ISSN 0386-5878
土研資料第1448号

土木研究所資料

淀川大堰水理模型実験報告書（その2）

昭和54年1月

建設省土木研究所
鹿島試験所

ま　え　が　き

淀川水系工事実施基本計画は、昭和４６年に大幅に改訂され基準地点の枚方（２６.０ｋ）における計画高水流量が、それまでの6,950㎥／ｓから12,000㎥／ｓとなった。そこで、この流量増加分の処理を行うために新河道計画が立てられ、これに伴って現在9.4ｋ地点に位置する長柄可動堰の改築が計画された。この計画と同時期に大阪市内河川水を淀川に排水する毛馬排水機場の建設が旧淀川分流点に計画された。そこで、排水と取水との完全分離ということから長柄可動堰は、約４００ｍ上流の9.8ｋ付近に移設されることとなった。この新可動堰は別名「淀川大堰」または単に「大堰」と呼ばれている。

この大堰は、現在その第一期工事としての右岸側三門分が完成している。そして、今後大堰が完成するまでの間には長い期間が必要とされ、その間付近の河道形状が各工事時期によって変化する。そこで、この工事を安全に進めるため、主だった工事段階における洪水処理の問題や問題点に対する各対策工、保護工の検討が必要となった。

本報告書は、現状河道から大堰が六門完成し六門暫定通水を行うまでの各段階におけるそうした問題点について土木研究所鹿島試験所で行った実験結果を報告するものである。

昭和５４年１月

鹿島試験所所長　馬　場　洋　二
鹿島試験所　小　川　良　市
鹿島試験所前所長　馬　場　　亨

目　　次

まえがき

第1章　概　　要 …… 1

第1節　淀川の概要 …… 1

第2節　淀川水系工事実施基本計画 …… 5

第3節　淀川大堰計画の概要 …… 9

第4節　淀川大堰建設について …… 12

第2章　実験目的 …… 15

第3章　模型概要 …… 16

第1節　淀川大堰模型について …… 16

第2節　相似則 …… 18

2.1　概　　要 …… 18

2.2　一様流体の一次元流れの力学的相似律 …… 18

2.3　流砂量および時間縮尺 …… 19

2.4　河床材料について …… 20

第4章　実験概要 …… 24

第1節　実験方法 …… 24

第2節　境界条件 …… 24

2.1　流　　量 …… 24

2.2　下流端水位 …… 24

2.3　通水時間 …… 28

第3節　測　　定 …… 29

第4節　実験経過 …… 30

第5章　現状実験 …… 33

第1節　実験目的 …… 33

第2節　実験ケース …… 33

第3節　実験結果 …… 35

第4節　考　　察 …… 39

第5節　まとめ …… 43

第6章　三門暫定低水路掘削実験 …… 46

第1節　概要および実験目的 …… 46

1.1　概　　要 …… 46

1.2　実験目的 …… 46

第 2 節　掘削による影響および問題点 …… 49
第 3 節　実験ケース …… 51
第 4 節　二門暫定通水実験結果および考察 …… 56
4.1 実験結果 …… 56
4.2 考　察 …… 58
第 5 節　掘削実験結果および考察 …… 59
5.1 水位測定結果 …… 59
5.2 流況観察結果 …… 59
5.3 河床高測定結果 …… 64
5.4 考　察 …… 65
第 6 節　ま と め …… 66
6.1 二門暫定河道について …… 66
6.2 三門暫定低水路掘削について …… 67
第 7 章　三門暫定通水実験 …… 69
第 1 節　実験目的 …… 69
第 2 節　三門暫定低水路について …… 69
第 3 節　実験ケース …… 70
第 4 節　実験結果 …… 74
4.1 実験No.7（三門暫定実験） …… 74
4.2 実験No.8（二期締切実験） …… 77
4.3 実験No.9、10（現低水路締切実験） …… 80
第 5 節　考　察 …… 82
5.1 三門暫定河道の一般的特徴 …… 82
5.2 二期締切による影響 …… 83
5.3 現低水路締切工による影響 …… 84
5.4 三門暫定河道の問題点 …… 86
5.5 現低水路仮締切工について …… 86
第 6 節　ま と め …… 87
第 8 章　三門暫定河道の対策工実験 …… 90
第 1 節　実験目的 …… 90
第 2 節　対策工について …… 90
2.1 暫定低水路の河床洗掘および附帯三橋橋脚周辺の局所洗掘について …… 90
2.2 上淀橋周辺の問題について …… 91
2.3 上淀橋保護工について …… 91

第 3 節　実験ケース …… 93
第 4 節　実 験 結 果 …… 109
4.1　実験No.11（橋脚保護R＝10m実験） …… 109
4.2　実験No.12（橋脚保護R＝30m実験） …… 111
4.3　実験No.13（橋脚保護R＝20m実験） …… 111
4.4　実験No.14（護床工設置実験） …… 112
4.5　実験No.15（落ち込み防止工実験） …… 113
4.6　実験No.16（流入幅二門実験） …… 114
4.7　実験No.17（河床高O.P.±0m実験） …… 114
4.8　実験No.18（河床高O.P.±0m実験…不定流） …… 116
4.9　実験No.19（河床高O.P.－2m実験） …… 118
実験No.20（上淀橋保護O.P.-5m実験） …… 118
実験No.21（上淀橋保護O.P.-3m実験） …… 118
実験No.22（上淀橋保護O.P.-3m、矢板実験） …… 118
4.9.1　暫定低水路河床高O.P.－2mについて …… 118
4.9.2　上淀橋保護工について …… 124
第 5 節　考　　察 …… 124
5.1　附帯三橋橋脚保護工について …… 124
5.2　河床高変更について …… 125
5.2.1　河床高O.P.±0m案について …… 125
5.2.2　河床高O.P.－2m案について …… 125
5.3　各種工法について …… 126
5.4　上淀橋保護工について …… 126
第 6 節　ま と め …… 128
6.1　暫定低水路内について …… 128
6.2　上淀橋保護工について …… 129
第 9 章　六門暫定通水実験 …… 130
第 1 節　実 験 目 的 …… 130
第 2 節　実験ケース …… 131
第 3 節　実 験 結 果 …… 132
3.1　実験No.23（六門暫定実験） …… 132
3.2　実験No.24（六門暫定実験…不定流） …… 134
第 4 節　考　　察 …… 136
4.1　六門暫定河道の一般的特徴 …… 136

4.2 六門暫定河道の問題点および対策工 …… 139
第5節 ま と め …… 141
第10章 六門暫定河道の対策工実験 …… 143
第1節 実験目的 …… 143
第2節 対策工について …… 143
第3節 実験ケース …… 143
第4節 実験結果 …… 148
4.1 実験No.25（高水敷一部カット実験） …… 148
実験No.26（高水敷一部カット実験…不定流） …… 148
4.2 実験No.27（上淀橋帯状保護実験） …… 155
実験No.28（上淀橋帯状保護実験…不定流） …… 155
4.3 実験No.29（上淀橋保護実験） …… 159
4.4 実験No.30（上淀橋保護、河床高O.P.−2m実験） …… 160
第5節 考 察 …… 164
5.1 上淀橋保護工について …… 164
5.1.1 法線形後退について …… 164
5.1.2 上淀橋帯状保護工について …… 164
5.2 河床高について …… 165
第6節 ま と め …… 166
あ と が き …… 167
参 考 文 献 …… 167

附　図　目　次

附図－5.1.1～41	実験No.1（流速、流況、河床、等深線）	169
附図－6.1.1～12	実験No.2（流速、流況、等深線）	196
附図－6.2.1～14	実験No.3（流況、河床、等深線）	205
附図－6.3.1～2	実験No.4（流況、等深線）	215
附図－6.4.1～12	実験No.5（流況、河床、等深線）	219
附図－6.5.1～2	実験No.6（流況、等深線）	227
附図－7.1.1～23	実験No.7（流速、流況、河床、等深線）	231
附図－7.2.1～10	実験No.8（流速、流況、河床、等深線）	245
附図－7.3.1～23	実験No.9（流速、流況、河床、等深線）	253
附図－7.4.1～4	実験No.10（流速、流況、等深線）	271
附図－8.1.1	実験No.11（等　深　線）	274
附図－8.2.1	実験No.12（等　深　線）	275
附図－8.3.1～12	実験No.13（流況、河床、等深線）	276
附図－8.4.1～4	実験No.14（流速、流況、等深線）	285
附図－8.5.1～3	実験No.15（流速、流況、等深線）	289
附図－8.6.1～12	実験No.16（流況、河床、等深線）	292
附図－8.7.1～14	実験No.17（流速、流況、河床、等深線）	301
附図－8.8 1～2	実験No.18（流況、等深線）	311
附図－8.9.1～12	実験No.19（流況、河床、等深線）	315
附図－8.10.1～2	実験No.20（流況、等深線）	323
附図－8.11.1～14	実験No.21（流況、河床、等深線）	327
附図－8.12.1～2	実験No.22（流況、等深線）	337
附図－9.1.1～19	実験No.23（流速、流況、河床、等深線）	341
附図－9.2.1～13	実験No.24（流況、河床、等深線）	355
附図－10.1.1～14	実験No.25（流速、流況、河床、等深線）	365
附図－10.2.1～8	実験No.26（流況、河床、等深線）	375
附図－10.3.1～14	実験No.27（流速、流況、河床、等深線）	381
附図－10.4.1～8	実験No.28（流況、河床、等深線）	393
附図－10.5.1～21	実験No.29（流速、流況、河床、等深線）	399
附図－10.6.1～21	実験No.30（流速、流況、河床、等深線）	413

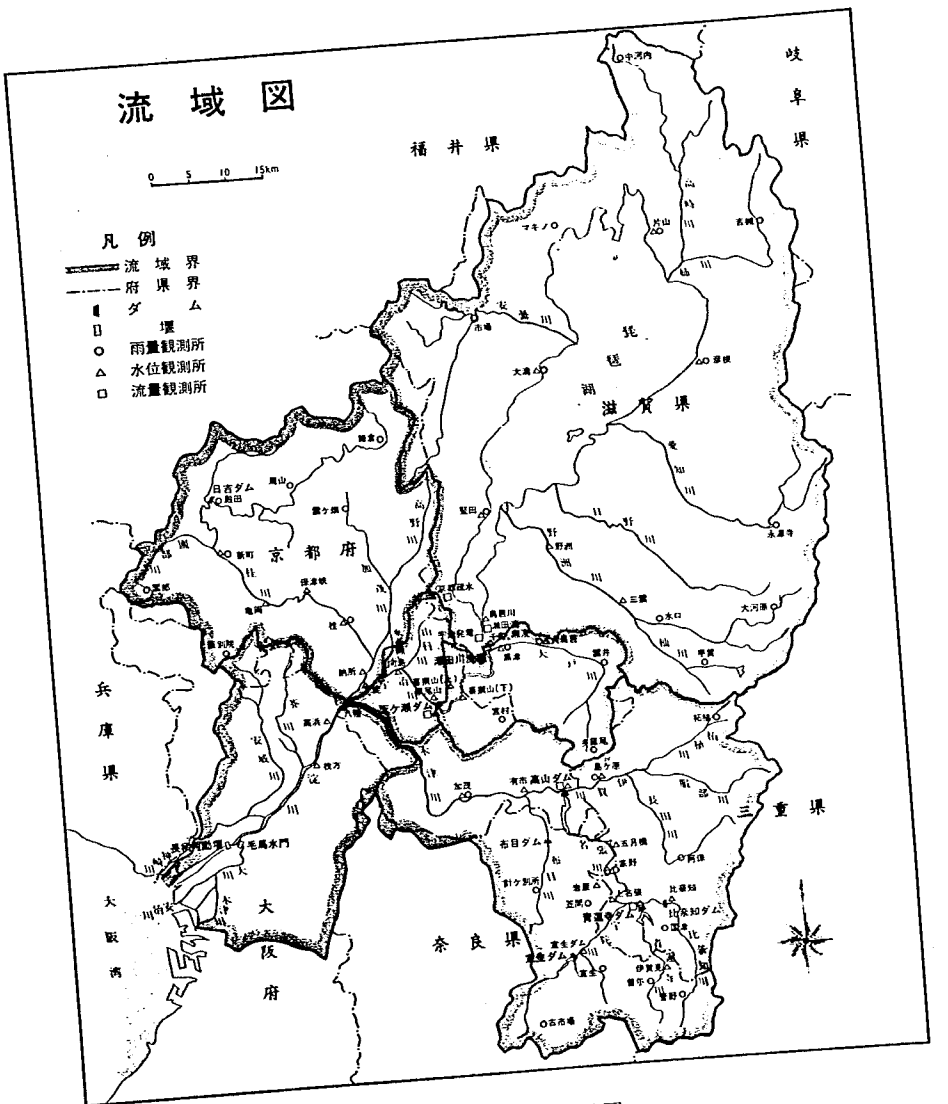
写　真　目　次

写真－5.1.1～9　実験No.1（現状実験）…… 427
写真－5.1.10　現地長柄堰 …… 429
写真－6.1.1～3　実験No.2（二門暫定通水河道実験）…… 430
写真－6.2.1～4　実験No.3（掘削実験1）…… 431
写真－6.3.1～5　実験No.4（掘削実験2）…… 432
写真－6.4.1～5　実験No.5（掘削実験3）…… 434
写真－6.5.1.～7　実験No.6（掘削実験4）…… 435
写真－7.1.1～5　実験No.7（三門暫定実験）…… 438
写真－7.2.1～3　実験No.8（二期締切実験）…… 439
写真－7.3.1～7　実験No.9（現低水路締切実験）…… 440
写真－7.4.1～2　実験No.10（現低水路締切実験…No.2）…… 443
写真－8.1.1～4　実験No.11（橋脚保護R＝10m実験）…… 444
写真－8.2.1～3　実験No.12（橋脚保護R＝30m実験）…… 445
写真－8.3.1～2　実験No.13（橋脚保護R＝20m実験）…… 446
写真－8.4.1～2　実験No.14（護床工設置実験）…… 447
写真－8.5.1～2　実験No.15（落ち込み防止工実験）…… 447
写真－8.6.1～2　実験No.16（流入幅二門実験）…… 448
写真－8.7.1～3　実験No.17（河床高O.P.±0m実験）…… 449
写真－8.8.1～2　実験No.18（河床高O.P.±0m実験…不定流）…… 450
写真－8.9.1～6　実験No.19（河床高O.P.－2m実験）…… 450
写真－8.10.1～3　実験No.20（上淀橋保護O.P.－5m実験）…… 452
写真－8.11.1～3　実験No.21（上淀橋保護O.P.－3m実験）…… 453
写真－8.12.1～4　実験No.22（上淀橋保護O.P.－3m、矢板実験）…… 454
写真－9.1.1～5　実験No.23（六門暫定実験）…… 456
写真－9.2.1～2　実験No.24（六門暫定実験…不定流）…… 457
写真－10.1.1～4　実験No.25（高水敷一部カット実験）…… 458
写真－10.2.1～3　実験No.26（高水敷一部カット実験…不定流）…… 459
写真－10.3.1～4　実験No.27（上淀橋帯状保護実験）…… 460
写真－10.4.1～4　実験No.28（上淀橋帯状保護実験…不定流）…… 462
写真－10.5.1～3　実験No.29（上淀橋保護実験）…… 463
写真－10.6.1～3　実験No.30（上淀橋保護、河床高O.P.－2m実験）…… 464

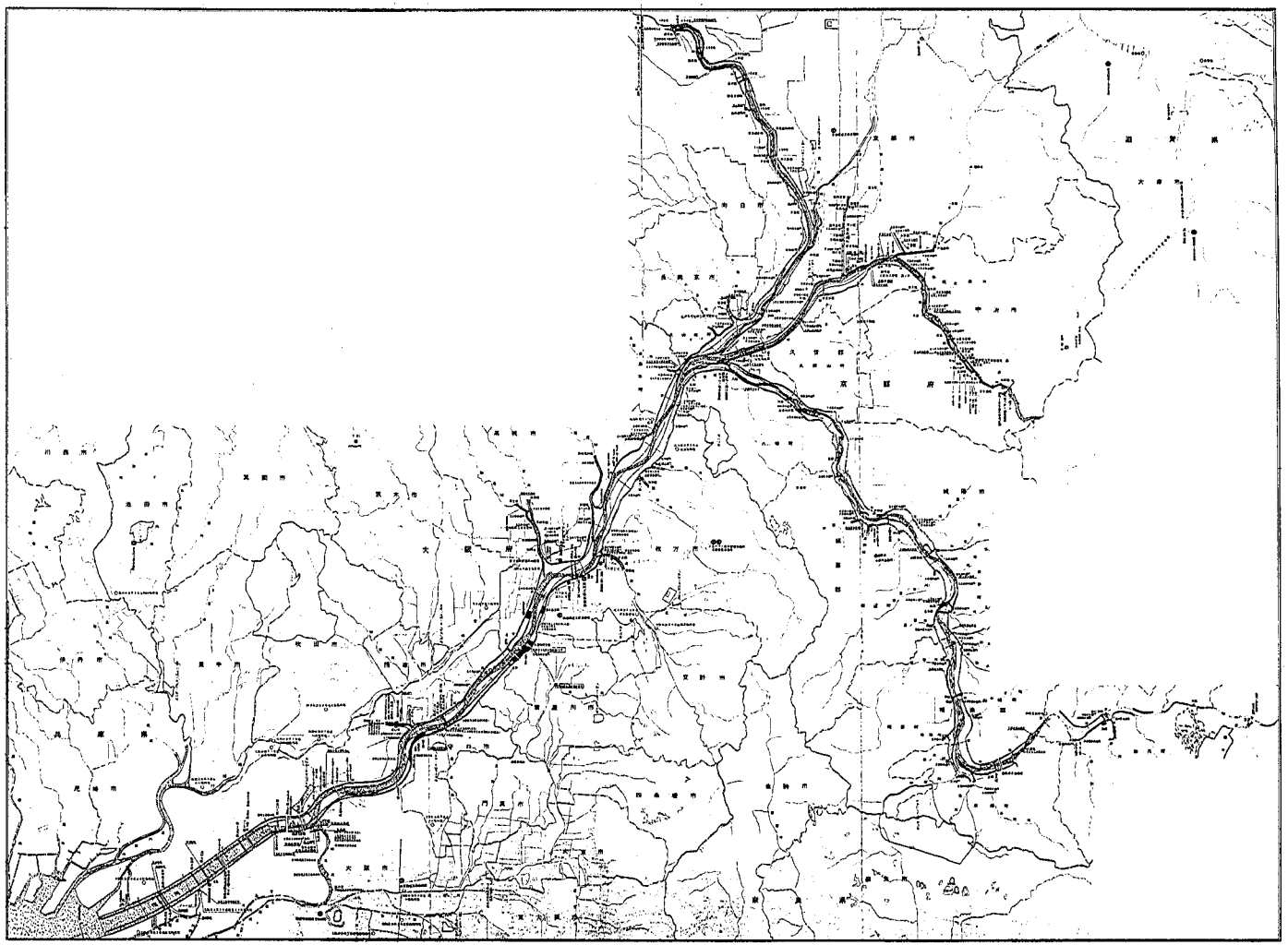
第１章　概　　要

第１節　淀川の概要

淀川は、その源を滋賀県山間部に発する大小の支川を琵琶湖に集め、琵琶湖南端の大津市から河谷状となって南流して、山崎において三重県に源流を持つ木津川と京都山間部に源流を持つ桂川とを合流させて、大阪平野を西南に流下し、途中で神崎川、大川（旧淀川）を分流して大阪湾に注ぐ（図－1.1）。その流域は、大阪、京都、兵庫、滋



図－1.1　淀川流域図



図－1.2　淀　川　平　面　図

賀、奈良、三重の2府4県にまたがり、流域面積は8,240 ㎢におよぶ関西地方最大の河川である。この流域を分類すると、雨量の少ない瀬戸内海気候に属する下流部、台風による雨量の多い紀南山地に連なる木津川上流部、降雨量の多い日本海側気候に属する琵琶湖北部、前線性雨量の多い桂川上流部の4つに分類でき、冬期、梅雨期、台風期にしたがいそれぞれ流況の不安定を相補っている。琵琶湖は天然の大貯水池となり流況安定化の役割は大きいものである。流域には、大阪市、京都市を含むほか多くの衛星都市をかかえて関西地方における社会、経済、文化の基盤をなしており、本水系の治水、利水についての意義はきわめて大きい。

三川合流点より下流の河道は川幅が平均650 m程度である(図－1.3)。河道には、明治時代以来の低水工事によって、流量110 ㎥/sでの水深が1.2 mとなるように低水路が100～150 mの幅で水制、低水護岸によって固定され

表－1.1　流域面積一覧表

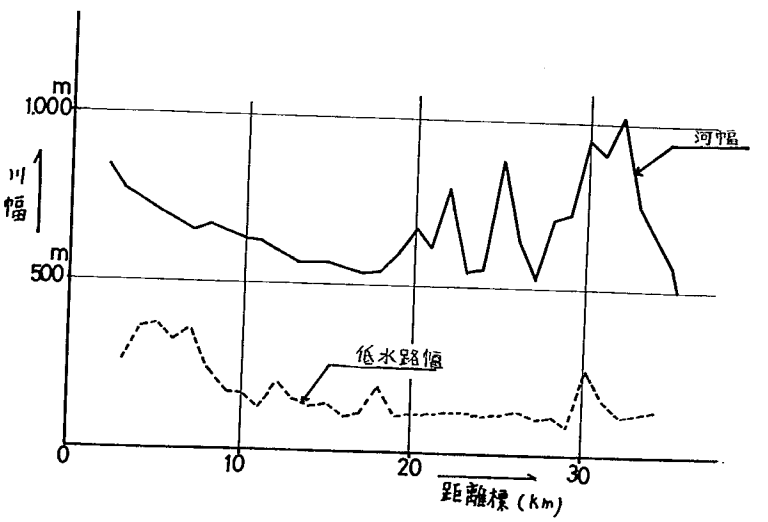
河川名	流域面積	山地・平地比率		流域比率
		山地	平地	
琵琶湖	3,848 ㎢	59%	41%	52.9%
宇治川	506	87	13	6.9
木津川	1,596	92	8	21.9
伊賀川	514	86	14	
名張川	616	97	3	
その他	466	92	8	
桂川	1,100	82	18	15.1
桂川	944	83	17	
鴨川	156	73	27	
淀川本川	231	31	69	3.2
合計	7,281	71	29	100.0

※　集水域として右岸は芥川、左岸は枚方までを考慮する。

表－1.2　枚方地点平均流況（昭和27～50年）

最大	豊水	平水	低水	渇水	最小	平均	年総量
7,800	312.99	218.10	163.11	116.56	73.5	300.83	95.0

※　単位 ㎥/sec、但し年総量は億 ㎥

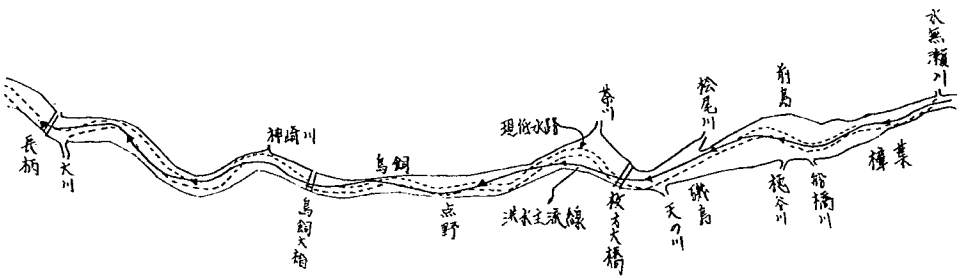


図－1.3　淀川低水路幅、川幅縦断図

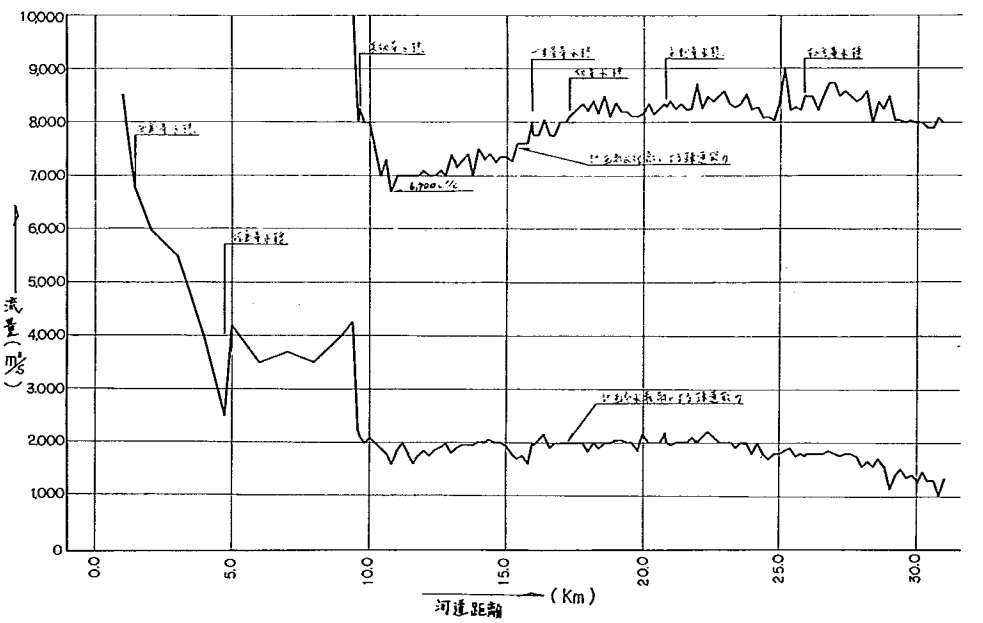
ている。しかしその蛇行が堤防に接近している地点も多いほか、洪水時の空中写真や実験によれば、現低水路と洪水主流線とが一致しない場所も多いとされている(図－1.4)。

一方、現河道で計画高水位高での疎通能力は、9.0kより上流部で7,000m³/s～8,300m³/sと、計画高水流量の12,000m³/sに比べて小さい。特に10.0k～17.0kでは8,000m³/s以下と小さく、最少流量は10.8k地点での6,700m³/sとなっている(図－1.5)。

淀川における水利用は、現在相当に伸びておりその目的は、農業、工業、上水道の他支川の浄化を目的

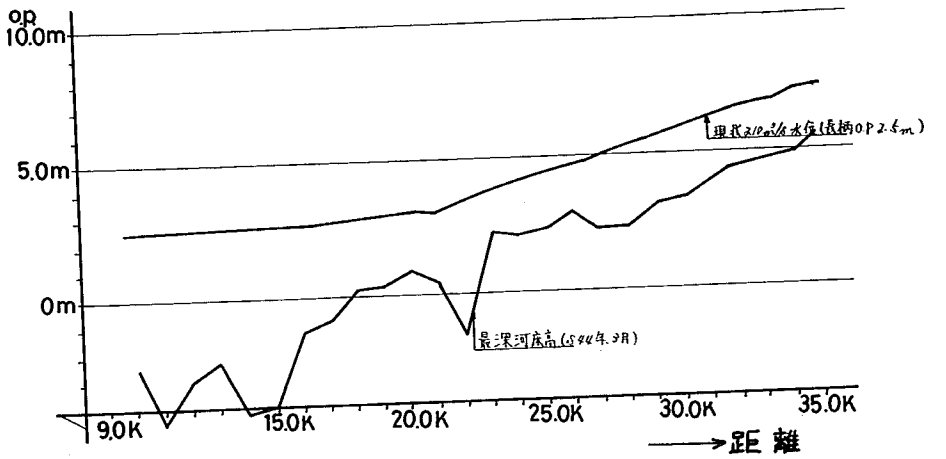


図－1.4　淀川洪水時主流線図(昭和40年9月洪水)



図－1.5　疎通能力縦断図

とした維持用水等多く利用されており、そのための取水施設は35.0kまでに大小合わせ40ケ所にもおよんでいる。また、9.4k地点の現低水路部分には、利水のための水位調節を行う長柄可動堰があり、20km付近までの約10km区間の水位を堰上げその効果は大きいものである(図－1.6)。



図－1.6　淀川縦断図

第2節　淀川水系工事実施基本計画

淀川は、明治18年、大正6年、昭和28年と本川破堤による大災害に見まわれ、これらの災害を機会に治水計画が立てられてきた。昭和29年の治水計画では基準地点の枚方(距離標26.0k)において基本高水流量8,650m³/s、計画高水流量6,950m³/sとして天ケ瀬、高山ダムの洪水調節を導入したが、昭和34年8月に6,800m³/s、同年9月に7,200m³/s、昭和36年10月に7,800m³/s、昭和40年9月に7,200m³/sと計画高水流量と同程度あるいは、それ以上の出水があいつぎ、流域の高度開発に伴なう変化等もあって昭和46年3月に大幅な改訂が行われた(図－1.8)。

改訂の内容は、淀川枚方地点(26.0k)での超過確率がそれまでの1/100から全国に先がけて1/200になり、流域2日雨量は302mm、基本高水流量17,000m³/s、計画高水流量12,000m³/sとなった。このような大幅な流量増に対処するため、①河床掘削、②低水路の拡幅、③低水路法線形の整正等の低水路の整備および、堤防、護岸の補強等による河道の整正工事を実施することとなった。また、上流水源地の砂防、ダム群の建設等の河道改良工事も進めることとなった。新しい河道は低水路の河床高を現在の河道の最深河床高と同程度まで掘削し、計画河床勾配は9.4k下流で1/10,000、9.4kから35.0kまで1/4,000となる。低水路幅は、現在の低水路幅の約2倍の300mに拡幅され、また、その深さは7mにもなり低水路内の流下能力は約4,200m³/s～4,300m³/sとなる。同時に高水敷の造成も実施され、高水敷上への水ののり上げも約3年に1回となり、高水敷の利用範囲も広くなる(図－1.10)。

表－1.3　淀　川　災　害　年　表

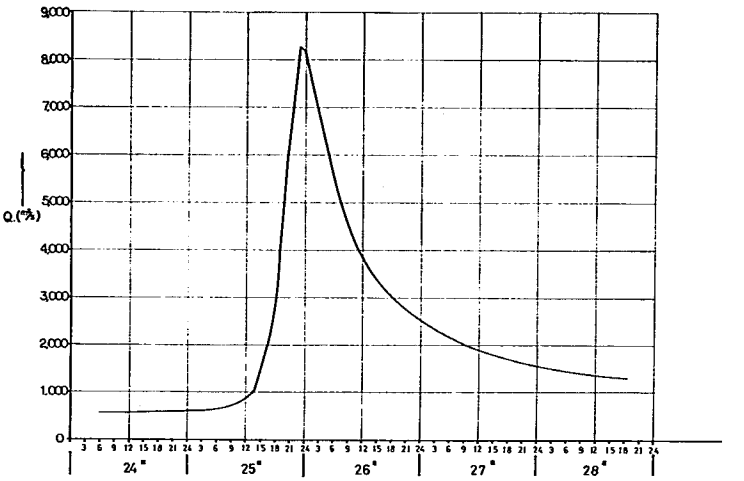
年　月　日	事　　項
M1年5月12日	枚方水位14尺（4.24m）前島村堤防決潰68間　広瀬村堤防247間決潰、他決潰多数 被害面積7,500町歩
M4	宇治川左岸槇島村堤防決潰
M9	木津川寺田堤防決潰
M18．6.17	枚方水位14.8尺（4.48m）支川天の川堤防決潰、三矢村（現枚方市）堤防決潰 伊加賀堤防80間決潰9900戸、4490町歩浸水
M22．8.20	広瀬水位　16尺8寸5分 淀御牧、植島、八幡、大山崎他にて決潰
M29．7.21	島本水位12.9尺、三ケ牧、大冠の堤防決潰
8.30	宇治川向島庚甲塚決潰、大閤堤防決潰
9．6	島本水位15.6尺、広瀬堤決潰、右岸一帯浸水
M36．7・9	島本水位17.2尺、右岸諸支川に決潰続出　宇治川西口で決潰
T 6.10．1	枚方水位18.4尺（5.58m）右岸大塚堤110間決潰、芥川、山科川、三栖堤防、網所、 木津等決潰多数
S 9　9.21	室戸台風、天保山潮位4.50m　淀川河口部、伝法、護岸1部崩壊
S28．9.25	13号台風、枚方水位6.97m　向島堤450m決潰2,400町歩25日浸水　天竜寺で両岸溢 流、小畑川決潰120町歩浸水　芥川150m決潰1,700町歩浸水　左岸にても表法崩壊多 数、漏水多数
S36．9.16	第二室戸台風来襲、天保山最高潮位4.12m
S40．9．7	24号台風　枚方水位6.76m　大谷川、巨椋池、山科川に内水災害　浸水面積1,130ha 人家786戸

表－1.4　淀　川　出　水　記　録

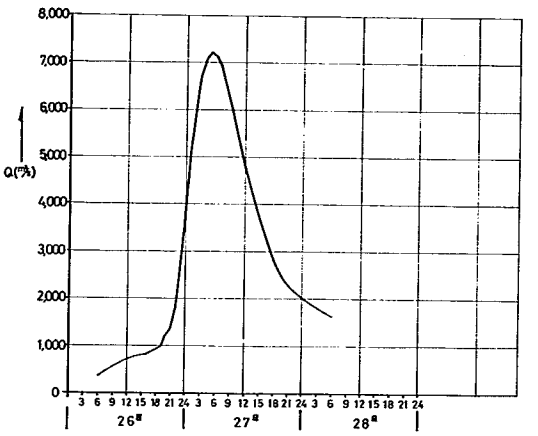
生起年月日	気　象　現　因	流域平均雨量（mm）			最　大　流　量　（㎥／s）			
		木津川	桂　川	宇治川	木津川	桂　川	宇治川	淀　川
28．9.25	台　　風　（5313号）	261	268	265	5,800	2,700	1,780	※（8,650） 7,800
31．9.27	台　　風　（5615号）	204	137	166	3,850	850	670	4,600
33．8.27	台　　風　（5817号）	210	130	184	3,420	790	510	4,200
33．9.26	台　　風　（5822号）	177	55	111	3,700	300	530	3,900
34．8.14	前線及び台風　（5907号）	250	305	322	3,700	2,500	1,270	6,800
34．9.27	台風<伊勢湾台風>（5915号）	296	177	282	6,200	1,700	630	7,200
35．8.30	台　　風　（6016号）	129	265	60	770	2,500	310	3,840
36．6.30	前　線　に　よ　る	347	314	390	1,740	—	935	4,680
36.10.28	低気圧・前線及び台風	289	245	209	5,220	1,860	1,000	7,800
40．9.17	台　　風　（6524号）	205	216	206	5,300	2,330	720	7,000

昭和46年3月の流量改訂以前（昭和28年～昭和46年）の計画高水流量を上廻ったもの。

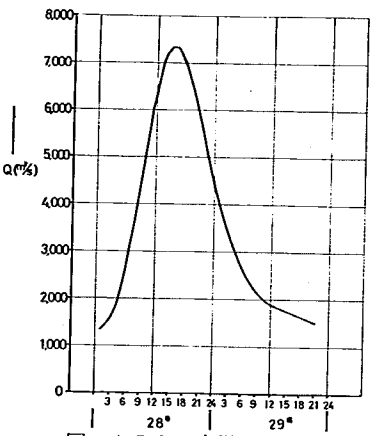
※ 破堤なきとき



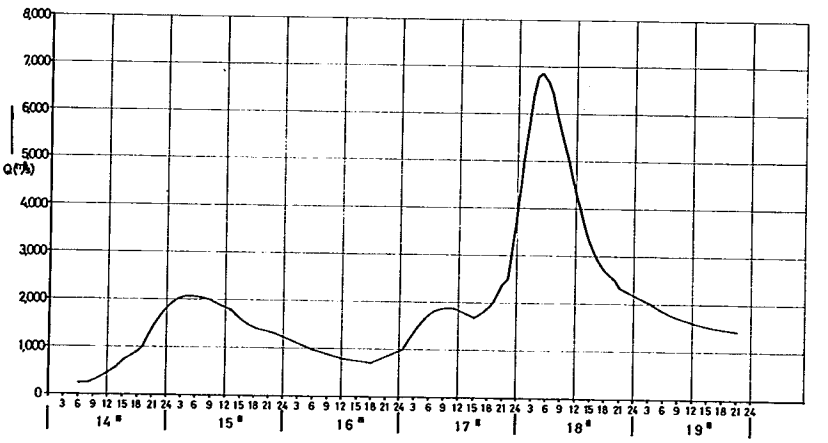
図－1.7.1　台風5315出水（S28.9.24～28）



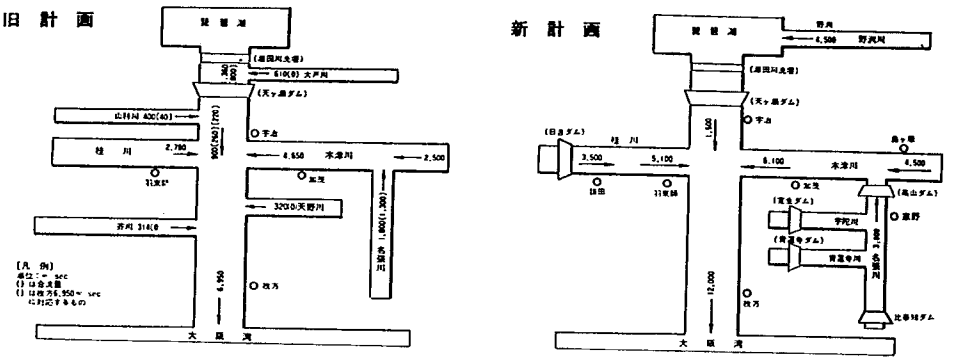
図－1.7.2　台風5915（伊勢湾台風）出水
（S.34.9.26～28）



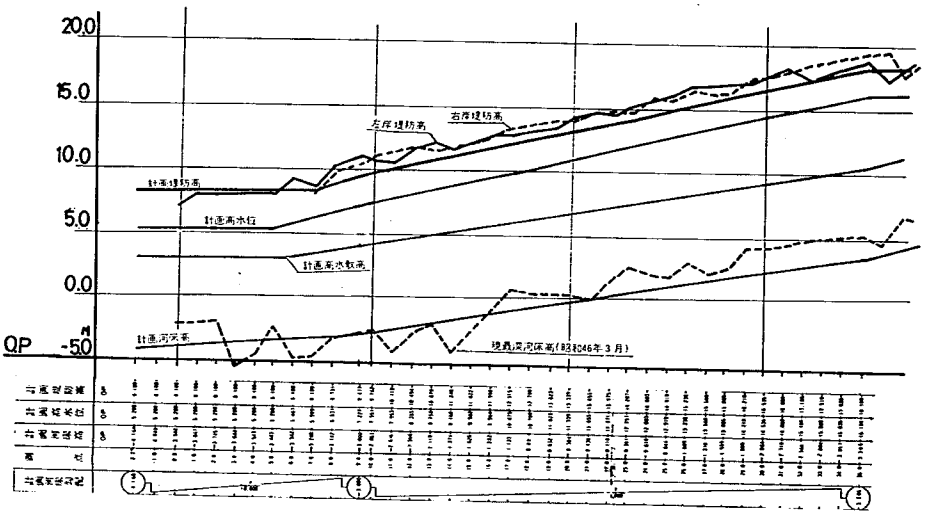
図－1.7.3　台風6126出水
（S.36.10.28～29）



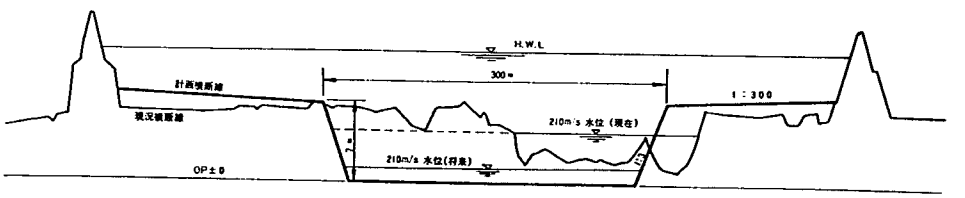
図－1.7.4　前線出水及び台風6524出水（S.40.9.14～19）



図－1.8　新旧計画高水流量図



図－1.9　淀川計画河道縦断図

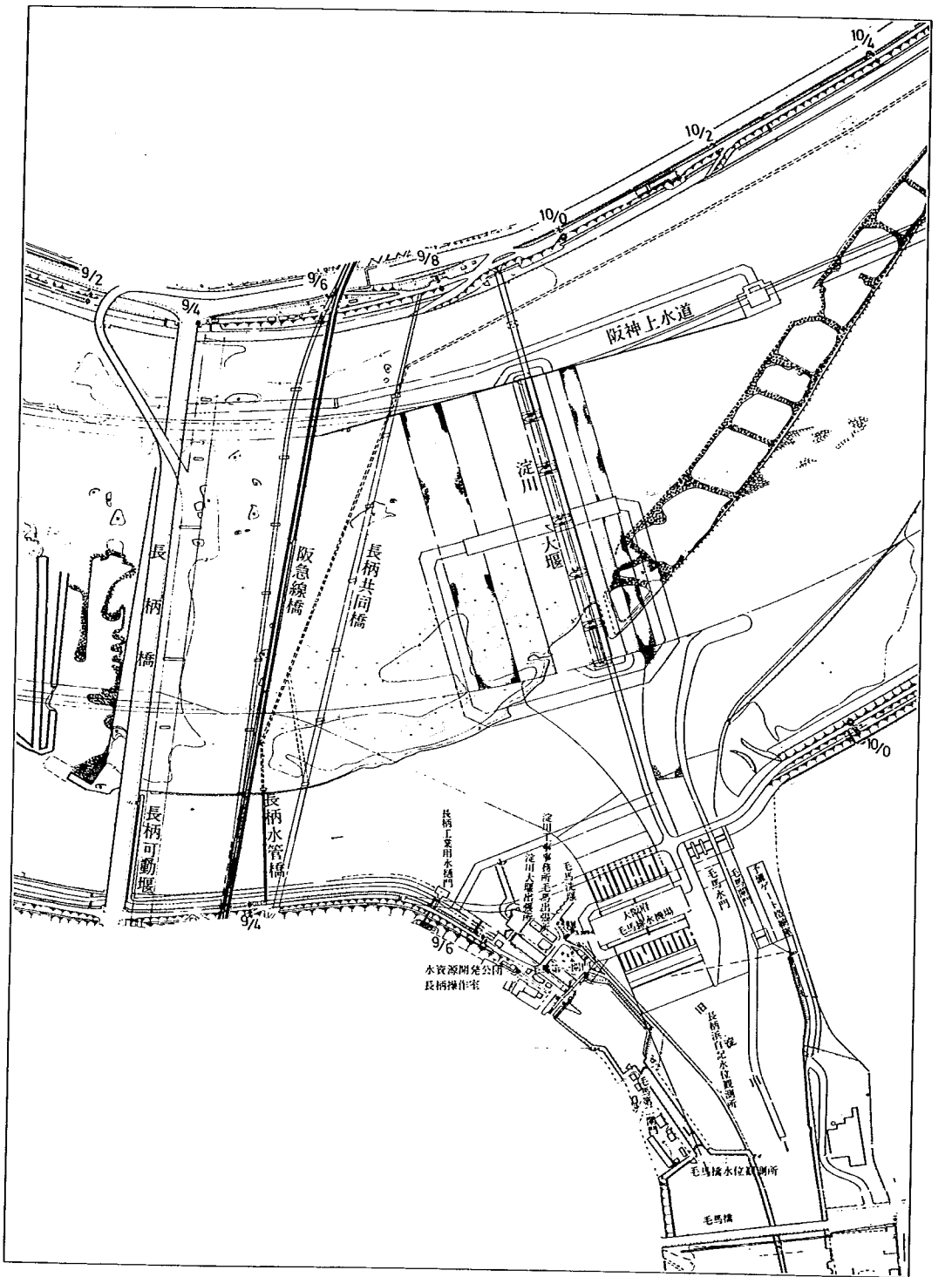


図－1.10　計画河道標準断面図

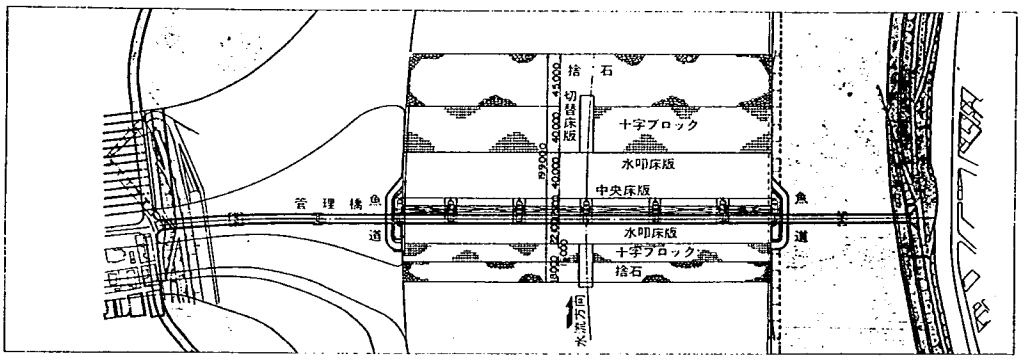
第３節　淀川大堰計画の概要

以上のような新河道計画に伴ない長柄可動堰の改築を行うこととなった。同時期に大阪府において高潮時および洪水時に大阪市内河川の水位低下を目的として、旧淀川より淀川にポンプ排水（最大330m³/s）を行う計画が立てられた。この排水機場（毛馬排水機場）は、大堰完成前に完成し、暫定的に運転を開始することになっている。そこで、排水と取水との分離を行うために淀川大堰は、排水機場の下流に建設することができなくなり、現在の長柄可動堰の約400m上流に建設することになった。そして、毛馬排水機場を淀川大堰の下流側へ設置し、上流側には従前の機能を持つ水門、閘門を設置することとなった。

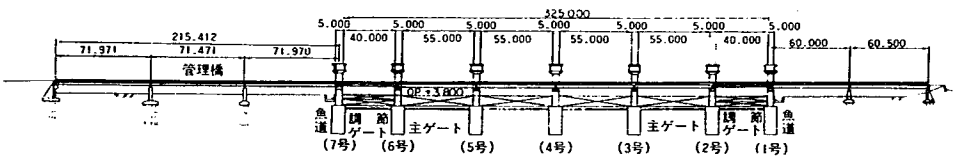
淀川大堰の機能は、長柄堰と同様に利水の維持および、治水の効果についてさらに万全を期そうとするものである。堰の可動部は、計画河道に合わせて幅300mとしており、両サイドにはそれぞれ40mの2段型調節ゲートを用いて700m³/s程度までの流量調節を可能にするものである。このゲートは、平常時には上段ゲートを操作し越流方式による放流を行い、洪水時には主ゲート同様ゲート下端から放流する。また、中央部4門は、55mというロングスパンの主ゲートが設けられ、放流はゲートを引き上げてゲート下端より行う。上流側の護床工は、堰柱上流端より52m上流まで、下流側の護床工は、堰柱下流端より125m下流まで行われ、堰の水流方向の長さは約200mにおよぶ。一方、堰上流での取水のための湛水位は、O.P. 3.3mとなり計画河道でその影響は30k付近までおよぶ。なお、堰付近の河床高は、将来の河道計画を考慮して8.0kから13.0k区間の河床高を計画河床高より低くし、大堰の床版高はO.P.−4.0 mとなっている（図－1.13）。



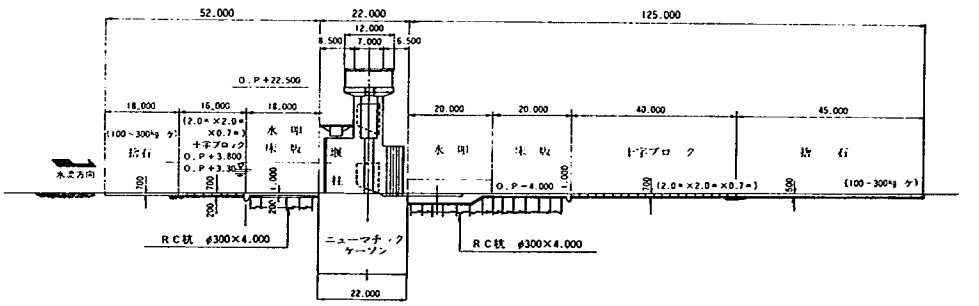
図－1.11　淀川大堰位置図



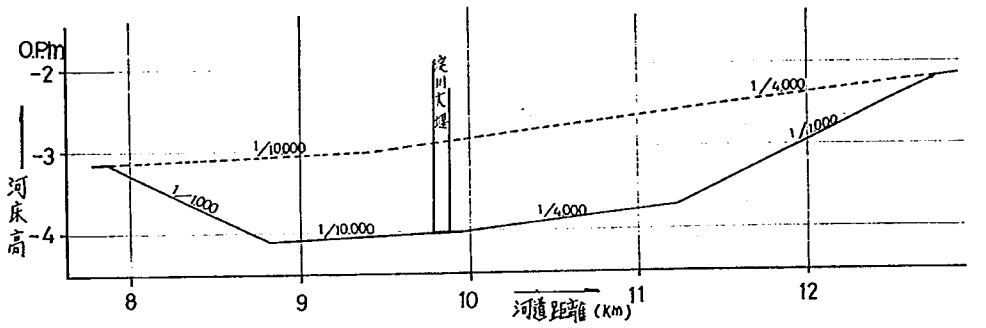
図－1.12.1　淀川大堰施設図（平面図）



図－1.12.2　淀川大堰施設図（上流面図）



図－1.12.3　淀川大堰施設図（縦断面図）

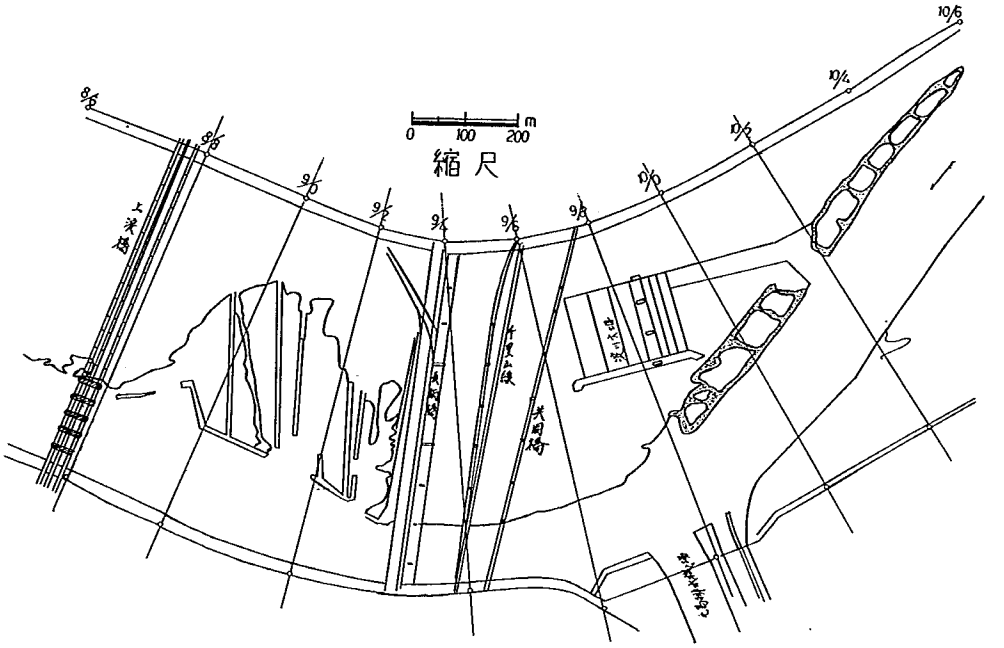


図－1.13　淀川大堰付近河床縦断図

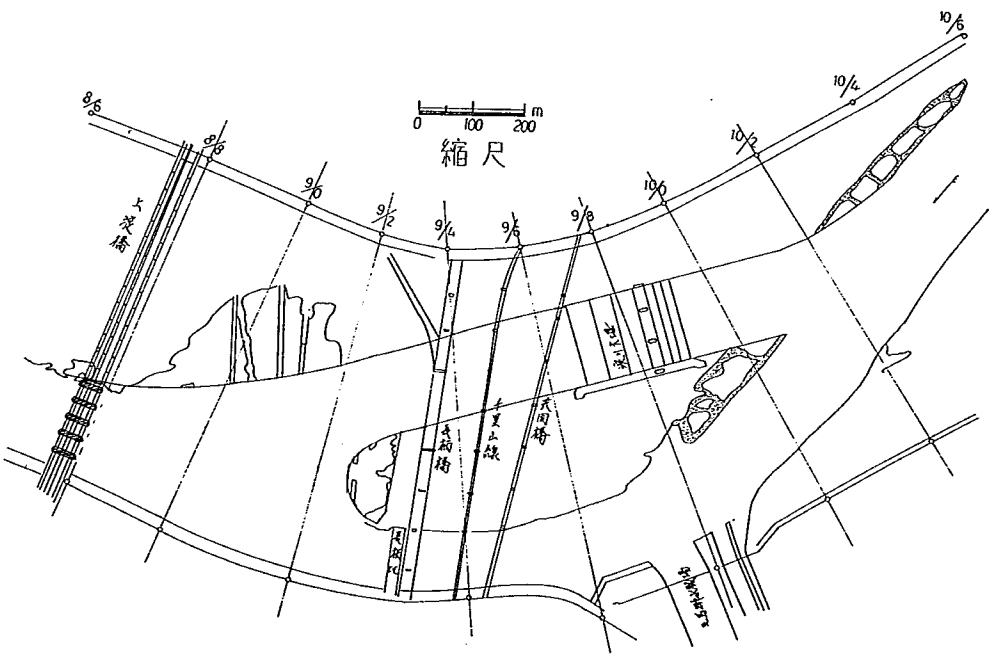
第4節　淀川大堰建設について

淀川大堰建設計画には、堰柱本体の他上下流部の護床工、左右岸の高水敷、固定堰、左岸側の毛馬排水機場、水門、閘門、導流壁等多くの構造物がある。現在、水門と閘門は完成しておりその機能を果している。また、毛馬排水機場は大堰完成前に完成し、暫定的に運転を開始する。大堰の建設工事は、現在その第1期工事としての右岸側三門分が現高水敷部分に完成している。そして、今後の大堰建設工事は、現在完成している右岸側の三門分を暫定的に利用しながら、残りの工事を実施しようとしている。このため、大堰建設工事だけではなく、大堰上下流部の掘削、高水敷の造成等の附帯工事も実施しなければならない。

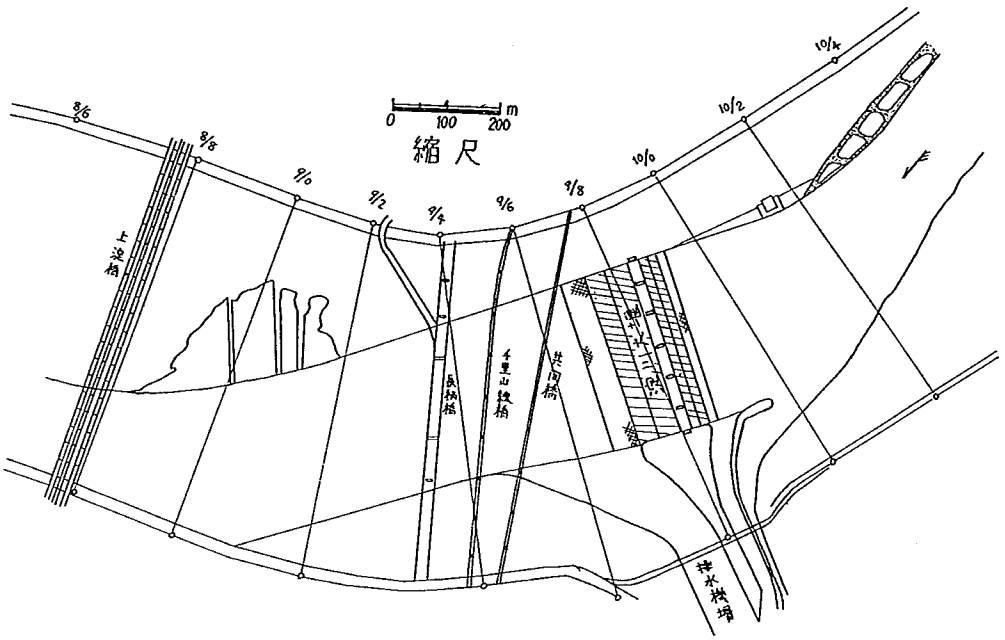
なお、現状河道から大堰建設工事が進み大堰が完成し、また、河道も計画河道となるまでの河道形状を大きく分けると①現状河道（図－1.14）、②三門暫定河道（図－1.15）、③六門暫定河道（図－1.16）④計画河道（図－1.17）となる。



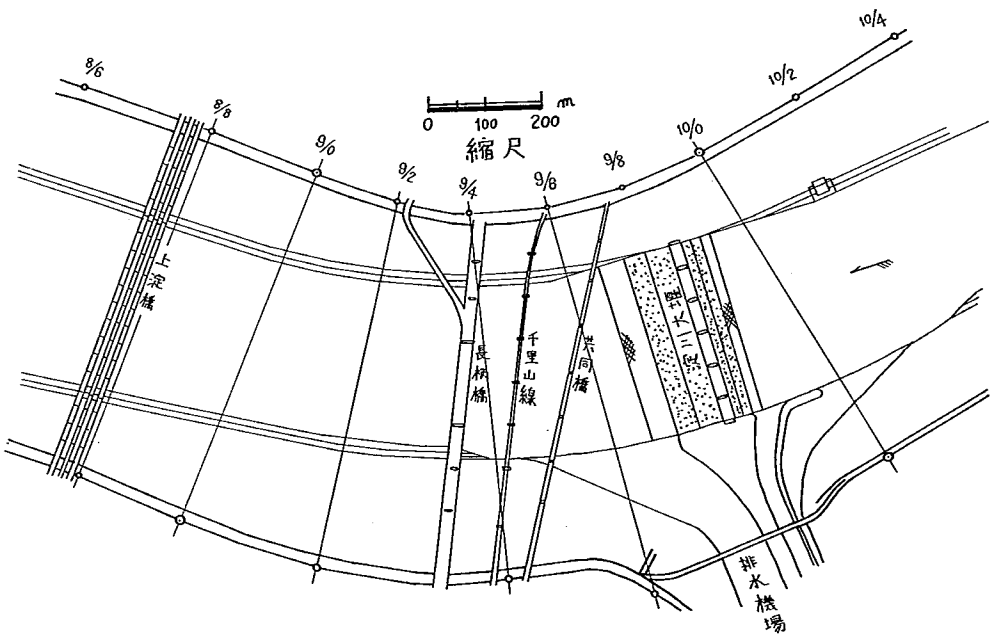
図－1.14　現状河道平面図



図－1.15　三門暫定河道平面図



図－1.16　六門暫定河道平面図



図－1.17　計画河道平面図

第2章　実験目的

大堰建設の第一期工事である右岸側三門分は、現在の高水敷上での建設であり、河道形状が大幅に変わることがないので、洪水に支障なく実施された。

しかし、今後の建設の左岸側三門分の工事では、その仮締切工が現低水路へ張り出して河積を減少させることおよび、そのため右岸側三門完成分を利用して暫定低水路を掘削して洪水処理をせねばならないなどの問題が生ずる。またこの暫定低水路は、左岸側三門が完成するまでの比較的長期間にわたって使用せねばならない。したがって工事の各段階でそれぞれ異なる河道の各状態において、出水期対策や各種保護工の検討が必要となる。

また大堰が六門全部完成した段階における六門暫定河道は、三門暫定の河道状態からさらに変化があるため、同様な検討が必要である。

現状河道から六門暫定河道へ到るまでの間、検討が必要な内容を簡単にまとめると次のようになろう。

① 現状河道における洪水時の状況把握および、検証実験。

② 現状河道から三門暫定低水路が完成するまでの河道掘削段階で洪水を迎えた場合に起こる問題点および安全対策の検討。

③ 三門暫定河道による洪水処理についての問題点の把握とそれに対する対策工の検討。

④ 六門暫定河道による洪水処理についての問題点の把握とそれに対する対策工の検討。

また、大堰完成前に毛馬排水機場が完成し暫定的に110㎥／sの排水が現河道に行われることで利水と排水の分離が問題となる。なお、この問題については「土研資料第1425号」にて検討した。

第3章　模型概要

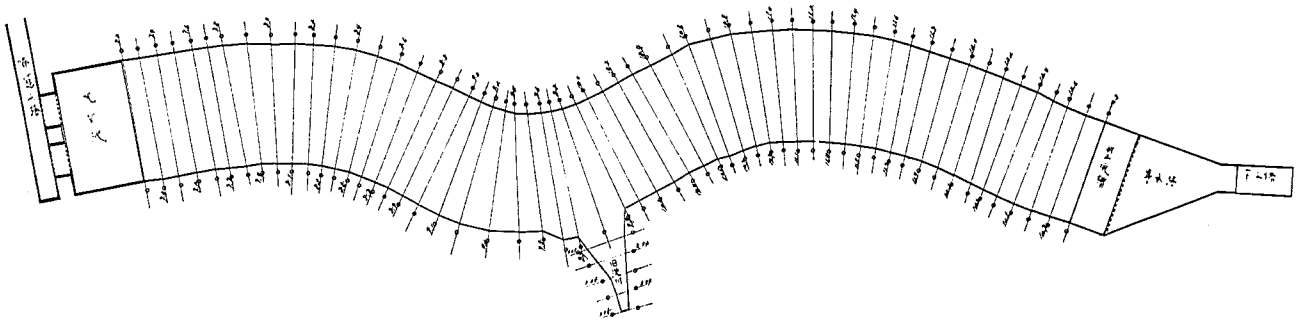
第1節　淀川大堰模型について

模型実験は、現地で起こる複雑な現象を、現地の一部分を縮尺した模型上に再現し、目的にかなった解を得ようとするものである。そこで、模型を製作するに当ってはそうしたことを勘案して模型縮尺（水平、鉛直）、模型範囲、模型河床（固定床、移動床）を決めなければならない。また、移動床の場合にはその河床材料についての検討も必要である。

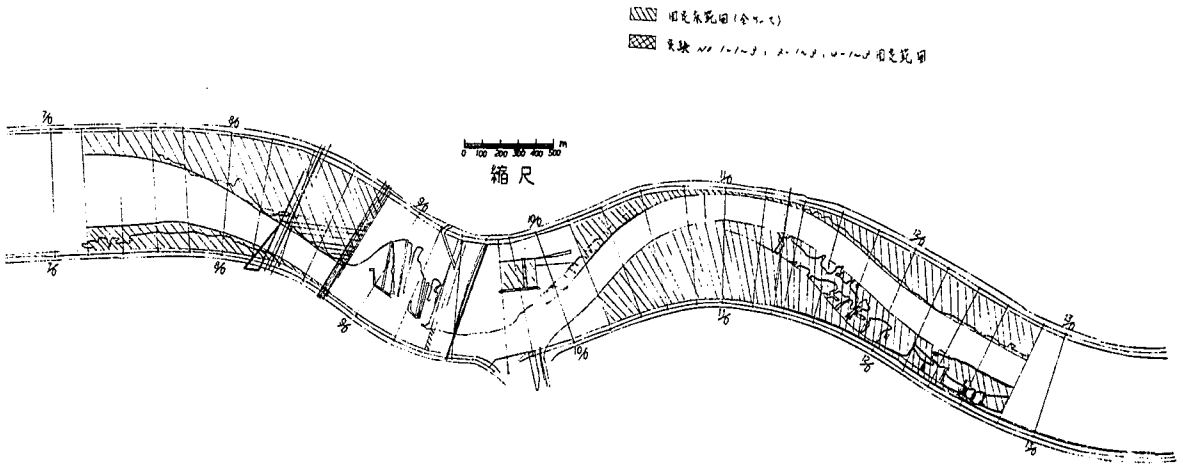
本模型における鉛直、水平縮尺は、検討対象流量と模型の給水施設との関係および、検討区間の範囲、現地河床材料等から決められ、鉛直水平とも同一の1／50無歪模型である。また、模型の範囲は検討区間の上下流における河床変動やわん曲等の影響を考慮して決定され、淀川距離標7.2k～12.8kまでの約5.6㎞区間と旧淀川の一部分とした（図－3.1）。模型の河床は、現地の河床状態や検討事項より判断して大堰付近と現低水路を移動床とし、その他の範囲を固定床とした（図－3.2）。この固定床部分は，昭和48年度測量結果を参考にして作成した。その方法は、距離標0.2kピッチの各断面ごとに基準となる河床横断面形（基準帯）を作り、その間の河床をモルタルで製作したものである。なお、基準帯間の河床は、原則として両基準帯の対応する地点を直線的に結んだ。また、移動床となる範囲は、現地の深掘れ高より模型値で15～20cm（大堰付近は40cm）低い平坦河床をモルタルで作り、この上に模型の河床材料を運び込んだ（図－3.3）。

大堰床版および、旧淀川との分流点にある構造物等は、ブロックまたは、モルタルを用いて模型上に設置した。橋脚は、木あるいはモルタルを使用して製作し所定の位置に設置した。また、根固めブロック、水制および、各種の保護工については、砕石または小砂利を用いて現地状況を再現した。

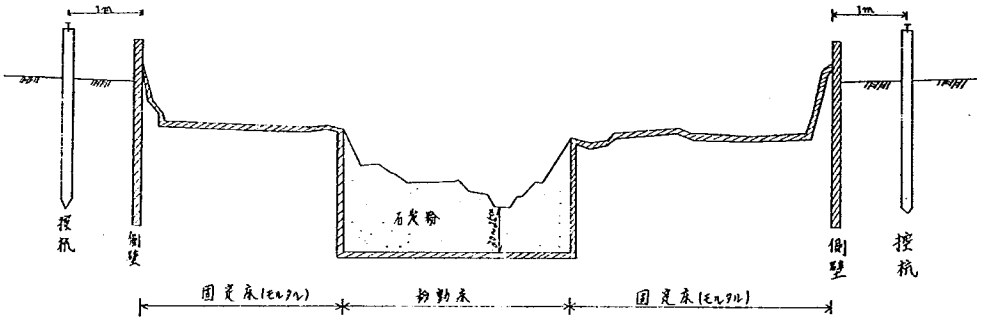
模型にはその他上下流に附帯構造物がある。上流側には流量設定用の量水槽があり、幅2.5mの全幅堰が取りつけられている。そして、送水管のバルブ操作によって所定の流量を設定できるようになっている。量水槽下流には、模型上流部へ流れを導くための導水路、模型上流部で流れが極端に片寄るのを防止するための整流槽がある。一方、模型下流部には、模型から流出した河床材料を溜める沈砂池、模型下流端の水位を設定するための堰上げ装置、模型からの水を元の低水槽に帰すための帰還水路がある。



図－3.1　淀川模型平面図



図－3.2　模型河床区分図



図－3.3　模型横断面一般図

第2節　相　似　則

2.1　概　要

模型実験は、現地において起こる複雑な現象を現地の一部分を縮尺した模型上に再現し、目的にかなった解を得ようとするものである。また、その現象を直接目で見ることができ、その意義は大きなものである。そこで、現地の現象を忠実に模型上に再現させたり、実験結果を現地に適用するためには、模型と現地との両者間においてそれぞれ幾何学的、力学的相似が成立せねばならない。

幾何学的相似の条件は、現地地形を所定の縮尺で模型上に再現させるということであり、それぞれ同一区間の長さの比が同じでなければならない。力学的相似の条件は、ニュートンの運動方程式$m\alpha = \Sigma F$より導かれる。力Fは、一般的に圧力、粘性力、重力、表面張力、弾性力よりなる。水理実験においても同様であるが、模型縮尺が大きい場合は、この外力の中では重力が卓越していると考えることができる。

2.2　一様流体の一次元流れの力学的相似律

一様流体の流れを一次元の場合について考えてみると流れの運動方程式と連続式はそれぞれ次式で与えられる。

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{\partial h}{\partial x}-i+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v^2}{2g}\right)+\frac{n^2\cdot v^2}{h^{\frac{4}{3}}}=0 \qquad (3\cdot1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=0 \qquad (3\cdot2)$$

ここに、　n：マニングの粗度係数　g：重力加速度　v：流速　t：時間　h：水深

x：河道方向距離　　Q：流量　　A：断面積

現地と模型の両方の流れが相似であるためには(3・1)式の各成分（各項）の占める大きさ（割合）が、他方の流れにおいても全く同一であることが要求される。すなわち、両者の流れにおいて(3・1)式の各項の大きさの比が同一であることが必要である。現地と模型とにおける比（現地量／模型量）を表わすのに添字rをつけることにすれば、上の要件は

$$\frac{v_r}{g_r \cdot t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{v_r^2}{g_r \cdot x_r} = \frac{n_r^2 \cdot v_r^2}{h_r^{\frac{4}{3}}} = \text{const} \qquad (3\cdot3)$$

となる。便宜上これに x_r/h_r を乗じると次式のようになる。

$$\frac{v_r}{g_r \cdot t_r}\frac{x_r}{h_r} = 1 = i_r \frac{x_r}{h_r} = \frac{v_r^2}{g_r \cdot x_r}\frac{x_r}{h_r} = \frac{n_r^2 \cdot v_r^2}{h_r^{\frac{4}{3}}}\frac{x_r}{h_r} \qquad (3\cdot4)$$

(3・4)式の第4項を整理すると $v_r^2/g_r \cdot h_r$ となりこれはフルード数(F_r)の比を表わすものである。そして(3・4)式から鉛直方向縮尺 h_r、水平方向縮尺 x_r を既知量($x_r = h_r = 50$)として諸物理量の縮尺を求める式は次のようになる。

水面勾配	$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} = 1$	(3・5)
断面積	$A_r = h_r \cdot x_r = 2.500$	(3・6)
流速	$v_r = h_r^{\frac{1}{2}} = 7.07$	(3・7)
流量	$Q_r = h_r^{\frac{3}{2}} \cdot x_r = 17.678$	(3・8)
時間	$t_r = h_r^{-\frac{1}{2}} \cdot x_r = 7.07$	(3・9)
粗度係数	$n_r = h_r^{\frac{2}{3}} \cdot x_r^{-\frac{1}{2}} = 1.92$	(3・10)

2.3 流砂量および時間の縮尺

移動床実験では河床が時間経過につれて変化する。その変化の形や速さが、現地と模型とにおいて相似でなければならない。この河床変化の時間縮尺は、一般には(3・9)式で求めた値と異なるのが普通であり、流砂量の連続式より求めた値を用いた方がよいとされている。流砂量に関する式は、現在数多くあるが、現地、模型共に浮遊砂が多いと思われるので、浮遊砂が考慮されているBrown式を用いて移動床の時間縮尺を考えることとした。

Brown式は次式のように表わされる。

$$Q_s = B \cdot q_s = B \cdot 10 \frac{U_*^5}{g^2 \cdot S^2 \cdot d} \qquad (3\cdot11)$$

Q_s ：単位時間当り流砂量

q_s ：単位幅単位時間当り流砂量

U_* ：摩擦速度、 $U_* = \sqrt{g \cdot R \cdot I}$

S ：水中比重、 $S = (\sigma/\rho - 1)$

d ：粒径

この(3・11)式において現地と模型の比を求め添字 r をつけて表わせば

$$Q_{sr} = B_r \frac{U_{*r}^5}{S_r^2 \cdot d_r} = x_r \frac{U_{*r}^5}{S_r^2 \cdot d_r} \qquad (3\cdot12)$$

となる。U_* は $U_* = \sqrt{g \cdot R \cdot I}$ で表わされることよりこの現地と模型の比を求めると

$$U_{*r} = R_r^{\frac{1}{2}} \cdot I_r^{\frac{1}{2}} = h_r^{\frac{1}{2}} \cdot I_r^{\frac{1}{2}} \qquad (3 \cdot 13)$$

となり無歪模型では、$U_{*r} = h_r^{\frac{1}{2}}$ となるからこれを（3・12）式に代入すると、

$$Q_{sr} = \frac{x_r \cdot h_r^{\frac{5}{2}}}{S_r^{2} \cdot d_r} \qquad (3 \cdot 14)$$

となり、流砂量の縮尺は、模型縮尺、河床材料の粒径および比重の縮尺を既知量として求められる。

一方、河床変化の時間縮尺は、次式で表わされる流砂の連続式より求められる。

$$\frac{\partial z}{\partial t_s} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \qquad (3 \cdot 15)$$

または、

$$\frac{\partial z}{\partial t_s} + \frac{1}{B \cdot (1-\lambda)} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \qquad (3 \cdot 16)$$

Z：河床変化高　　t_s：時間　　B：川幅

λ：河床材料の空隙率　　x：河道方向距離

（3・16）式より現地と模型の比を求め添字 r をつけて表わすと次のようになる。

$$\frac{h_r}{t_{sr}} = \frac{1}{x_r \cdot (1-\lambda)_r} \frac{Q_{sr}}{x_r} = \text{const} \qquad (3 \cdot 17)$$

さらに移動床模型における時間縮尺の比（t_{sr}）と流砂量縮尺の比（Q_{sr}）との関係は、次式のようになり、流砂量の縮尺が求まれば時間縮尺も求められる。

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot x_r^{2} \cdot Q_{sr}^{-1} \qquad (3 \cdot 18)$$

2.4　河床材料について

模型における河床材料は、通常土砂の移動状況が極力現地と相似にできるような観点から決定する。流れによる土砂の移動に関する大きな力学的パラメータは、無次元の掃流力（τ_*）とされており、無次元掃流力の現地と模型の比 $\tau_{*r} = 1$ を満足するような河床材料が望ましい。τ_* は次式によって表わされ

$$\tau_* = \frac{U_*^{2}}{S \cdot g \cdot d} = \frac{g \cdot R \cdot I}{S \cdot g \cdot d} \qquad (3 \cdot 19)$$

この式の現地と模型の比が 1 となる条件を求めると

$$\tau_{*r} = 1 = \frac{h_r \cdot I_r}{S_r \cdot d_r} \qquad (3 \cdot 20)$$

となり、これより無歪模型における模型縮尺と河床材料の関係は、

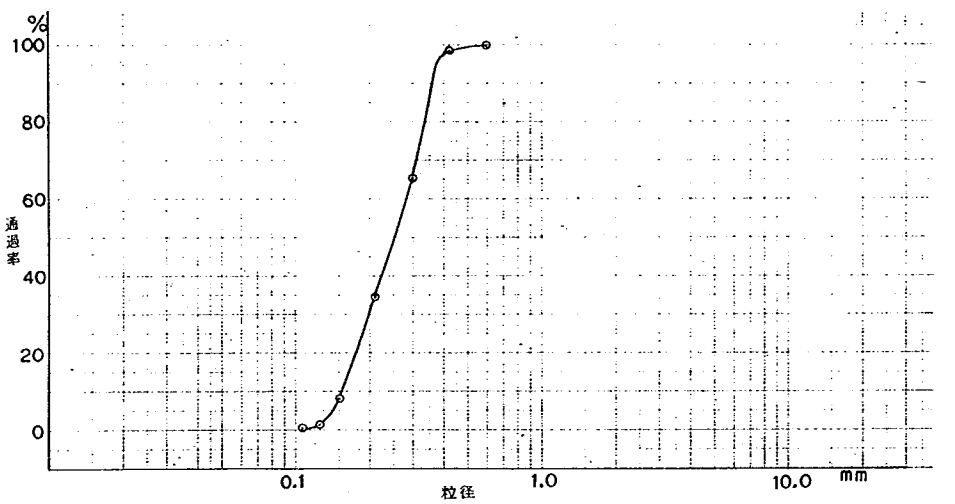
表－3.1　淀川現地河床材料調査表

No.	S	D_{max}	D_m	D_{100}	D_{90}	D_{80}	D_{70}	D_{65}	D_{60}	D_{50}	D_{40}	D_{35}	D_{30}	D_{20}	D_{10}	D_0	
10k.39.10.21.左岸	2.672	37.0	2.36	20.0	7.0	2.2	1.35	1.10	0.96	0.70	0.51	0.45	0.39	0.29	0.15	0.10	No. 1
40.11.20 左岸	2.591	5.0	0.43	5.0	0.85	0.37	0.29	—	0.18	0.075	0.05	—	0.018	0.0091	0.0015	—	2
39.10.21 中央	2.671	20.0	2.99	20.0	11.0	4.3	1.65	1.15	0.96	0.66	0.48	0.42	0.37	0.26	0.14	0.10	3
40.11.20 中央	2.625	25.0	13.05	25.0	23.5	19.0	17.00	16.00	15.00	13.20	11.50	11.00	10.20	6.00	2.50	0.15	4
39.10.21 右岸	2.688	125.0	4.59	25.0	19.0	8.4	2.80	1.80	1.30	0.74	0.48	0.40	0.33	0.21	0.12	0.10	5
40.11.20 右岸	2.646	15.0	1.72	15.0	3.9	2.7	2.10	1.85	1.65	1.32	1.05	0.92	0.82	0.64	0.45	0.10	6
11k.39.10.21 左岸	2.692	5.0	0.64	2.5	1.05	0.82	0.68	0.60	0.56	0.49	0.43	0.41	0.38	0.34	0.28	0.13	7
40.11.20 左岸	2.580	5.0	0.37	5.0	0.39	0.31	0.24	—	0.11	0.064	0.032	—	0.015	0.0075	0.005	—	8
39.10.21 中央	2.674	10.0	1.34	10.0	3.20	1.55	1.00	0.88	0.76	0.57	0.46	0.41	0.37	0.28	0.16	0.10	9
40.11.20 中央	2.663	10.0	1.55	10.0	3.00	1.61	1.10	1.01	0.93	0.78	0.65	0.58	0.52	0.44	0.38	0.10	10
39.10.21 右岸	2.673	10.0	0.90	9.0	1.15	0.80	0.58	0.54	0.48	0.40	0.34	0.31	0.27	0.21	0.16	0.12	11
40.11.20 右岸	2.654	50.0	20.57	50.0	40.0	35.60	32.00	30.50	24.00	20.90	15.0	10.0	9.00	3.00	1.09	0.15	12
12k.39.10.21 左岸	2.658	—	0.09	1.00	0.21	0.10	0.05	—	0.028	0.016	0.009	—	0.0048	0.0017	—	—	13
40.11.20 左岸	2.581	0.25	0.04	—	0.25	0.065	0.046	—	0.032	0.020	0.0125	—	0.0065	0.0019	—	—	14
39.10.21 中央	2.657	—	0.005	0.32	0.19	0.104	0.0058	—	0.004	0.019	0.0092	—	0.0045	0.0021	—	—	15
40.11.20 中央	2.665	50.00	17.94	50.00	40.00	32.60	27.50	24.50	23.00	17.00	6.80	4.40	3.64	2.31	1.46	0.15	16
39.10.21 右岸	2.669	10.00	0.86	10.00	1.20	0.70	0.44	0.36	0.30	0.25	0.21	0.19	0.18	0.15	0.12	0.10	17
40.11.20 右岸	2.648	25.00	6.34	25.00	19.10	12.50	7.50	5.00	4.10	2.75	1.95	1.67	1.40	0.94	0.58	0.10	18
13k.39.10.21 左岸	2.659	—	0.11	1.00	0.26	0.14	0.078	—	0.04	0.077	0.011	—	0.0053	0.0017	—	—	19
40.11.20 左岸	2.562	2.00	0.14	2.00	0.25	0.073	0.010	—	0.033	0.020	0.0125	—	0.0075	0.0023	—	—	20
39.10.21 中央	2.668	—	0.26	1.10	0.70	0.48	0.38	—	0.22	0.15	0.10	—	0.064	0.028	0.0016	—	21
40.11.20 中央	2.640	25.00	8.17	25.00	19.00	15.00	11.10	9.40	7.90	5.40	4.10	3.60	3.15	2.21	1.25	0.10	22
39.10.21 右岸	2.668	2.50	0.52	2.50	0.37	0.28	0.25	0.24	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.14	0.12	0.10	23
40.11.20 右岸	2.633	15.00	2.68	15.00	5.00	3.60	2.60	2.30	2.12	1.77	1.48	1.35	1.21	0.90	0.61	0.10	24

$$h_r = S_r \cdot d_r \qquad (3\cdot21)$$

となる。$S_r = 1$の場合には（河床材料の比重が現地と模型で同一の場合）粒径の縮尺は鉛直縮尺（模型縮尺）と同値とすれば良いことになる。

ところで、昭和39、40年に行われた10.0kから13.0k区間の河床材料調査結果によれば平均粒径(dm)は3.65㎜、比重は2.65とされている（表－3.1）。（3.21）式を用いて現地河床材料から模型の河床材料を求めると$S_r = 1$の場合には$d_r = h_r$となり、模型の粒径は0.073㎜と求められる。これでは模型の河床材料はシルトになり、現地の砂および礫の性質と異なってしまう。そこで、水中比重の比S_rを変えて河床材料を検討することにした。その模型河床材料として水中で同一粒径の砂より約3倍動きやすい石炭粉（水中比重S＝0.5）を使用することにした。（3・21）式を用いて模型に用いるべき石炭粉の粒径を求めると0.24㎜となる。しかし、模型に実際に用いられた河床材料は、これよりやや大きく平均粒径が0.25㎜の大きさである（図－3.4）。



図－3.4　石炭粉粒度試験結果

さて、模型の河床材料の大きさを、無次元掃流力（τ_*）の比を合わせる方法で決めたため掃流に対しての相似性は満足されている。河床材料の移動の相似性を高めるためにはさらに浮遊による移動も相似であることが望ましい。そこで、浮遊砂の相似性について検討してみる。現地と模型との浮遊砂の相似性が満足されるためには、

$$\left(\frac{U_*}{w_0}\right)_r = 1 \qquad (3\cdot22)$$

w_0：沈降速度

とならなければならない。もし、$(U_*/w_0)_r < 1$ の場合は模型の方が浮遊しやすく、反対に $(U_*/w_0)_r > 1$ の場合は現地の方が浮遊しやすいことになる。現地河床材料の沈降速度 w_0 をルビー（Rubey）の式から求めると 19.67cm/s となる。同様に模型の石炭粉の沈降速度は 1.33 cmである。（3･22）式にこの値をそれぞれ代入すると次のようになる。

$$\left(\frac{U_*}{w_0}\right)_r = \frac{U_{*r}}{w_{0r}} = \frac{h_r^{\frac{1}{2}}}{w_{0r}} = \frac{50^{\frac{1}{2}}}{19.67/1.33} = 0.48 \qquad (3\cdot23)$$

これは、模型の河床材料が現地の河床材料に比べて浮遊しやすい状態にあることを示す。この点についてはさらに実験結果より検討を行うこととする。

次に、このような河床材料（$d_m = 0.25$ mm、$S = 0.5$）を用いて実験を行った場合の流砂量、時間の縮尺を求めてみる。流砂量の縮尺は、（3・14）式にそれぞれの値を代入することによって求められ、

$$Q_{sr} = 5559.23 \qquad (3\cdot24)$$

となる。時間の縮尺は、（3・18）式を用いて同様に

$$t_{sr} = 22.5 \qquad (3\cdot25)$$

となる。したがって、模型における河床変化の時間の縮尺は、$t_{sr} = 23$ とした。

第4章　実験概要

第1節　実験方法

実験作業は、通水前の河床整形から始まり模型内への湛水作業、実験条件設定作業（通水作業）、そして最後に排水作業という内容より成っている。河床整形は、実験開始前に移動床部分について行い、現地河床を模型上に表現するものである。作業は、距離標0.2kピッチの断面ごとに昭和48年度測量結果より作った横断指示書に従って、まず幅約10cmの河道断面形（基準帯）を作る。次に、この基準帯間の整形を行う。整形は相隣る基準帯の変化点を、原則として直線変化で結んでいるが、複雑な部分や重要な部分は、平面図を参考にして作業を進めた。なお、整形中および整形後は、河床面上に散水して石炭粉が風によって飛んだりまた、湛水作業中に浮くのを防止した。河床整形終了後は、模型下流端からポンプを用いて模型内に水を、徐々に湛水させて通水初期における河床の異常変動を防いだ。実験条件の設定は、模型内に水が充分に湛水した後に行った。この実験条件設定は、現地現象を模型上に忠実に再現するために重要な作業であり、模型上流で流量を、下流で水位をそれぞれ所定の値に設定するものである。流量は模型上流の量水槽にて送水管のバルブを操作することによって与えた。実験で与えた本川流量は、現地流量で1,000 m^3/s～8,270m^3/sまでの広範囲におよんだが、これを全て幅2.5mの全幅堰を使用して設定した。一方、下流端での水位設定は、7.4k地点河道中央で所定の水位になる様に、模型下流の沈砂池と帰還水路の間にある堰上げ装置を、操作することによって合わせた。定流実験では設定した条件が実験中に変化しないようにし、不定流実験では実験条件設定時間々隔（3分）ごとに所定の条件を満たすようにそれぞれ変化させた。実験終了後は、河床が変化しない様に水を模型外へ徐々に排水し、その後の測定は水が完全に排水されてから実施した。

第2節　境界条件

2.1　流　量

実験において模型上に通水する流量は、検討目的およびその河川の流況によってそれぞれ異なり、目的にかなった最適な流量を流す必要がある。

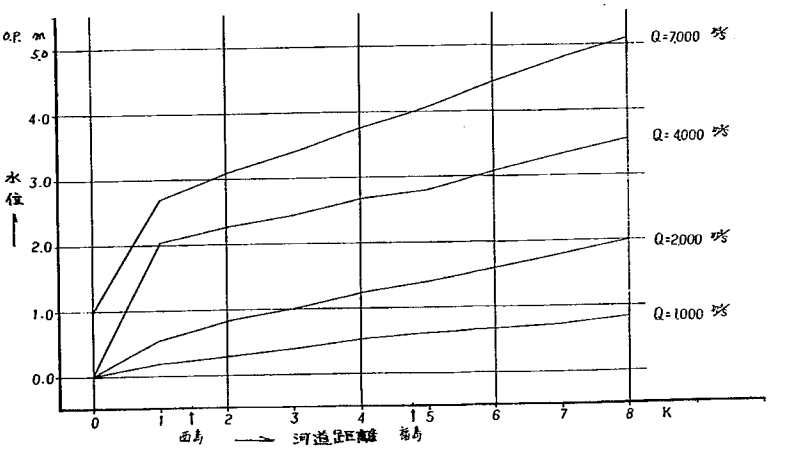
実験検討項目が主に洪水による影響調査であり、洗掘堆積等の河床変化および、水当り死水域等の流況の観察を行うことを目的としていることより、現地の洪水に相当する流量で検討した。その流量は、1,000 m^3/s～8,270m^3/sまでの範囲におよび、定流実験では1,000、2,000、4,000、7,000m^3/sの流量を、不定流実験ではピーク流量8,270m^3/s（昭和28年9月）の洪水ハイドロを通水した。

2.2　下流端水位

下流水位設定地点は、その性質上通常模型の下流端となる。本模型での下流端は7.2kであるが、この断面の直下流が沈砂池であるため、7.2kより1断面上流の7.4k断面の河道中央の水位を、下流端水位として設定した。

下流端水位を決める方法としては、現地の実測資料から決める方法や、計算によって求める方法等がある。ところで、淀川の模型範囲内における水位の実測地点は、長柄地点（約9.7k）である。模型区間外では、4.8kに福島、1.0 kに西島、そして大阪湾がある。これらの記録を用いて水位設定点（7.4k）の水位を求めるには、①水位観測点における水位と流量の関係がはっきりしない、②福島（4.8k）と長柄（9.7k）の間に長柄可動堰があり、7.4k地点の水位を内挿するには問題がある、③福島地点においては潮汐の影響が大きい、等の問題があって求められた値の精度が問題である。したがって、ここでは不等流計算結果より求めることとした。

定流実験の水位は、実験流量1,000、2,000、4,000、7,000m³/sについて0.0kより不等流計算を行って求めた。計算における0.0k地点の出発水位は、模型区間の河床が変化しやすいようにとの考えから低い水位を与え、1.0kピッチの断面で計算を行い、7.4k地点の水位を7.0kと8.0kの水位より内挿して求めた。



図－4.1　水位縦断図

流量1,000、2,000、4,000m³/sの出発水位は、それぞれO.P.±0.0m、流量7,000m³/sでは、O.P.1.0mを与えてある。計算式、断面特性等の条件は参考文献5）を参考にした。

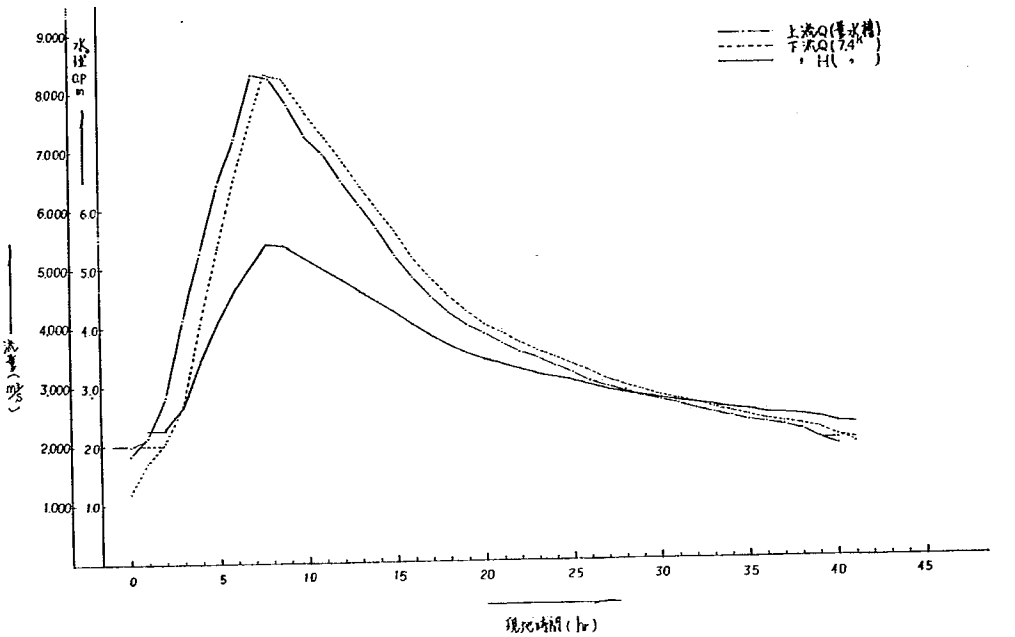
次に不定流実験における境界条件は、時間とともに変化することより上流での流量、下流での水位は実験時間に合った値を与えねばならない。そこで、不定流実験における流量、水位は次の順序で求めた。

① 時間縮尺は、河床変化の時間縮尺に合わせて$t_{sr}=23$としまた、境界条件の設定時間々隔は、作業内容等より判断して3分間隔とした。

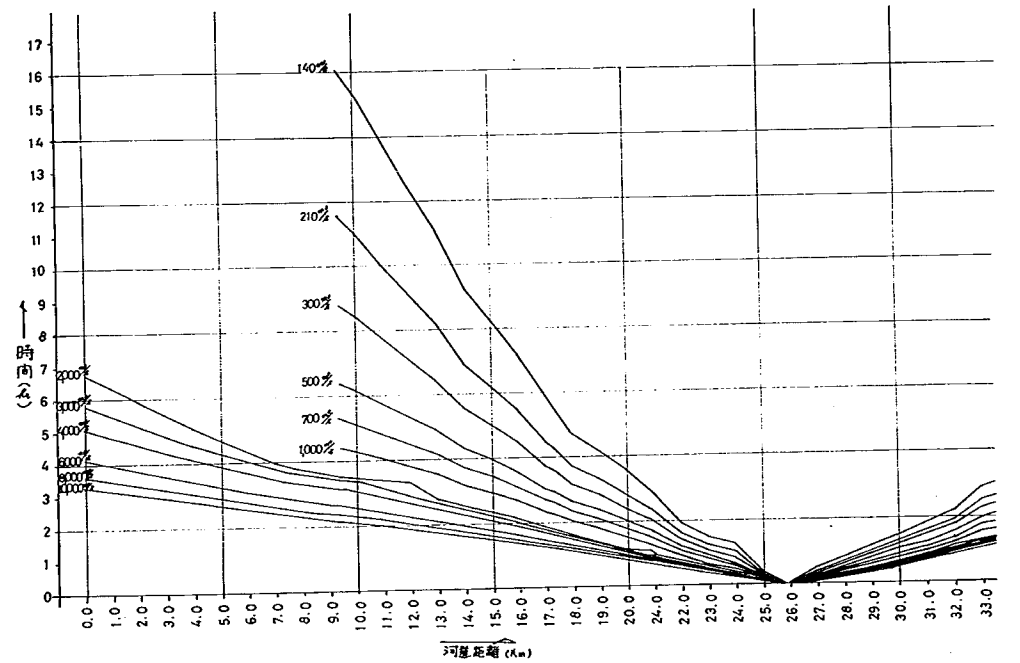
② 実験対象洪水は、既往最大流量であるピーク流量8,270m³/s（図－1.7.1）の洪水とした。2,000m³/s以下では河床変化が少ないと思われることより、2,000m³/s以上を対象として模型の量水槽における3分間隔の洪水ハイドロを作成した（図－4.2）。

③ 量水槽から7.4k地点までの洪水到達時間（図－4.3）を考慮して7.4k地点の洪水ハイドロを作成した（図－4.2）。

④ 0.0kより定流実験と同じ方法で不等流計算を行って7.4k地点のH～Qカーブを作成した（不等流計



図－4.2　不定流実験H～t、Q～t図

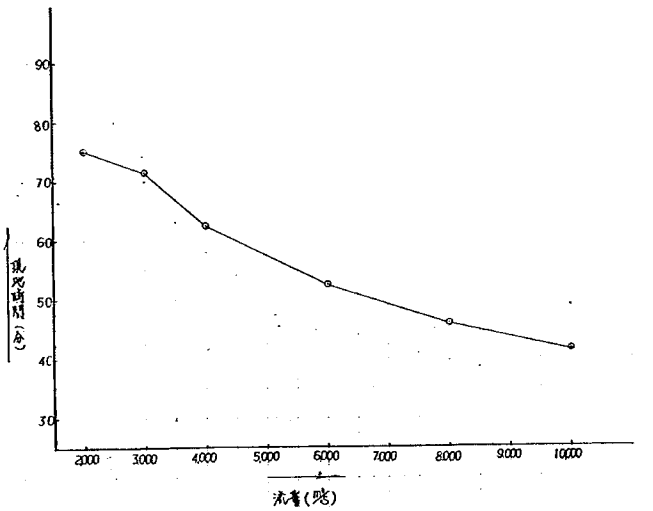


図－4.3.1　洪水到達時間図

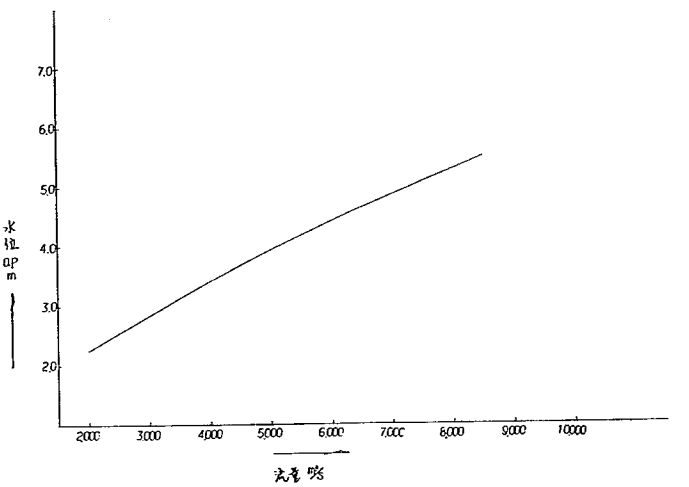
算の出発水位はO.P. 1.478m、図－4.4）。

⑤　7.4k地点の洪水ハイドロ（Q～t図）とH～Qカーブから水位～時間曲線を作成（図－4.2）。

このようにして、②で模型上流の量水槽で使用するQ～tカーブを、⑤で模型下流の7.4k地点のH～tカーブをそれぞれ求めた。



図－4.3.2　量水槽（13.6k）～下流水位設定点（7.4k）の洪水到達時間



図－4.4　淀川 7.4k H～Qカーブ

表－4.1　不定流実験実験条件表

模型時間	現地流量	現地水位	模型時間	現地流量	現地水位
0 min	2,000㎥/s	O.P. 2.26 m	57 min	3,540㎥/s	O.P. 3.25 m
3	2,250	2.26	1：00	3,410	3.15
6	3,250	2.42	3	3,270	3.08
9	4,630	2.98	6	3,110	3.00
12	5,950	3.83	9	2,960	2.90
15	6,980	4.52	12	2,870	2.83
18	8,270	5.03	15	2,770	2.77
21	8,170	5.38	18	2,680	2.70
24	7,650	5.28	21	2,600	2.65
27	7,100	5.07	24	2,500	2.60
30	6,680	4.85	27	2,430	2.56
33	6,150	4.63	30	2,350	2.52
36	5,680	4.40	33	2,290	2.45
39	5,200	4.23	36	2,230	2.43
42	4,770	4.00	39	2,150	2.40
45	4,400	3.77	42	2,000	2.35
48	4,100	3.59	45	2,000	2.27
51	3,900	3.44	48	2,000	2.26
54	3,720	3.34			

2.3　通水時間

現地の洪水流況を従来の主なものについてまとめると表－4.2のようになる。流量2,000～4,000㎥/sでの継続時間はS.51年9月洪水で94時間もあるが、これは例外的に長い方であり、その他の洪水の平均ではおおよそ16時間程度である。4,000～7,000㎥/sまでの継続時間は11～12時間である。また7,000㎥/s以上となればその継続時間は4時間程度である（表－4.2）。これらの継続時間を時間縮尺 $t_{sr}=23$ で割ったものが模型における通水時間の目安をあたえることになる。

ところで実験では、流れの安定する時間や実験中の測定（水位・流速・流況等）に要する時間が必要なため、上の洪水継続時間と合わせて、はじめ定流実験では実験時間を2時間とした。実験時間2時間は、現地換算量で46時間となる。表－4.2から見ると2,000㎥/sの継続時間については、現地で94時間におよぶ長いものがあるが、これは極端な場合とも考えられる。したがって実験での通水2時間は、ほぼ妥当であると考えられる。4,000㎥/sの洪水継続時間より考えると実験ではその3～4倍程度となる。また、7,000㎥/sについては、現地での継続時間の約10倍模型の通水時間が長い。したがって、小流量での通

表－4.2　洪水継続時間表

区分 / 洪水	2,000~4,000㎥/s	4,000~7,000㎥/s	7,000㎥/s以上	ピーク流量
S.28. 9	25 hr	11 hr	5 hr	8,270㎥/s
S.34. 9	12	11	3	7,160
S.36.10	13	12.5	4.5	7,350
S.40. 9	19	13	—	6,850
S.46. 8	13	—	—	2,087
S.46. 9	20	—	—	2,095
S.47. 9	17	11	—	5,228
S.49. 7	10	—	—	2,209
S.49. 7	18	—	—	2,743
S.51. 9	94	—	—	3,336

水時間については問題はないが、大流量の場合には実際の洪水より長い通水時間としてあるので、模型の現象を検討する上で注意が必要である。

一方、工事過程での一時的な（一出水期以内）河道形状の場合や、洪水の増水、減水期の現象を観察すること等のため不定流実験も実施した。実験対象洪水は昭和28年9月洪水をモデル化したもので、流量2,000㎥/s以上での継続時間について $t_{sr}=23$ で模型量を換算して通水時間1時間48分とした。なお流量2,000㎥/s以下の実験では河床材料の動きが見られないので2,000㎥/s以下の継続時間をカットしてある。

第3節　測　　定

実験での測定は、通水中の水位測定、流速分布測定および、流況観察があり、通水後には河床高の測定がある。

○　水位測定

定流実験の水位測定は、実験開始後75分～105分頃に行った。測定は、ポイントゲージを用いて模型の高さの基準点（ベンチマーク）と水面との高低差を、レベルによって読み取る方法とした。不定流実験では各測点における水位の時間変化を求めるために、不定流の境界条件設定時間々隔と同じ3分間隔で測定した。測定は触針型自記水位計を用いて通水前に求めた基準値との高低差を求め水位に換算した。

○　流速分布測定

流速分布測定は定流実験についてのみ行い通水開始後75分～105分頃に実施した。測定は、電界型小型プロペラ流速計を用いて一定時間内のプロペラ回転数を求め、流速計の検定値より模型の流速を求めた。1回の測定は、原則として10秒間とし1測点で2回づつ行った。

○ 流況測定

染料（水性ペイント、フルオレッセン液）を投入しその流況の観察および写真撮影を行った。流況の観察は、投入した染料の流線追跡および死水域、水衝部の観察から成る。不定流実験では流況の時間変化も観察した。写真撮影には、地上や観測塔（ローリングタワー）からの斜め写真と、模型上空約20mの高さに繋留した気球に吊り下げたカメラによる撮影がある。この撮影には投下した染料の流況写真と、アルミ粉を流し同一地点で連続撮影を行いカメロン効果による流速の実体視用写真がある。なお、この測定は、現状河道、三門暫定河道、六門暫定河道で1ケースづつ測定をし、流況および流速の測定資料の参考資料とした。定流実験の流況測定は、実験開始後100~120分頃に実施した。

○ 河床高測定

河床高の測定は、通水後水を排水し河床面の高さを、横断方向に測定した。測定は、模型横断方向に水平に張られた水糸（模型高で＋60cm）から河床面までの鉛直距離をスケールで求める方法をとった。横断方向の測定間隔は原則として模型値で10cm間隔で行った。なお、模型側壁のコンクリートブロックの穴を利用して測定の基準高となる水糸を張る杭を設置したため模型の測定断面の位置は、現地の杆杭位置とやや異なる位置となっている。このうち9.6k左岸側の水糸用の杭は堤防上流方向へ模型値で約20cm移動している。他の杭についてはそれらの移動量は大きくはない。

○ 測定結果について

模型実験での水理量（流量、水位）や実験結果の水位、流速、河床高等は現地換算して現地量で表している。水位や河床高等の高さは、現地基準のO.P.で表示している。また、水平方向の距離も現地量に換算して表している。一方、保護工に用いた砕石や小砂利の大きさおよび、実験中の通水時間は、特にことわりがないかぎり模型値で表わしている。なお、現地での距離杭は0.2kピッチであるが、模型では測定等のために現地より細かくして0.1kピッチとしている（図－3.1参照）。

ところで、本報告書においては実験の結果をより詳しく理解していただくために実験で得られた測定結果のほとんどを登載した。

第4節 実験経過

淀川大堰に関する実験は昭和51年度にスタートし、現状河道の実験から六門暫定河道の実験に至るまで多くの実験が実施された。実験での河道形状および保護工等については、淀川工事事務所と連絡を取り合い現地の状況に応じて実験の方針、実験ケースをそれぞれ決めた。各年度に実施した実験は以下の通りである。

○ 昭和51年度

現状河道において洪水時の状況把握、模型の相似性の検討および、以後の実験との比較資料を得るための実験を行った。実験は1,000、2,000、4,000m^3/sの各流量について2時間の定流実験である。次に三門暫定河道に至る間に二門暫定河道で洪水処理を行なう計画があったため、この河道における問題点を把握することを目的とする実験を行った。次に、三門暫定低水路の問題点を把握するための実験を行

った。（旧実験No.2～4）

○ 昭和52年度

昭和51年度に実施した三門暫定河道での実験は、暫定低水路を掘削しただけの状態であり、二期締切、現低水路締切はない。本年度はさらに工事が進み二期締切が完成した河道形状および、現低水路締切が行われた河道形状において実験を行なったもので、三門暫定河道の問題点の把握および、現低水路仮締切工について検討した。次に暫定低水路内の洗掘についての実験的知見を得たことより、橋脚の保護および、暫定低水路内の洗掘を軽減する目的の対策工の実験を行った。次に六門暫定河道に改造し、その河道における問題点の把握を行った。また、上淀橋付近の激しい洗掘について対策工の実験を実施した。（旧実験No.5～21）

○ 昭和53年度

今まで実施された暫定河道での実験では主に、流量7,000m³/sを検討対象流量としたが、現状河道においては、この流量の実験を実施していなかった。そこで、検証実験および、比較資料を得るために現状河道に流量7,000m³/sを通水した実験を行った。次に、現状河道から三門暫定河道となるまでの掘削河道についての実験を行い、問題点、危険箇所の把握を行った。最後に三門、六門暫定河道で上淀橋の保護工についての実験を実施した（上淀橋の保護工を低水路内帯状保護工として実施する計画が立てられたため、その検討および問題点把握を目的とするものである。（旧実験No.22～32）

以上、各年度ごとに行われた実験の大要を述べた。実際の実験の順序は、現状河道→三門暫定河道→六門暫定河道→現状河道→掘削河道→三門暫定河道→六門暫定河道と行われた。重複する河道形状については1回目は主に当初計画に対する問題点および、その対策工の検討を主目的にしてものである。2回目は1回目の実験結果および工事の状況によって変更された。または、新たな計画が立てられた場合について行ったものである。なお、報告書の作成に当っては、実施された実験順序にしたがって報告をしても良いのではあるが、ここではそれぞれ河道形状ごとにまとめて工事の進行と同じ順序で報告をする。そのため、今まで実験が行われた順に付けていた実験Noを報告書の検討順に合わせて新しく付け変えたことにより今まで中間報告的に報告を行った実験Noと本報告書の実験Noが異なっている。（表－4.3参）。

表－4.3　新旧実験No.比較表

新実験No.	旧実験No.	実験名	章
1－1～3	2－1～3	現状実験	5
1－4	22	現状実験	
2－1～3	3－1～3	二門暫定通水実験	6
3	23	○掘削実験 1	
4	24	○掘削実験 2	
5	25	○掘削実験 3	
6	26	○掘削実験 4	
7－1～3	4－1～3	三門暫定実験	7
8	10	二期締切実験	
9－1～3	5－1～3	現低水路締切実験	
10－1～3	7－1～3	現低水路締切実験No.2	
11	8	橋脚保護　R＝10m実験	8
12	9	橋脚保護　R＝30m実験	
13	13	○橋脚保護　R＝20m実験	
14	6	護床工設置実験	
15	11	落ち込み防止工実験	
16	14	○流入幅二門実験	
17	12	河床高O.P.±0m実験	
18	15	○河床高O.P.±0m実験 …… 不定流	
19	27	○河床高O.P.－2m実験	
20	28	○上淀橋保護O.P.－5m実験	
21	29	○上淀橋保護O.P.－3m実験	
22	30	○上淀橋保護O.P.－3m矢板実験	
23－1～2	16－1～2	六門暫定実験	9
24	17	○六門暫定実験 …… 不定流	
25－1～2	18－1～2	高水敷一部カット実験	10
26	19	○高水敷一部カット実験 …… 不定流	
27－1～2	20－1～2	上淀橋帯状保護実験	
28	21	○上淀橋帯状保護実験 …… 不定流	
29	31	上淀橋保護実験	
30	32	上定橋保護、河床高O.P.－2m実験	

※　実験名の前についている○印は不定流実験を示す。

第5章　現状実験

第1節　実験目的

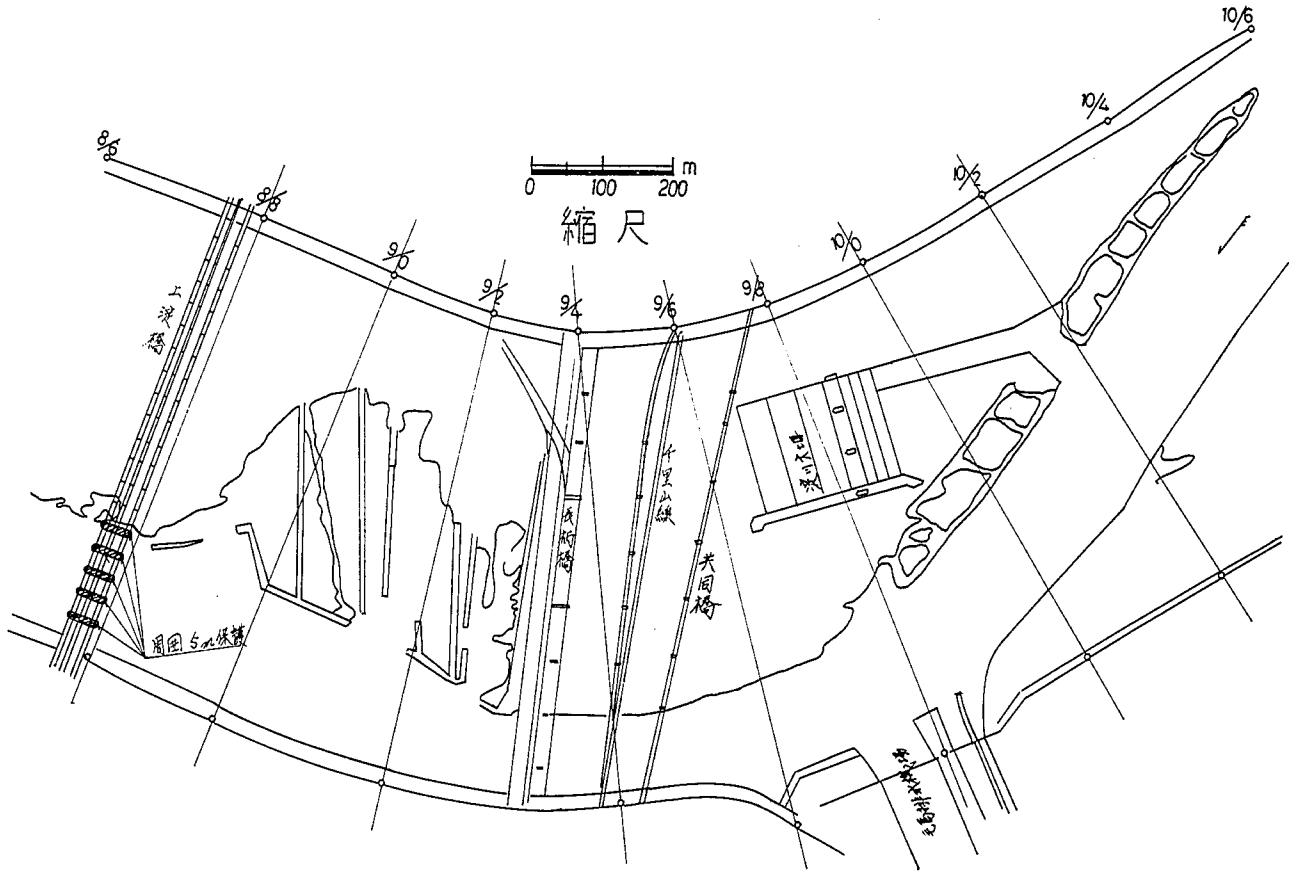
本実験は現状河道（昭和48年度測量河道に相当）の実験で①現状河道の状況を把握し、②模型の相似性の検討、また、③今後行われる実験結果との比較資料を得る等の目的を持つ実験である。実験上の種々の現象について検討するにあたり、まず、現地に起こる現象を十分に把握する必要がある（現地現象の理解）。また、現地の現象がどの程度模型上に再現されているかという相似性の検討を行い（模型の検証）、以後の実験結果を的確に判断するための資料を得る必要がある。その他、今後行われる種々の河道形状についての実験との比較資料とするための意味もある。

第2節　実験ケース

模型は昭和48年度測量の河床横断図をもとに移動床部分の整形をしている。実験の河道形状の概略を以下に示す（図－5.1）。

- 淀川大堰は、右岸側三門が現高水敷上に完成しており、上流から導水路によって水が入れられ水叩きの範囲が大きな池になっている。その導水路は、大堰上流の右岸側法線形にそって掘られている。
- 大堰二期工事用の二期締切はない。しかし、現在完成している右岸側三門分の左岸側に仮締切用の矢板（天端高O.P.4.0m）がある。
- 大堰下流の附帯三橋のうち長柄橋、阪急線橋は、新旧2本の橋脚である。また、共同橋は新橋脚となっている。
- 毛馬水門、閘門は完成している。
- 実験No.1－1～1－3までは毛馬排水機場建設用の大阪府三期締切ある。No.1－4では毛馬排水機場前面の三期締切がない。

実験は、流量1,000、2,000、4,000、7,000㎥／sで小洪水から大洪水までての検討を行った。実験は全ケースとも定流実験で通水時間は模型時間で各2時間である。各流量での測定項目を実験ケース表（表－5.1）に示す。



図－5.1　大堰付近平面図（実験No.1，現状実験）

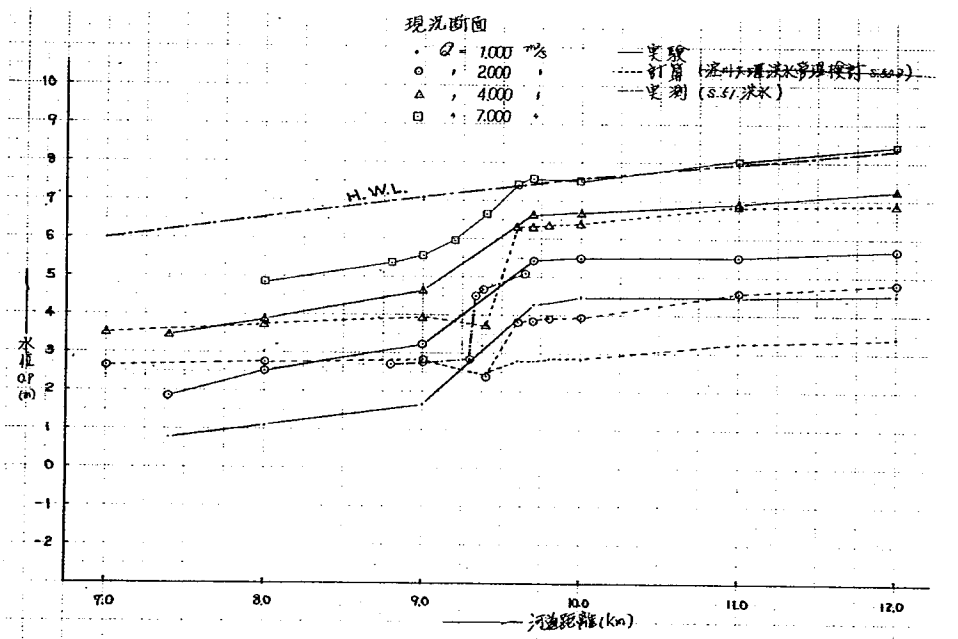
表－5.1　現状実験実験ケース表

No	流量 m³／s	通水時間 hr	測定						備考
			水位	流速	流況	河床高	気球写真	時間洗掘深	
1－1	1,000	2:00	○		○		○		
1－2	2,000	2:00	○	○	○	○	○		
1－3	4,000	2:00	○	○	○	○	○		
1－4	7,000	2:00	○	○	○	○	○	○	

第3節　実験結果

○　水位測定結果

実験における水位縦断形は、全体的には4流量とも同じ形の水面形となっている（流量1,000、2,000、4,000m³／sのケースが9.0kから9.7k区間で測定を行っていないのでこの区間の細かな比較はできない）。9.0k～9.7k間では急な水面勾配を呈しているが、これは9.7k地点での水位が堰上げられているためである（図－5.2）。この河道では流量7,000m³／sの場合9.6k上流の水位がH.W.L.を越えている。また、水位測定の各断面における現低水路側水位と高水敷上の水位を比べると長柄堰の影響により9.4k断面の水位差が最も大きく現低水路側水位が高水敷上水位よりも約0.55m高くなっている。また、流量2,000m³／sの実験で9.0kの高水敷側水位が約0.42m高くなっているが、これは付近の水制の影響



図－5.2　淀川大堰水位縦断図

表－5.2　現低水路高水敷水位差表

（現低水路－高水敷）m

断面k / Q㎥/s	8.8	9.0	9.2	9.4	9.6	9.7	10.0
1,000	—	-0.03	—	—	—	0.015	-0.095
2,000	—	-0.42*	—	—	—	0.10	-0.030
4,000	—	-0.178	—	—	—	-0.055	0.025
7,000	-0.135	0.030	-0.150	0.55	0.00	0.15	0.12

＊　高水敷側の水位がかなり高い結果が得られた。水制の影響？

表－5.3　最大流速値表

単位：m／s

流量 / 断面	7,000㎥/s		4,000㎥/s		2,000㎥/s	
	低水路	高水敷	低水路	高水敷	低水路	高水敷
9.7k	1.66 (0.74)	1.49 (1.12)	1.919 (0.937)	0.937 (0.755)	0.973 (0.646)	0.646 (0.356)
9.4	1.66	2.16	—	—	—	—
9.2	2.16	2.34	2.264	2.636	2.332	1.521
8.8	3.42	2.16	3.008	1.757	2.400	—
上淀橋	3.49	2.61	—	—	—	—

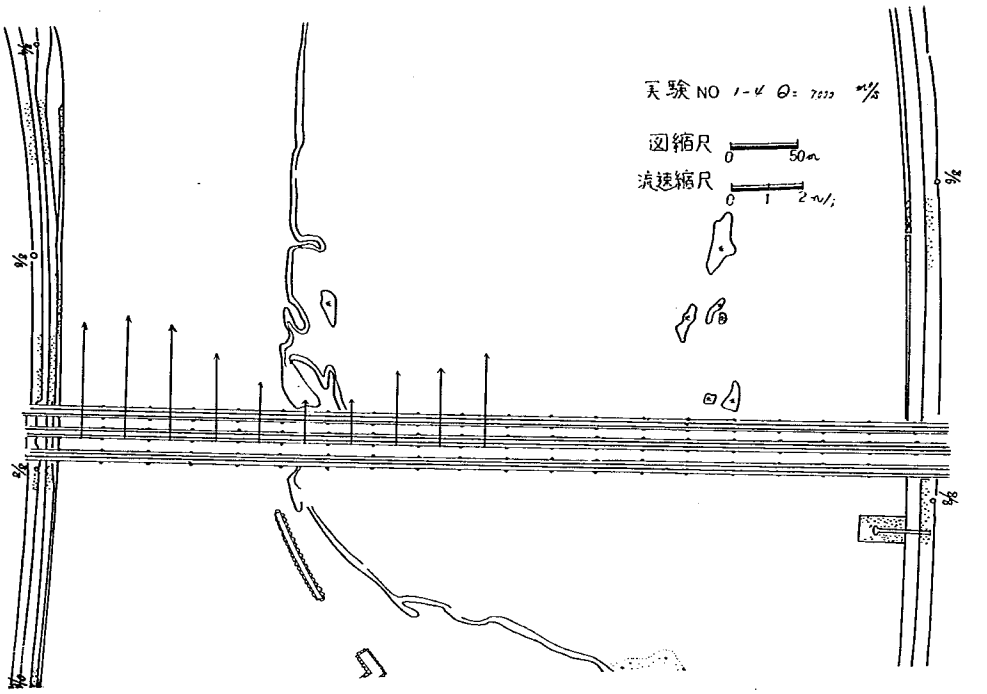
9.7k断面の（　）内は低水路は大阪府三期締切前面、高水敷は大堰床版内である。

によるものと思われる。その他の断面では上述2点ほど大きな水位差は見られない（表－5.2）。

○　流速測定結果（附図－5.1.1～6）

流速測定結果を長柄堰上流と下流で比べると長柄堰上流は緩かであるが、下流では流速が早い。これは、長柄堰上流で水位が堰上げられているためと思われる。

現状河道で毛馬排水機場の大阪府三期締切前面の水当りが懸念されている。実験では9.7k断面の流速値は三期締切前面ではあまり大きくなく全ケース共1m／s以下の値である（表－5.3）。また、この付近での流速の最大の点は三期締切前面より離れており、現低水路の中央付近となるので水当りの心配はないようであった。次に9.2k、9.4kの断面での流速は、流量が増加するにつれて高水敷部分の流速が低水路側より早くなる傾向となっている。8.8k断面では低水路内で流速が早く、その位置がやや左岸側にある。また、その下流の上淀橋橋脚間の流速についても同様のことが言える。上淀橋地点の流速分布を見ると現低水路左岸側から中央付近までは流速が早く、この断面での最大流速がこの範囲にある。右岸側へ向うにしたがって流速は小さくなり、現低水路と高水敷との境界付近で最小流速となる。さらに、右岸側へ向うと流速はまた大きくなる傾向にある（図－5.3）。



図－5.3　上淀橋橋脚間流速分布図

○　流況観察結果（附図－5.1.7～10）

河道全体の流況は、実験流量ごとにそれぞれ異なっており、流量の変化と共に流況も変化する。

流量1,000m³/sで高水敷上に水がのっている範囲は少く、主流部は完全に現低水路法線形にそって流れている。高水敷上の流れの特徴は、9.8k付近からその下流に見られる。その流れは、高水敷上を9.8k付近から9.0k付近の水制に向って流れ、その後水制の上流側にそって現低水路へ流れ込む流れである。これは、通水初期に河床高の低い部分を流下した流れによって深掘れができ、その影響が続いているものである。この流量においては、低水路内で特に問題となるような水衝部は見られなかった。しかし、9.4k～9.6k付近にかけて低水路幅がやや狭くなっているので流れがやや集中するようである。また、長柄堰においては射流が生じており、その下流では波状跳水が見られる（写真－5.1.1）。

流量2,000m³/sでの長柄堰上流は高水敷上にも流れが見られるが、主流部は現低水路の形状にそった流れとなっている。高水敷上にも流れがあるため、10.2k～10.4k区間で現低水路へ右岸側の高水敷から流れが落ち込んでいる。9.8k付近の河道中央の高水敷上からの流れは、9.4k付近より現低水路へ流れ込む流れや、高水敷をそのまま流れ長柄堰下流で現低水路へ流れ込む流れがあり、複雑な流況となっている（写真－5.1.2）。長柄堰より下流の流況は、長柄堰より上流の流れよりも低水路にそう流れが

強い。本流量における流れの集中は、1,000m³/sの時と同様に長柄堰上流の9.4k付近の低水路内に見られる。また、長柄堰では射流が生じており、その下流では水面がかなり乱れている。

流量4,000m³/sでは、9.8kより上流の流線が堤防法線形に沿うが低水路法線形の影響はない。しかし、9.8kより下流では上流部と異なって主流部が現低水路にそった流れとなっている。長柄堰下流から8.4k付近までの区間では、高水敷上の流れが現低水路へ落ち込んでいる。この落ち込みは、8.8k～9.2k付近にかけて多く見られる。現低水路で流れが集中する地点は、長柄堰上流の9.4k付近と8.8k付近である。また、本流量においても今までの流量と同様に長柄堰で射流が生じており、その下流では水面が波立ち乱れている（写真－5.1.4）。

流量7,000m³/sの流況は、9.8k上流部では4,000m³/sの時の流況と同様に、低水路法線形に影響されず堤防法線形にそった流れとなっている。このため、流量2,000m³/s、4,000m³/sにおいて見られた10.2k～10.4kの現低水路左岸側高水敷からの落ち込みはさらに激しくなっている。8.4kから長柄堰付近の区間では流れが左岸側の低水路へ向って流れて行くような傾向である。しかし、その下流では、9.8k付近上流の流況と同様に、堤防法線形にそった流れとなっている（写真－5.1.8）。また、長柄堰下流部では今までの流量と同様に長柄堰の影響によって水面の乱れが他の地点より激しい（写真－5.1.7）。

○ 河床高測定結果（附図－5.1.11.～29）

流量2,000m³/sにおいては9.6k上流の河床はほとんど変化がなく、ところどころに河床波が発生している程度である。また、深掘れが懸念されている大阪府三期締切前面でも、河床変化はなかった。しかし、長柄堰からその上流の橋脚群にかけては河床が変化している。また、長柄堰の下流では洗掘が発生している。現地低水路では9.2k地点に最深部があるが、模型での最深部位置はそれよりやや上流であり洗掘形状も多少異なっている。しかし、最深部河床高は、O.P.－13mとなっており現地の最深河床高（O.P.－14m）とほぼ同じである（写真－5.1.3）。その下流から東海道線上淀橋までの間の河床は大きな変化はなく、ほぼ現状維持である。上淀橋周辺における最深部はO.P.－7.2mとなっており、位置は河道中央よりやや左岸側である。一方、現在右岸側三門分が完成している大堰床版上の右岸側1門分に堆積が発生しているが、問題となる量ではないと思われる。

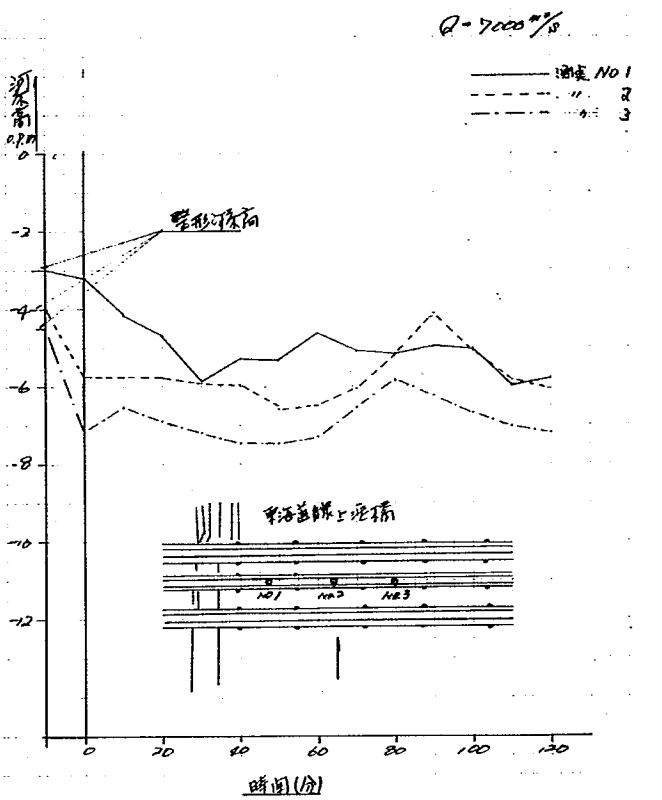
流量4,000m³/sでは、移動床全範囲に河床波が発生しているが、河床の変化量は少ない。特に9.6kより上流の変化が少ない。また三期締切前面は河床波が少し発生した程度で洗掘されていない。この付近の河床変化は、三期締切前面よりもむしろ低水路中央付近の方が大きい。長柄堰上流の橋脚群付近は現状河床より深い洗掘傾向となっている。

長柄堰下流部での最深河床高は、現状河道での最大洗掘深とほぼ同じO.P.－14mとなっている（写真－5.15）。しかし、深掘れ位置は現状でのそれより少し上流となっており、しかも二ケ所発生している。また右岸側の深掘れはO.P.－10mに達するなど、現状とやや異なる点も見られる。なお実験では左岸の護岸（砕石で作られている）が、最深部の近くで崩れ落ちている。

上淀橋付近の河床は洗掘傾向であり、最深部はO.P.－8.6mとなっている。この深掘れ位置は、流量2,000m³/sの場合とは異なった傾向であり、中央よりやや右岸側にある（写真－5.1.6）。

流量7,000m³/sでの河床変化は、今までの流量の場合と異なりかなり激しい。今までの小さい流量で河床波が発生する程度であった9.6k上流の低水路内河床は、7,000m³/s ではやや洗掘傾向となっている。また、7,000m³/s以下の流量での長柄堰上流の橋脚群の激しい洗掘は、本流量でも同様であった。特に、千里山線橋周辺が激しく最深部はO.P.－10mに達している。一方、長柄堰下流での洗掘位置は、現地の最深部位置より上流に移動しているが、最深河床高はO.P.－14mとなっており、現地の値とほぼ合っている（写真－5.1.9）。さらに、下流側の河床形状は各断面の最深部がやや左岸側に寄っていて現地と同様の形状となっている。上淀橋橋脚間の深掘れ高はO.P.－8m位であり、その位置が低水路中央から左岸側である。なお、上淀橋付近の河床は、4,000m³/s通水と比べて大きな変化が見られなかった。しかし、その下流の新淀川橋の低水路内左岸側のピアーは、周囲の保護を行っていないこともあってO.P.－13mにおよぶ局所洗掘が発生した。一方、大堰の床版上への堆砂は全面にみられ、平均2m厚となっている。これは、大堰上流の護岸内および高水敷等で洗掘されたものが堆積したものと思われる。大堰下流の高水敷は、9.2kから9.6kにかけて荒廃しており、特に橋脚周辺の高水敷が荒れている。

なお、本流量において上淀橋橋脚間で時間洗掘深の測定を行った。測定は三ケ所でそれぞれ10分間隔で実施した。その結果、通水後の河床低下が激しい時間は、30分から60分位までである。その後の河床も一定の高さで落ち着くことがなく、通水後120分までの間に2m位堆積し、また洗掘されている。しかし、洗掘が進む早さおよび60分以降に堆積があったこと等より判断すると、河床は通水後30分から60分位でほぼ落ち着くものと思われる。なお、0分（通水開始）の河床高が整形河床高と異なっているのは、その前に所定の実験条件となる様に上流での流量と下流での水位を設定している時間があるためである。



図－5.4　時間－洗掘深図（実験No.1－4）

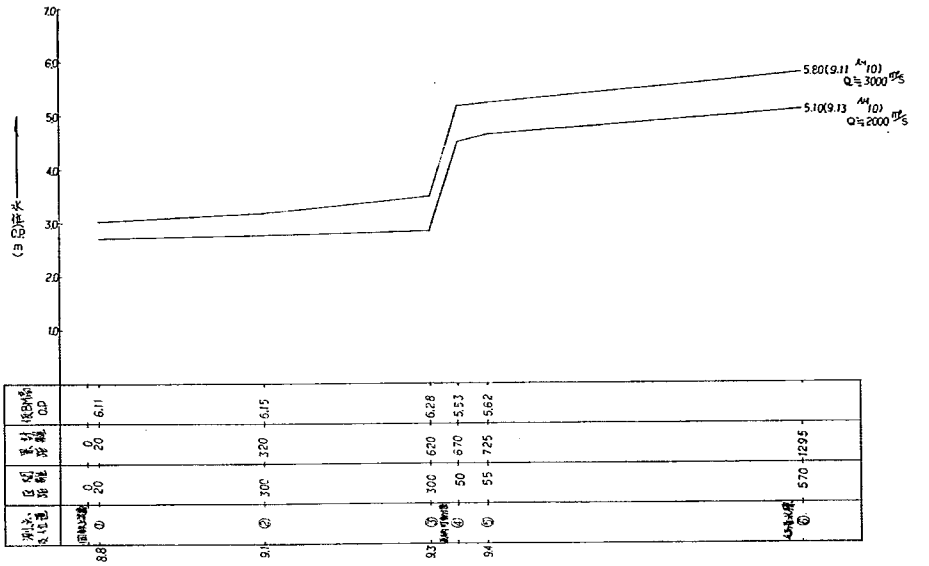
第4節　考　　察

現状河道の実験での特徴的な傾向および、実験結果と現地現象との比較をそれぞれ測定項目別に示すことにする。

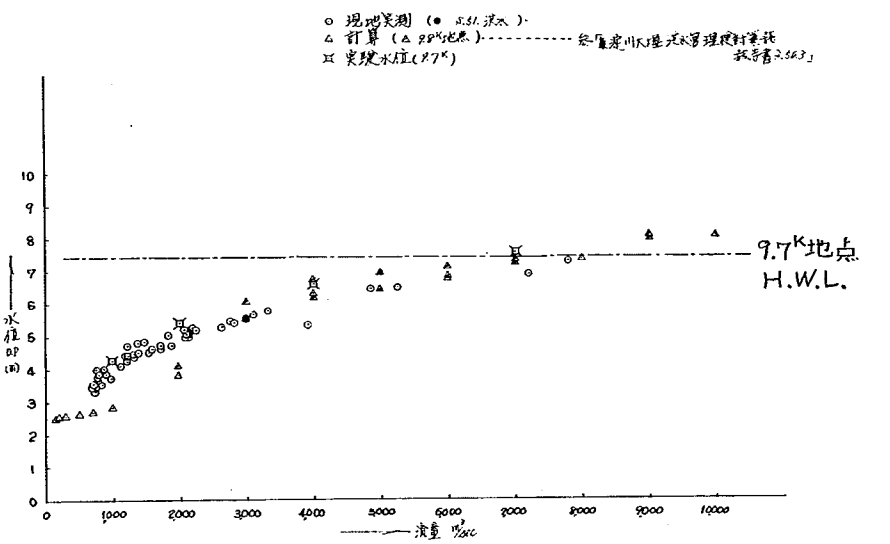
○　水位について

長柄堰上流の水位は、長柄堰に

よって大きく堰上げられ、上流では水面勾配が緩やかである。反面、9.0ｋから9.7ｋにかけての水面勾配が急になっている。これは、長柄堰の影響が大きいためと思われるが、その他この範囲内にある橋脚、高水敷保護のための水制等の影響もあると思われる。一方9.0ｋ下流の水位も比較的急勾配となってい



図－5.5　長柄可動堰付近水位図（S.51.9、17号台風）



図－5.6　長柄地点Ｈ－Ｑ図

る。模型で見られたこのような特徴は、流量による相違がなく1,000㎥/sから7,000㎥/s までほぼ同じ傾向であった。

一方、現地では昭和51年9月の17号台風の出水時に上淀橋から毛馬量水標までの低水路内水位の測定データーがある（図－5.5）。これによれば長柄堰の上下流で大きな水位差がついている（写真－5.1.10参）。なお、実験では現地で水位を測定した流量（2,000㎥/s、3,000㎥/s）に相当する流量で実験を行っていなかったりまた、この付近の水位を細かく測定していないため数値による比較は出来ないが、模型での現象は現地とほぼ合っていると思われる。

次に、現地実測、計算と実験のH～Q図を長柄量水標地点で比較すると実験水位はやや高めであるが、全体的傾向は良く一致している（図－5.6）。

○ 流速について

現低水路内の流速の大きさは長柄堰上下流で異なり、上流側の流速は下流側より小さい。これは、長柄堰で水位が堰上げられているためである。長柄堰上流部で水当りが懸念されている大阪府三期締切前面の流速は、それほど早くなく、この付近の低水路内では中央付近の流速が早い。

流速測定を行った断面の中で低水路内流速が大きい断面は8.8kである。8.8k断面および、その下流の上淀橋橋脚間での流速測定結果によると、低水路左岸側の流速が早い。一方、高水敷上の流れは、流量が増加し高水敷上の水位が高くなるにつれて流速が大きくなり、断面によっては最大流速が高水敷上となる場合もある。

次に現地資料と実験結果を比較する。現地資料としては航空写真から洪水の流速分布を解析したデーターを用いる。これと実験結果とで比較可能な9.7k断面で、比較する。現地洪水の解析結果は流量が3,722㎥/sと6,900㎥/sとがある。そこで実験ではこれらの流量に近い4,000㎥/sと7,000㎥/sについて検討する。その比較位置は大阪府三期締切前面、低水路中央部、高水敷上と大きく3つに分けた。なお現地では、大阪府三期締切がないことや高水敷側に大堰右岸側三門分がないこと等、多少模型と異なる点もある。

両者を比較すると、実験値が現地の値に比べて小さめの傾向で約半分位となっている（表－5.4）。

表－5.4　現地、模型流速比較表

位置＼流量	3,722㎥/s（現地）	4,000㎥/s（模型）	6,900㎥/s（現地）	7,000㎥/s（模型）
三期締切前面	m/s 1.0	m/s 0.8～0.95	m/s 2.25	m/s 0.6～0.75
低水路中央	2	1.0～1.2	2.75～3.0	1.3～1.6
高水敷*	2	0.7～0.9	3.25	1.0～1.4

＊　模型の測定位置は大堰右岸側三門内

この原因としては、長柄堰上流の実験水位が現地水位より高めであることや、現地の流速分布解析結果は表面流速についてであること等が考えられる。しかし、これらについての細かい検討は行っていない。

○ 流況について

実験での流況は、それぞれ流量ごとに異なっている。小流量の場合は低水路法線形にそった流れであるが、流量が増加するにつれて堤防法線形にそった流れへと変化する。長柄堰上流では流量2,000m³/s位から高水敷上に水がのり上げ流れが発生する。2,000m³/sでは主流部がやや現低水路にそっているが、4,000m³/sになると現低水路の影響はなくなる。しかし、長柄堰下流では、4,000m³/s以下の流量で高水敷上への水ののり上げが上流側ほど大きくないため主流部は、低水路法線形の影響を受けている。高水敷からの落ち込みによる影響が出る地点としては、10.2k～10.6k区間の低水路右岸側がまずあげられる。この区間は高水敷掘削による掘り残し部分が低水路法線形にそって残っており、その上下流と比べて掘り残し部分だけが高くなっているために流れが乱れている。その他、上淀橋、長柄橋までの区間の高水敷からも流れの落ち込みがある。一方、低水路内で流れの集中が見られるのは、長柄堰上流の9.4kから9.6k付近と8.8k付近である。また、長柄堰下流では長柄堰の影響により水面の乱れが激しくなっている。

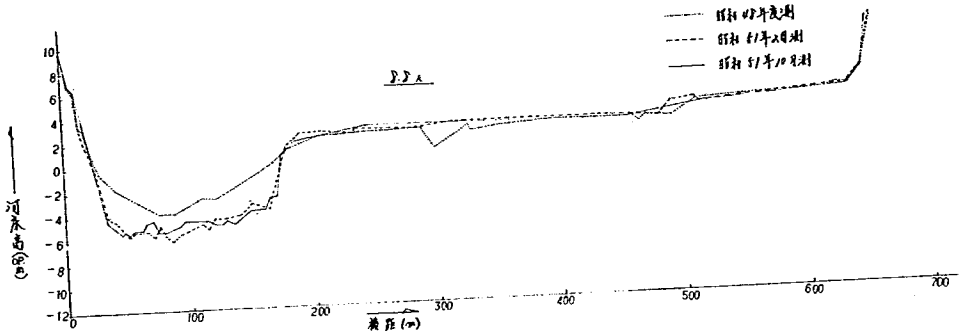
次に模型の流況と現地の流況を比較する。現地では航空写真より求められた洪水流線図を参考にする。この洪水流線図は、流量がほぼ6,900m³/sと3,700m³/sの2種類がある（附図5.1.30～31参）。

3,700m³/sの流況は、低水路法線形の影響がでており、長柄堰下流では高水敷からの落ち込みがかなりある。一方、6,900m³/sでは低水路法線形による影響はあまりなく、堤防法線形にそった流況となっている。このように流量が増加すると流況が堤防法線形にそった流れとなることは模型でも同じである。

○ 河床変動について

実験では9.8kより上流の河床変化はあまりないが、低水路わん曲外側が洗掘傾向となっている。10.2kから10.6k区間にかけて高水敷からの落ち込みのある地点で洗掘が激しい。洗掘が懸念された大阪府三期締切前面は、実験では河床波が発生した程度で河床洗掘まではおよんでいない。次に長柄堰付近の河床について見ると、この付近は洗掘傾向であり堰上流の橋脚群付近の河床もかなり洗掘されている。また、堰下流の洗掘も激しい。長柄堰下流の洗掘は、現地においても起きており、9.2k地点にO.P.－14.0mにおよぶ最深部がある。一方、模型では最深河床高は合っているが、その位置が現地とやや異なり模型の位置は現地より上流側となっている。これは、長柄堰の水叩き床版の長さを模型は現地より短かく製作してしまったためであると思われる。上淀橋付近の河床は洗掘傾向であり実験前河床に比べてかなり洗掘されている。なお、昭和48年度測量の8.8k断面の低水路河床高は、他の時期と異なって高くなっている。そこで、実験の通水後河床高を昭和48年度以外の時期と比較すると大きな差違はなく、この付近の河床は、ほぼ現状維持とも思われる。8.0kより下流部では低水路左岸側が堆積傾向となっており右岸側はほぼ現状維持である。

高水敷の河床変化は流量が小さい間は少ないが、7,000m³/sになると高水敷上の流れが多くなりまた、流速も早くなり荒廃が見立つ。特に橋脚や水制の下流等では局所的な洗掘もある。なお、8.8k断面の高



図－5.7.　河床横断面比較図

水敷河床は流量7,000m³/sの実験の結果全体が洗掘されており、洗掘深は平均2mにもおよんでいる。これは、模型の高水敷河床を低水路内と同様に石炭粉としたためであると思われ、現地の高水敷上には草等があるため河床の変化は実験ほどでないと思われる。

河床変化の相似性について検討するに当り現在比較可能な現地資料は、昭和51年9月に発生した洪水（枚方ピーク流量約3,200m³/s、3,000m³/s継続時間約2日間）である。この洪水では4,000m³/s程度の実験に対しては検討できる。その結果をみると洪水前後の河床変化は少なくほとんど変化していない（附図－5.1.　32～36参）。一方、実験で流量4,000m³/s通水の結果は、測定断面が少なく明確な判断はできないが、低水路内の変化量は、模型の方がやや大きいけれども、その現象については合っていると判断される。また、高水敷の変化は少なく現状を維持していることより現地現象とほぼ合っていると考えられる。次に流量7,000m³/sの実験結果について検討するに当っては、比較可能な現地資料がないことより現状の河道状況より推定しての判断であるが、それによると低水路、高水敷ともに河床変化が激しく、河床変化の現象が強調されているようである（附図－5.1.37～41参）。

なお、長柄堰下流に見られる局所洗掘深について検討すると2,000m³/s、4,000m³/s、7,000m³/sの全流量共ほぼ現地の河床高と同様の値となっており、局所的な深掘れについての相似性は良いものと思われる。

第5節　ま　と　め

○　水位について

①　長柄堰付近で上流の水位が大きく堰上げられている。そのため下流部では水面勾配が急になり、上流の水面勾配は比較的ゆるやかとなる。

②　これは流量による変化もなく実験範囲では全ケース同様の傾向である。

③　この水面勾配の急変は、流量が少ない場合には長柄堰の影響（水叩き床版が高い、堰柱が河積を占る割合が大きい等）であろう。

④ 一方、流量が大きくなった場合には高水敷上に水がのるので、長柄堰の影響の他に橋脚および、高水敷保護のための水制等の影響もあらわれて水面勾配を急にするものと思われる。

⑤ このような現象は現地でも起こっており、模型の相似性は良いものと思われる。

⑥ また、長柄地点における水位を比較するために、現地、計算、模型の結果よりH～Q図を作成すると、模型の水位はやや高めであるが、その傾向は良く一致している。

○ 流速について

⑦ 長柄堰上流の流速は、水位が堰上げられて高くなっているため下流側に比べて緩やかとなっている。

⑧ 測定断面のうちで低水路内流速が早い断面は、8.8k断面である。

⑨ 高水敷上の流速は、流量が増加するとともに流速が早くなり、場所によっては低水路内流速より早くなるところもある。

⑩ 現地の航空写真より解析した流速と模型の流速測定結果を比べると模型の方がやや小さめの傾向である。しかし、比較可能な断面が9.7k地点1断面であるのでその是非を判断することは難かしい。

○ 流況について

⑪ 模型の流況は流量ごとに異なった特徴を示しており、流量が少ない場合は低水路法線形にそって流れているが、流量が大きくなるにつれて堤防法線形にそった流れとなる。

⑫ 長柄堰上流の流況は、高水敷上に水がかなりのっていることもあり流量2,000m³/sでは主流部が低水路にそってあるが、4,000m³/sでは堤防法線形にそった流れとなっている。

⑬ 一方、長柄堰下流の流況は、流量4,000m³/s位まで低水路法線形の影響を受けている。

⑭ 大阪府三期締切への水当りはなかった。

⑮ 高水敷からの落ち込みがあった地点は、10.2kから10.6kの左岸側と上淀橋から長柄橋にかけての低水路右岸側である。

⑯ 10.2k～10.6k区間左岸側からの落ち込みは、この範囲にある高水敷掘削の掘り残し部分のため乱れが激しい。

⑰ 低水路内で流水が集中するのは、長柄堰上流の9.4kから9.6kにかけてと8.8k付近である。

⑱ 模型の流況は、現地洪水の流況と比べて良く合っていると思われる。

○ 河床変動について

⑲ 9.8kより上流の河床変化は全体的に少ない。しかし、高水敷からの落ち込みがある10.2kから10.6kにかけて洗掘が激しい。

⑳ 本実験において河床変化が大きい地点は、長柄堰上流の橋脚群付近と長柄堰下流である。

㉑ 長柄堰下流の洗掘は、流量2,000m³/sにおいても約O.P.－12.0mにおよぶものである。しかし、流量が7,000m³/sと増えても洗掘深はあまり変わらずO.P.－14.0mである。

㉒ 上淀橋付近の河床変化も大きく通水前河床（昭和48年度測）より洗掘されている。しかし、昭和51年2月、10月の測量結果と比べると大きな差はない。

㉓ 高水敷は4,000m³/s位までは大きな変化はないが、7,000m³/sになると荒廃が目立つ。特に橋脚や水制等による影響が大きいようである。

㉔ 洪水（ピーク流量約3,300m³/s）前後の現地河床を比較すると変化が少なく、現河道はこの位の洪水に対しては安全であると思われる。

㉕ 模型の河床変化と現地河床とを比べると流量4,000m³/s位まではほぼ同様の傾向と思われるが、流量7,000m³/sになると河床変化の傾向が強調されるものと判断される。また、高水敷の変化についても同様であると思われる。

㉖ しかし、長柄堰下流部の河床変化よりみると、局所的な洗掘が発生する地点の洗掘深は一致しておりその相似性は良いものと思われる。

第 6 章　三門暫定低水路掘削実験

第 1 節　概要および実験目的

1.1　概　　要

本章では現状河道から三門暫定低水路が完成するまでの掘削期間について検討するものである。

三門暫定低水路を掘削するにあたっては一気に三門暫定低水路を完成させるのではなく、掘削を何段階かに分けて作業を進めることになる。その掘削方法として当初計画されていたものに二門暫定通水がある（図－6.1）。これは、暫定低水路を大堰の二門幅まで掘削をし、次に残りの一門幅を掘削しようとするものである。しかし、附帯工事、橋脚のかけ替え、保護工、三門暫定通水を実施する時期等の理由によりこの方法は変更され、以下の方法となった。

その方法は、橋のかけ替えが遅れている長柄橋付近の掘削を最後に行い、その他の範囲を支障のないように掘削しようとするものである（段階掘削、図－6.2）。

なお、二門暫定河道については、計画が変更されたことより、本章においては大略の実験結果を報告するに留める。

1.2　実 験 目 的

三門暫定低水路は、現状河道の高水敷部分を掘削して低水路にしようとするものである。前述のように、暫定低水路の掘削には工期を要し、段階的掘削が行われる。

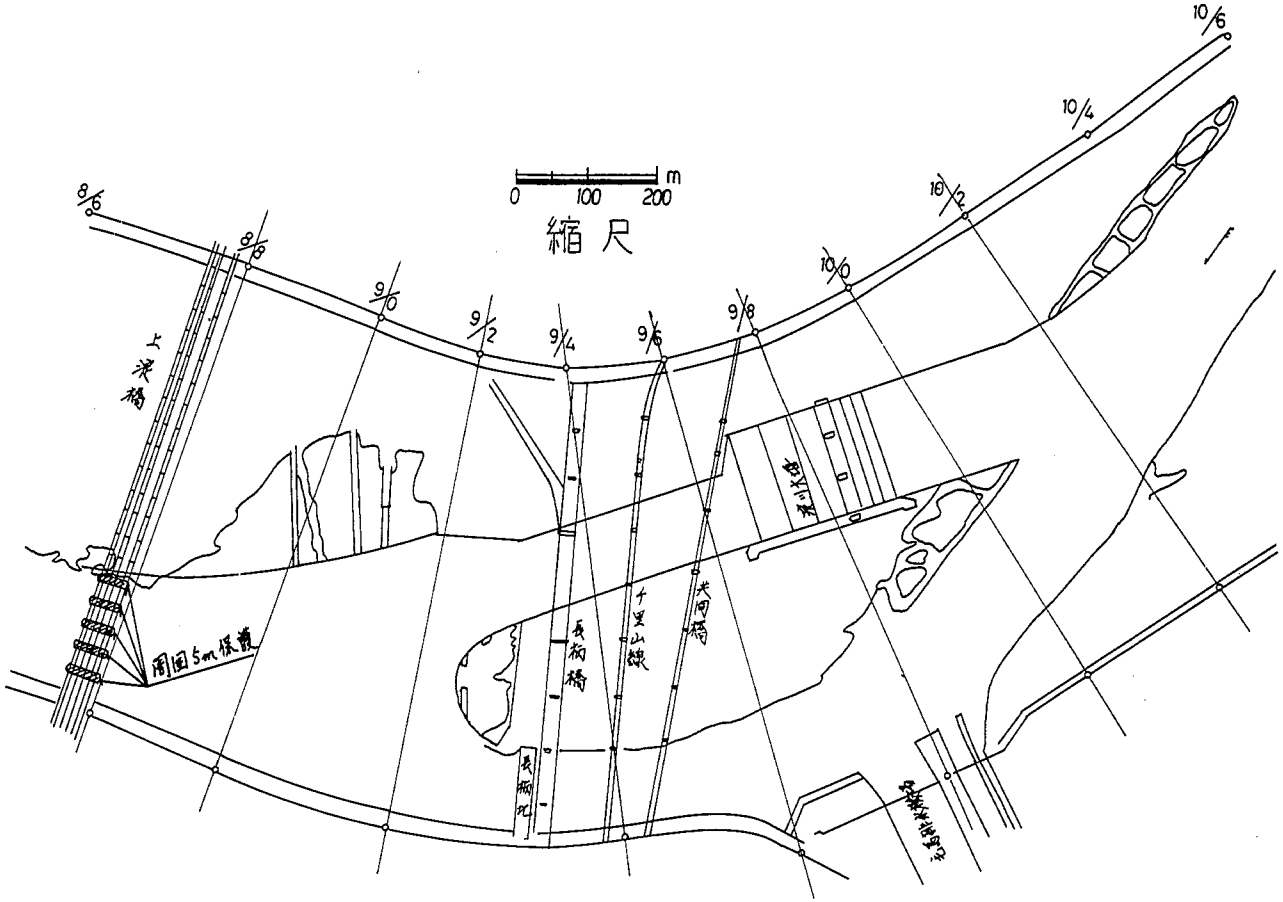
現在、掘削工事は非出水期に行われているが、工事計画の遅延などの原因で出水期にかかる場合などを考えて、掘削の各段階における洪水流況を確認する必要がある。

洪水流況の観点としては、新たな水衝部や局所洗掘があげられる。水衝部の発生ケ所や流れの集中ケ所として長柄堰上下流部、暫定低水路の合流部、上淀橋下流部が考えられる。また暫定低水路内で水路幅が三門から二門へ変化する場所、およびその逆の場所等が要注意である。

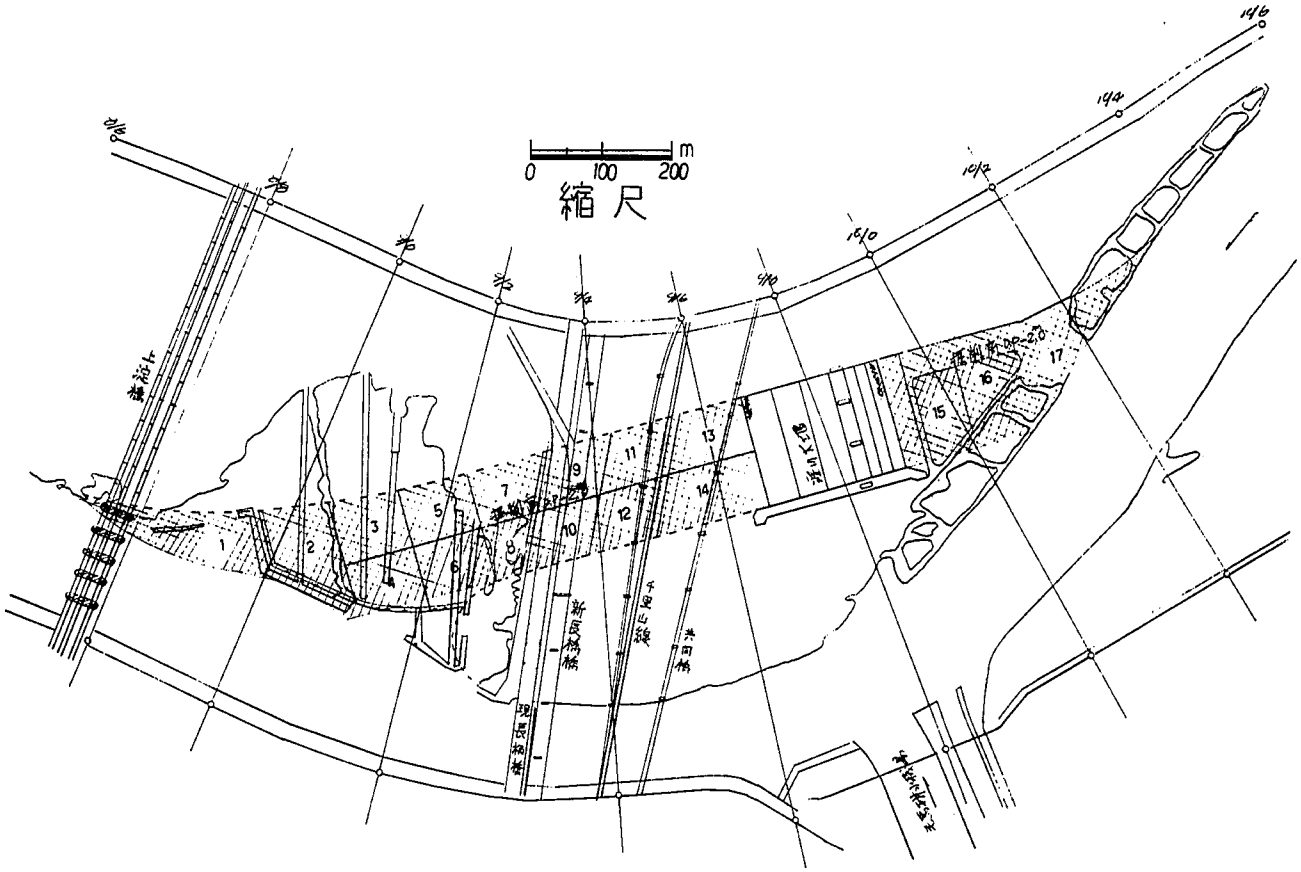
一方局所洗掘の発生は、暫定低水路内、両低水路の合流部、長柄堰上下流部などが考えられる。

本章では各掘削段階における上述のような諸現象を実験的に求めるため模型実験を実施したものである。

さて、問題点をさらに詳しく説明すると次のようになる。



図－6.1　大堰付近平面図（実験No.2，二門暫定実験）



図－6.2　掘　削　平　面　図

第2節　掘削による影響および問題点

さて、掘削による影響および問題点をさらに詳しく説明すると次のようになる。

- 暫定低水路（高水敷部分）を掘削することによる流況、水衝部の変化

暫定低水路の掘削河床高はO.P.－2.0mで計画されている。高水敷の高さがO.P.3～4mであるから掘削深は5～6mとなり、高水敷上に大きな池が出きたと同じ状態となる。そのため、流れが掘削部分に落ち込む等異常な流況となったり、新たな水衝部が現われるなども考えられる。水衝部としてもっとも懸念されているのは本庄護岸である。掘削範囲より下流の上淀橋、新淀川橋の橋脚周辺や高水敷掘り残し部分（特に掘削箇所直上流）が洗掘されることも考えられる。また、洗掘された土砂が掘削箇所内に堆積することも考えられる。

- 現長柄橋橋脚の局所洗掘

現在の長柄橋橋脚の根入れが浅いため、新橋への機能切換えが済むまで付近の掘削ができない状態である。そこで、この付近を残して他を掘削した場合に、高水敷部分が一部高く残ることから流況に悪影響がでると予想される。また、現橋の根入れの確保が必要である。

- 上淀橋～長柄橋区間の掘り残し水制による水はね

現河道で上淀橋～長柄橋区間右岸の高水敷にはかなりの数の水制が入っている。暫定低水路内を掘削した場合にその両岸に水制が残ることになり、流れに対する悪影響または効果についての検討が必要である。

- 大堰床版上の堆砂

大堰床版高はO.P.－4.0mとなっているが、上下流部は河床高がO.P.－2.0mである。このため、上流河床が洗掘された場合は土砂が大堰床版上に堆積すると考えられ堰の操作に支障をきたす場合もあろう。

以上は高水敷部分を掘削した場合に生じる問題点である。一方、掘削工程上の問題点も種々あげられる。そのうち洪水に関する問題としては次のような点がある。

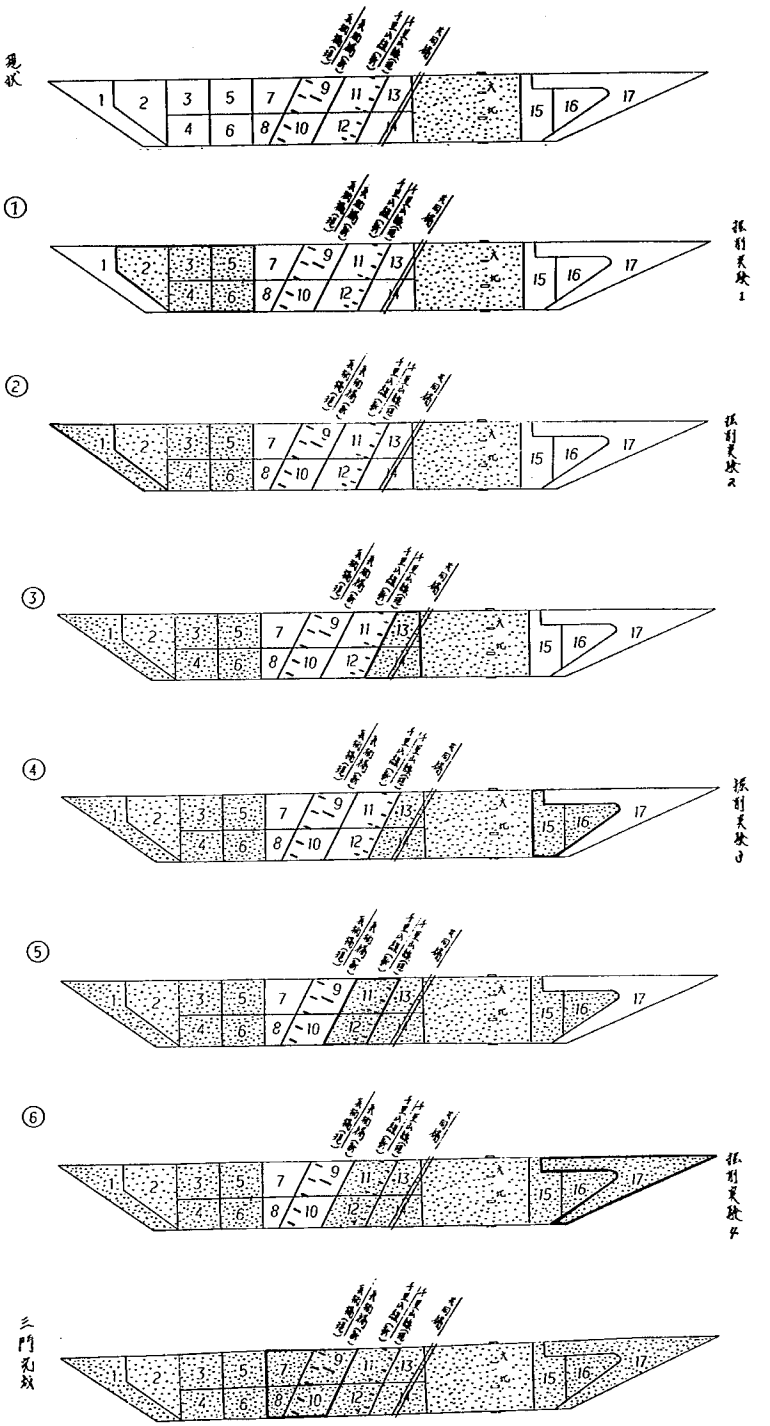
- 下流端の水制の撤去の影響

水制を撤去した場合暫定低水路掘削箇所内の河床の変化、上淀橋付近の洗掘、本庄護岸への水当りおよびその前面の洗掘等の影響について検討する必要がある。

- 大堰上流部を掘削することによる影響

大堰上流部分を掘削すると掘削範囲内を通過する洪水流量が多くなり、同時に掘削範囲内の河床変化が激しくなると予想される。

実験前には以上のような検討項目が考えられていた。しかし、その後実験が終了し本報告書をまとめる段階になって次のような新たな問題点が起こった。すなわち長柄橋の機能切替が少々遅れ出水期の一部の期間、現長柄橋を確保しなければならないということである。そのため、掘削方法や補強、保護工についての検討が必要となった。なお、共同橋、阪急千里山線橋の機能切替および保護工等は出水期までに完成する。また、暫定低水路の掘削は1～5工区と11、12工区の一部、13～17工区が完成する。



図－6.3　掘削計画図

第3節　実験ケース

実験は二門暫定河道に関する検討として定流実験（３流量）、段階掘削に関する検討として不定流実験を行った。暫定低水路の段階掘削は、図－6.3に示す順序で行われる予定であり、実験ではこのうち重要なものを選択し４ケース実施した（表－6.1）。各実験における目的は以下のようである。

表－6.1　三門暫定低水路掘削実験実験ケース表

No	流量 ㎥／s	通水時間 hr	測定					備考
			水位	流速	流況	河床高	気球写真	
2－1	2,000	2：00	○	○	○	○	○	二門暫定通水実験 図－6.1
2－2	4,000	2：00	○	○	○	○	○	
2－3	7,000	2：00	○	○	○	○	○	
3	8,200（ピーク）	1：48	○	－	○	○	○	掘削実験 1 図－6.4
4	〃	1：48	○	－	○	○	○	掘削実験 2 図－6.5
5	〃	1：48	○	－	○	○	○	掘削実験 3 図－6.6
6	〃	1：48	○	－	○	○	○	掘削実験 4 図－6.7

- 実験No.2（図－6.1参）…… 二門暫定通水実験

  図－6.1に示す二門暫定河道で実験を行い、問題点を実験的に把握するものである。

- 実験No.3（図－6.4）…… 掘削実験1

  現状河道から掘削箇所2工区～6工区を掘削した状態での洪水による影響、問題点の把握を行うものである。

- 実験No.4（図－6.5）…… 掘削実験2

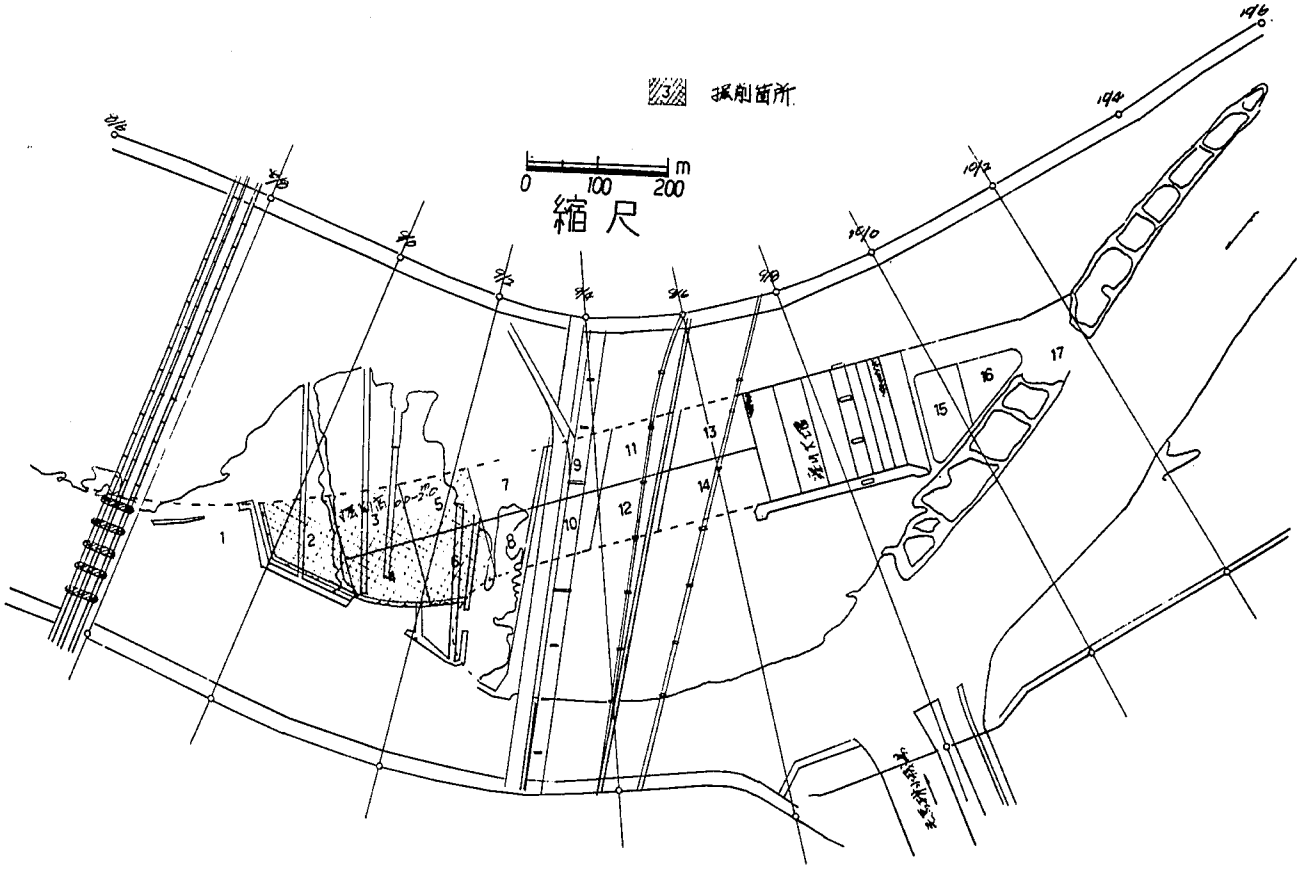
  実験No.3の河道形状からさらに掘削を進め1工区を掘削した河道形状である。主目的は1工区と2工区との間にある水制を撤去することによる影響を検討することである。そのため掘削箇所内の河床変化、本庄護岸および上淀橋への水当り、洗掘、その他現長柄橋橋脚周辺の洗掘等について前実験のNo.3と比較検討を行うものである。

- 実験No.5（図－6.6）…… 掘削実験3

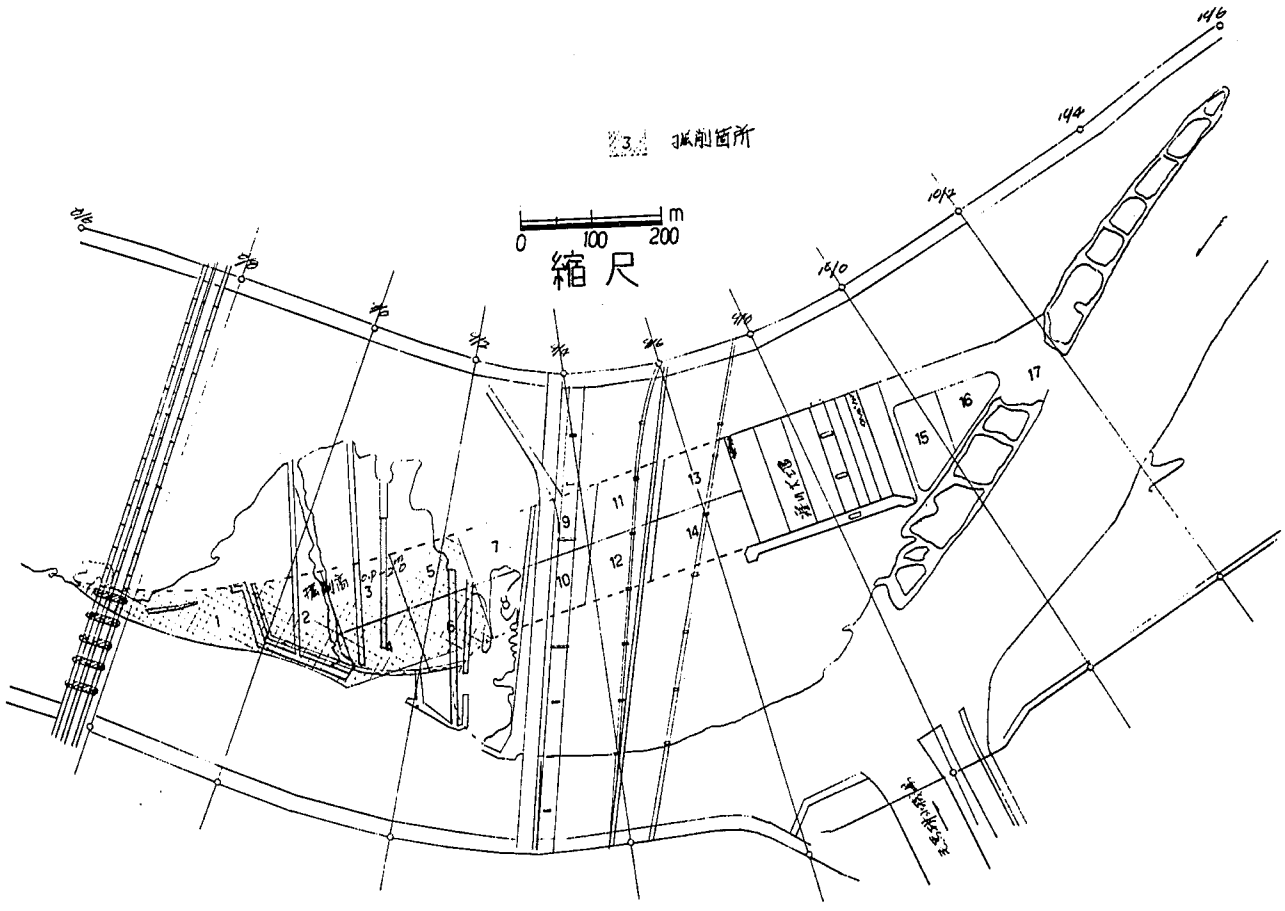
  本実験では掘削範囲が1工区～6工区、13工区～16工区となり前実験より13工区～16工区の範囲がさらに掘削された状態である。本実験の主目的は、15、16工区を掘削した場合の影響、問題点の把握を行うものである。

- 実験No.6（図－6.7）…… 掘削実験4

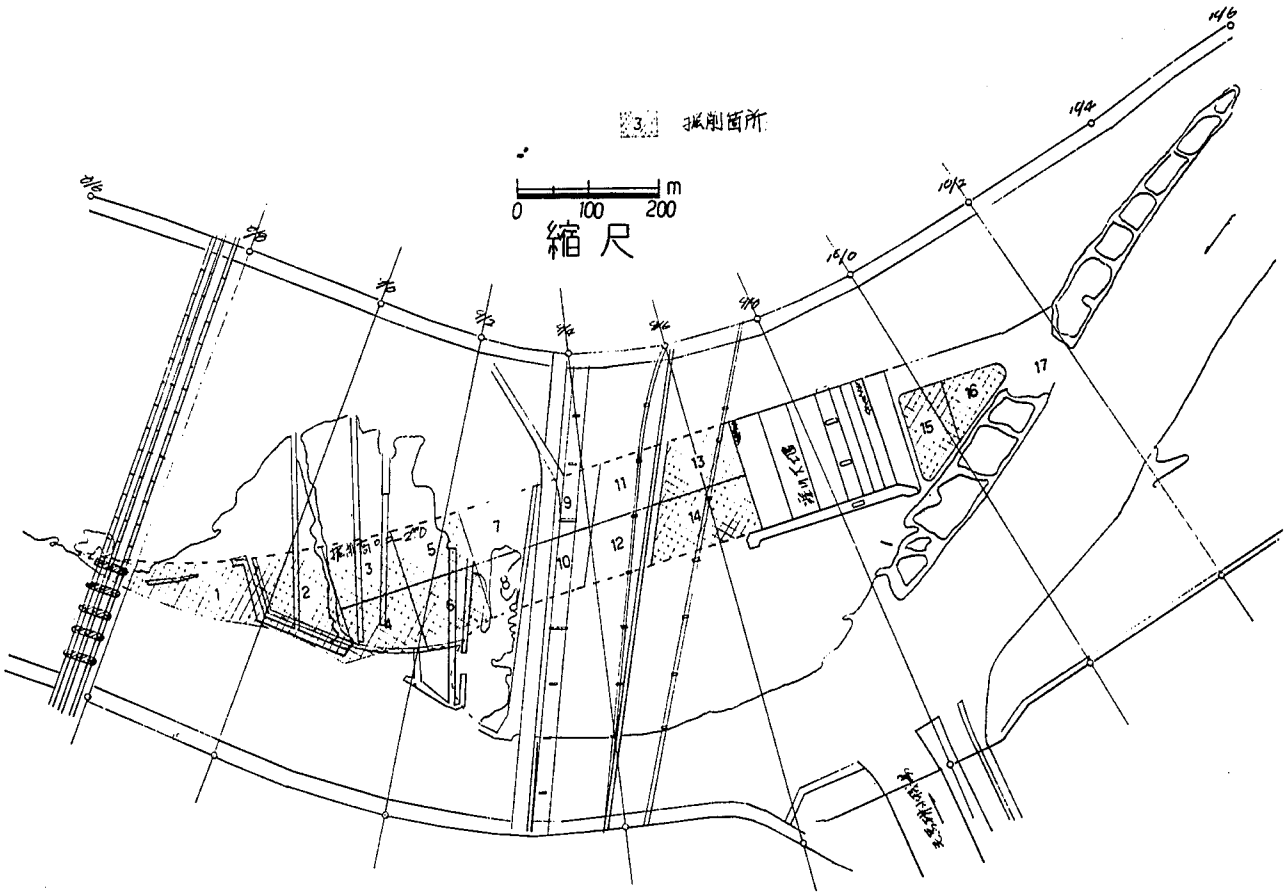
  本実験の河道はさらに11、12、17工区が掘削された状態である。実験の目的はNo.5と同様であり主に17工区掘削の影響を把握するものである。



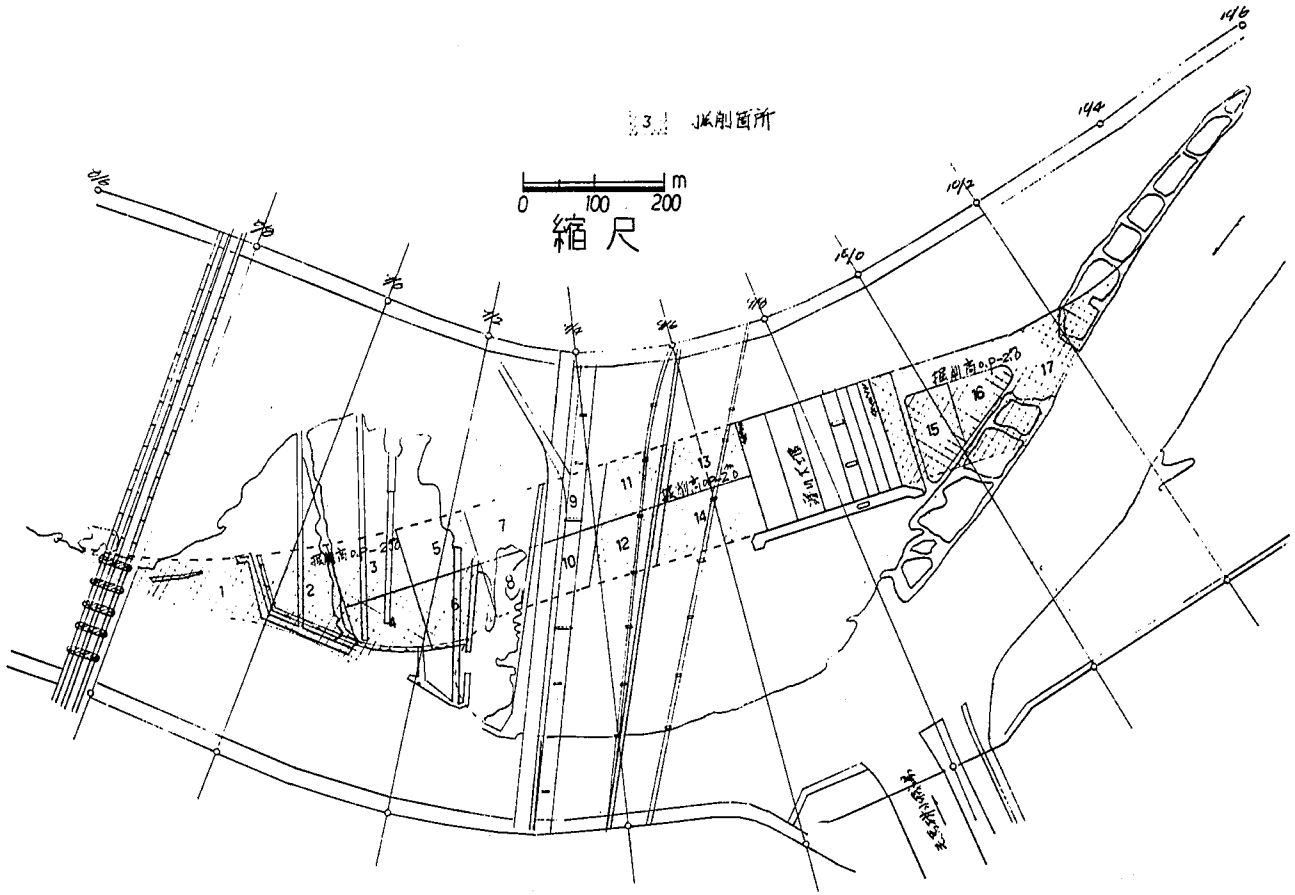
図－6.4　大堰付近平面図（実験No.3，掘削実験１）



図－ 6.5　大堰付近平面図（実験No.4，掘削実験２）



図－ 6.6　大堰付近平面図（実験No.5，掘削実験３）



図－6.7　大堰付近平面図（実験No.6，掘削実験4）

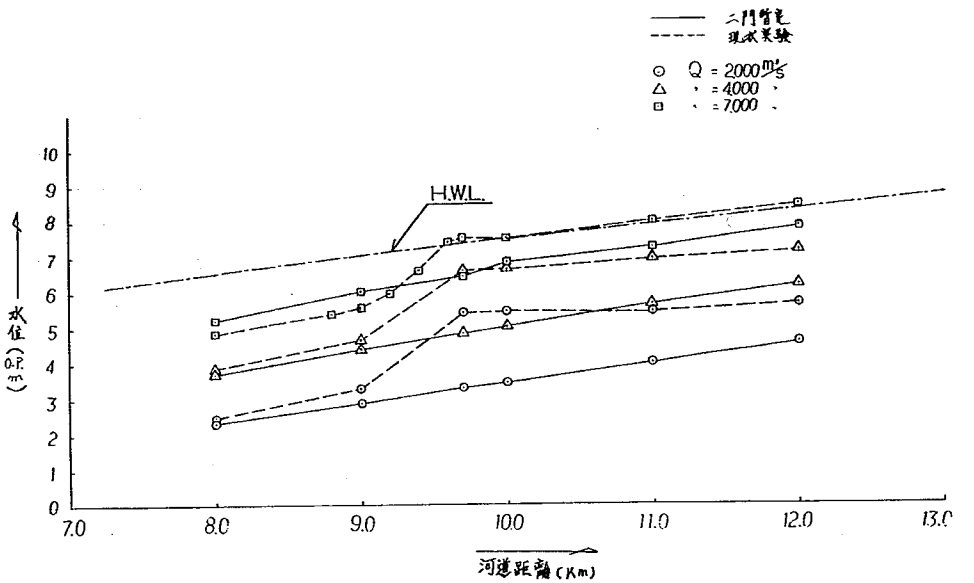
第4節　二門暫定通水河道実験結果および考察

4.1　実験結果

○　水位について

水位縦断形は、各流量共ほぼ一様の勾配となっており、現状実験のような水面勾配の急変化はない（図－6.8）。9.7kの水位を現状実験と比べると本実験での水位は全流量とも低くなっており、その差は流量2,000m³/sで約2.1m、4,000m³/sで約1.7m、7,000m³/sで約1.1mとなっている。この水位差は、上流に向うにしたがって小さくなる傾向である。

現低水路と暫定低水路側の水位差を比べると9.7k断面が大きく0.2～0.3m現低水路側水位が高い(表－6.2)。



図－6.8　水位縦断図（実験No.2）

表－6.2　現低水路、暫定低水路水位差表（現低水路－暫定低水路）

単位：m

流量＼断面	9.0k	9.7k	10.0k
2,000m³/s	0.068	0.215	－0.01
4,000	0.050	0.275	0.095
7,000	0.050	0.325	0.04

○　流速について（附図－6.1.1.～6参）

現低水路側と暫定低水路側の流速とを比較すると全流量とも暫定低水路側の流速の方が早い（表－6.3）。暫定低水路内の流速は、同一流量に対して各断面ともほぼ同一の流速である。一方、現低水路内の流速は9.7k断面が比較的緩やかである。しかし、8.8k断面では暫定低水路内と同様に流速が早くこの付近はかなり厳しいものと思われる。

表－6.3　最大流速値表

単位：m／s

断面 / 流量m³/s	8.8k		9.2k		9.4k		9.7k	
	現低水路	高水敷	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
2,000	1.757	－	0.811	1.926	0.937	1.988	0.574	1.973
4,000	2.501	－	1.487	2.400	1.590	2.424	1.009	2.388
7,000	2.940	－	0.777	2.636	2.097	2.678	1.227	2.935

○　流況について（附図－6.1.7～9参）

暫定低水路によって水位が低下するため、大堰上流では流量2,000m³／sでは完全に現低水路内を流れる。4,000m³／sでは高水敷上にも流れがあるが主流部は現低水路に沿う。しかし、流量7,000m³／sになると堤防法線形に沿う流れへと変化する。

9.2kから10.0kにかけての現低水路内の流れは、全流量とも比較的穏やかな流況となっている。一方、暫定低水路内の流れは、現低水路に比べると厳しく、右岸側の流れは、暫定低水路法線形が急激に変化するために上流の急縮部分においては水当りや流れの剥離が見られる。また、二門幅内の9.4k付近では流量7,000m³／sの時に流れの集中がある。流量が4,000m³／s以上になると暫定低水路下流部の9.1k付近右岸側からは高水敷上に流れののり上げが見られ、7,000m³／sになるとかなり強い流れとなる。一方、両低水路合流部では暫定低水路左岸法線と現低水路右岸法線の延長線上にかこまれた範囲が死水域となっている。合流後の流況をみると暫定低水路側の勢いが強く左岸堤防側へ向う傾向が見られる。しかし、現低水路側の流れがあるため暫定低水路からの流れが直接堤防に当ることはない。この付近から上淀橋下流にかけての範囲は、両低水路の流れが集中する感じとなっており流れの厳しい地点である。

