ＩＳＳＮ　0386－5878
土 研 資 料 第1927号
マイクロフィルム 第　　号

土 木 研 究 所 資 料

紀の川大堰水理模型実験報告書(Ⅰ)

昭和58年 3 月

建設省土木研究所
河 川 研 究 室

Copyright ©1982 fiscal year by P.W.R.I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.
この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。
したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

はじめに

和歌山市を流下し，紀伊水道に注ぐ紀の川は昭和49年に流量改訂が行われ，基準点船戸における計画高水流量を12,000m³/s（基本高水のピーク流量は16,000m³/s）とする工事実施基本計画が策定された。河道改修方式としては，河道掘削整備によって疎通能力を増大させ，洪水の安全な流下をはかるわけであるが，現在6.7km地点に設置されている半固定堰の敷高が高く，著しく洪水疎通の障害となる。このため，固定堰を撤去して新たに可動堰（紀の川大堰）を建設し，既設固定堰の機能を満足させ，かつ下流部維持用水の確保，塩水遡上防止等，流水の正常な機能を維持しようとする計画が進められている。しかし，この堰予定地付近は湾曲部に位置し，洪水時に複雑な流れが予想されるため，堰設置に伴う諸問題や河道計画に対して，机上の検討のみでは計画の妥当性を判断することは困難であり，模型実験による検討が必要となった。

ここでは，この紀の川大堰建設計画に伴う計画低水路法線形と堰軸方向，堰建設時および堰完成後の諸問題と対策法等について，模型実験による水理的検討を行った結果について述べたものである。

目　　次

はじめに
第1章　改修事業の概要と実験目的……1
　1－1　改修事業の概要……1
　1－2　実験目的……2
第2章　河道状況と治水計画……3
　2－1　河道状況……3
　2－2　既往洪水と水理状況……3
　2－3　河床変動状況……8
　2－4　河床材料粒径について……8
　2－5　治水計画……9
　2－6　現況および計画の河道水理特性……10
第3章　模型実験の相似律……29
　3－1　相 似 律……29
　3－2　紀の川大堰水理模型実験における模型縮尺……31
第4章　模型および実験の概要……37
　4－1　模型の概要……37
　4－2　実験概要と実験ケース……37
第5章　模型の相似性に関する検証実験……40
　5－1　概　　要……40
　5－2　実験条件……40
　5－3　実験結果……41
　5－4　ま と め……43
第6章　計画河道の低水路法線形状に関する実験……45
　6－1　概　　要……45
　6－2　実験条件……45
　6－3　実験結果……45
　6－4　実験結果のまとめ……77
　6－5　法線形修正第6案の河床変動計算による補足検討……79
第7章　仮締切工に関する実験……82
　7－1　概　　要……82
　7－2　実験条件……82
　7－3　実験結果……85
　7－4　実験結果のまとめ……99

第8章　ま　と　め……102
あ と が き……106

表　目　次

表－２．１　主要洪水諸元 …… 8
表－３．１(1)　紀の川水理諸量(現状) ……33
表－３．１(2)　紀の川水理諸量(計画) ……34
表－４．１．１～４．１．２　実験ケースおよび実験条件一覧表……38
表－５．１　実験条件一覧表 ……40
表－６．１　実験条件一覧表 ……47
表－６．２　北田井ノ瀬側内の流出土砂量一覧表(単位万m³) ……63
表－６．３　分派流量表 ……64
表－６．４　大堰設置諸元 ……66
表－６．５　根固工設置諸元 ……67
表－６．６　水制工設置諸元 ……67
表－６．７　北田井ノ瀬側内の流出土砂量比較表(単位万m³) ……70
表－６．８　分流量表 ……71
表－６．９　根固工設置諸元と範囲 ……72
表－６．10　橋脚周囲の洗掘一覧表 ……77
表－７．１　実験条件一覧表 ……84
表－７．２　新六カ井堰直下流左右岸の洗掘高 ……99

図　目　次

図－１．１　紀の川流域概要図 …… 1
図－２．１　紀の川下流部平面図 …… 4
図－２．２　紀の川縦断図 …… 5
図－２．３．１～２．３．２　紀の川河道経年変化図 …… 6
図－２．４．１～２．４．３　紀の川水位縦断図 …… 13
図－２．５．１～２．５．９　紀の川横断形状変化図 …… 16
図－２．６．１～２．６．２　河床高経年変化図 …… 21
図－２．７．１～２．７．２　河床縦断経年変化図 …… 22
図－２．８．１～２．８．５　粒度分布図(紀の川) …… 24
図－２．９　河床材料縦断分布図 …… 26
図－２．10　紀の川流量配分図 …… 9
図－２．11　計画ハイドログラフ …… 9
図－２．12．１～２．12．２　紀の川河道の水理特性(現状河道) …… 27
図－２．13．１～２．13．２　紀の川河道の水理特性(計画河道) …… 28
図－２．14．１　河床形態の領域区分図 …… 11
図－２．14．２　砂礫堆区分図(深見) …… 12
図－３．１　河床材料粒度分布図(紀の川模型) …… 32
図－４．１　紀の川模型平面図 …… 37
図－５．１　7220出水ハイドログラフ(Ｓ47年) …… 41
図－５．２　流況図(実験Ⅰ－１) …… 109
図－５．３　水位縦断比較図(実験Ⅰ－１) …… 110
図－５．４．１～５．４．14　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－１) …… 111
図－５．５　河床変動平面図(実験Ⅰ－１) …… 119
図－５．６　水位，河床縦断図(実験Ⅰ－１) …… 121
図－５．７．１～５．７．２　流況図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３) …… 122
図－５．８．１～５．８．14　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３) …… 123
図－５．９．１～５．９．２　河床変動平面図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３) …… 131
図－５．10．１～５．10．２　水位，河床縦断図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３) …… 133
図－５．11　局所洗掘等深線図(実験Ⅰ－１～Ⅰ－３) …… 134
図－６．１　低水路法線形状図 …… 46
図－６．２　Ｈ～Ｑ図(4.2km地点) …… 48
図－６．３　計画高水ハイドログラフ …… 48
図－６．４．１　流況図(実験Ⅱ－１－１) …… 135

図－6．4．2　水位－時間変化図(実験II－1－1)……136
図－6．4．3(1)～6．4．3(14)　河床変動横断比較図(実験II－1－1)……137
図－6．4．4　河床変動平面図(実験II－1－1)……145
図－6．4．5　水位，河床縦断図(実験II－1－1)……147
図－6．4．6　流況図(実験II－1－2)……148
図－6．4．7　水位縦断図(実験II－1)……149
図－6．4．8　流況図(実験II－1－3)……150
図－6．4．9(1)～6．4．9(14)　河床変動横断比較図(実験II－1－3)……151
図－6．4．10　河床変動平面図(実験II－1－3)……159
図－6．4．11　水位，河床縦断図(実験II－1－3)……161
図－6．5．1(1)～6．5．1(2)　流速平面分布図(実験II－1－2～II－1－3)……162
図－6．5．2　堰軸設定資料(実験II－1－3)……164
図－6．5．3　水位－時間変化図(実験II－2－1)……165
図－6．5．4　水位，河床縦断図(実験II－2－1)……166
図－6．5．5　河床変動平面図(実験II－2－1)……167
図－6．5．6　流況図(実験II－2－2)……169
図－6．5．7　河床変動平面図(実験II－2－2)……171
図－6．5．8　水位，河床縦断図(実験II－2－2)……173
図－6．6．1　流況図(実験II－3－1)……174
図－6．6．2　河床変動平面図(実験II－3－1)……175
図－6．6．3　水位，河床縦断図(実験II－3－1)……177
図－6．6．4　流況図(実験II－3－2)……178
図－6．6．5　河床変動平面図(実験II－3－2)……179
図－6．6．6　水位，河床縦断図(実験II－3－2)……181
図－6．7：1～6．7．2　堰軸設定資料……56
図－6．7．3　大堰設置概要図(II－4)……57
図－6．7．4　流況図(実験II－4－1)……182
図－6．7．5　河床変動平面図(実験II－4－1)……183
図－6．7．6　水位，河床縦断図(実験II－4－1)……185
図－6．7．7　流況図(実験II－4－2)……186
図－6．7．8　河床変動平面図(実験II－4－2)……187
図－6．7．9　水位，河床縦断図(II－4－2)……189
図－6．8．1　大堰設置概要図(II－5)……59
図－6．8．2　根固工および水制工の概要図……60
図－6．8．3　水位－時間変化図(実験II－5－1)……190
図－6．8．4　河床変動平面図(実験II－5－1)……191

図－6．8．5　水位，河床縦断図(実験II－5－1)……193
図－6．8．6～6．8．7　水位縦断比較図(実験II－5－2～II－5－4)……62，193
図－6．8．8～6．8．10　流況図(実験II－5－2～II－5－4)……194
図－6．8．11～6．8．13　河床変動平面図(II－5－2～II－5－4)……197
図－6．8．14～6．8．16　水位，河床縦断図(II－5－2～II－5－4)……201
図－6．8．17　Q_0－Q'関係図 …… 64
図－6．9．1　河床縦断図……203
図－6．9．2　低水路法線形状図……205
図－6．9．3　大堰設置概要図…… 66
図－6．9．4　根固工および水制工概要図…… 67
図－6．9．5　水位－時間変化図(実験II－6－1)……207
図－6．9．6　流況図(実験II－6－1)……208
図－6．9．7　河床変動平面図(実験II－6－1)……209
図－6．9．8　水位，河床高縦断図(実験II－6－1)……211
図－6．9．9　水位縦断比較図(実験II－6－2，II－6－3)……211
図－6．9．10～6．9．11　流況図(実験II－6－2，II－6－3)……212
図－6．9．12～6．9．13　河床変動平面図(実験II－6－2，II－6－3)……213
図－6．9．14～6．9．15　水位，河床高縦断図(実験II－6－2，II－6－3)……215
図－6．10．1　低水路法線形状図……217
図－6．10．2　水位－時間変化図(実験II－7－1)……219
図－6．10．3　流況図(実験II－7－1)……220
図－6．10．4(1)～6．10．4(14)　河床変動横断比較図(実験II－7－1)……221
図－6．10．5　河床変動平面図(実験II－7－1)……229
図－6．10．6　水位，河床高縦断図(実験II－7－1)……231
図－6．10．7　水位縦断比較図(実験II－7－2，II－7－3)……231
図－6．10．8～6．10．9　流況図(実験II－7－2，II－7－3)……232
図－6．10．10(1)～6．10．10(14)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)……233
図－6．10．11～6．10．12　河床変動平面図(実験II－7－2，II－7－3)……241
図－6．10．13～6．10．14　水位，河床高縦断図(実験II－7－2，II－7－3)……243
図－6．11．1　計画高水ハイドログラフ……244
図－6．11．2～6．11．3　河床変動縦断比較図……245
図－6．11．4～6．11．5　河床変動量図……246
図－6．11．6～6．11．7　河床変動縦断比較図(実験II－6－1，II－6－2)……247
図－6．11．8～6．11．9　河床変動量図……248
図－6．11．10～6．11．11　河床変動縦断比較図……249
図－6．11．12～6．11．13　河床変動量比較図……250

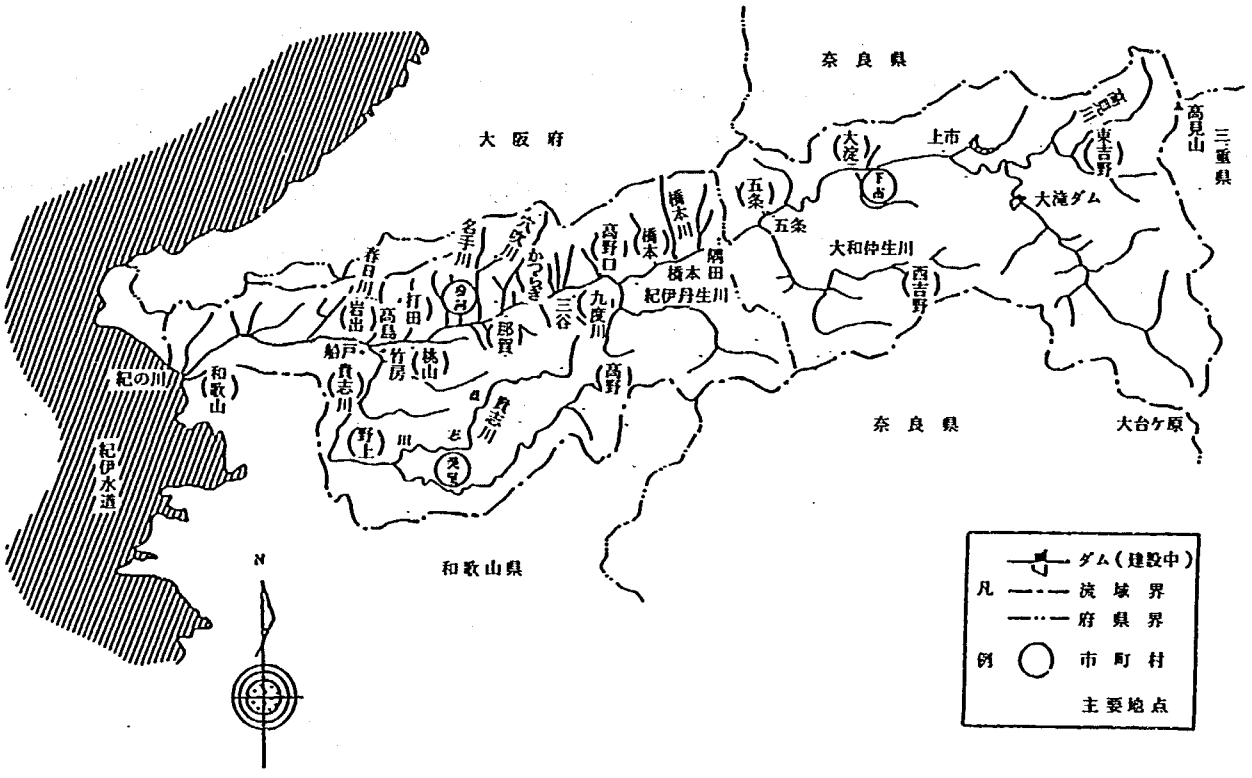
図－７．１．１　締切工概要図…… 83
図－７．１．２　Ｈ～Ｑ関係図…… 84
図－７．２．１　築島工構造図…… 85
図－７．２．２　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－１)……251
図－７．２．３　流況図(実験Ⅲ－１)……252
図－７．２．４　局所洗掘横断変化図(実験Ⅲ－１)……253
図－７．２．５　等深線図(実験Ⅲ－１)……254
図－７．３．１　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－２－１)……255
図－７．３．２　流況図(実験Ⅲ－２－１)……256
図－７．３．３　局所洗掘時間変化図(実験Ⅲ－２－１)……257
図－７．３．４　河床変動横断変化図(実験Ⅲ－２－１)……258
図－７．３．５(1)～７．３．５(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－２－１)……259
図－７．３．６　等深線図(実験Ⅲ－２－１)……261
図－７．３．７　第１期築島対策工詳細図(実験Ⅲ－２－２)…… 87
図－７．３．８　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－２－２)……262
図－７．３．９　流況図(実験Ⅲ－２－２)……263
図－７．３．10　局所洗掘時間変化図(実験Ⅲ－２－２)……264
図－７．３．11　局所洗掘横断変化図(実験Ⅲ－２－２)……264
図－７．３．12(1)～７．３．12(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－２－２)……265
図－７．３．13　等深線図(実験Ⅲ－２－２)……267
図－７．４．１　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－３－１)……268
図－７．４．２　流況図(実験Ⅲ－３－１)……269
図－７．４．３　局所洗掘時間変化図(実験Ⅲ－３－１)……270
図－７．４．４　河床変動横断変化図(実験Ⅲ－３－１)……270
図－７．４．５(1)～７．４．５(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－３－１)……271
図－７．４．６　等深線図(実験Ⅲ－３－１)……273
図－７．４．７　第２期築島対策工(Ⅰ)　詳細図(実験Ⅲ－３－２)…… 89
図－７．４．８　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－３－２)……274
図－７．４．９　流況図(実験Ⅲ－３－２)……275
図－７．４．10　等深線図(実験Ⅲ－３－２)……276
図－７．４．11　第２期築島対策工(Ⅱ)　詳細図(実験Ⅲ－３－３)…… 90
図－７．４．12　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－３－３)……277
図－７．４．13　流況図(実験Ⅲ－３－３)……278
図－７．４．14　局所洗掘時間変化図(実験Ⅲ－３－３)……279
図－７．４．15　局所洗掘横断変化図(実験Ⅲ－３－３)……279
図－７．４．16(1)～７．４．16(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－３－３)……280

図－７．４．17　等深線図(実験III－３－３)……282
図－７．５．１　水位，河床高縦断図(実験III－４－１)……283
図－７．５．２　流況図(実験III－４－１)……284
図－７．５．３(1)～７．５．３(4)　河床変動横断比較図(実験III－４－１)……285
図－７．５．４　等深線図(実験III－４－１)……287
図－７．６．１　水位，河床高縦断図(実験III－５－１)……288
図－７．６．２　流況図(実験III－５－１)……289
図－７．６．３　局所洗掘時間変化図(実験III－５－１)……290
図－７．６．４(1)～７．６．４(4)　河床変動横断比較図(実験III－５－１)……291
図－７．６．５　等深線図(実験III－５－１)……293
図－７．６．６　導流壁及び対策工詳細図(実験III－５－２)…… 94
図－７．６．７　水位，河床高縦断図(実験III－５－２)……294
図－７．６．８　流況図(実験III－５－２)……295
図－７．６．９　局所洗掘時間変化図(実験III－５－２)……296
図－７．６．10　等深線図(実験III－５－２)……297
図－７．６．11(1)～７．６．11(4)　河床変動横断比較図(実験III－５－２)……298
図－７．７．１　水位，河床高縦断図(実験III－６－１)……300
図－７．７．２　流況図(実験III－６－１)……301
図－７．７．３　局所洗掘時間変化図(実験III－６－１)……302
図－７．７．４　等深線図(実験III－６－１)……303
図－７．７．５(1)～７．７．５(4)　河床変動横断比較図(実験III－６－１)……304
図－７．７．６　水位，河床高縦断図(実験III－６－２，III－６－３)……306
図－７．７．７　局所洗掘時間変化図(実験III－６－２)……307
図－７．７．８　等深線図(実験III－６－２)……308
図－７．７．９　第３期仮締切対策工詳細図(実験III－６－３)…… 97
図－７．７．10　流況図(実験III－６－３)……309
図－７．７．11　等深線図(実験III－６－３)……310
図－７．７．12(1)～７．７．12(4)　河床変動横断比較図(実験III－６－３)……311

第１章　改修事業の概要と実験目的

１－１　改修事業の概要

紀の川は，紀伊半島の西北部に位置して東西方向に細長く広がる帯状流域をなし，日本最多雨地帯として知られる大台ヶ原にその源を発し，主な支川として高見川，大和丹生川，紀伊丹生川，貴志川等を集めながら紀伊半島の中部を走る中央構造線に沿って西流し，和歌山市において紀伊水道に注いでいる。その流域は，図－1,1のように上流部を奈良県，下流部を和歌山県と２県にまたがり流域面積1,660㎢，幹川流路延長136kmにおよぶ近畿有数の大河川である。



図－１．１　紀の川流域概要図

紀の川における本格的な治水事業は大正12年に始められ，昭和40年に工事実施基本計画が設定されたが，その後の流域開発の進展と昭和47年20号台風による大出水に鑑み，昭和49年３月に同計画が改訂された。

改訂計画は，紀の川基準点の船戸（約16.8km）における基本高水のピーク流量を16,000m³/sとし，このうち大滝ダム等の上流ダム群により，4,000m³/sを調節して船戸地点における計画高水流量を12,000m³/sとしている。この工事実施基本計画の改訂に伴い，現在各種用水の取水位の保持，塩水の遡上防止等の目的のため，6.7km地点に設置されている半固定堰の新六ヶ井堰の敷高が高く，著しく洪水疎通の障害となる。このため，これを撤去して新たに可動堰（紀の川大堰）を建設し，現在の新六ヶ井堰の目的および機能を満足させ，且つ河道掘削に伴い増大する塩水の遡上を防止して流水の正常な機能を維持しようとする計画が立てられている。

1－2　実験目的

紀の川大堰は，新六ヶ井堰の現状機能を確保するために，これより下流へ設けることが要求され，種々検討の結果6.2km付近が得策という結果が示された。しかし，5.0km～7.0km付近は湾曲部に位置し，洪水時に複雑な流れが予想されるため，堰設置に伴う水理的諸問題に対して，机上の検討のみで計画の妥当性を判断することは困難であり，模型実験による検討が必要となった。

ここでは，紀の川大堰建設計画に伴う諸問題について，次のような事項の水理的検討を目的とした実験を行った。

(1)　堰完成後における計画低水路法線形の洪水による河床変動と水衝部の洗掘対策等の検討

(2)　最良堰軸方向の選定

(3)　仮締切の分割数および仮締切設置に伴う諸対策の検討

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

第２章　河道状況と治水計画

２－１　河道状況

紀の川下流部は，図－2.1，2.2の平面図および縦断図に示すように，岩井出堰の下流16.0km～12.0km間は，低水路幅約300m～400m，河床勾配約1/600で，単列に近い砂礫堆が形成され，その蛇行波長は約1,200m～1,500mとなっている。

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

6.8kmに設置されている新六ヶ井堰は，コンクリートの半固定堰であって，敷高T.P2.88mおよびT.P2.57m，幅326.5m（魚道３個所，水門１個所含む）の構造となっており，塩水遡上防止とともに，最大2.64m³/sの農業用水の取水と都市用水の取水に供せられている。

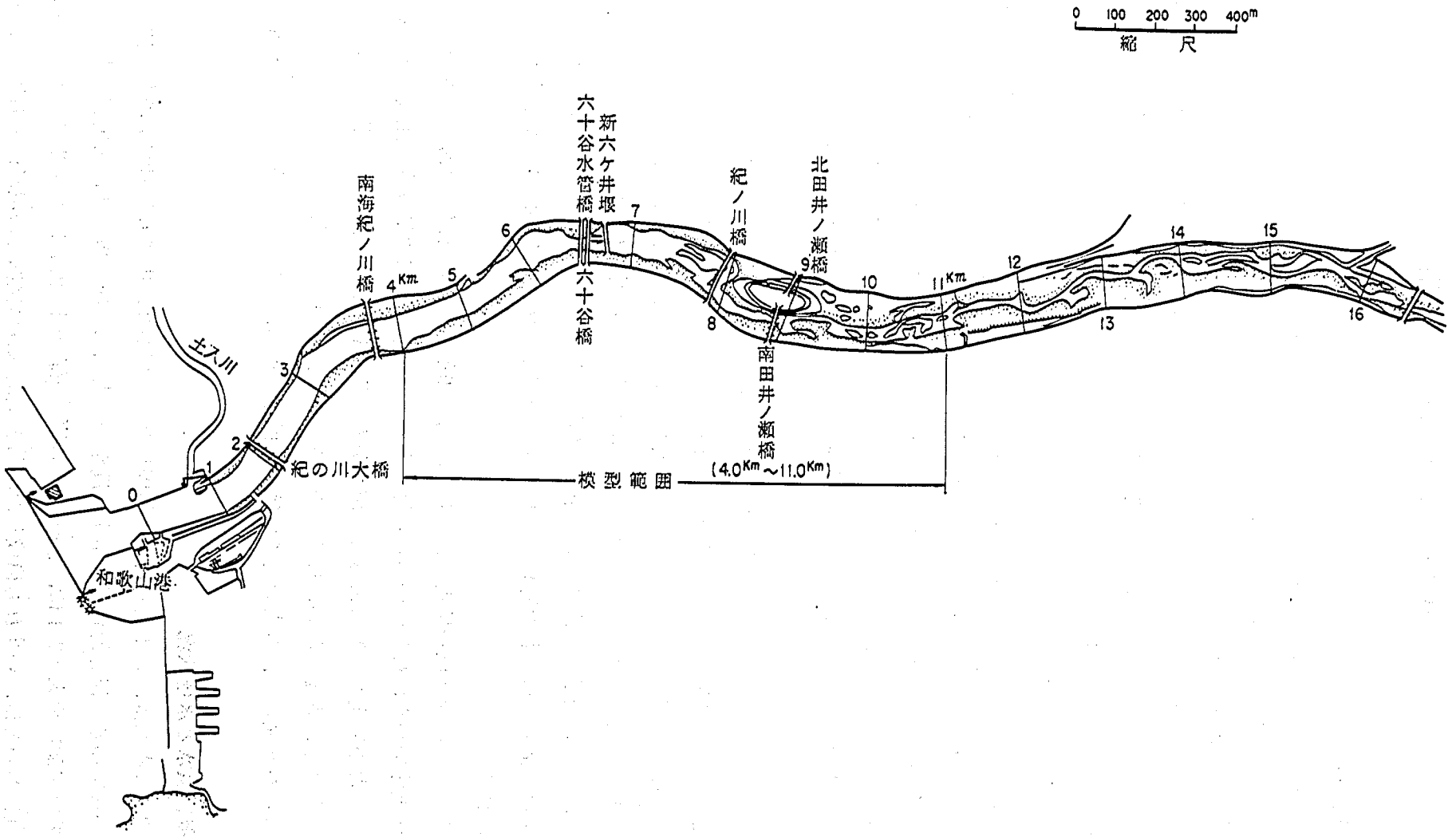
いっぽう，新六ヶ井堰下流は，堰の影響によって流下土砂量も少ないためか，堰～河口間の最深河床高はほぼT.P－6.0mを示し，低水路平均河床高は，T.P－2.0m～T.P－5.0mの勾配約1/2,000となっている。

いっぽう，図－2.3.1～2.3.2は戦後の河道内の蛇行変遷について航空写真より調査したものである。昭和22年当時は自然の安定した状態が維持されていたと考えられる。洪水流の蛇行は単列が基調であるが，時には複列に変換し，砂礫堆は大型でかなり安定しているが，下流方向への移動もある状態で，中州地点の流路は右岸側であった。昭和33年は砂利採取によって，蛇行が乱れて波長が短かくなり，かつ砂礫堆も下流に移動し中州左岸側に流路が変っている。昭和40年および43年は砂利採取や浚渫が活発に行われた時代であり，砂州が削除されたので蛇行の流路が変わり，また流れ方も大変乱れてしまった。

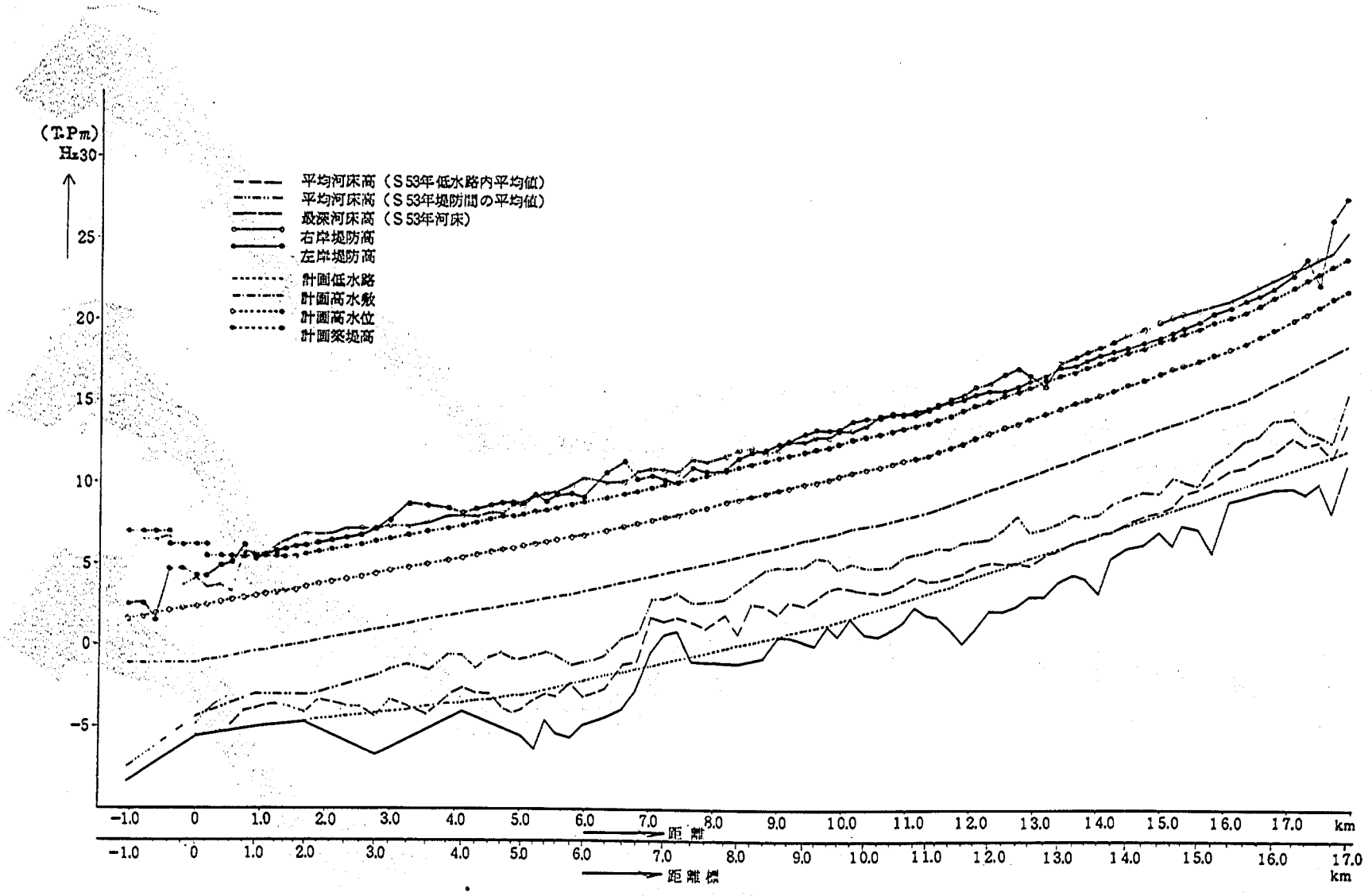
昭和46年以降は砂利採取が禁止されており，昭和49年は整正した河道において蛇行が発達しはじめ砂礫堆が上流部から回復しつつある状態である。しかし，昭和22年当時と比較すると蛇行ピッチが短かく，まだ不安定な状態にあることがわかる。昭和54年および57年は中州上流の砂礫堆と蛇行波長もはっきりし，安定な状態になりつつある。なお，このような状態において洪水による補給砂が多ければ蛇行が発達し，少ないときには河床低下が進み，砂州の移動速度は減少する。

