

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第2333号

土 木 研 究 所 資 料

紀の川大堰水理模型実験報告書(II)

昭和61年 3 月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright ©(1986)by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

紀の川大堰水理模型実験 報告書(II)

河川研究室 福岡 捷二
高橋 晃
加藤 善明

要 旨

紀の川大堰建設計画に伴う計画低水路法線形と堰軸方向や堰建設時の仮締切設置および旧堰撤去など堰完成後の諸問題と対策法について、模型実験による水理的検討を行なった結果を述べたものである。

キーワード：紀の川，堰，河道計画，分流，河床変動，仮締切，局所洗堀

はじめに

和歌山市を流下し、紀伊水道に注ぐ紀の川は昭和49年に流量改訂が行なわれ、基準点船戸に於ける計画高水流量を $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (基本高水流量は $16,000 \text{ m}^3/\text{s}$) とする工事实施基本計画が策定された。これに伴ない疎通能力を増すために河道掘削と高水敷整備が予定されているが、6.7 km 地点の半固定堰 (新六ヶ井堰) が洪水時に障害となるために、これを撤去し、新たに可動堰 (紀の川大堰) の建設を行ない、既設固定堰の機能を満足させ、かつ下流部維持用水の確保、塩水遡上防止等、流水の正常な機能を維持しようとする計画が進められている。しかし、堰設置予定地点は湾曲部に当るために洪水時の複雑な流れが予想され、堰設置に伴う諸問題や河道計画に対して、机上の検討に加え模型実験によってその妥当性を検討することとなった。

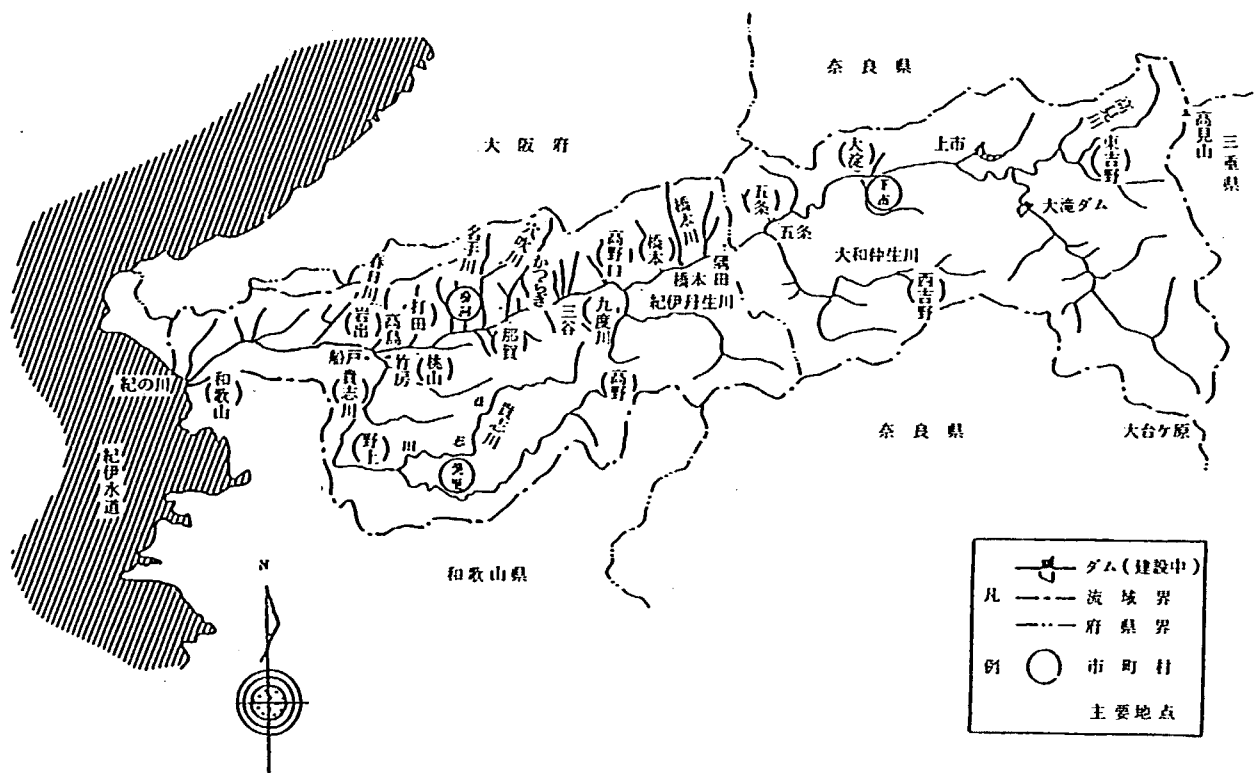


図-1.1 紀の川流域平面図

本報告書では、計画河道の低水路法線形に関する実験、仮締切工に関する実験、新六ヶ井堰の撤去に関する実験各々について、洪水時の現象の把握や対策案等の検討を行なった結果の要約を述べるものである。従って、紀の川の改修計画の沿革や水理量については、紀の川大堰水理模型実験報告書(Ⅰ)(土研資料第1927号)に委ねるものとして、ここでは模型実験の検討結果を中心に述べ、報告書(Ⅰ)の実験結果を含めた全体のまとめを最後に記載した。

目 次

はじめに

第一章 紀の川の概要と実験目的	1
1.1 紀の川の概要	1
1.2 実験目的	4
第2章 模型実験の相似律	7
2.1 相似律	7
2.2 模型実験における模型縮尺	9
第3章 模型および実験の概要	11
3.1 模型の概要	11
3.2 実験概要と実験ケース	12
第4章 計画河道の低水路法線形に関する実験	15
4.1 概 要	15
4.2 実験条件	15
4.3 実験結果	17
4.4 ま と め	32
第5章 仮締切工に関する実験	89
5.1 概 要	89
5.2 実験条件	89
5.3 実験結果	91
5.4 ま と め	102
第6章 新六ヶ井堰の撤去に関する実験	127
6.1 概 要	127
6.2 実験条件	127
6.3 実験結果	129
6.4 ま と め	156

第7章 全体のまとめ	207
7.1 模型の相似性に関する実験	207
7.2 計画河道の低水路法線形に関する実験	207
7.3 仮締切工に関する実験	211
7.4 新六ヶ井堰の撤去に関する実験	217
あ と が き	220

図 目 次

図-1.1	紀の川流域平面図	巻頭
図-1.2.1	紀の川下流部平面図	2
図-1.2.2	紀の川縦断図	3
図-1.2.3	紀の川流量配分図	4
図-1.2.4	計画ハイドログラフ	4
図-3.1.1	紀の川模型平面図	11
図-4.2.1	H~Q 図 (4.2 km 地点)	16
図-4.2.2	計画高水ハイドログラフ ($Q_p = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$)	16
図-4.3.1	水位一時間変化図 (実験II-8-1)	34
図-4.3.2 (1)~(2)	水位縦断比較図 (実験II-8-1)	34
図-4.3.3	水位・河床高縦断図 (実験II-8-1)	35
図-4.3.4	流況図 (実験II-8-1)	37
図-4.3.5	河床変動平面図 (実験II-8-1)	39
図-4.3.6 (1)~(12)	河床変動横断比較図 (実験II-8)	41
図-4.3.7	水位縦断比較図 (実験II-8)	20
図-4.3.8	水位・河床高縦断図 (実験II-8-2)	21
図-4.3.9	水位・河床高縦断図 (実験II-8-3)	22
図-4.3.10	流況図 (実験II-8-2)	47
図-4.3.11	流況図 (実験II-8-3)	49
図-4.3.12	河床変動平面図 (実験II-8-3)	51
図-4.3.13	河床変動平面図 (実験II-8-3)	53
図-4.3.14 (1)~(14)	河床変動横断比較図 (実験II-8)	55
図-4.3.15	水位一時間変化図 (実験II-9-1)	62
図-4.3.16 (1)~(2)	水位縦断比較図 (実験II-9-1)	63
図-4.3.17	水位・河床高縦断図 (実験II-9-1)	27
図-4.3.18	流況図 (実験II-9-1)	65
図-4.3.19	河床変動平面図 (実験II-9-1)	67
図-4.3.20 (1)~(12)	河床変動横断比較図 (実験II-9)	69
図-4.3.21	水位縦断比較図 (実験II-9)	28
図-4.3.22	水位・河床高縦断図 (実験II-9-2)	29
図-4.3.23	河床高縦断図 (実験II-9-3)	29
図-4.3.24	流況図 (実験II-9-2)	75

図-4.3.25	流況図（実験Ⅱ-9-3）	77
図-4.3.26	河床変動平面図（実験Ⅱ-9-2）	79
図-4.3.27	河床変動平面図（実験Ⅱ-9-3）	81
図-4.3.28(1)~(12)	河床変動横断比較図（実験Ⅱ-9）	83
図-5.2.1	仮締切工形状図	90
図-5.2.2	H~Q 図（4.2 km 地点，現況河道，昭和 53 年）	90
図-5.3.1	仮締切準備工概要図	92
図-5.3.2	水位・河床高縦断図（実験Ⅱ-7-1）	92
図-5.3.3	流況図（実験Ⅱ-7-1）	104
図-5.3.4	洗掘時間深変化図（実験Ⅲ-7-1）	93
図-5.3.5	等深線図（実験Ⅲ-7-1）	105
図-5.3.6	局所洗掘詳細図（実験Ⅲ-7-1）	94
図-5.3.7(1)~(5)	河床変動横断比較図（実験Ⅲ-7-1）	106
図-5.3.8(1)~(4)	河床横断図（実験Ⅲ-7-1）	109
図-5.3.9	局所洗掘対策工平面図（実験Ⅲ-7-2）	95
図-5.3.10	水位・河床高縦断図（実験Ⅲ-7-2）	96
図-5.3.11	流況図（実験Ⅲ-7-2）	111
図-5.3.12	仮棧橋の洗掘横断図（実験Ⅲ-7-2）	112
図-5.3.13	等深線図（実験Ⅲ-7-2）	113
図-5.3.14	局所洗掘詳細図（実験Ⅲ-7-2）	97
図-5.3.15(1)~(5)	河床変動横断比較図（実験Ⅱ-7-2）	114
図-5.3.16(1)~(3)	河床横断図（実験Ⅲ-7-2）	117
図-5.3.17	水位・河床高縦断図（実験Ⅲ-8）	99
図-5.3.18	流況図（実験Ⅲ-8）	119
図-5.3.19	洗掘深時間変化図（実験Ⅲ-8）	100
図-5.3.20	仮棧橋の洗掘横断図（実験Ⅲ-8）	120
図-5.3.21	等深線図（実験Ⅲ-8）	121
図-5.3.22	局所洗掘詳細図（実験Ⅲ-8）	101
図-5.3.23(1)~(6)	河床変動横断比較図（実験Ⅲ-8）	122
図-5.3.24(1)~(3)	河床横断図（実験Ⅲ-8）	125
図-5.3.25	第 2 期仮締切準備工に対する対策工案	102
図-6.2.1	新六ヶ井堰撤去案平面図	128
図-6.3.1	水位・河床高縦断図（実験Ⅳ-1-1）	130
図-6.3.2	流況図（実験Ⅳ-1-1）	158
図-6.3.3	流況詳細図（実験Ⅳ-1-1）	159

図-6.3.4	局所洗掘深時間変化図 (実験IV-1-1)	132
図-6.3.5	等深線図 (実験IV-1-1)	160
図-6.3.6(1)~(3)	河床変動横断比較図 (実験IV-1-1)	161
図-6.3.7	水位・河床高縦断図 (実験IV-1-2)	133
図-6.3.8	流況詳細図 (実験IV-1-2)	163
図-6.3.9	局所洗掘深時間変化図 (実験IV-1-2)	134
図-6.3.10	等深線図 (実験IV-1-2)	164
図-6.3.11(1)~(2)	河床変動横断比較図 (実験IV-1-2)	165
図-6.3.12	第1期仮締切工概要平面図	135
図-6.3.13	水位・河床高縦断図 (実験IV-1-3)	135
図-6.3.14	流況図 (実験IV-1-3)	166
図-6.3.15	洗掘深時間変化図 (実験IV-1-3)	136
図-6.3.16	局所洗掘深詳細図	137
図-6.3.17	等深線図 (実験IV-1-3)	167
図-6.3.18(1)~(3)	河床変動横断比較図 (実験IV-1-3)	168
図-6.3.19	水位・河床高縦断図 (実験IV-2-1)	139
図-6.3.20	流況図 (実験IV-2-1)	170
図-6.3.21	流況詳細図 (実験IV-2-1)	171
図-6.3.22	局所洗掘深時間変化図 (実験IV-2-1)	141
図-6.3.23	等深線図 (実験IV-2-1)	172
図-6.3.24	河床変動平面図 (実験IV-2-1)	173
図-6.3.25(1)~(6)	河床変動横断比較図 (実験IV-2-1)	174
図-6.3.26	第1期仮締切工撤去対策工詳細図 (実験IV-2-2)	142
図-6.3.27	水位・河床高縦断図 (実験IV-2-2)	143
図-6.3.28	流況詳細図 (実験IV-2-2)	177
図-6.3.29	局所洗掘深時間変化図 (実験IV-2-2)	144
図-6.3.30	局所洗掘詳細図 (実験IV 2-2)	144
図-6.3.31	等深線図 (実験IV 2-2)	178
図-6.3.32	洗掘・堆積平面図 (実験IV-2-2)	179
図-6.3.33(1)~(3)	河床変動横断比較図 (実験IV-2-2)	180
図-6.3.34	第1期区撤去 (矢板存置) 平面図 (実験IV-2-3)	145
図-6.3.35	水位・河床高縦断図 (実験IV-2-3)	146
図-6.3.36	流況詳細図 (実験IV-2-3)	182
図-6.3.37	局所洗掘深時間変化図 (実験IV-2-3)	147
図-6.3.38	等深線図 (実験IV-2-3)	183

図-6.3.39(1)~(6)	河床変動横断比較図 (実験Ⅳ-2-3)	184
図-6.3.40	第1期区撤去 (矢板存置) 平面図 (実験Ⅳ-2-4)	148
図-6.3.41	水位・河床高縦断図 (実験Ⅳ-2-4)	148
図-6.3.42	水位縦断詳細図 (実験Ⅳ-2-4)	149
図-6.3.43	流況詳細図 (実験Ⅳ-2-4)	187
図-6.3.44	局所洗掘深時間変化図 (実験Ⅳ-2-4)	150
図-6.3.45	等深線図 (実験Ⅳ-2-4)	188
図-6.3.46(1)~(3)	河床変動横断図 (実験Ⅳ-2-4)	189
図-6.3.47	第2期区仮締切工撤去平面図 (実験Ⅳ-3-1)	151
図-6.3.48	水位・河床高縦断図 (実験Ⅳ-3-1)	152
図-6.3.49	流況詳細図 (実験Ⅳ-3-1)	191
図-6.3.50(1)~(2)	局所洗掘深時間変化図 (実験Ⅳ-3-1)	152
図-6.3.51	局所洗掘詳細図 (実験Ⅳ-3-1)	153
図-6.3.52	等深線図 (実験Ⅳ-3-1)	192
図-6.3.53	洗掘・堆積平面図 (実験Ⅳ-3-1)	193
図-6.3.54(1)~(10)	河床変動横断比較図 (実験Ⅳ-3-1)	194
図-6.3.55	第2期区仮締切工撤去対策工平面図 (実験Ⅳ-3-2)	154
図-6.3.56	水位・河床高縦断図 (実験Ⅳ-3-2)	155
図-6.3.57	流況図 (実験Ⅳ-3-2)	199
図-6.3.58	流況詳細図 (実験Ⅳ-3-2)	200
図-6.3.59	局所洗掘深時間変化図 (実験Ⅳ-3-2)	156
図-6.3.60	局所洗掘詳細図 (実験Ⅳ-3-2)	156
図-6.3.61	等深線図 (実験Ⅳ-3-2)	201
図-6.3.62	洗掘・堆積平面図 (実験Ⅳ-3-2)	202
図-6.3.63(1)~(6)	河床変動横断比較図 (実験Ⅳ-3-2)	203
図-7.1.1(1)	流況図 (実験Ⅰ-1)	221
図-7.1.1(2)	河床変動平面図 (実験Ⅰ-1)	221
図-7.1.2	河床変動平面図 (実験Ⅰ-2)	223
図-7.1.3	河床変動平面図 (実験Ⅰ-3)	223
図-7.2.1(1)	流況図 (実験Ⅱ-1-3)	225
図-7.2.1(2)	河床変動平面図 (実験Ⅱ-1-3)	225
図-7.2.2	低水路法線形状図 (原案, 修正第3案, 修正第5案)	208
図-7.2.3(1)	流況図 (実験Ⅱ-5-4)	227
図-7.2.3(2)	河床変動平面図 (実験Ⅱ-5-4)	227
図-7.2.4	水位・河床高縦断図 (実験Ⅱ-5-4)	229

図-7.2.5(1)	流況図(実験Ⅱ-7-3)	231
図-7.2.5(2)	河床変動平面図(実験Ⅱ-7-3)	231
図-7.2.6	水位・河床高縦断面図(実験Ⅱ-7-3)	229
図-7.2.7(1)	流況図(実験Ⅱ-9-3)	233
図-7.2.7(2)	河床変動平面図(実験Ⅱ-9-3)	233
図-7.2.8	水位・河床高縦断面図(実験Ⅱ-9-3)	235
図-7.2.9	大堰設置概要図(実験Ⅱ-5)	209
図-7.2.10	河床変動平面図(実験Ⅱ-6-3)	237
図-7.3.1	等深線図(実験Ⅲ-2-1)	239
図-7.3.2	第1期築島対策工詳細図(実験Ⅲ-2-2)	212
図-7.3.3	等深線図(実験Ⅲ-2-2)	240
図-7.3.4	等深線図(実験Ⅲ-3-1)	241
図-7.3.5	第2期築島対策工詳細図(実験Ⅲ-3-3)	212
図-7.3.6	等深線図(実験Ⅲ-3-3)	242
図-7.3.7(1)	流況図(実験Ⅲ-4-1)	243
図-7.3.7(2)	等深線図(実験Ⅲ-4-1)	244
図-7.3.8(1)	流況図(実験Ⅲ-5-1)	245
図-7.3.8(2)	等深線図(実験Ⅲ-5-1)	246
図-7.3.9	導流壁および対策工詳細図(実験Ⅲ-5-2)	214
図-7.3.10	等深線図(実験Ⅲ-5-2)	247
図-7.3.11(1)	流況図(実験Ⅲ-6-1)	248
図-7.3.11(2)	等深線図(実験Ⅲ-6-1)	249
図-7.3.12	第3期仮締切対策工詳細図(実験Ⅲ-6-3)	215
図-7.3.13	等深線図(実験Ⅲ-6-3)	250
図-7.3.14	築島工構造図.....	212
図-7.3.15	等深線図(実験Ⅲ-7-1)	251
図-7.3.16	第1期仮締切準備工対策図(実験Ⅲ-7-2)	216
図-7.3.17	等深線図(実験Ⅲ-7-2)	252
図-7.3.18	等深線図(実験Ⅲ-8)	253
図-7.3.19	第2期仮締切準備工対策図(実験Ⅲ-8)	217
図-7.4.1(1)	流況詳細図(実験Ⅳ-1-2)	254
図-7.4.1(2)	等深線図(実験Ⅳ-1-2)	255
図-7.4.2	等深線図(実験Ⅳ-1-3)	256
図-7.4.3(1)	流況図(実験Ⅳ-2-1)	257
図-7.4.3(2)	等深線図(実験Ⅳ-2-1)	258

図-7.4.4	第2期仮締切工撤去対策工詳細図(実験Ⅳ-2-2)	218
図-7.4.5	等深線図(実験Ⅳ-2-2)	259
図-7.4.6	等深線図(実験Ⅳ-3-1)	260
図-7.4.7	第2期仮締切工撤去対策工平面図(実験Ⅳ-3-2)	219
図-7.4.8	等深線図(実験Ⅳ-3-2)	261

写 真 目 次

写真—4.3.1	大堰床版上への堆積状況（実験Ⅱ—8—1）	19
写真—4.3.2	通水状況（実験Ⅱ—8—3）	20
写真—4.3.3	北田井之瀬側の河床変動状況（実験Ⅱ—9—1）	27
写真—4.3.4	通水状況（実験Ⅱ—9—2）	30
写真—4.3.5	大堰床版上への堆積状況（実験Ⅱ—9—2）	31
写真—4.3.6	大堰床版上への堆積状況（実験Ⅱ—9—3）	31
写真—4.3.7	5.4 km 右岸護岸付近の堆積状況（実験Ⅱ—9—3）	32
写真—5.3.1	準備工上流端の洗掘状況（実験Ⅳ—7—1）	94
写真—5.3.2	準備工上流端の洗掘状況（実験Ⅲ—7—2）	97
写真—5.3.3	準備工付近の流況（実験Ⅲ—8）	98
写真—5.3.4	準備工上流端の洗掘状況（実験Ⅲ—8）	100
写真—6.3.1	第1期仮締切下流の流況（実験Ⅳ—1—2）	133
写真—6.3.2	新六ヶ井堰下流の洗掘状況（実験Ⅳ—1—3）	138
写真—6.3.3	新六ヶ井堰付近の流況（実験Ⅳ—2—1）	139
写真—6.3.4	仮締切上流端の洗掘状況（実験Ⅳ—2—1）	140
写真—6.3.5	通水後の河床変動状況（実験Ⅳ—2—2）	145
写真—6.3.6	新六ヶ井堰付近の流況（実験Ⅳ—2—3）	146
写真—6.3.7	仮締切下流の洗掘状況（実験Ⅳ—2—4）	150
写真—6.3.8	仮締切上流端の洗掘状況（実験Ⅳ—3—1）	154

第1章 紀の川の概要と実験目的

第一章 紀の川の概要と実験目的

1.1 紀の川の概要

1.1.1 河道状況

紀の川下流部は、図—1.2.1～1.2.2の平面図および縦断図に示すように、岩井出堰の下流 16.0 km～12.0 km 間は、低水路幅約 300 m～400 m、河床勾配約 1/600 で、単列に近い砂礫堆が形成され、その蛇行波長は約 1,200 m～1,500 m となっている。

9.6 km～8.0 km 間は河道内に輪中堤によって守られた中州があり、流路は分合流するような状態となっている。ただし、右岸側流路の流頭部は洪水時のみに流下するような河床高となっている。また、この付近から新六ヶ井堰 (6.8 km) 間の河床勾配は約 1/700 であり、堰によって河床高も固定されるため、河床変動は少ない。

6.8 km に設置されている新六ヶ井堰は、コンクリートの半固定堰であって、敷高 T.P 2.88 m および T.P 2.57 m、幅 326.5 m (魚道 3 箇所、水門 1 箇所含む) の構造となっており、塩水遡上防止とともに、最大 2.64 m³/s の農業用水の取水と都市用水の取水に供せられている。

いっぽう、新六ヶ井堰下流は、堰の影響によって流下土砂量も少ないためか、堰～河口間の最深河床高はほぼ T.P—6.0 m を示し、低水路平均河床高は、T.P—2.0 m～T.P—5.0 m の勾配約 1/2,000 となっている。

1.1.2 治水計画

紀の川の治水計画は、流域の人口、産業、資産等の集積の程度および下流和歌山地区のもつ中枢管理機能の大きさ等を考慮して、年超過確率 1/150 の安全度で定められている。降雨パターンとしては、過去の著名な洪水のものを対象とし、これらのいずれもカバーするものとして、船戸地点の基本高水量 16,000 m³/s が昭和 49 年に定められた。洪水調節計画は、大滝ダム等の上流ダム群によって 4,000 m³/s を調節することとし、船戸地点の計画高水流量は 12,000 m³/s となっている。この流量配分図を図—1.2.3、計画ハイドログラフを図—1.2.4 に示す。

河道改修方式としては、都市部における引堤の至難さを考慮して、半固定堰として障害のある現況新六ヶ井堰の改築等、河道掘削整備によるものとしている。なお、堰改築予定地点付近は、図—1.2.1 に示すように既に築堤が完了しており、堤防間隔 503 m、低水路幅約 386 m となっており、この低水路の計画河床勾配は以下のものである。

0 km (T.P—5.5 m) ～5.0 km (T.P—3.0 m) 1/2,030

5.0 km (T.P—3.0 m) ～9.6 km (T.P.1.70 m) 1/1,050

9.6 km (T.P 1.70 m) ～17.0 km (T.P 12.3 m) 1/755

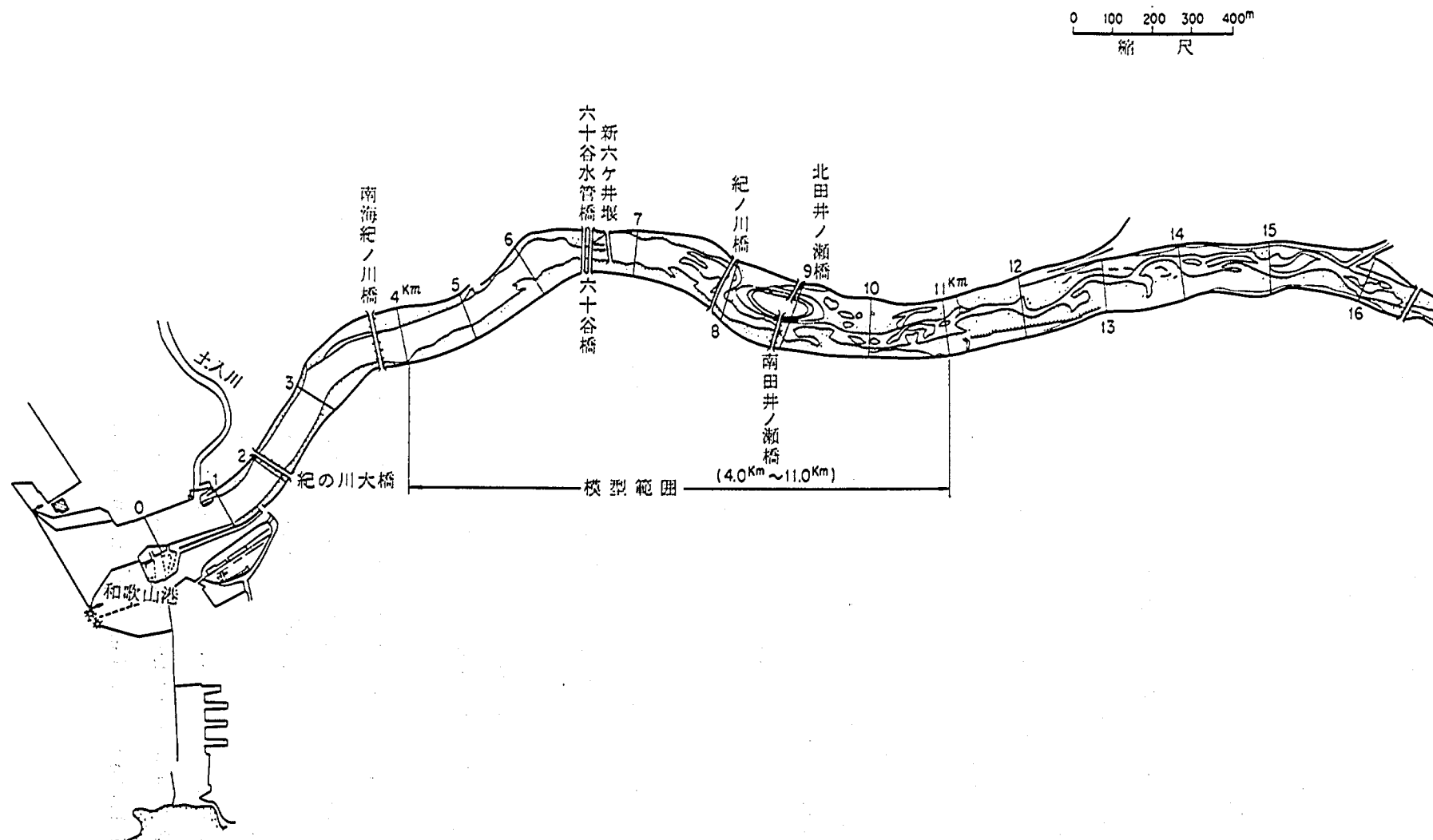
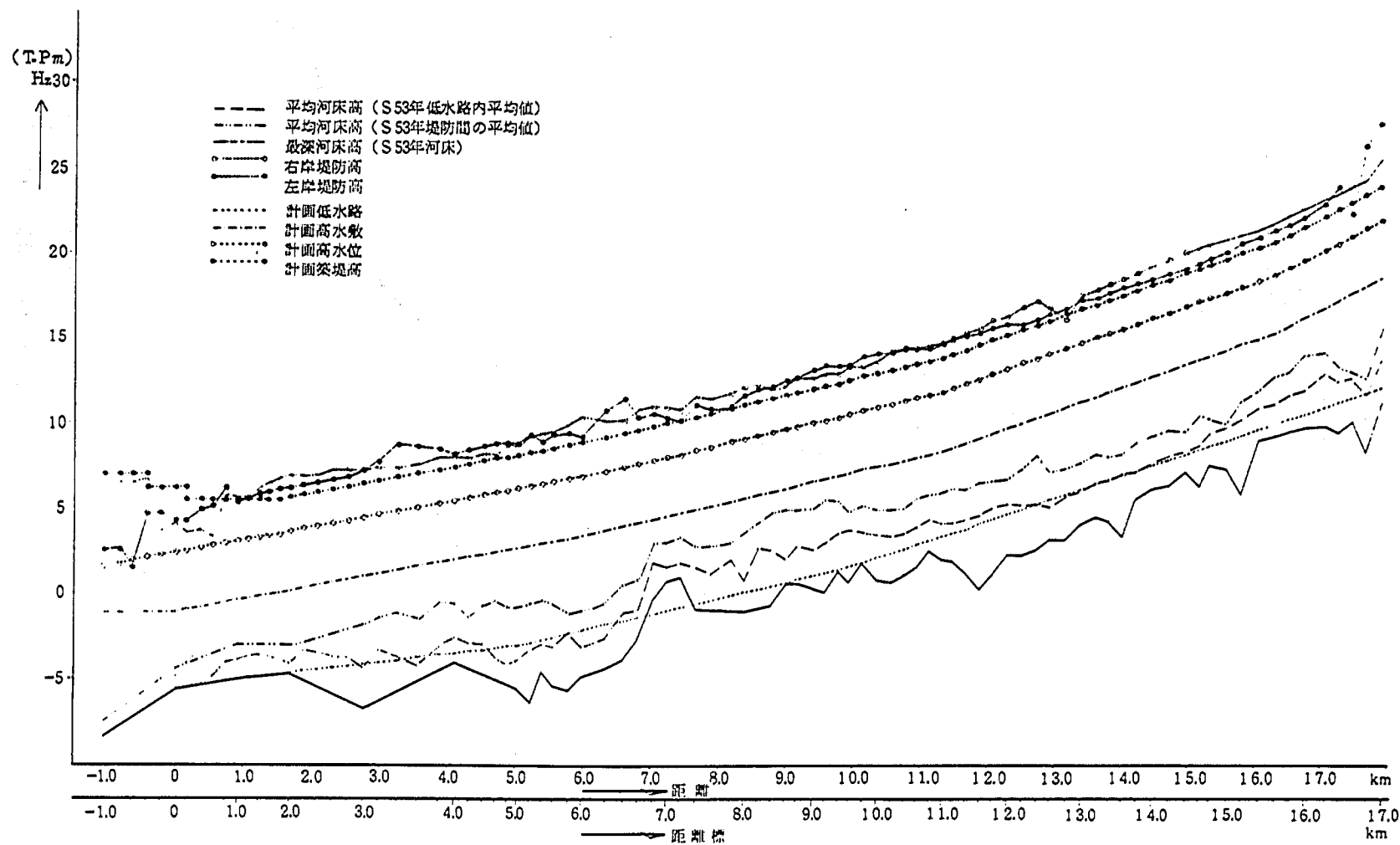
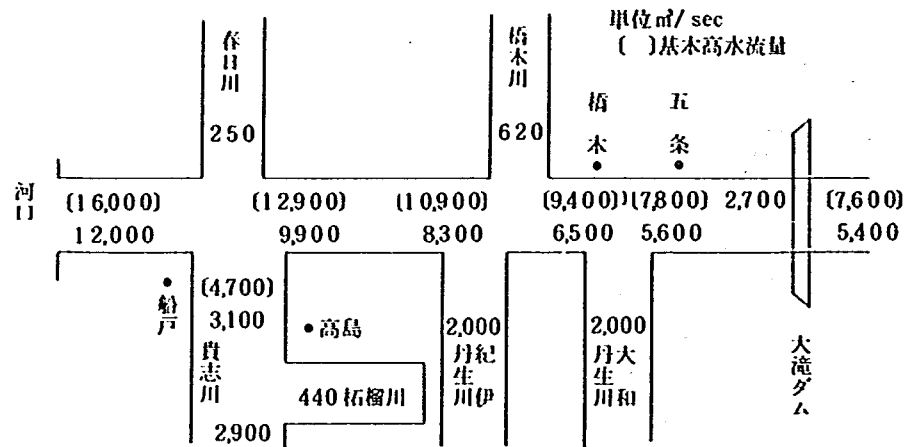


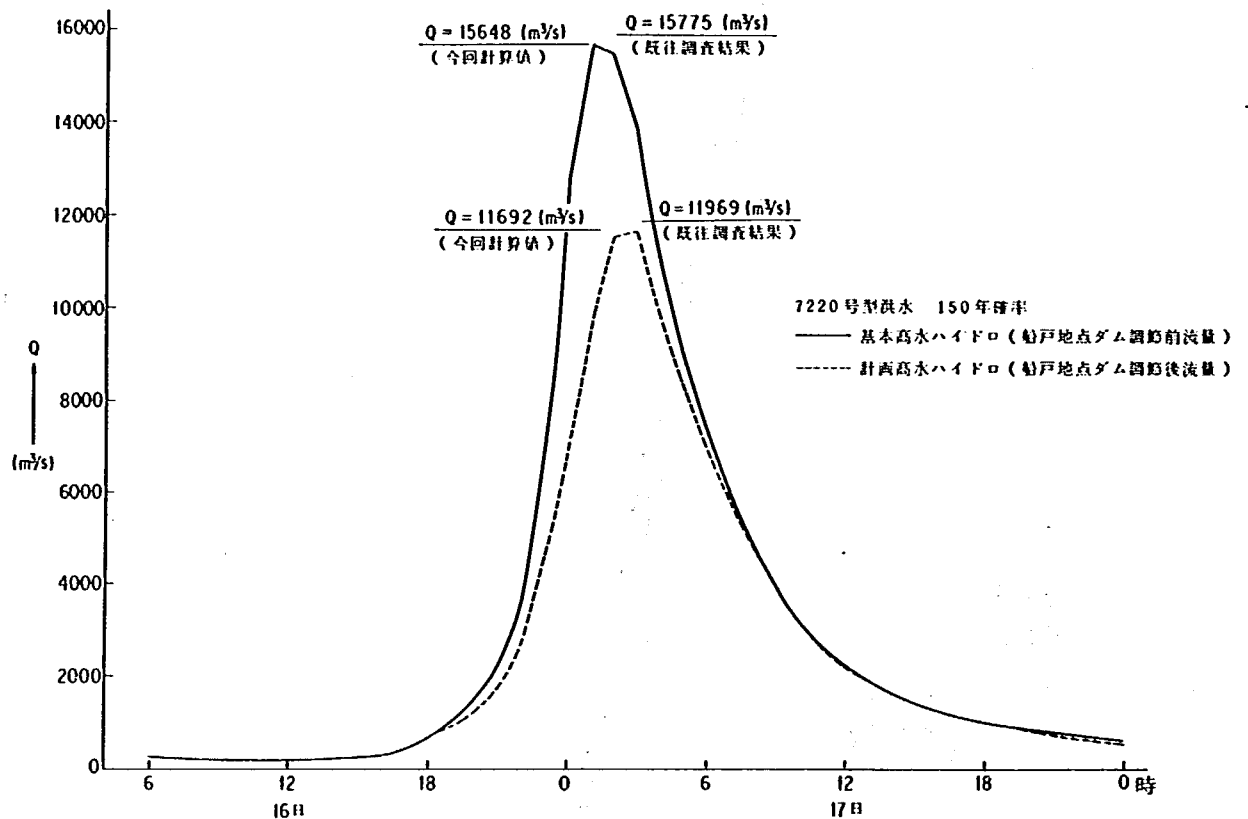
図-1.2.1 紀の川下流部平面図



図一 1.2.2 紀の川縦断面図



図一1.2.3 紀の川流量配分図



図一1.2.4 計画ハイドログラフ

1.2 実験目的

紀の川大堰は、新六ヶ井堰の現状機能を確保するために、これより下流に設けることが必要とされ、種々検討の結果 6.2 km 付近が設置位置として選定された。しかし、5.0 km～7.0 km 付近は河道が左側に湾曲しており、洪水時に複雑な流れが予想されるため、堰設置に伴う水理的諸問題に対して、机上の検討のみで計画の妥当性を判断することは困難であり、模型実験による検討が必要となった。

模型実験では、紀の川大堰建設計画に伴う諸問題について、次のような事項の水理的検討を目的として

行なった。

- (1) 堰完成後における計画低水路法線形の洪水による河床変動と水衝部の洗掘対策等の検討
- (2) 最良堰軸方向の選定
- (3) 仮締切の分割数および仮締切設置に伴う諸対策の検討
- (4) 旧堰撤去の際の仮締切規模と仮締切設置に伴う諸対策の検討

報告書(1)では、項目(1)、(2)および(3)について、(1)では計画低水路法線形の流況および河床変動結果をもとに、その問題箇所については、法線形修正による検討と護岸根固等の対策工を検討しようとするものである。(2)は、低水路最良法線形に対し、左岸堰位置を 6.4 km 上流地点の六十谷水管橋より 200 m 下流に固定した場合、堰軸方向の最良案を把握しようとするものであり、(3)は施工分割数の選定と、仮締切自体および仮締切設置に伴う局所洗掘部や治水上の諸問題を把握し、さらにその対策案を検討しようとするものである。

本報告書では、(1)および(3)の補足検討と(4)について、(1)では計画低水路法線形を修正第 5 案として、大堰地点から上流を 1/500 勾配で河床を掘削した場合の現象把握と対策案の検討を行なうものであり、(3)では仮締切の一部を出水期に残した場合の局所洗掘発生状況や対策案の検討を行なうものである。また(4)は、紀の川大堰に対して影響の少ない旧堰の撤去工法と仮締切周りの洗掘対策の検討を目的として行なったものである。

第2章 模型実験の相似律

第2章 模型実験の相似律

2.1 相似律について

模型実験では、力学的に相似な模型を用いて現地で実際に起る現象を明らかにしようとするものであり、現地および模型で生ずる現象を支配する方程式が同一のものでなければならない。従って、模型と現地は、幾何学的に相似な形状であることが最低限必要であり、各物理量の縮尺は、流れの基礎方程式から決定される。

(1) 流れの相似性 (一次元流れ)

現地と模型の一次元的な流れを支配している基礎方程式は

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.2)$$

ここで、 v は流速、 h は水深、 x は距離、 i は河床勾配、 g は重力加速度、 n は粗度係数、 Q は流量、 A は河積、 t は時間と表わされ、(2.1)式が流れの運動方程式、(2.2)式が連続式である。上式が現地と模型で成り立つとすると、現地と模型の流れは相似となり対応する各項の比が一定でなければならない。従って

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial v_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial v_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{v_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{v_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot v_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot v_m^2}{R_m^{4/3}}} = const \quad (2.3)$$

ここで、添字 p は現地、 m は模型を表わし、また

$$\frac{v_p}{v_m} = v_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とおくと (2.3) 式は

$$\frac{v_r}{t_r} \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{v_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot v_r^2}{R_r^{4/3}} = const \quad (2.4)$$

(2.4) 式で $R \equiv h$ と仮定すれば物理量は 6 個あり、関係式は 4 個ある。よって 2 つを選べば、あとはおのずから決まる。

水平縮尺 x_r 、鉛直縮尺 h_r を選べば (2.4) 式は

$$\left. \begin{array}{ll} \text{流 速} & u_r = h_r^{1/2} \\ \text{時 間} & t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \\ \text{河床勾配} & i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \\ \text{粗 度} & n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \end{array} \right\} \quad (2.5)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{となり、断面積と流量の縮尺はそれぞれ} \\ \text{断 面 積} \quad A_r = x_r \cdot h_r \\ \text{流 量} \quad Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \end{array} \right\}$$

となる。なお、流速分布の相似まで考えると、模型の縮尺が歪んでいないこと ($x_r = h_r$)、粗度要素の幾何学的相似などが必要となってくる。

(2) 移動床の相似律

移動床模型実験では、流れの相似のために流砂形態の相似も必要となってくる。河床材料は、流量の変動に伴って移動し、流砂量や河床形態がその都度変化する。このため、模型河床材料を幾何学的に相似なものとしても、河床変形の時間縮尺と流れの時間縮尺は多々にして相違する。一般に移動床の無次元状態量は、次式

$$\pi = f(u_* d / \nu, u_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d, H / d, B / H, (\rho_s / \rho - 1), K)$$

ここで、流体密度 ρ 、粘性係数 ν 、河床材料の密度 ρ_s 、平均粒径 d 、粒度分布形状 K 、摩擦速度 u (あるいは流速 v)、水深 H (あるいは河床勾配 I_b)、水路幅 B 、重力の加速度 g の関数で表わされ、上式の各項のうち、河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 $Re = u_* d / \nu$ 、無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d$ 、水深粒径比 H / d 、水中比重 $s = (\rho_s / \rho - 1)$ であり、 $u_* d / \nu$ が 20 以上のときはこの項を無視することが出来る。従って現地の河床材料が大きく、模型の材料が 0.6 mm 以上であれば、実河道と模型河道とでは同じような河床形態が生じ、フルードの相似関係を得ることが出来る。しかし、模型の河床材料が小さくなると、 Re の値が小さくなって小規模河床波が形成され、河床抵抗が異なるばかりでなく河床形態も相似とならなくなる。また、 Re が十分大きく無視出来れば流砂量は、 τ_* と H / d を実河道と模型河道とで等しくすれば相似となるが、 Re が小さくなると前記と同様、小規模河床波の発達によって異なってくる。特に、浮遊砂形態の流砂量の多い河道では、摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比が現象を支配する因子となり、模型の材料が 0.2 mm 以下、または比重が軽くなると沈降速度の縮尺がフルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似が得られず、流砂量も一致しない。実際には、移動床模型実験では上述のような無次元量はすべてを模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば、異なる形態の境界付近を除けば比較的相似になり易い。

流砂量が相似とならない場合は、流れの時間縮尺とは別に、模型河道と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決めることが必要になる。断面平均の河床変動量の式

$$\frac{\partial z}{\partial t_s} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad (2.6)$$

ここに、空隙率 λ 、流砂量 Q_s 、流砂に対応する時間 t_s である。従って、模型河道と実河道で上式が成り立つものとする時間縮尺は

$$t_{sr} = h_r (1-\lambda) r \cdot x_r^2 \cdot Q_{sr}^{-1} \quad (2.7)$$

となる。(2.7) 式の右辺最終項に対象とする流砂量式を導入すれば、模型の河床変動が現地の何時間分にあたるか求めることが出来る。

2.2 模型実験における縮尺

一般に模型の縮尺は、実験目的に対する必要精度、実験施設（面積、給排水設備の能力等）および必要とされる現象の相似性等で決められる。紀の川模型では、模型縮尺を 1/50（無歪）として、河床材料は模型縮尺どおりの平均粒径 $d_m=0.024\text{cm}$ の砂を用いた。従って、河床材料が微細であるために、水の粘性の影響を受け易く、この模型実験では 2.2(2)で述べたとおり、河床形態と流砂形態のどちらかを重視した取り扱いを行わなければならない。但し、流砂量については、時間縮尺の調整によって模型と現地の相似を図ることが出来る。

(1) フルードの相似則

(2.5) 式より、紀の川模型の各物理量に関する縮尺は、模型縮尺 1/50 の無歪とすると

$$\begin{aligned}x_r &= h_r = 50 & t_r &= x_r \cdot h_r^{-1/2} = 7.07 \\A_r &= x_r \cdot h_r = 2,500 & I_r &= h_r \cdot x_r^{-1} = 1 \\Q_r &= x_r \cdot h_r^{3/2} = 17,678 & n_r &= h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.92 \\v_r &= h_r^{1/2} = 7.07\end{aligned}$$

となる。

(2) 河床面の相似性

河床形態の相似のためには無次元掃流力 τ_* が、流砂形態の相似のためには摩擦速度に対する沈降速度の比が重要な因子となる。現地河床材料 $d_m=1.2\text{cm}$ 、沈降速度 $w_0=34\text{cm/s}$ 、模型河床材料 $d_m=0.024\text{cm}$ 、 $w_0=3.3\text{cm/s}$ とすると（尚、沈降速度は Rubey の式より求めた）

$$\tau_{*r} = \frac{u_{*r}^2}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r \cdot d_r} = \frac{h_r^2}{s_r \cdot g_r \cdot d_r \cdot x_r} = 1$$

ここで、 $u_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_{er}} = h_r / \sqrt{x_r}$ 、 $s_r = (\rho_s/\rho - 1)_r$ 、

$$\left(\frac{u_*}{w_0}\right)_r = \frac{h_r}{x_r^{1/2} \cdot w_{0r}} = 0.69$$

となる。よって、河床形態は平均的な河床材料で考えれば、現地と模型で相似となるが、流砂形態については合い難い。ところが、 $Re(=u_*d/\nu)$ が小さいと、河床面に小規模河床波 (Ripple 等) が形成されるために、流砂量が小さくなり、河床形態の移行の相似性については、余り良くないと考えられる。

(3) 流砂量の相似性

現地と模型の河床砂の移動量の相似は、(2.7) 式から導いた時間縮尺によって調整することが出来る。例えば、流砂量式として掃流砂量を対象とした土研式（佐藤、吉川、芦田の式）と掃流砂と浮遊砂を含んだ全流砂量を対象とした Brown 式をそれぞれ (2.7) 式に代入して時間縮尺を求めると

$$\text{土研式} : t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r}{\varphi_r \cdot F_r} \frac{x_r^{5/2}}{h_r^2} \doteq 5.2$$

$$\text{Brown 式} : t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r \cdot x_r^{7/2}}{h_r^4} \doteq 7.07$$

$$\begin{cases} \text{現地河床材料} & d_m = 1.2\text{cm}, \rho_s = 2.65, \lambda = 0.4 \\ \text{模型河床材料} & d_m = 0.024\text{cm}, \rho_s = 2.65, \lambda = 0.4 \end{cases}$$

となる。流砂量式から求まる時間縮尺は、河床材料の平均粒径の大小によって値が変わるために、実河道では場所ごとに河床材料が変化するなど、上記の値を中心として前後に変動した値となる。よって、模型の不定流実験では、以上の事柄を勘案してフルードの時間縮尺 $t_r = 7.07$ に近い値が適当ではないかと考えられた。

第3章 模型および実験の概要

第3章 模型および実験の概要

3.1 模型の概要

紀の川河道の模型製作に際しては、実験目的や精度および実験施設の規模から模型縮尺を 1/50 (無歪) とし、模型範囲は紀の川大堰設置に伴う諸対策の検討に必要な部分の他に、9.0 km 付近の中州分合流点形状や低水路法線形の検討が必要と考えられたために、図-3.1.1 に示すような 4.0 km~11.0 km 間とした。模型は半固定床模型で、現地で既に高水敷が造成されている部分や、植生等で出水時においても河床変動がないと推定される箇所はモルタル固定床とし、出水時に移動すると考えられる部分のみ移動床とした。なお、移動床材料としては、現地の河床材料の 1/50 の平均粒径 $d_m=0.024$ cm の砂を用いた。移動床部は、河床材料敷き厚分(計画河床高より約 20 cm)だけ低いところに平坦なモルタル面を設け、その上に砂を敷き河床面とした。河道部の平面および横断形状は昭和 53 年度の測量成果に基づいて製作し、他に河川構造物(橋脚、堰、護岸等)も木材、モルタル等によって製作した。

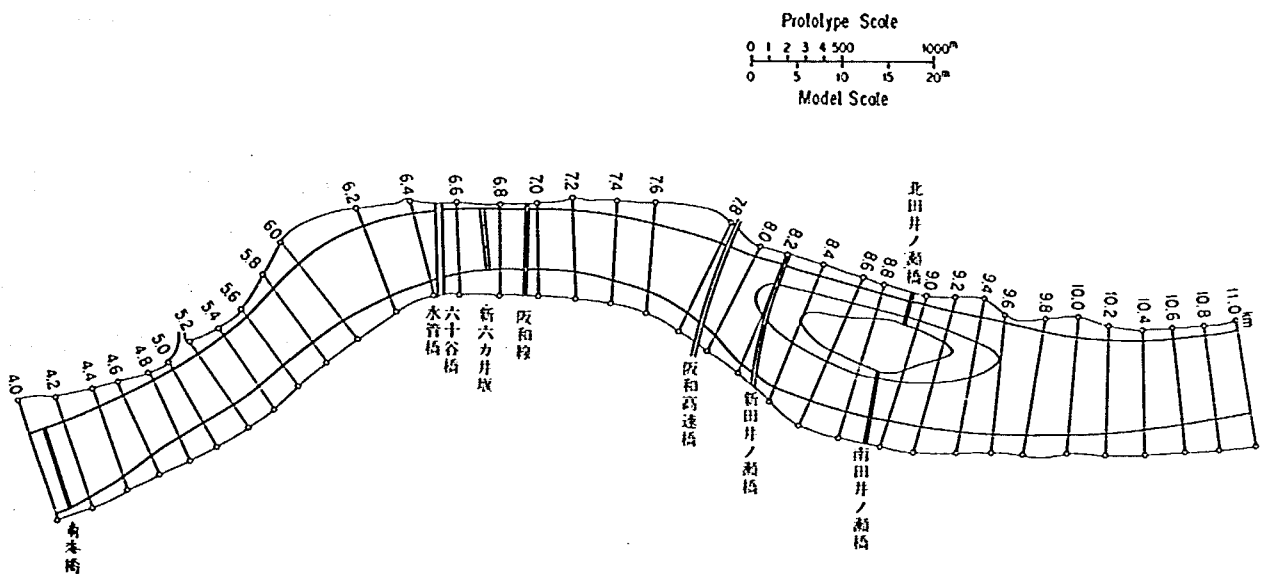


図-3.1.1 紀の川模型平面図

実験水は、つぎのような循環経路をとっている。低水槽内に貯留された実験水は、ポンプにより揚水し高水槽に導く。高水槽によって水位を一定に保つようにし、余剰水は低水槽に戻し、実験に必要な流量を給水管によって模型上流端の量水槽へ導く。量水槽ではバルブによって流量調節を行ない、量水槽にて流量計測を行なう。量水槽から流れ出た実験水は、流れの安定を図る目的で設置されている整流槽および整流格子を通り、模型河道内に給水される。模型の下流端には、沈砂地および水位調節用のゲートを設け、そこより排水路から帰環水路へ、そして低水槽へと戻る。低水槽へ戻った実験水は、再び模型に給水している。

3.2 実験概要と実験ケース

河道改修計画による低水路法線形の修正も含め、紀の川大堰建設計画の堰設置と旧堰の撤去に伴う水理的諸問題と対策工を検討するための実験を行なった。実施した実験は大別して4種類あり、各河道あるいは堰建設時および旧堰撤去の各仮締切形状に対して所定の水理条件を与え、水位、流速、流況、河床変動状況等の測定および観察を行なうことにより、実験目的についての検討を行なった。実験は、表-3.2.1~3.2.2に示すケースについて実施した。これらの各実験の検討事項をまとめると次のとおりである。

(1) 検証実験（実験Ⅰ）

検証実験は、現地と模型との水理現象の相似性を調べるために行なったものである。検証の対象としたものは、河床変動量の相似が得られる時間縮尺の値である。ここでは、既応洪水を通水し、その変動状況を比較検討し、河床面の相似性を把握した。

(2) 計画河道法線形案実験（実験Ⅱ）

計画河道の低水路法線形についての計画案とその修正案の検討、および水衝部の洗掘対策と堰軸方向、堰完成後の諸対策について検討を行なったものである。

(3) 仮締切工設置実験（実験Ⅲ）

堰建設時の仮締切工設置に伴う局所洗掘状況や治水上の諸問題を把握し、その対策工法を検討したものである。

(4) 旧堰撤去案実験（実験Ⅳ）

旧堰撤去時の仮締切工設置や一部分撤去に伴う局所洗掘状況と大堰への影響を把握し、その対策工法を検討したものである。

以上の各検討のうち、検証実験、計画河道法線形案実験のケースⅡ-7までの結果および仮締切工設置実験のケースⅢ-6までの検討結果の詳細については報告書(I)（土研資料第1927号）に述べており、本文ではその後実施した検討結果を主として述べている。

表-3.2.1 実験ケースおよび実験条件一覧表

種別	実験ケース	河 道 条 件		実 験 条 件			検 討 内 容	
		河道形状	河 床 高	流量 m^3/s	下流水位	通水時間		
検証実験	I-1	現 況	現 況	$Q_p = 5,875$	H_p T. P. m $= 2.70$	時間 分 2.30	- 現象の相似性の検討 - 昭和46年洪水前河床に整形後、7220 洪水を通水 (不定流 $tsr = 7.07$)、引き続きケースI-2, I-3 定流を通水	○
	I-2	"	"	6,000	2.78	時間 2.		
	I-3	"	"	8,000	3.90	時間 分 1.30		
計画河道の低水路法線形状に関する実験	II-1-1	原 案	計 画	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 分 2.30	- 計画低水路原案法線形の検討 - 計画ハイドロを通水後、引き続いてケースII-1-2 ~ II-1-3 (2)の定流通水 - ケースII-1-2 は5.8km ~ 6.8kmのみ河床測定 - 紀の川大堰なし	○
	II-1-2	"	"	6,000	3.37	時間 5.		
	II-1-3 ⁽¹⁾	"	"	8,000	4.24	4.		
	II-1-3 ⁽²⁾	"	"	8,000	4.24	6.		
	II-2-1	修正第1案	"	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 分 2.30	- 法線形修正第1案の検討 - ケース2より堰軸方向を選定し、右岸6.2km ~ 6.2km + 80m 杭間の6.2km + 92 m方向に設置 - 計画河道での各新橋脚設置	○
	II-2-2	"	"	8,000	4.24	時間 10.		
	II-3-1	修正第2案	"	6,000	3.37	10.	- 法線形修正第2案の検討 - 堰なし	○
	II-3-2	"	"	8,000	4.24	10.		
	II-4-1	修正第3案	"	6,000	3.37	10.	- 法線形修正第3案の検討 - ケース4より、堰軸を右岸6.2km + 80m 杭方向へ選定し、堰を設置 - 水制 (L = 15m, X = 60m) 設置 (中空三角ブロック1段・2列)	○
	II-4-2	"	"	8,000	4.24	10.		
	II-5-1	修正第3案 + 対策工	"	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 分 2.30	- 法線形修正第3案 + 対策工 (根固工、水制併用) の検討 - 堰軸を修正 (右岸 6.2 km + 80 m 杭上流 20 m 方向) - 水制 (L = 15m, X = 40m) - 根固工 (B = 5.0 m)	○
	II-5-2	"	"	6,000	3.37	時間 10.		
	II-5-3	"	"	8,000	4.24	10.		
	II-5-4	"	"	12,000	5.90	2.		
	II-6-1	修正第4案 + 対策工	管理河床高	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 2.30	- 法線形修正第4案 + 管理河床高 + 対策工の検討 - 大堰設置 (床版高 T. P. - 3.0 m) - 根固工 (B = 10m, 水制併用部は B = 5 m) - 水制 (L = 10m, X = 30m)	○
	II-6-2	"	"	6,000	3.37	時間 10.		
	II-6-3	"	"	8,000	4.24	時間 10.		
	II-7-1	修正第5案 + 対策工	"	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 分 2.30	- 法線形修正第5案 + 管理河床高 + 対策工の検討 - 大堰設置 - 根固工 (B = 10m, 水街部)	○
	II-7-2	"	"	6,000	3.37	10.		
	II-7-3	"	"	8,000	4.24	10.		
	II-8-1	修正第5案	計 画	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 分 2.30	- 法線形修正第5案 + 計画河床高の検討 - 大堰設置	△
	II-8-2	"	"	6,000	3.37	10.		
	II-8-3	"	"	8,000	4.24	10.		
	II-9-1	修正第5案 + 対策工	"	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 分 2.30	- 法線形修正第5案 + 計画河床高 + 根固工の検討 - 大堰設置 - 根固工 (洗掘部 B = 8 m, 水街部 B = 5 m)	△
	II-9-2	"	"	6,000	3.37	10.		
	II-9-3	"	"	8,000	4.24	10.		

Qp は不定流 その他は定流実験

○ 報告書(I)

△ 報告書(II)

表-3.2.2 実験ケースおよび実験条件一覧表

種別	実験ケース	河 道 条 件		実 験 条 件			検 討 内 容	
		河道形状	河 床 高	流量 m^3/s	下流水位	通水時間		
仮 締 切 工 に 関 する 実 験	Ⅲ-1	第1期仮締切+第2期築島工	現 況	m^3/s 4,000	T.p.m 1.87	時間 分 5.	仮締切工と築島工併用の場合の現象と問題点把握	○
	Ⅲ-2-1	第1期築島工	〃	〃	〃	〃	第1期築島工設置時の現象と問題点把握	○
	Ⅲ-2-2	〃	〃	〃	〃	〃	同上対策実験	○
	Ⅲ-3-1	第2期築島工	〃	〃	〃	〃	第2期築島工設置時の現象と問題点把握	○
	Ⅲ-3-2	〃	〃	〃	〃	〃	同上対策工(I)案実験	○
	Ⅲ-3-3	〃	〃	〃	〃	〃	同上対策工(II)案実験	○
	Ⅲ-4-1	第1期仮締切工	〃	〃	〃	〃	第1期仮締切工設置時の検討	○
	Ⅲ-5-1	第2期仮締切工	〃	〃	〃	〃	第2期仮締切工設置時の現象と問題点把握	○
	Ⅲ-5-2	〃	〃	〃	〃	〃	同上対策案実験の検討	○
	Ⅲ-6-1	第3期仮締切工	〃	〃	〃	〃	第3期仮締切工設置時の現象と問題点把握	○
	Ⅲ-6-2	〃	〃	2,000	0.35	3.	同上の水量変化の検討	○
	Ⅲ-6-3	〃	〃	4,000	1.87	5.	同上の対策案実験	○
	Ⅲ-7-1	第1期仮締切準備工	〃	6,000	3.10	〃	第1期仮締切準備工の現象と問題点把握	△
	Ⅲ-7-2	〃	〃	〃	〃	〃	同上対策案実験	△
	Ⅲ-8	第2期仮締切準備工	〃	〃	〃	〃	第2期仮締切準備工の現象と問題点把握	△
旧 堰 の 撤 去 に 関 する 実 験	Ⅳ-1-1	第1期仮締切工	大堰下流計画、大堰上流 $i=1/500$	1,000	-0.595	〃	第1期仮締切工設置時の現象と問題点把握	△
	Ⅳ-1-2	〃	〃	〃	1.85 (6.4 K)	〃	同上対策案+すり付け勾配の検討	△
	Ⅳ-1-3	〃	〃 管理河床	2,000	1.85 (6.4 K)	〃	第1期仮締切工幅の変更と対策案の検討	△
	Ⅳ-2-1	第1期仮締切工撤去	大堰下流計画、大堰上流 $i=1/500$	6,000	3.12	3.	第1期仮締切工撤去時の現象と問題点把握	△
	Ⅳ-2-2	〃	〃	〃	〃	〃	同上対策案実験	△
	Ⅳ-2-3	〃	〃	〃	〃	〃	第1期仮締切工撤去時の上流側矢板存置の検討	△
	Ⅳ-2-4	〃	〃	〃	〃	〃	第1期仮締切工撤去時の上下流側矢板存置の検討	△
	Ⅳ-3-1	第2期仮締切撤去	〃	〃	〃	〃	第2期仮締切工撤去時の現象と問題点把握	△
	Ⅳ-3-2	〃	〃	〃	〃	〃	同上対策案実験	△

○ 報告書(I)

△ 報告書(II)

第4章 計画河道の低水路法線形に 関する実験

第4章 計画河道の低水路法線形状に関する実験

4.1 概 要

紀の川下流部の河道改修計画では、大幅な河道掘削に伴ない増大する塩水の遡上を防止したり、洪水を安全に流下させるために既設固定堰を撤去して新たに可動堰を建設しようとしている。ここでは、河道改修計画による計画低水路法線形状案とともに既設固定堰上流の大幅な河床掘削等の河道条件変化に対する洪水時の流況と河床変動特性を把握するものである。その結果より、問題箇所の軽減策として低水路法線形や中州分合流形状の修正案による検討、およびその水衝部の護岸根固工等の対策と紀の川大堰の堰軸方向、堰完成後の諸対策について検討を行なったものである。

昭和57年度までの実験結果の詳細は報告書(I)に述べたが、現況新六ヶ井堰の撤去と計画河床高への大幅な変化に伴う河道条件での河床の安定特性として、中州上流部の堆積、中州両側河道の河床低下とその下流合流点付近への堆積、7.4 km～6.8 km間の河床低下とその下流大堰付近での堆積傾向が見られた。このため大堰設置に伴う上流河床へのすりつけ勾配や河床変動対策として、堰付近から上流で約1.0 m下がる縦断形河床(管理河床)とした検討を行った結果、河道内の河床変動が比較的少ない案として修正第5案法線形状が得られた。しかしながら、大堰から上流の河道の掘削が管理河床形状では掘削量が膨大であること、掘削に伴う大堰上流の各橋脚の洗掘対策箇所が増えるなど、河岸沿いの洗掘対策を含めた掘削形状の再検討が必要となった。ここでの一連の実験では、低水路を修正第5案形状、大堰から上流河床を床版高(T.P -3.0m)から1/500で計画河床高にすりつけた河床形状とした場合の、洪水時の河床変動状況や水衝部となる護岸前面の洗掘の対策案等の検討を行なった。

4.2 実験条件

河道改修計画の低水路法線形状を修正第5案、河床を堰上流側で床版高から1/500の河床勾配で計画河床高にすりつけた形状に設定し、洪水時の水位、流況や河床変動状況を把握した。なお、通水前の河床横断形は、計画河床高より低い部分は現状横断形(昭和53年度測量結果)としている。実験は、計画ハイドログラフ($Q_p=12,000\text{m}^3/\text{s}$, $t_{sr}=7.07$)を通水した検討、引き続き流量積み重ね方式で $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=8,000\text{m}^3/\text{s}$ の定流を各々10時間通水した検討を主として行なった。ここに模型下流端水位は、河口潮位T.P 0.84 mにおける各流量の不等流計算資料(計画断面, $n=0.030$)から、4.2 km地点のH~Q図を図-4.2.1のように求めたものを用いた。これより計画ハイドログラフは、船戸地点から11.0 kmおよび4.2 km地点までの洪水到達時間を考慮して得た図-4.2.2に示す時間流量、水位を実験に用いた。

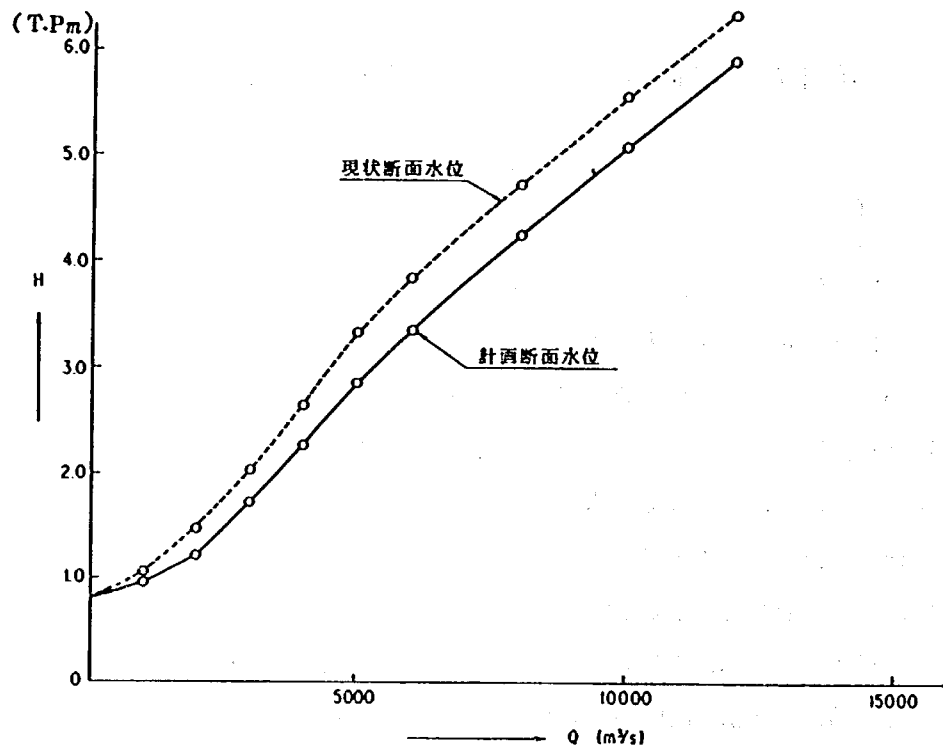


図-4.2.1 H~Q 図 (4.2 km 地点)

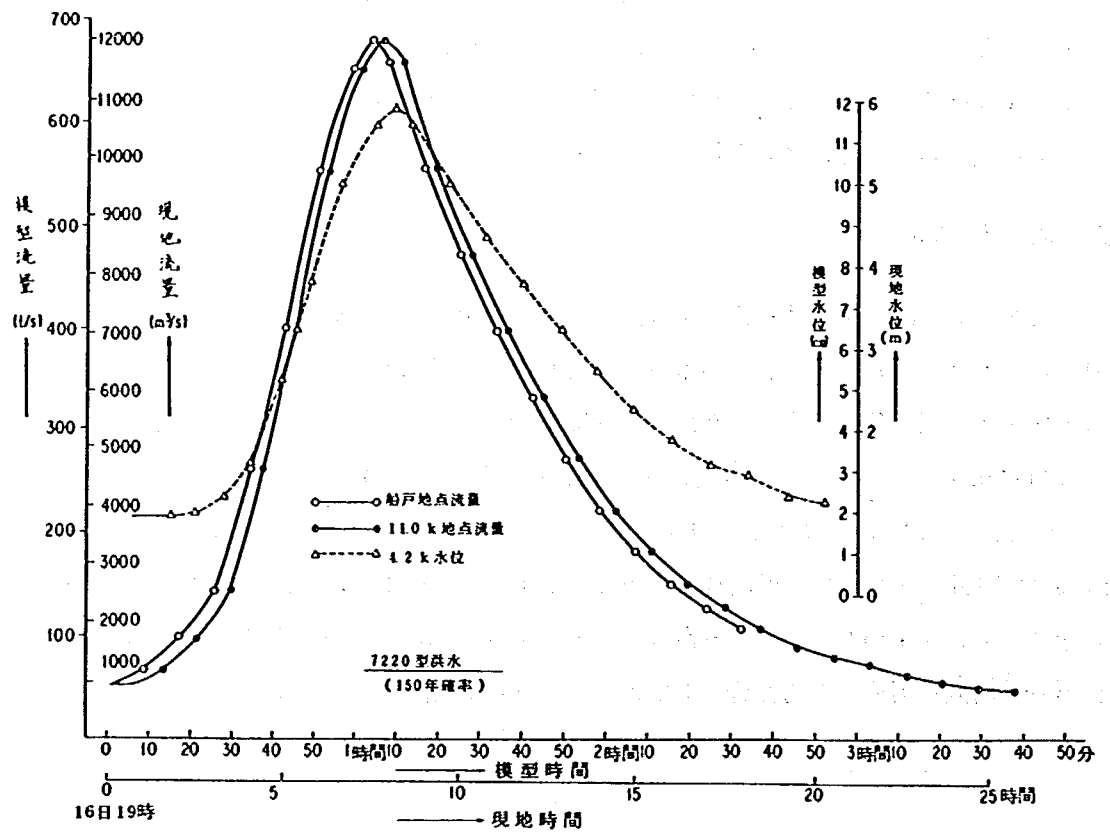


図-4.2.2 計画高水ハイドログラフ ($Q_p = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

表-4.2.1 実験ケースおよび実験条件一覧表

実験ケース	河 道 条 件		実 験 条 件			検 討 内 容
	河道形状	河 床 高	流量 m^3/s	下流水位	通水時間	
II-8-1	修正第5案	計 画	$Q_p = 12,000$	$H_p \text{ T.P.m} = 5.90$	時間 分 2.30	○法線形修正第5案+計画河床高の検討 ○大堰設置
II-8-2	"	"	6,000	3.37	10.	
II-8-3	"	"	8,000	4.24	10.	
II-9-1	修正第5案 +対策工	"	$Q_p = 12,000$	$H_p = 5.90$	時間 分 2.30	○法線形修正第5案+計画河床高+根固工の検討 ○大堰設置 ○根固工（洗掘部 $B = 8 \text{ m}$ ，水衝部 $B = 5 \text{ m}$ ）
II-9-2	"	"	6,000	3.37	10.	
II-9-3	"	"	8,000	4.24	10.	

4.3 実験結果

4.3.1 低水路法線形修正第5案+計画河床高（実験II-8）

紀の川大堰完成後の低水路法線形状としては、洪水時に局所洗掘や河道内の河床変動が比較的少ない案として修正第5案法線形が得られている。ここでは、低水路法線形を修正第5案として、堰上流を計画河床に擦り付ける河道形状とした場合の洪水時の河床変動状況や低水護岸沿いの洗掘状況などの把握を行なうものである。堰床版高は計画床高よりも6.2 kmで1.25 m低くこれより上流河道は1/500の河床勾配で計画河床に擦り付ける河床形状とした。尚、河床横断形状は計画河床高より低い部分については、現況河床形状(S. 53年度横断測量結果)とした。通水を行なった洪水は、これまでのケースと同様整形後の河床に計画高水ハイドロ $Q_p = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を時間縮尺 $t_{sr} = 7.07$ で通水し、この通水後の河床形状のまま引き続き $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を各々10時間積み重ねて流し、河道内の諸現象や河床変動結果を把握した。

1) 実験II-8-1（計画ハイドロ実験）

(1) 水位、流況について

通水開始後、中州付近および大堰上流部の高水敷に42分頃（ $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）水が乗り始め、流量ピーク時は図-4.3.4の流況図に示すように中州付近から下流の河道全幅をほぼ一様に流下し、1時間42分後（ $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）再び低水路を満杯で流れる状態となった。

各測点における水位時間変化図を図-4.3.1に、各々の測定時間における水位縦断図を図-4.3.2に示した。流量ピーク時の河道内の概略の水面勾配は、大堰より下流部は1/1,430、大堰上流から8.0 km間は1/800、8.0 km～10.0 km間は1/1,420を示している。中州流頭部の分流境界点は、9.6 km右岸杵杭位置から横断測線上左岸側へ230 m付近となっているが、表層の流れは同じく225 m付近より少し北田井之瀬側へ回る流れが多く見られた。これは、中州内堤防の上流側の向きが影響しているものと考えられる。分流後の流れは、本川側を見ると8.0 km河道中央付近より7.6 km～6.6 km右岸寄りに向う流れが見られたが、7.0 km付近はほぼ低水路法線形に沿って流下しており、護岸前面が洗掘されるようなことはなかった。一方、阪和高速道路橋付近より右岸側高水敷にのり上げた流れは7.6 kmより上流側で低水路へ流れ込み、また6.2 km右岸付近より高水敷にのりあげた流れは6.0 km付近で

低水路へ流下する状況であった。大堰床版上の流れは、堰柱に阻害されることもなく、堰軸方向は良好であった。

以上の結果をケースⅡ―7―1と比較すると、高水敷に水がのり始めるのが、通水開始後45分頃($Q=8,000\text{m}^3/\text{s}$)から42分頃($Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$)となり、約 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ の流量差となって現われた。一方、流量ピーク時における河道内水位は、ケースⅡ―7―1の結果より8.0kmから上流部で0.8m、7.4kmで0.7m、大堰地点で0.3m程水位が上昇した。河道内の水面勾配は、大堰より下流部は $1/1,570$ から $1/1,430$ 、6.8km～8.0km間は $1/1,000$ から $1/800$ となり、上流部の8.0km～10.4km間はほとんど変化しなかった。これら本ケースとケースⅡ―7―1の各結果の相違は、河床の縦断形状を図―4.3.3に示すように変更したことが主要因と考えられるが、流況的には特に問題となる流れにはなかった。

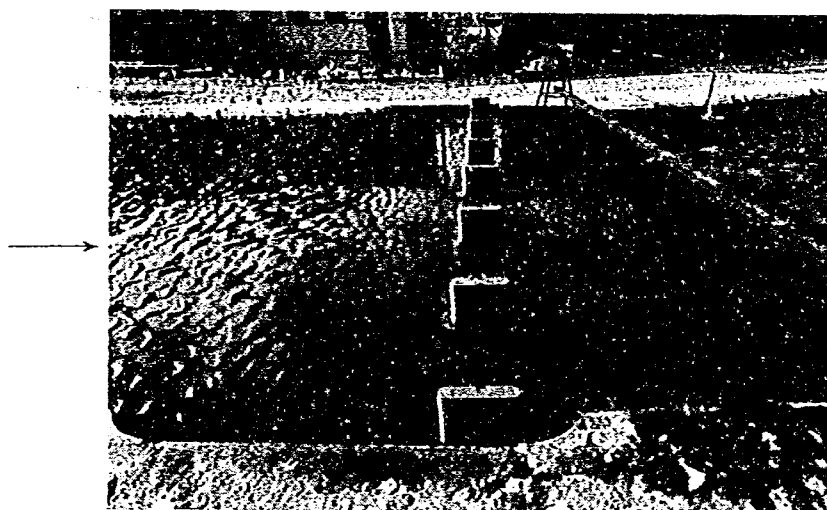
(2) 河床変動について

通水前後の河床変動状況を横断比較図として図―4.3.6に、河床変動平面図を図―4.3.5に、平均・最深河床高縦断図を図―4.3.3に示す。河床変動状況は、上流部の10.8km～9.6km間は低水路幅も広いために、河床変動は少なめで、9.4km～9.2km間も小規模河床波(Ripples)が見られるだけであった。9.2km本川側右岸の既設根固工前面が若干洗掘されたが、崩落も見られず計画河床としても特に問題はないと思われた。しかし、その下流9.0km～8.8km河道中央から右岸と8.4km河道中央から左岸にかけて平均0.6～0.7mの洗掘が起きた。特に8.8km河道中央より右岸寄りには図―4.3.5に示すように2m程洗掘されてその最深部は、ケースⅡ―7―1と同程度の洗掘深となっていた。これらの洗掘された土砂は、8.8km右岸低水護岸前面、8.2km及び7.6km～7.2km河道中央まで流下して堆積した。また、8.8km～8.4km本川右岸の高水敷上、中州合流部の高水敷上に浮遊砂が流量ピークから減水期にかけて堆積し、0.1m程の厚さとなった。

一方、北田井之瀬側は、9.2km～8.6km間で河床の低下は平均0.3～0.4m程度であり、8.8km～8.6km間の最深箇所は1.5～2.0mの洗掘深となり、ここで洗掘された土砂は8.4km及び8.0km付近に堆積した。また、局所的な洗掘が9.2km左岸、8.8km右岸、8.6km左岸と流下方向に交互に生じており、北田井之瀬側の流れが若干蛇行していたものと思われる。このような洗掘結果となったのは、流況で述べたように中州流頭部の高水敷からの流入があったために流れが若干乱れていたことと、分流量についてもケースⅡ―7―1より増加していたことが原因となっていたものと考えられる。

7.4km～6.8km間は、低水路幅が上下流に較べて狭いために、これまでのケースと同様河床が低下傾向となり、水衝部となる7.4km～7.2km右岸低水護岸前面は約1m洗掘された。また、左岸低水護岸前面も同じような範囲が0.5m程洗掘され、その下流の6.8km左岸護岸前面では堆積が見られた。一方、7.8kmから下流は計画河床への擦り付け部となっているために、河床勾配が変化しており、上流からの掃流砂が落ち込むように7.6km～7.2km河道中央付近に若干堆積する傾向を示した。6.8km河道中央付近は、約1m程洗掘されてこの洗掘土砂は比較的低水路幅の広い大堰床版上に堆積した。堆積状況は、左岸から中央付近が0.5m、中央より右岸側が0.3mの堆積量を示し、ケースⅡ―7―1と比較して堆積量が特に増加することはなかった。大堰から下流河道部は、河床が低下傾向を示し、

水衝部となる 5.6 km～5.2 km 右岸低水護岸沿いが 1.5～2.0 m 程洗掘された。



写真—4.3.1 大堰床版上への堆積状況（実験Ⅱ—8—1）

全体的な河床変動状況は、低水路法線形が同一のケースⅡ—7—1 と較べると中州分合流付近や堰上流の 7.6 km～7.8 km 間の河床縦断形が相違するために、洗掘、堆積が異なった傾向を示している。ところが、護岸前面の洗掘が最大でも 2 m 程度であり、これらの洗掘は根固工等で十分対応出来るものと考えられる。

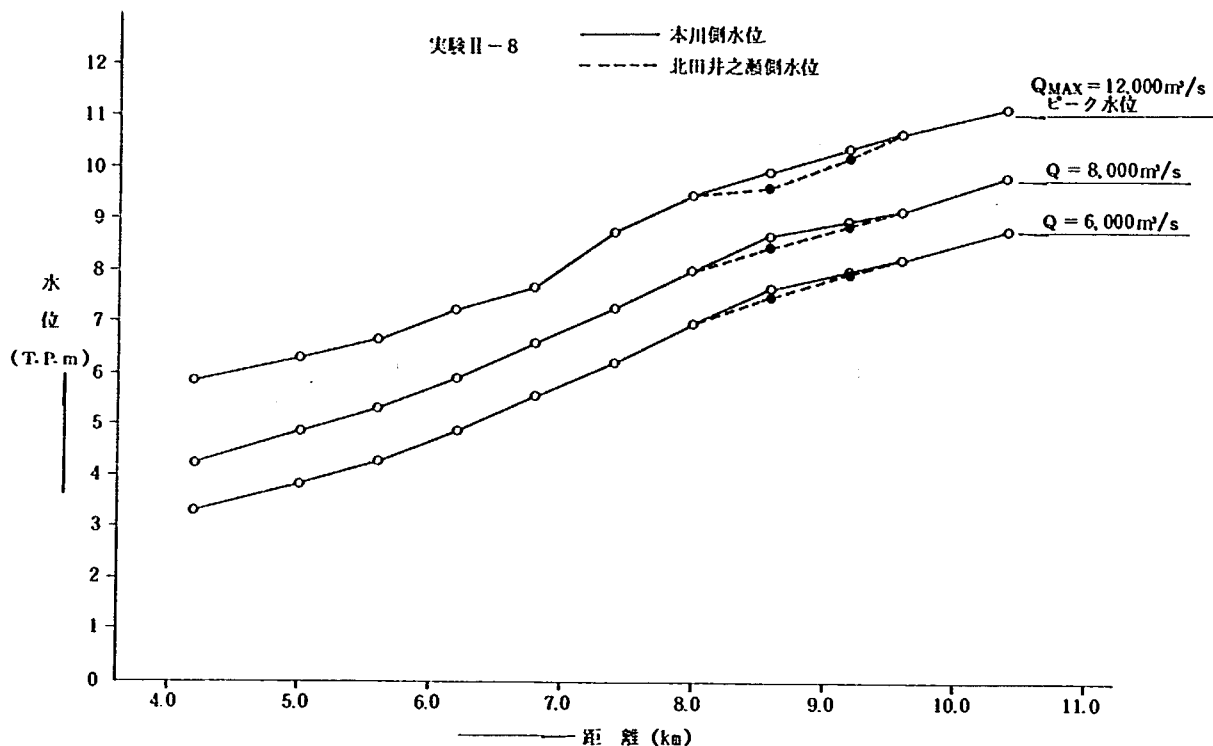
2) 実験Ⅱ—8—2, Ⅱ—8—3 ($Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流実験)

(1) 水位、流況について

各流量共、通水開始後、2 時間、6 時間及び止水直前の 10 時間後に水位を測定し、10 時間後の水位縦断形状をケースⅡ—8—1 の不定流実験のピーク時の水位縦断形状と比較して図—4.3.7 に示す。河道内水位は、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とともに通水中の各時間の変化は少なく、6 時間目以降水位はほぼ定常状態に達しているようである。河道内の水位をケースⅡ—7—2, Ⅱ—7—3 と比較すると、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とともに 8.0 km より上流部は 0.5～0.6 m, 7.4 km 付近が 0.3 m, 大堰付近が 0.2 m 程水位が上昇した。水面勾配は大堰より下流部が 1/1,300, 大堰から 8.0 km 間は 1/860, 8.0 km より上流部は 1/1,300 となり、ケースⅡ—8—1 の不定流ピーク時の水面勾配と大きな差はなかった。従って、ケースⅡ—7—2, Ⅱ—7—3 と比較すると、水面勾配も若干大きくなる結果となった。

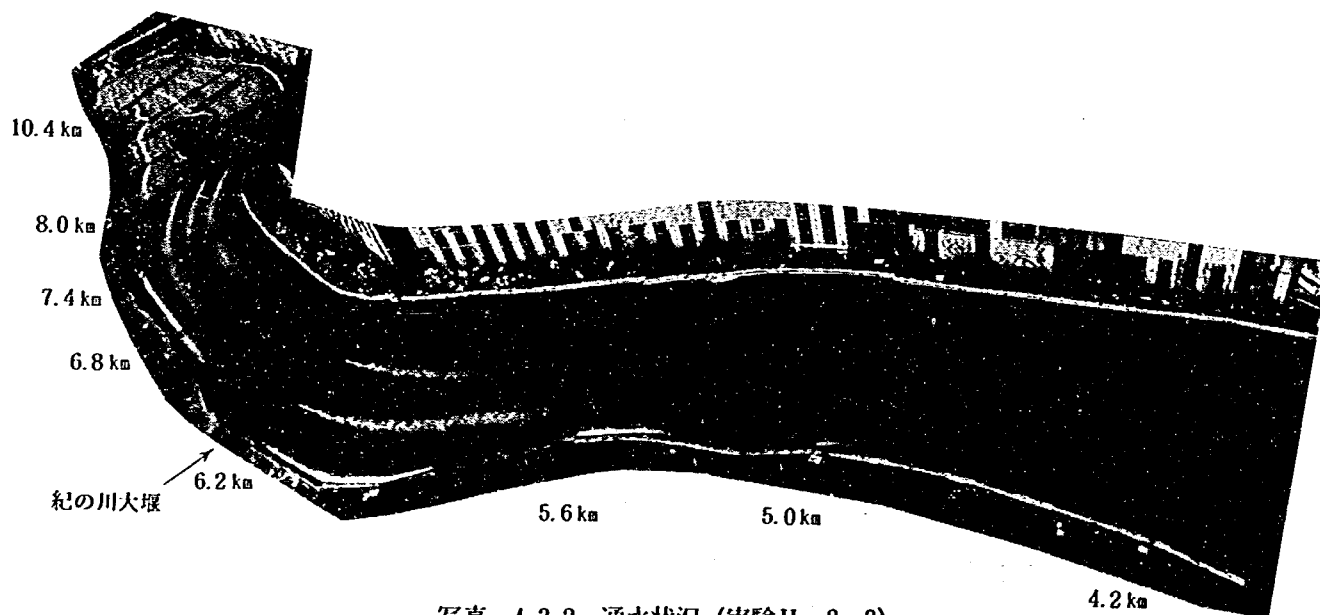
通水中の流下状況を図—4.3.10～4.3.11 に示す。河道内の流速は、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は北田井之瀬側及び低水路幅の狭い 7.2 km～6.6 km 付近が 3.3 m/s, 中州左岸の本川側 8.0 km～7.2 km 付近が 3.0 m/s, 中州より上流部および大堰より下流部は 2.8 m/s 程の値を示している。一方、高水敷上の流れは、高水敷がやっと湛水する程度であるために、平均して約 1.4 m/s 前後の流速であるが、7.6 km～7.2 km は 0.9 m/s と非常に穏やかな流れを呈している。高水敷にのり上げる流れが顕著に見られた場所は、7.8 km 左・右岸、阪和線橋左岸、6.2 km の低水護岸沿いであった。

$Q=8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は図—4.3.11 に示すように、河道内の流速は $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と比較すると



図—4.3.7 水位縦断比較図 (実験II—8)

全体的に約1割増して、6.8 km 河道中央付近が 3.7 m/s、北田井之瀬側で 3.8 m/s の最大値となっていた。高水敷上の流れは、2.0 m/s～2.3 m/s 程の流速であるが、六十谷橋左岸付近が 3.0 m/s と最も速く、大堰直下流の右岸側は 1.6 m/s、左岸側は 2.8 m/s と大堰付近は左岸側がやや速い流れとなった。大堰より上流側の中州流頭部の分流境界や低水路の流下状況は、ケースII—7—2、II—7—3 と余り大きな違いはないが、中州合流部の死水域は $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ から $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位の上昇に伴って不明瞭となり、その範囲も小さくなった。



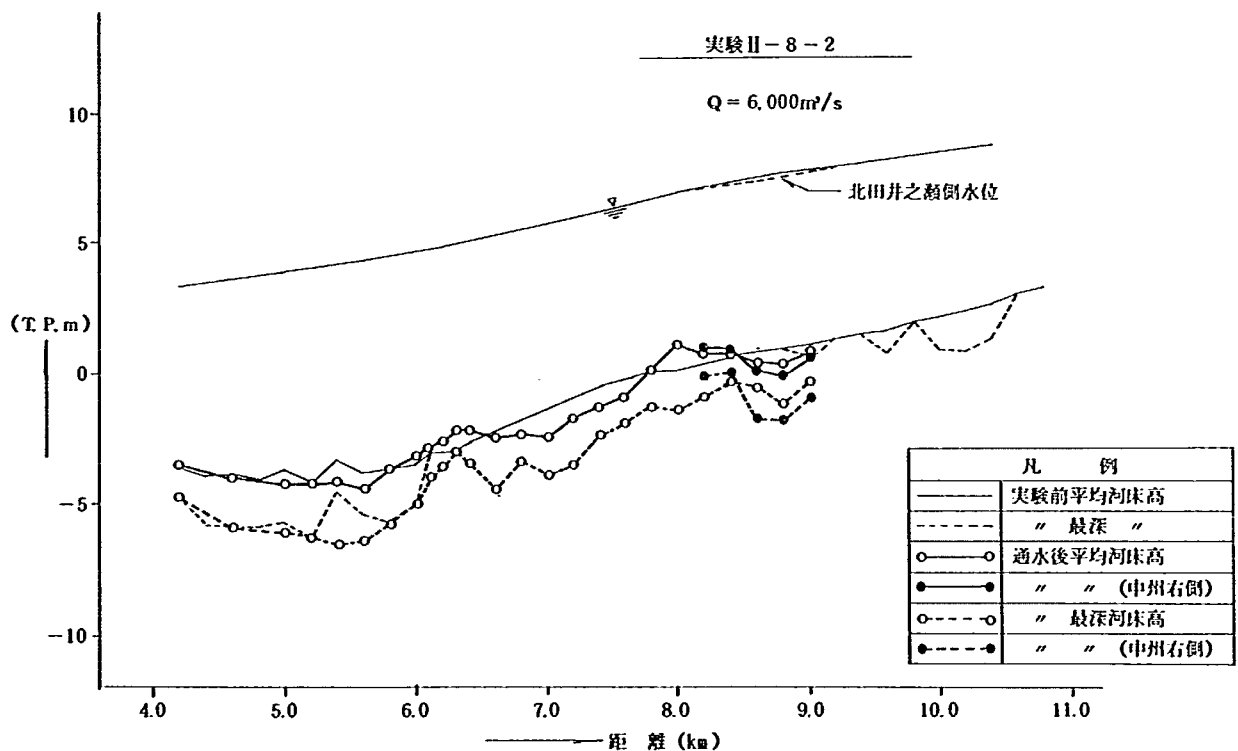
写真—4.3.2 通水状況 (実験II—8—3)

(2) 河床変動について

実験終了後の河道内の平均・最深河床高縦断面図を図—4.3.8～4.3.9 に、横断比較図を図—4.3.14 に、河床変動平面図を図—4.3.12～4.3.13 に示す。定流量を積み重ねて流したために、計画高水流量通水後の河道内の洗掘、堆積箇所がより明瞭となって現われた。特に、9.0 km 本川右岸および 8.4 km 本川左岸の低水護岸前面、北田井之瀬側の 9.2 km～8.6 km、7.4 km～6.8 km 右岸付近および大堰床版上の堆積量が若干強調されて現われた。河道内の洗掘、堆積箇所をまとめて下表に示す。

洗 掘 個 所	堆 積 個 所
10.4～9.8 km 河道中央から左岸	8.2～8.0 km 本川右岸
9.2～8.6 km 本川右岸	8.0～7.8 km 右岸
8.4 km 左岸護岸沿い	7.6～7.4 km 左岸護岸沿い
北田井之瀬 9.2～8.6 km	6.4～6.2 km (大堰上・下流)
7.6～6.6 km	6.2～5.8 km 河道中央から左岸
6.0～5.8 km 右岸護岸沿い	
5.6～5.2 km 河道中央から右岸	

この結果、問題となる地点としては、北田井之瀬側の 9.2 km 左岸および 9.0 km～8.4 km 右岸、8.4 km 本川左岸、7.6 km～6.6 km 右岸、6.0 km～5.4 km 右岸のいずれも低水護岸前面であり、2～3 m の洗掘深を示し、低水護岸保護工を考慮する必要があると思われる。また、流況の項で述べたように $Q=8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では高水敷上の流れが最大 3.0 m/s を示す箇所があり、その付近の洗掘が懸念される。この高水敷上の流れは、8.4 km 左岸のように低水路に落ち込む箇所でも護岸付近の洗掘を誘発する



図—4.3.8 水位・河床高縦断面図 (実験Ⅱ—8—2)

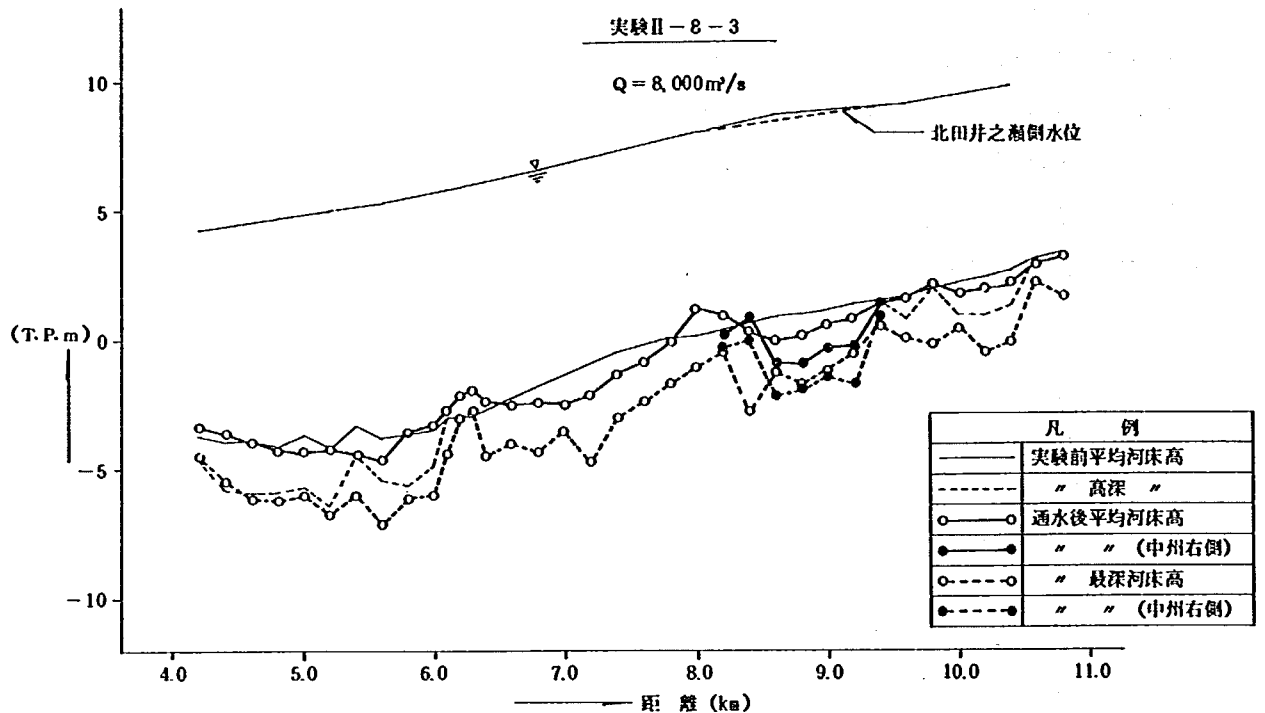


図-4.3.9 水位・河床高縦断面図 (実験II-8-3)

ために、根固工ばかりでなく護岸自体の耐浸食対策も必要であろう。

3) 橋脚周囲の局所洗掘について

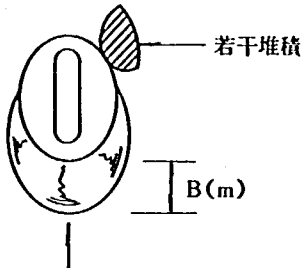
紀の川は、河道を横断する橋脚が多数あり、計画河道とした場合の橋脚囲りの洗掘が、その対策案を含めて重要な検討課題となる。そこで、各橋脚周囲の局所洗掘状況を各通水終了毎に測定し、結果を表-4.3.2に示した。尚、洗掘深は初期河床からの洗掘深で表わした。各橋脚周囲の洗掘は、 $Q_p=12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のケースII-8-1によって、いずれも橋脚上流側周囲が洗掘された。各橋脚の洗掘深は、北田井之瀬橋が1.5mと比較的小さいが、他の橋脚は2.5m~3.0m程洗掘され、洗掘範囲は洗掘深の2~3倍程度である。洗掘状況を見ると中州合流部より下流の橋脚については、ケースII-8-1の通水において河床高がほぼ平衡状態に達しているために、その後定流を積み重ねても余り洗掘は進まなかった。上流部の新田井之瀬橋、南・北田井之瀬橋については、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の通水によって河床低下が徐々に進み、洗掘深も仲々定常にならず、最終的に3m前後の洗掘深となった。これらの結果より、橋台の露出する新田井之瀬橋、阪和高速道路橋、六十谷水管橋については根固ブロック等の対策が必要と考えられた。

表-4.3.2(1) 橋脚周囲の洗掘深

実験Ⅱ-8

新田井之瀬橋

※橋脚台露出

橋脚 ケース	左岸 1	2	3	北田井之瀬側	
初期河床高	T. P. m + 0.40				T. P. m + 0.38
Ⅱ-8-1	2.50 m	2.75 m	3.00 m		※ 2.00 m
Ⅱ-8-2	2.50	※ 3.50	3.25		※ 2.00
Ⅱ-8-3	2.75	3.50	3.25		3.00
洗掘幅(B)	5.0 m			4.0 m	
					

南田井之瀬橋

北田井之瀬橋

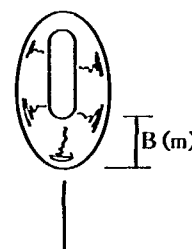
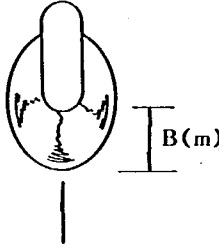
橋 脚 ケース	左岸 2	3	4 右岸	1
初期河床高	T. P. m + 1.07			T. P. m + 1.07
Ⅱ-8-1	2.50 m	1.75 m	3.00 m	1.50 m
Ⅱ-8-2	3.75	2.50	3.00	3.00
Ⅱ-8-3	3.25	3.00	3.50	3.25
洗掘幅(B)	4.0 m			5.0 m
				

表-4.3.2(2) 橋脚周囲の洗掘深

実験Ⅱ-8

阪和線橋

※橋脚台露出

橋脚 ケース	左岸 1	2	3	4	5 右岸
初期河床高	T. P. m - 1.50				
Ⅱ-8-1	3.00 m	4.25 m	3.00 m	2.50 m	2.75 m
Ⅱ-8-2	—	—	—	—	—
Ⅱ-8-3	3.50	4.25	4.00	3.50	3.75
洗掘幅(B)	5.0 m				
備 考					

阪和高速道路橋

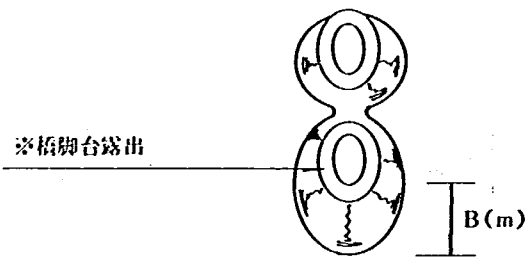
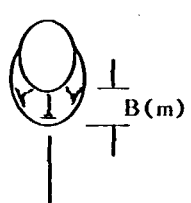
橋脚 ケース	左岸 1	2	3	4	5	6	7 右岸
初期河床高	T. P. m ± 0						
Ⅱ-8-1	※ 2.75m	3.35m	3.50m	※ 3.25m	1.75m	2.75m	2.25m
Ⅱ-8-2	※ 2.75	3.35	3.50	※ 3.25	3.25	3.25	※ 3.25
Ⅱ-8-3	※ 2.75	3.75	3.50	※ 3.25	3.50	3.25	2.75
洗掘幅(B)	10.0 m						
備 考							

表-4.3.2(3) 橋脚周囲の洗掘深

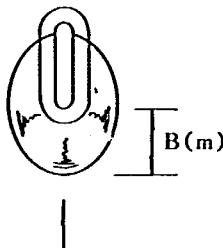
実験Ⅱ-8

水管橋

※橋脚台露出

橋脚 ケース	左岸 1	2	3	4	5	6 右岸
初期河床高	T. P. m - 2.46					
Ⅱ-8-1	※ 3.00	2.50 m	2.25 m	2.50 m	2.50 m	—
Ⅱ-8-2	※ 3.00	2.75	2.50	3.00	2.50	—
Ⅱ-8-3	※ 3.00	※ 3.00	※ 3.00	※ 3.00	※ 3.00	—
洗掘幅(B)	4.00 m	4.00 m	4.00 m	3.50 m	4.00 m	—
備考						

六十谷橋

橋脚 ケース	左岸 1	2	3	4	5	6 右岸
初期河床高	T. P. m - 2.46					
Ⅱ-8-1	1.50 m	2.00 m	2.00 m	1.50 m	2.00 m	1.50 m
Ⅱ-8-2	2.50	2.50	2.50	1.50	1.75	1.75
Ⅱ-8-3	3.00	2.50	2.50	2.00	2.50	3.50
洗掘幅(B)	4.00 m	4.00 m	4.00 m	3.50 m	4.00 m	5.00 m
						

4.3.2 低水路法線形修正第5案+計画河床高+対策工実験（実験Ⅱ-9）

実験Ⅱ-8の結果より、管理河床高から図-4.3.3に示すように計画河床高に変更しても、低水路法線形状を修正第5案としておけば、流れに関しては特に問題となる点はなかった。河床変動状況は、上流の中州付近や河床勾配が変化する7.8kmから大堰にかけて若干の洗掘、堆積があるものの、低水護岸沿いの局所洗掘を除けば、ケースⅡ-7と大差ないものであった。従って、本ケースでは低水護岸の安全性を保つために、表-4.3.3のそれぞれの位置に根固工を設置して、その効果および影響等について把握するものである。河道条件、実験条件については、ケースⅡ-8とすべて同様として、先ず計画高水流量（ $Q_p=12,000\text{ m}^3/\text{s}$ ）の不定流を通水して、続けて積み重ねで $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ の定流量を通水して検討した。尚、低水護岸保護工の設置位置と諸元を以下に記す。

○護岸保護工について

北田井之瀬側河道の洗掘や河道全体の低水護岸沿いの局所洗掘対策として根固工を設置した。根固工の幅は、局所洗掘発生箇所は8m、その他洗掘深が比較的小さい箇所は5mとした。

表-4.3.3 根固工設置諸元

項 目	種 類	幅 8m	幅 5m
設 置 範 囲	9.4～8.4km 右岸（北田井之瀬）		9.2～8.6km 左岸
	8.6～7.8km 左岸		8.8km 本川右岸～9.6km ～8.4km 北田井之瀬左岸
	7.6～6.6km 右岸		
	6.0～5.4km 右岸		6.6km～大堰床版～6.0km 右岸
工 種		砕石（ $d=5\text{mm}\sim 10\text{mm}$ ）現地粒径約35cm 相当	
厚 さ		現地1.5m	

1) 実験Ⅱ-9-1（計画ハイドロ実験）

(1) 水位、流況について

通水開始後、中州付近および大堰上流部の高水敷へ水がのり始めるのは、実験Ⅱ-8-1と同様42分頃（ $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$ ）であり、流量ピーク時は河道全幅をほぼ一様に流下し、流量ピーク後 $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$ まで減水すると、再び低水路満杯の状態となる。各測点における水位時間変化図を図-4.3.15に、水位縦断時間変化図を図-4.3.16に示した。河道内の時間的な水位縦断変化を実験Ⅱ-8-1と比較すると、増水期および減水期共にほとんど同じ結果となった。流量ピーク時の流下状況は、図-4.3.18の流況図に示すように河道全幅をほぼ一様に流下し、中州流頭部の分流境界や高水敷上の流れも中州合流部の状況を含めて、実験Ⅱ-8-1と河道形状が同じであるために左程変化は見られず、根固工設置による影響は特に現れていない状況であった。

(2) 河床変動について

通水前後の河床変動横断図を図-4.3.20、河床変動平面図を図-4.3.19、最深・平均河床高縦断図を図-4.3.17に示した。通水後の河床変動状況を見ると、9.6kmより上流部は低水路幅が広いために

河床変動は非常に少なく、河道内の洗掘、堆積はほとんど見受けられなかった。その下流の本川 8.4 km～8.2 km 河道中央の河床低下および低水護岸沿いの局所洗掘はケースⅡ-8-1 に較べて緩和されており、それと共に 7.6 km 河道中央部の堆積量が減少した。また、比較的河道幅の狭い 7.2 km～6.8 km 河道中央付近の河床の低下量が減少し、大堰床版上およびその下流の堆積傾向が若干緩和されたようであった。一方、北田井之瀬側河道では、北田井之瀬橋から 8.6 km 間の洗掘が河道中央に移り、局所洗掘深を実験Ⅱ-8-1 と比較すると 0.1～0.2 m 程深くなったが、非常に局所的なものであり北田井之瀬側全体の土砂の移動量はむしろ減少傾向であった。これは、根固工によって護岸前面の洗掘が減

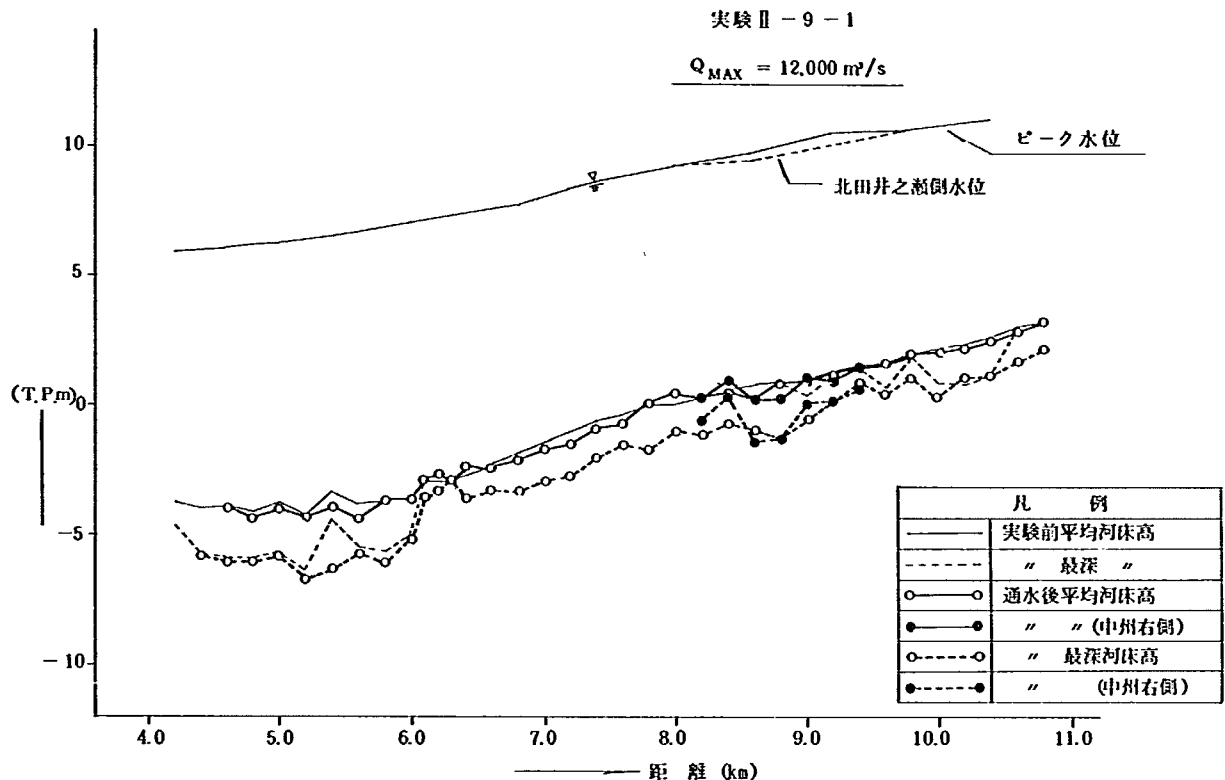


図-4.3.17 水位・河床高縦断面図 (実験Ⅱ-9-1)



写真-4.3.3 北田井之瀬側の河床変動状況 (実験Ⅱ-9-1)

少し、その効果が現われたものと考えられる。大堰より下流部では、水衝部となる 5.6 km～5.4 km 右岸の洗掘位置が護岸根固工前面に移るとともに、河道中央付近の河床がやや低下傾向となった。

以上のように、不定流通水後の河道内の河床変動状況は、実験Ⅱ-8-1 と比較しても明確な差を把握することは出来なかった。護岸付近の洗掘を防ぐために設置した根固工の状況は、8.8 km～8.2 km 本川左岸、北田井之瀬側 9.2 km 左岸付近および 9.0 km～8.8 km 右岸、7.4 km～6.8 km 本川右岸については根固工前面が 0.5 m～1.0 m 洗掘、5.6 km～5.4 km 右岸については 1.5 m 程洗掘されたが、根固工自体の崩れ、沈下等は見られなかった。中州流頭部一帯は設置した初期状態と全く変わらず、8.2 km～8.0 km 本川左岸、8.6 km～8.4 km 北田井之瀬左岸および 6.4 km～6.0 km 右岸の根固工付近は、寧ろ流送砂が堆積する傾向を示した。従って、河道内の各所に設置した根固工の施工幅やその厚さについては、計画洪水程度では一応安全な規模であることが確認された。

2) 実験Ⅱ-9-2, Ⅱ-9-3 ($Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流実験)

(1) 水位、流況について

各流量共、実験Ⅱ-8-2, Ⅱ-8-3 と同様、2 時間、6 時間および 10 時間後に水位を測定し、10 時間後の水位縦断形状を不定流実験におけるピーク時の水位縦断形状と比較して図-4.3.21 に示した。河道内の水位縦断形状を実験Ⅱ-8-2, Ⅱ-8-3 と比較すると、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 共に変化はほとんど見られず、護岸保護対策工を設置しても水位に対してほとんど影響しないことが解る。

各流量の河道内の流れの状況は、図-4.3.24～4.3.25 の流況図に示すように 8.2 km 本川側低水路中央の主流は、7.2 km～7.0 km 右岸側に向って流れており、中州流頭部の分流境界域や高水敷への冠水状況および大堰周辺の流況を含めて、根固工設置による変化は不定流実験と同様、特に現れていな

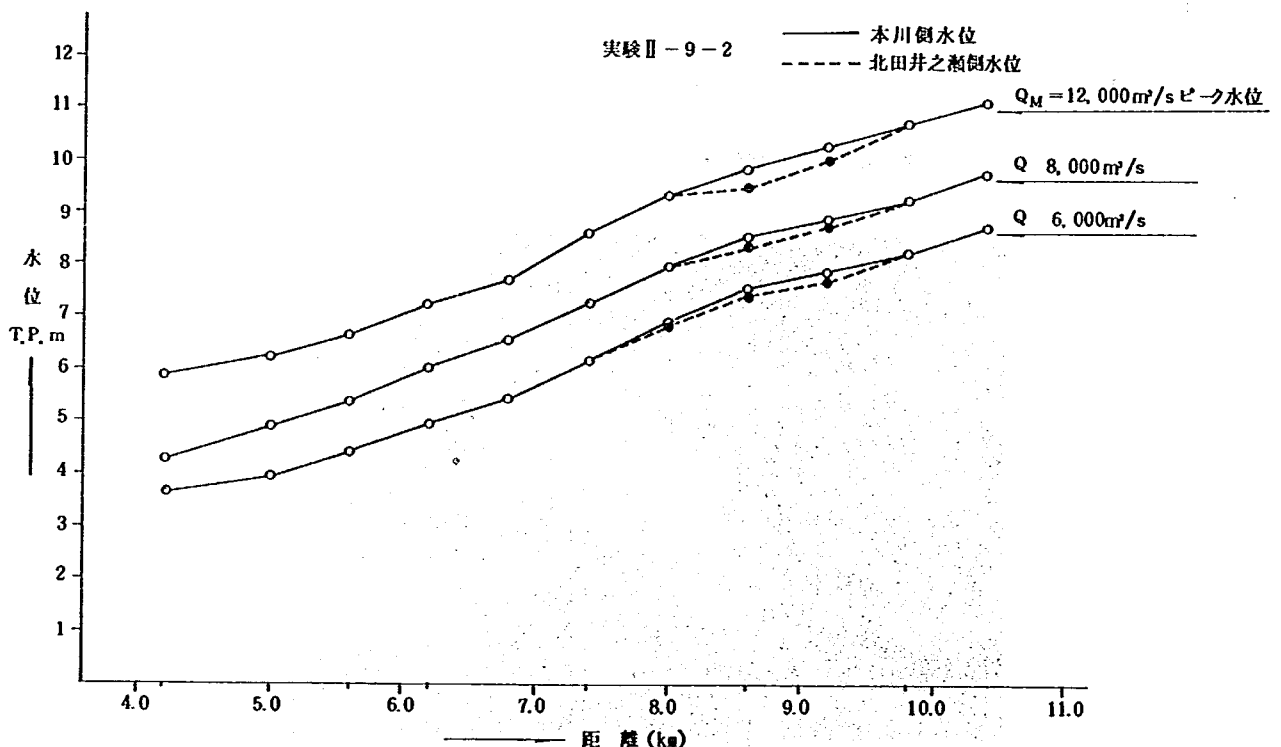


図-4.3.21 水位縦断比較図 (実験Ⅱ-9)

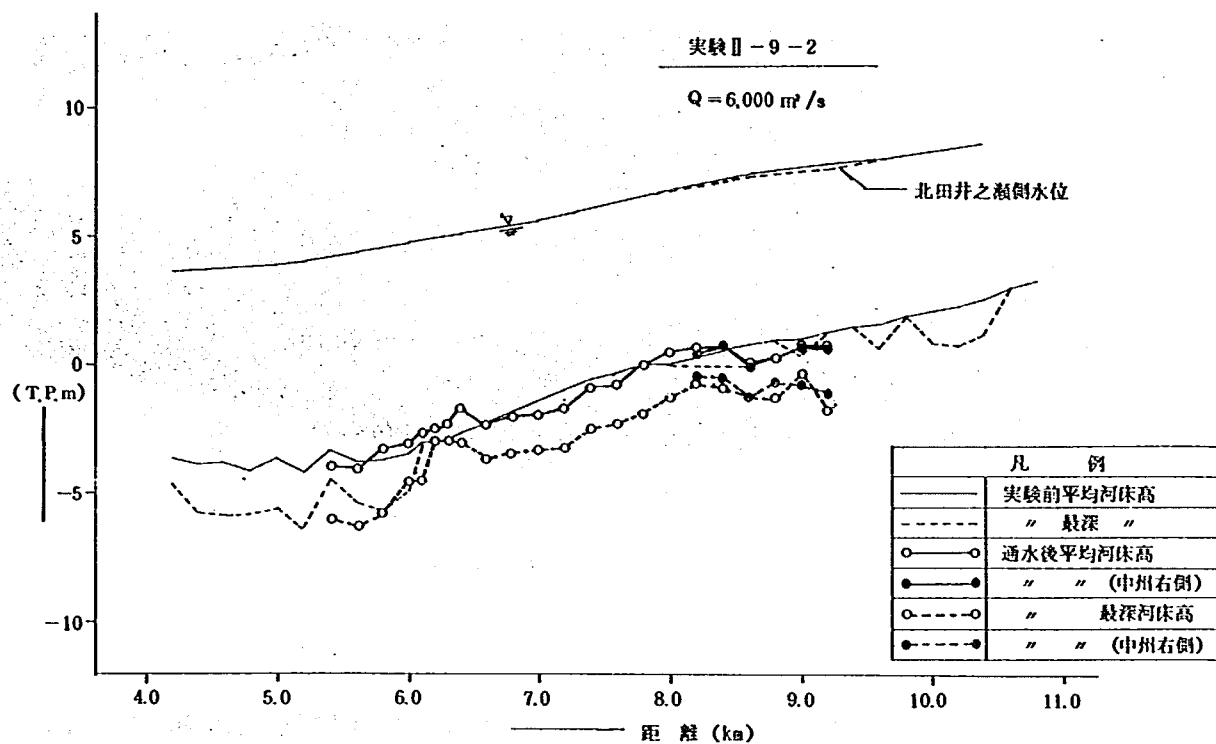


図-4.3.22 水位・河床高縦断面図 (実験Ⅱ-9-2)

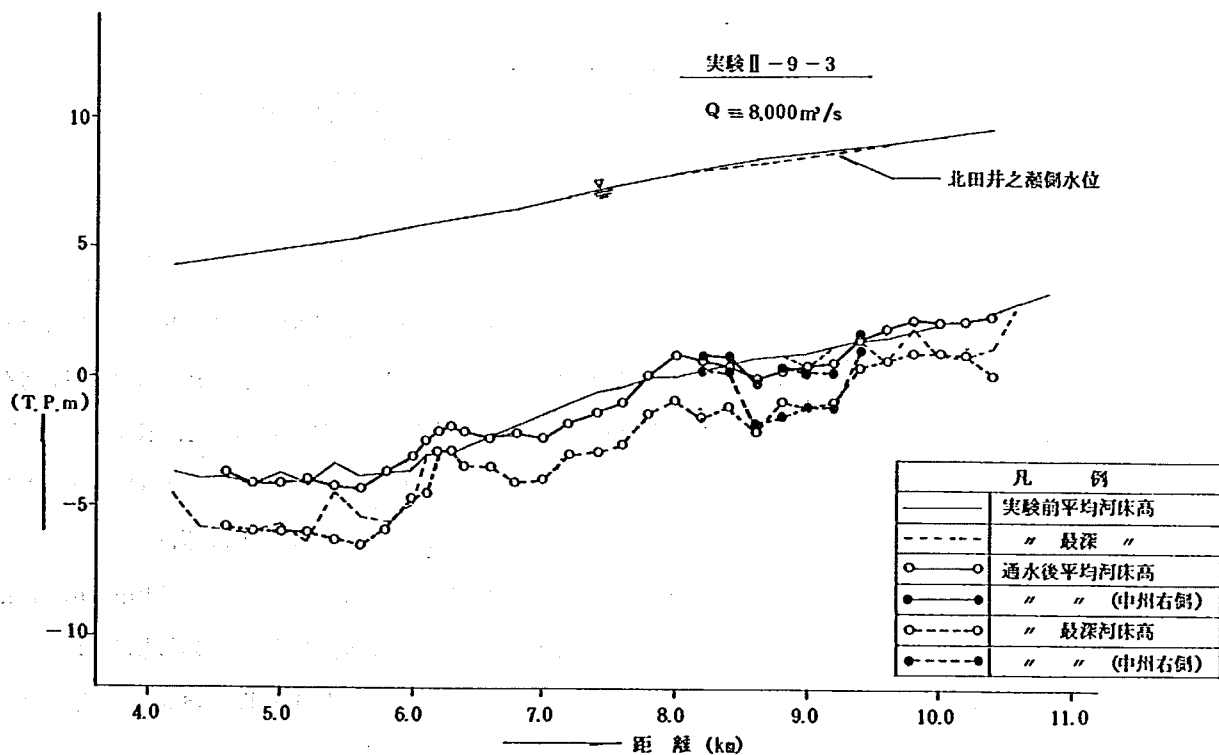


図-4.3.23 河床高縦断面図 (実験Ⅱ-9-3)

かった。但し、 $Q=8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の通水において、根固工を両側に設置した北田井之瀬側の流れは、低水路を真直ぐに流下する傾向を示した。

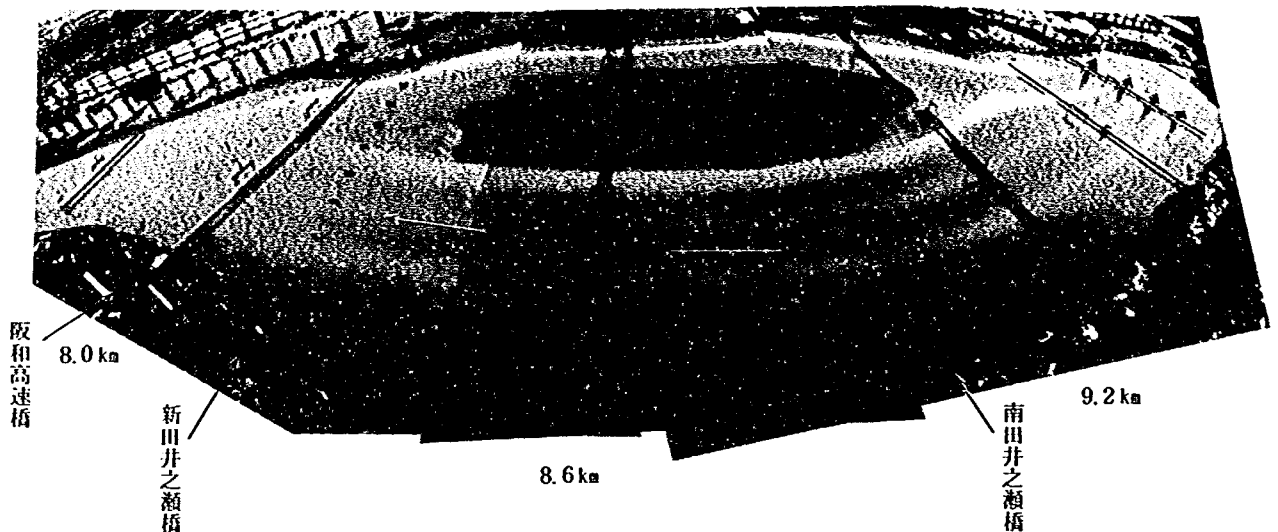


写真-4.3.4 通水状況（実験Ⅱ-9-2）

(2) 河床変動について

各流量の通水後の河床変動横断面図を図-4.3.28に、河床変動平面図を図-4.3.26～4.3.27に示す。定流量の積み重ねによって、計画高水流量通水後の河道内の洗掘、堆積箇所がより明瞭となった。通水後の主な洗掘、堆積箇所を次表に示す。

洗 掘 個 所	堆 積 個 所
9.2～8.8 km 本川右岸	8.0～7.8 km 右岸
9.2 km 右岸～8.6 km 中央(北田井之瀬側)	8.2 km 本川右岸～8.0 km 河道中央
8.6～8.2 km 本川左岸	大堰床版上およびこの上・下流
7.6～6.8 km 右岸	6.0+80～5.8 km 左岸
5.6～5.4 km 右岸	