一方、現低水路と暫定低水路との流量配分を求めると表－6.4のようになり、全体の約70％が暫定低水路内を流下している。

○　河床変動について（附図－6.1.10～19）

大堰床版上の堆積は、中央から右岸側にかけて見られ、堆積厚は1～2mとなる。これは流量が多くなるほど少なくなる傾向がある。大堰下流の暫定低水路内の河床は洗掘傾向であり、最深部は暫定低水路幅が二門幅の部分に発生する。2,000m³/s、4,000m³/sでは9.6k下流の右岸側が最深部となる（写真－6.1.1～2）。また、7,000m³/sでは9.5k付近（9.4kと9.6kの中間地点）の左岸側に見られる（写真－6.1.3）。最深河床高は2,000m³/sでO.P.－12m、4,000m³/sでO.P.－11m、7,000m³/sでO.P.－17.0mと洗掘が激しい。また、暫定低水路内の変化は、2,000m³/sでは局所的な洗掘程度であるが、4,000m³/sになると洗掘範囲が広がり二門幅内ほぼ全体が洗掘傾向となっている。これが、7,000m³/sになると暫定低水路内がほぼ全体的に洗掘されている。

表－6.4　現低水路、暫定低水路流量配分表

単位：m³/s,（　）内は%

流量m³/s ＼ 断面	9.4k		9.7k	
	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
2,000	486 (24.3)	1,514 (75.4)	491 (24.5)	1,509 (75.5)
4,000	943 (23.6)	3,057 (76.4)	1,357 (33.9)	2,643 (66.1)
7,000	1,872 (26.7)	5,128 (73.3)	2,428 (34.7)	4,572 (65.3)

一方、現低水路側の河床変化は少なくほぼ現状維持である。しかし、両低水路合流後の現低水路内の河床変化は激しくなっている。なお、上淀橋橋脚は通水前に砕石を用いて保護をしたが、これが通水後は山なりになっており、保護工のない範囲の河床の洗掘が激しい。

4.2　考　　察

暫定低水路を掘削したための影響は種々の面で現れている。その一つに水位の低下があげられる。

現状河道での長柄堰の水位堰上げは、今回の実験では見られず、上流側水位は現状より低下している。この水位低下は疎通能力の面からは良好であるが、流速の増加をともなうため河床変動、特に河床低下が懸念される

二門暫定河道でのもう一つの特徴は、暫定低水路内の洗掘である。洗掘は流量2,000m³/sでも見られるものであり、最深河床高は現状河道の長柄堰下流にある深掘れ（O.P.－14m）とほぼ同程度である。暫定低水路内河床は4,000m³/s以上になるとほぼ二門幅の範囲が洗掘傾向となる。このため暫定低水路内の橋脚の保護は十分に行う必要がある。一方、現低水路側は河床変化が少なく長柄堰下流の深掘れ箇所は、現状維持かやや堆積傾向となっている。この両低水路における河床変化の相違は、各流量における分流量を見てもわかるように、暫定低水路側に多くの流量が流れているためと考えられる。多くの流量が暫定低水路側を流れる理由は、①、現低水路より流路が短かいこと。②、通水断面積が現低水路と同程度あるいはそれ以上あること。③、現低水路側には長柄堰がありこれが現低水路側をやや流れにくくしていること。④、暫定低水路の流入口が洪水時の大流量の流向と合致していること等が考えられる。

ところで、暫定低水路を多くの流量が流れるため、現低水路との合流部においては、その法線形から考えて左岸堤防護岸への水当りが激しくなることが懸念される。しかし、実験では現低水路側にも流れがあ

り、それが一種のクッションの役目をして暫定低水路からの流れが直接護岸に当ることはないようであった。しかし、合流部の下流側では低水路断面積が小さくなり上流からの流れが集中するため、低水路の洗掘が激しくなっている。この範囲には上淀橋、新淀川橋等の橋脚があり、その周囲の局所洗掘が発生しその対策工が必要と考えられる。

第5節　掘削実験結果および考察

5.1　水位測定結果

本川流量がほぼ2,000、4,000、7,000m³/sに相当する場合の水位縦断図を見ると、およその傾向は4ケースとも同じであり、現状実験の水位縦断図と同じ様に9.0kから9.7k区間にかけて水面勾配が急勾配となっている（図－6.9～12）。掘削が進んでもこの傾向は変わらないが、掘削実験4になると9.4kから9.7k区間にかけては、それまでの実験よりやや緩やかな水面形となり掘削の影響が見られる。この傾向は流量2,000m³/sについて特にはっきりとしているが、流量が増加するにつれて薄らいでいく。上流部の水位は他のケースより低下している。これは、図－6.13～16の9.7k地点H～Q図からもわかる。これによると掘削実験1～3まではほとんど同じ結果であるが、掘削実験4になると水位が低くなっており、他の3ケースとの水位差は約0.5mになる。現低水路側と掘削範囲との水位差を、通水時間中に測定したデータの平均値として求めると表－6.5に示すようになる。これによれば9.4k断面の水位差が大きく常に現低水路側水位が高い。この水位差は掘削が進むにつれて少なくなる傾向を示している。

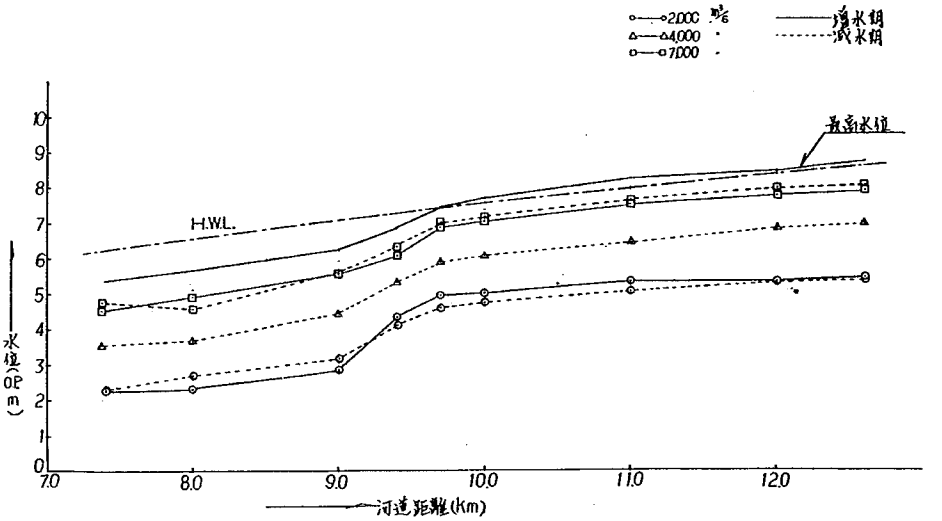
表－6.5　現低水路、掘削範囲水位差表（現低水路水位－掘削範囲水位）

単位：m

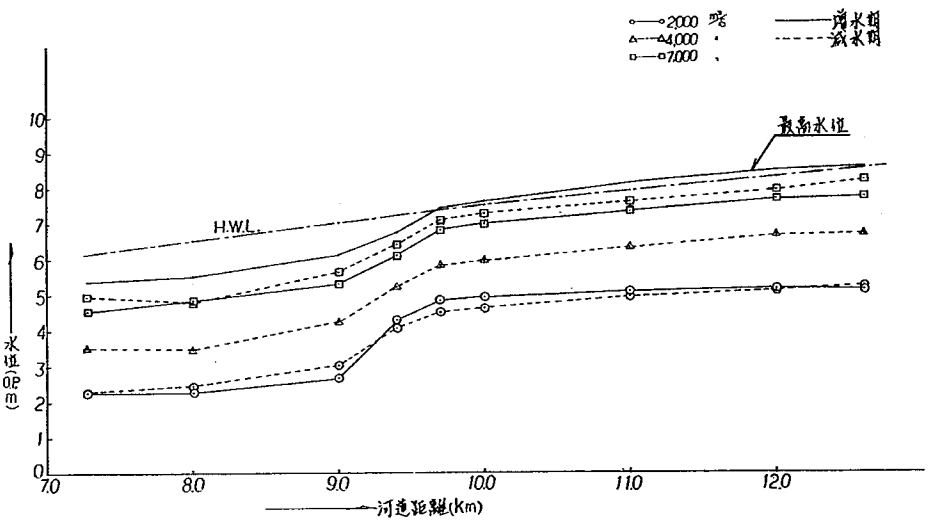
実験No ＼ 断面	9.0k	9.4k	9.7k	10.0k
3	－0.14	0.61	0.04	－0.14
4	－0.05	0.59	－0.03	0.02
5	0.09	0.45	0.01	0.07
6	－	0.25	－0.14	－

5.2　流況観察結果（附図－6.2.1、6.3.1、6.4.1、6.5.1）

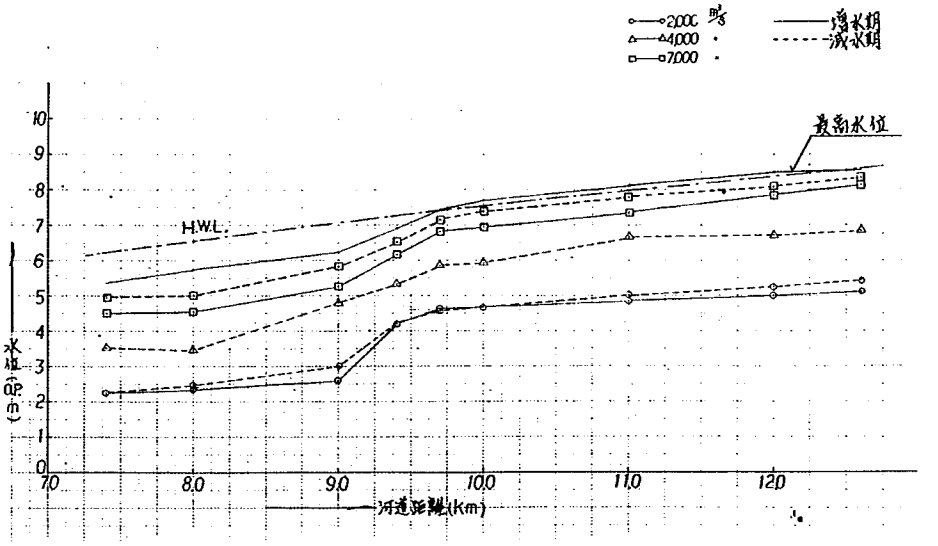
実験No.3（掘削実験1）の流況は以下のようである。大堰床版付近では、上流からの流れが左岸側へ片寄って流れ暫定低水路法線形とその流向が異なっている。小流量時には右岸側に渦の発生も見られる。この大堰下流側の流況は、増水期の3,000m³/s位までは左岸側高水敷へ広がる傾向であるが、ほぼ三門暫定低水路法線形にそった流れとなって下流掘削箇所（2～6工区）へ向う。2～6工区の掘削箇所付近の流況は4,000～5,000m³/sを境にして多少異なった流況となる。流量が少い時は、掘削した上流の高水敷部分の河床高が低い範囲に流れが集中する感じとなっており、これがそのまま掘削箇所へ向う（写真－6.2.1）。この傾向は流量2,000m³/sで特に強い。しかし、流量が増加するとそうした流況は消失しまた、掘削箇



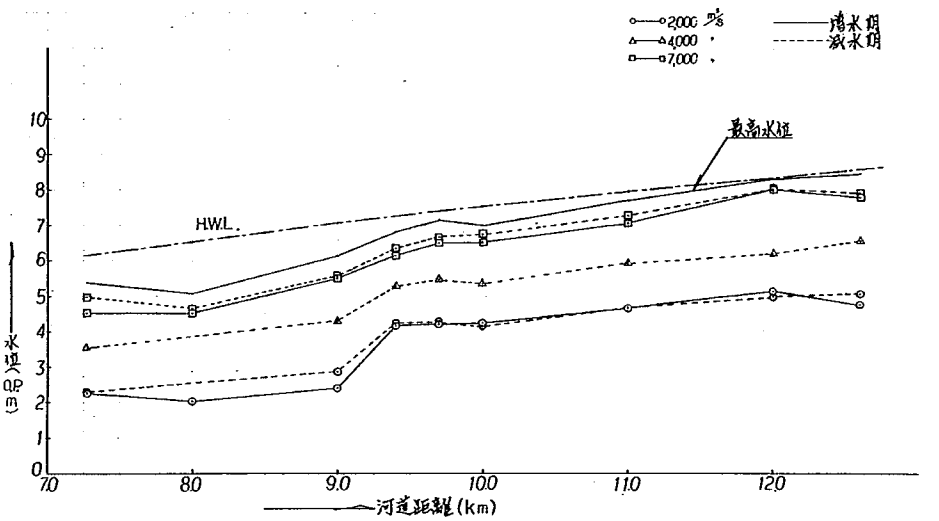
図－6.9　水位縦断図（実験No.3）



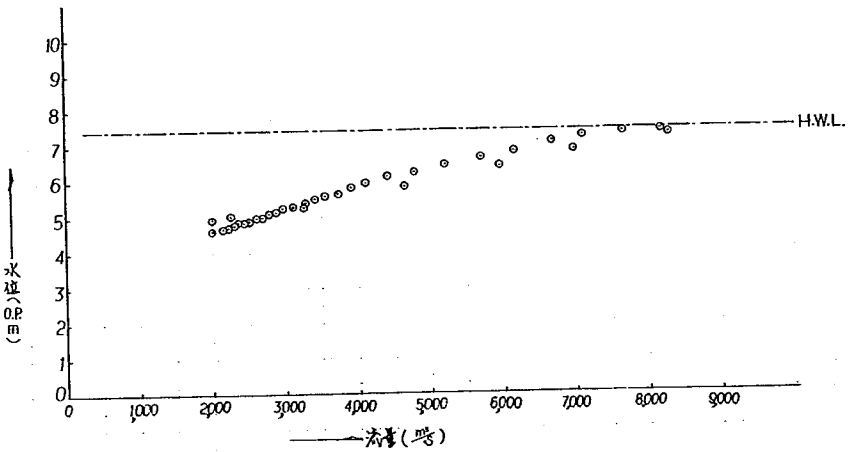
図－6.10　水位縦断図（実験No.4）



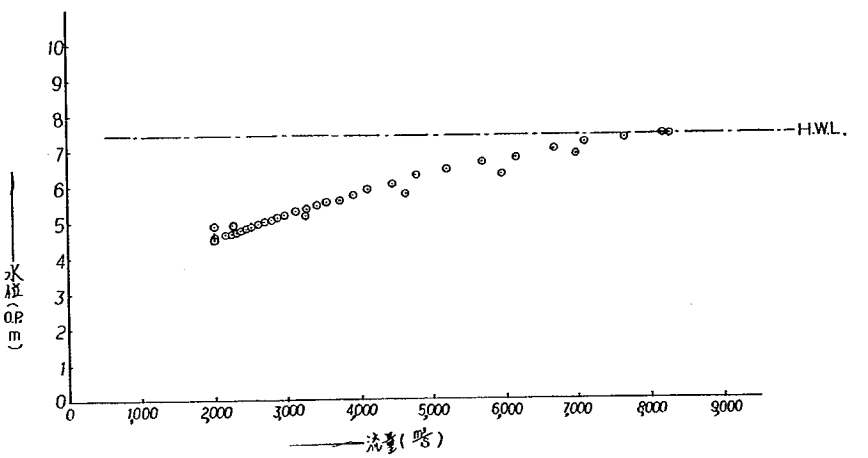
図－6.11　水位縦断図（実験No.5）



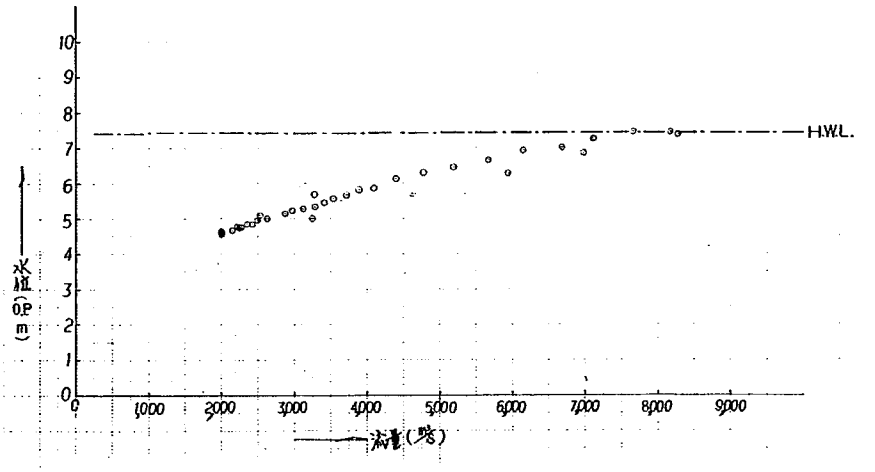
図－6.12　水位縦断図（実験No.6）



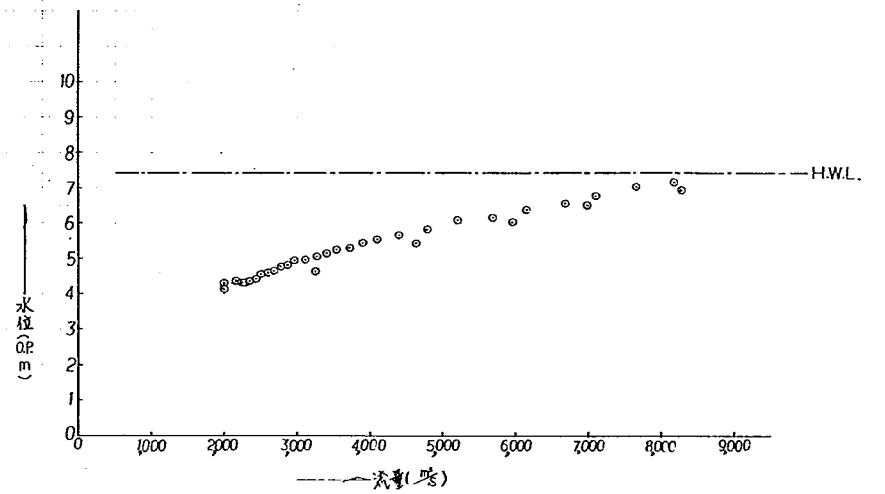
図－6.13　9.7k地点H～Q図（実験No.3）



図－6.14　9.7k地点H～Q図（実験No.4）



図－6.15　9.7k地点H～Q図（実験No.5）



図－6.16　9.7k地点H～Q図（実験No.6）

所の影響も少なくなり、堤防法線形にそった流れとなる（写真－6.2.2）。

一方、現低水路側の流れは、まだ掘削範囲が小さくその影響があまり大きくないことから現状河道の場合とほぼ同じ流況となっている。上淀橋付近は、現低水路内の流れと掘削範囲からの流れが合流することや、低水路幅が狭いこと等により流れが集中している。その下流部においても同様に現低水路内に流れの集中がある。なおこの場合、現低水路を流下する流れがクッションとなり、掘削河道からの流れの本庄護岸への水あたりは当初心配したほどではなかった。

下流部掘削範囲の１、２工区間にある水制付近の流況は3,000～4,000m³／s位まで流れがやや乱れる程度であり、流れを大きく変えるようなことはない。さらに流量が増加した場合には、水制が流れにおよぼす影響はほとんどないようであった。しかし、実験の範囲外である2,000m³／s以下の流量については不明である。

次に実験No.4（掘削実験2）ではこの水制を撤去して実験を行い、水制の有無による影響を検討した。その結果全体的な流況の変化はなく前実験と同様の流れである（写真－6.3.1～3）。また、現低水路の流れがあるため、工区１を掘削しても本庄護岸への水当りは激しくならない。また、上淀橋からその下流部にかけての流況の変化は見られない。なお、前の実験では小流量時に水制付近の流れがやや乱れていたが、本実験では水制がないためにこのような現象はない。

実験No.5（掘削実験３）においてそれまでの実験と流況の異なる点としては、大堰床版上の流れとその下流部の流れがあげられる（写真－6.4.1～4）。大堰床版上の流れは、今までの実験によると左岸側に集中する傾向であったが、本実験では、暫定低水路法線形にそった流れとなっている。その上下流の掘削箇所内の流れは今までのこの付近の流れと異なり比較的穏やかな流れとなる。しかし、その下流の高水敷部分では、かなり流速が早くなっている。

次に実験No.6（掘削実験４）における流況では、大堰付近の掘削箇所内の流れが今までよりさらに穏やかになったことが特徴的である（写真－6.5.1～2）。これは、付近の高水敷を掘削したことにより通水断面積が増加したためと思われる。しかし、その反面掘り残し部分の流れが早いのが目立つ。

5.3　河床高測定結果（附図－6.2.2～14、6.3.2、6.4.2～12、6.5.2参）

大堰付近の河床変動は、実験No.３、４では同様であり、大堰床版上の堆積は右岸側の一部を除いた範囲で約１m厚の堆積である。また、大堰の上流側では掘削箇所15、16工区の搬路内河床の洗掘が激しい。しかし、模型では現地に植えている草等を再現してなくてこの範囲の河床を石炭粉のままとしたために洗掘が激しかったものと考えられる。大堰上流側が完全に掘削された場合には、この大堰上流側の河床洗掘は、変化が少なくなりほぼ現状維持となる。また、大堰下流側の掘削についても同様のことが言える。なお、大堰上下流の掘削が進んだ場合には大堰床版内の堆積は、それまでよりもやや多めになる傾向である（写真－6.5.3）。

次に、掘り残し範囲とその下流側の掘削箇所５、６工区の洗掘に関しては、掘削が進むにつれて洗掘深、範囲がともに大きくなる（表－6.6）。掘り残し範囲の洗掘は掘削箇所７、８工区の下流側つまり掘削箇所５、６工区との境において発生している（写真－6.3.4～5、6.4.5、6.5.4～6）。実験における洗掘範囲

は長柄橋まではおよんでおらず７、８工区の下流端より２０ から３０m上流まで達しているだけである。なお、長柄橋橋脚周辺での大きな河床変化はなかった（写真－ 6.5.6 ）。掘削箇所７、８工区が洗掘された場合には、その河床面を保護している小砂利（ φ＝0.7ｍ）が洗掘面に落ち、洗掘を防止するようである。

表－ 6.6 掘削箇所5、6の最深河床高表

実験No.	5、6工区の最深河床高
3	O.P.－4ｍ
4	O.P.－8ｍ
5	O.P.－10ｍ
6	O.P.－10ｍ

この下流側の掘削箇所１、２工区の水制の有無は、その上下流の河床変化に影響をあたえるようである。水制がある場合には、掘削箇所３～６工区の河床洗掘および水制下流側の河床洗掘は無い状態より全体的に少ない。しかし、水制の下流側に 8.8ｋ付近左岸側に向う局所洗掘が見られる（写真－ 6.2.3 、 6.3.4～5 ）。

上淀橋付近の河床は、左岸側から中央付近にかけて深掘れ部があり、反対に右岸側はやや堆積傾向となっている（写真－ 6.2.4 、 6.5.7 ）。なお、8.8ｋ断面の河床高を昭和５１年２月、１０月測量の結果と比べると最深河床高が現地のそれより低下しているケースもあるが、おおよその傾向としては現状維持である。上淀橋より下流側の河床は、右岸側の一部が堆積傾向となっているが、中央付近は洗掘傾向である。また、新淀川橋の低水路内橋脚の局所洗掘も激しく、現状実験の結果と同程度まで深く洗掘されている。

5.4 考　　察

暫定低水路の掘削は、かなり広範囲にならないかぎりそれが水位に与える影響はない。つまり、現状河道で 9.0ｋから 9.7ｋ区間にかけて水位が堰上げられているのは、この範囲の長柄堰、高水敷および、橋脚等が原因しており、これらを取り除かないかぎり水位は変化しないものと判断される。実験で水位の変化が見られたのはNo.６（掘削箇所７～１０掘り残し）であり、9.7ｋ水位が他の３ケースより約 0.5m 低下している。

掘削箇所が流況に与える影響は 5,000㎥／s 位までであり、それ以上の流量では流れが堤防法線形にそった流れとなるため掘削箇所の影響はない。 5,000㎥／s 以下の流量において掘削の影響が出るのは、掘削箇所２～６工区である。流量が少い場合はこの上流部の高水敷のうちその低い部分に流れが集中し、そのまま下流の掘削箇所内に流れ込む。この流れの集中は、増水期、減水期ともに見られる。流れの集中があったところは、掘削箇所内はもとよりその上流部の高水敷上の洗掘も生ずる。この流れの集中による洗掘を防止するには、高水敷部分の河床高をできるかぎり同一にする必要がある。こうすることにより掘削箇所５、６工区内河床の洗掘は、ある程度防ぐことができるものと考えられる。

掘削した範囲内で河床洗掘があったのは、下流部の掘削箇所５、６工区と大堰上流の掘削箇所１５、１６、１７工区である。５、６工区は掘削した箇所の増加につれて洗掘深、洗掘範囲が増加しており、掘削した箇所が増えることによってこの範囲を通過する流量も増加したためと思われる。一方、１５～１７工区は掘り残してある水制や搬路等の障害物によって流れが乱れ、その下流側の河床が洗掘されたものである。そのため、この部分は、全範囲を掘削し障害物を取り除いた場合には、河床変化はほとんどなくなっている。

掘り残し部分である７、８工区の高水敷上河床の洗掘は、掘削範囲の増加に伴ってこの下流部の洗掘と

同様に増加する。模型の高水敷は小砂利（$\phi = 0.7$cm）を用いて保護してあるため、高水敷上が洗掘されると小砂利が洗掘箇所に落ち込み洗掘が進行するのをある程度防止している。そこで、現地で高水敷上の洗掘を軽減する方法としては、模型で実施したように高水敷上に捨石を行う方法が考えられる。

1工区と2工区との間にある水制が流況に与える影響は少なく、これを撤去しても掘削箇所からの流れは本床護岸に直接当ることにはならない。この水制は、流況に対しての影響よりも河床変動に対しての影響の方が大きく、水制の下流から8.8kの左岸側へ向う筋状の洗掘が発生しており良い傾向ではない。また、上淀橋直上流右岸側の水制は、洪水時に低水路の流れが高水敷に当るのを防止し、また、上淀橋の高水敷橋脚の洗掘を軽減するためのものと思われる。しかし、実験における流況を見るとこの付近の流れは、高水敷から低水路へ流れており、しかもこの付近の河床は堆積傾向となっている。したがって、洪水時にはこの水制の効果は少ないものと思われ、流量が少なく低水路内のみの流れの時に効果があるものと考えられる。

ところで、実際に出水期にかかる掘り残し区間は、7～10工区と11、12工区の一部分である。この形状に最も近い河道形状で行った実験は、実験No.6（掘削実験4）の7～10工区を残した実験である。この実験結果から見ると、掘り残し部分の上流での重要な河床変化はない。しかし、その下流では、高水敷が洗掘されているので、下流側からの洗掘に対して注意が必要である。そのための対策としては、①暫定低水路への洪水分流量を少くする、②流れを集中させない、③洗掘許容範囲を大きく取る、④現長柄堰ピアーの洗掘保護を行う、などが考えられる。①については掘り残し部分を大きくすること、上流の15、16、17の各工区の掘削を延期するなどが考えられる。②については前述のように高水敷部分の不陸をなおしておくことであろう。③および④については、現長柄堰下流側の掘り残し部分の河床保護や、ピアーの直接的保護を実施することであろう。ところで現地では現長柄橋上流側には横工的な水制が設置されている。一方、下流側には、橋脚下流端から10m以内に橋と平行に暫定低水路左岸法線から110m位まで、床固めコンクリートが設置されている。また、5、6工区の掘削現場で見たところによれば、高水敷面より2m程度下がったところに沈床がある。しかしこの沈床は古いものと想像され、7、8工区の掘り残し部分の洗掘に効果があるかどうか疑問である。

したがって、暫定低水路を掘削した段階で発生した玉石等を捨てて高水敷面を保護する必要がある。なお9～12工区では現在その表面に保護工があるので、新たな保護は不必要である。

第6節　ま　と　め

6.1　二門暫定河道について

① 水位縦断形については、模型範囲内は一様勾配となっており、現状実験のような長柄堰での水面勾配の急変はない。このため、9.7kより上流の水位は現状実験より低下する。

② 9.7k断面での暫定低水路と現低水路の水位を比べると0.2～0.3m現低水路側が高い。

③ 暫定低水路と現低水路の流速は、暫定低水路側が早い。両低水路の流量配分を求めると約70%が暫定低水路内を流れている。

④ 現低水路内で流速が早い地点は8.8kであり、ほぼ暫定低水路内と同じ早さである。

⑤ 流量 7,000m³/s での現状河道の流況は、ほぼ堤防法線形にそった流れであったが、本実験では暫定低水路と現低水路との支配が大きくなっている。

⑥ 両低水路の合流部では、現低水路の流れが左岸側にあるため暫定低水路からの流れが堤防に当ることはない。

⑦ 合流部で暫定低水路左岸側法線と現低水路右岸側法線の延長線内に囲まれた範囲内は、死水域となっている。

⑧ 現低水路を流れる流量が少なくなったため長柄堰付近は、現状河道ほど大きな乱れはない。

⑨ 暫定低水路内の河床洗掘は、二門幅内で激しく流量 2,000m³/s で O.P.－12m、4,000m³/s で O.P.－11m、7,000m³/s で O.P.－17m におよぶ最深部がある。また、洗掘範囲は流量の増加に伴なって広くなる。

⑩ 暫定低水路内の附帯三橋橋脚での局所洗掘は激しく、橋脚周囲を砕石で保護した模型保護工の沈下が見られる。

⑪ 両低水路の合流部は流量 4,000m³/s までは堆積傾向であるが、7,000m³/s になると現状維持かやや洗掘傾向となる。

⑫ 両低水路が合流する 8.8k から 8.0k 付近の現低水路内河床の洗掘が大きい。また、上淀橋では橋脚の保護工が山なりとなり洗掘が激しいようである。

6.2 三門暫定低水路掘削について

① 高水敷部分を掘削することによる上流水位への影響は、掘削箇所 1～6 工区、13～16 工区の範囲までは起こらない。しかし、掘削が進行して 7～10 工区を掘り残し部分とした状態では 9.7k より上流の水位が低下する。

② 各測定断面の中で現低水路側水位と高水敷上水位（掘削された場合はその掘削された地点）の差が大きい断面は、9.4k であり現低水路側の水位が常に高い。なお、この水位差は掘削が進むにつれて少なくなる。

③ 下流部掘削箇所（1～6 工区）が流況に影響を与えるのは流量 5,000m³/s 位までであり、上流側高水敷の低い部分に集中した流れがこの掘削箇所内に流入する。

④ 本川流量が 5,000m³/s 以上になると堤防法線形にそった流れとなり掘削箇所による影響は少ない。

⑤ 大堰上下流部を掘削した場合はこの付近の流れがそれまでより穏やかとなる。

⑥ 下流部掘削箇所の 1 工区と 2 工区の間にある水制が流況に与える影響はほとんどなかった。ただし、流量が少ない場合（2,000m³/s 以下）については検討をしていない。

⑦ この水制が河床変動に与える影響はでており、水制がある場合は付近の河床がやや堆積傾向となっているが、その反面下流部において筋状の洗掘が発生している。

⑧ 下流部掘削箇所内の洗掘は、その上流側の高水敷からの流れの落ち込みによって発生し、高水敷河床の低い部分に流れが集中しその影響により大きな局所洗掘となる。この洗掘は掘範箇所の増加に比例して深さ、範囲とも増加する。

⑨ また、掘り残し箇所である７、８工区の下流側の洗掘も掘削箇所の増加に比例して洗掘が大きくなる。この地点における洗掘範囲は７、８工区の下流端より最大３０ｍ上流におよんでおり、７、８工区の下流端から長柄橋までの約半分の距離となっている。なお、模型では高水敷を小砂利で保護してあるため洗掘をある程度おさえているものと思われる。

⑩ 大堰下流部の掘削箇所の河床変化は少なく掘削形状を維持している。

⑪ 大堰床版内の堆積は１～２ｍの厚さでほぼ全範囲に見られる。

⑫ 長柄堰下流の洗掘は、高水敷部分を掘削しても大きな変化はなくほぼ現状維持である。

⑬ 8.8ｋ断面の低水路河床は、最深部が低水路中央付近および、やや左岸側に見られ昭和５１年２月、10月測量結果と比べて河床が低下している。しかし、右岸側は逆に高くなっており堆積傾向である。これより下流部での深掘れ位置は中央および左岸側にある。

⑭ 大堰上流部（１５～１７工区）を掘削した場合は、この工区内の流況が穏やかになり水制や搬路等による局所洗掘の発生はなくなる。じかし、下流部掘削箇所５、６工区および掘り残し箇所の７、８工区の洗掘が大きくなるという一長一短がある。

さて、現地においては「5.4 考察」の最後の方に述べられたように、現地の情勢により現長柄橋付近を掘り残し部分として出水期を迎えることとなりそうである。この点についてまとめると以下のようになる。

⑮ 掘り残し範囲をなるべく大きく残しておけば掘削箇所内を通過する洪水流量が小さくなり、したがって、５、６工区および７、８工区の洗掘が少なくなるものと考えられる。

⑯ 掘り残し箇所の７、８工区の河床面には現地では保護工がない。そのため、現長柄橋に河床洗掘の影響が出ることも考えられ、この工区の河床保護が必要と思われる。なお、現長柄橋下流に根固めコンクリートがあるが、これは橋脚直近であって、７、８工区の洗掘が万一進行した場合にも安全とはいえない。

⑰ その保護工は撤去した水制、護岸等の石または、ブロック等を捨てただけでもかなりの効果があると思われる。なお、この場合保護工天端高は流れの集中が起こらないように不陸をなおしておくことが肝要である。この際現河床とのなじみが良くなるように大小の大きさのものを混ぜると良い。

第７章　三門暫定通水実験

第１節　実験目的

本章では三門暫定低水路の掘削が完了した三門暫定河道について①、洪水時の問題点を把握する。②、現低水路仮締切工の有無について洪水の面から検討を行う、の二つを目的とするものである。

第２節　三門暫定低水路について

三門暫定低水路は現状の右岸高水敷を9.0kから10.2kにかけて掘削するものである。そのため、この範囲では低水路が２本となり、分流しそしてまた合流するという型になる。しかも、この暫定低水路は幅が約150m計画河床高がO.P.－4mであり、現低水路以上の疎通能力を持つものである。

ところで土研資料第879号においても淀川大堰に関する検討が行われている。同資料によれば大堰がある程度完成した時点で切替水路が掘削された場合に、現低水路側と大堰完成部分を流れる流量の分流比が変化し、それまでより多くの流量が完成部分を流れる。また、完成部分の下流部ではO.P.－16m におよぶ局所洗掘が発生し、切替水路を掘削したことによる影響は大きい。また、第６章で暫定低水路を二門幅で掘削した場合や掘削の各段階において①、9.7kより上流の水位が低くなる。②暫定低水路側の流速が早い。③暫定低水路側の分流量が多い。④暫定低水路が流況に与える影響が大きい。⑤暫定低水路内の河床洗掘が激しい。等の現象が起った。本実験においては切替水路や二門暫定低水路より大規模な暫定低水路を掘削するため同じような影響が出ると思われる。

三門暫定低水路において発生すると思われる問題点として次のような事項があげられる。

- 水位の変化

  暫定低水路を掘削した場合この範囲の疎通能力は現状河道より大きくなり、現状河道では長柄堰や付近の高水敷等により堰上げられていた9.7k上流の水位が低下する（二門暫定河道でかなりの水位低下があった。）。この水位の低下は洪水疎通能力の増加という面からは良いことであるが、流況等が変化をし新しい水衝部の発生が考えられる。

- 流況の変化

  流況の変化は、上述の水位低下の影響によるほか暫定低水路法線形による変化も考えねばならない。この場合特に水衝部として問題になるのは、前章でも検討したように暫定低水路が現低水路と合流する地点である。この地点での暫定低水路法線形を見ると流れが直接左岸堤防側に当る感じとなっており心配される場所である。

- 河床変動

  堆積によって影響が出ると思われる地点は大堰床版内である（二門暫定河道において発生している）。洪水時床版上に土砂が堆積した場合に、減水期に正常なゲート操作ができなくなることが考えられる。河床洗掘については、①大堰の構造物周辺、②暫定低水路内の橋脚、③合流点の本庄護岸前面、④上淀橋橋脚周辺、⑤長柄堰上下流部等の地点があげられる。一方、次の『現低水路仮締切工の有無について

洪水の面から検討を行う』は、その有無による影響を調査してその必要性を検討するものである。現低水路仮締切工は、その目的の1つとして毛馬排水機場からの排水が上流に遡上するのを防ぎ排水と利水とを完全分離しようとするものである。この点については『土木研究所資料第1425号』で報告されている。ところで、現低水路仮締切工によっておこる問題点については以下のようなことが考えられる。

- 仮締切工周辺の局所洗掘、流況の変化
- 暫定低水路内の河床変化
- 本庄護岸への水当り、護岸付近の河床洗掘
- 水位の変化

第3節　実験ケース

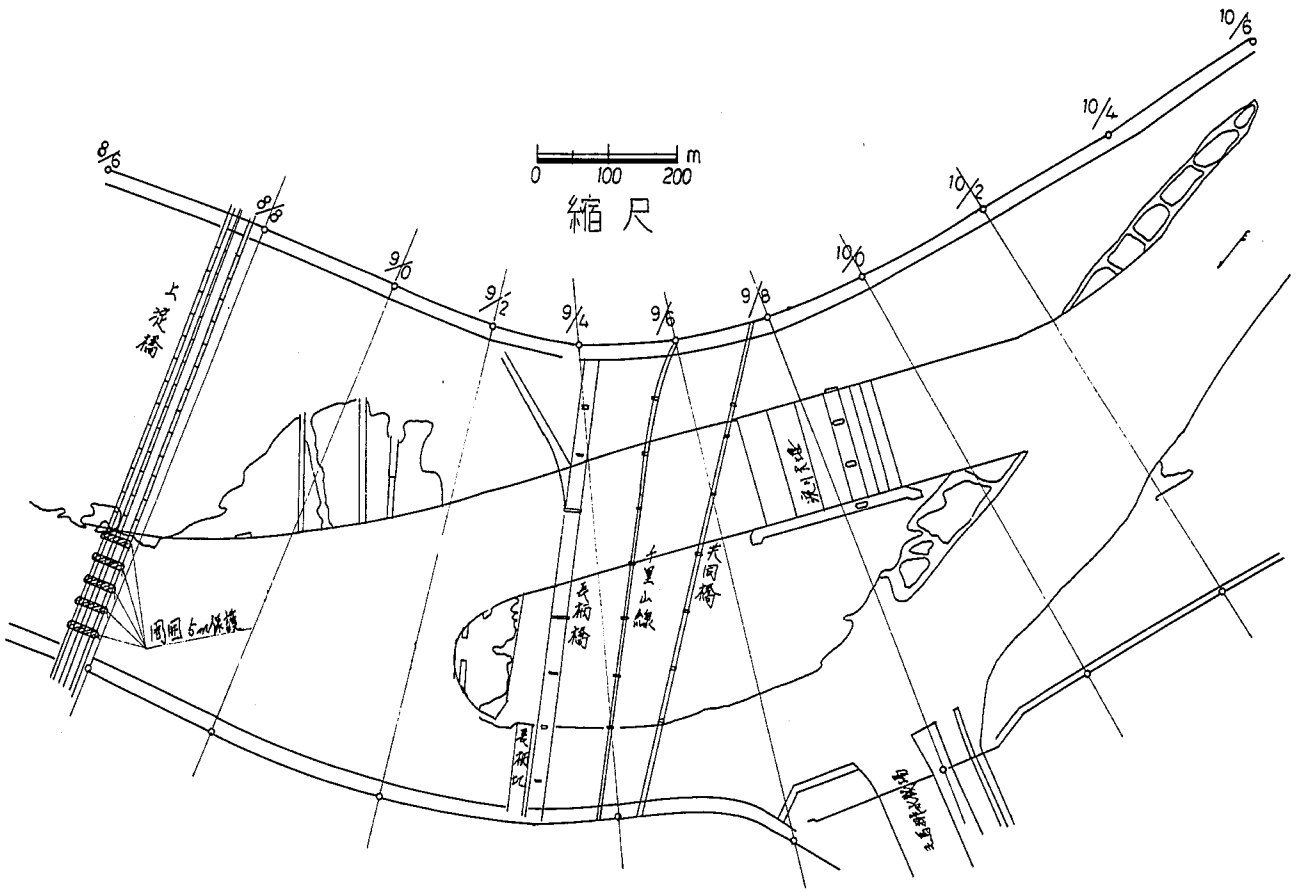
実験ケース表に示す4ケースの実験を行った（表－7.1）。その内容は現低水路仮締切工ナシのケースが2ケース、現低水路仮締切工アリのケースが2ケースである。

- 実験No.7（三門暫定実験、図－7.1）

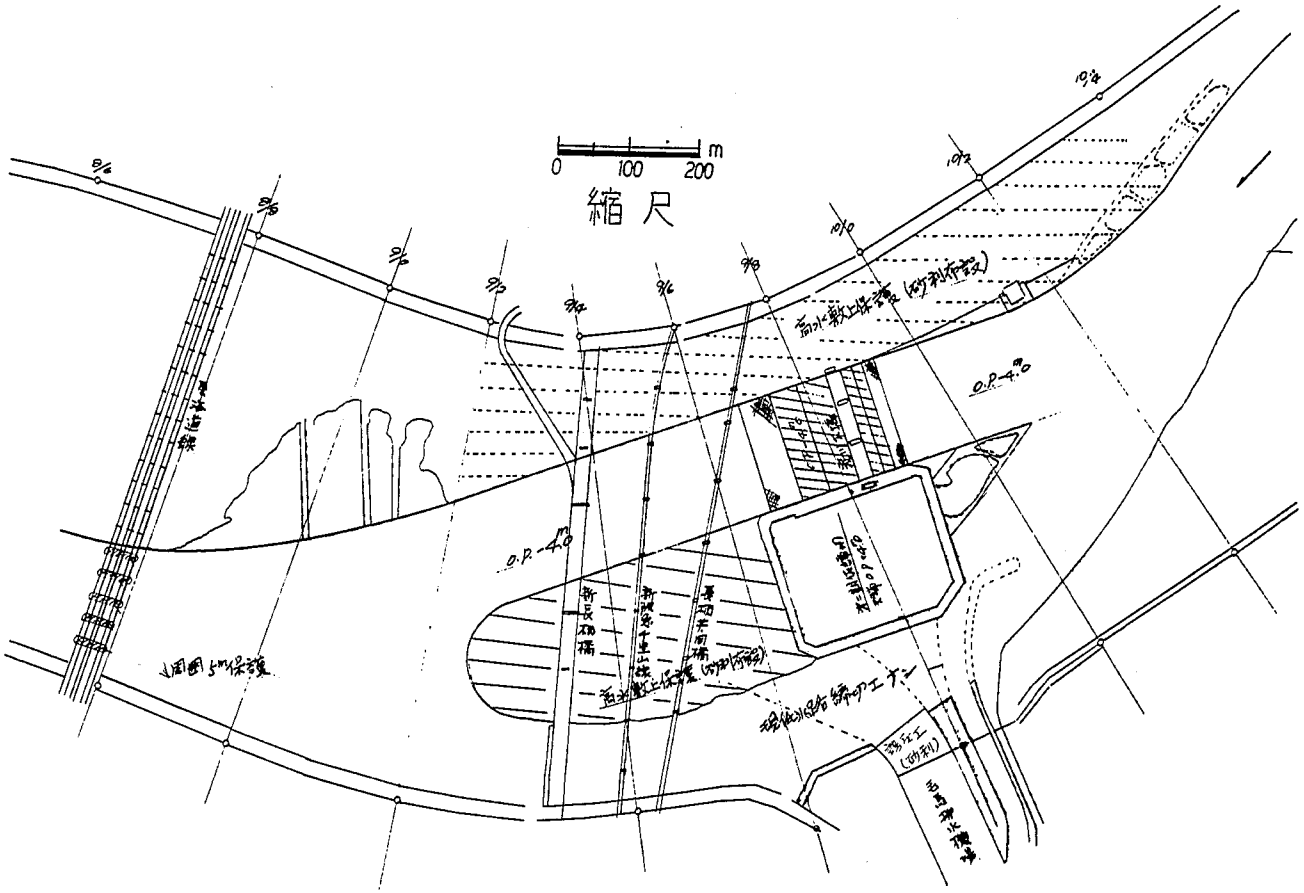
この実験での河道形状は、三門暫定河道が掘削されただけであり、二期締切工、現低水路仮締切工はない状態である。実験は定流で流量1,000、2,000、4,000、7,000㎥／sの4種類を通水した。流量1,000㎥／sの実験は、長柄堰、大堰を開放した場合に長柄地点での維持水位（O.P.2.5m）を保てるかどうかを

表－7.1　実験ケース表

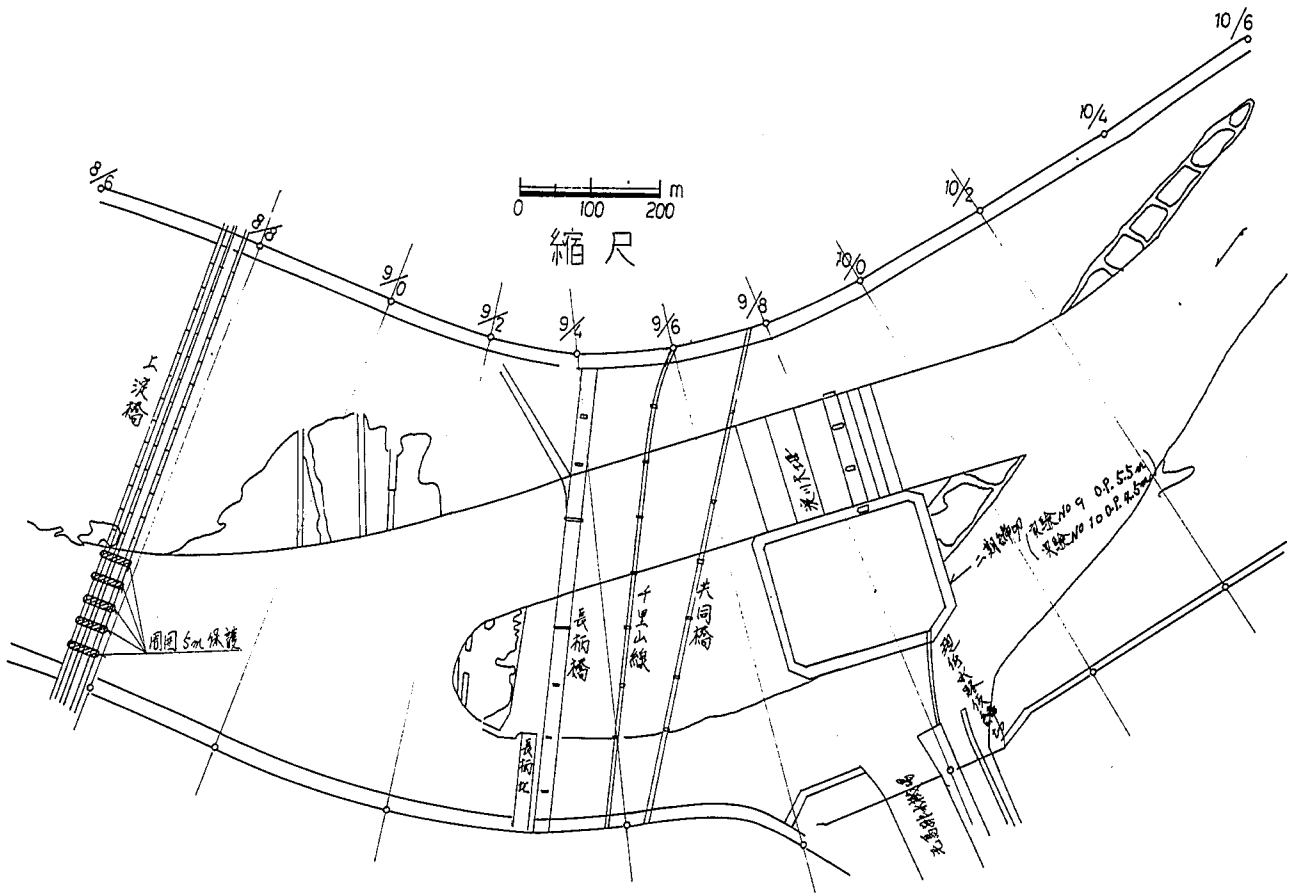
No.	流量 ㎥／s	通水時間 hr	測定					備考
			水位	流速	流況	河床高	気球写真	
7－1	1,000	—	○					三門暫定実験 図－7.1
－2	2,000	2：00	○	○	○	○	○	
－3	4,000	2：00	○	○	○	○	○	
－4	7,000	2：00	○	○	○	○	○	
8	7,000	2：00	○	○	○	○	○	二期締切実験 図－7.2
9－1	2,000	2：00	○	○	○	○	○	現低水路締切実験 図－7.3
－2	4,000	2：00	○	○	○	○	○	
－3	7,000	2：00	○	○	○	○	○	
10－1	2,000	2：00	○					現低水路締切実験No.2 図－7.3
－2	4,000	2：00	○					
－3	7,000	2：00	○	○	○	○	○	



図－7.1　大堰付近平面図（実験No.7，三門暫定実験）



図－7.2　大堰付近平面図（実験No.8，二期締切実験）



図－7.3　大堰付近平面図（実験No.9、10，現低水路締切実験）

検討したケースである。2,000、4,000、7,000m³/sの流量は、洪水による問題点を求めるための実験である。

○ 実験No.8（二期締切実験）

この実験はNo.7の河道に二期締切ができた状態で行ったもので、二期締切による局所洗掘の発生や流況の変化等を求めるものである。

○ 実験No.9、10（現低水路仮締切実験）

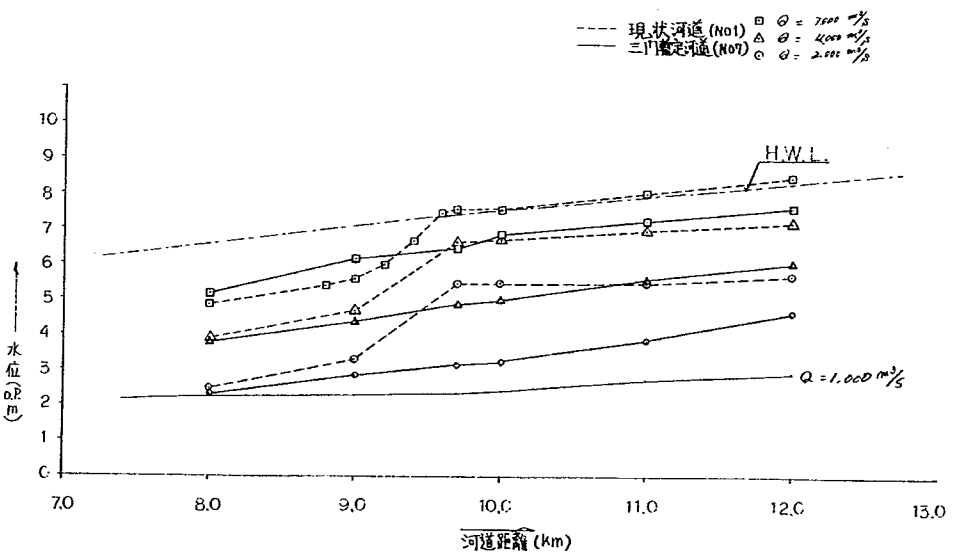
本実験は三門暫定河道に二期締切、現低水路仮締切が完成した状態で、この河道における問題点を把握するためのものである。また、現低水路仮締切工がない実験No.7、8の結果と比較検討を行い、現低水路仮締切の有無による影響を検討する。

第4節 実験結果

4.1 実験No.7（三門暫定実験）

○ 水 位（図－7.4）

河口水位をO.P.2.2mとし、流量1,000m³/s時の9.7k水位を求めると、実験結果ではO.P.2.33m、計算結果ではO.P.2.45mとなっており維持水位であるO.P.2.5m以下である（実験において与えるべき7.4k地点水位はO.P.2.35mであったが、実際に与えた水位はO.P.2.15mであった。この水位設定の誤差である0.2mをそのまま9.7k水位に加えるとO.P.2.53mとなり維持水位ぎりぎりとなる。）。流量2,000m³/sの場合は河口水位がO.P.±0.0mの条件においても9.7k水位が維持水位を約0.65m上まわ



図－7.4 水位縦断図（実験No.7）

っている。

水位の縦断形は4流量ともほぼ一様勾配であり、現状河道で見られたような水位の急変はない。2,000、4,000、7,000㎥／sの3流量の水面勾配はほぼ同様であり、流量の相違による変化はない。9.7k地点の水位を現状河道による実験結果と比べると2,000㎥／sで2.3m、4,000㎥／sで1.8m、7,000㎥／sで1.1mの水位差がついており、本実験の水位の方が低くなっている。この水位差は上流に向うにしたがって小さくなる。

表－7.2　現低水路、暫定低水路水位差表

9.7k

流量㎥／s	水位差（現低水路－暫定低水路）
2,000	0.245 m
4,000	0.165
7,000	0.400

一方、現低水路と暫定低水路との水位を比べると、9.7k断面における水位差が大きく、常に現低水路側水位が高くなっている（表－7.2）。

○　流　速（附図7.1.1～6参）

現低水路と暫定低水路の流速を比べると暫定低水路内の流速が早い。暫定低水路内の最大流速は、2,000㎥／sで1.9m／s、4,000㎥／sで2.6m／s、7,000㎥／sで3.1m／sとなっている。これに対して現低水路内の最大流速は、2,000㎥／sで1.1m／s、4,000㎥／sで1.9m／s、7,000m／sでは1.5m／sとなっており両低水路でかなり異なっている（表－7.3）。しかし、

表－7.3　最大流速値表

単位：m／s

流量㎥／s ＼ 断面	8.8k		9.2k		9.4k		9.7k	
	現低水路	—	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
2,000	1.626	—	1.147	1.662	1.115	1.622	0.676	1.926
4,000	2.279	—	1.626	2.061	1.893	2.535	0.946	2.569
7,000	2.751	—	1.372	3.077	1.487	2.860	1.217	2.839

両低水路が合流した下流の8.8k断面での流速値は、暫定低水路内とほぼ同じ値となっており、流量7,000㎥／sでの最大値は2.8m／sとなっている。この断面での流速の片寄りはあまり明瞭ではなく、最大値と最少値の差は0.1～0.3m／sと小さく、ほぼ一様な流れとなっている。

○　流況（附図－7.1.7～9参）

大堰上流の流況は、2,000㎥／sでは低水路法線形にそった流れであり、4,000㎥／sでもその傾向があり、現状河道の流況と異なった流れとなっている。これは、大堰上流側の水位が低下したためと思われる。しかし、流量7,000㎥／sになると現状河道の流況と同様になり堤防法線形にそった流れとなる。

暫定低水路内の流れは、流量が2,000㎥／sではその法線形にそって流れているが、流量が増加し高水敷上の流れが見られるようになると高水敷からの落ち込みや逆に高水敷上へののり上げ等が起こるようになる。暫定低水路内への流れの落ち込みは、大堰右岸側から9.6k付近にかけと左岸9.6k付近で発生している。一方、高水敷上へののり上げは9.0kから9.2kの右岸側に見られ、4,000㎥／sでは弱い流れ

であるが、7,000㎥/sになるとかなり強くなる。暫定低水路付近の流れは、流量が小さい時は完全に両低水路の影響を受けている。さらに、流量が多くなった場合にも両低水路、特に暫定低水路の影響が大きく主流部は暫定低水路にそっている。暫定低水路内にある附帯三橋のうち、長柄橋、千里山線橋脚の向きと流向が大きく異なっている。これは、計画河道の流向に合うように布設してあるためである。一方、共同橋は橋脚が円柱形であることよりそのような影響はない。

暫定低水路の流れに比べて現低水路の流れは穏やかであり、長柄堰付近で水面がやや乱れている程度である。両低水路の合流部においては死水域がある。この範囲は暫定低水路左岸側法線形と現低水路右岸側法線形との延長線内に囲まれたところである。その下流において暫定低水路からの流れが左岸堤防に当ることが懸念されたが、実験によれば現低水路の流れのため堤防に水が当る感じではない。しかし、この付近では、それまで緩かった現低水路側の流れが、暫定低水路側の流れと合流後それに引かれる感じで早くなり8.8k付近へ向う。この8.8k付近は、それまで広かった低水路幅が狭くなりまた、両低水路の流れが集中するので流況は厳しくなる（写真－7.1.1）。この影響は、低水路幅が狭い8.2k付近までである。

現低水路と暫定低水路の分流量を比べると表－7.4に示すように流量による大きな変化もなくその比がほぼ1：3となっている。

表－7.4　現低水路、暫定低水路流量配分表

単位：㎥／s

断面 / 流量㎥/s	9.4 k		9.7 k	
	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
2,000	476	1,524	506	1,494
	(1：3.2)		(1：2.95)	
4,000	1,011	2,989	1,035	2,965
	(1：3.0)		(1：2.9)	
7,000	1,301	5,699	1,705	5,295
	(1：4.4)		(1：3.1)	

○　河床変動（附図－7.1.10～23）

流量2,000㎥/sにおける暫定低水路内河床の洗掘は、附帯三橋橋脚周辺と大堰左岸側にある仮締切工上流端で局所洗掘が発生している他は、大きな変化はない。

流量4,000、7,000㎥/sになると暫定低水路側の洗掘が激しくなる。4,000㎥/sにおける暫定低水路内の最深部は9.6k下流の左岸側にあり河床高はO.P.－9mとなっている（写真－7.1.3）。7,000㎥/sにおいては、9.5k左岸側にあり河床高はO.P.－15mに達しており現状河道の長柄堰下流の深掘れよりも激しくなっている（写真－7.1.4～5）。また、2,000㎥/sで局所洗掘が発生した附帯三橋橋脚、仮締切矢板上流面もさらに洗掘が激しくなっている（表－7.5）。反対に暫定低水路内での堆積は、低水路内右岸側と両低水路の合流部それから死水域となっていたところに発生している。暫

表－7.5　最深河床高表

単位　O.P.m

位置 / 流量m³/s	大堰左岸側にある仮締工の上流端	暫定低水路内橋脚	暫定低水路内河床	8.8 k
2,000	－ 9.0	－ 9.3	－ 5.0	－6.7（中央）
4,000	－14.0	－11.2	－ 9.0	－9.0（左岸）
7,000	－17.0	－16.5	－15.0	－10.2（左岸）

定低水路右岸側の堆積は、主流部がやや左岸側に寄っておりわん曲流のようになっているためと、右岸側高水敷から土砂が運ばれたために起ったものと思われる。両低水路合流部では、暫定低水路内での洗掘土砂が堆積したものと思われ、4,000m³/sでは9.2kから8.8k付近の右岸側、7,000m³/sでは9.0kから8.8k付近の右岸側に発生している。

上淀橋付近では洗掘傾向となっており、暫定低水路内河床と同様に、流量の増加に伴って洗掘深も大きくなる。しかも、4,000m³/s、7,000m³/sにおける最深部位置が央央から左岸側にあり護岸に対して良い傾向とは思われない。なお、7,000m³/sでは低水路右岸側に深掘れがあるが、これは低水路右岸側の高水敷を固定床としてあるための影響である。この上淀橋付近から新淀川橋下流にかけての低水路は洗掘傾向となっている。8.0kより下流においては、左岸側がやや堆積傾向となっている。大堰右岸側の高水敷は保護なしの状態で実験を行っている。そのためかなり荒廃している。

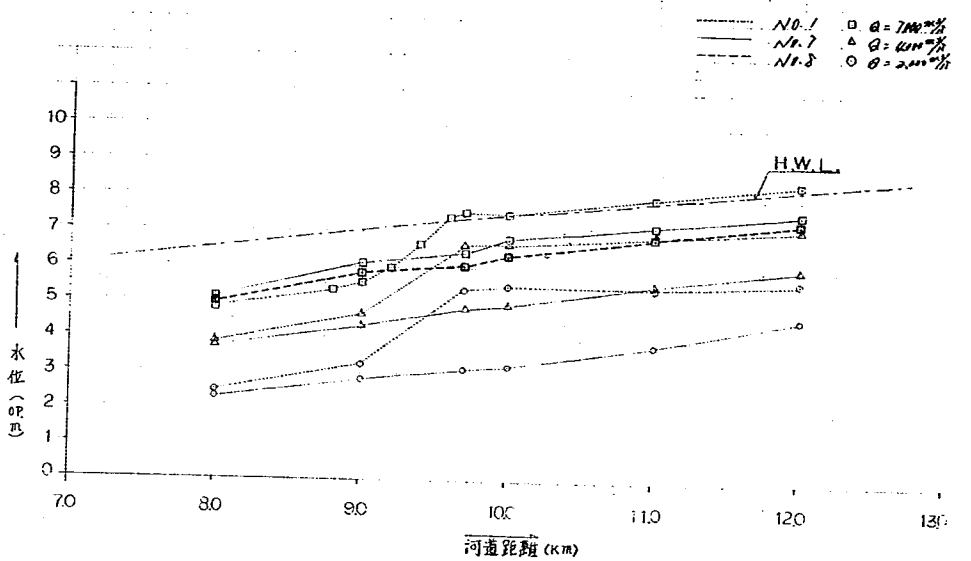
4.2　実験No.8（二期締切実験）

○　水　　位（図－7.5）

本実験での水位縦断面形は、前実験の実験No.7と同じ傾向である。二期締切付近の水位の変化は、この付近を細かく測定していないこともありはっきりした判断はできないが、二期締切による変化は少ないと思われる。No.7とNo.8の結果を比べた場合No.8の結果が全体的に低い。これは、下流端での水位設定の相違の影響が現われたものと思われ、二期締切の有無による影響ではないようである。本実験における現低水路と暫定低水路の水位を比較すると暫定低水路側の水位が低い。その水位差は、表－7.6に示すようになっておりNo.7の結果と比べて水位差が小さい。

表－7.6　現低水路、暫定低水路水位差表
（現低水路－暫定低水路）

断面	9.7 k	10.0 k
水位差	0.22m	0.155m



図－7.5　水位縦断図（実験No.1, 7, 8）

○　流　速（附図－7.2.1～2参）

流速測定結果の全体的な傾向は、実験No.7と同じであり、現低水路側と暫定低水路側とを比べると暫定低水路側がかなり早い。また、8.8k断面では、暫定低水路と同様の流速であり、高水敷上の流速もかなり早い（表－7.7）。

表－7.7　最大流速値表

単位：m／s

断面 / 流量m³/s	8.8k		9.2k		9.4k		9.7k	
	現低水路	高水敷	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
7,000	2.916	3.085	1.362	3.211	1.740	2.833	1.488	3.590

二期締切内の流速は、目視観察であるが微流速であり問題はない。なお、二期締切の天端上の流れは、付近の流れよりやや早くなっている。

○　流　況（附図－7.2.3参）

二期締切周辺部を除いた本実験の流況は、実験No.7と同じであり、二期締切が河道全体の流況に与える影響はないようである。二期締切工の天端上の流れが早くなっており水面が乱れているが、二期締切

内の流れは穏やかであり、二期締切内の河床は大きな問題はないと考えられる。この二期締切内への流入は、二期締切上流端と暫定低水路側仮締切の堰軸より上流部分からとなっている。二期締切工の上流面から流入した流れは、その後現低水路へ流入し、あるいは二期締切下流の高水敷上へ分かれるもの等広範囲に広がる。しかし、暫定低水路側から流入したものは、堰軸の下流で再び暫定低水路内へ流入する。暫定低水路側の二期締切上流面は、流れが早いこともあり水当りとなっているが、現低水路側へ張り出している二期締切工への水当りやこの付近での流れの集中、乱れは見られない。

現低水路と暫定低水路への分流量は、表－7.8のようになり暫定低水路内へ77～78%の流量が流入している。

○ 河床変動（附図－7.2.4～10参）

河床変化の全体的傾向は、前実験と同じであり二期締切周辺部を除いては二期締切の有無による変化はほとんどない（写真－7.2.1～2）。二期締切周辺で洗掘が激しい地点は、暫定低水路側の上流端に見られる。この位置は前実験においても洗掘が発生したところである。なお、この洗掘深の測定は行っていないが、今まで同様かなり激しい。一方、現低水路側については、二期締切が張り出している地点に局所洗掘が発生するものと思われたが、実験の結果大きな変化はなかった（写真－7.2.3）。

前実験では大堰右岸の高水敷が洗掘されたが、本実験においては高水敷上を小砂利（ϕ＝0.7 cm）を用いて保護を行った結果河床変化はなかった。

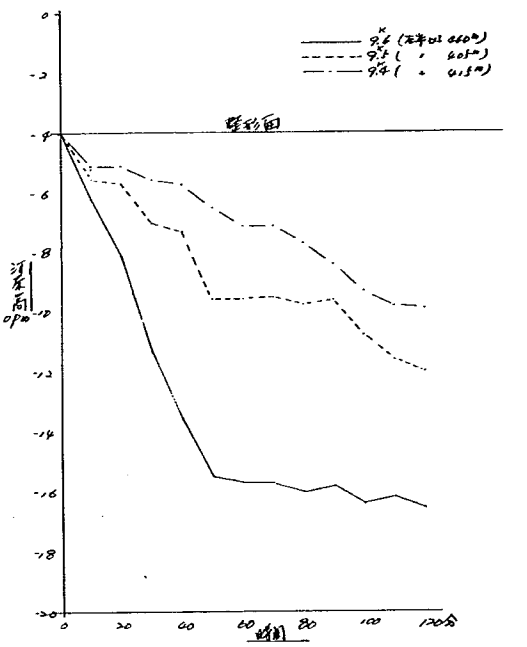
表－7.8　現低水路、暫定低水路流量配分表

単位：m³／s

流量 m³/s ＼ 断面	9.4 k		9.7 k	
	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
7,000	1：3.4 1,603	5,397	1：3.5 1,558	5,442

○ 時間洗掘深について（図－7.6）

この実験において暫定低水路内3ケ所で河床の時間洗掘深の測定を行った。それによると次のような結果が得られた。①洗掘深が大きい局所洗掘の地点では、1時間以内でほぼ安定した深さまで変化しその後の変化量は少ない。②他の点については、ほぼ時間に比例して洗掘が進んでいる。

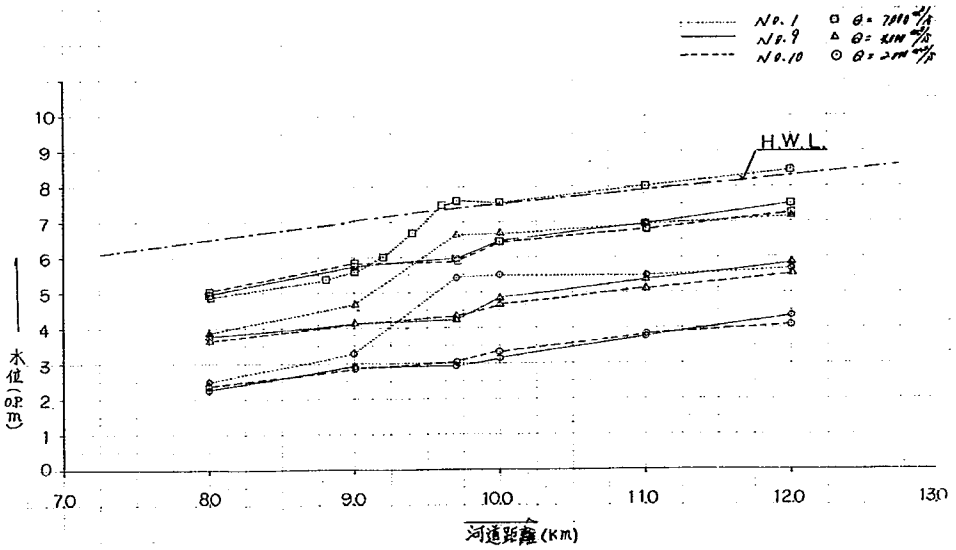


図－7.6　時間－洗掘深図（実験No.8）

4.3　実験№9、10（現低水路締切実験）

○　水　　位

実験の水位縦断図によると今までの三門暫定河道の場合と異なった点がみられる。それは、9.0kから9.7k区間にかけての水面形が緩くなったことと、9.7kから10.0kにかけてはその反対に水面形が急になっている点である（図－7.7）。特に影響があるのは現低水路側で、9.0kから9.7kにかけてほとんど水位差がついていないことである。なお、現低水路仮締切工が上流水位にあたえる影響はほとんどない。



図－7.7　水位縦断図（実験№1,9,10）

○　流　　速（附図－7.3.1～6、7.4.1～2参）

流量2,000m³/s時では現低水路仮締切工の存在のため現低水路側の流れは全くない。4,000m³/sでは現低水路仮締切工上を流れが越流しているが、現低水路内の流速は微流速で9.4k、9.7k断面で測定可能な流速となっていない。流量7,000m³/sになると現低水路内の流速が測定可能となるが、流れは穏かである。一方、暫定低水路内の流れは今までの実験と同程度あるいはそれ以上に厳しいものとなっている（表－7.9）。また8.8k断面の流速は今までの実験と同様に暫定低水路内の流れとほぼ同じ早さになっている。

表－7.9　最　大　流　速　値　表

単位：m／s

断面 / 流量m³/s	8.8 k		9.2 k		9 4. k		9.7 k	
	現低水路	高水敷	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
2,000(No 9)	1.791	—	0.0	1.994	0.0	1.553	0.0	1.916
4,000(No 9)	2.062	—	0.0	2.771	0.0	2.170	0.0	3.014
7,000(No 9)	2.670	2.738	1.284	3.278	1.118	2.279	0.610	3.149
7,000(No10)	2.203	2.665	1.320	2.707	1.362	2.455	0.858	3.253

○　流　況（附図－7.3.7～9、7.4.3参）

流量が少ない場合の流況は、低水路法線形にそっており、現低水路側は仮締切工のため流れがなく、完全に死水域となっている。このため合流部においては暫定低水路からの流れが左岸堤防に当りまた、この付近でそれまで暫定低水路法線形にそっていた流れが、流向を急激に変えて現低水路法線形にそう流れとなる。流量が大きくなり現低水路、高水敷上に流れが現われると、暫定低水路からの流れが直接左岸堤防に当ることはなくなる。しかし、流量が増加するにつれてこの付近の流れは厳しくなる。なお、流量が大きくなった場合は、暫定低水路右岸側から高水敷上への流れもかなりあり、小流量時のように合流部付近で急激に流向が変わることはなく、現低水路仮締切工なしの流況とほぼ同じ流況となる。流量が増加し仮締切工および、二期締切工上を流れが越流するようになると、その天端上においては早い流れが見られまた、下流側においては水面が乱れている。

一方、現低水路と暫定低水路との流量配分は、4,000m³/sでもほとんどの流れが暫定低水路内を流れている（正確には微流量であるが、現低水路仮締切工上を越流して現低水路を流れている流量がある。）。流量7,000m³/sになると現低水路側にも流れがあるが、分流量は1,000m³/s前後である（表－7.10）。

表－7.10　現低水路、暫定低水路流量配分表

単位：m³／s

断面 / 流量m³/s	9.4 k		9.7 k	
	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
2,000	0	2,000	0	2,000
4,000＊	0	4,000	0	4,000
7,000	(1：6.2) 969	6,031	(1：7.8) 791	6,209
7,000(No10)	(1：7.2) 858	6,142	(1：4.8) 1,204	5,746

＊　現低水路仮締切工上を越流して現低水路内へ水が流れているが微少量である。

○　河床変動（附図－7.3.10～23、7.4.4）

現低水路内の河床変化はほとんどなく、現状維持である。しかし、流量が増加して現低水路仮締切工上を流れが越流した場合は、その下流側の左右岸側において局所洗掘が発生している（写真－7.3.7）。一方、暫定低水路側の河床変化は、現低水路仮締切工ナシの場合の実験結果と同じ傾向であり、洗掘深についても大きな変化はなかった。洗掘の激しい地点は、二期締切の暫定低水路側上流端、暫定低水路内河床および、橋脚周辺の局所洗掘、上淀橋付近から下流部にかけての低水路内があげられる（写真－7.3.1～6、7.4.1～2）。また、高水敷の洗掘は、流れが乗り上げた9.1k付近より下流部で発生している。次に暫定低水路内の堆積について比較をすると、現低水路締切工がある状態のケースの方がやや少ないと判断される。

第5節　考　　察

5.1　三門暫定河道の一般的特徴

三門暫定河道では現状河道とだいぶ異なる流れの情況を呈する。

9.7kより上流の水位については、現状河道のそれより低下している。これは、現状では長柄堰等で水位が堰上げられるが、暫定河道ではそうしたことはなく、上下流部と同じ一様な勾配となるためである。水位の低下は、流量に関係なく小流量から大流量に至るまで見られ、しかもその量は流量が増加するにつれて少なくなる傾向である。こうした水位低下は、疎通能力の面からは望ましいが、上流での流況や河床高の変化の上で問題が生ずる場合がある。その結果として大堰上流では、現状河道の流量2,000m³／sの主流部が現低水路に沿うが（高水敷上にも僅かの流れがある）、暫定河道では高水敷にのることなく現低水路内のみを流下する、というような流況の変化が生ずる。さらに4,000m³／sでは、現状河道の2,000m³／sの流況に類似している。

流況の変化は大堰上流のみではなく、暫定低水路の掘削範囲でも生ずる。小流量時から大流量にかけて、主流部は暫定低水路に沿うものとなる。

暫定低水路内の水位については、その水位が周辺より低い。したがって暫定低水路左岸側の高水敷から落ち込み流れが発生する。

次に、流速については暫定低水路の流れが現低水路側に比べてかなり早い。流量7,000m³／sで比較すると、暫定低水路の流速は早いところで3.0m／s前後であるが、現低水路側でのそれは、1.4m／s前後と約倍のひらきがある。

分流量については、流量による変化もなく暫定低水路側には全体の約75%ほどの流量が流れる。こうしたことは、暫定低水路の河積が大きいこと、暫定低水路長が短かいこと、現低水路の長柄堰による阻害および現状における大流量時の流向が暫定低水路の流入口を向いていること等に原因しているものと思われる。暫定低水路内を流下する流量が多いため流量4,000m³／s以上では大堰から9.2k付近までの範囲が、洗掘傾向となっている。大堰床版下流から9.4k付近までの左岸側の洗掘はかなり激しいものであり、9.5kから9.6k付近に見られる最深部の河床高は、現状河道の長柄堰下流部の最深河床高と同程度あるいはそれ以上の深さとなる。また、大堰下流には長柄共同橋、阪急千里山線、長柄橋の三橋の橋脚がありこの周囲の局所

洗掘も激しい。特に激しいのは各橋共暫定低水路の中央にある橋脚である。一方、暫定低水路内の堆積は、洗掘の激しい反対側（右岸側）に狭い幅で見られる他、9.2k下流にもある。暫定低水路右岸側の堆積は、付近の流れがわん曲流のような感じであり、中央および左岸側に主流部がやや片寄っているためと思われる。また、9.2k下流では低水路幅が漸拡するため暫定低水路内での洗掘土砂の一部が、堆積するものと思われる。この他、大堰床版の右岸側にも流量が少ない場合に堆積が見られる。この堆積は、暫定低水路内の堆積と同様の理由により発生するものと思われる。上淀橋付近では現状河道の実験結果に比べて低水路河床が洗掘されて低下する。現状河道でのこの付近の流れは、流量が大きい場合にはほぼ堤防法線形にそって流れており、現低水路への流れの集中はそれほど激しくない。しかし、三門暫定河道では流れの主流部が暫定低水路法線形にそっており、それがそのまま現低水路へ向かう。現低水路との合流後もその影響が残るために、現状河道より洗掘が進むものと考えられる。また、低水路幅が急縮するのも当然原因の1つである。上淀橋下流においてもそのような影響が残っており河床が洗掘されている。

高水敷の洗掘は、大堰右岸側、9.2kより下流の暫定低水路右岸側、上淀橋付近の右岸側に発生している。大堰右岸の高水敷の洗掘深は、約1mとなっている。しかし、実験で保護工（小砂利ϕ＝0.7cm、1～2層厚）を布設した場合は、その効果によって洗掘は見られない（なお、現地ではこの付近の植生により実験の保護工なしの状態（石炭粉のまま）のような大きな洗掘は発生しないと思われる）。一方、9.2kより下流の暫定低水路右岸と上淀橋付近の右岸側の高水敷河床の洗掘は、流れが高水敷上へのり上げるために起こるものと思われる。また、上淀橋地点の高水敷上には橋脚があり、この周囲で局所洗掘が発生している。

暫定低水路法線の流れによる浸食は、低水路内の流れが早い割には少なく、全体的に法線形がやや後退した程度である。

5.2　二期締切による影響

二期締切は、大堰の左岸側三門分工事を行うための仮締切工であり、その規模は幅が約210m、長さが約250m天端高が矢板（O.P.4.0m）上に1.5mの盛土を行ったO.P.5.5mと大規模な構造物である。この二期締切は、高水敷上だけの施工ではなく現低水路側にも張り出し、その幅は大きいところで約60mにもおよび、現低水路幅の約⅓にもなる。三門暫定河道にこのような大規模な仮締切工が設置された場合は、洪水時での種々の影響が考えられ、また、仮締切工周辺の局所洗掘が心配された。実験の結果仮締切工周辺で洗掘が最も激しかった地点は、暫定低水路側の上流端である。この地点の洗掘は、暫定低水路側の流れが速いことや、上流からの流れがこの前面に当ること等によるものと考えられる。なお、この地点は、二期締切がない状態の実験（三門暫定河道実験No.7）においても局所洗掘が発生したところである。

一方、現低水路側へ張り出している部分の局所洗掘は、見られなかった。局所洗掘が起こらなかった理由として、二期締切上流にある護岸の布設範囲を現地より広くしてしまったこと、上流の角の部を砕石（ϕ＝2cm）で薄く（1～2層）保護したことがあげられる。また、現低水路側の流速が小さいため、張り出し部分への水当りがひどくないこともあげられる。しかし、現低水路側で流速が早いのは、この二

期締切工の付近であるから注意は必要であると思われる。

以上の検討により二期締切を設置した場合の注意点は、二期締切工周辺の洗掘である。局所洗掘が激しく保護が必要と思われる地点は、暫定低水路側の上流面の角の部分である。また、暫定低水路内の局所洗掘が9.6k左岸側にあることより、二期締切の暫定低水路側下流部の保護も必要と思われる。また、現低水路側の上流部角の部分は、実験で洗掘されなかったが、ある程度の保護工が必要と思われる。

さらに、注意が必要と思われるのは、洪水水位が上昇し（増水期）仮締切工天端から二期締切内に越流してくる流れである。この天端高（矢板高）はO.P.4.0mであり、二期締切内の河床高はほぼO.P.−4.0mであり、そこに約8mもの高低差がある。このような高い位置から水が落下した場合には当然二期締切工内の河床に与える影響が大きいと予想される。しかも、このような洗掘が締切矢板の近くに発生すれば、矢板の安全性に影響を与えることになる。なお、二期締切内が水で満ぱいとなった状態においては、二期締切内が洗掘されるようなことはない。

最後に二期締切上流側にある三角部について附言すると、この部分はできるだけ残しておいた方が二期締切上流面の洗掘に対しては、良いと思われる。三角部分は、二期締切上流面に流れが当たるのをある程度緩めておりまた、上流面の保護工あるいは大きな導流提的な効果をもっており、締切工前面の洗掘を軽減すると考えられるためである。

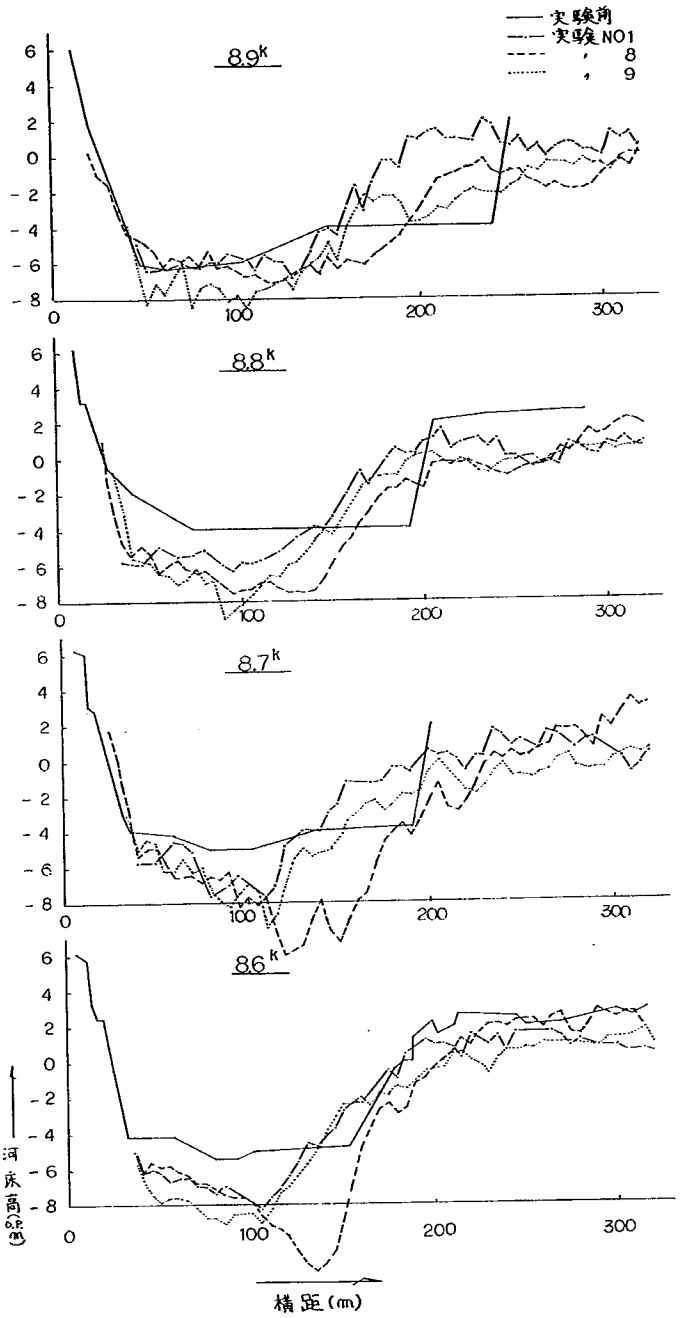
なお、実験は流量7,000m³/sを1ケース通水しただけであり他の小流量についての検討を行っていない。そこで流量が小さい場合の新たな影響も予想される。しかし、三門暫定実験（№7）の結果より判断すると、7,000m³/sの実験結果が洗掘に対しては最も厳しく、小流量で発生することをカバーしているものと思われる。

5.3 現低水路仮締切工による影響

この現低水路仮締切工は、現低水路の9.8k付近に設置されるもので、将来大堰が完成した場合の左岸側固定堰の上流面にそって布設される。その天端高はO.P.4.0mとなっており、ほぼ現状の高水敷高と同じ高さとなる。

このような仮締切工が布設された場合には、現低水路の流れはなくなってしまう。実験では4,000m³/sで仮締切工を越流するが、越流後の現低水路内での流量はごく僅かであった。また、流量7,000m³/sの場合でも現低水路を通過する流量は、1,000m³/s前後でありほとんどの流れは暫定低水路側を流下する。したがって、暫定低水路側の受ける流量負担はさらに大きなものとなる。なお、現低水路仮締切工有無による暫定低水路内の洗掘状況を比較したところ、大きな相違はなかった。一方、現低水路側は流量が増加して現低水路仮締切工上を越流するまでは、死水域となっており、水位も下流部の水位がほぼ同じ高さで続いてる。そのため、河床変化はなく現状維持である。また、流量が大きくなり仮締切工上を流れが越流してもその流量は少なく、暫定低水路内の流れは穏かである。

現低水路仮締切工周辺部については、大流量時に越流した流れによって河床の洗掘が、仮締工下流側の両端に見られる。この洗掘は、二期締切工および左岸側の固定堰前面で発生しており、構造物による乱れによるものと考えられる。



図－7.8　河床横断面比較図（Q＝7,000㎥／s通水後）

次に、両低水路の合流部については、流量4,000m³/sまでは現低水路の流れがないため、暫定低水路からの流れが9.0kより下流の左岸堤防に当っている。また、この付近は暫定低水路からの流れが急激に流向を変えるところである。しかし、7,000m³/sになると現低水路側にも流れがあり、暫定低水路の流れが堤防に当ることはない。8.9k断面の河床を現低水路仮締切工有無の河道形状で比較すると、現低水路仮締切工有りの実験結果は、左岸堤防側が洗掘されており良い傾向とは思われない（図－7.8）。

5.4　三門暫定河道の問題点

三門暫定河道とした場合の問題点をここにまとめると以下のようになる。

- 大堰床版上の堆積

  大堰床版の右岸側に土砂が堆積し洪水減水期のゲート操作に悪影響が出るものと思われる。この対策としては洪水減水期にゲート付近の堆積物をフラッシュする方法があげられる。

- 両低水路合流部の堆積

  暫定低水路内河床の洗掘された土砂の一部がこの付近に堆積する。しかし、河積を従来より過少にするほどの堆積量ではない。

- 暫定低水路内の洗掘

  大堰下流（9.5kから9.6k付近）の左岸側で、規模の大きい局所洗掘が発生する。また、大堰下流から9.2k付近までの範囲は、右岸側の一部を残して洗掘傾向であり、規模の大きな河床変化である。このため、大堰下流の附帯三橋、大堰床版、二期締切工に対しての悪影響がでる。

- 暫定低水路内の橋脚周辺の局所洗掘

  暫定低水路内の流れが激しいため、橋脚周辺の局所洗掘は流量2,000m³/sでも大きく、保護工が必要である。洗掘の特に激しいのは各橋共に暫定低水路中央にある橋脚である。

- 上淀橋付近、本庄護岸前面の洗掘

  8.8k断面について現状河道と三門暫定河道との実験結果で比べると後者の河床が低下している。これは5.1項で述べたように流れの集中が激しいためと思われる。そこで、この下流にある上淀橋橋脚の保護および、付近の護岸の補強も必要であると思われる。また、上淀橋付近の低水路側高水敷の洗掘も相当激しく、上淀橋の保護は低水路内だけではなく高水敷上の橋脚についても必要と思われる。

- 大堰右岸、9.2k右岸の高水敷および法線形洗掘

- 二期締切、現低水路仮締切工周辺の局所洗掘

5.5　現低水路仮締切工について

現低水路仮締切を行った場合のメリットとして次のようなことがあげられる。

- 毛馬排水機場からの排水と水門内での取水とを完全に分離できる。

- 堰の操作が大堰だけになるため簡単になる。

- 現低水路側の流れが緩やかになりまた、河床変化もなく今までより安全になる。

一方、現低水路仮締切を行った場合の悪影響は5.3項で述べたが、それによれば

- 暫定低水路側を流れる流量が増加するため暫定低水路の受け持つ流量負担が大きい。
- 流量4,000m³/s位までは現低水路に流れがなく暫定低水路からの流れが9.0k付近より下流の左岸堤防護岸にあたる。
- 現低水路仮締切上を越流した流れによってこの周辺で局所洗掘が発生する。

したがって、現低水路仮締切工を設置した場合は、暫定低水路および両低水路の合流部付近には厳しい条件となるが、その反対に現低水路（分流してから合流するまでの間）については危険が少なくなる。

ところで、現状河道について考えてみると過去に7,000m³/s前後の洪水が何回かあり、それによる大きな被害を受けたことはなかった。もちろん従来の維持工事を前提にしてという意味である。したがって、現状河道はある流量範囲内で安全な河道であると考えられ、同時に現低水路もある流量範囲内で安全な低水路であると考えられる。したがって、洪水処理は現低水路締切を断念して、現低水路にも相応の流量（それでも過去の洪水時より負担分は少なくなるが）を負担させて、その分暫定低水路側の負担を減らすのが得策であろう。土研資料第1425号によれば排水機場からの排水が、小流量時（本川50m³/s以下）には上流に遡上する可能性はあるが、悪影響はほとんどないと判断されている。したがって、平水時の複雑な堰操作をある程度前提にしても、洪水処理のためには現低水路締切工は適当ではないようである。現低水路締切工は一連の工事の中で必要なものではあるが、その実施は後期にまわした方がよいと思われる。

第6節　ま　と　め

三門暫定河道について

① 流量1,000m³/s以下の場合は、長柄堰地点の維持水位O.P.2.5mを確保するために、大堰・長柄堰の操作が必要である。

② 水位の縦断形は、流量による変化もなくほぼ一様勾配となる。

③ 現状河道の水位と比較すると9.7kより上流の水位が低下している。

④ 現低水路と暫定低水路との水位差を比較すると暫定低水路の水位が低い。

⑤ 同様に流速値を比較すると暫定低水路側の流速が早く3.0m/s前後の流速となる。

⑥ 一方、現低水路の流速は小さいが、8.8k断面では暫定低水路内と同様の早い流れが見られる。また、この地点の高水敷上は現低水路内と同様の早い流速となっている。

⑦ 現低水路と暫定低水路との分流量は、流量による変化は少なく、暫定低水路内には全体の約75%の流量が流れる。

⑧ 大堰上流の水位が低下したため、10.0kより上流の流況は現状河道の流れと異なり、2,000m³/sでは完全に低水路法線形にそっている。4,000m³/sでは高水敷上に流れがあるものの主流部はやや低水路法線形にそっており、現状河道の2,000m³/s時の流況とほぼ同じである。7,000m³/sになると流れが堤防法線形に沿った流れとなる。

⑨ 両低水路の合流点付近では暫定低水路左岸側法線・現低水路右岸側法線の延長線内に囲まれた範囲が死水域となっている。

⑩ 暫定低水路内の流れは激しく橋脚周辺で大きな乱れが見られるが、現低水路内の流れは穏やかであり、

長柄堰付近では現状河道に比べて乱れが少なくなっている。

⑪ 高水敷から低水路内への流れの落ち込みは、10.4k付近左岸側、大堰から9.6kにかけての 右岸側と9.6k付近左岸側に発生している。一方、9.2k付近から下流部では暫定低水路内から右岸高水敷への流れののり上げがある。

⑫ 10.0kより上流では現状河道より水位が低下したため、低水路内の河床変化が現状河道より大きい。しかし、9.2kから10.0k付近での現低水路の河床変化は少なく、現状維持である。

⑬ 大堰床版上の堆積は、右岸側に見られ流量が少ないほど堆積厚・範囲が大きい。

⑭ 大堰左岸側にある仮締切矢板の上流端前面の河床洗掘が大きい。

⑮ 流量2,000m³/sでは暫定低水路内の橋脚周辺の局所洗掘はあるが、河床の大きな変動はない。

⑯ 流量が大きくなると橋脚周辺の局所洗掘、河床の変動が激しくなる。

⑰ 橋脚周辺の局所洗掘は、暫定低水路中央付近にある橋脚が激しい。

⑱ 暫定低水路河床の洗掘は、大堰上流では左岸側二門幅位の範囲で発生している。大堰下流では9.2k付近までの右岸側一部分を除いて洗掘されており、最深部は9.5kから9.6kにかけての左岸側にある。

⑲ 暫定低水路の9.2kより下流は堆積傾向である。

⑳ 8.8k断面では低水路内の洗掘が現状河道の実験より激しくなる。また、その下流部の低水路河床の洗掘も激しい。

㉑ 高水敷の洗掘は、大堰右岸の高水敷、9.2k下流の暫定低水路右岸側、上淀橋付近の右岸側高水敷に見られる。

㉒ 暫定低水路法線形の浸食は左右岸共それほど大きくはない。

二期締切について

㉓ 二期締切が水位・流速・流況等に与える影響は小さい。

㉔ 現低水路へ張り出した部分への水当りは小さく、洗掘も大きくない。

㉕ 二期締切内の流れは穏やかであり、仮締切工天端上において早い流れが見られる程度である。

㉖ 二期締切上流側の三角部は、上流面の保護工、あるいは大きな導流堤的な効果をもっており、前面の洗掘を軽減しているものと思われる。

現低水路仮締切工について

㉗ 現低水路仮締切工を設置することによって流量が4,000m³/s程度までは、現低水路側の流量はほとんどない。また、流量7,000m³/sでも現低水路への分流量は少なく1,000m³/s前後の流量である。

㉘ 現低水路側の水位は、4,000m³/s位までは流れがないため合流点から上流ではほぼ水平である。

㉙ 流量4,000m³/s位までは現低水路の流れがないため暫定低水路の流れが、9.0k付近より下流の左岸堤防に当たる。

㉚ 暫定低水路内の河床変化は、現低水路仮締切工がある場合の方がやや大きいが、その差は明瞭でない。

㉛ 現低水路仮締切工の下流部では、流れが仮締切工上を越流すると、河床洗掘が起こる。しかし、この範囲を除けば現低水路内の河床変化は、9.2kから10.0kの範囲でほとんどない。

㉜ 暫定低水路の受け持つ流量負担が大きくなることや、4,000m³/sまでは暫定低水路内からの流れが9.0k

付近下流の左岸堤防に当ること等から、現低水路仮締切工を布設することは、できるだけ後期に実施した方が良いと思われる。

三門暫定河道において法意すべき点

㉝ 三門暫定河道において河床変動あるいは、水当り等から注意すべき点をあげると以下のようである。

- 10.0k より上流の低水路内の河床洗掘
- 大堰床版上の堆積
- 大堰右岸側高水敷の堆積
- 大堰付近の構造物（二期締切、現低水路仮締切工）周辺の洗掘
- 暫定低水路内の河床および橋脚周辺の洗掘
- 9.2k 下流部での暫定低水路への堆積
- 8.8k 付近の低水路内河床の洗掘（本庄護岸、上淀橋橋脚に対して悪影響）および低水路右岸側の高水敷の洗掘

暫定河道および現状河道でも注意する必要のある場所

- 10.4k 付近右岸高水敷からの落ち込みによる低水路内河床の洗掘
- 8.4k 付近にある新淀川橋、本庄水管橋の橋脚周辺の洗掘

第８章　三門暫定河道の対策工実験

第１節　実験目的

前章において三門暫定河道の特徴および、問題点の把握、二期締切、現低水路仮締切等の構造物による影響調査を行った。その結果問題点、注意点があげられそれに対して保護工および、対策工を必要とする地点が分かった。そこで、本章ではそうした保護工や対策工の実験的検討を行うものである。

なお、実験で検討を行う対象は、主に暫定低水路内河床および橋脚周辺の洗掘についてとその下流部にある上淀橋橋脚の洗掘についてである。

第２節　対策工について

本章における対象は、①暫定低水路内の洗掘および大堰下流の附帯三橋（長柄共同橋、阪急千里山線橋、長柄橋）の洗掘、②上淀橋および付近の護岸の洗掘、でありそれぞれについての対策工の考え方を以下にまとめる。

2.1　暫定低水路の河床洗掘および附帯三橋橋脚周辺の局所洗掘について

暫定低水路内の河床洗掘を軽減するためには表－8.1に示すような方法があげられる。その方法は大きく分けると、①暫定低水路への分流流量を少くする、あるいは流れにくくする、②河床材料の移動を少くする、となる。一方附帯三橋橋脚周辺の局所洗掘を防ぐには、さらに③橋脚周辺の保護工を実施する、が直接的に有効である。③の方法については保護工の規模が問題になる。これは橋脚周囲の洗掘深と関係するので、検討対象洪水さえ想定できれば移動床実験によって検討できる。洗掘規模（検討対象洪水）は前

表－8.1　暫定低水路内河床および橋脚保護工比較表

分類	対策工法	目　的	工事内容	新たな問題点
①	暫定低水路内に構造物を設ける。	暫定低水路内を流れる流量を減少させる。	・掘削時に掘り残し部分を設ける。 ・水制を設置する。	・構造物周辺の局所洗掘 ・現低水路側の河床変化
	暫定低水路河床高を高くする。	同　上	暫定低水路の掘削高をO.P.－4mより高くする。	・現低水路側の河床変化
②	河床材料の置換	河床を移動しにくくする。	新しい河床材料（現河床材料より大粒径）を運び込む。	・現河床とのなじみ ・将来の河道との関係 ・工事量の増大
③	橋脚保護工	橋脚のみ保護をする。	橋脚周囲に捨石またはブロックで保護する。	・暫定低水路内の洗掘は変化しない ・橋脚保護工の安全性

章（第７章）の結果を対象とする。

2.2　上淀橋周辺の問題について

上淀橋橋脚、その下流部の低水路内、本庄護岸等の洗掘に対する対策工を分類すると２種類に分類できる。

①　上淀橋付近およびその下流部の低水路内に流れが集中しないようにする。

②　洗掘が激しい橋脚および、護岸に対して十分安全な強度を持たせる。

①の方法については暫定低水路および現低水路の右岸側法線形を後退させる方法などがある。この場合上淀橋付近の低水路で急縮が起らないようにすることが望ましい。さらに、その下流部においても急縮の影響が出ないように8.2k付近まで掘削するのが望ましい。しかし、高水敷上の上淀橋橋脚の根入れが浅いため、これを架替えるか、あるいは十分な保護工、補強工を実施しなければ、低水路法線形を後退させることができない。一方、②の方法による上淀橋保護工は、橋脚１本づつ保護をする方法と橋脚間の距離が短かいので、低水路内を帯状に保護をする方法および橋脚の架替えを行い橋脚の根入を深くする方法が考えられる。

2.3　上淀橋保護工について

上淀橋の低水路内橋脚保護工として次のような事務所案が出され、これを基にして保護工の検討をすることにした。

布設規模……橋脚の上下流端から１０ｍづつの幅で低水路内のみ帯状に捨石（重さ100～300kg）で厚さ2mに保護する。

矢板打ち……矢板の長さは１０ｍ。矢板打ちの案は①上下流端共に矢板を打つ。②上流端のみ矢板を打つ。③矢板を打たない。の３案がある。

捨石天端高…捨石の天端高は①計画河床高であるO.P.－3m。②ほぼ現在の河床高であるO.P.－5m、の２案がある。

これらの対策工案について次のような問題点が考えられる。

1）保護工、上淀橋周辺の問題点

- 保護工の安全性

  保護工は、付近の流れによって流失しにくい材料で構成されていることが必要である。加えて、㋑上下流端の保護工は流失しやすいこと、㋺保護工の上下流端の河床が洗掘された場合にも保護工のなじみが良いように屈撓性を有すること、および㋩保護工（捨石）下の河床材料の吸い出しが許容範囲内にあることなどが必要である。

- 保護工上下流の河床変化および護岸への影響

  保護工を布設したことによって水衝部や局所洗掘の発生が考えられ、保護工が低水路内を帯状に横断するので特に注意が必要である。

○　高水敷部分について

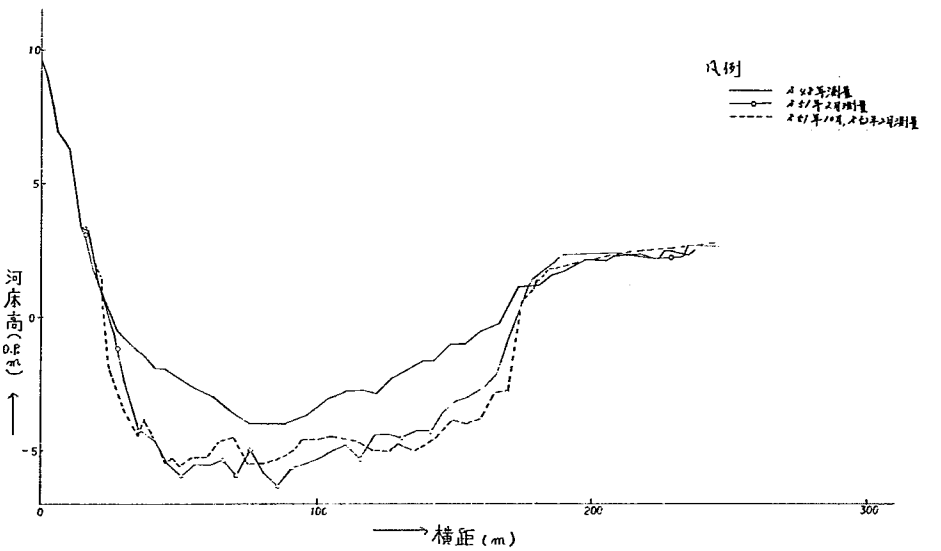
今までの実験で上淀橋付近の高水敷河床も洗掘されておりまた、高水敷上の橋脚周囲においても局所洗掘があることより、高水敷上の橋脚の保護工が必要と思われる。

2）矢板打ちについて

矢板打設の目的は、保護工を一定の高さで保ち河床低下が直接保護工に影響を与えないようにし、上流および下流側から保護工が流失するのを防ぐことである。しかし、矢板を打った場合は、固い構造物が低水路内を横断するため、その前面の河床が洗掘されるなど構造物周辺の乱れの影響が出るものと思われる。しかも、矢板により保護工が押さえられているので河床と保護工のなじみがなく、洗掘がさらに増大することも考えられる。

3）天端高について

現在上淀橋付近の低水路河床高は平均O.P.－5m位である（ 8.8k断面で比較、図－8.1 ）。このような場所に天端高O.P.－3mとO.P.－5mの保護工を布設した場合の長所、短所を予想すると表－8.2のようになり、それぞれ相反する結果となる。なお、この地点における計画河床高はO.P.－3m である。



図－8.1　河 床 横 断 比 較 図（8.8k）

表－8.2　保護工天端高の相違による特徴比較表

長短 / 河床高案	長　　所	短　　所
O.P.－3m案	• 工事は現河床上に保護工を布設するだけである。 • 橋脚そのものについて見た場合橋脚のフーチング面高が高いこともあり保護工天端高が高い方が安全であると思われる。	• 天端高が現在の河床高より平均2m高くなる。このため現河道より流積が小さくなる。 • 保護工天端高が河床高より高いために上・下流の河床変化が激しくなると思われる。 • 毛馬排水機場からの排水の比重が重い場合にはこの上流部に滞留する。
O.P.－5m案	• 天端高が現河床高とほぼ同じであることより流れを阻害することはないと思われる。	• 工事は現在の河床より約2m掘削しなければならない。 • このため掘削高はO.P.－7mとなり東海道線の上り線（中央）のフーチング面高（O.P.－5m）より一時的に河床高が低くなる。 • また、このフーチング面と天端高が同じ高さであることより保護工が沈下した場合は問題となる。

4）捨石について

捨石は河床が洗掘された場合にその洗掘になじむ屈撓性を有する。また、単一粒径の場合は土砂の吸い出しが心配されるが、大小粒径のまじり具合によっては土砂の吸い出しを防止できる等の利点がある。また、ブロックと比較した場合にある種のブロックによっては、流出転倒しやすいものがあり捨石の方が有利な面もある。しかし、布設後捨石を撤去することは困難であるため将来橋の改修、改築を行う時の工事の妨げとなることが心配される。

5）帯状保護工について（小判型保護工との比較）

小判型保護工は橋脚のみを重点的に保護しようとするものである。したがって、橋脚間の保護工の無い部分の河床は自由に洗掘されることになる。帯状保護工は橋脚を含めた一帯の河床を保護するもので、規模は一般には大きくなるが河床変化に対する安定性は、小判型保護工より勝れていると考えられる。反面、現低水路内を横断する大規模な構造物であるため、河道の上下流におよぼす影響も大きくなると考えられ、慎重な検討が欠かせない。

第3節　実験ケース

実験は三門暫定河道で問題となる暫定低水路内の洗掘および、附帯三橋橋脚周辺の洗掘と上淀橋橋脚の洗掘とに対しての対策工を重点的に実施した。実験はそれぞれ異なった河道形状にて定流および、不定流を通水し全12ケース実施した（表－8.3）。

表－8.3　実　験　ケ　ー　ス　表

No	流　量 m³／s	通水時間 hr	測定					備　　考
			水　位	流　速	流　況	河床高	気球写真	
11	7,000	2：00	○		○	○	○	橋脚保護R＝10m実験　図－8.2
12	7,000	2：00	○		○	○	○	橋脚保護R＝30m実験　図－8.3
13	8,270（ピーク）	1：48	○		○	○	○	橋脚保護R＝20m実験　図－8.4
14	7,000	2：00	○	○	○	○	○	護床工設置実験　図－8.5
15	7,000	2：00	○	○	○	○	○	落ち込み防止工実験　図－8.6
16	8,270	1：48	○		○	○	○	流入幅二門実験　図－8.7
17	7,000	2：00	○	○	○	○	○	河床高O.P.±0m実験　図－8.8
18	8,270	1：48	○		○	○	○	河床高O.P.±0m実験・不定流　図－8.9
19	8,270	1：48	○		○	○	○	河床高O.P.－2m実験　図－8.11
20	8,270	1：48	○		○	○	○	上淀橋保護O.P.－5m実験　図－8.12
21	8,270	1：48	○		○	○	○	上淀橋保護O.P.－3m実験　図－8.13
22	8,270	1：48	○		○	○	○	上淀橋保護O.P.－3m矢板実験　図－8.14

○　実験No.11（橋脚保護R＝10m実験、図－8.2）

暫定低水路内の橋脚を半径10mで捨石保護し（写真－8.1.1）また、二期締切および現低水路締切周辺の局所洗掘発生箇所も保護してその効果を検討するものである。その他暫定低水路左右岸の法線形をそれぞれ後退させたことによる流況・河床変動の変化もあわせて検討する。なお、本実験では暫定低水路下流の合流部付近の河床高をO.P.－2.5m（ほぼ今までの実験で見られた堆積高）としてその影響も見るものである。

○　実験No.12（橋脚保護R＝30m実験、図－8.3）

暫定低水路内の橋脚保護を半径30mとし、二期締切および現低水路仮締切周辺の河床も保護した（写真－8.2.1）。また、前実験と同様に暫定低水路下流部の河床をO.P.－2.5mとしその影響も検討する。なお、本実験においては上淀橋付近への流れの集中を防止する目的で暫定低水路右岸側法線形を後退さ

せている。

- 実験No.13（橋脚保護R＝20m実験、図－8.4）

暫定低水路内の橋脚保護を半径20mとした実験を行った。本実験は前の2ケースの実験と異なり現低水路締切工ナシの河道形状でしかも、ピーク流量が8,270m³/sの不定流実験である。

- 実験No.14（護床工設置実験、図－8.5）

本実験は、暫定低水路内河床の洗掘を軽減する目的で暫定低水路下流部に天端高O.P.－2mの護床工を設置した実験である（写真－8.4.1）。

- 実験No.15（落ち込み防止工実験、図－8.6）

暫定低水路内河床の洗掘が激しい原因の一つとして、暫定低水路内の水位が低いため暫定低水路左岸の高水敷から水が落ち込むこともある。そこで、落ち込みを除くため中州状の高水敷に矢板および盛土を行い、現低水路、高水敷、暫定低水路のそれぞれの流れを分離しようとしたものである。

- 実験No.16（流入幅二門実験、図－8.7）

本実験は、暫定低水路内流下流量を少なくするため、暫定低水路上流部にある護岸を左岸側から一門分（幅50m）だけ掘り残した河道形状とした。また、暫定低水路内の最深部の局所洗掘が9.6k付近左岸側（大堰水叩き直下流）にあり、大堰床版（水叩き）、二期締切矢板に対して悪影響がでると考えられるので、局所洗掘の位置を下流に移すため大堰床版下流左岸側の河床を保護した。

- 実験No.17、18（河床高O.P.±0m実験、図－8.8.9）

暫定低水路側を流れる流量を減らし暫定低水路内の河床洗掘を少なくするために、暫定低水路河床高をこれまでのO.P.－4mより高くした実験である。

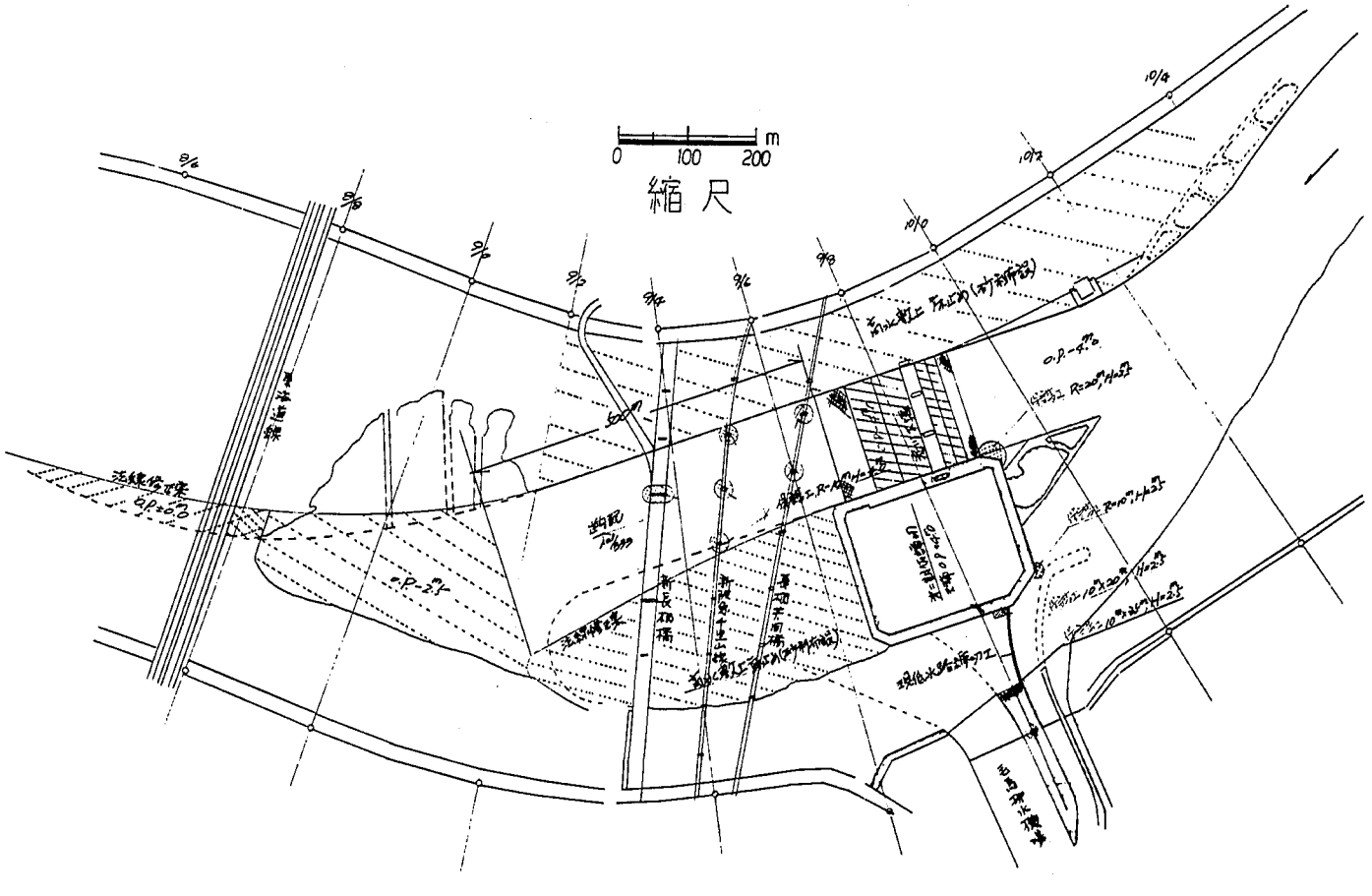
まず暫定低水路の河床高を決定するに当って流量7,000m³/sの時の流量配分を現低水路側へ3,000m³/s、暫定低水路側へ4,000m³/sと仮定した。この流量配分は現状断面のそれに近く、現低水路への過重な流量負担はない。この流量配分に基づき現低水路側と暫定低水路側の水位を計算し、上流での分流地点で両低水路の水位がほぼ同じとなる暫定低水路河床高を求めた。なお、計算は両低水路内だけで水が流れると仮定し、高水敷上の流れは無視した。また、暫定低水路河床高はO.P.－4～0mの範囲を1mピッチで変更し計算した。その結果図－8.10に示す結果を得て暫定低水路河床高をO.P.±0mとしたものである。

- 実験No.19（河床高O.P.－2m実験、図－8.11）

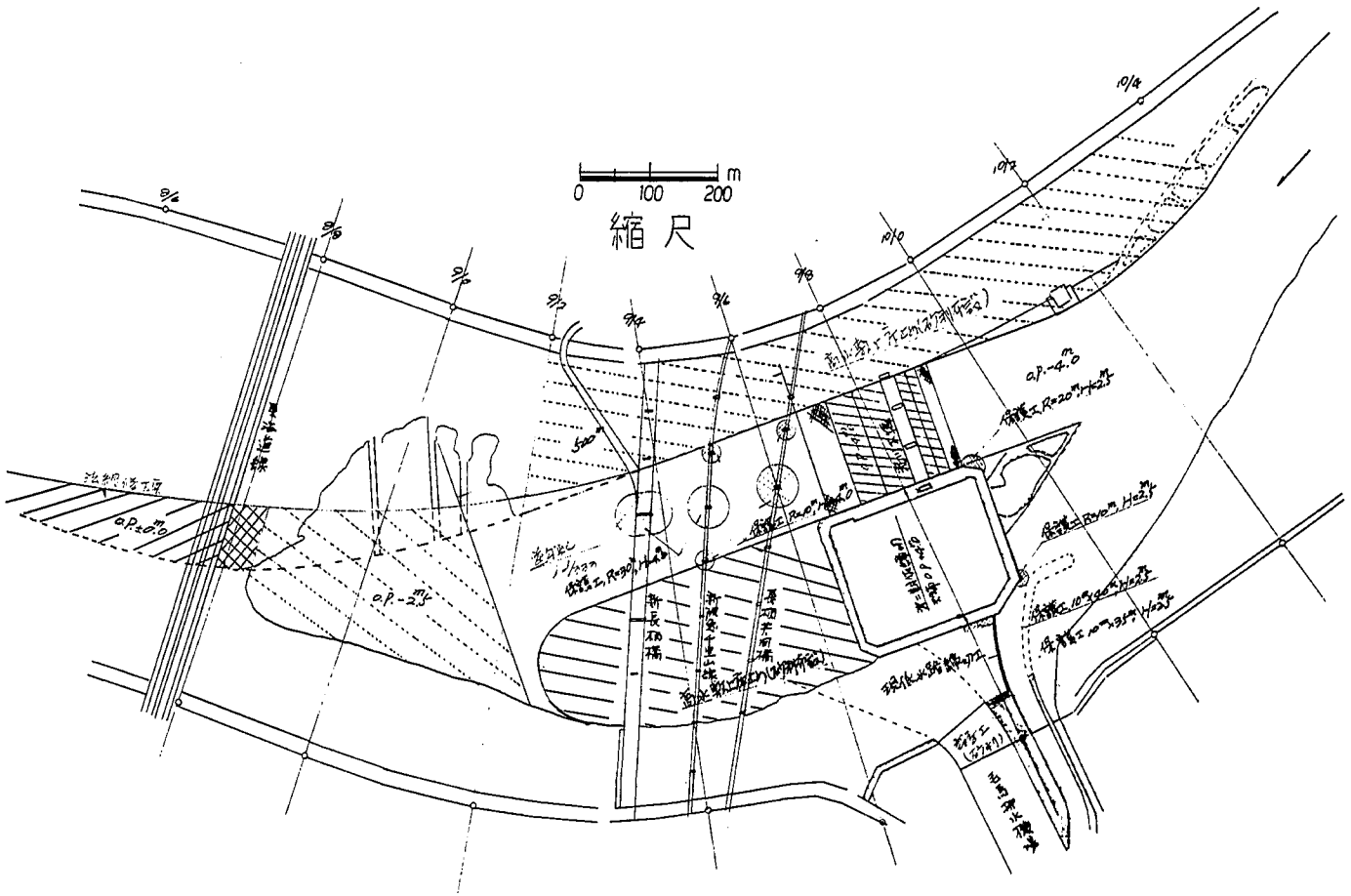
この実験での暫定低水路河床高はO.P.－2mとした。この河床高は現地においてその後採用された河床高であり、これに対しての効果および問題点を把握することを目的として実験した。

- 実験No.20（上淀橋保護O.P.－5m実験、図－8.12）
- 実験No.21（上淀橋保護O.P.－3m実験、図－8.13）
- 実験No.22（上淀橋保護O.P.－3m矢板実験、図－8.14）

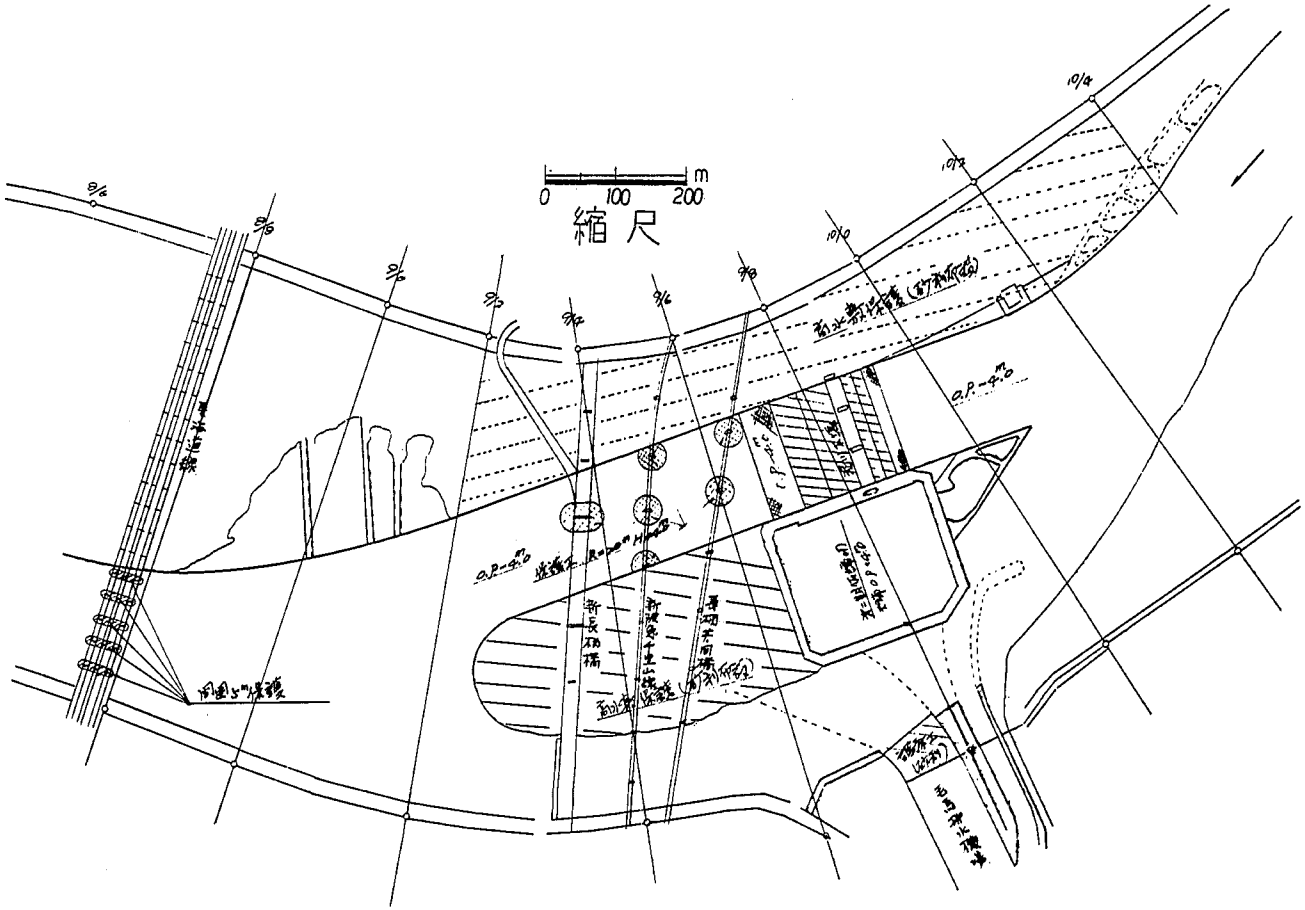
これらの3ケースは、上淀橋保護工について実験No.19と同じ河道形状で実験を行っている。上淀橋の保護工は、低水路内を帯状に保護し、O.P.－3m、O.P.－5mの天端高の相違による検討と、O.P.－3mの天端高で保護工下流に矢板を打った場合の影響を検討するものである。



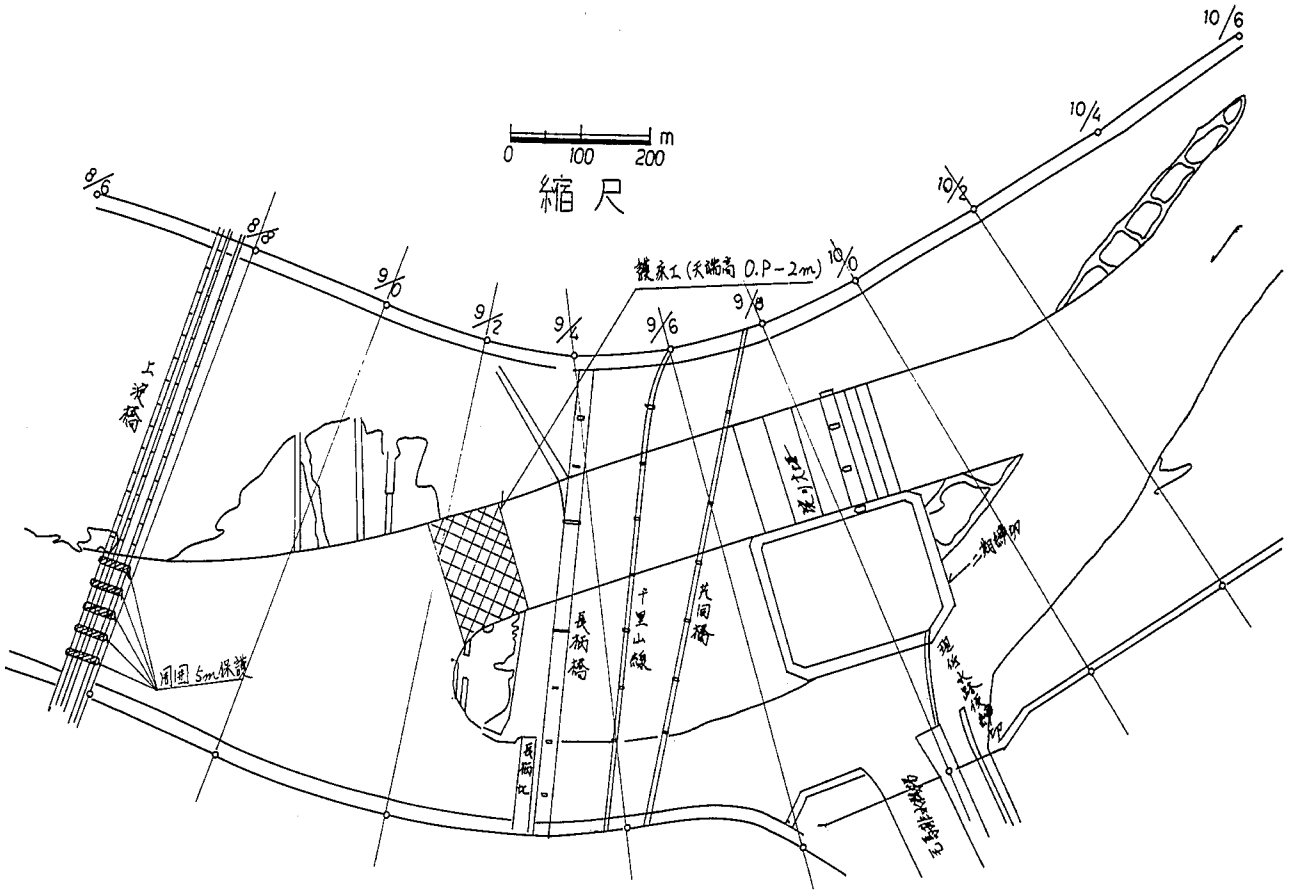
図－8.2　大堰付近平面図（実験No.11，橋脚保護Ｒ＝１０ｍ実験）



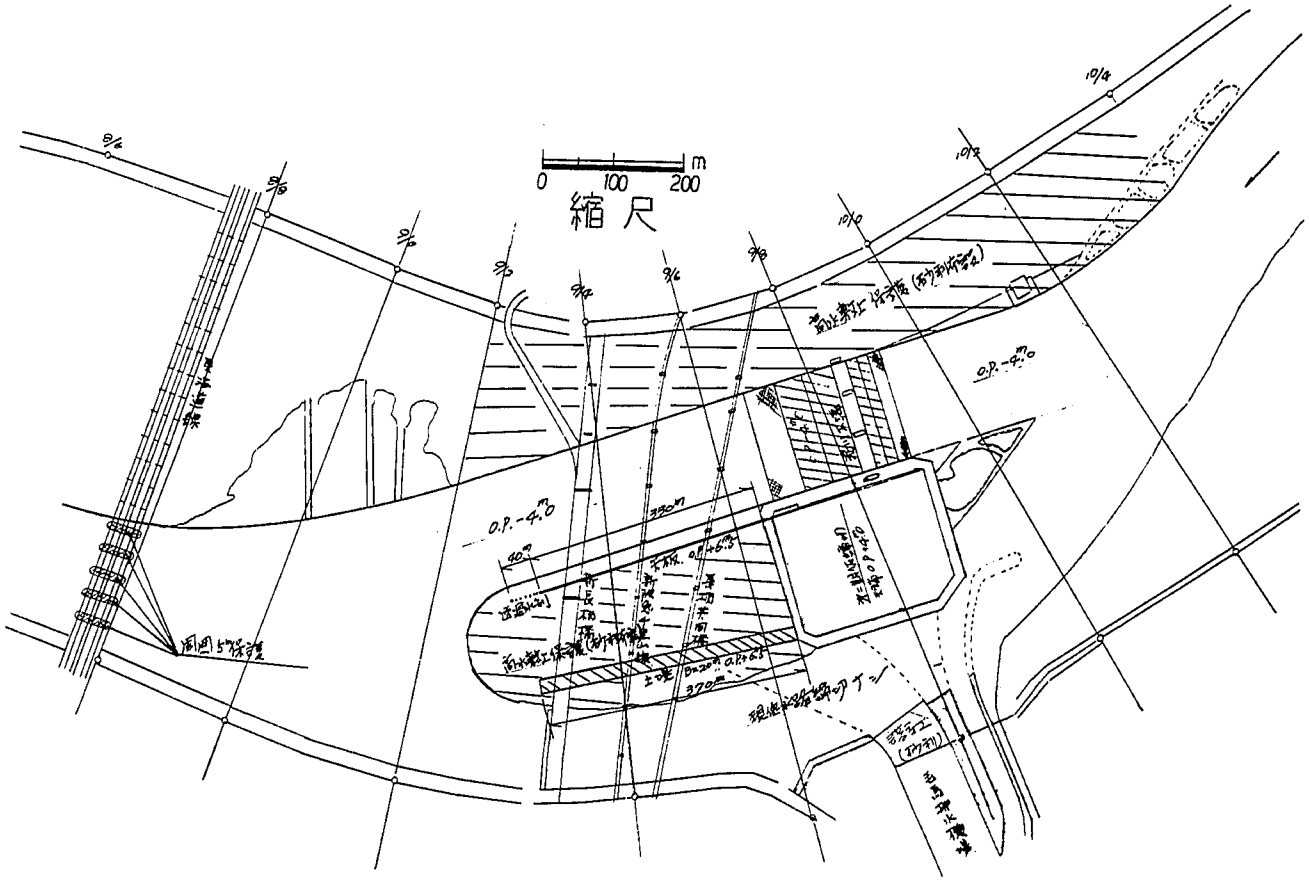
図－8.3　大堰付近平面図（実験No.12，橋脚保護R＝30m実験）



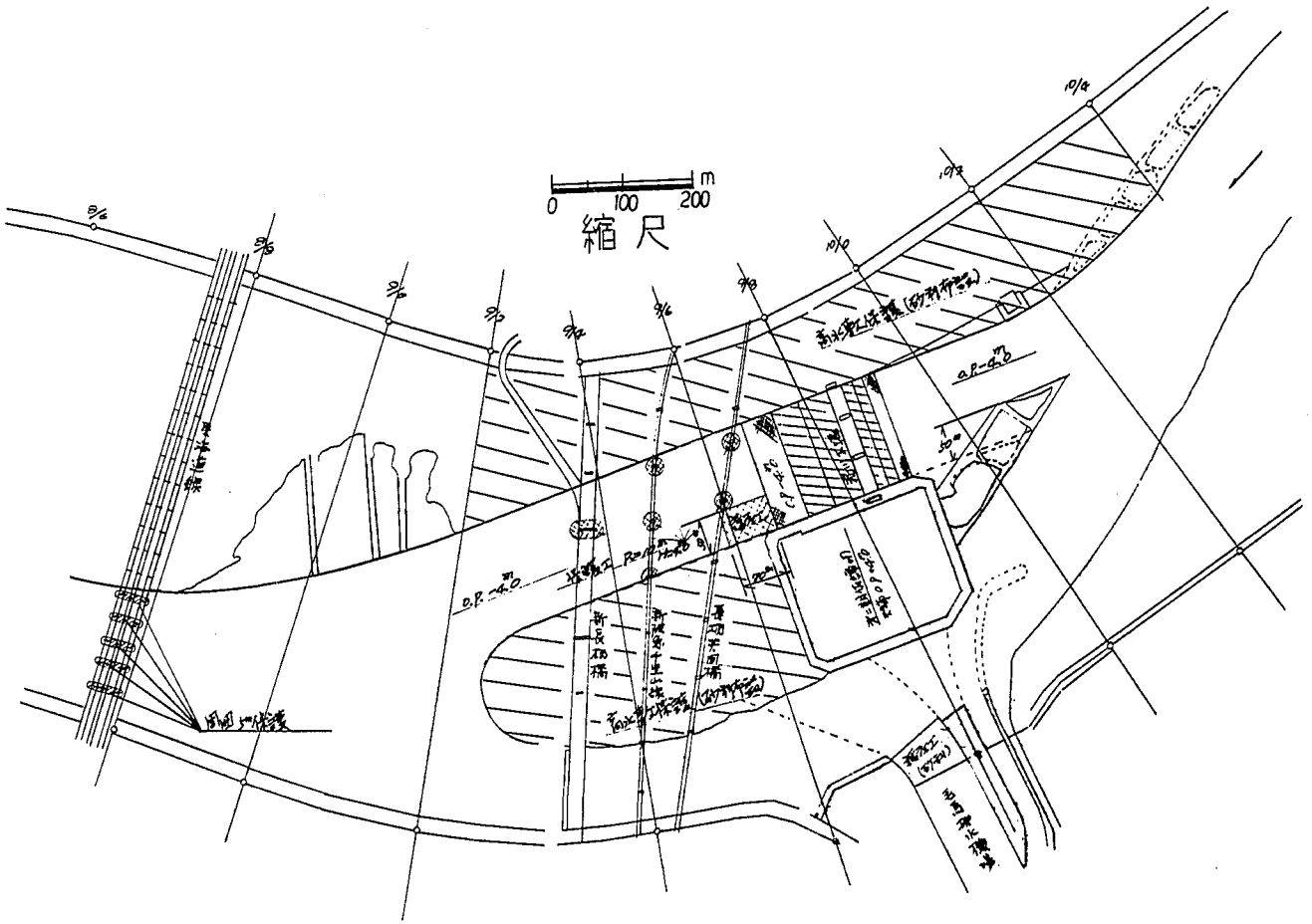
図－8.4　大堰付近平面図（実験No.13，橋脚保護R＝20m実験）



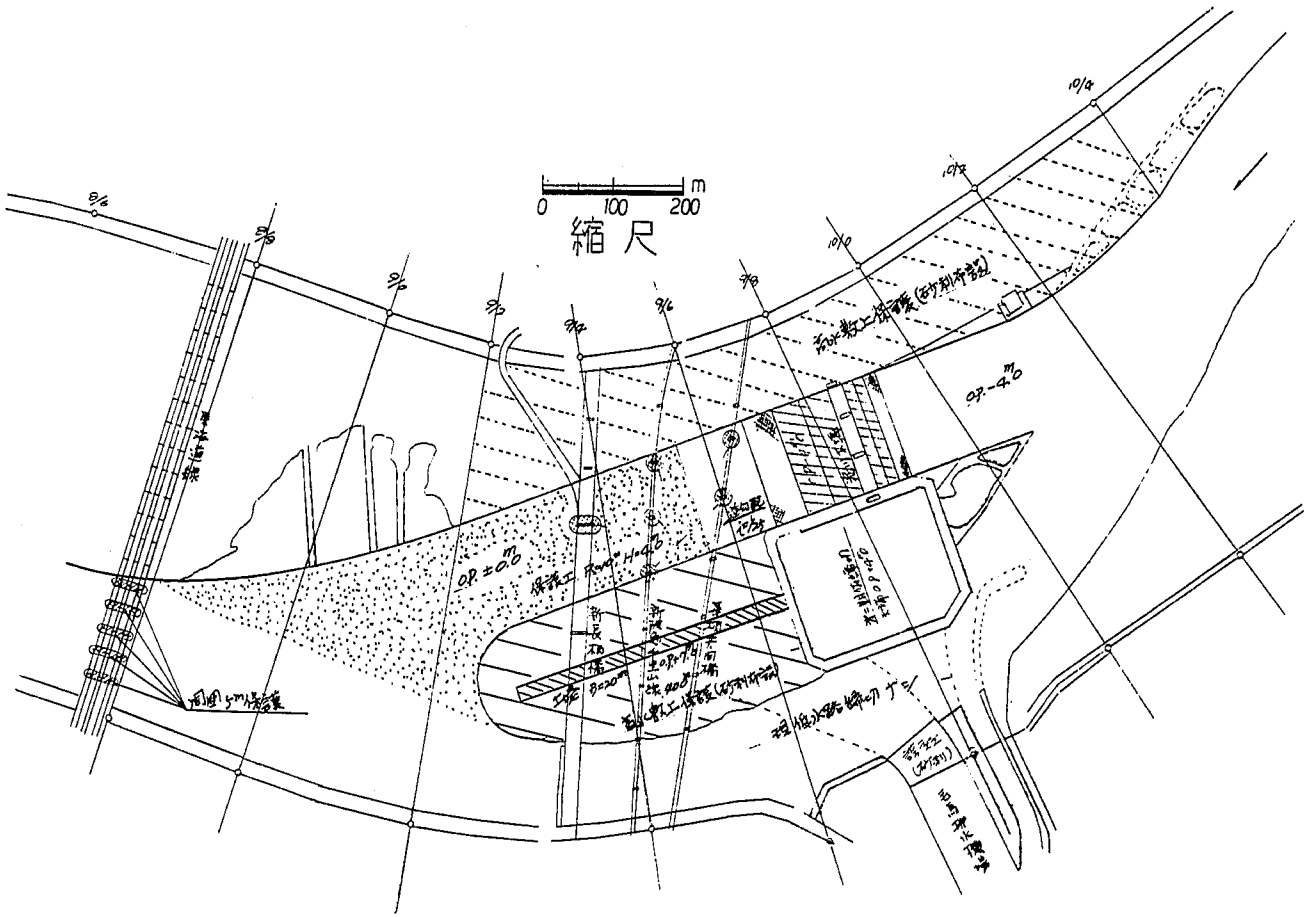
図－8.5　大堰付近平面図（実験No.14，護床工設置実験）



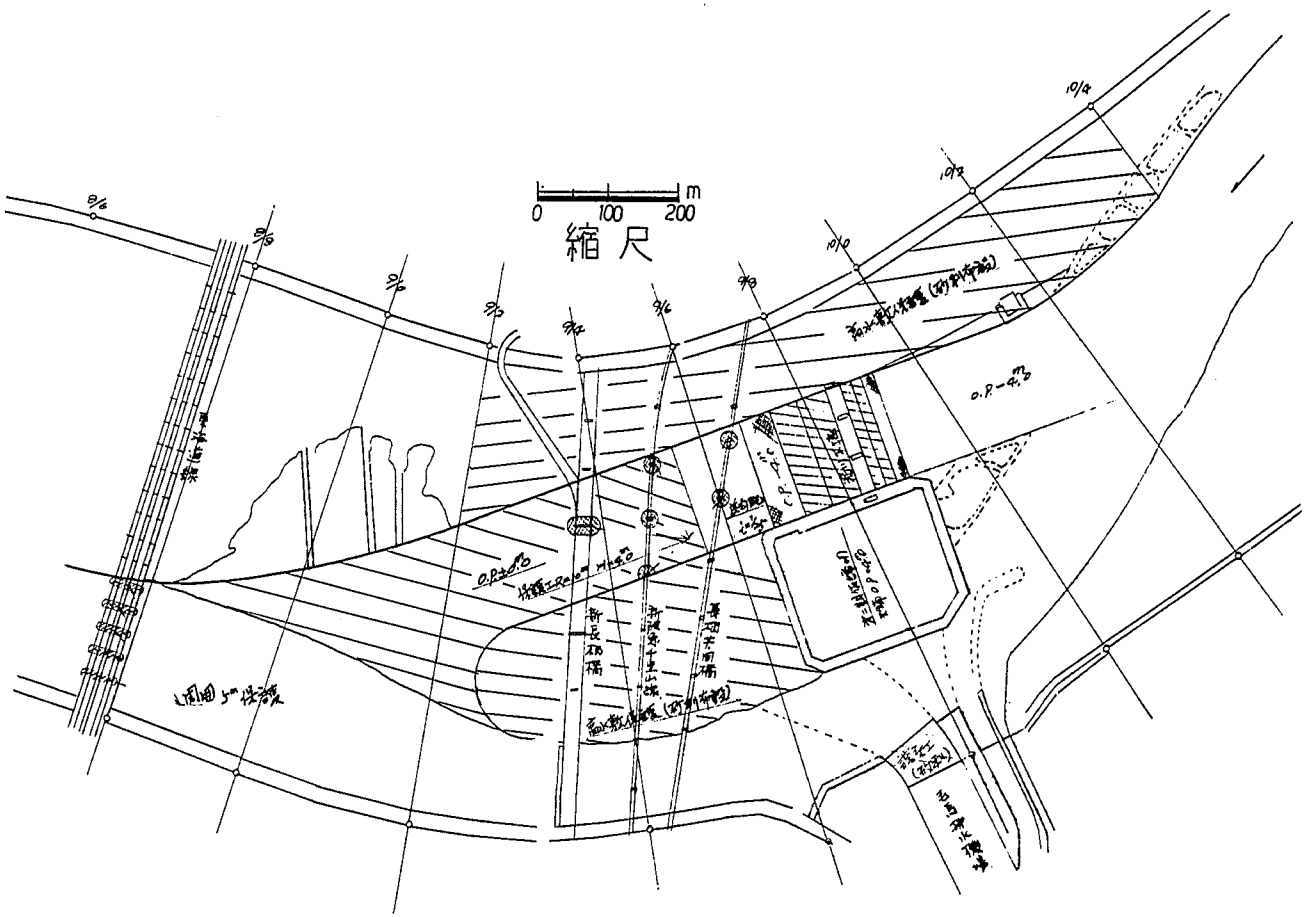
図－8.6　大堰付近平面図（実験No.15，落ち込み防止工実験）



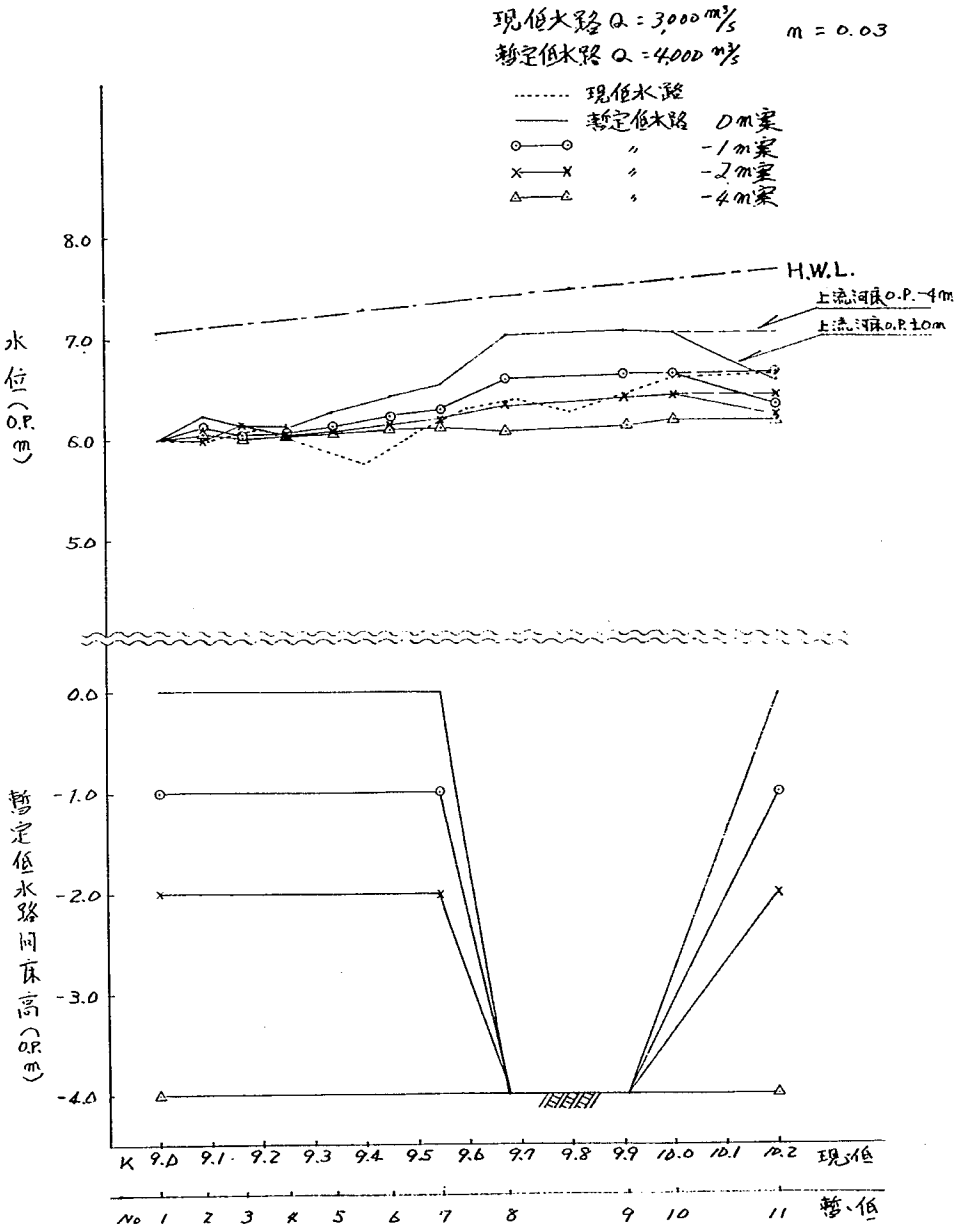
図－8.7　大堰付近平面図（実験No.16，流入口二門幅実験）



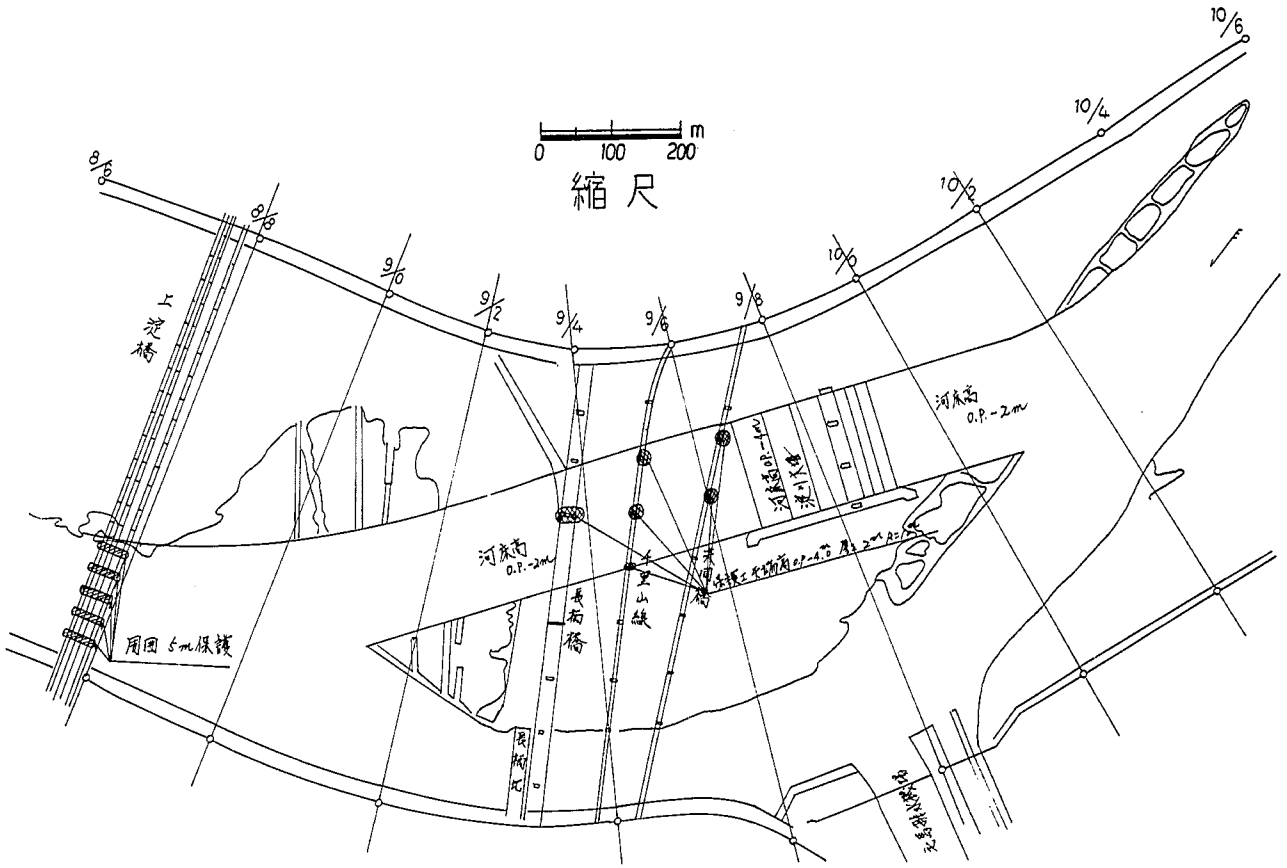
図－8.8　大堰付近平面図（実験№17，河床高O.P.±0m実験）



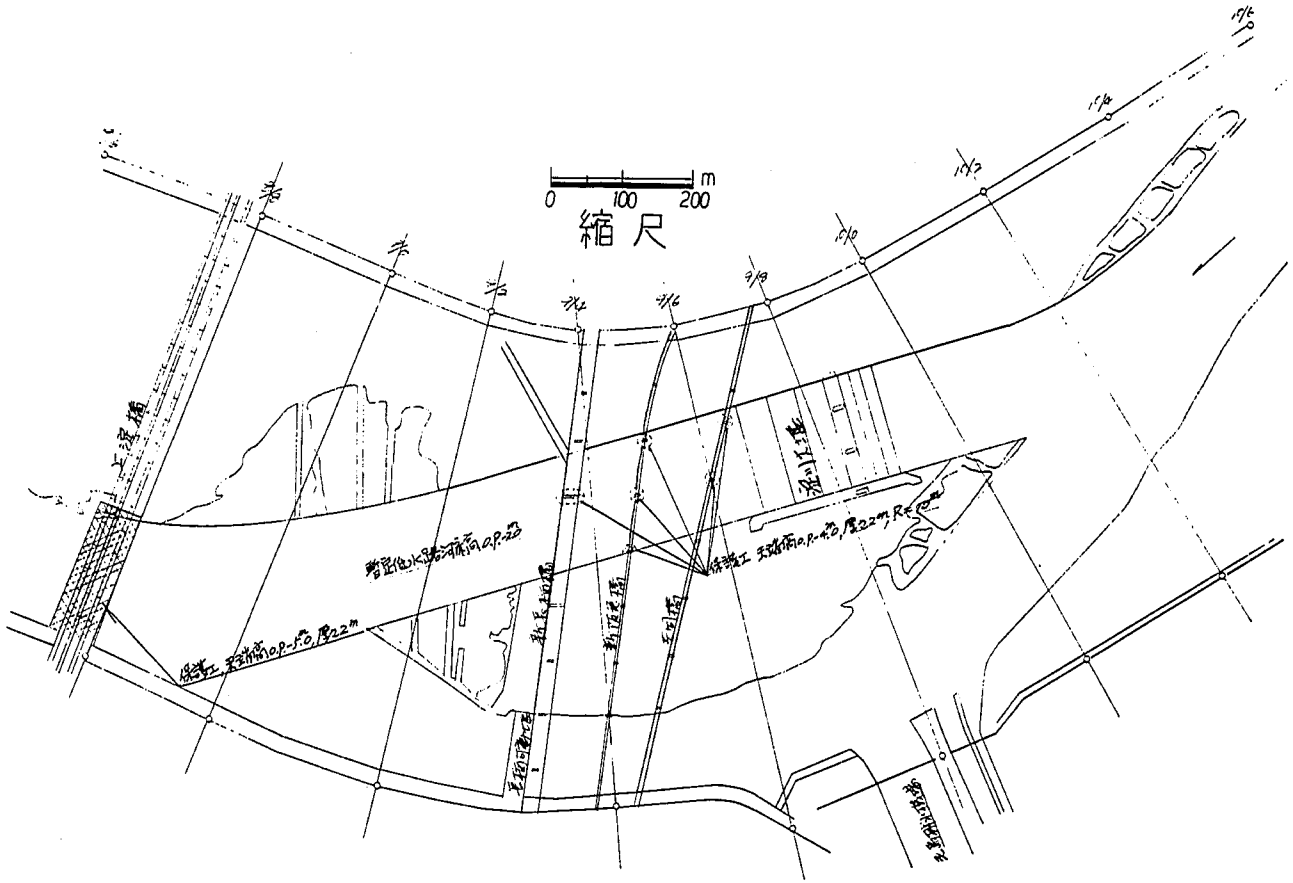
図－8.9.　大堰付近平面図（実験No.18，河床高O.P.±0m実験・不定流）


現低水路 Q = 3,000 m³/s
m = 0.03
計定低水路 Q = 4,000 m³/s
現低水路
計定低水路 0m案
〃 -1m案
〃 -2m案
〃 -4m案
H.W.L.
上流河床O.P.-4m
上流河床O.P.±0m
水位 (O.P. m)
8.0
7.0
6.0
5.0
計定低水路河床高 (O.P. m)
0.0
-1.0
-2.0
-3.0
-4.0
K 9.0 9.1 9.2 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 10.0 10.1 10.2 現低
No 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 計低

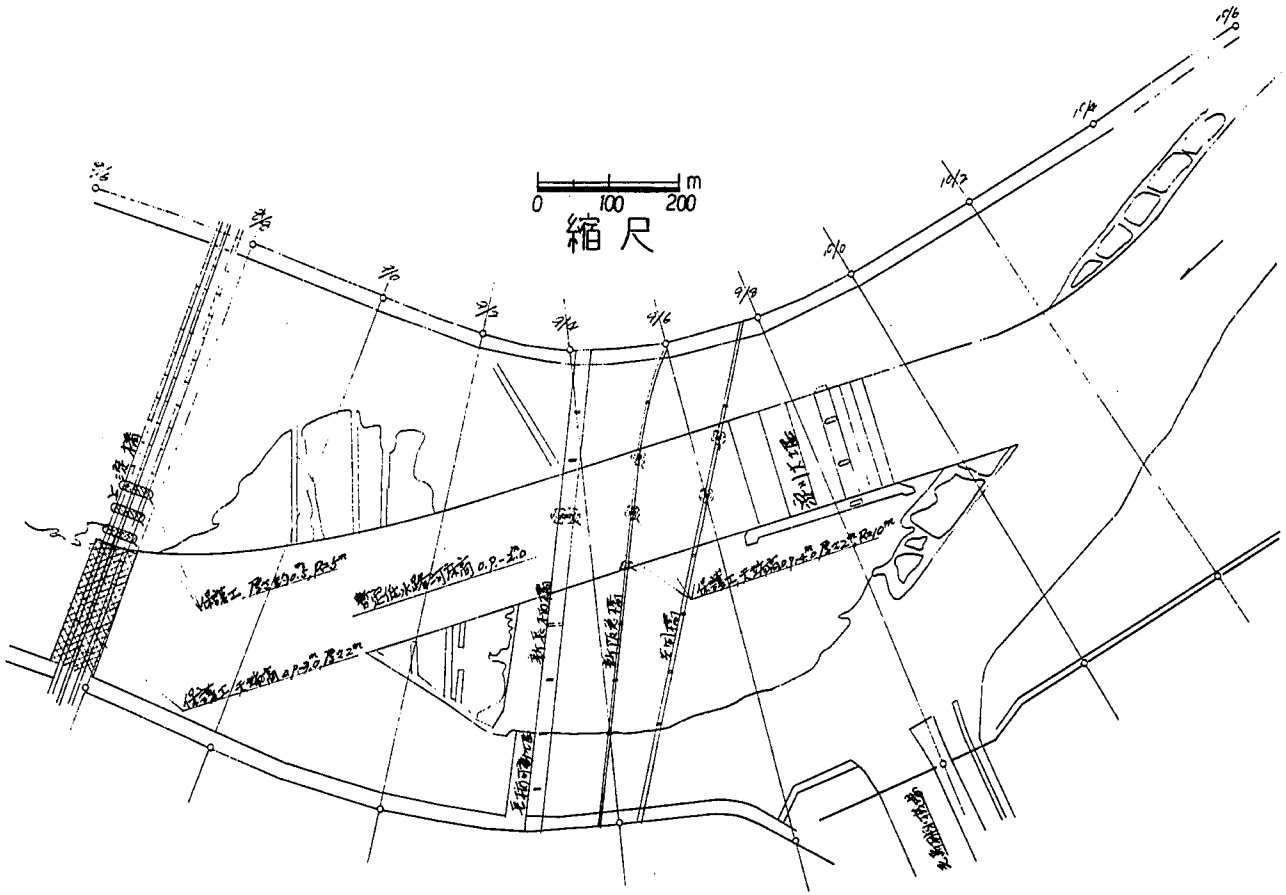
図－8.10　水 位 縦 断 図



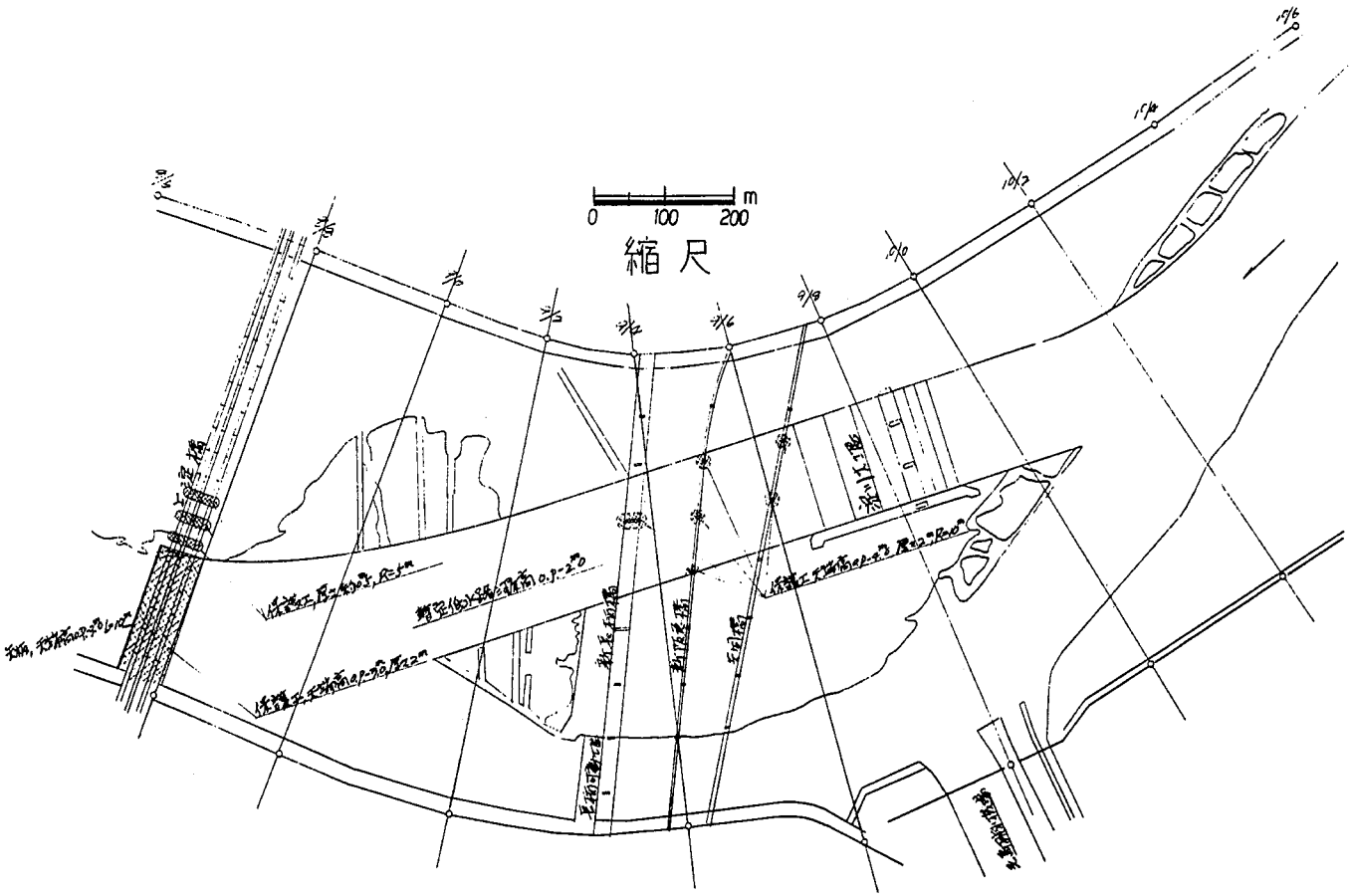
図－8.11　大堰付近平面図（実験No.19，河床高O.P.－2m実験）



図－8.12　大堰付近平面図（実験No.20，上淀橋保護O.P.－5m実験）



図－8.13　大堰付近平面図（実験No.21，上淀橋保護O.P.－3m実験）

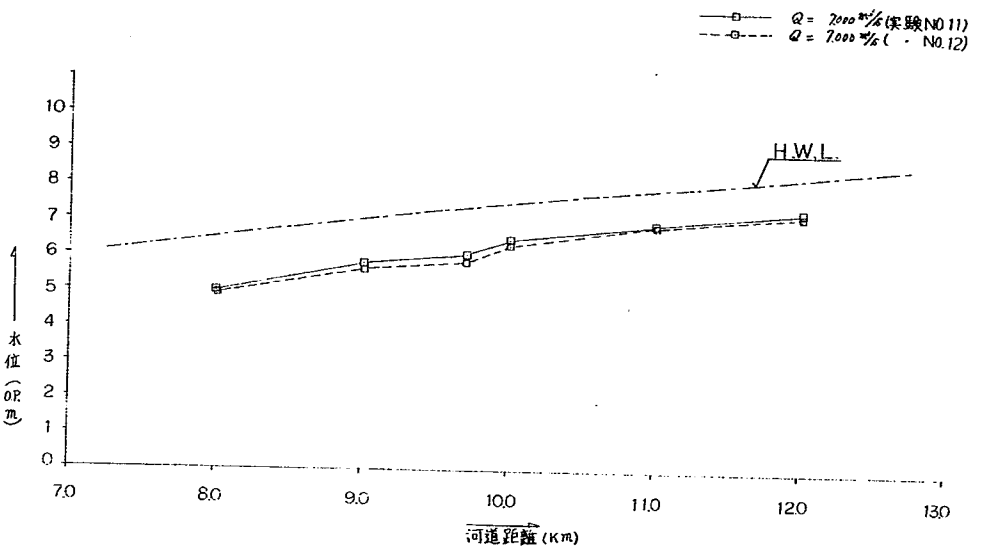


図－8.14　大堰付近平面図（実験No.22，上淀橋保護O.P.－3m矢板実験）

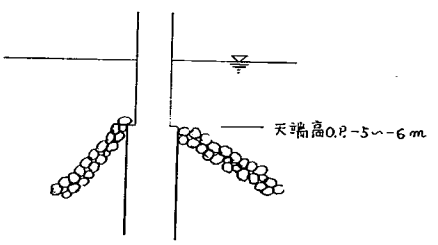
第4節　実験結果

4.1　実験No.11（橋脚保護R＝10m実験、附図8.1.1参）

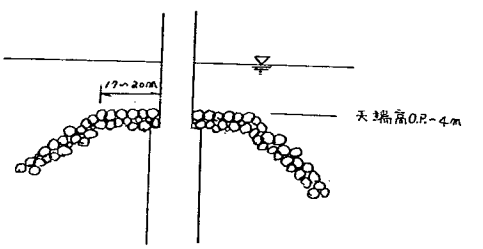
左岸法線形の後退は、左岸堤防への水当りを強くするのではないかと思われたが、実験の流況を見ると従来の法線形による流れと変わらず、左岸堤防への水当りに顕著な差は見られない。また、右岸側の法線形の後退による流況への影響もない。また、左右岸法線形の後退が水位にあたえる影響もなく、実験No.9、10と同様の結果である（図－8.15）。



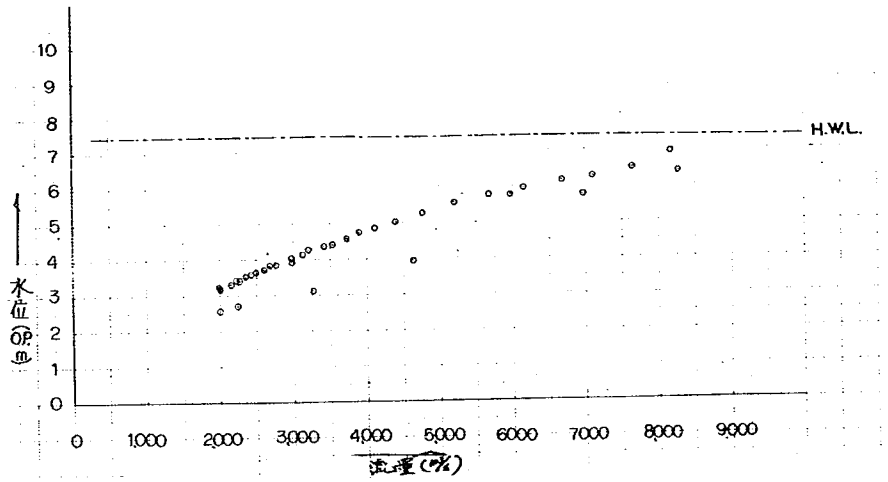
図－8.15　水位縦断図（実験No.11、12）



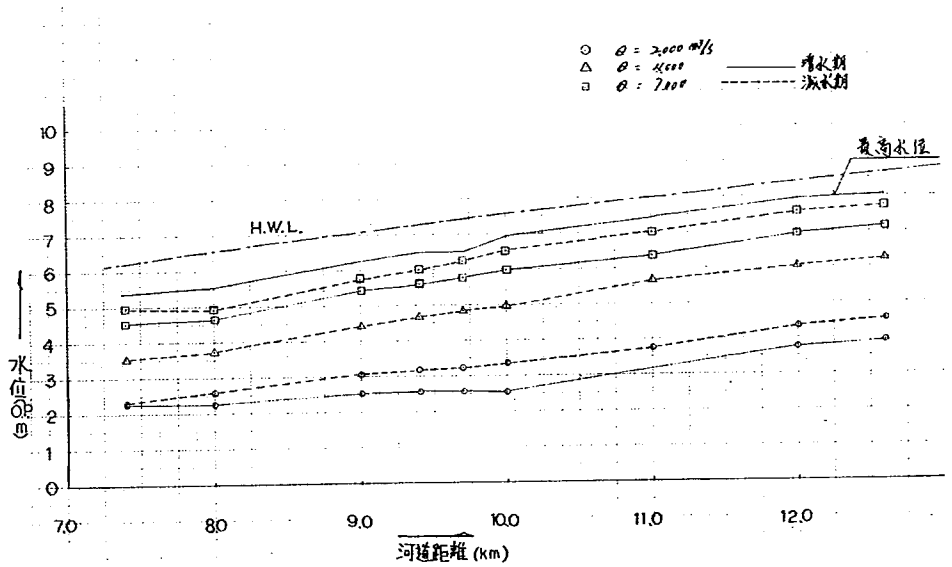
図－8.16　通水後概略図
（実験No.11）



図－8.17　通水後概略図
（実験No.12）



図－8.18　9.7 地点H～Q図（実験No.13）



図－8.19　水位縦断図（実験No.13）

二期締切上流側の局所洗掘については、保護工を布設したことや、この上流側の高水敷部分を残しておいた効果により、防ぐことができた。また、実験No.9、10で現低水路仮締切下流の両端に発生した局所洗掘に対して保護工を布設したが、その保護工先端で新たな洗掘が発生し保護範囲が不足していると思われた。一方、暫定低水路内橋脚の保護工については、左右岸側の橋脚については十分な効果が見られる。しかし、中央の橋脚では、橋脚を中心にして保護工が山なりとなりまた、その天端高もO.P.−5～−6 mと布設時より低下している（図−8.16、写真−8.1.2～3）。保護工がない部分の河床洗掘は激しく、9.6k左岸側の最深部ではその河床高がO.P.−15mとなっている。

4.2　実験No.12（橋脚保護R＝30m実験、附図−8.2.1参）。

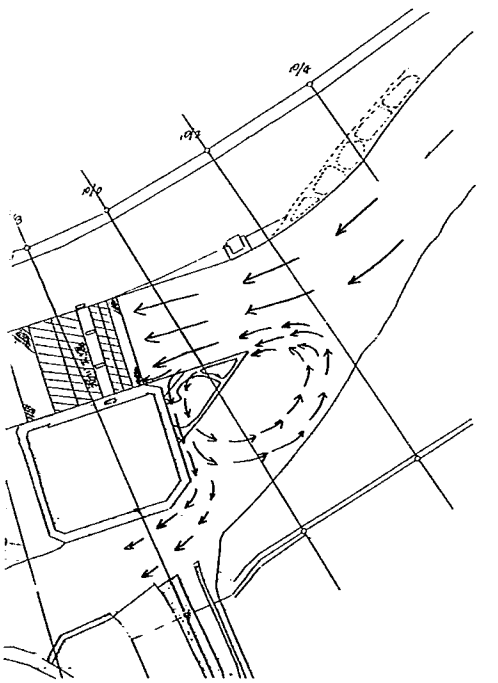
暫定低水路右岸法線形を後退させたことによる水位の変化はなかった（図−8.15）。しかし、流況はかなり変っており、8.8k付近では今までの実験に比べて暫定低水路内の流れが現低水路内へ集中するのを和らげている。

暫定低水路内の保護工は、中央のみをR＝30mと大きな範囲の保護をしたため、橋脚周辺の保護工の天端は、橋脚から17～20mの範囲が布設時と同じ高さで残っている。しかし、それ以遠では洗掘面にそって保護工（砕石）が落ち込んでいる（図−8.17、写真−8.2.2～3）。暫定低水路内河床の最深部は9.6k左岸側にあり、洗掘深はO.P.−17.5mにも達している。一方、8.8k地点では右岸法線形を後退させたことによって、現低水路の最深部は中央から右岸側へ移動している。そのため、低水路法線形を後退した範囲の上淀橋橋脚の洗掘は今までより厳しくなった。

4.3　実験No.13（橋脚保護R＝20m実験、附図−8.3.1～12参）

実験の縦断水位は各流量ともほぼ一様勾配であり、水位の急な変化はない（図−8.18、19）。流況については、通水開始から流量がほぼ3,000㎥／sになるまでの間図−8.20に示すような大きな渦の発生があった。これは定流実験では見られなかったことである。また、水位が二期締切高に達するまでの間は二期締切上流面にそって暫定低水路から現低水路へ向う流れがあった。このような流れは増水期に起っただけであり減水期にはなかった。その他の流況は定流実験のそれと同様である。

この実験での河床変化（洗掘、堆積）の傾向



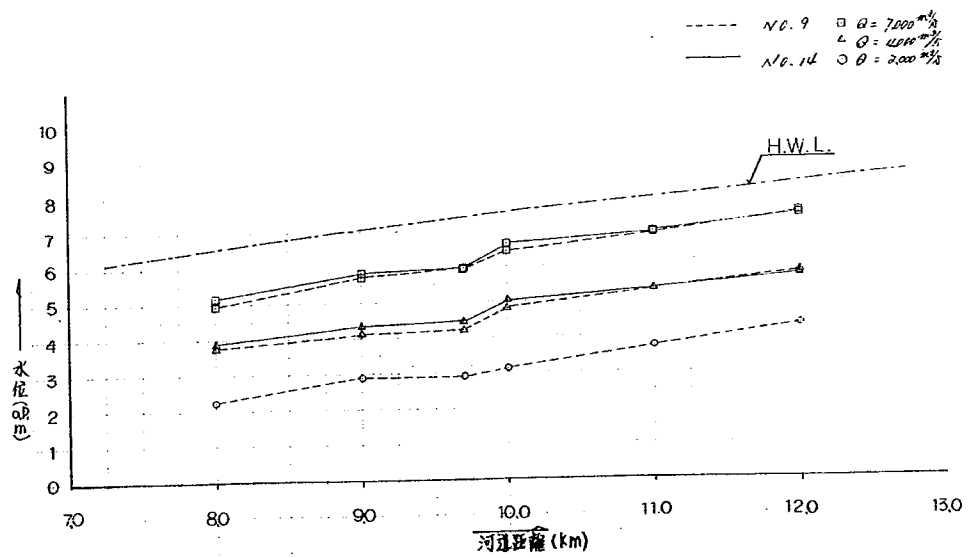
図−8.20　通水初期流況図

は、実験No.8の結果とほぼ同じである。暫定低水路内の河床変化をNo.8の結果と比べると洗掘範囲はほぼ同じであるが、局所的な洗掘深および洗掘の激しい範囲等の洗掘規模は本実験の方が小さい(写真－8.3.2)。暫定低水路の橋脚を保護した範囲が本実験ではR＝20mであるが、保護工付近の河床洗掘が少ないこともあり実験の結果では保護工はその効果を果している(写真－8.3.1)。

4.4　実験No.14(護床工設置実験、附図－8.4.1～4参)

暫定低水路下流部分に護床工を設置したことによる上流水位への影響はない(図－8.21)。なお、目視によると護床工周辺部では水面勾配の変化が短い区間で見られる。流速は暫定低水路内と現低水路内を比べた場合今までの実験と同様に暫定低水路側が早い。本実験の測定断面の中で流速が早いのは、護床工下流にある9.2k断面である。これは護床工の天端(高さO.P.－2m)で加速されたものであろう。この護床工が流況に与える影響は少なく、護床工を設置していない河道の実験結果(実験No.9)と同じである。現低水路と暫定低水路との分流量を比較すると、流量7,000m³/sのとき、現低水路側へは1,100～1,200m³/sが分流しており、実験No.9、10の場合より現低水路側の流れが多くなっている(表－8.4)。

次に暫定低水路内の河床変動は、大堰床版から護床工までの範囲の河床が9.4k地点右岸側の一部を残して洗掘されている。最深部は今までの実験での位置と異なり、9.5k下流で暫定低水路の中央にある。また、暫定低水路内橋脚周囲の洗掘も激しい(写真－8.4.2)。一方、護床工下流は今までの実験によると堆積傾向となっている範囲であったが、本実験では洗掘傾向となっている。



図－8.21　水位縦断図(実験No.9、14)

表－8.4　現低水路、暫定低水路流量配分表

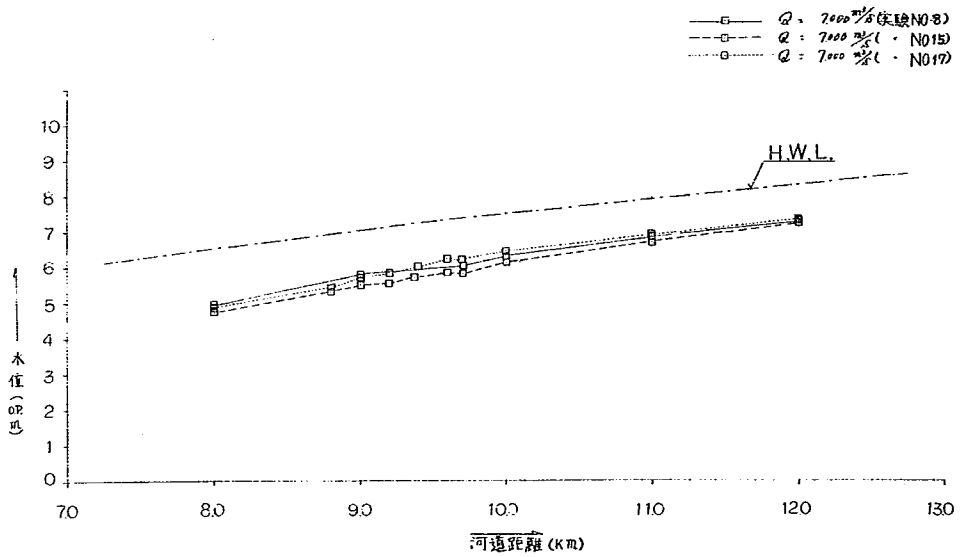
単位：㎥／s

断面 / 流量㎥／s	9.4 k		9.7 k	
	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
7,000	（1：5.3）		（1：4.9）	
	1,109	5,891	1,184	5,816

4.5　実験No.15（落ち込み防止工実験、附図－8.5.1～3参）

落ち込み防止工が水位、流速に大きな影響を与えることはなく、実験No.8の結果と同じである（図－8.22）。

二期締切周辺では、二期締切の暫定低水路側下流端で天端から暫定低水路内への流れの落ち込みや、その下流で渦の発生等があり矢板を打った効果はほとんどない。これは矢板を二期締切の内側にそって打ったためと思われる。しかし、その下流部では高水敷上および暫定低水路内の流れが矢板にそって流れており、両方の流れが合流するところでは流れの片寄りがなくスムーズに合流している。矢板面における高水敷と暫定低水路側の水位を比較すると、矢板の上流では高水敷水位が高くなっているが、下流に向うにしたがってその差が少なくなり、合流部ではほとんどその差は見られない（現低水路と暫定低水路との差もそれと同じ傾向である。表－8.5）。流量配分は落ち込み防止工がない場合とほとんど変わりがなく、流量



図－8.22　水位縦断図（実験No.8、15、17）

表－8.5　現低水路、暫定低水路水位差表
（現低水路水位－暫定低水路水位）

単位：　m

流量＼断面	9.0k	9.2k	9.4k	9.6k	9.7k	10.0k
7,000㎥/s	0.06	－0.01	0.23	0.19	0.46	－0.06

表－8.6　現低水路、暫定低水路流量配分表

単位：㎥/s

流量㎥/s＼断面	9.4 k		9.7 k	
	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
	（1：3.0）		（1：3.0）	
7,000	1,746	5,254	1,746	5,254

7,000㎥/sの場合現低水路側には約1,750㎥/s分流する（表－8.6）。次に河床変化について実験No.8の結果と比べるとその傾向は同じでありまた、暫定低水路内の洗掘および最深部河床高について落ち込み防止工を設置したことによる洗掘防止の効果は見られない（写真－8.5.1～2）。これは、暫定低水路側を5,000㎥/s以上の多くの流量が流れているためと思われる。

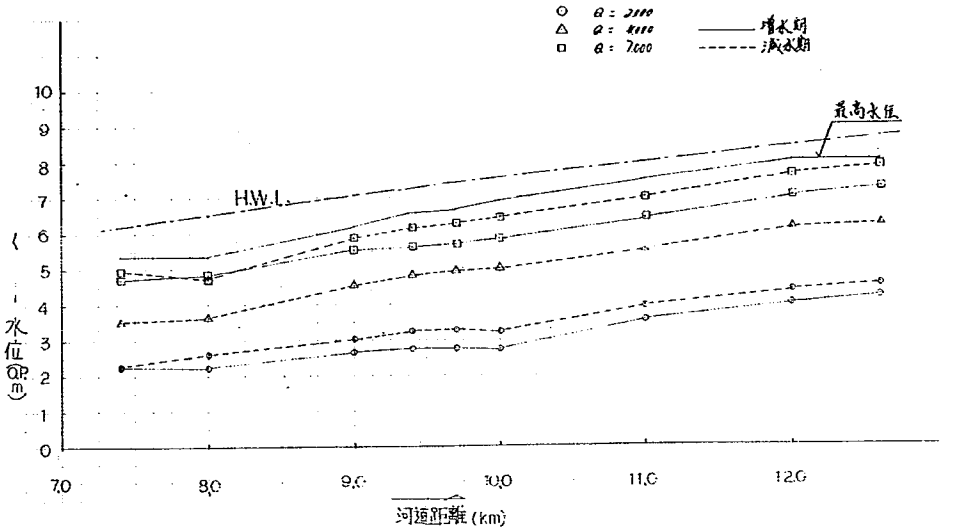
4.6　実験No.16（流入幅二門実験、附図－8.6.1～12参）

暫定低水路上流部の掘り残しによる影響は、小流量時には水位（図－8.23、24）および分流比（目視）等にあらわれるが、流量が増加するにつれて小さくなり、大流量では実験No.13の結果とほぼ同じである。

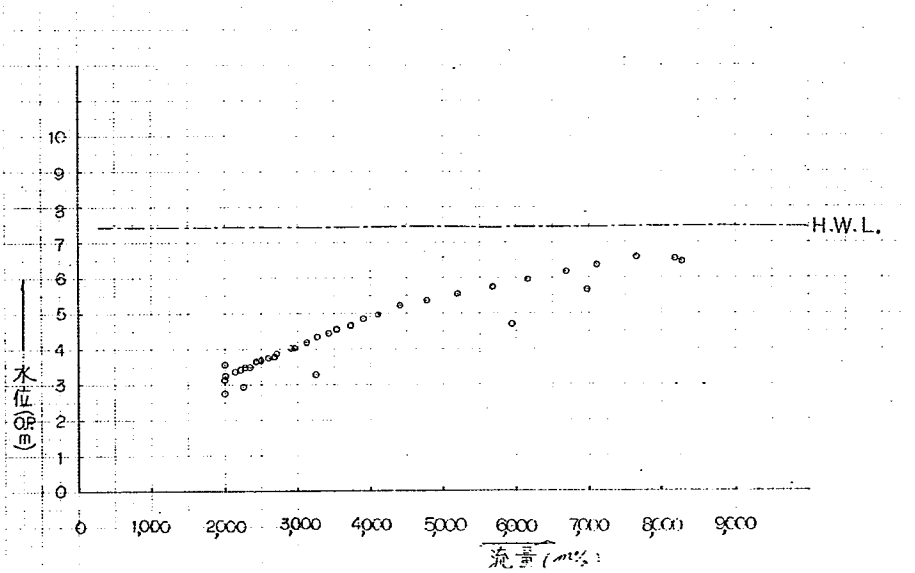
河床変動については、大堰下流の左岸側に保護工を布設した効果が大きく表われている。この保護工の布設範囲は、今までの実験で最深部となったところである。保護工を布設したため最深部の位置は、この下流の共同橋と千里山線橋との間に移っており洗掘深はO.P.－11mとなっている。なお、深掘れ部は今までの実験では1箇所であったが、本実験においては2箇所に分散している。

4.7　実験No.17（河床高O.P.±0m実験、附図－8.7.1～14参）

暫定低水路河床高を高くしたことにより水位、流速、流量配分に影響があらわれる。水位については、図－8.22の水位縦断図より9.2k上流の水位が今までの実験（No.8,15）と比べてやや高めである。この水位差はさらに上流部においては小さくなり、今までの実験結果と同じとなる。流速については、現低水路側の最大流速がかなり大きくなり、暫定低水路側との差が今までより小さくなっている（表－8.7）。ただし、平均流速で比較した場合には、現低水路側が1.5～2.0m/sで暫定低水路側が2.0～3.0m/sであり暫定低水路側は、今までと同様に早い。8.8k断面では今までの実験と同様の流速でありまた、高水敷上



図－8.23　水位縦断図（実験No.16）



図－8.24　9.7地点H～Q図（実験No.16）

表－8.7　最大流速値比較表

単位：m／s

断面 / 流量m³/s	8.8 k		9.2 k		9.4 k		9.7 k	
	現低水路	高水敷	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
7,000	3.04	3.59	1.52	2.52	2.73	2.80	3.00	3.60

表－8.8　現低水路、暫定低水路流量配分表

単位：m³／s

断面 / 流量m³/s	9.4 k		9.7 k	
	現低水路	暫定低水路	現低水路	暫定低水路
7,000	（1：2.3）		（1：2.3）	
	2.153	4,847	2,153	4.847

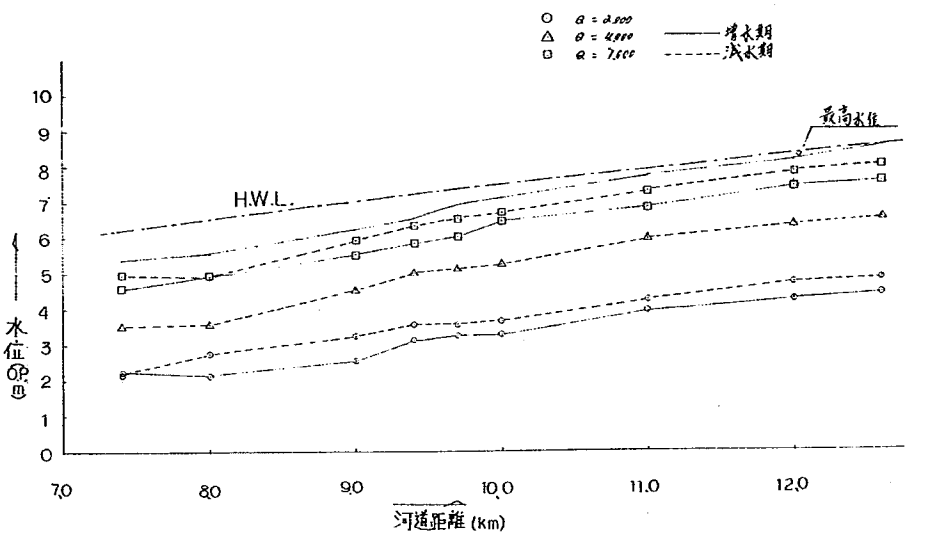
も早くなっている。現低水路と暫定低水路との流量配分は表－8.8に示すようであり、今までの実験結果より多くの流量が現低水路側へ流れている。しかし、当初予定していた現低水路側3,000m³／sの流量にはおよばなかった。なお、目視観察によると通水初期には現低水路側にも多くの流量が流下していたが、時間の経過とともにその流量が減少した。これは、通水により暫定低水路河床の洗掘が進み、そちらへ流量が流れやすくなったためと思われる。流量配分が今までと異なったことによる流況の変化は大きくはなかった。

次に通水後の暫定低水路内河床変化は、洗掘傾向および最深部位置、河床高等、今までの実験結果とほぼ同じであり、暫定低水路の河床高を高くした効果や影響がない（写真－8.7.1～2）。大堰床版から9.3k付近までは計画河床高（O.P.－4m）より低下しており、最深部は9.6k左岸側にありO.P.－15mの深さである。合流部付近の河床高は、O.P.－1～0mとなっており初期河床よりやや低下している。暫定低水路内で洗掘された土砂は、合流部付近を流下してしまい、合流部での異常な堆積は見られなかった。

