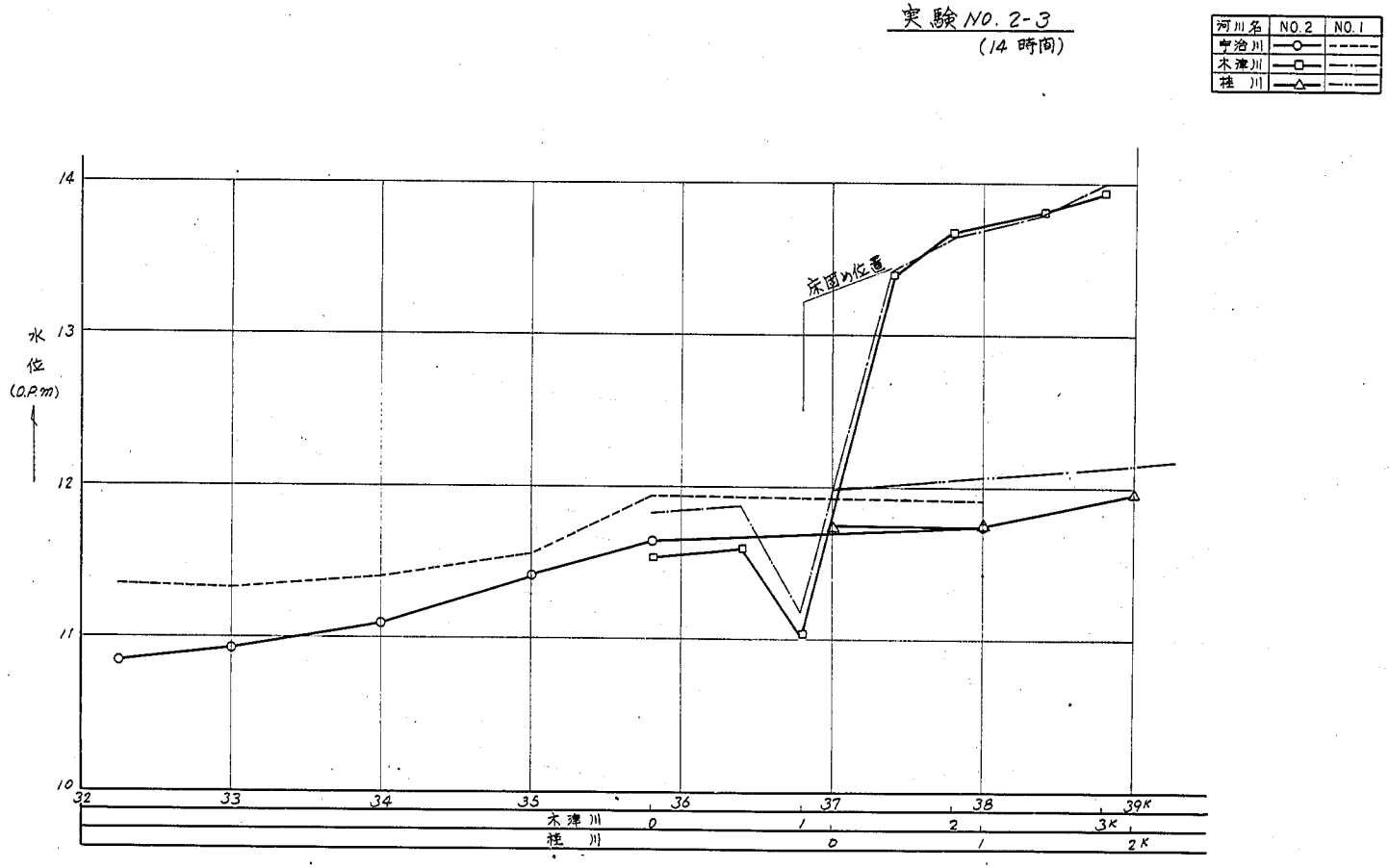

0k 37.6
0k 32.6
0k 27.6
0k 22.6
0k 17.6
0k 12.6
0k 7.6
0k 2.6
護床工
エプロン
エプロン
Scale
実験 No
No 1
流量 (m³/s)
木津川 2880 m³/s
宇治川 708 m³/s
桂川 2412 m³/s
種別

図－3－21　流況図

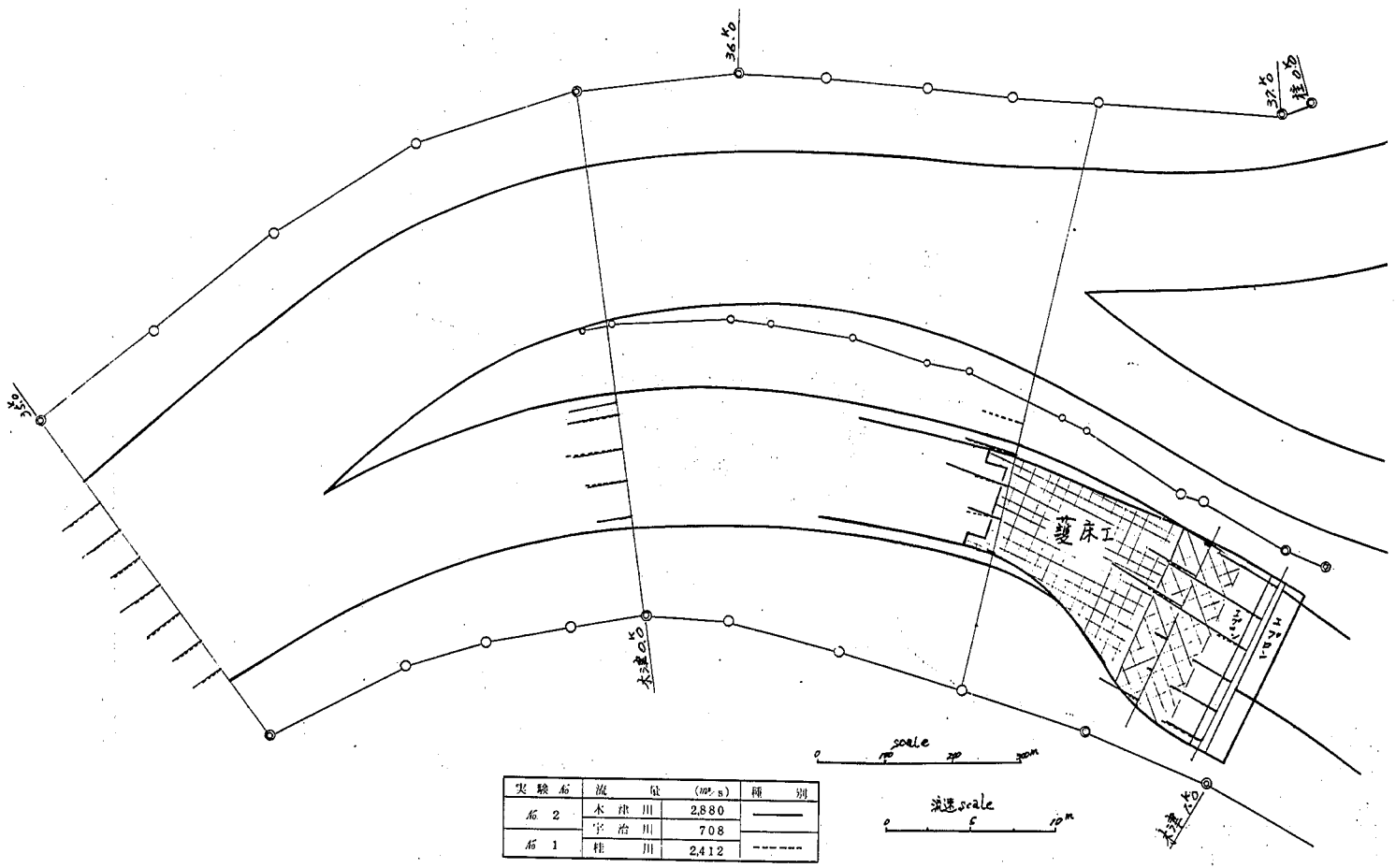
Scale 1/10 1km

区域	記号	備考
淀川，宇治川，桂川及び木津川1.0kmより下流	———	断面横断直線は計画河床高
	～～～	実験石1の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃 2 〃 〃
木津川1.0kmより上流	—·—·—	現状河床高
	～～～	実験石1の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃 2 〃 〃

図－3－22　河床変動比較図（実験石2：実験石1）

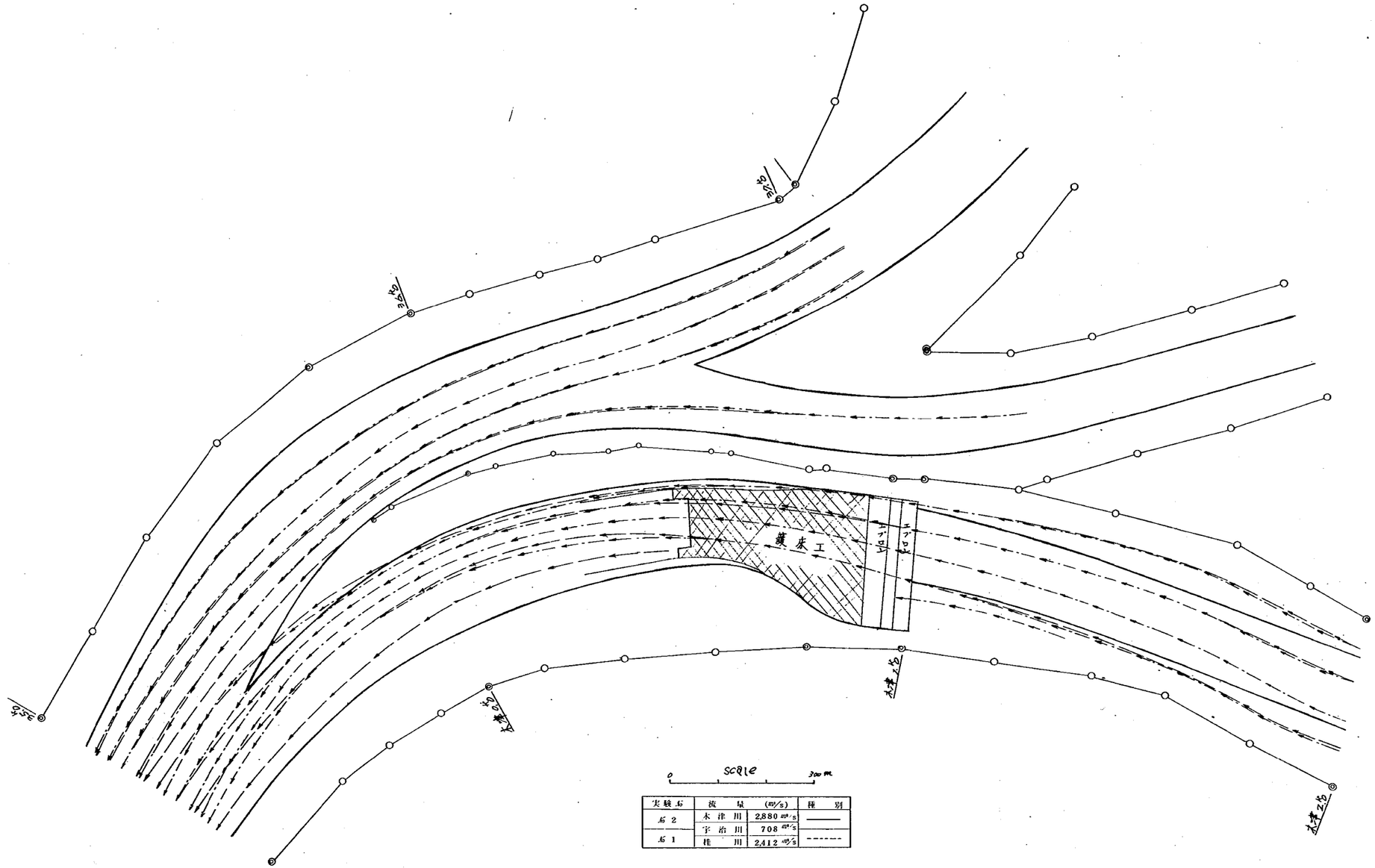


図— 3 - 2 3　水位縦断比較図　実験No. 2：1（１４時間）



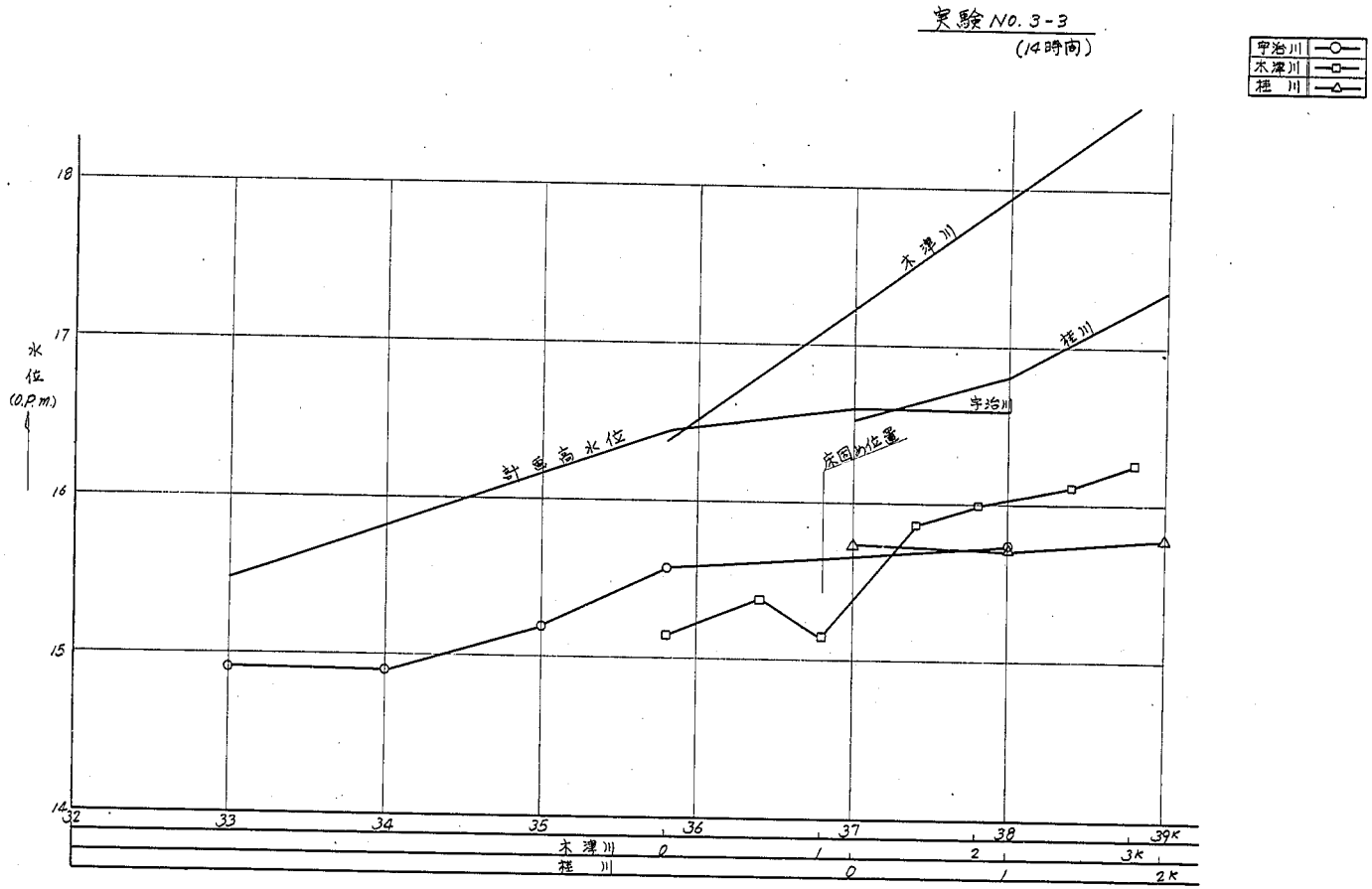
実験 No	流量	(m³/s)	種別
No 2	木津川	2,880	———
	宇治川	708	
No 1	桂川	2,412	- - - - -

図－3－24　流速比較図

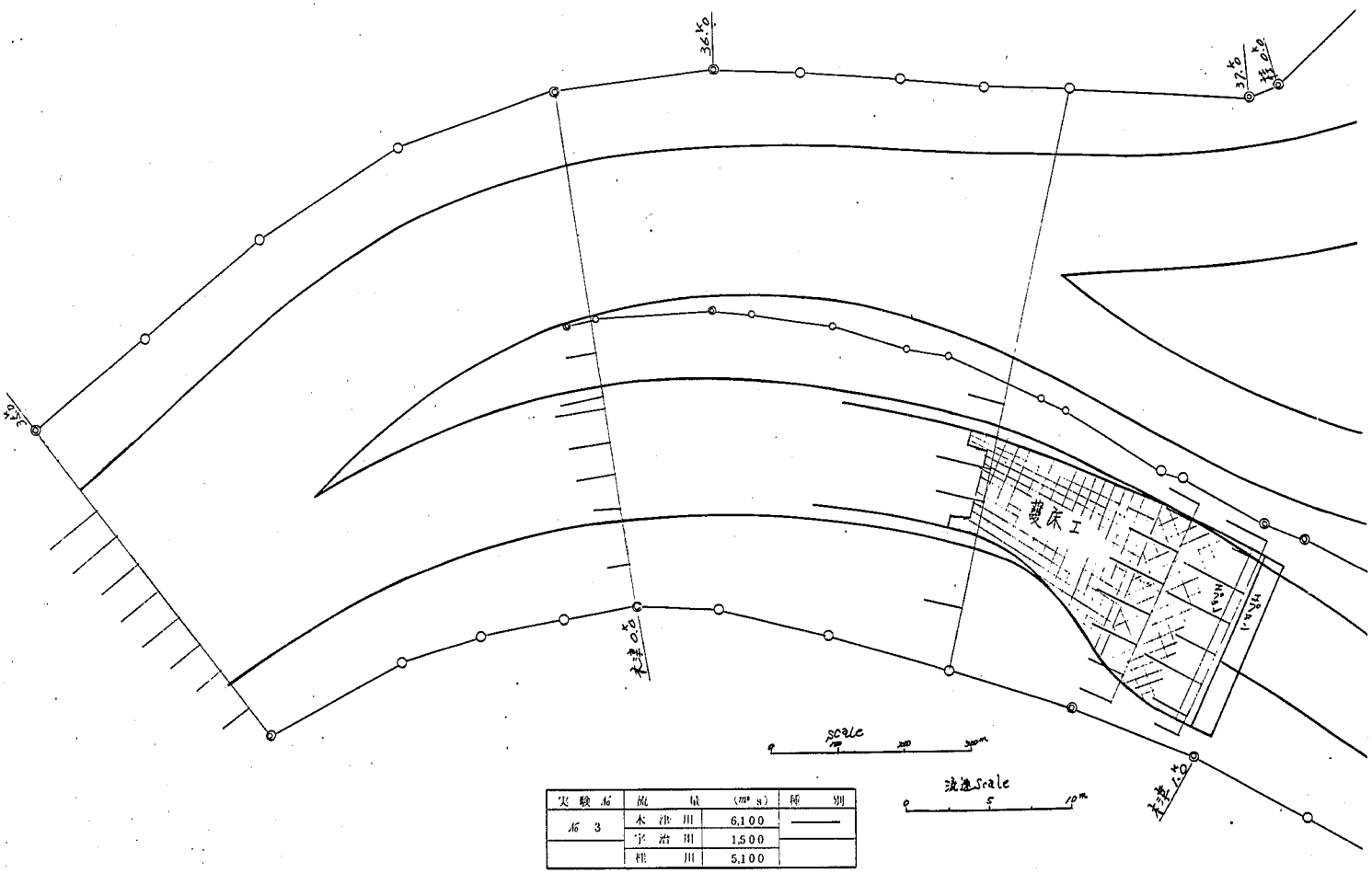


実験点	流量 (m³/s)	種別
点2	木津川 2,880 m³/s	——
	宇治川 708 m³/s	- - - -
点1	淀川 2,412 m³/s	------

図－3－25　流況比較図

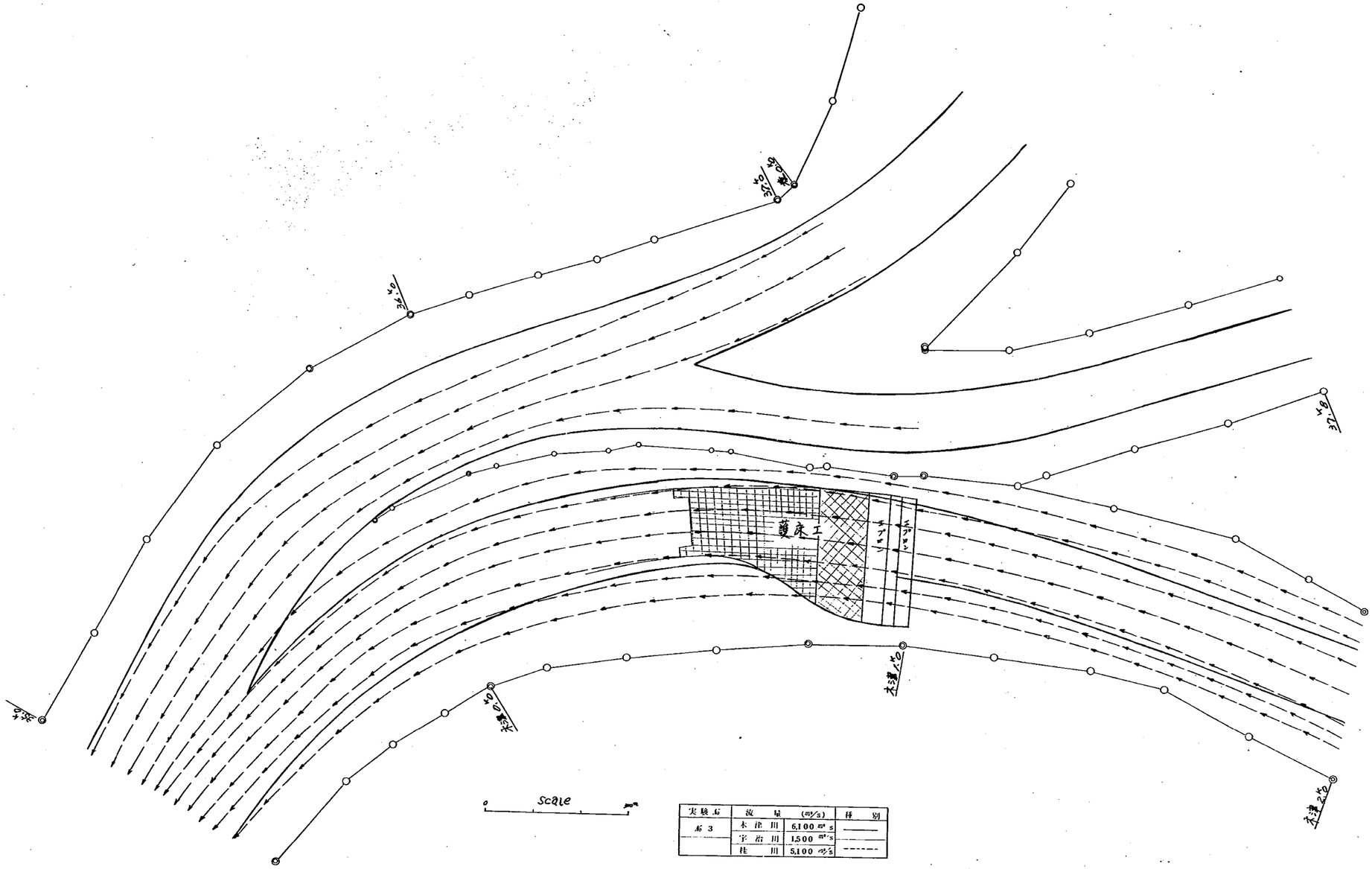


図－3－26　水位縦断図　実験No.3（１４時間）

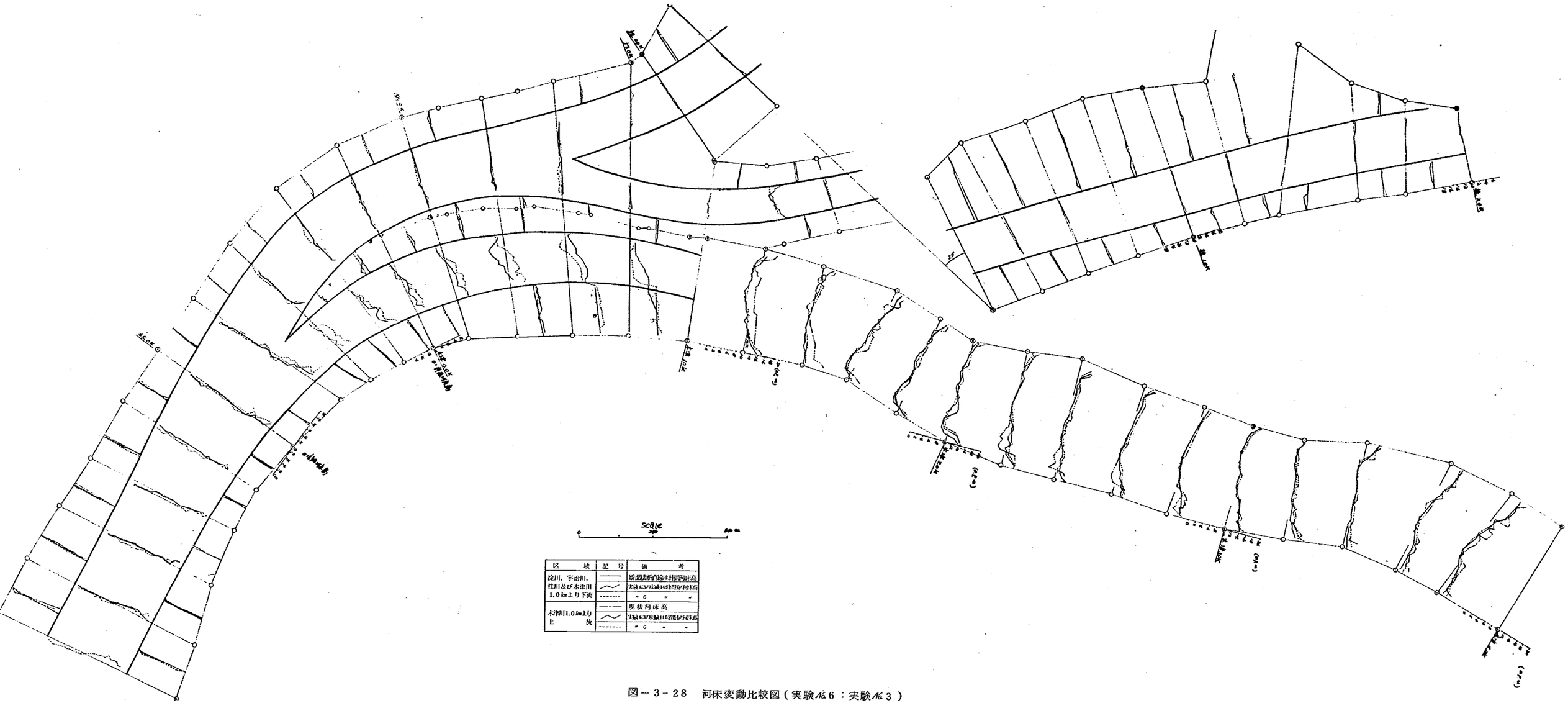


実験 No	流量	(m^3/s)	種別
No 3	木津川	6,100	
	宇治川	1,500	
	桂川	5,100	

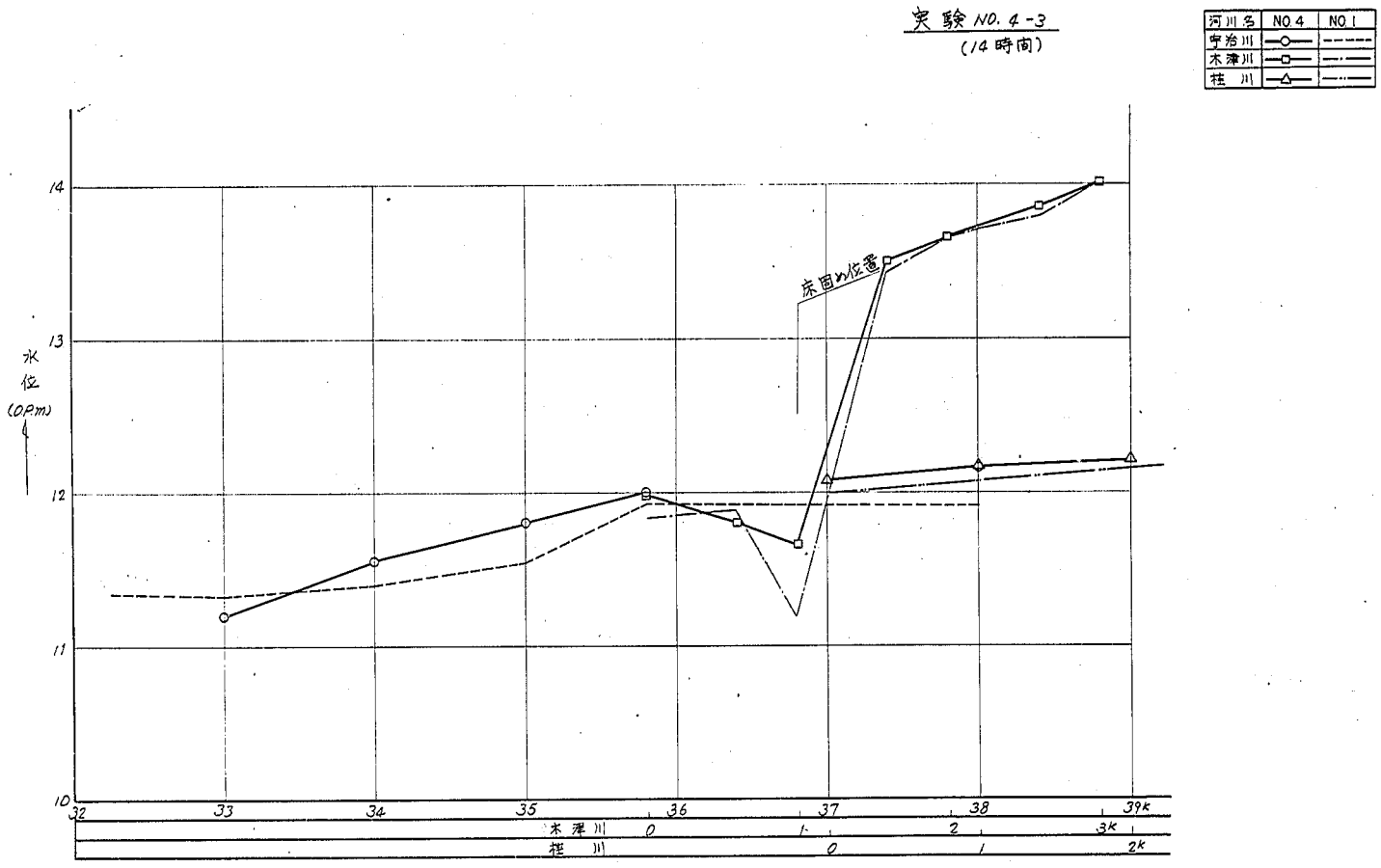
図－3－27－1　流速図


0.4
3.2
0.4
3.4
0.4
3.8
0.4
2.4
護床工
チャネル
エプロン
Scale
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75 80 85 90 95 100 105 110 115 120 125 130 135 140 145 150 155 160 165 170 175 180 185 190 195 200 205 210 215 220 225 230 235 240 245 250 255 260 265 270 275 280 285 290 295 300 305 310 315 320 325 330 335 340 345 350 355 360 365 370 375 380 385 390 395 400 405 410 415 420 425 430 435 440 445 450 455 460 465 470 475 480 485 490 495 500 505 510 515 520 525 530 535 540 545 550 555 560 565 570 575 580 585 590 595 600 605 610 615 620 625 630 635 640 645 650 655 660 665 670 675 680 685 690 695 700 705 710 715 720 725 730 735 740 745 750 755 760 765 770 775 780 785 790 795 800 805 810 815 820 825 830 835 840 845 850 855 860 865 870 875 880 885 890 895 900 905 910 915 920 925 930 935 940 945 950 955 960 965 970 975 980 985 990 995 1000 1005 1010 1015 1020 1025 1030 1035 1040 1045 1050 1055 1060 1065 1070 1075 1080 1085 1090 1095 1100 1105 1110 1115 1120 1125 1130 1135 1140 1145 1150 1155 1160 1165 1170 1175 1180 1185 1190 1195 1200 1205 1210 1215 1220 1225 1230 1235 1240 1245 1250 1255 1260 1265 1270 1275 1280 1285 1290 1295 1300 1305 1310 1315 1320 1325 1330 1335 1340 1345 1350 1355 1360 1365 1370 1375 1380 1385 1390 1395 1400 1405 1410 1415 1420 1425 1430 1435 1440 1445 1450 1455 1460 1465 1470 1475 1480 1485 1490 1495 1500 1505 1510 1515 1520 1525 1530 1535 1540 1545 1550 1555 1560 1565 1570 1575 1580 1585 1590 1595 1600 1605 1610 1615 1620 1625 1630 1635 1640 1645 1650 1655 1660 1665 1670 1675 1680 1685 1690 1695 1700 1705 1710 1715 1720 1725 1730 1735 1740 1745 1750 1755 1760 1765 1770 1775 1780 1785 1790 1795 1800 1805 1810 1815 1820 1825 1830 1835 1840 1845 1850 1855 1860 1865 1870 1875 1880 1885 1890 1895 1900 1905 1910 1915 1920 1925 1930 1935 1940 1945 1950 1955 1960 1965 1970 1975 1980 1985 1990 1995 2000 2005 2010 2015 2020 2025 2030 2035 2040 2045 2050 2055 2060 2065 2070 2075 2080 2085 2090 2095 2100 2105 2110 2115 2120 2125 2130 2135 2140 2145 2150 2155 2160 2165 2170 2175 2180 2185 2190 2195 2200 2205 2210 2215 2220 2225 2230 2235 2240 2245 2250 2255 2260 2265 2270 2275 2280 2285 2290 2295 2300 2305 2310 2315 2320 2325 2330 2335 2340 2345 2350 2355 2360 2365 2370 2375 2380 2385 2390 2395 2400 2405 2410 2415 2420 2425 2430 2435 2440 2445 2450 2455 2460 2465 2470 2475 2480 2485 2490 2495 2500 2505 2510 2515 2520 2525 2530 2535 2540 2545 2550 2555 2560 2565 2570 2575 2580 2585 2590 2595 2600 2605 2610 2615 2620 2625 2630 2635 2640 2645 2650 2655 2660 2665 2670 2675 2680 2685 2690 2695 2700 2705 2710 2715 2720 2725 2730 2735 2740 2745 2750 2755 2760 2765 2770 2775 2780 2785 2790 2795 2800 2805 2810 2815 2820 2825 2830 2835 2840 2845 2850 2855 2860 2865 2870 2875 2880 2885 2890 2895 2900 2905 2910 2915 2920 2925 2930 2935 2940 2945 2950 2955 2960 2965 2970 2975 2980 2985 2990 2995 3000 3005 3010 3015 3020 3025 3030 3035 3040 3045 3050 3055 3060 3065 3070 3075 3080 3085 3090 3095 3100 3105 3110 3115 3120 3125 3130 3135 3140 3145 3150 3155 3160 3165 3170 3175 3180 3185 3190 3195 3200 3205 3210 3215 3220 3225 3230 3235 3240 3245 3250 3255 3260 3265 3270 3275 3280 3285 3290 3295 3300 3305 3310 3315 3320 3325 3330 3335 3340 3345 3350 3355 3360 3365 3370 3375 3380 3385 3390 3395 3400 3405 3410 3415 3420 3425 3430 3435 3440 3445 3450 3455 3460 3465 3470 3475 3480 3485 3490 3495 3500 3505 3510 3515 3520 3525 3530 3535 3540 3545 3550 3555 3560 3565 3570 3575 3580 3585 3590 3595 3600 3605 3610 3615 3620 3625 3630 3635 3640 3645 3650 3655 3660 3665 3670 3675 3680 3685 3690 3695 3700 3705 3710 3715 3720 3725 3730 3735 3740 3745 3750 3755 3760 3765 3770 3775 3780 3785 3790 3795 3800 3805 3810 3815 3820 3825 3830 3835 3840 3845 3850 3855 3860 3865 3870 3875 3880 3885 3890 3895 3900 3905 3910 3915 3920 3925 3930 3935 3940 3945 3950 3955 3960 3965 3970 3975 3980 3985 3990 3995 4000 4005 4010 4015 4020 4025 4030 4035 4040 4045 4050 4055 4060 4065 4070 4075 4080 4085 4090 4095 4100 4105 4110 4115 4120 4125 4130 4135 4140 4145 4150 4155 4160 4165 4170 4175 4180 4185 4190 4195 4200 4205 4210 4215 4220 4225 4230 4235 4240 4245 4250 4255 4260 4265 4270 4275 4280 4285 4290 4295 4300 4305 4310 4315 4320 4325 4330 4335 4340 4345 4350 4355 4360 4365 4370 4375 4380 4385 4390 4395 4400 4405 4410 4415 4420 4425 4430 4435 4440 4445 4450 4455 4460 4465 4470 4475 4480 4485 4490 4495 4500 4505 4510 4515 4520 4525 4530 4535 4540 4545 4550 4555 4560 4565 4570 4575 4580 4585 4590 4595 4600 4605 4610 4615 4620 4625 4630 4635 4640 4645 4650 4655 4660 4665 4670 4675 4680 4685 4690 4695 4700 4705 4710 4715 4720 4725 4730 4735 4740 4745 4750 4755 4760 4765 4770 4775 4780 4785 4790 4795 4800 4805 4810 4815 4820 4825 4830 4835 4840 4845 4850 4855 4860 4865 4870 4875 4880 4885 4890 4895 4900 4905 4910 4915 4920 4925 4930 4935 4940 4945 4950 4955 4960 4965 4970 4975 4980 4985 4990 4995 5000 5005 5010 5015 5020 5025 5030 5035 5040 5045 5050 5055 5060 5065 5070 5075 5080 5085 5090 5095 5100 5105 5110 5115 5120 5125 5130 5135 5140 5145 5150 5155 5160 5165 5170 5175 5180 5185 5190 5195 5200 5205 5210 5215 5220 5225 5230 5235 5240 5245 5250 5255 5260 5265 5270 5275 5280 5285 5290 5295 5300 5305 5310 5315 5320 5325 5330 5335 5340 5345 5350 5355 5360 5365 5370 5375 5380 5385 5390 5395 5400 5405 5410 5415 5420 5425 5430 5435 5440 5445 5450 5455 5460 5465 5470 5475 5480 5485 5490 5495 5500 5505 5510 5515 5520 5525 5530 5535 5540 5545 5550 5555 5560 5565 5570 5575 5580 5585 5590 5595 5600 5605 5610 5615 5620 5625 5630 5635 5640 5645 5650 5655 5660 5665 5670 5675 5680 5685 5690 5695 5700 5705 5710 5715 5720 5725 5730 5735 5740 5745 5750 5755 5760 5765 5770 5775 5780 5785 5790 5795 5800 5805 5810 5815 5820 5825 5830 5835 5840 5845 5850 5855 5860 5865 5870 5875 5880 5885 5890 5895 5900 5905 5910 5915 5920 5925 5930 5935 5940 5945 5950 5955 5960 5965 5970 5975 5980 5985 5990 5995 6000 6005 6010 6015 6020 6025 6030 6035 6040 6045 6050 6055 6060 6065 6070 6075 6080 6085 6090 6095 6100 6105 6110 6115 6120 6125 6130 6135 6140 6145 6150 6155 6160 6165 6170 6175 6180 6185 6190 6195 6200 6205 6210 6215 6220 6225 6230 6235 6240 6245 6250 6255 6260 6265 6270 6275 6280 6285 6290 6295 6300 6305 6310 6315 6320 6325 6330 6335 6340 6345 6350 6355 6360 6365 6370 6375 6380 6385 6390 6395 6400 6405 6410 6415 6420 6425 6430 6435 6440 6445 6450 6455 6460 6465 6470 6475 6480 6485 6490 6495 6500 6505 6510 6515 6520 6525 6530 6535 6540 6545 6550 6555 6560 6565 6570 6575 6580 6585 6590 6595 6600 6605 6610 6615 6620 6625 6630 6635 6640 6645 6650 6655 6660 6665 6670 6675 6680 6685 6690 6695 6700 6705 6710 6715 6720 6725 6730 6735 6740 6745 6750 6755 6760 6765 6770 6775 6780 6785 6790 6795 6800 6805 6810 6815 6820 6825 6830 6835 6840 6845 6850 6855 6860 6865 6870 6875 6880 6885 6890 6895 6900 6905 6910 6915 6920 6925 6930 6935 6940 6945 6950 6955 6960 6965 6970 6975 6980 6985 6990 6995 7000 7005 7010 7015 7020 7025 7030 7035 7040 7045 7050 7055 7060 7065 7070 7075 7080 7085 7090 7095 7100 7105 7110 7115 7120 7125 7130 7135 7140 7145 7150 7155 7160 7165 7170 7175 7180 7185 7190 7195 7200 7205 7210 7215 7220 7225 7230 7235 7240 7245 7250 7255 7260 7265 7270 7275 7280 7285 7290 7295 7300 7305 7310 7315 7320 7325 7330 7335 7340 7345 7350 7355 7360 7365 7370 7375 7380 7385 7390 7395 7400 7405 7410 7415 7420 7425 7430 7435 7440 7445 7450 7455 7460 7465 7470 7475 7480 7485 7490 7495 7500 7505 7510 7515 7520 7525 7530 7535 7540 7545 7550 7555 7560 7565 7570 7575 7580 7585 7590 7595 7600 7605 7610 7615 7620 7625 7630 7635 7640 7645 7650 7655 7660 7665 7670 7675 7680 7685 7690 7695 7700 7705 7710 7715 7720 7725 7730 7735 7740 7745 7750 7755 7760 7765 7770 7775 7780 7785 7790 7795 7800 7805 7810 7815 7820 7825 7830 7835 7840 7845 7850 7855 7860 7865 7870 7875 7880 7885 7890 7895 7900 7905 7910 7915 7920 7925 7930 7935 7940 7945 7950 7955 7960 7965 7970 7975 7980 7985 7990 7995 8000 8005 8010 8015 8020 8025 8030 8035 8040 8045 8050 8055 8060 8065 8070 8075 8080 8085 8090 8095 8100 8105 8110 8115 8120 8125 8130 8135 8140 8145 8150 8155 8160 8165 8170 8175 8180 8185 8190 8195 8200 8205 8210 8215 8220 8225 8230 8235 8240 8245 8250 8255 8260 8265 8270 8275 8280 8285 8290 8295 8300 8305 8310 8315 8320 8325 8330 8335 8340 8345 8350 8355 8360 8365 8370 8375 8380 8385 8390 8395 8400 8405 8410 8415 8420 8425 8430 8435 8440 8445 8450 8455 8460 8465 8470 8475 8480 8485 8490 8495 8500 8505 8510 8515 8520 8525 8530 8535 8540 8545 8550 8555 8560 8565 8570 8575 8580 8585 8590 8595 8600 8605 8610 8615 8620 8625 8630 8635 8640 8645 8650 8655 8660 8665 8670 8675 8680 8685 8690 8695 8700 8705 8710 8715 8720 8725 8730 8735 8740 8745 8750 8755 8760 8765 8770 8775 8780 8785 8790 8795 8800 8805 8810 8815 8820 8825 8830 8835 8840 8845 8850 8855 8860 8865 8870 8875 8880 8885 8890 8895 8900 8905 8910 8915 8920 8925 8930 8935 8940 8945 8950 8955 8960 8965 8970 8975 8980 8985 8990 8995 9000 9005 9010 9015 9020 9025 9030 9035 9040 9045 9050 9055 9060 9065 9070 9075 9080 9085 9090 9095 9100 9105 9110 9115 9120 9125 9130 9135 9140 9145 9150 9155 9160 9165 9170 9175 9180 9185 9190 9195 9200 9205 9210 9215 9220 9225 9230 9235 9240 9245 9250 9255 9260 9265 9270 9275 9280 9285 9290 9295 9300 9305 9310 9315 9320 9325 9330 9335 9340 9345 9350 9355 9360 9365 9370 9375 9380 9385 9390 9395 9400 9405 9410 9415 9420 9425 9430 9435 9440 9445 9450 9455 9460 9465 9470 9475 9480 9485 9490 9495 9500 9505 9510 9515 9520 9525 9530 9535 9540 9545 9550 9555 9560 9565 9570 9575 9580 9585 9590 9595 9600 9605 9610 9615 9620 9625 9630 9635 9640 9645 9650 9655 9660 9665 9670 9675 9680 9685 9690 9695 9700 9705 9710 9715 9720 9725 9730 9735 9740 9745 9750 9755 9760 9765 9770 9775 9780 9785 9790 9795 9800 9805 9810 9815 9820 9825 9830 9835 9840 9845 9850 9855 9860 9865 9870 9875 9880 9885 9890 9895 9900 9905 9910 9915 9920 9925 9930 9935 9940 9945 9950 9955 9960 9965 9970 9975 9980 9985 9990 9995 10000
実験名 系3
流量 (m³/s)
木津川 6,100 m³/s
宇治川 1,500 m³/s
桂川 5,100 m³/s
種別
木津 0.4
木津 2.4

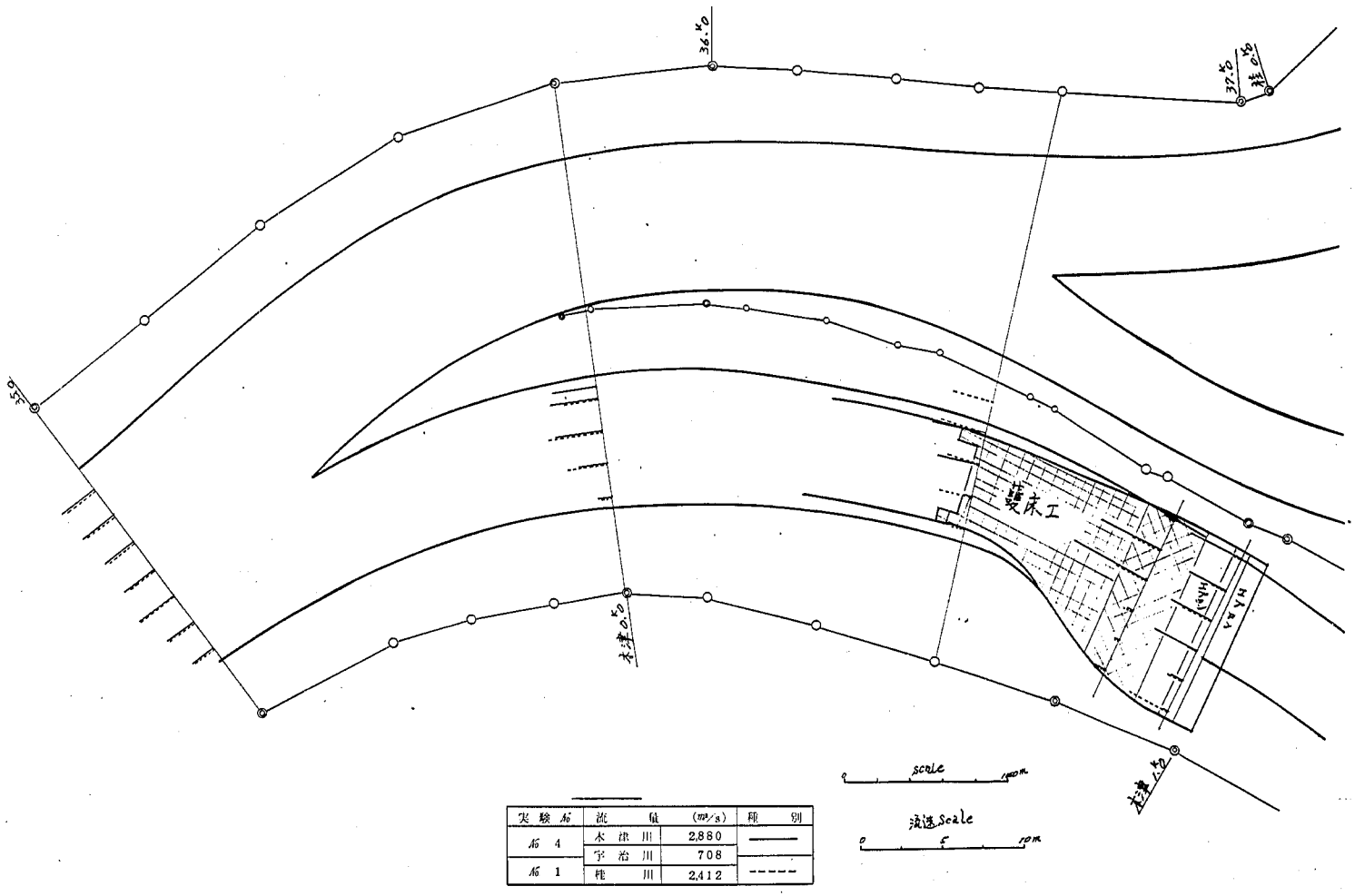
図－3－27－2　流況図



図－3－28　河床変動比較図（実験ケース6：実験ケース3）

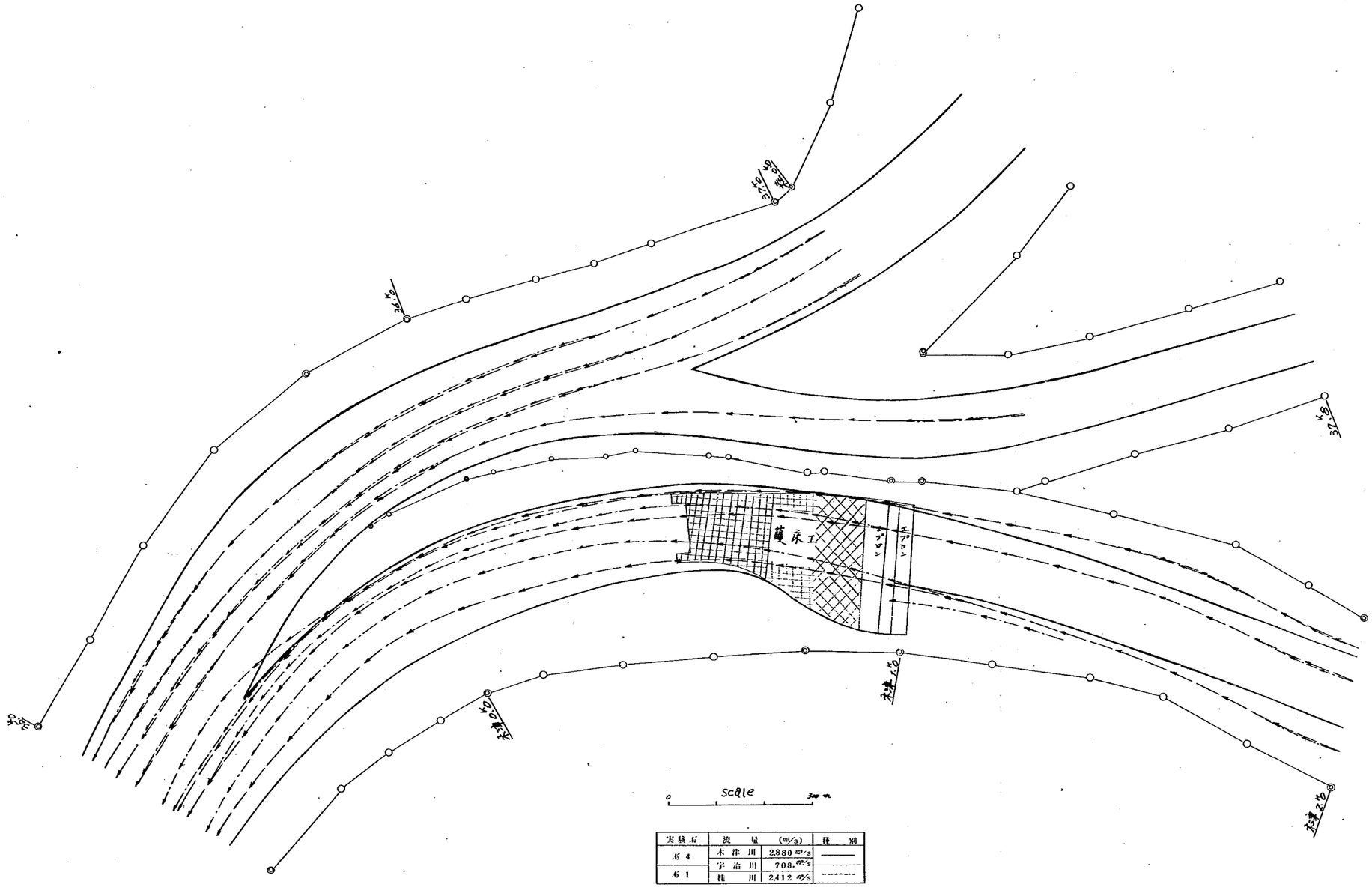


図－３－２９－１　水位縦断比較図　実験No.４：１（１４時間）

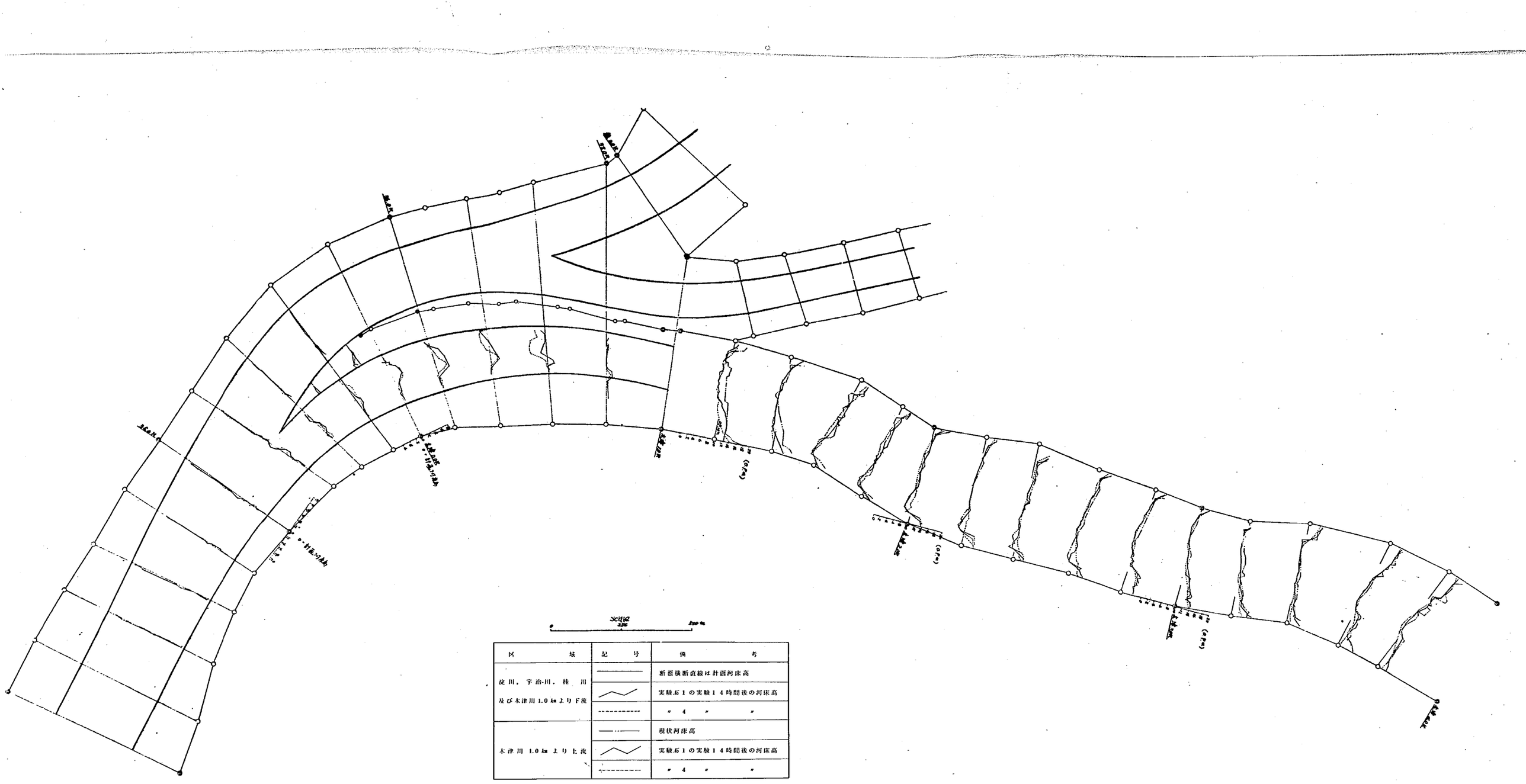


実験 No	流量	(m³/s)	種別
No 4	水津川	2,880	———
	宇治川	708	
No 1	桂川	2,412	- - - - -

図－3－29－2　流速比較図

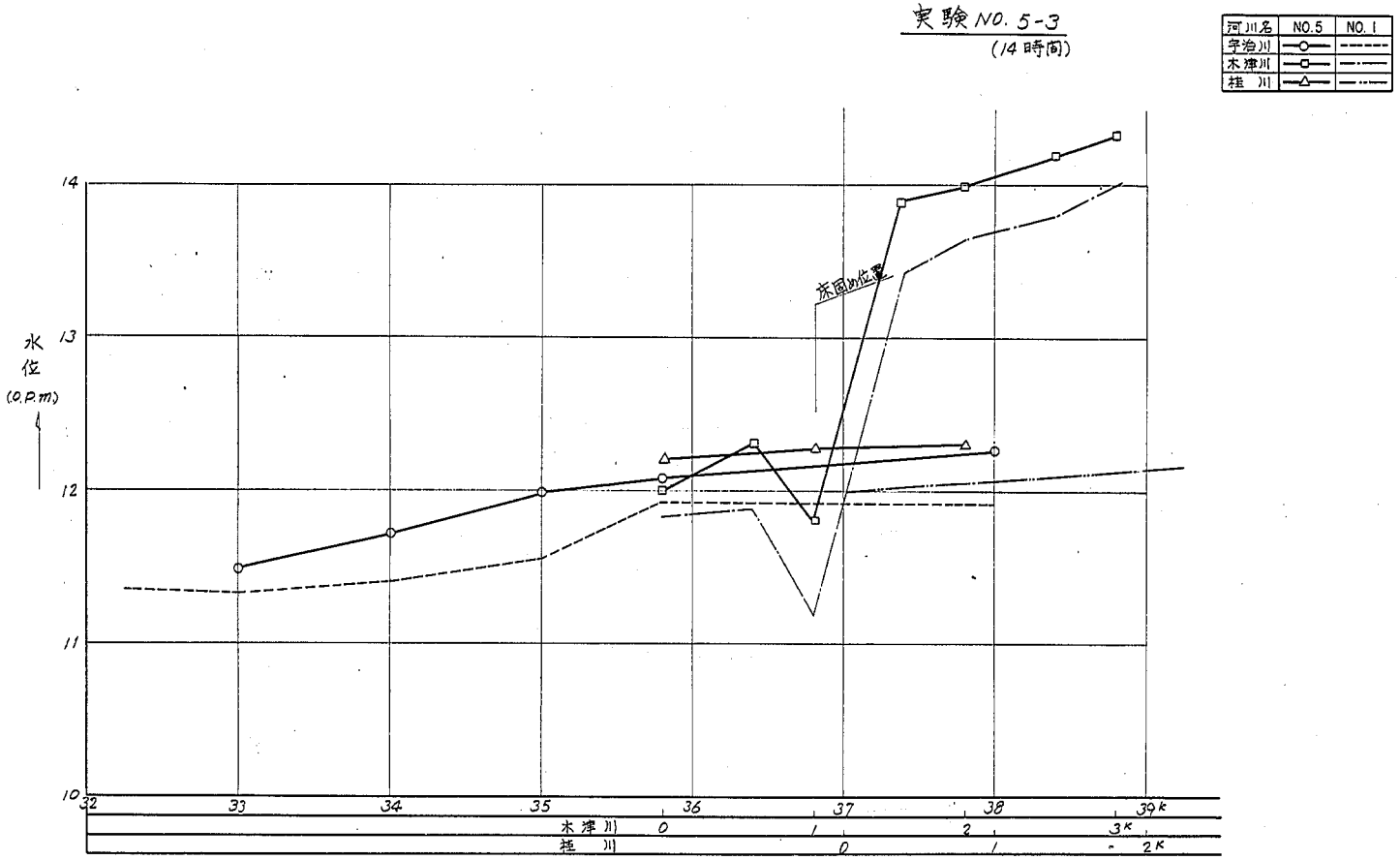

37.4k
37.2k
37.0k
36.8k
36.6k
36.4k
36.2k
36.0k
35.8k
35.6k
35.4k
35.2k
35.0k
34.8k
34.6k
34.4k
34.2k
34.0k
33.8k
33.6k
33.4k
33.2k
33.0k
32.8k
32.6k
32.4k
32.2k
32.0k
31.8k
31.6k
31.4k
31.2k
31.0k
30.8k
30.6k
30.4k
30.2k
30.0k
29.8k
29.6k
29.4k
29.2k
29.0k
28.8k
28.6k
28.4k
28.2k
28.0k
27.8k
27.6k
27.4k
27.2k
27.0k
26.8k
26.6k
26.4k
26.2k
26.0k
25.8k
25.6k
25.4k
25.2k
25.0k
24.8k
24.6k
24.4k
24.2k
24.0k
23.8k
23.6k
23.4k
23.2k
23.0k
22.8k
22.6k
22.4k
22.2k
22.0k
21.8k
21.6k
21.4k
21.2k
21.0k
20.8k
20.6k
20.4k
20.2k
20.0k
19.8k
19.6k
19.4k
19.2k
19.0k
18.8k
18.6k
18.4k
18.2k
18.0k
17.8k
17.6k
17.4k
17.2k
17.0k
16.8k
16.6k
16.4k
16.2k
16.0k
15.8k
15.6k
15.4k
15.2k
15.0k
14.8k
14.6k
14.4k
14.2k
14.0k
13.8k
13.6k
13.4k
13.2k
13.0k
12.8k
12.6k
12.4k
12.2k
12.0k
11.8k
11.6k
11.4k
11.2k
11.0k
10.8k
10.6k
10.4k
10.2k
10.0k
9.8k
9.6k
9.4k
9.2k
9.0k
8.8k
8.6k
8.4k
8.2k
8.0k
7.8k
7.6k
7.4k
7.2k
7.0k
6.8k
6.6k
6.4k
6.2k
6.0k
5.8k
5.6k
5.4k
5.2k
5.0k
4.8k
4.6k
4.4k
4.2k
4.0k
3.8k
3.6k
3.4k
3.2k
3.0k
2.8k
2.6k
2.4k
2.2k
2.0k
1.8k
1.6k
1.4k
1.2k
1.0k
0.8k
0.6k
0.4k
0.2k
0.0k
護床工
スパロン
スパロン
scale
0
3km
実験名
流量 (m³/s)
種別
No 4
木津川 2880 m³/s
No 1
宇治川 708 m³/s
桂川 2412 m³/s

図－3－29－3　流況比較図

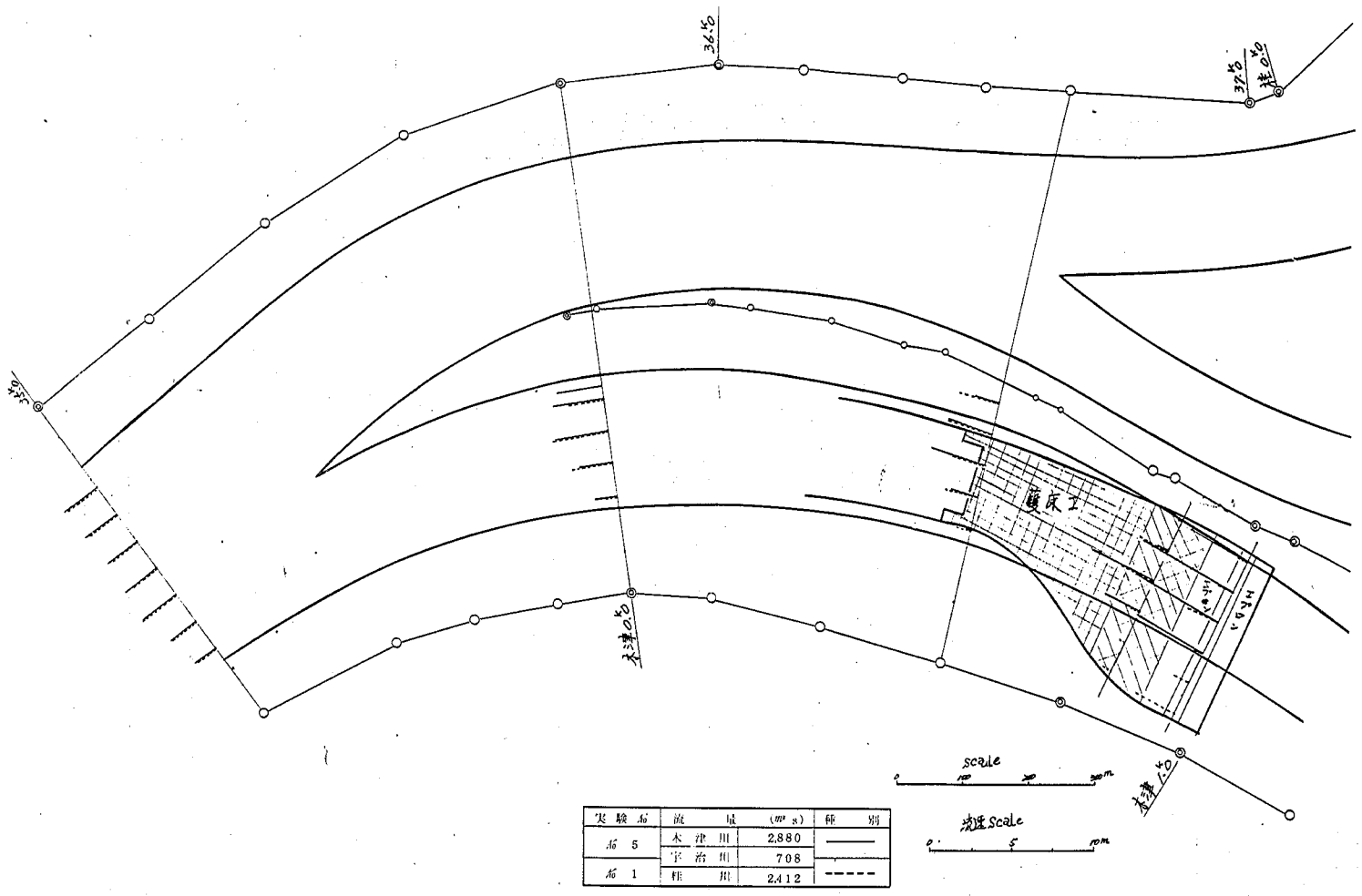


区　　域	記　　号	備　　考
波川，宇治川，桂　川及び木津川1.0kmより下流	———	断面横断直線は計画河床高
	～～～	実験ﾑ1の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃 4 〃 〃
木津川1.0kmより上流	—·—·—	現状河床高
	～～～	実験ﾑ1の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃 4 〃 〃

図－3－29－4　河床変動比較図（実験ﾑ4：実験ﾑ1）

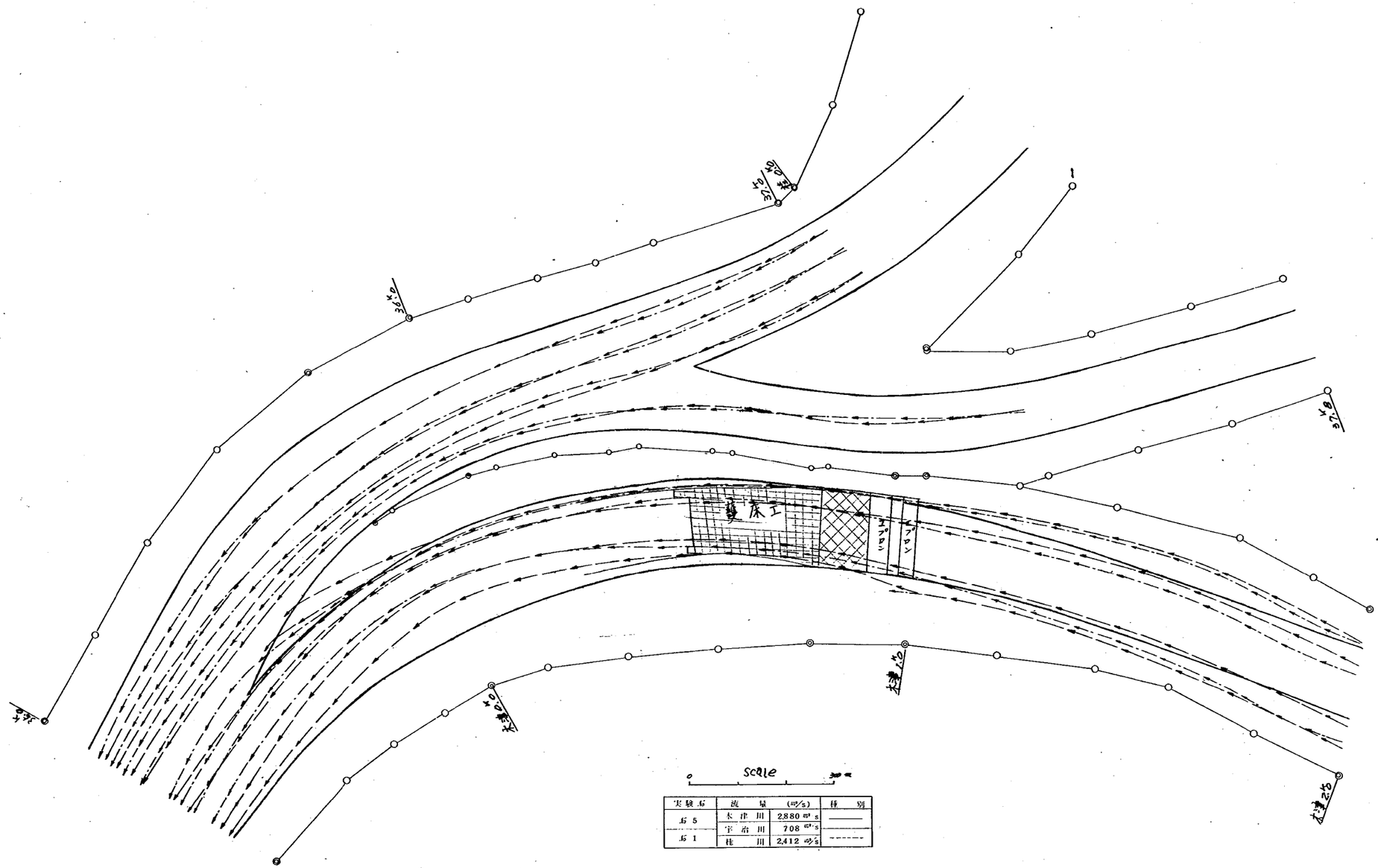


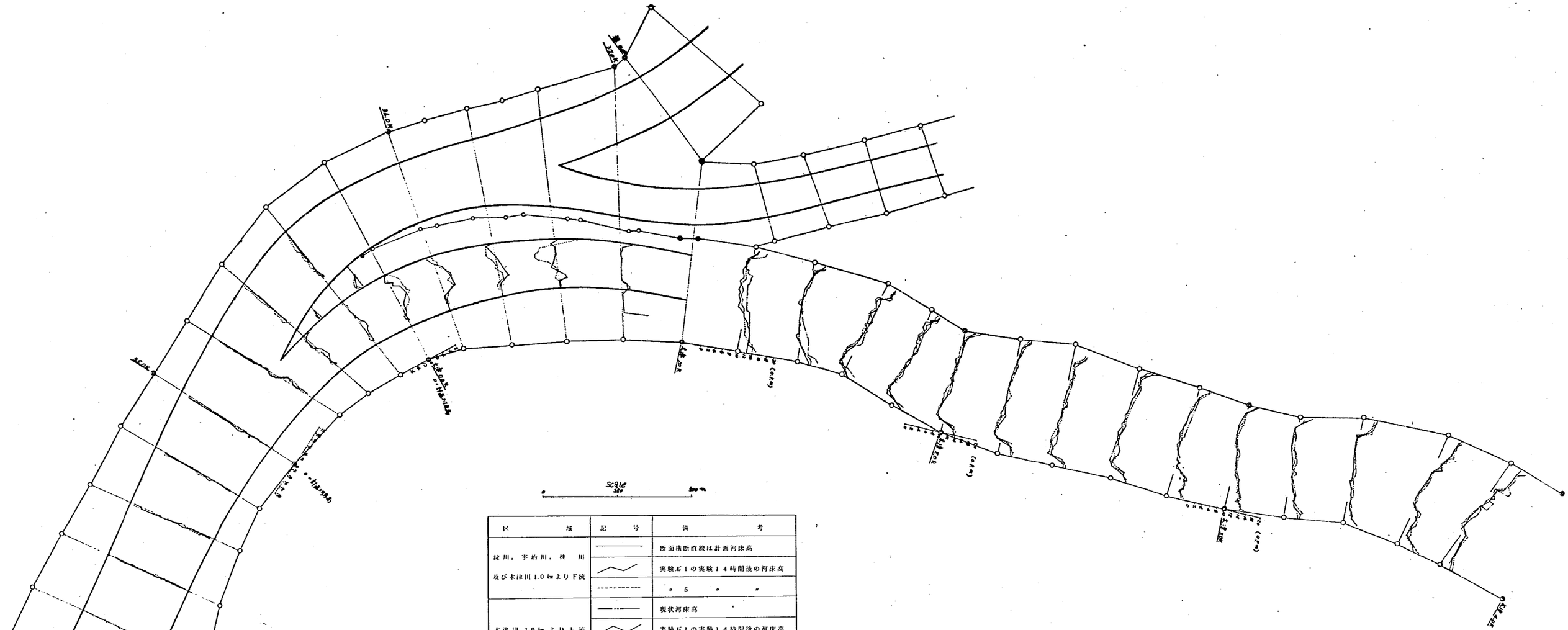
図－3－30－1　水位縦断比較図　実験No.5：1（14時間）



実験 No	流量	(m^3/s)	種別
No 5	太津川	2,880	———
	宇治川	708	
No 1	椎川	2,412	- - - - -

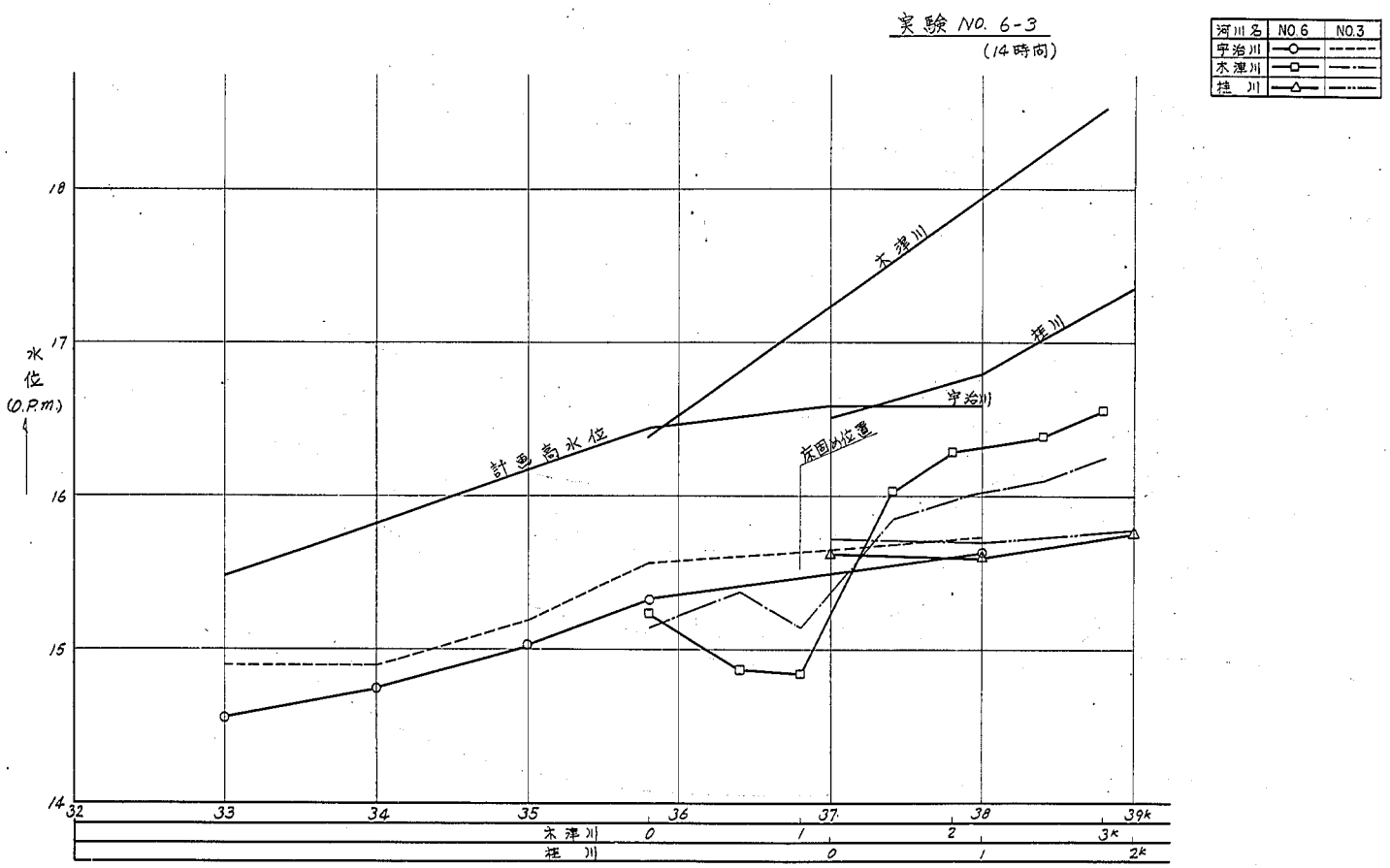
図－3－30－2　流速比較図


1
2.6k0
3.2k0
3.4k0
3.7k8
4k0
4.2k0
4.4k0
4.6k0
4.8k0
5k0
5.2k0
5.4k0
5.6k0
5.8k0
6k0
6.2k0
6.4k0
6.6k0
6.8k0
7k0
7.2k0
7.4k0
7.6k0
7.8k0
8k0
8.2k0
8.4k0
8.6k0
8.8k0
9k0
9.2k0
9.4k0
9.6k0
9.8k0
10k0
10.2k0
10.4k0
10.6k0
10.8k0
11k0
11.2k0
11.4k0
11.6k0
11.8k0

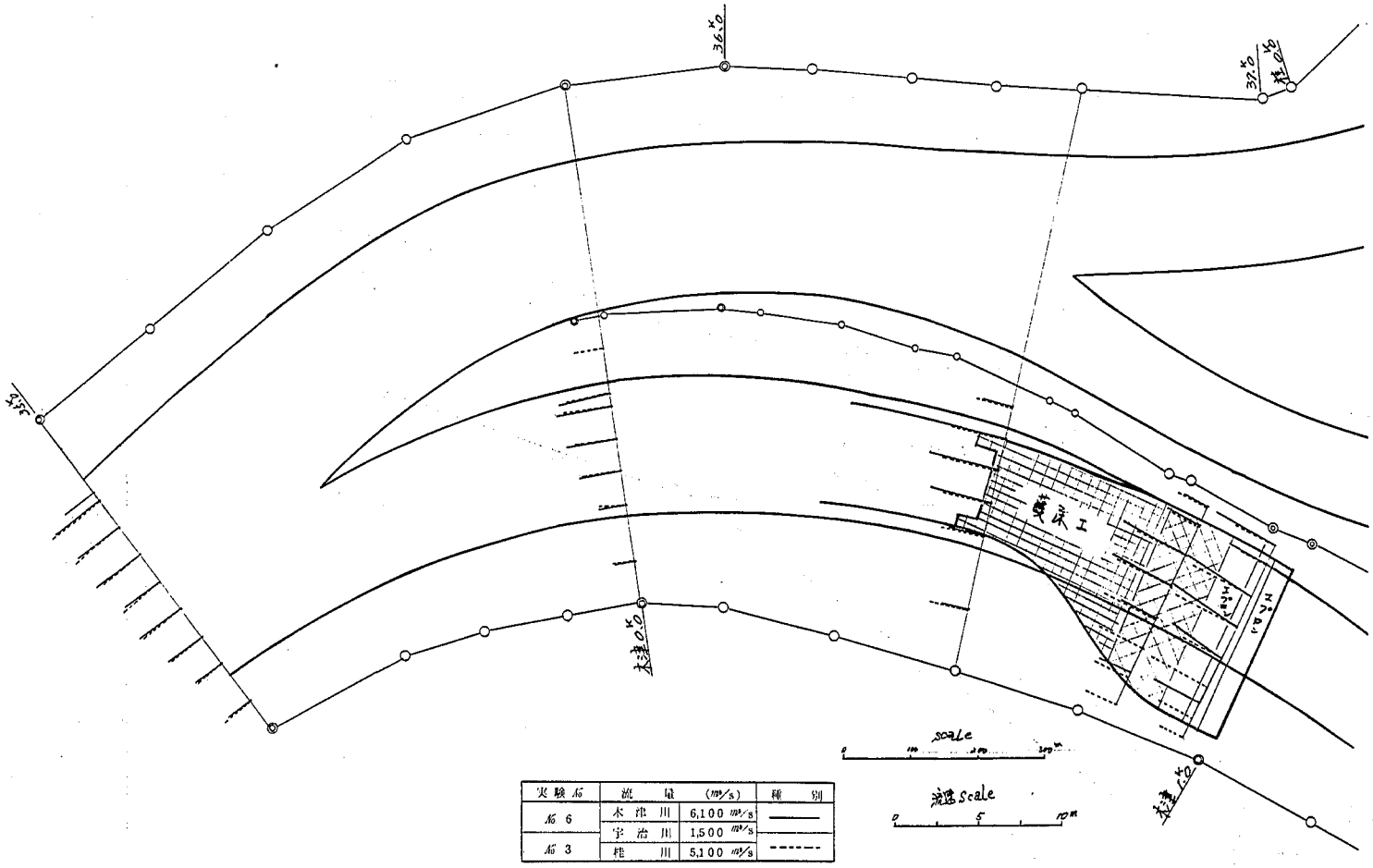


区　　域	記　号	備　　考
淀川，宇治川，桂　川及び木津川 1.0 km より下流	———	断面横断直線は計画河床高
	～～～	実験ケース1の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃　5　〃　〃
木津川 1.0 km より上流	—·—·—	現状河床高
	～～～	実験ケース1の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃　5　〃　〃

図－3－30－4　河床変動比較図

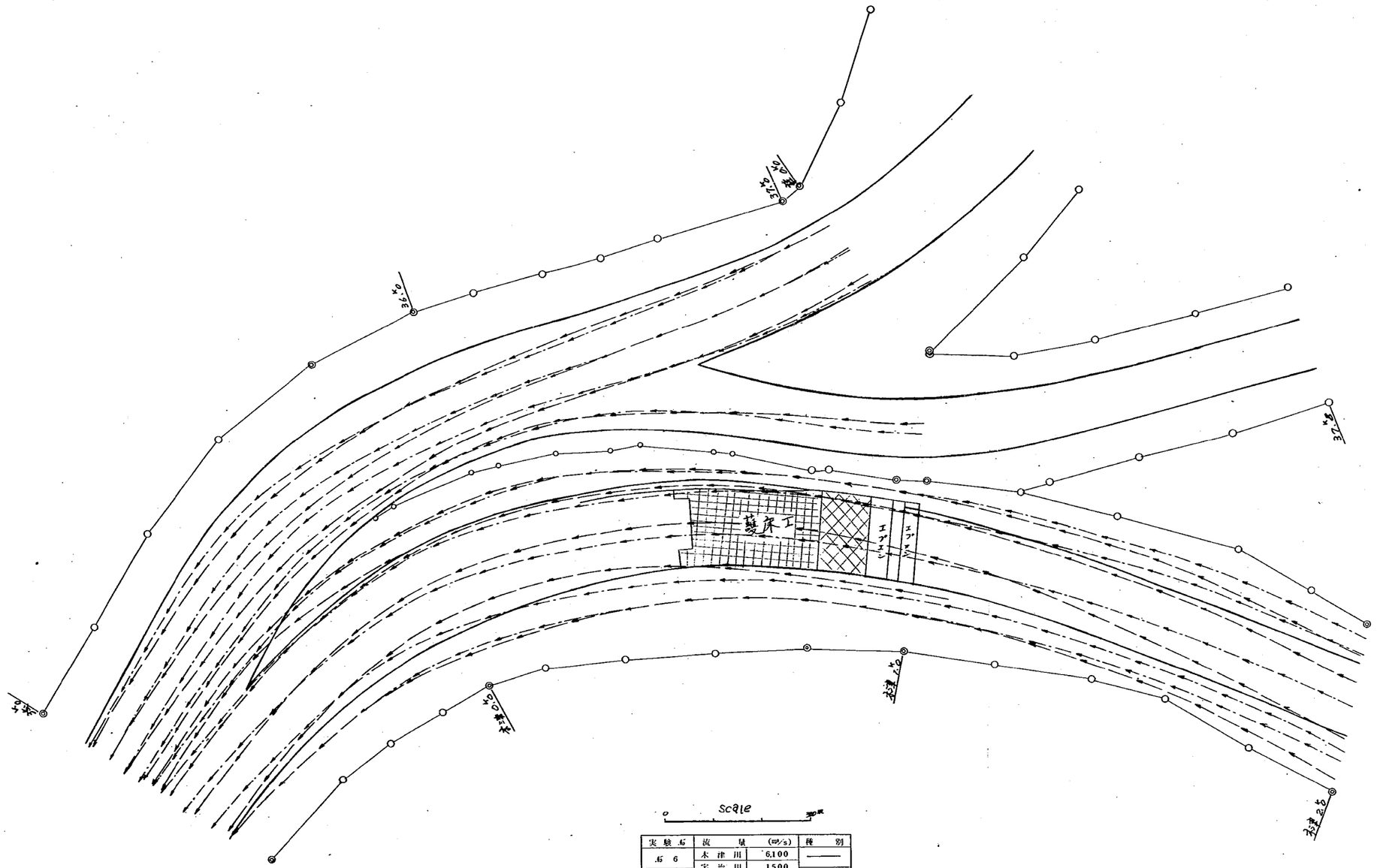


図－３－３１　水位縦断比較図　実験№６：３（１４時間）



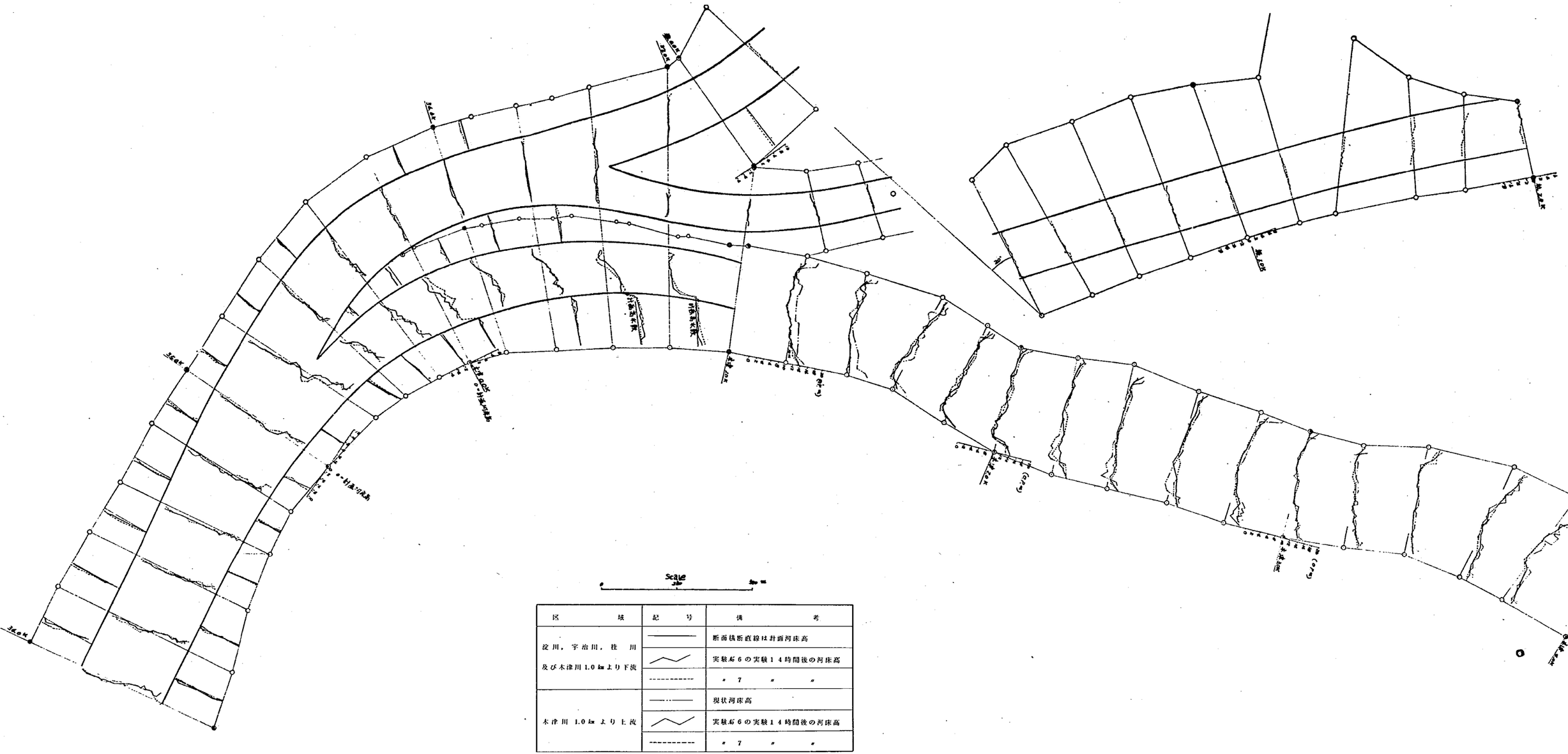
実験 No	流量 (m³/s)		種別
No 6	木津川	6,100 m³/s	———
	宇治川	1,500 m³/s	
No 3	柱川	5,100 m³/s	- - - - -

図－３－３２－１　流速比較図



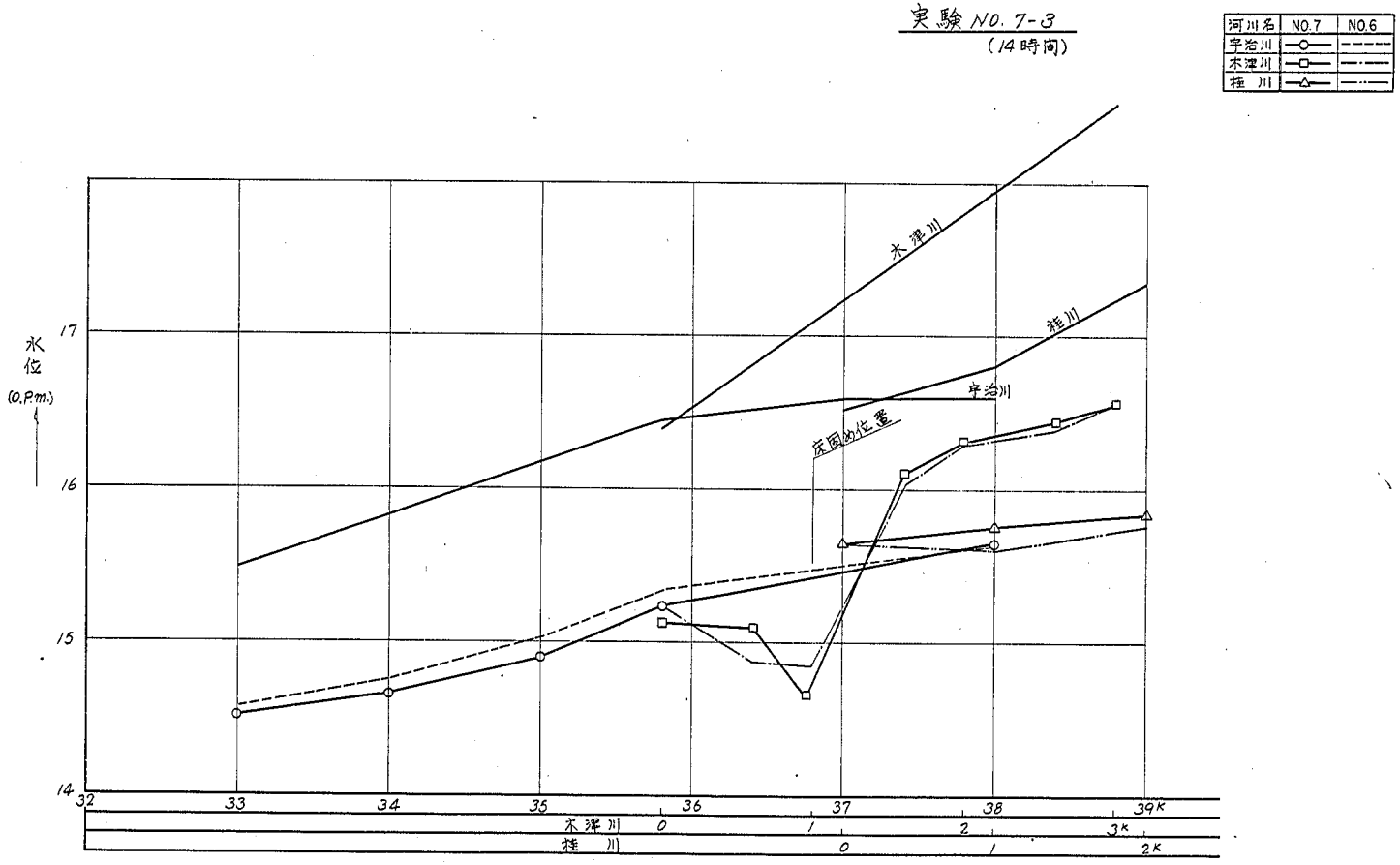
実験 No	流量	(m³/s)	種別
No 6	木津川	6,100	———
	宇治川	1,500	
No 3	桂川	5,100	- - - - -

図－3－32－2　流況比較図

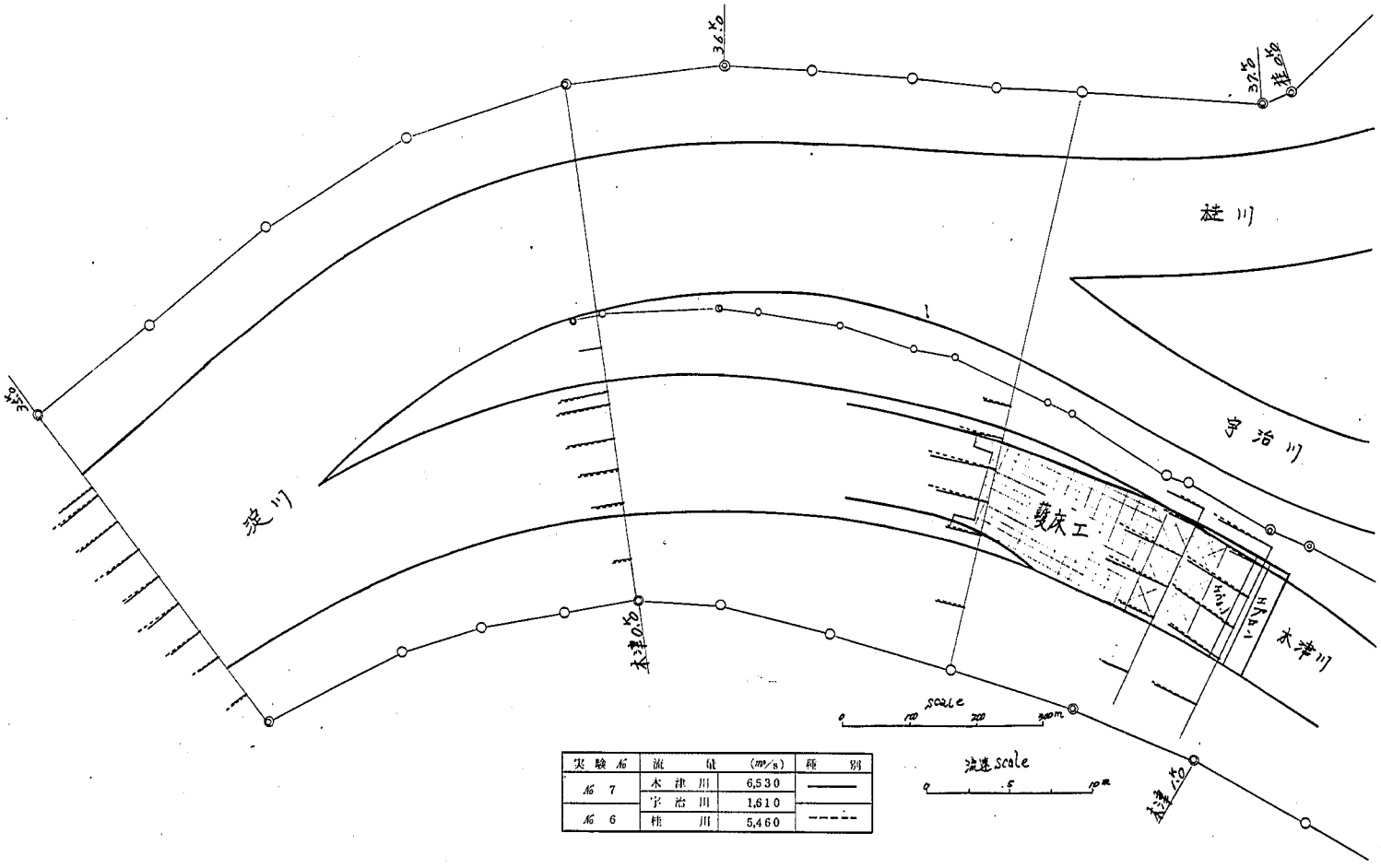


区　　域	記　号	備　　考
淀川，宇治川，桂　川及び木津川1.0kmより下流	———	断面横断直線は計画河床高
	～～～	実験ﾑ6の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃 7 〃 〃
木津川1.0kmより上流	——·——	現状河床高
	～～～	実験ﾑ6の実験14時間後の河床高
	- - - - -	〃 7 〃 〃

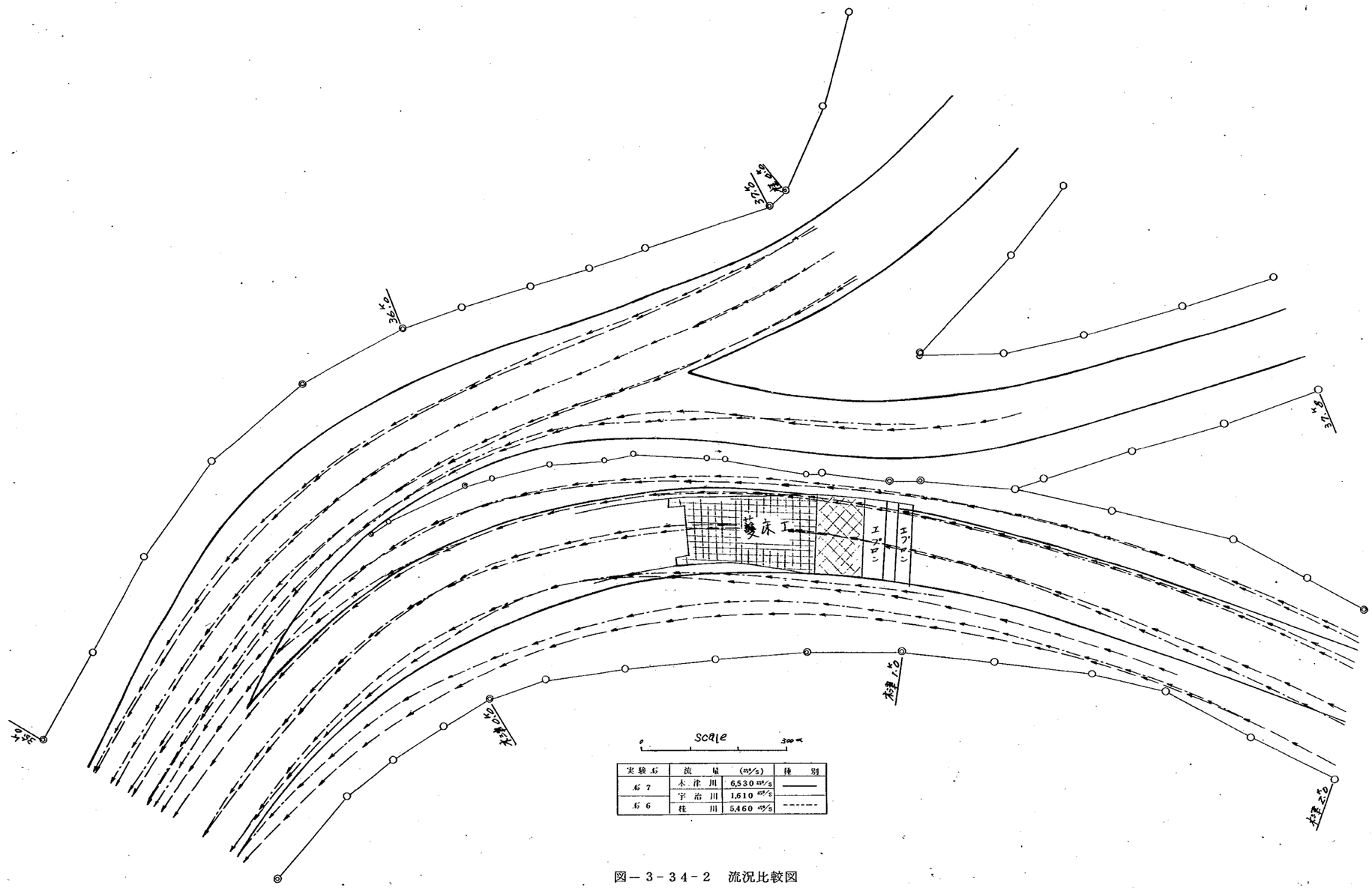
図－3－32－3　河床変動比較図（実験ﾑ7：実験ﾑ6）



図－３－３３　水位縦断比較図　実験No.７：６（１４時間）

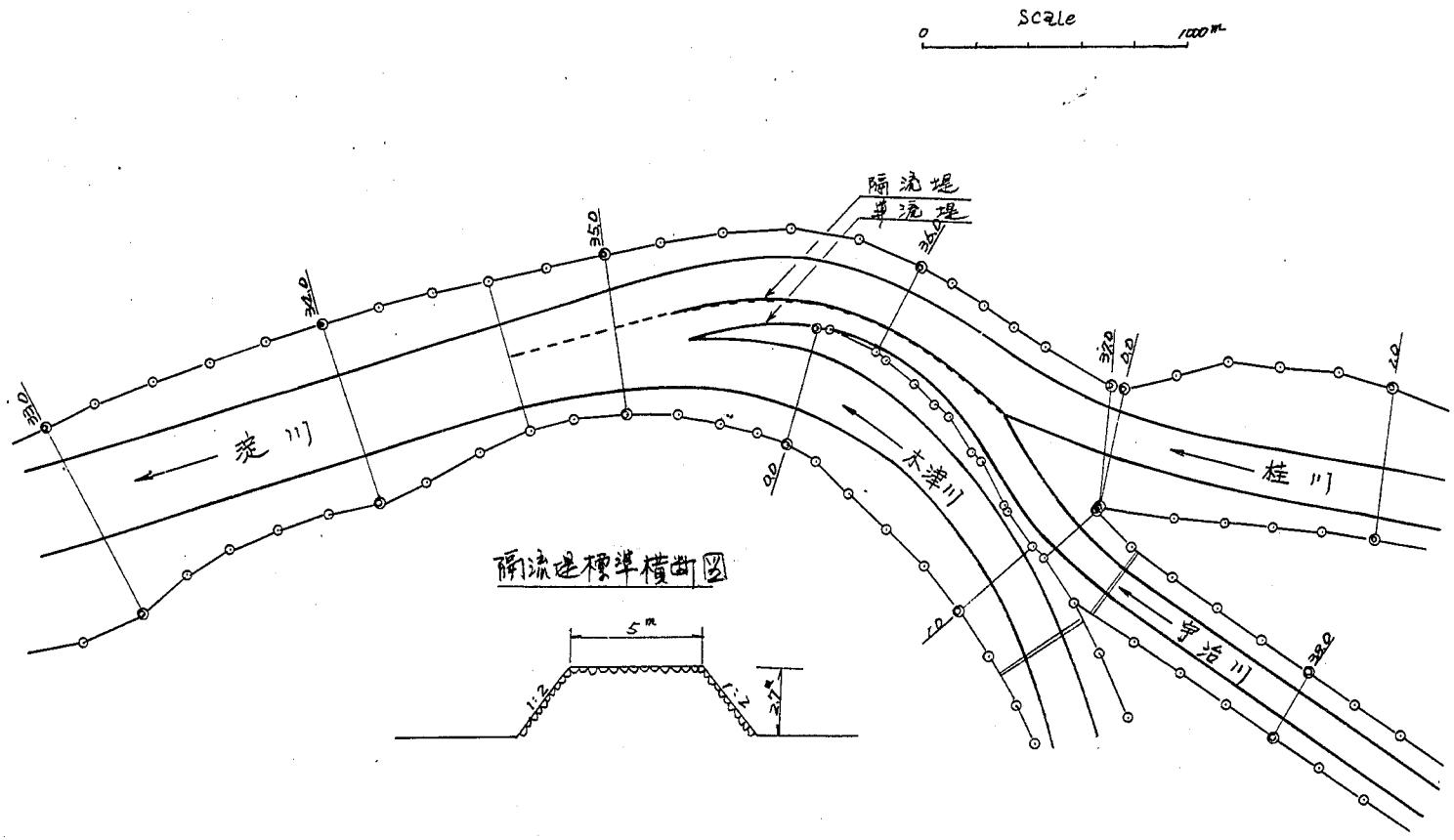

桂川
宇治川
木津川
淀川
護床工
scale
0 100 200 300m
流速 scale
0 5 10m
実験 No
No 7
No 6
流量 (m³/s)
木津川 6,530
宇治川 1,610
桂川 5,460
種別

図－３－３４－１　流速比較図

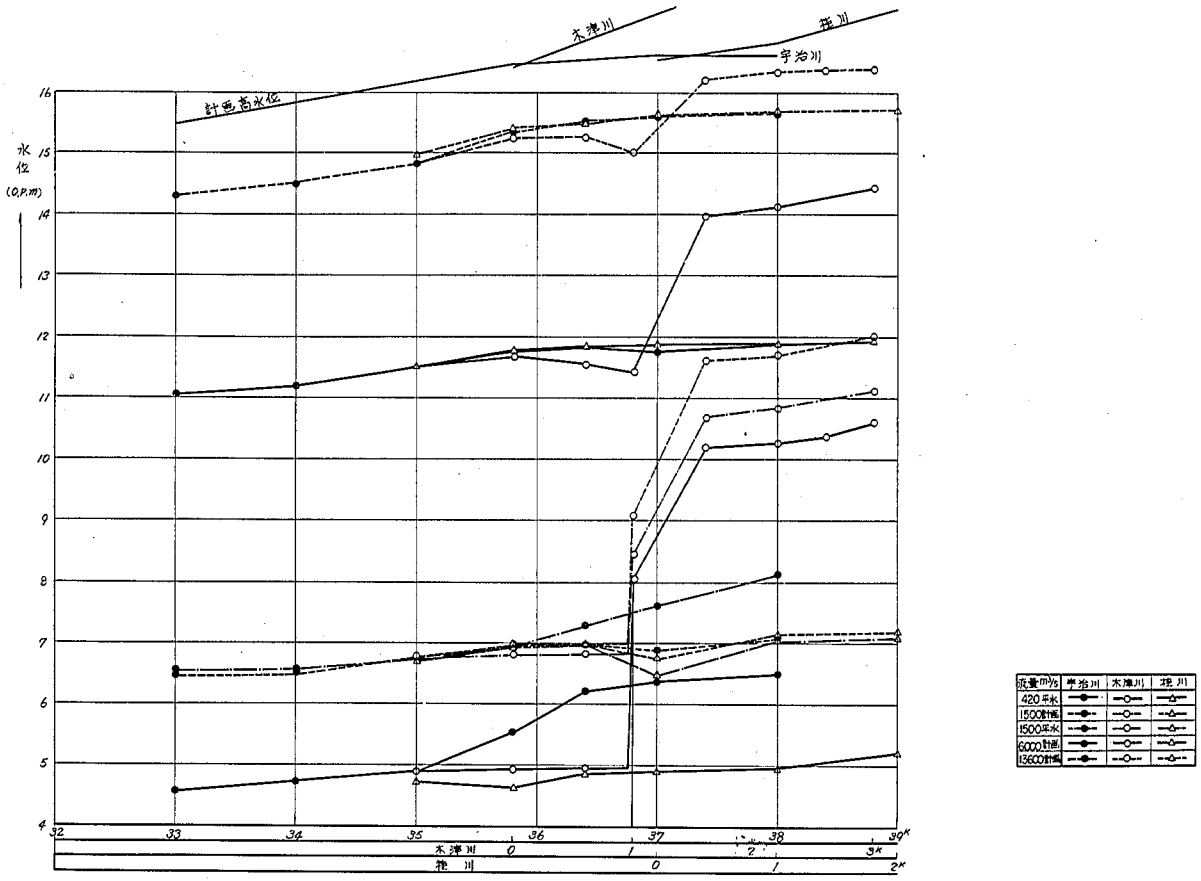


実験 No	流　量 (m³/s)	種　別
No 7	木津川 6,530 m³/s	———
	宇治川 1,610 m³/s	- - - -
No 6	桂　川 5,460 m³/s	------