中州より上流部の 10.0 km～9.6 km 間は、低水路幅も広く河床変動は少ないが、模型上流端の砂止め工直下で洗掘された土砂が下流に移動したことや河床波が発達したことなど全体的に堆積傾向を示した。9.2 km～8.8 km 本川右岸および 8.6 km～8.2 km 本川左岸が実験Ⅱ-8-2、Ⅱ-8-3と同様に洗掘され、この洗掘土砂が 8.2 km 本川右岸～7.8 km 河道中央付近まで流下して堆積した。また、北田井之瀬側 9.2 km～8.6 km 間は約 2 m 河床が低下し、この洗掘土砂は中州合流部の阪和高速道路橋上、下流付近に堆積した。さらに、7.6 km～7.2 km 河道中央部と水衝部となる 7.4 km～6.8 km 右岸で洗掘された土砂は、比較的低水路幅の広い大堰床版上、下流に堆積した。この堆積量はケースⅡ-8-2、Ⅱ-8-3 よりやや少なめで、大堰上流側が 1.5 m、下流側が 1.0 m 程の堆積厚であった。大堰下流の 5.6 km～5.4 km 右岸は、水衝部となり 1.0～1.5 m 程洗掘されていた。

河道内の通水前後における平均・最深河床高縦断面図を図-4.3.22～4.3.23に示す。河道内の最終河床変動状況を $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後と比較すると、9.2 km～9.0 km 本川右岸の洗掘、北田井之瀬側 9.2 km～8.8 km の洗掘および 8.6 km～8.4 km 本川左岸の洗掘の進行に伴って、その下流 8.0 km 河道中央と右岸の堆積量が増加し、さらに 7.6 km～7.0 km 河道中央付近の河床低下が、大堰床版の

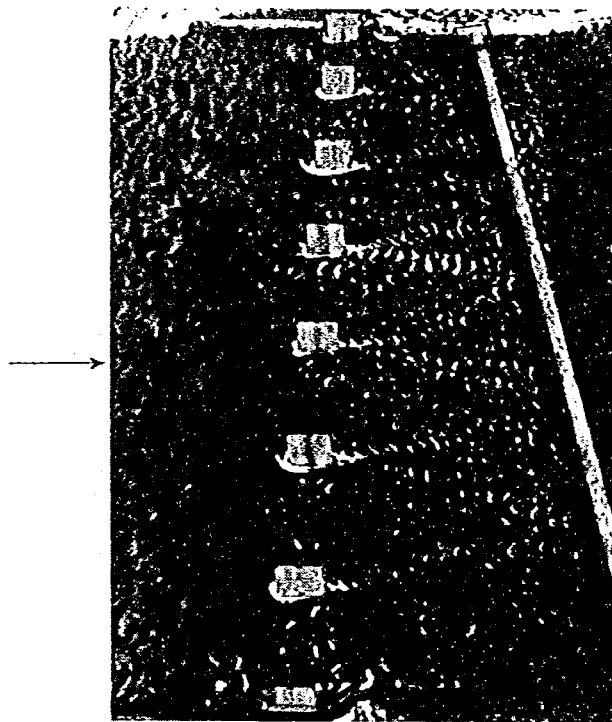


写真-4.3.5 大堰床版上への堆積状況（実験Ⅱ-9-2）

上，下流の堆積傾向を誘発していることもわかる。河道全体の河床変動状況をケースⅡ-8-2，Ⅱ-8-3と比較すると，北田井之瀬側河道内の河床低下および7.2 km～6.6 kmの河床低下が0.2～0.3 m程減少し，大堰床版上，下流の堆積量もそれに伴って少なくなった。

以上のように，河道全体の河床変動が緩和されたのは，水衝部に根固工を設置したために，河床変動が護岸沿いを除いた河道内に限定されたことによるものと考えられる。従って，低水路法線形状を修正第5案，河床を大堰から上流を床版高から1/500の勾配で7.8 km付近で計画河床にすり付けた場合，表-4.3.3に示す設置位置や規模の根固工を施せば河岸沿いの洗掘に十分対処出来ると考えられ，逆にこの程度の対策工が河道を維持する上で必要なことも理解されよう。

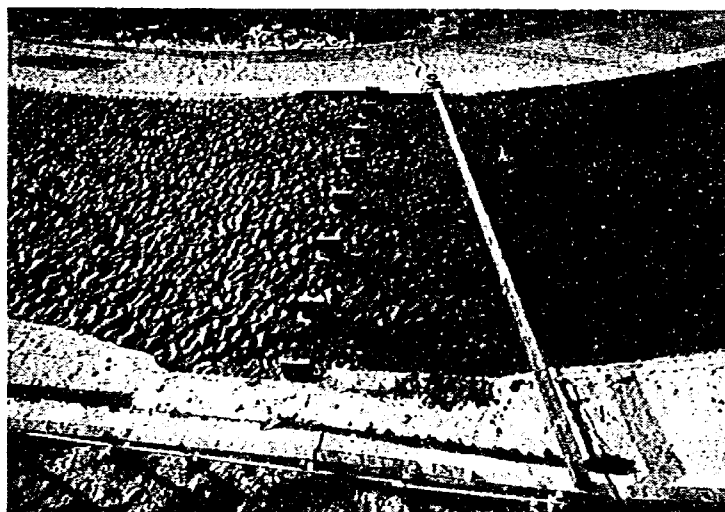


写真-4.3.6 大堰床版上への堆積状況（実験Ⅱ-9-3）



写真—4.3.7 5.4 km 右岸護岸付近の堆積状況 (実験Ⅱ—9—3)

4.4 ま と め

ここでは、実験結果の概要を述べてまとめとする。

- (1) 河床を大堰から上流を大堰地点から 1/500 勾配で掘削して計画河床へすり付ける (7.8 km 付近) 縦断形状としても、低水路法線形を修正第 5 案とした場合は、流況的に管理河床形状としたケースⅡ—7 と平面的にはほとんど同じ傾向を示し、特に問題となる流れは見られなかった。
- (2) 計画洪水ハイドロの流量ピーク時 ($Q_p = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$) は、河道全幅をほぼ一様に流下するものの、8.6 km～8.2 km 左岸、7.6 km～7.2 km 右岸及び 6.0 km～5.4 km 右岸が水衝部となった。しかしながら、その程度は激しいものでなく、8.6 km～8.2 km 左岸などは高水敷上からの流れが加わってやや水面の乱れが見られる程度であった。北田井之瀬側へは掘削形状に拘らず、流頭部の高水敷上からの流入があるために、管理河床時と同程度の分派量が流れているようであった。
- (3) 大堰付近の流れは、いずれの場合も堰柱に阻害されることなく、堰軸方向は良好であった。
- (4) 但し、水位については、管理河床掘削時に比較して全体的に若干上昇傾向を示し、計画洪水ハイドロ実験では高水敷に水が乗るのが $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ から $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。また、掘削河床と計画河床のすり付け部分となる 8.0 km～7.8 km から下流側河道全体で水面勾配がやや急になり、この傾向は $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流実験でも見られた。
- (5) 従って、河床の洗掘は、河岸沿いでは(2)で述べた水衝部で主として発生し、 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流通水後、8.4 km 左岸、7.6 km～6.6 km 右岸、6.0 km～5.4 km 右岸と北田井之瀬側の 9.2 km 左岸および 9.0 km～8.4 km 右岸の低水護岸前面で 2～3 m の洗掘深を示した。一方堆積は、田井之瀬の中州下流と大堰床版上で顕著に見られた。
- (6) 低水護岸前面の洗掘防止策として、洗掘の激しい箇所は 8 m 幅、その他水衝部となる箇所には幅 5 m の根固工を下表のような位置に設置したところ、河岸沿いの洗掘をほぼ防ぐことが出来た。

項 目 \ 種 類	幅 8 m	幅 5 m
設 置 範 囲	9.4~8.4 km 右岸 (北田井之瀬)	9.2~8.6 km 左岸
	8.6~7.8 km 左岸	8.8 km 本川右岸~9.6 km ~8.4 km 北田井之瀬左岸
	7.6~6.6 km 右岸	
	6.0~5.4 km 右岸	6.6 km~大堰床版~6.0 km 右岸
工 種	砕石 ($d=5\text{ mm}\sim10\text{ mm}$) 現地粒径約 35 cm 相当	
厚 さ	現地 1.5 m	

- (7) 橋脚周りの洗掘は、各橋脚の最大洗掘深として平均 3 m 前後の値を示し、新田井之瀬橋、阪和高速道路橋、六十谷水管橋については、橋台の露出した橋脚についてその洗掘範囲を根固ブロック等で保護することが、安全性を保つために必要であろう。

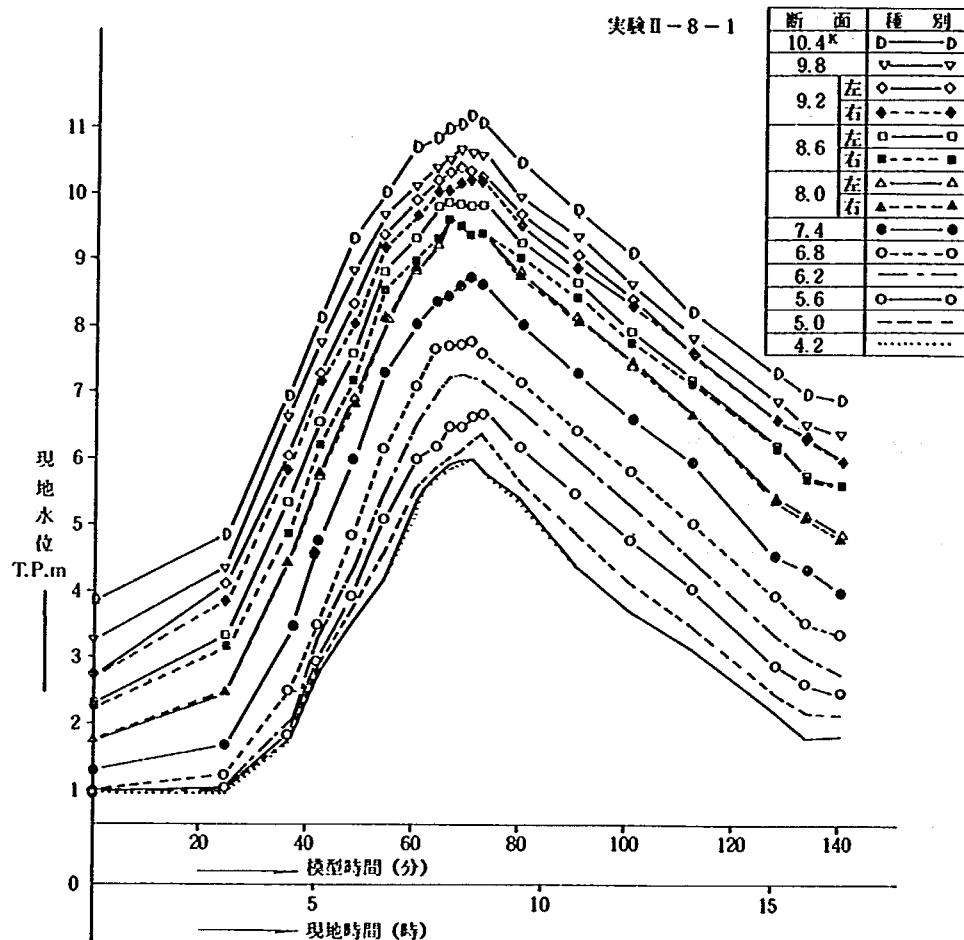


図-4.3.1 水位—時間変化図 (実験Ⅱ-8-1)

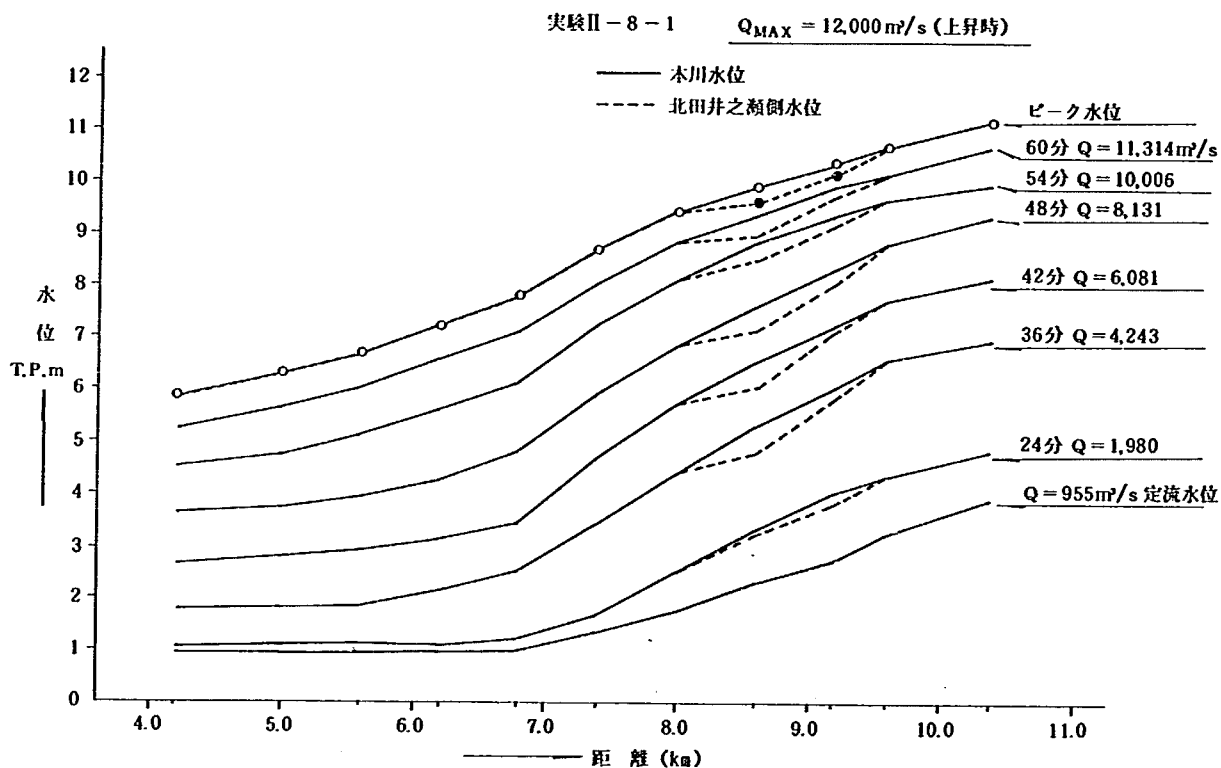
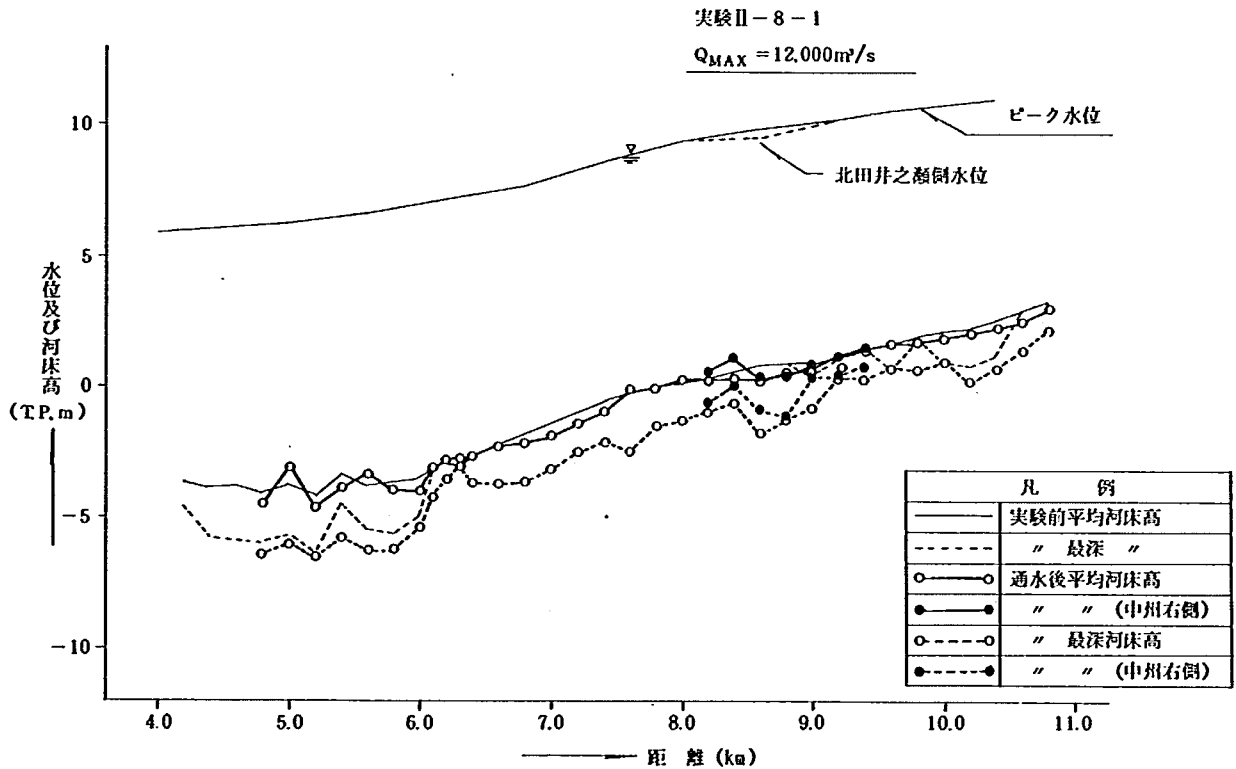
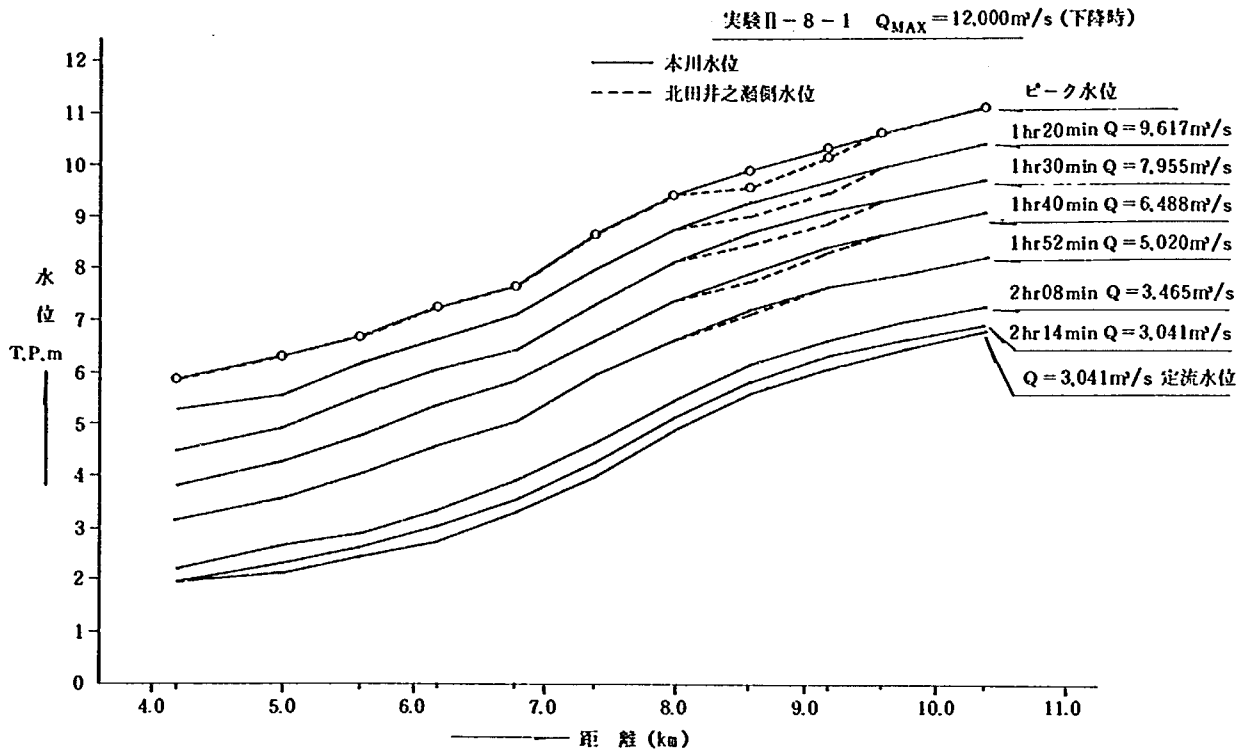


図-4.3.2(1) 水位縦断比較図 (実験Ⅱ-8-1)



2.

2.

2.

2.

2.

2.

2.

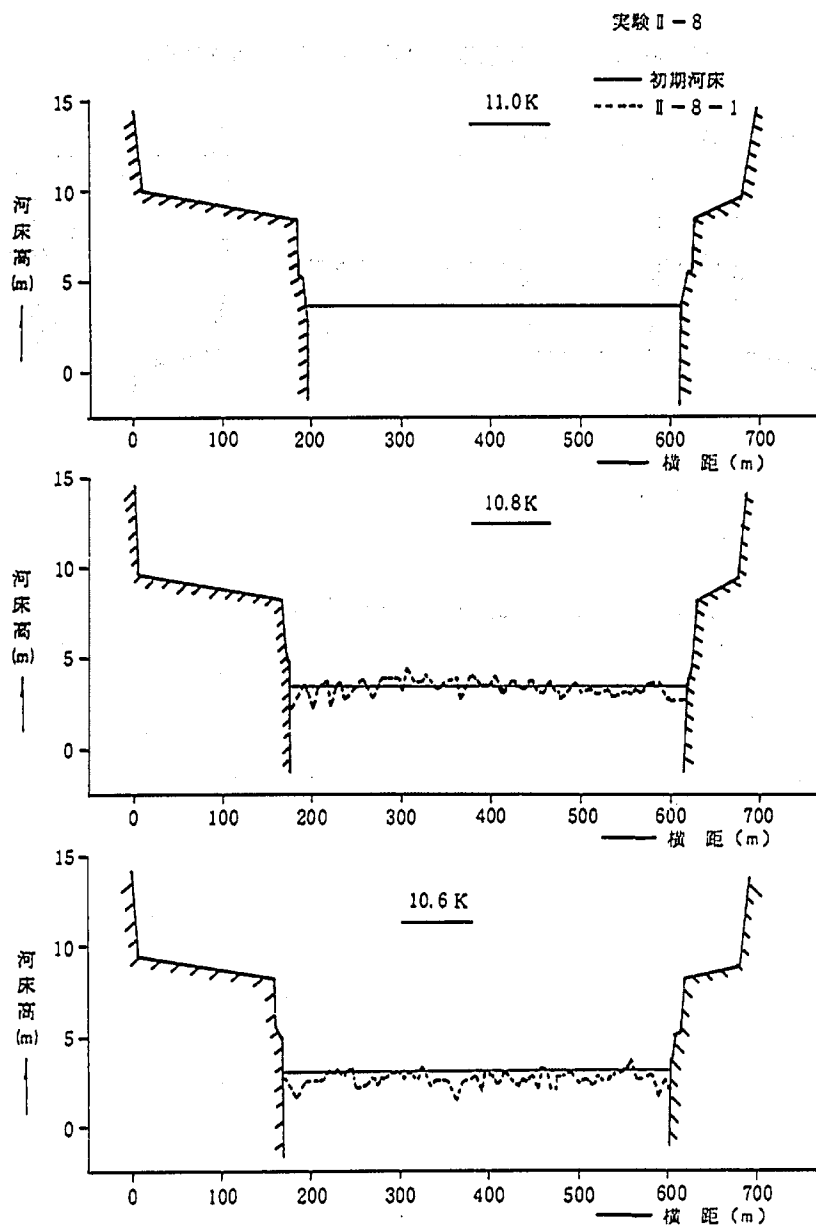


图-4.3.6(1) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-1)

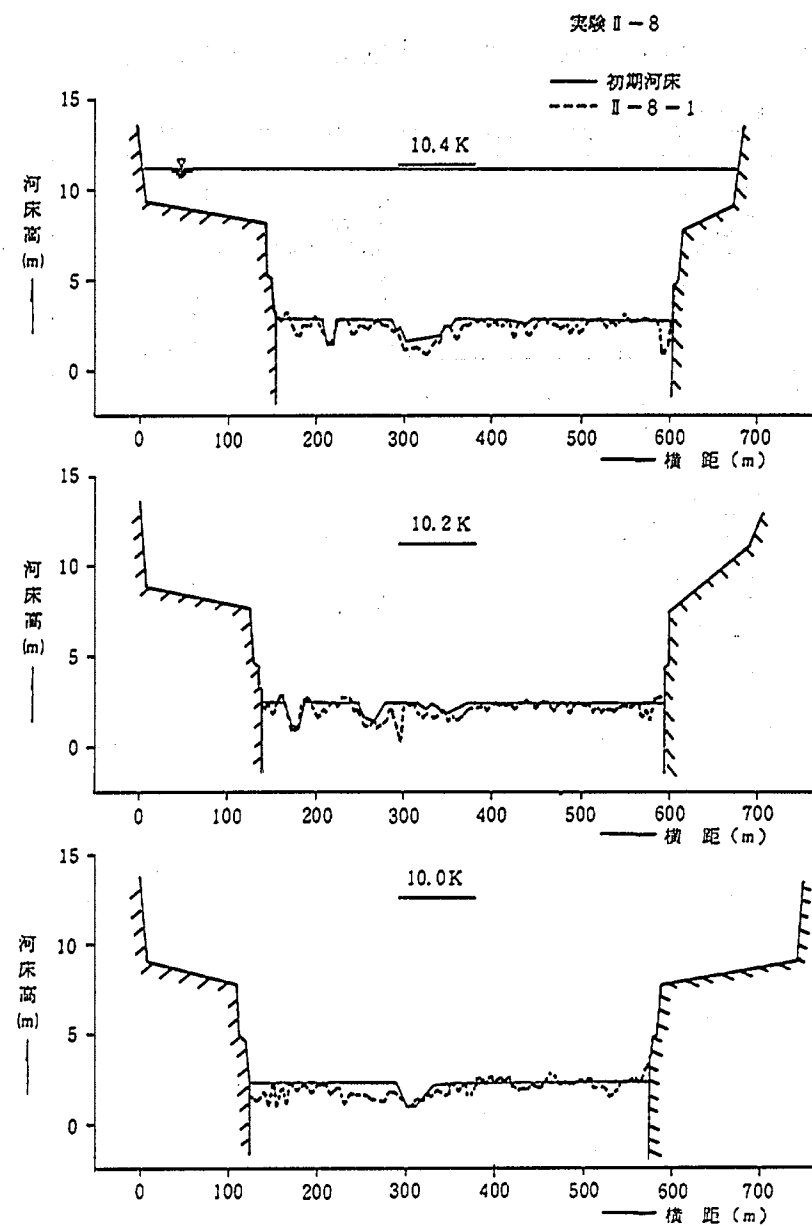


图-4.3.6(2) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-1)

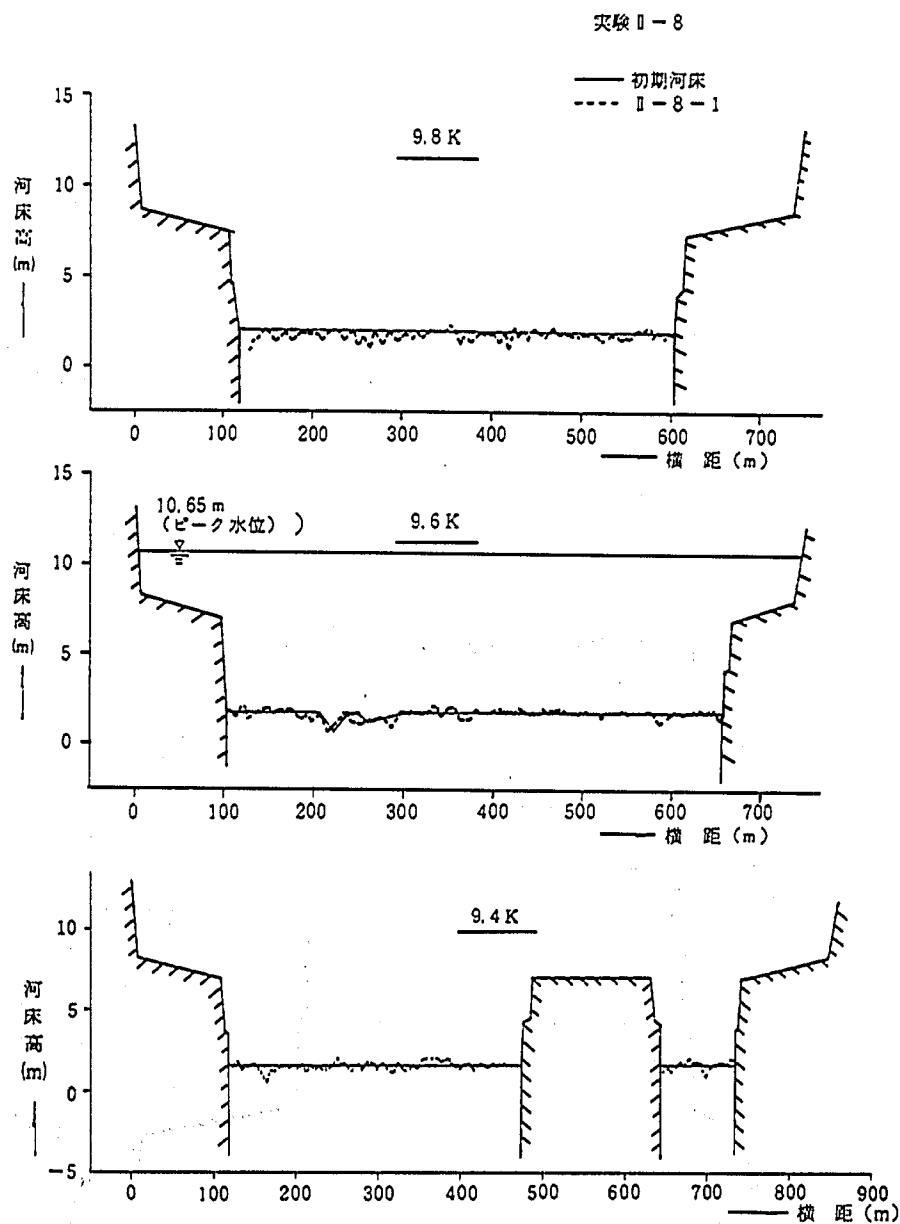


図-4.3.6(3) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

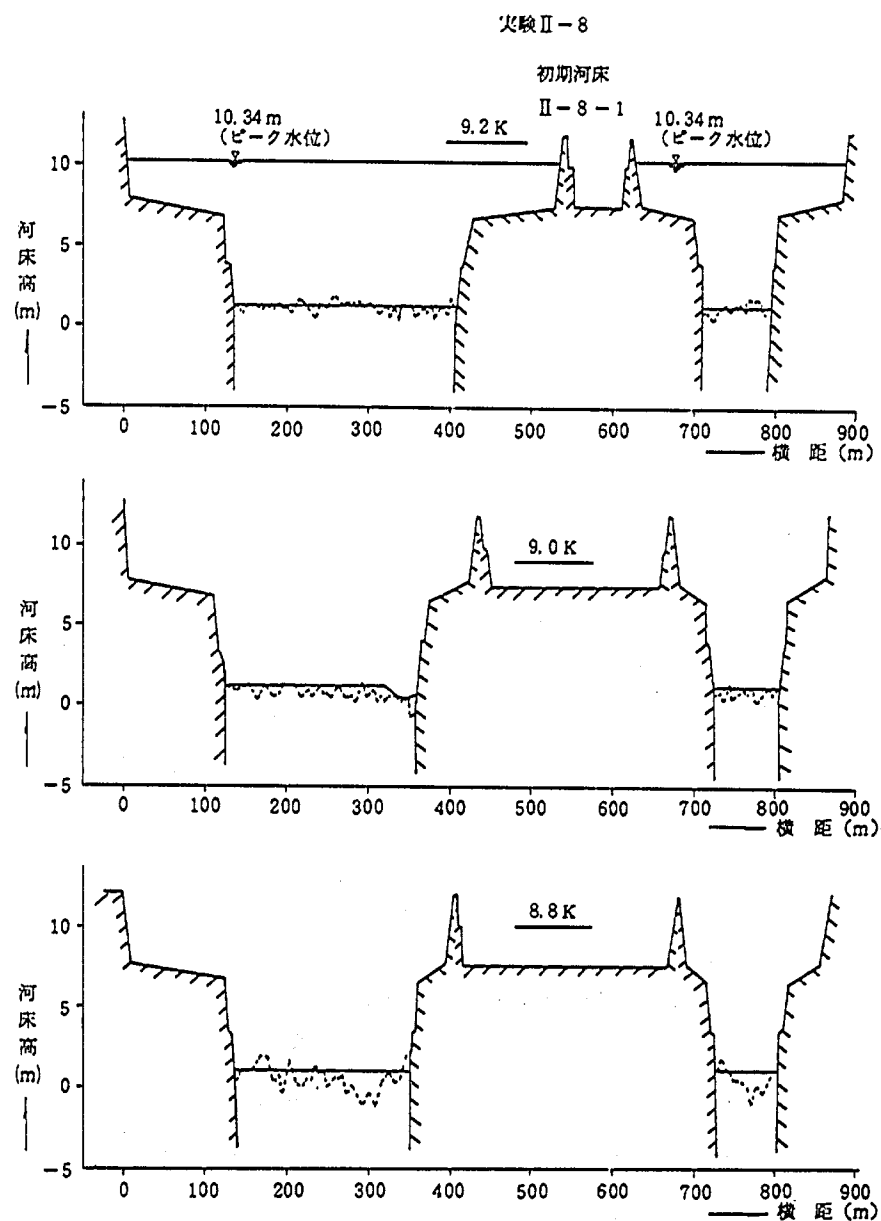


図-4.3.6(4) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

実験Ⅱ-8

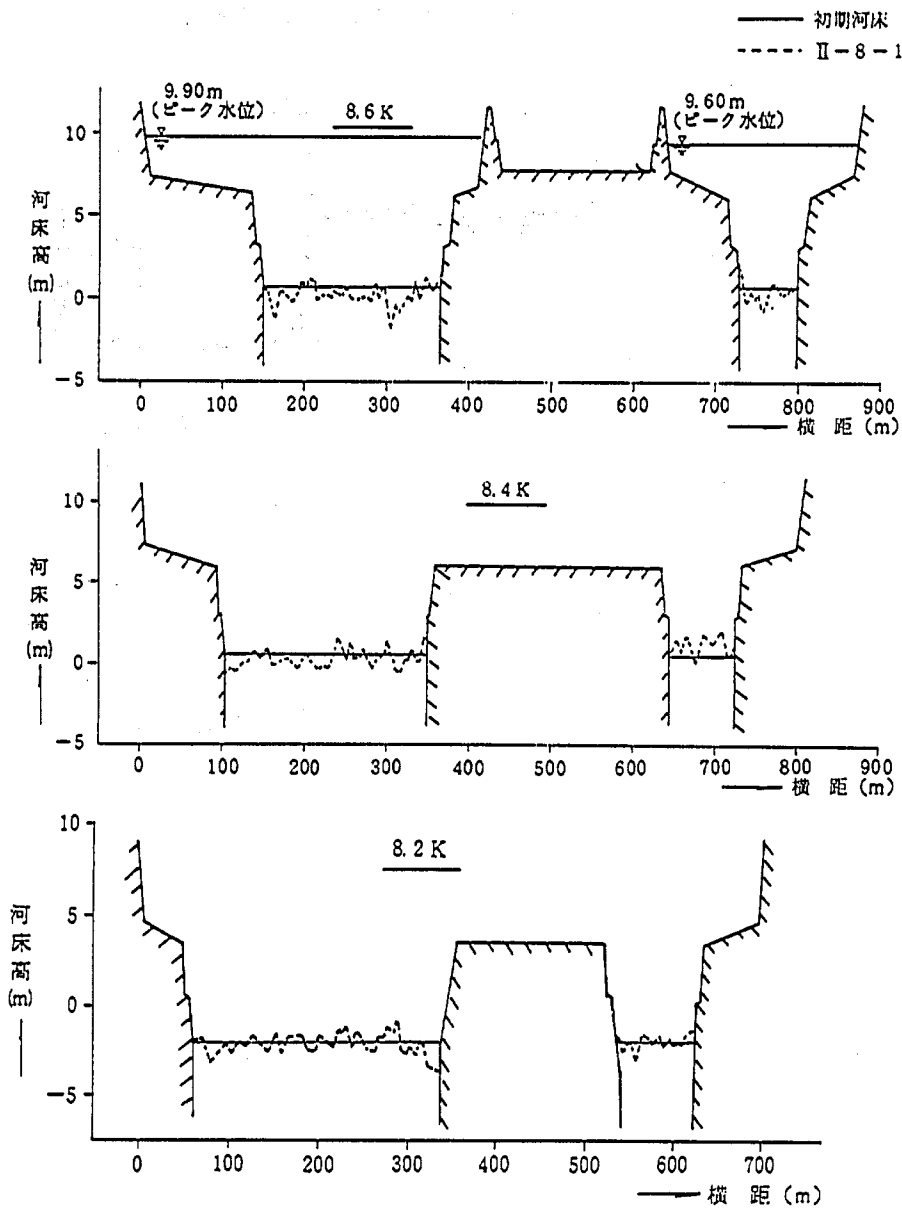


図-4.3.6(5) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

実験Ⅱ-8

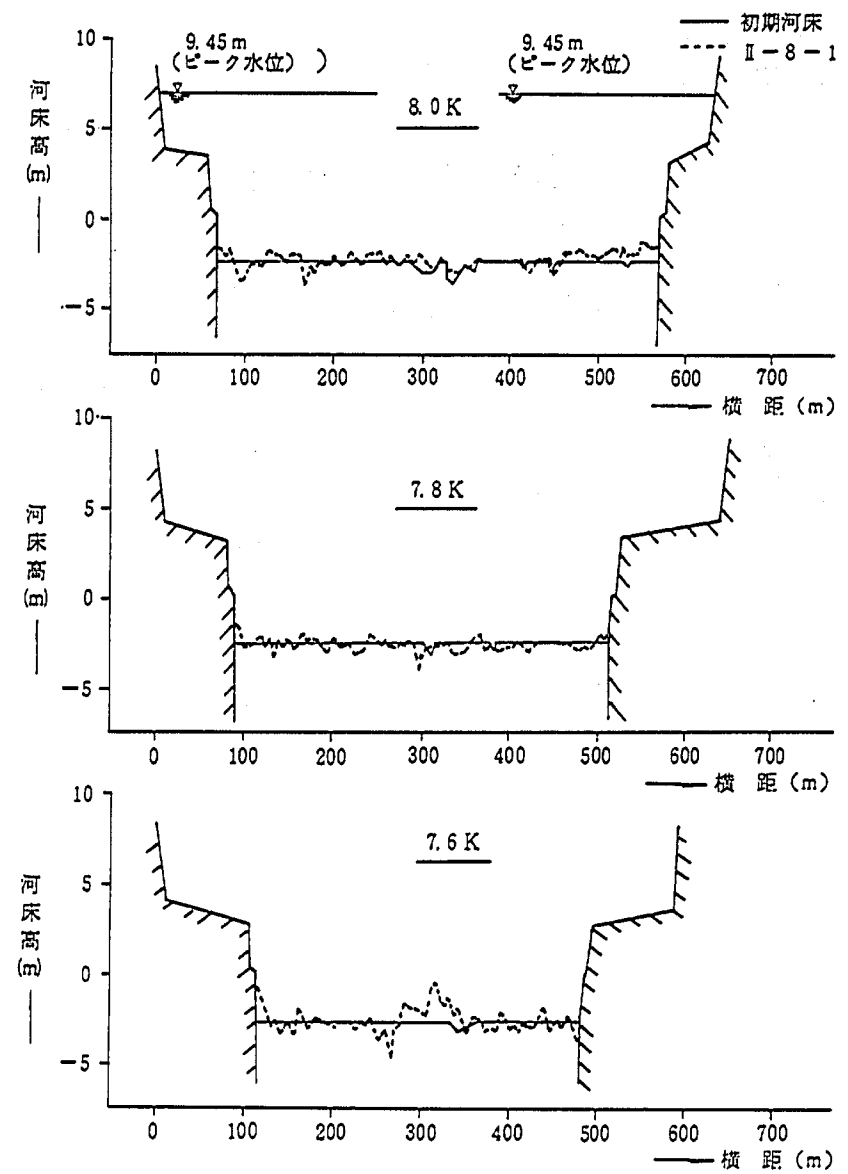


図-4.3.6(6) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

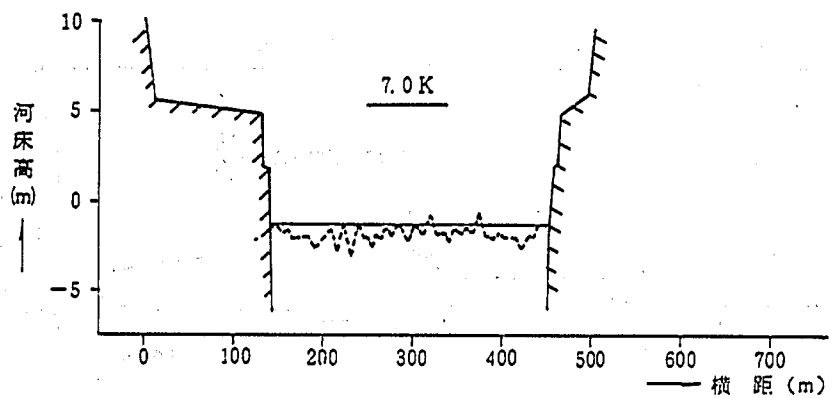
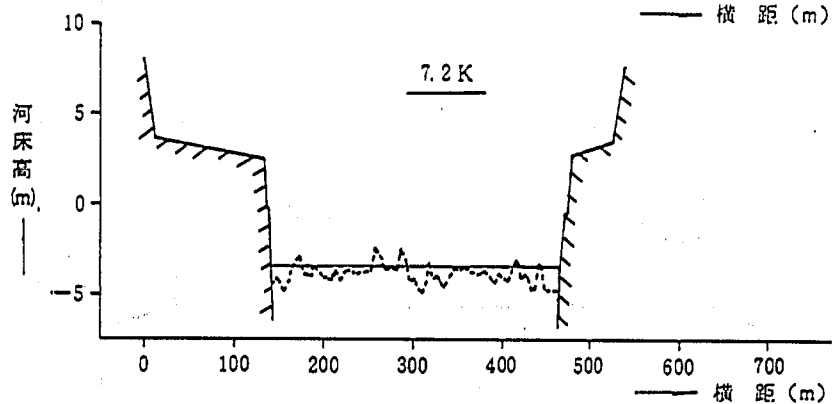
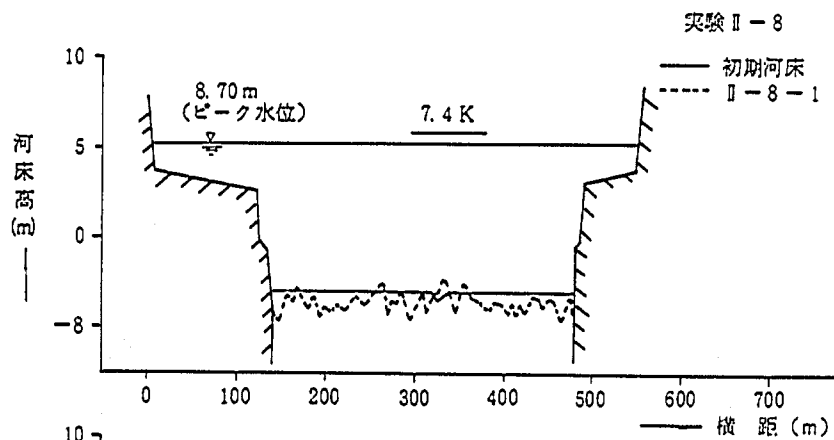


図-4.3.6(7) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

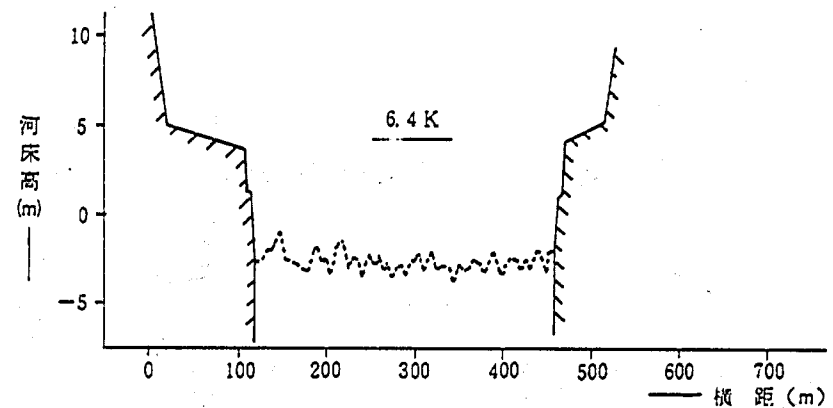
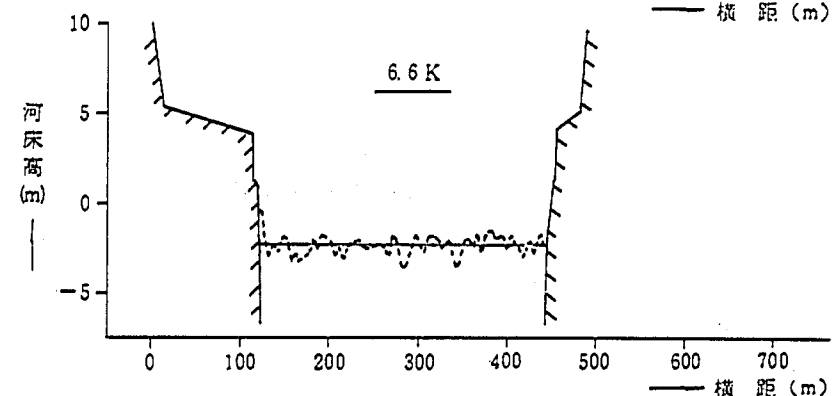
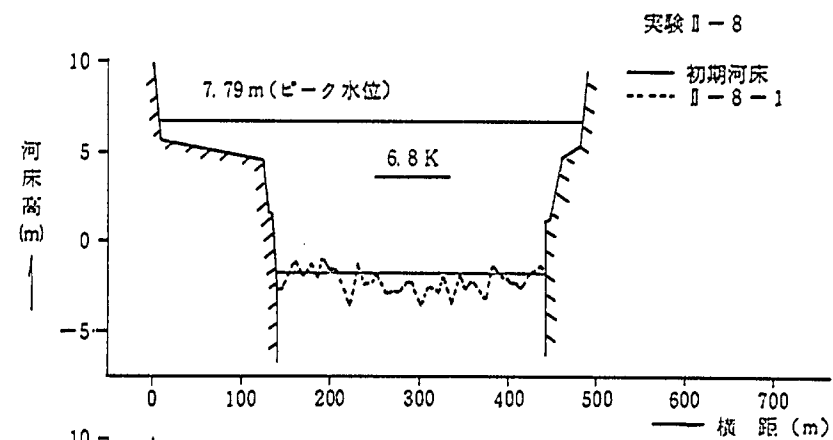


図-4.3.6(8) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

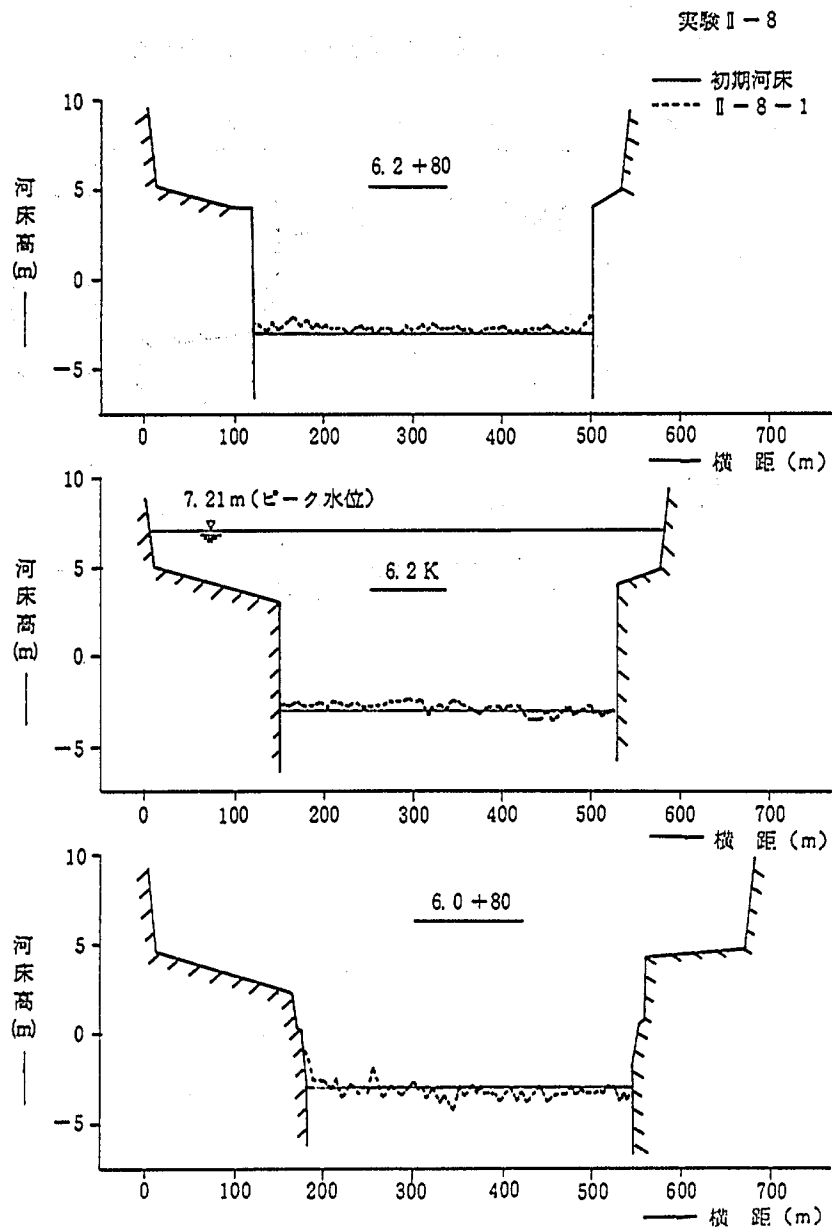


図-4.3.6(9) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

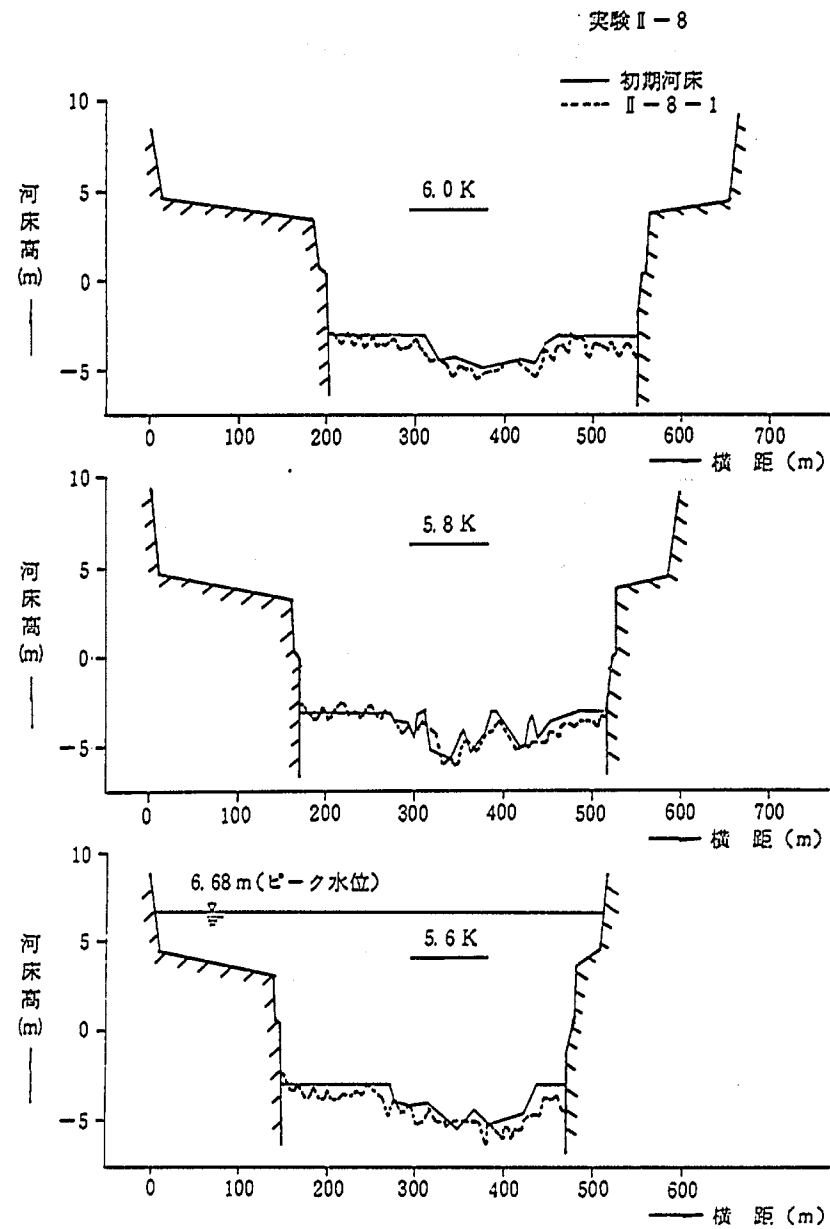


図-4.3.6(10) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

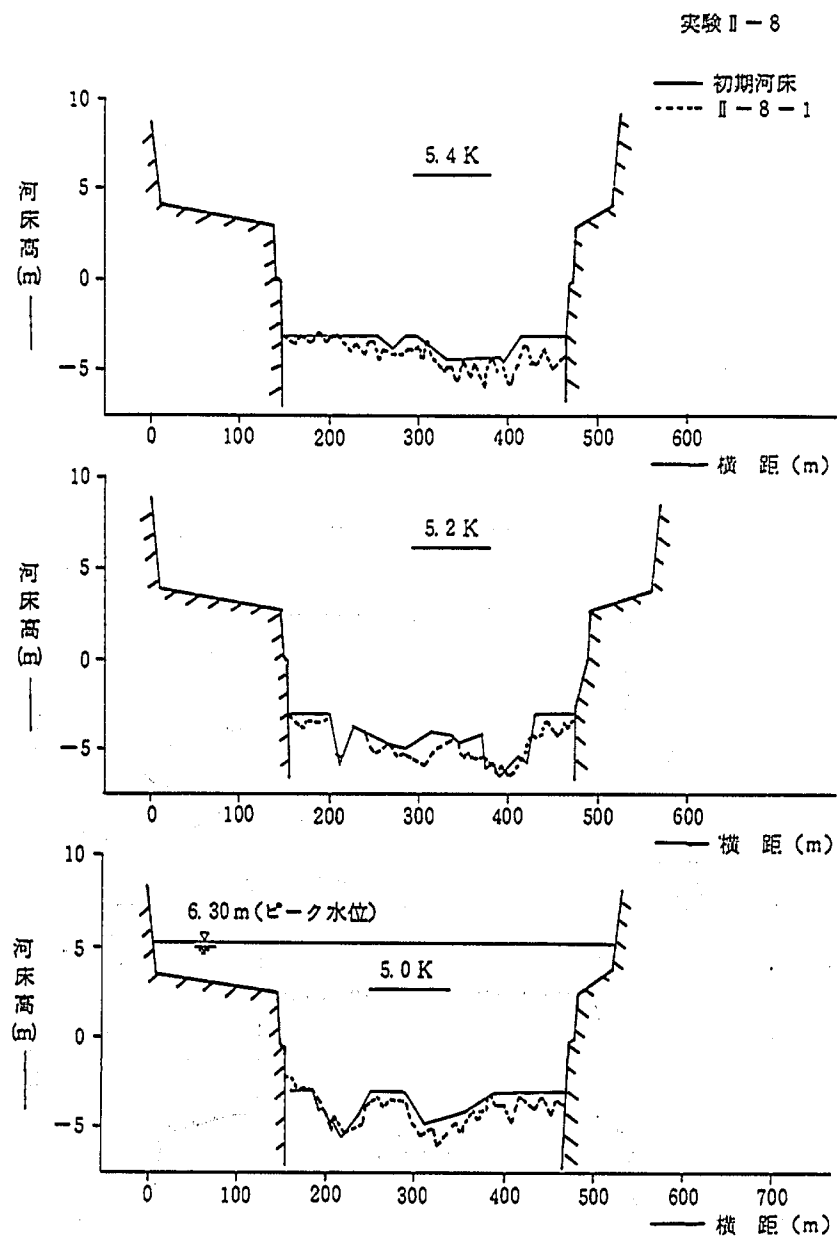


図-4.3.6 (11) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

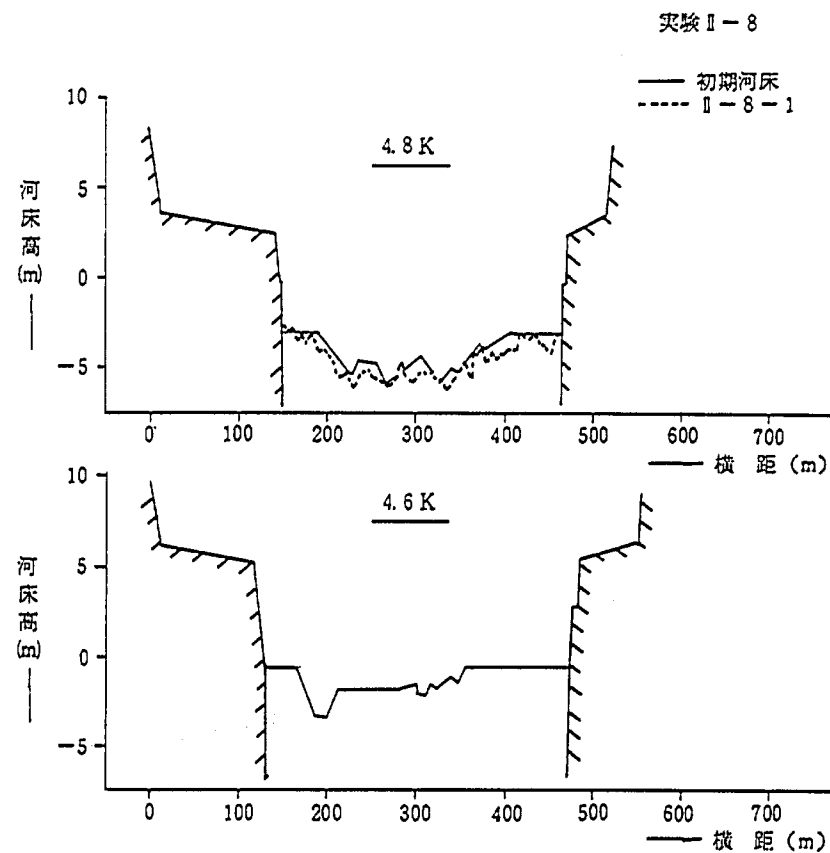


図-4.3.6 (12) 河床変動横断比較図 (実験Ⅱ-8-1)

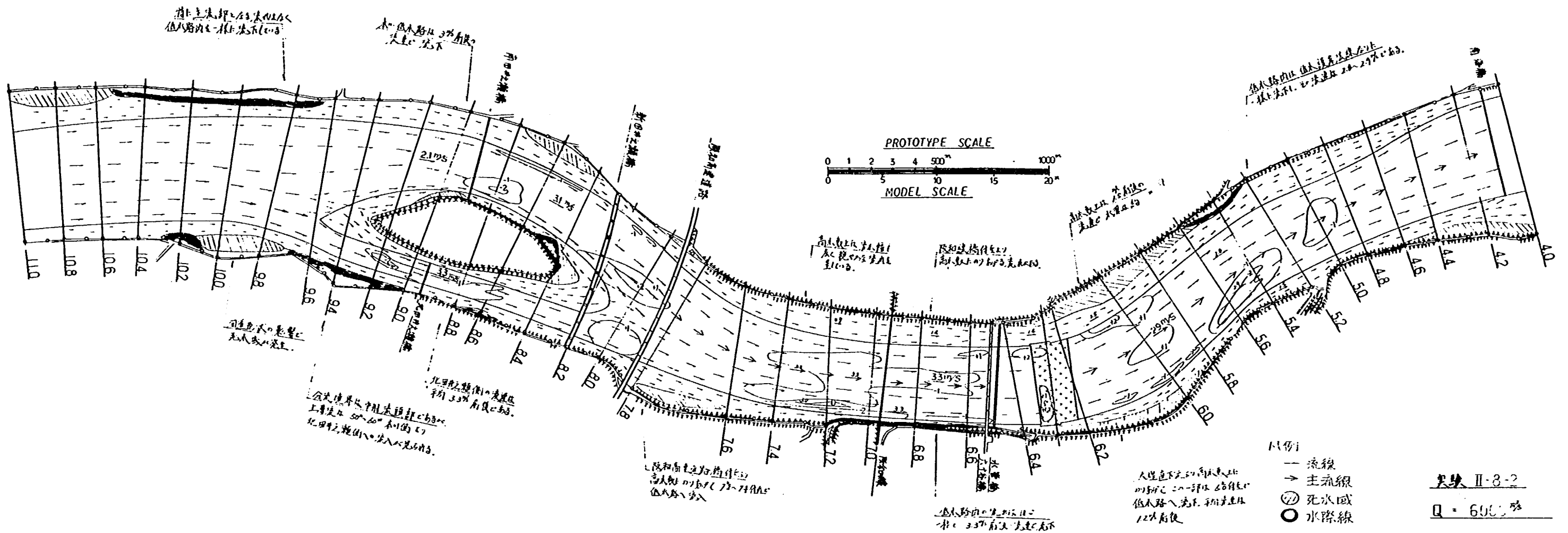


图-4.3.10 流況図 (実験II-8-2)

7

7

7

7

7

7

7

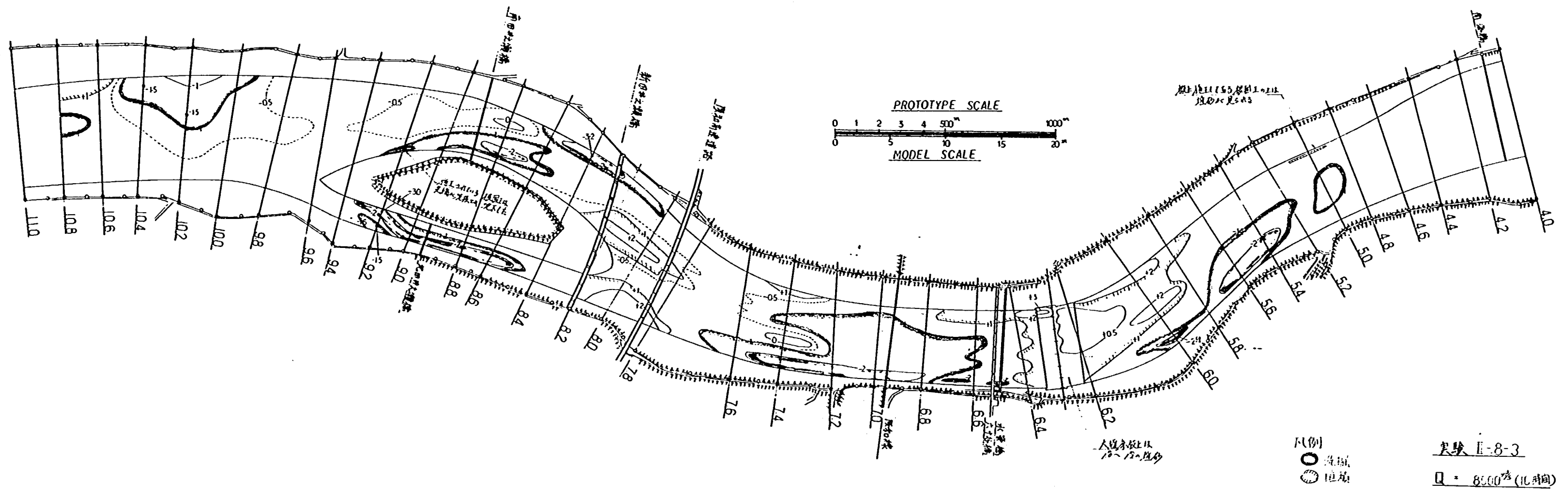
7

7

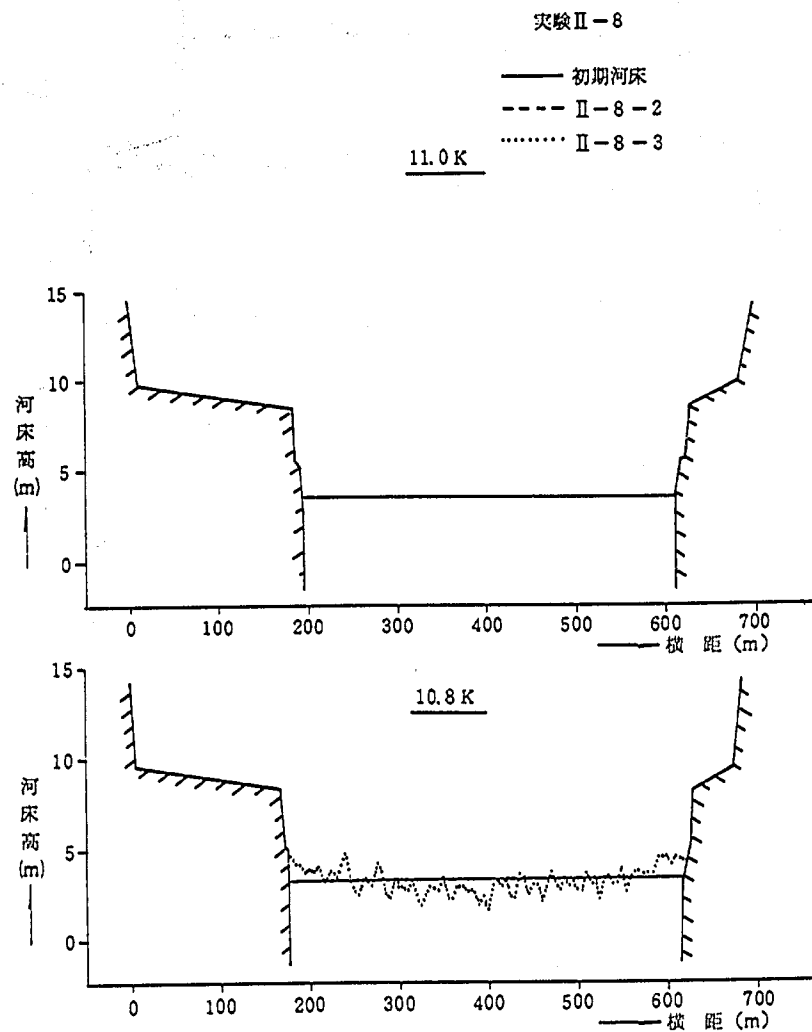
7

7

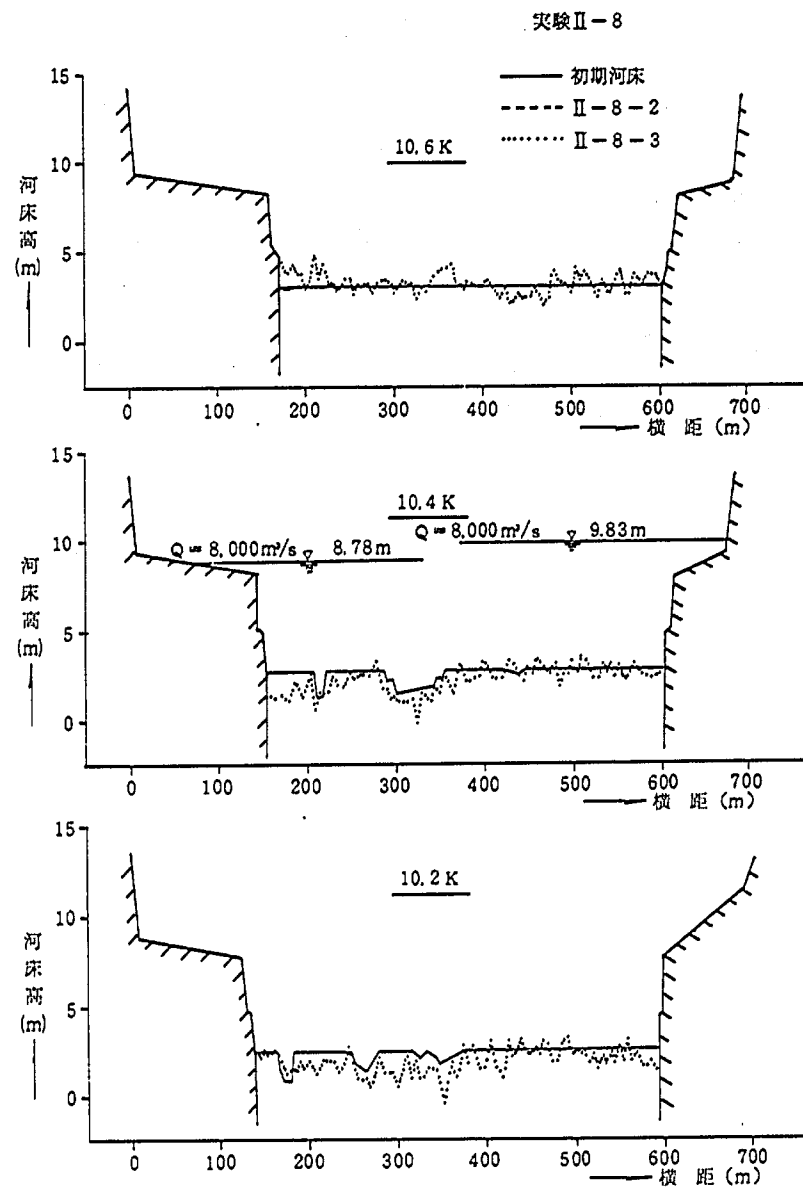
7



图—4.3.13 河床变动平面图 (实验II—8—3)



图—4.3.14 (1) 河床变动横断比较图 (实验 II-8—2.3)



图—4.3.14 (2) 河床变动横断比较图 (实验 II-8—2.3)

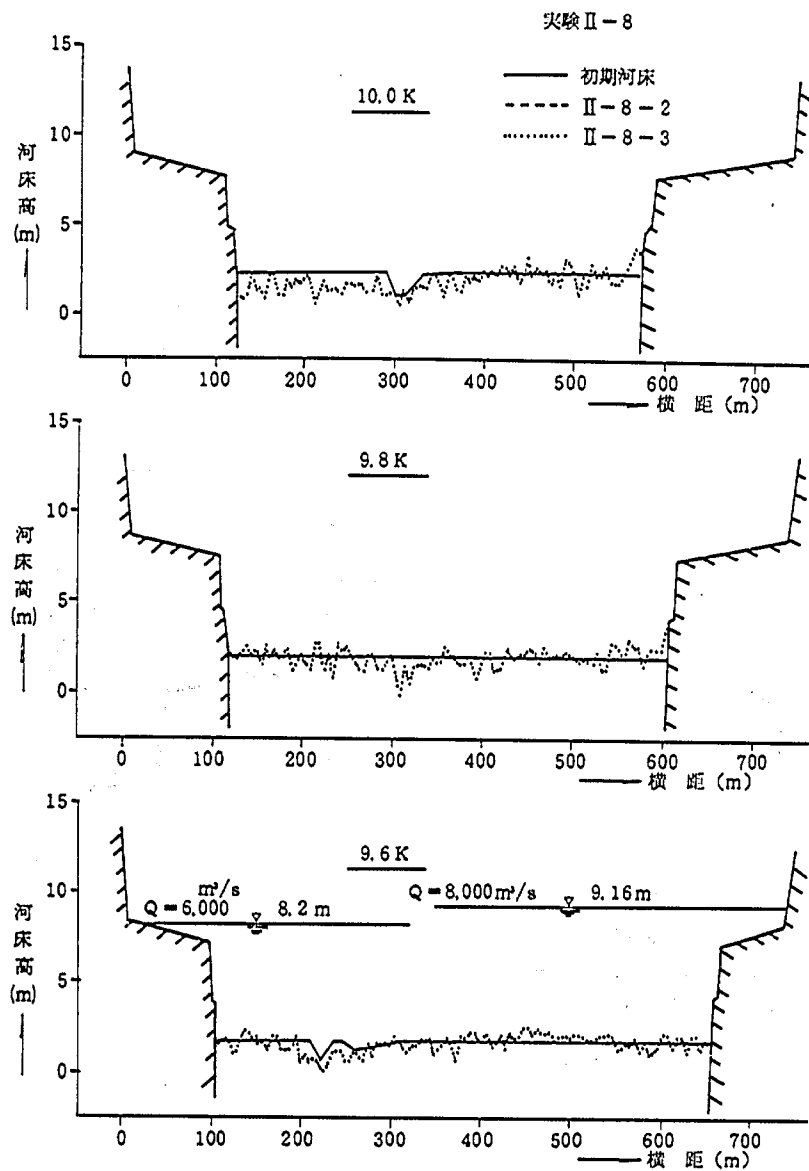


图-4.3.14 (3) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-2,3)

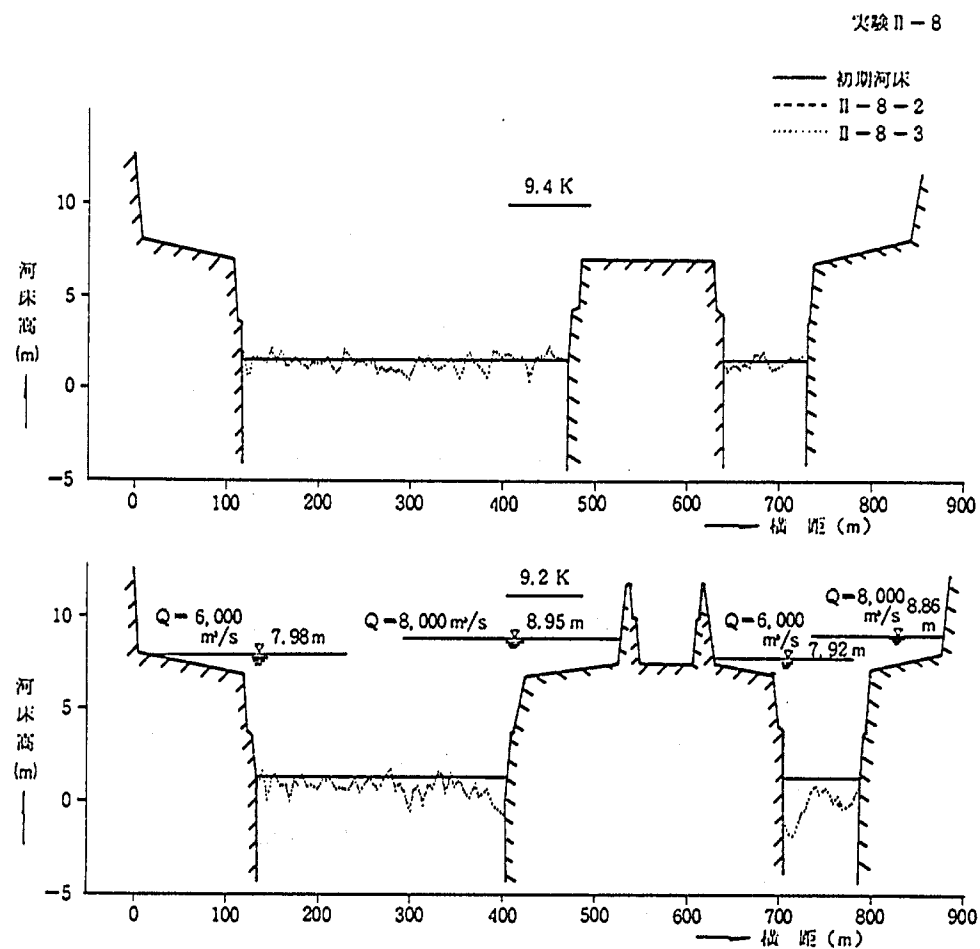


图-4.3.14 (4) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-2,3)

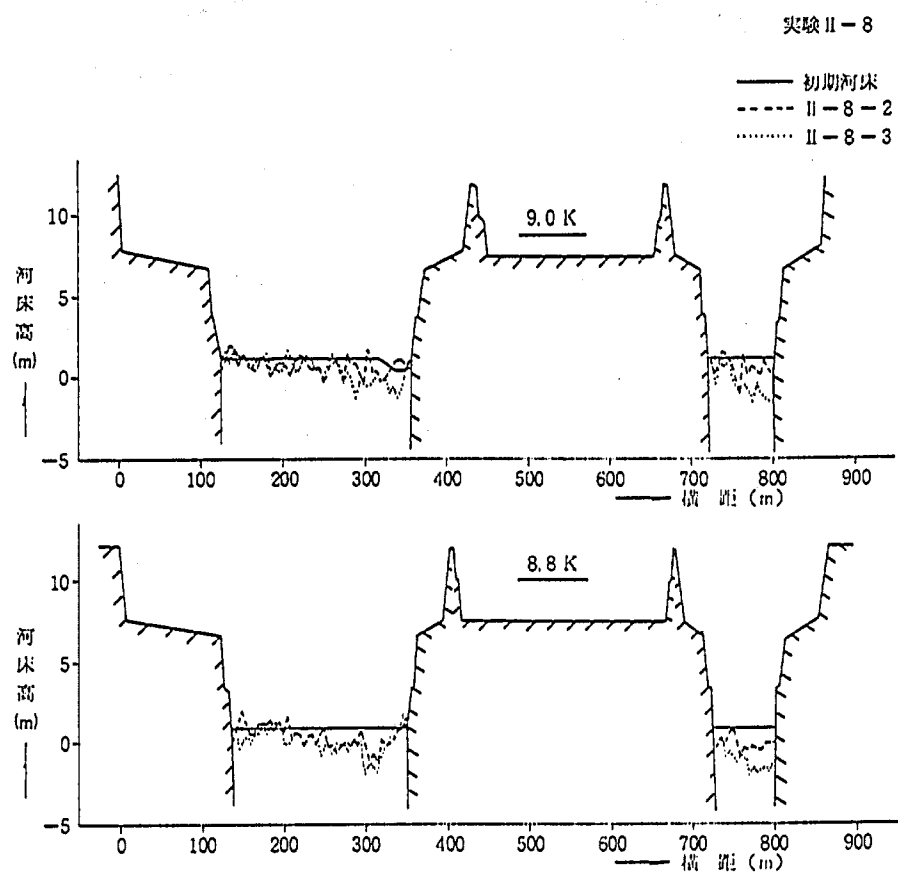


图-4.3.14 (5) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-2,3)

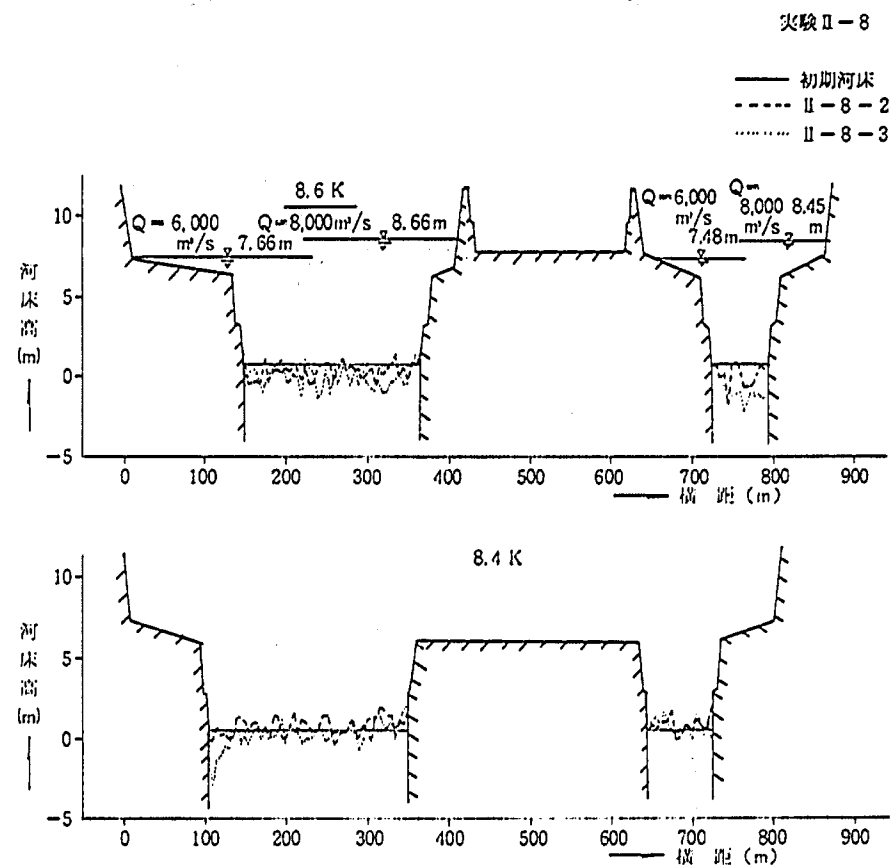
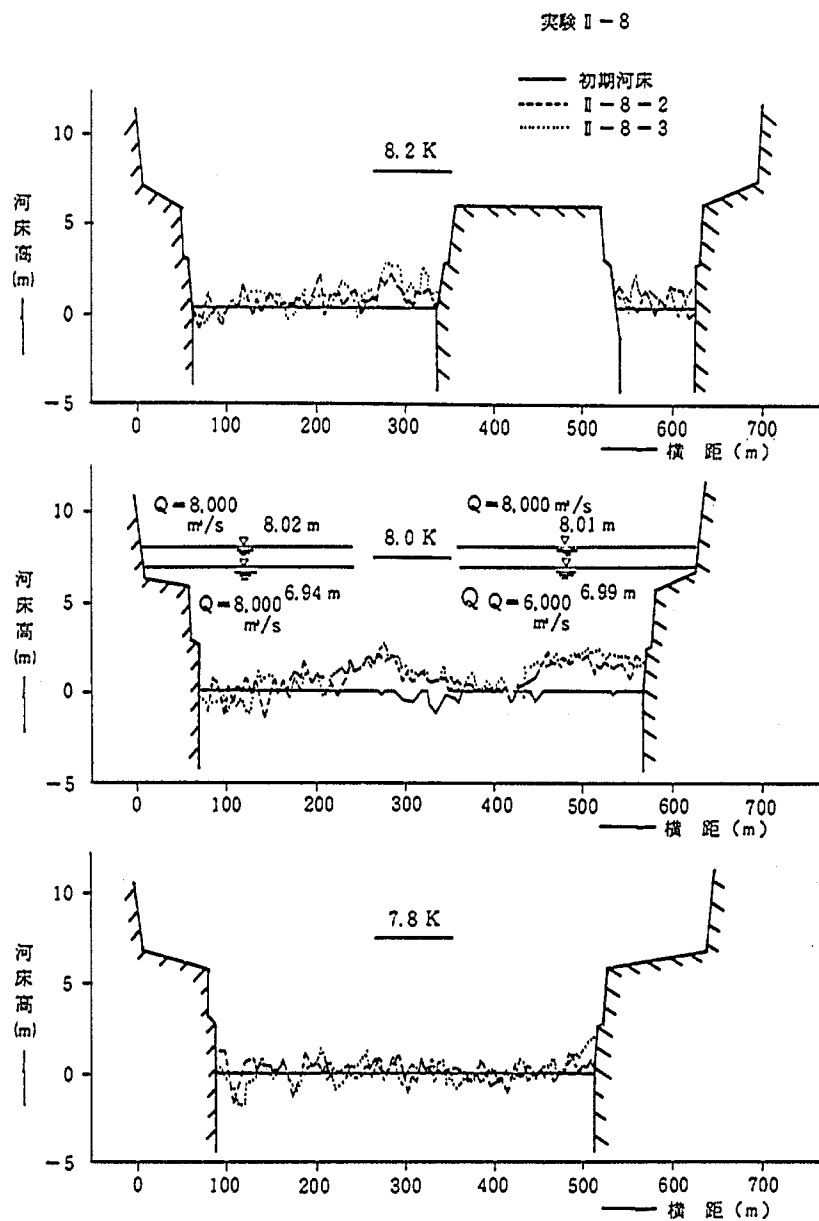
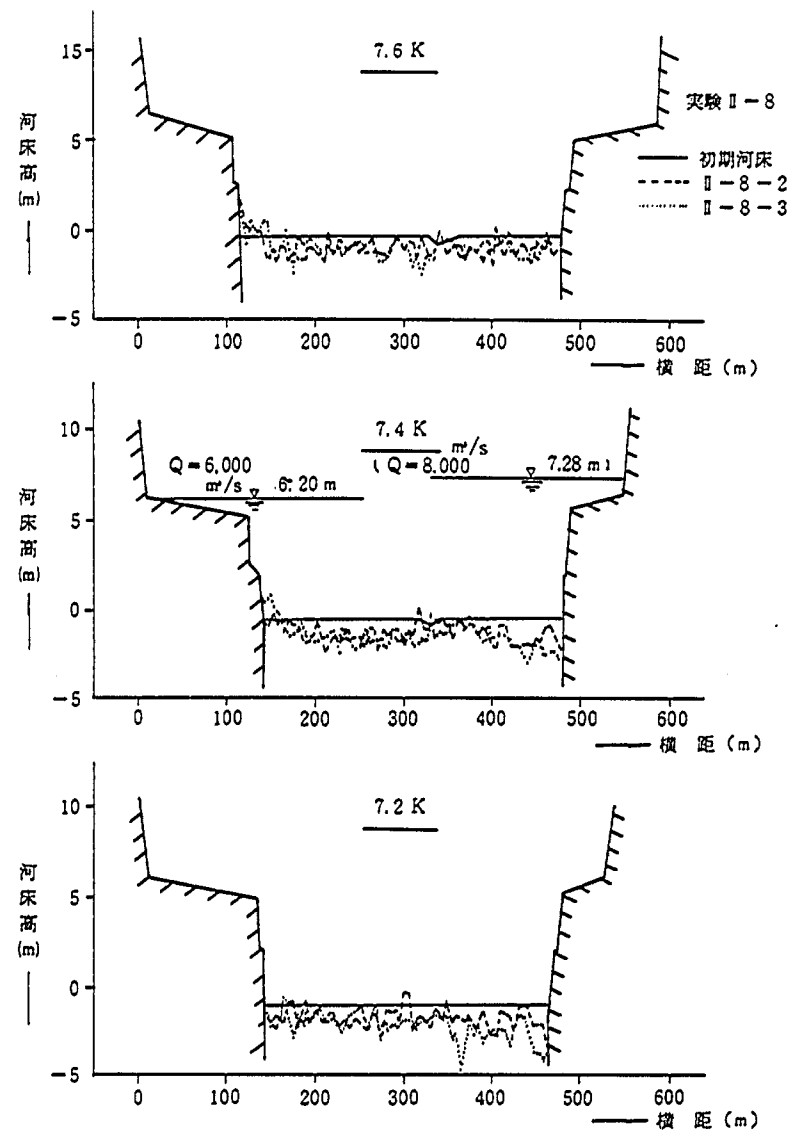


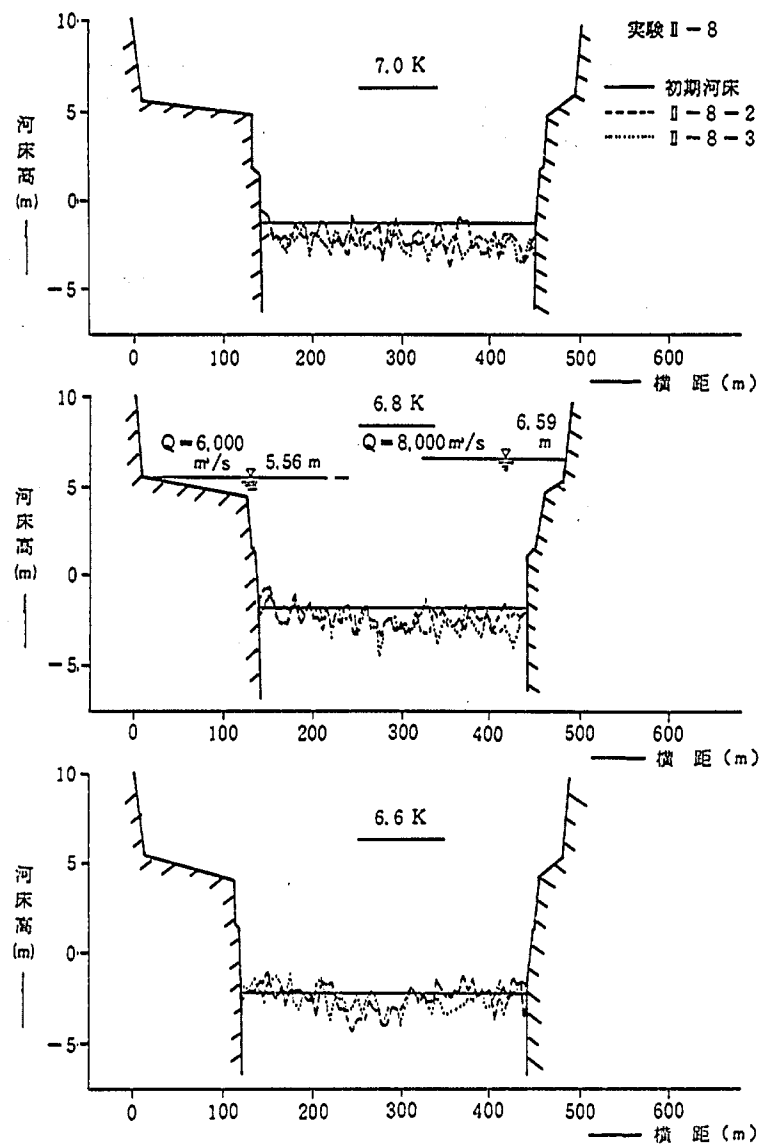
图-4.3.14 (6) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-2,3)



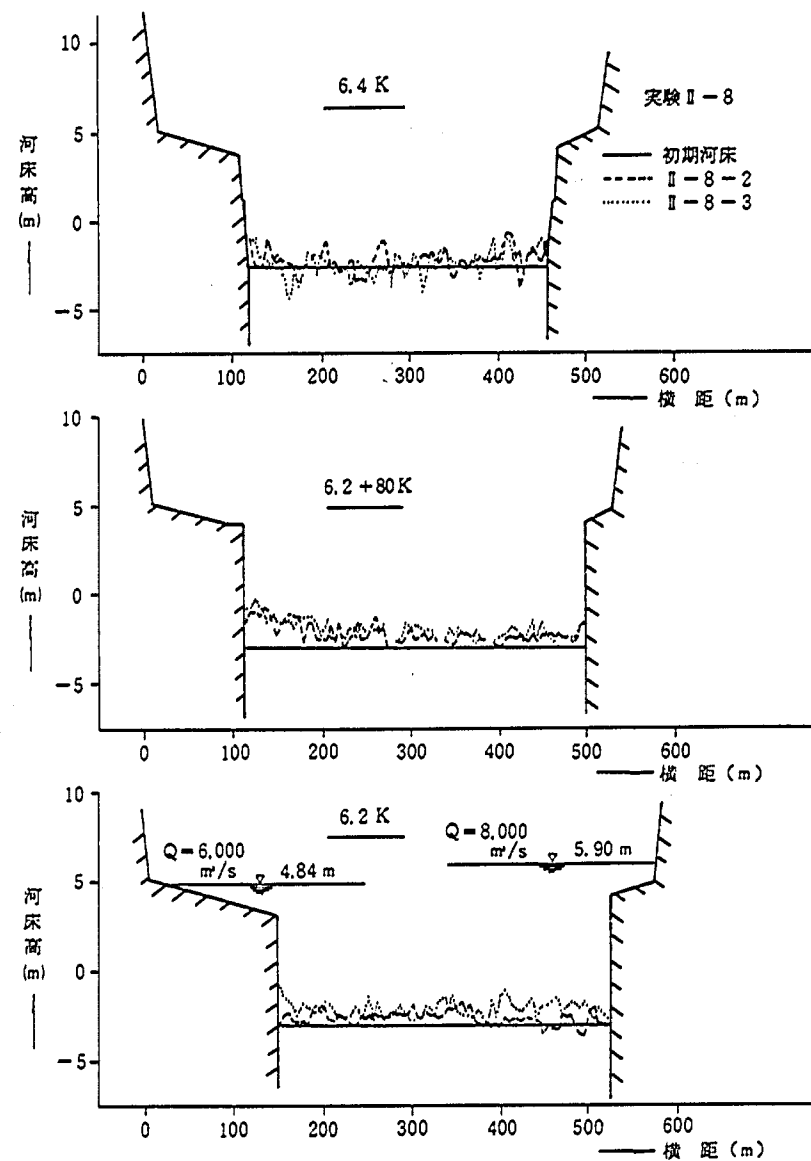
图—4.3.14 (7) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-2,3)



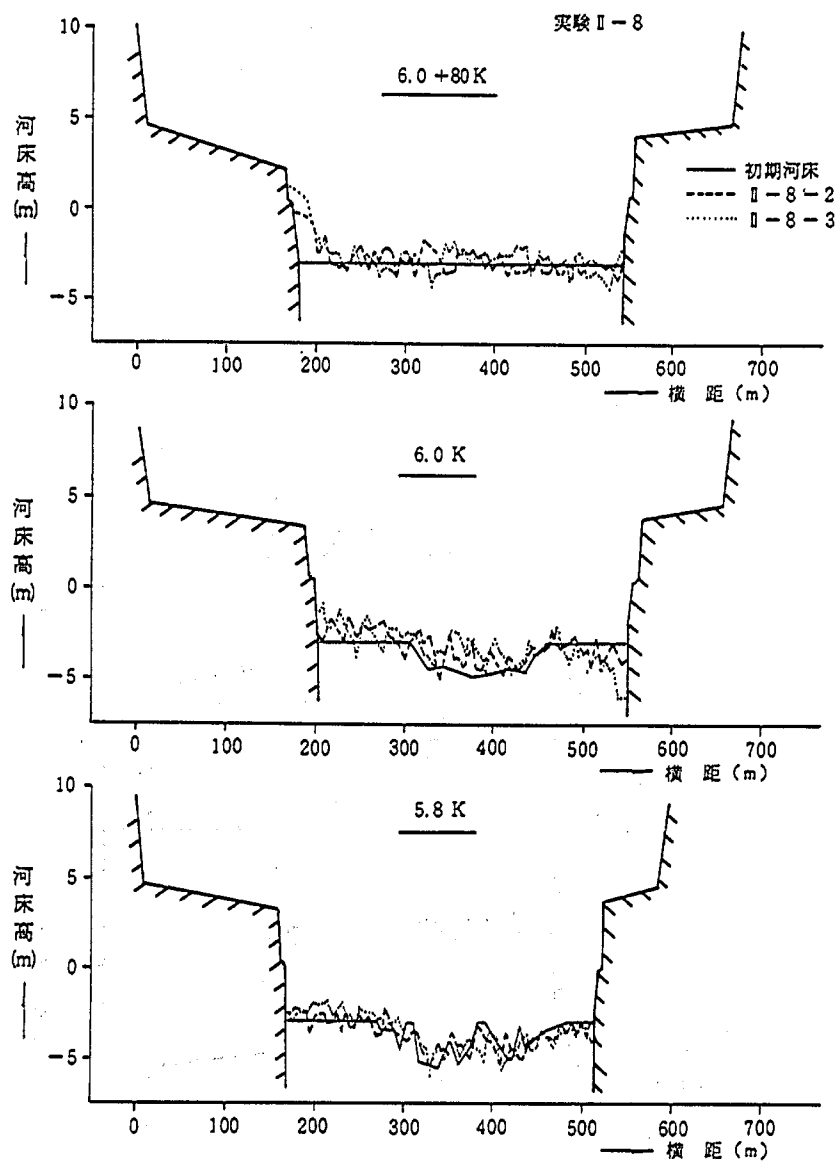
图—4.3.14 (8) 河床变动横断比较图 (实验 II-8-2,3)



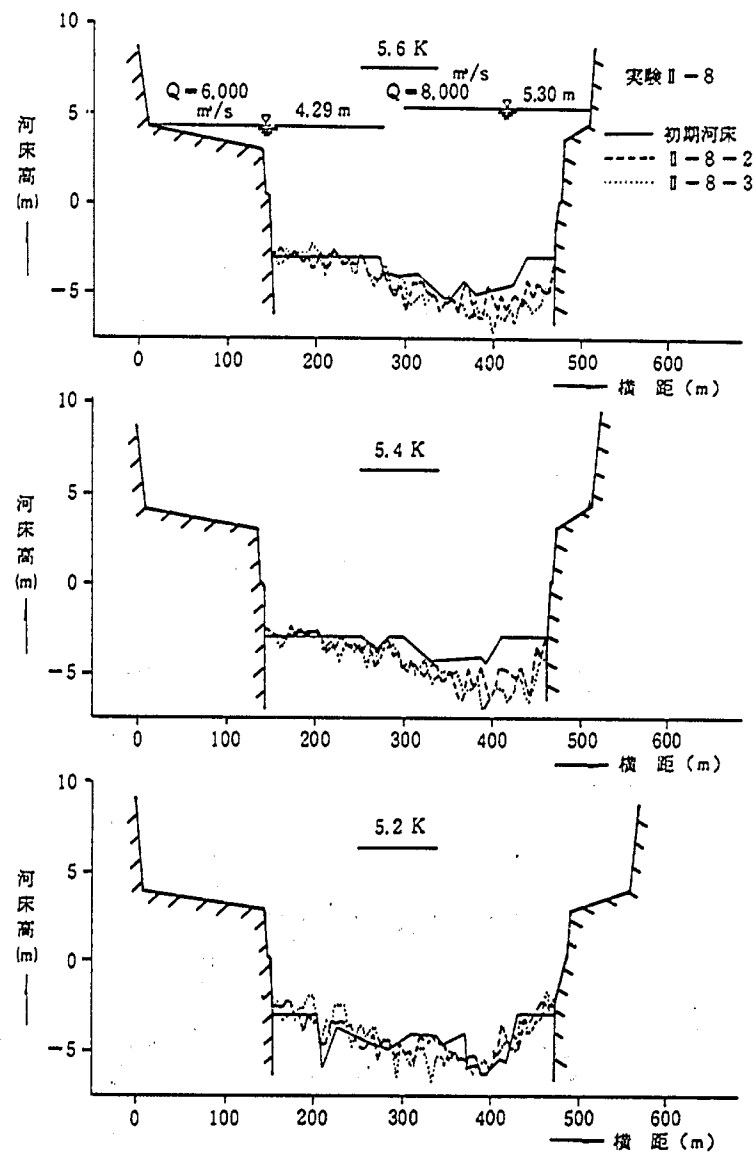
图—4.3.14 (9) 河床变动横断比较图 (实验 II—8—2,3)



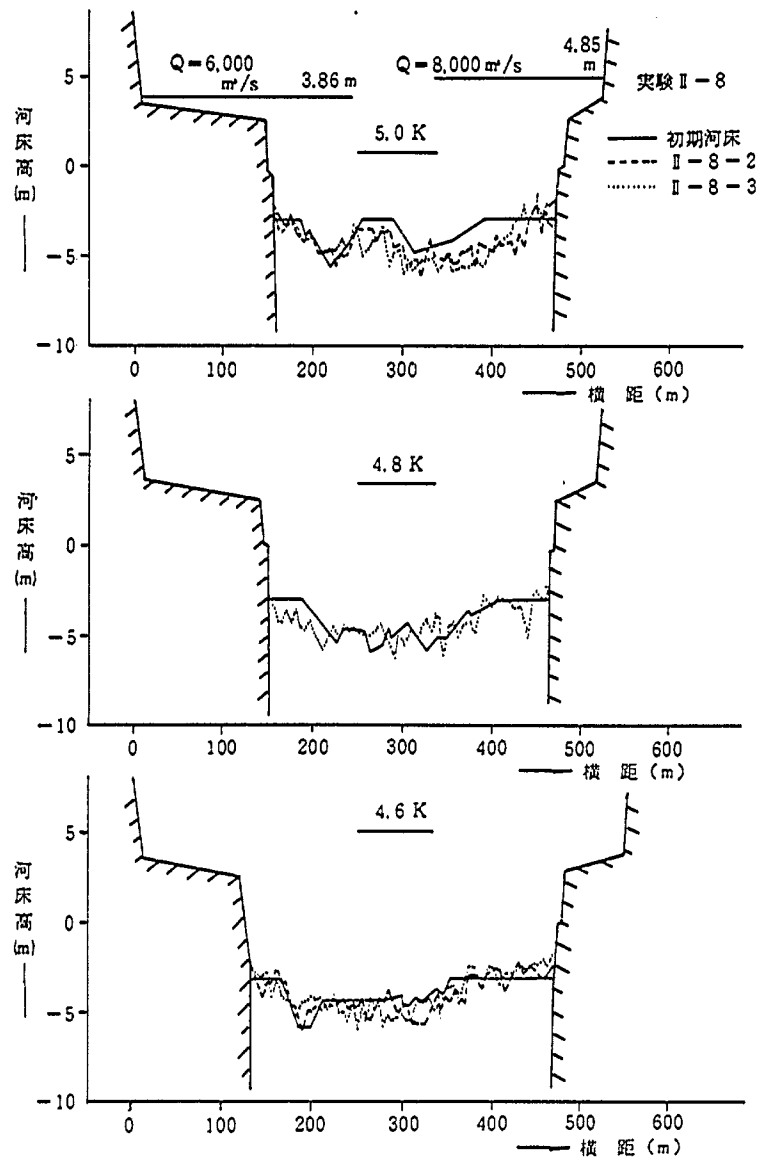
图—4.3.14 (10) 河床变动横断比较图 (实验 II—8—2,3)



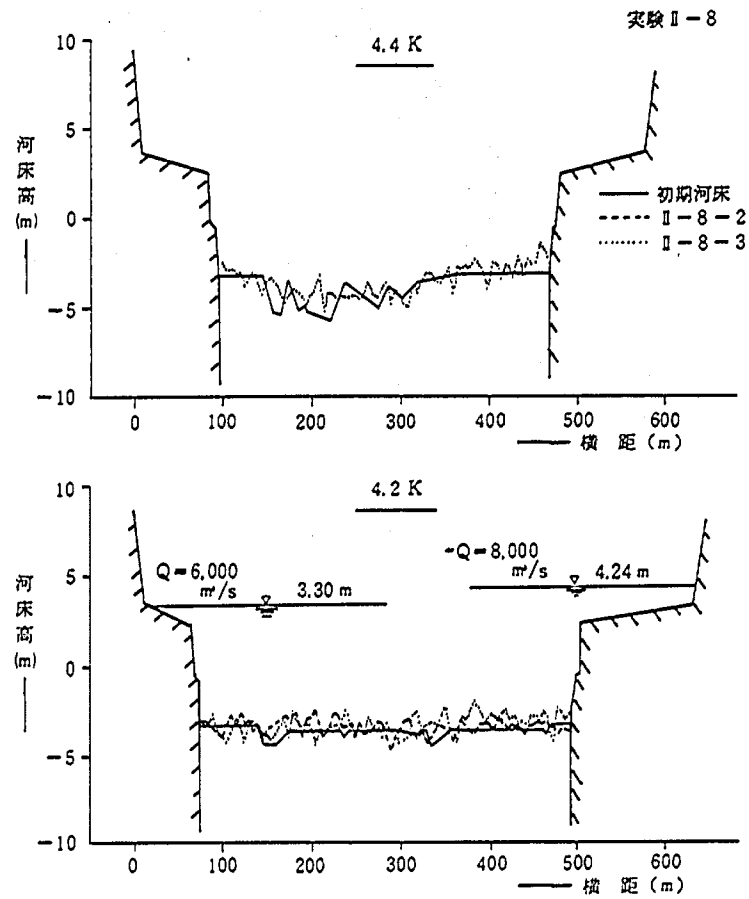
图—4.3.14 (11) 河床变动横断比较图 (实验II—8—2,3)



图—4.3.14 (12) 河床变动横断比较图 (实验II—8—2,3)



图—4.3.14 (13) 河床变动横断比较图 (实验II—8—2,3)



图—4.3.14 (14) 河床变动横断比较图 (实验II—8—2,3)

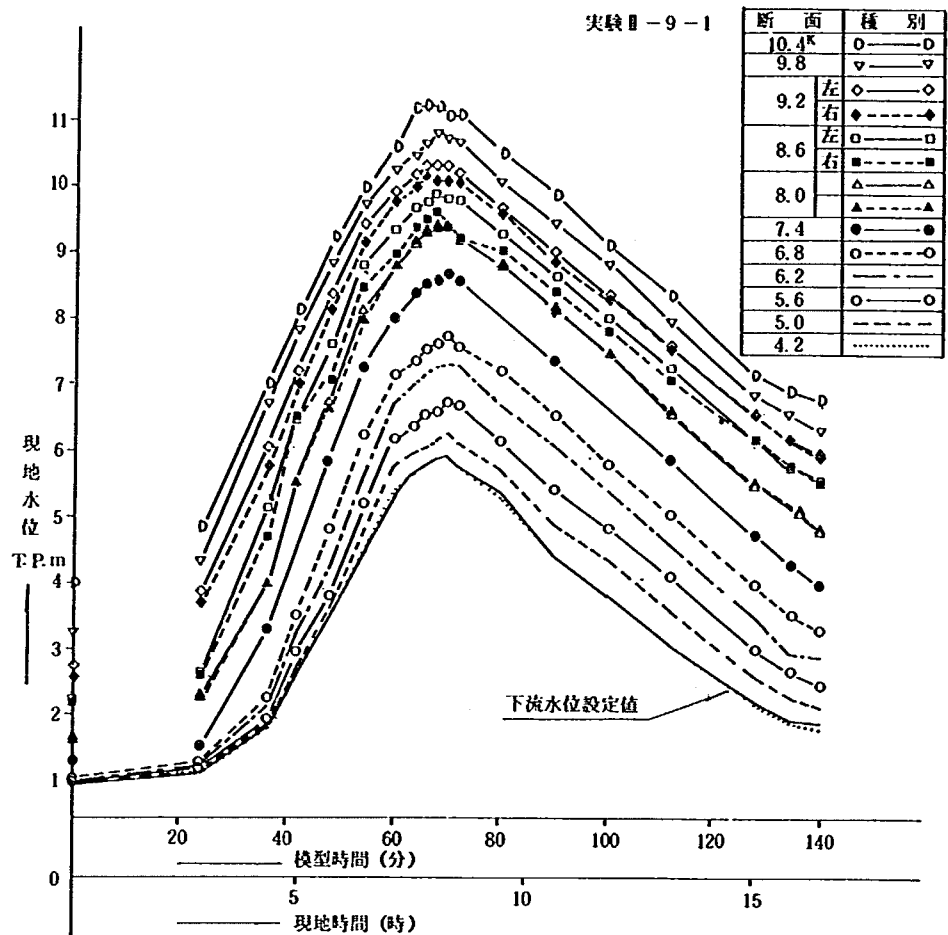


図-4.3.15 水位—時間変化図 (実験 II-9-1)

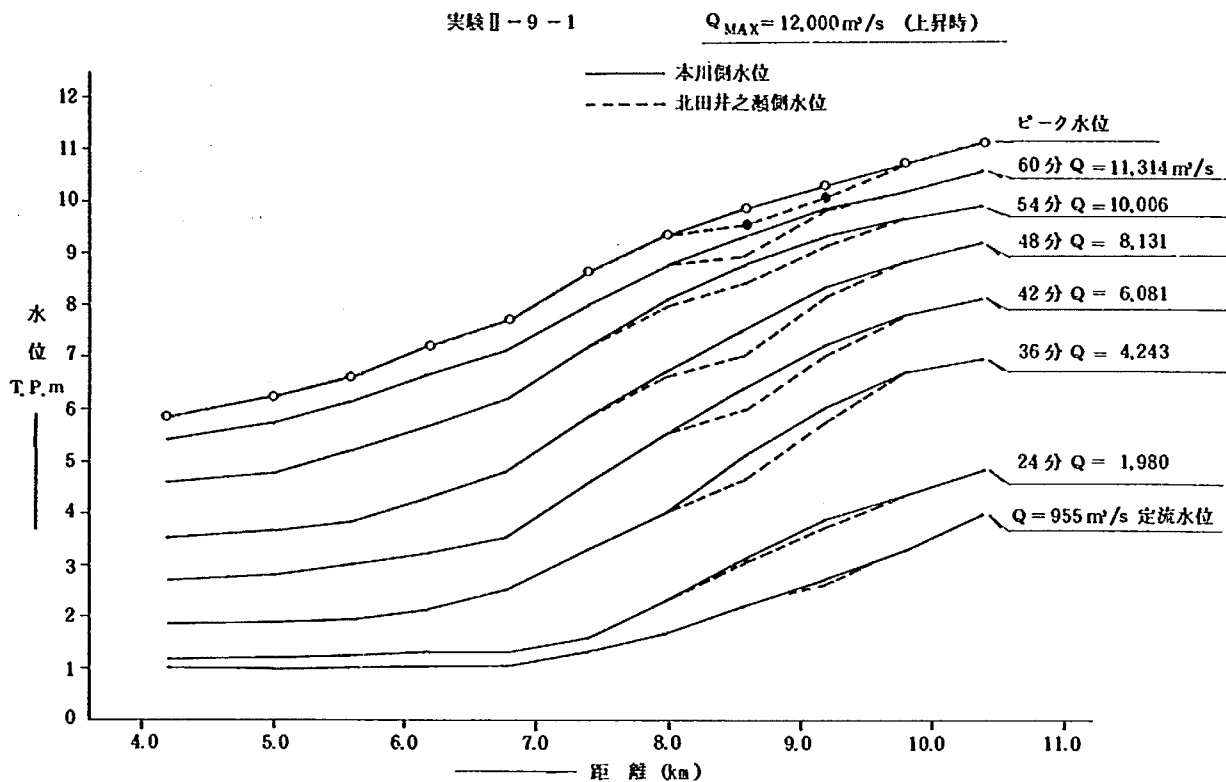


図-4.3.16(1) 水位縦断比較図 (実験Ⅱ-9-1)

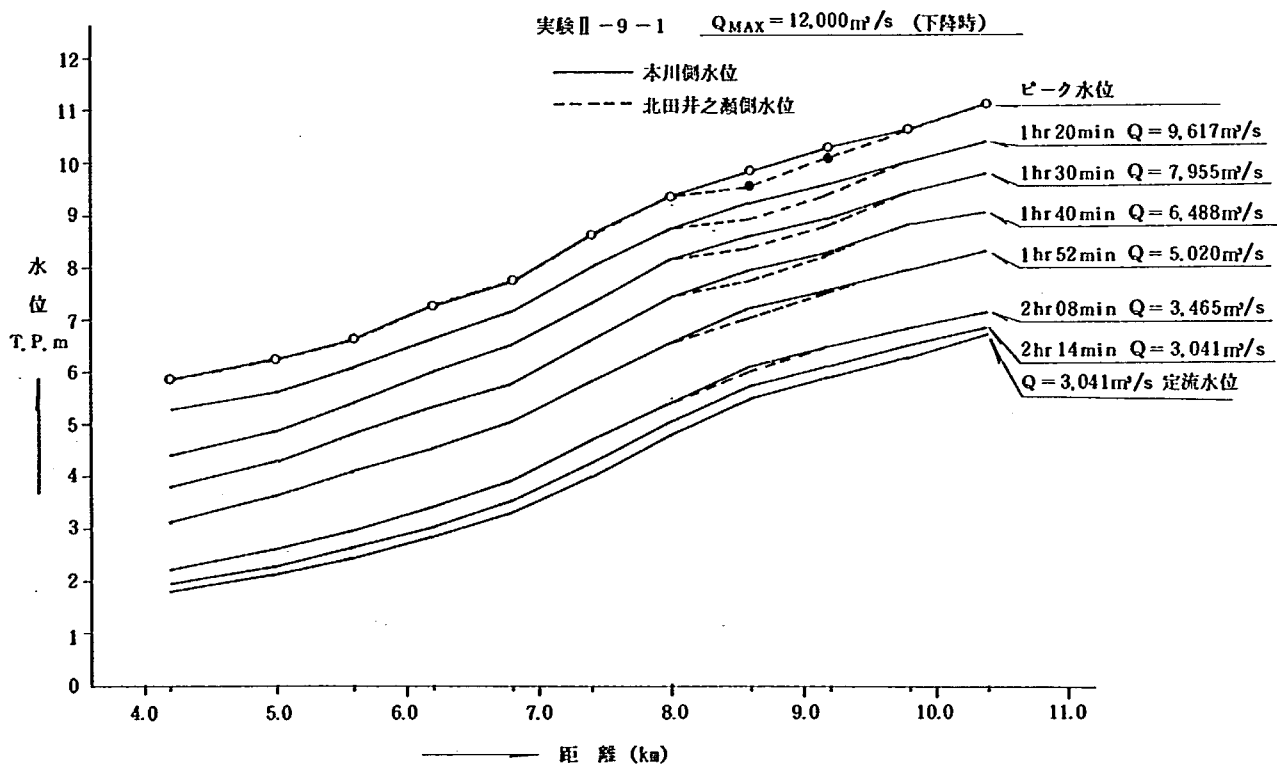


図-4.3.16(2) 水位縦断比較図 (実験Ⅱ-9-1)

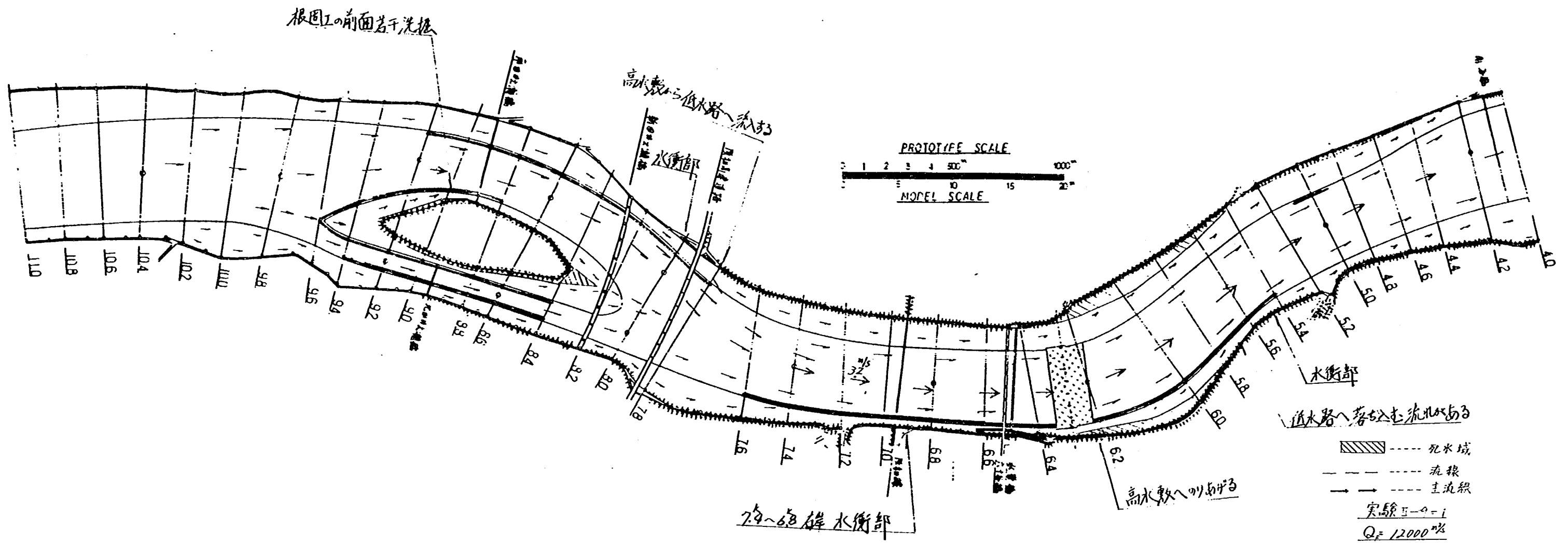
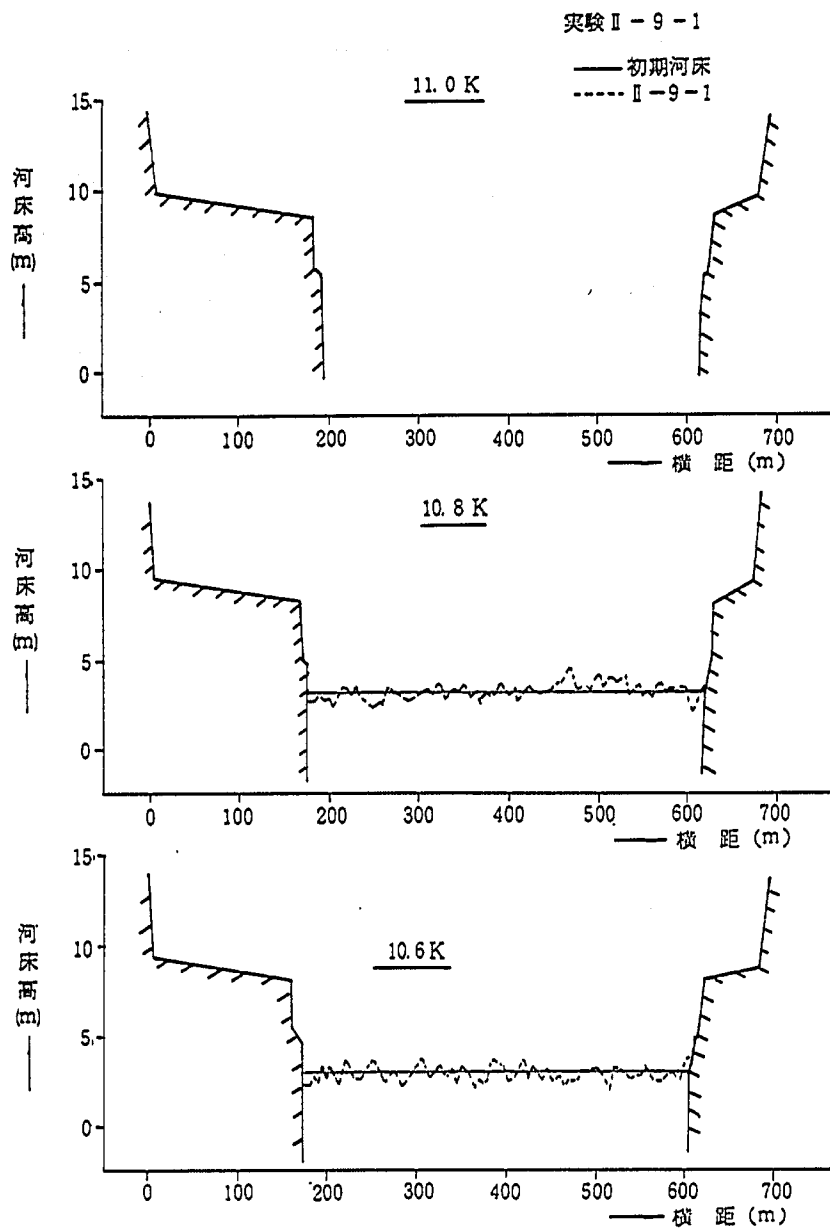
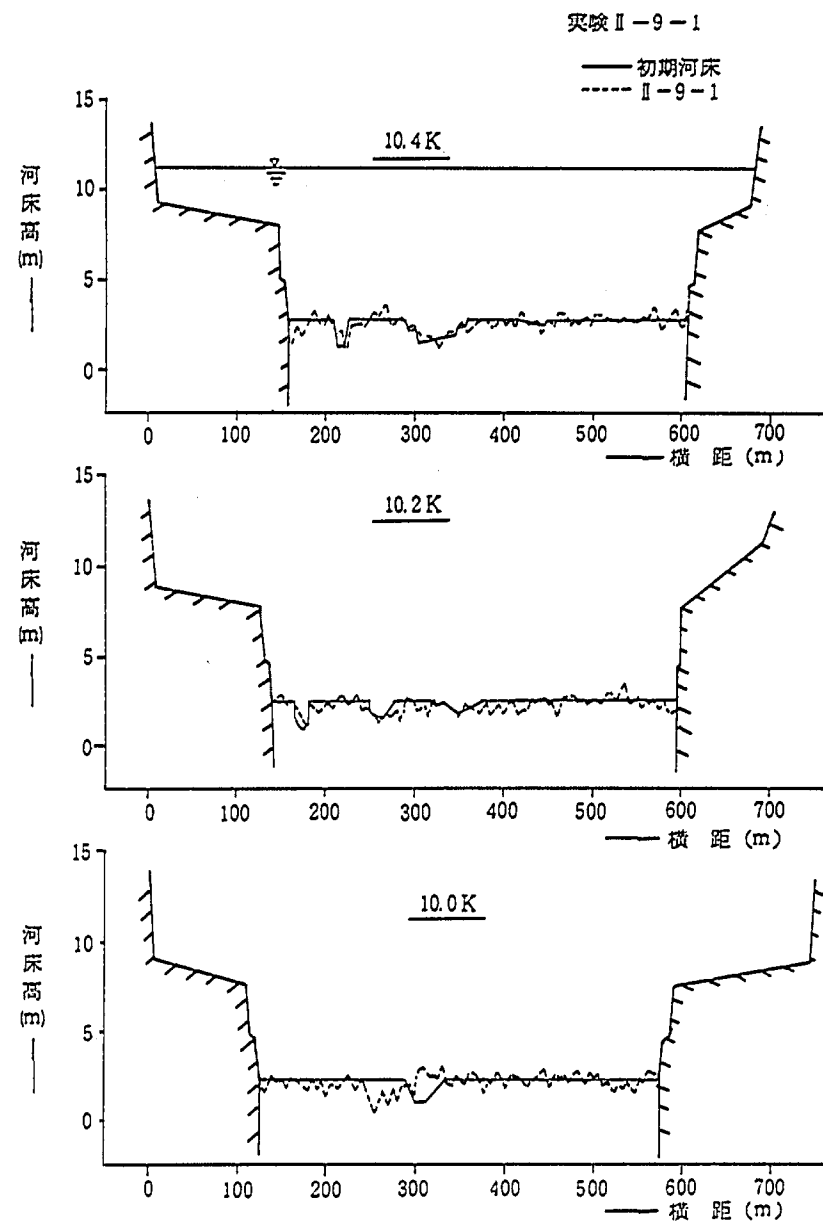