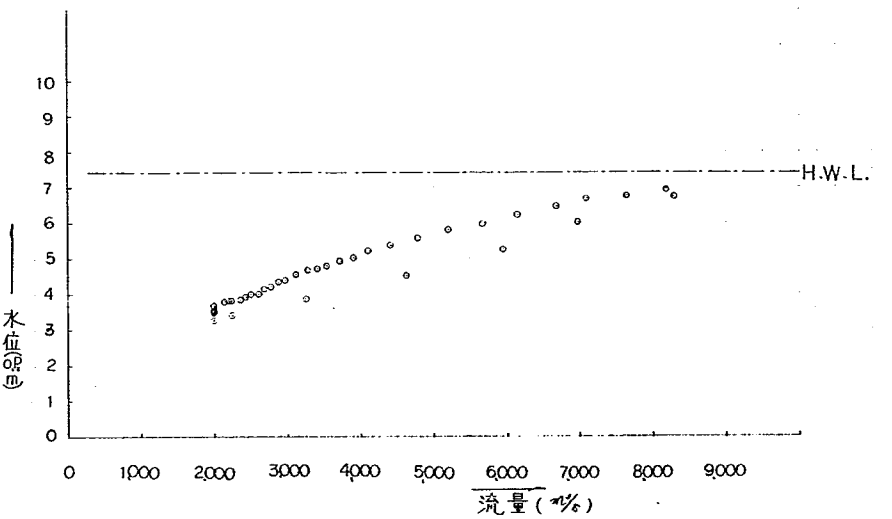
4.8　実験No.18（河床高O.P.±0m実験……不定流、附図－8.8.1～2、附図－8.7.4～13参）

本実験は前実験（No.17）と同一の河道にピーク流量8,270m³／sの不定流を流したものである。水位を実験No.13、16の結果と比べると9.2kより上流で本実験の方が高めである。また、9.7k地点のH～Qカーブも水位が高くなっている（図－8.25、26）。流況は通水初期に図－8.27に示すような暫定低水路内での渦、二期締切上流面での流れがあった他は今までの実験と変わりはなく、河床高を上げたことによる流況への影響はあまりない。なお、目視観察によると今までの不定流実験より現低水路側の流量は多くなったようである。

暫定低水路河床高を変更したことにより、大堰下流の洗掘は今までと異なった傾向となっている。計画

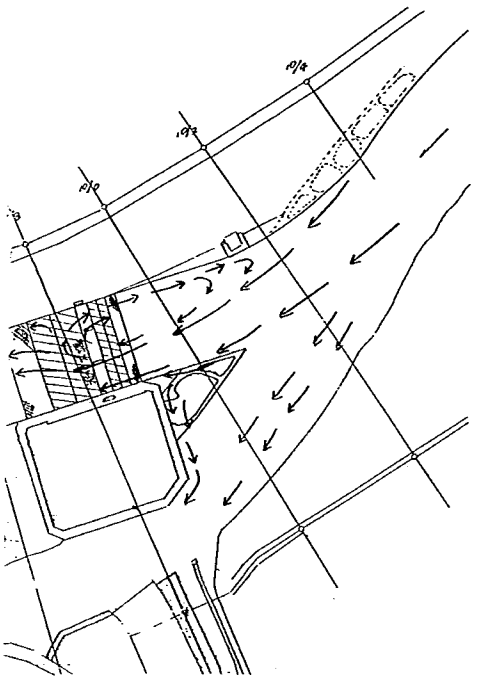


図－8.25　水位縦断図（実験No.18）



図－8.26　9.7地点H～Q図（実験No.18）

河床高（O.P.－4m）より低下（洗掘）した範囲は、大堰下流から9.3k付近までありその範囲は今までの実験よりやや狭い。さらに下流の河床は、初期河床高（O.P.±0m）より低下してはいるが、その高さはO.P.－1～－2m程度である。また、暫定低水路内の深掘れ部は、9.6k左岸側と低水路中央にある共同橋橋脚の下流にあり、O.P.－12mの河床高（局所洗掘深）となっている。その他、洗掘形状も今までと異なり河床高O.P.－4mの実験では9.6k付近左岸側に深掘れ部があり、その下流の9.2k付近までの間に中央から右岸側へ深掘れ部が転移したが、この実験では大堰下流から千里山線橋付近までの間の低水路中央付近に洗掘の大きい範囲が集中した。



図－8.27　通水初期流況図

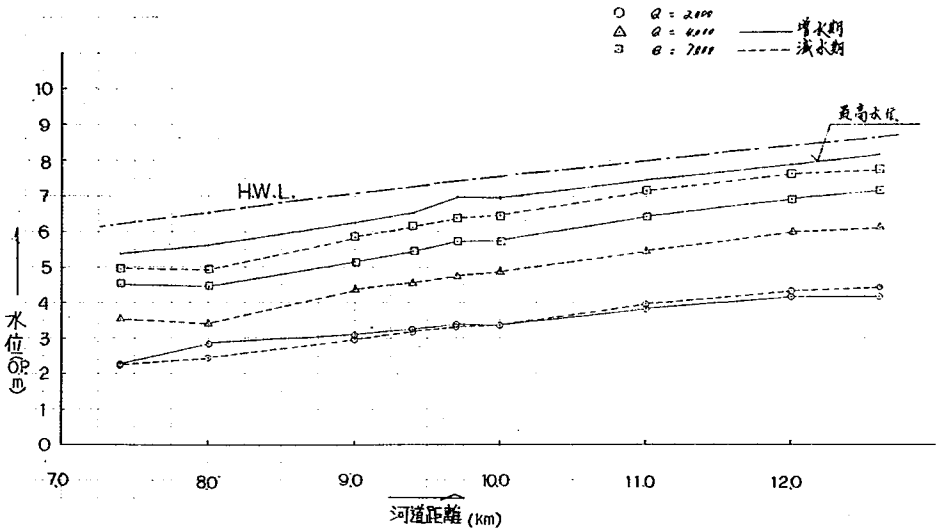
4.9　実験No.19（河床高O.P.－2m実験、附図－8.9.1～12参）
実験No.20（上淀橋保護O.P.－5m実験、附図－8.10.1.～2、8.9.2～11参）
実験No.21（上淀橋保護O.P.－3m実験、附図－8.11.1～14参）
実験No.22（上淀橋保護O.P.－3m、矢板実験、附図－8.12.1～2、8.11.2～13参）

この4ケースは大堰上下流の暫定低水路河床高をO.P.－2mとしたケースで、上淀橋の保護工がそれぞれ異なる実験である。

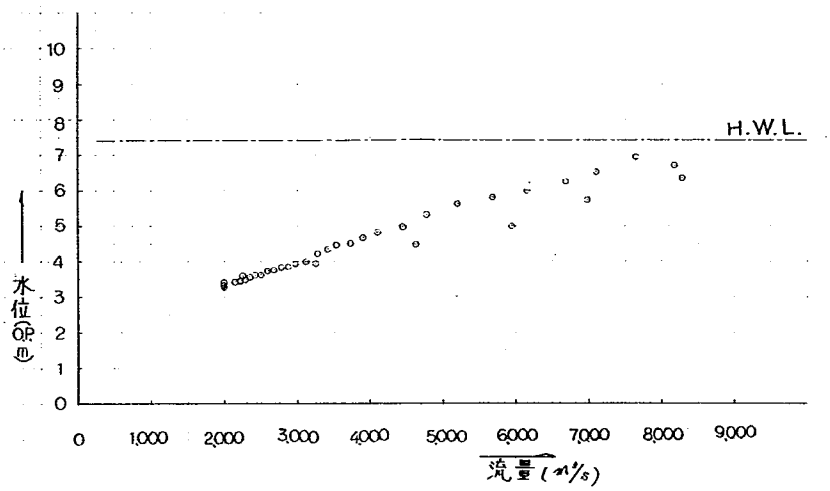
水位、流況については低水路河床高および上淀橋保護工の相違による顕著な差はない（図－8.28～35、写真－8.9.1～3、8.11.1、8.12.1）。なお、上淀橋付近の流れを注意して観察すると、水位が上淀橋によって堰上げられている。また、橋脚間の流れは相当早く水面では左岸堤防側でも早い流れとなっている。

4.9.1　暫定低水路河床高O.P.－2mについて

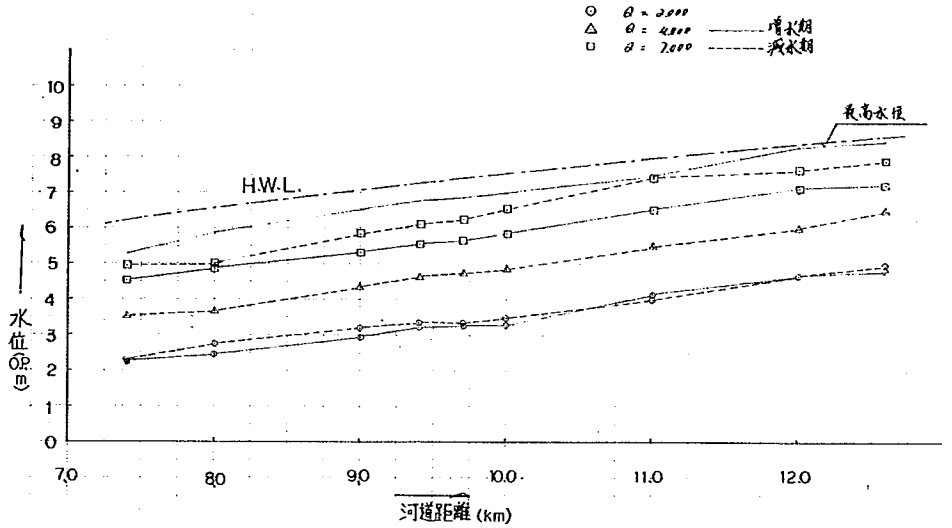
次に暫定低水路内の河床変化を4ケースについて比較すると、全体的な洗掘傾向は良く似ているが、実験No.19の河床洗掘が他の3ケースより少なめとなっている。この実験で目立ったことは、通水後の河床に砂および河床保護用の小砂利が混入していたことである。この砂や小砂利は今までの実験でも通水後河床に混じっていたが、実験No.19ではその量が特に多かった。河床上に見られた砂は、深掘れ部に多くあり粒径はおおよそ0.1～0.2mmである。この砂は模型周辺から風で模型内に運び込まれたものと思われる。また、保護工用の小砂利は、河床整形時に取り去った残りであると思われる。こうした理由により実験No.19は、河床が移動しにくくなったものと思われ、これを除いた3ケースにて検討する。実験No.20～22の3



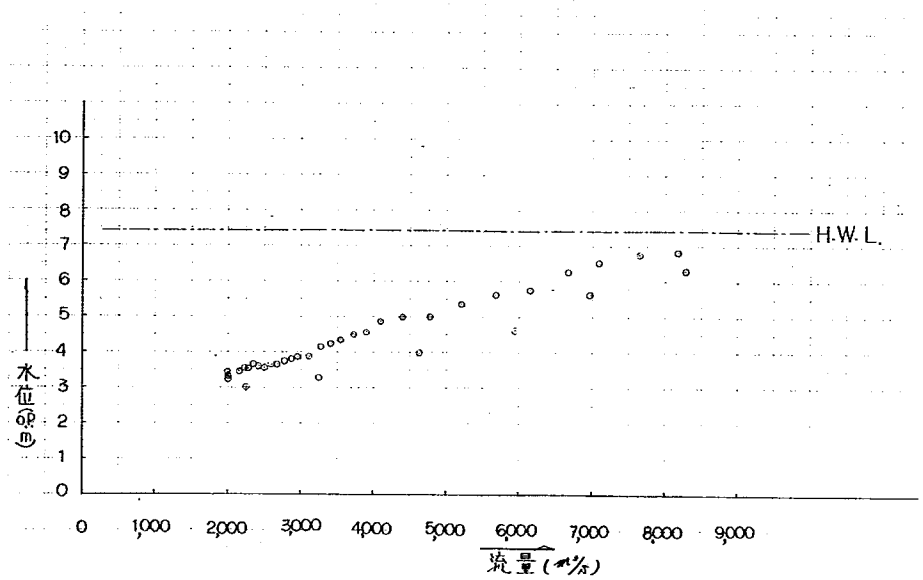
図－8.28　水位縦断図（実験No.19）



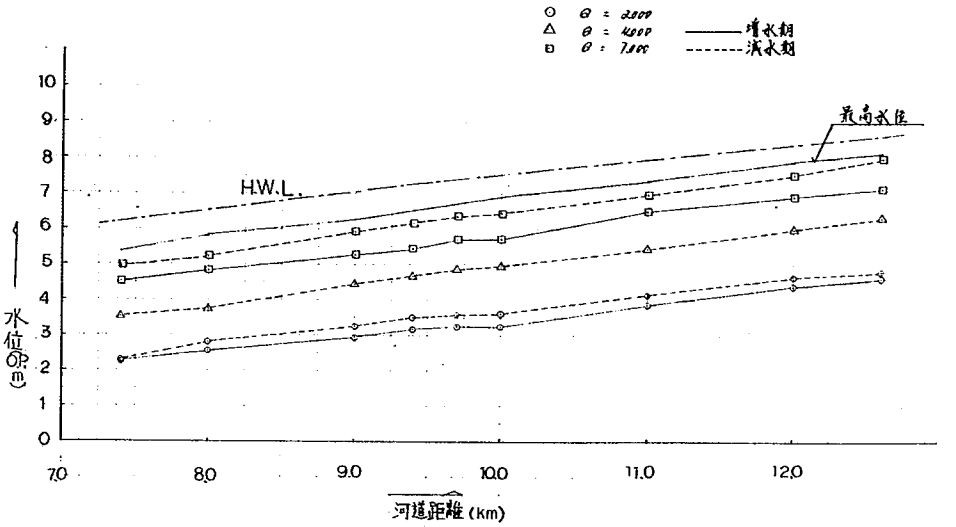
図－8.29　9.7地点H～Q図（実験No.19）



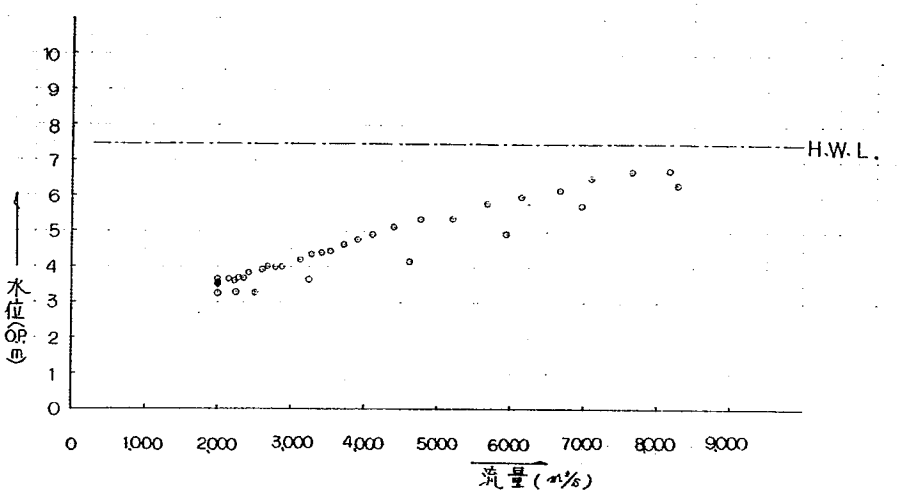
図－8.30　水位縦断図（実験No.20）



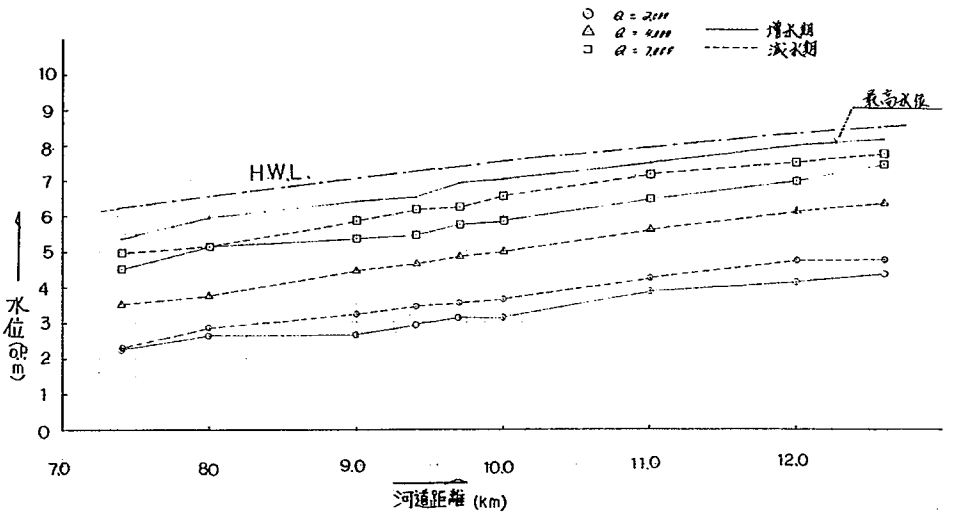
図－8.31　9.7地点H～Q図（実験No.20）



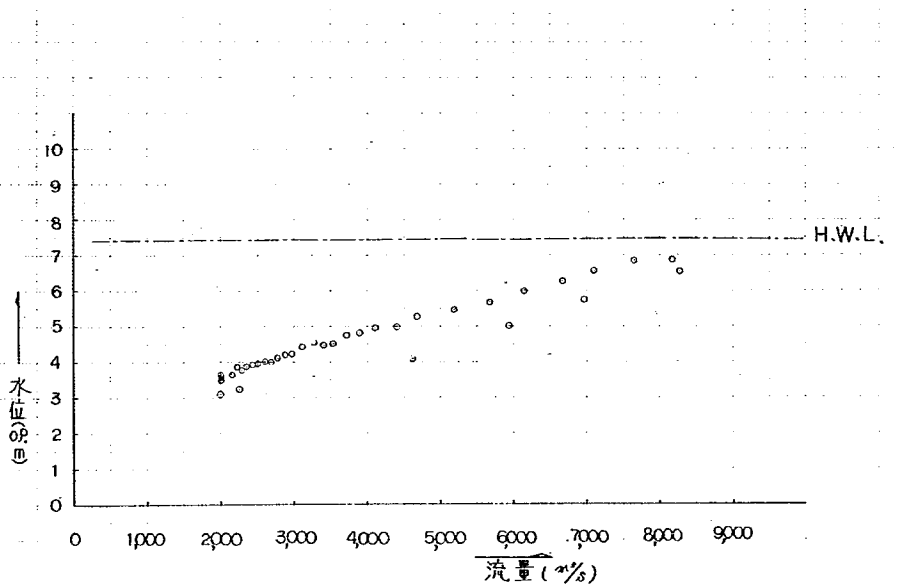
図－8.32　水位縦断図（実験No.21）



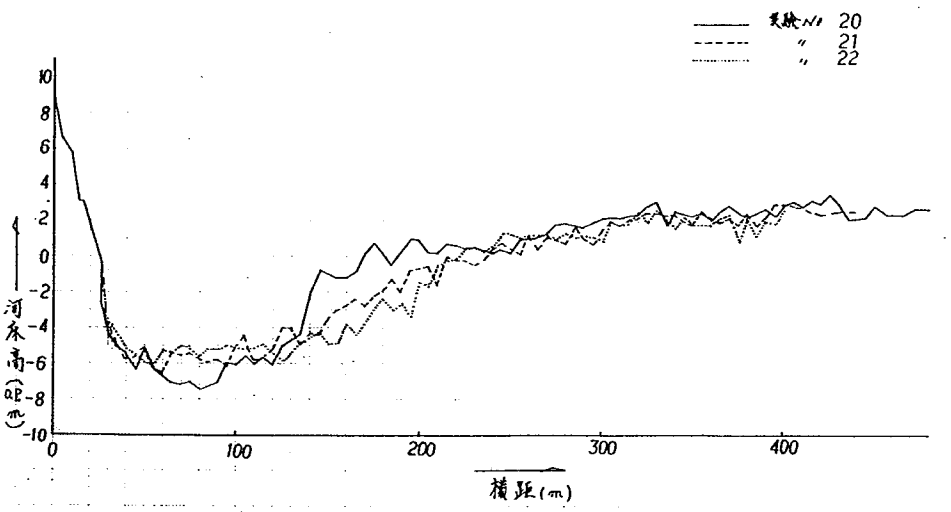
図－8.33　9.7地点H～Q図（実験No.21）



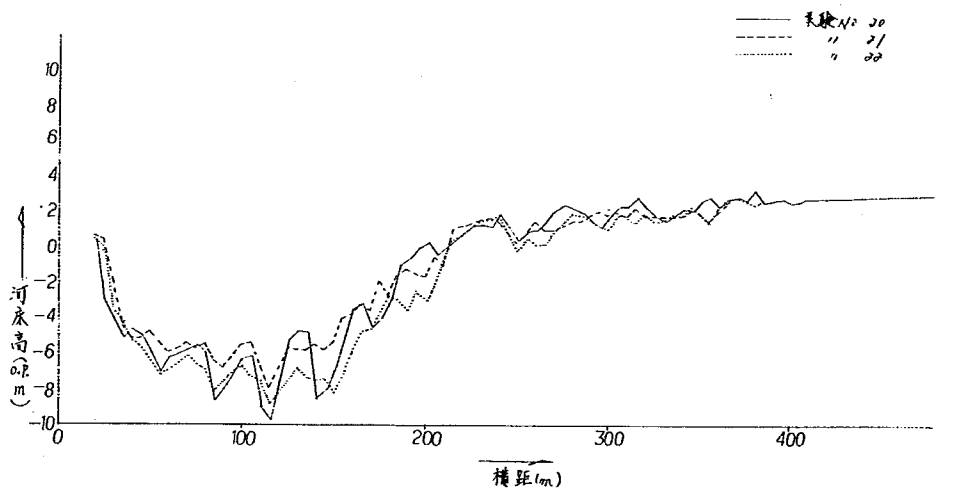
図－8.34　水位縦断図（実験No.22）



図－8.35　9.7地点H～Q図（実験No.22）



図－8.36　河床横断面比較図（8.8k）



図－8.37　河床横断面比較図（8.7k）

ケースともに堰床版上への堆積が多く左岸側の一門分を除いた範囲が堆積傾向となっている。しかもその高さがO.P.－2m～－3mにおよび局所的にO.P.－1mの範囲もある。一方、大堰下流の河床は、最深部が9.6k左岸側にあり、その下流での深掘れ位置は左岸側に見られる。この3ケースの最深河床高は、実験№20でO.P.－10m、№21でO.P.－8m、№22でO.P.－9mとなっている。この暫定低水路内の洗掘を今までの不定流実験と比べると、計画河床高以下に洗掘された範囲や最深河床高はともに今回の実験の方が少なくなっている。

4.9.2　上淀橋保護工について

次に上淀橋の保護工および、その付近の河床変化について検討する（写真－8.10.2、8－11.2～3、8－12.2～4）。保護工天端の沈下はなくまた懸念された橋脚周囲の局所的な沈下もなかった。また、保護工の流出も少なく実験での効果は3ケース共十分である。保護工天端高の相違（O.P.－3m、O.P.－5m）による河床変化を保護工上下流の8.8kと8.7kの断面で比較すると低水路の最深河床高はどちらもO.P.－5m案の方が深くなっている。一方、堆積についてはO.P.－5m案の方が多く、特に8.8k右岸側の堆積が大きい。保護工下流の8.7k断面では橋脚の影響による河床の凹凸がO.P.－5m案で激しい。しかし、保護工下流から新淀川橋にかけての低水路の河床変化を比べると、O.P.－5m案では深掘れが低水路中央にあるが、O.P.－3m案では保護工下流で中央にあった深掘れ位置が、下流に向うにしたがって左岸側へ寄る傾向となっている。次に、保護工下流端の矢板の有無による河床変化を比べると、上流側の8.8kでは河床がほとんど同じであるが、下流の8.7k断面では、低水路内河床が全体的に低下している。また、矢板下流の左岸堤防側護岸前面は洗掘されており、護岸用の砕石が一部流出している。その他矢板がない状態では下流の洗掘面と保護工のなじみがあったが、矢板のある状態では矢板で保護工が十分押さえられていた。

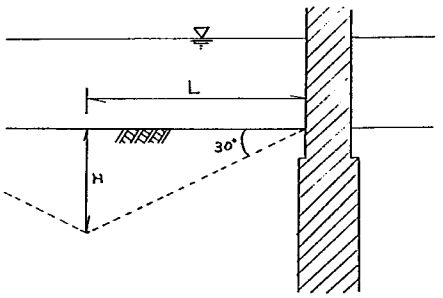
第5節　考　　察

5.1　附帯三橋橋脚保護工について

実験における橋脚保護は、模型値でϕ＝2cmの砕石（現地換算するとϕ＝1mに相当）を用いて橋脚周囲を保護した。模型での保護工の厚さは、保護工下の河床材料（石炭粉）が吸い出されないと思われる砕石厚（四層、模型値で8cm）とした。実験は流量7,000m³／sを2時間通水した定流実験と、ピーク流量8,270m³／sの不定流実験を行った。定流実験は、現地河道に対してはかなり厳しい条件であると思われるが、河道形状が長年に渡った場合のことを考えて実施しているのである。一方、不定流実験は一出水の河床および保護工の変化状況を求めたものである。この結果によるとR＝10m（流量7,000m³／s、2hr定流）の場合は、河床洗掘が激しい場所の近くの保護工が橋脚を中心にして山状になり、その天端高も初期河床に比べて低下している。この場合暫定低水路の河床で洗掘深が大きいところは初期河床より約11m低下した。このため、保護工が洗掘に耐えられないものと思われる。保護工は山なりになっているが、橋脚の周囲を保護している感じで残っている。次にR＝30m（流量7,000m³／s 2hr定流）の実験結果では、橋脚より遠い部分はR＝10mの結果と同じように洗掘面を覆う感じとなって崩れているが、橋脚から17～20m

の範囲は、通水初期と同じに残っている。一方、不定流実験によるR＝20m案は、局所洗掘深や洗掘範囲が定流実験に比べて少ないため保護工の崩れ方が少ない。

R＝10m、R＝30m の実験において保護工が崩れた後の局所河床勾配を求めるとおよそ30°前後であった。そこでこの勾配を現地に適用して（現地と模型において河床材料の粒径および比重の相違、砕石と現地保護工の相違等によってこの勾配は変わるものと思われる。）、保護工前面で河床が洗掘された場合の洗掘深とその影響の関係を表わすと図－8.38のようになる。この場合L＝$\sqrt{3}$Hで表わされる。実験結果からこの洗掘深は、ほぼ10m（最大で13m）におよぶことになるので、橋脚近くの保護工が変動しないためのLは約20m程度必要になる。ただし、これは保護工を必要とする期間がかなり長期間となる場合を想定している。これが、短期間であり洪水を受ける回数が少ないならば、不定流実験で得られた結果のように保護工の布設範囲が狭くても危険ではなかろう。なお、保護工を布設する場合には、一般に根固工の布設にも言われていることであるが、屈撓性を持たせることが必要である。また、保護工下からの河床材料の吸い出しも押さえる必要がある。特に、橋脚周辺では、流れが乱れるので注意が必要である。



図－8.38　洗掘状況概略図

5.2　河床高変更について

5.2.1　河床高O.P.±0m案について

定流実験の実験結果を、河床高O.P.－4mの結果と比べると計画河床高（O.P.－4m）より低下した範囲および最深河床高がやや少なくなるようである。しかし、初期河床高が4m異なっていることを考えると、河床高を高くした効果は少ない。一方、不定流実験の結果は他のケースとやや異なった洗掘形状となっており、大堰下流から千里山線橋までの間の河床がほぼ全体的に洗掘されている。（今までの洗掘形状は、9.6k付近左岸側に最深部があり、その下流での深掘れ部は中央および右岸側に向う傾向である。）しかし、千里山線橋の河床洗掘は少なく河床高はO.P.－1～－2mほどである。これは、大堰床版高（O.P.－4m）とその下流の暫定低水路河床高（O.P.±0m）の高低差が4mもあり流量が流れにくくなり千里山線下流の河床洗掘が少ないものと思われる。しかし、大堰から千里山線橋の間にある最大洗掘深は、河床高O.P.－4mで不定流通水の実験結果と大きく異なっていない。同一河道での定流実験と不定流実験との河床形状の相違は、不定流実験の方が定流実験に比べて河床変動に対する影響が小さいためであろう。

5.2.2　河床高O.P.－2m案について

河床高O.P.－2m案での実験結果と河床高O.P.－4mの実験結果を比べると、計画河床高（O.P.－4m）より低下した範囲および、局所洗掘深がO.P.－2m案で小さい。O.P.－2m案の実験では大堰上流の河床

を大堰下流と同じくO.P.－2mとしてあるが、O.P.－4m案、O.P.±0m案の実験ではO.P.－4mとなっている。この河床高の相違によりO.P.－2m案では上流部からの給砂が他の2ケースに比べて多くなり、結果として洗掘が小さくなったものとも思われる。また、大堰床版上の堆砂量を比べるとO.P.－2m案が、他のケースより多くなっていることからも流砂量に差があらわれているものと考えられる。なお、この他の原因として実験No.19のように砂が混入したということも考えられる。しかし、この3ケースは河床整形前に模型内に通水をして砂と石炭粉をある程度分離したことや、実験の通水後河床を見た場合砂の混入量は少ないことまた、3ケース共同じ傾向であること等を考えると砂や異物の混入による影響は少ないものと思われる。なお、大堰上流の河床高を高くした場合給砂量が多くなり、大堰床版上右岸側への堆積が増えると思われ、堰操作に支障が起こることも考えられる。

5.3　各種工法について

前述の直接的な洗掘対策工法以外に、暫定低水路内を流れる流量を減少させたり、局所洗掘の発生する位置を構造物から遠ざけるなど間接的な方法も考えられる。暫定低水路内を流下する流量を減少させる目的のものとしては、実験No.14、16がある。また、同様の目的で現低水路、高水敷、暫定低水路それぞれの流量を固定しようとする実験（実験No.15）がある。その他、局所洗掘の位置を二期締切大堰床版の近くから遠ざける目的では、大堰下流左岸側に護床工を布設した実験（実験No.16）がある。実験No.14、16は、暫定低水路内に構造物を設置あるいは掘り残し部分を作り、暫定低水路内を流れる流量を減少させようとした実験である。しかし、実験No.14の結果によると暫定低内の洗掘は、構造物がない実験よりも大きくなっており、また、暫定低水路の流入部を掘り残した実験No.16では小流量時には効果があるものの、大流量時にはほとんどその効果がなかった。実験No.15で実施した落込み防止工は、高水敷から暫定低水路へ流れが落ち込むのを防止する効果はあったものの、洗掘深を少なくするという効果はほとんどなかった。実験No.16で実施した局所洗掘の発生する位置に保護工を布設し、局所洗掘の位置を下流に移動する方法はかなりの効果があった。

ただし大堰水叩き下流左岸の護床工の規模をさらに大きくするのは、洗掘が橋脚におよぶことになるので、禁物である。

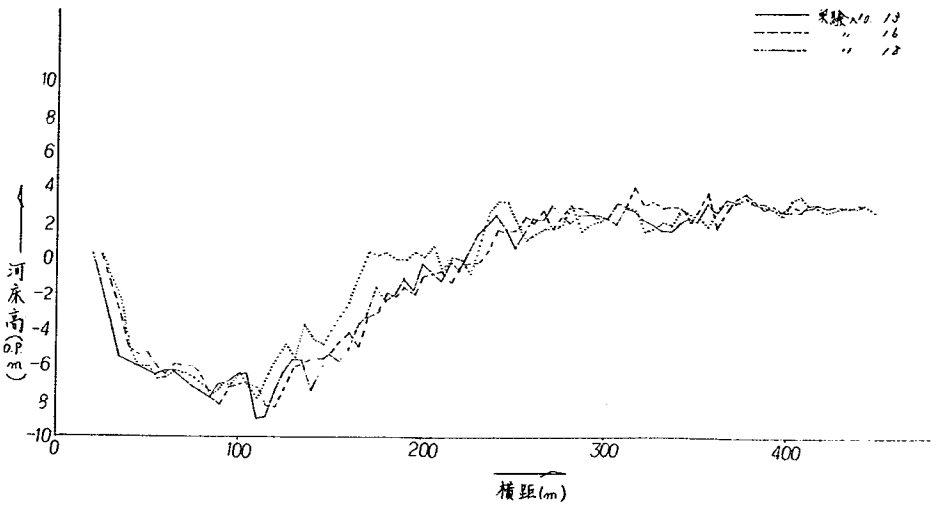
このように、暫定低水路を流下する流量を軽減させるのは容易ではなく、小手先きの対策をとってもそれが主たる河床洗掘防止対策あるいは橋脚洗掘防止対策とはなり得ない。したがって暫定低水路の河床の洗掘はある程度犠牲にして（掘削河床高がO.P.±0mやO.P.－2.0mでは洗掘土砂の異常堆積はないようなので）、橋脚周囲の直接的な保護あるいは護床工による水叩き等の直接保護を考えるのが基本と考えられる。

5.4　上淀橋保護工について

上淀橋保護工は、実験No.20、21、22の帯状保護工と、橋脚周囲5mの範囲を砕石（模型でφ2cm）を用いて1～2層で保護した小判型保護工との2種類がある。小判型保護工の場合、通水後には橋脚を中心にして砕石が山なりに残り、保護工と保護工との中間の河床は深掘れとなった。一方低水路内河床を帯状

に保護した場合は、保護工にはほとんど変化がなく、小判型より安全性や安定性は大きいと考えられる。反面、低水路を横断する構造物を設けることに相当するため、保護工下流部の局所洗掘に留意せねばならない。

保護工下流8.7k断面で河床形状を比較すると、洗掘深についての差はないが、帯状保護の場合の河床の激しい凹凸が目立つ（図－8.37、39比較）。



図－8.39　河床横断面比較図（8.7k）

帯状保護工の天端高O.P.－3m案は、現河床より天端高が平均2m高くなるため、O.P.－5m案に比べて上下流の河床変化や流況に与える影響が懸念される。実験結果によると水位、流況とも大きな相違がなかった。しかし、保護工下流の河床洗掘について比較すると、O.P.－5m案の方が河床高が深くなっている。さらに、O.P.－5m案では深掘れ部が低水路中央部にあるが、O.P.－3m案では保護工下流で低水路中央にある深掘れ位置が、下流に行くにつれて左岸側へ向っている。このように天端高については、両者とも一長一短があり一概に判断することは難しいが、保護工下流の左岸護岸への影響を最重視すれば、深掘れが中央に生ずるO.P.－5m案が良い。

矢板で保護工を確保する場合の矢板の影響は、保護工天端高がO.P.－3mの場合で保護工下流側のみ矢板を設置した実験で検討した。その結果、8.7k断面では、矢板を設置した場合の方が設置しない場合に比較して、低水路内河床が全体としてより低下しているようである。また左岸側の堤防護岸（模型では砕石）がより多く崩れおちている。もちろん保護工下流端での保護工材料の流失はなかった。

実験のこうした諸現象から見れば、天端高がO.P.－3mの場合には矢板を設置しない方が河道にとって

はより安全と考えられる。

保護工天端高についてはさらに施工上の問題があろう。

O.P.－5m案では、その高さは現状での平均河床高ではあるが、現河床を相当掘削した後保護工を埋め込むことになる。したがって工事の面から見れば、O.P.－3m案とし、さらに左岸護岸に影響が出ないよう工夫を加えるのも有力な方法と考えられる。

第6節　ま　と　め

6.1　暫定低水路内について

① 大堰下流附帯三橋の保護工は、実験の結果低水路中央の橋脚を除けばR＝10mの保護範囲で危険はないと思われる。

② しかし、暫定低水路中央部の橋脚は、付近の河床洗掘が激しいため、R＝10mの保護範囲では不十分と思われる。

③ この中央部の橋脚保護範囲をR＝30mとした実験結果によると、17～20mの範囲天端が変化せずに残る。

④ したがって、保護範囲がR＝20mあれば十分と思われる。

⑤ 保護工周辺の河床は、洗掘されるので保護工には屈撓性が必要である。

⑥ また、暫定低水路内の流速が早いので（流量7,000m³/sの場合約3m/s）、流失および、保護工下の河床材料の吸出しが、ないようにすることも大切である。

⑦ この保護工を布設したことによる悪影響はないようである。

⑧ 暫定低水路内を流下する流量を減少させる目的で下流部に護床工を布設したり、上流部に掘り残し部分を設けたが、その効果は明瞭ではなかった。

⑨ また、現低水路、高水敷、暫定低水路のそれぞれの流れを固定する目的で実施した落ち込み防止工は流量の固定、流況の整正は出きたものの洗掘深を少なくすることはできない。

⑩ 暫定低水路内の局所洗掘の位置が大堰床版，第二期締切に近いので局所洗掘の位置を遠ざける目的で大堰床版下流の左岸側に実施した河床保護により局所洗掘の位置が今までの位置より下流に移っている。この際、実験の護床工の規模以上に大きくしないことが必要である。

⑪ 暫定低水路河床高をO.P.±0mにした場合、O.P.－4mのケースに比べて現低水路を流れる流量が増加している。

⑫ しかし、河床洗掘の軽減に対してはそれほど効果がなく、定流実験ではO.P.－4m案の結果と同じようである。

⑬ また、1回の洪水を想定した不定流実験では、大堰床版から千里山線橋までの河床洗掘が激しい。

⑭ 暫定低水路河床高をO.P.－2mとした場合は、計河床高より低下した範囲、局所洗掘深がそれまでの実験と比べて少ない。

⑮ これは大堰上流側の河床高もO.P.－2mとした効果が大きく上流部からの補給砂が多くなったためと思われる。

⑯ しかし、問題点として大堰床版上への堆積がそれまでの河道より多くなっていることがあげられ、堰操作への悪影響が心配される。

6.2 上淀橋保護工について

① 上淀橋を小判型保護工とした場合は、保護工が橋脚を中心にして山なりになり、橋脚間の保護工がない部分の河床の洗掘が激しい。

② 本実験で実施した帯状保護工は、河床材料の吸い出し、保護工の流出も見られず、保護工天端は通水前と同じ高さである。

③ 低水路内帯状保護工による下流部への影響としては、橋脚および保護工の影響によると思われる河床の凹凸が小判型保護工より激しくなっている点があげられる。

④ 保護工天端高による影響は、下流の洗掘深のみについて比べるとO.P.－5m案での河床低下が大きい。

⑤ しかし、保護工下流の洗掘形状を比べると、O.P.－5m案では低水路中央部に深掘れ部があるが、O.P.－3m案では低水路中央にある深掘れが下流へ向うにしたがって左岸側へ向う傾向である。

⑥ 両案とも一長一短があり一概に決定することは難しいが、本床護岸への影響を考えればO.P.－5m案の方が良い。しかし、工事面から考えれば、本庄護岸側を一部強化したO.P.－3m案も有力となる。

⑦ 保護工下流の矢板については、矢板の設置によって下流側河床の洗掘が大きくなるほか、左岸の護岸の一部崩壊を誘発したようである。

⑧ その矢板なしの場合には、保護工下流端で保護材料が下流側に崩れ落ち洗掘面を覆うようになじんでいる。

⑨ したがって矢板打設は、保護工の確保の面からは望ましいが、本庄護岸に良くない影響をあたえる恐れがある。

第９章　六門暫定通水実験

第１節　実験目的

本章では大堰が六門完成し、8.8ｋから10.4ｋ付近までの区間において暫定低水路が掘削された六門暫定河道について洪水時の問題点を検討するものである。ところで、この六門暫定河道は前章まで検討を行った三門暫定河道から工事が進み右岸側の三門も完成した状態である。それまで上流の水位調節は長柄堰、大堰の操作により行っていたが、六門暫定河道では大堰のみの操作となる。また、河道形状もこれまでと大幅に異なり8.8ｋから10.4ｋまでの区間において現状の高水敷部分に暫定低水路が掘られ、この区間の現低水路部分には高水敷が造成されたり、大堰左岸側の各種附帯構造物が建設される。このため、この付近の河道形状は、上流部から現状河道、暫定河道、そして再び現状河道となっている（図－1.16、第１章参）。また、低水路の幅が現低水路と暫定低水路で異なり暫定低水路上流部では急拡、暫定低水路下流部では急縮となっている。その他暫定低水路左岸側法線は、左岸側の堤防に直接当っている。以下、六門暫定低水路で発生すると思われる問題点をあげる。

- 大堰上流部

  六門暫定河道となればこの付近の河道は低水路が一本化し、河積も増大するので、今までより疎通能力が増加する。したがって、上流部での水位の低下や、流況、河床変動等に変化が現われると考えられる。

- 大堰および暫定低水路内

  暫定低水路は、現状河道の高水敷を掘削するもので、その低水路幅は300ｍ河床高はO.P.－4ｍにもおよぶ大きなものとなる。また、現低水路側には高水敷および大堰左岸の各種構造物が作られる。また、低水路幅を上流の現低水路の幅と比べると２倍となり上流から運ばれた土砂の暫定低水路内での堆積および、堰の操作に影響の出る堆積など考えられる。反対に附帯三橋橋脚周辺の局所洗掘などは軽減されることになる。この他、大堰左岸側には多種の構造物があり、この周辺での局所洗掘、および左岸側に新しく造成した高水敷上の荒廃も心配される。

- 本庄護岸上淀橋周辺の洗掘

  六門暫定低水路の右岸側法線形は三門暫定低水路法線形と同じであるが、左岸法線形は9.0ｋ上流部で左岸堤防と交わっており、この法線形だけを見ると暫定低水路からの流れが現堤防に直接当る印象を受ける。また、この付近の低水路幅をみると上流から下流に向って低水路幅が狭くなり、流れの集中が発生すると考えられる。しかも、この部分には三門暫定河道で問題となった上淀橋がある。したがって、本庄護岸への水当りおよび前面の洗掘、上淀橋の局所洗掘が問題になると思われる。

- 上淀橋下流部

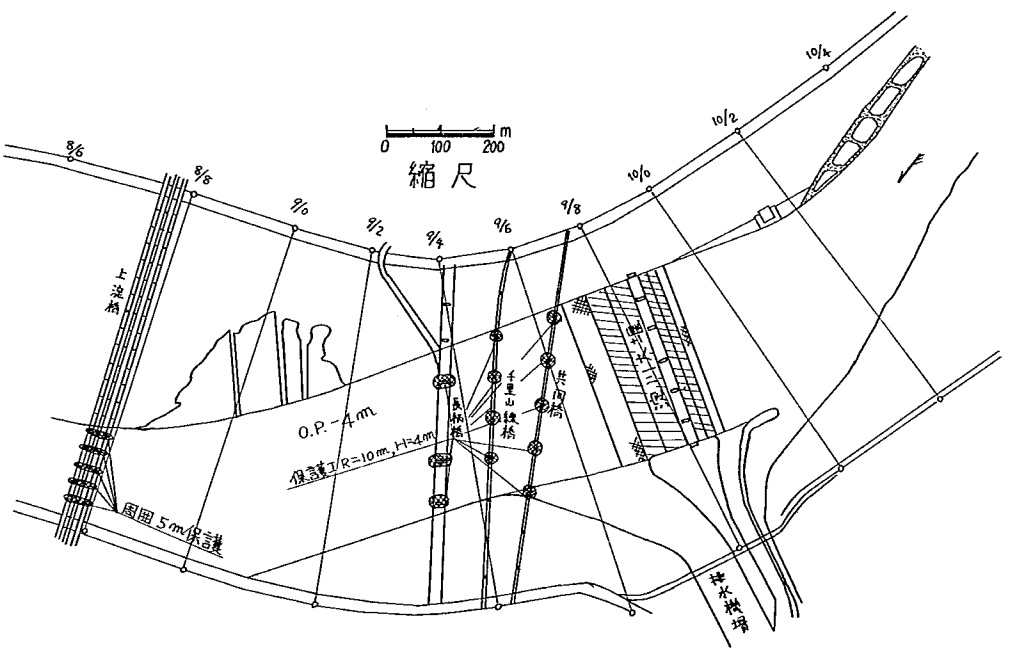
  上淀橋の下流部には新淀川橋、本庄水管橋等の橋脚がある。この周辺の局所洗掘は、三門暫定河道においても見られたが六門暫定河道においても同様に発生するものと思われる。

第2節　実験ケース

実験は実験ケース表（表－9.1）に示すように定流実験、不定流実験をそれぞれ平面図（図－9.1）の河道形状で実施した。本実験においては、六門暫定河道における問題点の把握および、この河道の特徴を観察するものである。この実験における橋脚保護工は、それぞれ砕石（$\phi = 2$ cm）を用いており、暫定低水路内橋脚は全橋脚R＝10mの保護をした。また、上淀橋の保護は、橋脚の周囲5mの小判型保護工を布設してある。

表－9.1　実　験　ケ　ー　ス　表

No	流量 m³/s	通水時間 hr	測定					備考
			水位	流速	流況	河床高	気球写真	
23-1	4,000	2:00	○	○	○	○	○	六門暫定実験
23-2	7,000	2:00	○	○	○	○	○	
24	8.270（ピーク）	1:48	○		○	○	○	六門暫定実験不定流



図－9.1　大堰付近平面図（実験No.23、24、六門暫定実験）

第3節　実験結果

3.1　実験No.23（六門暫定実験、附図－9.1.1～19参）

○　水　　位

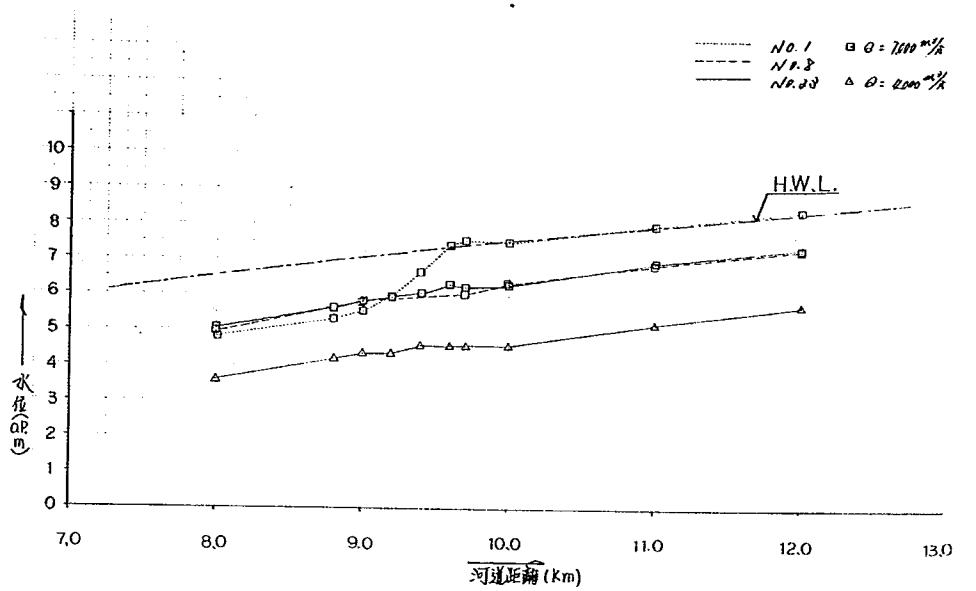
流量4,000m³/s、7,000m³/sの水位縦断面図はほぼ一様勾配であり、現状実験で見られたような水位の急変はない。また、暫定低水路内左右岸の水位差は、約0.1mと大きくはなく左右岸水位はほぼ等しいようである。本実験の水位を三門暫定河道における実験（実験No.8）と比べると、大堰上流での水位はほとんど同じであり、心配されたような水位の低下はない。なお、大堰付近の水位が、現状河道の実験より低下しているので、現状河道に比べてこの付近の流下能力は増加しているものと考えられる。なお、三門暫定河道と比べても水位差があまりなく流下能力は、三門暫定河道と大きな差はないと考えられる。

○　流　　速（附図－9.1.1～4参）

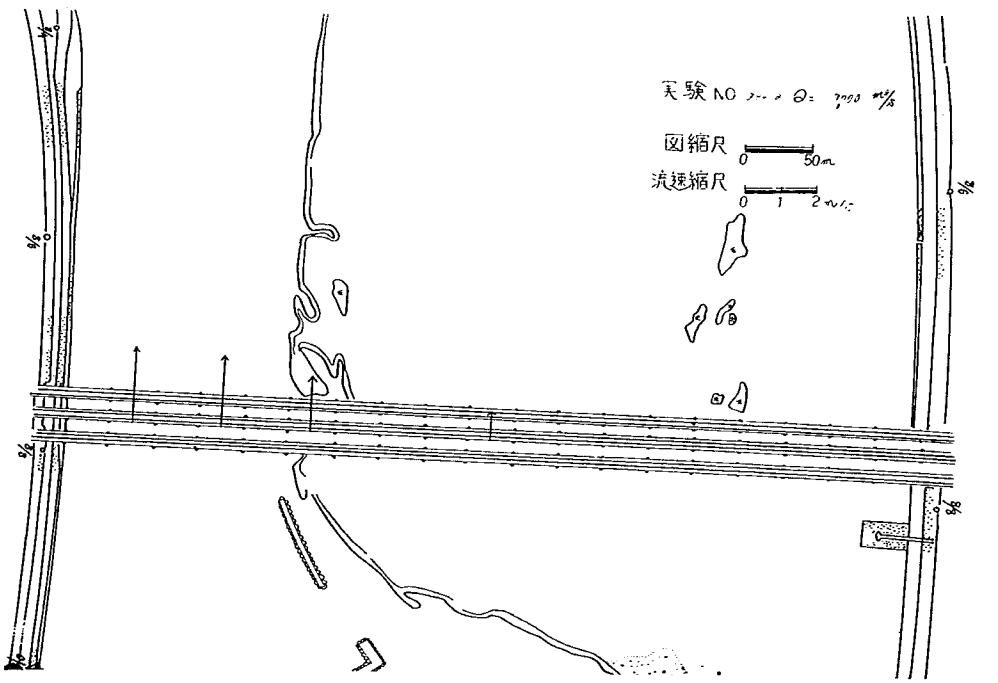
暫定低水路内の流速は、流量4,000m³/sで最大値が1.8m/s、平均値では1m/s前後で7,000m³/sでは最大値が2.3m/s、平均値では4,000m³/sの結果と同じく1m/s前後である。暫定低水路内各断面での流速の片寄りはなくほぼ一様である。右岸高水敷上（低水路の近く）の流れは、1m/s程度の流速となっている。暫定低水路から現低水路になる8.8k断面の流速は、流量4,000m³/sの最大値が2.1m/s、7,000m³/sでは2.6m/sとなっており、暫定低水路内よりやや早い。六門暫定低水路内の流速を三門暫定低水路内の流速と比較すると減少している。

○　流　　況（附図－9.1.5～6参）

大堰上流部の現状河道部分の流れは、流量4,000m³/sでは高水敷上にも流れがあるが、主流部はほぼ現低水路にそっている。流量が7,000m³/sになると堤防法線形にそう流れとなっているが、現低水路の影響が完全に消えたわけではない。また、10.4k付近の右岸側高水敷からは、両流量とも流れの落ち込みがある。流量4,000m³/sでの暫定低水路内の流れは、低水路法線形にそって流れており、水衝部等はない。しかし、暫定低水路の下流部では、右岸側の流れが9.2k付近より高水敷にのりあげている。一方、左岸側の流れは、9.4k付近から低水路法線形を離れ9.0k付近の堤防へと向う。この区間の左岸低水路法線際は、やや流れの緩やかな範囲となっている。暫定低水路下流部での流れは、9.0k付近から流向を変えて現低水路へと向かっており、8.8k付近において流れが集中している。流量7,000m³/sにおける暫定低水路上流部の流れは、4,000m³/sと同様に暫定低水路法線にそって流れており、下流部では9.4k付近より右岸側の流れが高水敷にのり上げる。こののり上げは4,000m³/sの時より激しくなっている。一方、左岸側の流れは、9.4k付近で低水路法線から離れ8.9k付近の堤防へと向っている。したがって9.4k付近から下流の左岸低水路法線形際は、4,000m³/sの時と同じように流れが緩かになっている。とくに9.1k付近では流れがほとんどなく、死水域化している。また、8.8k付近へは4,000m³/sの流れと同様に暫定低水路からの流れが集中している。この集中は、両流量共8.2k付近まで見られる。なお、9.0k付近下流の左岸堤防には4,000m³/s、7,000m³/sともに暫定低水路からの流れが当っている。しかし、流れの主流部は堤防より離れており堤防へは直接当っていない。大堰左岸側構造物、高水敷上の流れは緩やかでまた、この付近への水当りもない。左岸高水敷上の流れが9.2kから9.4k付近にかけて低



図－9.2　水位縦断図（実験No.1、8、23）



図－9.3　上淀橋橋脚間流速分布図

水路内へ流れているが、その流れは緩かであるため流況等を乱していない。

○ 河床変動（附図－9.1.7～19参）

大堰上流の現低水路部分で高水敷から流れが落ち込む場所の河床洗掘は、4,000m³/s、7,000m³/s共に激しい。大堰床版上への堆積は、4,000m³/sでは右岸側に多く、堆積厚は2～3mにおよんでいる。一方、左岸側は床版上に薄く河床材料が残る程度である。7,000m³/sでの堆積厚は流量4,000m³/sの時より小さくなっており、約0.5mであるが、範囲はほぼ床版全体におよんでいる。大堰床版下流の河床変化は少なく、4,000m³/sでは通水後河床がO.P.－4m±1mの範囲内である。また、流量7,000m³/s通水後も4,000m³/sの結果と大差はない。河床高は、局所的にO.P.－6mの深さがある他はO.P.－4m±1mの範囲にある。両流量共橋脚の影響による河床変化もなく、橋脚周囲を保護した保護工もそのままの形で残存している（写真－9.1.1、9.1.3）。このような暫定低水路内の河床変化に比べて、下流の現低水路内の洗掘は大き目となっている。上淀橋においては、橋脚間の洗掘が激しく、保護工が橋脚を中心に山なりになっている（写真－9.1.2、9.1.4）。この上流の8.8k断面は、両流量とも最深洗掘部が左岸堤防側に見られる。また、その上流部の8.9k断面においても8.8kと同じような形状となっている（流量7,000m³/sのケースで明瞭である）。なお、8.8k断面では右岸の高水敷部分の洗掘も見受けられ、7,000m³/sでは低水路から約100mの間が洗掘されている。低水路内の洗掘は、上淀橋付近だけではなくその下流部でもあり洗掘が激しくなっている（写真－9.1.5）。大堰左岸の構造物付近の洗掘は、流量4,000m³/sではなかったが、流量7,000m³/sでは、導流壁（水門と閘門との間にある構造物）先端に局所洗掘が見られまた、閘門、水門内の河床の暫定低水路側に河床変化が起こった。しかし、あまり大規模ではなく問題にならないと思われる。高水敷の洗掘および低水路法線法面の浸食は、右岸側では高水敷上へ流れがのりあげた9.2k付近より下流で発生している。一方、左岸側では9.4k付近の法面が浸食されている。高水敷では、流量7,000m³/sで洗掘までには到らないが一部に河床の荒廃がある。

3.2 実験No.24（六門暫定実験…不定流、附図－9.2.1～13参）

○ 水　位

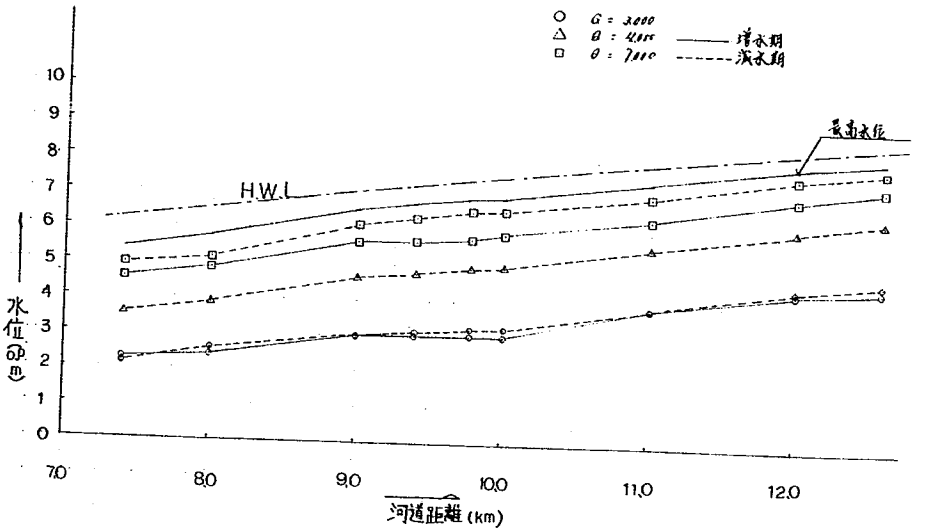
水位縦断形を見ると、9.0kから10.0kにかけての区間で水面勾配がやや緩くなっており、流量2,000m³/s時の水位縦断図を除けばほぼ一様な勾配である。

○ 流　況（附図－9.2.1参）

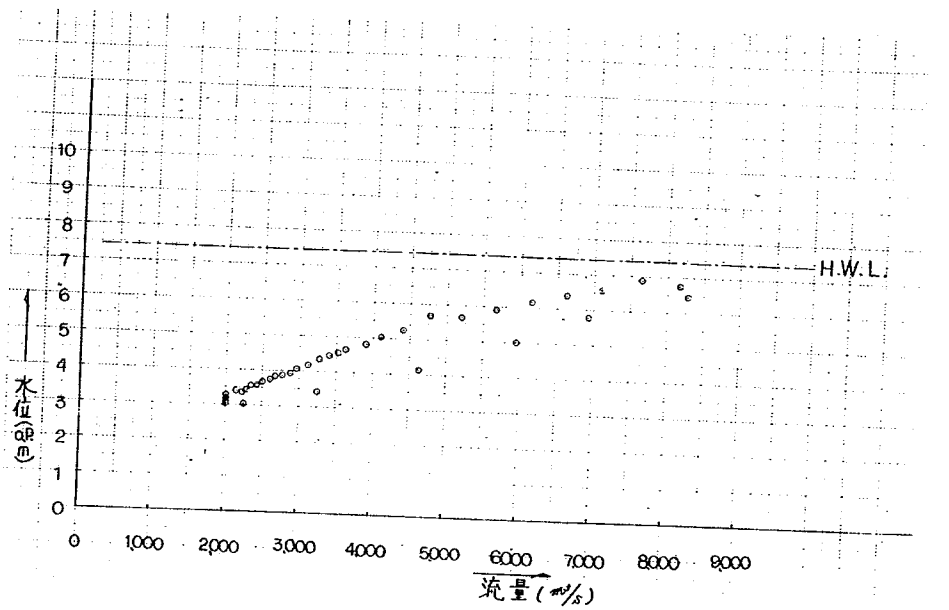
増水期に暫定低水路上流部の右岸側に渦の発生があった。この渦は現低水路からの流れが、暫定低水路全体に広がらずに、ほぼそのままの幅で大堰中央付近へと向うために発生するものであって、暫定低水路付近で水が高水敷上にのりあげるまでの区間で見られた。この他、定流実験とも流況の大きな相違点はなく、暫定低水路の影響、8.4kから8.8k付近での流れの集中等定流実験とほぼ同じである。

○ 河床変動（附図－9.2.2～13参）

暫定低水路内の河床変化は、定流実験と同様に大きな変化はなく、初期河床（O.P.－4m）±1mの範囲内の河床となっている（写真－9.2.1）。大堰床版上の堆積は、右岸側に多く、その堆積厚は平均2mにもおよぶ。一方、中央より左岸側の堆積は、右岸側に比べて少ないが、それでも約1mの堆積厚と



図－9.4　水位縦断図（実験No.24）



図－9.5　9.7k 地点H～Q図（実験No.24）

なっている。暫定低水路から現低水路へと変わるところは、定流実験と同様に深掘れ部が中央から左岸側にあり、右岸側は現状維持かやや堆積傾向となっている。また、この付近の右岸側の高水敷も定流実験と同様に洗掘されている。さらに、下流の現低水路内でも河床洗掘が見受けられる（写真－9.2.1）。

大堰左岸側の高水敷部分での洗掘は、導流壁突端および、閘門、水門内の暫定低水路側河床の一部にあったが、大きいものではない。また、左岸高水敷部分では定流実験と同様に9.4k付近の法面の浸食および高水敷上河床の一部に荒廃が見られた。

第4節　考　察

4.1　六門暫定河道の一般的特徴

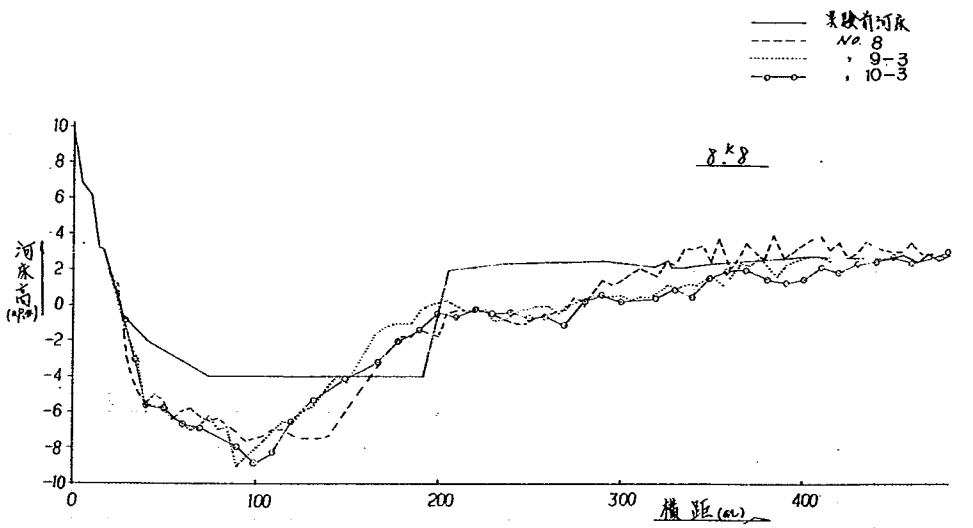
六門暫定河道は、9.0kから10.2k区間の高水敷を掘削し約300mの幅を持った暫定低水路を完成させたもので、この区間の現低水路は埋め戻され、その機能をこの暫定低水路が受け持つものである。また、上流水位の操作を全門完成した大堰で行う。この河道で特徴的なことは、現低水路と暫定低水路との幅が大きく異なるということである。その幅は現低水路が約170m、暫定低水路が約300mであり、しかもその変化が急激であって、約200から300mの間に変化する。このように六門暫定河道は、現状河道、三門暫定河道と比べて異なった河道形状をしているため、起こる現象も異なったものとなっている。

まず、水位については、流量2,000m³／sの時の水面勾配が9.0kから10.0k区間で他の範囲よりやや緩くなっている。これは、低水路幅がその上下流に比べて広いためと思われる。大流量時の水面勾配は、全範囲ほぼ一様勾配であり、大きな変化はない。この水位を三門暫定河道と比べるとほぼ同様の値であり、六門暫定河道にしたことによる水位の変化はない。しかし、現状河道と比べると9.7k上流の水位は低下しており、この付近の洪水疎通能力は大きくなっている。

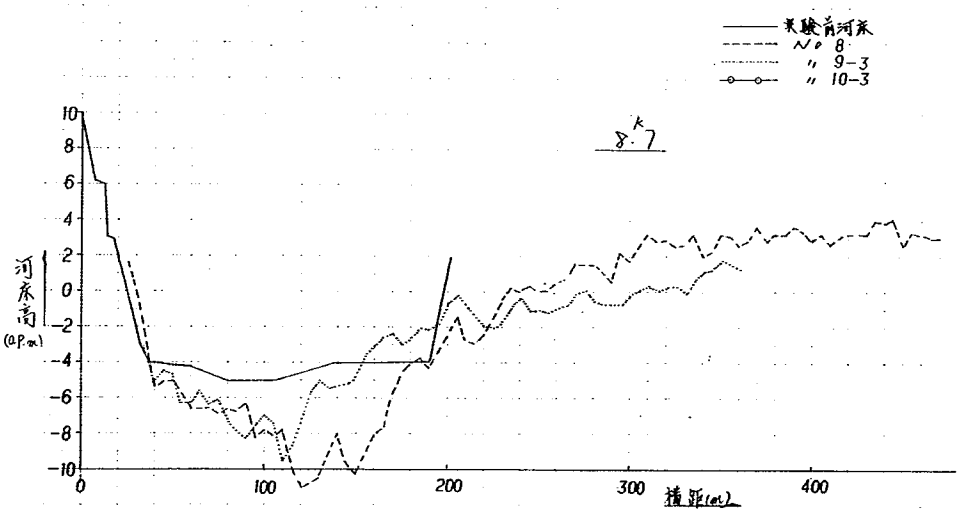
大堰より上流の現河道部分は、三門暫定河道の場合と同様に水位が低下したため、現低水路の影響が4,000m³／s程度まで残る。また、三門暫定河道で発生した10.4k付近右岸高水敷からの水の落ち込みも見られた。暫定低水路全体の流れは、不定流実験の増水期に上流部の右岸側で渦の発生があった他はほぼ一様な流れとなっており、暫定低水路内下流部では、小流量時には低水路法線形にそって流れ現堤防に当る。一方、大流量時には右岸側の流れが9.2 k付近から高水敷上にのりあげ、左岸側の流れは9.4k付近で法線形からはなれ9.0k付近下流の堤防に当る。このため、大流量時には9.0kから9.3k付近の左岸低水路法線際は、緩かな流れとなっている。また、大堰左岸側にある各種構造物付近の流れは緩やかで、水衝部はなかった。一方、暫定低水路から現低水路へと変わる8.8k断面から、下流の8.4k付近までの現低水路内の流れは、低水路幅の急縮により低水路内に流れの集中があり、その上流部の暫定低水路内流速と比べて大きい流速となっている。

次に河床変化については、暫定低水路内では三門暫定低水路内の変化と比べてきわめて小さくなっている。通水後の河床変化量はほとんどの範囲が初期河床±1mの範囲内である。また、附帯三橋の橋脚周辺の河床変化も少なく、実験に用いたR＝10mの保護工で十分に保護できている。一方、大堰床版上には堆積があり右岸側の三門幅で堆積厚が厚く、ゲート操作が問題となると思われる。

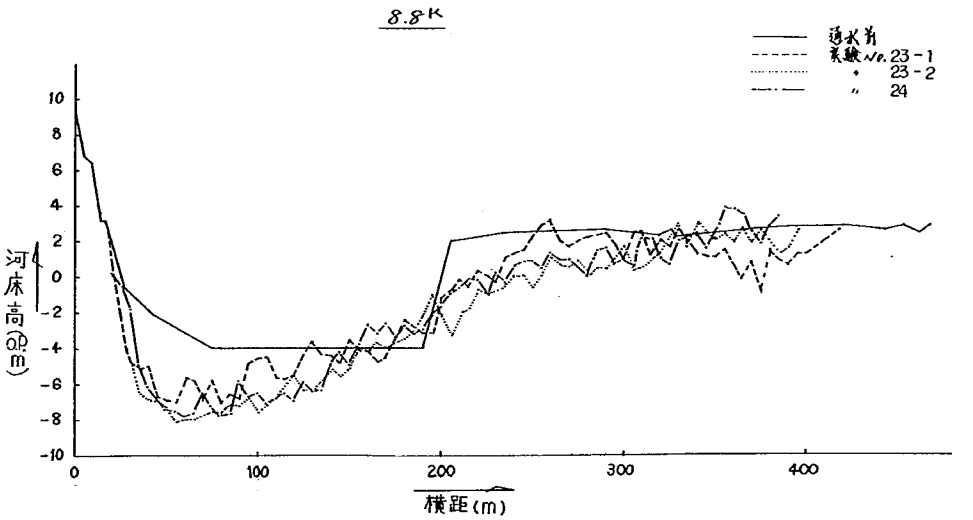
上淀橋付近の洗掘は、これまでの現状河道、三門暫定河道の実験結果と比べて最深河床高はそれほど変



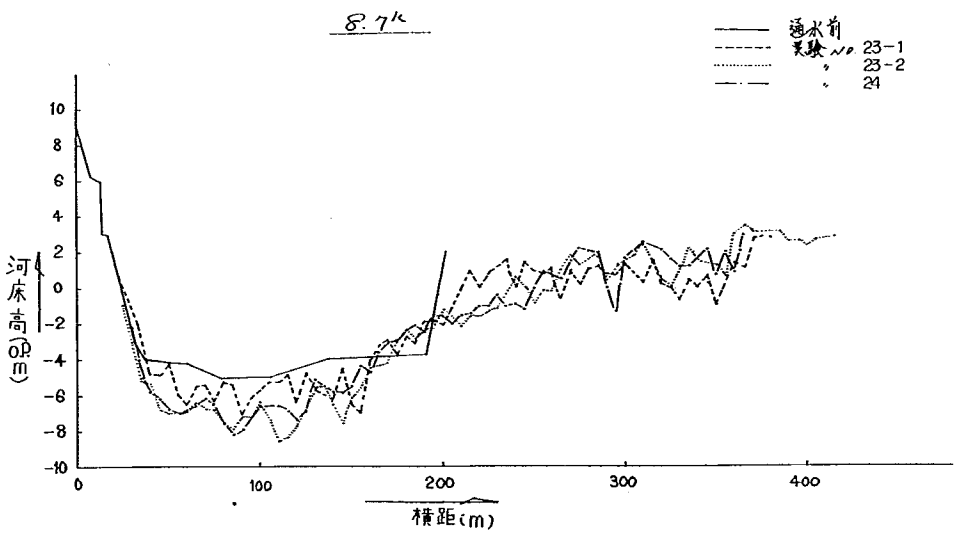
図－9.6　河床横断面比較図（三門暫定河道）



図－9.7　河床横断面比較図（三門暫定河道）



図－9.8　河床横断面比較図（六門暫定河道）



図－9.9　河床横断面比較図（六門暫定河道）

っていないが、その洗掘形状は左岸堤防側に最深部がある（図－9.6～9）。また、上淀橋橋脚は、その保護工を小判型で周囲5m保護としておいたが、それが橋脚を中心にして山なりに崩れ落ちている。この付近の高水敷は、低水路側から100m位の範囲が洗掘傾向となっており、特に低水路近くの洗掘が激しい。さらに下流部においても現低水路内の洗掘は大きく、新淀川橋、本庄水管橋の橋脚周辺の河床洗掘も激しい。その下流部の現低水路の8.0k下流部では堆積傾向となっている。

4.2　六門暫定河道の問題点および対策工

六門暫定河道において洗掘箇所となったところをあげるとつぎのようになる。

①　暫定河道上流部の現低水路河床および、10.4k付近右岸高水敷から水の落ち込みがあった範囲の低水路内河床。

前者については、三門暫定河道でも発生しており水位が現状河道より低下し現低水路を流下する流量が増加したためである。後者は、現状河道、三門暫定河道においても発生しており他の構造物に直接接影響を与えることはないと思われる。

②　暫定低水路内河床

本実験での暫定低水路内河床の洗掘は、最深部がO.P.－6mであり、河床変化が三門暫定河道に比べて少なくなっている。また、大堰下流の附帯三橋についても保護工をR＝10mで実施したが、十分な保護効果を果していた。

③　導流堤先端および水門、閘門内の暫定低水路側河床

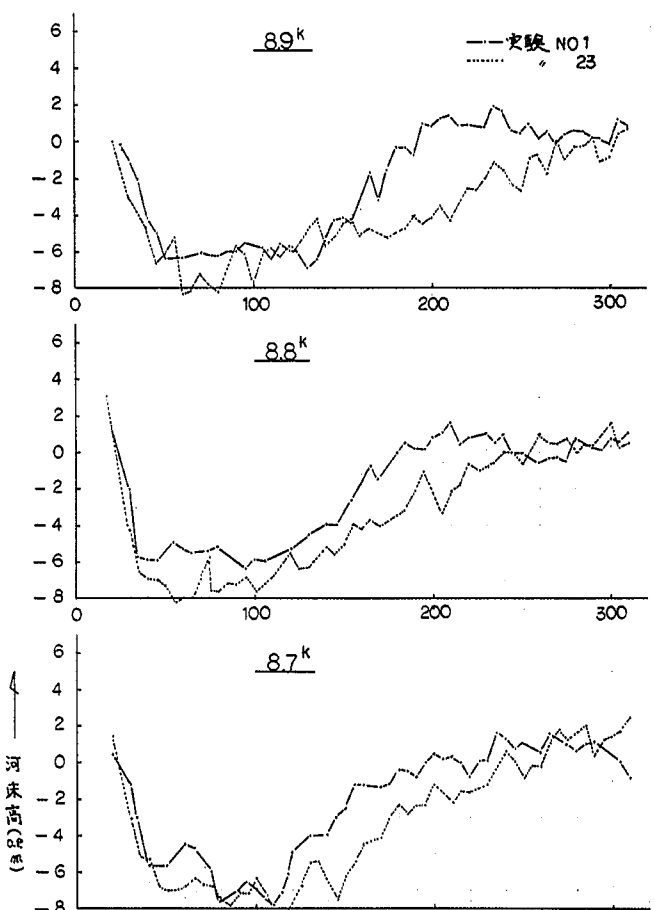
この部分は、暫定低水路内の流れによって洗掘が発生したものである。その洗掘は大きくはなく問題ないと思われる。

④　左岸高水敷の9.4k付近法面の浸食および高水敷河床の荒廃

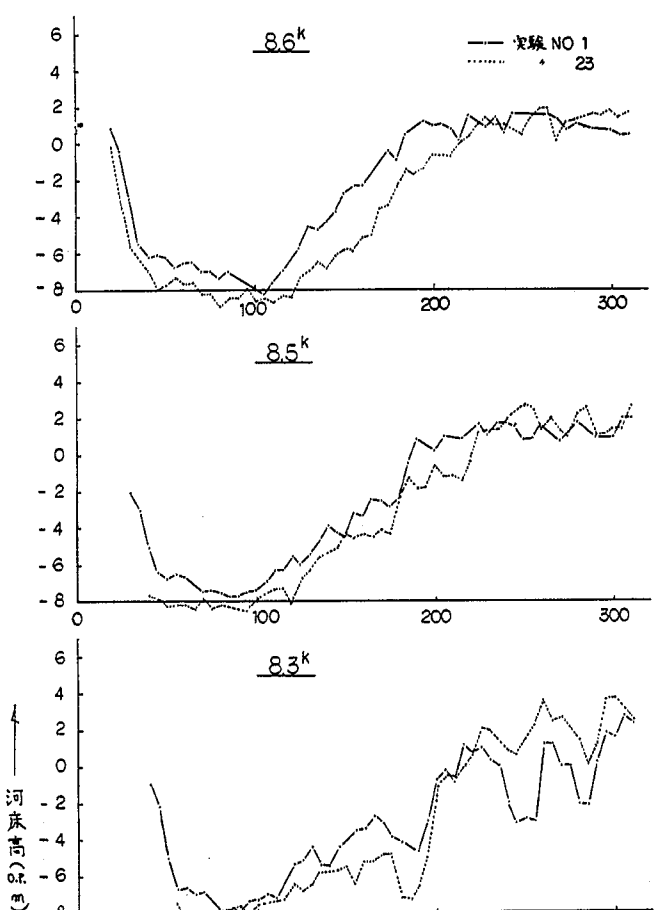
左岸高水敷の9.4k付近は、暫定低水路内に突き出ている感じとなっている。そして、上流からの流れがこの付近でやや左岸側寄りとなることや、排水機場の直壁の終端になっていること等から、法面が浸食されている。この浸食は、それほど大きいものではないが、保護工が必要と思われる。また、高水敷は、大きな洗掘はないが、荒廃している。

⑤　上淀橋付近の低水路内および高水敷の洗掘（図－9.10）

前者については、この範囲での流れの集中によって発生するものと思われ、その洗掘深は三門暫定河道とほぼ同じである。しかし、低水路内の河床形状は六門暫定河道では三流量とも（Q＝4,000、7,000、8,200（ピーク）m^3/s）深掘れ位置が左岸堤防側にある（図－9.6～10参）。現状河道および三門暫定低水路中央から左岸側に最深部のあるケースもあったが、左岸堤防側に最深部があるケースはなかった。したがって六門暫定河道では、上淀橋の保護工および本庄護岸に対して今まで以上の慎重さが必要であろう。また、上淀橋保護工については、三門暫定河道で実施した保護工で十分かどうかの検討も行わなければならないと思われる。その他、この付近の高水敷の洗掘は、三門暫定河道でも発生したが、現低水路側の洗掘が激しくなっている。このため、上淀橋の低水路内橋脚の他高水敷上橋脚の保護も必要と思われる。



図－9.10　河床横断面比較図（現状、六門，Q＝7,000㎥／s）



図－9.11　河床横断面比較図（現状、六門，Q＝7,000㎥／s）

⑥　上淀橋下流部の低水路洗掘および新淀川橋、本庄水管橋の局所洗掘（図－9.11）

両者の洗掘は、現状河道、三門暫定河道においても見られたものである。この中で特に洗掘の激しいのは、新淀川橋の低水路内左岸側の橋脚である。この橋脚の洗掘深はどの実験においてもあまり差は見られず、ほぼO.P.－13mにも達する激しいものである。

一方、堆積による影響が心配されるのは、大堰床版上である。本実験では大堰床版上にはほぼ全範囲堆積が見られた。その中でも特に右岸側三門幅の堆積が激しい。

この堆積をゲート操作によってフラッシュする場合ゲートが六門と多いので、その操作は難しくなろう。この他堆積があったのは8.0k付近下流の現低水路内である。これは、上淀橋付近で洗掘されたものが堆積したものと思われる。この堆積が多い場合は、下流部で疎通能力の減少を引きおこすこともあり得る。

第5節　ま　と　め

①　小流量時には暫定低水路内の水面勾配がやや緩くなるが、流量が大きくなるとほぼ一様勾配となる。

②　三門暫定河道との水位の大きな違いは見られない。しかし、現状河道と比べると大堰上流側の水位がかなり低下している。

③　暫定低水路が流況に与える効果は大きい。流量が小さい場合には低水路法線形にそって流れており、9.0kから9.1kの間において左岸堤防に流れが当り流向が変わっている。

④　流量が大きい場合には右岸側の流れは9.2k付近より高水敷上にのり上げる。また、左岸側の流れは、9.4k付近で法線形より離れ9.0k付近へと向う。9.0k付近では小流量時のような流向の急変はないが、流向がかなり大きく曲げられることには違いはない。

⑤　暫定低水路の流れは、9.0k付近で左岸堤防に当っている。この場合主流部は堤防より離れており、主流部が堤防に当るということはなかった。

⑥　大堰左岸側の構造物周辺での水当りはない。また、構造物上の流れも緩やかであり乱れも見られない。

⑦　左岸側高水敷上の流れは緩やかであり、9.3k付近より暫定低水路内に流れ込んでいる。しかし、この落ち込みは激しくなく、付近の流況を乱すほどのものではない。また、大流量時には9.0k付近から9.4k付近の低水路法線形際の流れは緩やかである。

⑧　上淀橋付近では、低水路幅が、上流と比べて狭くなるためか上流の流れが集中し、この付近から下流の低水路内の流速が早くなっている。

⑨　暫定低水路内の河床変化は、局所的にO.P.－6mの河床が見られる他は変化が少なく、初期河床高土1mの範囲内にある。

⑩　また、大堰下流附帯三橋の保護工は、R＝10mの保護工で十分である。

⑪　大堰床版上の堆積はほぼ全体にわたって見られ、右岸側三門幅において特に堆積が多く堰操作への影響が懸念される。

⑫　大堰左岸側の構造物周辺の洗掘は、導流壁先端および水門、閘門内の河床の暫定低水路側に見られる。この洗掘はあまり大きいものでなく河床を保護しなくとも危険はないと思われる。

⑬　左岸の高水敷では9.4k付近の法面の浸食、高水敷上河床の荒廃がある。

⑭　上淀橋周辺の低水路河床の深掘れは、三門暫定河道とほぼ同じではあるが、左岸から中央付近にかけて深掘れ部がある。上淀橋の保護はもちろんのことであるが、この付近の左岸堤防護岸についても注意をはらう必要がある。

⑮　上淀橋付近の高水敷の洗掘が激しく、低水路側から１００m位の範囲で発生している。したがって、上淀橋の現低水路側の高水敷上橋脚の保護工も必要と思われる。

⑯　さらに下流の現低水路内の洗掘も激しく新淀川橋、本庄水管橋の橋脚周辺の局所洗掘も大きくなっている。

⑰　8.0ｋ下流部の現低水路内河床はやや堆積傾向となっている。

第10章　六門暫定河道の対策工実験

第1節　実験目的

第9章において六門暫定河道における問題点がいくつか出された。本章ではこの中から上淀橋周辺の洗掘に対する対策工、保護工について検討するものである。この問題については、三門暫定河道においても一部検討された。しかし、三門暫定河道での対策工によって六門暫定河道のそれとして十分に対処できるかどうかという問題がある。

第2節　対策工について

上淀橋の対策工に関しては、第8章の第2節、2.2～3項で三門暫定河道について検討された。六門暫定河道においても一部検討済みなので本節では主な点について述べ詳しくは第8章第2節を参照していただきたい。

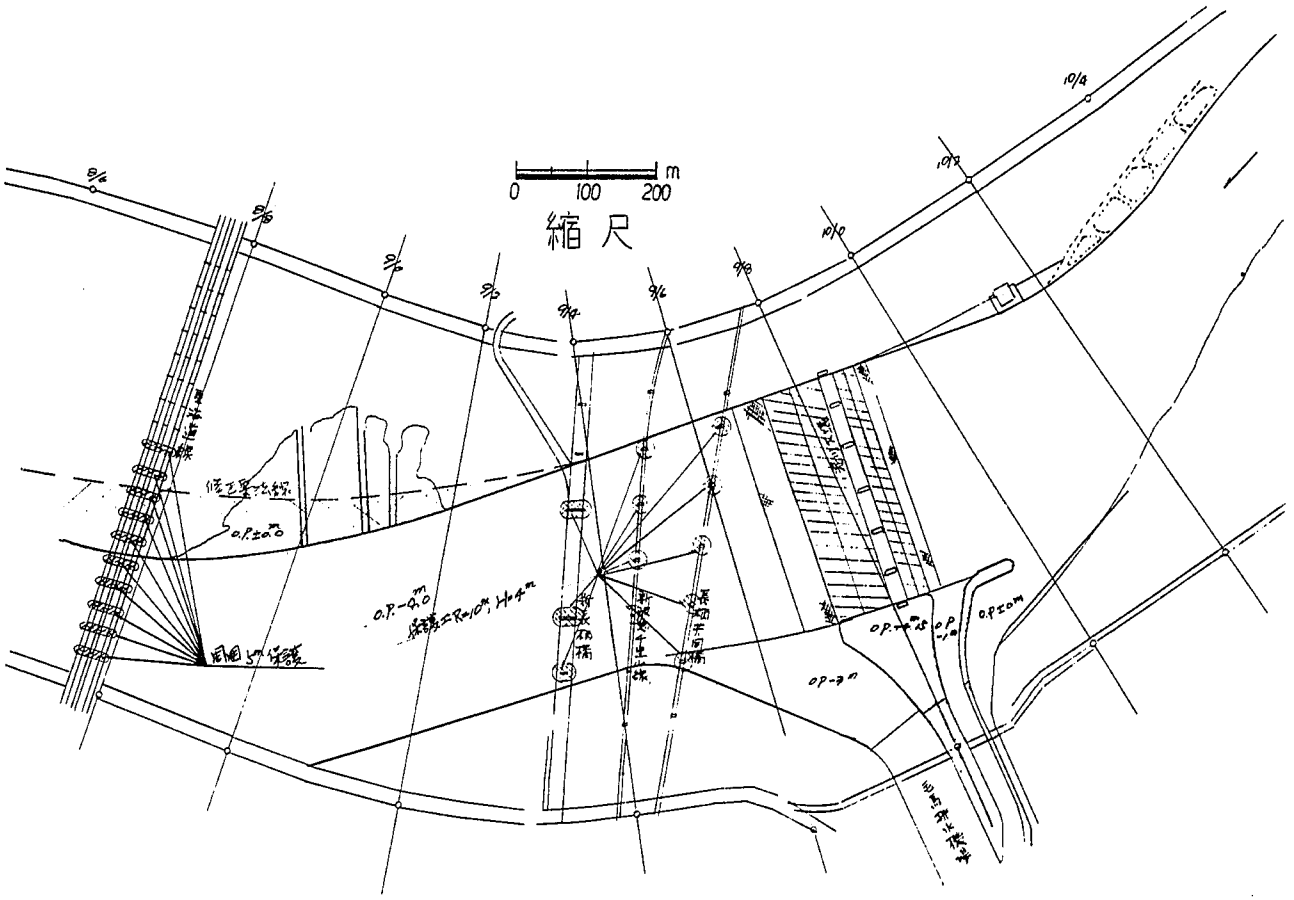
上淀橋の洗掘が発生したのは暫定低水路内からの流れが集中するためであり、対策工法としてはこの附近に流れを集中させないようにすることがまず考えられる。その方法としては、上淀橋付近の右岸側低水路法線形を後退できることが望ましい。しかし、上淀橋の高水敷橋脚の根入れが浅いことや、工事量の増大（安全対策のためにはやむを得ないと思われる。）の問題があって簡単にはゆかない。

その他の工法としては、三門暫定河道と同様に低水路内の上淀橋橋脚保護を帯状保護とし、橋脚周辺の洗掘を防ぐ方法がある。三門暫定河道の段階ですでに帯状保護工が実施されていることになるので、その保護で安全かどうかを検討すればよい。しかし、三門暫定河道の帯状保護工採用が本決りになる以前に、以下の実験が実施されたので一応順を追って説明することにする。

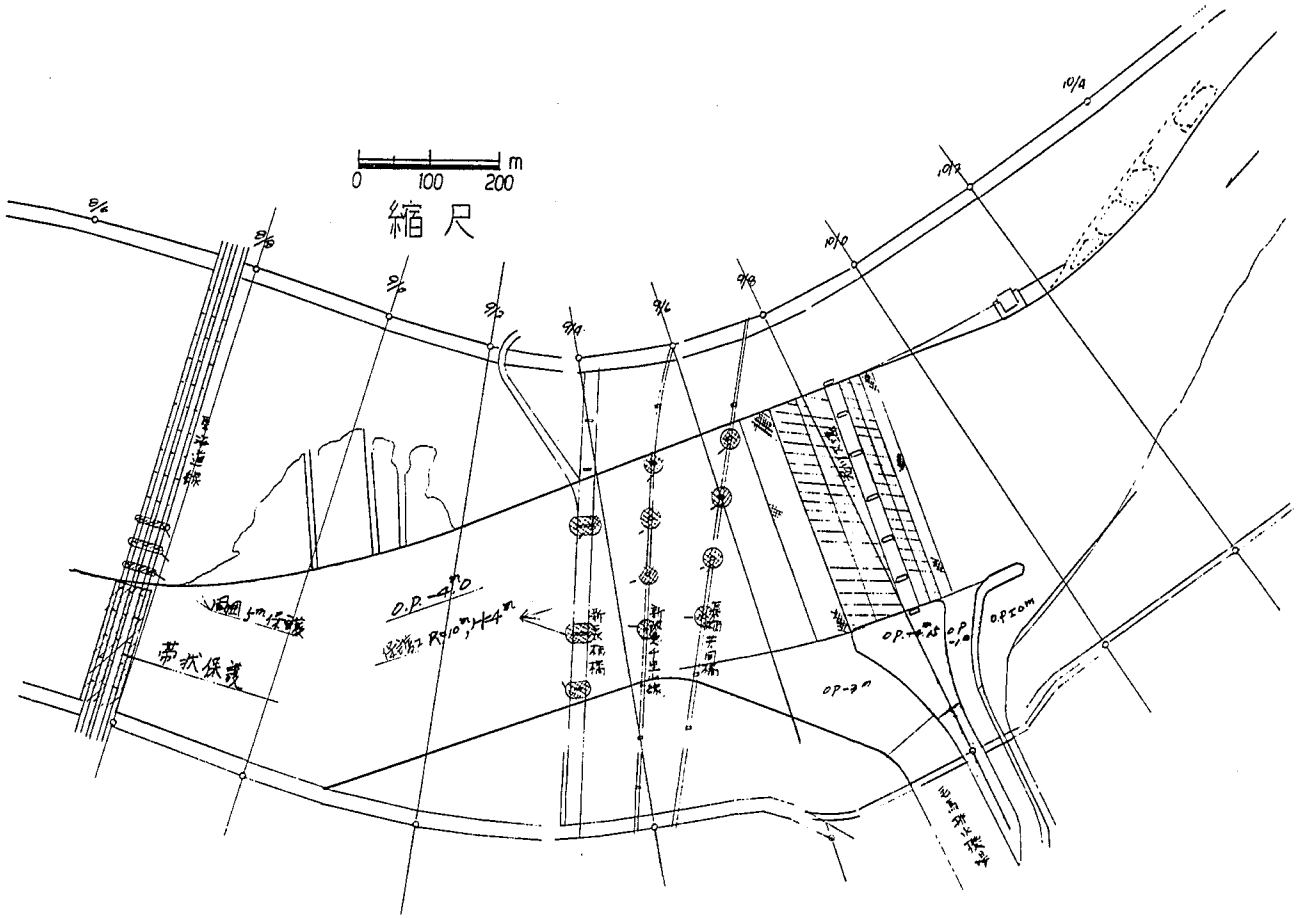
第3節　実験ケース

表－10.1　実験ケース表

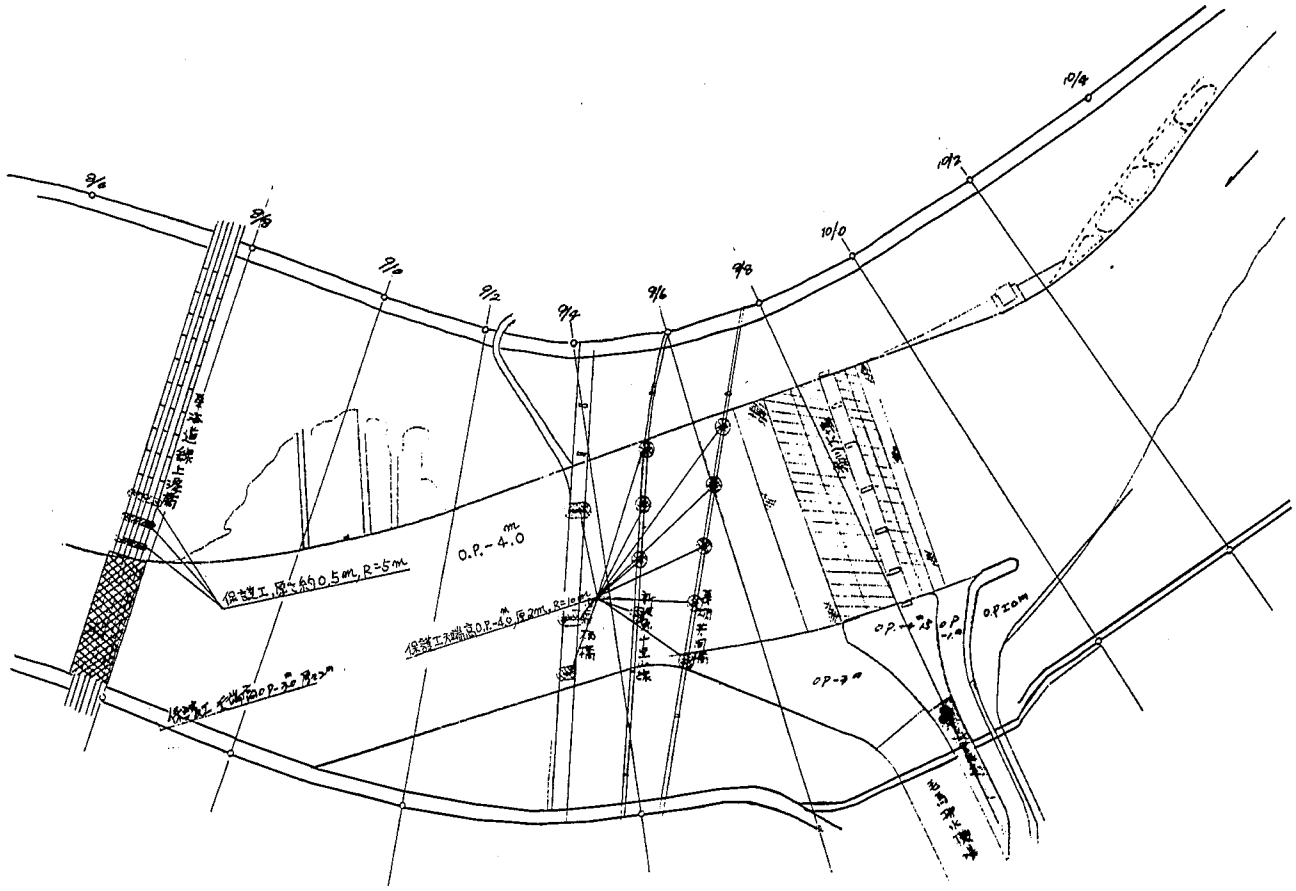
No.	流量 m³／s	通水時間 hr	測定 水位	流速	流況	河床高	気球写真	備考
25－1	4,000	2：00	○	○	○	○	○	高水敷一部カット実験 図－10.1
－2	7,000	2：00	○	○	○	○	○	
26	8,200 (ピーク)	1：48	○		○	○	○	
27－1	4,000	2：00	○	○	○	○	○	上淀橋帯状保護実験 図－10.2
－2	7,000	2：00	○	○	○	○	○	
28	8,270 (ピーク)	1：48	○		○	○	○	
29－1	7,000	1：00	○	○	○	○		上淀橋保護実験 図－10.3
－2	7,000	1：00	○	○	○	○	○	
30－1	7,000	1：00	○	○	○	○	○	上淀橋保護、河床高 O.P.－2m実験 図－10.4
－2	7,000	1：00	○	○	○	○	○	



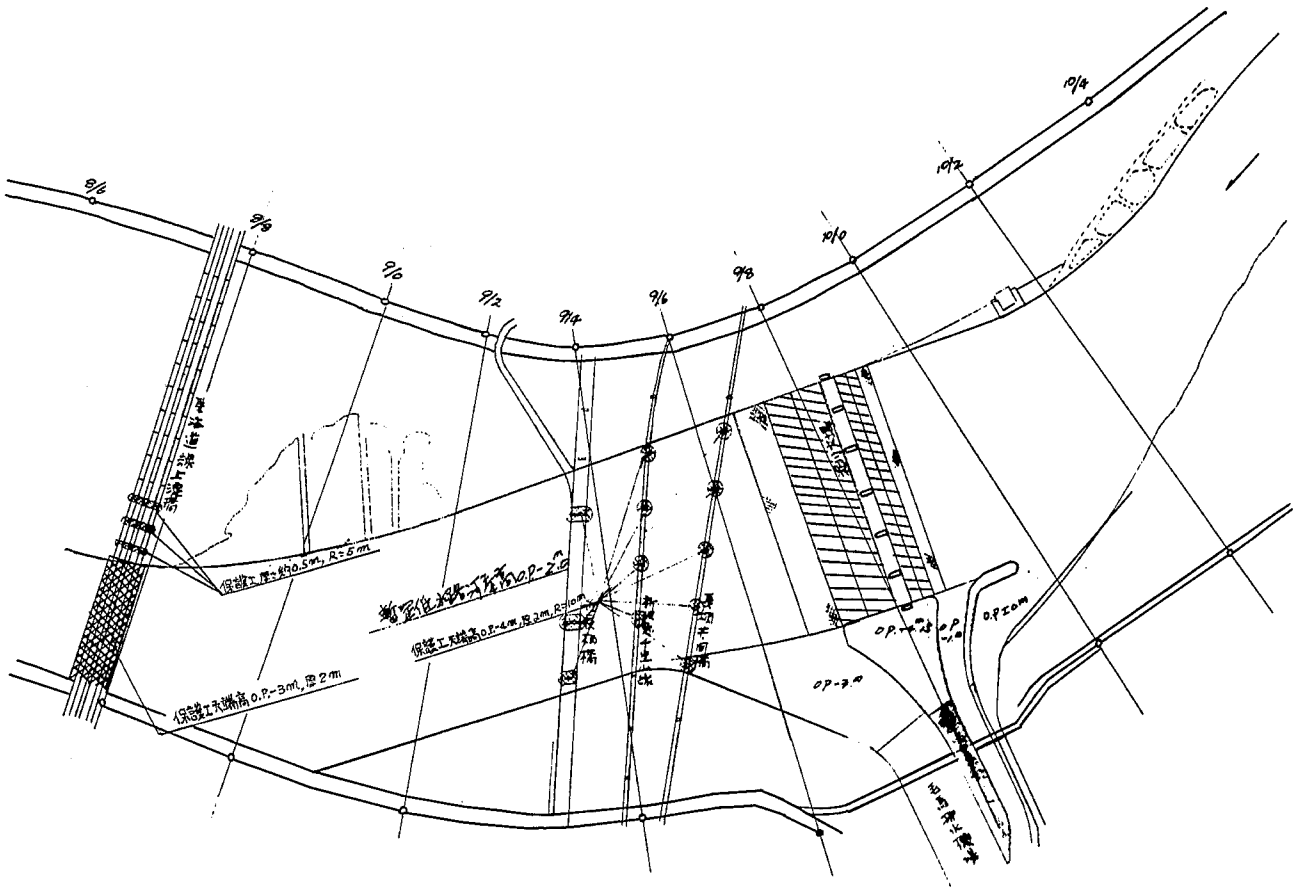
図－10.1　大堰付近平面図（実験No.25、26，高水敷一部カット実験）



図－10.2　大堰付近平面図（実験No.27、28，上淀橋帯状保護実験）



図－10.3　大堰付近平面図（実験No.29，上淀橋保護実験）



図－10.4　大堰付近平面図（実験No.30，上淀橋保護、河床高O.P.－2m実験）

実験は上淀橋の低水路内橋脚周辺の洗掘を防ぐため大きく分けて２種類の実験を行った。それは、上淀橋付近の低水路右岸側法線形を後退したケースと、上淀橋の低水路内橋脚を帯状に保護したケースである（表－10.1）。

○ 実験No.25、26（高水敷一部カット実験、図－10.1）

本実験は、上淀橋付近への流れの集中を防ぐ目的で、右岸側の低水路法線形を後退させたものである。後退させた範囲の河床高は、上淀橋の高水敷の根入れを考慮してO.P.±0ｍとした。この河床高は、これ以上は危険と思われる最深の河床高である。上淀橋橋脚の保護工は、低水路内および、高水敷上の橋脚５本をそれぞれＲ＝５ｍの小判型保護を行った。

○ 実験No.27、28（上淀橋帯状保護実験、図－10.2）

上淀橋の低水路内橋脚を帯状に保護した実験である。保護工の布設幅は、橋脚の上下流端からそれぞれ５ｍづつの範囲で、天端高は現地河床高と同じにしてある。模型の保護工には、砕石（φ＝２cm）を用い、２～３層厚に布設した（写真－10.3.1）。一方、高水敷上の橋脚については、洗掘の激しい範囲の低水路側から３本の橋脚の周囲をＲ＝５ｍの小判型保護工とした。

○ 実験No.29（上淀橋保護実験、図－10.3）

○ 実験No.30（上淀橋保護、河床高O.P.－2m実験、図－10.4）

上淀橋の保護工を実験No.27、28と同じく帯状保護とした実験である。本実験における保護工布設規模は、三門暫定実験のNo.21の保護工布設規模と同じであり、No.27，28と比べ天端高、布設幅、保護工材料が少し異なっている。

なお、実験では暫定低水路河床高をO.P.－4ｍとO.P.－2mの２種類実施しその河床高の相違による変化についても検討を行う。また、定流実験での今までの測定は通水後２時間目のものであるが、これを今回は１時間目と２時間目の２回測定した。

第４節　実験結果

4.1　実験No.25（高水敷一部カット実験、附図－10.1.1～14参）

実験No.26（高水敷一部カット実験…不定流、附図－10.2.1～8参）

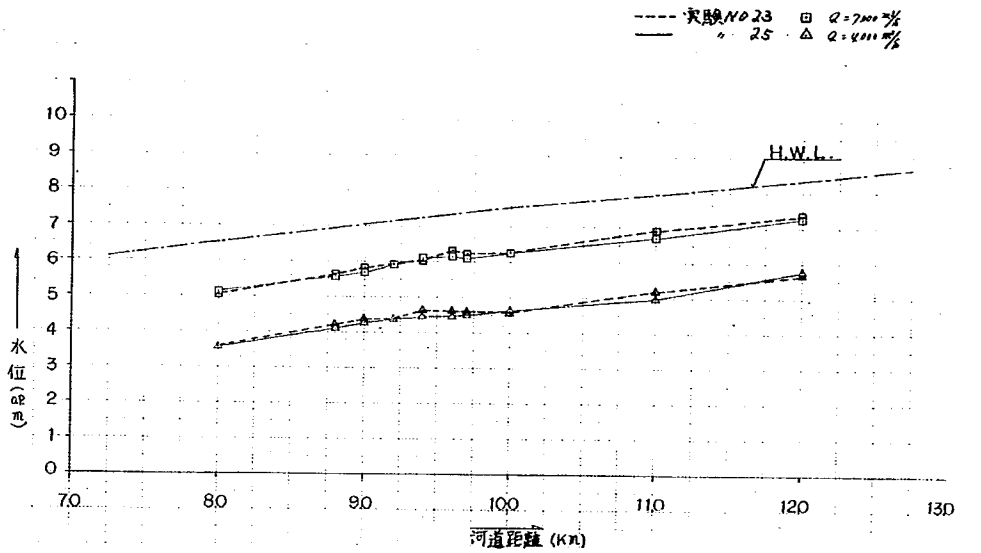
○ 水　　位

定流実験において低水路法線形を後退させたことによる水位への影響はほとんどない（図－10.5）。また、各断面の横断方向の水位についても実験No.23と同様に大きな差はない。しかし、不定流実験の結果を実験No.24と比較すると、減水期の小流量時を除いて本実験の暫定低水路内水位が低下している（図－9.4～5、図－10.6～7）。また、9.7k地点のＨ～Ｑ図を比較すると、水位縦断図と同様に減水期の4,000m^3／s以下は、両者ほぼ同じであるが、それ以外は本実験の水位の方が低くなっている。

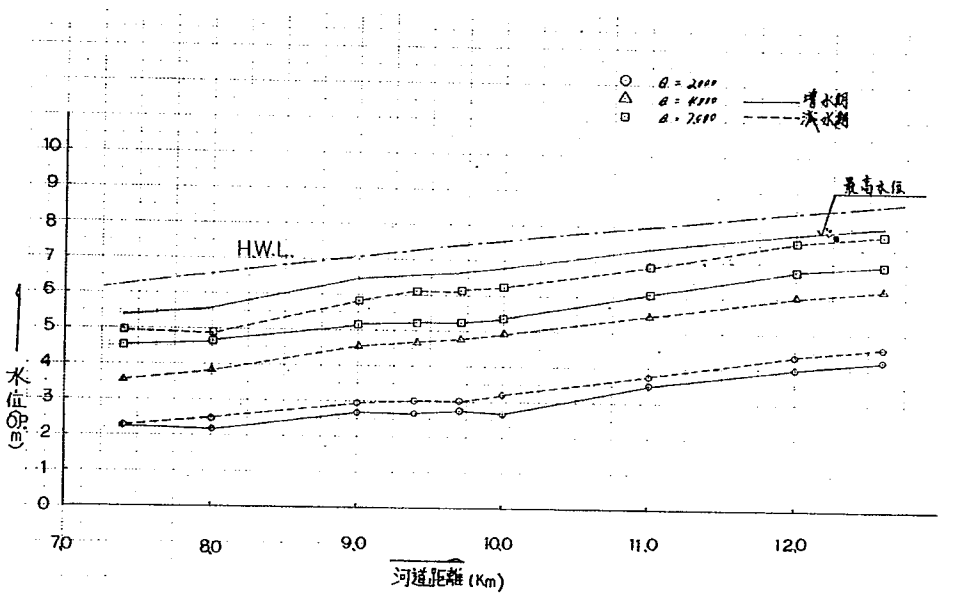
○ 流　　速（附図－10.1.1～4参）

○ 流　　況（附図－10.1.5～6、10.2.1参）

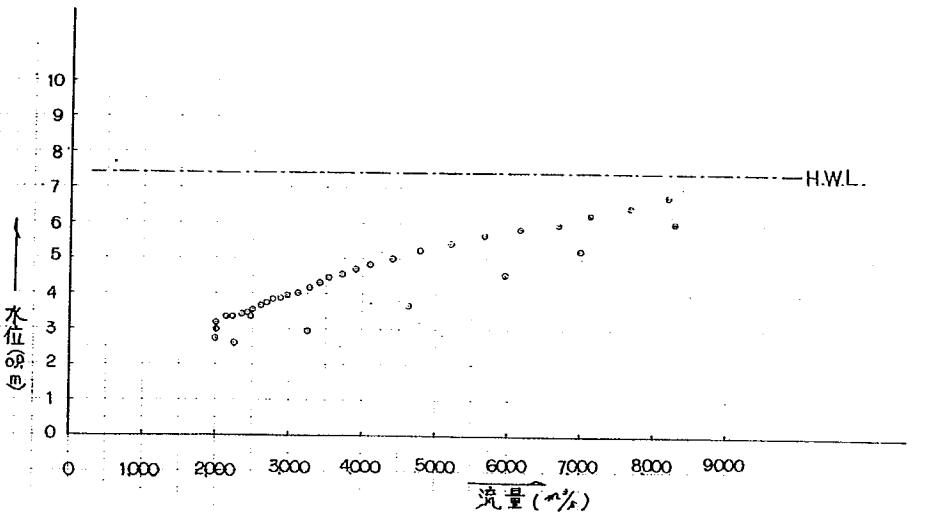
8.8k断面での流速測定結果を実験No.23と比較した場合、法線形後退による顕著な効果は見られなかった。上淀橋橋脚間で流速を測定した結果（図－10.8～9）によるとやはり現低水路内に流れが集中して



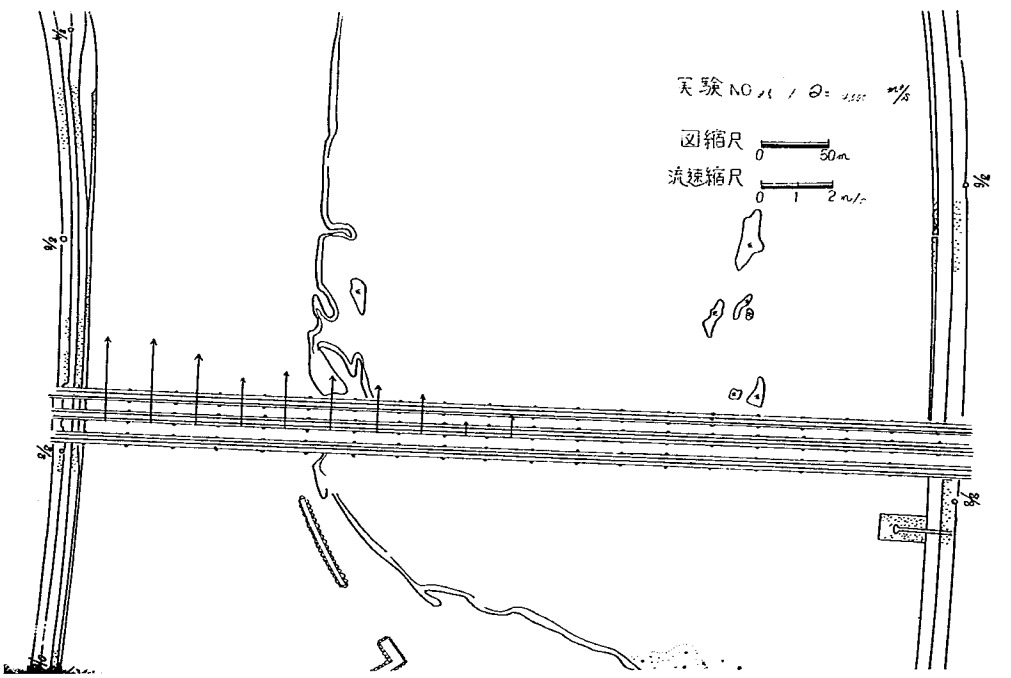
図－10.5　水位縦断図（実験No.23，25）



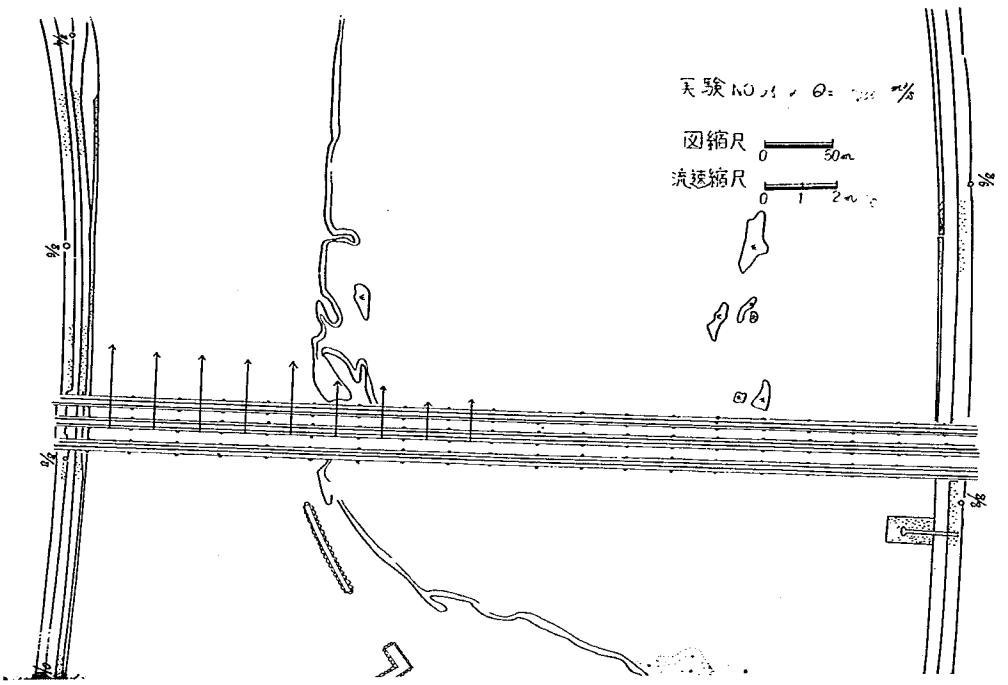
図－10.6　水位縦断図（実験No.26）



図－10.7　9.7k地点H～Q図（実験No.26）



図－10.8　上淀橋橋脚間流速分布図

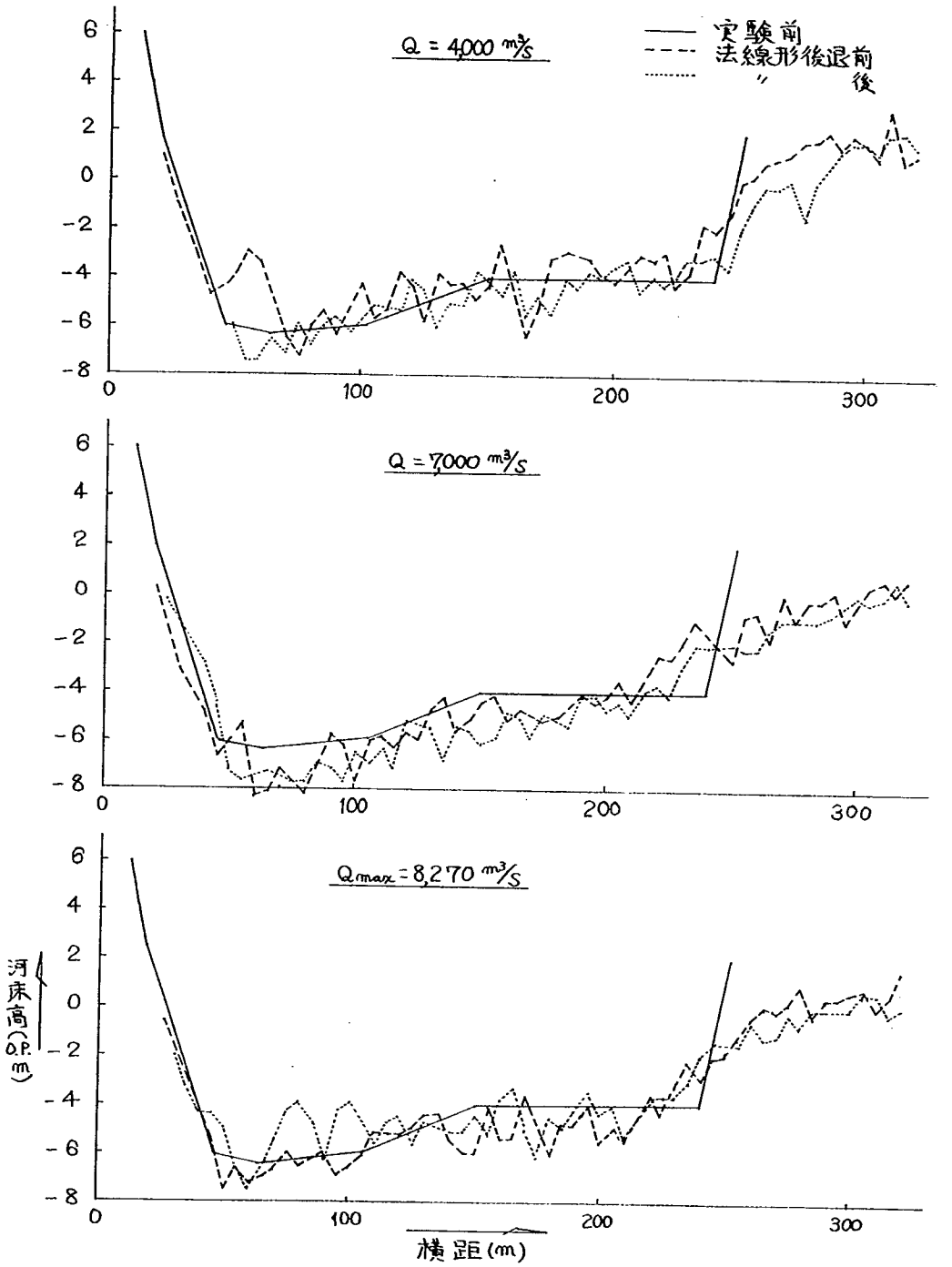


図－10.9　上淀橋橋脚間流速分布図

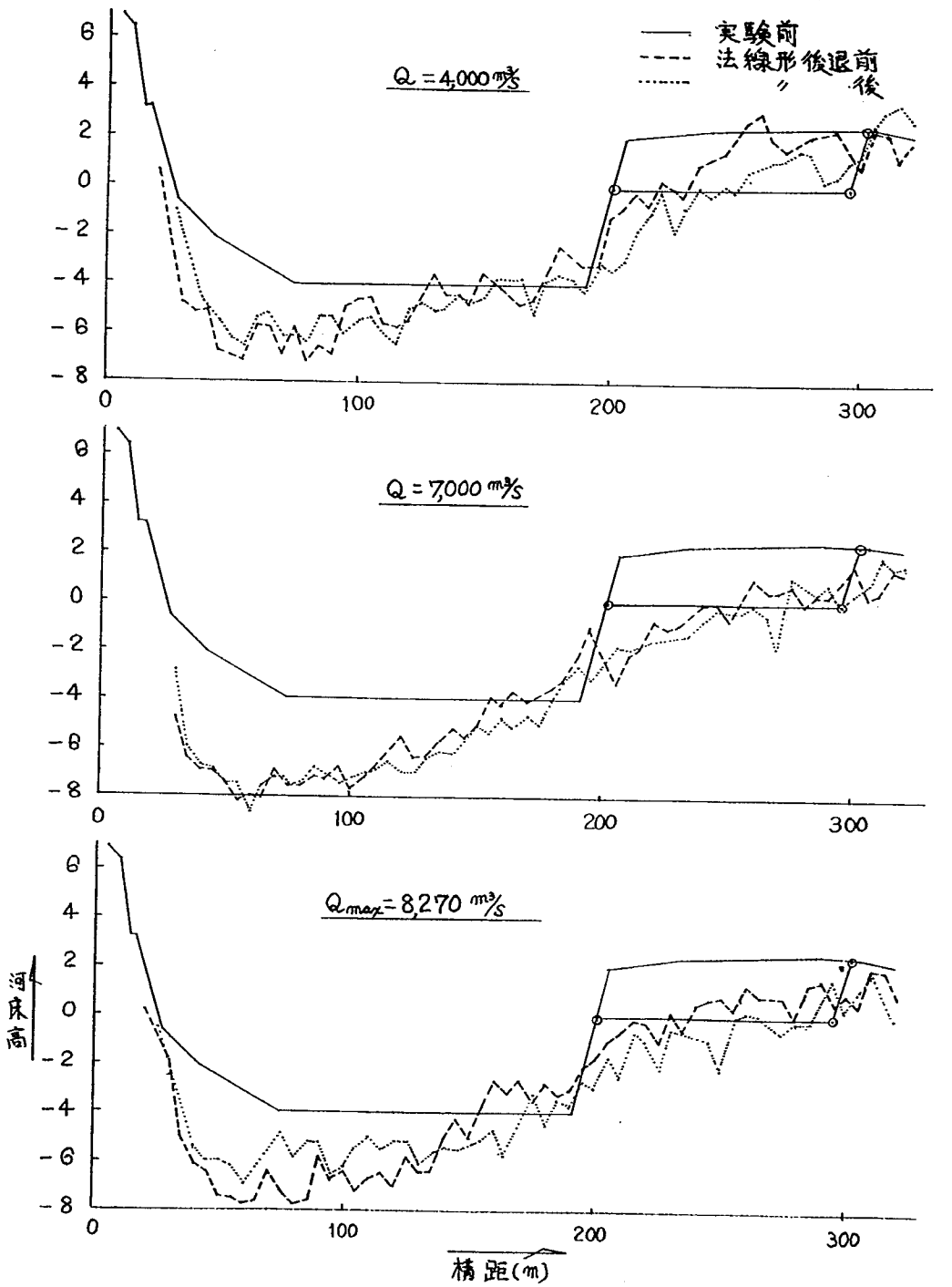
いる。その傾向は4,000m³/s、7,000m³/sともに現低水路左岸側の流速が早く右岸側へ向うにしたがって小さくなっている。なお、実験No.23で詳しい測定結果がなく両者を比べられないが、実験結果より判断すると法線形を後退したことにより流れの集中を緩和する効果はないようである。また、法線形後退が流況に与える影響も少なく法線形後退前の流れとほぼ同じである（写真－10.2.1～2）。

- 河床変動（附図－10.1.7～14、10.2.2～8参）

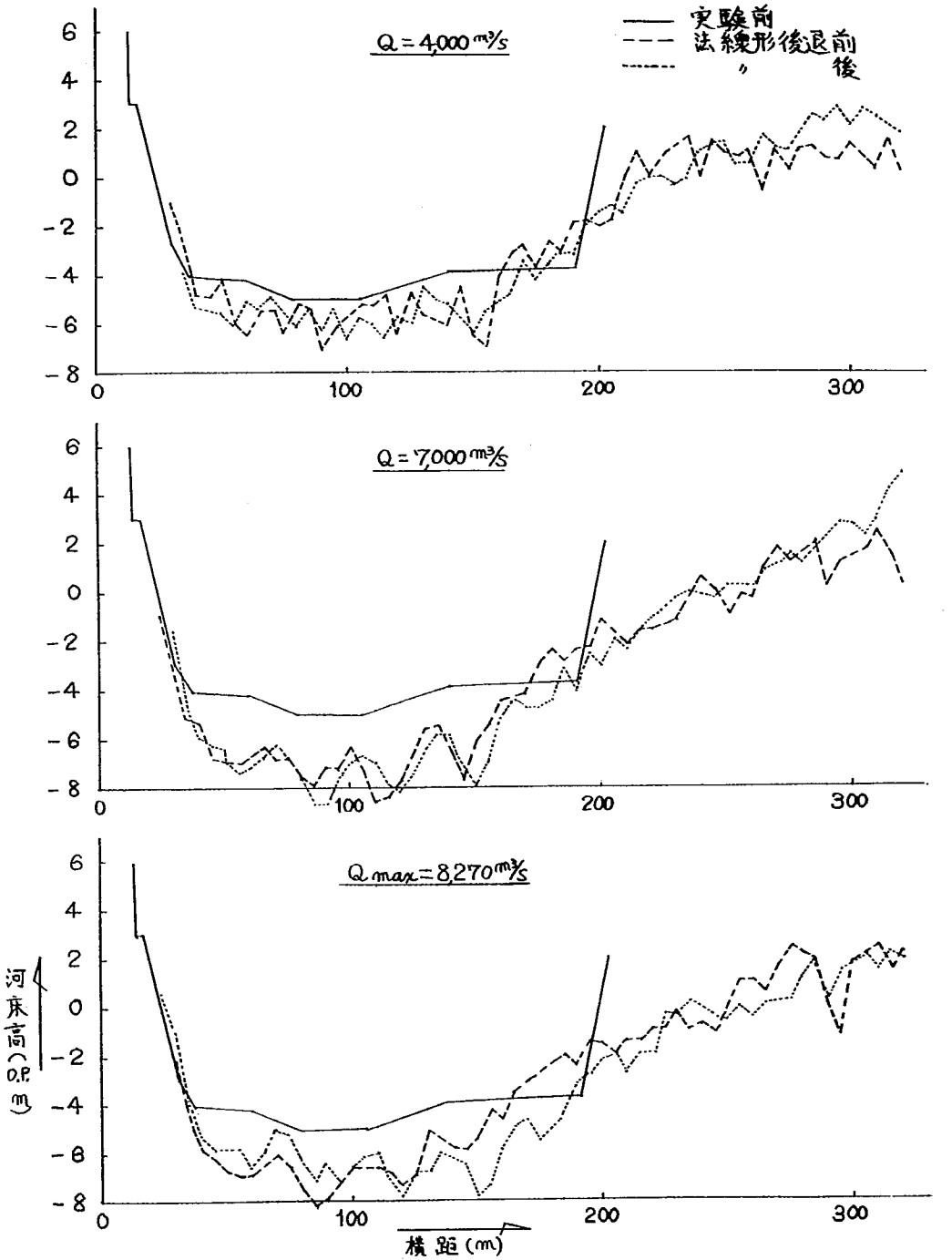
法線形後退前の実験No.23、24と後退後の実験No.25、26で暫定低水路河床高を比べると差違はなく、法線形後退の効果はない。また、上淀橋付近の河床変化（図－10.10～12）にも差は見られず、8.8k、8.9kの深掘れ部は依然左岸側にある（写真－10.1.1～4、10.2.3）。さらに、8.7k断面の洗掘深を軽減する効果もほとんどなかった。



図－10.10　河床横断面比較図（8.9 k）



図－10.11　河床横断面比較図（8.8k）



図－10.12　河床横断面比較図（8.7k）

4.2　実験No.27（上淀橋帯状保護実験、附図－10.3.1～15参）

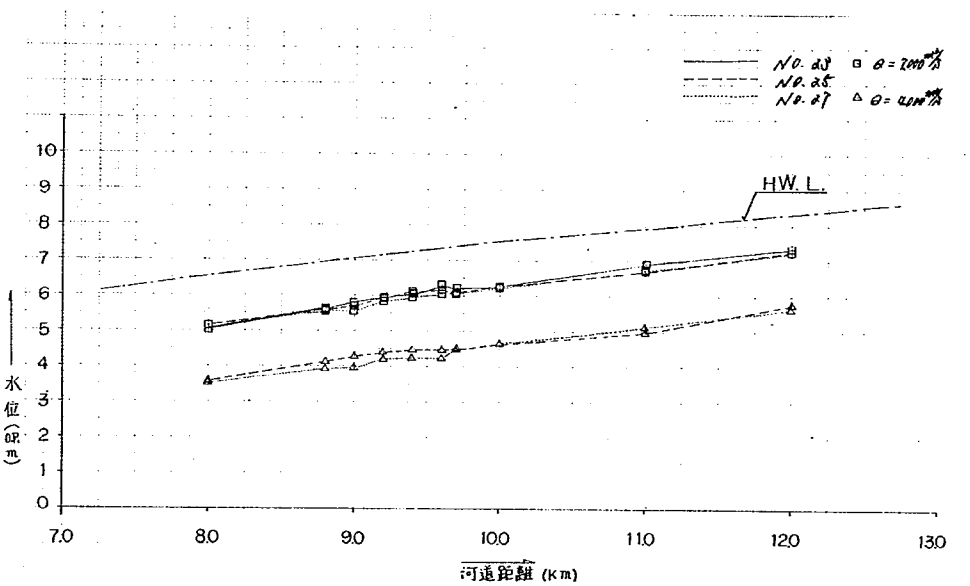
実験No.28（上淀橋帯状保護実験…不定流、附図－10.4.1～8参）

- 水　　位
- 流　　速（附図－10.3.1～5参）
- 流　　況（附図－10.3.6～7、10.4.1参）

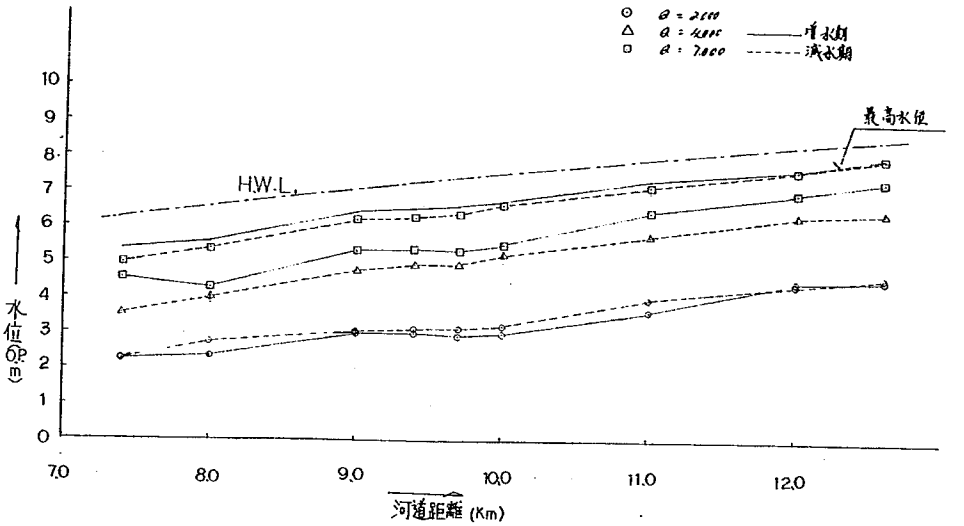
上淀橋の低水路橋脚保護工を帯状に布設したことによる水位、流況への影響はほとんどない（図－10.13～15、写真－10.4.1～2）。上淀橋橋脚間の流速測定結果によると、流量4,000m³/sおよび7,000m³/sでは今までの測定結果と同様に左岸堤防側の流速が早く、右岸側へ向うにしたがって遅くなっている。全体的には今までの実験よりは流れの片寄りがなくなっているようである。

- 河床変動（附図－10.3.8～15、10.4.2～8参）

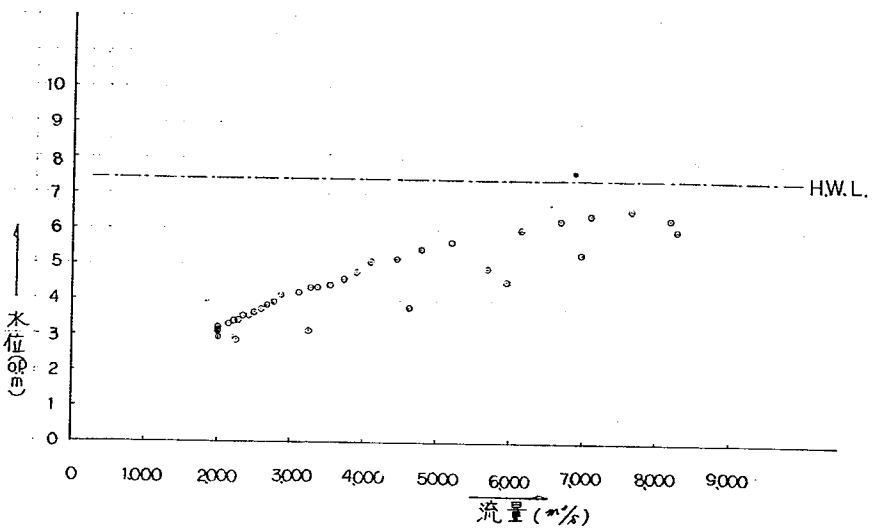
保護工上流の8.8k断面について、今までの実験結果と比較すると、その洗掘傾向、洗掘深ともほぼ同じであり保護工布設による影響はない（図－10.18）。保護工下流の8.7k断面について比較すると低水路内河床高は、流量7,000m³/sの場合は今までの実験に比べて洗掘がやや少なくなっている（図－10.19）。しかし、流量4,000m³/sおよび不定流実験の結果では、それまでの実験結果と洗掘深があまり変っていない。一方、保護工を布設した範囲では保護工が布設時よりやや沈下しているものの、今までの実験結果のように橋脚間の河床が洗掘されていない（写真－10.3.2～4、10.4.3～4）。



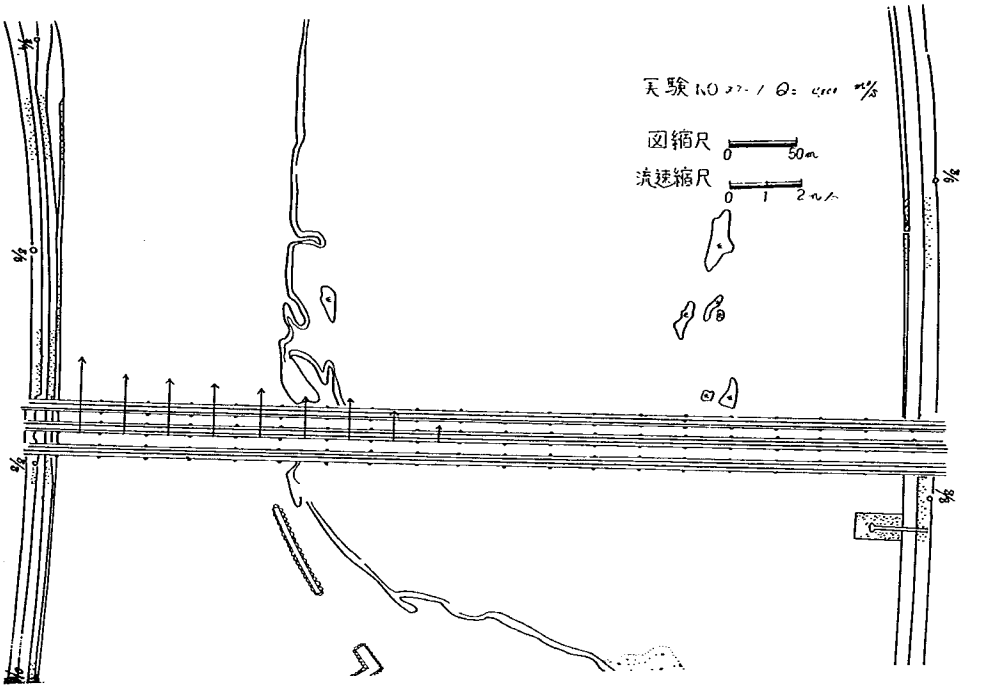
図－10.13　水位縦断図（実験No.23、25、27）



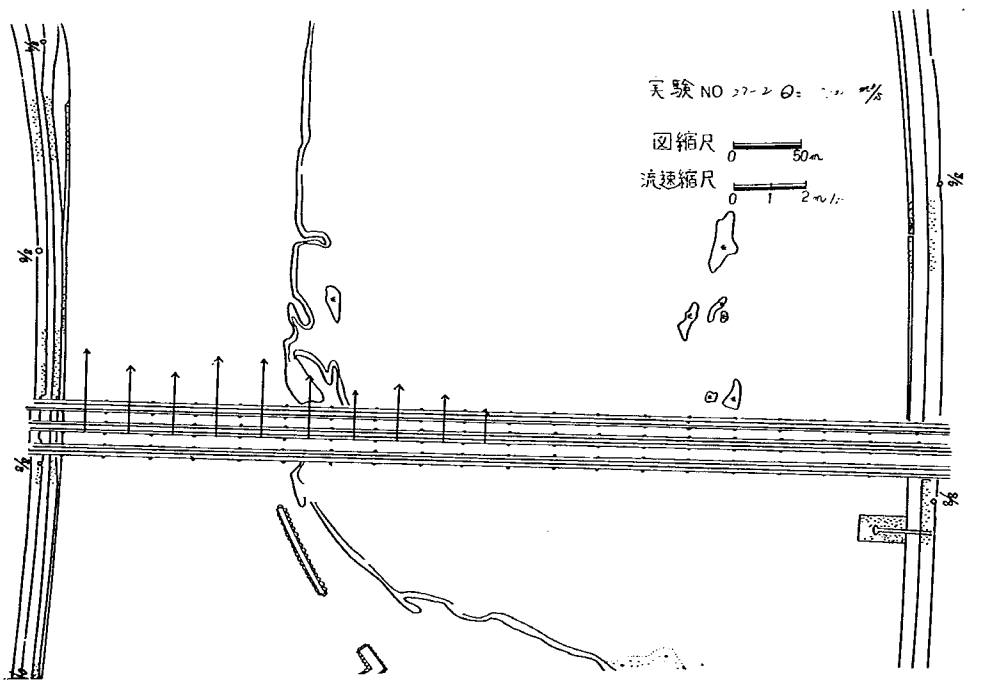
図－10.14　水位縦断図（実験No.28）



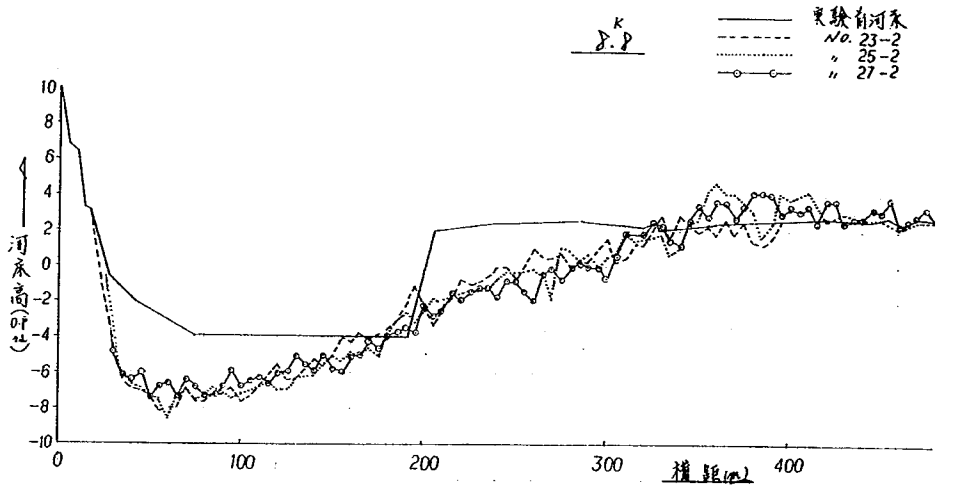
図－10.15　9.7k地点H～Q図（実験No.28）



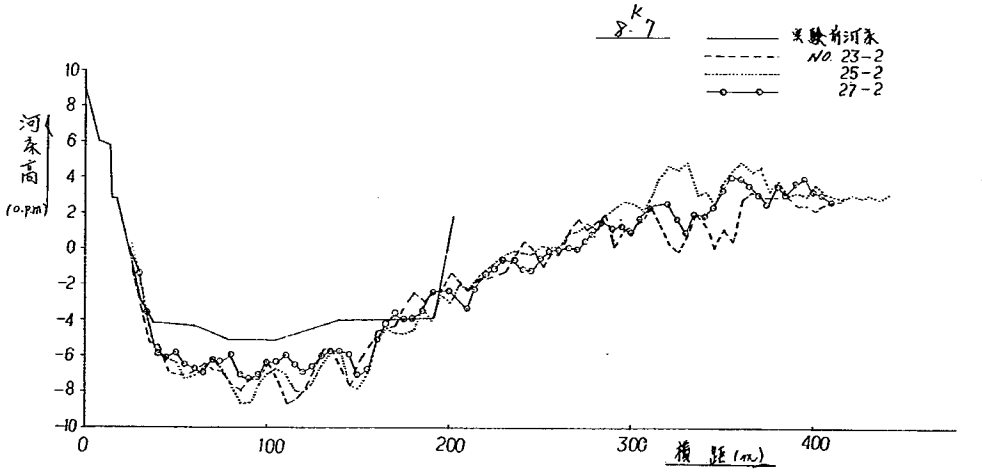
図－10.16　上淀橋橋脚間流速分布図



図－10.17　上淀橋橋脚間流速分布図



図－10.18　河床横断面比較図

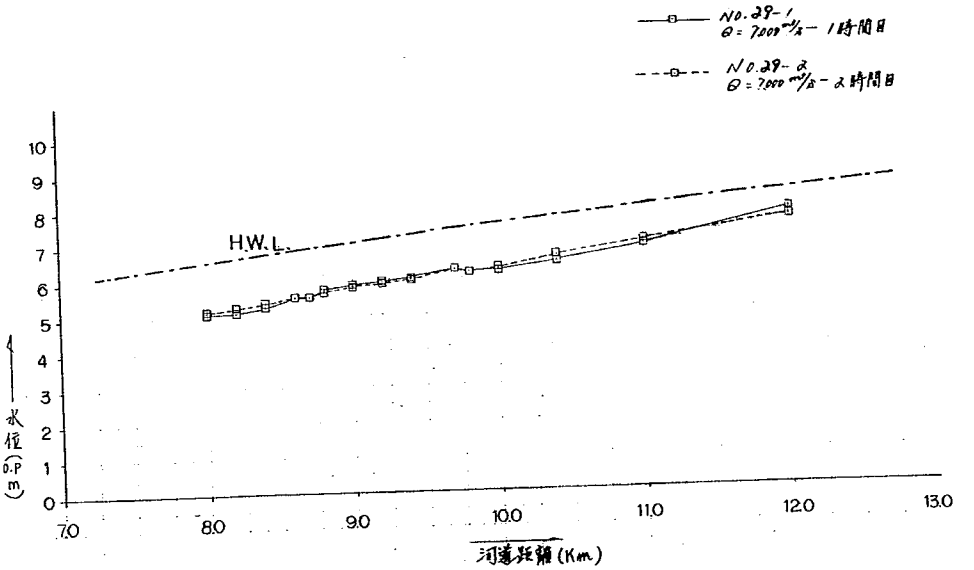


図－10.19　河床横断面比較図

4.3　実験No.29（上淀橋保護実験、附図－10.5.1～21参）

- 水　　位
- 流　　速（附図－10.5.1～6参）
- 流　　況（附図－10.5.7参）

水位、流況は前に行われた実験No.23の結果とほとんど同じであり、上淀橋保護工を布設したことによる影響は、見られなかった。実験No.29においては、水位の測定を通水開始後1時間目（測定時間は約30～60分頃）と2時間目（測定時間は約75～105分頃）の2回行っている。この結果水位縦断形はほぼ同じであり（図－10.20）、時間による変化はなかった。流速も2回測定しているが、測定値の変

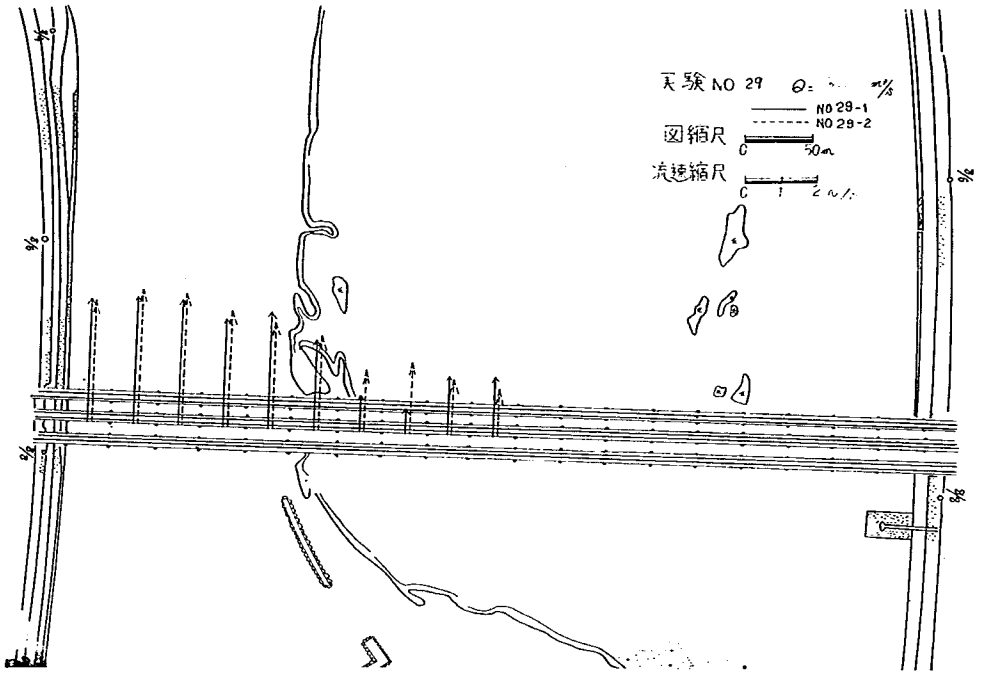


図－10.20　水位縦断図（実験No.29）

化はあるものの傾向が大きく変わることはない。上淀橋橋脚間の流速測定結果を今までの実験と比べると低水路内、高水敷上の流速はともに早くなっている。また、低水路内の流速は今までの実験では左岸側が早かったが、本実験ではほぼ一様となっている（図－10.21）。

- 河床変動（附図－10.5.8～21参）

暫定低水路内の河床変動については、今までの実験と同様であり大きな変化はない。上淀橋上流の河床変化を8.8k、8.9k断面で検討すると、今までの実験と同様に左岸側に深掘れ部がある。8.8k断面の深掘れ部の河床高は、今までの実験より多少浅くなっている。保護工下流の8.7k断面についてみると、今までの実験結果とほぼ同じように洗掘されている。本実験では保護工直下流の護岸の洗掘があり、模型で護岸として布設しておいた砕石が流出し、O.P.－7mにおよぶ局所洗掘が見られた（写真－10.5.1～



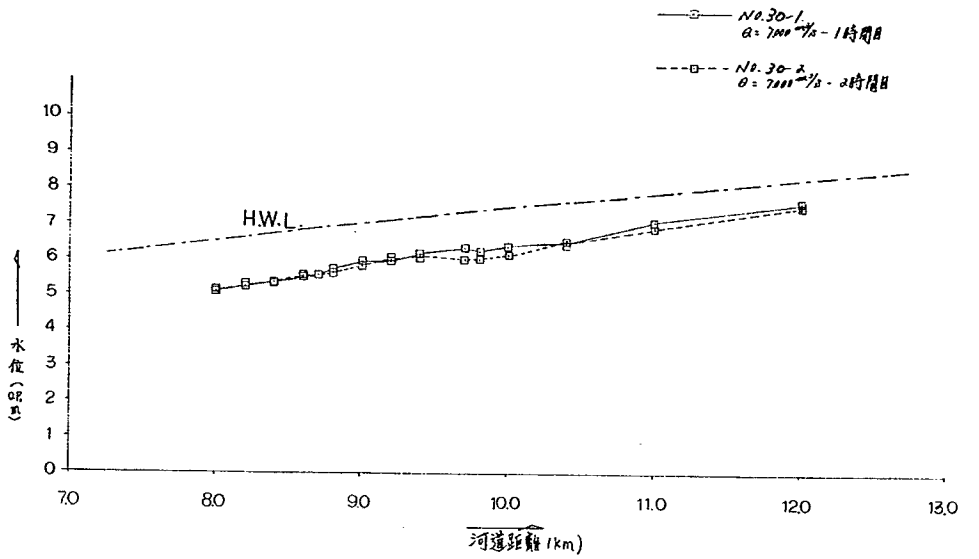
図－10.21　上淀橋橋脚間流速分布図

2）。保護工自体には、三門暫定河道で実験したケースと同じようにほとんど変化がなく、また、前実験のNo.27、28で見られた橋脚周囲の局所洗掘もない。一方、高水敷については、低水路側から100m位まで洗掘されとくに、低水路側の洗掘が激しい。河床高の測定を1時間目にも実施しているが、それによると、保護工下流の左岸護岸の洗掘が見受けられる。この洗掘は通水の初期に発生したものと思われる。また、全体の河床変化は、2時間目がやはり洗掘が進んでいるが、その傾向は1時間目とほとんど同じである。

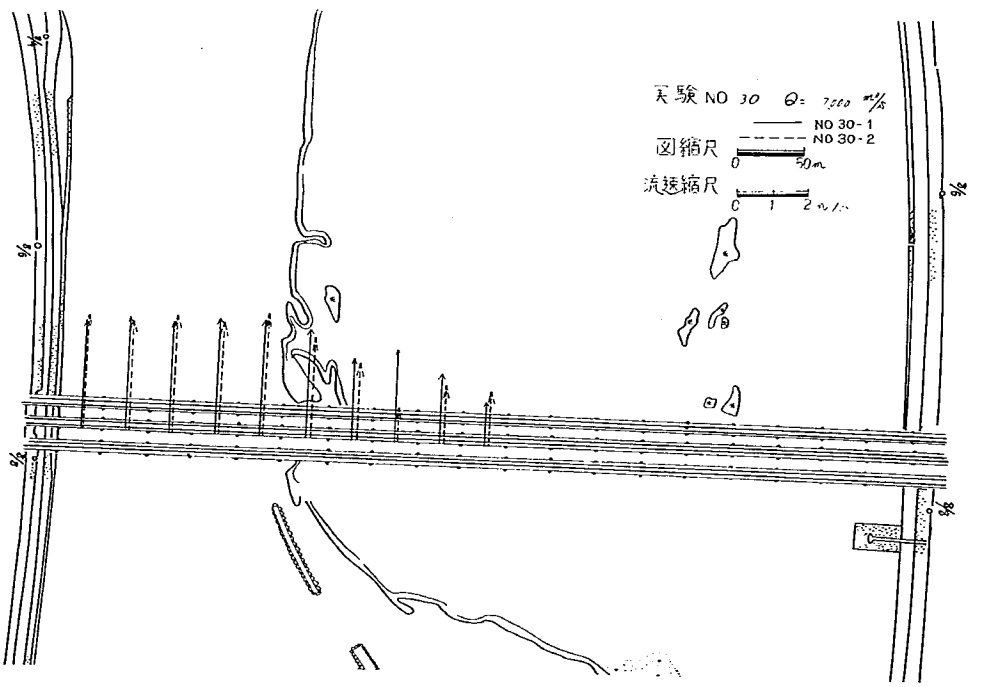
4.4　実験No.30（上淀橋保護、河床高O.P.－2m実験、附図－10.6.1～21参）

- 水　　位
- 流　　速（附図－10.6.1～6参）
- 流　　況（附図－10.6.7参）

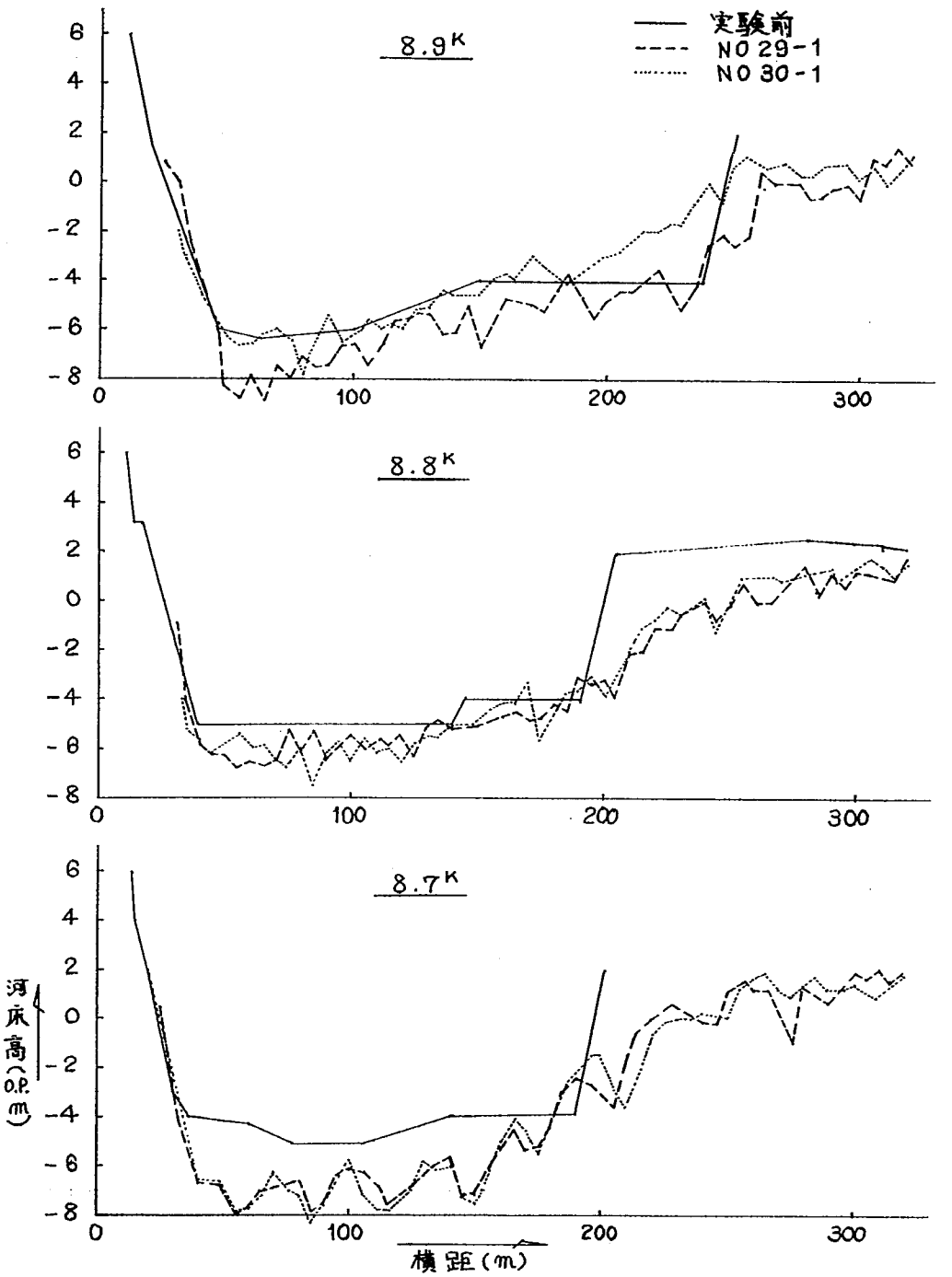
水位測定結果（2時間目）は今までの実験と同様にほぼ一様勾配であり、水面勾配の急な変化はない。前実験のNo.29と比べても大きな相違はない。なお、本実験においても通水中に2回の水位測定を行った。それによると暫定低水路内の9.6～10.0kにかけての水位に相違が見られ、初回の測定結果の水位が高い（図－10.22）。これは河床高を変更（O.P.－2m）したことによる影響と思われる。流況には、河床高を変更したための変化もなく、今までの実験結果とほぼ同じである。また、通水時間による変化もほとんどなかった。流速測定結果は、前実験のNo.29と比べ多少の流速値の変化はあるが、その傾向は



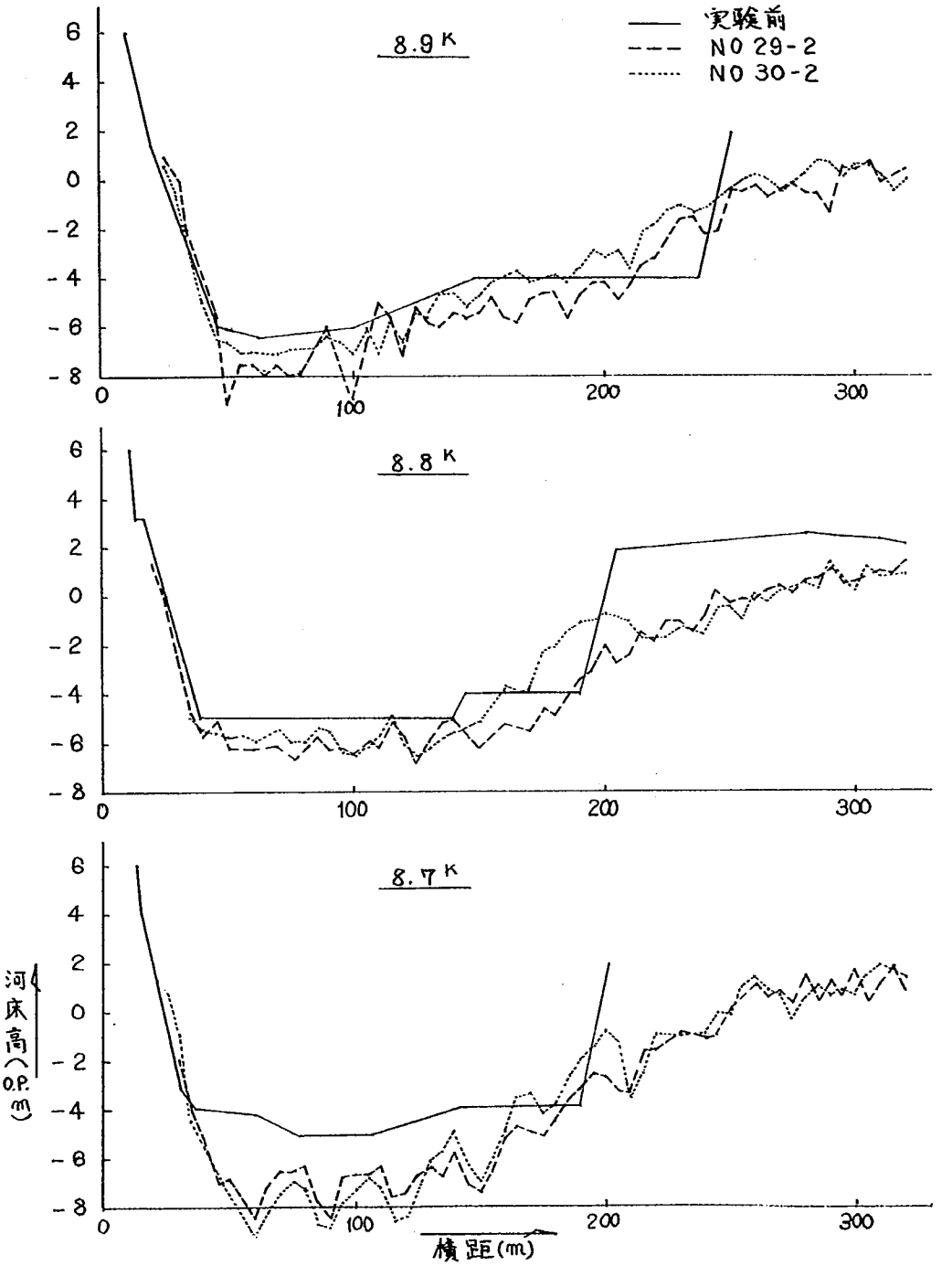
図－10.22　水位縦断図（実験No.30）



図－10.23　上淀橋橋脚間流速分布図



図－10.24　河床横断面比較図



図－10.25　河床横断面比較図

ほとんど変わらない。また、上淀橋橋脚間の流速は低水路内で、右岸側がやや遅いが極端な片寄りはない（図－10.23）。前実験結果と比べてもその傾向はほぼ同じであり、また測定時間による全体的な傾向の変化もない。

○ 河床変動（附図－10.6.8～21参）

本実験での暫定低水路内河床高は、計画河床高より2m高いO.P.－2mとして実験を行った。その河床に流量7,000m³/sを2時間通水したが、今までの実験結果と同様に河床高を変えた影響はない。また、通水後1時間目の河床も2時間目とほぼ同様の結果となっている。次に上淀橋付近の河床変化についてみると、保護工周辺の河床変化は、1時間目と2時間目で大きな差はない。一方、前実験の暫定低水路河床高O.P.－4mと本実験の暫定低水路河床高O.P.－2mとを比較すると、8.9k断面の洗掘は、O.P.－2mの方が少なくなっている。しかし、保護工直上流および下流の断面ではその差はほとんど見られない（図－10.24、25）。また、本実験においても上淀橋周辺の高水敷の洗掘が激しい。保護工自体の変化は、前の実験と同様に下流洗掘箇所への落ち込みがあるが、天端高の変化および橋脚周辺の局所洗掘はない（写真－10.6.1）。一方、高水敷上の橋脚は、その周囲をR＝5mで小判型の保護工を実施したが、河床洗掘が激しく保護工が山なりになっている（写真－10.6.2）。なお、前実験で見られた保護工下流の左岸堤防護岸の洗掘は、本実験ではなかった。

第5節 考　察

5.1 上淀橋保護工について

本章で行った上淀橋保護工の種類を大きく分けると、法線形後退により低水路内への流れの集中を防ぐ目的のものと、上淀橋橋脚を低水路内のみ帯状に保護をして橋脚周囲の洗掘を防ぐ目的のものとになる。

5.1.1 法線形後退について

まず法線形後退の効果は、ほとんどなく上淀橋付近の河床変化は後退前の河床と同じである。ところで法線形を後退させた範囲は、実験No.23、24で高水敷が洗掘された範囲とほぼ同じである。このため、実験No.25、26は、実験No.23、24の通水後河床に再び通水したことと同じであり、法線形を後退させた効果が出なかったものと思われる。

上の実験結果のように、上淀橋付近の右岸低水路法線形を少々後退させても、その効果はない。したがって上淀橋付近で現低水路に流れが集中しないようにするためには、右岸低水路法線を大幅に後退させる必要があるが、高水敷にかかる橋脚の根入が浅く、橋の架替えを待つ以外に暫定水路なみの河積を有する低水路を確保する方法がない。

5.1.2 上淀橋帯状保護工について

上淀橋の帯状保護は、砕石（φ＝2cm）を用いて天端高を河床高とほぼ同じにした実験と、小砂利（φ＝0.7cm）を用いて天端高をO.P.－3mとした実験がある。保護工に用いた砕石と小砂利との水理的相違は、粒径効果のほか河床材料の吸出しに関する空隙率の効果に違いがある。砕石の空隙率は小砂利より大きい。

両者の実験結果を比べると小砂利保護工は、天端高の変化がほとんどない（下流の洗掘箇所への保護工の落ち込みは見られる。）のに対して、砕石保護工は天端高が少し変化しており、橋脚周辺では砕石が局所的に沈下した。

帯状保護工を小判型保護工と比較すると、橋脚間の河床の洗掘が少なく、保護工も小判型ほど変化しておらず、上淀橋橋脚に対する効果は大きなものであると判断される。ただし、帯状保護工とした場合に注意しなければならないのは、実験No.29で保護工下流の堤防護岸側に発生しているような異常洗掘である。この洗掘が低水路中央付近で発生しているのならば問題はないが、実験のように護岸付近での発生には注意が必要である。なお、この洗掘は暫定低水路河床高O.P.－2m案においては発生していなかったが、河床高の相違による効果であるとは思われない。

実験結果より六門暫定河道での上淀橋帯状保護工について判断すると、保護工自体は三門暫定河道と同規模で危険はないと思われる。しかし、流れの集中が三門暫定河道より厳しくなる印象を受けるため、洪水後の保護工の点検、定期点検（本庄護岸・根固工を含めて）などを実施し、また保護工下流の異常洗掘などについて注意して安全を期すのが良いと思われる。

5.2　河床高について

六門暫定河道での重要な問題点は、上淀橋やその下流部低水路の洗掘であると思われる。

三門暫定河道では現低水路の流れがクッションとなって三門暫定低水路の流れの勢いを左岸堤防から遠ざけるような作用があったが、六門暫定河道ではこれを期待できない。さらに上淀橋上流の六門暫定河道の疎通能力は、三門暫定河道のそれより大きい。したがって六門暫定河道での上淀橋やその下流部で流れが集中する度合いは、どうしても三門暫定河道より厳しいものとなる。

この時、暫定河道の河床高が流れの集中度合を増減するとは思われないが、河床高を当初計画のO.P.－4mにする案と、三門暫定低水路と同じO.P.－2mにする案とがあるため、河床高の違いによる効果や影響を検討してみる。

実験の河床高は、実験No.29がO.P.－4m、実験No.30がO.P.－2mである。まず暫定低水路内の河床変化について検討を行う。この両ケースの通水後河床高はほとんど同じである。これは通水開始1時間後、2時間後ともに同じであり、河床高の相違は現れていない。また、流速、流況についても同様のことが言える。なお、水位については、実験No.30の1時間目に測定した結果が、他の測定結果（実験No.29の1、2時間目、実験No.30の2時間）と比べて、9.6kから10.0kの水位がやや高くなっている。

一方、暫定低水路河床高の相違による上淀橋付近の河床変化を8.7k、8.8k断面で比較すると、その影響はほとんどないようである。しかし、8.9k断面では、洗掘傾向は同じであるが、左岸堤防側の深掘深はO.P.－2m案の方が和らいでおり、河床高の効果とも考えられる。また、O.P.－4m案では 保護工直下流の堤防護岸の洗掘が発生しているが、O.P.－2m案では見られない。

8.0kより下流では、いずれの実験ケースとも堆積傾向となっている。模型範囲が下流7.2kまでのため、この堆積が局所的なものか、あるいは下流河道全体に拡散するものかは明確ではなかった。しかし局所的な堆積であったとしても、そう大規模ではなく、大堰上流からの土砂はまず暫定河道部分に堆積すること

になるので問題はないであろう。

第6節　ま　と　め

① 上淀橋付近への流れの集中を防ぐ意味で法線形を後退させた実験結果によると、本実験程度の後退ではその効果はほとんどない。

② さらに大きく後退させることは上淀橋の高水敷部分の橋脚の根入れが浅いため現状では不可能である。

③ 上淀橋の低水路内橋脚保護のための帯状保護工は、小判型保護工より安全性が高まる。この場合保護工は、流れによって流失しない大きさとすることも必要であるが、空隙率を小さくし河床材料の吸い出しを少なくすることも大切である。

④ なお、河床材料の吸出しが発生した場合には、保護工自体が沈下するほか、橋脚周囲の保護工が局所的に変化し橋脚の安全性が低下する。

⑤ したがって、上淀橋を帯状保護する場合橋脚間の洗掘のみではなく、橋脚周囲の保護工の沈下にも注意し、橋脚周囲は他の範囲より安全性を持たせることが必要と思われる。そのためには帯状保護工の他橋脚周囲の保護工を厚くする等の布設方法も有効であると思われる（三門暫定河道についても同じ。）。

⑥ 六門暫定河道での上淀橋帯状保護工は、三門暫定河道と同じ規模のもので効果があると判断される。なお、洪水後の保護工調査は必要と思われ、その結果によっては補強の必要もあると考えられる（三門暫定河道についても同じ。）。

⑦ 六門暫定河道において上淀橋を帯状に保護したケースと小判型に保護したケースの橋脚間の流速値を比較すると通水断面積の相違により帯状保護工の方が早くなっている。

⑧ 上淀橋の低水路内帯状保護工の直下流では、左岸堤防護岸が洗掘されたケースがある。こうした局所的な洗掘は十分に考えられるので、保護工上下流の護岸特に、下流部の護岸については注意を必要とする。

⑨ 上淀橋の保護工は、低水路内の保護のみならず低水路側から100m位の範囲における高水敷の洗掘に対処するため高水敷上橋脚の保護工も必要である。実験では河床洗掘が大きく、保護工の布設範囲がR＝5mでは足らないと思われた。

⑩ 暫定低水路内河床高の違いによる河床変化はほとんど見られず、通水後の河床高はO.P.－4m案もO.P.－2m案も同じである。

⑪ その通水後河床高はO.P.－4mから±1mの範囲内にほとんど入っており、六門暫定河道での掘削部分の河床変動は小さいものと考えられる。

あ と が き

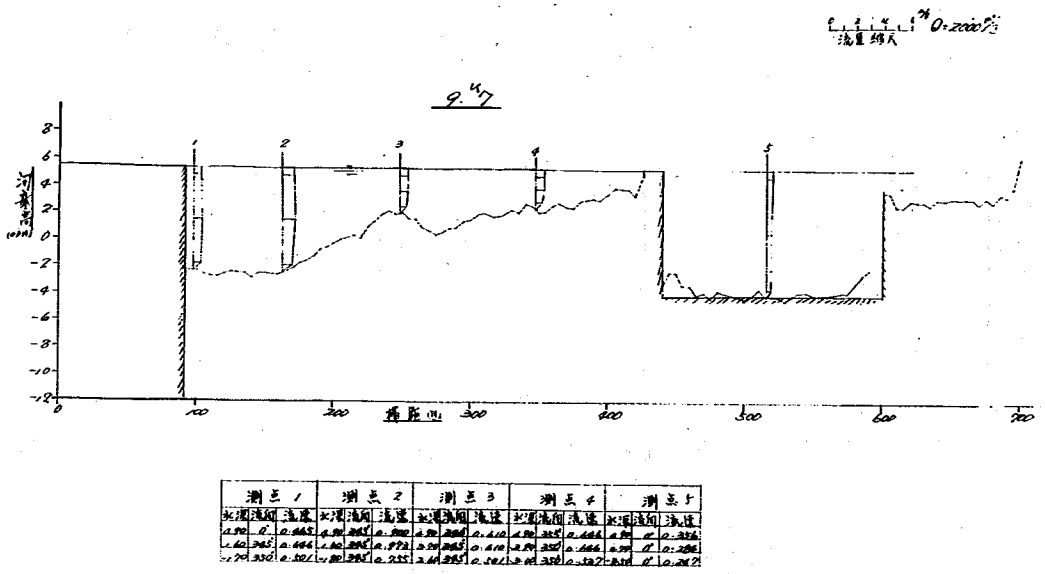
本報告書は、土木研究所鹿島試験所において昭和51年度から昭和53年度に実施した模型実験の成果をまとめたものである。この淀川大堰に関する実験はそれぞれ異なった河道形状で30ケース、通水ケース数にすると46ケースにもおよぶ多くの実験を行ってきた。これら多くの実験を通じて常に感じたことは工事に際しての安全性についてである。この安全性は、例えば各種構造物周辺の局所洗掘、堤防および護岸前面の洗掘等、洪水が発生した場合の影響についてである。したがって、問題はあると思われるが、本報告書の実験は常に現地が危険になったということを想定して実験を行い、現地河道に対しては厳しいと思われるような通水条件もある。また、常時事務所側と連絡を取り合い河道形状とその重要性に合致した対策工、保護工の検討を行った。

模型を製作し実験を行い、その解析、検討を行うに当っては次の人達の協力を得た。模型の製作においては鹿島試験所の林技官、元研究員の高橋隆氏の御協力を得た。実験の計画および資料の整理では同じく高橋氏、鹿島試験所葛西技官に御協力を得て、図面の整理は当試験所非常勤職員の片方見悦子さんの助力を受けた。実験を行うに当っては、幾多の問題を解決しながら実施していただいた建設技術研究所㈱の大迫蕃朗氏に多くの労をかけた。実験計画および実験結果の解析に関しては、土木研究所河川部長土屋昭彦氏に御指導を承った。現地資料の提出には淀川工事々務所工務二課、課長北倉氏、元係長鵜木氏をはじめ多くの人々に御協力をいただきまた、実験計画、実験結果の検討および問題点の解決等の打合せにおいては、近畿地方建設局の本局の方々をはじめ淀川工事々務所および各出張所の方々等に多くの指導を頂いた。ここに、実験にたずさわっていただいたこれらの多くの方々に感謝の意を表わします。

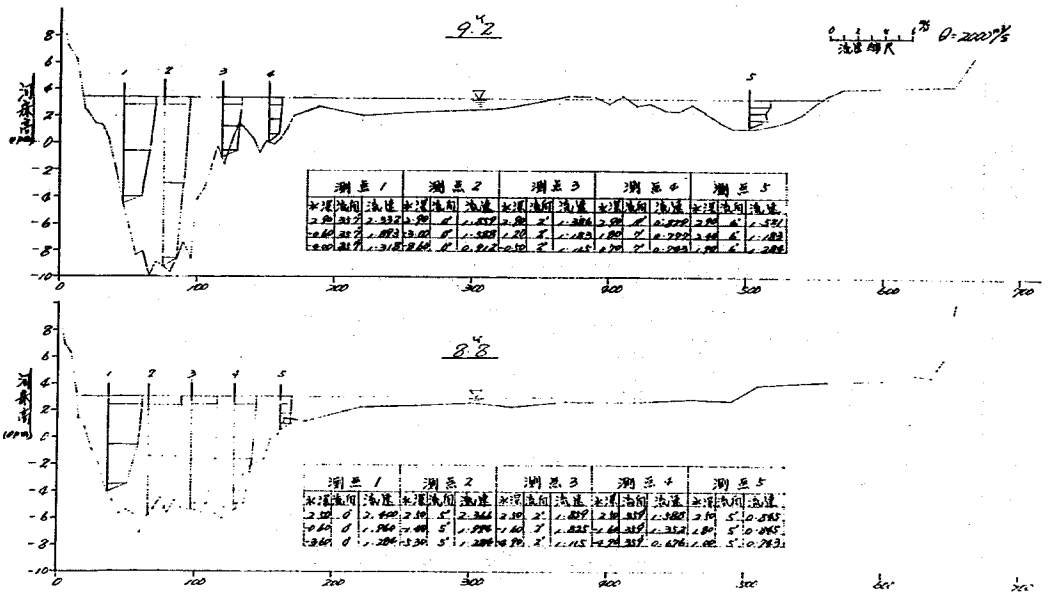
参 考 文 献

1) 土木研究所資料第879号：淀川河道計画模型実験報告書（その2）、昭和49年3月
2) 淀川大堰毛馬水門・閘門：近畿地方建設局淀川工事事務所
3) 淀川：近畿地方建設局淀川工事事務所
4) 淀川の治水計画とそのシステム工学的研究：近畿地方建設局
5) 淀川洪水管理検討業務報告書：昭和49年10月、近畿地方建設局淀川工事事務所
6) 淀川洪水管理検討業務報告書（その2）、昭和50年3月、近畿地方建設局淀川工事事務所
7) 淀川河道計画（第18報）検討業務報告書、昭和48年3月、近畿地方建設局淀川工事事務所