２－２　既往洪水と水理状況

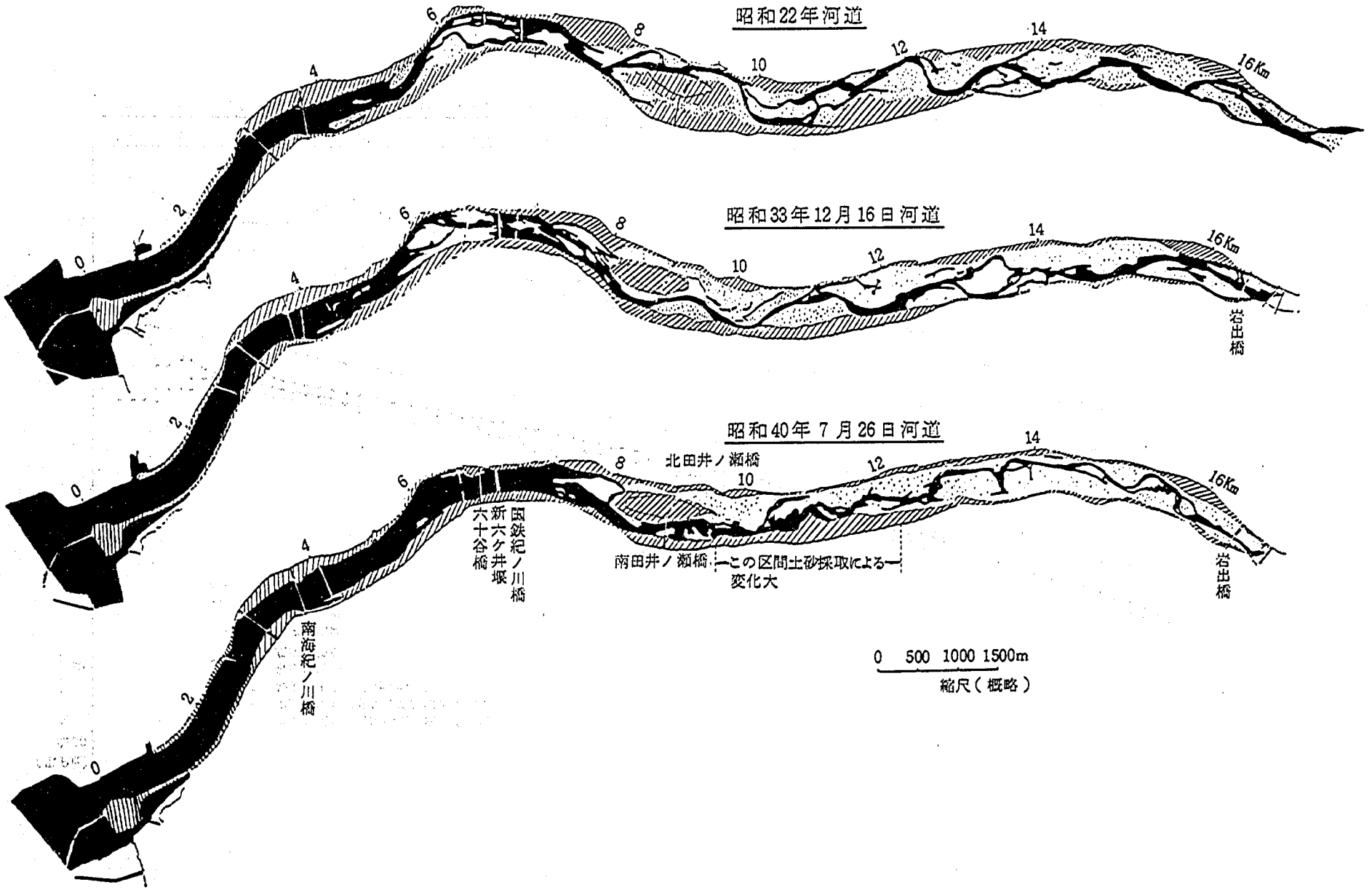
紀の川の主な洪水は，いずれも台風に起因したものであり，中でも昭和28年の台風13号による出水，同34年台風15号（伊勢湾台風）出水は近年の著名洪水で紀の川流域に大災害をもたらした。これらの主要洪水記録を表－2.1に，痕跡水位縦断の一部を図－2.4.1～2.4.3に示す。なお，堰建設予定地付近においては，いずれも概成した堤防と上流未改修区間での氾濫による洪水流量の減少によって，溢水被害はまぬがれている。



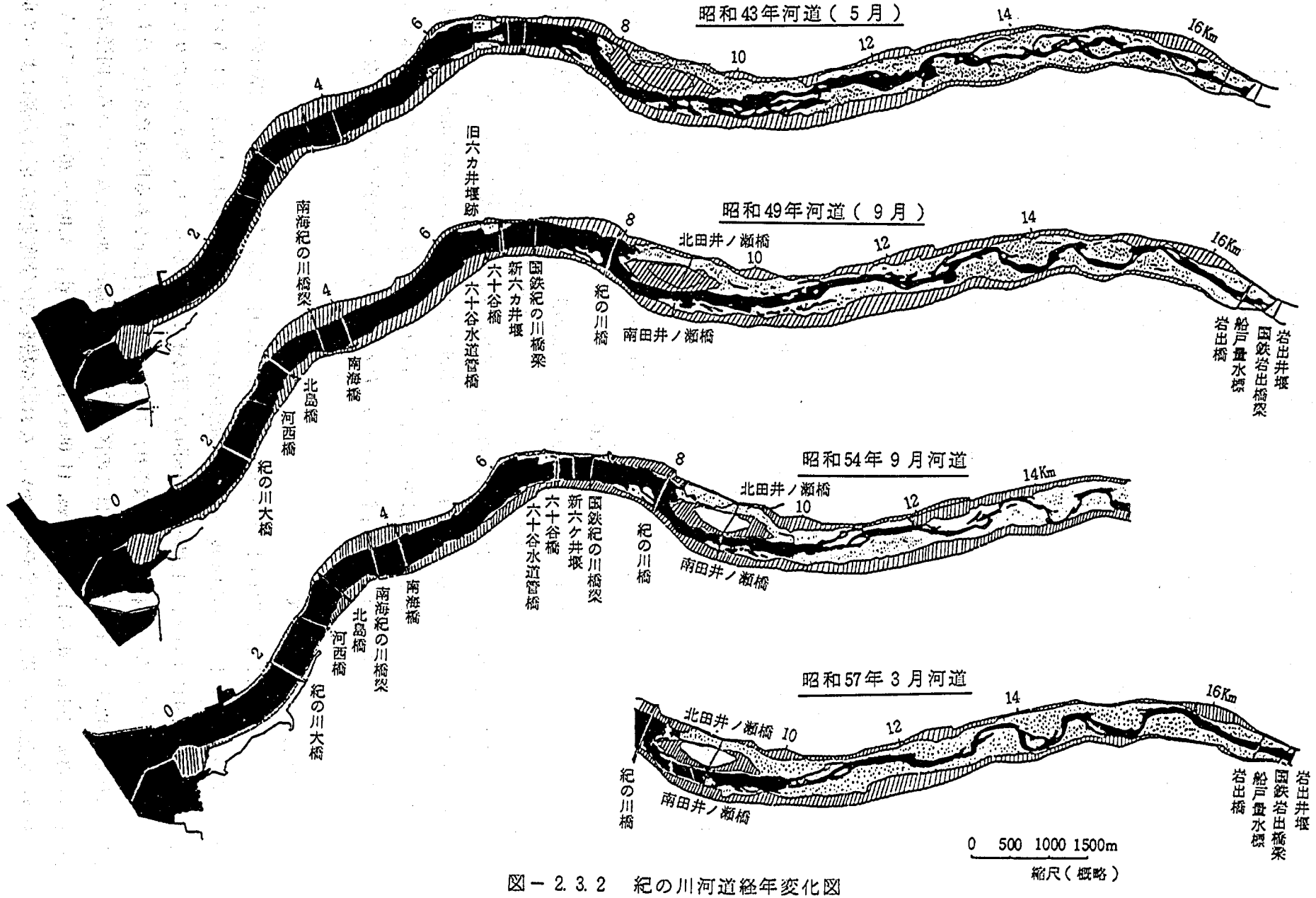
図－2.1　紀の川下流部平面図


(T.Pm)
H₂30
25
20
15
10
5
0
-5
平均河床高（S53年低水路内平均値）
平均河床高（S53年堤防間の平均値）
最深河床高（S53年河床）
右岸堤防高
左岸堤防高
計画低水路
計画高水敷
計画高水位
計画築堤高
-1.0 0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 km
距離
-1.0 0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 km
距離標

図－2.2　紀の川縦断図



図－2.3.1　紀の川河道経年変化図



図－ 2.3.2　紀の川河道経年変化図

表－2.1　主要洪水諸元

生起年月日	成因	船戸地点(16.8km)流量
S 28年9月25日(5313出水)	台風13号	7800m³/s(8450m³/s)
S 34年9月26日(5915出水)	伊勢湾台風	5870m³/s(7150m³/s)
S 40年9月17日(6524出水)	台風24号	5400m³/s
S 47年9月17日(7220出水)	台風20号	5780m³/s
S 50年8月23日(7506出水)	台風 6 号	4560m³/s

※（　）内流量は氾濫のない場合の推定値

いっぽう，紀の川の流況は，船戸地点の昭和27年～昭和53年間の平均値で，

豊水流量＝55.6m³/s

平水流量＝32.8m³/s

低水流量＝18.9m³/s

渇水流量＝7.6 m³/s

となっている。また，この間の平均年最大流量は約2,800m³/sである。

2－3　河床変動状況

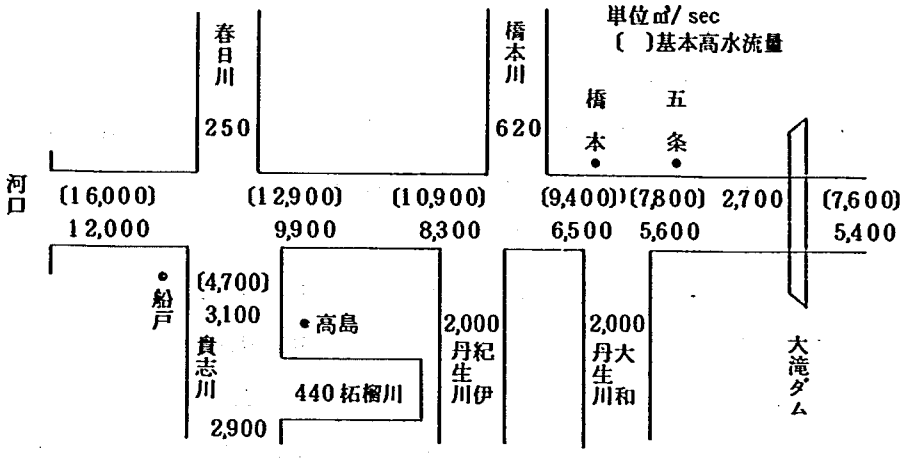
河床高の変化は既往の横断測量成果より，最深河床高と平均河床高について調査されている。この横断形状変化を図－2.5.1～2.5.9に，各断面の河床高経年変化図を図－2.6.1～2.6.2，経年変化縦断図を図－2.7.1～2.7.2に示した。なお，図－2.6および図－2.7.1の平均河床高は，左右岸堤防区間内の平均高として求められており，図－2.7.2は河床変動の生ずる低水路内の平均高として求めている。したがって，後者の平均河床高は3.0kmより上流で約2.0m～3.0m前者より低い値となっている。これによると，昭和45年頃までは17.0km下流全体に年々河床の低下が見られる。とくに図－2.5の昭和41年と46年では，砂利採取によるものと思われる断面変化が大きい。昭和46年以降は砂利採取が中止されたことによって，河床変化は少なくなり，新六ヶ井堰下流では河床高は上昇気味となっている。堰上流の河道は，わずかに低下傾向が認められるものの，その変動はかなり少ない。

2－4　河床材料粒径について

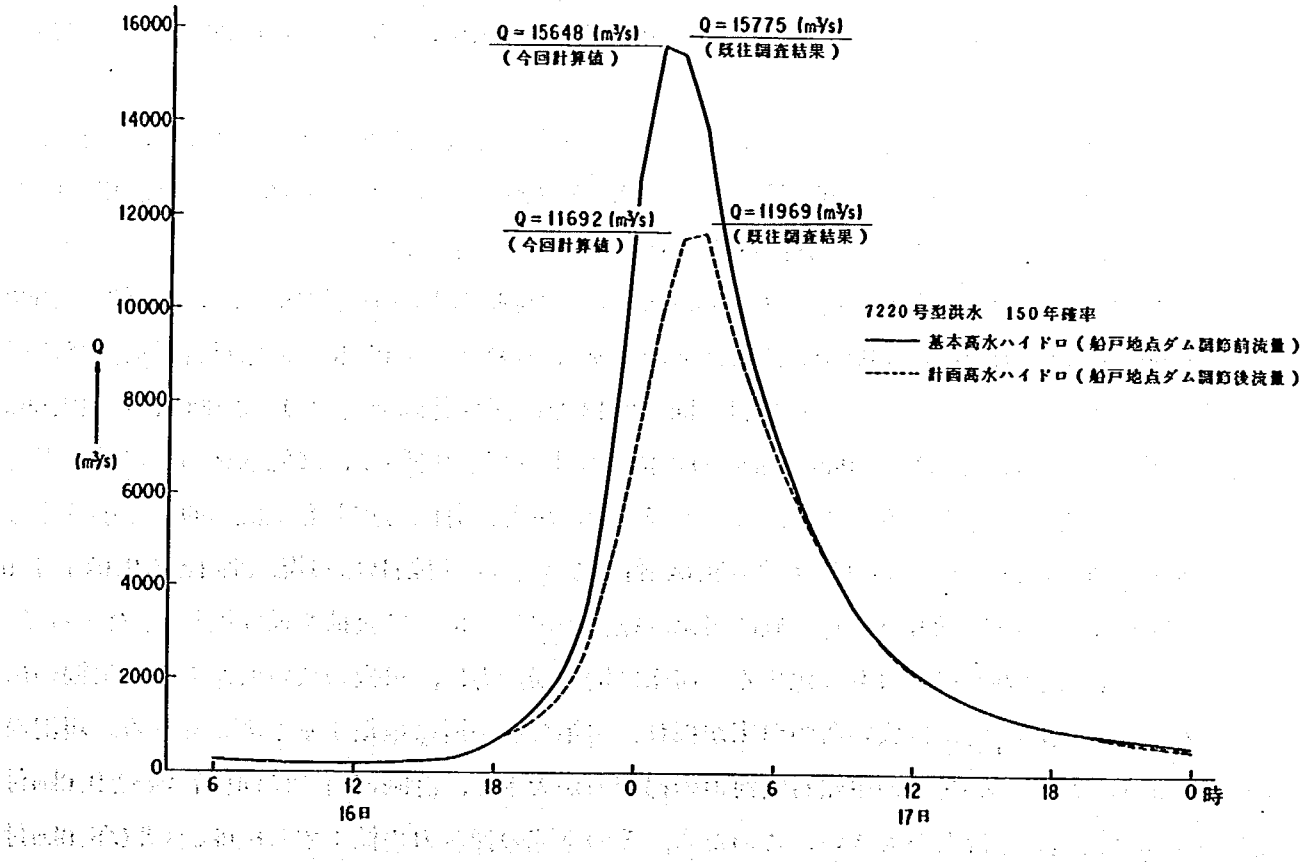
河床材料の平均粒径は，昭和41年12月調査の資料によると，17.0km下流でd_m＝15mm～25mmの縦断分布を示していた。しかし，昭和54年度の河床材料調査結果の粒度分布図の図－2.8.1～2.8.5および縦断分布の図－2.9によると，－1.0km～6.0km間の粒径が極端に粗かったり，細かかったりしている。これは混合粒径をもつ河床材料が分級され，たまたま細かい粒径がある地点で調査したものとも考えられる。60%粒径(平均粒径相当)はこの区間でd_{60}≒0.25mm～20mmとなっている。同様新六ヶ井堰上流7.0km～10kmはd_{60}≒1.5mm～15mm，11.0km～17.0km間でd_{60}＝4.0mm～20mmとなっている。また，河道中央部は左右岸に比べてやや細かい。なお調査結果では粒度変化が堰の影響によって現われている区間もあり，河床変動等を考慮した場合の縦断平均粒径はd_{60}≒4 mm～20mmと考えられる。

2－5　治水計画

紀の川の治水計画は，流域の人口，産業，資産等の集積の程度および下流和歌山地区のもつ中枢管理機能の大きさ等を考慮して，年超過確率1/150の安全度で定められている。降雨パターンとしては，過去の著名な洪水のものを対象とし，これらのいずれをもカバーするものとして，船戸地点の基本高水流量16,000m³/sが定められた。洪水調節計画は，大滝ダム等の上流ダム群によって4,000m³/sを調節することとし，船戸地点の計画高水流量は12,000m³/sとなっている。この流量配分図を図－2.10，計画ハイドログラフを図－2.11に示す。



図－2.10　紀の川流量配分図



図－2.11　計画ハイドログラフ

河道改修方式としては，都市部における引堤の至難さを考慮して，半固定堰として障害のある現況新六ヶ井堰の改築等，河道掘削整備によるものとしている。なお，堰改築予定地点付近は，図－2.1に示すように既に築堤が完了しており，堤防間隔503m，低水路幅約386mとなっており，この低水路の計画河床勾配は以下のようである。

0km（T.P－5.5m）～5.0km（T.P－3.0m）1/2,030

5.0km（T.P－3.0m）～9.6km（T.P1.70m）1/1,050

9.6km（T.P1.70m）～17.0km（T.P12.3m）1/755

2－6　現況および計画の河道水理特性

紀の川下流部における現況河道の粗度係数は，洪水痕跡水位と不等流計算水位より検討されている。痕跡水位と計算値との適合度より推定された粗度係数は，

－1.0km～6.8km間（河口～新六ヶ井堰）　　n＝0.023

6.8km～10.0km間（新六ヶ井堰～田井ノ瀬）　　n＝0.025

10.0km～16.4km間（田井ノ瀬～船戸）　　n＝0.030

であり，この痕跡水位縦断との比較図を示したが図－2.4.1～2.4.2である。計算に使用した河道断面は洪水年度の測量断面としている。昭和50年8月洪水（7506洪水）の0km～6.8km間の痕跡水位に対し，計算水位が異なるのは初期水位，あるいは河積等の違いによるものと思われる。

以上のような現況河道粗度係数に対し，計画粗度係数は過去の洪水資料や河床材料による推定，および水位に対する安全度を考慮して，0km～7.0km間をn＝0.03，7.0km～16.4km間をn＝0.035としている。

いっぽう，昭和52年度測量断面による現況河道および計画河道の流下能力計算（計算に使われた粗度係数は現況，計画とも0km～7.0km間はn＝0.03，それから上流はn＝0.035である）が和歌山工事事務所で行われており，これより各流量時の河道水理特性を求めた。

図－2.12.1～2.12.2は，現況河道のQ＝3,000m³/sの水位時断面の平均河床高および，Q＝3,000m³/s～8,000m³/s時の径深R，川幅B，無次元掃流力τ_*，川幅径深比B/Rと河床材料平均粒径の縦断変化図を示したものであり，図－2.13.1～図－2.13.2に同様計画河道のQ＝3,000m³/s～12,000m³/s縦断変化図を示した。Q＝3,000m³/s時の水位は高水敷高より低く，ほぼ低水路内の河道水理特性を表わしていると考えられる。これによると径深Rは現況，計画河道とも上流へ向って小さくなる傾向を示すが，現況河道では7.0kmおよび9.0km付近が小さい。川幅Bは現況，計画とも9.0km，7.0kmおよび5.0km付近が縦断的に狭い。一般に川幅は蛇行の波長に応じて狭拡を繰り返し，したがって，それに応じて河床に働く掃流力も変化する。河床に働く掃流力は，川幅の狭い所が大きく川幅の広い所で小さい。大出水時には狭い所の河床が掘れ，川幅の広い所に堆積すると考えられる。現況河道では7.0kmおよび9.0km付近の中州右側河道の掃流力が大きく，計画河道では同様7.0kmと9.0km付近の中州両側河道の掃流力が大きい。このため，その下流の掃流力の低下する6.0kmおよび8.0km付近では堆積傾向になると考えられる。また，計画河道では10.0km付近も縦断的に掃流力が小さいの

で堆積傾向を示すものと考えられる。

いっぽう，図－2.14.1 および2.14.2 は洪水時の小規模河床形態ならびに中規模河床形態を推定したものである。図－2.14.1 は，山本が示した中規模河床形態の発生しない場合の小規模河床形態の領域区分図で，水深粒径比H/d_mと無次元掃流力τ_*の関係で表わされている。図－2.14.2はH/d_mと川幅水深比B/Hとの関係で深見が示した中規模河床波の領域区分図である。図－2.14.1より紀の川における小規模河床形態の特性について次のことが言える。

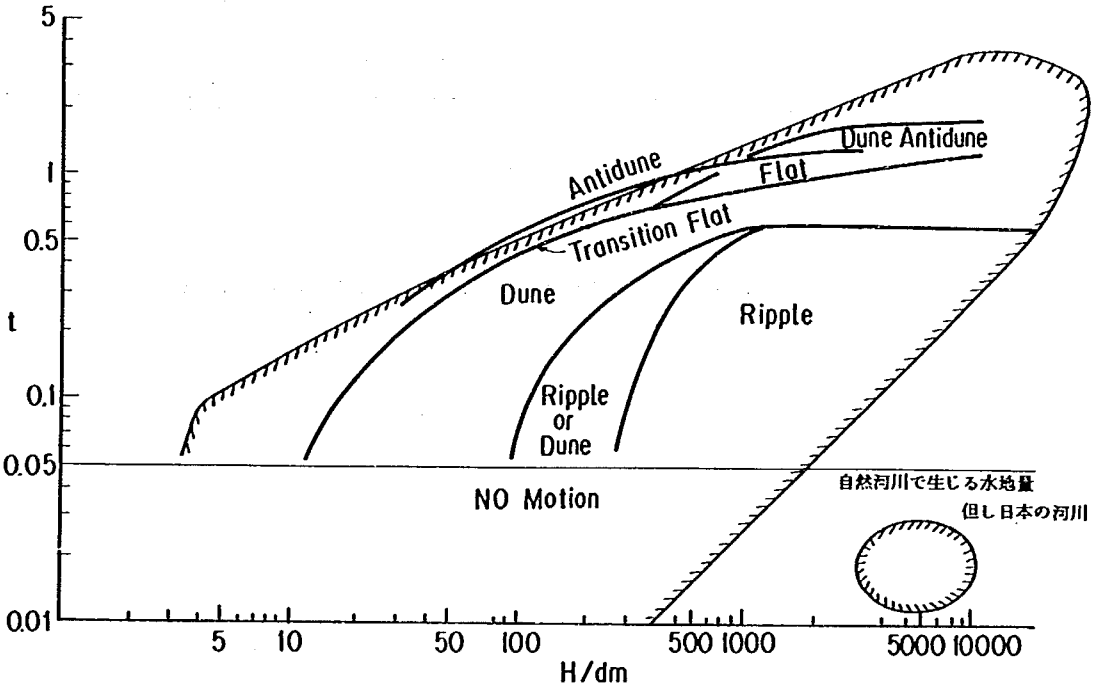
(1) 小規模洪水時では，No Motion あるいは，Ripple が発生する。

(2) 計画高水流量相当時では，Ripple あるいは，Dune が発生する。

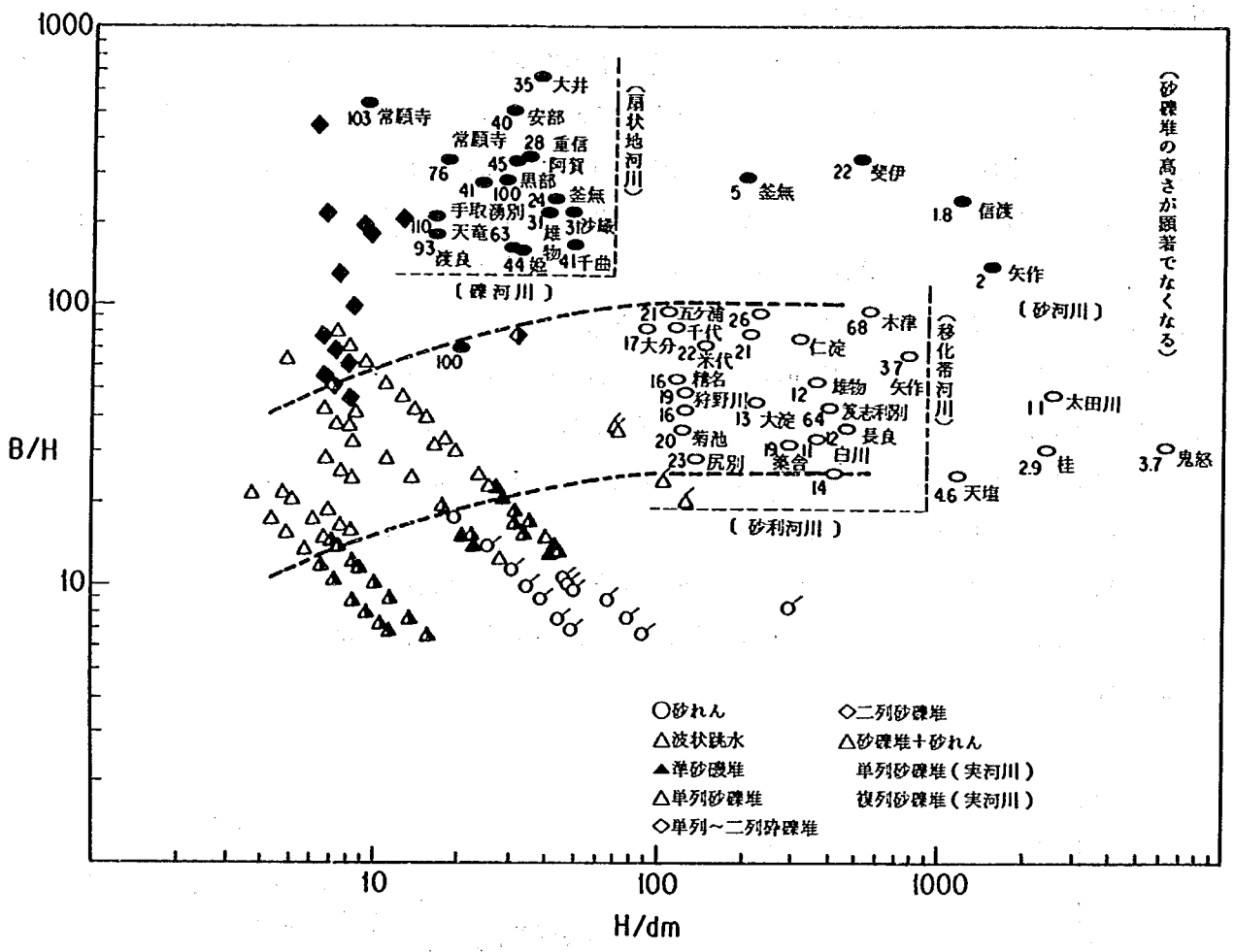
しかしながら，中規模河床波が発生するような B/H の大きな砂利河川では，実際河川の観測によると河床勾配1/500より緩勾配の所では，τ_*が0.1を越えれば Dune が発生すると推定される。つぎに図－2.14.2 より中規模河床波特性は，