図-4.3.18 流況図 (実験II-9-1)



图—4.3.20 (1) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)



图—4.3.20 (2) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

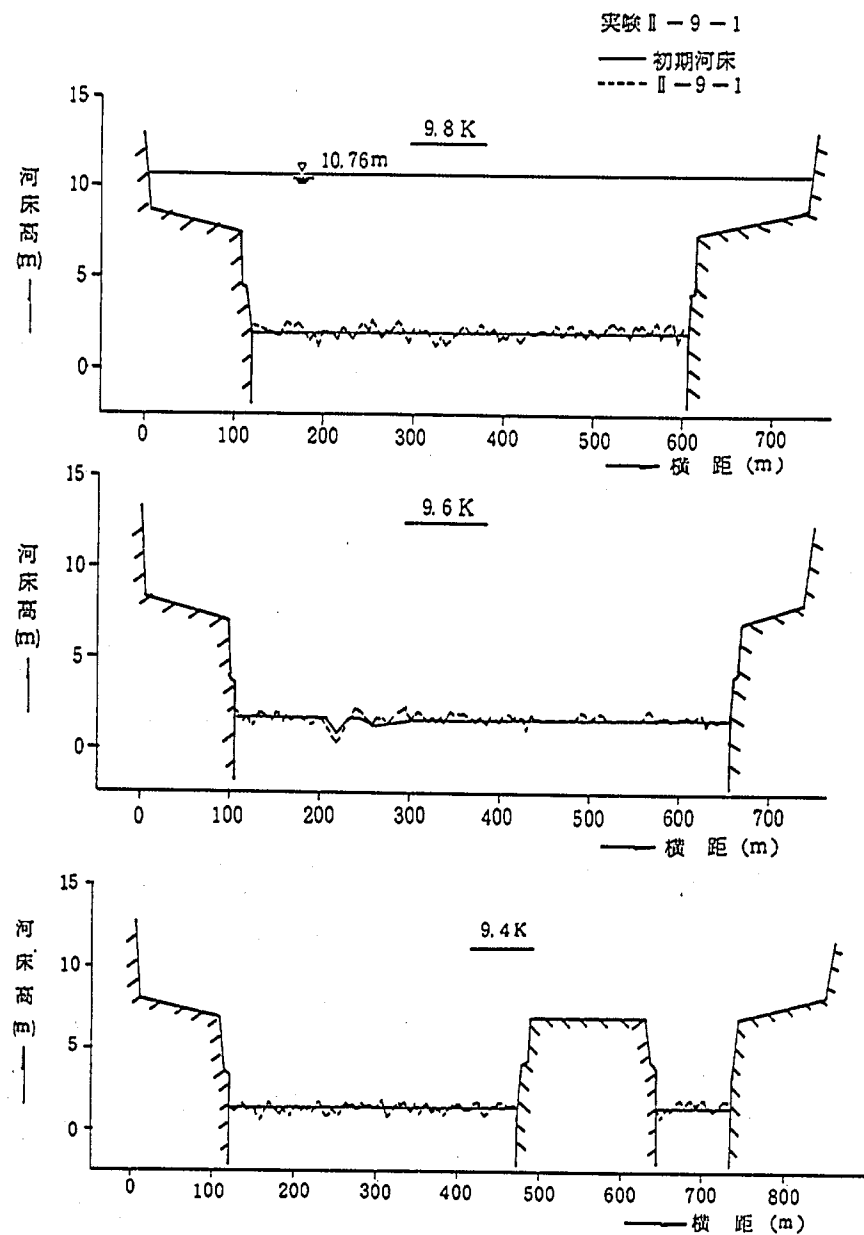


图-4.3.20 (3) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

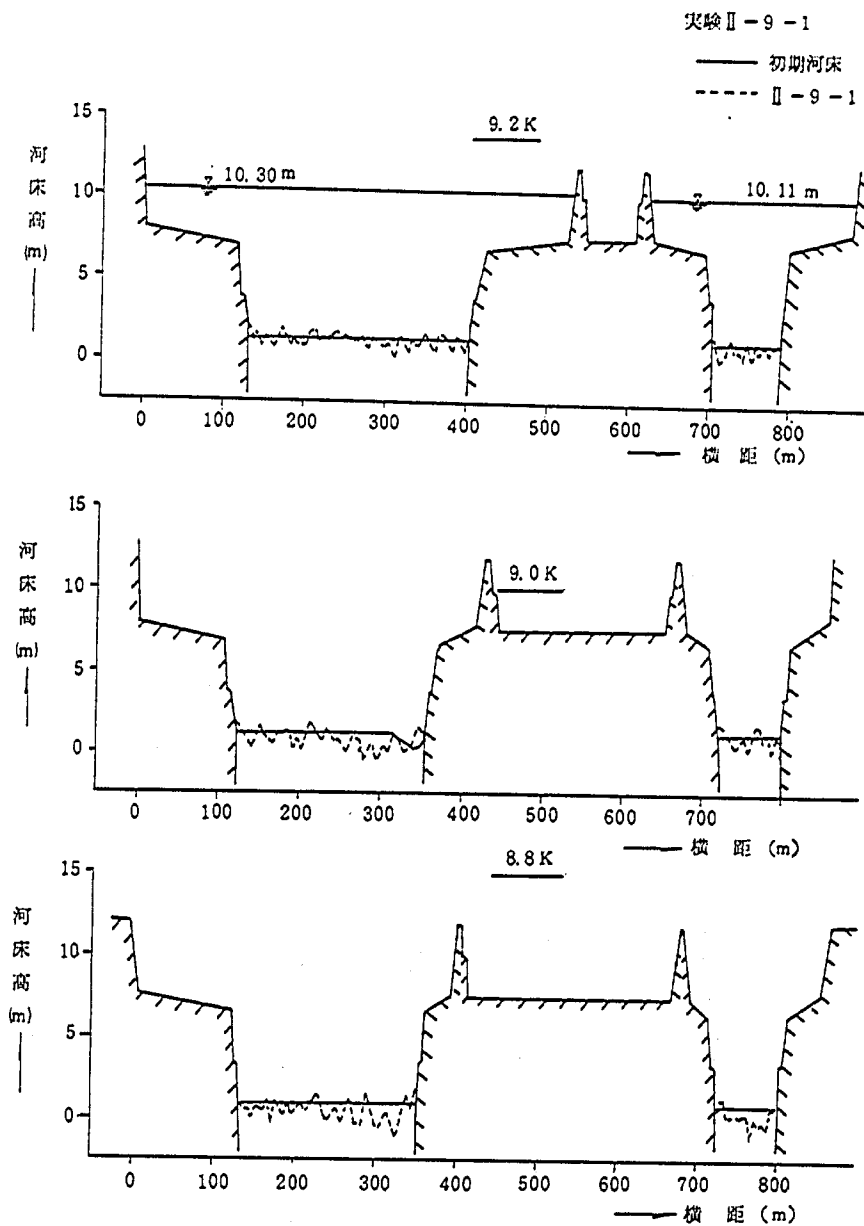


图-4.3.20 (4) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

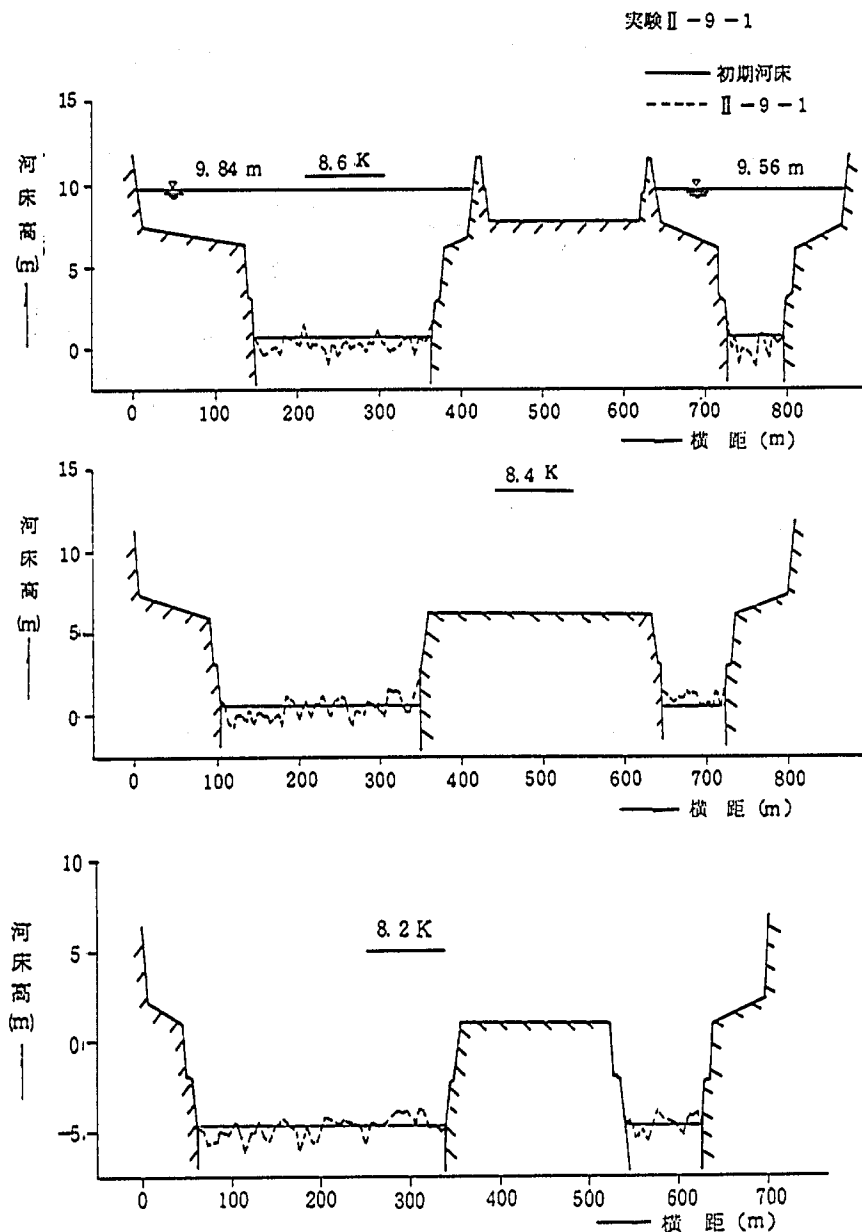


图-4.3.20 (5) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

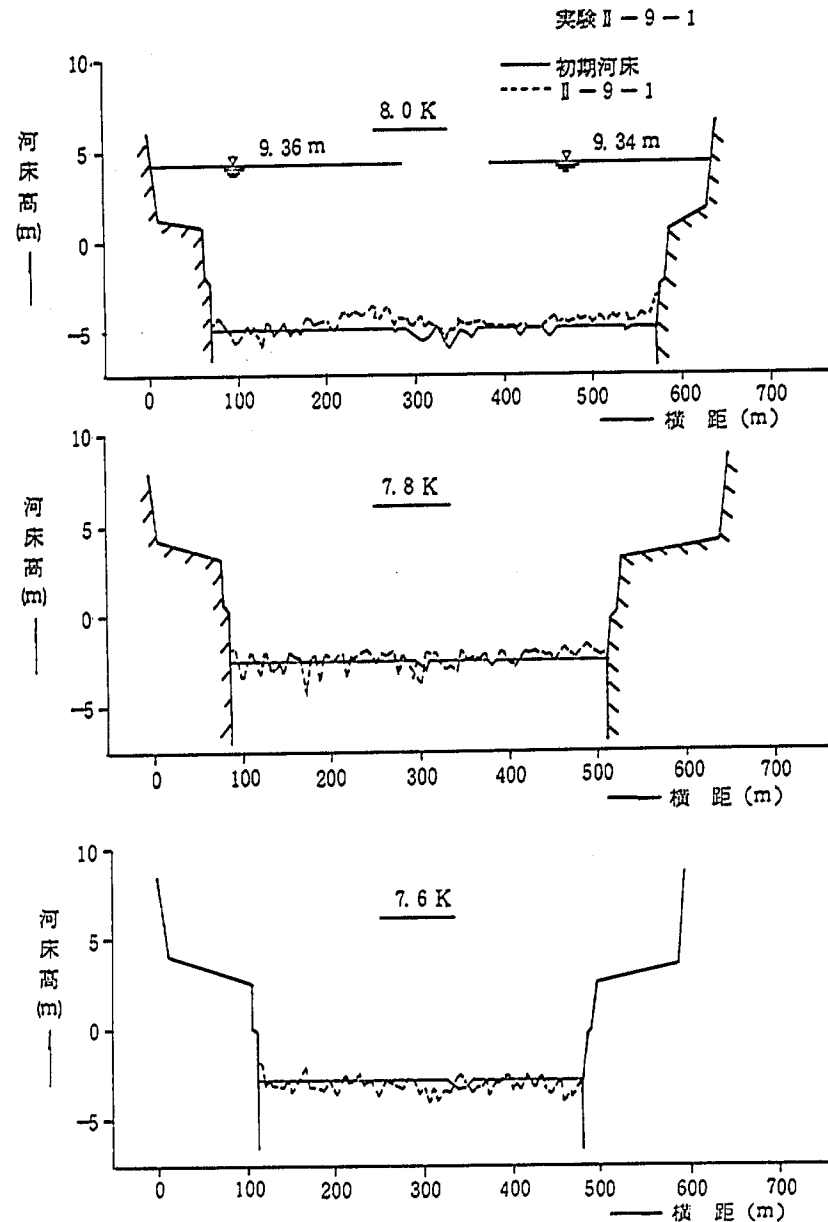


图-4.3.20 (6) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

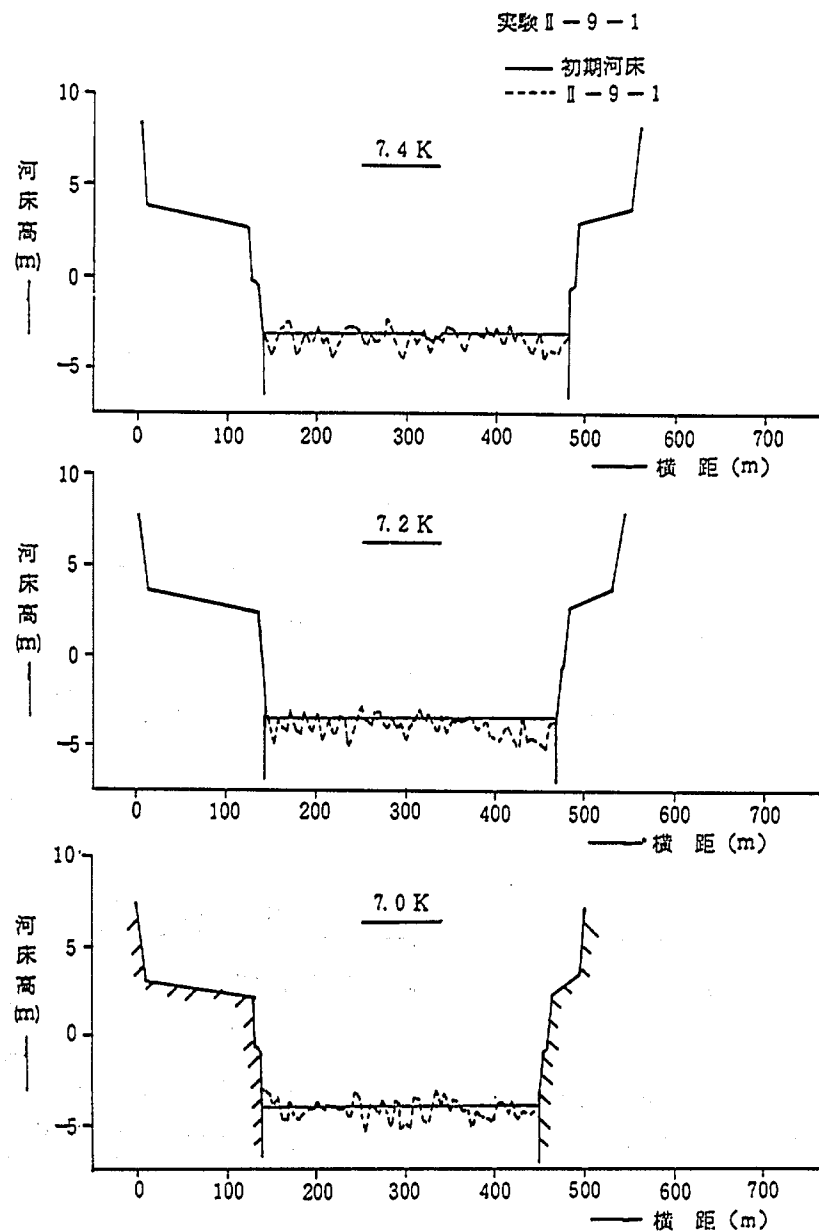


图-4.3.20 (7) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

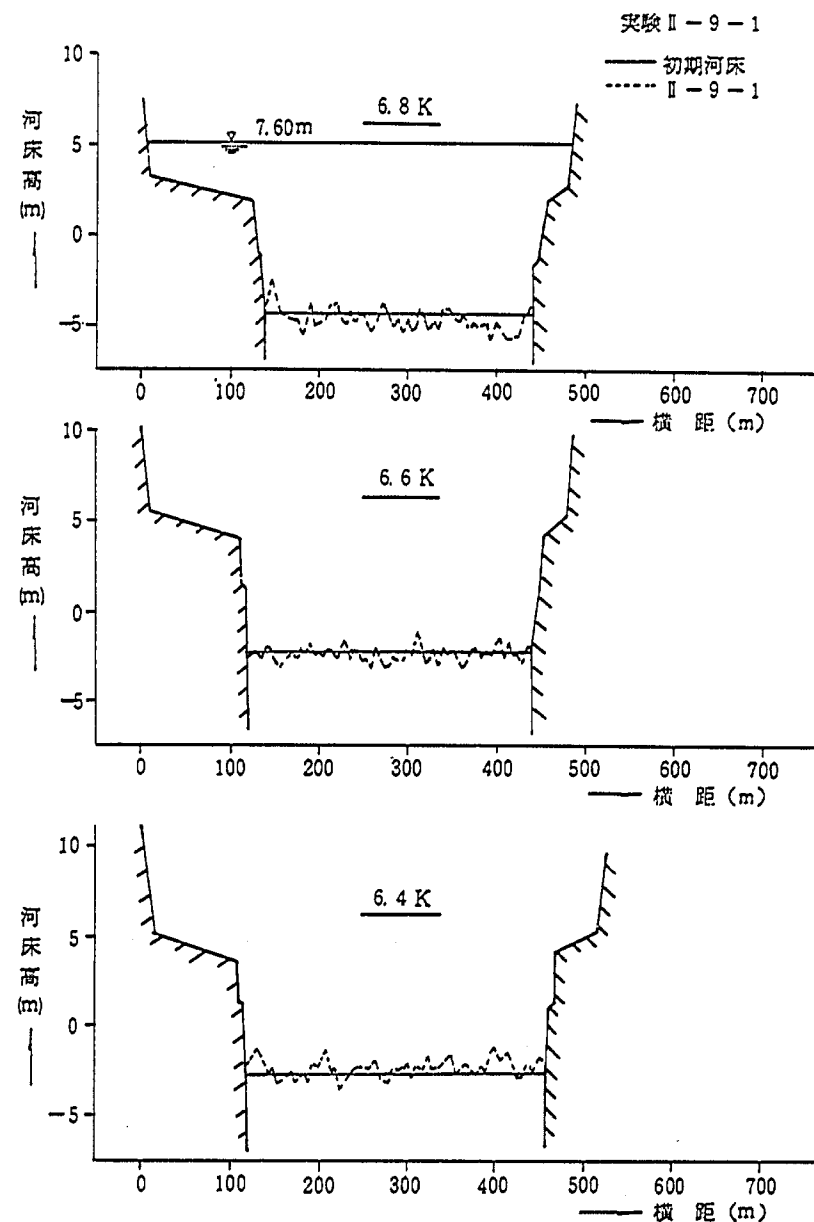


图-4.3.20 (8) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

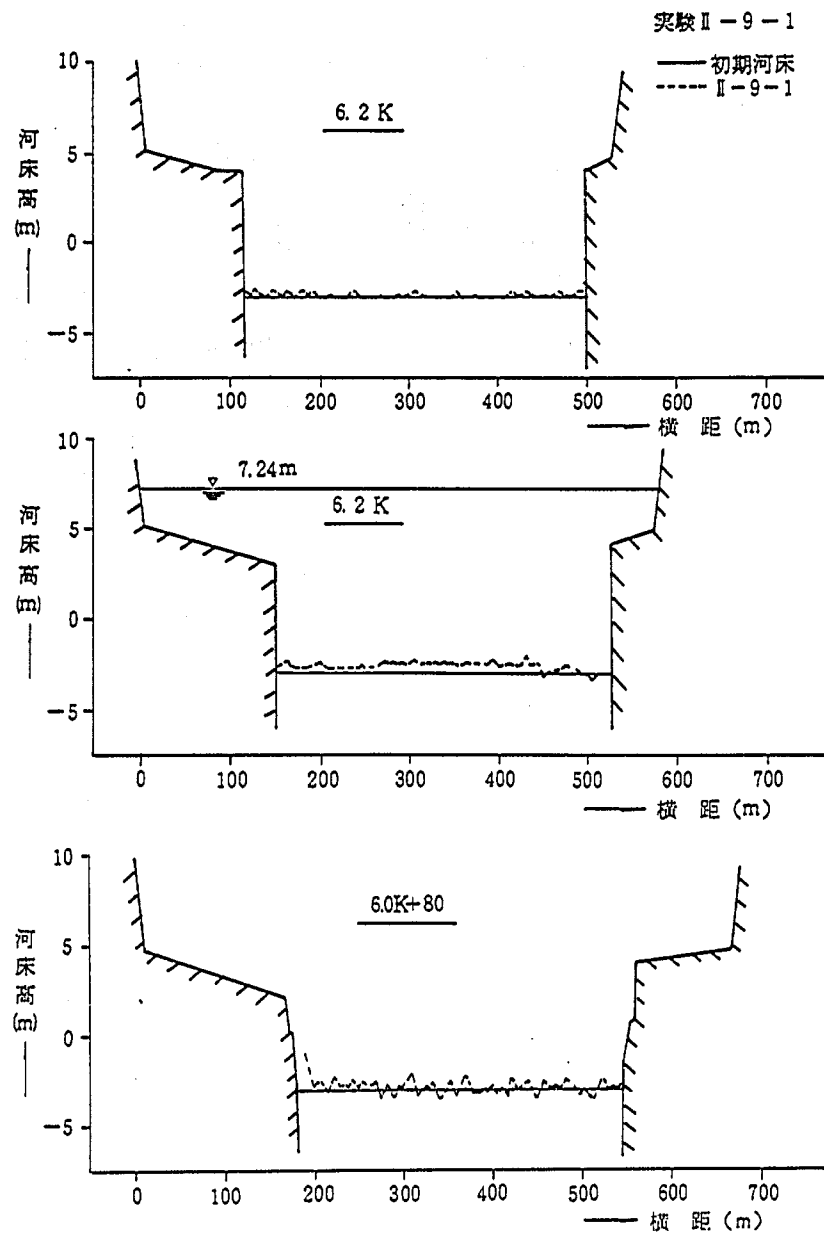


图-4.3.20 (9) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

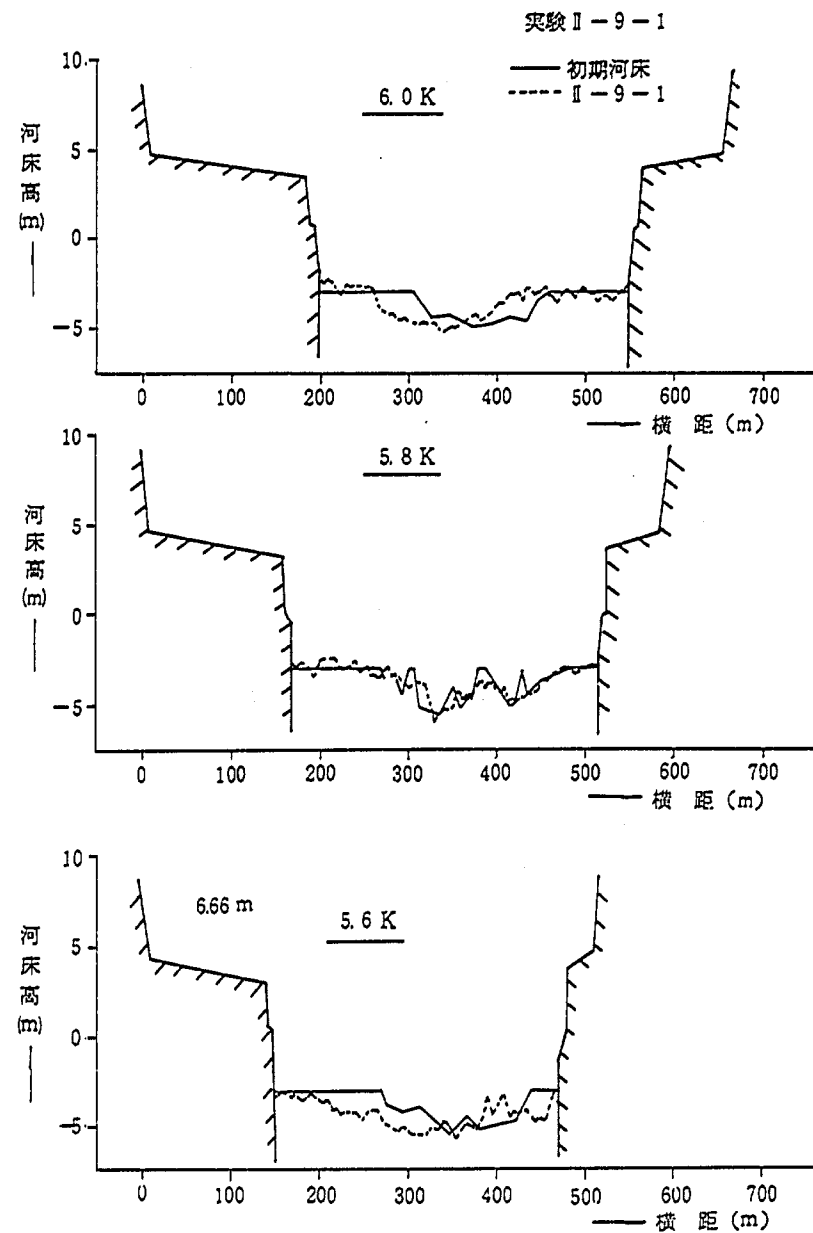


图-4.3.20 (10) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-1)

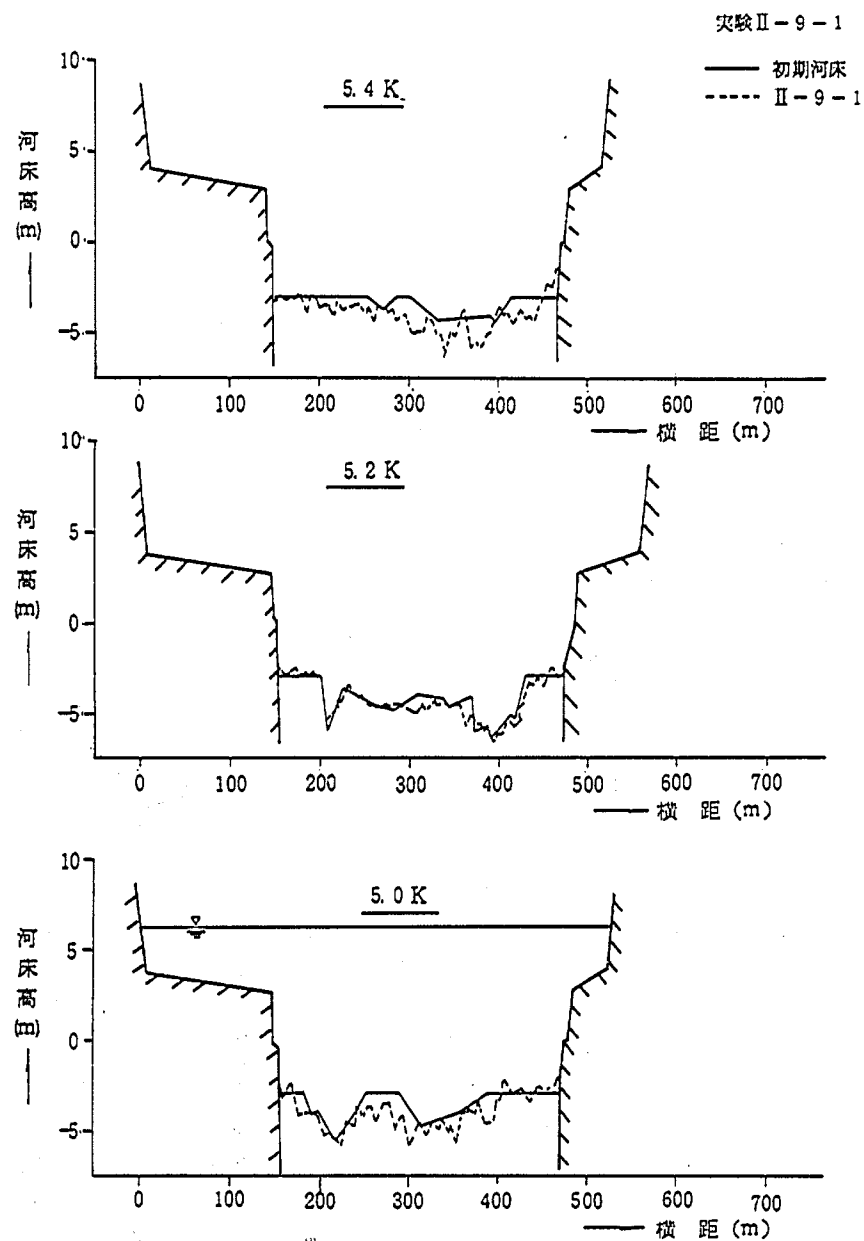


图-4.3.20 (11) 河床变动横断比较图 (实验II-9-1)

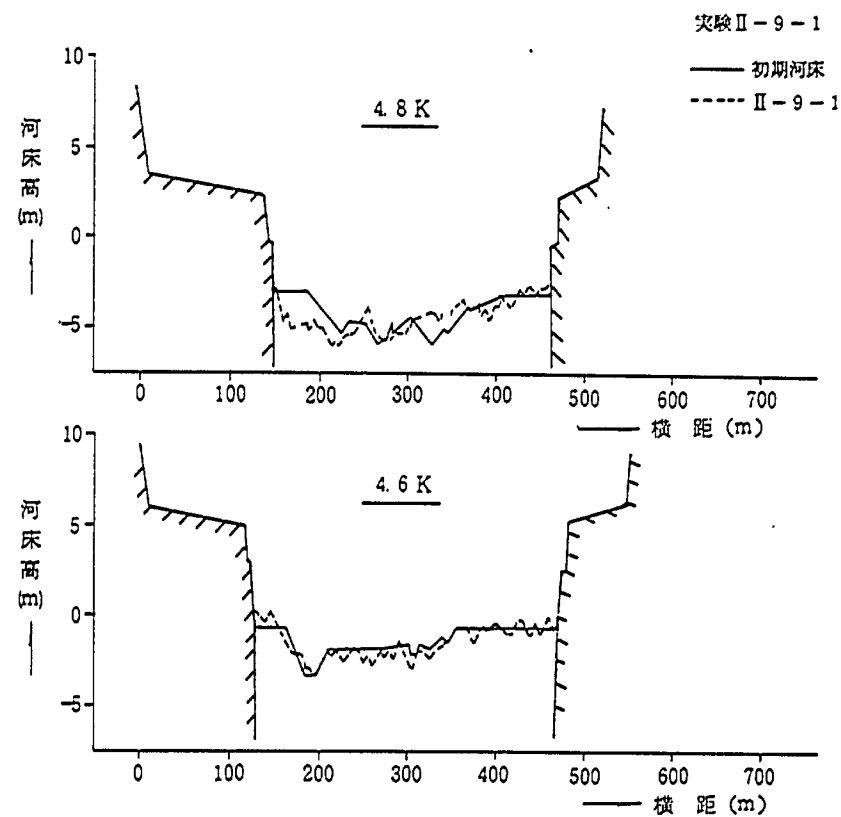
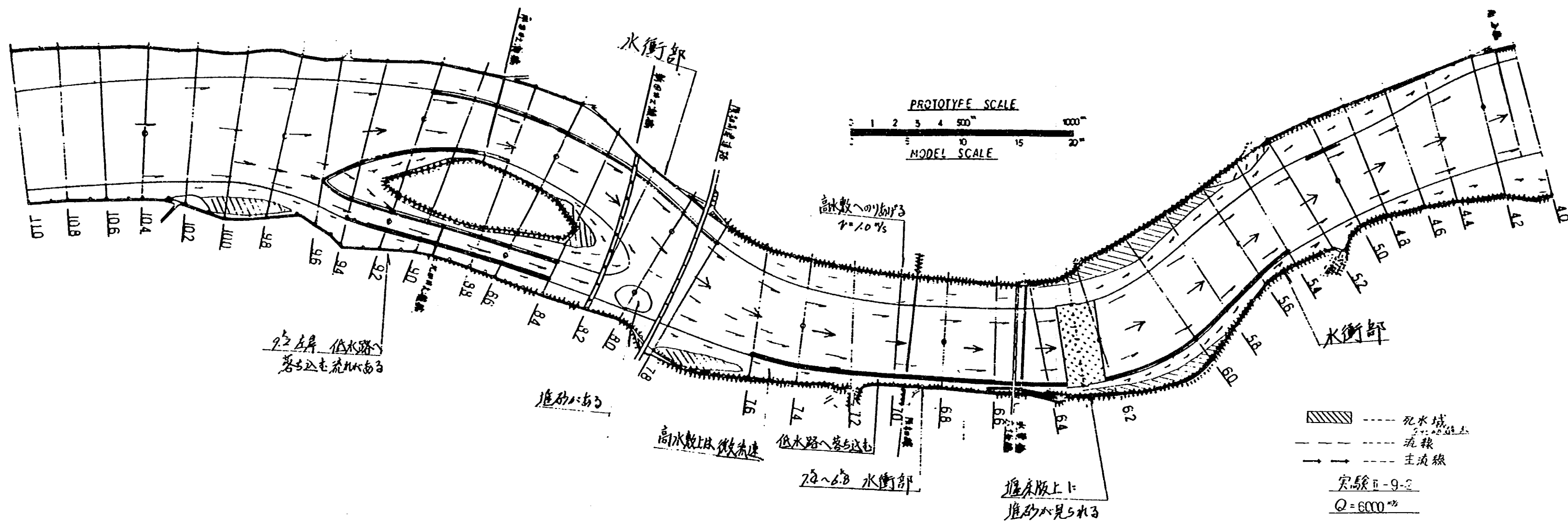


图-4.3.20 (12) 河床变动横断比较图 (实验II-9-1)



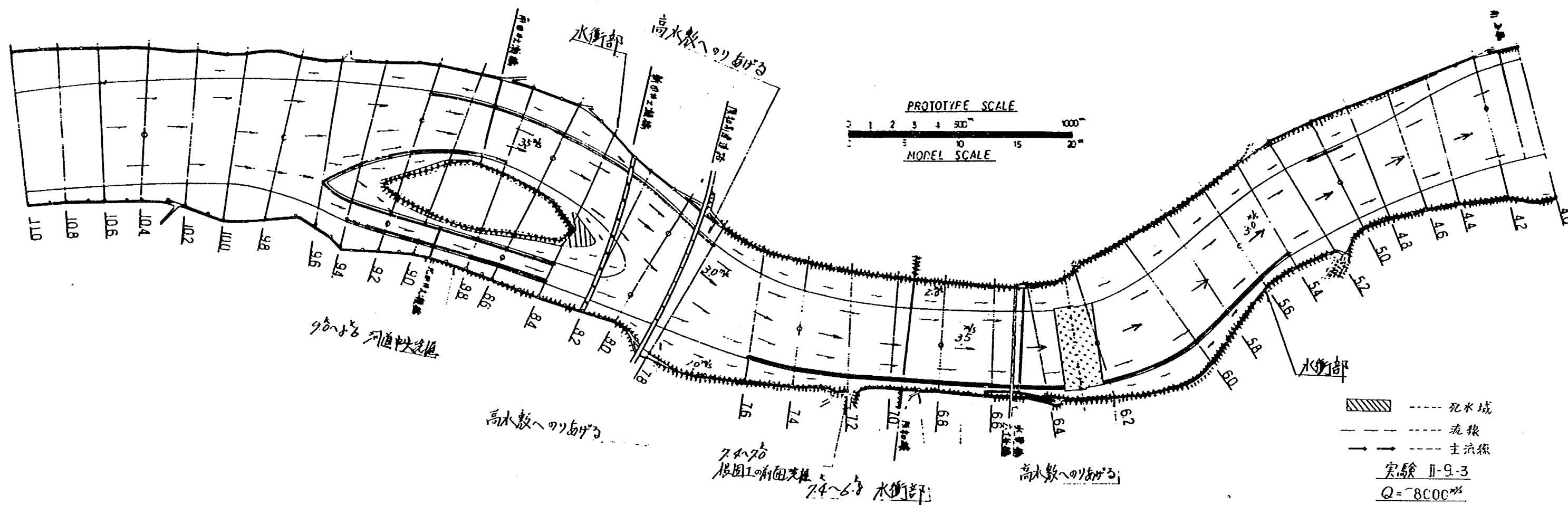


図-4.3.25 流況図 (実験II-9-3)

10/1/19

10/1/19

10/1/19

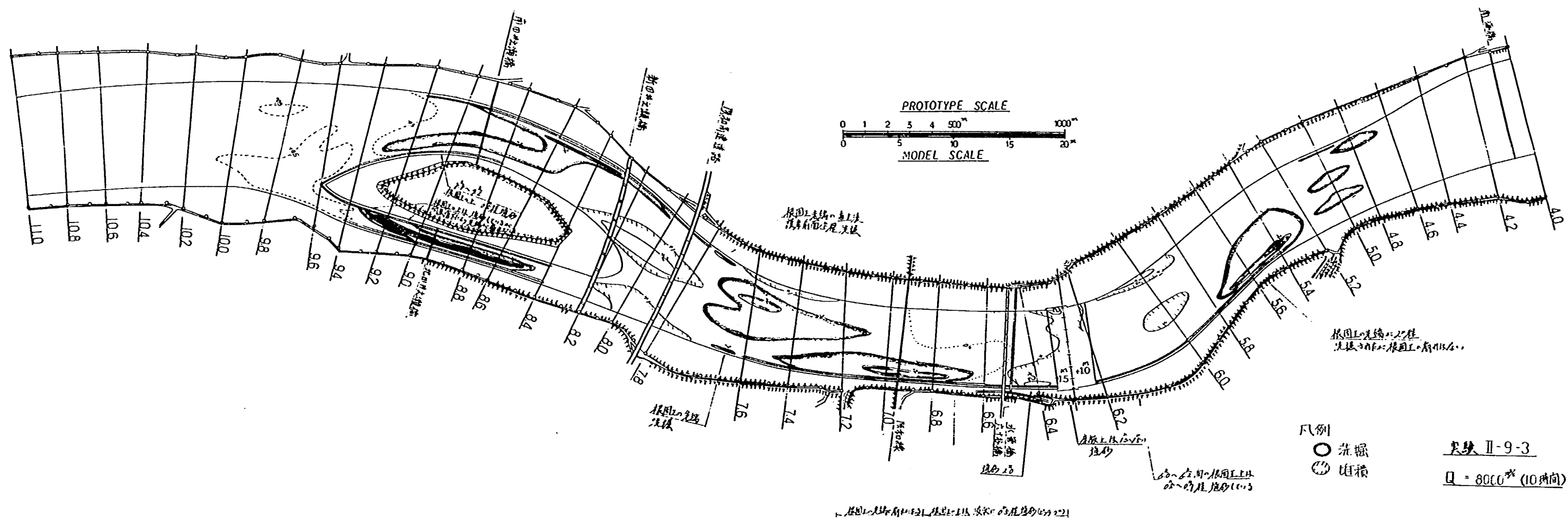
10/1/19

10/1/19

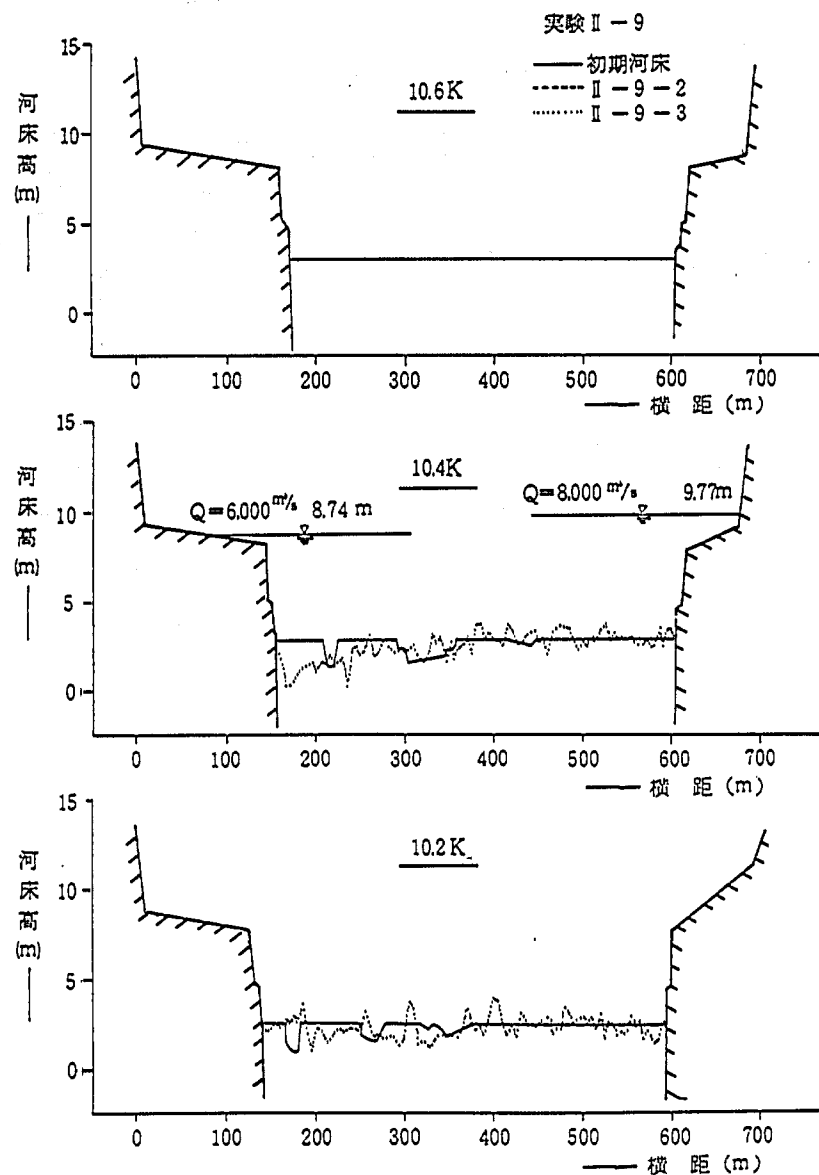
10/1/19

10/1/19

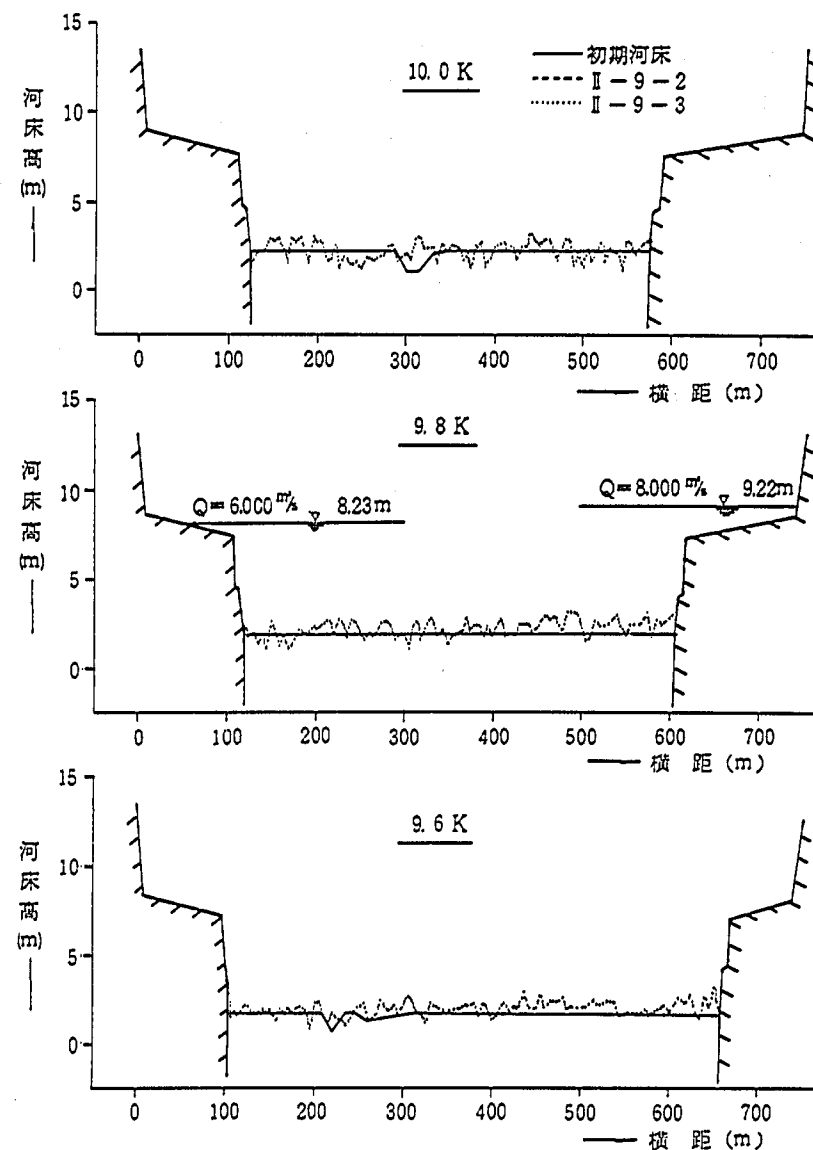
10/1/19



图—4.3.27 河床變動平面圖 (実験Ⅱ—9—3)



图—4.3.28(1) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-2.3)



图—4.3.28(2) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-2.3)

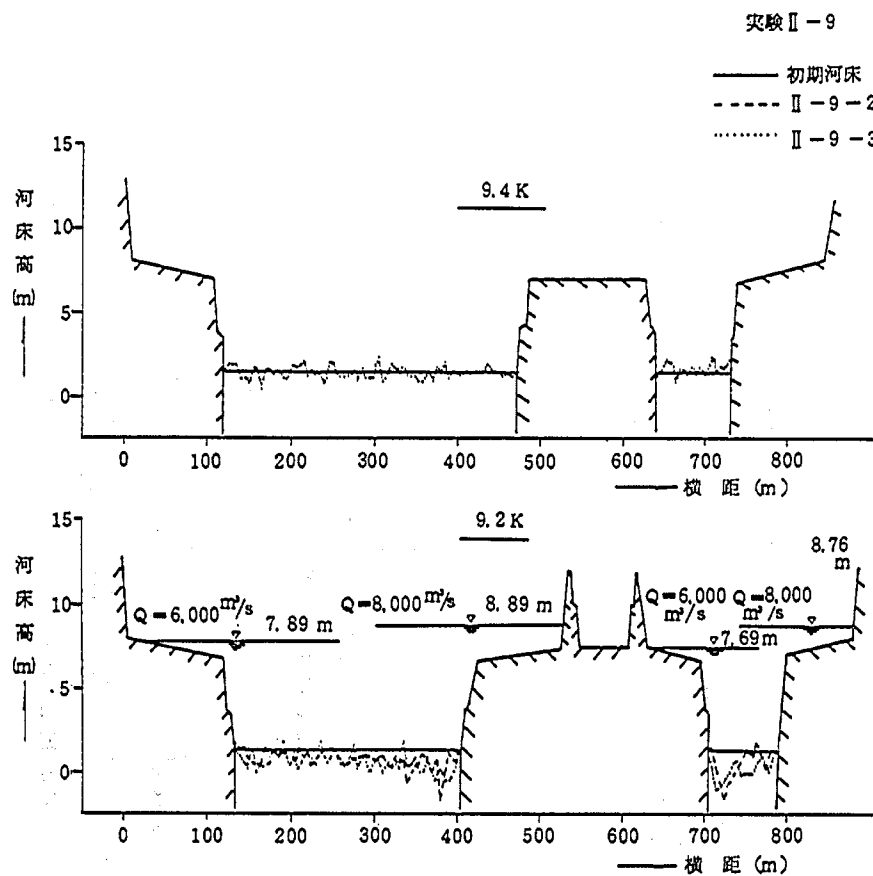


图-4.3.28(3) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-2,3)

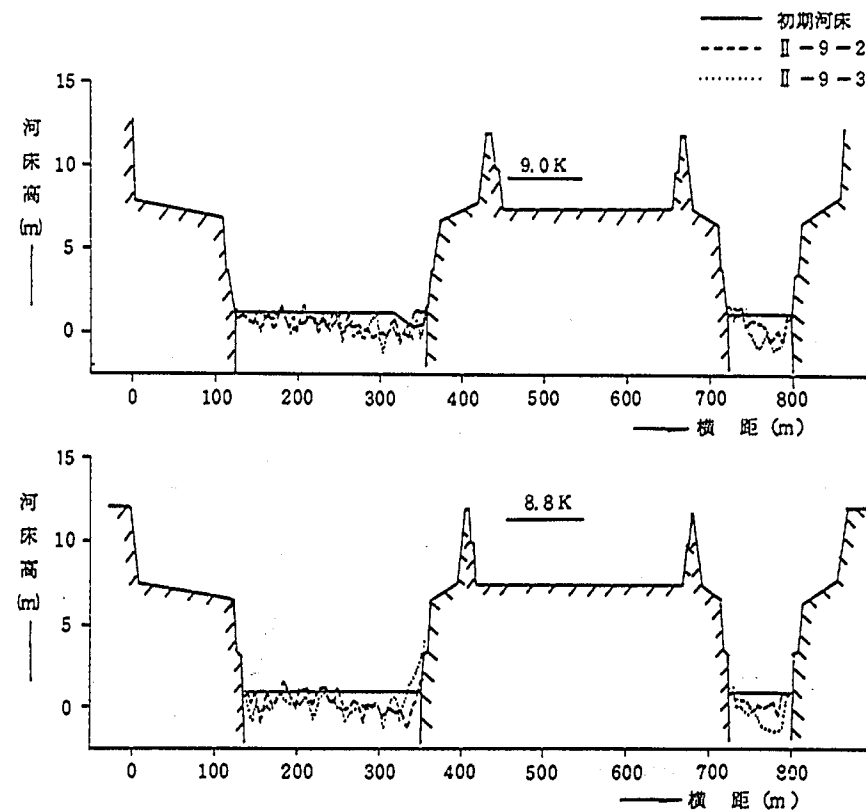
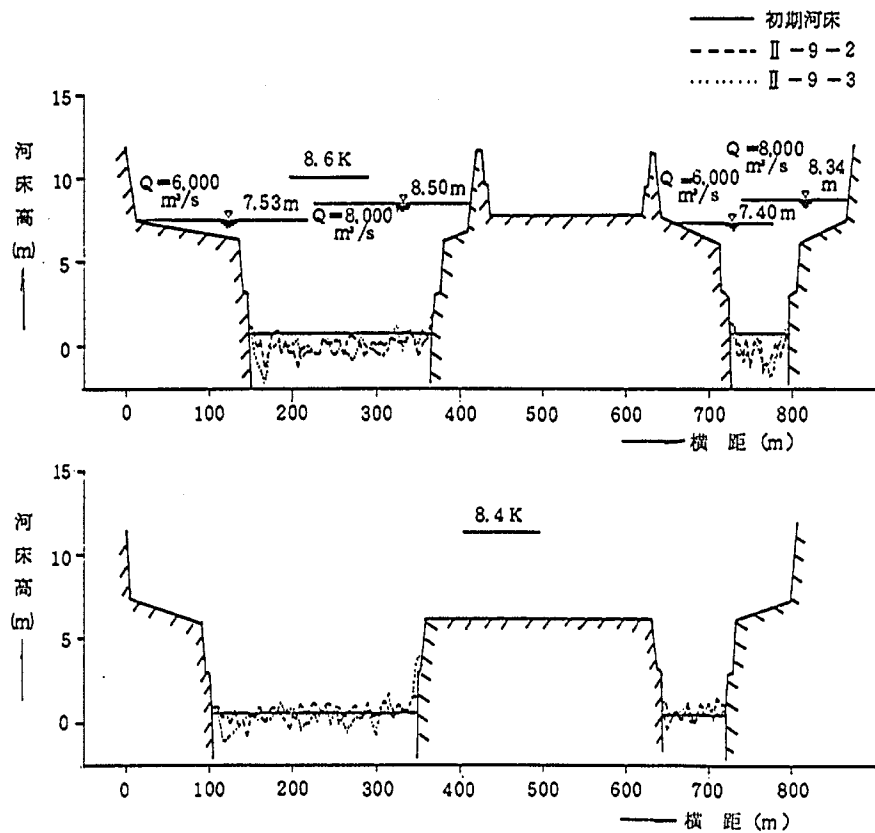
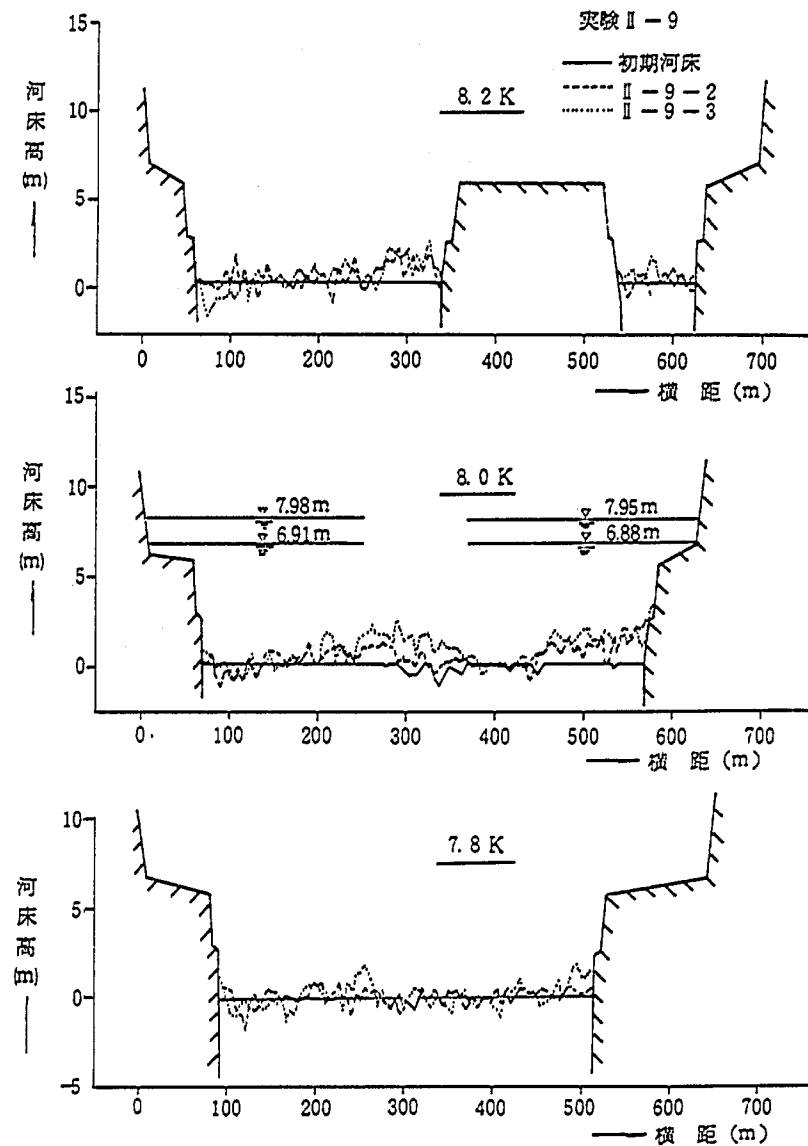


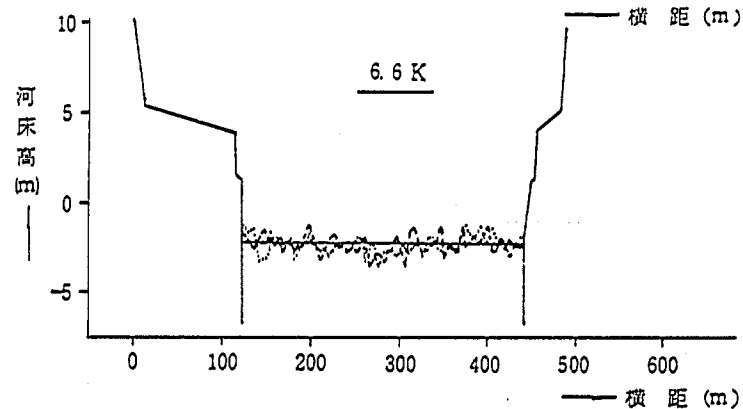
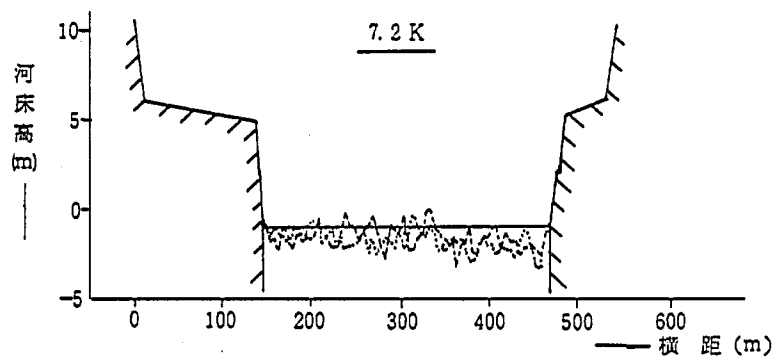
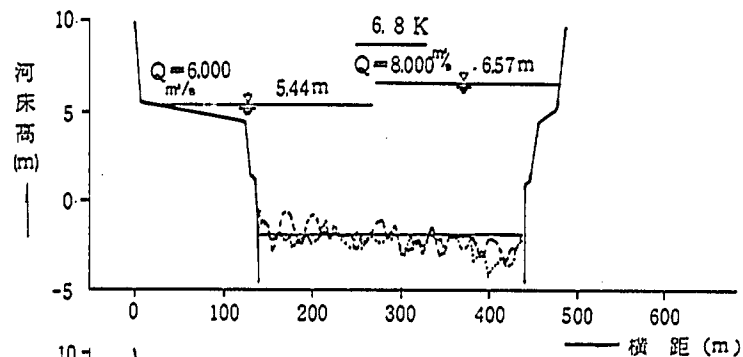
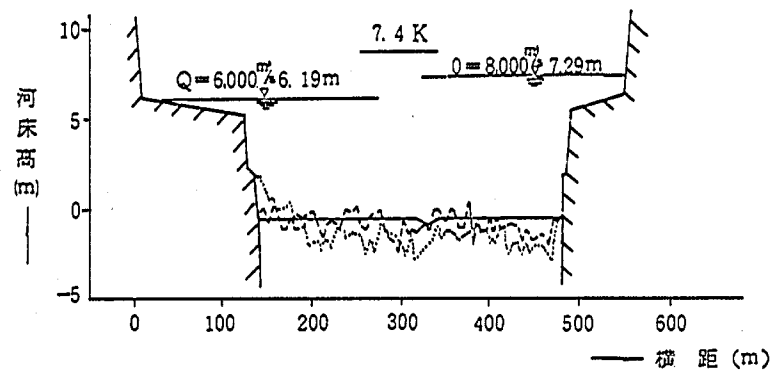
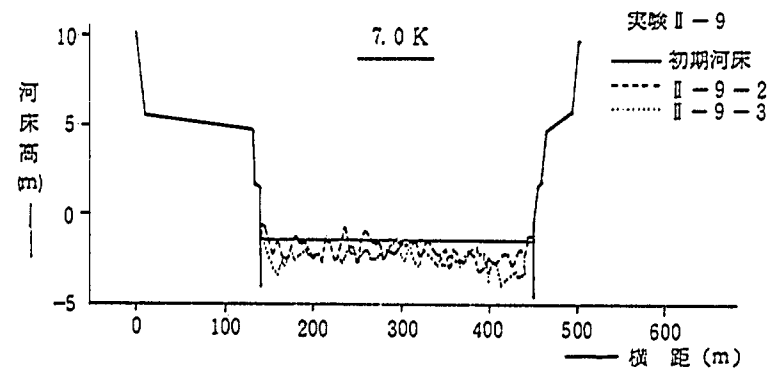
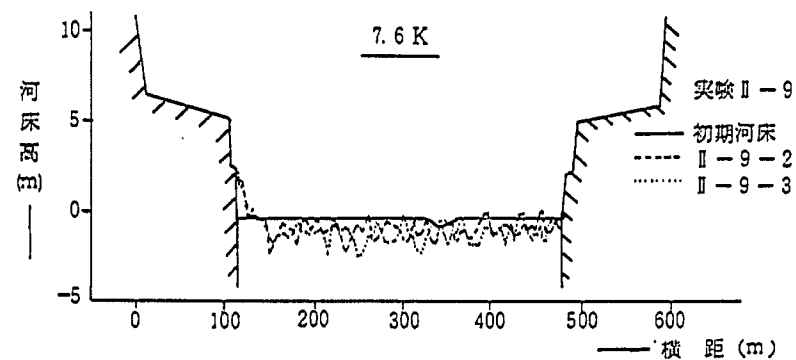
图-4.3.28(4) 河床变动横断比较图 (实验 II-9-2,3)



图—4.3.28 (5) 河床变动横断比较图 (实验II—9—2.3)

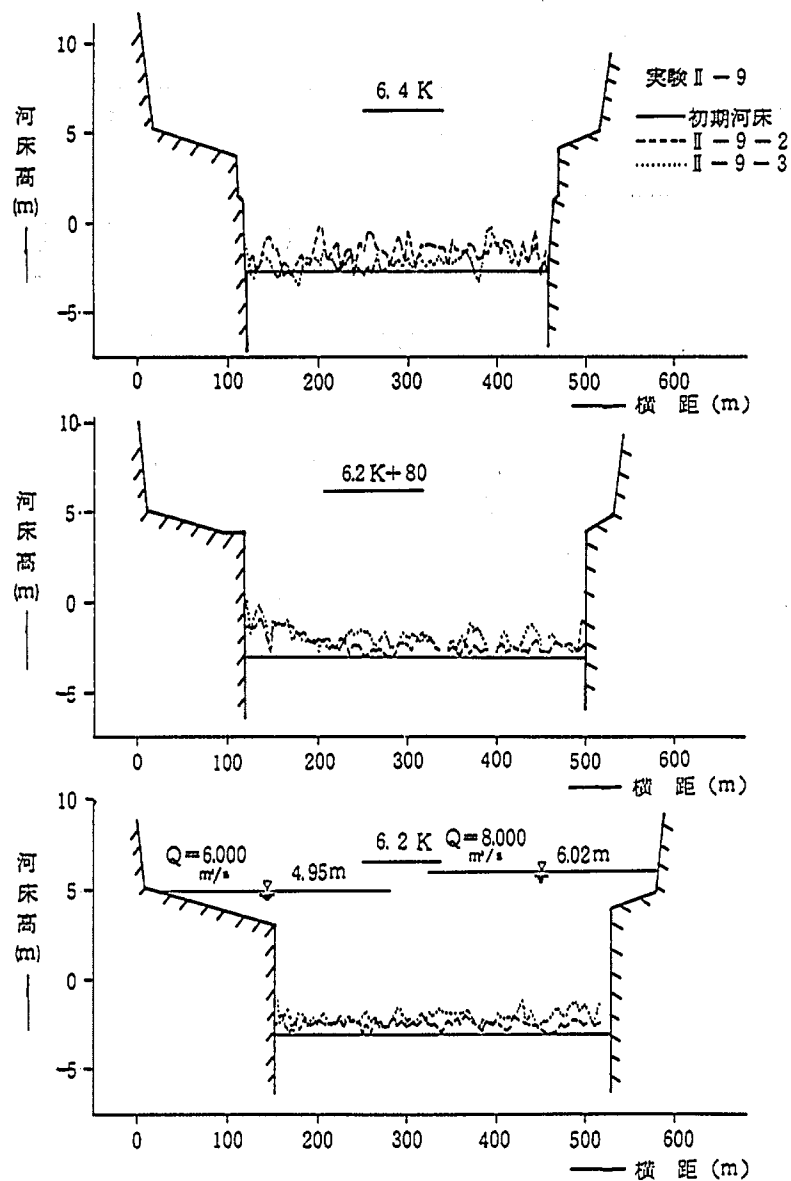


图—4.3.28 (6) 河床变动横断比较图 (实验II—9—2.3)

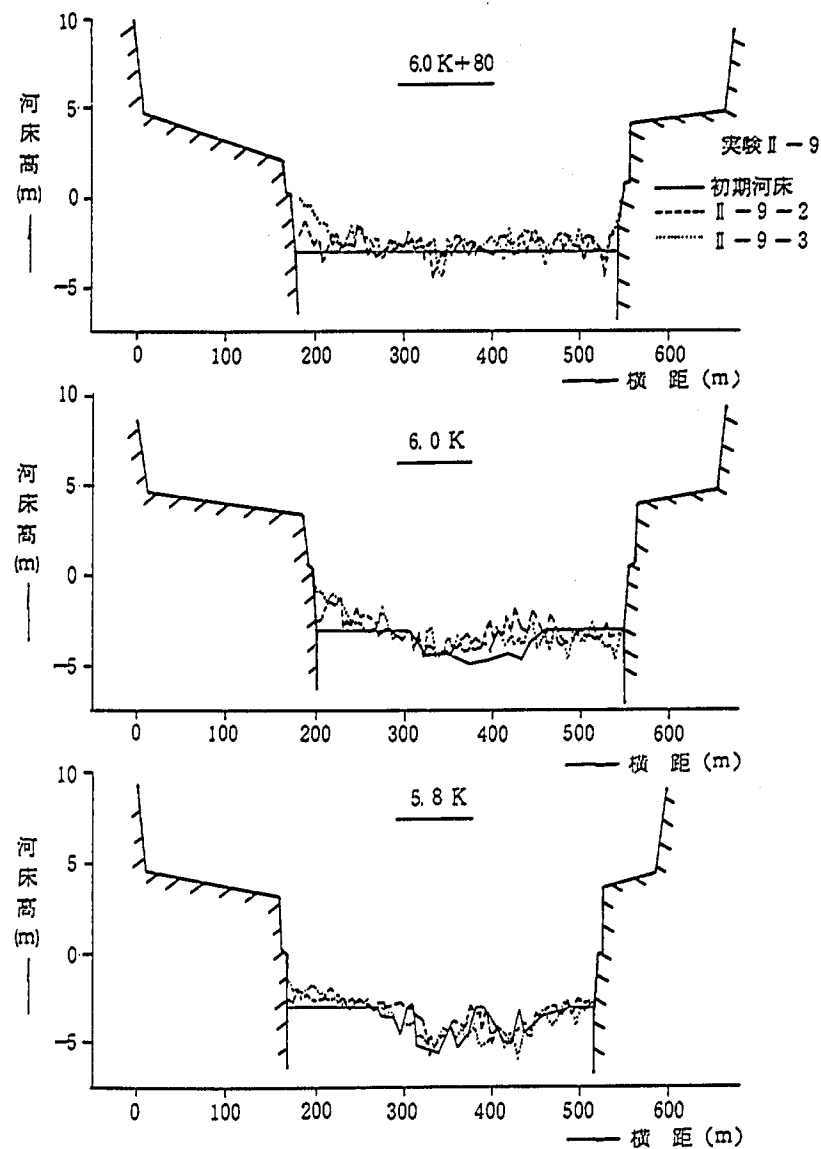


图—4.3.28 (7) 河床变动横断比较图 (实验II—9—2.3)

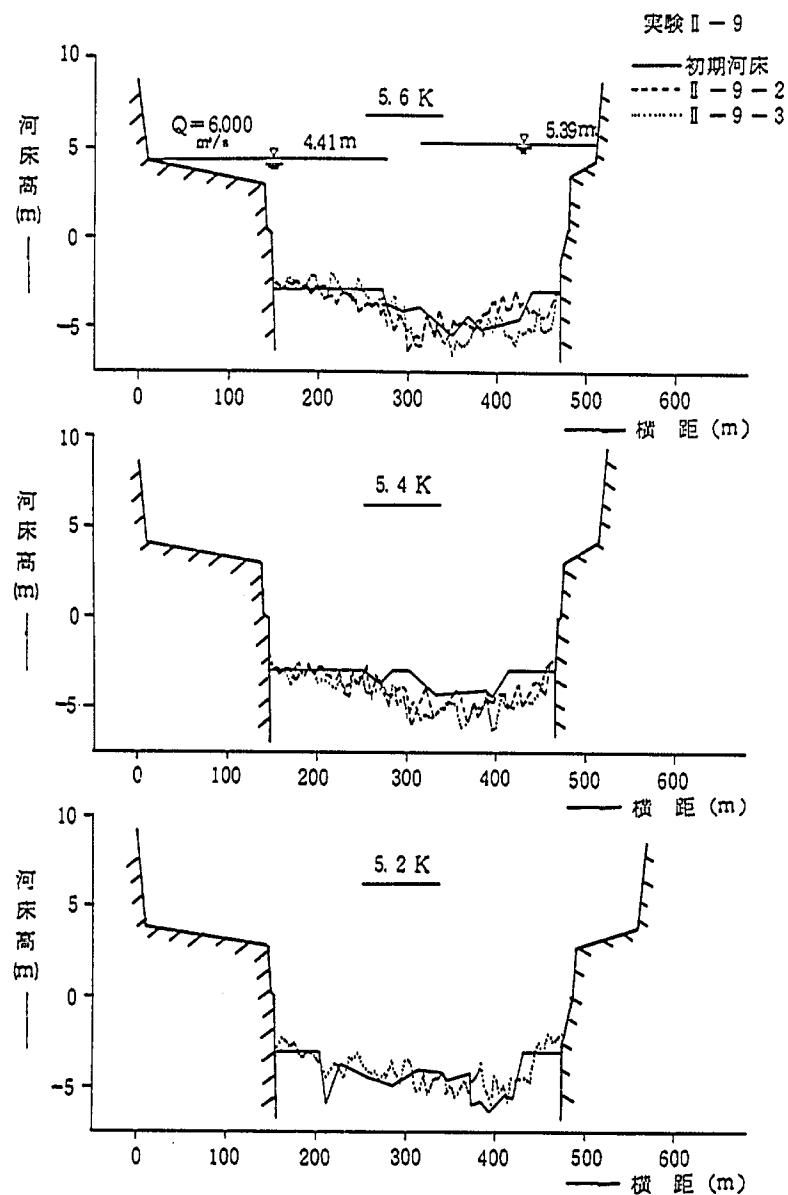
图—4.3.28 (8) 河床变动横断比较图 (实验II—9—2.3)



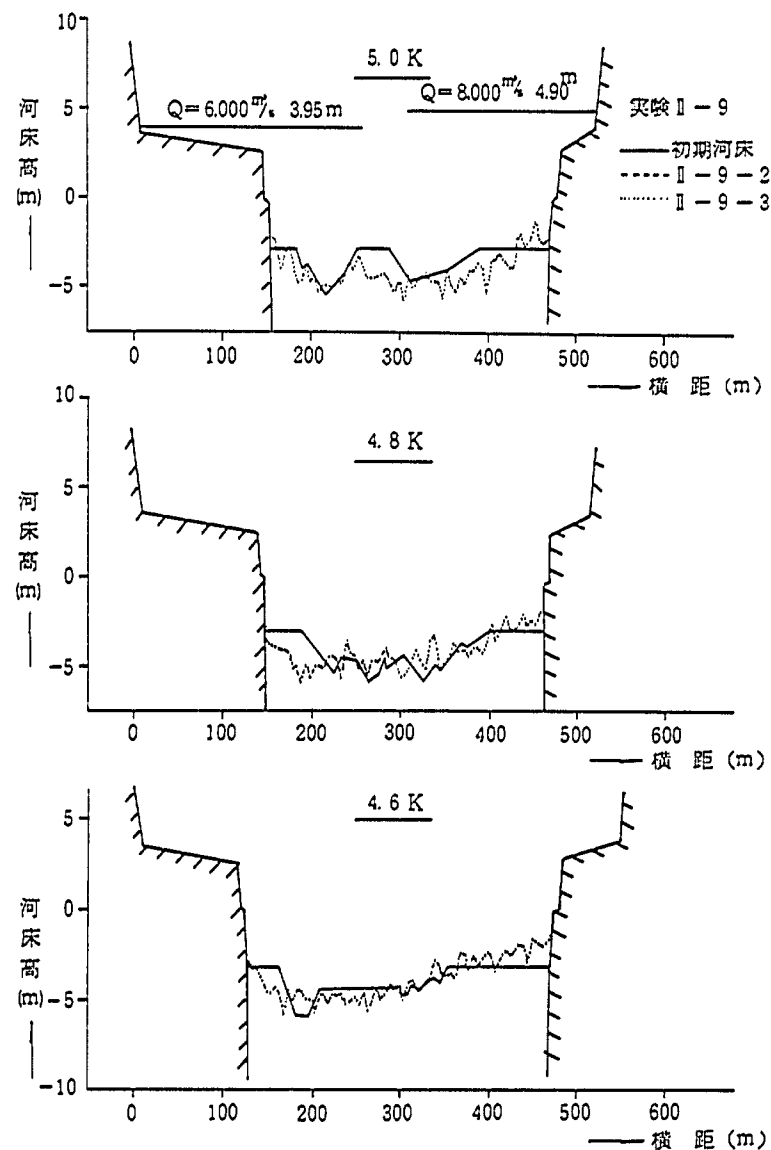
图—4.3.28 (9) 河床变动横断比较图 (实验II—9—2.3)



图—4.3.28 (10) 河床变动横断比较图 (实验II—9—2.3)



图—4.3.28 (1) 河床变动横断比较图 (实验 II-9—2.3)



图—4.3.28 (2) 河床变动横断比较图 (实验 II-9—2.3)

第5章 仮締切工に関する実験

第5章 仮締切工に関する実験

5.1 概 要

紀の川大堰建設計画による堰完成後の低水路法線形状と諸対策、および堰軸方向に関する検討結果を前章において述べた。ここでは、この最良堰軸案に対する堰建設時の築島工および仮締切工設置に伴う洪水時の局所洗掘状況や治水上の諸問題を把握し、その対策法に関する検討を行なった。大堰建設の施工計画は、築島工による堰柱基礎部の施工および仮締切工の設置は非出水期(11月1日～4月30日)に行ない、出水期は撤去することを原則としている。仮締切工は右岸側から順次3期に分けて行なう案に対する検討を行なった。第1, 2期築島工および第1～3期仮締切設置時については、それぞれ洪水時の現象把握を行ない、捨石、導流壁等の対策工で構造物周りの局所的な洗掘を十分防止出来ることが明らかになった。これらの各締切時の諸問題と対策法については報告書(1)に述べた。しかし、工期の短縮のために出水期に仮締切工の流れ方向の部分を残すことが必要となり、施工計画が下表のように5ヶ年に変更された。従って、ここでは第1期、第2期仮締切準備工設置時の出水期における検討を行なった。

年 度	施 工 計 画
1	第1期築島工(右岸側4基)
2	第2期築島工+右岸側4基の堰柱+第1期仮締切準備工
3	第1期仮締切工+左岸側4基の堰柱+第2期仮締切準備工
4	第2期仮締切工+第3期仮締切準備工
5	第3期仮締切工

5.2 実 験 条 件

河道形状を現況河道(昭和53年度横断測量結果)とし、このうち新六ヶ井堰下流右岸側は、計画低水路法線形の検討で得られた最良法線位置に護岸を施工した形状とした。仮締切準備工の形状は、図-5.2.1に示すように次年度の仮締切の流れ方向部分を設置しておく案について検討した。堰の総径間は、低水路法線形の実験から得られた最良案の368.5mとしている。

実験に用いる流量は、出水期の対象流量として年超過確率1/10の $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$ を用いた定流による検討を行なった。模型下流端水位(4.2km)は、河口で最低および最高潮位時による各流量の不等流計算結果より図-5.2.2に示すH~Q図を求めた。仮締切設置時の問題として、洗掘対策等河床変動に対しては最低潮位時に、堰上げ等の水位に対しては最高潮位時で検討を行なえば良いと考えられる。しかしながら、最高潮位時でも新六ヶ井堰による越流によって限界水深となり、上流に影響をおよぼさないと考えられるために、ここでは最高潮位時の検討は行なわなかった。

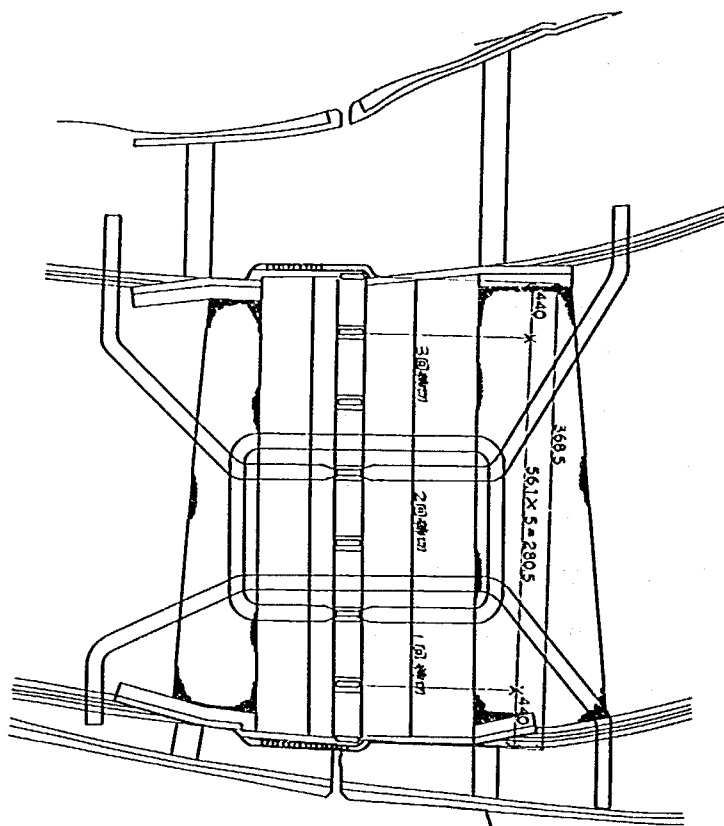


図-5.2.1 仮締切工形状図

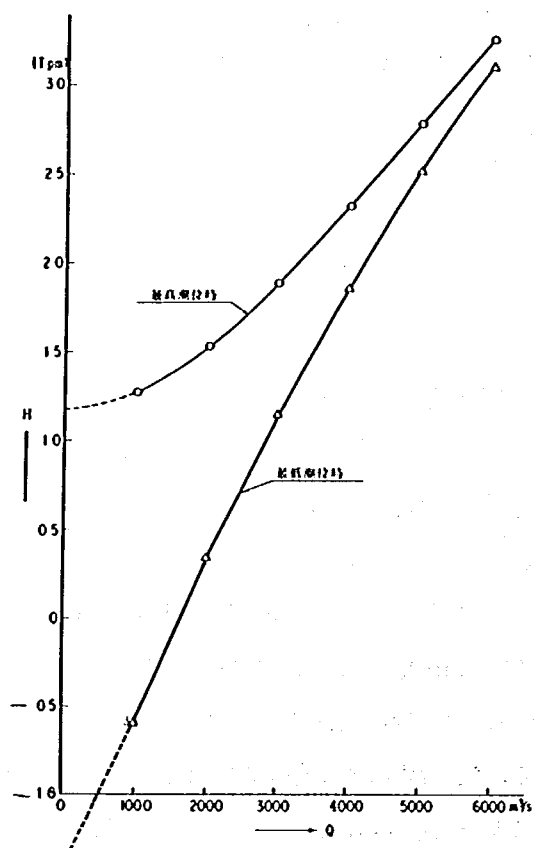


図-5.2.2 H~Q 図 (4.2 km 地点, 現況河道, 昭和 53 年)

実験は、表-5.2.1の実験条件一覧表に示す中のケースⅢ-7、Ⅲ-8で各準備工設置時の洪水時の現象と問題点を把握し、その対策案についての検討を行なった。なお、構造物周辺の局所洗掘は短時間の通水でほぼ平衡洗掘状態となるが、河道内の河床変動も考慮して通水時間は5時間とした。

表-5.2.1 実験ケースおよび実験条件一覧表

実験ケース	河 道 条 件		実 験 条 件			検 討 内 容
	河道形状	河 床 高	流量 m^3/s	下流水位	通水時間	
Ⅲ-7-1	第1期仮締切準備工	現 況	6,000	T.P.m 3.10	時間 分 5	第1期仮締切準備工の現象と問題点把握
Ⅲ-7-2	"	"	"	"	"	同上対策案実験
Ⅲ-8	第2期仮締切準備工	現 況	6,000	3.10	"	第2期仮締切準備工の現象と問題点把握

5.3 実 験 結 果

5.3.1 第一期仮締切準備工実験（実験Ⅲ-7）

紀の川大堰建設計画は工期を新たに五箇年として、非出水期に築島工による堰柱基礎部の施工および仮締切工内の施工を行ない、出水期には次回の仮締切工の流れ方向の部分を存置しておくというものである。ここでは第2期築島工終了後、左岸側ケーソン4基と右岸側4基の堰柱および第一期仮締切準備工を存置した場合の出水期における洪水時の局所洗掘等の河床変動や流況を把握し、対策工法を検討するものである。

1) 実験Ⅲ-7-1（第1期仮締切準備工現象把握実験、 $Q=6,000\text{ m}^3/s$ ）

仮締切準備工の形状は、流れによる影響を軽減する目的で上流側を半円形状（図-5.3.1）として、天端高を設計流量 $Q=4,000\text{ m}^3/s$ 流下時の水位 T.P 3.16 m に余裕高を加えた T.P 4.36 m とした。大堰建設地点は、水叩床版の施工範囲を床版高の T.P-3.0 m に掘削し、新六ヶ井堰直下流は 6.6 km 河床横断形をもとに河床形状を設定した。流量は、 $Q=6,000\text{ m}^3/s$ の定流を 5 時間通水し、水位は 4.2 km で T.P 3.10 m に設定した。

(1) 水位、流況について

実験によって得られた水位および平均・最深河床高縦断図を図-5.3.2 に示す。通水開始後河床波（Ripples）の発生が見られ、新六ヶ井堰直下流の河床洗掘に伴って六十谷橋～大堰付近に土砂が堆積した。通水 3 時間後まで若干水位変動が見られたが、それ以降は安定した定常状態となり、水位の縦断形状を見ると仮締切準備工の設置による水位の堰上げ現象は特に見られなかった。新六ヶ井堰を越流した流れは図-5.3.3 の流況図に示すように、死水域もなく河道内をほぼ一様に流下するが、主流部は 4 号ケーソンから 5 号堰柱付近を $2.0\text{ m/s} \sim 2.3\text{ m/s}$ 程度の流速で流下する。流れは仮締切準備工に沿って流下し、構造物と流線が平行となっており、仮締切準備工天端は約 0.8 m 程度冠水し、仮締切用仮栈橋は橋桁満杯の状況であった。なお、新六ヶ井堰左岸高水敷上を $2\text{ m/s} \sim 3\text{ m/s}$ 程の流速で迂回する流れは、そのほとんどが六十谷橋～大堰左岸付近の低水路に落ち込んでいるが、高水敷をそのまま流れて大堰下流で低水路へ流れ込むものも若干あった。この六十谷橋付近に落ち込む流れがあるために、左岸護

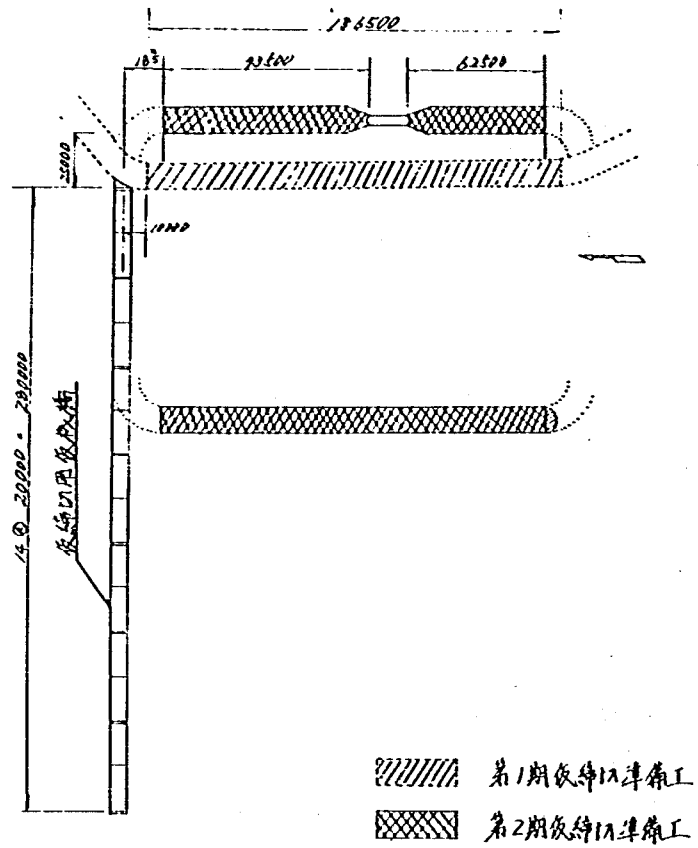


図-5.3.1 仮締切準備工概要図

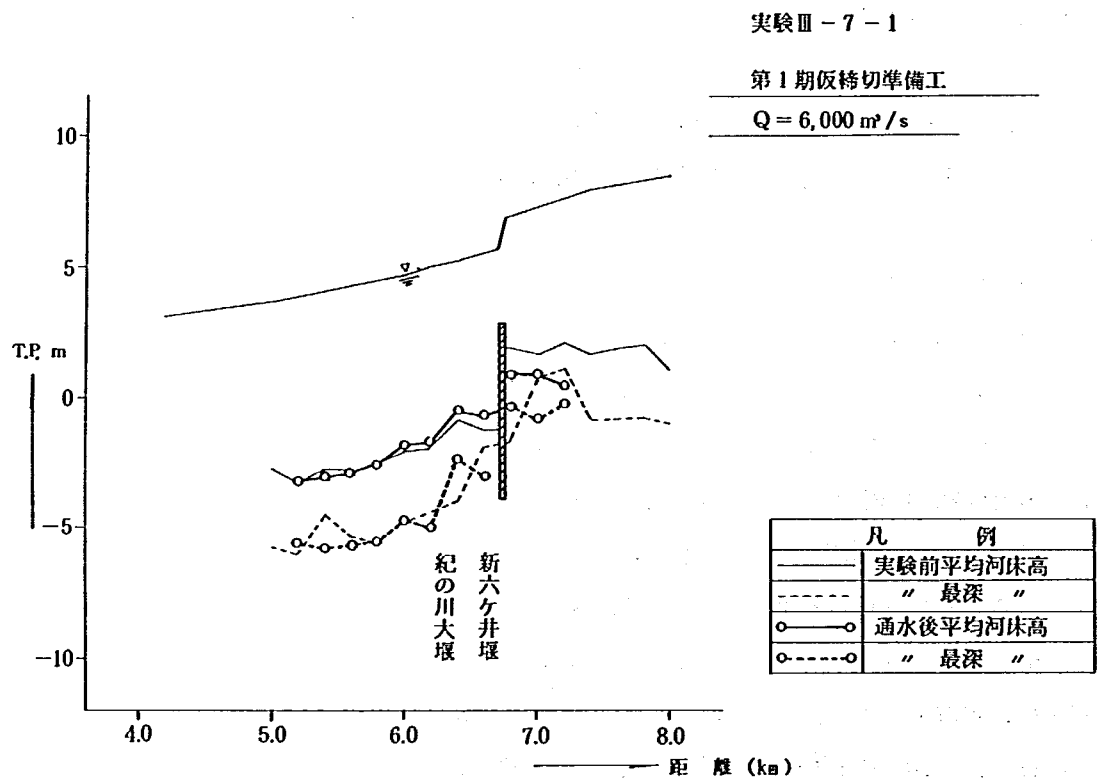


図-5.3.2 水位・河床高縦断図 (実験Ⅱ-7-1)

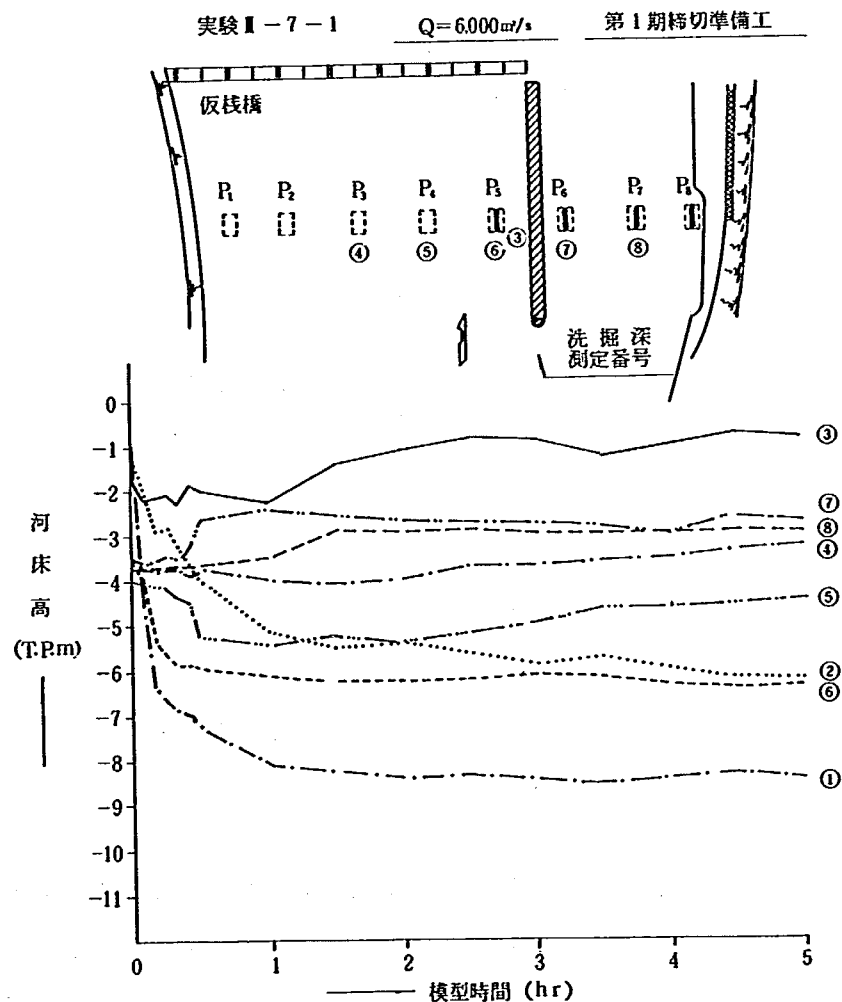
岸沿いの流速がやや大きかった。

(2) 河床変動状況について

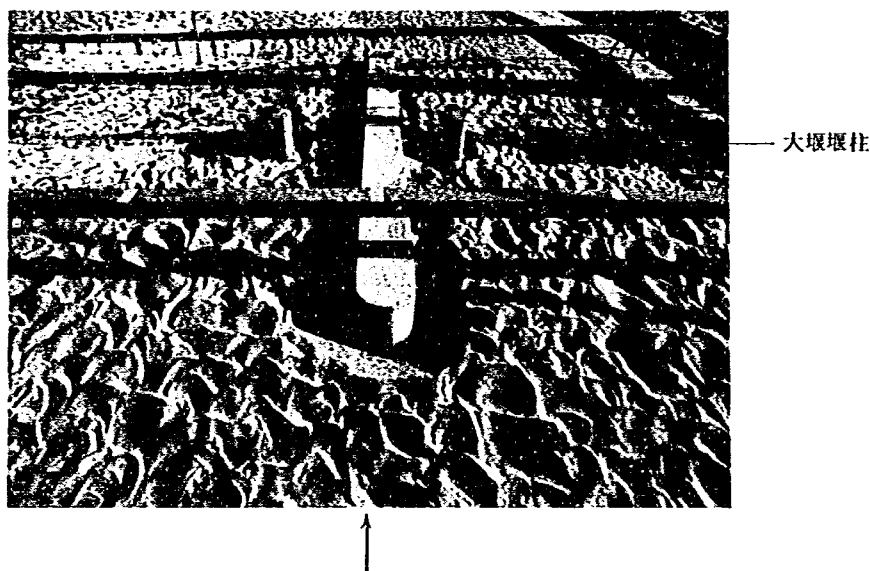
仮締切準備工周囲および各ケーソン前面の洗掘深時間変化図を図—5.3.4に局所洗掘詳細図を図—5.3.6に示す。

局所洗掘は、主に仮締切準備工上流端周囲および3号～5号ケーソン前面で発生する。特に仮締切準備工上流端前面と5号ケーソン前面の洗掘が最も激しく、仮締切準備工上流端はT.P-8.5mの最深河床高(洗掘深7m)で洗掘範囲も10～12mと広いが、仮締切準備工上流端を半円形状にしているために、洗掘規模は軽減されているものと考えられた。(一般にその程度は河床砂礫の粒度分布や通水中の河床砂の移動形態によって異なるが、従来からの実験、実測資料の解析や現象論的モデルによって、最大洗掘深は矩形形状に対して約1割減少すると言われている。)また、洗掘領域も流れが仮締切準備工に沿って流下していることから、比較的小さくなっているものと推定された。

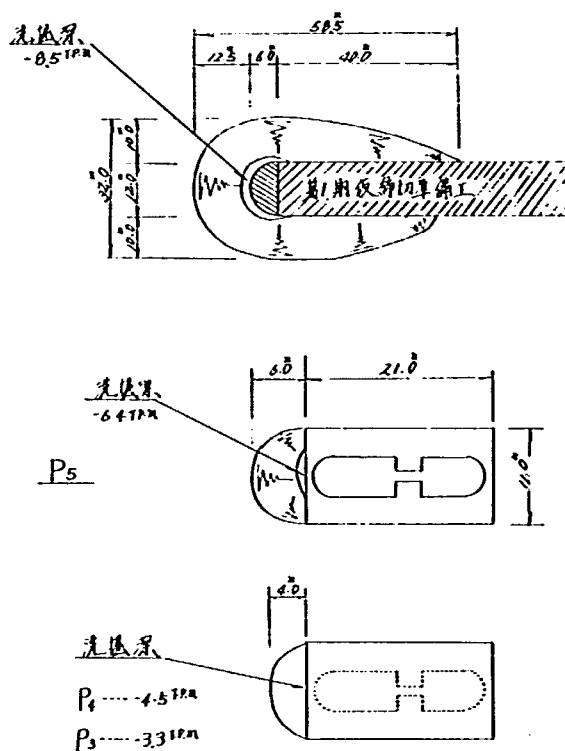
5号ケーソン前面は、T.P-6.4mの最深河床高でケーソン前面の幅6m程の範囲が洗掘される。いずれも通水後30分程度の短時間で急激に洗掘が進み、2時間程で平衡洗掘深に達するものの、その後も



図—5.3.4 洗掘深時間変化図 (実験Ⅲ-7-1)



写真—5.3.1 準備工上流端の洗掘状況（実験Ⅳ—7—1）



図—5.3.6 局所洗掘詳細図（実験Ⅲ—7—1）

平衡洗掘深を中心にして若干の変動が見られた。3号および4号ケーソン前面は、通水1時間程で3号がT.P-4.0 m, 4号がT.P-5.5 mまで洗掘されるが、その後新六ヶ井堰直下流で洗掘された砂がこの付近に徐々に堆積し、最終的に約1 m程埋戻された。1号, 2号, および7号, 8号ケーソン付近は堆積傾向を示し、ケーソン自体の安全性は高い。しかし、1号～2号付近の左岸側の堆積は著しく（約3 m）、土砂の堆積を軽減させるために河床掘削範囲を上流側に広げる等の対策が必要であろう。以上のよ

河道内の通水前・後の河床変動横断比較図を図－5.3.7 に、大堰付近の河床変動横断図を図－5.3.8 に、等深線図を図－5.3.5 に示す。これらの図より全般的な河床変動状況は、新六ヶ井堰上流の 6.8 km～7.0 km の河道中央部が 1.0 m～1.5 m の河床低下、新六ヶ井堰直下流特に魚道直下流の洗掘に伴って六十谷橋～大堰間に土砂が堆積する程度で、他の断面の河床変動は非常に少ない。しかし、六十谷橋左岸付近の上下流の護岸沿いは、高水敷上から落ち込む流れで洗掘が生じるので根固工等の対策が必要であろう。

実験Ⅲ－7－1において、第1期仮締切準備工上流端で7 mおよび5号ケーソン上流端で3 mの洗掘深となった。本実験はこの洗掘防止策として図－5.3.9に示すサンドマットを設置した。対策工の設置範囲は、仮締切準備工上流端の形状を矩形としたために、安全性を考慮して周囲15 mにサンドマット、5号ケーソン前面に幅5 mのサンドマットを敷いて保護した。サンドマットは、直径0.5 mの円筒状の砂袋をつないだもので透水性を有した布を用いており、敷厚は0.5 mとした。他のケーソンの対策は特に行なわなかった。

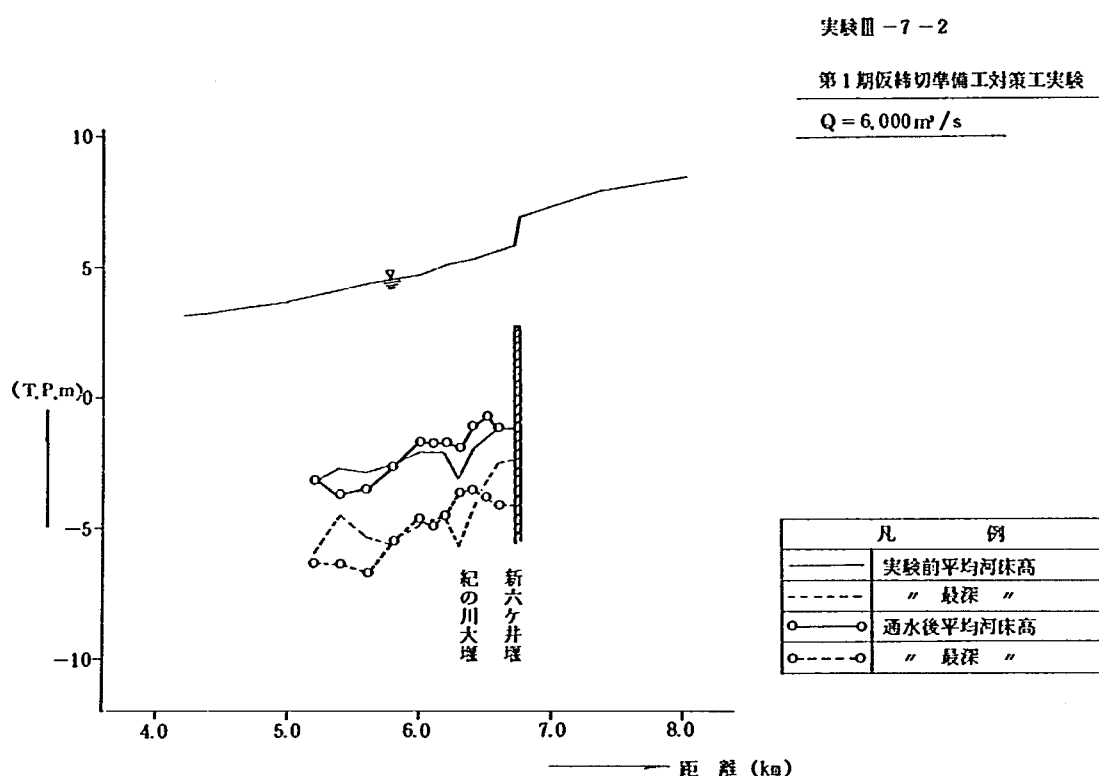
Figure 1 consists of two diagrams illustrating the layout of a concrete slab. The top diagram is a plan view of a 30' x 42' slab. It is divided into a 15' x 15' area (shaded with diagonal lines) and a 15' x 12' area (unshaded). The bottom diagram is a side view of a 5' x 26' slab, showing a 5' x 12' area (shaded with diagonal lines) and a 26' x 12' area (unshaded). Both diagrams include labels for '第1期低綿切準線工' (First period low cotton cutting standard line work), '洗濯範囲' (Washing range), and '対策範囲' (Countermeasure range).