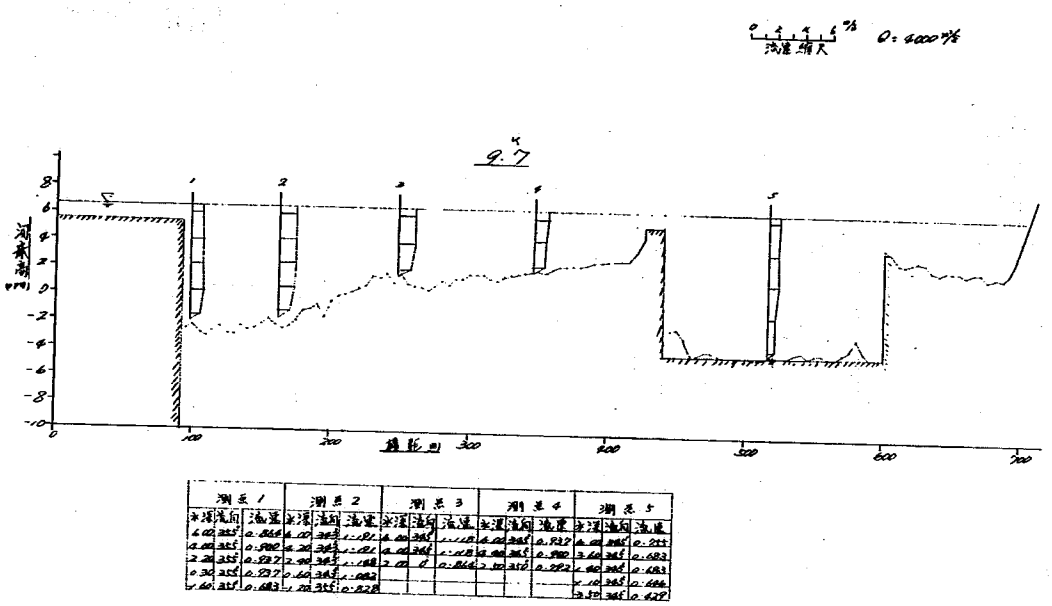
附　図　集



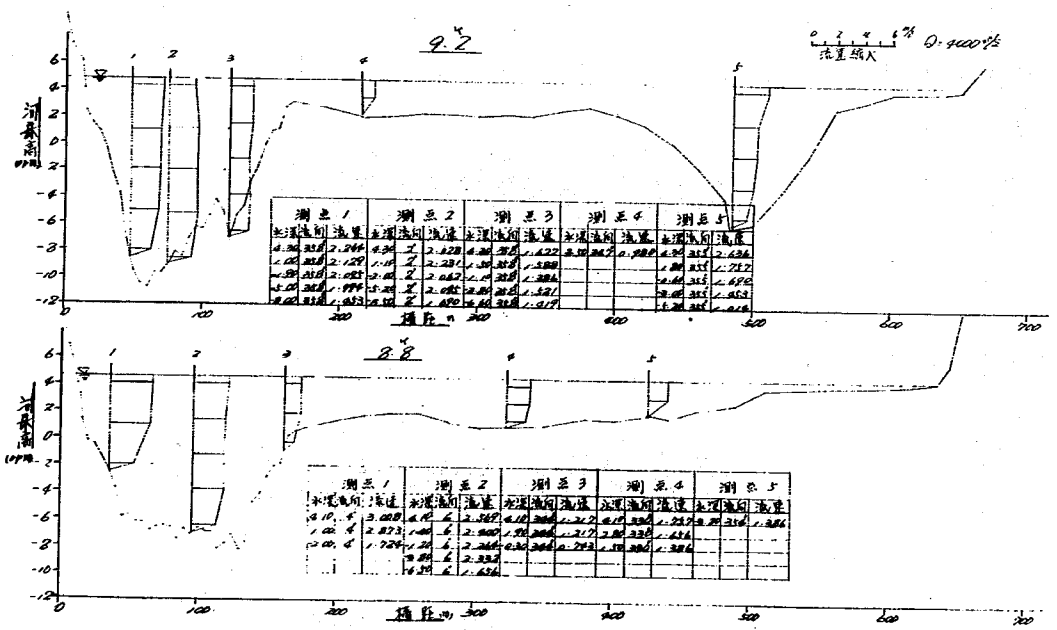
附図－ 5.1.1　流速分布図（実験№１、Q＝2,０００㎥／ｓ）



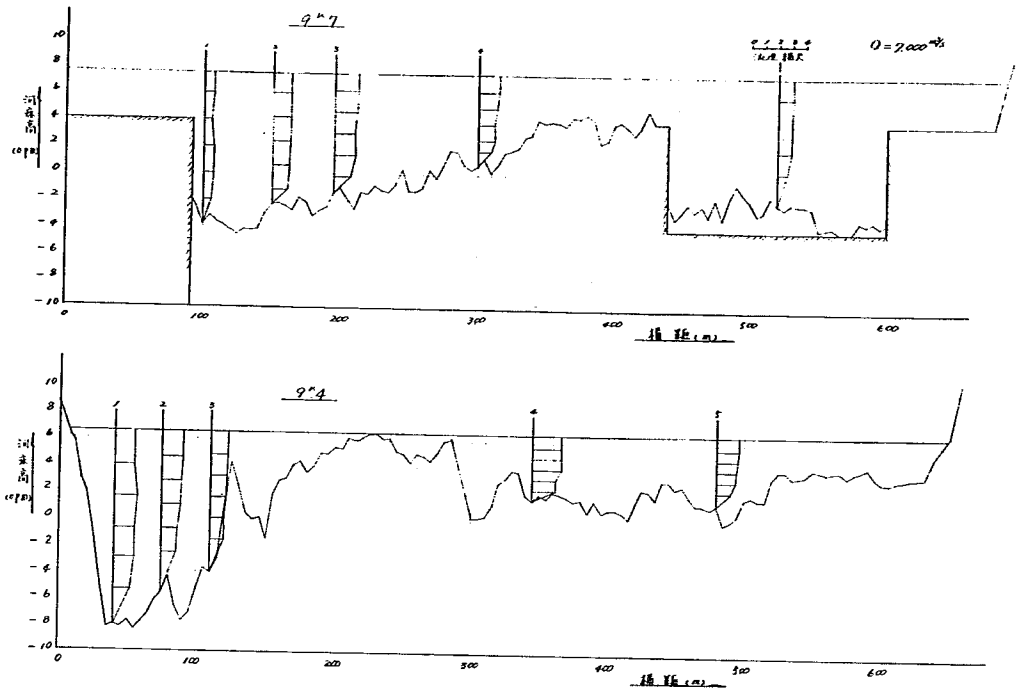
附図－ 5.1.2　流速分布図（実験№１、Q＝2,０００㎥／ｓ）



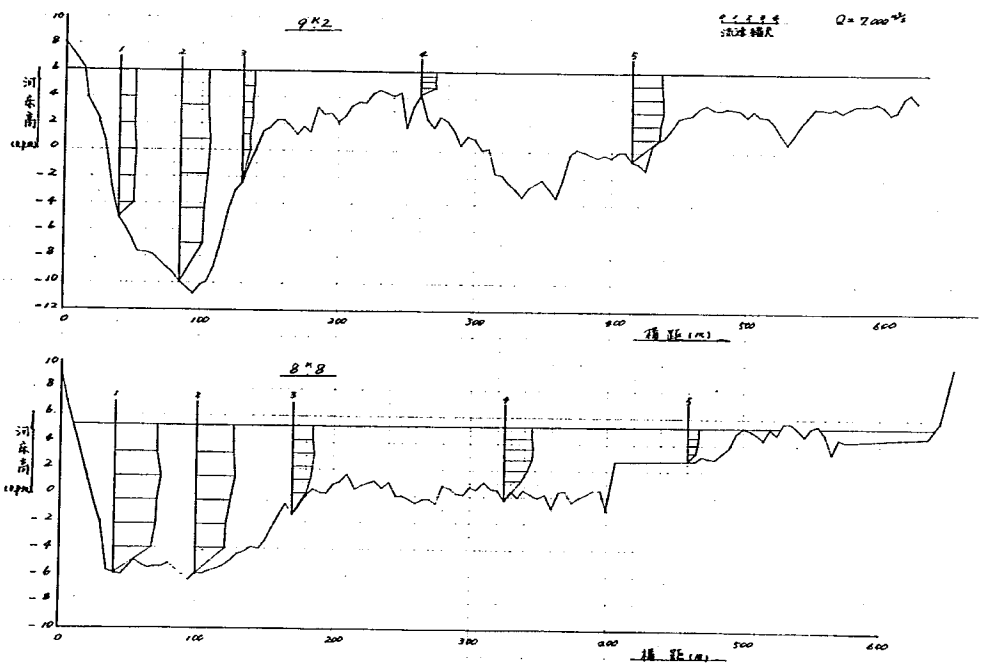
附図－5.1.3　流速分布図（実験№1、Q＝4,000㎥／s）



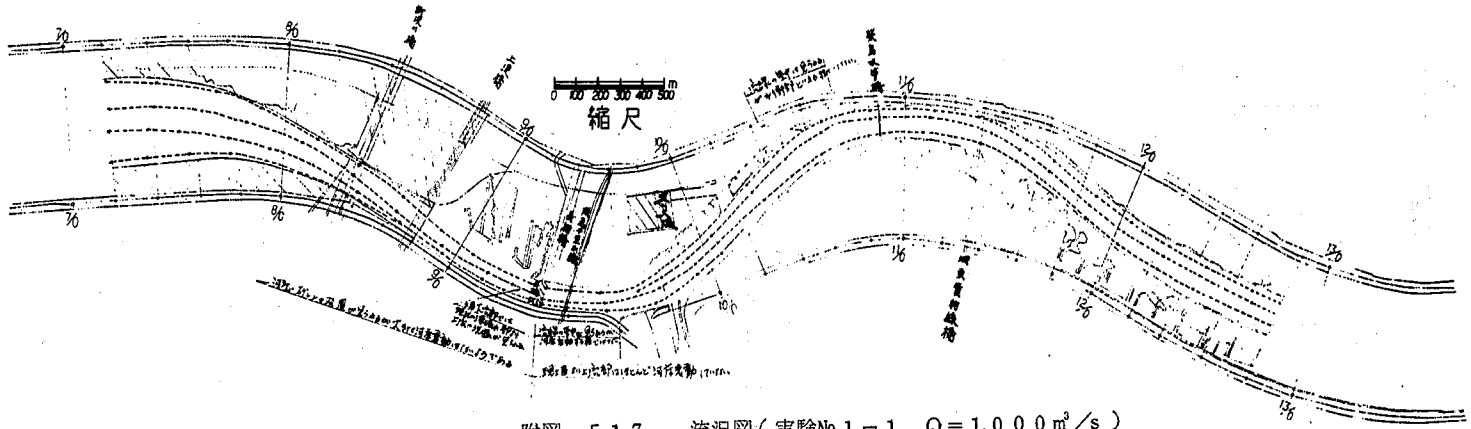
附図－5.1.4　流速分布図（実験№1、Q＝4,000㎥／s）



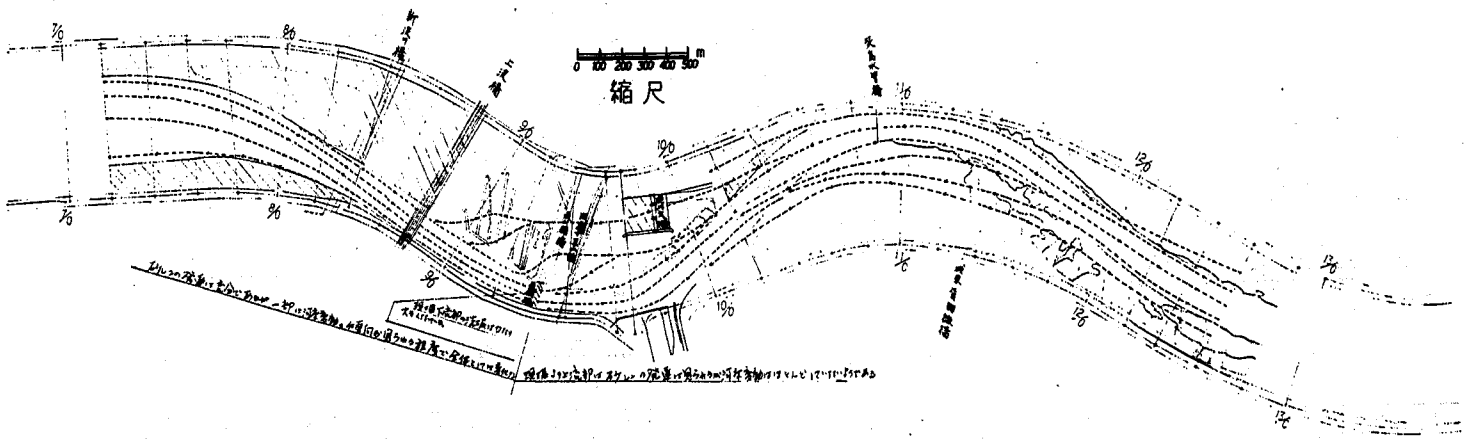
附図－5.1.5　流速分布図（実験№1、Q＝7,０００㎥／s）



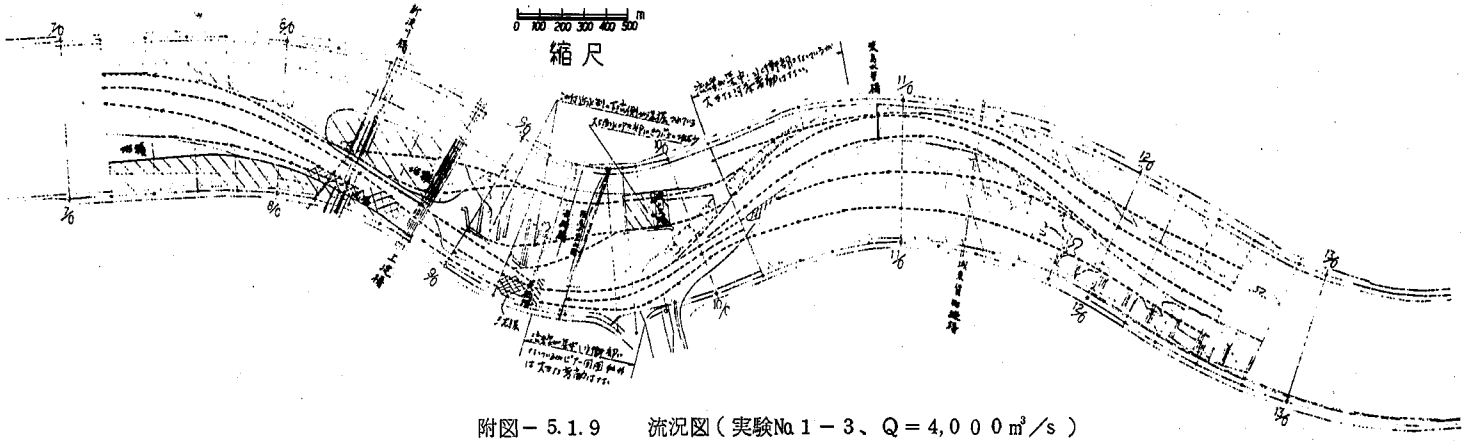
附図－5.1.6　流速分布図（実験№1、Q＝7,０００㎥／s）



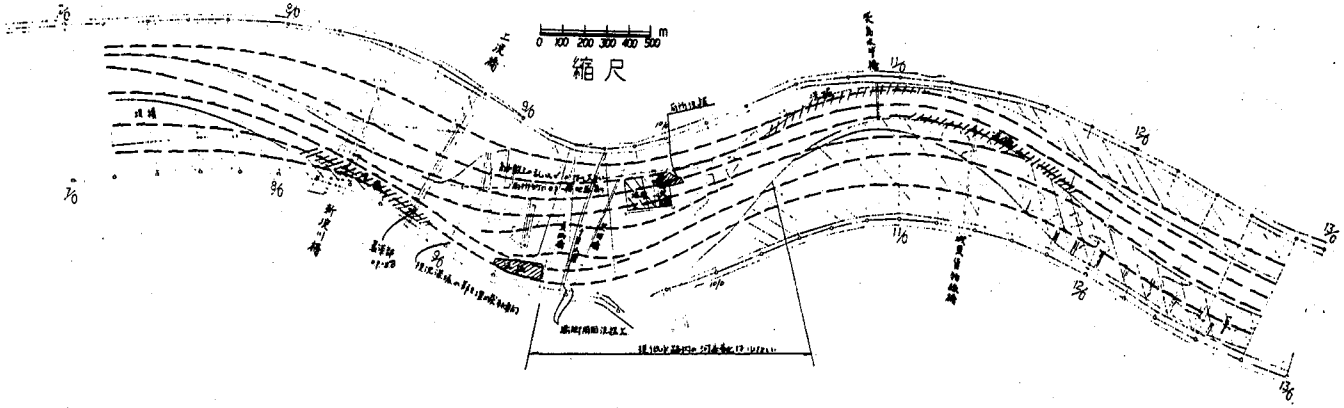
附図－5.1.7　流況図（実験No.1－1、Q＝1,000㎥／s）



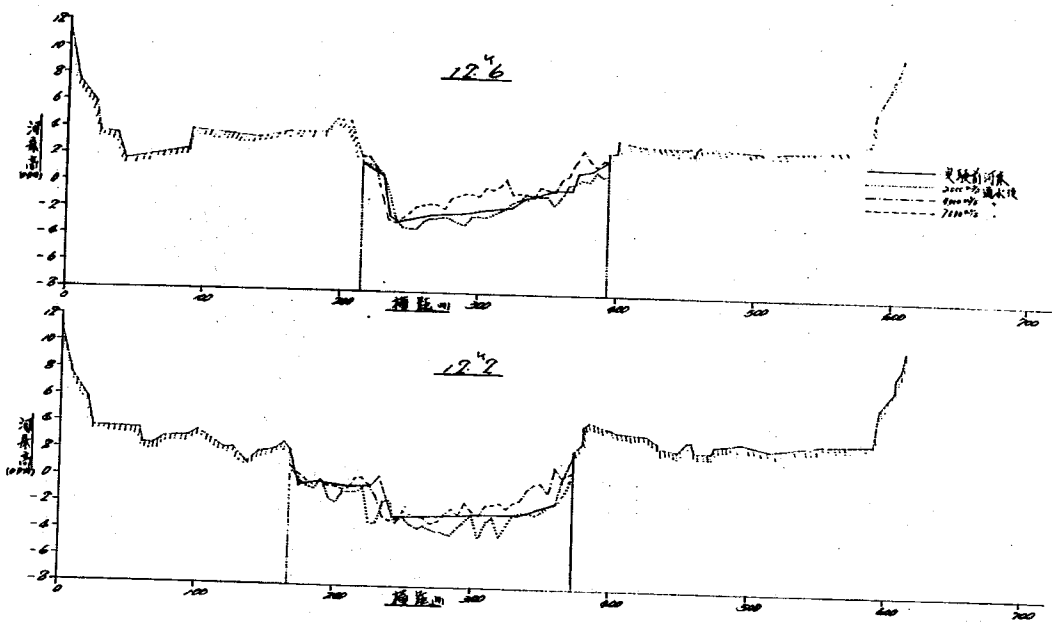
附図－5.1.8　流況図（実験No.1－2、Q＝2,000㎥／s）



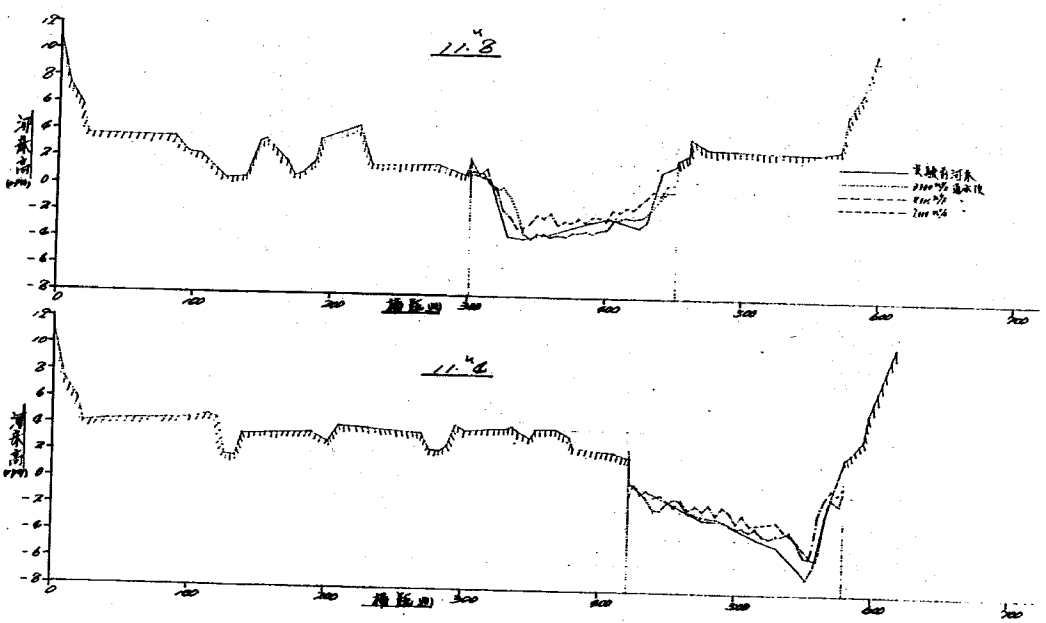
附図－5.1.9　流況図（実験No.1－3、Q＝4,000㎥／s）



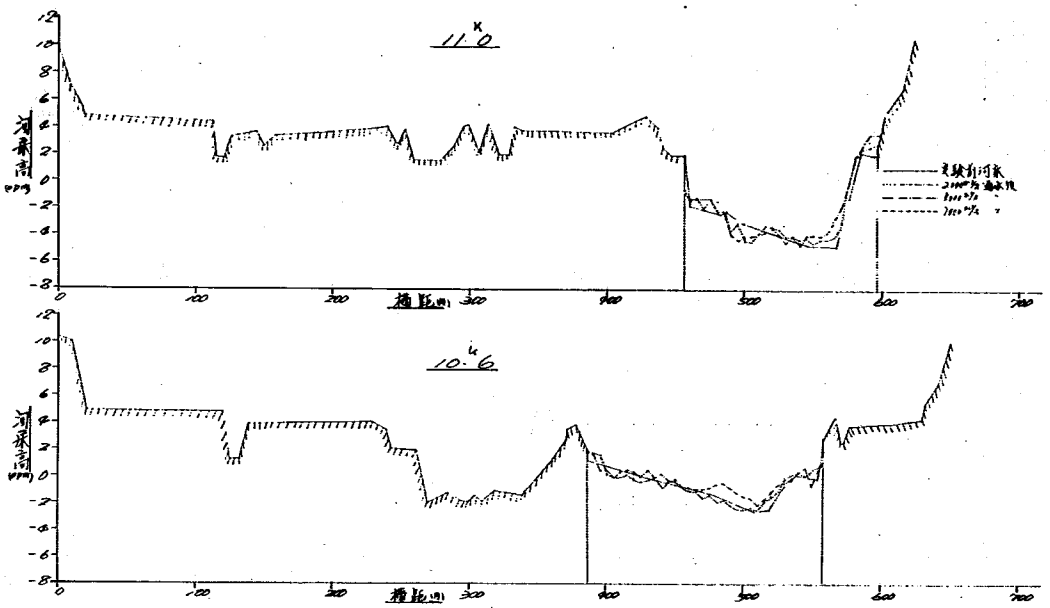
附図－5.1.10　流況図（実験No.1－4、Q＝7,000㎥／s）



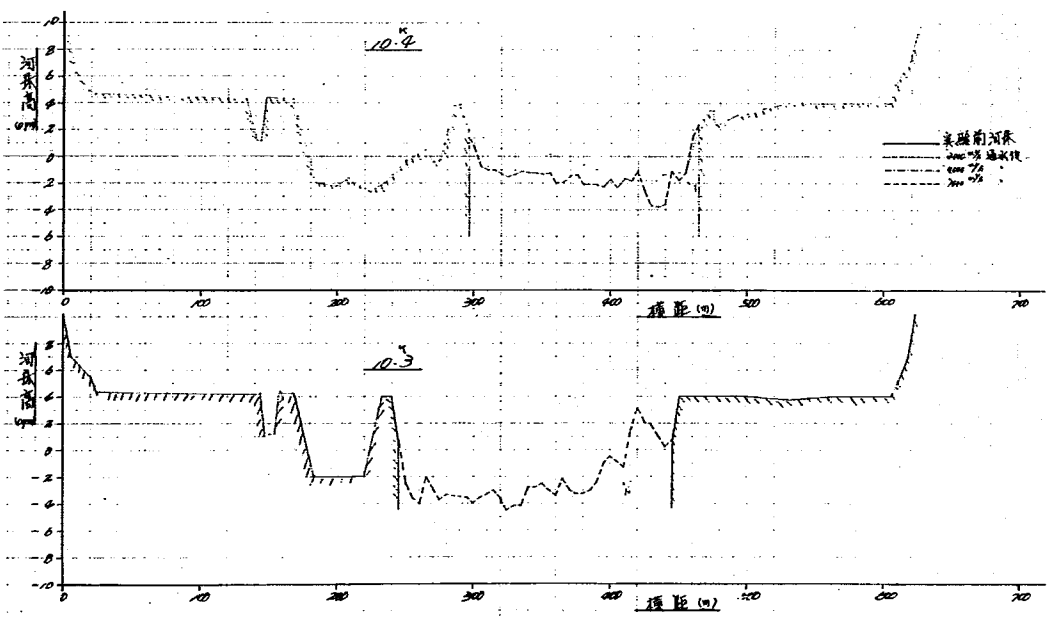
附図－5.1.1 1　河床横断図（実験No.1）



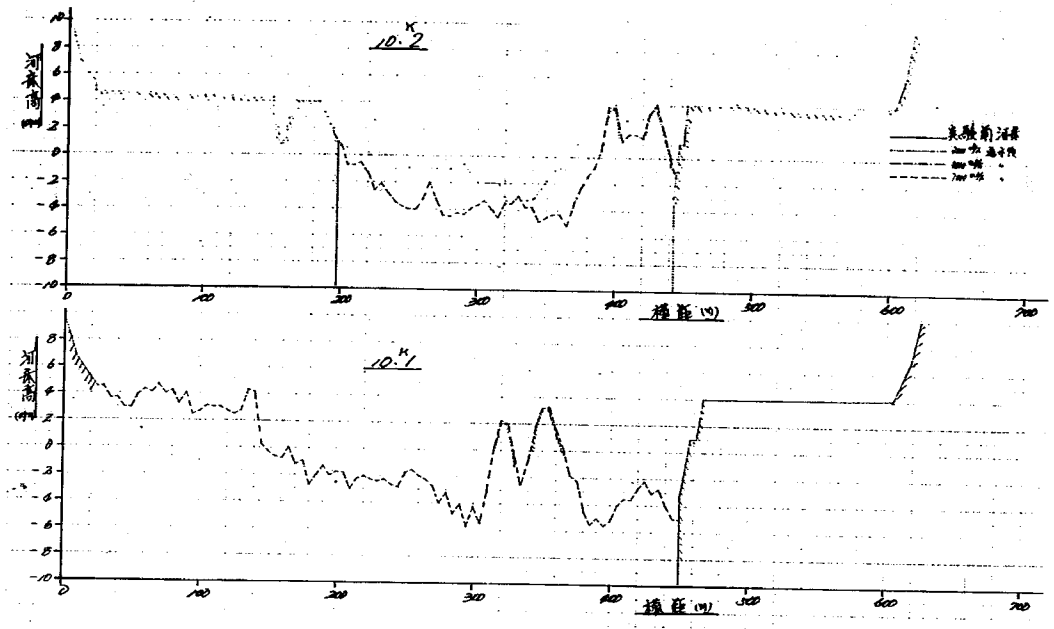
附図－5.1.1 2　河床横断図（実験No.1）



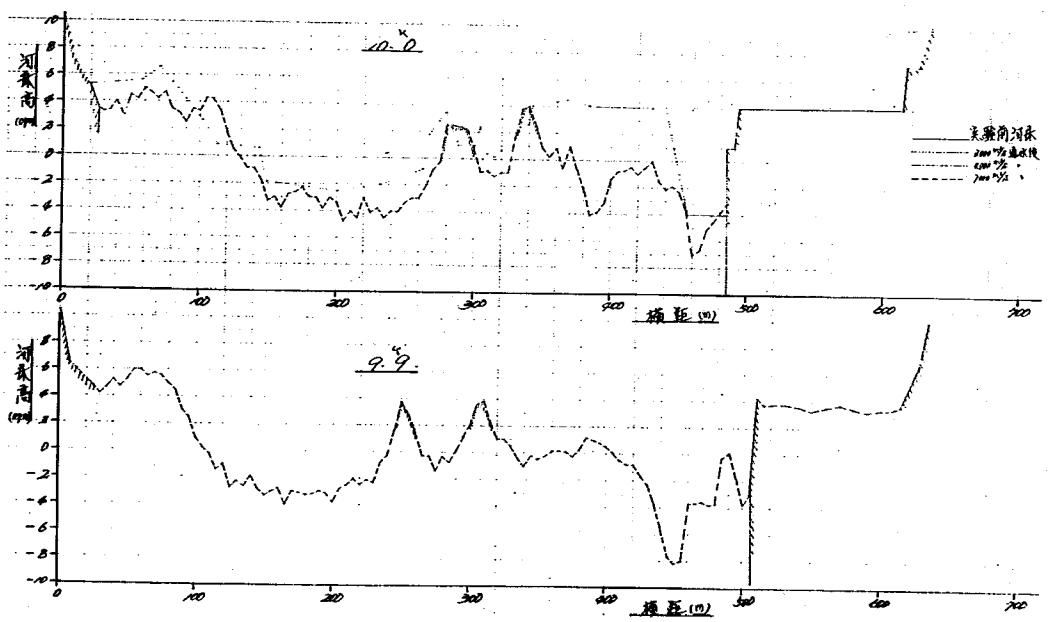
附図－5.1.1 3　河床横断図（実験No.1）



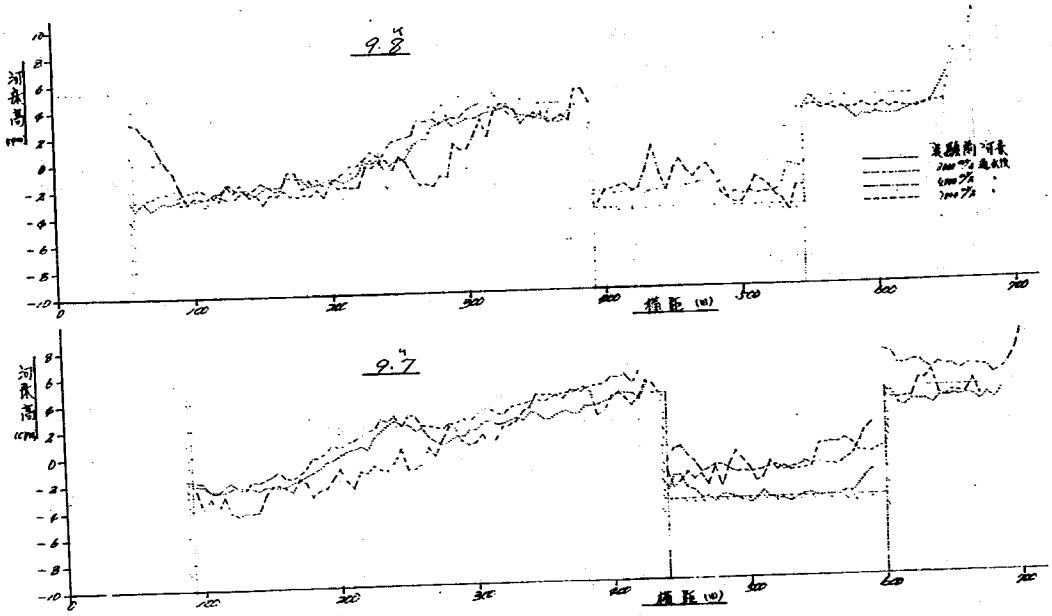
附図－5.1.1 4　河床横断図（実験No.1）



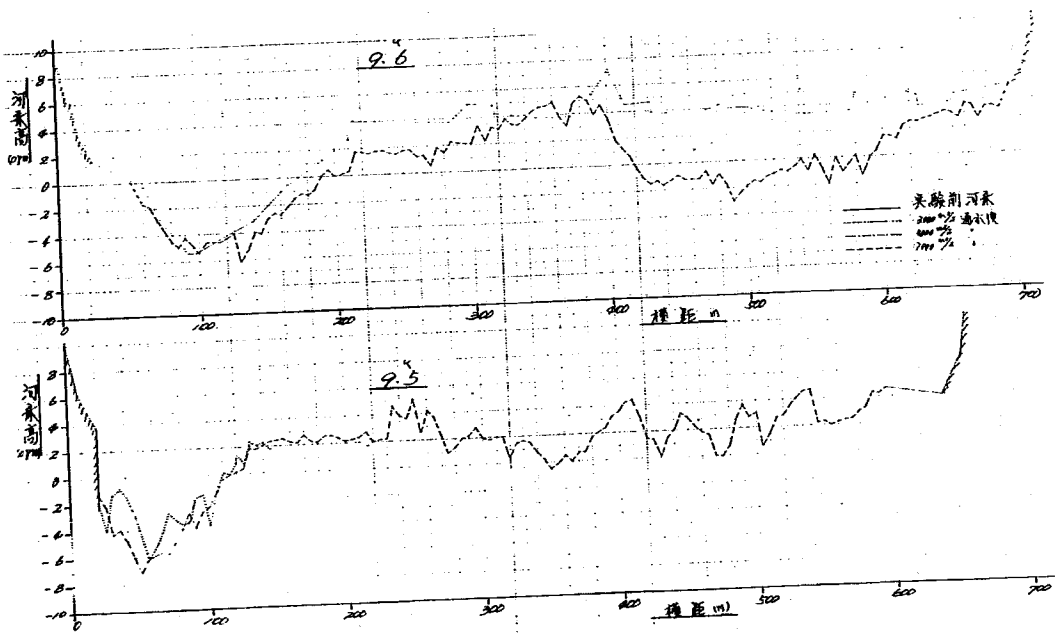
附図－5.1.1 5　河床横断図（実験No.1）



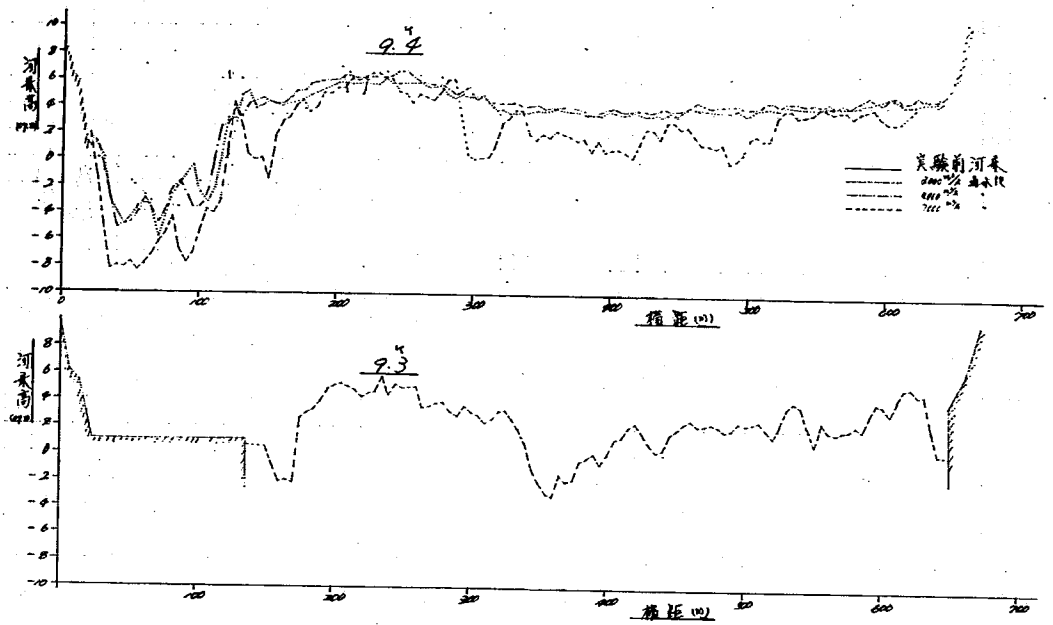
附図－5.1.1 6　河床横断図（実験No.1）



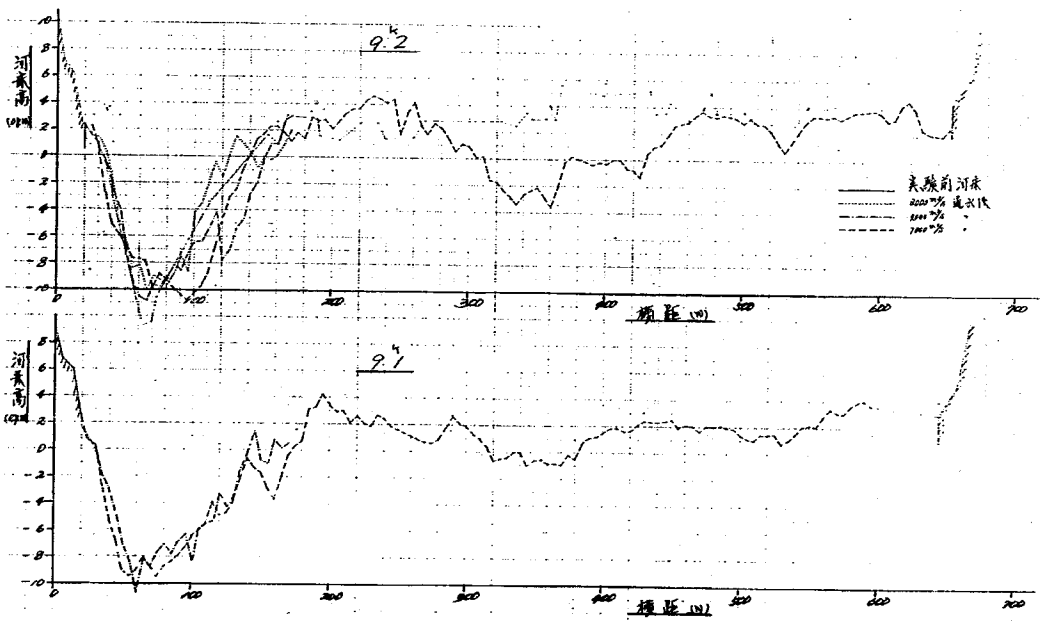
附図－5.1.17　河床横断図（実験No.1）



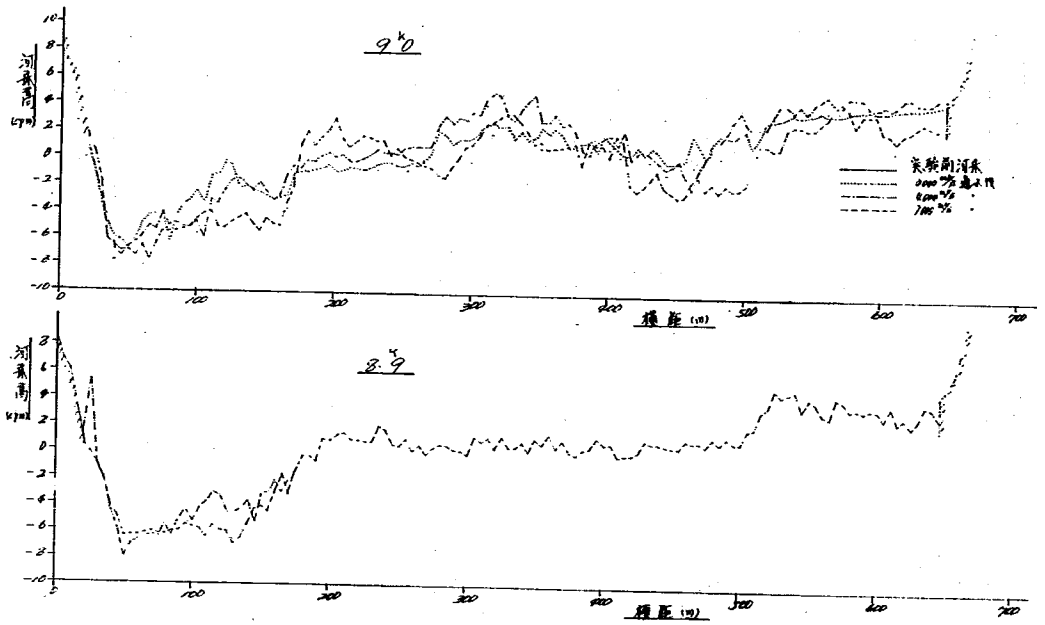
附図－5.1.18　河床横断図（実験No.1）



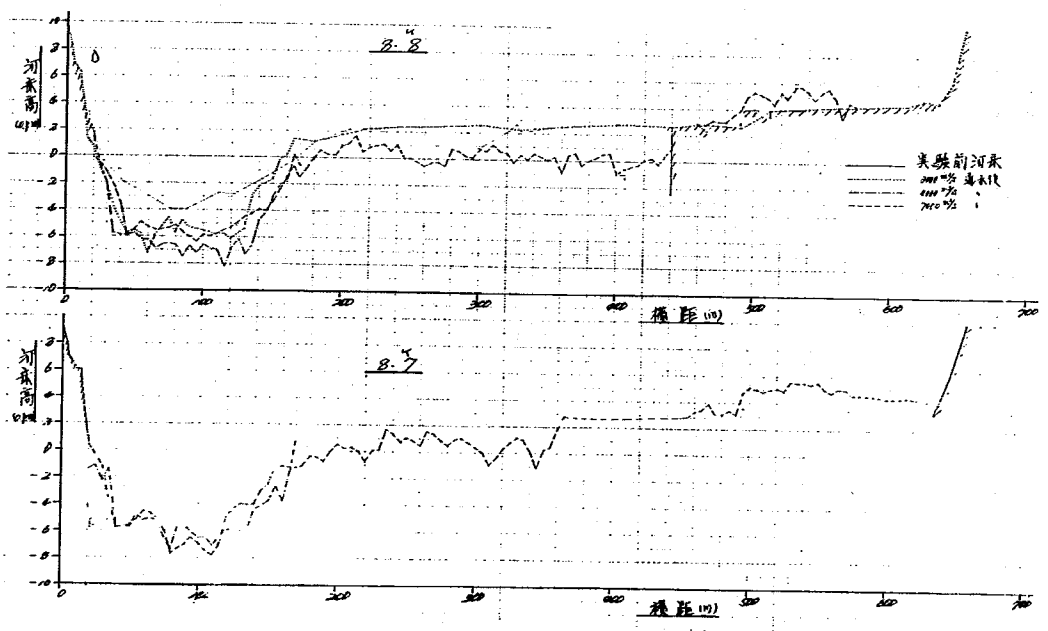
附図－5.1.19　河床横断図（実験No.1）



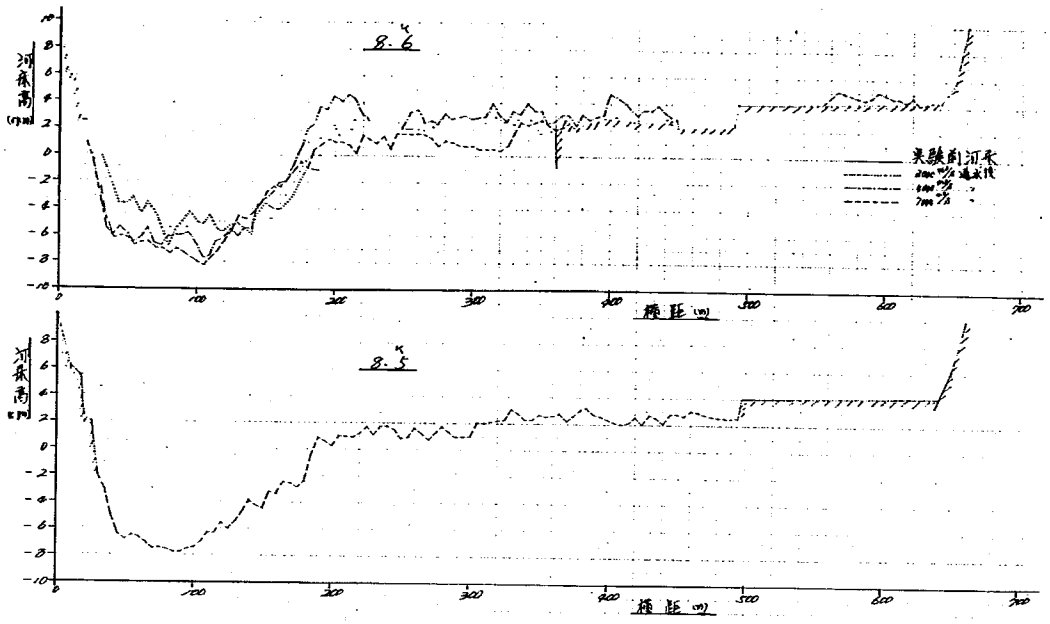
附図－5.1.20　河床横断図（実験No.1）



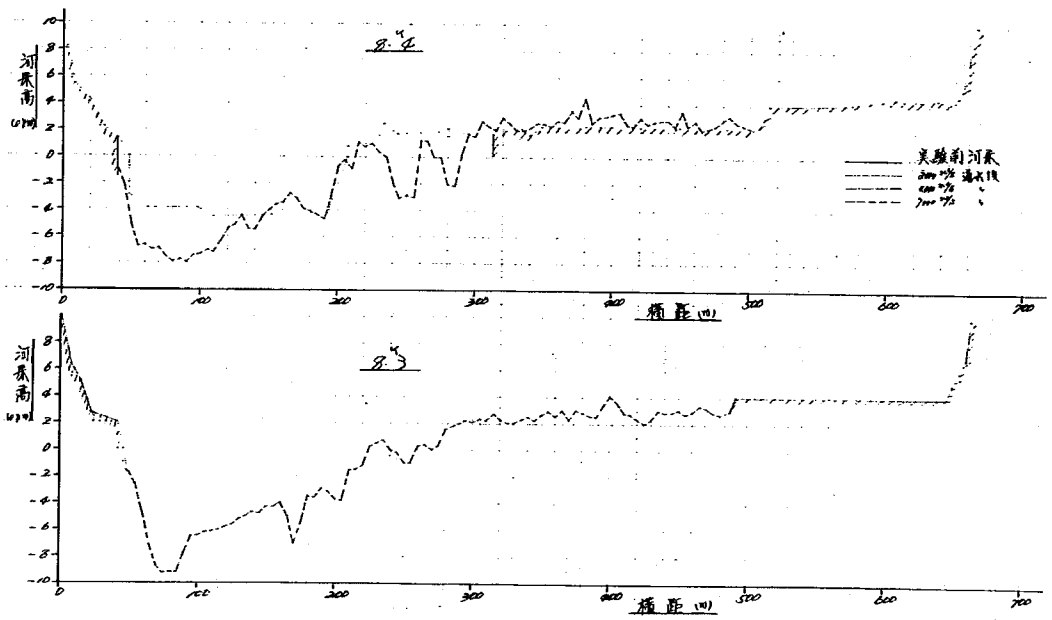
附図－5.1.2.1　河床横断図（実験No.1）



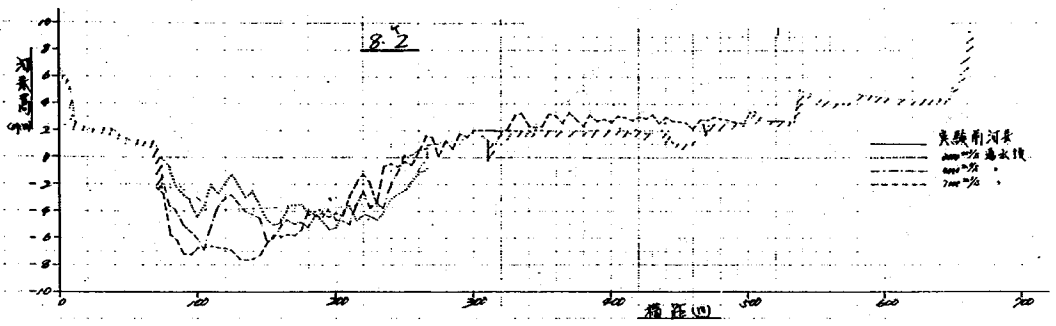
附図－5.1.2.2　河床横断図（実験No.1）



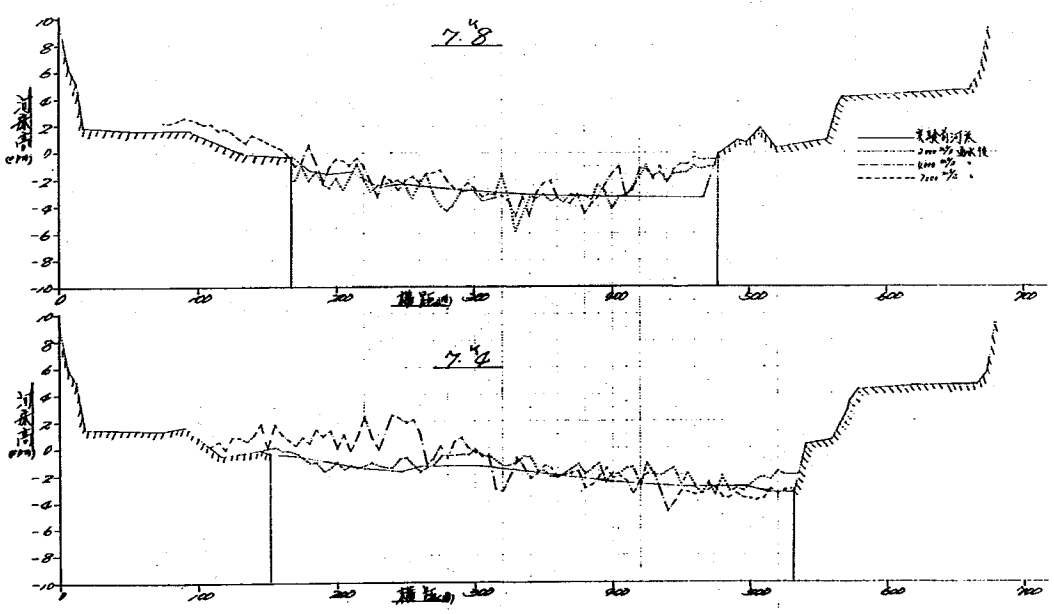
附図－5.1.2 3　河床横断図（実験No.1）



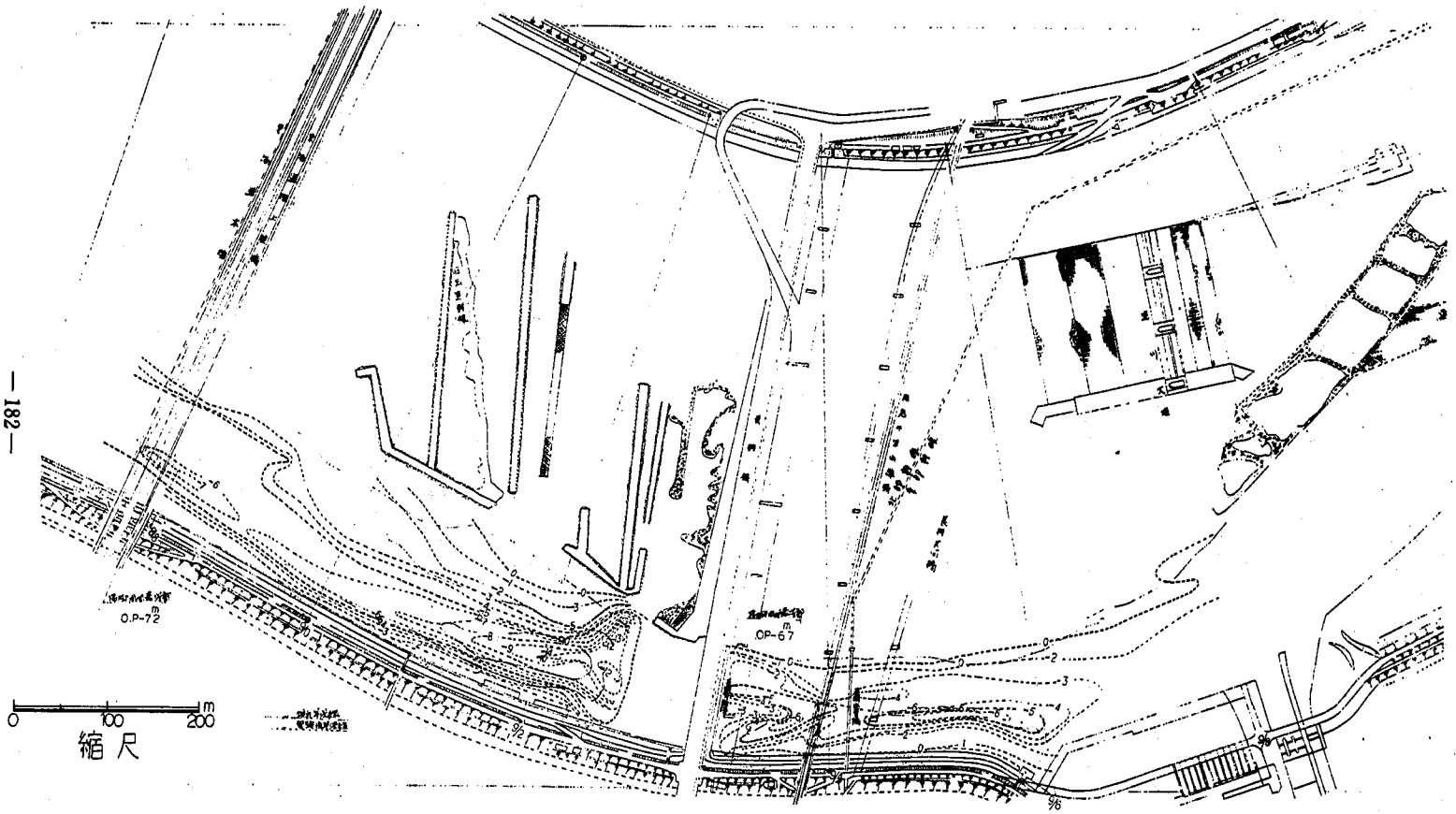
附図－5.1.2 4　河床横断図（実験No.1）



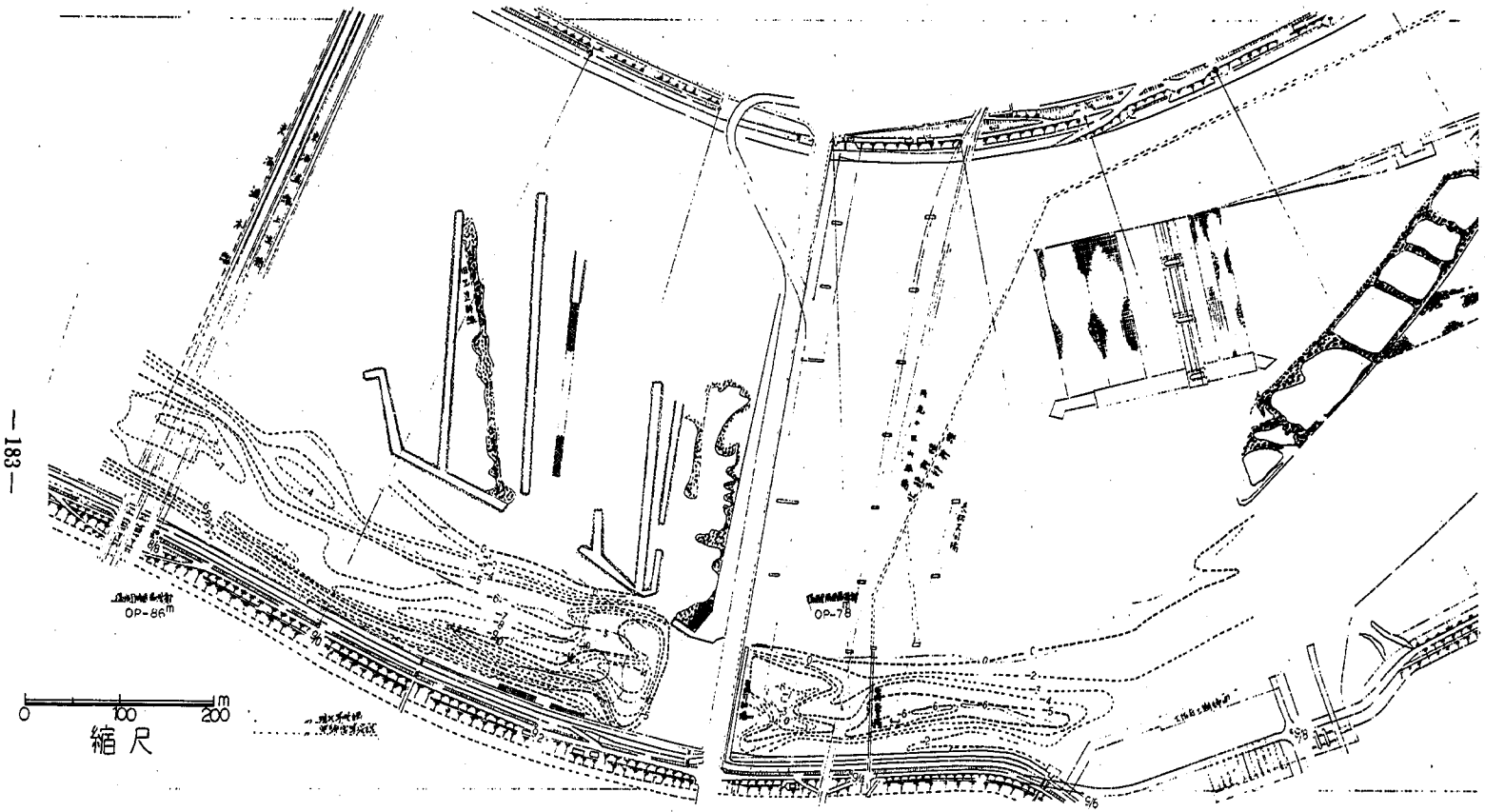
附図－5.1.2 5　河床横断図（実験No.1）



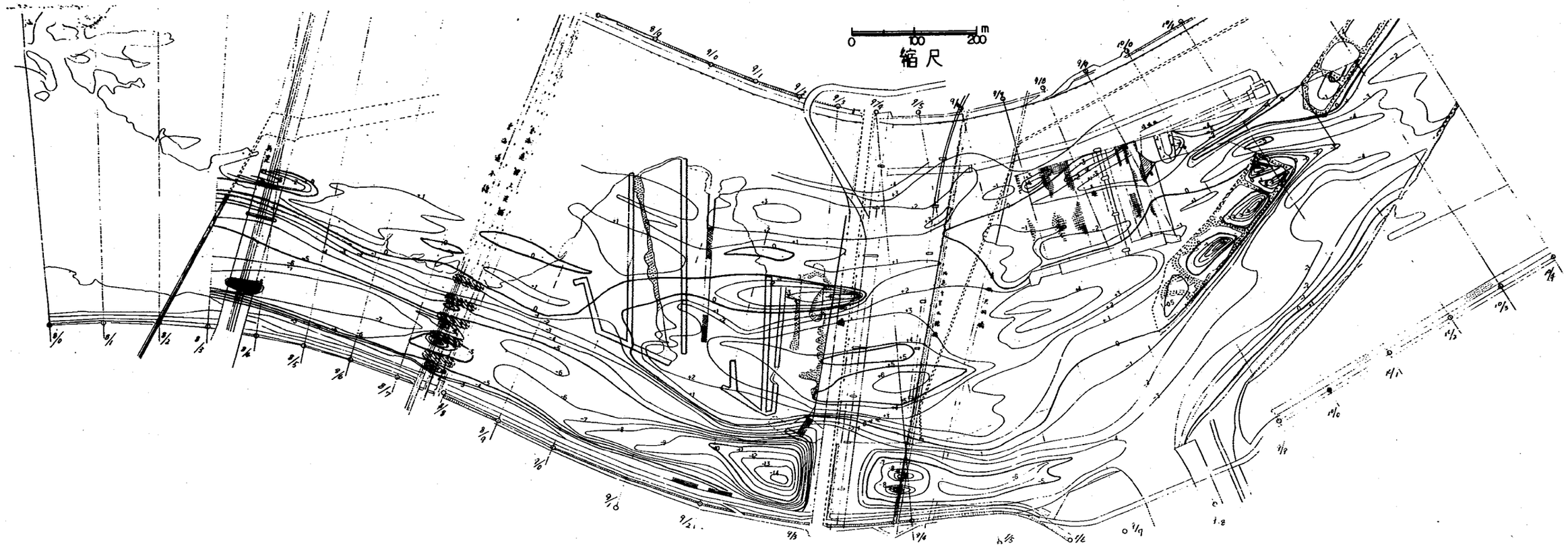
附図－5.1.2 6　河床横断図（実験No.1）



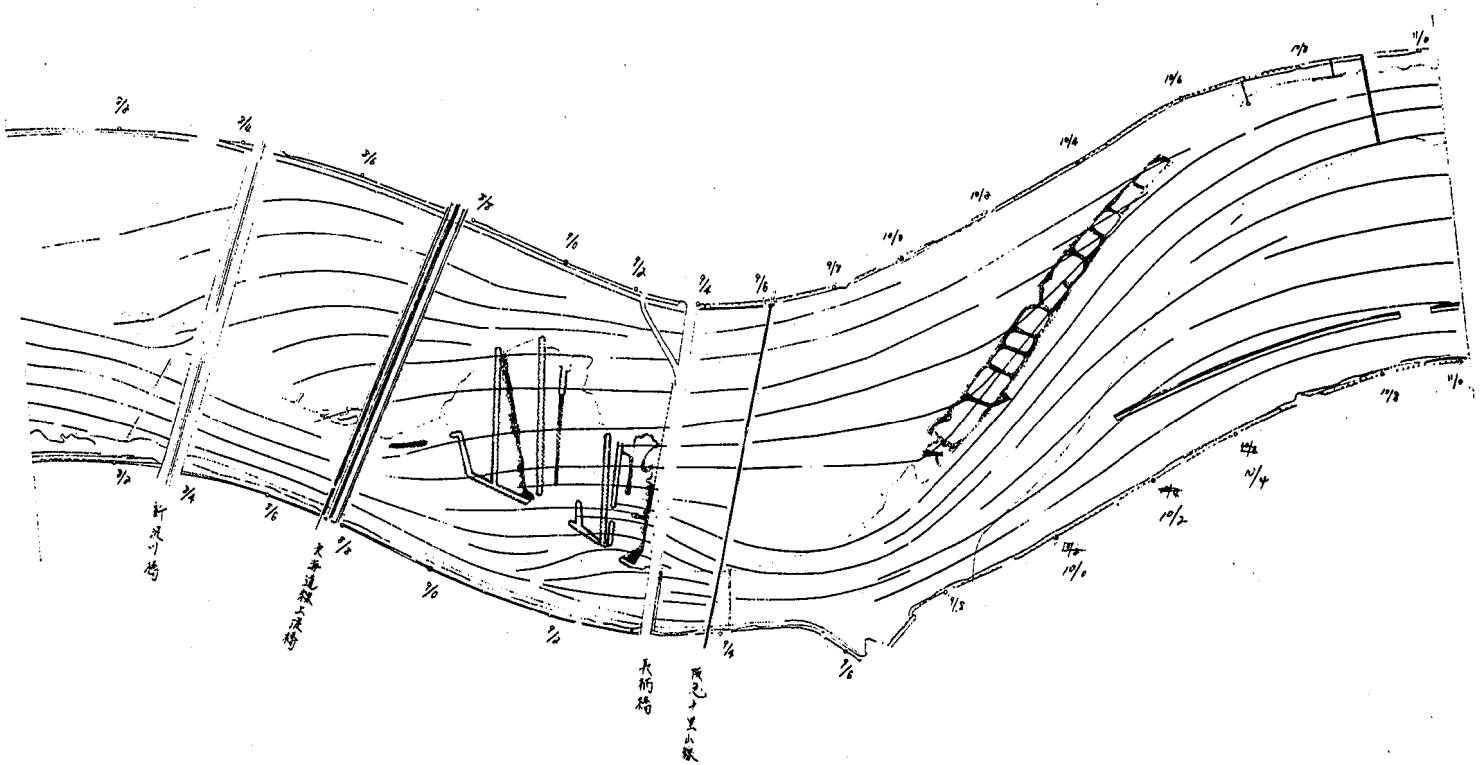
附図－5.1.27　等深線図（実験№1－2、Q＝2,000m³／s）



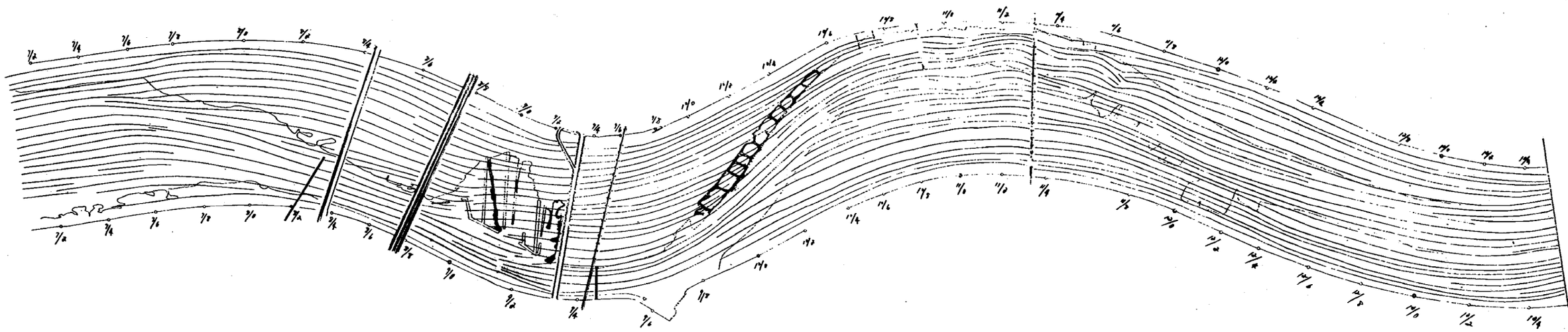
附図－5.1.28　等深線図（実験№1－3、Q＝4,000m³／s）



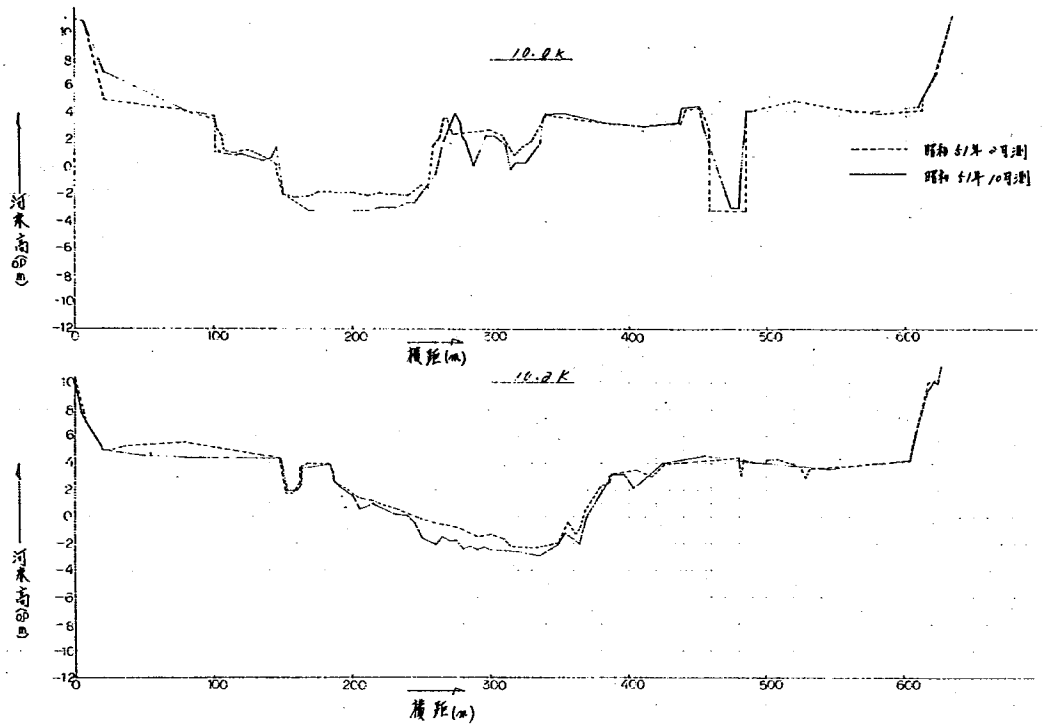
附図－5.1.29　等深線図（実験№1－4、Q＝7,000㎥／s）



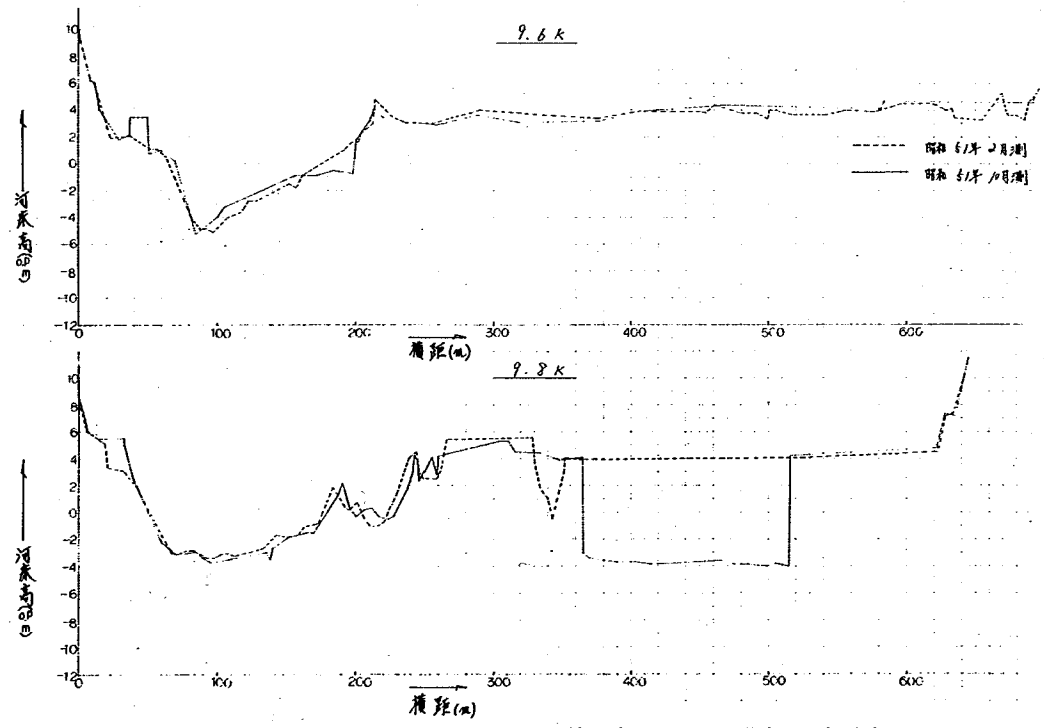
附図－5.1.30　７２２０号出水洪水流線図（Ｓ４７.９.１７、枚方Ｑ＝3,７２２㎥／ｓ）



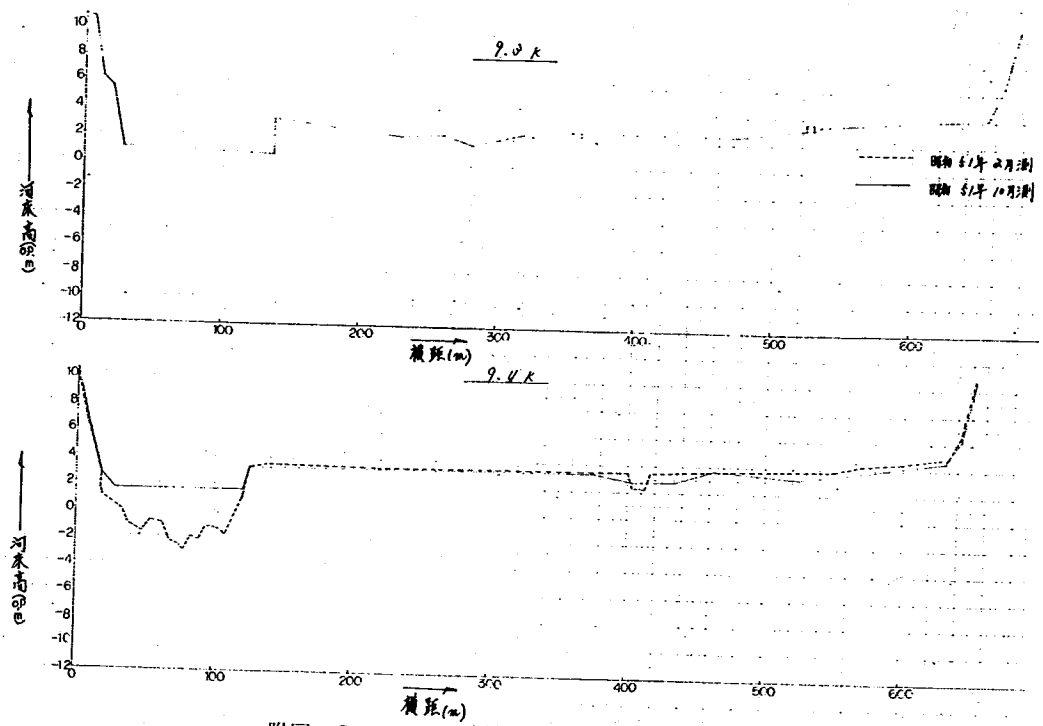
附図－5.1.31　６５２４号出水洪水流線図（Ｓ４０.９.１８、枚方Ｑ＝6,９００㎥／ｓ）