(1) 計画高水流量相当の流量が続けば単列砂礫堆の形成が推定される。

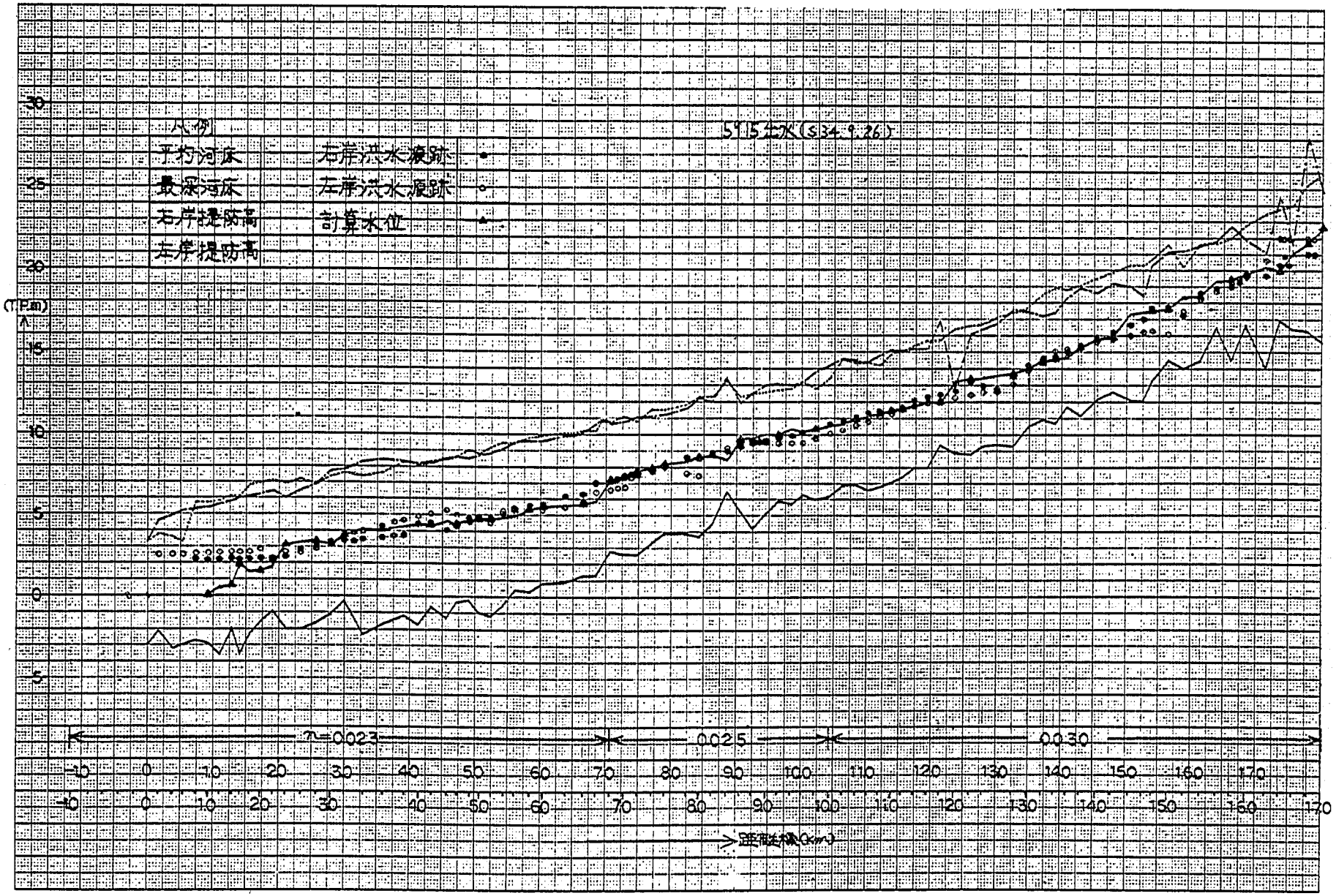
(2) 中規模洪水時では，10.0km～16.0km間，および4.0km付近は，複列の砂礫堆が形成されると推察される。



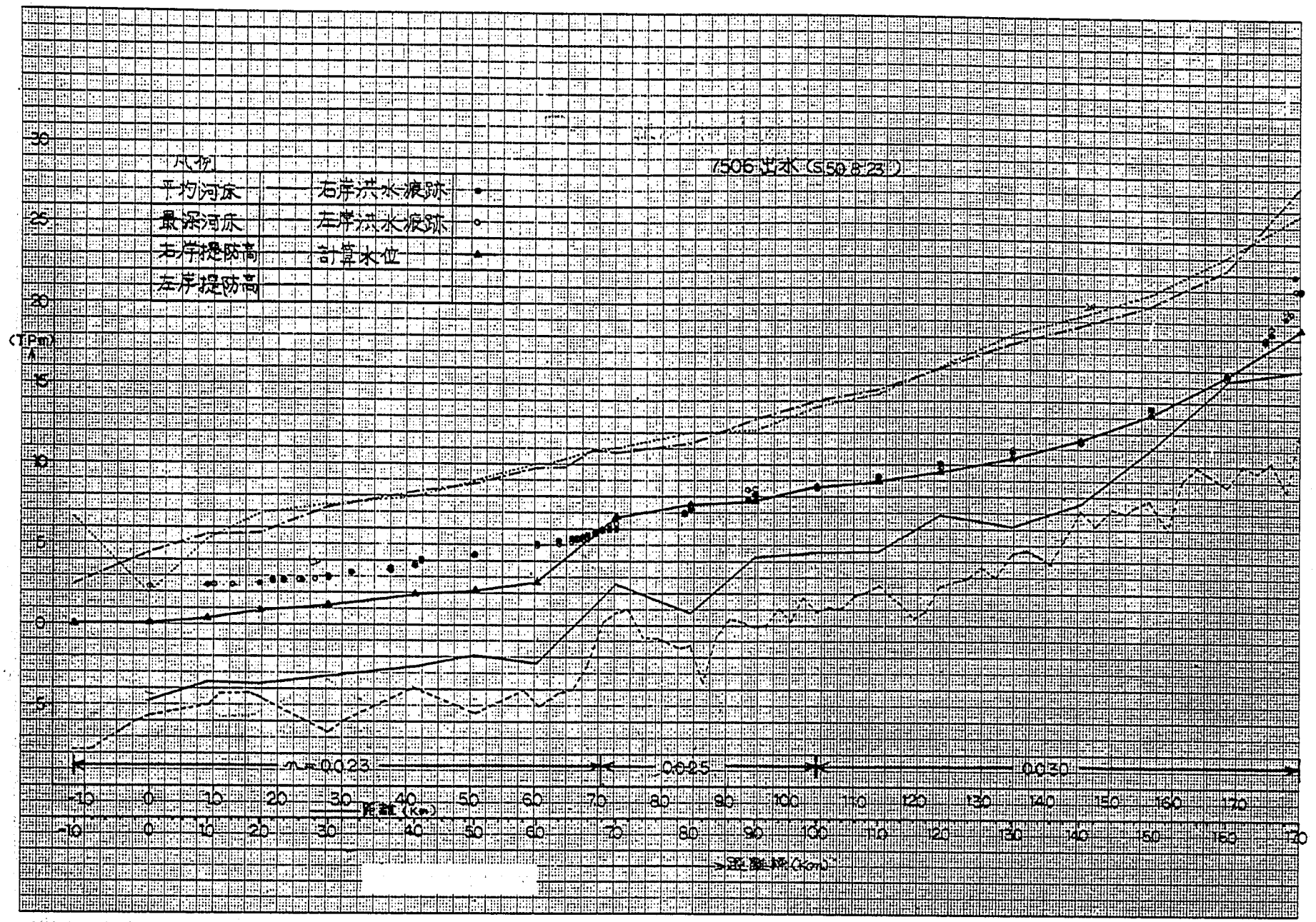
図－2.14.1　河床形態の領域区分図（τ_*～ho／dm)