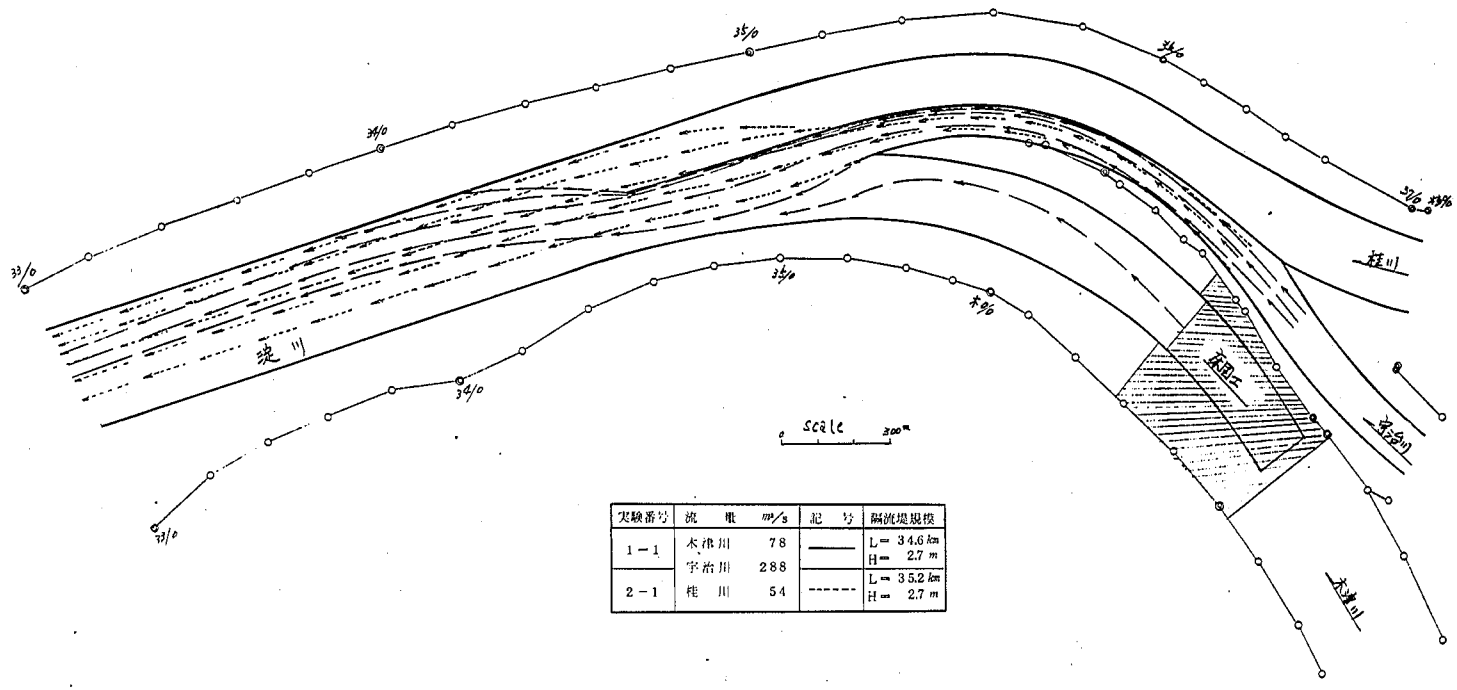
図－３－３４－２　流況比較図



図－3－35　淀川三川合流部平面図

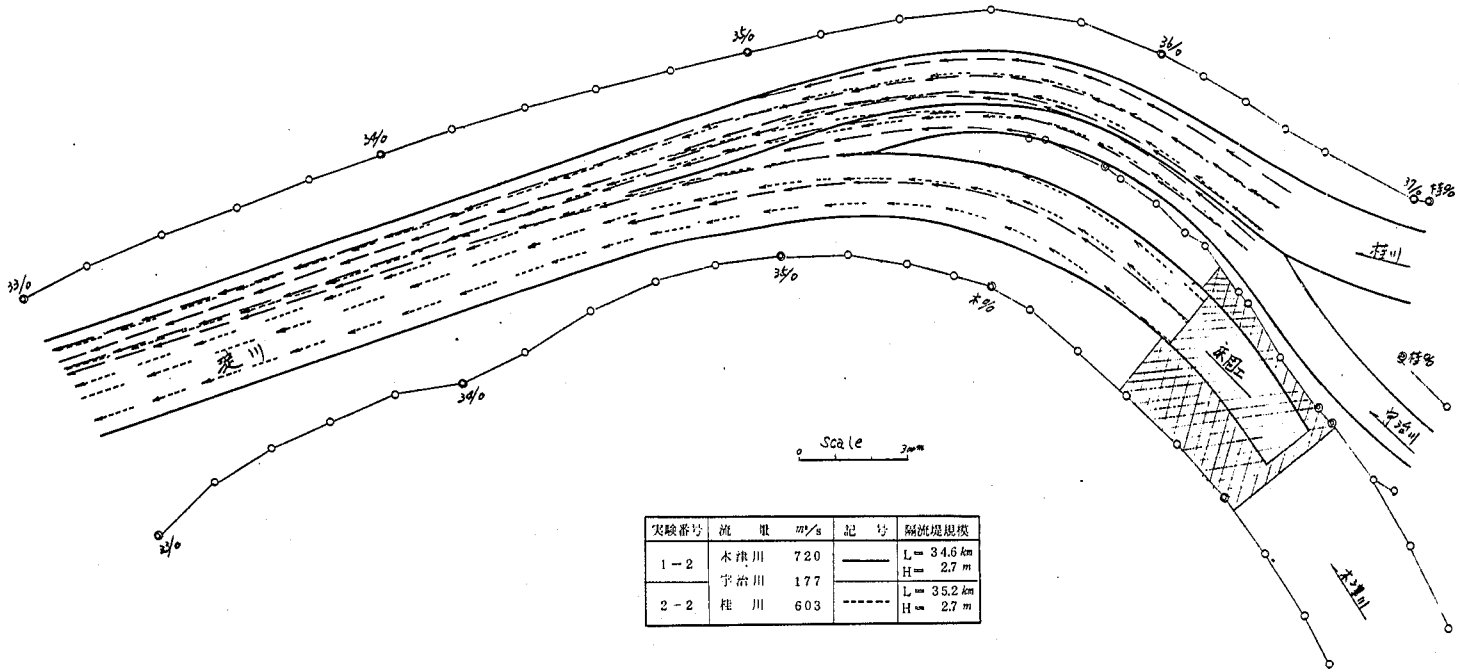


図－3－36　水位縦断図　ケース16.1洪水前



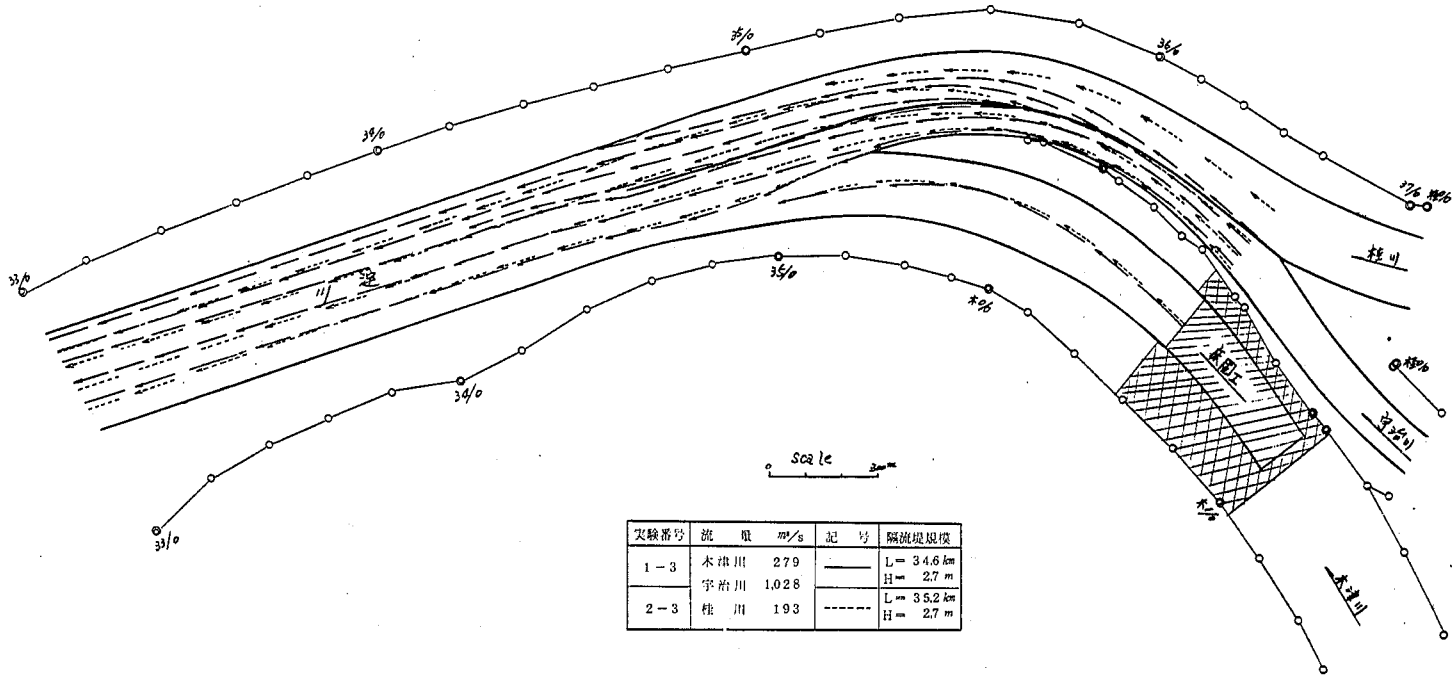
実験番号	流　量　m³/s	記　号	隔流堤規模
1－1	木津川　78 宇治川　288	———	L＝34.6 km H＝2.7 m
2－1	桂　川　54	- - - - -	L＝35.2 km H＝2.7 m

図－3－37－1　流況比較図



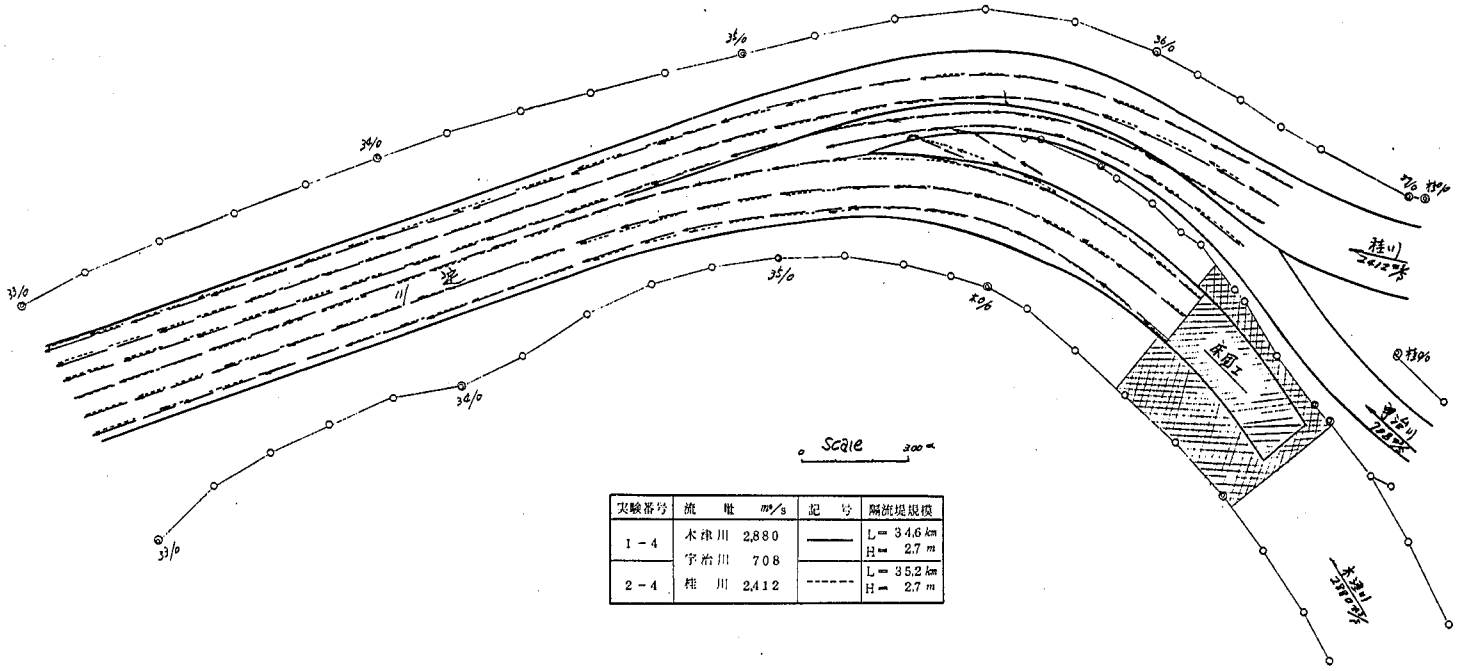
実験番号	流　量　m³/s	記　号	隔流堤規模
1－2	木津川　720 宇治川　177	———	L＝34.6 km H＝2.7 m
2－2	桂　川　603	- - - - - -	L＝35.2 km H＝2.7 m

図－3－37－2　流況比較図

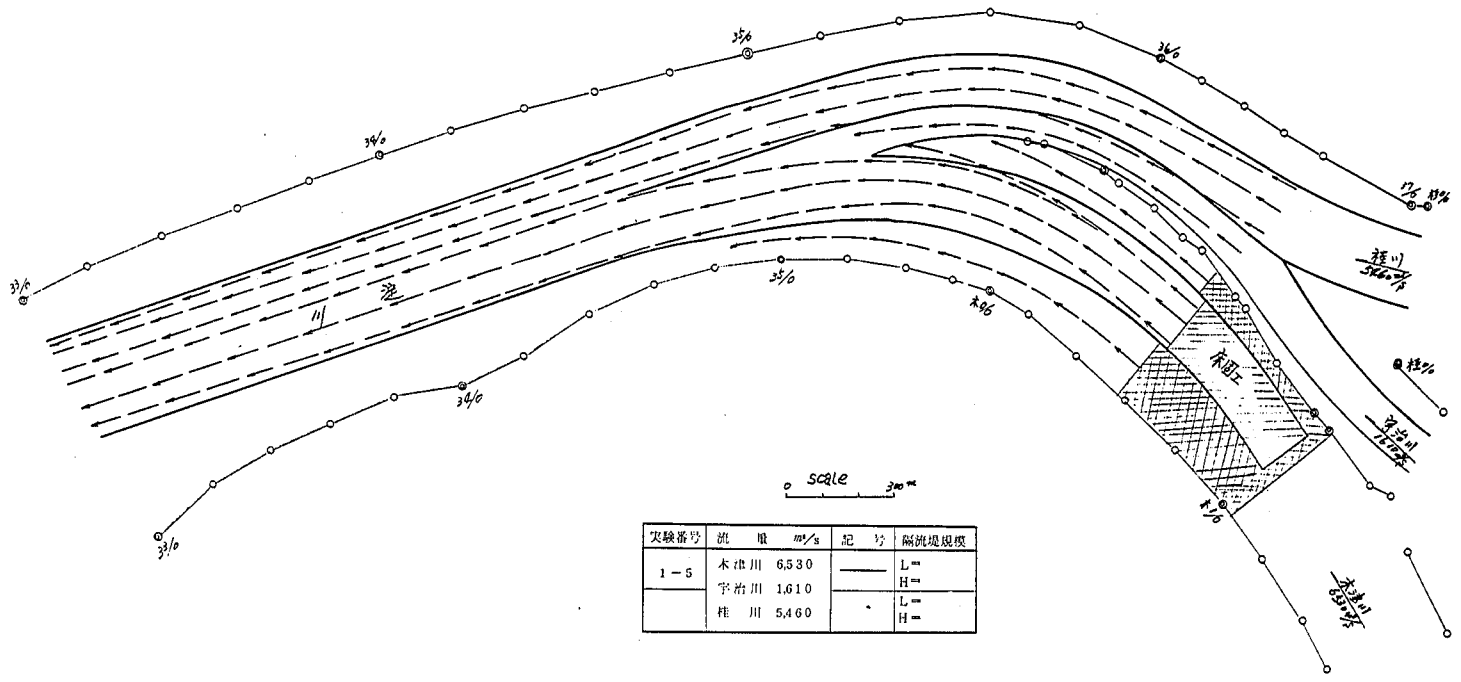


実験番号	流　量　m³/s	記　号	堤流堤規模
1－3	木津川　279 宇治川　1,028	———	L＝34.6 km H＝2.7 m
2－3	桂　川　193	- - - - -	L＝35.2 km H＝2.7 m

図－3－37－3　流況比較図

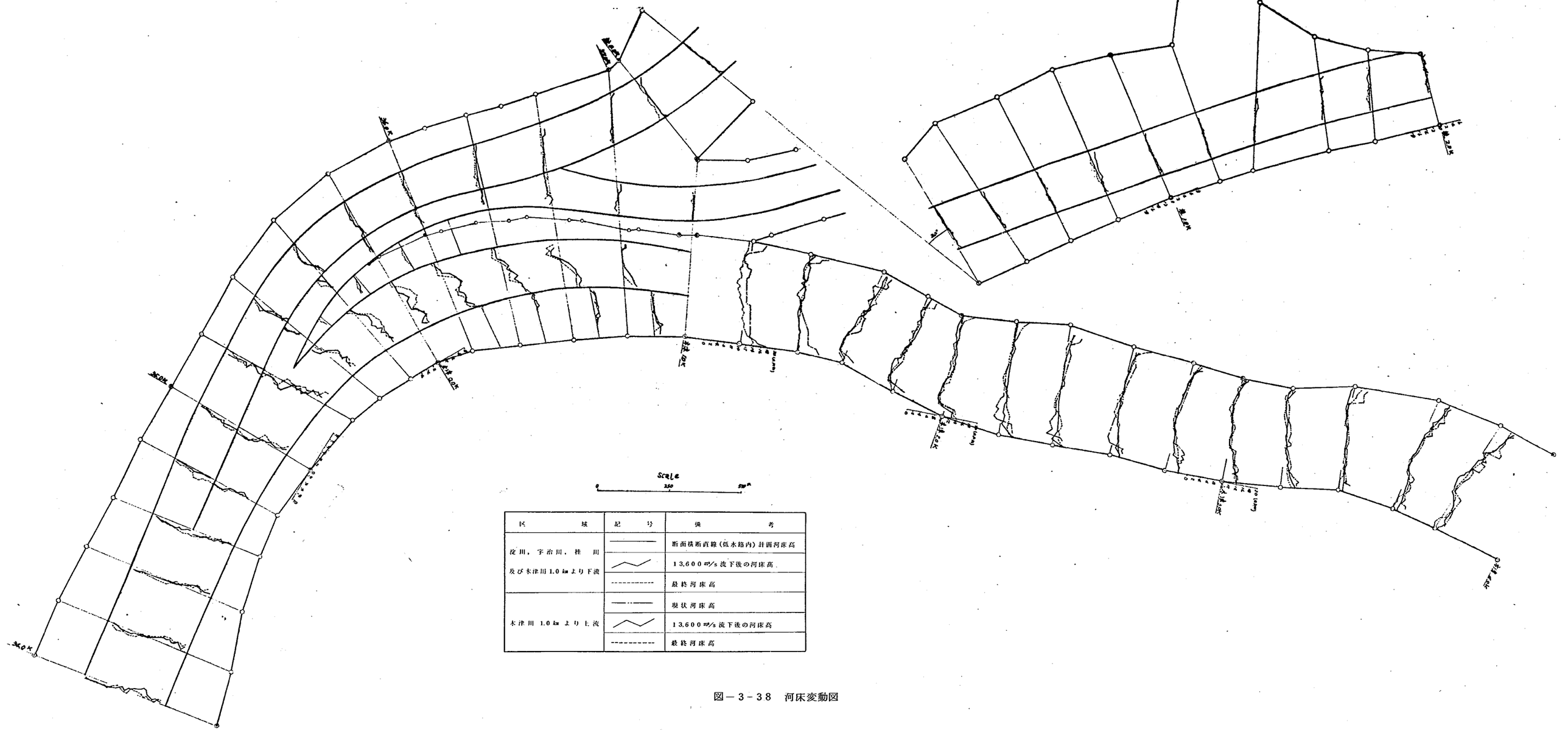

Scale
実験番号
流量 m³/s
記号
隔流堤規模
1－4
木津川 2,880
宇治川 708
L＝34.6 km
H＝ 2.7 m
2－4
桂川 2,412
L＝35.2 km
H＝ 2.7 m

図－3－37－4　流況比較図



実験番号	流　量　m^3/s	記　号	隔流堤規模
1－5	木津川　6,530	——	L＝ H＝
	宇治川　1,610	- - -	L＝ H＝
	桂　川　5,460	・	

図－3－37－5　流況図



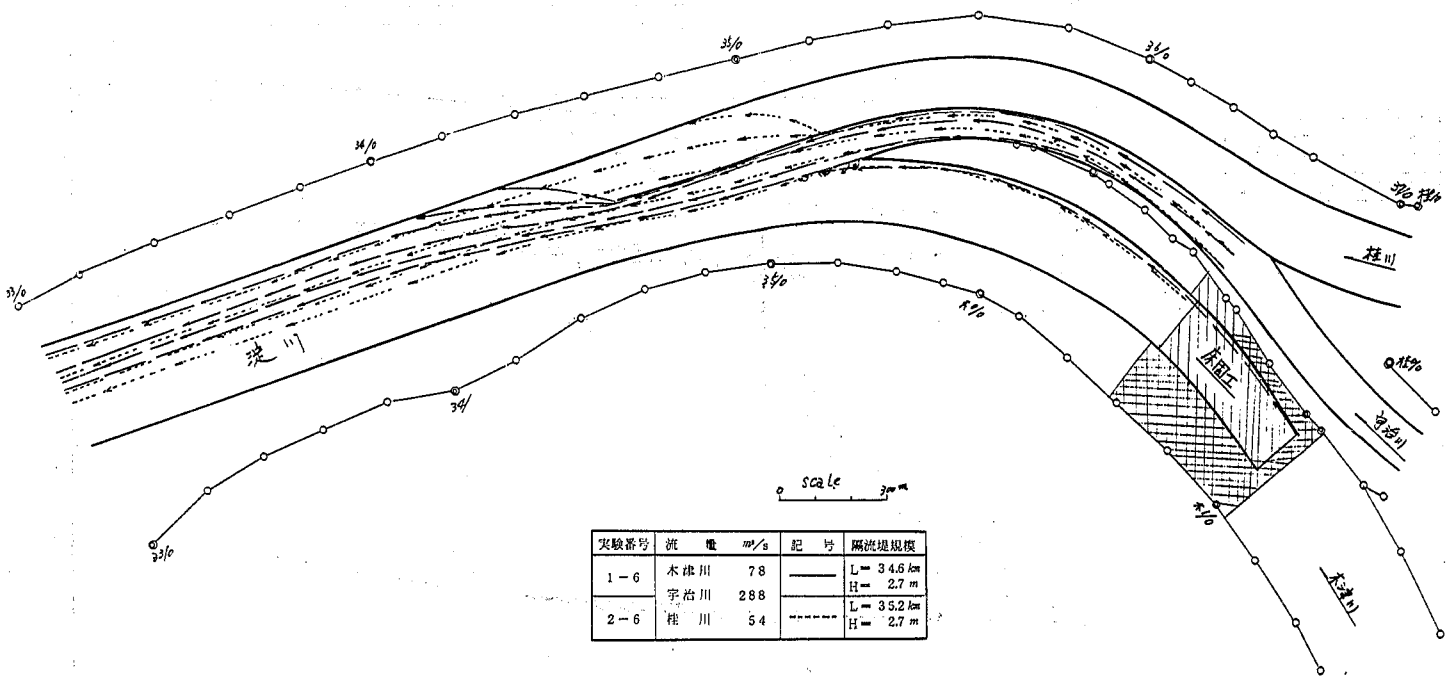
区　　域	記　　号	備　　考
庄川，宇治川，柱　川及び木津川 1.0 km より下流	———	断面横断直線（低水路内）計画河床高
	～～～	13,600 m³/s 流下後の河床高
	- - - - -	最終河床高
木津川 1.0 km より上流	——·——	現状河床高
	～～～	13,600 m³/s 流下後の河床高
	- - - - -	最終河床高

図－3－38　河床変動図

ケース NO.1
洪水後

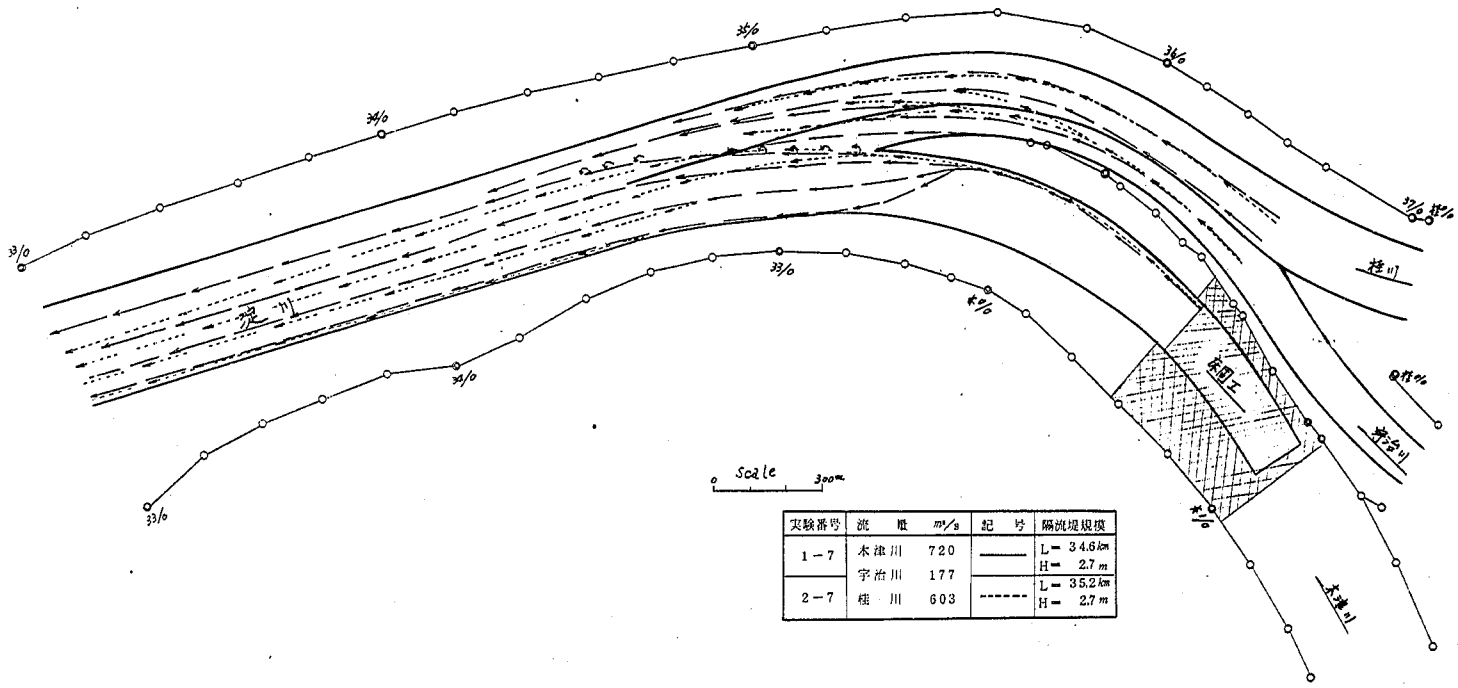
流量m³/s	宇治川	木津川	桂川
420平水	●—	○—	△—
1500計画	●—	○—	△—
1500平水	●—	○—	△—
6000計画	●—	○—	△—

図－3－39　水位縦断図　ケースNo.1洪水後



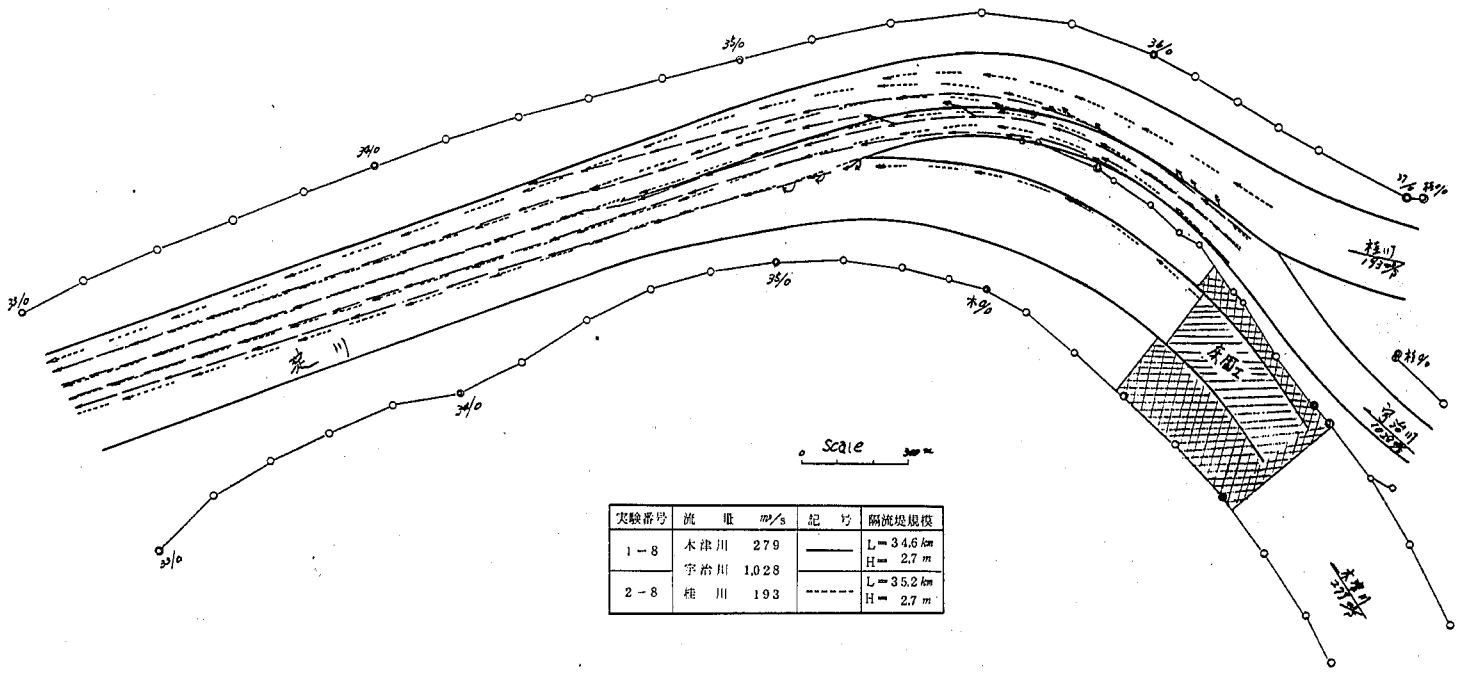
実験番号	流　量　m³/s		記　号	隔流堤規模
1－6	木津川	78	———	L＝34.6 km H＝2.7 m
	宇治川	288		
2－6	桂　川	54	- - - - -	L＝35.2 km H＝2.7 m

図－3－40－1　流況比較図

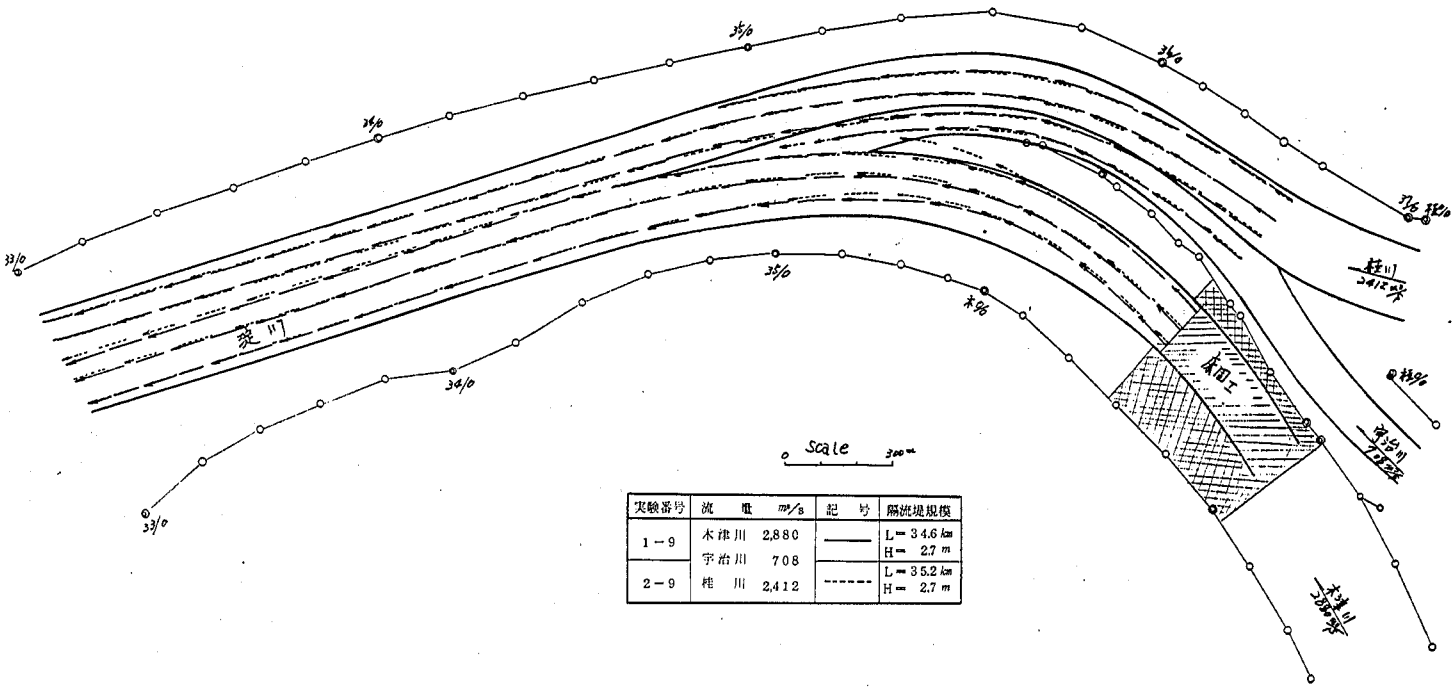


実験番号	流　量　m³/s	記　号	隔流堤規模
1－7	木津川　720 宇治川　177	———	L＝ 34.6km H＝ 2.7 m
2－7	桂　川　603	- - - - - -	L＝ 35.2km H＝ 2.7 m

図－3－40－2　流況比較図

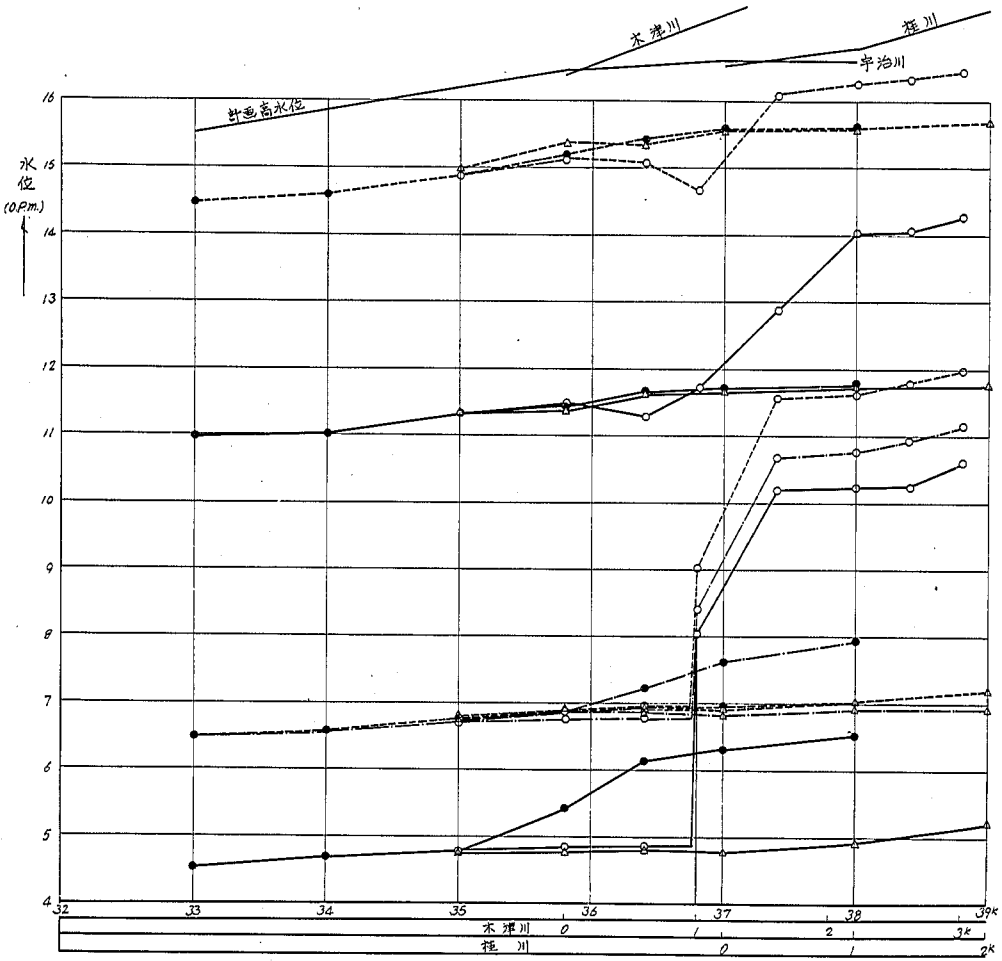

Scale
実験番号
流量 m³/s
記号
隔流堤規模
1－8
本津川 279
宇治川 1,028
L＝34.6 km
H＝ 2.7 m
2－8
桂川 193
L＝35.2 km
H＝ 2.7 m

図－3－40－3　流況比較図



実験番号	流　量　m³/s	記　号	隔流堤規模
1－9	木津川　2,880 宇治川　708	———	L＝34.6 km H＝　2.7 m
2－9	桂　川　2,412	- - - - - -	L＝35.2 km H＝　2.7 m

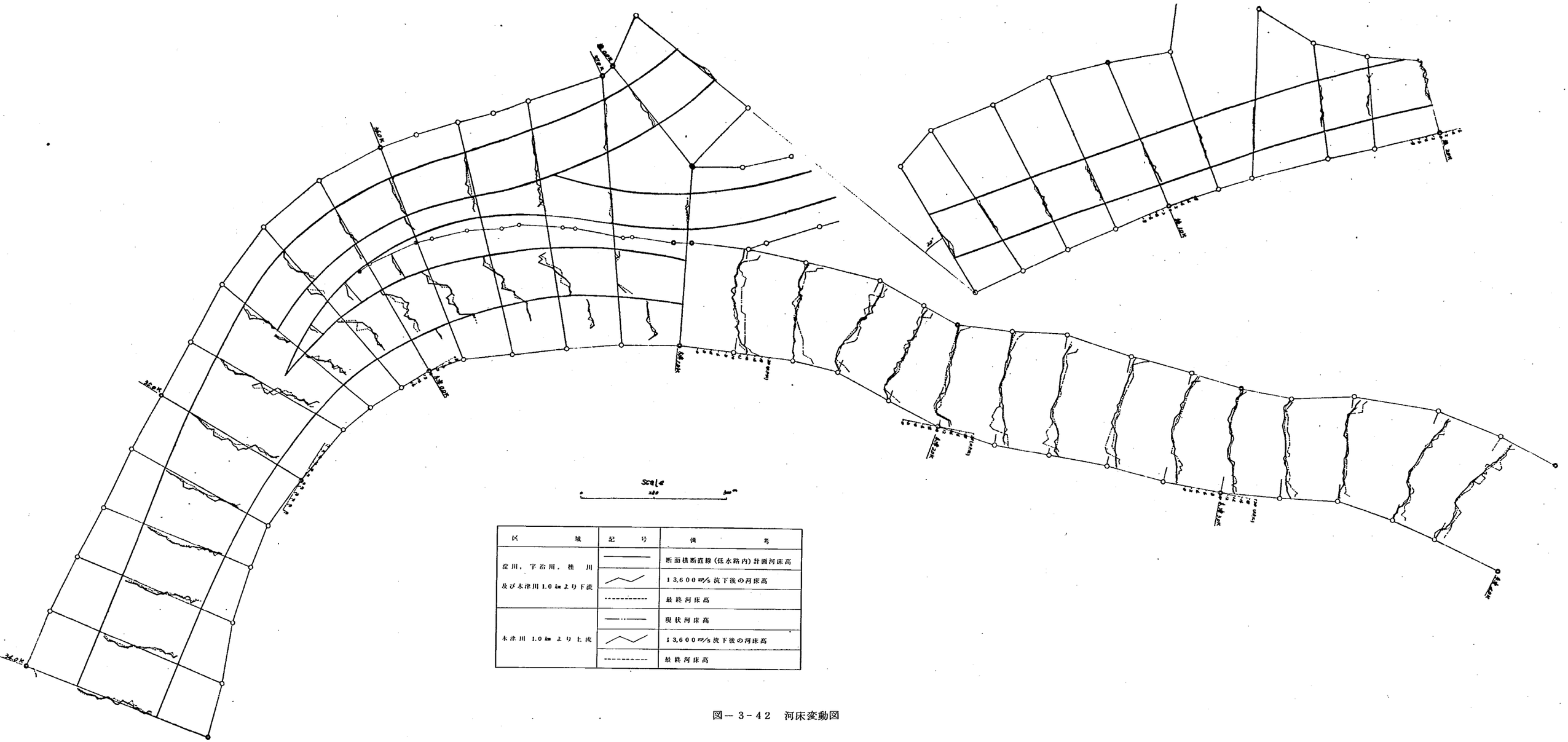
図－3－40－4　流況比較図



ケース NO.2
洪水前

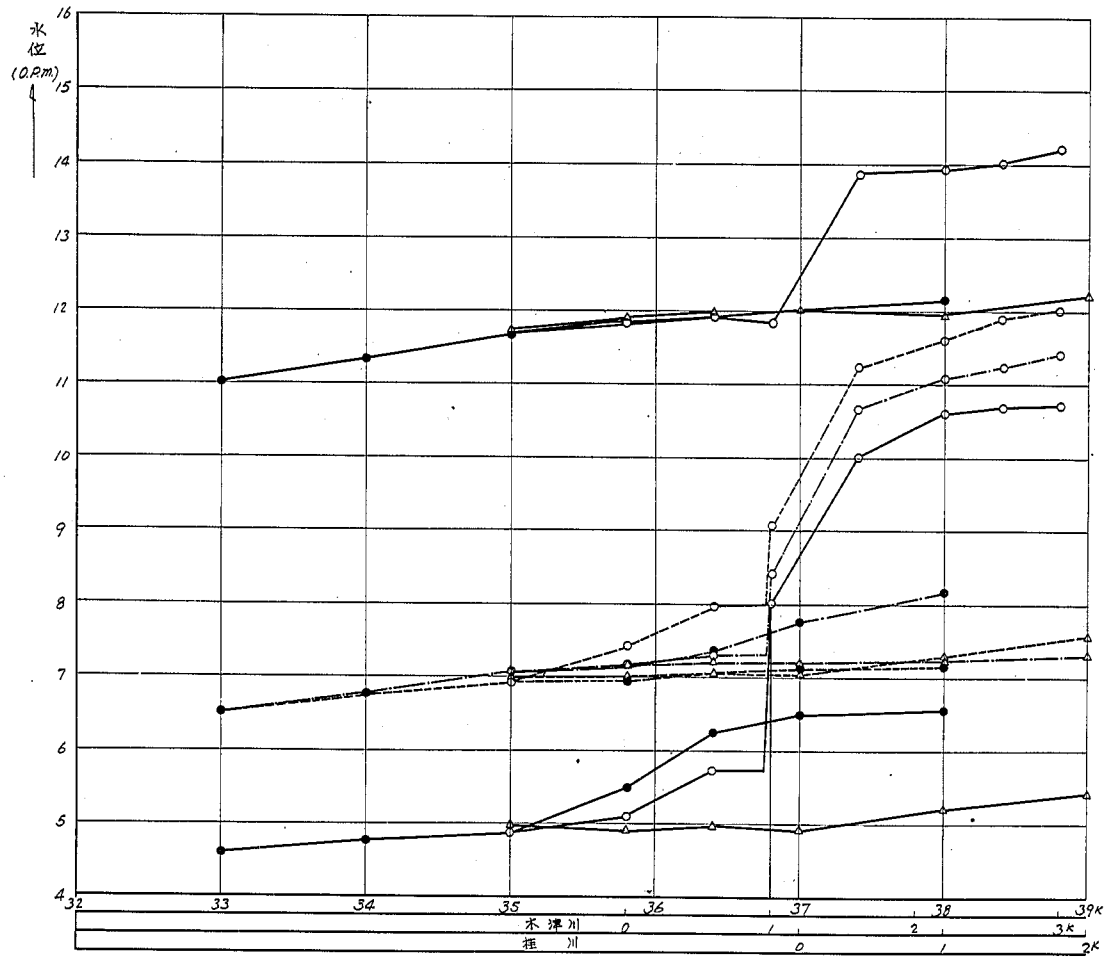
流量 m³/s	宇治川	木津川	椎川
420 平水	●—	○—	△—
1500 計画	●- -	○- -	△- -
1500 平水	●—	○—	△—
6000 計画	●—	○—	△—
13600 計画	●- -	○- -	△- -

図－３－４１　水位縦断図　ケースNo.２洪水前



区　　域	記　号	備　　考
淀川，宇治川，桂　川及び木津川 1.0 km より下流	———	断面横断直線（低水路内）計画河床高
	～～～	13,600 m³/s 流下後の河床高
	- - - - -	最終河床高
木津川 1.0 km より上流	——·——	現状河床高
	～～～	13,600 m³/s 流下後の河床高
	- - - - -	最終河床高

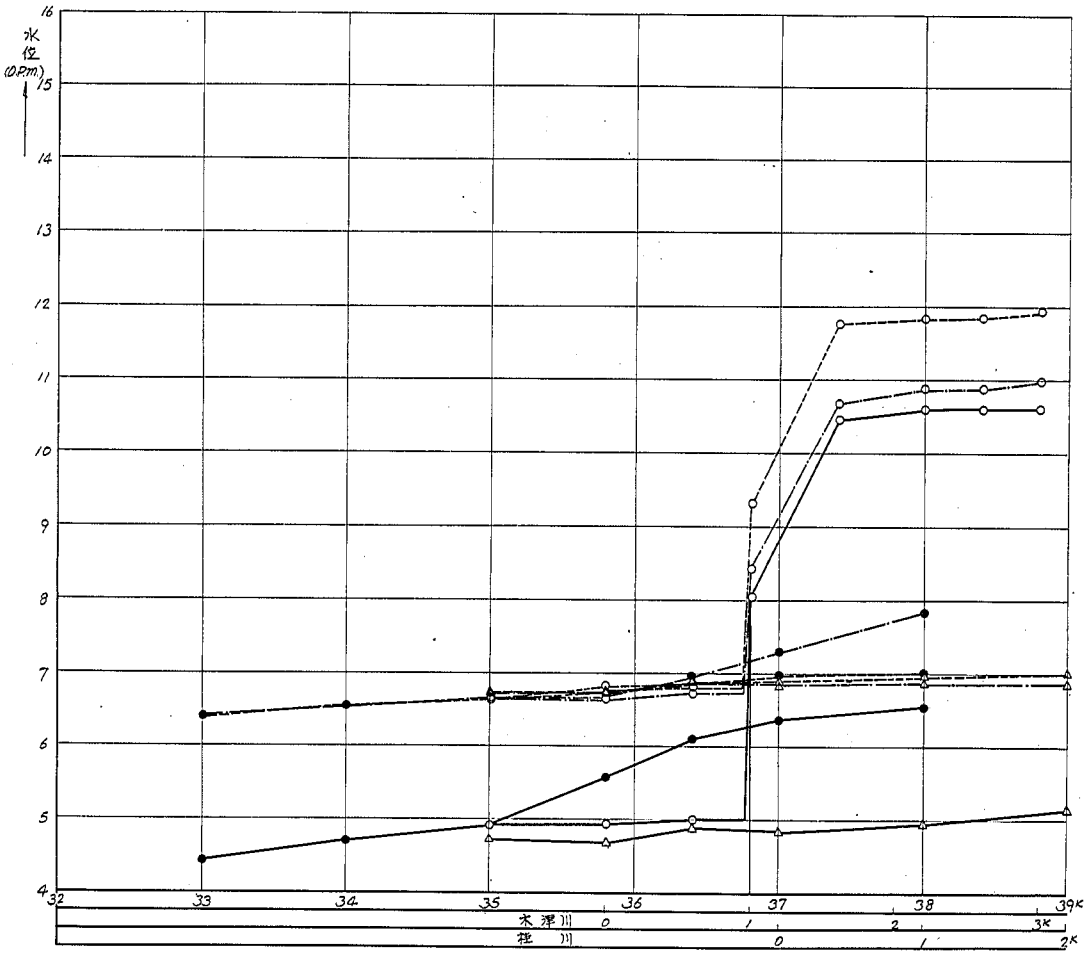
図－3－42　河床変動図



ケース NO.2
洪水後

流量 m³/s	布谷川	木津川	桂川
420 平水	●—	—○—	—△—
1500 計画	●--	--○--	--△--
1500 平水	●—	—○—	—△—
6000 計画	●—	—○—	—△—

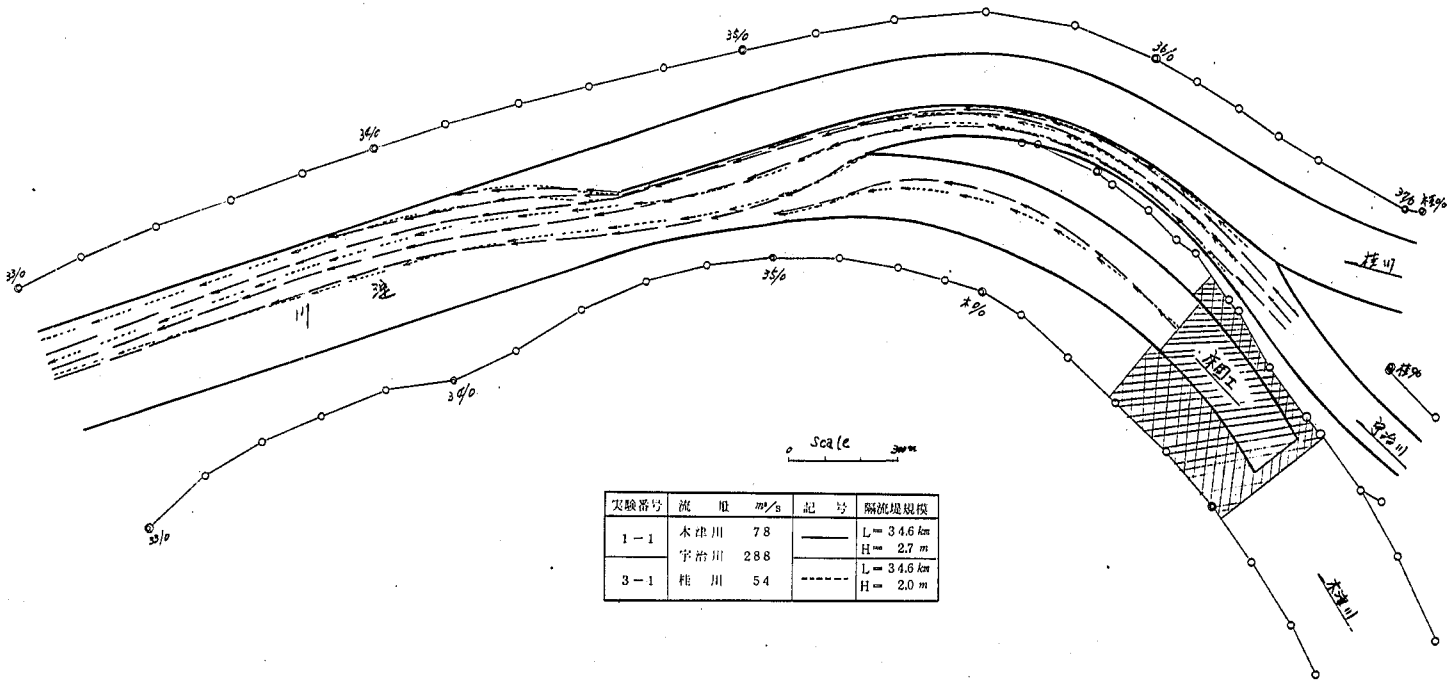
図－3－43　水位縦断図　ケースNo.2 洪水後



ケース NO.3
洪水前

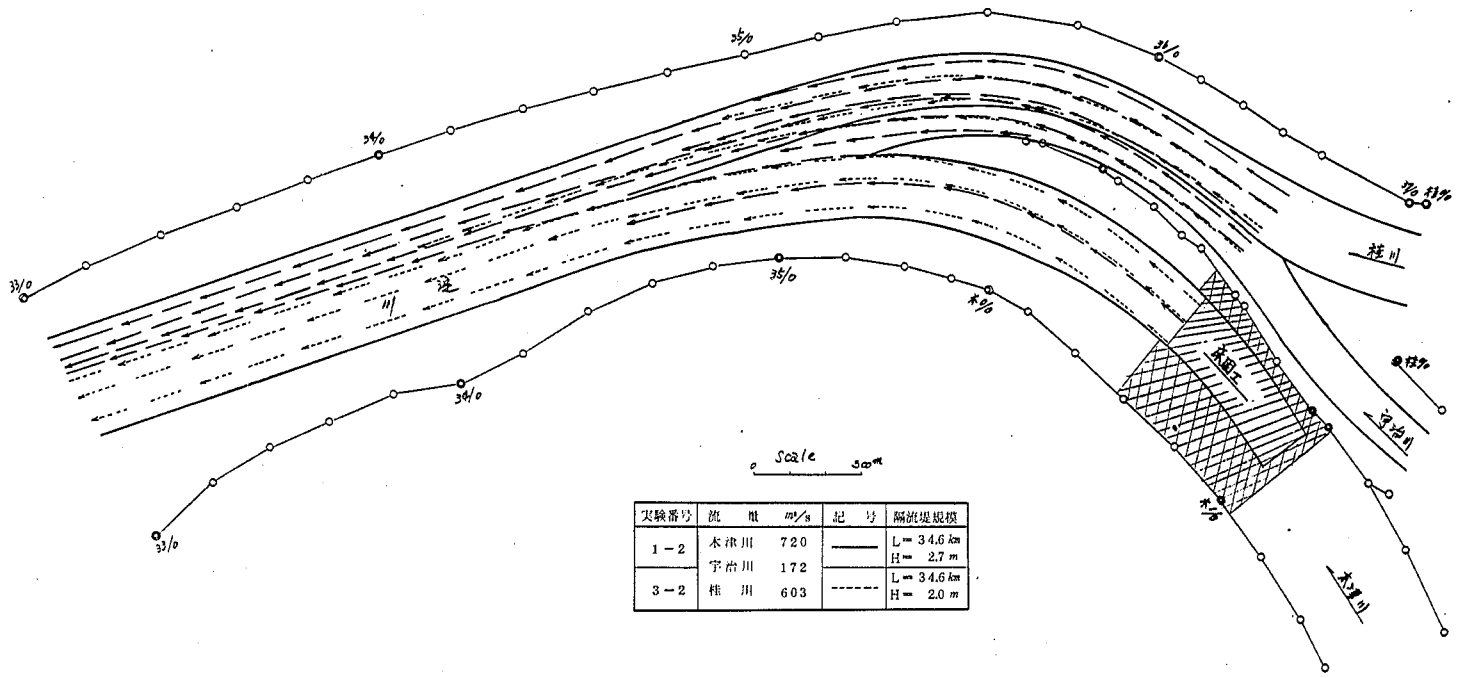
流量 m³/s	平治川	木津川	祝 川
420平水	●—	—○—	—△—
1500計画	●—	—○—	—△—
1500平水	●—	—○—	—△—

図－３－４４　水位縦断図　ケース№３洪水前

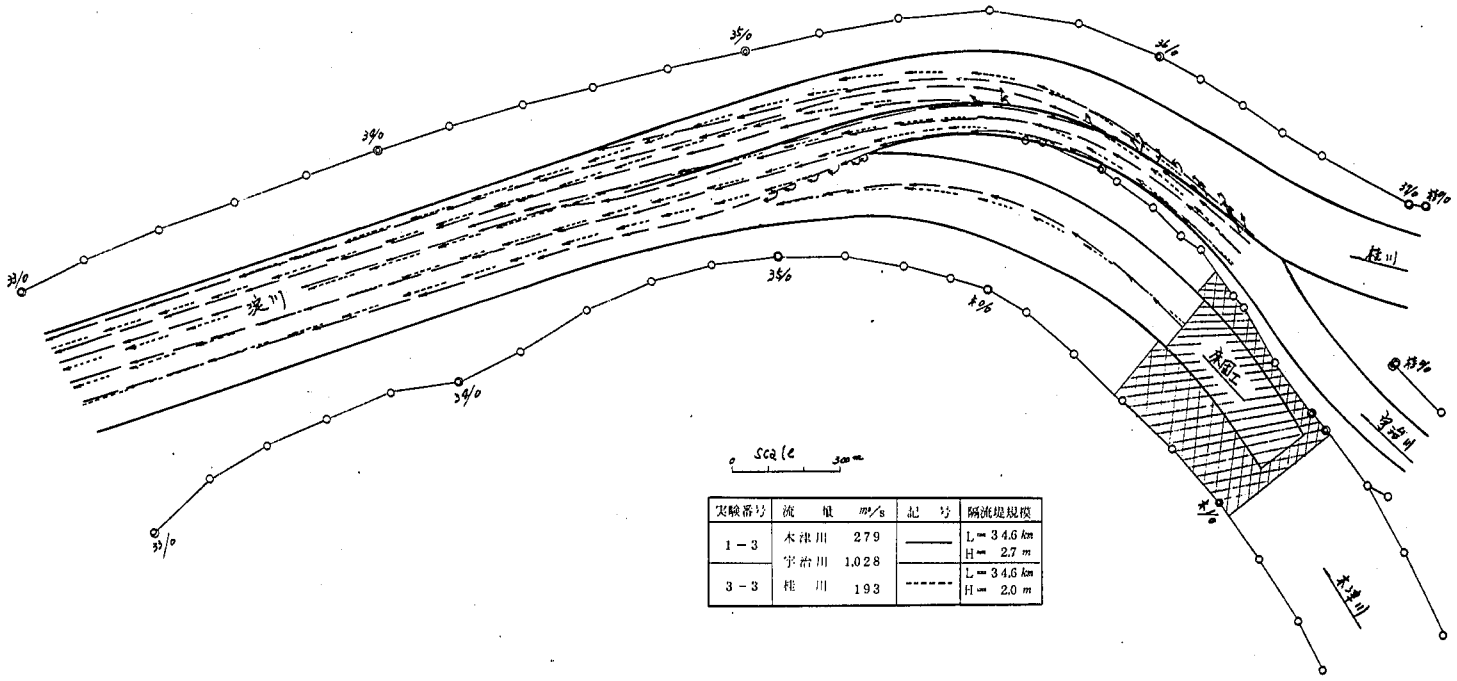


実験番号	流　量　m³/s	記　号	隔流堤規模
1－1	木津川　78	——	L＝34.6 km
	宇治川　288		H＝ 2.7 m
3－1	桂　川　54	- - - - - -	L＝34.6 km H＝ 2.0 m

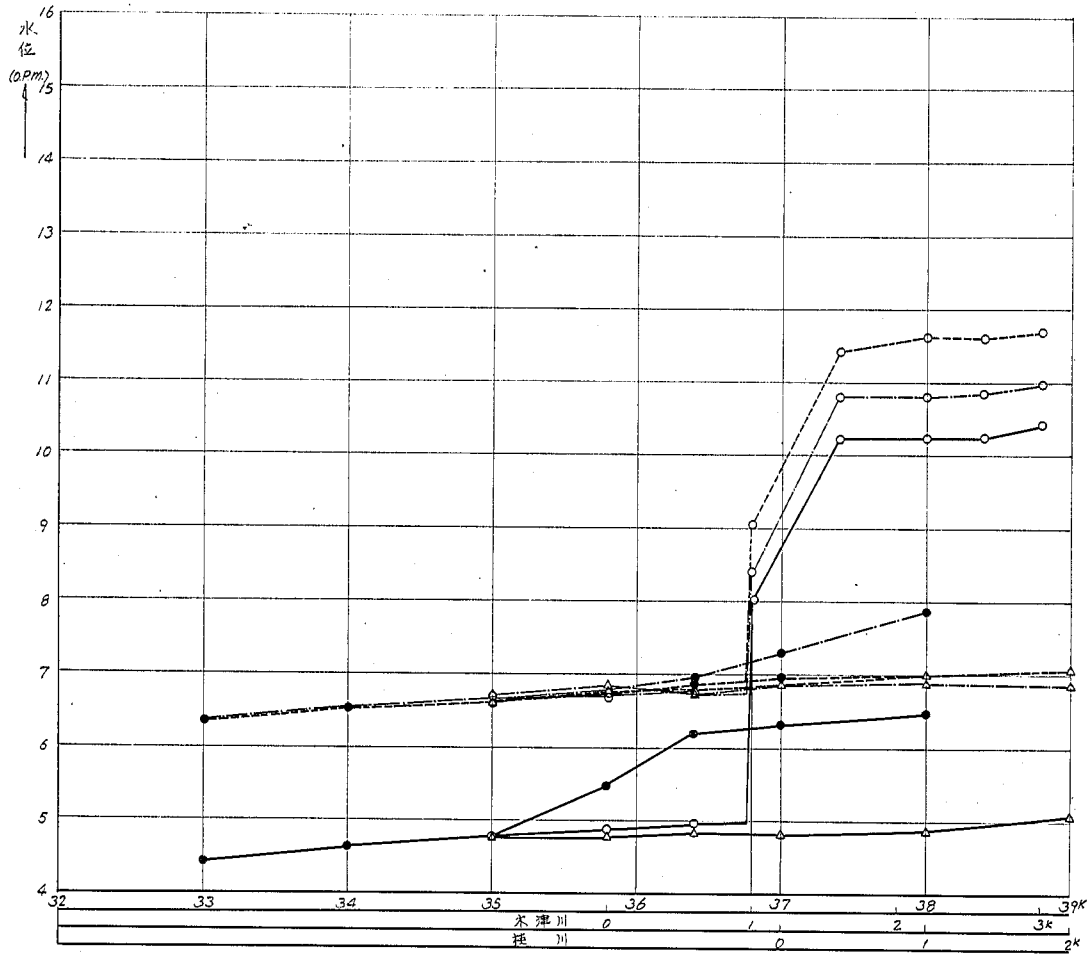
図－3－45－1　流況比較図


Scale
0
5cm
実験番号
流量 m³/s
記号
隔流堤規模
1－2
木津川 720
宇治川 172
L＝34.6 km
H＝ 2.7 m
3－2
桂川 603
L＝34.6 km
H＝ 2.0 m
桂川
宇治川
木津川

図－3－45－2　流況比較図


scale
0
300m
実験番号
流量 m³/s
記号
隔流堤規模
1－3
木津川 279
宇治川 1,028
L＝34.6 km
H＝ 2.7 m
3－3
桂川 193
L＝34.6 km
H＝ 2.0 m

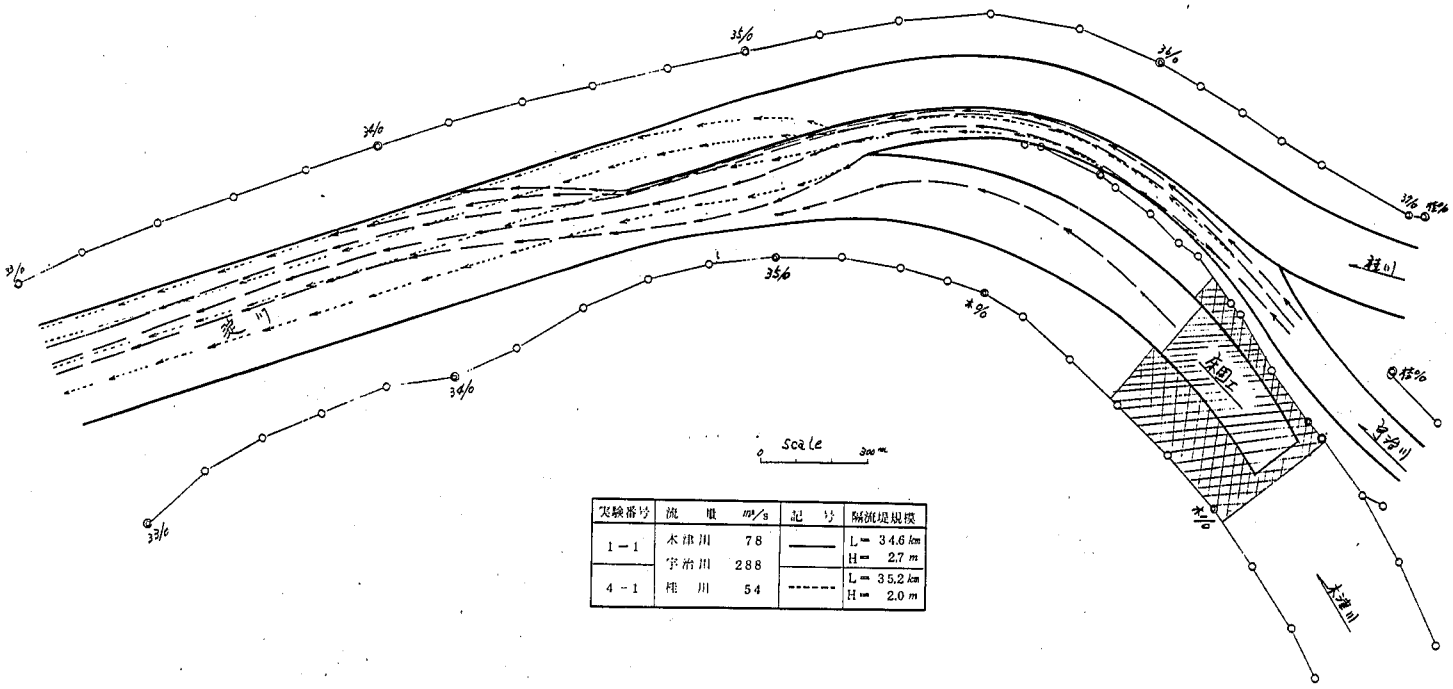
図－３－４５－３　流況比較図



ケースNO.4
洪水前

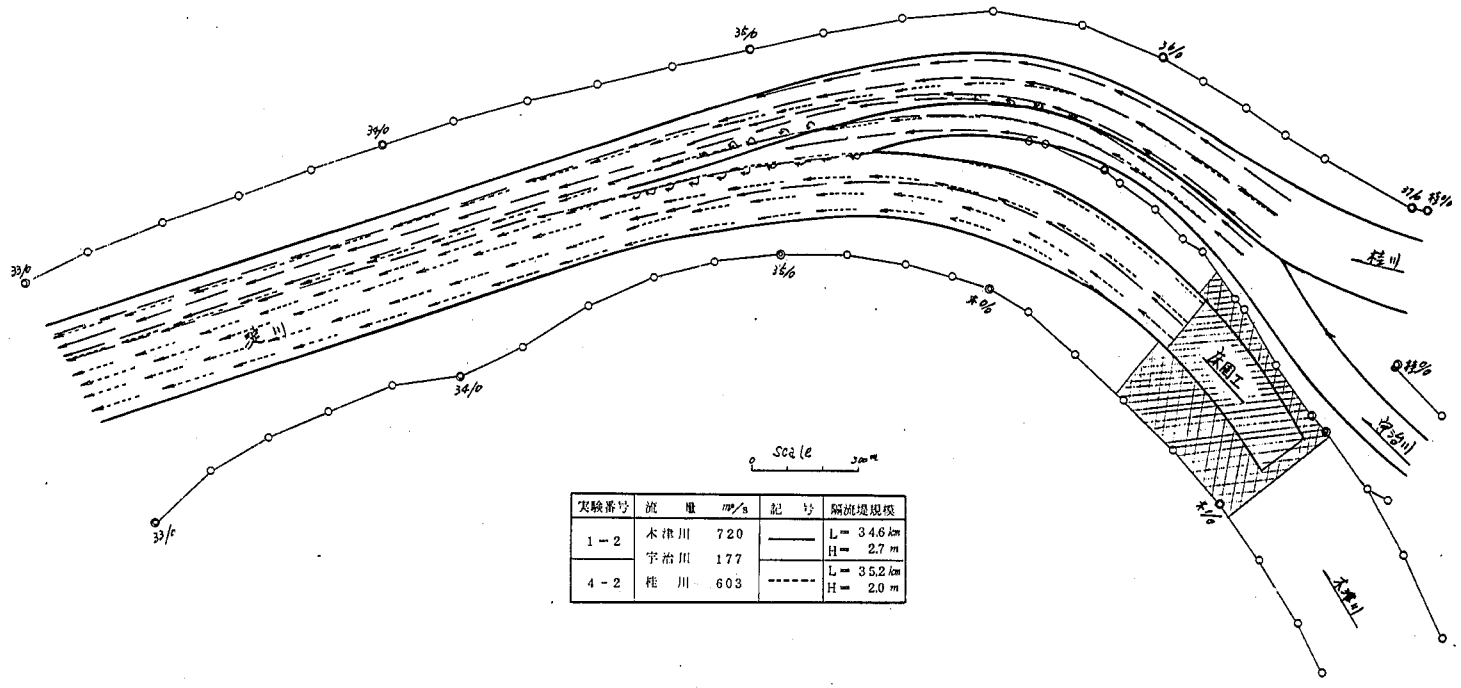
流量m³/s	宇治川	木津川	挂川
420 平水	●—	—○—	—△—
1500 計画	●—	—○—	—△—
1500 平水	●—	—○—	—△—

図－３－４６　水位縦断図　ケースNo.４洪水前



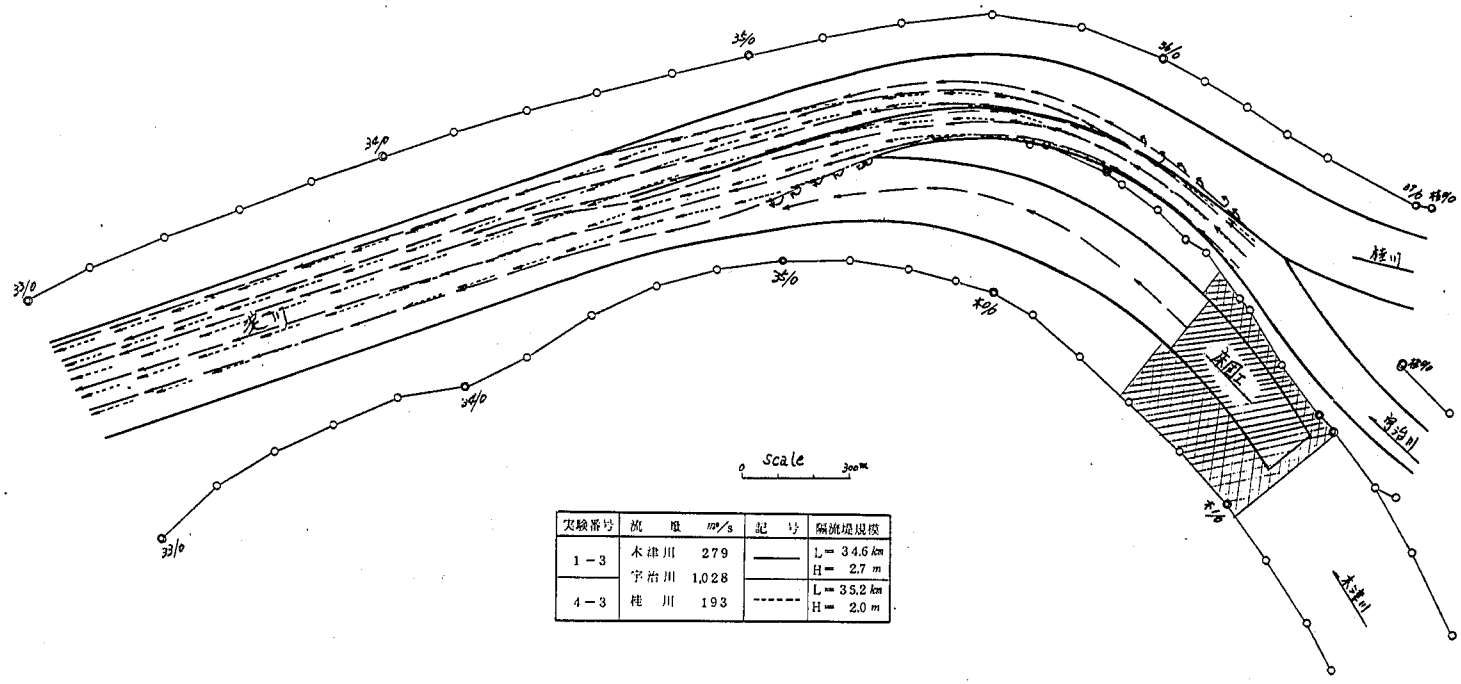
実験番号	流　量　m^3/s	記　号	堤流堤規模
1－1	木津川　78 宇治川　288	———	L＝34.6 km H＝2.7 m
4－1	桂　川　54	- - - - - -	L＝35.2 km H＝2.0 m

図－3－47－1　流況比較図

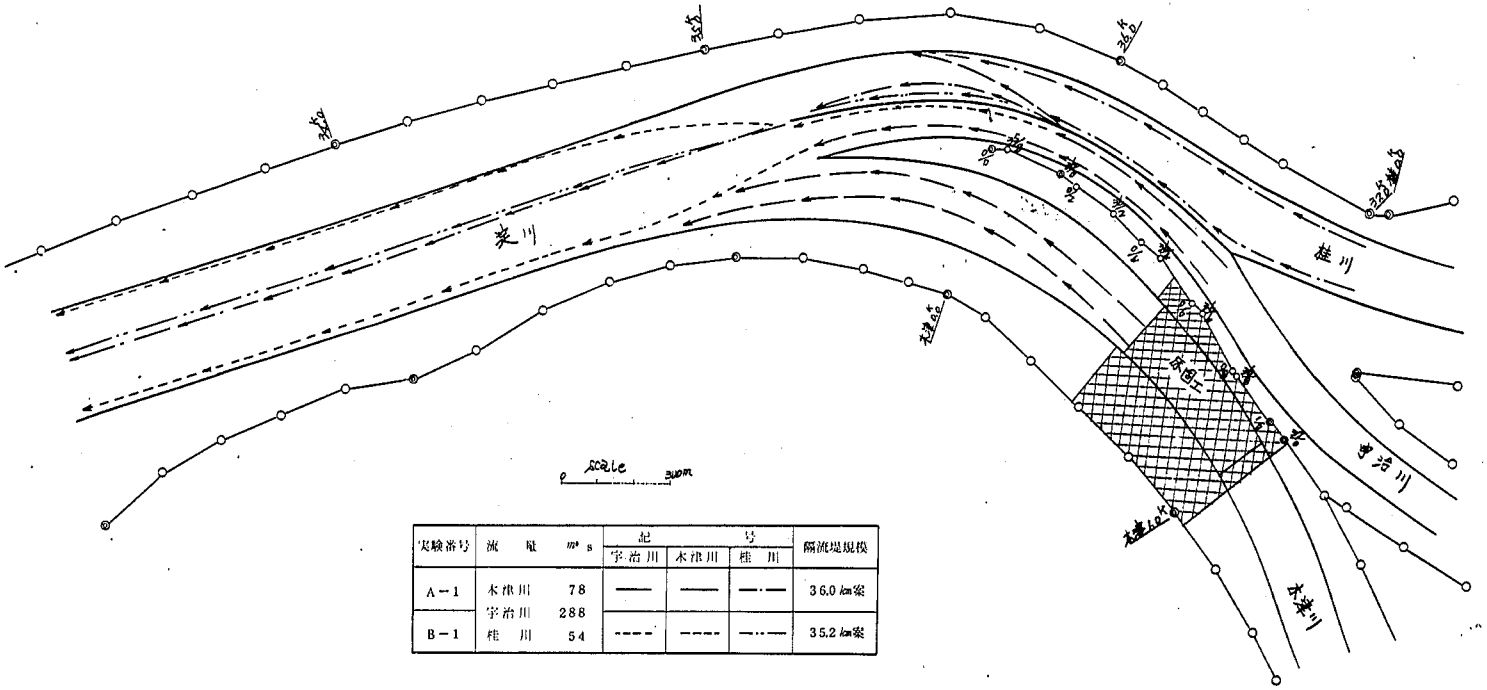


実験番号	流　量　m³/s	記　号	偏流堤規模
1－2	木津川　720 宇治川　177	———	L＝ 34.6 km H＝ 2.7 m
4－2	桂　川　603	- - - - -	L＝ 35.2 km H＝ 2.0 m

図－3－47－2　流況比較図

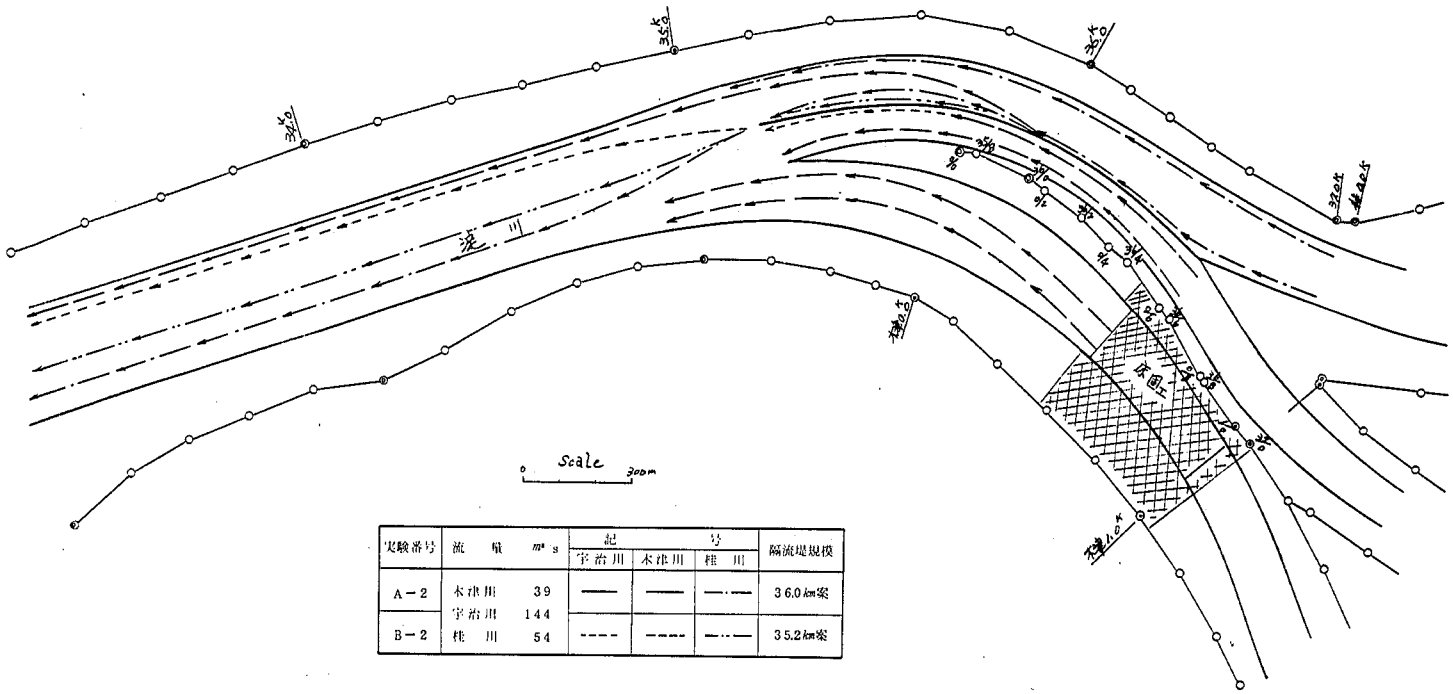

35/0
34/0
33/0
淡川
桂川
Scale
0
300m
実験番号
流量 m³/s
記号
隔流堤規模
1－3
木津川 279
宇治川 1,028
L＝34.6 km
H＝ 2.7 m
4－3
桂川 193
L＝35.2 km
H＝ 2.0 m

図－3－47－3　流況比較図



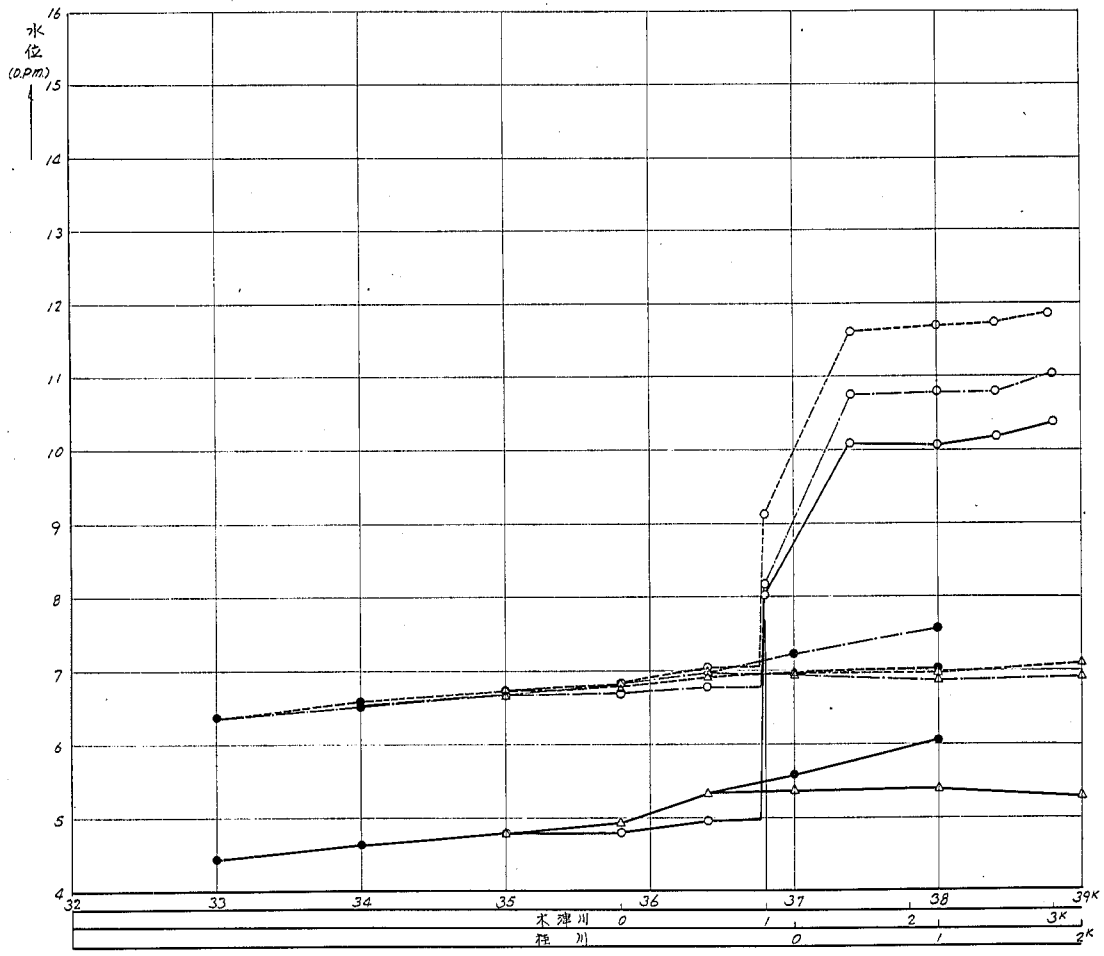
実験番号	流量 m³/s	記号 宇治川	木津川	桂川	隔流堤規模
A－1	木津川 78 宇治川 288	——	——	—·—	36.0 km案
B－1	桂川 54	----	----	—··—	35.2 km案

図－3－48－1　流況比較図



実験番号	流　量　m^3/s	記号 宇治川	木津川	桂　川	隔流堤規模
A－2	木津川　39 宇治川　144	——	——	—·—·	36.0km案
B－2	桂　川　54	- - - -	- - - -	—·—·	35.2km案

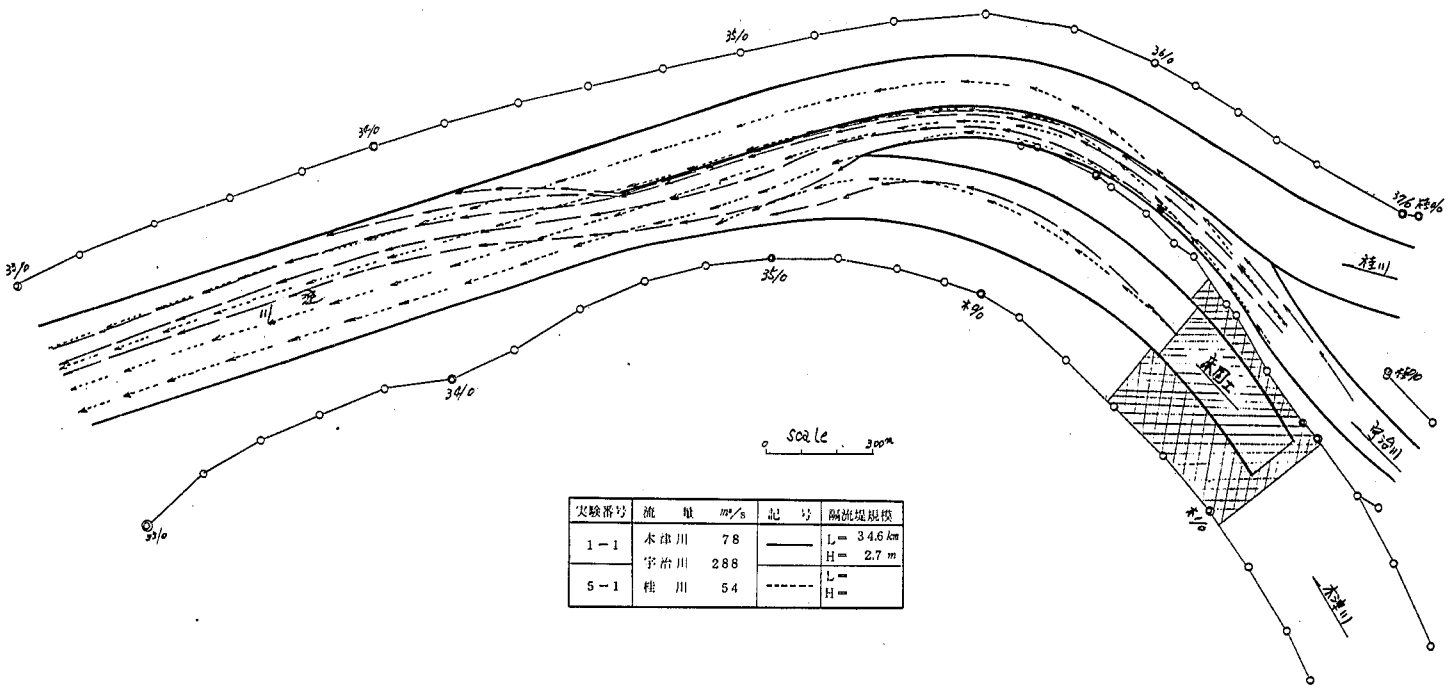
図－3－48－2　流況比較図



ケースNO.5
洪水前

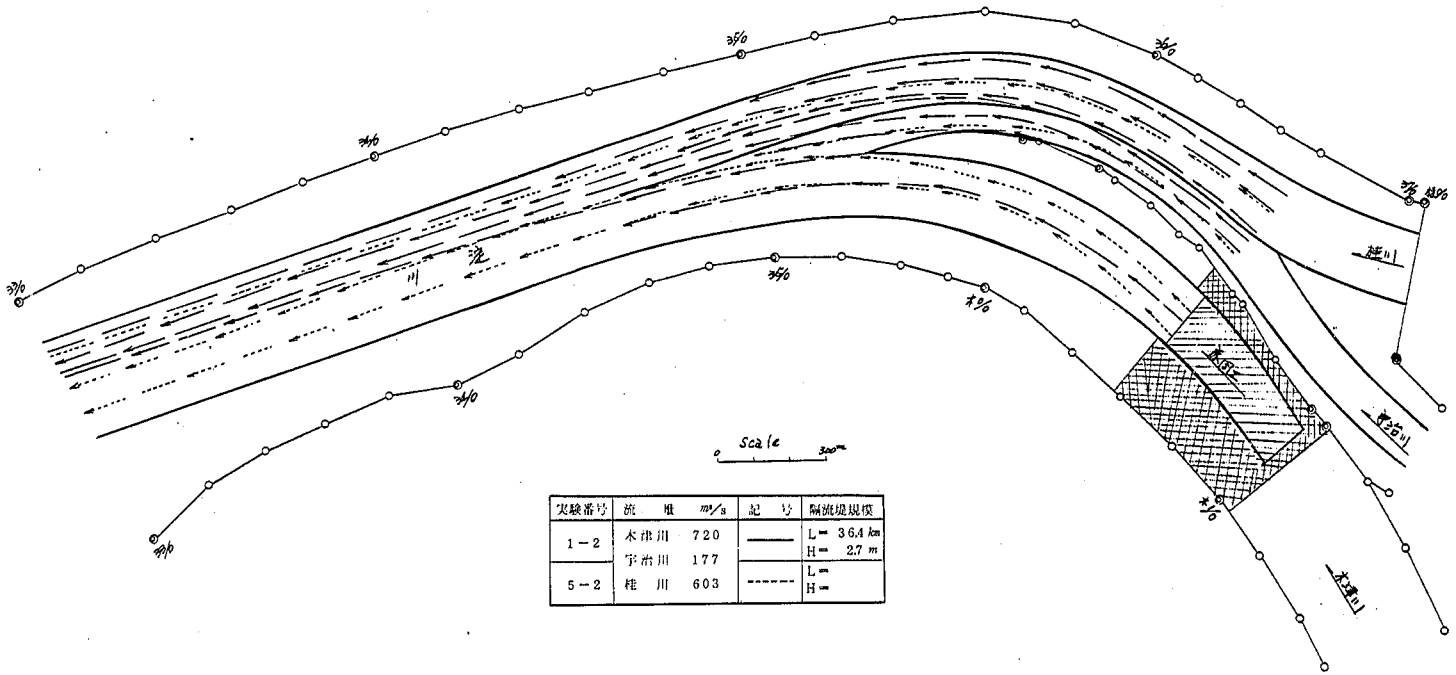
流量m³/s	宇治川	木津川	祝 川
420平水	●—	○—	△—
1500計画	●—	○—	△—
1500平水	●—	○—	△—

図－3－49　水位縦断図　ケースNo.5洪水前



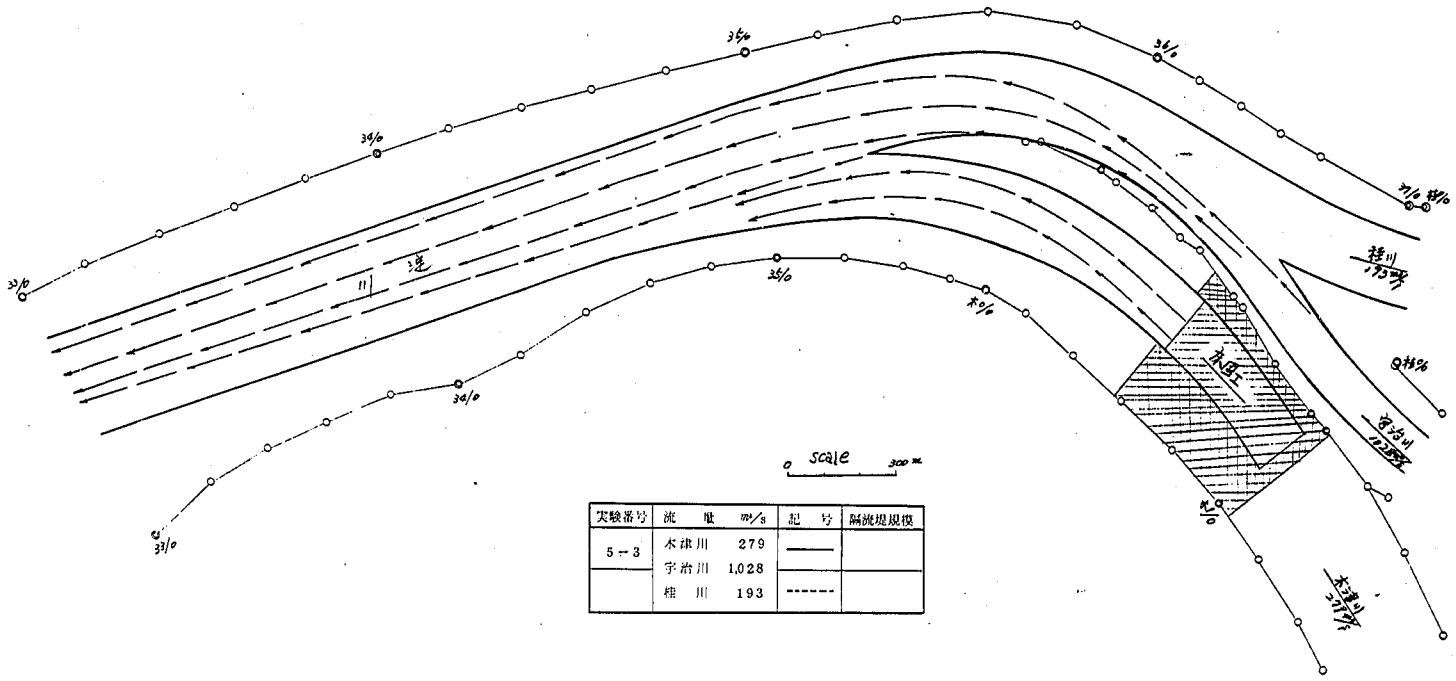
実験番号	流　量　m³/s	記　号	氾濫堤規模
1－1	木津川　78 宇治川　288	———	L＝ 34.6 km H＝ 2.7 m
5－1	桂　川　54	- - - - -	L＝ H＝

図－3－50－1　流況比較図



実験番号	流量 m³/s	記号	氾濫堤規模
1－2	木津川 720 宇治川 177	———	L＝ 36.4 km H＝ 2.7 m
5－2	桂川 603	- - - - - -	L＝ H＝

図－3－50－2　流況比較図



図－３－５０－３　流況図

4．旧淀川地区模型実験

4－1　毛馬閘門に関する模型実験

陸上交通の発達にともない、船舶による荷物の運搬は皆無に近いものではあるが、建築資材の需要増加にともなって河川からの砂利・砂の供給が目ざましい。

大阪市を中心とする淀川近郷においても、淀川本川からの骨材の供給が多く、この採取・運搬には小型の船舶が利用され、とくに大阪市内への連絡にはこの小型船舶にたより、淀川本川、旧淀川を航行する。さらに、大規模な淀川公園の整備により、今後市内からの観光等を目的とした船舶の航行も予想されるものである。しかし、9.8㎞で分流している旧淀川は本川の水位に対して最大2.5m、最少でも0.3m 程度低くなるため、この連絡には閘門を設けて船舶の航行を計っている。また、本川の河道堀削計画と、沿岸での水利用を計るため本川の維持水位が上がるため、一層水位差は大きくなる。そこで、現在の分流点に閘門を新たに建設するものであるが、従来の閘門の機能と同じ程度として、1サイクルを30分とすれば給水時間は5～6分となる。この時間内において給水を行なう場合、閘室内の船舶の安全を考慮した給水操作・構造について模型実験により検討を加えたものである。

1) 模　型

計画された閘門は、閘室の巾11.35m、その長さ114mであり、この上下流に6.5m づつの門扉室が設けられる。また閘室の上流端および下流端には閘室の左右両側に、上流側では主として閘室内への給水、下流側では閘室からの排水を目的としたバイパス水路が設けられているものであり、その概略を図－4－1－1に示す。

2) 実験方法

模型上流側に約250㎡程度の広さを持った貯水槽を設け、これに淀川本川の維持水位を設定し、閘室内への給水には閘室上流端のバイパス水路または主ゲートを使用したものであるが、この操作、およびこれによる閘室内における水理現象は非定常のものであり、これを直ちに模型実験、測定を行なった場合は操作・現象観察に相当の困難が予想されたため、非定常の操作・現象を数段階に分け、淀川本川水位を計画のo.p.3.15mと、現在の維持水位o.p.2.5mの2種類に対し、閘室内水位をo.p.0.5m、1.5m、2.5m の3種、これに給水方法としてバイパス水路のゲート開度を全開、2/3開、1/3開の3種類を採用して検証実験を行ない、適確なゲート操作方法および精確な現象観測方法の取得につとめた（表－4－1－1参照）。また、閘室内への一定開度による定量給水、閘室内の一定水位を保つために下流バイパス水路からの一定量排水を行なうため、上流貯水槽、つまり淀川本川の水位が低下するので、これを考慮して貯水槽上流端に設けられている量水槽から必要流量を補給して淀川本川の水位維持を計った。

このようにして予備実験を行なった結果、上流側のバイパス水路を経て閘室内に流入される場合のバイパス水路出口の流速がかなり大きく、しかも閘室両側から同じ位置で流入するため流水の衝突現象が起こり、その衝撃によって閘室内の水面が乱れる。そこで、その流入口附近の流速と、これにより20m、40m、60m離れた3点の閘室内水面の乱れによる繋留船舶の動

揺を観測することとし、定常状態、非定常状態における二通りの実験を行なった。

表－4－1－1　実験条件説明表

定常実験						非定常実験	
実験No.	淀川水位 (o.p.m)	閘室内水位 (o.p.m)	水位差 (m)	給水方法	けい留位置	実験No.	給水方法
1－1	3.15	0.50	2.65	バイパス全開	20、40、60、	A－1	バイパス全開
2	〃	1.50	1.65	〃	〃	2	〃
3	〃	2.50	0.65	〃	〃	3	〃
2－1	2.50	0.50	2.00	〃	〃	4	〃
2	〃	1.50	1.00	〃	〃	5	〃
3－1	3.15	0.50	2.65	バイパス2/3開	〃	B－1	バイパス2/3開
2	〃	1.50	1.65	〃	〃	2	〃
3	〃	2.50	0.65	〃	〃	3	〃
4－1	2.50	0.50	2.00	〃	〃	4	〃
2	〃	1.50	1.00	〃	〃	5	〃
4′－2	〃	〃	1.00	〃	〃	C－1	バイパス1/3開
5－1		0.50	2.65	バイパス1/3開	〃	2	〃
2	3.15	1.50	1.65	〃	〃	3	〃
3	〃	2.50	0.65	〃	〃	4	〃
5′－1	〃	0.50	2.65	〃	〃	5	〃
5－2	〃	1.50	1.65	〃	〃	D－1	バイパス－2/3開－1/3開
6－1	2.50	0.50	2.00	〃	〃	2	〃
2	〃	1.50	1.00	〃	〃	3	〃
6′－1	〃	0.50	2.00	〃	〃	4	〃
6′－2	〃	1.50	1.00	〃	〃	5	〃

4－1－1　定常状態における実験

(1)　実験方法

現地で行なわれるゲート操作、これによる流入量等は非定常状態となり、これにともなう水理現象も同様に変化がはげしく、水理量の測定にかなりの困難がともない、しかも精度が低下することが予想されたため、1回の給水、つまりバイパスゲートの連続操作を2～3段階に分けて操作し、それぞれのゲート開度による一定流入量に対して、閘室内水位をOP＋0.5m、OP＋1.5m、OP＋2.5mの3種類について下流ゲートを調節してそれぞれの水位が保てるようにした。つまり、バイパス水路のゲート開度と閘室内水位に対して下流ゲートの開度を定め、流入量＝流出量としたものである。

(2)　実験結果

まず、淀川本川の水位をOP3.15m、閘室内の水位をOP0.5mとした場合のバイパスゲート全開の実験結果であるが、バイパス水路から閘室内への流入口附近の流速は上流側よりも下流側に大きく、上流側に移るにしたがって順に小さくなっている。この場合の最大流速は4m/s強の値を示し、上流側の最も小さいところで約1/secとなっている。

閘室内の水位をOP1.5mとした場合の流速継断分布も閘室内水位がOP0.5mの場合と同様の

傾向を示すが、その値が最大3.8m/sec 程度、最小で約0.9m/sec となり、やゝ水位差の小さくなった影響が現われている（図－4－1－2参照）。

閘室内水位をOP2.5mとした場合は、さらにその値が小さくなり最大でも2.0m/sec 程度、最小では約0.5m/sec と小さなものとなり、当然のことながら淀川本川と閘室内の水位差に比例している。このほかの実験、つまりバイパス水路のゲート開度を2/3、1/3とした場合も、その値はそれぞれの開度ごと変っているものであるが、水位差との関係は同様の傾向を示している。また、開度が小さくなるほど流速値も小さくなっている。

このような、実験ケースそれぞれの水理現象によって起こる閘室内の水面の乱れ、さらに繋留されている船舶の動揺を観察した。この場合繋留位置を3点、バイパス水路から閘室内への流入口を基準として下流側へ20m、40m、60m離れた各点とした。この結果、淀川本川の水位と閘室内の水位差が最も大きい2.65mの場合のバイパス水路ゲート全開の時が最も大きな動揺があり、20m離れた地点で0.33m程度の上下動が観測され、40m離れた地点では0.16m、さらに60m下流に離れたところでは0.10m程度にまで小さくなっている。閘室内船舶の動揺量を位置別に示すと図－4－1－3のようになり、水位差別にみても、開度別にみた場合でもほぼ同様の割合で減衰している。なお、図に示す減衰率とはバイパス水路の流出口より20m下流地点の水面動揺量を100とし、40m、60m下流の点の動揺量の減少を表したものである。

4－1－2　非定常状態における実験

次に、バイパス水路のゲート操作（全開、2/3開、1/3開およびその組合せ）による閘室内の水位変化、つまり淀川本川水位と閘室内水位との差による閘室内への給水時間を求めることを主な目的とした非定常状態の実験を行なった。また、現地において船舶を航行させるためのゲート操作一行程を約30分で終了させるうとしているため、実験においてもこれを目標とし、定常状態の実験で観測された閘室内水面の乱れ、これによる船舶の動揺等を考慮してゲート開度を組合せたものである。

ここで、現地におけるゲート操作は閘室下流側の主ゲートおよびバイパス水路ゲートを閉じて、上流側バイパス水路ゲートと最終的には主ゲートも開いて給水するため、閘室内の水位が連続的に上昇され非定常状態となる。従がって、上流側のバイパス水路ゲート開度はさきの定常状態の実験と同様全開、2/3開、1/3開の3種と、これを組合せた4ケースとなり、表－4－1－1のようになった。

まず、淀川本川の水位をOP3.0mとし、閘室内の水位をOP0.5mとして、その差2.5mとなった場合の給水状態、つまり閘室内の水位上昇時間は5回のテストを平均して63秒の所要時間となっている。同じく開度を全開として、水位差を1.5mとした場合は73秒かかり、通算136秒となっている。さらに0.5mの水位差の時は110秒かかり全体の所要時間は246秒で閘室内水位が本川水位と一致する。しかし、給水前半において閘室内水面の乱れは大きなものであり、水位差が小さくなるにつれて漸次静なって来る。

次にゲート開度2/3の場合であるが、所要時間は全開の場合の1.4倍程度多くかかり、水面の乱

れにおいては全開の場合より多少早くしづまる。

1/3のゲート開度とした場合は水面の乱れは小さいものであるが、全開に比べて約2.4倍の時間がかかり、本川水位と水平になるまでには１０分強の所要時間となる。

ここで、現地においては閘門の操作１サイクルを３０分以内、給水時の最大流速は2.60m/sと計画されており、これを目標として実験を行なったわけであるが、まず閘門操作１サイクルの行程を考えてみると、例えば旧淀川側から本川側への船舶の航行を扱う場合、1)船舶の入閘、2)下流側主ゲート閉鎖、3)閘室内への給水、4)上流主ゲート開放、5)船舶の出閘、6)上流主ゲート閉鎖、7)下流側バイパス水路および主ゲートより排水・主ゲートの開放、等のほぼ7過程を径ることになり、個々の項目についての操作所要時間を累積して３０分とすると、給水を行なう時間はほぼ４分程度とされる。そこで、給水による閘室内の水面の乱れ、これによる船舶の動揺等を考慮して、バイパス水路のゲート操作と主ゲートとを組合せた給水方法が最も妥当なものと判断される。

4−1−3　まとめ

給水方法としては、まず、バイパス水路ゲートを1/3の開度として１３０秒（現地時間で２分10秒）給水し、閘室内水位がOP1.0mとし、次に2/3に開いて水位OP2.0mまで上昇させる。続いてゲート全開の操作を行ない閘室内水位をOP3.15mに達するわけであるが、この所要時間は約350秒（現地時間で５分５０秒）となるが、バイパスゲート全開の後半において主ゲートの開放操作を行なえば、当初考えられていたバイパス給水路出口の減勢工も設置する必要もないものと思われ、給水時間の短縮も可能なものであろう（図−４−１−４参照）。

実験の結果、以上のような見通しを得たので、建設後の試験により詳細の検討を行ない、操作規定をつくればよいと思われる。

4−2　毛馬洗堰下流部模型実験

淀川9.8Kmに淀川大堰が設置され、その直上流左岸より旧淀川が分流し、寝屋川を始めとして数多くの市内河川を合流して大阪湾に注いでいる。その維持用水として毛馬洗堰より最大１１０m³/sの水利権を持つ取水を行なっており、本川の河道整備の進行とともに淀川大堰の完成等にともなって洗堰も新たに建設され、維持用水量旧淀川筋の浄化用水として２００m³/s程度まで増加されることも考えられている。この場合、洗堰に隣接して船舶の航行のための閘門が設けられるものであるから、洗堰より旧淀川へ取水する時の下流側における船舶の安全性を考慮した対策として導流堤で船舶航路を分断する事が立案され、模型実験によりその工法・規模等について検討を加えたものである。ここに毛馬洗堰附近の概略を図−４−２−１に示す。

実験およびその結果

将来淀川本川における維持水位はOP3.5mとされ、下流の旧淀川においては最低水位でOP0.43m、朔望平均満潮位OP2.30mが考えられる。そこで、実験においては淀川本川の維持水位をOP3.50mとし、旧淀川の水位をOP0.43m・つまり水位差3.07mによるものと、旧淀川の水位OP2.30

mの場合の最も水位差の少ない時、さらにその中間のOP1.30mとした場合の洗堰エプロン内の水理現象と、これにより下流部における水理現象の把握、これに対する対策工法（導流堤、その規模）について検討した。

導流堤は淀川工事事務所において立案されたもの（図－4-2-2参照）で、洗堰エプロン下流端の左岸側に不透過構造、その長さ約180m、巾3.0m、高さとしてOP2.50mの規模のものである。

洗堰からの取水量は本川水位がOP3.50mに維持出来得る場合に200m³/sの取水計画となり、これまでの最大取水量の110m³/sとあわせて2種類の取水量（流量）とした。

これらの条件を組合せて水位差の最も大きい場合・つまり流勢の最も大きくなることが予想されるものを主体として導流堤の規模・構造等を検討しながら10ケースの実験を行なった（表－4-2-1）。

表－4-2-1　実験条件説明表

	実験番号	流量	本川水位	旧淀川水位	導流堤形状	測定水理量	備考
		m³/s	OP.m	OP.m			
予備実験	No.1	110	3.50	0.43	導流堤なし	流況観測	固定床実験、流況観測のみ
	2	200	〃	〃	〃	〃	〃 〃
	3	〃	〃	〃	不透過導流堤（地建案）	〃	〃 〃
	4	〃	〃	〃	透過導流堤（地建案の1/2長）	〃	〃 〃
	5	〃	〃	〃	不透過導流堤（地建案の1/2長）	流況、水位、流速観測	固定床実験、各水理量測定
本実験	6	110	〃	〃	〃	〃 〃	〃 〃
	7	200	〃	2.30	〃	流況観測	固定床実験、流況観測のみ
	8	〃	〃	1.30	〃	流況、水位、流速観測	〃 、各水理量測定
	9	〃	〃	0.43	〃	流況、水位、流速、河度観測	移動床実験、 〃
	10	〃	〃	〃	〃	〃 〃	〃 、導水路内に護床工設置