図-5.3.9 局所洗掘対策工平面図(実験Ⅲ-7-2)

なお、実験Ⅲ－7－1では6.6 km 河床横断形状をもとに新六ヶ井堰直下流の整形(図－5.3.13)を行なったために、実験前河床に対する局所洗掘によって、その下流の堆積量が著しい結果となった。従って本ケースでは、新六ヶ井堰撤去案平面図(図－5.2.1)を参考に現況の河床形状に則った等深線にて河床整形を行なった。

(1) 水位、流況について

実験結果より水位縦断図を図－5.3.10に、流況図を図－5.3.11に示した。実験Ⅲ－7－1と比較すると、ほとんど同じ流況であり、その差は顕著に見られなかった。しかしながら対策工によって局所洗掘を防いだ影響であろうか、堰軸位置の左岸側の流速が若干増していた。また、水位の縦断形状は6.8 km～6.2 km 付近の水位がやや上昇傾向を示していた。



図－5.3.10 水位・河床高縦断図(実験Ⅲ－7－2)

(2) 河床変動および対策効果について

局所洗掘詳細図を図－5.3.14に、通水前、後の河床変動横断比較図を図－5.3.15に、大堰付近の河床変化を河床変動横断図として図－5.3.16に、等深線図を図－5.3.13に示す。

サンドマットによる対策によって、仮締切準備工上流端は部分的にサンドマット下に土砂の吸い出しによって小さな空洞が生じたものの、局所洗掘はほぼ完全に防止され、図－5.3.14に示すようにサンドマット外周部分に流送砂が1.5 m程度堆積する状況であった。サンドマット下流端右岸側の仮締切準備工側壁沿いで約1 m程度の洗掘が発生するが、洗掘範囲も小さく対策工は特に施さなくても良いと考えられる。5号ケーソン前面については、サンドマットの変化もほとんどなく、ケーソン自体の安全性は

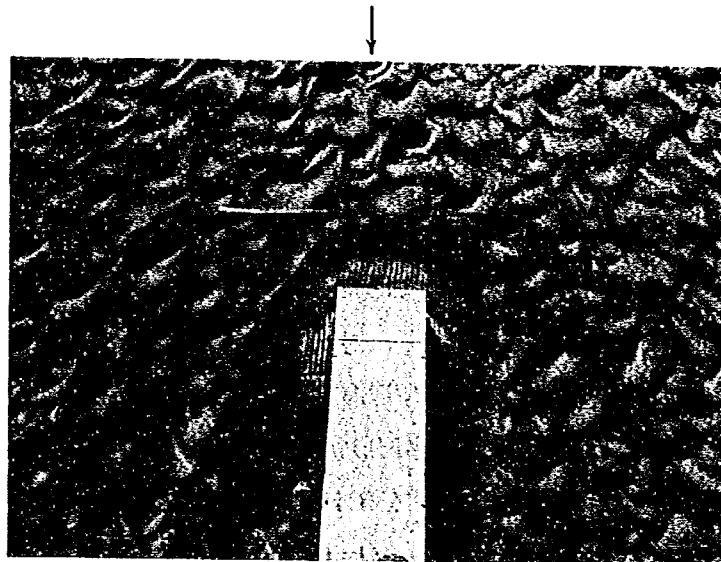


写真-5.3.2 準備工上流端の洗掘状況 (実験Ⅲ-7-2)

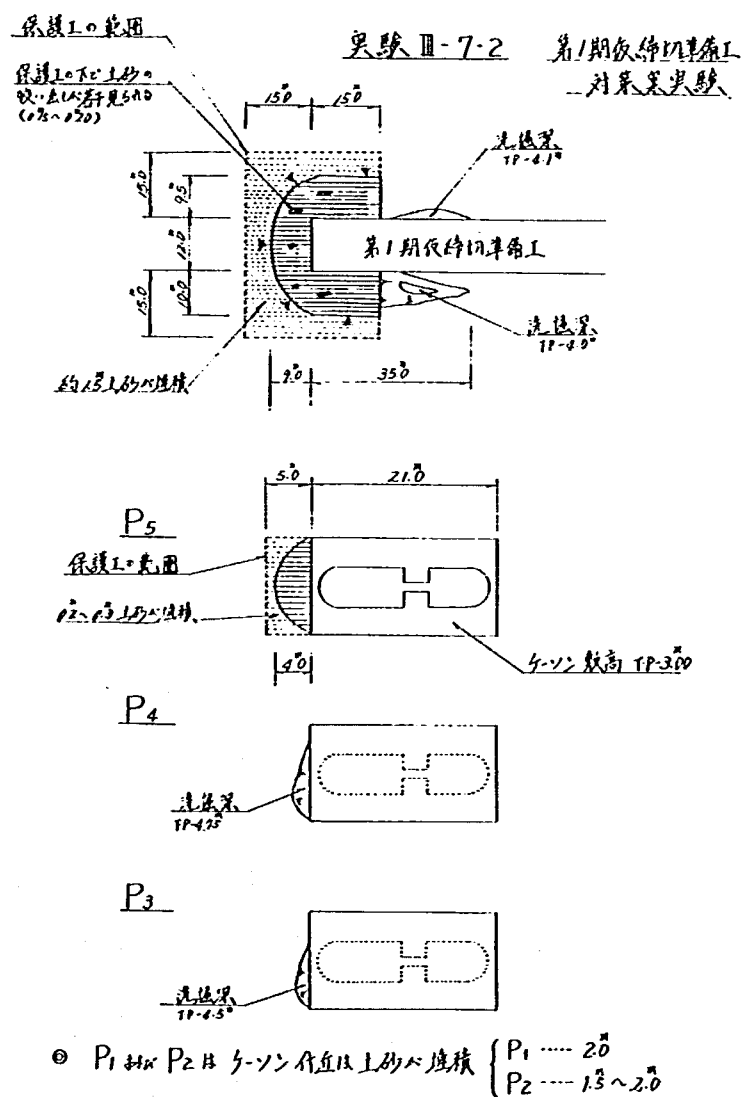


図-5.3.14 局所洗掘詳細図 (実験Ⅲ-7-2)

十分保つことが出来た。3号および4号ケーソン前面は1.5m～1.7mの洗掘が見られるものの、洗掘量も少なく対策工は必要ないものと考えられる。また、1号、2号および7号、8号ケーソン付近は実験Ⅲ－7－1と同様に土砂が堆積し、その堆積量も似た傾向を示した。新六ヶ井堰付近も、その直下流の洗掘、堆積が軽減されたものの、ケースⅢ－7－1とほとんど同じ傾向を示した。

5.3.2 第2期仮締切準備工実験（実験Ⅲ－8）

ここでは、第1期区内の水叩床版が完成し、左岸側4基の堰柱および第2期仮締切準備工を存置する状態で出水期となる場合の、洪水時の諸現象を把握し、対策工の検討を行なうものである。

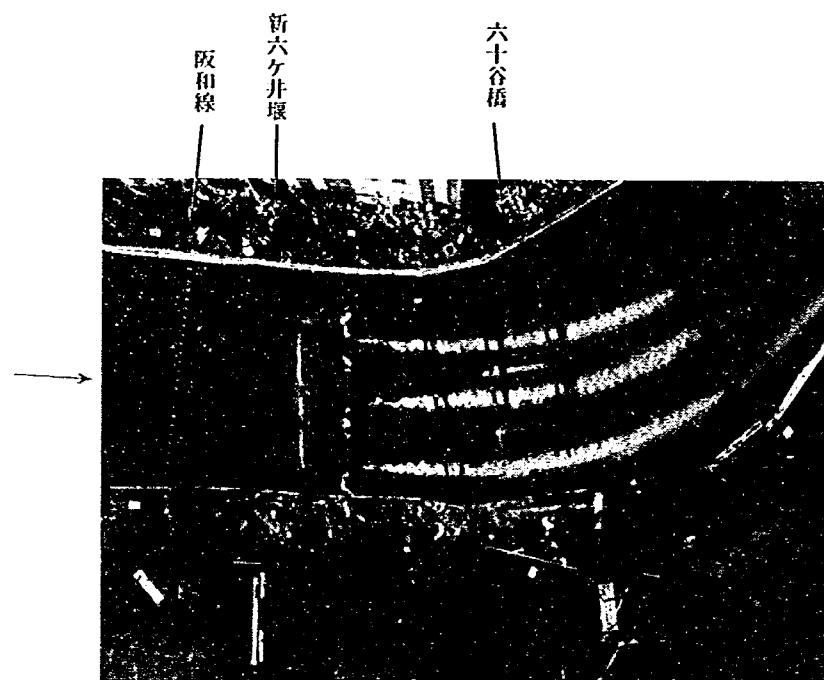
1) 実験Ⅲ－8－1（第2期仮締切準備工現象把握実験、 $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$ ）

仮締切準備工の形状は、左側は上流端を半円形状とし、天端高さはケースⅢ－7と同様 T.P 4.36 m とした。大堰建設地点は、水叩床版の施工範囲を T.P-3.0 m に掘削し、新六ヶ井堰直下流は 6.6 km 河床横断形をもとに河床形状を設定した。流量は、 $Q=6,000\text{ m}^3/\text{s}$ の定流を 5 時間通水し、水位は 4.2 km で T.P 3.10 m に設定した。

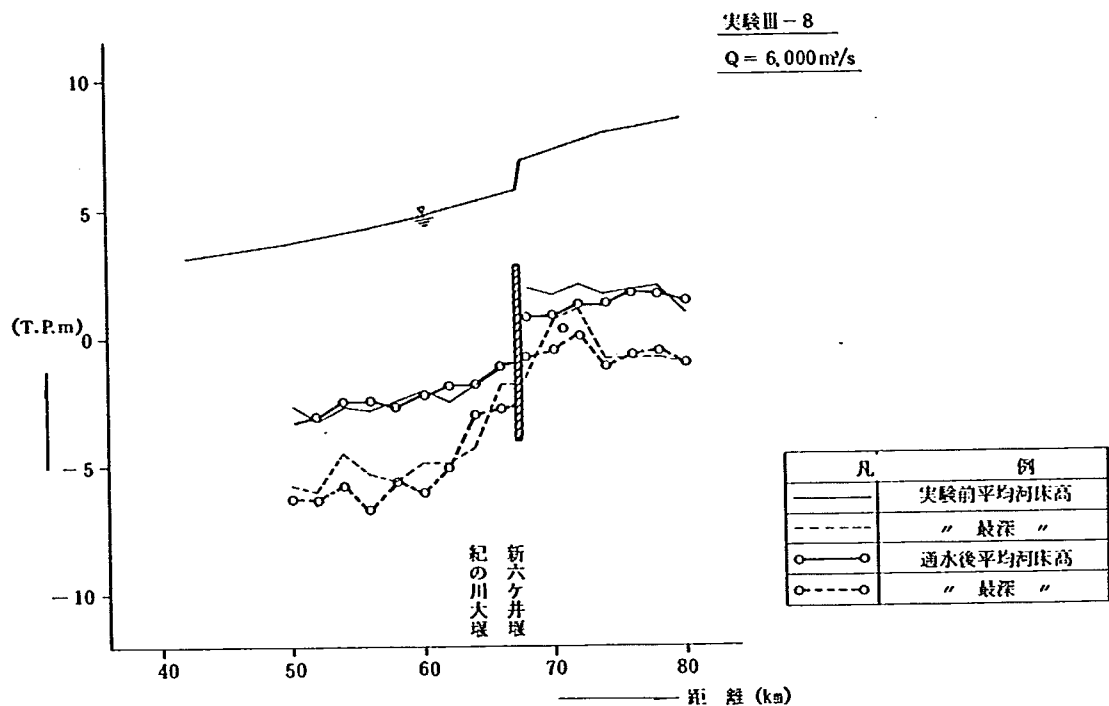
(1) 水位、流況について

水位測定結果を平均・最深河床高とともに縦断図として図－5.3.17 に、流況図を図－5.3.18 に示した。

河道内水位は、縦断的には実験Ⅲ－7－1と同じ水位となり、仮締切準備工設置による水位堰上げ等の影響は同じく見られなかった。流況は、準備工が河道内に2つあるにも拘らず、その方向が流線と平行なため流れをほとんど阻害せず、ケースⅢ－7－1とほとんど変わらない流れとなった。但し、右岸側床版が完成していることと、堰柱がすべて設置されているために堰軸付近でやや流速が増し、平均 2.2 m/s とケースⅢ－7－1 より 2 割程大きい値を示した。



写真－5.3.3 準備工付近の流況（実験Ⅲ－8）



図—5.3.17 水位・河床高縦断図 (実験Ⅲ-8)

(2) 河床変動状況について

仮締切準備工上流端およびケーソン前面の洗掘深時間変化図を図—5.3.19 に、準備工周りの等深線図を図—5.3.21 に、局所洗掘詳細図を図—5.3.22 に、河床変動横断図を図—5.3.24 に示す。

局所洗掘は、仮締切準備工の両上流端で発生し、左岸側準備工上流端は T.P-10.0 m の最深河床高(洗掘深 7 m)で洗掘範囲も 15~20 m と非常に広い。右岸側準備工上流端は洗掘量はやや少ないが、T.P-7.9 m まで洗掘(洗掘深 5 m)された。第 1 期仮締切準備工の洗掘状況と比較すると、通水初期の 5~10 分間の洗掘の進行は遅く、しかも平衡洗掘深に仲々収束せず、通水終了間際まで穏やかながらも洗掘の進行が見られた。これは、上流からの流砂量が少ないために、洗掘現象が静的洗掘傾向となり、5 時間の通水では平衡洗掘深まで達しなかったからと考えられる。右岸側準備工先端は、大堰床版の完成と床版前面の護床工等によって土砂流出が限定されるため、洗掘範囲は左岸側準備工より狭かった。1~5 号ケーソン前面の洗掘は、右岸側河床が床版によって固定されている影響で、河道中央から左岸側の流速がケースⅢ-7-1 より増して、それぞれ洗掘が発生した。3~5 号ケーソン前面では T.P-5.5 m 前後、2 号ケーソン周囲は土砂が堆積するものの前面は約 1.2 m 程の洗掘となった。また、右岸側床版上には、上流側 1.0 m 厚、下流側で 0.5 m 厚の土砂堆積が見られた。

仮締切用仮棧橋周囲の洗掘状況は、ケースⅢ-7、Ⅲ-8 とともに図—5.3.12、5.3.20 に示されるとおり河道中央部の 2 列併設橋脚周囲が平均 2 m 程洗掘されたものの、特に問題はない程度であると考えられる。

実験Ⅲ-8 $Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 第2期仮橋切準備工

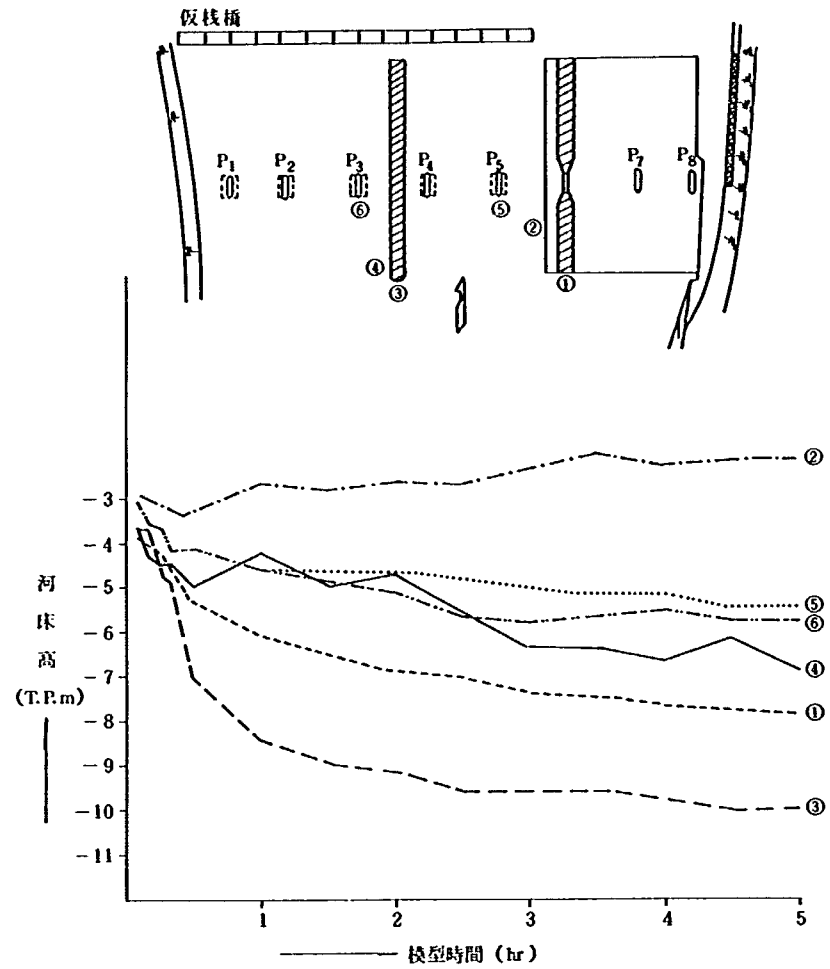
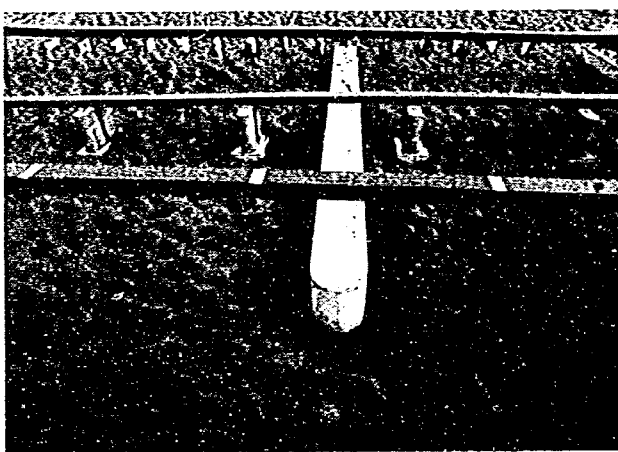
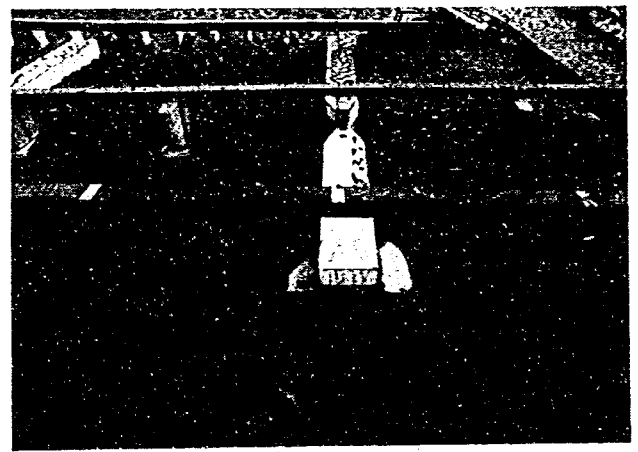


図-5.3.19 洗掘深時間変化図 (実験Ⅲ-8)



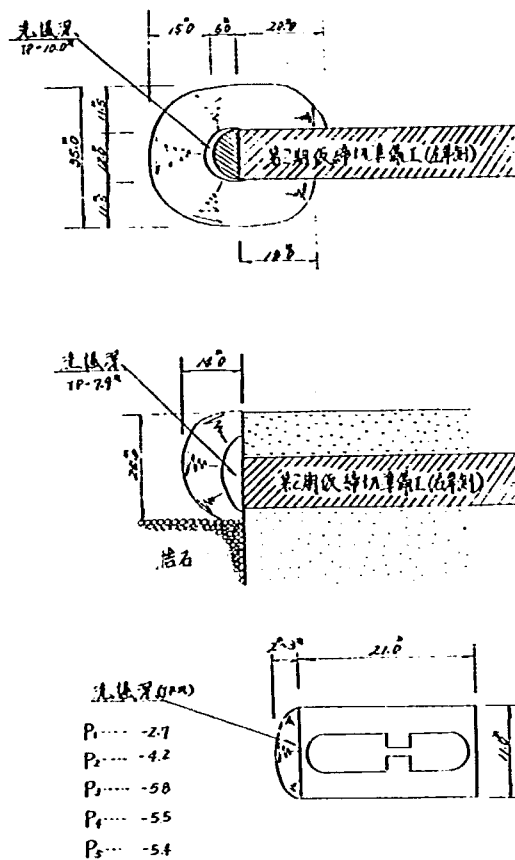
左側



右側

写真-5.3.4 準備工上流端の洗掘状況 (実験Ⅲ-8)

実験Ⅲ-8

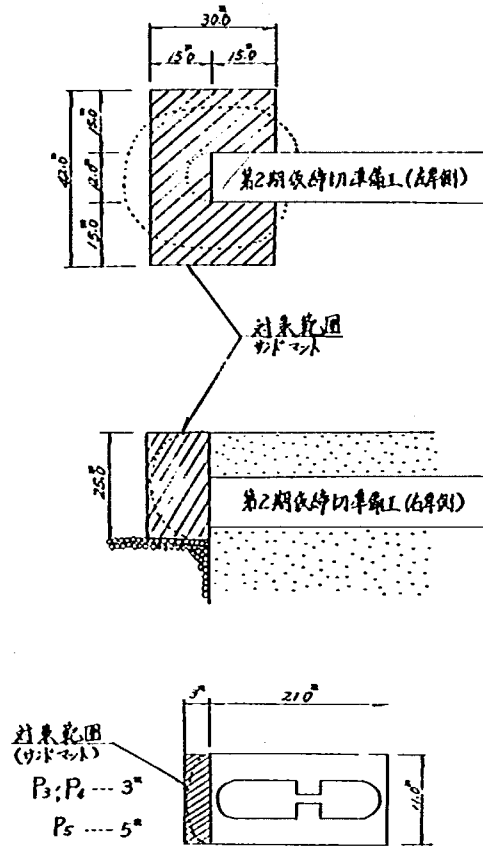


図一5.3.22 局所洗掘詳細図 (実験Ⅲ-8)

3) 第2期仮締切準備工の対策案について

第1期仮締切準備工の洗掘対策として、サンドマットで洗掘範囲を保護したところ、準備工上流端およびケーソン前面の洗掘を防ぐことが出来た。第2期仮締切準備工設置時は、左右岸仮締切準備工の上流端が大きく洗掘され、5号ケーソン前面も洗掘された。また、3、4号ケーソン前面も若干洗掘された。これらの洗掘防止対策工としては、左岸側準備工上流端15m～20m周囲と右岸側準備工上流端15m幅をサンドマットで保護し、5号ケーソン前面は第1期仮締切準備工設置時との兼合いで5m幅をサンドマットで保護する。尚、サンドマットはケースⅢ-7-2と同じ仕様とする。3号および4号ケーソン前面の洗掘に対しては、洗掘規模が小さいので安全性を見込んで捨石等の対策工で十分と考えられる。

なお前報告書(I)で検討した各締切工設置時の対策案は捨石工としたが、今回サンドマットによる検討を行なったところ、その効果が十分得られることが明らかとなった。したがって報告書(I)で述べた捨石工による対策範囲の部分においてもこのようなサンドマットによる保護を行えば、同様の洗掘防止効果が得られるものと考えられる。



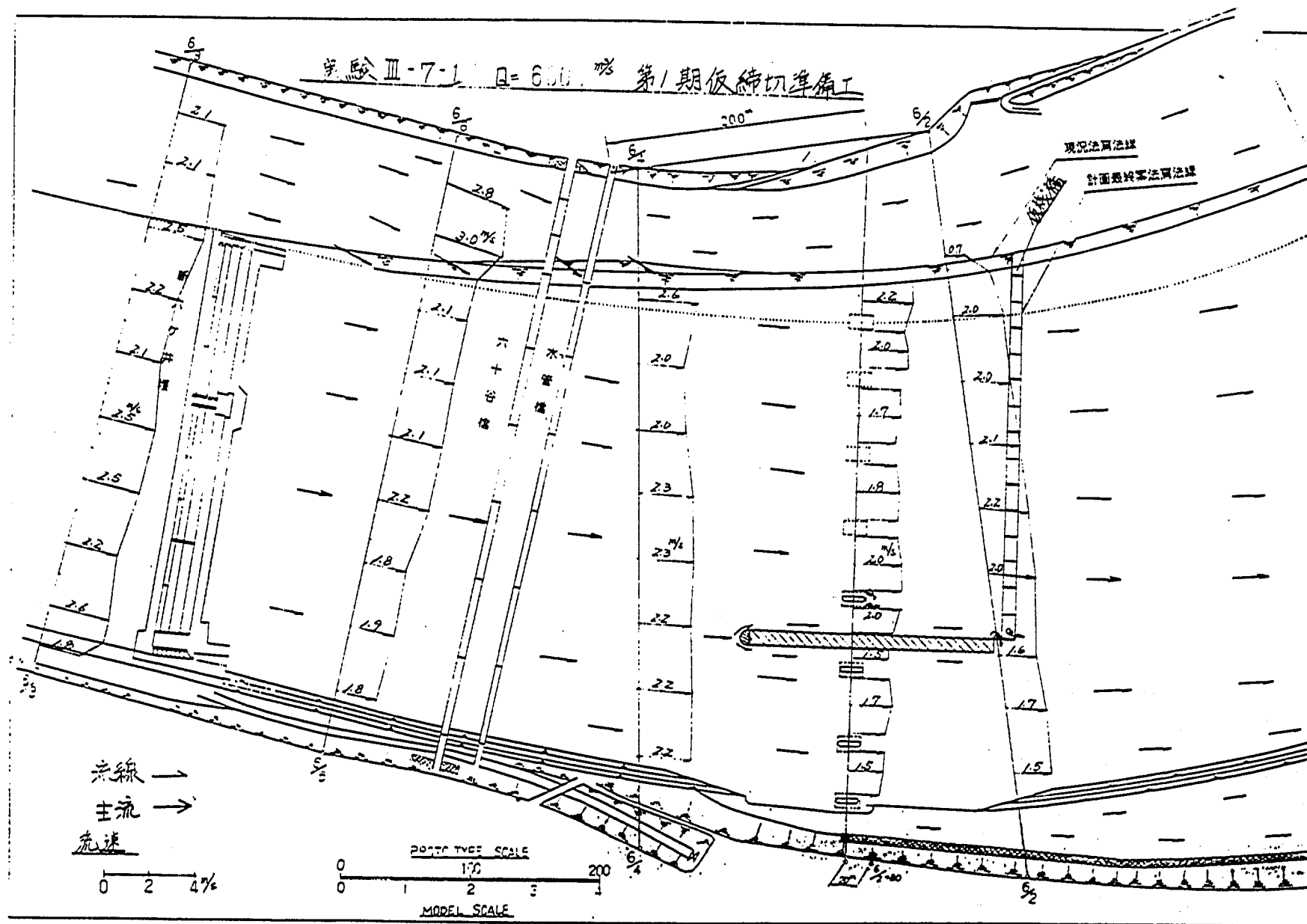
図一5.3.25 第2期仮締切準備工に対する対策工案

5.4 ま と め

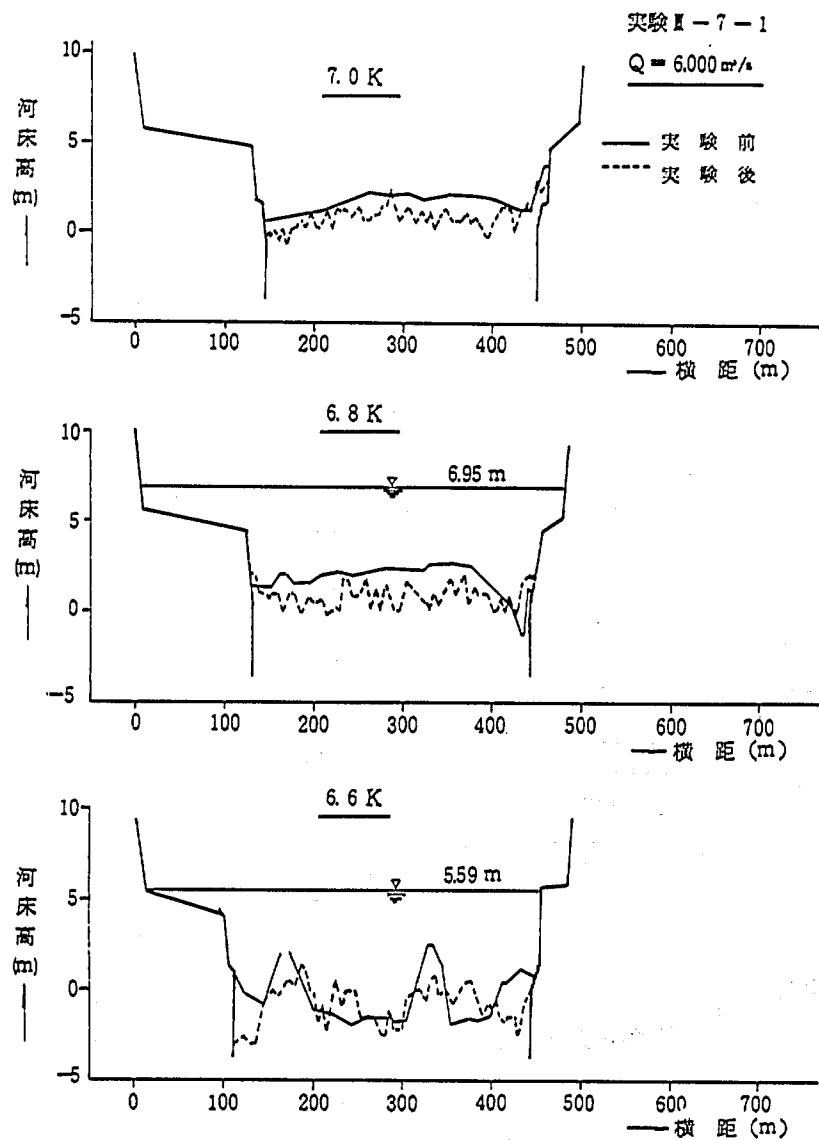
ここでは、実験結果の概要を述べてまとめとする。

- (1) 第1期仮締切準備工の場合、新六ヶ井堰上流で左岸高水敷に乗り上げた流れが、六十谷橋周りで低水路へ流れ込むものの、低水路内の流れは準備工に阻害されことなく流下していた。よって、準備工設置による水位の堰上げはほとんどなく、準備工天端が80 cm程冠水しているだけであった。
- (2) 局所的な洗掘は、仮締切準備工上流端および3～5号ケーソン前面で発生し、仮締切工上流端はT.P-8.5 mの最大洗掘深で洗掘範囲が12 m、5号ケーソン前面がT.P-6.4 mの最大洗掘深で幅6 m程の範囲が洗掘された。但し、堰付近の左右岸は堆積傾向となり、1～2号ケーソン付近は初期河床から3 m程の堆積厚となった。
- (3) そこで、洗掘対策工としてサンドマット（直径50 cmの筒状の砂袋をつないだもの）を用いた。仮締切準備工上流端周囲15 mと5号ケーソン前面の幅5 mにサンドマットを設置したところ、洗掘現象はほとんど見られず、その効果が十分確認された。
- (4) 第2期仮締切準備工の場合、右岸側床版が一部完成しているために堰軸付近の流速が、第1期仮締切準備工に較べて若干増しているものの、2つの準備工の阻害の影響もなく流れていた。従って、準備工による水位の堰上げはほとんど見られず、準備工の冠水状況も第1期準備工と同程度であった。

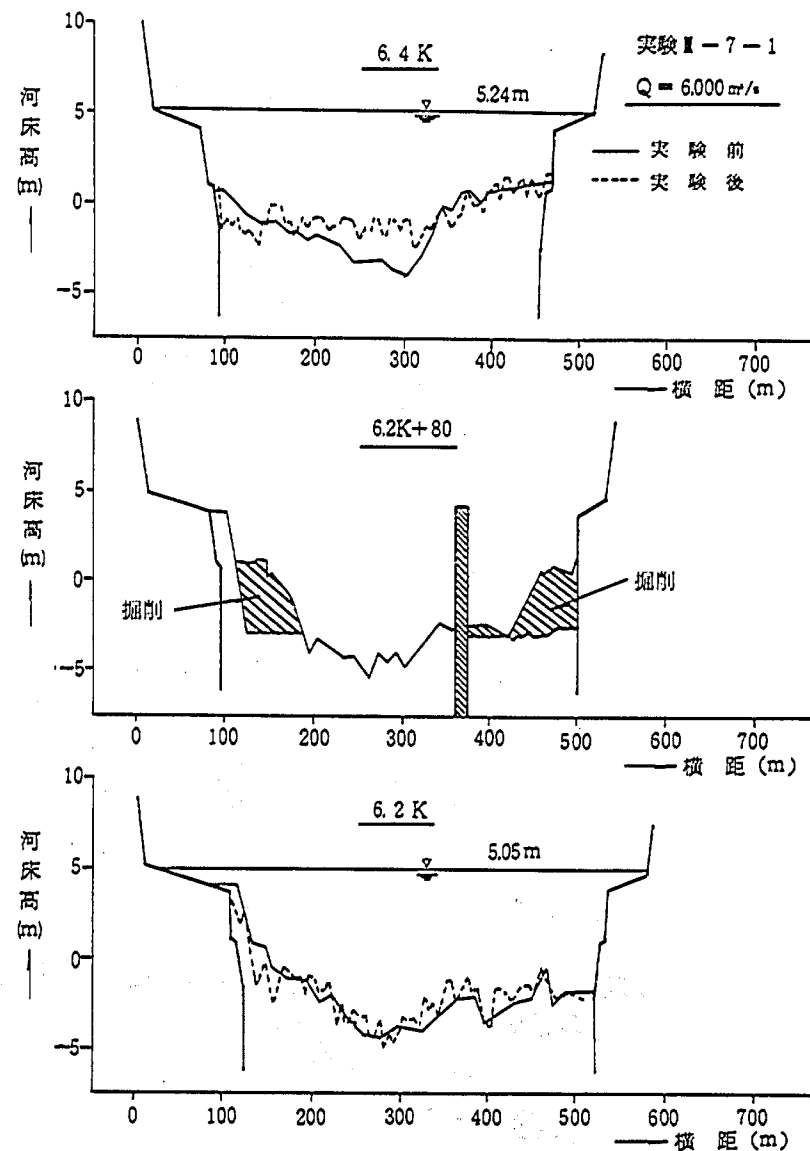
- (5) 仮締切準備工上流の洗掘は、左岸側準備工で T.P-10.0 m の最大洗掘深で洗掘範囲は 15~20 m, 右岸側準備工はやや少なく T.P-7.9 m の最大洗掘深であった。各ケーソンは、3~5 号前面で T.P-5.5 m 前後の洗掘となるが、一方右岸床版上に 0.5~1.0 m 厚の堆砂が見られた。
- (6) 洗掘対策工としては、それぞれ左岸側準備工上流端を 20 m 周囲, 右岸側準備工上流端を 15 m 周囲, 5 号ケーソン前面を 5 m 幅で第 1 期仮締切準備工と同じくサンドマットで保護すれば、その安全性を十分保つことが出来ると考えられる。
- (7) 新六ヶ井堰直下流で洗掘された土砂が、第 1, 2 期準備工ともに六十谷橋から大堰設置点に亘って堆積するために、建設時に仮締切設置付近の河床の掘削方法及び範囲を検討して、堆積を減少させる工夫が必要であろう。



图—5.3.3 流況图 (实验Ⅱ-7-1)



图—5.3.7(1) 河床变动横断比较图 (实验III—7—1)



图—5.3.7(2) 河床变动横断比较图 (实验III—7—1)

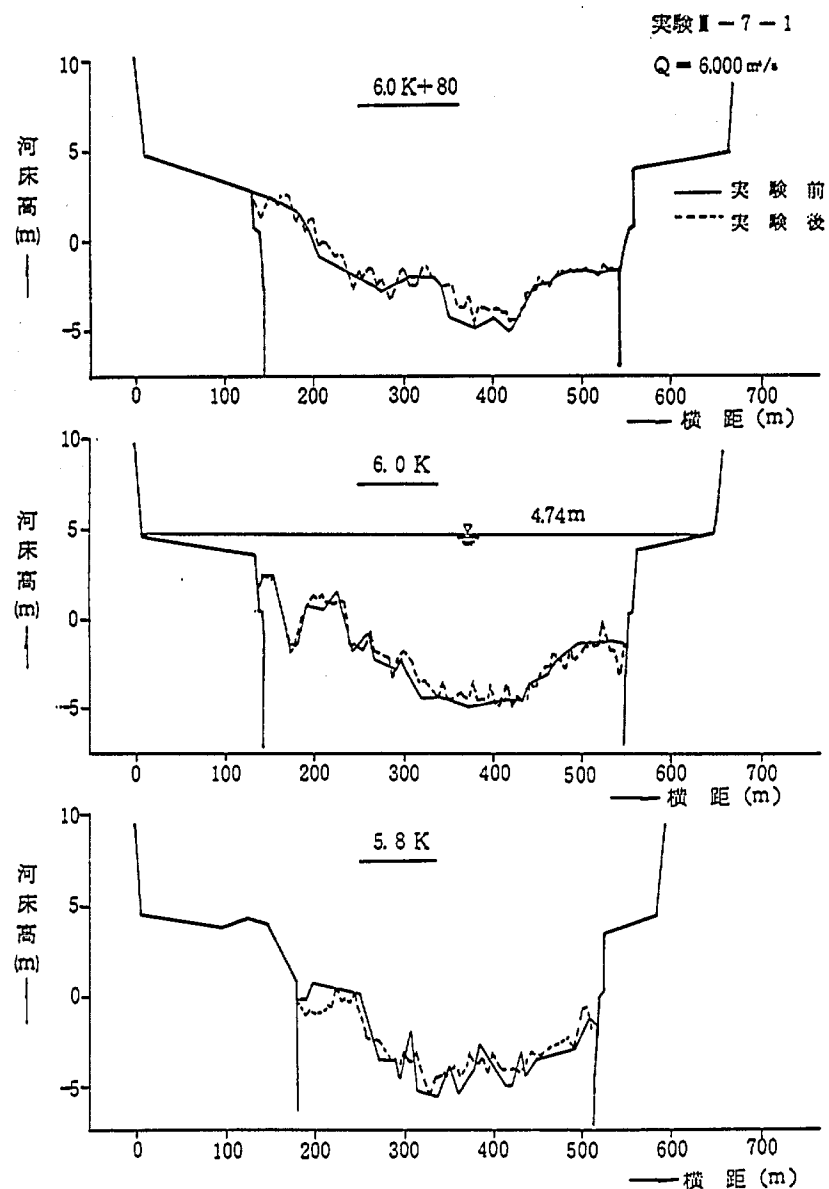


图-5.3.7(3) 河床变动横断比较图 (实验III-7-1)

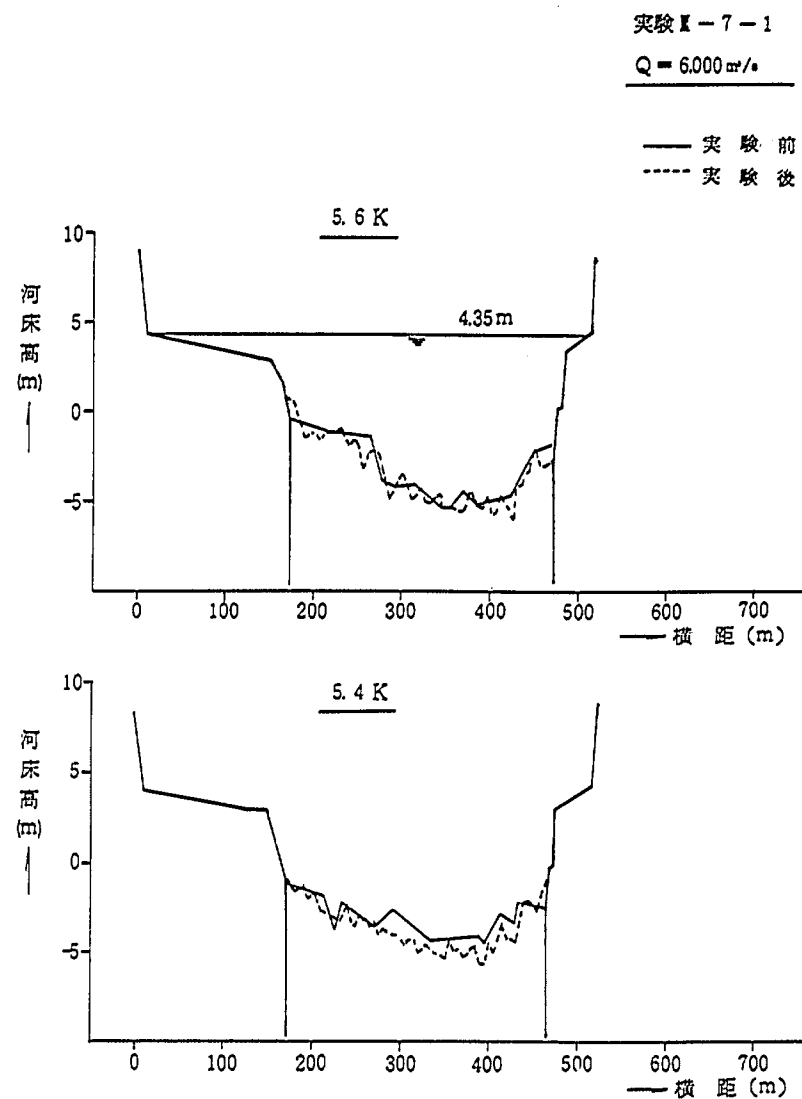
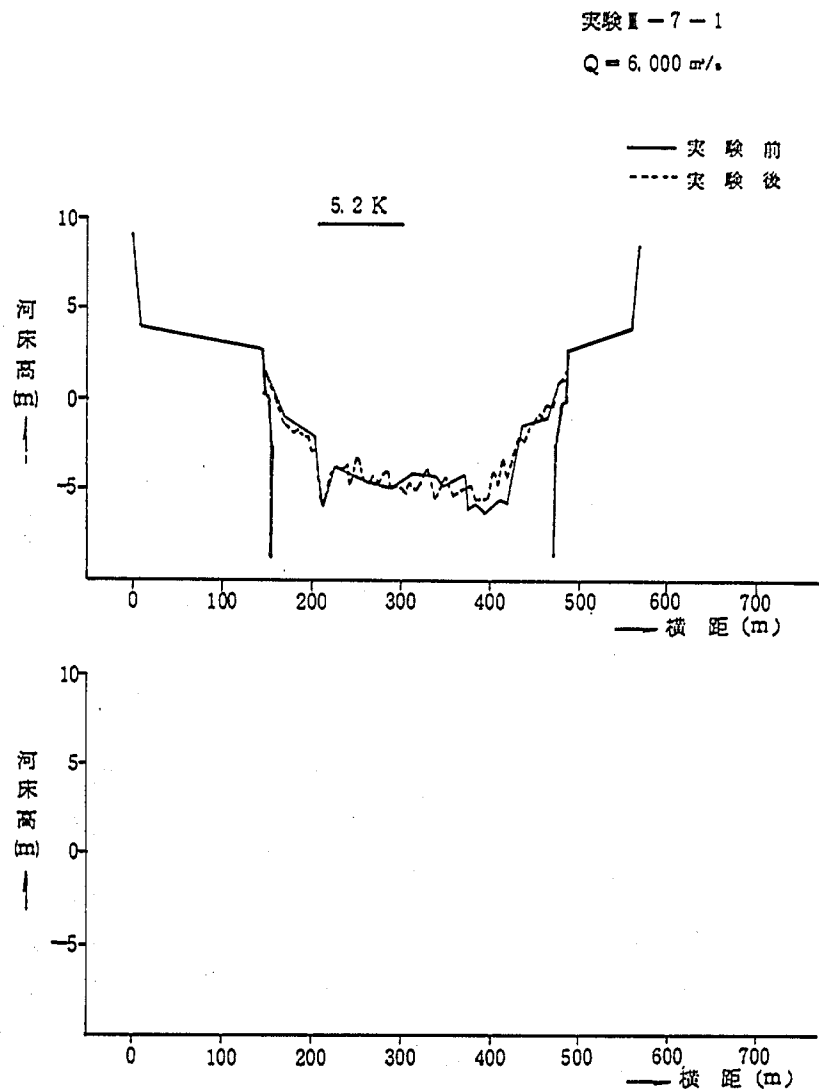


图-5.3.7(4) 河床变动横断比较图 (实验III-7-1)



图—5.3.7 (5) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ-7-1)

实验Ⅲ-7-1

—— 通水前
----- 通水后

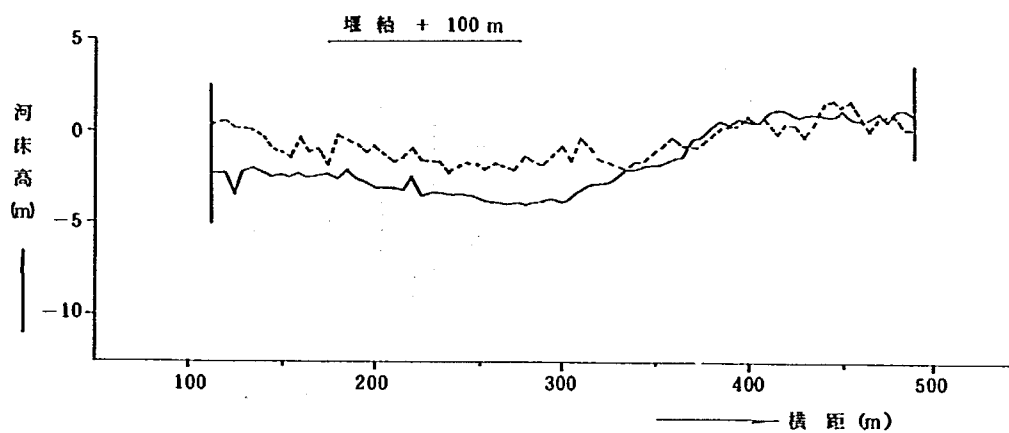


图-5.3.8(1) 河床横断面图 (实验Ⅲ-7-1)

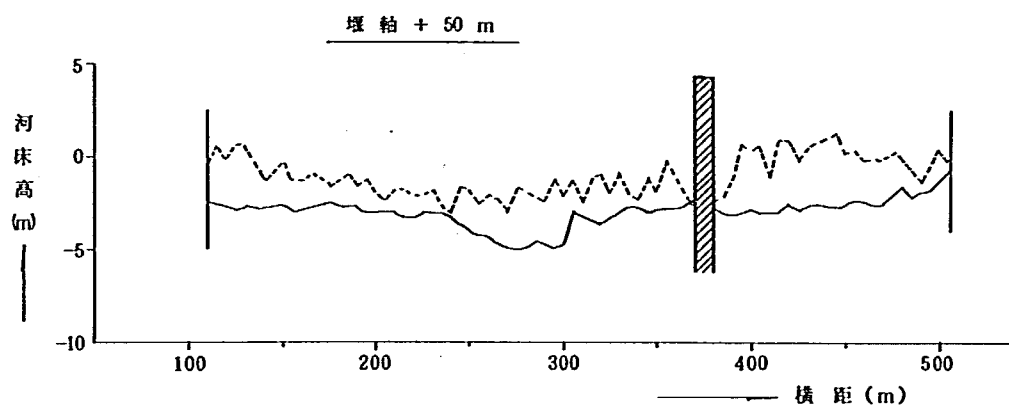
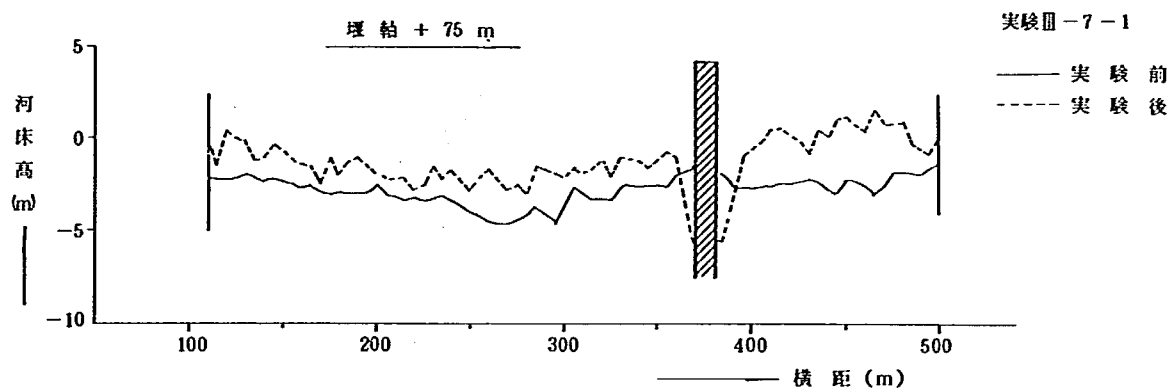


图-5.3.8(2) 河床横断面图 (实验Ⅲ-7-1)

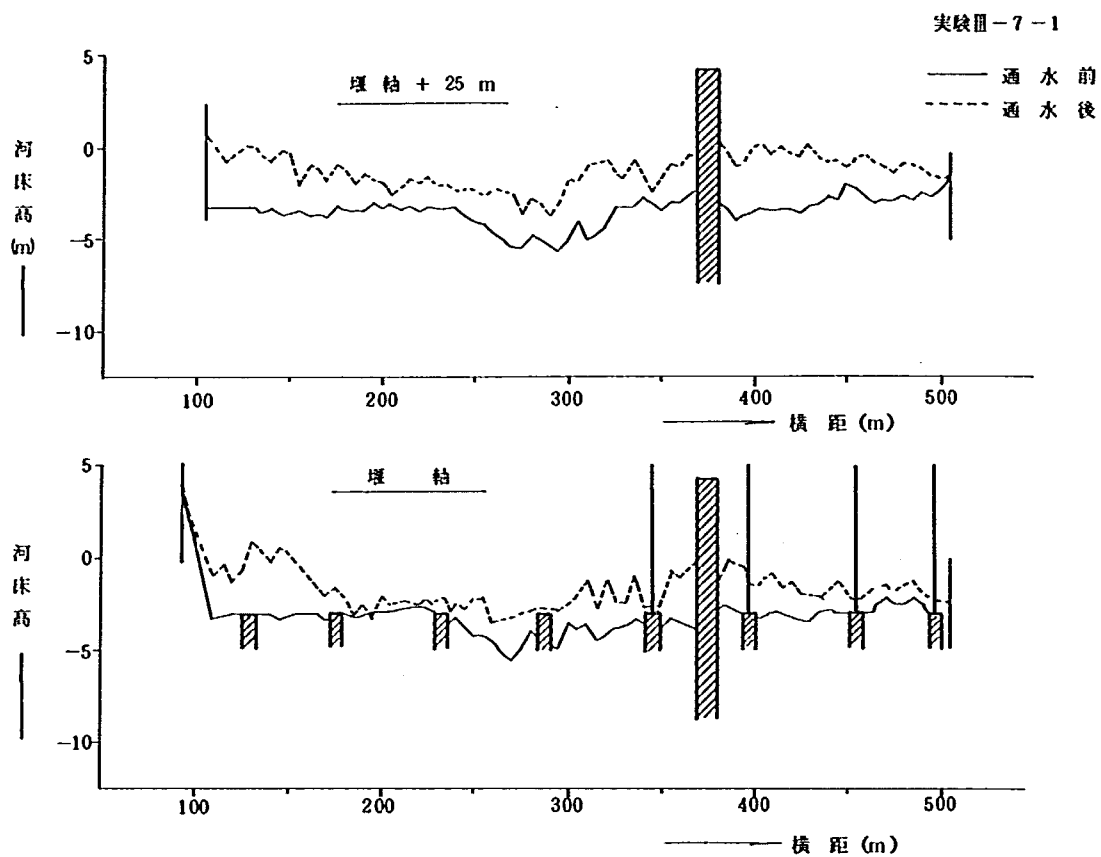


図-5.3.8(3) 河床横断面図 (実験Ⅲ-7-1)

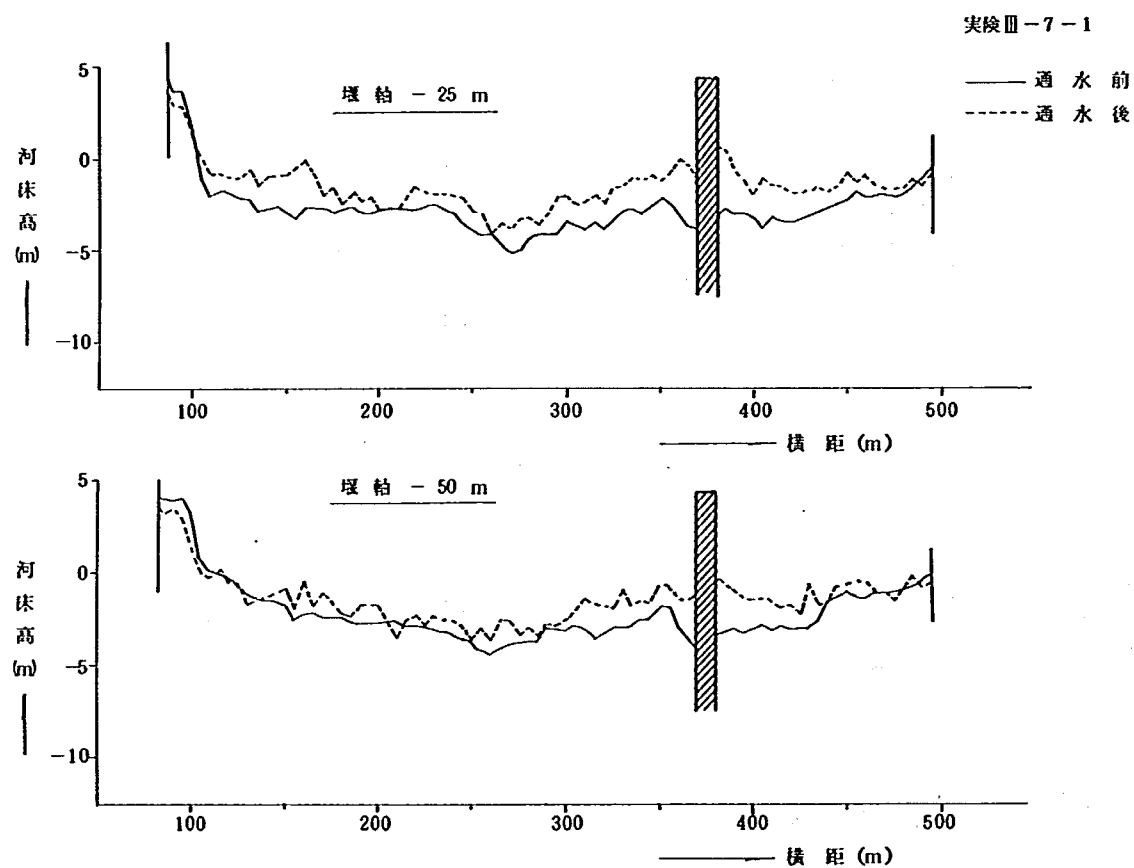
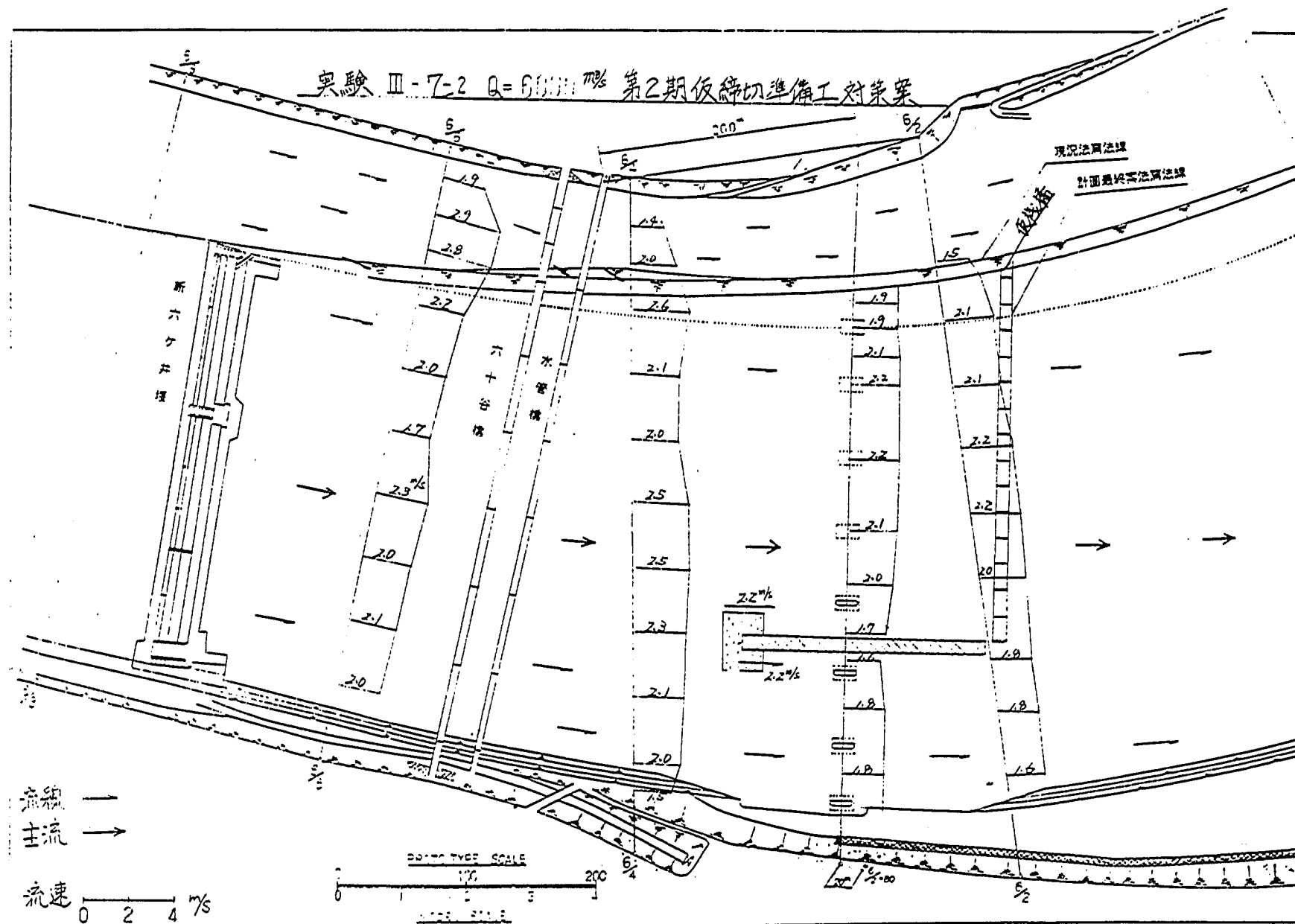


図-5.3.8(4) 河床横断面図 (実験Ⅲ-7-1)



図—5.3.11 流況図 (実験III—7—2)

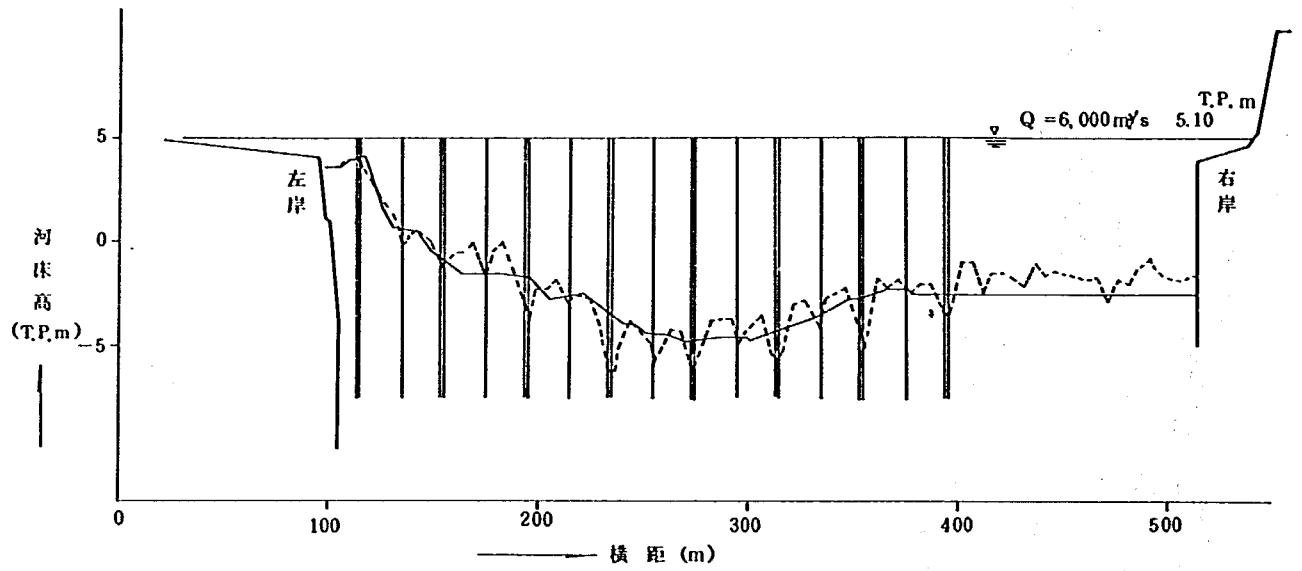
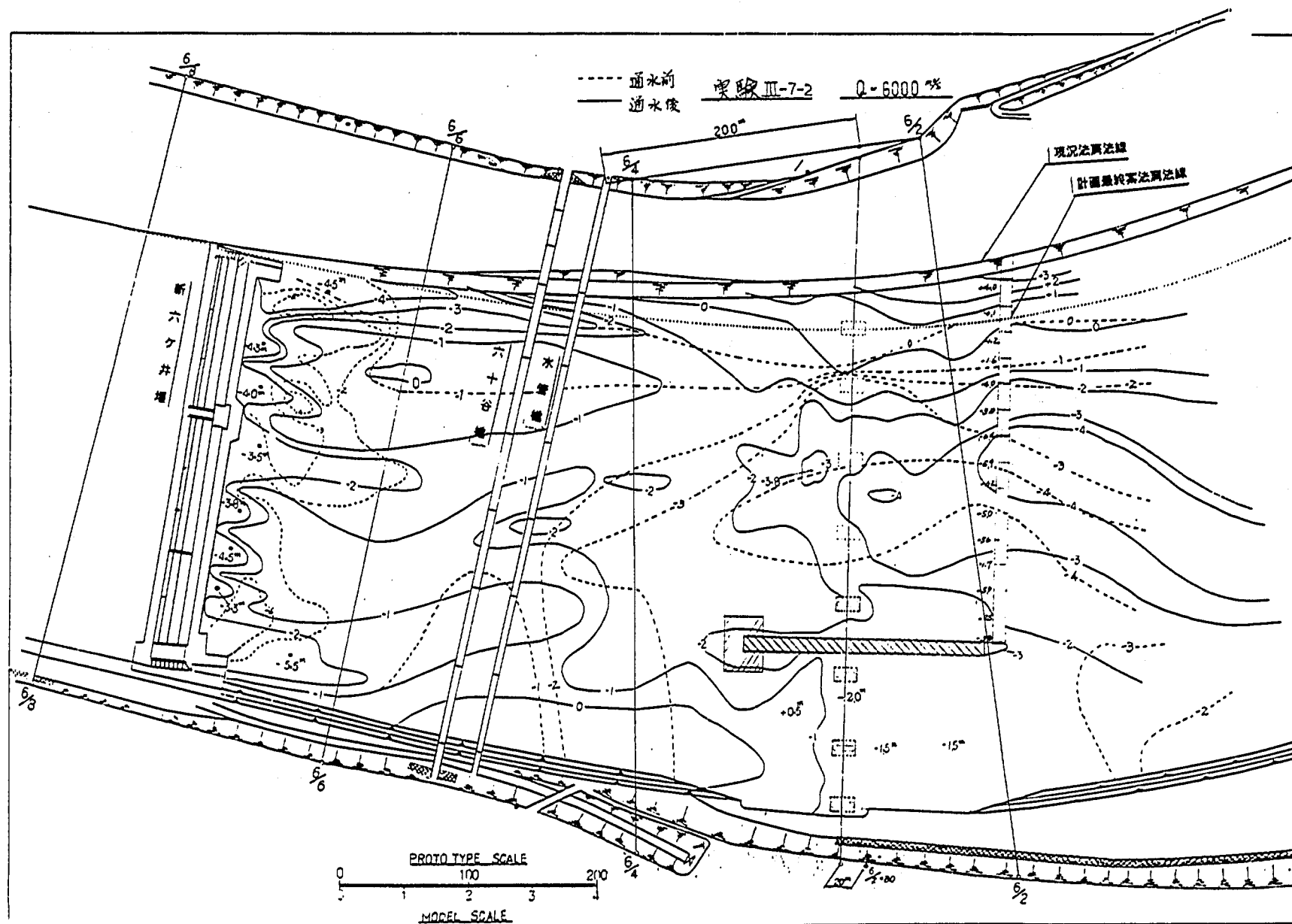


図-5.3.12 仮橋の洗掘横断面図 (実験Ⅲ-7-2)



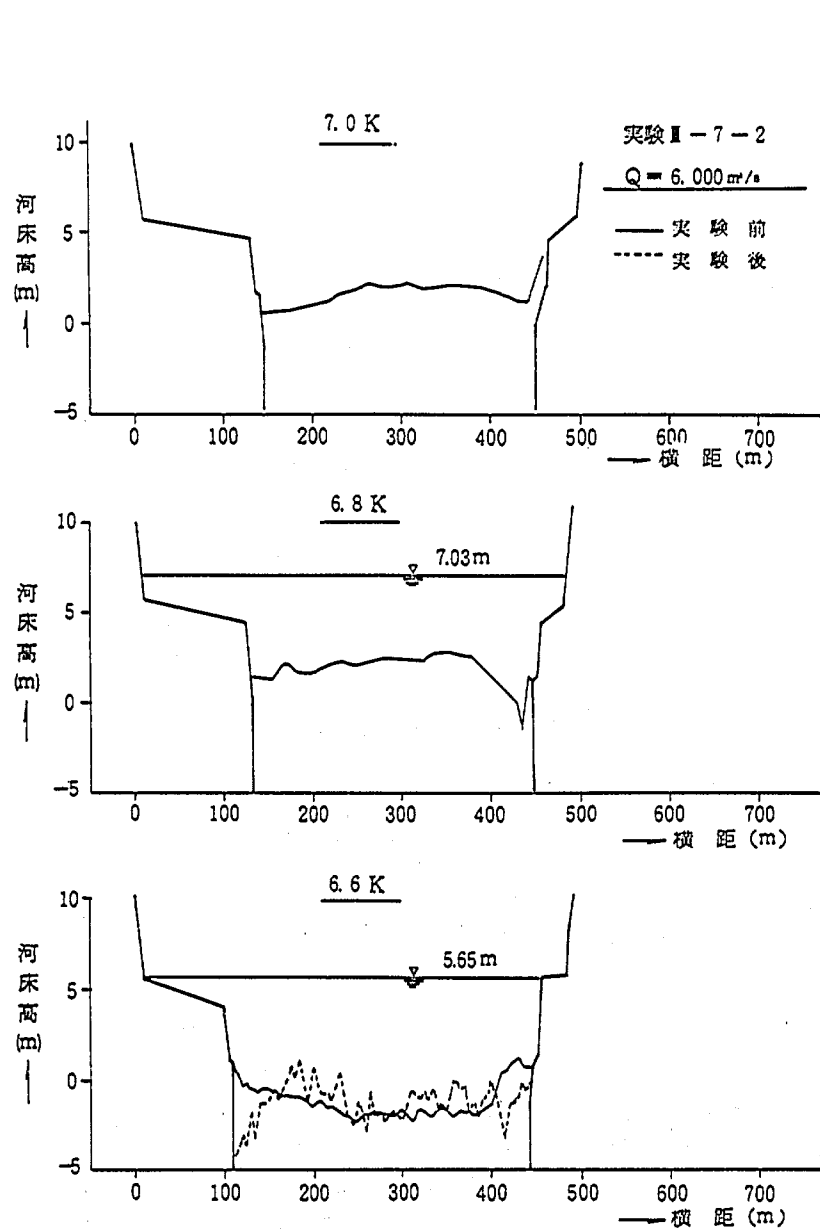


图-5.3.15(1) 河床变动横断比较图 (实验III-7-2)

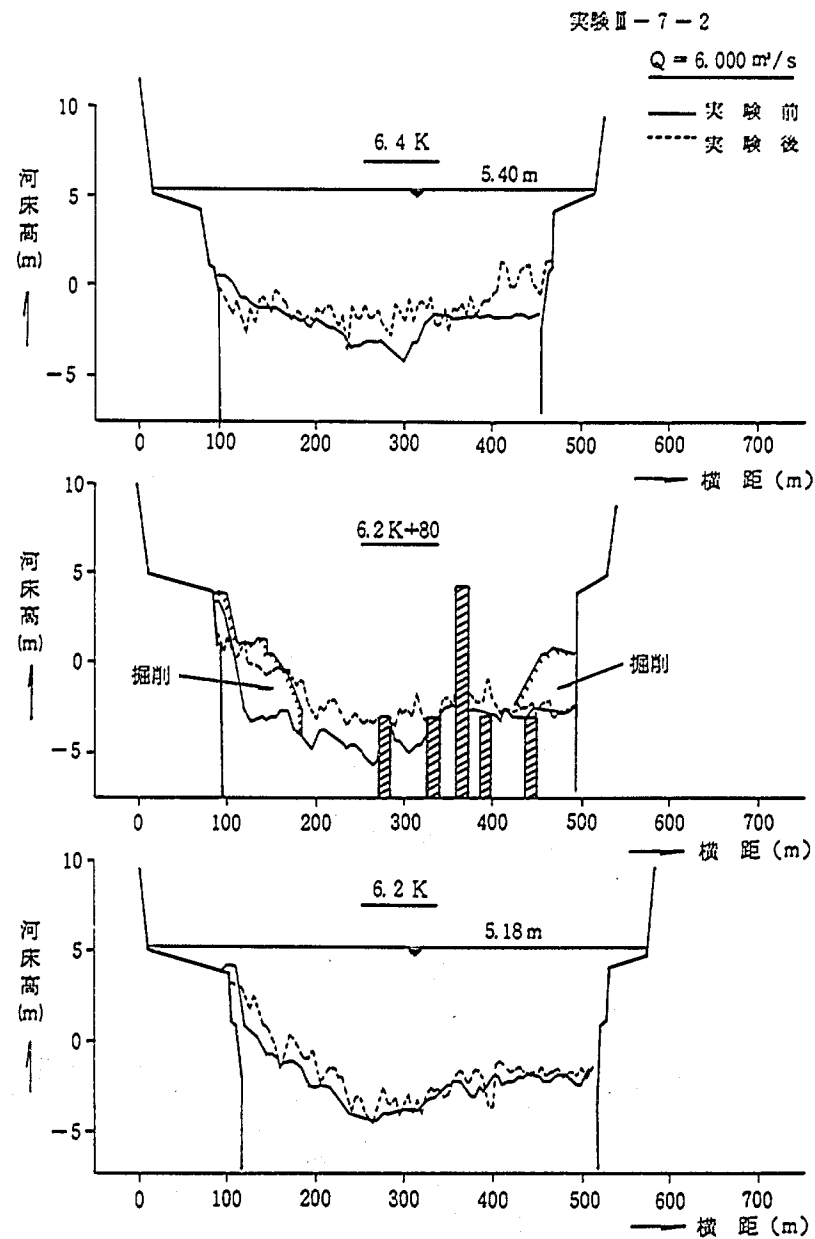
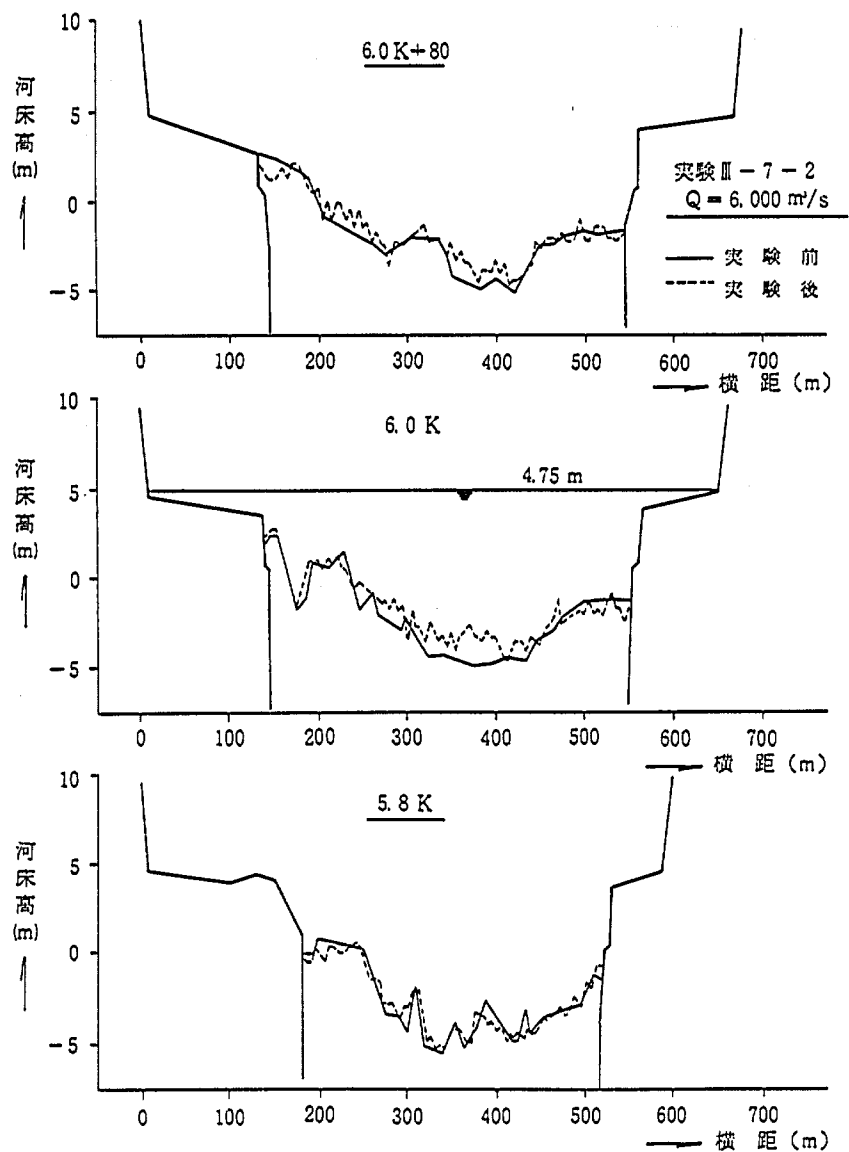
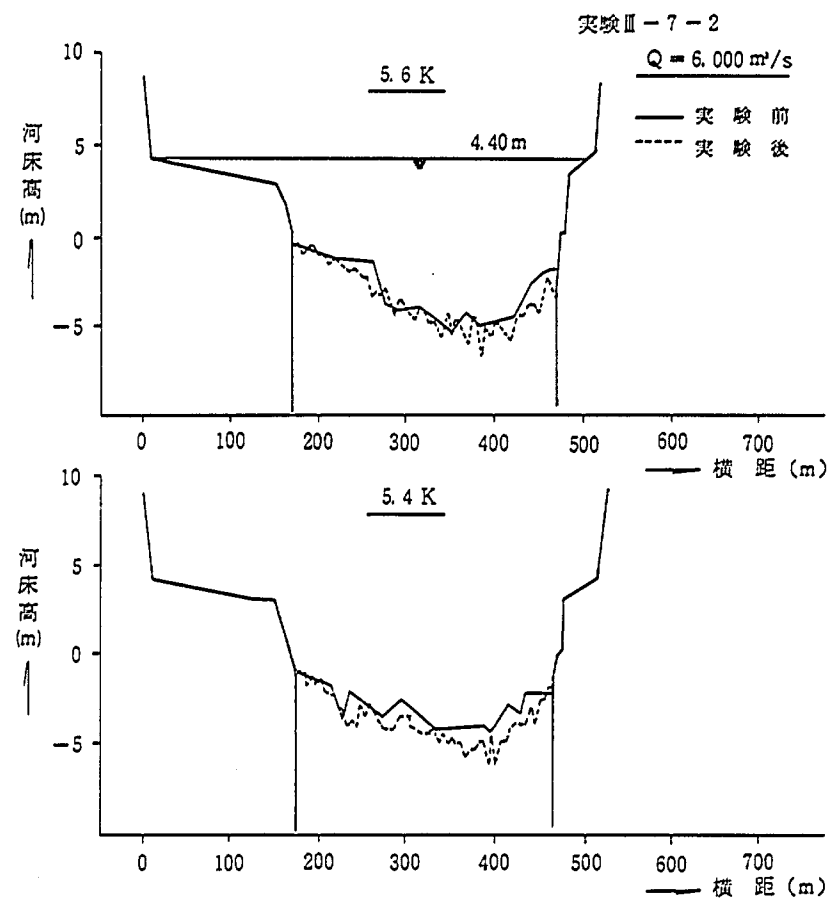


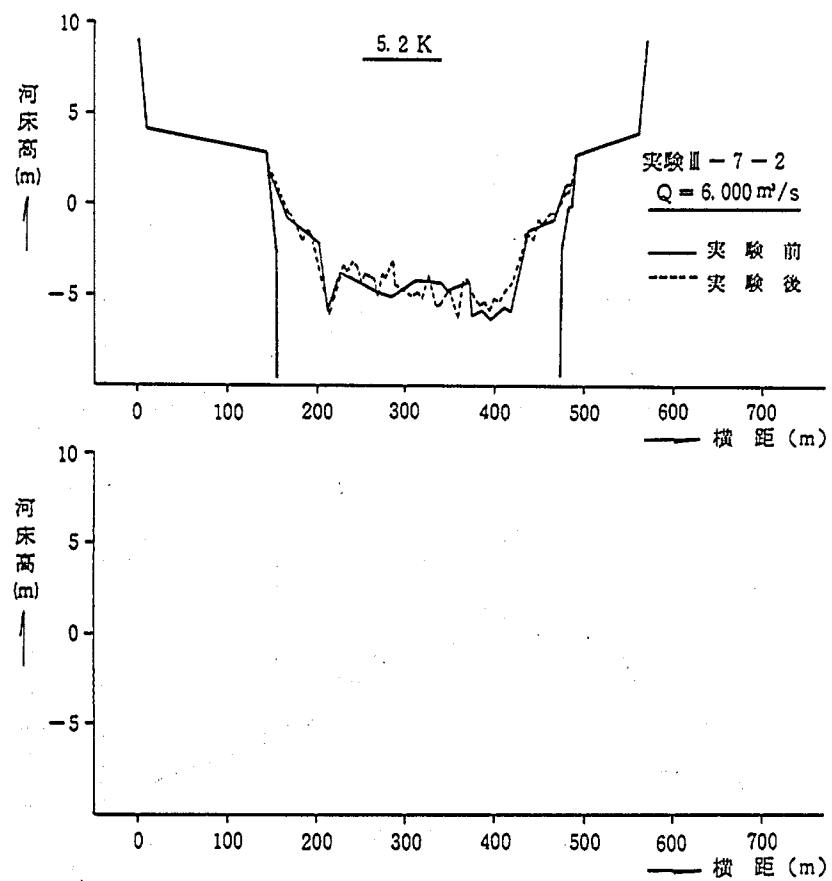
图-5.3.15(2) 河床变动横断比较图 (实验III-7-2)



图—5.3.15(3) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ-7-2)



图—5.3.15(4) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ-7-2)



图—5.3.15 (5) 河床变动横断比较图 (实验 III-7-2)

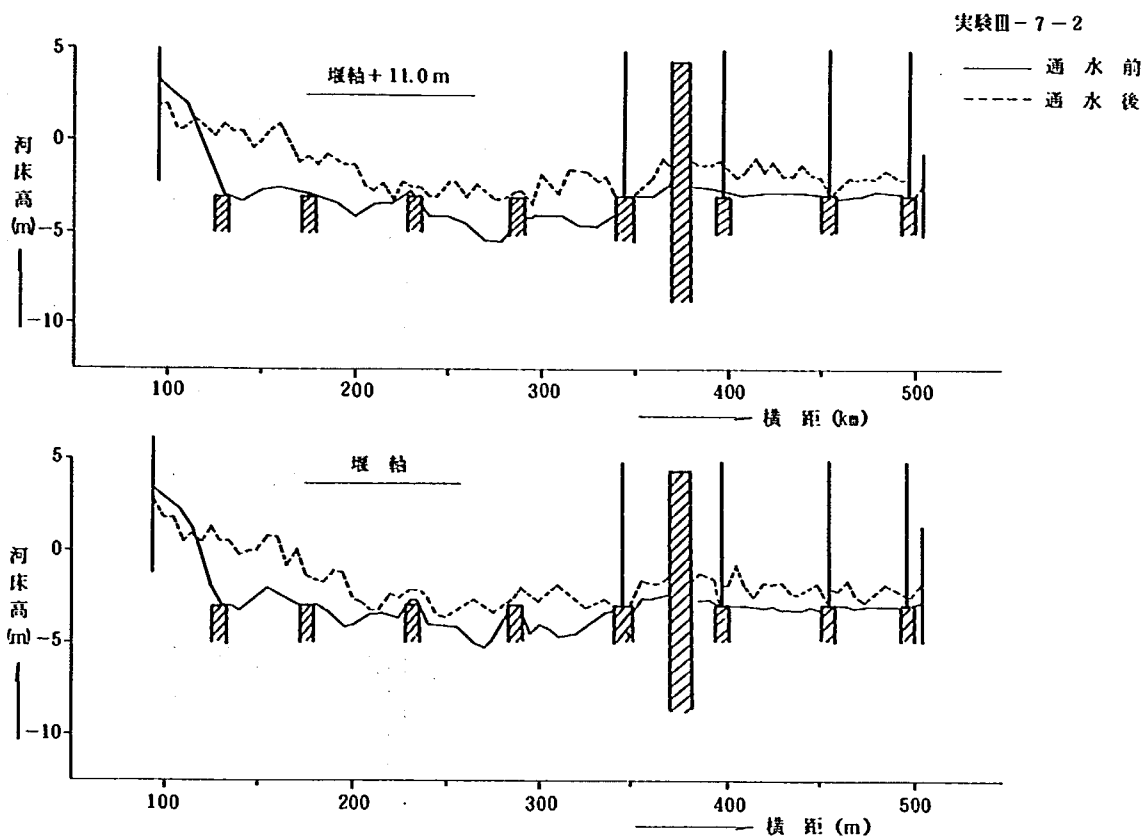


図-5.3.16(1) 河床横断面図(実験Ⅲ-7-2)

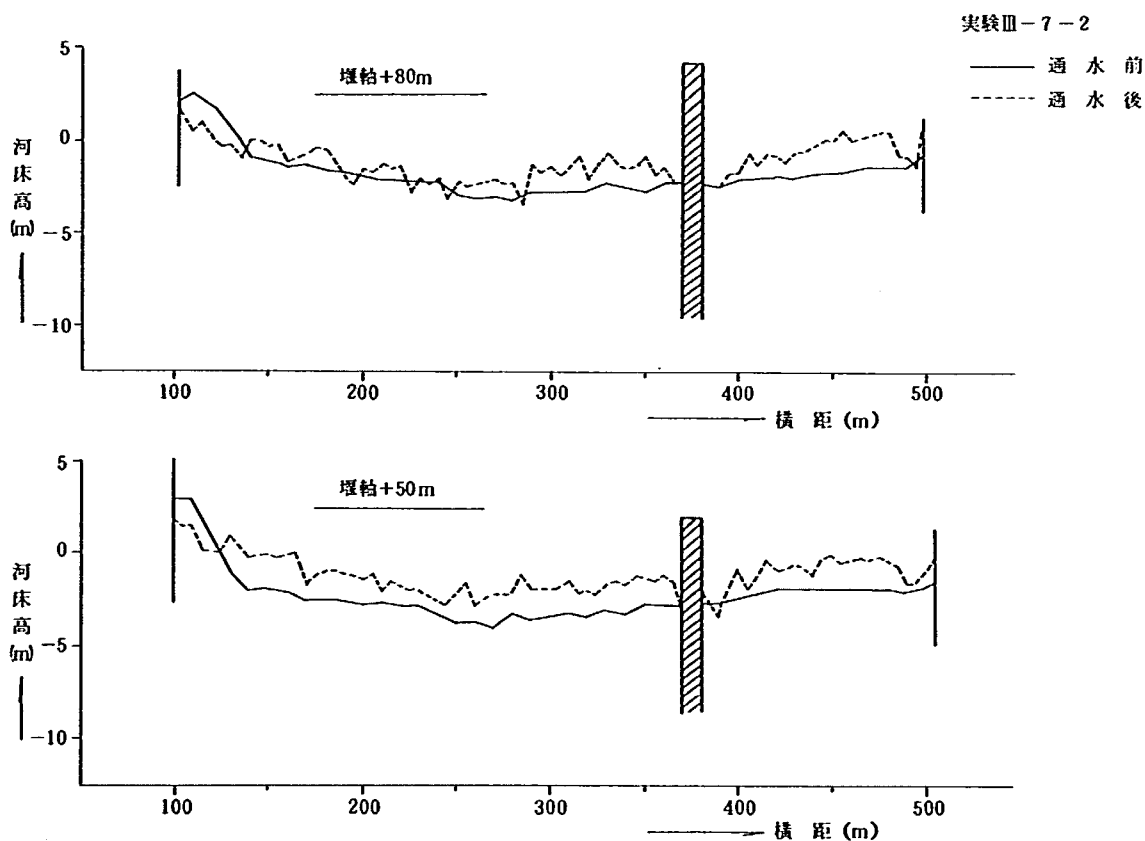
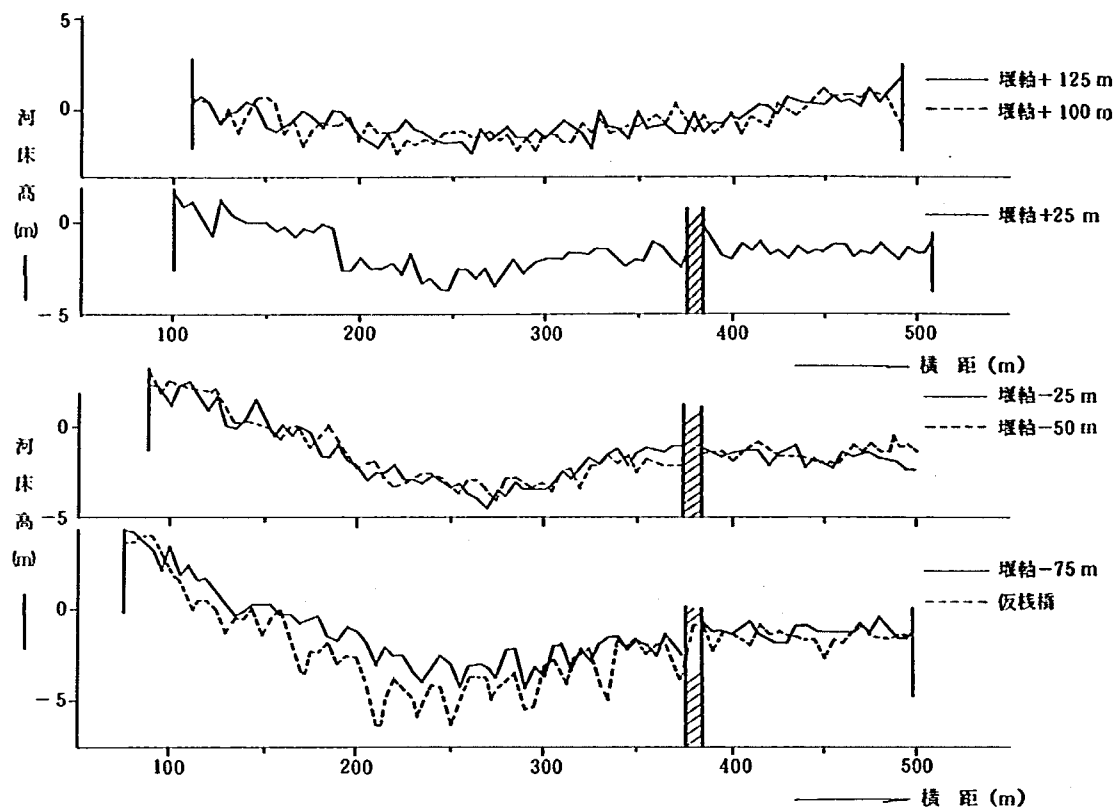
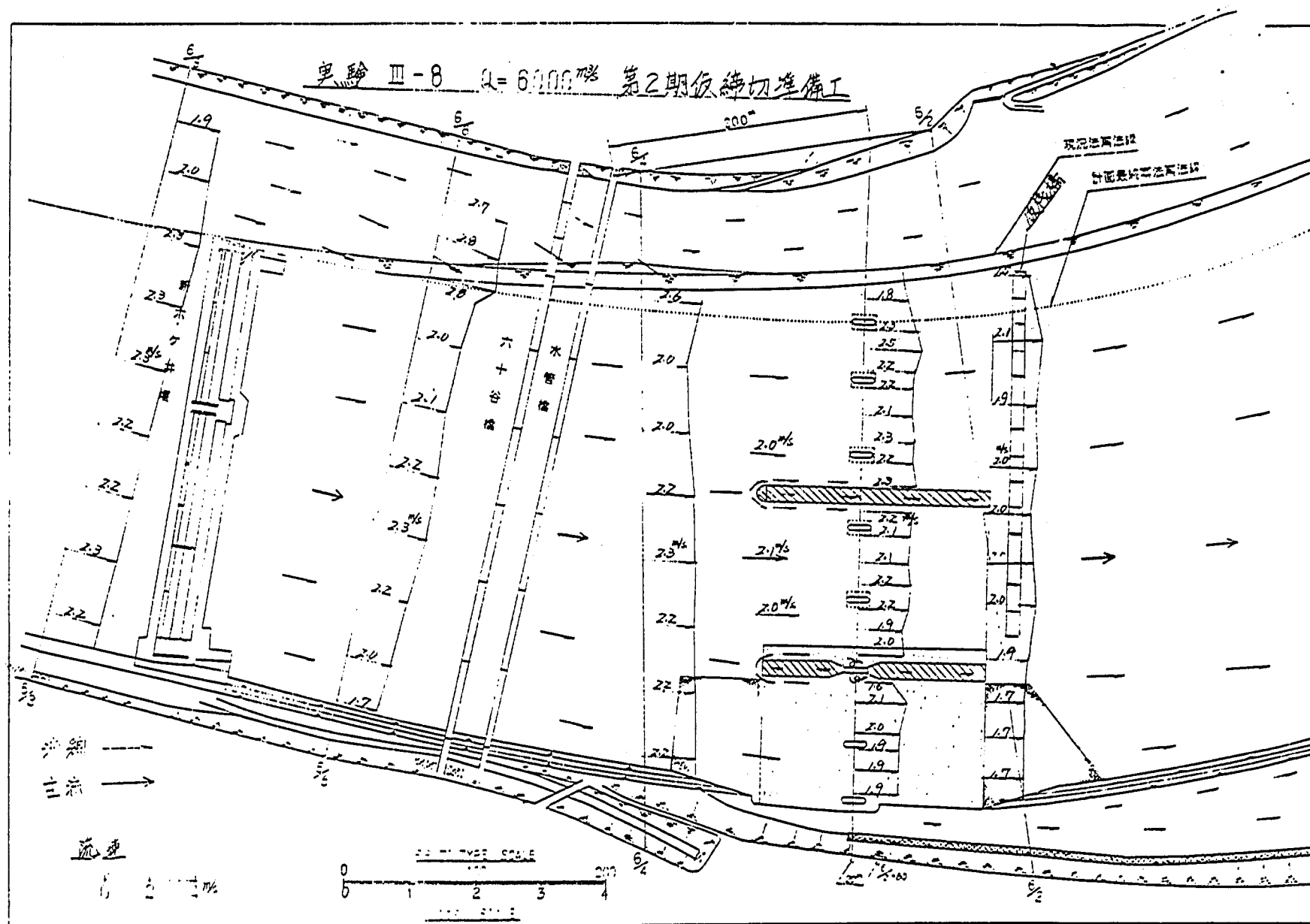


図-5.3.16(2) 河床横断面図(実験Ⅲ-7-2)



図—5.3.16(3) 河床横断面図 (実験Ⅲ—7—2)



图—5.3.18 流況图 (实验III-8)

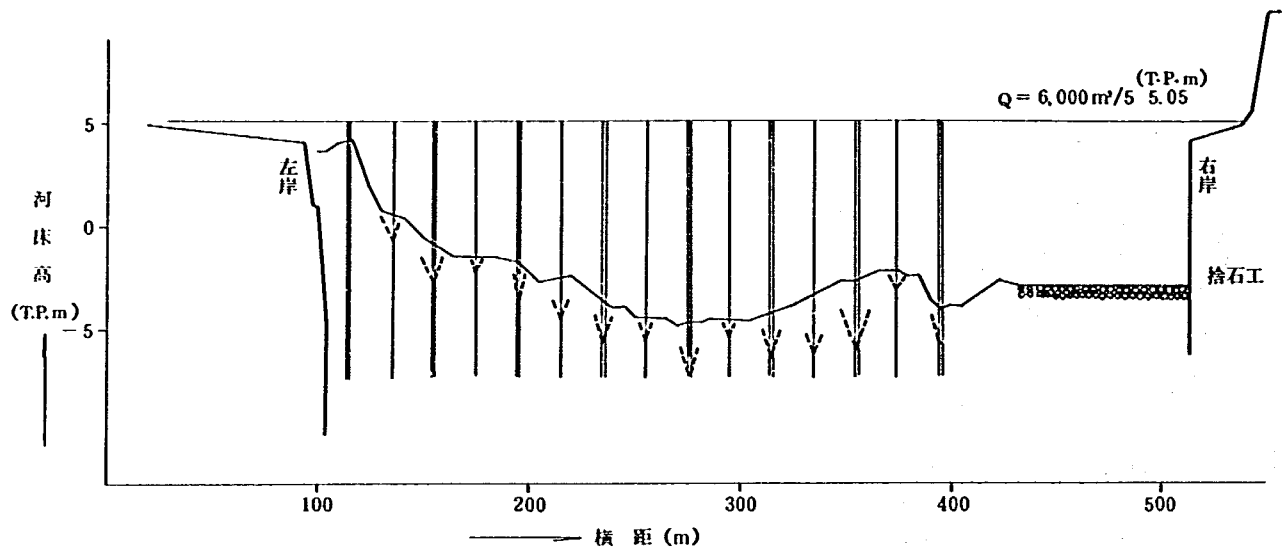
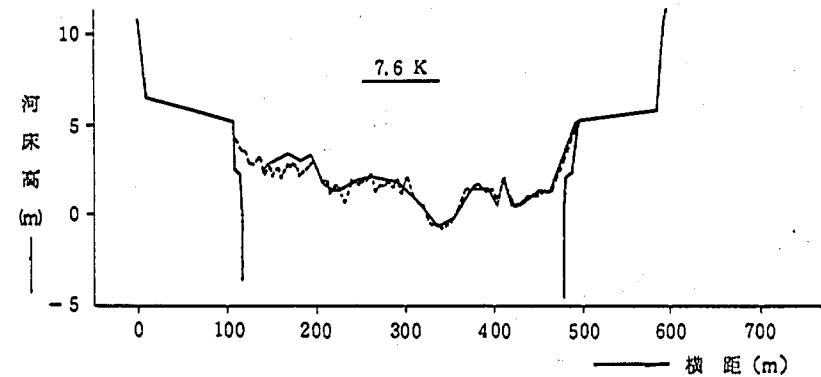
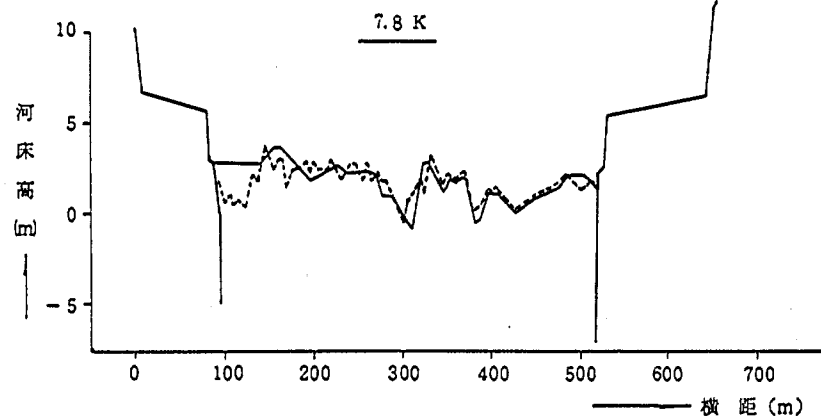
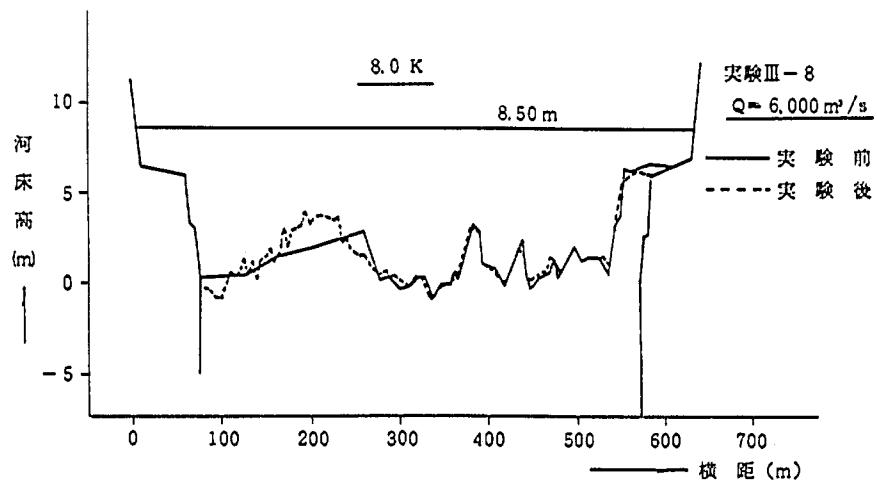
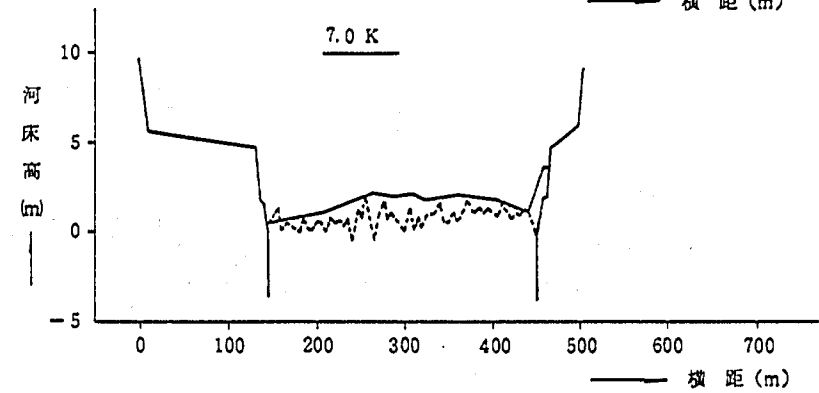
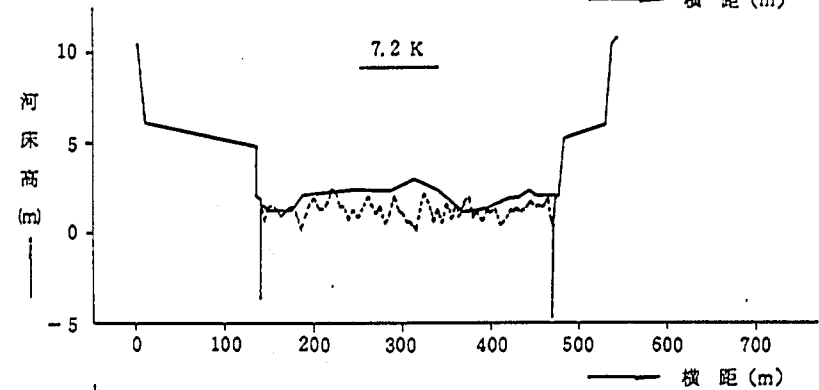
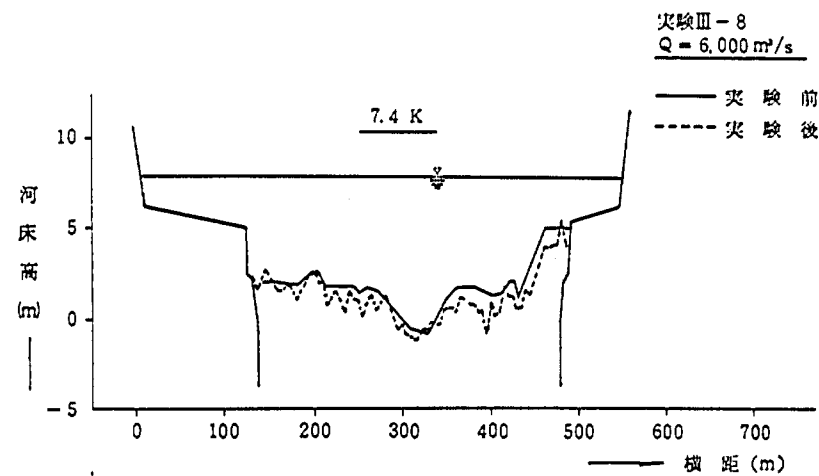


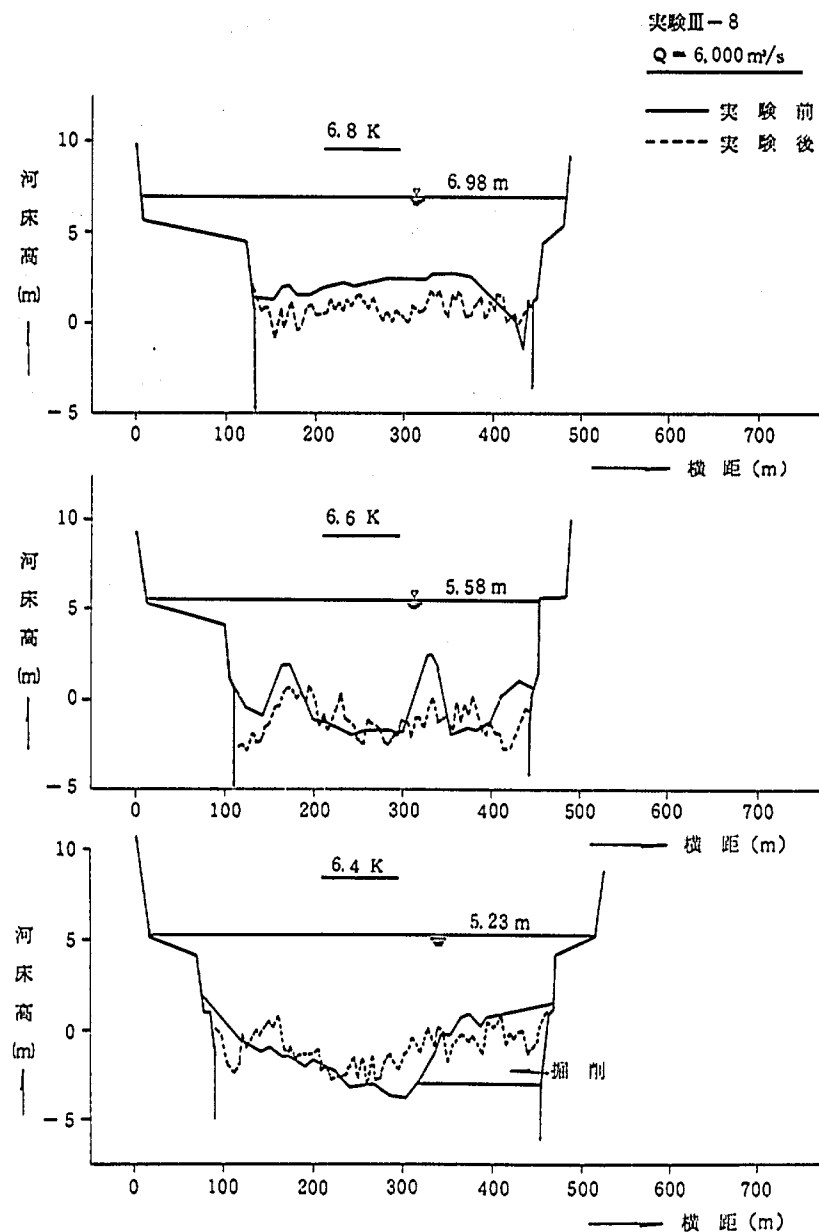
図-5.3.20 仮橋の洗掘横断面図 (実験Ⅲ-8)



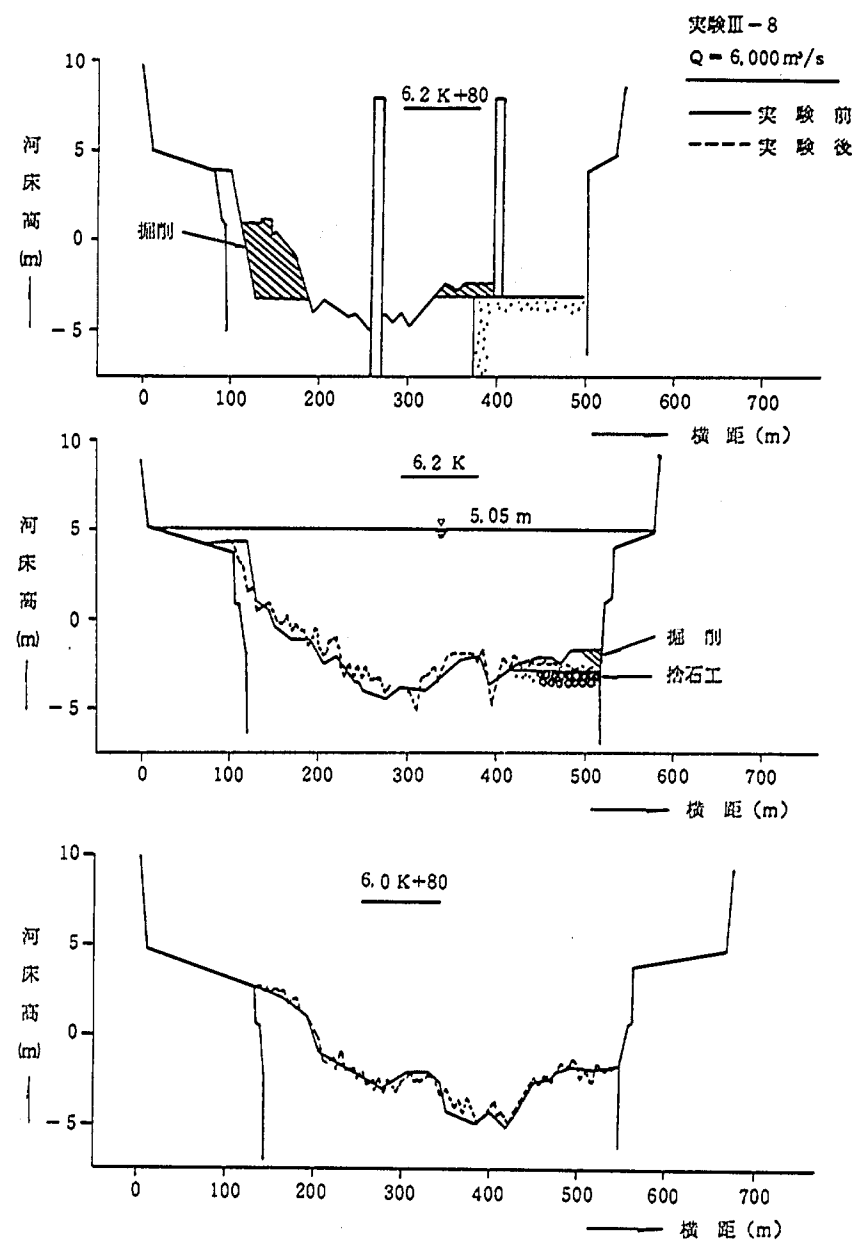
图—5.3.23 (1) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ—8)



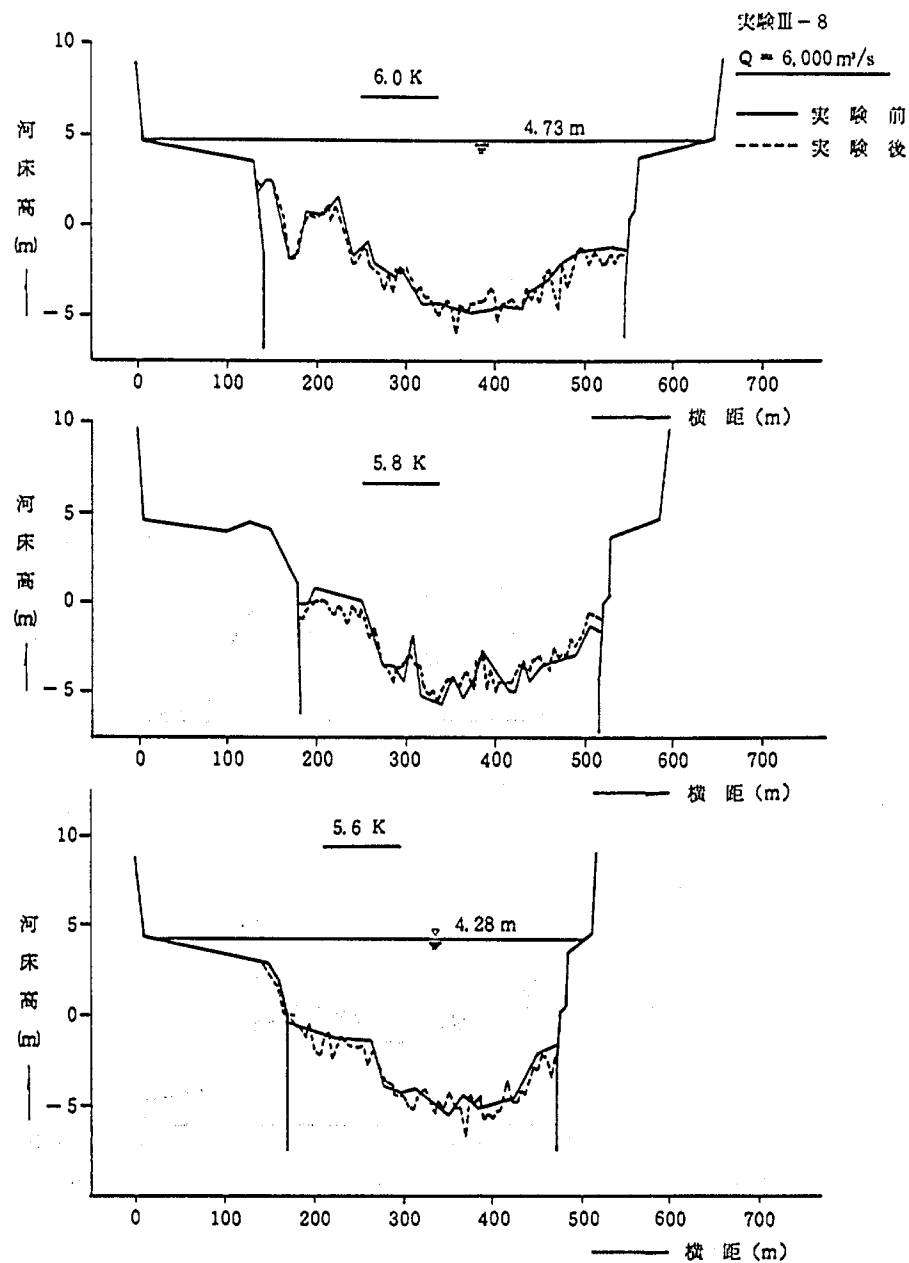
图—5.3.23 (2) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ—8)



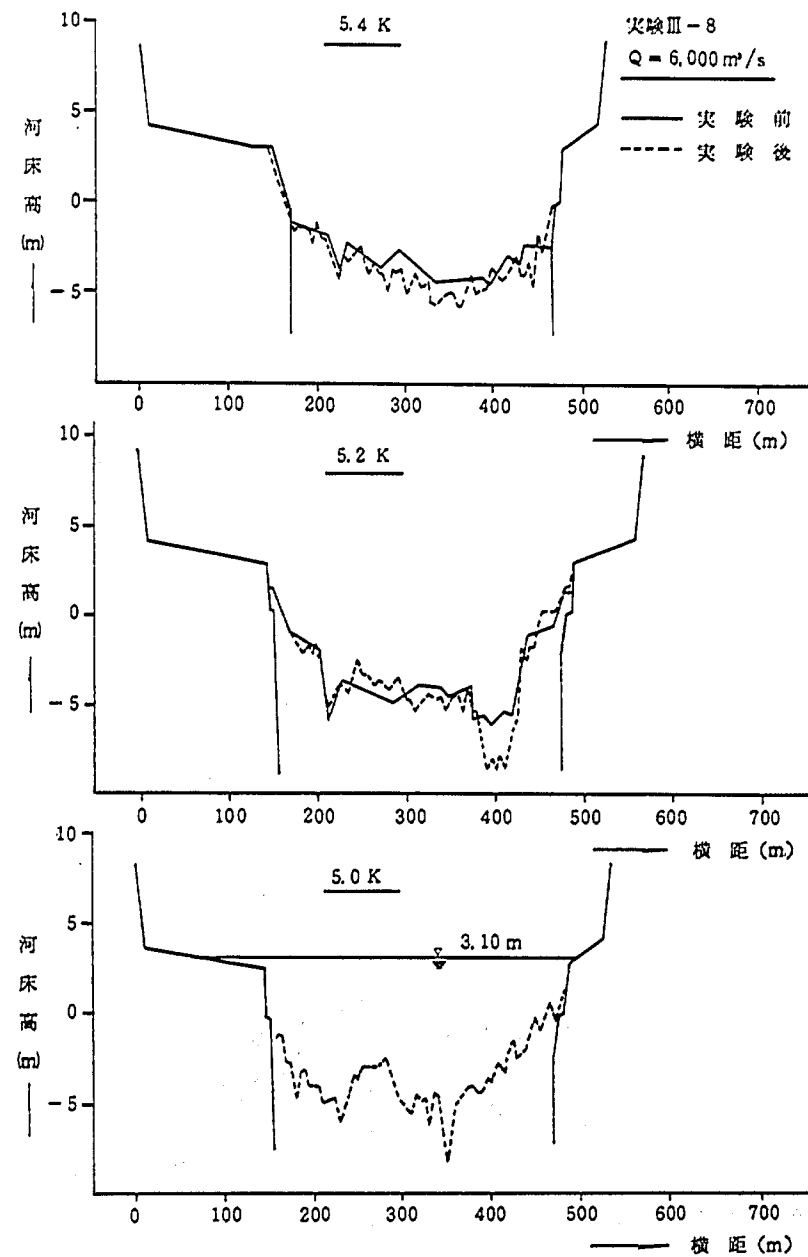
图—5.3.23 (3) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ-8)



图—5.3.23 (4) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ-8)



图—5.3.23 (5) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ-8)



图—5.3.23 (6) 河床变动横断比较图 (实验Ⅲ-8)

—— 通水前
- - - 通水后

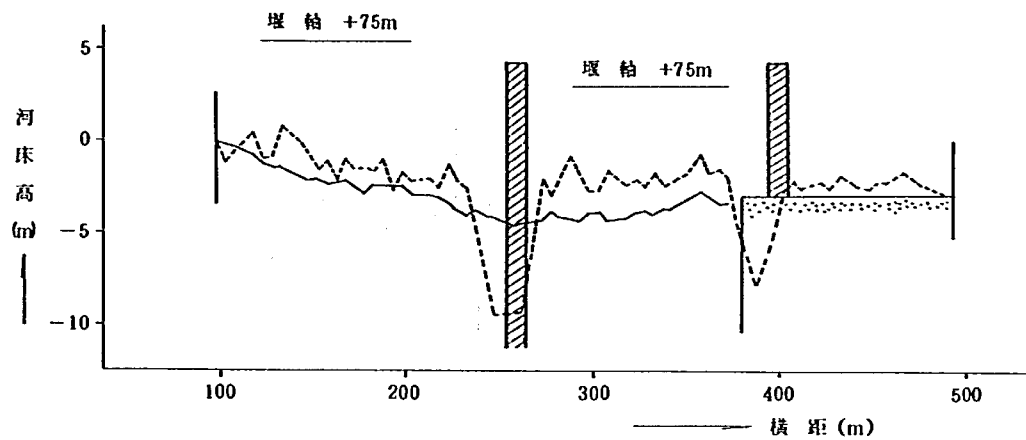


图-5.3.24(1) 河床横断面图 (实验III-8)

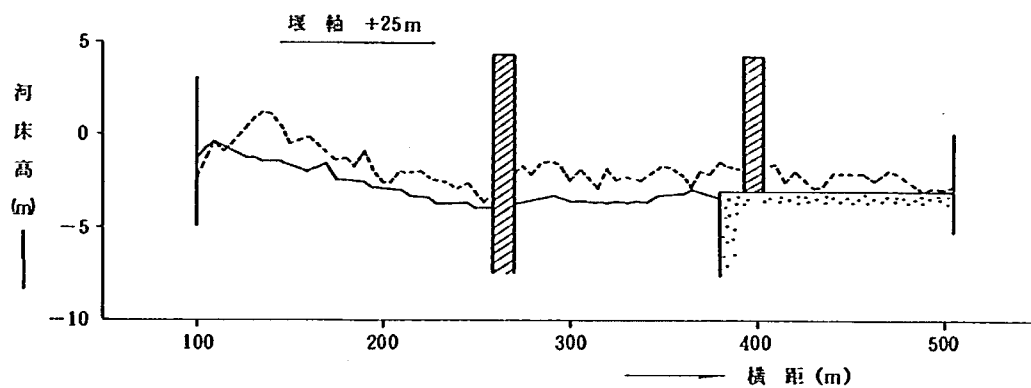
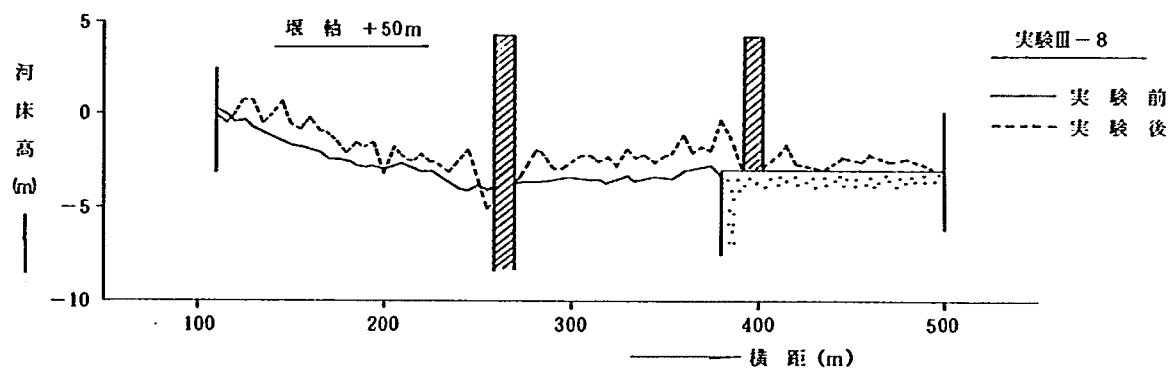
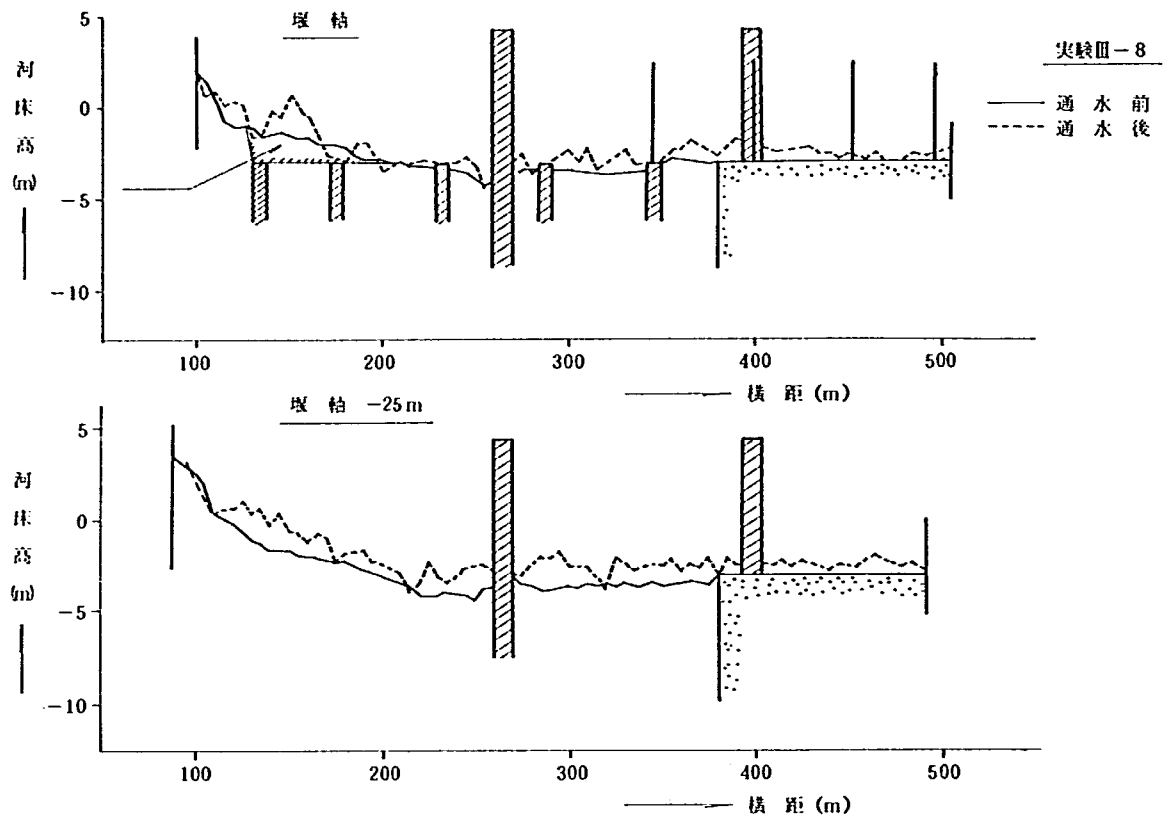


图-5.3.24(2) 河床横断面图 (实验III-8)



図—5.3.24 (3) 河床横断面図 (実験Ⅲ-8)

第6章 新六ヶ井堰の撤去に関する実験

第6章 新六ヶ井堰の撤去に関する実験

6.1 概 要

紀の川大堰建設計画では大堰完成後、洪水疎通の障害となる新六ヶ井堰の撤去が行なわれることとなっている。ここでは、新六ヶ井堰撤去案に対する仮締切工設置時や堰の一部を撤去した場合の洪水時の局所洗掘の発生状況と土砂移動に伴う大堰上への堆積などの治水上の諸問題を把握し、その対策案に関する検討を行なった。撤去工法は、非出水期(11月1日～4月30日)に仮締切工を設置してその内部の取壊しを行ない、出水期には大堰建設と同様に仮締切工の流れ方向の一部を残すというもので、3期に分けて中央、左岸側、右岸側と順次撤去する案について検討を行なった。

6.2 実験条件

河道形状は、計画低水路法線形の検討で得た修正第5案形状とし、大堰より下流を計画河床高、大堰より上流は大堰地点より河床勾配1/500で現況河床へすりつける河床形状とした。河床の横断形状は、掘削河床高より低い部分については現況横断形(昭和53年度横断測量結果)とした。仮締切工形状は、図-6.2.1に示す3回締切案とし、第1期仮締切後に河道中央2列の流れ方向の仮締切工、第2期仮締切後に右岸側の流れ方向の仮締切工を残すというもので、天端高はT.P 4.80 mとした。尚、第1期仮締切の横断方向の幅は168 mであるが、ケースIV-1-3は148 mとして検討した。実験に用いた流量は、非出水期については年超過率(非出水期)1/10の $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と1/30の $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、出水期については年超過確率(出水期)1/10の $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を通水した。設定水位は、仮締切工に関する実験と同じく、不等流計算により得られている図-5.2.2を用いて4.2 km地点で行なった。但し、ケースIV-1-2, 3では、大堰直上流で一定水位となるようゲート開度を設定した。

実験は、表-6.2.1に示すとおり第1期、第2期仮締切工の設置或いは撤去時の現象把握や対策工案の検討を行なった。通水時間は、非出水期流量は5時間、出水期流量は3時間とした。

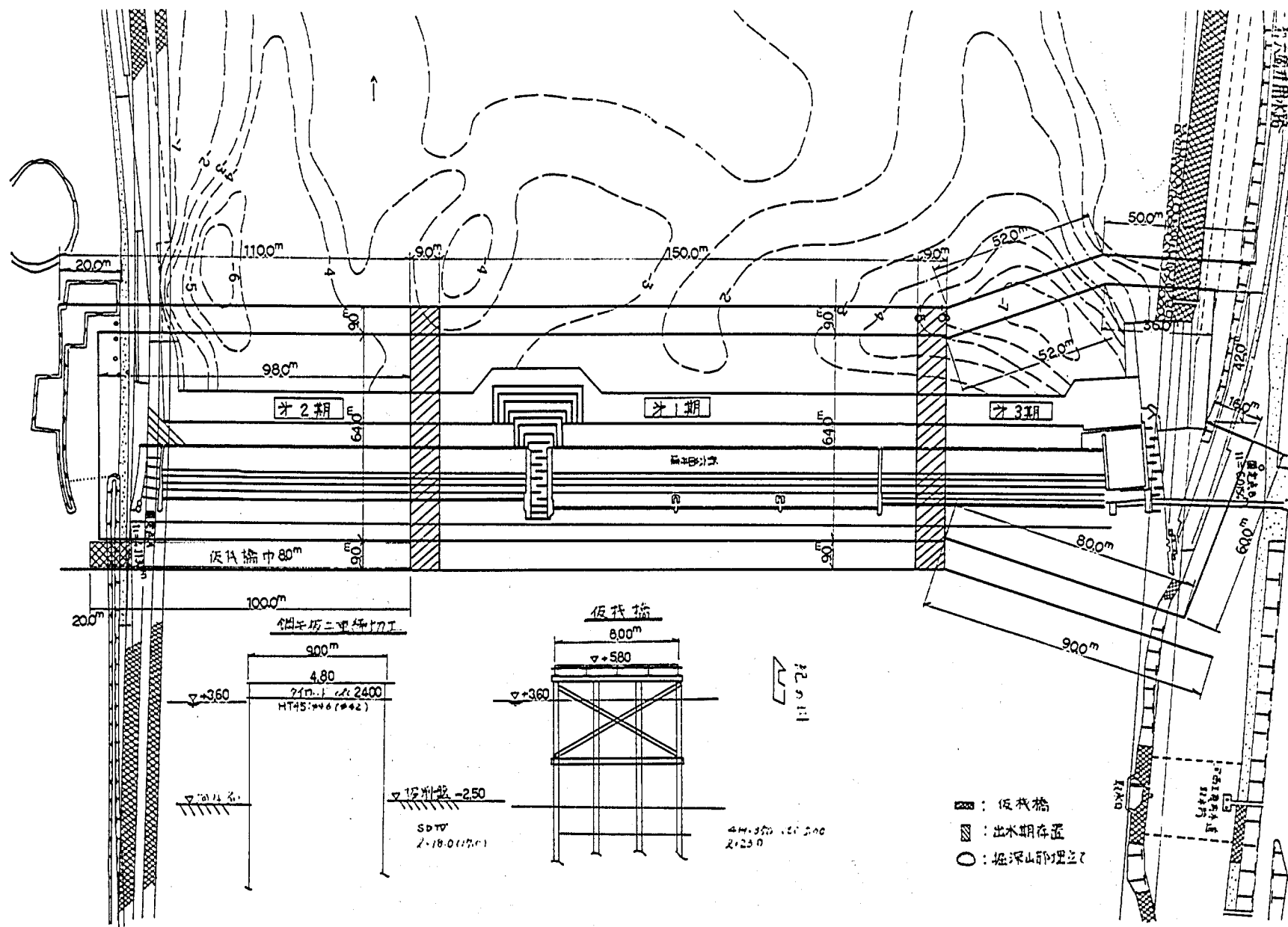


図-6.2.1 新六ヶ井堰撤去案平面図

表-6.2.1 実験ケースおよび実験条件一覧表

実験ケース	河 道 条 件		実 験 条 件			検 討 内 容
	河道締切工 形 状	河 床 高	流量 m^3/s	下流水位	通水時間	
IV-1-1	第1期仮締切工	大堰下流計画大堰上流 $i=1/500$	1,000	T. P. m $H_p = -0.595$	時間 分 5:00	第1期仮締切工設置時の現象と問題点把握
IV-1-2	"	"	1,000	1.85 (6.4 K)	"	同上対策案+すり付け勾配の検討
IV-1-3	"	"	2,000	1.85 (6.4 K)	"	第1期仮締切工幅の変更と対策案の検討
IV-2-1	第1期仮締切工撤去	管理河床	6,000	3.12	3:00	第1期仮締切工撤去時の現象と問題点把握
IV-2-2	"	大堰下流計画大堰上流 $i=1/500$	"	"	"	同上対策案実験
IV-2-3	"	"	"	"	"	第1期仮締切工撤去時の上流側矢板存置の検討
IV-2-4	"	"	"	"	"	第1期仮締切工撤去時の上・下流側矢板存置の検討
IV-3-1	第2期仮締切工撤去	"	6,000	3.12	"	第2期仮締切工撤去時の現象と問題点把握
IV-3-2	"	"	"	"	"	同上対策案実験

6.3 実 験 結 果

6.3.1 第1期仮締切工実験（実験IV-1）

新六ヶ井堰の撤去案は3回締切で行なうこととしており、非出水期に仮締切工を設置してその内側部分の取壊しを行ない、出水期に次回に用いる仮締切工の流れ方向の部分を存置しておくというものである。ここでは新六ヶ井堰中央部分の撤去を行なうための第1期仮締切工を設置した場合の非出水期における洪水時の構造物周りの局所洗掘状況や流況を把握し、その対策工法を検討するものである。

1) 実験IV-1-1（第1期仮締切工現象把握実験、 $Q=1,000 m^3/s$ ）

新六ヶ井堰の撤去は、洪水時の流れを河道中央に集中させて河岸の安全性を保つために、撤去後の影響の最も大きい第1期工事は中央部から行なうことにしている。従って、第1期仮締切工は図-6.2.1に示す位置に設置するものであり、その幅168m、締切天端高はT. P 4.80mである。実験では低水路法線形は修正第5案形状とし、7.4km～5.4km右岸に幅5mの根固工（現地粒径0.35mの捨石）を設置した。河床は、大堰から下流を床版高から計画河床にフラットですり付け、上流側については1/500の勾配で7.8kmの現況河床にすり付ける縦断形状とした。流量は、 $1,000 m^3/s$ の定流を5時間通水し、下流水位は4.2kmで最低潮位時のT. P-0.595mに設定した。

(1) 水位、流況について

河道内の水位縦断形を図-6.3.1、流況図を図-6.3.2に示す。新六ヶ井堰より上流部は、仮締切工による河積阻害率が高いために堰上げによって低水路満杯となり、水面勾配もほとんどなく、6.8km断面で平均0.30m/sの流速で顕著な流れはほとんど見られなかった。一方、中州下流の8.0km左岸側に若干流れがあり、ここより対岸の7.2km右岸方向に流れる。

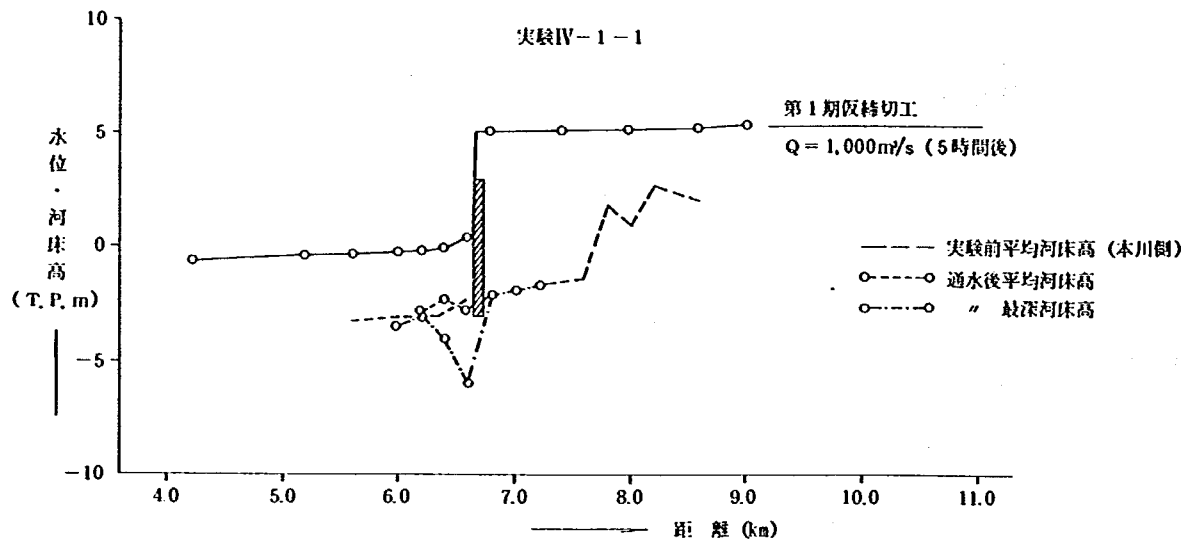


図-6.3.1 水位・河床高縦断面図 (実験IV-1-1)

また、北田井之瀬側は、流況図に示されるように、ほとんど流れは見られなかった。新六ヶ井堰地点では仮締切工左右岸の堰床版上で限界水深が生じ、この下流で0.50 m程度の波高の波状跳水が発生して堰直下の洗掘現象が激しい。特に左岸側は低水路法線形が現況より若干河道内に張り出しているために、護岸直下が洗掘箇所となっていた。右岸側は魚道を流下する流れの影響も大きく、低水護岸より10 m程離れたところでやはり洗掘が激しく見られた。ここで仮締切工の左・右側における流量比を堰直上流の流速値と流水断面積から概算すると、左岸側は約440 m³/s、右岸側は約560 m³/s程度と推定され右岸側は土砂吐、魚道など断面積が大きい分だけ増量しているようである。又、締切工の下流、6.6 km断面における水位は実験開始当初より実験終了前が約0.20 m高い値を示した。これは前述の新六ヶ井堰直下流の洗掘土砂が、六十谷橋付近に堆砂した影響と考えられる。

ここで新六ヶ井堰周囲の詳細な流況を図-6.3.3に示す。阪和線橋付近より左岸高水敷にのりあげた流れは、新六ヶ井堰下流の低水路に落ち込んでいたが、護岸沿いの洗掘を引き起こるようなことはなかった。仮締切工の上流側、下流側は死水域となり、特に下流側は死水域の境界で弱い剥離渦が見られるなど複雑な流況であった。新六ヶ井堰を越流する流れは平均2.50 m/s前後、また新六ヶ井堰下流の最大流速は流れが集中しているために左岸護岸付近で3.48 m/sを示した。これら仮締切工付近の複雑な流れも、大堰付近では1.0 m/s前後に低減して、低水路内を一様となって流下していた。

(2) 河床変動について

新六ヶ井堰より上流側の変動状況は、本川側 8.6 km 河道中央の一部と、河床勾配の変化する 7.7 km～8.0 km 本川側に小規模河床波が発生した程度で、7.6 km より下流は初期形状のままであった。新六ヶ井堰の仮締切工周囲は、右岸側上流端の隅角部が 0.50 m 程洗掘されたが、ほとんど問題となるような規模ではなかった。

ここで、通水前後の河床変動横断面図を図-6.3.6 に、仮締切工周辺の等深線図を図-6.3.5 に示す。締切工の下流側は、左側締切工沿いが T.P-5.5 m (洗掘深 3.0 m)、右側締切工沿いが T.P-6.5 m (洗掘深 4.1 m) 局所的に洗掘されたがその範囲は小さく、現況時の新六ヶ井堰下流でもこの程度の洗掘が生じていることなどから問題とはならないであろう。しかしこの左・右岸の計画低水護岸沿いは、大きく洗掘されて T.P-10.9 m (洗掘深 8.5 m) の模型床版が露出した (右岸側は、土砂吐、魚道の形状が河道内に向いている事により護岸より約 10 m 離れている)。模型床版によって洗掘が防がれなければ洗掘深は、これより若干大きな値となるであろう。又ここで洗掘された土砂は主に六十谷橋付近に堆砂しただけで、大堰床版までは流送されておらず、大堰床版上には細粒砂が堆砂していた。大堰より下流側は流速も緩やかで、全く河床変動はなく初期河床そのままであった。右岸側の低水護岸根固工を縦断的に見ると、締切工右岸側の洗掘および吸い出しによって 4 m 程沈下した。六十谷橋及び水管橋付近では同様河床砂の吸い出しによって前面が多少傾いた程度であり、他の区間は全く異常はなかった。

次に仮締切工周囲で時間洗掘深を測定した結果を図-6.3.4 に示す。仮締切工沿いの局所洗掘は 30 分～40 分程度で平衡洗掘深となり、その後 0.50 m 前後の変動はあるが、ほぼ定常に達しているものと判断された。又、低水護岸沿いの時間的な洗掘は、範囲が広いために最深箇所が指定出来ず、必ずしも最深部の時間変化を示しているとは限らない。しかしながら、通水開始 30 分間は洗掘が激しく、その後やや洗掘速度が減少して 1 時間程で模型床版 (T.P-10.9 m) が露出した。

以上の結果より、第 1 期仮締切工の非出水期の洪水に対する安全性は、仮締切工下流側の両締切工沿いを幅 5 m 程の捨石で対策すれば十分得られるようである。しかし左岸側の低水護岸沿いの洗掘に対しては、根固工の幅や範囲を広げる必要がある。ただし、この実験では下流水位がかなり低い条件で行っており、実際は完成した大堰操作によって後述するように水位の高いものになるため、問題点は少なくなる。

2) 実験Ⅳ-1-2 (第 1 期区仮締切工現象把握実験 $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