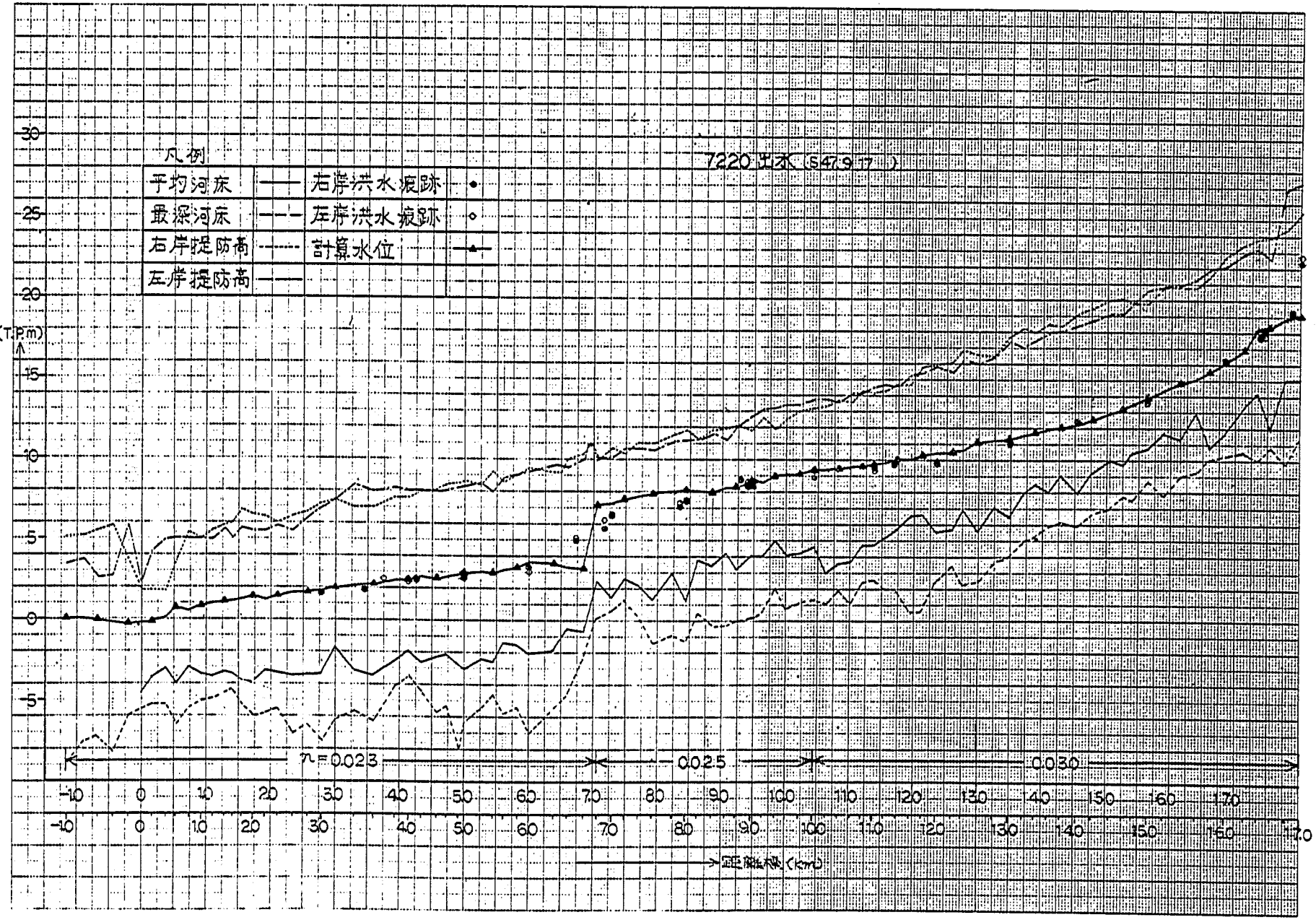
図－2.14.2　砂礫堆区分図（深見）数字は粒径m/m



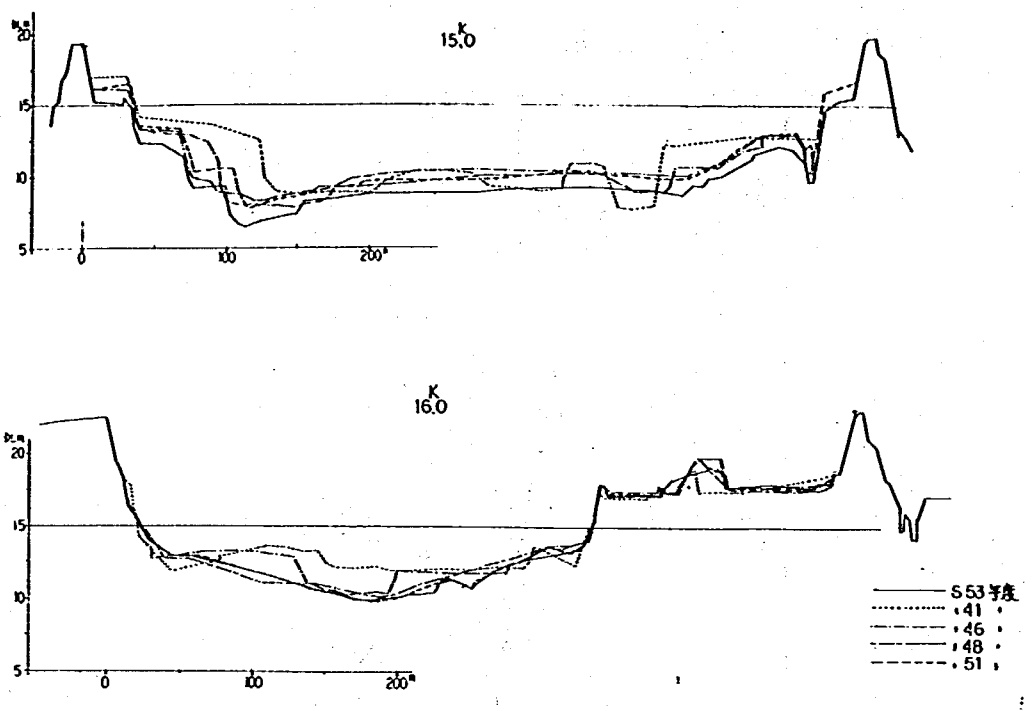
図－２．４．１　紀の川水位縦断図



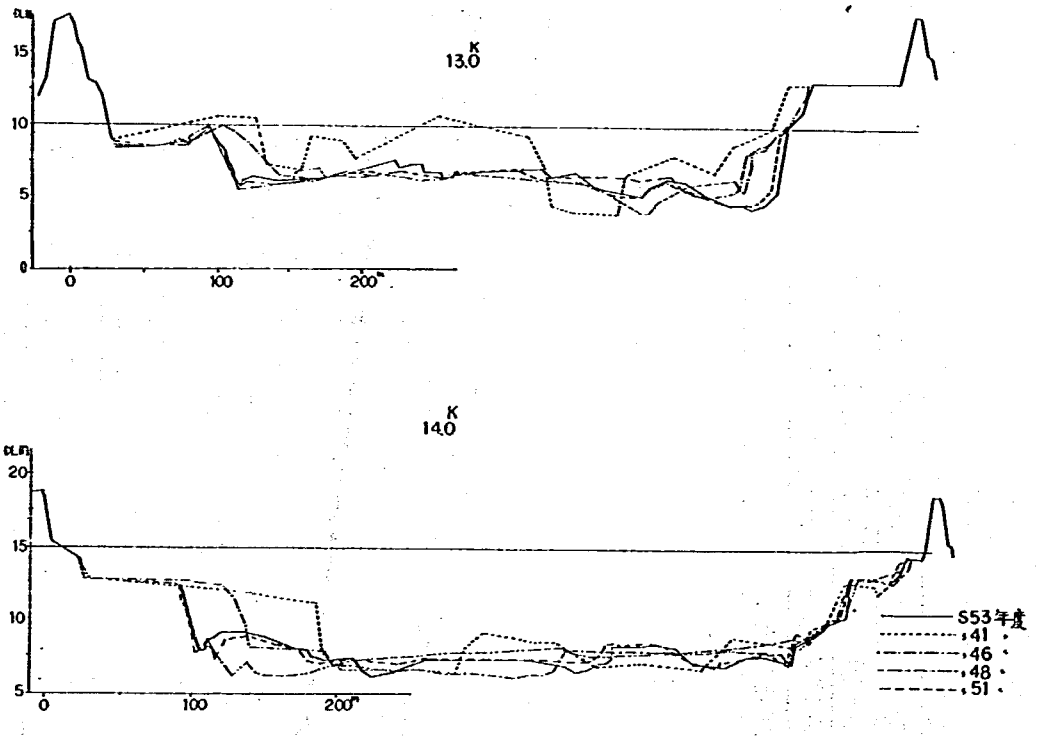
図－２．４．２　紀の川水位縦断図



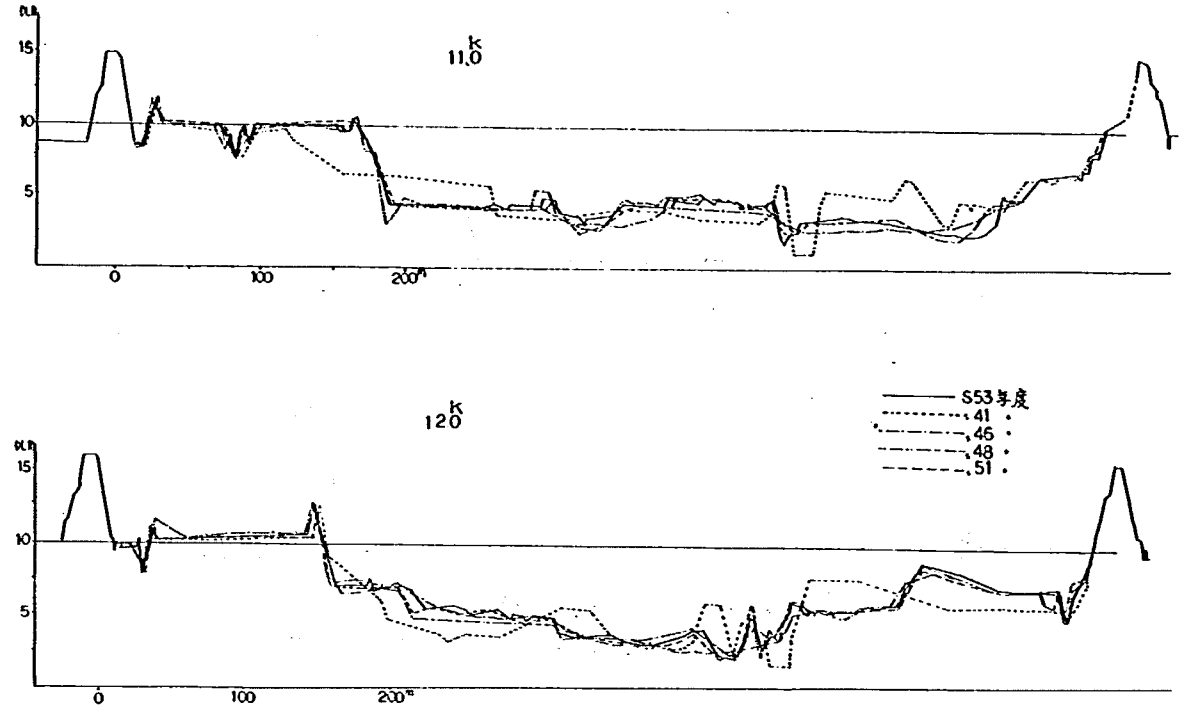
図－２．４．３　紀の川水位縦断図



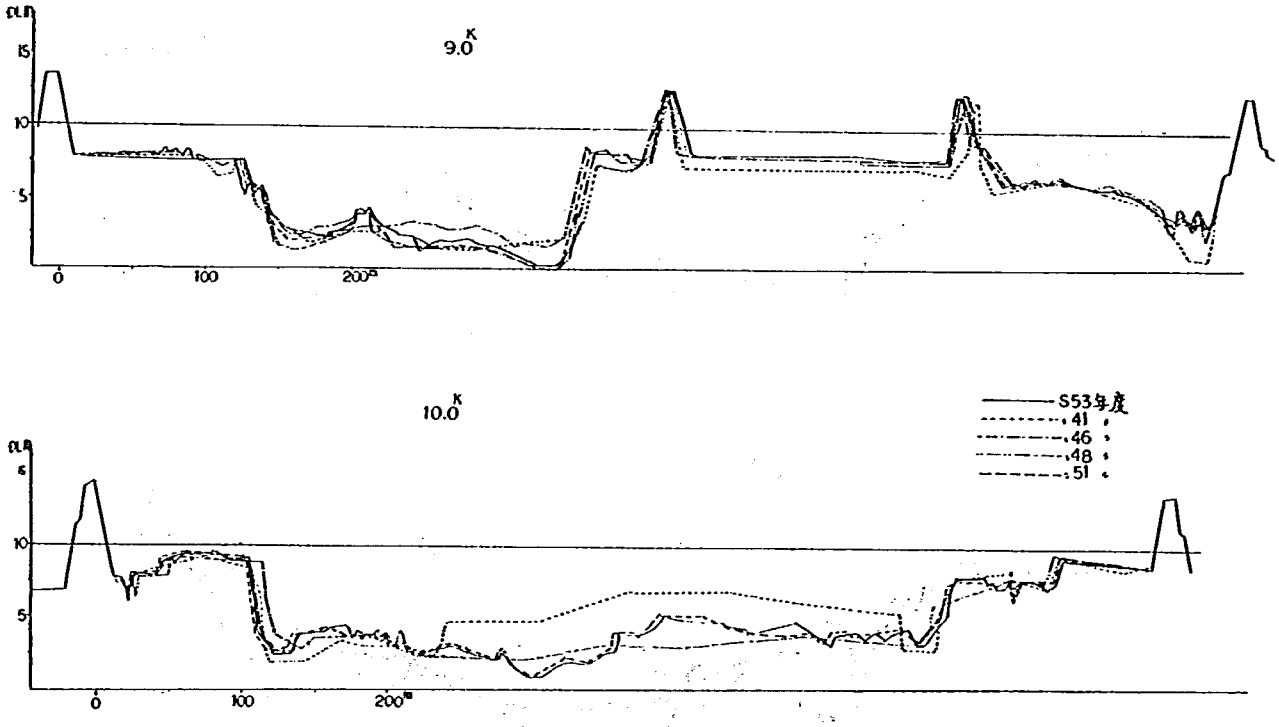
図－２．５．１　紀の川横断形状変化図



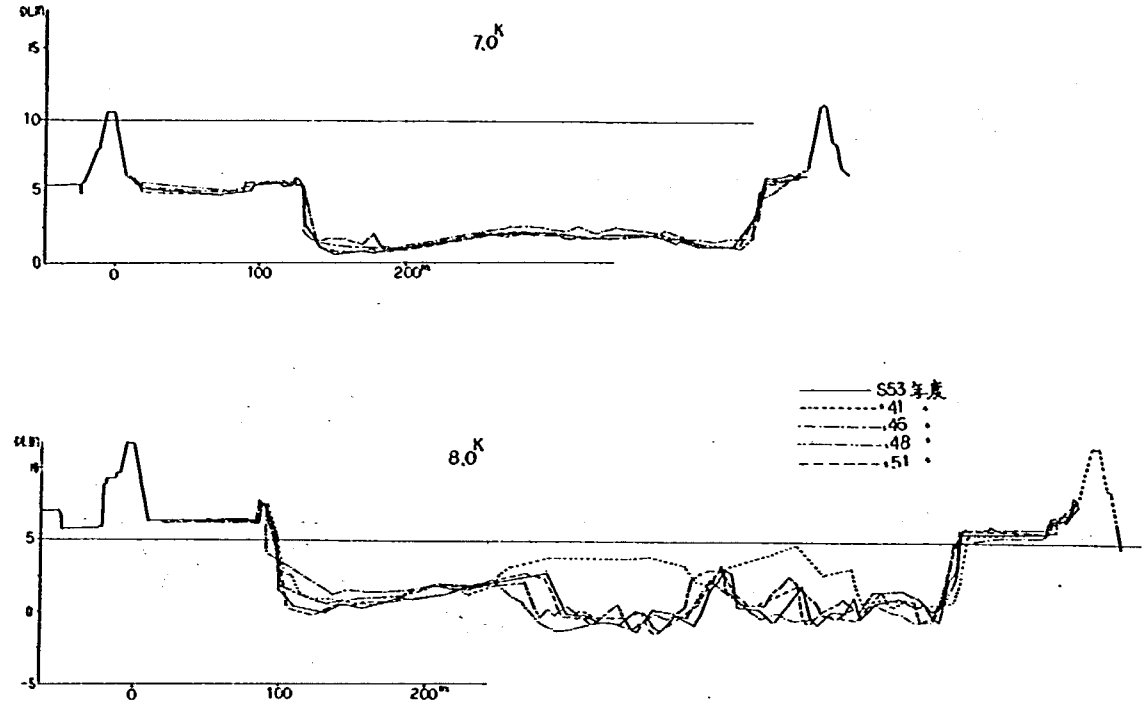
図－２．５．２　紀の川横断形状変化図



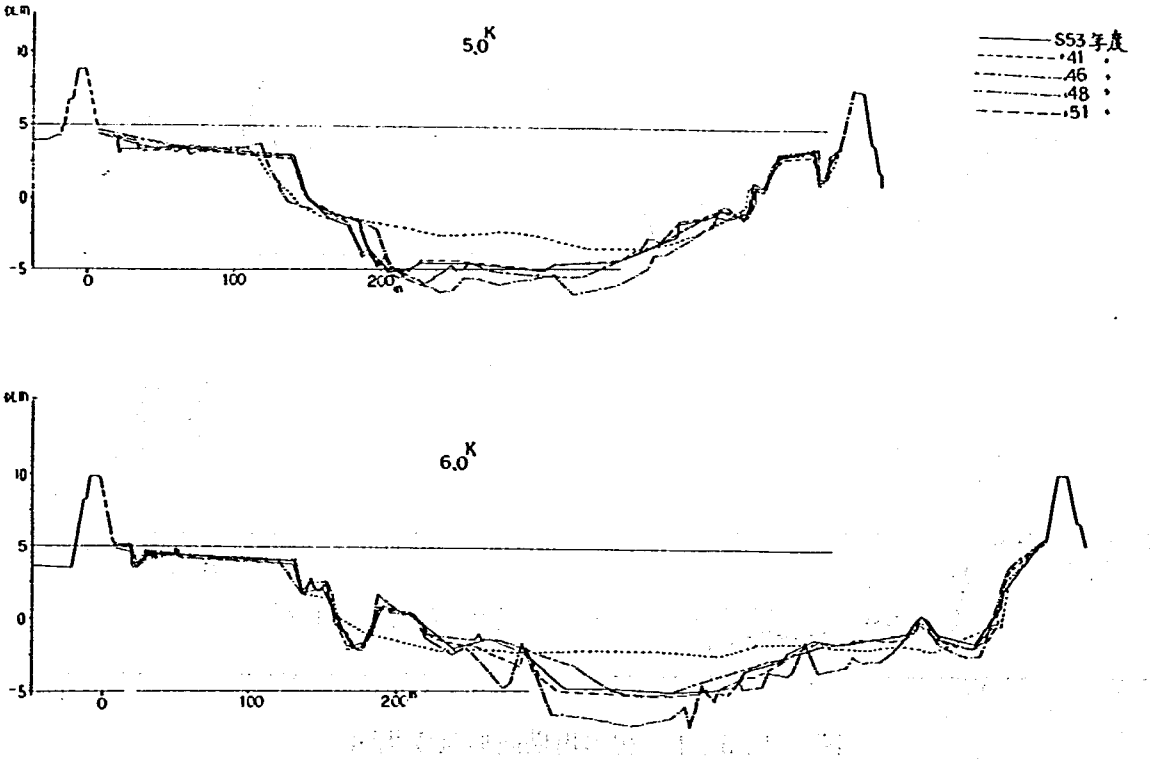
図－２．５．３　紀の川横断形状変化図



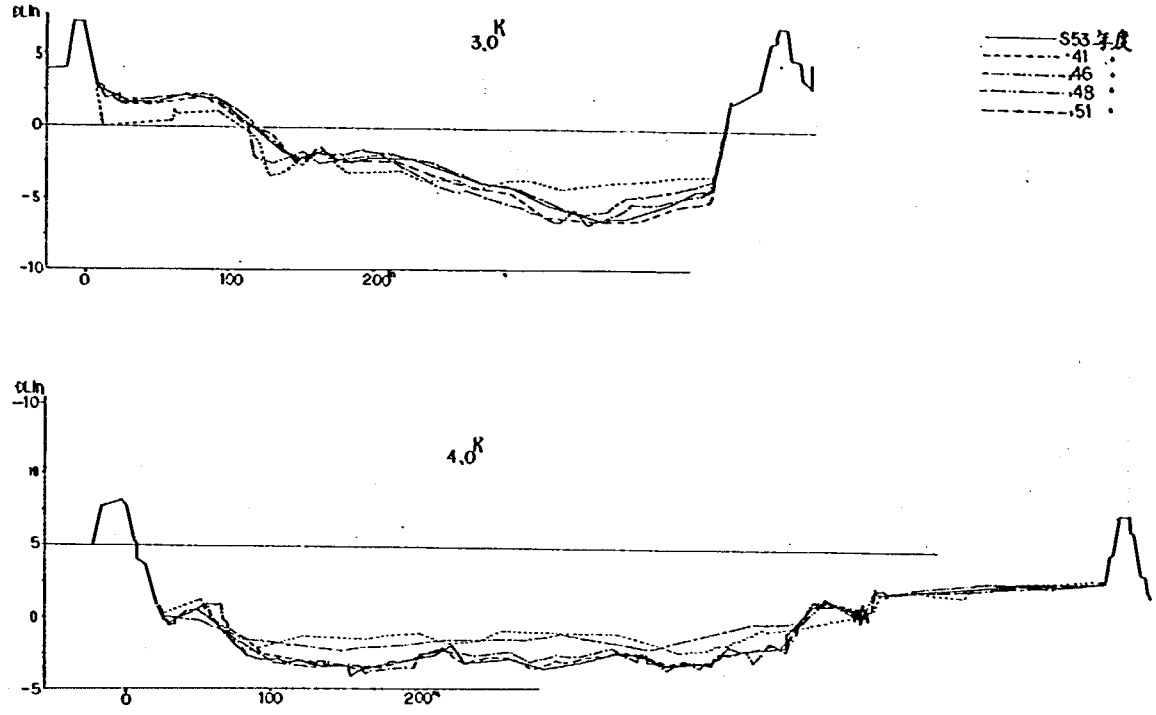
図－２．５．４　紀の川横断形状変化図



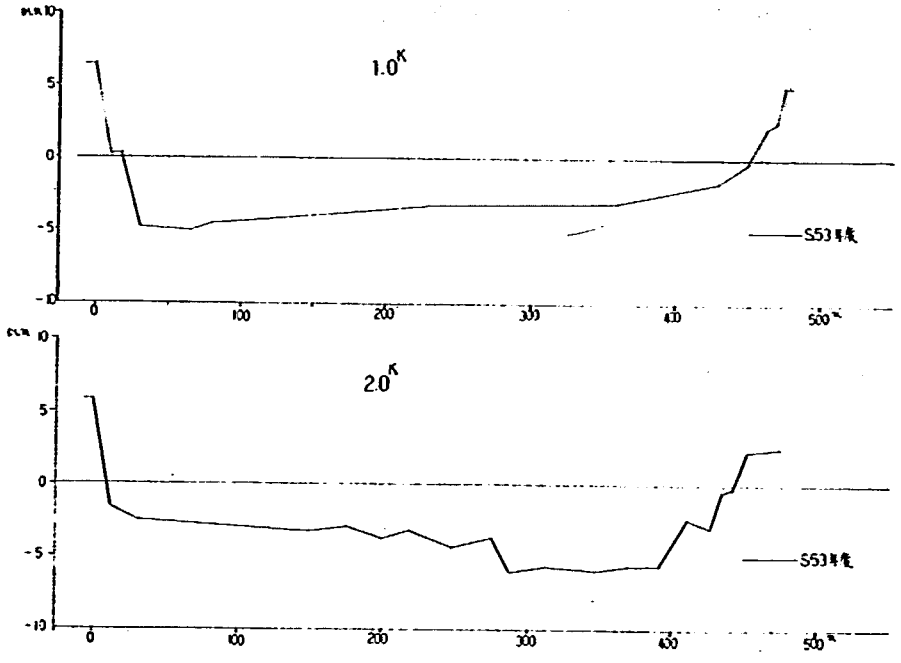
図－２．５．５　紀の川横断形状変化図



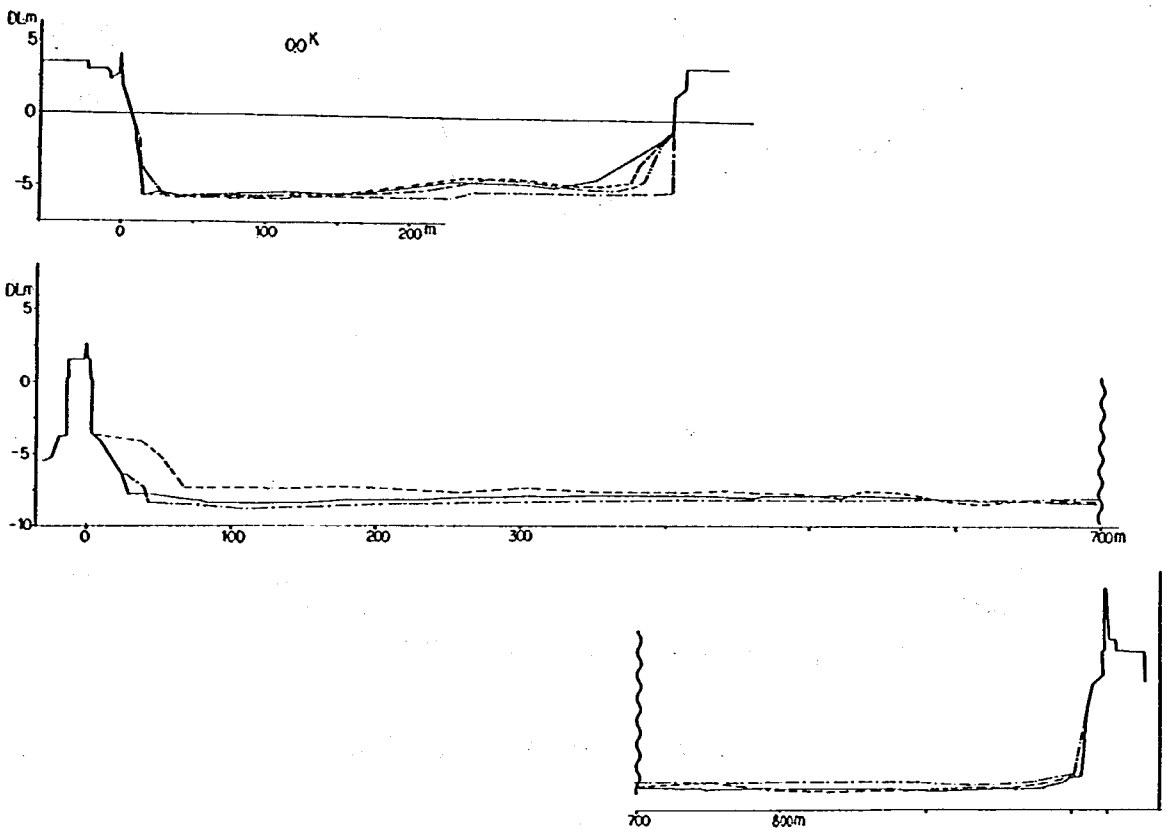
図－２．５．６　紀の川横断形状変化図



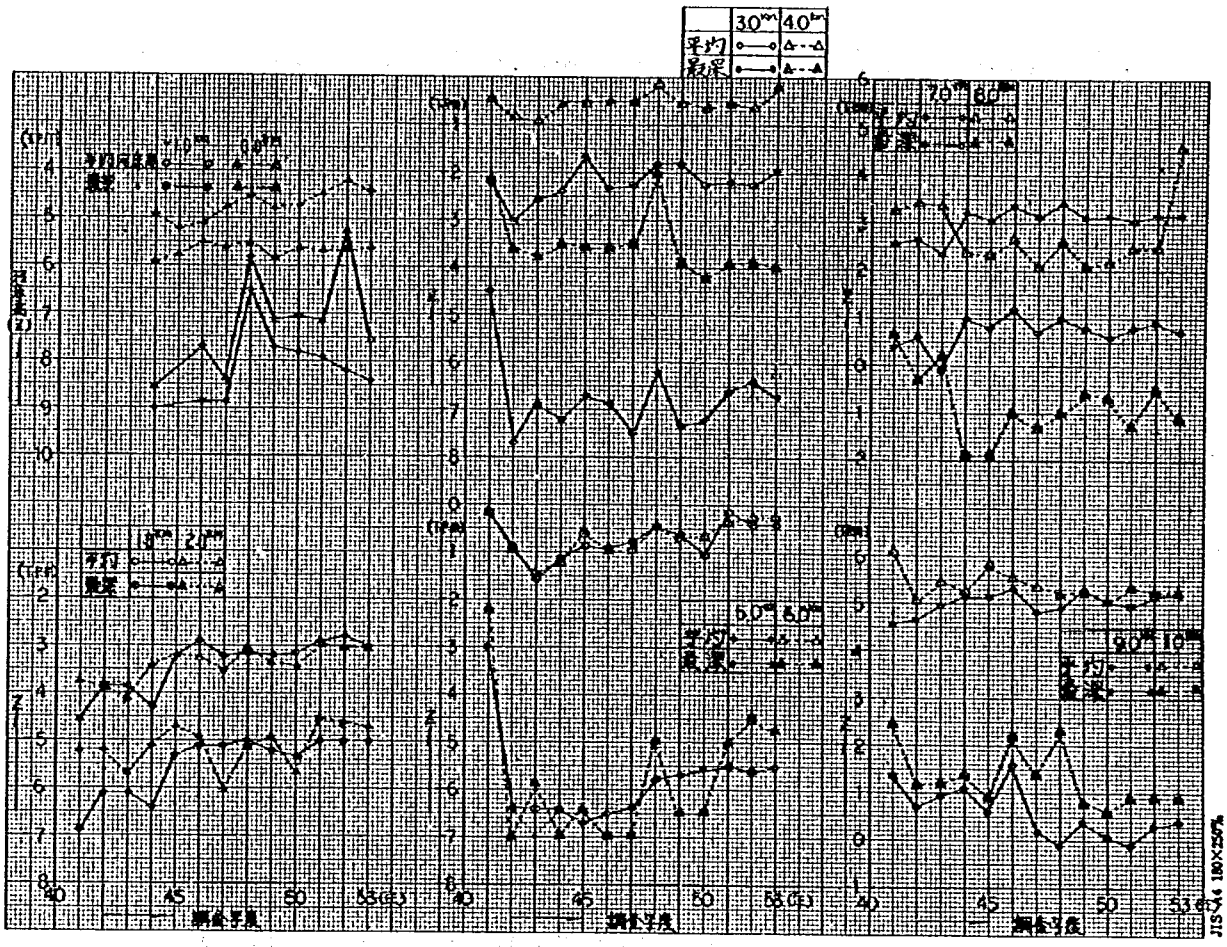
図－２．５．７　紀の川横断形状変化図



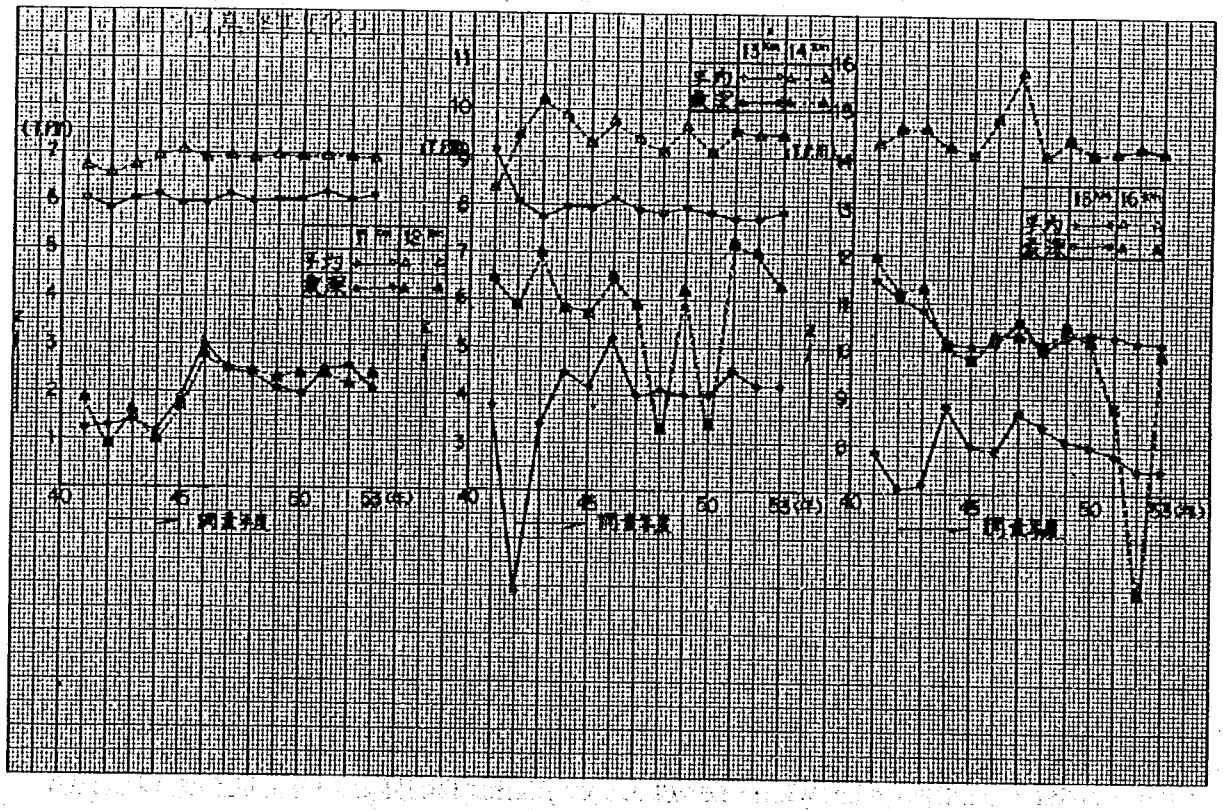
図－２．５．８　紀の川横断形状変化図



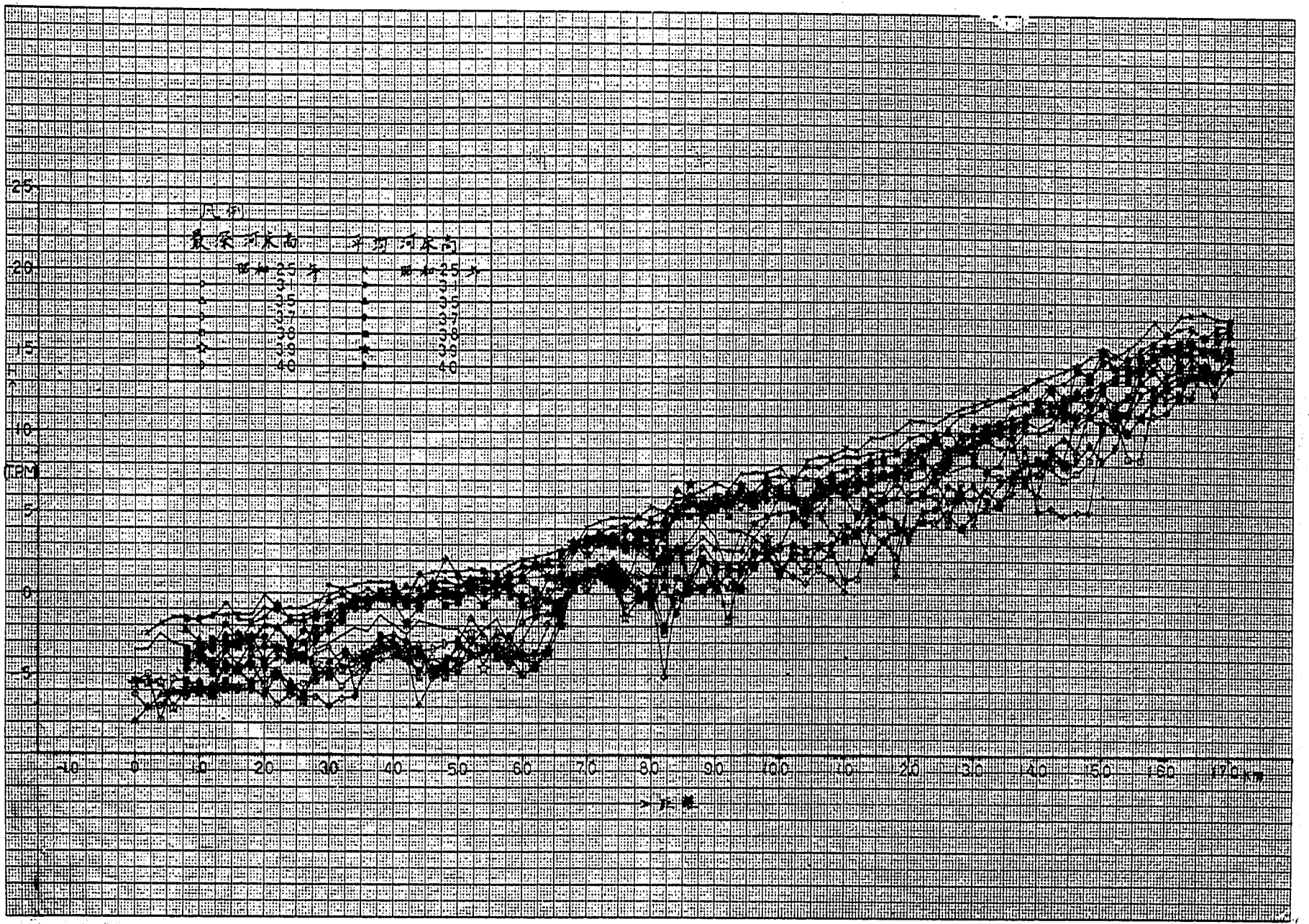
図－２．５．９　紀の川横断形状変化図