4－2－1　観察実験

まず、本川水位OP3.50m、旧淀川の水位OP0.43mとし、3.07mの水位差をもつ場合、導流堤を設置しない状態において取水量110m³/s、200m³/sの実験を行ない、その流況観察を行なった。また水位差3.07m、取水量200m³/sで不透過導流堤180m（原案）設置したケースと、長さを1/2としたうえ、透過構造とした場合の2ケース計4ケースについて観察実験を行なった。長さ65mの透過導流堤の構造は760㎜（模型で38㎜塩化ビニールパイプ）を2m間隔に1列に設置したものである。

この4ケースにおける観察実験の結果、まず、本川の水位をOP3.50m、下流の旧淀川の水位をOP0.43mとして導流堤を設けずに110m³/s取水した場合の流況は、洗堰エプロンから流出した流れは、エプロン出口から60～70m程度流下して左岸側に大きく流線が移行するとともに、左右

両側に大規模な渦の発生がみられ、とくに左岸側が大きなものである。

次に同一条件で200m³/s の取水を行なった場合であるが、エプロンから流出されたものは直線状に流下し、左右両側の渦は多少規模が小さくなったように観察されるが、直線的な流勢は110m³/sの場合より強いようである。

淀川工事事務所において立案された構造の導流堤（不透過、180m）を設置して、200m³/sの取水量の実験結果では、導流堤に沿った流線が観測され、しかも導流堤のない場合の直線性の流れが変わり導流堤の曲率と同じように左側に曲流して、エプロンから240～250m下流部左岸の船舶の航行が予定される領域が、かなり狭まっている。また、流心の左右両側に発生していた渦は導流堤先端部で小規模なものが認められ、右側においても多少小さくなっており、拡散現象も180mの長さを持つ導流堤先端から起きているようである。

ここで、取水量200m³/s 2ケースの実験結果の流況をごく大ざっぱに比較してみると、導流堤のない場合に直線性の強い流下現象であったものが、原案通り180mの導流堤を置くと、これに沿って左側に、その構造物に平行した流れかたとなり、さきに記したように船舶の航行領域に流心が接近すること等を考えあわせ、流心から左右岸への渦の防止、流心の移行等を防止する目的で計画案の1/2の長さ、しかも透過構造とした導流堤を設けて実験を行なった。この結果、流心はほぼ直線性を回復し、渦もさして大規模なものではなく、導流堤を透して多少の渦も認められるが、これはさして問題となるほどのものではない（図－4-2-3）

4－2－2　本実験

4ケースの観察実験結果から判断して導流堤は計画案ほどの規模は必要ないものと思われるし、透過構造であっても充分であろう。しかし、現地における構造物の利用度からみて不透過構造とすることとし、規模も計画案の1/2の長さとした。流況およびその他の水理量の測定には河床モルタル面に白ペンキにより印を付け、これを基準として測定を行なった。

本実験はさきの観察実験の条件と同じに本川の維持水位をOP3.50m、旧淀川の水位をOP0.43mとした。取水量200m³/s の実験結果から、まず流況においては導水路より流出して直線性の流勢が強く、左岸側への拡散も導流堤先端より80～90m下流で多少発生する程度である（図－4-2-4）。

流速においては、導水路内で2測線、導水路外では3測線の計5測線において測定したが、導水路内のNo.3の地点で最大2.72m/s、No.6になると1.83m/sとなり、約1m/s近く減少する。さらに導水路より外側に流出しては測点No.9で1.75m/s が最大、No.14・つまり導水路出口から約120m下流では1m/s 以上の流速域が巾20m程度に狭まっている。また、導水路から200～220m下流でも同様の傾向を示すものである（図－4-2-5参照）。

次に、110m³/sの取水量における流況は観察実験の時にみられたような流心の左岸側への移行は認められず、直線性の強い流れとなり、左岸および右岸での渦の発生もわずかなものとなっている。流速においては導水路内の測線No.3で最大2.18m/s、No.6で1.26m/sを示し、200m³/s取水の場合より0.5m程度小さくなり、No.14 では最大値で0.93m程度にまで下がっている。また、導水路

より200ｍ程度下流附近から主流の拡散現象も多少認められ、左岸への移行もあるが流速が小さいこと、水面の乱れ等が小規模のため船舶の航行には、さして影響ないものと判断される。

ここで、淀川本川の維持水位ＯＰ3.50m、旧淀川の水位を朔望平均満潮位のＯＰ2.30mとした場合の実験であるが、まず取水量２００㎥/ｓでの流況は、淀川本川と旧淀川との水位差が3.07mであったさきの実験の場合とほぼ傾向を同じにしているものと云えよう。

流速においては、流況がさきの実験とほぼ同じ状況であり、さらに水位差が小さくなっていることから流速に対する条件は非常に良くなる方向となるため、その測定は省略したものである。

次に、下流水位をＯＰ1.30mとし、本川水位との水位差を2.2m とした場合の水理現象の把握を行なった。

旧淀川への取水量２００㎥/ｓとした場合の流況であるが、導水路内のそれはこれまでのケースとかわらず、この外側に流出してからも流線の直線性はこれまでのものとほぼ同様の傾向を示している。ただ、これまでのケースにおいて流心の左右両側に発生していた渦が、とくに左側での発生が少なくなっていることが注目される（図－４－２－６参照）

流速においては、導水路内で最大2.2m/ｓ、その外側では1.2m/ｓ、導流堤先端部附近で1.0m/ｓ程度となり、船舶の航行が予想される測点№１９附近でも1.0m/ｓ程度の値は示されてはいるが、その範囲はかなり狭まっている（図－４－２－７参照）。

これまで固定は模型によって洗堰下流部の水理現象、とくに導水路から下流の旧淀川筋の現象に対して導流堤の効果を主体として実験を行なって来た結果、導流堤を設置するにあたっては淀川工事事務所で立案された規模の約1/2の長さで導流効果が現われていることが明らかにされた。ここで、導水路およびその下流部における土砂の移動状況を知るために平均粒径0.15㎜の石炭粉を河床材料とした移動床模型実験を試みた。

移動床模型は、さきの固定床模型のモルタル河床の上に石炭粉を約１０㎝厚に敷き、その河床高は計画案のＯＰ3.0mとした。

まず、淀川本川水位ＯＰ3.50m、旧淀川側の水位をＯＰ0.43mとして、取水量２００㎥/ｓの場合の流況で、その主流は固定床模型の同一条件の実験結果とほぼ同じような流下状況を示して直線性の強いものではあるが、固定床模型実験結果よりやゝ拡散現象が顕著なように観察される。

流速においては、導水路内で最大1.80m/ｓ程度、導水路の外側に流出しては1.11m/ｓが最大で、測点№１４、１９においては1.0m/ｓ以下となっている。また、さきにも記したように流線の拡散現象が起きているため横断方向にその流速域が広くなっている。

河床変動状況においては、導水路内の掃流力が大きいこと、洗堰を通しての補給砂量が皆無に近いことが加わって、実験開始当初から河床低下が起こり、通水３時間後では２m厚の河床材料がほとんど流失し、ＯＰ5.0のモルタル河床が露出の状態となる。一方、導水路より下流の旧淀川筋においては導流堤に沿って洗堀域が帯状にあらわれ、これが導流堤の先端を径て測点№１４・つまり導水路出口から約１２０m近くにまで澪筋を形づくっている。これより下流側においては流心附近が最も高く、約１m近い堆積となり、その両側はゆるやかな勾配で堆積量が減少している。また、導流堤より左岸側と流心の右岸側においてはさして変動のないものである。

このように、河床の状況が導流堤附近においては澪筋を形成する洗堀現象、これより下流部では流心を中心として堆積現象が起こり、これが流線拡散の大きな支配要素となっているものであろう。

掃流量も多く、上流からの補給土砂量も少く河床低下の非常にはげしい導水路内の河床維持は、かなり困難をともなうであろうことから河床の保護対策として捨石を考え、径30～40㎝の砕石を導水路内に一面に敷き、河床低下の防止を試みたものであるが、その他の実験条件はむろんさきの実験条件と同様とした。

この実験結果、まず流況においては護床工のない場合に比べて流心の拡散現象はほぼ同じ傾向であるが、導水路の出口から200m下流附近の左岸側に拡散する流線が明らかに観測出来ないことから、この附近の流勢が、かなり弱いものと云える。右岸側においては護床工のない場合より多少数の多いい渦が観測された。

流速においては、各測点においてその最大値を比較してみるとさきの護床工のない実験値より0.5m～0.8m 大きな値となっている。この要因の一つとしては、護床工のない場合は河床材料の移動が大きく、砂帯、砂連の発生、その発達により河床粗度が大きくなる。一方、護床工を施した場合は導水路内の河床材料の変動が小さくなり、従がって砂帯、砂連等も小規模となり、河床粗度が小さくなることが予想される。また、護床工のない場合は導水路内の河床材料の流失が多く、流水断面積の拡大により流速の低下することが一つであろう。これらの要因を明らかにするため、水位結果を考えあわせると、護床工の施工されない場合と施工された場合との水位は完全に一致していることから、まず前者の粗度の変化によるものではなく、後者の河床低下による河積の増加が流速を小さくした主な要因であろう。

河床形状においては導水路内の護床工の効果が現われ、さきの実験ではほとんど流失していた河床材料が今回は局所的に1m前後低下しているところもあるが、全体的には0.4～0.5m程度の低下量にとどまっている。導水路より下流側の旧淀川筋においては、導流堤沿いの洗堀さらに下流域の澪筋の形成、その両側の堆積現象等は導水路内への護床工のない場合の実験結果と同じ傾向を示すものではあるが、導流堤沿いの洗堀量が多少大きくなり、これに対して導水路出口から150m前後下流域での堆積量が、やゝ減少している感がある。

4－2－3　まとめ

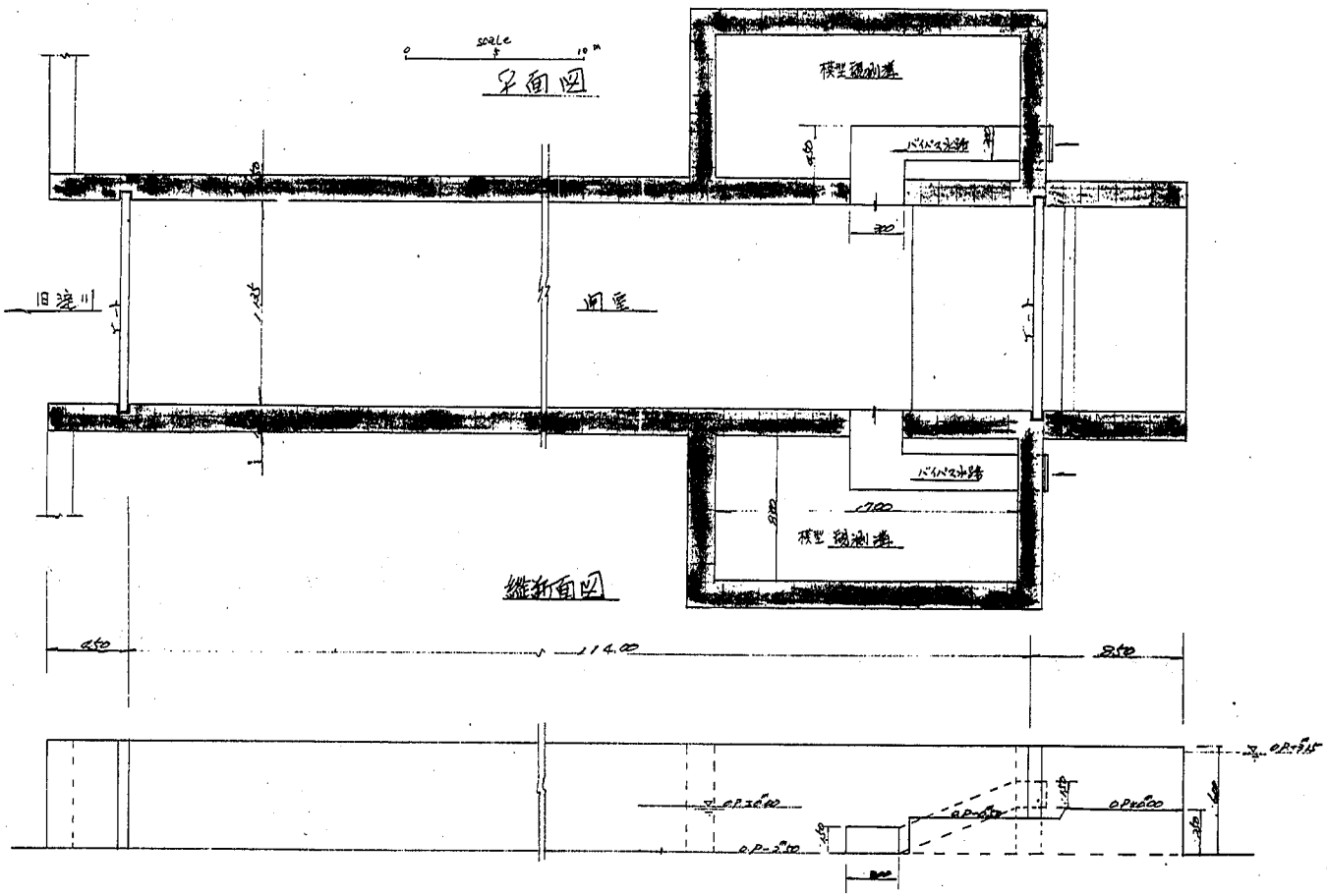
観察実験を含めて10ケースにわたり毛馬洗堰下流部の水理現象またはこれに対する対策工の規模、あるいは洗堰下流の導水路内の河床維持対策等を施すための基礎資料を求めて来たが、ここでその結果をまとめておく。

1) 洗堰下流部左岸側を航行する船舶のためには導流堤を設置することが望ましいが、その規模としては導水路下流端から90～100mの長さで充分であろう。

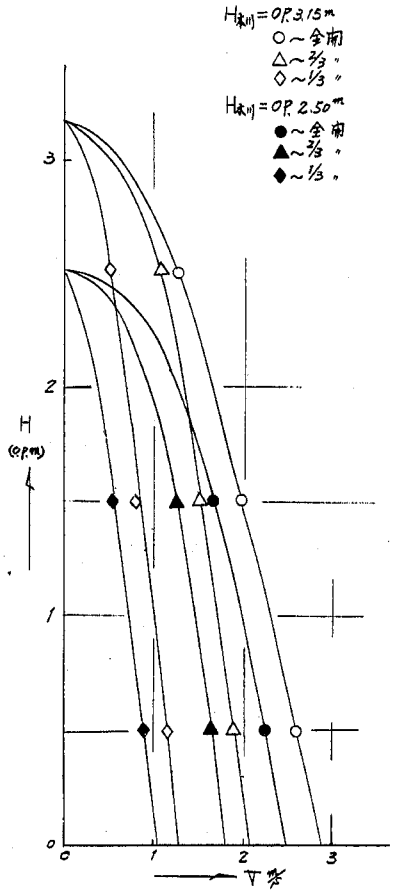
2) 導流堤の構造としては透過構造で充分その目的は達せられるが、船舶の累留等にあわせて利用するものであれば不透過構造でも良い。しかし、この場合は堤体に沿った流勢が強くなるため導流堤全域にわたって巾10m程度、粒径20㎝程度の砕石による河床洗堀対策が必要であろう。

3）淀川本川と旧淀川との水位差が最も大きい場合に１１０㎥/s．取水で導水路内の最大流速が2.2m/s、同じく２００㎥/s取水で2.7m/s強の流速となる。

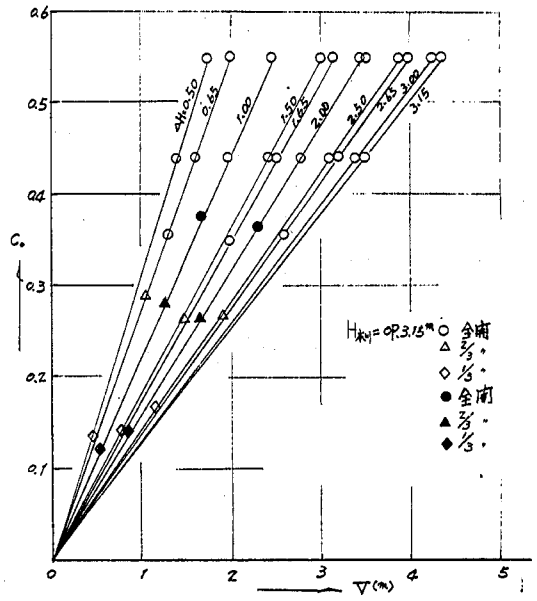
4）導水路の形状が多少わん曲していることに加えて、2.2～2.7m/s の流速となるため線流の発生、河床洗堀がともなうのでこの対策工（粒径２０～２５㎝の砕石による護床）を施こす必要がある。



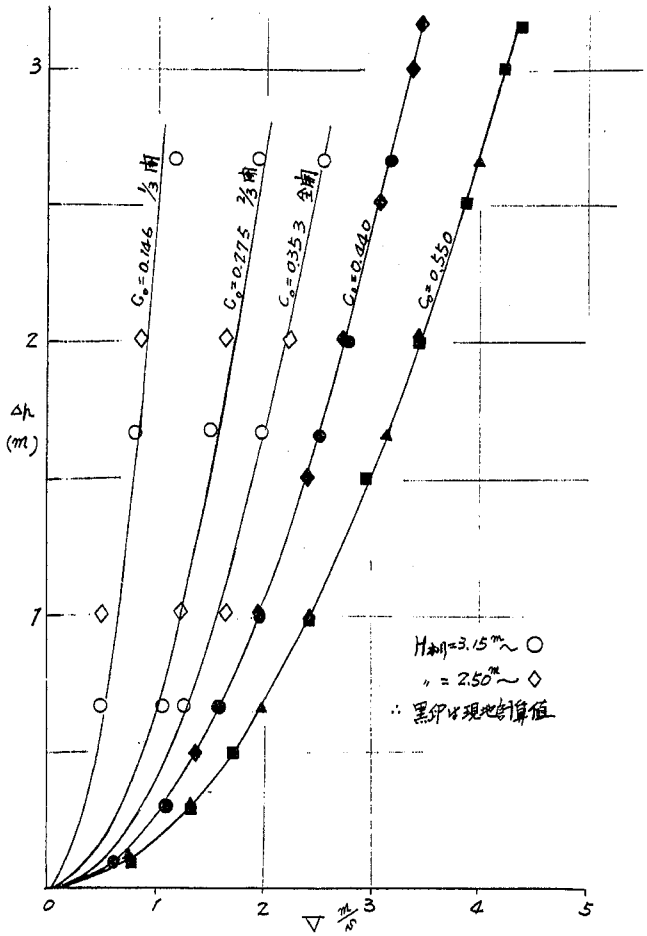
図－４－１－１　毛馬閘門模型概要図



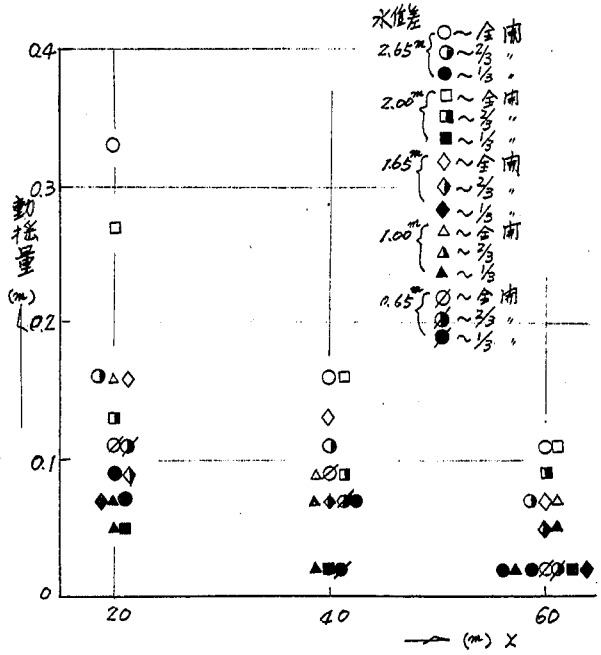
図－4－1－2－1　水位－流速関係図



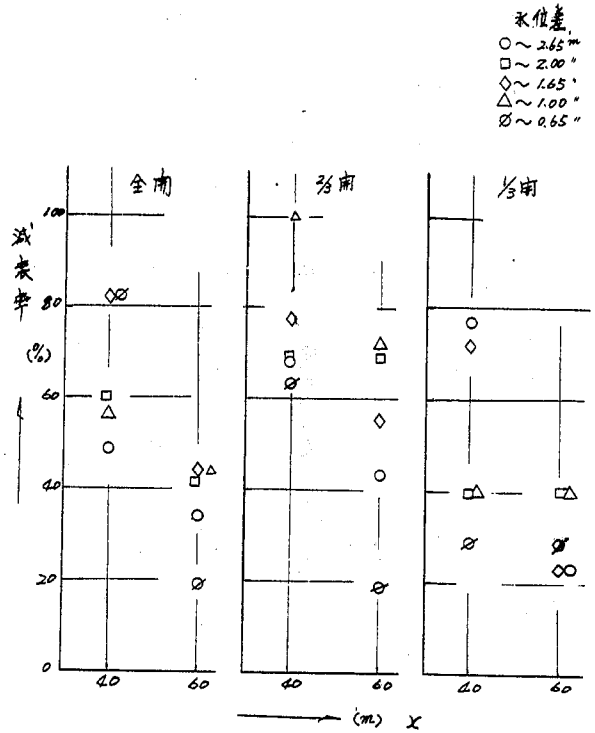
図－4－1－2－2　流出係数－水位差－流速関係図



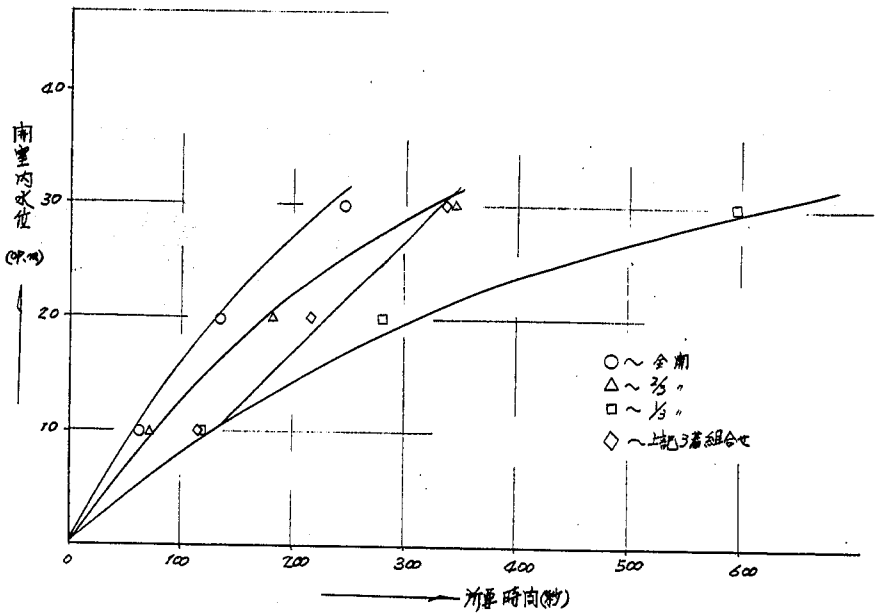
図－４－１－２－３　水位差－流出係数－流速関係図



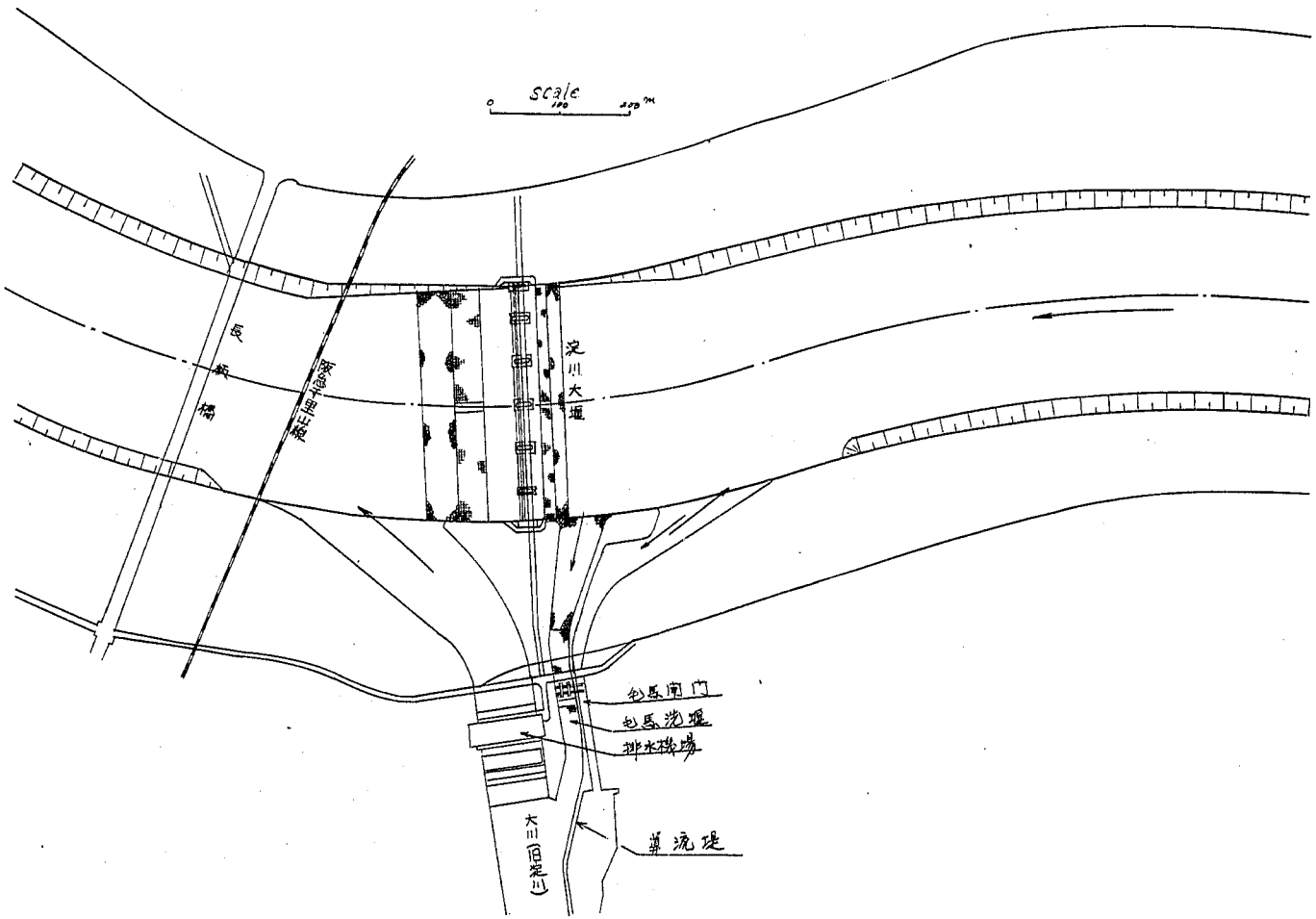
図－４－１－３－１　閘室内位置－動揺量



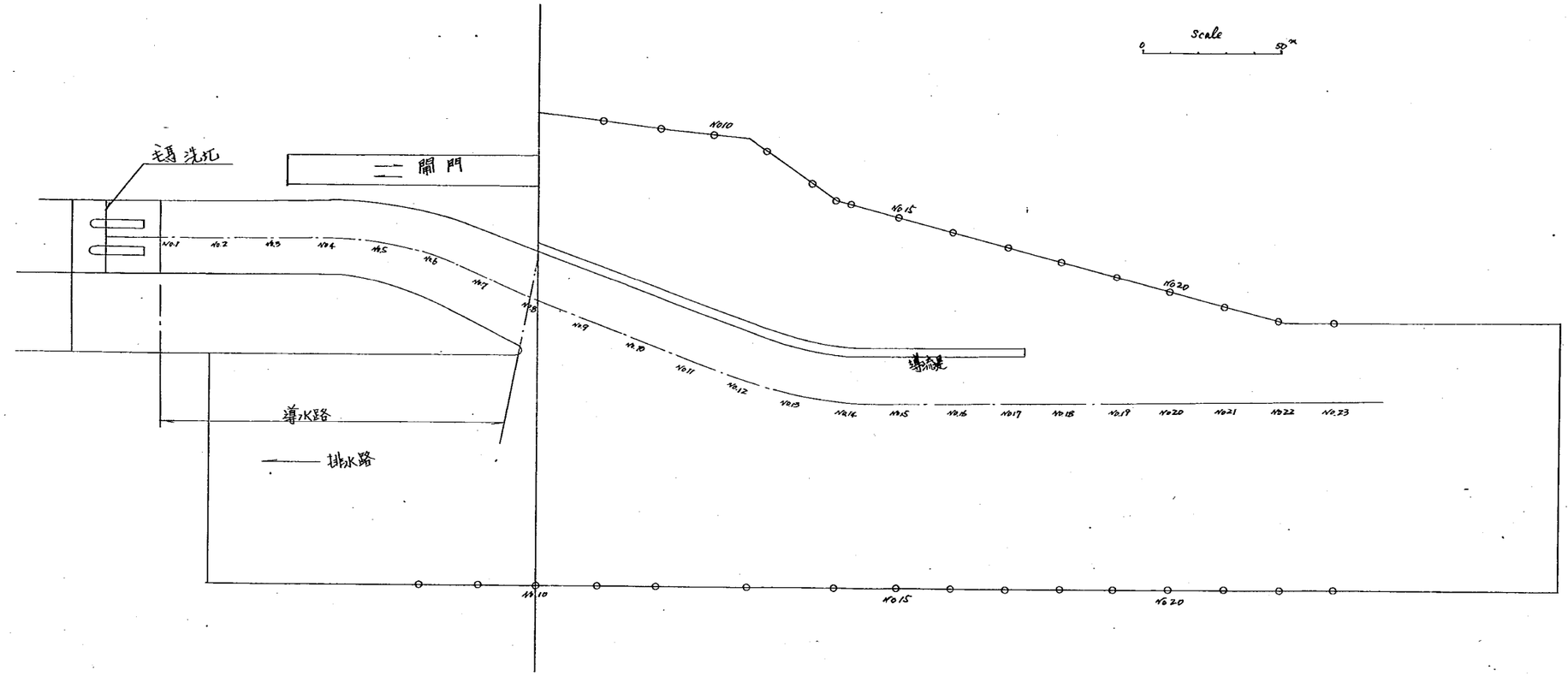
図－4－1－3－2　閘室内水面動揺量減衰率



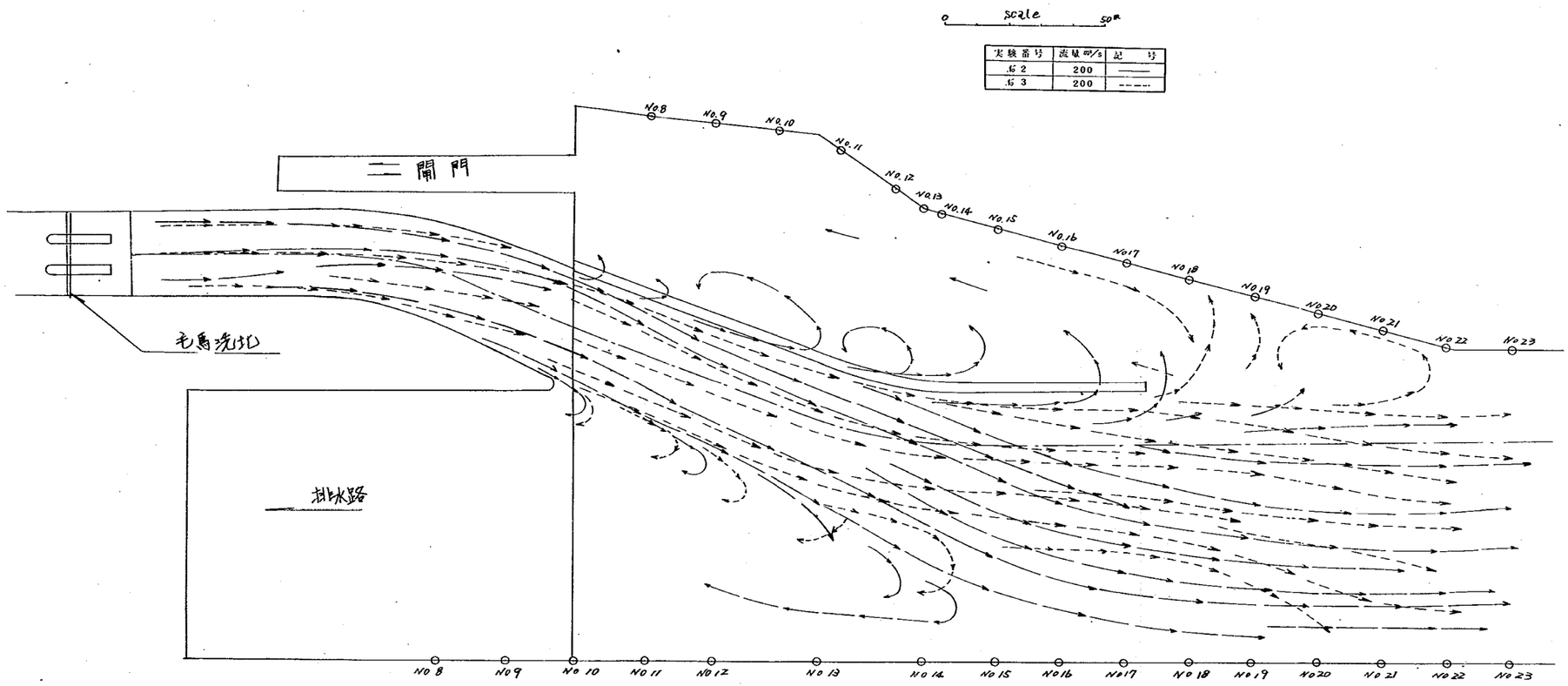
図－4－1－4　時間－水位図



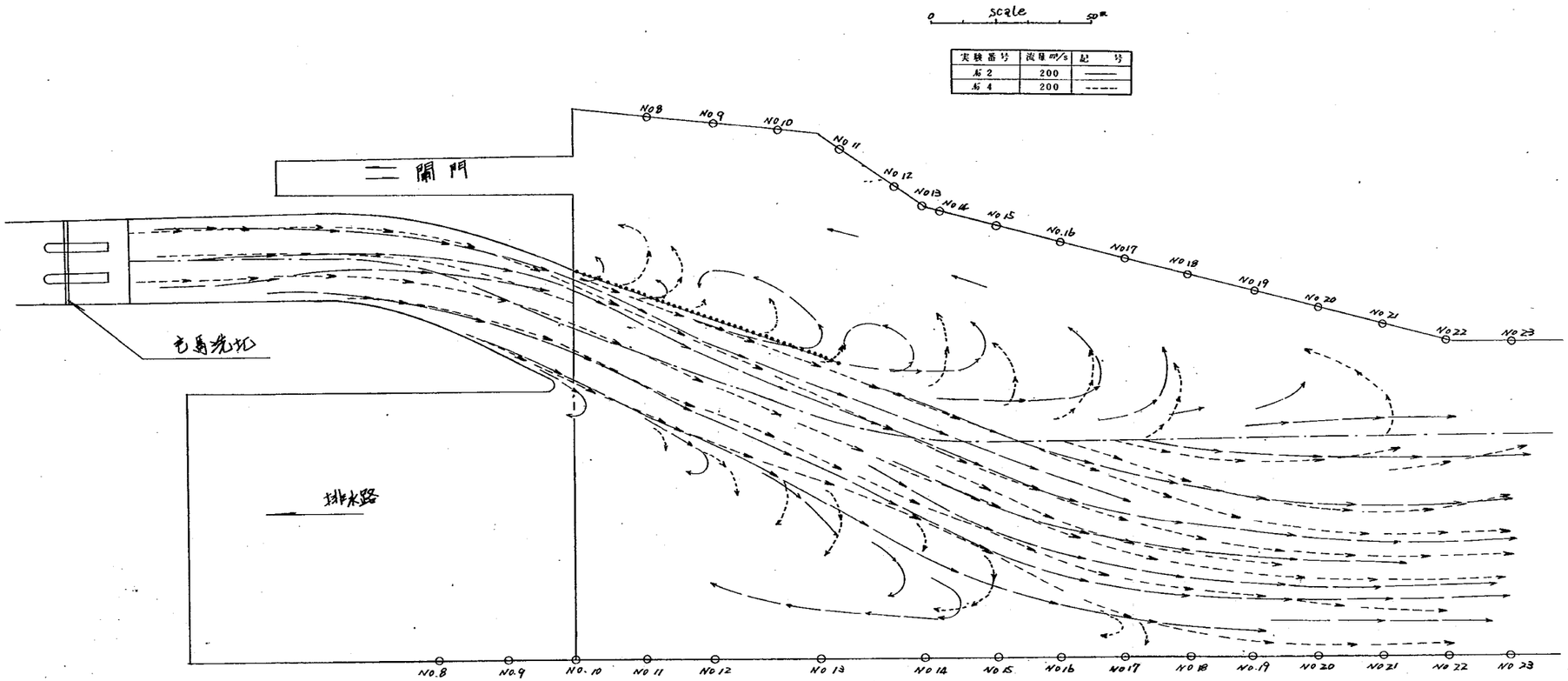
図－4－2－1　淀川大堰及洗堰附近概略図


Scale
0
50m
No10
No15
No20
No1
No2
No3
No4
No5
No6
No7
No8
No9
No10
No11
No12
No13
No14
No15
No16
No17
No18
No19
No20
No21
No22
No23
No10
No15
No20
導水路
排水路

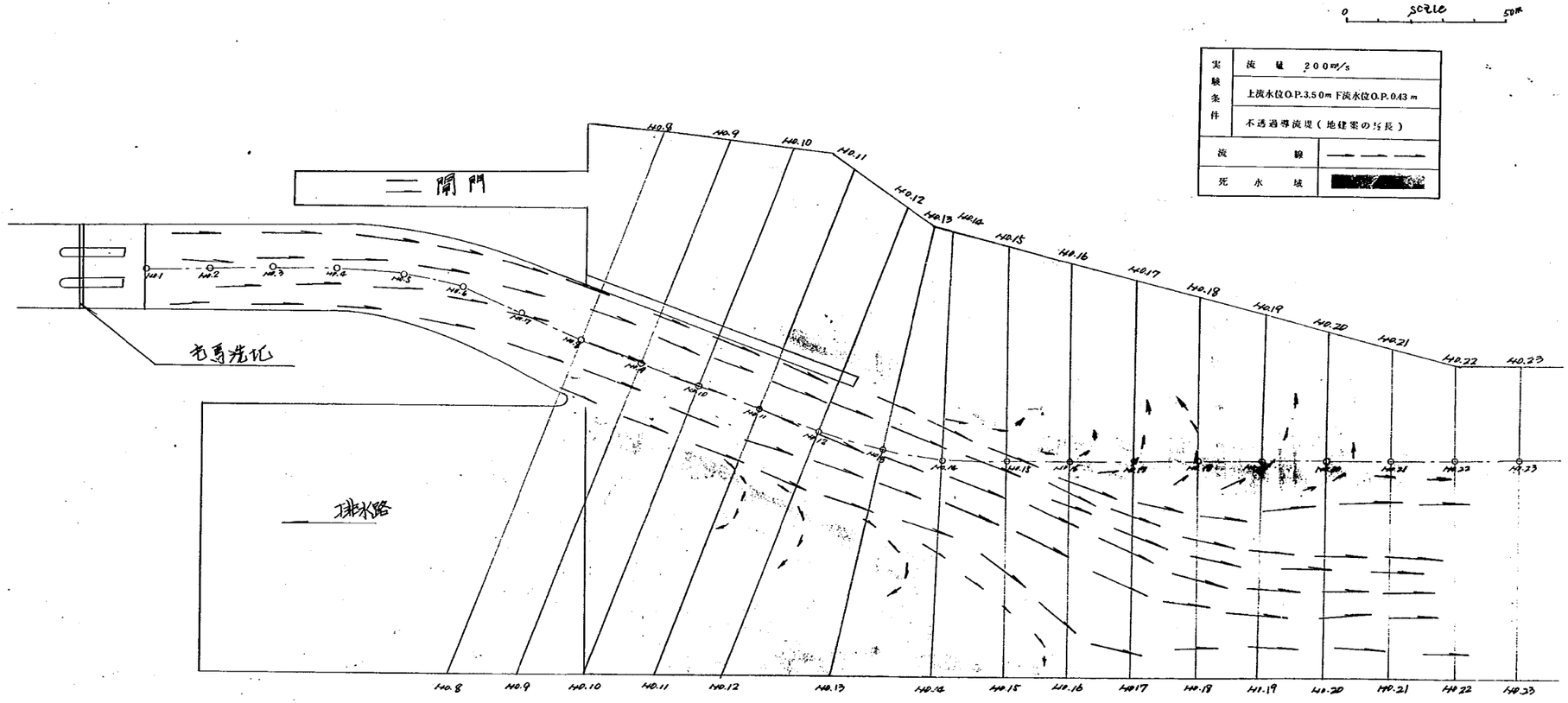
図－４－２－２　導流堤概要図


0 scale 50m
実験番号
流量m³/s
記号
No.2
200
No.3
200
二開門
毛馬洗堰
排水路
No.8
No.9
No.10
No.11
No.12
No.13
No.14
No.15
No.16
No.17
No.18
No.19
No.20
No.21
No.22
No.23

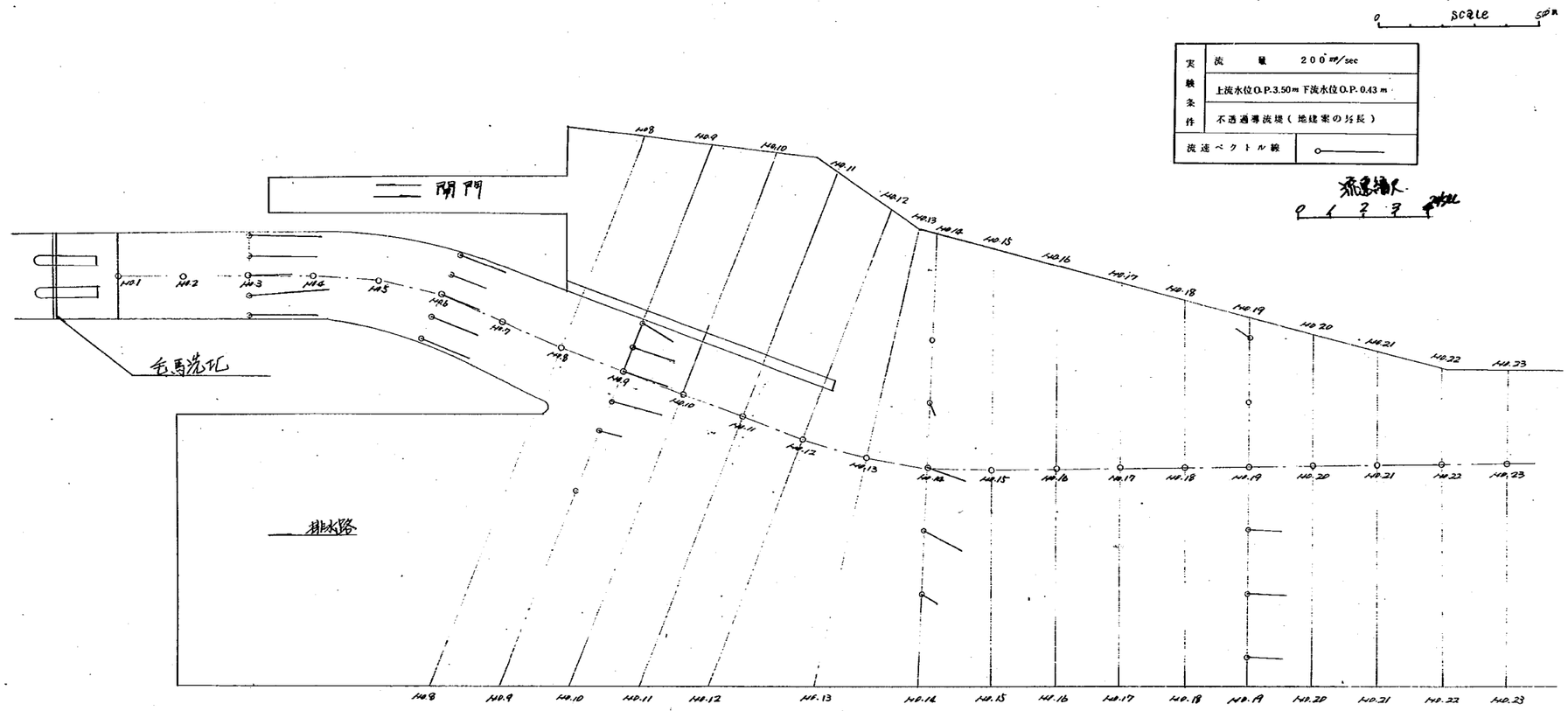
図－4－2－3－1　流況比較図


scale
0
50m
実験番号
流量m³/s
記号
No 2
200
No 4
200
No8
No9
No10
No11
No12
No13
No14
No15
No16
No17
No18
No19
No20
No21
No22
No23
二閘門
元禹光北
排水路
No.8
No.9
No.10
No11
No12
No13
No14
No15
No16
No17
No18
No.19
No20
No21
No22
No23

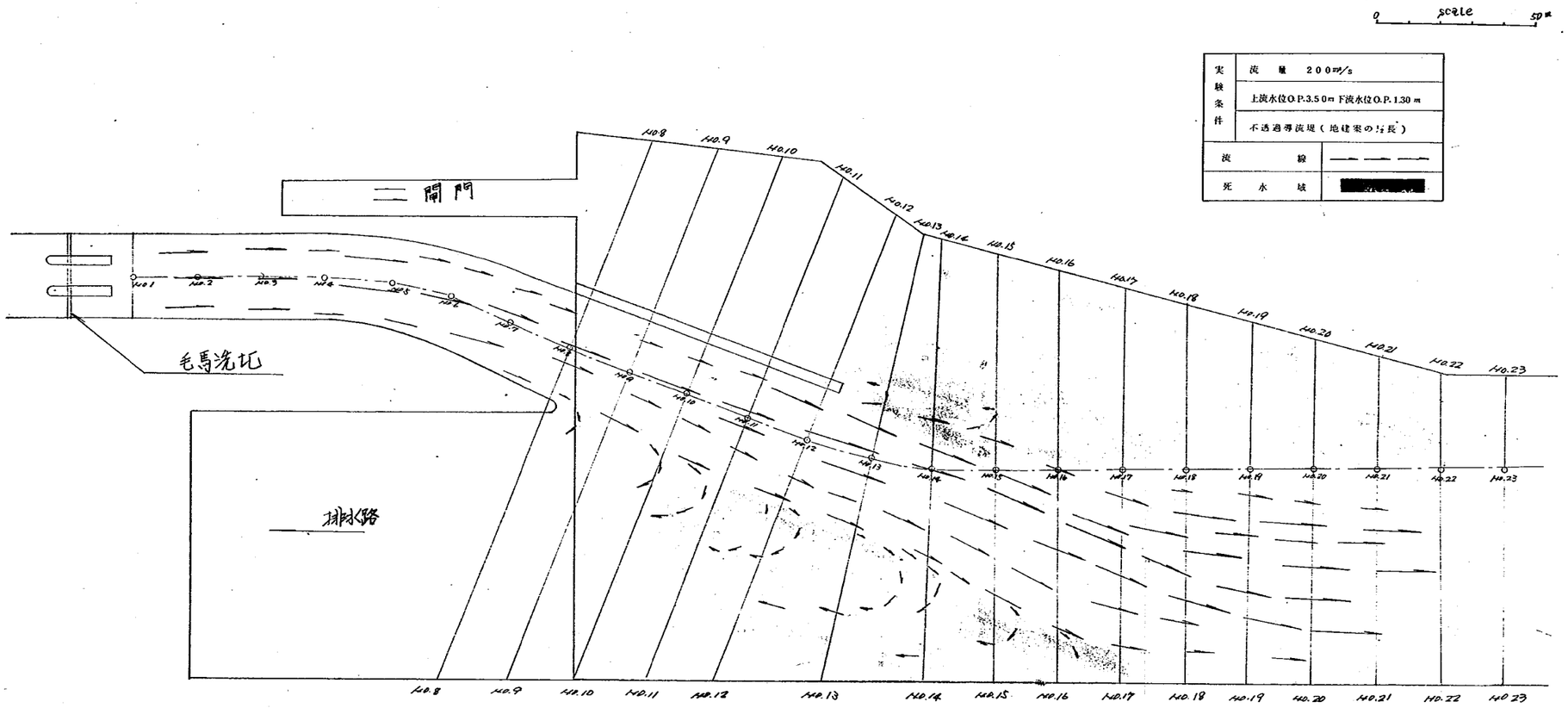
図－4－2－3－2　流況比較図



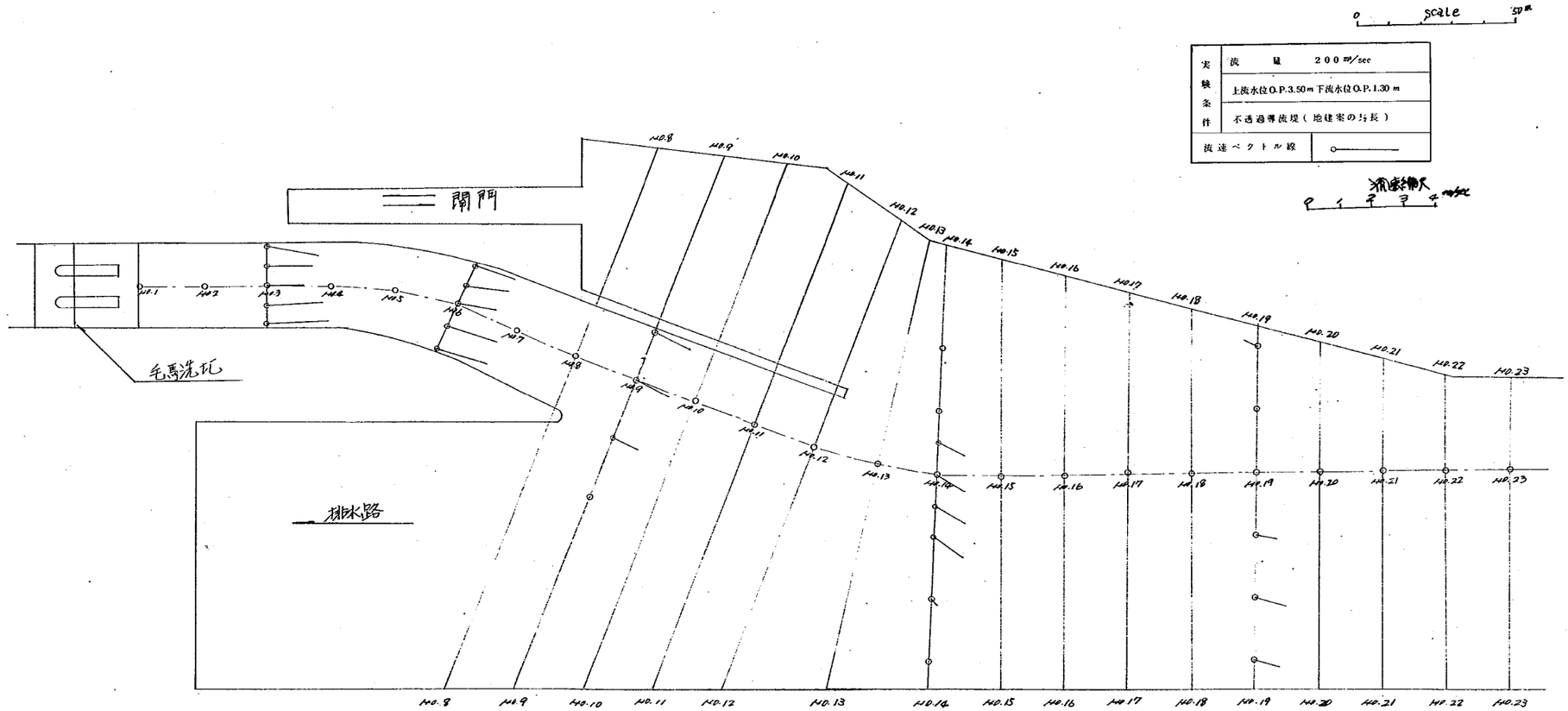
図－4－2－4　流況図（実験ﾊｲ5）



図－4－2－5　流速ベクトル線図（実験№5）


scale
0
50m
実験条件
流量 200m³/s
上流水位O.P.3.50m 下流水位O.P.1.30m
不透過導流堤（地建案の1/1長）
流線
死水域
二門閘門
毛馬洗圦
排水路
No.8
No.9
No.10
No.11
No.12
No.13
No.14
No.15
No.16
No.17
No.18
No.19
No.20
No.21
No.22
No.23

図－4－2－6　流況図（実験№8）



図－4－2－7　流速ベクトル線図（実験No.8）

5. 長柄地区模型実験

洪水の安全処理と河川の高度利用を考慮して大規模な河道整備、とくに低水路の拡巾、その法線形状の設定方法等について検討がなされ、実施されている淀川では、これにともなって河川構造物の補修・改築を計画し、実施されようとしている。

長柄地区の計画低水路法線形状の妥当性については、さきの中流部の河道計画（低水路法線形状の検討）で使用した縦縮尺1/40、横縮尺1/100の固定床模型において実験・検討を加え、さらに縦縮尺・横縮尺ともに1/60の移動床抽出模型により計画低水路法線形状の洪水時における河床変動状況の把握につとめた。

利水を主な目的として現在9.4Kmに設置されている長柄可動堰も、治水計画の実施にともなってその名も淀川大堰として改築する計画である。

ここで問題となるのが大堰の設置位置であるが、これには沿岸における諸状勢とあらたに立案・実施される低水路、その河道内における水理現象を充分考慮したうえで決定すべきであろう。

このような観点から、13.0Kmより7.0Kmに致る区間の計画低水路法線形状の妥当性について実験的検討、これにあわせて淀川大堰の設置の検討を行なった。

淀川大堰の設置位置は、模型実験の結果からみれば9.2Kmが適当と判断される。しかし旧淀川の分派、寝屋川を主とした市内の排水の問題など考慮した場合は、多少問題は残るにしても9.8Km附近に設置し、大堰の上流側より取水、下流側へ排水する計画がなされた。

淀川大堰の建設にあたっては、河道内に仮締切を設けドライワークで工事が進められる。この場合、計画された仮締切の洪水流に対する影響、河床変動に対する影響等が考えられ、これについて模型実験により把握・検討を加えた。模型は移動床模型とし、河床材料には平均粒径0.21㎜、その比重1.5の石炭粉を用いている。

5−1　計画低水路法線形状と大堰設置の検討

淀川工事事務所において、淀川13.0Kmから河口部までの計画低水路法線を立案され、その妥当性について鹿島試験所において固定床および移動床模型とにより実験・検討を行なった。まず、縦縮尺1/40、横縮尺1/100で歪2.5の固定床模型に、立案された低水路法線形を設定し、その水理現象を把握した。

また、あらたに設置される淀川大堰は将来計画を見こみ堰の河床高はOP−4mとし、その護床範囲は全長200mとしている（図−5−1参照）。

5−1−1　低水路法線形状の検討（固定床模型実験）

実験は流量を3000m³/s、6000m³/s、12000m³/sの3種、7.2Kmにおいて与えた水位は、それぞれの流量に対して河口潮位をOP−0.3m、OP+3.0mとして不等流計算により得られた水位を用いて計6ケースとなった（表−5−1）。

表－5－1　実験条件説明表

実験番号	流量 m³/s	下流水位 OP.m	法線形状	備　　考
		7.2 Km		
1	3,000	1.19	計画法線地建案	7.2Km における水位は、河口潮位をOP－0.3mとして不等流計算により求めた水位。
2	6,000	2.70	〃	
3	12,000	5.21	〃	
4	3,000	3.30	〃	7.2Km における水位は、河口潮位をOP3.0mとして不等流計算より求めた水位。
5	6,000	4.03	〃	
6	12,000	5.78	〃	

水理量の測定は 8.0 Km から 12.0Km までのとくに河道わん曲部を中心に、さらに淀川大堰の建設予定地域の 9.0 Km から 10.0Km にかけては細かく水位・流速あるいは流況の観察を行なった。

3000m³/s における実験

まず、3000m³/s の流量で河口水位の低い場合（7.2Km においてOP 1.19m）の実験結果（図－5－2参照）であるが、水位においては計画高水敷高に対して 8.0Km から 12.0Km までの区間で 1m 以上の余裕を残し、河口水位の高い場合（7.2 Km においてOP3.3m）でも 9.4 Km 附近より下流で計画高水敷高とほぼ同じ、これより上流では 0.5m 程度の余裕を示している。このようなことから 3000m³/s 程度の洪水は計画低水路内で充分処理出来得るであろう。

流速については、8.0 Km から 10.0Km までの区間で 9 断面とくに 9.0Km から 9.6Km にかけては細かく測定した（図－5－3参照）。その結果をみると各測定断面とも横断方向での流速値に差は現われておらず、また縦断方向にみても 8.4 Km 10.0Km に 3m/s 強の値が 1～2点存在するのみであり、9.2 Km 前後では 3m/s 以下の値となっている。河口部における水位の高い場合（7.2Km に至ってOP3.3m）の流速は横断方向に多少差の認められる断面もあるが、総体的にみた場合は、さきの実験結果と同様の傾向であり、その最大値は 2.5m/s 程度にまで小さくなっている。

流況においては計画低水路内で処理出来得る流量のため、その法線形状に従がった流下状況を示している。

定性的なものではあるが、河床面の流砂傾向を得るための流砂実験結果、河口における水位の低い場合に 9.8 Km から 11.0Km 附近の左岸への堆積現象が現われる。また、この河口水位の低い場合の流線がやゝ直線的になっていること（図－5－3参照）などを考えあわせると、わん曲部の内岸側のとくに河床附近は流速も小さくなっているものと思われる。一方、河口水位の高い場合には全体的な流速値は小さくなっており、しかもわん曲部での水のまわり込みが良く、堆積現象が小規模となっている。

6000m³/s における実験

6000m³/s の実験結果において、7.2Km で与えた水位がOP2.7mの場合の水位現象は 9.0Km 附近を堺として上流側では計画高水敷高を上まわり、これより下流側では計画高水敷よりも下まわって

いる（図－5－2参照）。7.2Kmにおける水位をOP4.01mとした場合は全域にわたって0.5～1.0m高水敷よりも高くなっている。この値を水理計算結果と比較してみると、水面勾配においては実験結果のほうが急になっている。

流速測定結果についてみると、下流水位の低い場合で最大4.3m/s近くの値を示し、それも9.3Km附近のわん曲部に現われ、下流水位の高い場合では10.0Kmに3.2m/s強の値を示し、9.3Km附近のわん曲部では3.0m/s程度、しかも横断方向にかなりバランスのとれた流速分布を示している（図－5－4参照）。表面における流向は、わん曲部でやゝ左岸に片よる傾向もあるが、水衝現象ほどのものではないため、さして問題はないであろう。また、高水敷も冠水するものではあるが、12.0Km附近で1.3m、そのほかの区域ではこれ以下の水深のため流速も小さく、最大値でも1.5～1.6m程度である。モルタル河床面での堆砂現象（定性的な流砂実験）は600m³/sの実験2ケースともに同様の傾向を示している。

12000m³/sにおける実験

淀川の枚方地点における計画高水流量12000m³/sの実験であるが、河口水位の低い場合つまり7.2KmにおいてOP5.21mとした場合の実験で得られた水位は11.0KmでOP7.9m、9.0KmでOP6.6m程度となっており、河口水位を0.67m高くして実験した水位縦断に対して10.0Km附近でその影響は消えているようである（図－5－2参照）。また、水理計算結果と比較した場合はその縦断勾配を異にし、実験値のほうが急になっている。この区間の計画高水位との比較にしても11.0Kmより上流で多少実験で得られた値が上まわってはいるが、計画高水流量の12000m³/sは25.8Kmの枚方地点におけるものであり、この長柄地点に至っては9000m³/s程度になることを考えあわせれば、この水位も0.5～0.6m程度は下がるであろう。したがって、この地区での水位は大略計画高水位以内におさまるものであろう。

流速においては低水路内のそれが一般的に大きく、しかも10.4Kmから10.0Kmの右岸低水路護岸附近に小規模なものではあるが表面流線の集斂、これに加えて、右岸高水敷から低水路内への流入現象があり、流線が低水路護岸に最も接近する10.2Kmの低水路右岸附近に流速の最大値5.0m/s余が観測されている。このほかの断面においては低水路護岸からある程度離れた場所、つまり低水路の中央よりに断面横断方向の最大値が発生する傾向を示していることから、その値は5.0m/s近い値であっても護岸・あるいはその附近の河床に対する影響は多少軽減されるものと判断される。定性的な流砂実験では、低水路左岸側の堆積が9.8Km地点にまでおよび、その巾は最大で100m程度の結果を得ている。

これに対して下流水位の高い場合の実験であるが、まず水位においては9.0mでさきのそれより0.4mほど高く、その差は上流にゆくほど小さくなっている。また計画高水位との比較では全般にそれを上まわっているが、0.2～0.3m程度のものである。

流況および流速であるが、前者においての全体的な傾向は水位の低い場合の現象とほぼ似ているが、10.2Km右岸の低水路護岸附近への表面流線の接近がごくわずかとなっており、河床面においても顕著な変化は認められないものである。後者においても最大5.0m/s程度のものが観測されてはいるが、これも低水路中央附近に発生しているので護岸への直接の影響は少ないものであろう。そ

の他の地点における流速値は低水路内ではやゝ小さくなり、左岸高水敷の、それも9.8Km を中心とした上・下流0.5Km 程度の範囲には多少流速の大きくなっているものもある。これは水位上昇とともに高水敷の上の流量増加で当然のことと思われる。

なお、定性的な流砂実験結果では、さして顕著な差は認められないものである。

5－1－2　大堰設置位置の検討（固定床模型実験）

淀川工事事務所で立案された長柄地区の低水路法線形状について模型実験の結果、わん曲部での流線集斂・流速の横断分布のバラツき、堆砂現象など多少問題点は残るものの、その規模あるいは発生地点等を考えあわせればまず妥当なものであろう。

そこで、この法線形状に対する大堰の設置位置について実験を行なったわけであるが、5－1－1の実験における水理現象をみた場合は9.2Km 附近が大堰を設置する場所として適した位置と判断されたため、9.2Km に大堰を設けて実験を試みた。この結果、水位においては堰のない場合と比較してまったく差が認められない（図－5－2－1参照）。流況においても（図－5－4－3参照）、細かく見れば異なる点もあるが、その平均的なものはかわらず、流速・その流向においても同様のことがいえよう。

このように、立案された法線形状では9.2Km が大堰を設ける適所であり、その実験結果においても河道内の水理現象に大きな影響を示さず、総合して淀川大堰設置位置として妥当な場所であろう。

ここで、淀川工事事務所と打合せ検討を行なった。その結果9.8Km 左岸より分流している旧淀川を利用した寝屋川の排水計画、これにともなう淀川本川の水質管理を考慮して9.8Km への設置案がまとめられた。

9.8Km に淀川大堰を設置すると、その左岸側に閘門、洗堰排水施設等が建設される。したがって左岸高水敷には航路、取水路および排水路が設けられることになる。

ここで、計画された低水路法線形状に対して、これら諸施設の水理現象への影響を求めた。

まず構造物を設けた場合の３０００㎥/sの結果であるが、9.0Km から11.4Kmまでの水位においては構造物のない結果に対して0.1～0.2m上まわる程度の点が２～３あるだけで、その他の点ではほぼ同様の値を示している。流況・流速の観測および流砂実験結果においても構造物設置による影響は明らかには認められない。

洪水流量６０００㎥/sの実験においても水位・流況等に構造物の、とくに淀川大堰のピャーによる堰上げの影響を予想していたが、顕著な差は認められなかった。流況・流速および流砂実験結果であるが、流況・流速においては明らかな傾向は認められないが、流砂実験においては後者の堆積域が大きくなり、構造物の影響が多少うかがえる。

25.8Kmの枚方地点における１２０００㎥/s の流量においては、水理量は大きくなっているにしても、その現象は６０００㎥/sの場合と同じ傾向を示すものである。

5－1－3　低水路法線形状、堰位置の検討（移動床模型実験）

ここで、長柄地区の低水路法線形状の固定床模型による実験検討に対して、移動床模型実験も行

なっているので、両者の結果を総体的に眺めることにする。

移動床模型には13.0Kmから6.0Km までの計画低水路法線に対して 9.8Km 地点の淀川大堰をはじめとする河川構造物を設け、低水路護岸はモルタル製、河床材料には石炭粉を用いた。検討流量は3000m³/s、6000m³/s の2種類を採用し、その河床変動状況、水理量を把握した。

3000m³/s における実験

まず、3000m³/sの結果であるが、水位においては 9.0KmでOP+3.1m、10.0Kmで同じく 3.6mとなり、この附近の計画高水敷高にかなり接近したものではあるが、模型においては砂連の発達が現地のそれより多少大きいため粗度係数の支配によるものであろう。

流況においては10.4Kmから10.0Km附近の低水路右岸がみお筋となり、これが 9.8Km、9.6Km の右岸低水路護岸沿いに流下し、9.4Km～9.2Km に至って法線のわん曲していることにより流れは護岸から剝離し、低水路河道を斜に横切り、8.8Km に至って左岸低水路護岸に水衝現象となる。ここで、淀川大堰を中心として10.2Kmから8.8Kmまでの流速を求めてみると10.2Km、10.0Km 右岸の低水路護岸に最も接近した点に測定範囲内の最大流速値2.5m/s 余が現われている。この状況において実験後の河床形状をみると11.0Kmから9.4Kmにかけて低水路の 1/2 強の巾で左岸側に最大1m程度ではあるが堆積、右岸側 1/3は3m程度の洗堀傾向を示し、当然の結果ではあるが主流とともに洗堀域が移動している。

6000m³/s における実験

6000m³/sにおける水理現象の水位においては 9.0Km 附近から上流部でOP+3.5mの計画高水敷高を 0.5m 程度上まわり、固定床模型実験で得られたものとほぼ縦断形を同じにしている。

次に流況であるが、実験当初は固定床模型において観測されたものとほぼ同様の傾向を示して、10.4Km～10.2Km 附近の左岸低水路護岸に主流が接近し、これが 9.4Km～9.2Km 附近に至って右岸低水路護岸から離れ、8.4Km～8.2Km に至って左岸の低水路護岸に接近する。これは河道・低水路法線の形状と水流の慣性力との関係で当然の現象であるが、直線的に流下する要素の強い主流の護岸に接近する附近は河床変動も洗堀現象となり、その対岸は水のまわり込みも少く流速も主流部よりは小さいため河床は堆積の傾向となり、その範囲は大堰を中心とした低水路の 1/3 河道左岸側の10.4Kmから9.0Km にまでおよび、これより下流に至っては 8.0Km を中心として約 1.5 Km程度、右岸堆積・左岸洗堀の現象となって、低水路はなお直線化の傾向を示している（図－5－5参照）。

5－1－4　まとめ

ここで、さきに行なわれた枚方地区および一津屋地区の低水路計画を参考とし、さらにこの附近沿岸、河道の状況を考慮したうえで立案された13.0Km附近から7.0Km にいたる計画低水路法線形状と、これに対する 9.8Km への淀川大堰の設置あるいはこの左岸における諸施設に関連した航路、取水路および排水路等を高水敷に設けた場合の水理現象など模型実験結果から明らかとされたものは次の通りである。

1. 12.0Kmから11.0Kmの左岸、10.4Kmから9.2Kmの右岸および9.0Kmから8.0Kmの左岸に低水路護岸への水衝あるいは流心が接近する。

2. 水衝部附近における流速の最大値は6000m³/s で4.0～4.5m/s、3000m³/s で3.0m/s程度を示す。

3. 河床変動は流心の流下する範囲が洗堀、その対岸はわん曲部下流内岸側で流心の流下域外となるため堆積となる。

4. 12.0Kmから11.0Kmまでの左岸、10.5Kmから8.8Kmまでの右岸および9.0Kmから7.0Kmまでの左岸は低水路護岸附近の河床洗堀が著しいため計画河床より7～10mの護岸根入れおよび捨石護床等の洗堀対策が必要であろう。

5. 淀川大堰設置位置は9.2Kmと9.8Kmとを比較した結果、水理的にはそれほど問題はない。

6. 淀川大堰の9.8Km設置案においては低水路の左岸側に堆積域が現われるため、洪水後ダブルゲートを含む左岸3～4門の門扉操作は充分注意が必要である。

7. 9.8Kmの左岸高水敷に設けられる航路、取水路を含み大堰より上流部11.0Km附近までの低水路左岸側における洪水後の河床維持、管理が必要であろう。

5－2　淀川大堰仮締切に関する模型実験

利水を主な目的として設置される淀川大堰の建設予定地点とされている9.8㎞附近は、現在の長柄可動堰より約400m上流にあたり、河道左岸側に現状低水路が片より、その巾150～160m、残る高水敷は450m近くのものとなっている。

この河道状況に対して新たな計画低水路は巾300m余りで、ほぼ河道の中央に設けられ、その低水路に純経間55mのメインゲート4門、この左右岸に40mの純経間をもつサイドゲートが設置される計画であるが、その敷高はOP－4.0m、堰附近の水たたき等の護床工は河道縦断方向に約200m、横断方向に325mで総面積65000m²の工事を行なう計画である。工事は全体を2回の仮締切とし、右岸側から巾235m×河道方向に250mの第1期締切によって大堰のピャー4基およびその上・下流の護床工を施工し、次に巾200m、河道方向に250m余の第2期締切によってピャー3基およびその上・下流の護床工工事を進める計画である（図－5－7参照)。第1期締切矢板高がOP＋4.0mでこの附近の高水敷高とほぼ同じであり、しかも現状の高水敷内で工事が進められるため問題ないであろうが、第2期締切の場合、規模は第1期のそれと大差ないものであるが位置的に現状低水路内に設けられることになって1000、2000m³/s あるいは3000m³/s 程度の小洪水の疎通をかなり防げることが予想される。このため、模型実験においては第2期締切の場合の洪水流過、河床変動およびその対策等を検討したものである。

5－2－1　実験概要

河道内に仮締切などの構造物を設けた場合、洪水に対しては疎通能力の減少による上流側水位の上昇、これにともなって、構造物附近をはじめとして流動の集中、渦の発生あるいは流速の増大等の現象が現われる。

これら数多くの現象が干渉あるいは合成されて非常に複雑な水理現象となり河床あるいは護岸等

表－5－2　淀川大堰仮締切に関する模型実験条件説明表

実験番号	流量㎥/s	仮締切の状況	洗堀防止対策工	洪水処理対策工	備考
〃1	6870	—	—	—	
2	6870	第二期締切平面規模原案	—	—	
3	6870	〃　締切高、OP+4.0m	—	—	仮締切形状原案
4	1000、2000 4000、9000	〃	—	—	4caseの定流実験
5	1000、2000 4000、9000	〃	仮締切上流端に導流壁設置	—	導流壁は基部30m不透過、先端30m透過
6	1000、2000 4000、9000	〃	〃	—	〃　基部30m透過密、先端30m透過粗
7	1000、2000 4000、9000	第二期締切低水路部分一部カット	—	—	
8	1000、2000 4000、9000	〃	仮締切上流端に導流壁設置	完成部に切かえ水路設置	直流入、巾60m、河床高OP－3.0m
9	1000、2000 4000、7000	〃	〃 構造物、水衝部に砕石敷設	〃	〃
10	1000、2000 4000、7000	第二期低水側約60m縮小	〃	〃	〃
11	1000、2000 4000、7000	〃　、築島案	〃	—	仮締切手順の検討
12	1000、2000 4000、7000	〃　〃	仮締切上流端に導流壁設置	完成部に切かえ水路設置	直流入、巾42m、河床高OP－3m
13	1000、2000 4000、7000	第三期仮締切	—	〃	斜流入　〃　〃
14	1000、2000 4000、7000	〃	導流壁なし、橋梁前面に帯工	〃	直流入　〃　〃
15	1000、2000 4000、7000	—	帯工を現状河床高とする	—	工事完成後、仮締切撤去

に対する影響も大きなものとなろう。このような観点から、模型実験においては水位・流況の現象を観察するとともに河床変動状況の把握、その対策等をも考慮して移動床模型による実験・検討を行なった。

模型範囲は12.0Kmから7.0Kmまで、その縮尺は縦縮尺・横縮尺ともに1/60であり、河床材料としてdm0.21㎜の石炭粉を用いた。

実験方法としては淀川大堰を設置する9.8Km地点に堰建設工事のための仮締切を設け、河床形状は昭和47年に得られている測量結果を用いて本実験を行なったものであるが、それに先立ち、まず仮締切を設けない現状のままの河道について洪水時における水理現象を観察し、そののちに仮締切の規模、対策、手順等の実験を行ない、検討を加えた。

現状河道の実験および仮締切を設置した場合の実験の河道形状は昭和47年の測量結果を採用したが、流量においては昭和40年の24号台風による出水時、25.8Kmの枚方において観測されたものを主体とし、これに割合頻度の多い1000m³/s～2000m³/sの小洪水も考慮している。また、淀川大堰建設のための仮締切は、9.8Km附近の河道状況に対して平面的にはかなり大規模なものであるが、鉛直方向、つまり締切堤の高さが現状の高水敷高と同じ程度の計画であるため、大規模な洪水に対する疎通能力の減少・水位のせき上げ等には大きな影響はないものと判断され、むしろ現状低水路部分の締切時点において、この現状低水路を主体として流下する小洪水が問題となるであろう。

また下流において与える水位は最低水位を与える方法もあるが、代表流量、代表水位時の現象をみるということで、河床変動、これにともなう河川構造物の安定性等を考慮し、河口部における平均潮位を用いて、不等流計算により模型下流端6.6Kmの水位を決定した。

実験ケースとしては表－5－2の通りとなっている。

5－2－2　河床変動の相似性

模型実験における水理現象は現地のそれと相似のものでなければならない。開水路における流れはFroudeの相似則より求め、現地の現象を模型のうえで再現することができるが、移動床模型実験では河床変動の相似も考慮せねばならない。これについては現地の河床材料に対して模型縮尺に相当する同質の河床材料を用いて実験を行なうふとが最も良いのであるが、一般にそのような細砂は入手不可能なため水中において砂の約3倍の動き易さを持つ石炭粉を用いている。

淀川においても現地の河床材料の平均粒径がおおむね3㎜程度であり、模型縮尺1/60にあわせると0.05㎜の細砂が必要となるが、このような細砂は得られず縮尺はあわないものではあるが平均粒径0.21㎜、比重1.5の石炭粉を用いた。このようにして行なった模型実験の結果の一部と現地における現象との比較を行なってみる。

まず、現地における洪水後の河床は、現在9.4Kmに設けられている長柄可動堰下流側の洗堀がとくにきびしく、9.0KmでOP－8m、9.2KmではOP－18mにもおよぶものである（図－5－6参照）。これに対して模型実験の結果は9.0KmでOP－11m、9.2KmでOP－12m強となっており、その量的な一致はみられないものの、定性的に相似しているものであろう。

5−2−3　仮締切第1案形状における実験

流量が1000m³/s程度の洪水では、9.8Km附近の水位がOP3.0m前後である（図−5−8−1参照）洪水流は巾150〜160mの現状低水路内を流過するものであるが、この低水路内に淀川大堰建設のための仮締切が約80m突出し、その高さがOP4.0m（土堤高はOP5.5mであるが洪水時はカット）とされているため河積は約1/2に縮少される。このため流線は極度に左岸側、とくに仮締切の突出先端附近に多く集斂し（図−5−8−2参照）、この附近では2.3m/s程度の流速と、ら線流の発生にともなって河床変動も著しく構造物附近で局所的ではあるがOP−10m程度の洗堀深となり、現状河床高から7m程度低下することになる。なお、この場合の単位巾流量を求めてみると、9.8Kmの地点が最も大きく、低水路中央部において約10m³/s近いものとなっている（図−5−8−7参照）。

2000m³/sにおいては9.8Km地点の水位がOP4.0m程度を示し、この附近の高水敷高および仮締切天端高とほぼ一致している。このため流れは1000m³/sの場合と同じ状況となって現状低水路内の仮締切突出部に流線の集斂、ら線流の発生、2m/s近い流速等が起こる。単位巾流量では9.0Kmに最大値の26.7m³/sが現われ、9.8Kmでは15.6m³/sとなり（図−5−8−8参照）河床洗堀も著しくOP−16mとなっている。

次に4000m³/sの実験結果であるが、水位においては9.8Km地点でOP5.6m、これより上流は1/1000程度の水面勾配となっている。このためOP4.0mの仮締切あるいはこの附近の高水敷の上を洪水流が流過し、流線の低水路への集斂もかなり少くはなっているが、高水敷の水深が小さいため低水路を主体とした流況である。したがって仮締切突出部附近の渦、ら線流等の発生もあり、流速も1.6m/sから1.8m/sの値を示し、河床洗堀もOP−28mの値を示す。また仮締切附近を流過した流れは主流が左岸低水路主体となり9.0Km附近においては2.9m/sから3.3m/s程度の流速となるため、単位巾流量も20m³/sから25m³/sのものとなっている。したがって、この附近の河床変動は9.2Kmを除いて全体的に洗堀傾向を示し9.0Kmにおいては OP−11m程度、現状河床高から5〜6m低下し、9.4Kmでは10m以上の洗堀となり、しかも低水路護岸に最も接近して最大洗堀深が現われているものである（図−5−8−4参照）。

ここで長柄地区における最大洪水流量は9000m³/s程度といわれているので、この流量の検討も加えた。この実験結果水位においては10.0Km附近を堺として下流側は計画高水位以内におさまる（図−5−8−1参照）が、移動床における砂れんの発達による粗度増大によってこれより上流部では計画のそれを上回るものである。仮締切および高水敷部分の水深も3.0〜3.5mとなり、流況においては全体的に直線性の強い流れとなって河道巾全体を流下している。流速においては仮締切のおかれている断面で2.5m/s程度、それも河道中央の仮締切より右岸側の完成部に現われ、10.0Kmから9.0Kmまでのあいだの最大値は9.2Kmから9.0Km附近の3.3m/sであり、これは左岸現状低水路内の左岸護岸に接近して現われている。河床変動においては9.8Km左岸の現状低水路に仮締切の突出した附近が最も洗堀が大きく、小規模ではあるがOP−30mにまで達している。また洪水流が河道全面にわたって流下するとは云え河道のわん曲状況によって9.4Kmから9.0Km附近の左岸低水路における流量もかなり多く、単位巾30〜40m³/sにもなるため河床への影響も大きく、その低下量も現状

高から8～10mを示している（図－5－8参照）。

河床洗堀防止工の検討

第2期仮締切の原案においては、現状低水路内への突出が大きいため、この低水路を主体として流過する小中洪水への影響もさることながら、高水敷をも含めて流過する大洪水においても、出水初期の小流量時における仮締切附近の河床低下が著しいことによって流量の集中をまねき、ますます河床低下を促進させ、仮締切自体の安定性が心配された。そこで、仮締切突出部に接近した異状洗堀の対策工法の一手法として仮締切上流部に導流壁の設置を試みた。規模、構造としては（図－5－9－1参照）基部30mを不透過先端30mを透過とし、全長60mでありその附近には洗堀対策として捨石を行なっている。

まず1000m³/s～2000m³/sにおける水位は、9.8Km附近を堺として上流側では対策工のない場合に比べて1000m³/sの場合で0.5m、2000m³/sの場合で0.2m程度高くなっている。これは導流壁による堰上げの現象であろう（図－5－8参照）。

流況においては、両者の流量ともに仮締切突出部への流線の集敏はもちろん、導流壁先端部へのそれも極端にはあらわれず、主流は低水路左岸側に移動する傾向を示している。これは流速分布の測定結果において9.8Kmの最大流速値が導流壁のない場合は低水路中央附近に現われていたものが、導流壁設置により低水路左岸側に移動していること、護岸に対する流向が、ら線流の発生し易いかたちとなっていることから、この附近における河床洗堀現象は顕著なものであり、しかも最大洗堀深の現われる位置が本堤にかなり接近するものである。仮締切附近の局所洗堀は導流壁の先端に移動し、その値は1000m³/sでOP－10m、2000m³/sで同じく－18mを示し、さきの導流壁のない場合と比べて大きな差はないものである。

4000m³/s程度の流量となった場合は、その水位が仮締切高およびこの附近の高水敷高のOP＋4mより1.5m程度上まわり、流況も多少変化するものである。しかしその主な流量・流線はまだ低水路を主体とした観があり、9.8Kmの流速の横断分布においても左岸堤体に最も接近した測点に2.3m/s近い値が観測された。さらに9.2Km・9.0Kmに致っては河道の形状からして流線の集敏する区域となって、左岸堤体に接近して3.5m/sの流速値が観測されている。また、この附近においては堤体に接近したところにら線流の発生が多く、河床洗堀も護岸に接近してOP－6m～－8mを示し、仮締切附近の局所洗堀においては小規模ではあるがOP－20mにまで達している（図－5－8－4参照）。

長柄地区において考えられる最大洪水流量は9000m³/sであることから、この流量での実験を行なってみると、水位においては10.0KmでOP7.55mとなって計画高水位とほぼ一致する。これより下流側では計画高水位以内におさまるが、上流側においては11.6Kmで0.6m、12.0Kmで0.8～0.9m上まわっている。また、導流壁のない場合に比較すれば、わずかではあるが導流壁を設置した場合のほうが上まわる傾向を示している。

流況においては河道全面を洪水流が流下するかたちとなり、それも直線性の強い流線が観測される。このため断面によっては堤体にかなり接近したところに横断方向の最大流速値が現われる。たとえば、9.8Kmにおいては仮締切右岸側に3.4m/s近い流速、9.6Kmで右岸よりに2.6m/s、9.2Km

では左岸に3.2m/s、9.0Kmにいたっては3.10m/sの流速が左岸低水路の河床面近くに発生している（図－5-8参照）。

河床形状においては仮締切附近の局所的な最深河床高はOP－20mとなり、4000m³/sの結果からの河床低下はさして進行しておらず、その範囲が広くなる傾向を示し、しかも低水路護岸に接近するものである。さらに、この下流側の9.6Kmから9.2Kmにかけては本堤に非常に接近して最大洗堀深の現われていることが多い（図－5-8参照）。

仮締切附近の洗堀対策として設ける導流壁の透過・不透過の組合せ構造については、実験中における流況あるいは得られた流速値、その発生状況および河床洗堀の状況等から判断して、あまりにも効果が大き過ぎ、逆に対岸への水衝りを発生させる傾向になる。このため、その全体を透過構造（基部30m密透過、先端30mを粗透過（図－5-9-2参照））として実験を試みた。

この結果水位においては顕著な傾向は認められないが9.8Km附近の流況が4000m³/s以上の流量でわずかではあるが左岸低水路に流入し易くなる傾向を示し、仮締切を堺としての分流量も導流壁に不透過構造の加わっている場合より低水路側が多くなる傾向を示す（図－5-10参照）。

河床形状においては、仮締切附近の局所的な洗堀現象は判然としないが、これより下流側の9.6Km～9.2Kmの断面においては、わずかではあるが分流量の増加している低水路側の洗堀量が大きい。これと反対に、分流量の減少している高水敷側の洗堀量は小さくなっており、9.6Km、9.4Kmにその傾向がうかがえる（図－5-10参照）。なお、低水路側の洗堀現象は、左岸側の護岸への水衝りあるいは護岸附近でのら線流の発生等により鉛直方向の河床洗堀が著しいものである。

5－2－4　仮締切第2案形状における実験

仮締切第1案形状においては、低水河積の減少、突出形状の影響等によって流線・流量の集敛がおこり局所洗堀が進むため、その対策工を試みたが、それも構造物の安全性は確保出来得るものの対岸に対する弊害は残るものである。そこで、低水路の疎通能力の増加と洪水流に対する構造物の形状補正を考慮した仮締切形状第2案（低水路部分の仮締切一部カット）の実験を行なった。

その結果、水位においては予想されたほどの低下現象ではなく、1000m³/s程度においてその効果が認められるほかは明らかなものではない（図－5-11参照）。これは流況の変化によって河床粗度の変化、つまり砂連などの発生位置の移動・その規模などが原因と考えられる。

流況においては大小洪水流ともに仮締切の設置されていない場合の現状河道の流況に近いものとなる（図－5-11-4～6参照）が、低水路右岸における仮締切の存在はまだ影響要素が残り、それによって多少ではあるが流線の集敛がおこるとともに仮締切に接近した局所流の発生も観測される。

実験後の河床形状であるが（図－5-11-11～14参照）、仮締切附近の局所洗堀は1000m³/sでOP－10m、2000m³/sでOP－14m、4000m³/sではOP－24m、9000m³/sにおいてはOP－34mの最大洗堀値を示し、その量・形状についてさきの第1案（原案）の実験結果と比較してみると9000m³/sの結果を除いては第2案の洗堀量わずかに小さい。しかし局所洗堀の位置が構造物に接近していることは両者ともに同様である。また、仮締切の設けられている9.8Km以外の断面における河床形状について第1案の結果と比較しても明らかな傾向は認められないものであり、第1

案の形状に局所洗堀防止の導流壁を設置した場合の実験結果と比較しても同様である（図－5－11－7～10参照）。

仮締切第1案形状における洪水流への疎害、河床の局所洗堀の進行等を考慮して低水路内への突出部を一部カットしたが、1000m³/s、2000m³/s あるいは4000m³/s程度の洪水位が多少低下の傾向を示し、流況においても9.8Km 附近のものがわずかに河道中央方向に移る程度にとどまり、仮締切附近の局所洗堀は依然として進むものである。そこで、仮締切に接近した洗堀防止のための導流壁設置と、あわせて第1期締切によって工事の完了した部分を利用して巾60m、河床高OP－3.0mの規模をもった切かえ水路（低水および中小洪水の処理を目的とする）を設けて実験を試みた。なお、仮締切上流部に設けた導流壁は透過性のものとし、基部30mを密透過、先端30mを粗透過の構造とした。

この結果、水位においては第1案形状の結果と比較して多少のバラツキはあるものの9.8Km より上流側でやゝ低下の傾向を示し（図－5－12－1参照）、第2案形状の洗堀対策工のない場合の結果との比較では大きな流量において低下の現象が明らかである。

流況では、1000m³/s、2000m³/s の小洪水においても現状低水路と切かえ水路との両者に分流して流下するため、仮締切上流端附近における流線は非常にゆるやかなものとなる（図－5－12－2～3参照）、4000m³/s以上の洪水流でも仮締切によって流向を変える流跡線は緩和されている。また高水敷側における流れは、4000m³/sでは切かえ水路主流が、9000m³／s となると切かえ水路を主体として河道全面を流下する。

ここで流量の横断分布を見ると小流量の場合は低水路と切かえ水路ともに同じ程度の分流量となっているが、流量が増加するに従がって河道中央の切かえ水路側が多くなる傾向を示す（図－5－12－8～11参照）。これは、この附近の河道形状に対して流線の直線化の傾向となることもさることながら、切かえ水路の支配も大きなものと判断される。

仮締切附近の河床形状においては1000m³/s の場合でOP－8mとなり、2000m³/s、4000m³/s においても量的には変らず、9000m³/s ではOP－3m～－4m で小洪水の結果からみて堆積となっている（図－5－12－4～7参照）。しかし、この附近から下流、とくに切かえ水路の下流側の9.6Km、9.4Km においては最深部がOP－10mにも及ぶ河床低下が現われ、現状河床高から14m近い洗堀量となる。したがってこの附近の橋梁の安全性が問題となる。

現状低水路に対する洪水流量の集中を緩和するための切かえ水路を設けるとともに、低水路部分における仮締切に接近した洗堀の防止工を試みた結果、切かえ水路のうけもつ流量も割合多くなることから低水路部分における洗堀量は減少するものの、切かえ水路下流側での河床低下とくに橋梁附近の局所洗堀が助長され、これに対する保護が必要と判断された。そこで、砕石による河床保護を行なった。河床保護区域は切かえ水路下流側法面、阪急千里山線、長柄橋、さらに下流の東海道本線等の橋脚附近と9.4Kmから9.1Kmまでの低水路左岸に砕石を敷設した。また橋脚の保護であるが阪急千里山線に対しては左岸より300m附近から550m附近までの約250m区間、長柄橋に対しては長柄堰より右側に約350mの区間とし、東海道本線においては左岸からほぼ河道の中央附近まで保護工を設置した。

この結果、水位においては護床工のない場合の結果と比較して11.0Km附近で、それも小流量の場合に多少高くなる傾向を示し、大きな流量では顕著な変化は認められない（図－5-13-1-2参照）。仮締切附近より下流側においては、むしろ護床工を設けたNo.9の場合の値が低い結果を得ている。流況においては2000m³/s程度までの洪水流は低水路および切かえ水路とで容易に処理出来る。しかし4000m³/s以上の流量となると高水敷をも含めて流下し、河床保護を施さない実験結果と比較して下流部でやゝ左に流向を変える傾向となり、これが8.0Km附近の左岸への水衝りの原因となる（図－5-13-3～6参照）。

河床変動状況であるが、まず低水路内の仮締切附近の洗堀状況では最大洗堀深が1000m³/sでOP－4m、2000m³/sでOP－6m、4000m³/s 9000m³/sと流量の増加にしたがってOP－5m・－4mとその値が減少する傾向となり、護床工のない実験結果と比較して洗堀値はさして変わらないがその位置が多少仮締切に接近するものである（図－5-13-7～14参照）。その他の断面における河床状況は、9.6Kmの高水敷側の、それも切かえ水路の直下流にあたる部分で局所的に4000m³/sでOP－9.5mを示し、7000m³/sではOP－6mとなる。また護床工を施工しない結果と比較して、4000m³/sでは後者が4～5m洗堀量が多くなり7000m³/sでは逆に4～5m少なくなっている。これは、水位が高水敷に敷設された護床工をわずかに上まわる程度の流量では局所的に護床工の弱い点等に対して流量の集中がおこり局所洗堀の原因となるものと判断される。このほかの地点では多少の差はあるにしても大巾な変化は認められない。

5－2－5　仮締切第3案形状における実験

淀川工事事務所で計画・立案された第2期仮締切の第1案・第2案形状について実験的な検討を加え、その短所について補足を試みた結果9.8Km附近の現状低水路の規模あるいはこの下流部の河道状況全般を考慮すれば計画された仮締切の規模・形状・設置手順等に再検討の必要が認められた。そこで、第2期仮締切1案形状について低水路にかかる部分を約60m縮少し、低水路を主体とする洪水流の疎通を計り、河床の異状洗堀を防ぎ河川構造物および仮締切の安定性を計った（図－5-14参照）。

また、阪急千里山線長柄橋・東海道本線等の橋脚保護切かえ水路下流部法面保護、9.4Kmから9.1Kmにかけての現状低水路左岸への護床工は、さきの実験と同様に設置した。

この実験結果、水位について原案の第2案の結果と比較して10.0Km附近から下流側で修正案の結果が多少上回り、これより上流部では顕著な変化は認められない（図－5-15-1参照）。

流況においては、1000m³/s 2000m³/s程度のものであれば切かえ水路と低水路との両者を流下し、これまでの実験の場合と同じように割合ゆるやかなものである。また、4000m³/s程度の洪水になると9.8Km附近の水位もOP5.4～5.5m近くとなり、この附近の高水敷高および仮締切高より1.5mほど高くなるため河道全体を洪水流が流下するものではあるが、その主流は仮締切のカットによって河積の増加された現状低水路と、切かえ水路までの範囲を流下し、右岸の100～150m部分はほぼ死水域の現象を示す。7000m³/s程度の洪水では河道全体を流下し9.8Km附近での主流はほぼ河道の中央附近となっている（図－5-15-2～3参照）。ここで4000m³/s、7000m³/sの流況を仮締切第2案に護床工を設置した実験（No.9）の結果と比較してみると流量によってその傾向

を異にしており、低水路部分の仮締切縮少の影響も明らかなものではない。また下流9.2Kmから8.4Km附近に、高水敷を流下した流線の集敛が観察される。

10.0Kmおよび9.8Km附近における単位巾流量の横断分布をみると、切かえ水路側がやゝ大きめの値が得られてはいるが、両者の分流割合は、かなり低水路側が大きくなる傾向を示す（図－5-15-10～11参照）。

9.8Kmを中心とした河床変動状況であるが、1000m³/s～2000m³/sでは洗堀・堆積現象は少く仮締切附近における局所洗堀もOP－6m、4000m³/s～7000m³/sにいたって、OP－10mを示すが、その範囲は小規模である（図－5-15-4～9参照）。

5－2－6　仮締切縮少・築島案における実験

ここで、これまでの実験結果をもって淀川工事事務所との打合せの結果、仮締切の施工は3回（図－5-16参照）とし、第2期締切は低水路にかかる部分を約60m縮少して左岸の第2ピャーは築島タイプで工事を実施、第3期仮締切の施工により現状低水路部分の護床工工事を実施することになり、その実験検討を行なうことにした。

実験№11には、図－5-16に示す第2期締切を設けているが、実験№10で設置した仮締切規模とまったく同じで築島だけ現状低水路内に設置し、切かえ水路は設けず、洗堀防止の導流壁を付けている。

この実験結果、水位において№10の結果と比較するとバラッキはあるものの9.8Kmを堺として下流側で№11の結果が下回り、上流側では№11が上回る傾向を示している（図－5-17-1参照）。

流況においては場所によって多少の差はあるものの、全体的には№10とほぼ同じ流況を示すものである（図－5-17-2参照）。また、高水敷をも含めて流下する流量の横断分布と河床変動状況であるが、前者においては約7割程度低水路側を流過し、後者の河床状況においても№10に比較して一般に低下の傾向を示す（図－5-17-4～8参照）。また、仮締切附近の局所洗堀は4000m³/s程度の流量で最深河床部がOP－13mとなる。これは切かえ水路がなく、低水路側への流量集中が一つの大きな原因であろう。

第2期仮締切・築島案（実験№11）の実験結果、洪水流量の低水路側への集中、これによる仮締切附近の局所洗堀の進行、さらには下流の低水路左岸への水衝現象等が著しくなることから、流況調節を目的として切かえ水路を設けた（実験№12）。

この結果、水位においては9.8Km附近で1000m³/sの場合にOP＋3.10m、2000m³/sではOP＋4.2mとなって№11の結果よりやゝ低い値を示す（図－5-18-1参照）。4000m³/s、7000m³/sにおいては№11の場合より多少高くなる傾向はあるが、縦断方向に全体をみた場合は№11とほぼ同ようの結果といえよう。

流況の観測結果において、1000、2000m³/sの場合は低水路と切かえ水路とに流量が分流するため問題のない流過状況であるが、4000m³/s以上の流量になってやゝ河道右岸よりに流線の移行が観測された（図－5-18-2～3参照）。

河床形状について水位・流況と同じ比較を行なってみると、1000m³/s、2000m³/sの場合は顕

著なものではないが、4000m³/s以上になると仮締切の設けられている9.8Kmより下流で現状低水路側の河床低下量が減少し、この反対に河道中央あるいは右岸よりの高水敷部分の低下が大きくなっている（図－5-18-4～9参照）。仮締切附近の河床状況は、最大洗堀深としてはNo11の場合と大差ないが、その発生位置が多少仮締切に近づく傾向を示す。

5－2－7　第3期仮締切における実験

第3期仮締切は、当初計画の第2期仮締切が変更されて残された低水路部分の締切である（図－5-16参照）。

実験における河道状況は、第1期および第2期仮締切によって工事の完成した部分に巾42m、その河道高OP－3mの切かえ水路を設け、さらに、切かえ水路の下流部における高水敷あるいは橋梁に対する水衝り緩和を考慮して、9.5Km附近の現状低水路に流入し易く、斜流入の形に設置して実験を試みた。

この結果、水位においては9.6～9.8Km附近でNo12の実験結果より若干高くなる傾向を示すが、10.0Kmより上流においてはNo13のほうが低い結果となり、しかも水面勾配も異なっている（図－5-19-1参照）。

流況は、1000m³/s、2000m³/sの小洪水では低水路と切かえ水路の両者に分流して流過するため非常にゆるやかな流れを示す。4000m³/sの場合においても、仮締切による流線の移行は著しいものではなく（図－5-19-2～3参照）、河道全域を流下している。7000m³/sにおいても4000m³/sの流況とほぼ同ようの傾向ではあるが、流勢が強くなり、8.4Km～8.6Kmの左岸に水衝部が観測される。

河床状況においては、仮締切の規模も小さいため1000m³/s、2000m³/sでは流量の集中もなく、河床低下も大きく進まない。4000m³/sでは工事完成部に2m程度の局所的な堆積現象が観測され、9.4Kmにおいては現状河床高から2～3mの洗堀となり、とくに切かえ水路の下流にあたる部分では4m余の低下部分が観測される（図－5－19－4－10参照）。

7000m³/sでは完成部の堆積はそれほど変化しないが、阪急千里山線の橋脚附近を含めて9.4Kmの洗堀傾向が著しく、現状河床から7m近い局所低下も観測される。このほか9.0Kmから8.8Km附近の左岸現状低水路において、流量・流線の集敛するところが4m近い低下現象となっている。

仮締切の現状低水路側における局所洗堀は、7000m³/sの流量でもOP－4m程度が最大で、現状河床高よりわずかに低下する程度である（図－5-19-6参照）。ただし、図からは明らかでないが、仮締切上流側の右端附近（図中の※印部分）に現状河床高から3～4mの洗堀が局所的に起こり、それは仮締切にかなり接近したものである。

No14の実験は、No13の結果から阪急千里山線の橋脚を含めて、これより下流の高水敷および橋脚保護、9.4Km附近より下流の低水路左岸側の保護等を考え、前者には現状高水敷高より1m高く砕石による帯工を施し、後者については河床高と同じに砕石による河床保護を行なった。

この結果、水位においては9.6Km附近で著しく高くなる（図－5-19-1参照）。No13の結果と比較すると、とくに小さな洪水流量で大きな差を示している。この附近の計画高水位に対する7000m³/sの水位は12.0Km附近までは計画高水位以内におさまるが、水面勾配をみると、これより上流

では7000m³/sの結果が上回るものと判断される。

流況においては、1000m³/s、2000m³/sの流量は低水路および切かえ水路で安全に処理出来る。4000m³/sになると、工事完成部下流側高水敷に設けた帯工を越流し、直線的な流線のほか、切かえ水路を径て9.5Km左岸の低水路への流入もかなりの流量となる（図－5-19-2参照）。

7000m³/sでは、さらに帯工等の上で越流水深は増加するが、やはり低水路側への流入傾向は強いものである。また、下流部の8.2Km～8.8Kmの左岸への流線の集斂・流量の集中も観測される。

河床形状においても1000m³/s、2000m³/sの流量では、現状形に対して著しい変動は示さない。4000m³/sでは、9.4Km左岸低水路に現状高から10m近い洗堀域が観測される（図－5-19-4参照）。また、9.0Km～8.8Kmの左岸水衝部においても2～3m低下を示している。7000m³/sでは、9.4Kmの低水路部分の洗堀は進まないが、9.0Km～8.8Kmにかけての洗堀現象が大きく進行している（図－5-19-5参照）。

9.8Kmの第3期仮締切附近の低水路側の河床洗堀は、4000m³/s、7000m³/sともにOP－4m程度にとどまっている（図－5-19-6、7）。

このほか、切かえ水路上流部では1～2mの低下、完成部では3～4mの堆積となっている。

5－2－8　工事完成後における実験

実験№14まで、淀川大堰建設工事のための仮締切の設置規模・手順と、河床洗堀等の対策工について実験を試みてきたが、ここで、工事完成後の河道状況で検証的な実験を行なった。なお、阪急電鉄千里山線橋脚と切かえ水路とのあいだの高水敷へは現状高水敷高と同じ高さの帯工とし、阪急電鉄、長柄橋、東海道本線等の橋脚には周囲に巾10mの護床工を、9.6Kmから8.4Km附近までの低水路左岸に護床工を設置した。

実験結果から、まず水位においては9.6Km附近の水面形状に乱れがあり、とくに2000m³/s、4000m³/sにその傾向が著しい。これは、9.6Kmの上流側における工事完成部の河床形状、および下流側における帯工等の河道の影響によるものであろう（図－5-20-1参照）。実験№13あるいは№14の結果と見合せると、9.6Km附近より上流側でバラツキはあるにしても№14より低下し、№13よりは若干高くなる傾向である。

流況では、低水路内に仮締切もないため流量が1000m³/s、2000m³/sであれば、低水路を主体として流下し割合に流線の変動も少ないが、9.5Km附近で河積の急縮によって多少流線の集中が観測される（図－5-20-2参照）。4000m³/sでは高水敷の上も1.5m程度の水深となるため、低水路のほかに工事完成部を含めた河道2/3程度の範囲が流下域となり、9.4Km～9.6Kmの護床工の上も流下する。また9.8Kmでの仮締切もないため、流線はかなり直線性のものとなる。7000m³/sにおいては、河道全域が流下域となるため、4000m³/sの流線よりさらに直線化する流線が観測された。

河床変動状況の測定結果、1000m³/s、2000m³/sでは大きな変化は認められない（図－5-20-3～5参照）。4000m³/s、7000m³/sの流量では10.4Km～10.2Kmで若干低下現象、10.0Km～9.6Kmのあいだで、とくに9.8Kmと9.6Km附近の工事完成部あるいは切かえ水路部分が最大4～5m

の堆積となっている。これより下流域では一般に低下現象を示しており、とくに阪急電鉄橋梁の下流、9.4Km 左岸低水路、それに多少流線の集斂もみられる9.0Km～8.8Km左岸の低水路に局所洗堀が観察される。

5－2－9　まとめ

1) 第2期仮締切原案形状においては、低水路の河積縮少により小洪水の流過に疎害をおよぼし、この附近の低水路河床に局所洗堀が起り、しかも仮締切に接近しているためその安定性が危ぶまれる。

2) 仮締切に接近した局所洗堀の防止対策工として仮締切上流端に導流壁（図－5-9参照）を設けた場合（仮締切第1案）は、局所洗堀位置が低水路左岸方向に移動するため低水路護岸および本堤に対する被害が予想される。

3) 仮締切の回数は、9.8Km 附近の河道状況から判断して3回締切とすることが望ましい。

4) 第2期仮締切の規模は現状低水路への突出を避けて現状高水敷内にとどめ、現状低水路内にかかる橋脚工事の築島工法については、仮締切上流端への導流壁の設置、これとあわせて築島前面への小規模な護床工敷設によって局所洗堀は防止出来る。

5) 洪水処理を目的とした切かえ水路の設置は妥当なものである。規模は巾４０ｍ（床巾）、1：2の法面、河床高OP－3mが適当であるが、大・中洪水時においてその下流側高水敷（阪急千里山線を始め長柄橋・東海道本線等の橋脚を含む）低水路との合流点およびその下流において流線の集斂・水衝部の発生等によってOP－16mにおよぶ局所洗堀が観測され、その対策が必要である。

6) 仮締切上流端に設ける導流壁は、長さ４０ｍ、透過構造（図－5-9-3参照）で充分効果が認められ、設置位置は仮締切上流端の左端が最も良い。また、この周囲には巾１０ｍ程度の護床工が必要である。

7) 切かえ水路法面、阪急電鉄千里山線・長柄橋・東海道本線等の橋脚は河床高と同じ高さに一面の護床工が必要であり、とくに切かえ水路下流法面を含み阪急電鉄千里山線附近には巾５０ｍ、厚さ1ｍ程度の帯工を設ける必要がある。なお帯工は表面の平な材料（ブロック）が良く、高さは現状河床高と同じにすべきである。

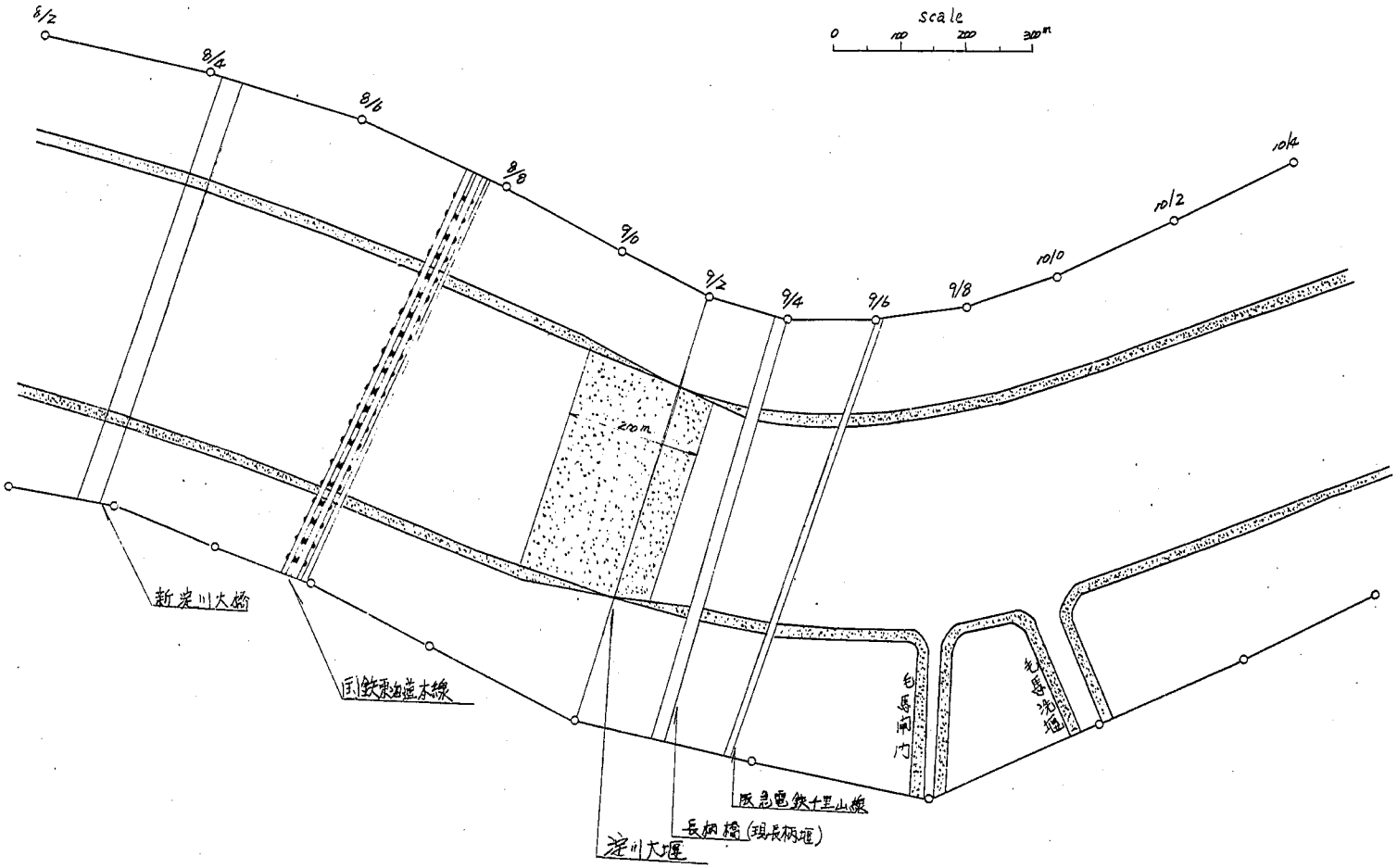
8) 9.6Kmから8.8Km附近までの低水路左岸に砕石あるいはブロック等の護床工が必要である。