紀の川大堰の堰操作システムでは、T.P 1.85 m を最低取水水位、ゲート操作は $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近まで行なうことにしている。従って本実験では、下流水位の条件を大堰の上流側水位の 6.4 km で T.P 1.85 m より下げないような条件として行なった。 $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しては、実験では大堰両側のダブルゲートと中央ゲート 1 門で調節するものとし、他のゲートを全閉にして 6.4 m 地点を T.P 1.85 m に設定した。ケースⅣ-1-1 の実験結果より左岸側護岸前面に現地粒径 0.35 m～0.40 m 相当の捨石対策工を施すと共に、新たにここより六十谷橋間の低水護岸沿いに粒径 0.30 m 相当の碎石で幅 5 m、厚さ 1.0 m の根固工を設置した。流量は、ケースⅣ-1-1 と同様 $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を 5 時間通水した。

第1期仮締切工 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 実験IV-1-1

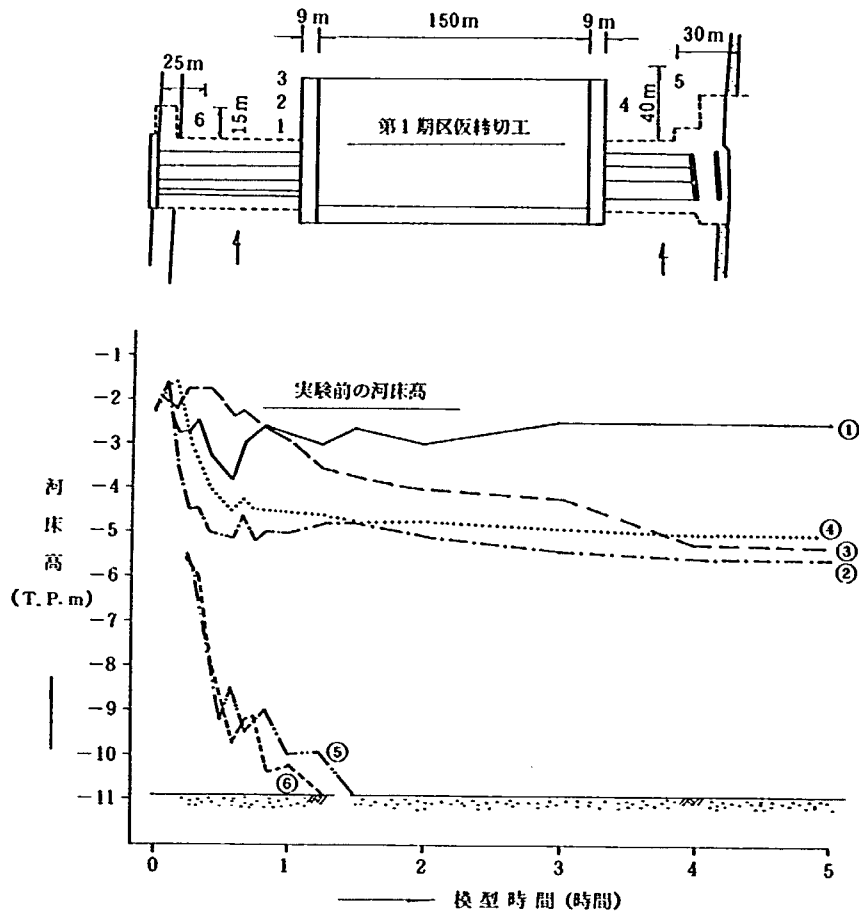


図-6.3.4 局所洗掘深時間変化図 (実験IV-1-1)

(1) 水位・流況について

河道内の水位縦断形を図-6.3.7, 流況図を図-6.3.8に示す。新六ヶ井堰は完全越流状態であり、下流水位が上流に影響することは全くなかった。新六ヶ井堰より上流側は低水路満杯の状態で水面勾配も8.6 kmまでほとんどなく、ケースIV-1-1のように非常に穏やかな流れを呈していた。但し、新六ヶ井堰左岸高水敷上を0.70 m/s前後の流速で迂回した流れが新六ヶ井堰から六十谷橋間の低水路へ落ち込むのが見られた。仮締切工左右側の新六ヶ井堰を越流した流れは、左右護岸沿いに集中するが、特に左岸側では高水敷からの流れが加わってその傾向が強い。この両側の流れは低水護岸に沿って流下するために仮締切工下流側で合流することなく、ケースIV-1-1の流況と大きく異なった。また大堰付近で流れの一部が中央ゲートに向かい、開放されたゲートから2 m/s前後の流速で流下していた。ここで6.4 km水位をケースIV-1-1と比較するとT.P.-0.04 mに対して設定水位T.P. 1.85 mと新六ヶ井堰下流から大堰間の水面勾配がかなり緩いことがわかる。従って新六ヶ井堰と大堰間の河道中央部は、弱い旋回性をもった逆流が発生するが、ほぼ死水域となり、大堰直下流付近もダブルゲートと中央ゲートから流下する流れに挟まれた部分で流速差や水位差に伴う大きな渦が見られた。

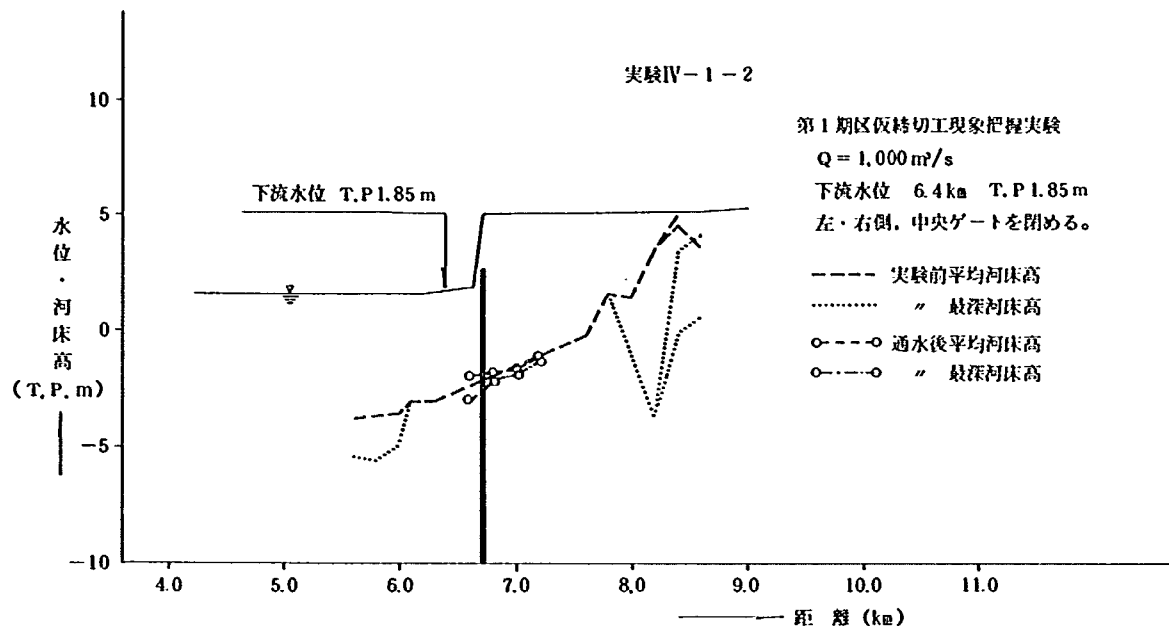


図-6.3.7 水位・河床高縦断図 (実験IV-1-2)

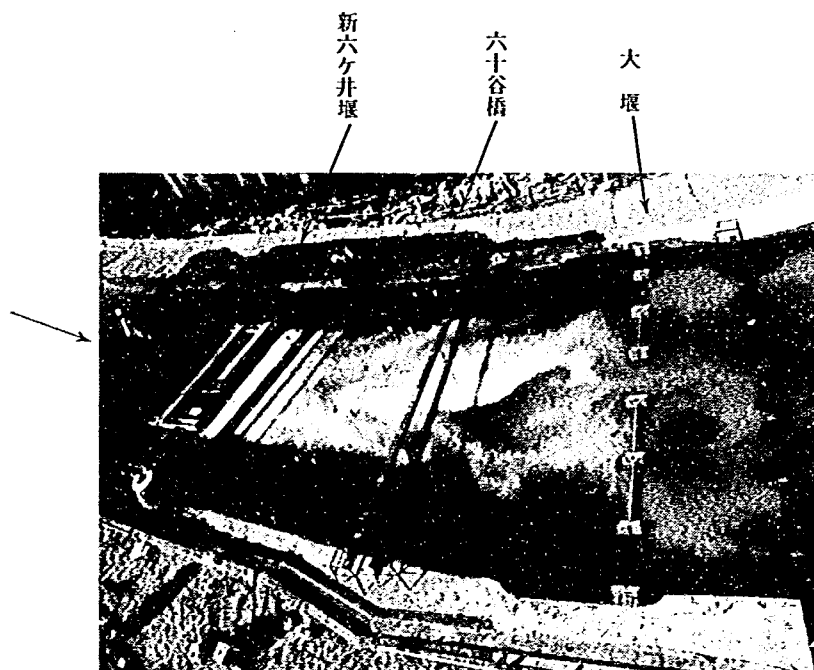


写真-6.3.1 第1期仮締切下流の流況 (実験IV-1-2)

(2) 河床変動状況について

仮締切工周辺の河床変動横断図を図-6.3.11，等深線図を図-6.3.10に示す。新六ヶ井堰より上流部は，河床波の発生もなく河床変動は全く生じなかった。仮締切工上流端の右岸側隅角部が1.2 m程局所洗掘されたが，洗掘範囲も小さく何ら問題はないようである。新六ヶ井堰より下流仮締切工沿いは左側でT.P-3.75 m (洗掘深1.75 m)，右側でT.P-4.50 m (洗掘深2.5 m)の最大洗掘深となったが，仮締切工の安全性には影響がないと考えられた。しかし，流れが集中する新六ヶ井堰左・右岸

の魚道直下流河岸沿いは大きく洗掘され、特に左岸側は T.P-10.9 m の模型床版が露出した。しかしながら低水護岸は捨石工を施したために根固工の一部が崩落したものの、低水護岸の安全性は十分維持出来るものと考えられる。この左側護岸沿いの流れは、六十谷橋および水管橋の左岸側 2 本の橋脚周囲も 1.0 m~1.5 m 洗掘した。一方右岸側は、ケース IV-1-1 と比較すると、洗掘位置は低水護岸寄りに移ったが、最大洗掘深は T.P-8.4 m と横型床版が露出することはなかった。しかも低水護岸より 20 m 程離れている事や現況でも T.P-8 m 程度の洗掘が見られるなど左程問題はないようである。図-6.3.9 は各点の洗掘深の時間変化を表わしたものである。仮締切工下流側面右岸側の洗掘は徐々に進行し、約 2 時間程で定常に達した。一方、新六ヶ井堰直下流左岸は、洗掘速度が非常に早く約 20 分程で T.P-9.0 m に達し、その後も徐々に洗掘が進行して通水 4 時間程で模型床版(T.P-10.9 m)が露出するなど流水の乱れの激しさが推定される。

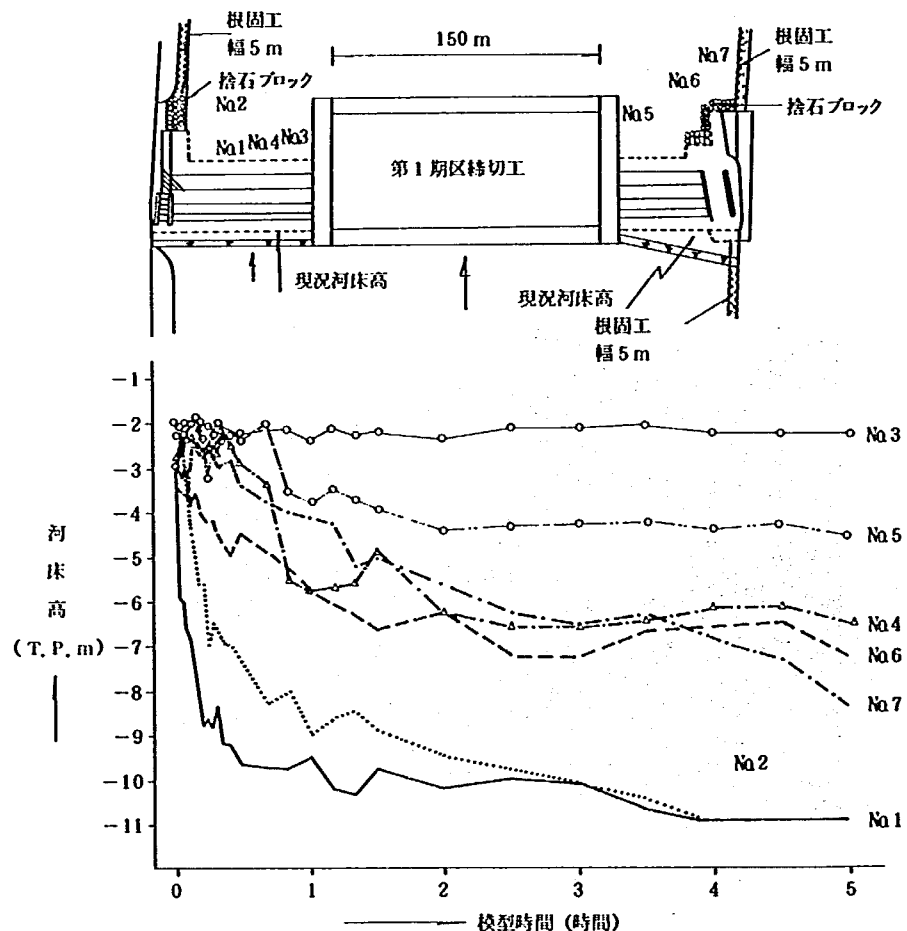


図-6.3.9 局所洗掘深時間変化図 (実験IV-1-2)

3) 実験IV-1-3 (第1期仮締切工現象把握, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

河道形状は、これまでと同じく修正第5案形状とし、大堰より下流を計画河床高、大堰より上流は大堰地点より河床勾配 1/500 で現況河床にすり付ける河床形状とした。なお、新六ヶ井堰直下流は 6.6 km 断面の整形河床高で深掘れ部分を埋め戻した河床形とし、新六ヶ井堰左・右岸直下流の護岸前面を現地

粒径 0.35 m～0.40 m 相当の捨石対策工を施した。

実験流量は、非出水期年超過確率 1/30 の流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を 5 時間通水した。下流端水位は、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では全ゲートを全開するであろうという条件下で実験は 6.4 km 地点を T. P1.85 m に設定した。但し、本ケースでは仮締切工による水位および流況に対する影響を少なくするために、次のような修正を行った。図-6.3.12 に示すように、第 1 期仮締切工を設置する前に仮締切工位置の両側 30 m 幅を T. P1.60 m の高さに切り欠き、横断方向の幅を 148.0 m の規模とした。

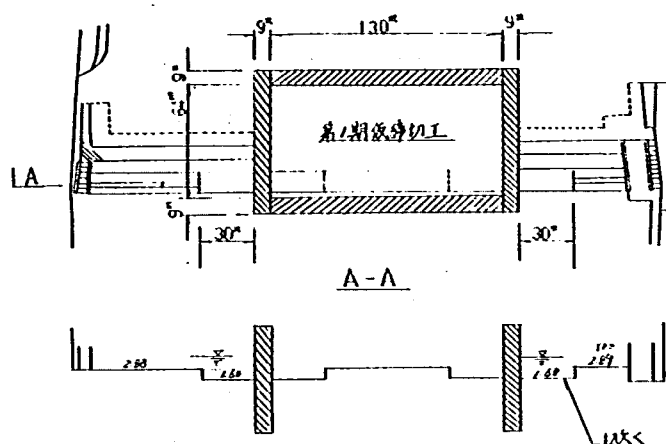


図-6.3.12 第1期仮締切工概要平面図

(1) 水位・流況について

実験によって得られた水位縦断図を図-6.3.13 に、各断面の流速分布を図示した流況図を図

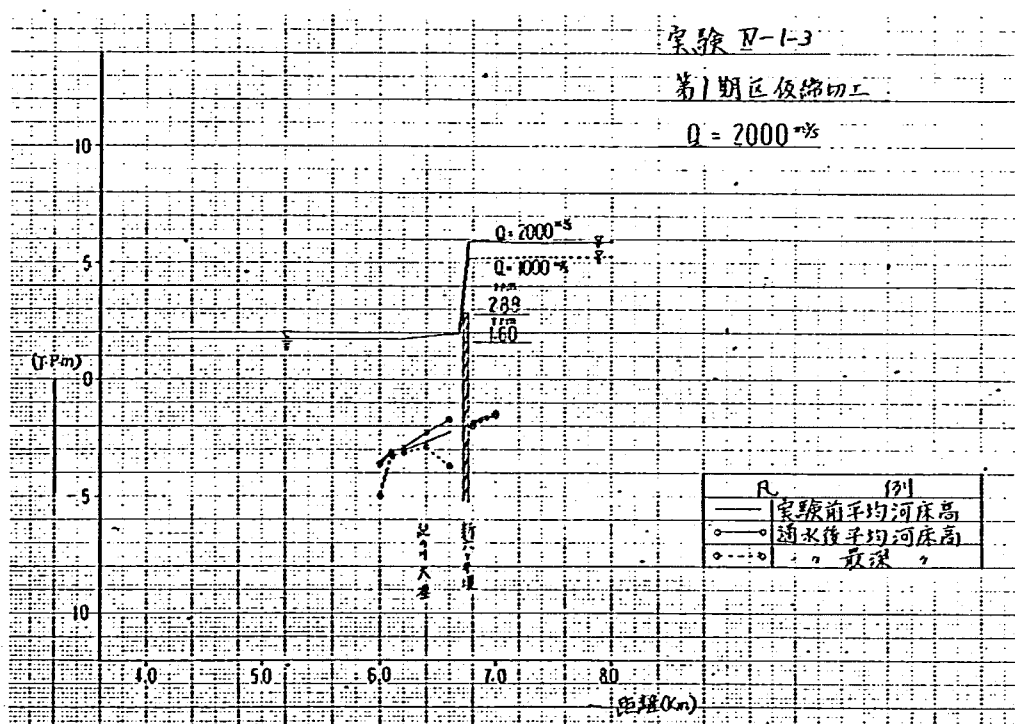


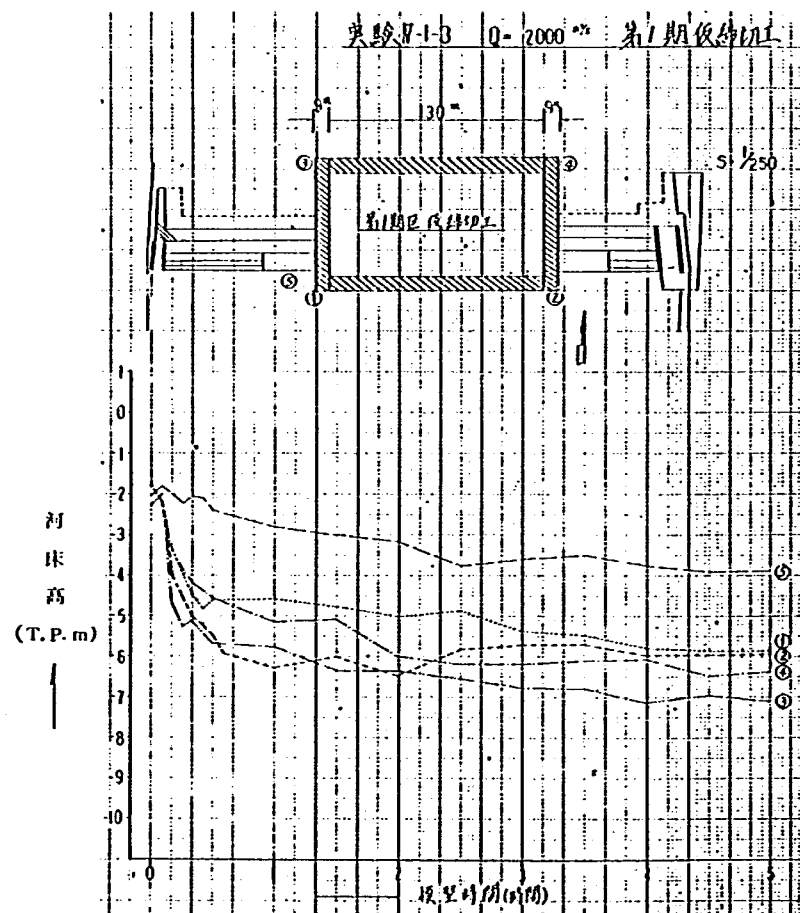
図-6.3.13 水位・河床高縦断図 (実験IV-1-3)

—6.3.14に示す。新六ヶ井堰より上流側は低水路満杯の状況で平均1.0 m/s前後の穏やかな流れであった。7.6 km 付近および国鉄阪和線橋付近より左岸高水敷にのりあげた流れは、新六ヶ井堰左岸高水敷を1.0 m/s程の流速で迂回し、六十谷橋間の低水路へ落ち込むのが見られた。新六ヶ井堰は完全越流状態であり、下流水位が上流に影響することは全くない。仮締切工両側の越流幅の違いから右岸側の水門を全開しているにも拘らず、仮締切工直上流の水位は、左岸側の方が0.2 m程低い。一方、堰天端の越流流速は右岸側では左岸側より約1割程度速い4.5 m/s前後を示しているために、締切工の左右側はほぼ同流量が越流しているものと推定される。仮締切工上流側前面の流れは、ほぼ中央で左右に分流し、分流点と仮締切工の間に死水域と見られる領域が発生した。仮締切工の両側面沿いを越流する流れは、渦流混じりの流れで6.6 km 河道中央付近で合流するが、締切工下流側は死水域となった。ここより下流は流速も徐々に減少し、大堰付近は1.5 m/s程度の流速となり、仮締切工の設置によって大堰付近に流れが集中するような状況は見受けられなかった。

(2) 河床変動状況について

流量2,000 m³/sとしても、ケースIV—1—1, IV—1—2と同じく新六ヶ井堰より上流および大堰より下流では全く河床変化はなく、河床波の発生も特に見られない。

仮締切工周囲の洗掘深時間変化図を図—6.3.15に示す。これによると仮締切工左右側の堰天端を切り欠いた事で流れが集中する傾向となり、仮締切工上流および下流側の両隅角部が洗掘された。この



図—6.3.15 洗掘深時間変化図 (実験IV—1—3)

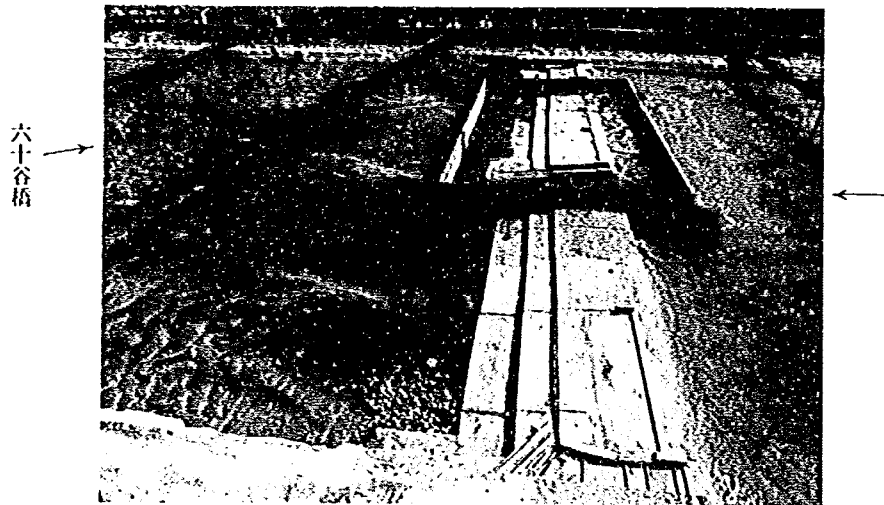


写真-6.3.2 新六ヶ井堰下流の洗掘状況 (実験Ⅳ-1-3)

2本の橋脚周囲を洗掘するので注意が必要である。

6.3.2 第1期仮締切工撤去実験 (実験Ⅳ-2)

ここでは第1期仮締切工内を取り壊し、流れ方向の仮締切工を残して出水期を迎える場合の洪水時の構造物周りの洗掘などの河床変動と流況を把握し、その対策工法を検討するものである。

1) 実験Ⅳ-2-1 (第1期仮締切工撤去現象把握実験 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

第1期仮締切工による撤去後の河床は、管理河床に従った縦断形状とし、その撤去幅は150mである。低水路法線形は修正第5案形状とし、7.4km～5.4km右岸に幅5mの根固工(現地粒径0.35mの捨石)を設置した。流量は $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を3時間通水し、最低潮位時のH～Q図より、4.2kmでT.P 3.12mに設定した。

(1) 水位、流況について

河道内水位を通水開始30分後と3時間後の最終水位を比較して図-6.3.19に示した。これによると、いずれの測定点も最終水位は次のように上昇している。9.0km～8.0km間で0.3m、8.0km～7.4km間で0.8m、7.4km～新六ヶ井堰で0.3m、新六ヶ井堰～紀の川大堰で0.6m、大堰～4.2kmで0.4m程の値となった。特に8.0km～7.4km間、新六ヶ井堰～大堰間の上昇が大きい。平均的な水位の上昇は河床波(Ripples)の形成により模型上での河床粗度が大きくなった事に起因していると考えられるが、8.0km～7.4km間の上昇は新六ヶ井堰付近の洗掘土砂が大堰付近に堆砂した事によるものと考えられる。又、新六ヶ井堰の上下流における初期の水位差は6.8km～6.6km間で1.0m～1.3m有り、さらにその横断方向の水位差は、上流側で河道中央部が左右岸より約0.2m水位が低くなり、実験終了後間際でも横断方向で0.2m弱の水位差が有り、流水が撤去部分に集中していることが伺われる。一方河道内の流れの状況を図-6.3.20の流況図に示す。主流は、ほぼ低水路中央付近を法線形状に沿って流下する。8.2km本川左岸の新田井之瀬橋付近は、現況河道で平水時のみお筋となっているために、護岸沿いに寄る流れが見られた。7.8km～7.6km付近は管理河床と現況河床のすりつけ部分となっており、河床勾配の急変による影響で、左岸低水護岸より約10m程離れた箇所でも弱い波状跳

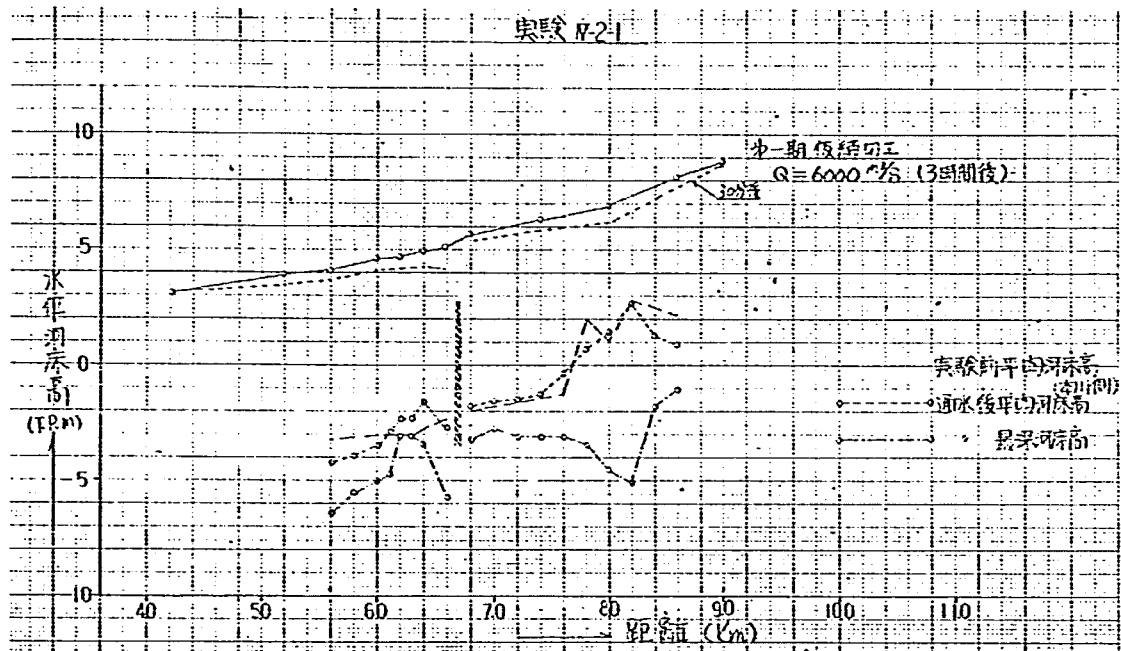


図-6.3.19 水位・河床高縦断面図 (実験IV-2-1)

水が発生していた。主流はここより 7.2 km~7.0 km 右岸側に向かう流れとなり、その上流 7.4 km 付近は若干右岸寄りになっているように見うけられた。尚 7.8 km~7.6 km 間の波状跳水是通水 30 分後頃より減衰し始めて、40 分後にほとんど見られなくなった。また、7.4 km 左岸の低水護岸沿いに通水初期、小領域ながら死水域が見られたが、7.7 km 付近の波状跳水の減衰と共に消滅した。新六ヶ井堰付近は、左・右岸の直下流で 0.5 m 程度の波状跳水が 3~4 波発生していたが、下流側の水位上昇による影響であろうか、40 分以降消滅した。左岸高水敷上は当初、阪和線付近より左岸高水敷上へのりあげた流れは、六十谷橋付近で低水路に落ち込んでいたが、水位上昇と共に少量ではあるが 7.4 km 付近からも高水敷にのりあげるようになり、高水敷上の流量は若干増加した。また、大堰下流の 6.2 km お

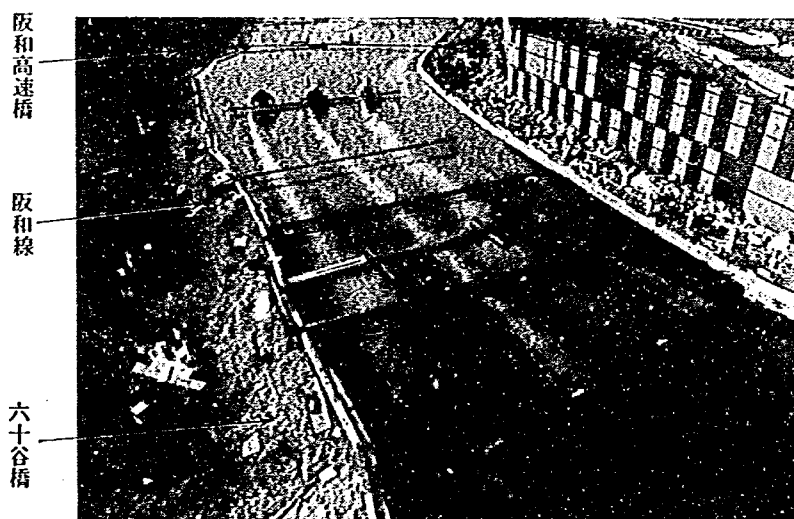


写真-6.3.3 新六ヶ井堰付近の流況 (実験IV-2-1)

よび5.6 kmより左岸高水敷にのりあげる流れが見られたが、流れ自体の水深も浅く、流速も緩いため高水敷を洗掘するような流況ではなかった。

図-6.3.21は新六ヶ井堰付近の流況を示したものである。新六ヶ井堰から下流の低水路内の最大流速は3 m/s前後を示しているが、撤去部分で急な水面勾配となっていることや、波状跳水が見られるなど通水当初は4 m/s近くに達していたものと推定される。また、仮締切工の両上流端付近の洗掘が激しく、仮締切工側面の内側15 m幅は渦流が発生しており、締切工間の河床低下も著しかった。大堰床版上は中央部の流速値が両側より若干増大しているが、6.2 km断面は2 m/s前後の流速で低水路内を一様に流下していた。

(2) 河床変動について

河道内の実験前後における河床変動状況を各断面毎に横断面図として図-6.3.25に、河床変動平面図を図-6.3.24に示した。新六ヶ井堰から上流側の河床変動状況は、現況河道形状である8.6 km~8.4 km間は河道全域が約1.0 m河床低下し、8.0 km~7.8 km間は左岸護岸沿いの洗掘が著しく、その最深箇所はT.P-4 m~-4.5 mに達した。これらの洗掘場所からの流出土砂は7.4 km~7.0 kmでは低水路中央よりやや左岸寄り、7.4 km~7.0 kmでは左岸計画護岸沿いに堆積し、7.6 km断面の堆積は初期河床から4 m近い高さになっていた。一方、北田井之瀬側河道内は、平均1 m程河床低下し、本川との合流点となる8.4 km付近に堆積していた。8.2 km~7.6 km間の右岸側の幅150 mは北田井之瀬側からの流量が少ない上に、本川側からは中州によって水裏となっており河床波の発生もなくほぼ初期の形状を保っていた。この下流の7.4 km~7.2 km低水路右岸側は約1 m程度の洗掘が見られたが、護岸根固工の崩壊等はほとんどなかった。

図-6.3.23に新六ヶ井堰付近の河床の洗掘状況を等深線で表わした。第1期仮締切工撤去時に残す両側の仮締切工上流端及び側面は幅20 mが洗掘され、T.P-10.9 mの模型床版も大規模に露出し

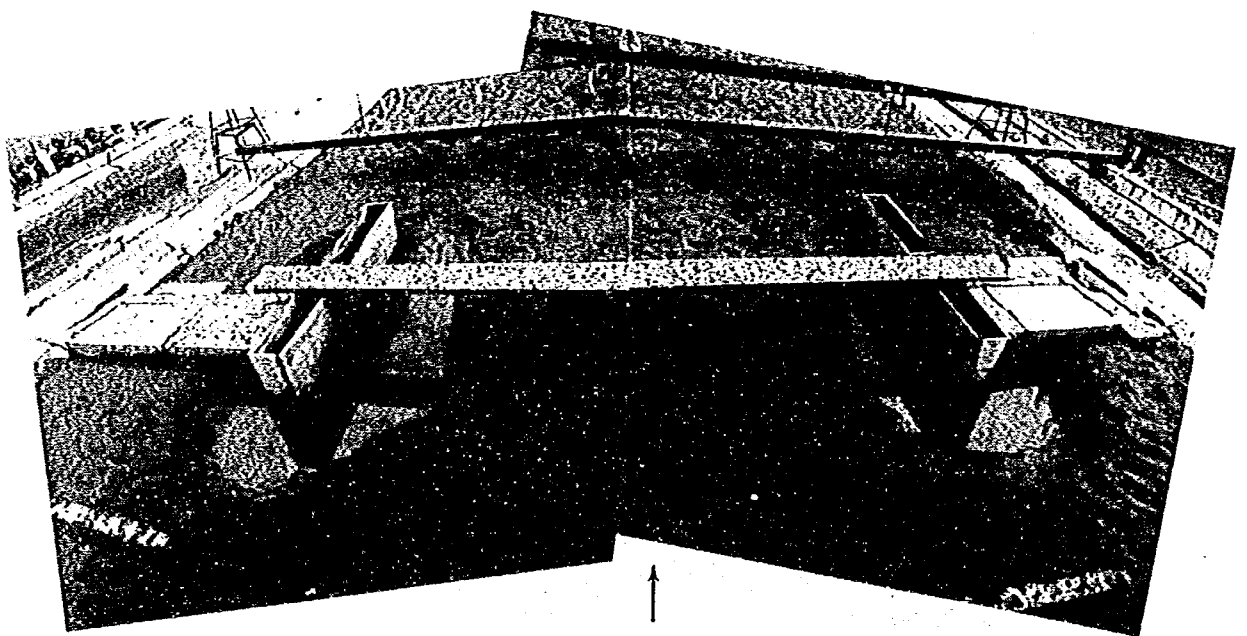


写真-6.3.4 仮締切上流端の洗掘状況 (実験IV-2-1)

た。模型床版が露出しないとして、洗掘範囲から最大洗掘深を推定すると20 m近くに達するものと考えられる。ここからの流出土砂は、主に6.4 km～6.2 km間の低水路中央付近に堆砂し大堰床版中央部が1.5 m、右岸側が1.0 mの堆積となった。従ってこれらの洗掘規模から判断して、第1期仮締切工撤去時の左・右岸護岸沿いの洗掘防止策は捨石、サンドマット等に加えて他の工法を組み合わせる十分な対策方法を考える必要があるだろう。大堰より下流側については、河床波が発達し、若干河床低下が生ずる傾向となるが、左程大きな変動はなく、水衝部となる5.6 km低水路右岸も根固工に乱れはなく特に問題はないものと考えられる。

ここで仮締切工周辺の時間洗掘深を測定した結果を図-6.3.22に示す。締切工両上流端付近の洗掘は非常に早く、通水後15分～20分程で模型床版(T. P-10.9 m)まで達した。一方、仮締切工上流端の外側は上流端部に較べて洗掘速度は遅いものの、2時間後に模型床版に達してしまった。締切工間の低水路中央付近は通水1時間で約0.3 m河床が低下し、その後上流からの土砂供給がないためさらに洗掘が進行して3時間後には約1.0 mの洗掘が生じた。仮締切工の一部を残した場合、本ケースのような規模の洪水では局所的な洗掘が余りにも急激に進行し、その結果新六ヶ井堰付近の河床変動にも大きく影響することが明らかとなった。

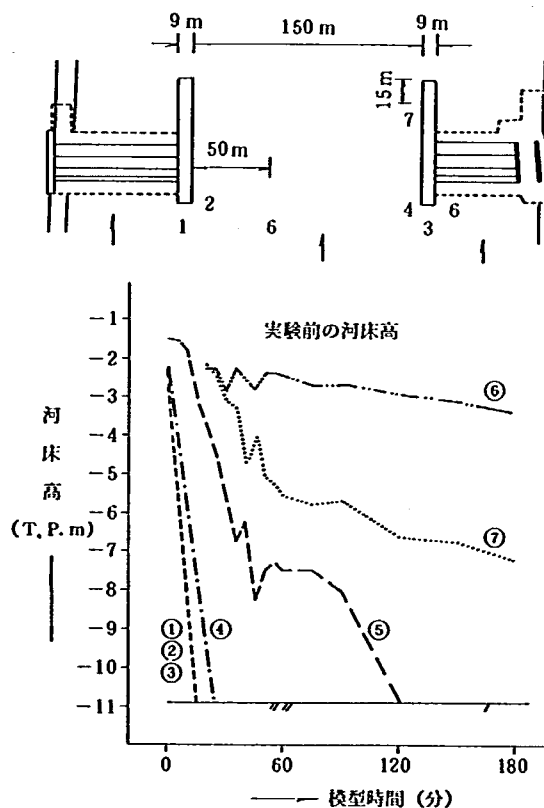


図-6.3.22 局所洗掘深時間変化図 (実験IV-2-1)

2) 実験IV-2-2 (第1期仮締切工撤去対策案実験, $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

ケースIV-2-1の実験結果より仮締切工上流先端部の洗掘対策工として図-6.3.26に示すとおり、導

流壁を設置した。導流壁は、仮締切工上流側に不透部分 10 m、透過部分は径 0.3 m 鋼管杭を 1 m 間隔 2 列で 15 m、加えて導流壁周り 10 m を捨石工（粒径 20~30 cm、敷厚 1 m）を施した。低水路法線形状は修正第 5 案形状とし、護岸根固工はケース IV-2-1 と同じものを設置して、河床形状を大堰より下流を計画河床高、大堰から上流を河床勾配 1/500 で 7.8 km 現況断面にすりつけた。実験流量は $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を 3 時間通水し、水位は 4.2 km で T.P 3.12 m に設定した。

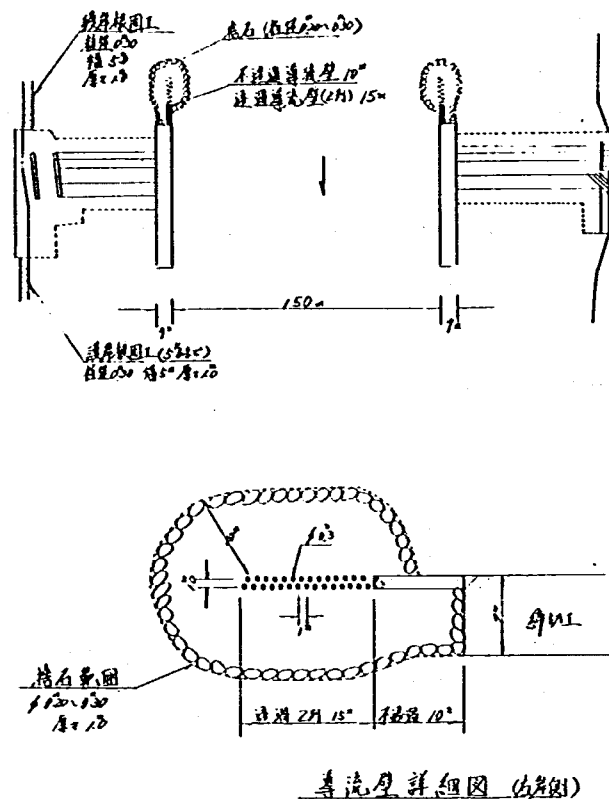


図-6.3.26 第 1 期仮締切工撤去対策工詳細図（実験 IV-2-2）

(1) 水位・流況について

実験により得られた水位・河床高縦断面図を図-6.3.27、流況図を図-6.3.28 に示す。通水開始当初、新六ヶ井堰上・下流すなわち 6.8 km~6.6 km 河道中央の水位差は 0.70 m と導流壁がない場合よりやや小さかった。新六ヶ井堰上流の 6.8 km 断面の横断水位差は 0.30 m 程左・右側水位が高く、仮締切工先端の導流壁の内外でもこの程度の水位差が生じているものと推定される。しかし通水終了直前には縦断水位差は 0.40 m、横断水位差は 0.20 m 程まで減少した。これは新六ヶ井堰直上流で洗掘された土砂が徐々に下流側に堆砂し、6.6 km 水位が上昇した影響と考えられる。河道内水位は、ほぼ低水路内満杯程度の水位であるが、新阪和橋左岸付近高水敷に乗り上げた流れは新六ヶ井堰左岸高水敷上を迂回して、六十谷橋付近の低水路へ落ち込む流れとなり、その最大流速は新六ヶ井堰左岸付近で 1.75 m/s 前後であった。一方、新六ヶ井堰右岸高水敷上も冠水するが、そのほとんどが魚道直下流で低水路へ落ちて込んでいた。仮締切工の間の流れは 4 m/s 前後の流速で河道中央よりやや右寄りに向い、内側では仮締切工右岸側面に斜めにあたる流況であった。仮締切工沿いの流れは導流壁の影響で

仮締切側面沿いの逆流域がやや広くなり、締切工上流側半分の幅 15 m 程は渦流混じりの旋回流が発生していた。しかしながら 2 時間経過後は死水域に近い状態となり仮締切工内側沿いの堆積が見られた。また、新六ヶ井堰の越流流速は約 2.0 m/s、仮締切工下流末端部は領域は狭いが弱い逆流混じりの死水域となっていた。

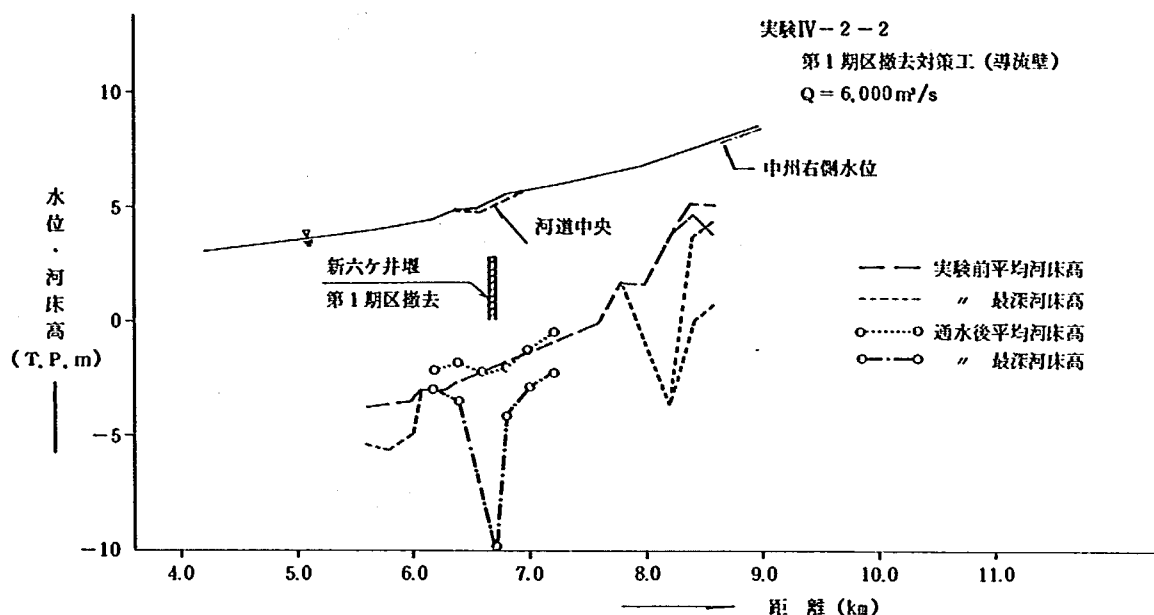


図-6.3.27 水位・河床高縦断面図 (実験IV-2-2)

(2) 河床変動について

新六ヶ井堰付近の河床変動状況を等深線で表わしたものを図-6.3.31、横断変化図を図-6.3.33に、河道内平面図を図-6.3.32に示した。新六ヶ井堰より上流部は河床のすりつけ断面となる 7.8 km 本川側から土砂が流送されて 7.6 km~7.2 km 左岸付近に堆積した。第 1 期区仮締切工の撤去により 6.8 km~6.6 km 河道中央部の洗掘がケースIV-2-1と同様大きく、特に新六ヶ井堰直下流の最深部は T.P.-8 m (洗掘深 6 m) を示し、ここで洗掘された土砂は主に 6.4 km~6.2 km 河道中央付近に堆積し、大堰床版中央部は 2 m~3 m 厚の堆積となった。ここで仮締切工付近の局所洗掘状況を図-6.3.30に示す。また、洗掘の時間変化を図-6.3.29に示した。導流壁の設置により局所洗掘位置は、仮締切工先端から左側 30 m、右側 25 m 程、仮締切工から離れた位置に移り、その洗掘範囲、洗掘深は左・右岸とも同程度であった。(尚、仮締切工先端付近は模型床版を下げて実験を行なった。) 洗掘箇所と仮締切工の間は左側の内側面沿いは堆積状態となり、仮締切工の安全性は十分と考えられるが、右側については洗掘箇所が仮締切工に近いために、一部に 1.5 m 程の洗掘が見られた。これは通水開始当初、仮締切側面沿いは堆積傾向を示していたが、局所洗掘の拡大に伴って洗掘が若干進行したものと考えられる。しかし右側についても仮締切工側面の洗掘がこの程度であれば、捨石等の保護で締切工の安全は十分保持できるものと考えられる。

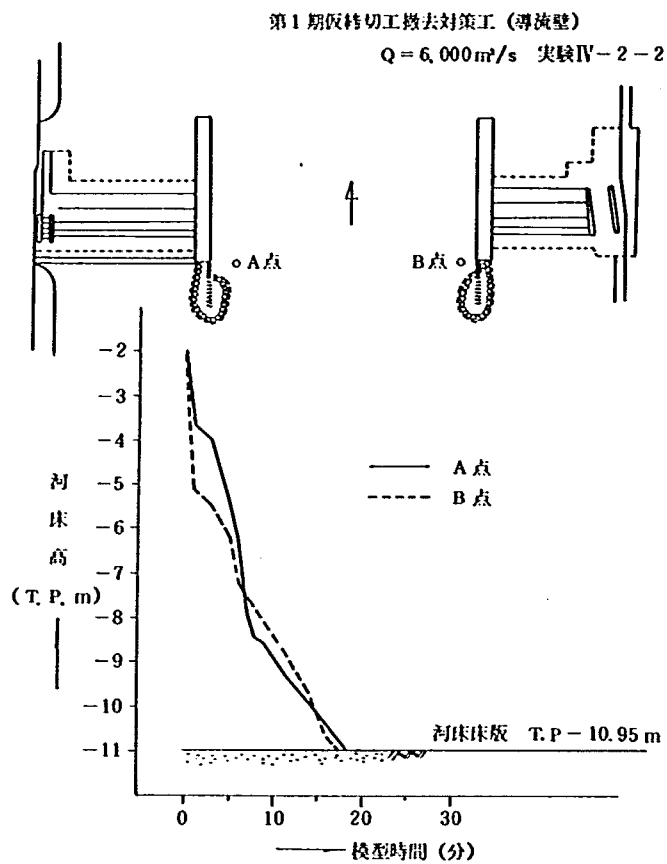


图-6.3.29 局所洗掘深時間变化图 (実験IV-2-2)

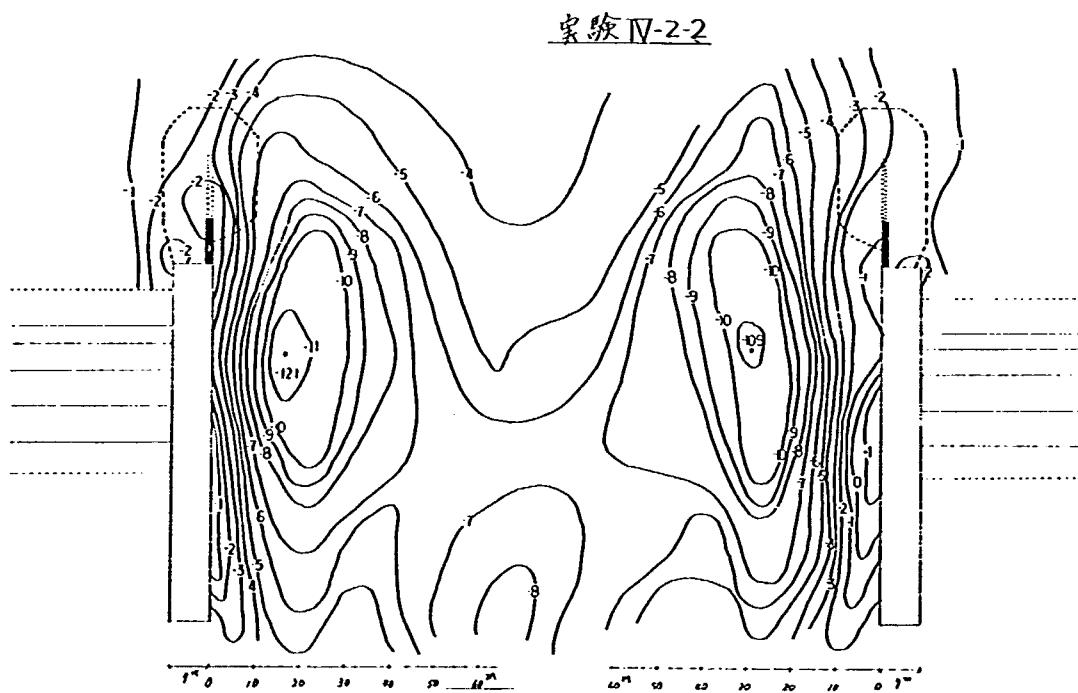


图-6.3.30 局所洗掘詳細图 (実験IV-2-2)

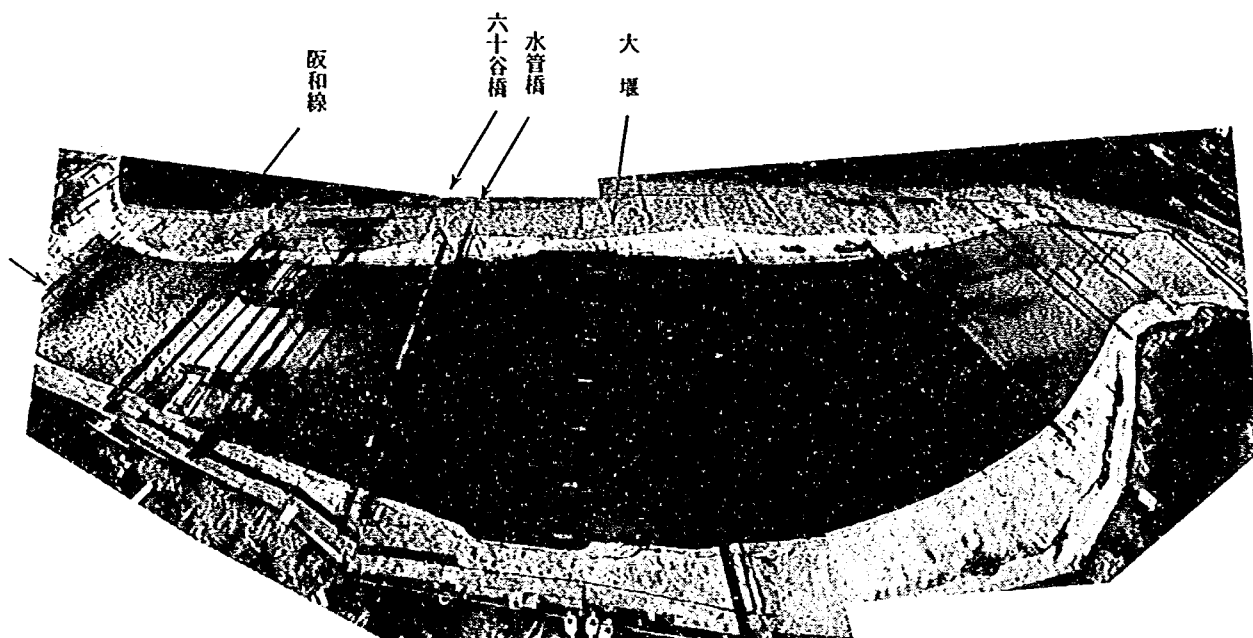


写真-6.3.5 通水後の河床変動状況（実験Ⅳ-2-2）

以上、洗掘対策工としての一応の効果は得られたものの、新六ヶ井堰の撤去に伴ってこれだけ大規模な洗掘が発生することや洗掘土砂の大堰床版上への堆積など解決すべき治水上の問題は依然として残された。

3) 実験Ⅳ-2-3（第1期仮締切工撤去対策案実験、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

ケースⅣ-2-2の結果より、仮締切工自体の安全性は対策工によって保つことが出来た。しかし、河道内の河床変動量が大きいため、第1期仮締切工撤去時の仮締切工の存置方法を図-6.3.34のように上流側の仮締切工を新六ヶ井堰左右岸側の床版高の T.P 2.85 m まで上部をカットした形状に変更して、洪水時の洗掘状況や流況の把握を行なった。河道形状、通水流量、設定水位については、すべてケースⅣ-2-2 と同一条件とした。

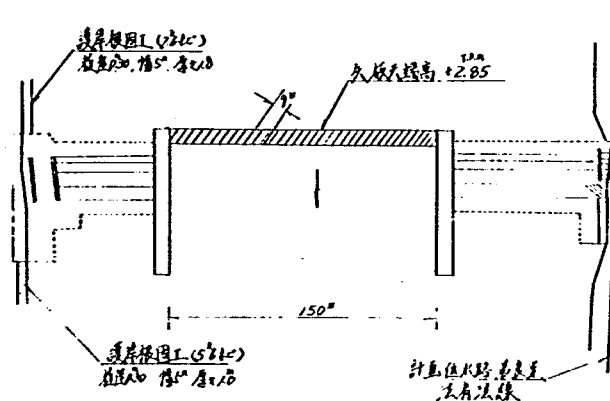


図-6.3.34 第1期区撤去（矢板存置）平面図（実験Ⅳ-2-3）

(1) 水位、流況について

通水終了直前の最終水位縦断面図を図-6.3.35 に、新六ヶ井堰付近の流況図を図-6.3.26 に示す。新六ヶ井堰より上流部は、8.2 km 右岸護岸付近が水衝部となりここより右岸側方向に大きく曲がる流れとなっている。8.2 km～7.6 km 河道中央より右岸側は、ほぼ死水域に近く、流下状況およびせき上げ水位量は新六ヶ井堰が設けられている現況河道時と比較しても余り変化はなかった。一方新六ヶ井堰左岸高水敷を迂回する流れは 4 m/s 前後と河道内よりかなり速い流れとなっていた。締切工矢板上を流下する流れは完全越流状態であり、締切工内で跳水および若干波が発生しており、新六ヶ井堰の左右側残留部のように減勢部分がないために、河床砂は激しく舞い上がって流送される。矢板天端の越流流速は 5.5 m/s 前後、6.6 km 左岸河岸沿いは 5 m/s 前後の流速を示していた。従って、新六ヶ井堰付近の水位の縦断面形状は、現況河道に $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水が生起したものと相似の形状を示してい

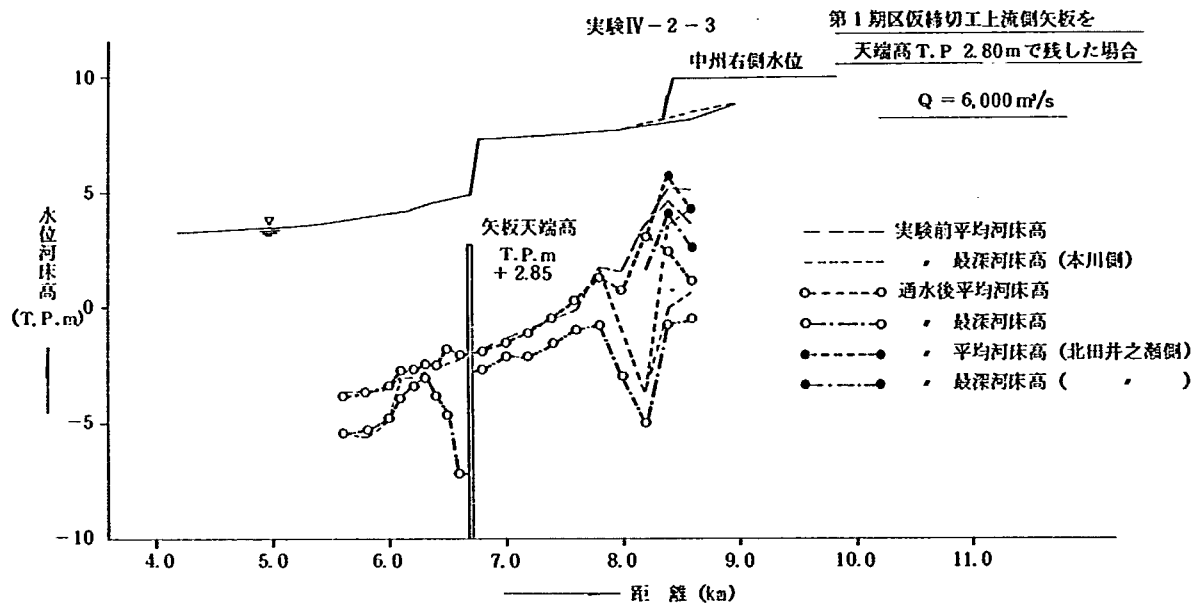


図-6.3.35 水位・河床高縦断面図 (実験IV-2-3)

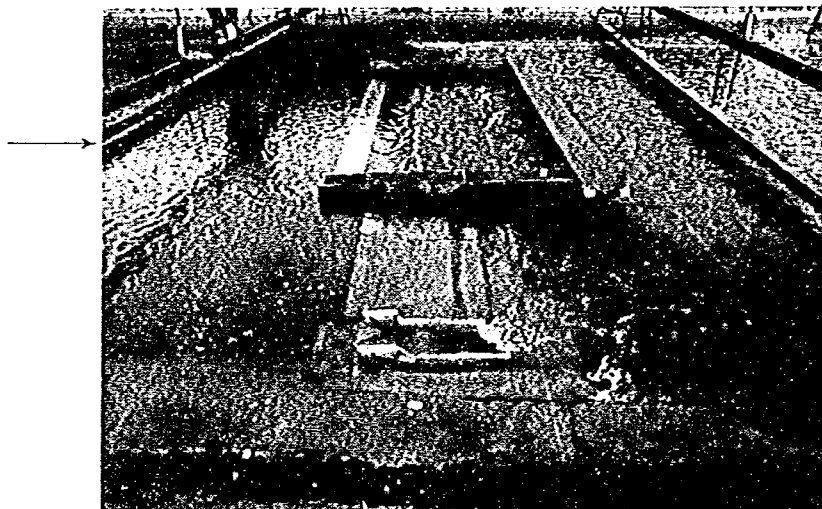


写真-6.3.6 新六ヶ井堰付近の流況 (実験IV-2-3)

ると考えられた。

(2) 河床変動について

新六ヶ井堰近傍の河床変動状況の等深線図を図-6.3.38に、横断形状図を図-6.3.39に、局所洗掘箇所の変時間変化図を図-6.3.37に示した。第1期仮締切工内は全体に4 m~5 m 河床が低下し、流れ方向の仮締切工側面の下流側で8 m~10 m の最大洗掘深となった。ここで洗掘された土砂は両側の仮締切工下流端と六十谷橋の河道中央付近に堆積したが、大堰床版には達していない。一方新六ヶ井堰の左・右岸魚道直下の洗掘は本ケースが特に大きく、左岸側は高水敷上から低水路へ落ち込む流れも加わって、魚直下から六十谷橋間の河岸沿いは大きく洗掘された。この洗掘土砂は大堰床版上の左岸側まで流下して堆砂した。

以上の結果より、洗掘は新六ヶ井堰付近の広範囲で発生し、ここから大堰までの河床変動は非常に激しい。従って、上流側矢板を残す撤去案は、ケースIV-2-1のように洗掘箇所が限定されず対策工により仮締切工を保護する事は困難な状況であり、加えて新六ヶ井堰下流左岸側や六十谷橋の全橋脚の洗掘も発生し、他の構造物への影響も見られるなど、変更案としては余り適切なものではないと判断された。

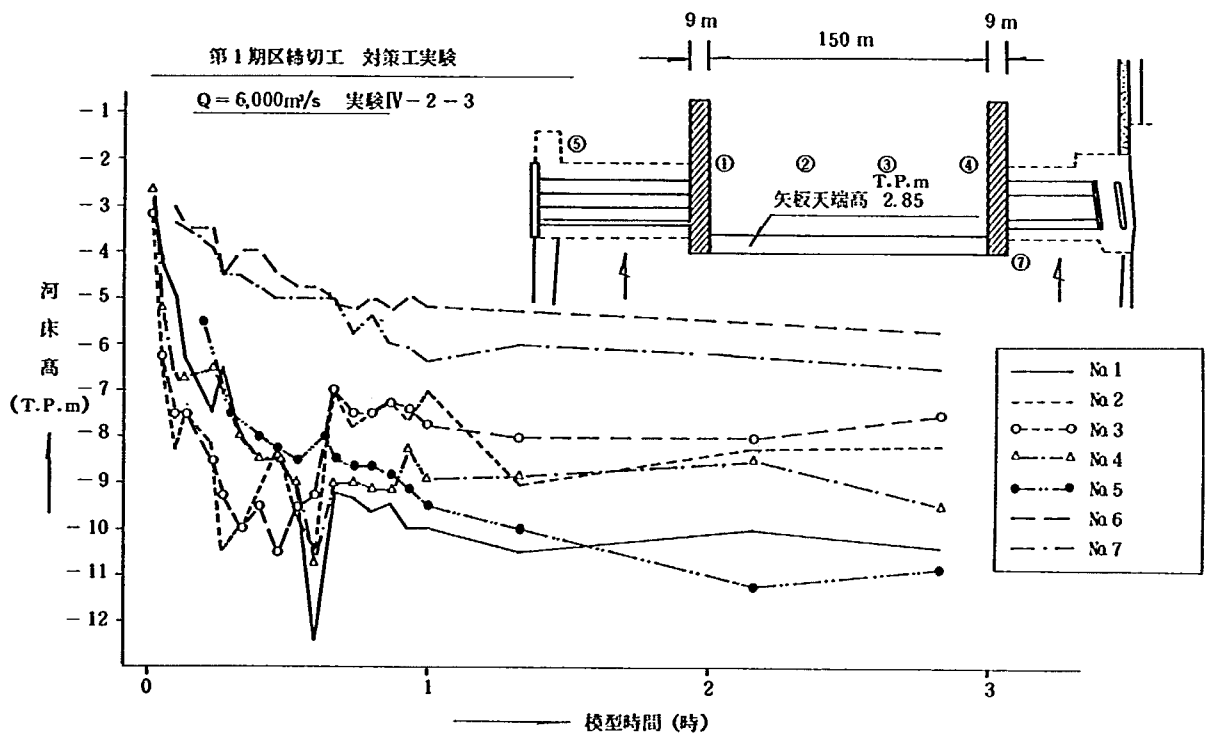


図-6.3.37 局所洗掘深時間変化図 (実験IV-2-3)

4) 実験IV-2-4 (第1期仮締切工撤去対策案実験, $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

ケースIV-2-3の撤去形状の変更案は、締切工内の河床低下および仮締切工側面の洗掘が非常に大きく不可能な事が解った。ここでは、他の撤去案として図-6.3.40に示すような第1期仮締切工の左右の流れ方向と上下流の矢板のみを残すものについて検討した。上流側の矢板を、新六ヶ井堰中央部の床版

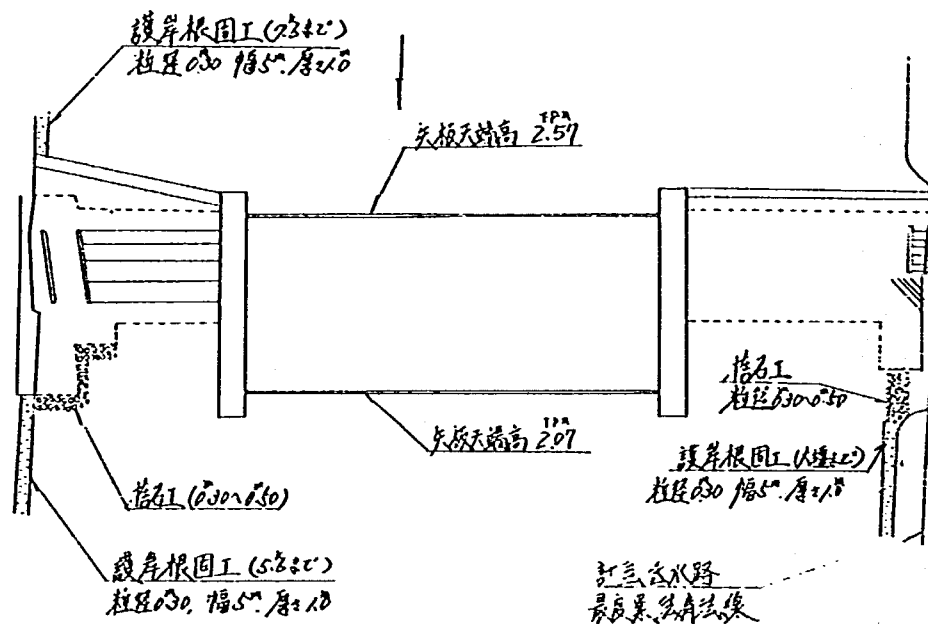


図-6.3.40 第1期区撤去 (矢板存置) 平面図 (実験IV-2-4)

高さ T.P. 2.57 m, 下流側の矢板を T.P. 2.07 m の高さにそれぞれカットして残した。河道内形状, 実験流量, 下流水位については, すべてケースIV-2-3 と同じとして行なった。

(1) 水位, 流況について

河道内の水位縦断面形を図-6.3.41 に, 流況図を図-6.3.43 に示す。新六ヶ井堰より上流部は, 矢板天端高を下げた効果より 8.0 km 付近でケースIV-2-3 より 0.20 m~0.30 m 水位が低下した程度で, 新六ヶ井堰左岸高水敷から下流低水路への落ち込む状況は, 実験IV-2-3 とほとんど同じであった。図-6.3.42 に締切工区内の水位を詳細に測定した結果を示した。締切工下流側矢板は完全越流,

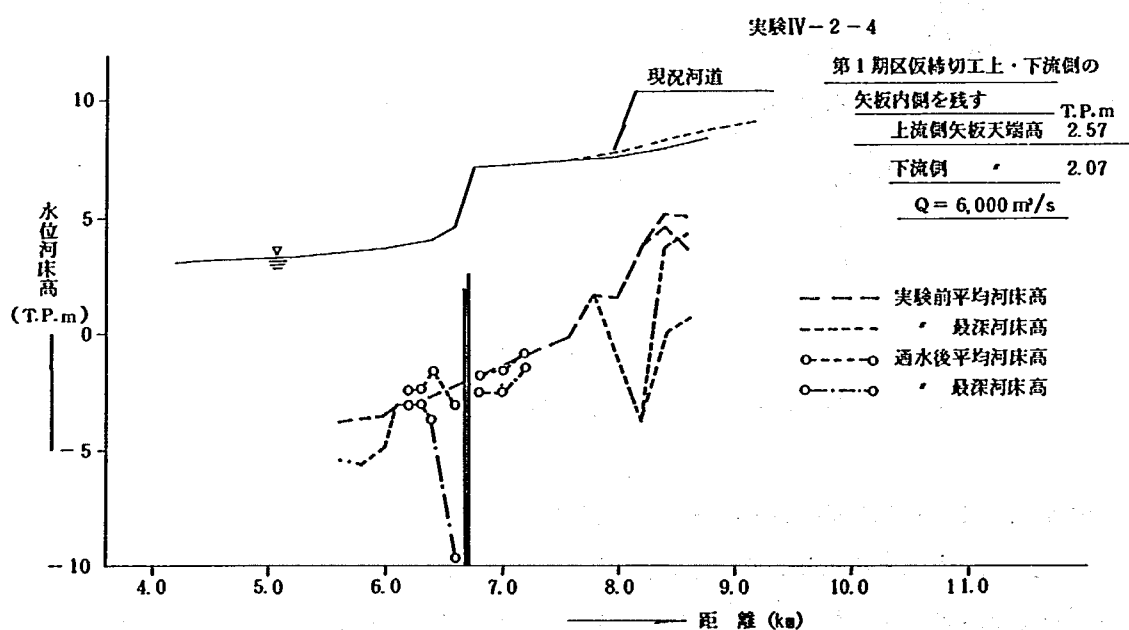
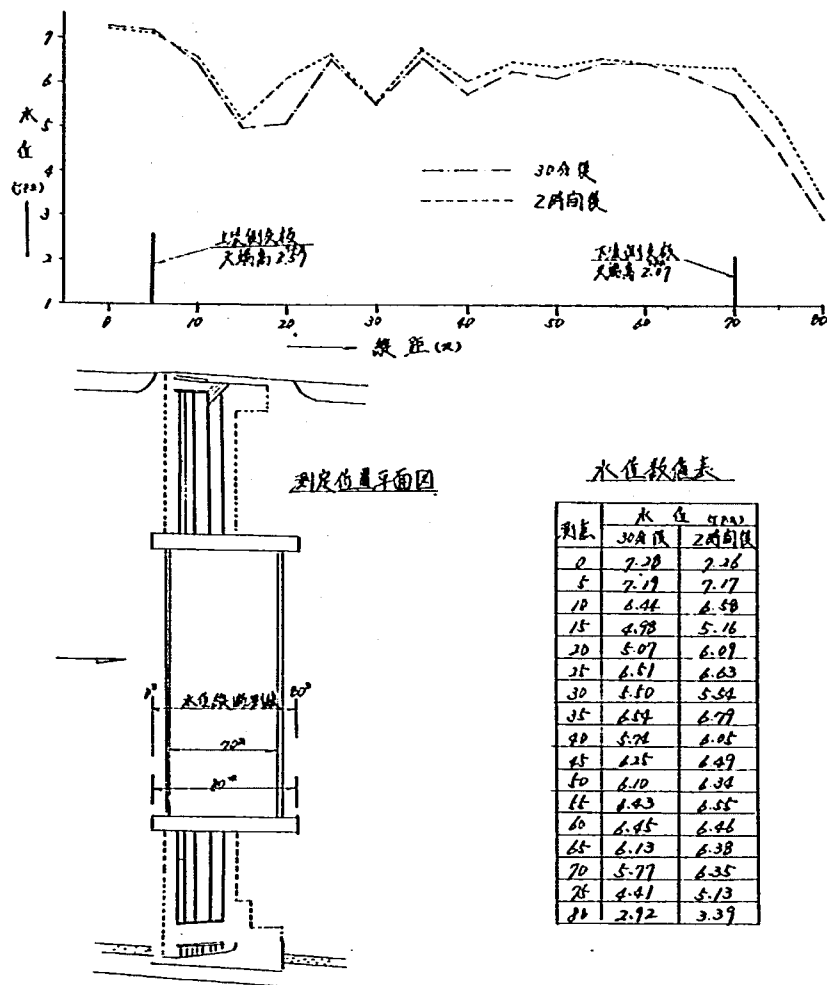


図-6.3.41 水位・河床高縦断面図 (実験IV-2-4)



図—6.3.42 水位縦断詳細図 (実験IV—2—4)

上流側矢板は不完全越流に近く、各々の越流流速は 4.5 m/s 前後とほぼ同じ値を示している。締切工内は、やはり激しい波状跳水が発生し、仮締切工内の砂の舞い上がりが見られ流れが若干仮締切工の下流側の側面に集中するようであった。また、新六ヶ井堰左右岸側の流れは、堰上を 5 m/s 前後で越流し、堰直下で波状跳水を発生させながら河床を洗掘する。これらの流れによって左・右側魚道直下および矢板(下流側)下流部が洗掘され、その土砂により砂レキ堆が発達し、通水開始 30 分程で六十谷橋付近に到達した。その後 1 時間目より流送砂の減少で砂レキ堆の前縁線は、徐々に不明瞭となり、そのほとんどが大堰床版直上流付近に堆積した。

(2) 河床変動について

新六ヶ井堰周辺の河床変動状況を等深線図として図—6.3.45 に、横断形状を図—6.3.46 に仮締切工周りの局所洗掘の時間変化を図—6.3.44 に示した。締切工上・下流側矢板を残した場合、下流側矢板の下流全域が河床低下し、特に矢板左・右下流端部で局所洗掘が発生していた。この洗掘は、下流側矢板が仮締切工内の流れをせき上げる状態となり、矢板の直下流で左右岸側との横断水位が生じ仮締切工内からの越流水と左右側の流れが合流する所で大きく乱れが発生したために起こったものと考えられる。左右岸魚道直下の洗掘状況はケースIV—2—3 と比較すると模型床版が露出したために洗掘範

第1期区替切り工撤去対策工実験（矢板存置）

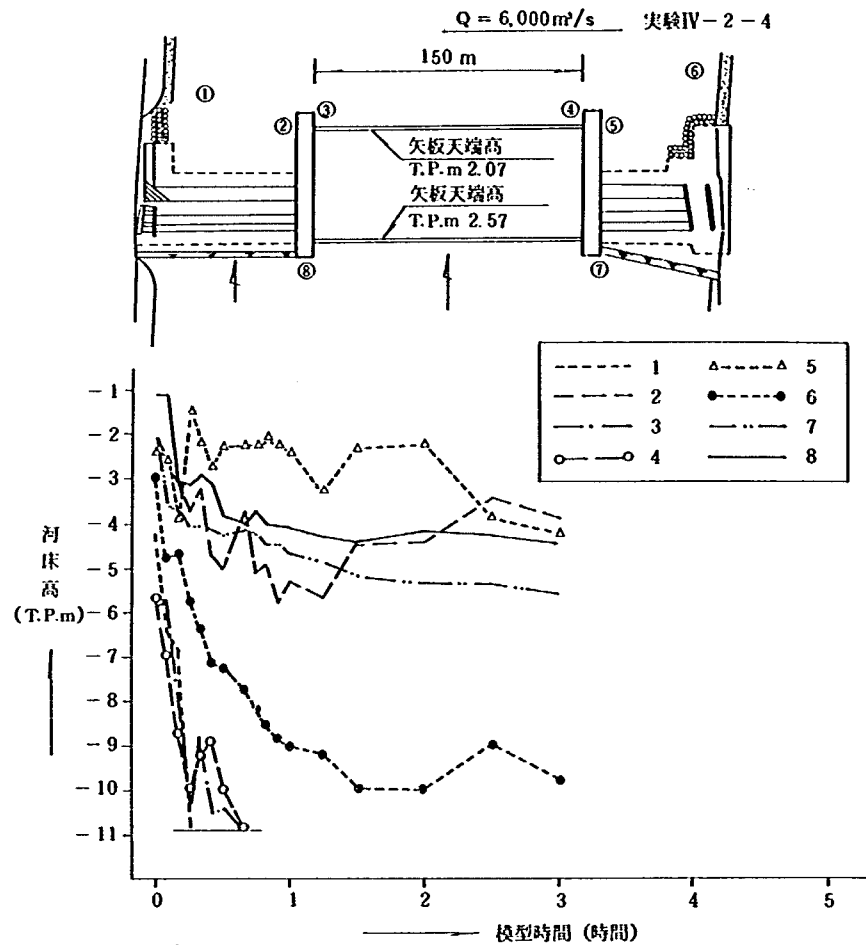


図-6.3.44 局所洗掘深時間変化図（実験IV-2-4）

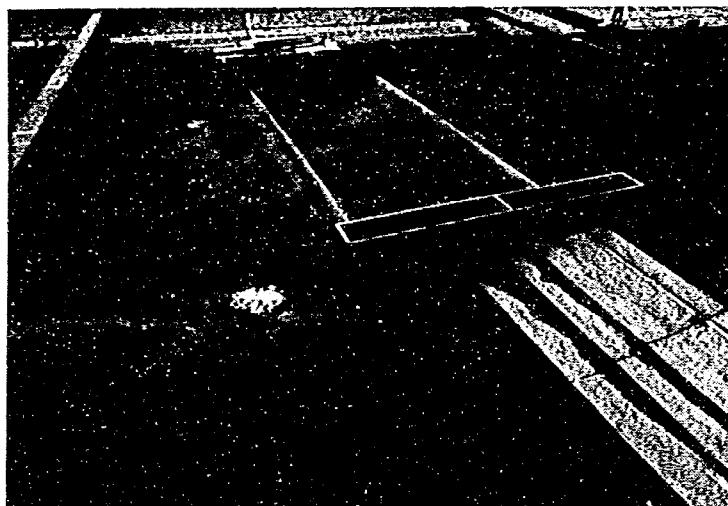


写真-6.3.7 仮締切下流の洗掘状況（実験IV-2-4）

囲が若干広い程度で大差はなかった。これら洗掘土砂は主に 6.4 km 付近まで流下して堆積した。仮締切工の河床低下は平均すると 1.0 m~1.5 m 程で上流側矢板から越流水の落下点となる仮締切工中央

部と下流側矢板の上流側直下の低下が激しかった。また、仮締切工右側上流端は、洗掘範囲は狭いが最大洗掘深は T.P-5.50 m であった。以上の河床変動程度では、仮締切工上流端および仮締切工側壁沿いを捨石工で対策すれば締切工自体の安全性は保てるものと考えられた。しかし、上・下流側に残す 1 枚矢板の耐久性や施工方法等不明瞭な点が多く、当初案に対して経済的な面からも有効な撤去案と判断出来る結果ではなかった。

6.3.3 第 2 期仮締切工撤去実験（実験Ⅳ-3）

ここでは左岸側の第 2 期仮締切工を撤去して、新六ヶ井堰を 1/4 程度と、左岸側の流れ方向の仮締切工を残した場合の検討を行なったものである。第 2 期仮締切工撤去後の河道は、河積がケースⅣ-2 に較べて広いために、流況や河床変動については問題が少ないと予想されるが、右岸側の残留構造物による流況の変化および局所洗掘に伴う河床変動などの把握と、対策案の検討を行なったものである。

1) 実験Ⅳ-3-1（第 2 期仮締切工撤去現象把握実験、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

第 2 期仮締切工撤去後の形状は図-6.3.47 に示すとおり、6.8 km～6.6 km 間の右岸側にのみ構造物が残る形で、低水路法線形については修正第 5 案形状とした。護岸前面の保護は、左岸は 7.0 km～大堰間、右側は 7.6 km～5.6 km 間に根固工（幅 5 m、厚さ 1 m 粒径 30 cm）を施した。河床形状は、大堰から下流を計画、上流は 1/500 の勾配で 7.8 km の現況河床にすり付ける縦断形状とした。実験流量は $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を 3 時間、下流水位は 4.2 km で T.P 3.12 m に設定した。

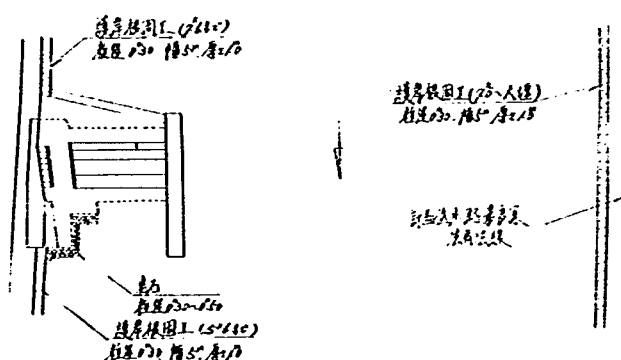


図-6.3.47 第 2 期仮締切工撤去平面図（実験Ⅳ-3-1）

(1) 水位・流況について

実験結果より水位・河床高縦断図を図-6.3.48 に、流況図を図-6.3.49 に示した。第 2 期仮締切工撤去により 6.8 km 水位は第 1 期仮締切工撤去時と比較すると 0.3 m、新六ヶ井堰が設置されている現況河道と比較すると 1.20 m 下降して、右岸側の新六ヶ井堰による堰上げ現象はみられない。しかし、通水時間の経過と共に河床波の発生や河床変動によって水位が上昇する箇所もあった。特に、新六ヶ井堰の撤去に伴う上流の 7.6 km 付近の河床変動や、大堰付近への土砂の堆積などが水位の変化に影響しているものと考えられた。

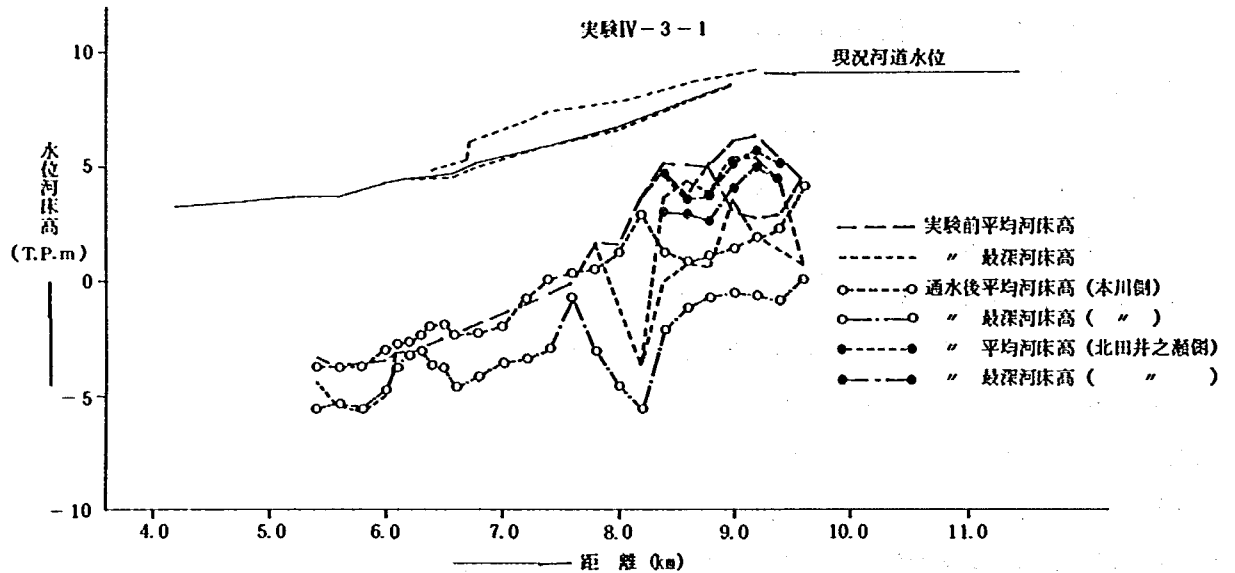


図-6.3.48 水位・河床高縦断図 (実験IV-3-1)

(2) 河床変動について

河道内の河床変動状況を図-6.3.53 に、新六ヶ井堰周辺の河床変動状況を等深線で表わしたものを図-6.3.52 に、横断変化図を図-6.3.54 に示した。河道内の河床変動状況としては、上流側では 8.0 km~7.8 km 左岸側が大きく洗掘された。ここで洗掘された土砂が 7.6 km~7.2 km 左岸低水沿いまで流下して堆積し、一方、対岸の水衝部となった 7.2 km 右岸付近の護岸根固工が崩れ落ちた。7.8 km 付近の洗掘は河床縦断形状の変化点であり、掘削河道と現況河道とのすりつけ断面で流れが乱れたこ

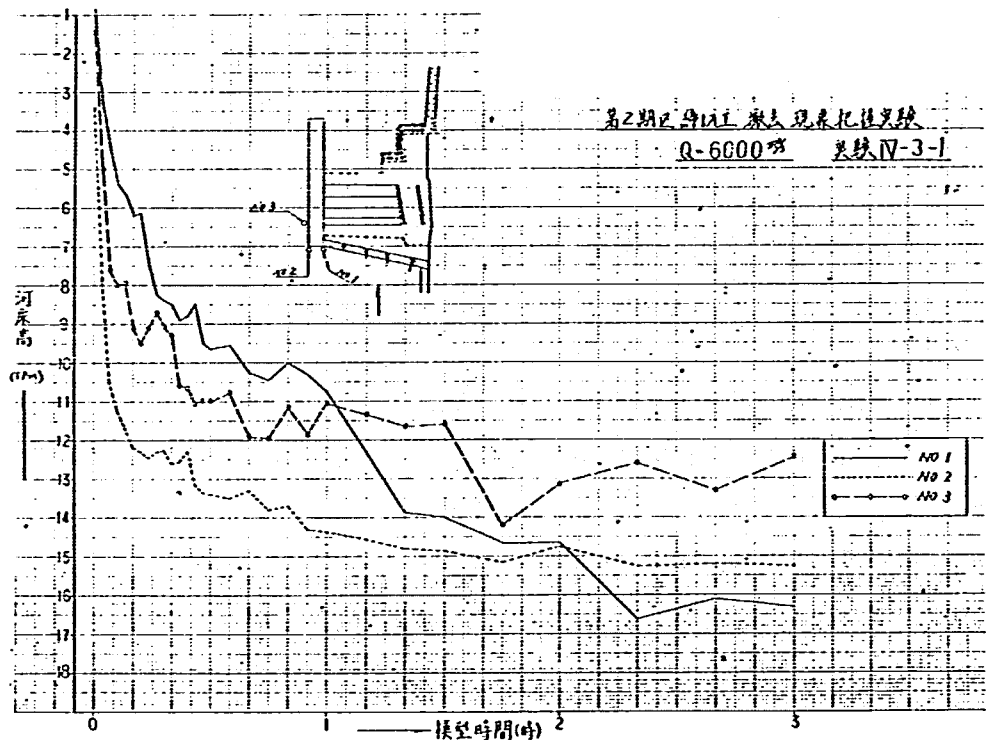


図-6.3.50 (1) 局所洗掘深時間変化図 (実験IV-3-1)

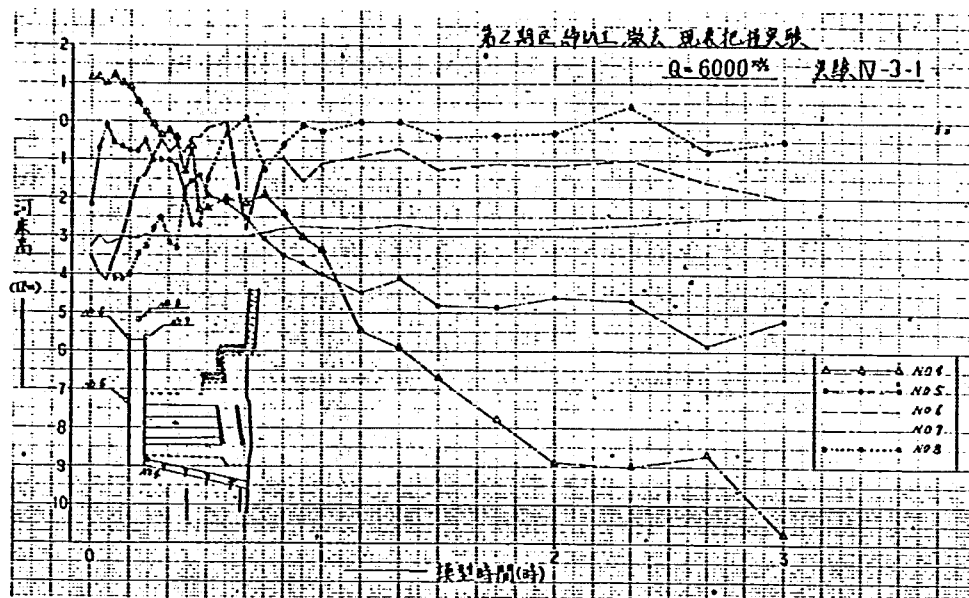


図-6.3.50(2) 局所洗掘深時間変化図 (実験IV-3-1)

とが一因となって発生したと考えられ、新六ヶ井堰撤去に伴う下流水位の低下が上記現象をより明瞭にしたものと思われる。従って7.2 km 右岸護岸根固工の崩落は、左岸側に土砂が堆積したために一層主流が右岸側に寄ったために洗掘されたものと考えられ、河道掘削に伴う河床のすりつけ位置や縦断形状の再検討が必要となった。次に締切工付近の洗掘状況を図-6.3.51に局所洗掘の時間変化を図-6.3.50に示す。締切工上流端は20 m 周囲が大きく洗掘されて上流端前面はT.P-16.3 m (模型床版を予じめ下げて行なった)を示し、局所洗掘対策工が必要であることが明らかとなった。

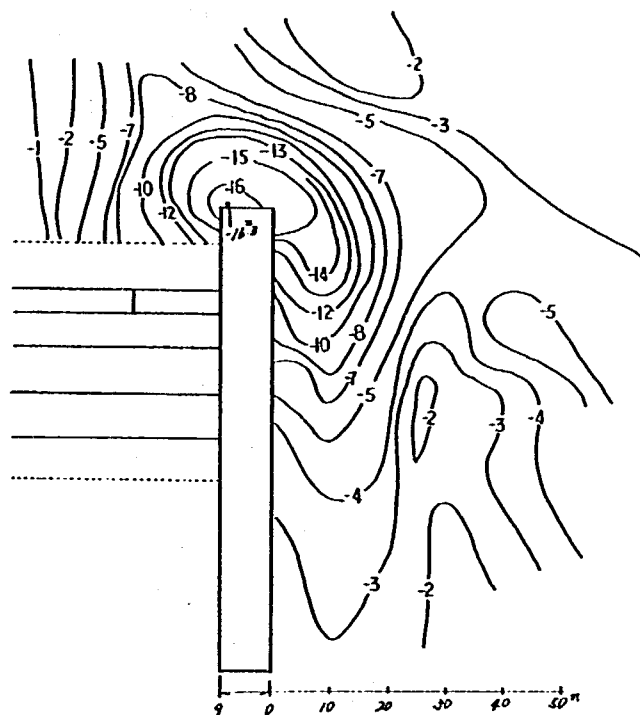


図-6.3.51 局所洗掘詳細図 (実験IV-3-1)

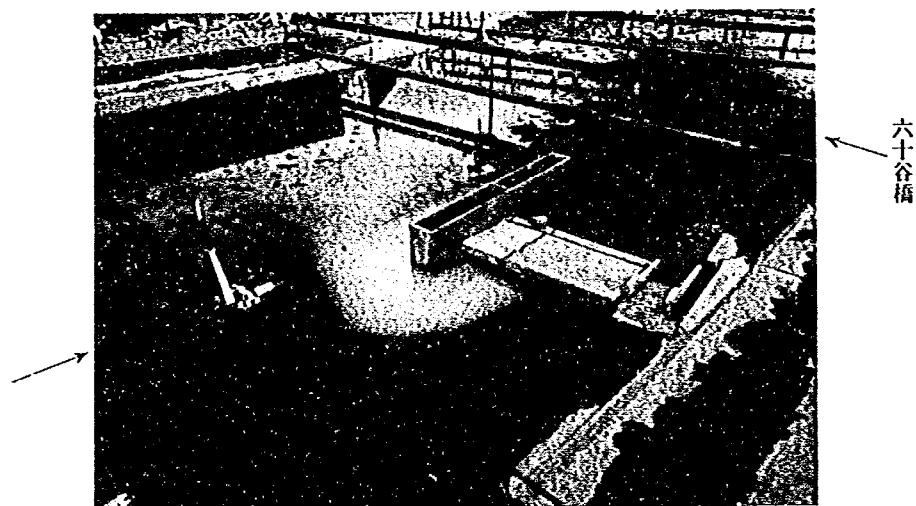


写真-6.3.8 仮締切上流端の洗掘状況 (実験IV-3-1)

2) 実験IV-3-2 (第2期区仮締切工撤去対策案実験, $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

実験IV-3-1の結果より, 仮締切工上流端の局所洗掘対策工と河道掘削に伴う新六ヶ井堰上流側の河床のすりつけ方法の変更が必要となった。仮締切工上流端の対策工はケースIV-2-2の第1期区撤去対策工に用いた不透過部分10m, 透過部分15mの導流壁を設置して検討したものである。図-6.3.55に示すように導流壁内側部分を15mとすると共に, 土砂の吸い出し防止策として捨石工下に碎石(現地粒径0.12m相当)を約1m厚(模型厚2cm)を敷設した。また, 河道内の河床変動状況を考慮して大

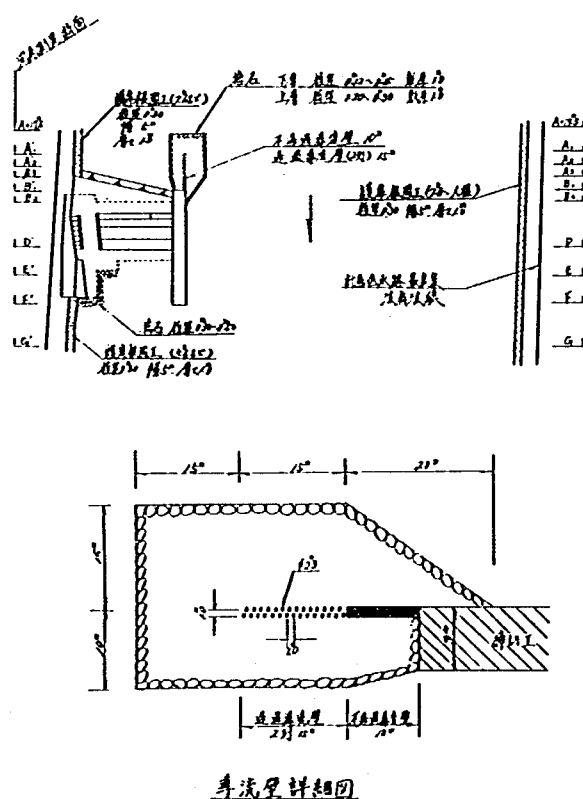


図-6.3.55 第2期区仮締切工撤去対策工平面図 (実験IV-3-2)

堰地点より 1/500 河床勾配の掘削河道を上流側へ延長し、9.0 km で現況形状にすりつけたものである。その他の実験条件は、ケースIV-3-1と同様として行なった。

(1) 水位・流況について

実験結果の水位・河床高縦断面図を図-6.3.56に、流況図を図-6.3.57~6.3.58に示した。現況河床高とのすりつけ形状を修正したために、ケースIV-3-1で発生していた7.8 km 左岸の水面の乱れは消えており、本川上流側水位も若干高い結果を示した。その他河道内の流況は、7.4 km~7.2 km 右岸の水衝りの程度が若干緩和したように見受けられる以外ケースIV-3-1と左程変化は現われていなかった。

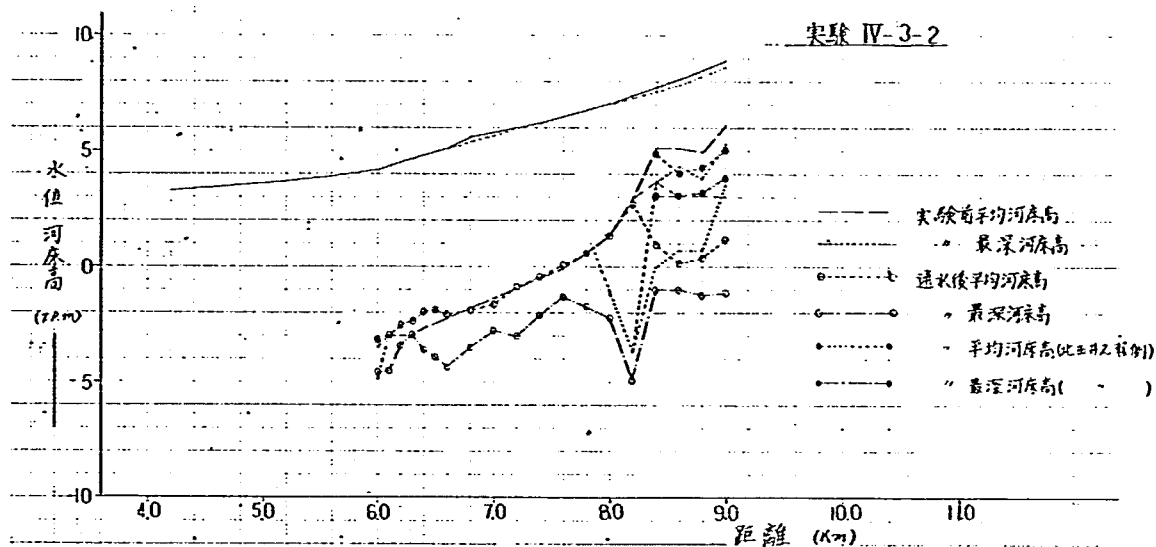
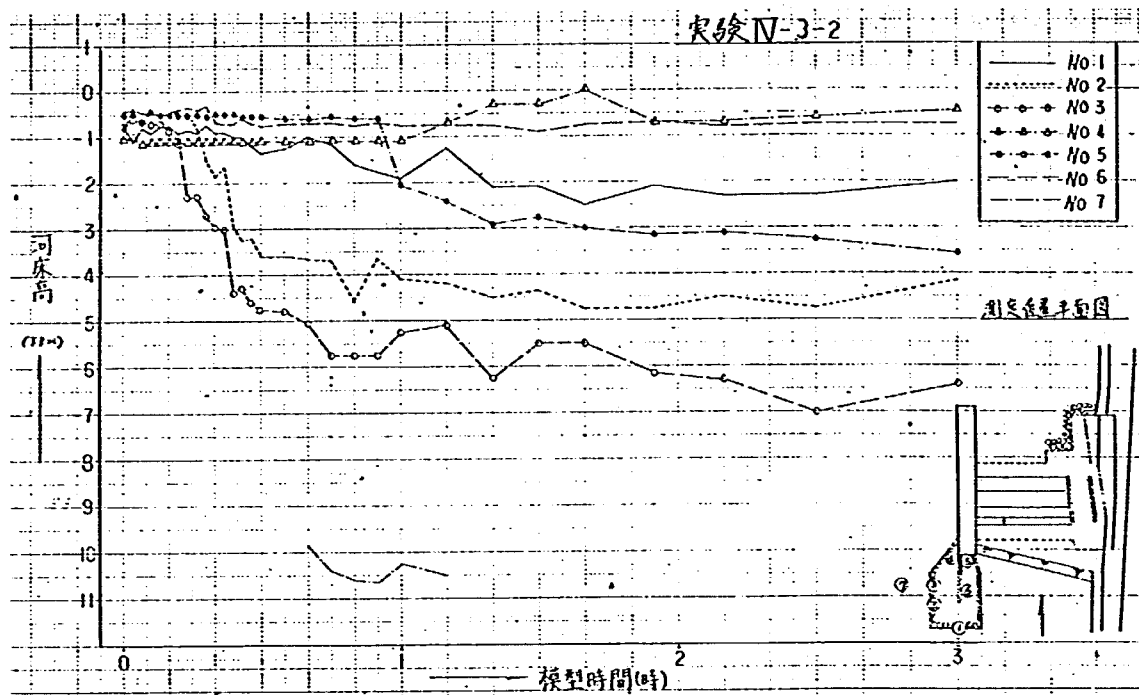


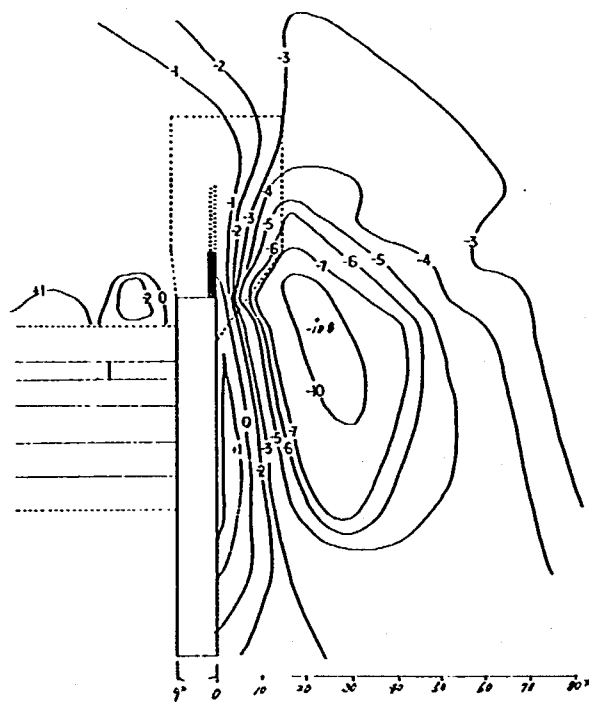
図-6.3.56 水位・河床高縦断面図 (実験IV-3-2)

(2) 河床変動について

新六ヶ井堰付近の河床変動結果を等深線として図-6.3.61に、横断変化図を図-6.3.63に、導流壁設置による局所洗掘の変化を図-6.3.59に、洗掘結果を図-6.3.60に示す。河道掘削形状の修正により、8.0 km~7.8 km 左岸の洗掘、その下流の堆積および7.4 km~7.2 km 右岸の洗掘は軽減されたが、その傾向は依然として残った。また、中州左の本川側河道をケースIV-3-1と比較すると洗掘量が若干大きい断面もあり、この洗掘土砂は8.2 km~7.8 km 本川側低水路右岸に堆積した。これは河道内の掘削方法の変更により中州流頭部の分派流量比が若干変化したためと考えられる。一方、新六ヶ井堰付近では導流壁の設置が河道の河床変動に及ぼす影響はほとんど見られなかった。導流壁の設置により局所洗掘位置は仮締切工側面より25 m離れた河道中央側の所に移り、その最大洗掘深も減少し、側壁沿いは寧ろ土砂が堆積するなど締切工の安全性が確認された。導流壁周囲の捨石工は内側5 m程が局所洗掘側に崩れたが、吸い出し防止策の効果と河道条件の緩和(第1期撤去時と比較すると河積が拡大した)により導流壁先端および外側の捨石は、ほとんど沈下もない事から導流壁周囲10 mの捨石工で十分であると考えられた。



図一6.3.59 局所洗掘深時間変化図 (実験IV-3-2)



図一6.3.60 局所洗掘詳細図 (実験IV-3-2)

6.4 ま と め

ここでは実験結果の概要を述べてまとめとする。

- (1) 第1期仮締切を設置した場合、新六ヶ井堰上流は仮締切によって堰上げられているために顕著な流れが

ほとんど見られず、仮締切左右側の堰を流下した流れが堰直下で跳水となり、左岸側は高水敷に乗りあげた流れが堰直下から六十谷橋の間の低水路に流れ込んでいた。

- (2) 従って両側魚道直下の河床が激しく洗掘され、特に左岸側は高水敷から落ち込む流れがあるために、護岸前面で洗掘が発生した。
- (3) 対策案としては、護岸前面の洗掘は根固工によって対処するものとして、仮締切周りを迂回する流れ、特に魚道を流下する流れを減少させるために、仮締切設置前に締切工から 30 m 幅を T. P 1.60 m まで切り欠き、締切幅を 148 m としたところ、魚道直下の洗掘をやや減少させてその箇所も護岸から離れた位置に移った。但し、仮締切工の安全性を保つために上流、隅角部を捨石等で保護する必要がある。
- (4) 第 1 期区を撤去した場合、流水が撤去部分に集中する傾向を示し、その下流で 4 m/s 程の流速となり仮締切工内側に沿って 15 m 幅の渦流が発生していた。また、左右側の堰を越流した流れは直下で跳水をおこし左岸高水敷では阪和線付近より乗り上げた流れが六十谷橋辺りに流れ込んでいた。
- (5) 局所洗掘は仮締切工上流端から内側で大規模に発生し、ここと撤去部分下流で洗掘された土砂が 6.4 km 付近から堰床版にかけて堆積した。
- (6) 仮締切上流端の対策として、不透過部分 10 m、透過部分を杭間幅 1 m、横断間隔 1 m の 2 列千鳥として 15 m の導流壁を設置し、その周り 10 m を捨石で保護したところ仮締切工から離れた位置に洗掘箇所を移すことが出来たものの、洗掘された砂が床版上を 1~2 m 程堆積した。従って、洪水後に堆積土砂を排除すべくゲート操作方法等を考慮する必要がある。
- (7) 第 1 期区撤去後の形状を前述の仮締切工にかえて、上流側の締切工を T. P 2.57 m でカットして残す案と、上流側の矢板を T. P 2.57 m 下流側の矢板を T. P 2.07 m で残す案に検討したが、河床変動及び局所洗掘等を減少させることが出来ず、余り効果のあるものではなかった。
- (8) 第 2 期区を撤去した場合、残留部分による水位の堰上げはほとんど見られず、流れも残留部付近を除けば法線形に沿って低水路満杯で流下していた。
- (9) 局所洗掘は締切工上流端で最大洗掘深 T. P-16.3 m まで洗掘されたが、その他は顕著な洗掘は見られない。
- (10) 仮締切工上流端の対策工は第 1 期区撤去時の対策と同程度のものを設置したところ、洗掘は T. P-10.7 m に減少して、洗掘位置も締切工から離れた箇所となり、残留部の安全性は十分保てるものと考えられた。

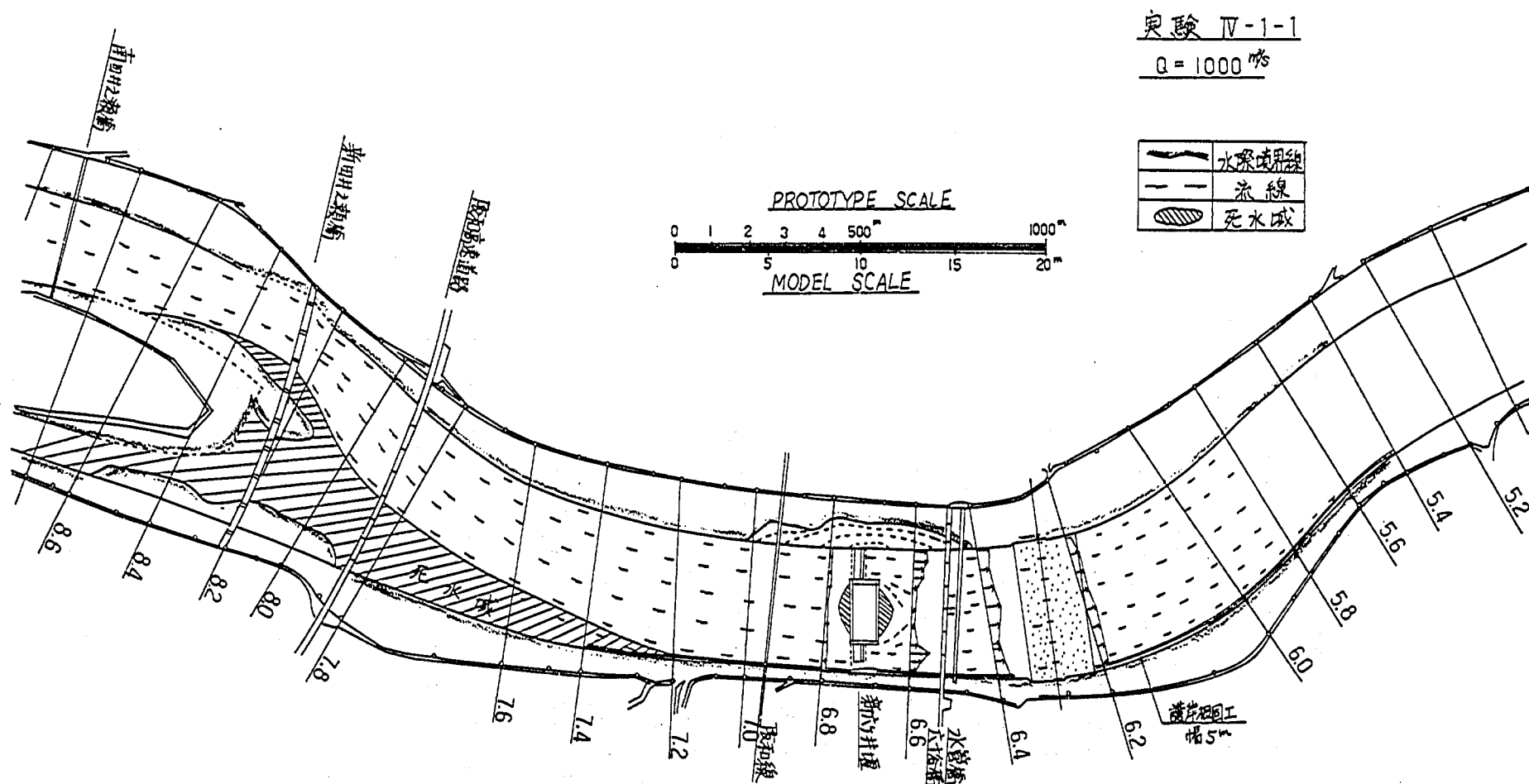


図-6.3.2 流況図 (実験IV-1-1)

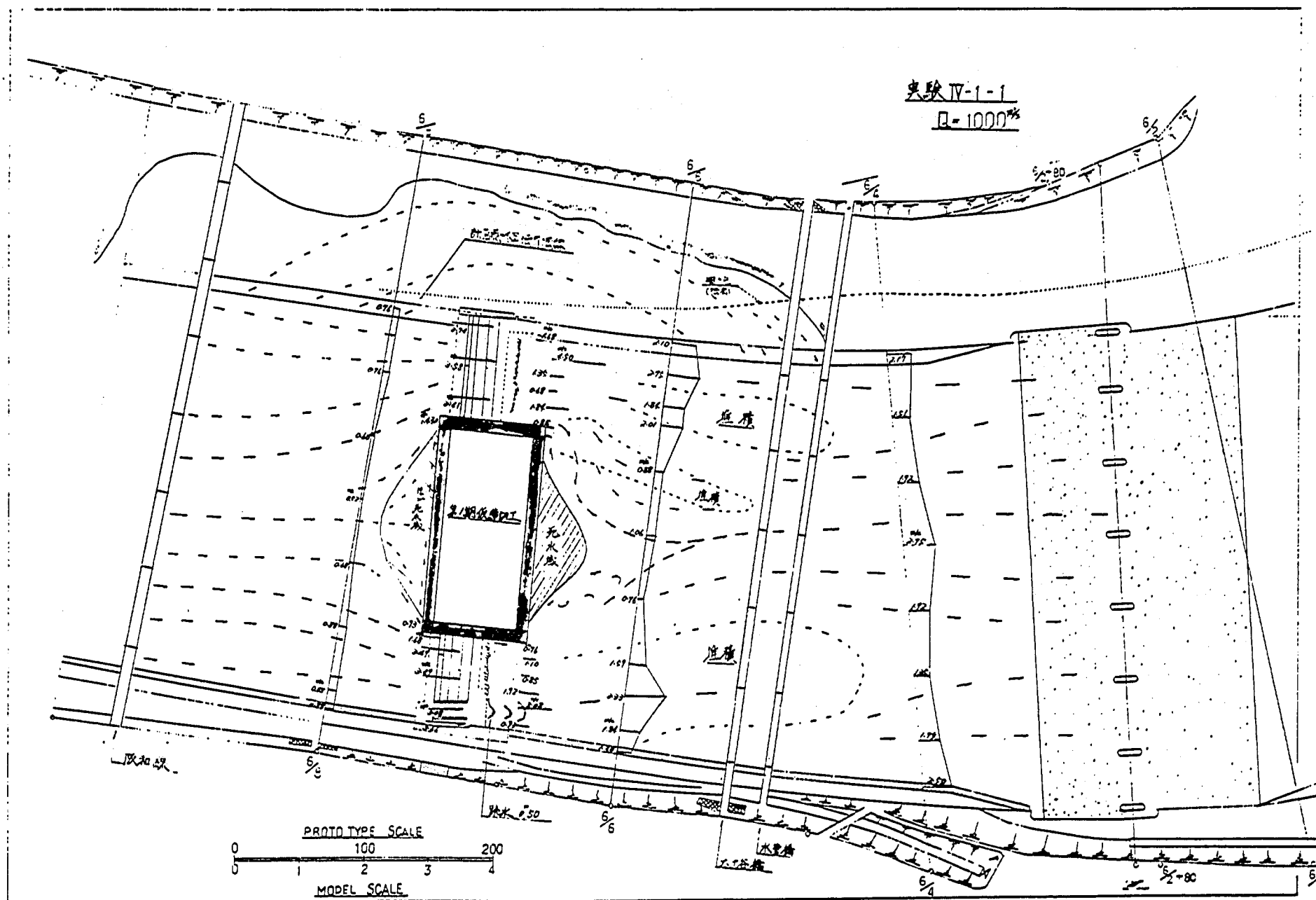
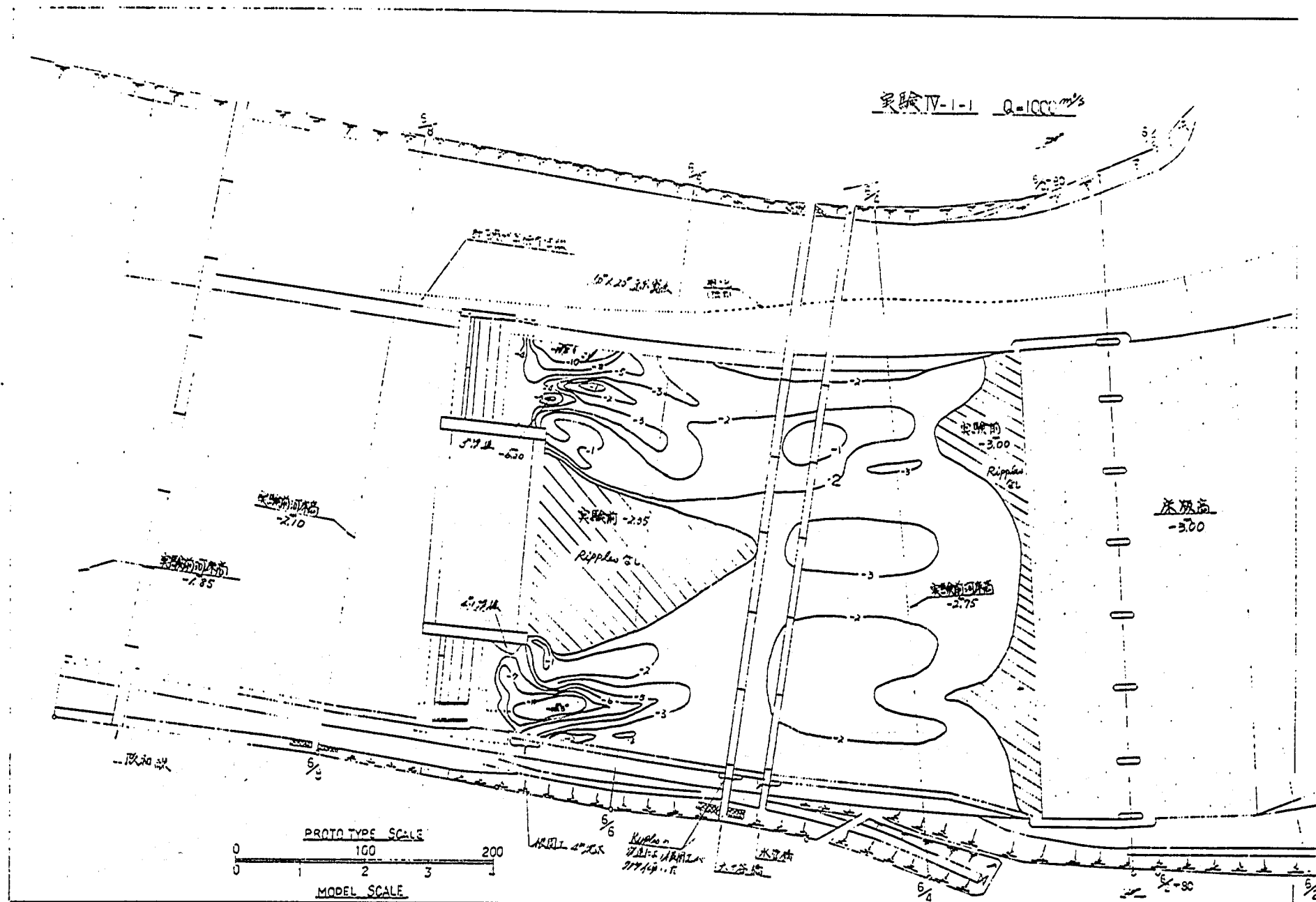


図-6.3.3 流況詳細図 (実験IV-1-1)



図—6.3.5 等深線図 (実験IV—1—1)