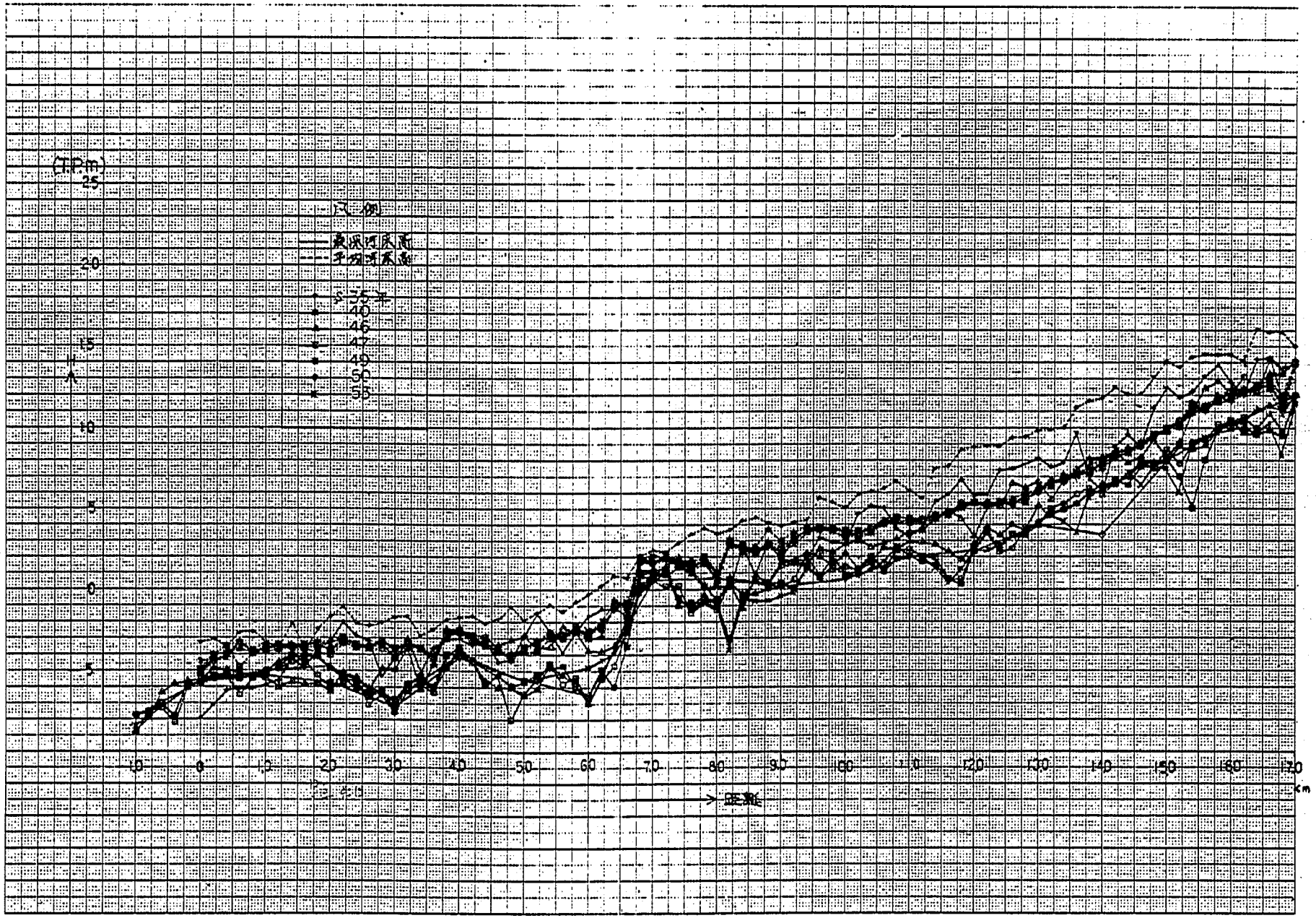
図－２．６．１　河床高経年変化図



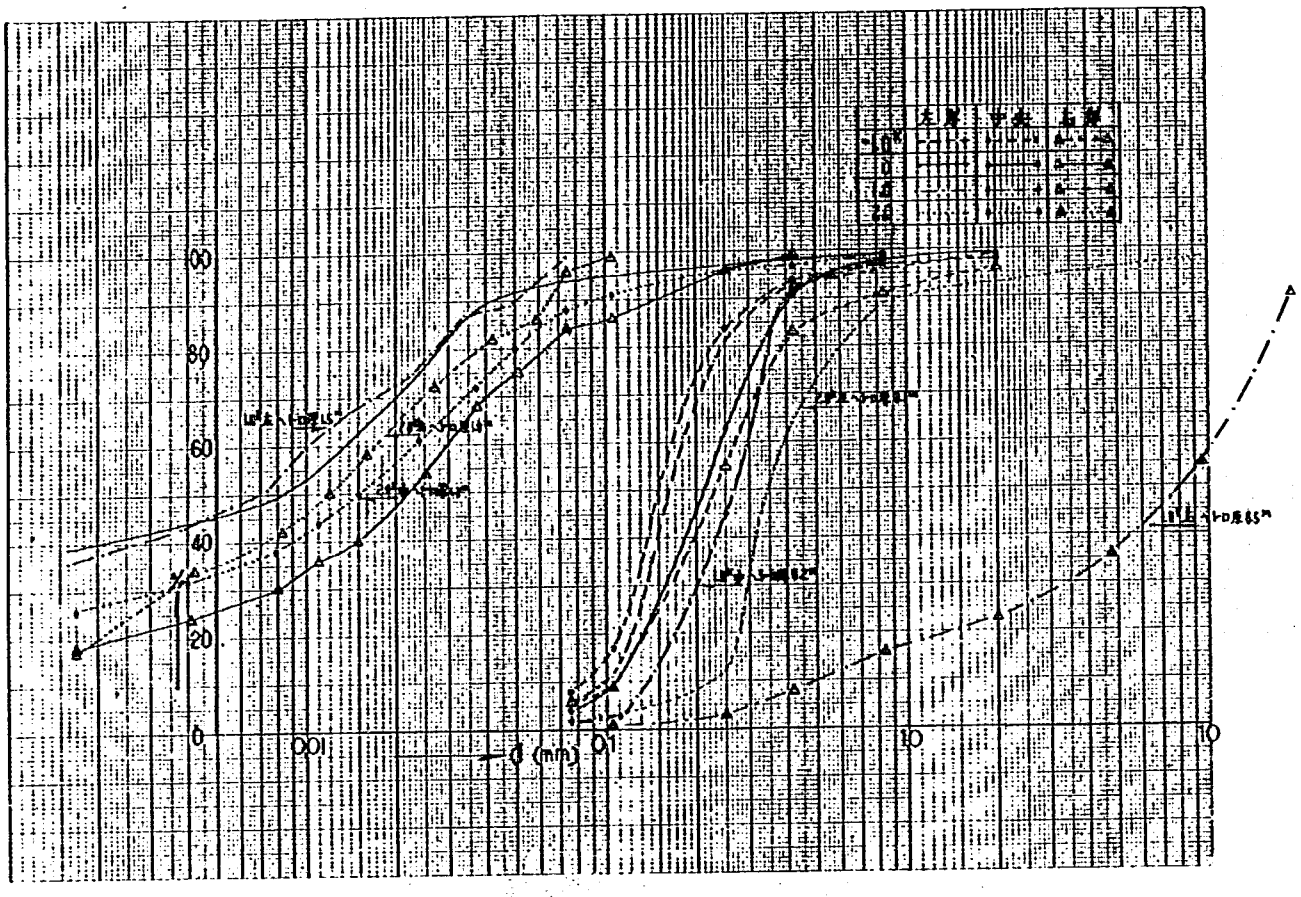
図－２．６．２　河床高経年変化図



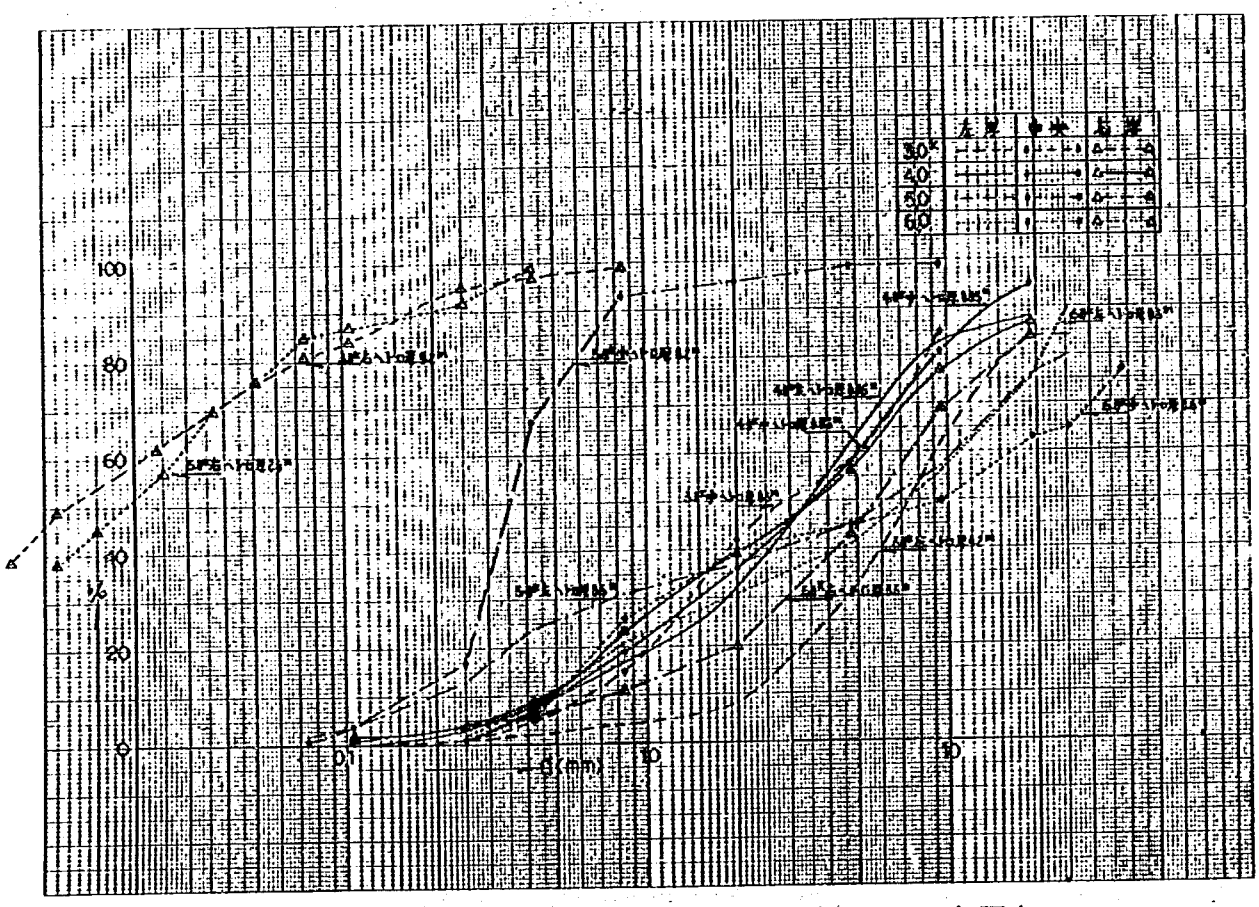
図－２．７．１　河床縦断経年変化図



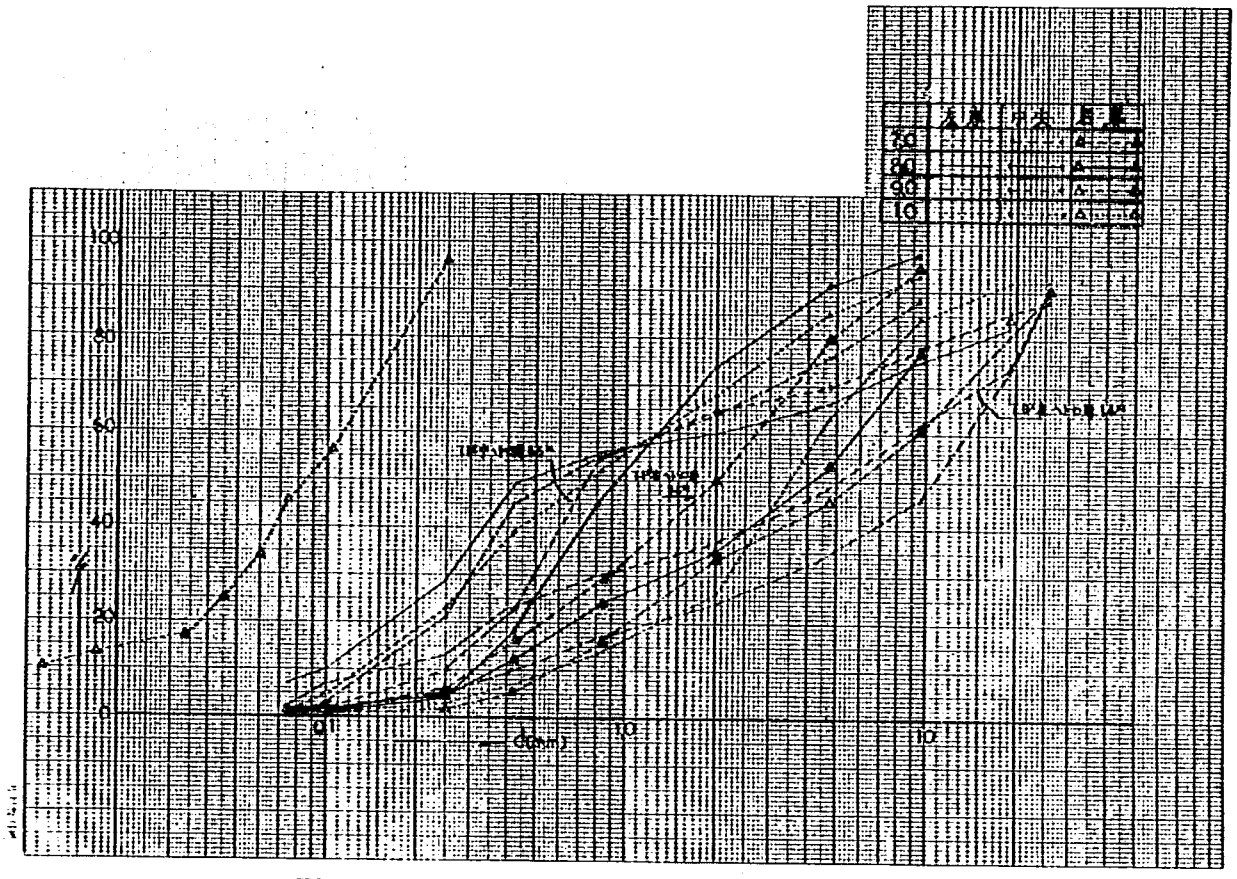
図－２．７．２　河床縦断経年変化図



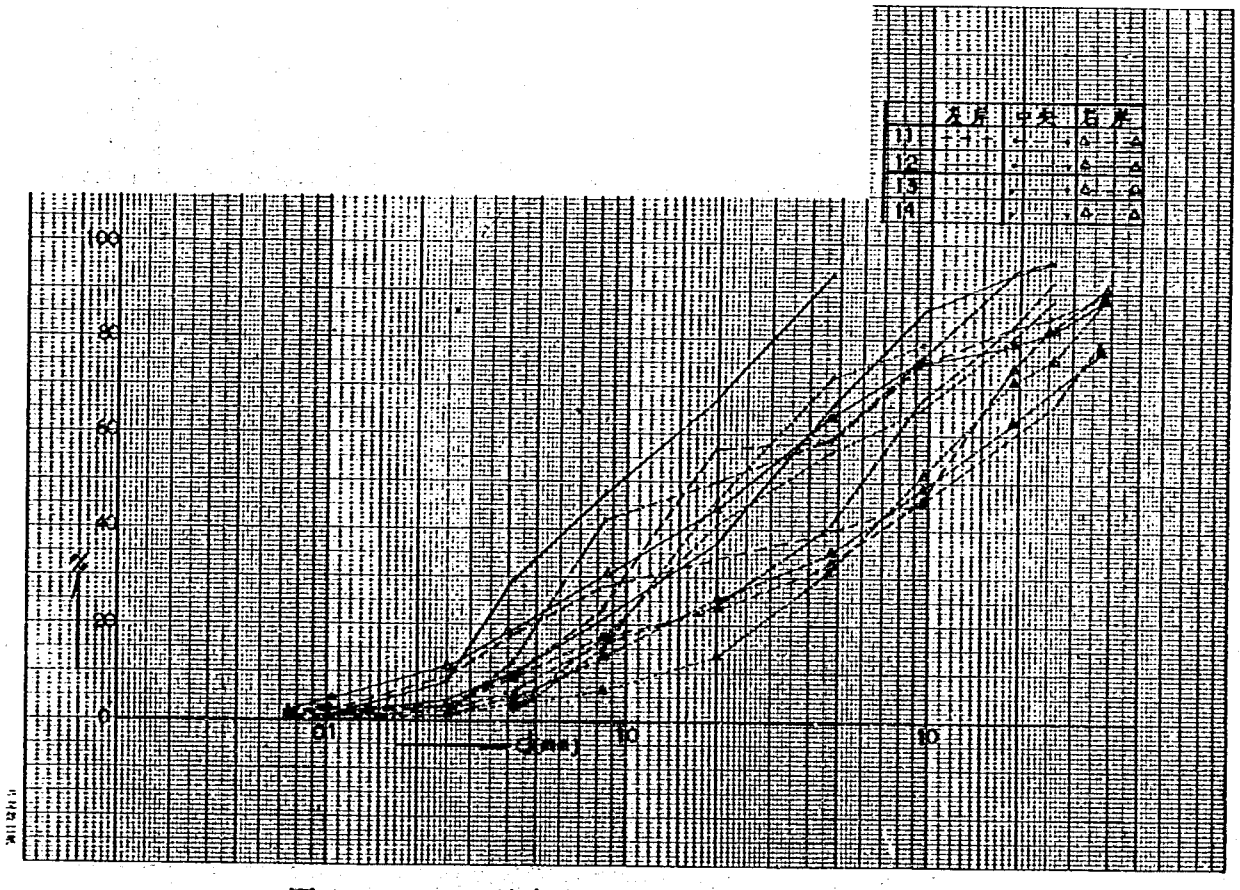
図－２．８．１　粒度分布図(紀の川)　S．54年調査



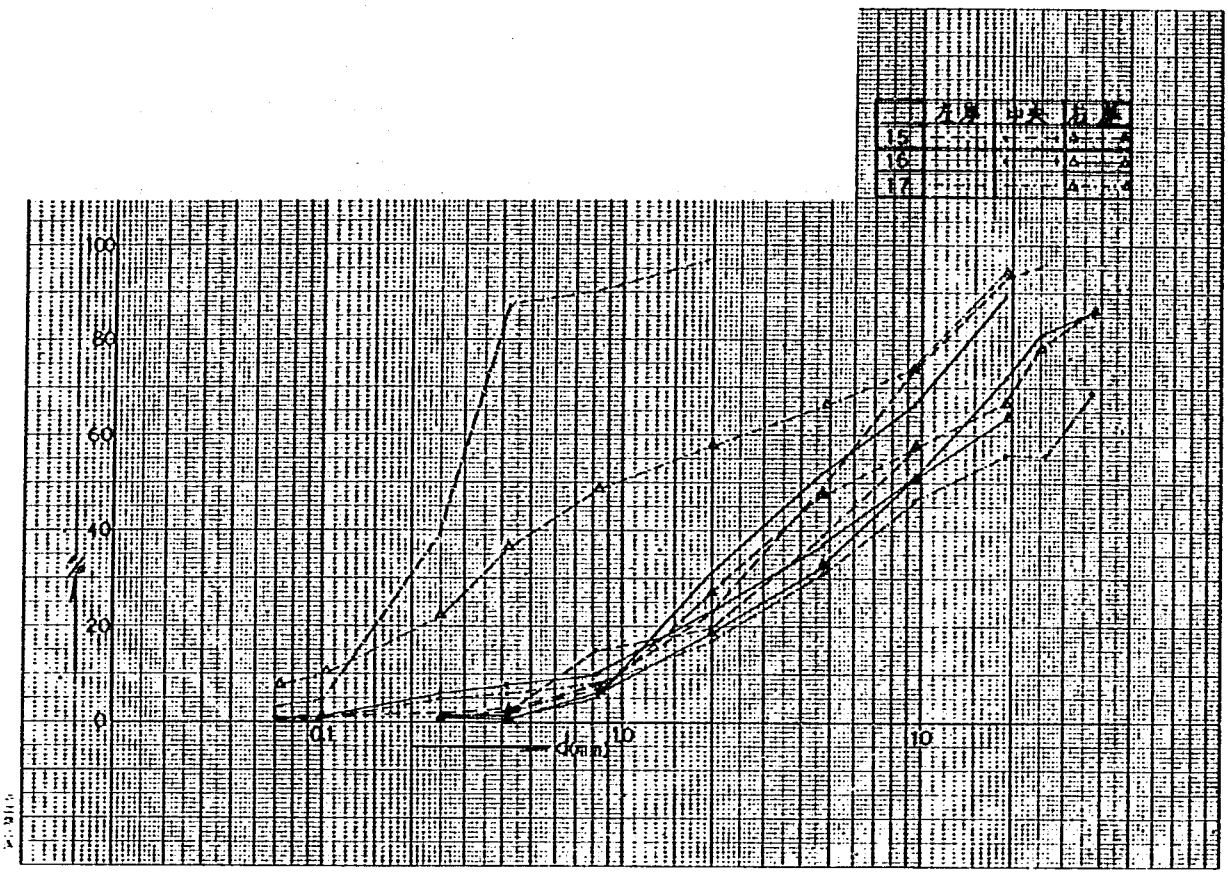
図－２．８．２　粒度分布図(紀の川)　S．54年調査



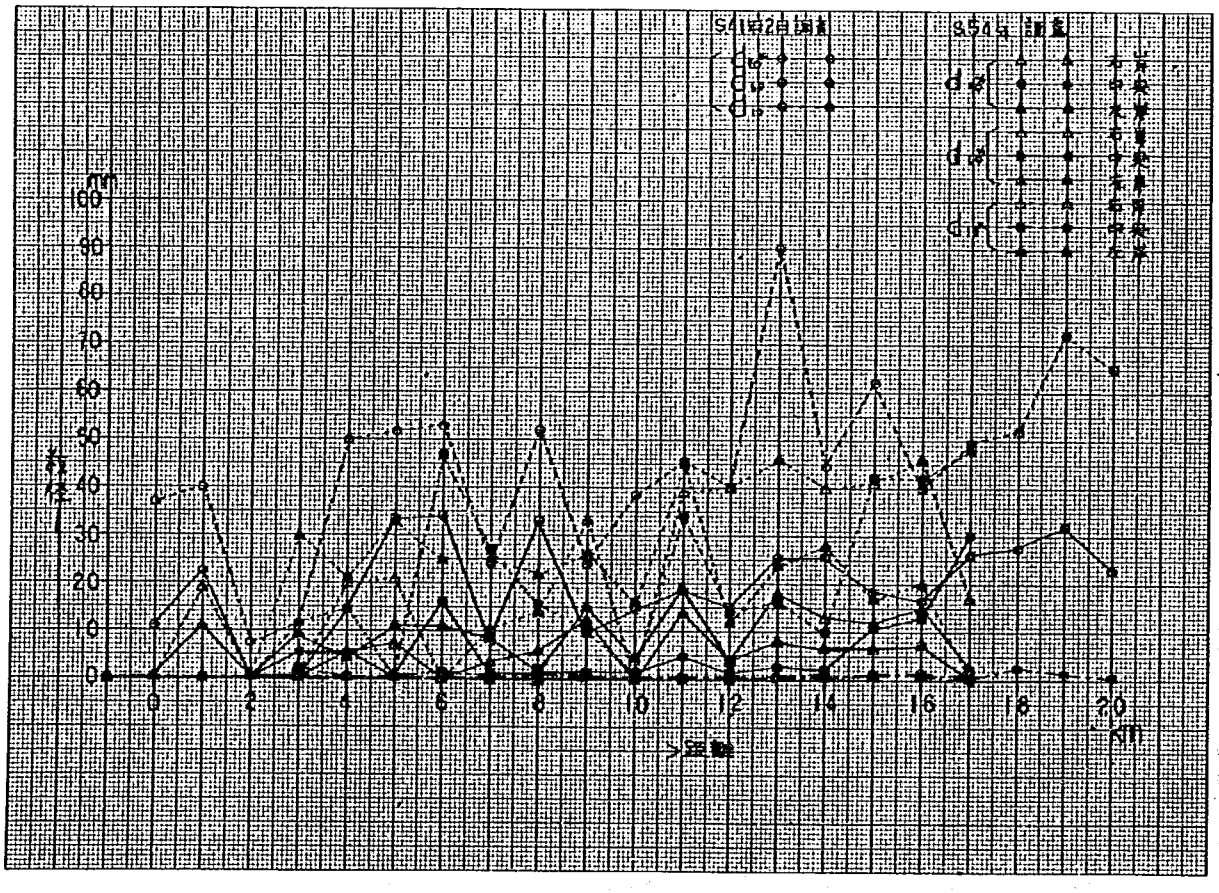
図－２．８．３　粒度分布図(紀の川)　Ｓ．54年調査



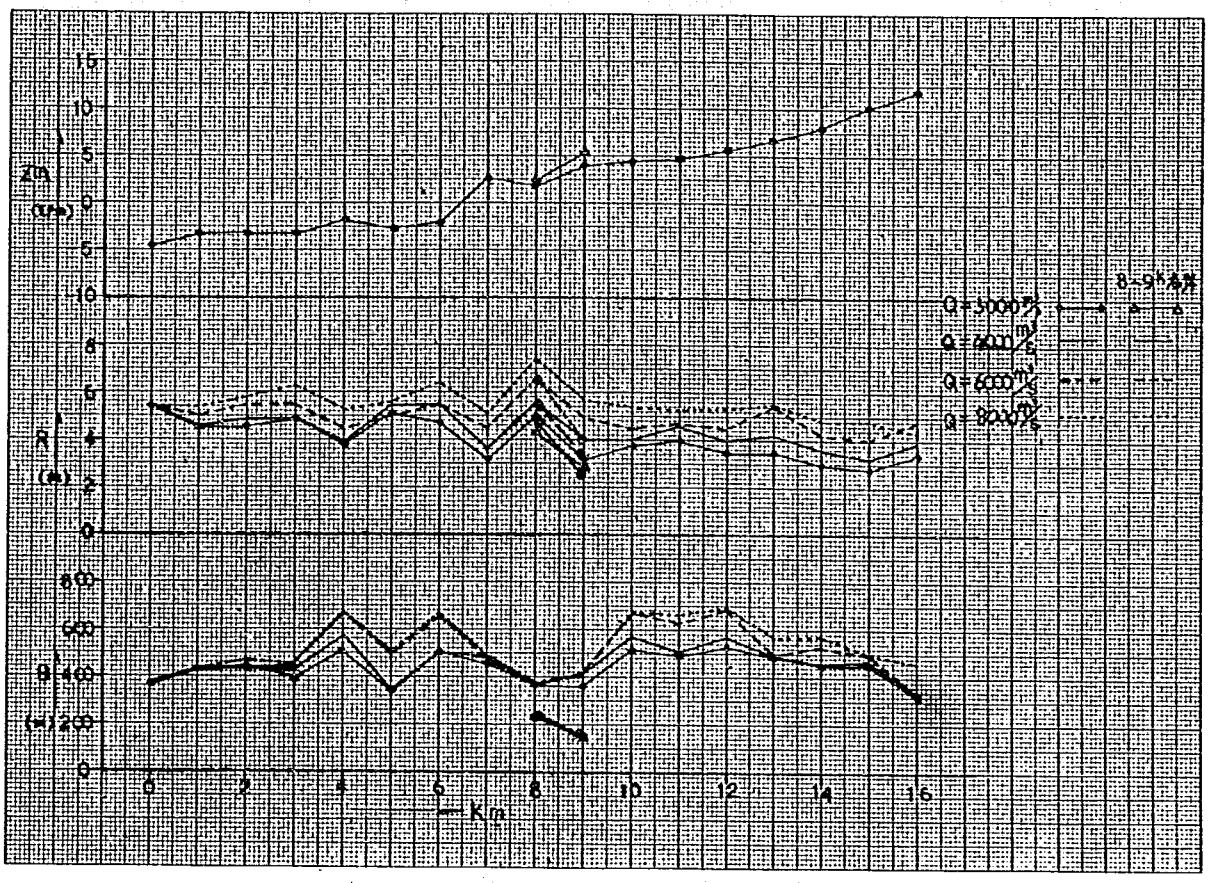
図－２．８．４　粒度分布図(紀の川)　Ｓ．54年調査



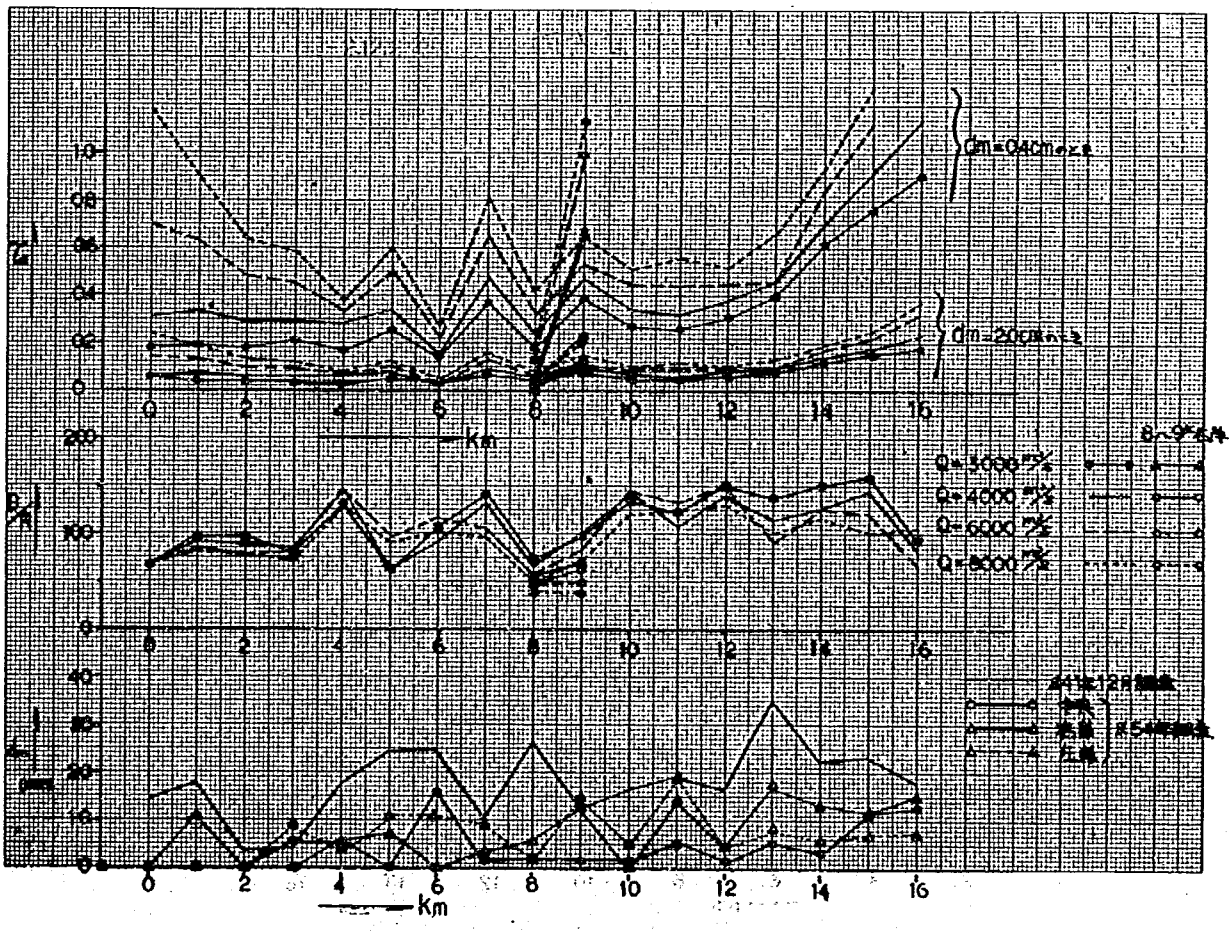
図－２．８．５　粒度分布図(紀の川)　S．54年調査



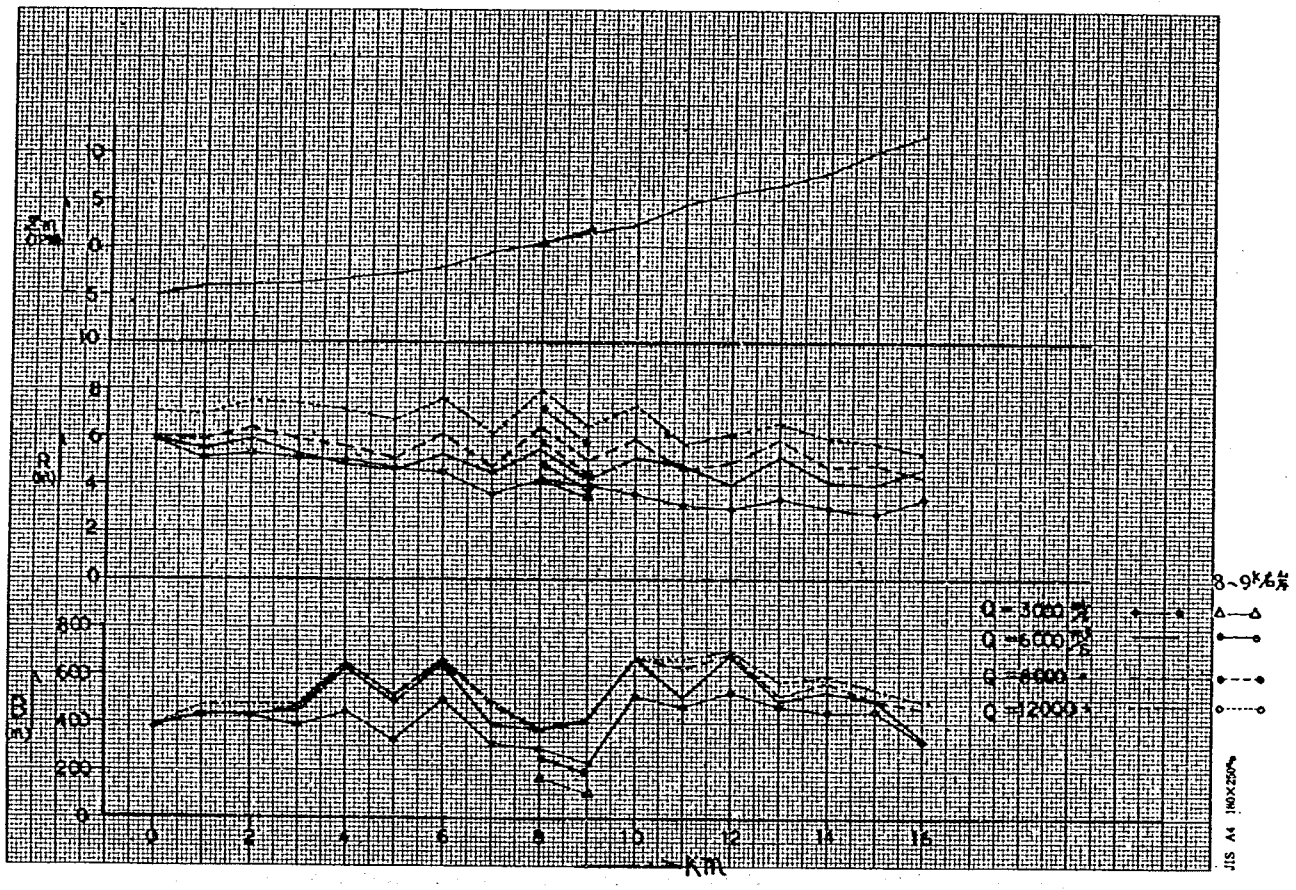
図－２．９　河床材料縦断分布図



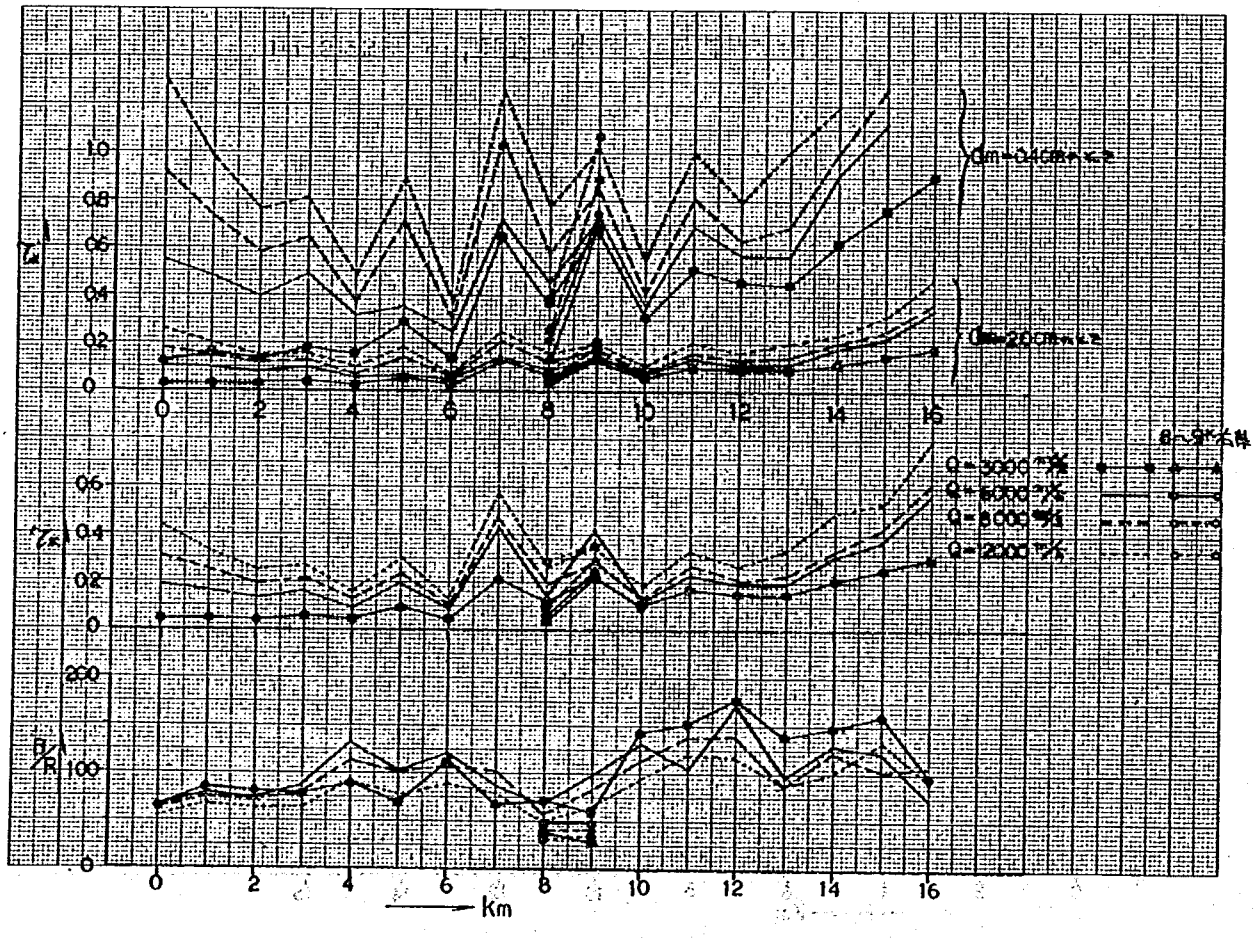
図－２.12.１　紀の川河道の水理特性(現状河道)



図－２.12.２　紀の川河道の水理特性(現状河道)



図－２.13. 1　紀の川河道の水理特性(計画河道)



図－２.13. 2　紀の川河道の水理特性(計画河道)