9) 工事完成後の大堰附近は、７０００m³/sの洪水位は計画高水位以内に納まるが、12.0Kmより上流では若干上まわる。

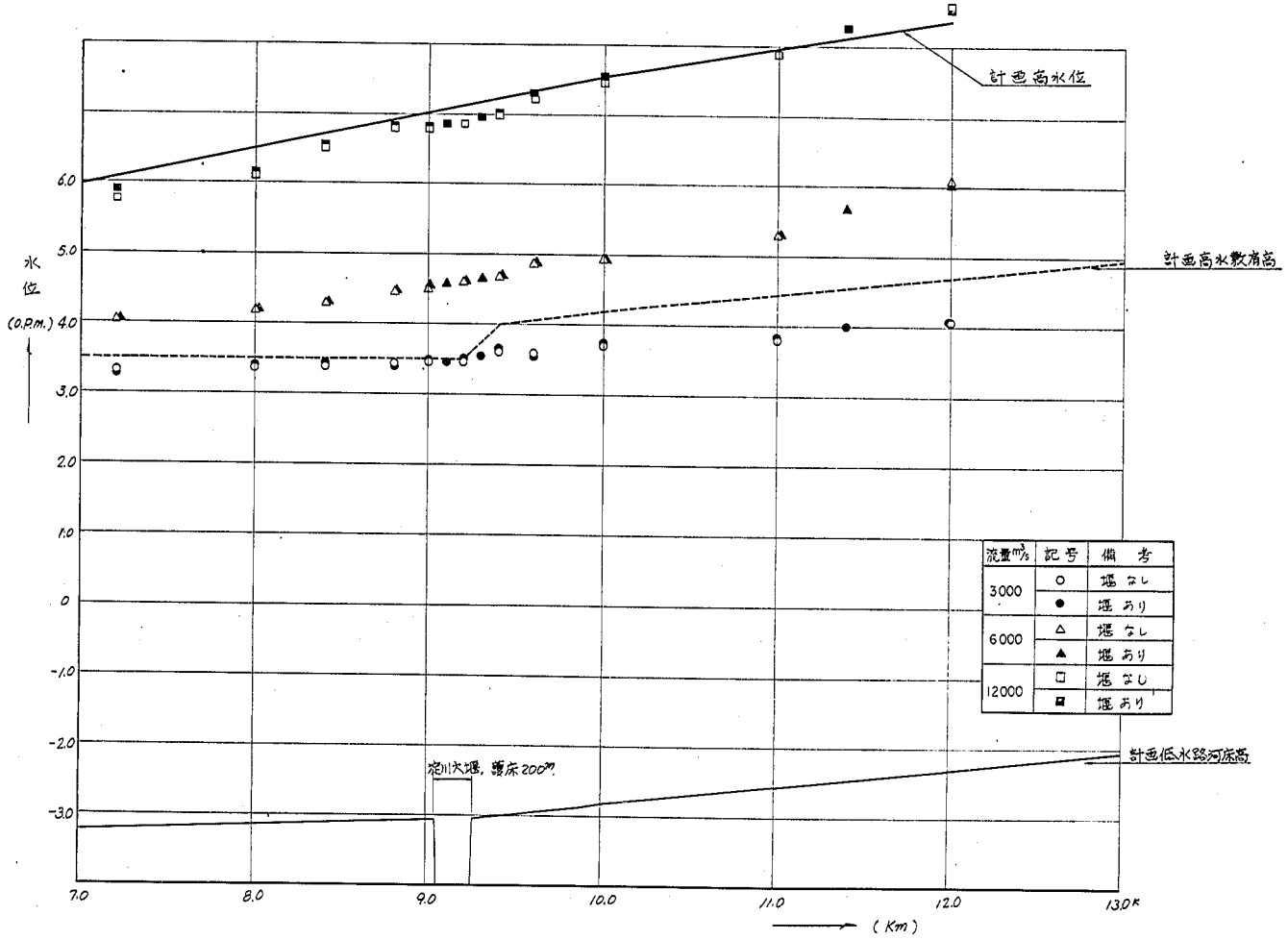
10) 工事完成後の河道における流況は、9.8Km～9.6Km 附近の床堀された部分を除いてはほぼ現状河道の流況と同じであり、河床変動は床堀部分に4～5ｍの堆積が起る。

11) 工事完成後は9.6Km 附近から低水河積が急に減少し、６０００m³/s程度までの中小洪水流は左岸低水路に集中する傾向を示す。このため9.6Km から9.0Km 附近にかけて現状低水路およびその左岸へは捨石および矢板等による護床・護岸が必要であろう。

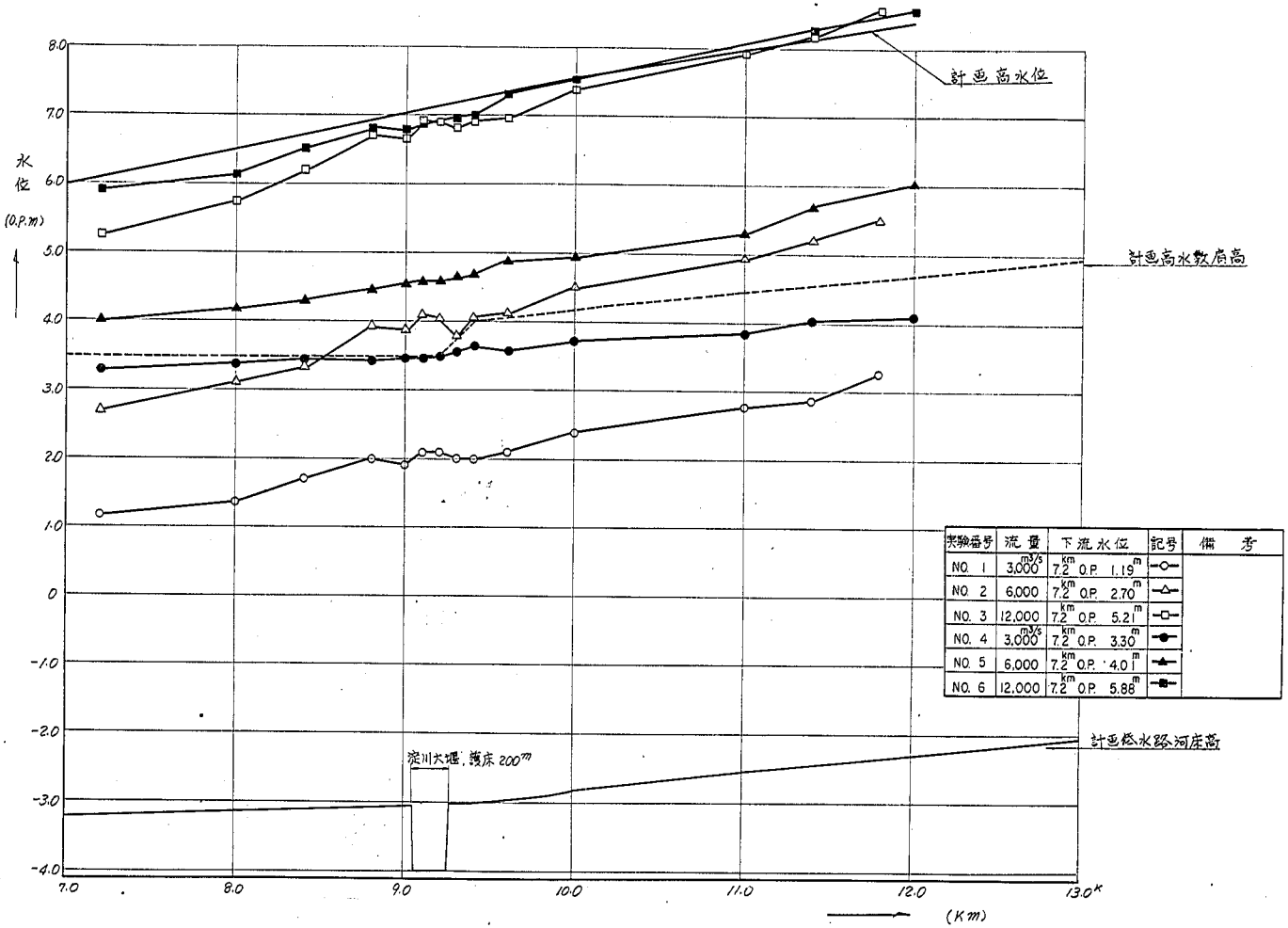
12) 工事完成後は9.8Km より下流部の既設河川構造物、とくに阪急千里山線、長柄橋の橋梁について補強・改築等は早急に実施することが望ましい。



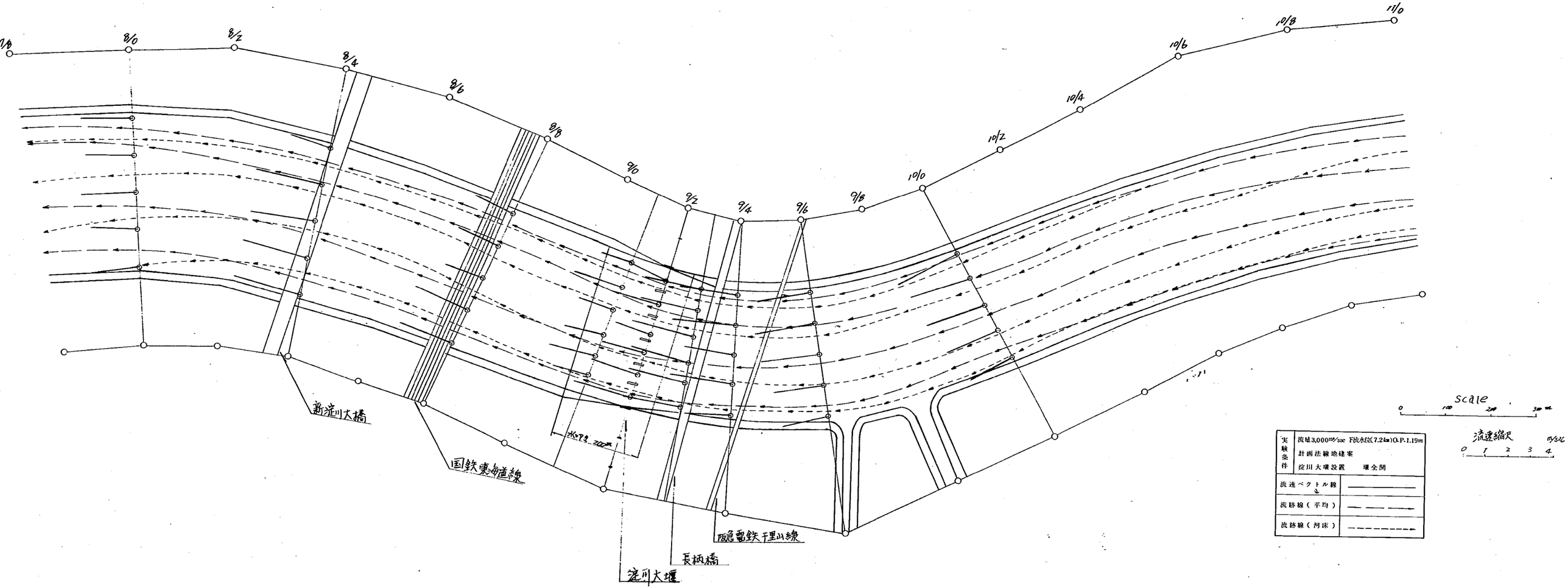
図－5－1　淀川大堰建設計画概要図



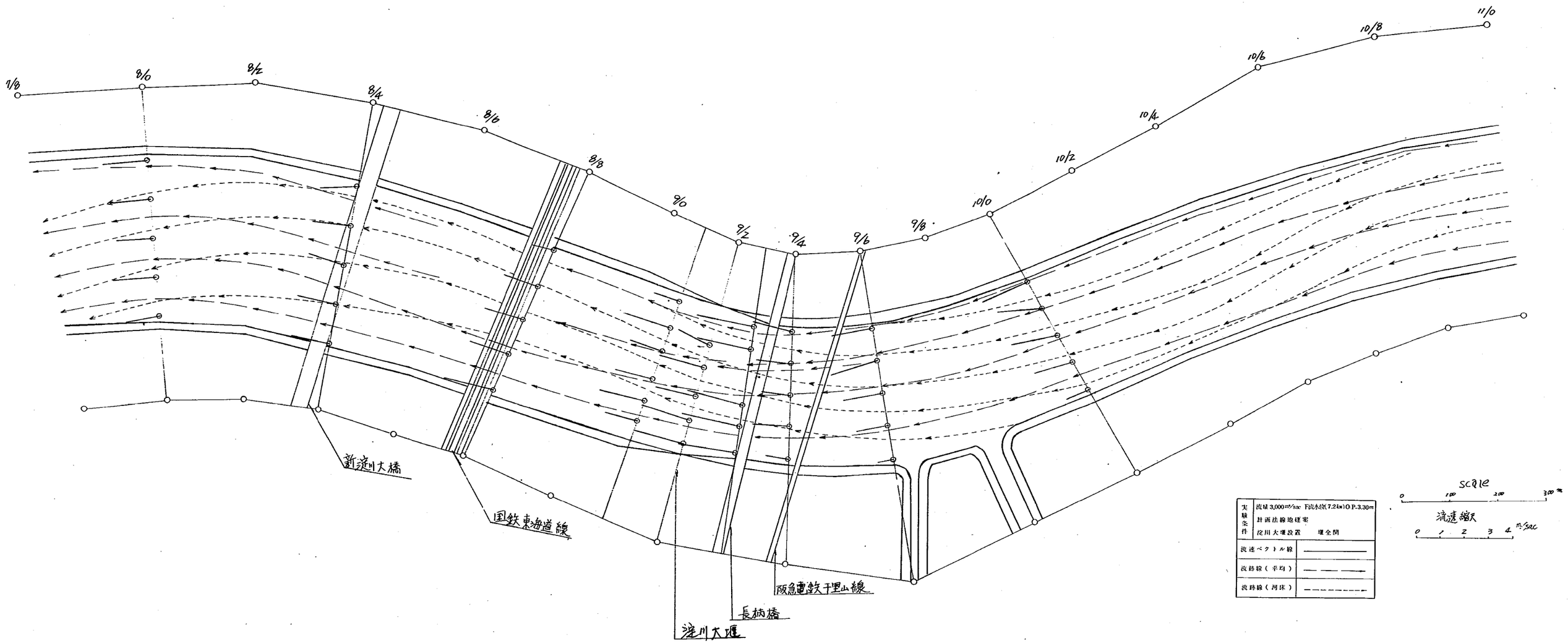
図－5－2－1　水位縦断比較図


計画高水位
計画高水数倍高
計画松水路河床高
淀川大堰、護床 200m
水位 (O.P.m)
(Km)
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
-1.0
-2.0
-3.0
-4.0
7.0
8.0
9.0
10.0
11.0
12.0
13.0K
実験番号 | 流量 | 下流水位 | 記号 | 備考
NO. 1 | 3,000 m3/s | 7.2 km O.P. 1.19 m
NO. 2 | 6,000 | 7.2 km O.P. 2.70 m
NO. 3 | 12,000 | 7.2 km O.P. 5.21 m
NO. 4 | 3,000 m3/s | 7.2 km O.P. 3.30 m
NO. 5 | 6,000 | 7.2 km O.P. 4.01 m
NO. 6 | 12,000 | 7.2 km O.P. 5.88 m

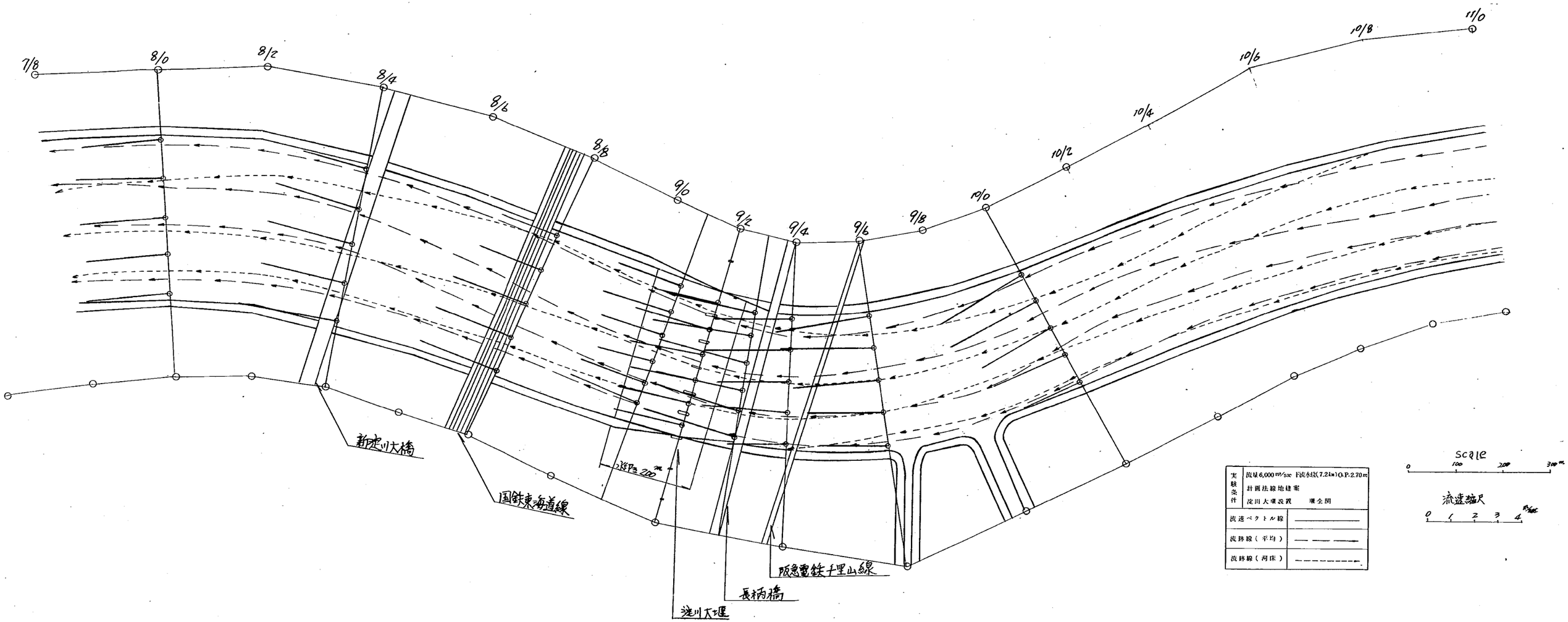
図－5－2－2　水位縦断図



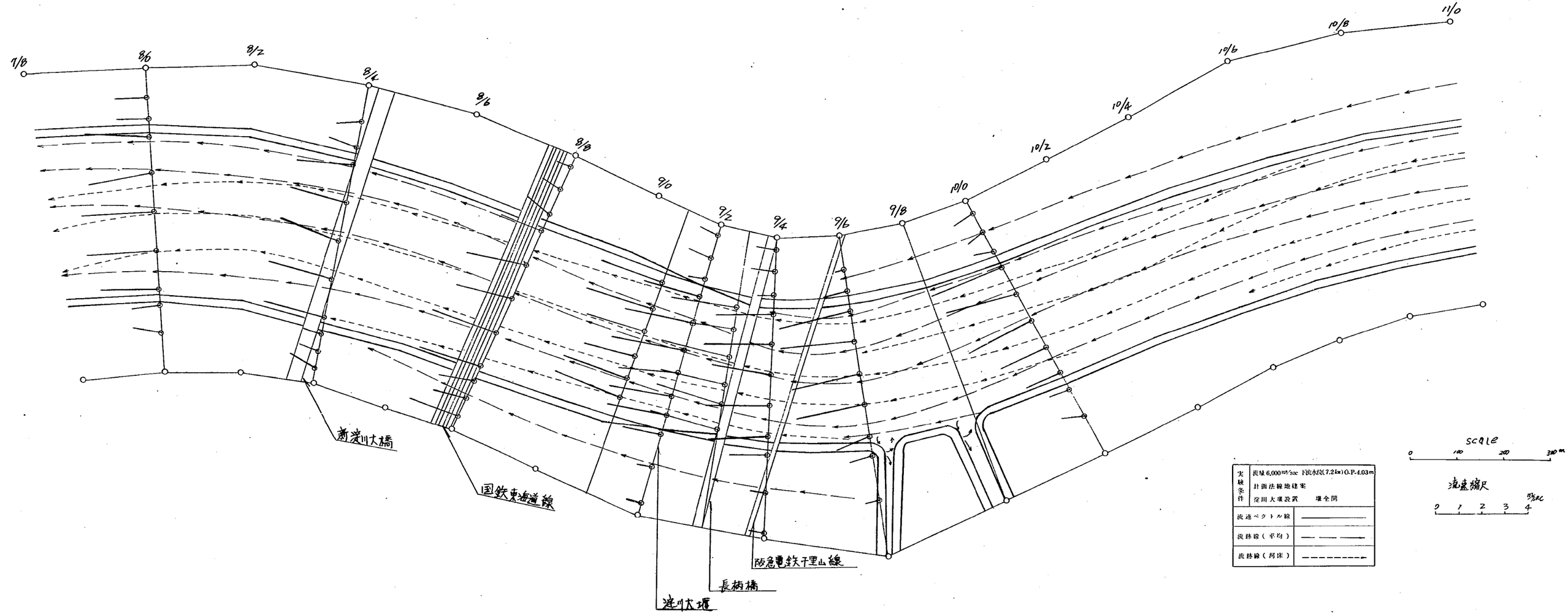
図－5－3－1　流況、流速図　実験Ⅱ-1



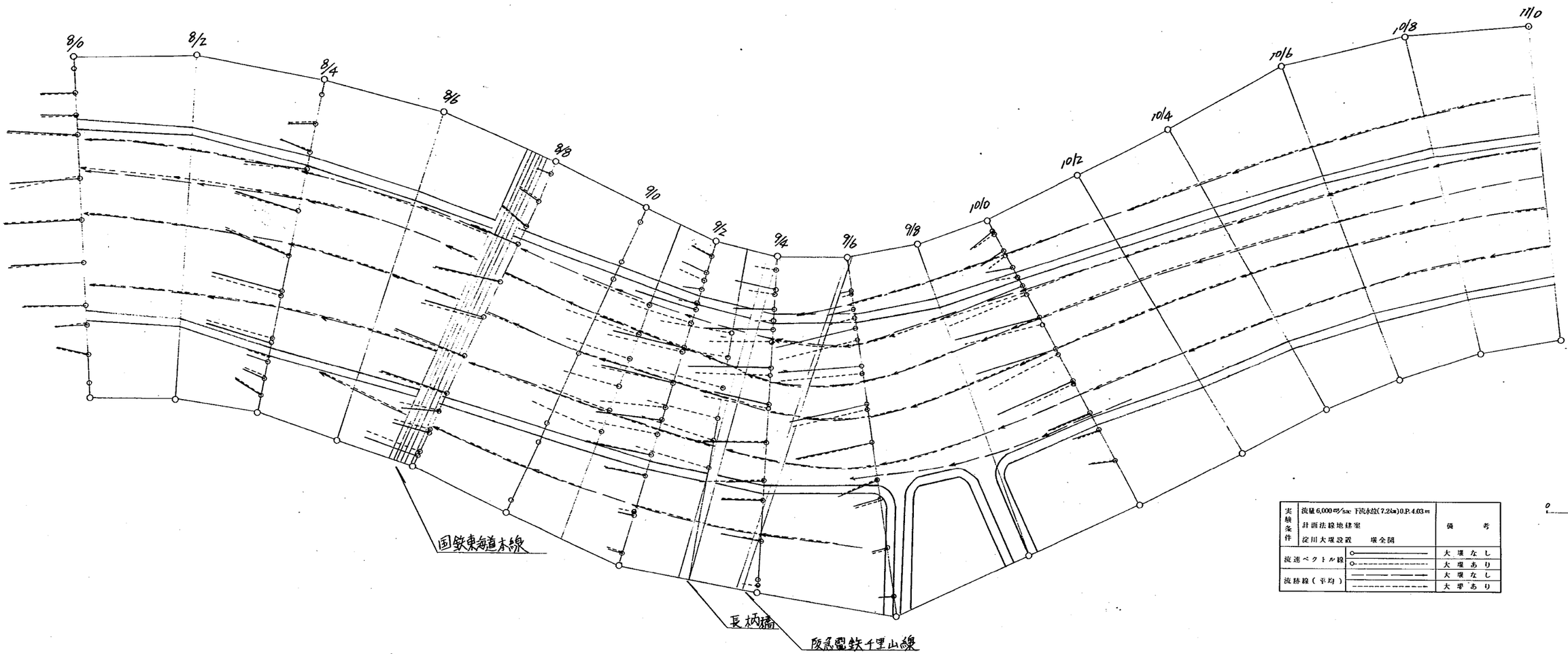
図－5－3－2　流況、流速図　実験Case 4



図－5－4－1　流況、流速図　実験№2



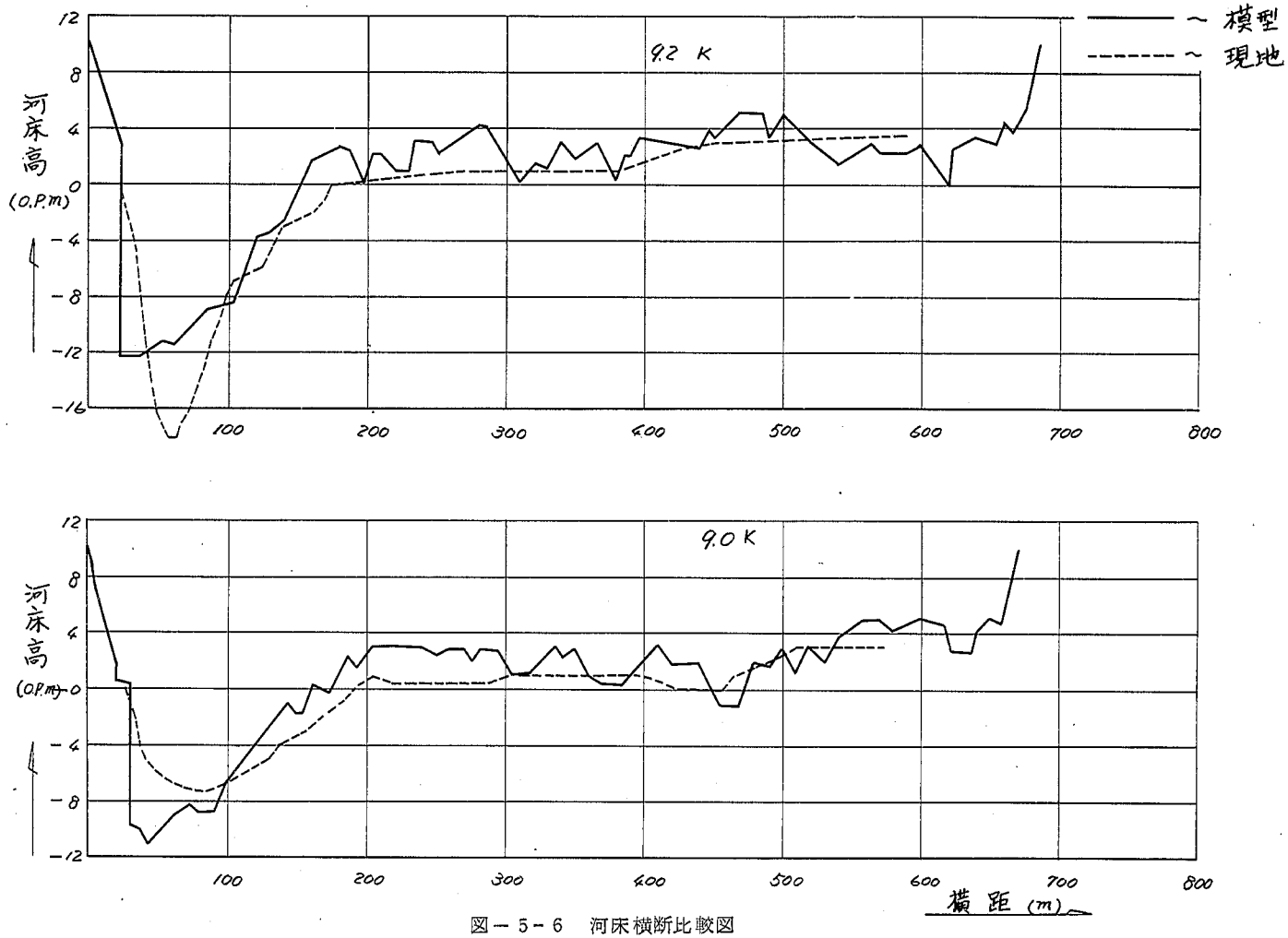
図－5－4－2　流況、流速図　実験Ⅳ-5



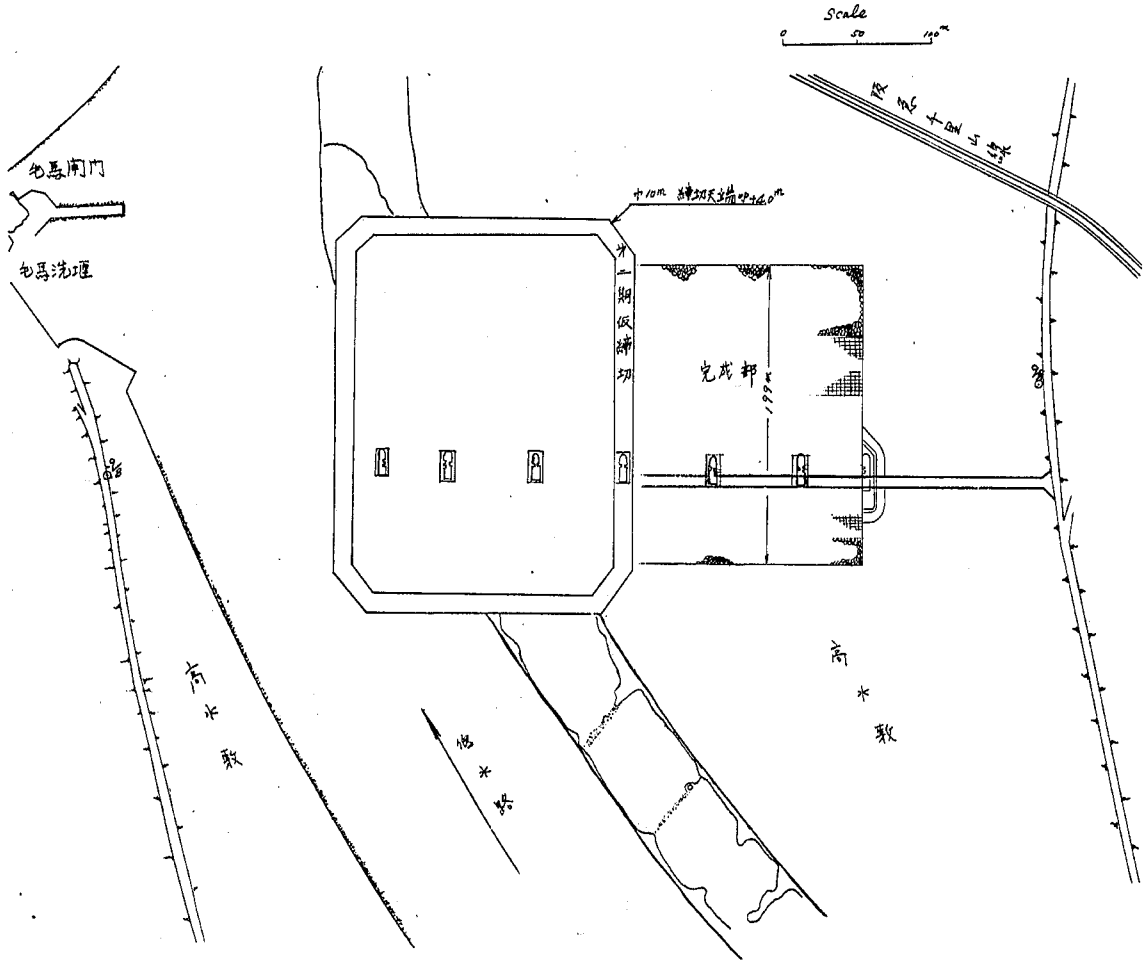
図－5－4－3　流況、流速比較図

scale
実験石1
Q = 3,000㎥/s
実験石2
Q = 6,000㎥/s
注 ( )外数字は石1の流速値
( )内 〃 石2 〃
新幹線
東海道本線
新旧大橋
新池川大橋
旧鉄道専用橋
東海橋
旧鉄道専用橋
池川大橋
国鉄高架橋

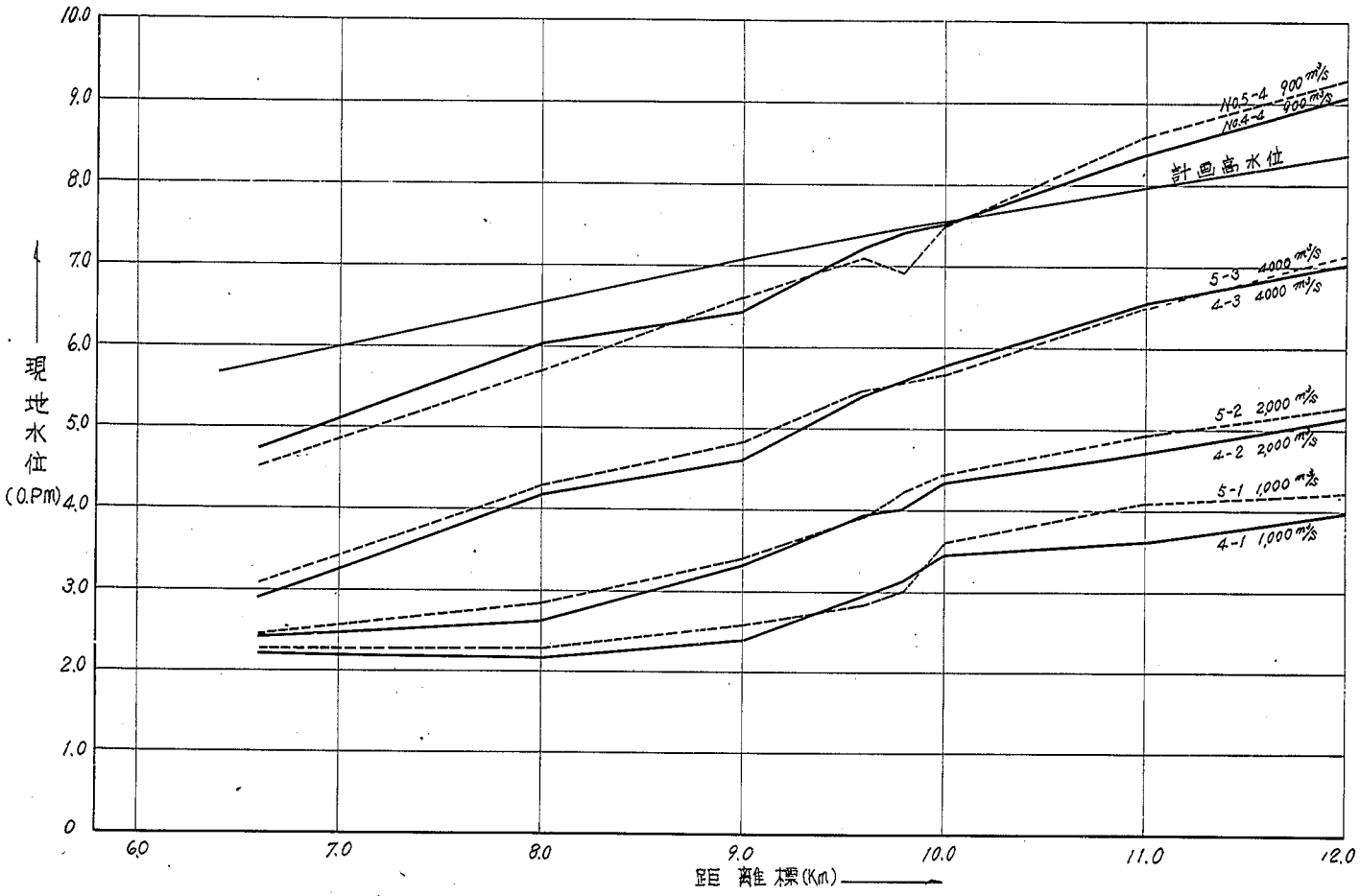
図－5－5　河床変動図


9.2 K
9.0 K
河床高
(O.P.m)
12
8
4
0
-4
-8
-12
-16
100
200
300
400
500
600
700
800
横距 (m)
模型
現地

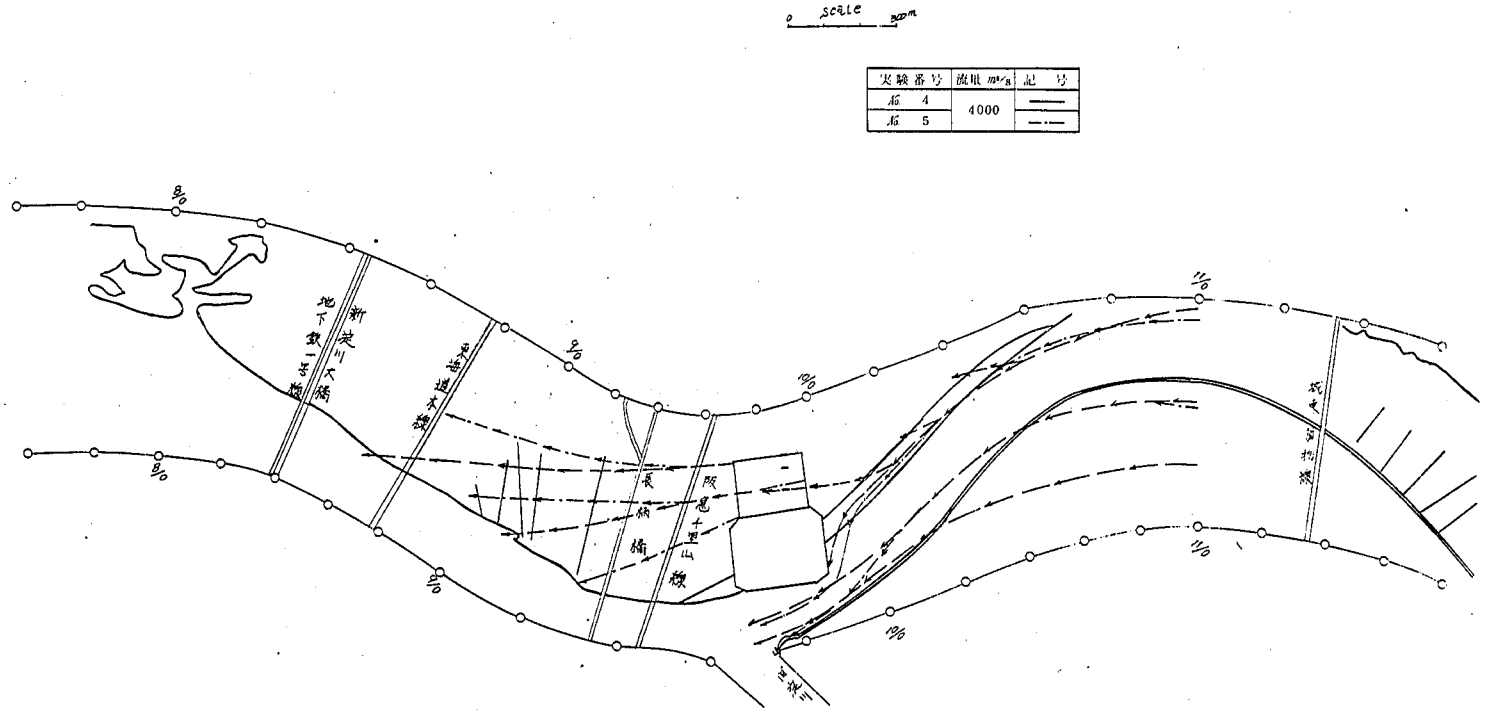
図－5－6　河床横断比較図



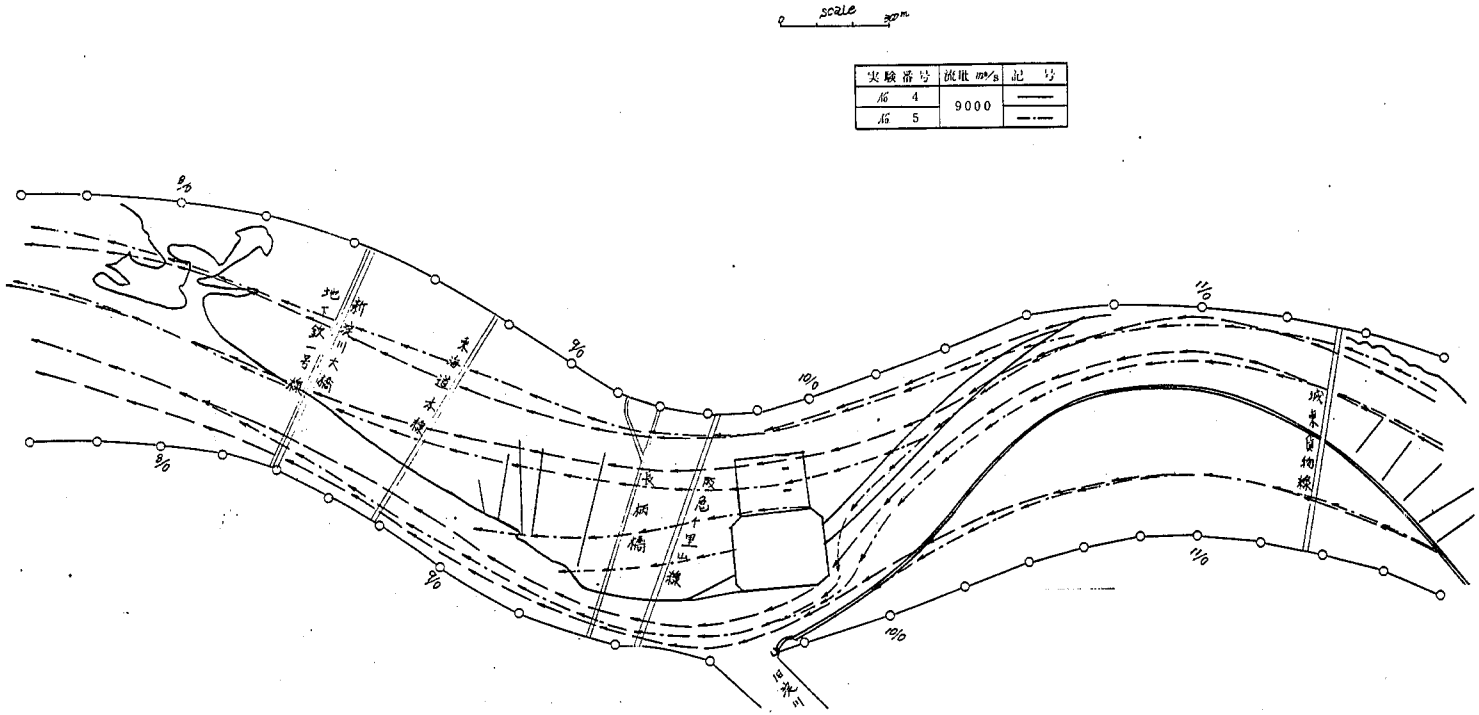
図－5－7　仮締切平面図



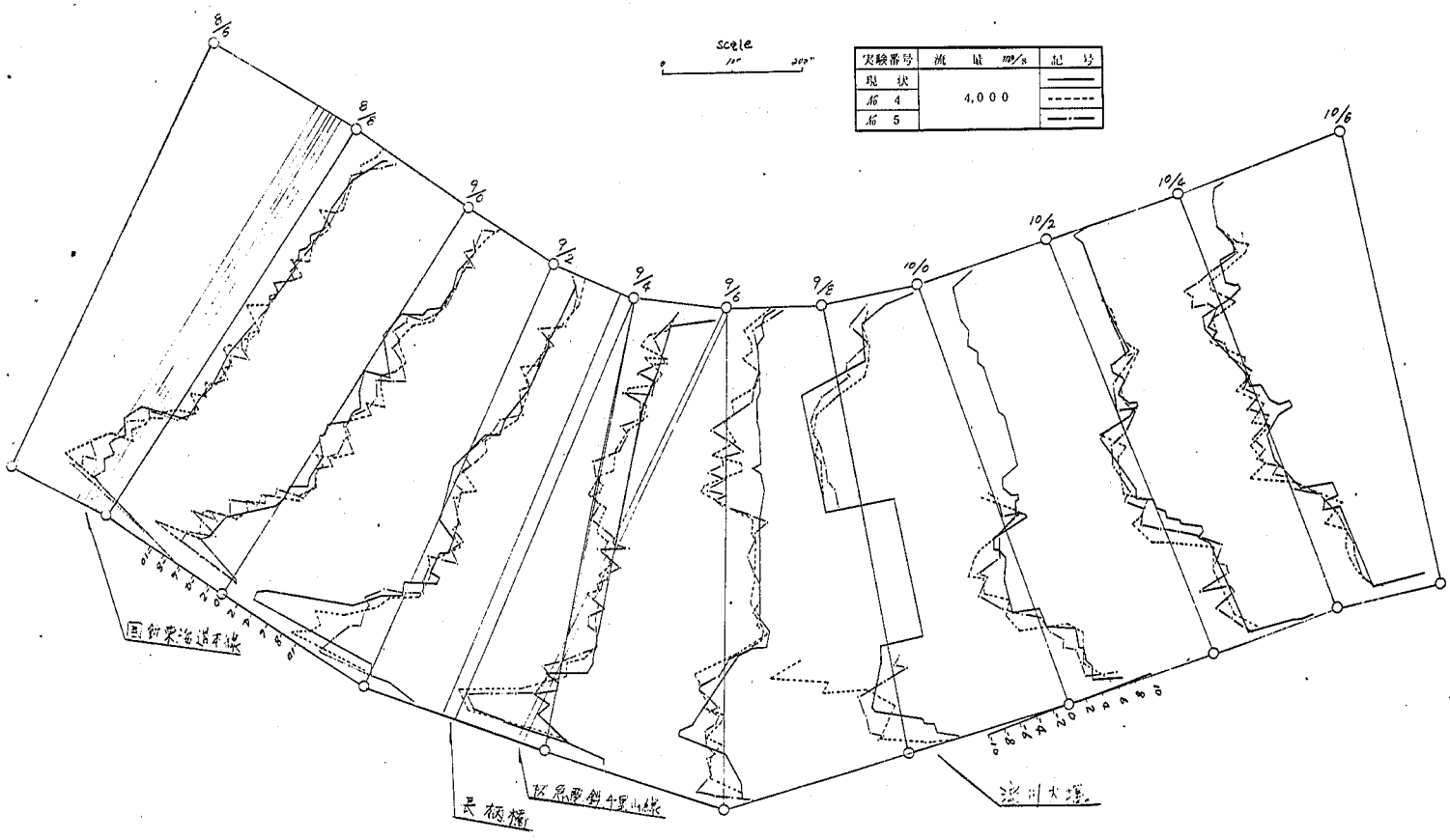
図－5－8－1　水位縦断比較図


0 scale 300m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 4
No 5
4000
8/0
9/0
10/0
11/0
新設二車線地下鉄
新設二車線地下鉄
長柄橋
阪急十三
淀川大橋

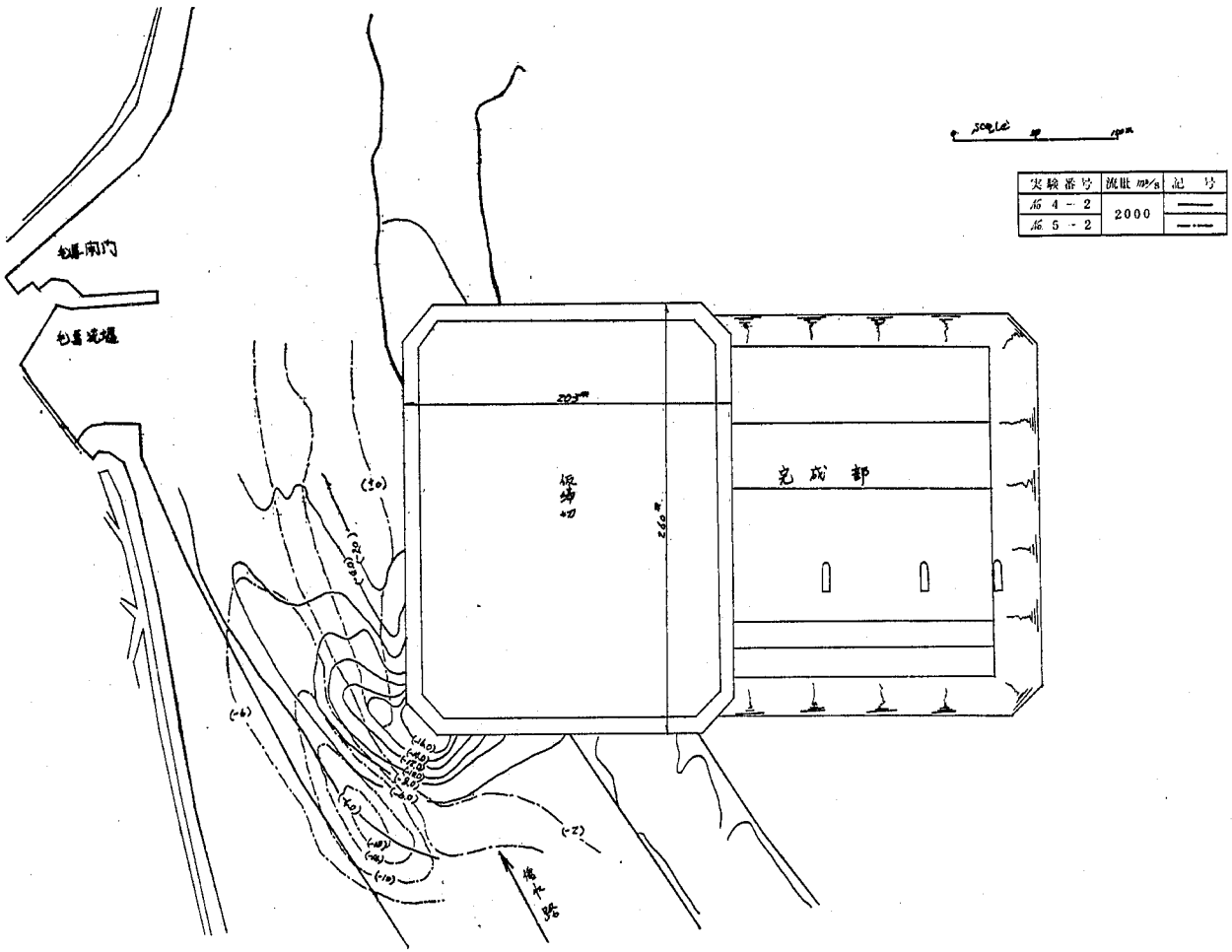
図－5－8－2　流況比較図


scale
実験番号
流量 m³/s
記号
No 4
No 5
9000
新潟大橋
地下鉄一号線
東港連絡橋
水神橋
歴史館
十里山橋
波浮百周橋
9/0
10/0
11/0

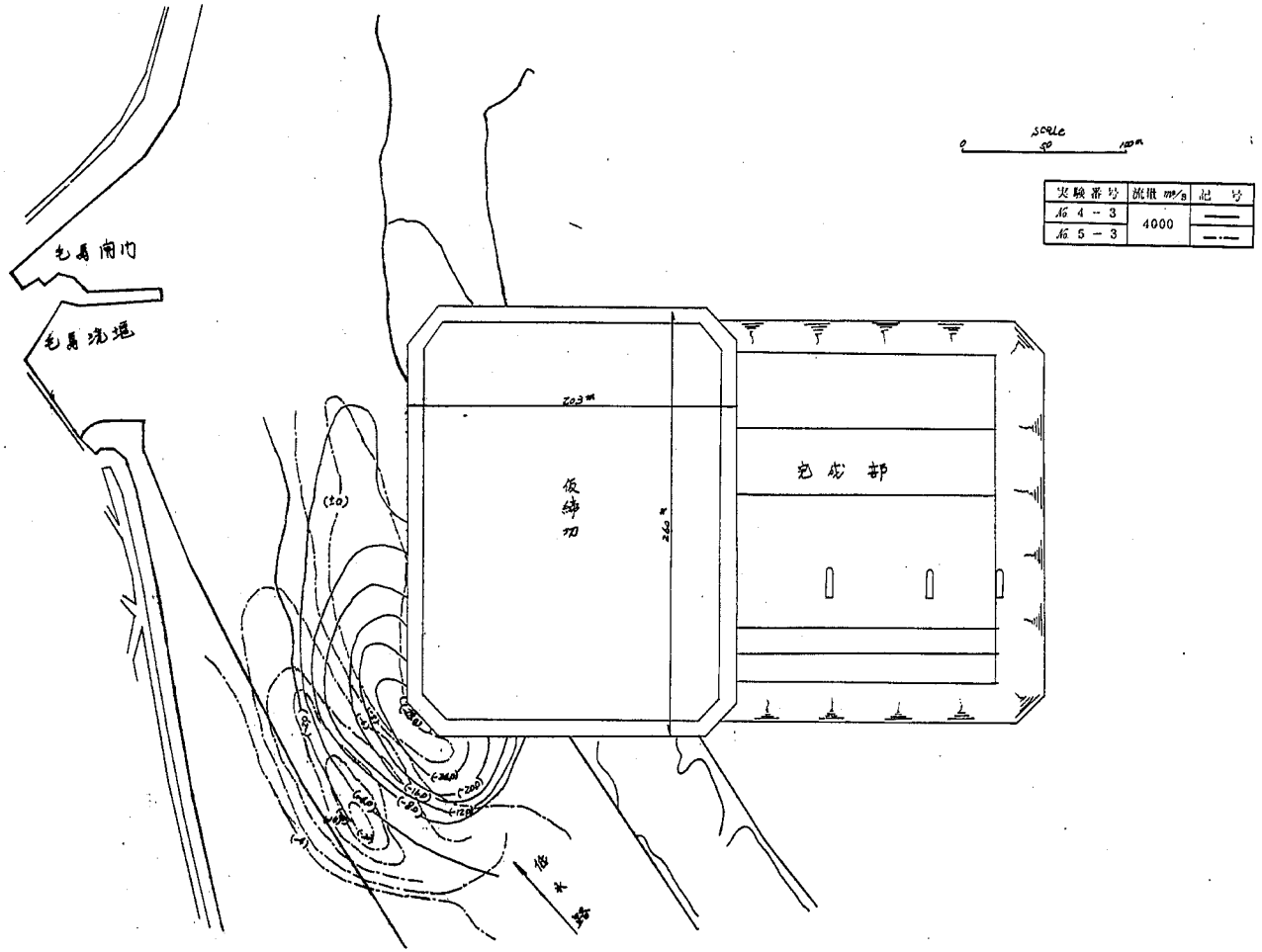
図－5－8－3　流況比較図

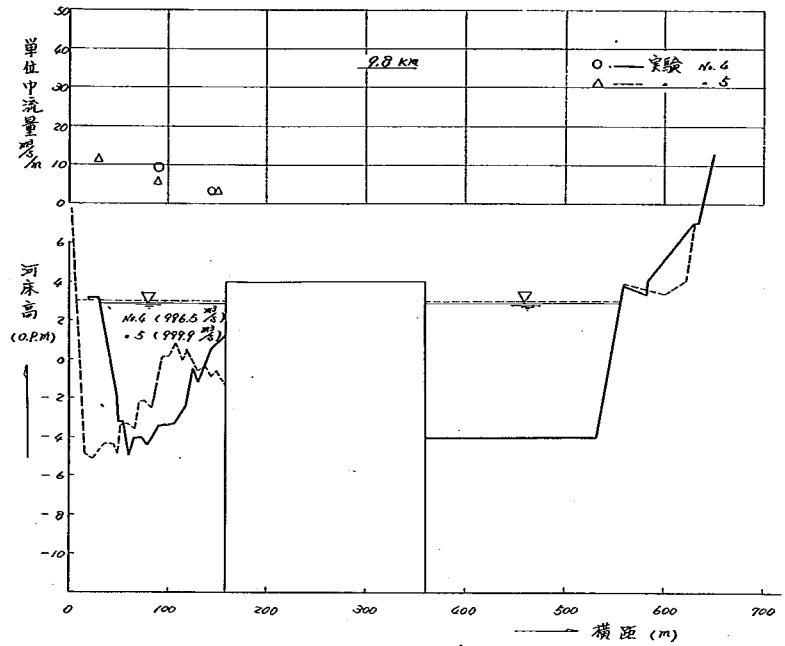


図－5－8－4　河床横断比較図

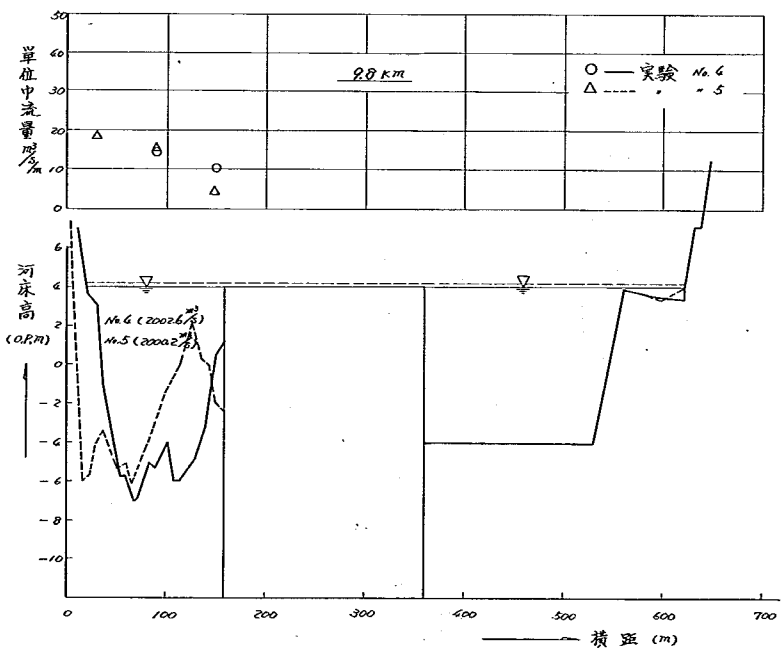


図－5－8－5　等高線比較図

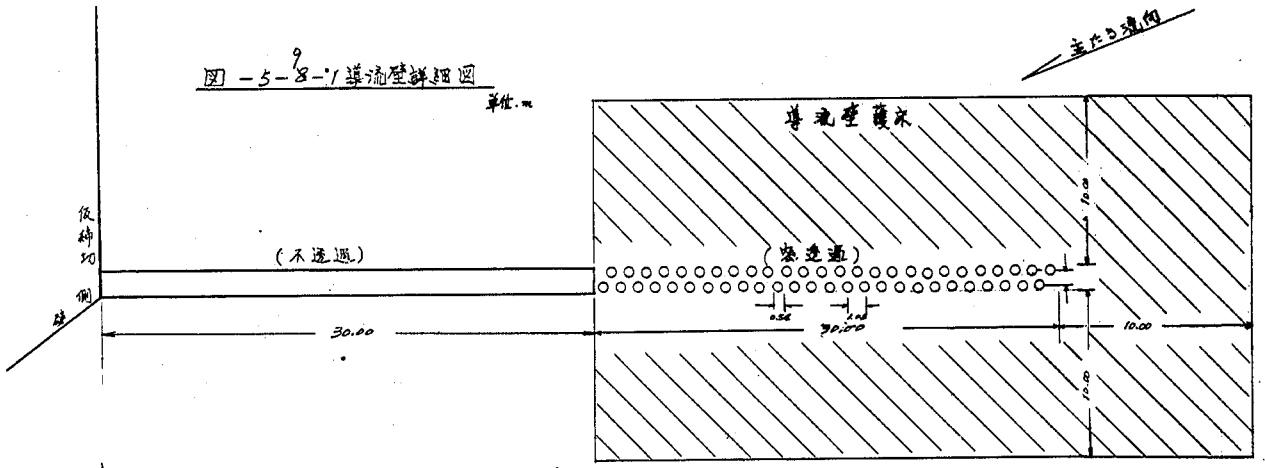

scale
0
50
100m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 4 - 3
No 5 - 3
4000
毛馬閘門
毛馬洗堰
203m
仮締切
完成部
(-20)
(-40)
(-60)
(-80)
(-100)
(-120)
(-140)
(-160)
(-180)
(-200)
(-220)
(-240)
(-260)
(-280)
(-300)
(-320)
(-340)
(-360)
(-380)
(-400)
(-420)
(-440)
(-460)
(-480)
(-500)
(-520)
(-540)
(-560)
(-580)
(-600)
(-620)
(-640)
(-660)
(-680)
(-700)
(-720)
(-740)
(-760)
(-780)
(-800)



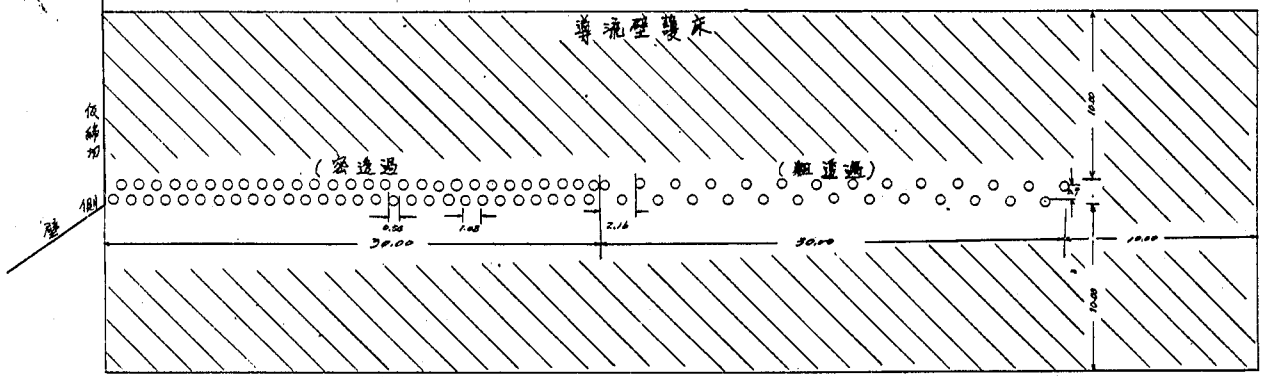
図－5－8－7　分流量・単位巾流量比較図



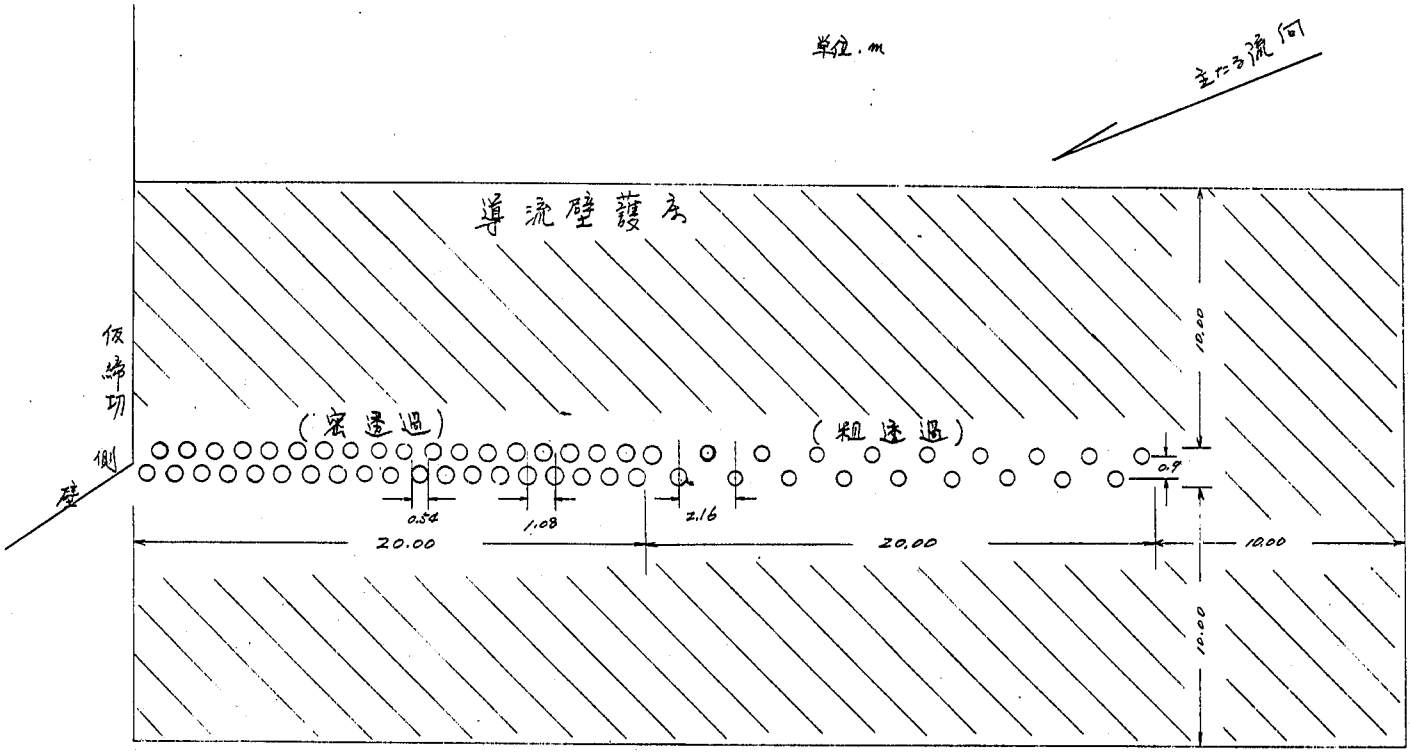
図－5－8－8　分流量・単位巾流量比較図



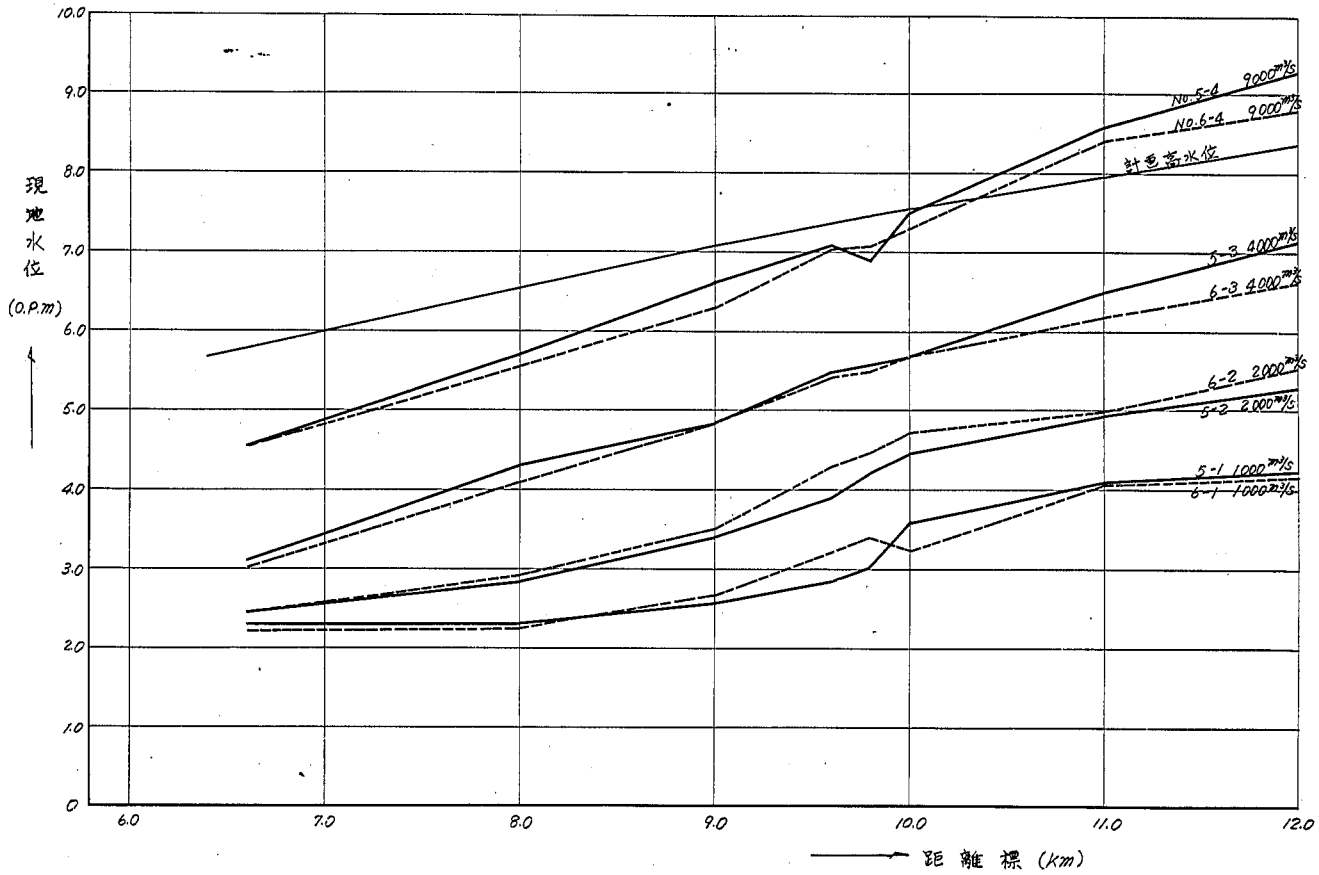
図－５－９－１　導流壁詳細図



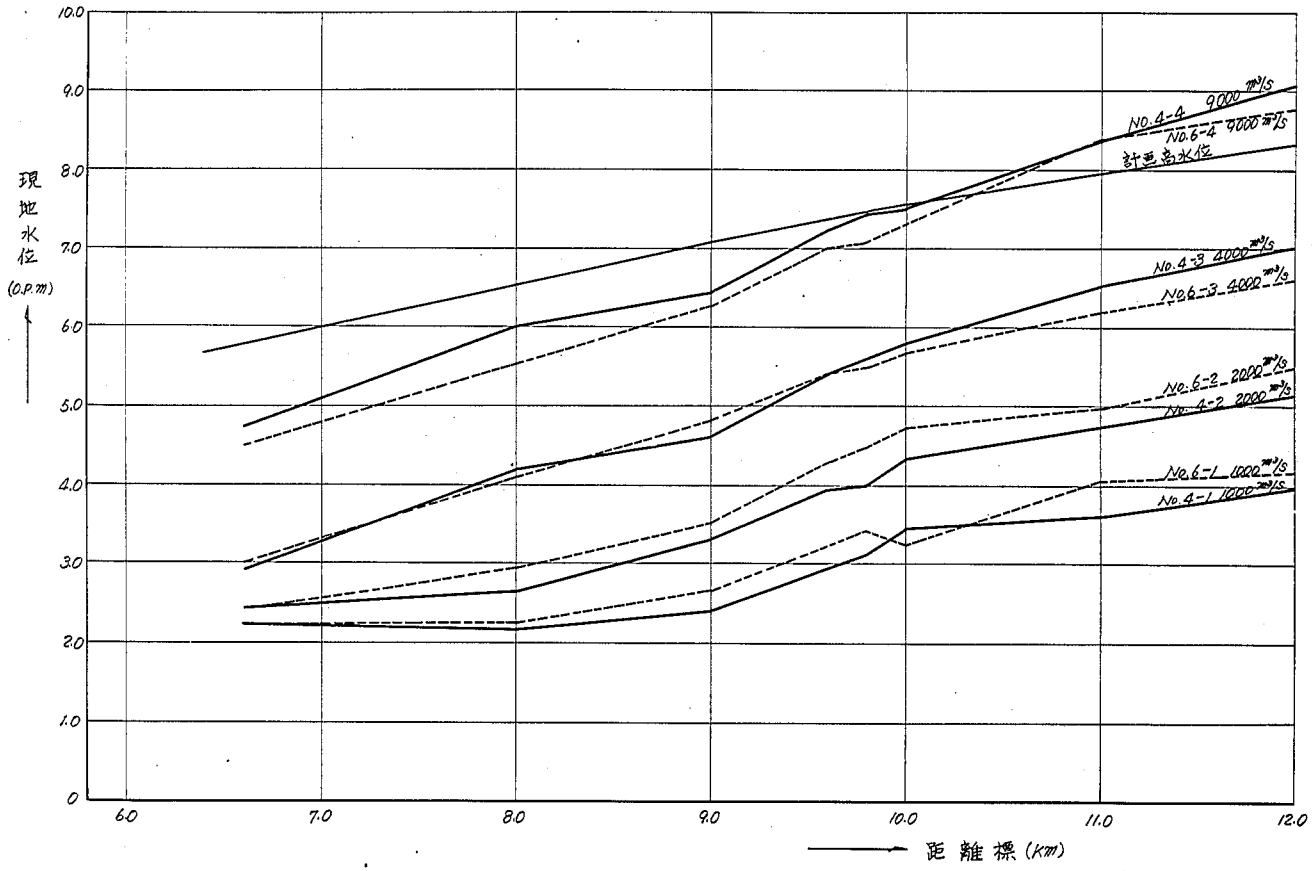
図－５－９－２　導流壁詳細図


単位：m
主たる流向
導流壁護床
仮締切
側壁
（密通過）
（粗通過）
0.54
1.08
2.16
0.9
20.00
20.00
10.00
10.00
10.00

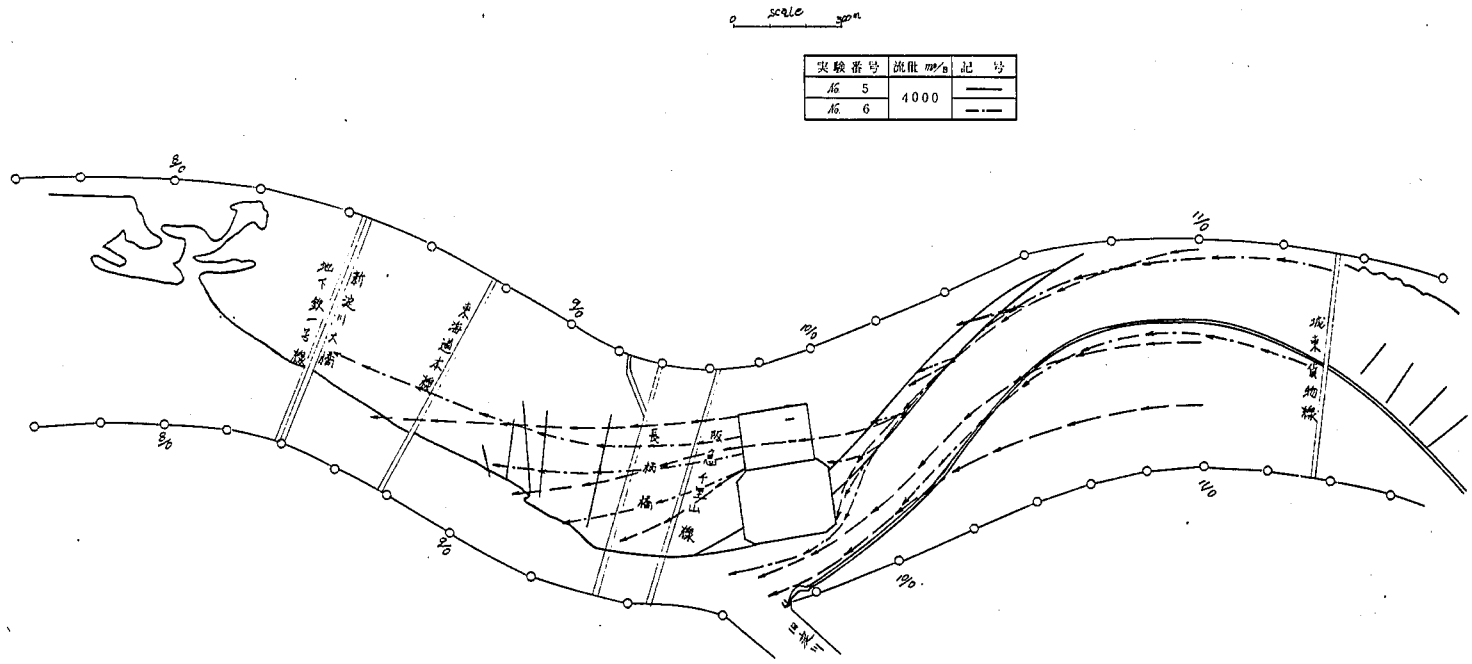
図－５－９－３　導流壁詳細図



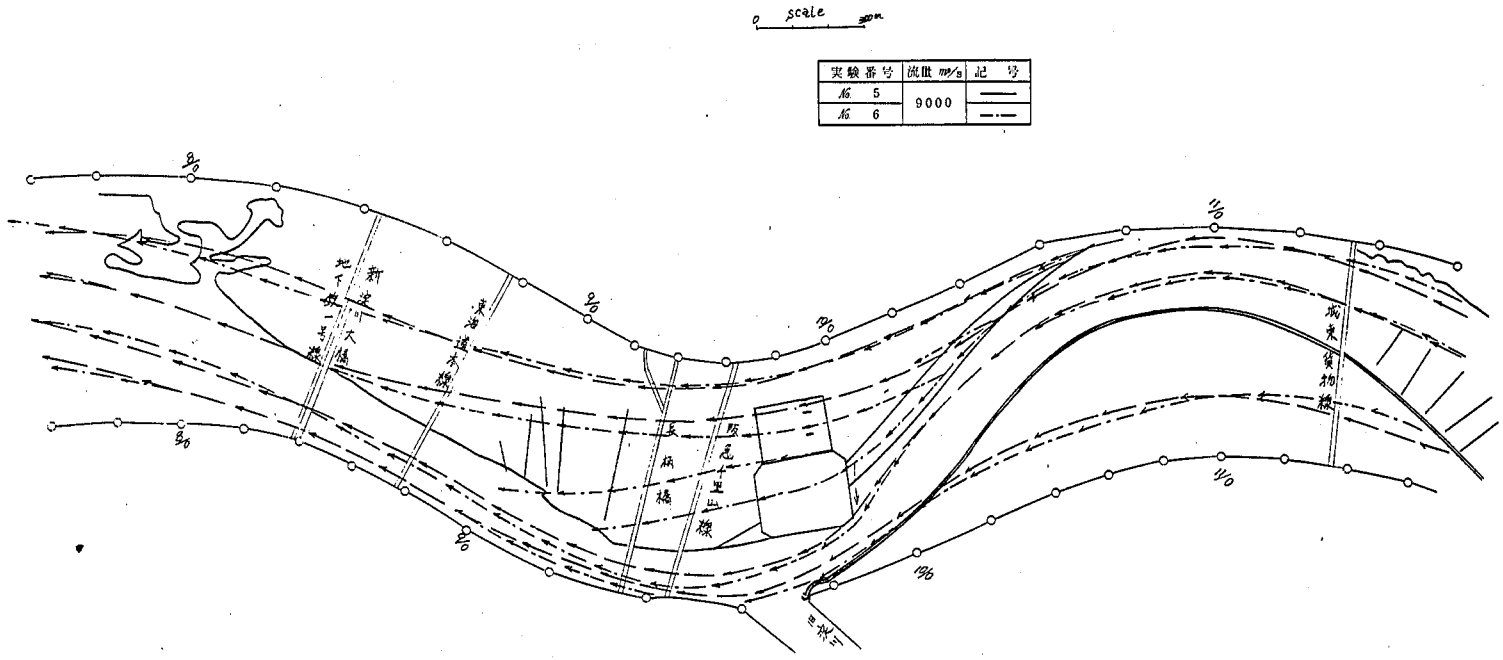
図－5－10－1　水位縦断比較図



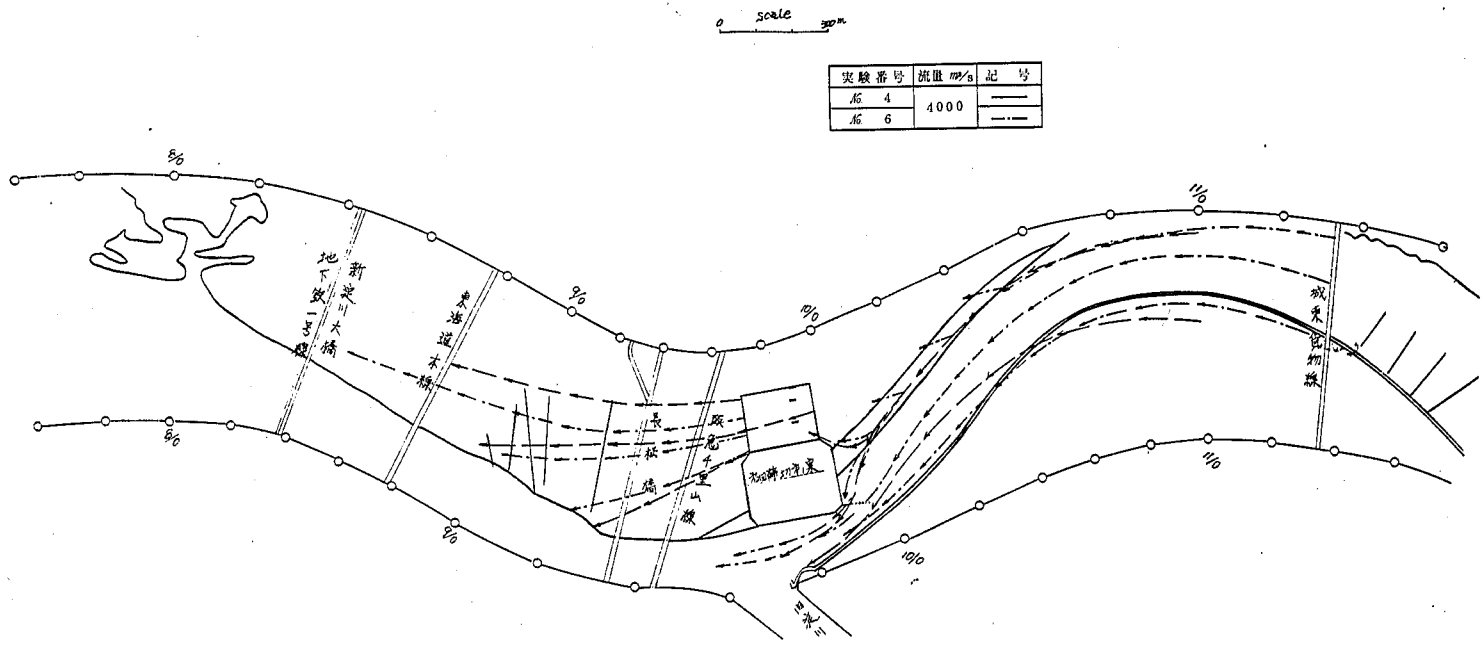
図－５－１０－２　水位縦断比較図


scale
実験番号
流量 m³/s
記号
No 5
No 6
4000
8/0
9/0
10/0
11/0
12/0
13/0
新池川大橋
地下鉄一号線
大池橋
長柄橋
阪急千里山線
北米貨物線

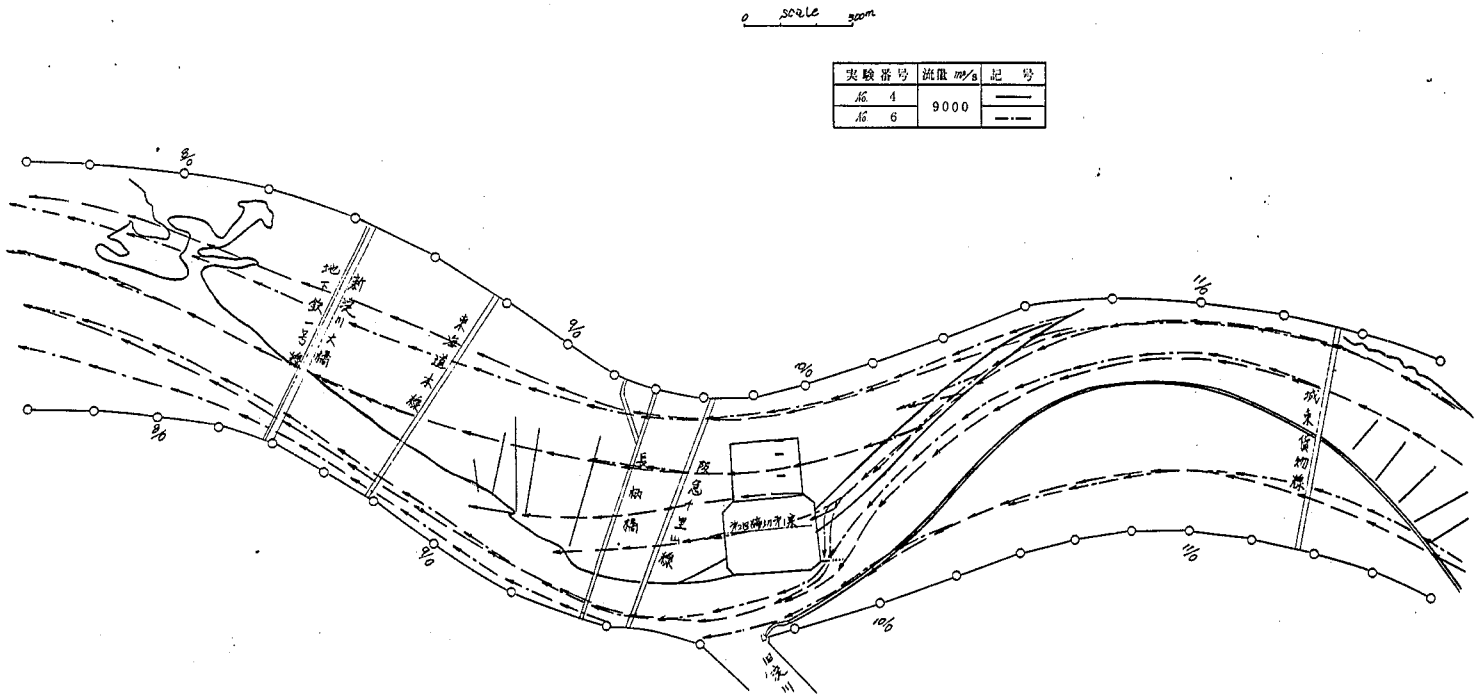
図－5－10－3　流況比較図


0 scale 200m
実験番号 流量 m³/s 記号
No 5 9000
No 6
新
地下
大
東海道本線
長柄橋
阪急十里山線
城東貨物線

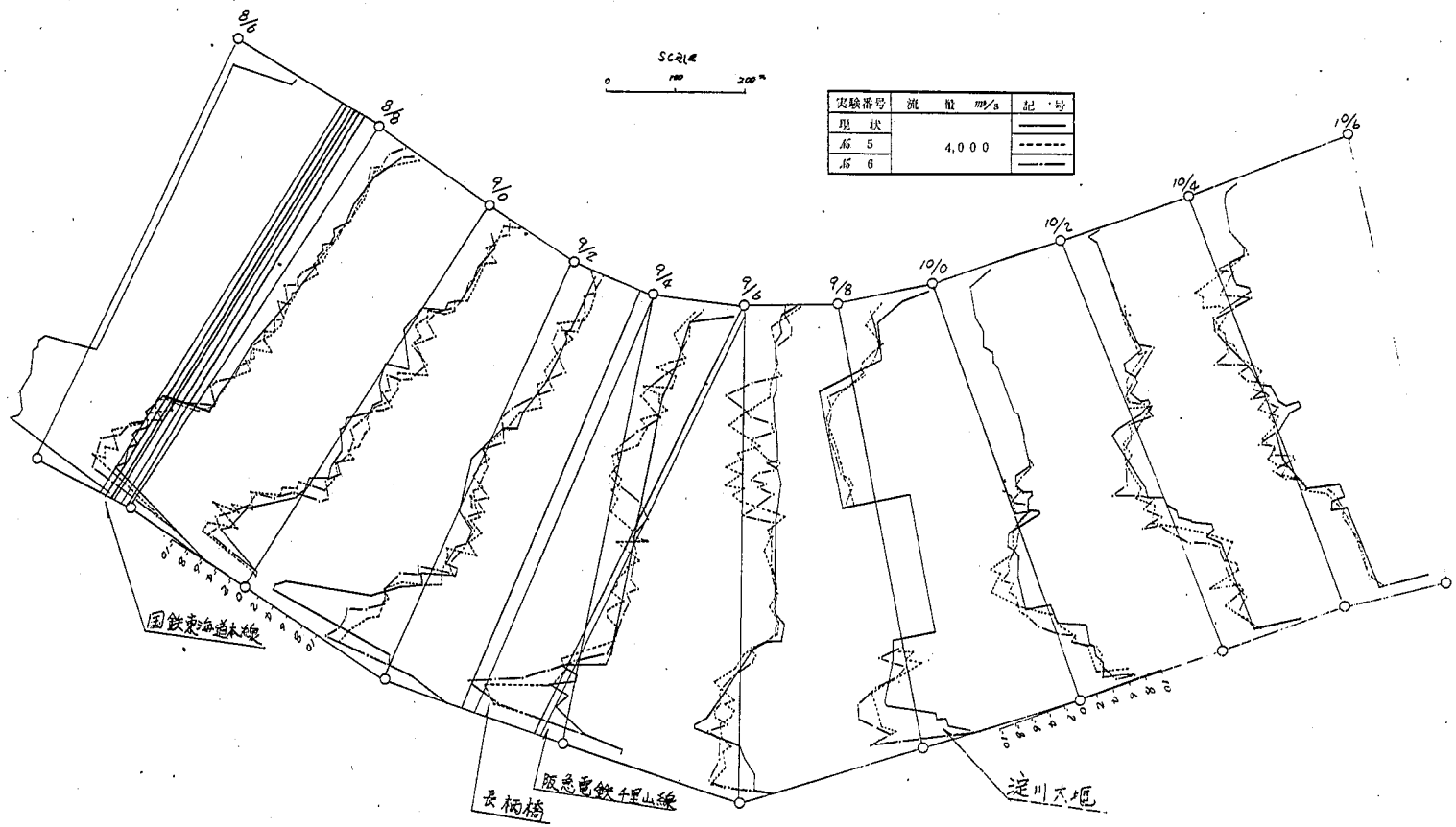
図－5－10－4　流況比較図


0 scale 300m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 4
No 6
4000
新地川大橋
地下放水路
東海道本線
最上橋
阪急千里山橋
福岡排水路
成果物橋
三水川
5/0
9/0
10/0
11/0

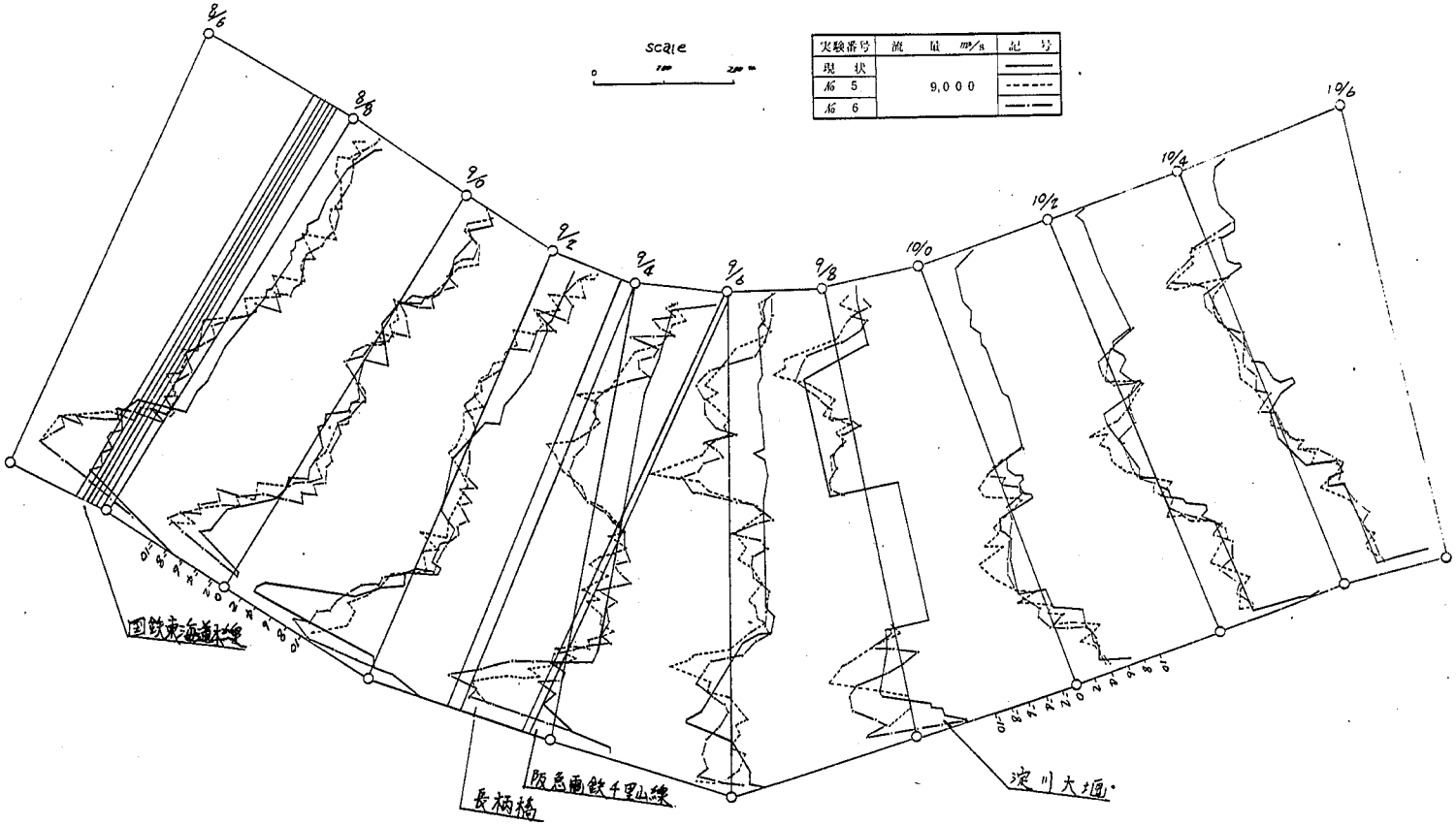
図－5－10－5　流況比較図


0 scale 300m
実験番号
流量 m³/s
記号
No. 4
No. 6
9000
8/0
9/0
10/0
11/0
地下鉄1号線大橋
新淀川大橋
淀川大堰
阪急十三駅
十三橋
城北公園通
10/0
11/0
淀川

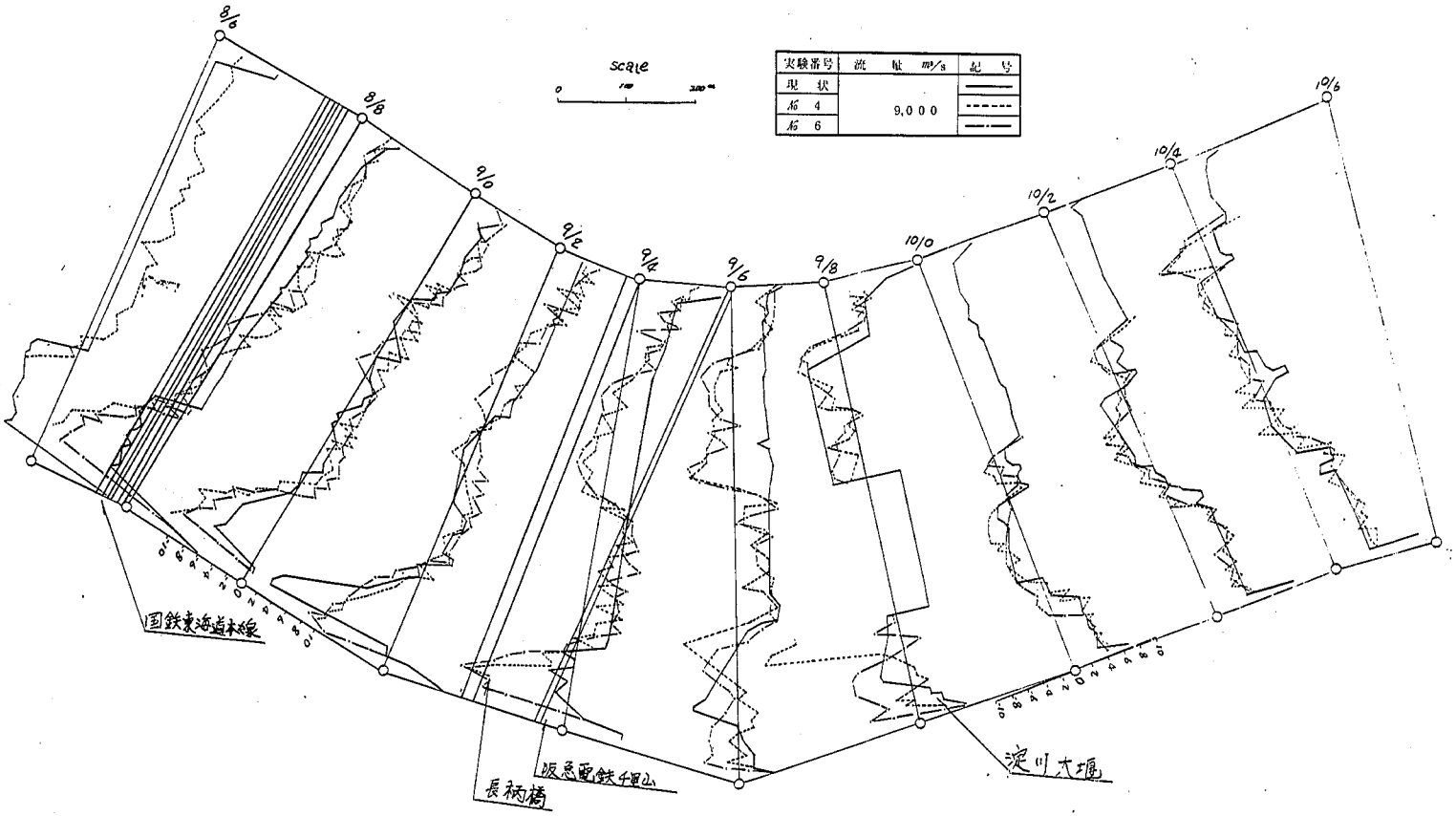
図－5－10－6　流況比較図



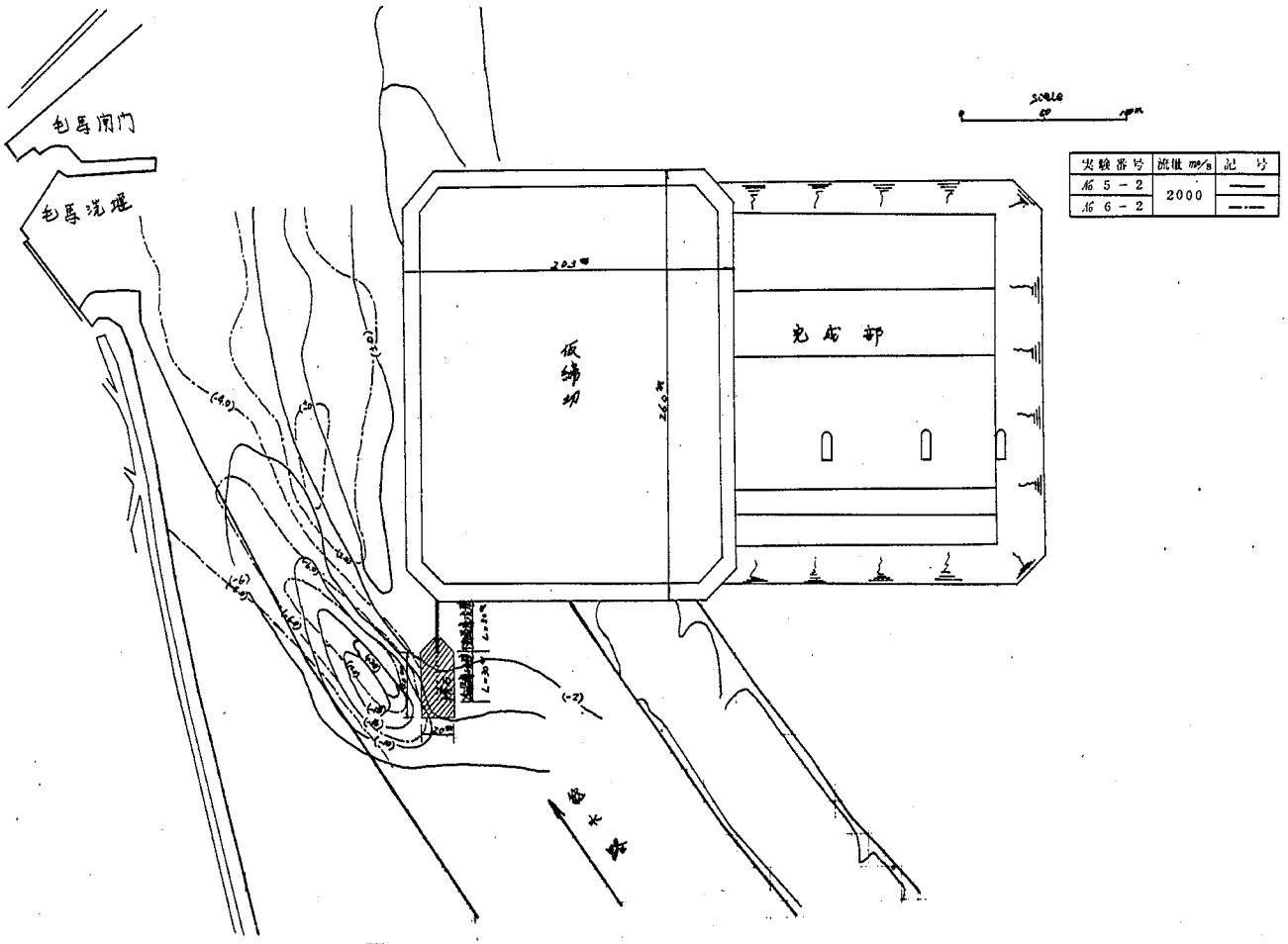
図－5－10－7　河床横断比較図



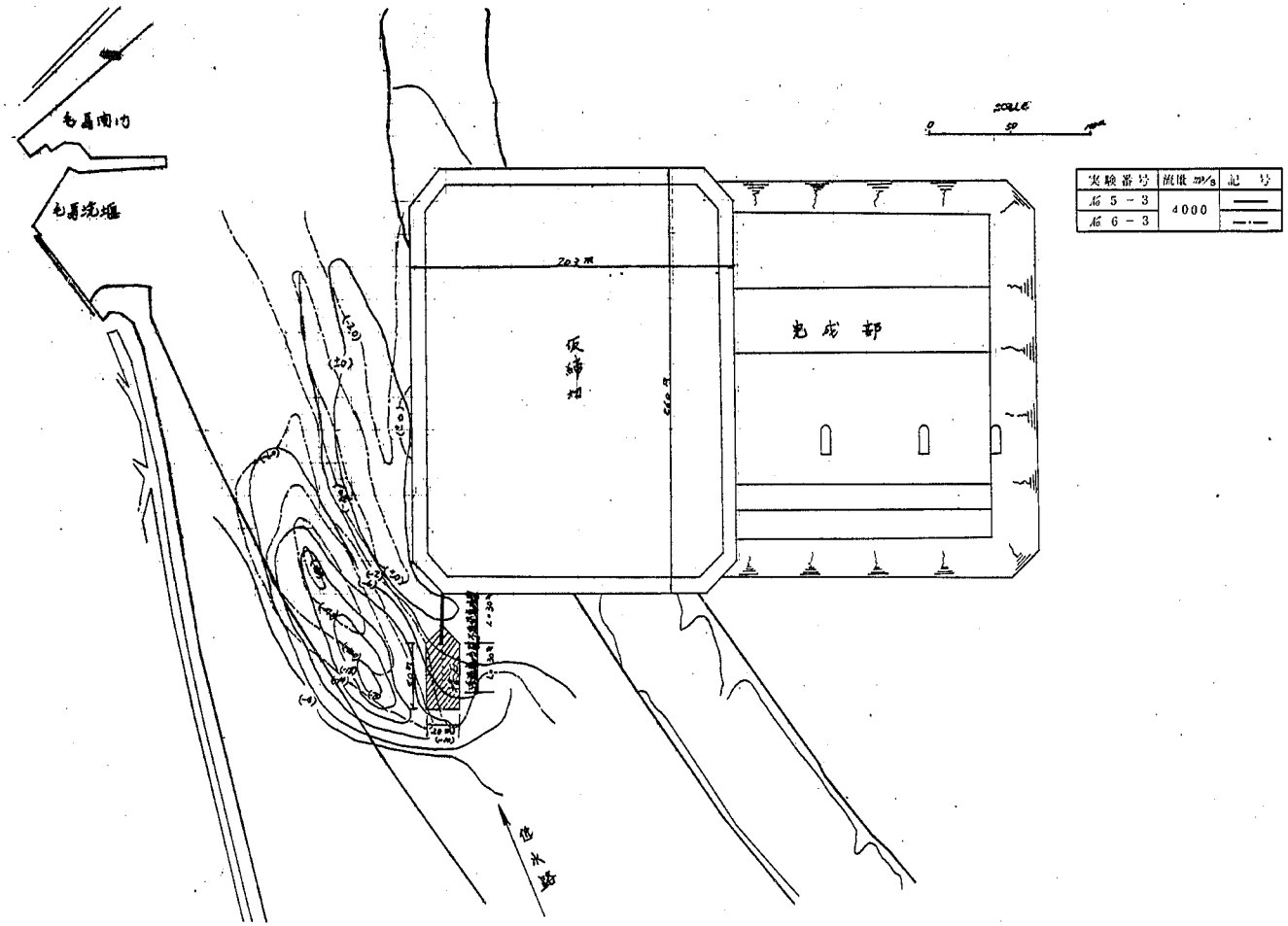
図－5－10－8　河床横断比較図



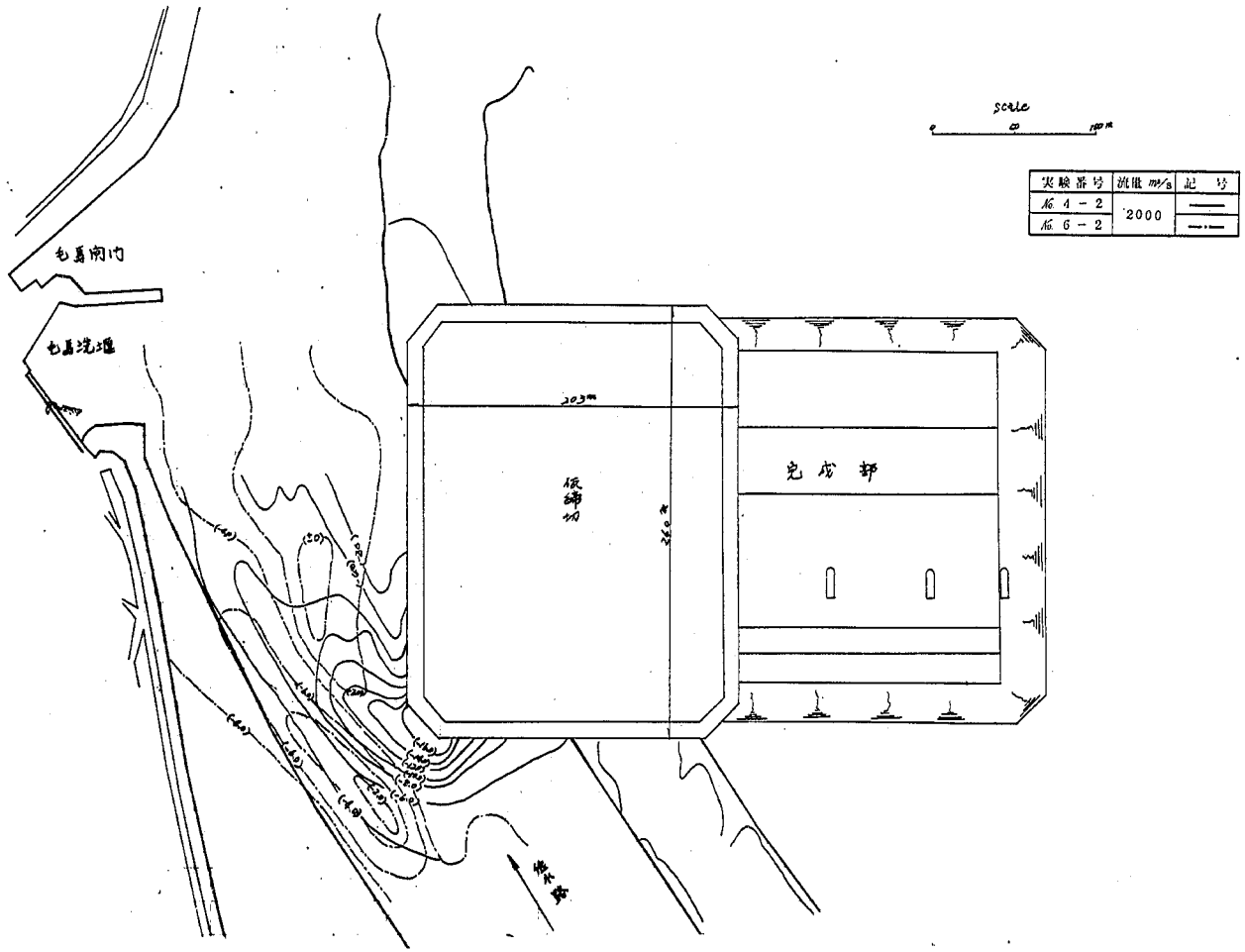
図－5－10－9　河床横断比較図

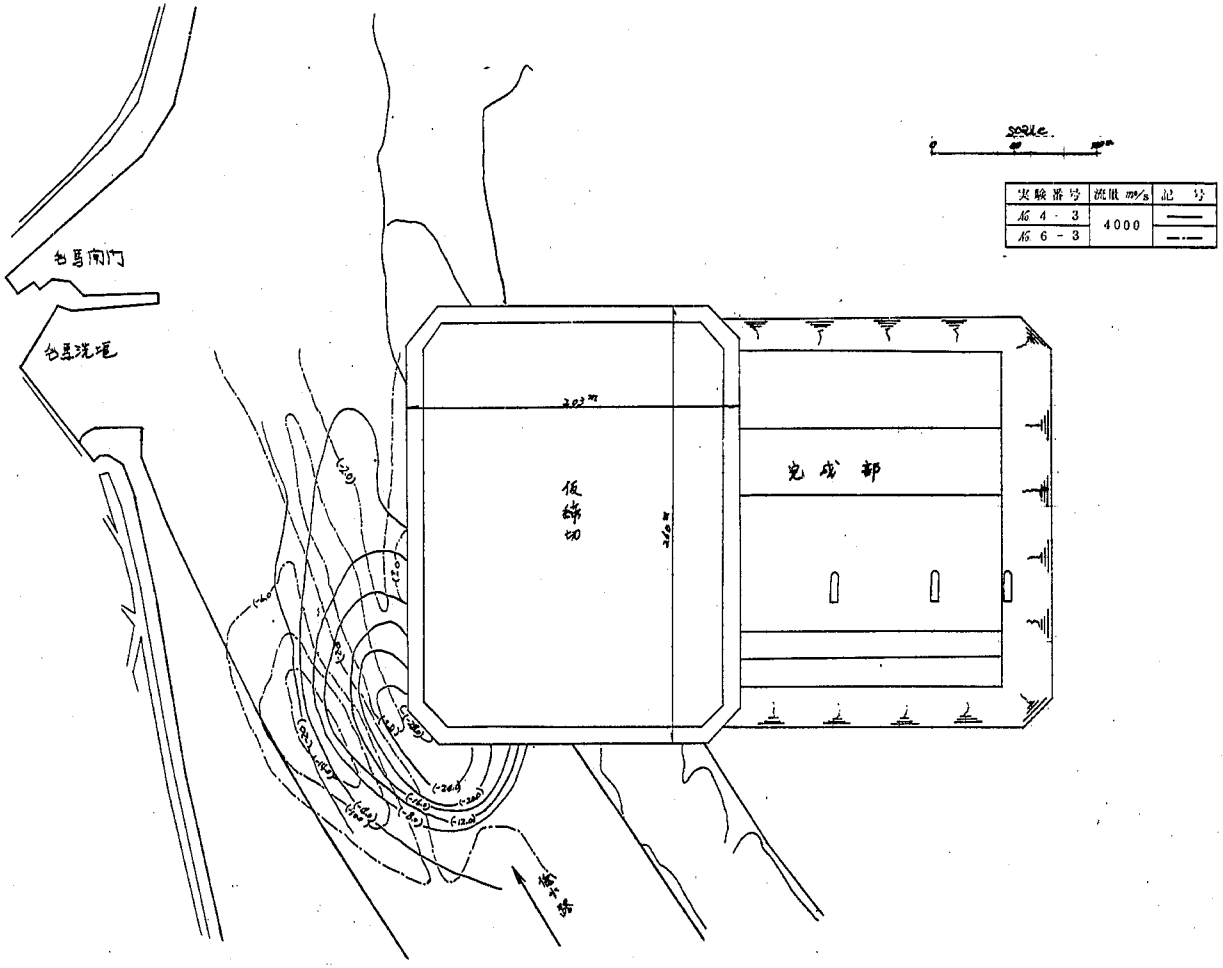


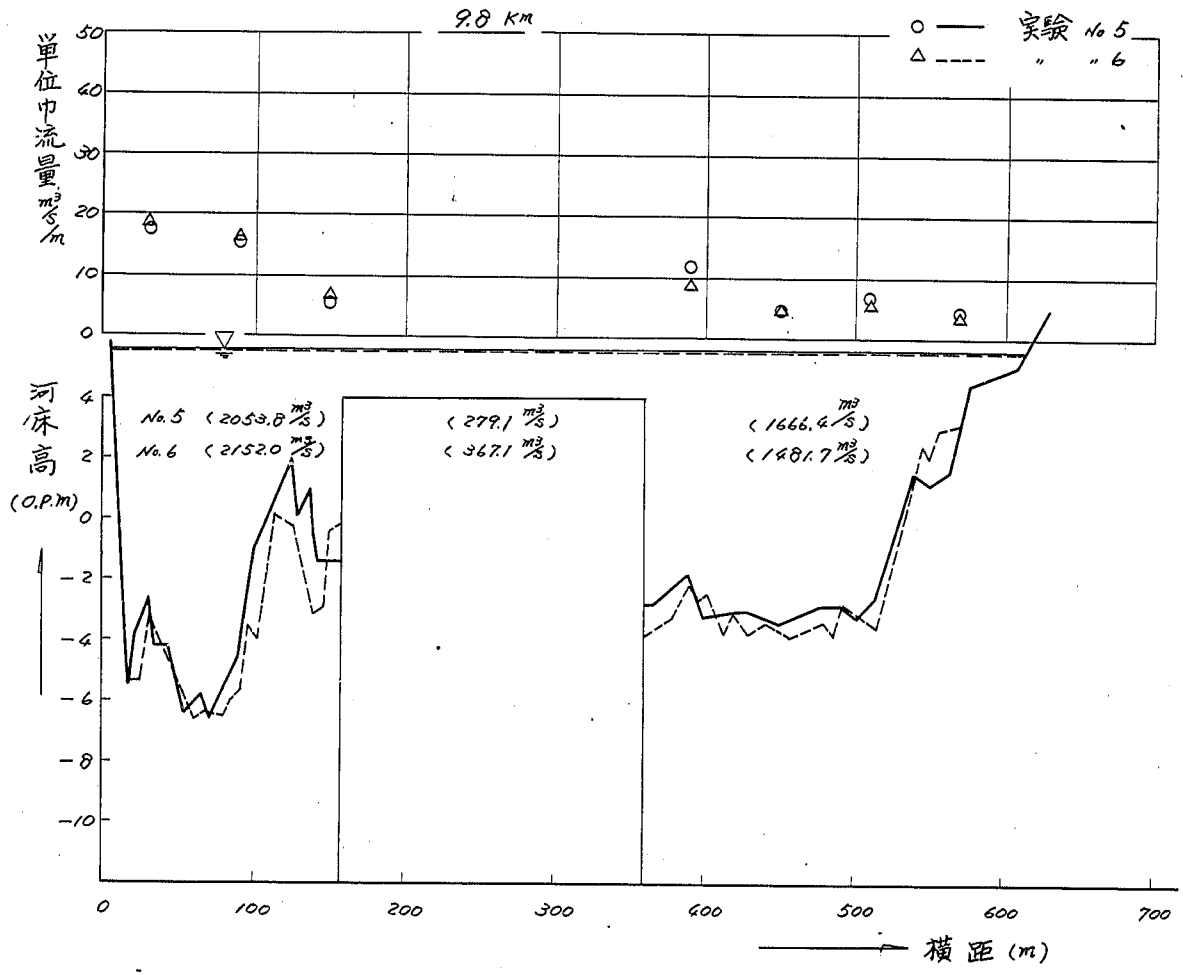
図－5－10－10　等高線比較図



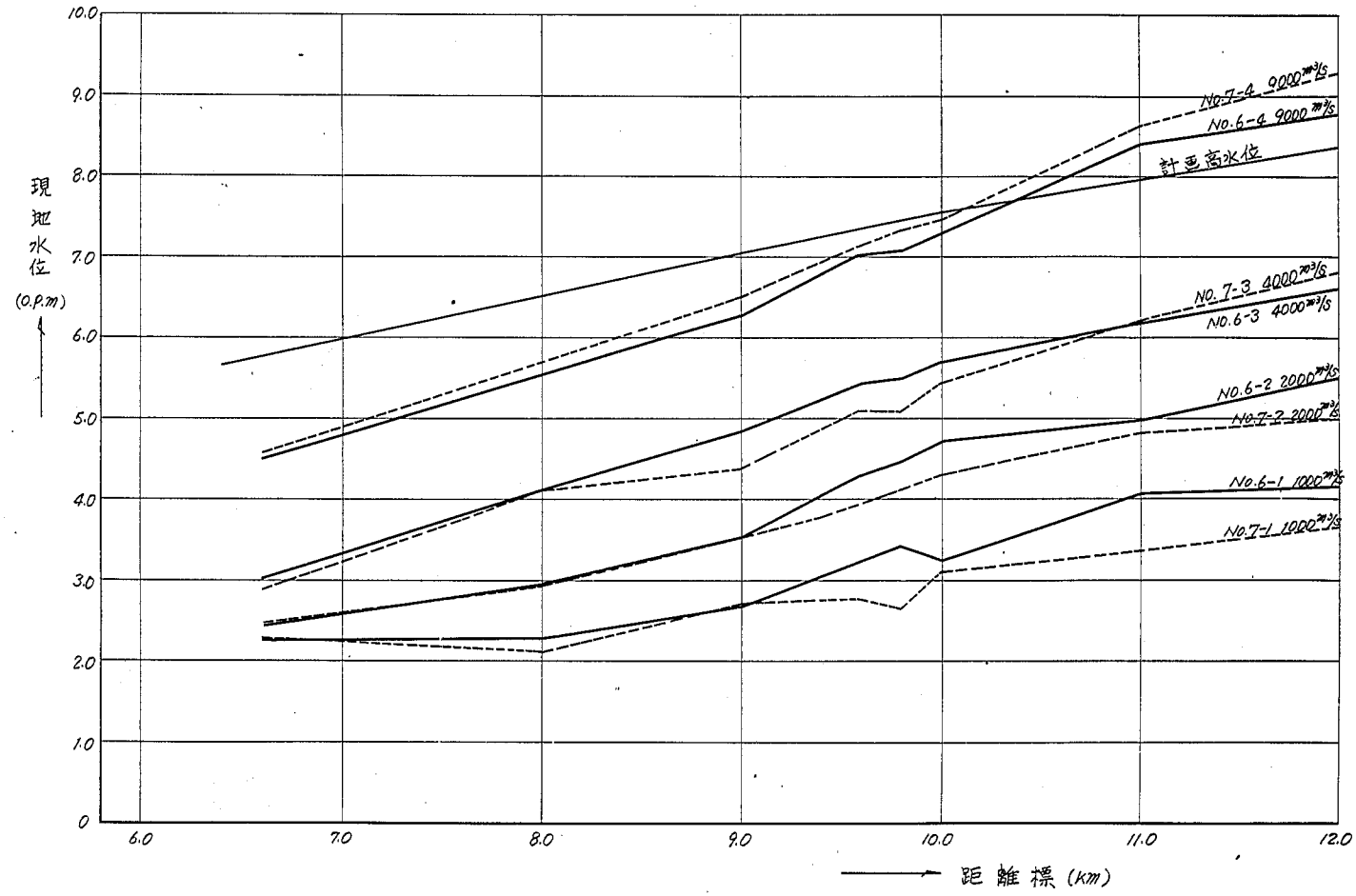
図－5－10－11　等高線比較図


scale
0
100m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 4 - 2
No 6 - 2
2000
七島南門
七島洗堰
203m
仮締切
完成堤
(-4.0)
(-5.0)
(-6.0)
(-6.5)
(-7.0)
(-7.5)
(-8.0)
(-8.5)
(-9.0)
(-9.5)
(-10.0)
(-10.5)
(-11.0)
(-11.5)
(-12.0)
(-12.5)
(-13.0)
(-13.5)
(-14.0)
(-14.5)
(-15.0)
(-15.5)
(-16.0)
(-16.5)
(-17.0)
(-17.5)
(-18.0)
(-18.5)
(-19.0)
(-19.5)
(-20.0)
(-20.5)
(-21.0)
(-21.5)
(-22.0)
(-22.5)
(-23.0)
(-23.5)
(-24.0)
(-24.5)
(-25.0)
(-25.5)