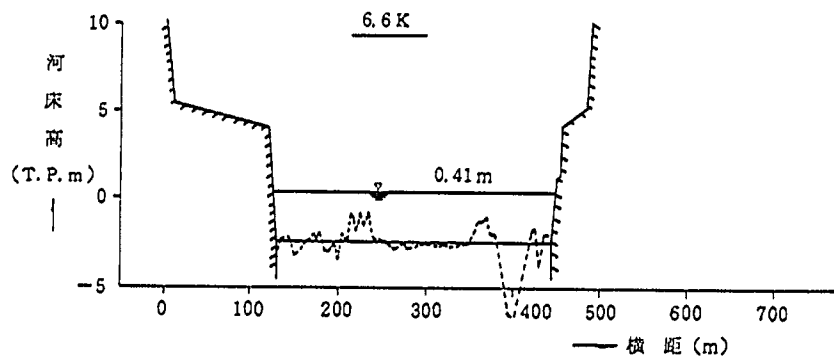
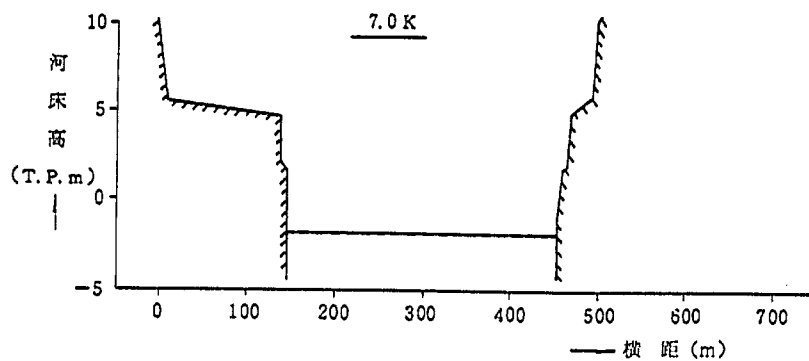
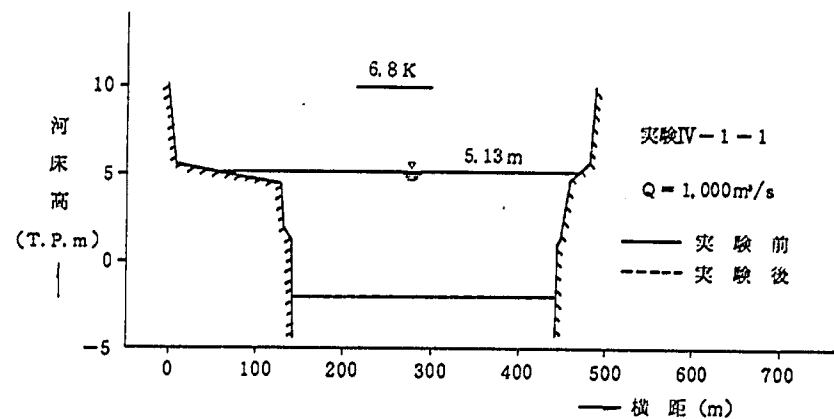
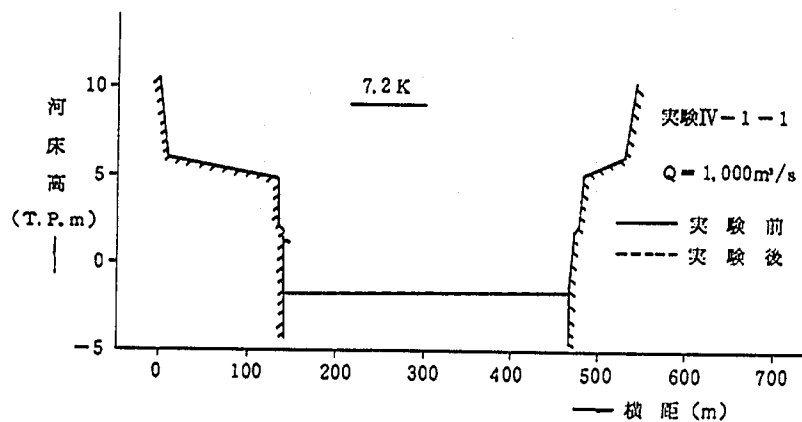
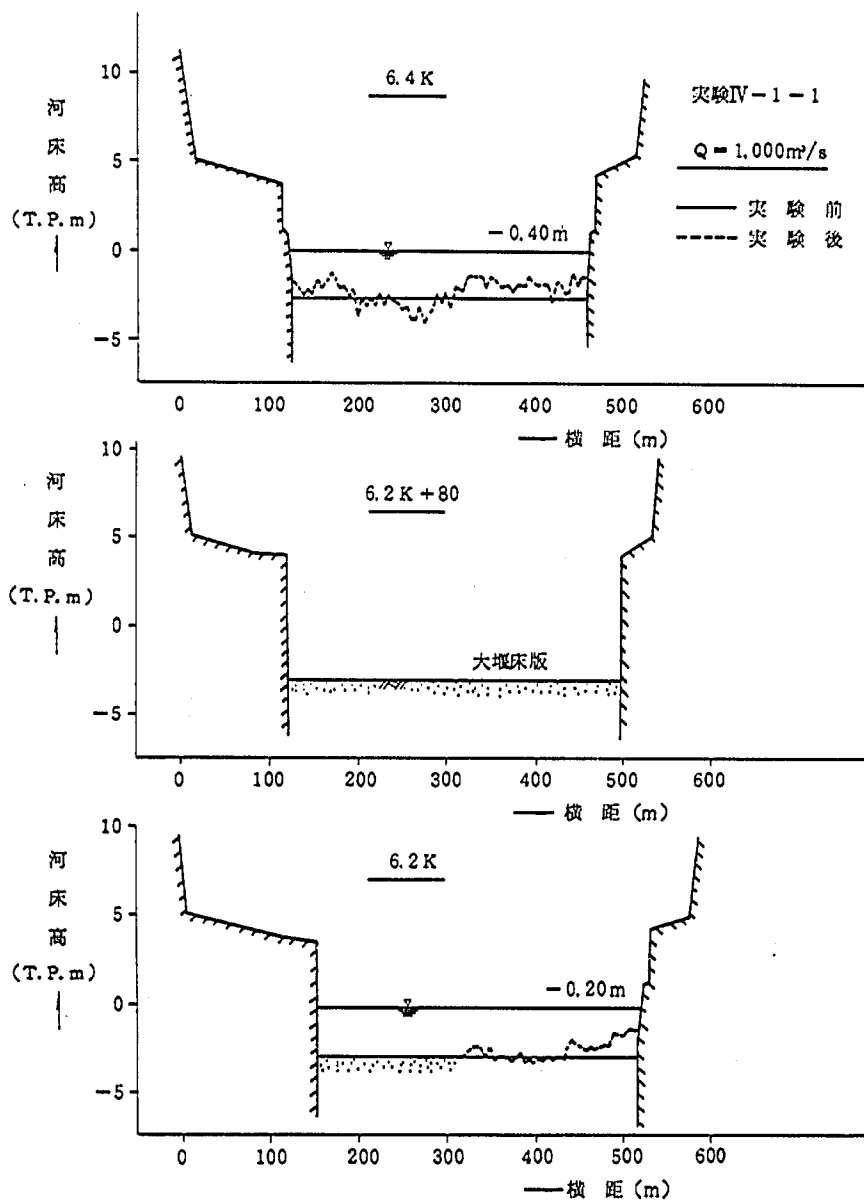


图-6.3.6(1) 河床变动横断比较图 (实验IV-1-1)

图-6.3.6(2) 河床变动横断比较图 (实验IV-1-1)



図一6.3.6(3) 河床変動横断比較図 (実験IV-1-1)

図-6.3.8 流況詳細図 (実験IV-1-2)

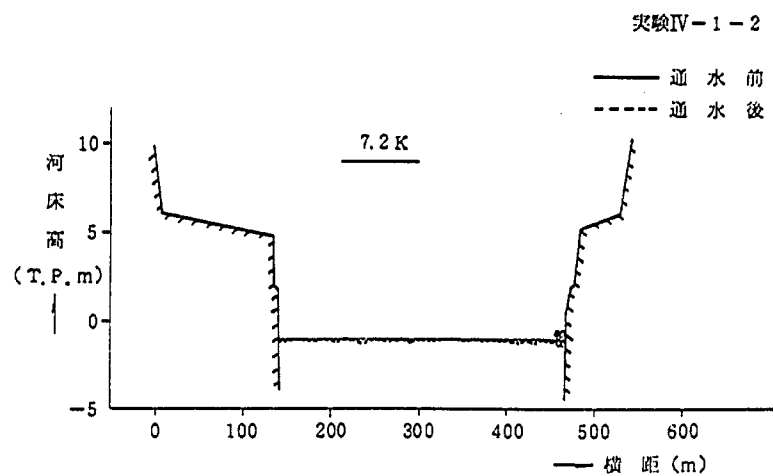


图-6.3.11(1) 河床变动横断比较图 (实验IV-1-2)

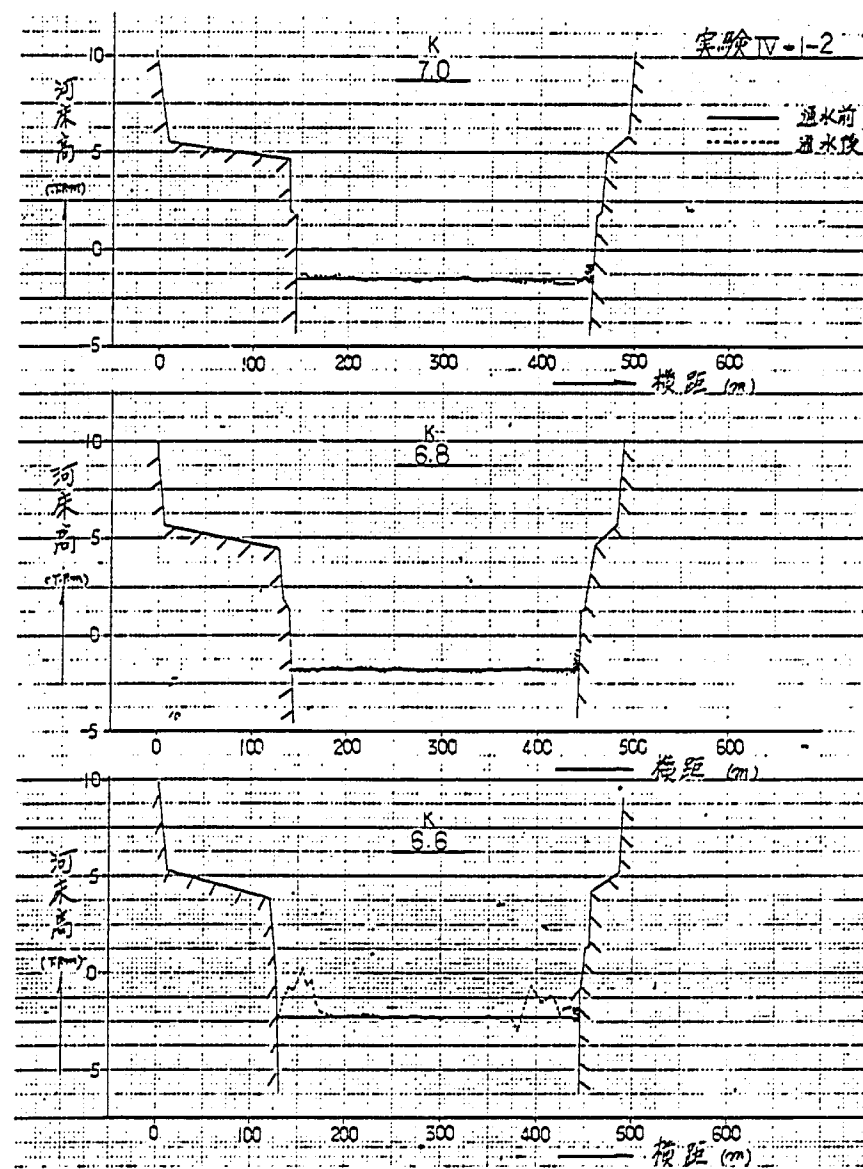


图-6.3.11(2) 河床变动横断比较图 (实验IV-1-2)

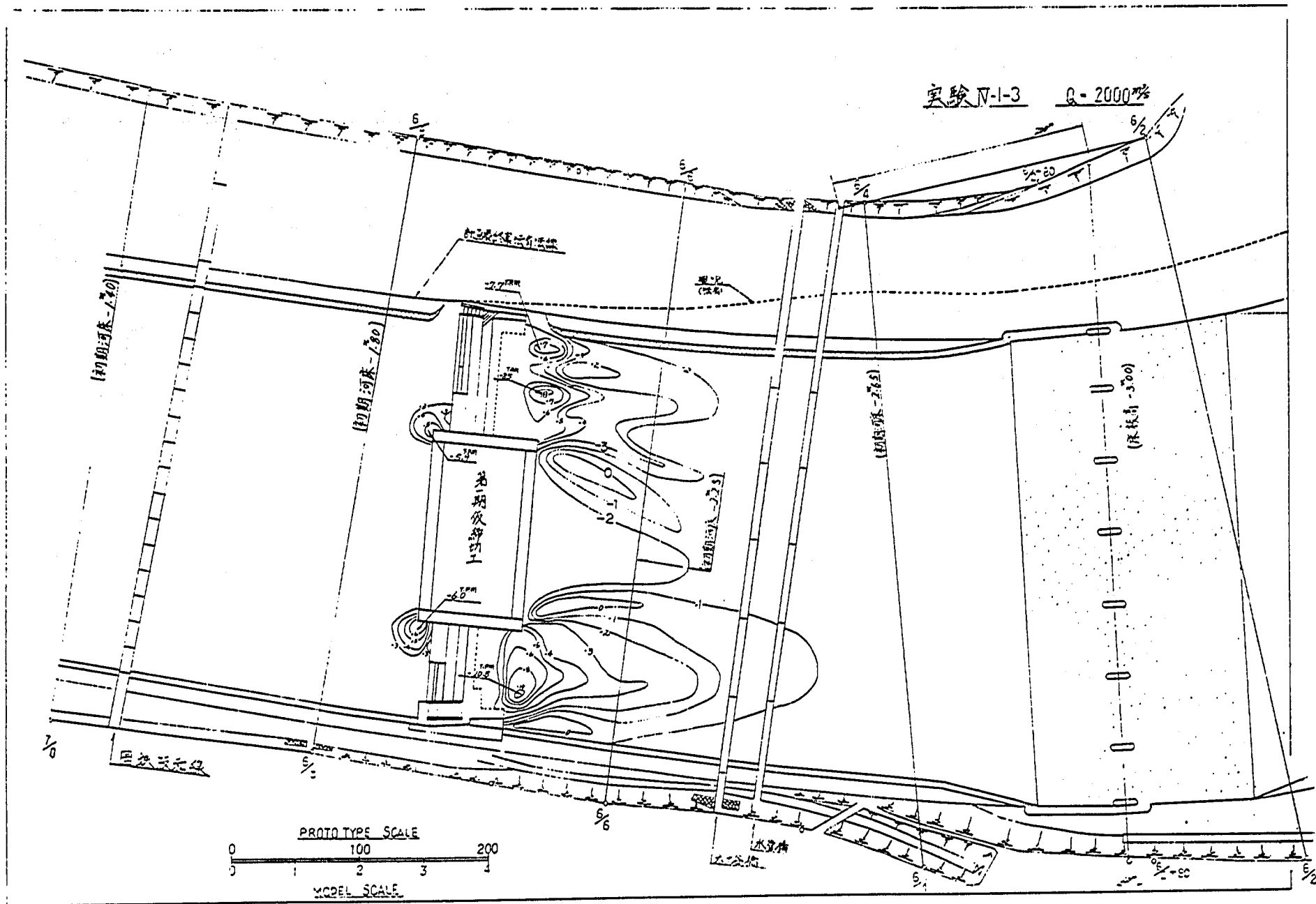
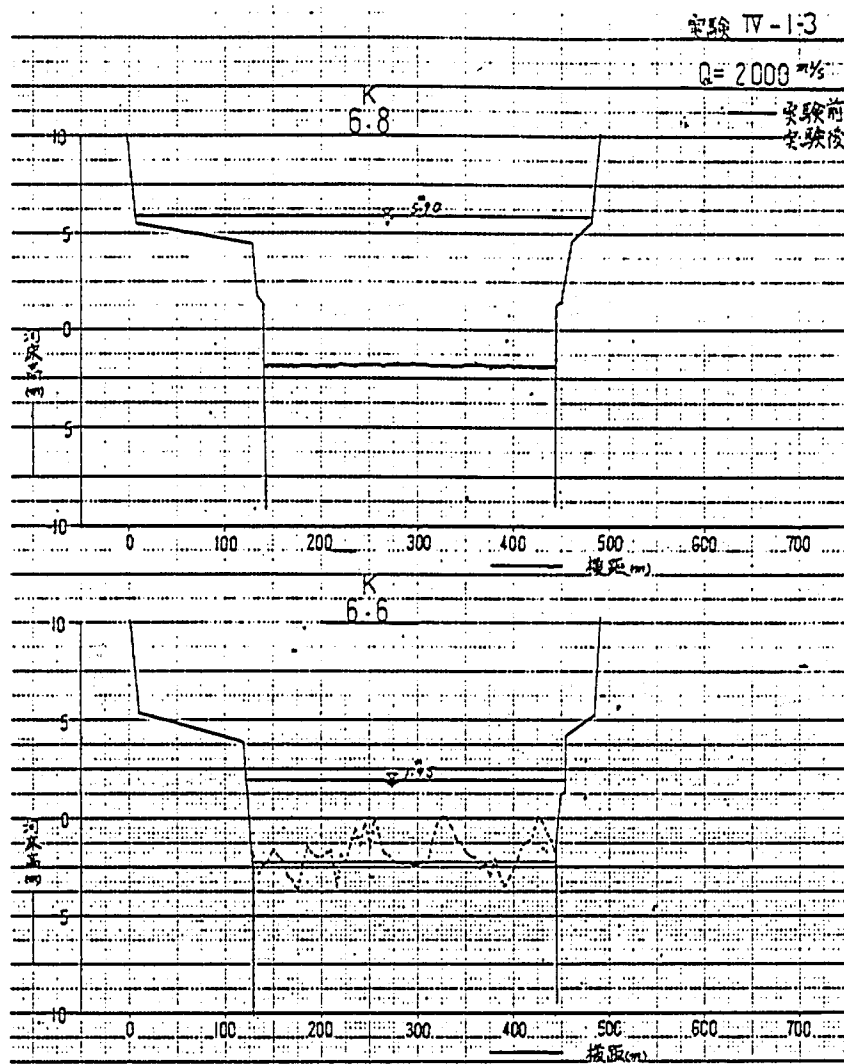
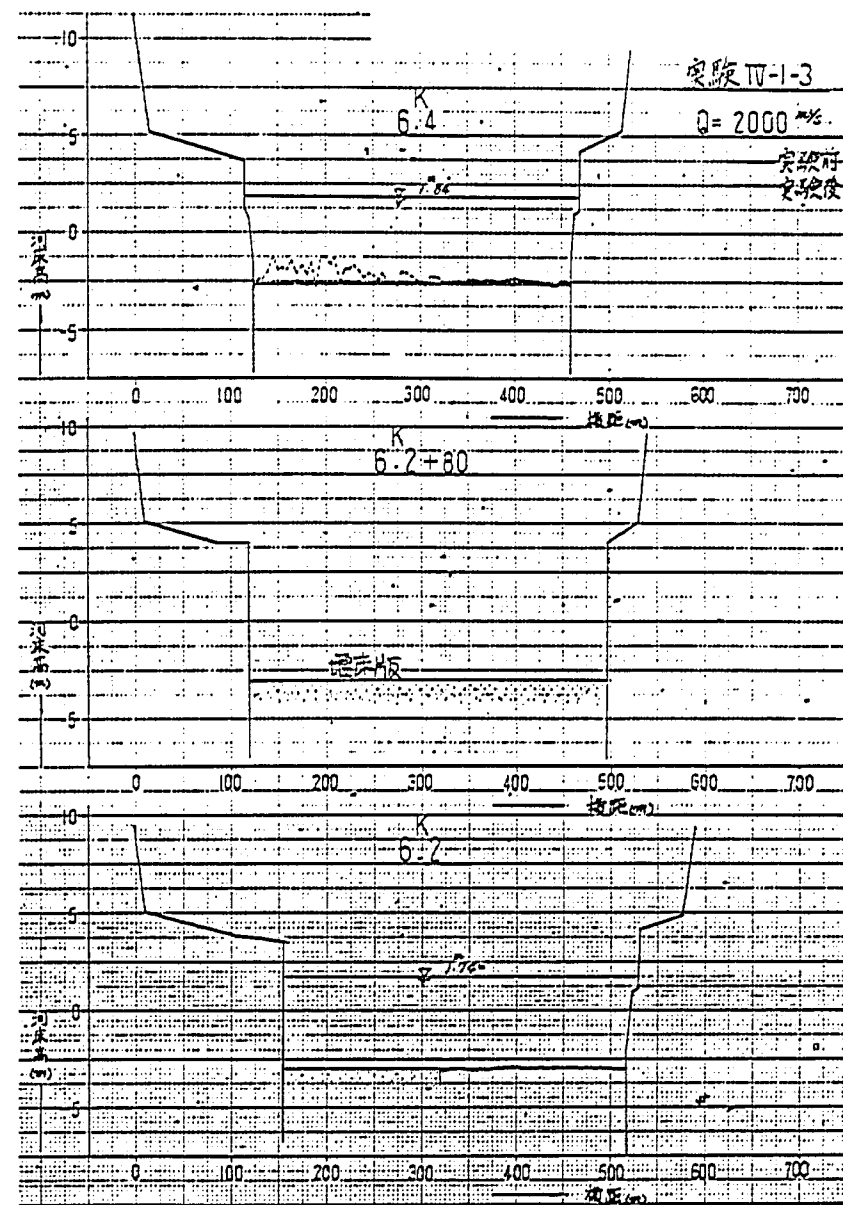


图-6.3.17 等深线图 (实验IV-1-3)



图—6.3.18(1) 河床变动横断比较图 (实验IV—1—3)



图—6.3.18(2) 河床变动横断比较图 (实验IV—1—3)

实验 IV-1-3

$Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$

实验前
实验后

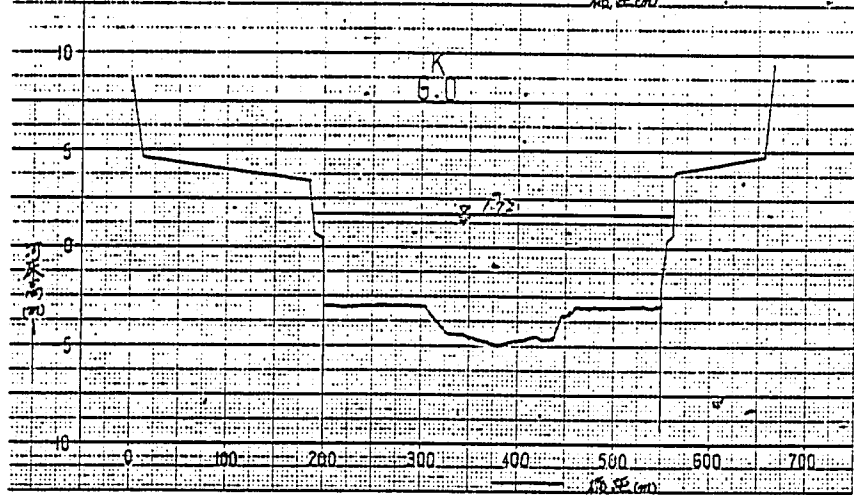
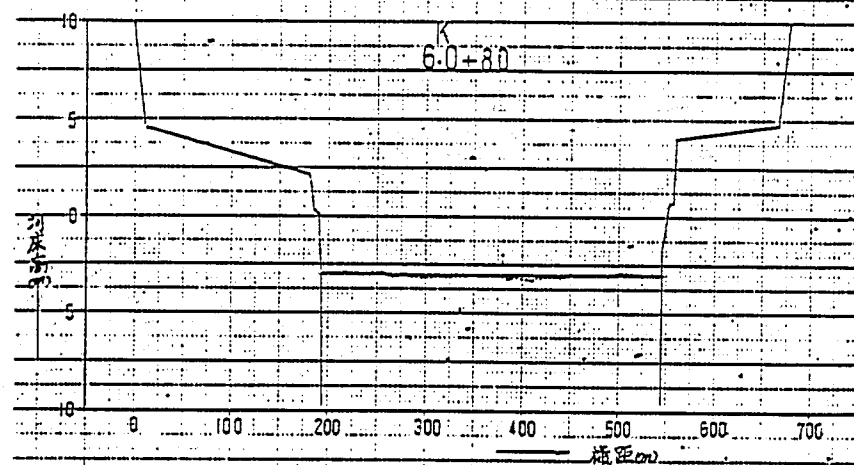


图-6.3.18(3) 河床变动横断比较图 (实验IV-1-3)

実験 IV-2-1

$Q = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$

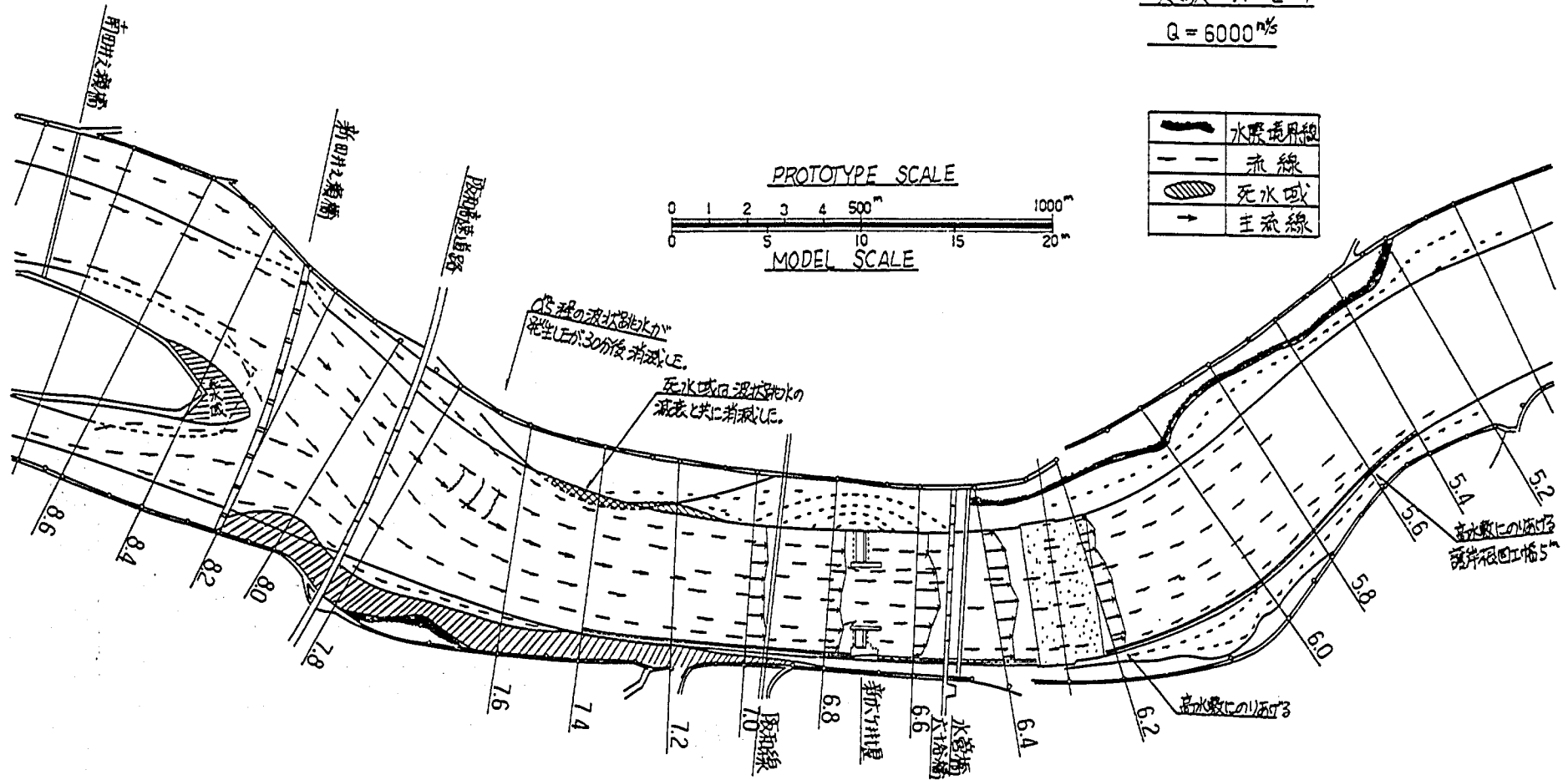


図-6.3.20 流況図 (実験IV-2-1)

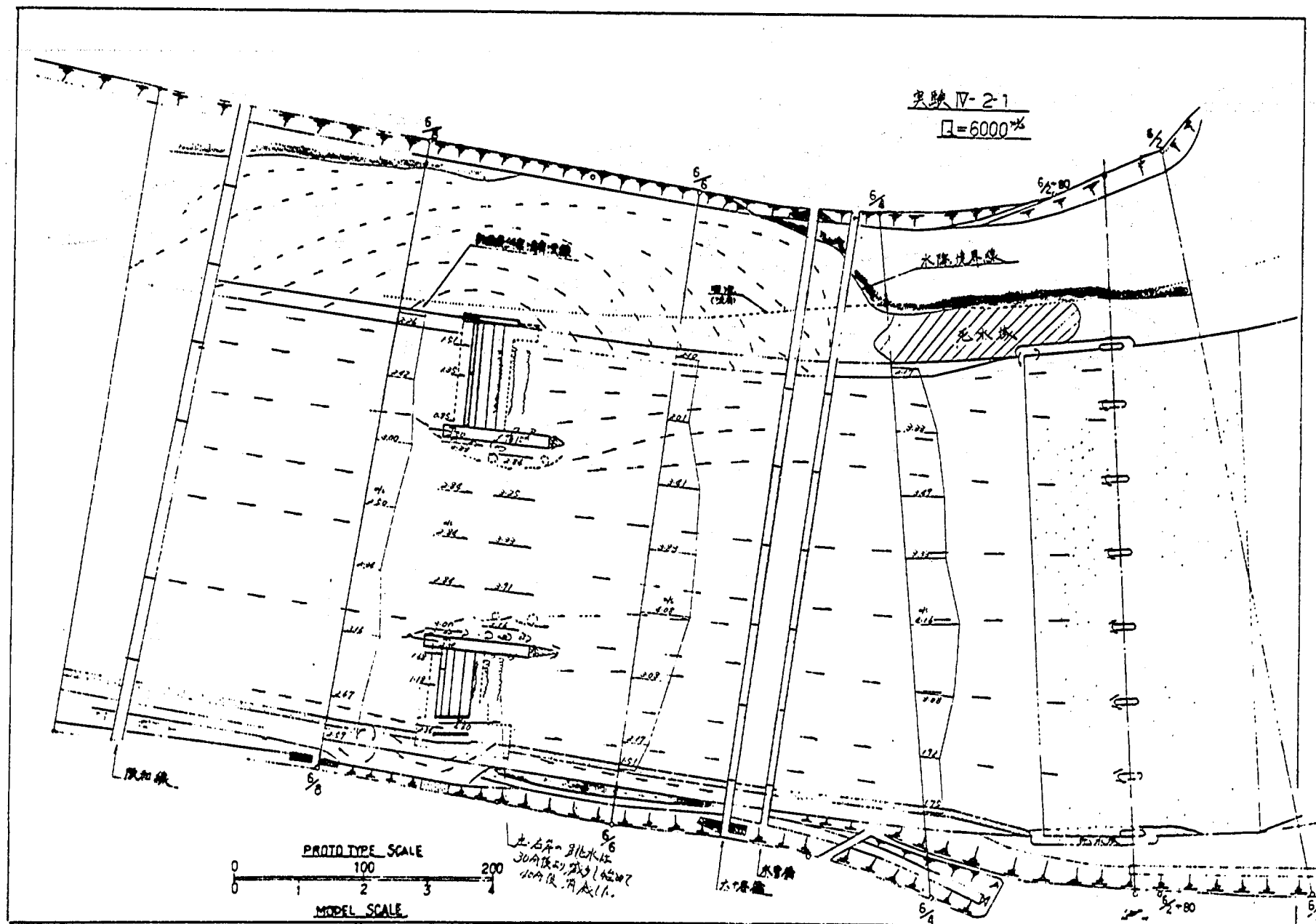
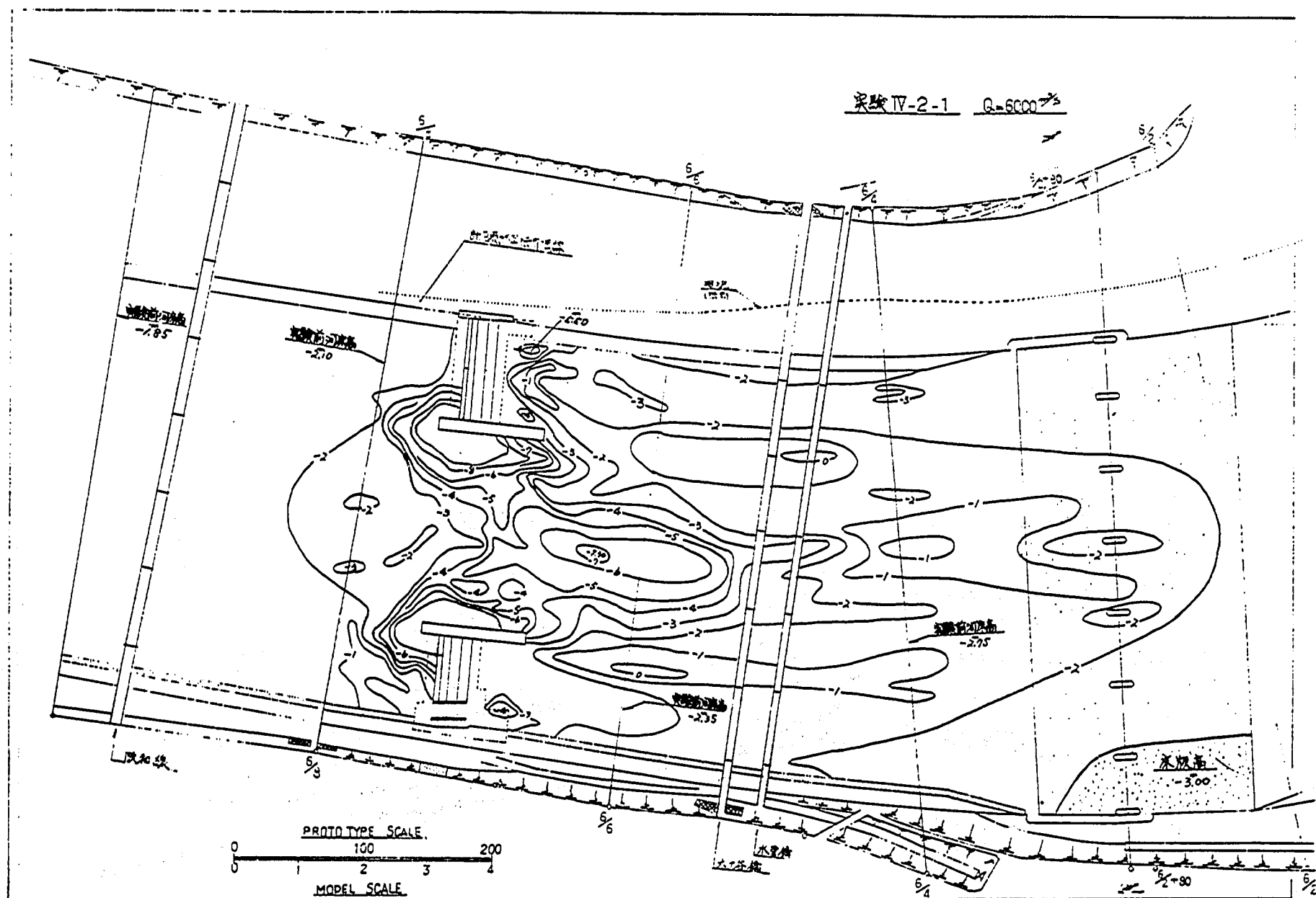


図-6.3.21 流況詳細図 (実験IV-2-1)

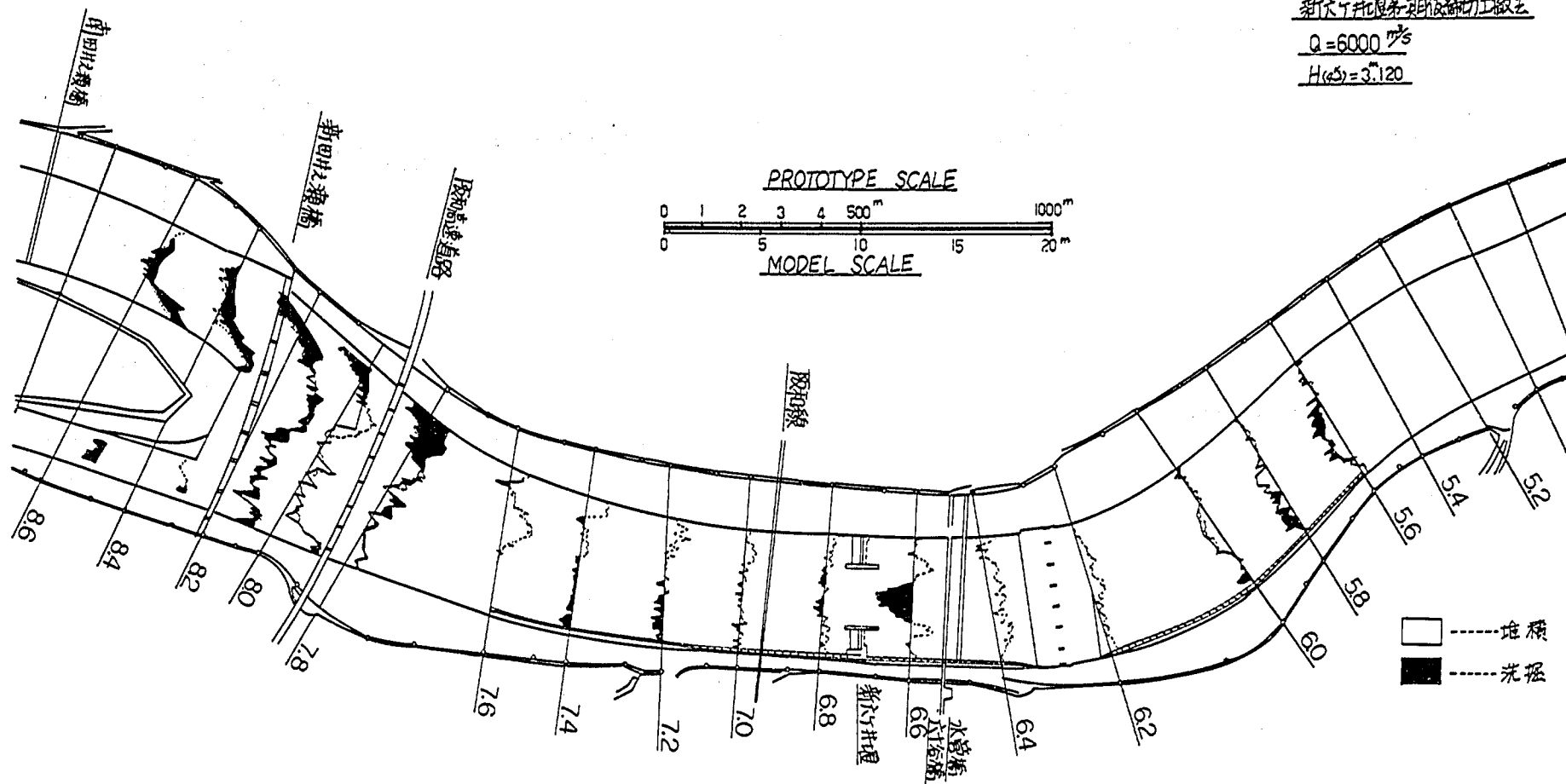


实验 IV-2-1

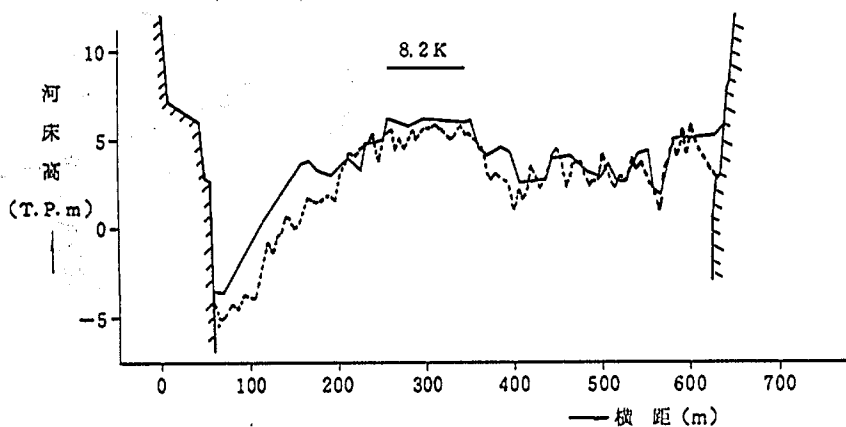
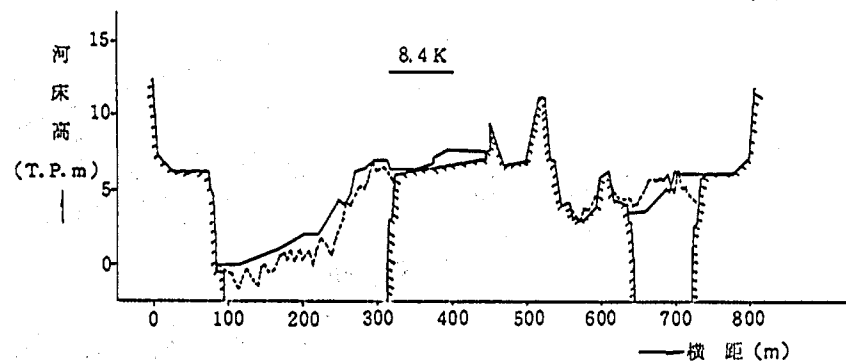
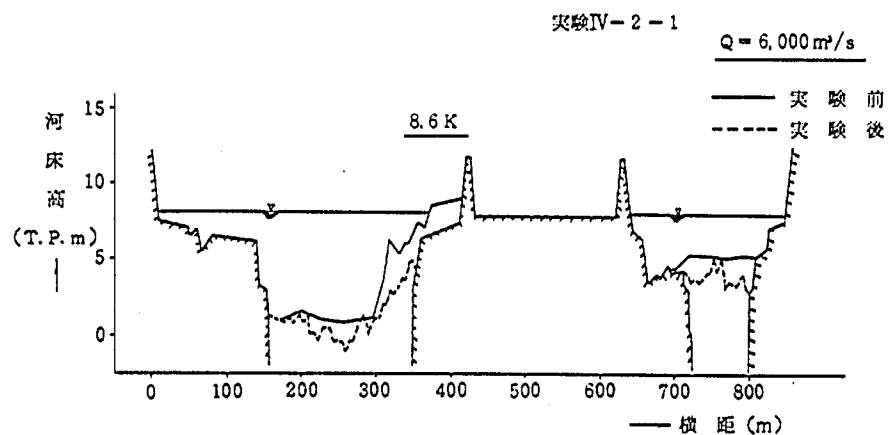
新式丁坝顺河侧切工散土

$Q=6000 \text{ m}^3/\text{s}$

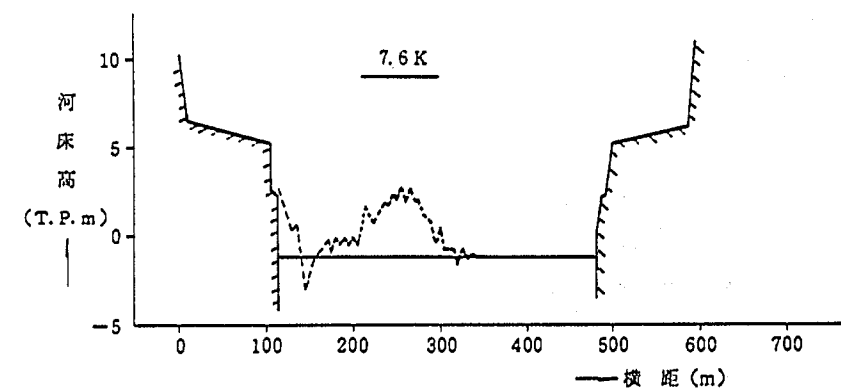
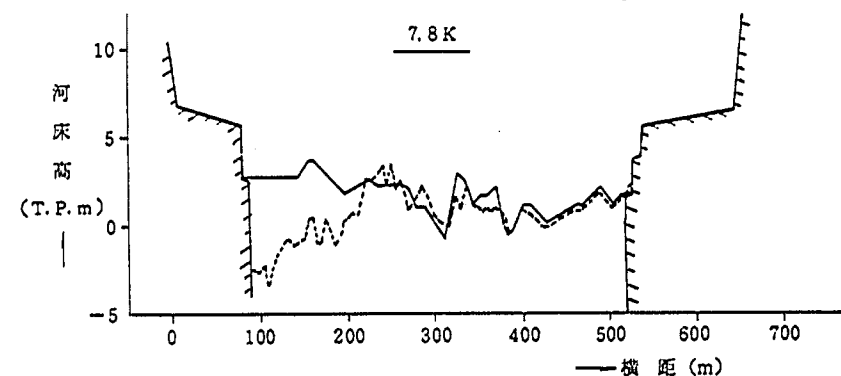
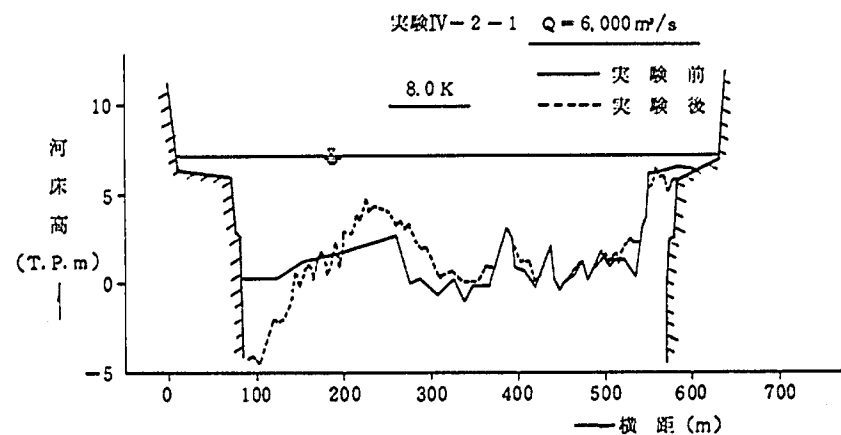
$H(\text{cm})=3.120$



图—6.3.24 河床变动平面图 (实验IV—2—1)



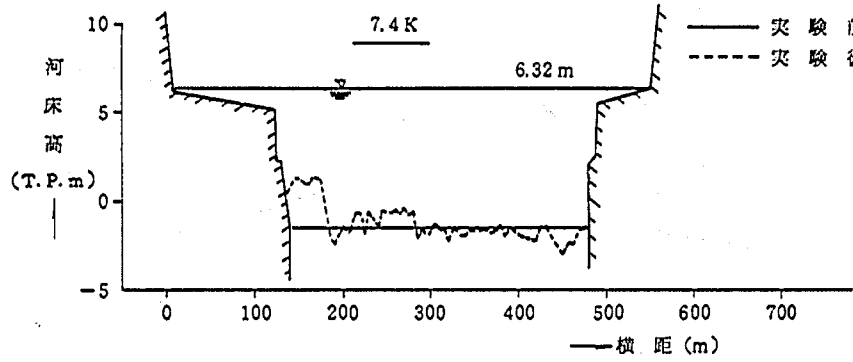
图—6.3.25(1) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-1)



图—6.3.25(2) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-1)

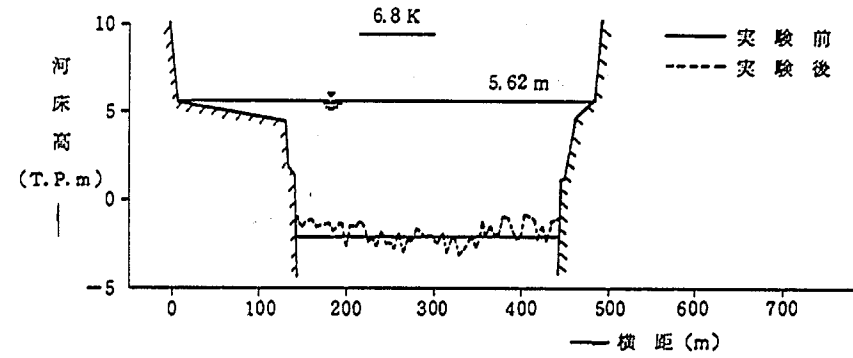
实验IV-2-1

$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$

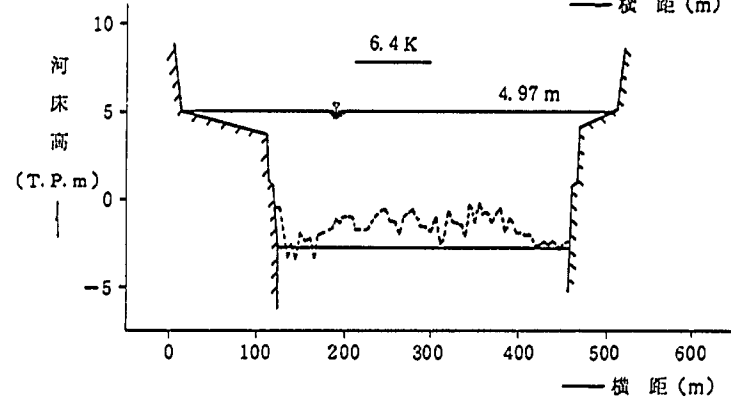
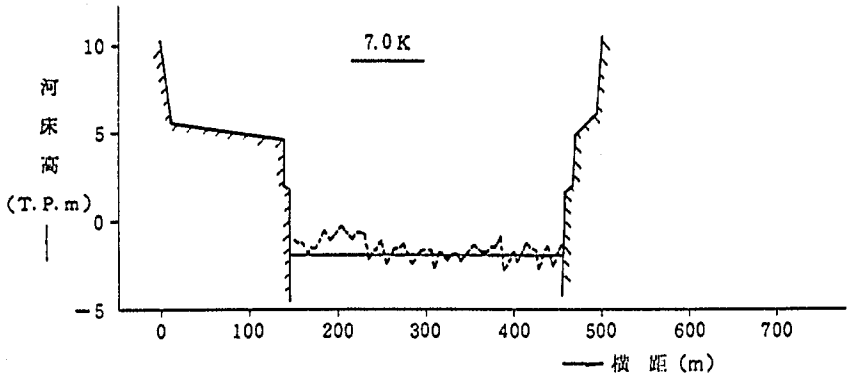
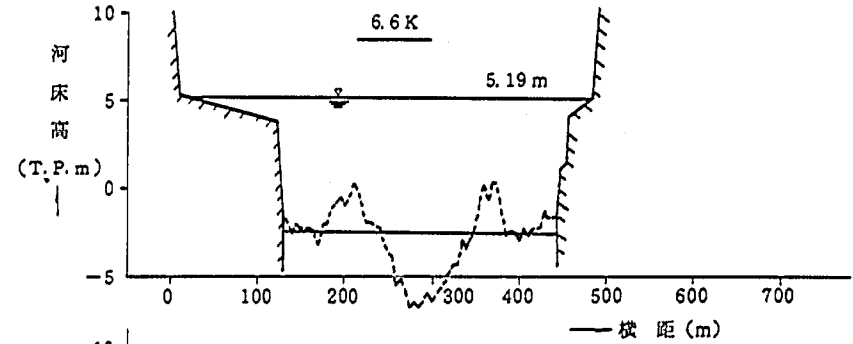
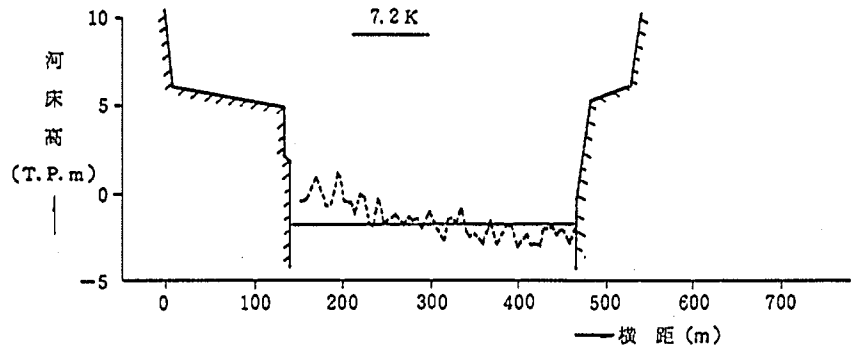


实验IV-2-1

$Q = 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$



— 175 —



图—6.3.25(3) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-1)

图—6.3.25(4) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-1)

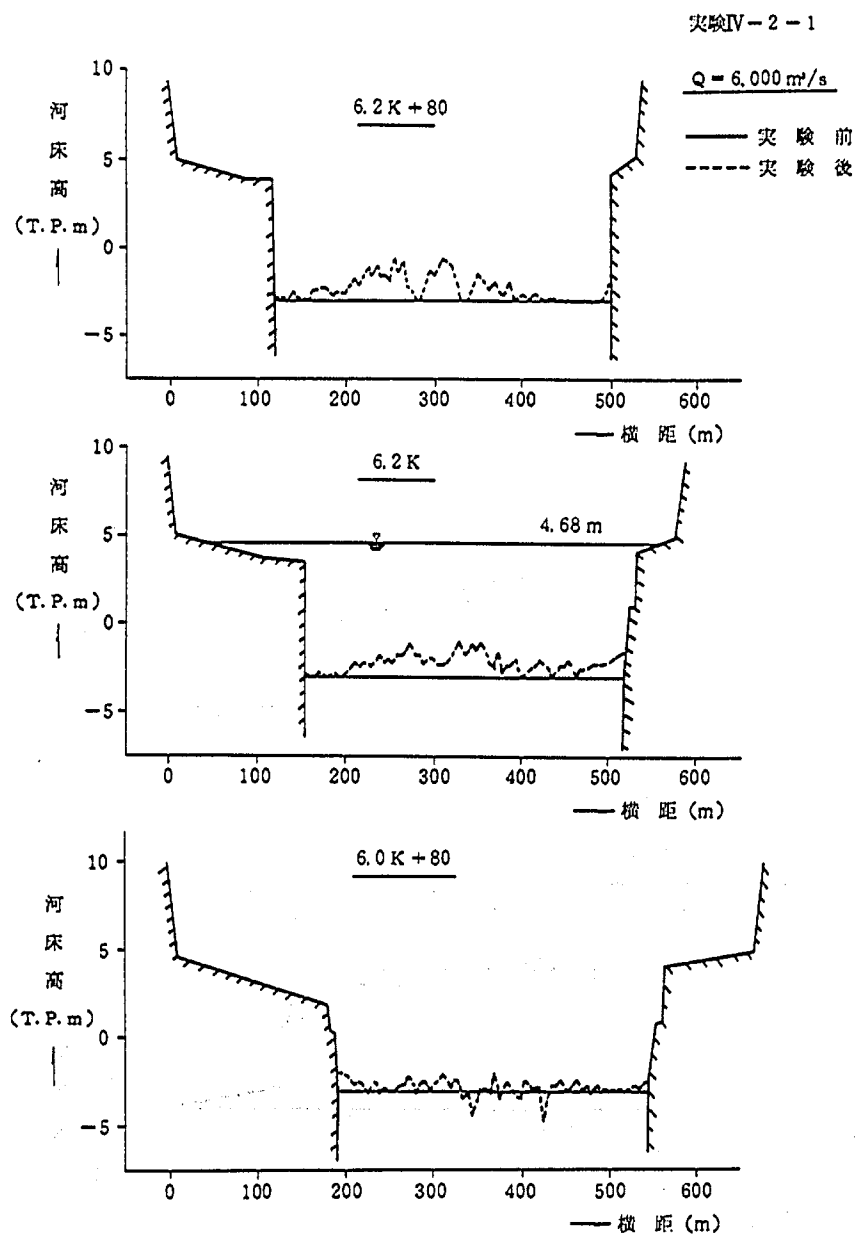


图-6.3.25(5) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-1)

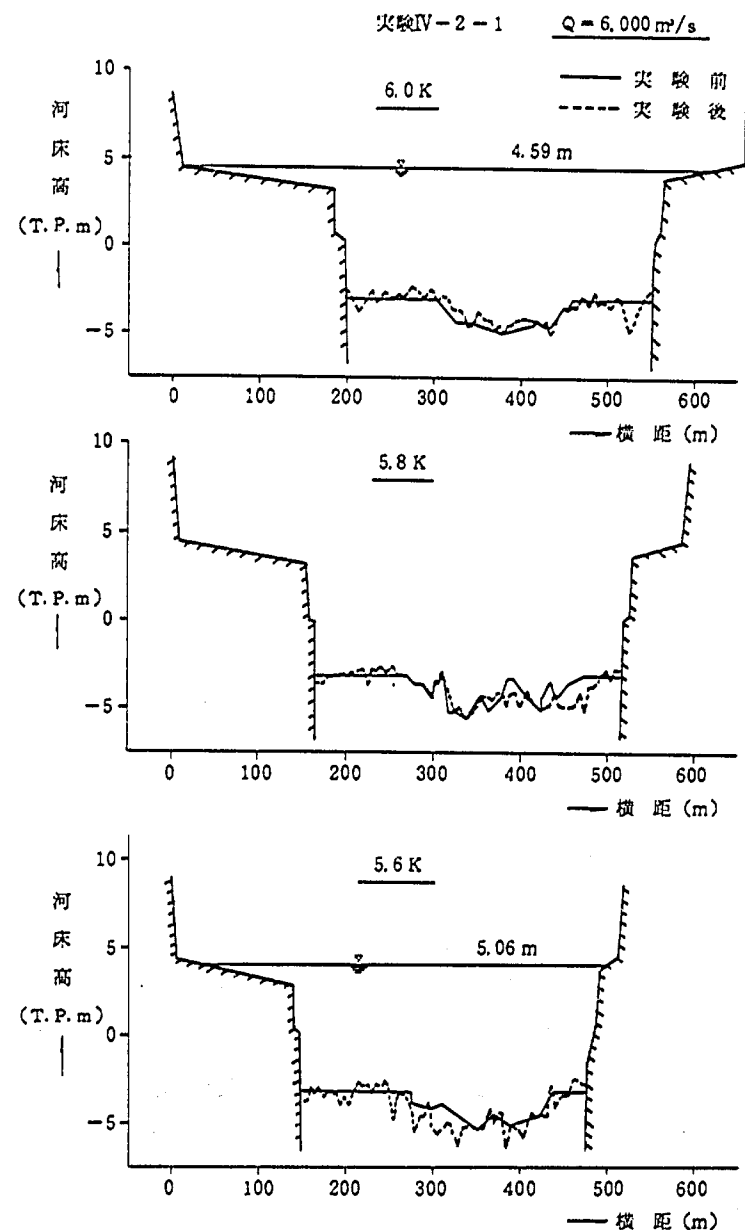


图-6.3.25(6) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-1)

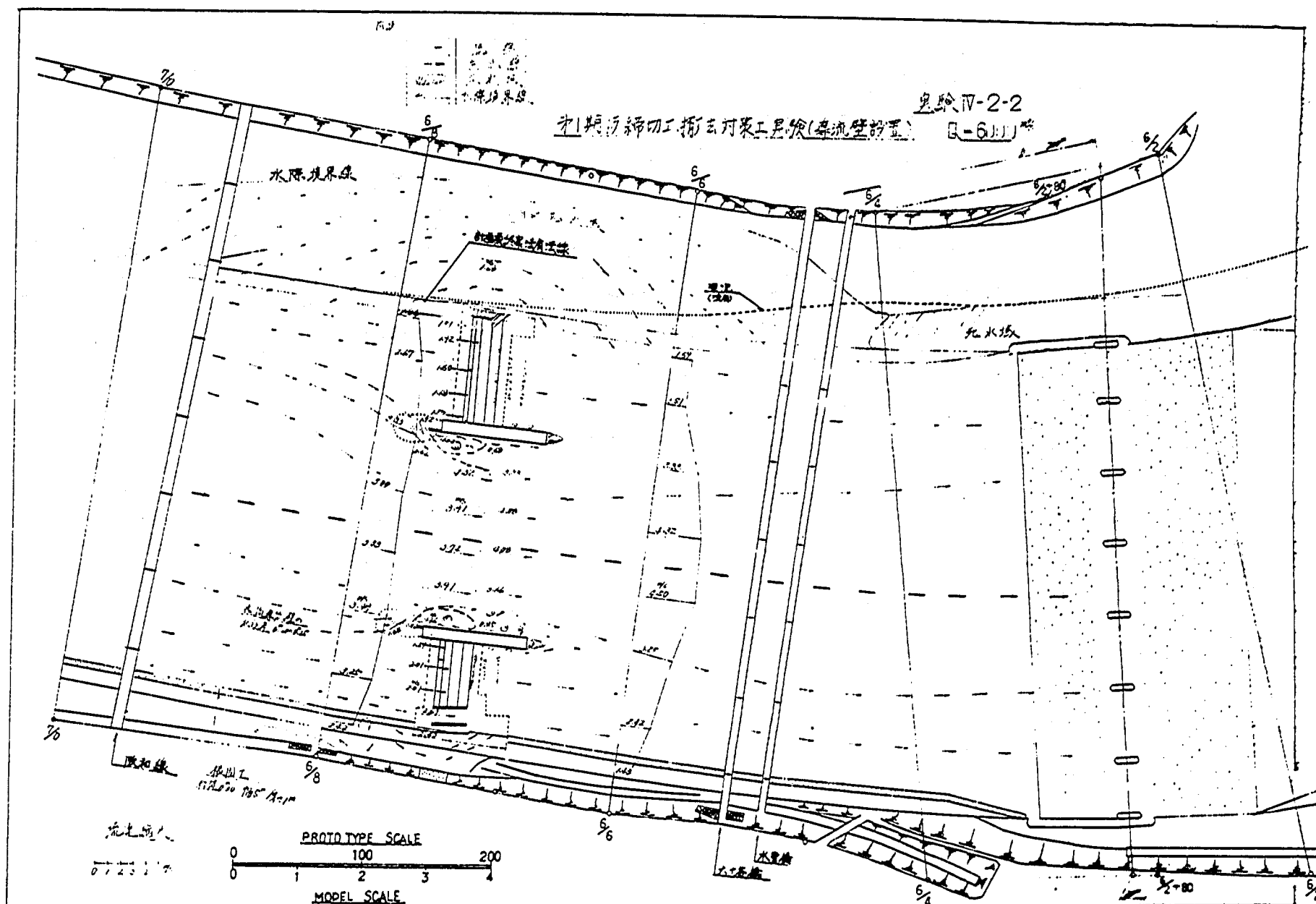


图-6.3.28 流況詳細図 (実験IV-2-2)

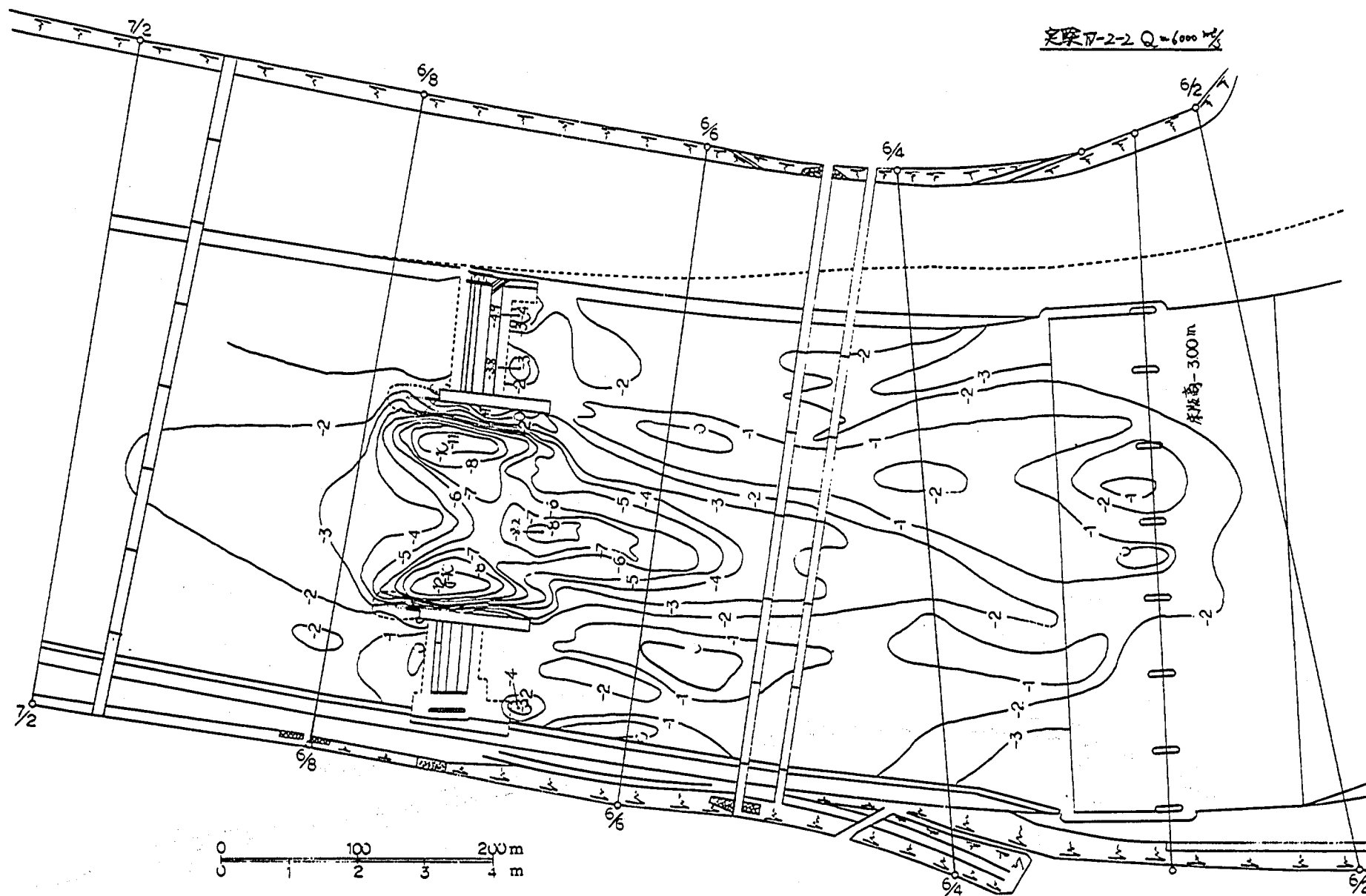


図-6.3.31 等深線図 (T. P.m) (実験IV-2-2)

実験 IV-2-2

Q=6000^{m³}

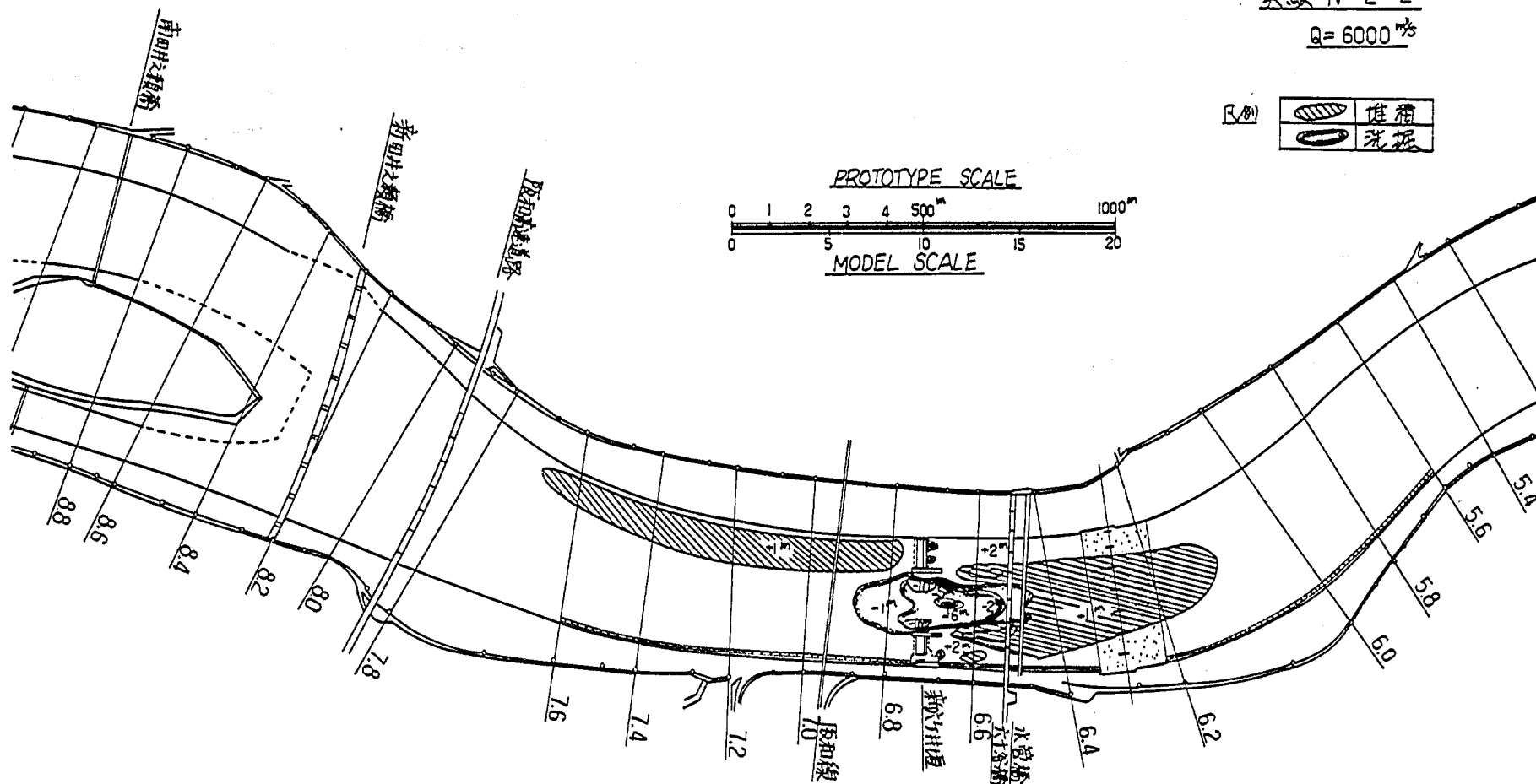
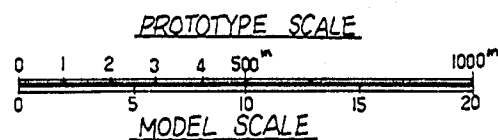
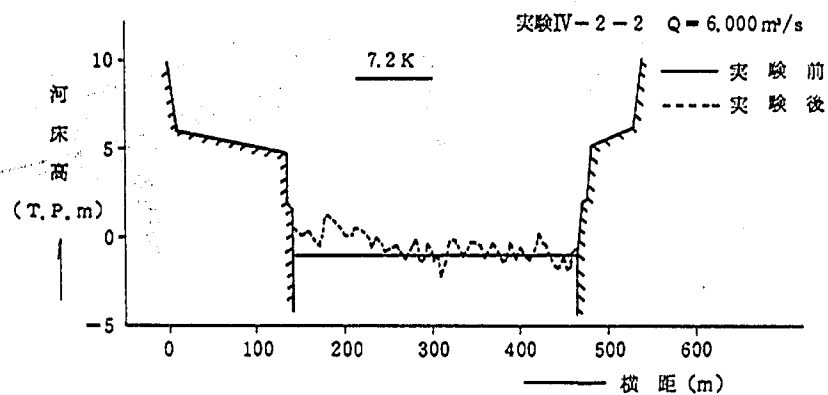
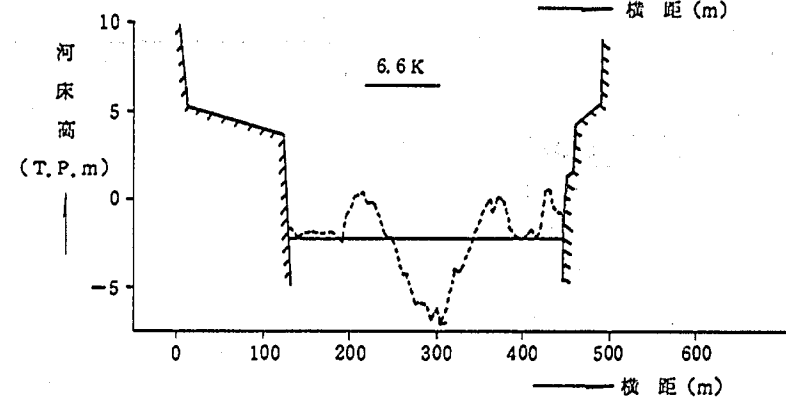
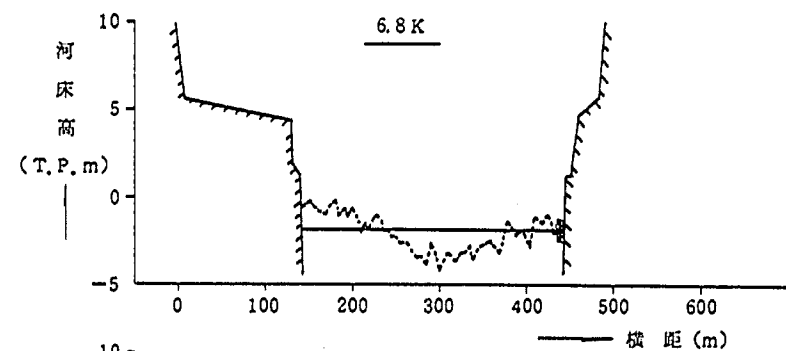
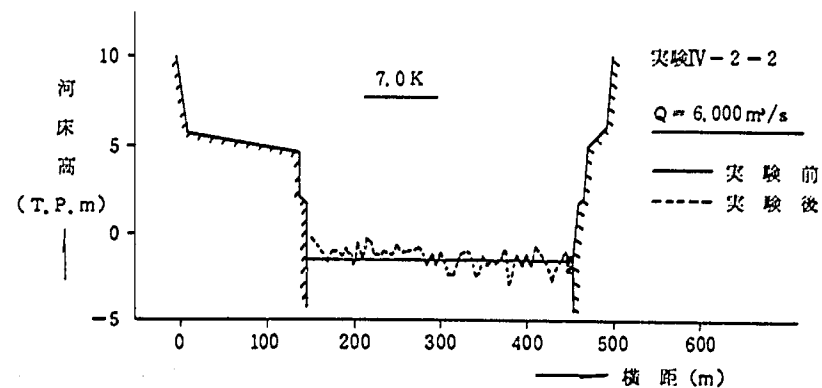


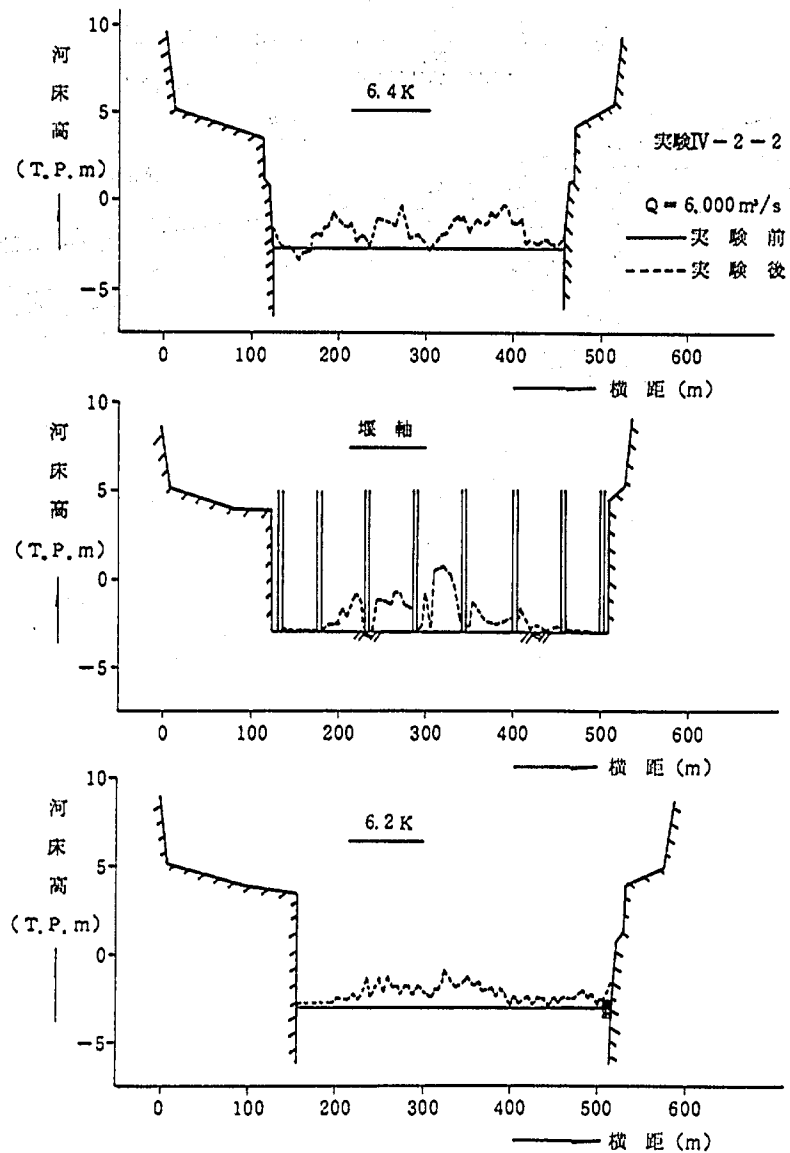
図-6.3.32 洗掘・堆積平面図 (実験IV-2-2)



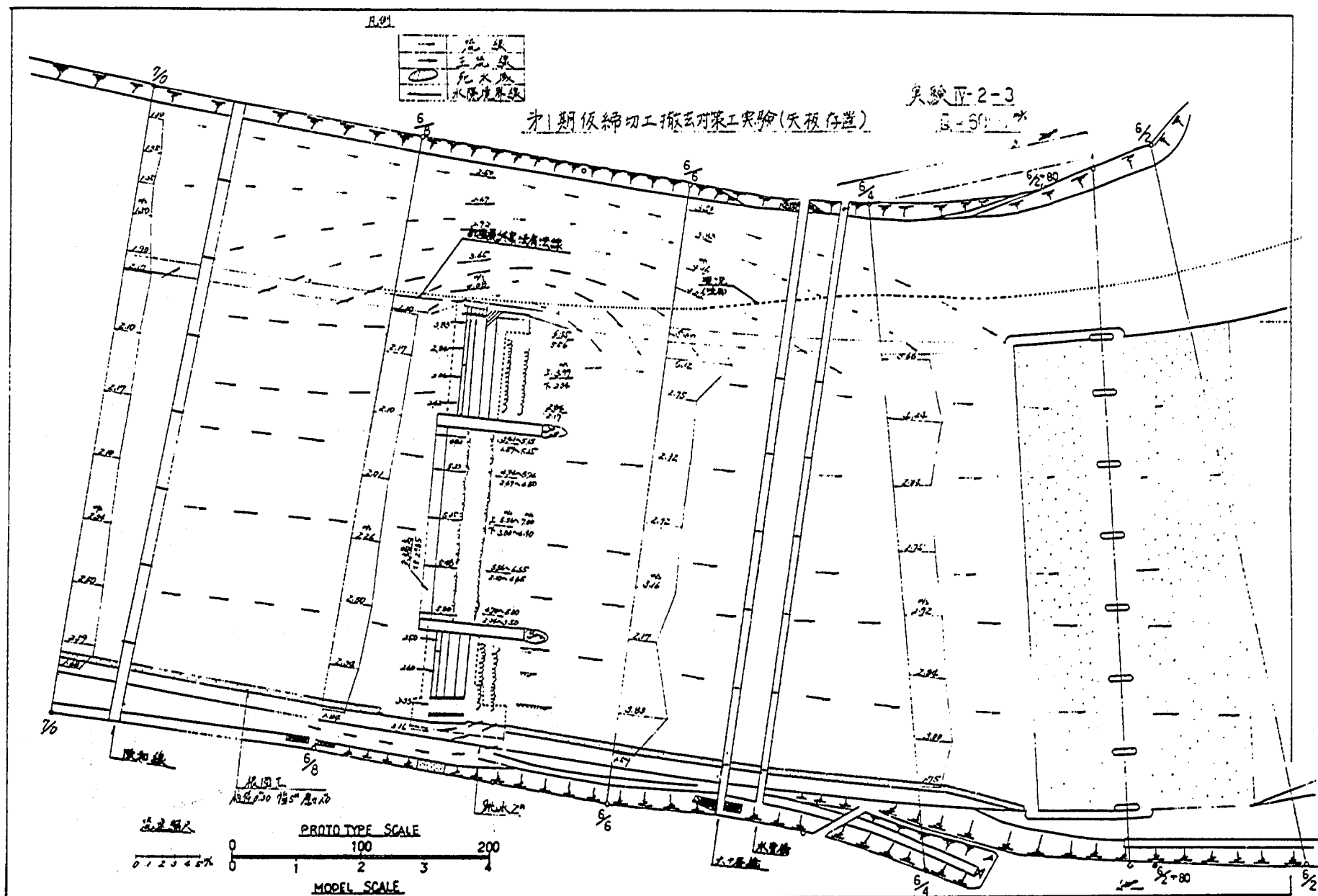
图—6.3.33(1) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-2)



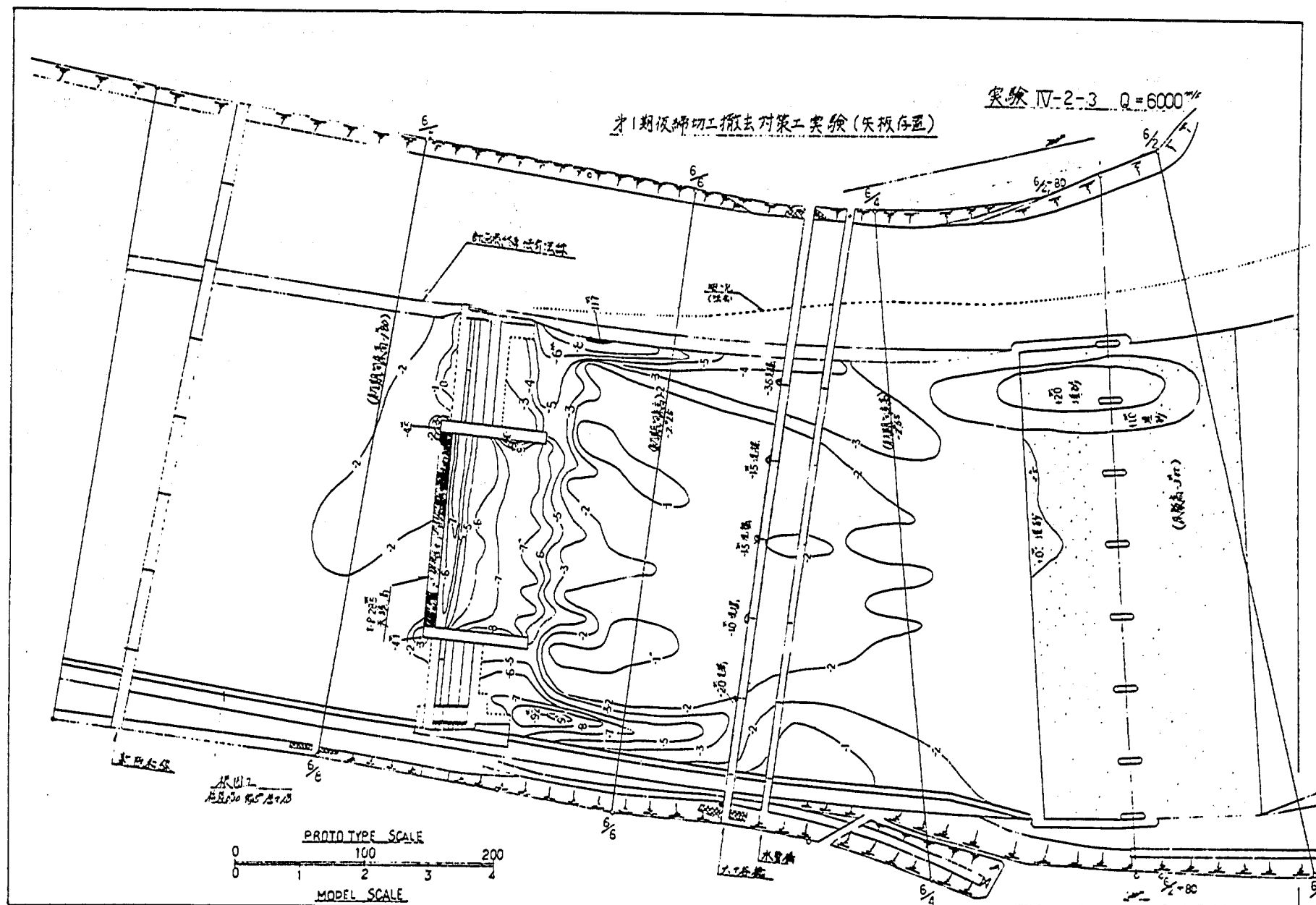
图—6.3.33(2) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-2)



图—6.3.33 (3) 河床变动横断比较图 (实验IV—2—2)



図一6.3.36 流況詳細図 (実験IV-2-3)



図—6.3.38 等深線図 (実験IV—2—3)

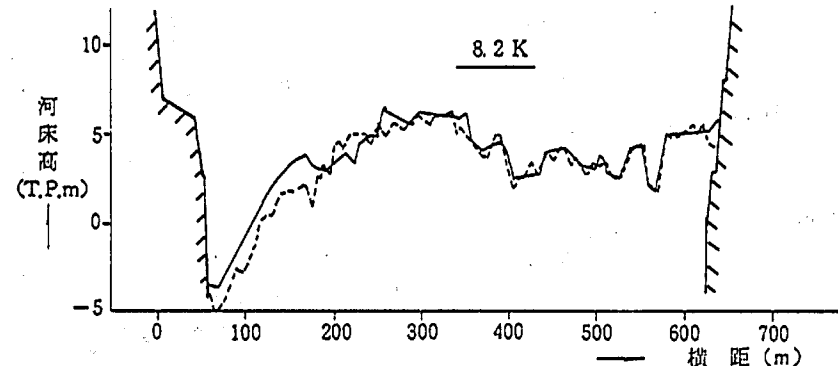
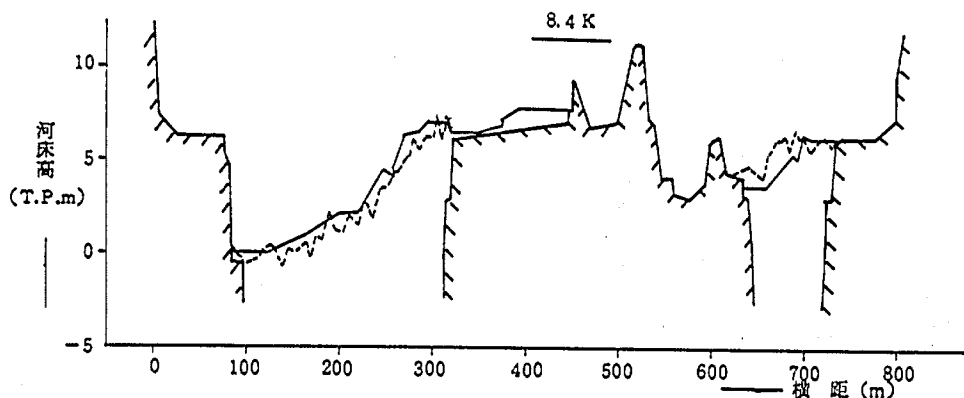
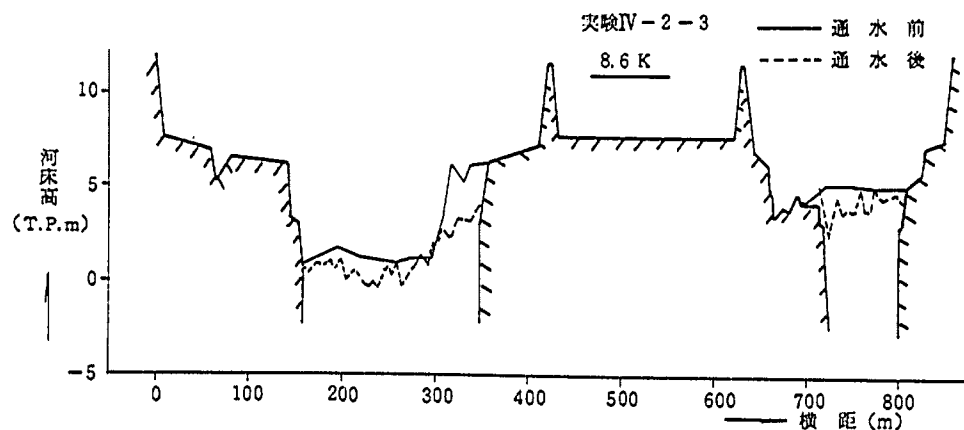


图-6.3.39 (1) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-3)

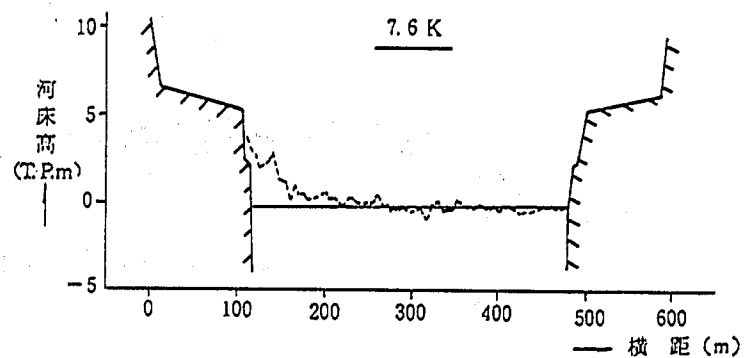
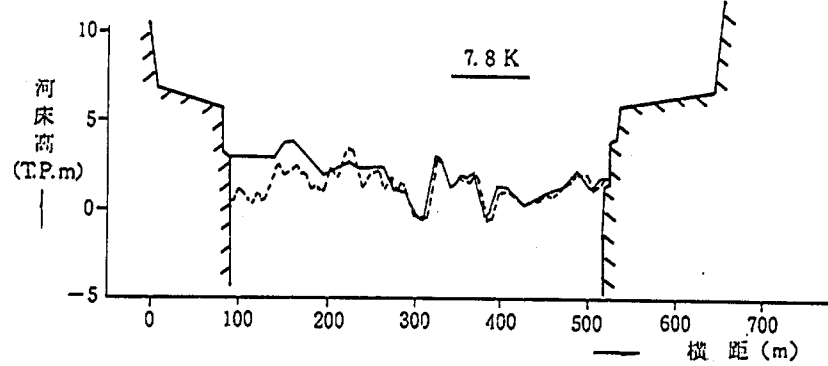
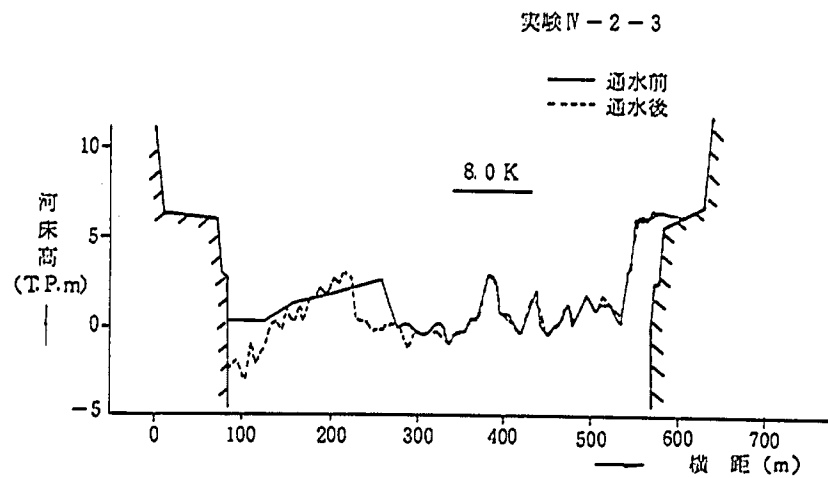
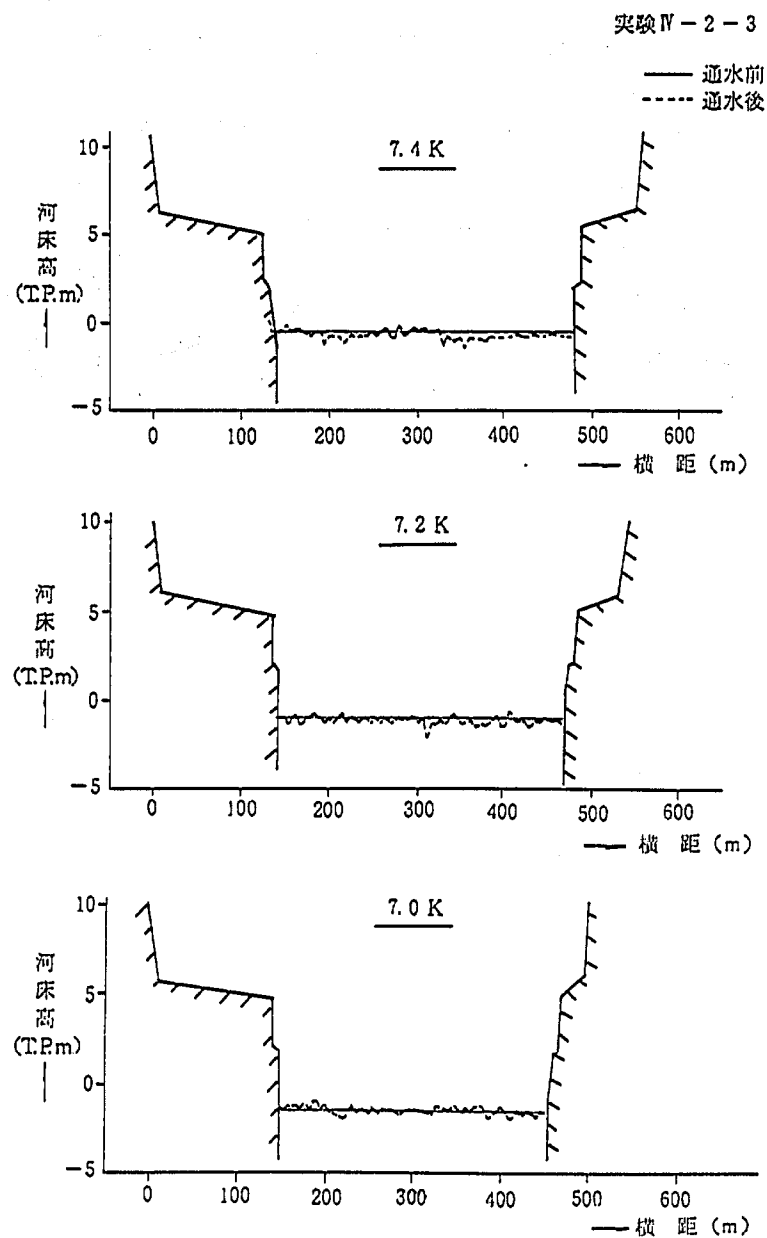
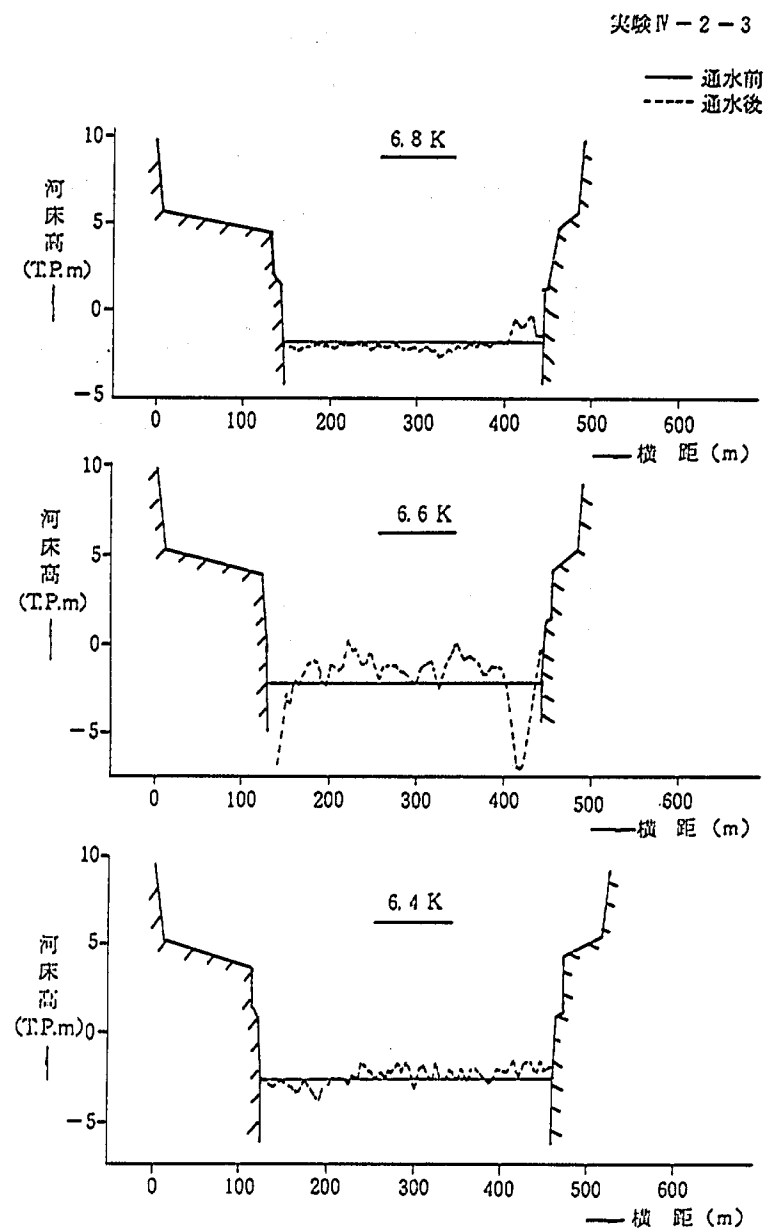


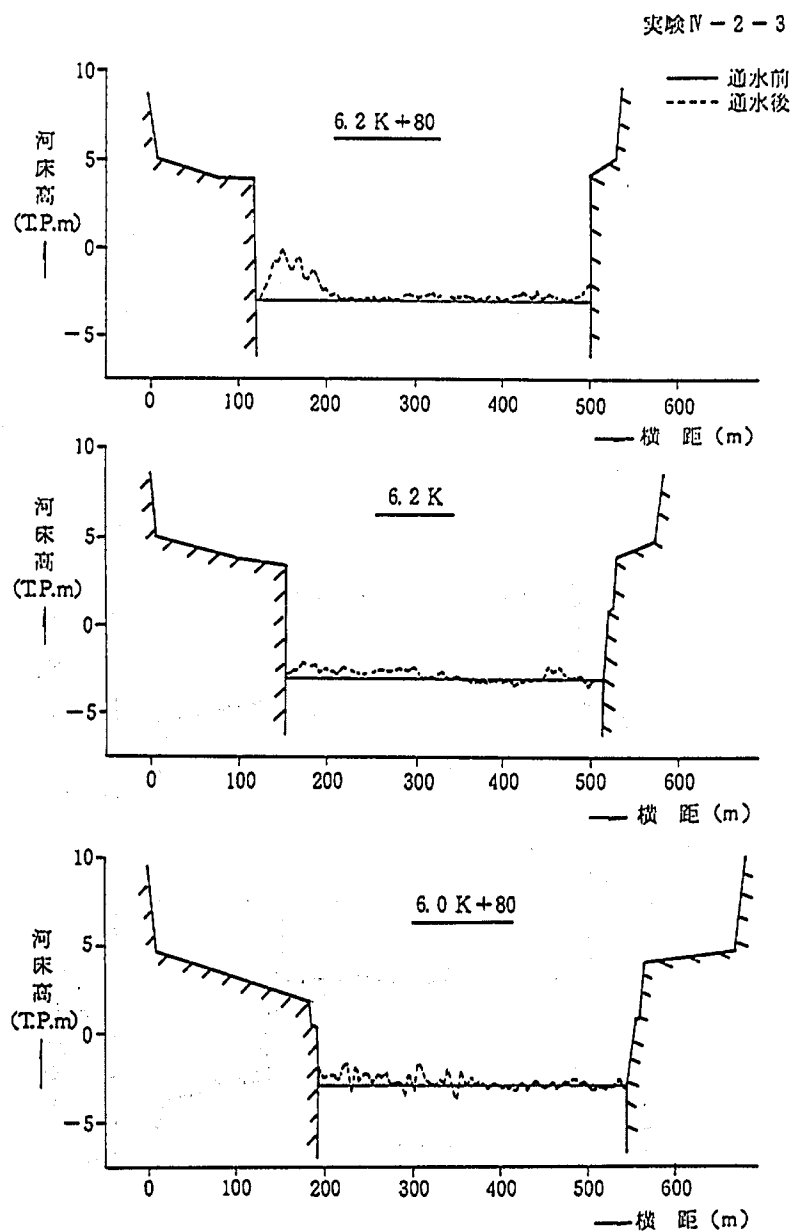
图-6.3.39 (2) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-3)



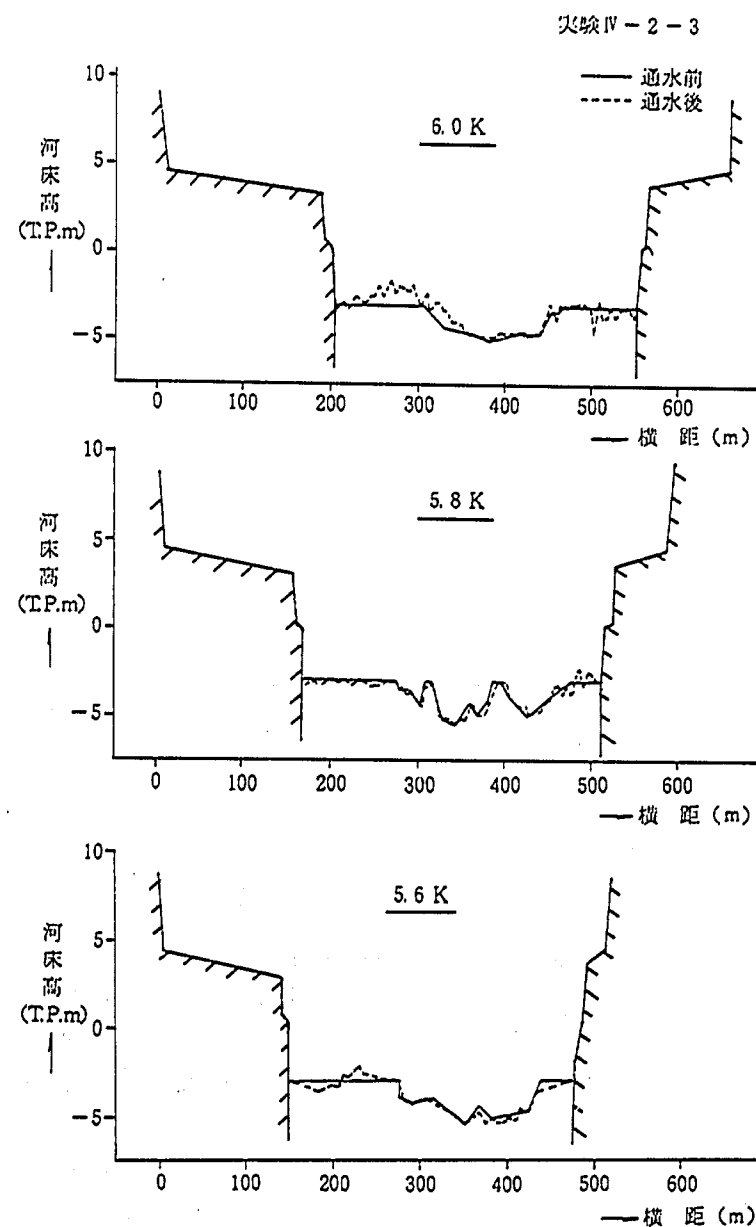
图—6.3.39(3) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-3)



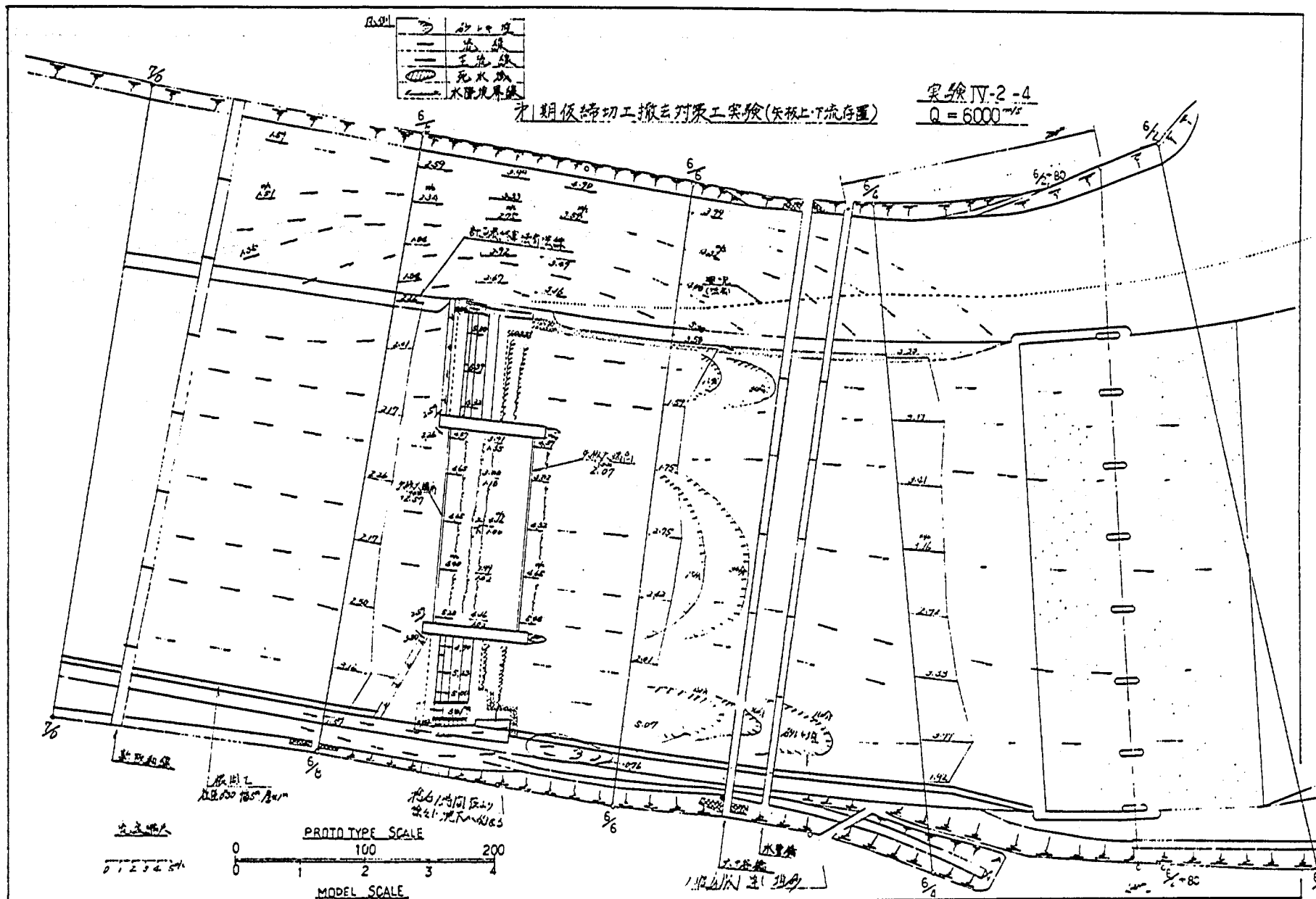
图—6.3.39(4) 河床变动横断比较图 (实验IV-2-3)



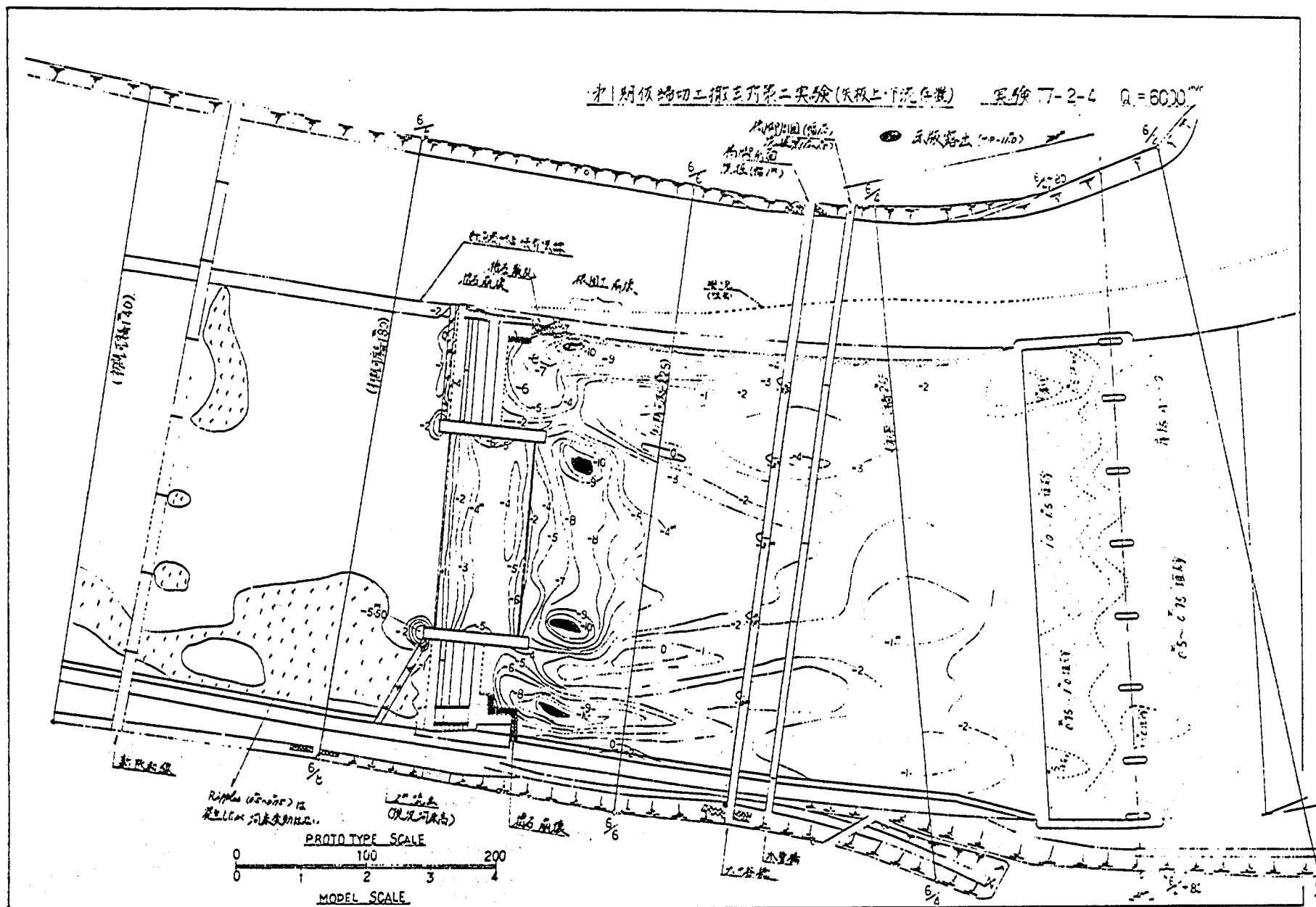
图—6.3.39(5) 河床变动横断比较图 (实验 IV-2-3)



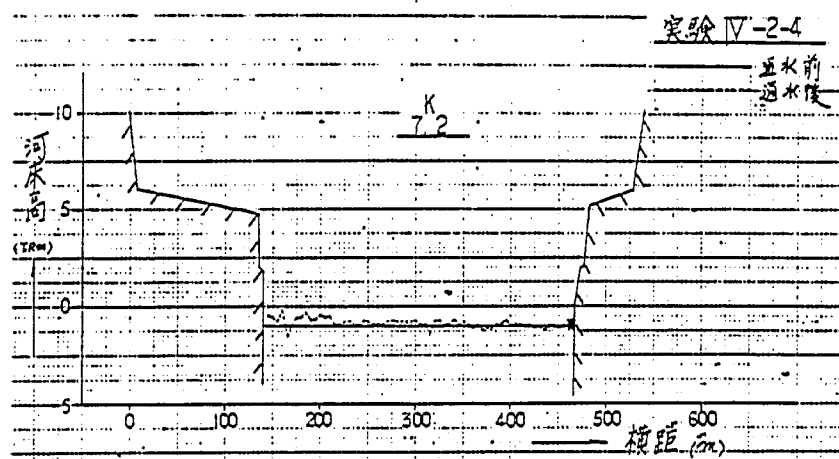
图—6.3.39(6) 河床变动横断比较图 (实验 IV-2-3)



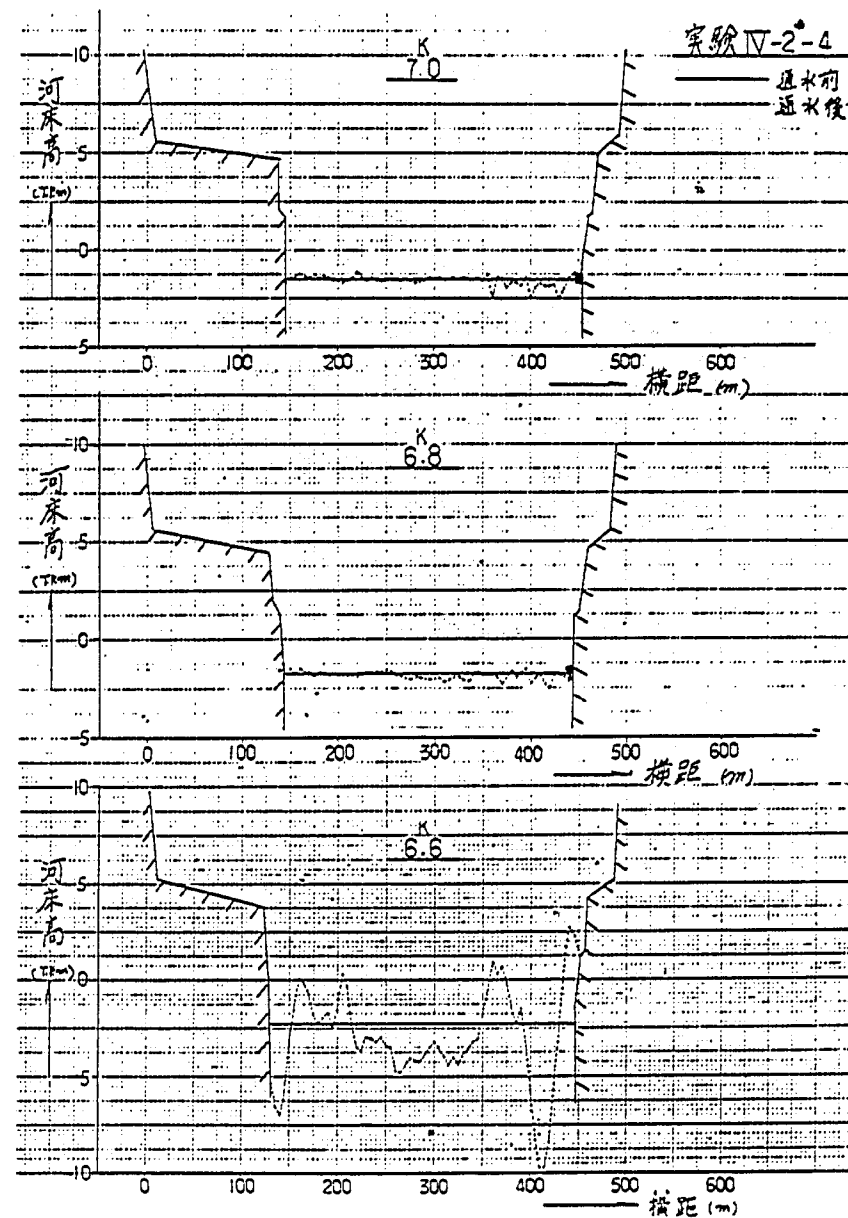
图—6.3.43 流況詳細図 (実験IV—2—4)



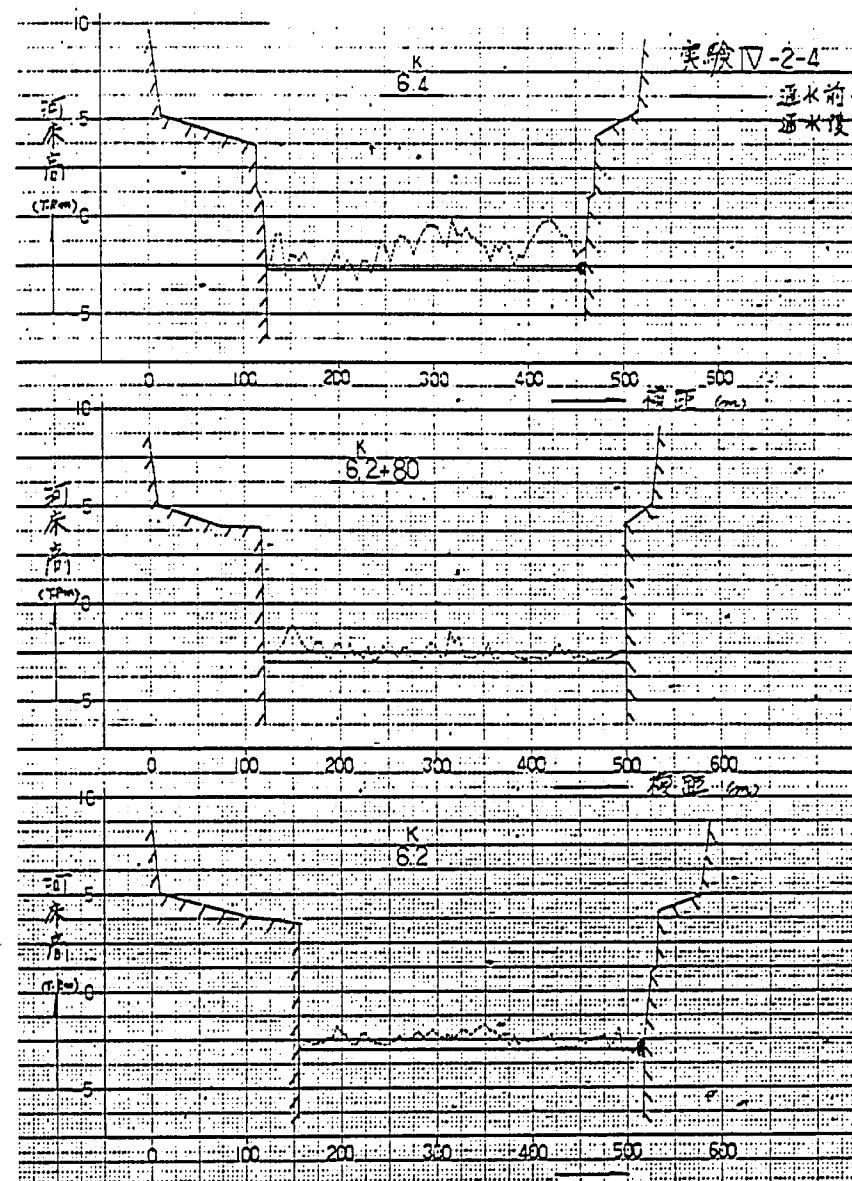
图—6.3.45 等深线图 (实验IV—2—4)



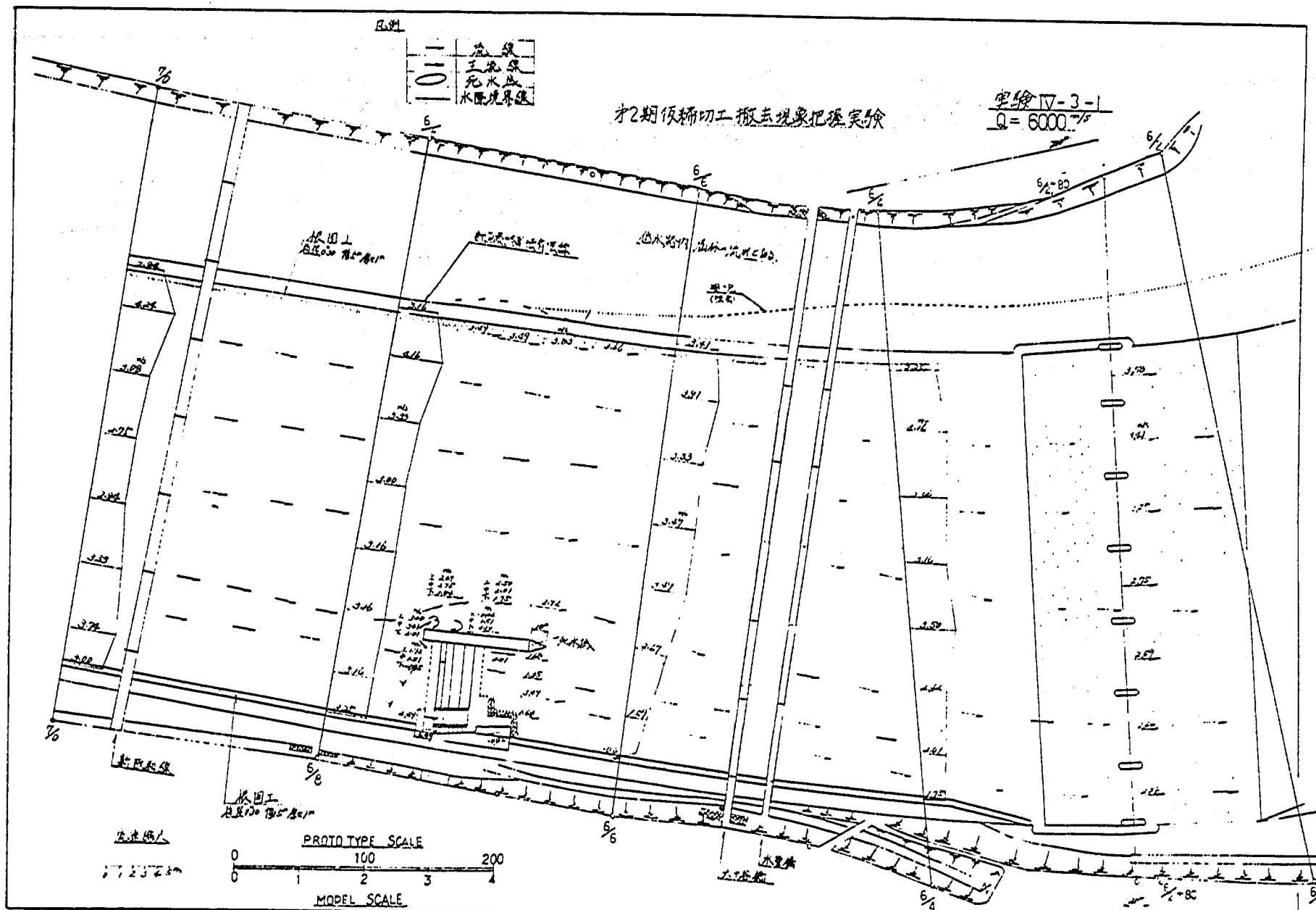
图—6.3.46(1) 河床变动横断面图 (实验IV—2—4)