第3章　模型実験の相似律

3－1　相　似　律

模型実験は，現象を支配している基礎方程式を模型で解くことによって，現地の現象を知ろうとするものである。したがって，現地の現象を支配している基礎方程式が模型のそれと同一であるかどうかを検討しなければならない。現地と模型の対応する基礎方程式が同値であるためには，諸物理量の縮尺に一定の条件が必要で，これは基礎方程式より求めることができる。

(1)　流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は，現象を一次元的なものとみなせば，

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v_p}{\partial t_p}+\frac{\partial h_p}{\partial x_p}-i_p+\frac{\partial}{\partial x_p}\left(\frac{v_p^2}{2g}\right)+\frac{n_p^2\cdot v_p^2}{R_p^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots(3-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p}+\frac{\partial A_p}{\partial t_p}=0 \quad \cdots\cdots(3-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。（3－1）式が流れの運動方程式，（3－2）式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち，

$$\frac{1}{g}\frac{\partial v_m}{\partial t_m}+\frac{\partial h_m}{\partial x_m}-i_m+\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{v_m^2}{2g}\right)+\frac{n_m^2\cdot v_m^2}{R_m^{4/3}}=0 \quad \cdots\cdots(3-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m}+\frac{\partial A_m}{\partial t_m}=0 \quad \cdots\cdots(3-4)$$

ここでサフィックスp，m はそれぞれ現地，模型を示し，v は流速，h は水深，x は距離，i は河床勾配，g は重力加速度，n は粗度係数，Q は流量，A は河積，t は時間である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには，上式の現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g}\frac{\partial v_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g}\frac{\partial v_m}{\partial t_m}}=\frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}}=\frac{-i_p}{-i_m}=\frac{\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{v_p}{2g}\right)}{\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\frac{v_m^2}{2g}\right)}=\frac{\frac{n_p^2\cdot v_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2\cdot v_m^2}{R_m^{4/3}}}=const \quad \cdots\cdots(3-5)$$

ここで

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

とおくと(3－5)式は，

$$\frac{v_r}{t_r}=\frac{h_r}{x_r}=i_r=\frac{v_r^2}{x_r}=\frac{n_r^2\cdot v_r^2}{R_r^{4/3}}=const \quad \cdots\cdots(3-6)$$

(3－6)式において径深 $R\fallingdotseq h$ と表わされるものとすれば物理量は6個あり，関係式は4個である。よって2つを選べば，あとはおのずから決まる。

水平縮尺 x_r 鉛直縮尺 h_r を選べば，

(3－6)式は，

$$v_r = h_r^{1/2} \quad \cdots\cdots (3-7)$$

$$l_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \quad \cdots\cdots (3-8)$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \quad \cdots\cdots (3-9)$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \quad \cdots\cdots (3-10)$$

となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ，

$$A_r = x_r \cdot h_r \quad \cdots\cdots (3-11)$$

$$Q_r = v_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \quad \cdots\cdots (3-12)$$

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

(2) 移動床の相似律

人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では，流れの相似のためには，河床形態の相似が得られていなければならない。一般に河床形態を含めた流れは，流体密度 ρ，粘性係数 ν，河床材料の密度 ρ_s，平均粒径 d，粒度分布形状 K，摩擦速度 u_*（あるいは流速 U），水深 H（あるいは河床勾配 I_b），水路幅 B，重力の加速度 g の関数として表わされる。このうち ρ，g，d を基本量として，上述の関数を無次元表示すると，移動床の無次元状態量 π は，

$$\pi = f(u_* d/\nu,\ u_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd,\ H/d,\ B/H,\ (\rho_s/\rho - 1),\ K) \quad \cdots\cdots (3-13)$$

となる。上式の各項のうち，河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは，粒子レイノルズ数，$Re = u_* d/\nu$，無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd$，水深粒径比 H/d，水中比重 $S = (\rho_s/\rho - 1)$ であると考えられ，$u_* d/\nu$ が大の時はこの項を無視することができる。従って現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では，河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し，その模型の材料が0.6㎜以上であれば，実河道と河道模型とでは同じような河床形態が生じ，フルードの相似関係を得ることができる。しかし実河川で Re の値が十分大きく無視できても一般の河道模型では，Re の値が小さくなり，この項が現象を支配することがまれではない。具体的には，現河川では発生しないと考えられる Ripple と呼ばれる河床波が Re の値が小さいと発生し，実河道と異なる河床形態，すなわち多くの場合異なる河床抵抗を呈することになる。このような領域は，模型における粒径 d が小さいほど生じやすい。

ところで模型において河道の平面形状や中規模河床波によって決まる三次元的流況を把握することを目的とする場合には，移動床模型では，中規模河床形態の相似も必要となる。この場合，上述の小規模河床形態に関係する無次元量に河幅と水深の比 B/H を加える必要があり，無歪模型の条件が必要になってくる。

移動床模型におけるもうひとつの大きな問題点は，流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も（3－13）式と同様で，Re が無視できれば，流砂量は，τ_* と H/d を実河道と河道模型とで等しくすれば，流砂量，流砂形態したがって河床変動形態も流れと同じ縮尺で相似とすることができる。Re が河道模型で無視できない場合は，実河道では生じていない Ripple が河道模型で生じることが有り，河床抵抗と同様，流砂量の相似も得られなくなる。また浮遊砂形態の流砂量が多くなると，摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比が現象を決める重要な要素

となり，模型の砂粒子の径が0.2㎜位以上あればそれほど問題がないが，それ以下あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は，沈降速度の縮尺が，フルード則による速度の縮尺と異なるため，流砂形態の相似性が得られず，また一般に流砂量も相似にならない。実際には，移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを，模型と実河道で一致させなくても，河床形態や流砂形態の相似条件は，支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば，異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似にしやすい。

流砂量が相似でない場合には，フルード則による時間縮尺とは別に，模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決め，河道の変動状況を調べることができる。断面平均の河床変動量の式

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s}+\frac{1}{(1-\lambda)}\frac{1}{B}\frac{\partial Q_s}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots(3-14)$$

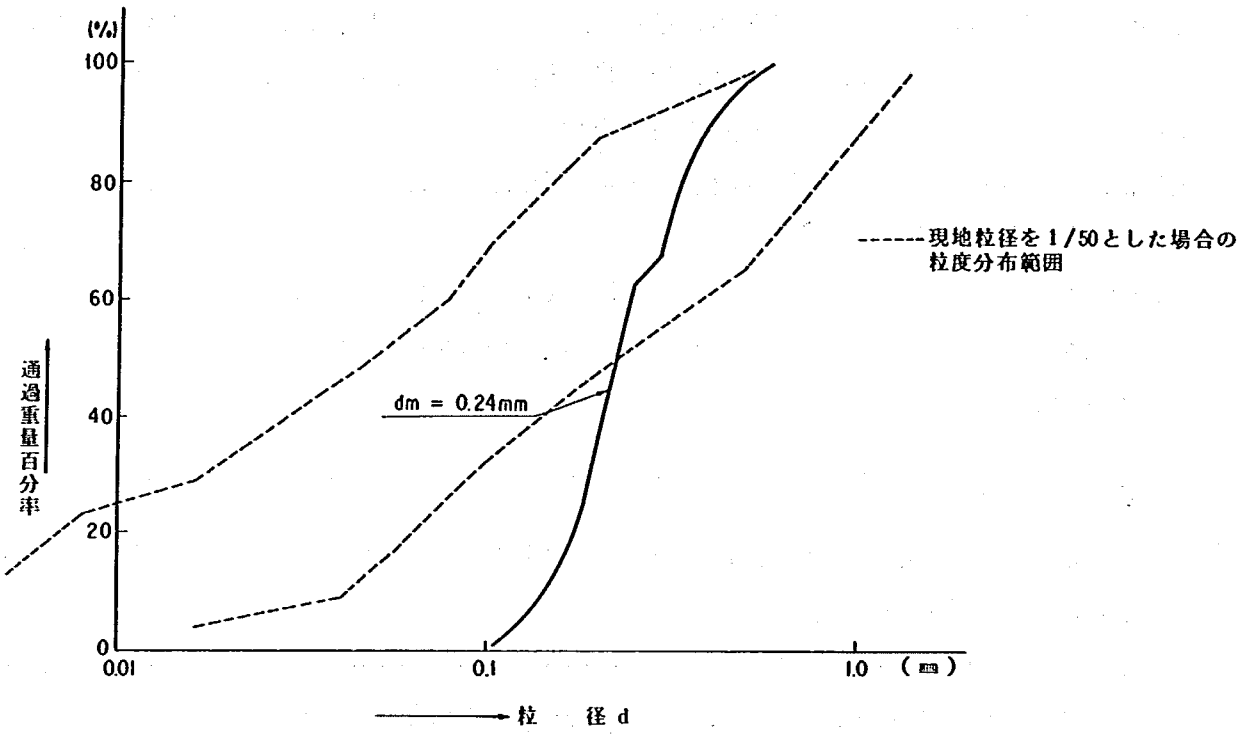
ここに，λ：空隙率，Q_s：流砂量，t_s：流砂に対応する時間である。(3－14) 式より流れの相似性で求めたのと同様な方法で，

$$t_{sr}=h_r(1-\lambda)_r\cdot x_r^2\cdot Q_{sr}^{-1} \quad \cdots\cdots(3-15)$$

となる。これは模型の1時間分の河床変動が現地の何時間分にあたるかを示す式である。

3－2　紀の川大堰水理模型実験における模型縮尺

一般に模型の縮尺は，実験目的に対する必要精度，実験施設（面積，給排水設備の能力等）および相似性との関係等で決められる。とくに移動床模型では，現地の河床砂の粒径が小さい場合，その河床材料が相似となるような河床砂の入手が困難であるだけでなく，粒径が微細となるため，水の粘性の影響を大きく受け，現象の相似を得ることができない。このような場合には，河床形態，流砂量，流砂形態などのうち，最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち流砂量に関しては前に述べたように時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち，河床形態を重視する場合には，現地と模型における無次元掃流力 τ_* を一致させること，流砂形態を重視する場合には，現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比を一致させることが，それぞれ重要な条件になると考えられる。紀の川模型では，河床材料平均粒径を模型縮尺とし，図－3．1のような粒度特性をもつ平均粒径 $dm=0.24$㎜，沈降速度 $\omega_0\fallingdotseq 3.3$cm/s の模型河床材料を用い，模型縮尺は1/50(無歪)とした。したがってこの場合，河床形態を重視したかたちとなっているが，後述するように粒子レイノルズ数 U_*d/ν が小さいことにより，流砂形態も含めその境界付近の現象は相似とはならない。



図－3.1　河床材料粒度分布図　（紀の川模型）

(1)　フルードの相似則

（3－7）式～（3－12）式を使って，紀の川模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし，前述のように水平，鉛直縮尺は共に1/50である。

$x_r=h_r=50$　　$t_r=x_r h_r^{-1/2}=7.07$

$A_r=x_r\cdot h_r=2,500$　　$I_r=h_r x_r^{-1}=1$

$Q_r=x_r h_r^{3/2}=17,678$　　$n_r=h_r^{2/3}\cdot x_r^{-1/2}=1.92$

$v_r=h_r^{1/2}=7.07$

(2)　河床面の相似性

現地河道の河床材料粒径は，2－4で述べたように場所的にも縦断的にもかなり変化し，平均粒径は$dm\fallingdotseq 0.4$cm～2.0cmとなっている。そこでこの範囲を用い，4.2km～10.0km間の代表断面の水理量，河床および流砂形態に関する無次元量と模型河床材料平均粒径$dm=0.024$cmとした場合の模型水理量，無次元量を表－3.1に求めた。なお，τ_*およびU_*/ω_0の現地と模型の比は，

$$\tau_{*r}=\frac{{U_*^2}_r}{(\rho_s/\rho-1)_r\cdot g_r\cdot d_r}=\frac{h_r^2}{s_r\cdot g_r\cdot d_r\cdot x_r}=3.0(dm_p=0.4\text{cmのとき})\sim 0.6(dm_p=2.0\text{cmのとき})$$

ここに，$U_{*r}=\sqrt{g_r\cdot h_r\cdot Ie_r}=h_r/\sqrt{x_r}$，$s_r=(\rho_s/\rho-1)_r$

$$\left(\frac{U_*}{\omega_0}\right)_r=\frac{h_r}{x_r^{1/2}\cdot\omega_{0r}}=1.17(dm_p=0.4\text{cm})\sim 0.52(dm_p=2.0\text{cm})$$

となる。$\tau_{*r}=1$となるためには$h_r=s_r\cdot d_r$という条件が必要あり，このときの現地河床材料平均粒径は$dm=1.2$cmに相当している。模型における流砂の移動に関する無次元掃流力は現地より若干小さめであり，また表－3.1のように$U_* d/\nu$も小さく，Rippleの発生のため河床抵抗が大き

表－3.1(1) 紀の川水理諸量〔現状〕　（　　）内は模型値

Q＝4000m³/s

	A(m²)	R(m)	B(m)	V(m/s)	Fr	Ie	U_*^2(cm²/s)	τ_*	R/dm	U*/ω_0	U*d/ν	B/R
4.2k	2437	4.6	530	1.64	0.27	3.16×10^{-4}	142.6(2.85)	0.22～0.044	1150～230	0.60～0.27(0.51)	478～2388(4.1)	115.
5.0	1888	5.5	343	2.12	0.29	4.17×10^{-4}	224.6(4.49)	0.35～0.069	1375～275	0.75～0.33(0.64)	599～2997(5.1)	62.4
6.0	2780	5.5	505	1.44	0.20	1.92×10^{-4}	103.6(2.07)	0.16～0.032	1375～275	0.51～0.23(0.44)	407～2036(3.5)	91.8
6.2	1605	3.6	446	2.49	0.42	1.01×10^{-4}	356.8(7.14)	0.55～0.11	900～180	0.94～0.42(0.81)	756～3778(6.4)	123.9
7.0	1742	3.6	484	2.30	0.38	8.63×10^{-4}	304.4(6.09)	0.47～0.094	900～180	0.87～0.39(0.75)	698～3489(5.9)	134.4
8.0	3239	5.3	611	1.23	0.17	2.01×10^{-4}	104.2(2.08)	0.16～0.032	212～270	0.51～0.23(0.44)	408～2042(3.5)	115.3
10.0	2308	4.0	577	1.73	0.28	5.77×10^{-4}	226.3(4.53)	0.35～0.07	1000～200	0.75～0.33(0.64)	602～3009(5.1)	144.3

Q＝6000m³/s

4.2k	3143	4.8	655	1.91	0.28	4.06×10^{-4}	190.8(3.82)	0.29～0.059	1200～240	0.69～0.31(0.59)	553～2763(4.7)	136.5
5.0	2437	5.0	487	2.46	0.35	6.37×10^{-4}	312.3(6.25)	0.48～0.097	1250～250	0.88～0.39(0.76)	707～3534(6.0)	97.4
6.0	3614	5.5	657	1.66	0.23	2.55×10^{-4}	137.7(2.75)	0.21～0.043	1375～275	0.59～0.26(0.50)	469～2347(4.0)	119.5
6.2	2239	4.6	487	2.68	0.40	8.45×10^{-4}	380.9(7.62)	0.59～0.118	1150～230	0.98～0.43(0.84)	781～3903(6.6)	105.9
7.0	2157	4.5	479	2.78	0.42	9.36×10^{-4}	412.9(8.26)	0.64～0.128	1125～225	1.02～0.45(0.87)	813～4064(6.9)	106.4
8.0	3891	6.2	628	1.54	0.20	2.55×10^{-4}	155.0(3.10)	0.24～0.048	1550～310	0.62～0.28(0.53)	498～2490(4.2)	101.3
10.0	3012	4.5	669	1.99	0.30	6.53×10^{-4}	278.0(5.56)	0.43～0.086	1125～225	0.83～0.37(0.71)	667～3335(5.7)	148.7

Q＝8000m³/s

4.2k	3715	5.6	663	2.15	0.29	4.18×10^{-4}	229.6(4.59)	0.35～0.071	1400～280	0.76～0.34(0.65)	606～3031(5.8)	118.4
5.0	2886	5.6	515	2.77	0.37	6.94×10^{-4}	381.1(7.62)	0.59～0.118	1400～280	0.98～0.43(0.84)	780～3904(6.6)	92.0
6.0	4249	6.4	664	1.88	0.24	2.68×10^{-4}	167.9(3.36)	0.26～0.052	1600～320	0.65～0.29(0.56)	518～2592(4.4)	103.8
6.2	2734	4.9	558	2.93	0.42	9.28×10^{-4}	445.8(8.92)	0.69～0.138	1225～223	1.06～0.47(0.91)	845～4223(7.2)	113.9
7.0	2497	5.1	490	3.20	0.45	1.05×10^{-3}	524.8(10.5)	0.81～0.162	1275～255	1.15～0.51(0.98)	916～4582(7.8)	96.1
8.0	4437	7.0	634	1.80	0.22	2.96×10^{-4}	203.3(4.07)	0.31～0.063	1750～350	0.71～0.32(0.61)	570～2852(4.7)	90.6
10.0	3583	5.4	664	2.23	0.31	6.43×10^{-4}	340.3(6.81)	0.53～0.105	1350～270	0.92～0.41(0.79)	738～3689(6.3)	123.0

現　地

dm＝0.4～2.0 cm

ω_0 ＝20～45 cm

$(\rho s/\rho-1)gd=646.8\sim3234$

∴τ_*,R/d，u*/ω_0 ，u*d/νはdm＝0.4～2.0 cmの値

模　型

dm＝0.024 cm　　4.2 km～7.0 km

ω_0 ＝3.3 cm/s　　n＝0.03

$(\rho s/\rho-1)gdm=38.80$　　8.0 km～10.0 km

n＝0.035

表－3.1(2)　紀の川水理諸量〔計画〕　　（　　）内は模型値

Q＝6000m³/s

	A(m²)	R(m)	B(m)	V(m/s)	Fr	Ie	U*²(cm²/s)	τ*	R/dm	U*/ω₀	U d/ν	B/R
4.2k	3421	5.5	622	1.75	0.24	2.84×10^{-4}	153(3.06)	0.24～0.047	1375～275	0.62～0.27(0.53)	495～2474(4.2)	113.0
5.0	2207	4.6	480	2.72	0.41	8.71×10^{-4}	393(7.85)	0.61～0.122	1150～230	0.99～0.44(0.85)	793～3965(6.7)	104.3
6.0	3395	5.3	641	1.77	0.25	3.05×10^{-4}	158(3.17)	0.24～0.049	1325～265	0.63～0.28(0.54)	503～2514(4.3)	120.9
6.2	2079	4.5	462	2.89	0.43	1.01×10^{-3}	445(8.91)	0.69～0.138	1125～225	1.05～0.47(0.90)	844～4219(7.2)	102.6
7.0	1764	4.5	392	3.40	0.51	1.40×10^{-3}	617(12.3)	0.95～0.191	1125～225	1.24～0.55(1.06)	994～4968(8.4)	87.1
8.0	3218	5.3	607	1.86	0.26	4.59×10^{-4}	238(4.77)	0.37～0.074	1325～265	0.77～0.34(0.66)	617～3085(5.2)	114.5
10.0	3409	5.1	668	1.76	0.25	4.32×10^{-4}	216(4.32)	0.33～0.067	1275～255	0.73～0.33(0.63)	587～2939(5.0)	130.9

Q＝8000m³/s

4.2k	3961	6.3	629	2.02	0.26	3.16×10^{-4}	195(3.90)	0.30～0.06	1575～315	0.70～0.31(0.60)	559～2793(4.7)	99.8
5.0	2649	5.1	519	3.02	0.43	9.36×10^{-4}	468(9.36)	0.72～0.145	1275～255	1.08～0.48(0.93)	865～4327(7.3)	101.8
6.0	4029	6.1	660	1.99	0.26	3.20×10^{-4}	191(3.83)	0.30～0.06	1525～305	0.69～0.31(0.60)	553～2764(4.7)	108.2
6.2	2551	4.7	543	3.14	0.46	1.13×10^{-3}	520(10.4)	0.80～0.161	1175～235	1.14～0.51(1.00)	912～4561(7.7)	115.5
7.0	2249	4.7	479	3.56	0.53	1.45×10^{-3}	668(13.4)	1.03～0.207	1175～235	1.29～0.57(1.12)	1034～5169(8.9)	101.9
8.0	3813	6.2	615	2.10	0.27	4.75×10^{-4}	289(5.77)	0.45～0.089	1550～310	0.85～0.38(0.73)	680～3400(5.8)	99.2
10.0	3972	5.9	673	2.01	0.26	4.64×10^{-4}	268(5.37)	0.41～0.083	1475～295	0.82～0.36(0.70)	655～3274(5.6)	114.0

Q＝12000m³/s

4.2k	5003	7.9	633	2.40	0.27	3.30×10^{-4}	255(5.11)	0.39～0.079	1975～395	0.80～0.35(0.69)	639～3194(5.4)	80.1
5.0	3467	6.7	517	3.46	0.43	8.54×10^{-4}	561(11.2)	0.87～0.173	1675～335	1.18～0.53(1.01)	947～4734(8.0)	77.2
6.0	5123	7.6	674	2.34	0.27	3.30×10^{-4}	246(5.11)	0.38～0.076	1900～380	0.78～0.35(0.69)	627～3137(5.4)	88.7
6.2	3419	6.0	570	3.51	0.46	1.02×10^{-3}	600(11.9)	0.93～0.186	1500～300	1.22～0.54(1.05)	980～4899(8.3)	95.0
7.0	2954	6.1	484	4.06	0.53	1.33×10^{-3}	795(15.9)	1.23～0.25	1525～305	1.41～0.63(1.21)	1128～5639(9.6)	79.3
8.0	4752	7.6	625	2.52	0.29	5.21×10^{-4}	381(7.76)	0.59～0.118	1900～380	0.98～0.43(0.84)	781～3904(6.7)	82.2
10.0	4941	7.3	677	2.43	0.29	5.11×10^{-4}	366(7.31)	0.57～0.113	1825～365	0.96～0.43(0.82)	765～3826(6.5)	92.7

現　地

dm＝0.4～2.0 cm

ω_0＝20～45 cm/s

$(\rho s/\rho-1)gd$－646.8～3234

∴　τ_*，R/d，u_*/ω_0，$u_* d/\nu$はdm＝0.4～2.0 cmの値

模　型

dm＝0.024cm　　4.2 km～7.0 km

ω_0＝3.3 cm/s　　n＝0.03

$(\rho s/\rho-1)gdm$＝38.80　　8.0 km～10.0 km

n＝0.035

くなり模型の流砂量は小さくなると予測される。したがって，河床形態の移行等の相似性はあまりよくないと考えられる。しかし，流砂形態は U_*/ω_0 が現地より若干大きめであるものの，現地の細粒分等を考慮すればほぼ一致しているので，掃流から浮遊に移行する現象の相似性はよいと考えられる。いっぽう，模型と実河道における河床変動量が相似となるためには流砂量に関する時間縮尺が必要である。流砂量については，種々の式が知られているが，掃流砂を対象とした佐藤，吉川，芦田の式（土研式），掃流砂と浮遊砂とを含んだ全砂量を対象とした Brown 式，について検討すると次のようになる。

① 土 研 式

$$Q_B = B \cdot q_B = B \frac{\varphi . F}{(\rho_s/\rho - 1) g} U_*^3 \quad \cdots\cdots (3-16)$$

ここで Q_B は掃流砂量，q_B は単位幅当りの掃流砂量，$\varphi = 0.623$，$n \leq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623(40m)^{-3.5}$，$F$ は τ_0/τ_c の関数である。（3－16）式より現地と模型の比を求めると

$$Q_{Br} = B_r \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\rho_s/\rho - 1)_r \cdot q_r} U_*^3{}_r = \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\rho_s/\rho - 1)_r} \cdot \frac{h_r^3}{x_r^{1/2}} \quad \cdots\cdots (3-17)$$

（3－17）式を（3－15）式に代入すると t_{sr} は

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r}{\varphi_r \cdot F_r} \cdot \frac{x_r^{5/2}}{h_r^2} \quad \cdots\cdots (3-18)$$

となる。

② Brown 式

$$Q_T = B q_T = B \cdot 10 \left\{ \frac{U_*^5}{(\rho_s/\rho - 1)^2 g^2 d} \right\} \quad \cdots\cdots (3-19)$$

ここで Q_T は全流砂量，q_T は単位幅当りの全流砂量である。

（3－19）式において土研式と同様に示すと

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\rho_s/\rho - 1)^2{}_r \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \quad \cdots\cdots (3-20)$$

（3－20）式を（3－10）式に代入すると t_{sr} は次のように表わされる。

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\rho_s/\rho - 1)^2{}_r \cdot d_r \cdot x^{7/2}}{h_r^4} \quad \cdots\cdots (3-21)$$

以上の式より現地河床材料平均粒径 $dm = 0.4\text{cm} \sim 2.0\text{cm}$，砂の比重 $\rho_s = 2.65$，空隙率 $\lambda = 0.4$ とし，模型河床材料平均粒径 $dm = 0.024\text{cm}$，$\rho_s = 2.65$，$\lambda = 0.4$ を用いて河床変化に対する時間縮尺を求めると次のようになる。

○ 土 研 式

$Q_{Br} = 17,678$（現地 $dm = 0.4\text{cm}$ のとき）～$25,279$（現地 $dm = 2.0\text{cm}$ のとき）

$t_{sr} = 7.07$（現地 $dm = 0.4\text{cm}$）～4.94（現地 $dm = 2.0\text{cm}$）

ここに代表断面として6.2kmを用いたとき，現地 $dm = 0.4\text{cm}$ の $Q = 4,000\text{m}^3/s$ 以上で $F_r \fallingdotseq 1$，現地 $dm = 2.0\text{cm}$ の $Q = 4,000\text{m}^3/s$ では $F_r \fallingdotseq 1.43$ となる。また，$\varphi_r \fallingdotseq 1$ とした。

○ Brown 式

Q_{Tr}=52,927（現地 dm=0.4cm）～10,611（現地 dm=2.0cm）

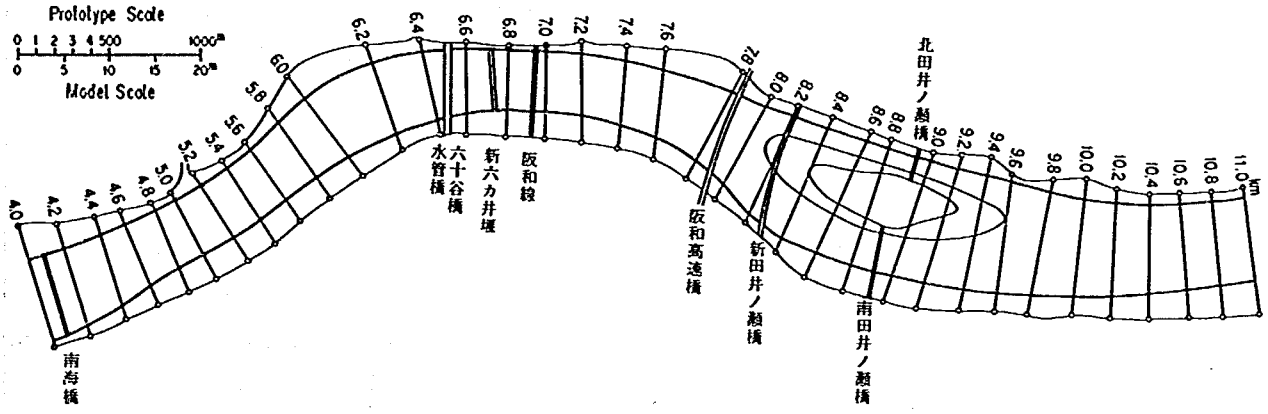
t_{sr}=2.36（現地 dm=0.4cm）～11.78（現地 dm=2.0cm）

このように流砂量式から評価した時間縮尺は，現地河床材料粒径が場所的に異なるため，対象とする粒径や流量によっても変化する。しかしながら前に述べたようにフルード則からの時間縮尺は t_r=7.07であって，土研式，Brown 式ともこの範囲の結果であり，模型に不定流を流す場合には，この t_rに近い時間縮尺を選ぶことが適当であることなどから判断して，t_{sr}=7.07を採用した。

第4章　模型および実験の概要

4－1　模型の概要

紀の川河道の模型製作に際しては，第3章で述べたように，現地の河床材料等から模型縮尺を1/50（無歪）とし，模型河床材料としては，dm≒0.24㎜の砂を用いた。模型の範囲は，紀の川大堰設置に伴う諸対策の検討に必要な部分の他に，9.0km付近の中州分合流点形状や低水路法線形の検討が必要と考えられたため，図－4.1に示すような4.0km～11.0km間とした。模型は半固定床模型で，現