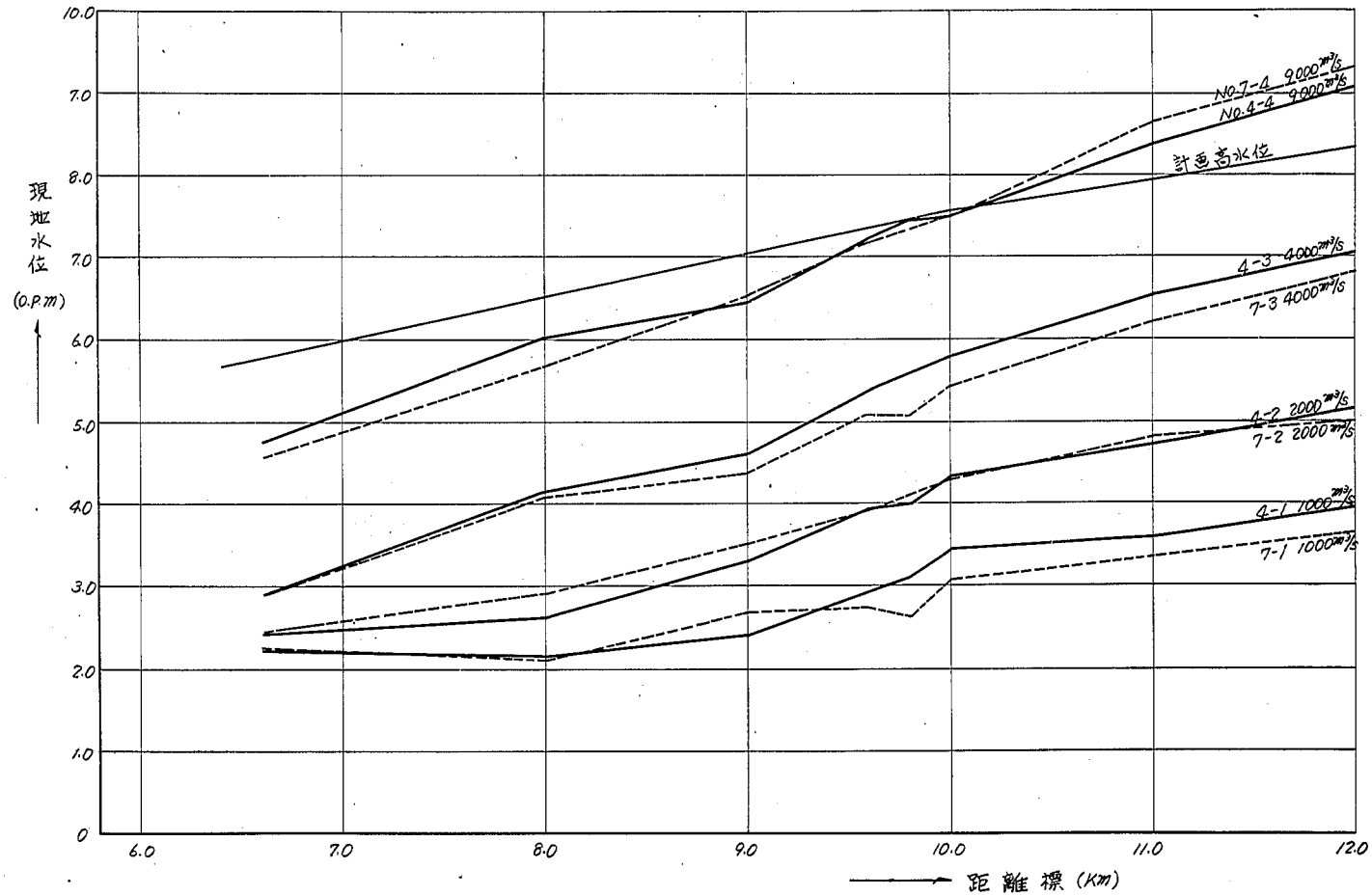

Scale.
実験番号
流量 m³/s
記号
No 4 - 3
No 6 - 3
4000
北島南門
北島洗堰
仮締切
完成部
203m
240m
(-24.0)
(-22.0)
(-20.0)
(-18.0)
(-16.0)
(-14.0)
(-12.0)
(-10.0)
(-8.0)
(-6.0)
(-4.0)
(-2.0)
(-0.0)
(-26.0)
(-28.0)
(-30.0)
(-32.0)
(-34.0)
(-36.0)
(-38.0)
(-40.0)
(-42.0)
(-44.0)
(-46.0)
(-48.0)
(-50.0)
(-52.0)
(-54.0)
(-56.0)
(-58.0)
(-60.0)
(-62.0)
(-64.0)
(-66.0)
(-68.0)
(-70.0)
(-72.0)
(-74.0)
(-76.0)
(-78.0)
(-80.0)
(-82.0)
(-84.0)
(-86.0)
(-88.0)
(-90.0)
(-92.0)
(-94.0)
(-96.0)
(-98.0)
(-100.0)
(-102.0)
(-104.0)



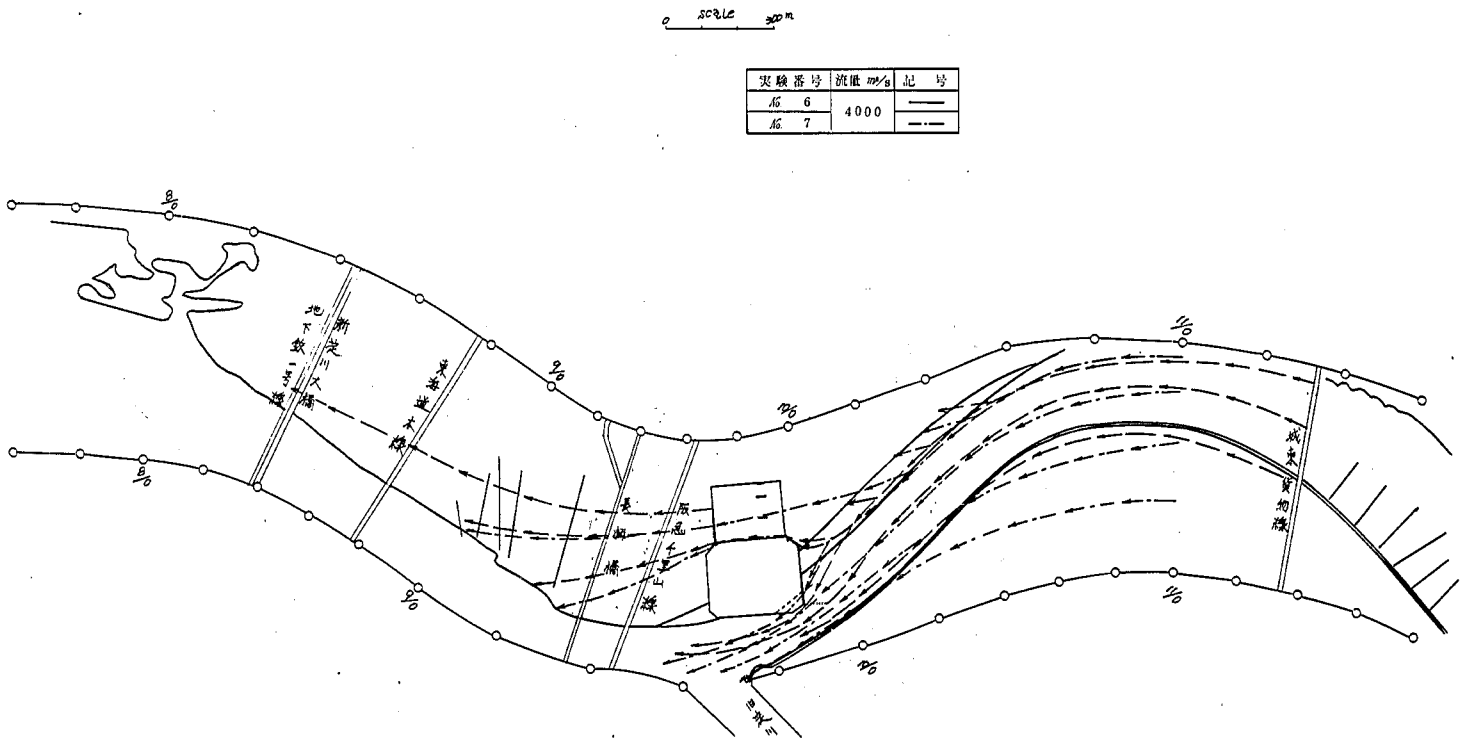
図－5－10－14　分流量単位巾流量比較図　Q＝4000m³/s



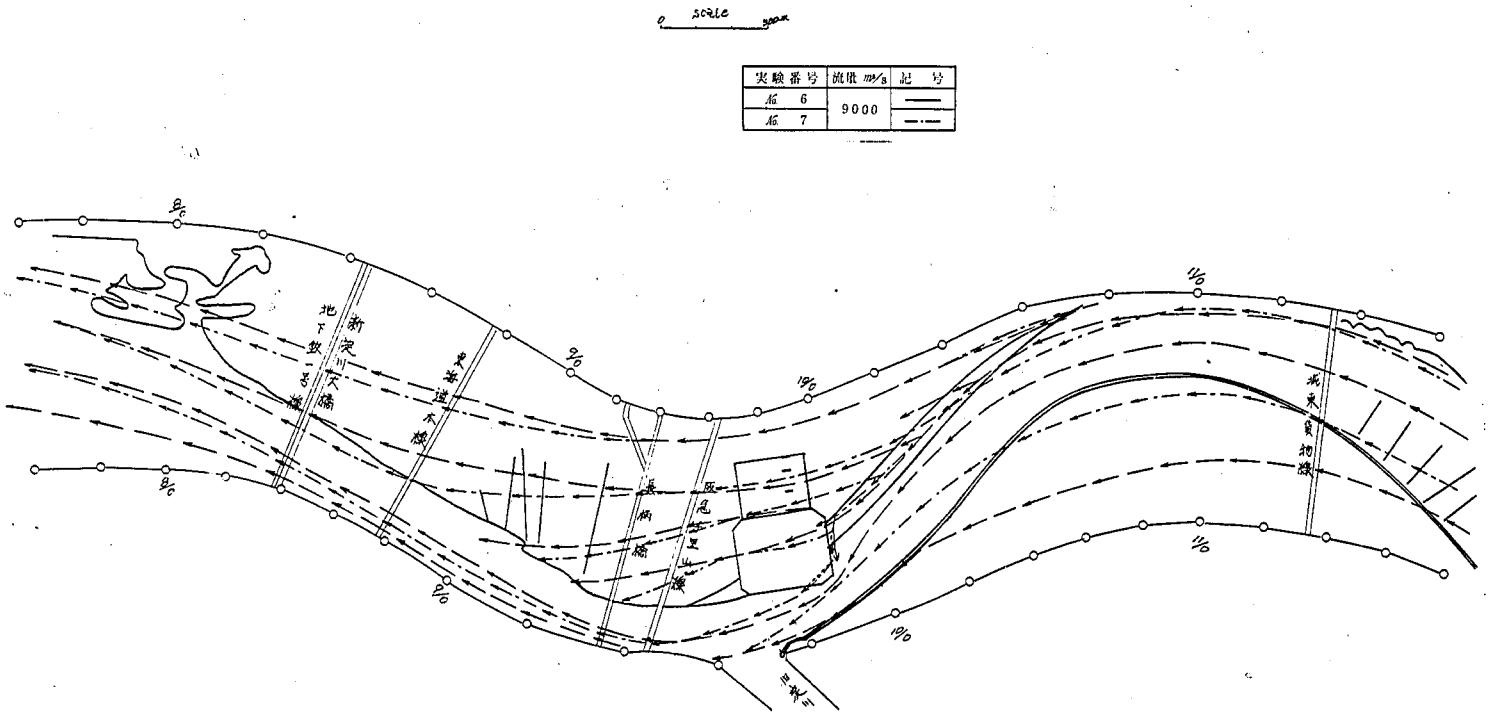
図－５－１１－１　水位縦断比較図



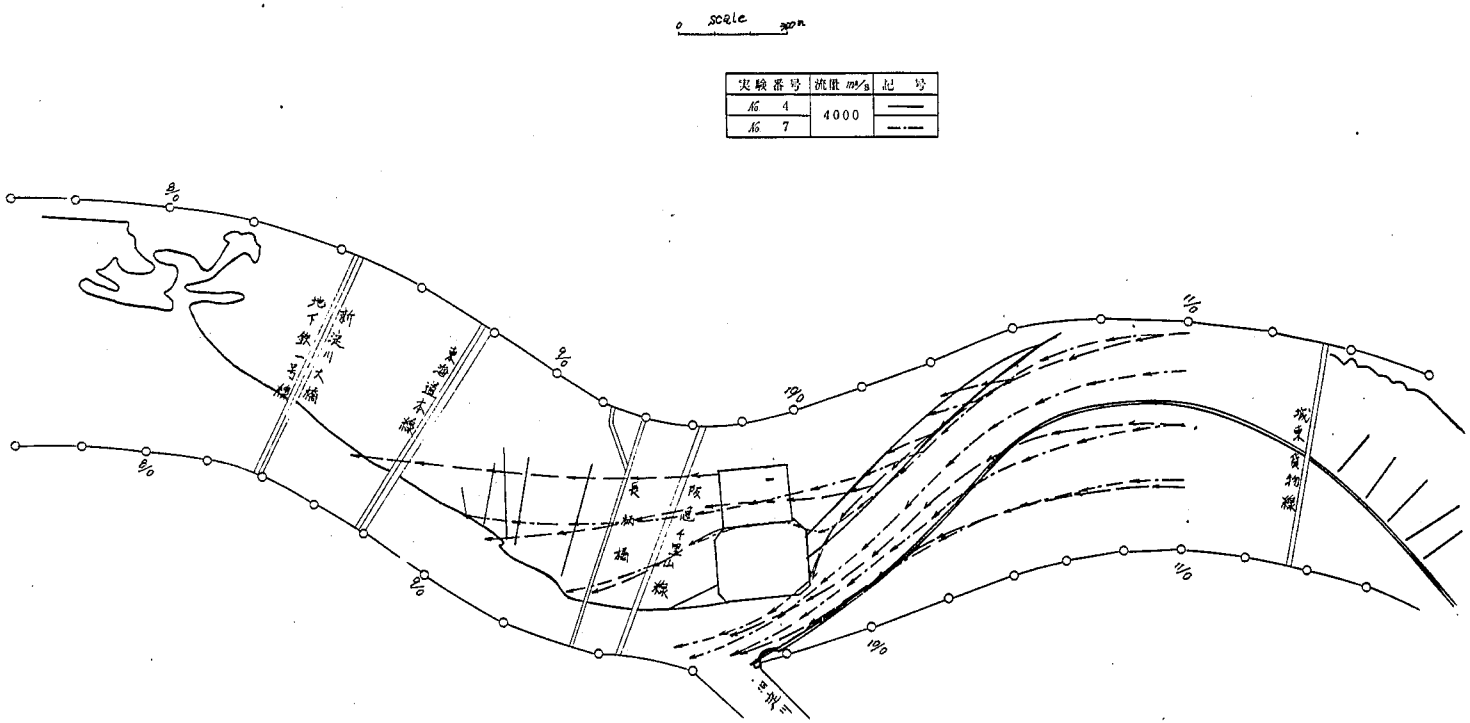
図－５－１１－２　水位縦断比較図


scale
200m
実験番号
流量 m³/s
記号
No. 6
No. 7
4000
新潟三大橋
萬代橋
昭和大橋
万代島橋
成文貨物線

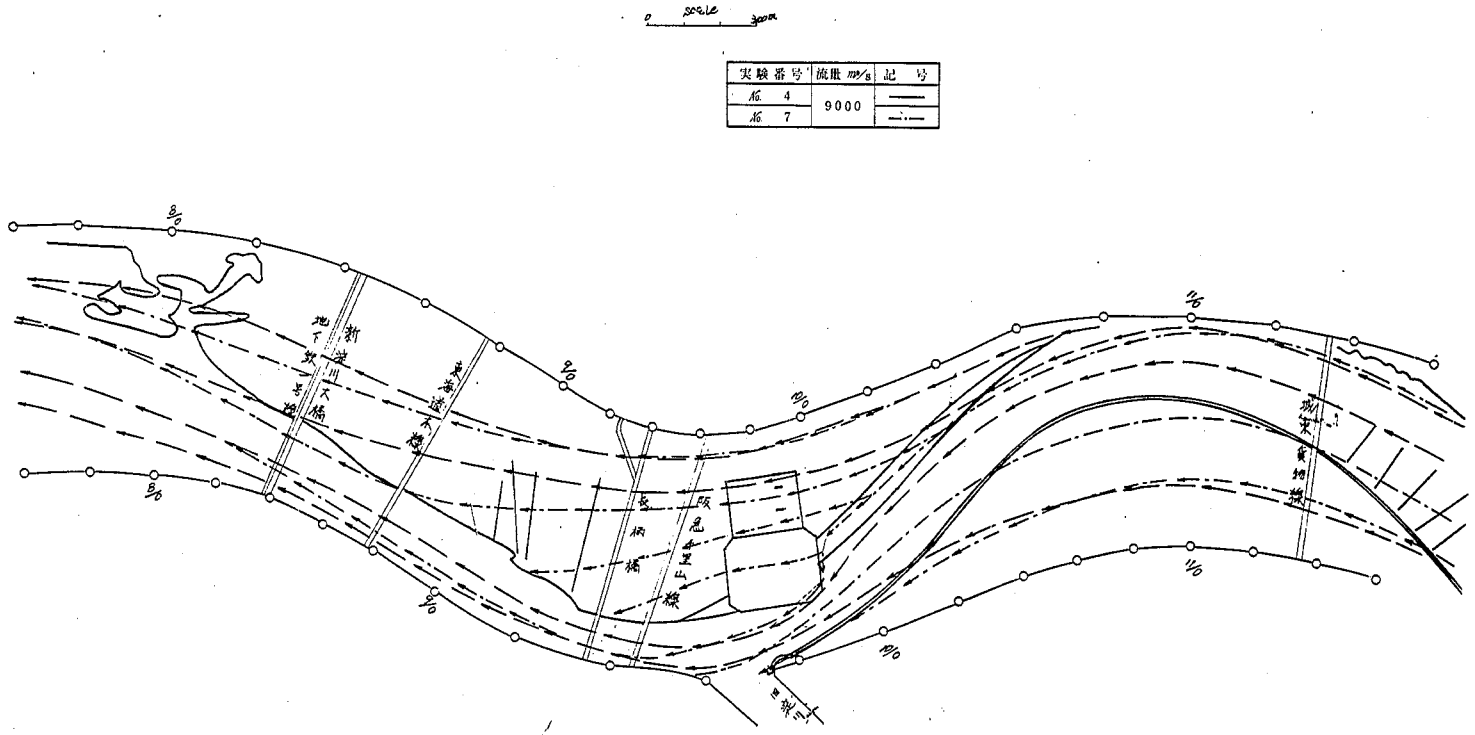
図－5－11－3　流況比較図


0 scale 500m
実験番号
流量 m³/s
記 号
石 6
石 7
9000
新宮川大橋
地下放水路
九華運木橋
長岡橋
阪急三宮山陽
東神戸物流
三宮

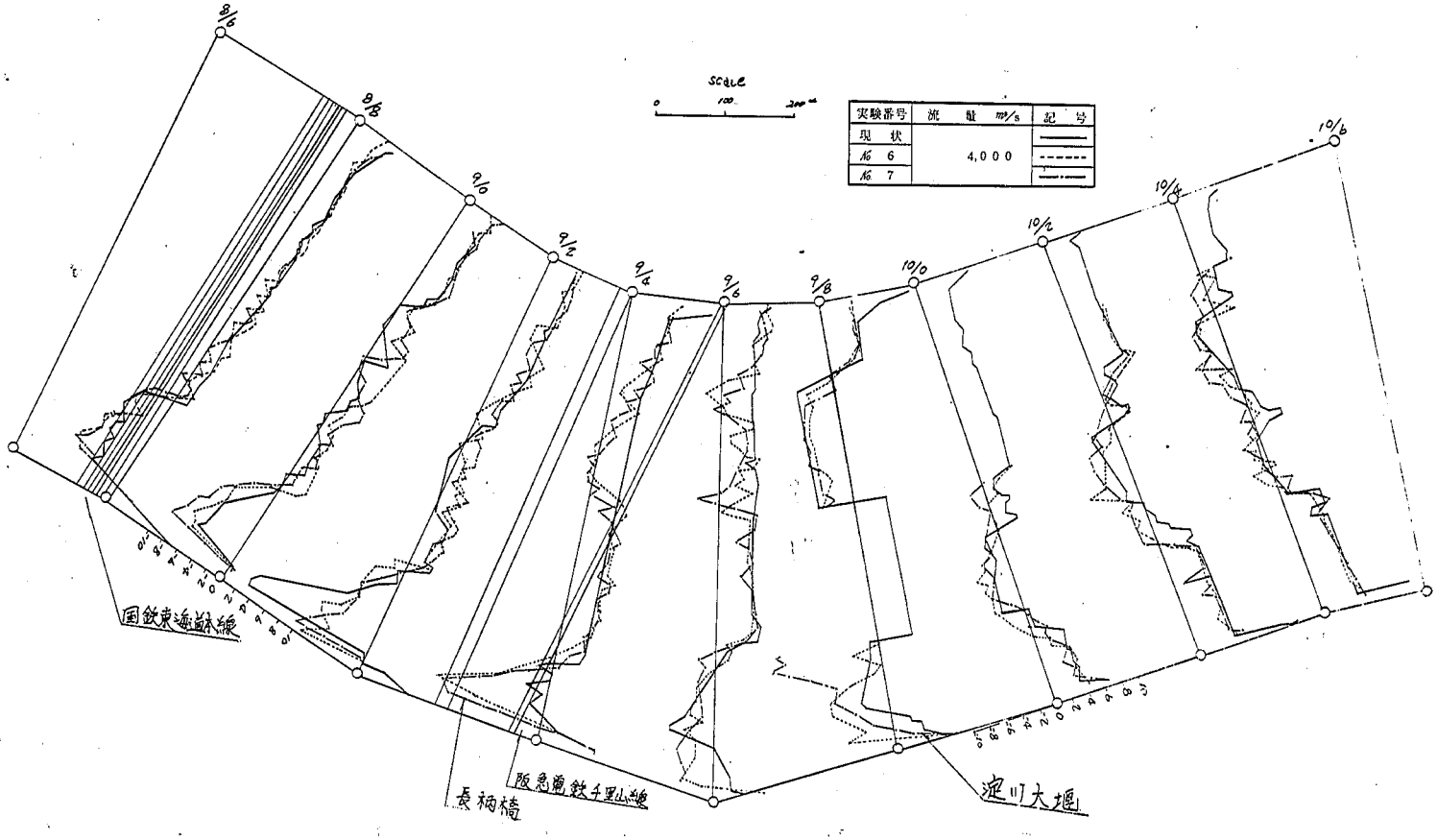
図－5－11－4　流況比較図


0 scale 200m
実験番号 流量 m³/s 記号
No 4 4000
No 7
新淀川大橋
地下鉄二号線
東海道本線
阪急電車
貨物線
8/0
9/0
10/0
11/0

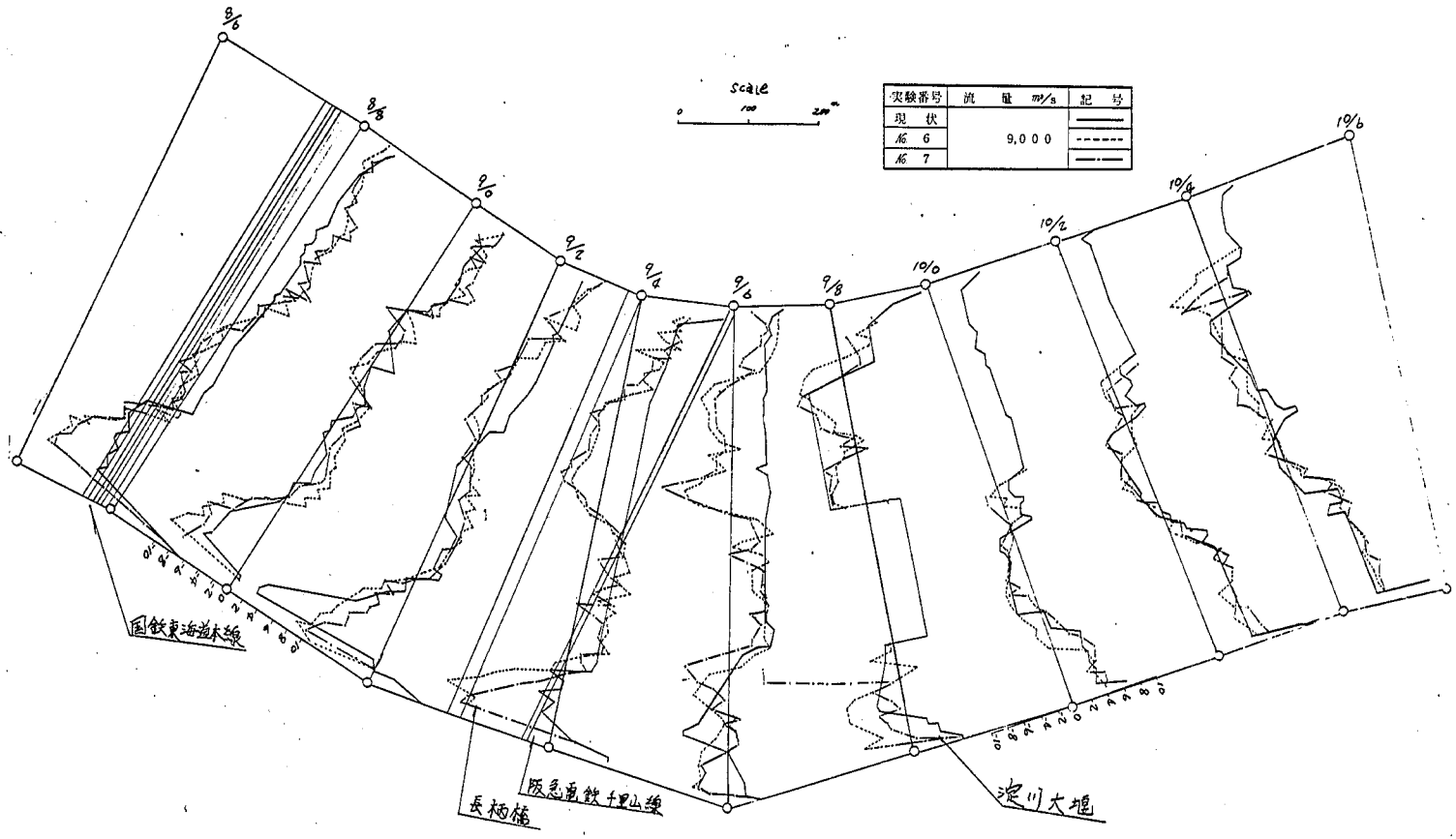
図－5－11－5　流況比較図


scale
0
300m
実験番号
流量 m³/s
記号
No. 4
No. 7
9000
新淀川大橋
地下鉄一号線
淀川大橋
安治川
阪急神戸線
安治川大橋
地下鉄九号線

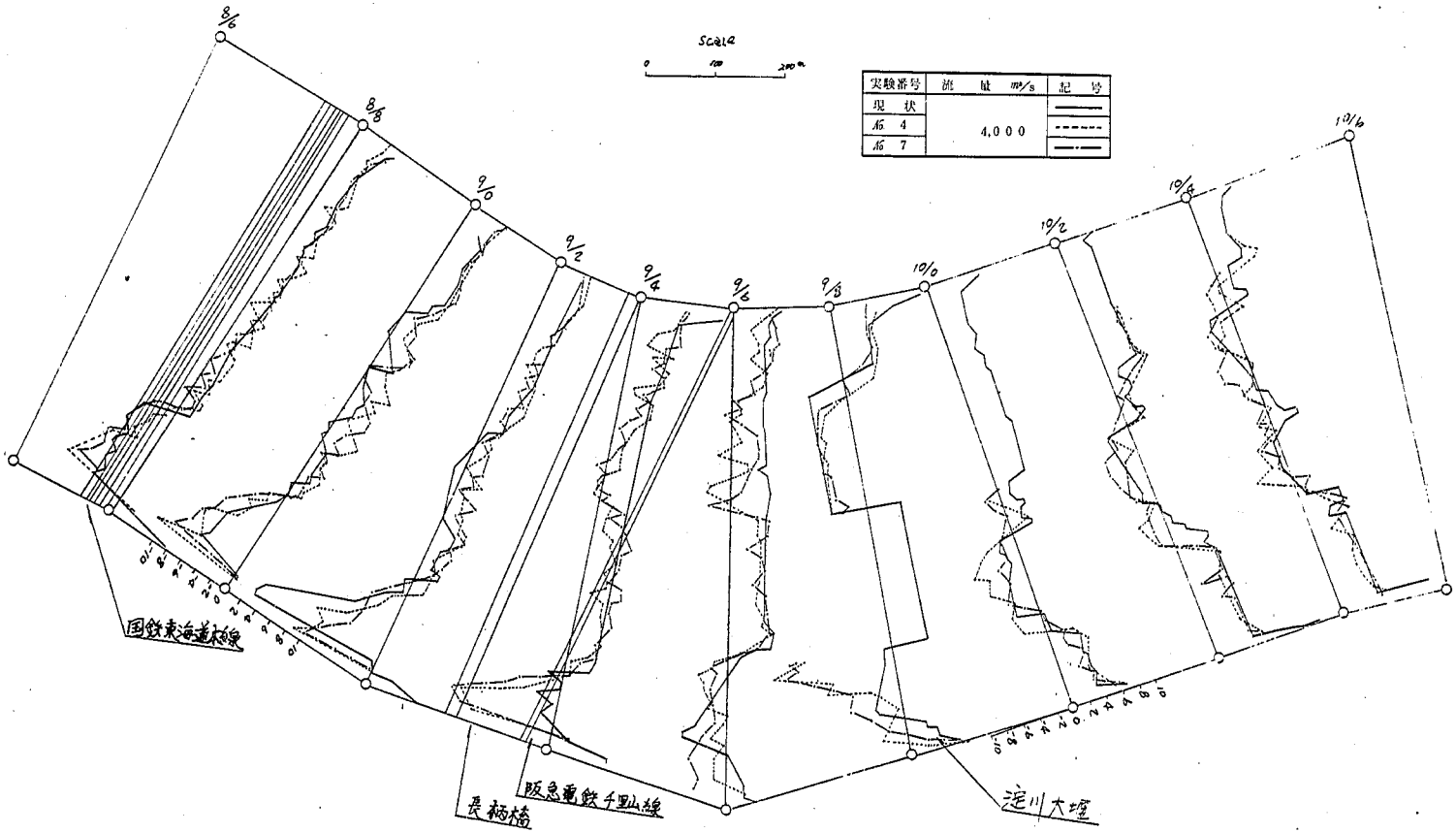
図－5－11－6　流況比較図



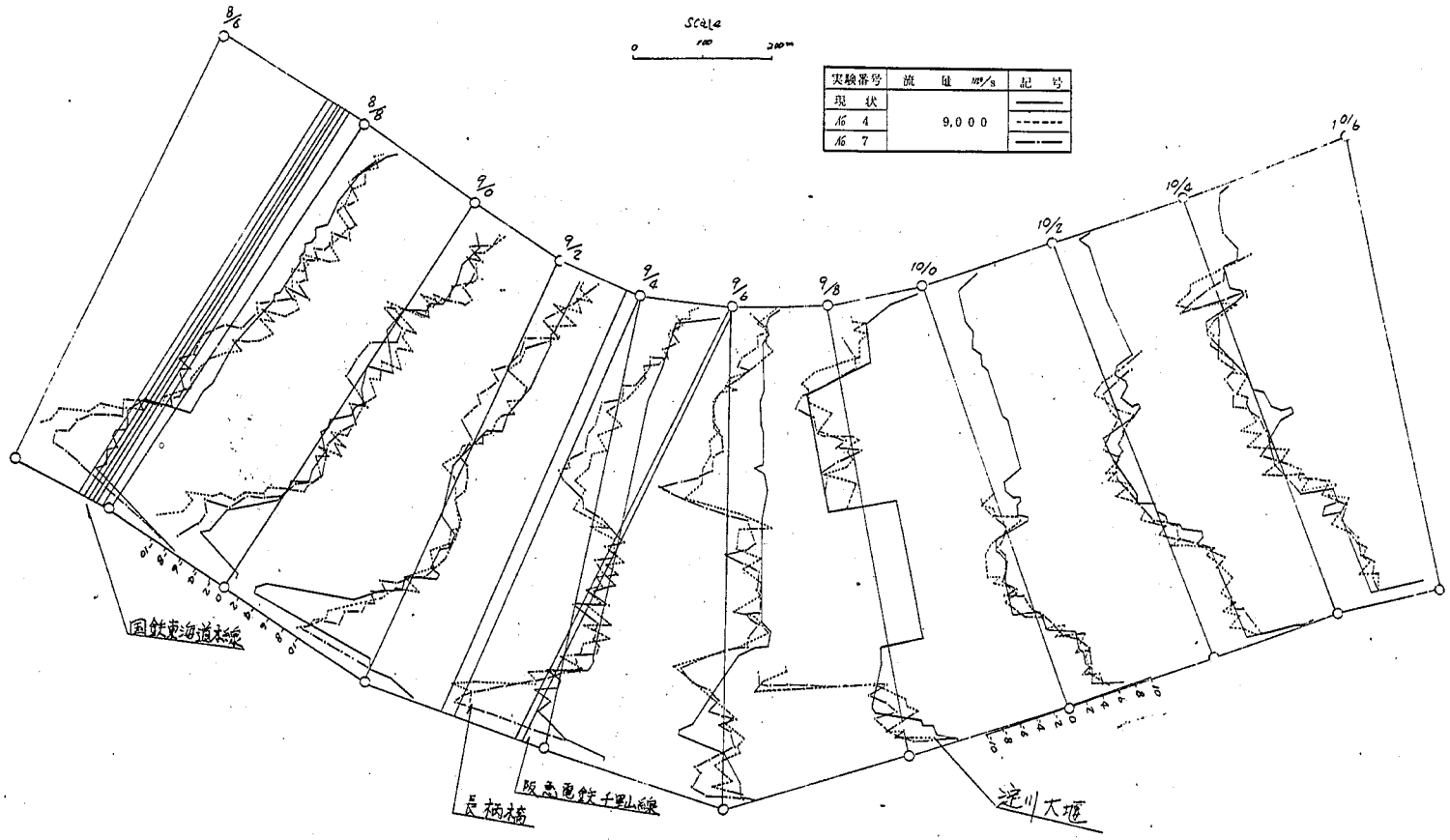
図－5－11－7　河床横断比較図



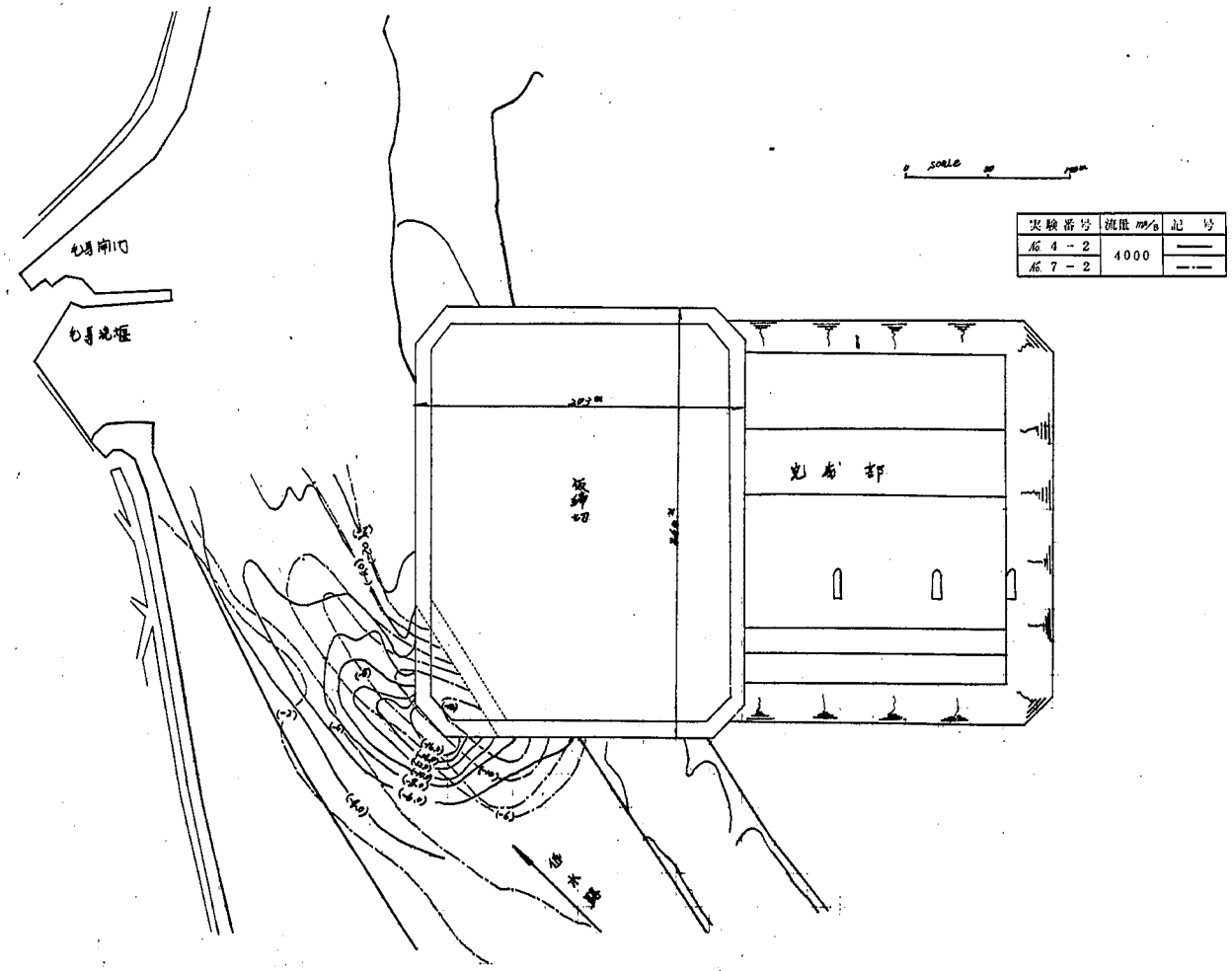
図－5－1 1－8　河床横断比較図



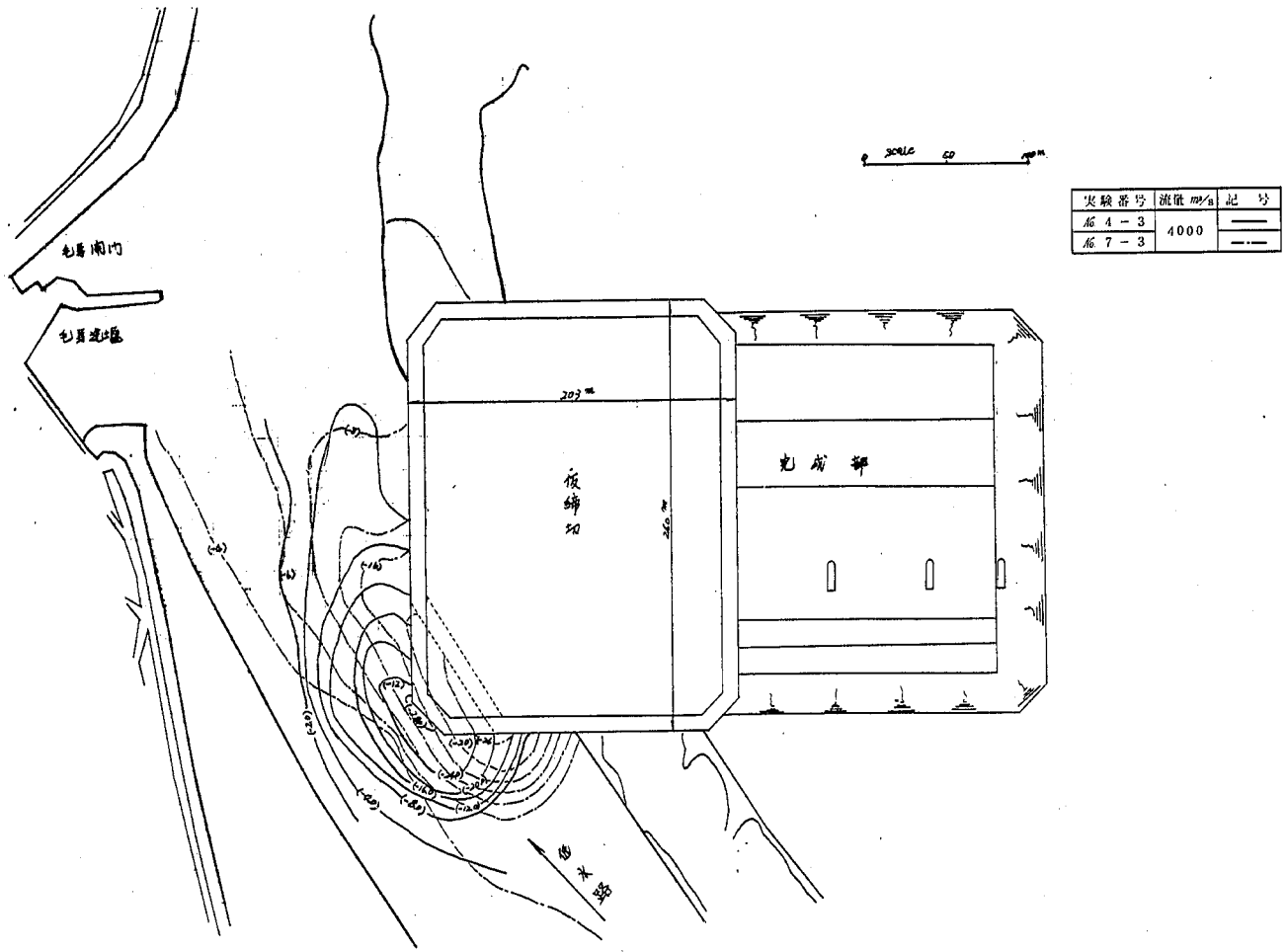
図－5－11－9　河床横断比較図



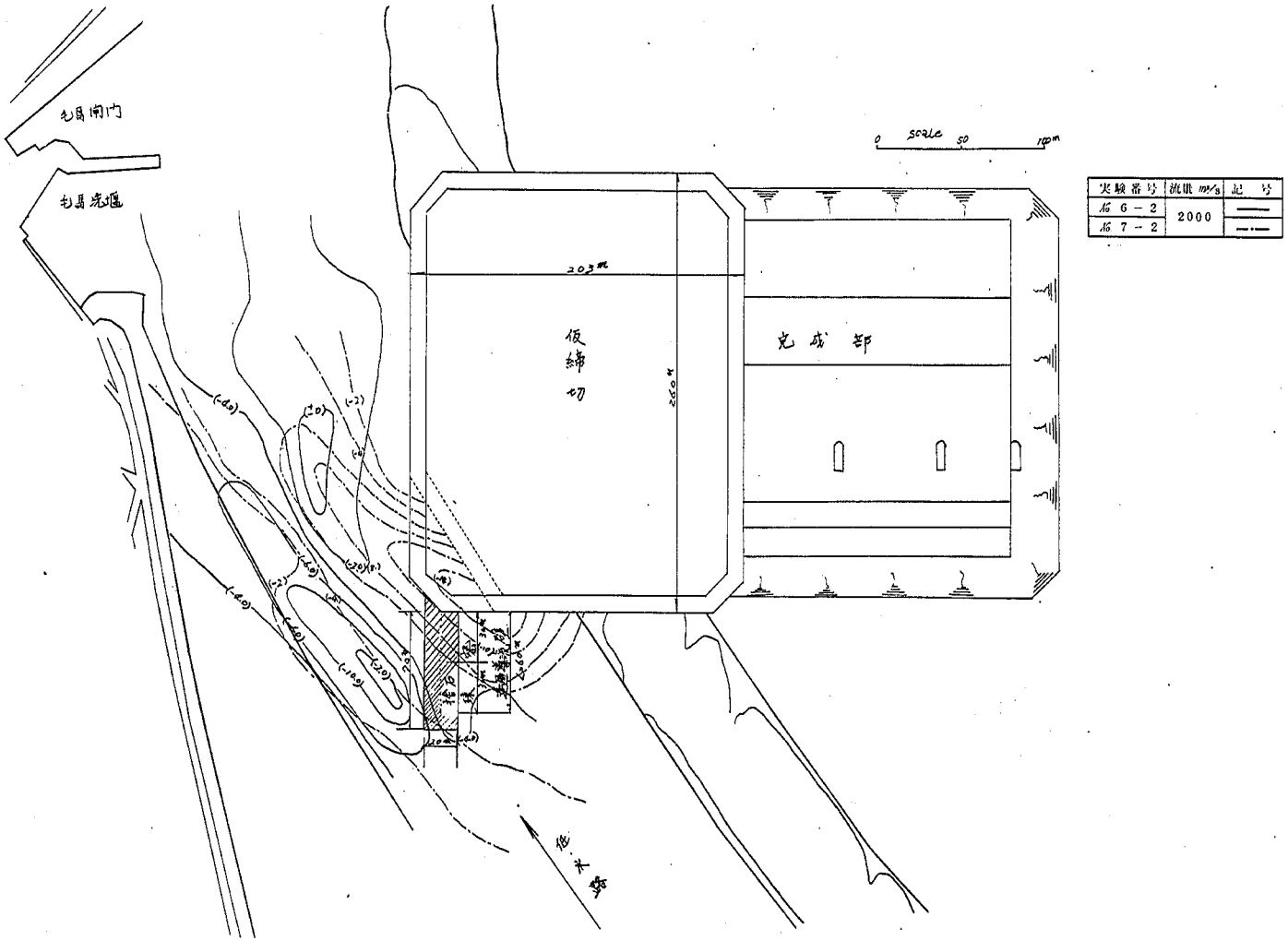
図－5－11－10　河床横断比較図

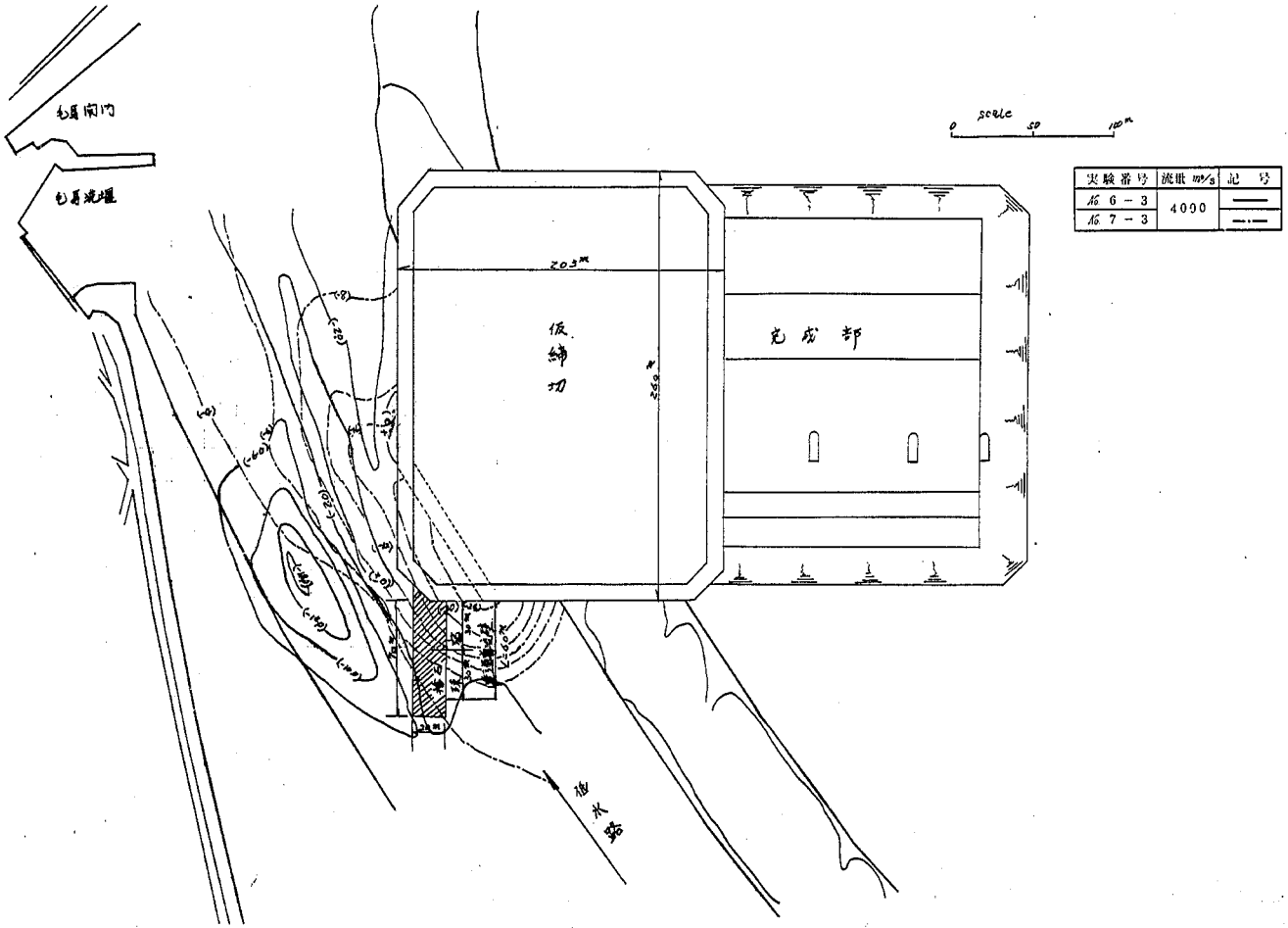


図－5－11－11　等高線比較図

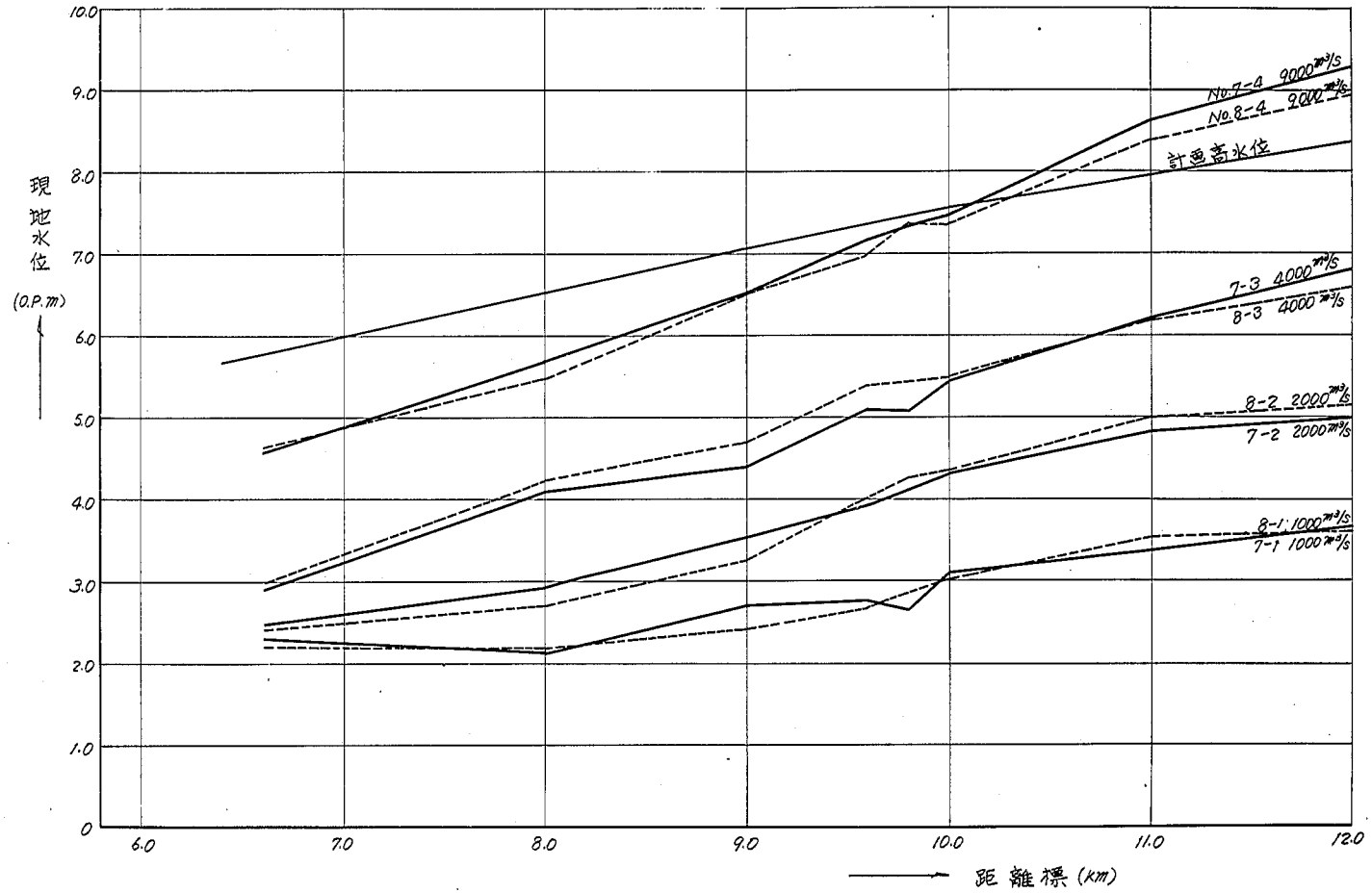


図－5－11－12　等高線比較図

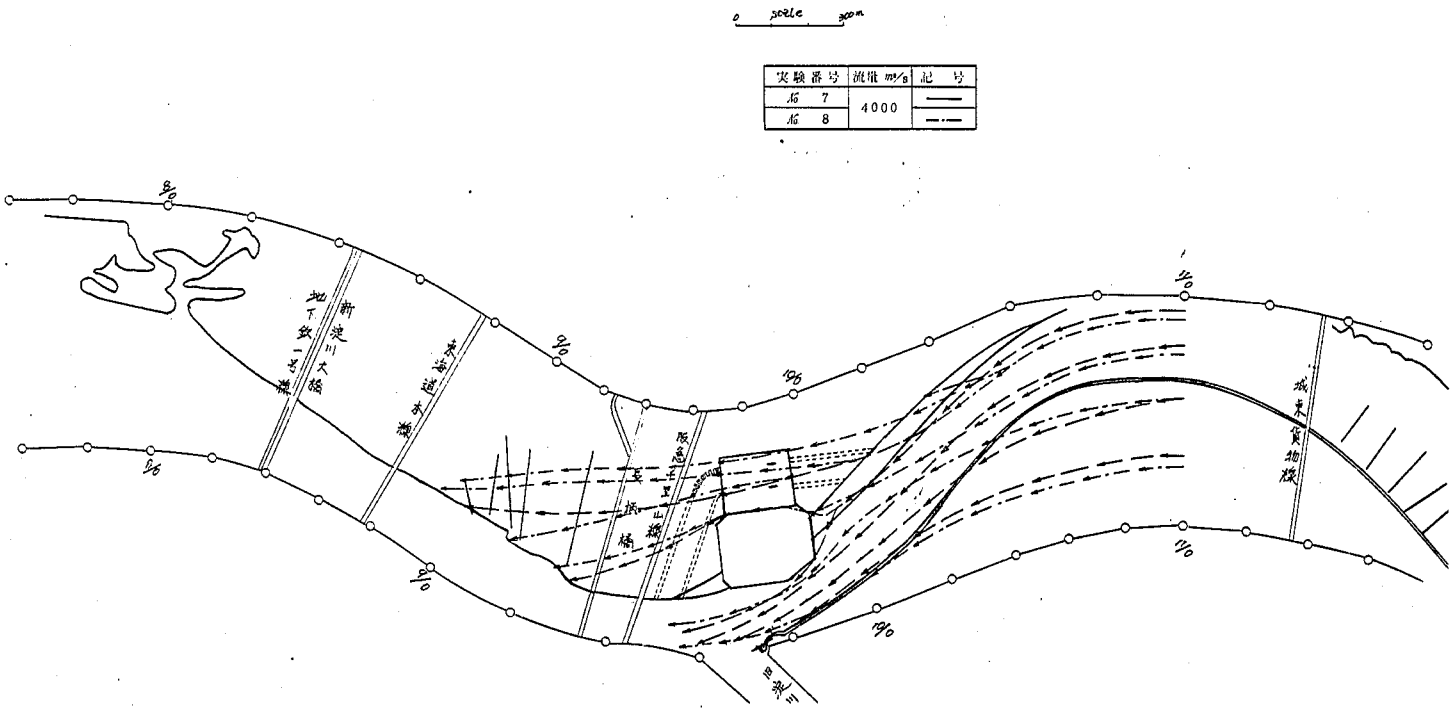

毛馬南門
毛馬水門
0 scale 50 100m
実験番号 16 6－2 16 7－2
流量 m³/s 2000
記号
203m
仮締切
完成部
260m
(-40)
(-20)
(-2)
(0)
(-100)
(-200)
(-60)
(-80)
(-120)
(-140)
(-160)
(-180)
(-220)
(-240)
(-260)
(-280)
(-300)
(-320)
(-340)
(-360)
(-380)
(-400)
(-420)
(-440)
(-460)
(-480)
(-500)
(-520)
(-540)
(-560)
(-580)
(-600)
(-620)
(-640)
(-660)
(-680)
(-700)
(-720)
(-740)
(-760)
(-780)
(-800)
(-820)
(-840)
(-860)
(-880)
(-900)
(-920)
(-940)
(-960)
(-980)
(-1000)



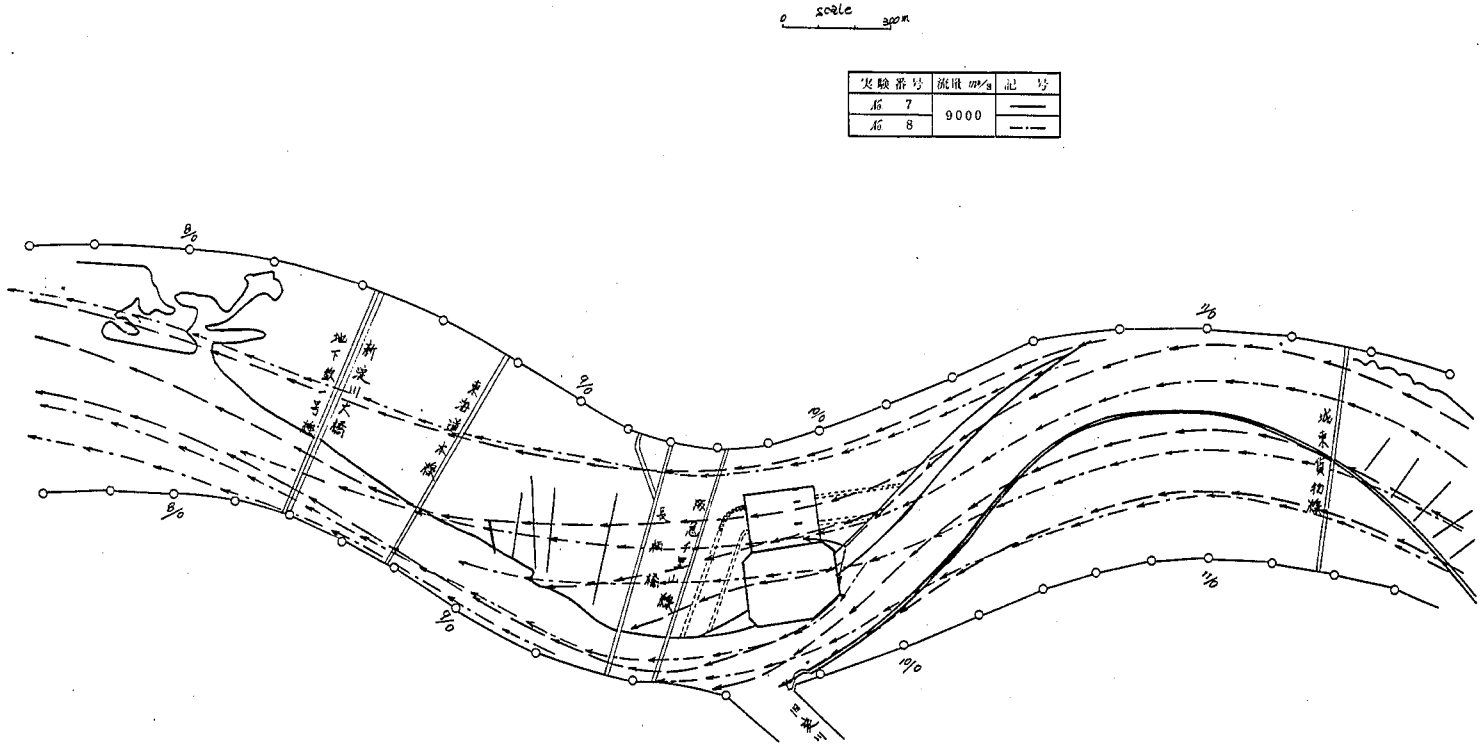
図－5－11－14　等高線比較図



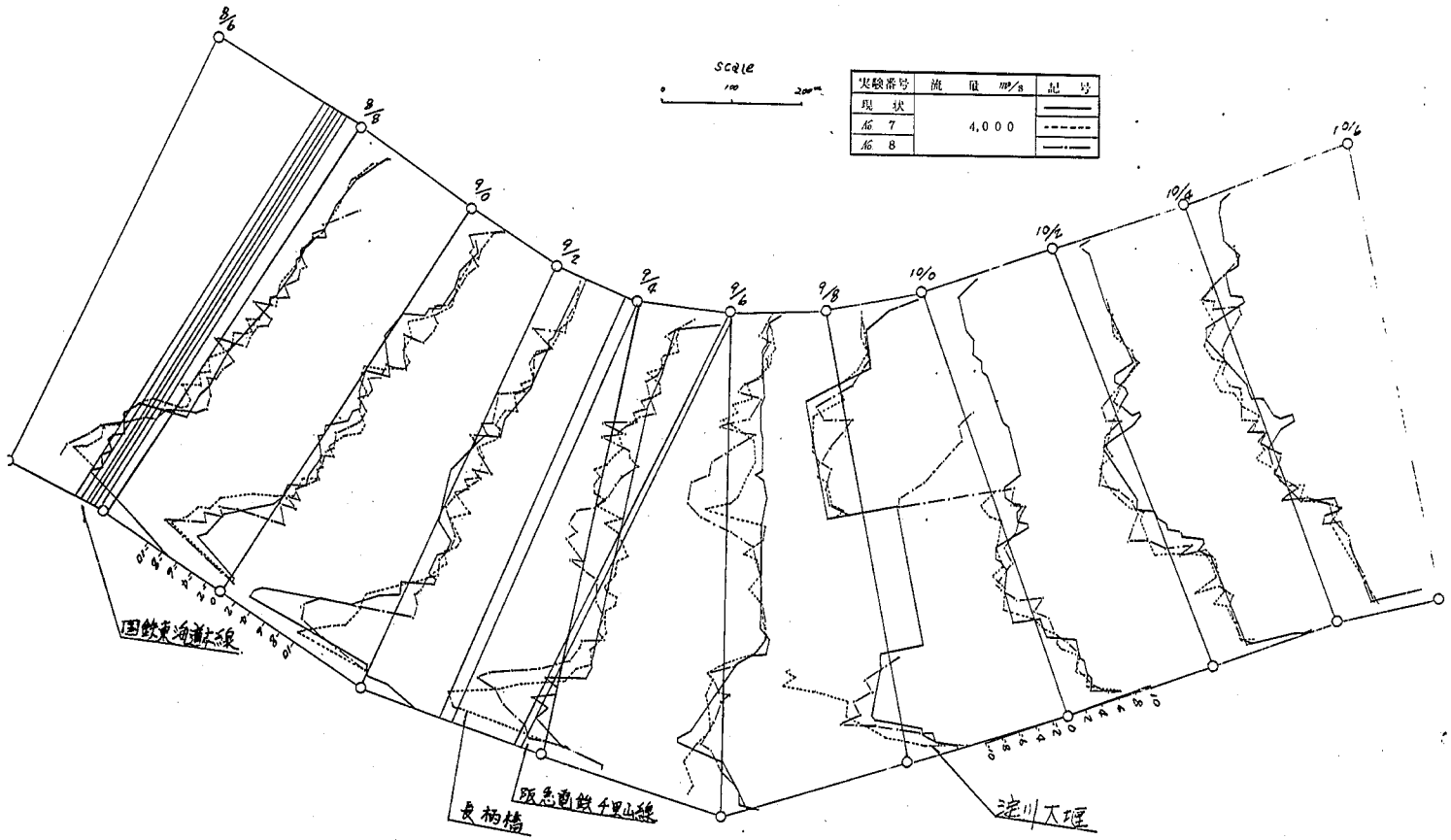
図－5－12－1　水位縦断比較図


0 scale 300m
実験器号
流量 m³/s
記号
No 7
No 8
4000
8/0
9/0
10/0
11/0
地下鉄一号線
地下鉄二号線
地下鉄三号線
地下鉄四号線
地下鉄五号線
地下鉄六号線
地下鉄七号線
地下鉄八号線
地下鉄九号線
地下鉄十号線
地下鉄十一号線
地下鉄十二号線
地下鉄十三号線
地下鉄十四号線
地下鉄十五号線
地下鉄十六号線
地下鉄十七号線
地下鉄十八号線
地下鉄十九号線
地下鉄二十号線
地下鉄二十一号線
地下鉄二十二号線
地下鉄二十三号線
地下鉄二十四号線
地下鉄二十五号線
地下鉄二十六号線
地下鉄二十七号線
地下鉄二十八号線
地下鉄二十九号線
地下鉄三十号線
地下鉄三十一号線
地下鉄三十二号線
地下鉄三十三号線
地下鉄三十四号線
地下鉄三十五号線
地下鉄三十六号線
地下鉄三十七号線
地下鉄三十八号線
地下鉄三十九号線
地下鉄四十号線
地下鉄四十一号線
地下鉄四十二号線
地下鉄四十三号線
地下鉄四十四号線
地下鉄四十五号線
地下鉄四十六号線
地下鉄四十七号線
地下鉄四十八号線
地下鉄四十九号線
地下鉄五十号線
地下鉄五十一号線
地下鉄五十二号線
地下鉄五十三号線
地下鉄五十四号線
地下鉄五十五号線
地下鉄五十六号線
地下鉄五十七号線
地下鉄五十八号線
地下鉄五十九号線
地下鉄六十号線
地下鉄六十一号線
地下鉄六十二号線
地下鉄六十三号線
地下鉄六十四号線
地下鉄六十五号線
地下鉄六十六号線
地下鉄六十七号線
地下鉄六十八号線
地下鉄六十九号線
地下鉄七十号線
地下鉄七十一号線
地下鉄七十二号線
地下鉄七十三号線
地下鉄七十四号線
地下鉄七十五号線
地下鉄七十六号線
地下鉄七十七号線
地下鉄七十八号線
地下鉄七十九号線
地下鉄八十号線
地下鉄八十一号線
地下鉄八十二号線
地下鉄八十三号線
地下鉄八十四号線
地下鉄八十五号線
地下鉄八十六号線
地下鉄八十七号線
地下鉄八十八号線
地下鉄八十九号線
地下鉄九十号線
地下鉄九十一号線
地下鉄九十二号線
地下鉄九十三号線
地下鉄九十四号線
地下鉄九十五号線
地下鉄九十六号線
地下鉄九十七号線
地下鉄九十八号線
地下鉄九十九号線
地下鉄百号線

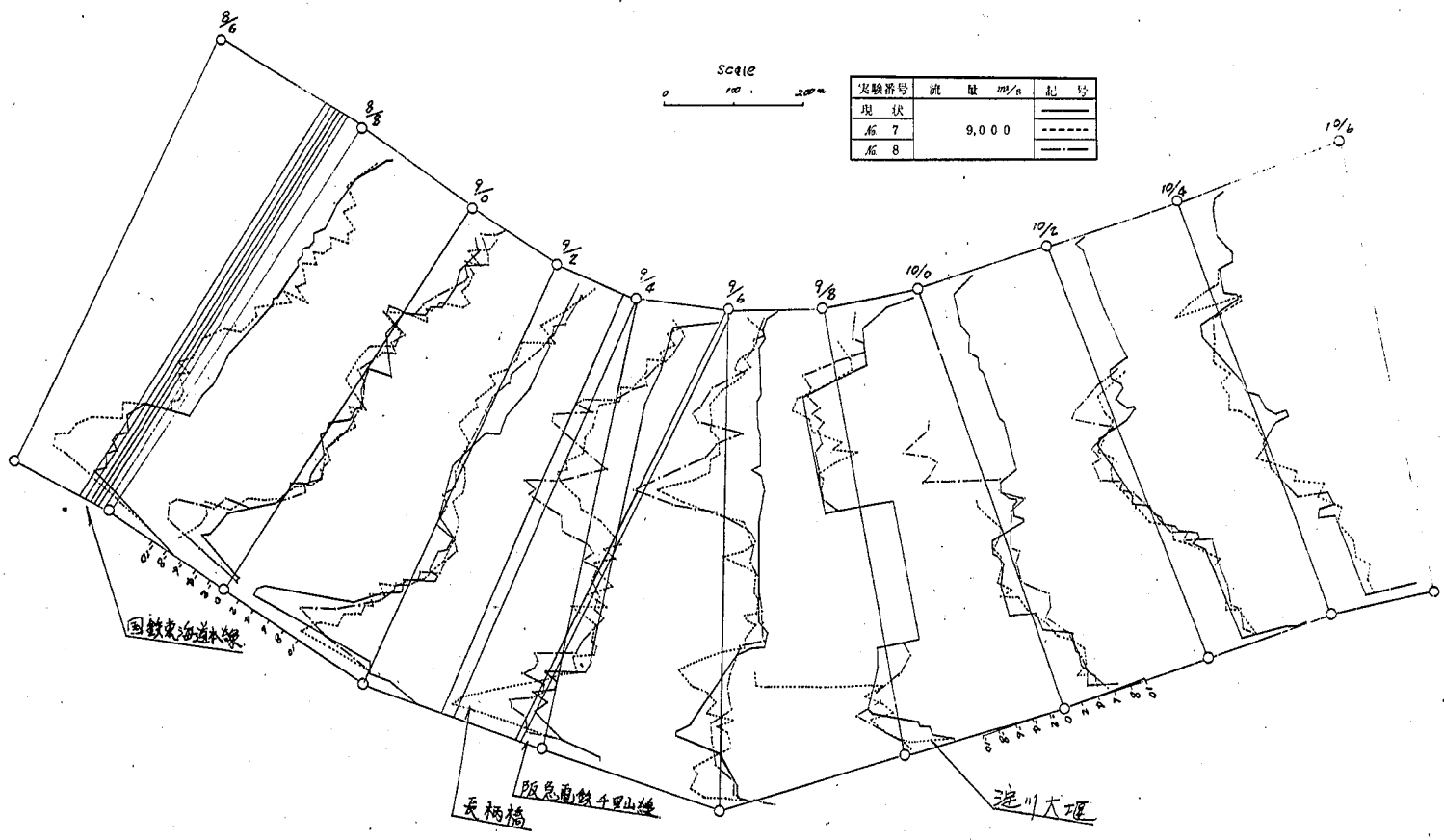
図－５－１２－２　流況比較図


scale
200m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 7
No 8
9000
新潟川大橋
地下鉄一号線
東海道本線
信濃川橋梁
成東橋梁

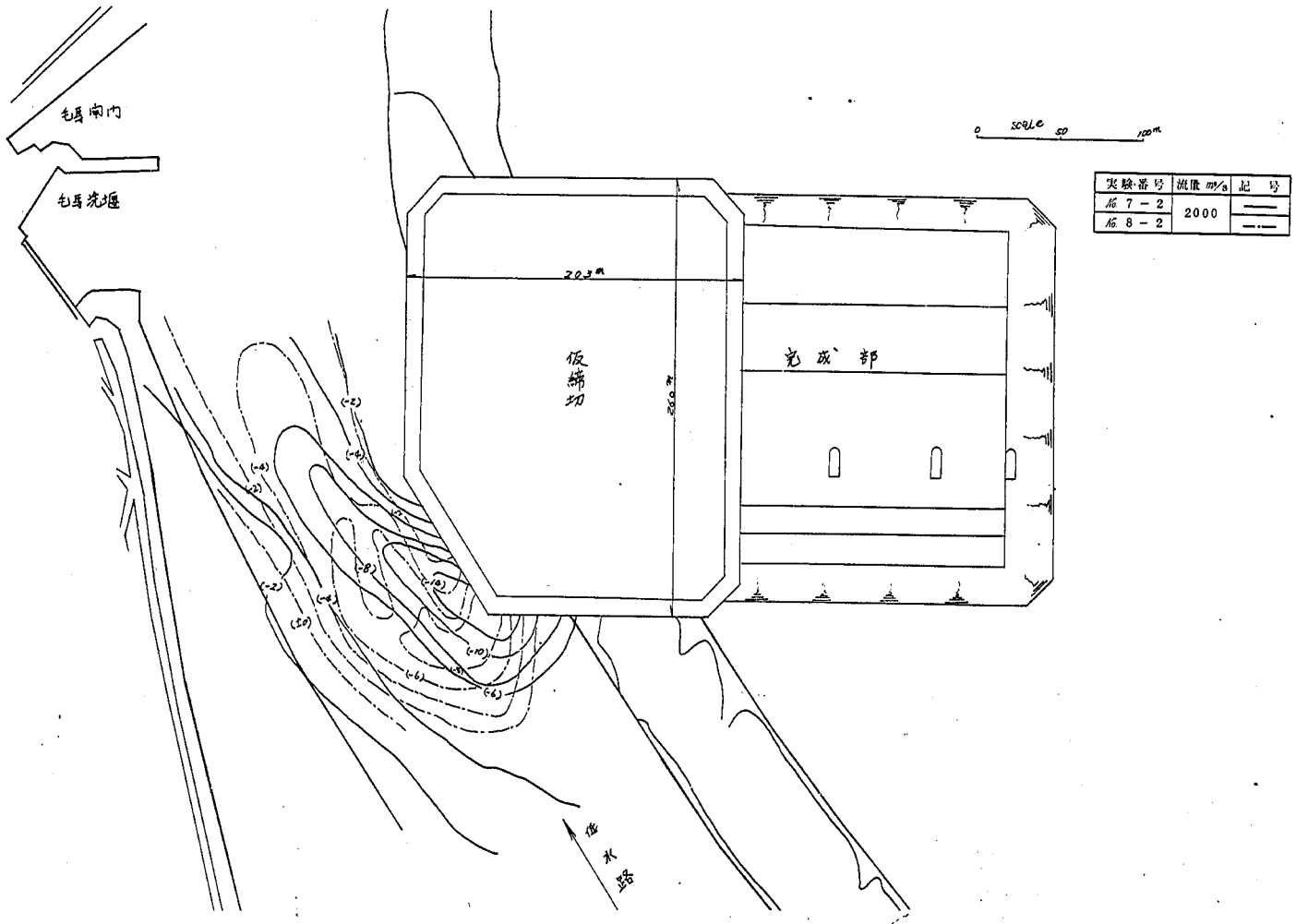
図－５－１２－３　流況比較図



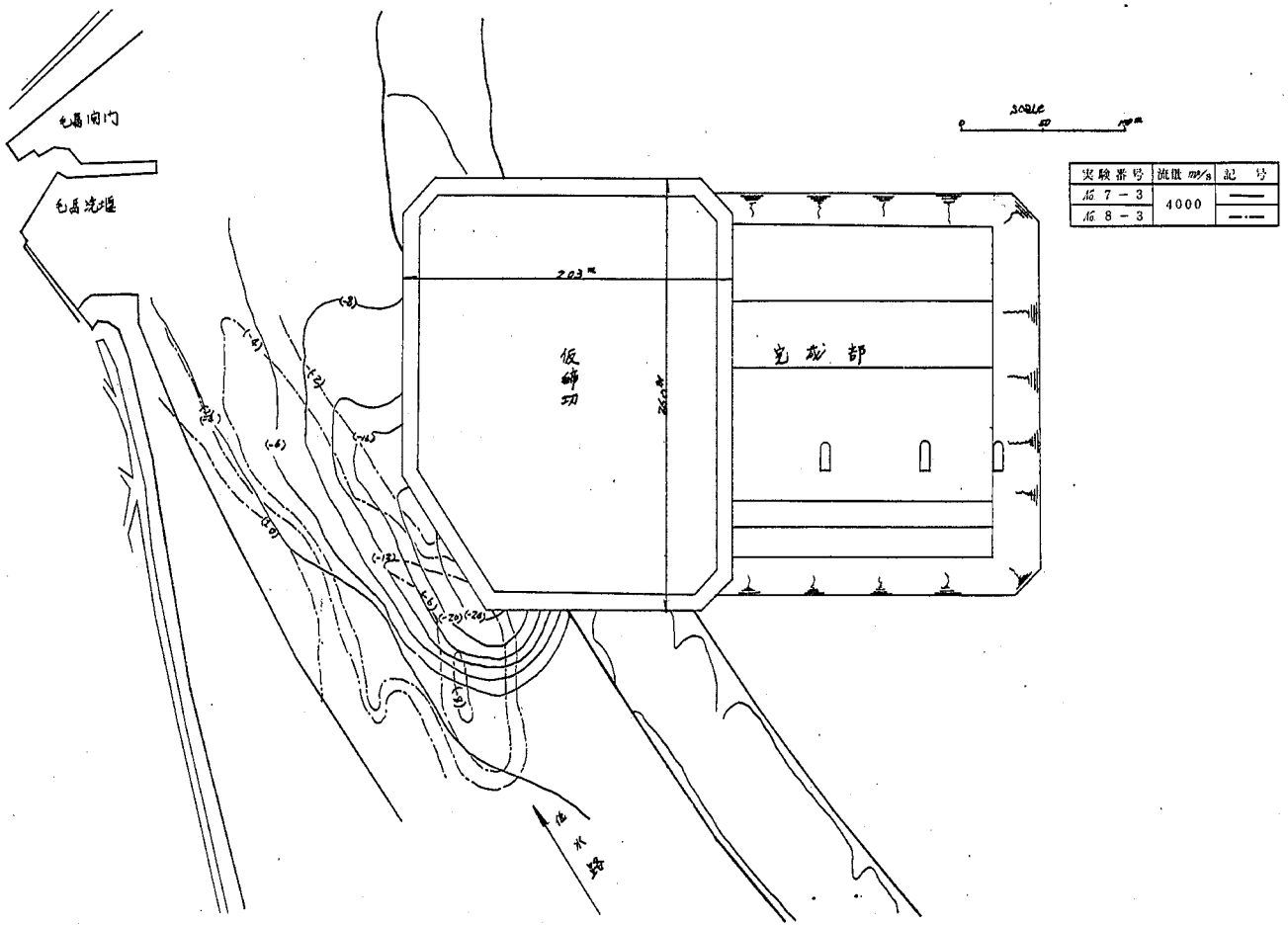
図－5－12－4　河床横断比較図



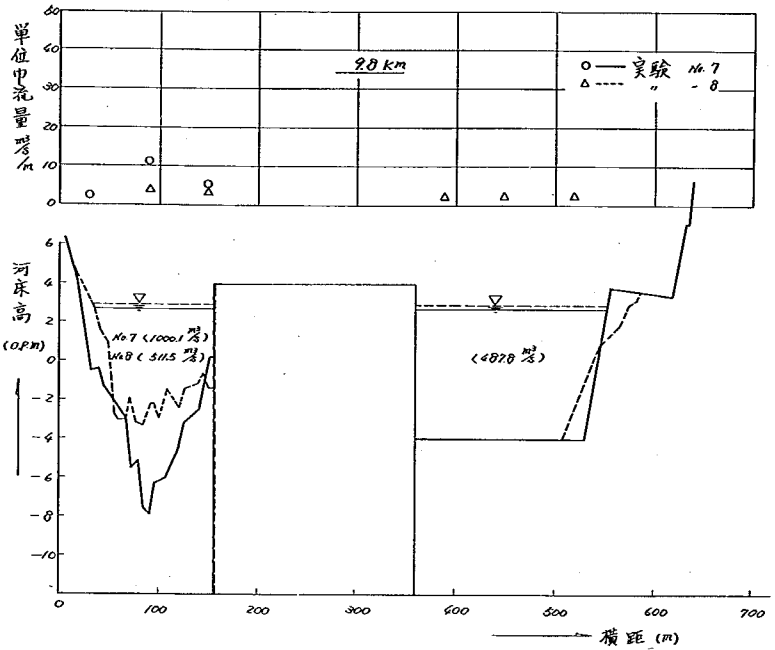
図－5－12－5　河床横断比較図



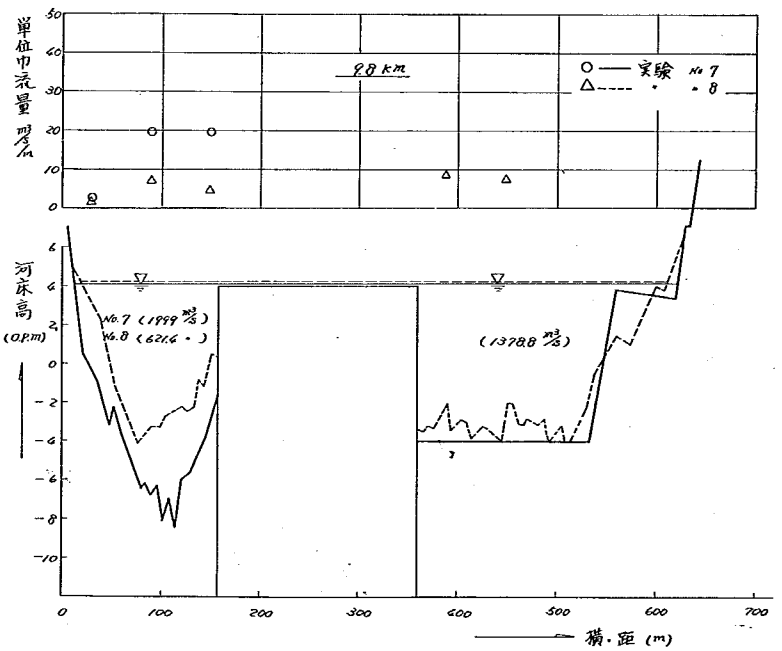
図－5－12－6　等高線比較図



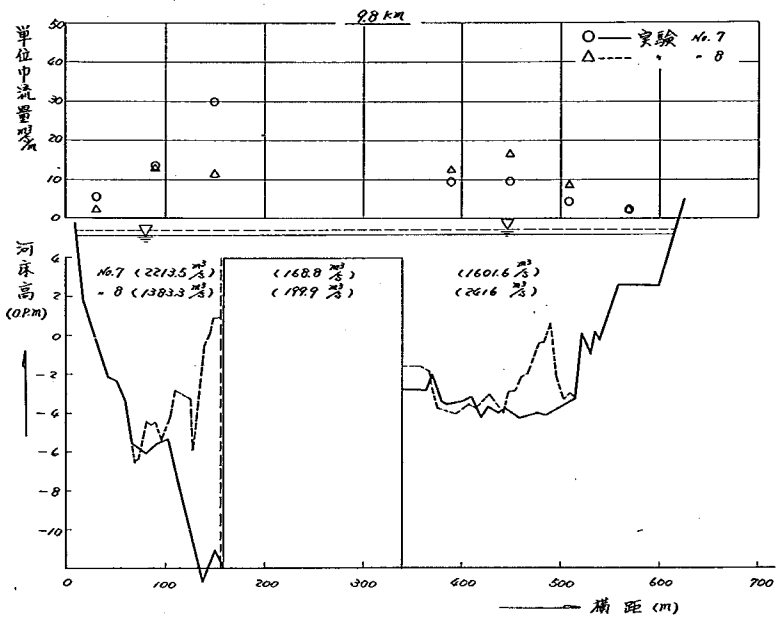
図－５－１２－７　等高線比較図



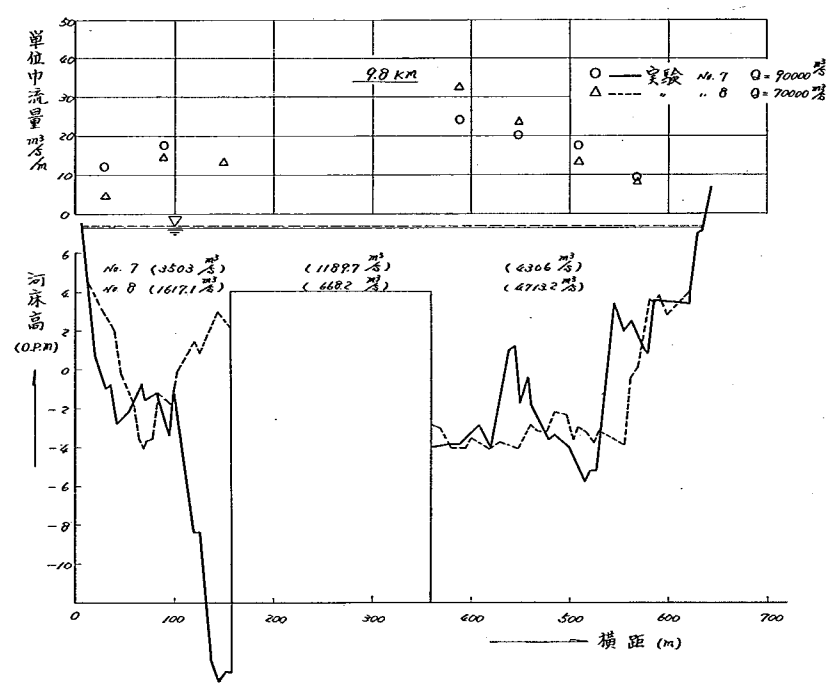
図－5－12－8　分流量・単位巾流量比較図　Q＝1000m³/s



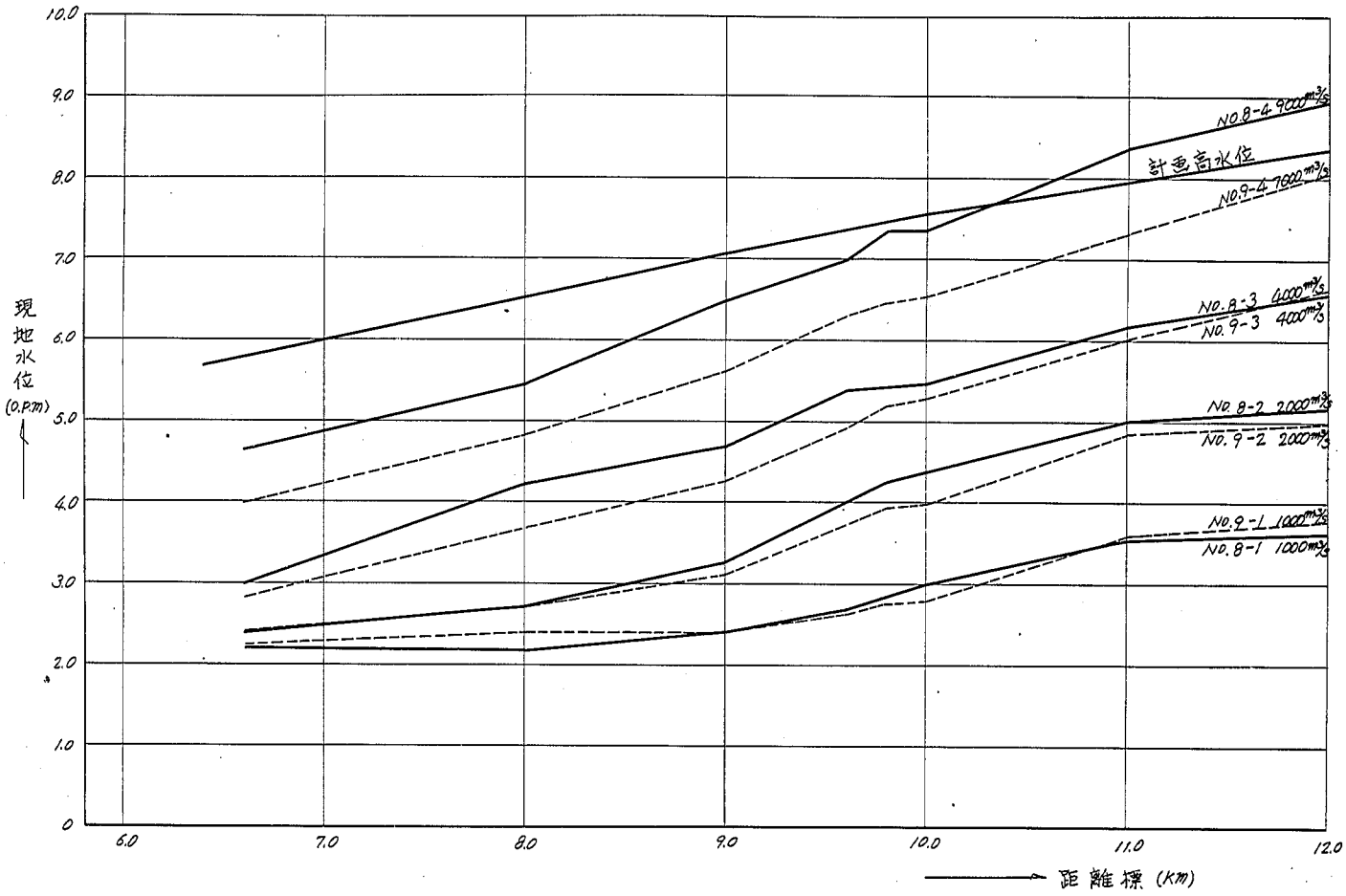
図－5－12－9　分流量・単位巾流量比較図　Q＝2000m³/s



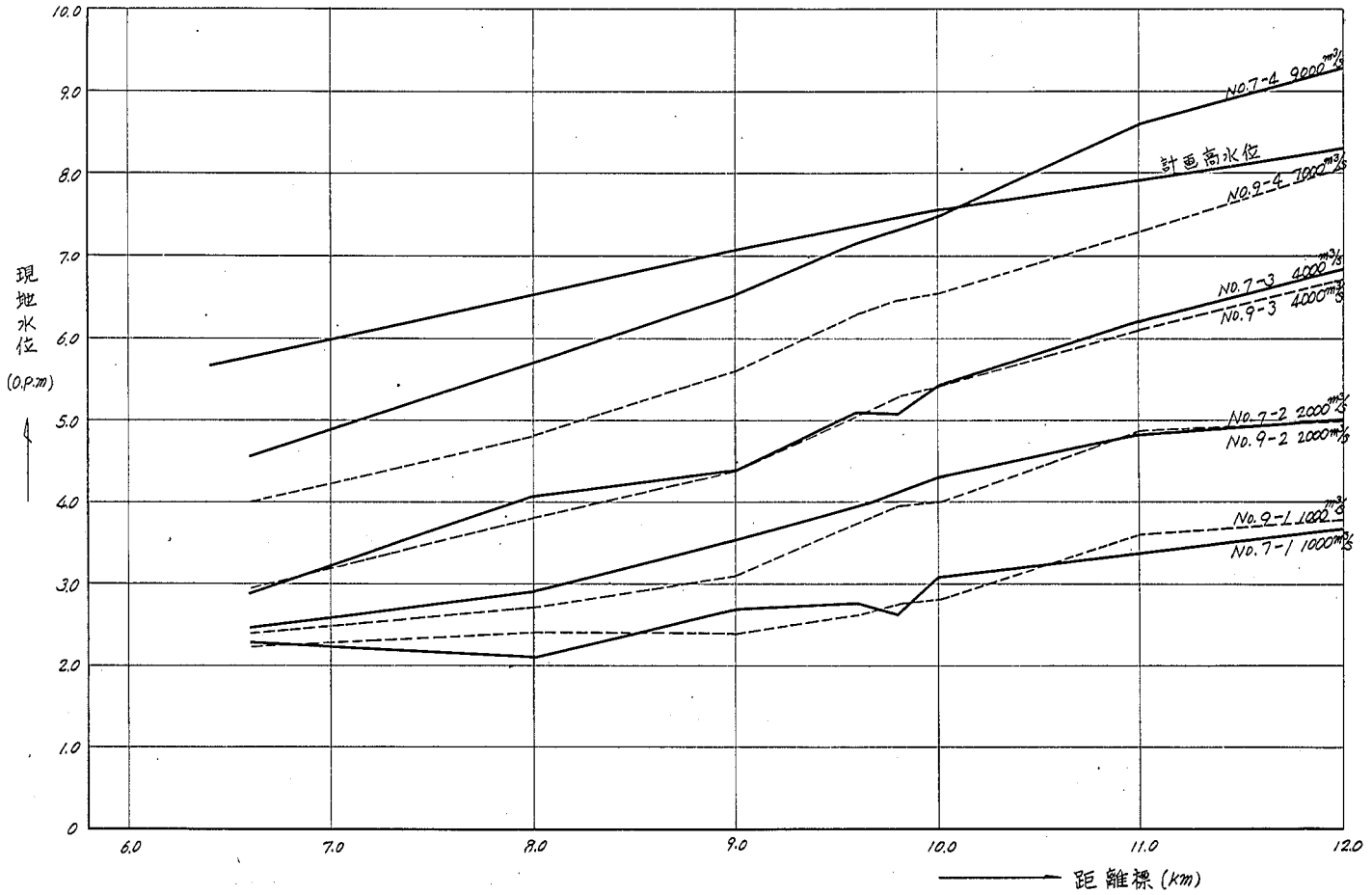
図－5－12－10　分流量・単位巾流量比較図　Q= 4000m³/s



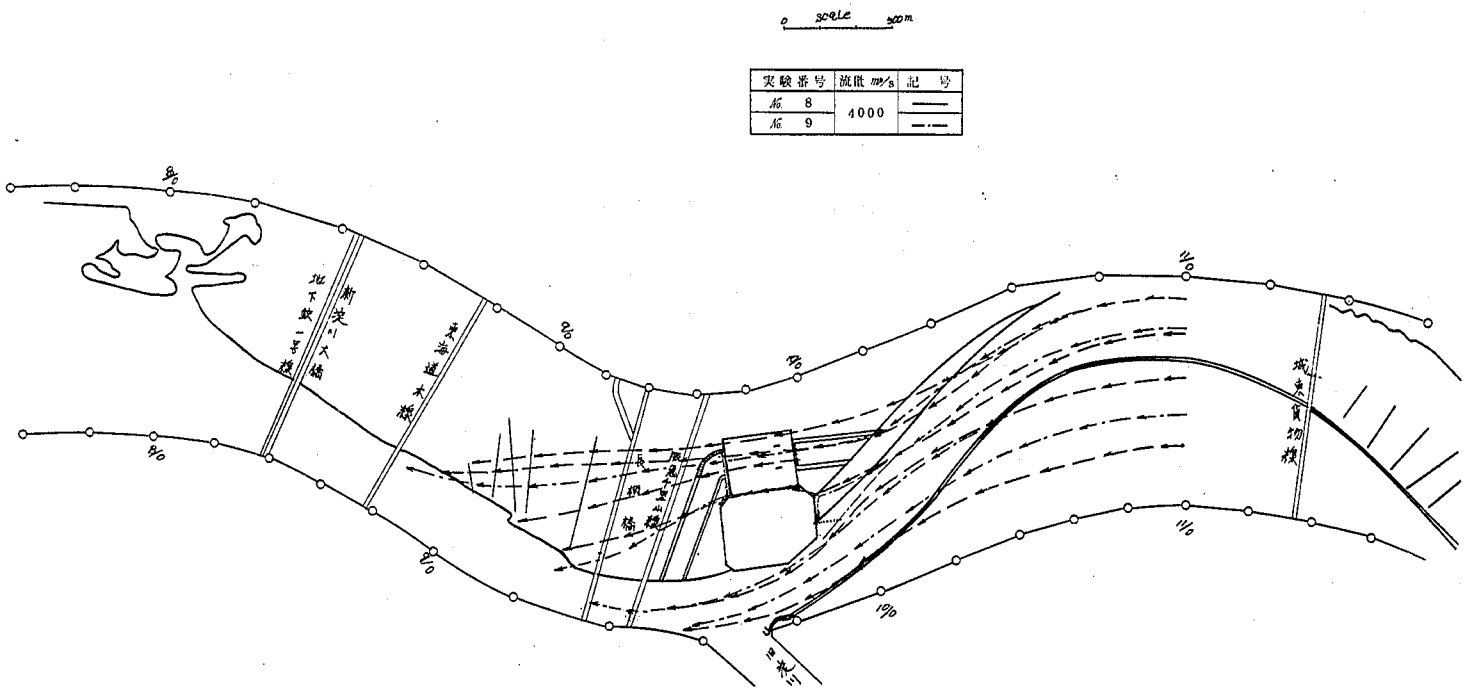
図－5－12－11　分流量・単位巾流量比較図



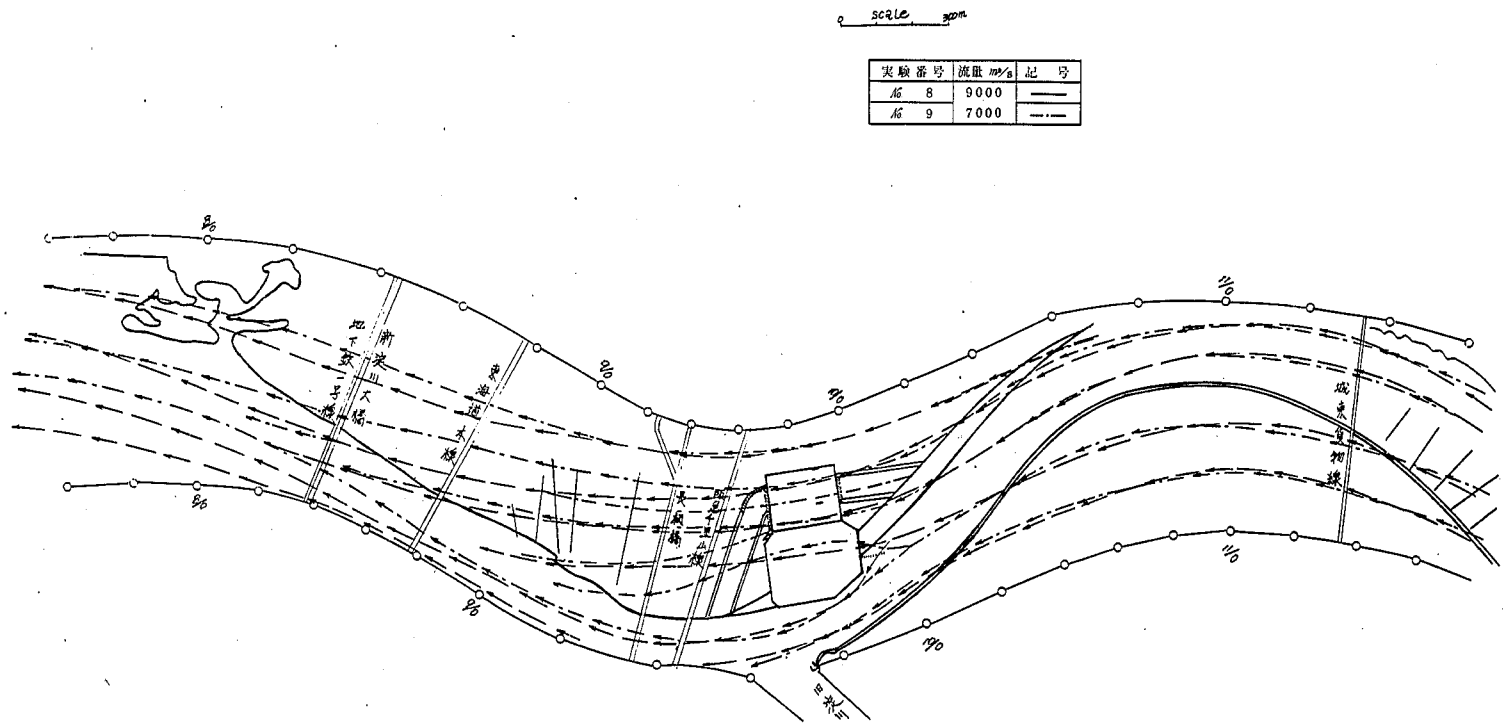
図－5－13－1　水位縦断比較図



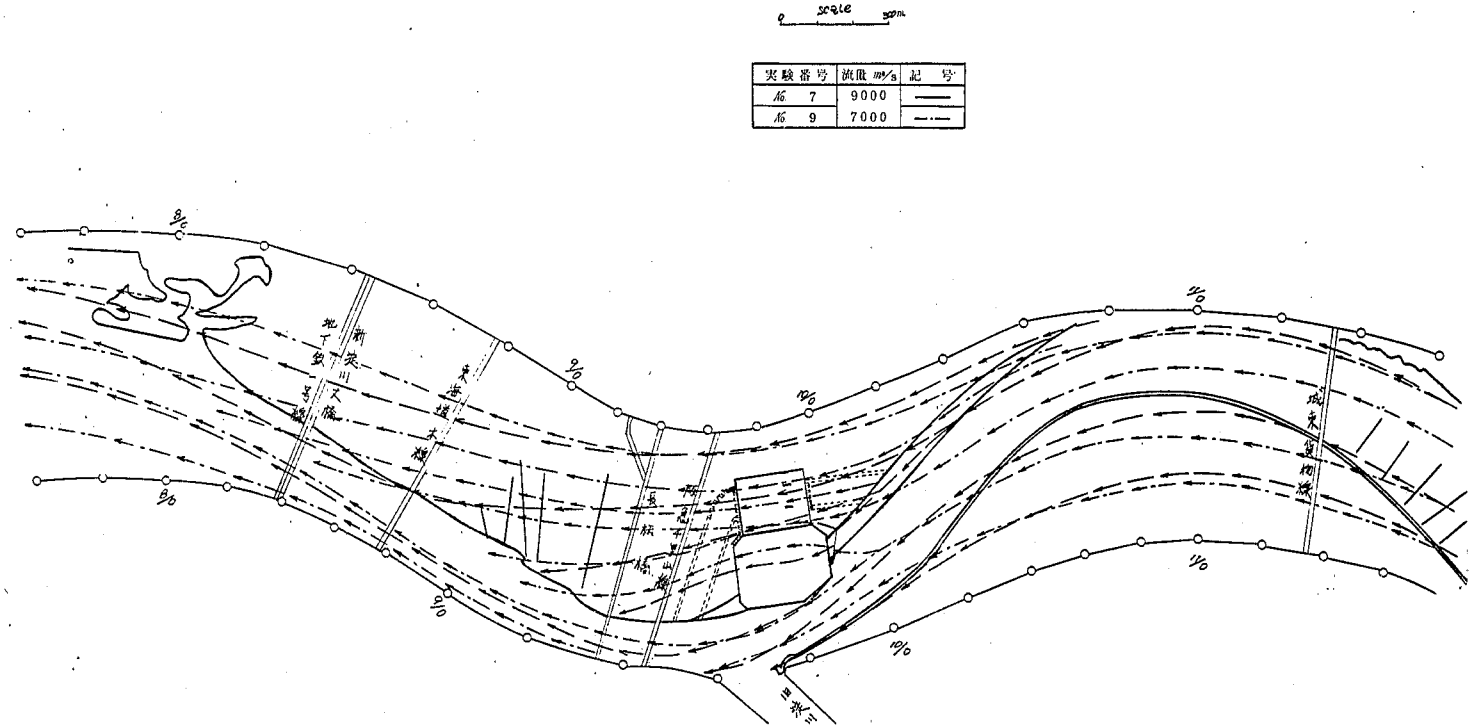
図－５－１３－２　水位縦断比較図


0 scale 500m
実験番号
流量 m³/s
記号
No. 8
No. 9
4000
9/0
11/0
10/0
北大橋
新定大橋
築地大橋
勝鬨橋
晴海大橋
城東貨物線