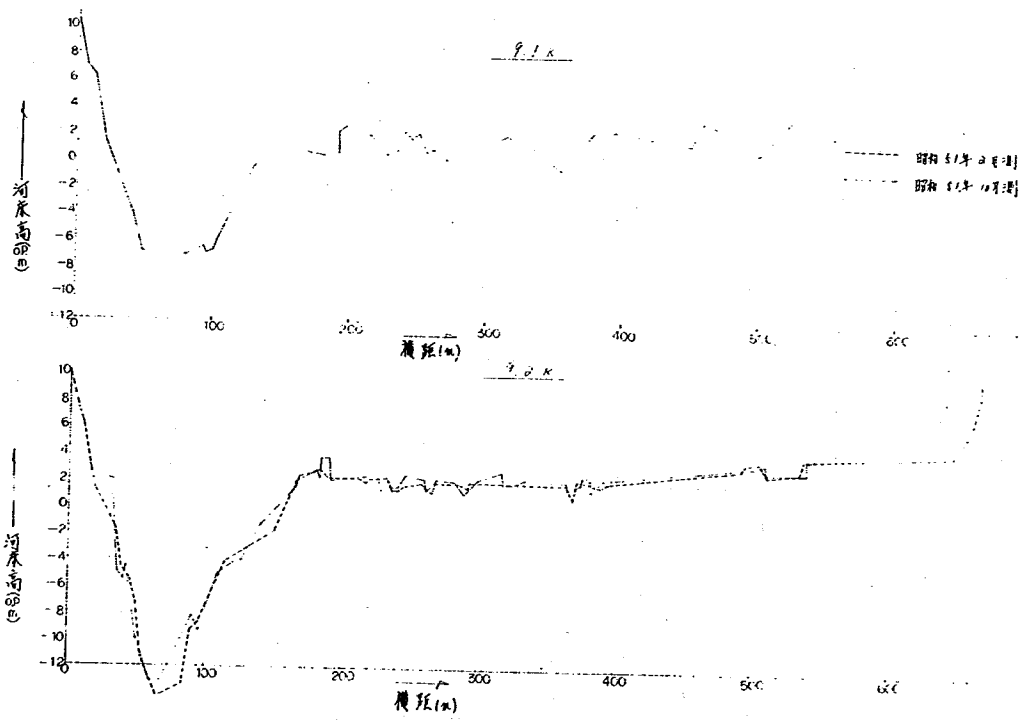
附図－5.1.3.2　現地横断面比較図（S51.9、洪水前後河床）



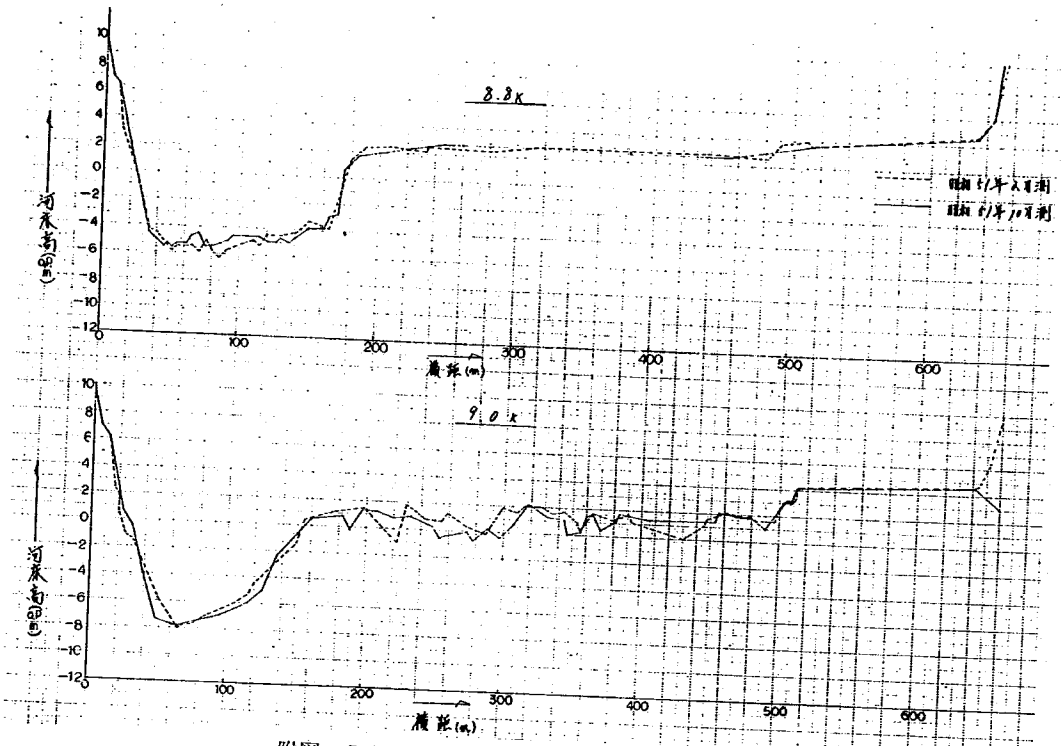
附図－5.1.3.3　現地横断面比較図（S51.9、洪水前後河床）



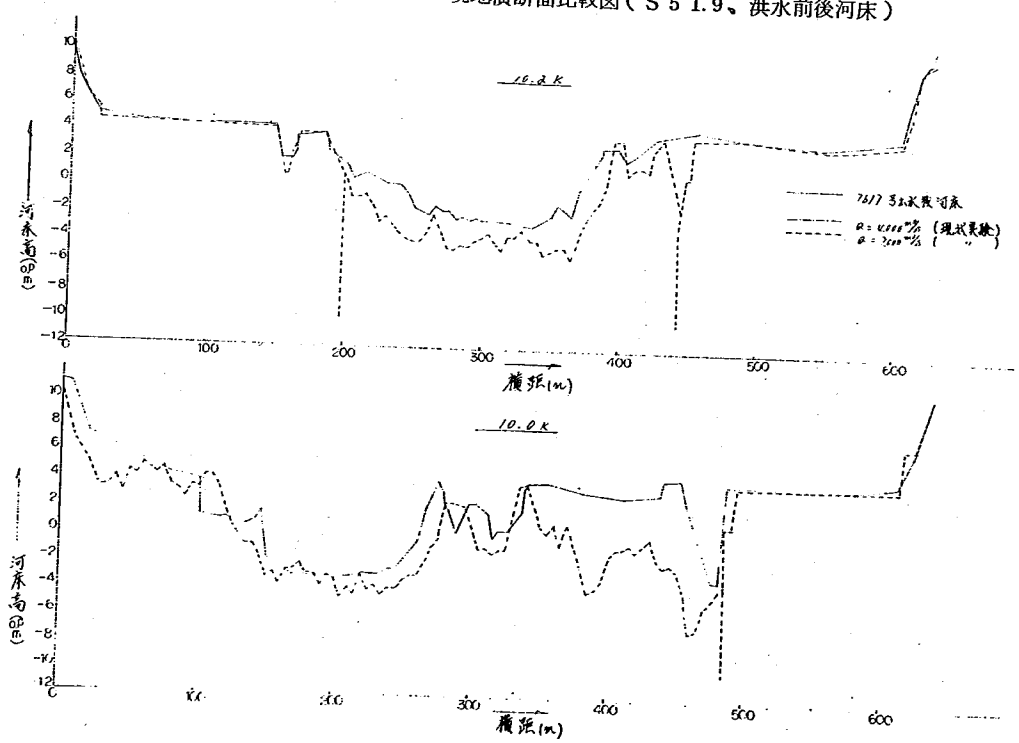
附図－5.1.3 4　現地横断面比較図（S 5 1.9、洪水前後河床）



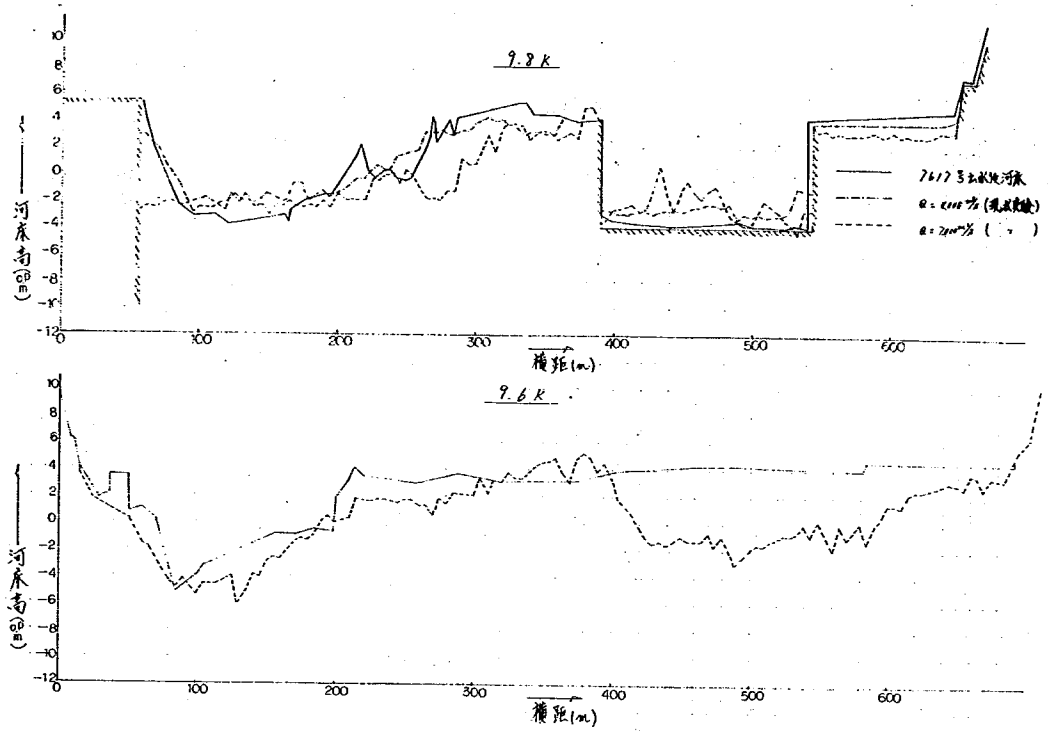
附図－5.1.3 5　現地横断面比較図（S 5 1.9、洪水前後河床）



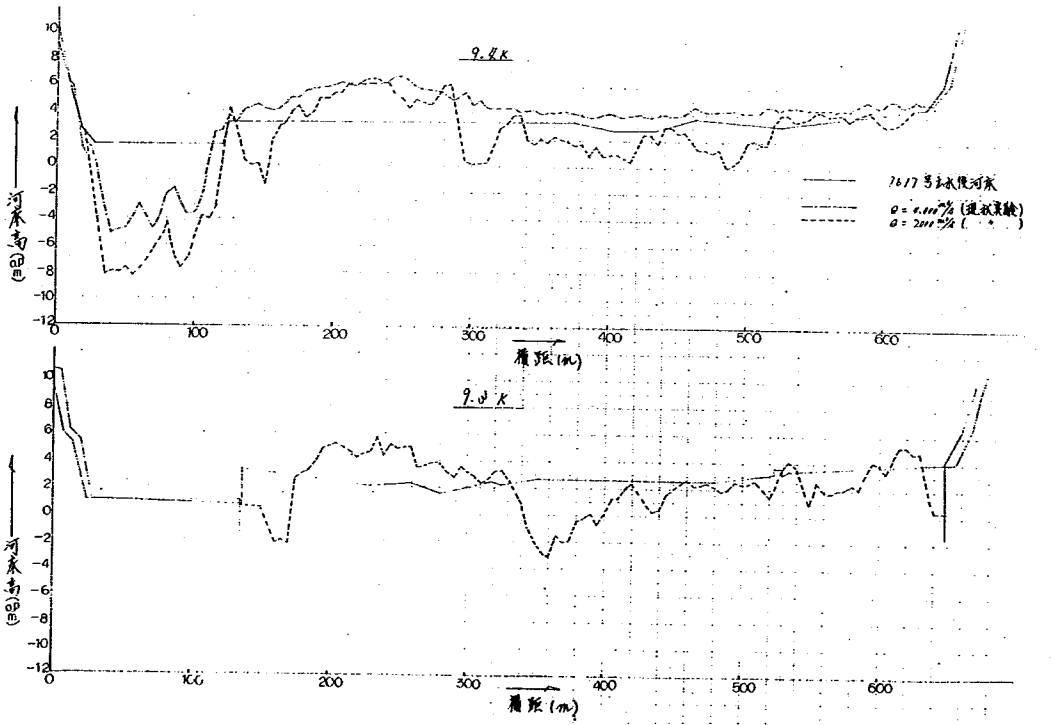
附図－5.1.36　現地横断面比較図（S51.9、洪水前後河床）



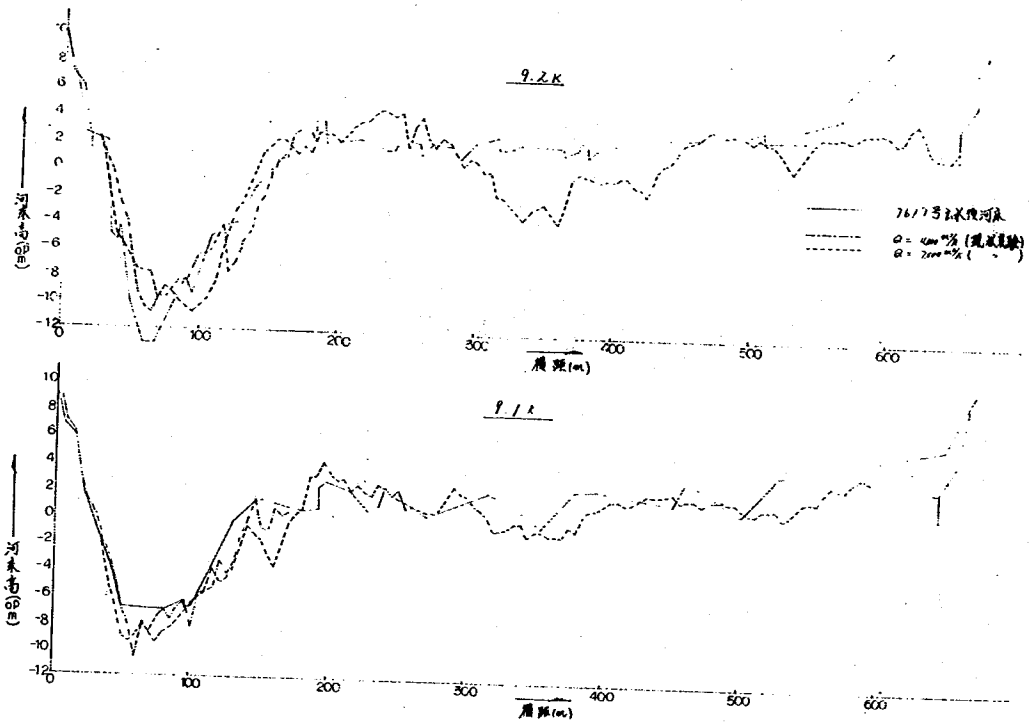
附図－5.1.37　現地、模型横断面比較図（実験No.1）



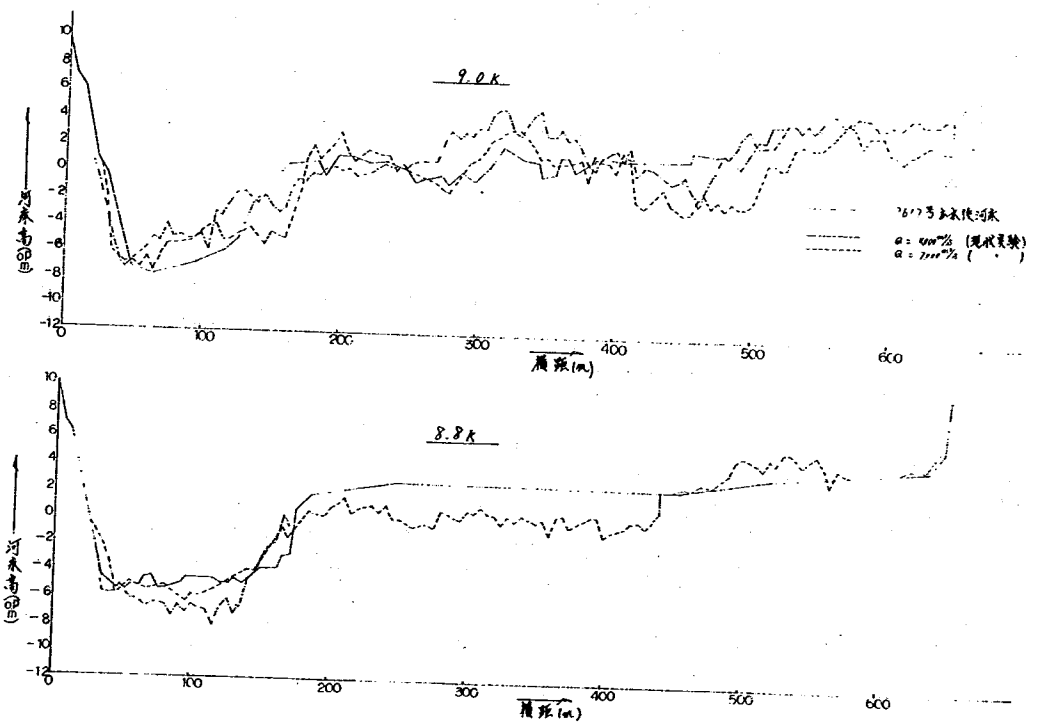
附図－5.1.3 8　現地、模型横断面比較図（実験No.1）



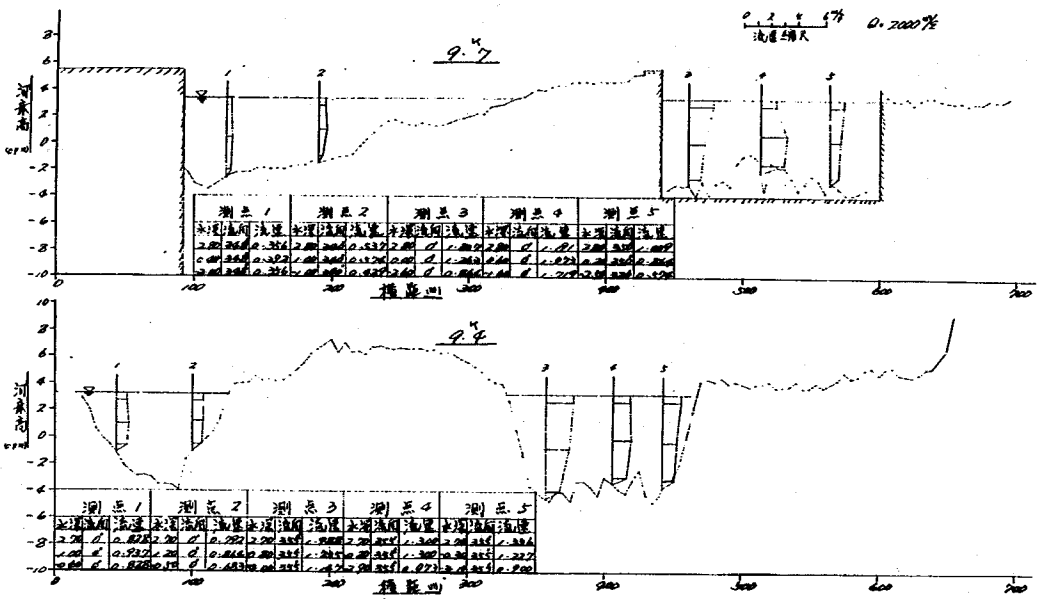
附図－5.1.3 9　現地、模型横断面比較図（実験No.1）



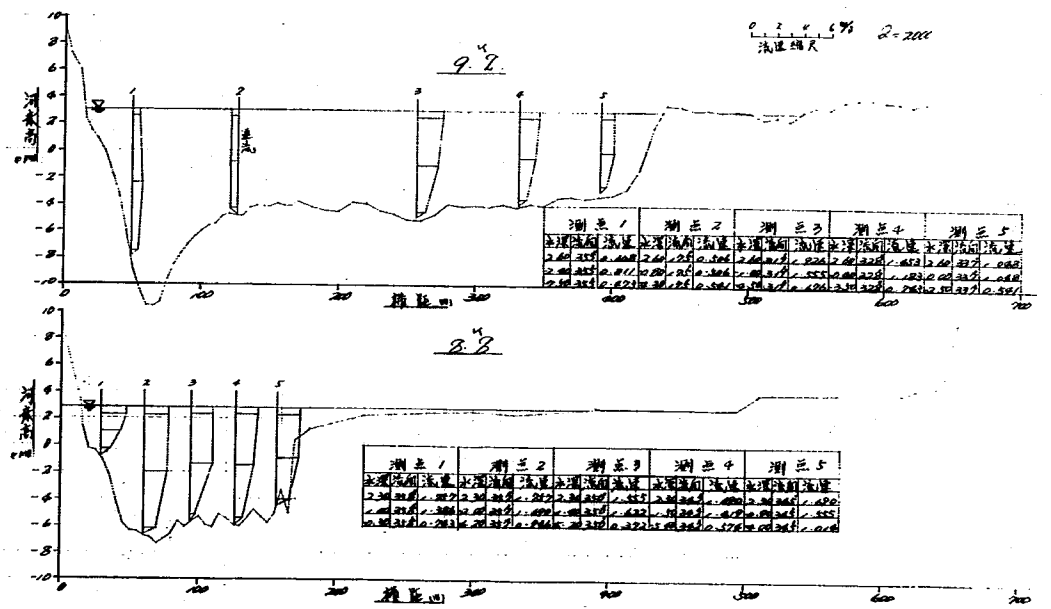
附図－5.1.4 0　現地、模型横断面比較図（実験No.1）



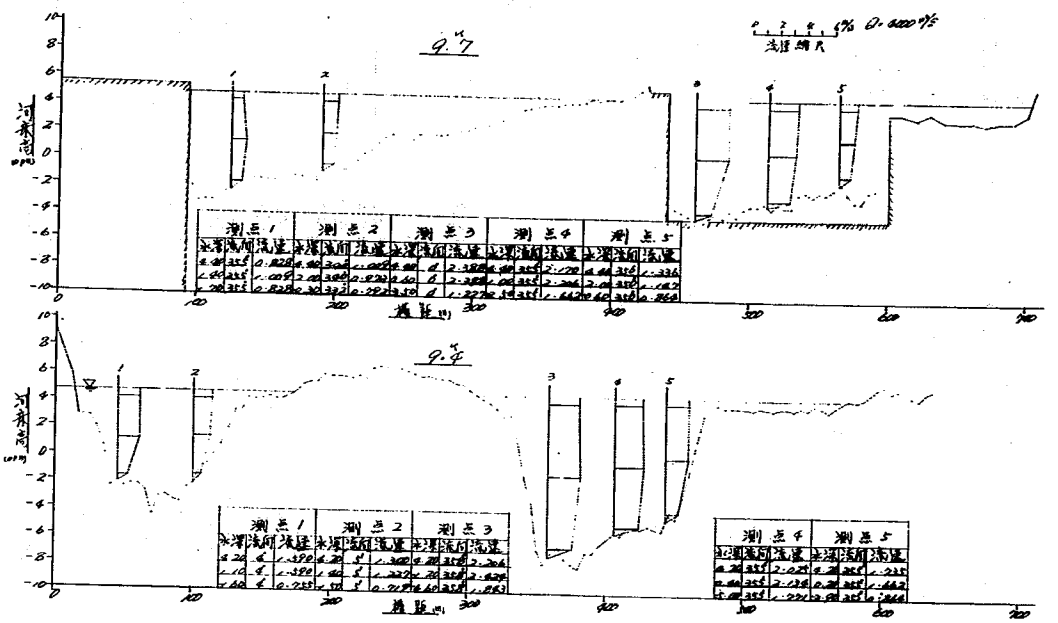
附図－5.1.4 1　現地、模型横断面比較図（実験No.1）



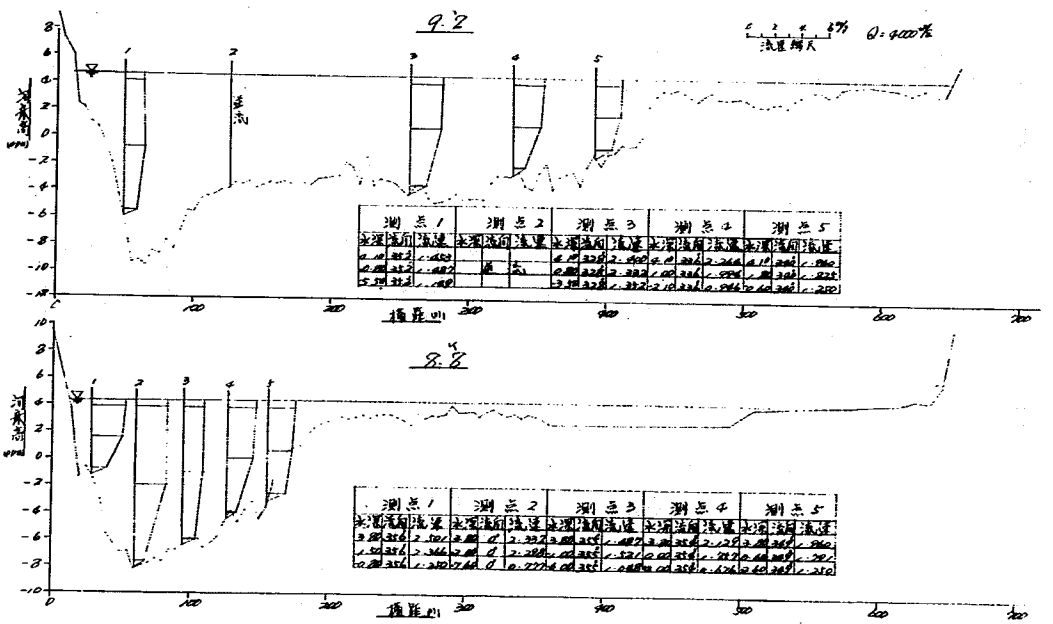
附図－6.1.1　流速分布図（実験№2－1、Q＝2,000㎥／s）



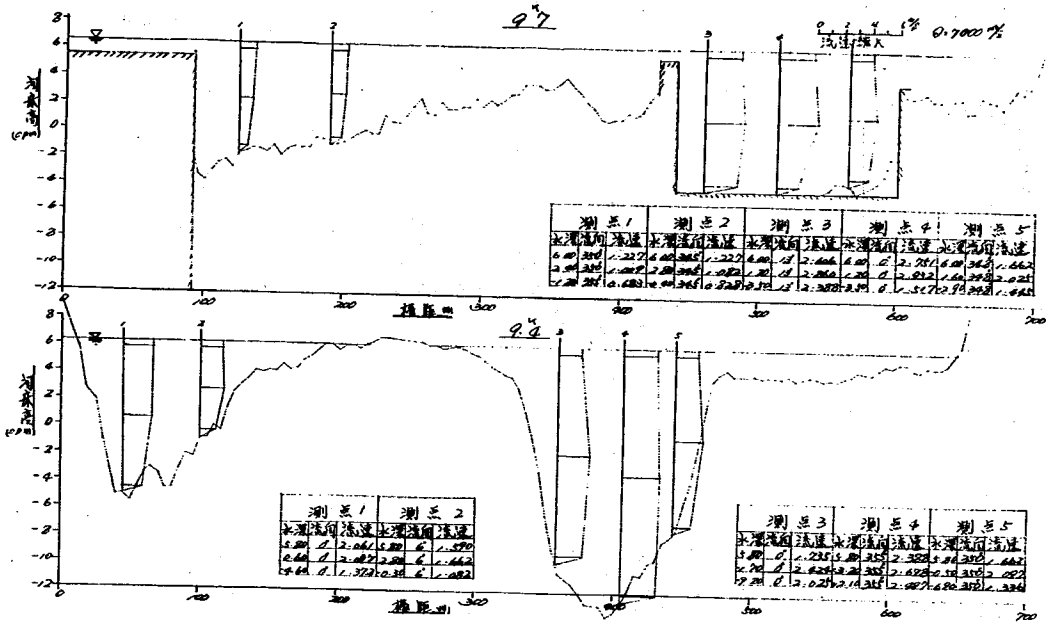
附図－6.1.2　流速分布図（実験№2－1、Q＝2,000㎥／s）



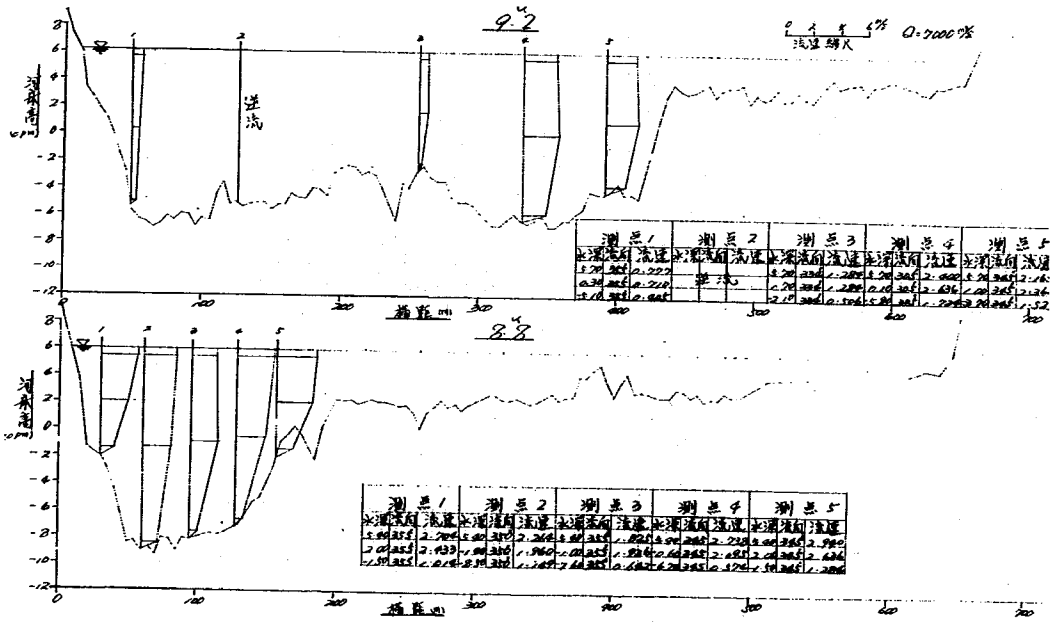
附図－ 6.1.3　流速分布図（実験№２－２、Ｑ＝4,０００㎥／ｓ）



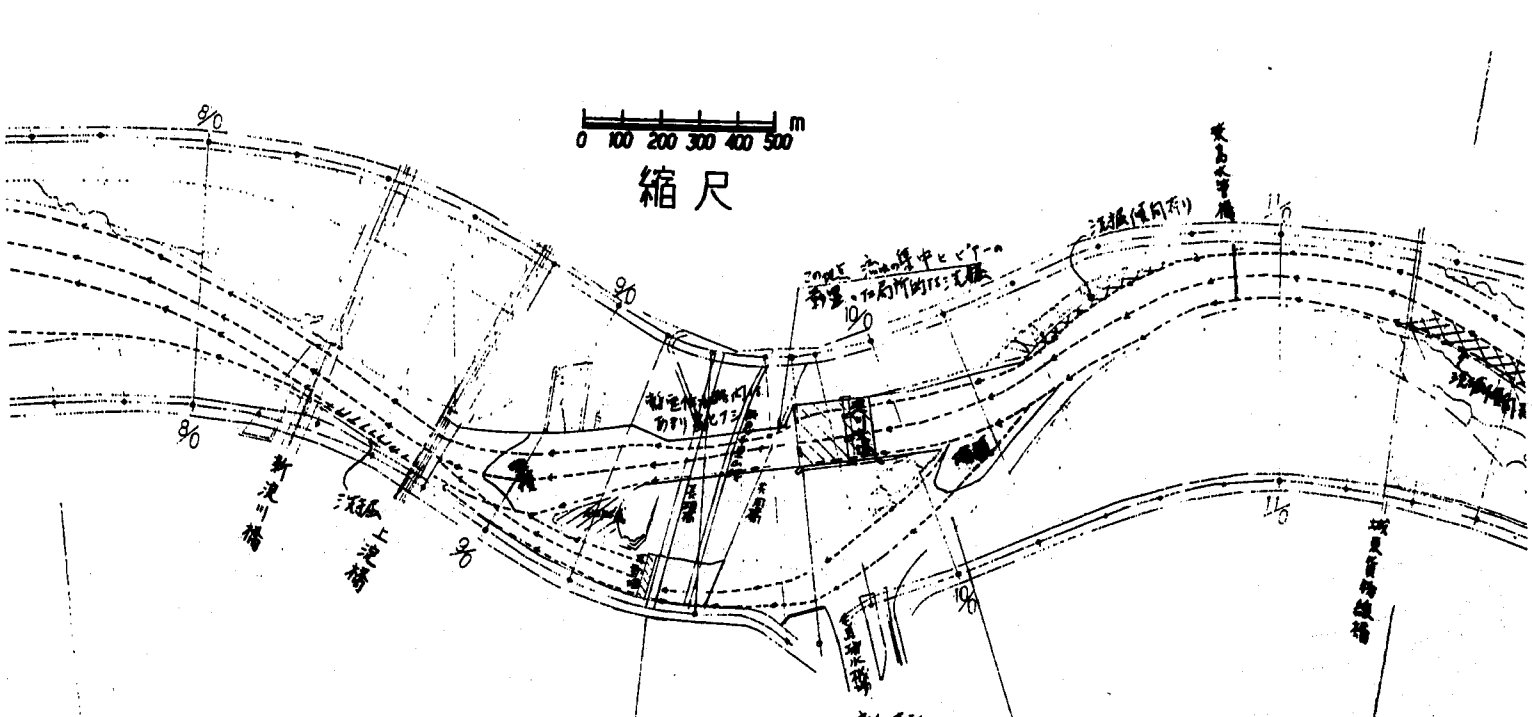
附図－ 6.1.4　流速分布図（実験№２－２、Ｑ＝4,０００㎥／ｓ）



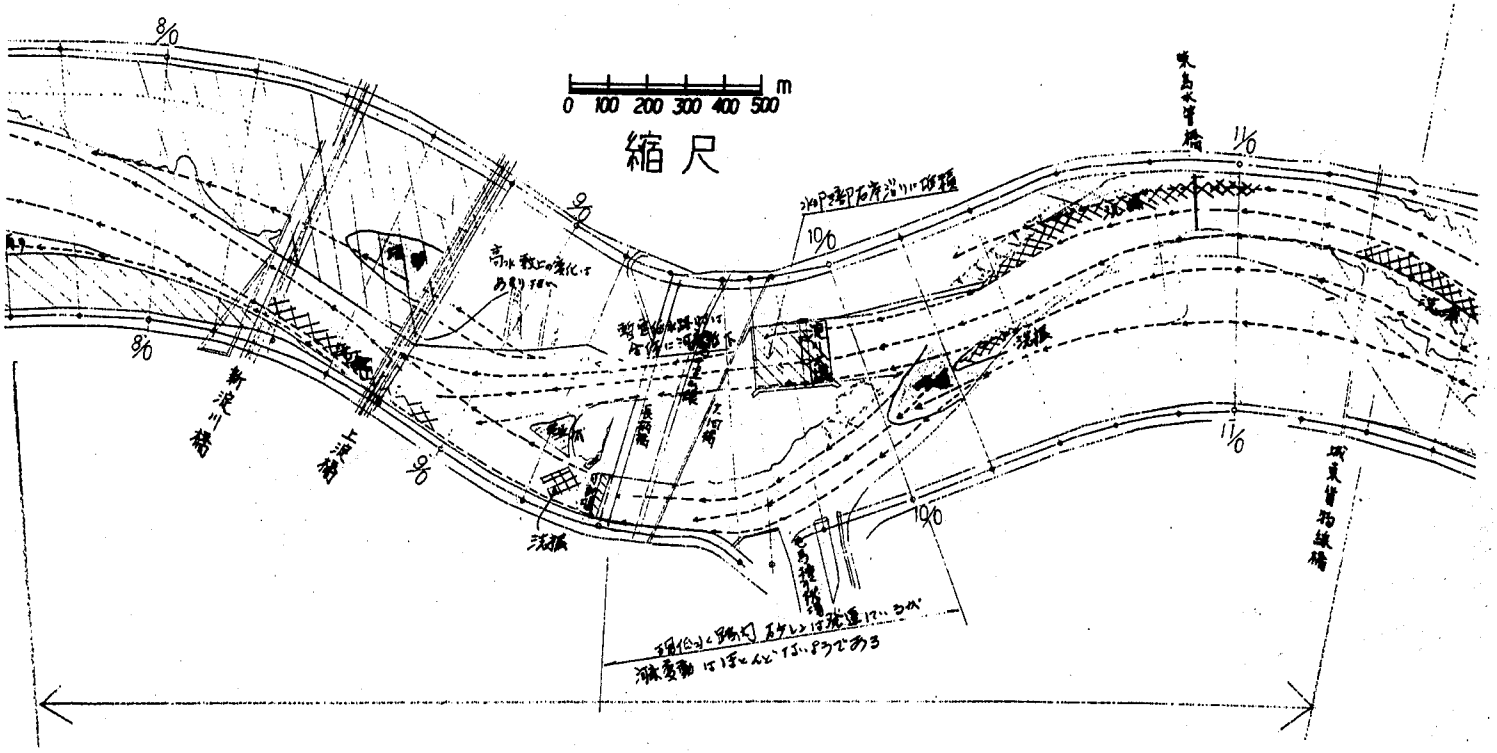
附図－6.1.5　流速分布図（実験No.2－3、Q＝7,000㎥／s）



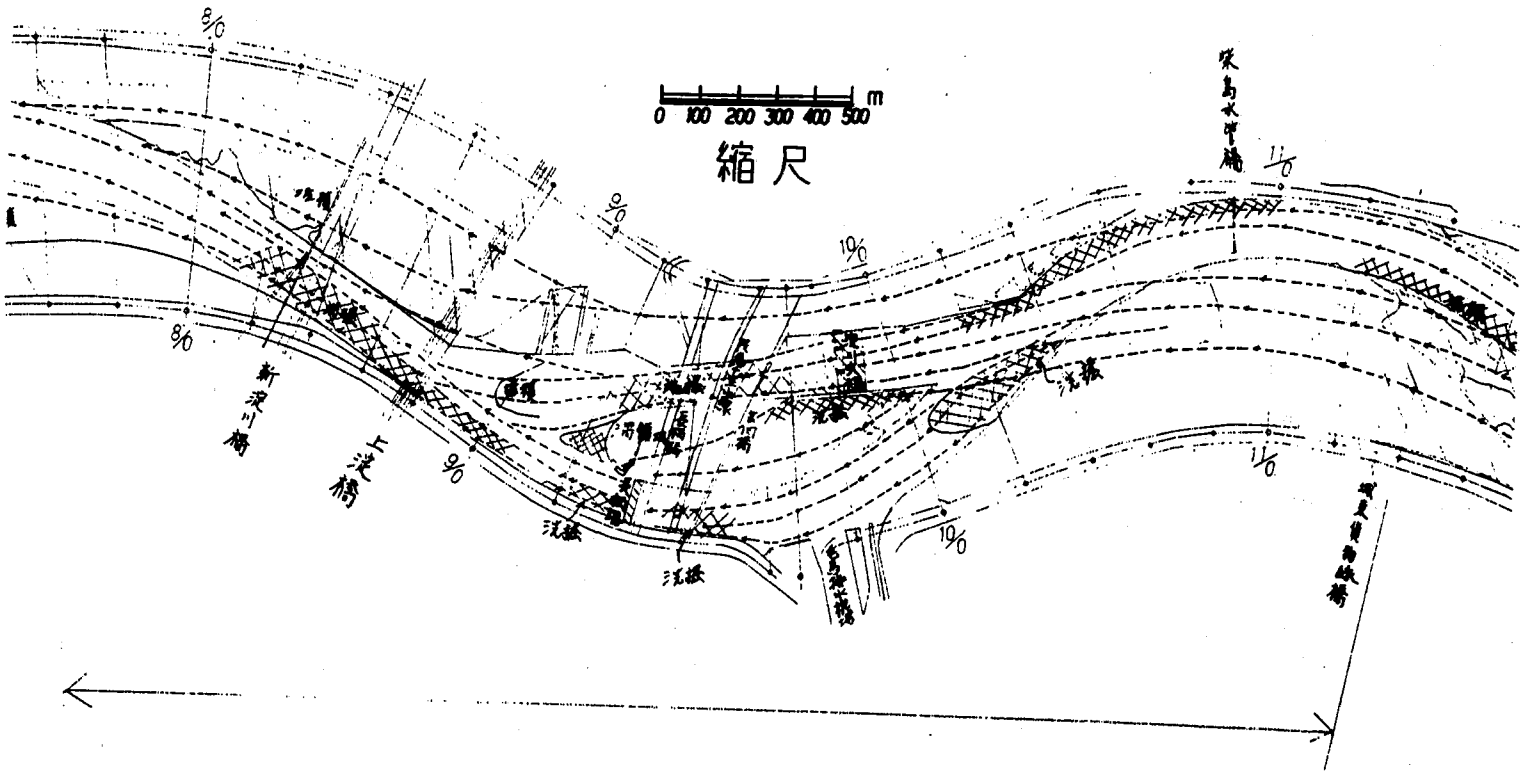
附図－6.1.6　流速分布図（実験No.2－3、Q＝7,000㎥／s）

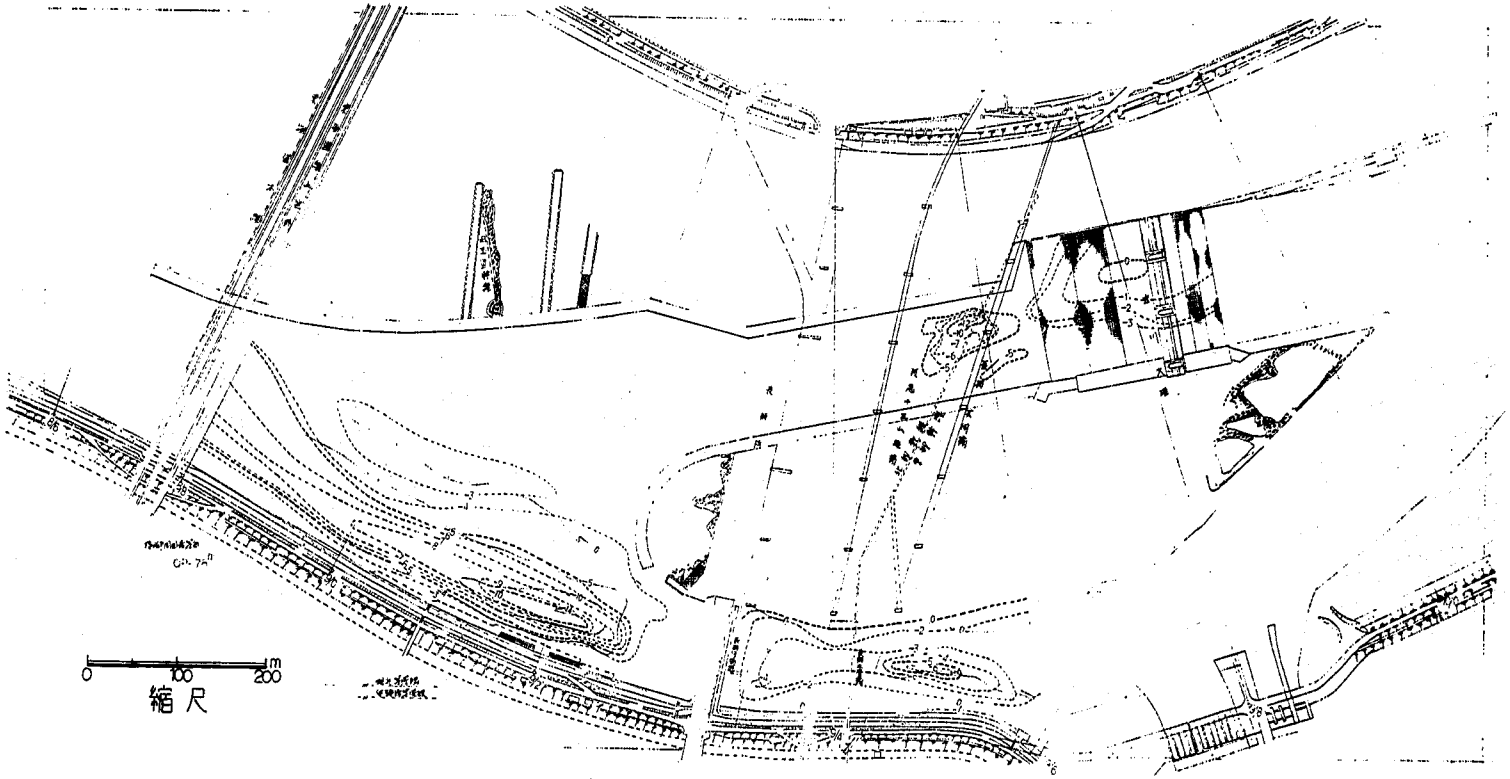


附図－6.1.7　流況図（実験No.２－１、Ｑ＝2,０００m³／s）

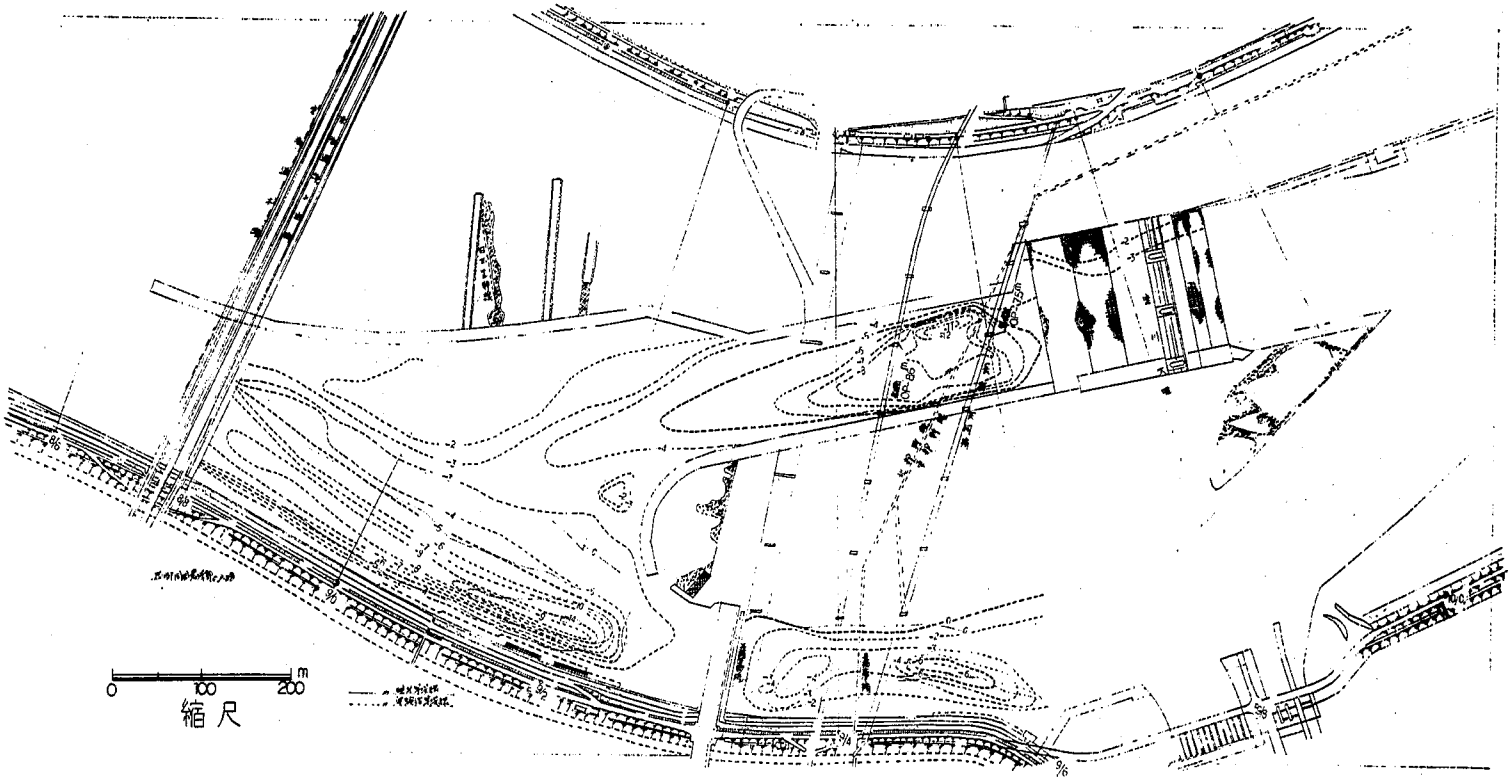


附図－6.1.8　流況図（実験№2－2、Q＝4,000m³／s）

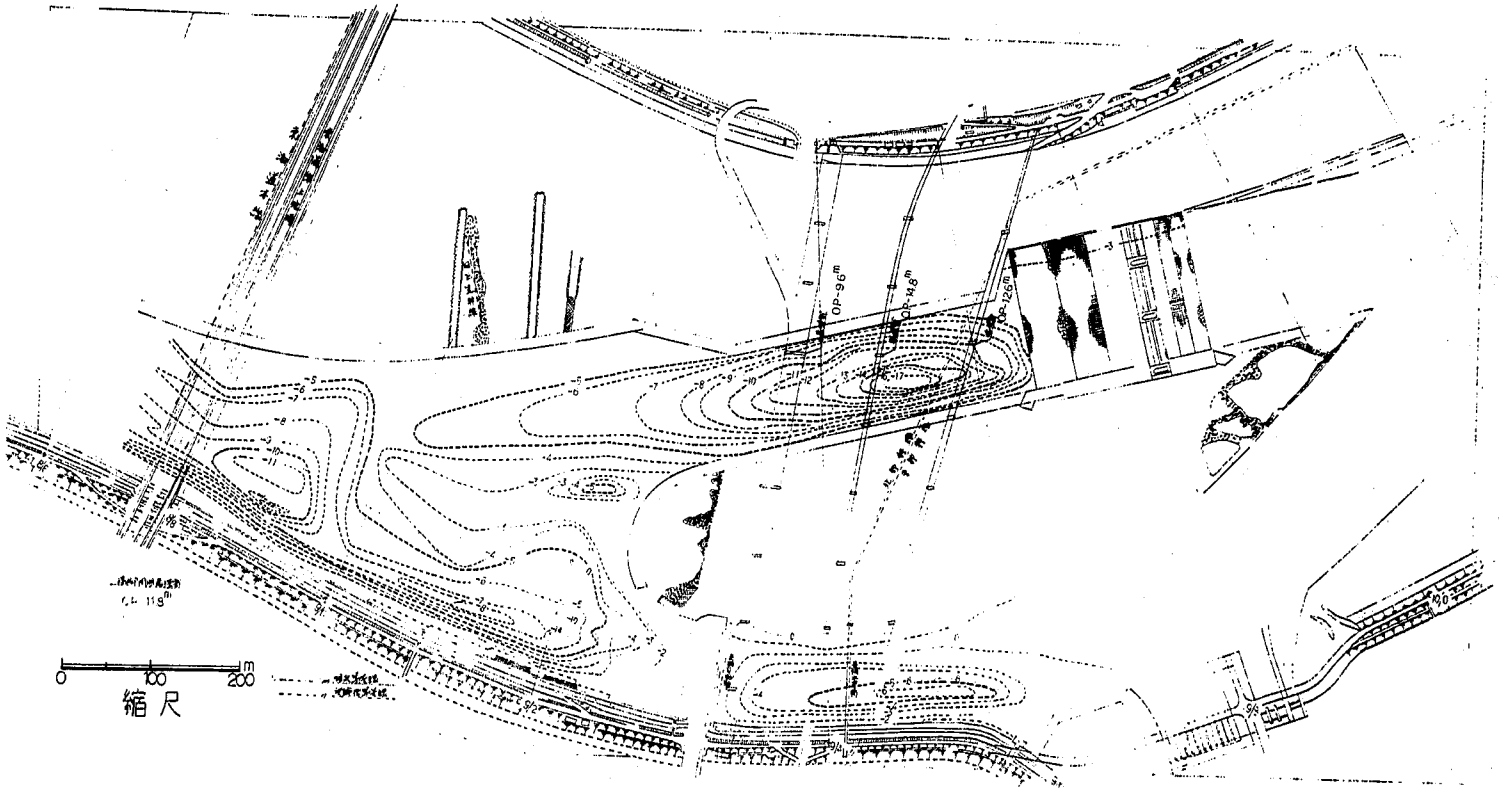

0 100 200 300 400 500 m
縮尺
8/0
9/0
10/0
8/0
9/0
10/0
1/0
1/0
新泥川橋
上流橋
泥板
泥板
泥板



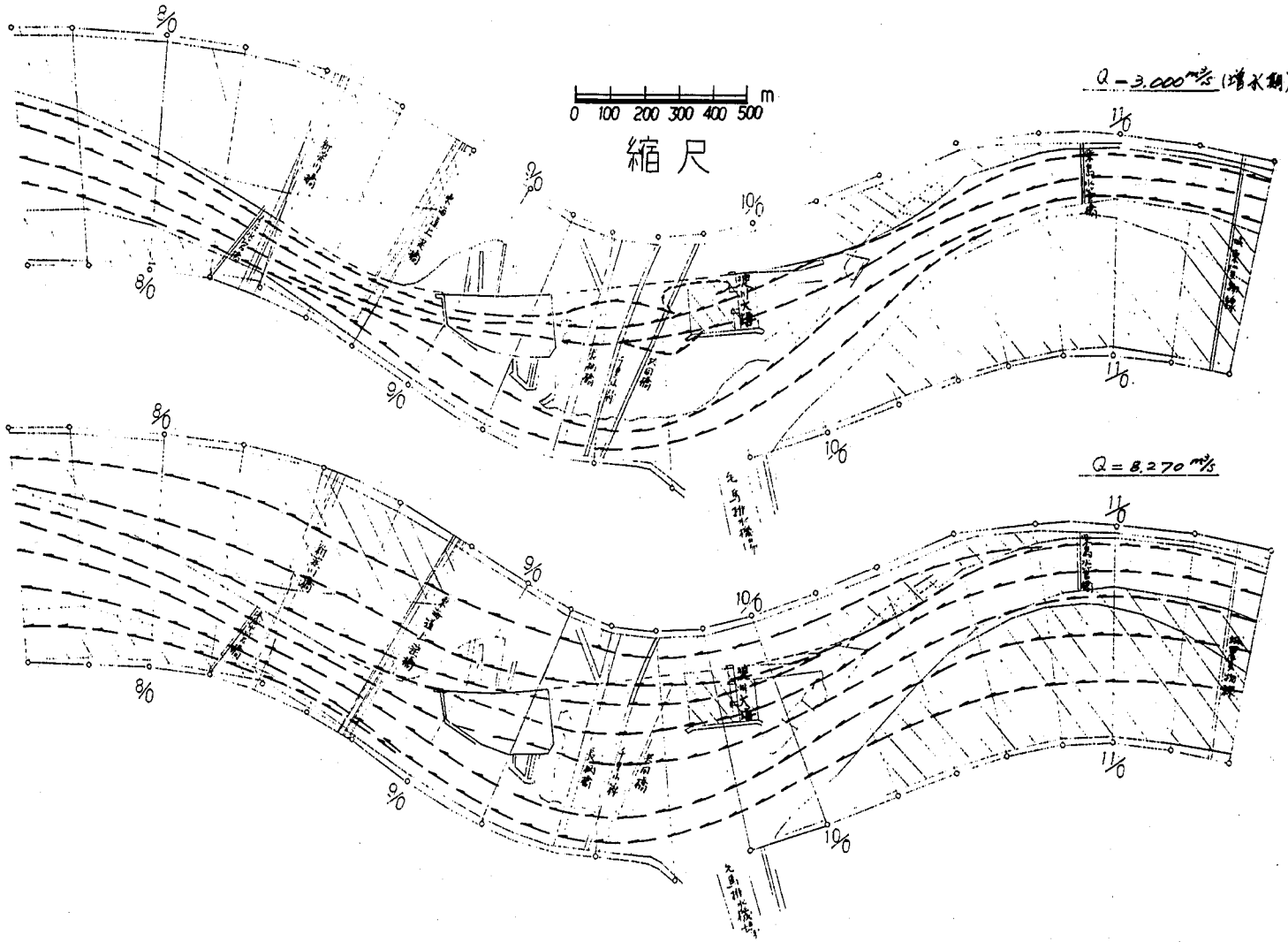
附図－6.1.10　等深線図（実験№2－1、Q＝2,000㎥／s）



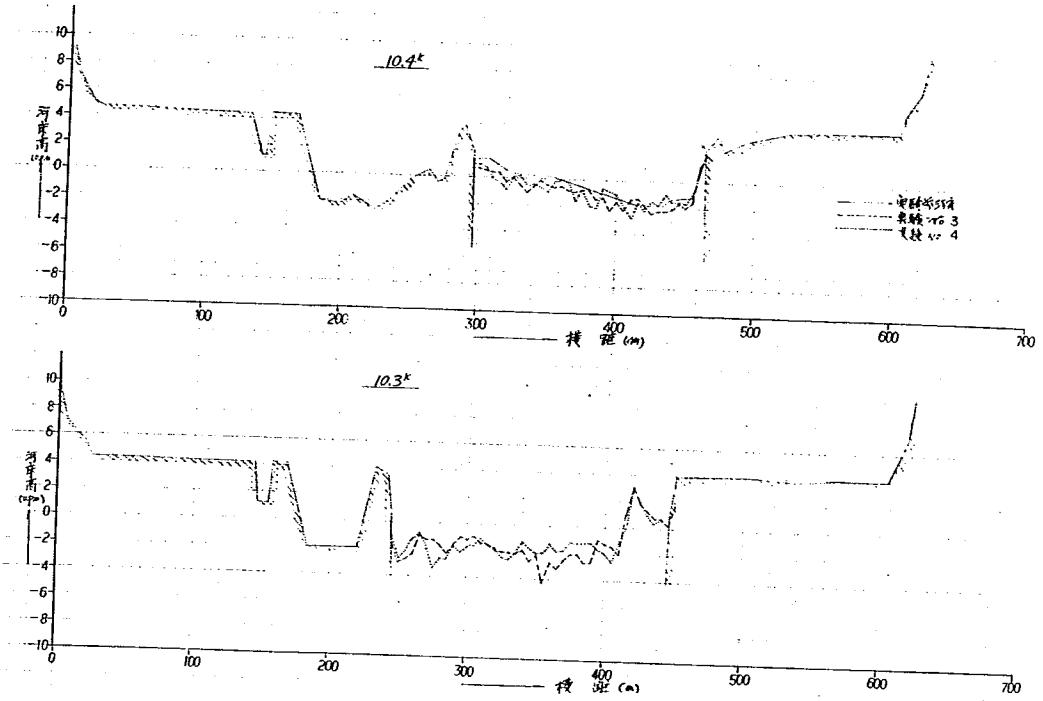
附図－6.1.11　等深線図（実験№2－2、Q＝4,000㎥／s）



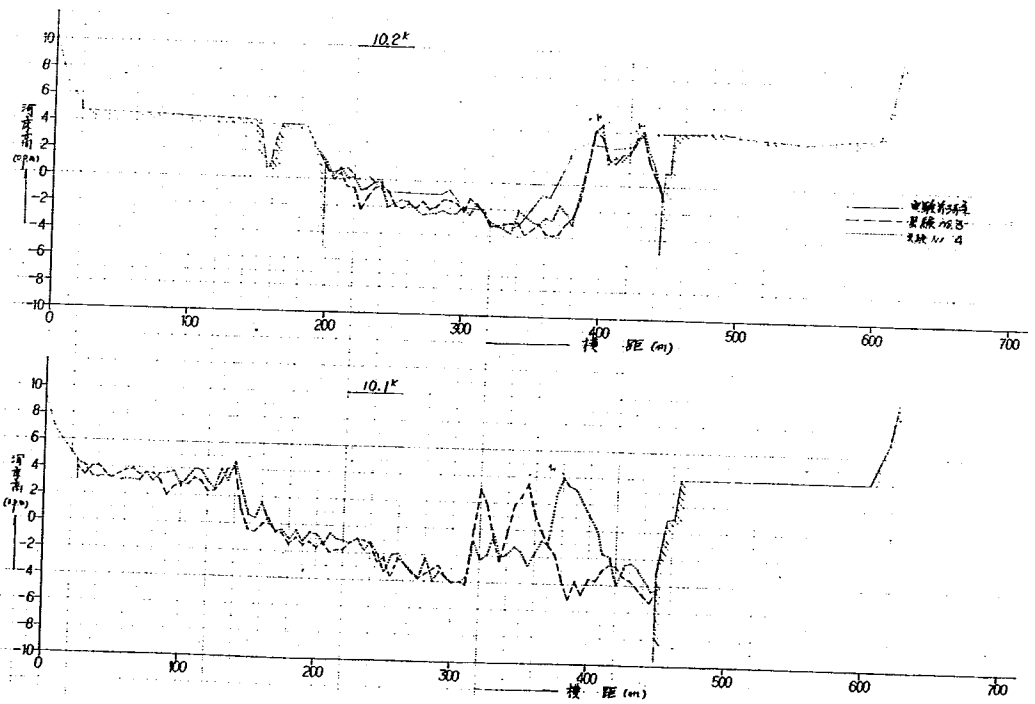
附図－6.1.12　等深線図（実験No.2－3、Q＝7,000m³／s）



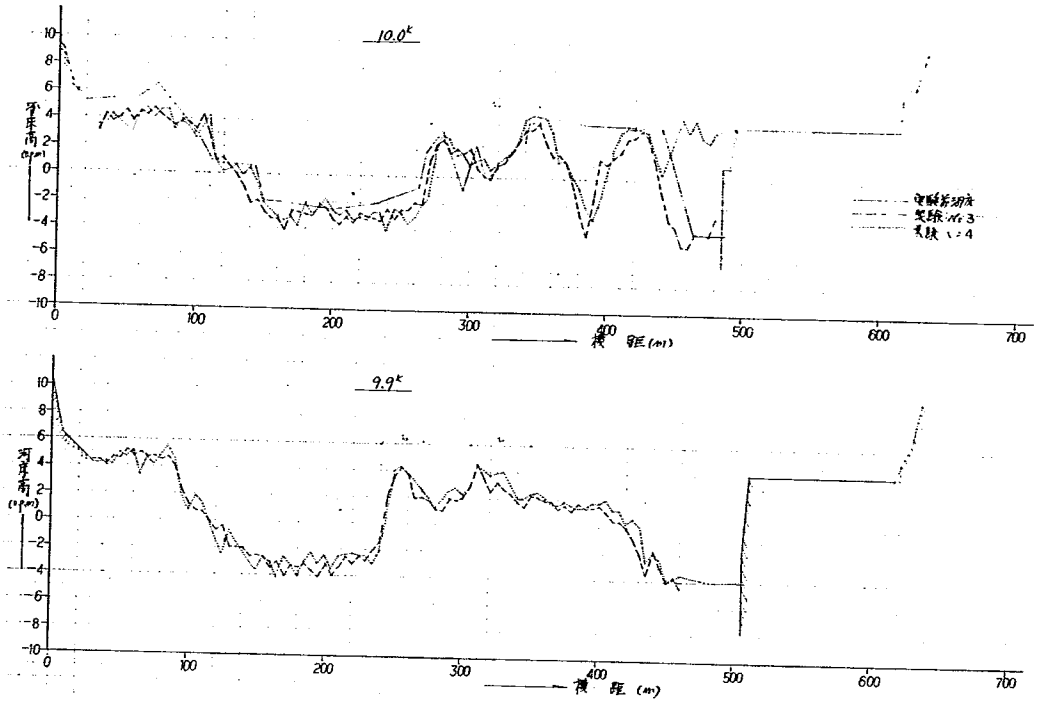
附図－6.2.1　流　況　図（実験No.3）



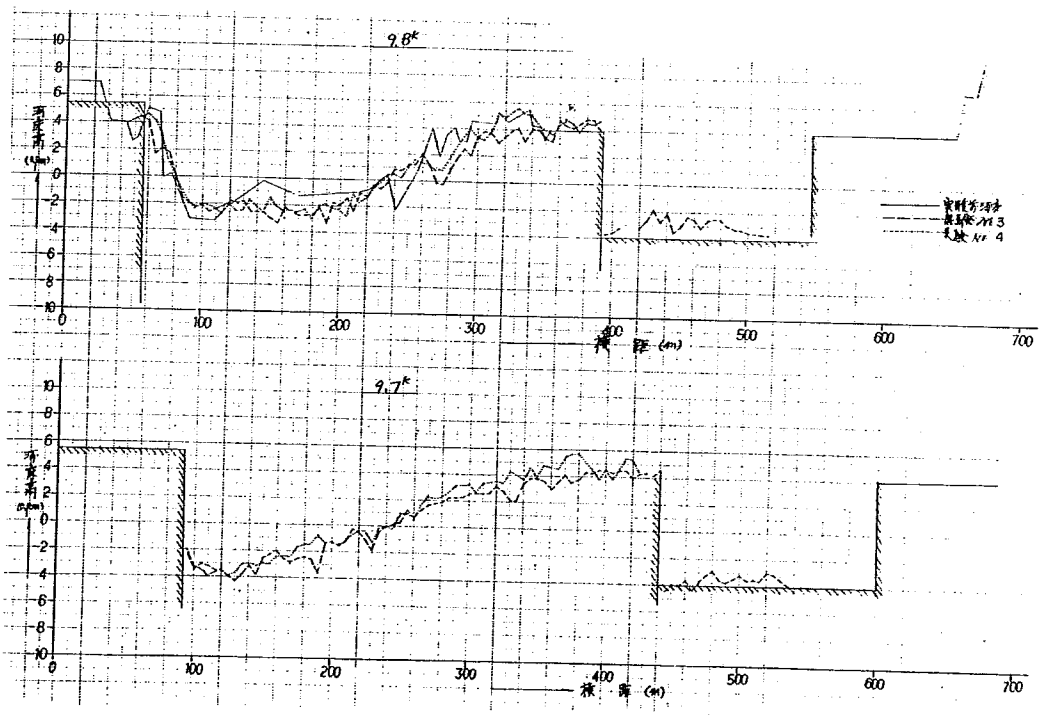
附図－ 6.2.2　河床横断面比較図（実験№ 3、 4 ）



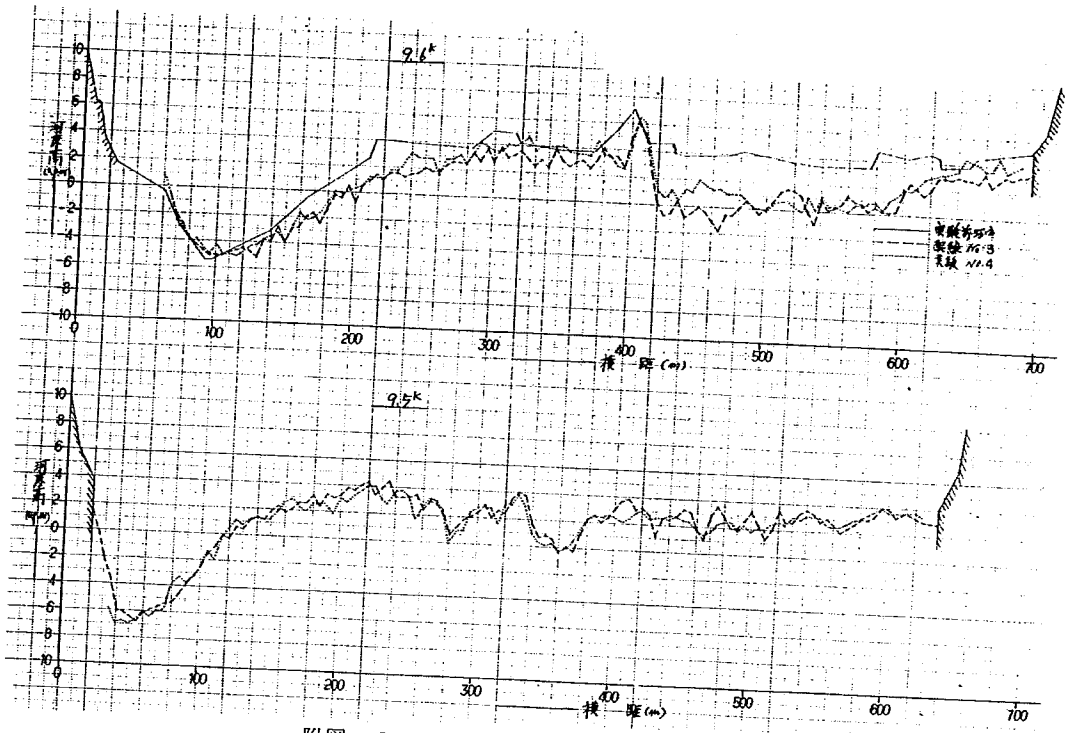
附図－ 6.2.3　河床横断面比較図（実験№ 3、 4 ）



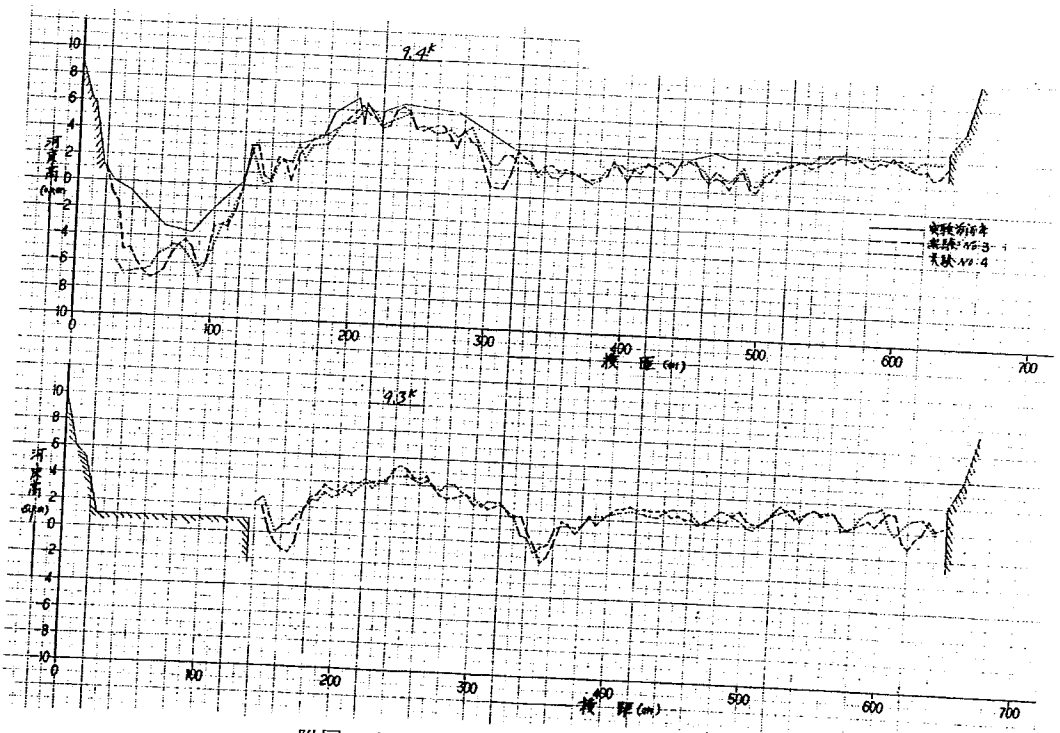
附図－ 6.2.4　河床横断面比較図（実験No.３、４）



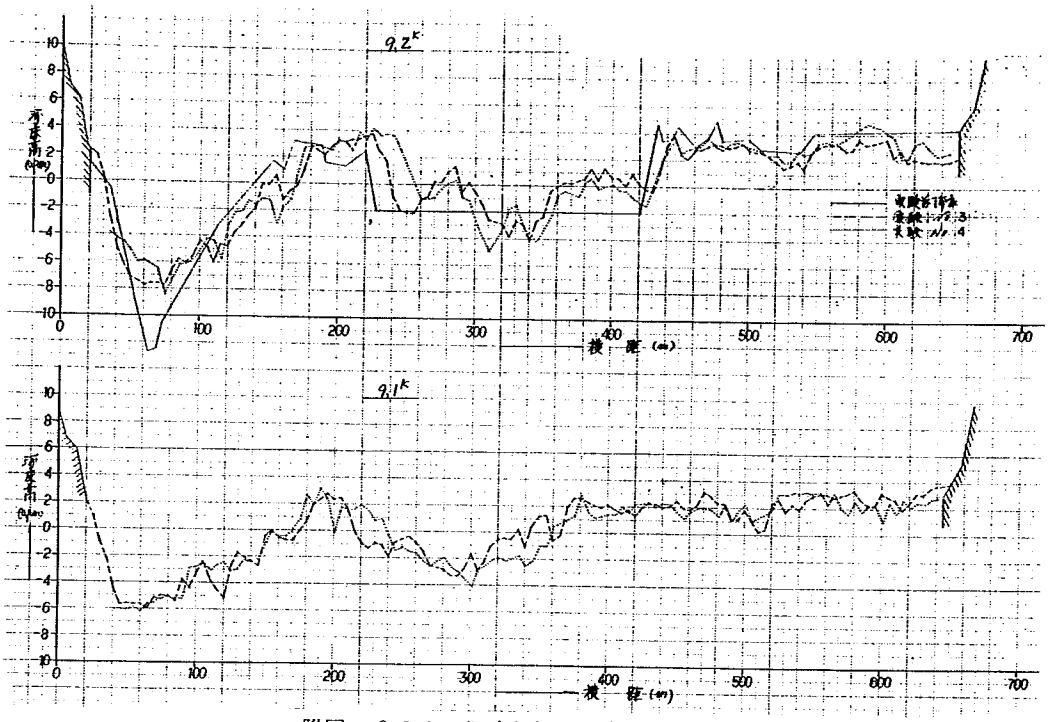
附図－ 6.2.5　河床横断面比較図（実験No.３、４）



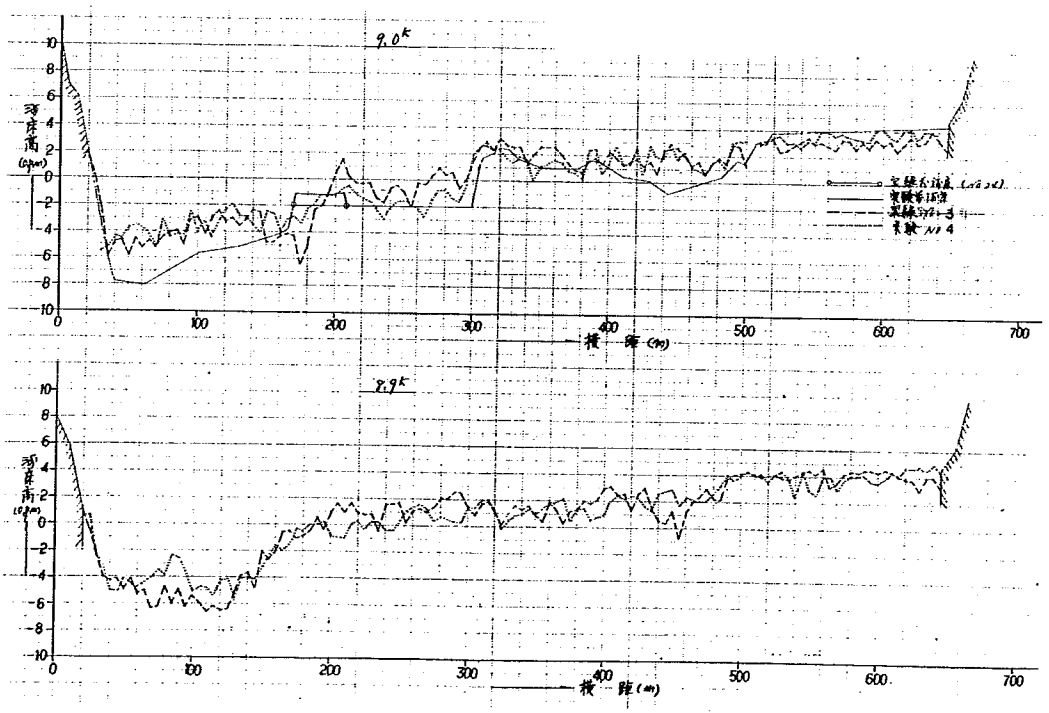
附図－6.2.6　河床横断面比較図（実験№3、4）



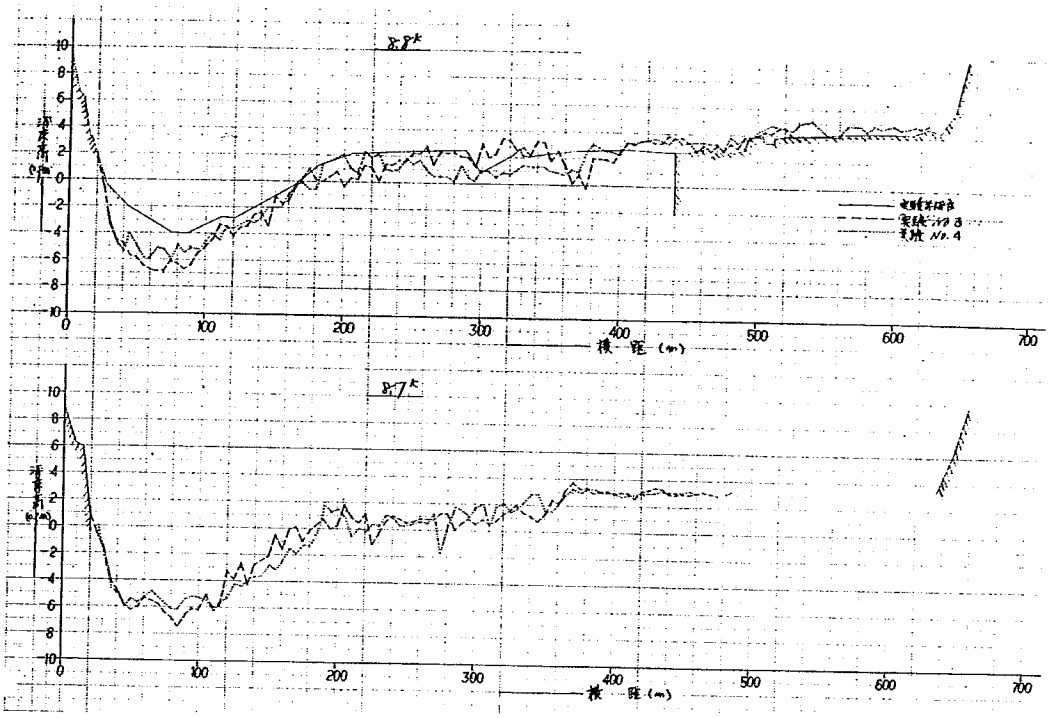
附図－6.2.7　河床横断面比較図（実験№3、4）



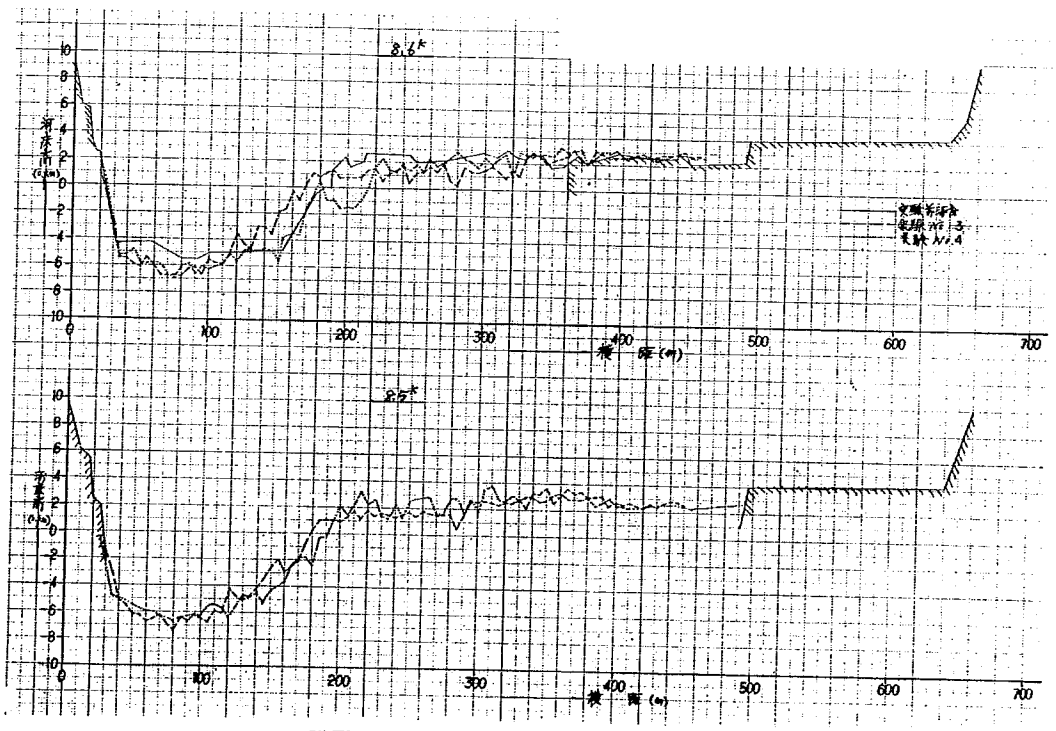
附図－ 6.2.8　河床横断面比較図（実験No. 3、4）



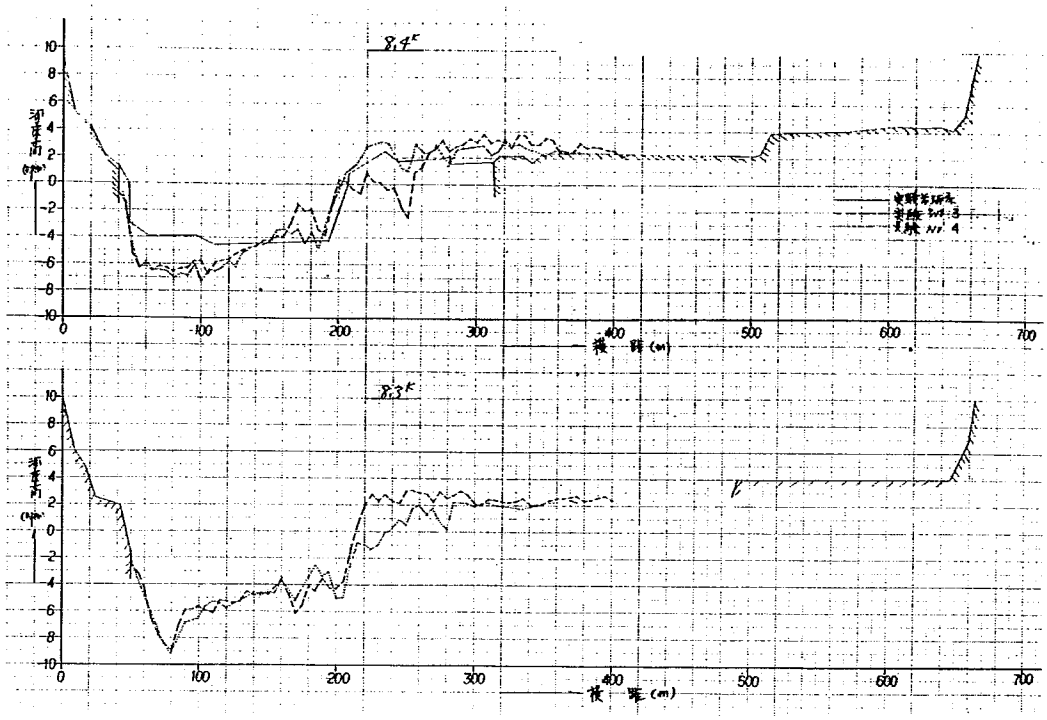
附図－ 6.2.9　河床横断面比較図（実験No. 3、4）



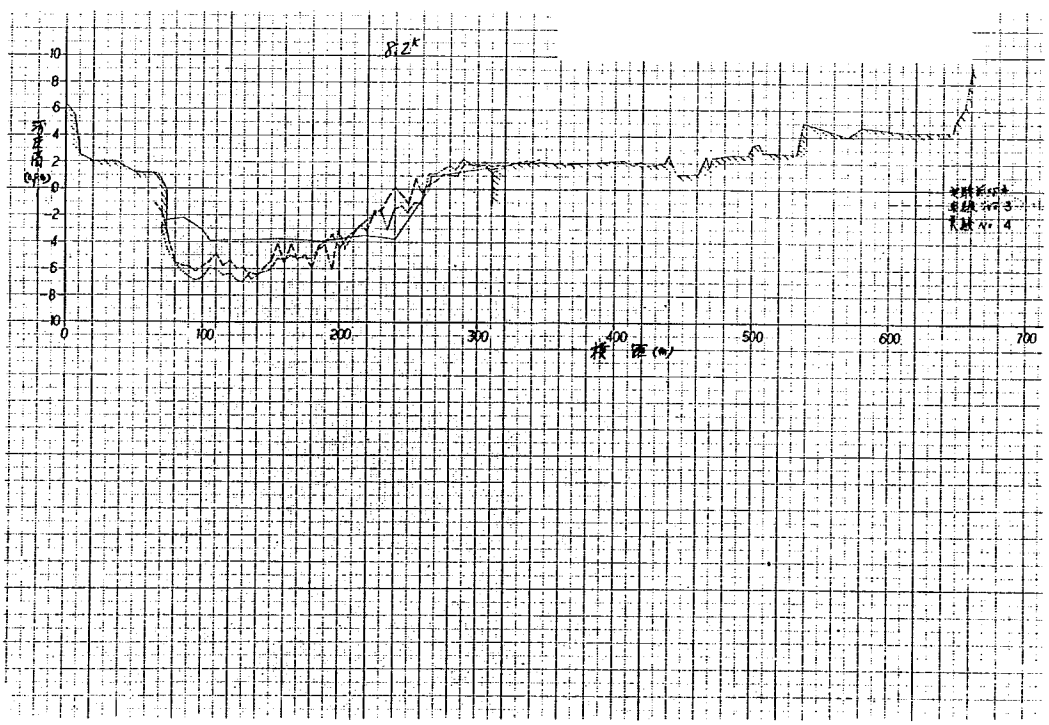
附図－6.2.10　河床横断面比較図（実験№3、4）



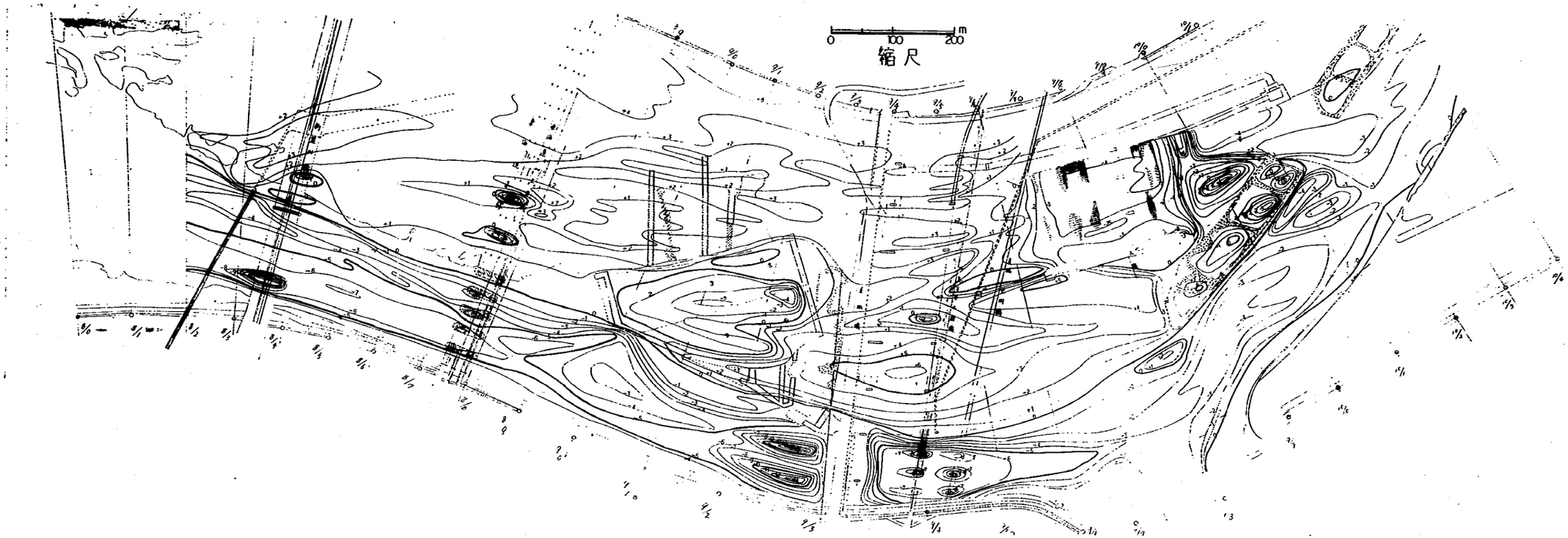
附図－6.2.11　河床横断面比較図（実験№3、4）



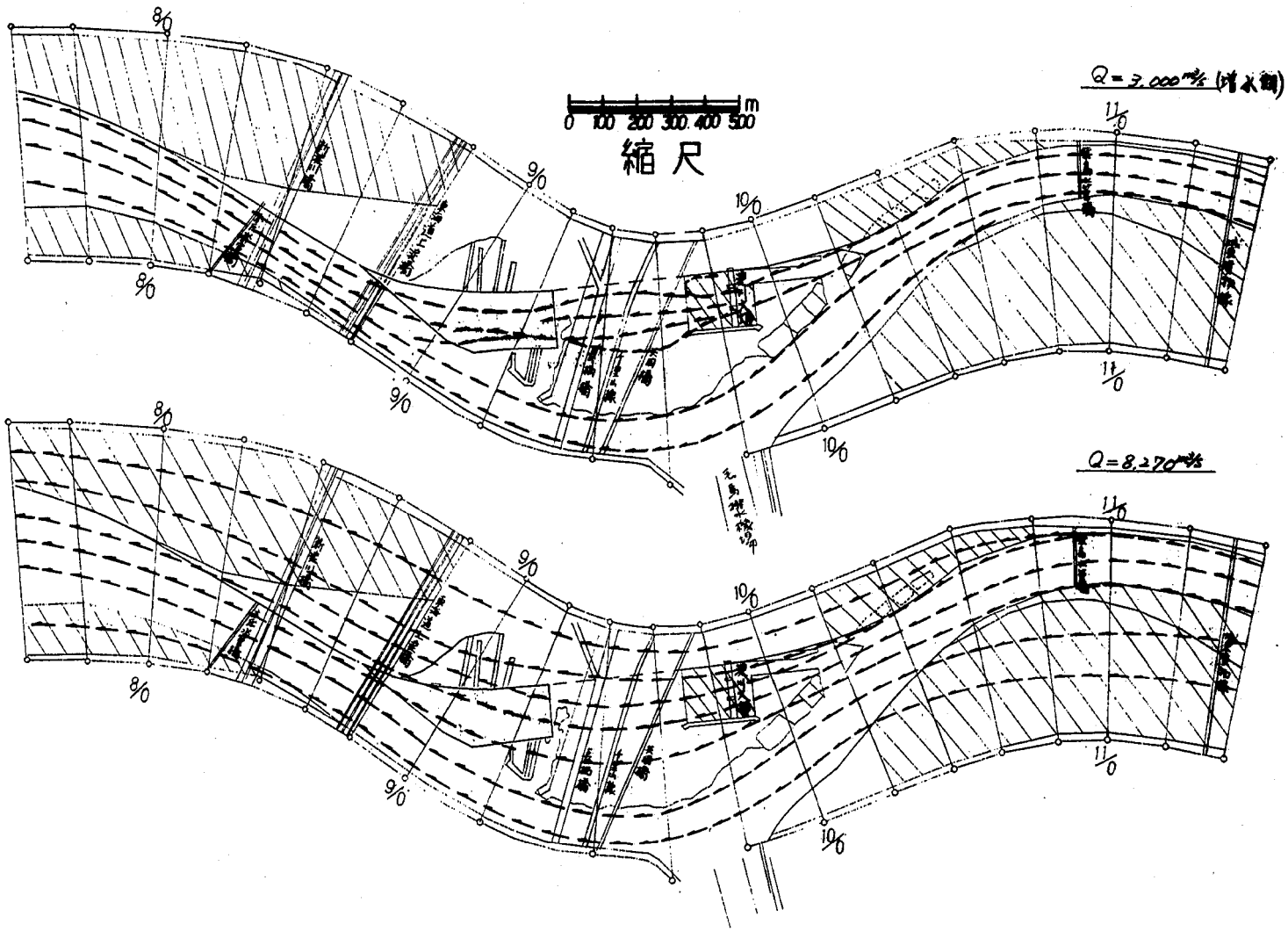
附図－6.2.1 2　河床横断面比較図（実験№3、4）



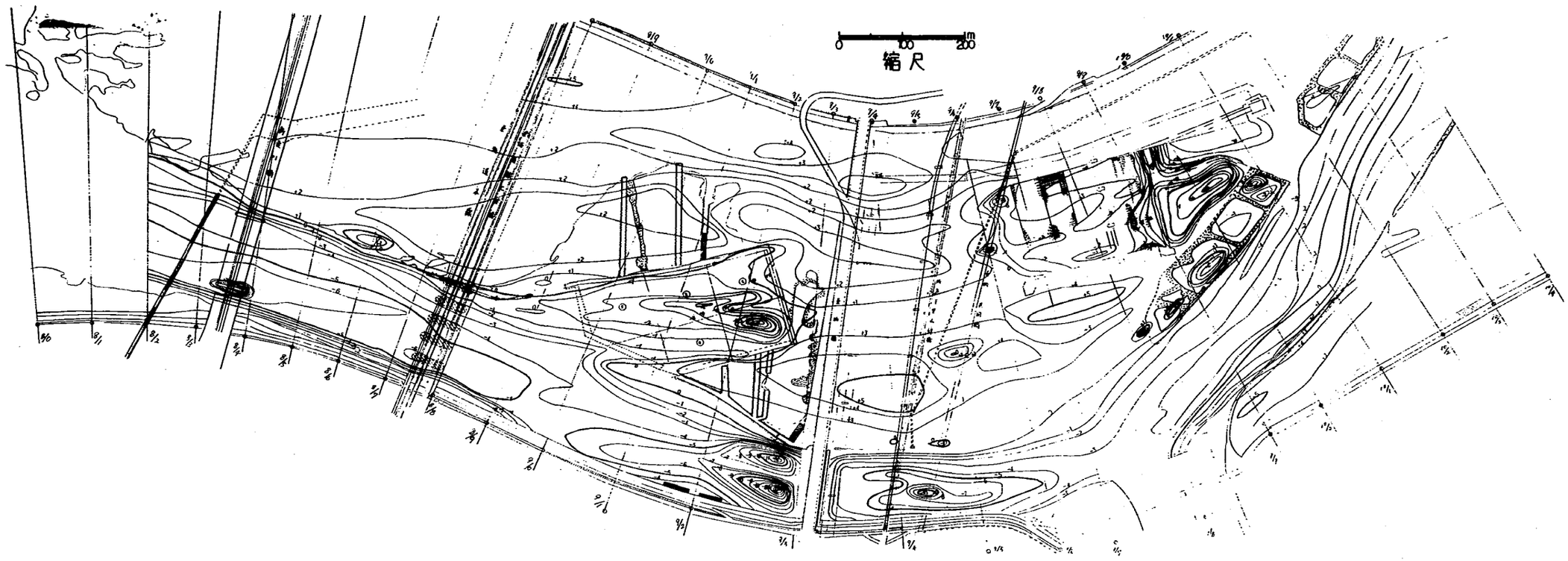
附図－6.2.1 3　河床横断面比較図（実験№3、4）



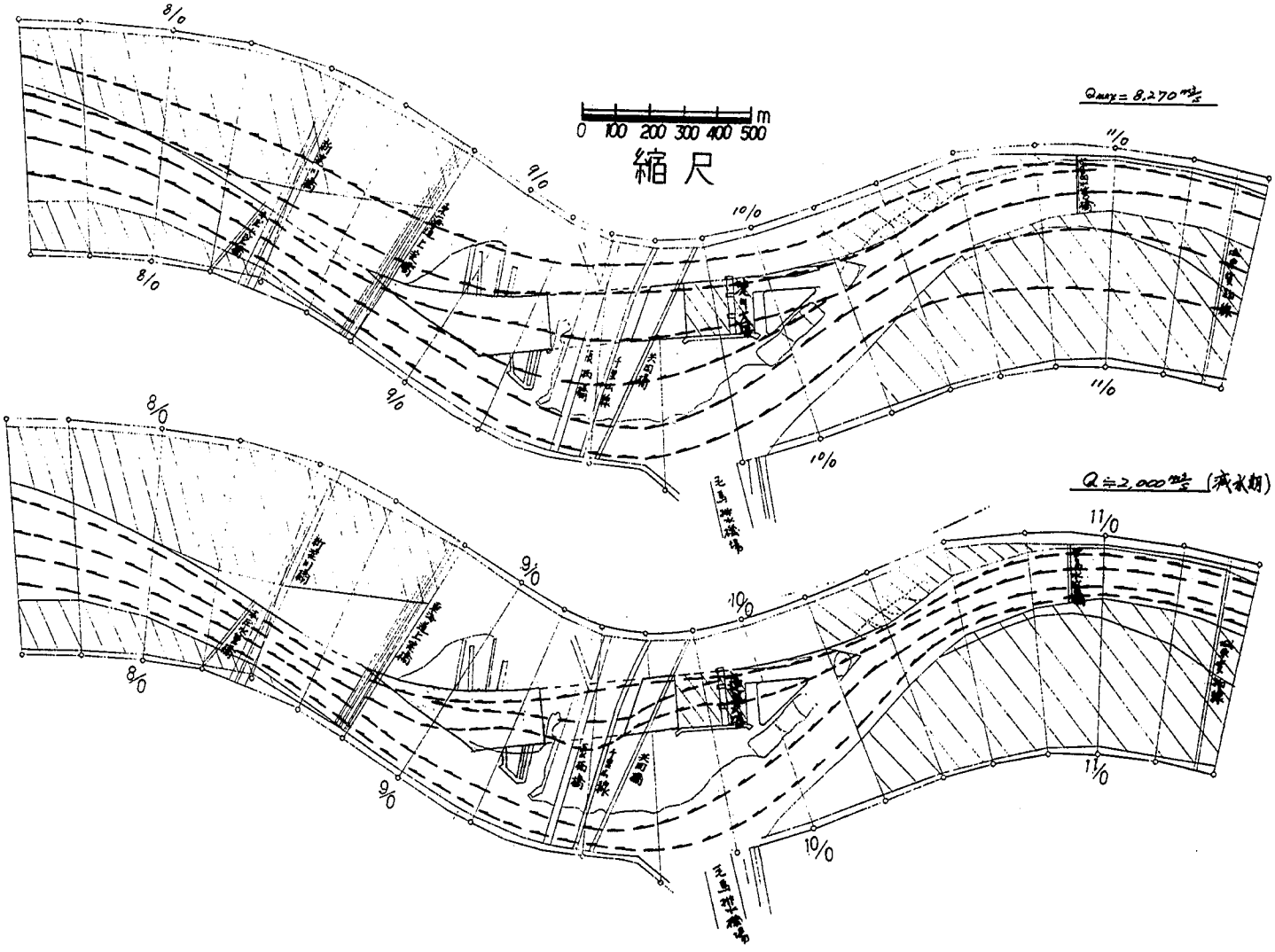
附図－6.2.14　等深線図（実験№3）



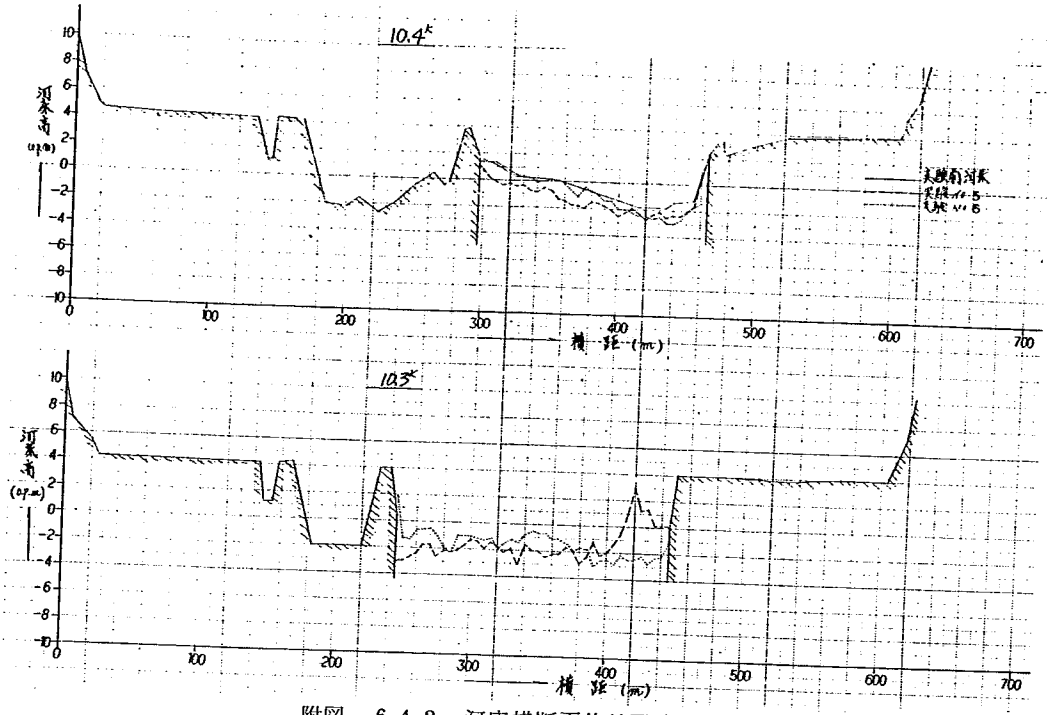
附図－6.3.1　流　況　図（実験No.4）



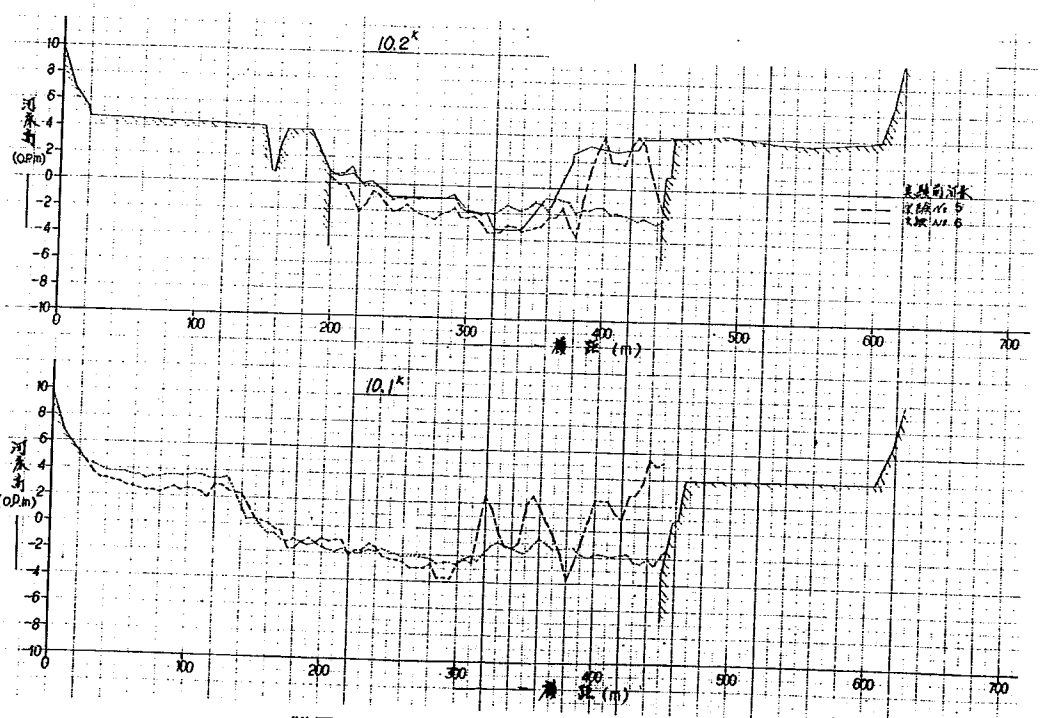
附図－6.3.2　等深線図（実験No.4）



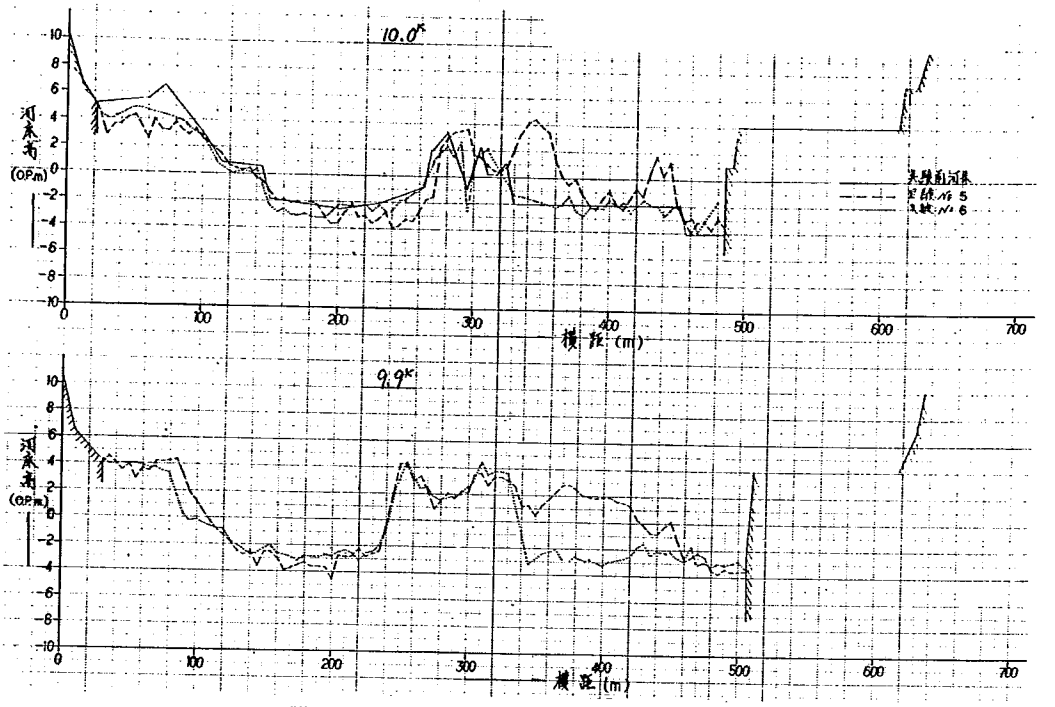
附図－6.4.1　流　況　図（実験№5）



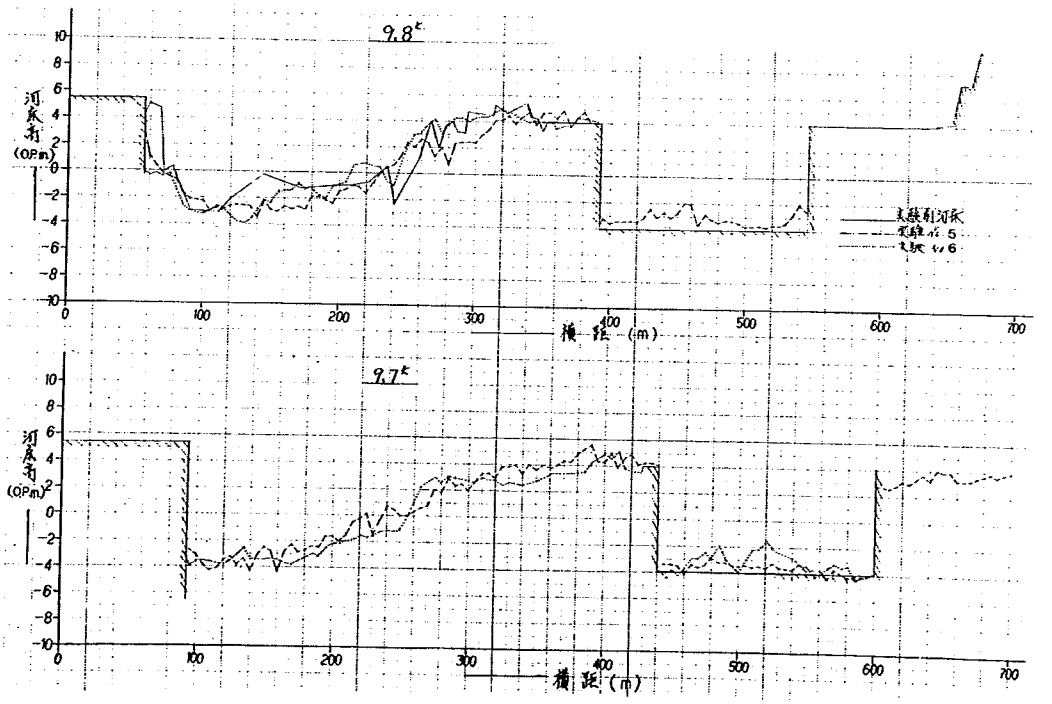
附図－6.4.2　河床横断面比較図（実験№5、6）



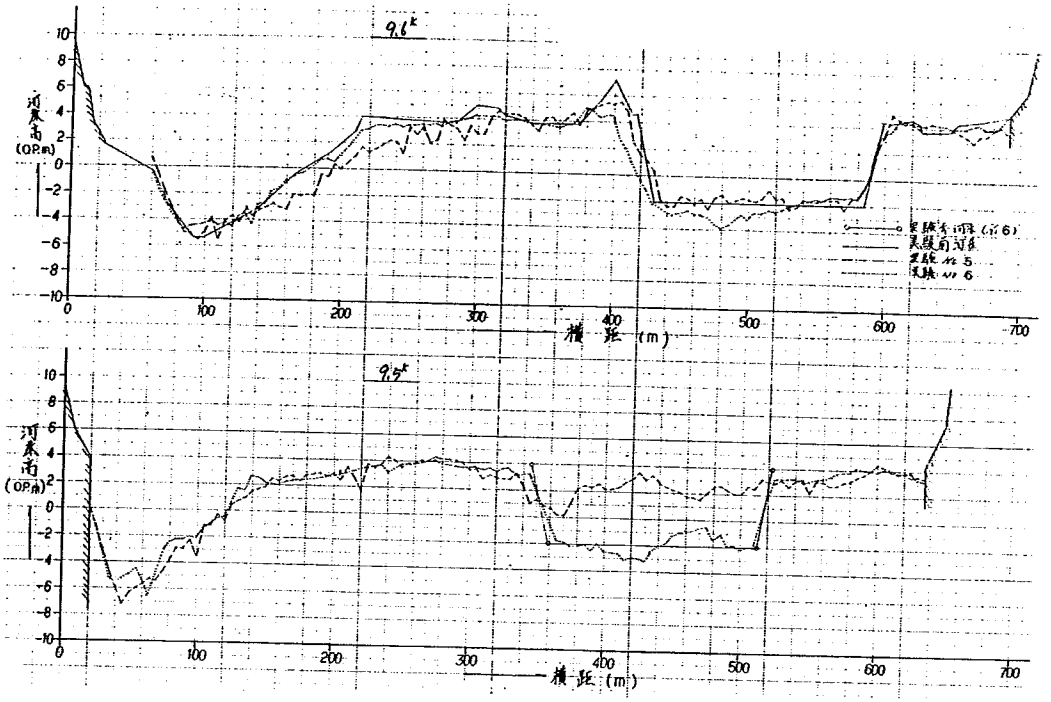
附図－6.4.3　河床横断面比較図（実験№5、6）



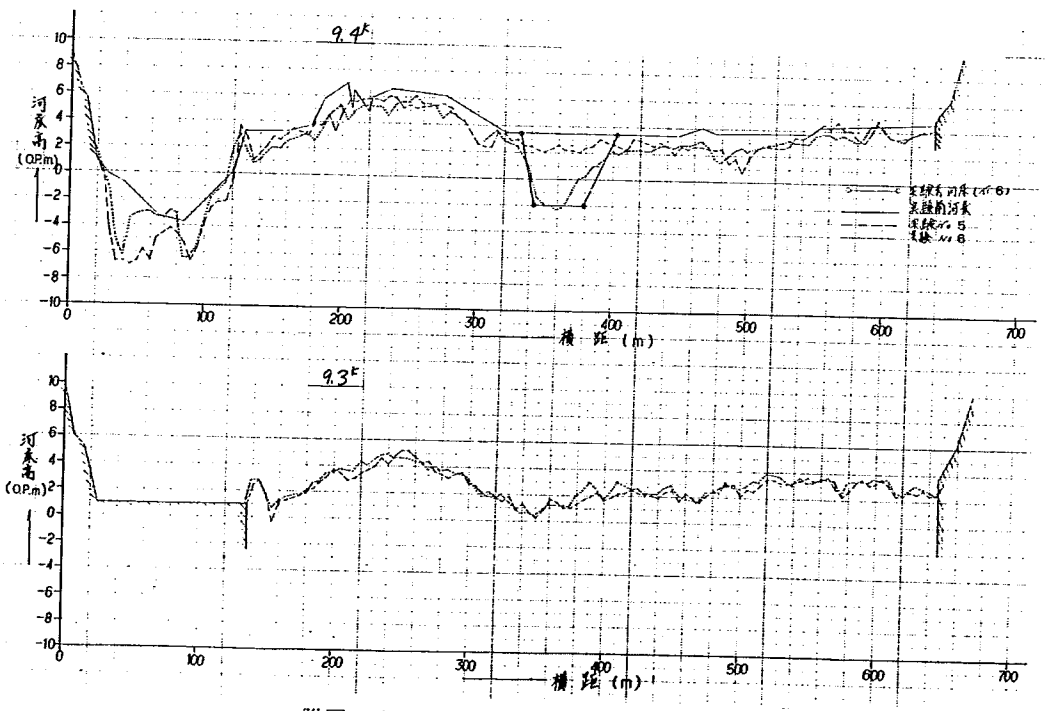
附図－6.4.4　河床横断面比較図（実験No.5、6）



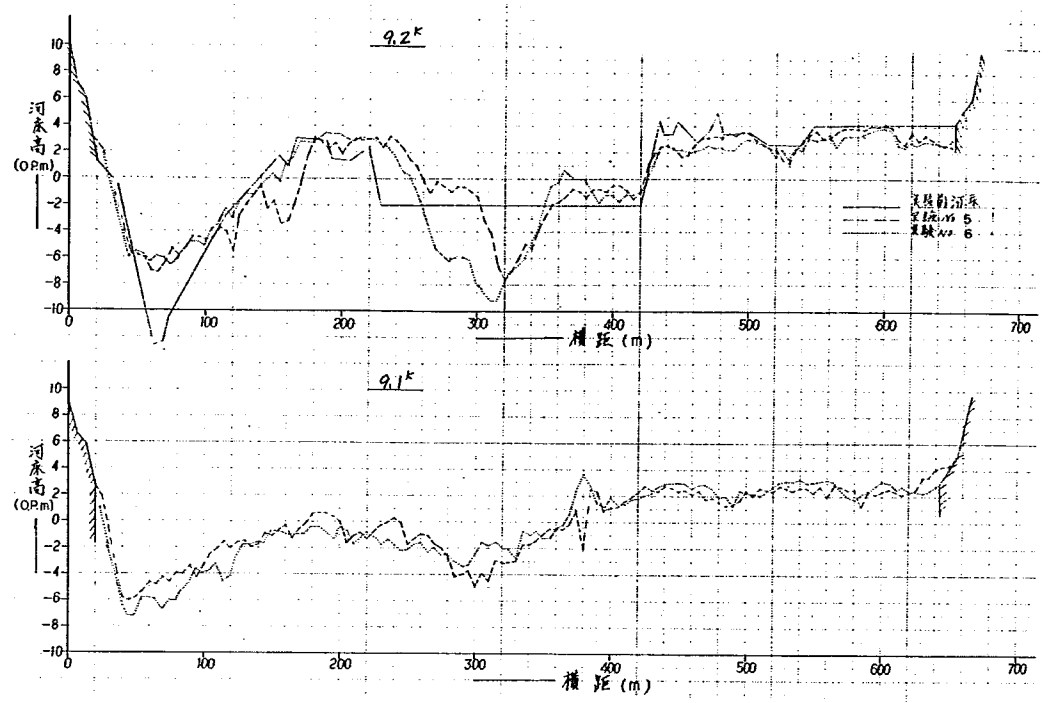
附図－6.4.5　河床横断面比較図（実験No.5、6）



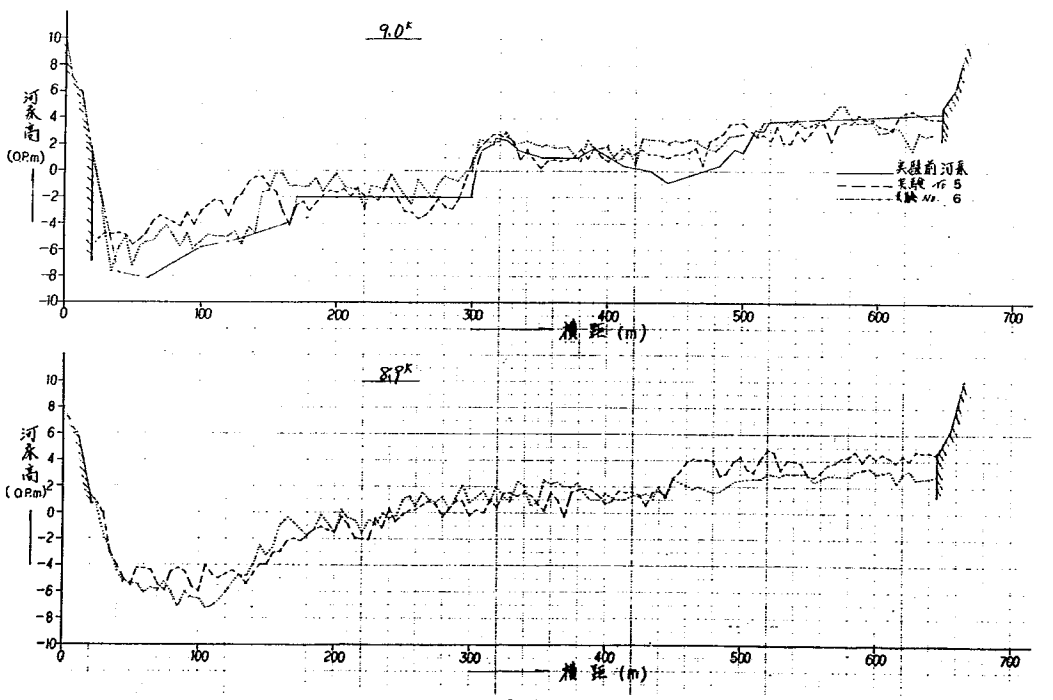
附図－ 6.4.6　河床横断面比較図（実験No.5、6）



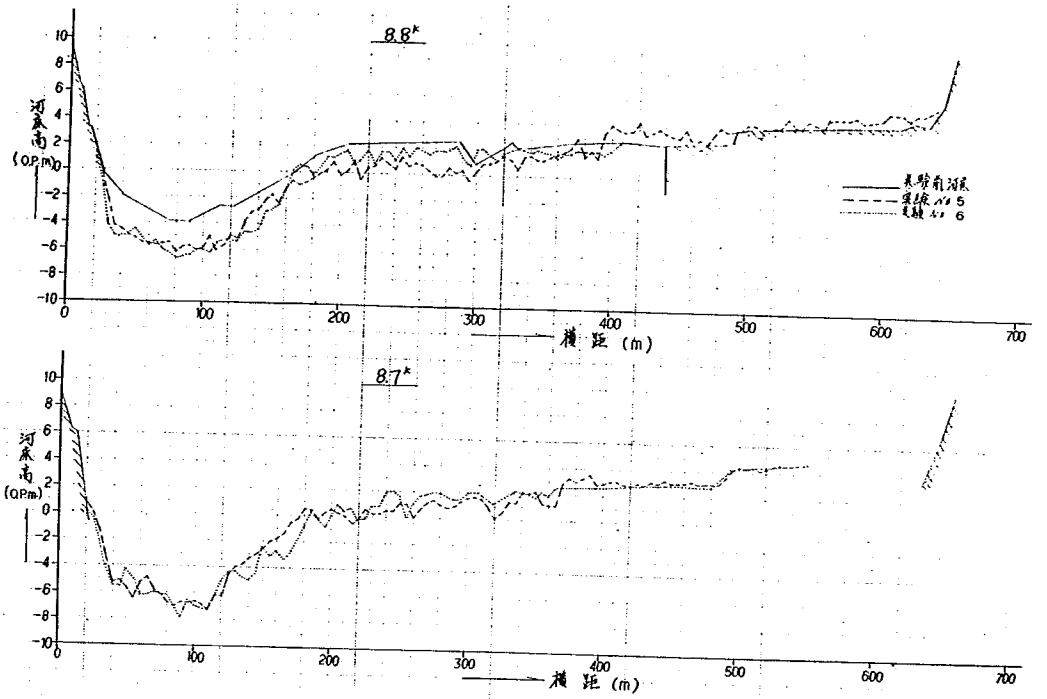
附図－ 6.4.7　河床横断面比較図（実験No.5、6）



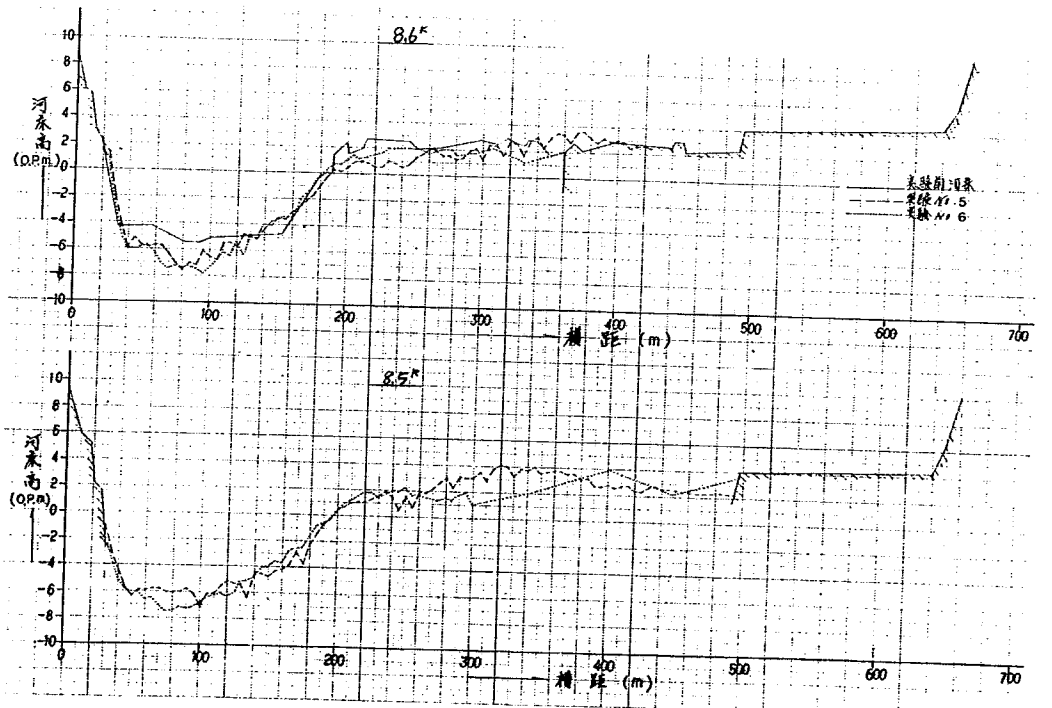
附図－ 6.4.8　河床横断面比較図（実験No 5、6）



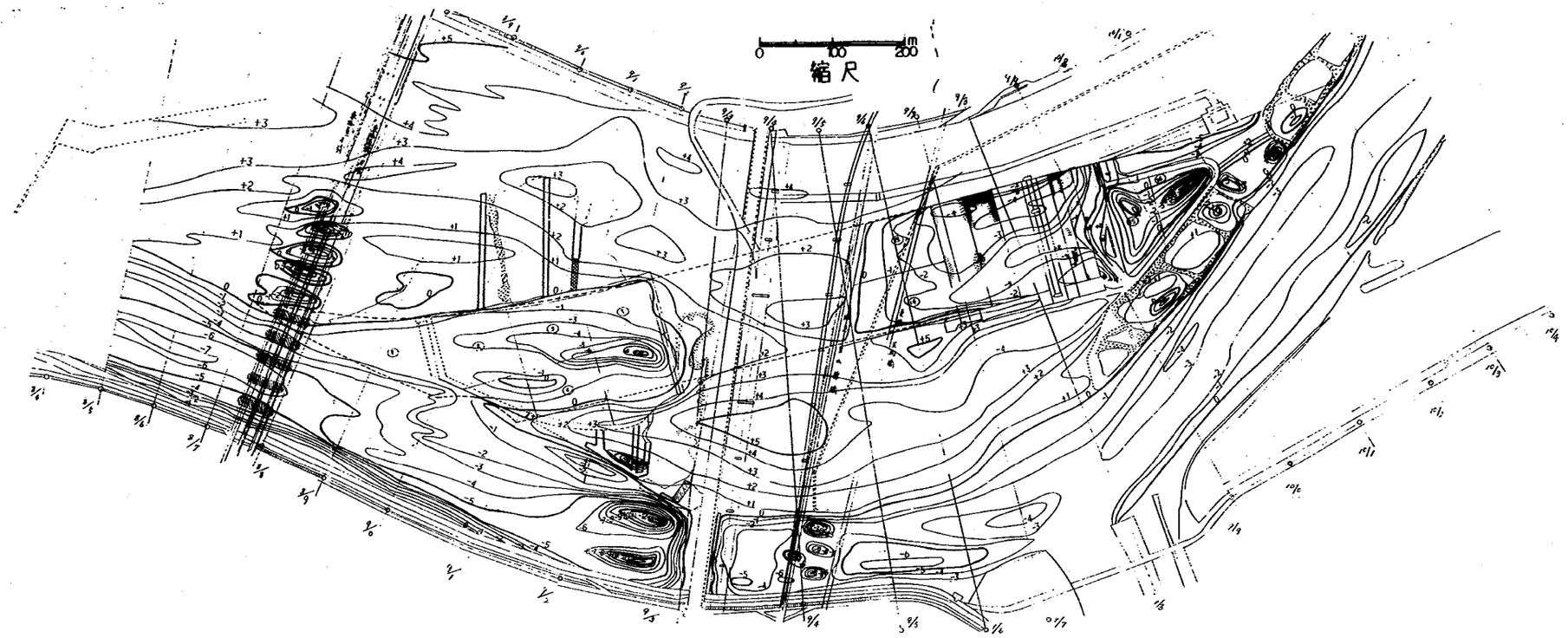
附図－ 6.4.9　河床横断面比較図（実験No 5、6）



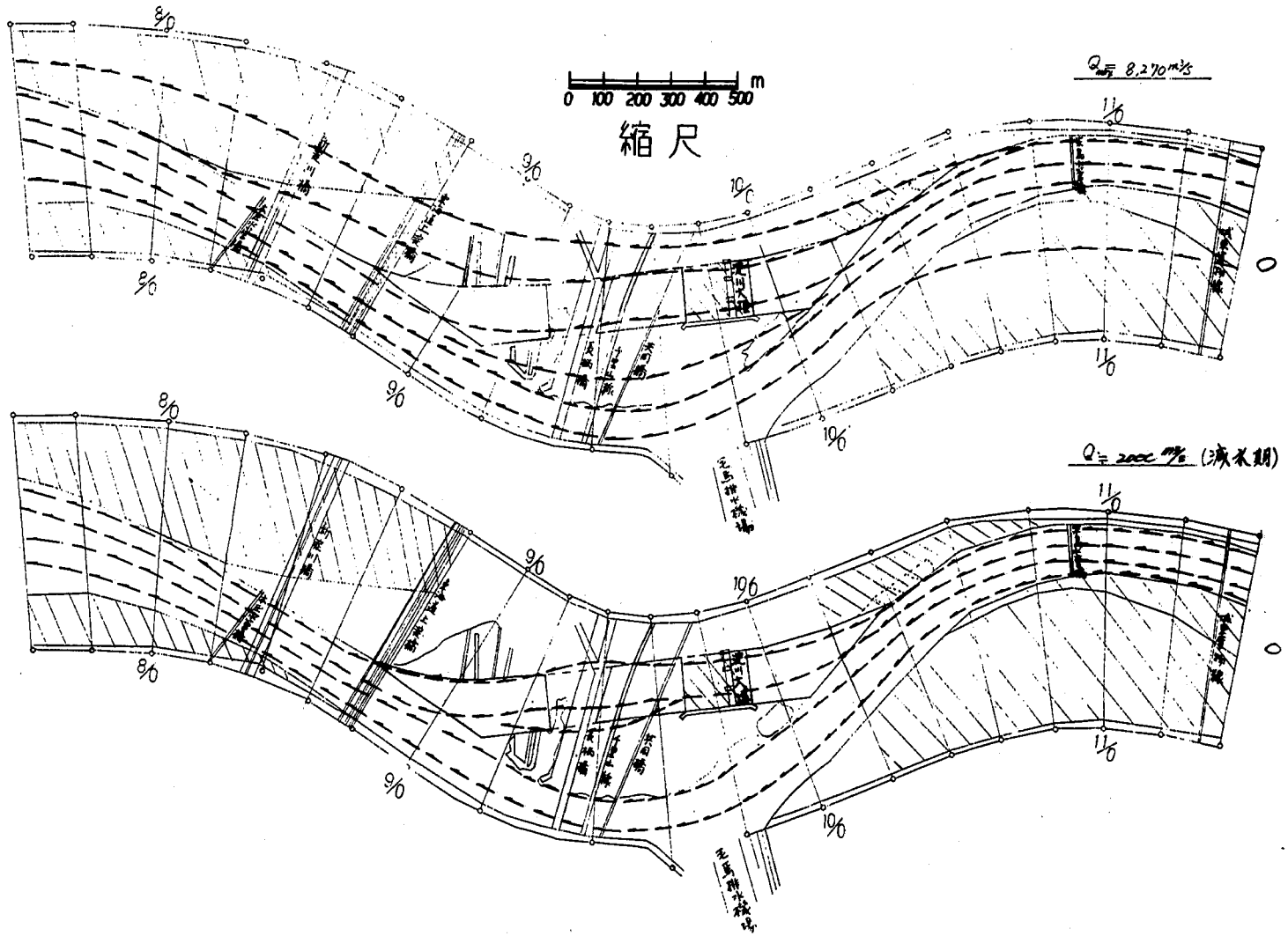
附図－6.4.10　河床横断面比較図（実験No 5、6）



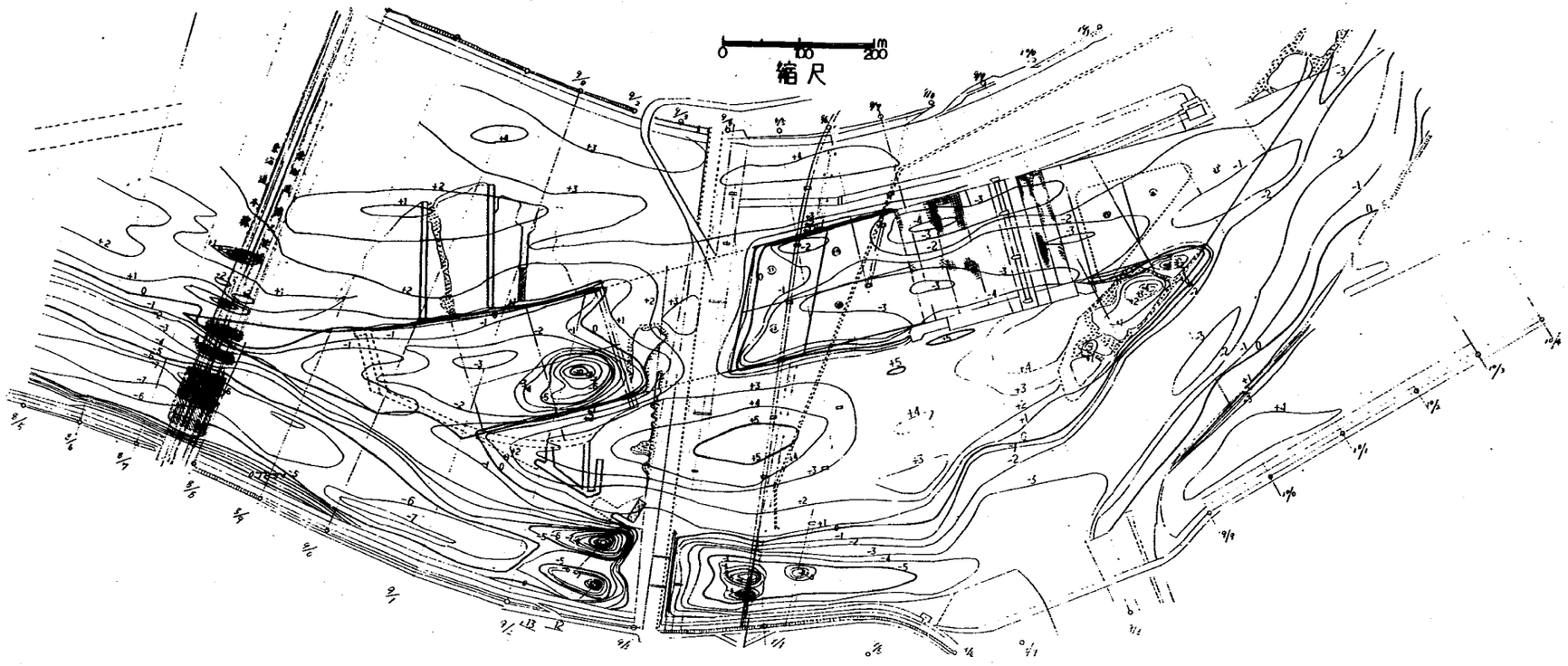
附図－6.4.11　河床横断面比較図（実験No 5、6）



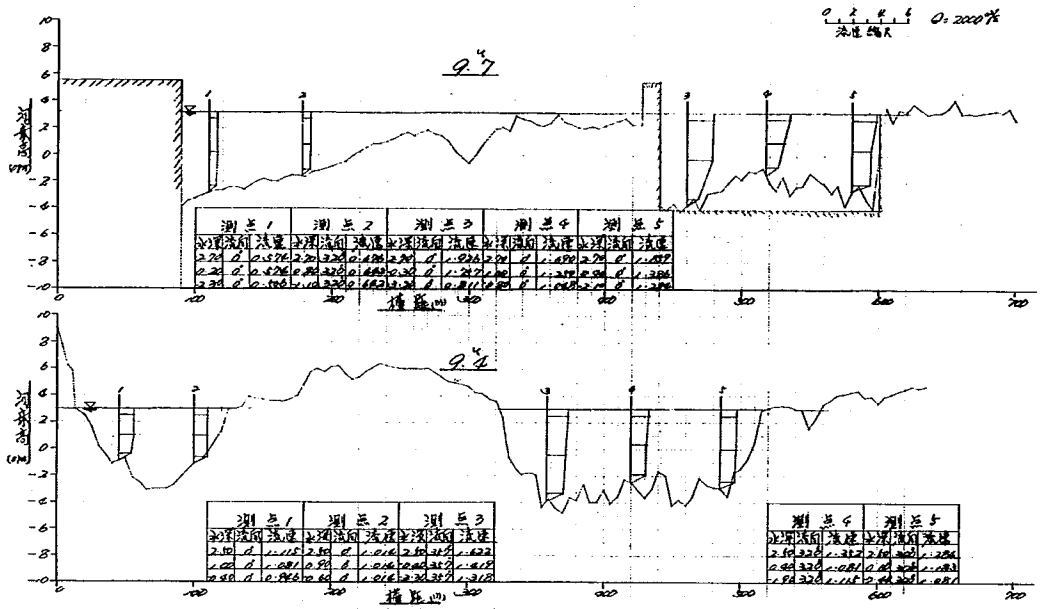
附図－6.4.12　等深線図（実験No.5）



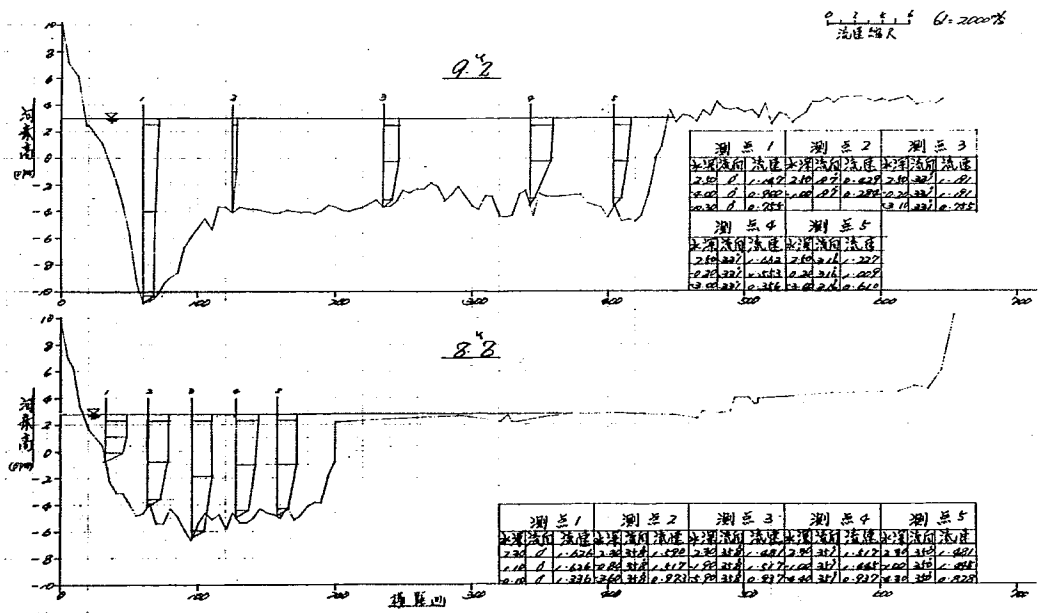
附図－6.5.1　流　況　図（実験No.6）



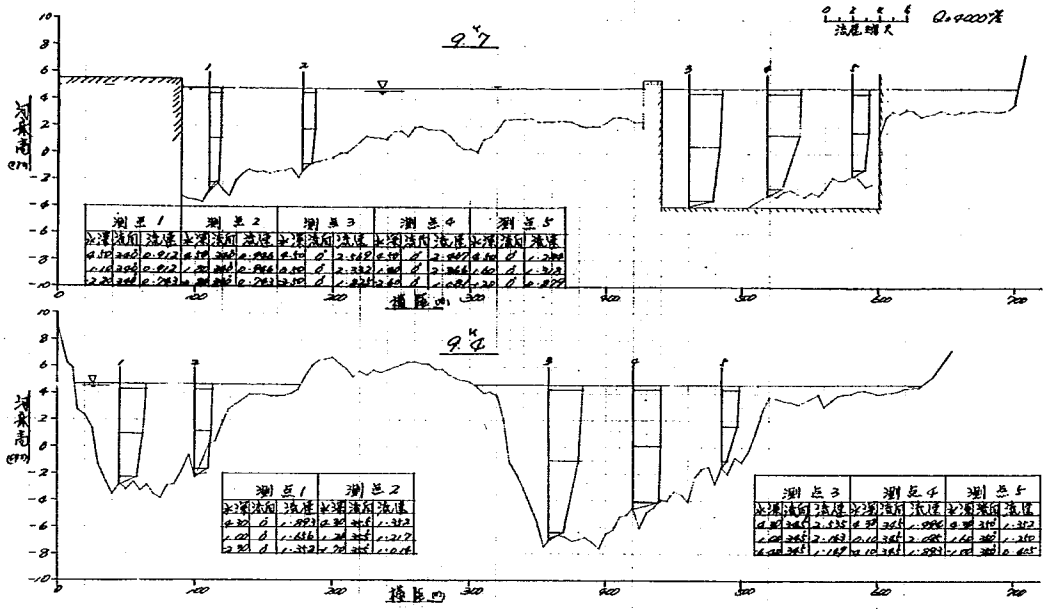
附図－6.5.2　流　況　図（実験No.6）



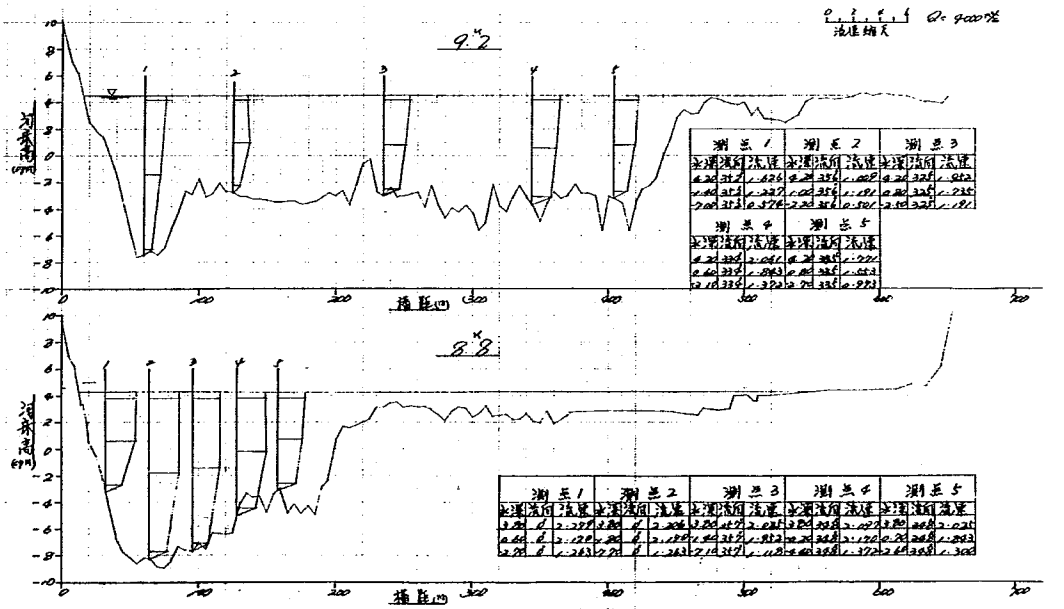
附図－7.1.1　流速分布図（実験№7－1、Q＝2,000㎥／s）



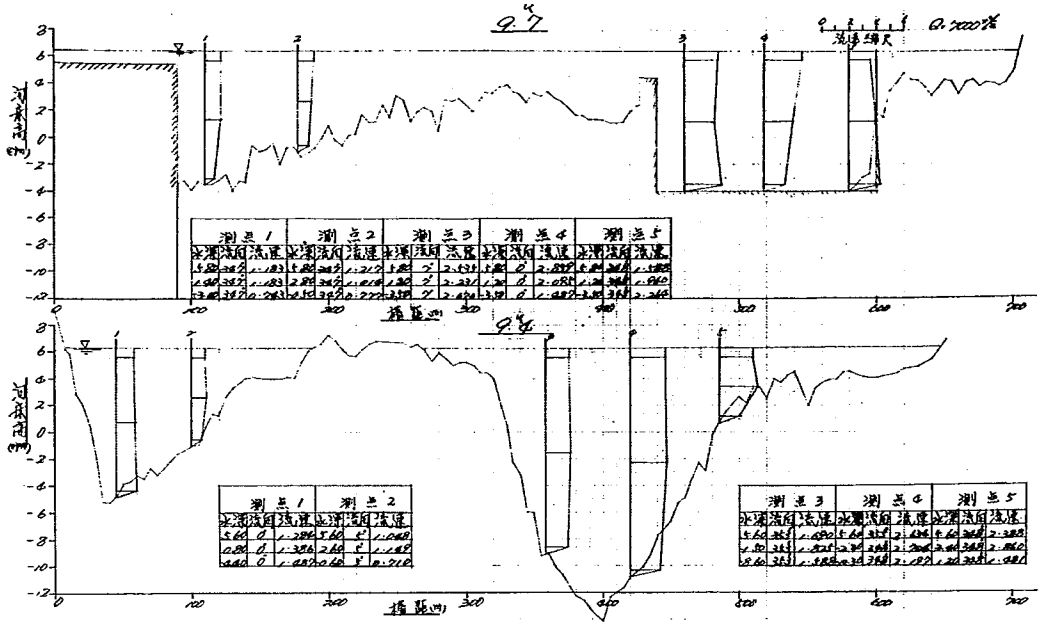
附図－7.1.2　流速分布図（実験№7－1、Q＝2,000㎥／s）



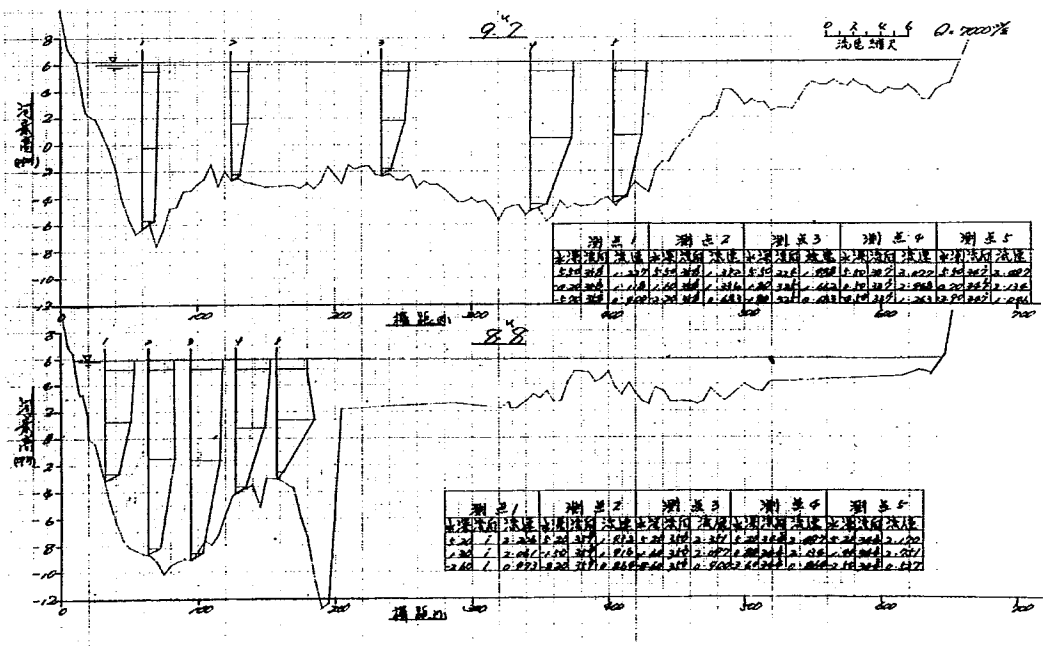
附図－7.1.3　流速分布図（実験No.7－2、Q＝4,000㎥／s）



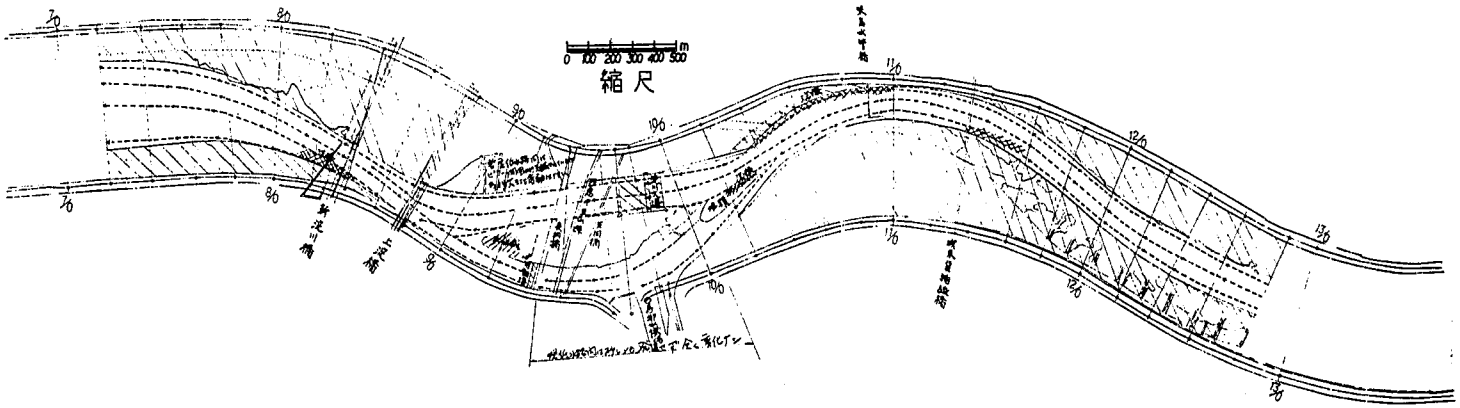
附図－7.1.4　流速分布図（実験No.7－2、Q＝4,000㎥／s）



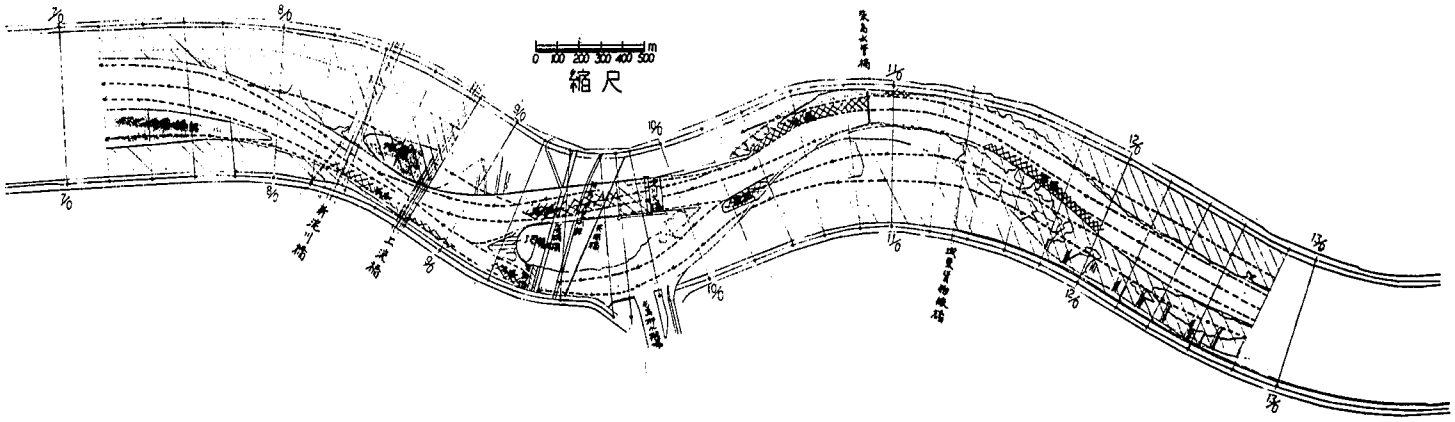
附図－7.1.5　流速分布図（実験№7－3、Q＝7,000㎥／s）



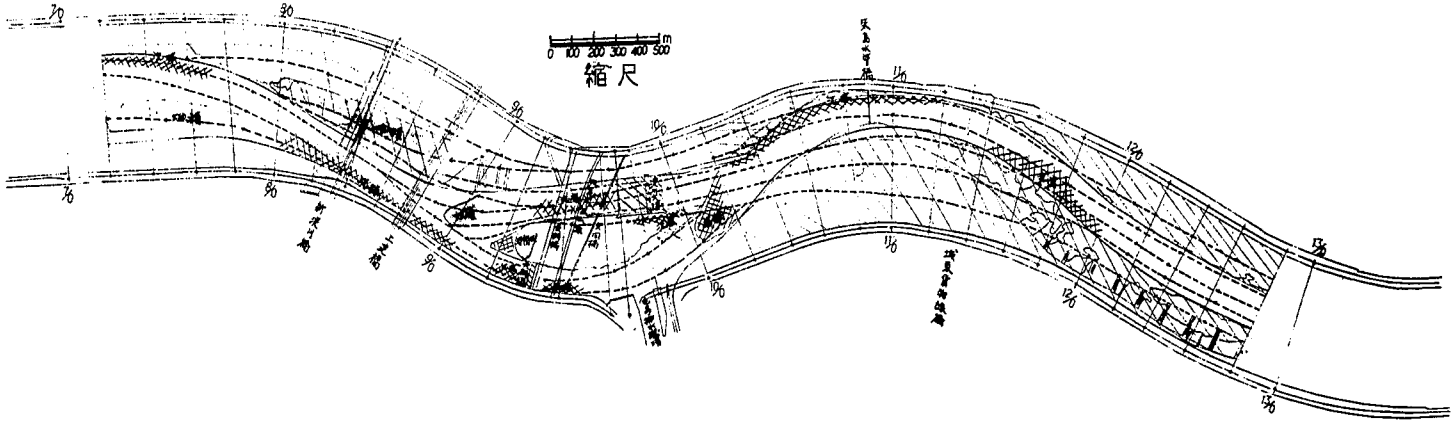
附図－7.1.6　流速分布図（実験№7－3、Q＝7,000㎥／s）



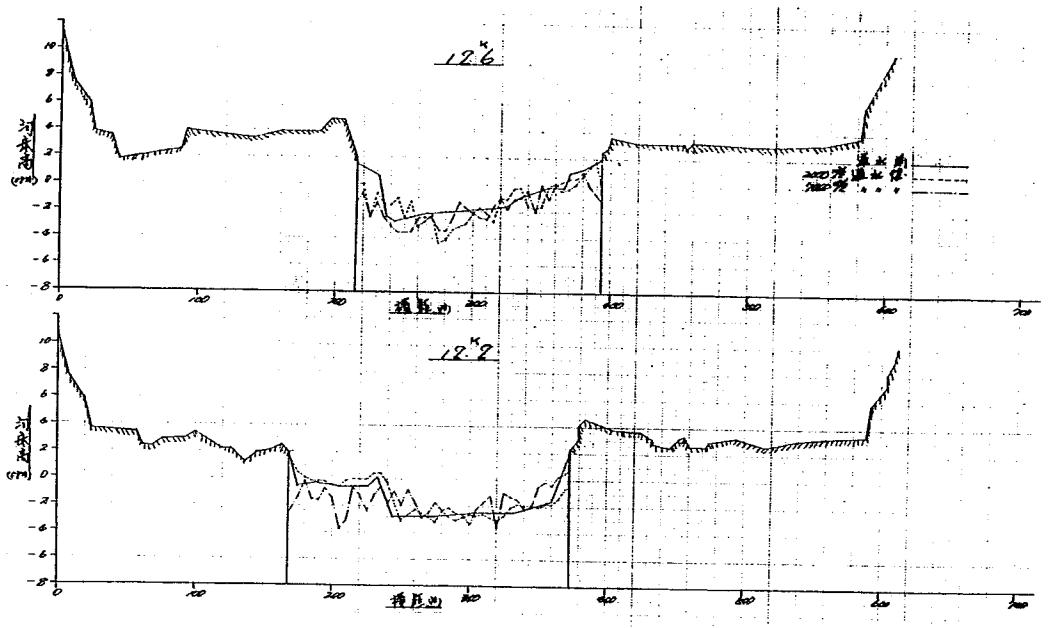
附図－7.1.7　流況図（実験No.7－1、Q＝2,000㎥／s）



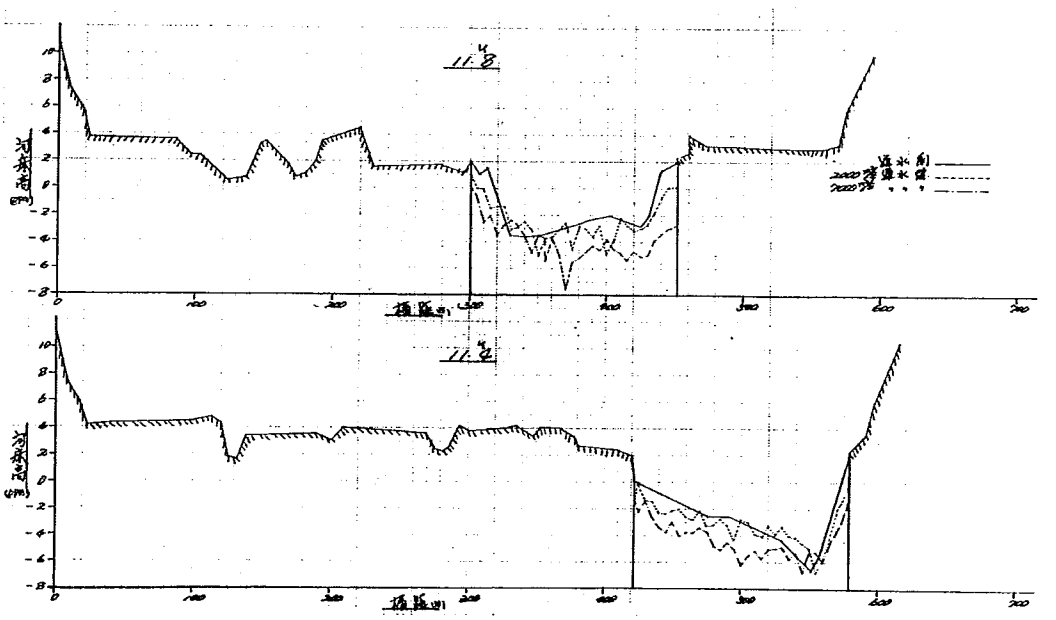
附図－7.1.8　流況図（実験No.7－2、Q＝4,000㎥／s）



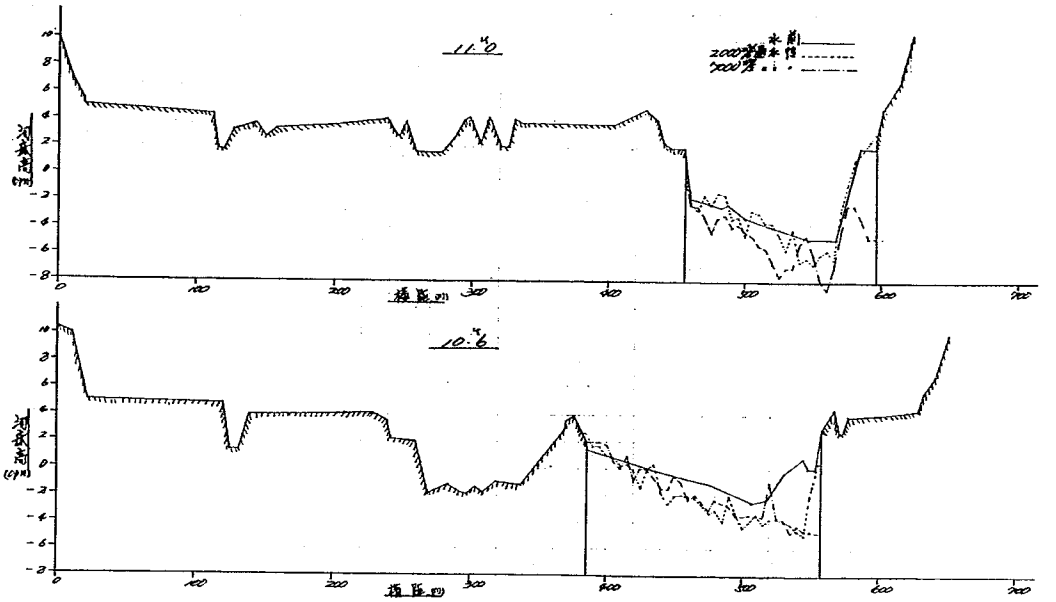
附図－7.1.9　流況図（実験No.7－3、Q＝7,000㎥／s）



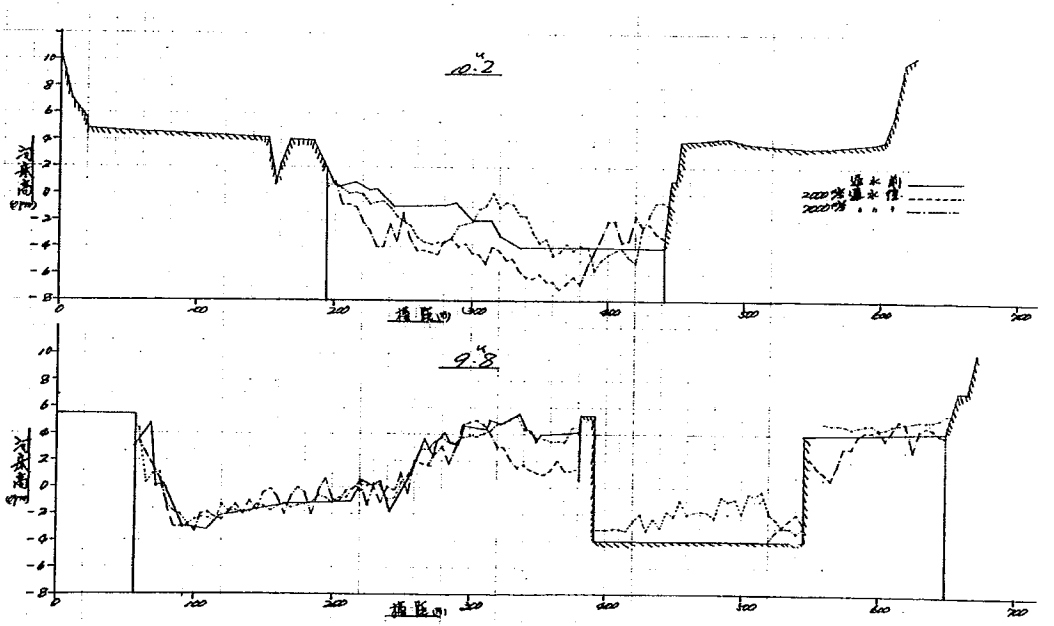
附図－7.1.10　河床横断図（実験No.7）



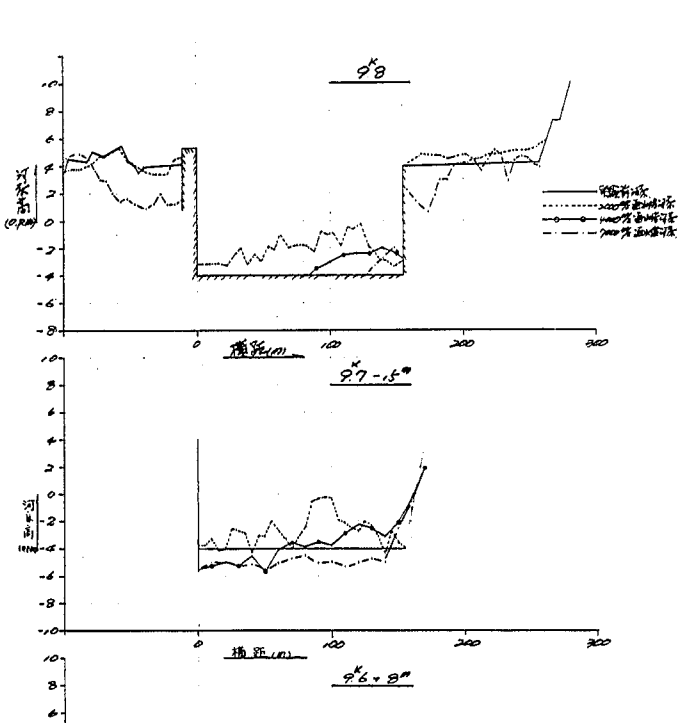
附図－7.1.11　河床横断図（実験No.7）



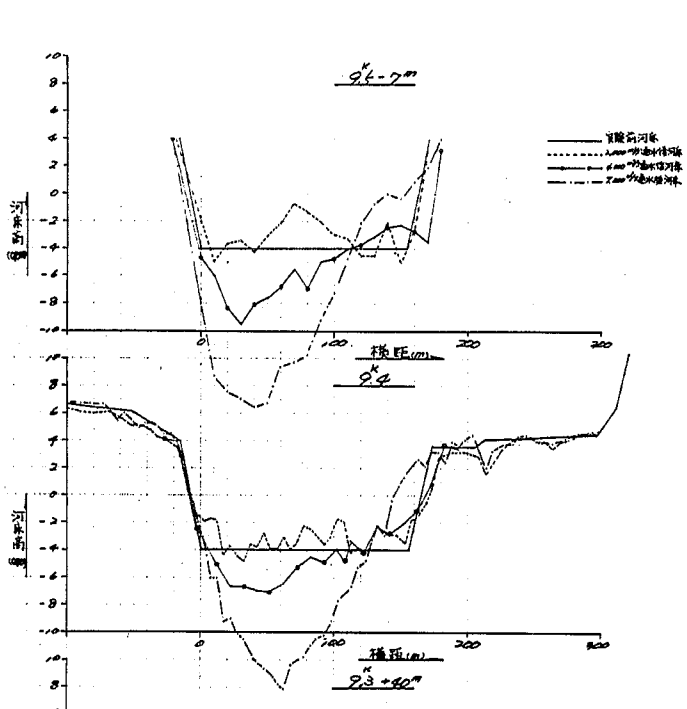
附図－7.1.1 2　河床横断図（実験No. 7 ）



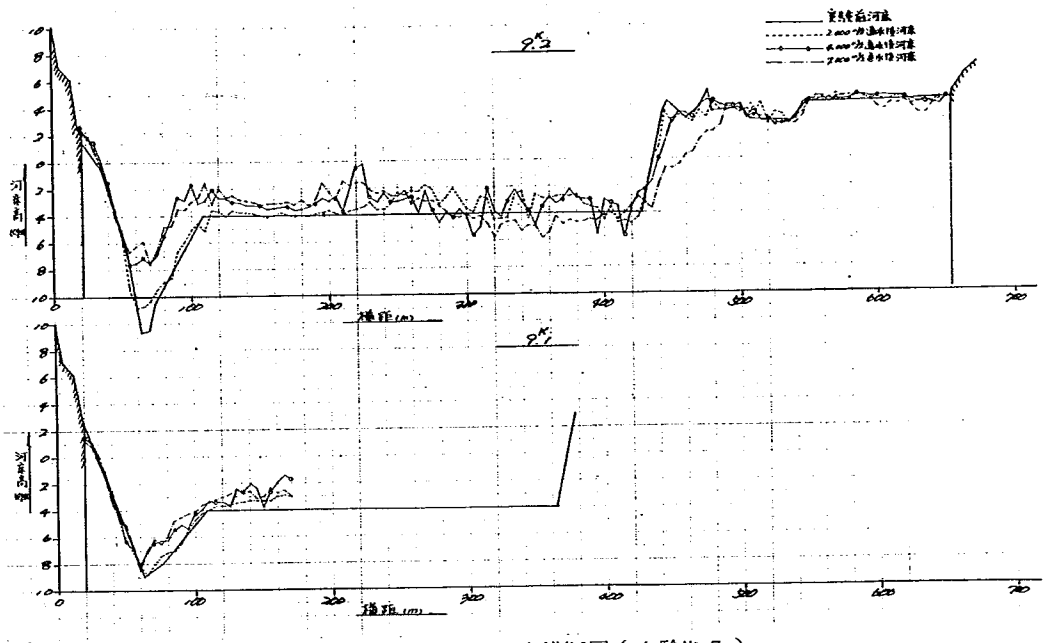
附図－7.1.1 3　河床横断図（実験No. 7 ）



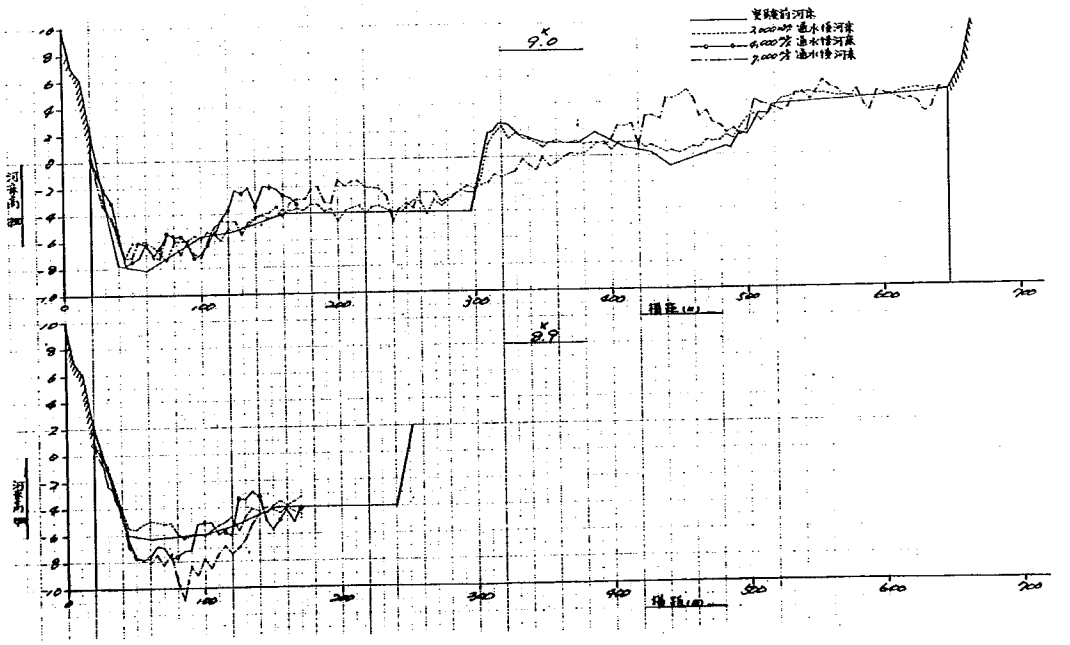
附図－7.1.1 4　河床横断図（実験No.7）



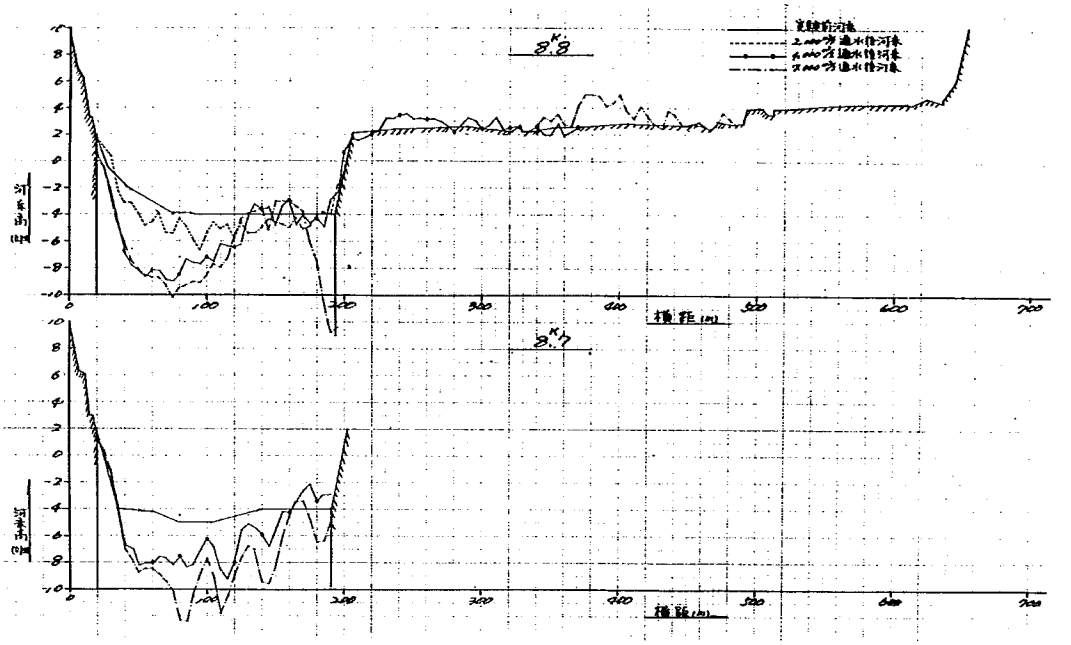
附図－7.1.1 5　河床横断図（実験No.7）



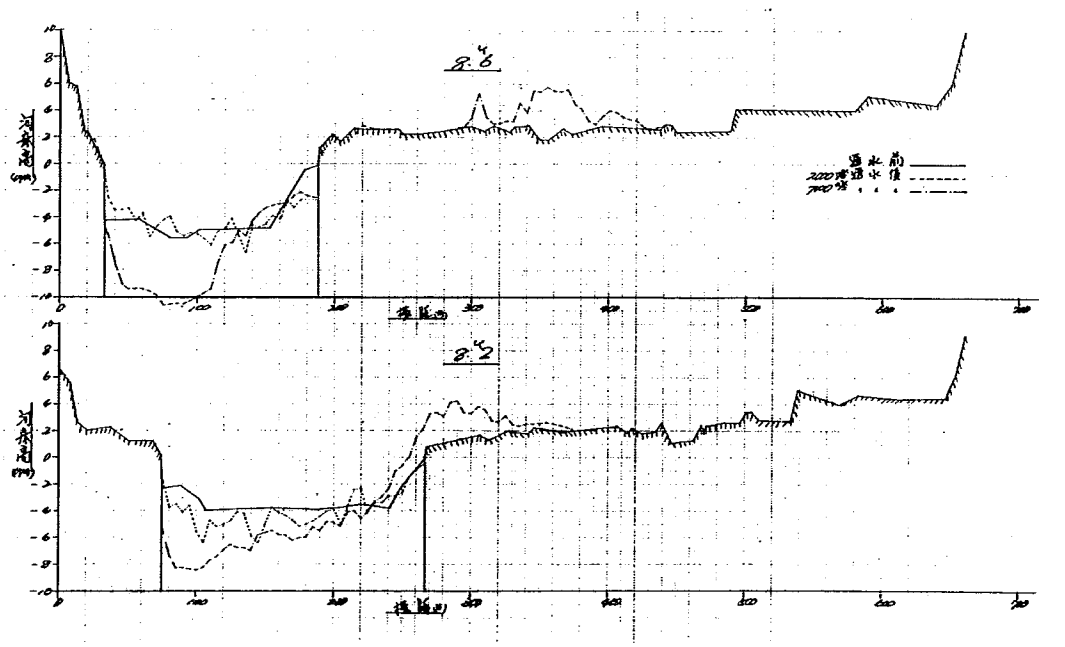
附図－7.1.16　河床横断図（実験No.7）



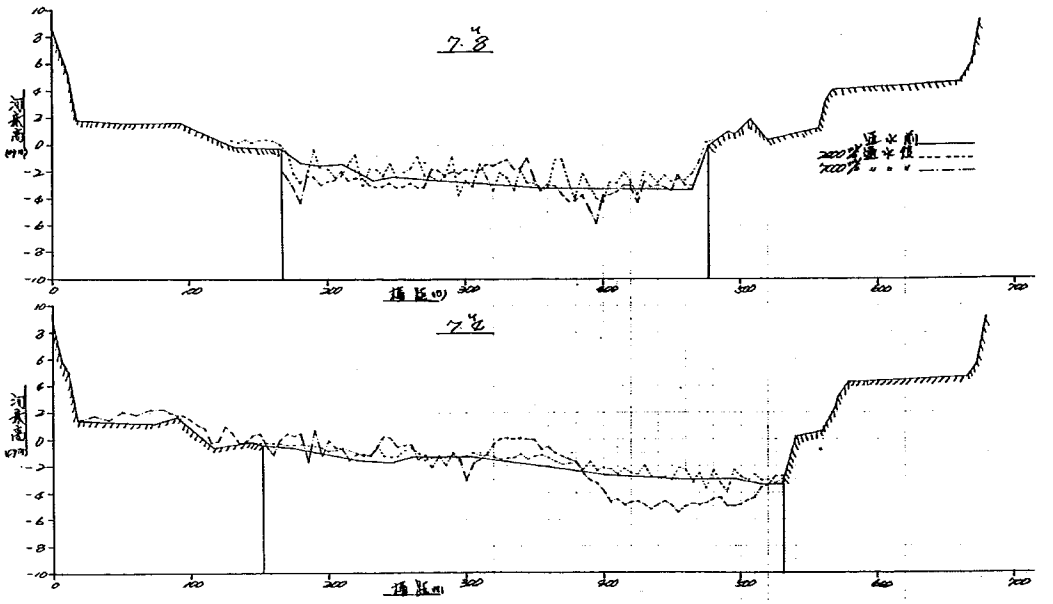
附図－7.1.17　河床横断図（実験No.7）



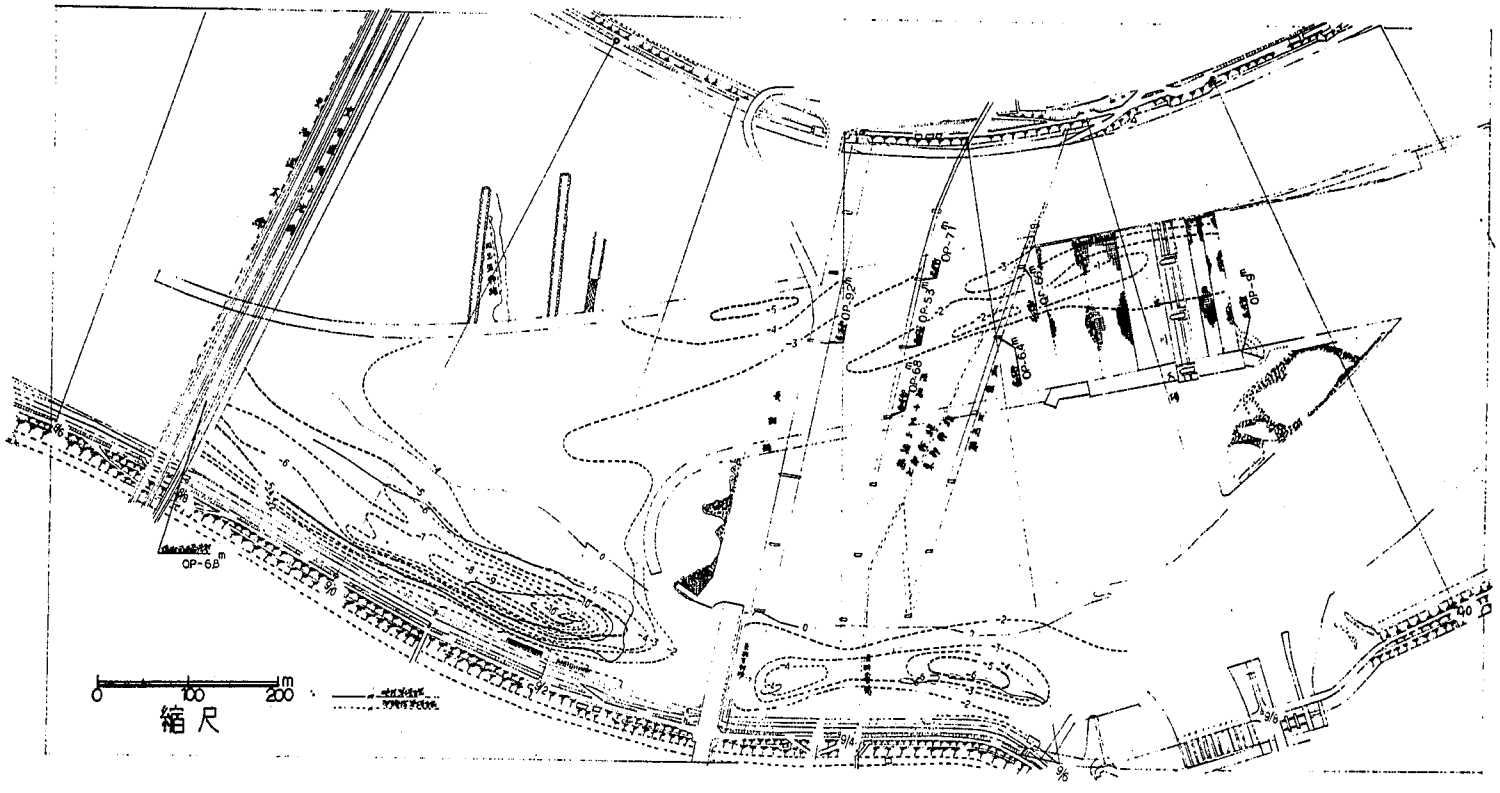
附図－7.1.18　河床横断図（実験№7）



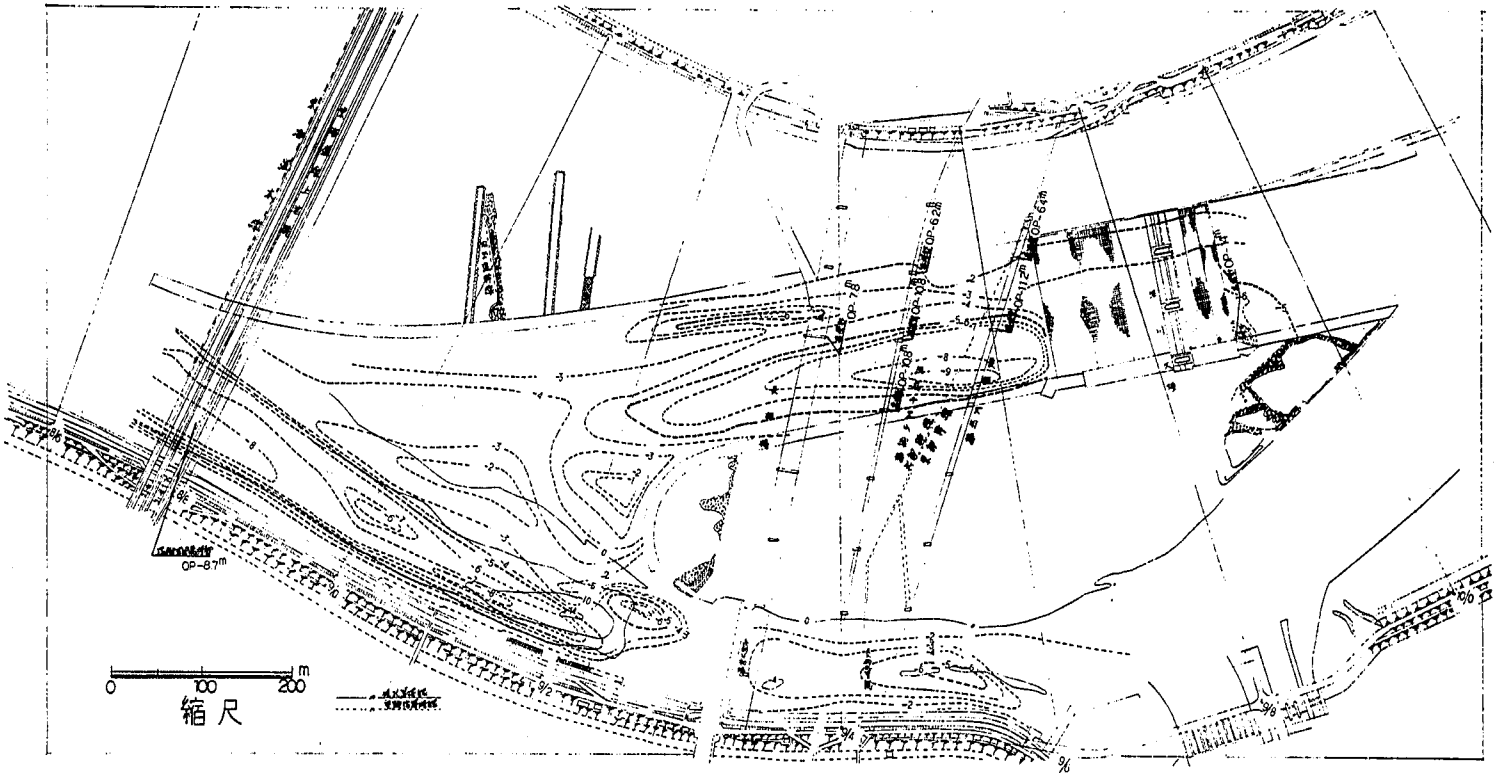
附図－7.1.19　河床横断図（実験№7）



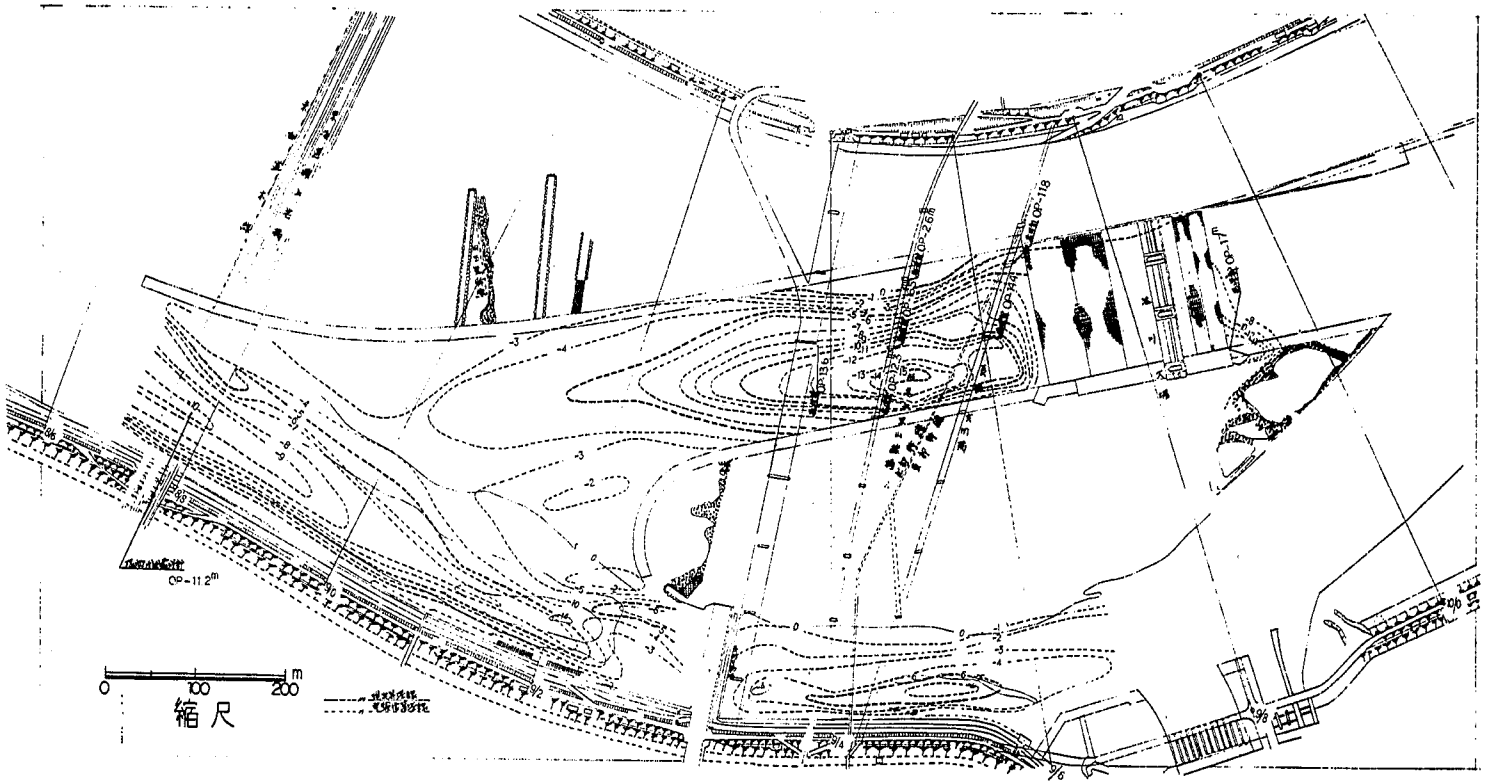
附図－ 7.1.2 0　河床横断図（実験№7 ）



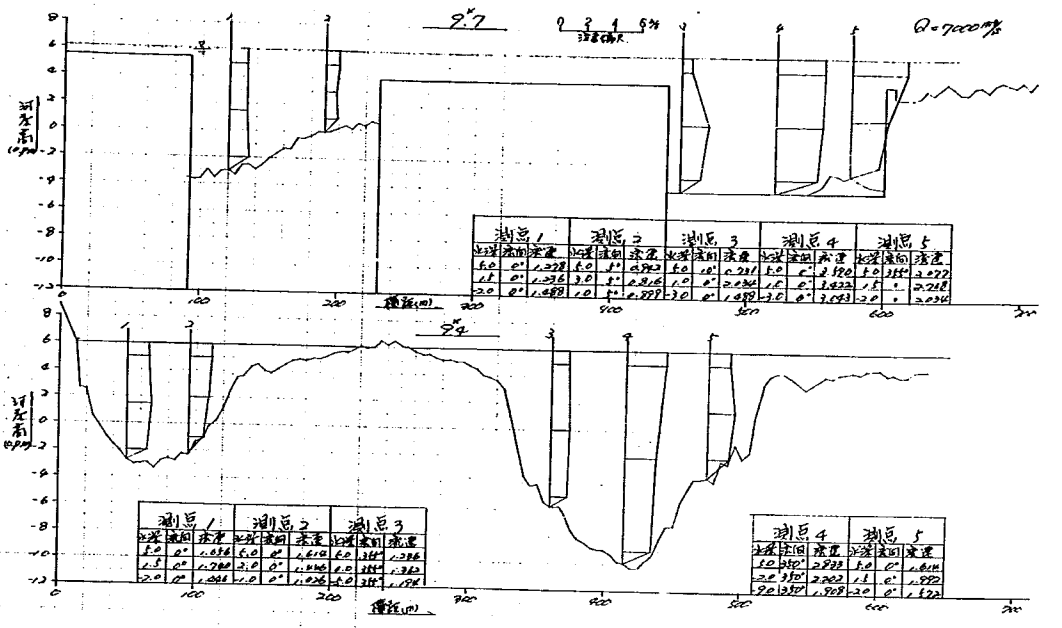
附図－7.1.21　等深線図（実験№7－1、Q＝2,000㎥／s）



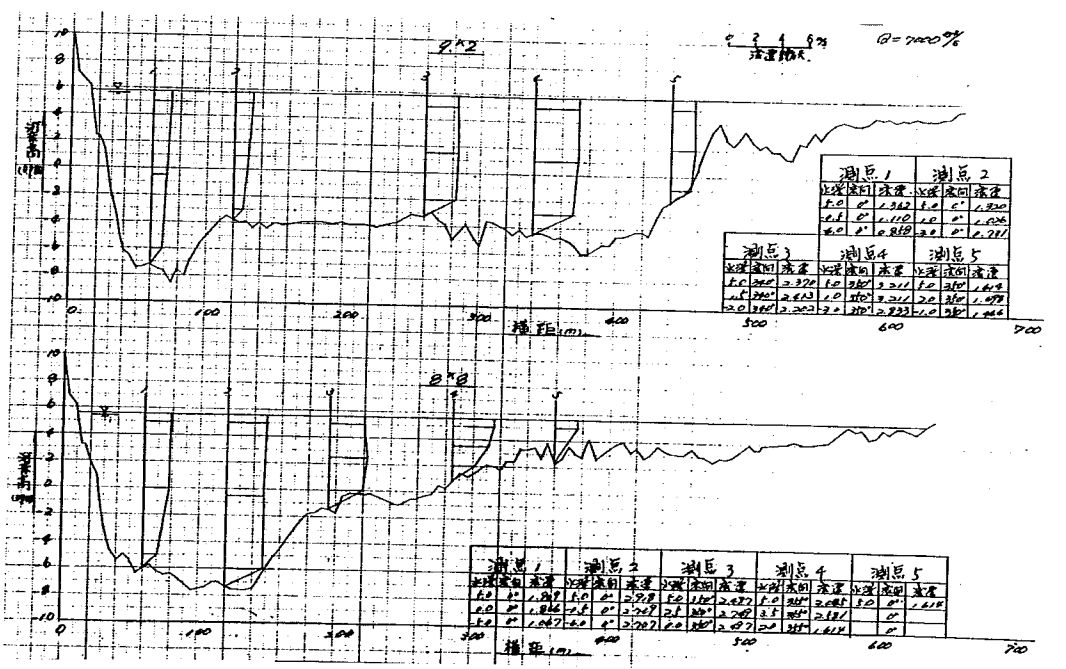
附図－7.1.22　等深線図（実験No.7－2、Q＝4,000m³／s）



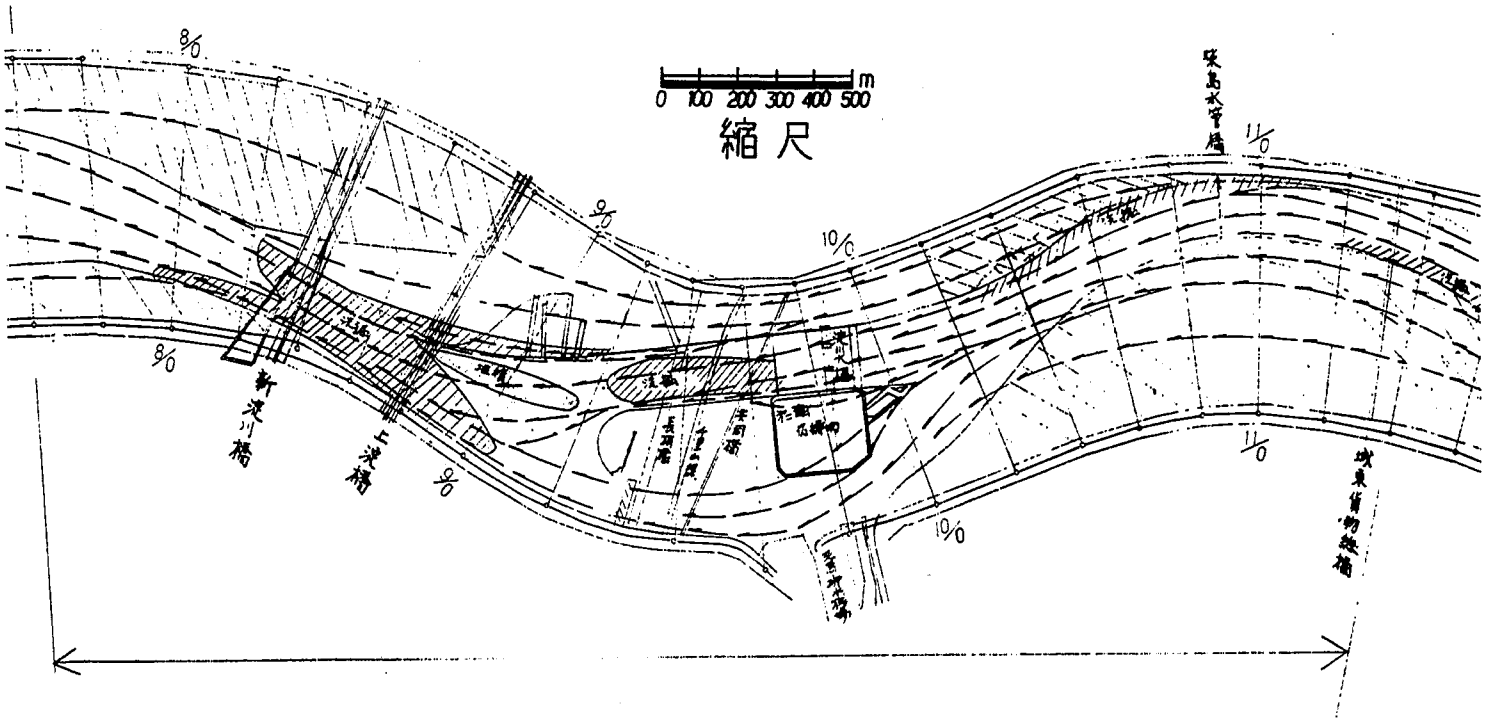
附図－7.1.23　等深線図（実験No.7－3、Q＝7,000m³／s）



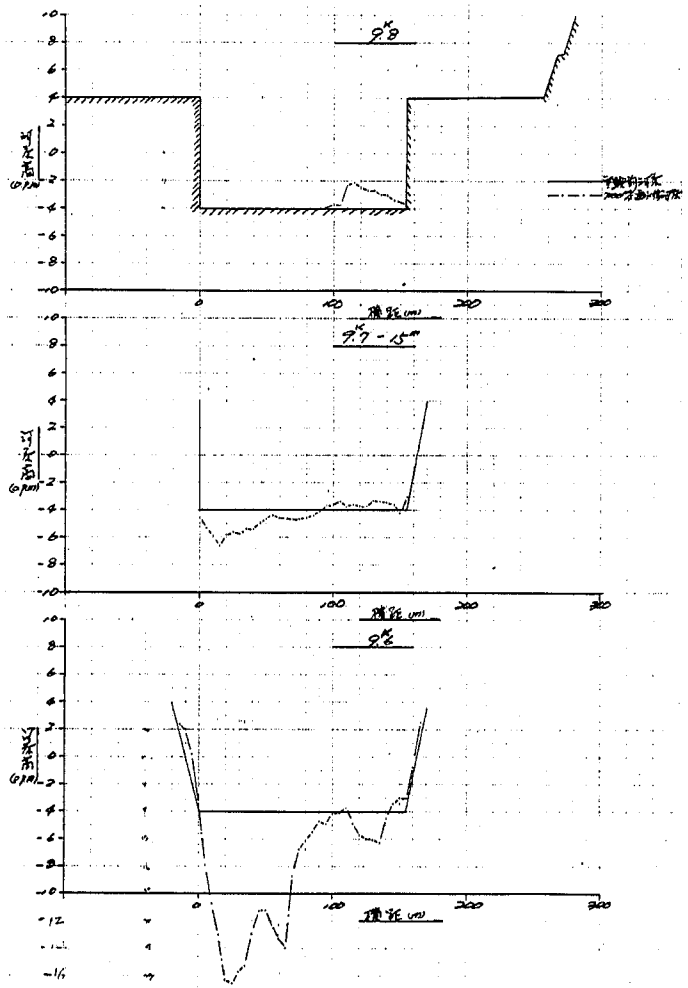
附図－ 7.2.1　流速分布図（実験№ 8 ）



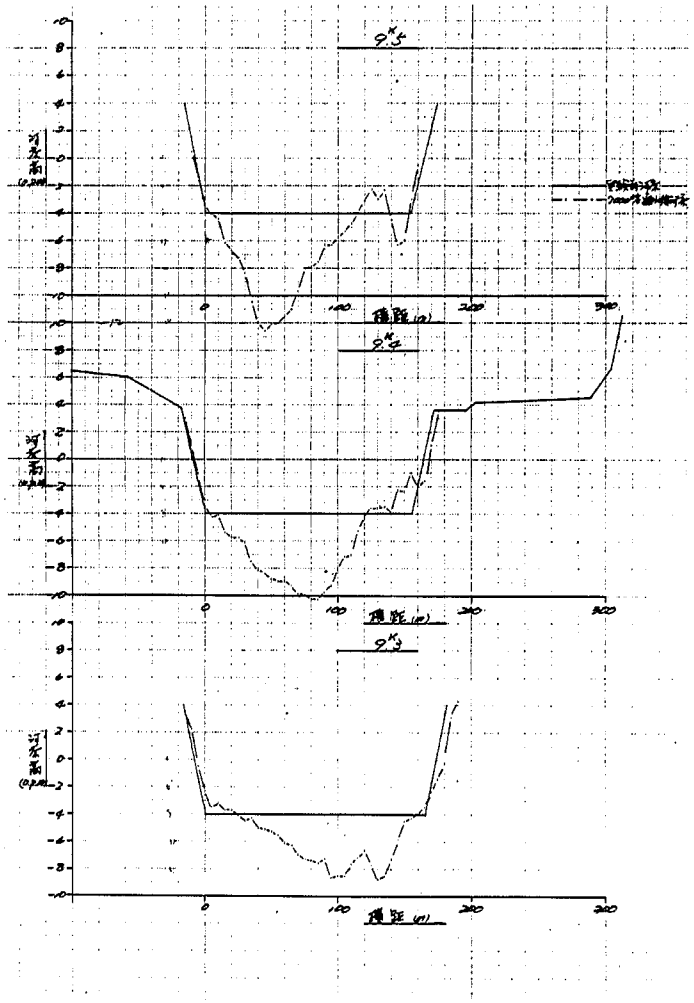
附図－ 7.2.2　流速分布図（実験№ 8 ）



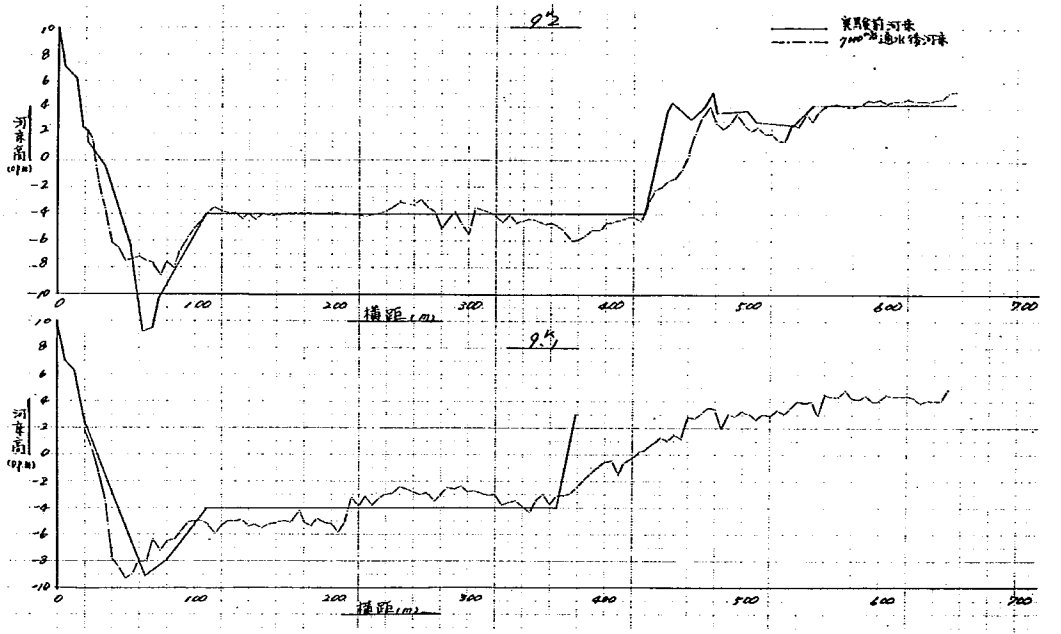
附図－7.2.3　流速分布図（実験No.8、Q＝7,000㎥／s）



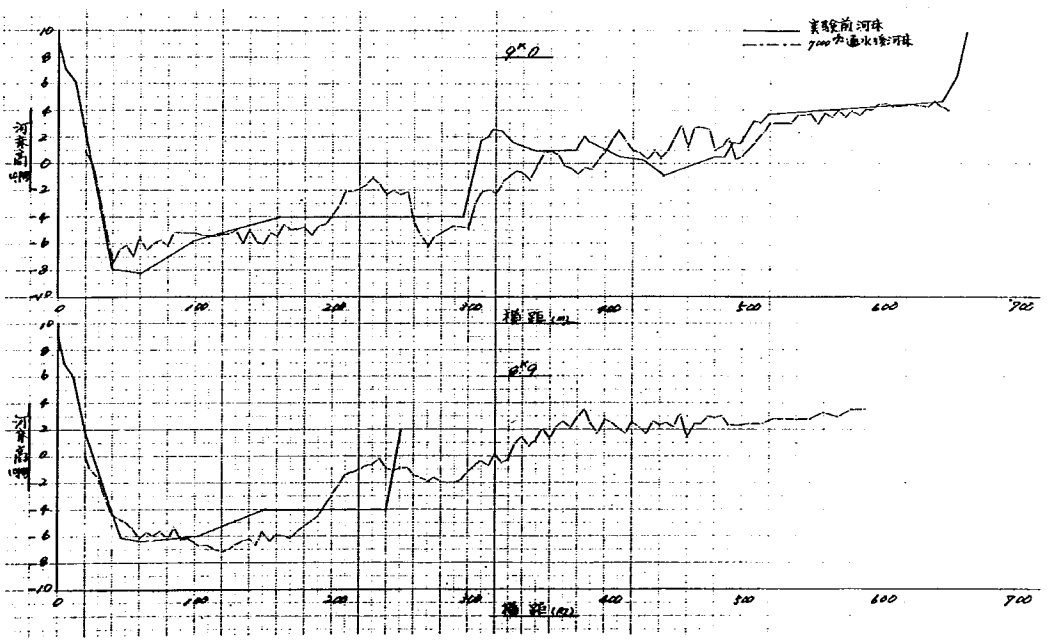
附図－ 7.2.4　河床横断図（実験№ 8 ）



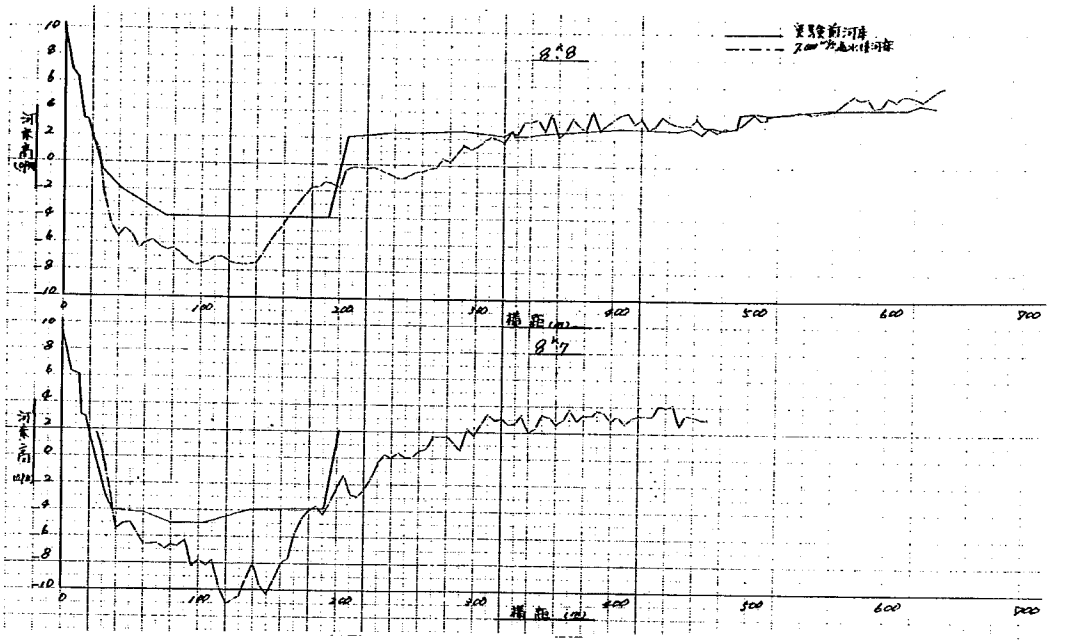
附図－ 7.2.5　河床横断図（実験№ 8 ）



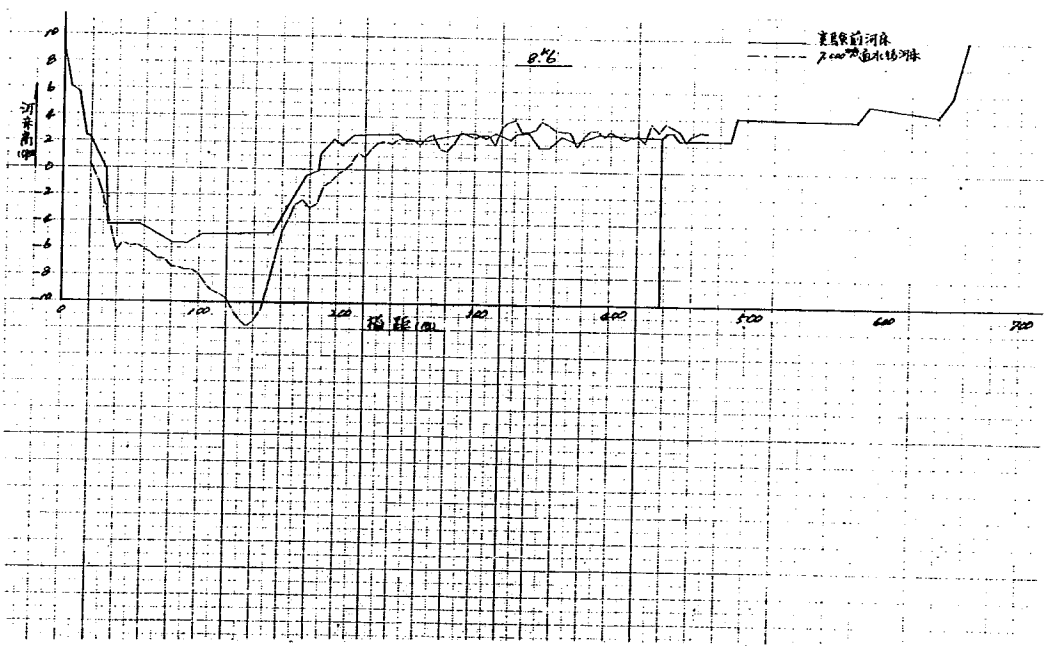
附図－7.2.6　河床横断図（実験No.8）



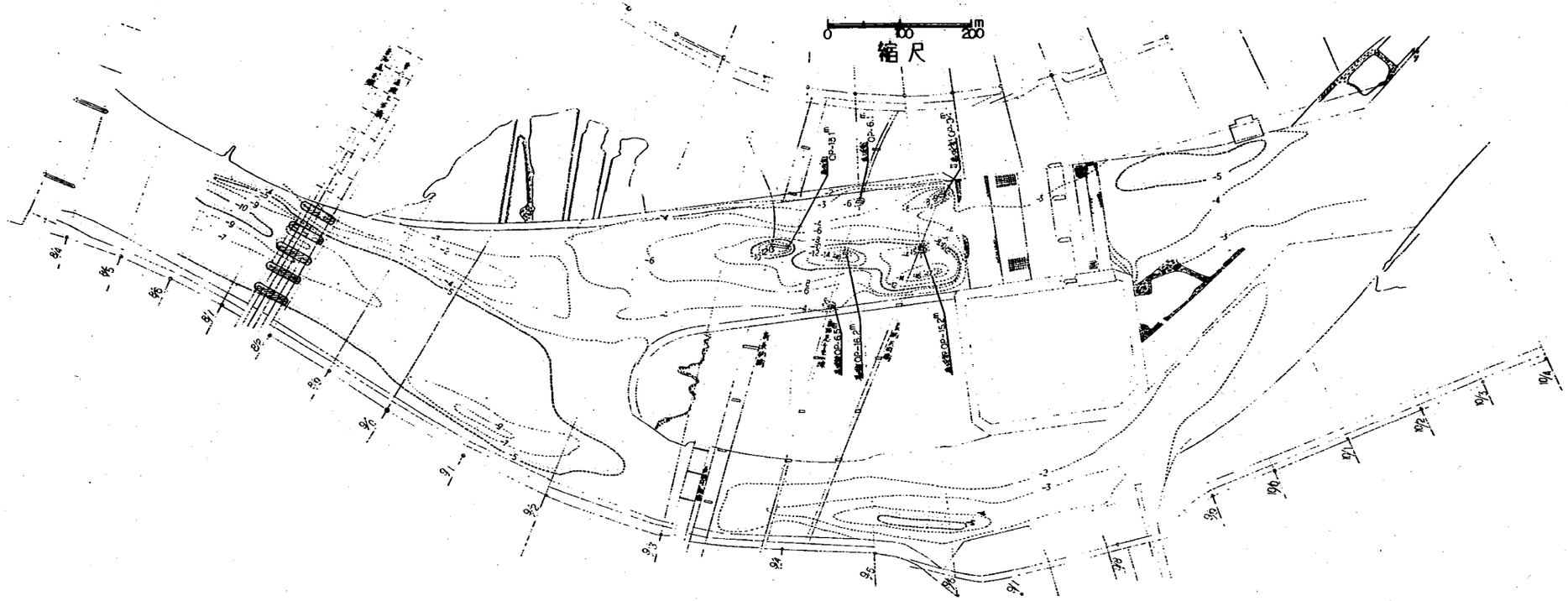
附図－7.2.7　河床横断図（実験No.8）



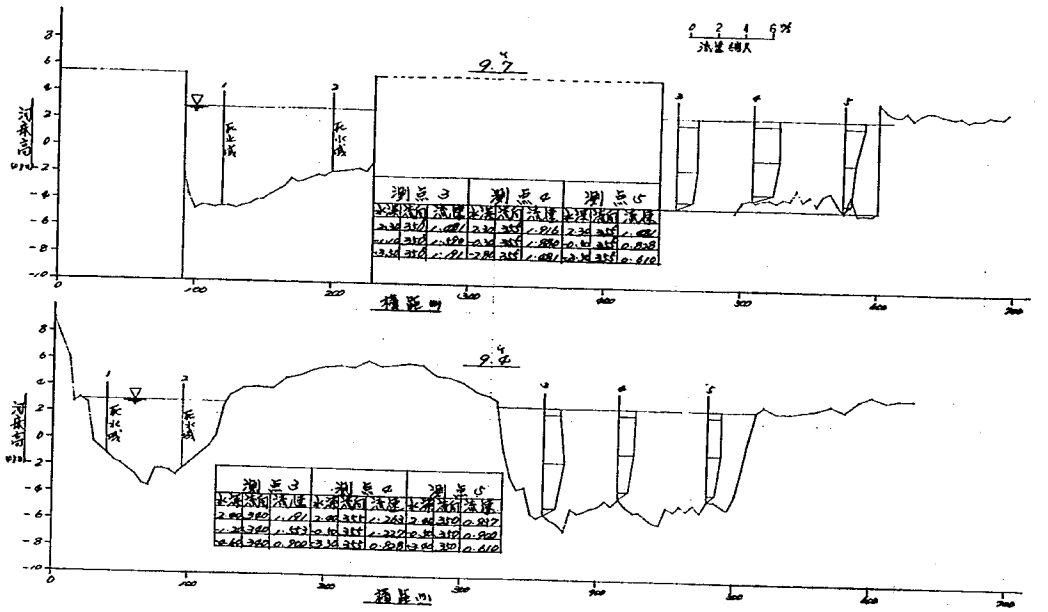
附図－7.2.8　河床横断図（実験No.8）



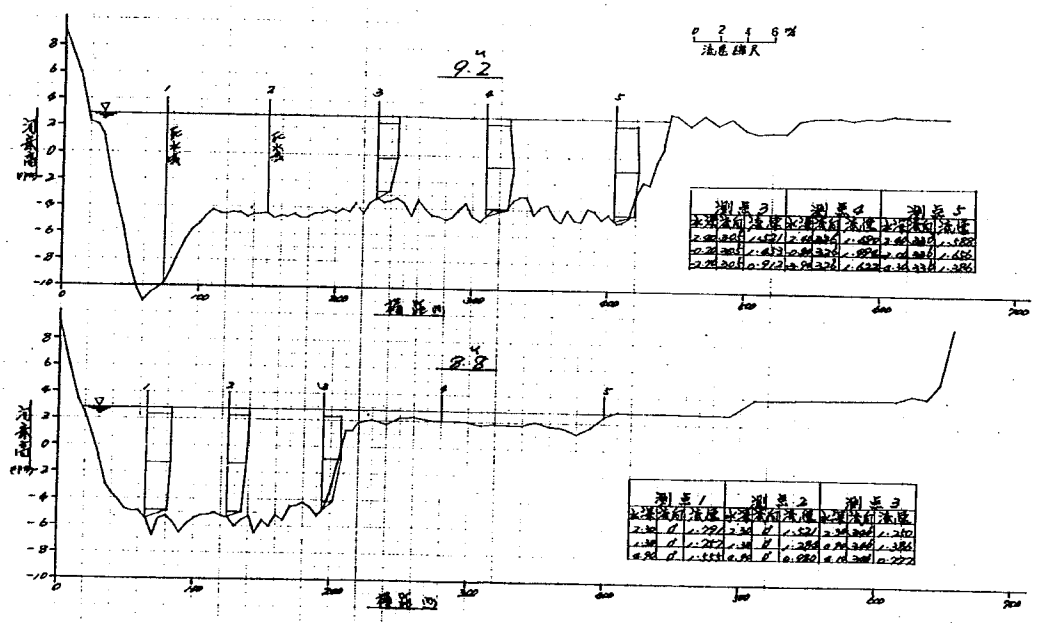
附図－7.2.9　河床横断図（実験No.8）



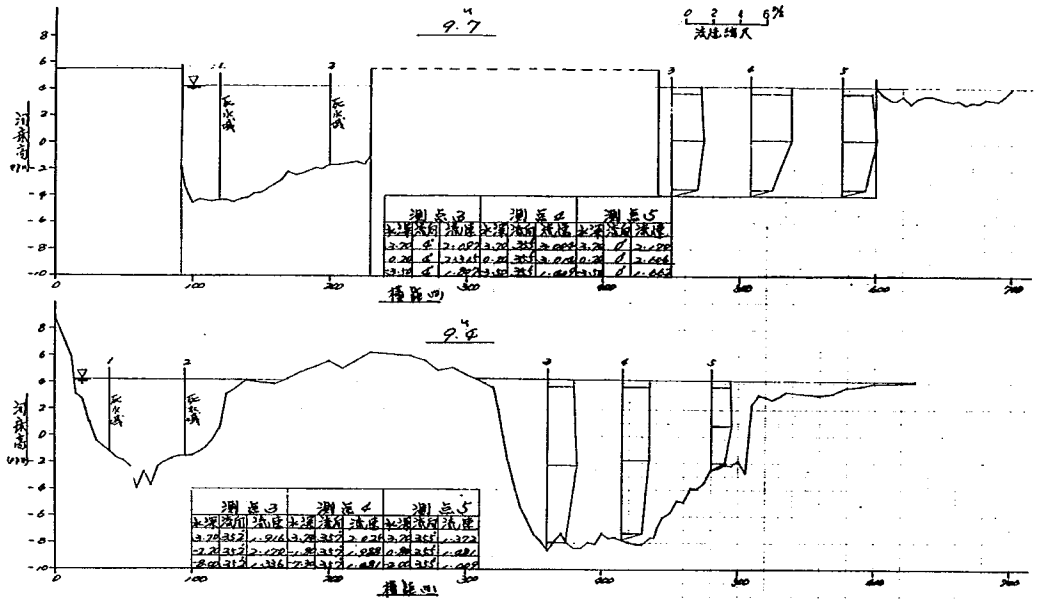
附図－7.2.10　等深線図（実験No.8）



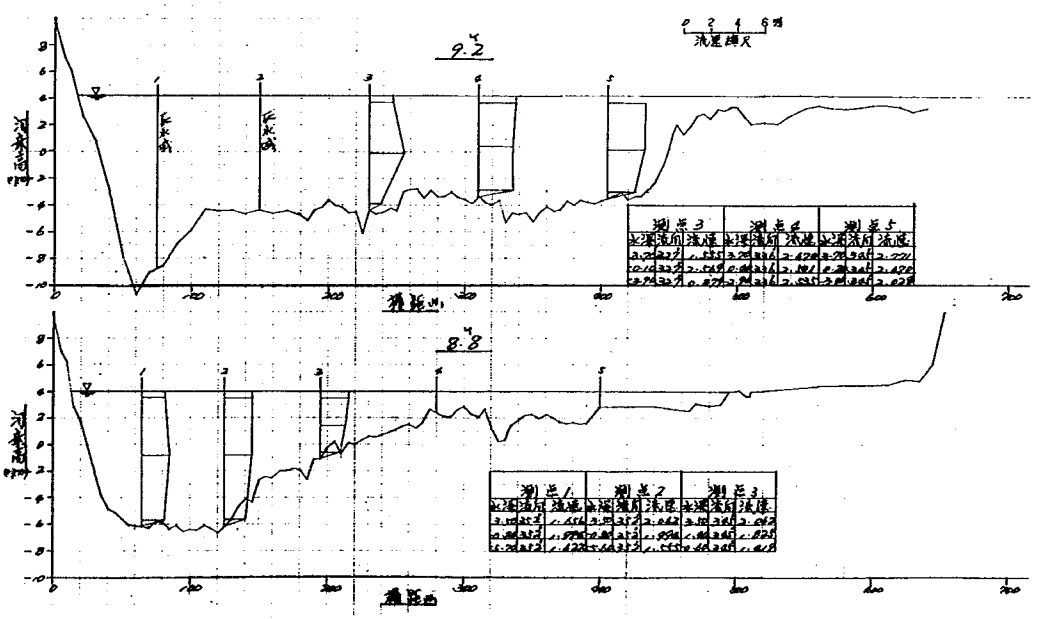
附図－7.3.1　流速分布図（実験№9－1、Q＝2,000㎥／s）



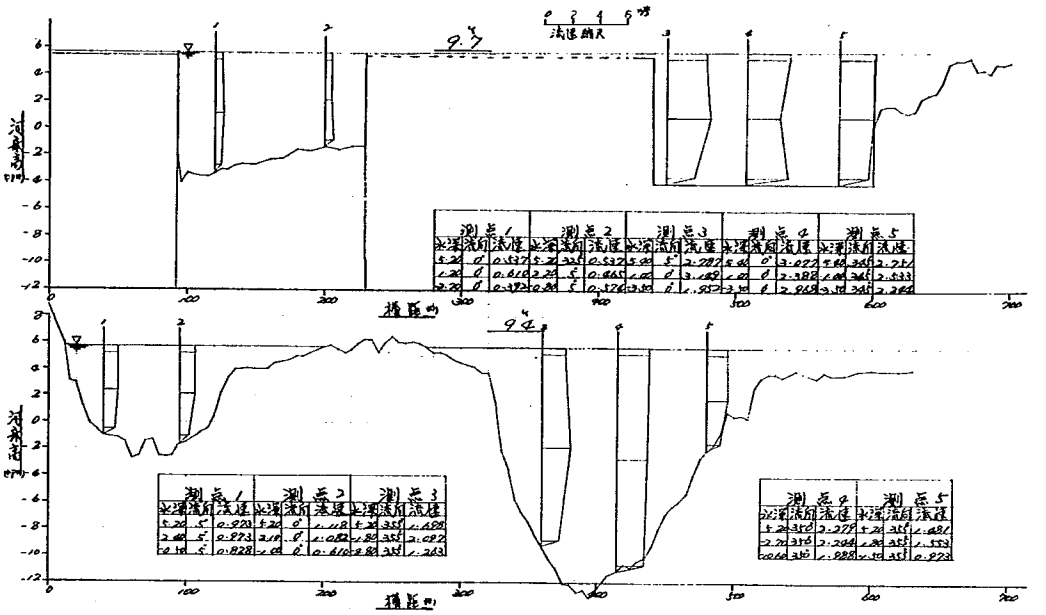
附図－7.3.2　流速分布図（実験№9－1、Q＝2,000㎥／s）



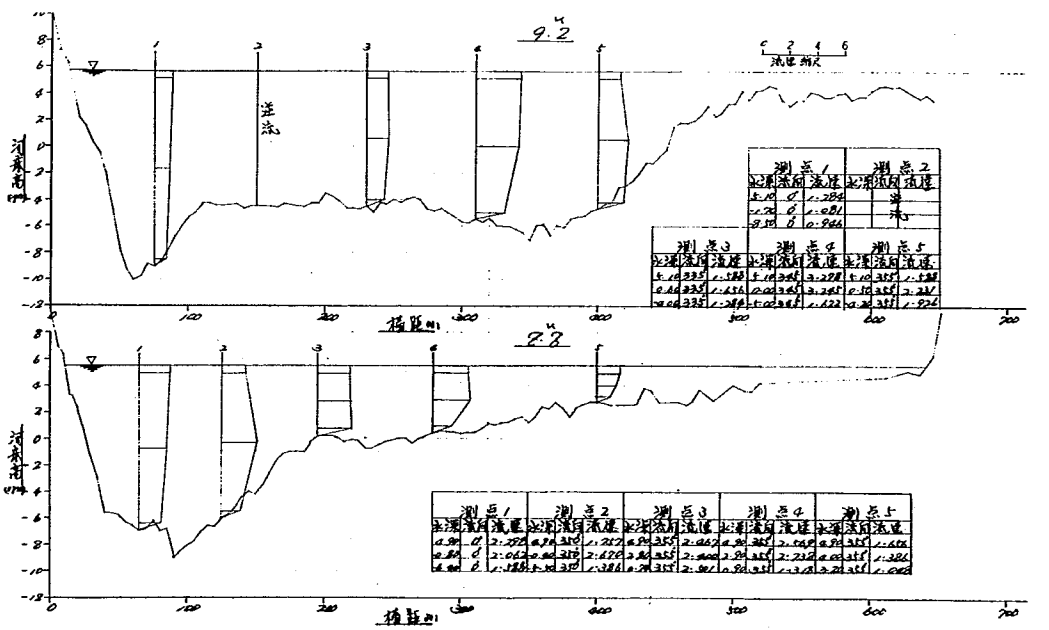
附図－7.3.3　流速分布図（実験№９－２、Q＝4,０００㎥／ｓ）



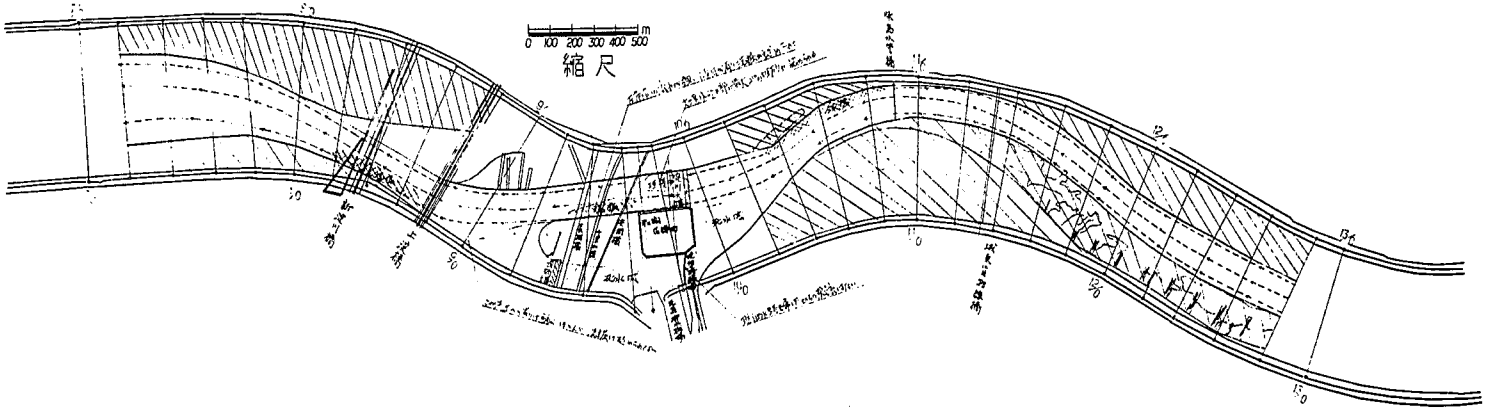
附図－7.3.4　流速分布図（実験№９－２、Q＝4,０００㎥／ｓ）



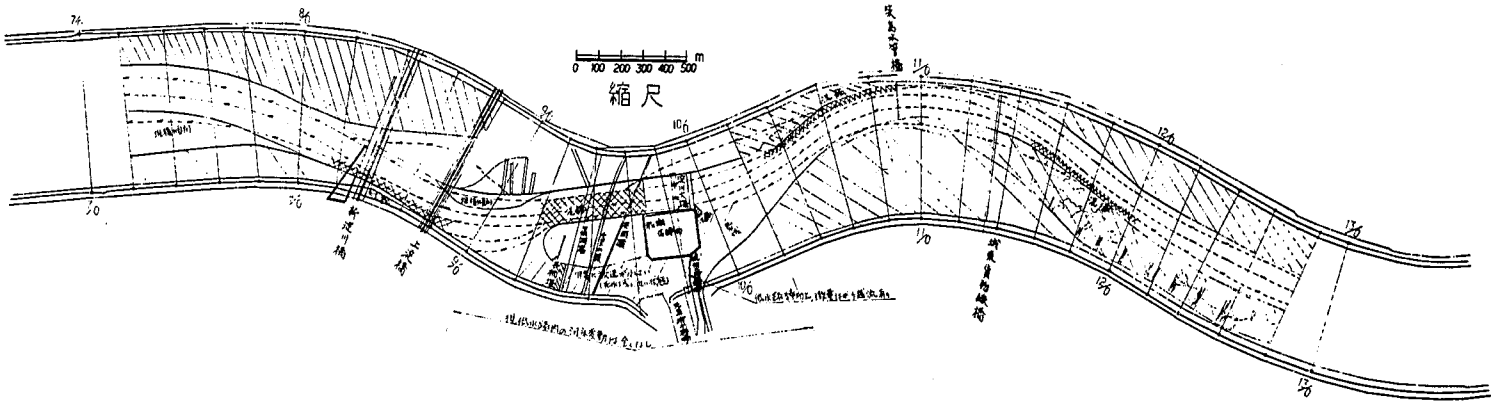
附図－7.3.5　流速分布図（実験No.9－3、Q＝7,000m³／s）



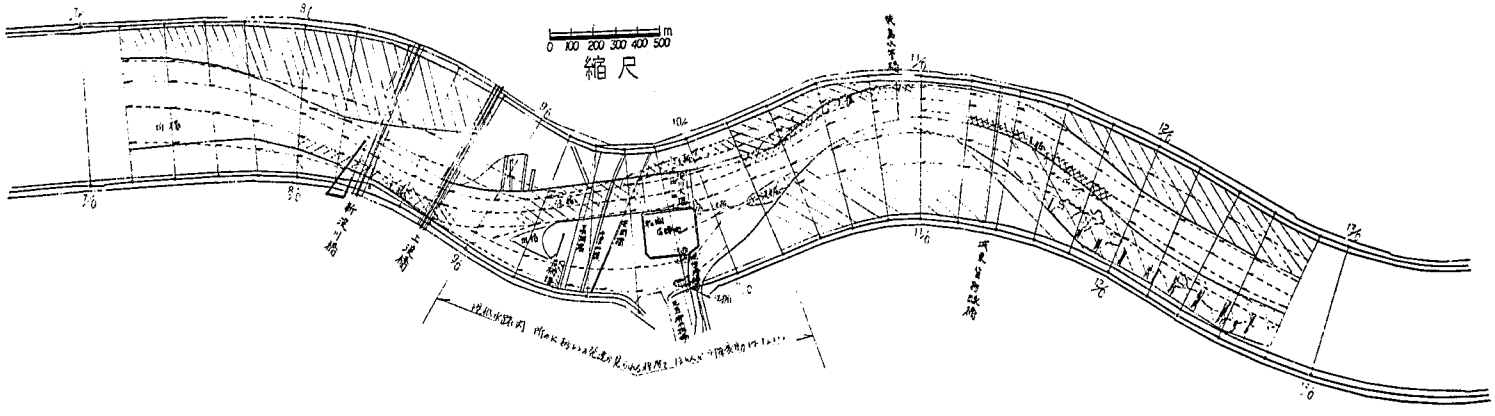
附図－7.3.6　流速分布図（実験No.9－3、Q＝7,000m³／s）



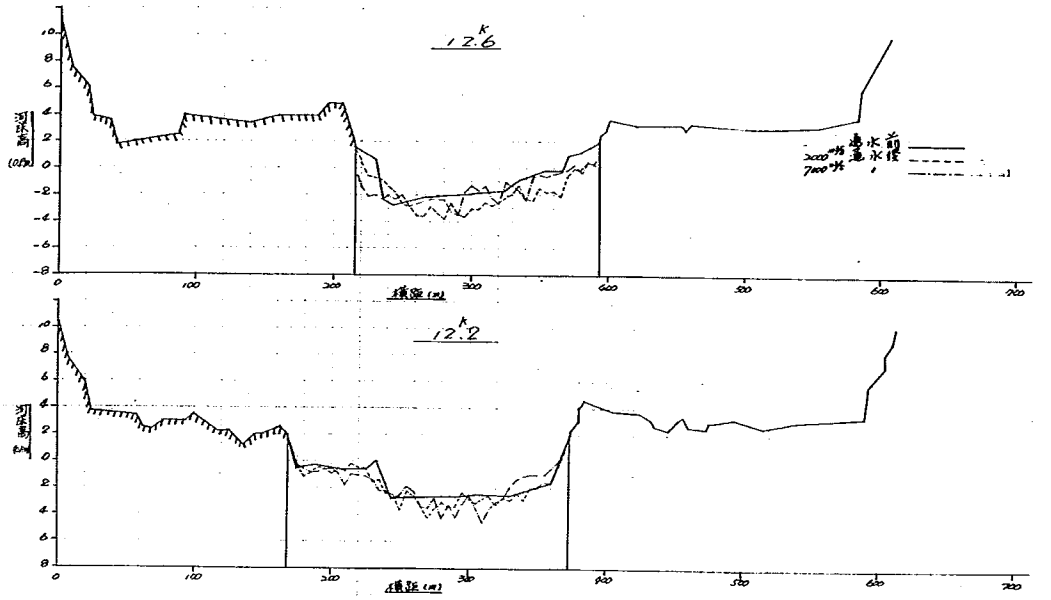
附図－7.3.7　流況図（実験№9－1、Q＝2,000m³／s）



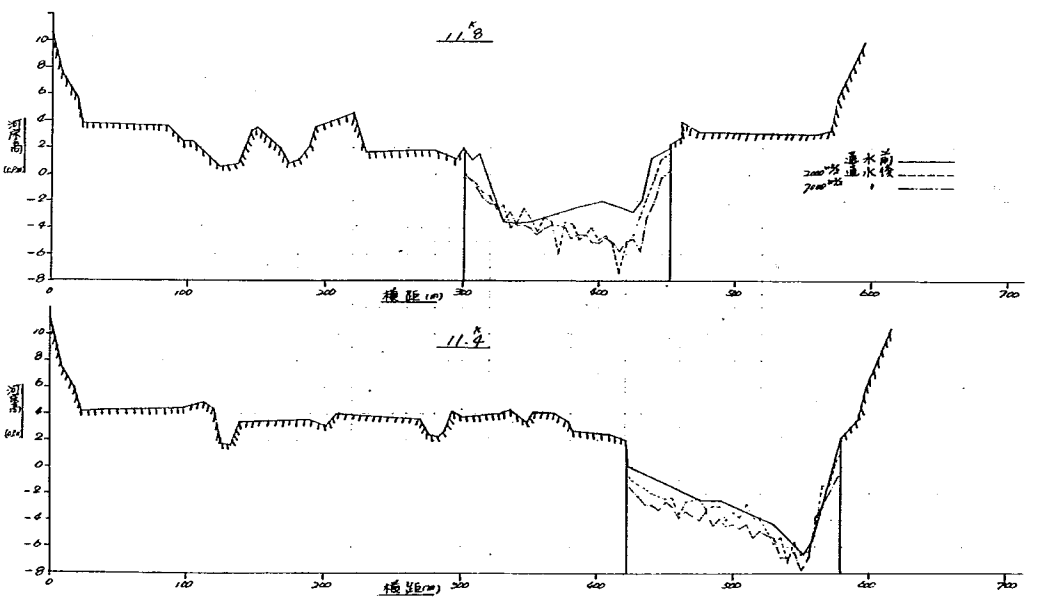
附図－7.3.8　流況図（実験No.9－2、Q＝4,000㎥／s）



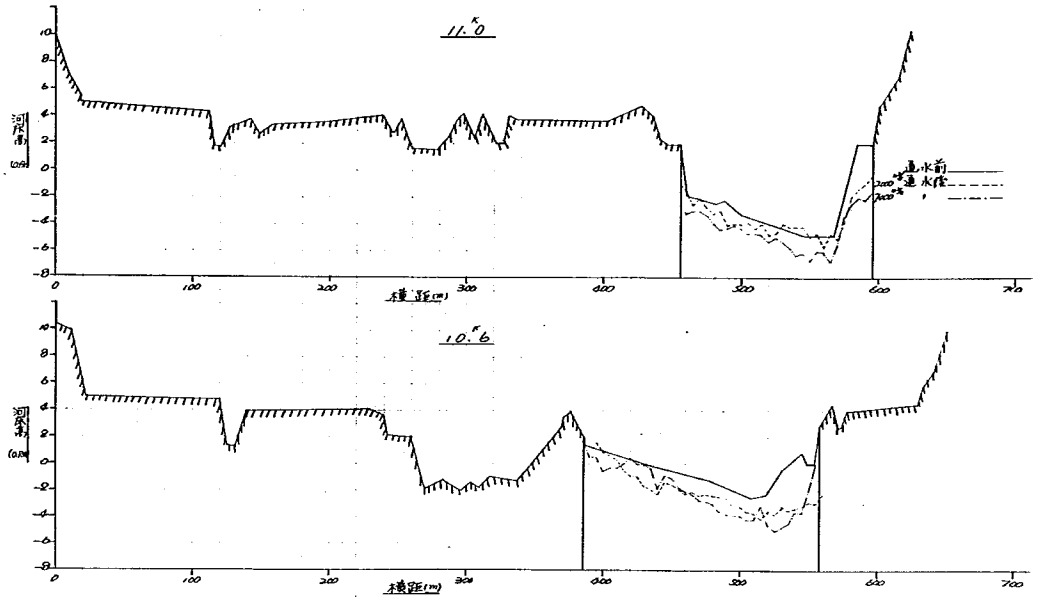
附図－7.3.9　流況図（実験No.9－3、Q＝7,000㎥／s）



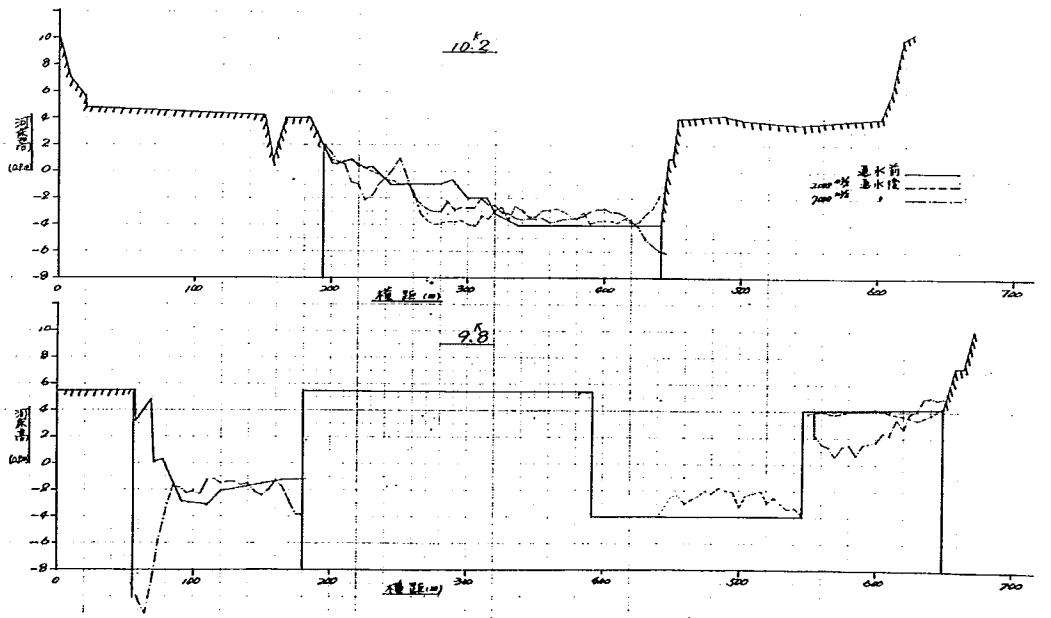
附図－7.3.10　河床横断図（実験No.9）



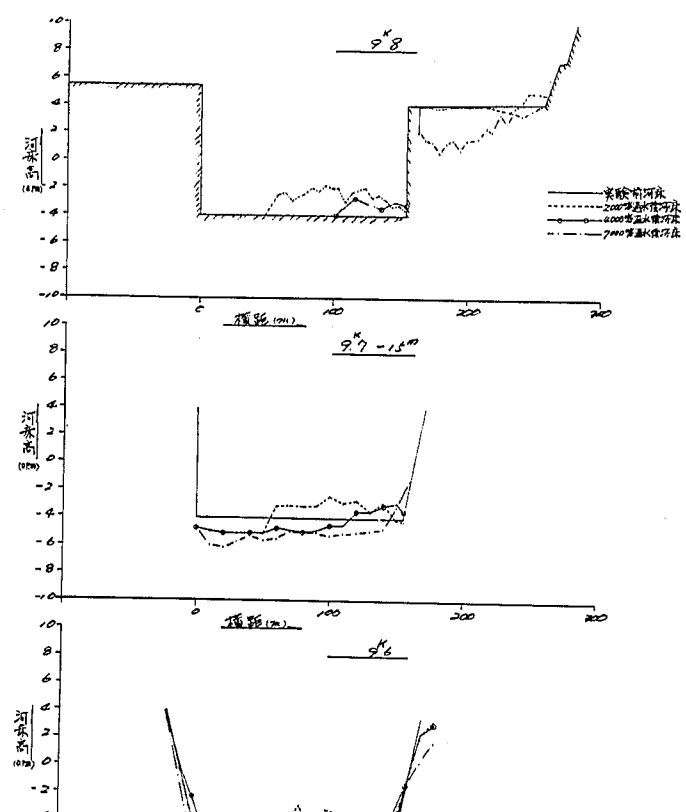
附図－7.3.11　河床横断図（実験No.9）



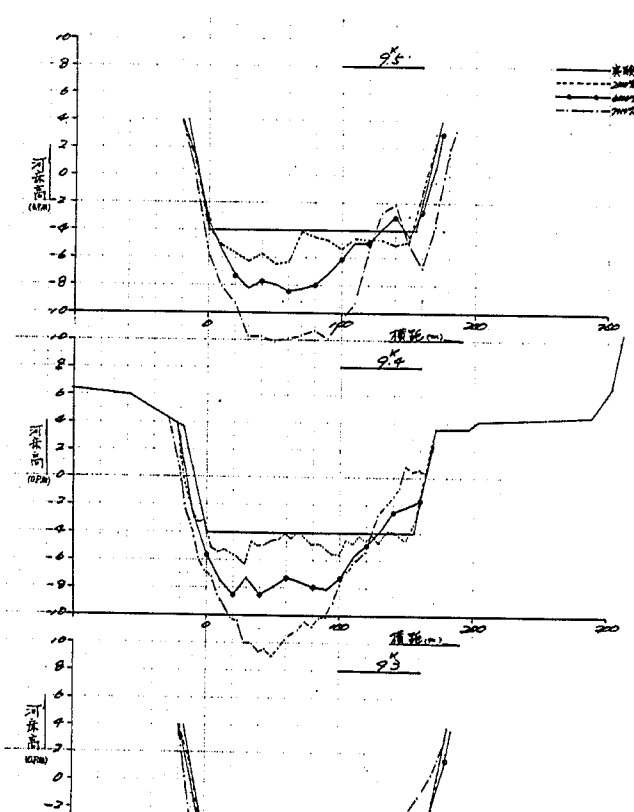
附図－ 7.3.1 2　河床横断図（実験No 9 ）



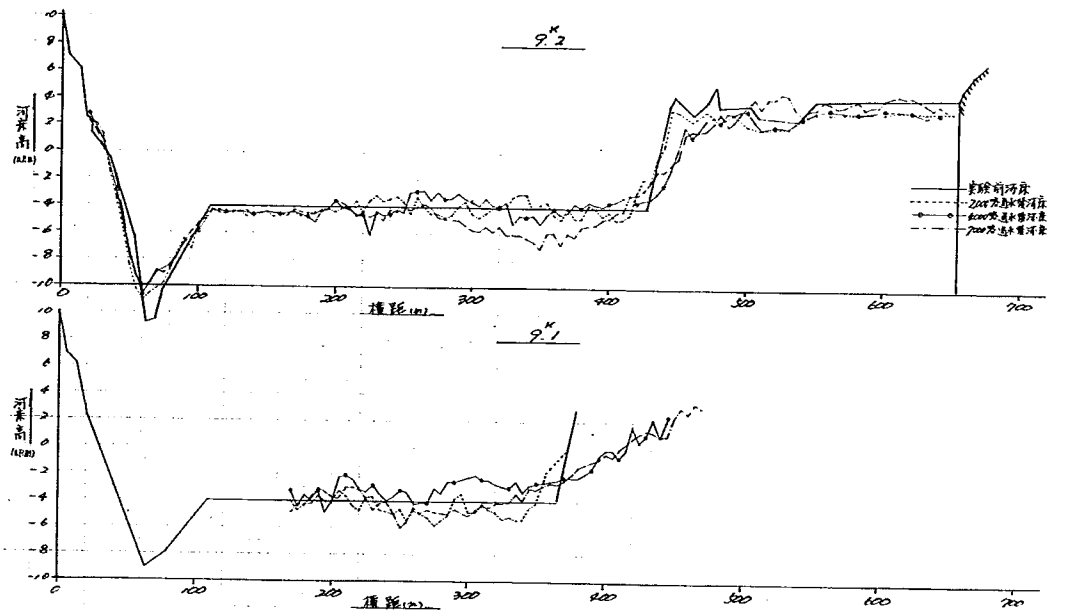
附図－ 7.3.1 3　河床横断図（実験No 9 ）



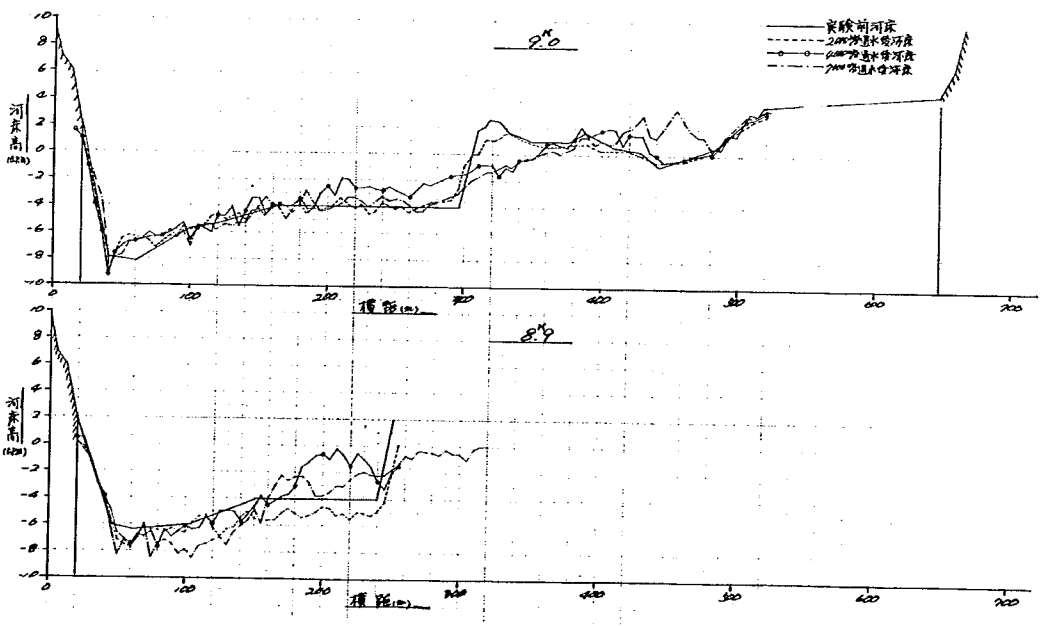
附図－7.3.14　河床横断図（実験No.9）



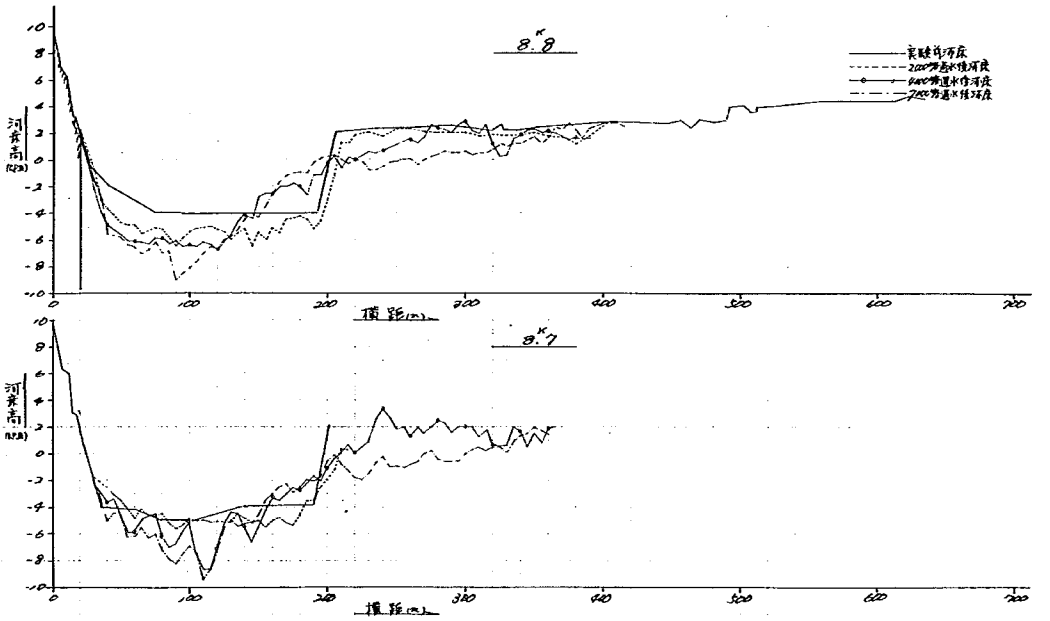
附図－7.3.15　河床横断図（実験No.9）



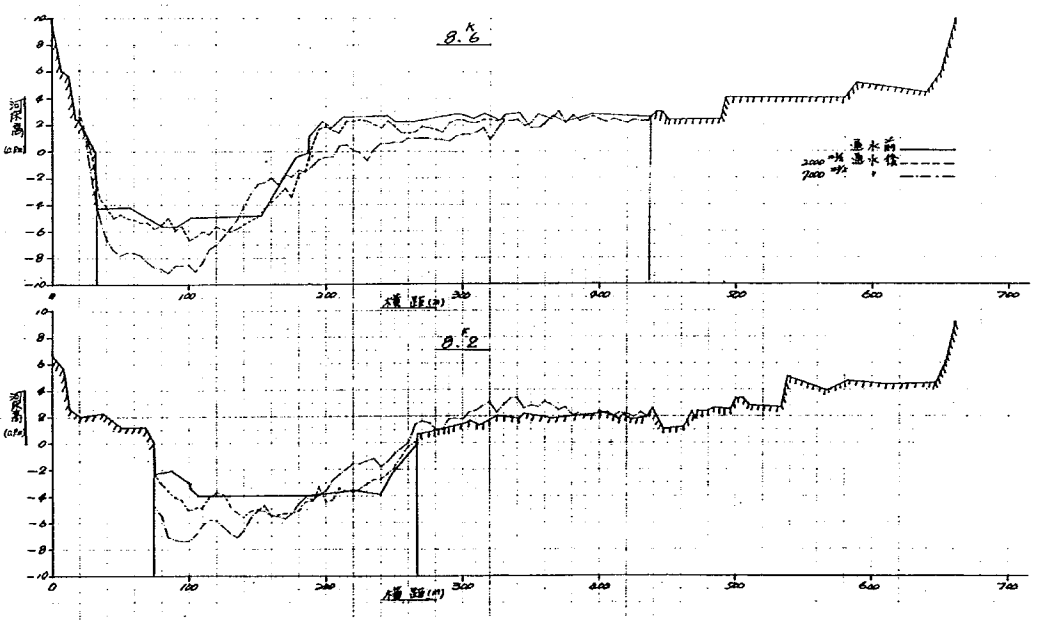
附図－7.3.16　河床横断図（実験No.9）



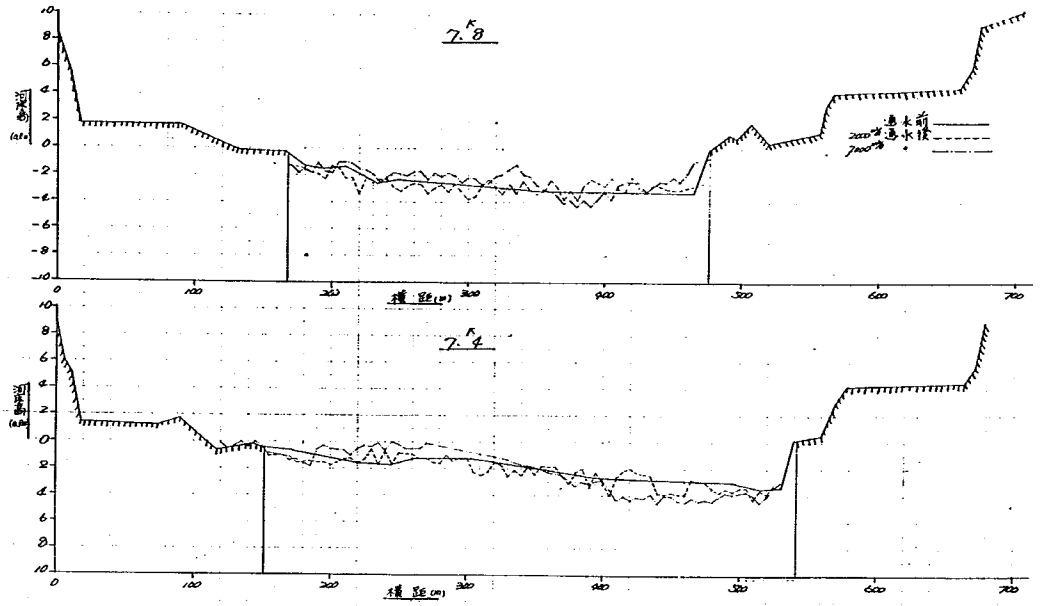
附図－7.3.17　河床横断図（実験No.9）



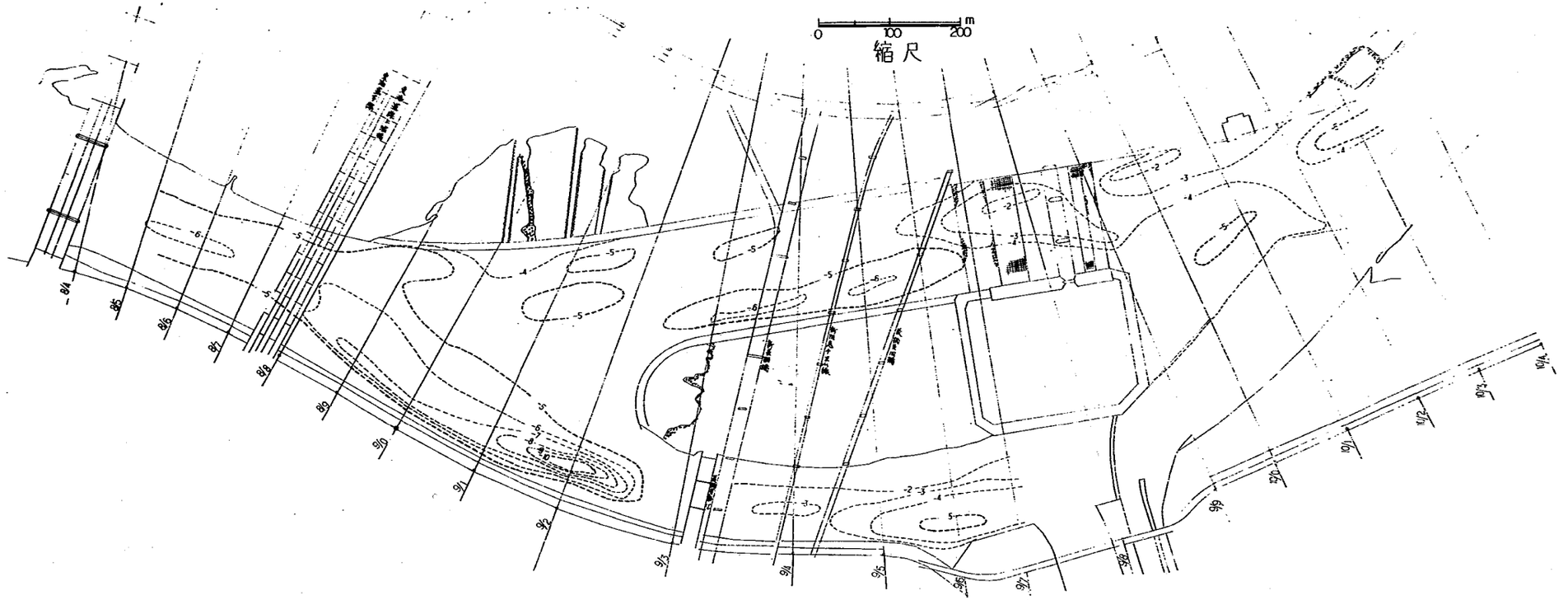
附図－ 7.3.1 8　河床横断図（実験No. 9 ）



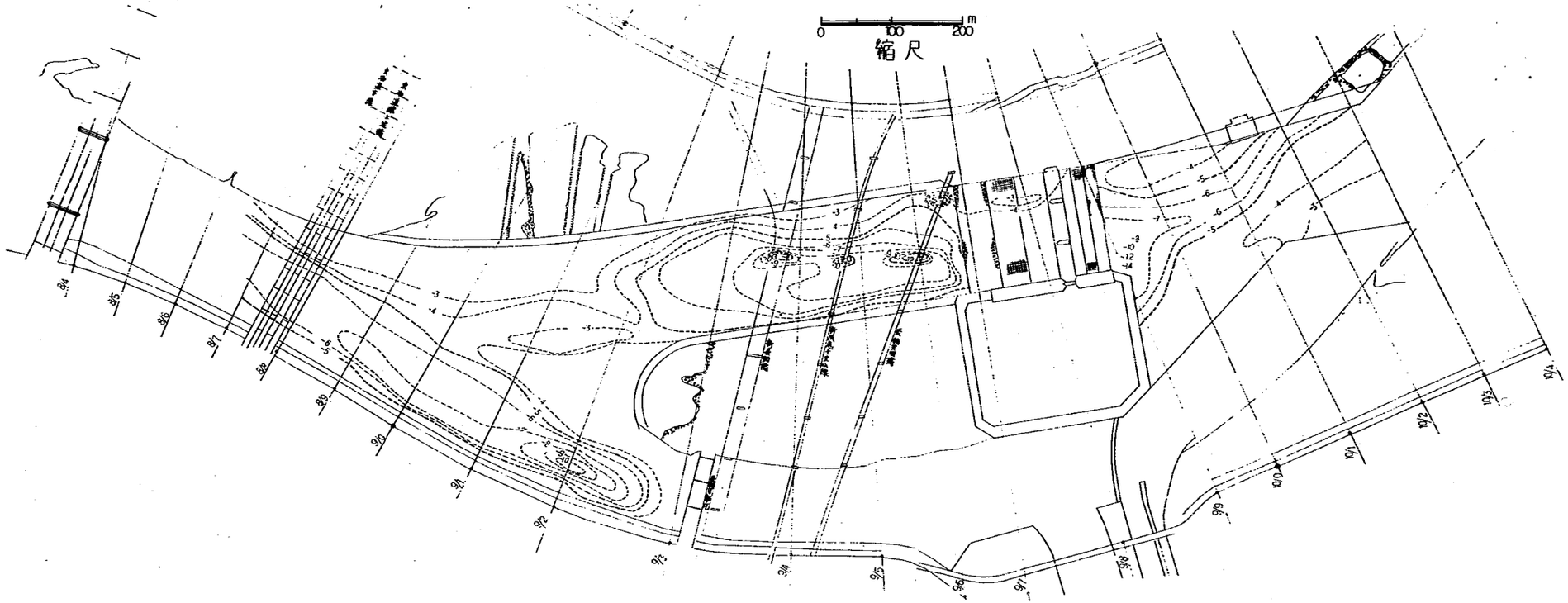
附図－ 7.3.1 9　河床横断図（実験No. 9 ）



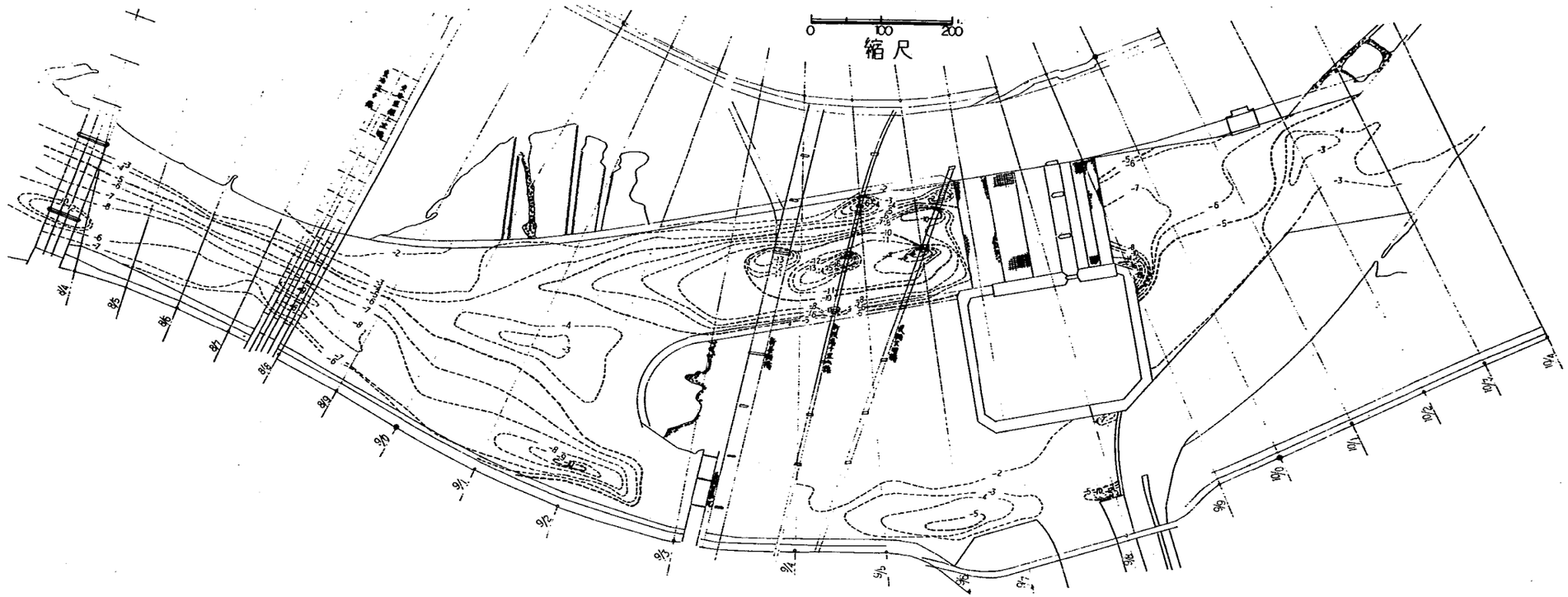
附図－ 7.3.2 0　河床横断図（実験№ 9 ）



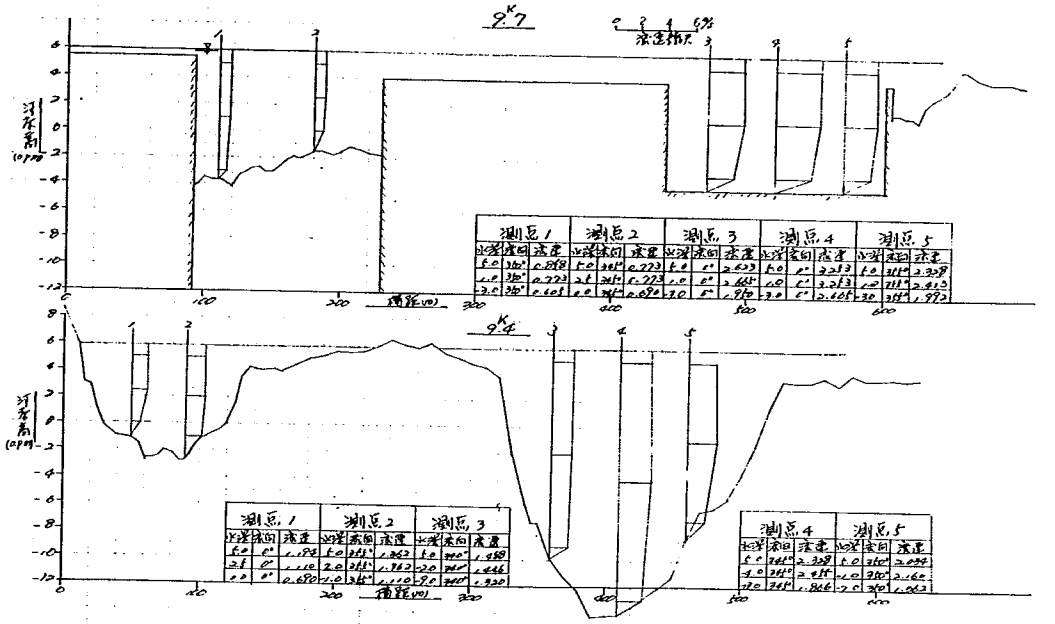
附図－7.3.21　等深線図（実験No.9－1，Q＝2,000m³／s）



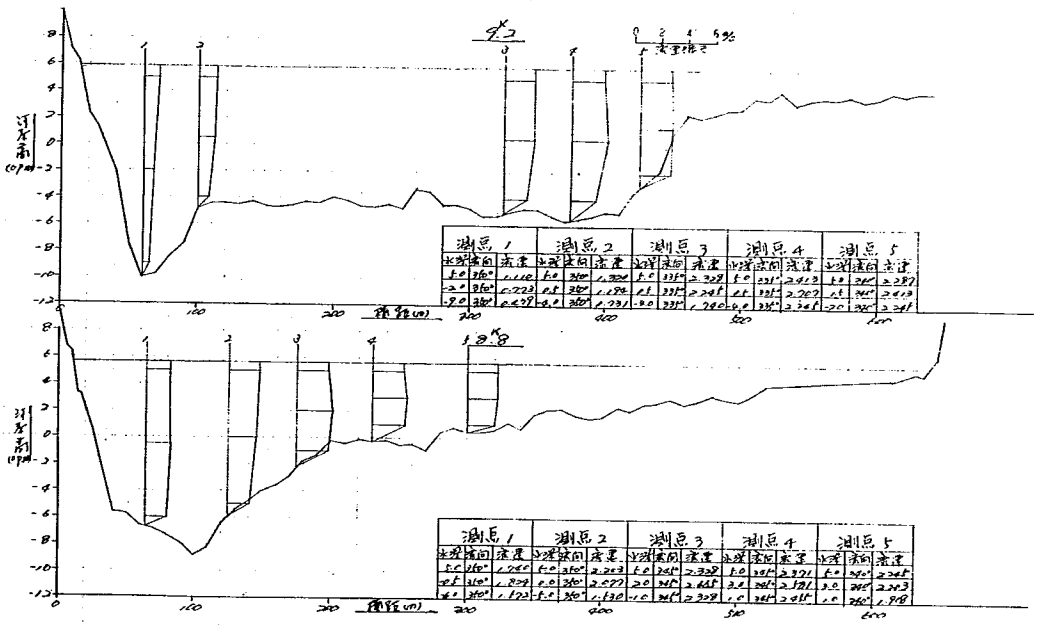
附図－7.3.2 2　等 深 線 図（実験No. 9-2, Q＝4,000㎥／s）



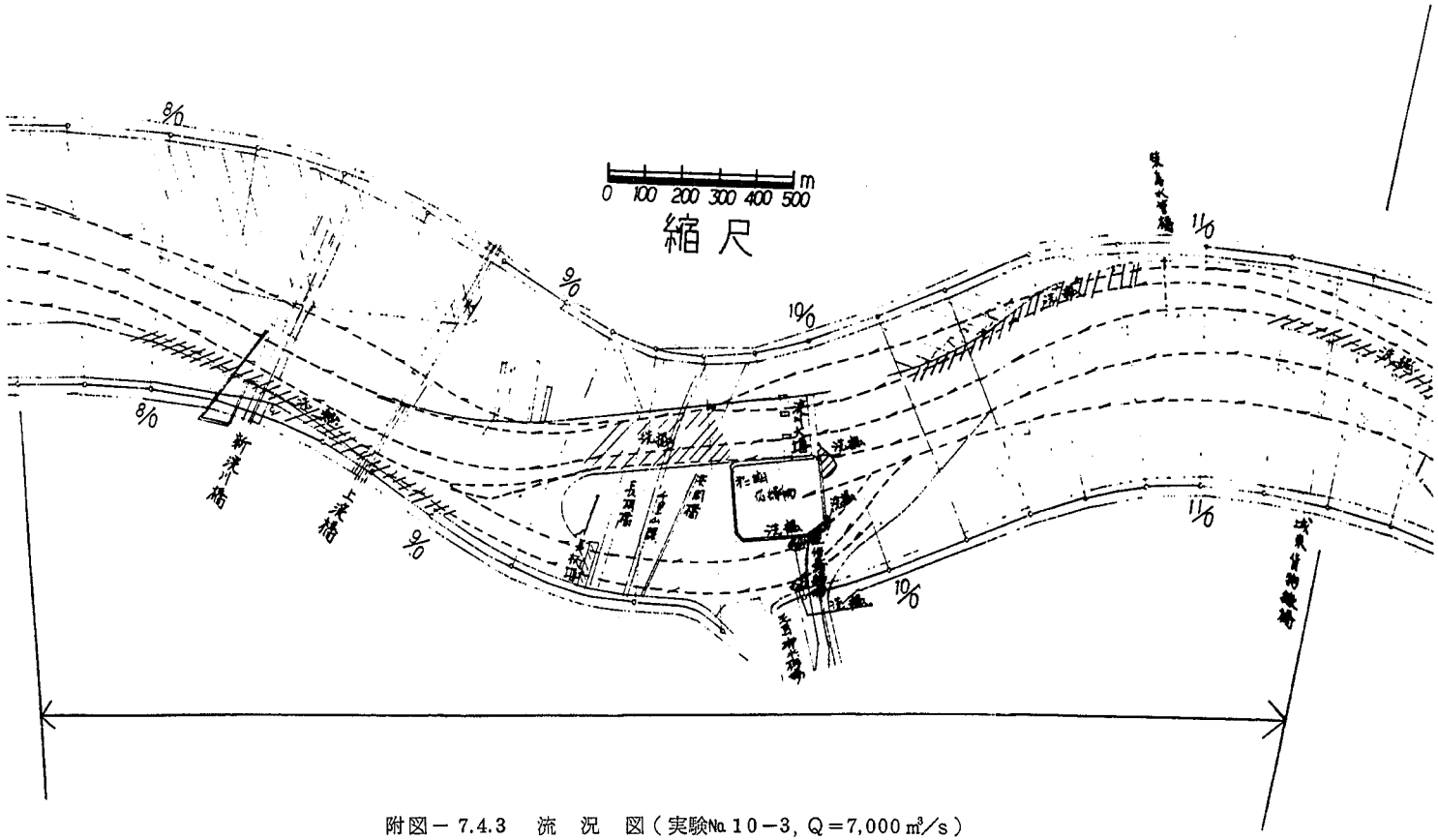
附図－7.3.23　等深線図（実験№9−3，Q＝7,000㎥／s）



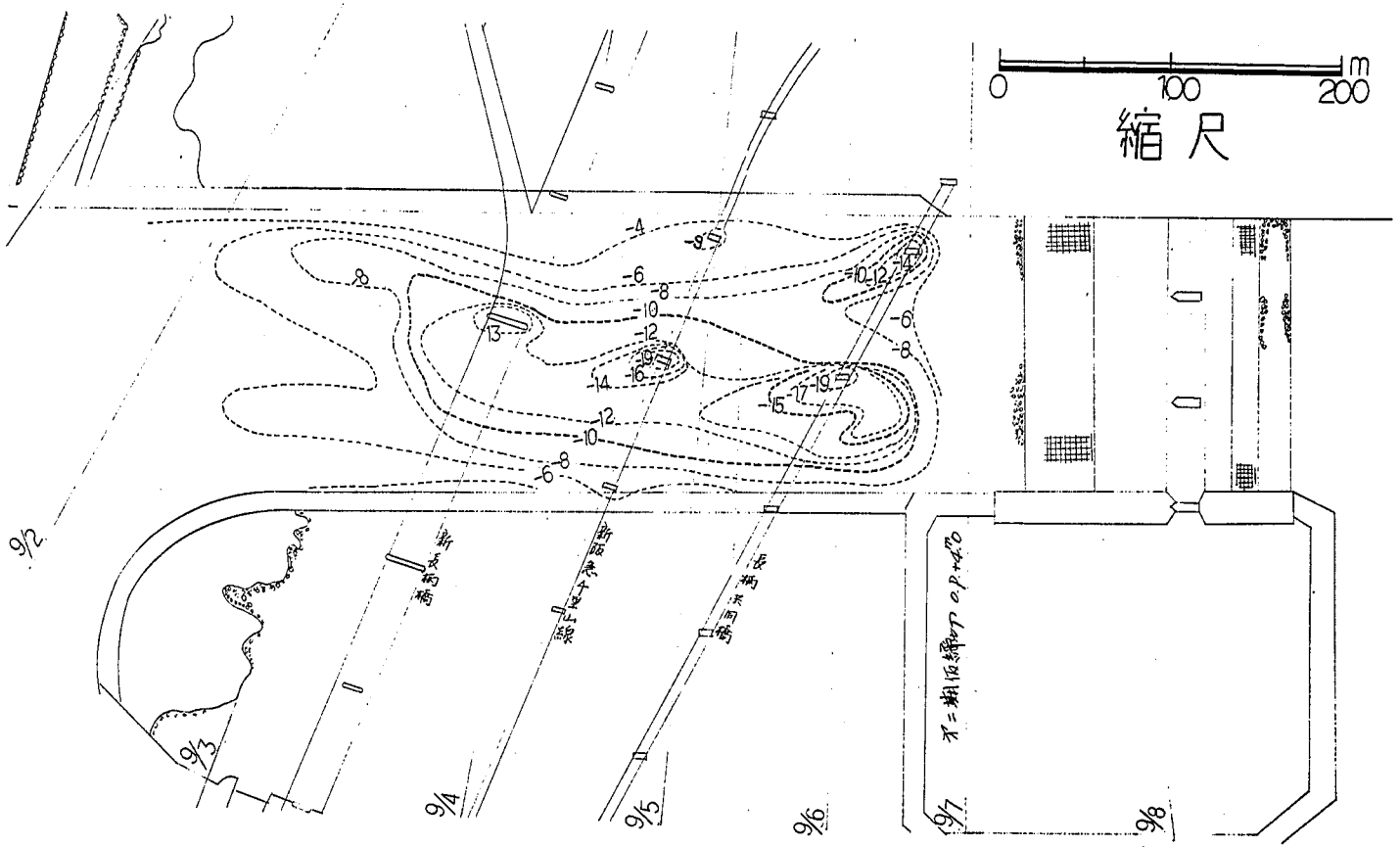
附図－ 7.4.1　流速分布図（実験№10－3, Q＝7,000 m³/s ）



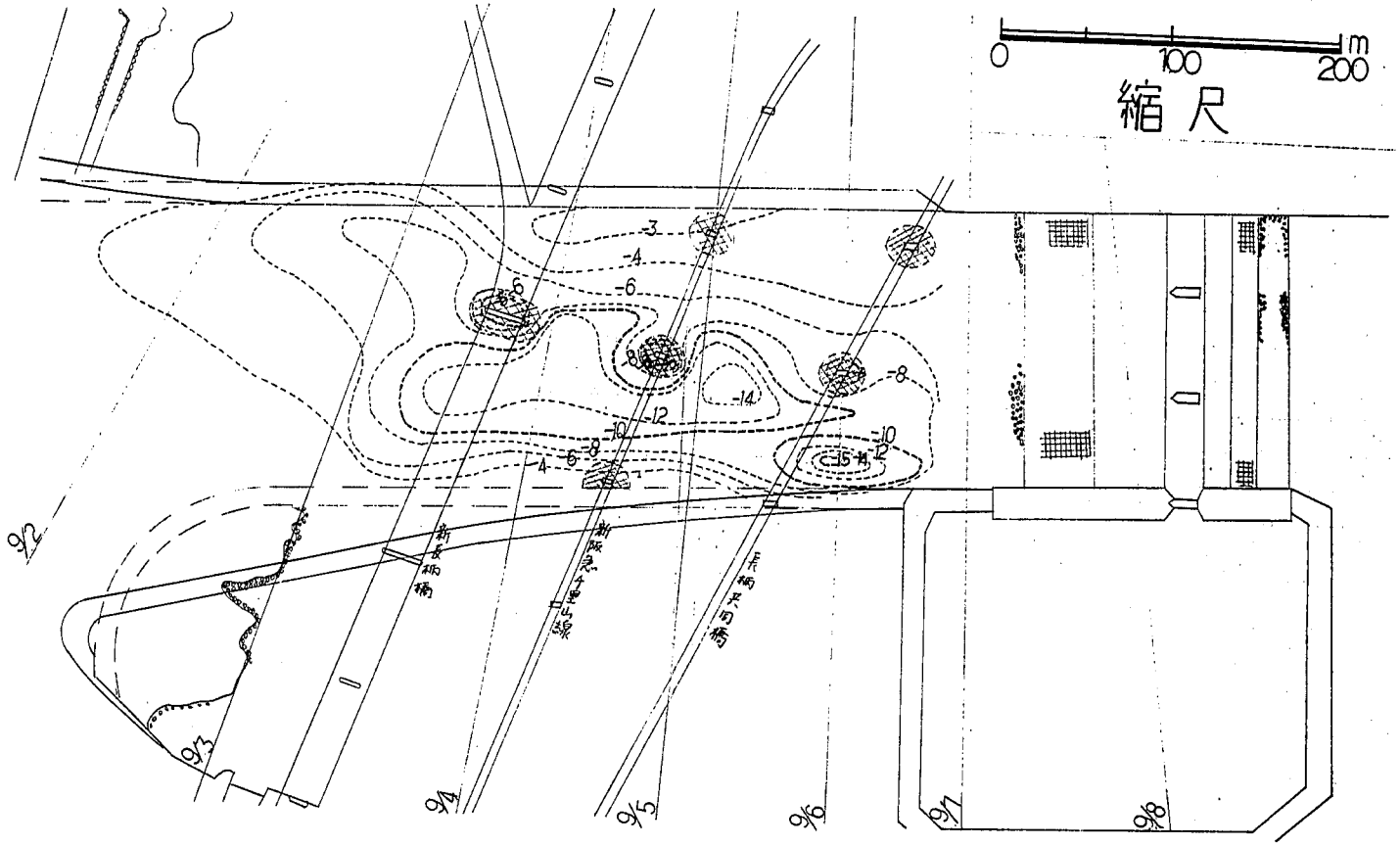
附図－ 7.4.2　流速分布図（実験№10－3, Q＝7,000 m³/s ）



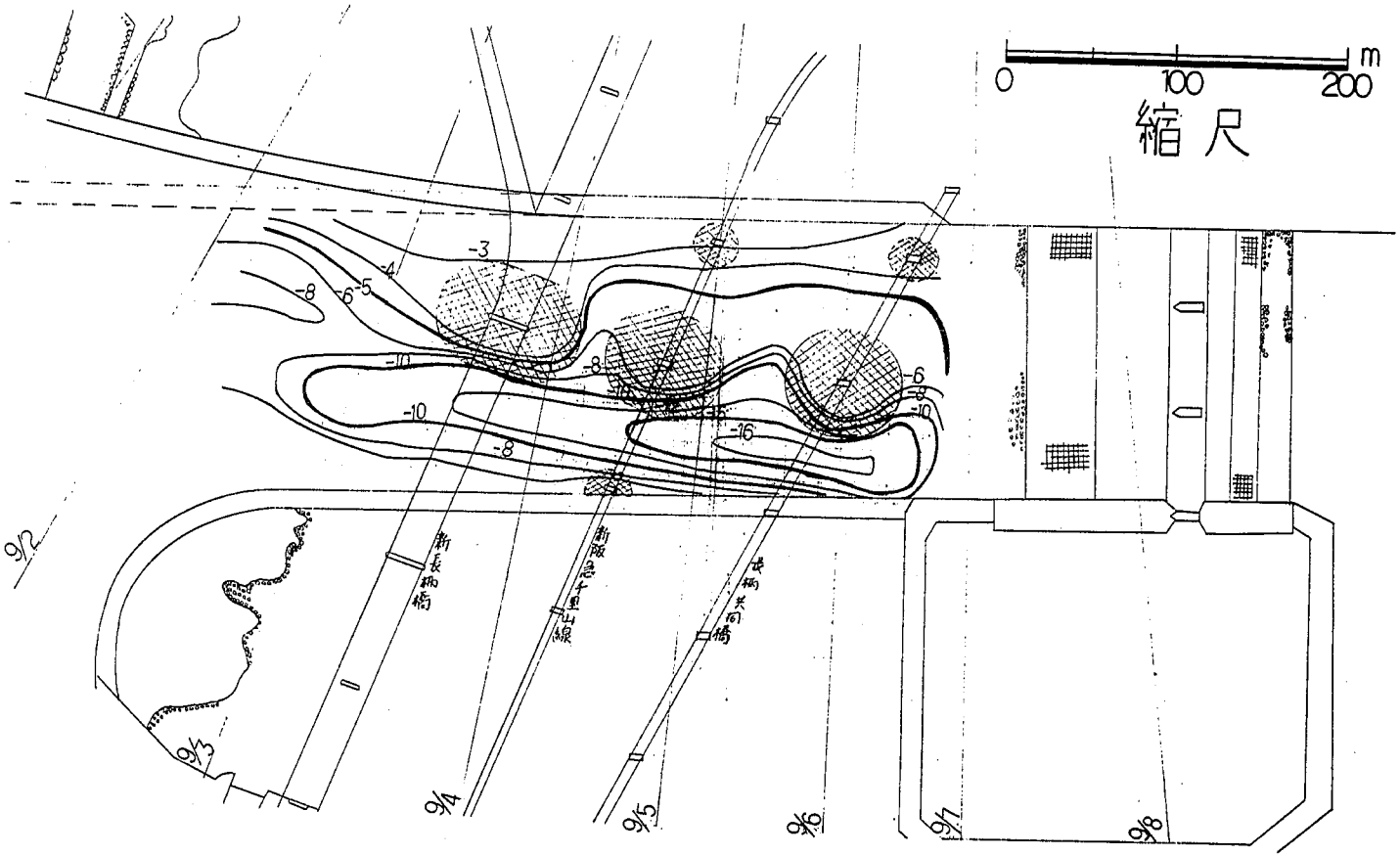
附図－ 7.4.3　流　況　図（実験№10－3, Q＝7,000 m³/s）



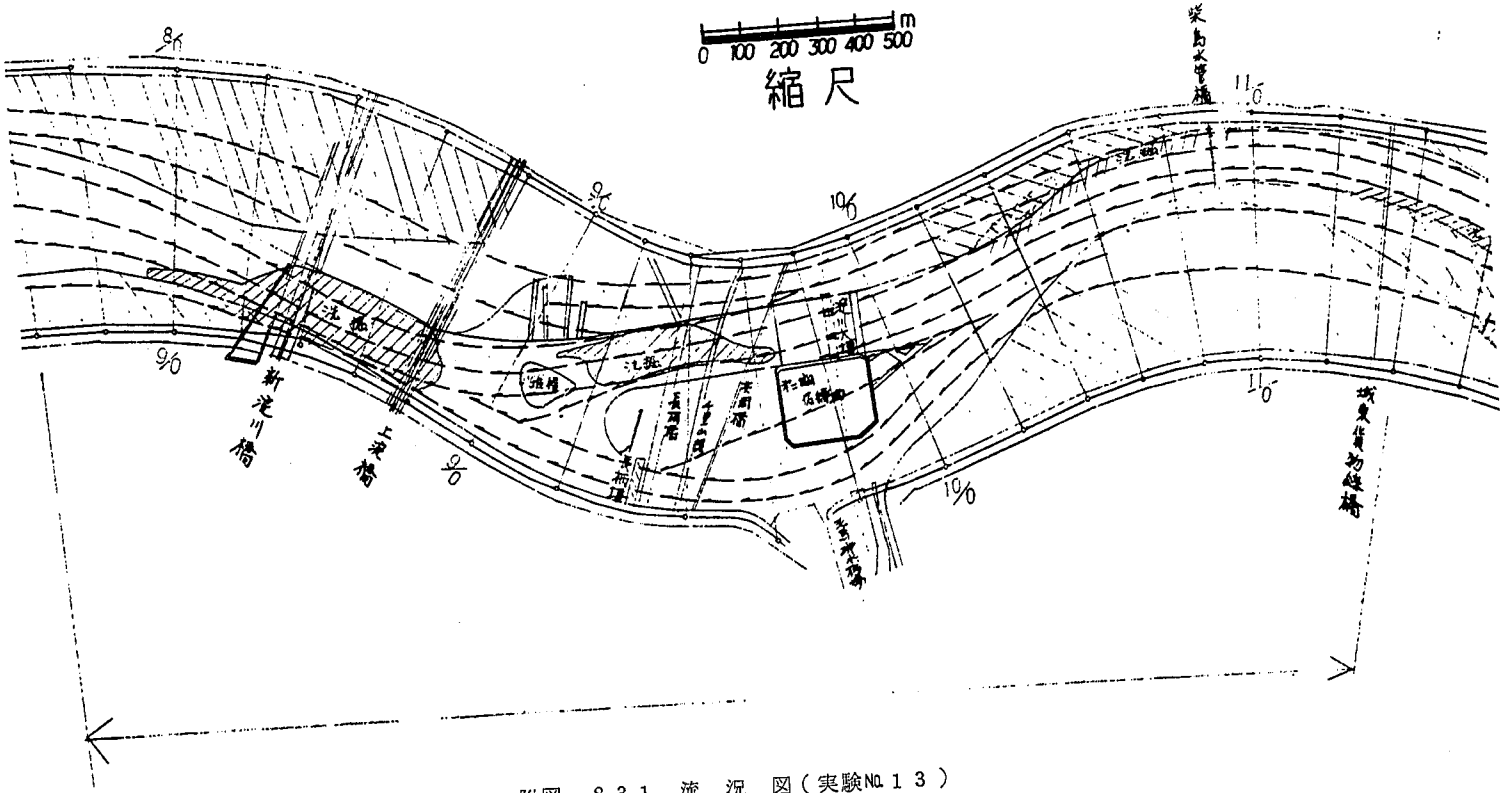
附図－ 7.4.4　等 深 線 図（実験№ 10－3, Q＝7,000 m³/s）