図－4.1　紀の川模型平面図

地で既に高水敷が造成されている部分や，植生等で出水時においても河床変動がないと推測される箇所はモルタル固定床とし，出水時に移動すると考える部分のみ移動床とした。移動床部は，河床材料敷き厚分（計画河床高より約20cm）だけ低いところに平担なモルタル面を設け，その上に砂を敷き河床面としている。河道部の平面および横断形は昭和53年度の測量成果にもとづいて製作し，他に河川構造物（橋脚，堰，護岸等）も木材，モルタル等によって製作した。

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

4－2　実験概要と実験ケース

河道改修計画による低水路法線形も含め，紀の川大堰建設計画の堰設置に伴う水理的諸問題と対策工を検討するための実験を行った。実施した実験は大別して3種類あり，各河道あるいは堰建設時の各仮締切形状に対して所定の水理条件を与え，水位，流速，流況，河床変動状況等の測定を行うことにより，実験目的についての検討を行った。実験は表－4.1.1～4.1.2に示すケースについて実施した。これら各実験の検討事項を簡単にまとめると次のとおりである。

表－4.1.1　実験ケースおよび実験条件一覧表

種別	実験ケース	河道条件		実験条件			検討内容
		河道形状	河床高	流量m^3/s	下流水位	通水時間	
検証実験	Ⅰ-1	現況	現況	Qp ＝5875	Hp T.P.m ＝2.70	時間 分 2 30	・現象の相似性の検討 ・昭和46年洪水前河床に整形後，7220洪水を通水（不定流 $ts\gamma=7.07$），引き続きケースⅠ－2，Ⅰ－3定流を通水
	Ⅰ-2	〃	〃	6000	2.78	時間 2	
	Ⅰ-3	〃	〃	8000	3.90	時間 分 1 30	
計画河道法線形案実験	Ⅱ-1-1	原案	計画	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・計害低水路原案法線形の検討
	Ⅱ-1-2	〃	〃	6000	3.37	時間 5	・計画ハイドロを通水後，引き続いてケースⅡ－1－2～Ⅱ－1－3(2)の定流通水 ケースⅡ－1－2は5.8km～6.8kmのみ河床測定
	Ⅱ-1-3(1)	〃	〃	8000	4.24	4 〃	
	Ⅱ-1-3(2)	〃	〃	8000	4.24	6 〃	・紀の川大堰なし
	Ⅱ-2-1	修正第1案	計画	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・法線形修正第1案の検討 ・ケース2より堰軸方向を選定し，右岸6.2km～6.2km＋80m杭間の6.2km＋92m方向に設置
	Ⅱ-2-2	〃	〃	8000	4.24	時間 10	・計画河道での各新橋脚設置
	Ⅱ-3-1	修正第2案	計画	6000	3.37	10 〃	・法線形修正第2案の検討
	Ⅱ-3-2	〃	〃	8000	4.24	10 〃	・堰なし
	Ⅱ-4-1	修正第3案	計画	6000	3.37	10 〃	・法線形修正第3案の検討 ・ケース4より，堰軸を右岸6.2km＋80m杭方向へ選定し，堰を設置
	Ⅱ-4-2	〃	〃	8000	4.24	10 〃	・水制（L＝15m，x=60m，中空三角ブロック1段・2列）設置
	Ⅱ-5-1	修正第3案＋対策工	計画	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・法線形修正第3案＋対策工（根固工，水制併用）の検討
	Ⅱ-5-2	〃	〃	6000	3.37	時間 10	・堰軸を修正（右岸6.2km＋80m杭上流20m方向）
	Ⅱ-5-3	〃	〃	8000	4.24	10 〃	
	Ⅱ-5-4	〃	〃	12000	5.90	2 〃	・水制（L＝15m，x＝40m） ・根固工（B＝5.0m）
	Ⅱ-6-1	修正第4案＋対策工	管理河床高	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 2 30	・法線形修正第4案＋管理河床高＋対策工の検討
	Ⅱ-6-2	〃	〃	6000	3.37	時間 10	・大堰設置（床版高－3.0m）
	Ⅱ-6-3	〃	〃	8000	4.24	時間 10	・根固工（B＝10m，水制併用部はB＝5m） ・水制（L＝10m，x＝30m）
	Ⅱ-7-1	修正第5案＋対策工	〃	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・法線形修正第5案＋管理河床高＋対策工の検討
	Ⅱ-7-2	〃	〃	6000	3.37	10 〃	・大堰設置
	Ⅱ-7-3	〃	〃	8000	4.24	10 〃	・根固工（B＝10m，水衝部）

※　・下流水位は4.2km地点水位である。　・通水時間は全て模型時間としている。
　　・Qp＝はハイドロのピーク流量，Qpなしは定流である。

表－4.1.2　実験ケースおよび実験条件一覧表

種別	実験ケース	河道条件		実験条件			検討内容
		河道（締切工）形状	河床高	流量m^3/s	下流水位	通水時間	
仮締切工設置実験	Ⅲ－1	第1期仮締切＋第2期築島工	現況	m^3/s 4000	T.P.m 1.87	5時間	・仮締切工と築島工併用の場合の現象，問題点把握，検討
	Ⅲ－2－1	第1期築島工	現況	4000	1.87	5 〃	・第1期築島工設置時の現象と問題点把握
	Ⅲ－2－2	〃	〃	〃	〃	〃	・同上対策案実験
	Ⅲ－3－1	第2期築島工	現況	4000	1.87	5 〃	・第2期築島工設置時の現象問題点把握
	Ⅲ－3－2	〃	〃	〃	〃	〃	・同上対策工(I)案実験
	Ⅲ－3－3	〃	〃	〃	〃	〃	・同上対策工(II)案実験
	Ⅲ－4－1	第1期仮締切工	現況	4000	1.87	5 〃	・第1期仮締切工設置時の検討
	Ⅲ－5－1	第2期仮締切工	現況	4000	1.87	5 〃	・第2期仮締切工設置時の現象問題点把握
	Ⅲ－5－2	〃	〃	〃	〃	〃	・同上対策案実験
	Ⅲ－6－1	第3期仮締切工	現況	4000	1.87	5 〃	・第3期締切工設置時の現象と問題点把握の検討
	Ⅲ－6－2	〃	〃	2000	0.35	3 〃	・同上の水理量変化の検討
	Ⅲ－6－3	〃	〃	4000	1.87	5 〃	・同上の対策案実験

※　仮締切工設置実験は堰付近の右岸法線形は計画であるが，他は現況河道形状である。

(1)　検証実験（実験Ⅰ）

検証実験は，現地と模型との水理現象の相似性を調べるために行ったものである。検証の対象とした物理量は，4－2で述べたフルードの相似則からは得られにくい河床変動量である。ここでは既住洪水を通水し，その変動状況を比較検討し，河床面の相似性を把握した。

(2)　計画河道法線形案実験（実験II）

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

(3)　仮締切工設置実験（実験III）

堰建設時の仮締切工設置に伴う局所洗掘状況や治水上の諸問題を把握し，その対策法を検討した実験である。

第5章　模型の相似性に関する検証実験

5－1　概　　要

第3章で述べたように，模型実験には種々の相似性に関する問題点が残されている。模型の縮尺を決め，河床材料を一種に選んでしまうと，現地と模型での現象は完全に一致させることはできない。それゆえ検証実験によって模型上で起る現象がはたして現地で起る現象とどれだけ相似しているかを確め，相似性の程度を明らかにしておかなければならない。したがって，移動床模型の検証実験は，河床抵抗，流砂量，あるいは三次元流況の相似を検討することであり，また計画河道における実験結果を検討する際の比較資料を得ることである。よってここでは，既往洪水波形を通水して，実際に生じた現象との相似性に関する検討を行った。

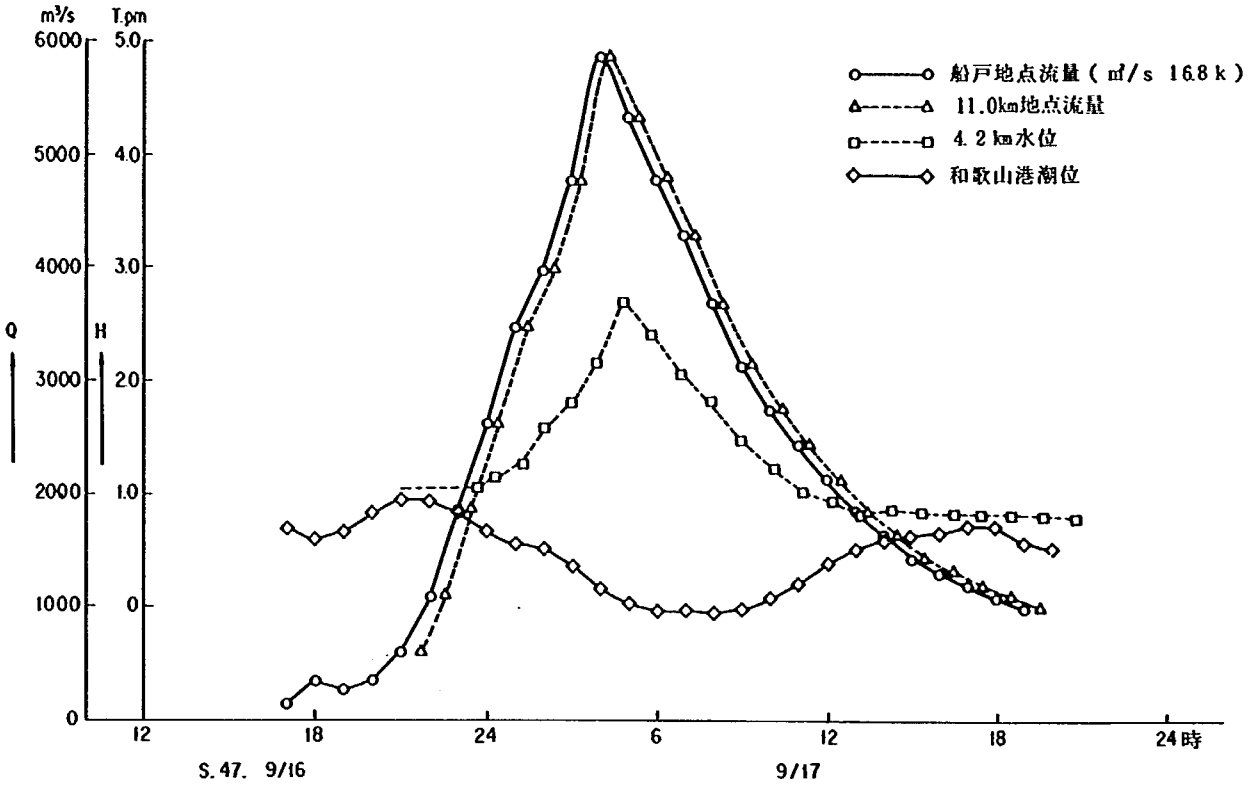
5－2　実験条件

実験の当初計画では，7220出水（S47.9.17　Qmax＝5,875m³/s），および7506出水（S.50.8.23. Qmax＝3,700m³/s）の既往洪水波形で検証する予定であった。しかしながら，7220出水波形でも河床変動が実河道，模型とも非常に少ないため，7220出水波形による実験後，流量積み重ね方式で引き続きQ＝6,000m³/sと，Q＝8,000m³/s定流実験による検討を行い，7506出水波形での検討は行わなかった。これらの実験条件一覧表を表－5.1に示す。

表－5.1　実験条件一覧表

実験ケース	河道条件		実験条件			備考
	河道形状	河床高	流量m³/s	下流水位	通水時間	
Ⅰ－1	現況	現況	Qmax＝5875	T.pm Hp＝2.70	時間 分 2　30	・ケースⅠ－1は7220出水（S.47.9.17）波形 ・通水時間は模型時間である ・下流水位は4.2k地点
Ⅰ－2	〃	〃	6000	2.78	時間 2	
Ⅰ－3	〃	〃	8000	3.90	時間 分 1　30	

なお，実験にあたっては，7220出水および7506出水資料（船戸地点流量，和歌山港潮位）より各流量，潮位ごとに出水年度の断面を用いた不等流計算を行ない，4.2km地点の水位を求めるとともに，船戸地点から11.0kmおよび4.2km地点までの洪水到達時間を考慮した時間流量，水位を実験に用いた。この7220出水ハイドログラフを図－5.1に示す。同様，定流実験の下流水位（4.2km地点）は，Q＝6,000m³/sに対しては7220出水のピーク流量時の潮位を出発水位として求めた4.2km水位を使用し，Q＝8,000m³/sでは出発水位0kmでT.P.0.84mとしたときの4.2km地点水位を用いた。（使用河道断面は47年度，n＝0.023である。）



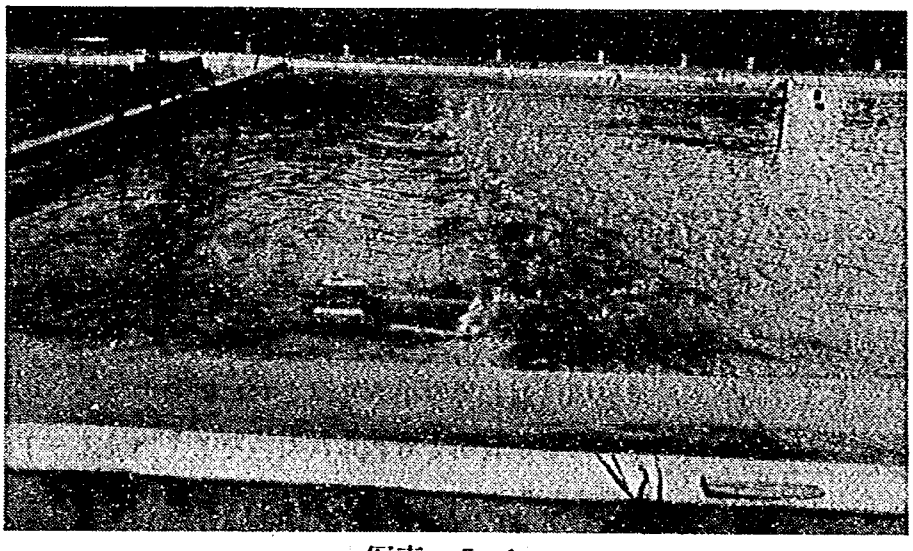
図－5.1　7220 出水ハイドログラフ（S47年）

5－3　実験結果

(1)　実験Ⅰ－1　(Qp＝5,875m³/s, 7220出水ハイドログラフ)

実験は昭和46年の洪水前河床に整形し，図－5.1に示す昭和47年9月17日の台風20号により出水した実績洪水波形 (Qmax＝5,875m³/s, 7220出水) を時間縮尺 t_{sr}＝7.07で通水した検討を行った。

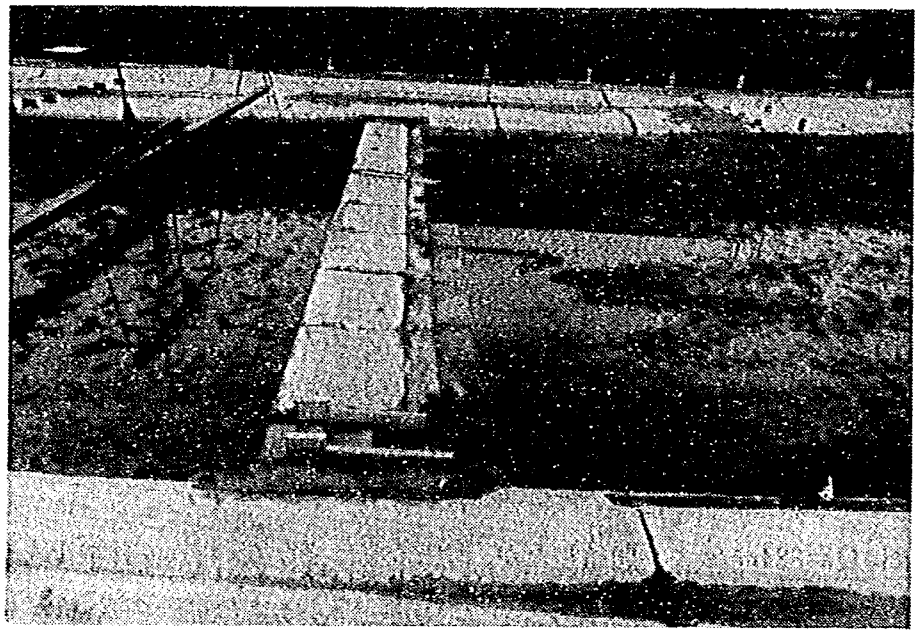
不定流実験はQ＝884m³/sより開始したが，河床変動は少なく，新六ヶ井堰上を越流する流砂が目視されたのは，5,000m³/sに達してからであった(写真－5.1)。またピーク流量後，流量が3,500m³/sに下降すると，流水は徐々に澄み始め，流砂能力がほとんどなくなるような状況であった。



写真－5.1

ピーク時付近の流況は図－5.2に示すように，主流部は8.6km～7.8km左岸，7.4km～6.8km右岸，5.8km～5.4km右岸に寄る傾向となっている。このピーク水位縦断を痕跡水位，および不等流計算水位と比較したのが図－5.3である。通常，模型河床材料が0.6mm以下の移動床模型においては，Ripplesが発生して河床抵抗が大きくなり，水位については相似となりにくい。本実験では，河床変化が少ないためか，実験値と痕跡水位はよく一致し，その相似性が得られている。

いっぽう，通水後の河床変動横断比較図が図－5.4.1～5.4.14であり，河床変動平面図を示したのが図－5.5である。また新六カ井堰付近の状況を写真－５．２に示す。実河道での洪水後河床は，9.2km北田井ノ瀬9.0km～8.8km中央および8.6km左岸，8.2km～8.0km左岸で洗掘，7.8km～7.6km右岸および5.8km左岸で堆積となっているが，極端な深掘れ個所もなく，他の断面は横断形状にほとんど変化は現れていない。これに対し実験における河床変化は，9.2km～8.8km北田井ノ瀬側と7.0km～6.8km断面で河床低下が大きいものの傾向はよく類似している。なお，5.0km～4.8km右岸の洗掘は固定床と移動床部模型の設定が悪かったために生じたものと考えられる。



写真－５．２

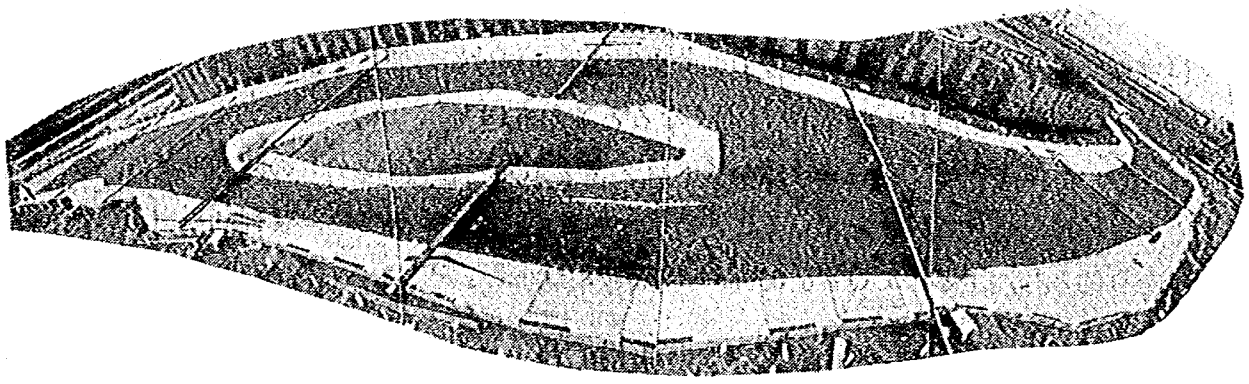
図－5.6はこれらの結果を平均，最深河床高縦断図として実河道と比較したものである。現地・模型とも洪水前後の河床変化は少なく，傾向も類似しているが，実験の方が最深河床高の変化は少ないようであった。

(2) 実験Ｉ－２，Ｉ－３（Q＝6,000m³/s，8,000m³/s定流実験）

実験Ｉ－１の結果より，流量の小さい範囲（約Q＝4,000m³/s以下）では，現地より模型の流砂量が少なく，河床変化より得られる時間縮尺は7.07より少し小さいと考えられた。しかしながら，検証した実績洪水は計画高水流量規模に対しても小さく，さらに流量の大きい場合の現象も把握したうえで，その妥当性を判断することが賢明と考えられた。そこで実験Ｉ－１に引き続き流量積み重ね方式で定流実験による検討を行ったのが実験Ｉ－２～Ｉ－３である。

この結果は，図－5.7.1～5.7.2の流況図に示すように，両ケースとも主流線は8.4km左岸から

7.2km右岸，さらに5.4km右岸へとゆるやかな蛇行を描いている。また，7.8km～7.4km左岸，旧井堰の下流右岸で高水敷の低い部分の流れが強くなって現われている。これらの河床変動横断図および平面図，水位河床縦断図を示したのが，図－5.8～5.10であり，通水後を写真－5.3に示す。



写真－5.3

6,000m³/s通水後の河床形状は実験Ⅰ－1より堆積，洗掘個所が若干強調された程度でほぼ同様の結果となった。8,000m³/s通水後は，新六ヶ井堰上流の河床低下が7.2kmまで達し，北田川ノ瀬側の洗掘と合わせて実験結果の河床変動が強調された現象となって現われている。現況河道の河床変動傾向としては，中州上流の10.0km～9.8km付近で堆積を示し，北田井ノ瀬側河道の河床低下と南田井ノ瀬側河道8.8km～8.6km間および8.2km～8.0km左岸沿いの洗掘によるその下流側への堆積傾向が見られる。さらに新六ヶ井堰上流7.2km間の河床低下傾向と堰下流側での堆積，および河道幅の狭い5.0km付近での洗掘が全体の傾向として見られる。

また，新六ヶ井堰の直下流の局所洗掘は図－5.11のように，－10m(モルタル河床露出)に達し，堰上流の洗掘土砂とともに，この洗掘された土砂が6.6km～6.0kmの区間に堆積したため，その堆積量がより多い結果になって現われている。なお，河床縦断の最深は実験Ⅰ－2がより実河道の変化に相似するような結果となっている。

5－4　ま　と　め

移動床洪水流実験における現象の相似性について検討した。これらの実験結果をまとめると次のようである。

(1) 7220出水の実績洪水波形をフルードの時間縮尺と同じ$t_{sr}=7.07$で通水したところ，現地洪水後の河床変動と傾向はかなり類似する。しかし，流量規模の小さい範囲(約4,000m³/s以下)では模型での流砂量が少ないことから，河床変化量は若干少ない結果であった。

(2) 今回検証した実績洪水は計画高水流量規模に対して小さいため，流量規模の大きい場合の検討を定流実験(Q＝6,000m³/s，Q＝8,000m³/s)にて行った。その結果6,000m³/s 2時間通水後の河床形状は不定流実験より堆積，洗掘個所が若干強調されたものの，ほぼ同様の状態であり，河床縦断の最深はより実河道の変化に相似するような結果となった。

(3) 現況河道の河床変動傾向としては，中州上流で堆積傾向を示し，北田井ノ瀬側河道の河床低下，南田井ノ瀬側8.8km～8.6km間および8.2km～8.0km左岸沿いの洗掘とその下流側への堆積が見られる。

さらに新六ヶ井堰～7.2km間の河床低下傾向と河道幅の狭い5.0km付近での洗掘が全体の傾向として見られる。とくに8.2km～8.0km左岸沿いの局所洗掘は要注意となろう。

(4) 以上の結果より，流量規模の小さい場合の河床変化より得られる時間縮尺は $t_{sr}=7.07$ より少し小さいと考えられた。しかしながら，$Q=6,000m^3/s$ 以上では無次元流砂量 $q_s/u_* d$ も模型と現地でほぼ同一となること，局所洗掘等の動的平衡洗掘状態は短時間に平衡となることなどから，フルードの時間縮尺と同じ $t_{sr}=7.07$ に近くなると考えられる。

(5) よって，計画案実験で用いる計画ハイドログラフ（$Qp=12,000m^3/s$）の時間縮尺は，フルード則と同じ縮尺（$t_{sr}=7.07$）を用いることにした。また計画案実験では，長期的な河床変動とその対策を目的とし，主として $Q=6,000m^3/s$ および $8,000m^3/s$ 定流を長時間（各々10時間）通水した検討を行うことにした。

第6章　計画河道の低水路法線形状に関する実験

6－1　概要

紀の川下流部の河道改修計画では，既設の新六カ井堰の敷高が高く，著しく洪水疎通の障害となる。このため，この堰を撤去して新たに可動堰を建設し，既設半固定堰の機能を満足させ，かつ河道掘削に伴い増大する塩水の遡上を防止して流れの正常な機能を維持しようとしている。ここではこのような河道改修計画による計画低水路法線形案とともに既設固定堰上流の大幅な河床掘削等の河道条件変化に対する洪水時の流況と河床変動特性を把握し，その問題個所の軽減策として低水路法線形や中州分合流部形状の修正案による検討，および水衝部の護岸根固工等の対策と紀の川大堰の堰軸方向，堰完成後の諸対策について検討を行った。

6－2　実験条件

河道改修計画案の低水路法線形および河床高あるいはその修正案に河道形状を設定し，洪水時の水位，流況や河床変動状況を把握した。なお河床横断形は計画河床高等より低い部分については現状横断形（S53年度）としている。実験は各低水路法線形状案に対して，第5章で述べたように計画ハイドログラフ（Qp＝12,000m³/s，tsr＝7.07）を通水した検討，および引き続き流量積み重ね方式でQ＝6,000 m³/s と 8,000m³/s の定流を各々10時間通水した検討を主として行った。低水路法線形は図－6.1に示すような原案法線形とその修正案，および水衝部の対策工等も含め，表－6.1の実験条件一覧表に示すようなケースについて行った。ここに模型下流端水位は，河口潮位 T.P0.84m による各流量の不等流計算資料（基本計画断面 n＝0.030）から，4.2km地点のH～Q図を図－6.2のように求めたものを用いた。これより，計画ハイドログラフは，船戸地点から11.0kmおよび4.2km地点までの洪水到達時間を考慮して得た図－6.3に示す時間流量，水位を実験に用いた。

6－3　実験結果

6－3－1　改修計画案実験（計画低水路法線形原案実験，実験II－1）

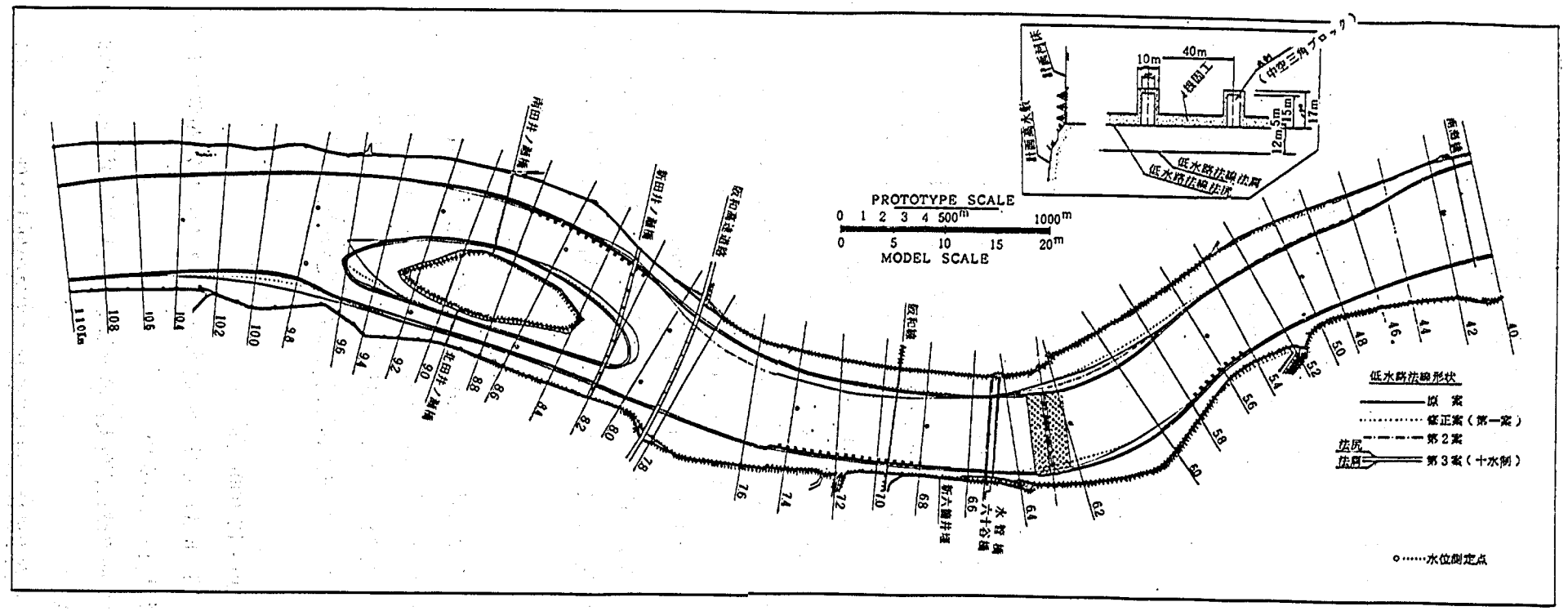
低水路法線形を改修計画案形状に設定するとともに，河床形状は計画河床高とし，計画河床高より低い部分については，現状横断形状（S53年度）に整形して，低水路法線形および，中州の分合流部の形状の良否，河床変動状況，6.2km付近に設置予定の紀の川大堰の堰軸位置等の検討を行った。