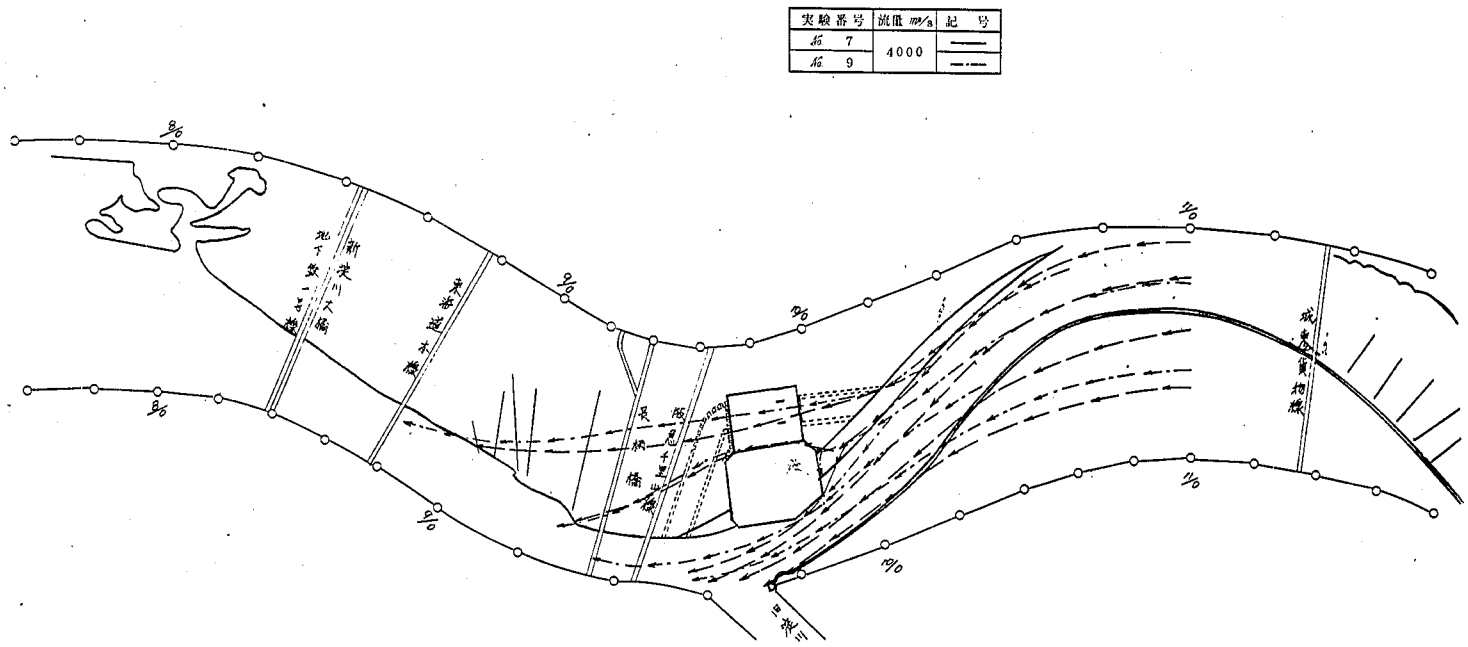
図－5－13－3　流況比較図


scale 300m
実験番号 | 流量 m³/s | 記号
AG 8 | 9000
AG 9 | 7000
9/0
11/0
19/0
新荒川大橋
荒川大橋
東京湾横断道路
城東貨物線

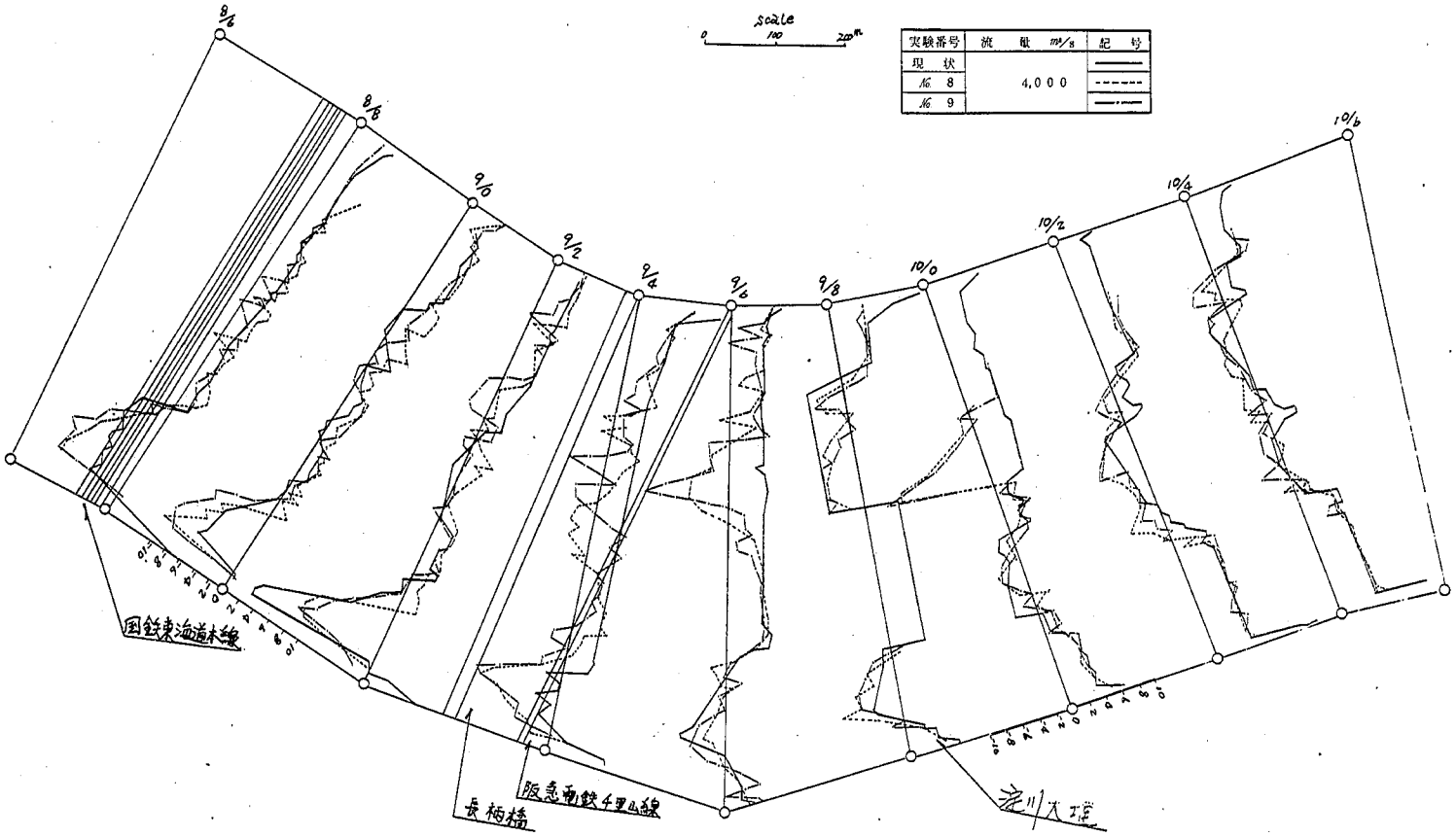
図－5－13－4　流況比較図


scale
実験番号
流量 m³/s
記号
No 7
9000
No 9
7000
9/0
8/0
10/0
11/0
荒海川大橋
荒海川大橋
荒海川大橋
荒海川大橋
荒海川大橋

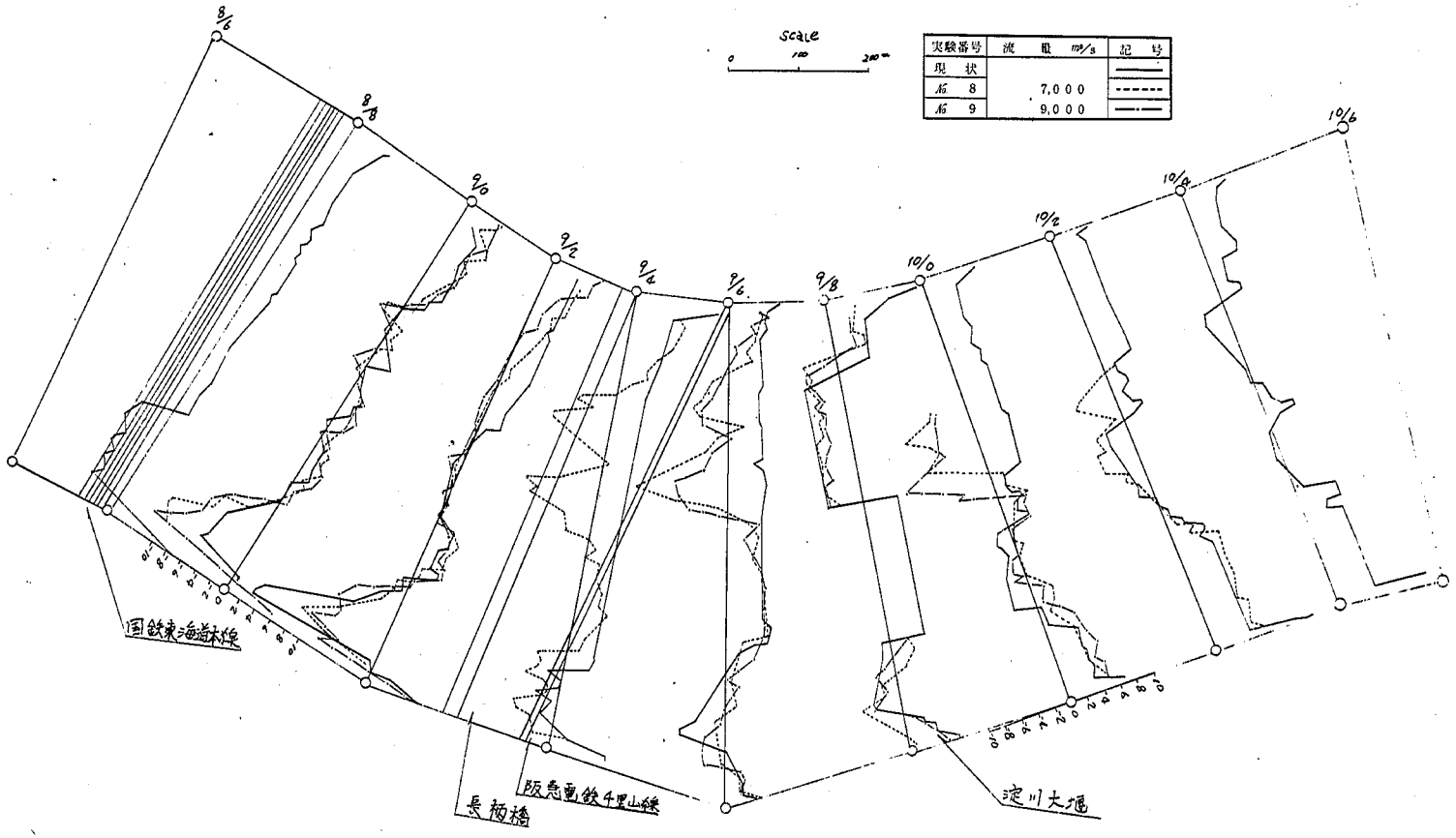
図－5－13－5　流況比較図



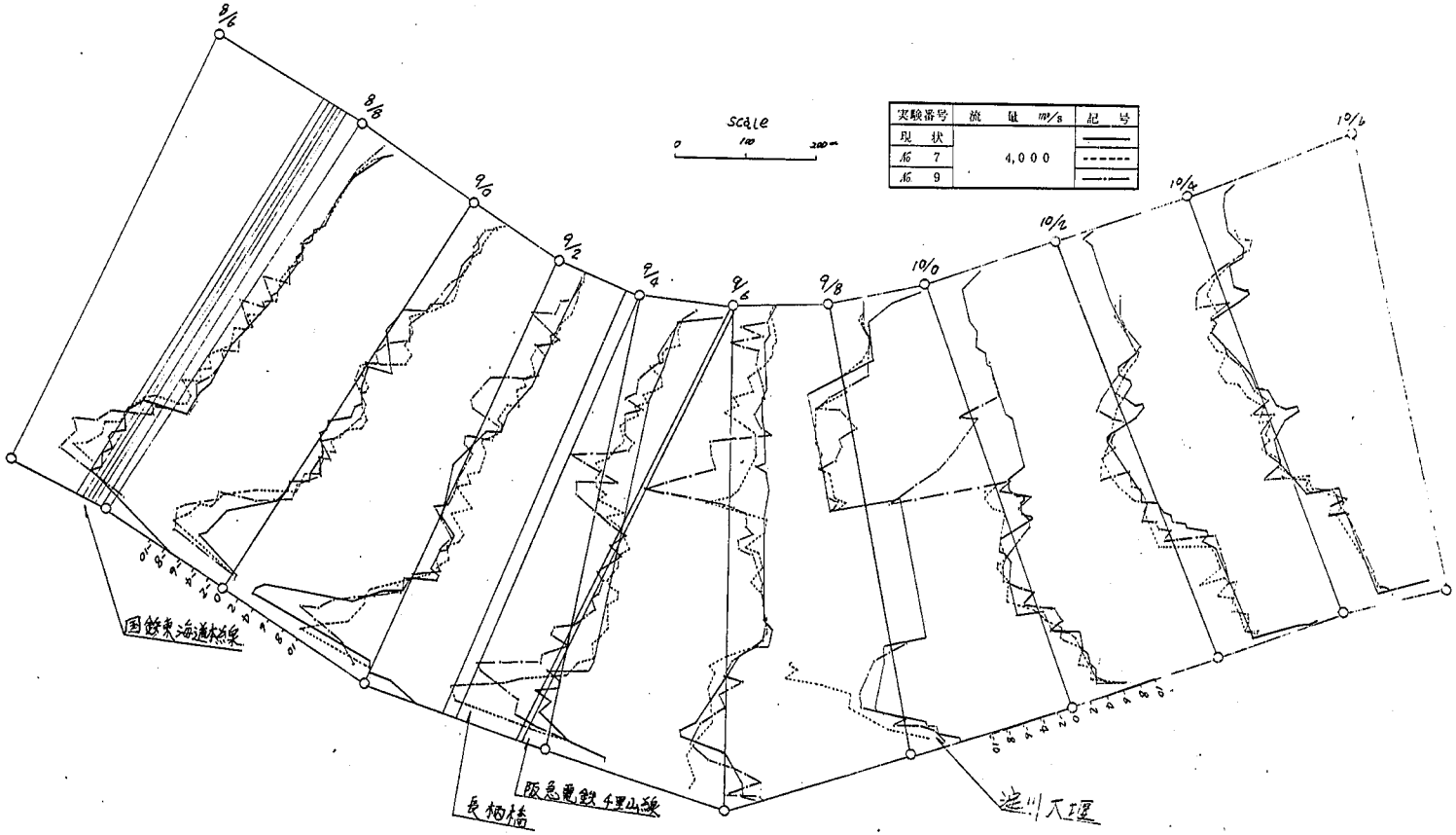
図－5－13－6　流況比較図



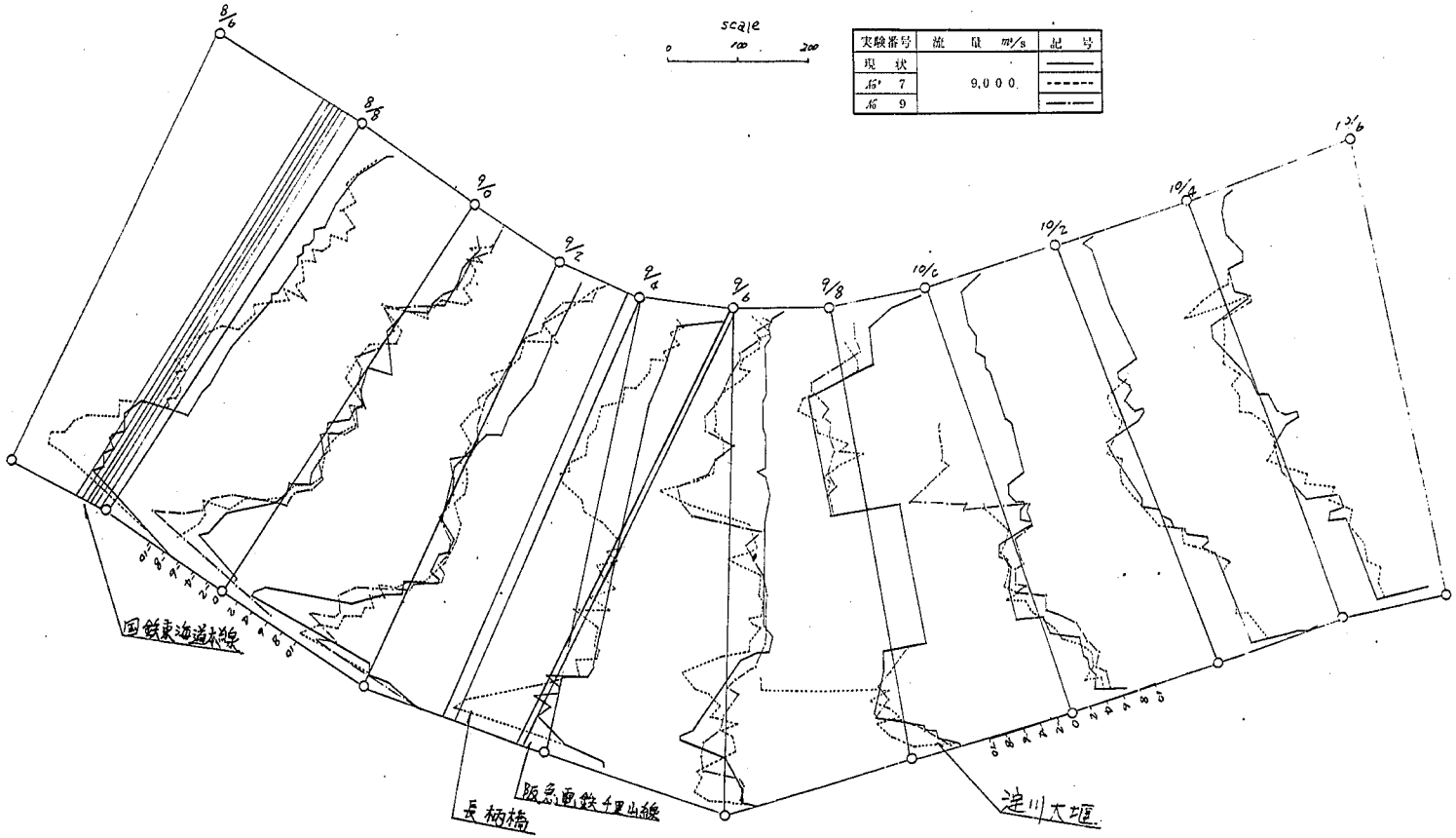
図－5－13－7　河床横断比較図



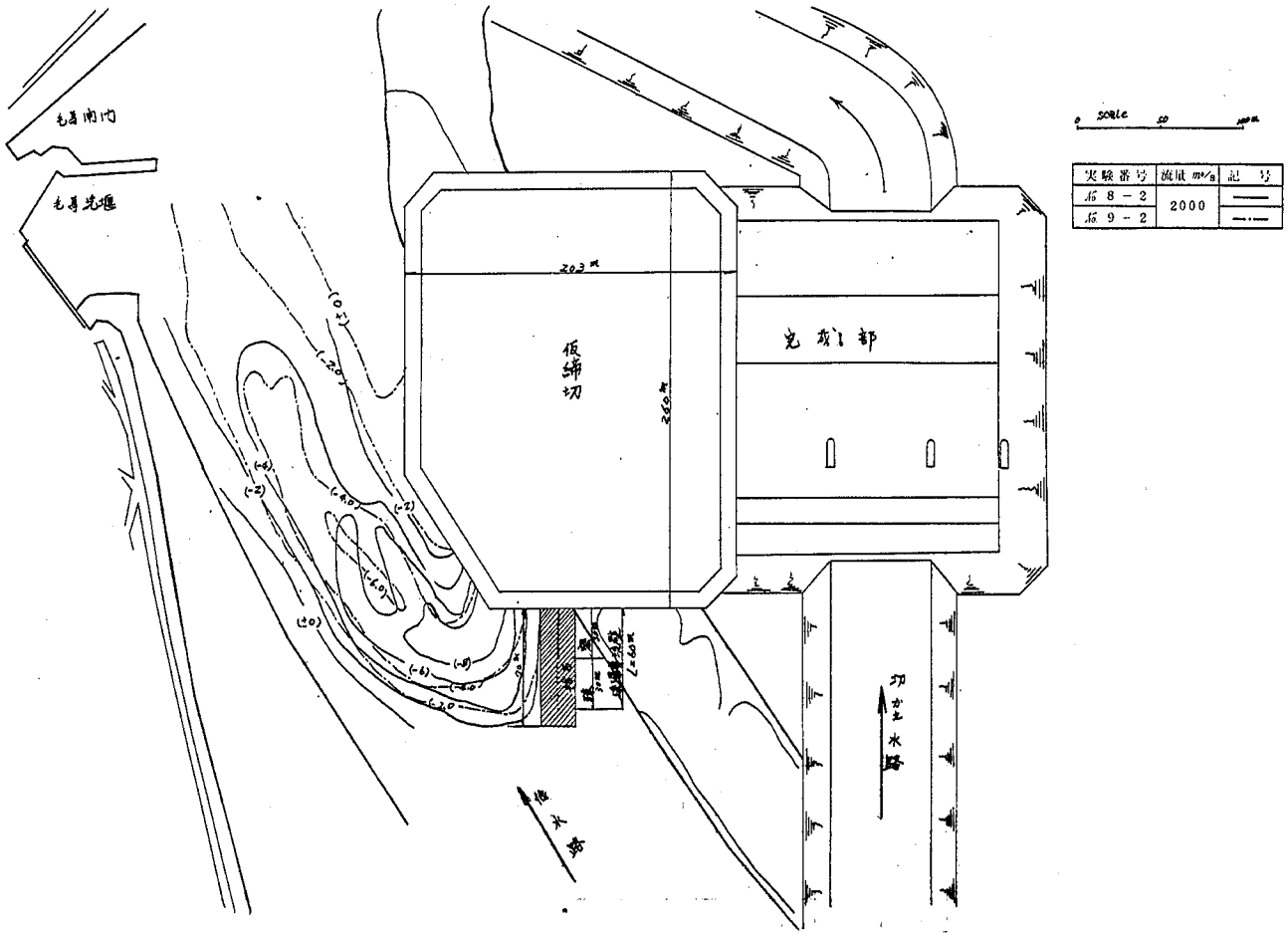
図－5－13－8　河床横断比較図

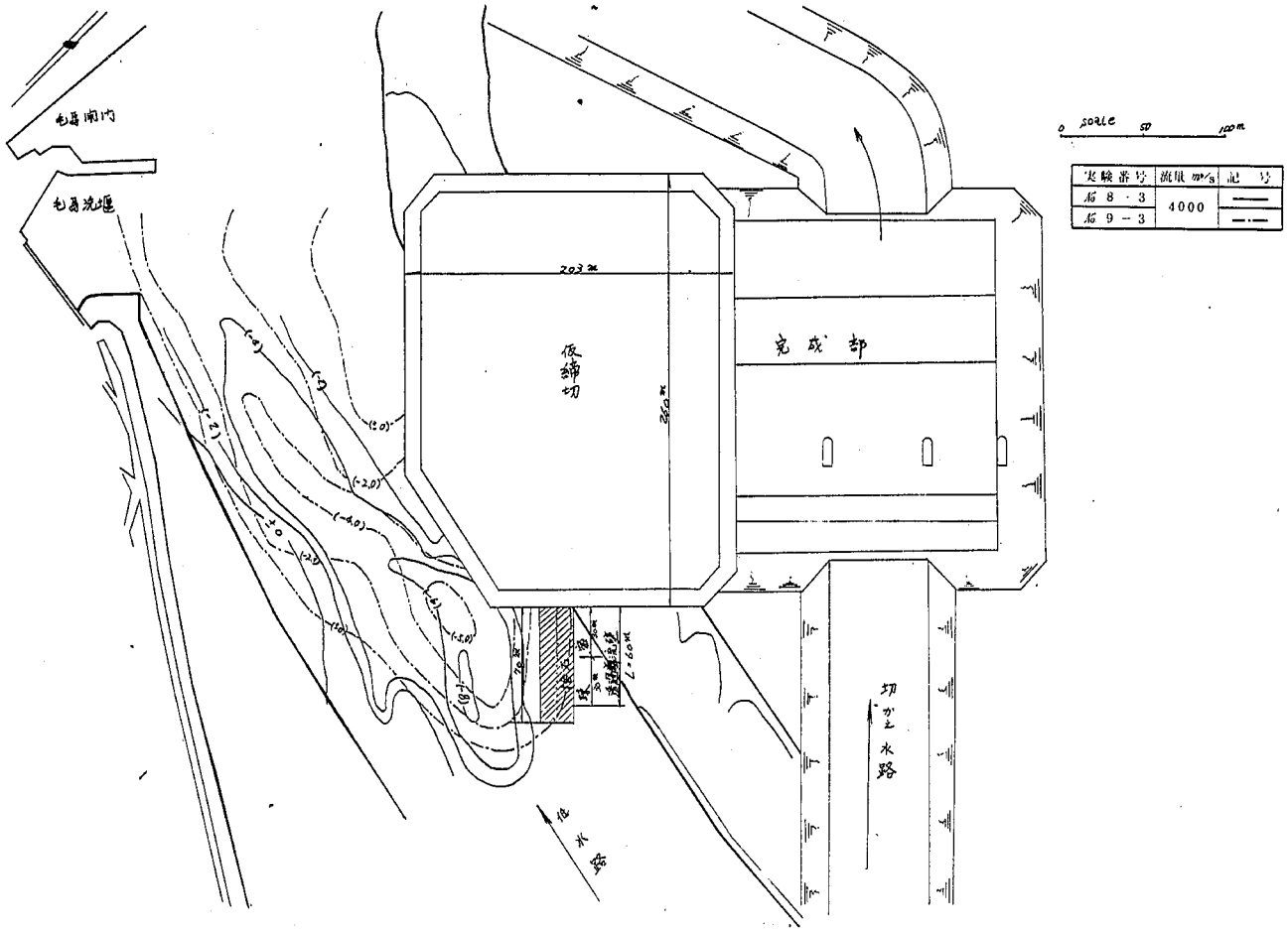


図－5－13－9　河床横断比較図

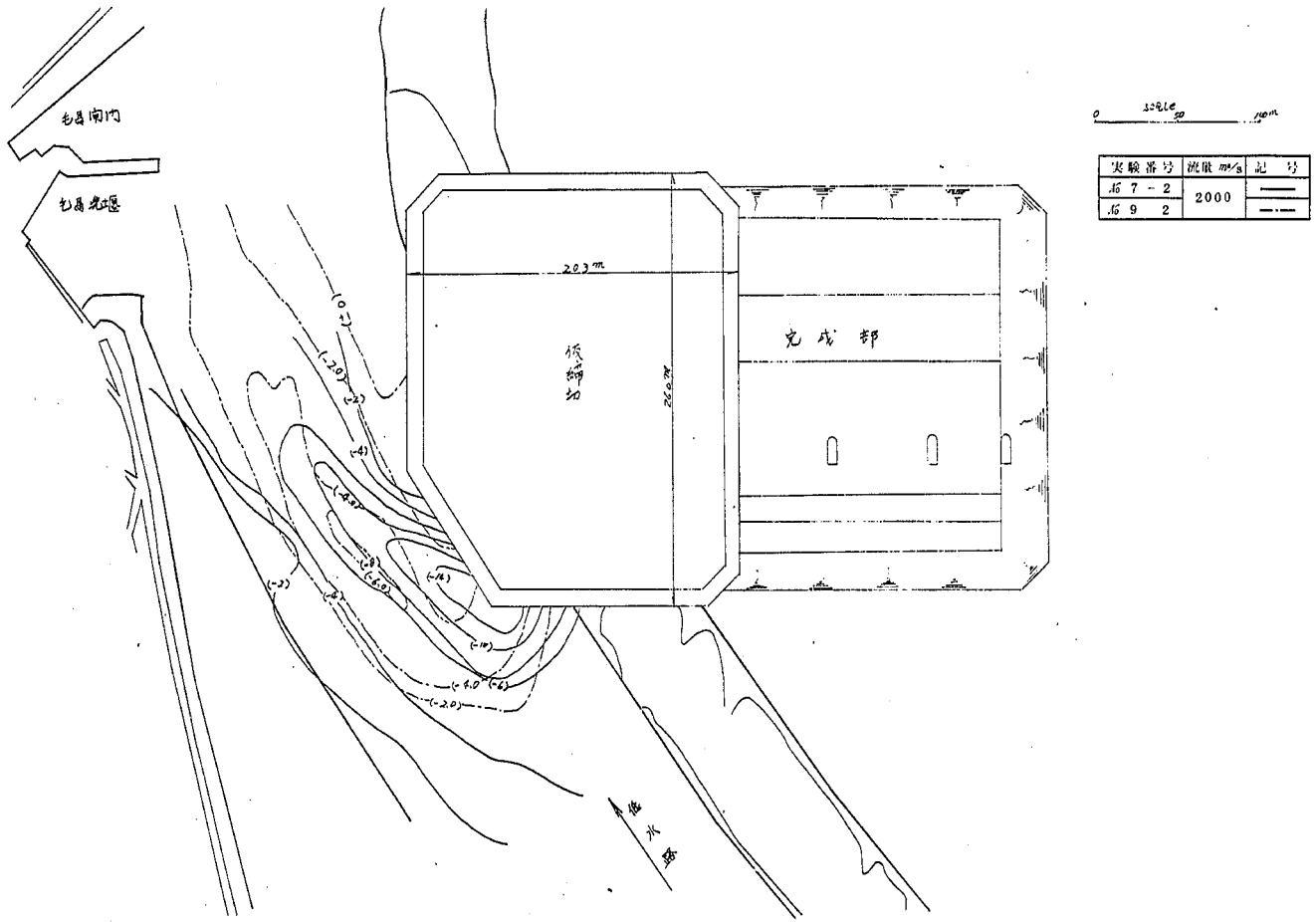


図－5－13－10　河床横断比較図

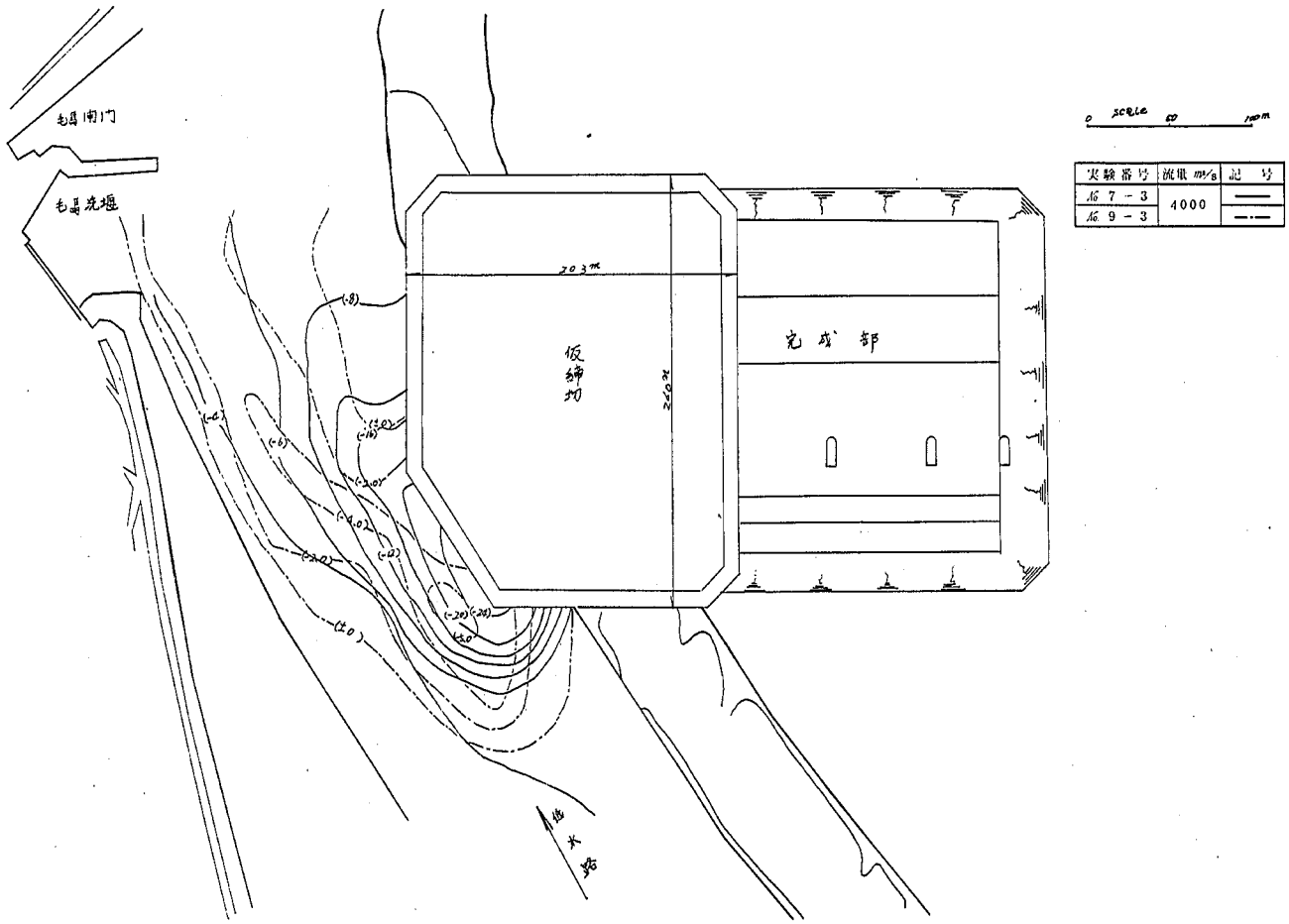

scale
実験番号
流量 m³/s
記号
No 8 - 2
No 9 - 2
2000
203 m
240 m
仮締切
完成部
(0)
(-2)
(-4)
(-6)
(-8)
(-10)
(-12)
(-14)
(-16)
(-18)
(-20)
(-22)
(-24)
(-26)
(-28)
(-30)
(-32)
(-34)
(-36)
(-38)
(-40)
(-42)
(-44)
(-46)
(-48)
(-50)
(-52)
(-54)
(-56)
(-58)
(-60)
(-62)
(-64)
(-66)
(-68)
(-70)
(-72)
(-74)
(-76)
(-78)
(-80)



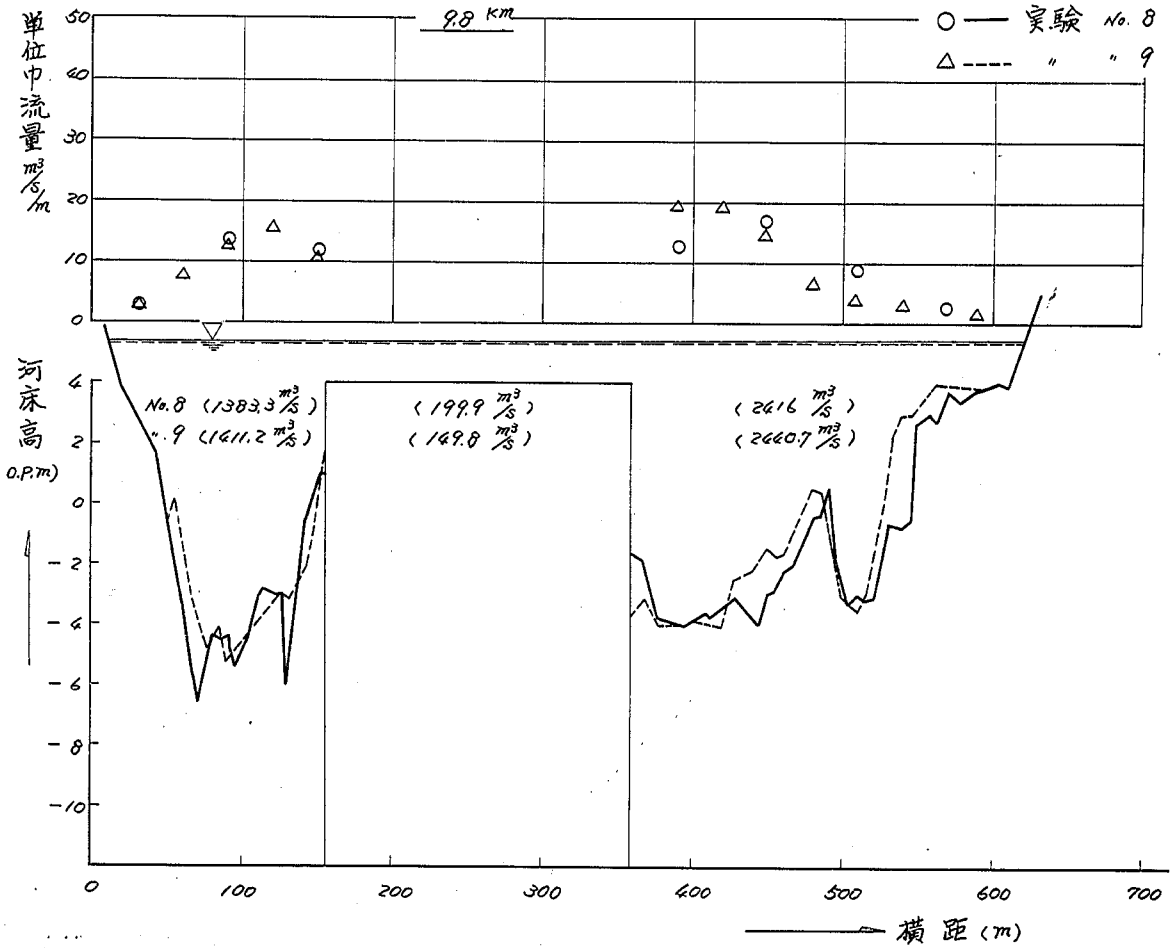
図－5－13－12　等高線比較図



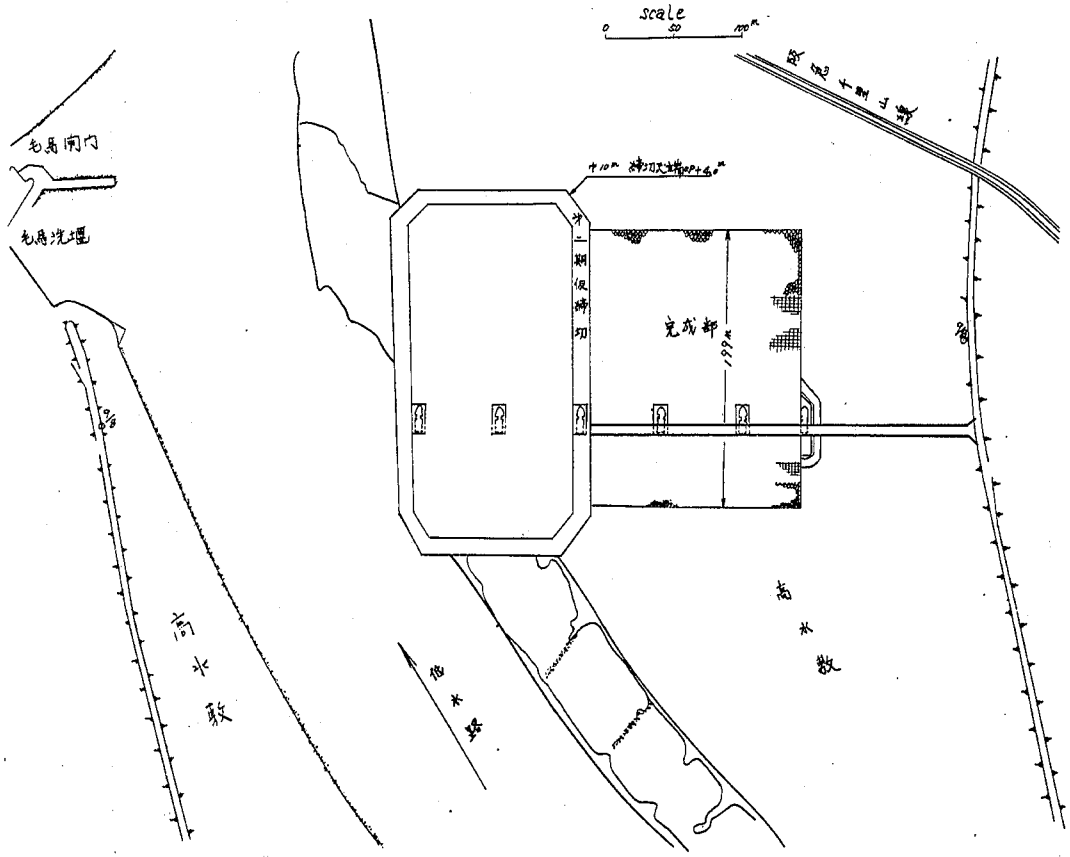
図－5－13－13　等高線比較図



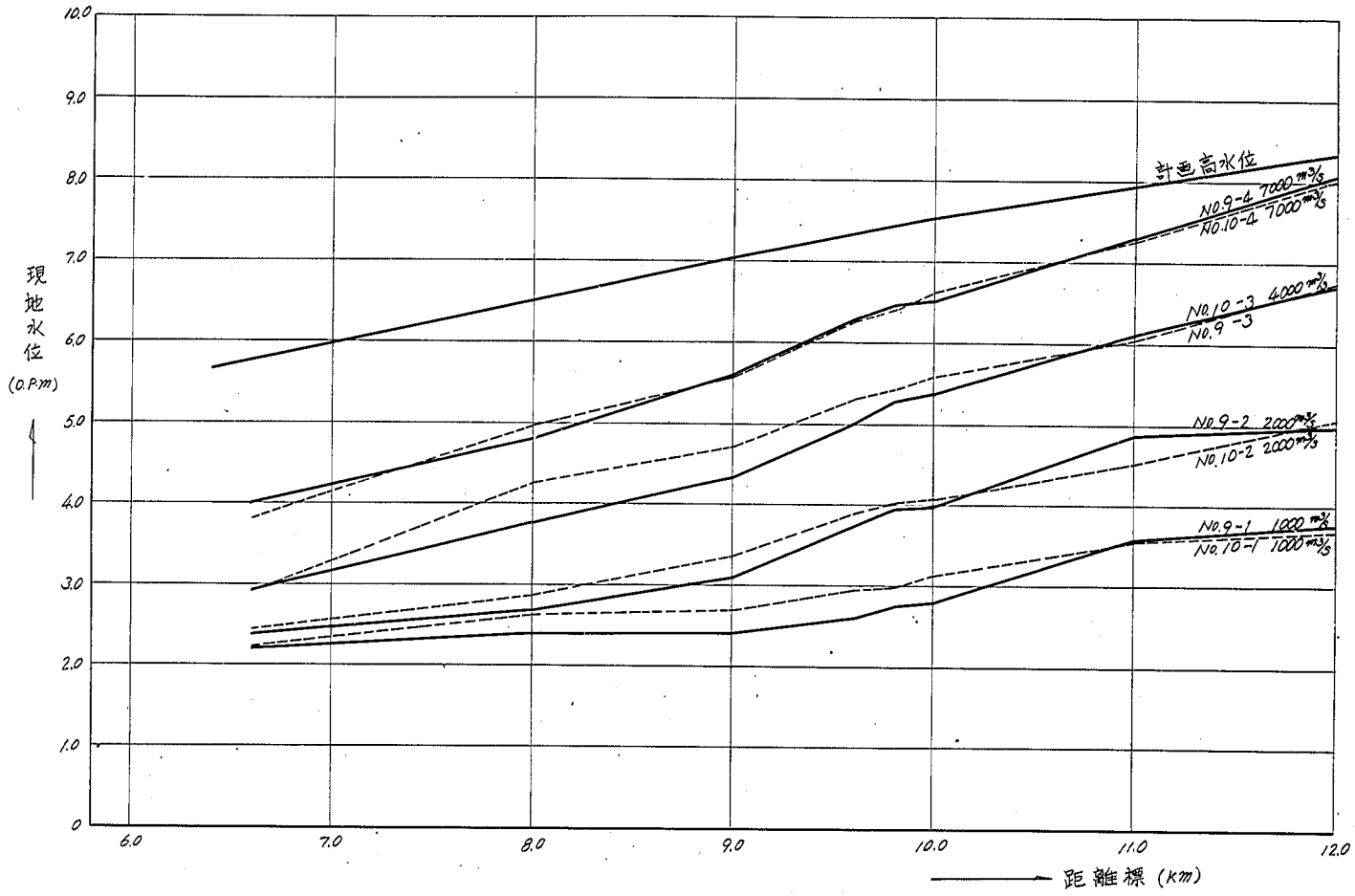
図－５－１３－１４　等高線比較図



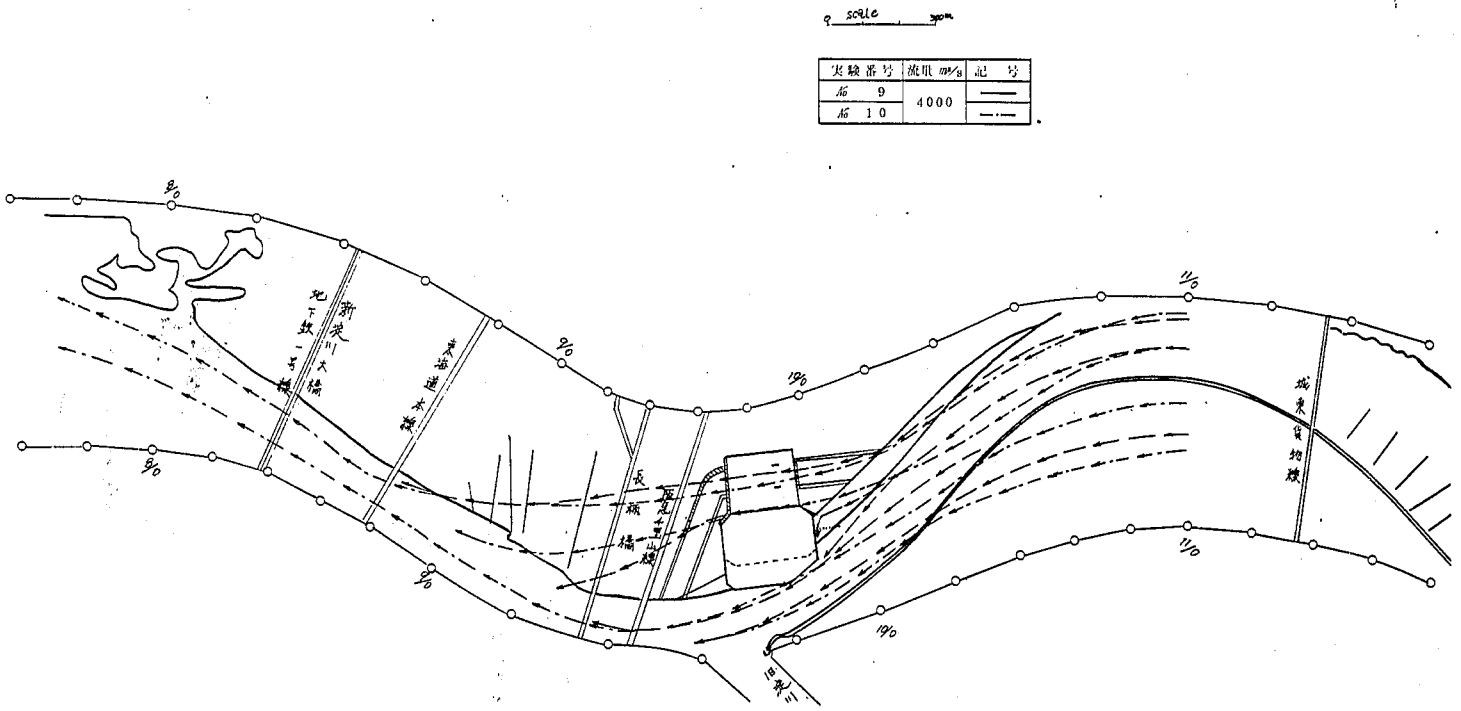
図－5－13－15　分流量・単位巾流量比較図　Q＝4000m³/s

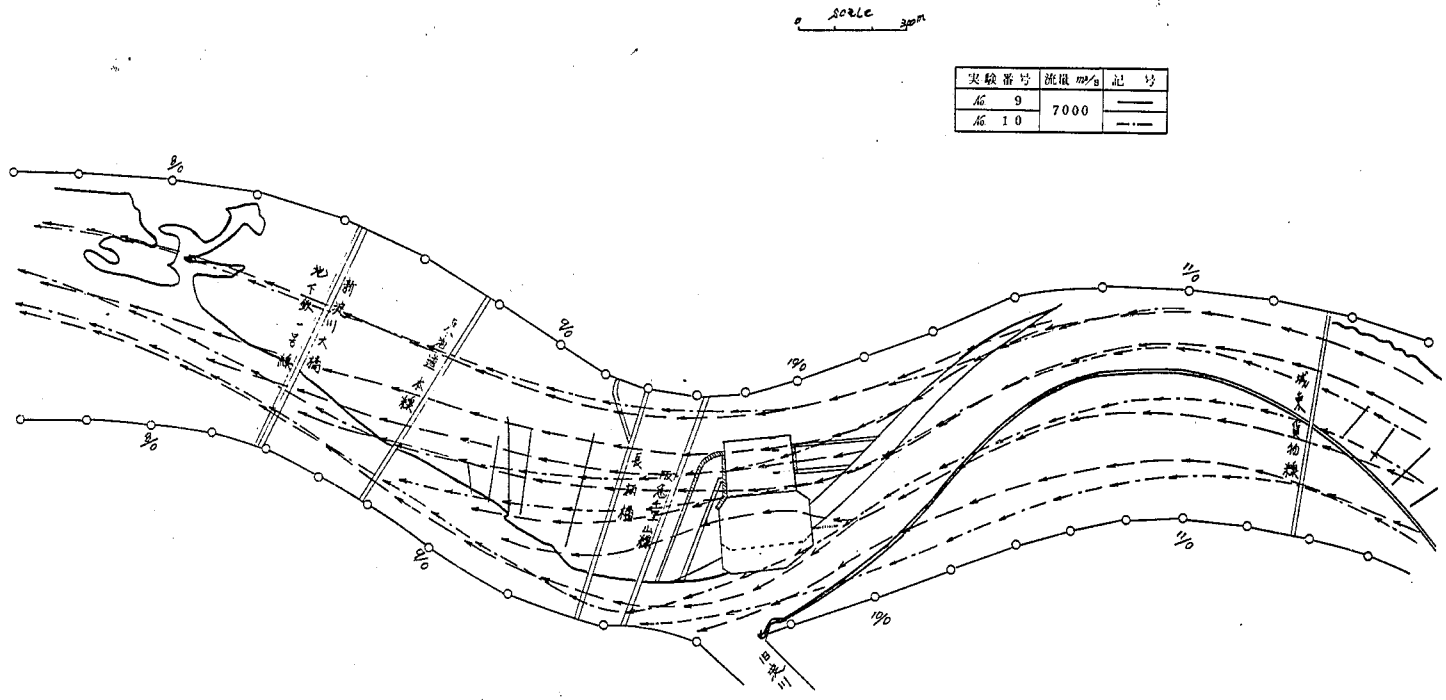


図－5－14　第2期仮締切概要図

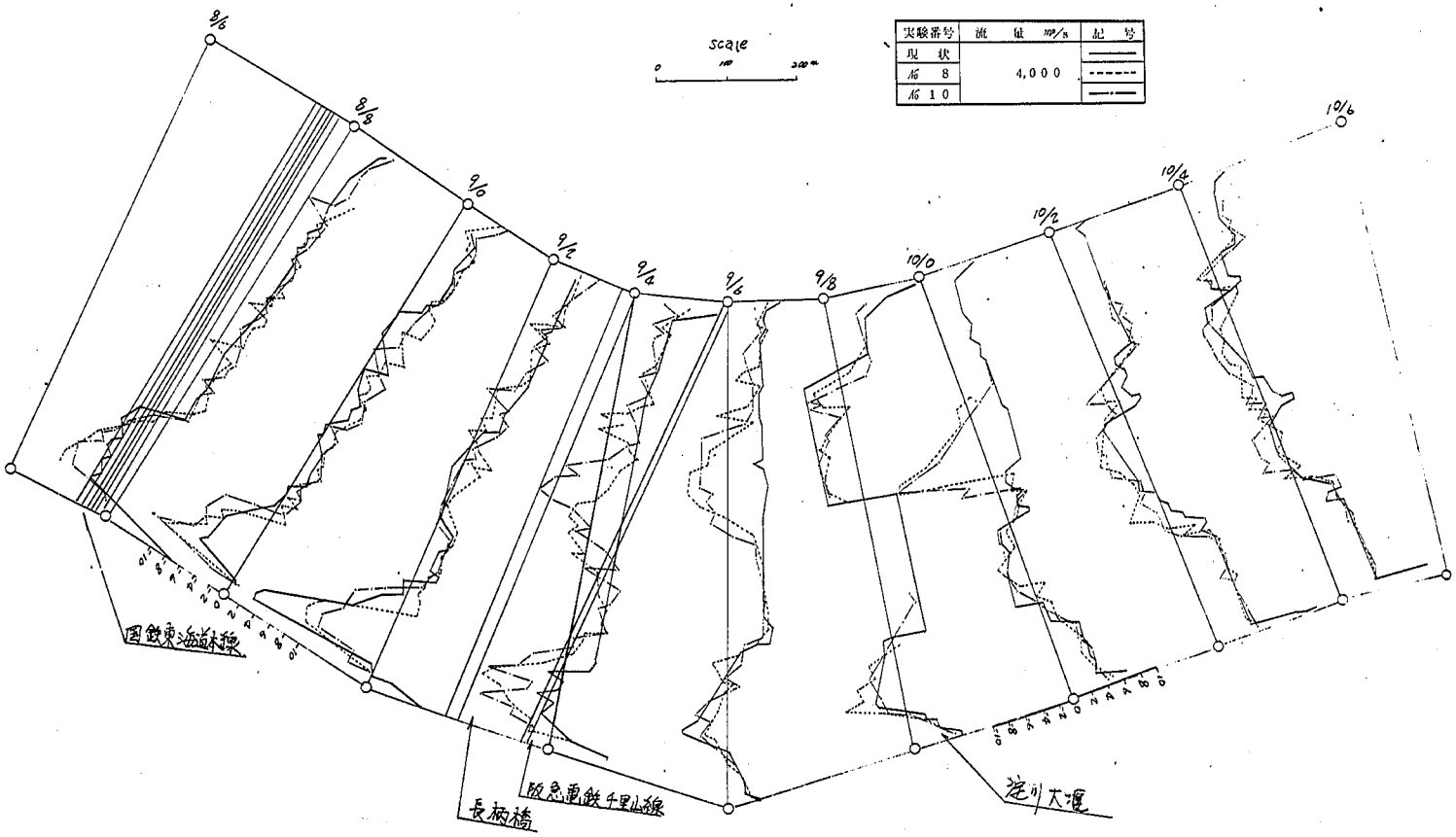


図－5－15－1　水位縦断比較図

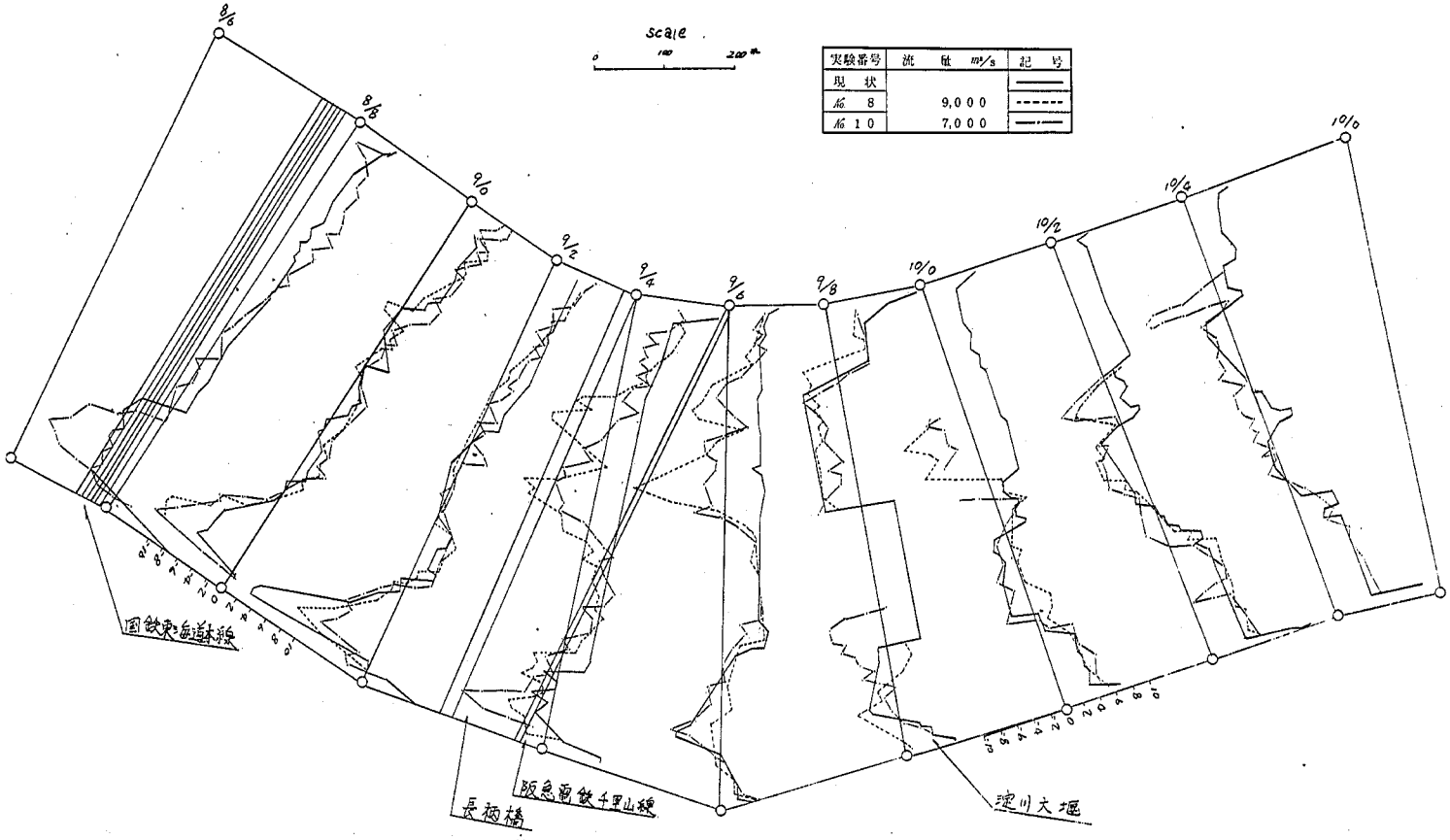

scale
実験番号
流量 m³/s
記号
No 9
No 10
4000
8/0
9/0
10/0
11/0
地下放水路
新荒川大橋
荒川放水路
荒川大橋
荒川
旧荒川
堤防
堤防
堤防



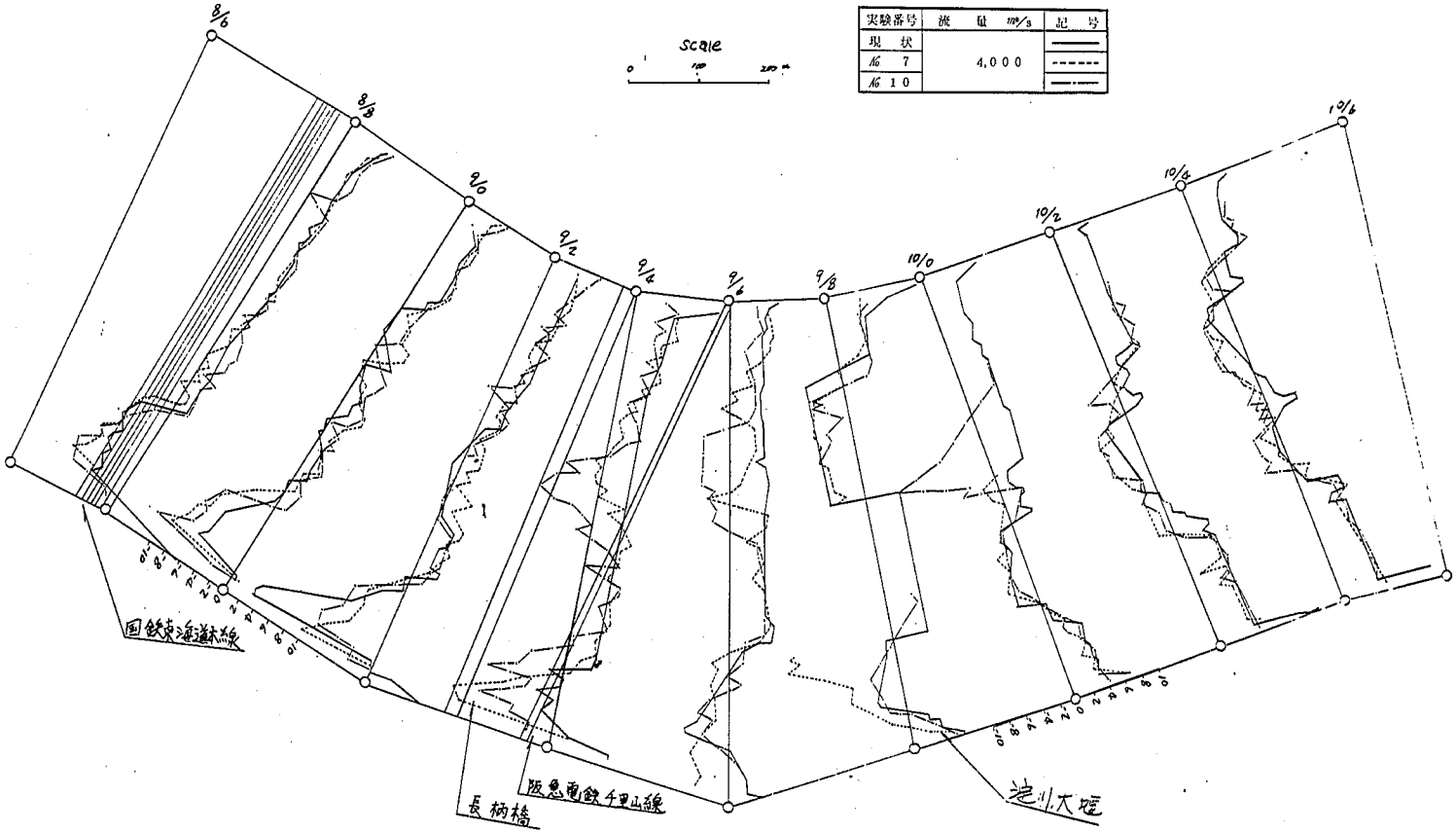
図－5－15－3　流況比較図



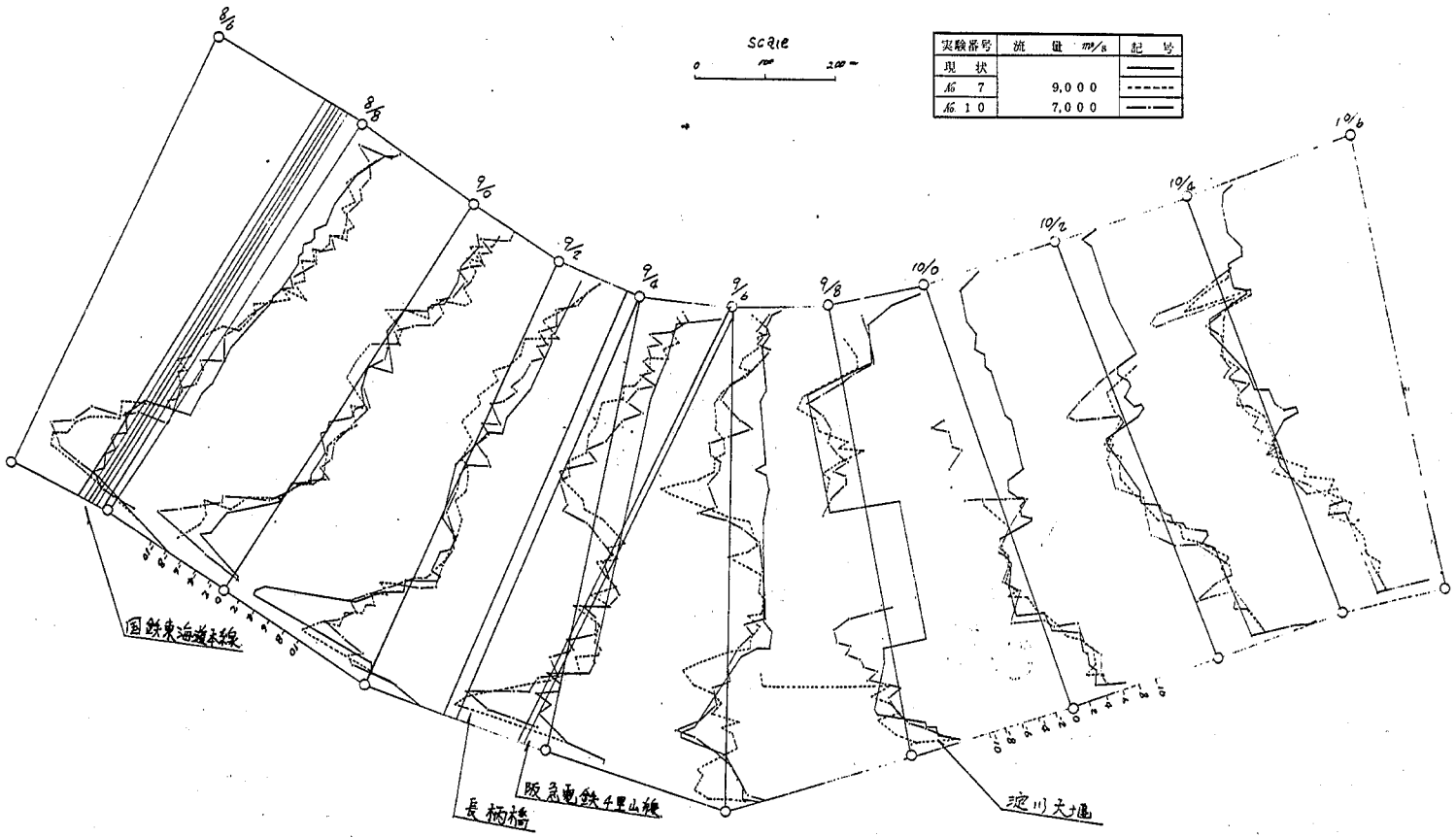
図－5－15－4　河床横断比較図



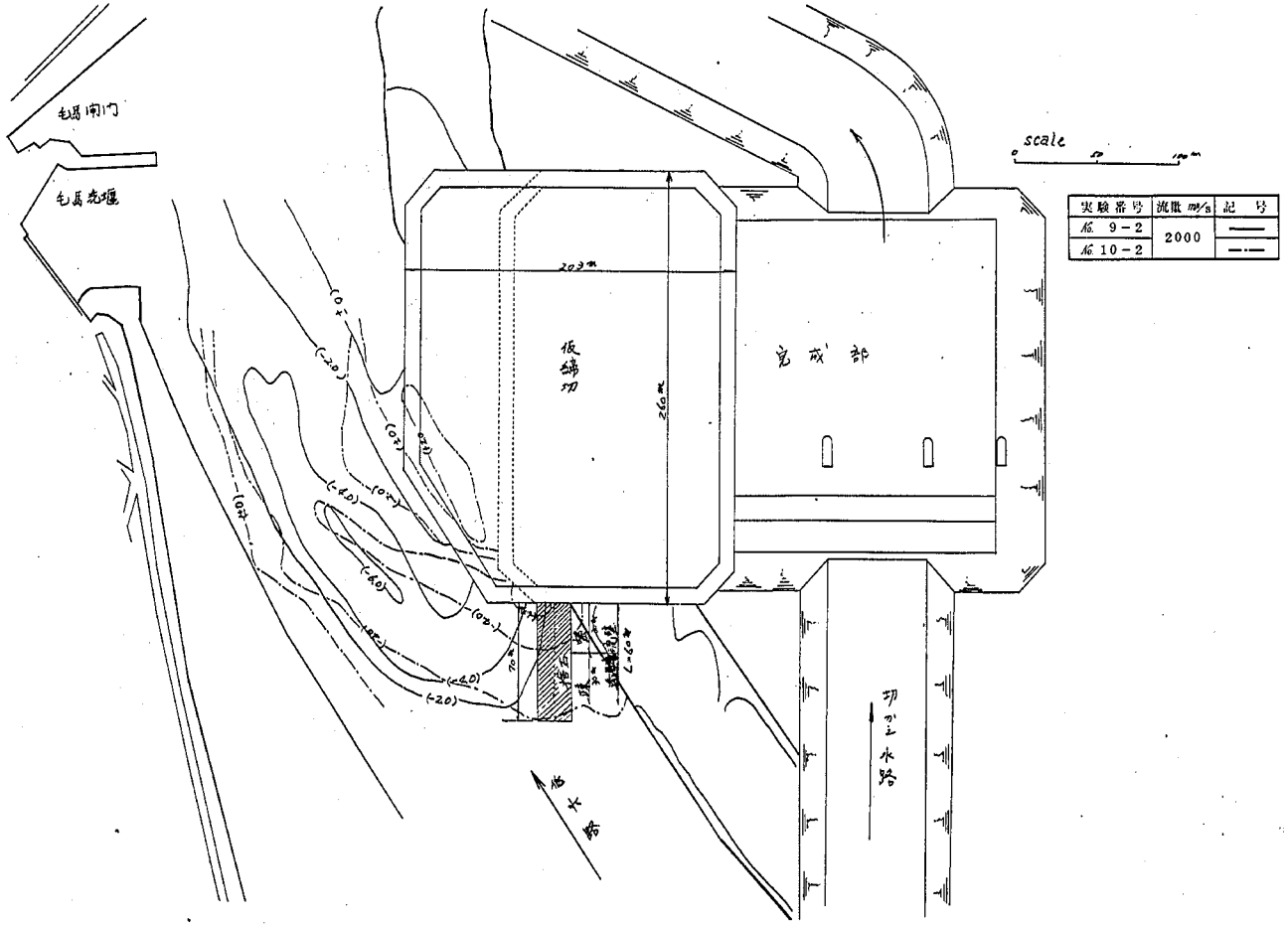
図－5－15－5　河床横断比較図

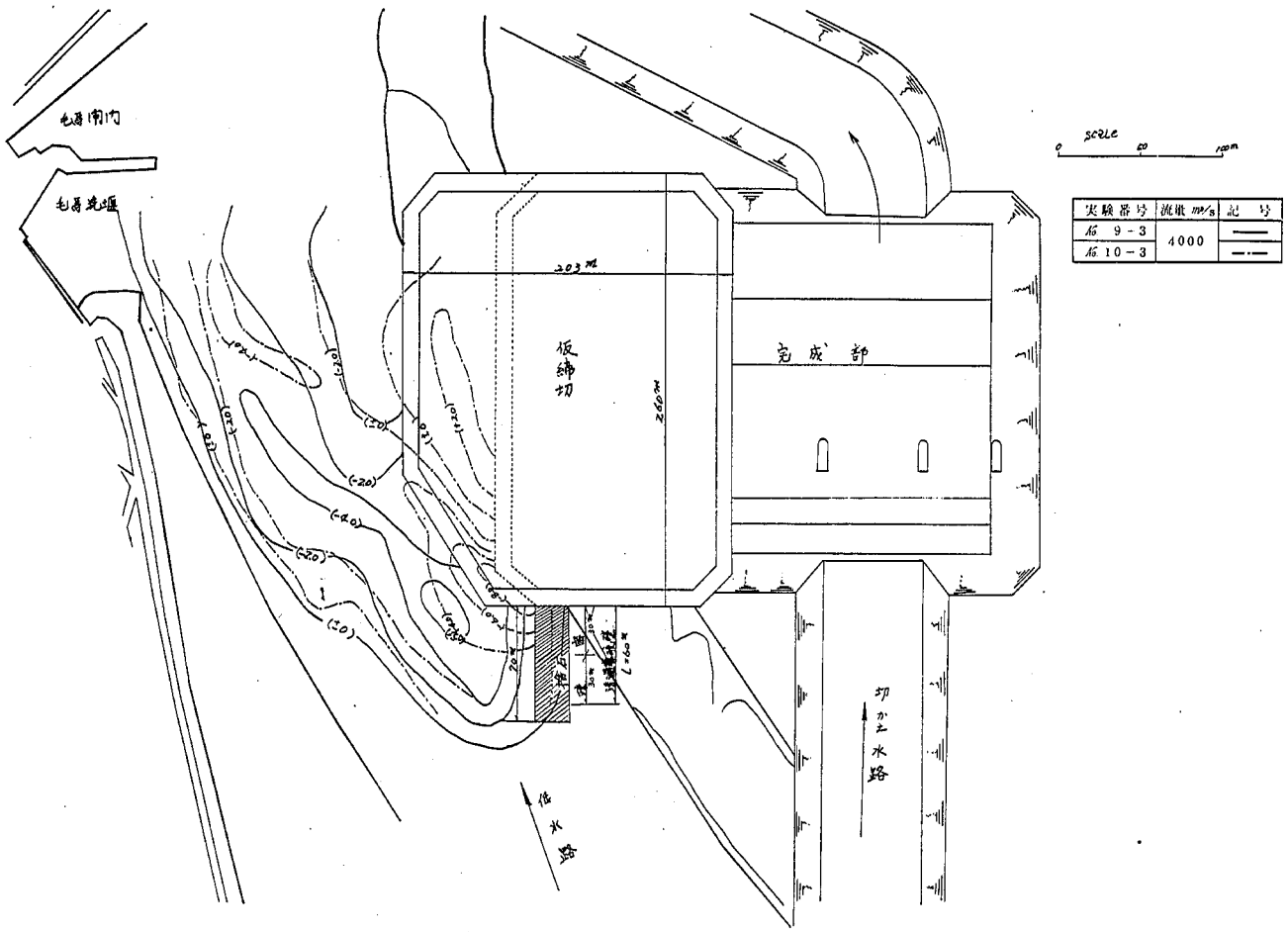


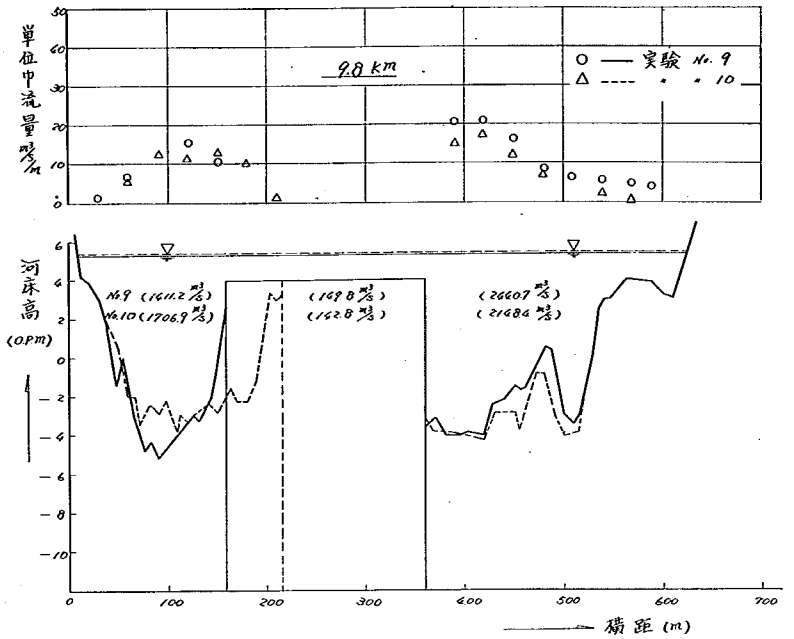
図－5－15－6　河床横断比較図



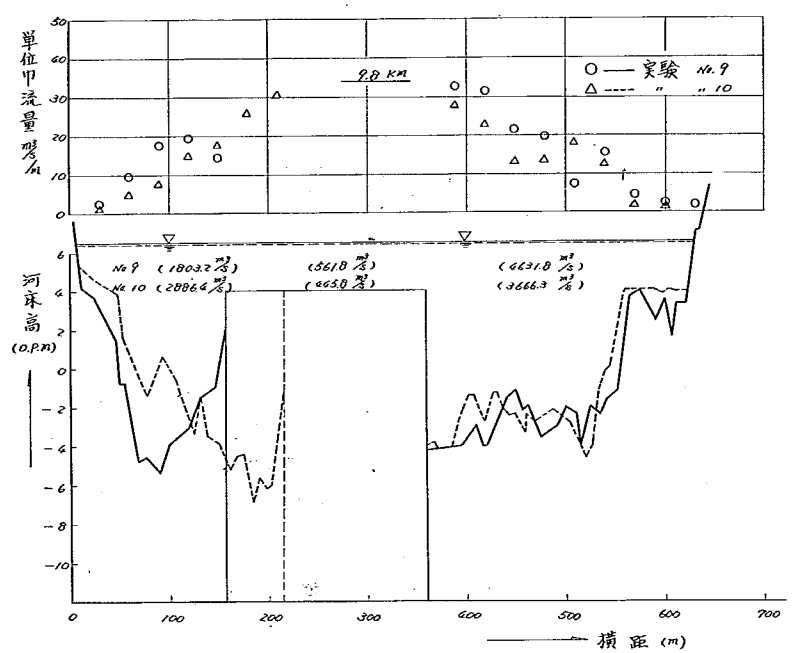
図－5－15－7　河床横断比較図


毛馬南門
毛馬水門
scale
実験番号 | 流量 m³/s | 記号
No. 9－2 | 2000
No. 10－2
仮締切
完成部
203m
260m
(0m)
(-2.0)
(-4.0)
(-6.0)
(-8.0)
(-10m)
(-12m)
(-14m)
(-16m)
(-18m)
(-20)
(-22m)
(-24m)
(-26m)
(-28m)
(-30m)
(-32m)
(-34m)
(-36m)
(-38m)
(-40m)
(-42m)
(-44m)
(-46m)
(-48m)
(-50m)
(-52m)
(-54m)
(-56m)
(-58m)
(-60m)
(-62m)
(-64m)
(-66m)
(-68m)
(-70m)
(-72m)
(-74m)
(-76m)
(-78m)
(-80m)
(-82m)
(-84m)
(-86m)
(-88m)
(-90m)
(-92m)
(-94m)
(-96m)
(-98m)
(-100m)

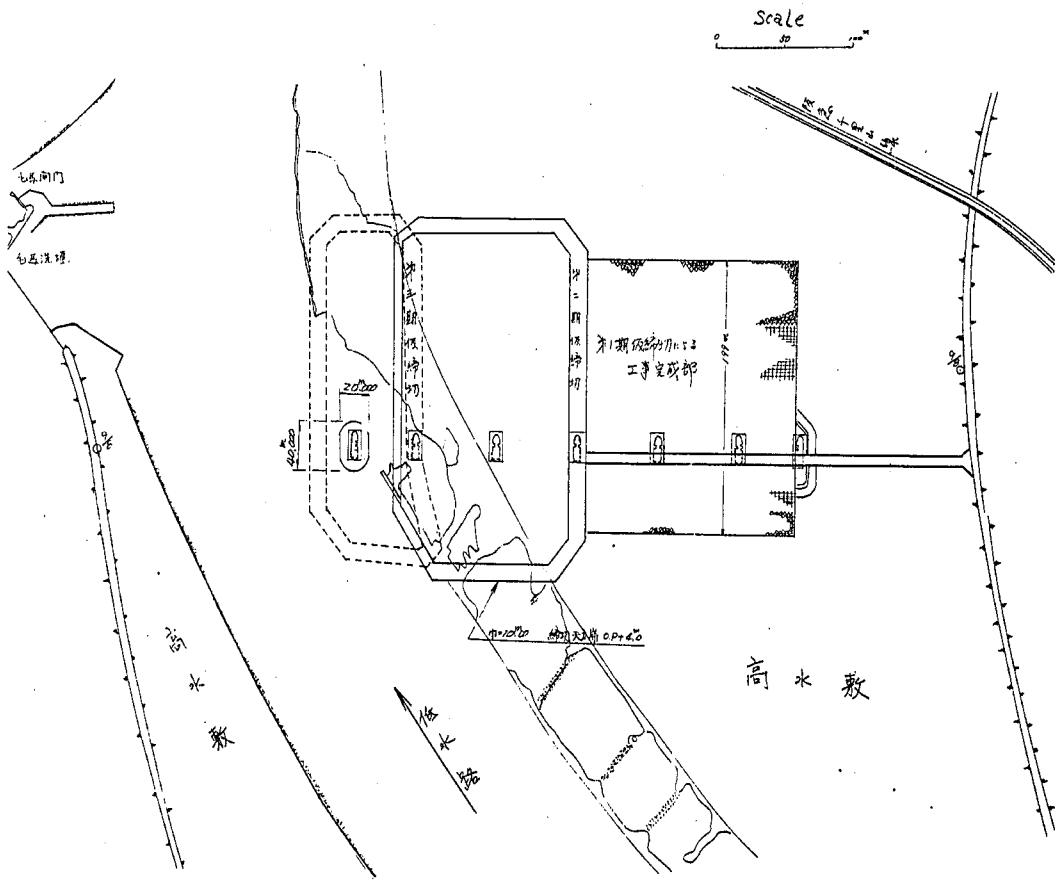

scale
0
50
100m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 9-3
No 10-3
4000
203m
200m
仮締切
完成部
(-10)
(-20)
(-30)
(-40)
(-50)
(-60)
(-70)
(-80)
(-90)
(-100)
(-110)
(-120)
(-130)
(-140)
(-150)
(-160)
(-170)
(-180)
(-190)
(-200)
(-210)
(-220)
(-230)
(-240)
(-250)
(-260)
(-270)
(-280)
(-290)
(-300)
(-310)
(-320)
(-330)
(-340)
(-350)
(-360)
(-370)
(-380)
(-390)
(-400)



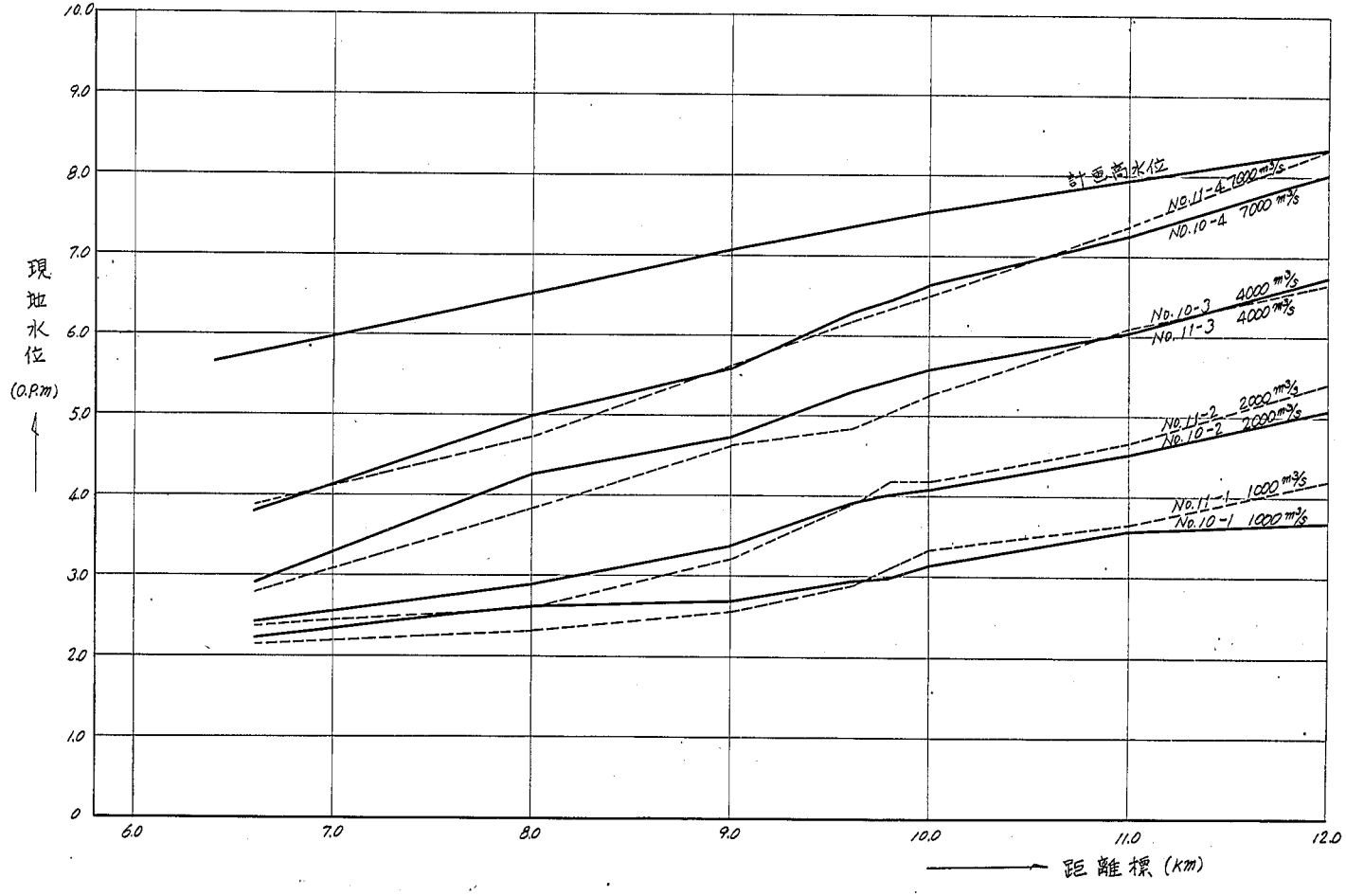
図－5－15－10　分流量・単位巾流量比較図　Q=4000m³/s



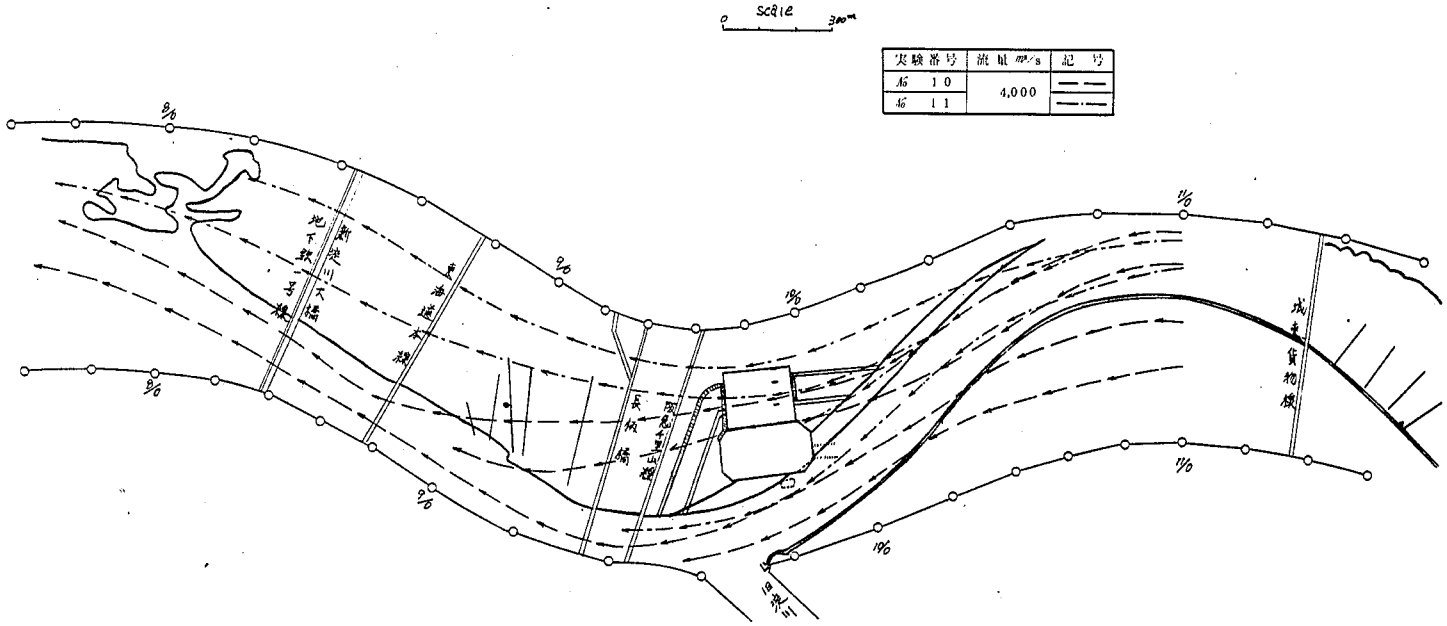
図－5－15－11　分流量・単位巾流量比較図　Q=7000m³/s



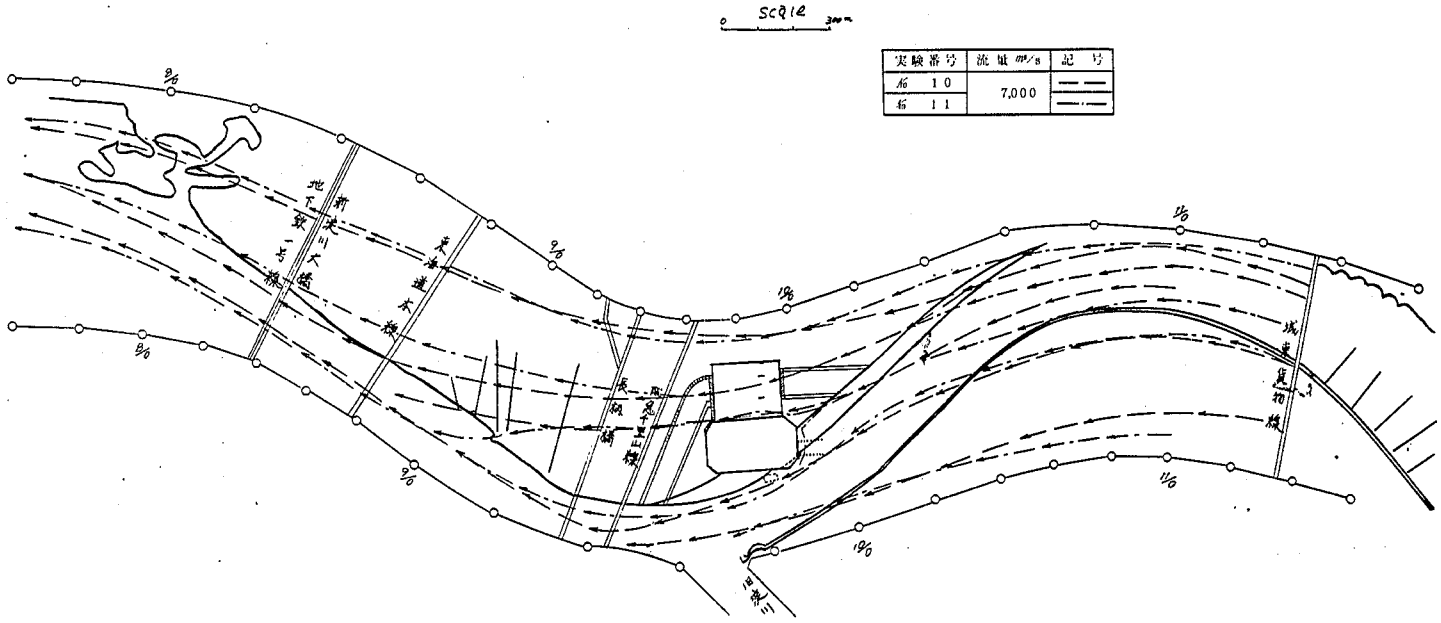
図－5－16　仮締切平面図



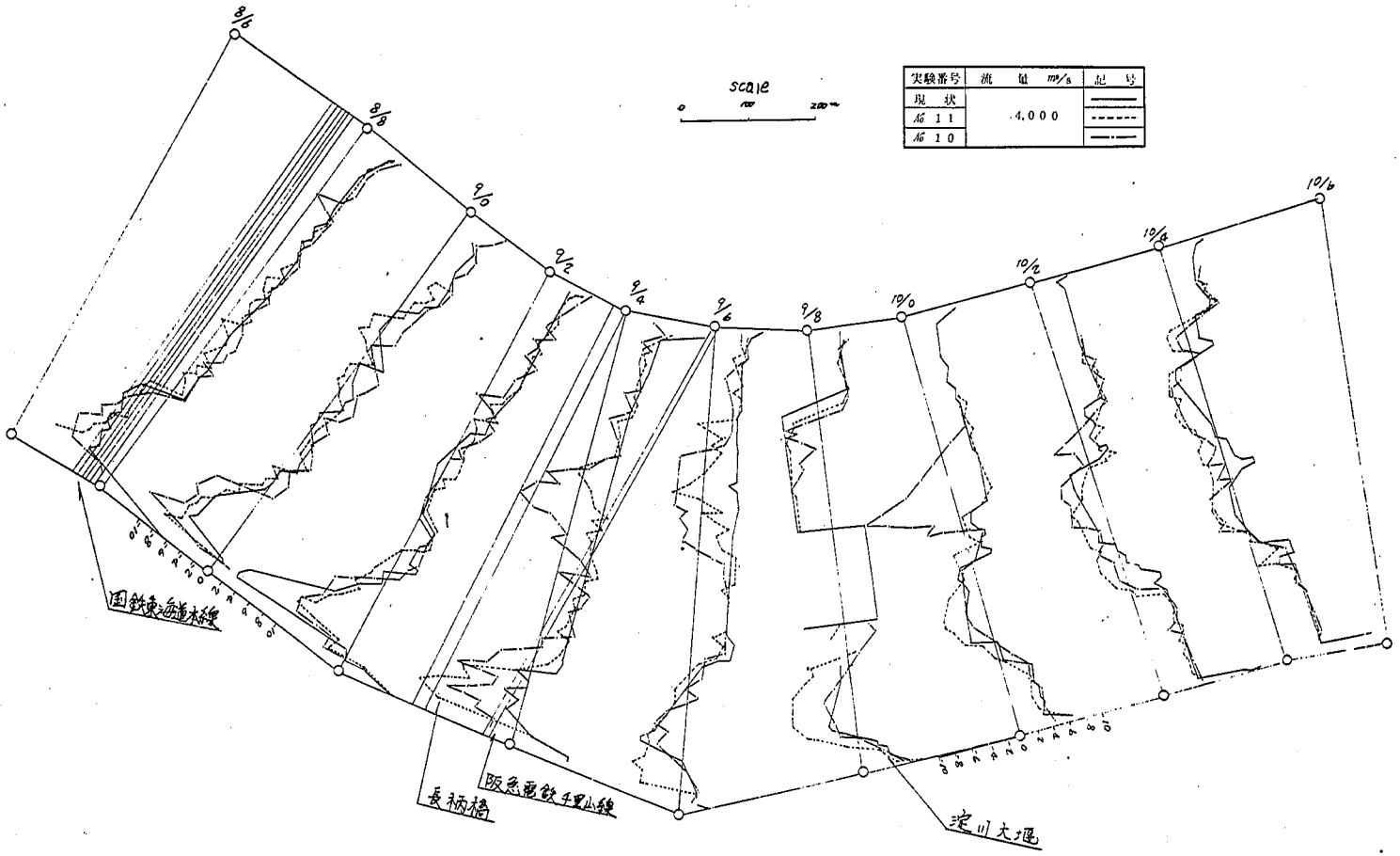
図－５－１７－１　水位縦断比較図


Scale
0
300m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 10
No 11
4,000
9/0
11/0
1/0
地下鉄一号線
東海道本線
新橋
汐留貨物線