图—6.3.46(2) 河床变动横断面图 (实验IV—2—4)



图—6.3.46(3) 河床变动横断面图 (实验IV-2-4)



图—6.3.49 流況詳細図 (实验 IV-3-1)

才2期候締切工撤去現象把握実験

実験IV-3-1 $Q=6000 \text{ m}^3/\text{h}$

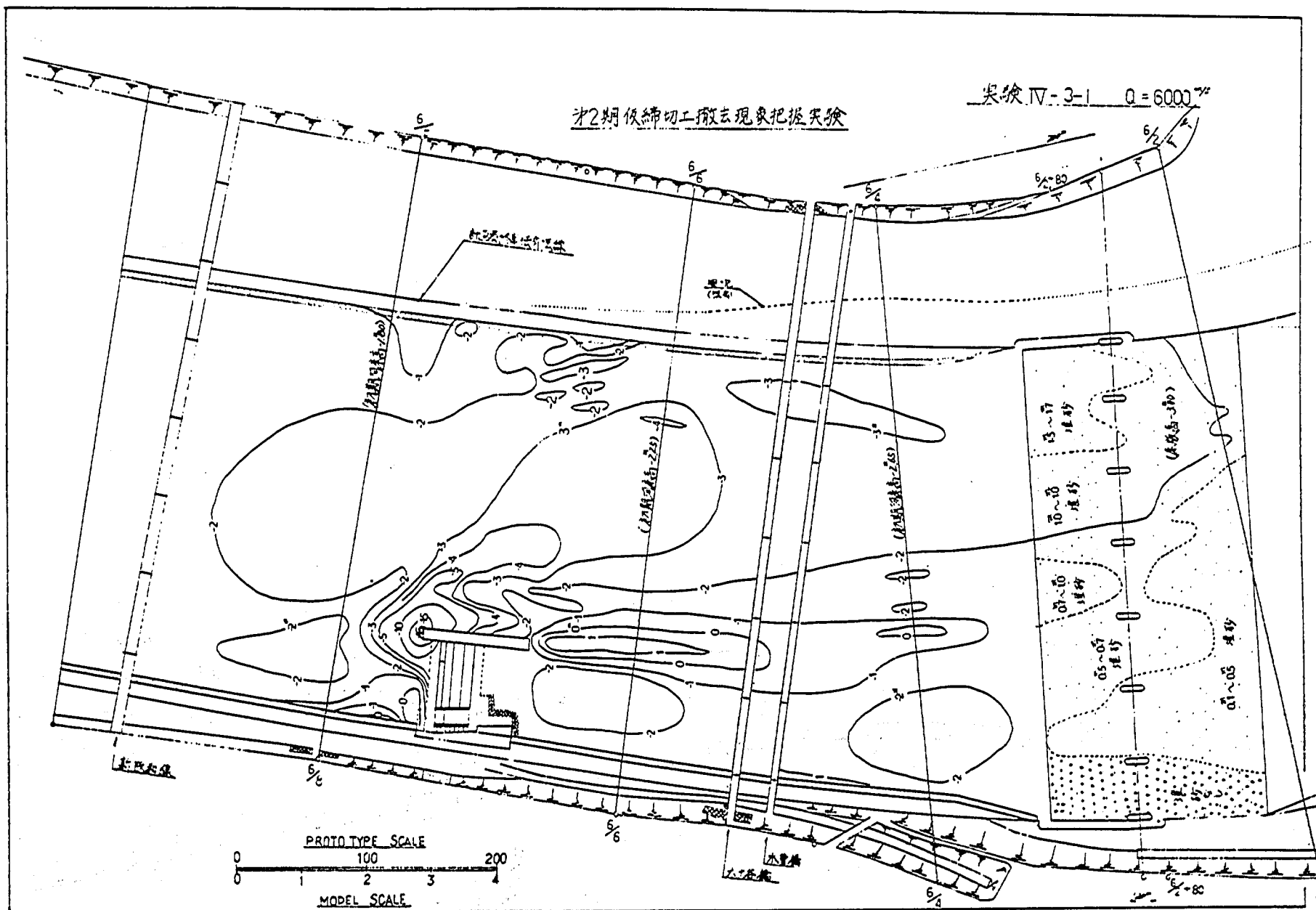


図-6.3.52 等深線図 (実験IV-3-1)

实验 IV-3-1

Q = 6000 吨

FL(例)		堆積
		洗掘

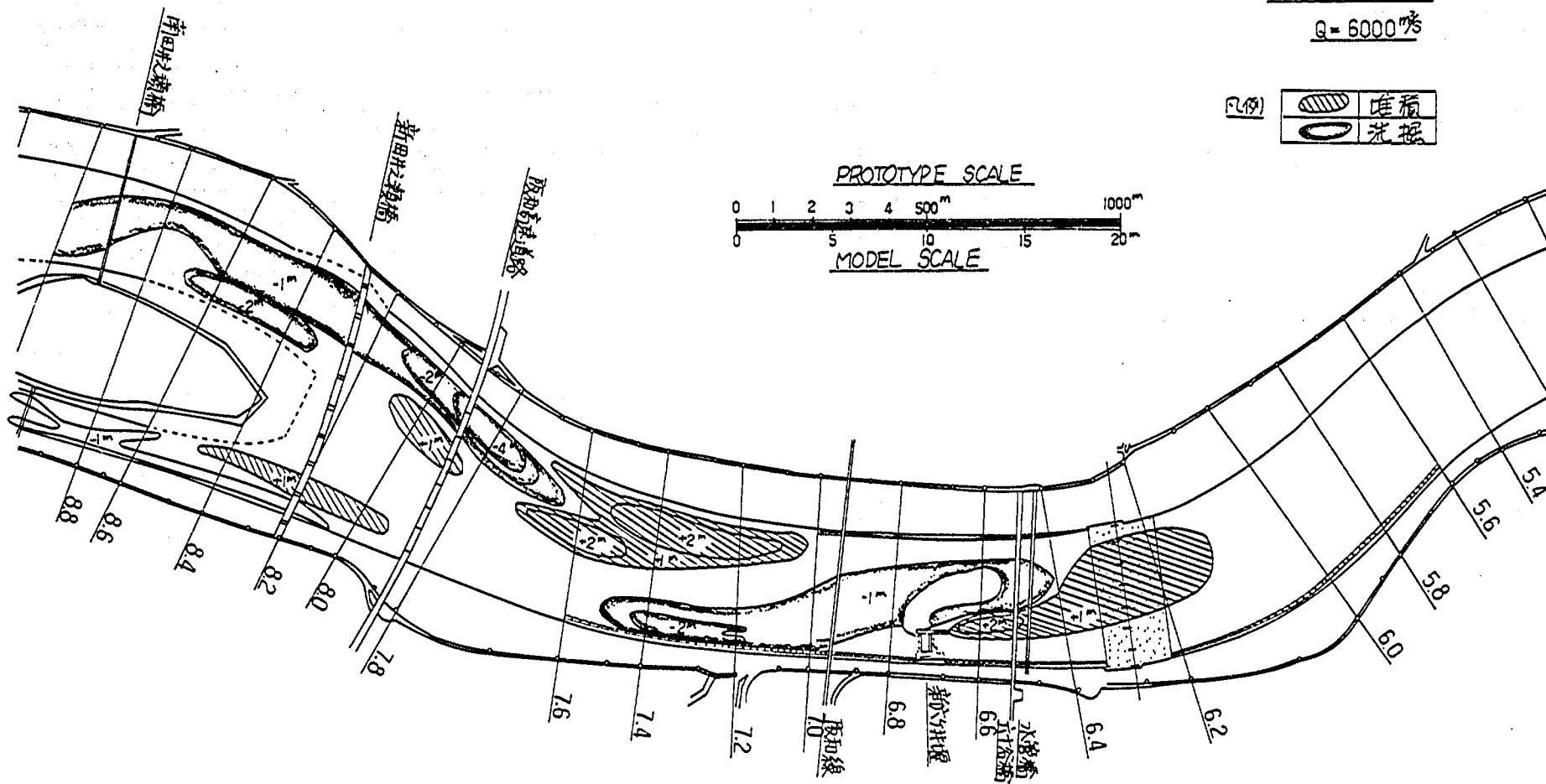
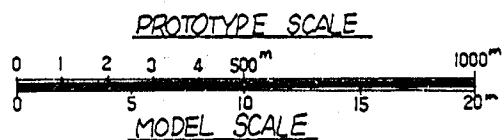
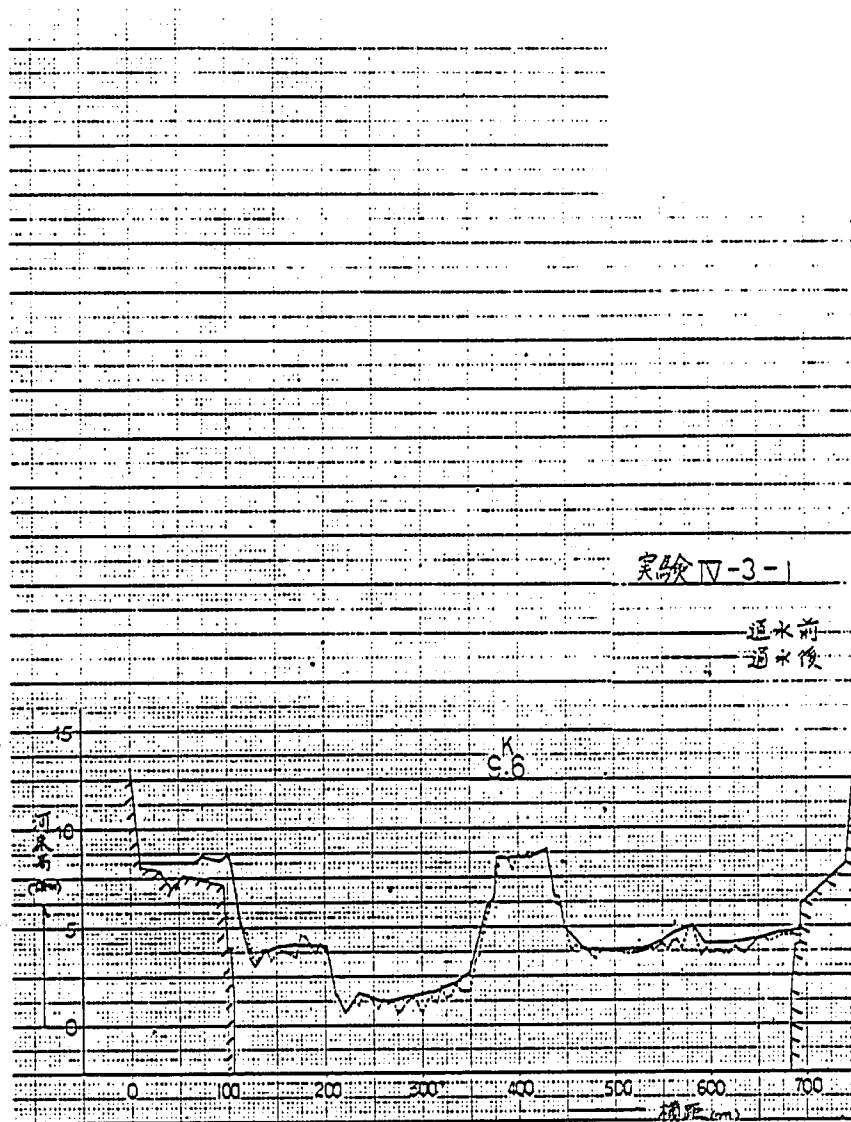
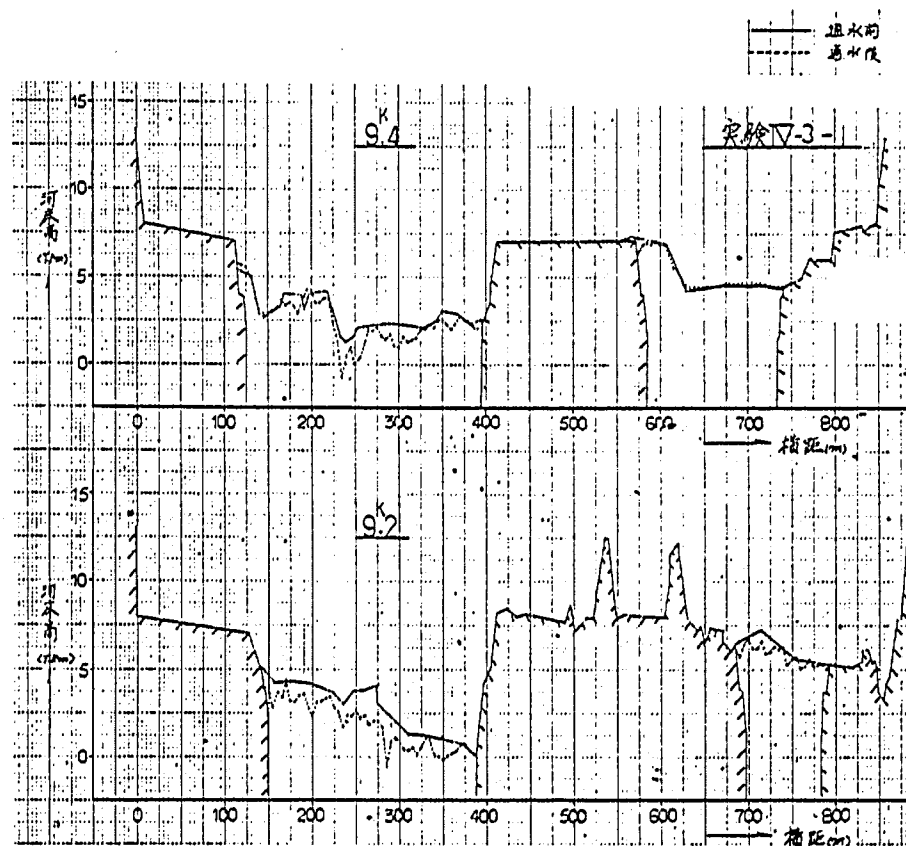


图-6.3.53 洗掘・堆積平面图 (实验IV-3-1)



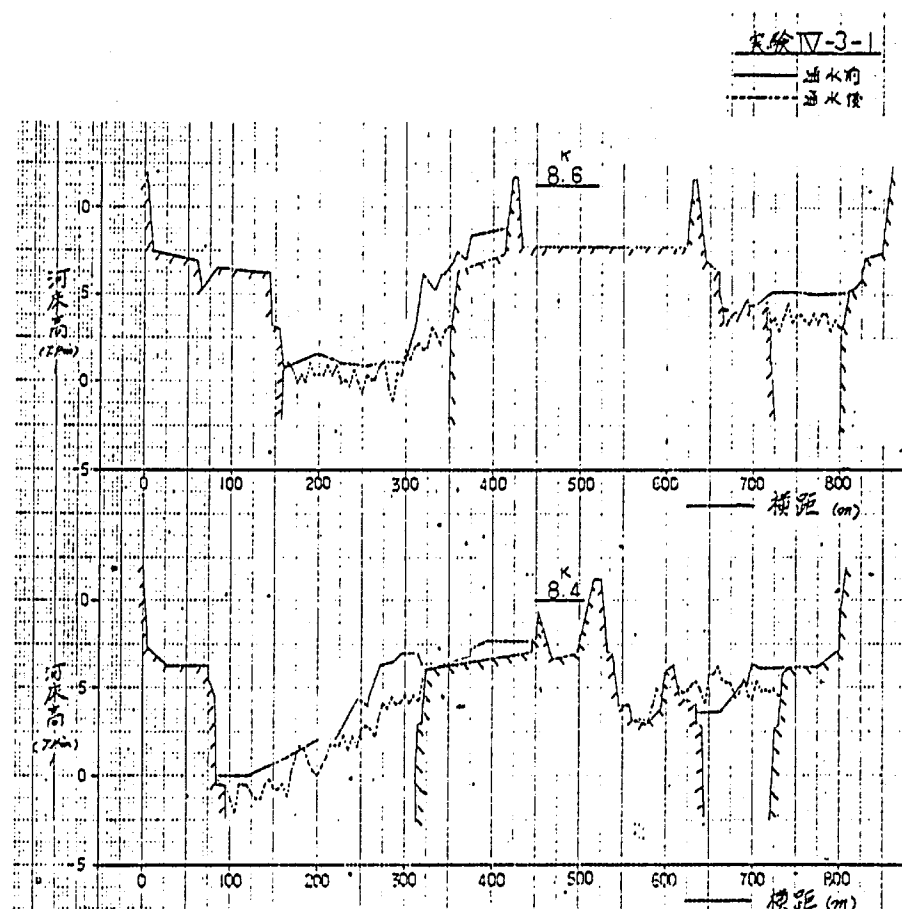
图—6.3.54 (1) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



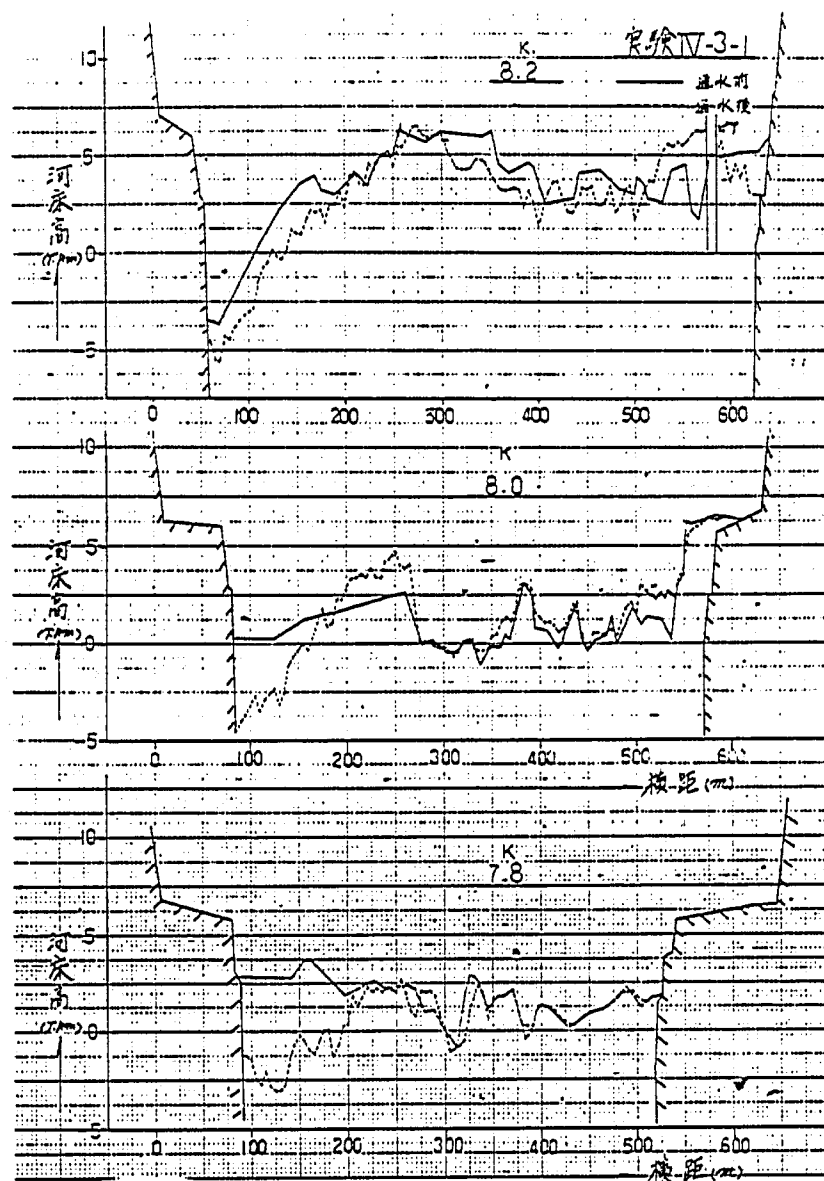
图—6.3.54 (2) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



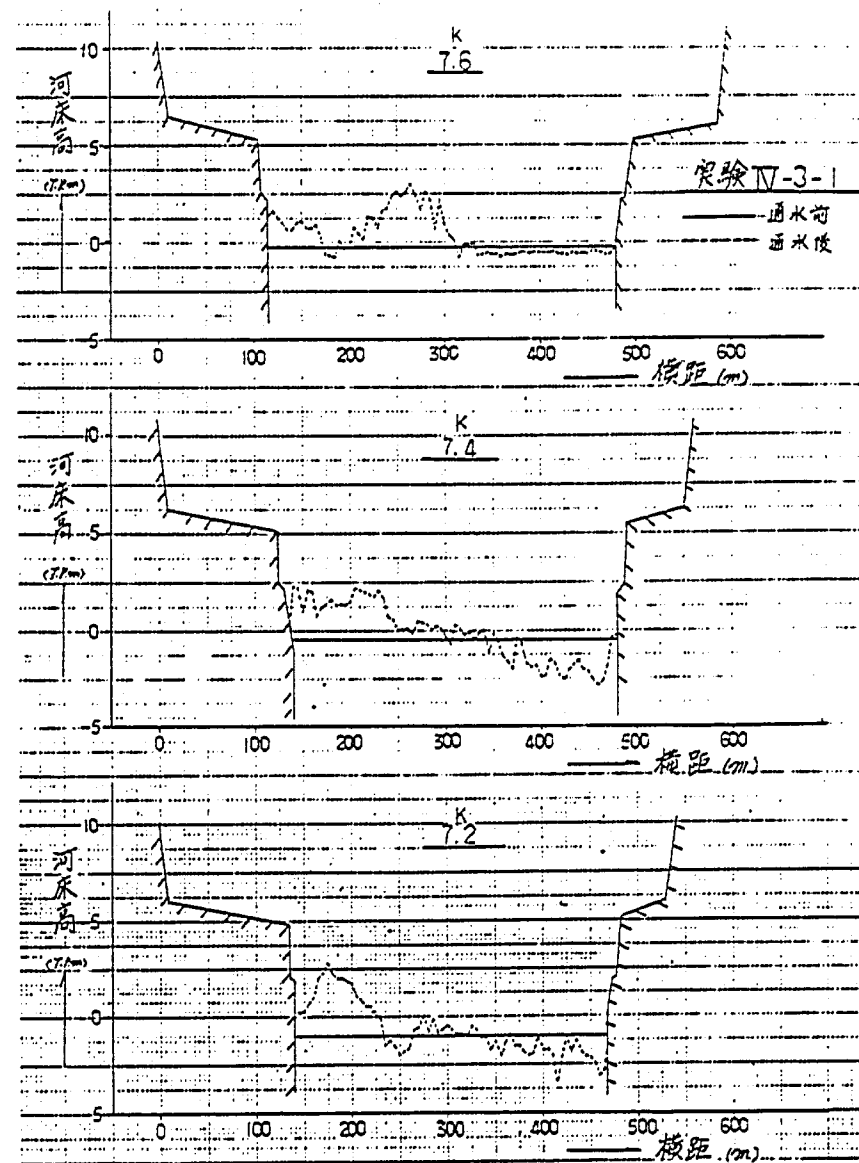
图—6.3.54(3) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



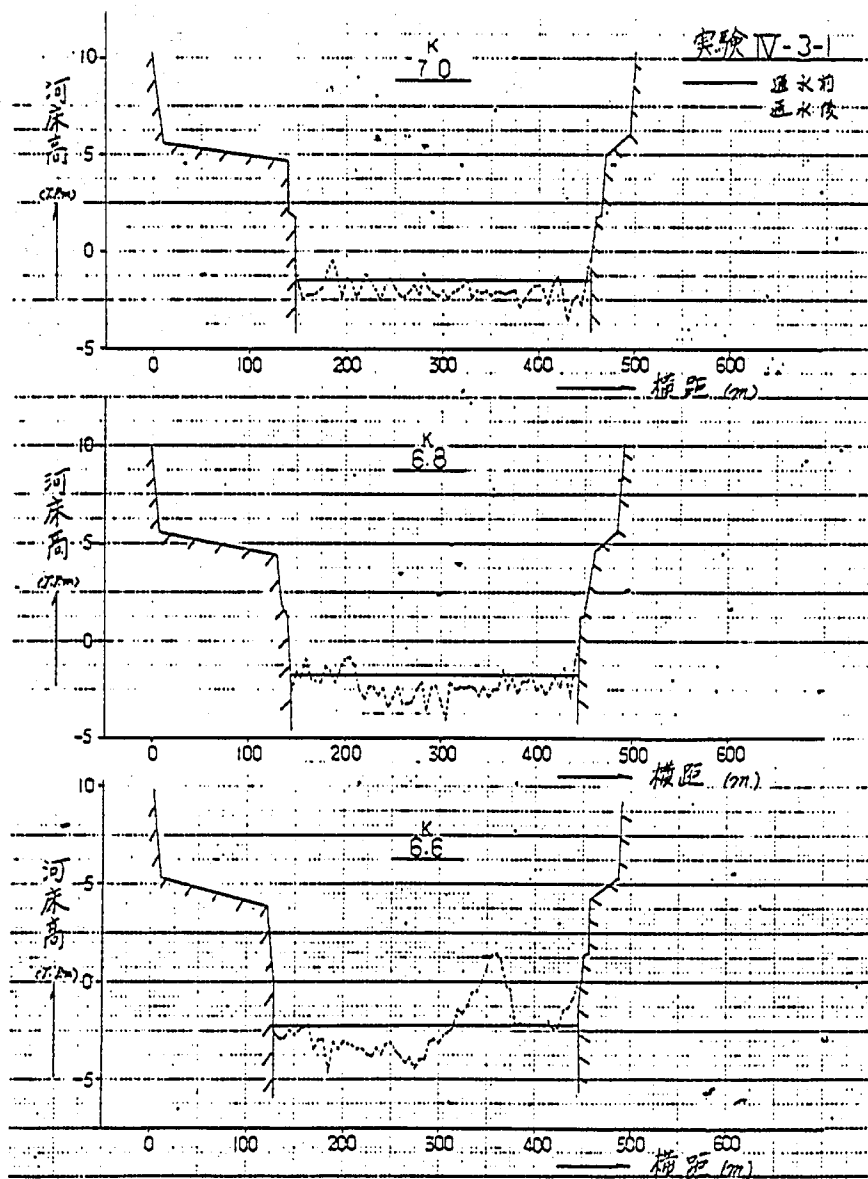
图—6.3.54(4) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



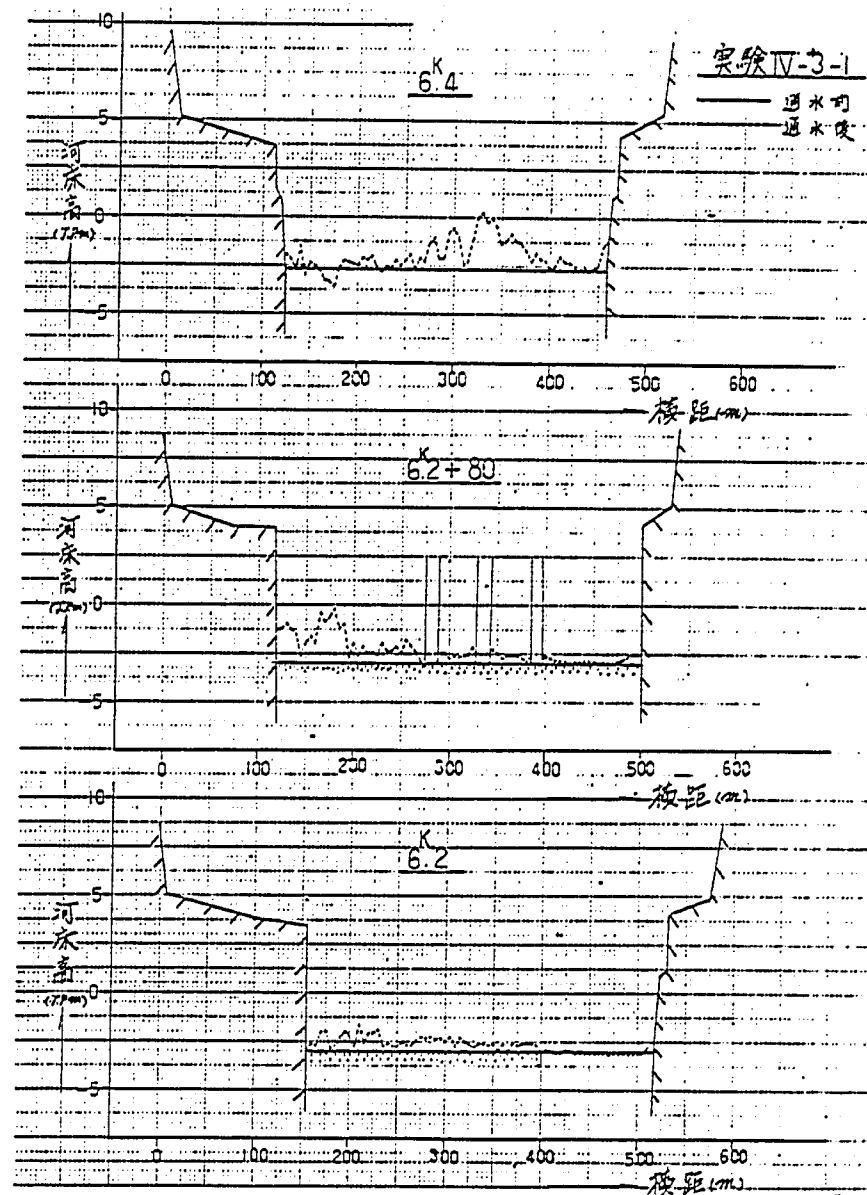
图—6.3.54 (5) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



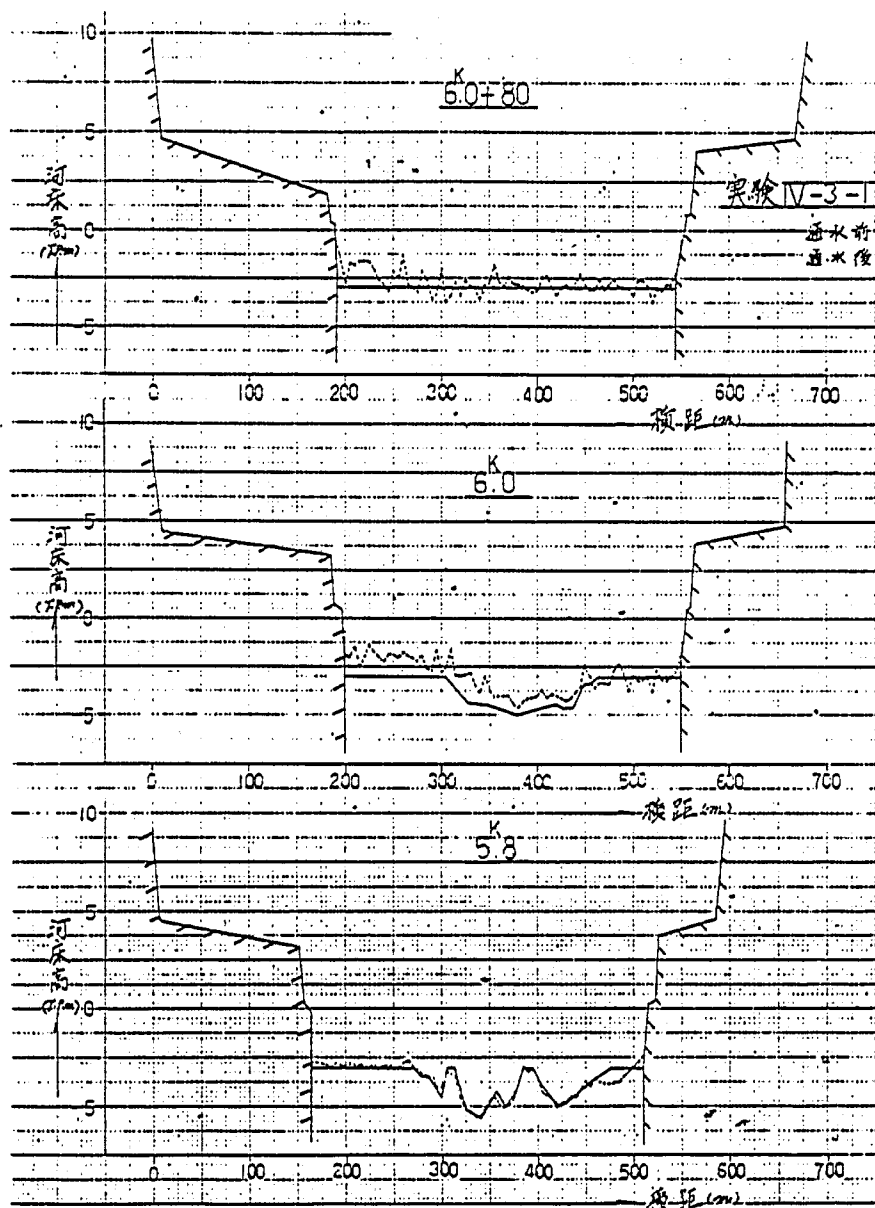
图—6.3.54 (6) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



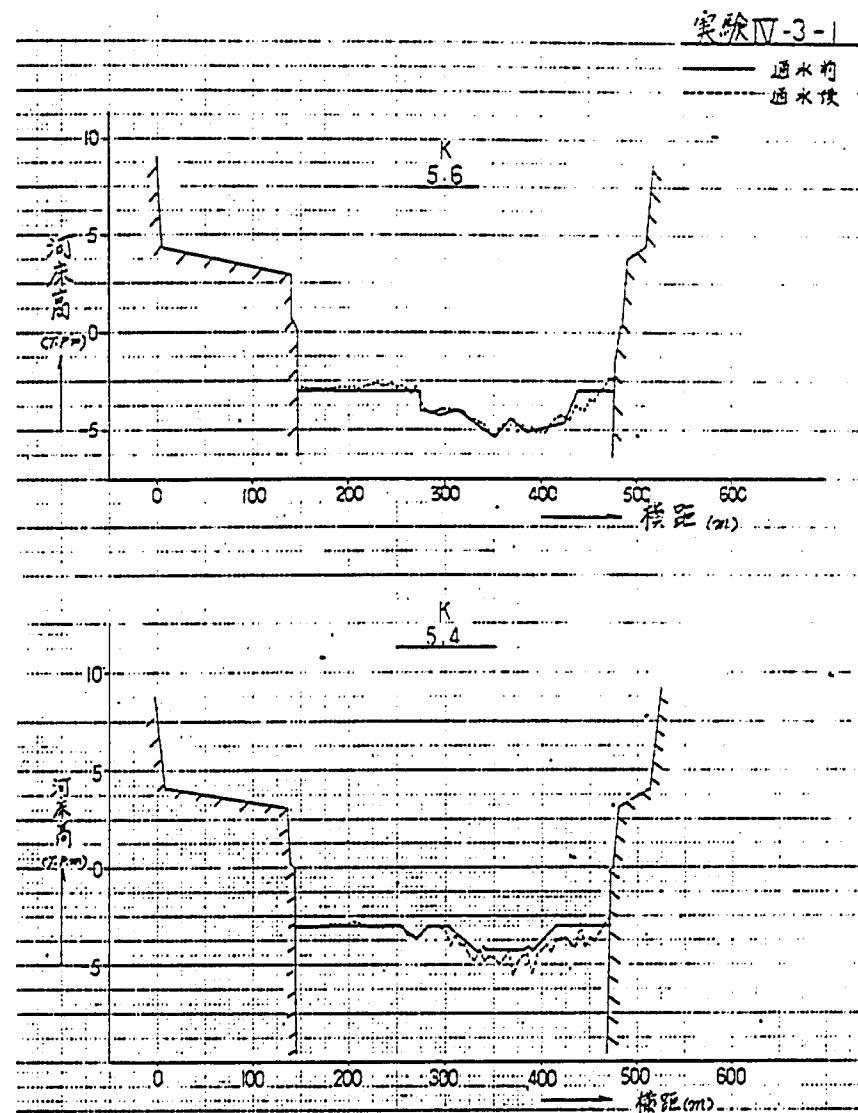
图—6.3.54 (7) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



图—6.3.54 (8) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



图—6.3.54 (9) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



图—6.3.54 (10) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)

実験 IV-3-2

$Q=6000$ ㄲ

下(例)
 一流線
 主流線
 死水域

PROTOTYPE SCALE
 0 1 2 3 4 500^m 1000^m
 MODEL SCALE
 0 5 10 15 20^m

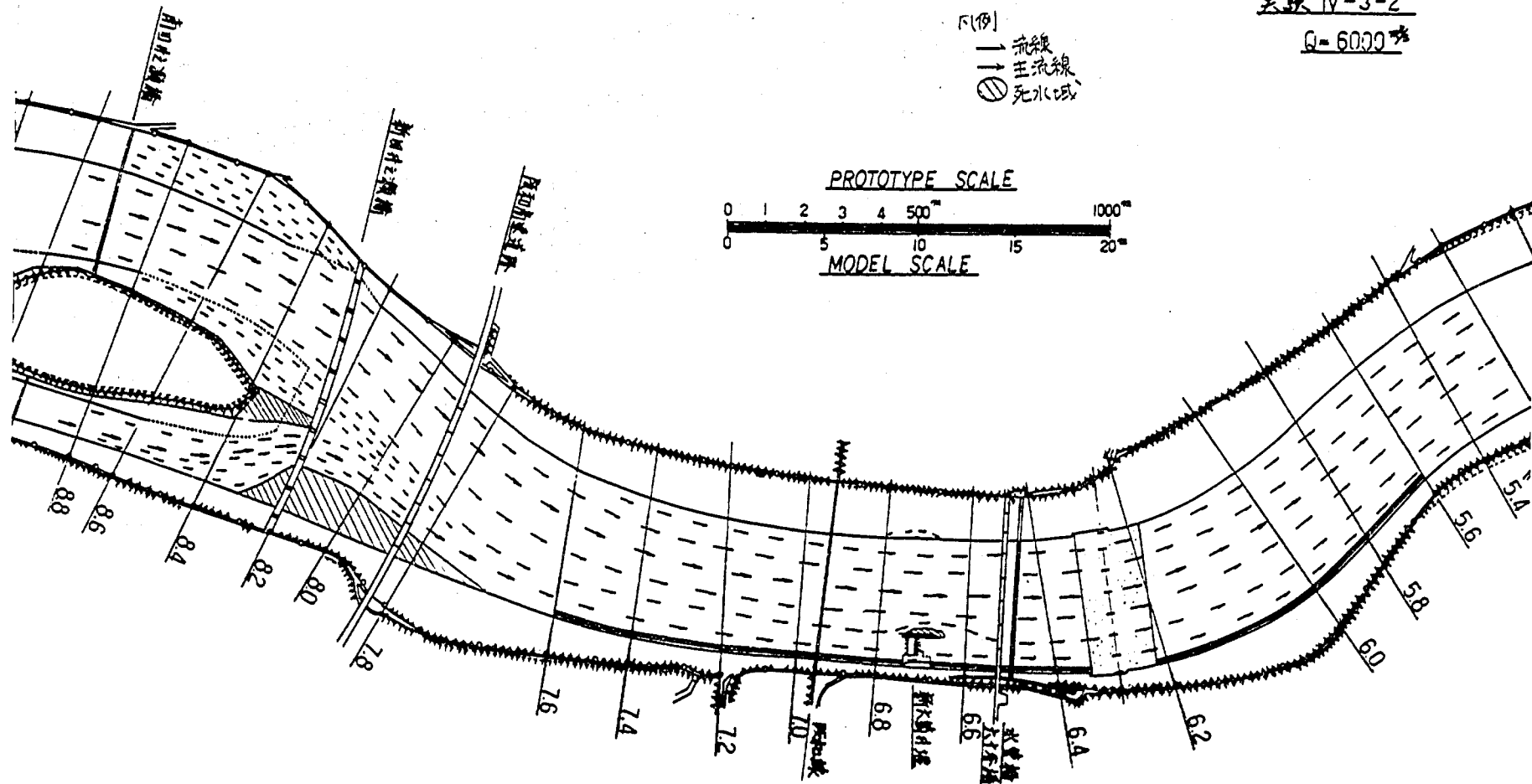


図-6.3.57 流況図 (実験IV-3-2)

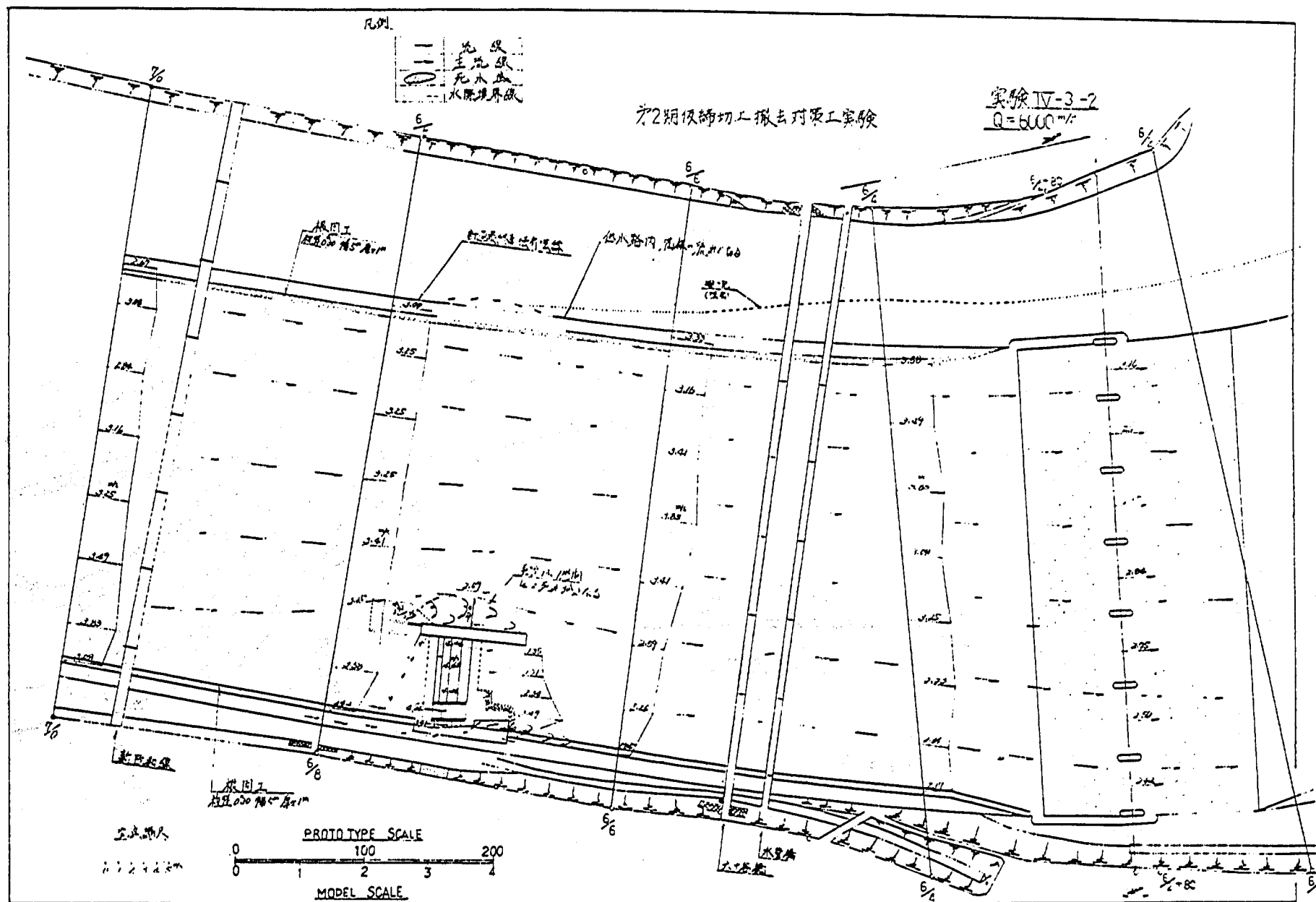


図-6.3.58 流況詳細図 (実験IV-3-2)

実験 IV-3-2

$Q = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$

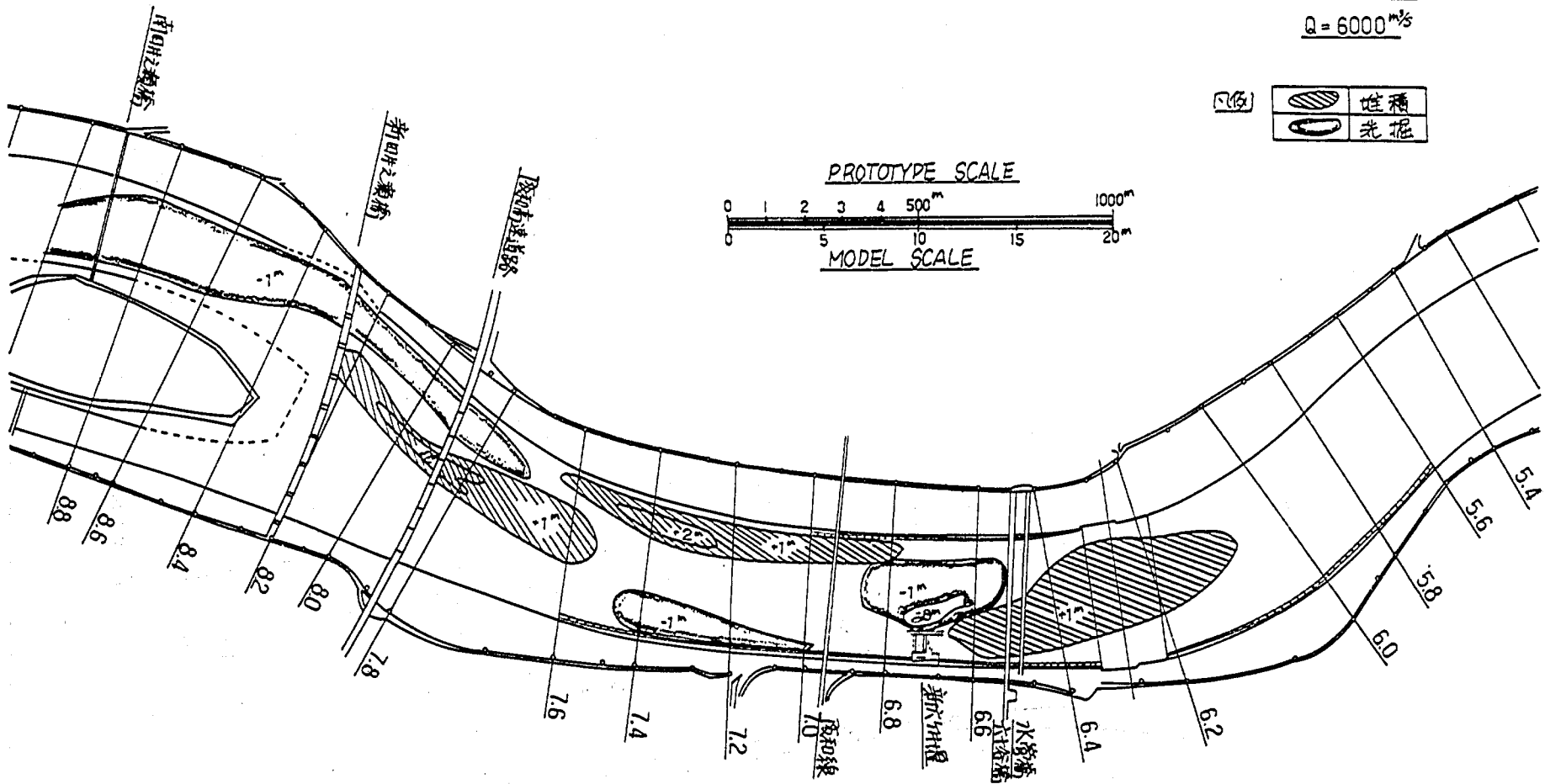
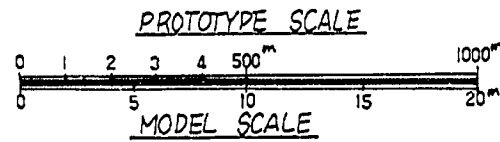
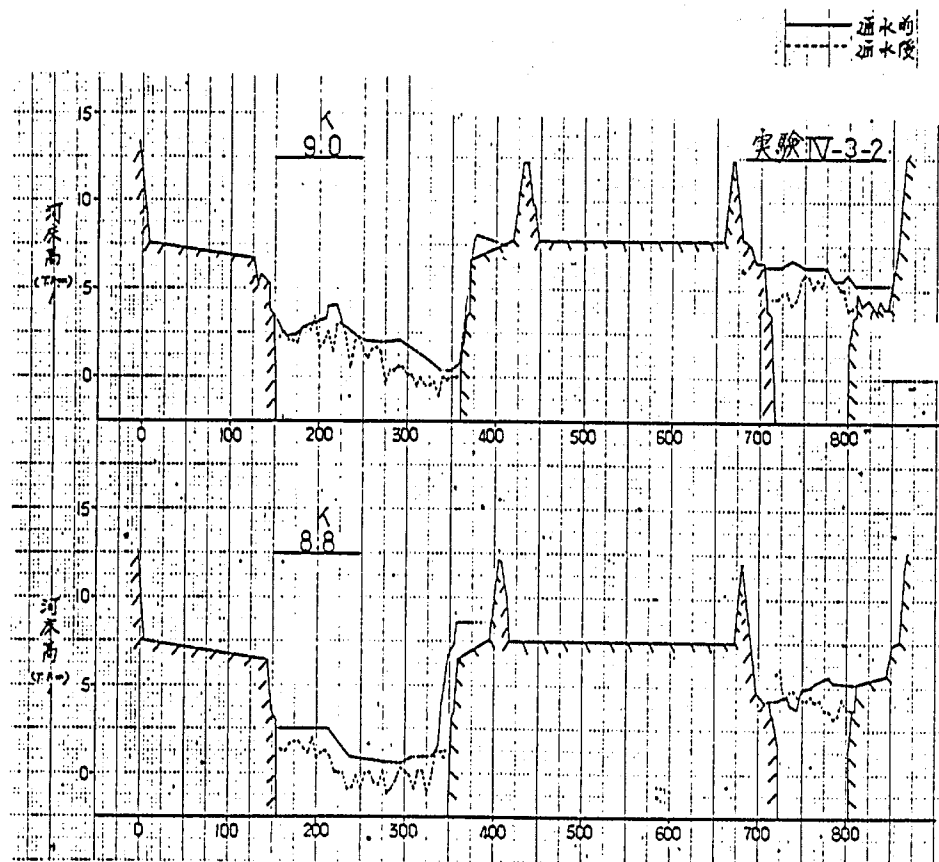
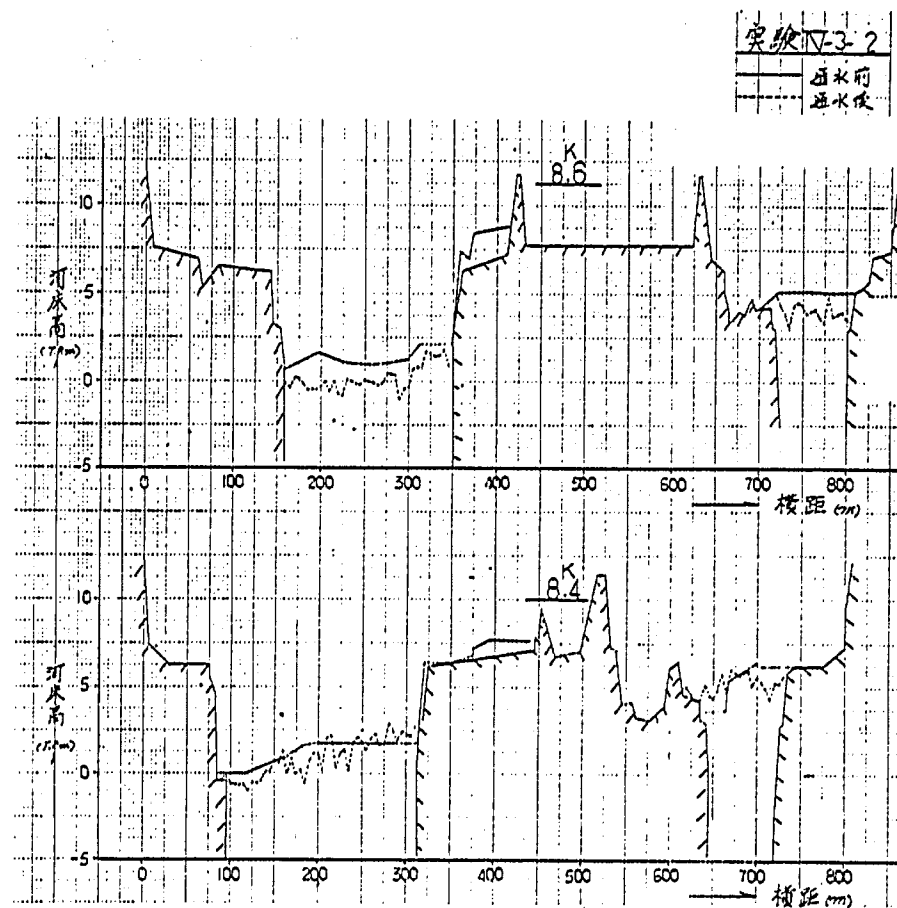


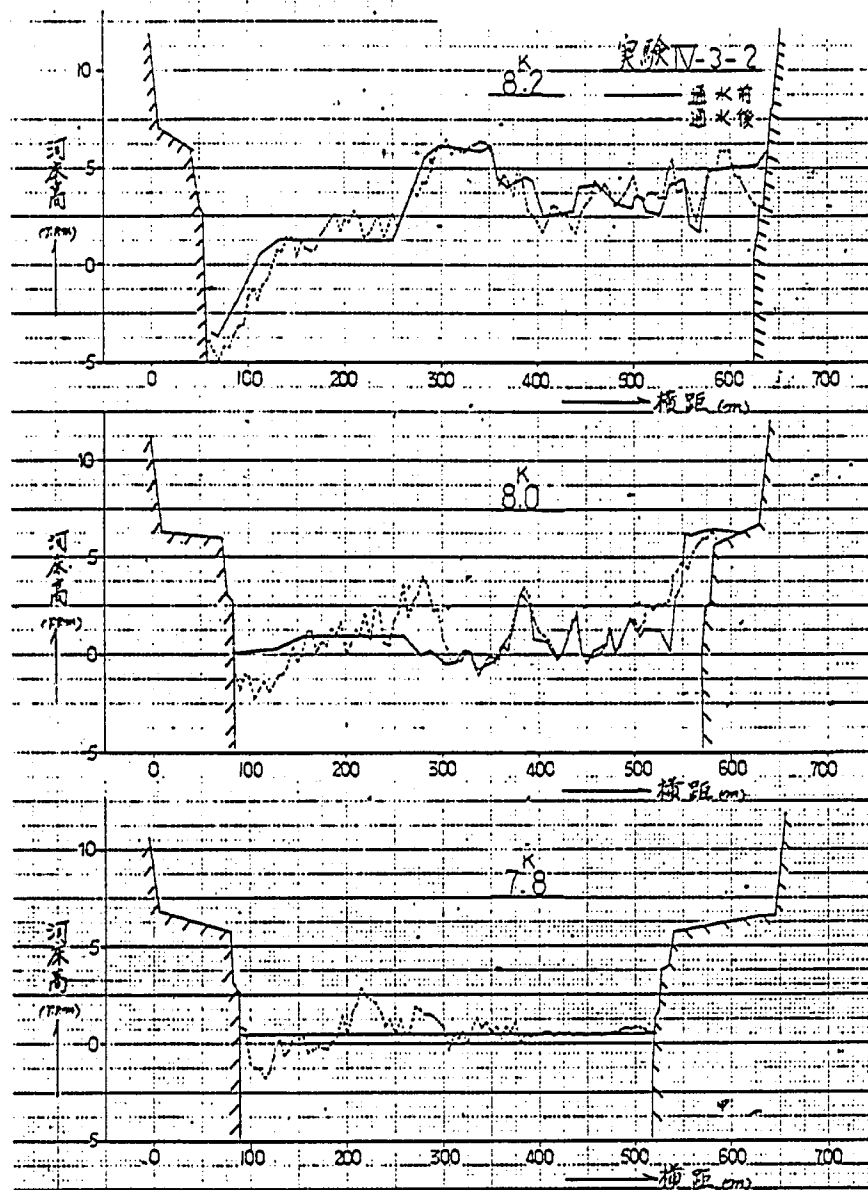
図-6.3.62 洗掘・堆積平面図 (実験IV-3-2)



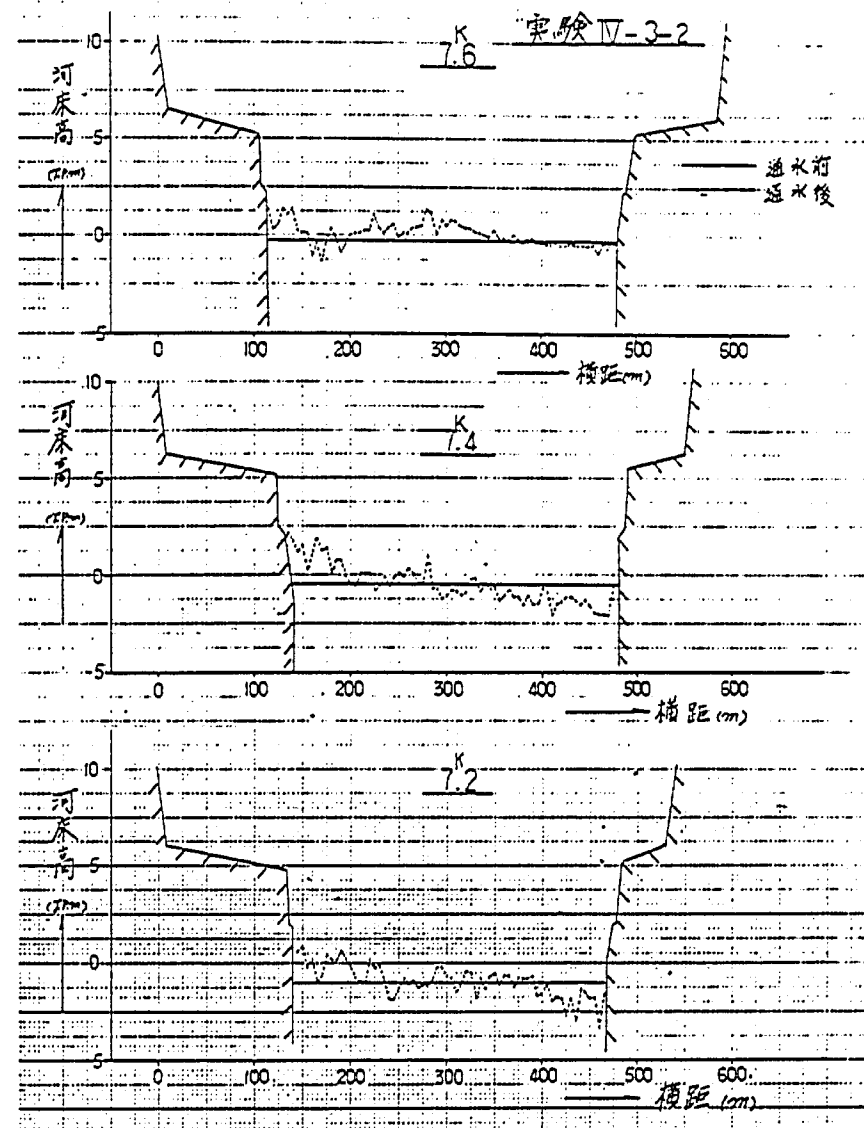
图—6.3.63(1) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



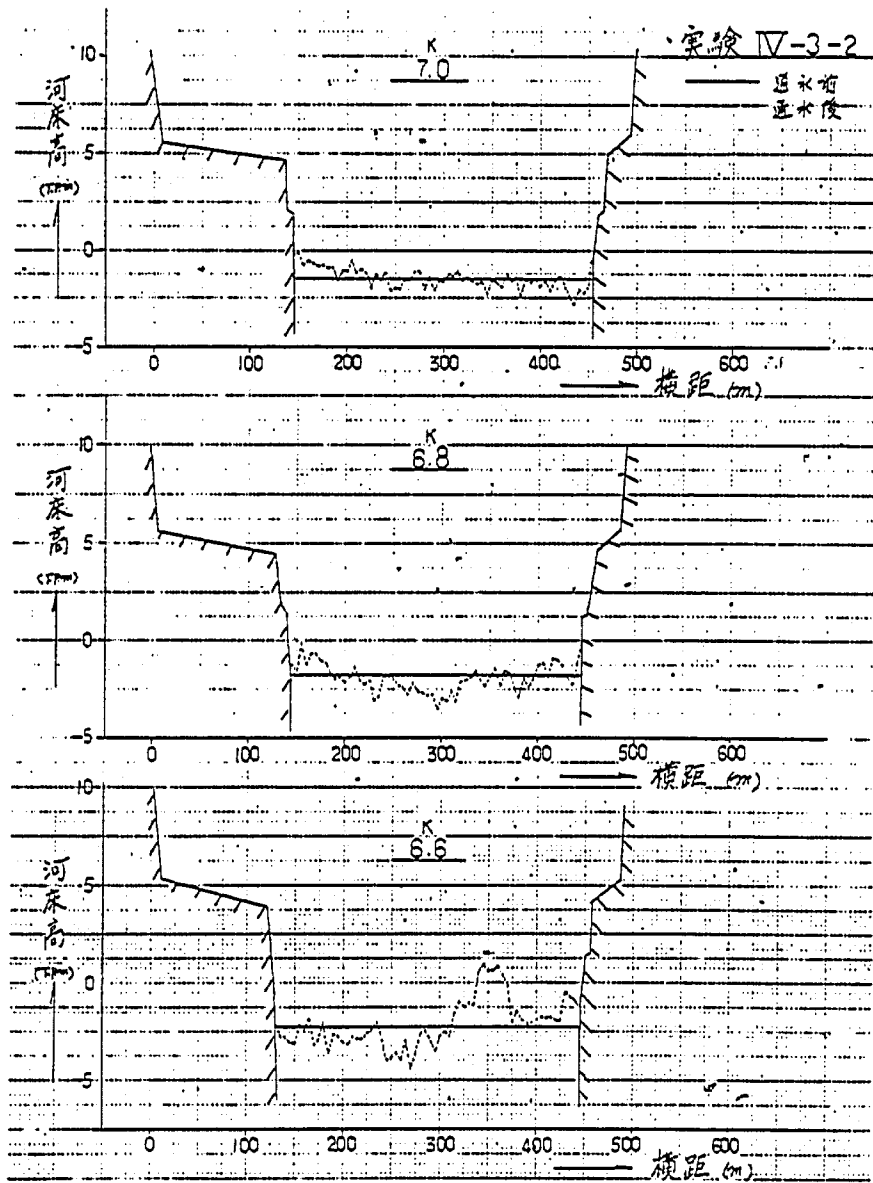
图—6.3.63(2) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



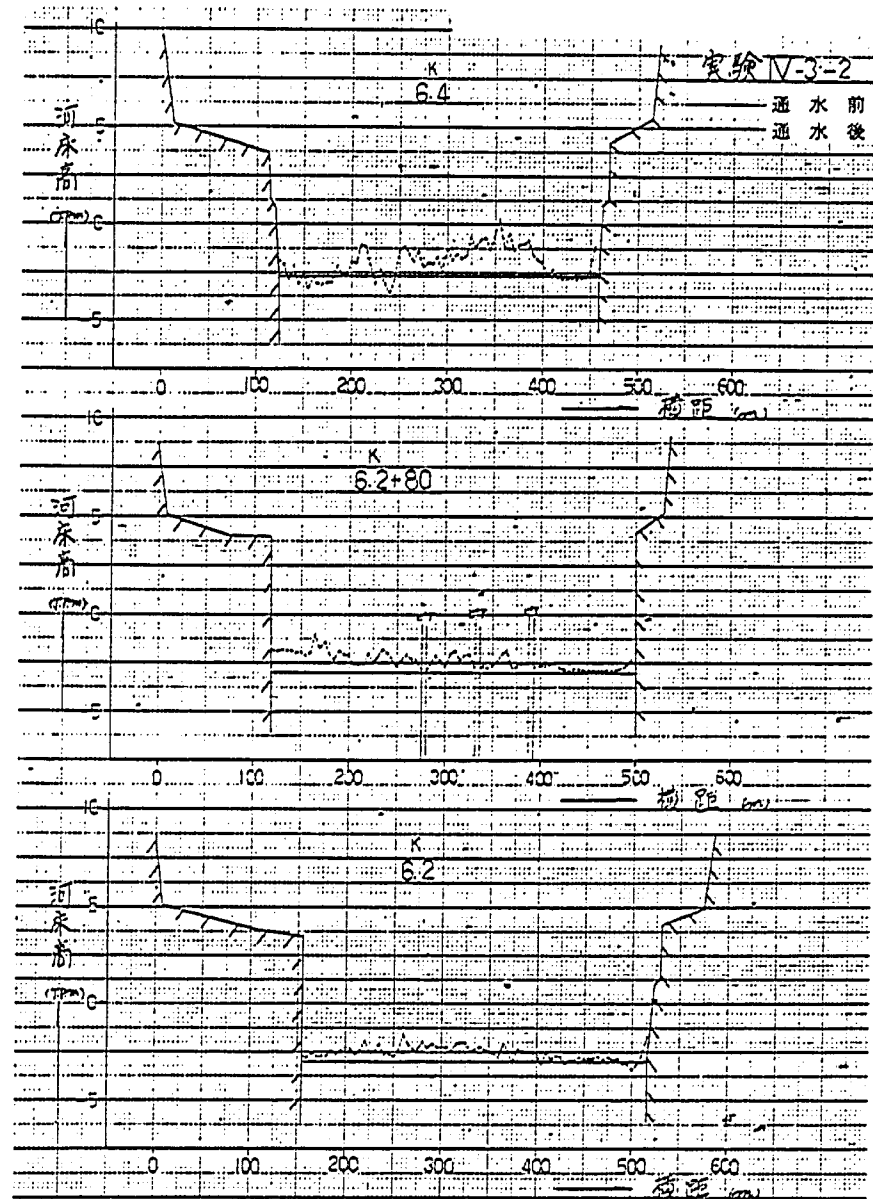
图—6.3.63 (3) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



图—6.3.63 (4) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



图—6.3.63(5) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)



图—6.3.63(6) 河床变动横断比较图 (实验IV—3—1)

第7章 全体のまとめ

第7章 全体のまとめ

ここでは、本報告書と報告書（Ⅰ）の実験結果を含めた各種実験の主要な結果と対策案および問題点を以下に述べて、全体のまとめとする。

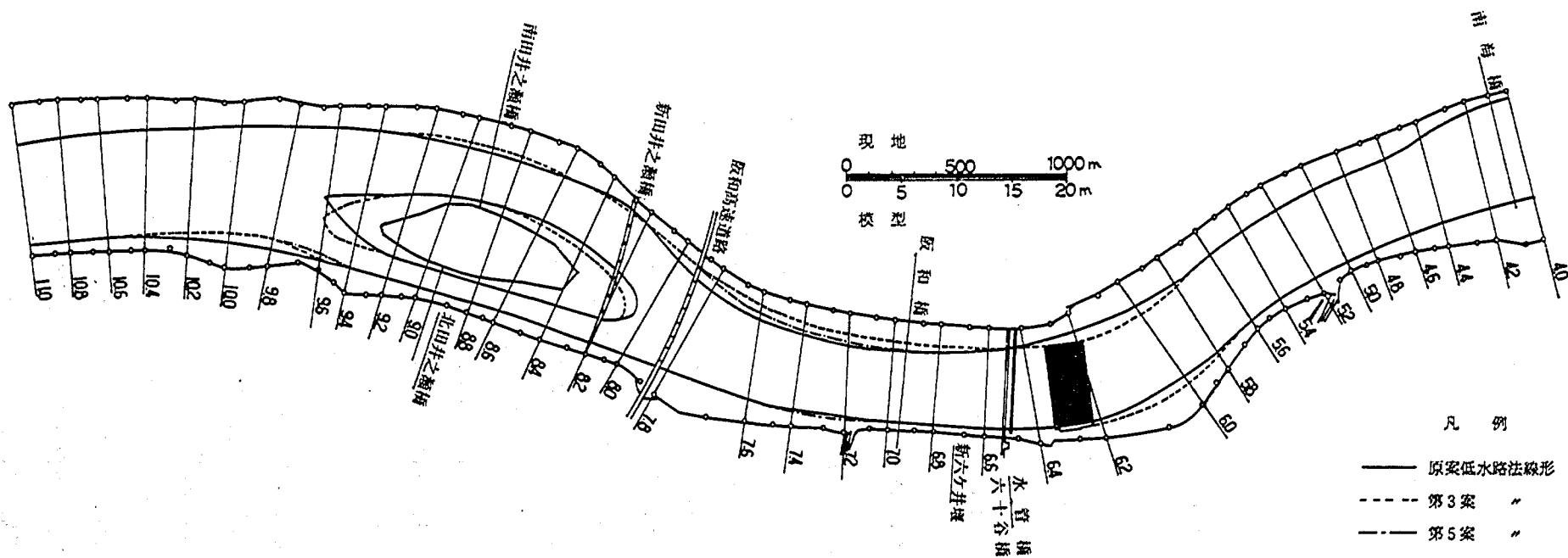
7.1 模型の相似性に関する実験

7220 出水の洪水波形をフルードの時間縮尺と同じ $l_{sr}=7.07$ で流したところ、流量規模が小さい場合は砂の移動が少なく、ピーク流量も $Q_p=5,875 \text{ m}^3/\text{s}$ であったため、全体的な河床変動量はやや少なく、時間縮尺はこれより若干小さい値と考えられた（図-7.1.1）。しかしながら、 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を積み重ねて通水したところ、流量規模が大きくなると河床変動も増大し（図-7.1.2～図-7.1.3）、局所洗掘等も短時間に平衡洗掘深となることなどから、計画案実験で用いる計画ハイドログラフ（ $Q_p=12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の時間縮尺は、 $l_{sr}=7.07$ を採用することとした。但し、河床材料粒径が小さいために、小規模河床波（Ripples）の発生によって河床形態の移行等の相似性は余り良くないと考えられる。

7.2 計画河道の低水路法線形状に関する実験

7.2.1 計画低水路法線形について

- (1) 計画低水路法線形原案形状に計画高水ハイドロ他、一連の通水を行なったところ、図-7.2.1の河床変動結果に示されるような洗掘、堆積状況となり、低水路法線形状の修正が必要となった。
- (2) 計画低水路法線形原案（計画河床）の流況および河床変動結果をもとに法線形の修正を行なった結果、河道内の局所的な河床変動の少ないものとして、図-7.2.2に示す修正第3案（ケースⅡ-5）が得られた。図-7.2.3の河床変動結果より、河床変動量が減少したことが解る。特に、7.6 km～6.8 km 間の左岸側法線を後退させたことにより、河道内で流れが片寄ることなく、この区間の左岸側の堆積および右岸側の洗掘量が減少した。さらに、大堰建設予定地付近の 6.4 km～5.8 km 間低水路を原案より全体的に右岸側に寄せたところ、流況、河床変動とも良好な結果が得られた。但し、計画河床高とした場合、大堰の床版高がこれより 1.25 m 低く（T.P-3.0 m）、その上流側は河床勾配 1/500 で計画河床にすりつける形状とした。このため、大堰付近は堆積傾向を示し、上流側の 7.4 km～6.8 km 間の河床低下を助長していると考えられた（図-7.2.4）。また、護岸前面の洗掘に対しては、最低限図-7.2.3に示す根固工等の対策工の設置が必要と考えられた。
- (3) 一方、大堰付近から上流で計画河床高より約 1.0 m 下げ、17.0 km 断面で計画河道にすりつける河床縦断形（管理河床高）とし、現況河道で設置されている低水護岸等を考慮した場合、図-7.2.2に示す修正第5案が最良案として得られた。管理河床高とした場合、堰床版の上流側で河床勾配が急変しないことや、河床高を全体的に下げた効果により、河床変動量が一層減少する結果となった（図-7.2.5～7.2.6）。しかし、低水路法線形状を修正第5案としても第3案と同じく、小規模ながら河道内に洗掘、堆積箇所が必ず見られ、治水上の安全性を考慮すれば、実験で生ずる程度の洗掘に対処しうる



図一7.2.2 低水路法線形状図 (原案, 修正第3案, 修正第5案)

保護対策は最低限必要と考えられる。

- (4) 計画低水路法線形状の最良案を修正第5案として、河床を堰床版から上流を1/500の河床勾配で7.4 km~7.6 km 断面で計画河床にすりつける（管理河床の修正案）河道として通水したところ、河道内の河床変動は、比較的少なく良好な結果であった（ケースII-9, 図-7.2.7~7.2.8）。しかし、依然として計画河床へのすりつけ部の洗掘とそれに伴う堰床版への堆積は避けられない結果となり、堰床版上へ堆積した砂を排除すべくゲート操作方法を考えなければならない。但し、河岸沿いの洗掘は、図-7.2.7に示す位置に根固工を施せば防げることが明らかとなった。
- (5) 中州流頭部付近の堆積と北田井之瀬側河道の河床低下に対する軽減策としては、修正第5案形状が最良法線形と考えられたが、北田井之瀬側河道の洗掘防止に対して大幅な効果は得られなかった。これは、低水路法線形を工夫したとしても、流頭部高水敷上からの流入量が多く、北田井之瀬側への分派流量が余り減少しないためと考えられた。

7.2.2 紀の川大堰の堰軸方向について

紀の川大堰の堰軸は、左岸軸基点を六十谷水管橋より200 m 下流に固定した場合、低水路法線形修正第3案に対する堰軸方向は、図-7.2.9に示す右岸6.2 km+80 m 杭の上流20 m の方向が最良である結果が得られた。また、修正第5案法線形でも河床形状に拘らず流線に対して良好な位置となっており、堰軸位置の低

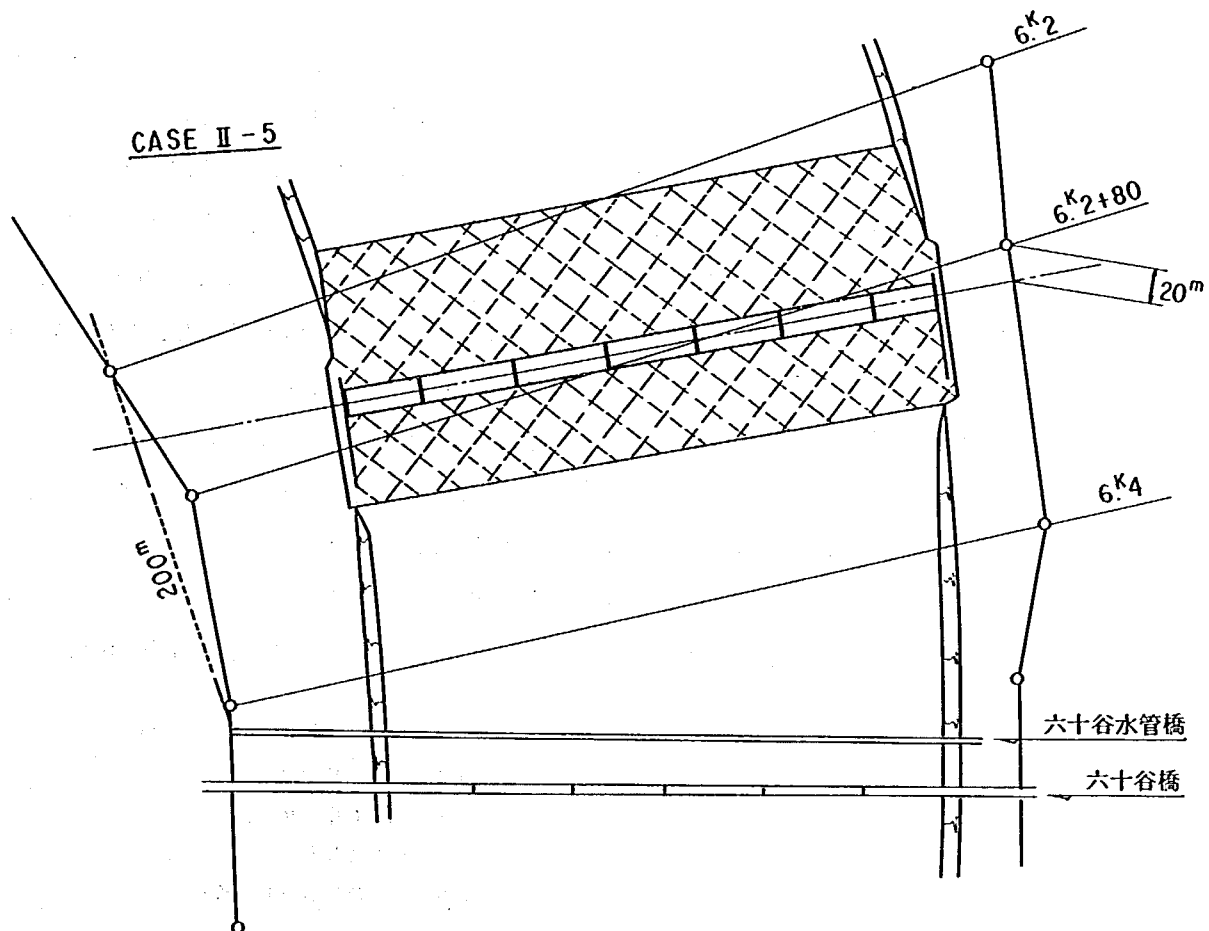


図-7.2.9 大堰設置概要図（実験II-5）

水路幅としては約 365 m が妥当であると思われた。

7.2.3 北田井之瀬側河道の洗掘防止対策と分派流量について

- (1) 北田井之瀬側河道への分派流量は、 $Q=6,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して計画河床および管理河床（修正案含）とも $1,690 \text{ m}^3/\text{s}$, $2,570 \text{ m}^3/\text{s}$, $3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後であった。これは、中州流頭部形状を種々変更しても流頭部の高水敷上からの流入があるために分派流量の変化は余り見られなかった。
- (2) 計画河床の場合（ケースⅡ－5），北田井之瀬側河道護岸前面の洗掘対策工として両護岸沿いに幅 5 m の根固工（現地粒径約 35 cm 相当の捨石）を設置したところ、護岸沿いの洗掘防止効果はあるものの、9.2 km～8.6 km 間の河道中央部の洗掘が大きく、根固工前面が崩落している状況であった（図－7.2.3 参照）。
- (3) 管理河床の場合（ケースⅡ－7），両護岸沿いに幅 10 m の根固工（現地粒径約 35 cm 相当の捨石）を設置したことと、河床高を計画河床に対して下げたことによって、初期河床に対する河床洗掘量は減少した。しかし、河道内の他の部分と比較するとその変動量は大きく、護岸の根固めには洗掘規模に対処しうる保護対策を考慮する必要がある（図－7.2.5 参照）。
- (4) 管理河床を修正した場合（ケースⅡ－9），右岸側護岸前面に幅 8 m，厚さ 1.5 m（現地粒径 35 cm 相当の捨石），左岸側は幅 5 m（その他は右岸側と同じ）の根固工を設置したところ、河道中央の河床低下はあるものの根固工の崩落もなく護岸の安全性を保つことが出来た（図－7.2.7 参照）。

7.2.4 水衝部の護岸保護対策について

- (1) 河道内の河床変動を少なくすべく、一連の実験で低水路の法線形を模索したが、どの形状でも河岸沿いの洗掘は必ず発生するために、実験で生じる程度の洗掘を防止する対策工を施さなければならない。
低水路法線形を修正第 4 案（管理河床，ケースⅡ－6）とした場合、水衝部の低水護岸前面の局所洗掘対策として幅 5 m の根固工（現地粒径約 35 cm 相当の捨石）を設置し、とくに洗掘の大きい箇所については水制併用による保護を行なった。対策箇所は中州流頭部～8.8 km 本川側右岸，9.0 km～7.8 km 左岸，7.6 km～5.4 km 右岸について行ない、このうち水制併用箇所は 8.8 km～7.8 km 左岸，7.6 km～6.8 km 右岸，5.8 km～5.4 km 右岸について行なった（図－7.2.10 参照）。
- (2) 根固工と水制を併用した場合、水制先端のブロックが崩落した箇所でも水制間には堆積が見られるなど、図－7.2.10 に示されるように護岸沿いの洗掘を防止することが可能であった。また、水制の最適配列ピッチはこの場合水制長の約 3 倍と既応の調査例に則った間隔であった。
- (3) 低水路法線形を修正第 5 案（計画河床縦断形，ケースⅡ－9）とした場合、根固工の厚さを 1.5 m として水衝りの強い箇所は 8 m，その他は 5 m として下表の範囲に設置したところ、護岸前面の局所洗掘

項 目 \ 種 類	幅 8 m	幅 5 m
設 置 範 囲	9.4 K～8.4 K 右岸（北田井之瀬）	9.2 K～8.6 K 左岸
	8.6 K～7.8 K 右岸	8.8 K 本川右岸～9.6 K
	7.6 K～6.6 K 右岸	～8.4 K 北田井之瀬左岸
	6.0 K～5.4 K 右岸	6.6 K～大堰床版～6.0 K 右岸
工 種	砕石（ $d=5 \text{ mm} \sim 10 \text{ mm}$ ）現地粒径約 35 cm 相当	
厚 さ	現地 1.5 m	

を防止することは十分可能であった(図-7.2.7)。但し、この場合も根固工前面の洗掘や吸い出し防止、屈撓性を有した工法を考慮すればより安全であろう。

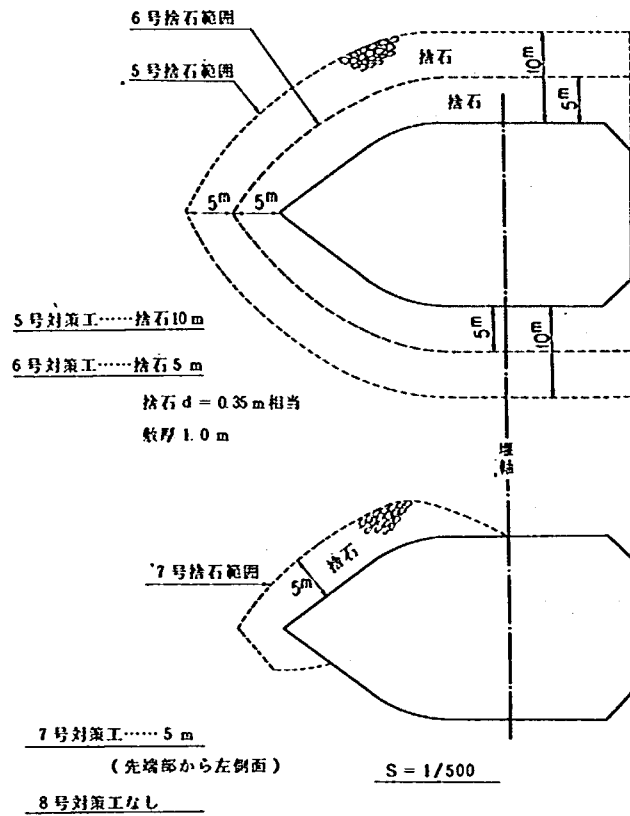
- (4) 紀の川は河道を横断する橋が多く、河道形状の変更に伴う各橋脚の局所洗掘状況を把握し、それに見合う対策を施す必要がある。実験結果より各橋脚周囲の局所洗掘を見ると、北田井之瀬橋が計画河床時に4 m余りの最大洗掘深を示し、他の橋脚は3 m前後で一部では橋台が露出する結果となった。大堰から上流の初期河床の低い管理河床では若干洗掘深が小さい橋梁があるものの、最大洗掘深は同程度であった。従って、根入れの浅い橋台の安全性を得るためには橋脚周囲の局所洗掘対策として最大洗掘深に見合う水中安息角の範囲を保護する必要がある。

7.2.5 水位について

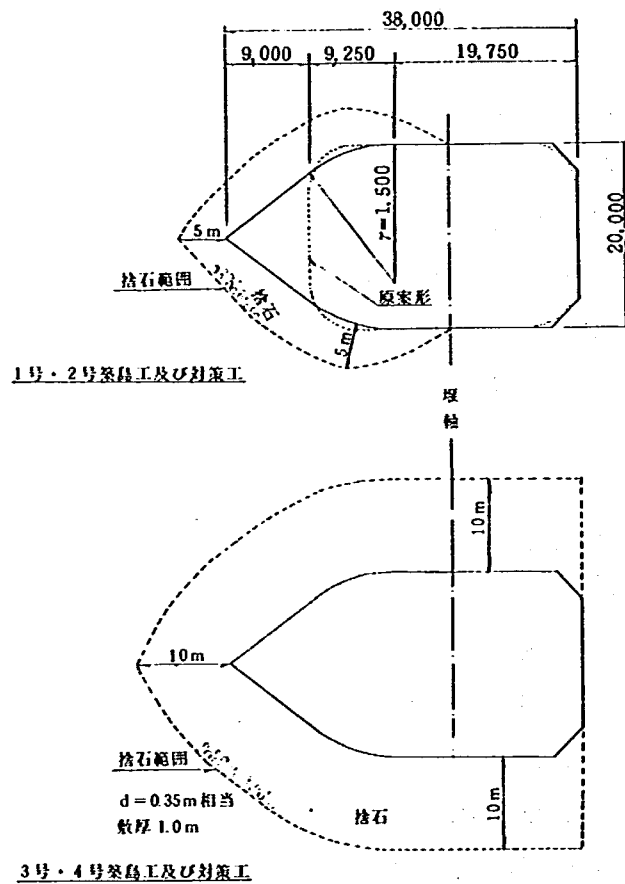
計画高水流量のピーク時($Q_p=12,000 \text{ m}^3/\text{s}$)の水位は、低水路法線形状よりも河床の縦断形状に大きく左右され、計画河床や大堰付近を床版高に下げる河床形状では、いずれも小規模河床波の発生によって粗度が現地より大きくなるために計画高水位よりやや高い箇所が見られるケースがあった。管理河床では大堰を中心に上、下流を縦断的に下げるため、大堰上流域で0.4~0.6 m低い値となった。また、小流量の場合、河床の凸凹によってその縦断的な形状が決定される傾向があり、定流では河床変動が平衡状態となるまで水位も若干変動した。

7.3 仮締切工に関する実験

- (1) 仮締切工に先行して、右岸側の築島工4基づつの堰柱基礎部分の施工を行なう案の第1期築島工(ケースⅢ-2)では、図-7.3.1に示すように河道中央側の5号築島工周囲の局所洗掘がとくに大きく、流れが弱い右岸側の7号および8号築島工周囲は洗掘が少なかった。対策工としては図-7.3.2に示すとおり、河道中央の5号築島工は流頭部から側面沿いに幅10 mの捨石、6号築島工は同様幅5 mの捨石を行ない、さらに7号築島工は先端から左岸側の堰軸間を幅5 mの捨石による保護を行なったところ、築島周辺の局所洗掘を防止できることが明らかになった(図-7.3.3)。
- (2) 右岸側の堰柱基礎部分完成後、左岸側の堰柱基礎部分の施工を行なう案の第2期築島工(ケースⅢ-3)では、図-7.3.4に示すように、3、4号築島工周囲で模型床版が露出(T.P-11.65 m)し、2号築島工もT.P-6.3 mまで洗掘された。対策案として右岸側の堰床版施工範囲をT.P-3.0 m(床版高)に掘削し、対策工として図-7.3.5に示す3、4号築島工の先端から側面を幅10 m捨石、2号築島工は堰軸から上流部を幅5 mの捨石によって保護すれば、洗掘が防止できることが明らかになった(図-7.3.6)。但し、4号築島工下流側隅角部の捨石範囲は下流側へ若干伸ばした方が洗掘に対してより安全である。1号築島工周囲は洗掘量も少なく、とくに対策は必要ないと考えられる。
- (3) 第1期仮締切工設置時(ケースⅢ-4)は、河道中央付近が主流部となること、および左岸側の堰床版施工範囲をT.P-3.0 mに掘削したことによって、この付近の洗掘は少なく、仮締切上流側隅角部でT.P-6.0 mの最大洗掘深であり、その範囲も狭かった(図-7.3.7)。対策工としては、仮締切上流側隅角部を10 m幅で捨石あるいはサンドマット等で保護すれば仮締切工自体の安全性は十分保たれると思われる。但し、捨石は現地粒径約35 cm相当の碎石を用い敷厚は1.0 mを想定しており、下層は河床材料の吸い出し



図一7.3.2 第1期築島対策工詳細図 (実験III-2-2)



図一7.3.5 第2期築島対策工詳細図 (実験III-3-3)

防止を考慮する必要がある。

また、6.6 km 断面と 6.2 km 断面の水位差は約 60 cm で、築島工設置時とほぼ同一であった。

- (4) 第 2 期仮締切工設置時 (ケース III-5) は、図-7.3.8 に示すとおり上流側隅角部の局所洗掘が非常に大きく、T.P-11.65 m 以上の洗掘となる。とくに左岸隅角部は洗掘深とともにその領域も大きかった。対策案としては、仮締切工左岸の堰床版施工範囲を T.P-3.0 m に掘削することともに、図-7.3.9 に示すように仮締切工左岸隅角部に導流壁 (不透過部分 25 m、透過部分 25 m) を設置し、透過導流壁 10 m 周囲を捨石で保護した。さらに、左岸側堰床版上流を幅 10 m の捨石、および仮締切右側隅角部の周囲を約 10 m 幅に捨石を行なった。この対策工の効果は、導流壁によって洗掘位置が仮締切工から離れた所に移り、かつ流れが透過部分で分散することによって洗掘が軽減される結果が得られた。また、右側隅角部も捨石の効果によって洗掘を防止出来ることが明らかとなった。但し、完成した堰床版直上流の捨石が若干崩落するため、設置幅を 15 m とした方が安全であろう (図-7.3.10)。また、6.6 km 水位は第 1 期仮締切より堰上げが大きく、6.2 km 地点と約 1.0 m の水位差となった。
- (5) 第 3 期仮締切設置時 (ケース III-6) は、図-7.3.11 に示すとおり上流端隅角部および堰床版直上流での洗掘が大きく、T.P-11.65 m 以上の洗掘状況となる。但し、洗掘領域は完成した堰床版によって限定されるため比較的狭かった。対策工としては図-6.3.12 に示すように、仮締切上流側隅角部へ透過導流壁 (杭間隔 1.0 m、2 列、杭径 30 cm) を上流側壁に対し、90° 方向に 20 m 設置した。さらに、導流壁周囲 20 m の捨石、および堰床版上流を幅 10 m の捨石による対策を行なった。この結果は導流壁と捨石の効果によって第 2 期仮締切と同様に、仮締切工より離れた所に洗掘位置は移り、この洗掘深も減少した。また、導流壁周囲の捨石範囲は、導流壁先端から 10m の範囲でも仮締切周辺の洗掘防止は可能であると考えられた (図-7.3.13)。しかし、仮締切工右岸側は堰床版によって河床が固定されているために流れが速く、6.2 km 地点では 6.6 km より約 1.10 m 水位が低かった。
- (6) 築島工形状は当初、図-7.3.14 に示す長方形が原案であったが、流頭部先端を三角形状にし、さらに上流側面を曲線形状とした舟型の抵抗のより少ない形が洗掘防止に有効である結果が得られた。

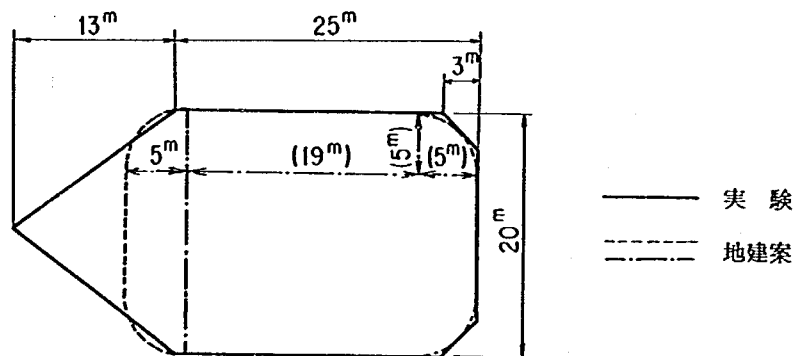
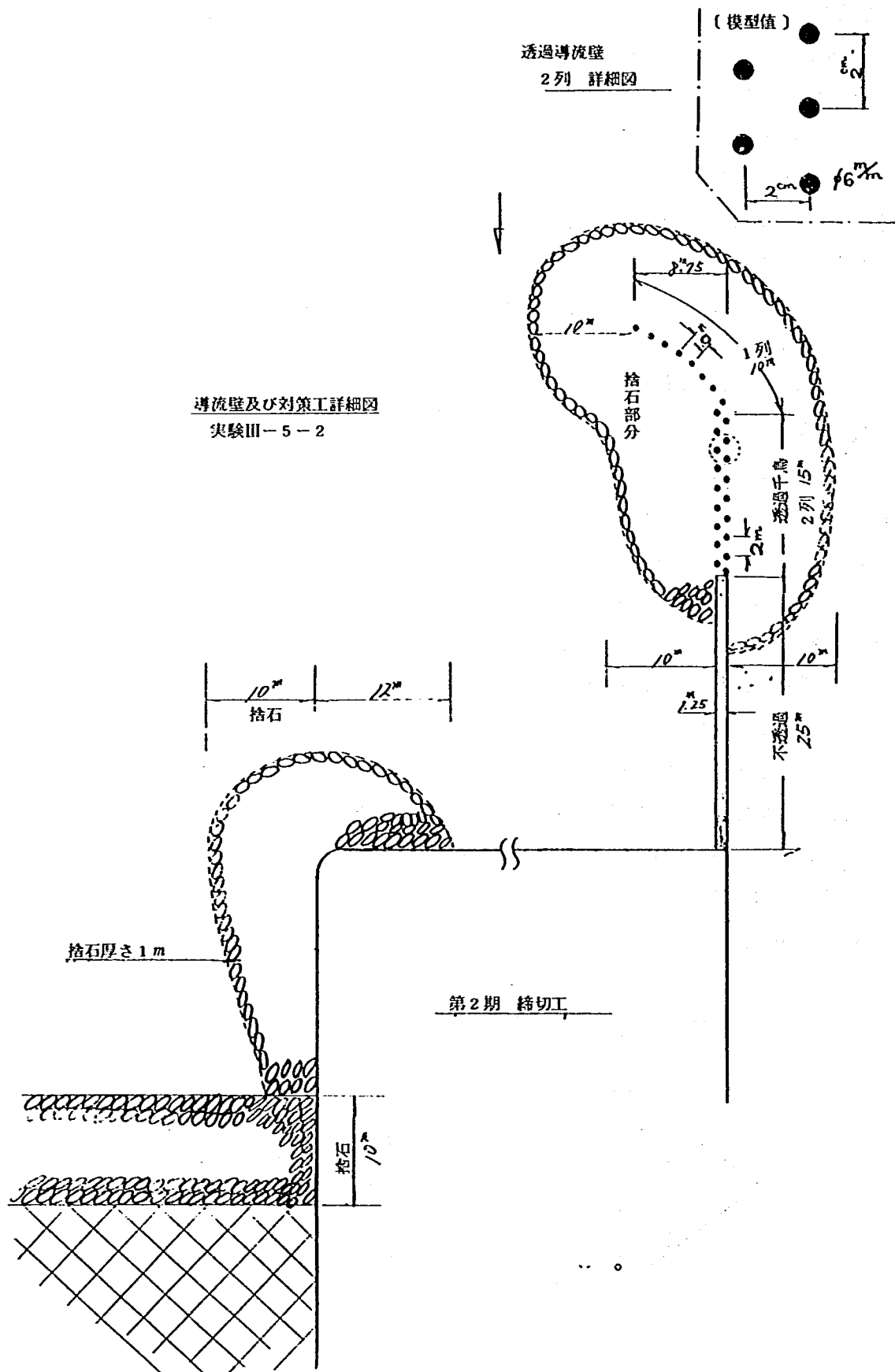
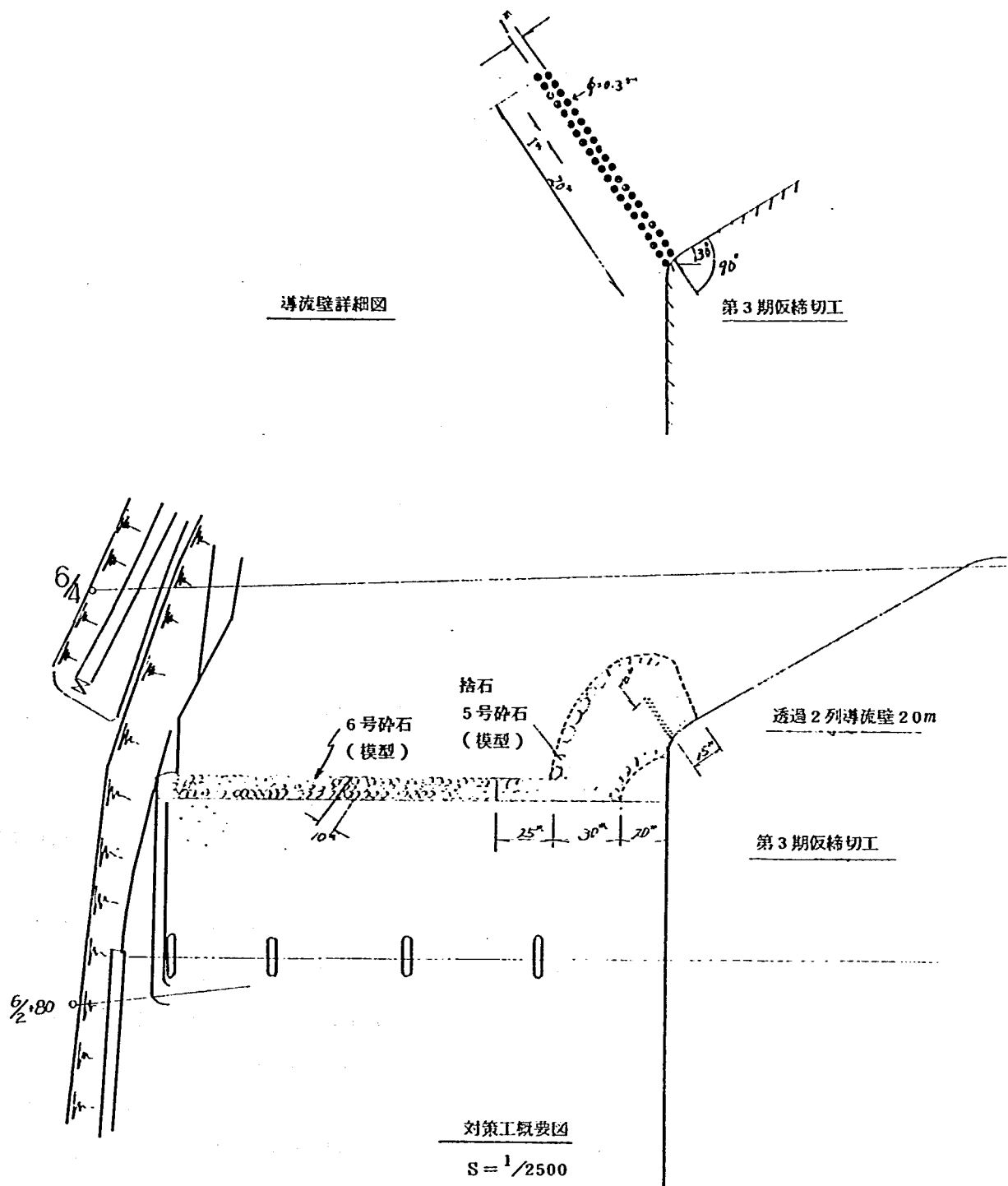


図-7.3.14 築島工構造図

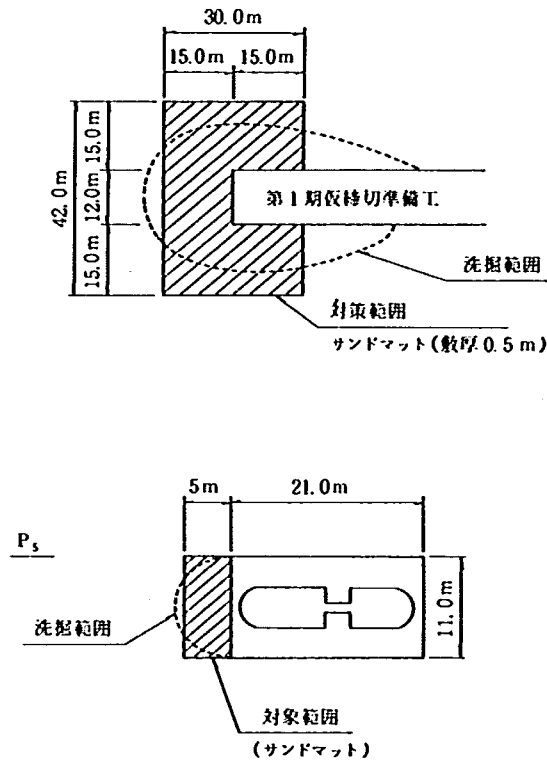
- (7) 第 1 期仮締切の流れ方向の部分を設置して出水期となる第 1 期仮締切準備工 (ケース III-7) は、図-7.3.15 に示すとおり準備工上流端が T.P-8.5 m、5 号ケーソン前面が T.P-6.4 m まで洗掘された。



図—7.3.9 導流壁および対策工詳細図 (実験Ⅲ—5—2)



図一7.3.12 第3期仮締切対策工詳細図 (実験III-6-3)



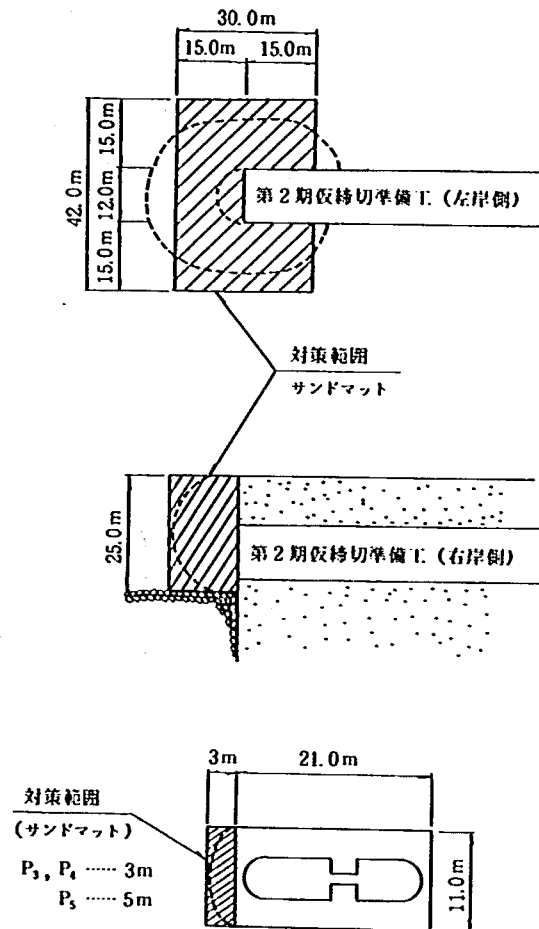
○ $P_1 \sim P_4$ は対策工なし。

図-7.3.16 第1期仮締切準備工対策図(実験Ⅲ-7-2)

対策工としては、準備工上流端周囲15mと、5号ケーソン前面を幅5mでサンドマットを施したところ、局所洗掘をほとんど防止することが出来た(図-7.3.17)。尚、サンドマットは直径50cmとして敷厚も同じく50cmであった。

- (8) 第2期仮締切準備工(ケースⅢ-8)では、図-7.3.18に示すように準備工上流端で右岸側がT.P-7.9m、左岸側がT.P-10.0m、また3~5号ケーソン前面がT.P-5.5m程洗掘された。対策工としては、第1期準備工と同様、左側準備工上流端15m周囲と右岸側準備工15m幅をサンドマットで保護し、5号ケーソン前面は5m幅でサンドマットで保護すれば洗掘に対して十分安全と考えられる。
- (9) 新六ヶ井堰下流の洗掘は、各締切とも左右岸魚道下流で生ずる。しかし、現在の河道でも出水期の洪水規模ではとくに問題が生じていないため、根固工等によって実際の洗掘は防止されているものと考えられる。
- (10) 以上の各締切施工時の検討では、締切工以外の河川構造物への影響を及ぼすような諸現象は見受けられなかった。特に新六ヶ井堰の存在によって、上流への水位等の影響も見られないために、問題も少ない。また、この実験では、洗掘対策等河床変動に対する検討を目的としているために、河口で最低潮位時の条件を用いた。

従って、新六ヶ井堰上下流の水位差は1.7m以上生じ、堰付近で限界水深となる。最高潮位時でも4.2



図一7.3.19 第2期仮締切準備工対策図 (実験III-8)

km 地点で約 50 m の水位上昇であるので、新六ヶ井堰上流まで影響はおよばないと考えられる。

7.4 新六ヶ井堰の撤去に関する実験

- (1) 新六ヶ井堰の河道中央部分を取壊すために設置する第1期仮締切工 (ケースIV-1) では、左右岸魚道直下流護岸沿いの洗掘が激しく、洗掘土砂の大堰床版上への堆積も見られた。しかし、仮締切工の上流側は堰上げられるためにほとんど洗掘は発生しないが、堰の上流左岸高水敷から乗り上げた流れが前述の左岸護岸沿いに流れ込みその洗掘を助長した (図一7.4.1)。この対策案として、第1期仮締切設置前に新六ヶ井堰床版を締切工から 30 m 幅を T. P 1.60 m まで切り欠き、仮締切幅も 168 m から 148 m 構造として行なった (ケースIV-1-3)。その結果、図一7.4.2 に示すとおり依然として魚道直下が洗掘されるものの、洗掘箇所は護岸からやや離れた位置に移った。但し、新たに仮締切工上流隅角部の洗掘が発生するために、捨石あるいはサンドマット等で保護する必要がある。
- (2) 第1期仮締切工内の堰床版を撤去した形状 (ケースIV-2) では、図一7.4.3 に示されるように仮締切工上流側が大規模に洗掘 (模型床版露出, T. P-10.5 m) され、撤去部分下流の洗掘に伴う流送土砂が 6.4 km 付近から堰床版上へ堆積 (1 m 厚) した。従って撤去部分への流れの集中は避けられないために、仮締切工から離れた場所へ洗掘位置を移すことを考え、図一7.4.4 の対策工を設置した。仮締切工上流側に導流

壁として、不透過部分 10 m、透過部分を杭間隔 1 m、横断間隔 1 m の 2 列千鳥に 15 m 設置し、導流壁周
り 10 m を捨石にて保護するものである。その結果図-7.4.5 に示すように、局所洗掘は仮締切工から離れ
た箇所に移り、締切工自体の安全性については一応確保することが出来た。但し、撤去部分から下流にかけ
た部分で洗掘された土砂が、大堰床版上に堆積するために、洪水後に堆積土砂を排除するようなゲート操
作方法等を検討しておく必要があろう。

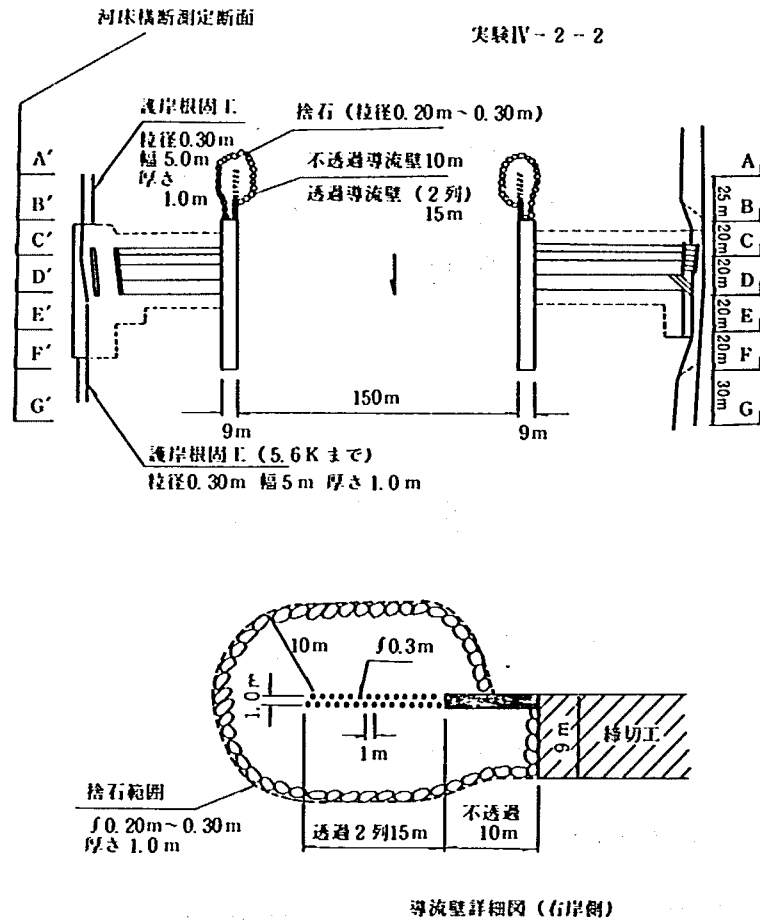


図-7.4.4 第1期仮締切工撤去対策工詳細図 (実験Ⅳ-2-2)

- (3) 第1期仮締切工を撤去した場合、撤去部分に流れが集中するために新六ヶ井堰付近の河床変動が大きくなるものと考えられる。そこで、この緩和策として第1期仮締切工上流側締切を存置する案 (天端高 T.P 2.57 m, ケースⅣ-2-3), 上下流の矢板のみを存置する案 (天端高上流側 T.P 2.57 m, 下流側 2.07 m, ケースⅣ-2-4) について検討を行なった。ところがこの2案は仮締切付近の流況を一層複雑なものとするばかりでなく、河床変動も原案に対してほとんど減少しないなどその効果は期待できず、修正案として採用できるものではなかった。
- (4) 第2期工事で左岸側の堰を撤去した後の形状 (ケースⅣ-3) では、他の撤去時の形状に較べて河積阻害率が小さいために、堰上げ水位も見られず、右岸側の仮締切上流端の局所洗掘 (T.P-16.3 m) を除けば極端な河床変動はなかった (図-7.4.6)。対策案としては、第1期仮締切工撤去時の対策工を参考にして、

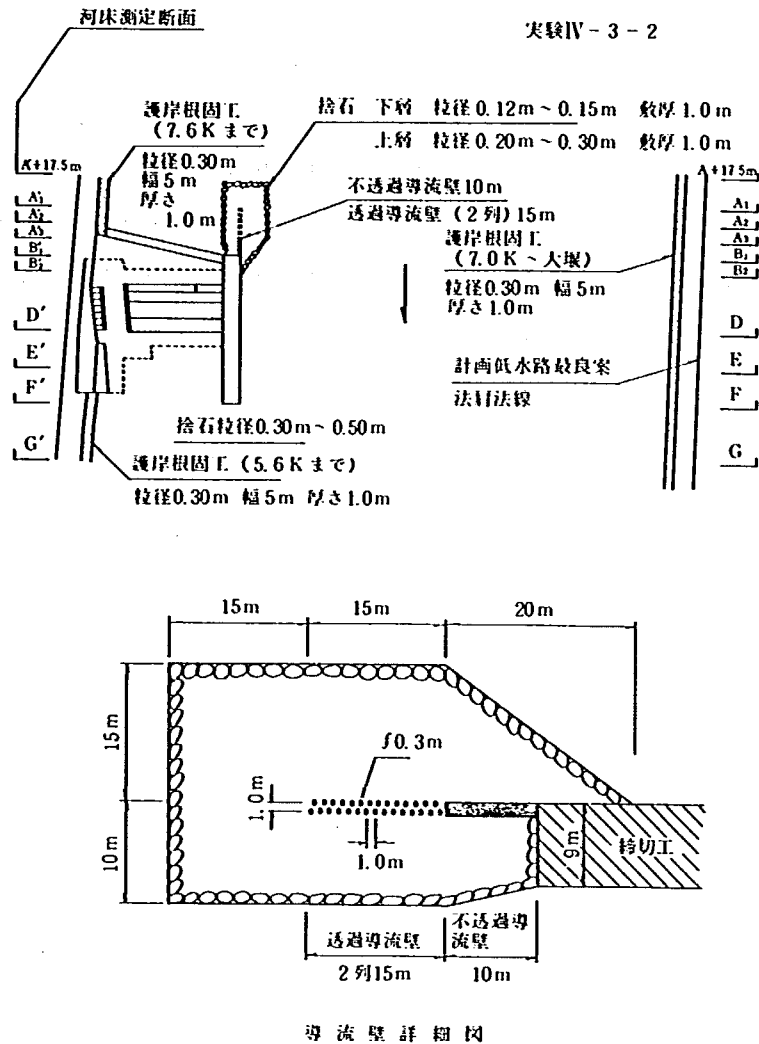


図-7.4.7 等 2 期仮締切工撤去対策工平面図 (実験IV-3-2)

図-7.4.7 に示すように仮締切工上流端に不透過部分 10 m, 透過部分 15 m の導流壁とその周りを河道外側 10 m, 内側 15 m を捨石で保護した。その結果図-7.4.8 に示すように、局所洗掘深は T.P-10.7 m に減少して、しかも仮締切工から 30 m 程離れた位置になり、残留構造物の安全性は十分保てるものと考えられた。但し、大堰床版上で堆砂が見られるために、第 1 期仮締切撤去時と同様にその処理方法を考慮する必要がある。

- (5) 新六ヶ井堰撤去時の計画河床と現況河床のすり付けは、7.8 km 付近とした場合この部分での河床勾配の変化が大きいため、流れの乱れおよび河床変動が大きく余り良い結果ではなかった。従って、やや上流の 9.0 km 付近まで 1/500 で掘削して現況河床にすり付ける形状としたところ、水面形の乱れがなくなり河床変動も少なくすることが出来た。出水期流量を対象とする第 1 期、第 2 期撤去時には、以上の理由より 9.0 km 付近ですり付ける形状が適当と考えられる。

あ と が き

昭和54年度から昭和60年度にかけて行なわれた実験の中、報告書(I)以降の実験データと検討結果とともに、全ケースのまとめも併せて述べてきた。今後は、大堰完成後の洪水時のゲート操作方法およびそれに伴う上、下流域への影響について新たに河口から13.0 km 範囲の模型を製作し、検討を行なう予定である。