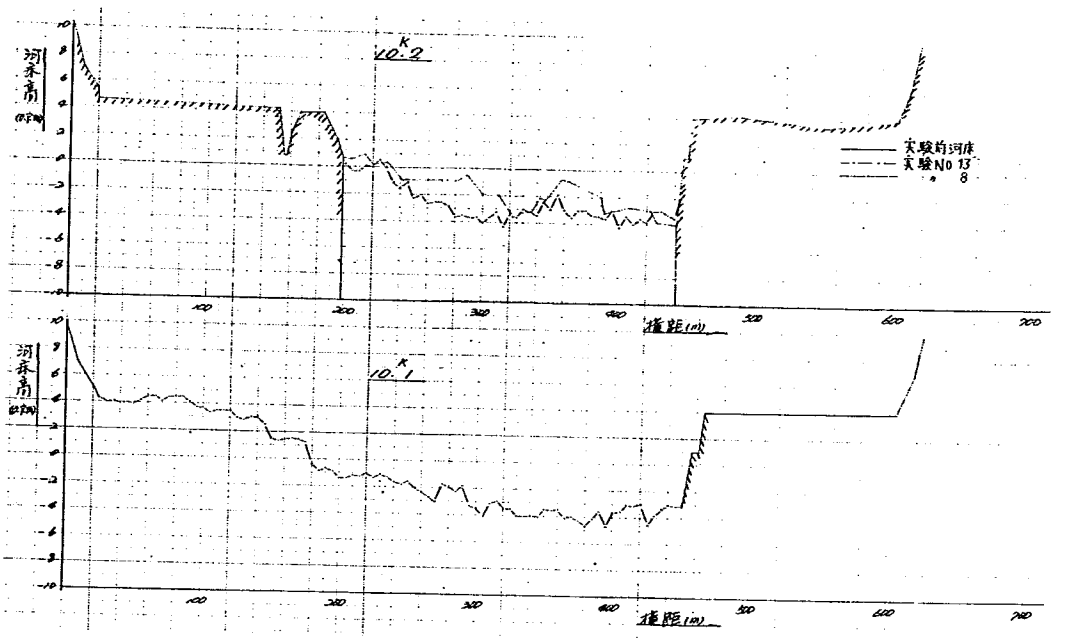
附図－8.1.1　等深線図（実験№11）



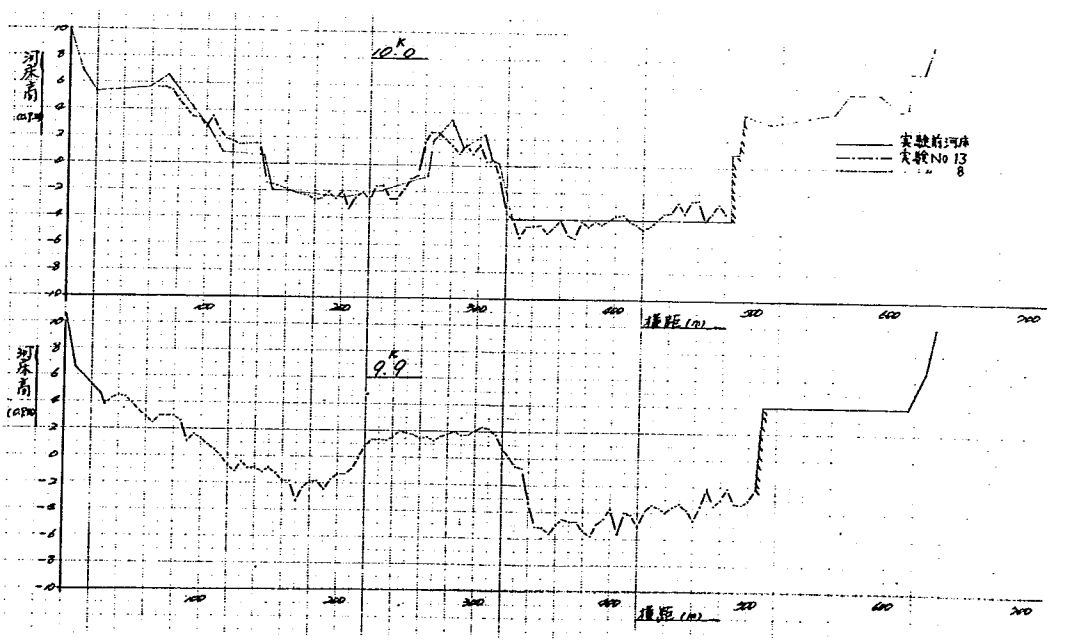
附図－8.2.1　等深線図（実験№12）



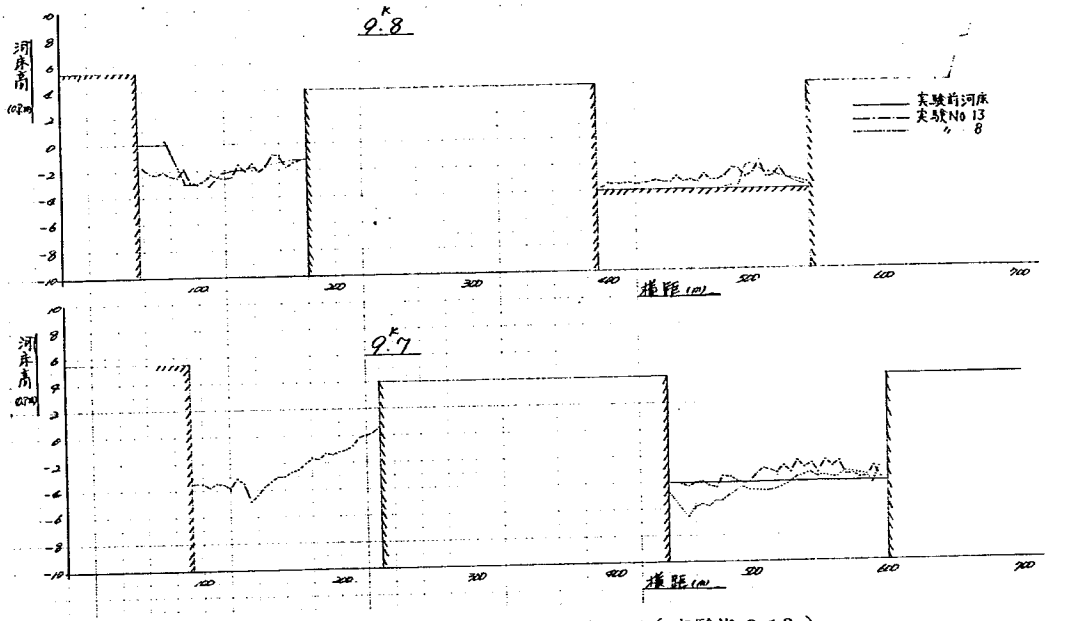
附図－8.3.1　流　況　図（実験No.１３）



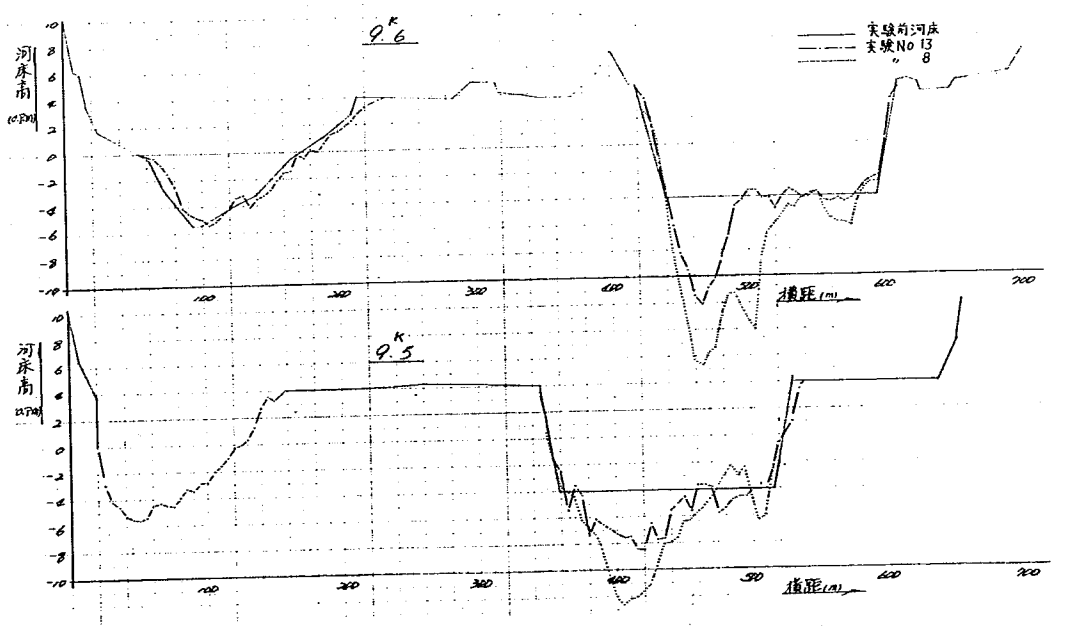
附図－8.3.2　河床横断面比較図（実験No 8,13）



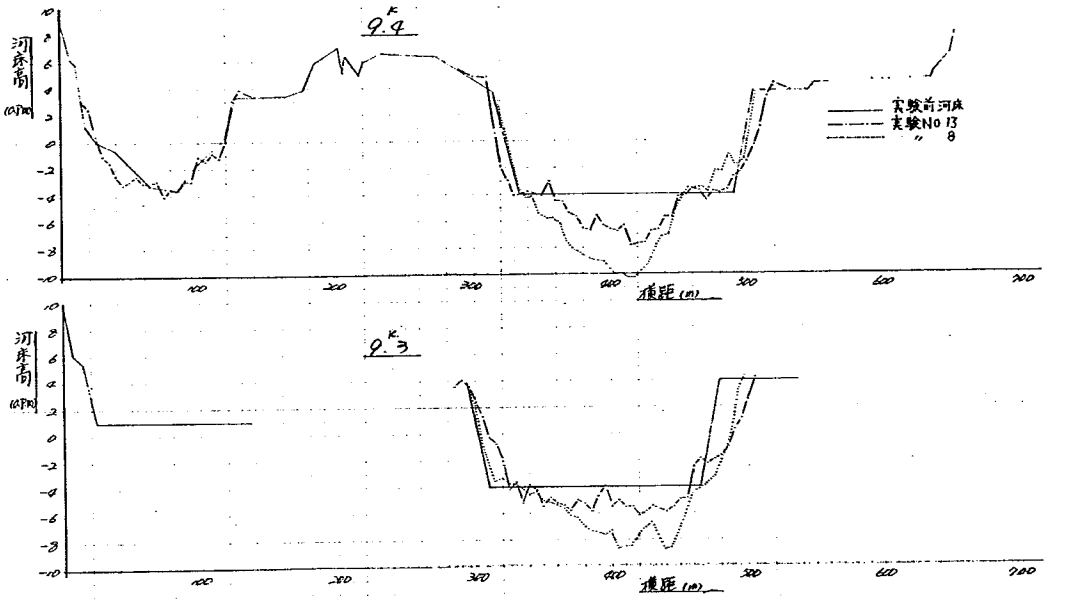
附図－8.3.3　河床横断面比較図（実験No 8,13）



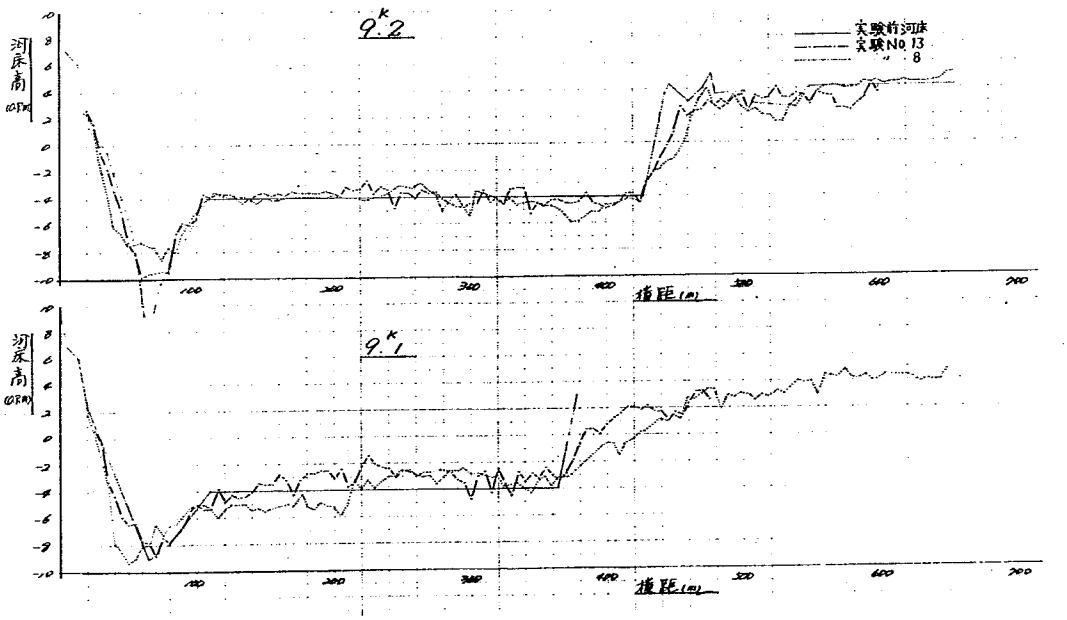
附図－8.3.4　河床横断面比較図（実験No.8,13）



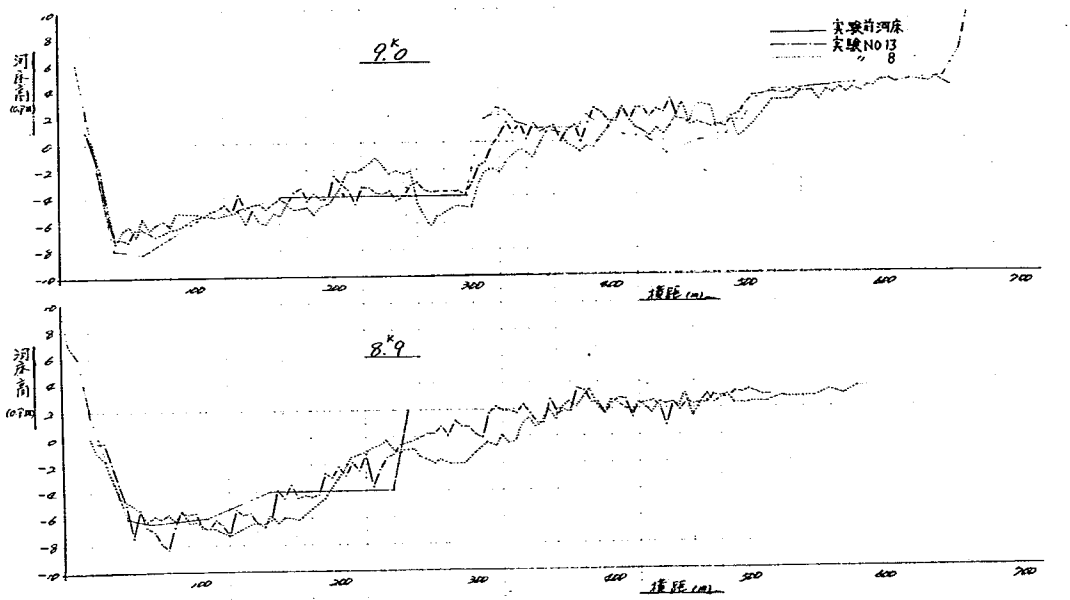
附図－8.3.5　河床横断面比較図（実験No.8,13）



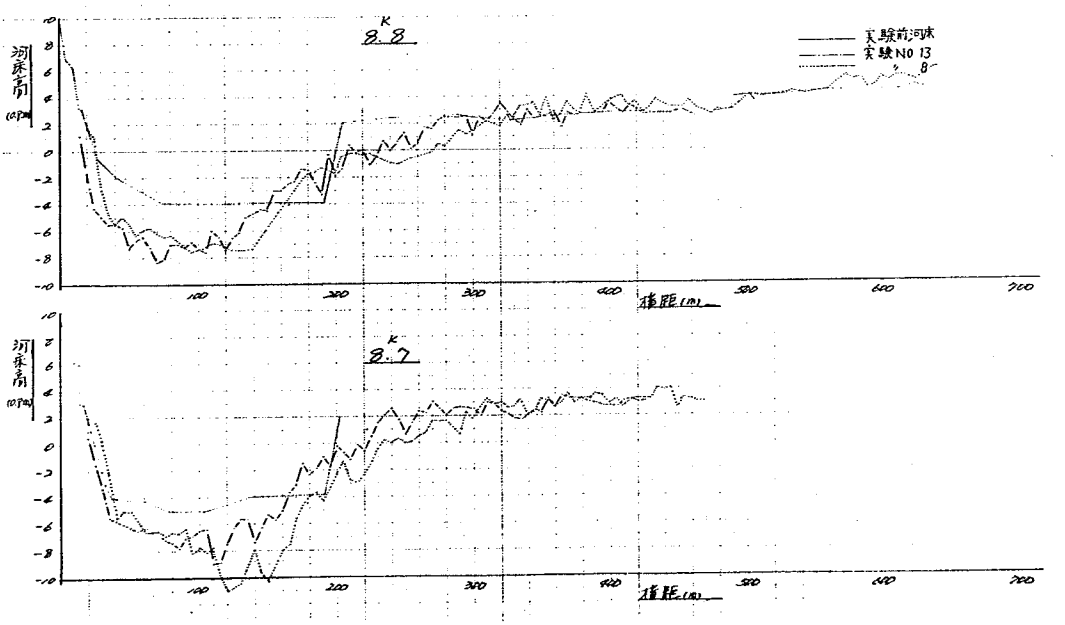
附図－8.3.6　河床横断面比較図（実験No 8,13）



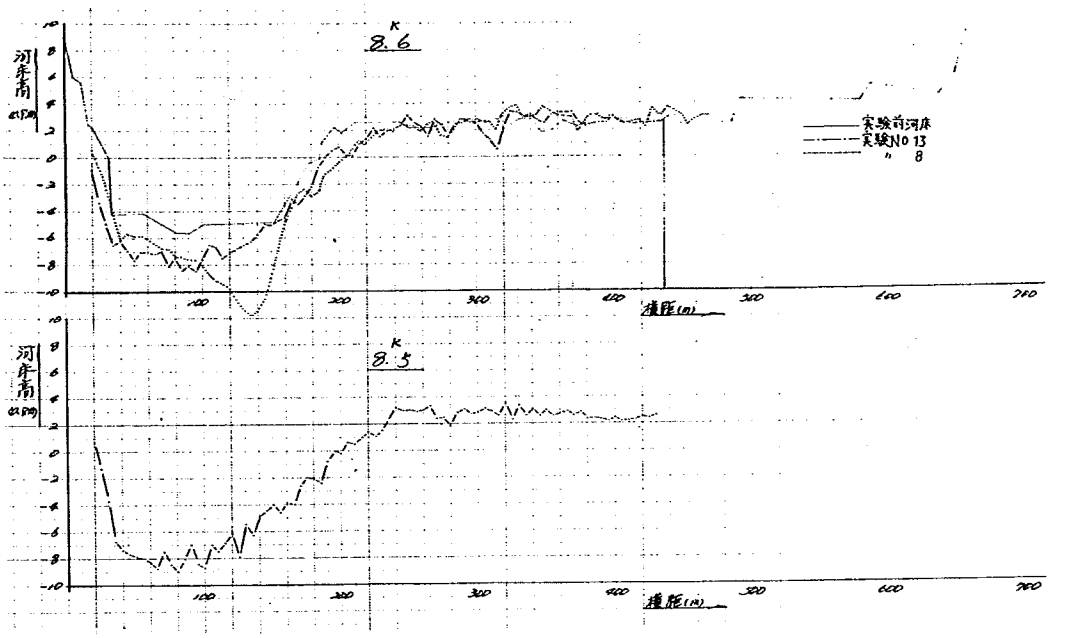
附図－8.3.7　河床横断面比較図（実験No 8,13）



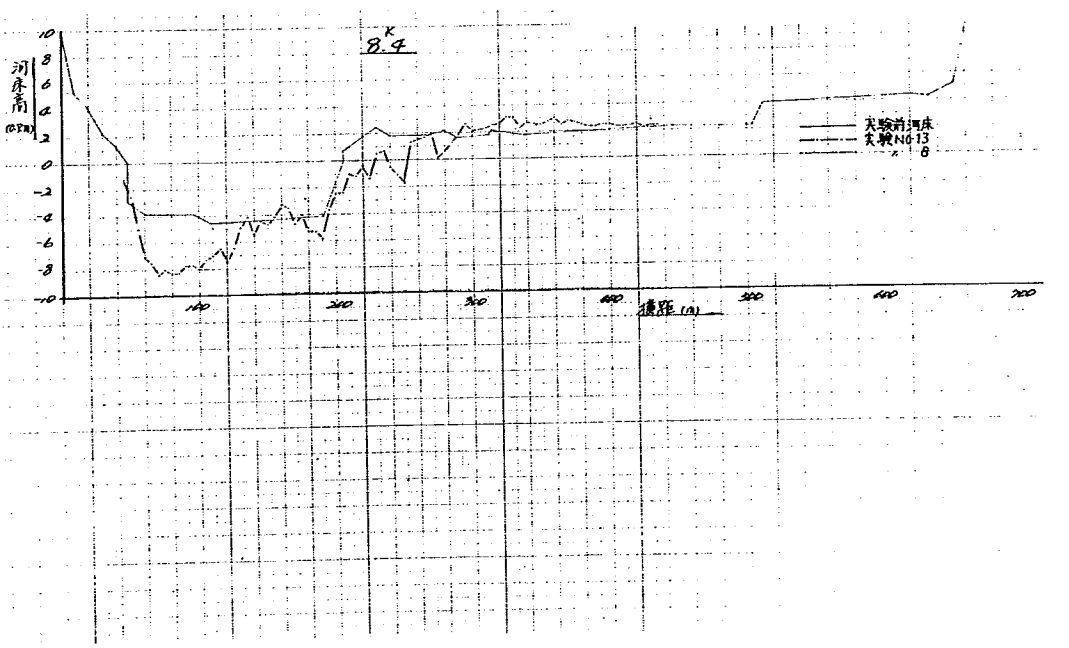
附図－8.3.8　河床横断面比較図（実験No 8,13）



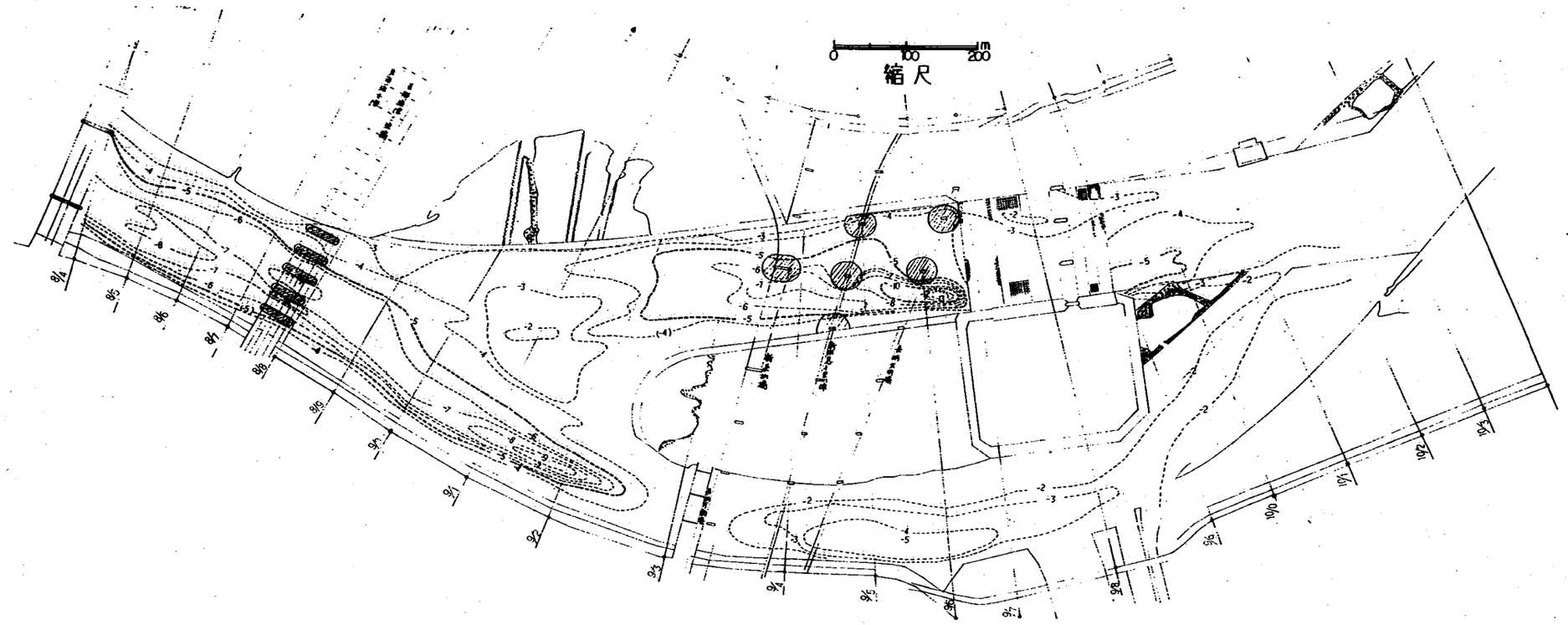
附図－8.3.9　河床横断面比較図（実験No 8,13）



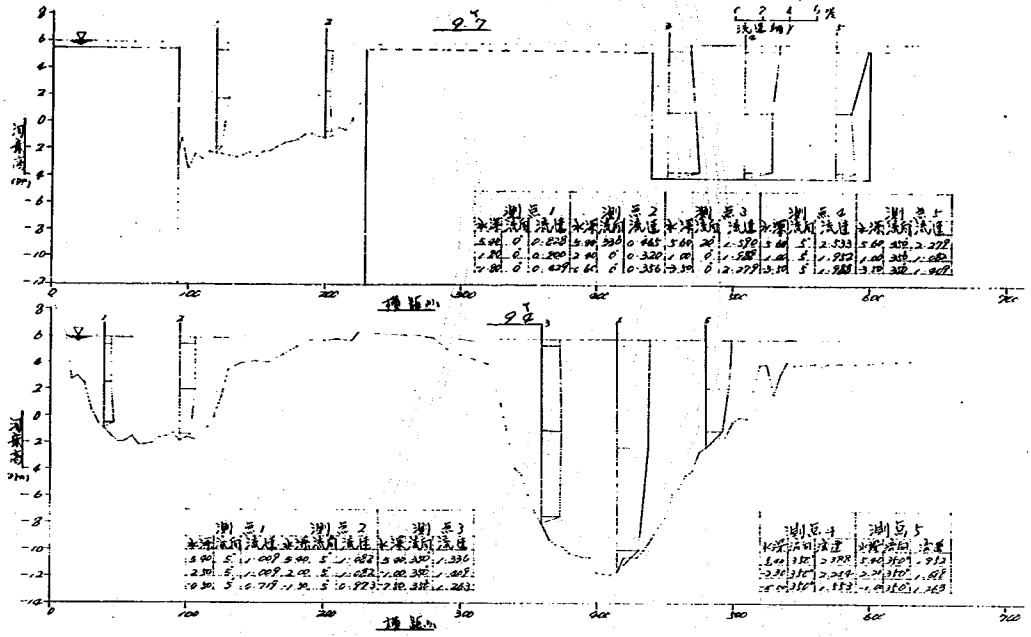
附図－8.3.10　河床横断面比較図（実験№8,13）



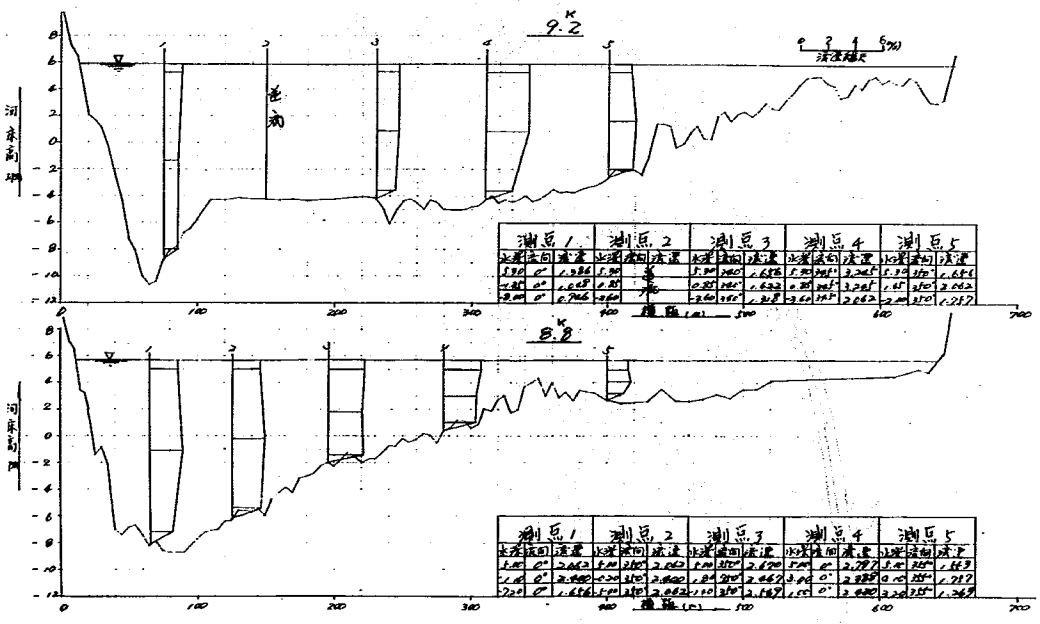
附図－8.3.11　河床横断面比較図（実験№8,13）



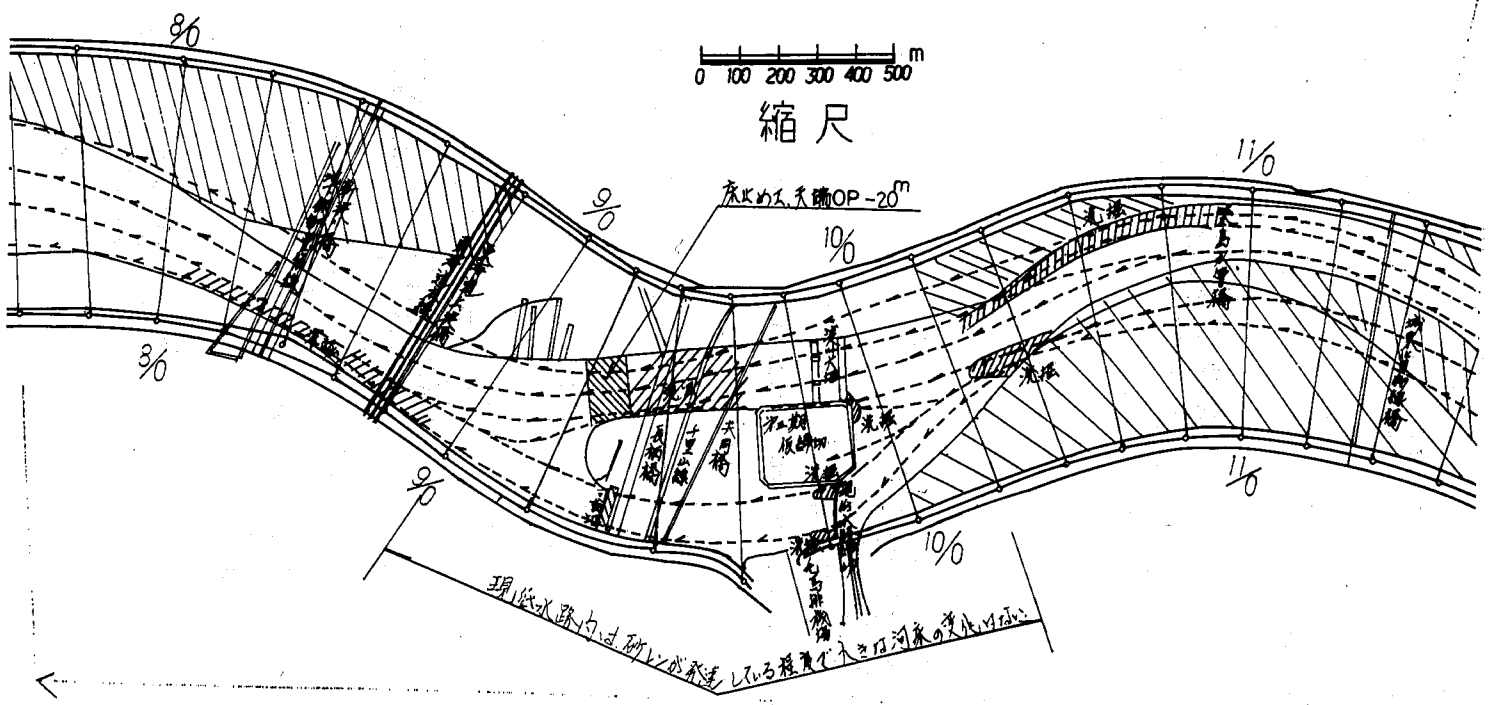
附図－8.3.12　等深線図（実験No.13）



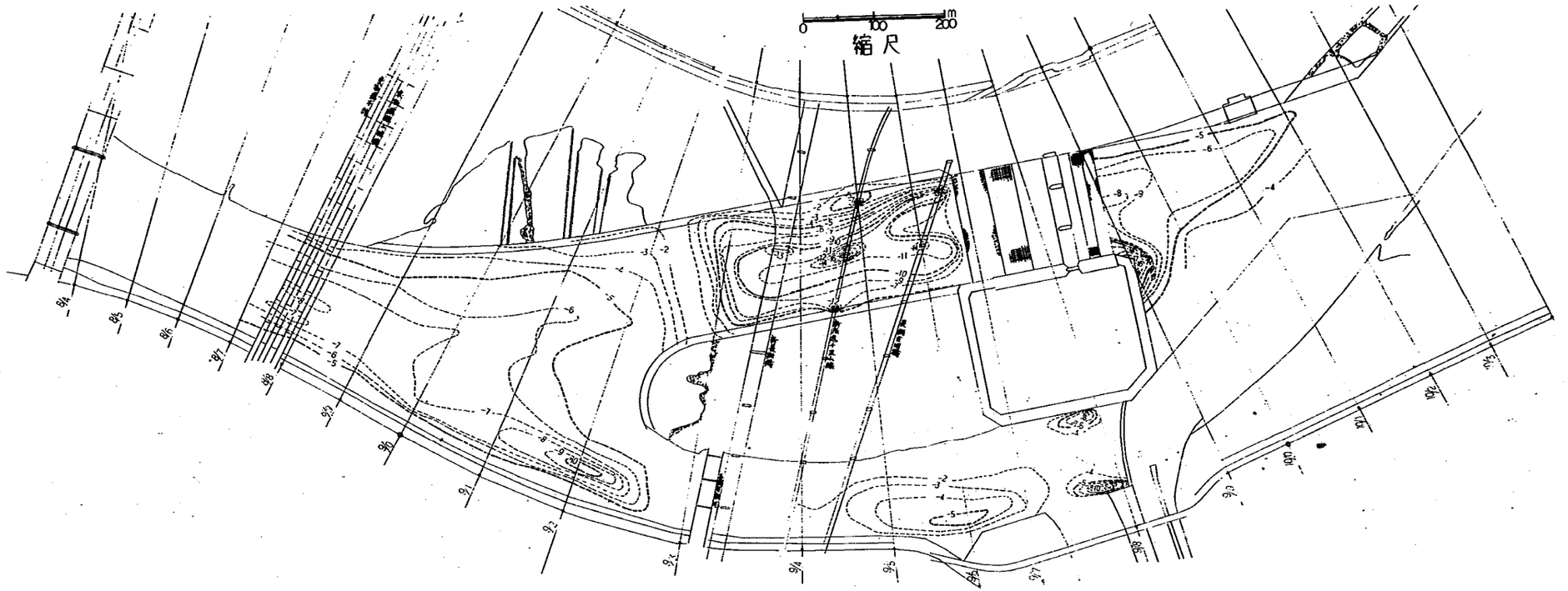
附図－ 8.4.1　流速分布図（実験No.14－3, Q=7,000㎥／s）



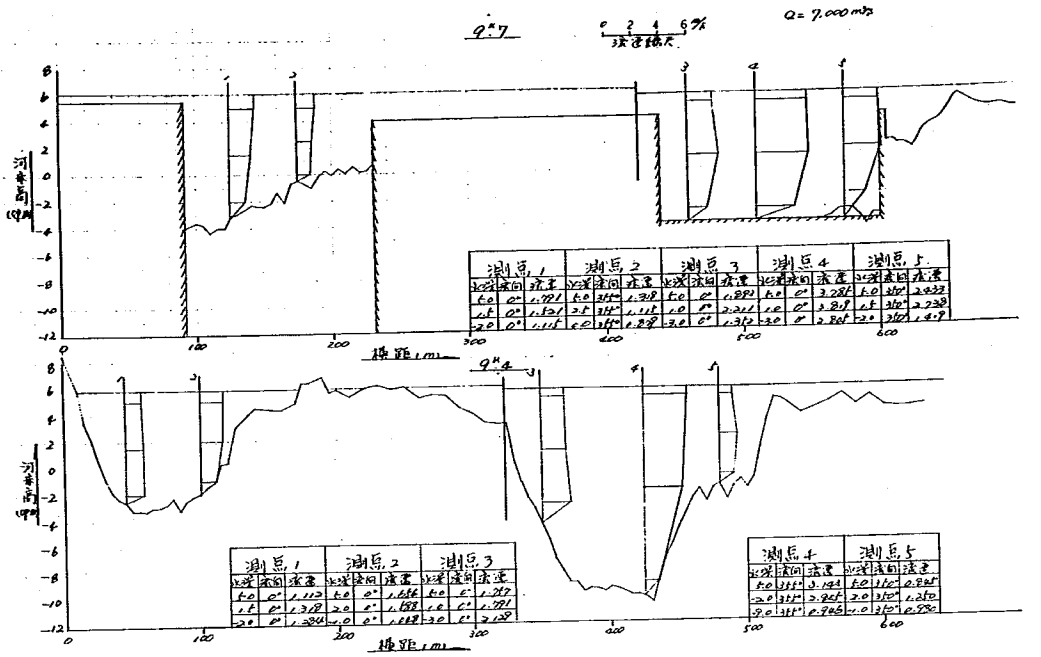
附図－ 8.4.2　流速分布図（実験No.14－3, Q=7,000㎥／s）



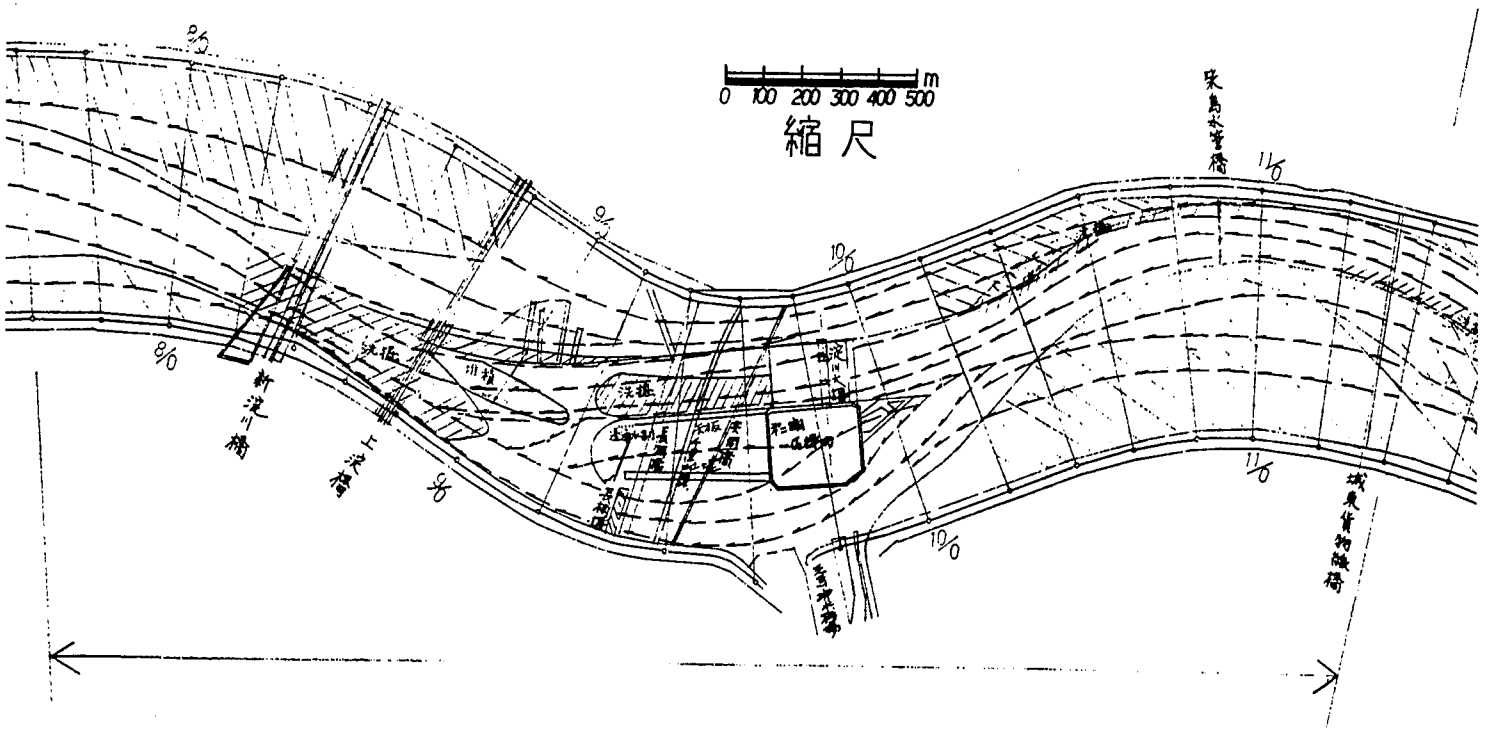
附図－ 8.4.3　流　況　図（実験№14－3, Q＝7,000 m³／s）



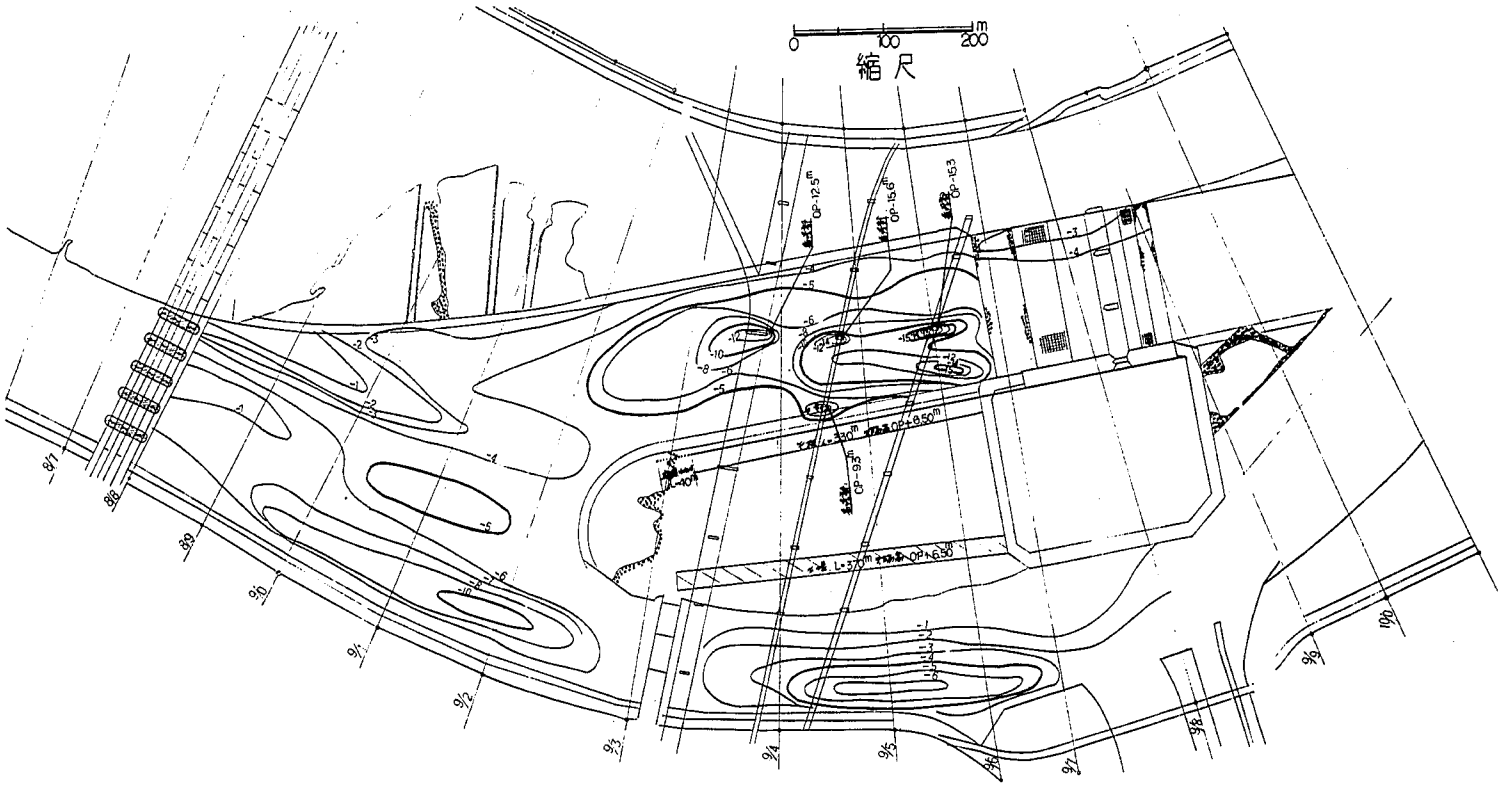
附図－8.4.4　等深線図（実験№14－3，Q＝7,000㎥／s）



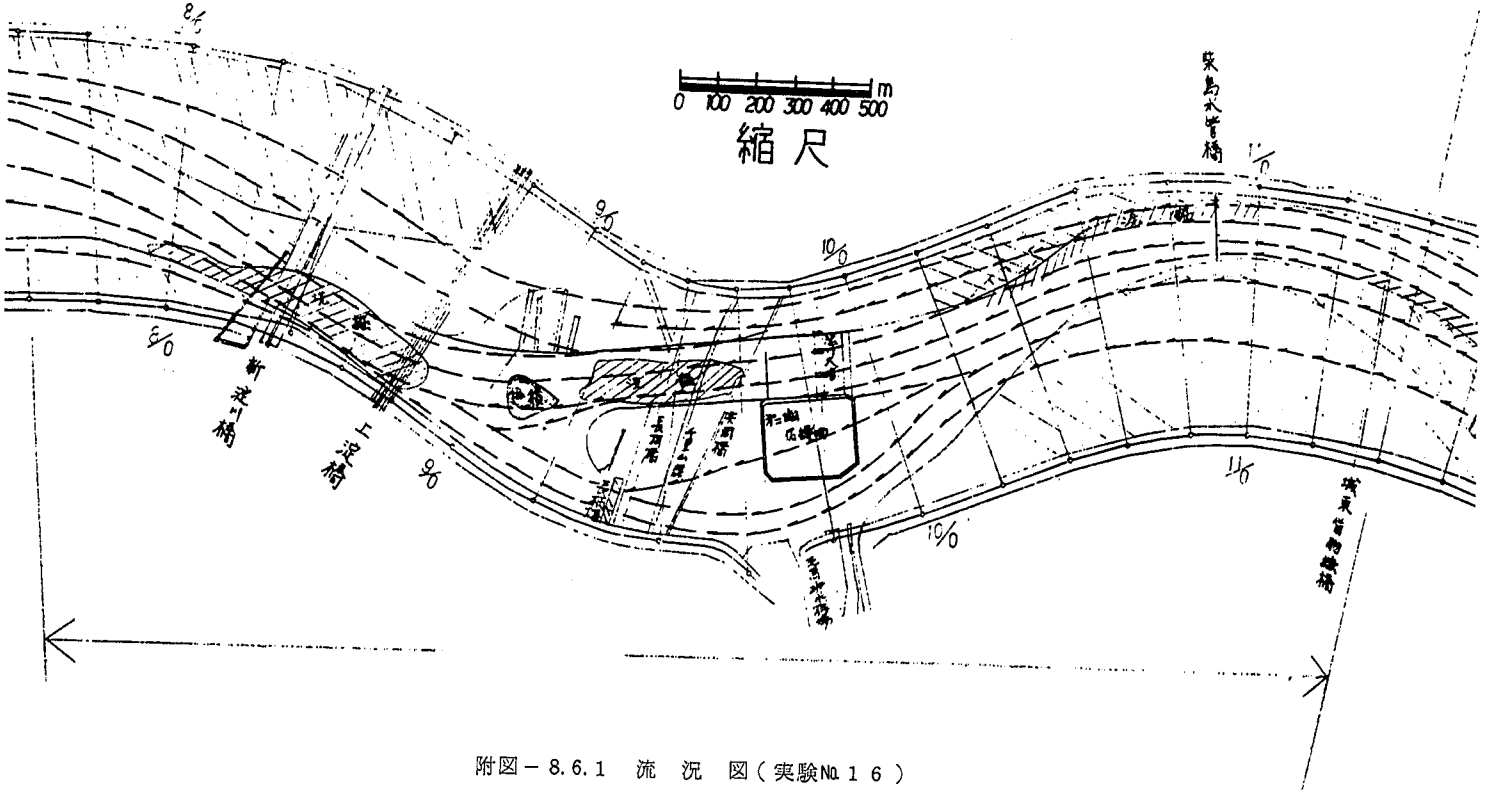
附図－8.5.1　流速分布図（実験№15）



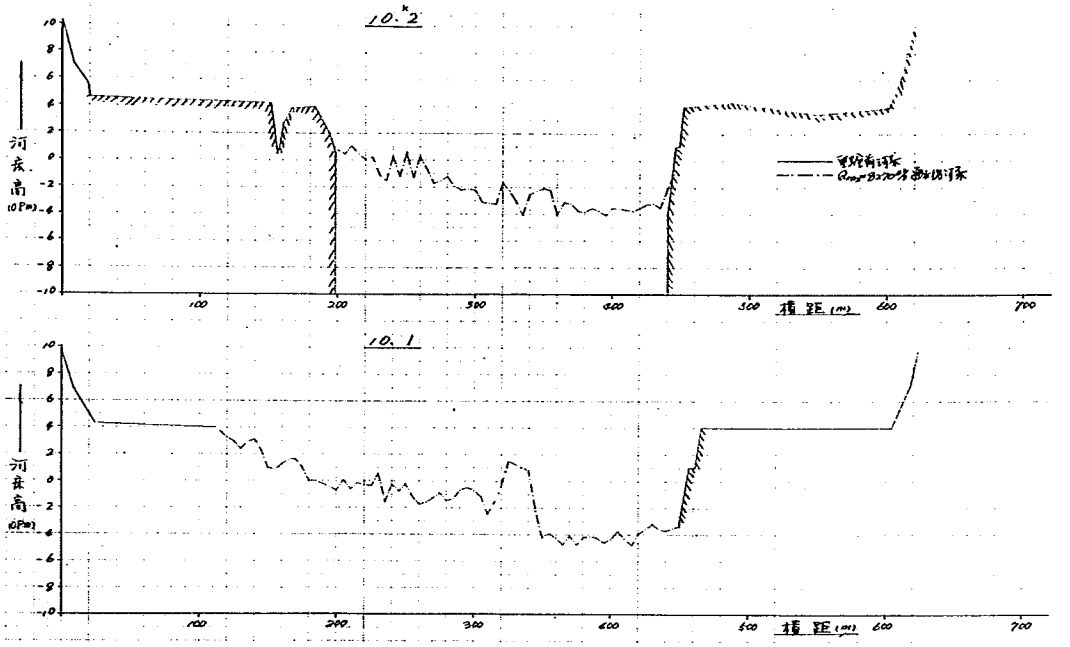
附図－8.5.2　流　況　図（実験No.１５）



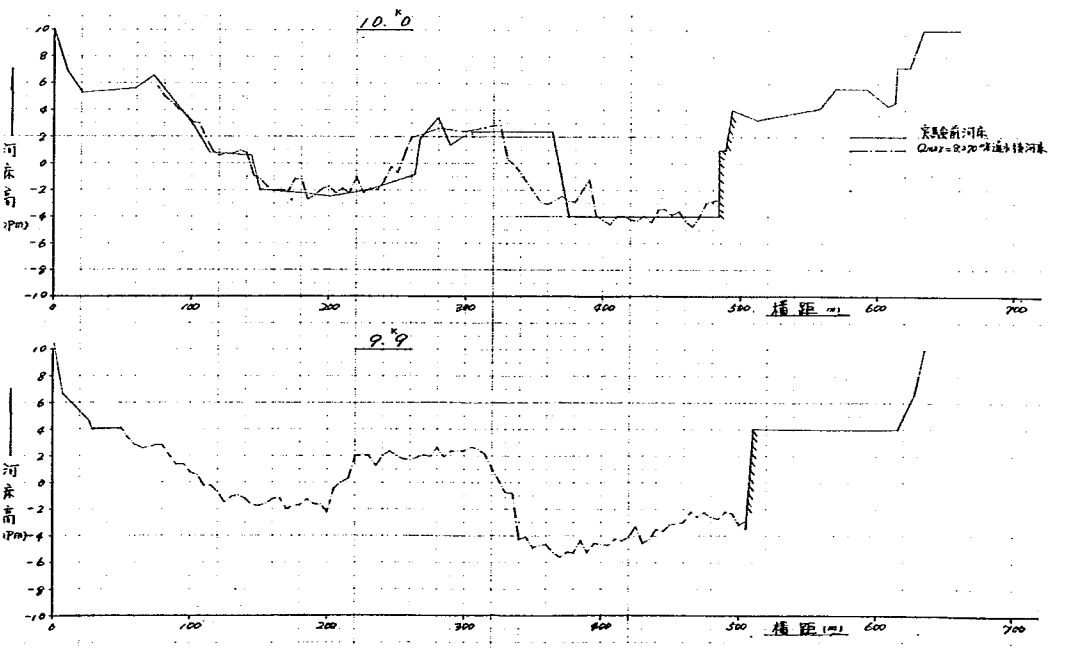
附図－8.5.3　等深線図（実験№１５）



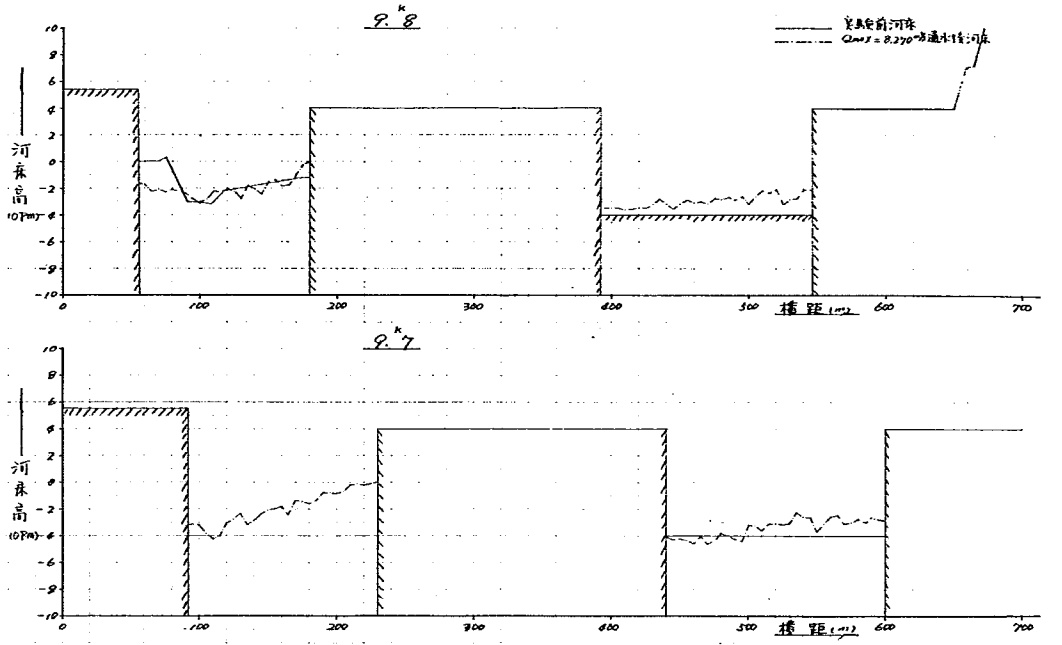
附図－8.6.1　流　況　図（実験№１６）



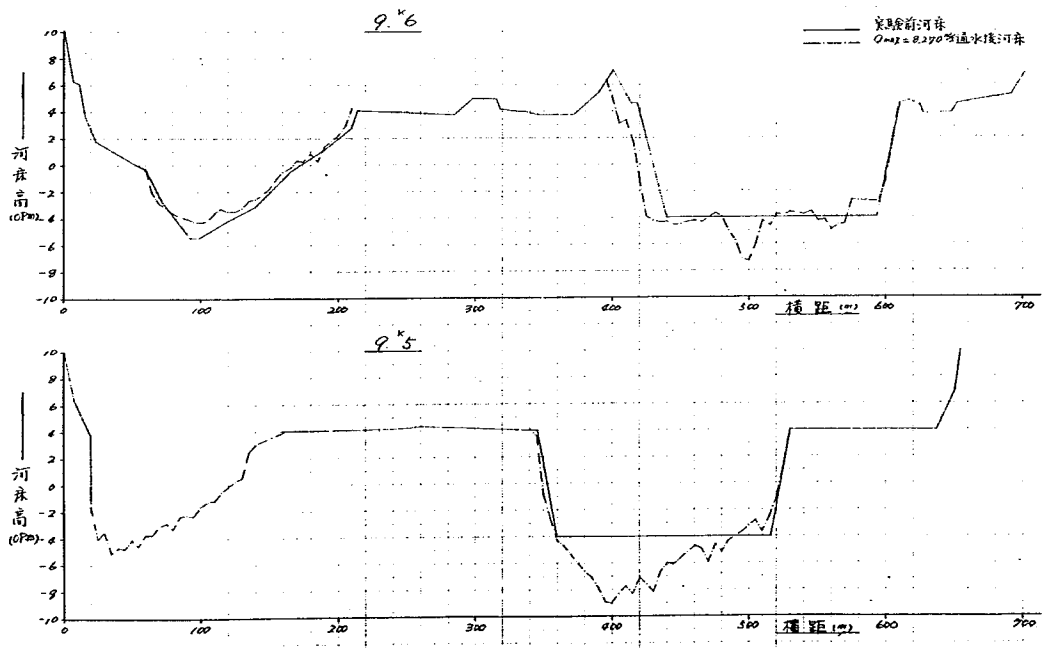
附図－8.6.2　河床横断図（実験№１６）



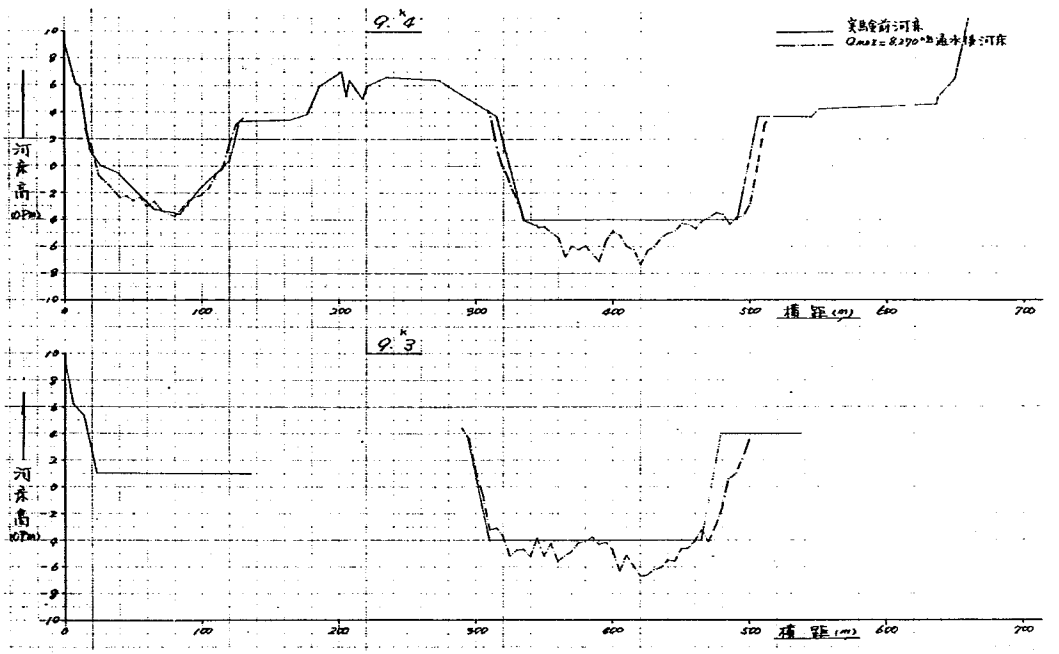
附図－8.6.3　河床横断図（実験№１６）



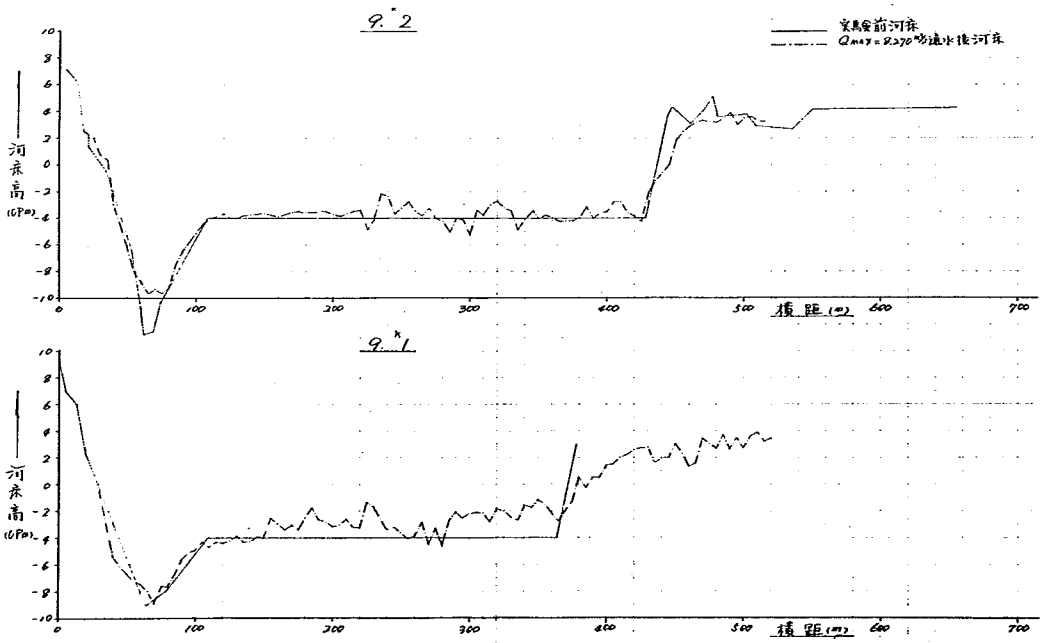
附図－8.6.4　河床横断図（実験№１６）



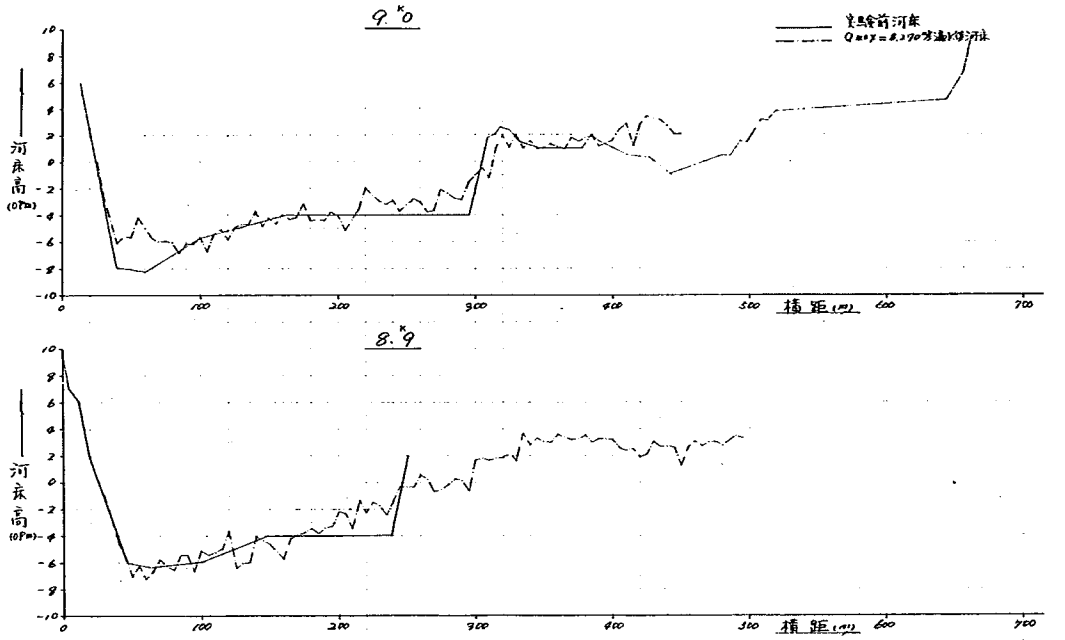
附図－8.6.5　河床横断図（実験№１６）



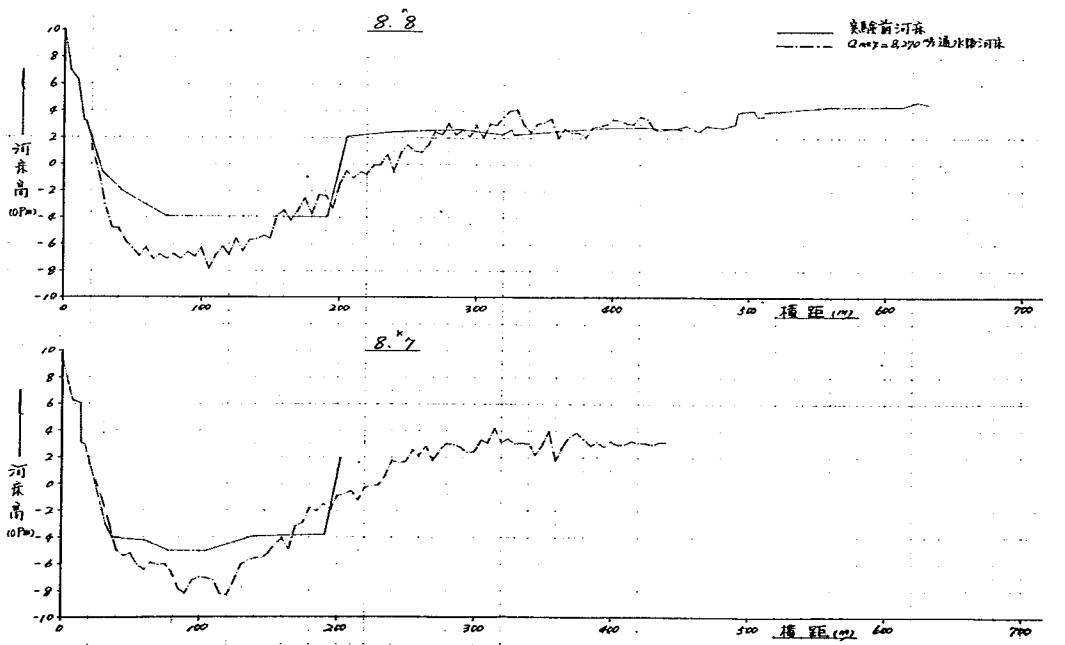
附図－8.6.6　河床横断図（実験No.16）



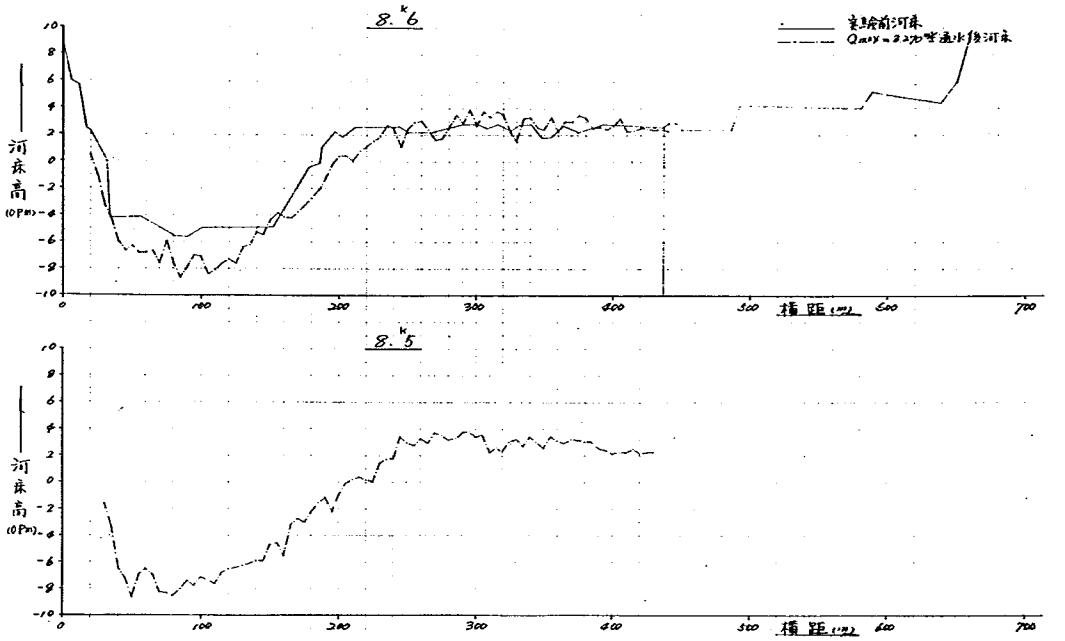
附図－8.6.7　河床横断図（実験No.16）



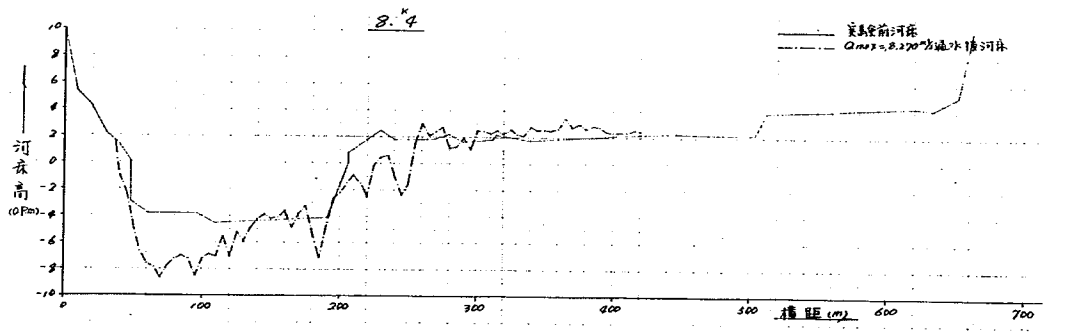
附図－8.6.8　河床横断図（実験No.16）



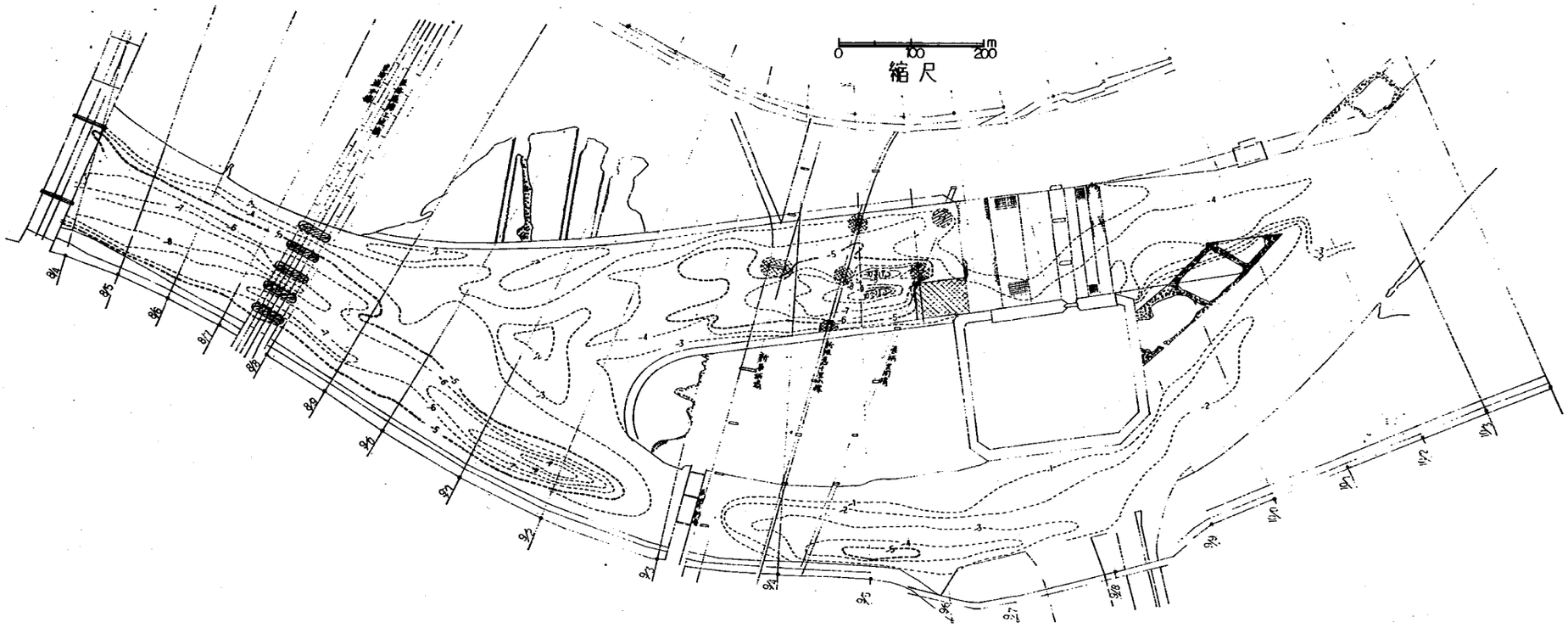
附図－8.6.9　河床横断図（実験No.16）



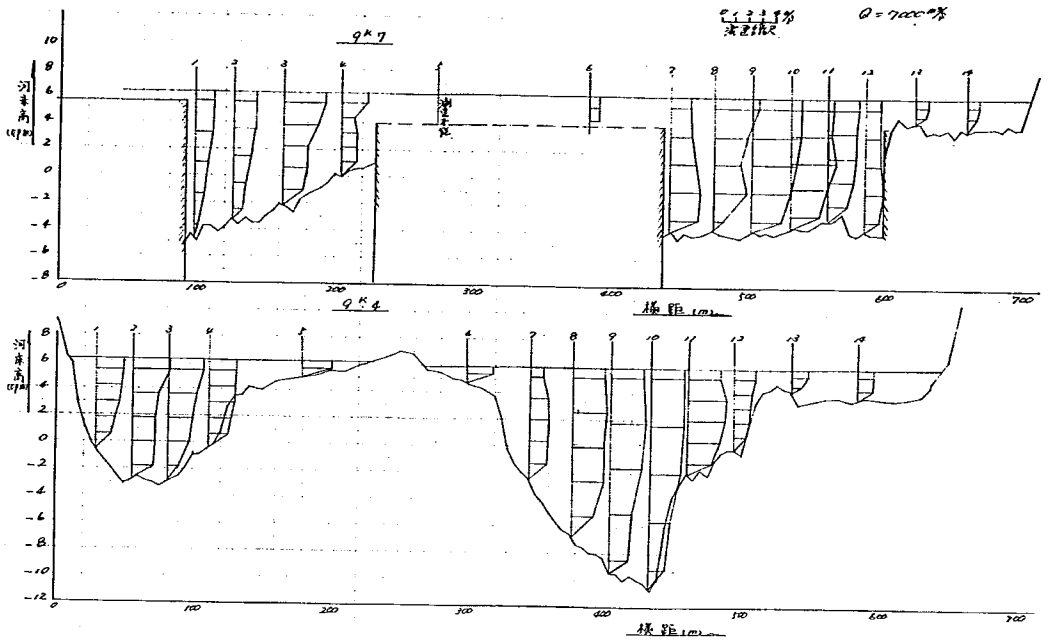
附図－8.6.10　河床横断図（実験№16）



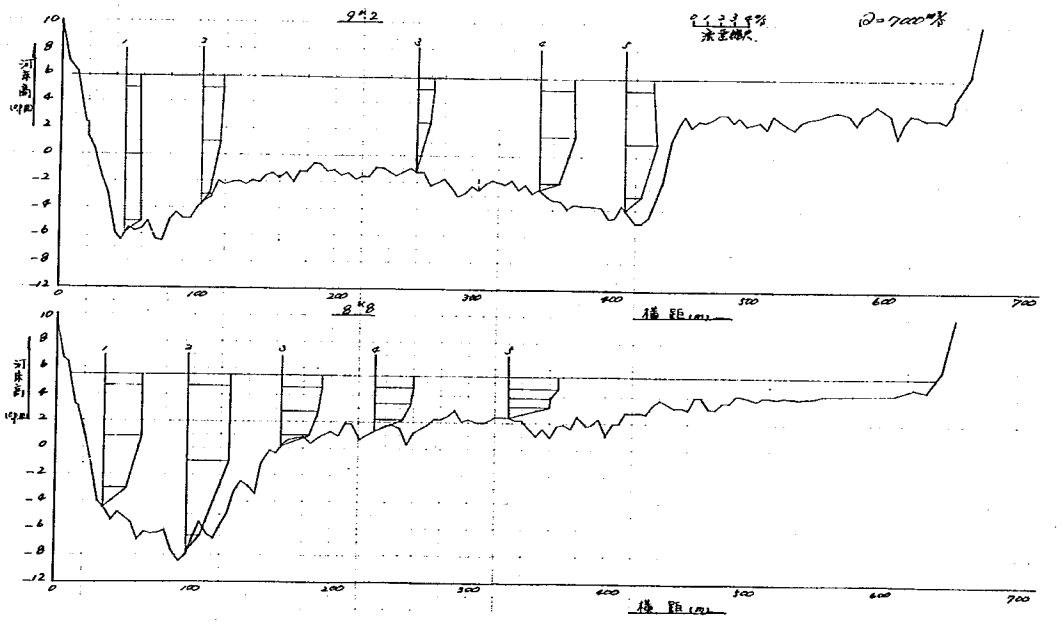
附図－8.6.11　河床横断図（実験№16）



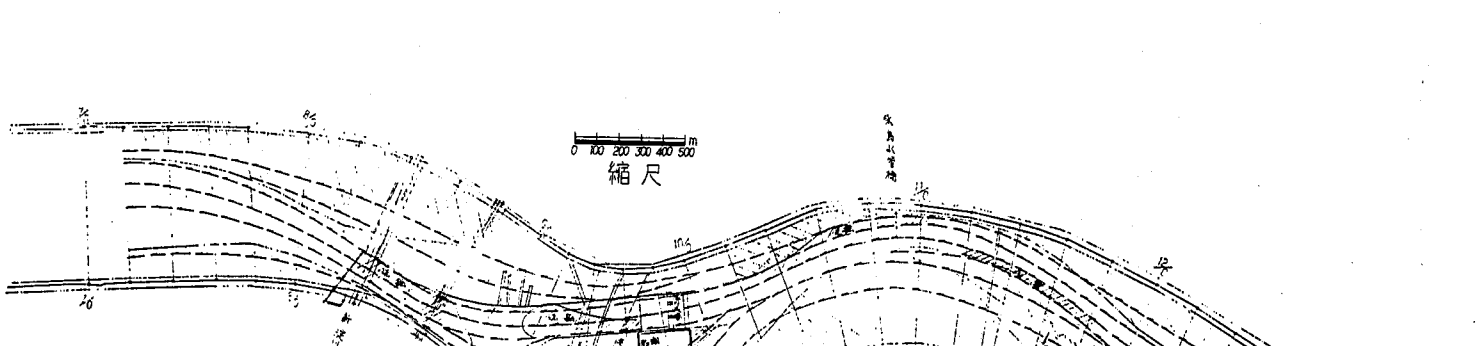
附図－8.6.12　等深線図（実験№16）



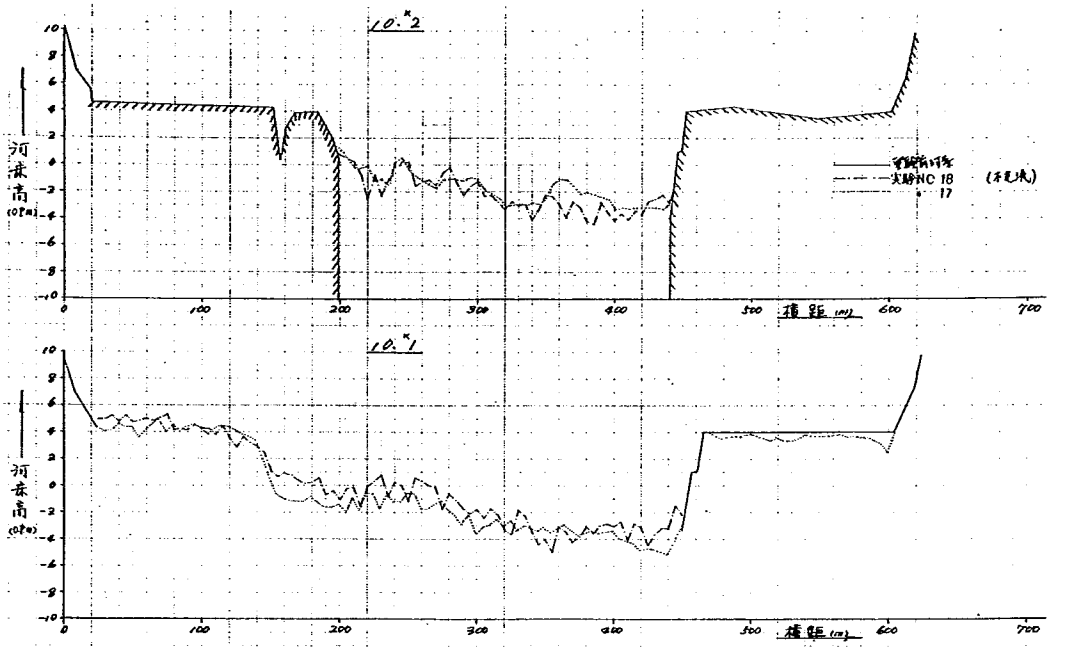
附図－8.7.1　流速分布図（実験№１７）



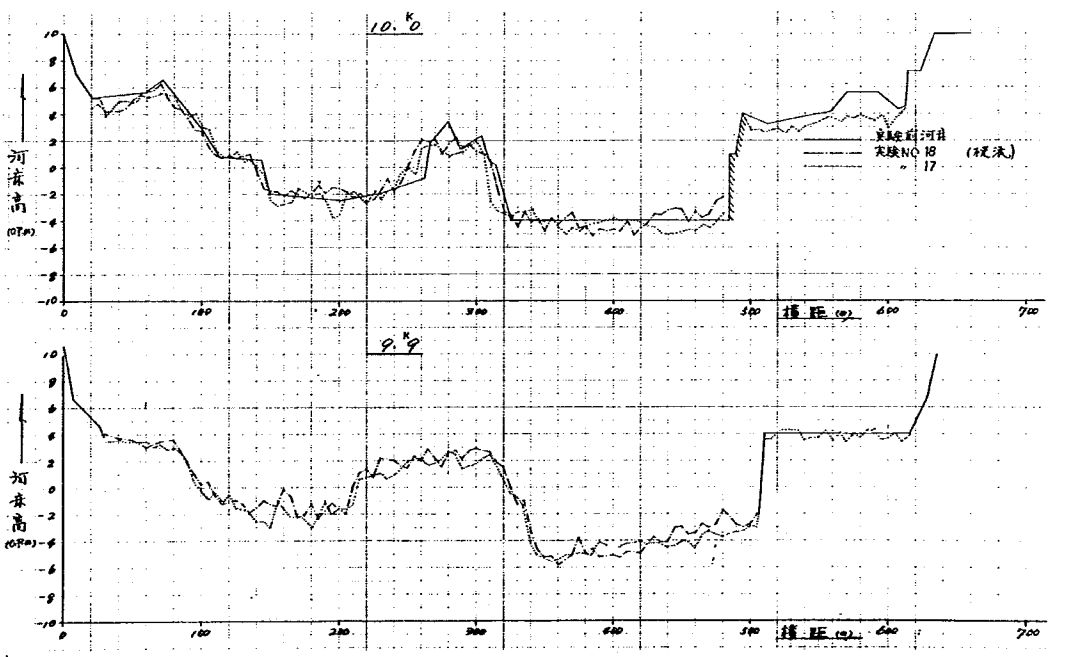
附図－8.7.2　流速分布図（実験№１７）



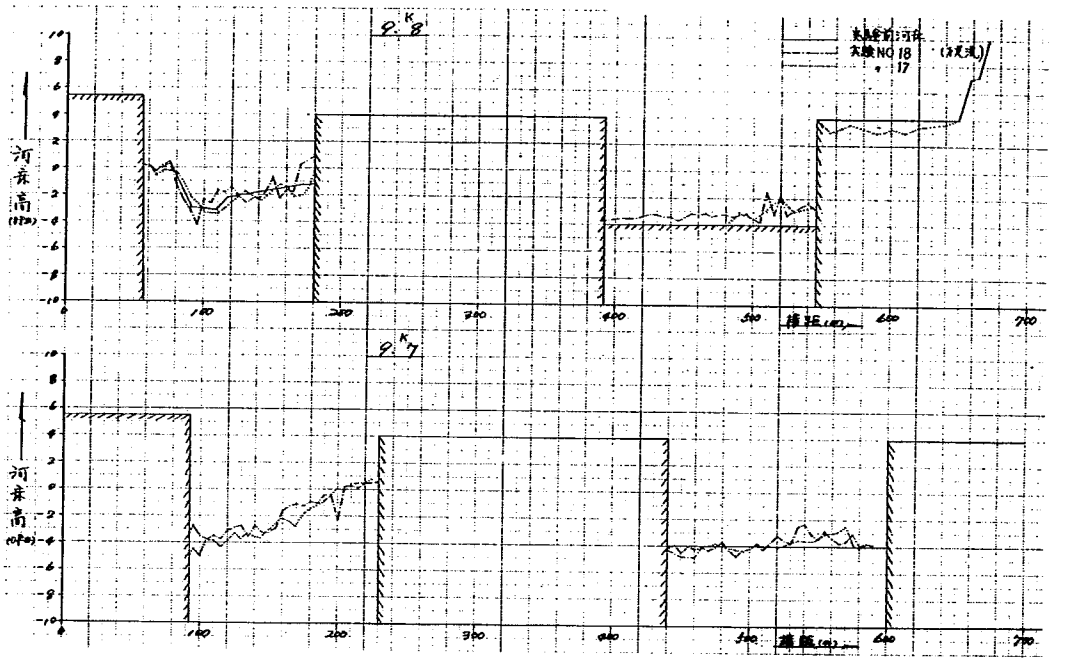
附図－8.7.3　流　況　図（実験No.１７）



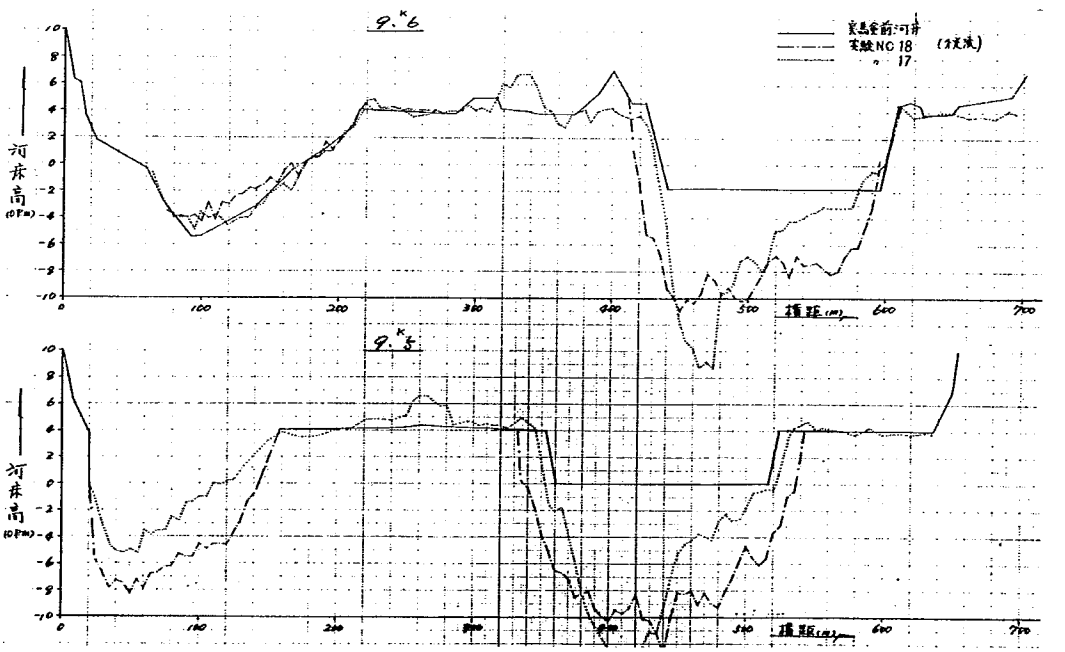
附図－ 8.7.4　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



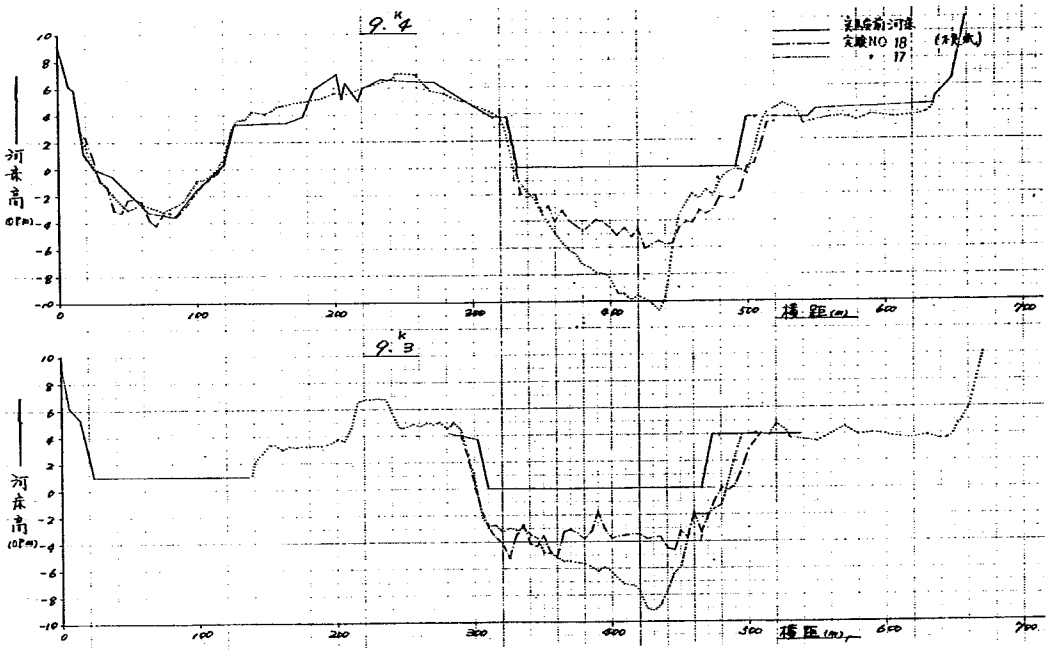
附図－ 8.7.5　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



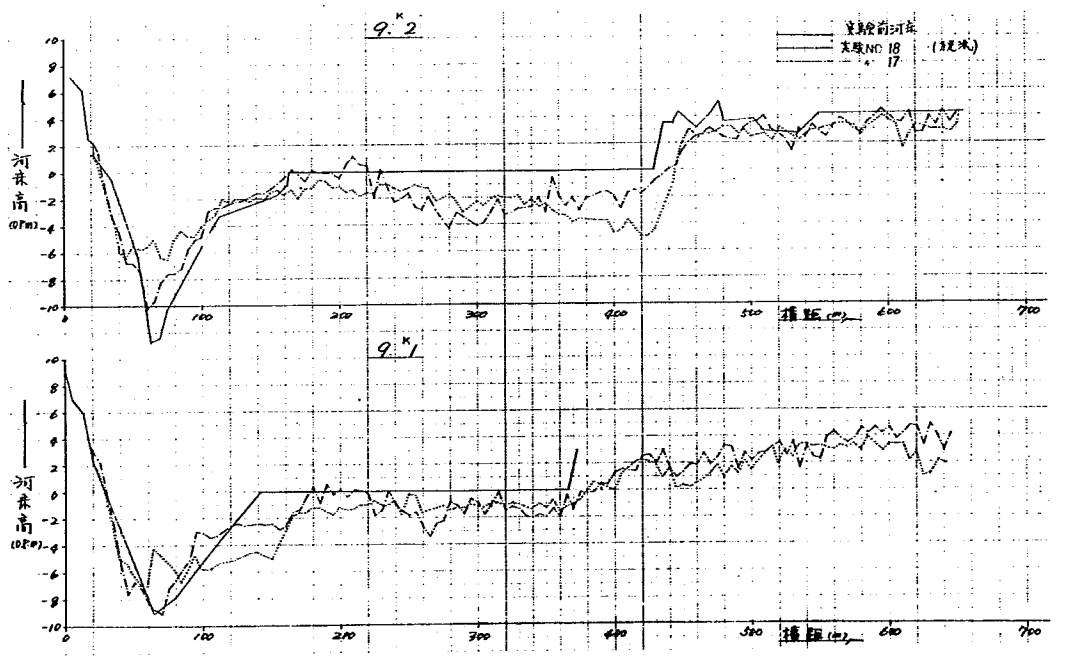
附図－ 8.7.6　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



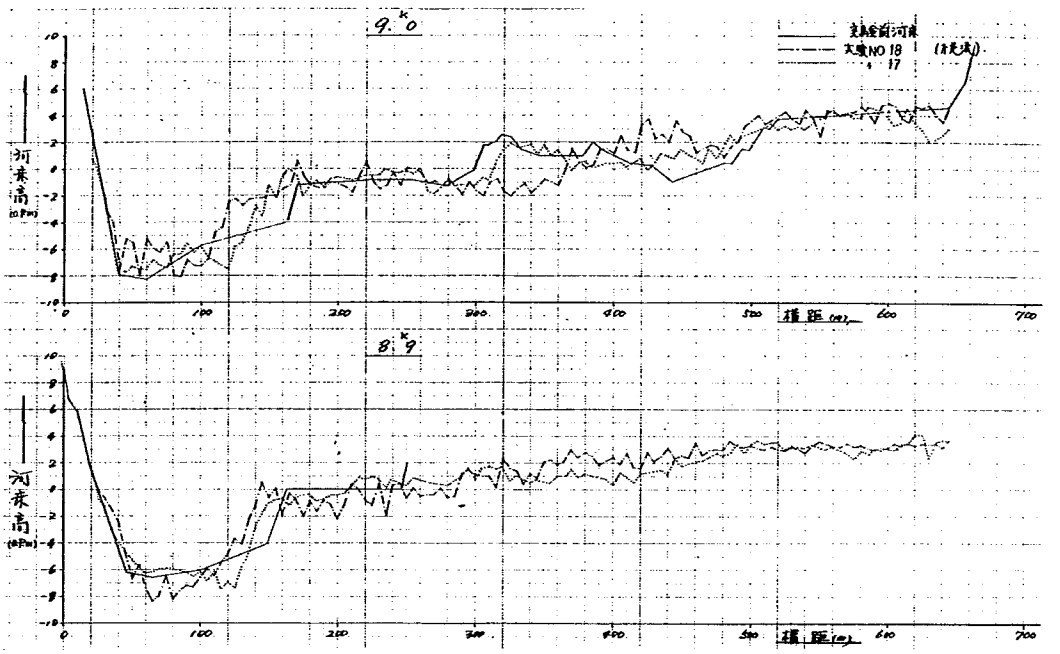
附図－ 8.7.7　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



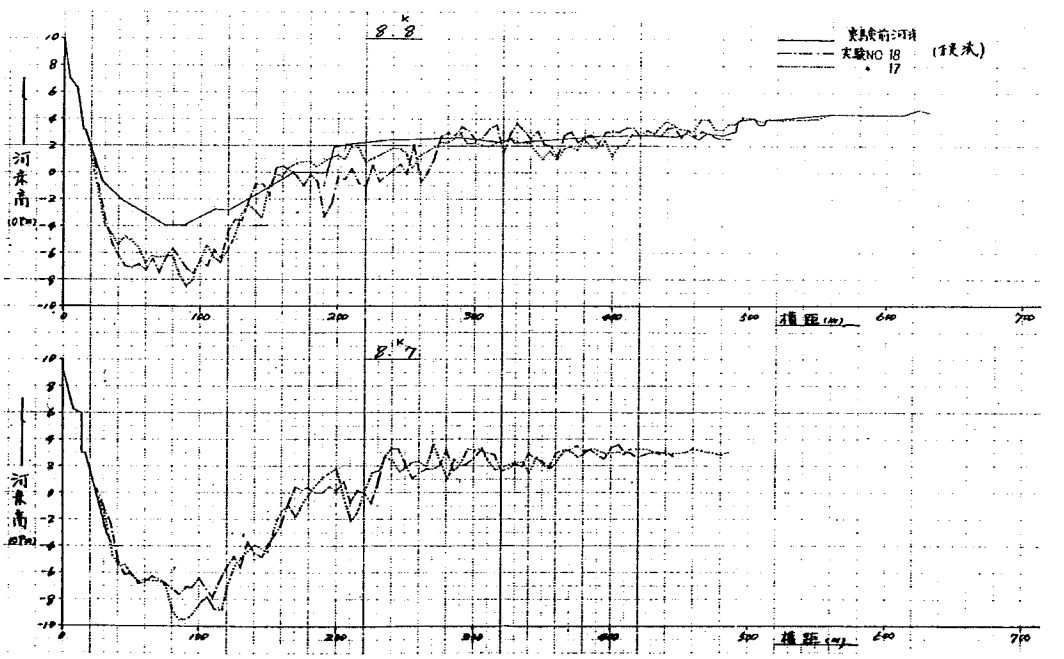
附図－8.7.8　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



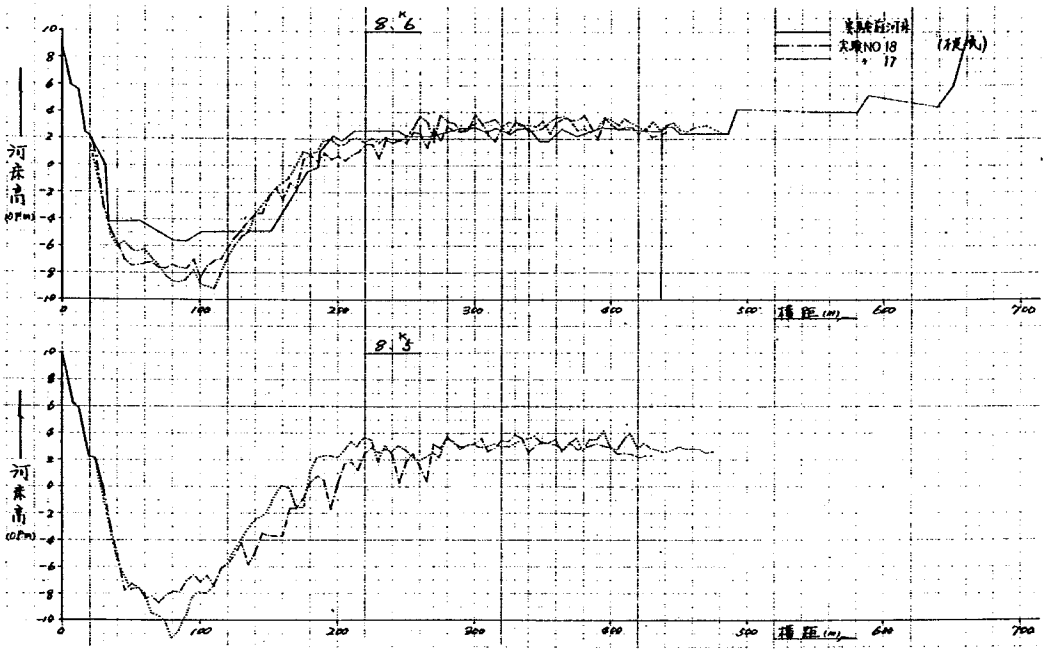
附図－8.7.9　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



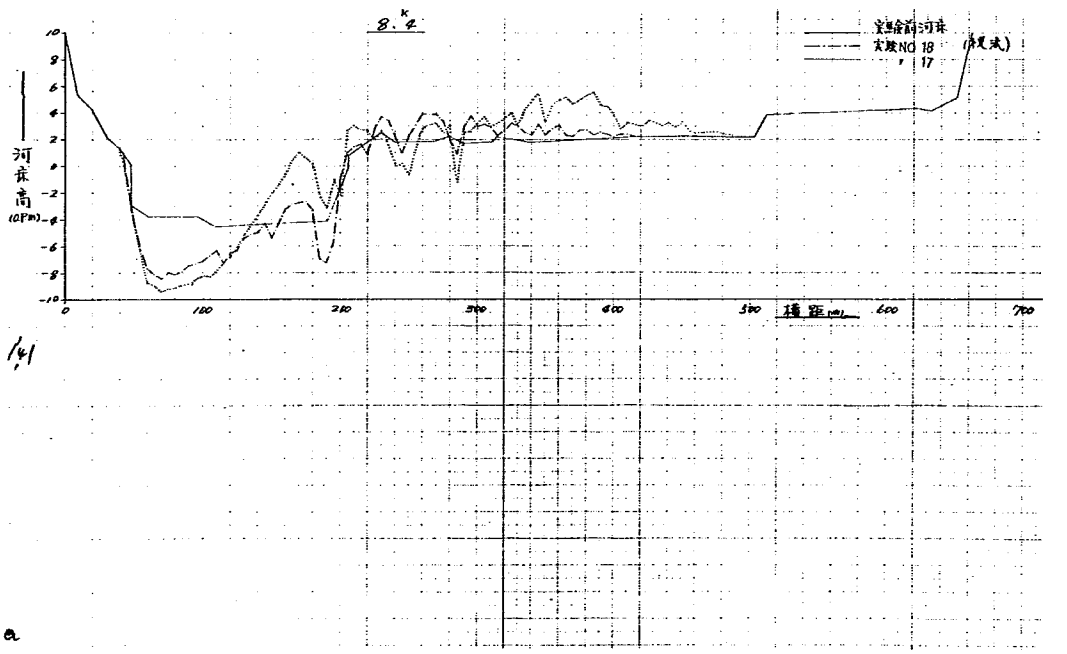
附図－ 8.7.10　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