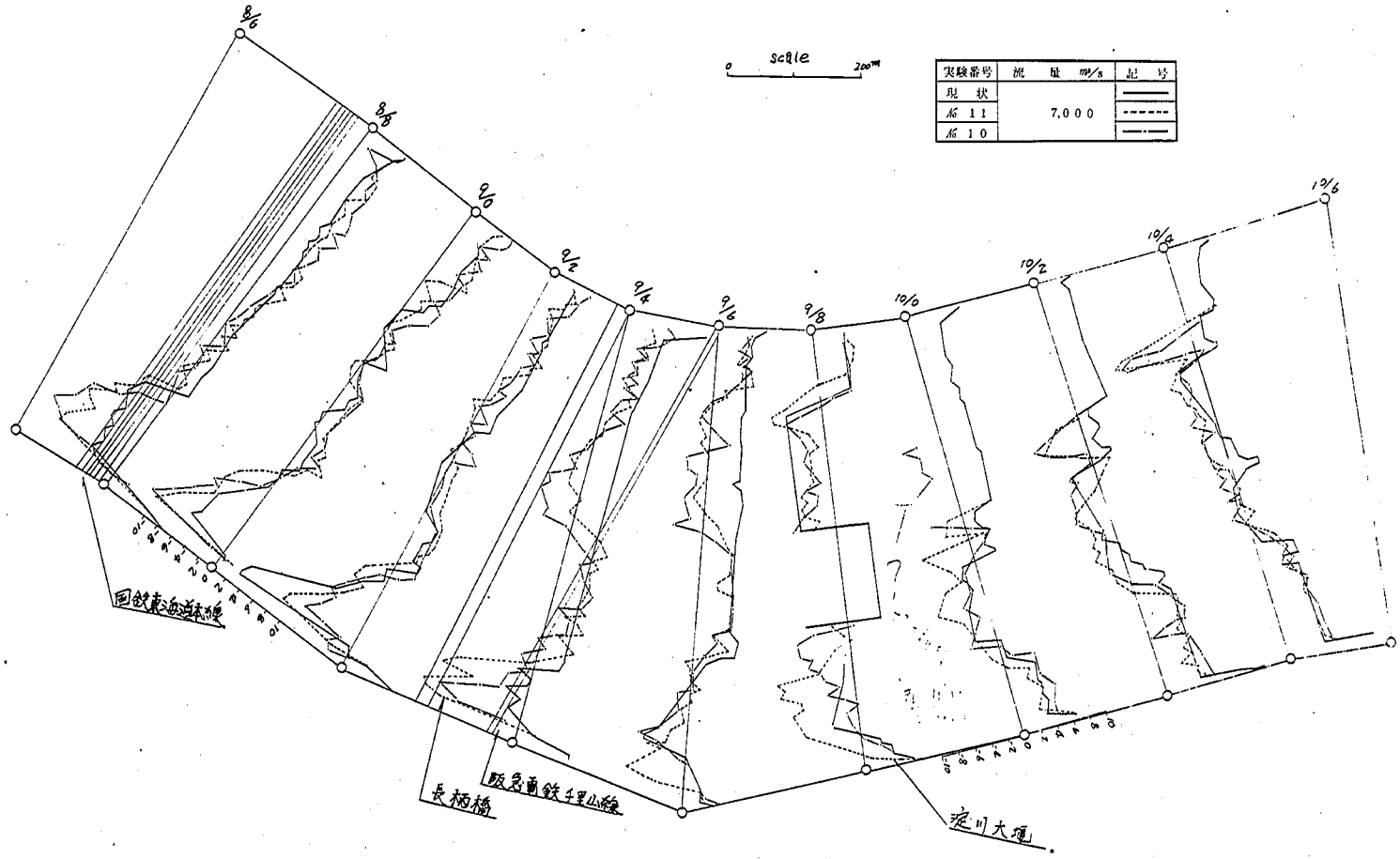
図－5－17－2　流況比較図



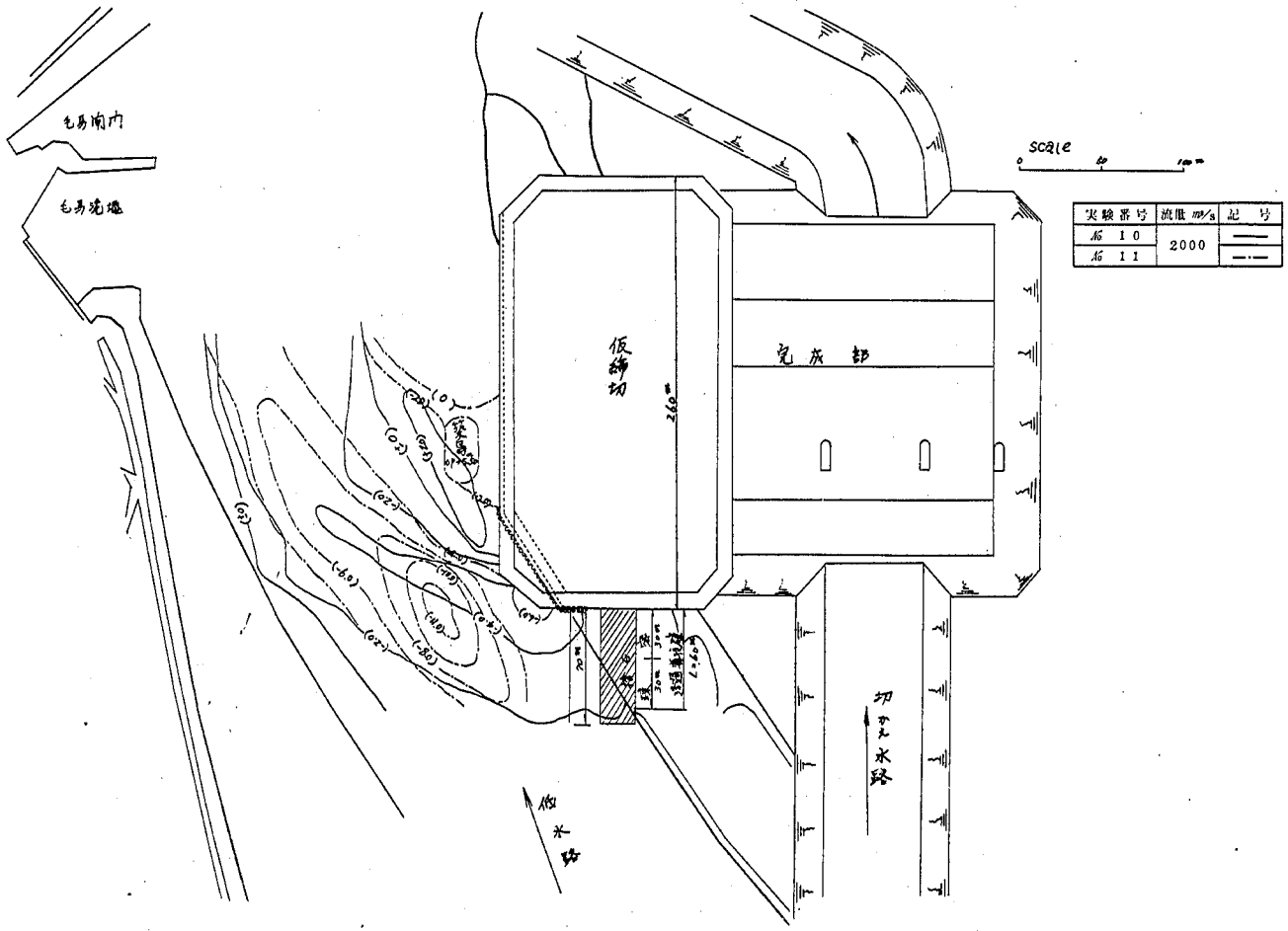
図－5－17－3　流況比較図



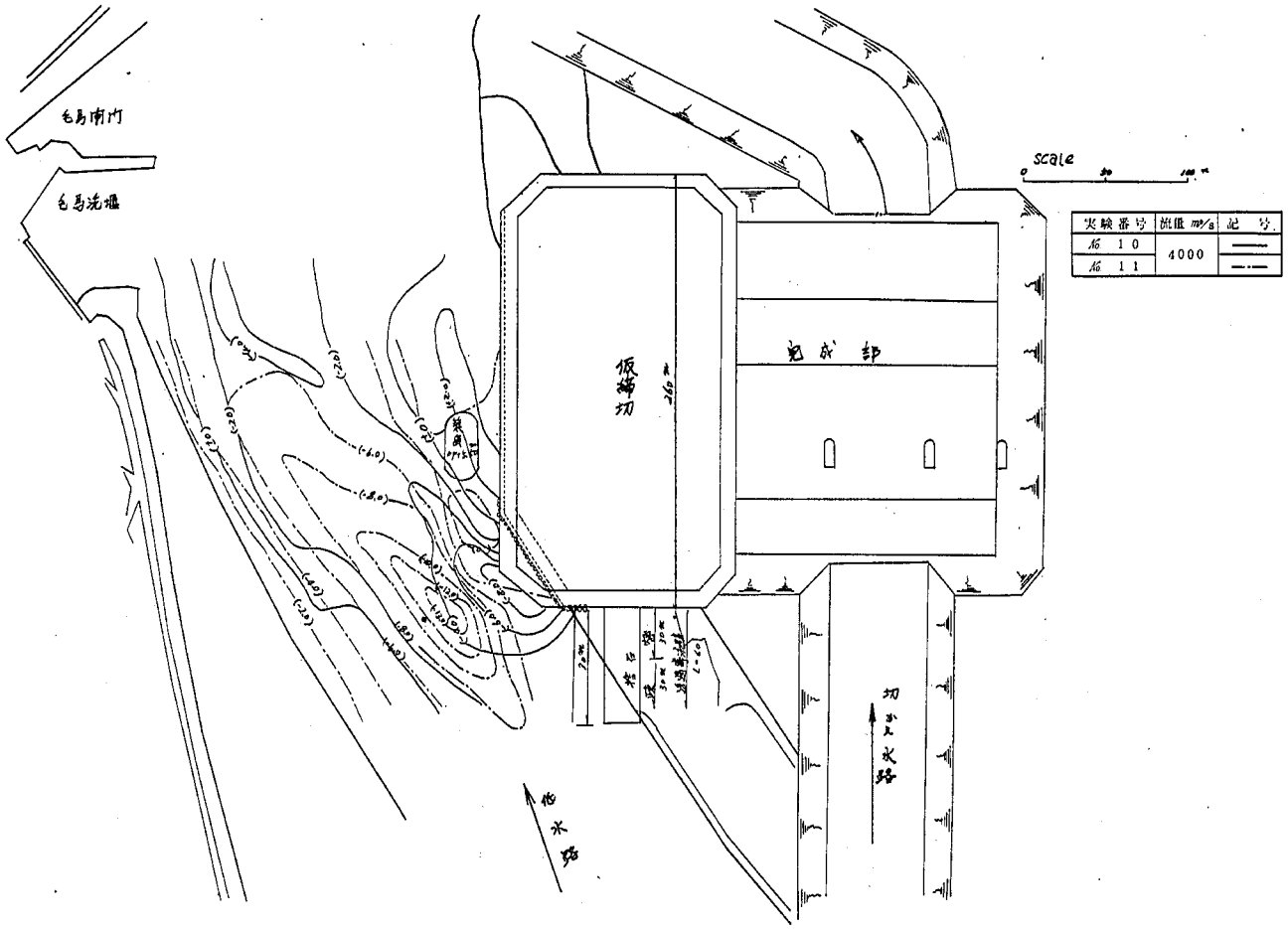
図－5－17・4　河床横断比較図



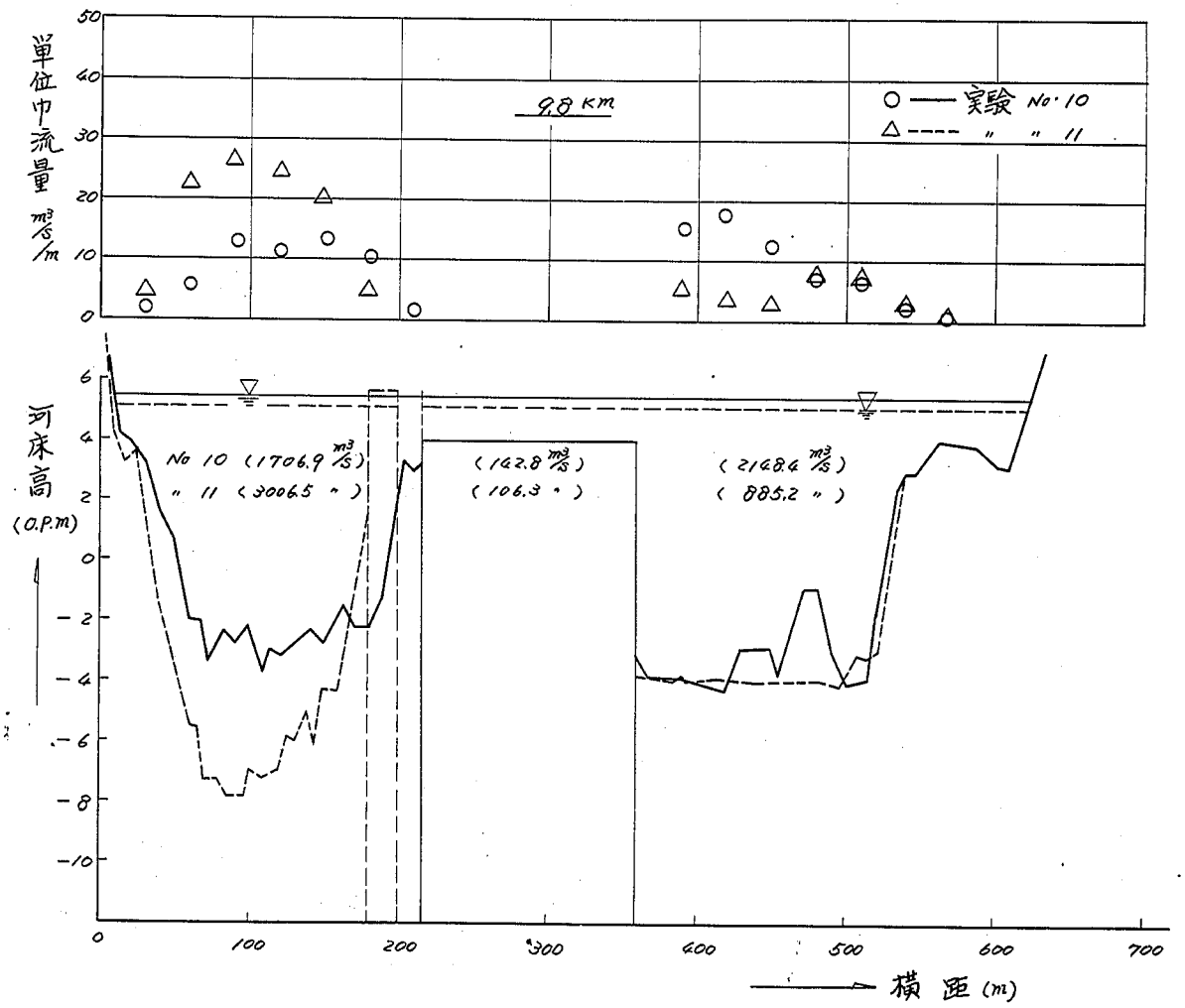
図－5－17－5　河床横断比較図



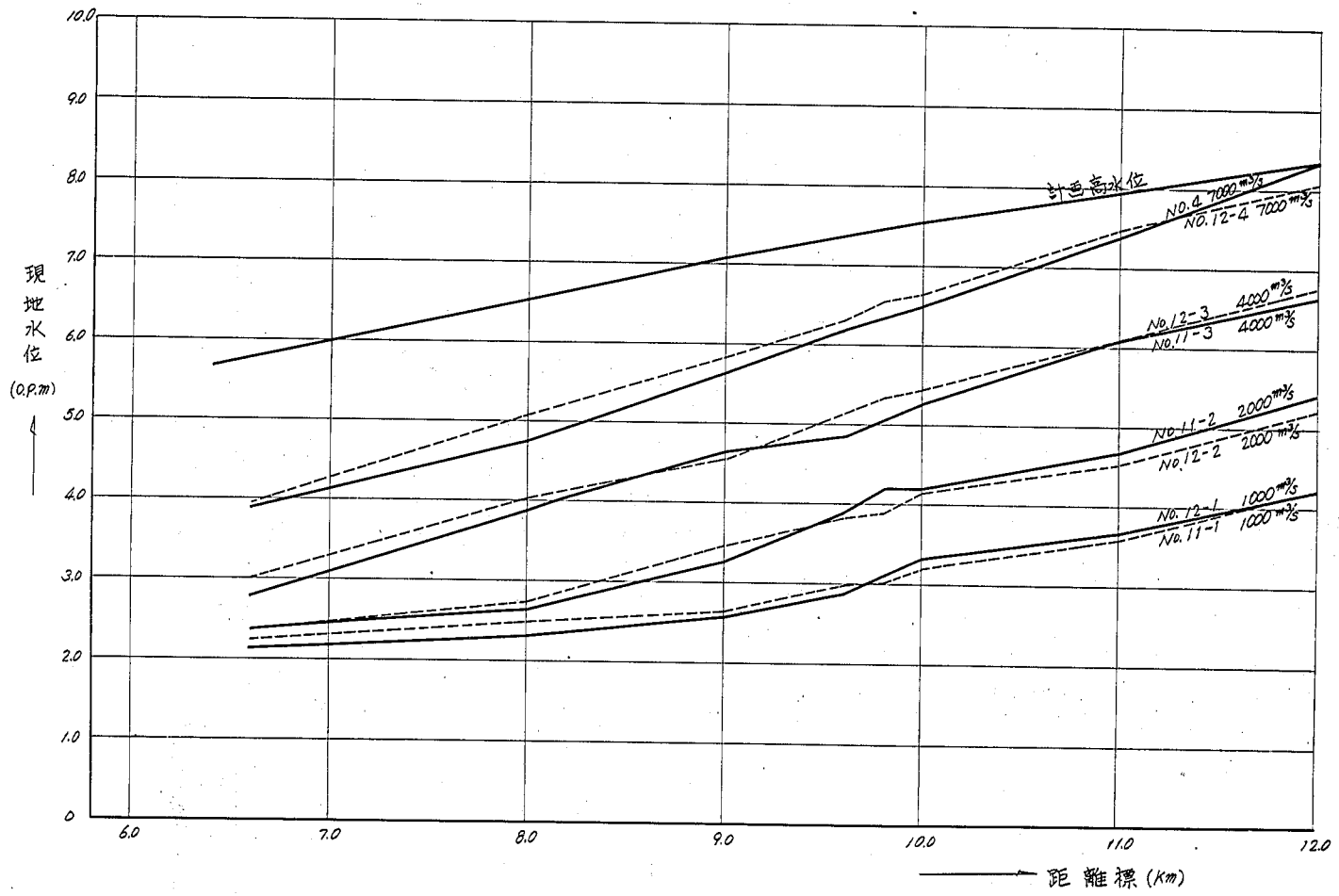
図－5－17－6　等高線比較図



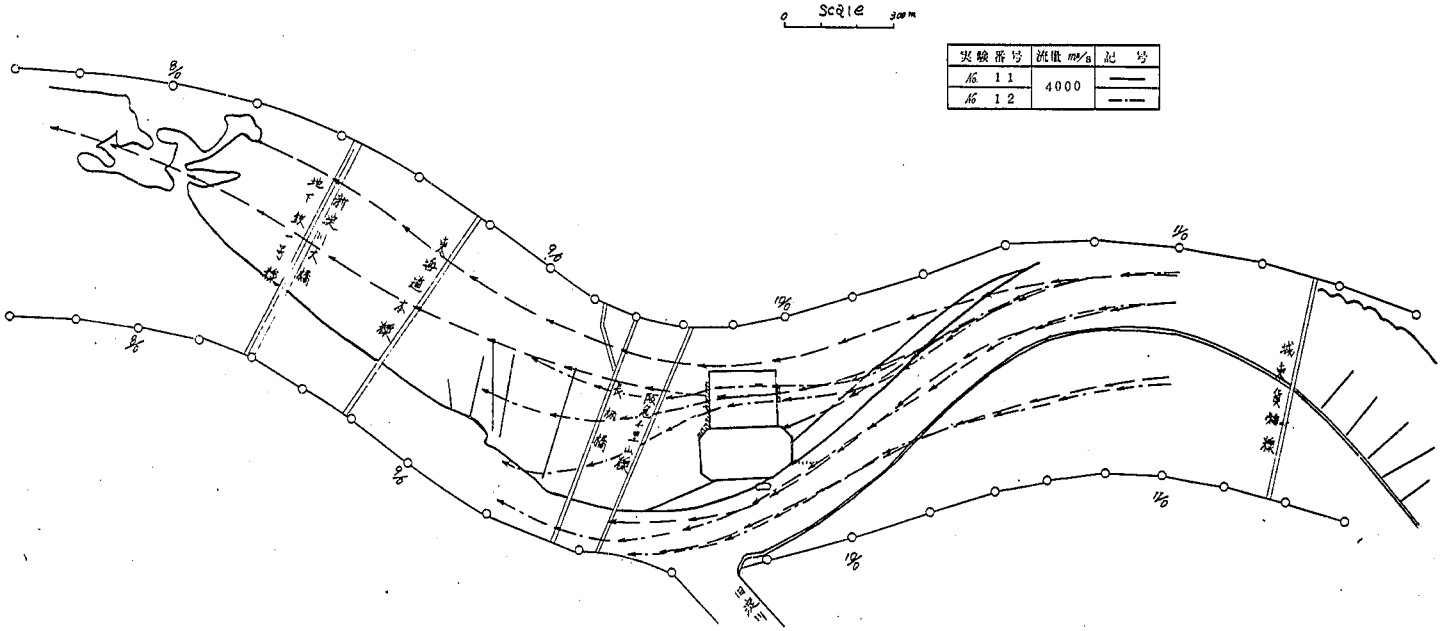
図－5－17－7　等高線比較図



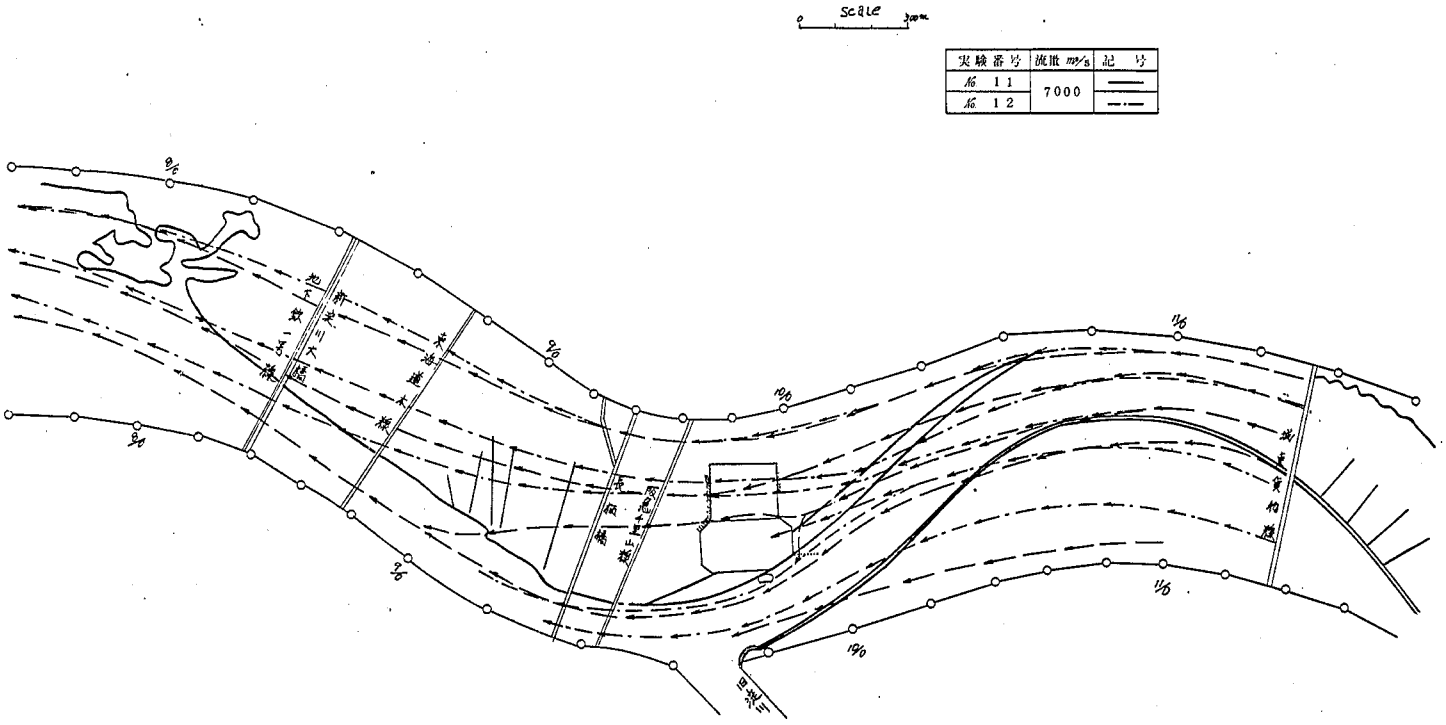
図－5－17－8　分流量・単位巾流量比較図　Q=4000m³/s



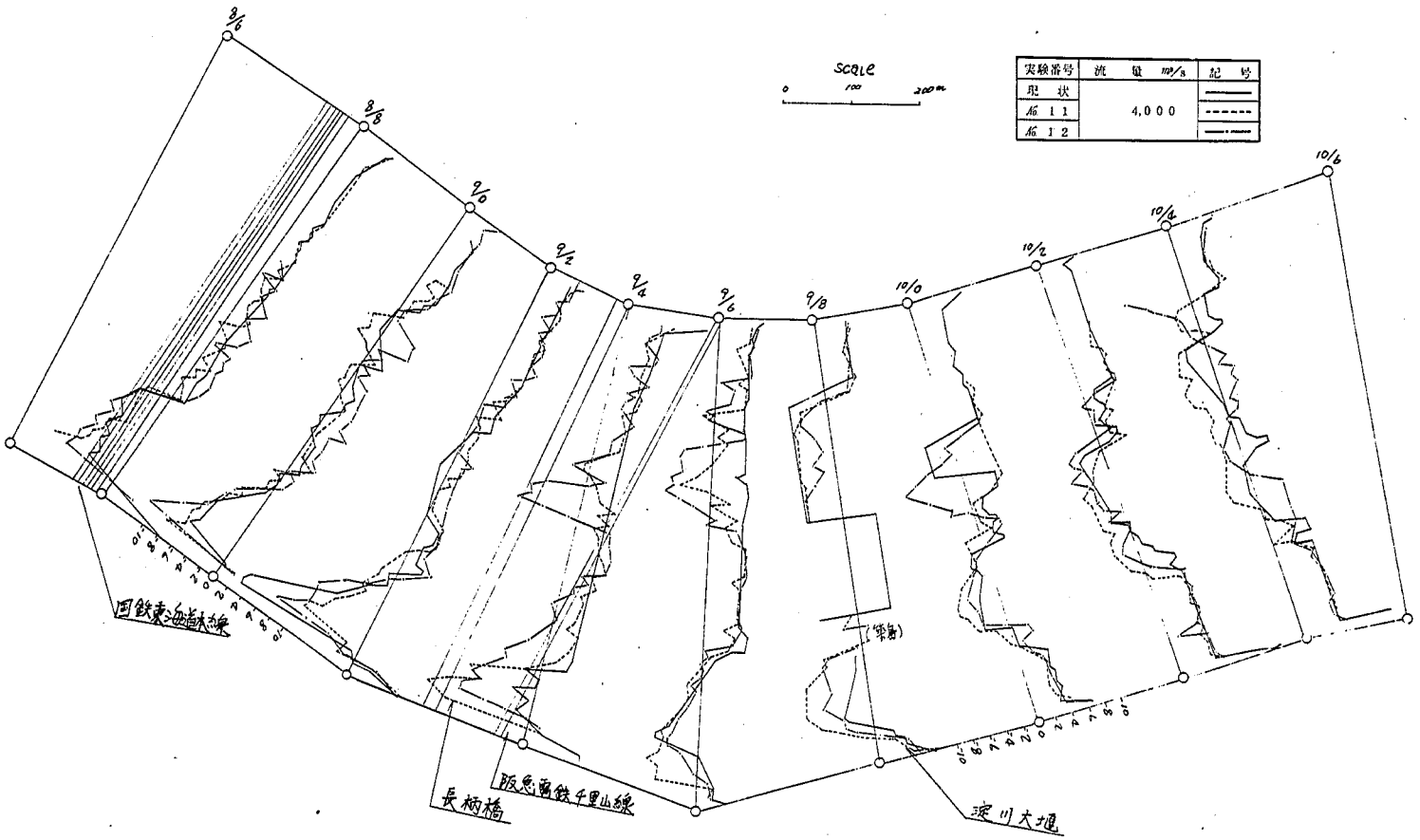
図－5－18－1　水位縦断比較図


0 Scale 300m
実験番号
流量 m³/s
記号
No 11
No 12
4000
8/0
9/0
10/0
11/0
9/0
9/0
11/0
10/0
地下放水路
新堀川
天神橋
天神橋
城北橋
日枝川

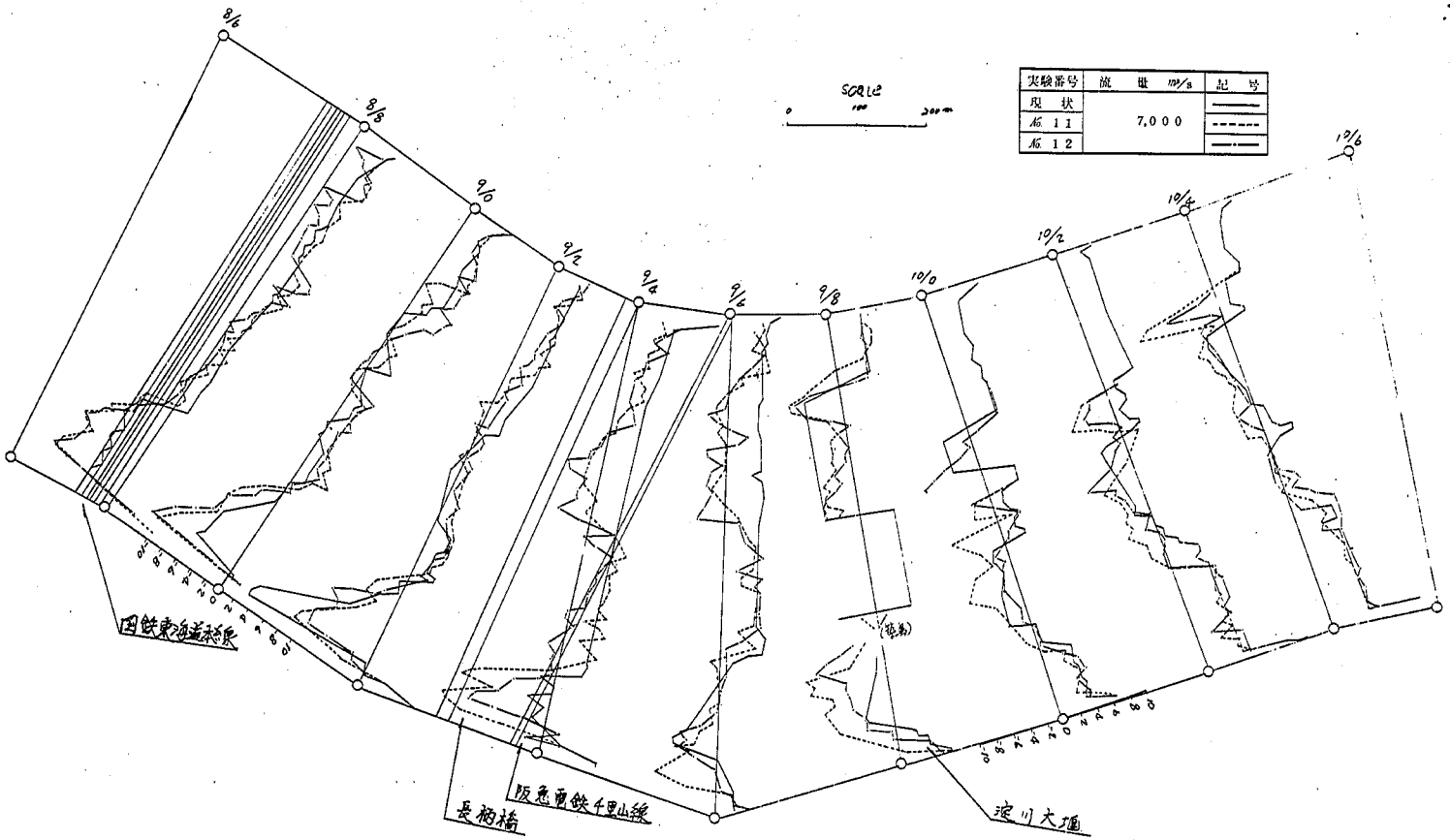
図－5－18－2　流況比較図



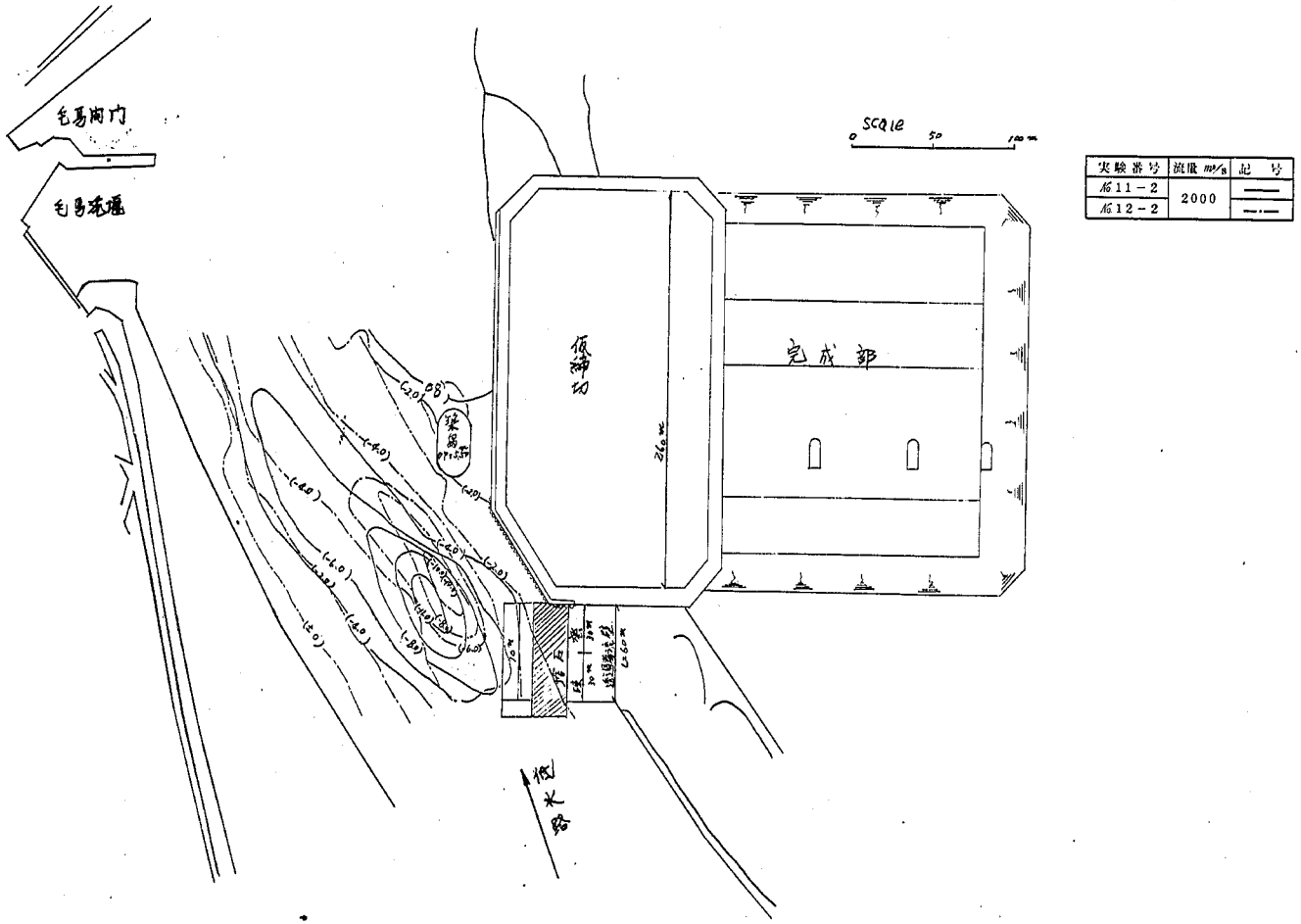
図－5－18－3　流況比較図



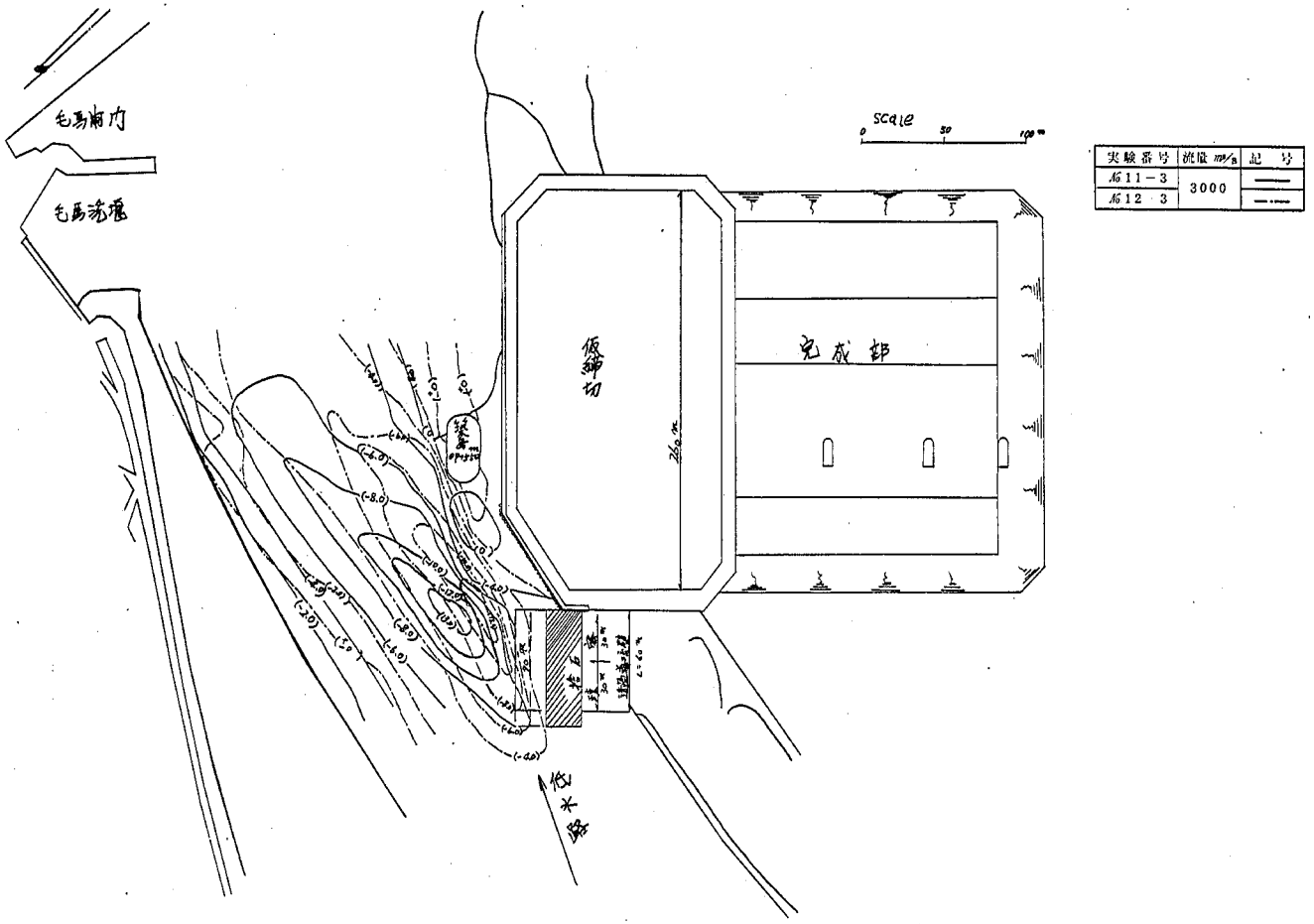
図－5－18－4　河床横断比較図



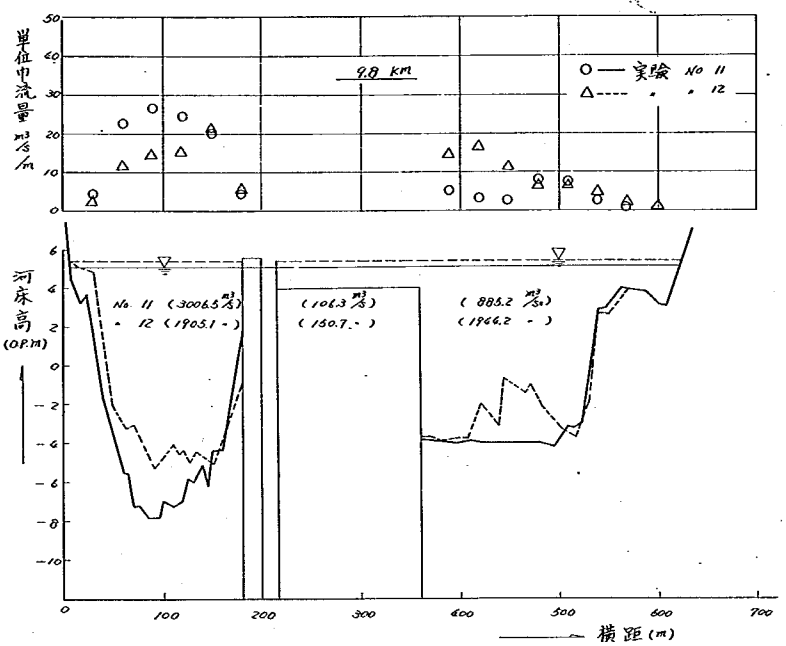
図－5－18－5　河床横断比較図



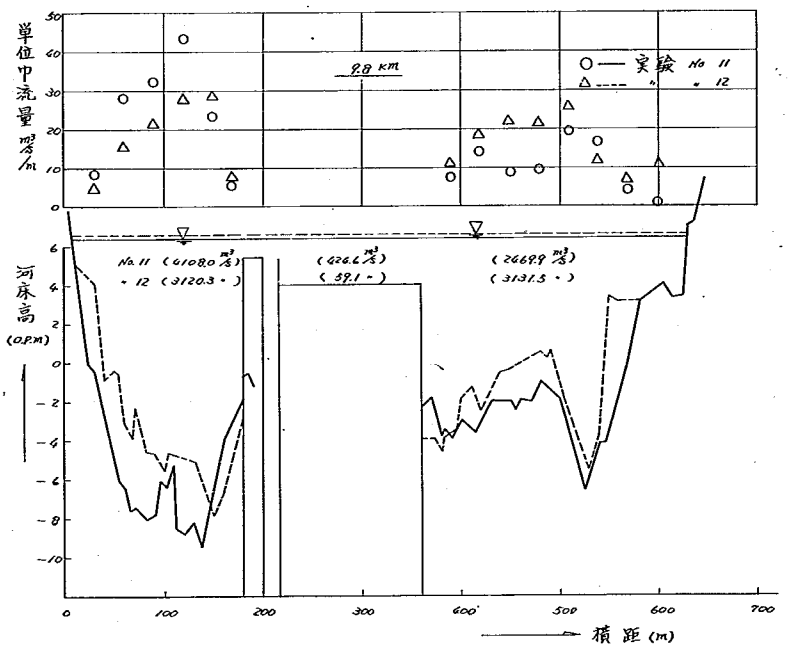
図－5－18－6　等高線比較図



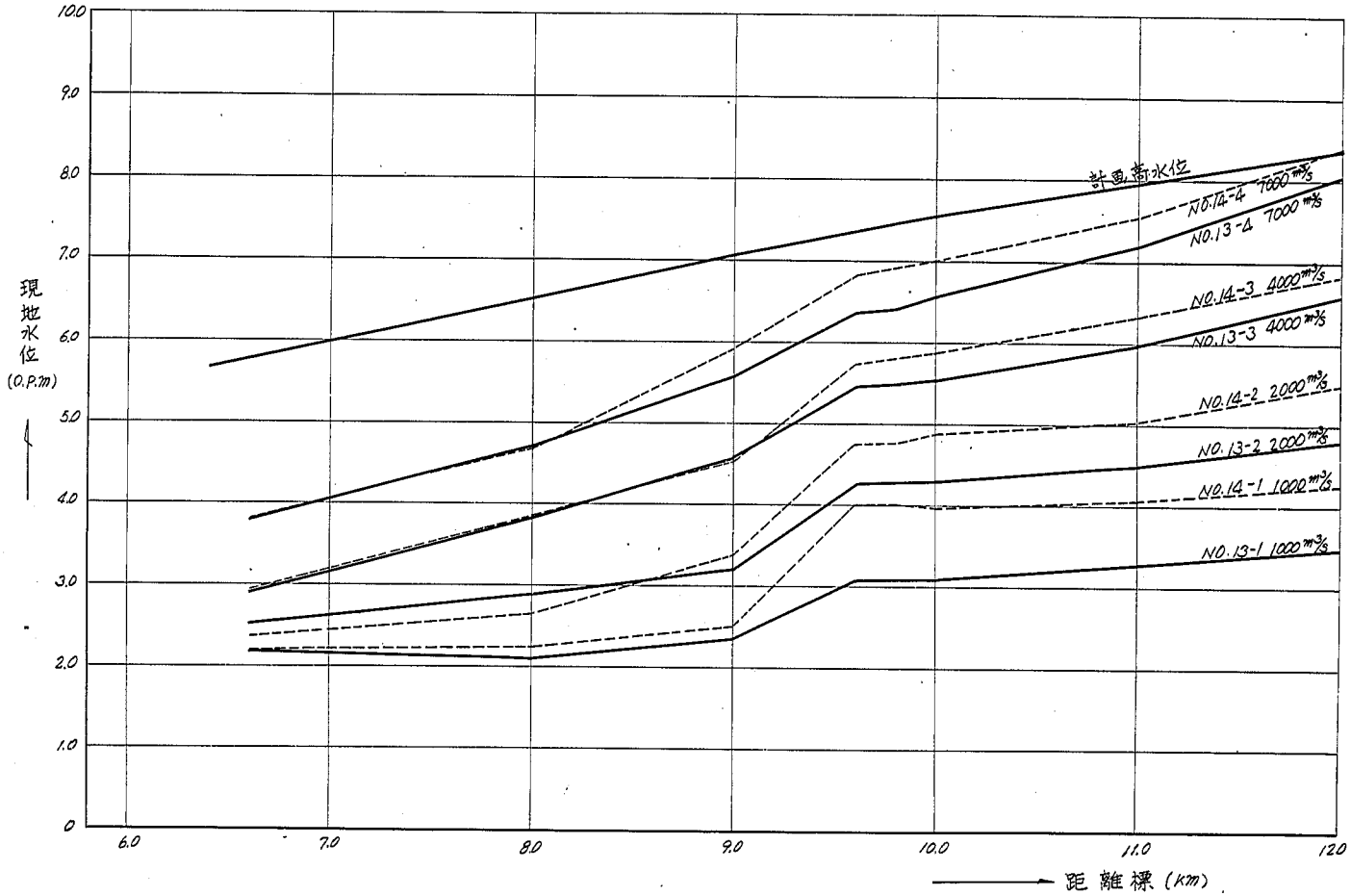
図－5－18－7　等高線比較図



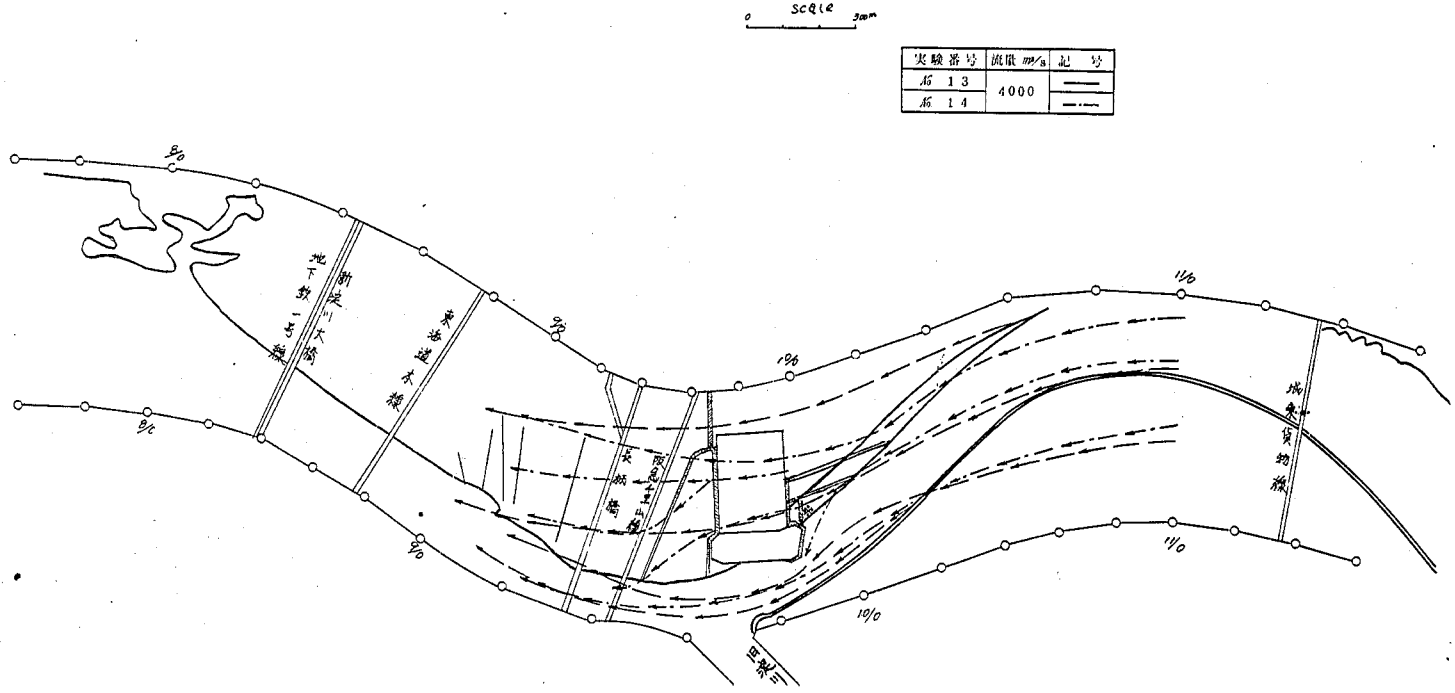
図— 5－18－8　分流量・単位巾流量比較図　Q＝4000m³/s



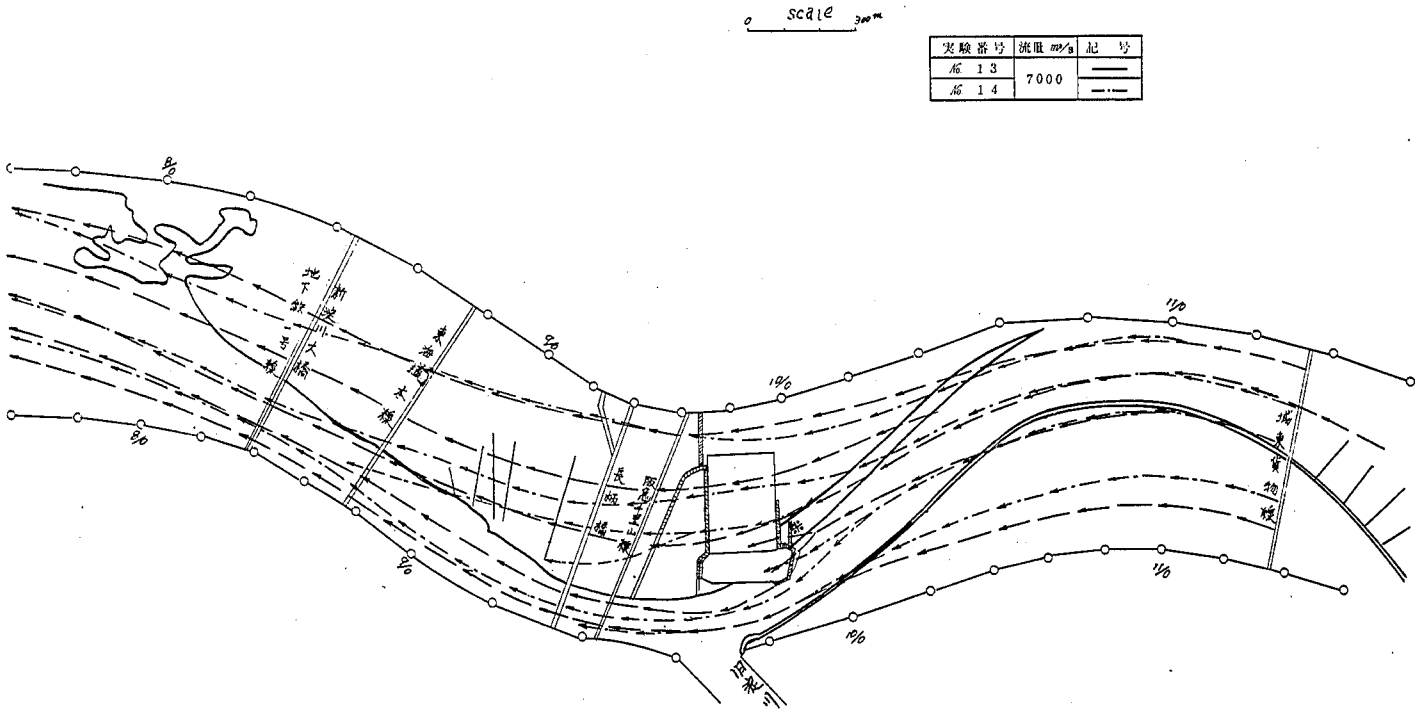
図— 5－18－9　分流量・単位巾流量比較図　Q＝7000m³/s



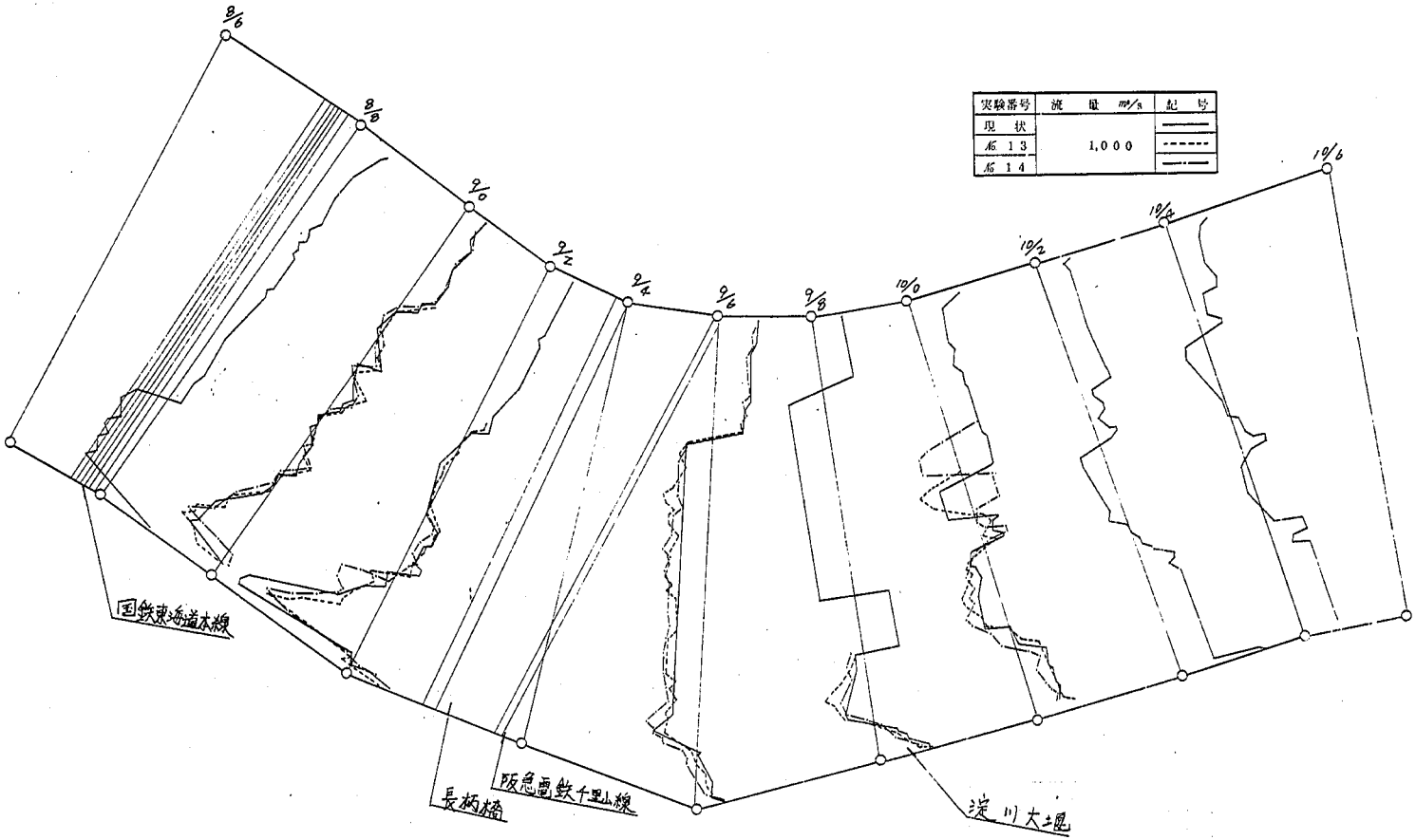
図－5－19－1　水位縦断比較図


SCALE
0
3mm
実験番号
流量 m³/s
記号
No 13
No 14
4000
8/0
9/0
10/0
11/0
地下鉄一号線
東海道本線
東海道本線
地下鉄貨物線

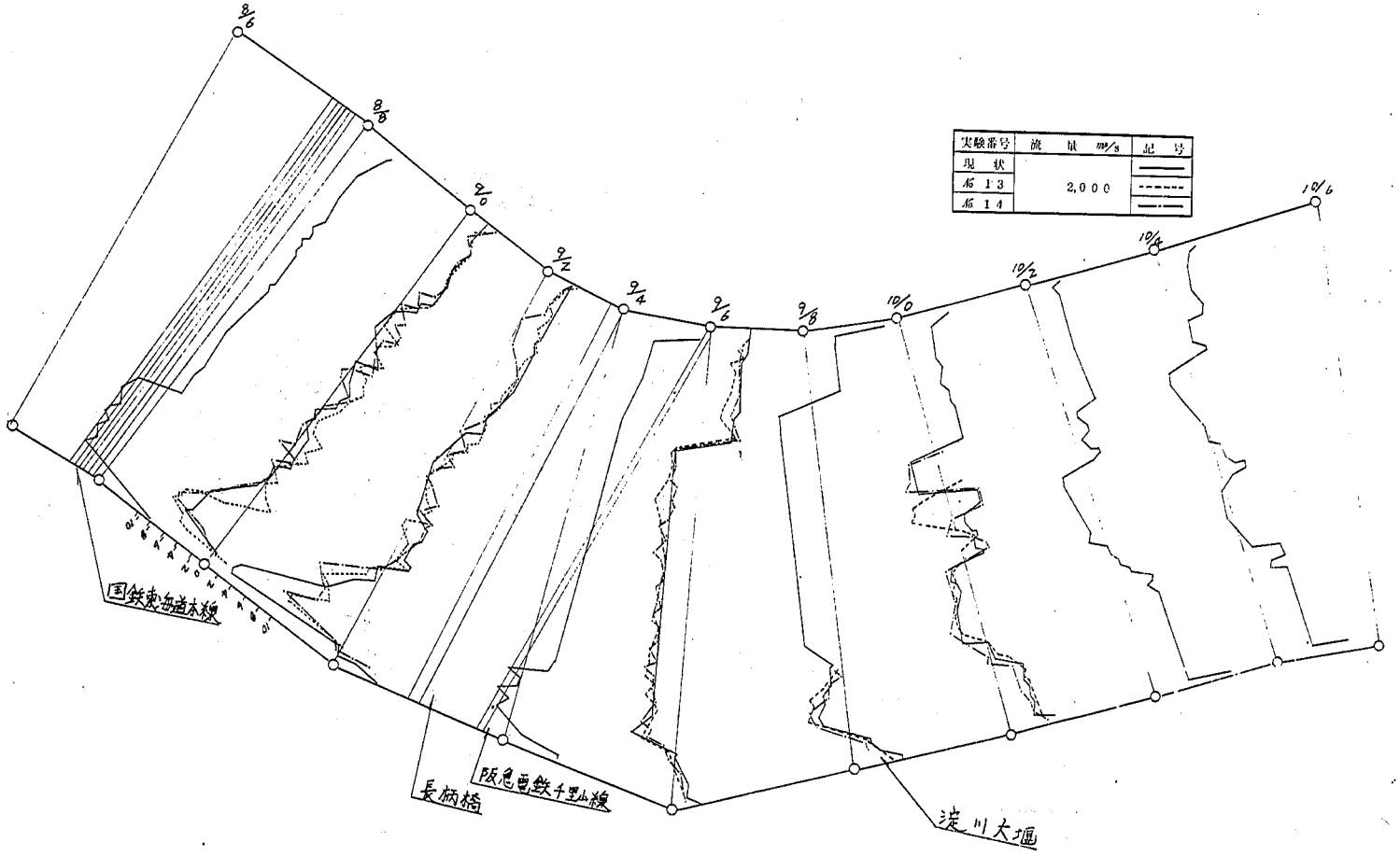
図— 5－19－2　流況比較図


scale
実験番号
流量 m³/s
記号
No 13
No 14
7000
8/0
9/0
10/0
11/0
地下鉄1号線
東海道本線
東京駅
八重洲口
丸ビル
東京駅丸の内北口
丸の内南口
皇居
日比谷公園
日比谷通り
日比谷交差点
国会議事堂
桜田門
警視庁
国会前交差点
国会正門
国会議事堂前駅
赤坂見附
溜池
虎ノ門
霞が関
霞が関ビル
霞が関駅
国会議事堂前
国会正門
日比谷通り
日比谷交差点
日比谷公園
日比谷駅
東京駅
東京駅丸の内北口
丸の内南口
丸ビル
八重洲口
東京駅
東海道本線
地下鉄1号線

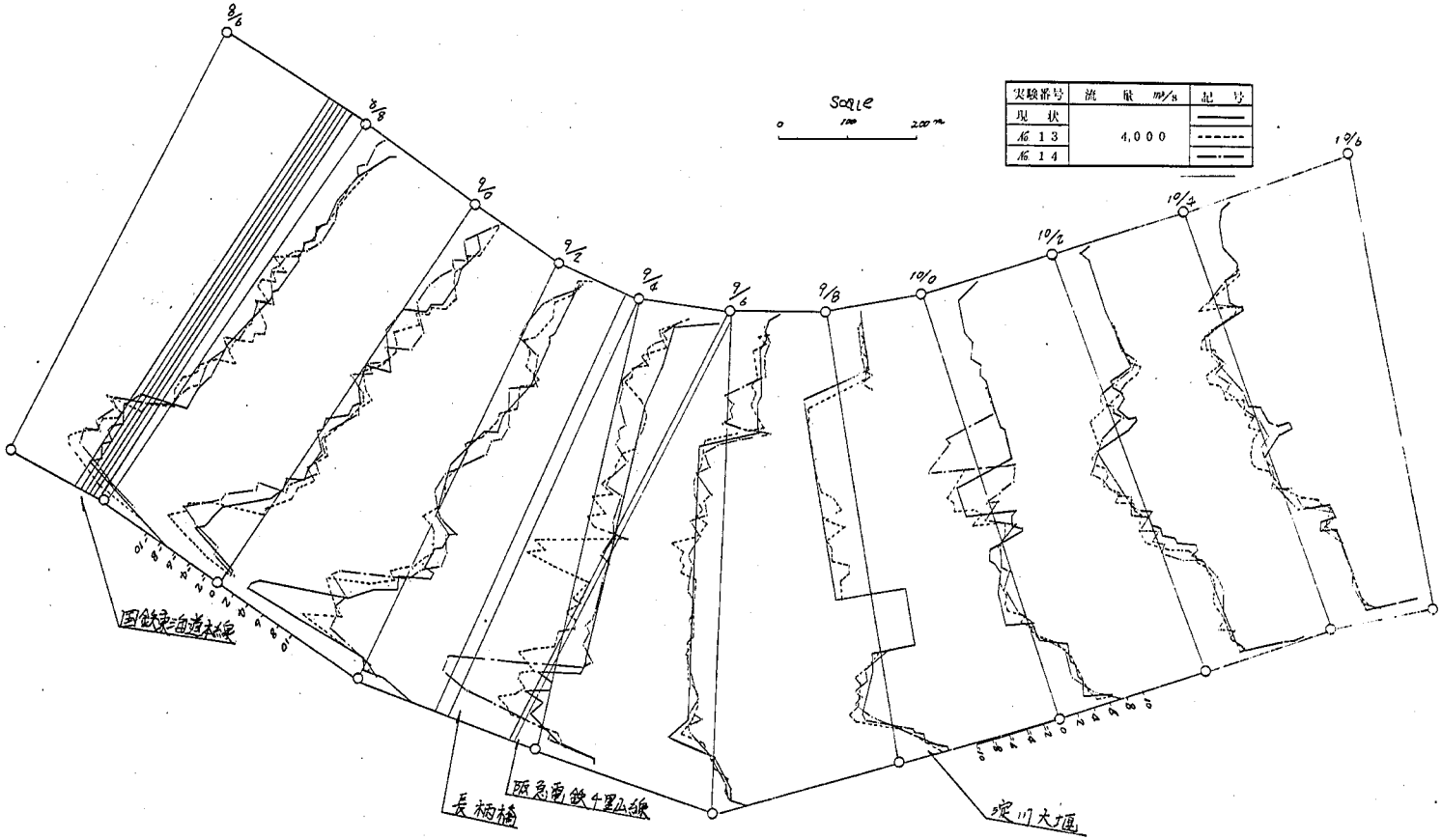
図－5－19－3　流況比較図



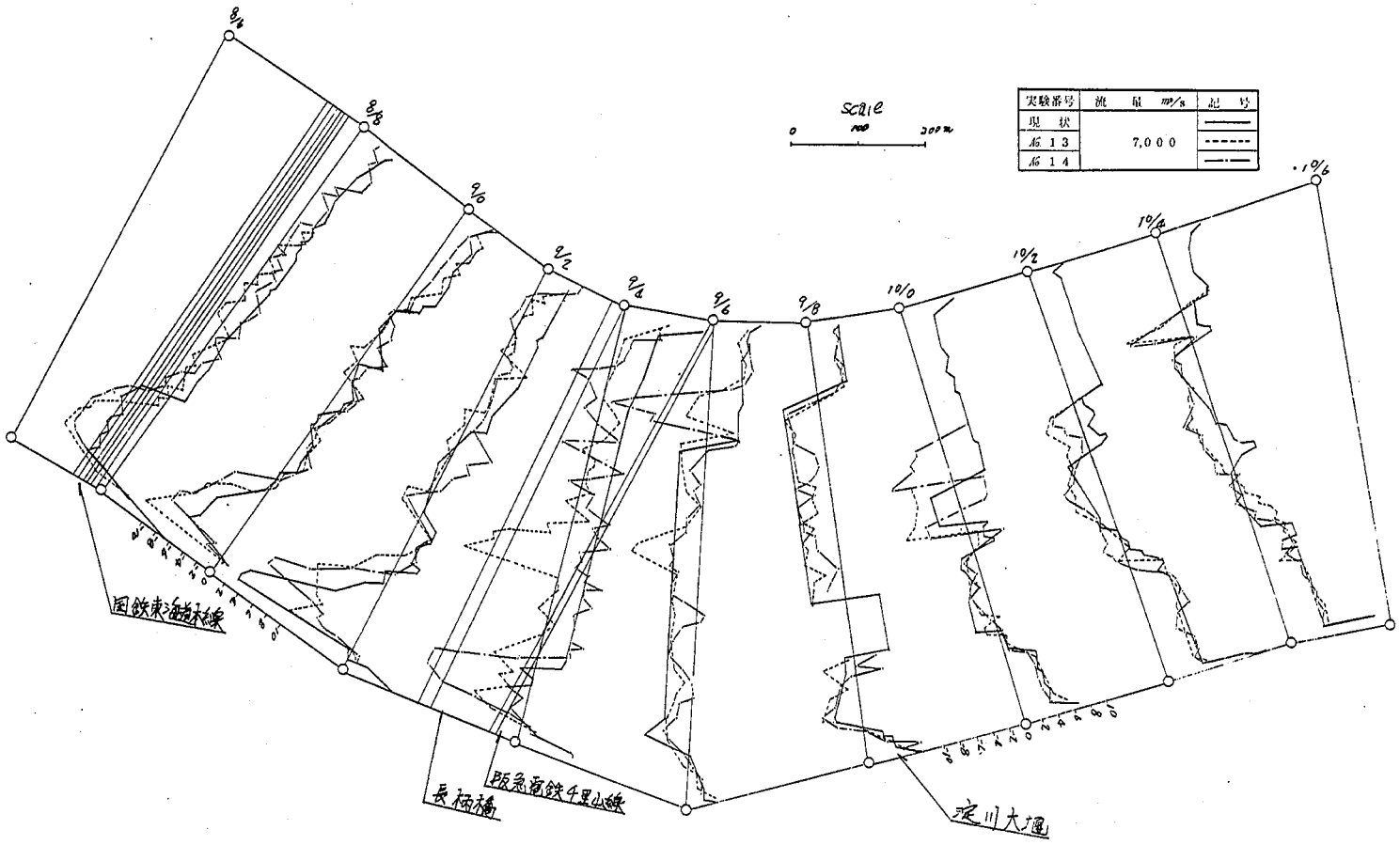
図－5－19－4　河床横断比較図



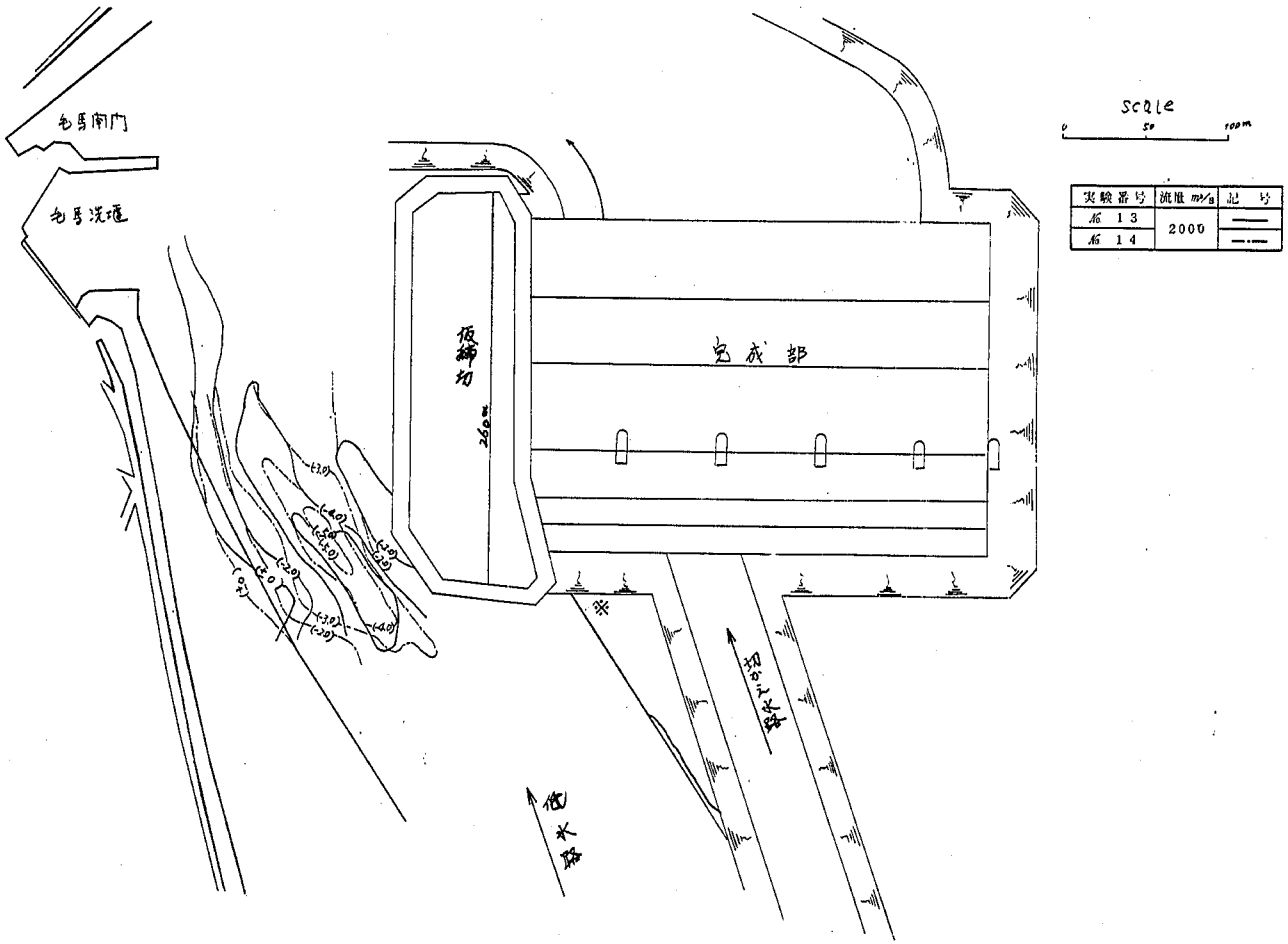
図－5－19－5　河床横断比較図



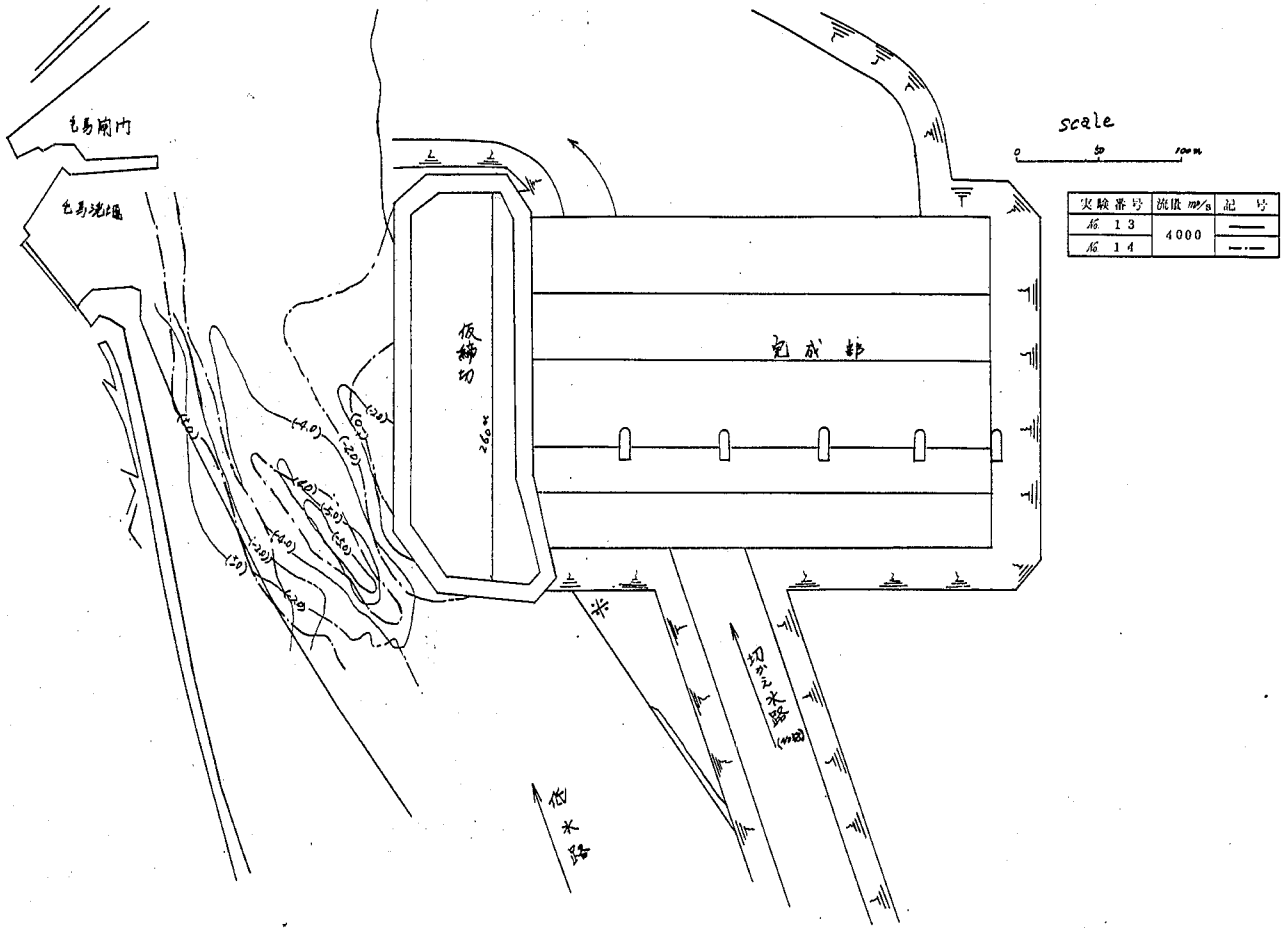
図－5－19－6　河床横断比較図



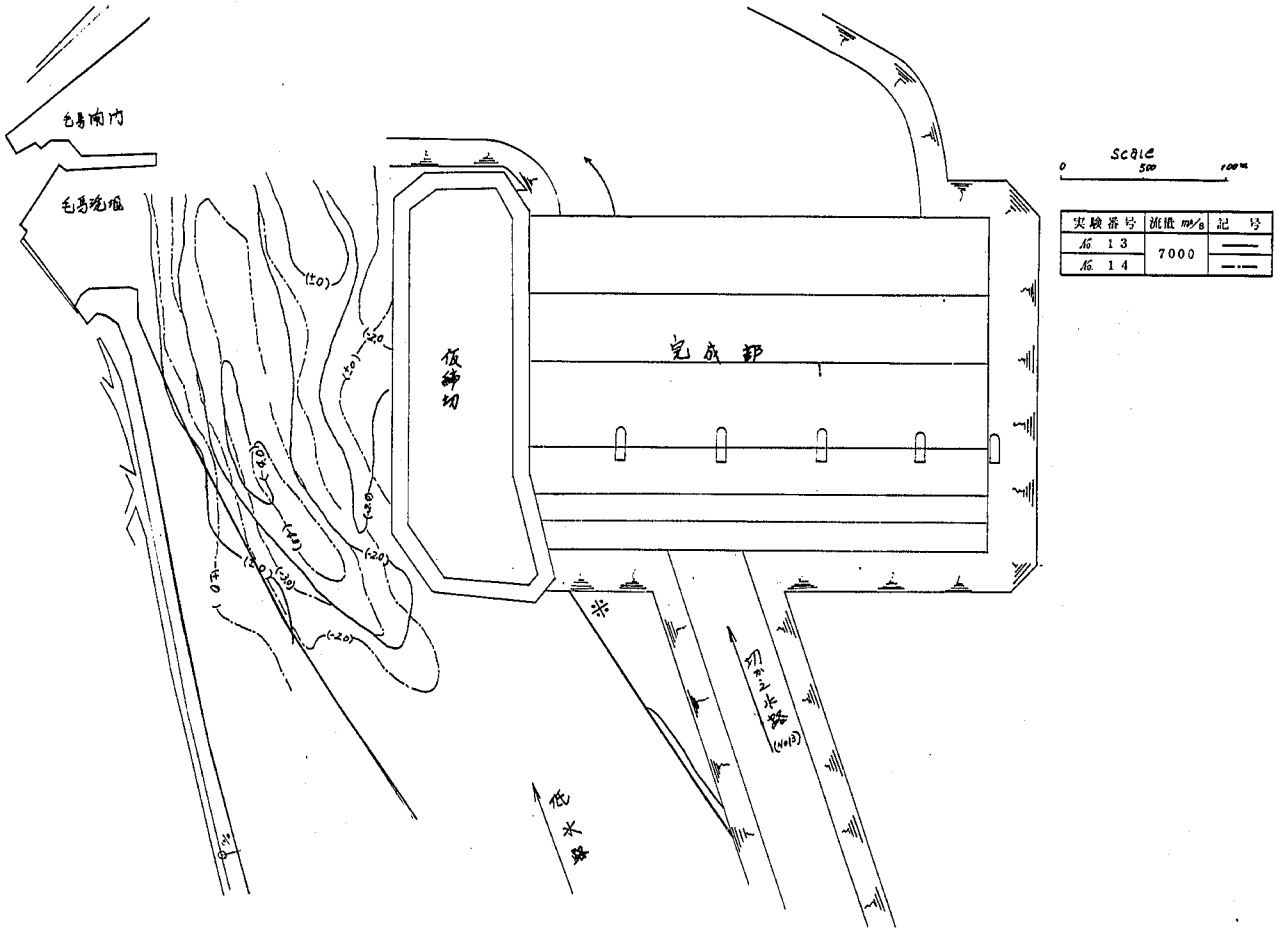
図－5－19－7　河床横断比較図

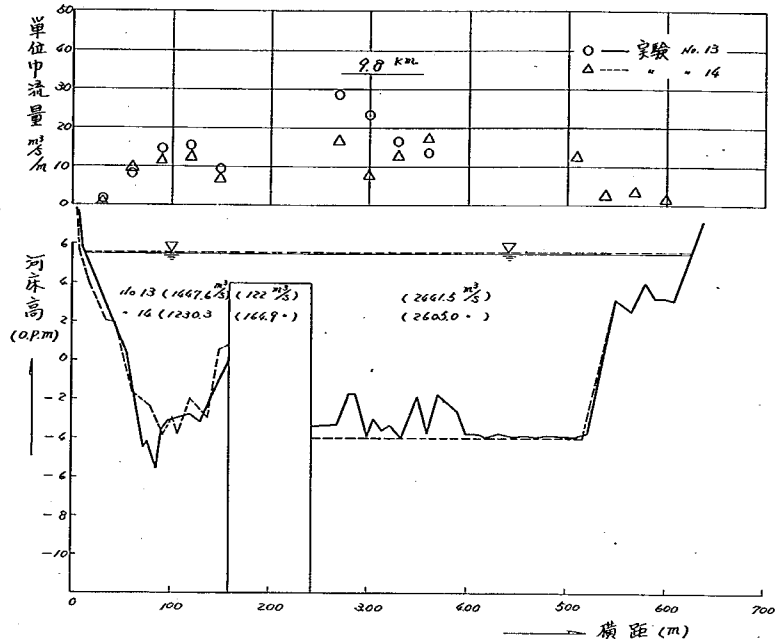


図－5－19－8　等高線比較図

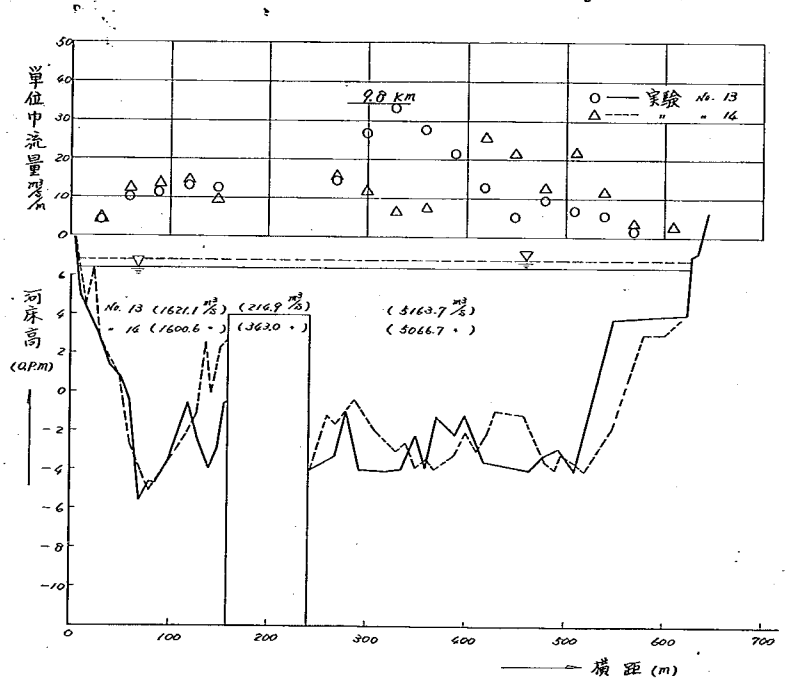


図－5－19－9　等高線比較図

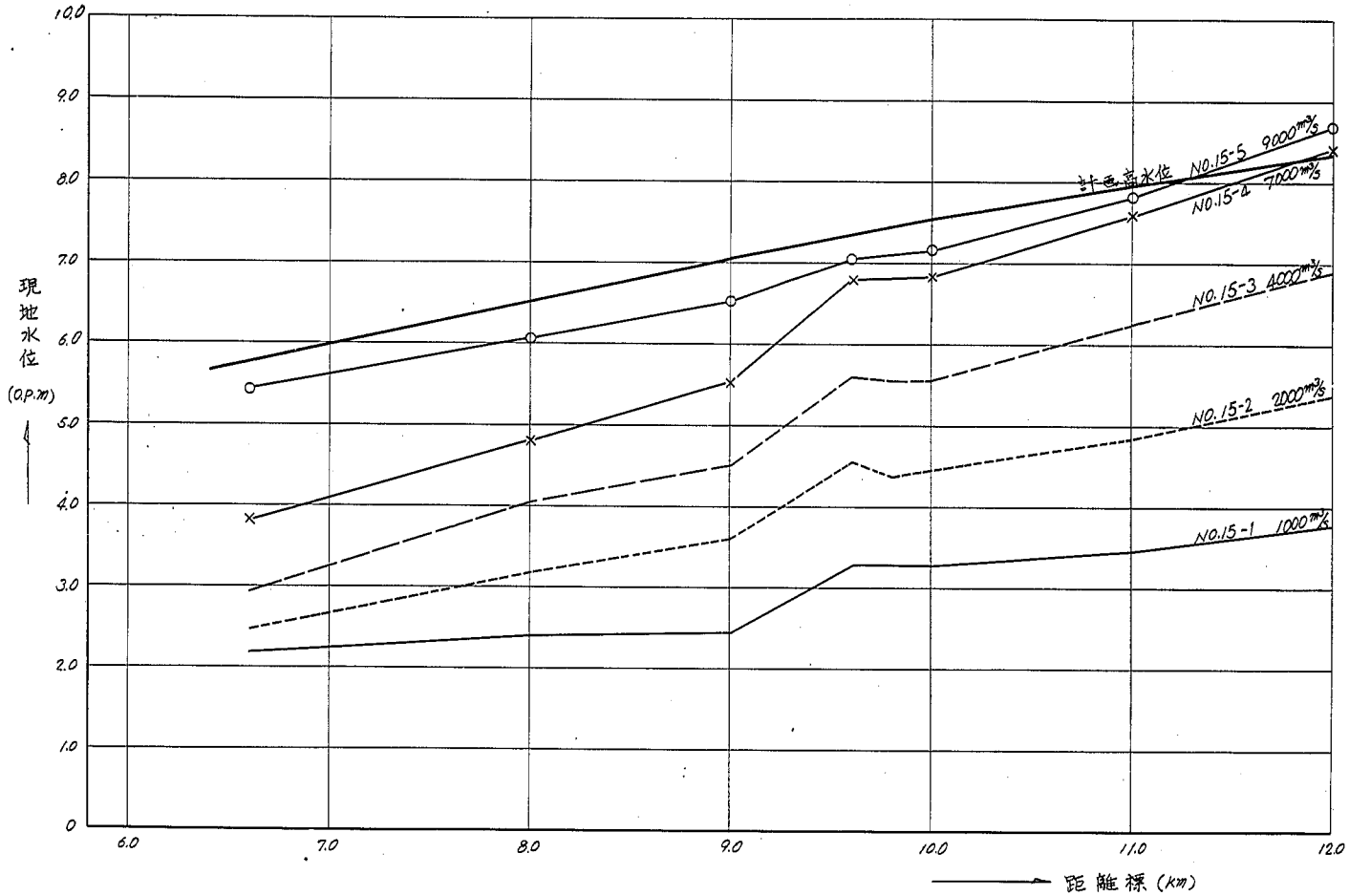

毛馬南内
毛馬閘堰
仮締切
完成堤
Scale
0
500
1000m
実験番号
流量 m³/s
記号
No. 13
No. 14
7000
(+0)
(-20)
(-40)
(-60)
(-80)
(-100)
(-120)
(-140)
(-160)
(-180)
(-200)
(-220)
(-240)
(-260)
(-280)
(-300)
(-320)
(-340)
(-360)
(-380)
(-400)
(-420)
(-440)
(-460)
(-480)
(-500)
(-520)
(-540)
(-560)
(-580)
(-600)
(-620)
(-640)
(-660)
(-680)
(-700)
(-720)
(-740)
(-760)
(-780)
(-800)



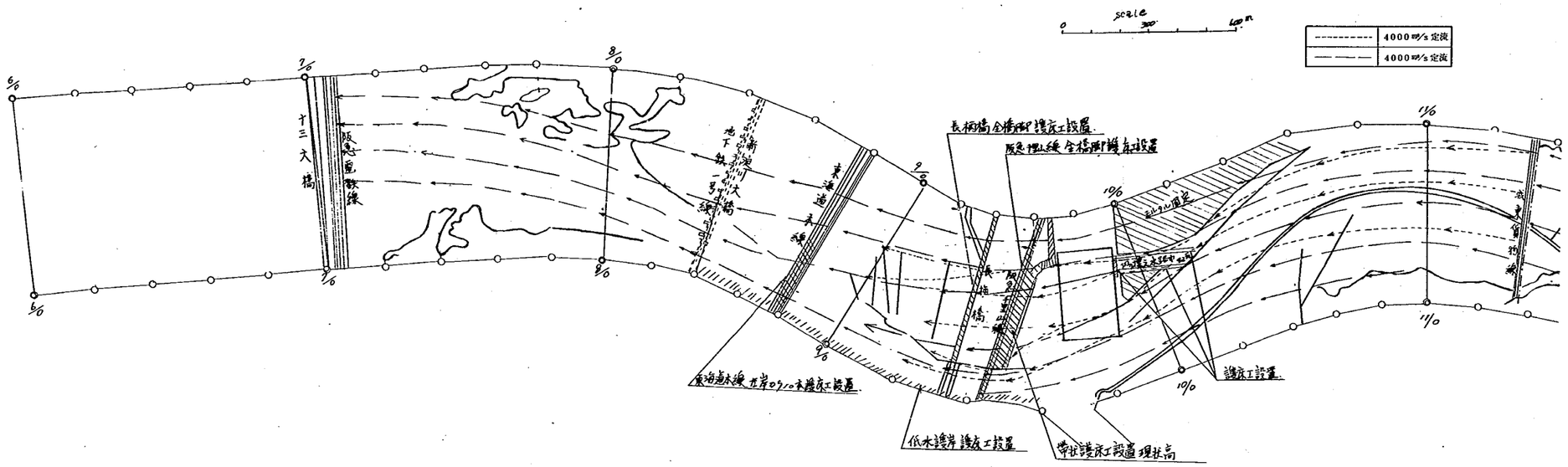
図－5－19－11　分流量・単位巾流量比較図　Q＝4000m³/s

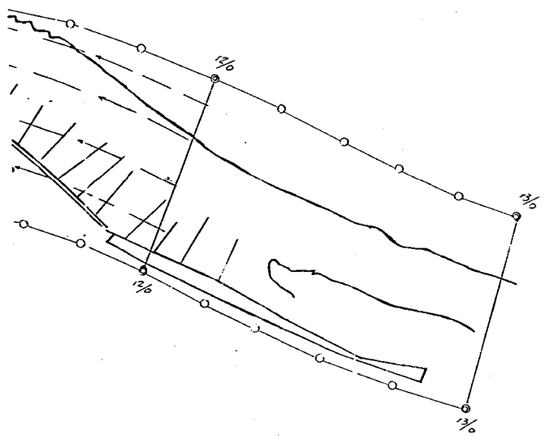


図－5－19－12　分流量・単位巾流量比較図　Q＝7000m³/s

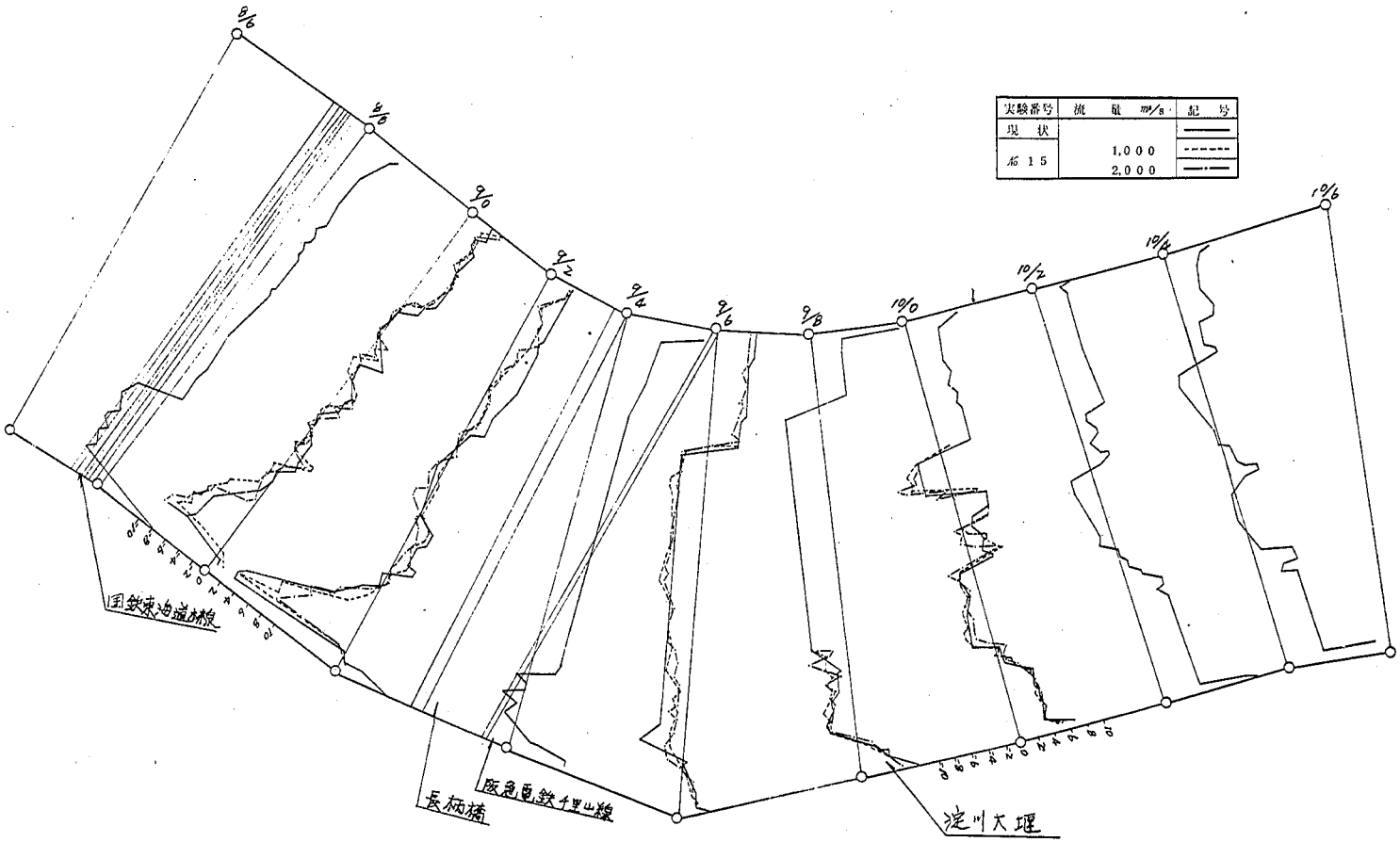


図－5－20－1　水位縦断図　実験№15

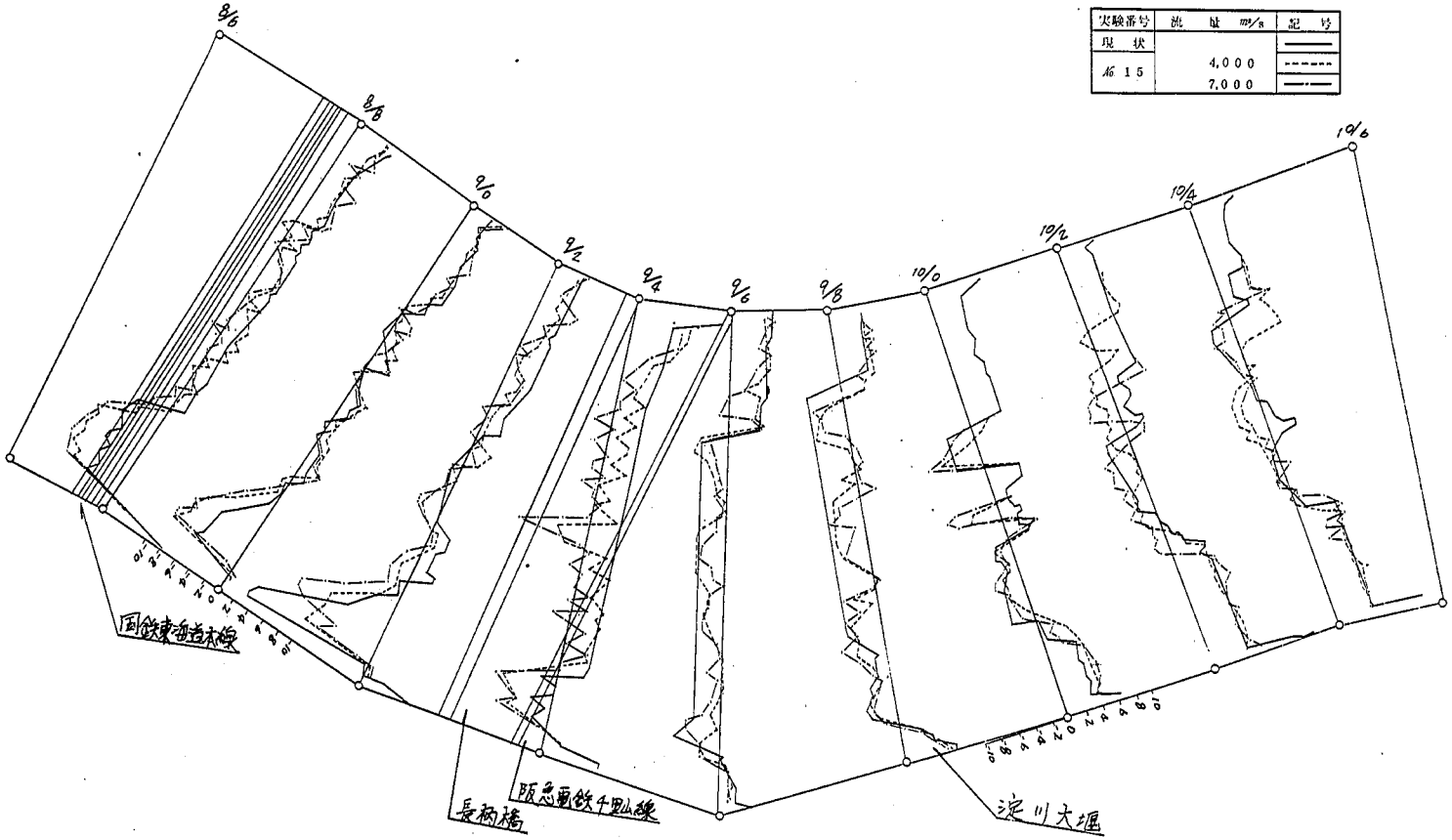




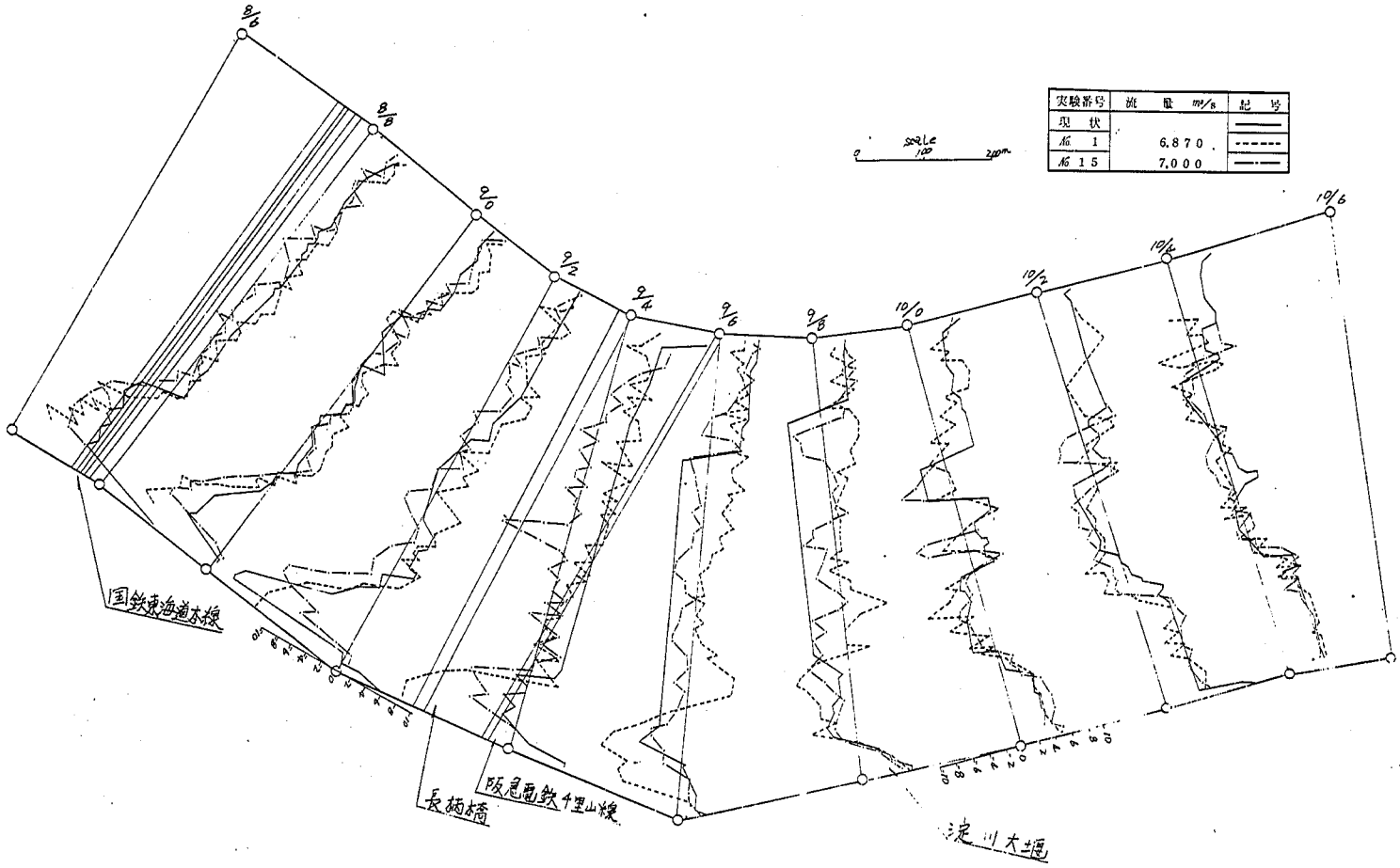
図－5－20－2　流況図　　実験Case 15


実験番号
流量 m³/s
記号
現状
No 15
1,000
2,000
9/6
9/8
9/10
9/12
9/14
9/16
9/18
10/0
10/2
10/4
10/6
国鉄東海道線
長柄橋
阪急電鉄千里山線
淀川大堰

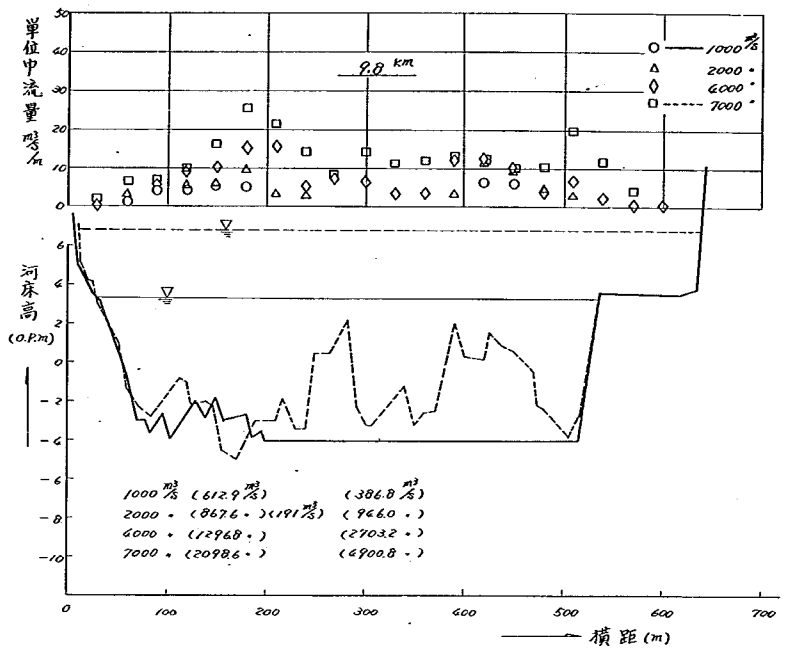
図－5－20－3　河床横断図


実験番号
流量 m³/s
記号
現状
A6 15
4,000
7,000
8/6
8/8
9/0
9/2
9/4
9/6
9/8
10/0
10/2
10/4
10/6
国鉄東海道本線
阪急電鉄千里山線
長柄橋
淀川大堰

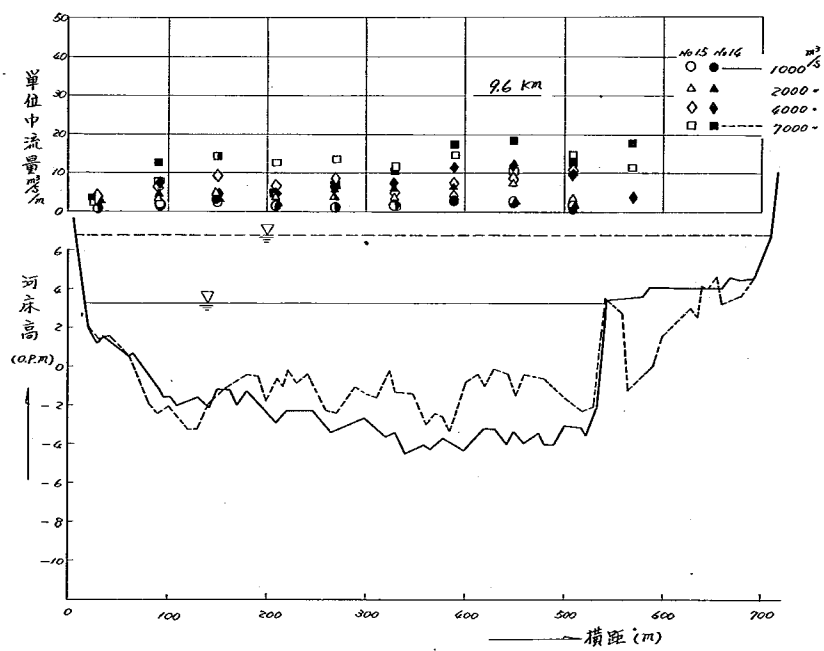
図－5－20－4　河床横断図



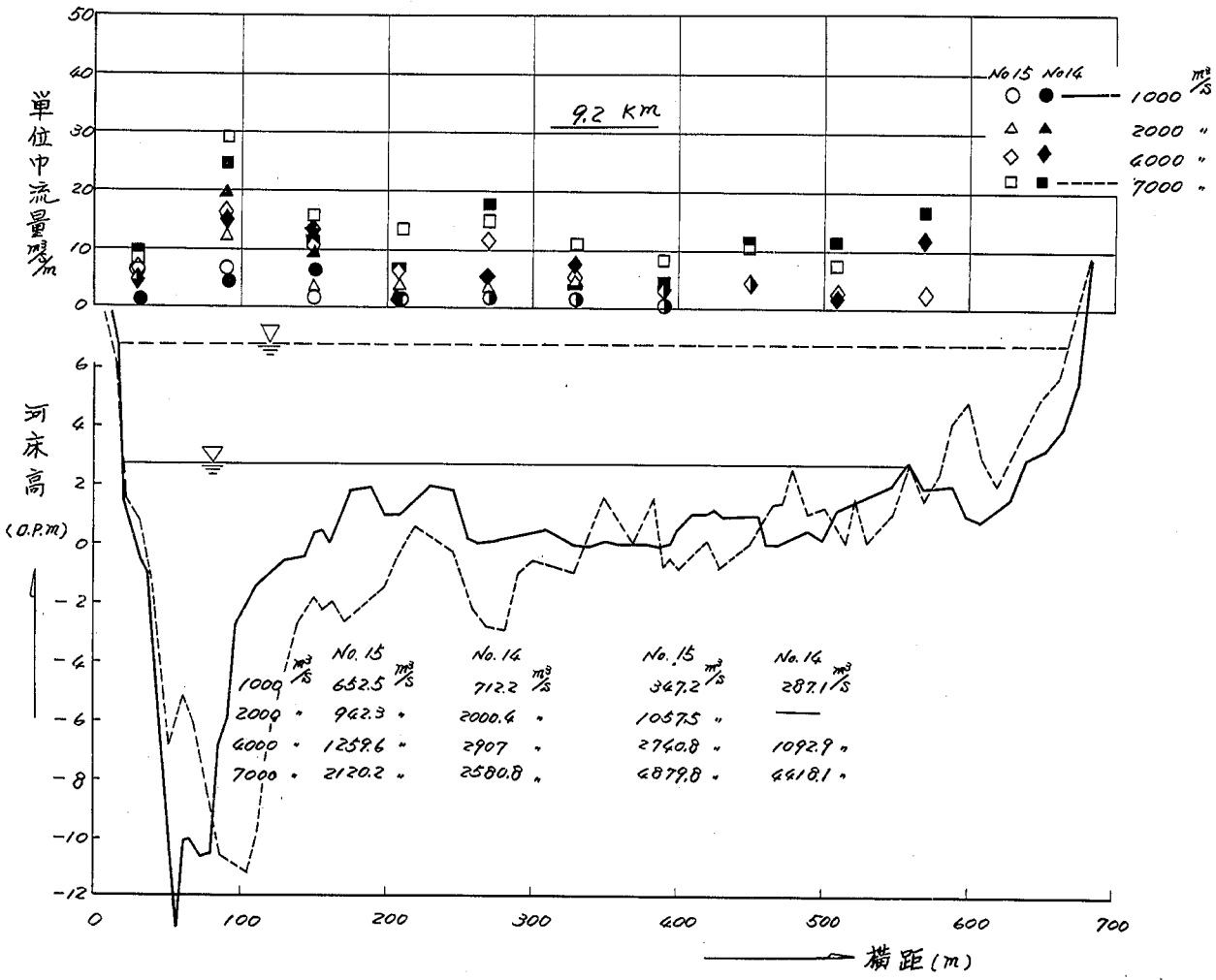
図－5－20－5　河床横断比較図



図－5－20－6　分流量・単位巾流量図（実験№15）



図－5－20－7　分流量・単位巾流量比較図



図－5－20－8　分流量・単位巾流量比較図

5－3　せき直下流の護床工に関する調査

5－3－1　目　　的

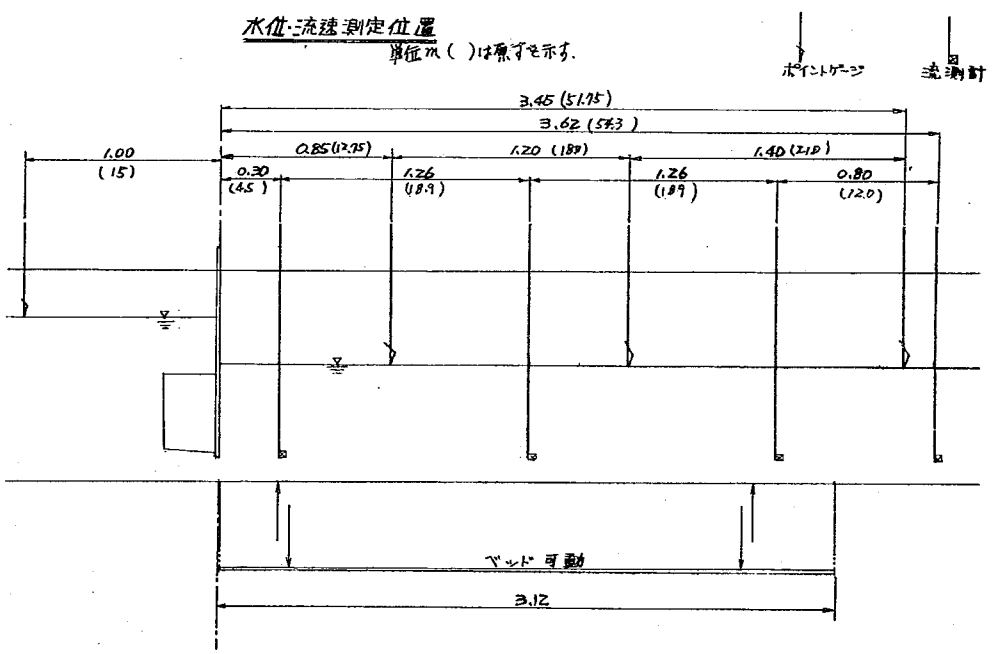
庄川大堰直下流の河床掘削にともなう流出量および流速分布などを調べ、大堰下流の最適河床高を求め、護床工の設計資料とするものである。

5－3－2　実験方法

1）実験装置

実験は幅0.8m、高さ0.8m、長さ21.10mの二次元水路で行なった。

この水路は、ゲート設置位置より下流3.12mはガラス張りになっており、このガラス張り部分の河床を上下に移動できる装置とした。実験装置の概略を図－5-21-1に示す。上流水位はゲートより15.0m（現地）上流で、下流水位はゲートより30.75m（現地・No 2）地点で、それぞれ設定した。



図－5-21-1　実験装置概略図

2) 測定方法

水位はポイント・ゲージを使用し、ゲート直下流12.75m(№1)、51.75m(№3)で、水位設定測点を含め4測点で行なった。

流速測定は、ゲート下流4.5m(№1)、23.4m(№2)、42.3m(№3)、54.3m(№4)の4測点とし、№1測点は速い流速を生ずるためピトー管を使用し、№2、№3、№4 測点では電界式小型流速計を用いた。

流出量は水路上流端に設けた四角ぜきを利用して測定した。

縮尺のきめ方は次の方法によりきめた。予め計算により水位条件に対する各開度の原型の単位幅流出量を求め、これと四角ぜきの流下能力と流況を勘案して、模型流量の上限を90ℓ/sとし、原型の単位幅最大流出量が、仮定した模型の縮率の最大単位幅流出量の範囲内におさまるよう縮尺をきめた。したがって、この条件に適する縮尺は1/15とした。

3) 実験条件

上流水位は、主ゲート天端まで上昇した場合の水位OP+3.80mと、常時維持水位OP+3.30mおよびOP+3.15mの3ケースとし、下流水位は、大阪湾塑望平均干潮位OP−0.30m、平均潮位OP+1.00mおよび高潮位OP+2.10mの3ケースである。大堰下流の河床条件は、水平床(OP−4.00m)及び水平床より0.5m、1.0m、2.0m 各々掘り下げた条件で各々の水位条件に組合せた。実験条件の一覧を表−5-3に示す。