最後に、実験を行なうに当り近畿地方建設局河川計画課ならびに和歌山工事々務所の関係各位に多くの労があった、ここに記して謝意を表する。

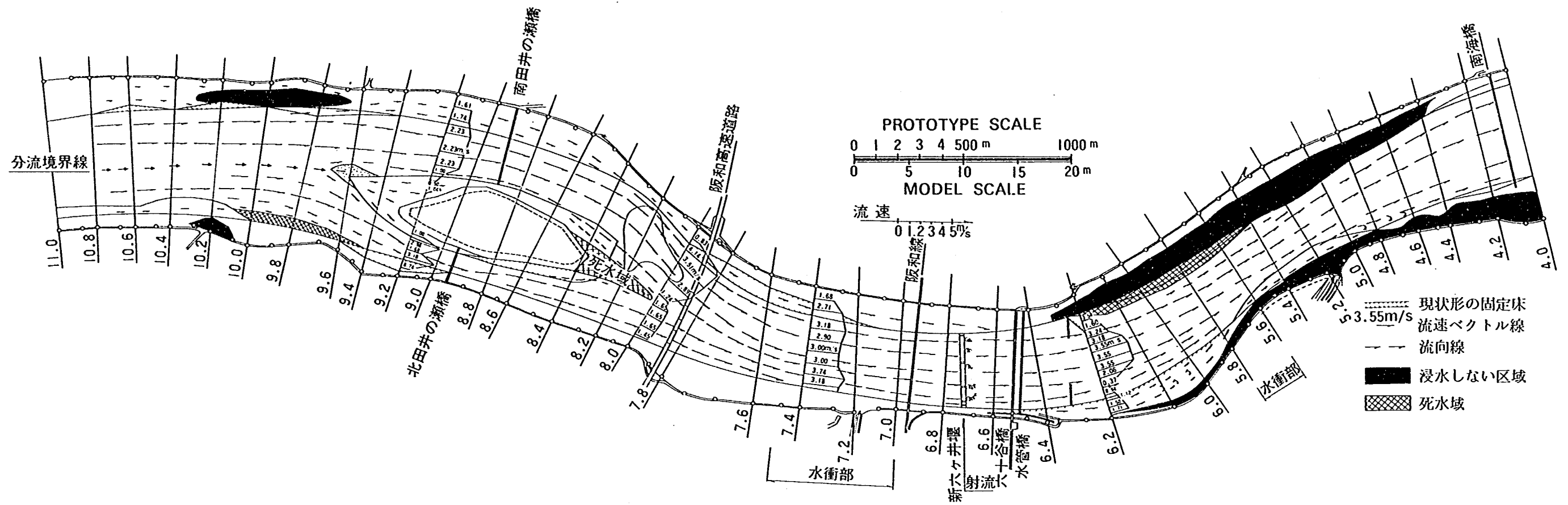


図-7.1.1(1) 流況図 (検証実験 I-1) $Q_{\max}=5,875\text{m}^3/\text{s}$ 不定流ピーク時

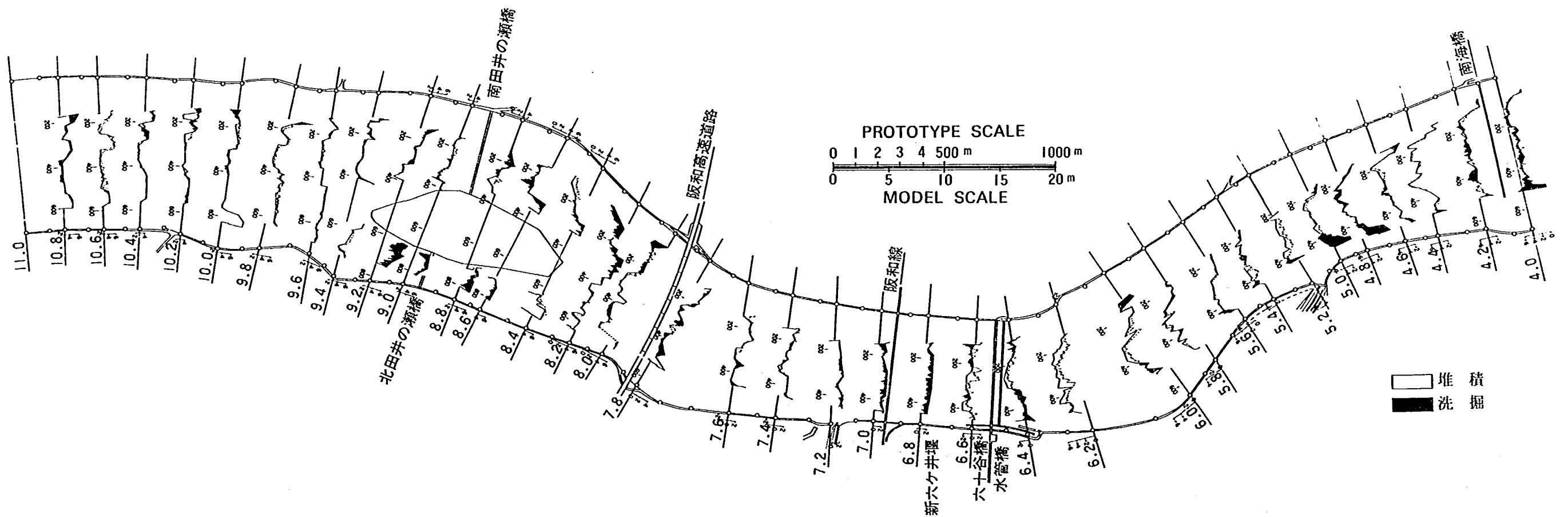


図-7.1.1(2) 河床変動平面図 (検証実験 I-1) $Q_{\max}=5,875\text{m}^3/\text{s}$

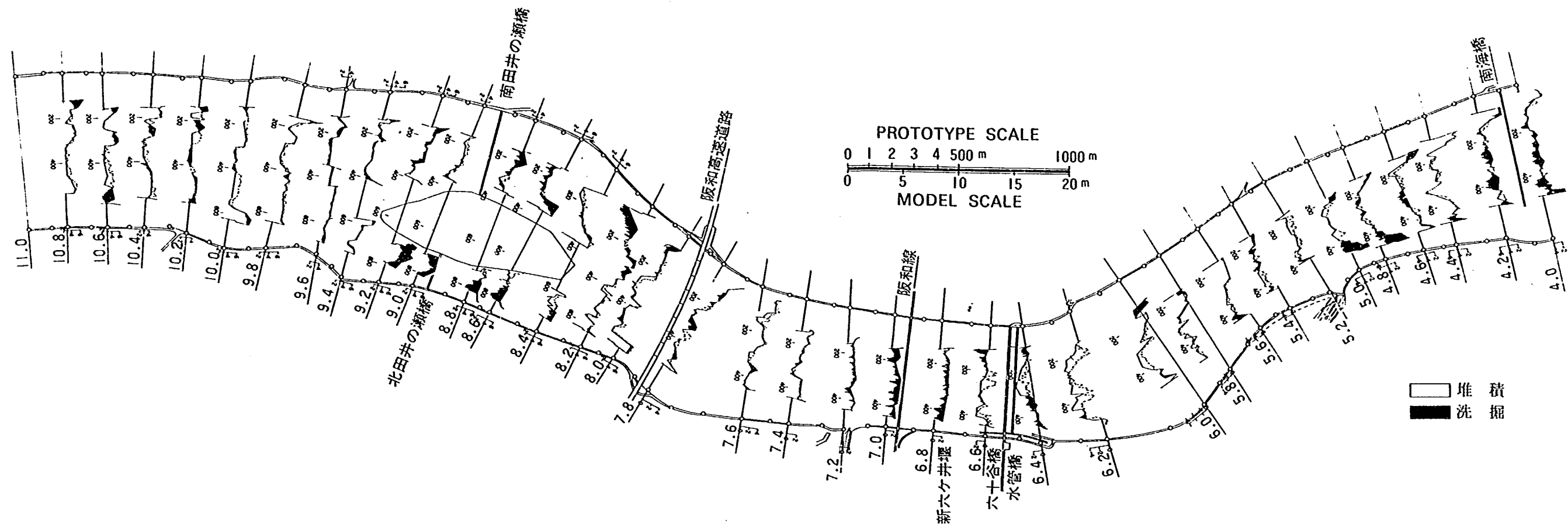


図-7.1.2 河床変動平面図 (検証実験 I-2) $Q=6,000\text{m}^3/\text{s}$

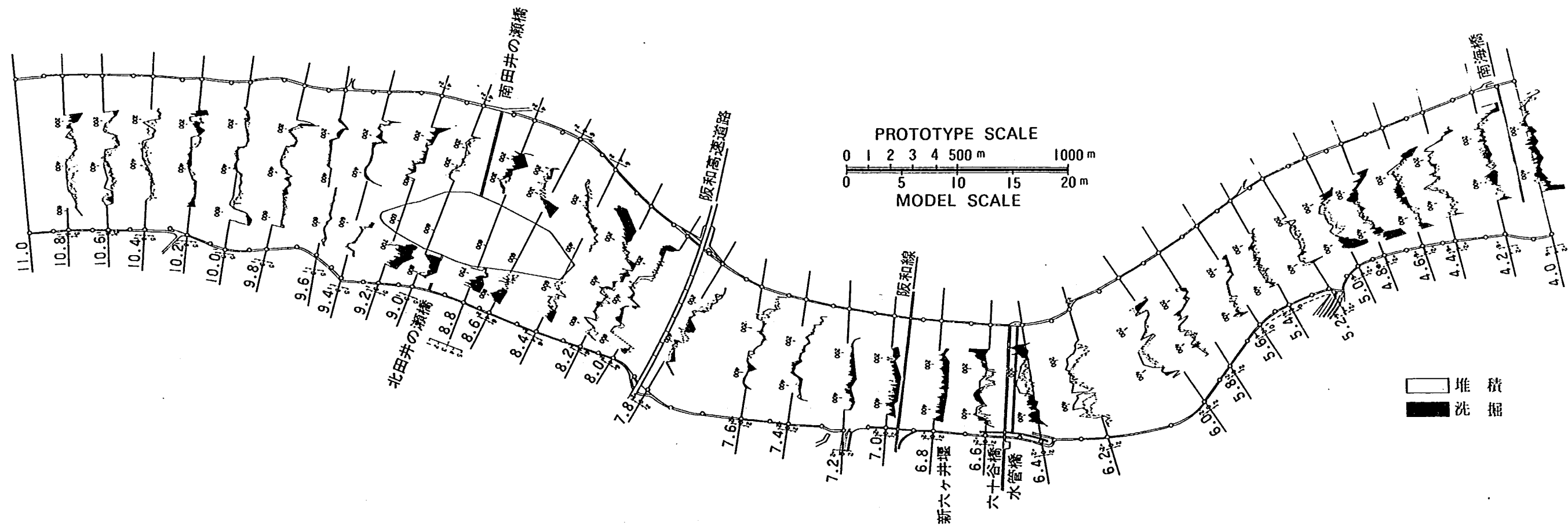


図-7.1.3 河床変動平面図 (検証実験 I-3) $Q=8,000\text{m}^3/\text{s}$

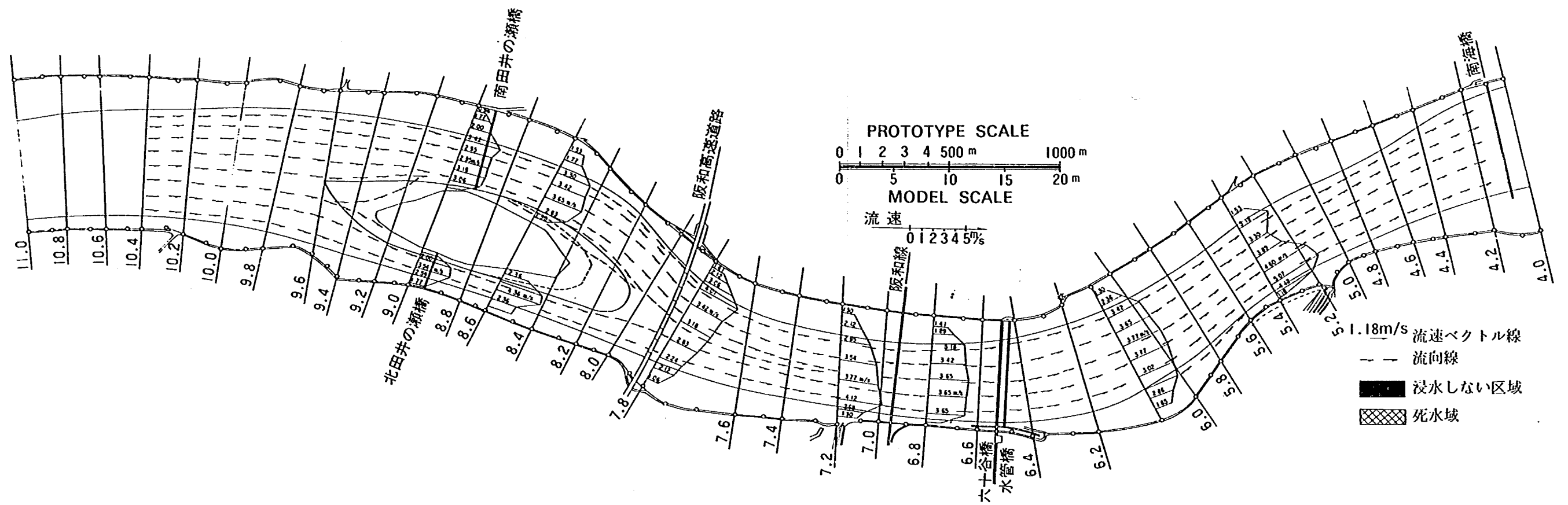


図-7.2.1(1) 流況図 (実験Ⅱ-1-3(2)) $Q=8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 10時間通水

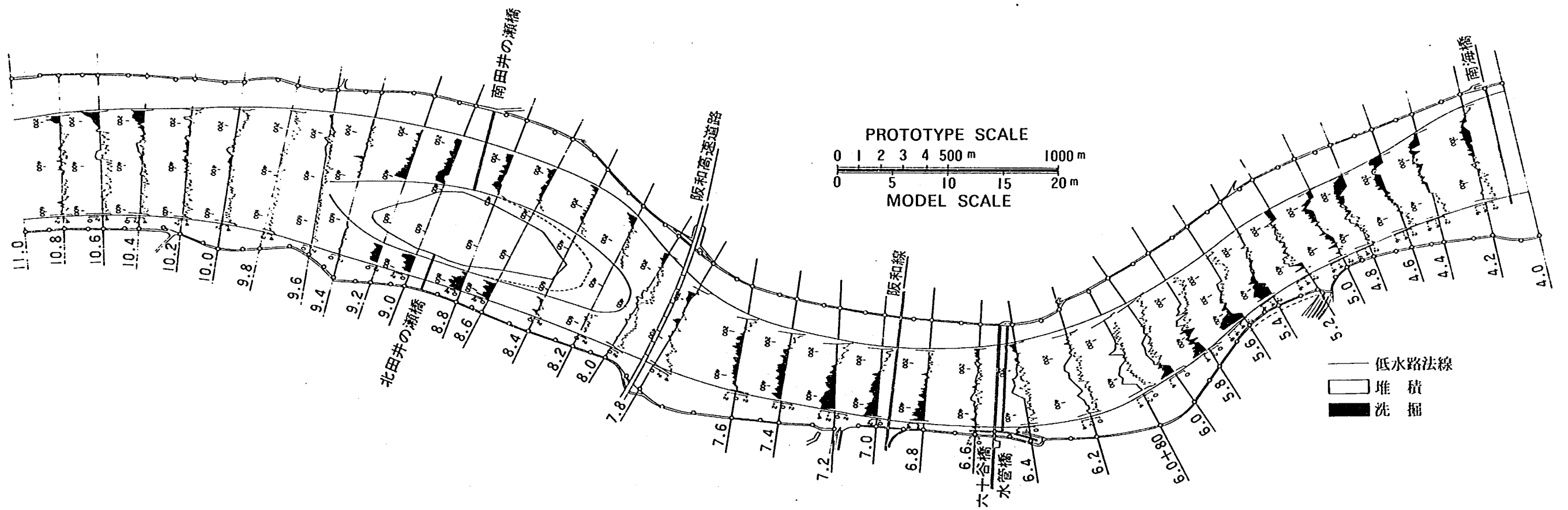
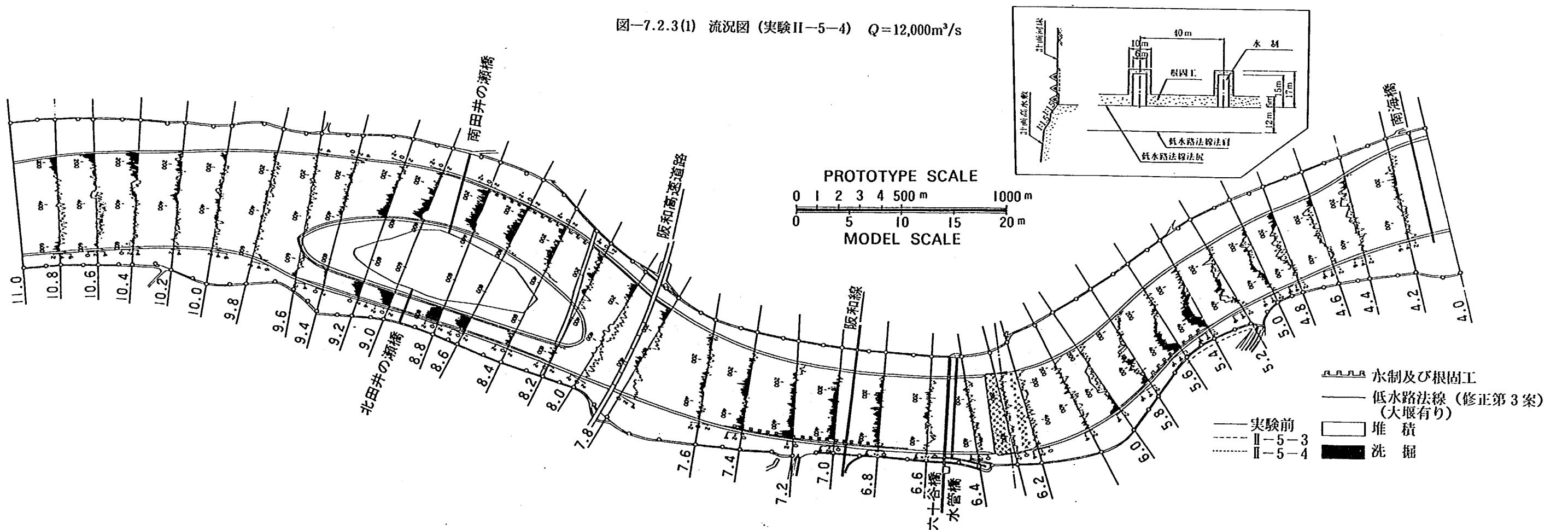
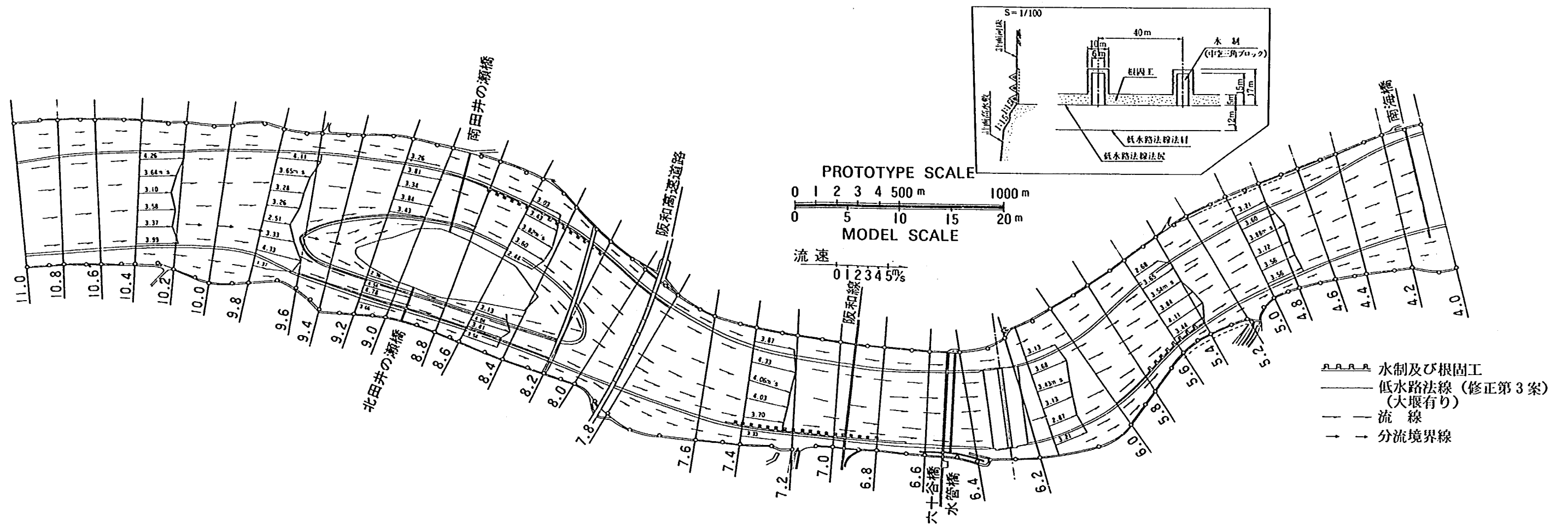


図-7.2.1(2) 河床変動平面図 (検証実験Ⅱ-1-3(2)) $Q=8,000 \text{ m}^3/\text{s}$



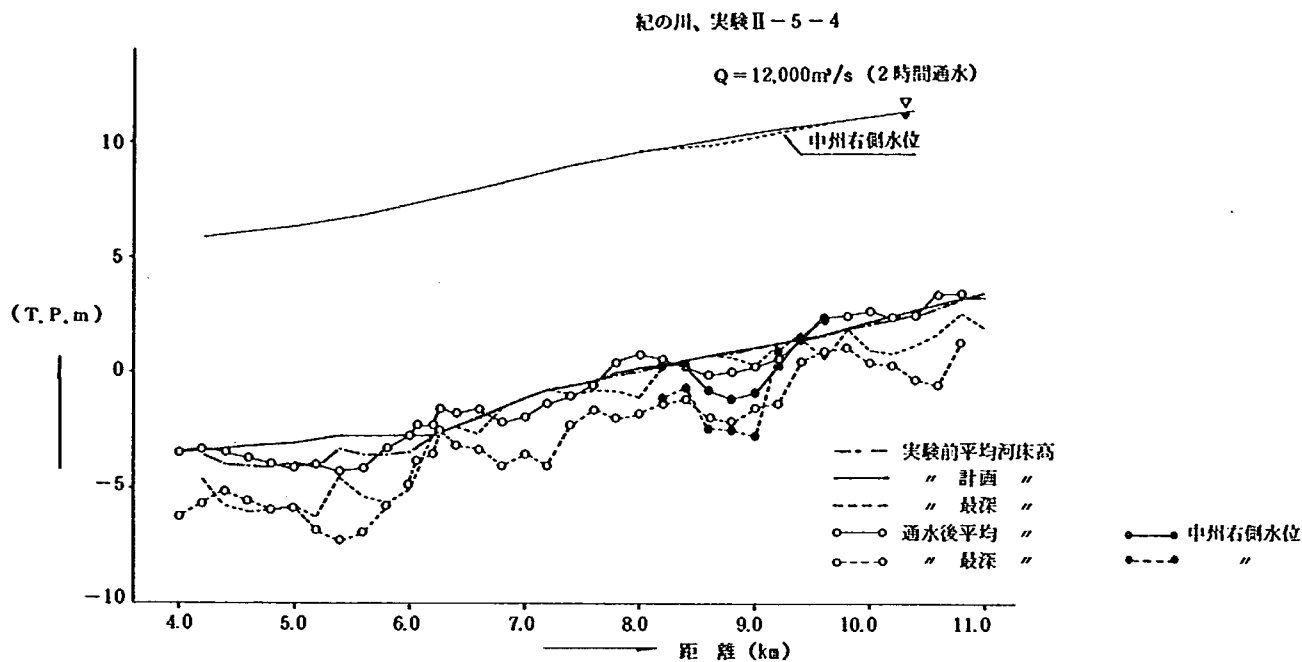


図-7.2.4 水位・河床高縦断図 (実験Ⅱ-5-4)

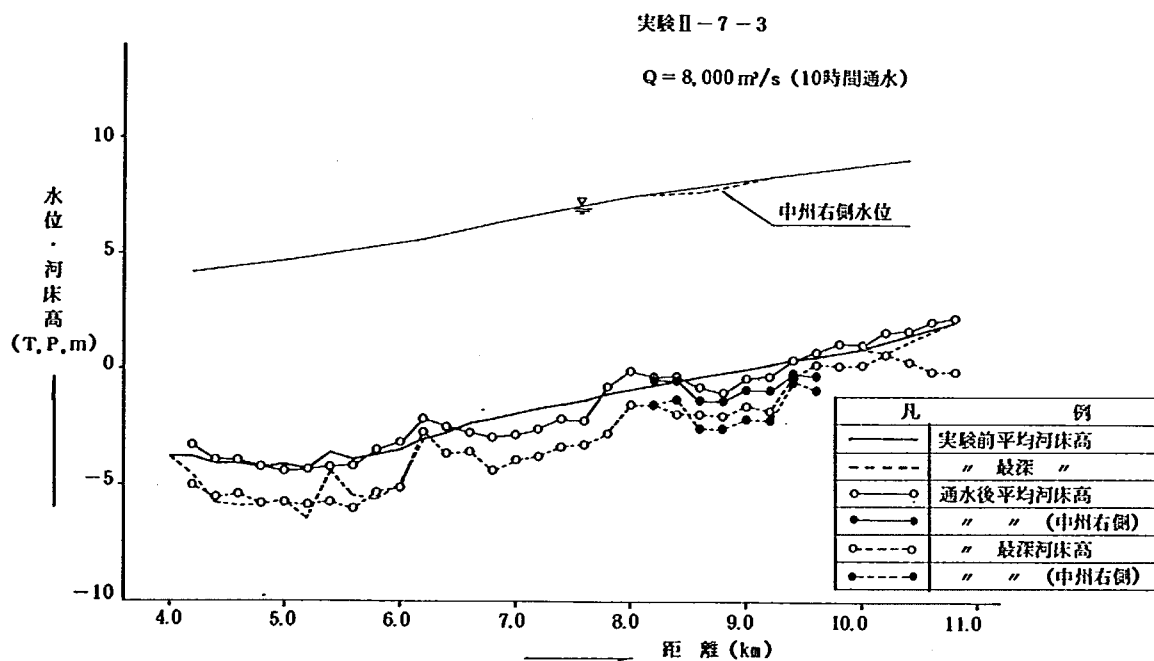


図-7.2.6 水位・河床高縦断図 (実験Ⅱ-7-3)

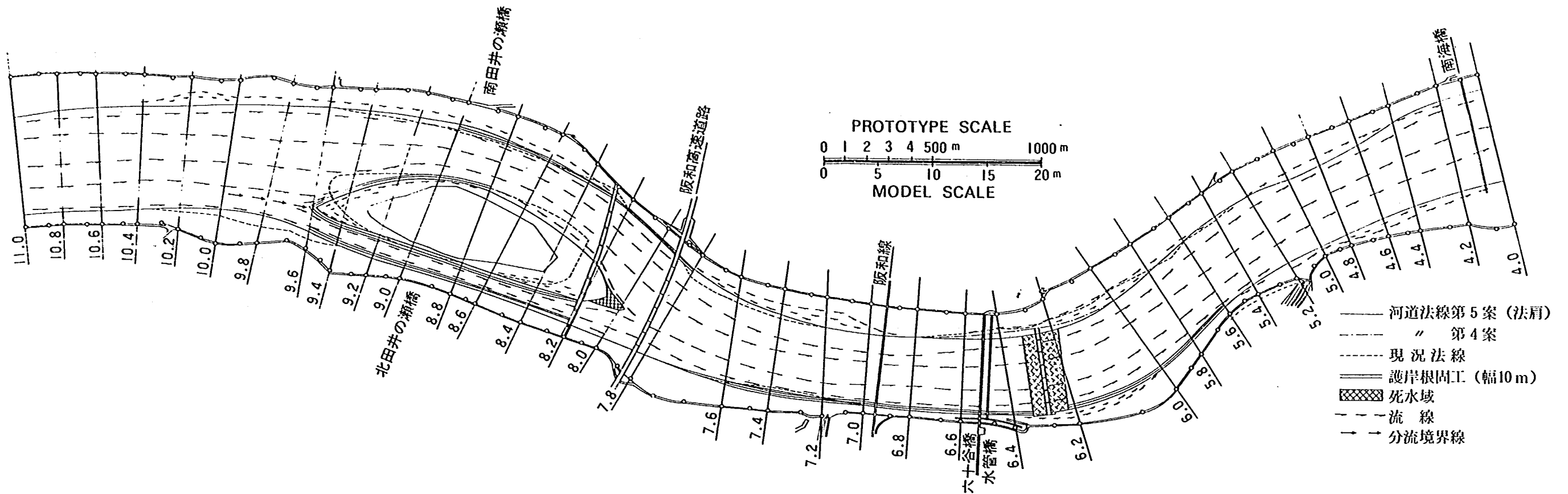


図-7.2.5(1) 流況図 (実験II-7-3) $Q=8,000\text{m}^3/\text{s}$

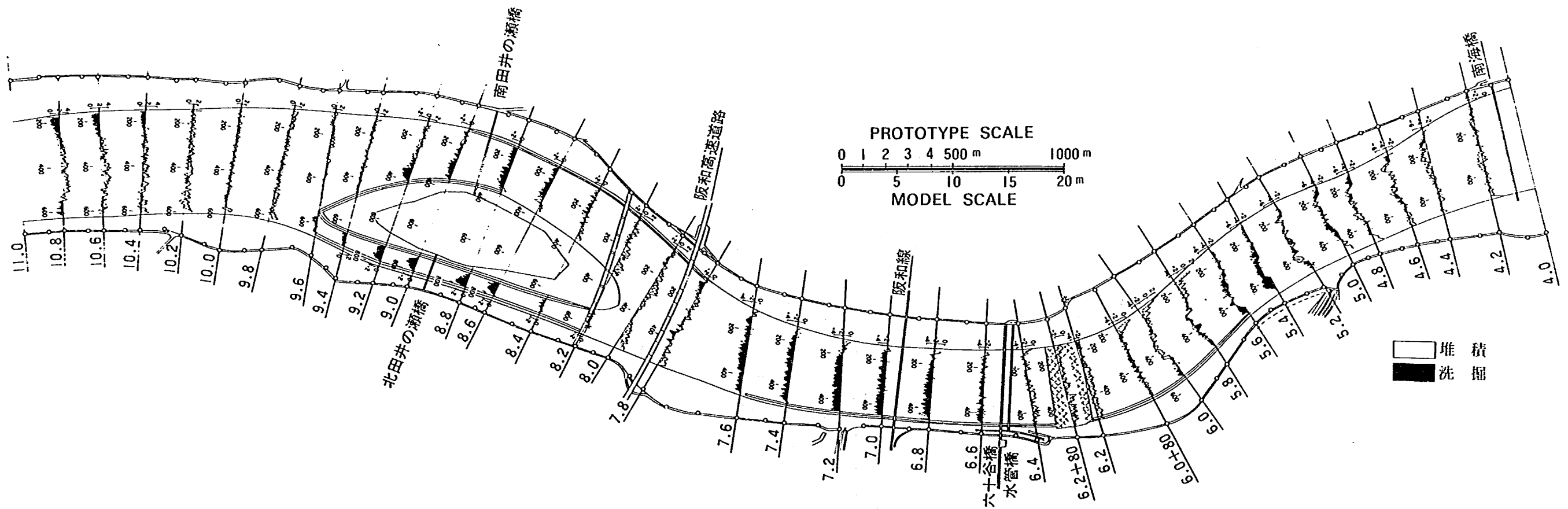


図-7.2.5(2) 河床変動平面図 (実験II-7-3) $Q=8,000\text{m}^3/\text{s}$

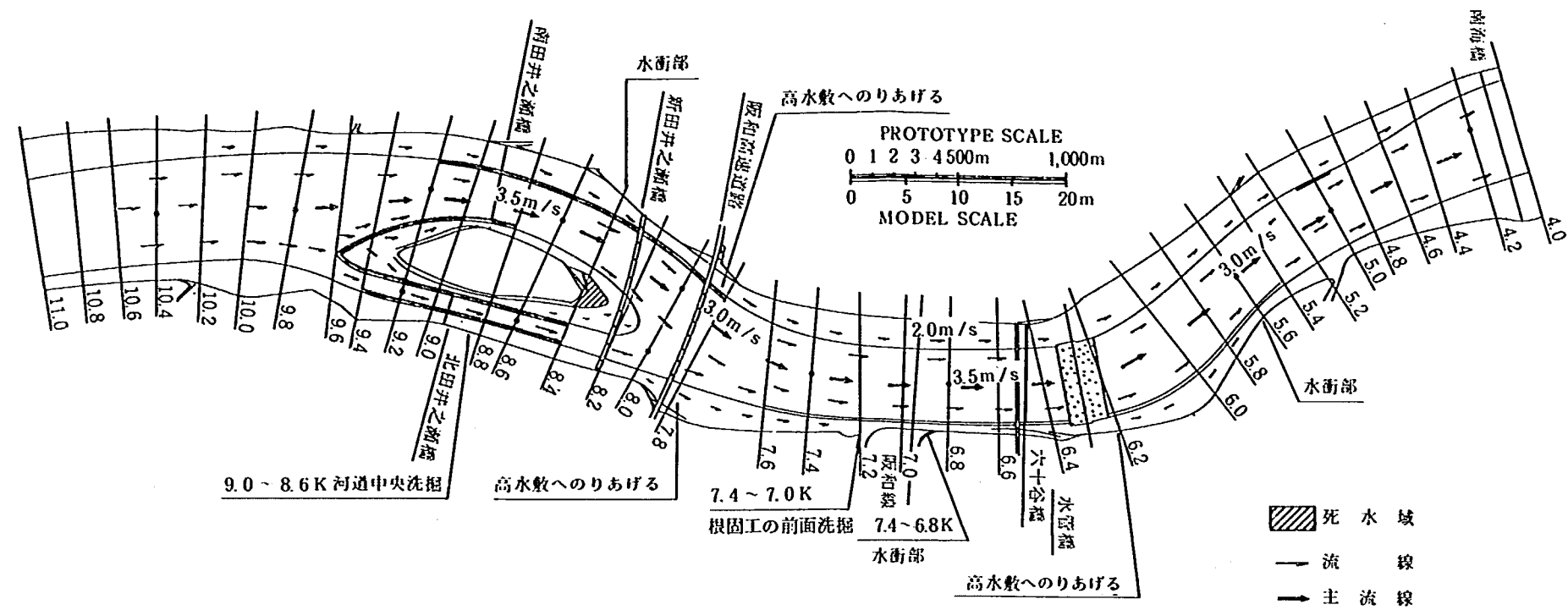


図-7.2.7(1) 流況図 (実験II-9-3) $Q=8,000\text{m}^3/\text{s}$

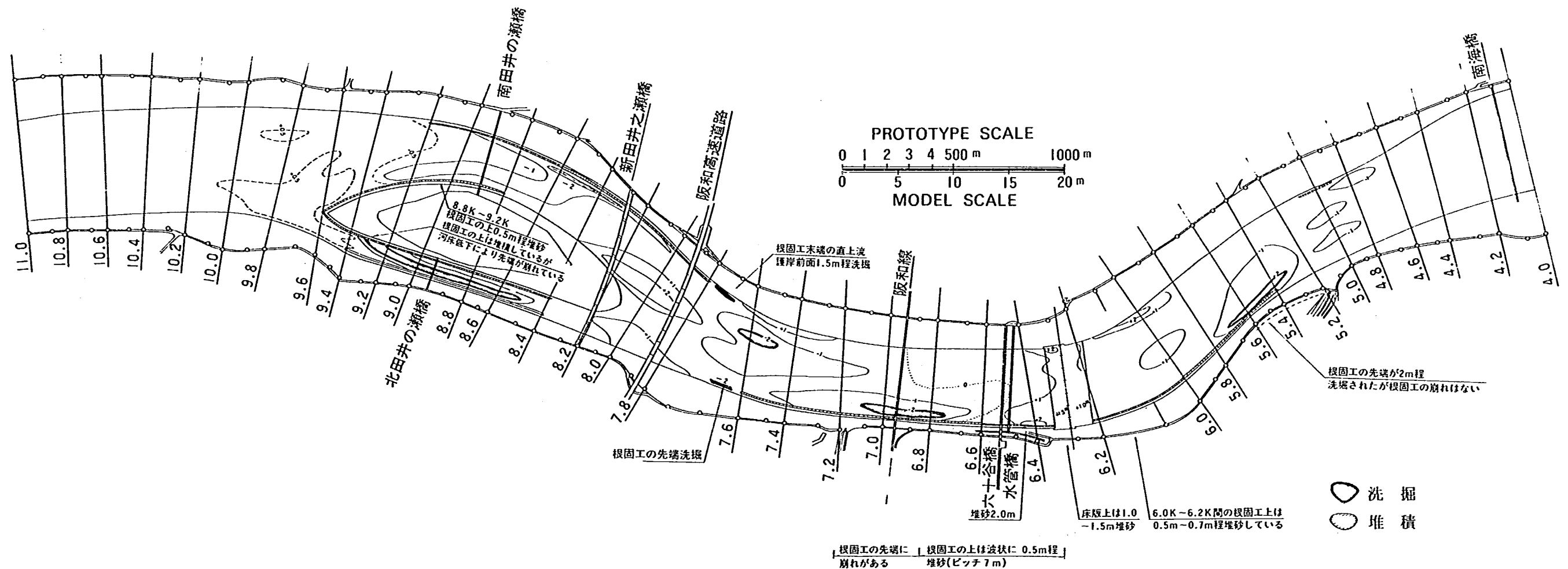


図-7.2.7(2) 河床変動平面図 (実験II-9-3) $Q=8,000\text{m}^3/\text{s}$ (10時間)

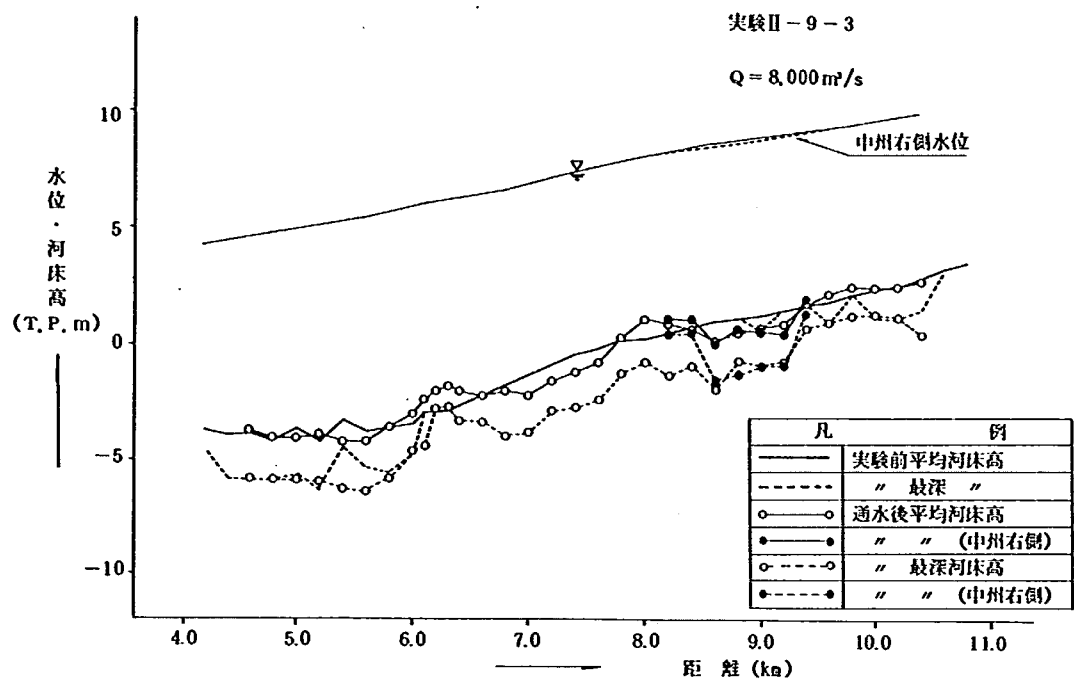


図-7.2.8 水位・河床高縦断面図 (実験Ⅱ-9-3)

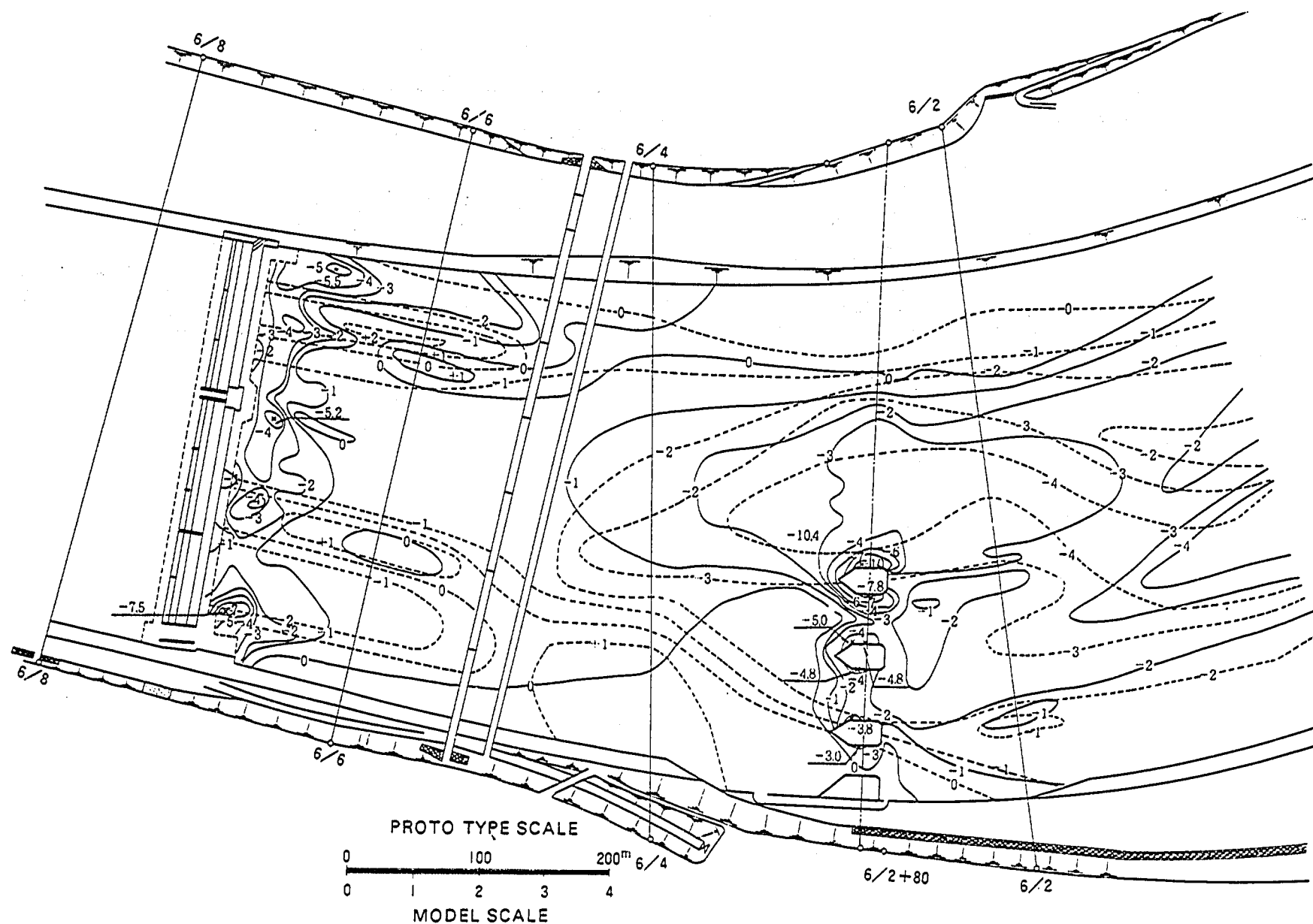


図-7.3.1 等深線図 (実験Ⅲ-2-1)

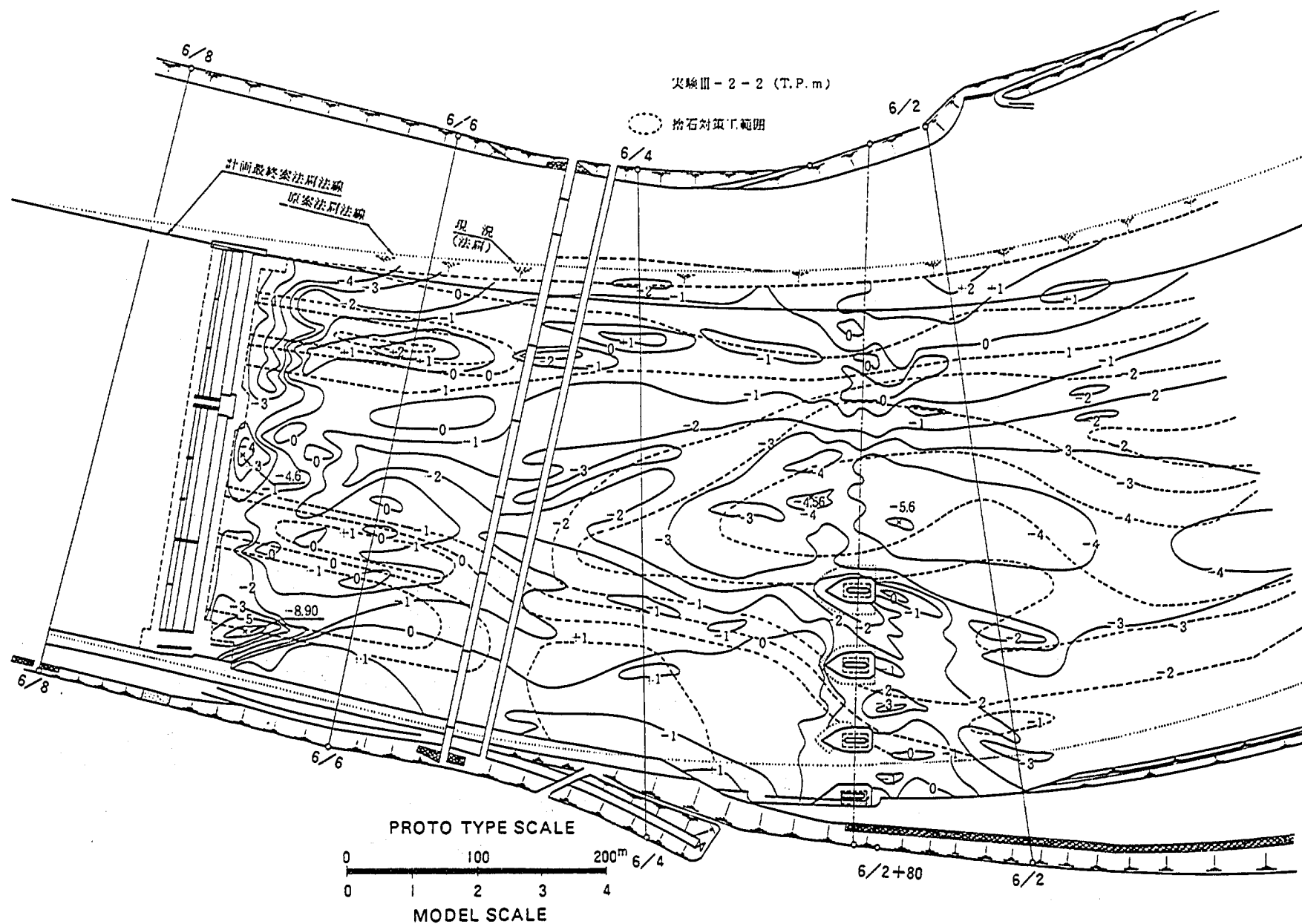


図-7.3.3 等深線図 (実験Ⅲ-2-2)

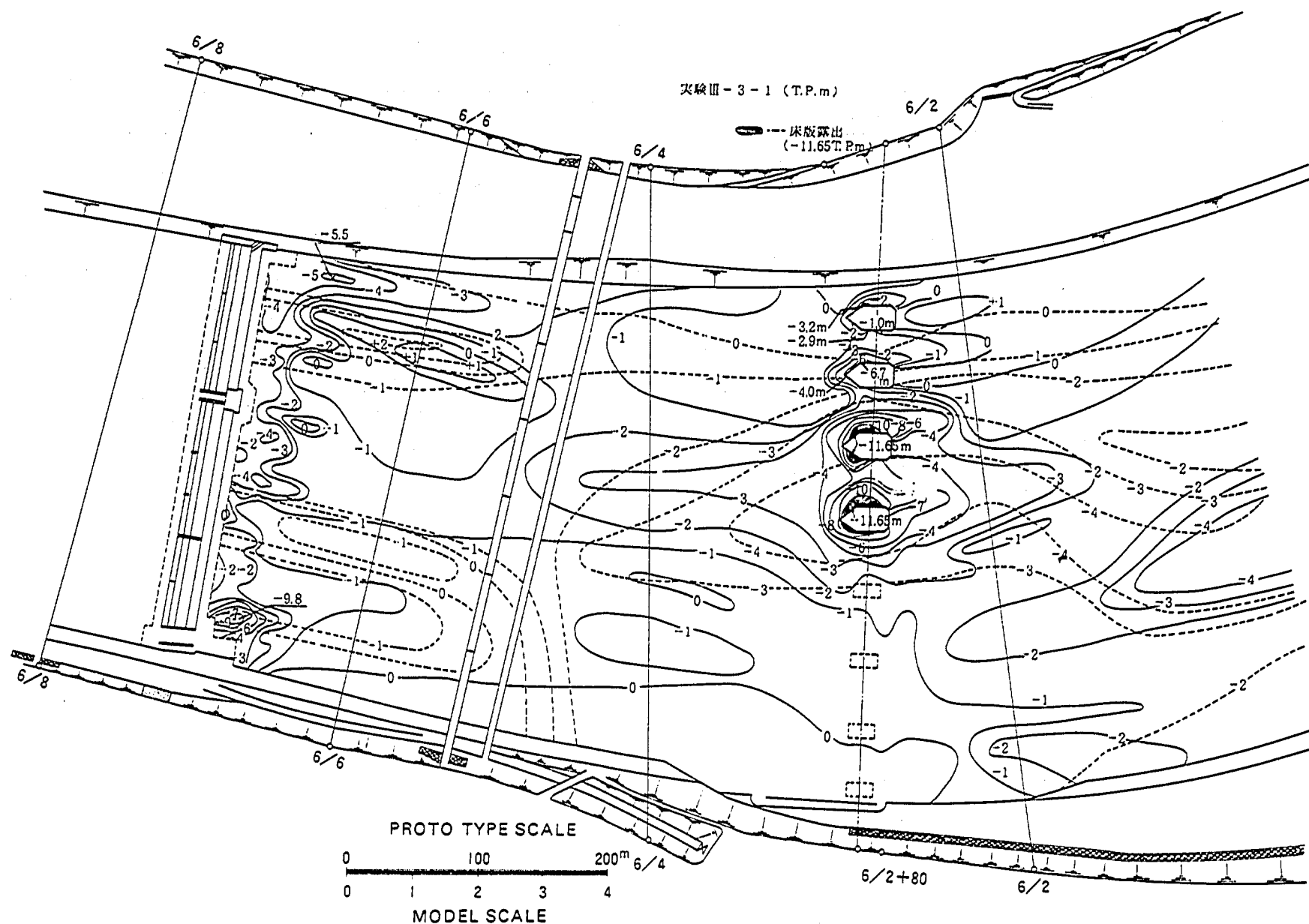


図-7.3.4 等深線図 (実験Ⅲ-3-1)

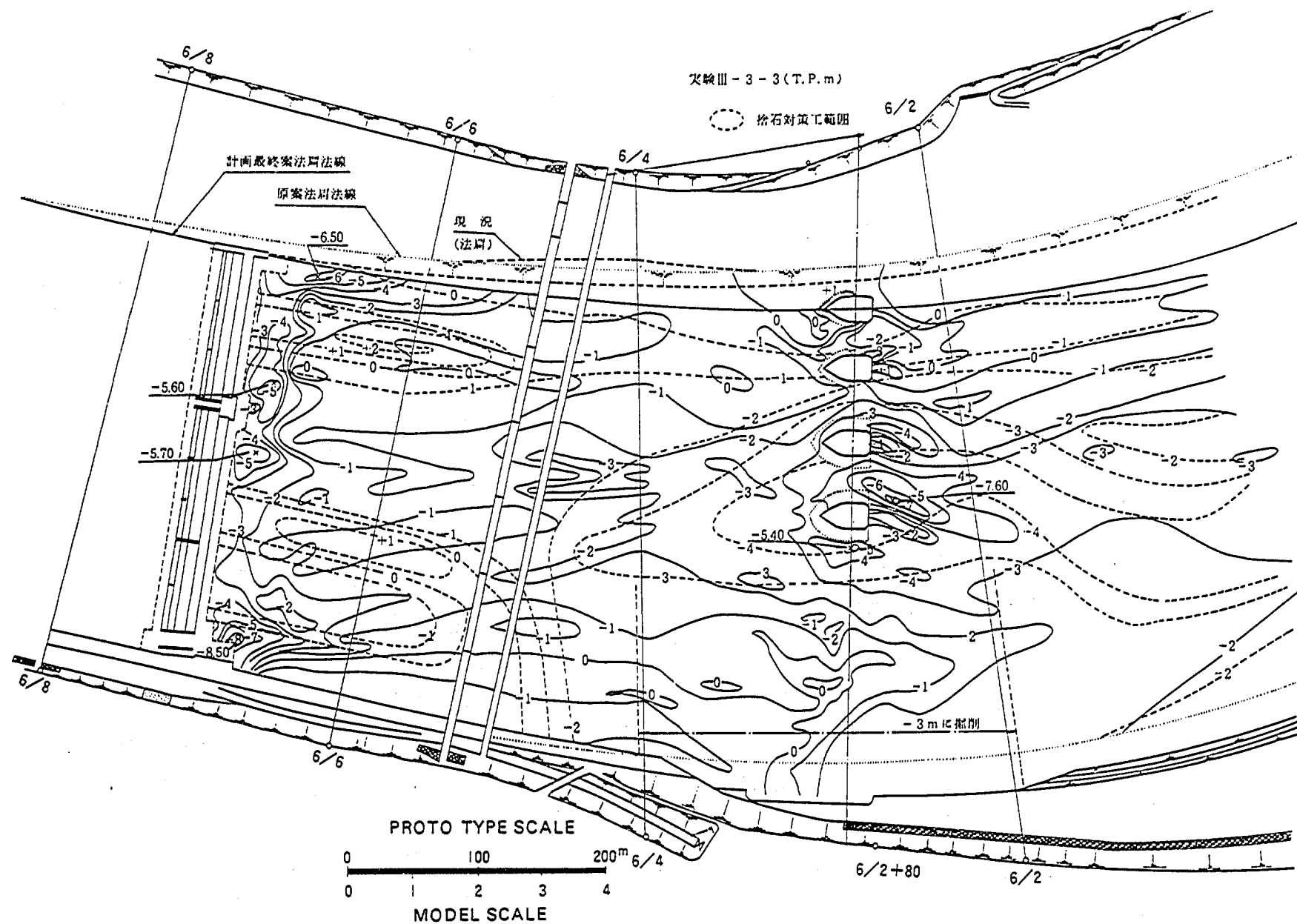
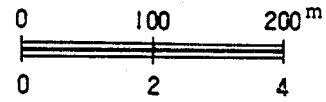


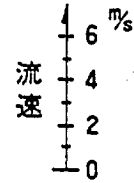
図-7.3.6 等深線図 (実験Ⅲ-3-3)

平面図

PROTO TYPE SCALE



MODEL SCALE



— (水深の6割地点)
- - - (河床から1m上)

実験 CASE III-4-1 第1期仮締切工

$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

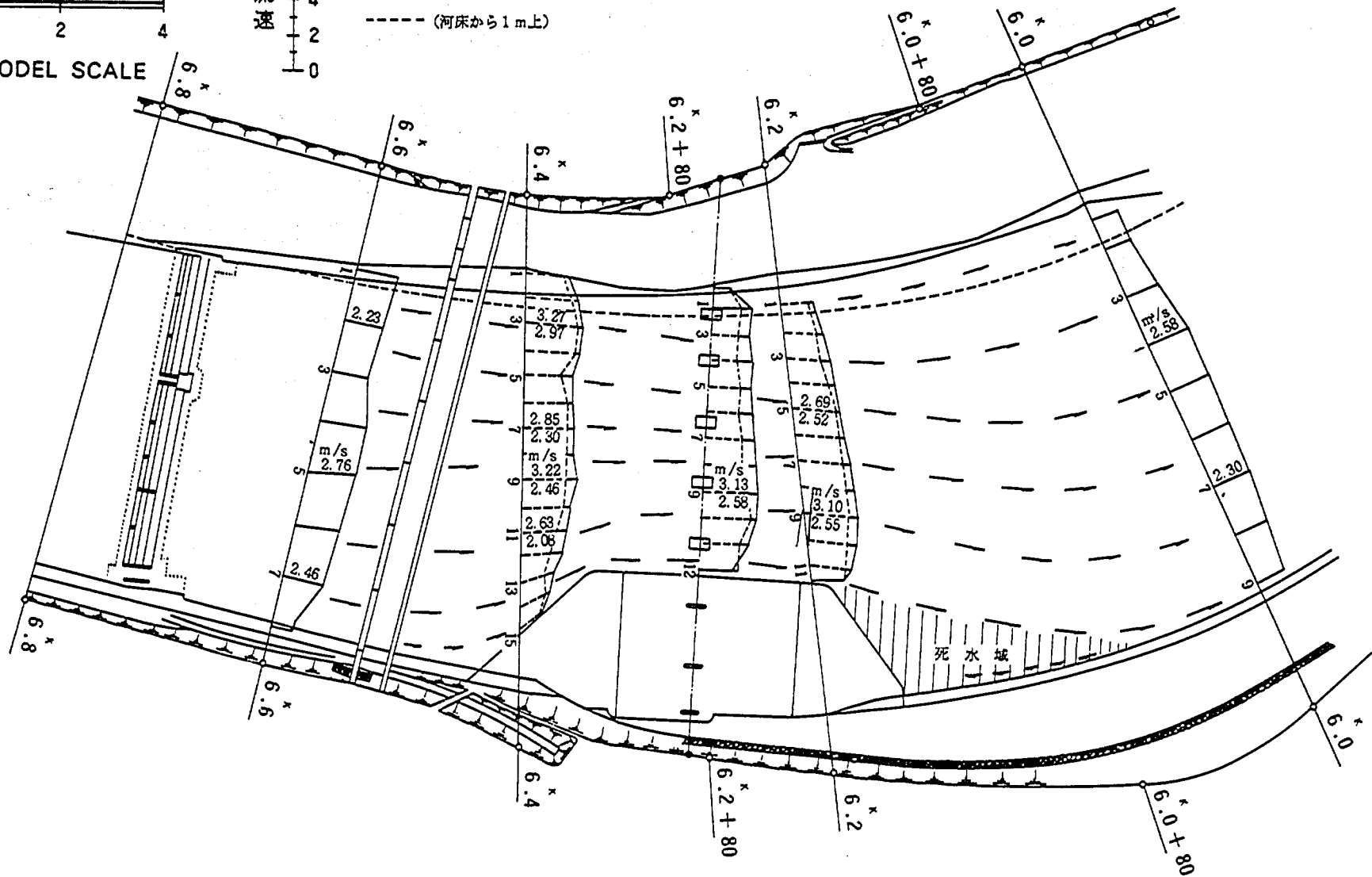


図-7.3.7(1) 流況図 (実験III-4-1)

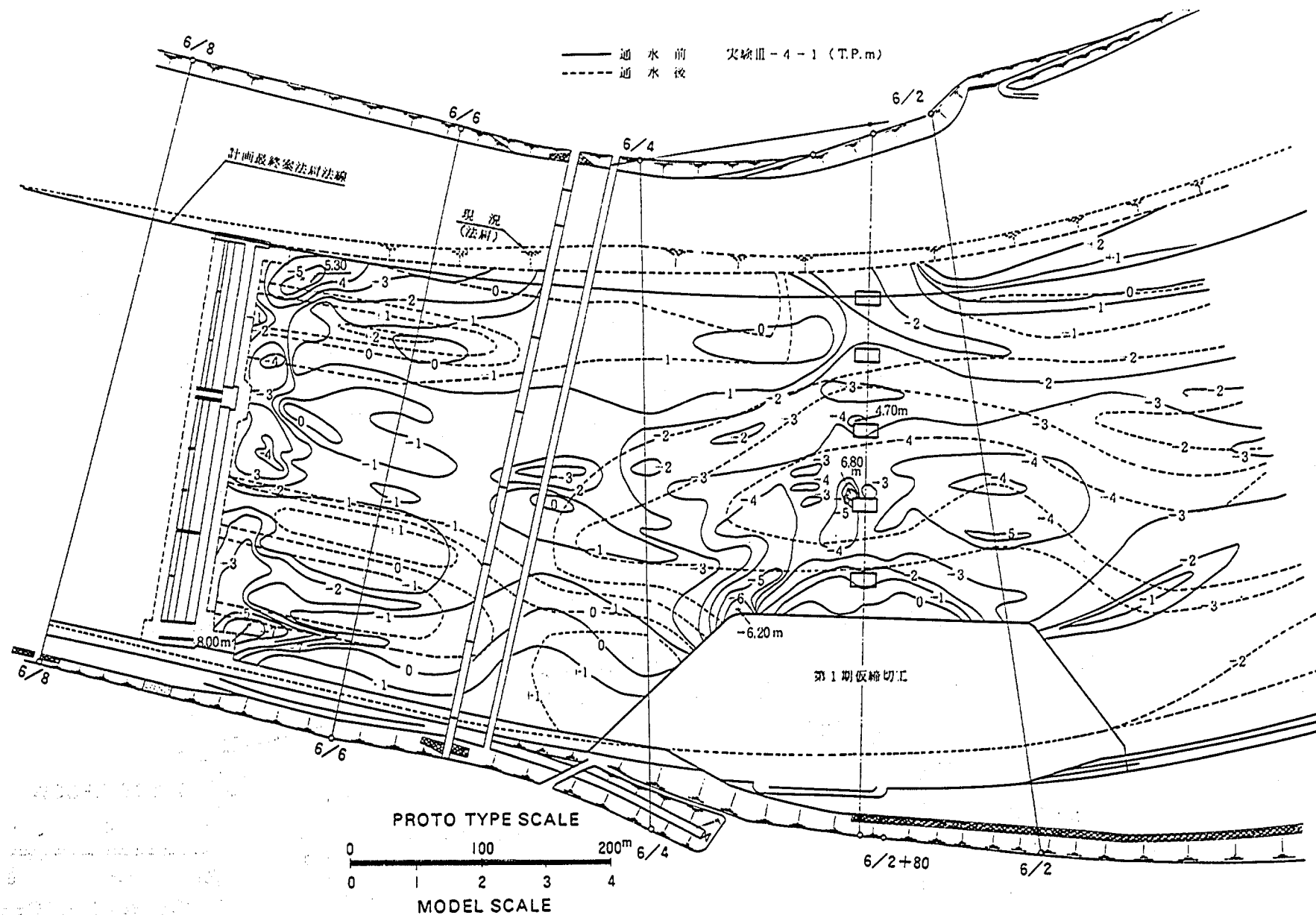
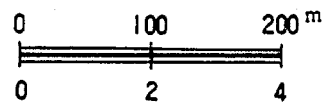


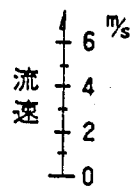
図-7.3.7(2) 等深線図 (実験Ⅲ-4-1)

平面图

PROTO TYPE SCALE



MODEL SCALE



—— 上層
----- 下層

実験 CASE III-5-1 第2期緒切工

$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

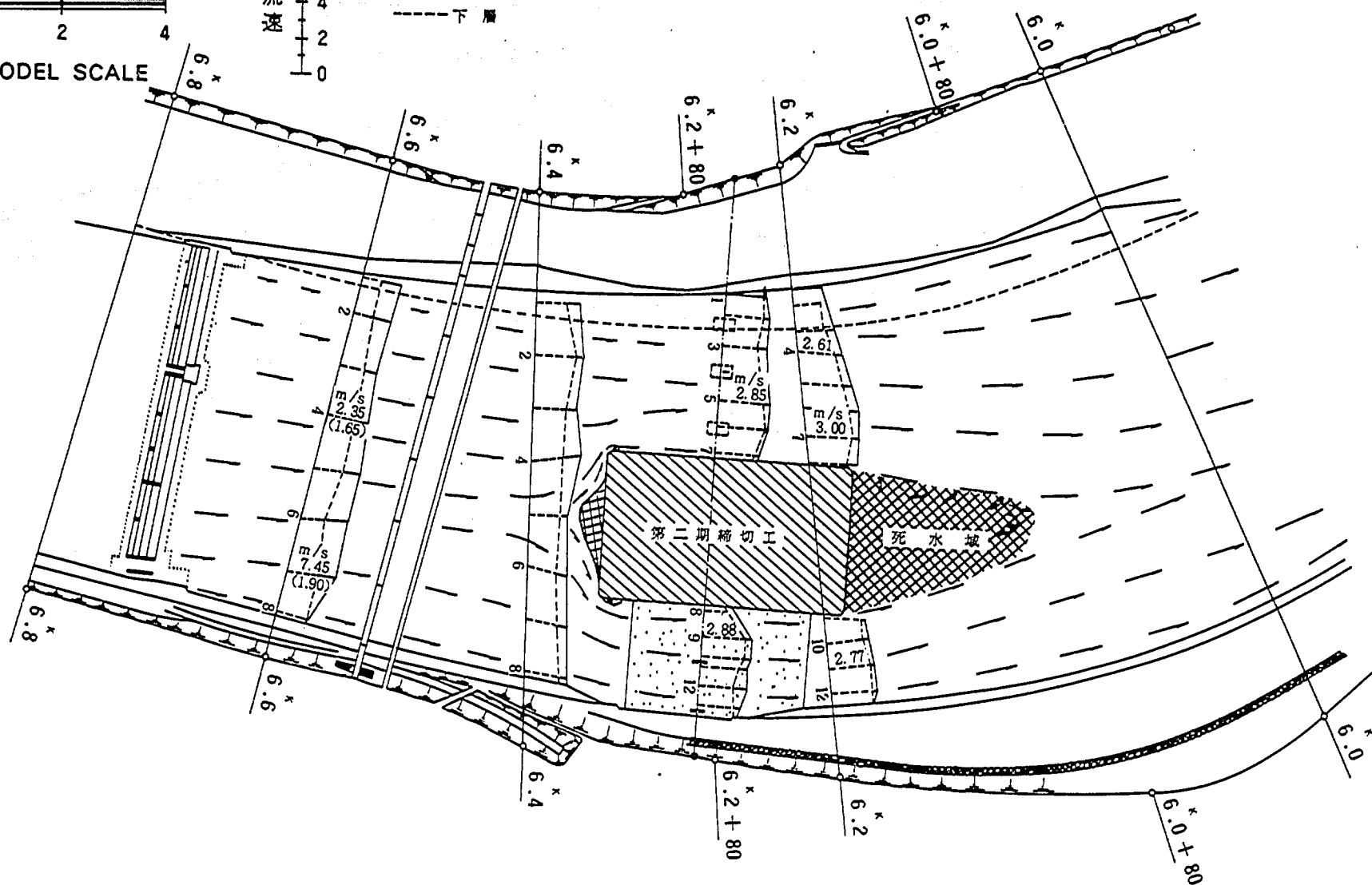


図-7.3.8(1) 流況図 (実験III-5-1)

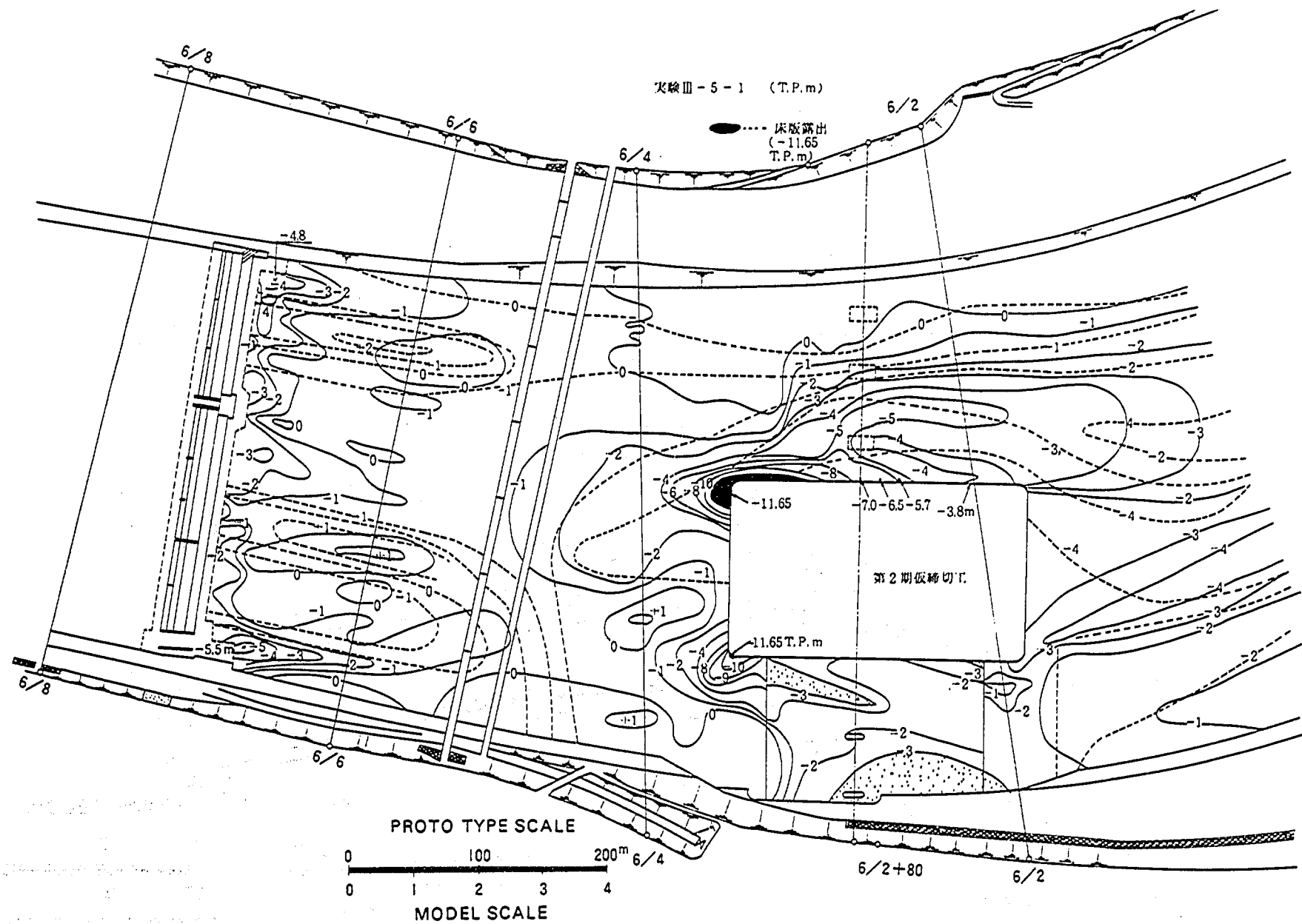


図-7.3.8(2) 等深線図 (実験Ⅲ-5-1)

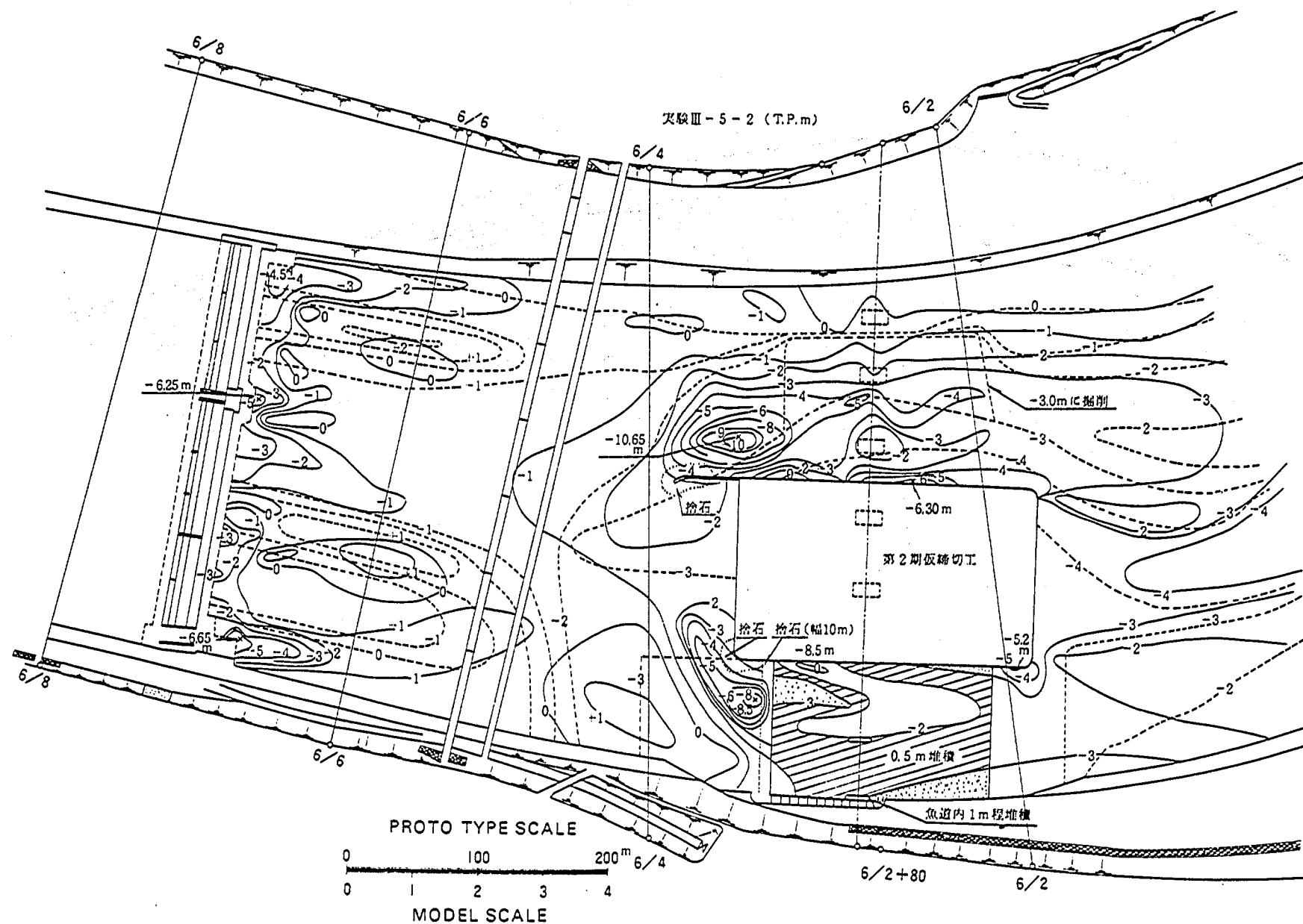


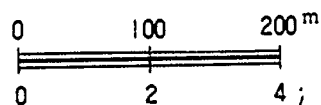
図-7.3.10 等深線図 (実験Ⅲ-5-2)

平面图

实验 CASE III-6-1 第3期疏切工

$Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$

PROTO TYPE SCALE



MODEL SCALE

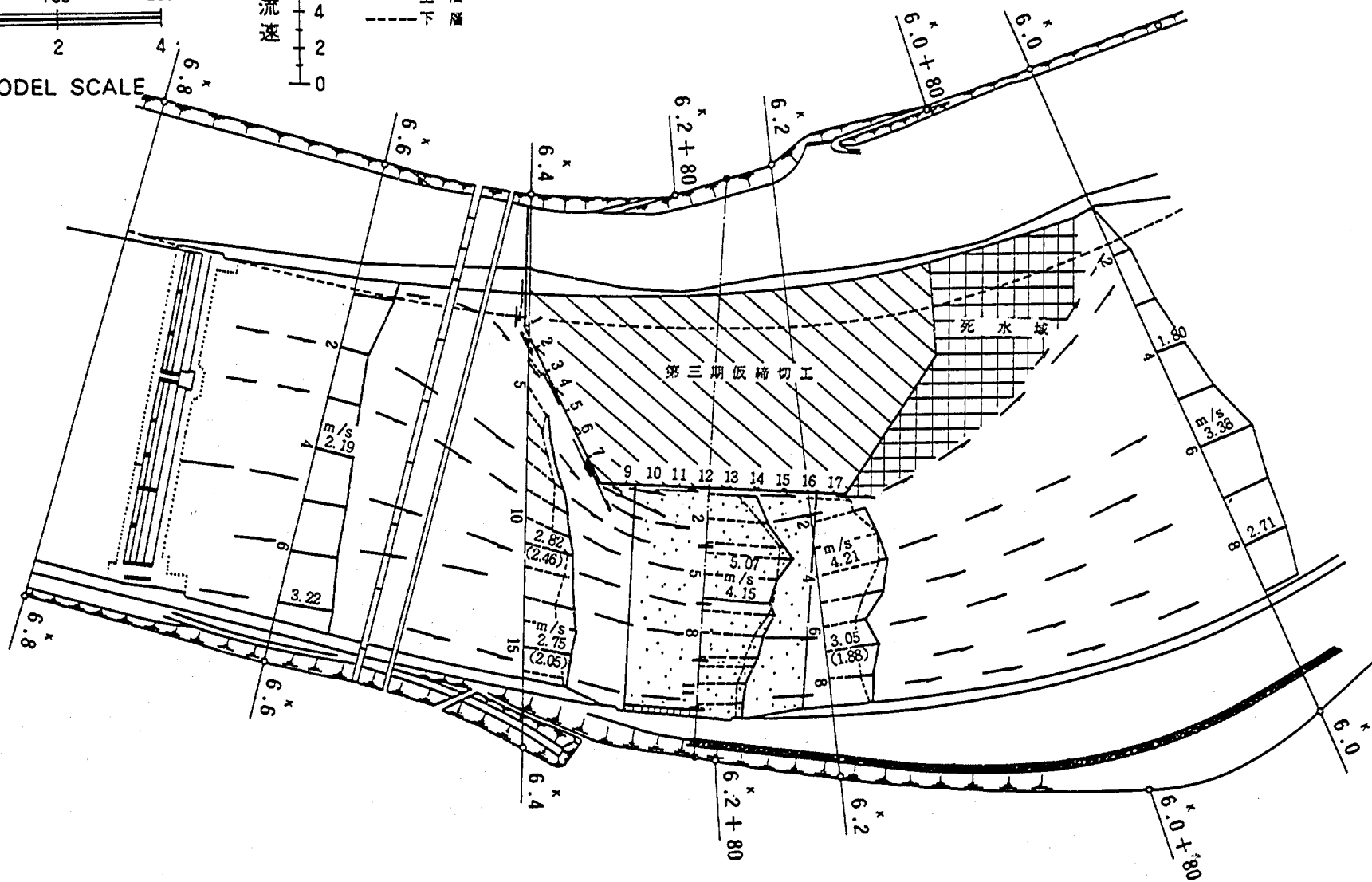
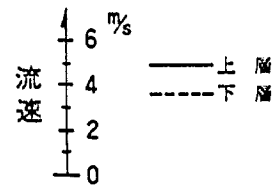


图-7.3.11(1) 流況図 (实验III-6-1)

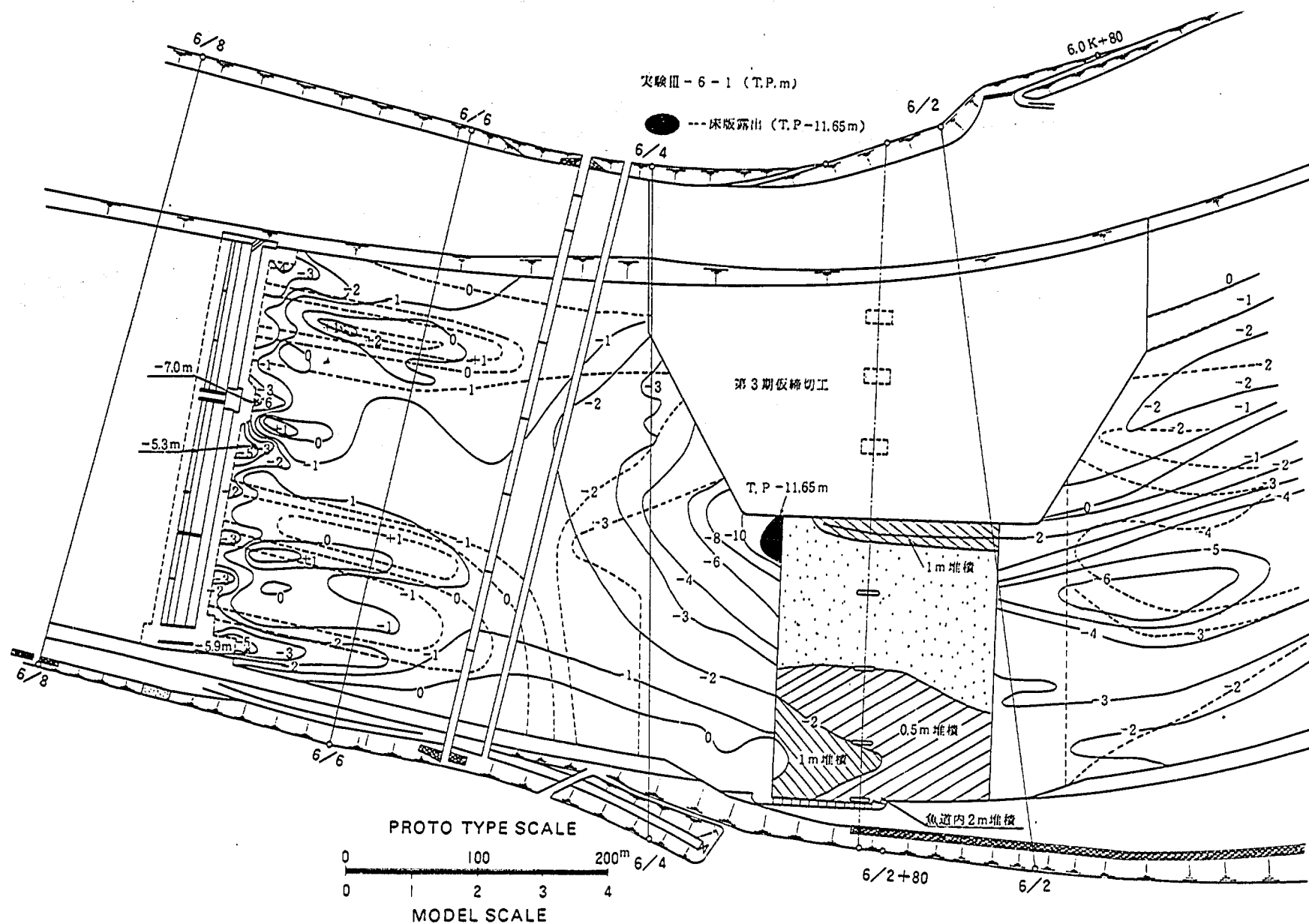


図-7.3.11(2) 等深線図 (実験Ⅲ-6-1)

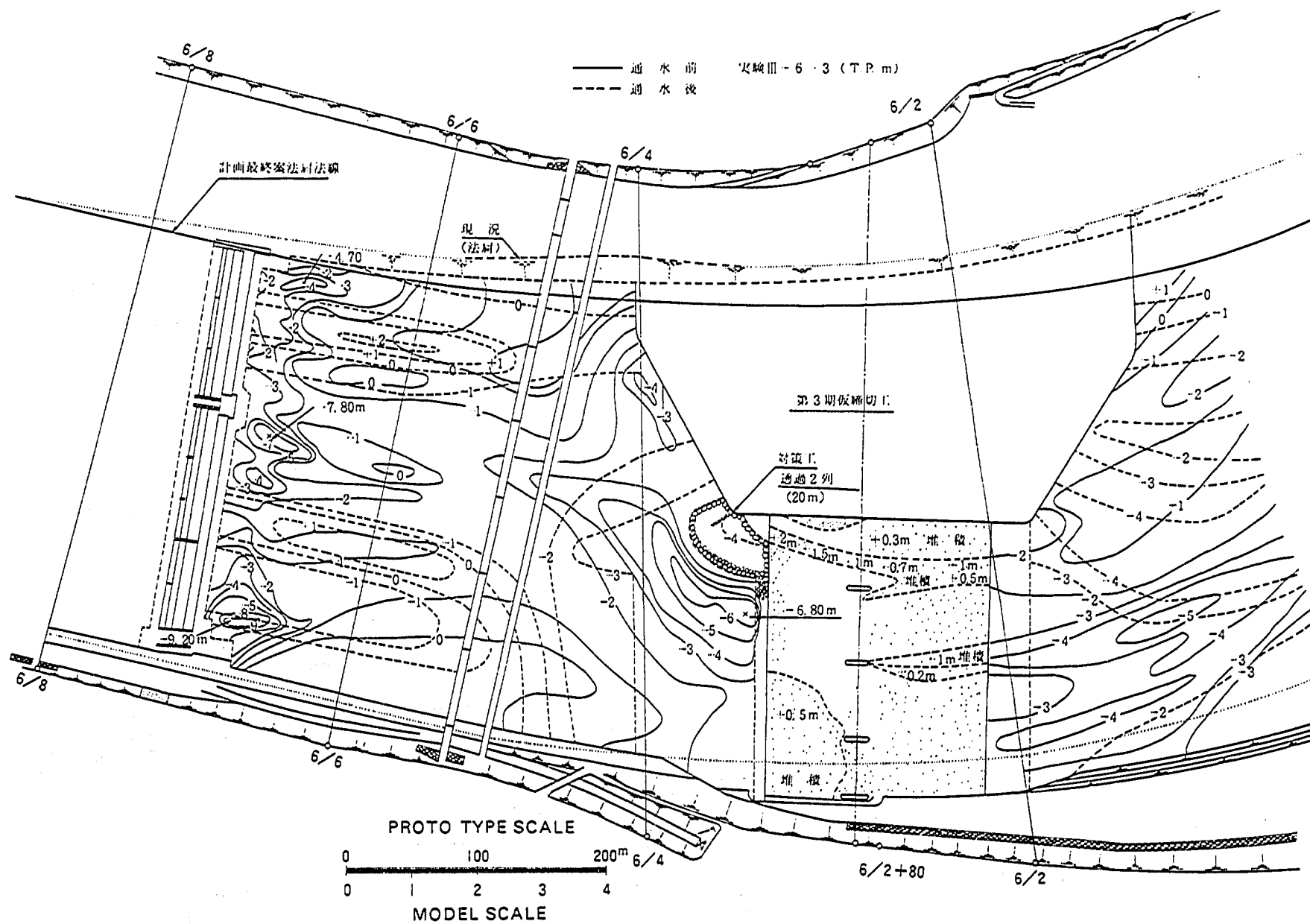


図-7.3.13 等深線図 (実験Ⅲ-6-3)

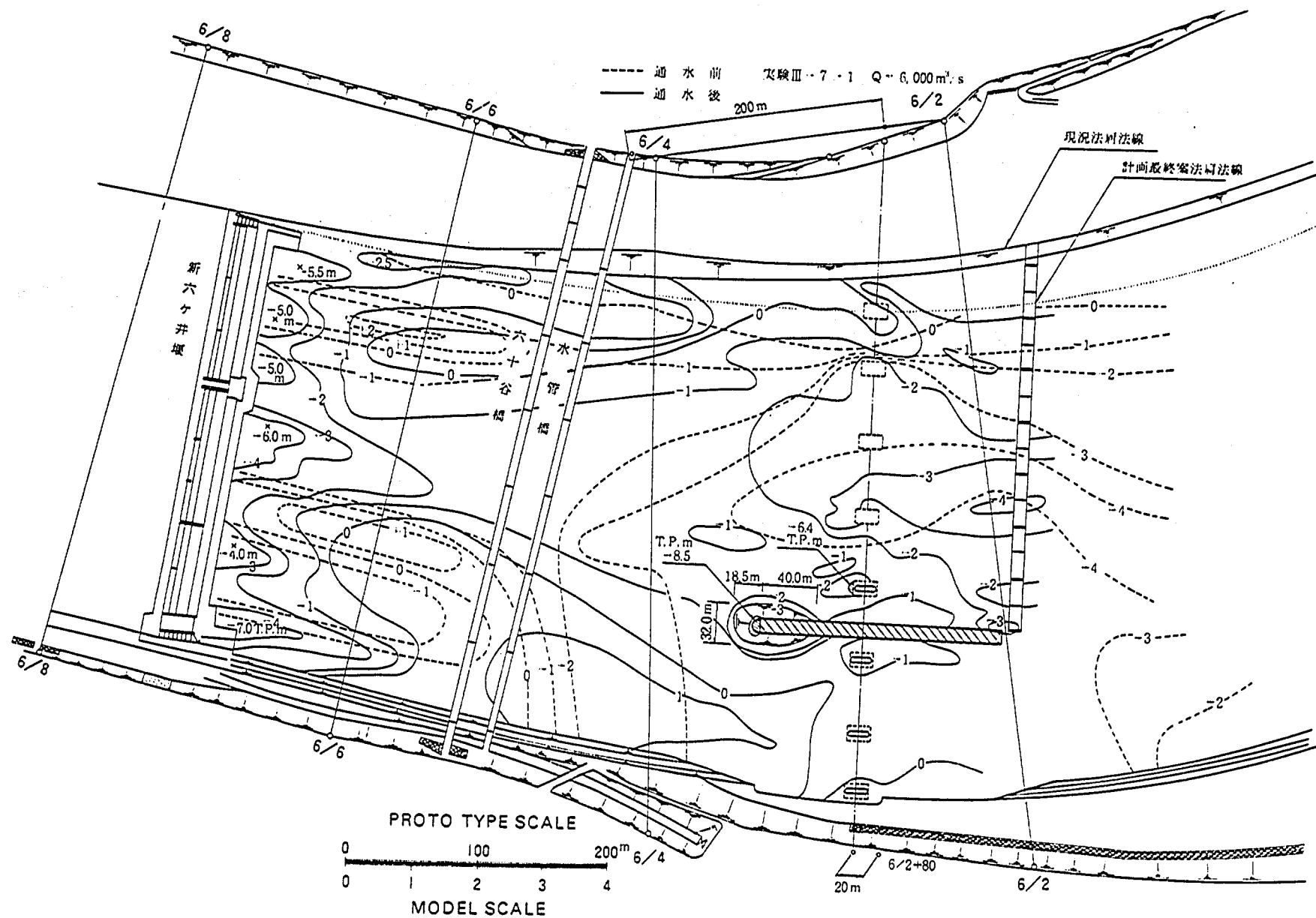
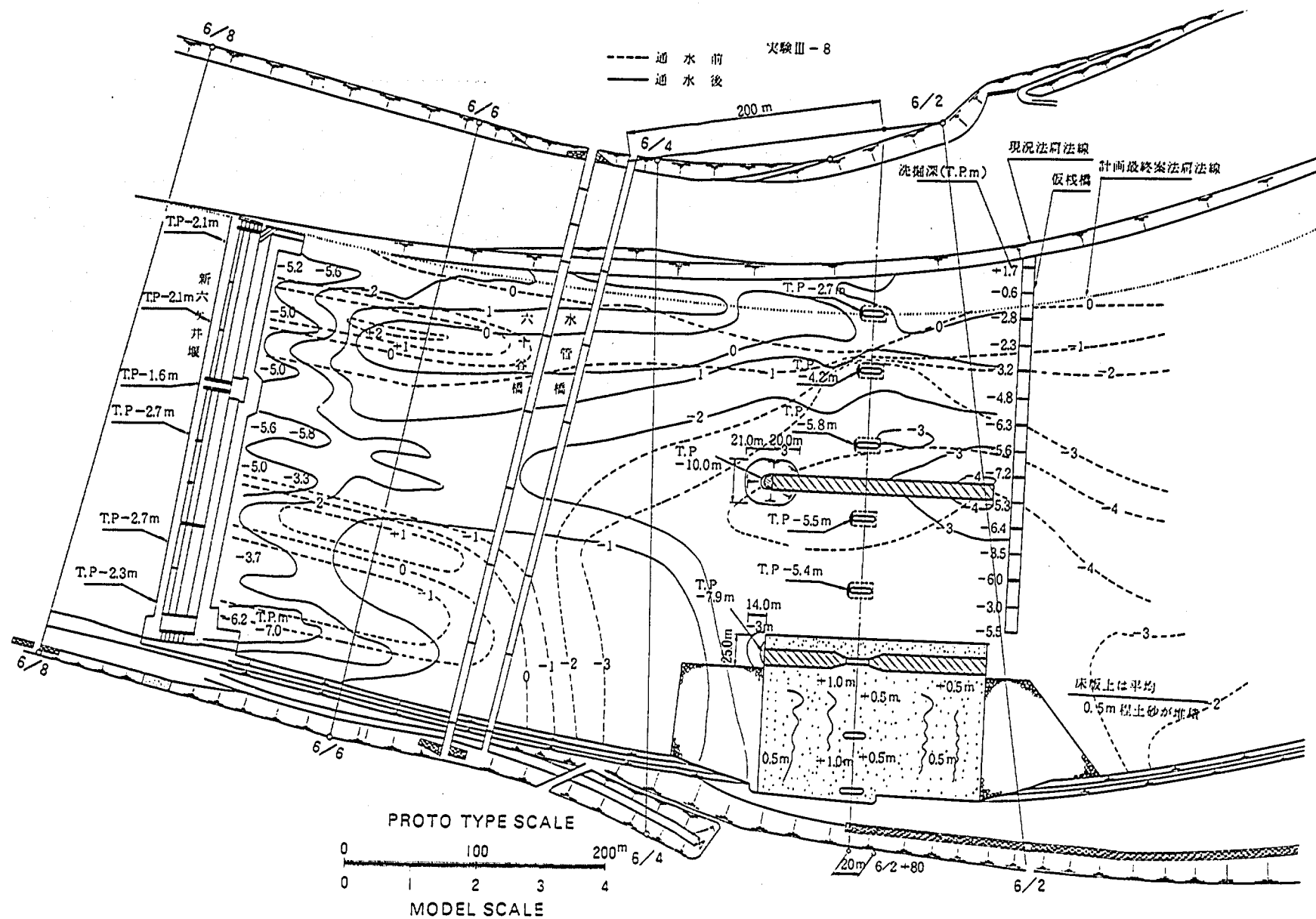


図-7.3.15 等深線図 (実験Ⅲ-7-1)

図-7.3.17 等深線図 (実験Ⅲ-7-2)



図一7.3.18 等深線図 (実験III—8)

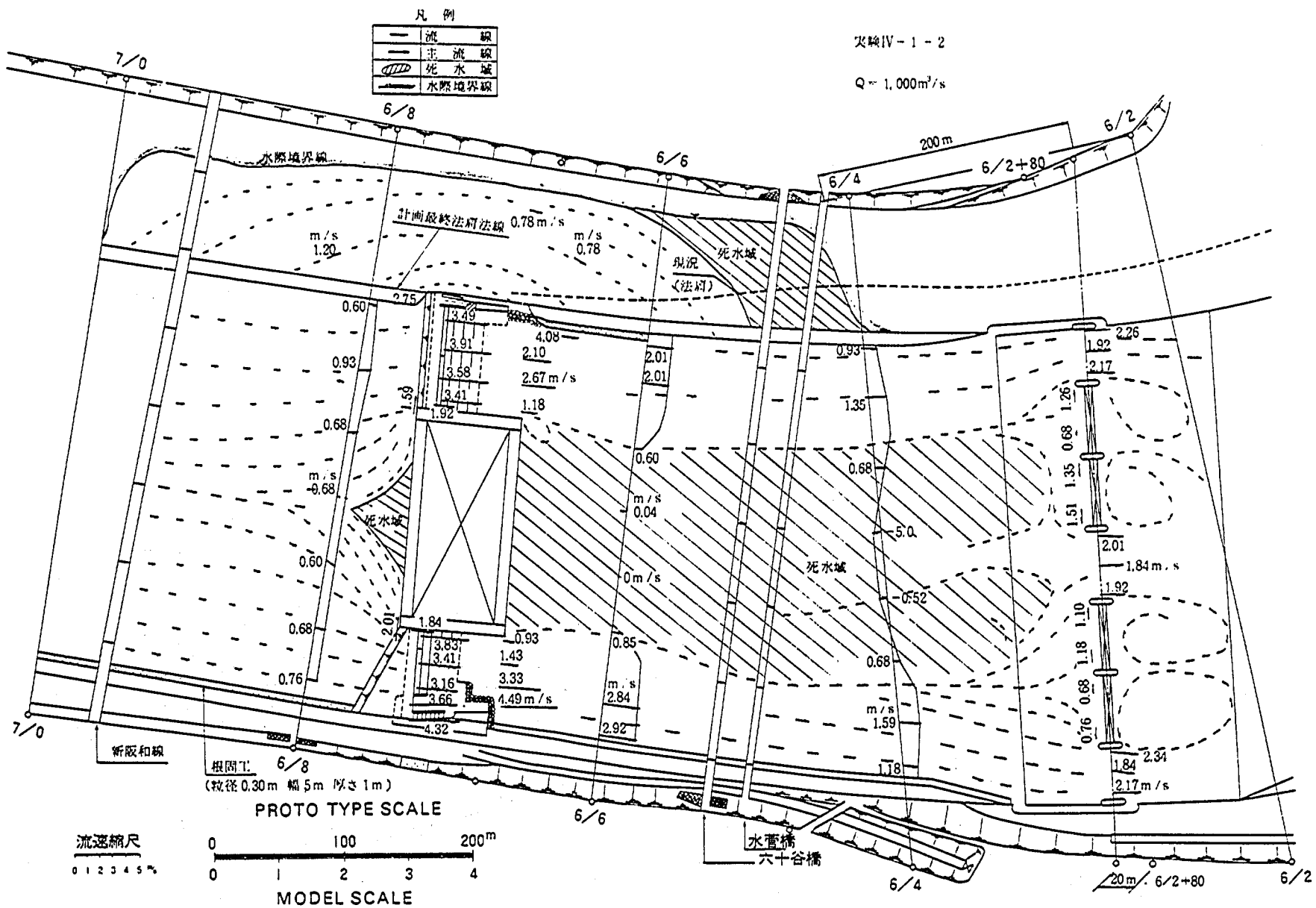


図-7.4.1(1) 流況詳細図 (実験Ⅳ-1-2)

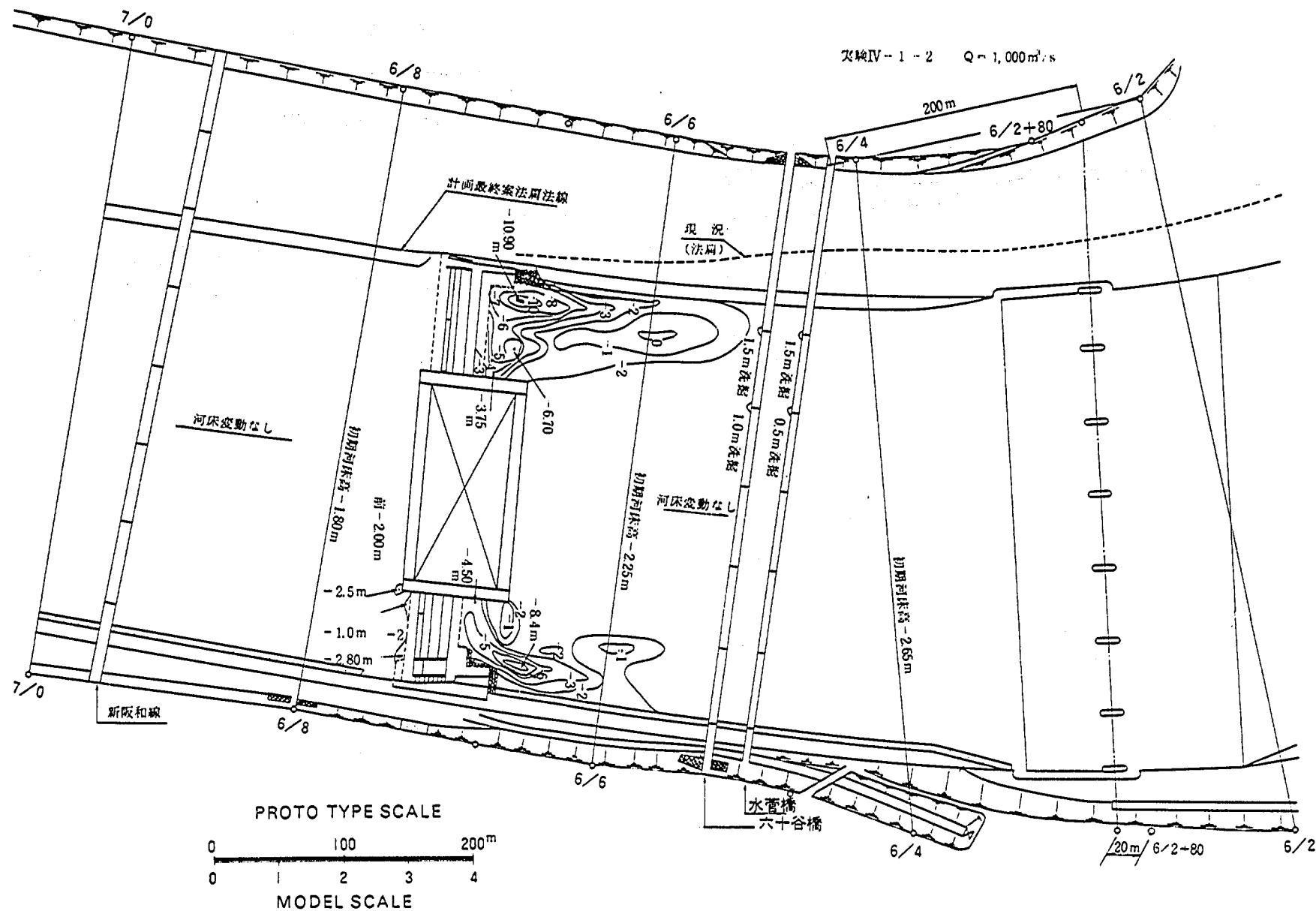


図-7.4.1(2) 等深線図 (実験IV-1-2)

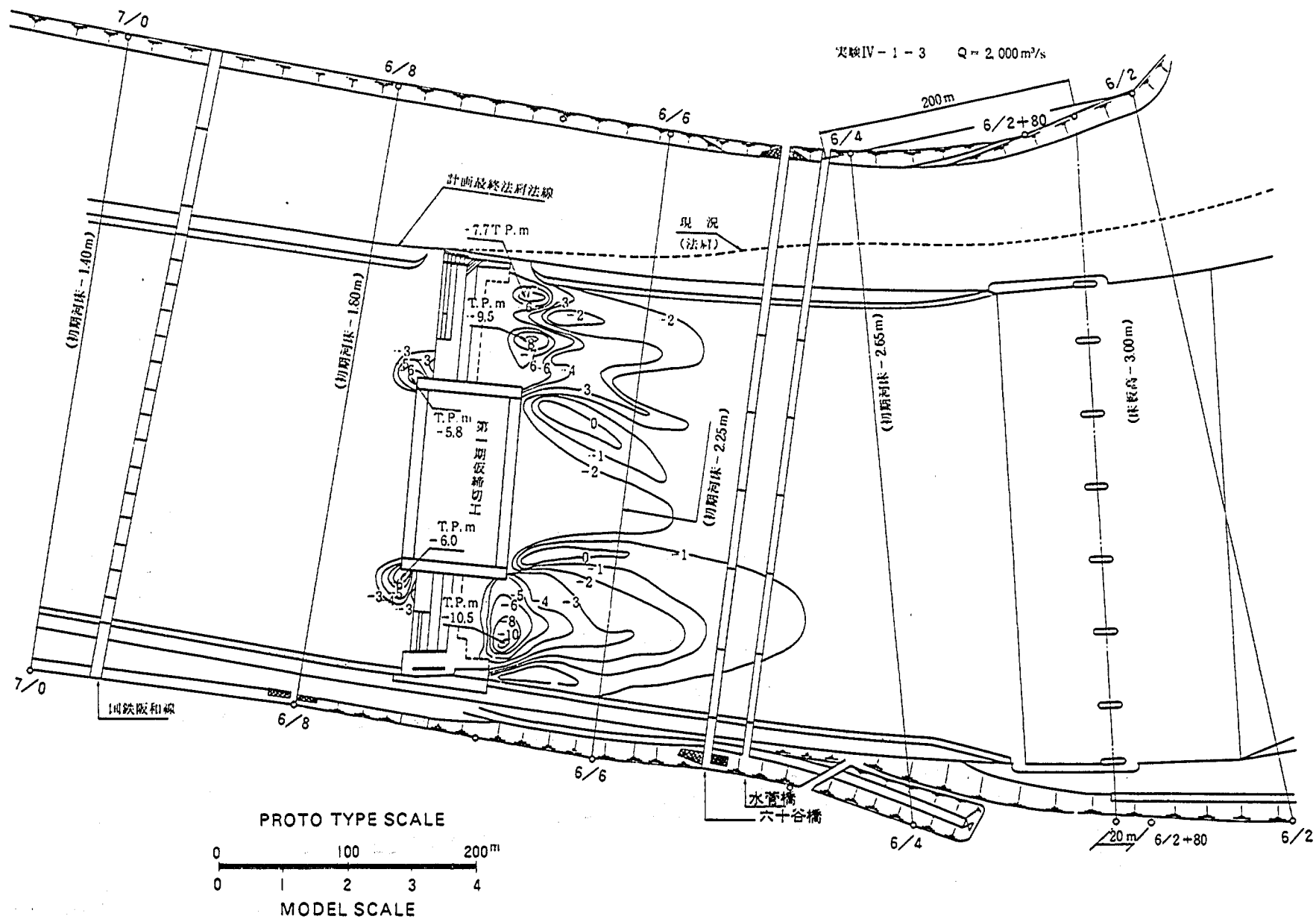


図-7.4.2 等深線図 (実験IV-1-3)

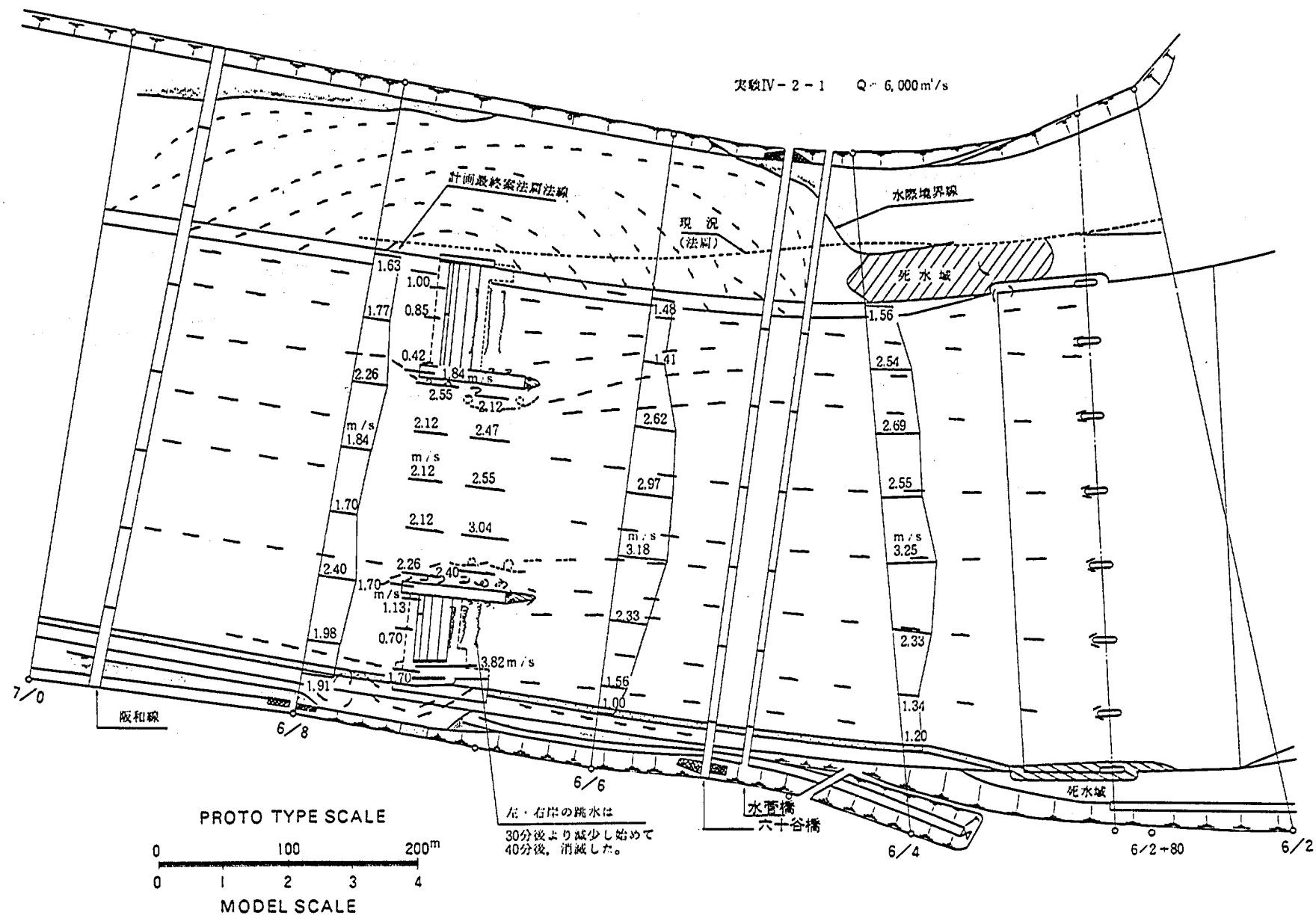


図-7.4.3(1) 流況図 (実験IV-2-1)

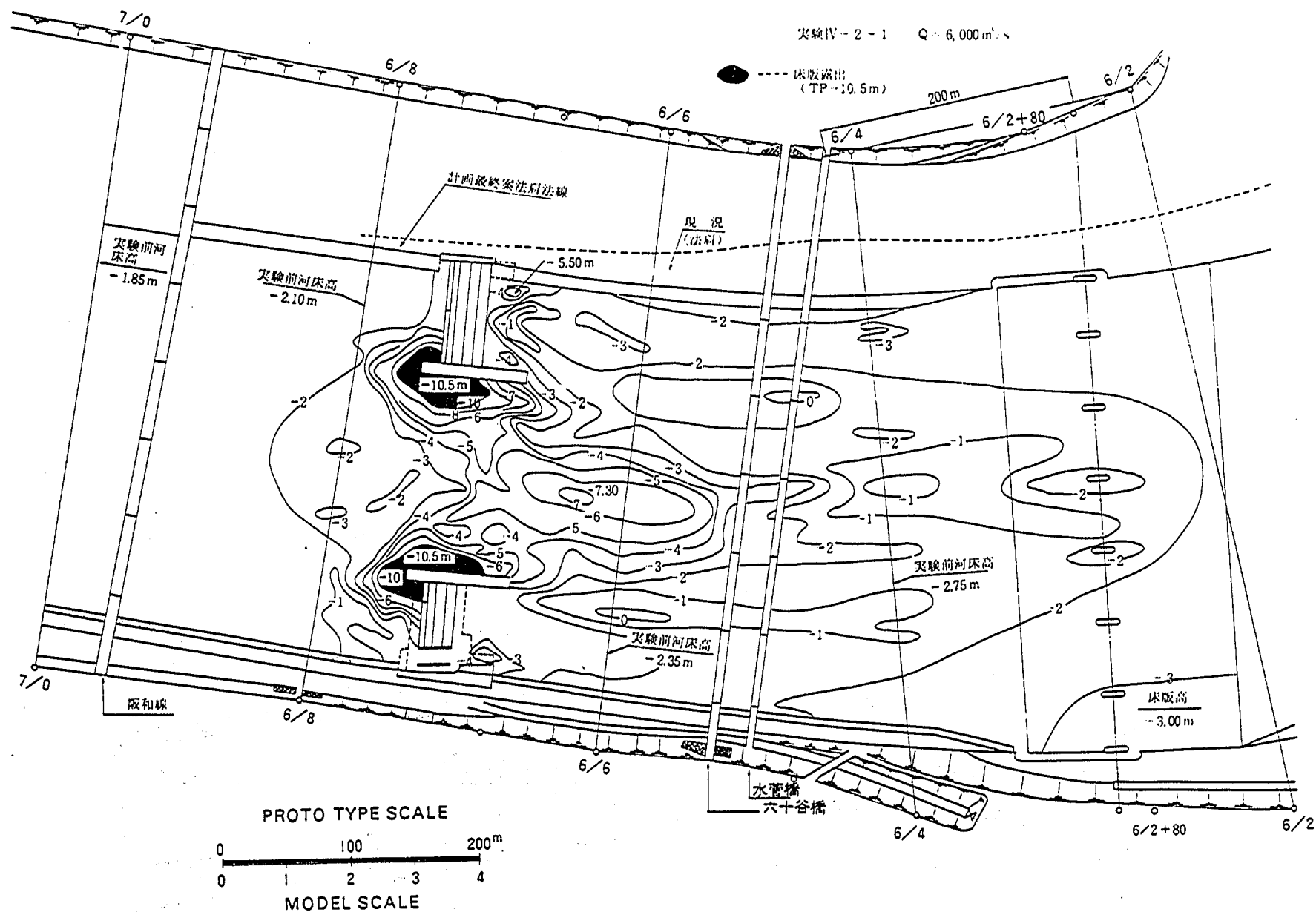


図-7.4.3(2) 等深線図 (実験IV-2-1)

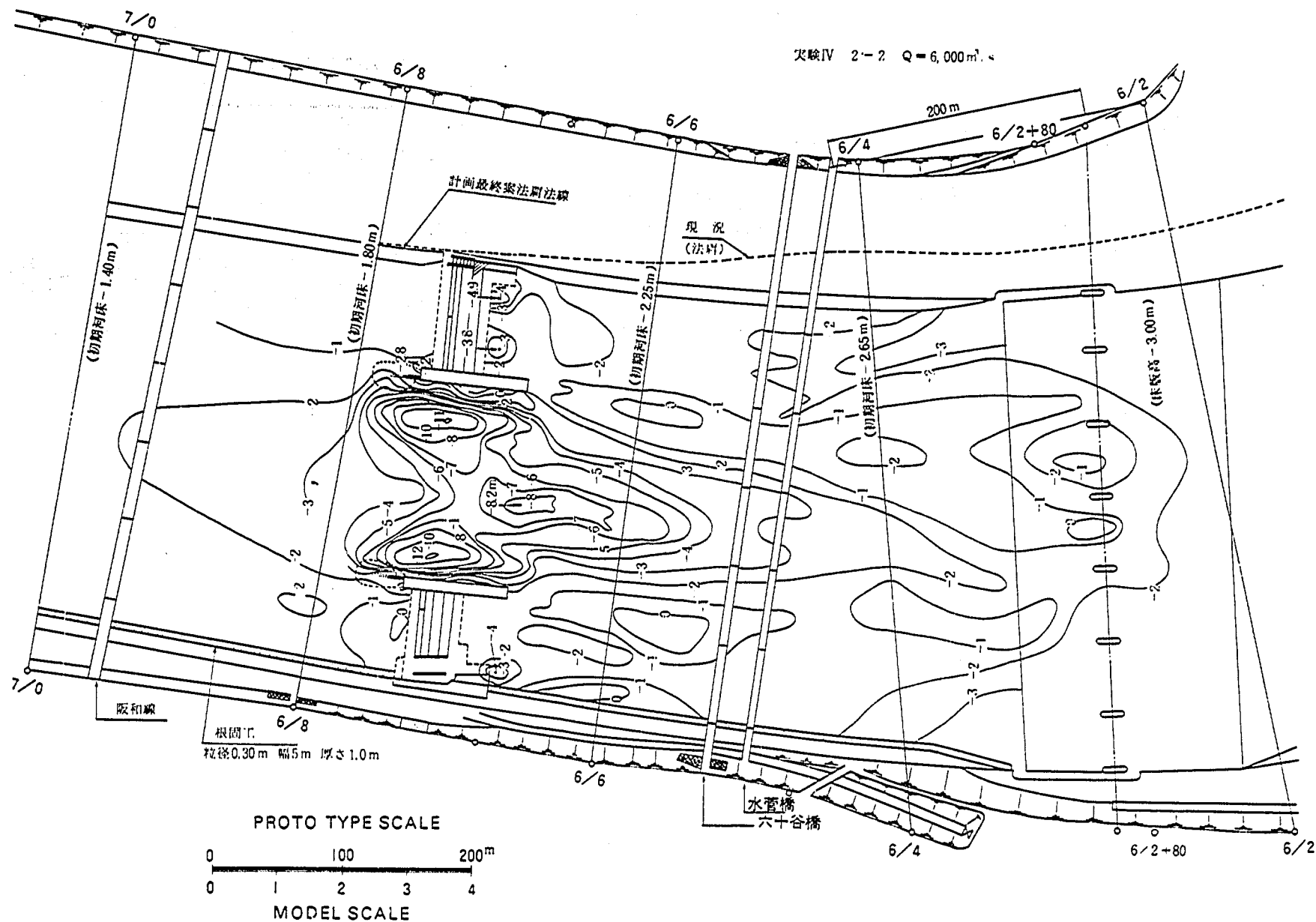


図-7.4.5 等深線図 (実験IV-2-2)

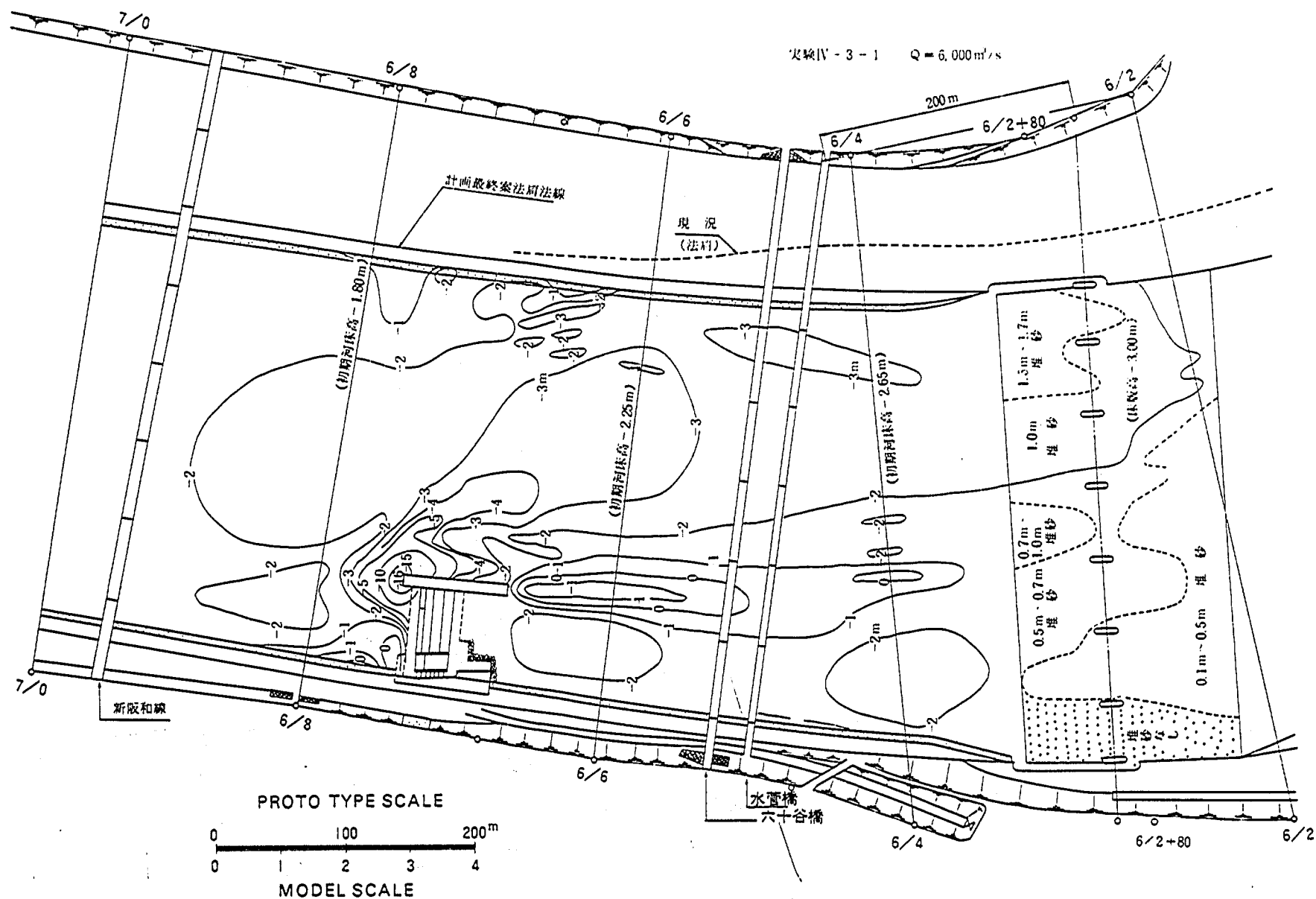


図-7.4.6 等深線図 (実験Ⅳ-3-1)

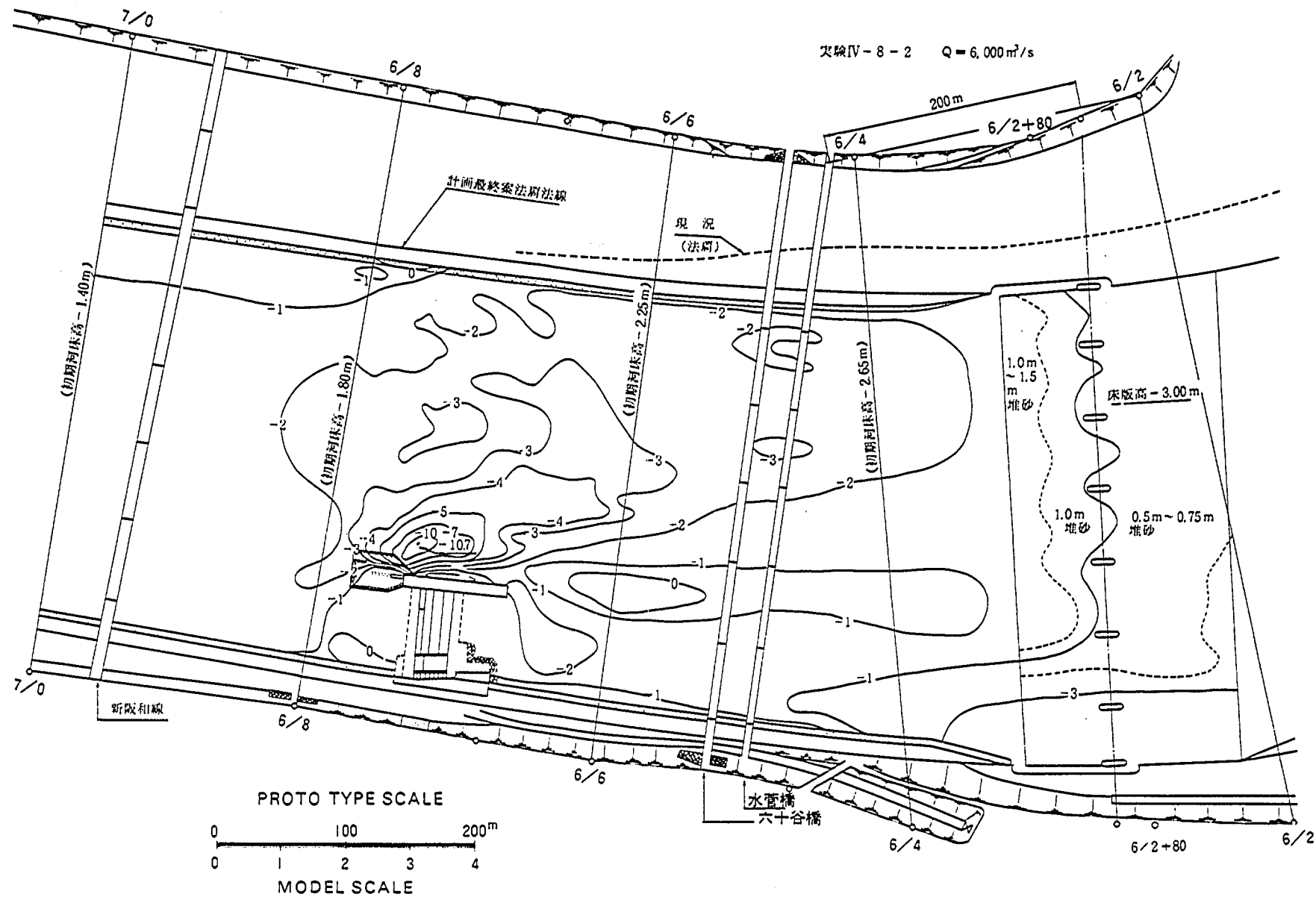


図-7.4.8 等深線図 (実験IV-3-2)

福岡捷二, 高橋 晃, 加藤善明

要 旨 紀の川大堰建設計画に伴う計画低水路法線形と堰軸方向や堰建設時の仮締切設置および旧堰撤去など堰完成後の諸問題と対策法について, 模型実験による水理的検討を行なった結果を述べたものである。

キーワード: 紀の川, 堰, 河道計画, 分流, 河床変動, 仮締切, 局所洗堀

郵便はかき

郵便切手を貼る

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
河川研究室
御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2333号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印