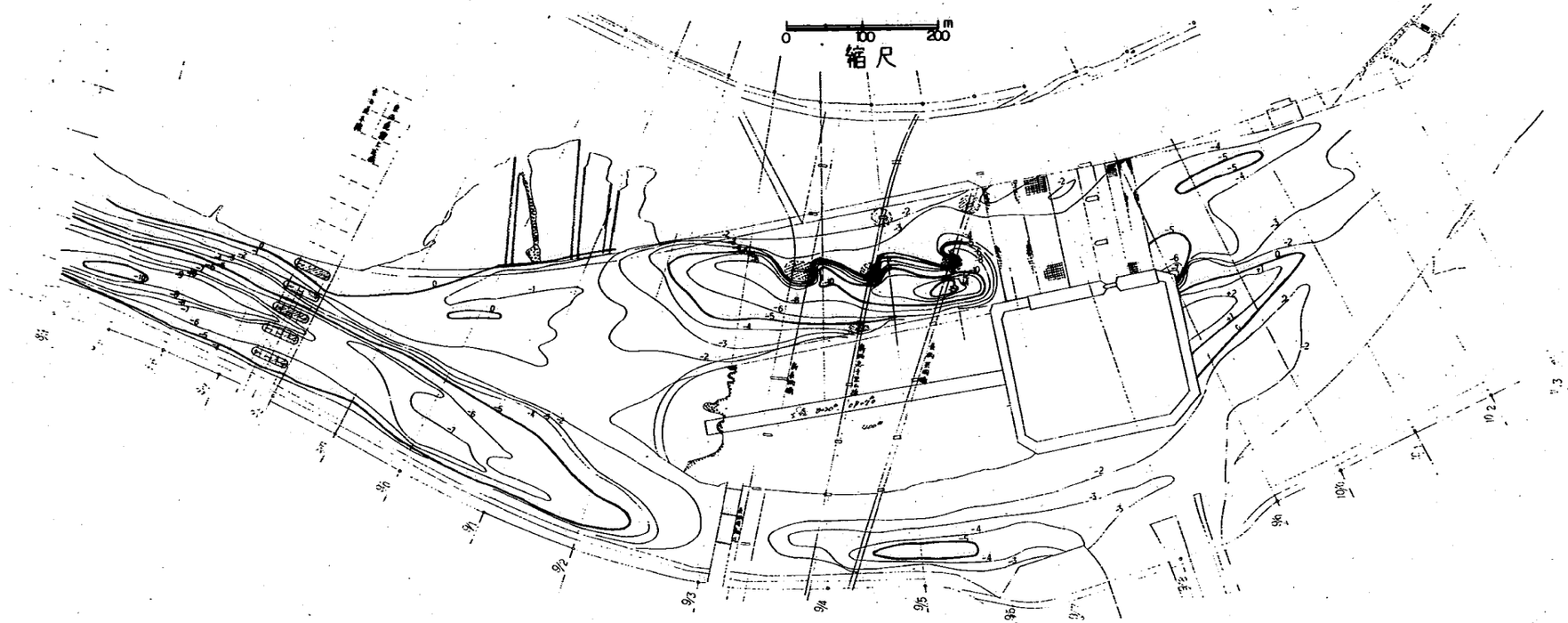
附図－ 8.7.11　河床横断面比較図（実験No. 17,18）



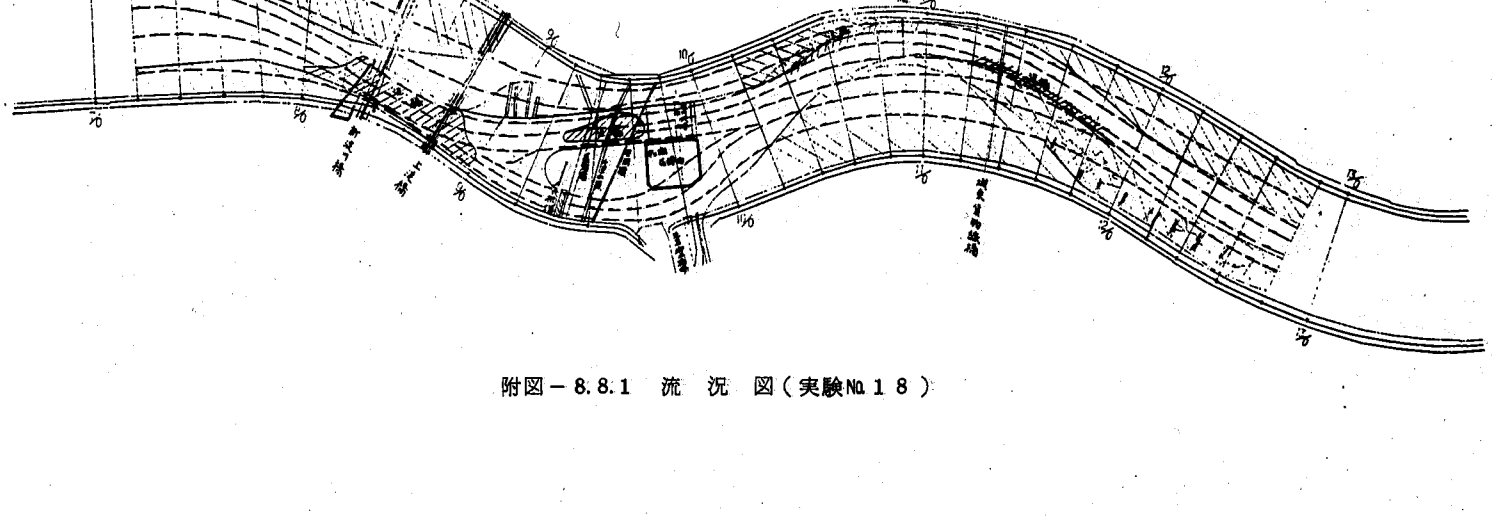
附図－8.7.12　河床横断面比較図（実験№17,18）



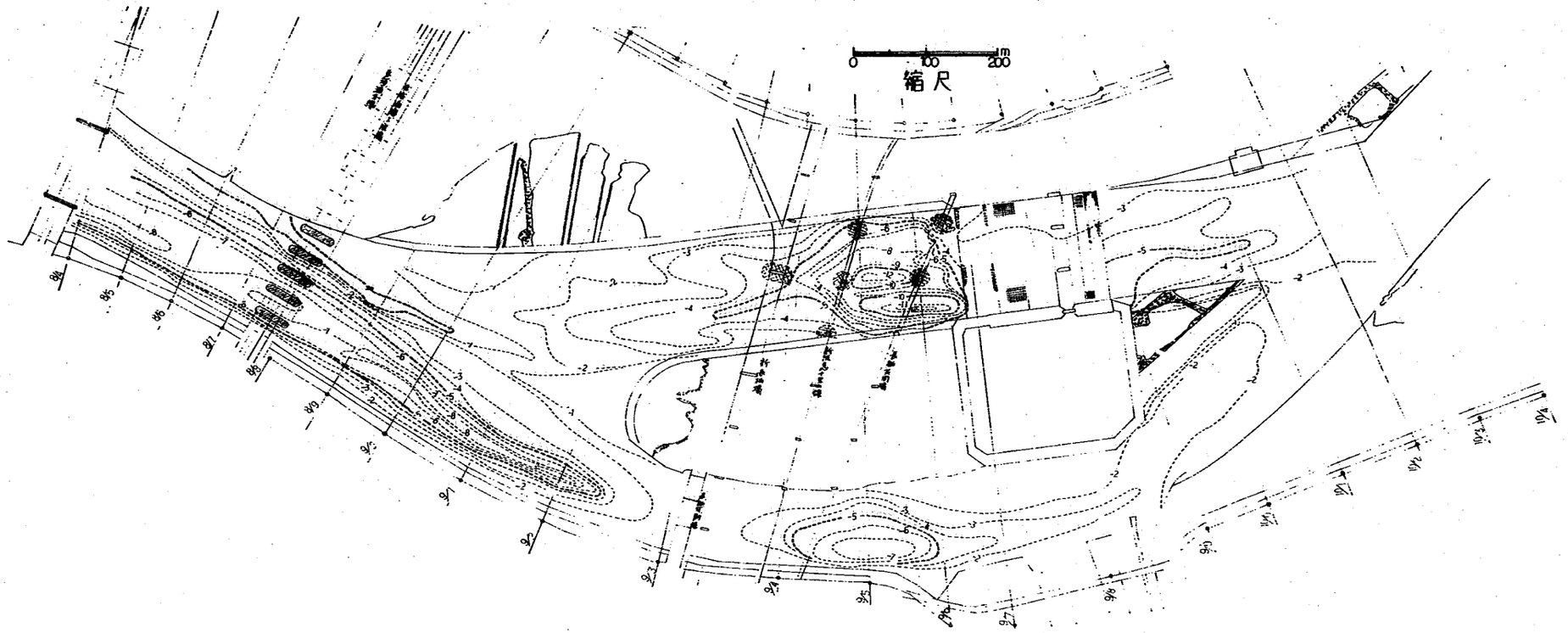
附図－8.7.13　河床横断面比較図（実験№17,18）



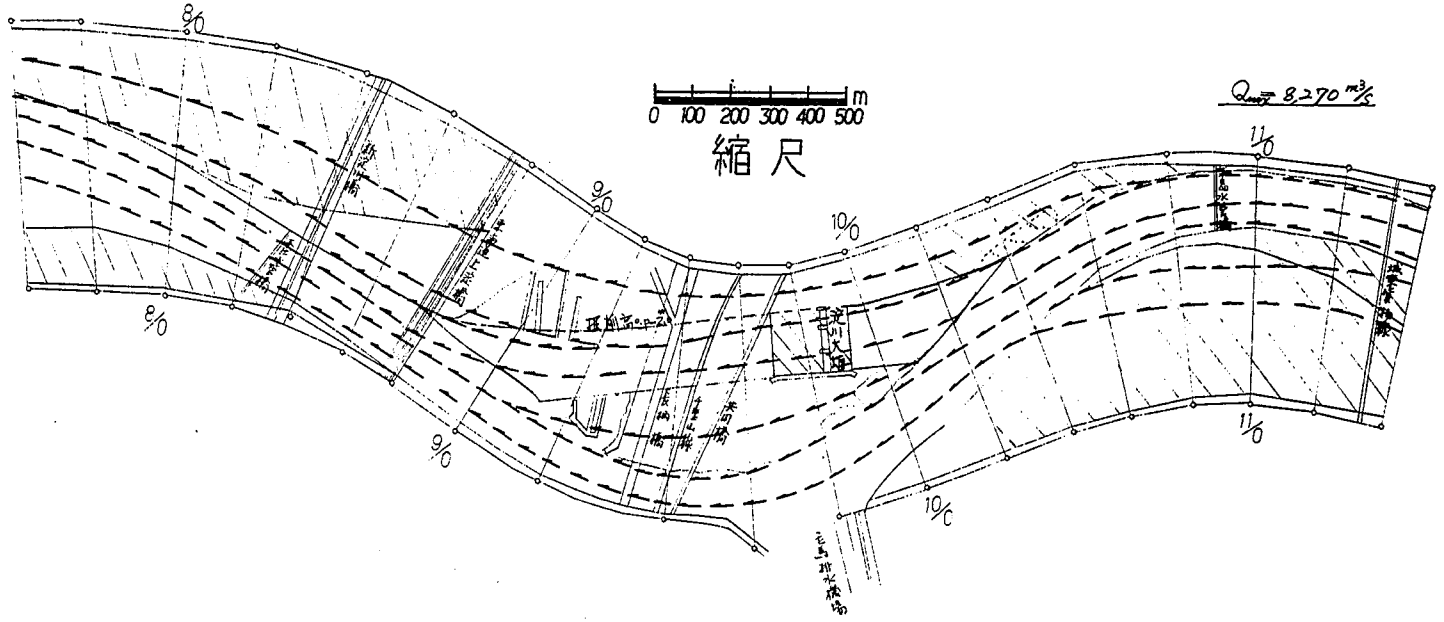
附図－8.7.14　等深線図（実験No.17）



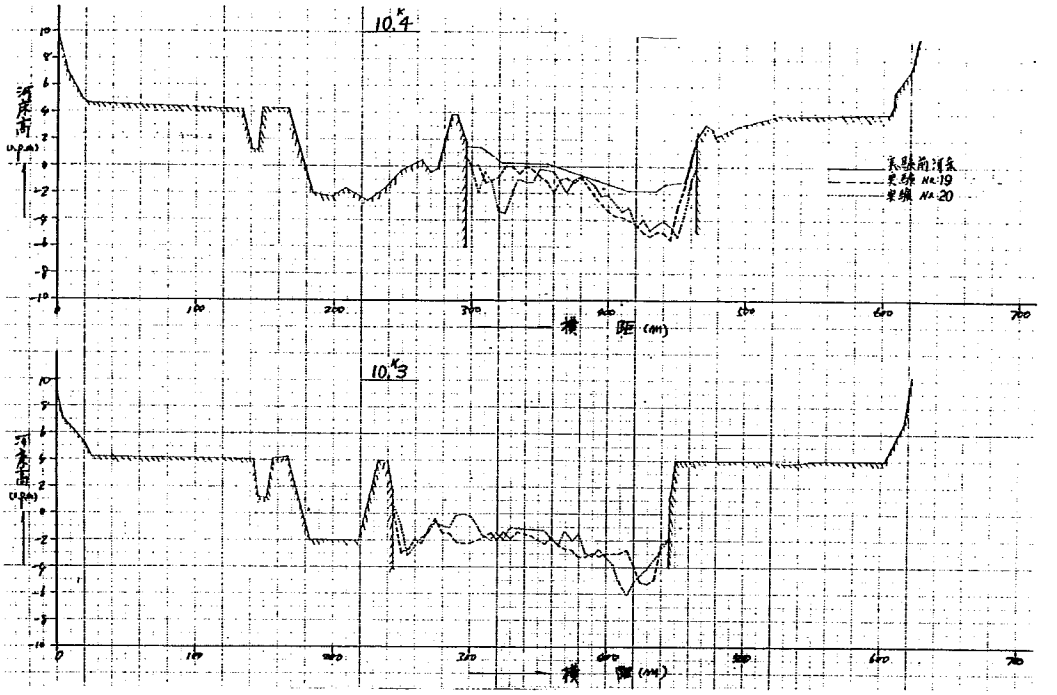
附図－8.8.1　流　況　図（実験№１８）



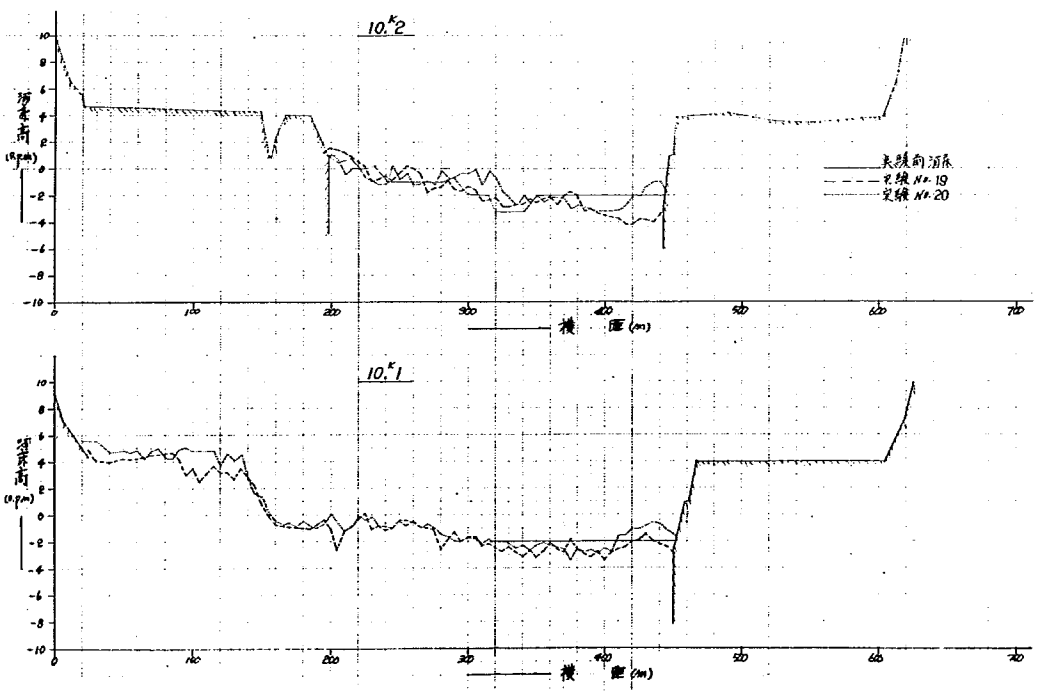
附図－8.8.2　等深線図（実験No.18）



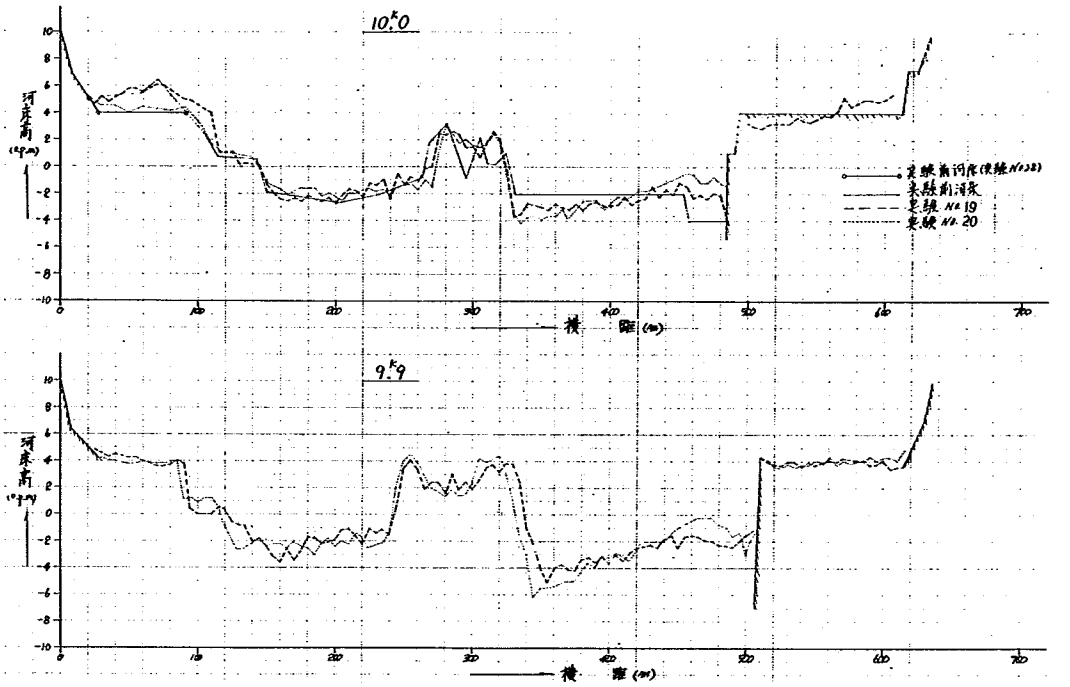
附図－8.9.1　流　況　図（実験№１９）



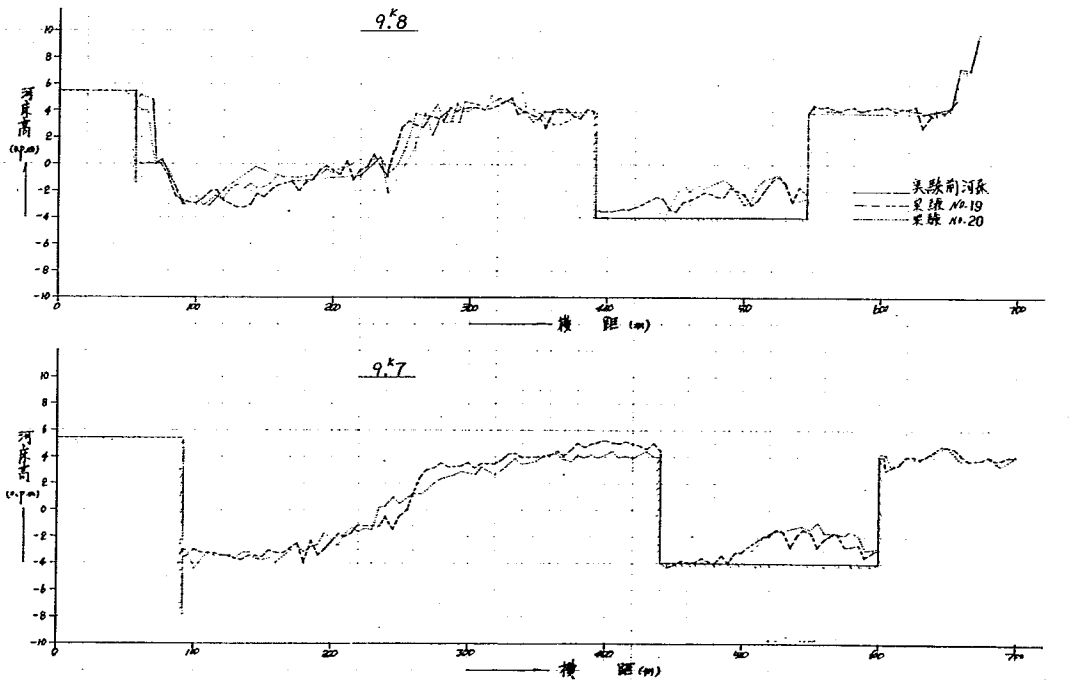
附図－8.9.2　河床横断面比較図（実験№19,20）



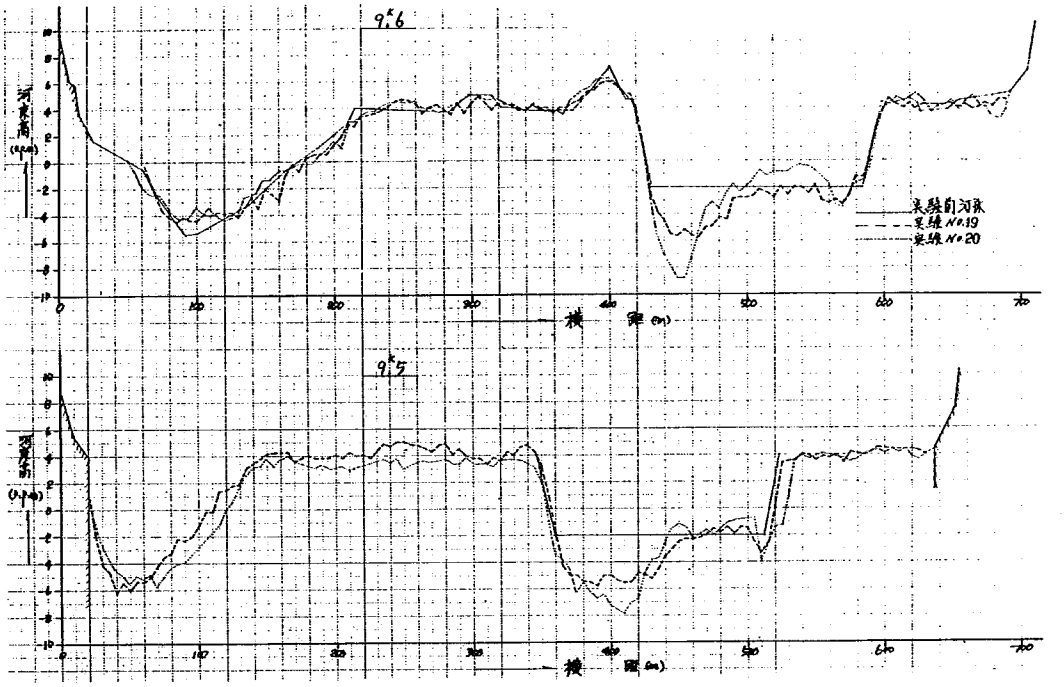
附図－8.9.3　河床横断面比較図（実験№19,20）



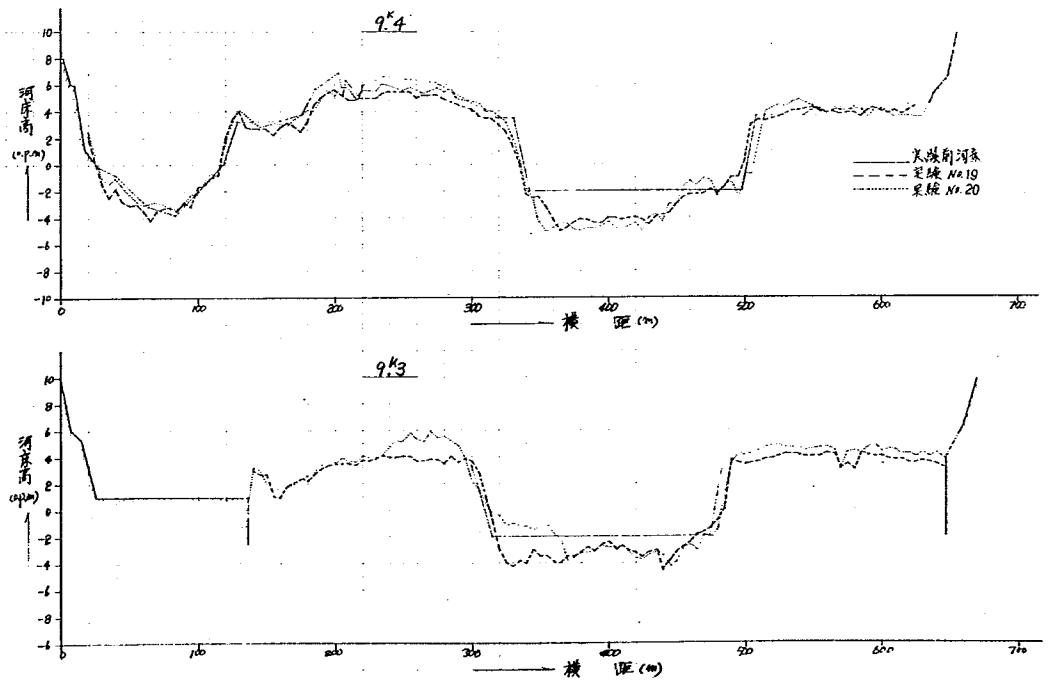
附図－8.9.4　河床横断面比較図（実験No.19,20）



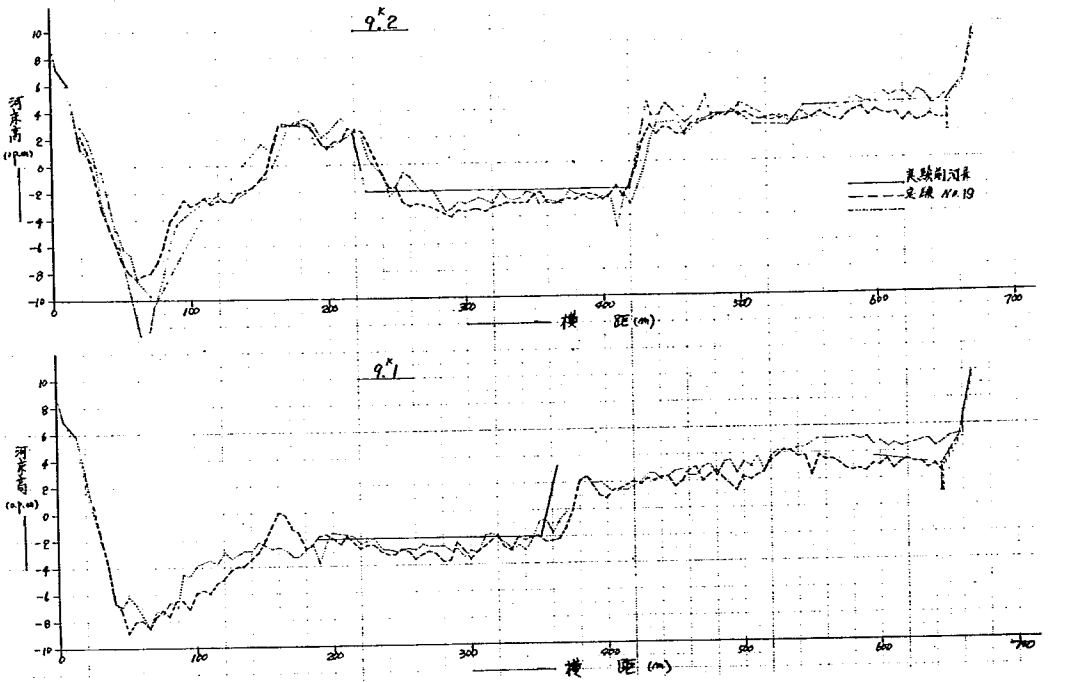
附図－8.9.5　河床横断面比較図（実験No.19,20）



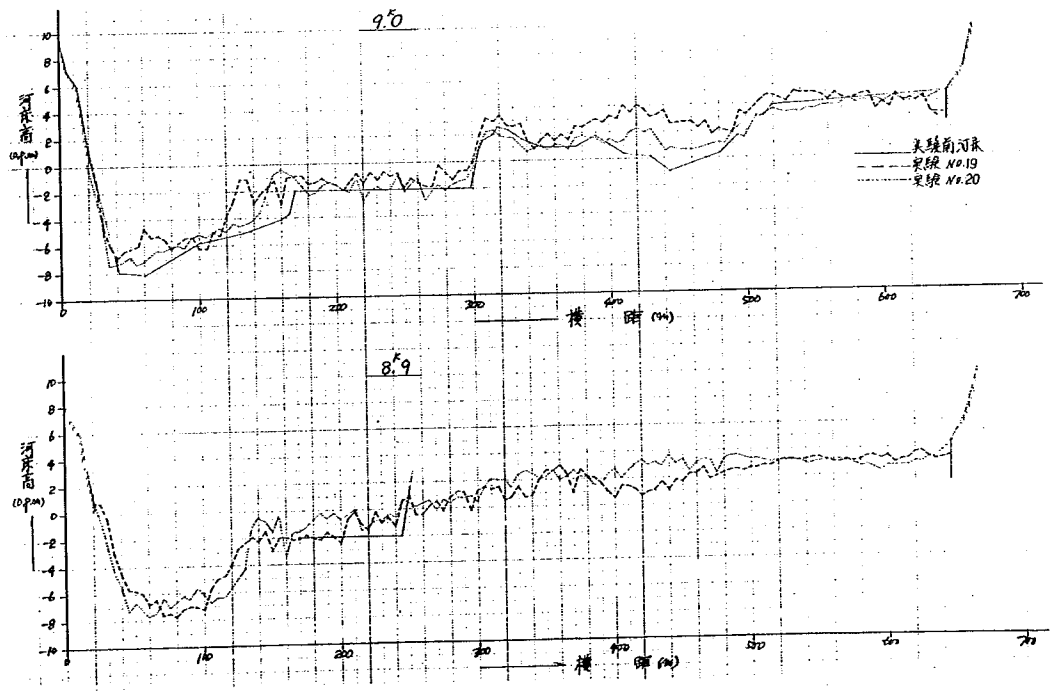
附図－ 8.9.6　河床横断面比較図（実験№ 19,20 ）



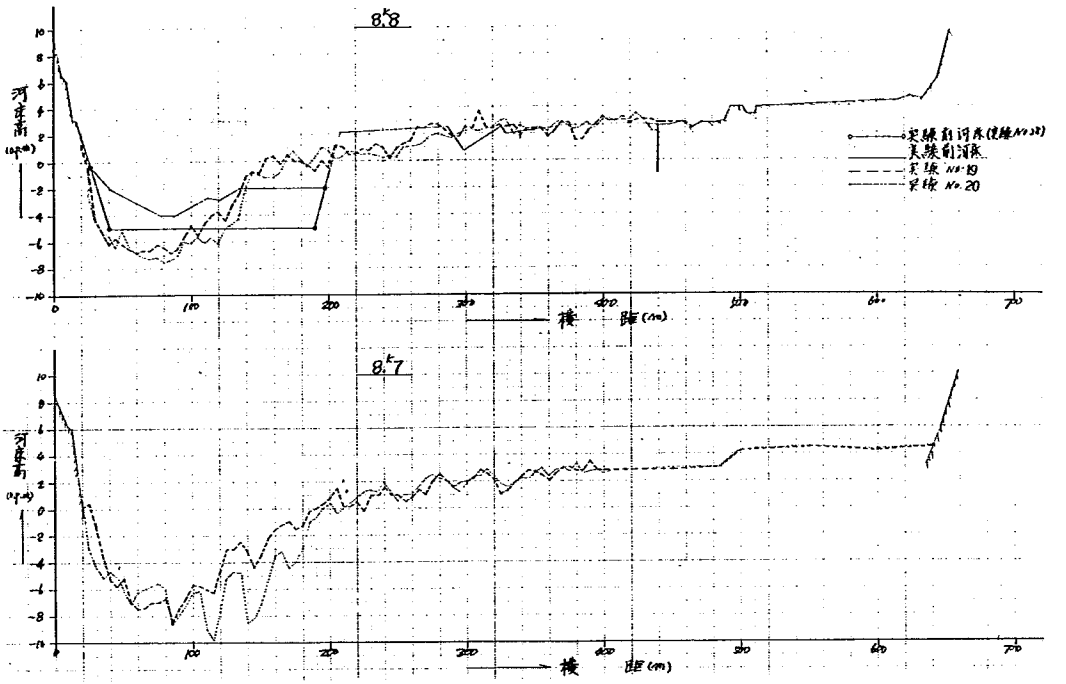
附図－ 8.9.7　河床横断面比較図（実験№ 19,20 ）



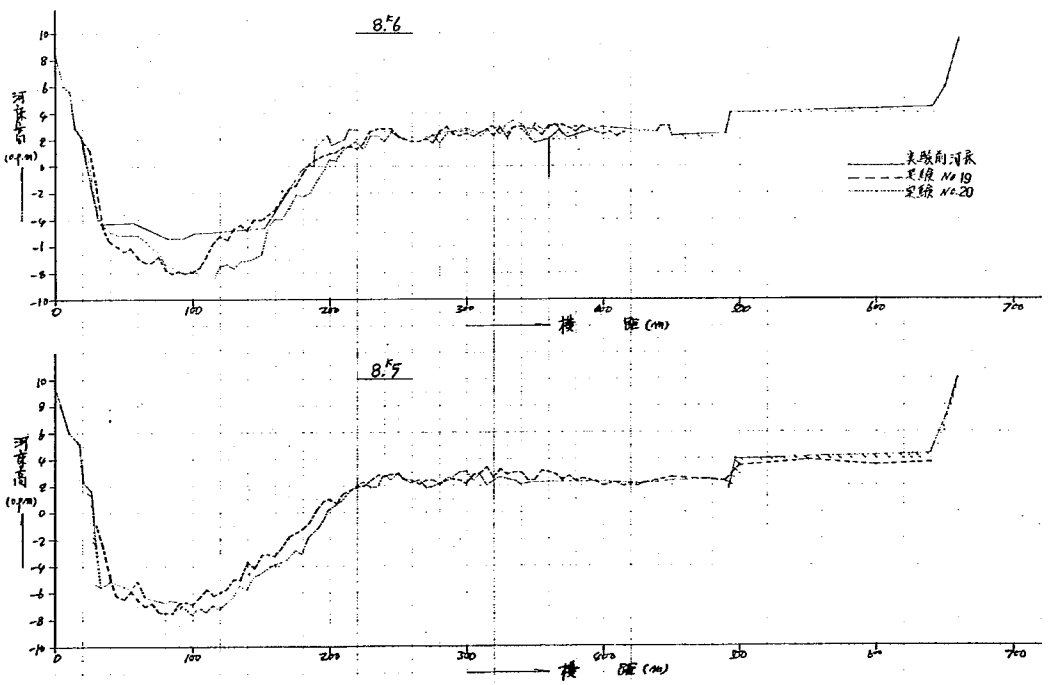
附図－8.9.8　河床横断面比較図（実験№19,20）



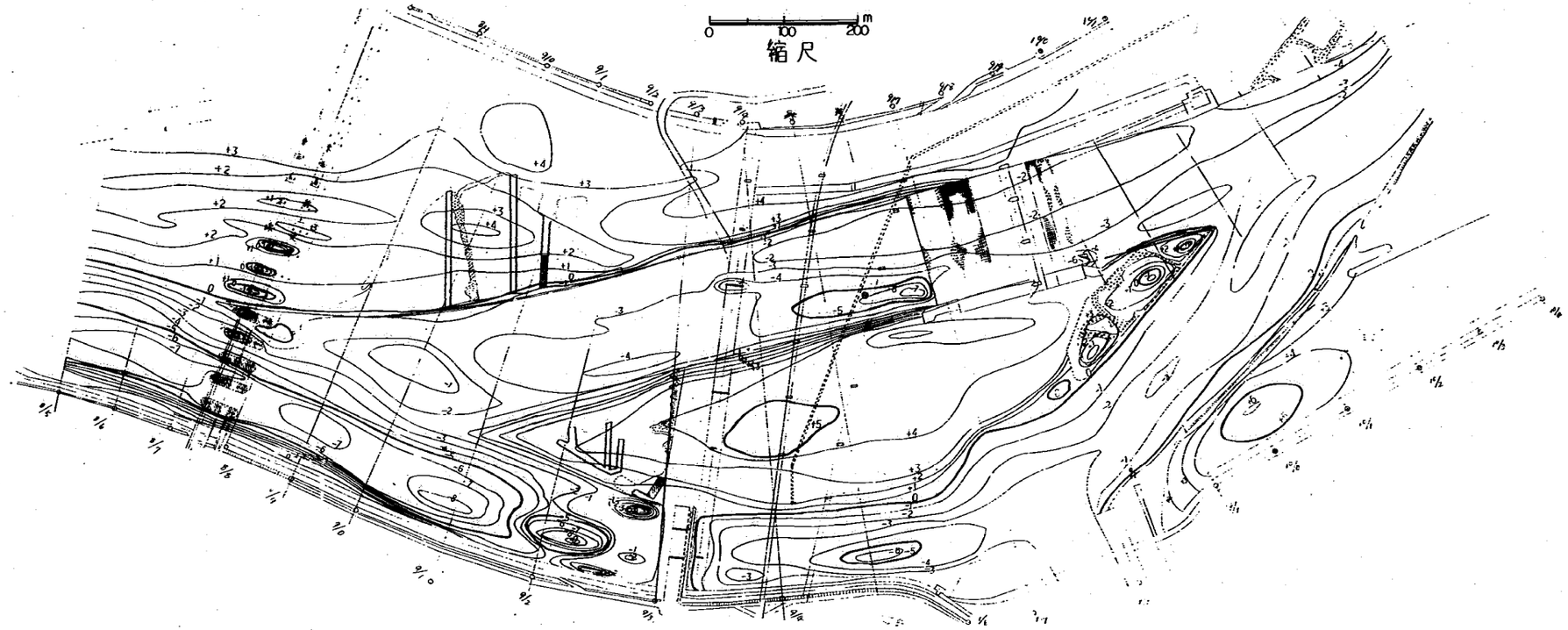
附図－8.9.9　河床横断面比較図（実験№19,20）



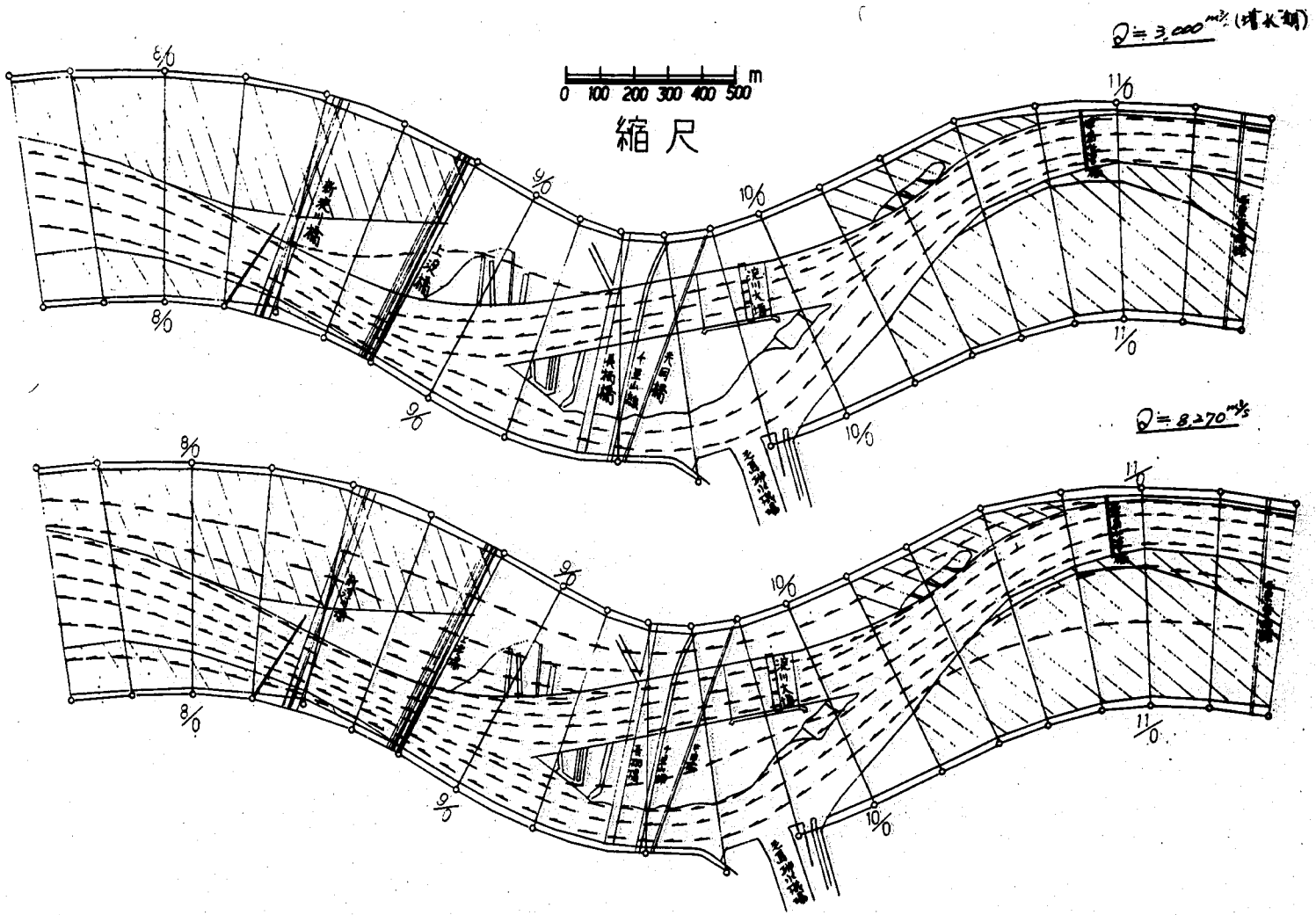
附図－8.9.10　河床横断面比較図（実験No.19,20）



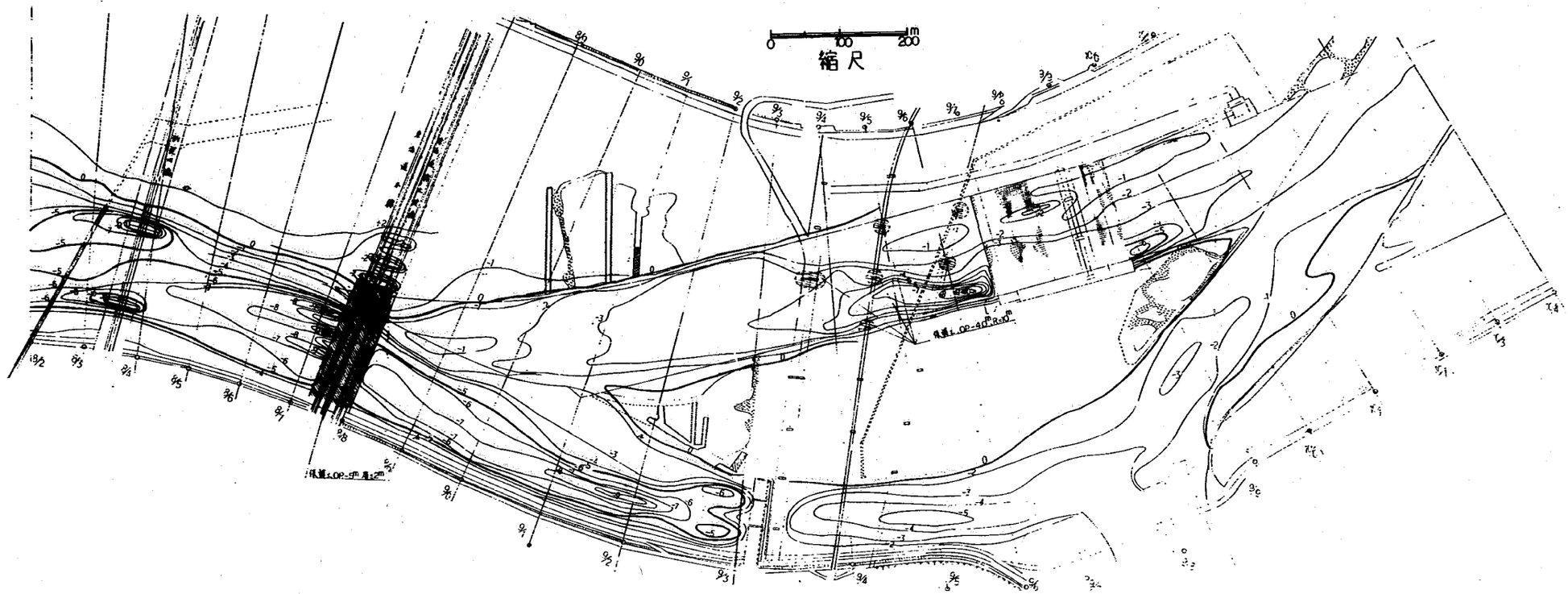
附図－8.9.11　河床横断面比較図（実験No.19,20）



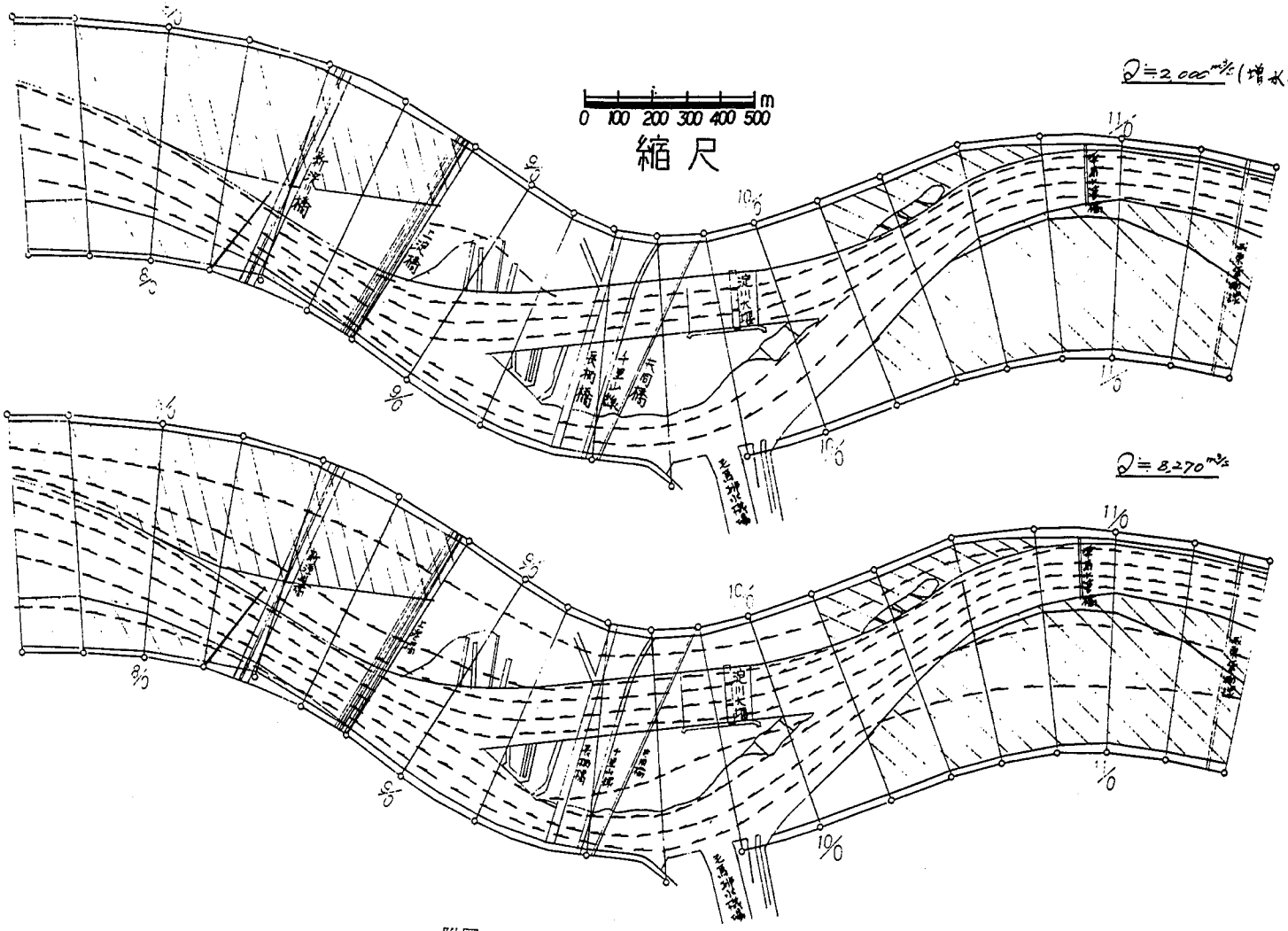
附図－8.9.12　等深線図（実験№19）



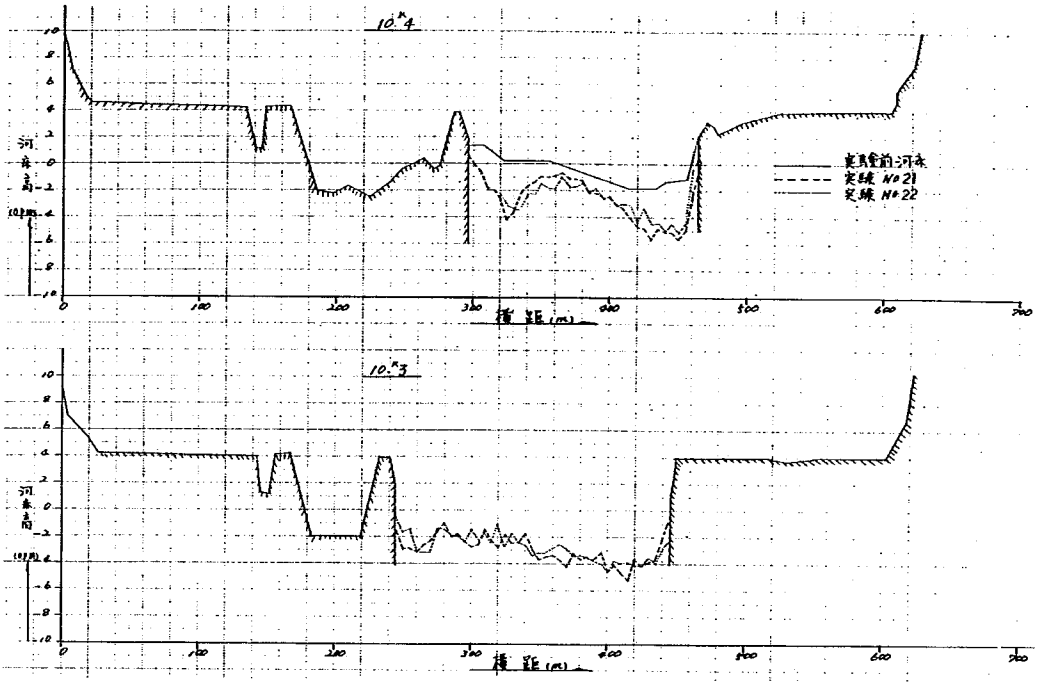
附図－8.10.1　流　況　図（実験No.20）



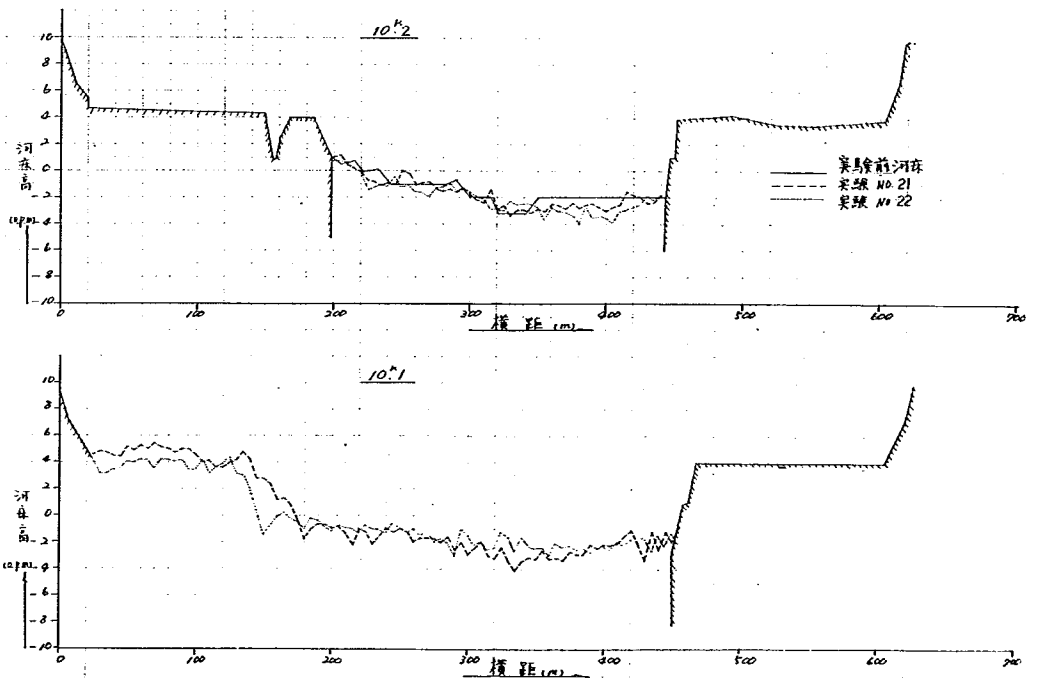
附図－8.10.2　等深線図（実験No.20）



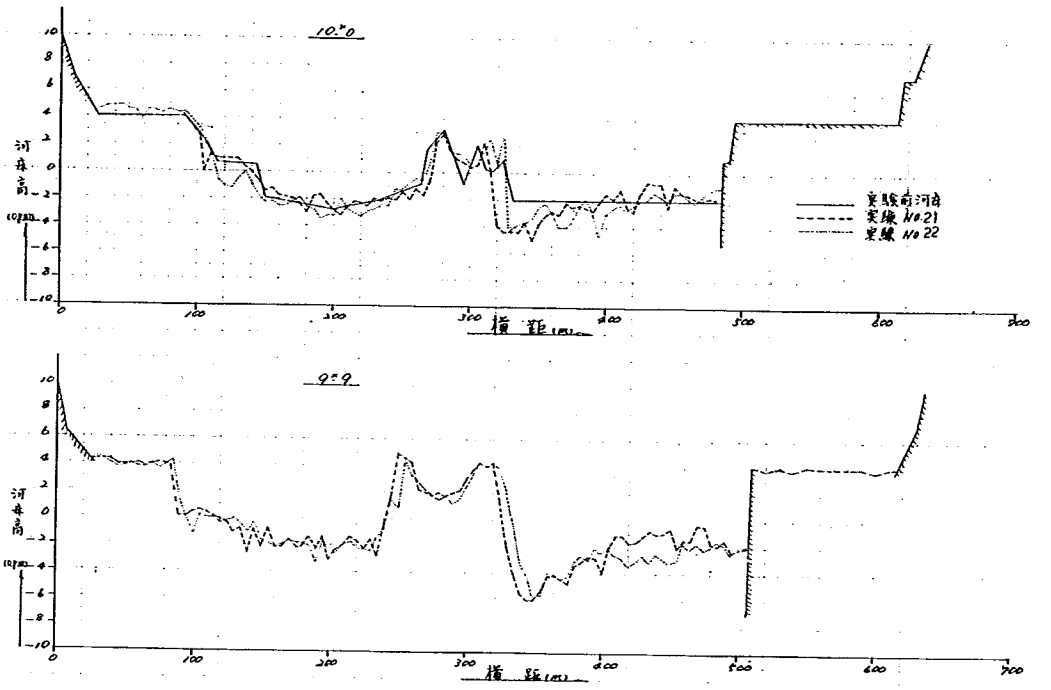
附図－8.1 1.1　流　況　図（実験№２１）



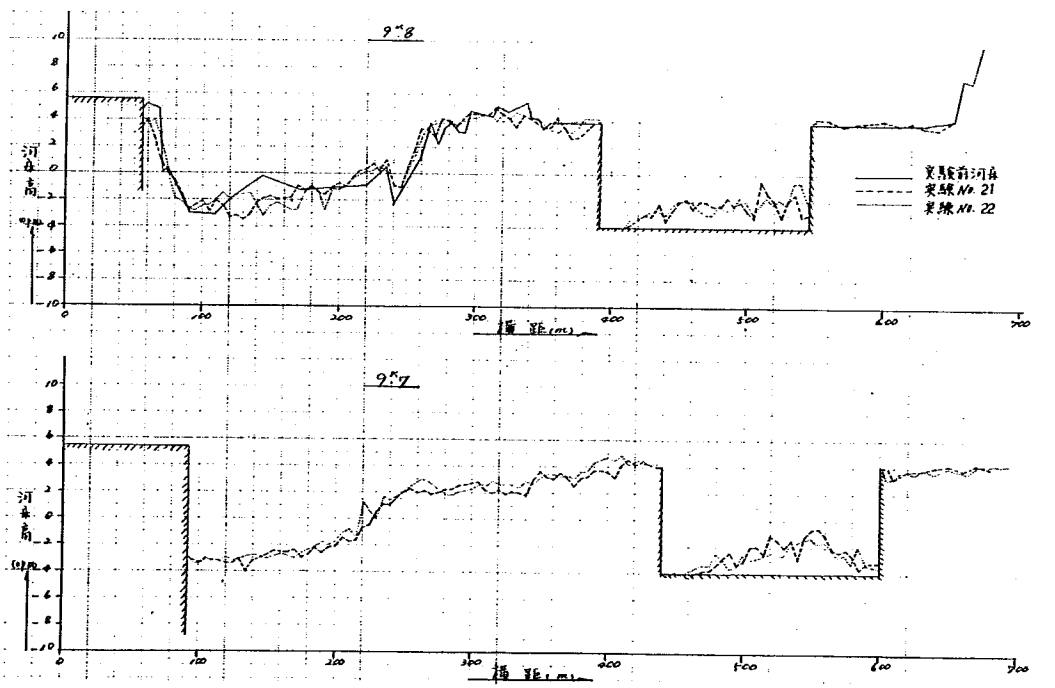
附図－ 8.1 1.2　河床横断面比較図（実験№21,22）



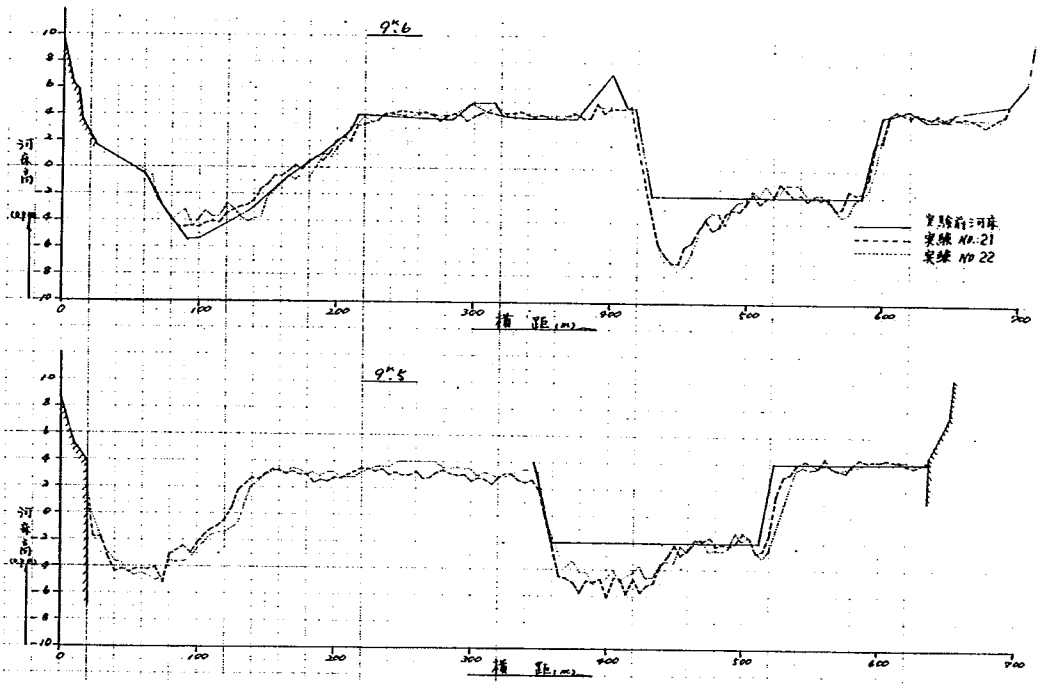
附図－ 8.1 1.3　河床横断面比較図（実験№21,22）



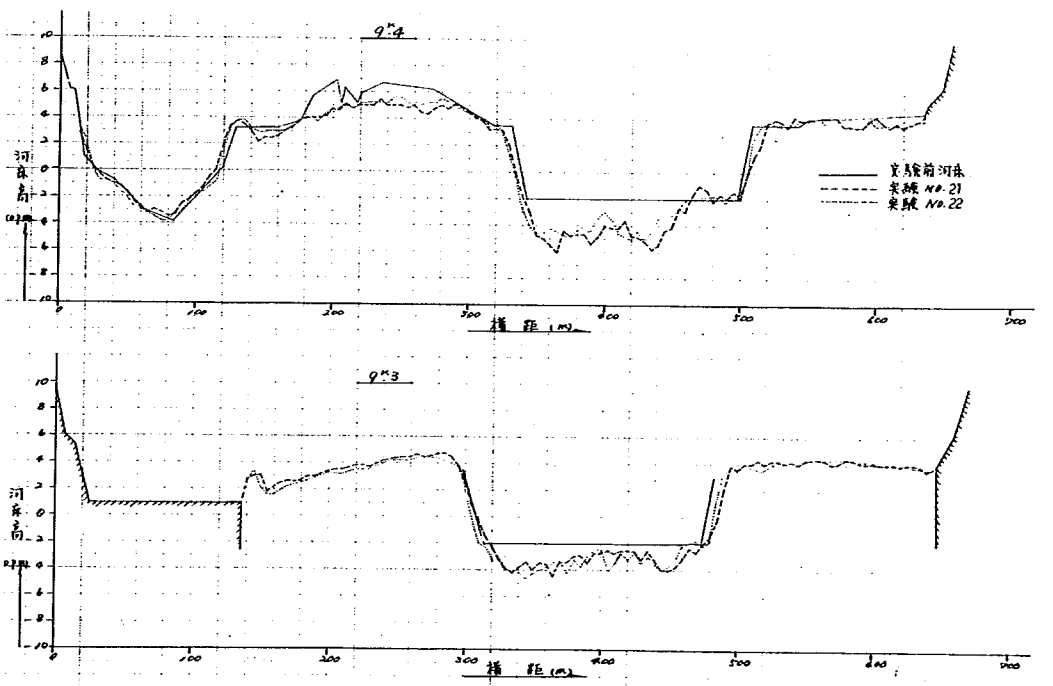
附図－8.1 1.4　河床横断面比較図（実験№21,22）



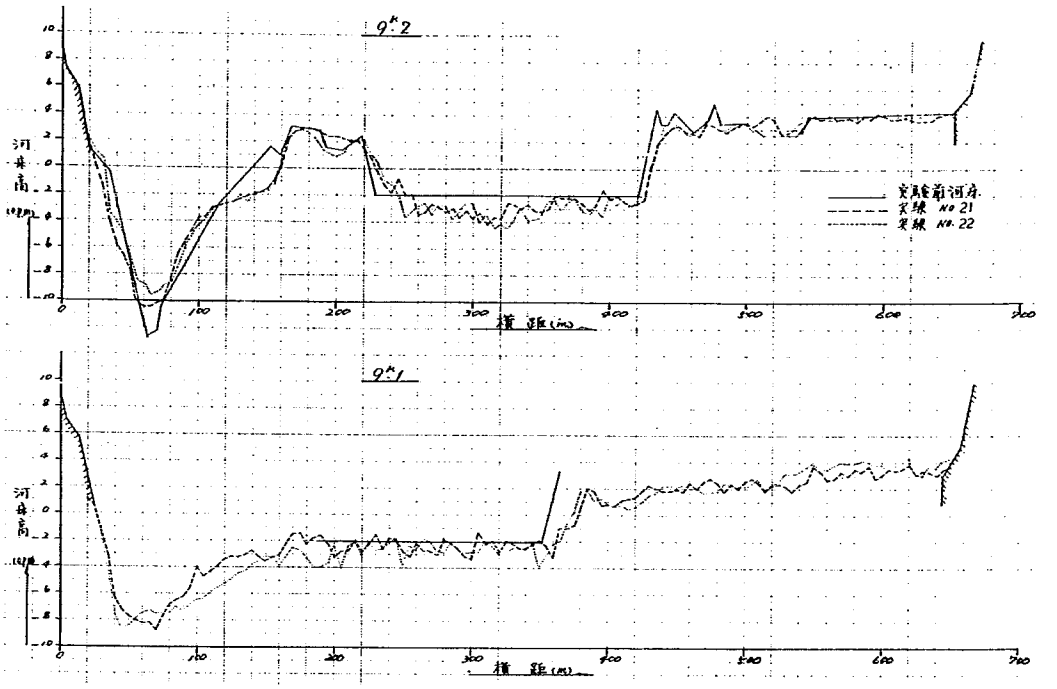
附図－8.1 1.5　河床横断面比較図（実験№21,22）



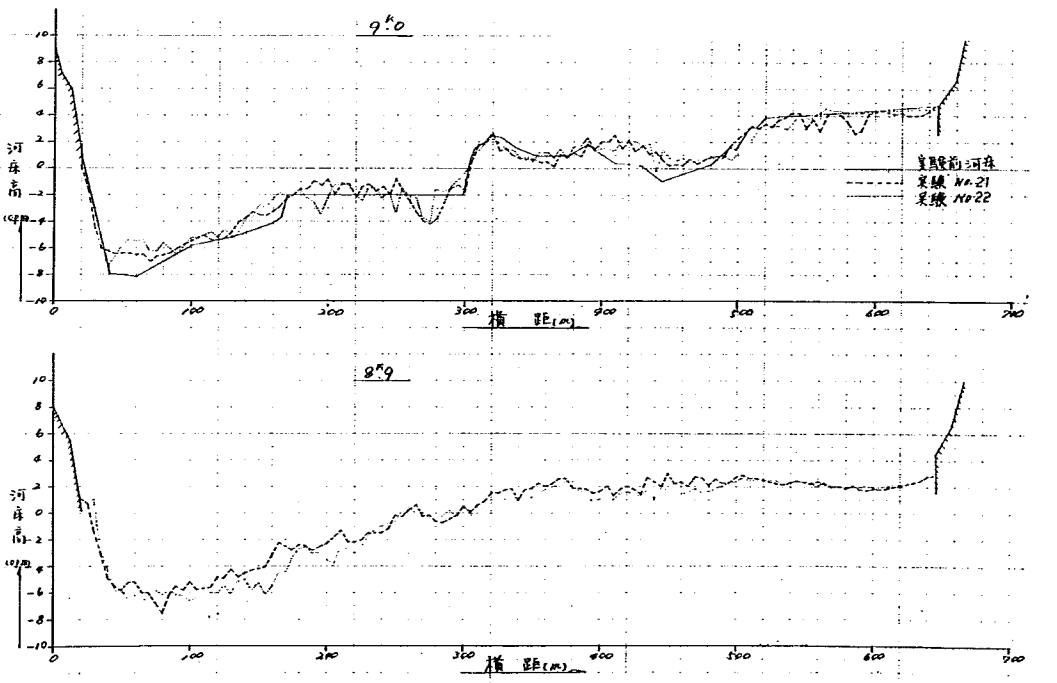
附図－8.1 1.6　河床横断面比較図（実験№21,22）



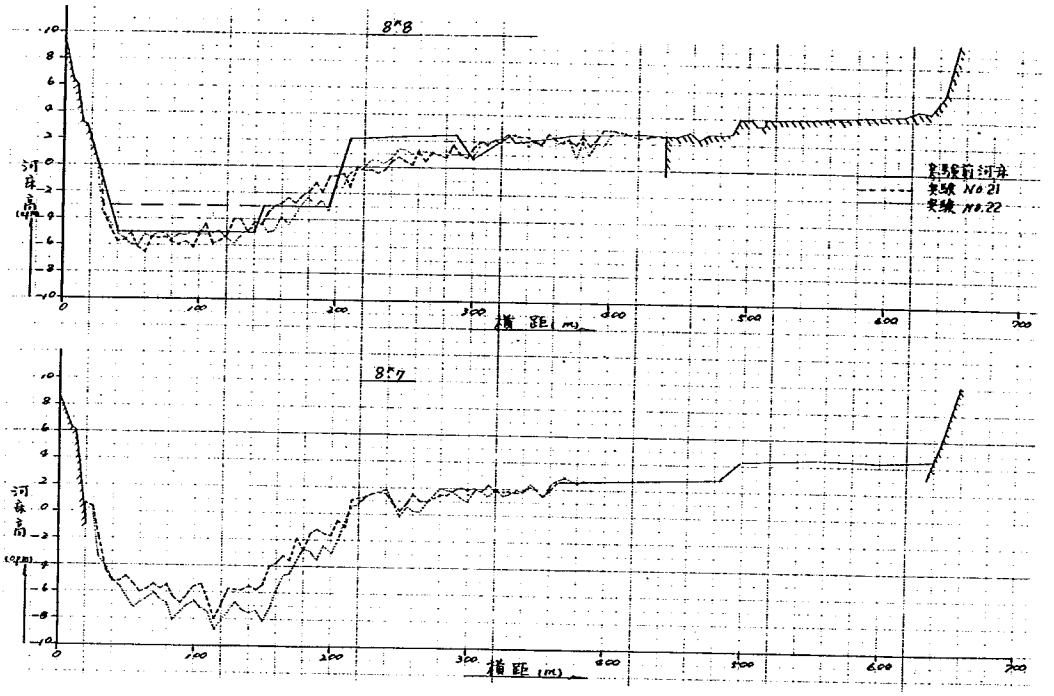
附図－8.1 1.7　河床横断面比較図（実験№21，22）



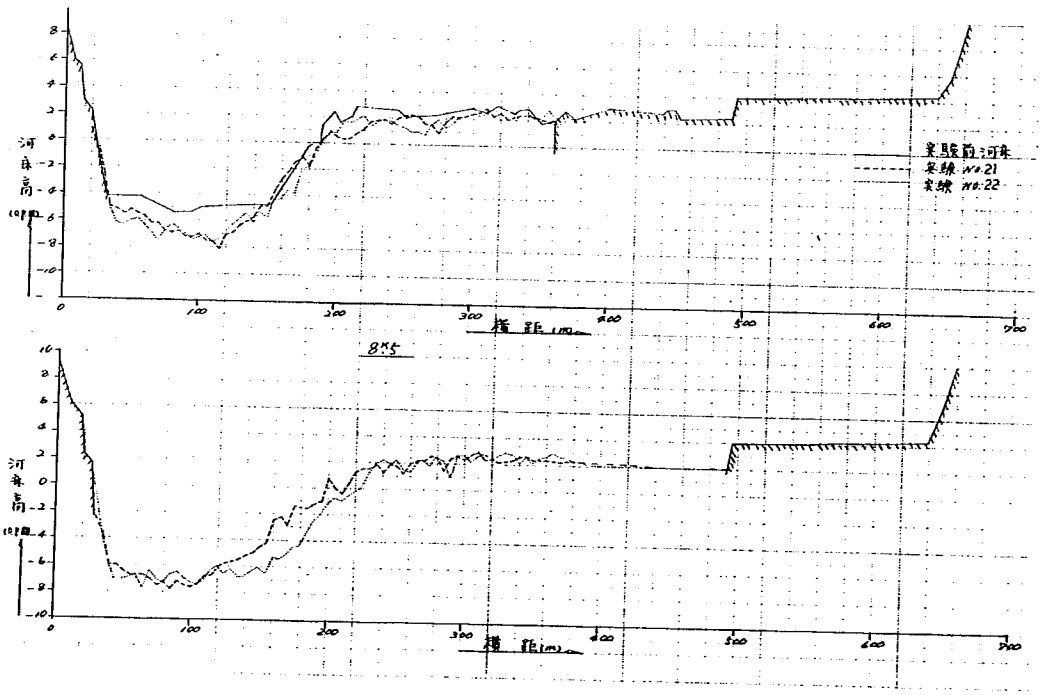
附図－8.1 1.8　河床横断面比較図（実験№21, 22）



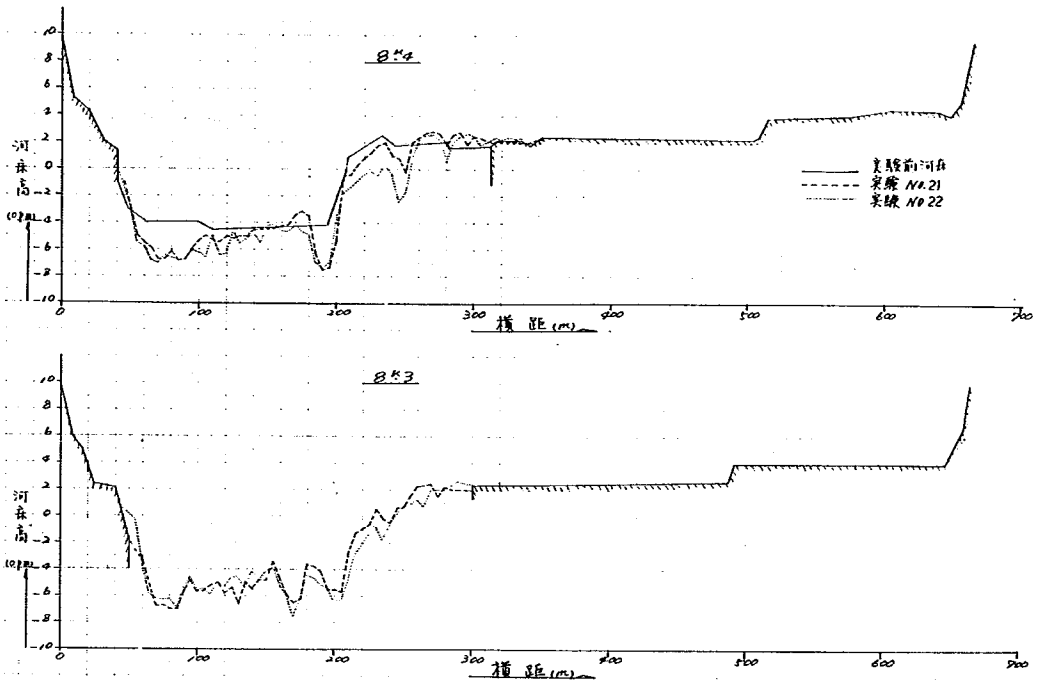
附図－8.1 1.9　河床横断面比較図（実験№21,22）



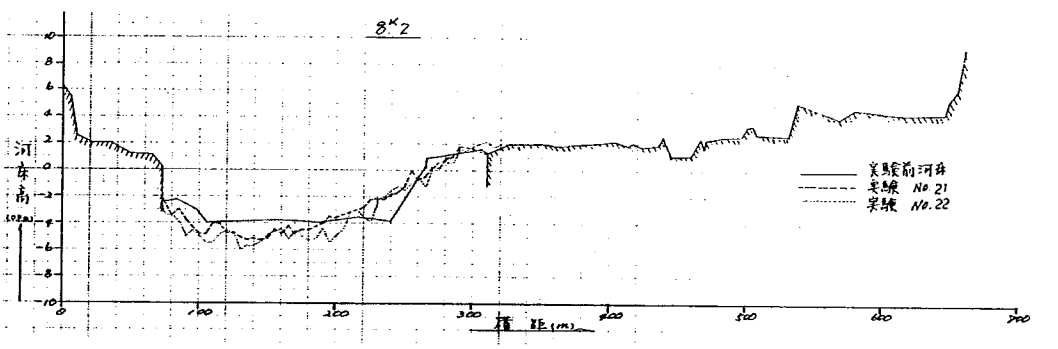
附図－8.1 1.1 0　河床横断面比較図（実験№21,22）



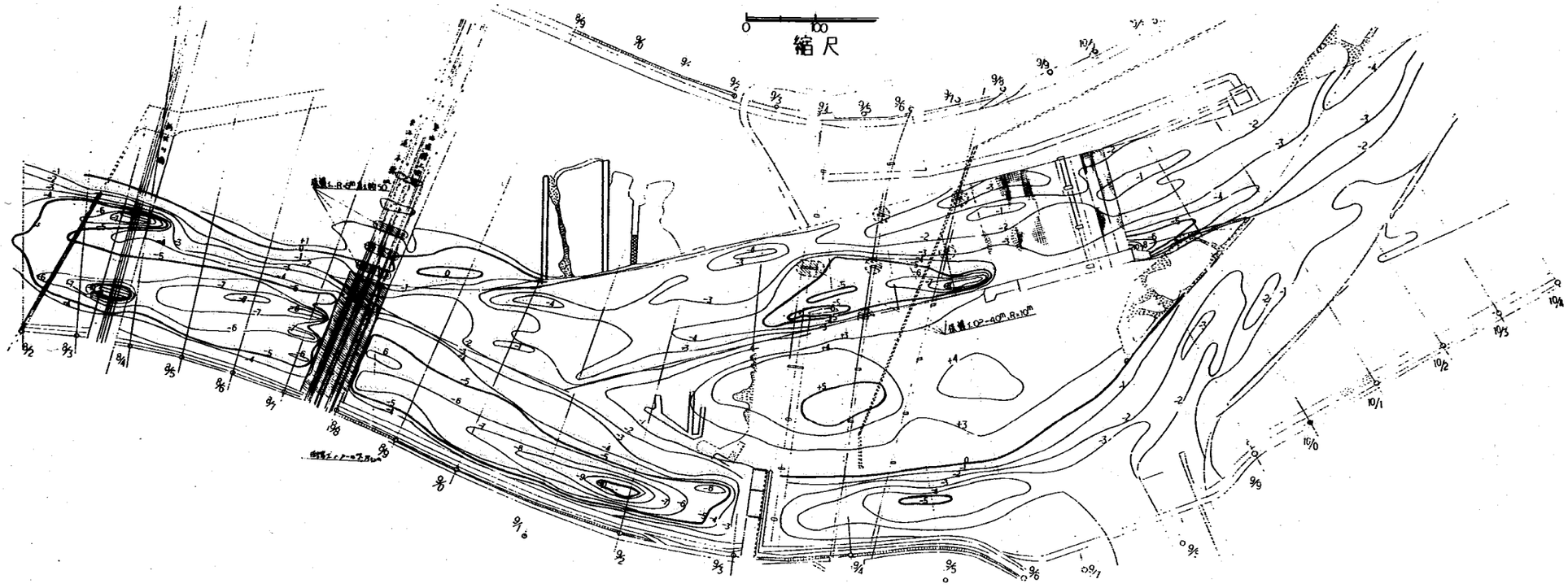
附図－8.1 1.1 1　河床横断面比較図（実験№21,22）



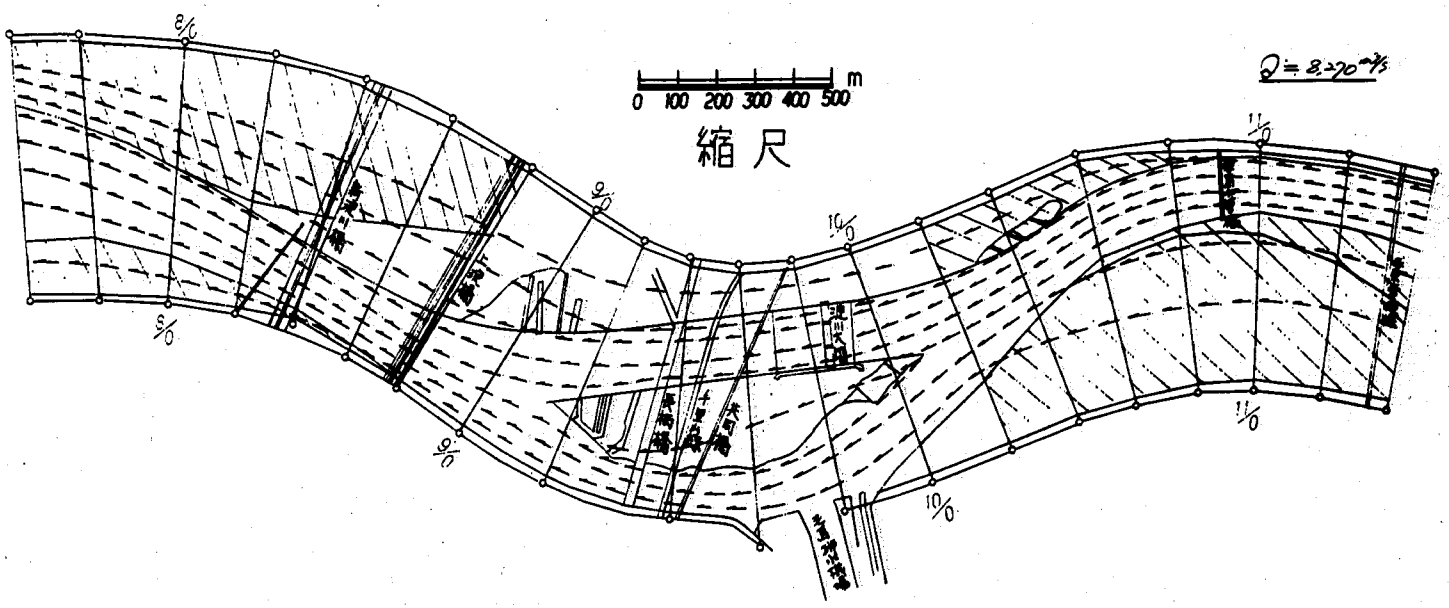
附図－8.1 1.1 2　河床横断面比較図（実験№21,22）



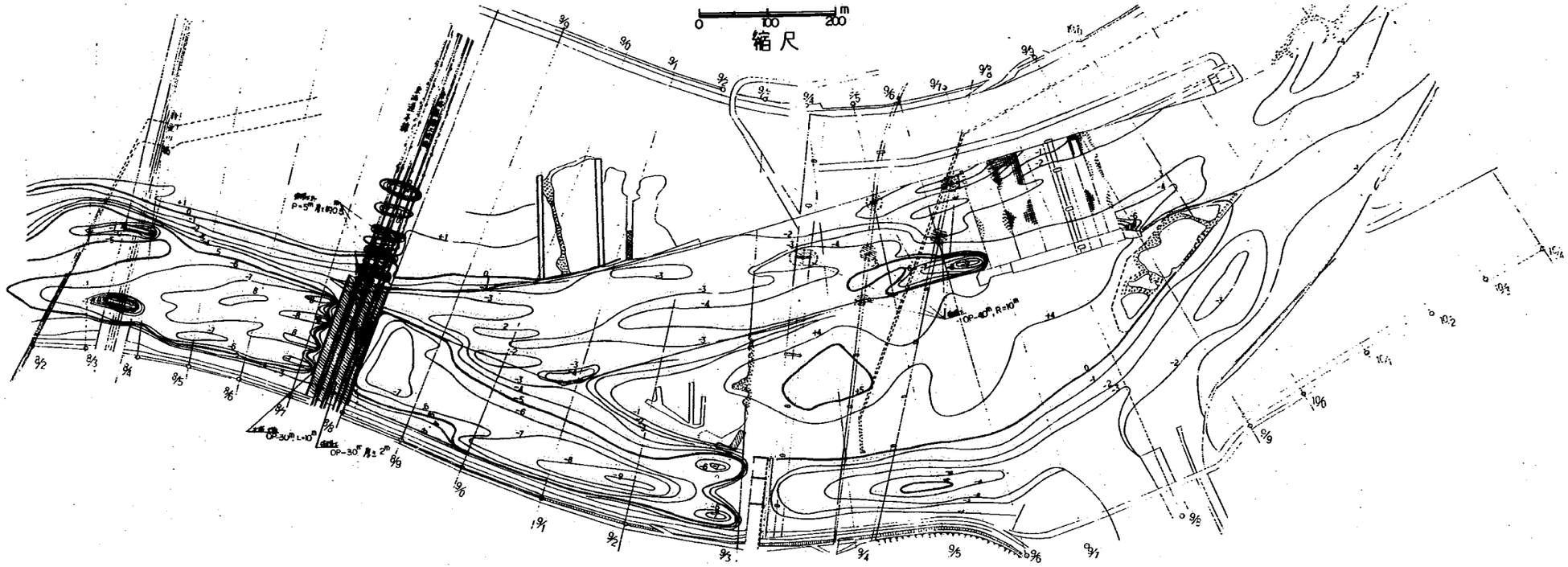
附図－8.1 1.1 3　河床横断面比較図（実験№21,22）



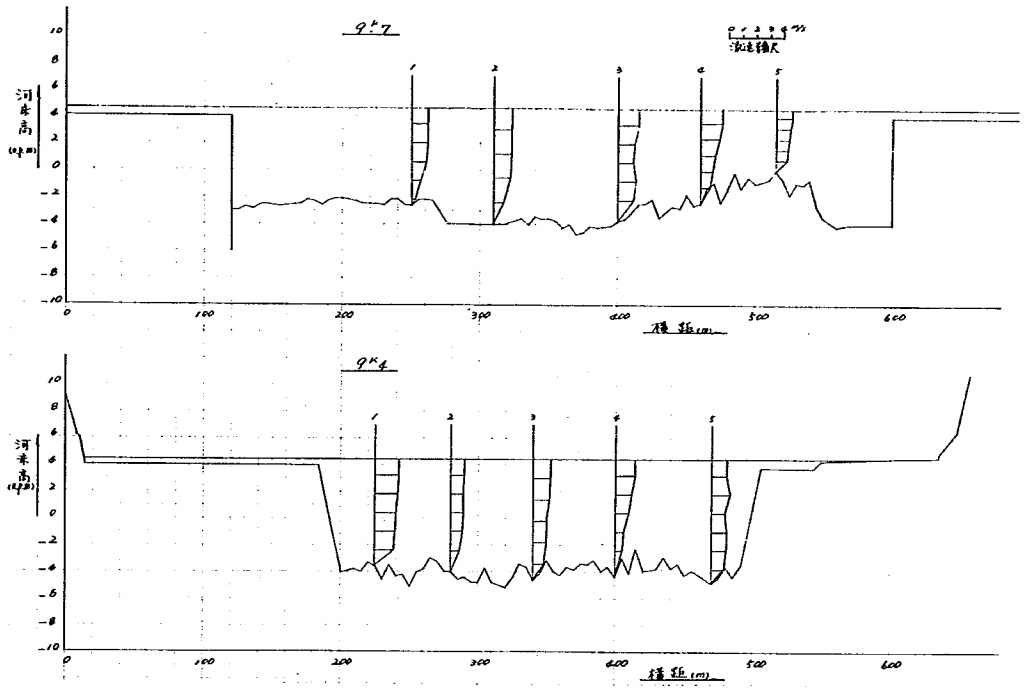
附図－8.1 1.1 4　等 深 線 図（実験No. 2 1 ）



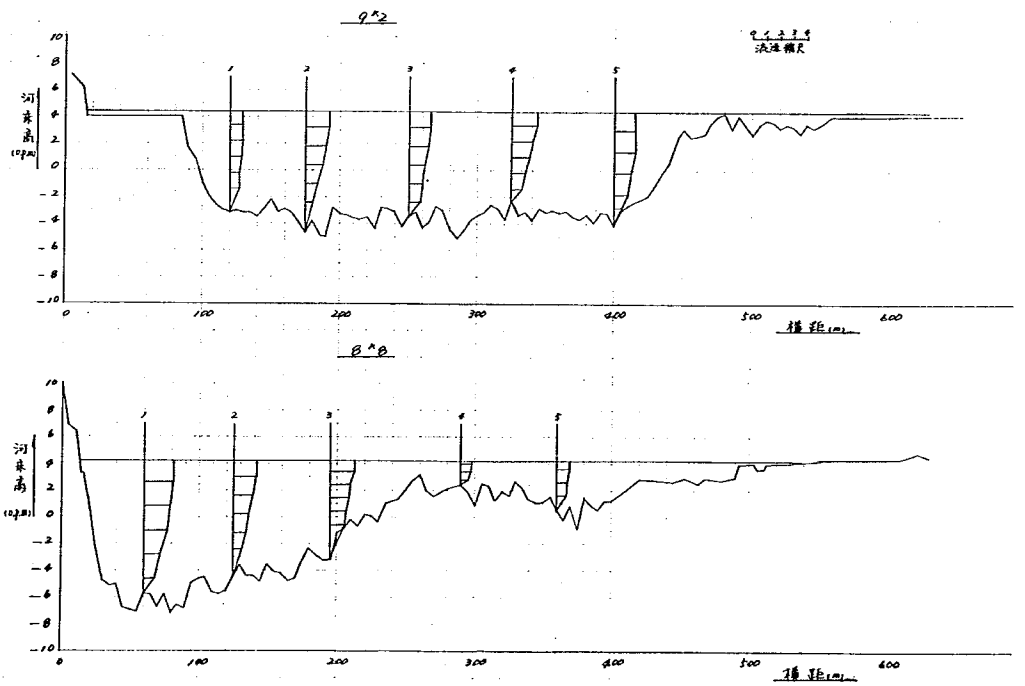
附図－8.12.1　流　況　図（実験No.22）



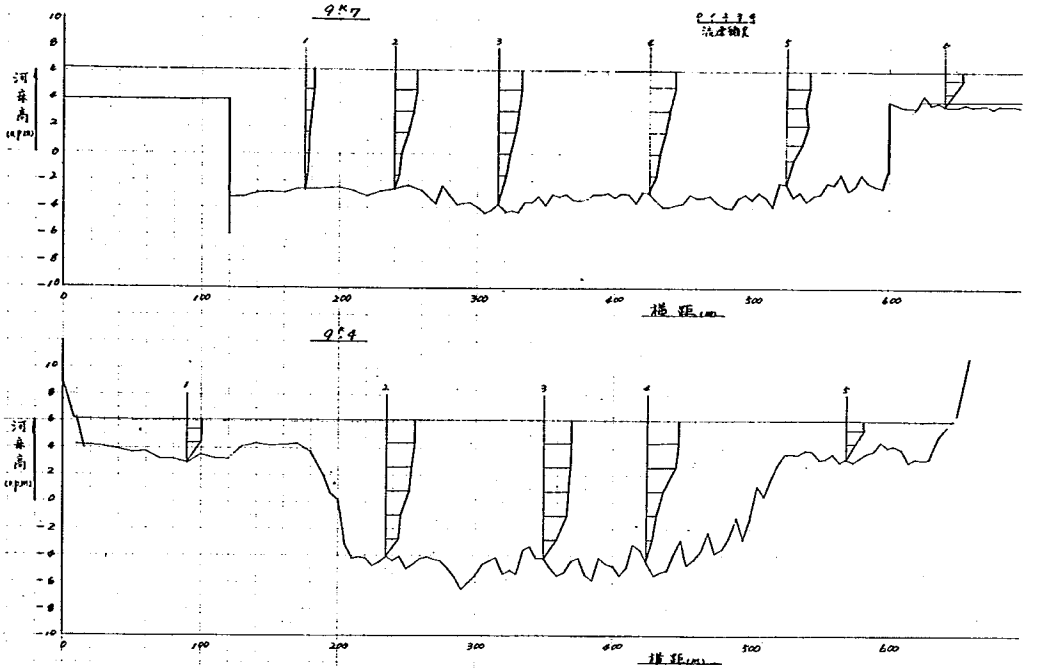
附図－8.1 2.2　等 深 線 図（実験№２２）



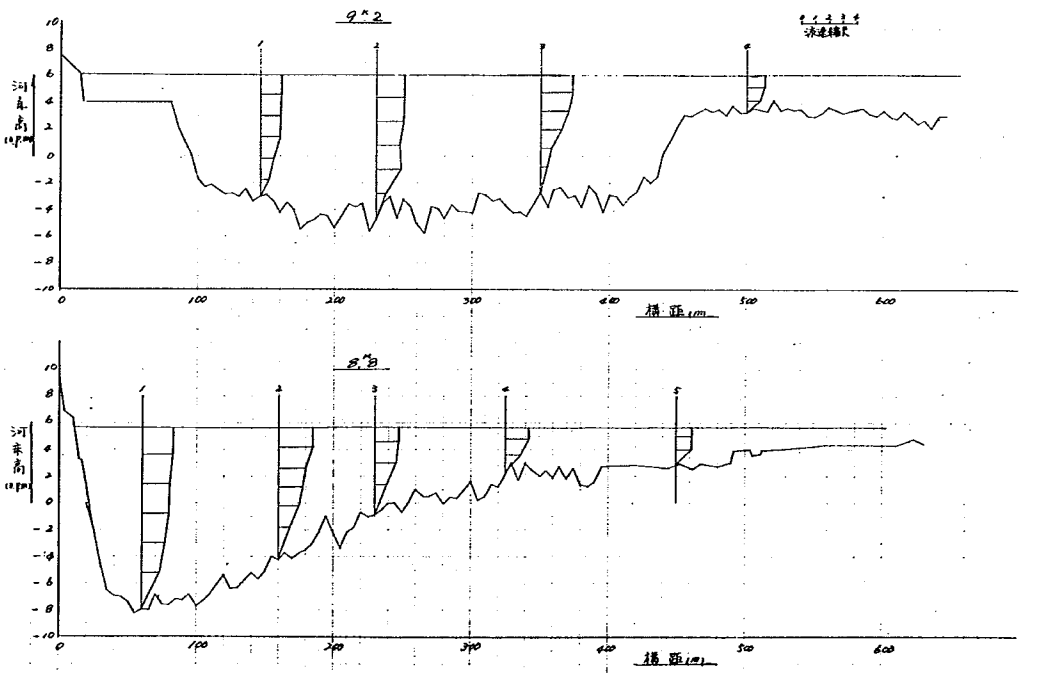
附図－9.1.1　流速分布図（実験№23－1，Q＝4,000 m³／s）



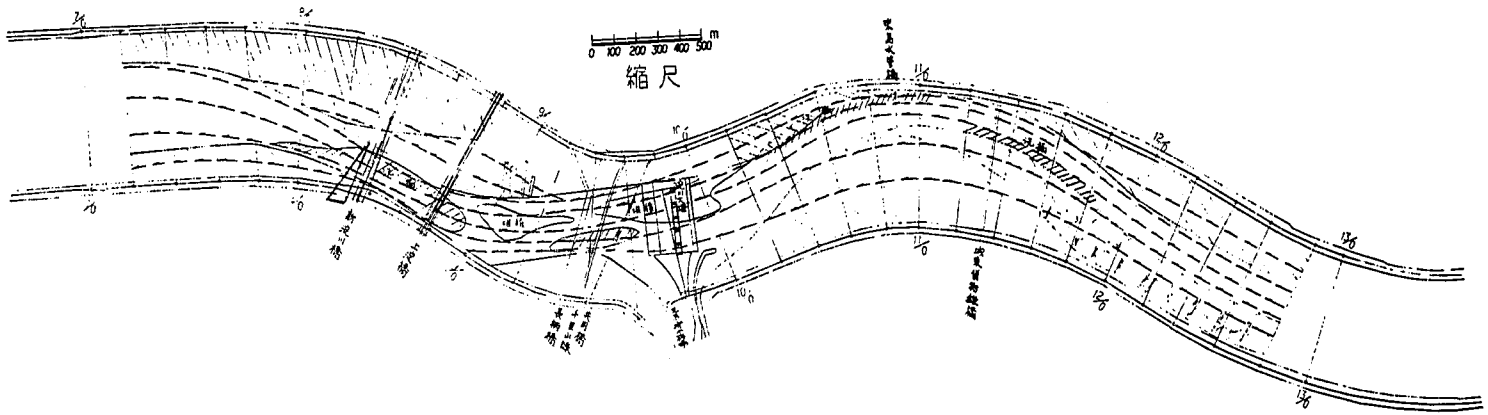
附図－9.1.2　流速分布図（実験№23－1，Q＝4,000 m³／s）



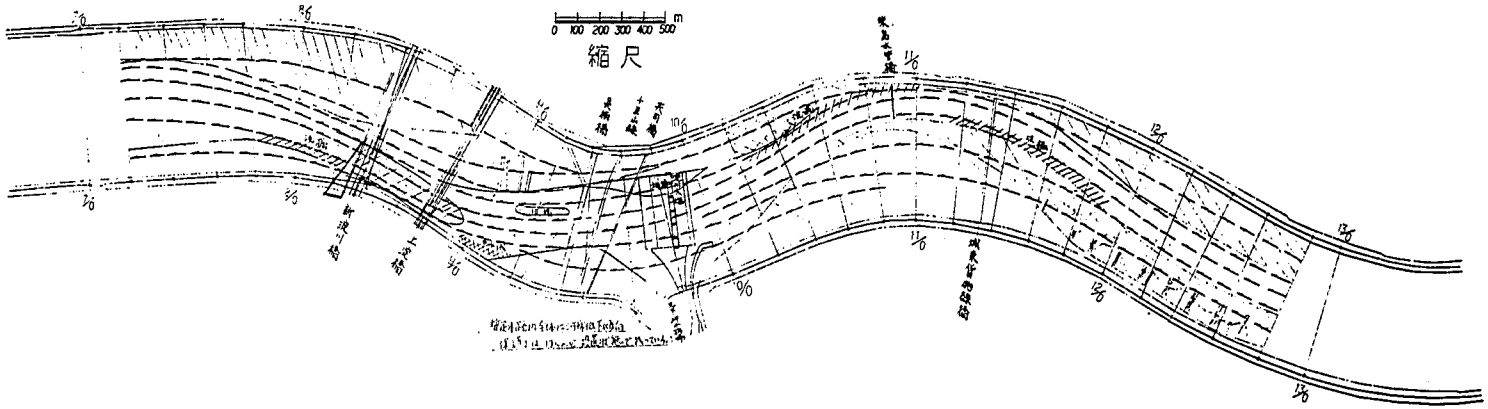
附図－9.1.3　流速分布図（実験№23－2, Q＝7,000 m³／s）



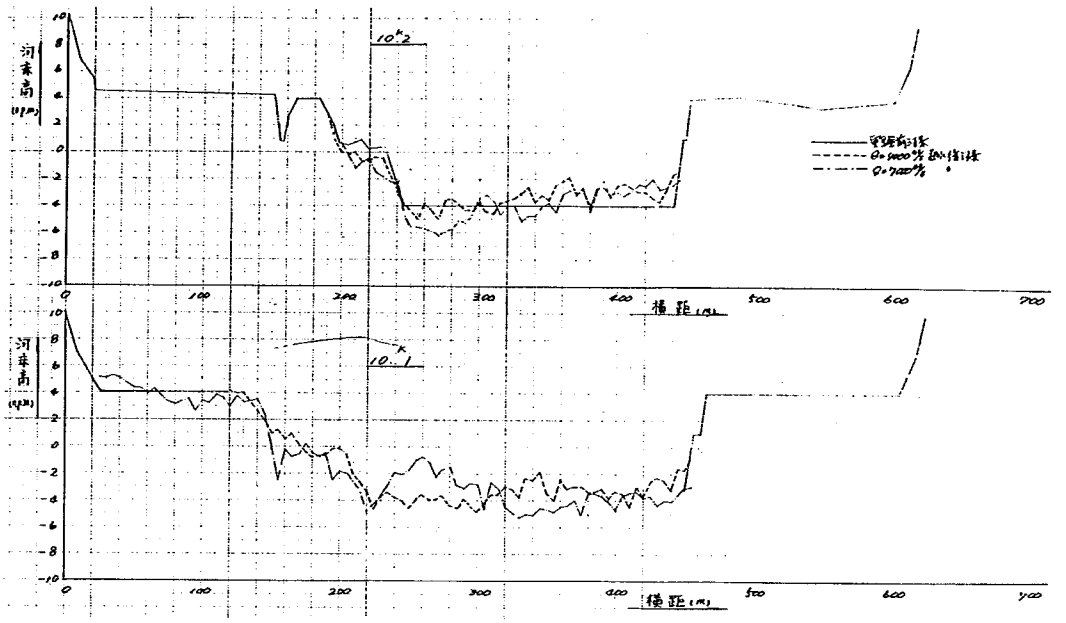
附図－9.1.4　流速分布図（実験№23－2, Q＝7,000 m³／s）



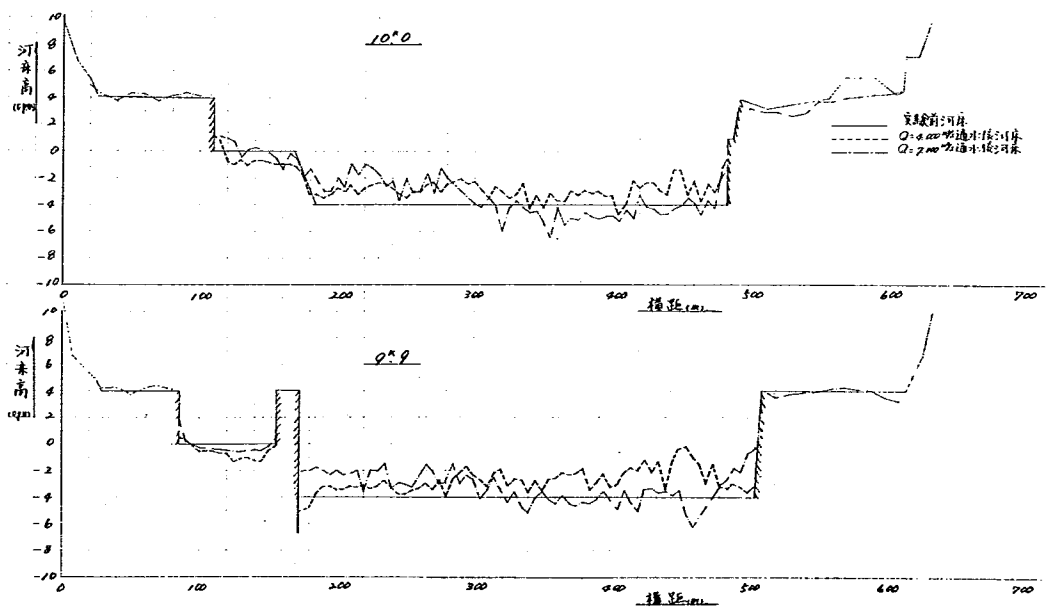
附図－9.1.5　流　況　図（実験№23－1，Q＝4,000 m³／s）



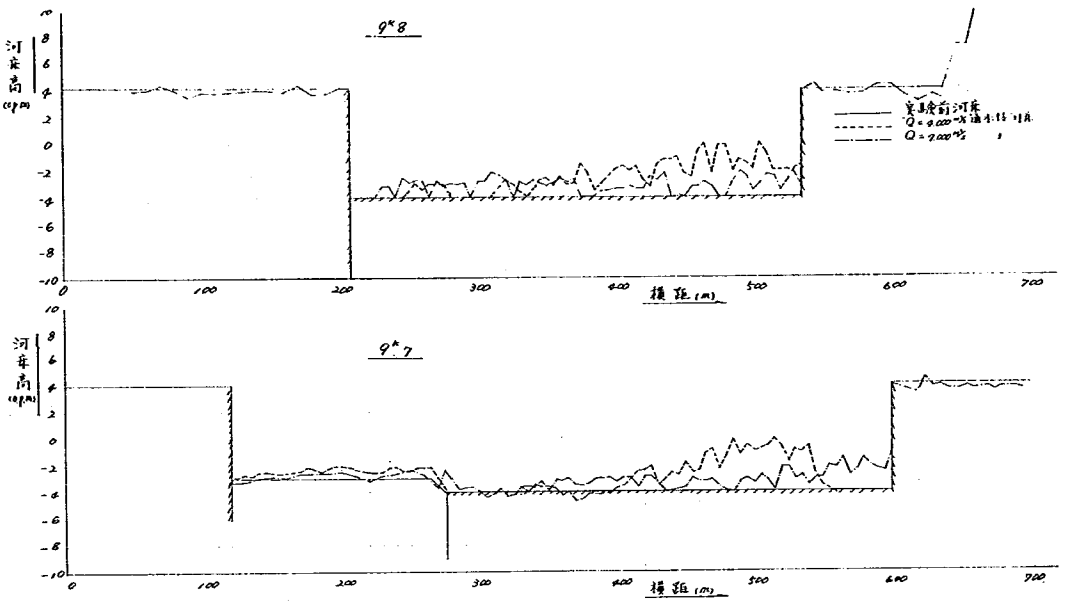
附図－9.1.6　流　況　図（実験№23－2，Q＝7,000 m³／s）



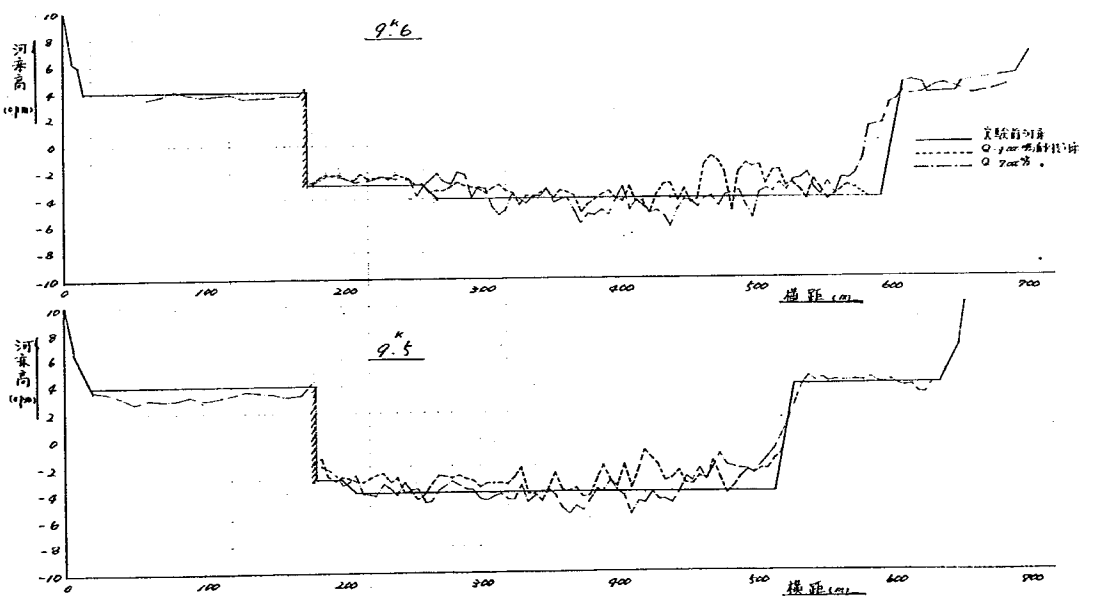
附図－9.1.7　河床横断図（実験№２３）



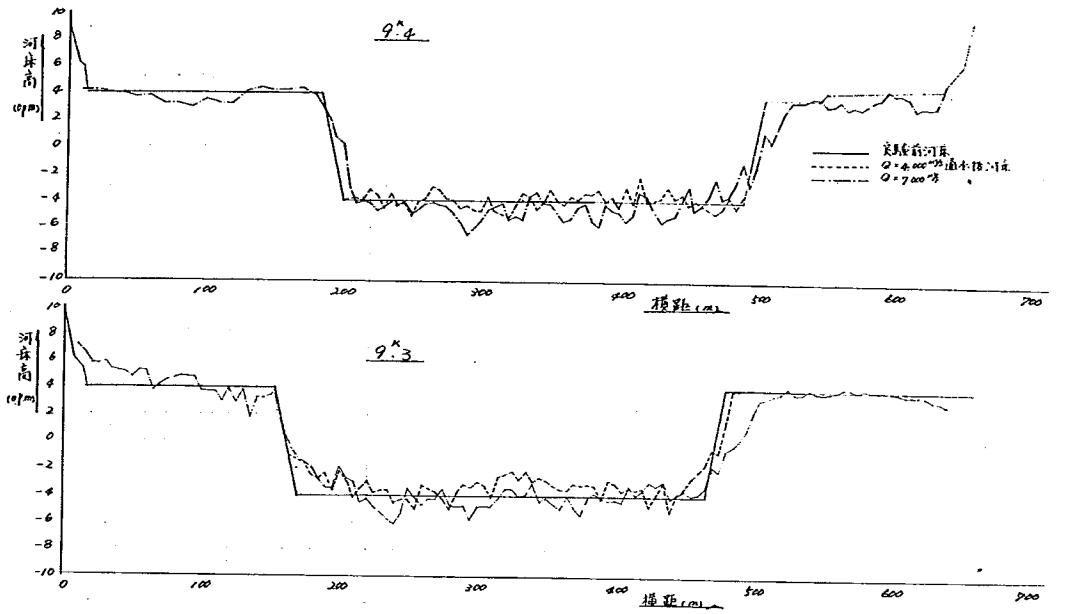
附図－9.1.8　河床横断図（実験№２３）



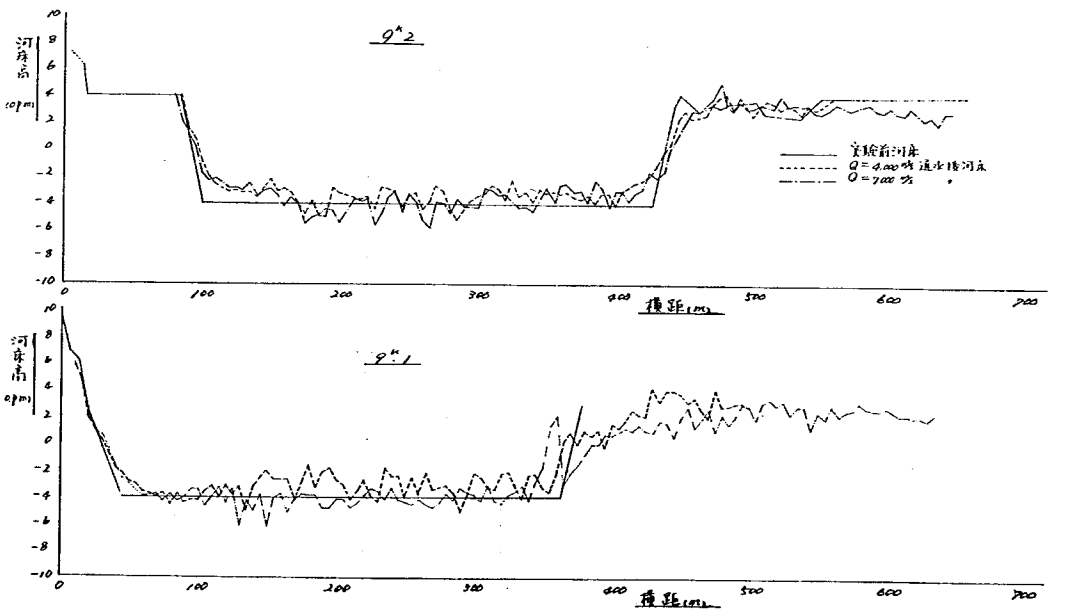
附図－9.1.9　河床横断図（実験No.２３）



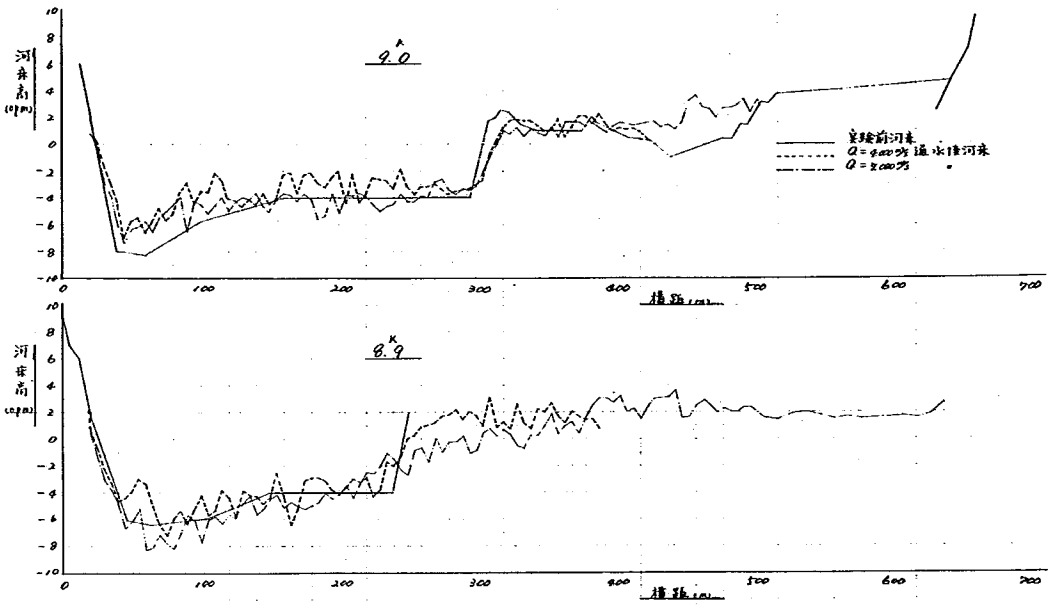
附図－9.1.10　河床横断図（実験No.２３）



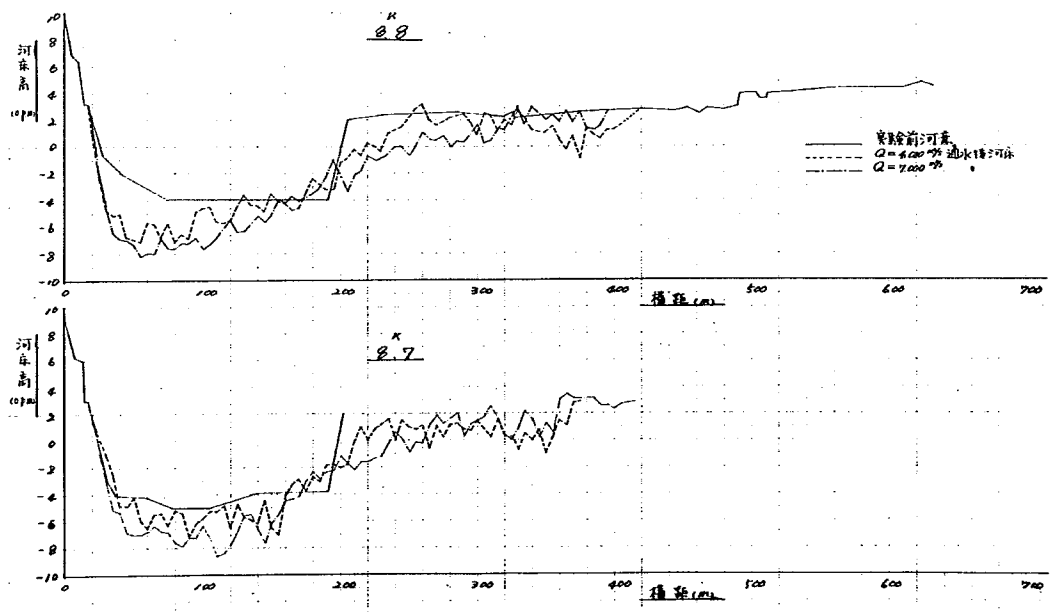
附図－9.1.1 1　河床横断図（実験No.２３）



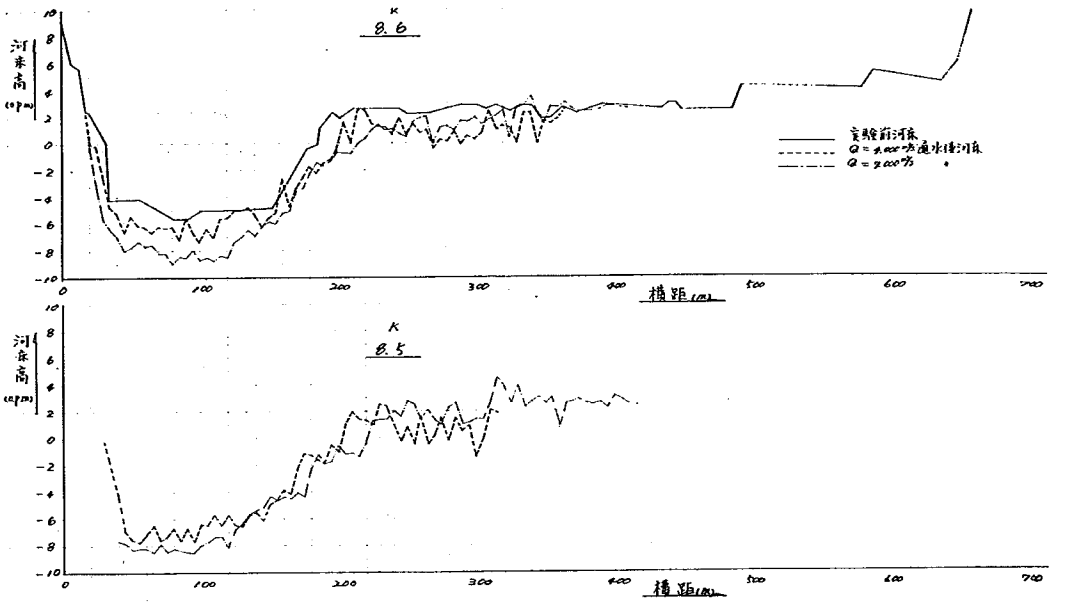
附図－9.1.1 2　河床横断図（実験No.２３）



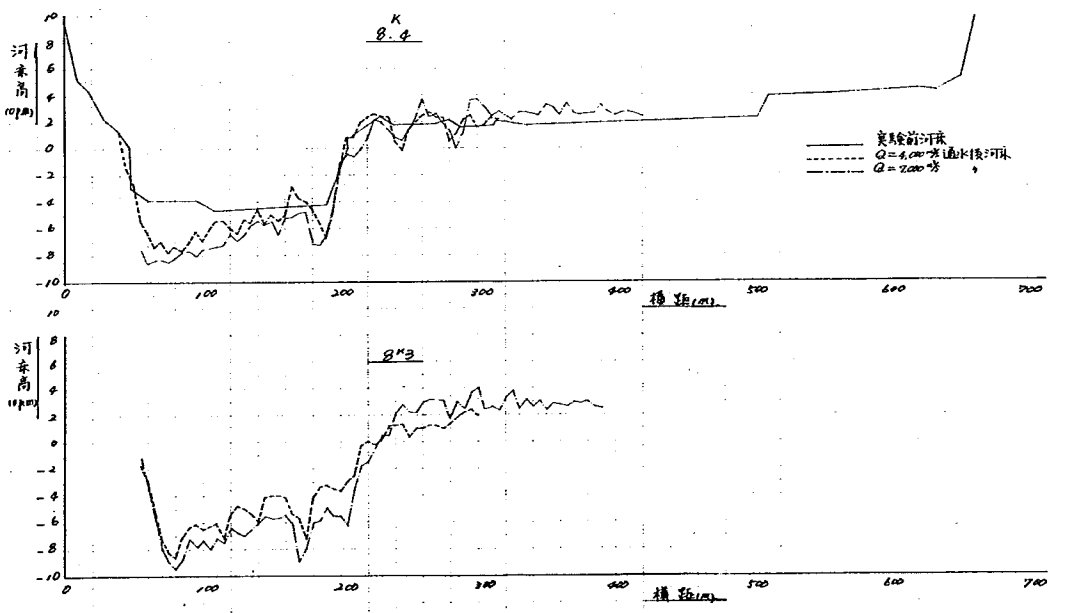
附図－9.1.13　河床横断図（実験No.23）



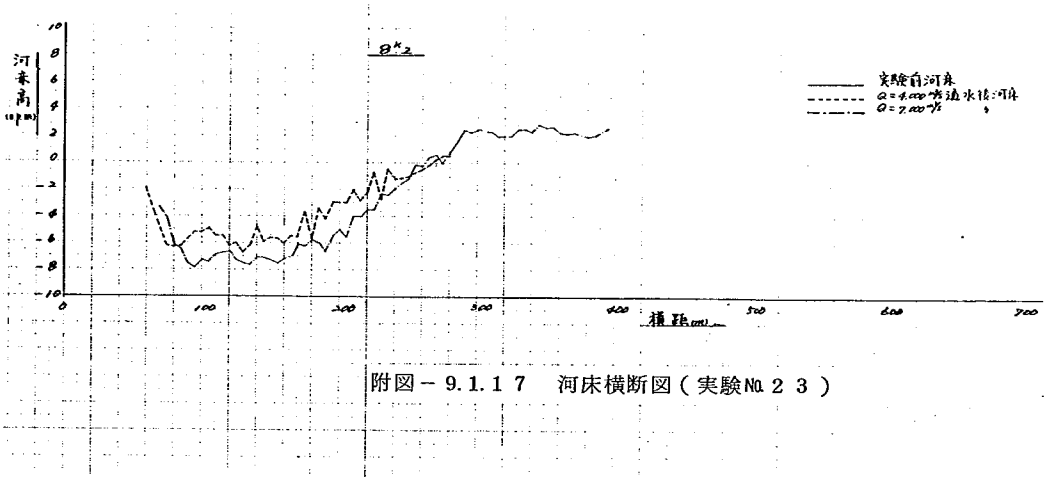
附図－9.1.14　河床横断図（実験No.23）



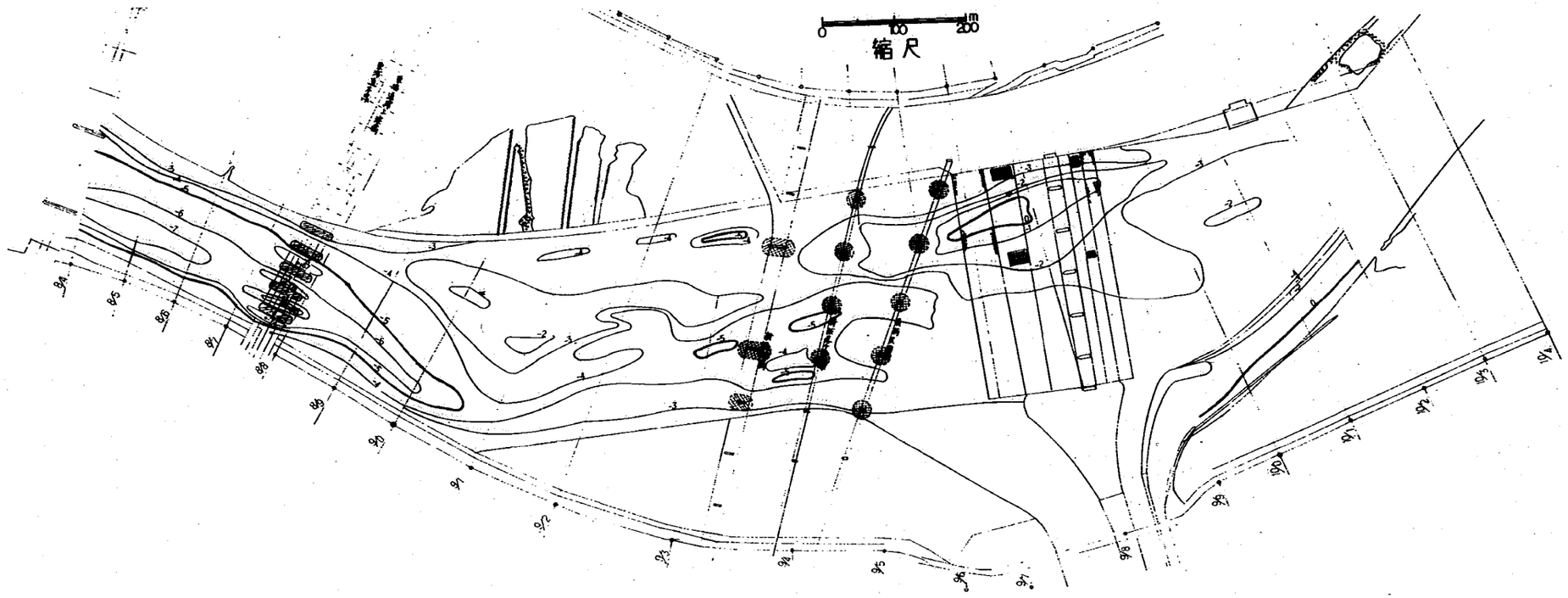
附図－9.1.15　河床横断図（実験No.23）



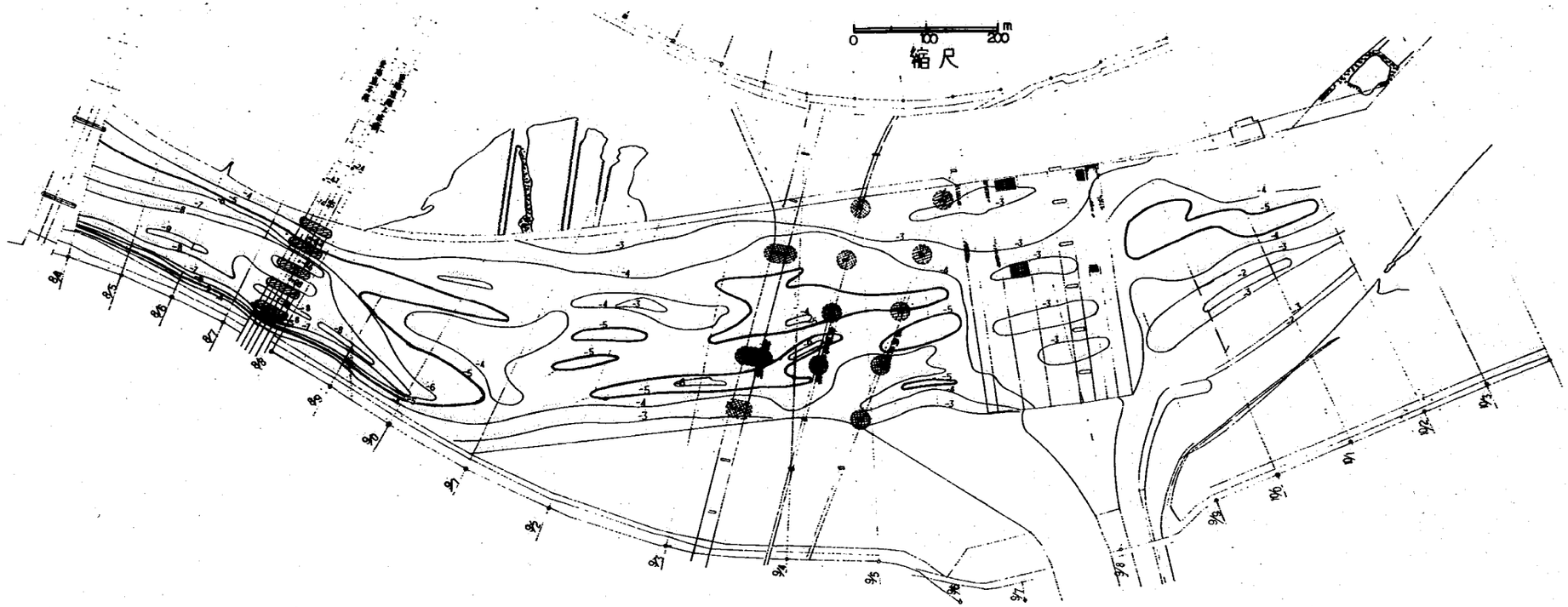
附図－9.1.16　河床横断図（実験No.23）



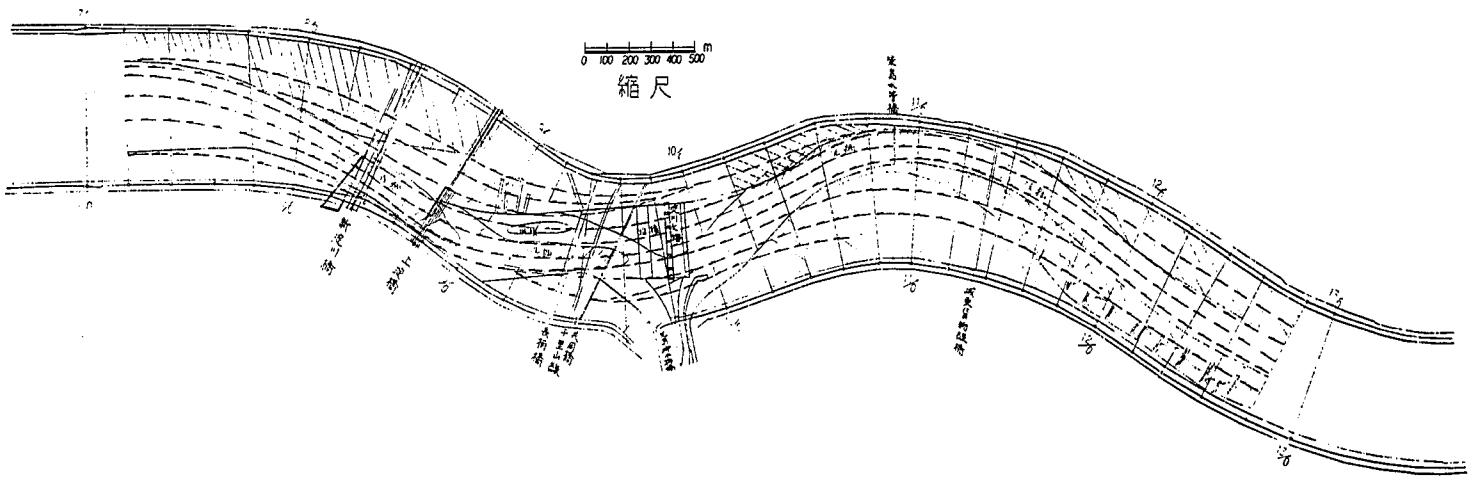
附図－9.1.17　河床横断図（実験№23）



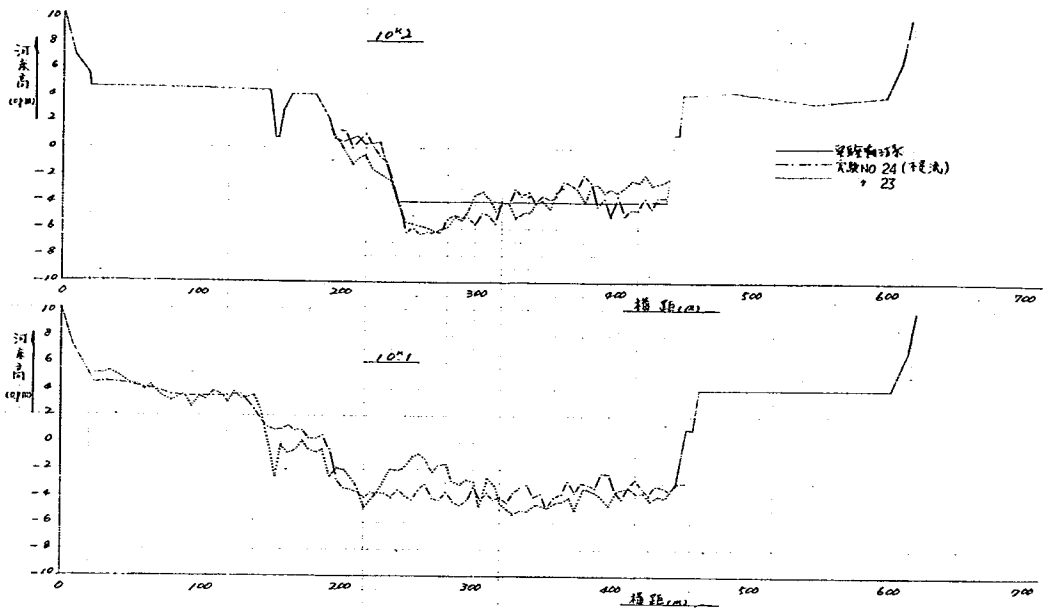
附図－9.1.18　等深線図（実験№23－1，Q=4,000㎥／s）



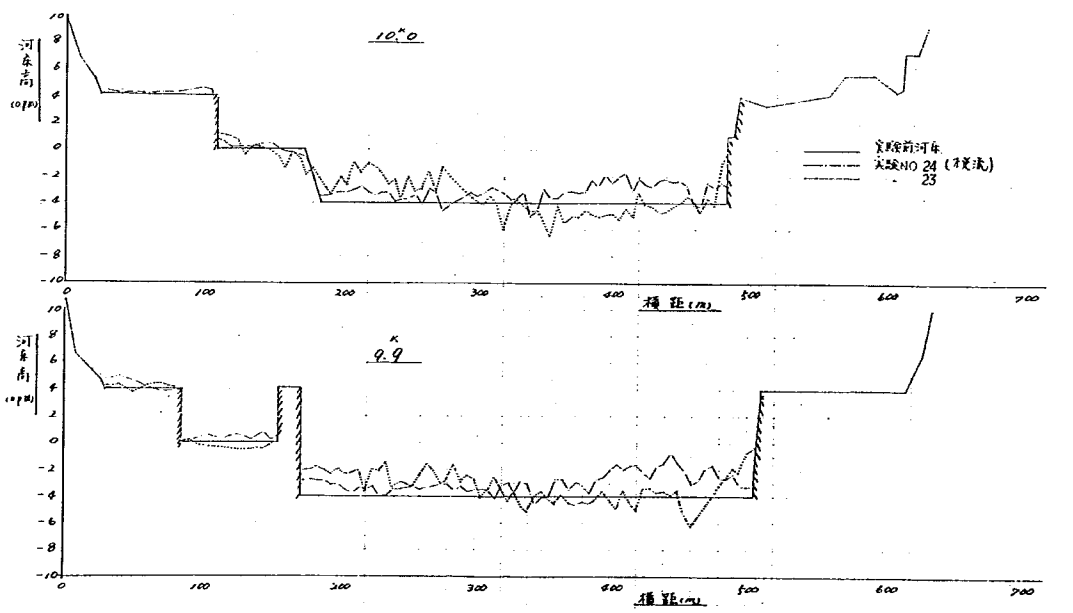
附図－9.1.19　等深線図（実験№23－2，Q=7,000㎥／s）



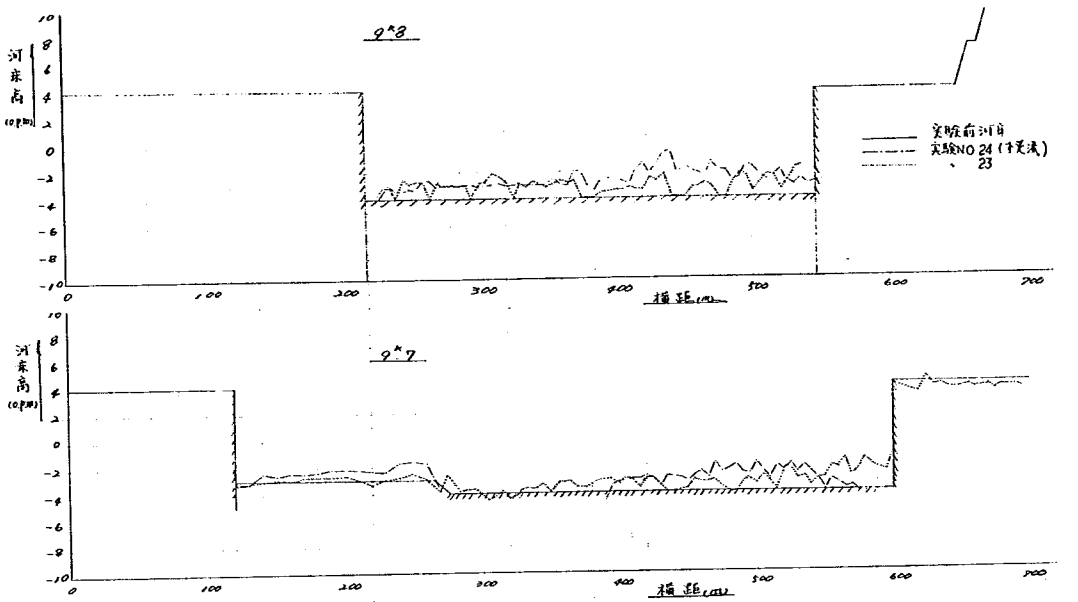
附図－9.2.1　流　況　図（実験№２４）



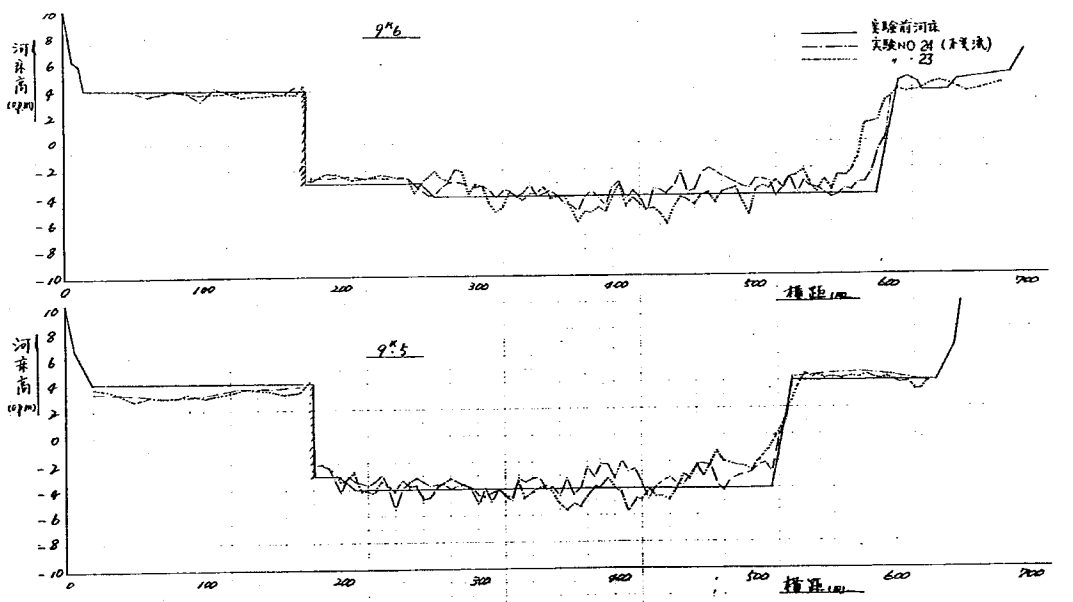
附図－9.2.2　河床横断面比較図（実験No.２３，２４）



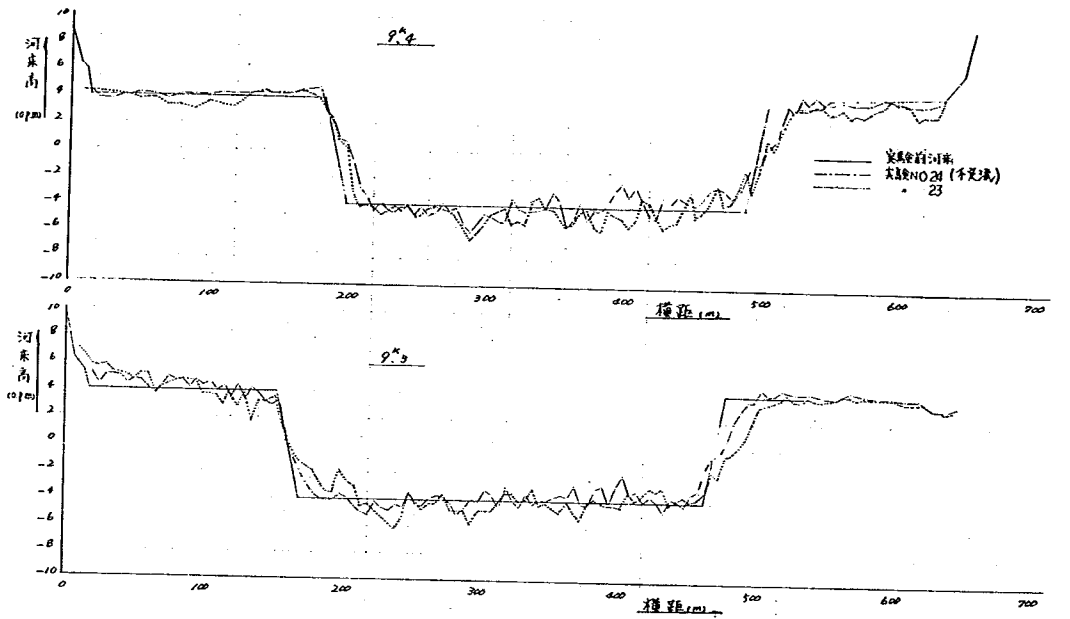
附図－9.2.3　河床横断面比較図（実験No.２３，２４）



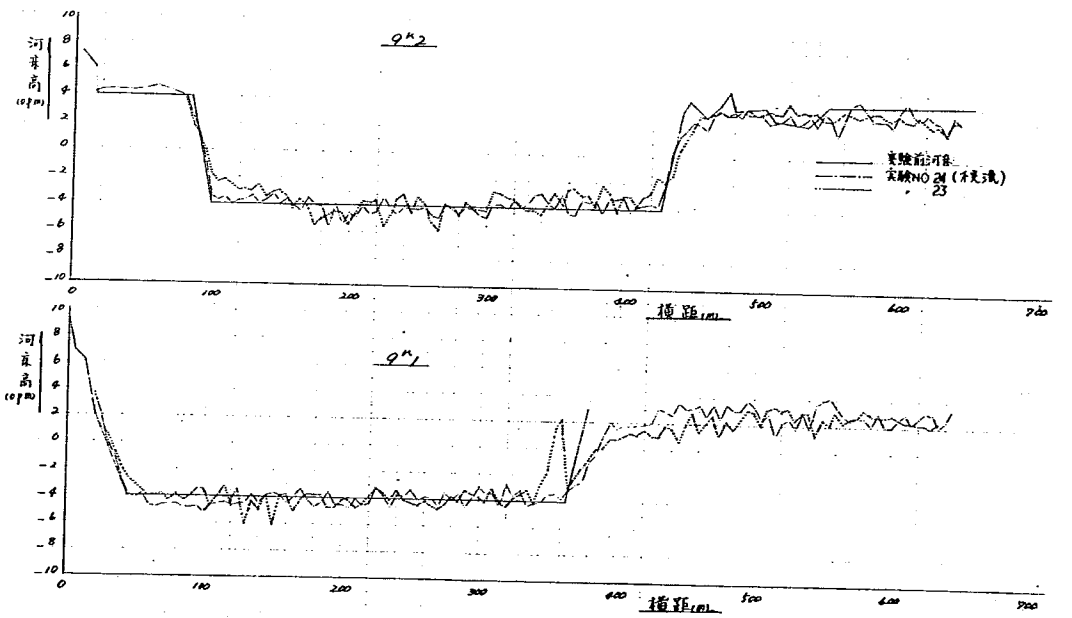
附図－9.2.4　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



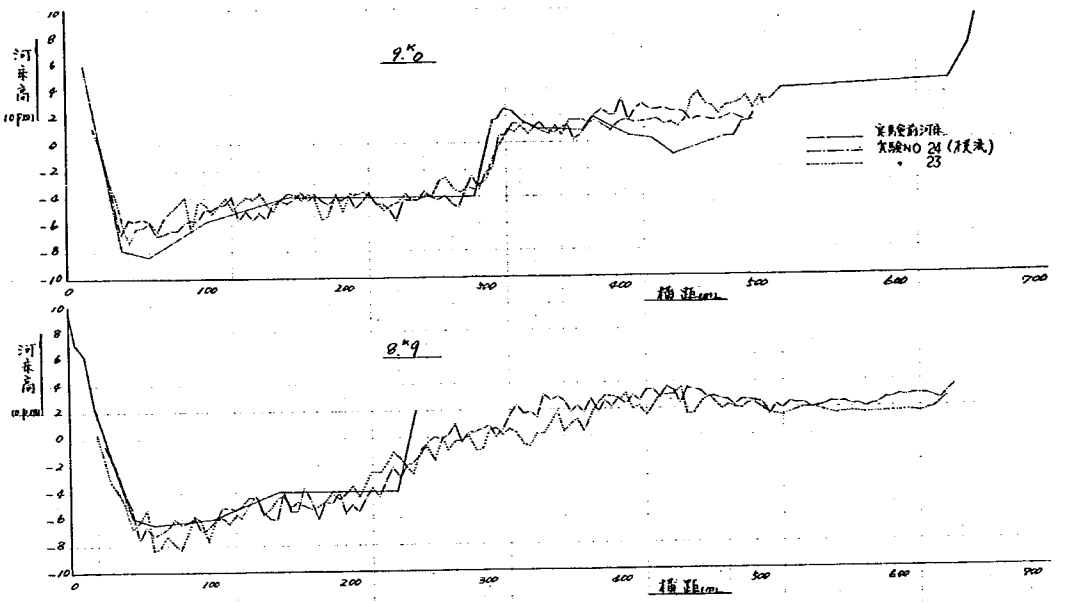
附図－9.2.5　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



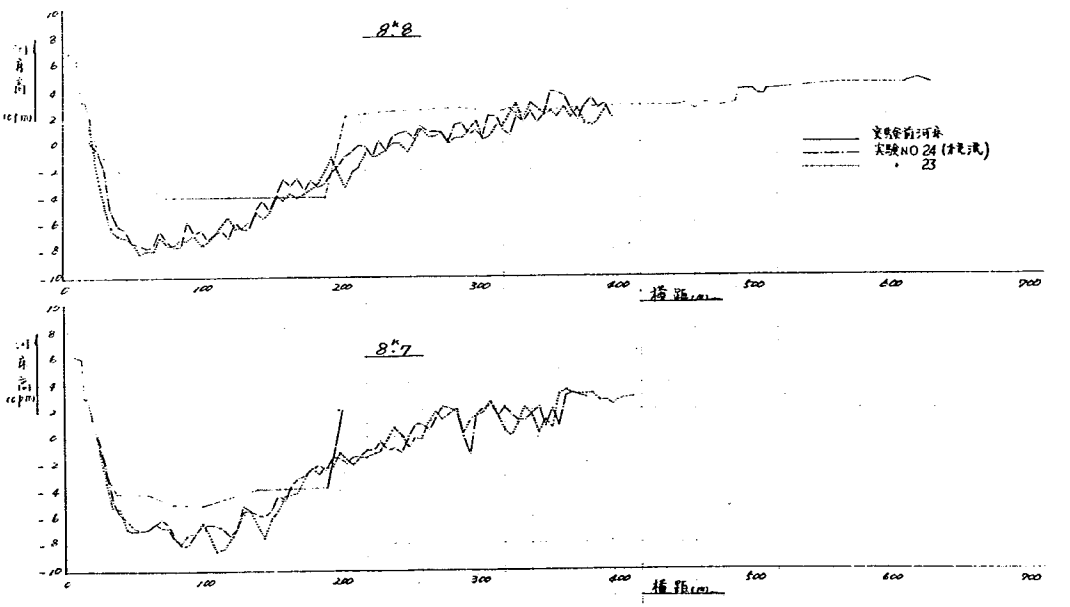
附図－9.2.6　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



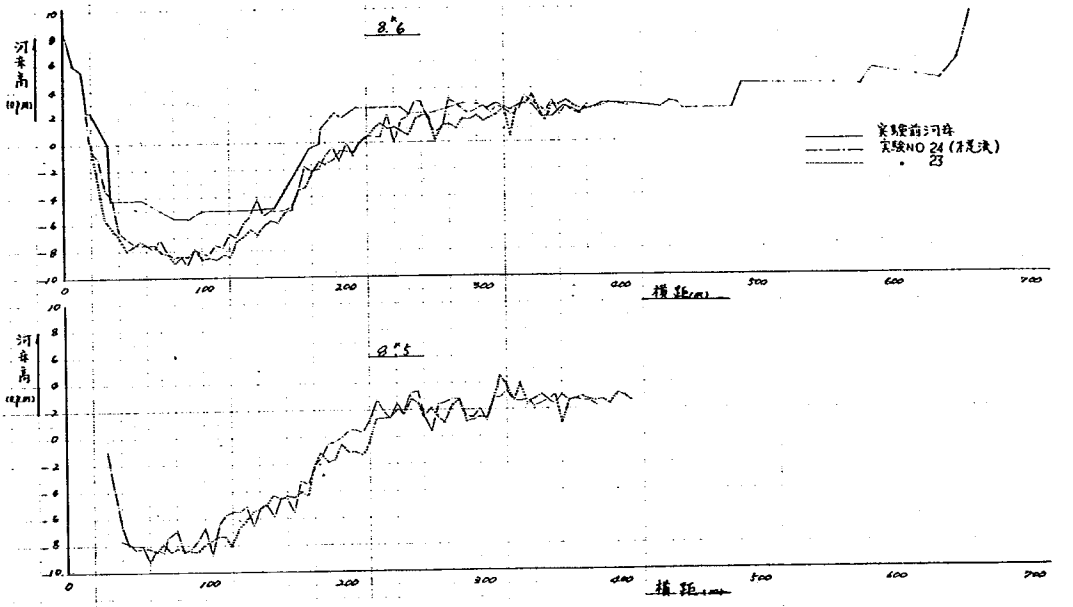
附図－9.2.7　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



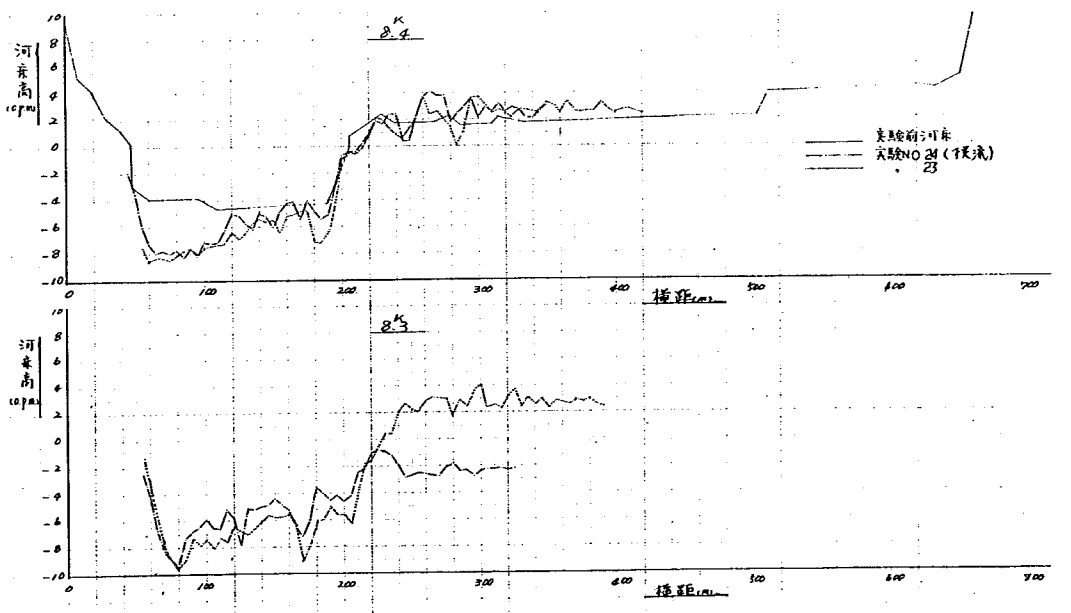
附図－9.2.8　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



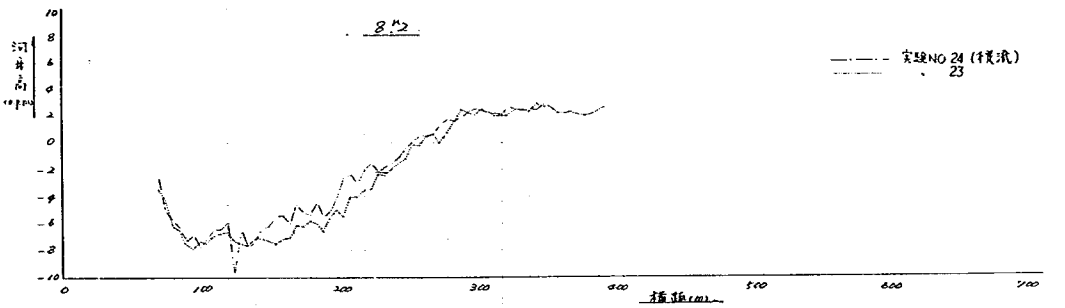
附図－9.2.9　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



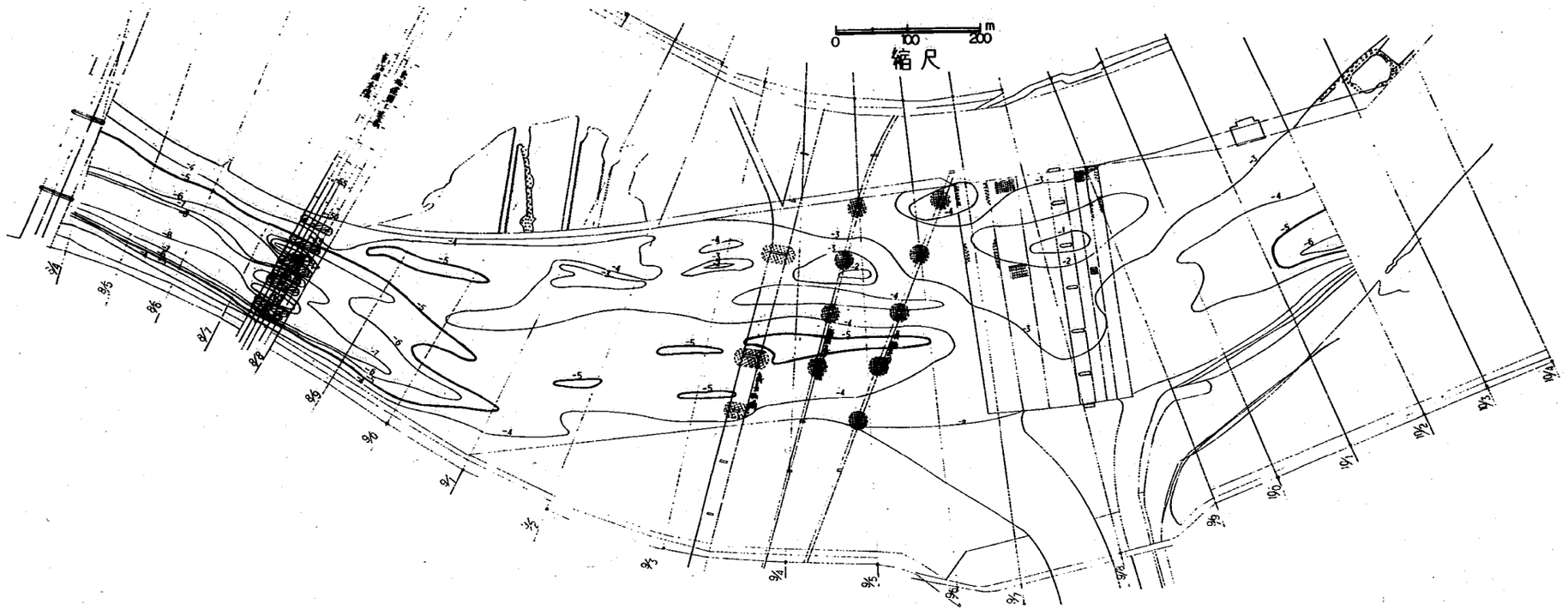
附図－9.2.10　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



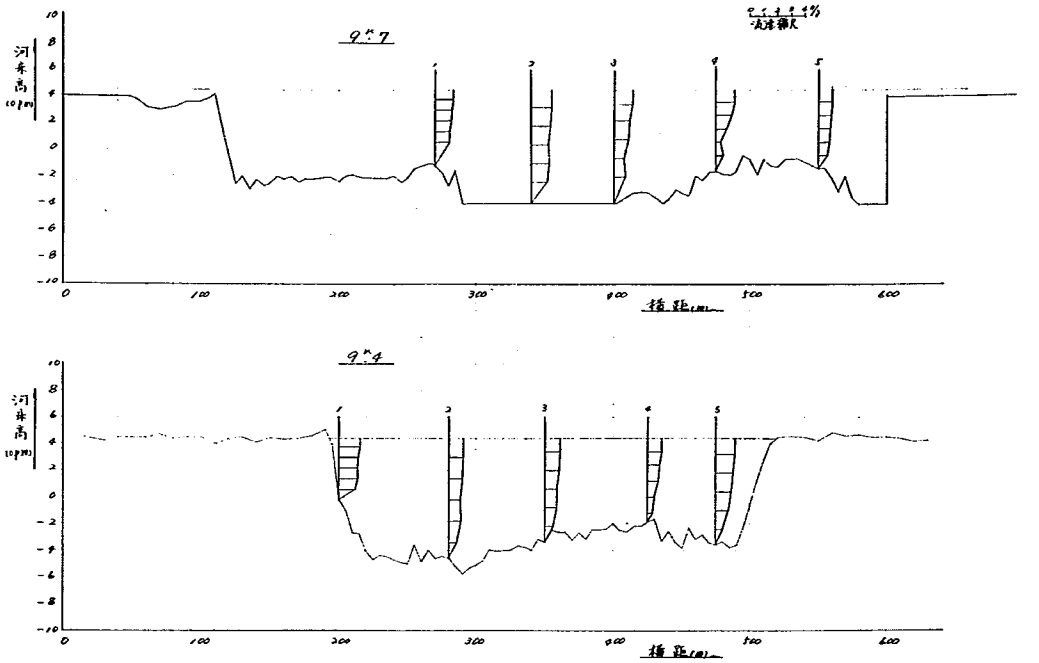
附図－9.2.11　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



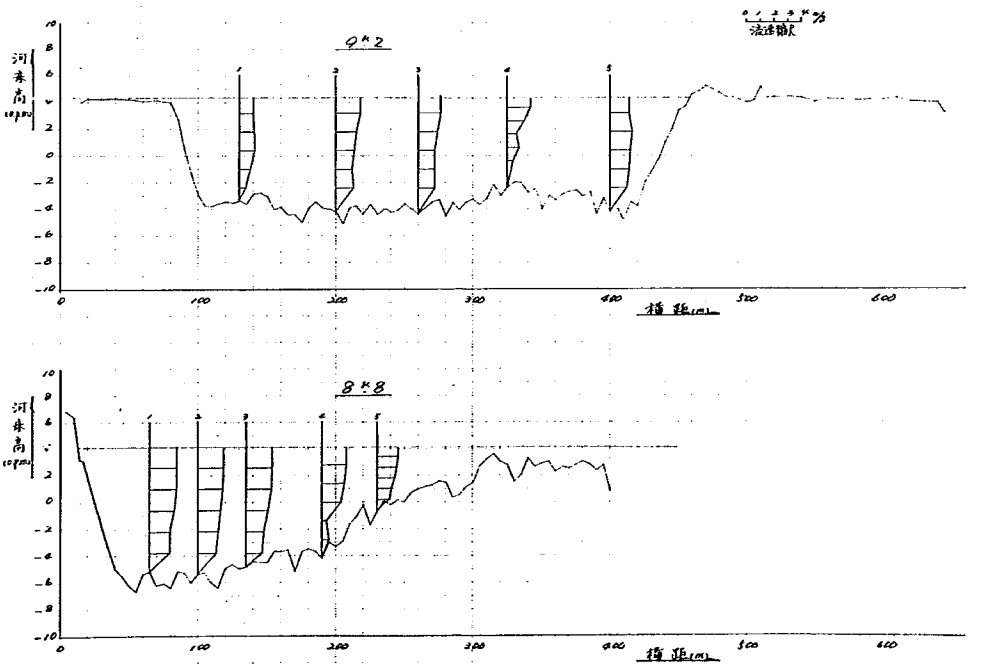
附図－9.2.12　河床横断面比較図（実験№２３，２４）



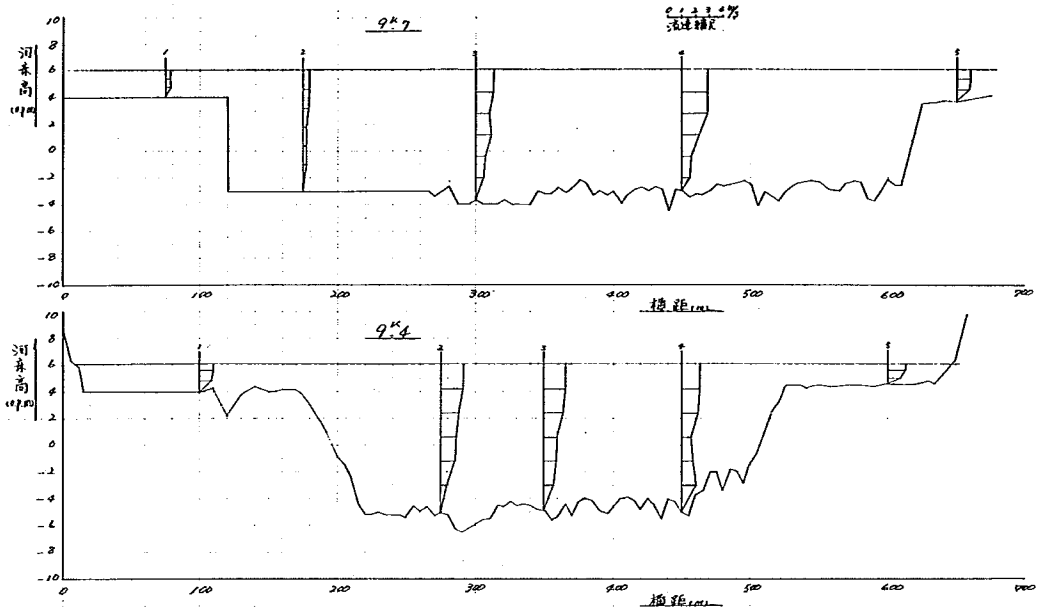
附図－9.2.13　等 深 線 図（実験No.24）



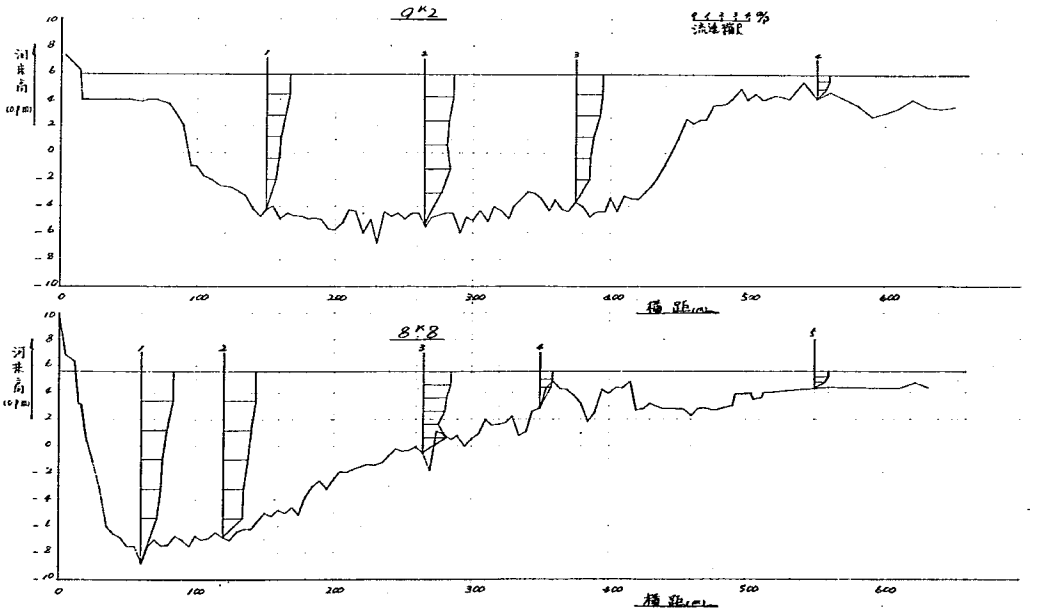
附図－10.1.1　流速分布図（実験№25－1，Q＝4,000 m³／s）



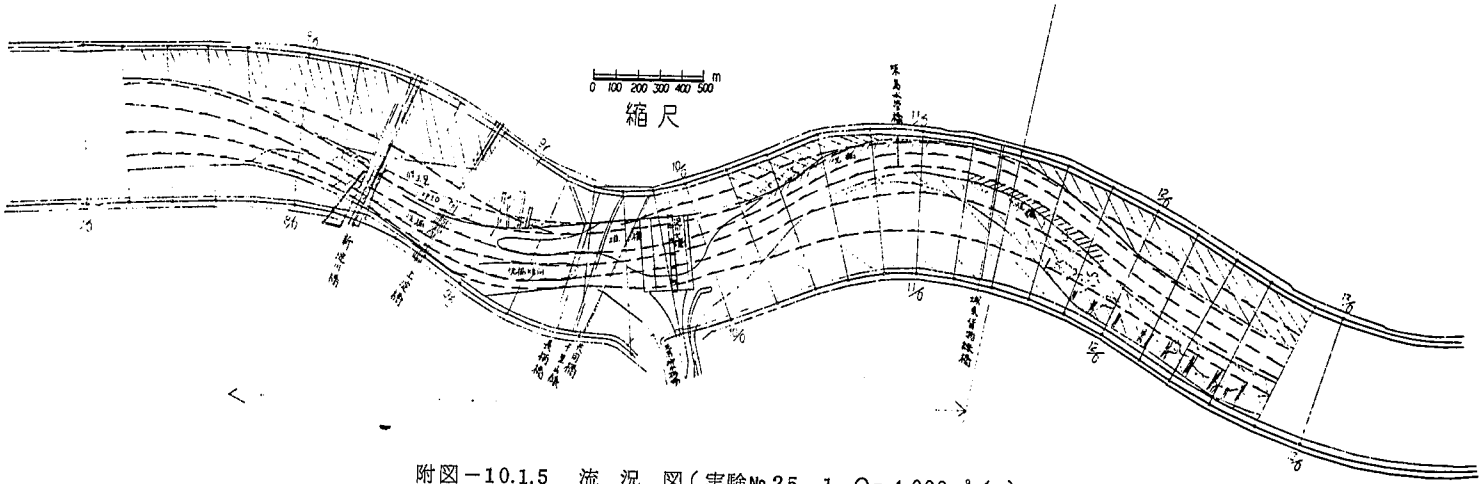
附図－10.1.2　流速分布図（実験№25－1，Q＝4,000 m³／s）



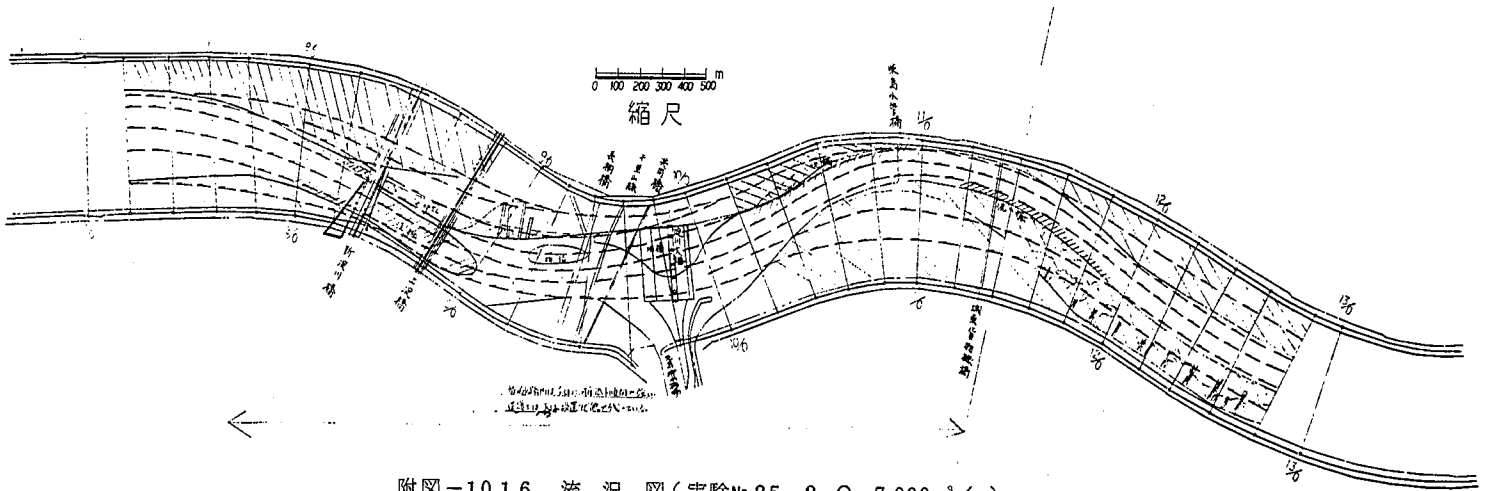
附図－10.1.3　流速分布図（実験№25－2，Q＝7,000 m³／s）



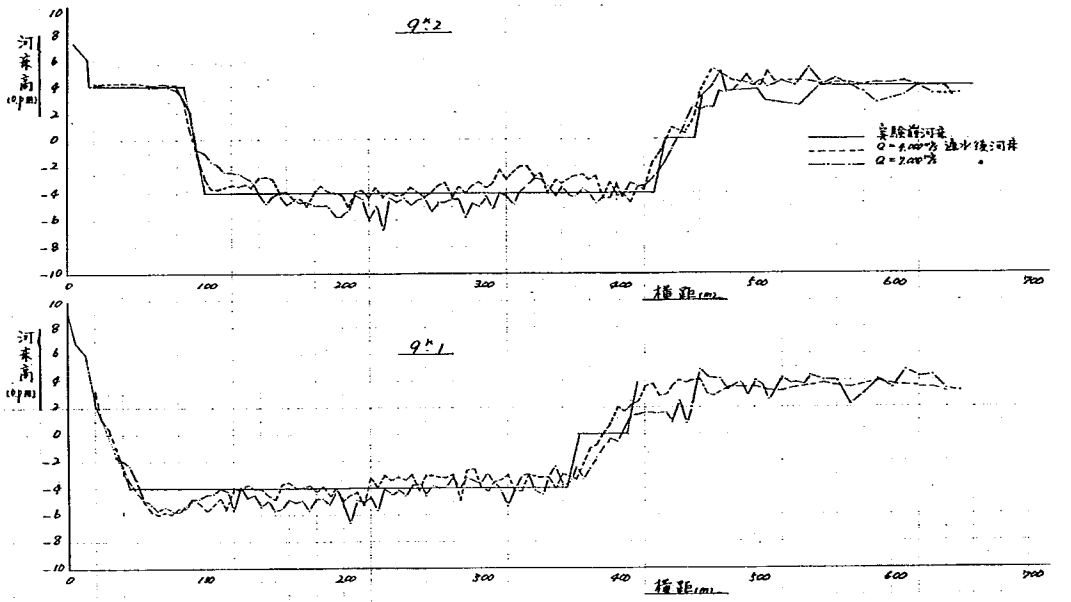
附図－10.1.4　流速分布図（実験№25－2，Q＝7,000 m³／s）



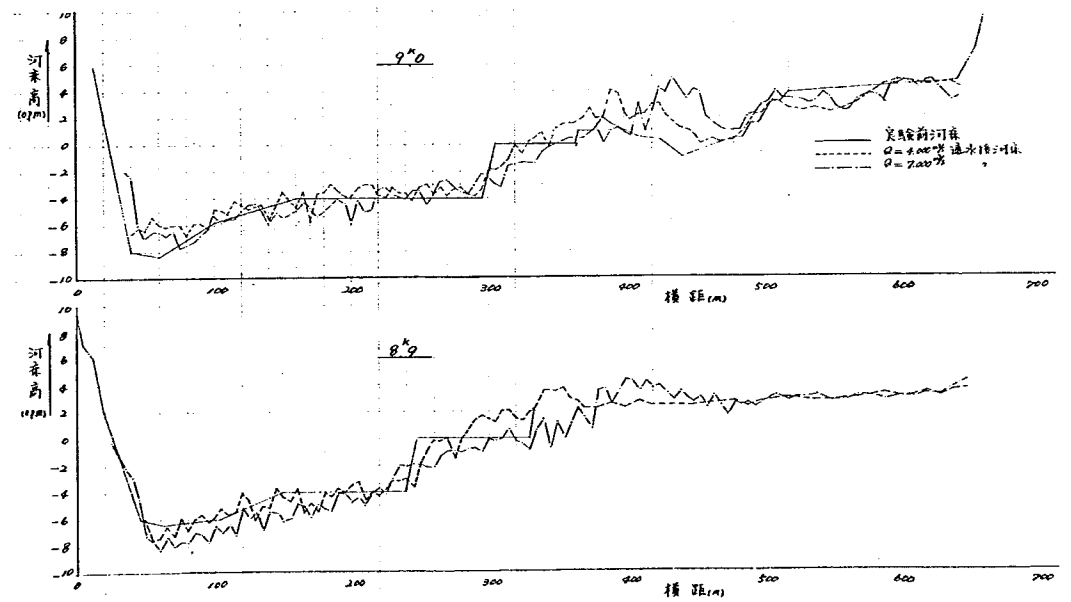
附図－10.1.5　流　況　図（実験No.25－1，Q＝4,000 m³／s）



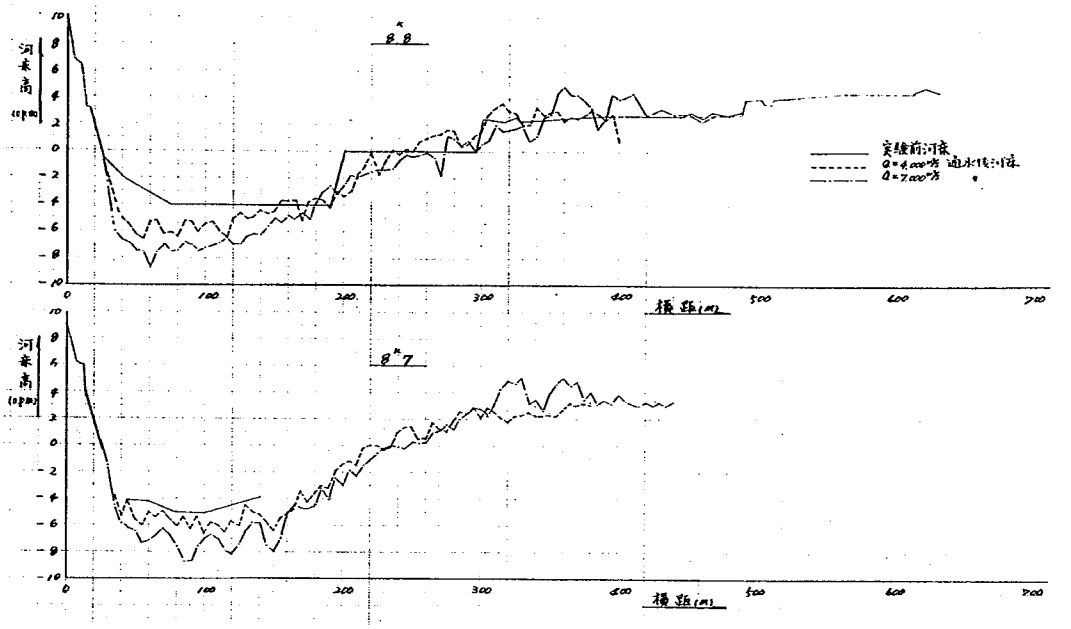
附図－10.1.6　流　況　図（実験No.25－2，Q＝7,000 m³／s）



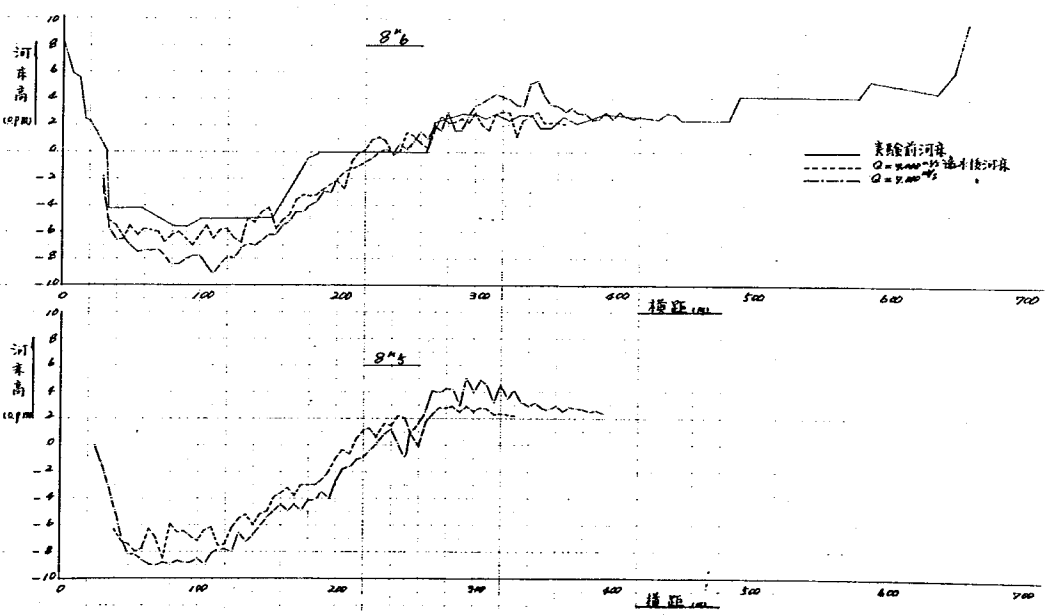
附図－１０.１.７　河床横断図（実験No.２５）



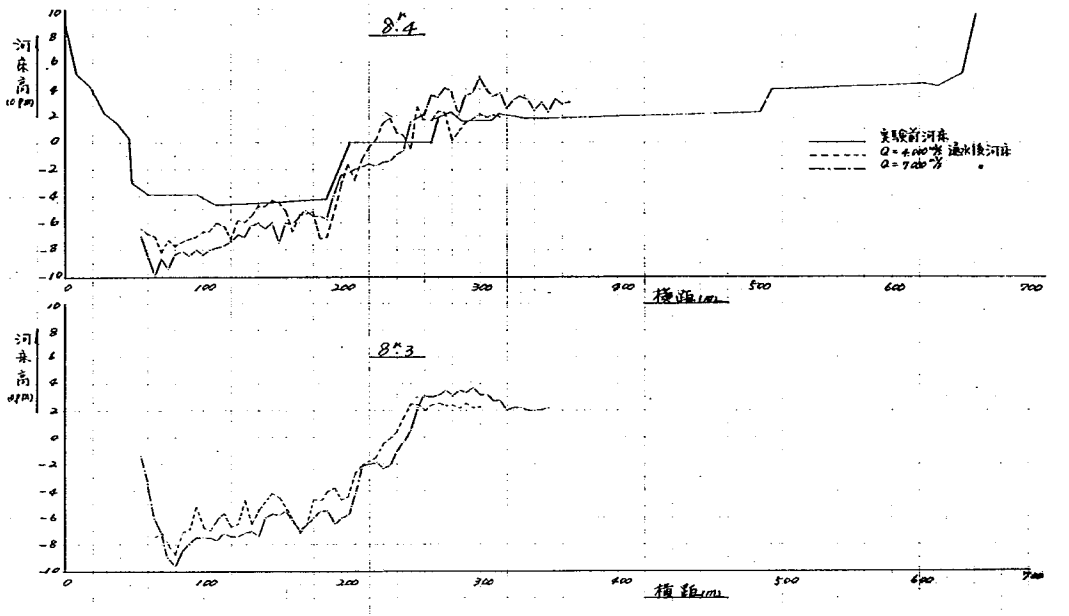
附図－１０.１.８　河床横断図（実験No.２５）



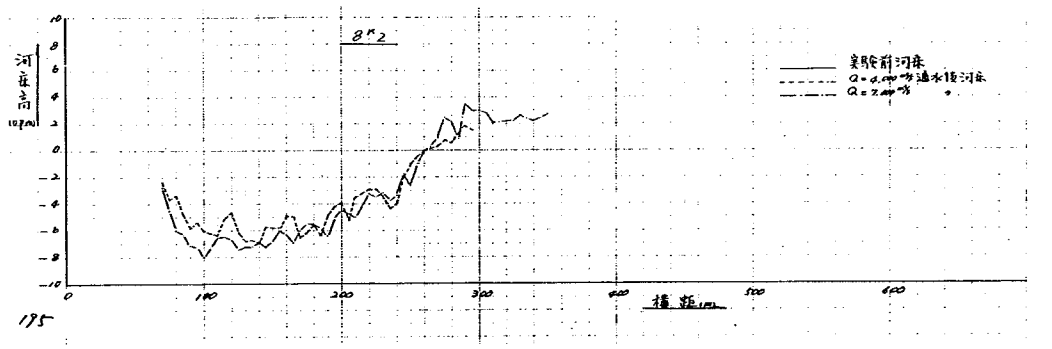
附図－１０.1.9　河床横断図（実験№２５）



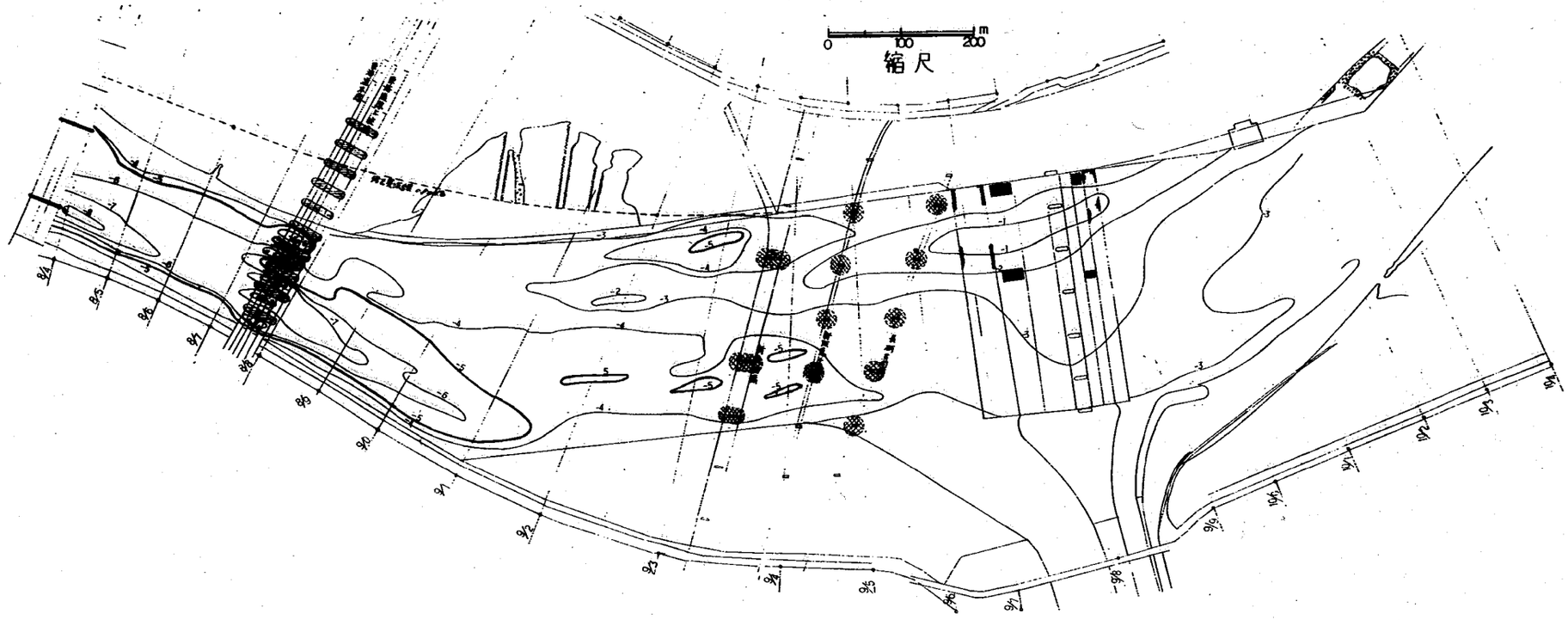
附図－１０.1.１０　河床横断図（実験№２５）



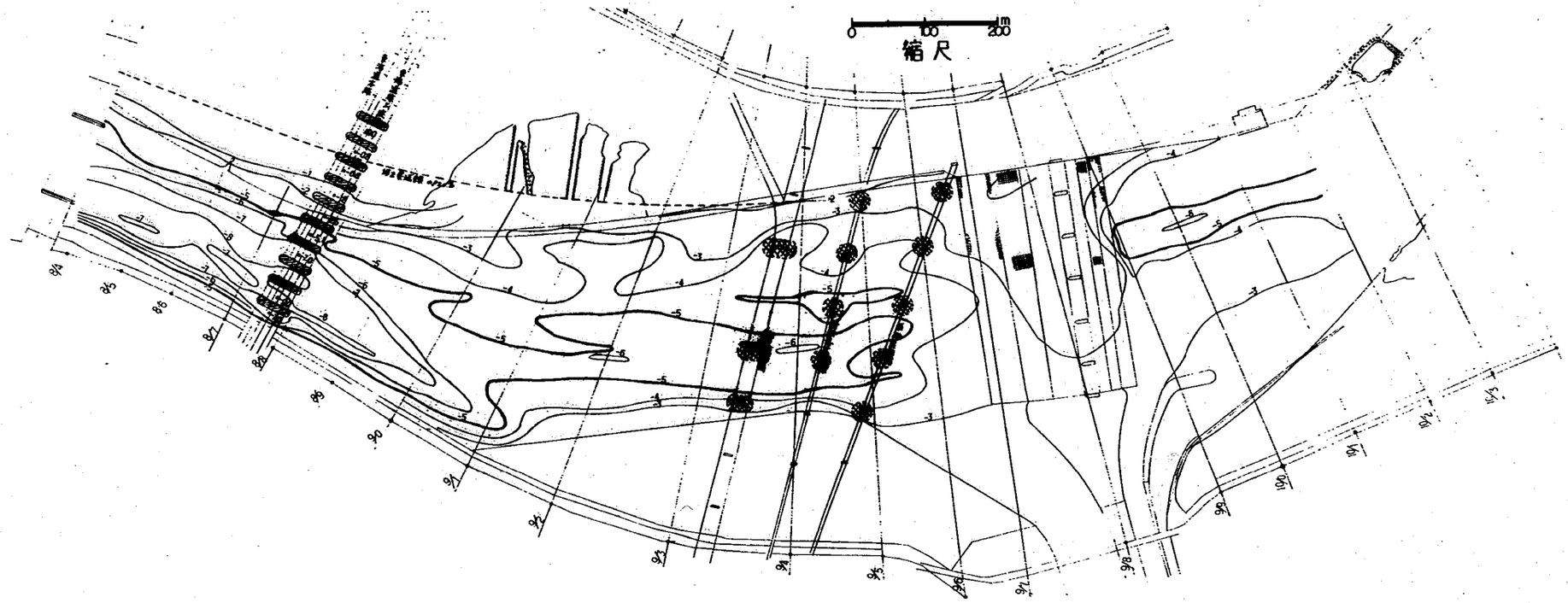
附図－１０.1.１１　河床横断図（実験№２５）



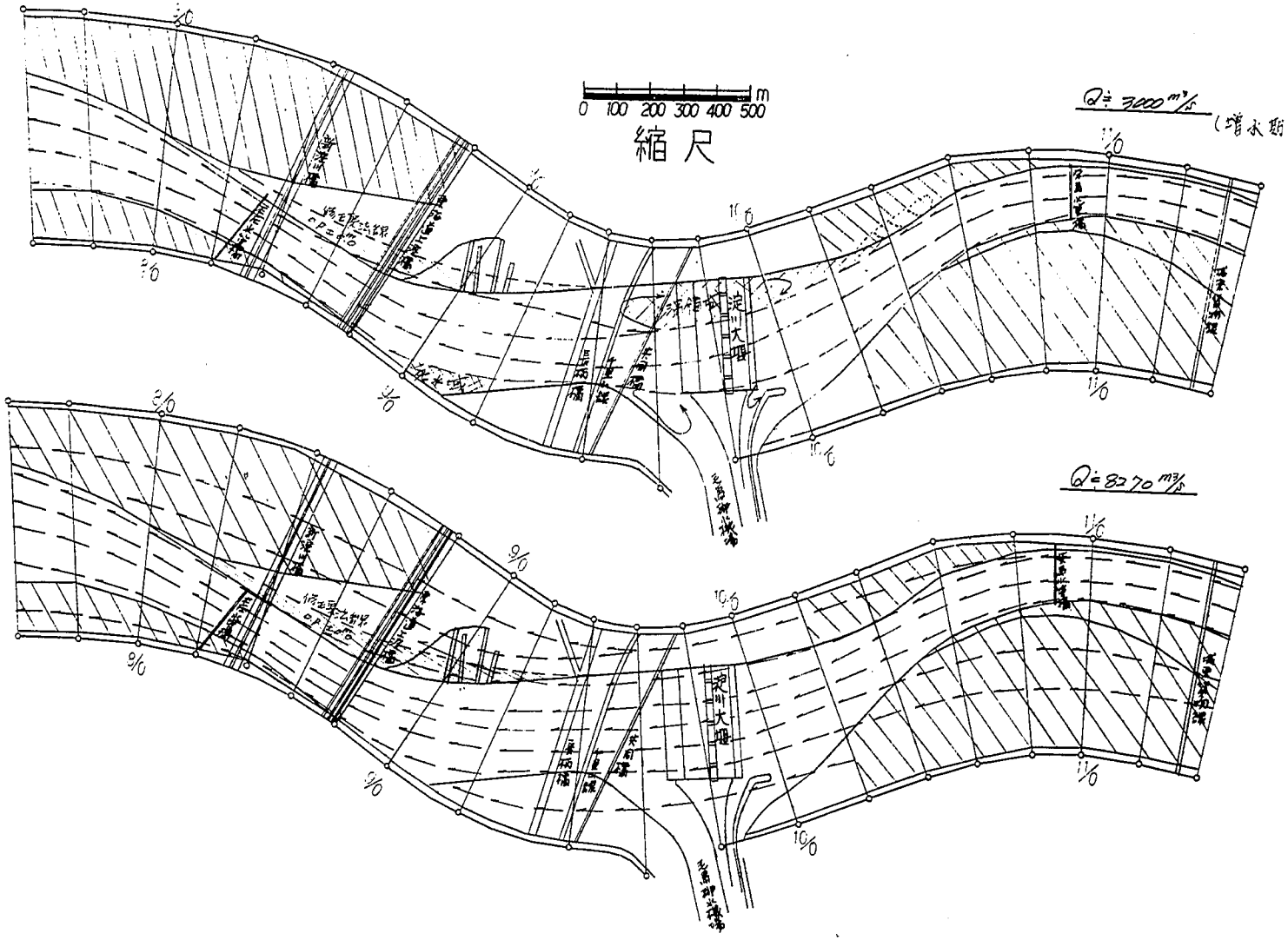
附図－１０.1.１２　河床横断図（実験№２５）



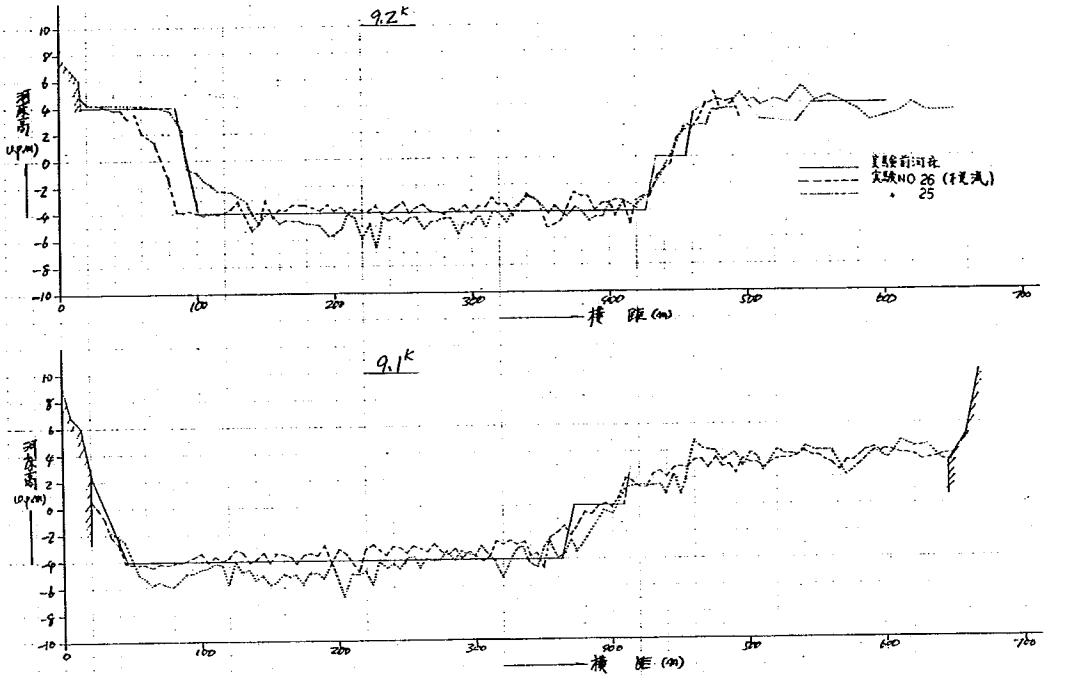
附図－１０.１.１３　等 深 線 図（実験№25－1，Q＝4,000㎥／s）



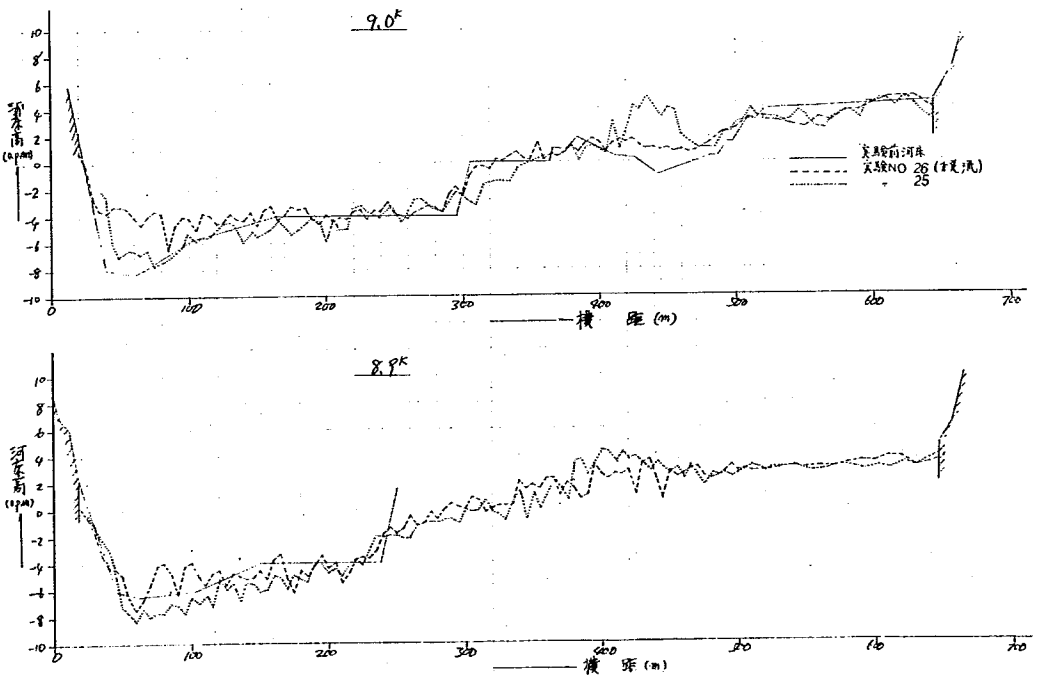
附図－１０.１.１４　等 深 線 図（実験№25－2, Q=7,000㎥/s）



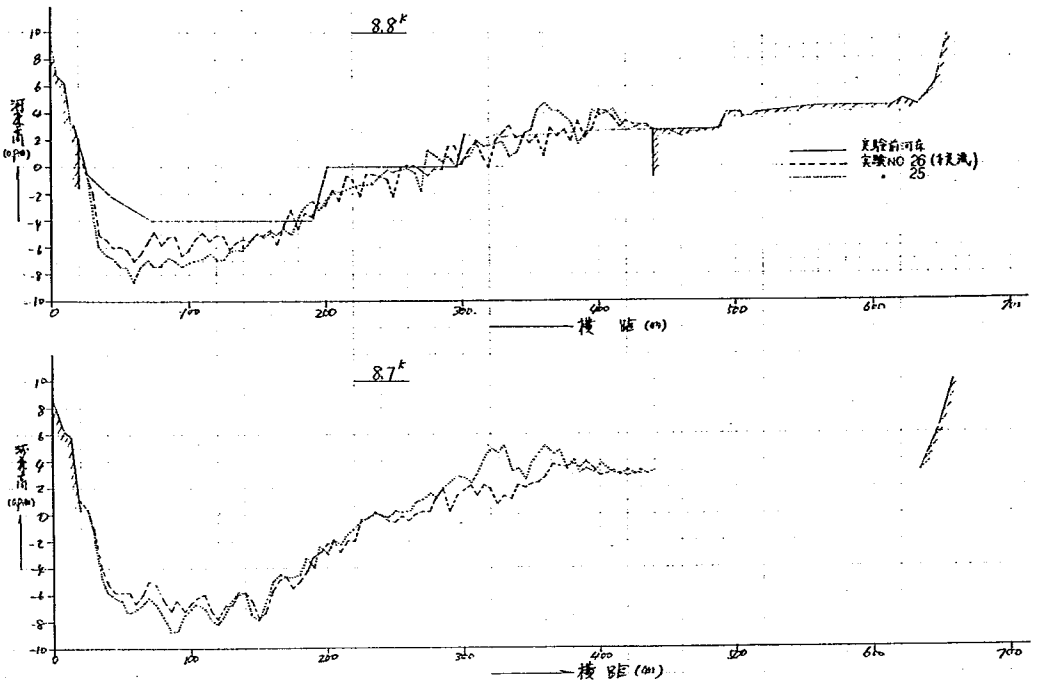
附図－１０.２.１　流　況　図（実験No.２６）



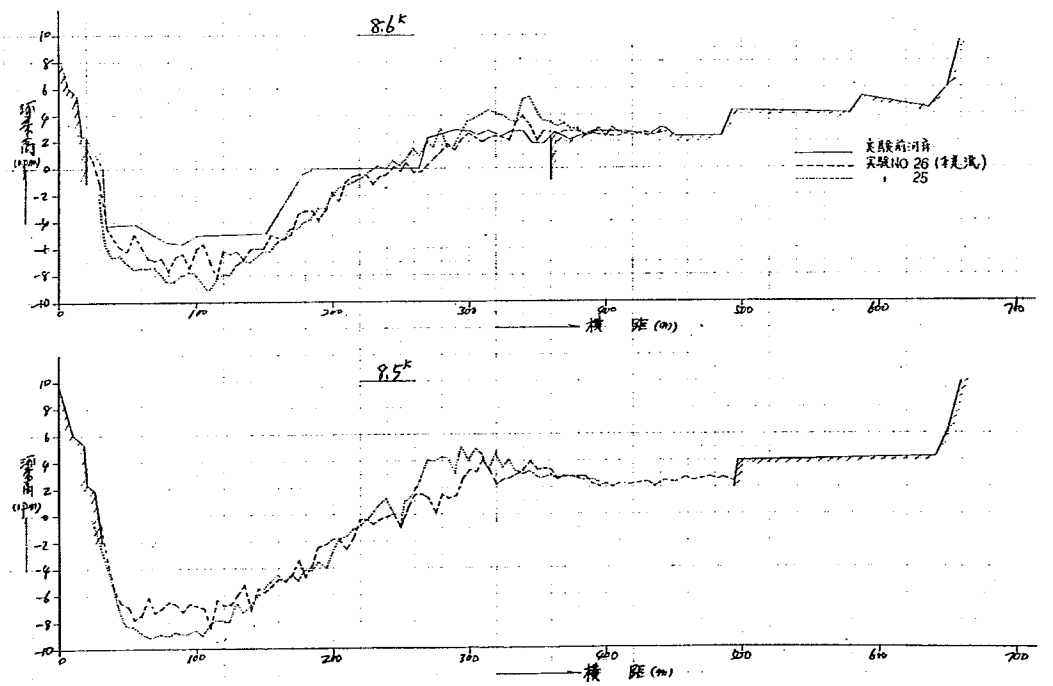
附図－１０.２.２　河床横断面比較図（実験№25,26）



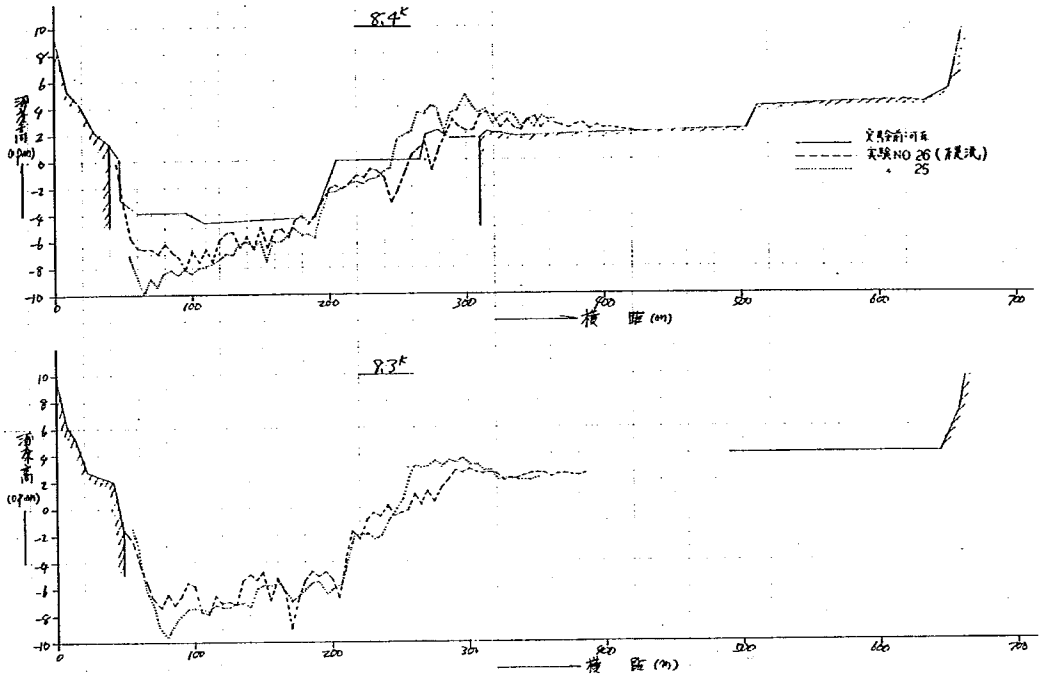
附図－１０.２.３　河床横断面比較図（実験№25,26）



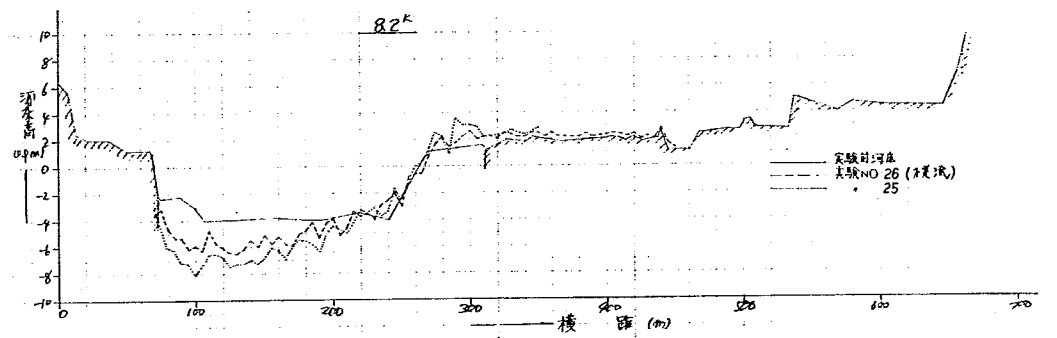
附図－１０.２.４　河床横断面比較図（実験№25,26）



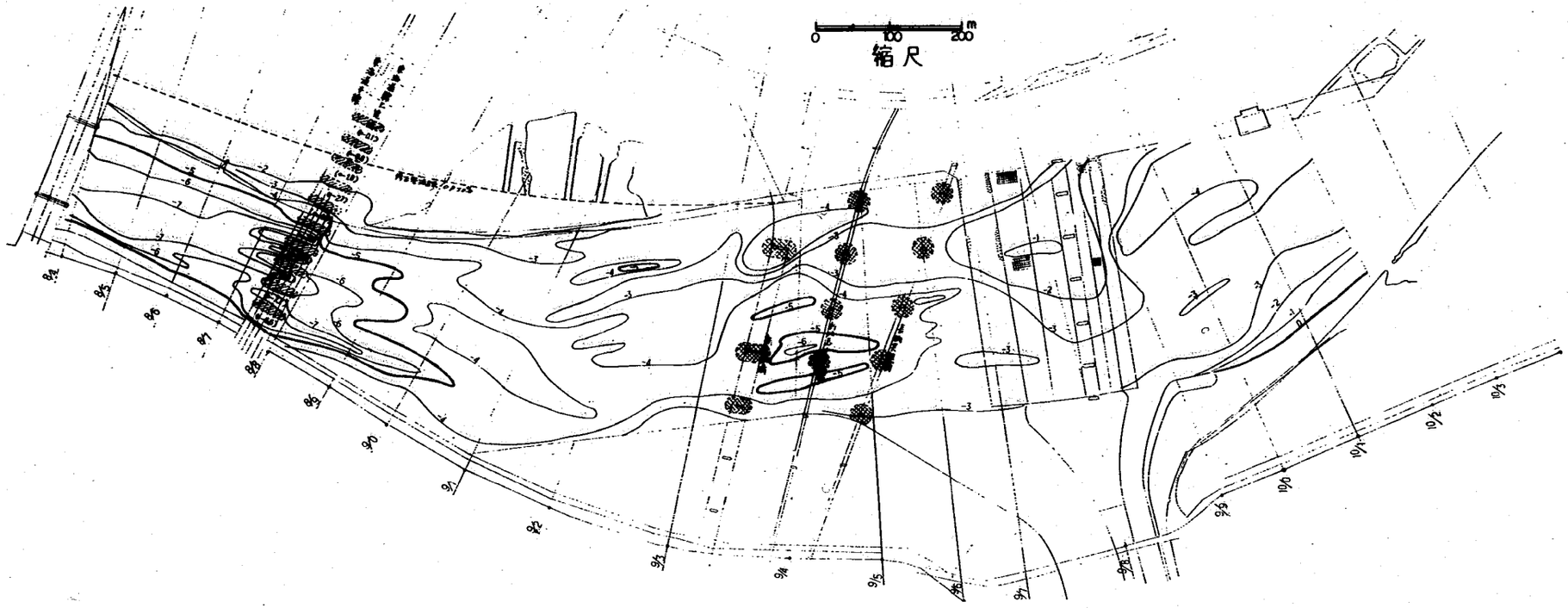
附図－１０.２.５　河床横断面比較図（実験№25,26）



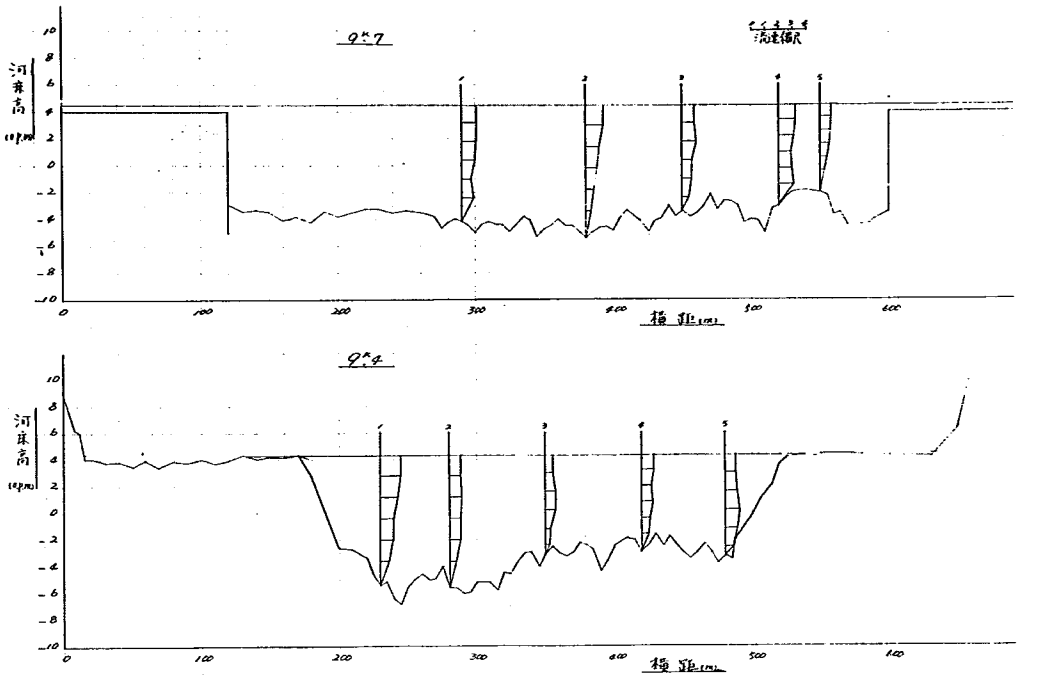
附図－１０.２.６　河床横断面比較図（実験№25,26）



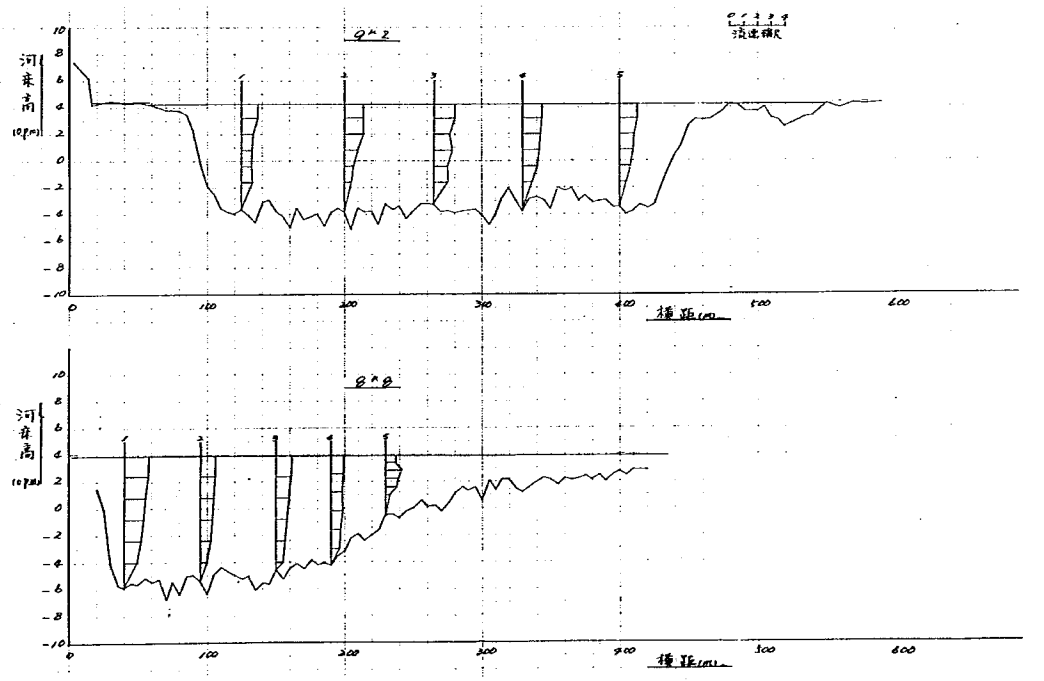
附図－１０.２.７　河床横断面比較図（実験№25,26）



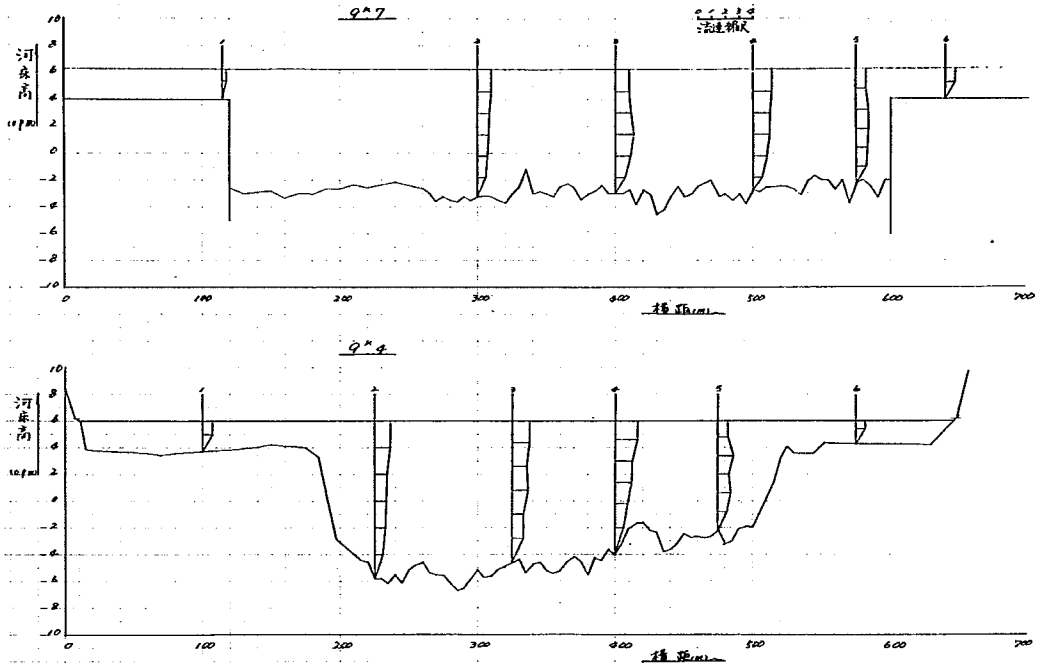
附図－１０.２.８　等深線図（実験No.２６）



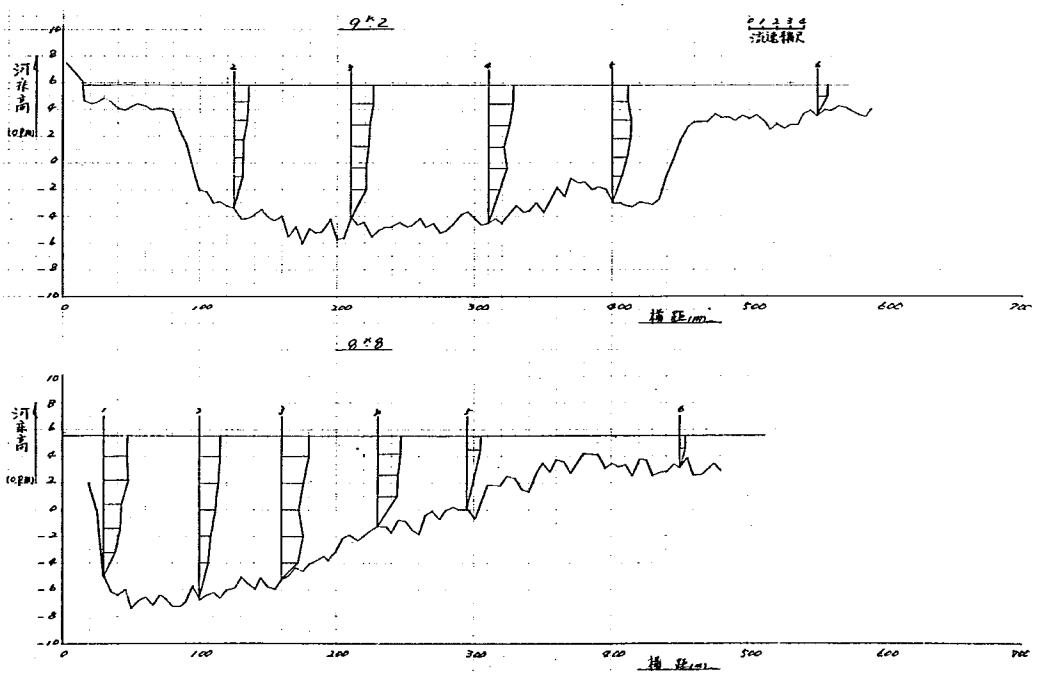
附図－10.3.1　流速分布図（実験№27－1，Q＝4,000 m³／s）



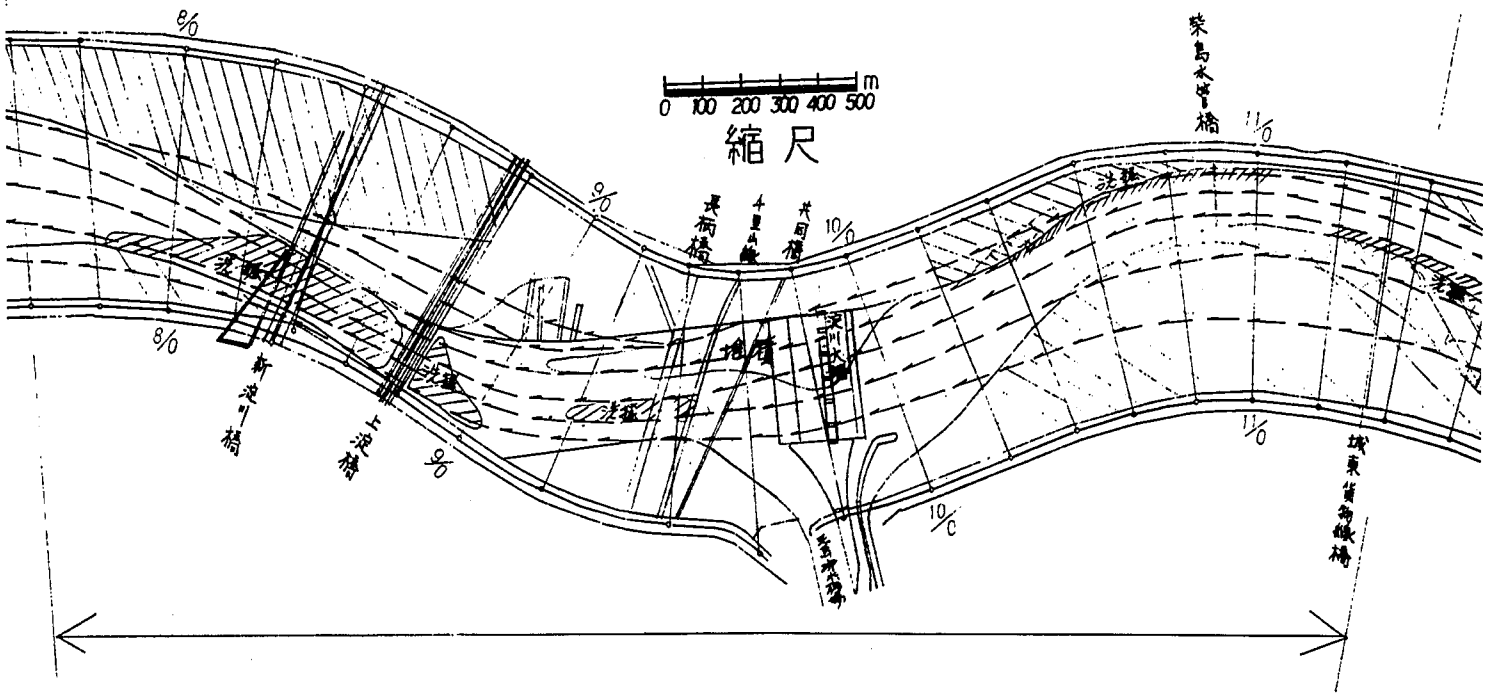
附図－10.3.2　流速分布図（実験№27－1，Q＝4,000 m³／s）



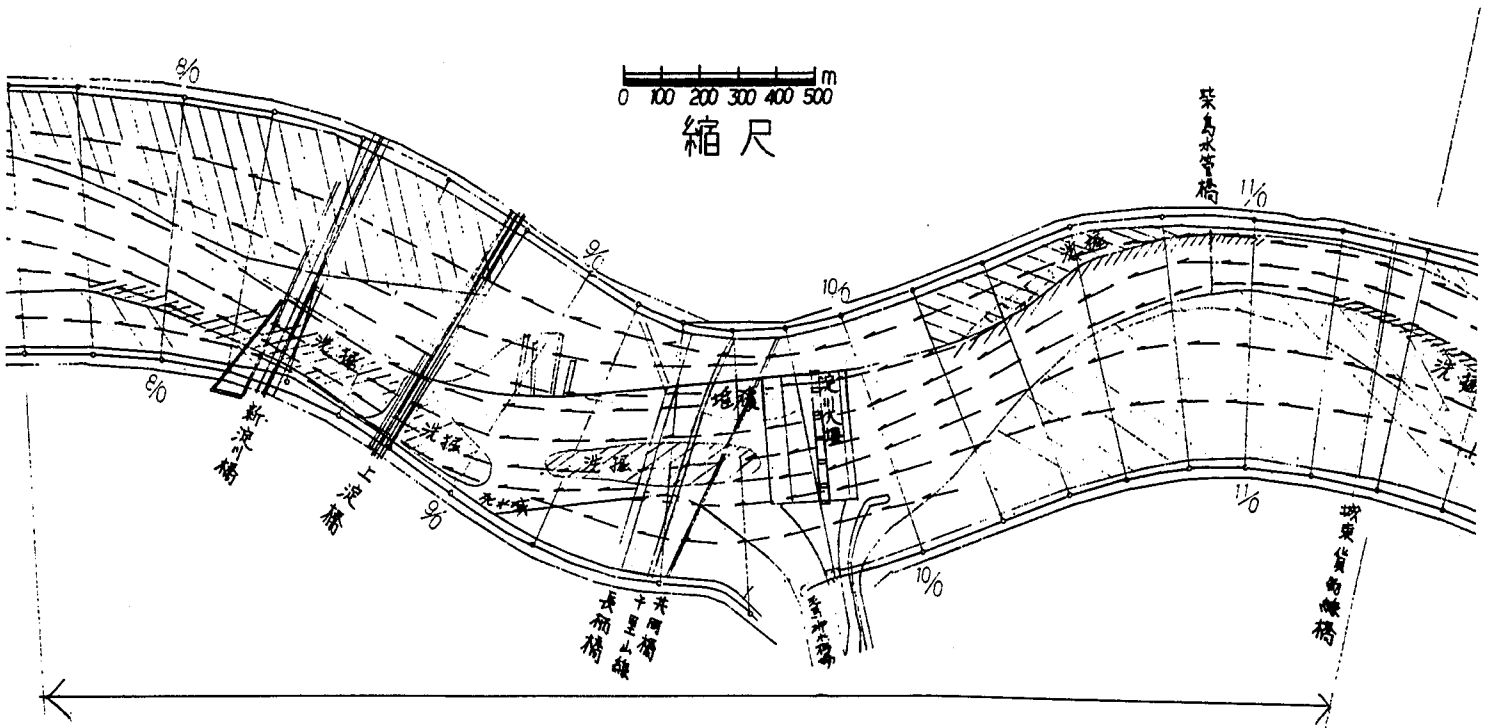
附図－10.3.3　流速分布図（実験№27－2，Q=7,000 m³/s）



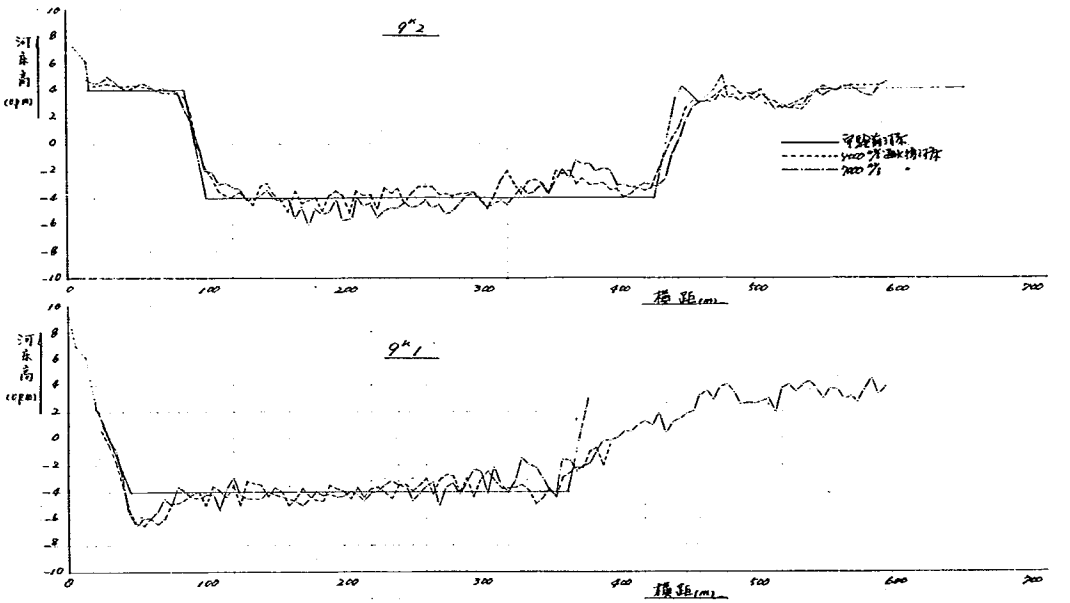
附図－10.3.4　流速分布図（実験№27－2，Q=7,000 m³/s）



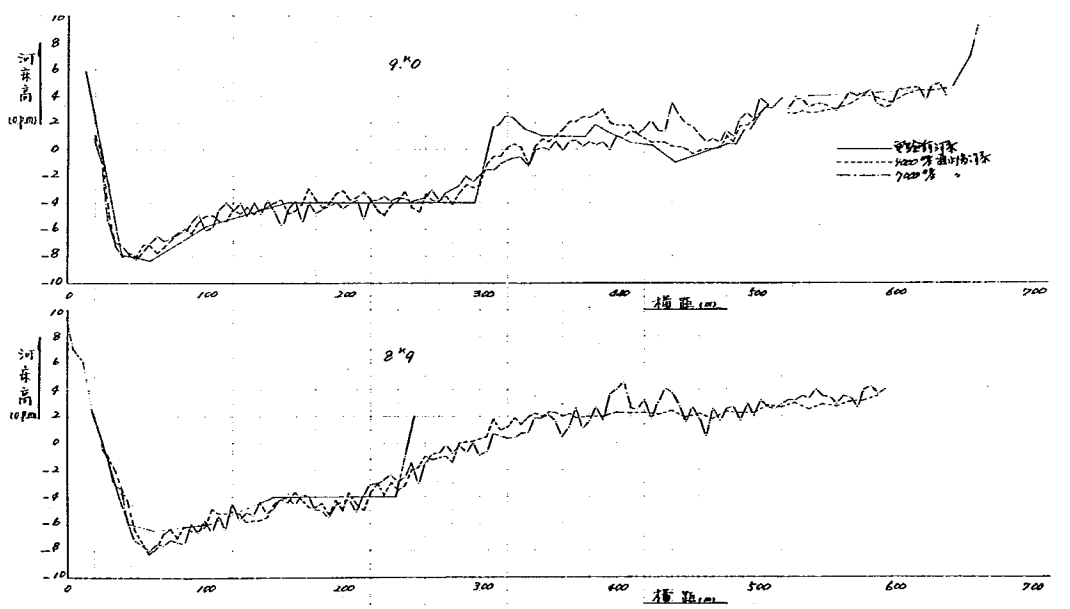
附図－10.3.5　流　況　図（実験№27－1，Q＝4,000 m³／s）



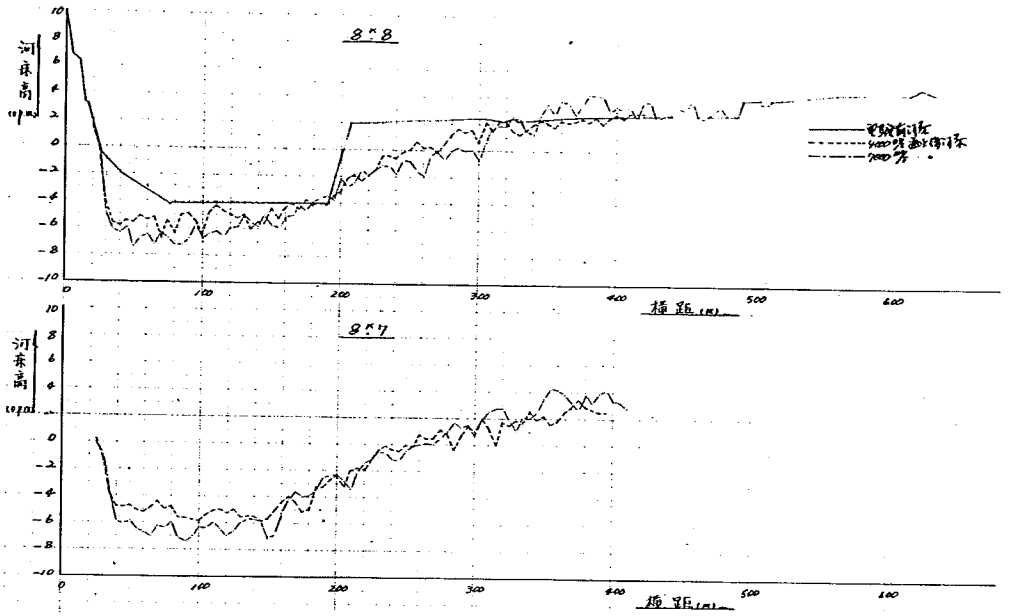
附図－10.3.6　流　況　図（実験№27－2，Q＝7,000 m³／s）



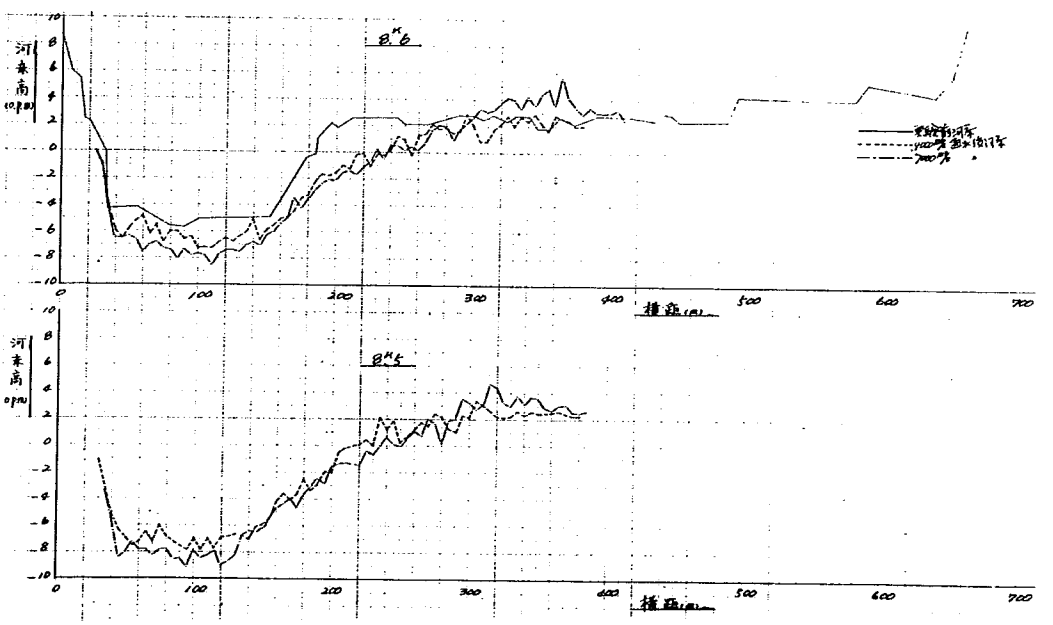
附図－１０.３.７　河床横断図（実験No.２７）



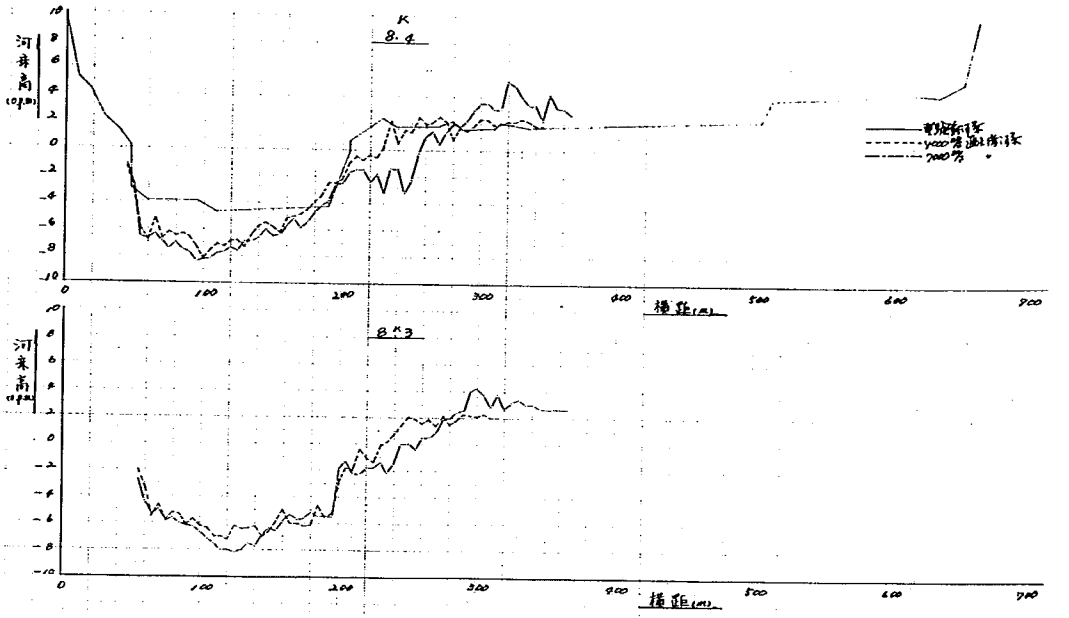
附図－１０.３.８　河床横断図（実験No.２７）



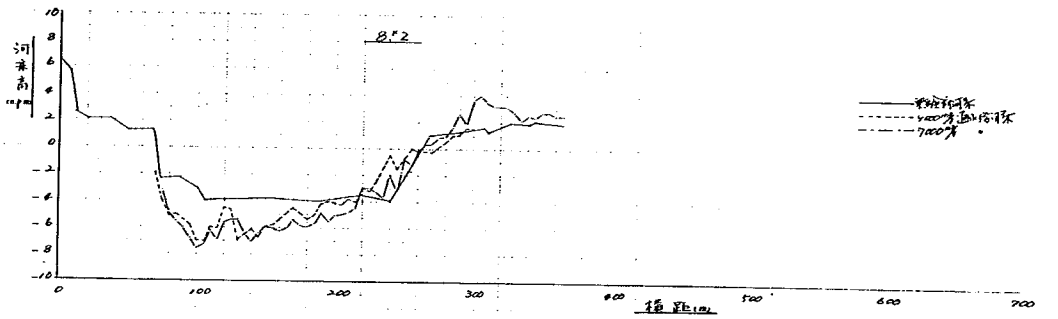
附図－１０.３.９　　河床横断図（実験№２７）



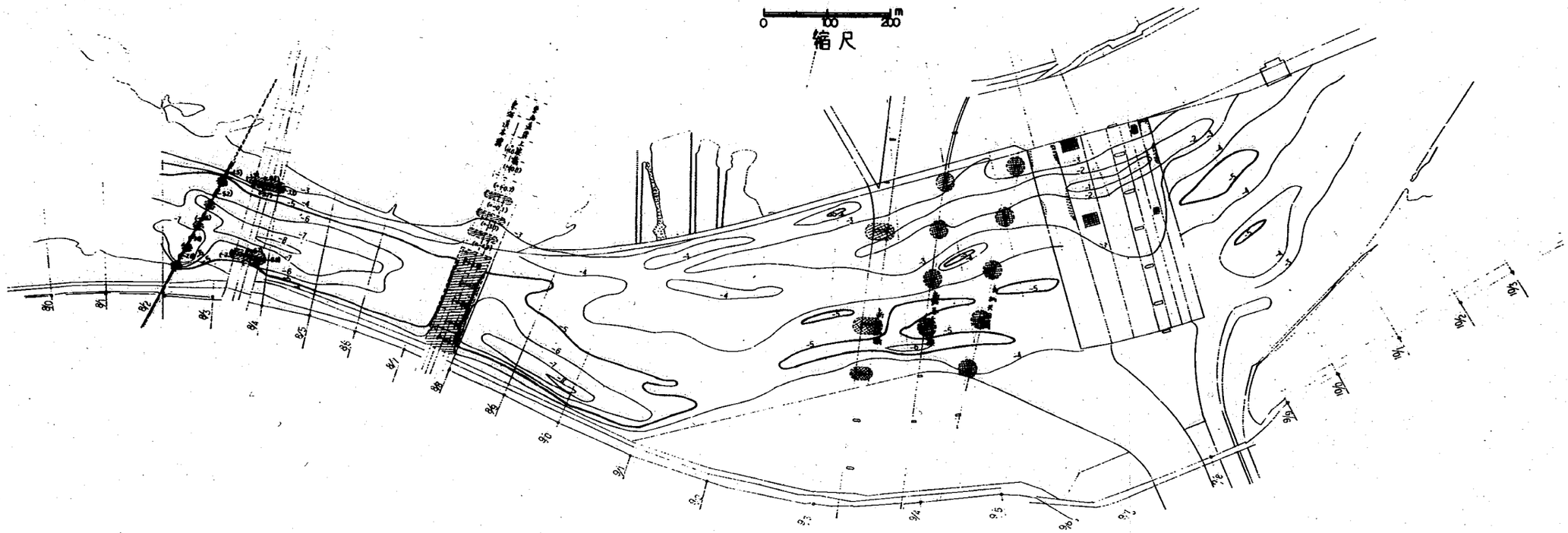
附図－１０.３.１０　河床横断図（実験№２７）



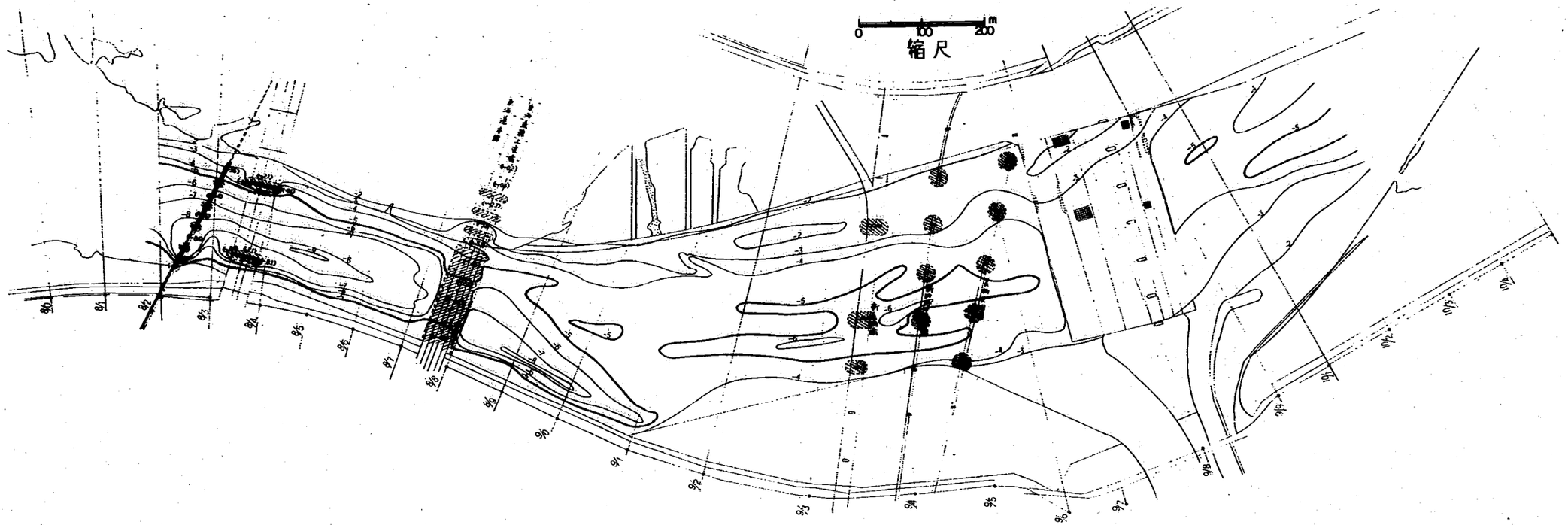
附図－１０.３.１１　河床横断図（実験№２７）



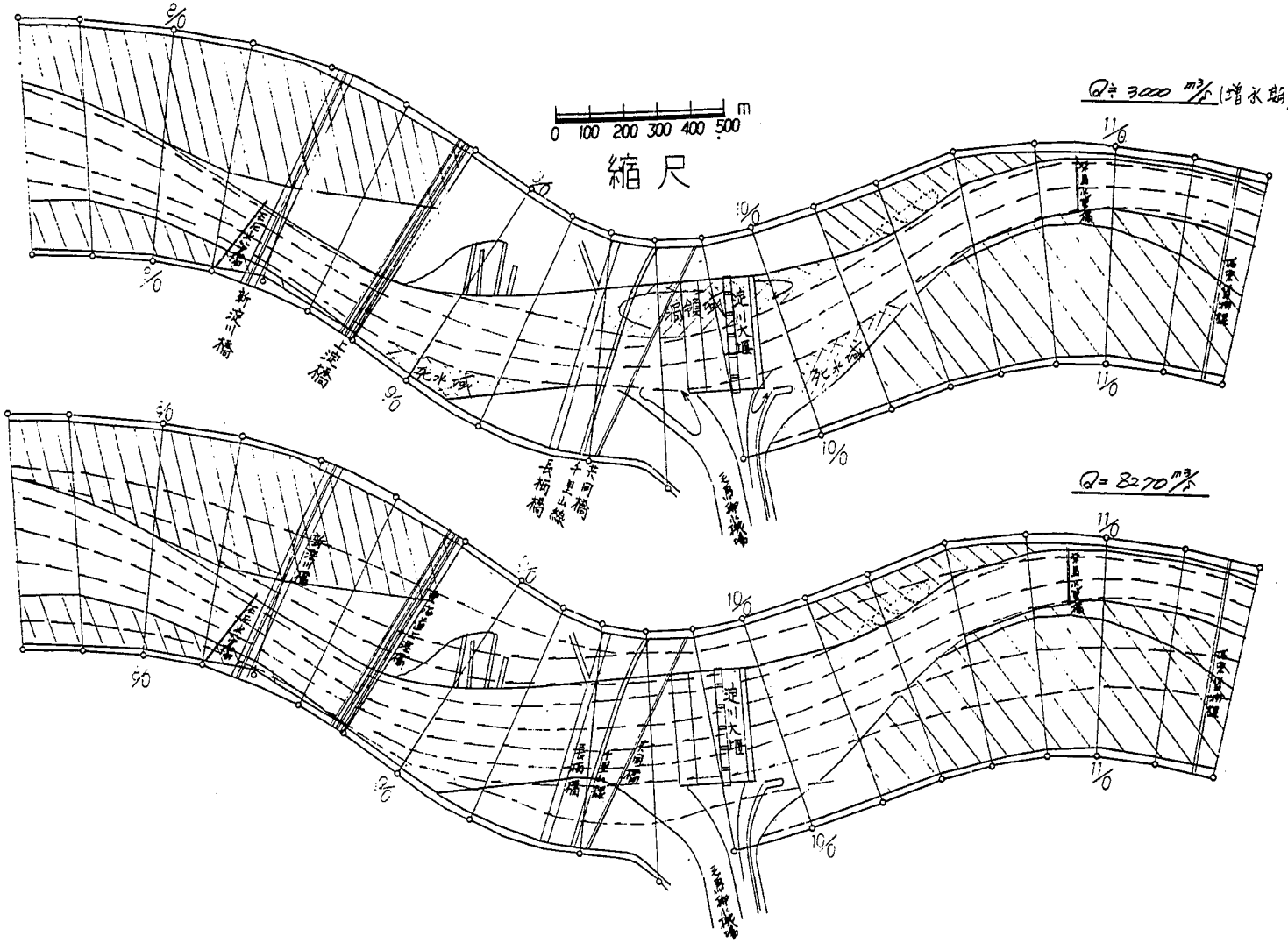
附図－１０.３.１２　河床横断図（実験№２７）



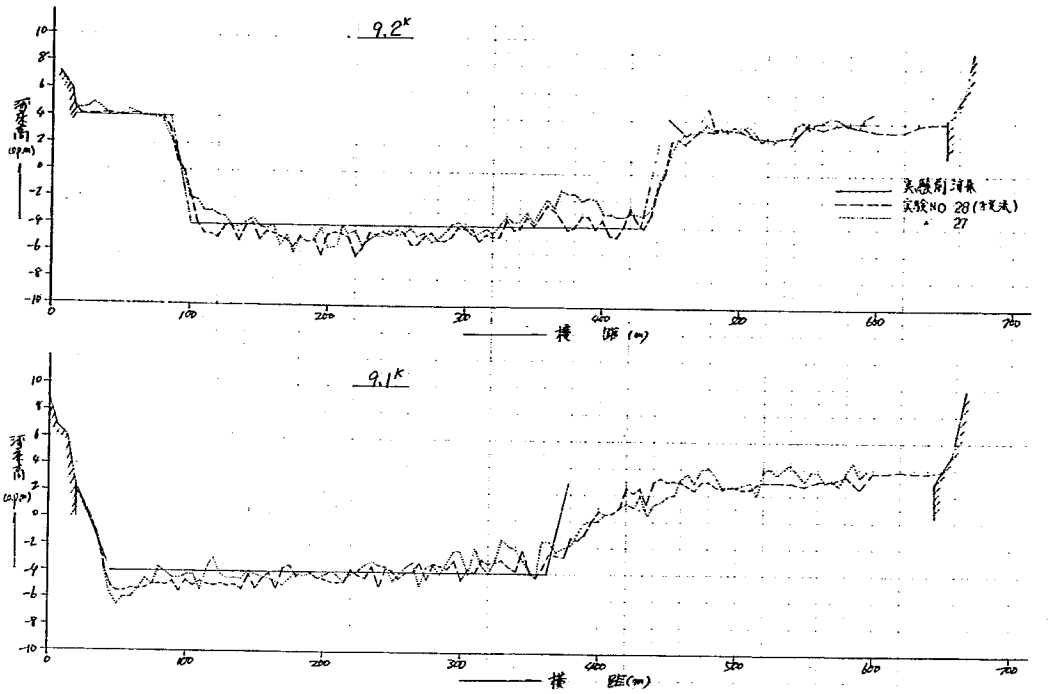
附図－１０.３.１３　等深線図（実験№27－1，Q＝4,000㎥／s）



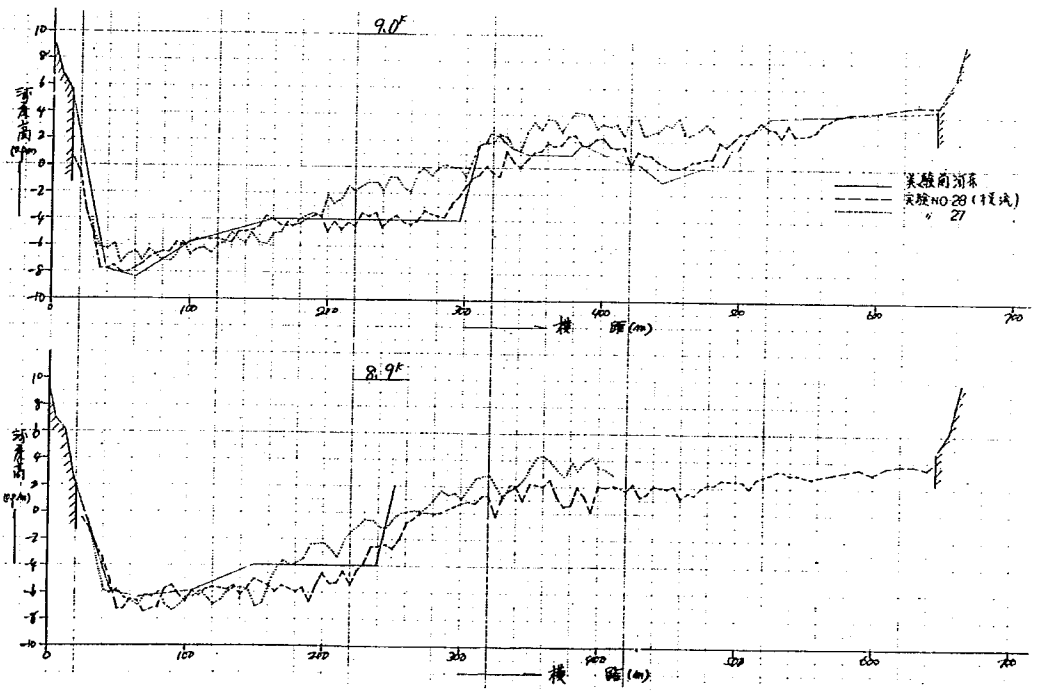
附図－１０.３.１４　等深線図（実験No.27－2，Q=7,000㎥／s）



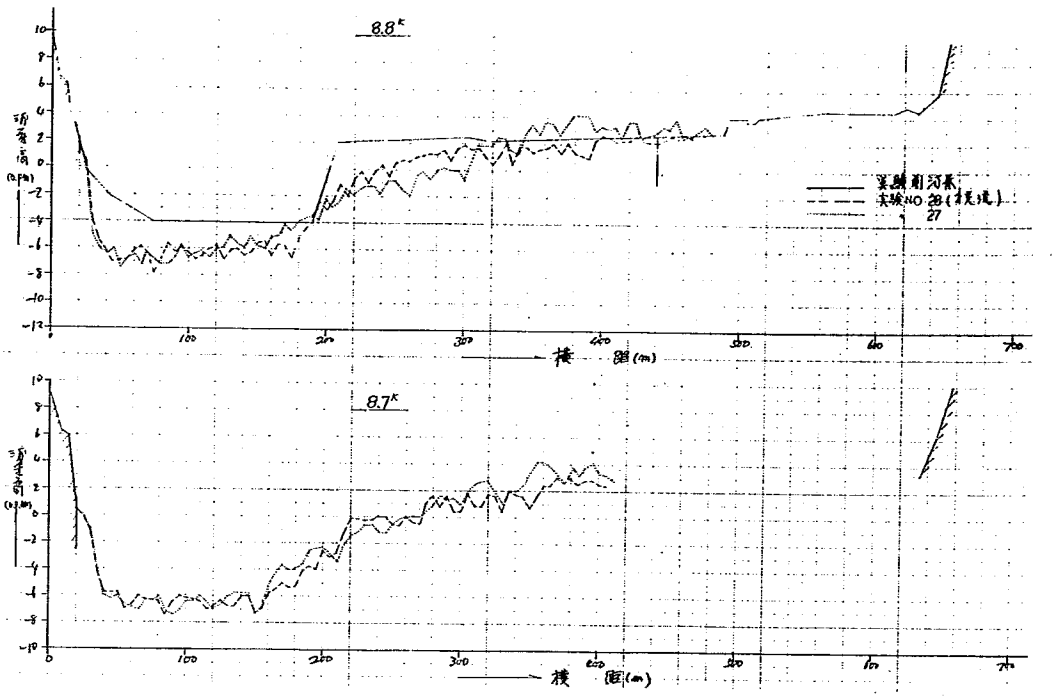
附図－１０.４.１　流　況　図（実験№２８）



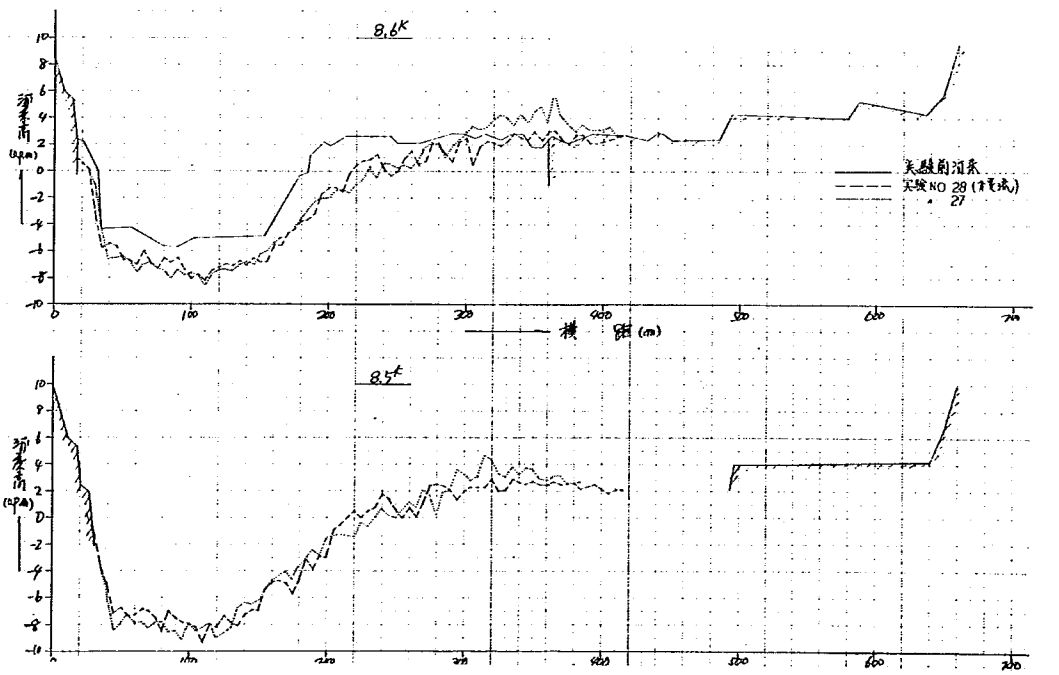
附図－１０.４.２　河床横断面比較図（実験№２７，２８）



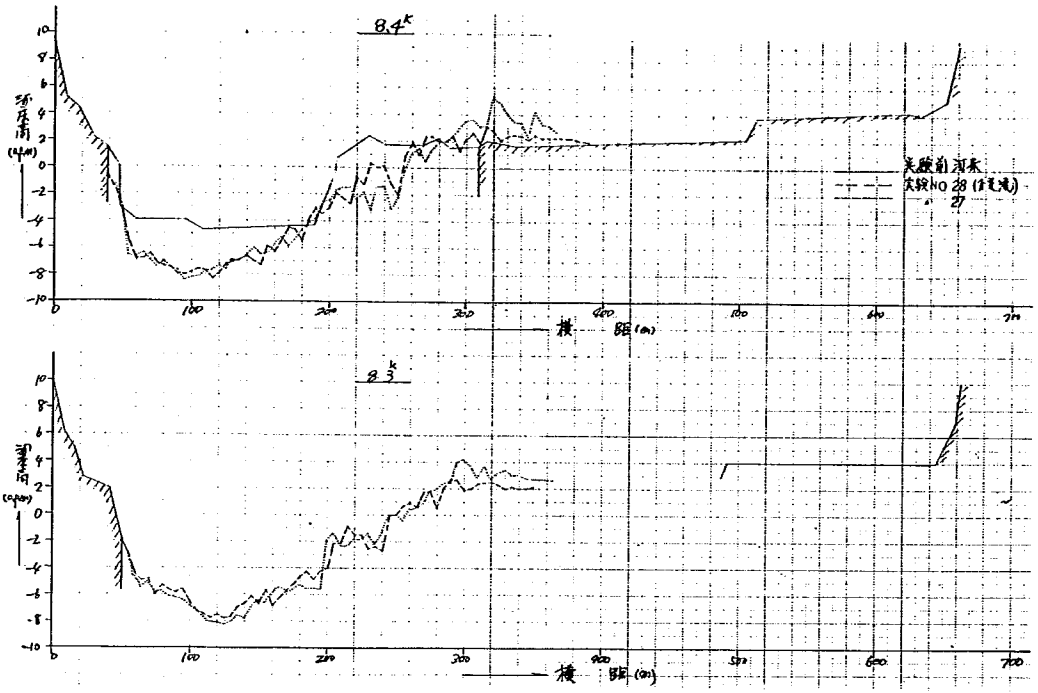
附図－１０.４.３　河床横断面比較図（実験№２７，２８）



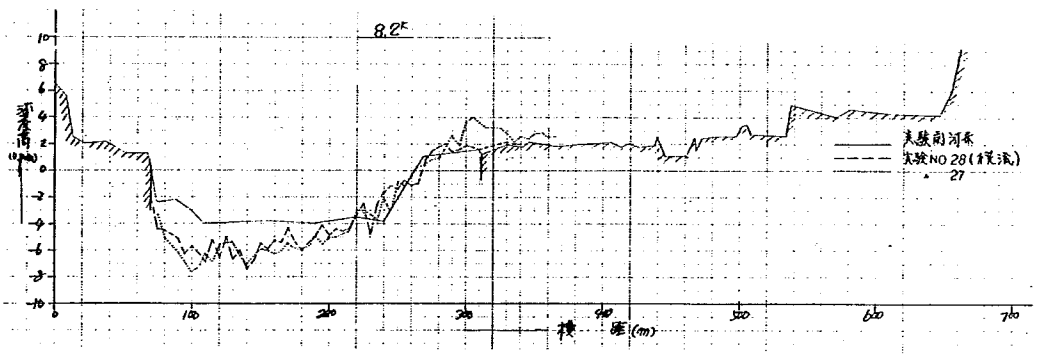
附図－１０.４.４　河床横断面比較図（実験№２７，２８）



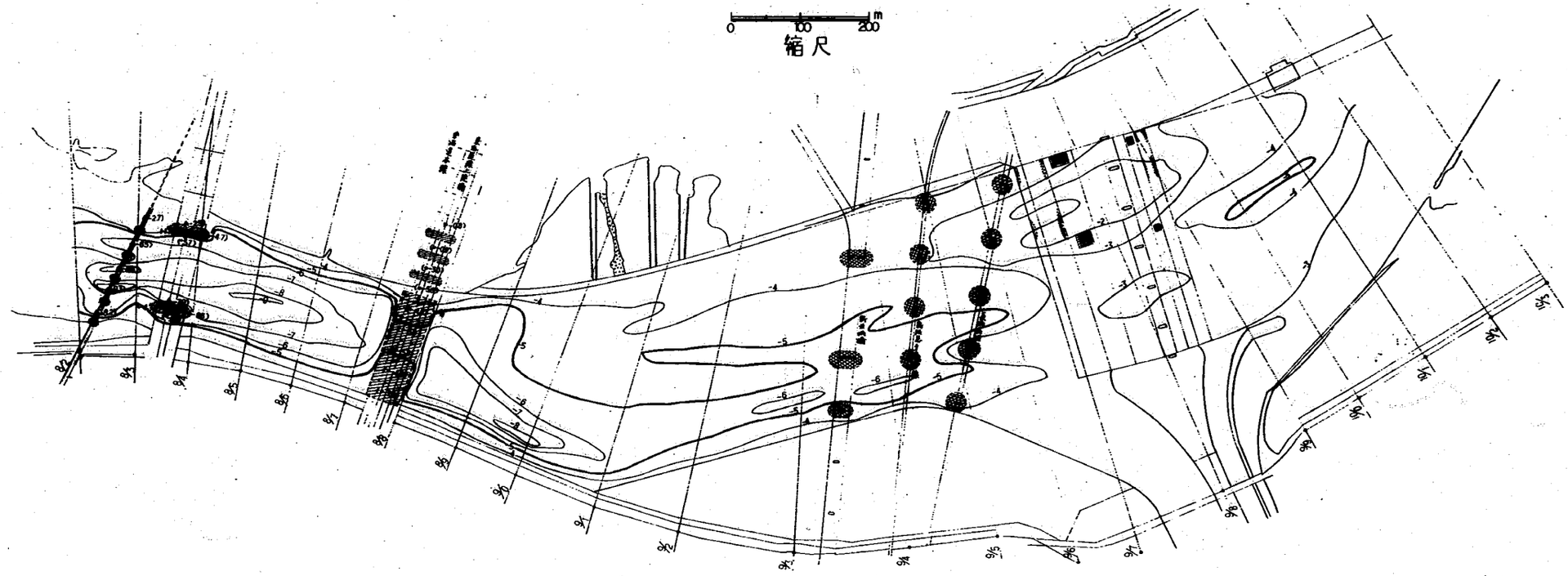
附図－１０.４.５　河床横断面比較図（実験№２７，２８）



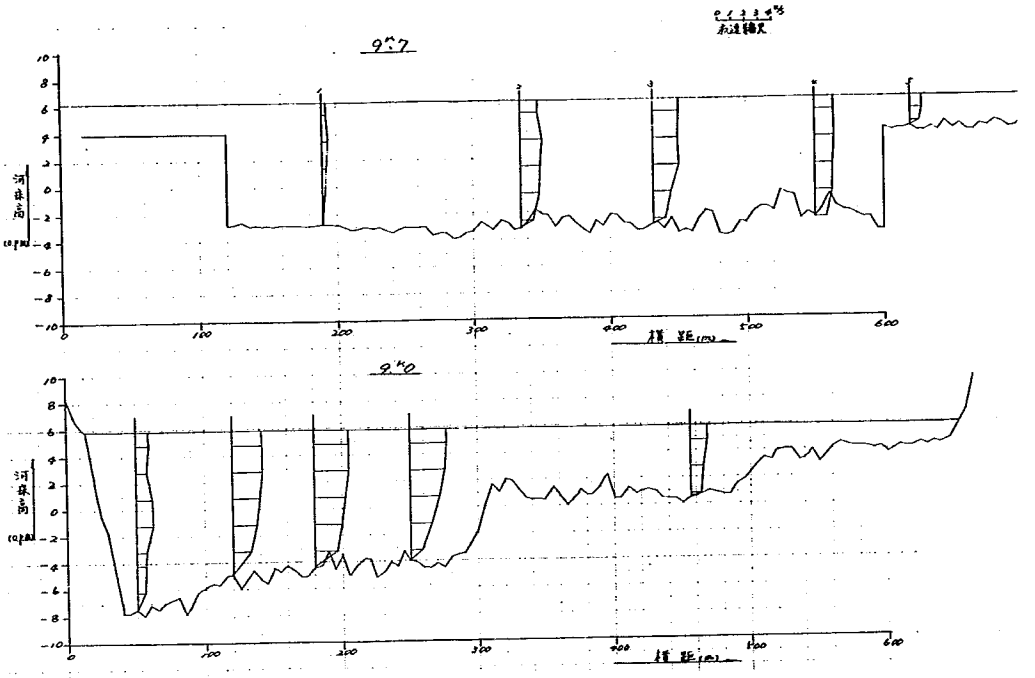
附図－１０.４.６　河床横断面比較図（実験№２７，２８）



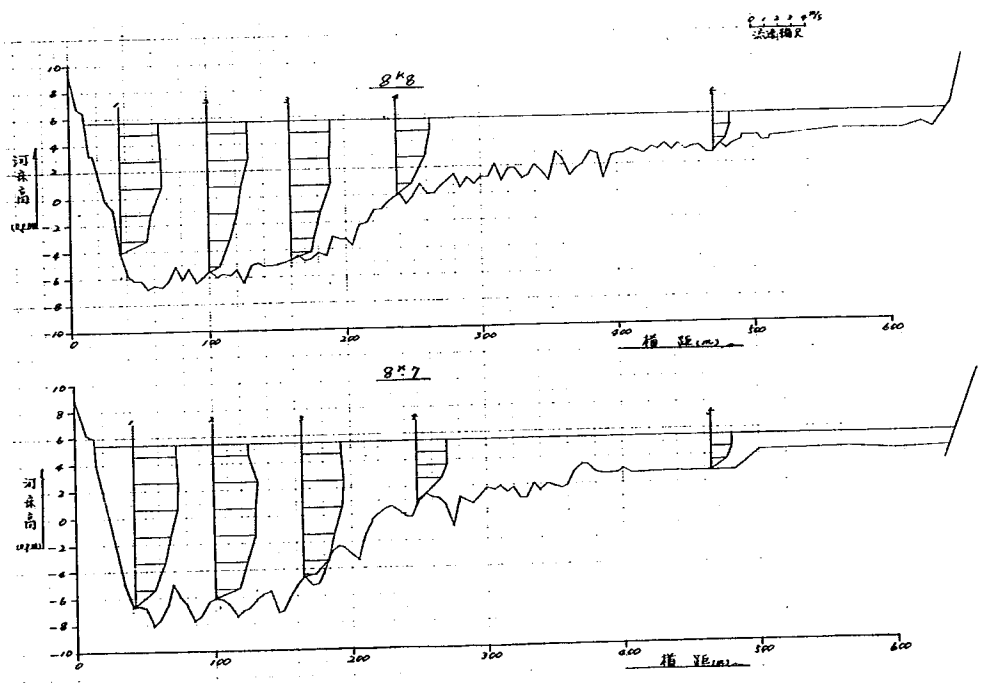
附図－１０.４.７　河床横断面比較図（実験№２７，２８）



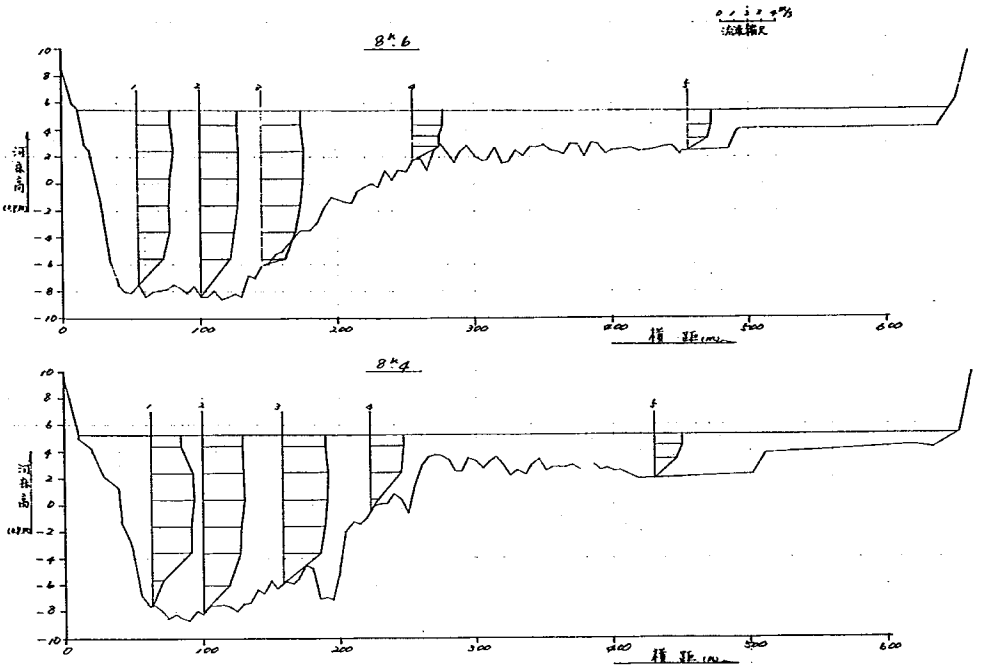
附図－１０.４.８　等 深 線 図（実験№２８）



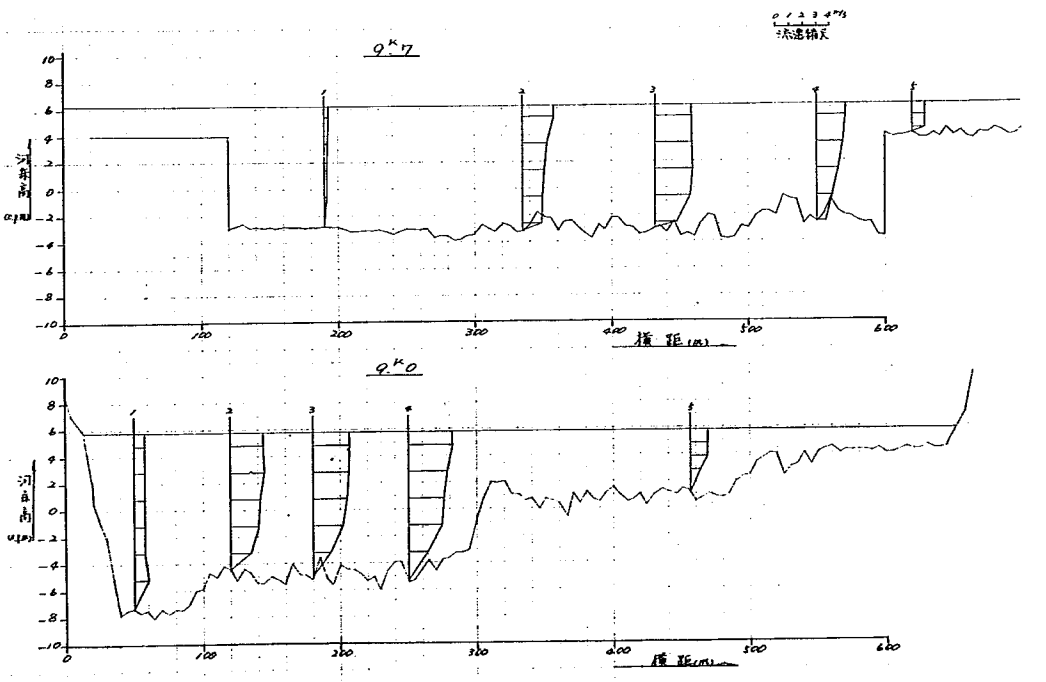
附図－10.5.1　流速分布図（実験№29－1，Q=7,000㎥/s－1 hr）



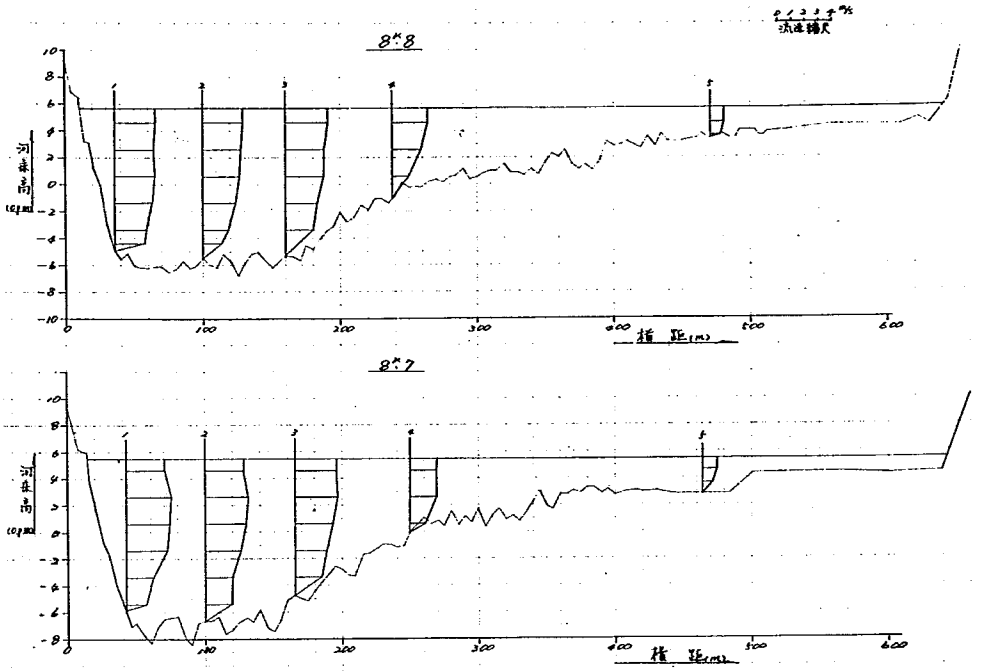
附図－10.5.2　流速分布図（実験№29－1，Q=7,000㎥/s－1 hr）



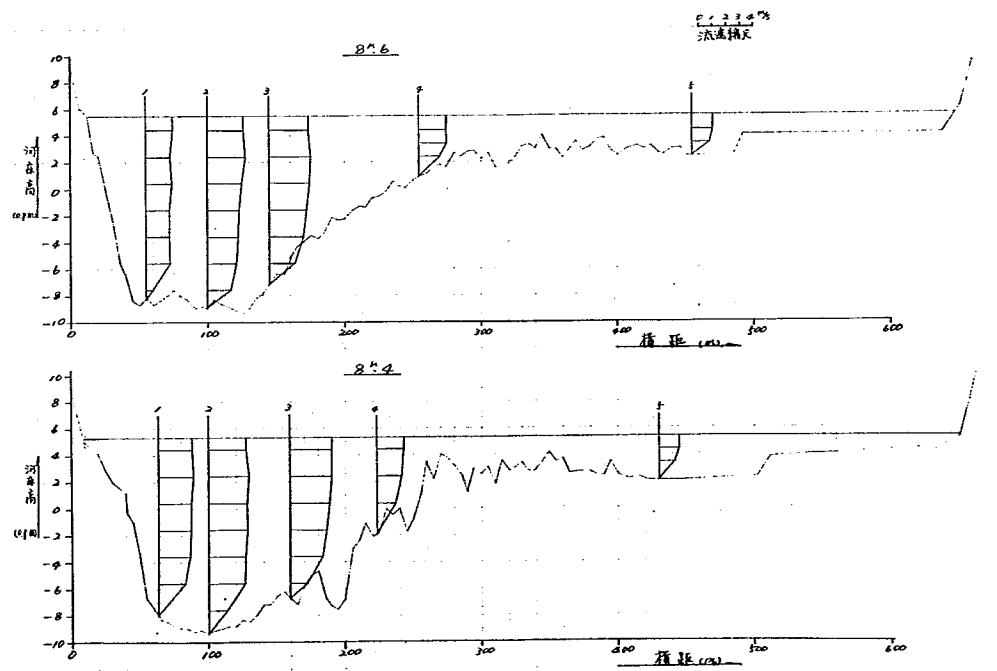
附図－10.5.3　流速分布図（実験№29－1，Q＝7,000 m³／s－1 hr ）



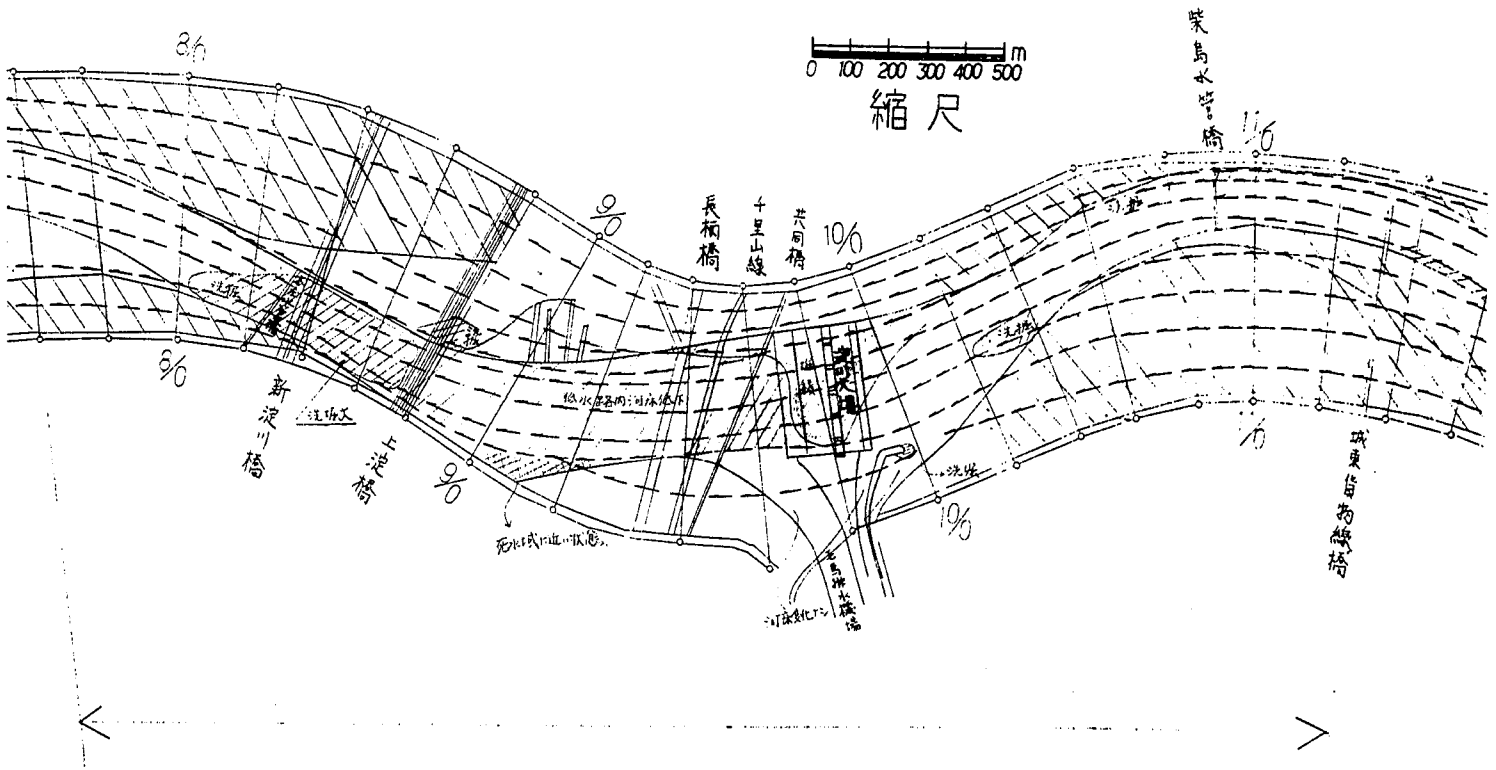
附図－10.5.4　流速分布図（実験№29－2，Q＝7,000 m³／s－2 hr ）



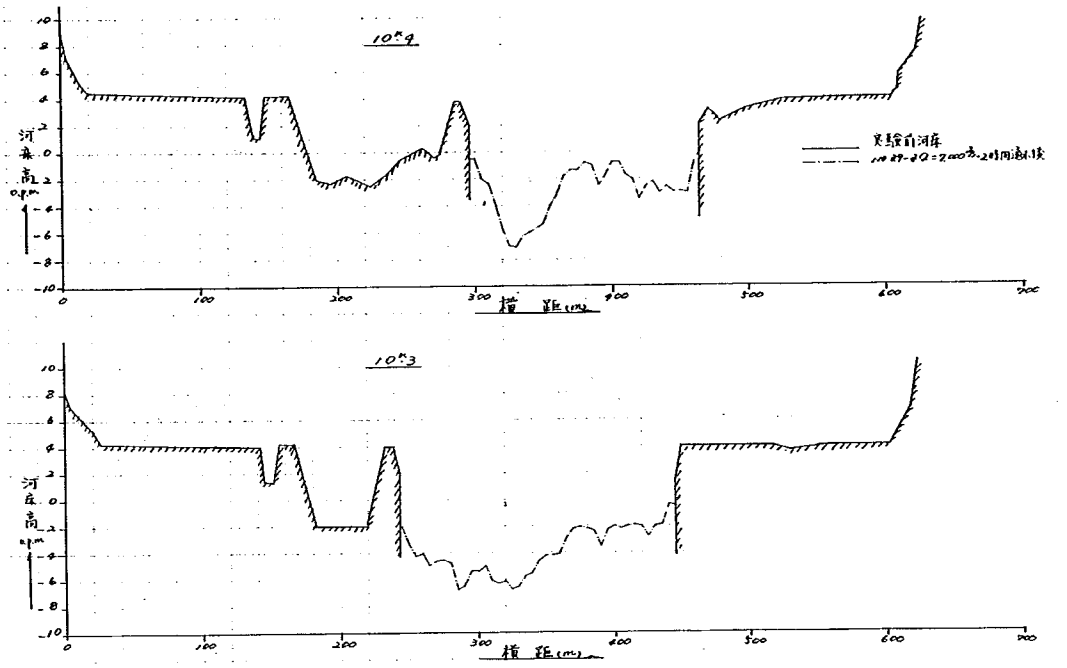
附図－10.5.5　流速分布図（実験№29－2，Q＝7,000 m³／s－2 hr）



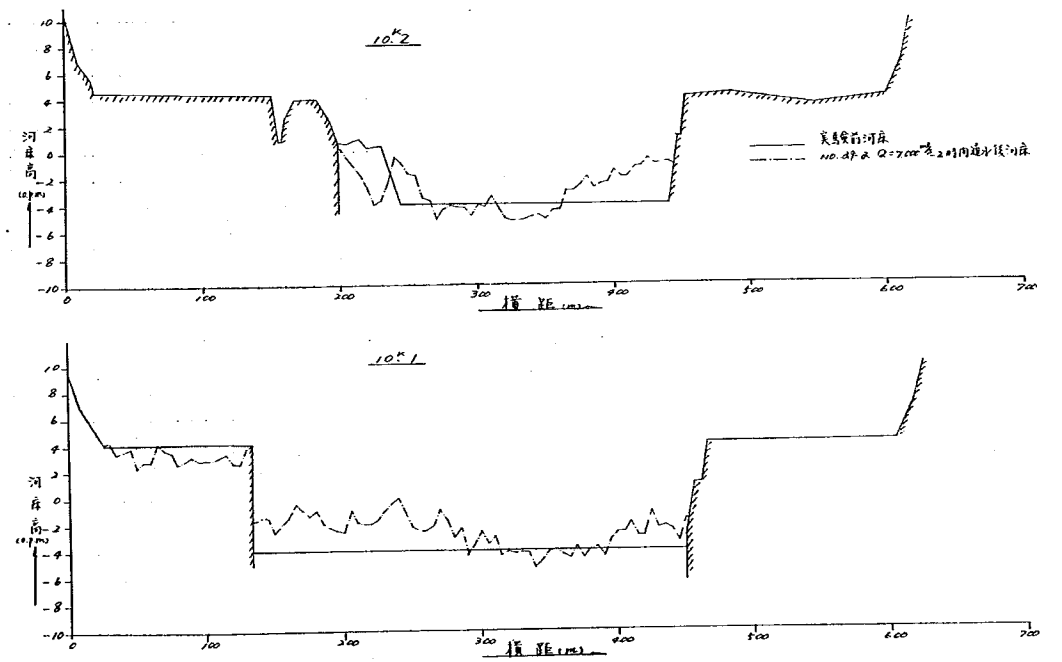
附図－10.5.6　流速分布図（実験№29－2，Q＝7,000 m³／s－2 hr）