表−5-3 実験条件一覧表

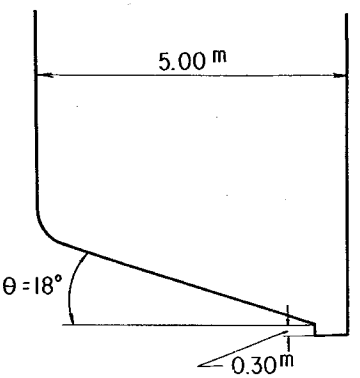
実験番号	上流水位 OP H_1(m)	下流初期水位 OP H_2(m)	大堰直下流河床高 OP G·H(m)	ゲート開度 a(m)	流速分布測定	備考
1	+3.80	−0.30	−4.00(水平床)	0.15、0.50、1.00	○	
2	〃	〃	−4.50(0.5m下り)	0.15、0.50、1.00	○	
3	〃	〃	−5.00(1.0m下り)	0.15、0.50、1.00	○	
4	+3.30	−0.30	−4.00	0.15、0.50、1.00、1.50、2.00、2.50、	$a=0.15$ 〃 0.50 〃 1.00	
5	〃	〃	−4.50	0.15、0.50、1.00、1.50、	〃	
6	〃	〃	−5.00	0.15、0.50、1.00、	○	
7	+3.15	〃	−6.00	0.075、0.15、0.25、0.50、0.75、1.00、	$a=0.15$ 〃 0.50 〃 1.00	
8	+3.15	+1.00	−4.00	0.075、0.15、0.25、0.50、0.75、1.00、		
9	〃	〃	−4.50	〃		
10	〃	〃	−5.00	〃		
11	〃	〃	−6.00	〃		
12	+3.15	+2.10	−4.00	〃		
13	〃	〃	−4.50	〃		
14	〃	〃	−5.00	〃		
15	〃	〃	−6.00	〃		

4) 実験の進め方

先ず、水平床において、ゲート開度を小さくして上下流の初期水位を設定し、流出量、水位、流速分布等を測定し、さらに上流水位を初期水位に維持しながら、ゲート開度を徐々に大きくして流出量、水位、流速分布の各測定を行なった。

次にゲート下流の河床を水平床より0.5m、1.0m、2.0mと掘り下げ、水平床の場合と同様な実験を行なったが、この場合の水位条件は、水平床の場合の測定水位である。

なお、主ゲートのリップ形状は図－5－21－2の通りである。



図－5－21－2
主ゲートのリップ形状

5－3－3 実験結果

1) 大堰下流の河床高が流出量に及ぼす影響

上下流の水位条件と開度に対する流出量を示したものが表－5－4－1～表2－5であり、さらに大堰下流の河床高の変化に対する単位幅流出量を上、下流水位をパラメーターとして表わしたものが図－5－22である。また、図－5－22の資料より、開度をパラメーターとして、河床高の変化に対する単位幅流出量に書き直したものが図－5－23－1～5－23－3であり、図－5－23－3は図－5－23－1～5－23－2をまとめて図示したものである。

なお、文中の記号は次の通りとし、水位、地盤高は〔O.P〕で表示し、文中の数字は現地換算値である。

H_1＝上流水位、H_2＝下流水位、a＝ゲート開度、g＝単位幅流出量、G·H＝ゲート下流河床高、V_1、V_2、V_3、V_4＝各測点位置の流速。結果を次に述べる。

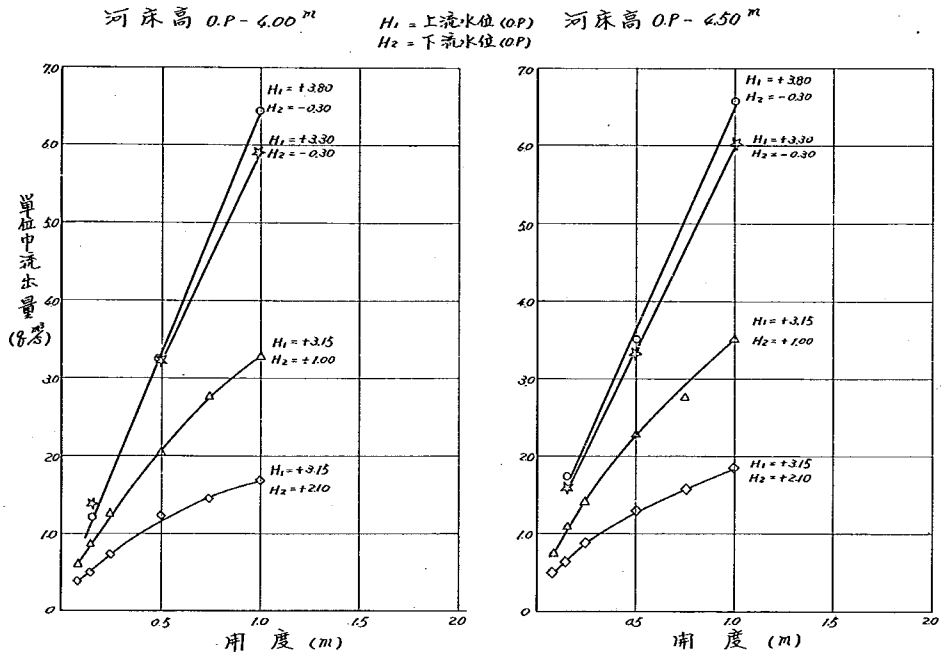
① H_1＝＋3.80m、H_2＝－0.30mでは、どの開度においても大堰下流の河床高がG·H＝－4.50mの場合が流出量が最も大きく、河床を深く堀り下げても流出量は増えない。

② H_1＝＋3.30m、H_2＝－0.30mの水位条件でも、G·H＝－4.50mで最大流出量を示し、G·H＝－5.00mでも開度が大きい場合はG·H＝－4.50mと同じぐらいの流出量を示し、さらにG·H＝－6.00mでは流出傾向は下降状態となる。

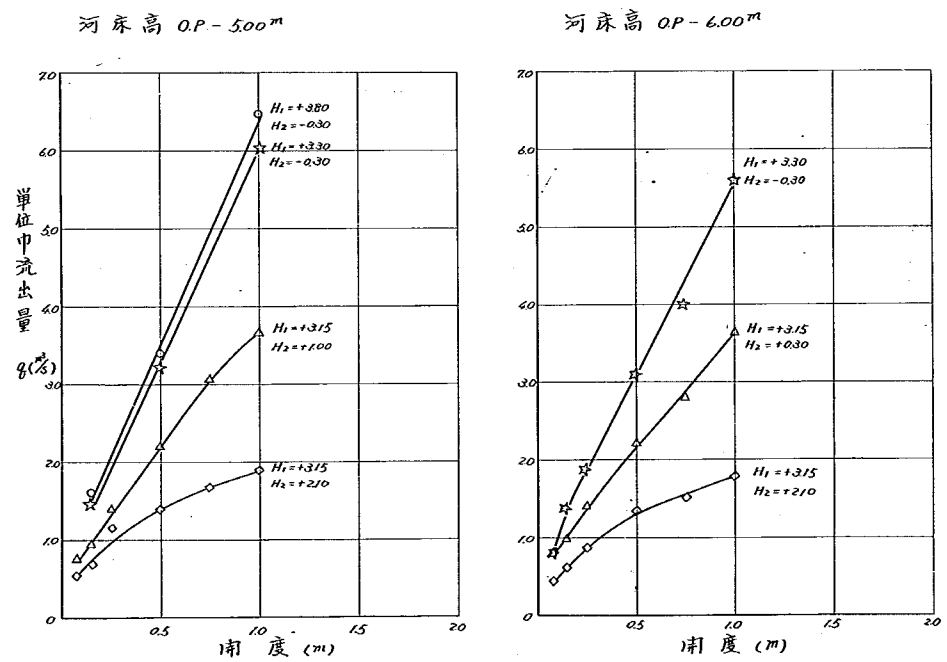
③ ①および②において、G·H＝－4.00m（水平床）では上流水位が0.5m低くなっても流出量はa＝0.5mまではほとんど変化はないが、a＝1.0mではH_1＝＋3.80mの方が約0.5㎥/s流出量が多い。さらにG·H＝－4.50mでは流出量はa＝0.15～1.0mで約3％ぐらい増え、G·H＝－5.00mではG·H＝－4.00mの場合と同じぐらいの流出量となる。

④ G·H＝－6.00m（2.0m堀り下げ）の場合は、H_1＝＋3.15mのみであるが、この場合の流出量はG·H＝－4.00m、－4.50m、－5.00mの場合に比較してa＝1.0m附近で4～8％少くなる。

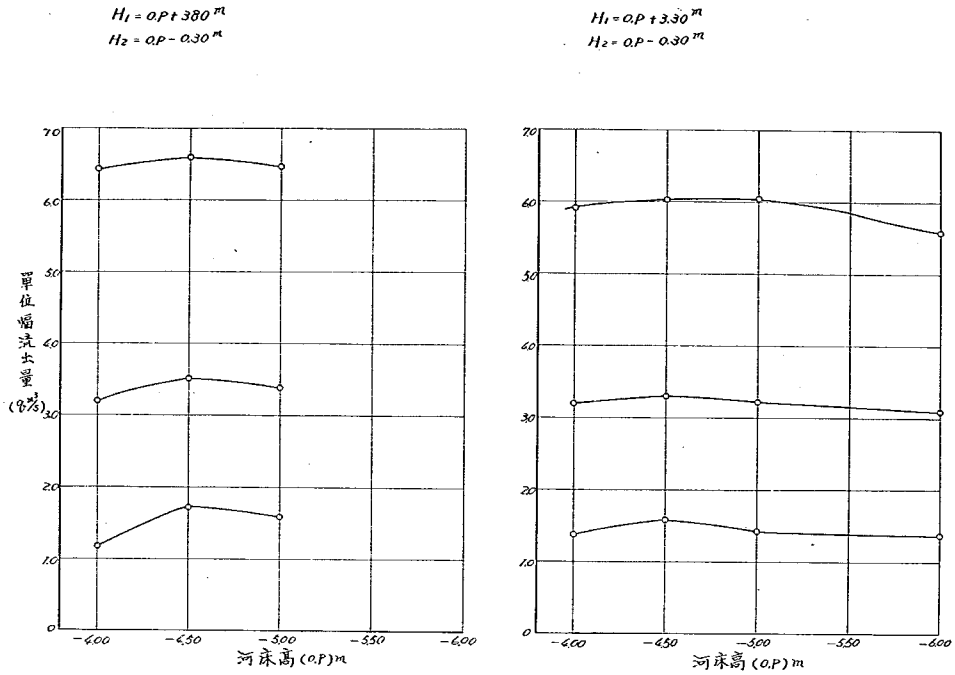
⑤ H_1＝＋3.15m、H_2＝＋1.0mと下流側水位が高くなると、a＝0.5m以上ではG·H＝－5.00



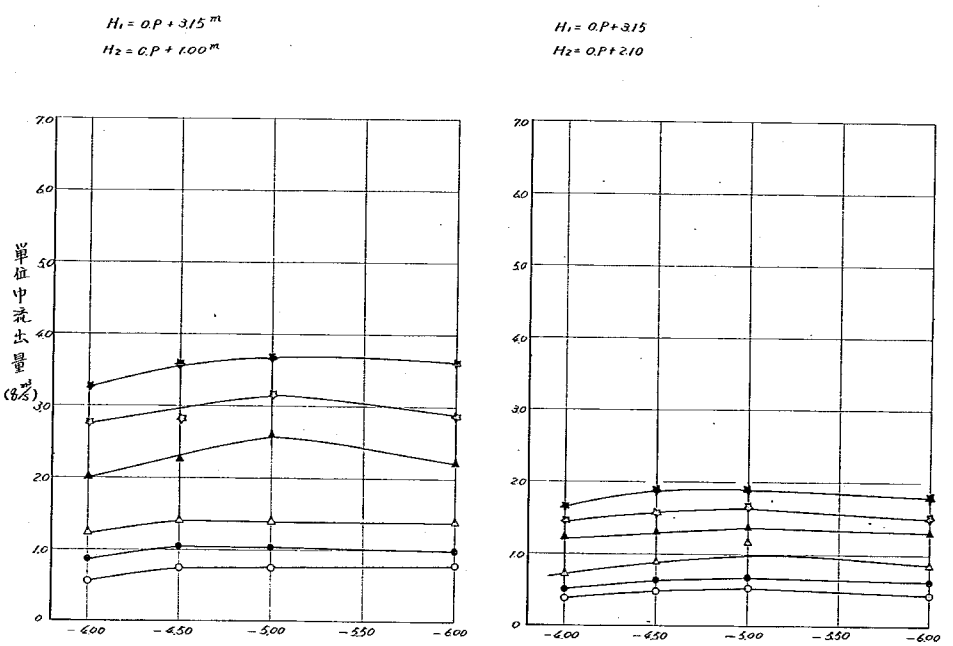
図－5－22－1　開度 a と単位巾流出量 q_s 関係



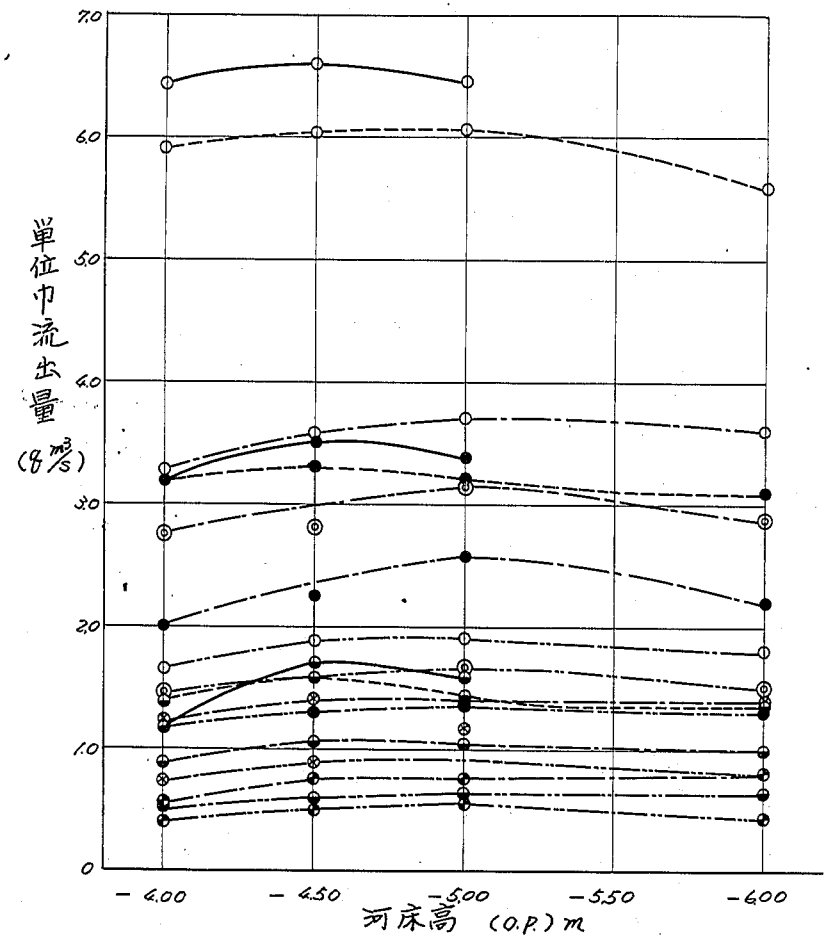
図－5－22－2　開度 a と単位巾流出量 q_s の関係



図— 5－23－1　河床高GHと単位巾流出量q_sの関係



図— 5－23－2　河床高GHと単位巾流出量q_sの関係



凡　例

粗度(m)	
○	1.000
◎	0.750
●	0.500
⊗	0.250
◒	0.150
◔	0.075

水　位

上流水位 O.P +3.80m 下流水位 O.P −0.30	———
上流水位 O.P +3.30 下流水位 O.P −0.30	– – – – –
上流水位 O.P +3.15 下流水位 O.P +1.00	—·—·—
上流水位 O.P +3.15 下流水位 O.P +2.10	—··—··—

図－5－23－3　河床高GHと単位巾流出量 q_s の関係

mでピーク流出量を示すが、開度が小さい場合はG·H=−4.50mよりも深くても流出量はほとんど変らない。この場合の流出量をH_2=−0.30mの場合と比較すれば、G·H=−4.00m、−4.50m、−5.00mでは開度がa=1.0mと大きくなるとH_2=+1.0mの方が約40～50%位少なくなり、G·H=−6.00mでは36%ぐらい減少する。

⑥ H_1=+3.15m、H_2=+2.10m とさらに下流水位が高い場合、G·H=−4.50～5.00mでピク流出量を示すが、最大値と最小値の差は10%以内である。また、H_2=−0.30mの場合と流出量を比較すれば、それぞれのせき下流の河床高の場合とも開度a=1.0mにおいてはH_2=+1.00mの場合の約1/2に減少する。

2) ゲート下流の河床掘削による減勢効果の検討、ゲートより下流4.5m、23.4m、42.3m、54.3m位置において、ゲート下流の河床条件の変化に対する流速分布の状態を調べた。結果は次の通りである。

この流速分布の中で、各々の河床条件の最大流速を示したものが図－5－24－1である。さらに各測点の鉛直流速分布を示したものが附表－5－1－1～5－1－15であり、これらを図示したものが附図－5－1－1～5－1－9である。

① H_1=+3.80m、H_2=−0.30mの水位条件においてゲート直下流4.50m地点では、開度がa=0.15mで小さい場合ではG·H=−4.50mで、開度がa=0.5m、1.0m と大きくなるとG·H=−4.00m（水平床）で、それぞれ最大流速を生ずる。

② ①の場合の減勢状態は、a=0.15mではいずれの河床条件でもゲート下流23.4m付近ではほとんど減勢され、a=0.5mでは23.4m地点で水深の1/2より上層は逆流となるが、42.3m付近ではほとんど正常な流れとなり、a=1.0mでも42.2m地点ではほとんど減勢されてしまう。

③ H_1=+3.30m、H_2=−0.30mと上流水位が低くなると、G·H=4.00mの場合でa=0.15mでは23.4m地点でほとんど減勢され、G·H=−4.50、−5.00、−6.00mと河床が深くなると河床付近で逆流を生じ、さらに下流42.3m付近ではほとんど正常な流れとなる。

④ ③の水位条件でa=0.5m、1.0mにおいて、G·H=−4.50m、−5.00m、−6.00mとなると23.4m地点で水深の1/2より上層で逆流を生じ、42.3m付近で影響がなくなる。

⑤ H_1=+3.15m、H_2=+1.00m と下流水位が高い場合はG·H=−5.00m、−6.00mのみ測定を行なった。

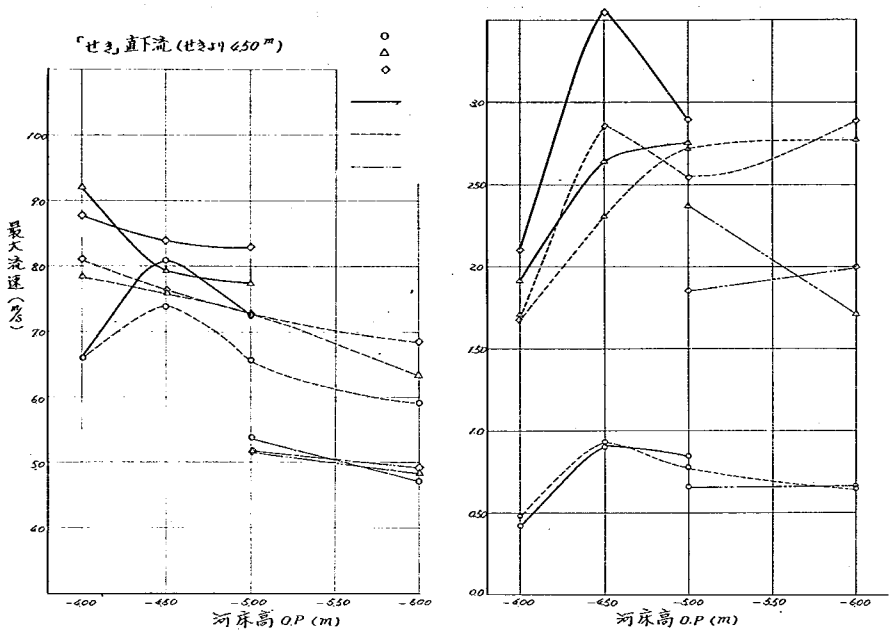
ゲート直下流4.5m地点での最大流速は5m/s前後である。さらに23.4m地点最大流速は4.5m 地点の約1/2ぐらいに減速され、42.3mより下流は23.4m地点の1/2ぐらいの流速となり、この附近はほとんど正常な流れとなる。

5－3－4 結　論

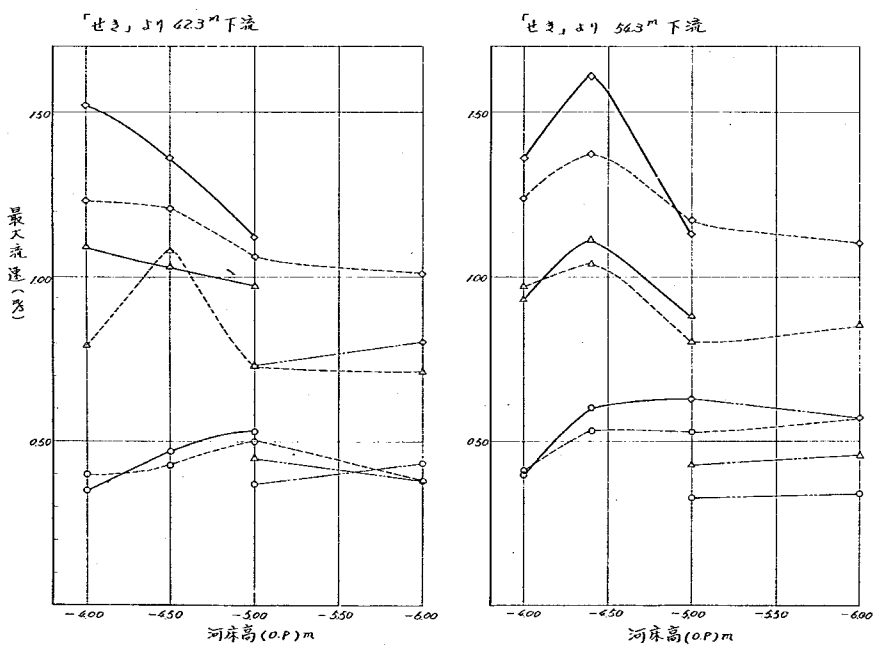
1) せき下流護床工の高さは、ゲートの開度及び上下流の水位条件が同一であっても流出量に影響を与える。

2) 流出量の最大は、護床工の高さがせき戸当り部敷高よりも0.5～1.0m低い場合に生じ、これ

333に続く



図－5－24－1　河床高GHと最大流速Vmaxの関係



図－5－24－2　河床高GHと最大流速Vmaxの関係

表－5－4－1　ゲート開度・水位・流出量一覧表 (1)

実験番号	資料番号	開度 m	上流水位 OP m	下流水位 せき直下流 OP m	下流水位 測点 1 OP m	下流水位 2(落) OP m	下流水位 3 OP m	下流水位 平均 OP m	河床高 OP m	流量 1m当り t/s	流量 1門当り t/s	流速測定	① 上流水深 h_0 m	② 下流水深 h'' m	③ $\sqrt{2gh_0}$	④ $aB\sqrt{2gh_0}$	⑤ c=q/④	⑥ h_0/a	⑦ h''/a
	1	0.075																	
	2	0.15	+3.80	-0.47	-0.28	-0.30	-0.30		-4.00	1.20	66.00	○	7.80	3.71	12.36	1.85	0.65	52.00	24.73
	3	0.25																	
	4	0.50	+3.80		+0.39	+0.70	+0.82		-4.00	3.20	176.00	○	7.80	4.70	12.36	6.18	0.52	15.60	9.40
1	5	0.75																	
	6	1.00	+3.80		+0.80	+1.34	+1.36		-4.00	6.43	353.65	○	7.80	5.34	12.36	12.36	0.52	7.80	5.34
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	
	1	0.075																	
	2	0.15	+3.80		-0.43	-0.30	-0.38		-4.50	1.74	95.70	○	7.80	4.20	12.36	1.85	0.94	52.00	28.00
	3	0.25																	
	4	0.50	+3.80		+0.37	+0.70	+0.71		-4.50	3.52	193.60	○	7.80	5.20	12.36	6.18	0.57	15.60	10.40
2	5	0.75																	
	6	1.00	+3.80		+0.95	+1.34	+1.33		-4.50	6.57	361.34	○	7.80	5.84	12.36	12.36	0.53	7.80	5.84
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	
	1	0.075																	
	2	0.15	+3.80		-0.43	-0.30	-0.38		-5.00	1.60	88.00	○	7.80	4.70	12.36	1.85	0.86	52.00	31.33
	3	0.25																	
	4	0.50	+3.80		+0.41	+0.70	+0.69		-5.00	3.38	185.90	○	7.80	5.70	12.36	6.18	0.55	15.60	11.40
3	5	0.75																	
	6	1.00	+3.80		+0.95	+1.34	+1.30		-5.00	6.46	355.30	○	7.80	6.34	12.36	12.36	0.52	7.80	6.34
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	

表－5－4－2　ゲート開度　水位・流出量一覧表 (2)

実験No	資料No	開度 m	上流水位 OP m	下流水位 せき直下流 OP m	下流水位 測点 1 OP m	下流水位 2(基) OP m	下流水位 3 OP m	下流水位 平均 OP m	河床高 OP m	1m当り t/s	1門当り t/s	流速測定	① 上流水深 h_0 m	② 下流水深 h' m	③ $\sqrt{2gh_0}$	④ $\alpha B\sqrt{2gh_0}$	⑤ $c=q/④$	⑥ h_0/a	⑦ b/a
	1	0.075																	
	2	0.15	+3.30	-0.56	-0.41	-0.30	-0.32	-0.35	-4.00	1.38	75.89	○	7.30	3.65	11.96	1.79	0.77	48.67	24.33
	3	0.25																	
	4	0.50	+3.30		+0.15	0.49	+0.56		-4.00	3.20	17.60	○	7.30	4.49	11.96	5.98	0.54	14.60	8.98
4	5	0.75																	
	6	1.00	+3.30		+0.69	1.22	+1.22		-4.00	5.88	323.40	○	7.30	5.22	11.96	11.96	0.49	7.30	5.22
	7	1.50	+3.15		1.31	1.63	1.46	1.47	-4.00	12.94	711.70		7.15	5.47	11.84	17.76	0.73	4.87	3.65
	8	2.00	+3.15		1.90	2.07	1.92	1.96	-4.00	16.23	892.44		7.15	5.96	11.84	23.68	0.69	3.65	2.98
	9	2.50	+3.15		2.26	2.37	2.24	2.29	-4.00	18.49	1016.71		7.15	6.29	11.84	29.60	0.62	2.92	2.52
	1	0.075																	
	2	0.15	+3.30		-0.44	-0.30	-0.36		-4.50	1.60	88.0	○	7.30	4.80	11.96	1.79	0.89	48.67	32.00
	3	0.25																	
	4	0.50	+3.30		+0.15	0.49	+0.47		-4.50	3.30	81.50	○	7.30	4.99	11.96	5.98	0.55	14.60	9.98
5	5	0.75																	
	6	1.00	+3.30		+0.85	1.22	+1.26		-4.50	6.03	331.65	○	7.30	5.72	11.96	11.96	0.50	7.30	5.72
	7	1.50	+3.15		1.42	1.68	1.53	1.54	-4.50	13.68	752.29		7.15	5.54	11.84	17.76	0.77	4.77	3.69
	8	2.00																	
	9	2.50																	
	1	0.075																	
	2	0.15	+3.30		-0.43	-0.30	-0.38		-5.00	1.45	79.75	○	7.30	4.70	11.96	1.79	0.81	48.67	31.33
	3	0.25																	
	4	0.50	+3.30		+0.19	0.49	+0.48		-5.00	3.20	176.00	○	7.30	5.49	11.96	5.98	0.54	14.60	11.88
6	5	0.75																	
	6	1.00	+3.30		+0.83	1.22	+1.17		-5.00	6.03	331.65	○	7.30	6.22	11.96	11.96	0.50	7.30	6.22
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	

表－5－4－3　ゲート開度・水位　流出量一覧表 (3)

実験No	資料No	開度 m	上流水位 OP m	下流水位 せき直下流 OP m	下流水位 測点1 OP m	下流水位 2(基) OP m	下流水位 3 OP m	下流水位 平均 OP m	河床高 OP m	流量 1m当り t/s	流量 1門当り t/s	流速測定	① 上流水深 h_0 m	② 下流水深 h' m	③ $\sqrt{2gh_0}$	④ $aB\sqrt{2gh_0}$	⑤ $c=q/④$	⑥ h_0/a	⑦ h'/a
7	1	0.075	+3.15		-0.32	-0.30	-0.34	-0.32	-6.00	0.80	55.92		7.15	5.68	11.84	0.83	0.96	102.14	75.73
	2	0.15	〃		-0.39	-0.30	-0.34			1.38	75.90	○	〃	5.70	〃	1.78	0.78	4 7.67	38.00
	3	0.25	〃		-0.10	+0.10	+0.04	+0.02	〃	1.89	103.84		〃	6.01	〃	2.97	0.64	28.60	24.04
	4	0.50	〃		+0.32	+0.49	+0.53			3.09	169.95	○	〃	6.49	〃	5.95	0.52	14.30	12.98
	5	0.75	〃		+0.70	+0.94	+0.91	+0.85	〃	3.99	219.67		〃	6.85	〃	8.92	0.45	9.53	9.13
	6	1.00	〃		+0.98	+1.22	+1.19		〃	5.59	307.45	○	〃	7.22	〃	11.90	0.47	7.15	7.22
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	
8	1	0.075	+3.15		+0.95	+1.00	+1.00	-0.03	-4.00	0.58	31.95		7.15	4.97	11.84	0.83	0.69	102.14	71.00
	2	0.15	〃		+1.10	+1.16	+1.13	+1.13	〃	0.87	47.93		〃	5.13	〃	1.78	0.49	47.67	34.20
	3	0.25	〃		+1.22	+1.36	+1.33	+1.30	〃	1.23	67.90		〃	5.30	〃	2.97	0.41	28.60	21.20
	4	0.50	〃		+1.60	+1.76	+1.72	+1.69	〃	2.03	111.83		〃	5.69	〃	5.95	0.35	14.30	11.38
	5	0.75	〃		+1.87	+2.06	+2.00	+1.97	〃	2.76	151.77		〃	5.97	〃	8.92	0.31	9.53	7.96
	6	1.00	〃		+2.12	+2.30	+2.24	+2.22	〃	3.27	179.73		〃	6.22	〃	11.90	0.27	7.15	6.22
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	
9	1	0.075	+3.15		+0.98	+1.00	+0.83	+0.97	-4.50	0.76	41.94		7.15	5.44	11.84	0.83	0.92	102.14	72.53
	2	0.15	〃		+1.07	+1.16	+1.12	+1.12	〃	1.09	59.91		〃	5.64	〃	1.78	0.61	47.67	37.60
	3	0.25	〃		+1.26	+1.36	+1.33	+1.32	〃	1.42	77.88		〃	5.83	〃	2.97	0.48	28.60	23.32
	4	0.50	〃		+1.59	+1.76	+1.71	+1.68	〃	2.29	125.81		〃	6.20	〃	5.95	0.38	14.30	12.40
	5	0.75	〃		+1.91	+2.06	+2.03	+2.00	〃	2.76	151.77		〃	6.47	〃	8.92	0.31	9.53	8.63
	6	1.00	〃		+2.13	+2.30	+2.28	+2.24	〃	3.49	191.71		〃	6.70	〃	11.90	0.29	7.15	6.70
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	

表－5－4－4　ゲート開度・水位・流出量一覧表 (4)

実験No	資料No	開度 m	上流水位 OP m	下流水位 せき直下流 OP m	下流水位 測点1 OP m	下流水位 2(基) OP m	下流水位 3 OP m	下流水位 平均 OP m	河床高 OP m	流量 1m当り t/s	流量 1門当り t/s	流速測定	① 上流水深 h_0 m	② 下流水深 h' m	③ $\sqrt{2gh_0}$	④ $aB\sqrt{2gh_0}$	⑤ $c=q/④$	⑥ h_0/a	⑦ h'/a
10	1	0.075	+3.15		+0.92	+1.00	+0.97	+0.96	-5.00	0.76	41.94		7.15	5.96	11.84	0.83	0.92	102.14	79.44
	2	0.15	〃		+1.16	+1.16	+1.10		〃	0.94	51.70		〃	6.16	〃	1.78	0.53	47.67	41.07
	3	0.25	〃		+1.09	+1.36	+1.13	+1.31	〃	1.38	75.89		〃	6.31	〃	2.96	0.47	28.60	25.24
	4	0.50	〃		+1.67	+1.76	+1.68		〃	2.18	119.90		〃	6.76	〃	5.92	0.37	14.30	13.52
	5	0.75	〃		+1.94	+2.06	+2.14	+1.94	〃	3.05	167.75		〃	6.94	〃	8.88	0.34	9.53	9.25
	6	1.00	〃		+2.21	+2.30	+2.23		〃	3.63	199.70		〃	7.30	〃	11.84	0.31	7.15	7.30
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	
11	1	0.075	+3.15		+1.01	+1.00	+0.97	+1.00	-6.00	0.80	43.93		7.15	7.00	12.36	0.84	0.96	102.14	93.33
	2	0.15	〃		+1.14	1.16	+1.08		〃	0.98	53.90	○	〃	7.16	〃	1.78	0.55	47.67	47.73
	3	0.25	〃		+1.33	+1.36	+1.33	+1.37	〃	1.42	77.88		〃	7.37	〃	2.97	0.48	28.67	29.48
	4	0.50	〃		+1.70	+1.76	+1.75		〃	2.21	121.55	○	〃	7.76	〃	5.95	0.37	14.30	15.52
	5	0.75	〃		+2.00	+2.06	+2.03	+1.99	〃	2.80	153.77		〃	7.99	〃	8.92	0.31	9.53	10.65
	6	1.00	〃		+2.23	+2.30	+2.23		〃	3.63	199.65	○	〃	8.30	〃	11.90	0.31	7.15	8.30
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	
12	1	0.075	+3.15		+2.09	+2.10	+2.05	+2.08	-4.00	0.41	22.77		7.15	6.08	11.84	0.83	0.49	102.14	86.86
	2	0.15	〃		+2.17	+2.20	+2.09	+2.15	〃	0.51	27.96		〃	6.15	〃	1.79	0.28	47.67	41.00
	3	0.25	〃		+2.33	+2.36	+2.29	+2.33	〃	0.73	39.94		〃	6.33	〃	2.98	0.24	28.60	25.32
	4	0.50	〃		+2.60	+2.63	+2.56	+2.60	〃	1.23	67.90		〃	6.60	〃	5.95	0.21	14.30	13.20
	5	0.75	〃		+2.74	+2.75	+2.69	+2.70	〃	1.45	79.88		〃	6.72	〃	8.92	0.16	9.53	8.96
	6	1.00	〃		+2.84	+2.89	+2.80	+2.84	〃	1.66	91.06		〃	6.84	〃	11.90	0.14	7.15	6.84
	7	1.50																	
	8	2.00																	
	9	2.50																	

表－5－4－5　ゲート開度・水位・流出量一覧表(5)

実験No	資料No	開度 m	上流水位 OP m	下流水位 せき直下流 OP m	下流水位 測点1 OP m	下流水位 2(基) OP m	下流水位 3 OP m	下流水位 平均 OP m	河床高 OP m	流量 1m当り t/s	流量 1門当り t/s	流速測定	① 上流水深 h_0 m	② 下流水深 h' m	③ $\sqrt{2gh_0}$	④ $aB\sqrt{2gh_0}$	⑤ C=q/④	⑥ h_0/a	⑦ h'/a
	1	0.075	+3.15		+2.08	+2.10	+2.08	+2.11	−4.50	0.51	28.05		7.15	6.61	11.84	0.83	0.61	102.14	88.13
	2	0.15	〃		+2.17	+2.20	+2.17	+2.18	〃	0.65	35.75		〃	6.68	〃	1.78	0.37	47.67	44.53
	3	0.25	〃		+2.32	+2.36	+2.29	+2.30	〃	0.87	47.85		〃	6.80	〃	2.97	0.29	28.60	27.20
	4	0.50	〃		+2.56	+2.63	+2.59	+2.57	〃	1.31	72.05		〃	7.07	〃	5.95	0.22	14.30	14.14
13	5	0.75	〃		+2.79	+2.75	+2.70	+2.74	〃	1.58	87.07		〃	7.24	〃	8.92	0.18	9.53	9.65
	6	1.00	〃		+2.86	+2.89	+2.84	+2.83	〃	1.85	101.85		〃	7.33	〃	11.90	0.16	7.15	7.33
	7	1.50	〃																
	8	2.00	〃																
	9	2.50	〃																
	1	0.075	+3.15		+2.08	+2.10	+2.06	+2.08	−5.00	0.54	30.00		7.15	6.58	11.84	0.83	0.92	102.14	87.73
	2	0.15	〃		+2.19	+2.20	+2.17	+2.18	〃	0.69	37.94		〃	6.68	〃	1.78	0.57	47.67	44.53
	3	0.25	〃		+2.35	+2.36	+2.33	+2.35	〃	1.16	63.90		〃	6.85	〃	2.97	0.39	28.60	27.40
	4	0.50	〃		+2.60	+2.63	+2.56	+2.60	〃	1.38	75.89		〃	7.10	〃	5.95	0.23	14.30	14.20
14	5	0.75	〃		+2.73	+2.75	+2.72	+2.75	〃	1.67	91.86		〃	7.25	〃	8.92	0.19	9.53	9.67
	6	1.00	〃		+2.80	+2.89	+2.87	+2.87	〃	1.89	103.84		〃	7.37	〃	11.90	0.16	7.15	7.37
	7	1.50	〃																
	8	2.00	〃																
	9	2.50	〃																
	1	0.075	+3.15		+2.09	+2.10	+2.05	+2.08	−6.00	0.44	23.96		7.15	6.58	11.84	0.83	0.53	102.14	87.73
	2	0.15	〃		+2.20	+2.20	+2.14	+2.23	〃	0.64	35.15		〃	6.73	〃	1.78	0.36	47.67	44.87
	3	0.25	〃		+2.33	+2.36	+2.28	+2.37	〃	0.87	47.93		〃	6.87	〃	2.97	0.29	28.60	27.48
	4	0.50	〃		+2.63	+2.63	+2.60	+2.65	〃	1.34	73.89		〃	7.15	〃	5.95	0.23	14.30	14.30
15	5	0.75	〃		+2.74	+2.75	+2.72	+2.77	〃	1.51	83.08		〃	7.27	〃	8.92	0.17	9.53	9.69
	6	1.00	〃		+2.89	+2.89	+2.86	+2.87	〃	1.78	97.85		〃	7.37	〃	11.90	0.15	7.15	7.37
	7	1.50	〃																
	8	2.00	〃																
	9	2.50	〃																

よりもさらに掘り下げた場合や水平床の場合は流量が減少する。水平床の場合に比較し、この流量の増加は実験範囲内において最大28.5％である。

3) 減勢状態は開度が0.15mではゲート下流23.4mでほとんど減勢されるが、開度が0.5m、1.00mになると水面近くで遅い流れが逆流を生じ河床付近でやや速い流れを生じる。

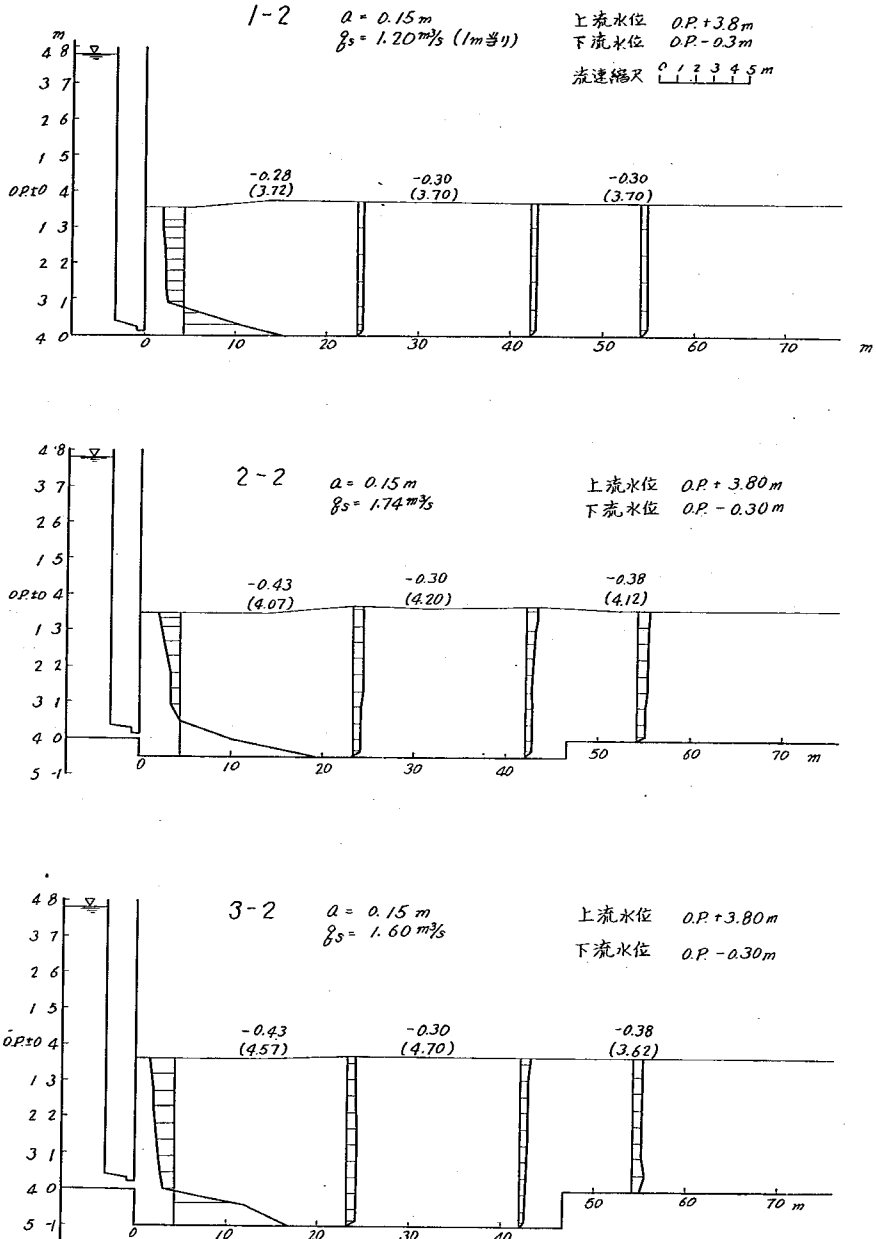
4) ゲート下流42.3m付近で流速分布はほとんど一様となり護床工の長さは約40mでよいと判断される。

あ と が き

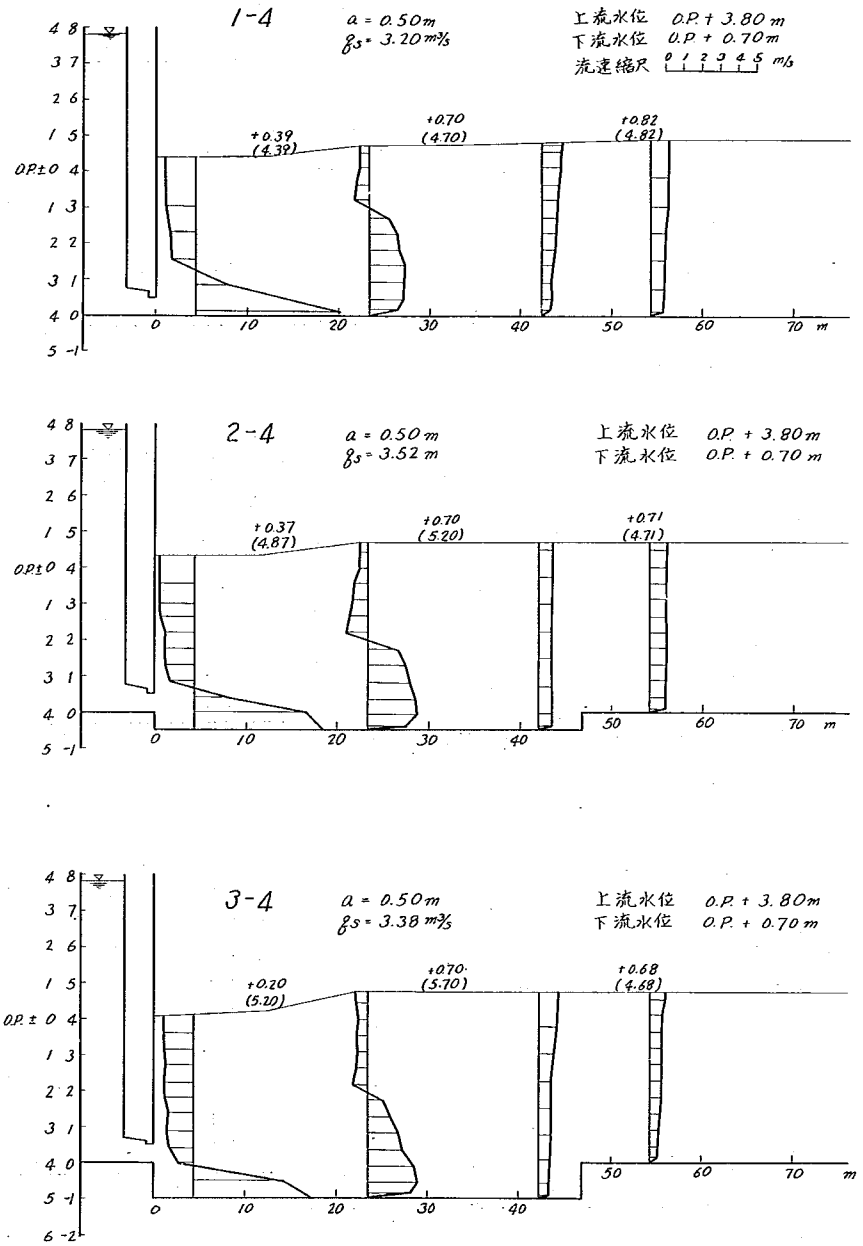
淀川河道計画模型実験は、淀川工事事務所における現地調査・検討とともに昭和43年度から実施して、13.0Kmから31.0Kmまでの中流部の計画河道については「淀川河道計画模型実験報告書その1（土木研究所資料第647号、S46.3）で報告し、昭和45年度以降の実験・検討結果についてここにとりまとめ報告した。

遅々として進まなかった実験にたいして資料の蒐集、その提供に労を惜しまず御協力下された淀川工事事務所の皆様、実験・検討に関して細かく御指導いただいた土屋河川部長に感謝する。また、実験・その資料整理に常に御協力いただいた鹿島試験所職員の皆様ならびに非常勤職員の方々と、数多くの困難な問題を解決しながら実験を完遂された建設技術研究所職員の皆様に感謝の意を呈する。

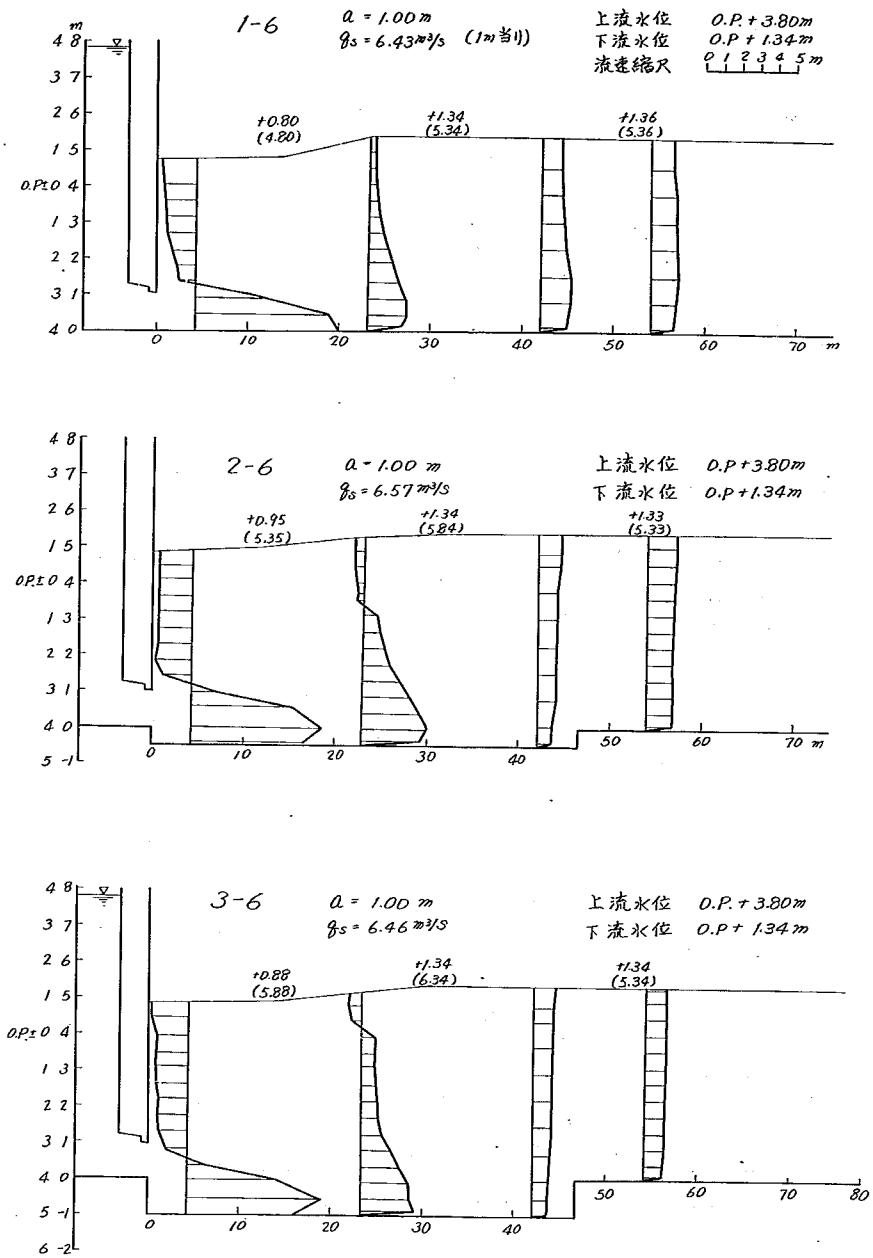
河川研究室長　須賀堯三
鹿島試験所長　泉岩男
鹿島試験所　高橋隆
河川研究室　池辺豪


1-2
a = 0.15 m
qs = 1.20 m³/s (1m当り)
上流水位 O.P.+3.8m
下流水位 O.P.-0.3m
流速縮尺 0 1 2 3 4 5 m
m
4 8
3 7
2 6
1 5
O.P.±0 4
1 3
2 2
3 1
4 0
-0.28
(3.72)
-0.30
(3.70)
-0.30
(3.70)
0 10 20 30 40 50 60 70 m
2-2
a = 0.15 m
qs = 1.74 m³/s
上流水位 O.P.+3.80m
下流水位 O.P.-0.30m
4 8
3 7
2 6
1 5
O.P.±0 4
1 3
2 2
3 1
4 0
5 -1
-0.43
(4.07)
-0.30
(4.20)
-0.38
(4.12)
0 10 20 30 40 50 60 70 m
3-2
a = 0.15 m
qs = 1.60 m³/s
上流水位 O.P.+3.80m
下流水位 O.P.-0.30m
4 8
3 7
2 6
1 5
O.P.±0 4
1 3
2 2
3 1
4 0
5 -1
6 -2
-0.43
(4.57)
-0.30
(4.70)
-0.38
(3.62)
0 10 20 30 40 50 60 70 m

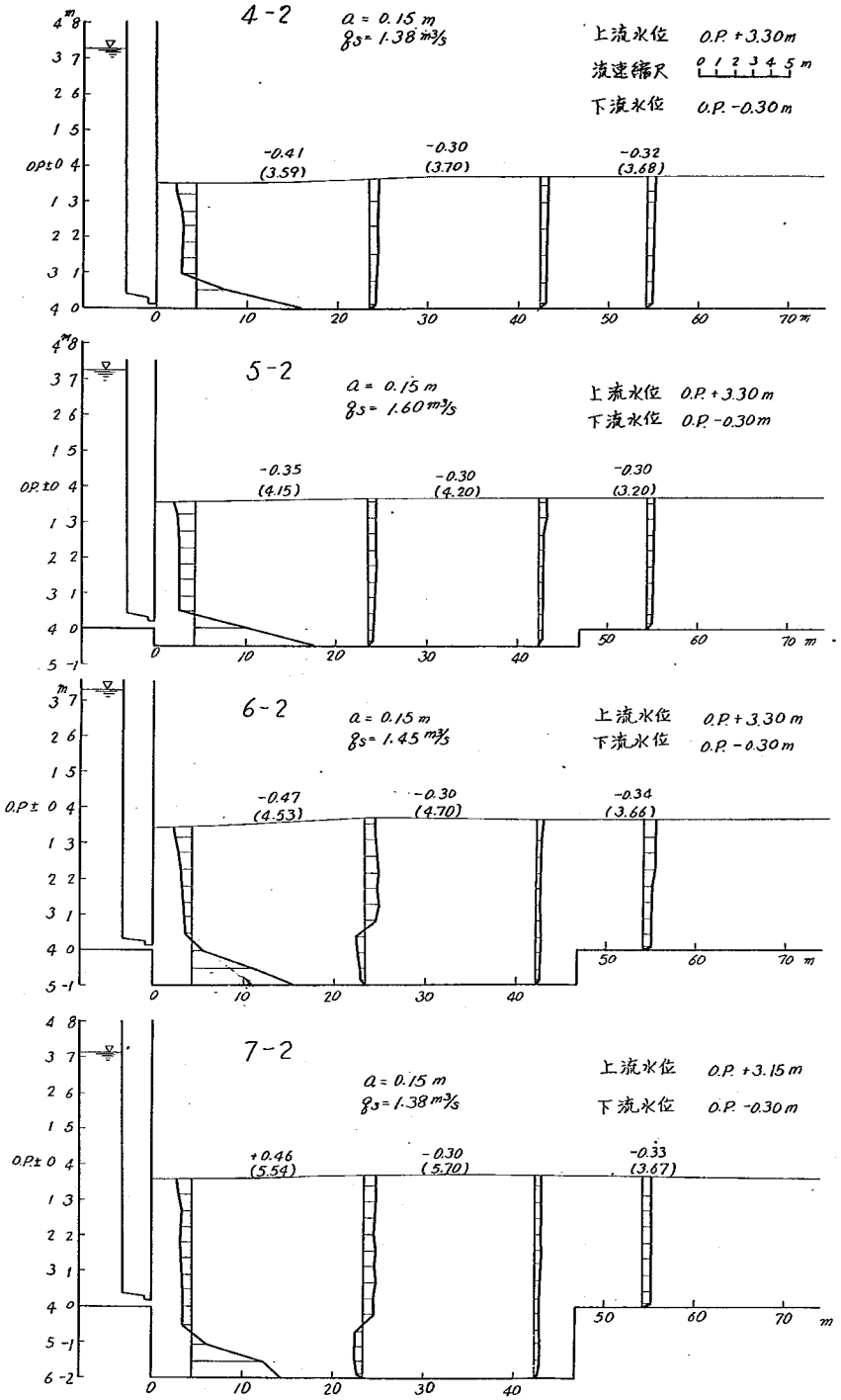
附図－5－1－1　流速分布図


1-4
a = 0.50m
βs = 3.20 m³/s
上流水位 O.P. + 3.80 m
下流水位 O.P. + 0.70 m
流速縮尺 0 1 2 3 4 5 m/s
+0.39 (4.39)
+0.70 (4.70)
+0.82 (4.82)
O.P.±0
2-4
a = 0.50m
βs = 3.52 m
上流水位 O.P. + 3.80 m
下流水位 O.P. + 0.70 m
+0.37 (4.87)
+0.70 (5.20)
+0.71 (4.71)
O.P.±0
3-4
a = 0.50m
βs = 3.38 m³/s
上流水位 O.P. + 3.80m
下流水位 O.P. + 0.70 m
+0.20 (5.20)
+0.70 (5.70)
+0.68 (4.68)
O.P. ± 0
m

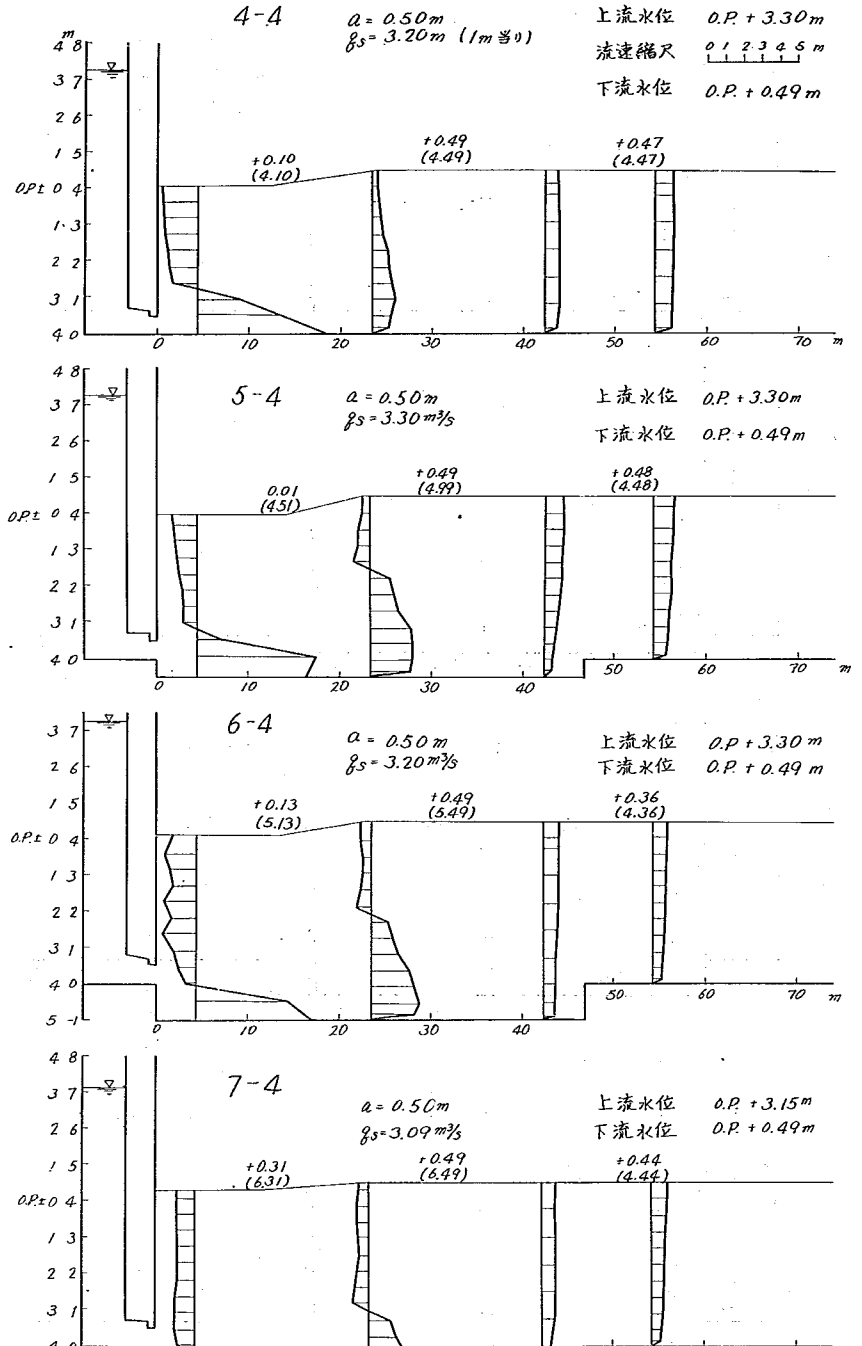
附図－5－1－2　流速分布図


1-6
a = 1.00 m
qs = 6.43 m³/s (1m当り)
上流水位 O.P.+3.80m
下流水位 O.P.+1.34m
流速縮尺 0 1 2 3 4 5 m
+0.80 (4.80)
+1.34 (5.34)
+1.36 (5.36)
2-6
a = 1.00 m
qs = 6.57 m³/s
上流水位 O.P.+3.80m
下流水位 O.P.+1.34m
+0.95 (5.35)
+1.34 (5.84)
+1.33 (5.33)
3-6
a = 1.00 m
qs = 6.46 m³/s
上流水位 O.P.+3.80m
下流水位 O.P.+1.34m
+0.88 (5.88)
+1.34 (6.34)
+1.34 (5.34)

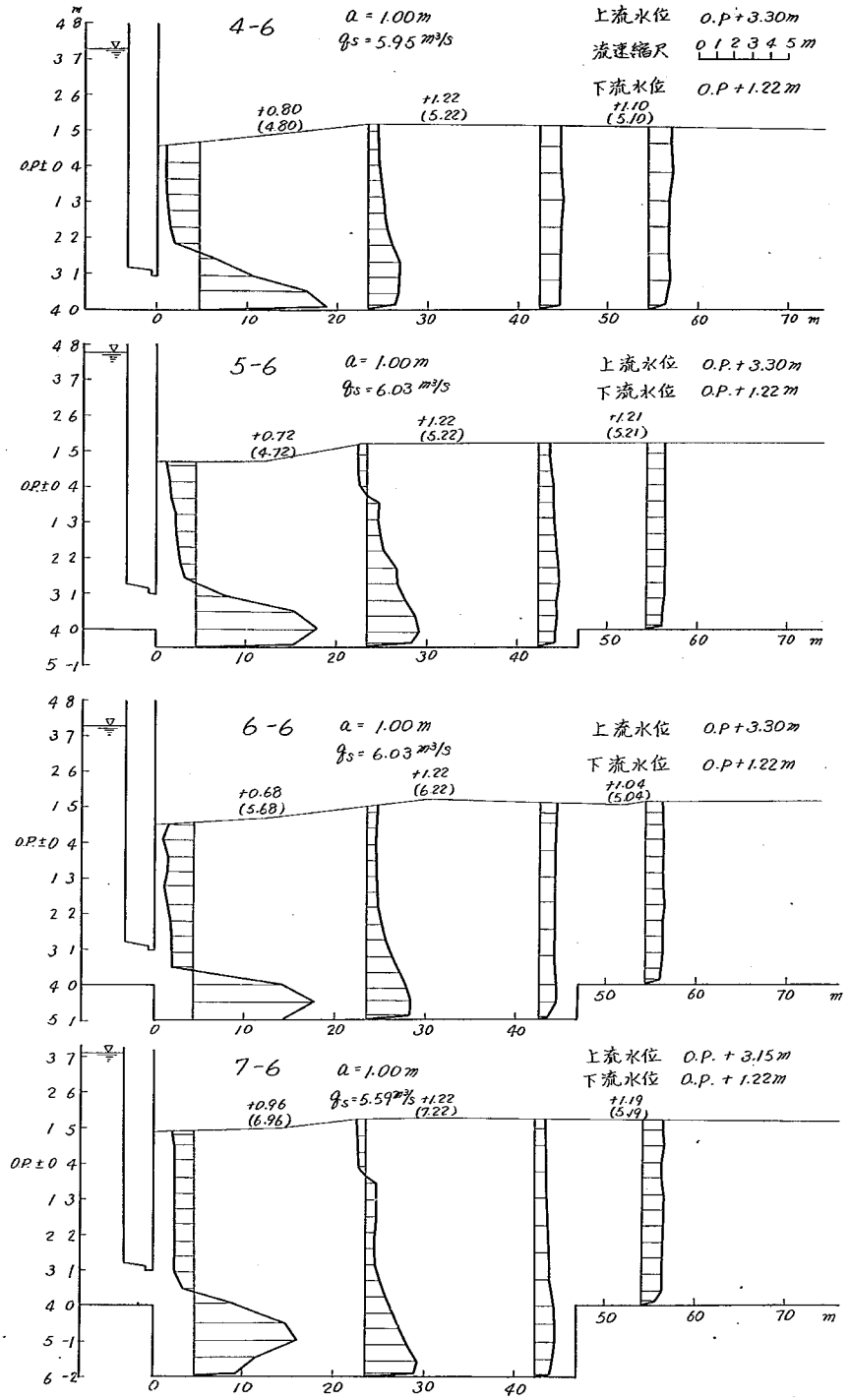
附図－5－1－3　流速分布図


4-2
a = 0.15 m
qs = 1.38 m³/s
上流水位 O.P. +3.30m
流速縮尺 0 1 2 3 4 5 m
下流水位 O.P. -0.30m
-0.41 (3.59)
-0.30 (3.70)
-0.32 (3.68)
5-2
a = 0.15 m
qs = 1.60 m³/s
上流水位 O.P. +3.30 m
下流水位 O.P. -0.30m
-0.35 (4.15)
-0.30 (4.20)
-0.30 (3.20)
6-2
a = 0.15 m
qs = 1.45 m³/s
上流水位 O.P. +3.30 m
下流水位 O.P. -0.30 m
-0.47 (4.53)
-0.30 (4.70)
-0.34 (3.66)
7-2
a = 0.15 m
qs = 1.38 m³/s
上流水位 O.P. +3.15 m
下流水位 O.P. -0.30 m
+0.46 (5.54)
-0.30 (5.70)
-0.33 (3.67)

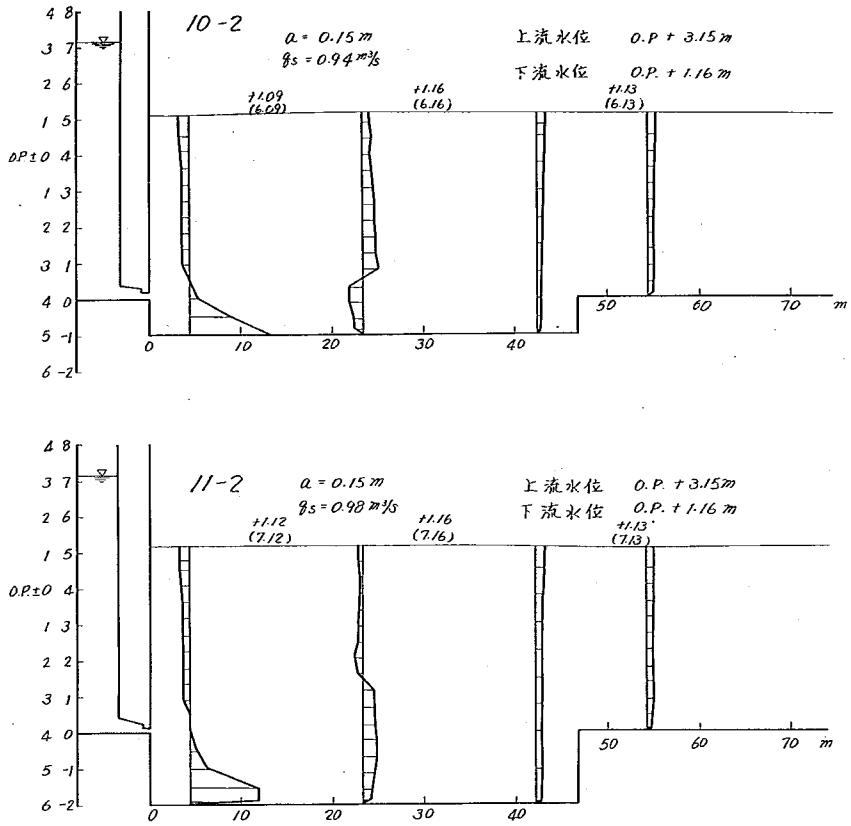
附図－5－1－4　流速分布図


4-4
a = 0.50m
qs = 3.20m (1m当り)
上流水位 O.P. + 3.30m
流速縮尺 0 1 2 3 4 5 m
下流水位 O.P. + 0.49m
+0.10 (4.10)
+0.49 (4.49)
+0.47 (4.47)
5-4
a = 0.50m
qs = 3.30m³/s
上流水位 O.P. + 3.30m
下流水位 O.P. + 0.49m
0.01 (4.51)
+0.49 (4.99)
+0.48 (4.48)
6-4
a = 0.50m
qs = 3.20m³/s
上流水位 O.P. + 3.30m
下流水位 O.P. + 0.49m
+0.13 (5.13)
+0.49 (5.49)
+0.36 (4.36)
7-4
a = 0.50m
qs = 3.09m³/s
上流水位 O.P. + 3.15m
下流水位 O.P. + 0.49m
+0.31 (6.31)
+0.49 (6.49)
+0.44 (4.44)

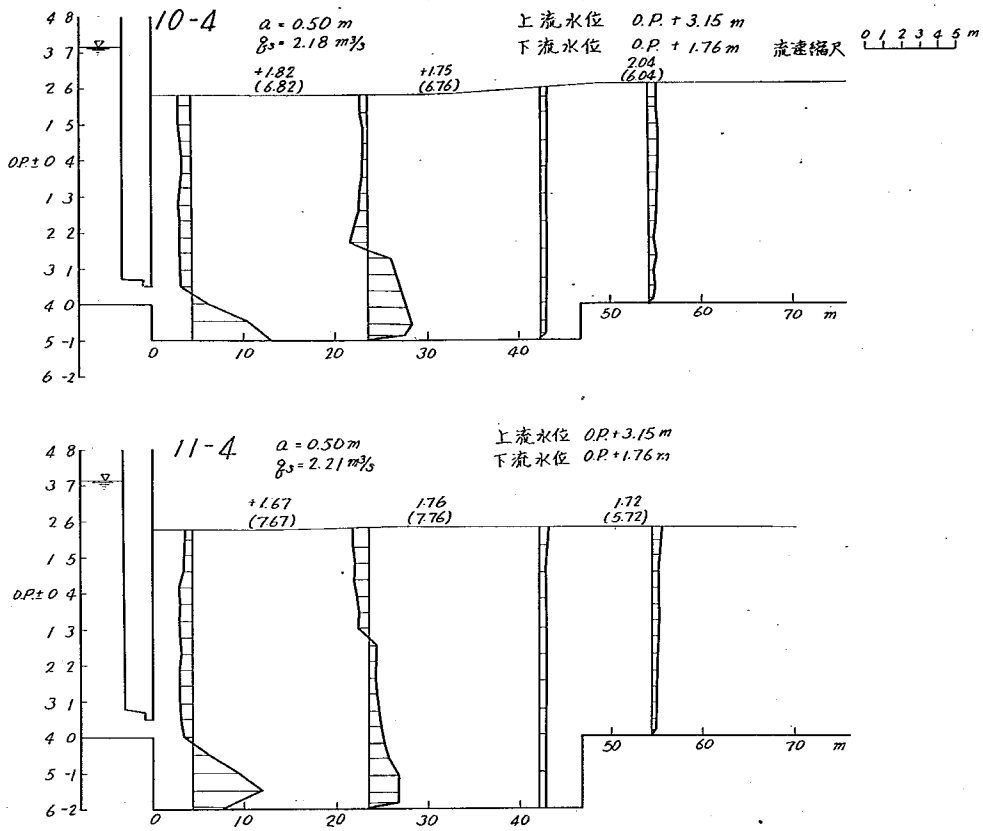
附図－5－1－5　流速分布図


4-6
a = 1.00m
qs = 5.95 m³/s
上流水位 O.P+3.30m
流速縮尺 0 1 2 3 4 5 m
下流水位 O.P+1.22m
+0.80 (4.80)
+1.22 (5.22)
+1.10 (5.10)
5-6
a = 1.00m
qs = 6.03 m³/s
上流水位 O.P.+3.30m
下流水位 O.P.+1.22m
+0.72 (4.72)
+1.22 (5.22)
+1.21 (5.21)
6-6
a = 1.00m
qs = 6.03 m³/s
上流水位 O.P+3.30m
下流水位 O.P+1.22m
+0.68 (5.68)
+1.22 (6.22)
+1.04 (5.04)
7-6
a = 1.00m
qs = 5.59 m³/s
上流水位 O.P. + 3.15m
下流水位 O.P. + 1.22m
+0.96 (6.96)
+1.22 (7.22)
+1.19 (5.19)
O.P.±0
m

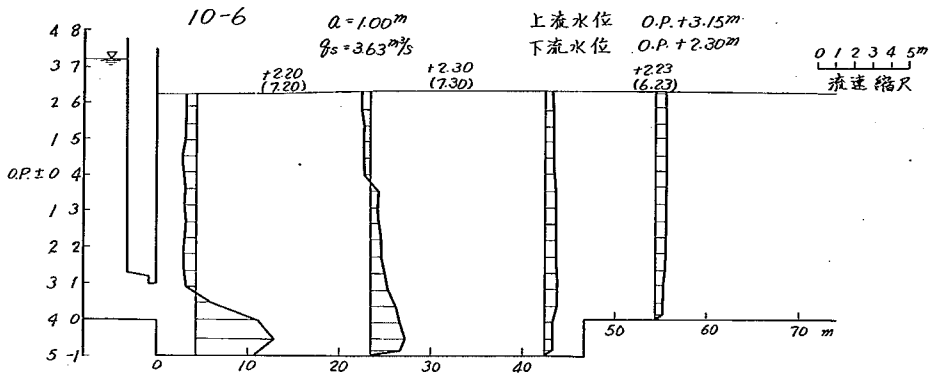
附図－5－1－6　流速分布図

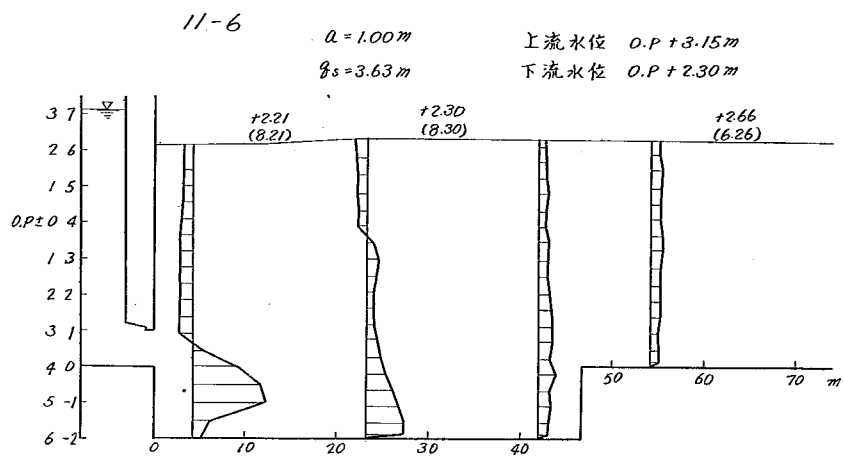

10-2
a = 0.15 m
gs = 0.94 m³/s
上流水位 O.P + 3.15 m
下流水位 O.P. + 1.16 m
+1.09 (6.09)
+1.16 (6.16)
+1.13 (6.13)
O.P±0
0
10
20
30
40
50
60
70
m
11-2
a = 0.15 m
gs = 0.98 m³/s
上流水位 O.P. + 3.15m
下流水位 O.P. + 1.16 m
+1.12 (7.12)
+1.16 (7.16)
+1.13 (7.13)

附図－５－１－７　流速分布図


10-4
a = 0.50 m
qs = 2.18 m³/s
上流水位 O.P. + 3.15 m
下流水位 O.P. + 1.76 m
流速縮尺
0 1 2 3 4 5 m
+1.82
(6.82)
+1.75
(6.76)
2.04
(6.04)
O.P.±0
0 10 20 30 40 50 60 70 m
11-4
a = 0.50 m
qs = 2.21 m³/s
上流水位 O.P. + 3.15 m
下流水位 O.P. + 1.76 m
+1.67
(7.67)
1.76
(7.76)
1.72
(5.72)
O.P.±0
0 10 20 30 40 50 60 70 m

附図－5－1－8　流速分布図


10-6
q = 1.00m
qs = 3.63m²/s
上流水位 O.P.+3.15m
下流水位 O.P.+2.30m
+2.20 (7.20)
+2.30 (7.30)
+2.23 (6.23)
0 1 2 3 4 5m
流速縮尺
O.P.±0
0 10 20 30 40 50 60 70 m


11-6
q = 1.00m
qs = 3.63m
上流水位 O.P+3.15m
下流水位 O.P+2.30m
+2.21 (8.21)
+2.30 (8.30)
+2.66 (6.26)
O.P±0
0 10 20 30 40 50 60 70 m

附図－５－１－９　流速分布図

附表-5-1-1 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値								備考
						1 V		2 V		3 V		4 V		
						水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	
1-2	+3.80	-0.30	0.15	1.20	-4.00	-4.00		-4.00		-4.00		-4.00		
						-3.85	5.62	-3.85	0.26	-3.85	0.24	-3.85	0.30	
						-3.70	3.10							
						-3.40	0.94							
						-3.10	-0.95	-3.25	0.25	-3.25	0.28	-3.25	0.36	
						-2.80	-1.08							
						-2.50	-0.96	-2.50	0.33	-2.50	0.29	-2.50	0.40	
						-2.20	-0.95							
						-1.90	-1.03	-1.75	0.35	-1.75	0.27	-1.75	0.40	
						-1.60	-1.04							
						-1.30	-1.11							
						-1.00	-1.13	-1.00	0.42	-1.00	0.35	-1.00	0.38	
1-4	+3.80	+0.70	0.50	3.20	-4.00	-3.85	+8.17	-3.85	1.57	-3.85	0.48	-3.85	0.67	
								-3.55	1.96	-3.55	0.54			
						-3.25	+1.77	-3.10	1.91	-3.10	0.60	-3.25	0.78	
						-2.50	-1.36	-2.65	1.91	-2.65	0.65	-2.50	0.85	
								-2.20	1.67	-2.20	0.71			
						-1.75	-1.42	-1.75	1.49	-1.75	0.80	-1.75	0.88	
								-1.30	1.26	-1.30	0.85			
						-1.00	-1.71	-0.85	-0.87	-0.85	0.88	-1.00	0.93	
								-0.40	-0.76	-0.40	0.89			
								+0.05	-0.54	+0.05	1.09	-0.25	0.89	
								+0.50	-0.59	+0.50	1.07			

附表-5-1-2 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値								備考
						1 V		2 V		3 V		4 V		
						水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	
1-6	+3.80	1.34	+1.00	6.43	-4.00	-3.85	7.76	-3.85	1.90	-3.85	1.28	-3.85	1.05	
						-3.55	7.28	-3.55	2.10					
						-3.10	3.68	-3.10	2.03	-3.25	1.51	-3.25	1.25	
						-2.65	-0.99	-2.65	1.59	-2.50	1.52	-2.50	1.36	
						-2.20	-1.09	-2.20	1.33					
						-1.75	-1.46	-1.75	1.12	-1.75	1.41	-1.75	1.35	
						-1.30	-1.54	-1.30	0.89					
						-0.85	-1.73	-0.85	0.61	-1.00	1.33	-1.00	1.27	
						-0.40	-1.70	-0.40	0.56	-0.25	1.14	-0.25	1.28	
						+0.05	-1.91	+0.05	0.47					
								+0.50	0.45	+0.50	1.09	+0.50	1.19	
								+0.95	0.40					
2-2	+3.80	-0.30	0.15	1.74	-4.50	-4.35	7.09	-4.35	0.53	-4.35	0.22			
						-4.00	2.59	-4.05	0.57	-4.05	0.24	-3.85	0.40	
						-3.55	0.00	-3.60	0.77	-3.60	0.30	-3.55	0.44	
						-3.10	-0.47	-3.15	0.64	-3.15	0.28	-3.10	0.48	
						-2.65	-0.38	-2.70	0.84	-2.70	0.26	-2.65	0.55	
						-2.20	-0.47	-2.25	0.90	-2.25	0.27	-2.20	0.50	
						-1.75	-0.61	-1.80	0.86	-1.80	0.32	-1.75	0.60	
						-1.30	-0.81	-1.35	0.86	-1.35	0.39	-1.30	0.60	
						-0.85	-1.05	-0.90	0.85	-0.90	0.42	-0.85	0.60	
						-0.74	-1.09	-0.45	0.81	-0.45	0.47			

附表-5-1-3 流速分布表

実験No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
2-4	+3.80	+0.70	0.50	3.52	-4.50	-4.50		-4.50		-4.50		-4.00		
						-4.35	6.94	-4.35	2.30	-4.35	0.59	-3.85	0.80	
						-4.00	6.38	-4.05	2.64	-4.00	0.63			
						-3.55	1.09	-3.60	2.60			-3.55	0.90	
						-3.10	-1.43	-3.15	2.24	-3.25	0.69	-3.10	0.88	
						-2.65	-1.54	-2.70	2.12	-2.50	0.69	-2.65	0.92	
						-2.20	-1.72	-2.25	1.63			-2.20	0.97	
						-1.75	-1.63	-1.80	-1.16	-1.75	0.83	-1.75	1.00	
						-1.30	-1.88	-1.35	-0.95			-1.30	0.97	
						-0.95	-1.96	-0.90	-0.84	-1.00	0.93	-0.85	0.87	
						-0.40	-1.92	-0.45	-0.74			-0.40	1.07	
								0.00	-0.45	-0.25	1.03	+0.05	1.11	
								+0.45	-0.45					
2-6	+3.80	+1.34	1.00	6.57	-4.50	-4.50		-4.50		-4.50		-4.00		
						-4.35	6.02	-4.35	3.21	-4.35	0.82			
						-4.00	7.37	-4.05	3.54	-4.00	0.89	-3.85	1.21	
						-3.55	5.62	-3.60	3.12	-3.25	1.04	-3.55	1.28	
						-3.10	1.15	-3.15	2.57			-3.10	1.31	
						-2.65	-1.53	-2.70	2.01	-2.50	1.06	-2.65	1.37	
						-2.20	-2.13	-2.25	1.45			-2.20	1.37	
						-1.75	-1.80	-1.80	1.20	-1.75	1.09	-1.75	1.37	
						-1.30	-1.88	-1.35	0.90	-1.00	1.17	-1.30	1.44	
						-0.85	-1.84	-0.90	0.71			-0.85	1.46	
						-0.40	-1.88	-0.45	-0.66	-0.25	1.18	-0.40	1.55	
						+0.05	-1.88	0.00	-0.61			+0.05	1.61	
						+0.50	-1.92	+0.45	-0.65	+0.50	1.29	+0.50	1.54	
								+0.90	-0.74	+0.80	1.36			

附表-5-1-4 流速分布表

実験ケース	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
3-2	+3.80	-0.30	0.15	1.60	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00		-4.00		
						-4.85	6.24	-4.85	0.43	-4.85	0.18			
						-4.50	3.87	-4.55	0.61	-4.55	0.22			
						-4.00	-0.54	-4.10	0.61	-4.10	0.21	-3.85	0.36	
						-3.55	-0.77	-3.65	0.72	-3.65	0.23	-3.55	0.63	
						-3.10	-0.77	-3.20	0.73	-3.20	0.21	-3.10	0.45	
						-2.65	-0.74	-2.75	0.69	-2.75	0.27	-2.65	0.45	
						-2.20	-1.01	-2.30	0.79	-2.30	0.25	-2.20	0.46	
						-1.75	-1.01	-1.85	0.79	-1.85	0.26	-1.75	0.49	
						-1.30	-1.08	-1.40	0.76	-1.40	0.34	-1.30	0.51	
						-0.85	-1.27	-0.95	0.84	-0.95	0.38	-0.85	0.58	
								-0.50	0.61	-0.50	0.53			
3-4	+3.80	+0.70	0.50	3.38	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00		-4.00		
						-4.85	6.73	-4.85	2.49	-4.85	0.42	-3.85	0.45	
						-4.50	5.27	-4.55	2.75	-4.50	0.54	-3.55	0.51	
						-4.00	-0.77	-4.10	2.64	-4.00	0.57	-3.10	0.54	
						-3.55	-1.27	-3.65	1.86			-2.65	0.61	
						-3.10	-0.77	-3.20	1.75	-3.25	0.63	-2.20	0.61	
						-2.65	-1.38	-2.75	1.29	-2.50	0.62	-1.75	0.63	
						-2.20	-1.63	-2.30	0.94			-1.30	0.64	
						-1.75	-1.63	-1.85	-0.82	-1.75	0.69	-0.85	0.69	
						-1.30	-1.48	-1.40	-0.62			-0.40	0.71	
						-0.85	-1.67	-0.95	-0.53	-1.00	0.79	+0.05	0.76	
						-0.40	-1.67	-0.50	-0.65	-0.25	0.97	+0.50	0.88	
						-0.17	-1.67	-0.05	-0.64					
								+0.40	-0.66					

附表-5-1-5 流速分布表

実験	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
3-6	+3.80	+1.34	1.00	6.46	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00				
						-4.85	5.60	-4.85	2.89	-4.85	0.74			
						-4.50	7.27	-4.55	2.67	-4.50	0.84	-4.00		
						-4.00	4.91	-4.10	2.60	-4.00	0.82	-3.85	0.91	
						-3.55	0.86	-3.65	2.02	-3.25	0.88	-3.55	0.97	
						-3.10	-1.33	-3.20	1.64	-2.50	0.94	-3.10	1.03	
						-2.65	-1.53	-2.75	1.12	-1.75	0.93	-2.65	1.12	
						-2.20	-1.63	-2.30	0.94	-1.00	1.00	-2.20	1.06	
						-1.75	-1.58	-1.85	0.79	-0.25	1.05	-1.75	1.05	
						-1.30	-1.67	-1.40	0.70	+0.50	1.03	-1.30	1.12	
						-0.85	-1.71	-0.95	0.62	+0.80	1.12	-0.85	1.06	
						-0.40	-1.76	-0.50	0.67			-0.40	1.07	
						+0.05	-1.71	-0.05	0.68			+0.05	1.10	
						+0.50	-1.99	+0.40	-0.64			+0.50	1.13	
								+0.85	-0.68			+0.95	1.12	
								+1.30	-0.68					
4-2	+3.30	-0.30	0.15	1.38	-4.00	-4.00		-4.00		-4.00		-4.00		
						-3.85	5.62	-3.85	0.32	-3.85	0.26	-3.85	0.28	
						-3.55	1.66							
						-3.10	-0.84	-3.25	0.38	-3.25	0.33	-3.25	0.33	
						-2.65	-0.74	-2.50	0.41	-2.50	0.29	-2.50	0.35	
						-2.20	-0.70							
						-1.75	-0.72	-1.75	0.36	-1.75	0.34	-1.75	0.35	
						-1.30	-0.87	-1.00	0.42	-1.00	0.38	-1.00	0.35	
						-0.85	-1.07	-0.40	0.48	-0.55	0.40	-0.70	0.41	

附表-5-1-6 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m^3/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値								備考
						1 V		2 V		3 V		4 V		
						水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	
4-4	+3.30	+0.49	0.50	3.20	-4.00	-4.00		-4.00		-4.00		-4.00		
						-3.85	6.85	-3.85	1.31	-3.85	0.54	-3.85	0.71	
						-3.55	4.58	-3.55	1.39					
						-3.10	2.39	-3.10	1.70	-3.25	0.71	-3.25	0.74	
						-2.65	-1.41	-2.65	1.54	-2.50	0.69	-2.50	0.78	
						-2.20	-1.58	-2.20	1.33					
						-1.75	-1.65	-1.75	1.26	-1.75	0.78	-1.75	0.83	
						-1.30	-1.80	-1.30	0.87	-1.00	0.79	-1.00	0.84	
						-0.85	-1.82	-0.85	0.66					
						-0.40	-1.82	-0.40	0.70	-0.25	0.79	-0.25	0.96	
								+0.05	0.53	+0.05	0.79	+0.05	0.97	
4-6	+3.30	+1.22	1.00	5.88	-4.00	-4.00		-4.00		-4.00		-4.00		
						-3.85	7.10	-3.85	1.54	-3.85	1.00	-3.85	0.91	
						-3.55	6.28	-3.55	1.61					
						-3.10	3.02	-3.10	1.60	-3.25	1.11	-3.25	1.14	
						-2.65	1.03	-2.65	1.67	-2.50	1.15	-2.50	1.18	
						-2.20	-1.28	-2.20	1.27					
						-1.75	-1.48	-1.75	1.01	-1.75	1.16	-1.75	1.17	
						-1.30	-1.67	-1.30	0.82					
						-0.85	-1.73	-0.85	0.68	-1.00	1.23	-1.00	1.19	
						-0.40	-1.78	-0.40	0.61	-0.25	1.15	-0.25	1.24	
						+0.05	-1.78	+0.05	0.48					
								+0.50	0.43	+0.50	1.16	+0.50	1.21	
								+0.95	0.42					

附表-5-1-7 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m²/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
5-2	+3.30	-0.30	0.15	1.60	-4.50	-4.50		-4.50		-4.50				
						-4.35	6.40	-4.35	0.43	-4.35	0.25	-4.00		
						-4.00	3.12	-4.05	0.53	-4.05	0.25	-3.85	0.29	
						-3.55	-0.77	-3.60	0.52	-3.60	0.24	-3.55	0.36	
						-3.10	-0.77	-3.15	0.64	-3.15	0.26	-3.10	0.36	
						-2.65	-0.77	-2.70	0.65	-2.70	0.24	-2.65	0.37	
						-2.20	-0.77	-2.25	0.78	-2.25	0.27	-2.20	0.38	
						-1.75	-0.77	-1.80	0.92	-1.80	0.31	-1.75	0.42	
						-1.30	-0.77	-1.35	0.87	-1.35	0.31	-1.30	0.45	
						-0.85	-1.02	-0.90	0.88	-0.90	0.42	-0.85	0.50	
								-0.45	0.86	-0.45	0.43	-0.40	0.53	
5-4	+3.30	+0.49	0.50	3.30	-4.50	-4.50		-4.50		-4.50				
						-4.35	6.13	-4.35	2.18	-4.35	0.44			
						-4.00	6.59	-4.05	2.23	-4.05	0.42	-4.00		
						-3.55	1.27	-3.60	2.31	-3.60	0.62	-3.85	0.65	
						-3.10	-0.77	-3.15	2.23	-3.15	0.71	-3.55	0.73	
						-2.65	-0.77	-2.70	1.61	-2.70	0.78	-3.10	0.85	
						-2.20	-0.86	-2.25	1.33	-2.25	0.90	-2.65	0.88	
						-1.75	-1.02	-1.80	1.08	-1.80	0.97	-2.20	0.97	
						-1.30	-1.09	-1.35	-0.92	-1.35	0.97	-1.75	0.93	
						-0.85	-1.21	-0.90	-0.66	-0.90	1.00	-1.30	0.90	
						-0.40	-1.27	-0.45	-0.64	-0.45	1.08	-0.85	1.01	
						-0.10	-1.38	0.00	-0.44	0.00	1.08	-0.40	1.04	
								+0.45	-0.44	+0.45	1.08	+0.20	1.04	

附表-5-1-8 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m²/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
5-6	+3.30	+1.22	1.00	6.03	-4.50	-4.50		-4.50		-4.50		-4.00		
						-4.35	5.36	-4.35	2.53	-4.35	0.95			
						-4.00	6.85	-4.05	2.85	-4.05	0.98	-3.85	1.18	
						-3.55	5.49	-3.60	2.58	-3.60	1.12	-3.55	1.35	
						-3.10	1.63	-3.15	2.03	-3.15	1.12	-3.10	1.36	
						-2.65	-0.77	-2.70	1.63	-2.70	1.21	-2.65	1.34	
						-2.20	-0.94	-2.25	1.28	-2.25	1.08	-2.20	1.33	
						-1.75	-1.02	-1.80	0.85	-1.80	1.12	-1.75	1.38	
						-1.30	-1.21	-1.35	0.65	-1.35	0.95	-1.30	1.35	
						-0.85	-1.09	-0.90	0.51	-0.90	0.93	-0.85	1.34	
						-0.40	-1.27	-0.45	0.56	-0.45	0.90	-0.40	1.29	
						+0.05	-1.38	0.00	-0.53	0.00	0.89	+0.05	1.39	
						+0.50	-1.48	+0.45	-0.58	+0.45	0.82	+0.50	1.37	
								+0.90	-0.55	+0.90	0.74			
6-2	+3.30	-0.30	0.15	1.45	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00		-4.00		
						-4.85	5.57	-4.85	-0.41	-4.85	0.19			
						-4.50	3.66	-4.55	-0.43	-4.55	0.20			
						-4.00	0.54	-4.10	-0.45	-4.10	0.24	-3.85	0.34	
						-3.55	-0.38	-3.65	-0.66	-3.65	0.27	-3.55	0.35	
						-3.10	-0.38	-3.20	0.67	-3.20	0.23	-3.10	0.40	
						-2.65	-0.54	-2.75	0.77	-2.75	0.25	-2.65	0.44	
						-2.20	-0.66	-2.30	0.62	-2.30	0.21	-2.20	0.39	
						-1.75	-0.77	-1.85	0.66	-1.85	0.22	-1.75	0.47	
						-1.30	-0.77	-1.40	0.77	-1.40	0.30	-1.30	0.52	
						-0.85	-1.02	-0.95	0.69	-0.95	0.37	-0.85	0.53	
								-0.50	0.68	-0.50	0.50			

附表-5-1-9 流速分布表

実験No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m²/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
6-4	+3.30	+0.49	0.50	3.20	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00		-4.00		
						-4.85	6.28	-4.85	2.45	-4.85	0.47			
						-4.50	4.99	-4.55	2.71	-4.50	0.47			
						-4.00	-0.54	-4.10	2.40	-4.00	0.52	-3.85	0.46	
						-3.55	-1.02	-3.65	1.94			-3.55	0.51	
						-3.10	-1.15	-3.20	1.51	-3.25	0.59	-3.10	0.57	
						-2.65	-1.88	-2.75	1.16	-2.50	0.65	-2.65	0.62	
						-2.20	-1.21	-2.30	0.93			-2.20	0.66	
						-1.75	-1.84	-1.85	-0.76	-1.75	0.64	-1.75	0.65	
						-1.30	-1.33	-1.40	-0.54			-1.30	0.70	
						-0.85	-1.43	-0.95	-0.51	-1.00	0.73	-0.85	0.72	
						-0.40	-1.76	-0.50	-0.53	-0.25	0.73	-0.40	0.80	
						-0.10	-1.38	-0.05	-0.61	+0.05	0.73	+0.05	0.79	
6-6	+3.30	+1.22	1.00	6.03	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00				
						-4.85	4.82	-4.85	2.35	-4.85	0.67			
						-4.50	6.76	-4.55	2.54	-4.50	0.78	-4.00		
						-4.00	4.79	-4.10	2.27	-4.00	0.88	-3.85	0.90	
						-3.55	-1.21	-3.65	1.80			-3.55	0.93	
						-3.10	-1.33	-3.20	1.40	-3.25	0.80	-3.10	1.01	
						-2.65	-1.27	-2.75	1.11	-2.50	0.95	-2.65	1.07	
						-2.20	-1.38	-2.30	0.76			-2.20	1.10	
						-1.75	-1.43	-1.85	0.62	-1.75	0.96	-1.75	1.17	
						-1.30	-1.53	-1.40	0.60	-1.00	0.90	-1.30	1.11	
						-0.85	-1.38	-0.95	0.58			-0.85	1.07	
						-0.40	-1.43	-0.50	0.54	-0.25	0.97	-0.40	1.06	
						+0.05	-1.67	-0.05	0.53			+0.05	1.10	
						+0.50	-1.53	+0.40	0.58	+0.50	0.92	+0.50	1.10	

附表-5-1-10 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値								備考
						1 V		2 V		3 V		3 V		
						水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	水深	m/s	
7-2	+3.15	-0.30	0.15	1.38	-6.00	-6.00		-6.00		-6.00				
						-5.85	4.93	-5.85	-0.34	-5.85	0.15			
						-5.50	4.06	-5.55	-0.43	-5.55	0.18			
						-5.00	0.66	-5.10	-0.48	-5.10	0.19			
						-4.50	-0.54	-4.65	-0.49	-4.65	0.21	-4.00		
						-4.00	-0.54	-4.20	0.60	-4.20	0.19	-3.85	0.37	
						-3.55	-0.54	-3.75	0.52	-3.75	0.19	-3.55	0.41	
						-3.10	-0.93	-3.30	0.53	-3.30	0.19	-3.10	0.40	
						-2.65	-0.93	-2.85	0.55	-2.85	0.22	-2.65	0.45	
						-2.20	-0.66	-2.40	0.64	-2.40	0.22	-2.20	0.48	
						-1.75	-0.77	-1.95	0.49	-1.95	0.24	-1.75	0.47	
						-1.30	-0.54	-1.50	0.57	-1.50	0.26	-1.30	0.53	
						-0.85	-0.77	-1.05	0.56	-1.05	0.29	-0.85	0.57	
						-0.55	-0.77	-0.60	0.57	-0.60	0.38			

附表-5-1-11 流速分布表

実験No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
7-4	+3.15	+0.49	0.50	3.09	-6.00	-6.00		-6.00		-6.00				
						-5.85	4.11	-5.85	2.63	-5.85	0.31			
						-5.50	5.35	-5.55	2.77					
						-5.00	2.81	-5.10	2.65	-5.00	0.37			
						-4.50	0.66	-4.65	2.40					
						-4.00	-0.94	-4.20	1.99	-4.00	0.46	-4.00		
						-3.55	-1.08	-3.75	1.53			-3.85	0.45	
						-3.10	-1.08	-3.30	1.23	-3.25	0.50	-3.55	0.52	
						-2.65	-1.08	-2.85	-0.90	-2.50	0.62	-3.10	0.56	
						-2.20	-1.01	-2.40	-0.70			-2.65	0.58	
						-1.75	-1.01	-1.95	-0.59	-1.75	0.60	-2.20	0.65	
						-1.30	-1.08	-1.50	-0.54			-1.75	0.64	
						-0.85	-1.01	-1.05	-0.57	-1.00	0.63	-1.30	0.70	
						-0.40	-1.01	-0.60	-0.58			-0.85	0.70	
						+0.05	-1.01	-0.15	-0.66	-0.25	0.71	-0.40	0.76	
								+0.30	-0.57	+0.50	0.71	+0.05	0.85	

附表-5-1-12 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1 V 水深	1 V m/s	2 V 水深	2 V m/s	3 V 水深	3 V m/s	4 V 水深	4 V m/s	備考
7-6	+3.15	1.22	1.00	5.59	-6.00	-6.00		-6.00		-6.00				
						-5.85	2.57	-5.85	2.82	-5.85	0.77			
						-5.50	3.23	-5.55	2.89	-5.00	1.01			
						-5.00	5.85	-5.10	2.39					
						-4.50	5.04	-4.65	1.93					
						-4.00	2.33	-4.20	1.49	-4.00	0.92	-4.00		
						-3.55	-0.54	-3.75	1.08			-3.85	0.83	
						-3.10	-0.94	-3.30	0.78	-3.25	0.86	-3.55	0.96	
						-2.65	-0.94	-2.85	0.62	-2.50	0.87	-3.10	0.94	
						-2.20	-1.01	-2.40	0.54			-2.65	1.05	
						-1.75	-1.01	-1.90	0.53	-1.75	0.80	-2.20	1.08	
						-1.30	-1.01	-1.50	0.58			-1.75	1.07	
						-0.85	-0.94	-1.05	0.56	-1.00	0.63	-1.30	1.10	
						-0.40	-1.01	-0.60	0.63			-0.85	1.06	
						+0.05	-0.94	-0.15	-0.55	-0.25	0.56	-0.40	1.04	
						+0.50	-0.94	+0.30	-0.62	+0.50	0.60	+0.05	1.02	
						+0.80	-1.08	+0.75	-0.66			+0.50	1.08	
								+1.20	-0.66	+0.95	0.55	+0.95	1.05	

附表-5-1-13 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
10-2	+3.15	+1.16	0.15	0.94	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00				
						-4.85	4.40	-4.85	-0.45	-4.85	0.19			
						-4.50	2.33	-4.55	-0.46	-4.50	0.23	-4.00		
						-4.00	0.54	-4.10	-0.65	-4.00	0.21	-3.85	0.23	
						-3.55	0.00	-3.65	-0.73			-3.55	0.23	
						-3.10	-0.38	-3.20	-0.79	-3.25	0.20	-3.10	0.24	
						-2.65	-0.38	-2.75	0.65	-2.50	0.22	-2.65	0.28	
						-2.20	-0.38	-2.30	0.65			-2.20	0.28	
						-1.75	-0.38	-1.85	0.60	-1.75	0.23	-1.75	0.30	
						-1.30	-0.38	-1.40	0.58			-1.30	0.29	
						-0.85	-0.38	-0.95	0.48	-1.00	0.25	-0.85	0.25	
						-0.40	-0.38	-0.50	0.44	-0.25	0.30	-0.40	0.27	
						+0.05	-0.54	-0.05	0.38			+0.05	0.28	
						+0.50	-0.66	+0.40	0.35	+0.50	0.37	+0.50	0.33	
								+0.80	0.29					

附表-5-1-14 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1 V 水深	1 V m/s	2 V 水深	2 V m/s	3 V 水深	3 V m/s	4 V 水深	4 V m/s	備考
10-4	+3.15	+1.76	0.50	2.18	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00				
						-4.85	4.20	-4.85	2.14	-4.85	0.33			
						-4.50	3.09	-4.55	2.37	-4.50	0.26	-4.00		
						-4.00	0.66	-4.10	2.12	-4.00	0.38	-3.85	0.19	
						-3.55	-0.66	-3.65	1.82	-3.25	0.33	-3.55	0.26	
						-3.10	-0.77	-3.20	1.62			-3.10	0.24	
						-2.65	-0.66	-2.75	1.29	-2.50	0.33	-2.65	0.28	
						-2.20	-0.77	-2.30	-0.98			-2.20	0.24	
						-1.75	-0.66	-1.85	-0.76	-1.75	0.39	-1.75	0.27	
						-1.30	-0.86	-1.40	-0.47			-1.30	0.30	
						-0.85	-0.66	-0.95	-0.45	-1.00	0.31	-0.85	0.28	
						-0.40	-0.54	-0.50	-0.34	-0.25	0.38	-0.40	0.35	
						+0.05	-0.54	-0.05	-0.32			+0.05	0.32	
						+0.50	-0.66	+0.40	-0.31	+0.50	0.42	+0.50	0.35	
						+0.95	-0.66	+0.85	-0.31			+0.95	0.43	
						+1.40	-0.54	+1.30	-0.49	+1.25	0.45	+1.40	0.38	

附表-5-1-15 流速分布表

実験 No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
10-6	+3.15	+2.30	1.00	3.63	-5.00	-5.00		-5.00		-5.00				
						-4.85	3.08	-4.85	1.78	-4.85	0.50			
						-4.50	4.16	-4.55	1.85	-4.55	0.46	-4.00		
						-4.00	3.32	-4.10	1.64	-4.10	0.54	-3.85	0.43	
						-3.55	0.86	-3.65	1.39	-3.65	0.68	-3.55	0.51	
						-3.10	-0.66	-3.20	1.04	-3.20	0.66	-3.10	0.51	
						-2.65	-0.77	-2.75	0.76	-2.75	0.72	-2.65	0.61	
						-2.20	-0.66	-2.30	0.62	-2.30	0.74	-2.20	0.58	
						-1.75	-0.77	-1.85	0.55	-1.85	0.61	-1.75	0.63	
						-1.30	-0.66	-1.40	0.46	-1.40	0.61	-1.30	0.59	
						-0.85	-0.77	-0.95	0.36	-0.95	0.61	-0.85	0.59	
						-0.40	-0.66	-0.50	0.39	-0.50	0.60	-0.40	0.60	
						+0.05	-0.77	-0.05	-0.36	-0.05	0.45	+0.05	0.63	
						+0.50	-0.77	+0.40	-0.35	+0.40	0.51	+0.50	0.59	
						+0.95	-0.66	+0.85	-0.35	+0.85	0.45	+0.95	0.58	
						+1.40	-0.66	+1.30	-0.34	+1.30	0.39	+1.40	0.55	
						+1.85	-0.54	+1.75	-0.39	+1.75	0.45	+1.85	0.59	
										+2.20	0.40			

附表-5-1-16 流速分布表

実験No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
11-2	+3.15	+1.16	0.15	0.98	-6.00	-6.00		-6.00		-6.00				
						-5.85	3.75	-5.85	0.39	-5.85	0.20			
						-5.50	3.70	-5.55	0.45					
						-5.00	0.86	-5.10	0.57	-5.00	0.18			
						-4.50	0.38	-4.65	0.66			-4.00		
						-4.00	0.00	-4.20	0.65	-4.00	0.22	-3.85	0.21	
						-3.55	0.00	-3.75	0.62			-3.55	0.18	
						-3.10	-0.38	-3.30	0.60	-3.25	0.23	-3.10	0.22	
						-2.65	-0.38	-2.85	0.50	-2.50	0.23	-2.65	0.24	
						-2.20	-0.38	-2.40	-0.37			-2.20	0.22	
						-1.75	-0.38	-1.95	-0.45	-1.75	0.28	-1.75	0.24	
						-1.30	-0.38	-1.50	-0.28			-1.30	0.24	
						-0.85	-0.38	-1.05	-0.31	-1.00	0.24	-0.85	0.27	
						-0.40	-0.38	-0.60	-0.27	-0.25	0.35	-0.40	0.29	
						+0.05	-0.38	-0.15	-0.23			+0.05	0.30	
						+0.50	-0.54	+0.30	-0.24	+0.50	0.43	+0.50	0.34	
						+0.80	-0.54	+0.75	-0.25					

附表-5-1-17 流速分布表

実験No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
11-4	+3.15	+1.76	0.50	2.21	-6.00	-6.00		-6.00		-6.00				
						-5.85	1.76	-5.85	1.65	-5.85	0.24			
						-5.50	3.87	-5.55	1.71	-5.00	0.24			
						-5.00	2.48	-5.10	1.68					
						-4.50	0.66	-4.65	1.17					
						-4.00	-0.54	-4.20	0.93	-4.00	0.30	-4.00		
						-3.55	-0.68	-3.75	0.74			-3.85	0.20	
						-3.10	-0.68	-3.30	0.66	-3.25	0.28	-3.55	0.24	
						-2.65	-0.68	-2.85	0.47	-2.50	0.38	-3.10	0.27	
						-2.20	-0.68	-2.40	0.40			-2.65	0.29	
						-1.75	-0.54	-1.95	0.40	-1.75	0.31	-2.20	0.32	
						-1.30	-0.68	-1.50	0.44			-1.75	0.30	
						-0.85	-0.68	-1.05	-0.56	-1.00	0.31	-1.30	0.36	
						-0.40	-0.77	-0.60	-0.53	-0.25	0.36	-0.85	0.36	
						+0.05	-0.77	-0.15	-0.62			-0.40	0.36	
						+0.50	-0.54	+0.30	-0.63	+0.50	0.28	+0.05	0.41	
						+0.95	-0.54	+0.70	-0.66			+0.50	0.39	
						+1.40	-0.38	+1.20	-0.77	+1.25	0.32	+0.95	0.41	
												+1.40	0.46	

附表5-1-18 流速分布表

実験No.	上流水位 O.P(m)	下流水位 O.P(m)	ゲート開度 (m)	単位幅流出量 (m³/s)	河床高 O.P(m)	流速測定値 1V 水深	1V m/s	2V 水深	2V m/s	3V 水深	3V m/s	4V 水深	4V m/s	備考
11-6	+3.15	+2.30	1.00	3.63	-6.00	-6.00		-6.00		-6.00				
						-5.85	0.54	-5.85	1.99	-5.85	0.40			
						-5.50	0.94	-5.55	1.96	-5.55	0.50			
						-5.00	3.94	-5.10	1.68	-5.10	0.55			
						-4.50	3.63	-4.65	1.41	-4.65	0.51			
						-4.00	2.42	-4.20	1.04	-4.20	0.80	-4.00		
						-3.55	0.54	-3.75	0.76	-3.75	0.54	-3.85	0.46	
						-3.10	-0.86	-3.30	0.60	-3.30	0.61	-3.55	0.41	
						-2.65	-0.77	-2.85	0.44	-2.85	0.61	-3.10	0.40	
						-2.20	-0.77	-2.40	0.41	-2.40	0.59	-2.65	0.52	
						-1.75	-0.77	-1.95	0.40	-1.95	0.54	-2.20	0.54	
						-1.30	-0.66	-1.50	0.45	-1.50	0.44	-1.75	0.52	
						-0.85	-0.66	-1.05	0.54	-1.05	0.43	-1.30	0.51	
						-0.40	-0.66	-0.60	0.44	-0.60	0.53	-0.85	0.57	
						+0.05	-0.66	-0.15	-0.54	-0.15	0.34	-0.40	0.56	
						+0.50	-0.54	+0.30	-0.52	+0.30	0.27	+0.05	0.52	
						+0.95	-0.54	+0.75	-0.63	+0.75	0.28	+0.50	0.52	
						+1.40	-0.54	+1.20	-0.58	+1.20	0.26	+0.95	0.49	
								+1.65	-0.63	+1.65	0.27	+1.40	0.55	
						+2.00	-0.54	+2.10	-0.63	+2.10	0.22	+1.85	0.54	