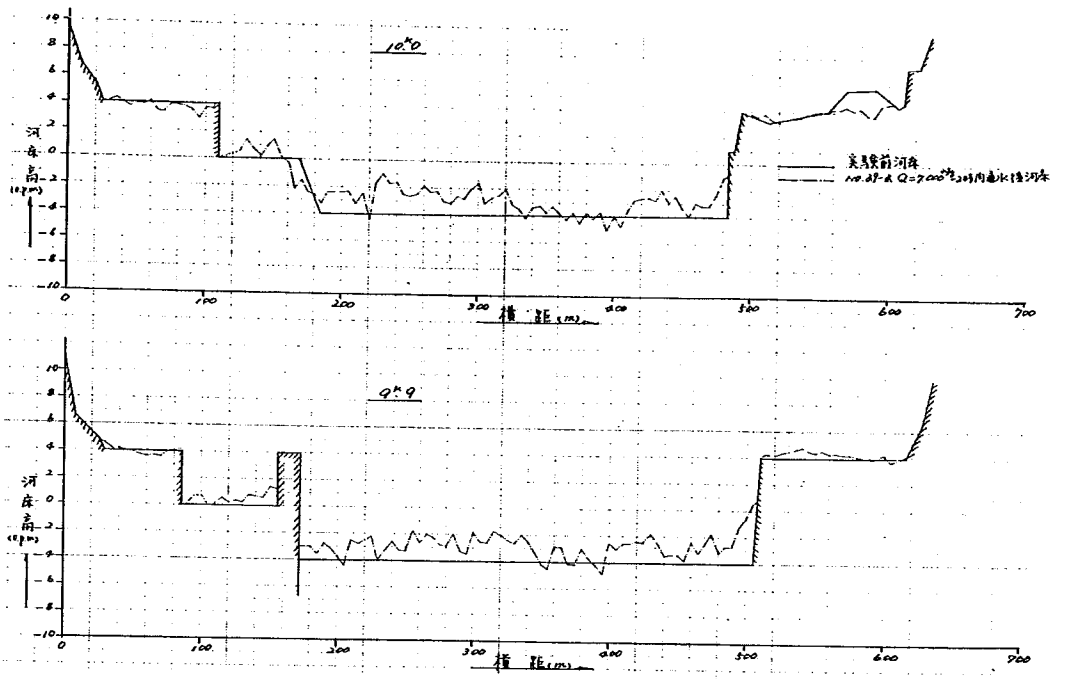
附図－10.5.7　流　況　図（実験№29－2，Q=7,000㎥/s－2 hr）



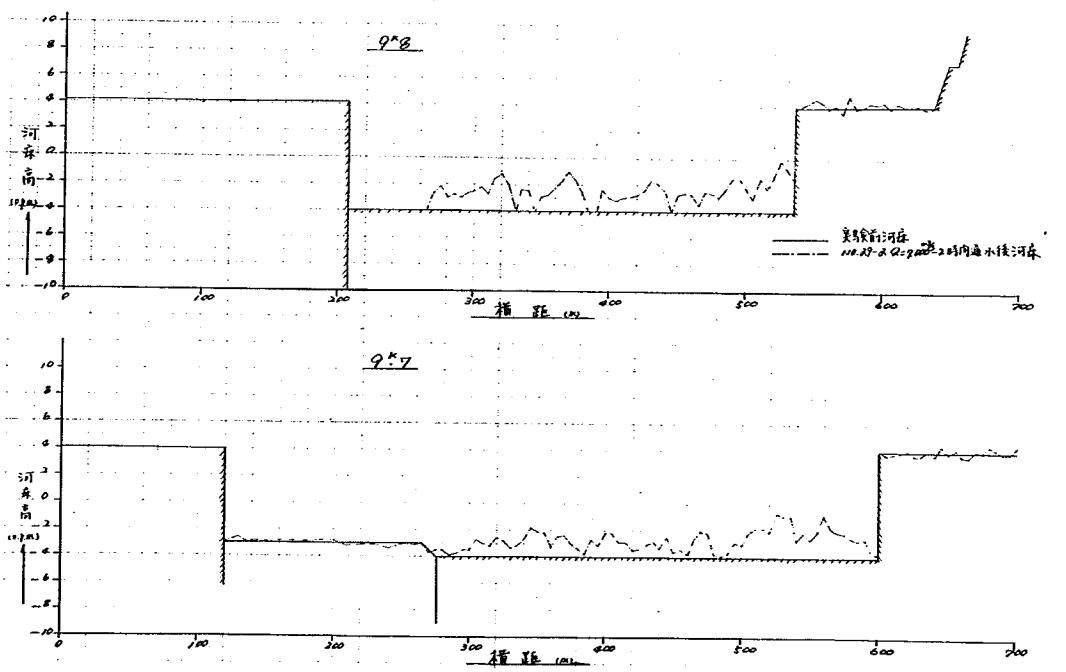
附図－１０.５.８　河床横断図（実験№２９）



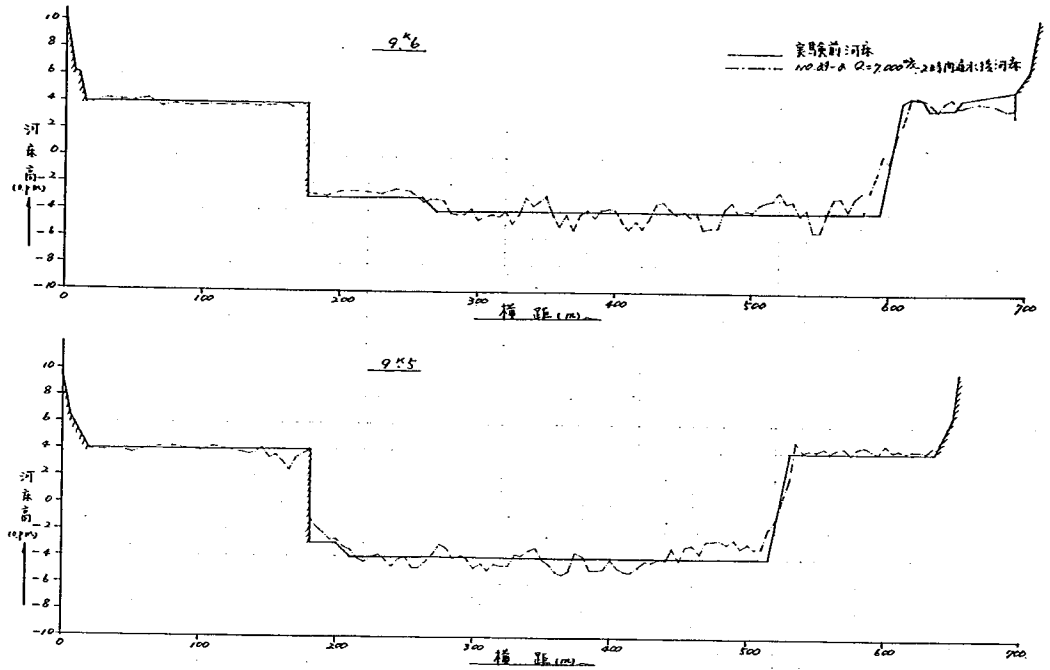
附図－１０.５.９　河床横断図（実験№２９）



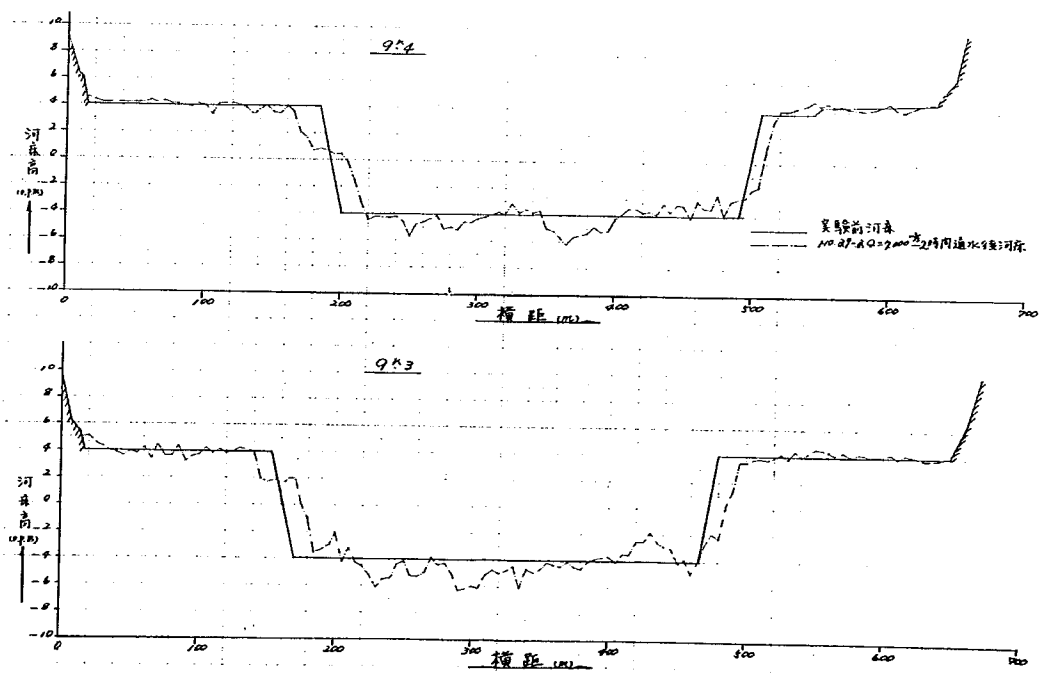
附図－１０.5.１０　河床横断図（実験№２９）



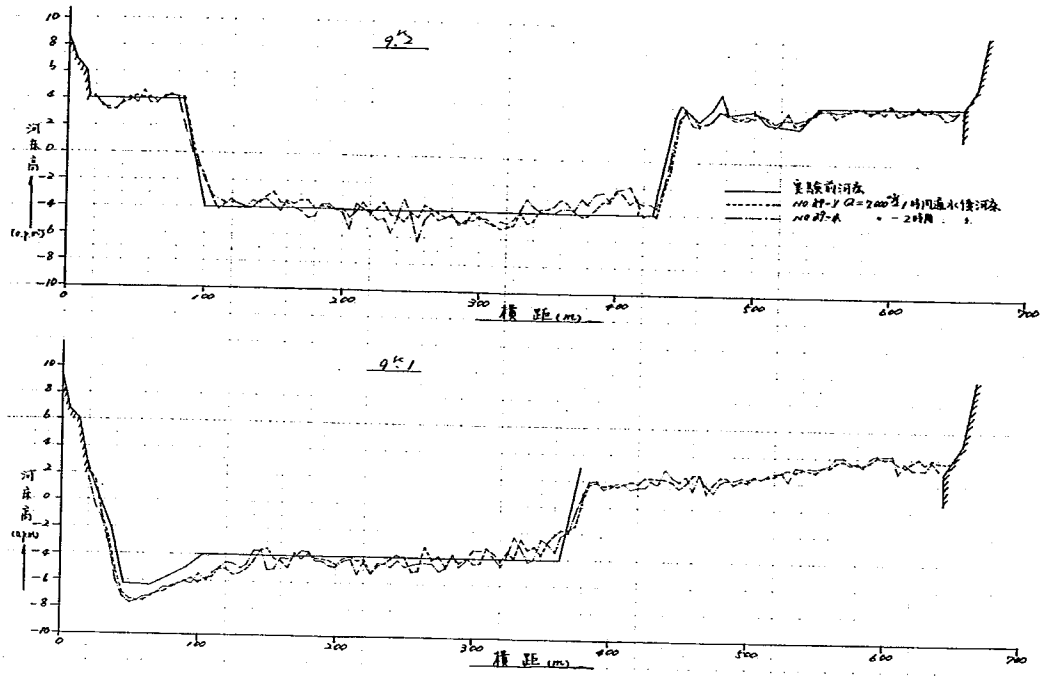
附図－１０.5.１１　河床横断図（実験№２９）



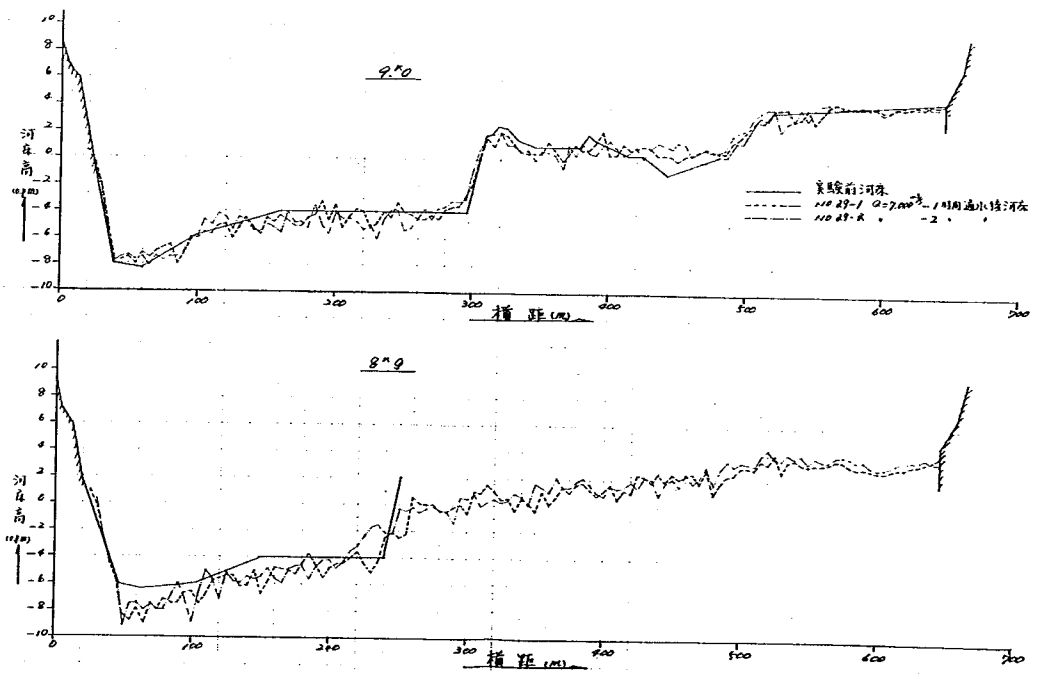
附図－１０.５.１２　河床横断図（実験№２９）



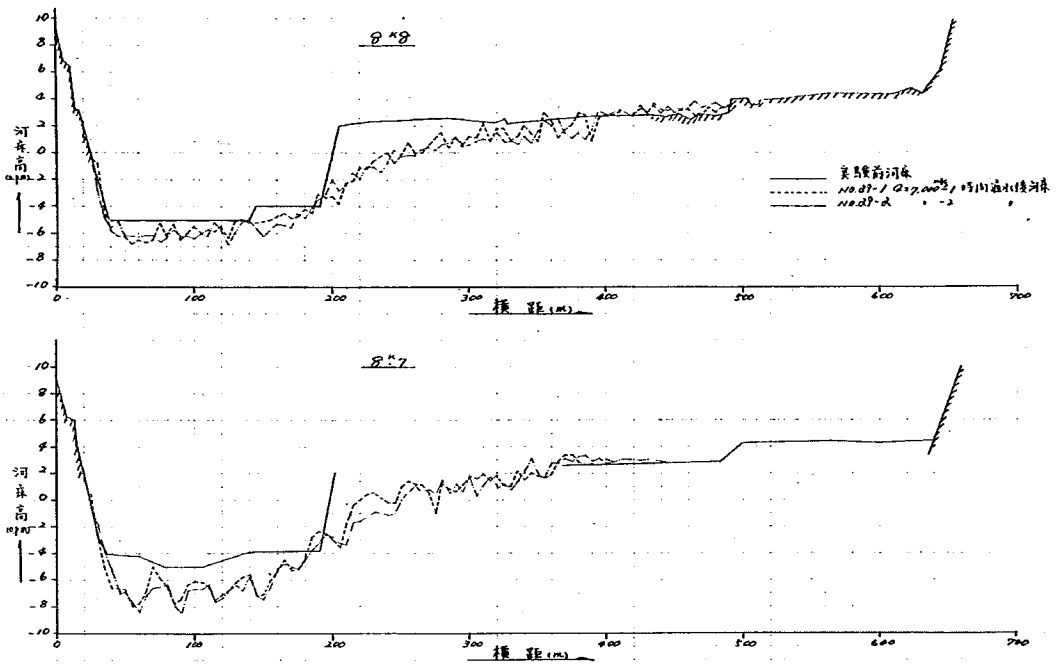
附図－１０.５.１３　河床横断図（実験№２９）



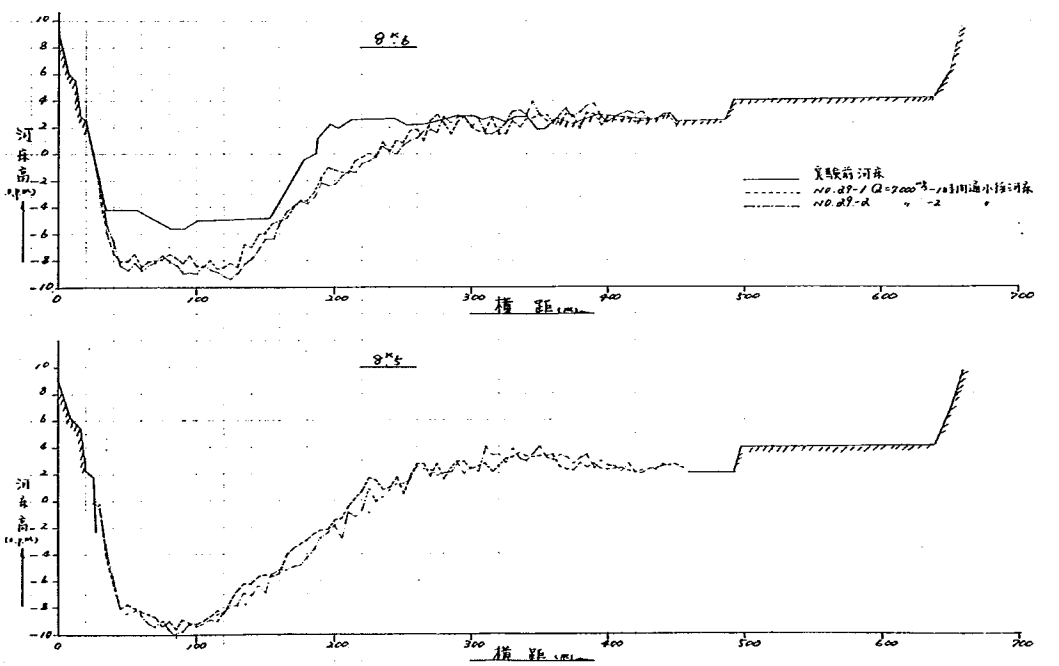
附図－１０.５.１４　河床横断図（実験No.２９）



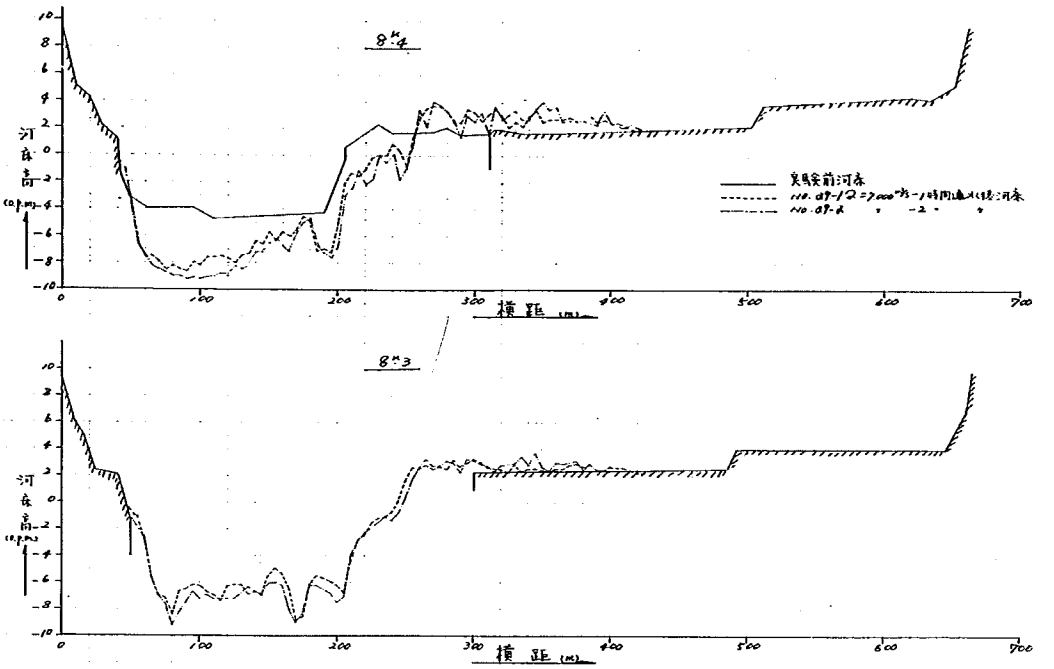
附図－１０.５.１５　河床横断図（実験No.２９）



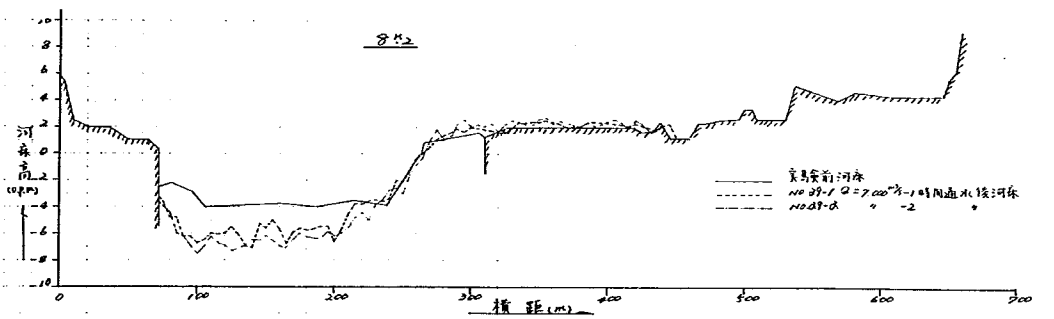
附図－１０.５.１６　河床横断図（実験№２９）



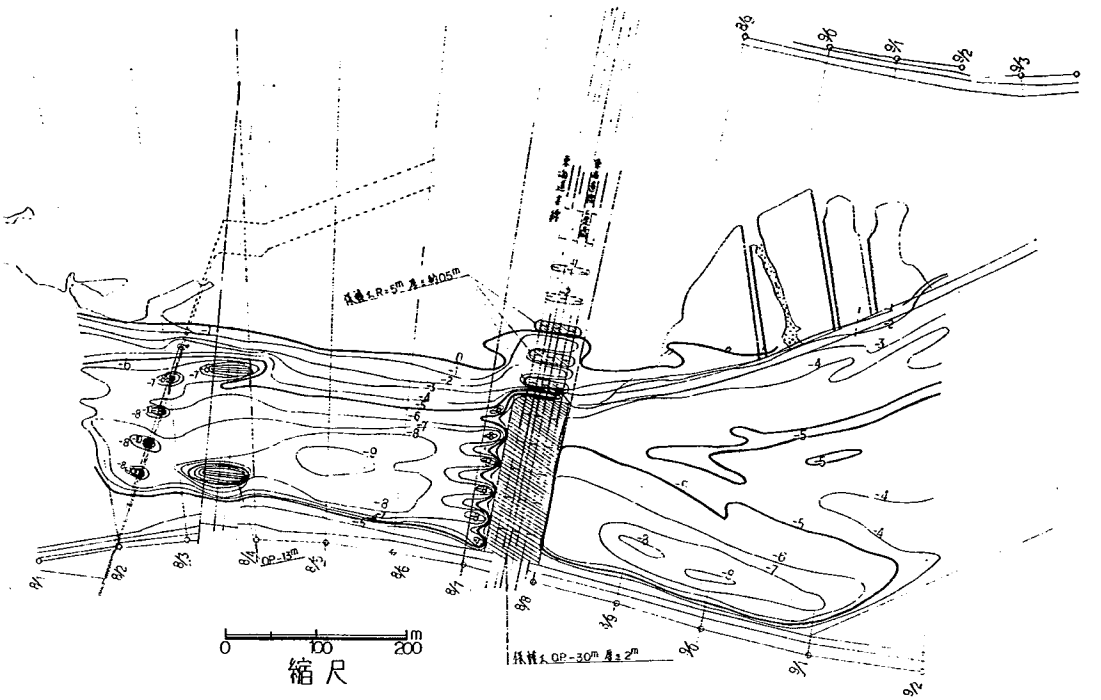
附図－１０.５.１７　河床横断図（実験№２９）



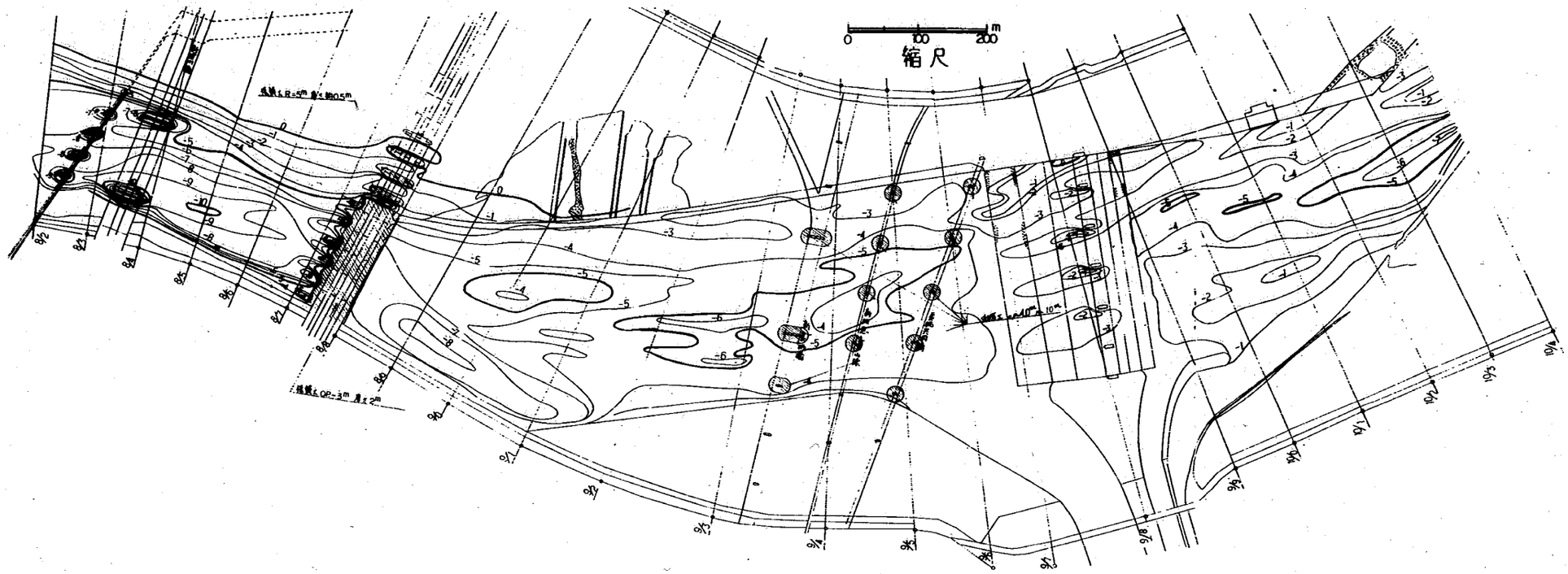
附図－１０.５.１８　河床横断図（実験No.２９）



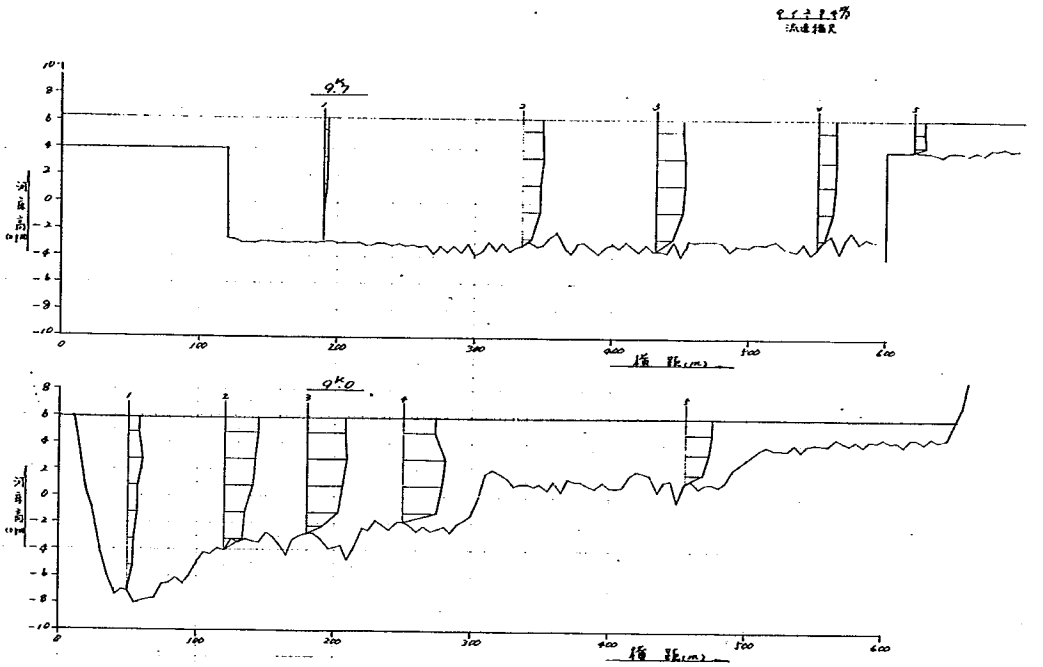
附図－１０.５.１９　河床横断図（実験No.２９）



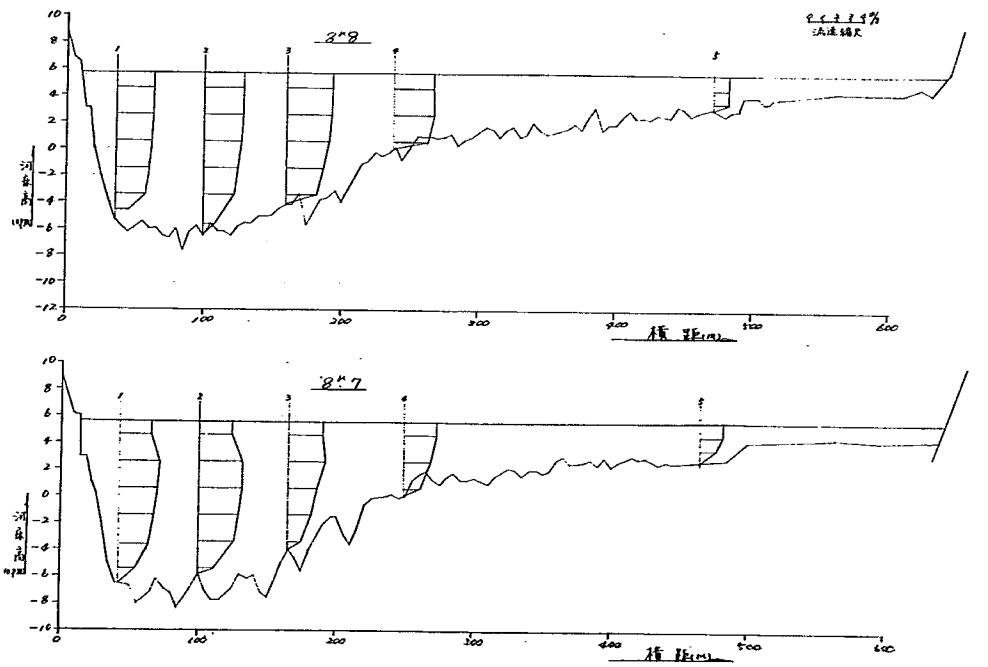
附図－１０.５.２０　等深線図（実験№29－1）



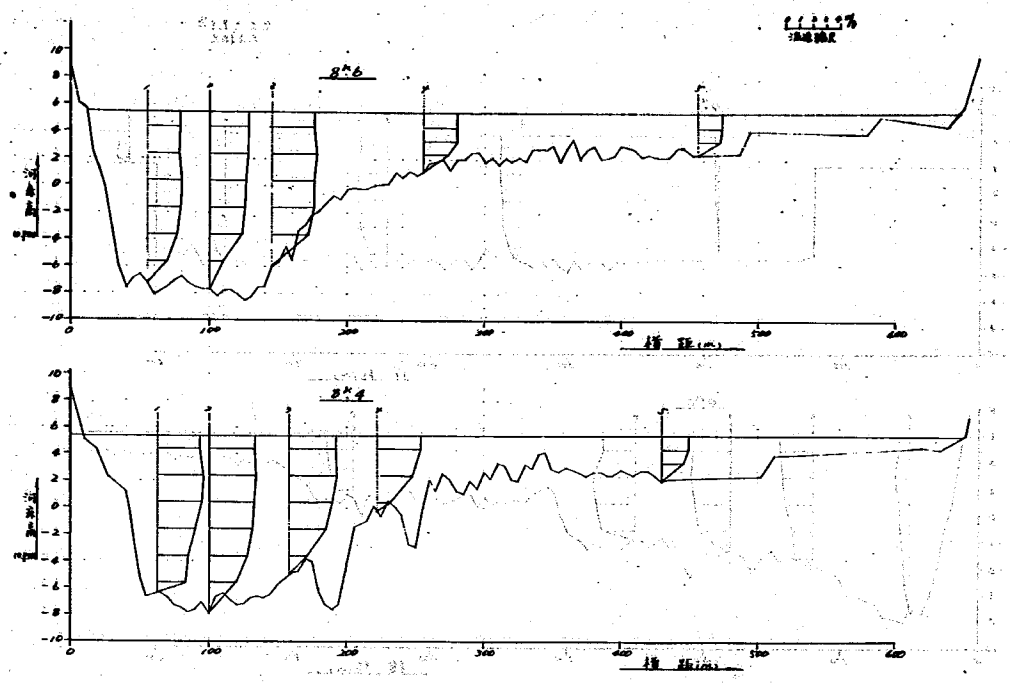
附図－１０.５.２１　等深線図（実験№29－2）



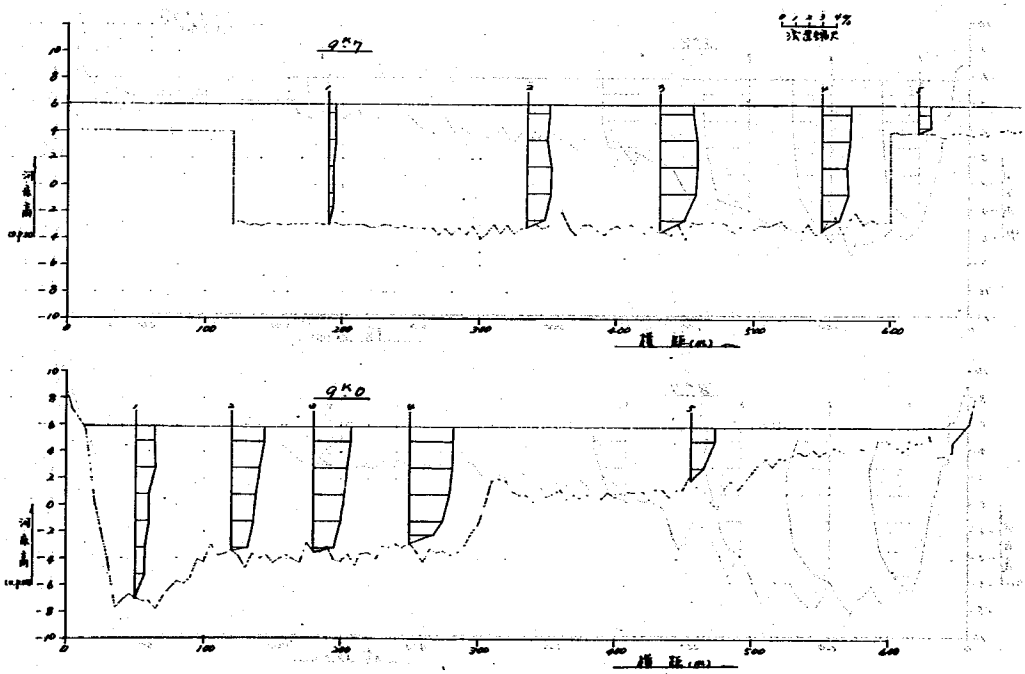
附図－10.6.1　流速分布図（実験№30－1，Q＝7,000㎥／s－1 hr）



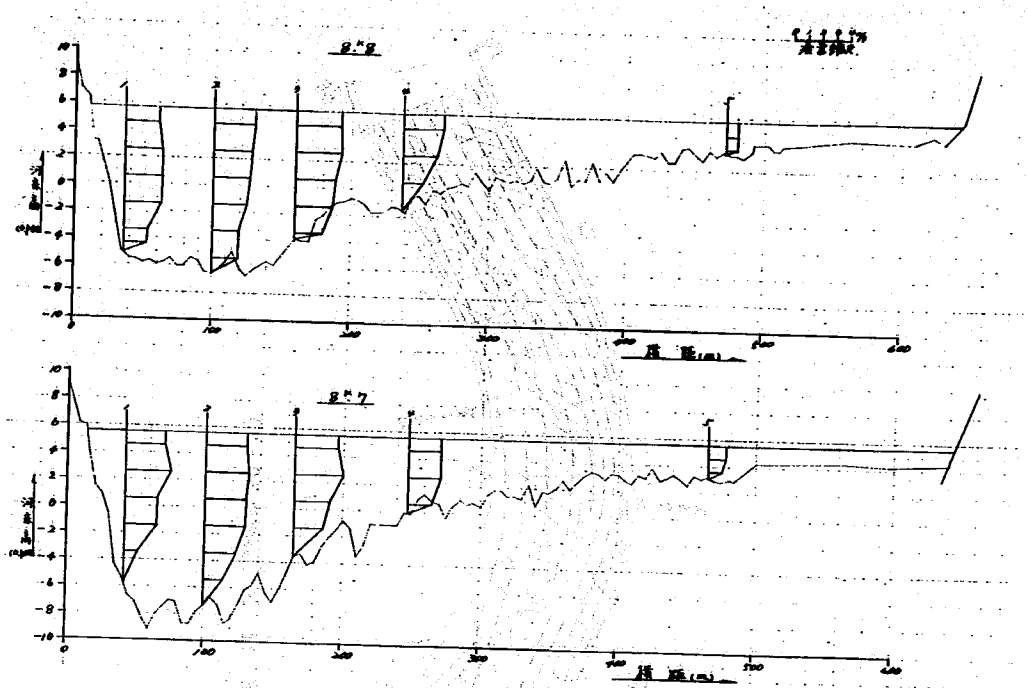
附図－10.6.2　流速分布図（実験№30－1，Q＝7,000㎥／s－1 hr）



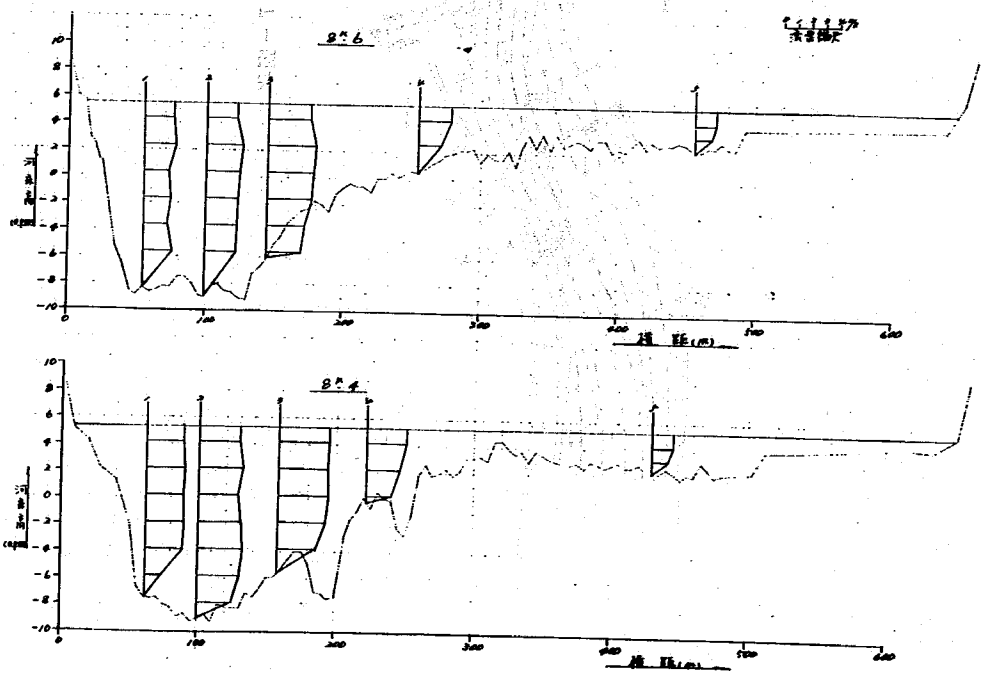
附図－10.6.3　流速分布図（実験№30－1，Q＝7,000㎥／s－1hr）



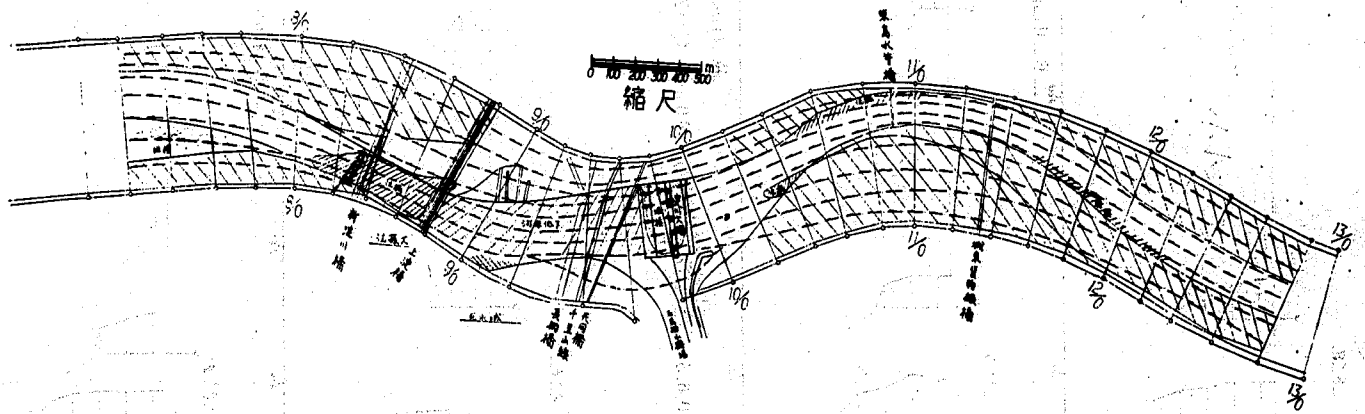
附図－10.6.4　流速分布図（実験№30－2，Q＝7,000㎥／s－2hr）



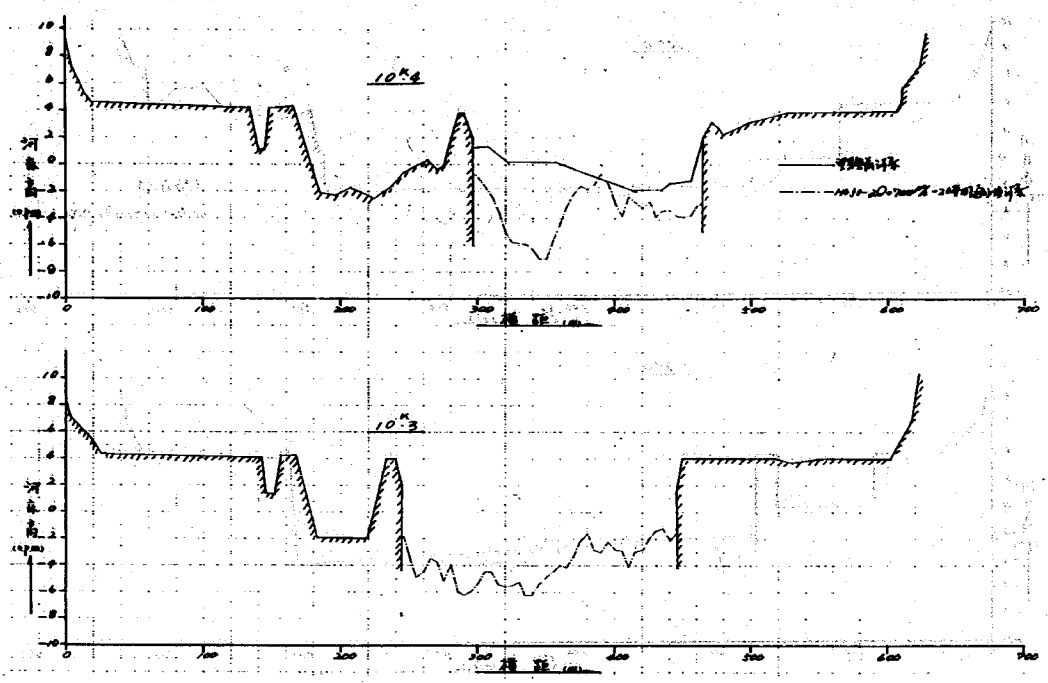
附図－10.6.5　流速分布図（実験№30－2，Q=7,000㎥／s－2hr）



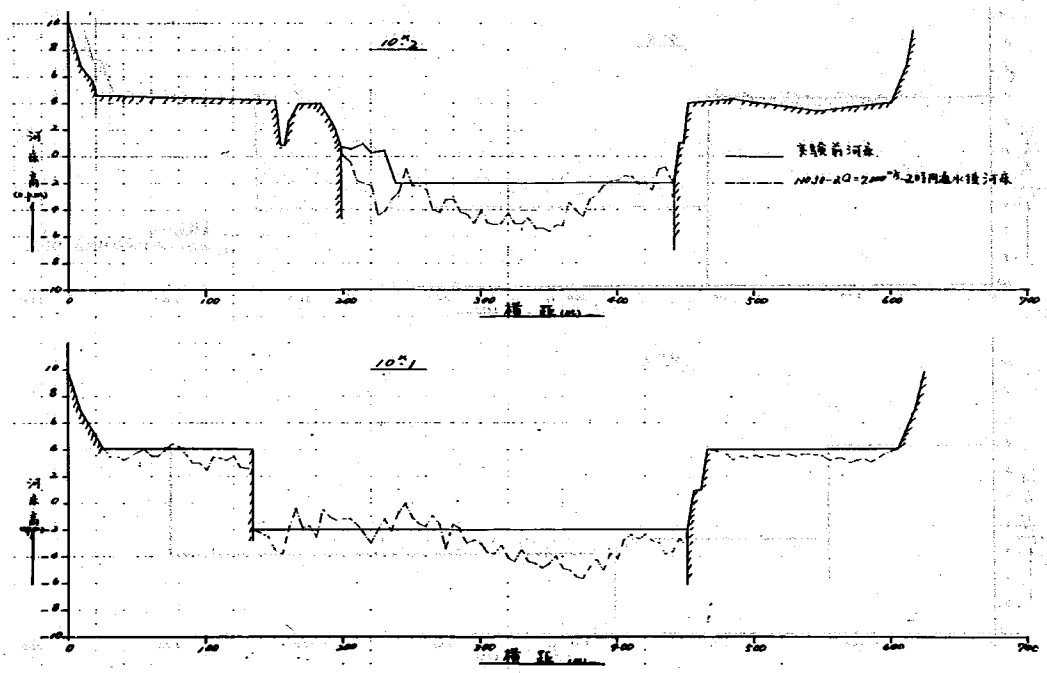
附図－10.6.6　流速分布図（実験№30－2，Q=7,000㎥／s－2hr）



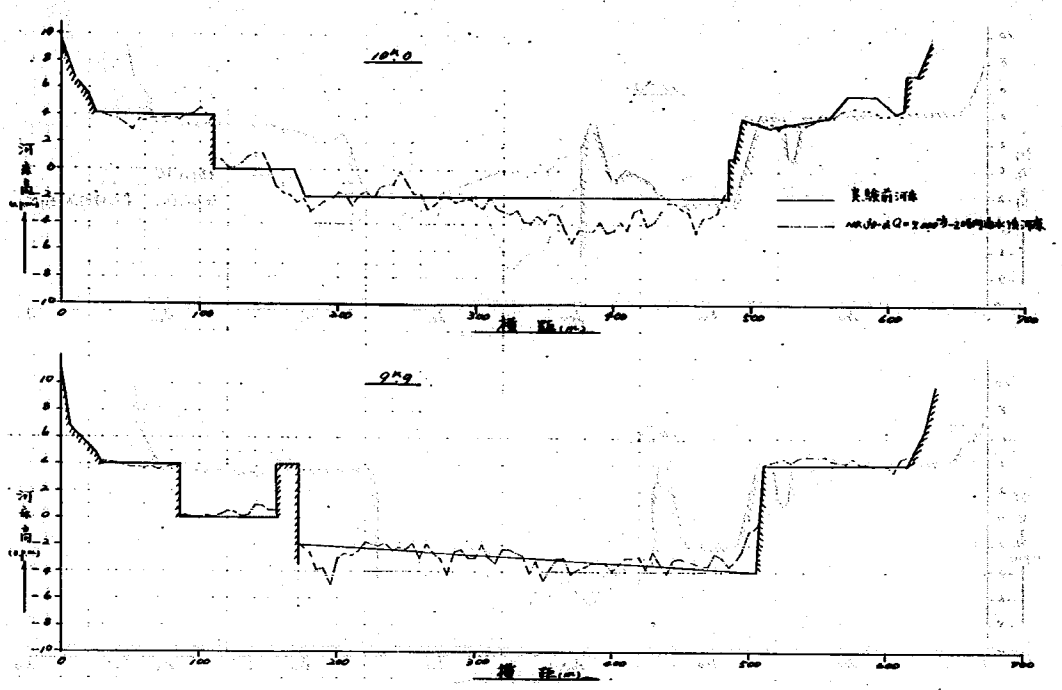
附図－１０.６.７　流　況　図（実験№30－2）



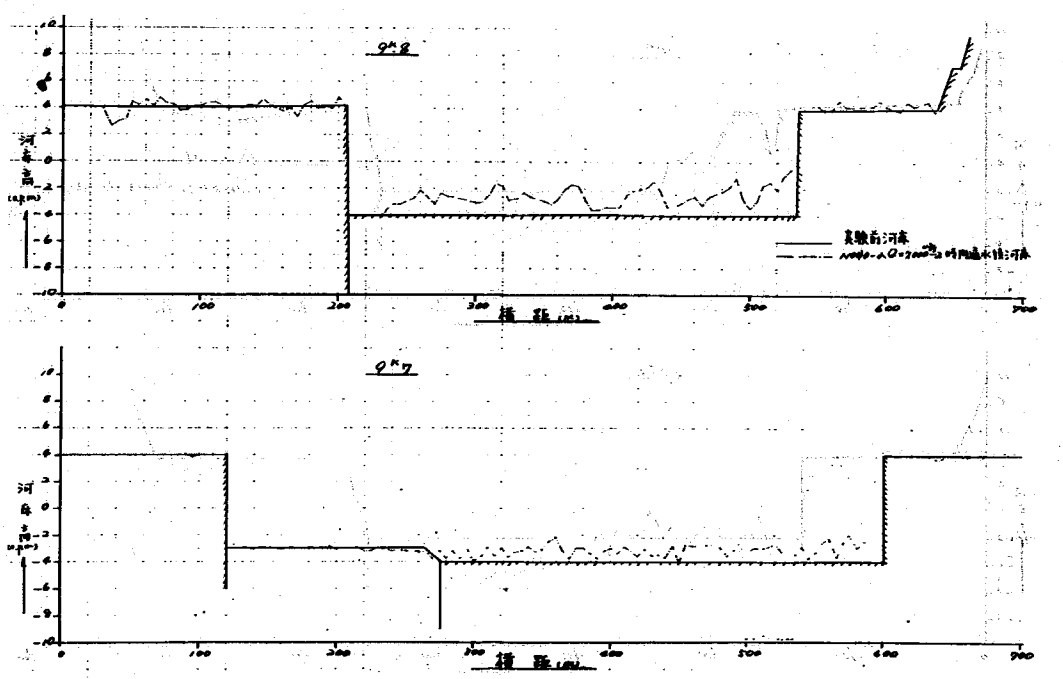
附図－１０.６.８　河床横断図（実験No.３０）



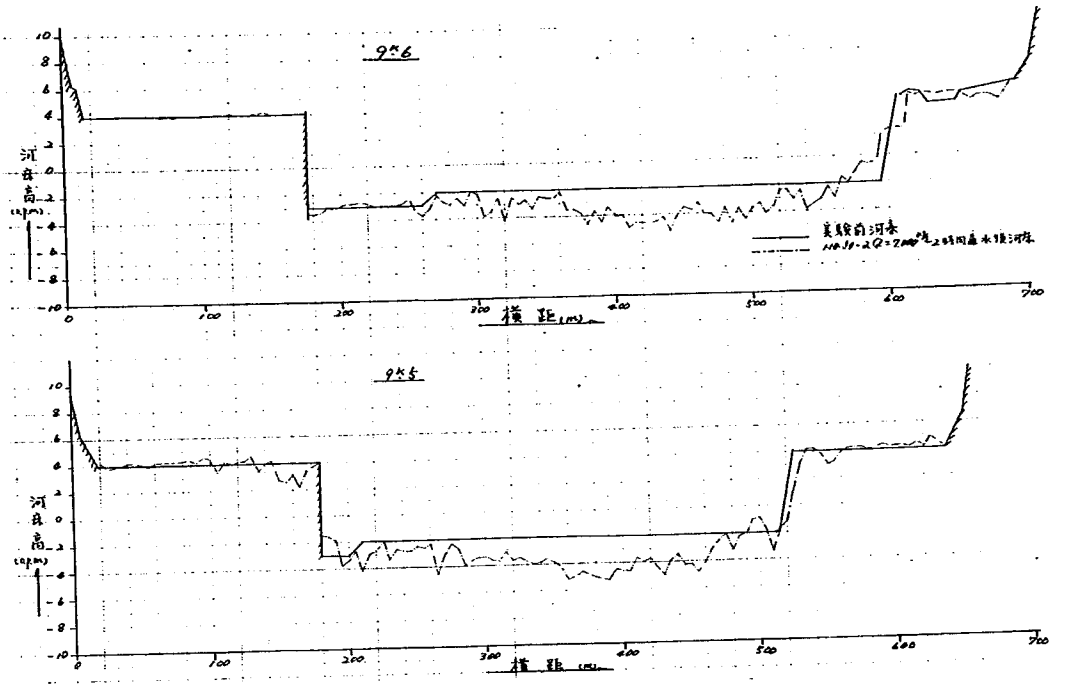
附図－１０.６.９　河床横断図（実験No.３０）



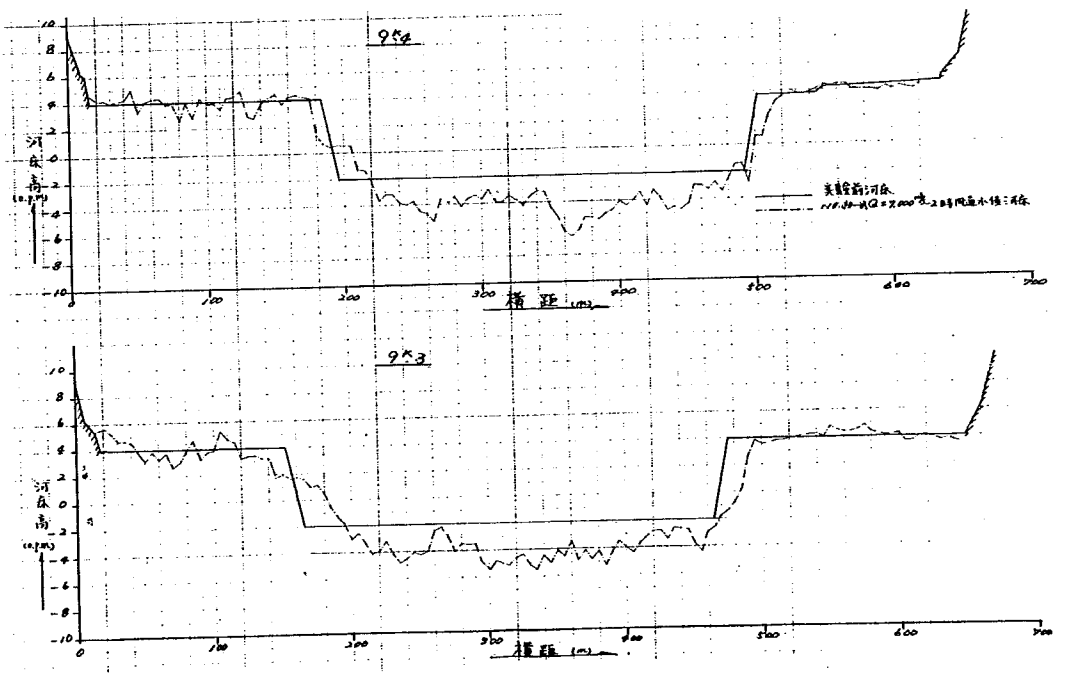
附図－１０.６.１０　河床横断図（実験№３０）



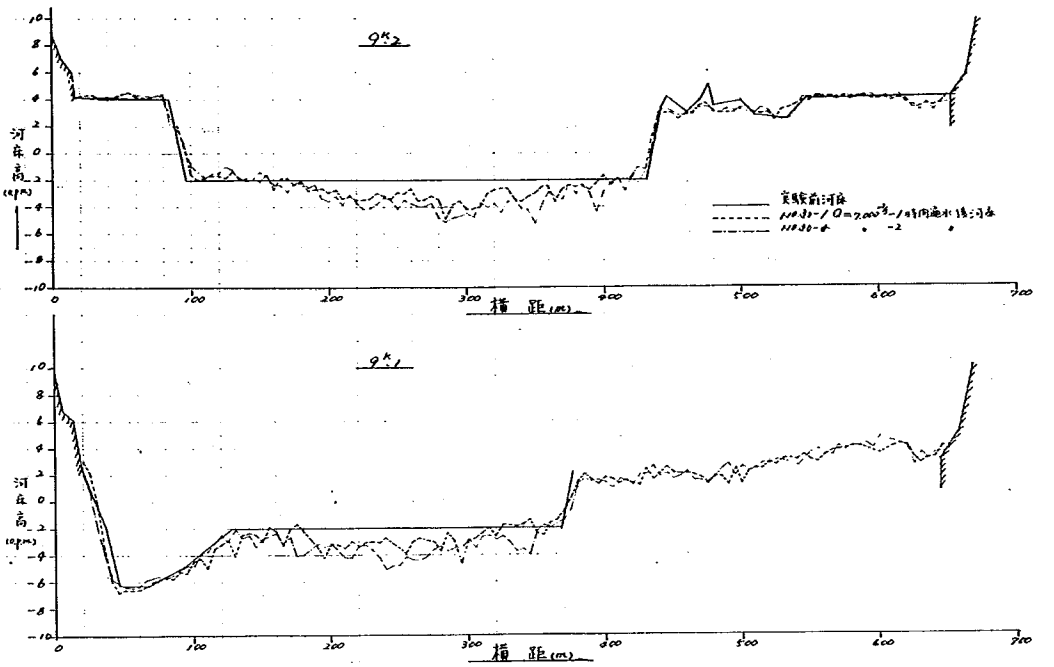
附図－１０.６.１１　河床横断図（実験№３０）



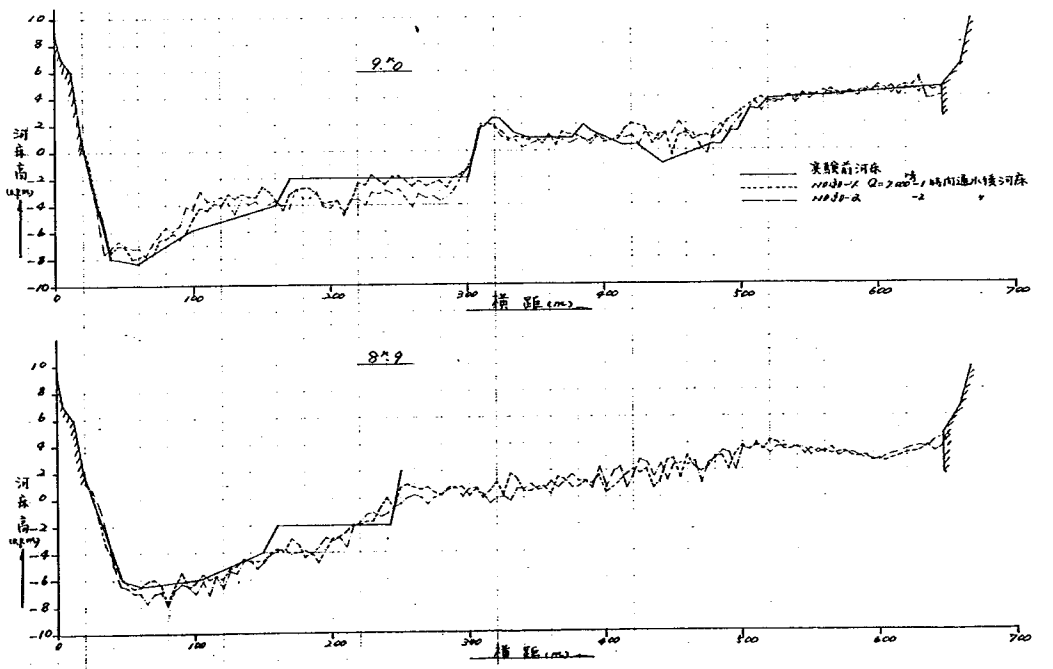
附図－１０.６.１２　河床横断図（実験No.３０）



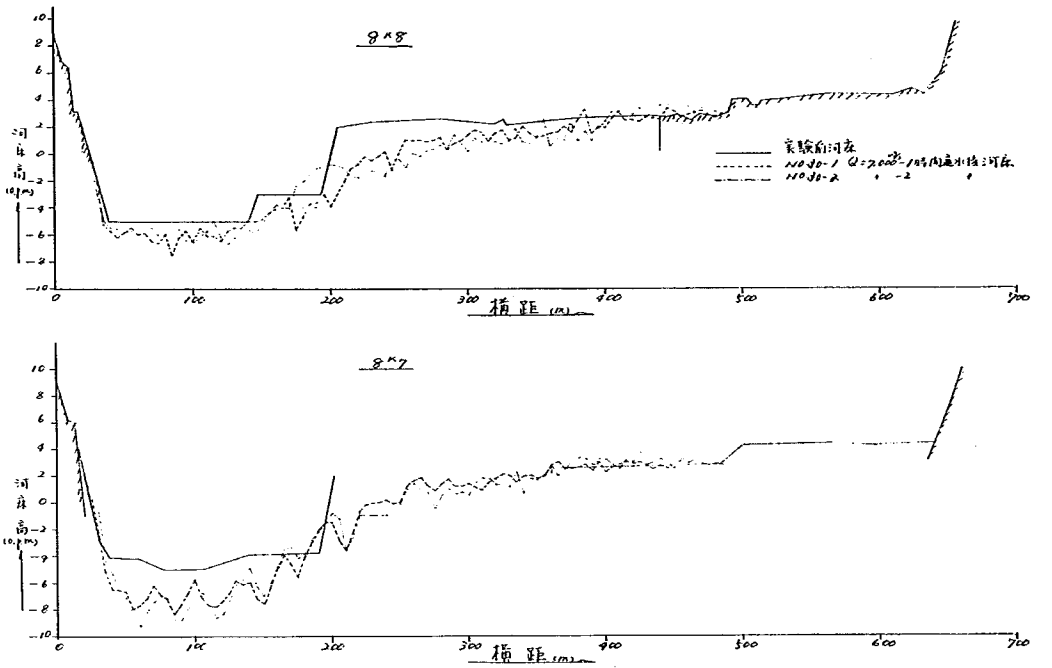
附図－１０.６.１３　河床横断図（実験No.３０）



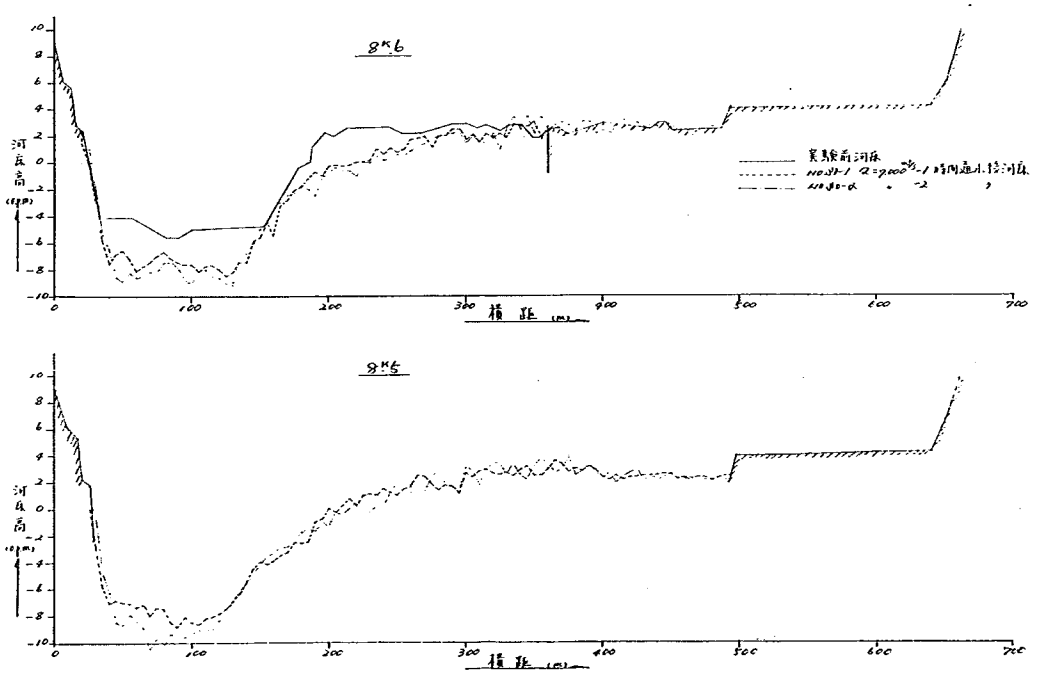
附図－１０.６.１４　河床横断図（実験No.３０）



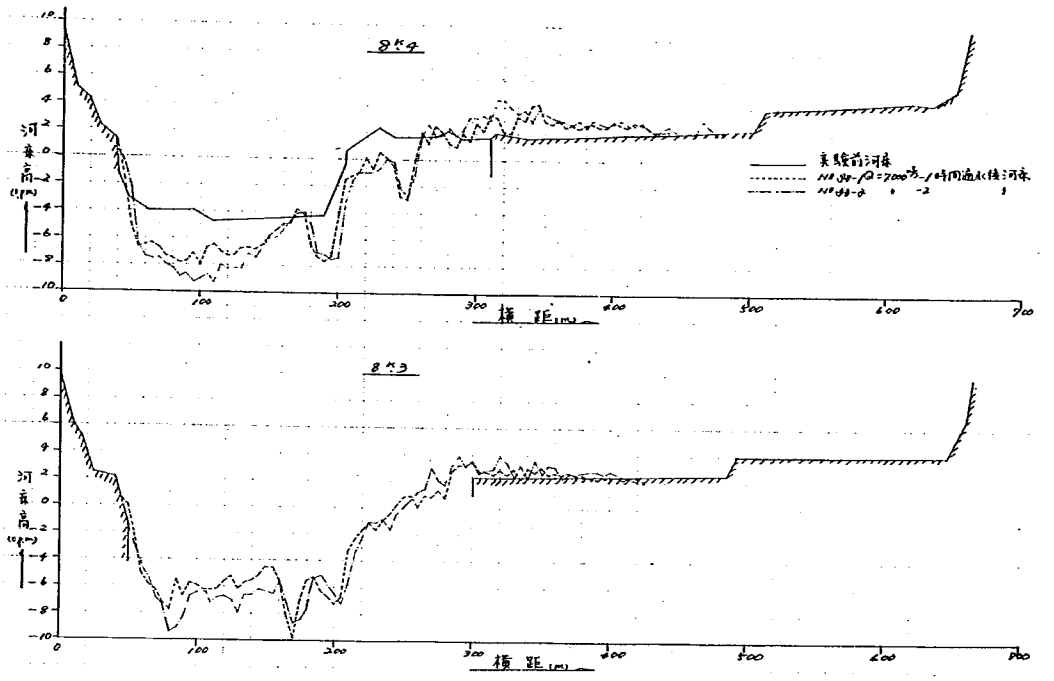
附図－１０.６.１５　河床横断図（実験No.３０）



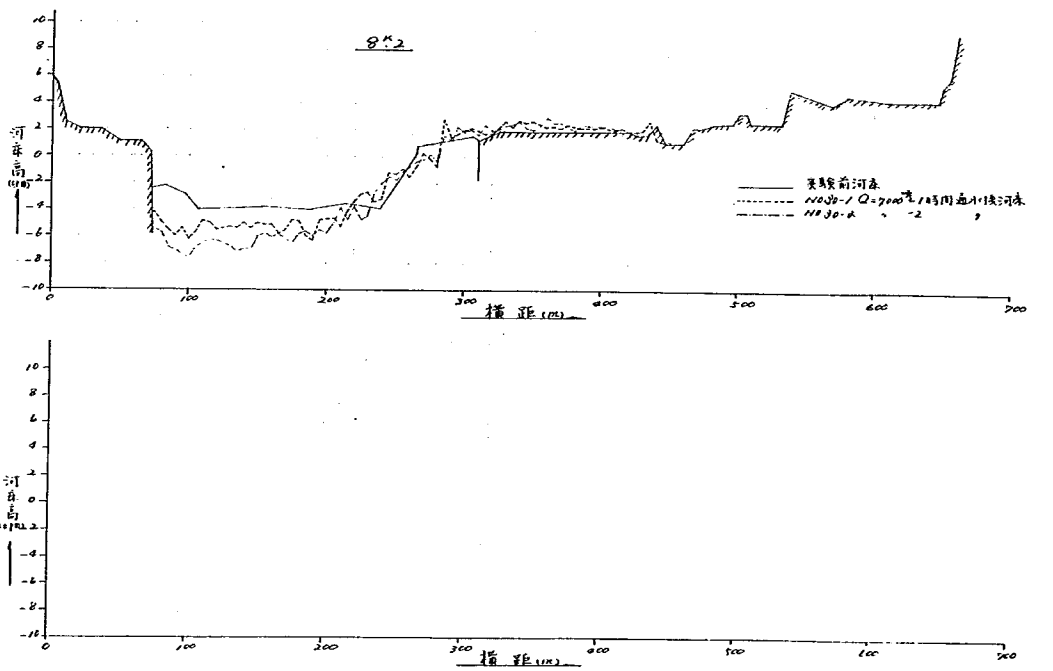
附図－１０.６.１６　河床横断図（実験No.３０）



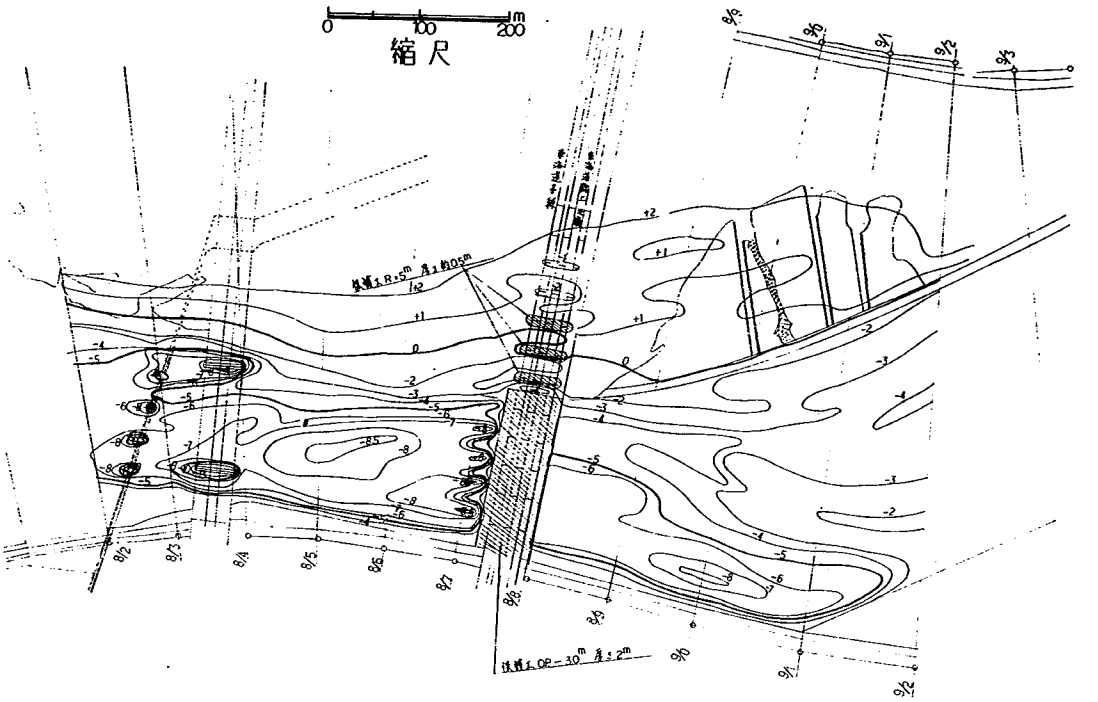
附図－１０.６.１７　河床横断図（実験No.３０）



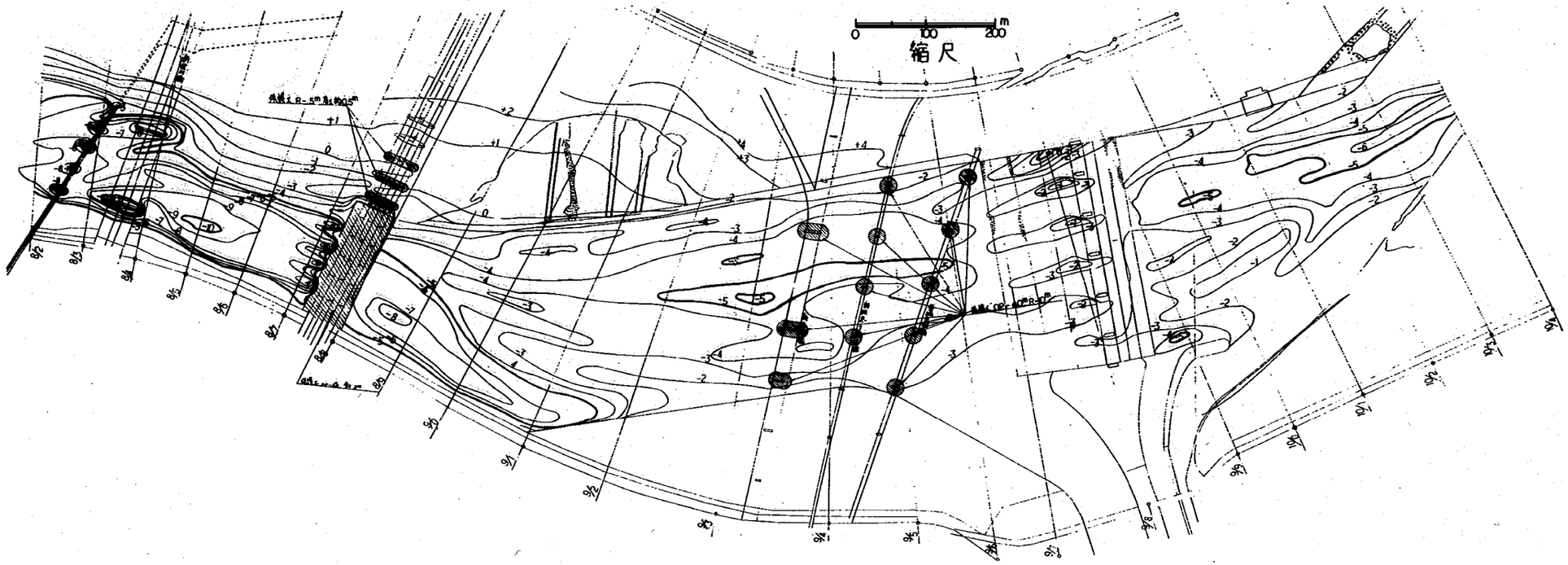
附図－１０.６.１８　河床横断図（実験№３０）



附図－１０.６.１９　河床横断図（実験№３０）

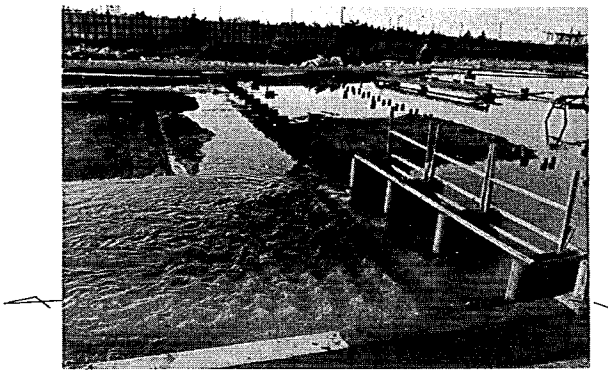


附図－10.6.20　等深線図（実験№30－1，Q=7,000㎥／s－1hr）



附図－10.6.21　等 深 線 図（実験№30－2，Q＝7,000㎥／s－2 hr）

写　真　集



写真－5-1-1（実験№1-1）

Q＝1,000㎥/s 通水中の長柄堰下流の流況。

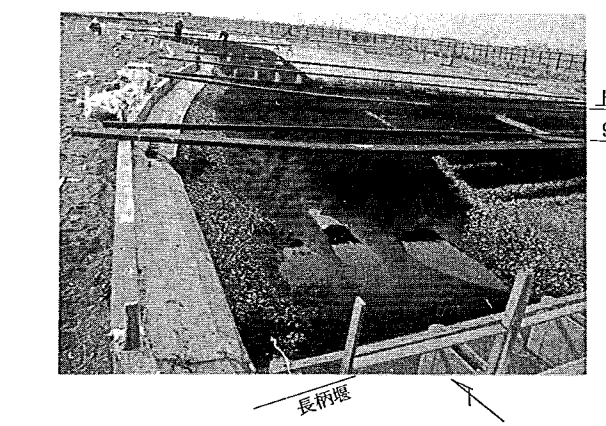
長柄堰下流は、上流の流れと異なり水面が波立っている。



写真－5-1-2（実験№1-2）

Q＝2,000㎥/s 通水中の流況

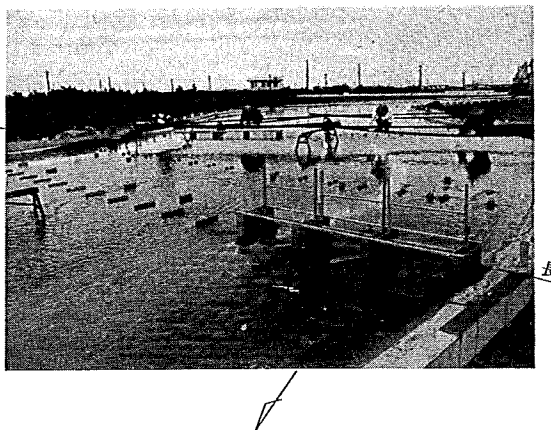
長柄堰下流の右岸側高水敷から流れの落ち込みが見られる。また、現低水路右岸側の流れが、長柄堰上流で高水敷上へのり上げ、その下流で低水路内へ落ち込んでいる。



写真－5-1-3（実験№1-2）

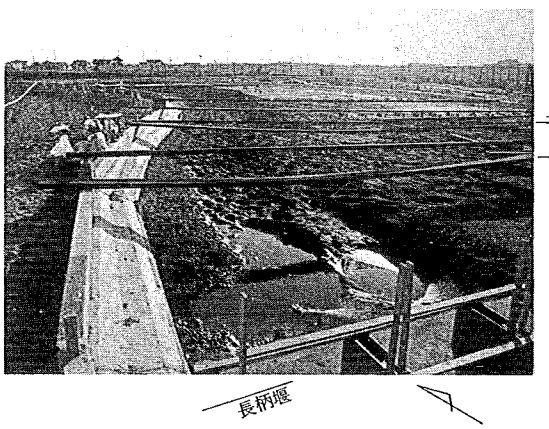
Q＝2,000㎥/s 通水後の長柄堰下流の洗掘状況。

低水路左右岸の砕石が深掘れ部に落ち込んでいる。



写真－ 5-1-4（実験№ 1-3）

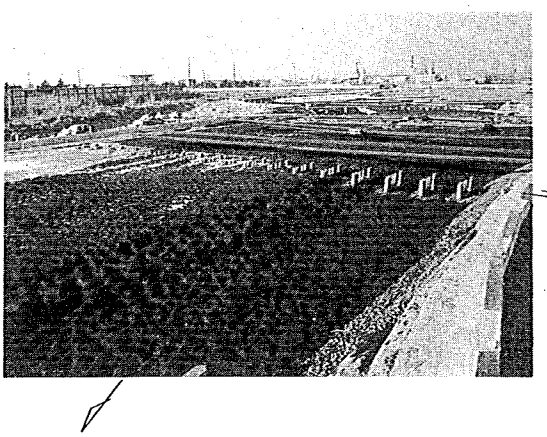
Q＝4,000㎥/s 通水中の長柄堰付近流況



写真－ 5-1-5（実験№ 1-3）

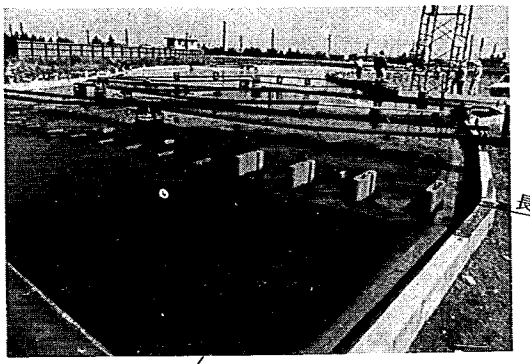
Q＝4,000㎥/s 通水後の長柄堰下流の洗掘状況

長柄堰下流の左岸側護岸が崩れ落ちている。右岸側にも深掘れ部がある。

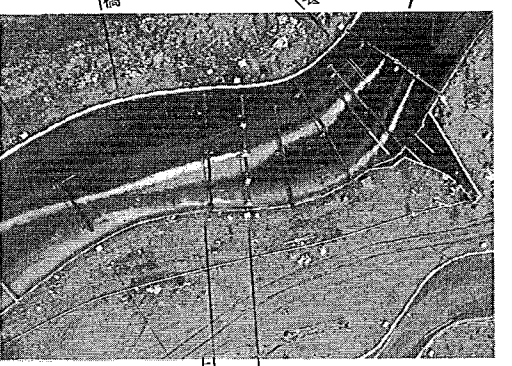


写真－ 5-1-6（実験№ 1-3）

Q＝4,000㎥/s 通水後の上淀橋およびその下流の洗掘状況

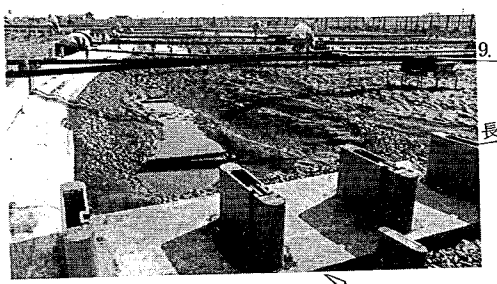


写真－ 5-1-7（実験Mo 1-4）
Q＝7,000㎥/s 通水中の流況

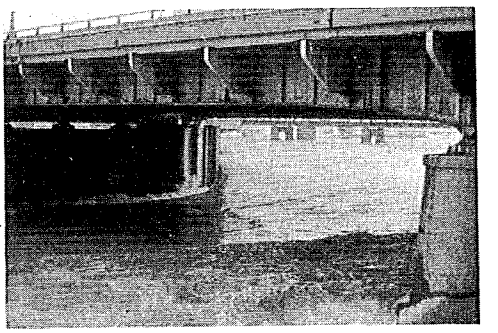


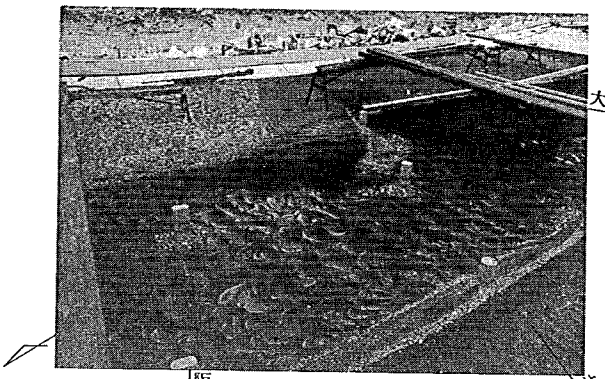
写真－ 5-1-8（実験Mo 1-4）
Q＝7,000㎥/s 通水中の流況

写真－ 5-1-9（実験Mo 1-4）
Q＝7,000㎥/s 通水後の長柄堰下流の洗掘状況
深掘れ部が長柄堰下流の左岸側にある。



写真－ 5-1-10
現地長柄堰（枚方流量≒2,500㎥/s）
S 51. 9. 17号台風出水時の長柄堰付近の流況。橋脚の影響で上下流の水位差が大きい。





写真－ 6-1-1（実験№ 2-1）

Q＝2,000㎥/s 通水後の暫定低水路内河床の洗掘状況

共同橋下流に深掘れ部がある。

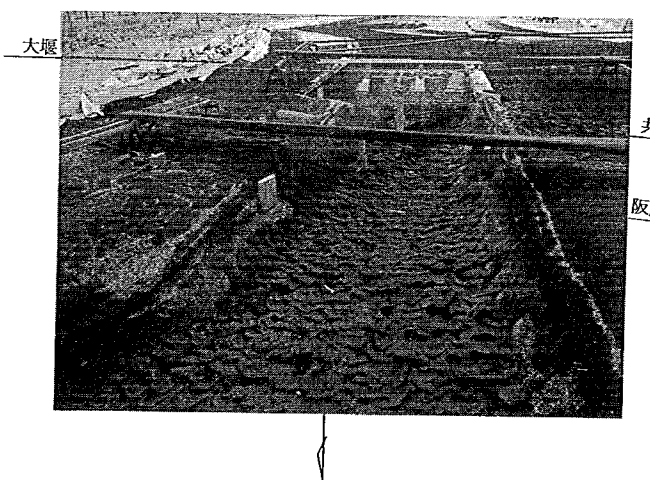


写真－ 6-1-2（実験№ 2-2）

Q＝4,000㎥/s 通水後の暫定低水路内河床の洗掘状況

共同橋下流の右岸側に深掘れ部が見られる。

橋脚周囲の保護工の沈下も発生している。

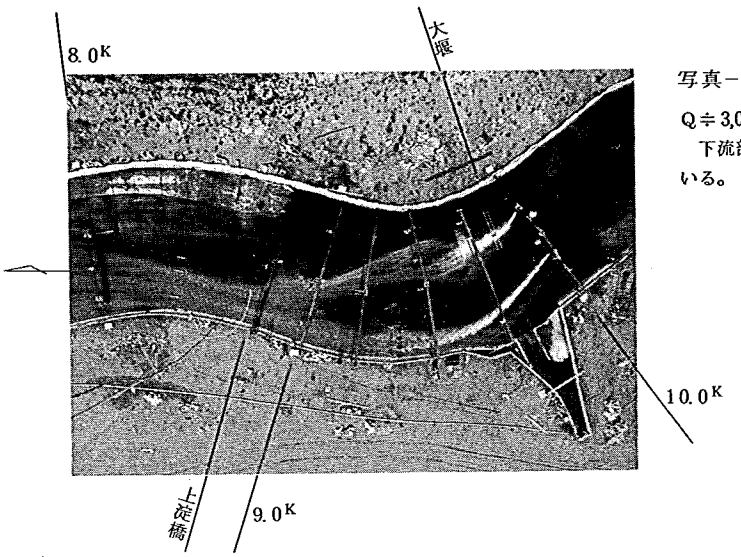


写真－ 6-1-3（実験№ 2-3）

Q＝7,000㎥/s 通水後の暫定低水路内の洗掘状況

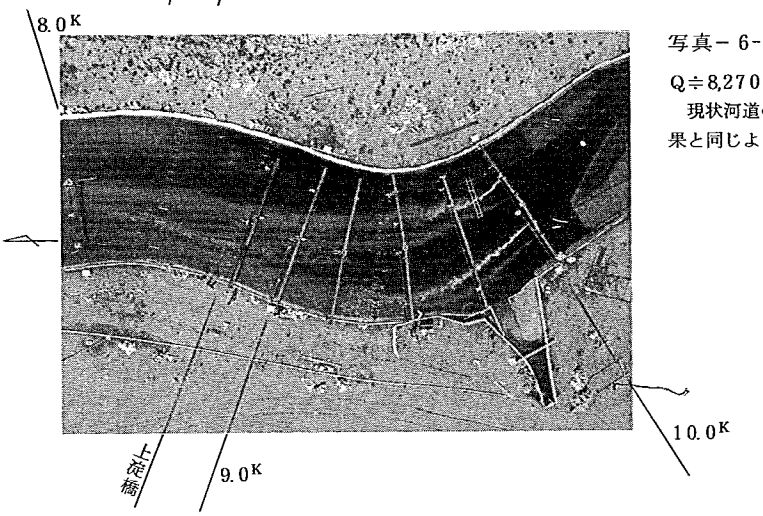
暫定低水路内全体が洗掘されている。

深掘れ部は大堰下流の左岸側にある。



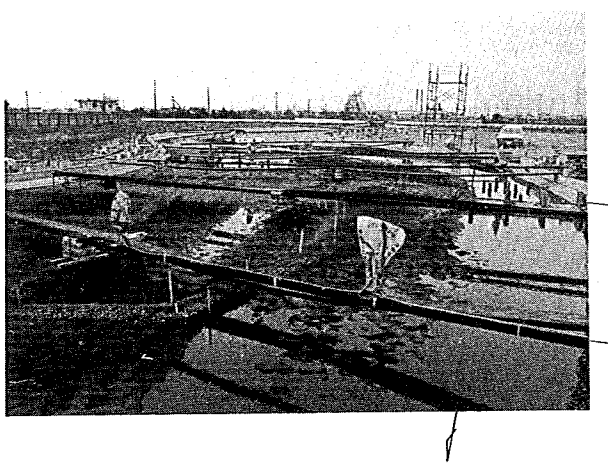
写真－6-2-1（実験№3）

Q≒3,000㎥/s 通水中の流況
下流部の掘削箇所へ流れが集中している。



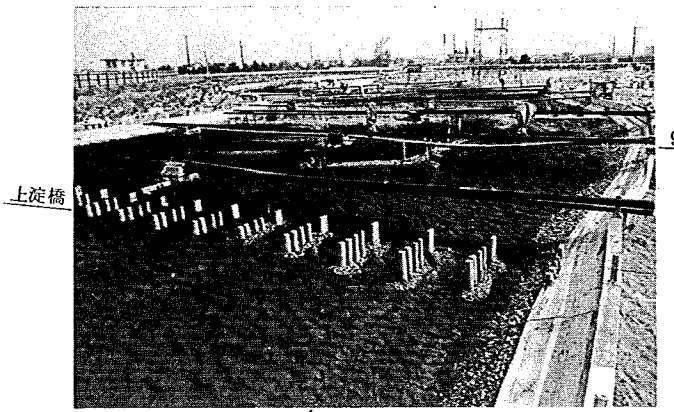
写真－6-2-2（実験№3）

Q≒8,270㎥/s 通水中の流況
現状河道のQ＝7,000㎥/s 実験結果と同じような流況である。

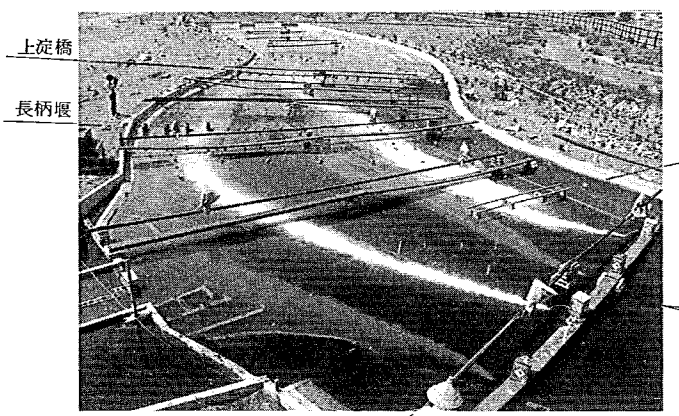


写真－6-2-3（実験№3）

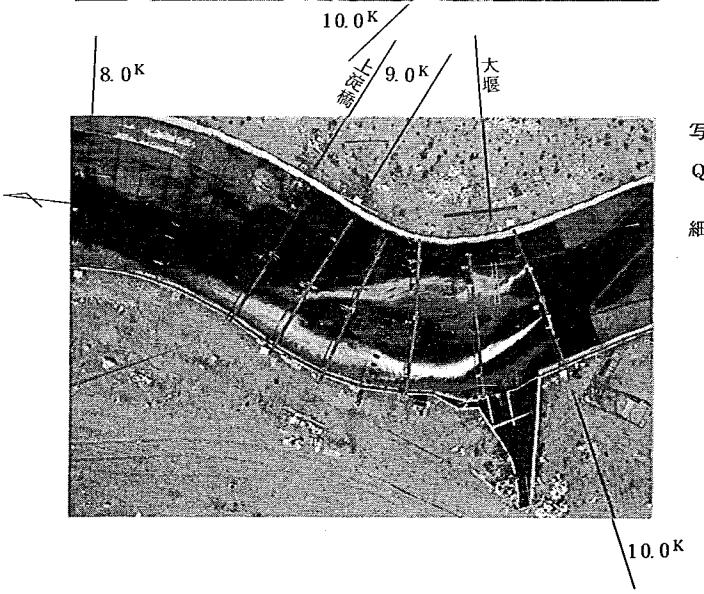
通水後の掘削範囲、水制下流の洗掘状況
掘り残してある水制下流に局所洗掘が見られる。



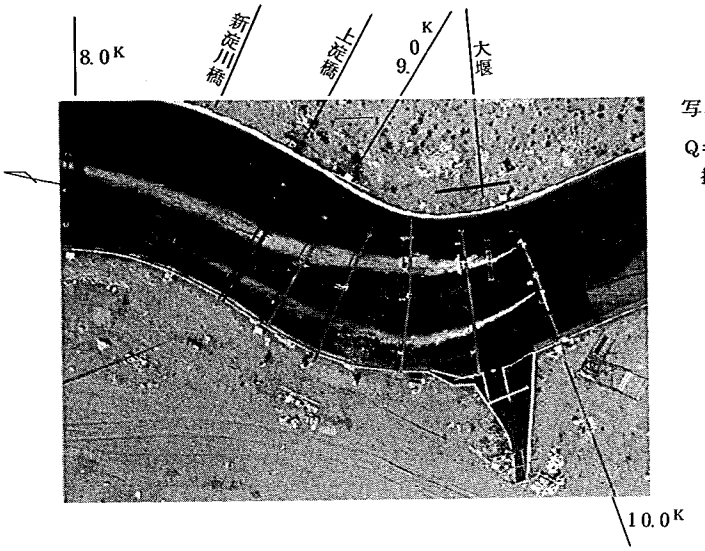
写真－6-2-4（実験№3）
通水後の上淀橋付近の河床状況



写真－6-3-1（実験№4）
Q≒4,000㎥/s 通水中の流況



写真－6-3-2（実験№4）
Q≒2,000㎥/s 通水中の流況
掘削箇所へ流れが集中（染料の幅が細くなっている。）している。



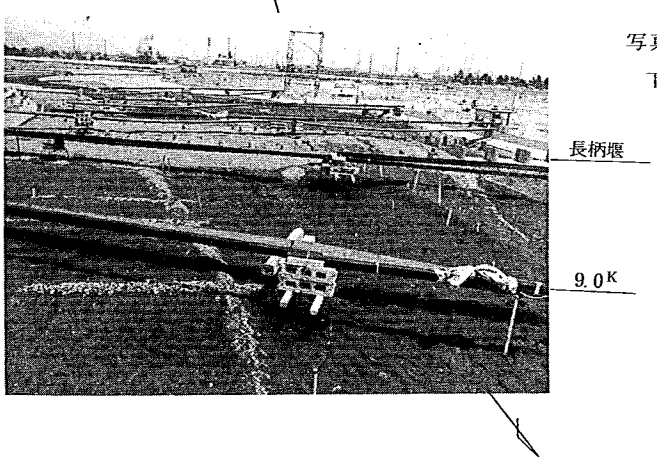
写真－6-3-3（実験№4）

Q≒8,270㎥/s 通水中の流況
掘削箇所の影響は見られない。



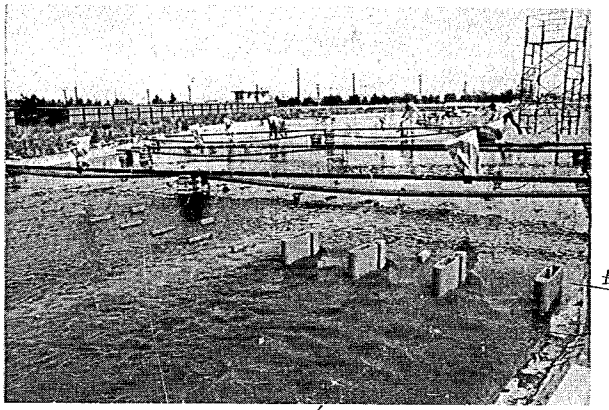
写真－6-3-4（実験№4）

掘削範囲の洗掘状況
掘削箇所6内の局所洗掘



写真－6-3-5（実験№4）

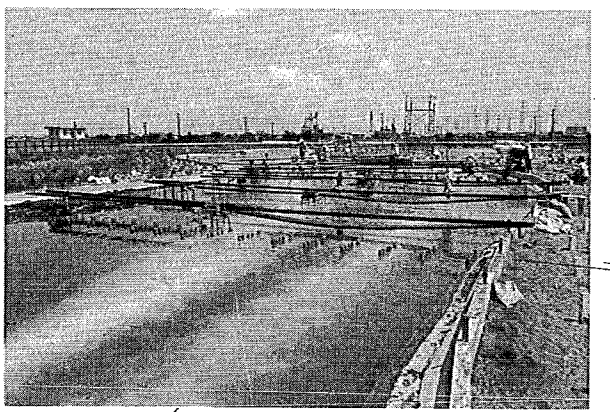
下流部掘削範囲の洗掘状況



写真－ 6-4-1（実験№ 5 ）

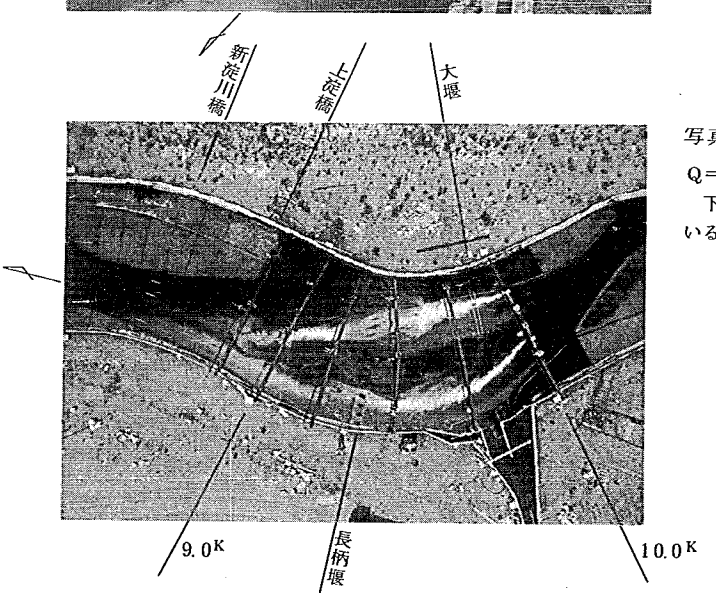
Q＝8,270 ㎥／s 通水中の長柄堰付近の流況

長柄堰付近は現状河道と同じように水面の乱れがある。



写真－ 6-4-2（実験№ 5 ）

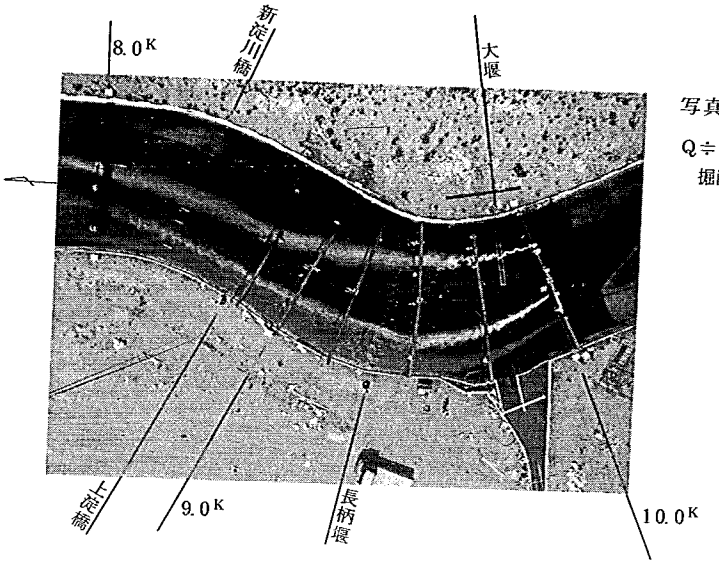
Q＝4,000 ㎥／s 通水中の上淀橋付近の流況



写真－ 6-4-3（実験№ 5 ）

Q＝2,000 ㎥／s 通水中の流況

下流部の掘削箇所へ流れが集中している。



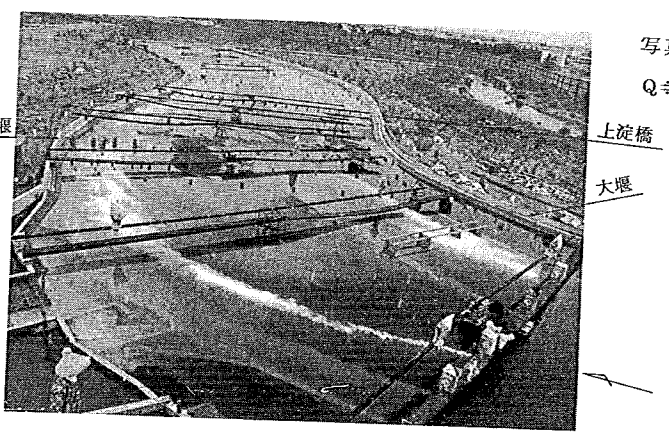
写真－6-4-4（実験№5）

Q≒8,000m³/s 通水中の流況
掘削箇所の影響は見られない。



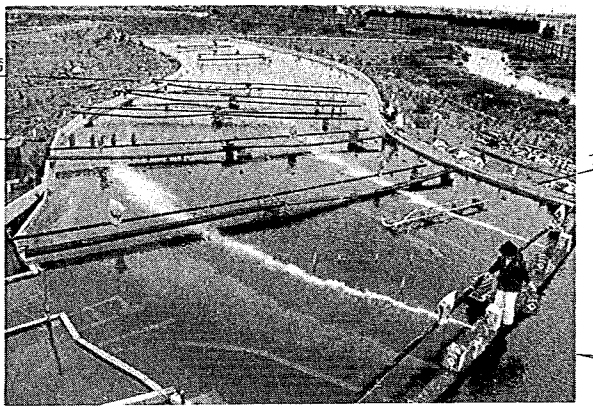
写真－6-4-5（実験№5）

掘削箇所の洗掘状況
掘削箇所の洗掘がかなり激しくなっている。

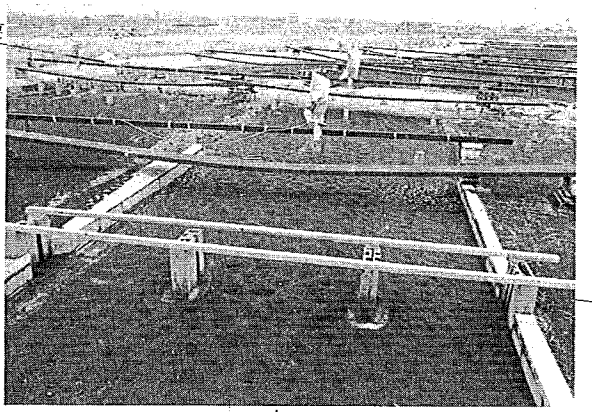


写真－6-5-1（実験№6）

Q≒2,500m³/s 通水中流況



写真－6-5-2（実験№6）
Q≒8,270㎥/s 通水中流況



写真－6-5-3（実験№6）
暫定低水路内（大堰付近）河床状況
掘削箇所（上流部）は河床に大きな変化がない。大堰付近は堆積傾向である。

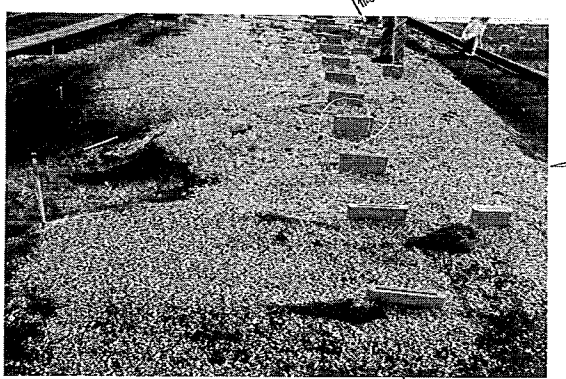


写真－6-5-4（実験№6）
掘削箇所、高水敷（掘り残し部分）の洗掘状況
高水敷の洗掘が激しくなっている。



写真－6-5-5（実験№6）

掘り残し部分の洗掘状況
　高水敷の保護工（小砂利使用）が洗掘されたところに落ち込んんでいる。



写真－6-5-6（実験№6）

掘り残し部分の洗掘状況
　高水敷の洗掘は、掘り残し部分から長柄橋までのほぼ半分位にまでおよんでいる。



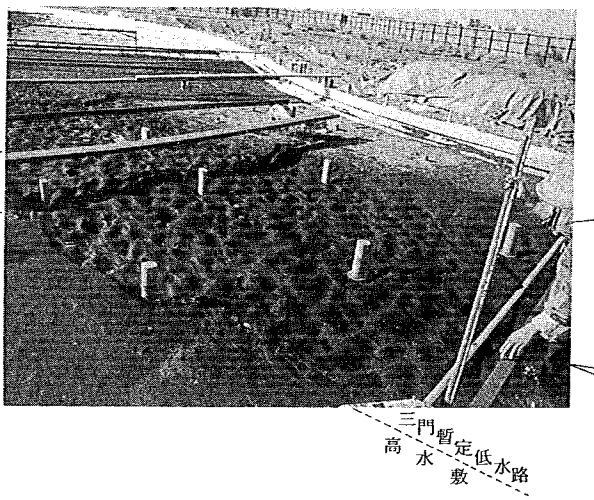
写真－6-5-7（実験№6）

上淀橋付近の河床状況



写真－7-1-1（実験№7-1）

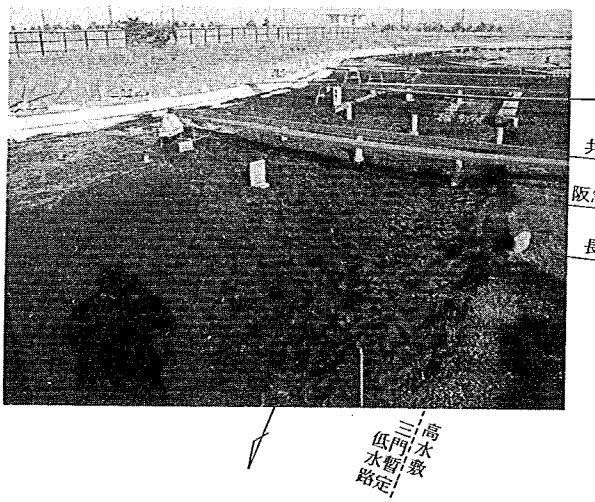
Q＝2,000㎥/s 通水中流況



写真－7-1-2（実験№7-1）

Q＝2,000㎥/s 通水後河床（暫定低水路内）

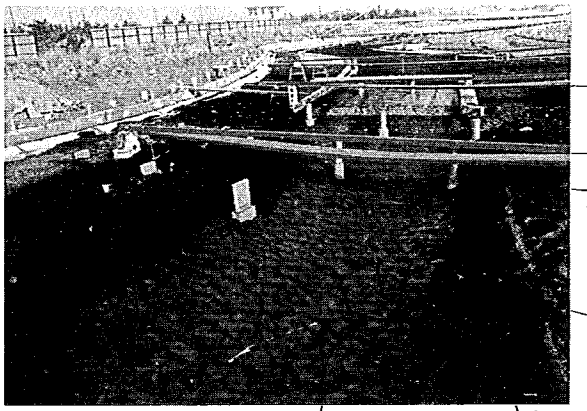
暫定低水路内河床の大きな変動はない。しかし、橋脚周囲は他の範囲より河床が低下しておりフーチィングの上面が見える。



写真－7-1-3（実験№7-2）

Q＝4,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

大堰床版から長柄橋までの範囲では暫定低水路左岸側に深掘れ部が見られる。また橋脚周辺の局所洗掘も激しい。

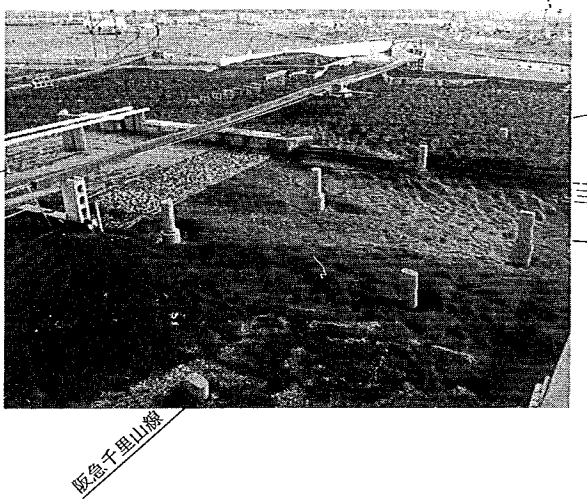


写真－7-1-4（実験№7-3）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

暫定低水路右岸側の一部を除いて洗掘傾向となっている。また、橋脚周囲の局所洗掘も激しくなっている。

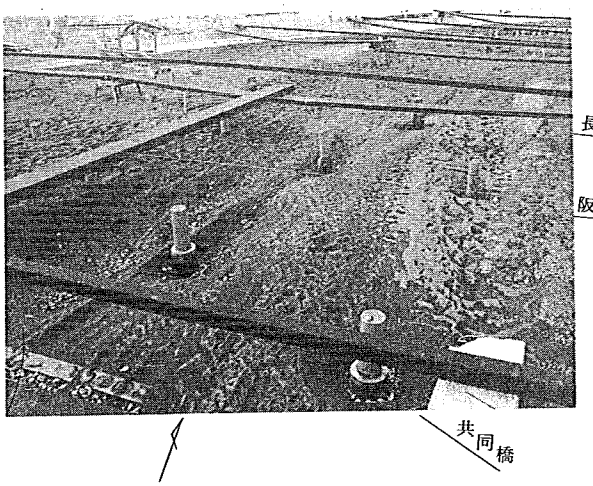
Q＝4,000㎥/s 通水後河床に比べて洗掘が激しくなっている。



写真－7-1-5（実験№7-3）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

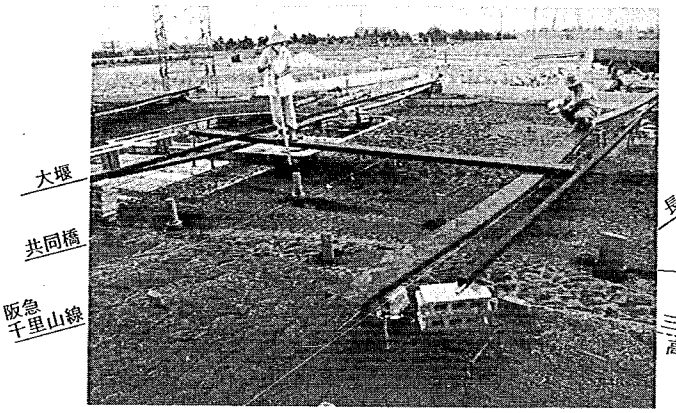
共同橋、阪急千里山線橋共暫定低水路中央にある橋脚周辺の局所洗掘が激しい。一方、阪急千里山線の暫定低水路内右岸の橋脚は、その付近が堆積傾向となっていることより周囲での局所洗掘は見られない。



写真－7-2-1（実験№8）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

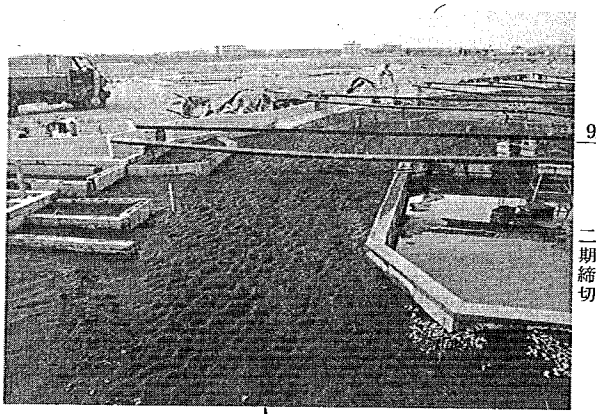
附帯三橋の橋脚でそれぞれ暫定低水路中央にある橋脚の局所洗掘が他の橋脚より激しい。



写真－7-2-2（実験№8）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

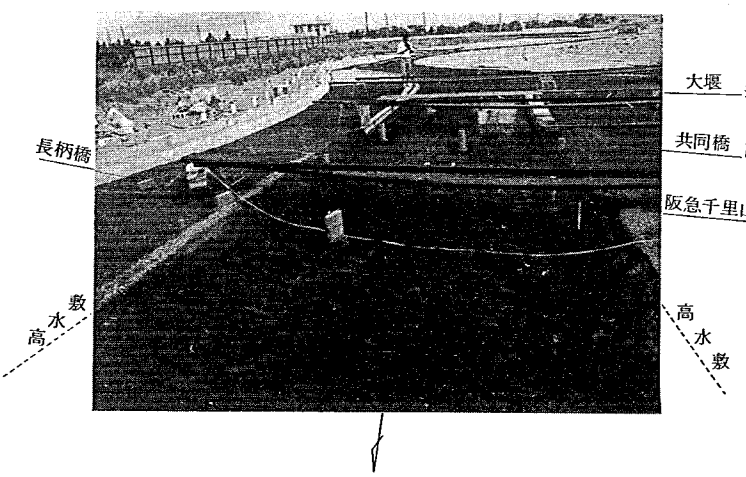
暫定低水路内の最深れ部は、大堰下流の左岸側にある。



写真－7-2-3（実験№8）

現低水路側河床状況

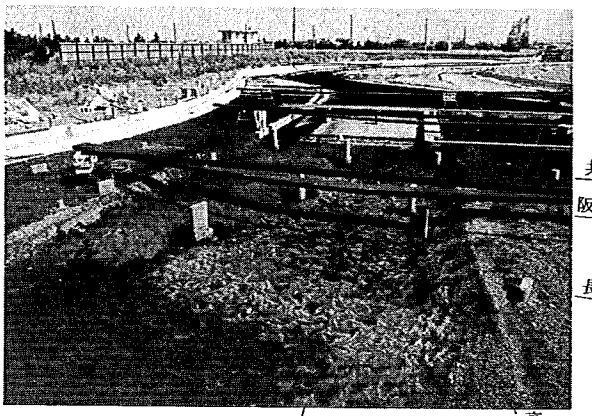
二期締切の現低水路側への張出し部分は、砕石による保護工があることや現低水路側の流れが緩かであること等によって大きな洗掘は見られない。



写真－7-3-1（実験№9-1）

Q＝2,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

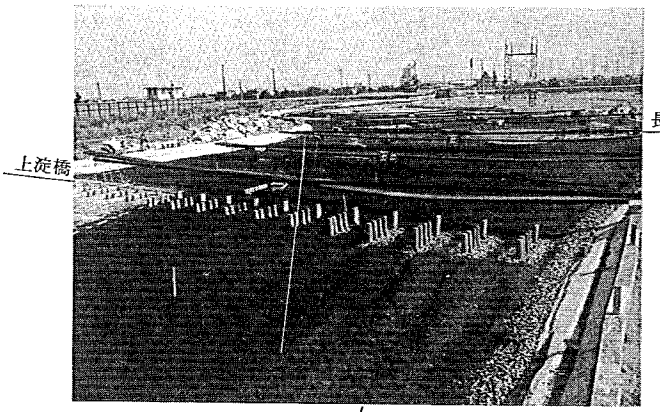
暫定低水路中央にある附帯三橋の橋脚の局所洗掘が発生している。



写真－ 7-3-2（実験 No. 9-2）

Q＝4,000 m³/s 通水後暫定低水路内河床

暫定低水路左岸側に深掘れ部がある。



写真－ 7-3-3（実験 No. 9-2）

Q＝4,000 m³/s 通水後上淀橋付近河床状況

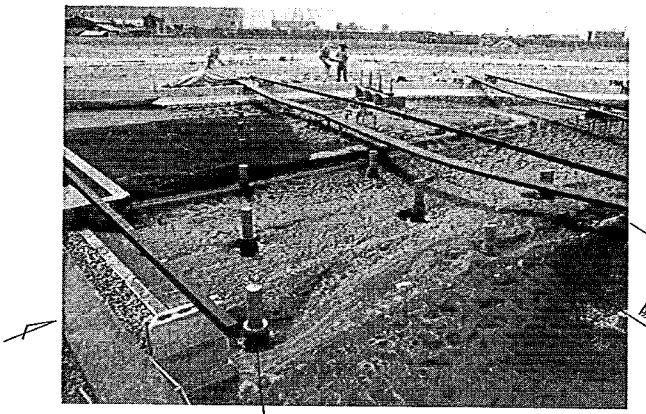
低水路内橋脚下流部には橋脚の影響による河床の凹凸が発生している。



写真－ 7-3-4（実験 No. 9-3）

Q＝7,000 m³/s 通水後上淀橋付近河床状況

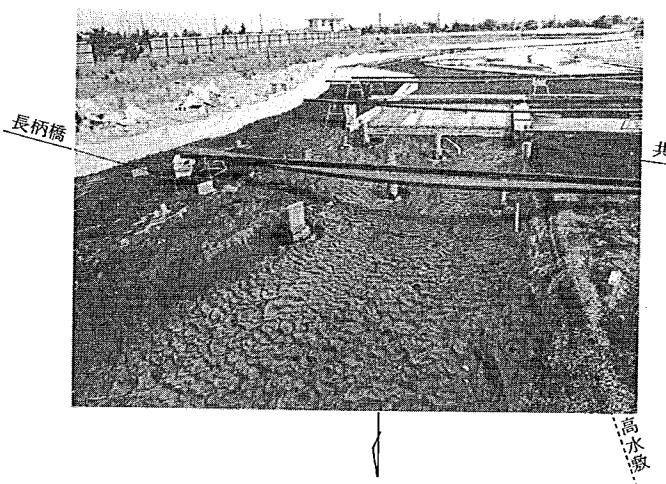
低水路内橋脚の保護工は、山なりに崩れている。また、高水敷の洗掘、および橋脚周辺の局所洗掘も見られる。



写真－7-3-5（実験№9－3）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

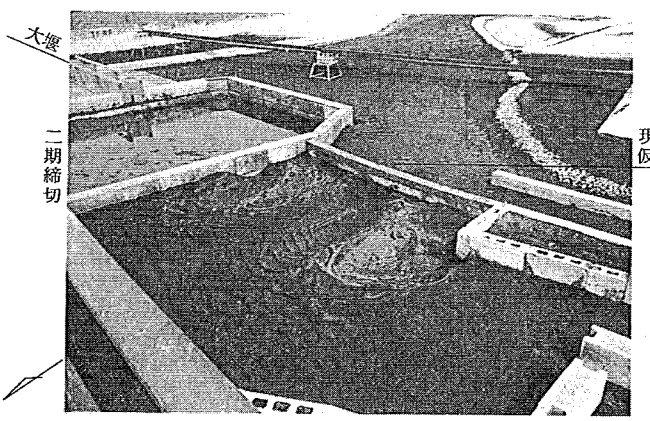
暫定低水路河床の洗掘、橋脚周辺の局所洗掘が激しい。



写真－7-3-6（実験№9－3）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床状況

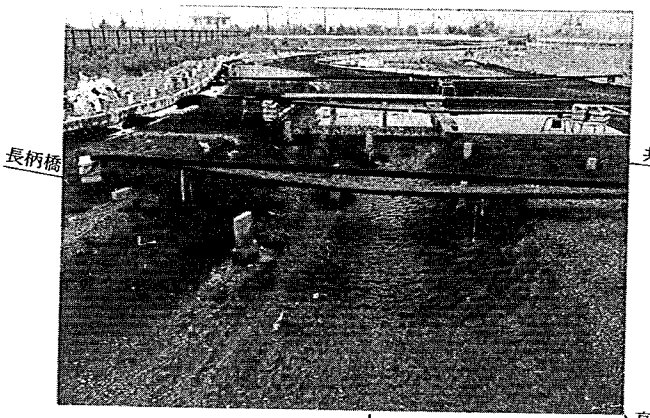
大堰床版下流の左岸側に深掘れ位置がある。一方、暫定低水路右岸側は堆積傾向となっている。



写真－7-3-7（実験№9－3）

Q＝7,000㎥/s 通水後現低水路仮締工下流の洗掘状況

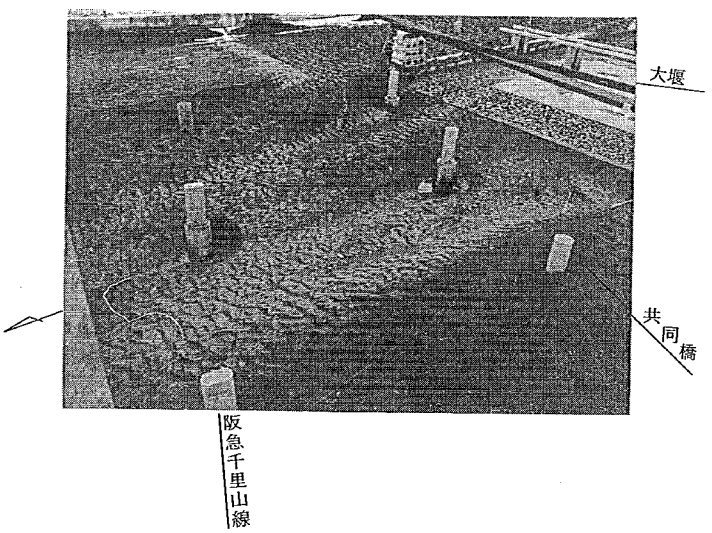
現低水路仮締切工左右岸側の下流で局所洗掘が発生している。特に左岸側の洗掘が大きい。



写真－7-4-1（実験№10−3）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

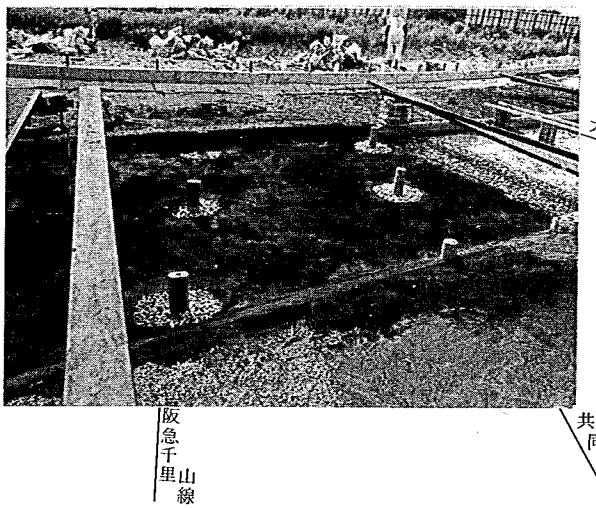
河床変化の傾向は、実験№9－3（写真－7-3-6）と同じである。



写真－7-4-2（実験№10−3）

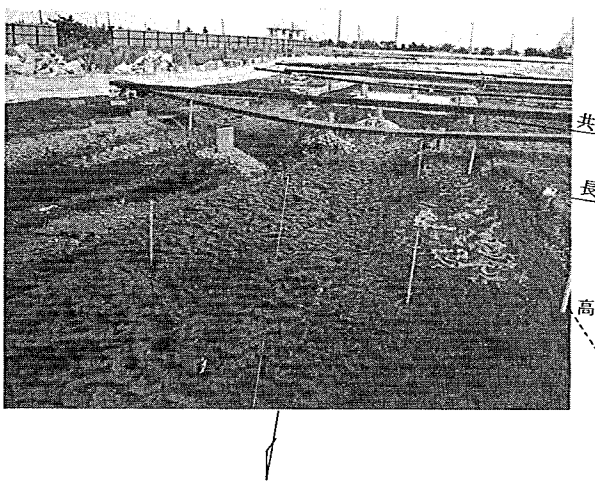
Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

暫定低水路内の河床変化、橋脚周辺の局所洗掘が激しい。



写真－8-1-1（実験№11）

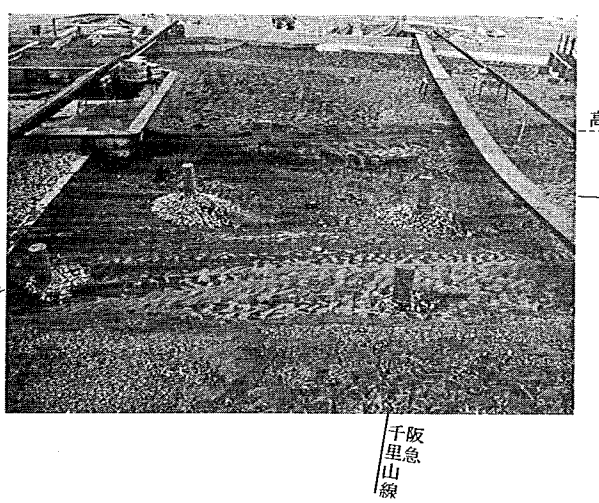
暫定低水路内橋脚R＝10m保護工布設状況



写真－8-1-2（実験№11）

Q＝7,000m³/s 通水後暫定低水路河床

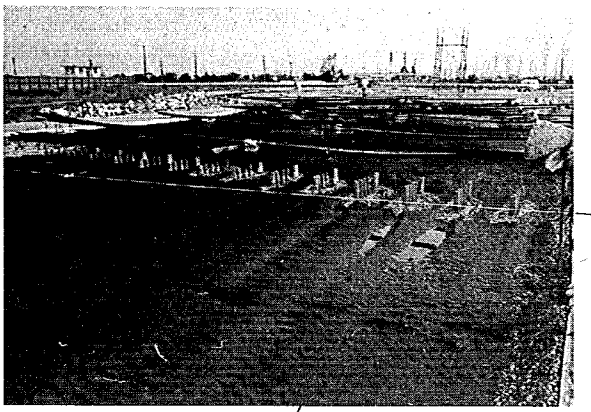
深掘れ側の保護工が沈下している。



写真－8-1-3（実験№11）

Q＝7,000m³/s 通水後暫定水路河床

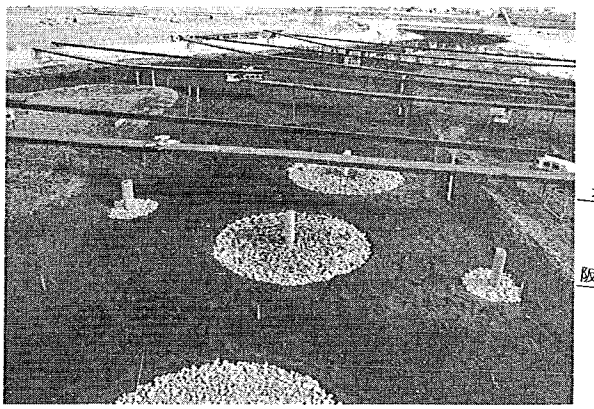
阪急千里山線の暫定低水路内中央にある橋脚の保護工は、天端高が低下しておりフーチィング面が出ている。



写真－8-1-4（実験№11）

Q＝7,000㎥/s 通水後の上淀橋付近河床

上淀橋下流の最深部は低水路中央付近の橋脚の後方に発生している。



写真－8-2-1（実験№12）

橋脚保護工R＝30 m布設状況



写真－8-2-2（実験№12）

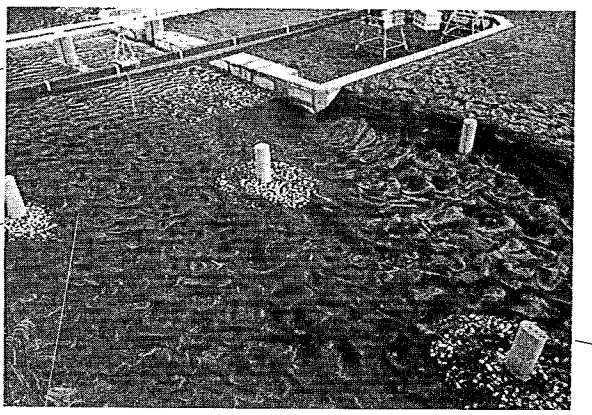
Q＝7,000㎥/s 通水後の暫定低水路内河床

洗掘の激しい側の保護工が崩れ落ちているが、天端高の低下は見られない。



写真－8-2-3（実験№12）

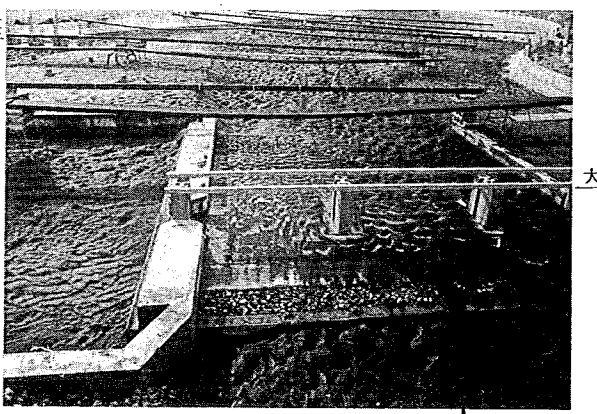
Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床状況



写真－8-3-1（実験№13）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後暫定低水路内河床

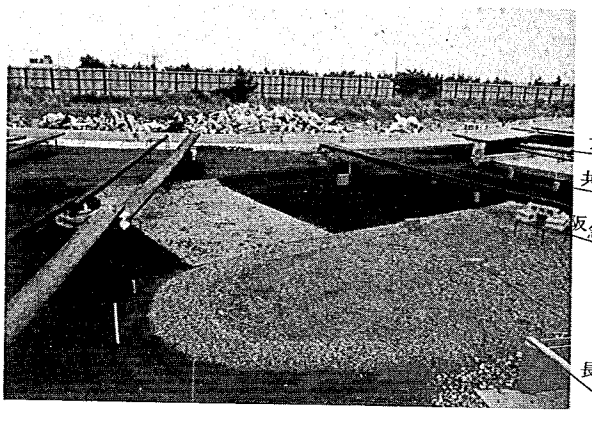
保護工周辺の河床変化が少ないこともあり、保護工の大きな変化はない。



写真－8-3-2（実験№13）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後暫定低水路内河床

大堰床版上の堆積は右岸側に多い。暫定低水路内の深掘れ部は、大堰床版下流の左岸側にある。



写真－8-4-1（実験№14）

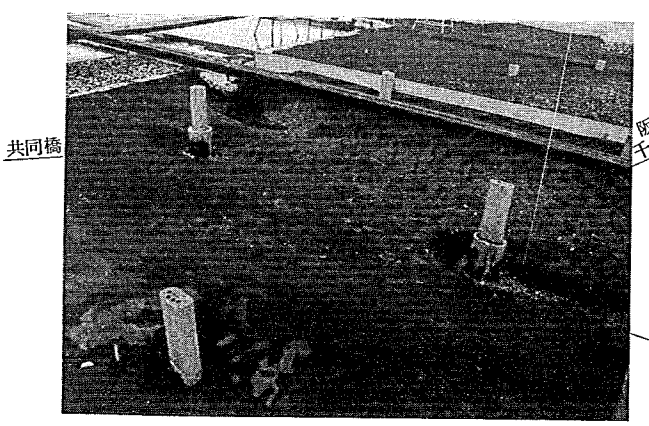
暫定低水路下流部の護床工布設状況



写真－8-4-2（実験№14）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

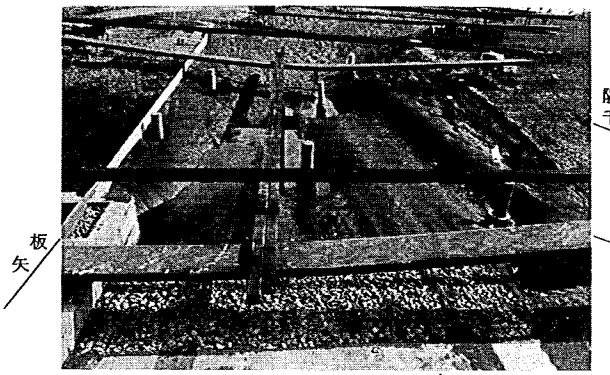
護床工の効果は見られず、河床変化、橋脚周辺の局所洗掘が激しい。



写真－8-5-1（実験№15）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

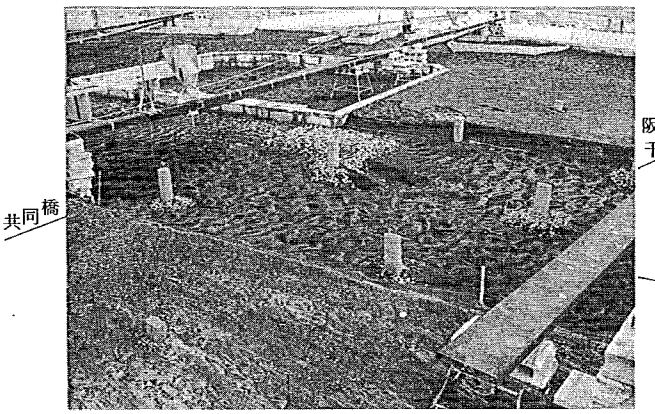
大堰床版下流の左岸側に深掘れがあり、二期締切にその位置が近く影響が懸念される。



写真－8-5-2（実験№15）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

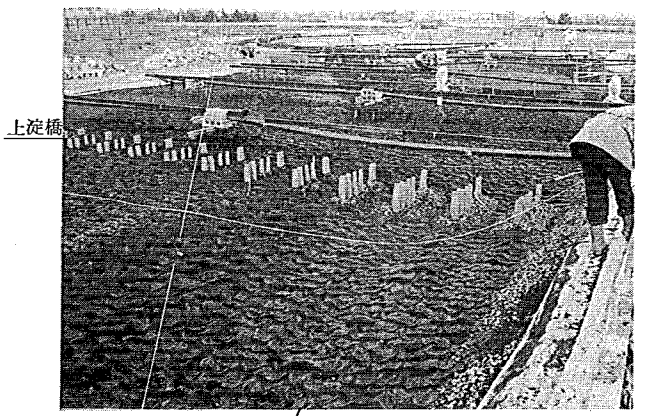
落ち込み防止工による河床洗掘軽減の効果は見られない。



写真－8-6-1（実験№16）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後暫定低水路内河床

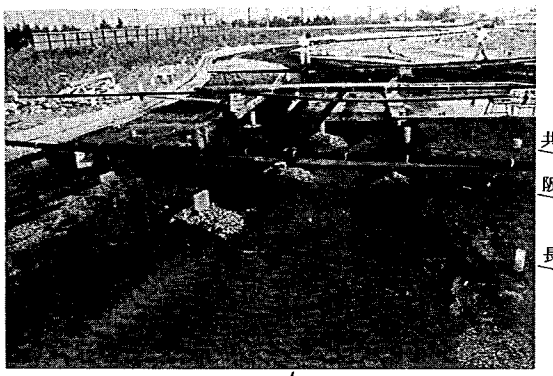
暫定低水路内で深掘れが発生する位置に護床工を設置したため深掘れ位置は、共同橋と阪急千里山線との間に移っている。



写真－8-6-2（実験№16）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後上淀橋付近河床

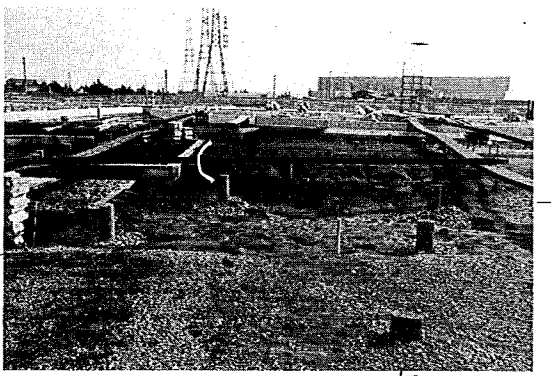
上淀橋保護工が橋脚を中心にして山なりに崩れ落ちている。



写真－8-7-1（実験№17）

Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

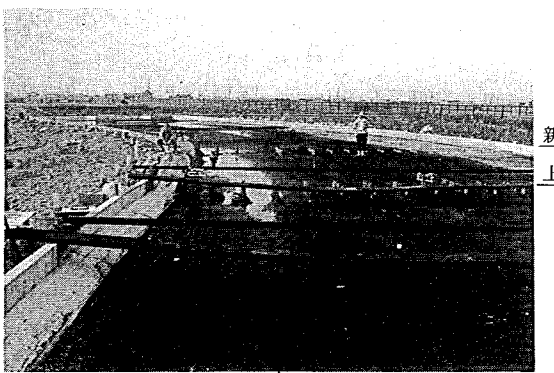
暫定低水路河床高をO.P.±0mとした効果はほとんど見られず河床洗掘が激しくまた、橋脚周囲の保護工も山なりに崩れている。



写真－8-7-2（実験№17）

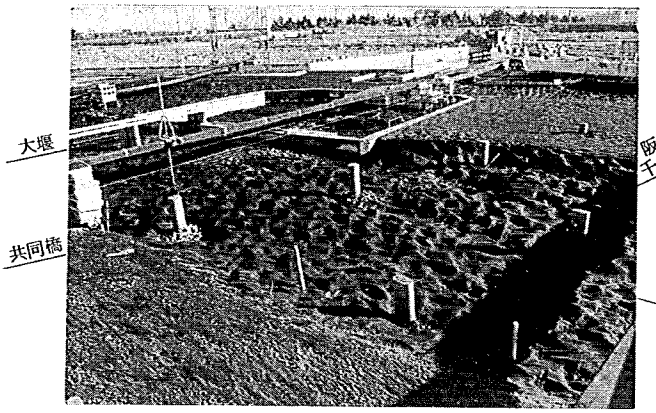
Q＝7,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

暫定低水路内の深掘れ位置は、今まで行ったO.P.－4mの河床高による実験と同じ位置である。



写真－8-7-3（実験№17）

Q＝7,000㎥/s 通水後上淀橋付近河床



写真－8-8-1（実験№18）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後暫定低水路内河床

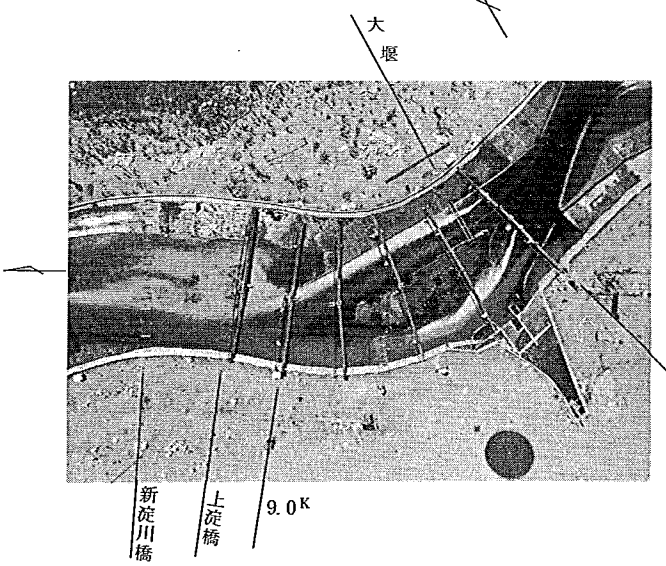
暫定低水路内河床変化は、実験№17の定流実験に比べると、不定流実験のケースの方が少ない。しかし、他の不定流実験結果に比べる深掘れ高はほぼ同じである。



写真－8-8-2（実験№18）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後暫定低水路内河床

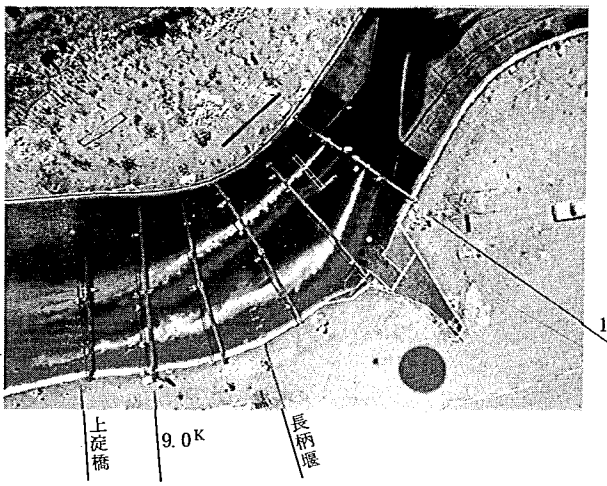
暫定低水路内橋脚はその保護工布設範囲が狭まいため保護工天端高が沈下している。



写真－8-9-1（実験№19）

Q≒3,000㎥/s 通水中流況

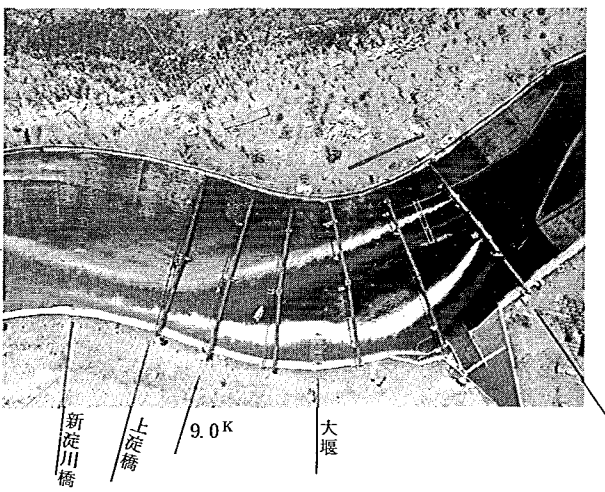
暫定低水路、現低水路の流れが合流後現低水路（上淀橋下流部）に集中して流れている。



写真－8-9-2（実験№19）

Q≒8,270㎥/s 通水中流況

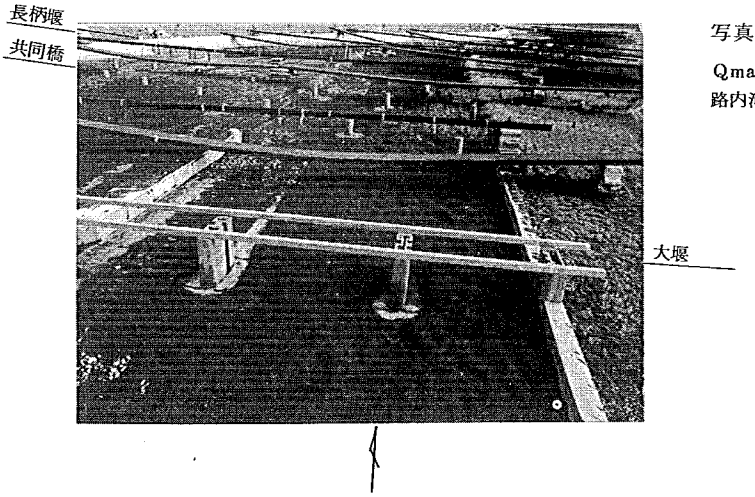
暫定低水路側の流れはその低水路法線形にほぼそって流れており、大流量になってもこのような流れがあることは、暫定低水路の影響がかなり大きいものと思われる。



写真－8-9-3（実験№19）

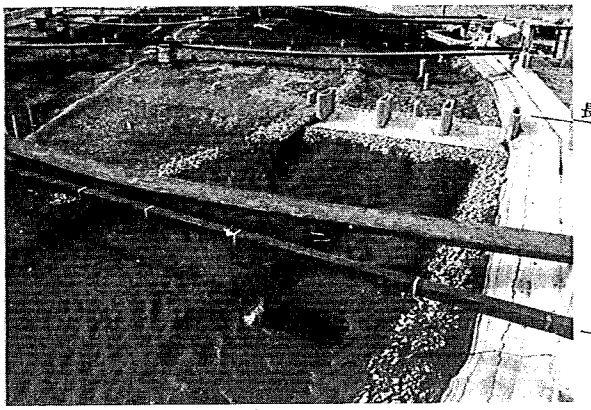
Q≒4,000㎥/s 通水中流況

現低水路側に流れがあるため暫定低水路からの流れが、合流後左岸堤防に当っていない。



写真－8-9-4（実験№19）

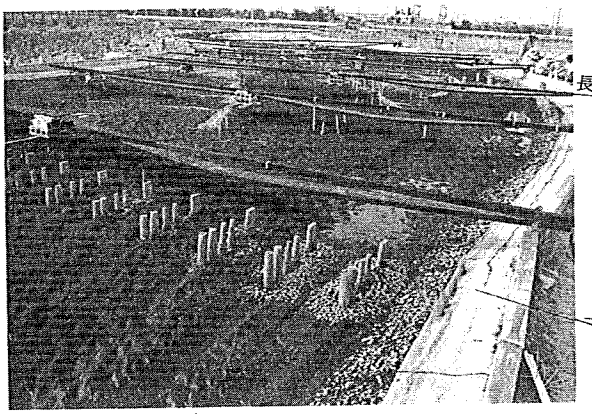
Qmax＝8,270㎥/s 通水後暫定低水路内河床



写真－8-9-5（実験№19）

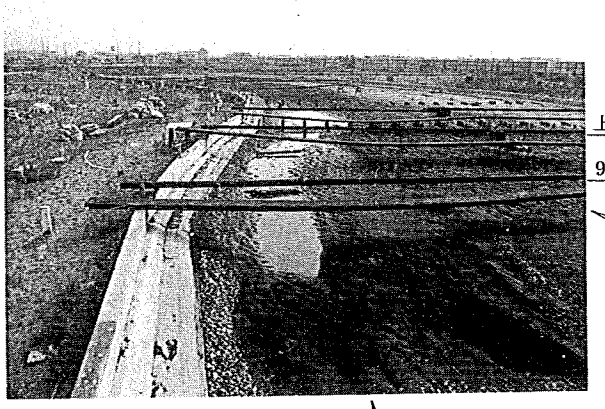
Qmax＝8,270㎥/s 通水後長柄堰下流河床

9.2K 地点の深掘れはほぼ現状維持状態である。



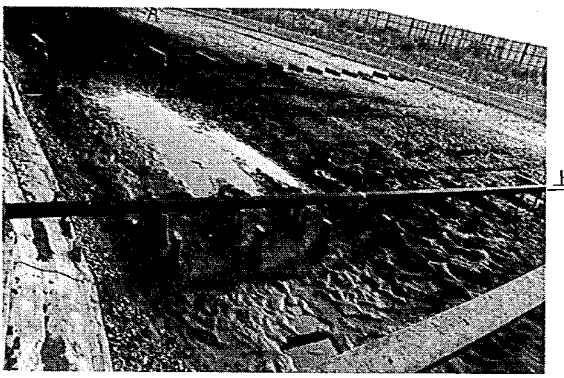
写真－8-9-6（実験№19）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後上淀橋付近河床



写真－8-10-1（実験№20）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後合流部付近河床



写真－8-10-2（実験№20）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後上淀橋付近河床

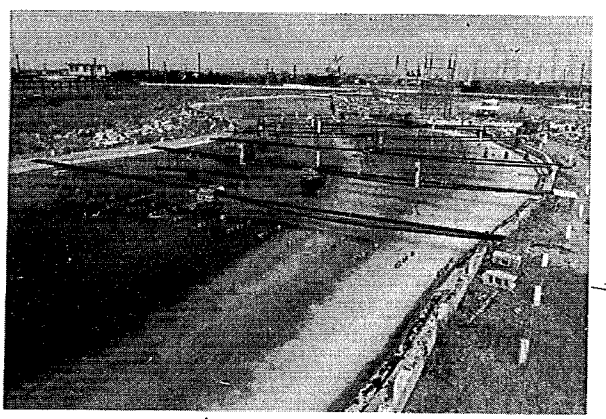
保護工の流失、沈下等大きな変化はない。保護工右岸側は堆積傾向となっている。保護工下流の深掘れ位置は現低水路の中央にある。



写真－8-10-3（実験№20）

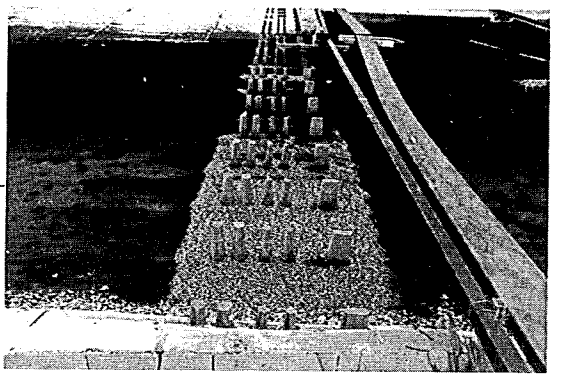
Qmax＝8,270㎥/s 通水後新淀川橋付近河床

新淀川橋々脚の洗掘は低水路内の二本共激しいが、特に左岸側の橋脚が激しい。



写真－8-11-1（実験№21）

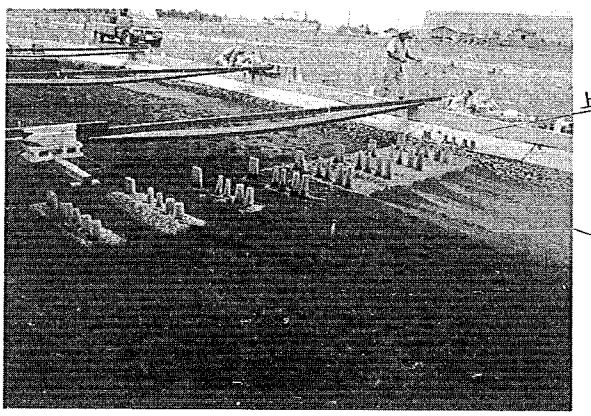
Q≒6,500㎥/s 通水中流況



写真－8-11-2（実験№21）

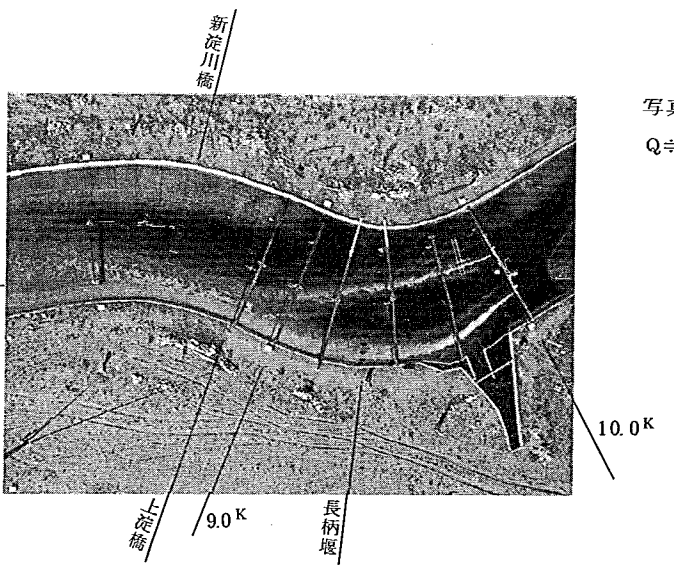
Qmax＝8,270㎥/s 通水後河床

保護工の変化は、上下流で河床が低下したところへの落ち込みがあるが、天端高の変化、橋脚周辺の局所洗掘はない。



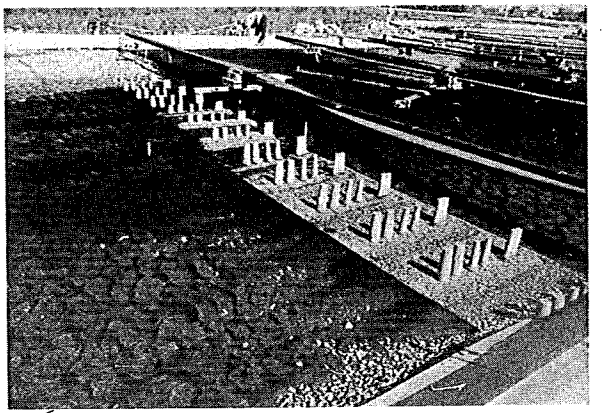
写真－8-11-3（実験№21）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後河床



写真－8-12-1（実験№22）

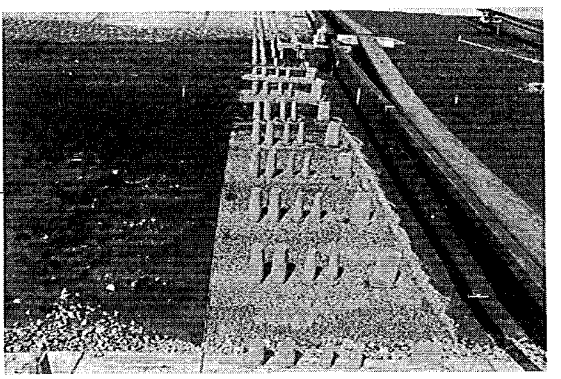
Q≒8,270㎥/s 通水中流況



写真－8-12-2（実験№22）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後河床

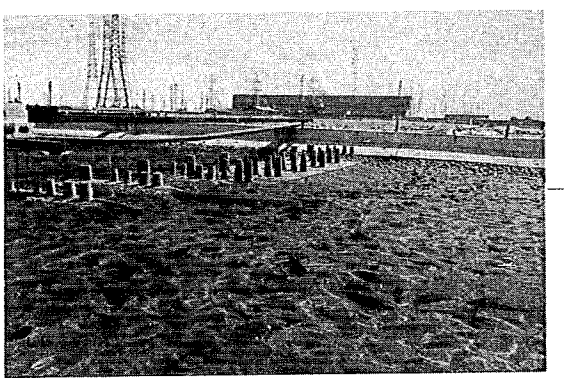
保護工下流に矢板を打ったため保護工が崩れるということはない。しかし、矢板下流では河床低下が大きくなっている。また、保護工下流の護岸が崩れている。



写真－8-12-3（実験№22）

Qmax＝8,270㎥/s 通水後河床

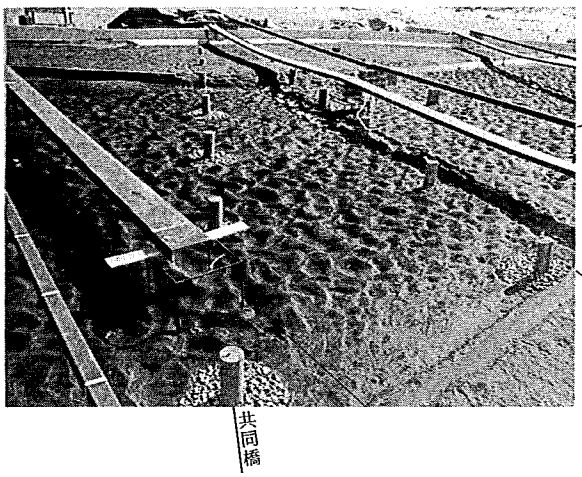
高水敷上にある現低水路側橋脚の保護工の上流側が低下している。



写真－8-12-4（実験№22）

Qmax＝8,720㎥/s 通水後河床

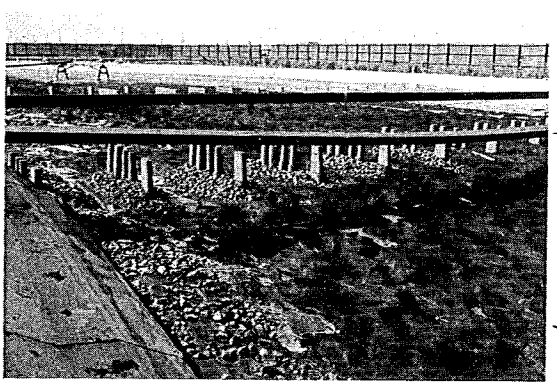
通水後河床を見ると、保護工が床固めのように高く残っている。



写真－9-1-1（実験№23-1）

Q＝4,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

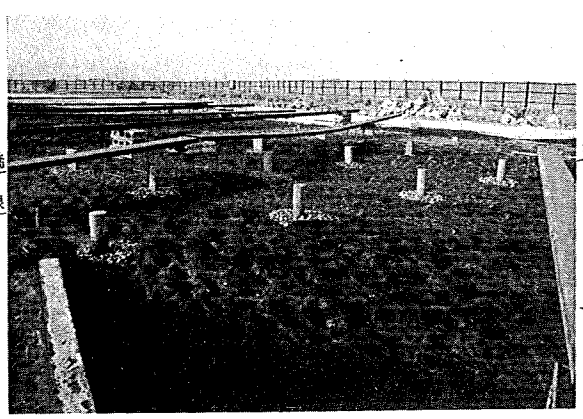
暫定低水路内河床は大きな変化もなくまた、橋脚周囲の保護工の変化もない。



写真－9-1-2（実験№23-1）

Q＝4,000㎥/s 通水後暫定低水路内河床

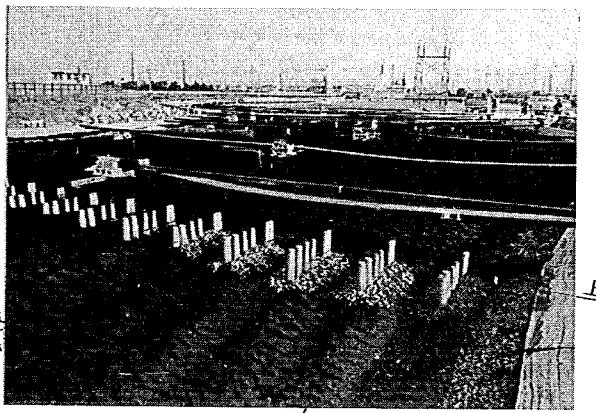
橋脚保護工が山なりに崩れている。左岸側の河床低下が大きく、左岸側ほど保護工が激しい山なりに崩れている。



写真－9-1-3（実験№23-2）

Q＝7,000㎥/s 通水後上淀橋付近河床

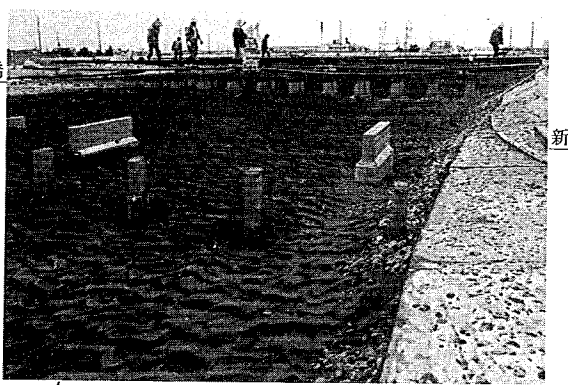
河床高の大きな洗掘もなく、橋脚保護工の沈下もない。



写真－ 9-1-4（実験No.23-2）

Q＝7,000㎥／s 通水後上淀橋付近河床

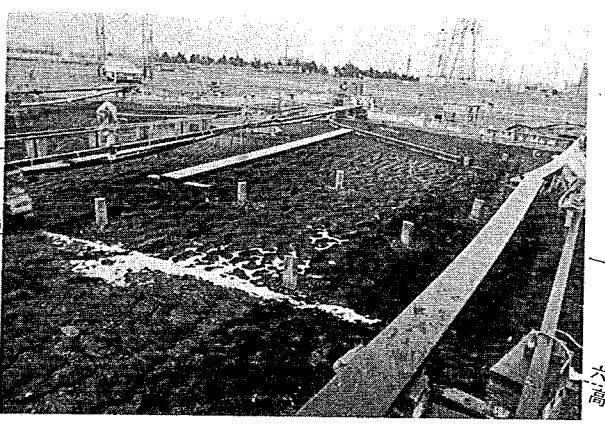
上淀橋々脚保護工が山なりになっている。また、その下流では橋脚の影響による凹凸がある。



写真－ 9-1-5（実験No.23-2）

Q＝7,000㎥／s 通水後新淀川橋付近河床

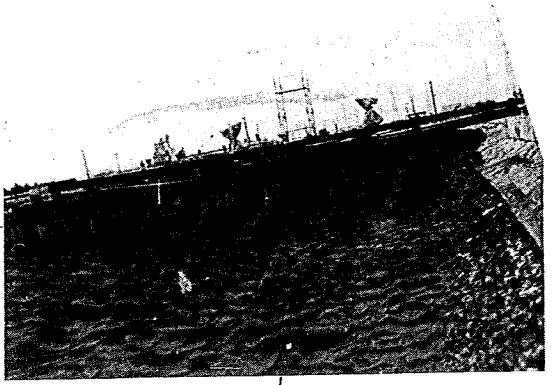
上淀橋付近の左岸側河床が低くなっている。また、保護工が山なりに崩れれた状態も見られる。新淀川橋、本庄水管橋の橋脚周辺の河床が低下している。



写真－ 9-2-1（実験No.24）

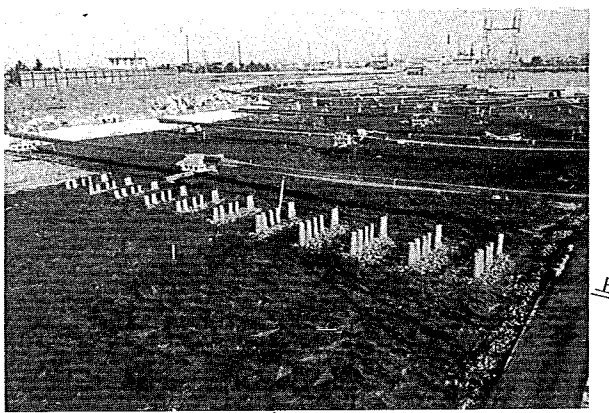
Qmax＝8,270㎥／s 通水後暫定低水路内河床

暫定水路内では大きな河床変化はない。



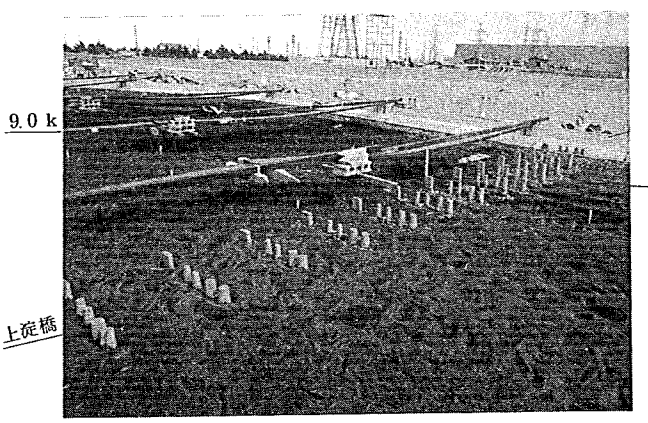
写真－ 9-2-2（実験№24）

Qmax＝8,270㎥／s 通水後上淀橋下流の河床



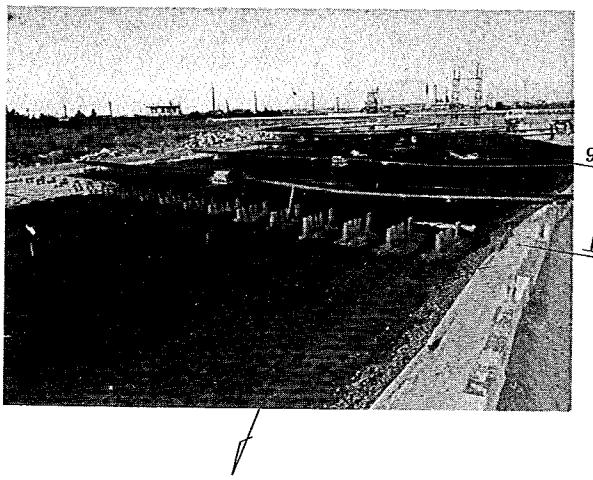
写真－ 10-1-1（実験№25-1）

Q＝4,000㎥／s 通水後上淀橋付近河床



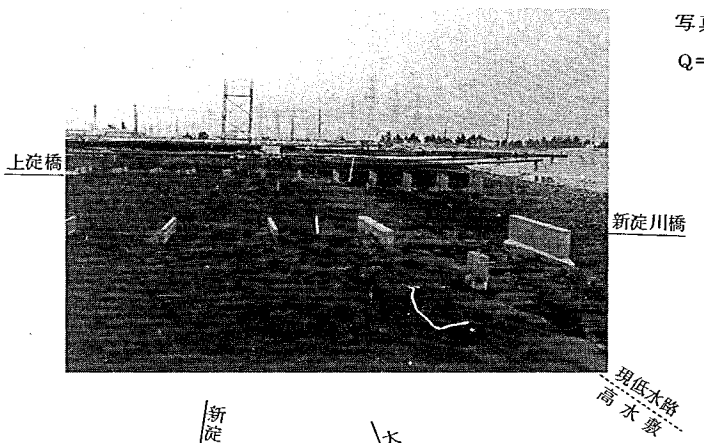
写真－ 10-1-2（実験№25-2）

Q＝7,000㎥／s 通水後上淀橋付近河床



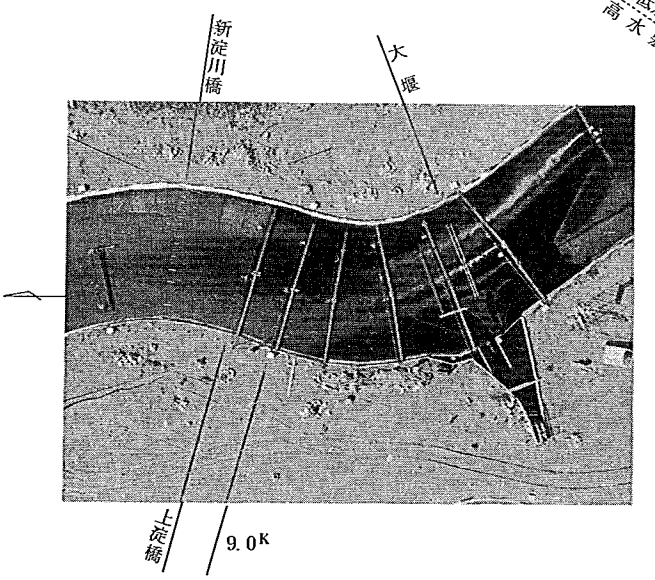
写真－10-1-3（実験№25-2）

Q＝7,000㎥/s 通水後上淀橋付近河床



写真－10-1-4（実験№25-2）

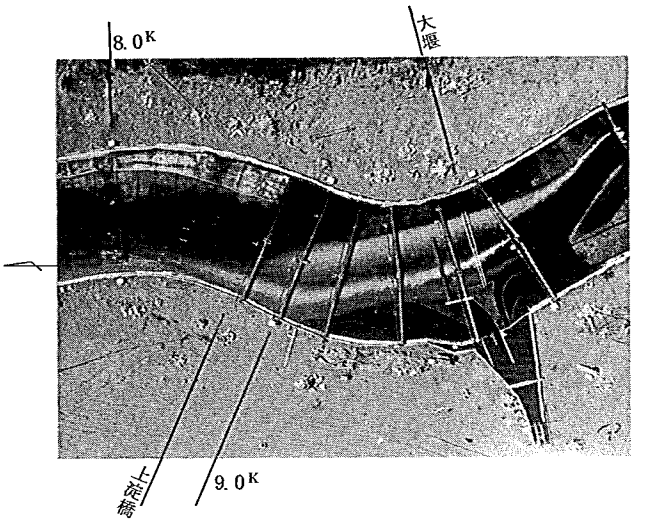
Q＝7,000㎥/s 通水後河床



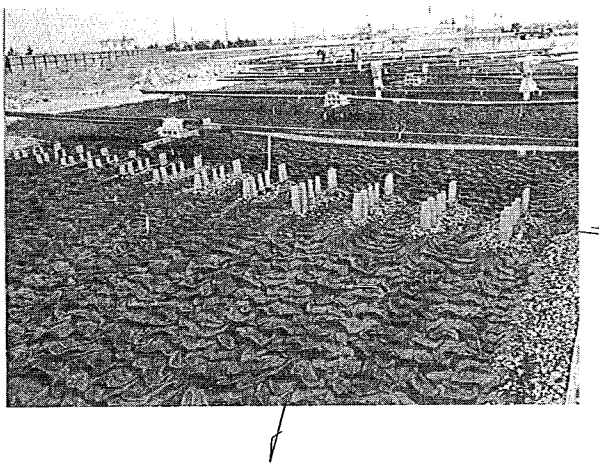
写真－10-2-1（実験№26）

Q≒8,270㎥/s 通水中流況

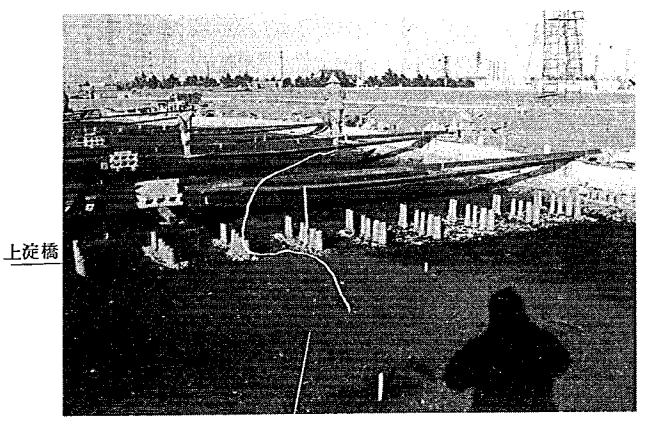
暫定低水路法線形が流況に与える影響が大きく、流れが暫定低水路法線形にそっており、左岸堤防に9.0K付近より下流で当っている。



写真－10-2-2(実験No.26)
Q≒2,500m³/s 通水中流況



写真－10-2-3(実験No.26)
Qmax＝8,270m³/s 通水後河床

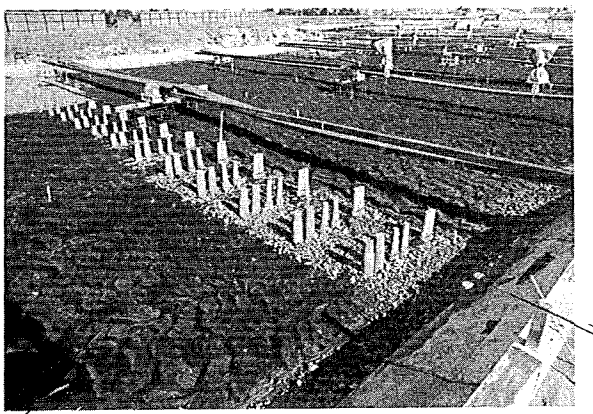


写真－10-3-1(実験No.27)
上旋橋帯状保護工(砕石使用)布設状態



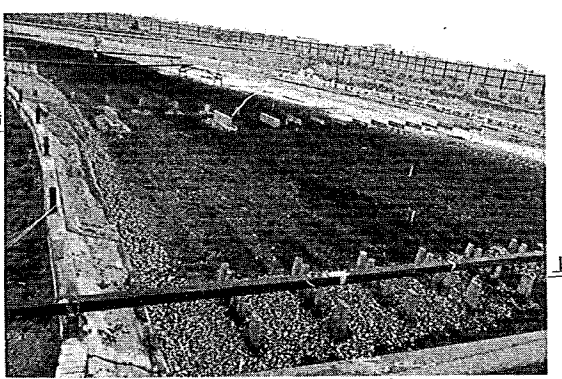
写真－10-3-2(実験Na 27-1)

Q＝4,000㎥／s 通水後上淀橋付近流況



写真－10-3-3(実験Na 27-1)

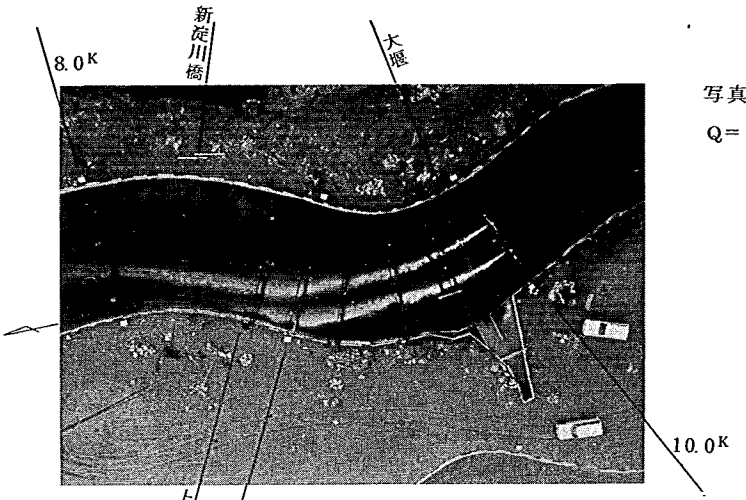
Q＝4,000㎥／s 通水後上淀橋付近流況



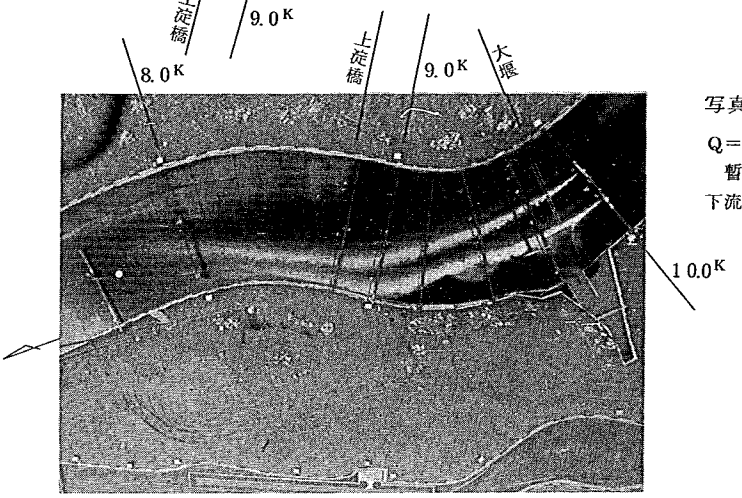
写真－10-3-4(実験Na 27-2)

Q＝7,000㎥／s 通水後上淀橋から新淀川橋間の河床

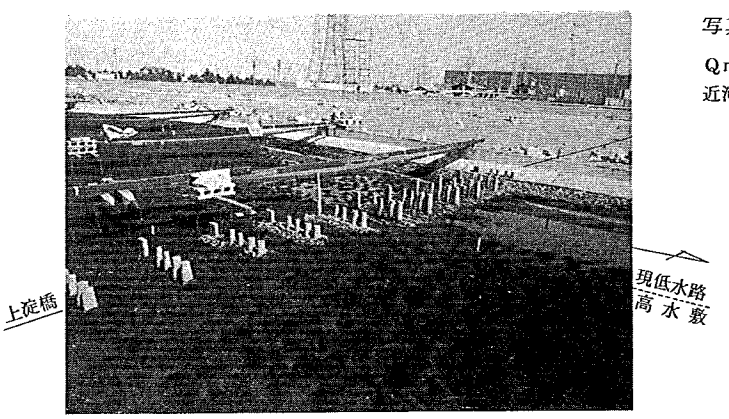
上淀橋々脚周辺の保護工が局所的に沈下している。また、新淀川橋々脚の直上流の保護工が沈下している。



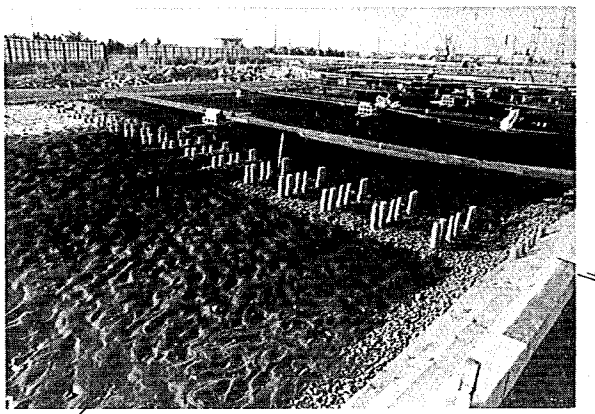
写真－10-4-1(実験No.28)
Q＝7,500m³/s 通水中流況



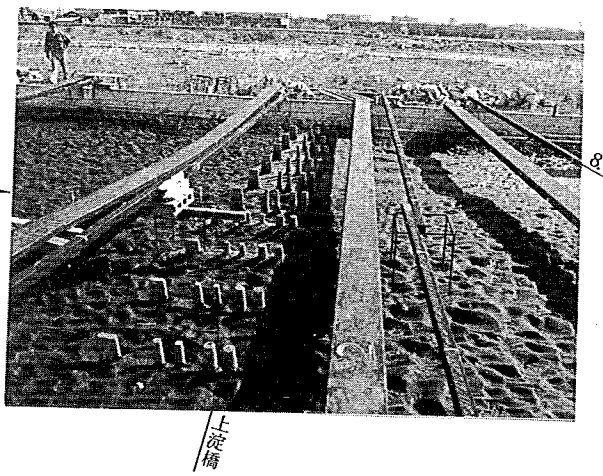
写真－10-4-2(実験No.28)
Q＝4,000m³/s 通水中流況
暫定低水路からの流れが上淀橋付近下流の現低水路内に集中している。



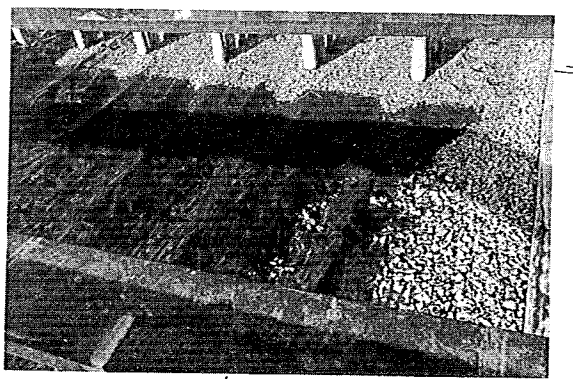
写真－10-4-3(実験No.28)
Qmax＝8,270m³/s 通水後上淀橋付近河床



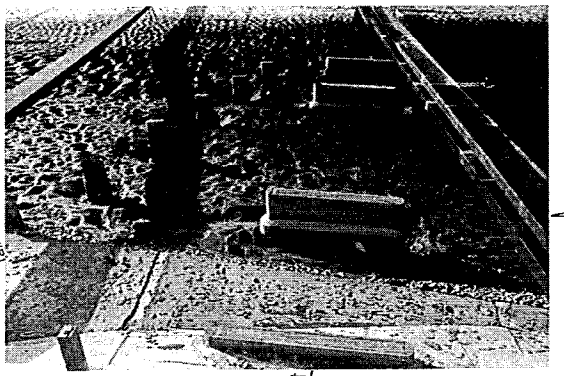
写真－10-4-4（実験№28）
Qmax＝8,270㎥／s 通水後上淀橋付近河床



写真－10-5-1（実験№29）
Q＝7,000㎥／s 通水後上淀橋付近河床



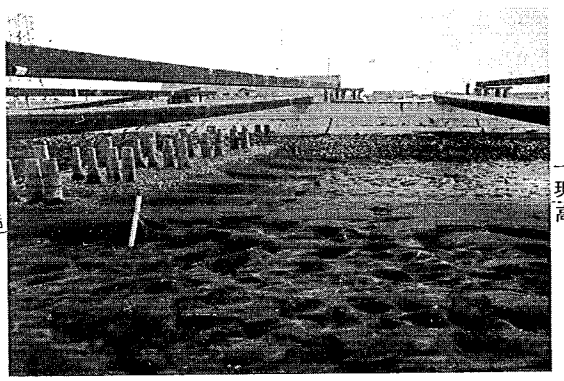
写真－10-5-2（実験№29）
Q＝7,000㎥／s 通水後保護工下流の河床
橋脚下流の洗掘面に保護工が崩れている。しかし、それによる保護工の大きな変化はない。保護工下流の左岸堤防護岸（砕石）の崩れがある。



写真－10-5-3（実験№29）

Q＝7,000㎥/s 通水後新淀川橋付近河床

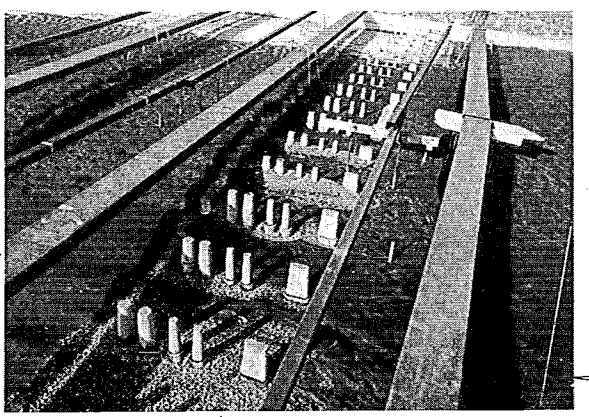
新淀川橋々脚上流面の洗掘が激しい。



写真－10-6-1（実験№30）

Q＝7,000㎥/s 通水後上淀橋下流河床

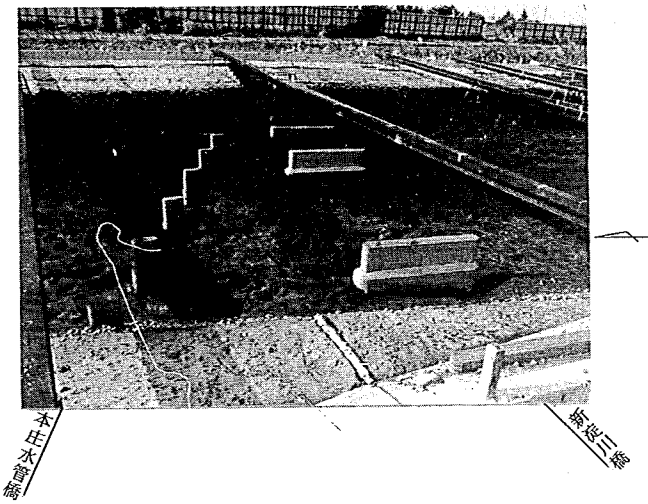
通水後の現低水路河床と保護工の高さにかなりの差がある。



写真－10-6-2（実験№30）

Q＝7,000㎥/s 通水後上淀橋の高水敷橋脚

上淀橋高水敷橋脚の上流側保護工が沈下している。



写真－10-6-3(実験№30)

Q＝7,000㎥／s 通水後新淀川橋付近河床