1)　実験II－1－1（Qp＝12,000m³/s）

改修計画案形状に図－6.3に示す計画高水ハイドログラフ（7220型ハイドロ，Qp＝12,000m³/s）を通水した。補給砂は行っていない。

図－6.4.1は流量ピーク時に，色素溶液を流して，洪水時の流況，各断面の流速平面分布状況を図示したものである。

6,000m³/s 付近より高水敷に水がのりあげて流量の増大に伴って，高水敷は 3 m/s 近い流速と

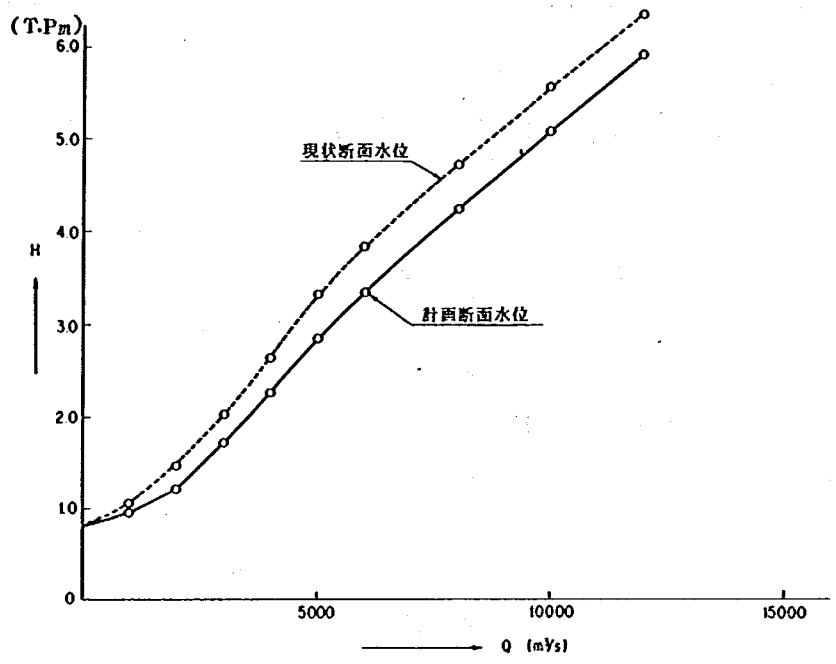


図－6.1　低水路法線形状図

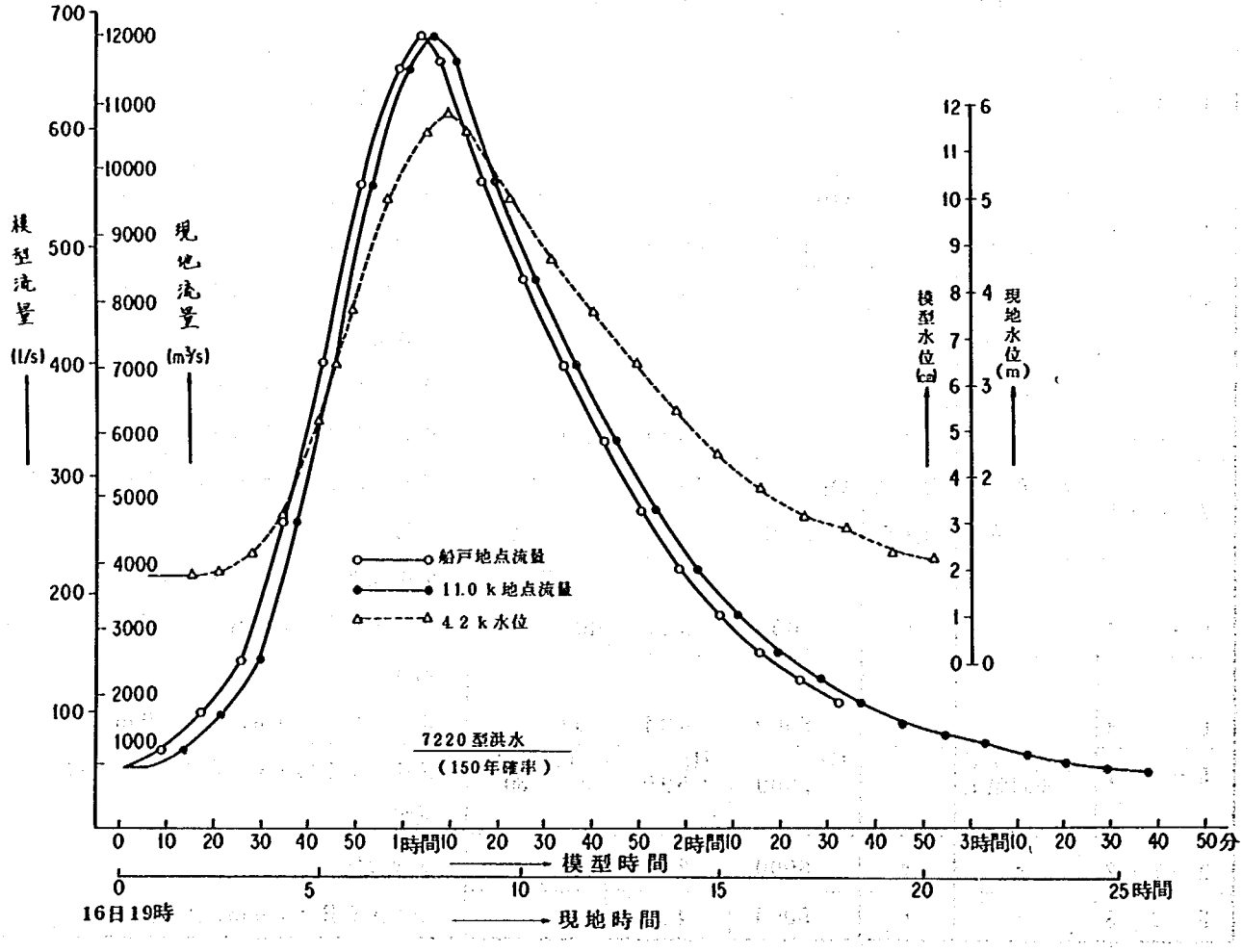
表－6.1　実験条件一覧表

実験ケース	河道条件		実験条件			検討内容
	河道形状	河床高	流量m^3/s	下流水位	通水時間	
Ⅱ－1－1	原案	計画	Qp ＝12000	Hp T.pm ＝5.90	時間 分 2 30	・計画低水路原案法線形の検討
Ⅱ－1－2	〃	〃	6000	3.37	5 〃	・計画ハイドロを通水後，引き続いてケースⅡ－1－2～Ⅱ－1－3(2)の定流通水
Ⅱ－1－3(1)	〃	〃	8000	4.24	4 〃	・ケースⅡ－1－2は5.8km～6.8kmのみ河床測定
Ⅱ－1－3(2)	〃	〃	8000	4.24	6 〃	・紀の川大堰なし
Ⅱ－2－1	修正第1案	計画	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・法線形修正第1案の検討 ・ケース2より堰軸方向を選定し，右岸6.2km～6.2km＋80m杭間の6.2km＋92m方向に設置
Ⅱ－2－2	〃	〃	8000	4.24	時間 10	・計画河道での各新橋脚設置
Ⅱ－3－1	修正第2案	計画	6000	3.37	10〃	・法線形修正第2案の検討
Ⅱ－3－2	〃	〃	8000	4.24	10〃	・堰なし
Ⅱ－4－1	修正第3案	計画	6000	3.37	10〃	・法線形修正第3案の検討 ・ケース4より，堰軸を右岸6.2km＋80m杭方向へ選定し，堰を設置
Ⅱ－4－2	〃	〃	8000	4.24	10〃	・水制（L＝15m．x＝60m．中空三角ブロック1段・2列）設置
Ⅱ－5－1	修正第3案＋対策工	計画	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・法線形修正第3案＋対策工（根固工，水制併用）の検討
Ⅱ－5－2	〃	〃	6000	3.37	10〃	・堰軸を修正（右岸6.2km＋80m杭上流20m方向）
Ⅱ－5－3	〃	〃	8000	4.24	10〃	・水制（L＝15m，x＝40m）
Ⅱ－5－4	〃	〃	12000	5.90	2 〃	・根固工（B＝5.0m）
Ⅱ－6－1	修正第4案＋対策工	管理河床高	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・法線形修正第4案＋管理河床高＋対策工の検討
Ⅱ－6－2	〃	〃	6000	3.37	時間 10	・大堰設置（床版高－3.0m） ・根固工（B＝10m，水制併用部はB＝5m）
Ⅱ－6－3	〃	〃	8000	4.24	10〃	・水制（L＝10m，x＝30m）
Ⅱ－7－1	修正第5案＋対策工	〃	Qp ＝12000	Hp ＝5.90	時間 分 2 30	・法線形修正第5案＋管理河床高＋対策工の検討
Ⅱ－7－2	〃	〃	6000	3.37	10〃	・大堰設置
Ⅱ－7－3	〃	〃	8000	4.24	10〃	・根固工（B＝10m，水衝部）

※　・下流水位は4.2km地点水位である。　・通水時間は全て模型時間としている。
・Qp＝はハイドロのピーク流量，Qpなしは定流である。



図－6.2　H～Q図（4.2㎞地点）



図－6.3　計画高水ハイドログラフ

なった。流れの主流部は，ほぼ低水路法線内を流下しているが，中州上流の9.6km付近で分派後，本川の流れは左岸低水路護岸沿いを走り，8.2km～7.8km付近より，右岸側方向に曲がり，7.0kmより右岸低水護岸沿いを走る流れとなっており，8.6km～8.0km左岸付近，6.8km～7.4km右岸付近，6.0km～5.4 km右岸が水衝部となって現われる。また8.0km～7.2km左岸および6.2 km～5.8km間右岸の高水敷上を走る流れがとくに強いようである。

これらの各測点における水位一時間変化図を図－6.4.2に示す。流量ピーク時の12,000m³/sに対する計画堤防高との兼合いは，各断面において2 m程余裕があり，河床面に生じたRippleの影響で水位は多少高いと考えられるが，流下能力は十分あるようである。中州分流点の分流境界線は，流量の増大に伴い右岸寄りとなり，流量ピーク時には右岸の低水路護岸より150m地点にあった。今回の計画高水ハイドロでも砂礫堆が形成されるまでには到らず流砂量も少なく，河床変化はかなり緩慢であった。この河床変動横断図および平面図を図－6.4.3～6.4.4に，河床縦断図を図－6.4.5に示す。又，通水後の状況を写真－6.1に示す。10.8km～10.6km河道中央部は模型上流端にある砂止工直下流が補給源となり堆積したが，9.8km～9.3km間は低水路幅が広く流速も減ずるため，河床波の発達もとくに少ない。

分派後，中州両側河道は低水路幅が狭くなることにより，河床は洗掘傾向を示し，その後合流点下流付近が堆積傾向となる。

7.6km～6.8km間は流路幅も狭く，流れが右岸に集中することによって，右岸側が洗掘され，反対左岸側は堆積傾向となる。この区間で洗掘された土砂はその下流6.6km～6.2km間に堆積する。5.4km～5.2km間右岸も，その上流高水敷上から落ち込む流れと主流部が右岸に寄ることから低水護岸沿いで洗掘されている。

なお，この実験では改修計画時の新橋脚を設置せず，とくに阪和線橋梁は現況のままで行ったために，河床変動にも多少影響していると考えられる。

2) 実験II－1－2 (Q=6,000m³/s)

実験II－1－1通水後河床に引き続いて定流量6,000m³/sを5時間通水した。

測定は通水後1時間，2時間に水位，5時間に水位・流速・流況撮影後，河床高測定を行った。

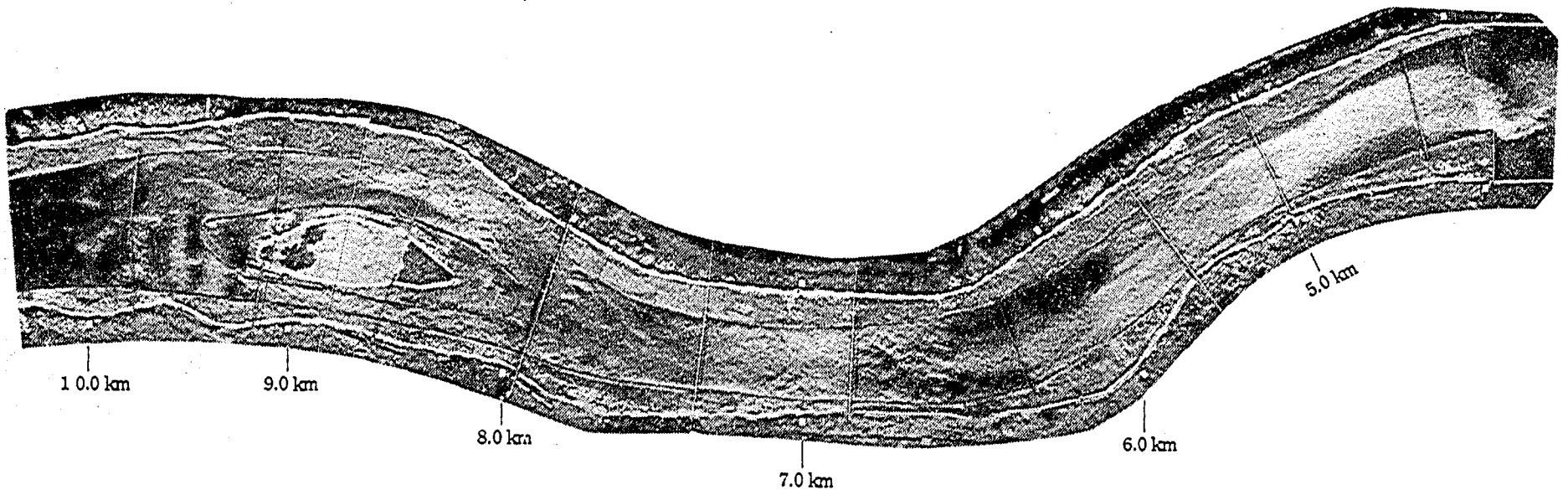
流量6,000m³/sに対しては，流量のほとんどは低水路内を流下している。図－6.4.6に流況図を示したが，最大流速は8.0km左岸で3.42m/s，7.2km右岸で3.89m/sの値を示した。

新六カ井堰の撤去に伴い河道掘削をしたことにより，現況河道と下流水位が異なるにもかかわらず，6.8kmより上流区間は現況より0.40m～0.50m水位が低下した。

河床変動は，実験II－1－1通水後河床の堆積，洗掘個所が若干強調されたものの，その変化は少なかったため，5.8km～6.8km区間の河床測定を行ったのみである。

3) 実験II－1－3(1)～II－1－3(2) (Q=8,000m³/s)

6,000m³/sを5時間通水後，再び模型内を堪水して8,000m³/sを4時間および6時間計10時間重ねて通水したものである。測定は3時間に水位測定，10時間に水位・流速・流況および通水後の



写真－6.1

河床高測定をしたが，途中４時間後，河床高測定も行った。図－6.4.8に流況図を示すが，主流部はほとんど低水路内を流下している。8.4km左岸，7.0km右岸，5.6km右岸付近が水衝部となり，最大流速は7.2km低水路右岸で4.12m/sの値を示している。流量6,000m³/sと同様に，7.2km～6.8km右岸低水路法線沿いに，高い値を示している。流量8,000m³/s10時間の通水により，河床形状は図－6.4.9～6.4.11の河床変動横断図および平面図，水位河床縦断図に示すように，洗掘，堆積傾向がより強調されて現われた。これらの洗掘，堆積個所を以下にまとめて記した。

洗　　掘	堆　　積
11.0km　砂止め工直下流	10.8km～10.6km中央附近
10.8km～10.4km左側低水路護岸沿い	10.4km～9.6km間河道
	8.2km～7.8km右岸側
9.2km～8.6km本川側	7.6km～7.0km右岸法線沿い
9.2km～8.6km北田井ノ瀬側	6.4km～6.0km附近
8.4km～7.8km本川左岸側	5.8km～5.6km左岸側
7.6km～6.8km右岸	
6.0km～5.4km右岸	

以上の結果より，中州両側河道の洗掘，水衝部となる7.4km～6.8km右岸低水護岸付近，6.0km～5.4km右岸付近の洗掘防止策が必要であることが知られた。

6－3－2　低水路法線形修正第１案実験（実験II－2）

改修計画案の実験結果より，中州両側河道および8.4km～7.8km左岸沿いの洗掘，7.6km～6.8km右岸低水護岸付近の洗掘，5.8km～5.4km右岸側の洗掘，大堰設置予定地点付近の堆積傾向の軽減策として，法線形の修正を行った。

修正個所は図－6.1に示すように

① 北田井ノ瀬側の河床低下を防ぐため，10.2km～9.2km右岸法線を前に出し，中州流頭形状を変更した。

② 8.4km～7.8km左岸および7.6km～6.8km右岸の洗掘軽減策として，8.6km～8.2km間本川中州側法線を後退させ，反対に8.4km～8.2km左岸法線を若干前進させるとともに，8.0km～6.6km左岸法線を大幅に後退させた。

③ 6.2km付近の堆積および5.8km～5.4km右岸の洗掘を考慮して，6.4km～6.2km右岸法線を前進させ，反対に6.0km～5.4km左岸側法線を後退させた。

④ 改修計画時の新北田井ノ瀬橋，新田井ノ瀬橋，新阪和線各橋脚を設置。

である。また実験II－1より堰軸方向を選定し，堰設置による検討を行った。

堰軸方向は，実験II－1－2，II－1－3の流量6,000m³/s，8,000m³/sにおける6.4km，6.2km＋80m，6.2kmの断面の横断方向25mピッチ各点の上・下層の流速を図－6.5.1に求めた。この結果をもとに色素溶液を流して求めた流線と修正低水路法線を合成して図－6.5.2を作成した。堰軸方向

は，左岸杆杭を結ぶ線上（B案）に六十谷水管橋より200m以上下流にするという条件のもとに選定し，設置した。

⑤ 大堰設置諸元

模型実験に設置した各諸元を次に示す。

- 堰総スパン ……384.5m〔57.5^{m}×5^{門}+57.0×1^{門}（左岸）
  +40^{m}×1^{門}（右岸）〕
- 水叩床版 ……上・下流側に各20m 床版高−2.70$^{T.P.m}$
- コンクリートブロック……上流側40m 下流側50m
- 捨　石 ……上流側15m 下流側25m（5号砕石使用）
- 魚　道 ……省　略

1) 実験II−2−1 (Qp=12,000m³/s)

前述の模型形状に，実験II−1−1と同様計画ハイドロを通水して諸項目を検討した。各測点における水位一時間変化図を図−6.5.3に示した。

流量6,000m³/s付近で，9.8km〜7.4km間で実験II−1−1に比して約0.50m程の水位低下が現われたが，流量の増量と共にその差は小さくなり，10,000m³/s付近より原案法線形と同水位となって，法線形を拡幅した影響は消滅している。法線形を修正したことにより，各水衝部は多少緩和されていたように見えた。河床変動状況は，図−6.5.4および6.5.5に示すように，流砂量も少なく河床変化は模型全域でかなり緩慢であったが，堰床版上に平均0.25m〜0.30m程の堆積が現われていた。

2) 実験II−2−2 (Q=8,000m³/s)

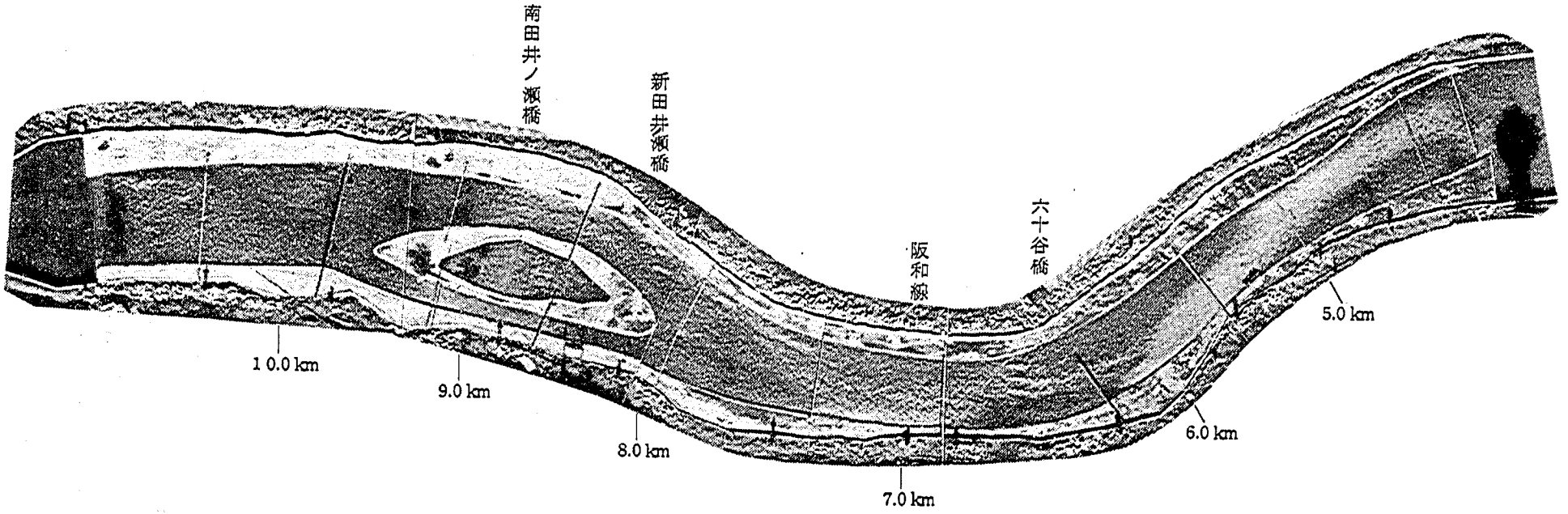
実験II−2−1通水後6,000m³/s定流の通水は行わず，引き続いて定流量8,000m³/sを10時間通水した。3時間，6時間，10時間に水位測定，9時間に流速・流況撮影をして最後に河床変動高の測定を行った。図−6.5.6は色素溶液を流した結果を図示したものである。

流れの主流部は9.6km付近で分流後，8.6km左岸に向かい7.8kmまで左岸低水路寄りを走り，この辺から河道中央部を流下している。また依然として6.2km〜6.0km右岸高水敷上を走る流れが強い。10時間後の水位縦断形を図−6.5.8に示したが，原案法線形と比較すると，低水路の大幅な拡幅により，9.2km〜7.4km間において，0.40m程の水位低下が見られる。

河床変動平面図および水位河床縦断図，図−6.5.7，6.5.8及び写真−6.2より原案法線形実験と比較すると，10.8km〜10.6km河道中央部の堆積は同様の結果を示しているが，左岸低水路護岸沿いの洗掘は消滅している。これは，法線形修正による影響ではなく，模型上流端砂止め工あるいは整流装置による影響と考えられる。9.2km〜8.6km間の北田井ノ瀬側は約2m〜3mの洗掘を示し，原案法線形と同様の結果であるが，9.6km〜9.4km入口にて堆積傾向が現われた。

8.2km〜8.0km本川左岸は，1m程洗掘されたが，やや緩和されている。

7.4km〜6.8km右岸および5.6km〜5.4km右岸の水衝部の洗掘量は減少したが，最大洗掘深は変わ



写真－６．２

らないようである。大堰を設置したことによる流況の変化，あるいは局所洗掘の現象は現われなかったが，堰床版上は平均して約１ｍの堆積となって現われた。これは7.4km～6.8km右岸低水路護岸沿い，阪和線，六十谷橋の各橋脚周囲での洗掘が補給源になっていると考えられる。前実験（原案法線形）において，堰設置地点は堆積傾向を示していた事，堰床版高が計画河床高より１ｍ低い事が重なって生じた現象である。したがって，堰下流の5.8km～5.4km間の河道中央部の堆積量は減少していた。

以上の結果より，水衝部の洗掘は若干緩和されたが，中州両側河道の洗掘と堰付近での堆積および6.2km～6.0km右岸高水敷上への乗り上げる流れが依然として残っており，その軽減策が必要であることが判明した。

６－３－３　低水路法線形修正第２案実験（実験II－３）

実験－II－２の結果より，中州両側河道の洗掘，8.6km～8.0km左岸，7.4km～6.8km右岸，5.6km右岸付近の洗掘，および6.2km～5.8km左岸の堆積等が依然として問題と考えられるため，さらに図－6.1および以下に示すような法線形の修正を行った。

① 北田井之瀬側内の洗掘防止並びに北田井ノ瀬流頭部（9.8km，9.6km）の堆積を軽減する策として，流頭部右岸の低水路法線を原案形状に復帰して，中州流頭部形状を改修。

② 9.2km～8.2km本川側の洗掘軽減策として9.6km～8.6km左岸，8.8km～8.2km本川右岸法線を後退させ，低水路幅を拡幅。

③ 9.6km～8.6km本川左岸法線形修正に伴って，8.4km～6.6km左岸の法線形を若干修正。

④ 7.4km～7.2km右岸法線護岸沿いの洗掘軽減策として，7.4km断面で法線形を20m後退させた。

⑤ 6.2km～5.6km左岸低水路の堆積，（１ｍ～1.5m），8,000m³/sにおける6.0km～5.2km右岸護岸沿いの洗掘，6.2km～6.0km右岸高水敷上の流れ，河道の堤防法線等を考慮して，6.4km～5.8km間低水路を全体に右岸側に寄せた。

⑥ 5.6km～5.4km右岸および5.0km～4.6km左岸の洗掘を考慮して5.4km～4.6km左岸法線を後退させた。

なお，堰予定地付近の法線形を大幅に変更したため，最良堰軸方向が明らかでないので，堰は設置していない。また計画ハイドロ実験では河床変動もあまり大きくなく，その軽減効果に明確な差が現われないことから，長期的な河床変動と対策を目的とし，定流のみによる長時間実験(Q＝6,000m³/s，Q＝8,000m³/s各々10時間通水）での検討をここでは行った。

1)　実験II－３－１（Q＝6,000m³/s）

図－6.6.1の流況図に示すように，流量のほとんどは，低水路内を流下し，河道内は３ｍ/s前後の流速となっている。中州より下流部の最大流速は，8.0km左岸で約3.2m/s，7.4km中央部で3.1m/s，6.2k中央部で2.9m/sを示し，水衝部は穏やかになり，法線形修正の効果が現われていた。しかし，中州より分流する北田井ノ瀬側は，本川とほぼ同値の３ｍ/s程の流速となり，洗掘が進行していった。水位は通水開始６時間後にピークに達し，それ以後は，わずかに水位の下降

は見られるが，ほぼ一定となっている。このことから河床波の発達，これに伴う河床変動は，6時間程度でほぼ安定しているものと考えられる。これらの河床変動平面図，水位河床縦断図を図－6.6.2，6.6.3に示す。

前法線形（修正第1案）では6,000m³/sを通水していないので，比較資料はないが，本川9.2km～8.6km，北田井ノ瀬側9.2km～8.6km，7.6km～7.0km右岸寄り，6.0km～5.4km右岸，4.8km左岸が，各々1.5m～2.0m程の洗掘となり，その下流部に堆積している。北田井ノ瀬側内の洗掘は，8.8km付近で2.5mの洗掘となり，流頭部の修正効果は現われていないようである。

2) 実験II－3－2 (Q=8,000m³/s)

実験では，模型上流端にある砂止め工直下流を補給源と考えて，6,000m³/s終了後の流出量5.5万m³（模型値0.44m³）を補給砂して再び模型内を堪水させて，8,000m³/s定流量を10時間重ねて通水したものである。

図－6.6.4に流況図を示すように，河道内の平均流速は3.5m/s前後に上昇し，6.8km右岸，5.6km右岸付近が水衝部となり最大流速が3.8m/sとなって現われたが，原案法線形に比較し，ほぼ一様に流下してかなり流況はよくなった。しかし北田井ノ瀬内は，本川側より0.2m/s～0.3m/s早い3.7m/s前後の流速を示し，洗掘がさらに進行した。

水位は6,000m³/s通水と同様通水開始6時間以降はほぼ安定した状態であった。この河床変動状況は図－6.6.5，6.6.6に示すように，6,000m³/s時とほぼ同様の傾向であるが，洗掘，堆積個所がより強調されて現われた。

前法線形とは通水時間，積み重ね条件等の違いによる比較の問題もあるが，7.2km～7.0km左岸付近の堆積，6.0km～5.8km右岸，4.8km左岸付近の洗掘が多少緩和されたようである。

6－3－4 低水路法線形修正第3案実験（実験II－4）

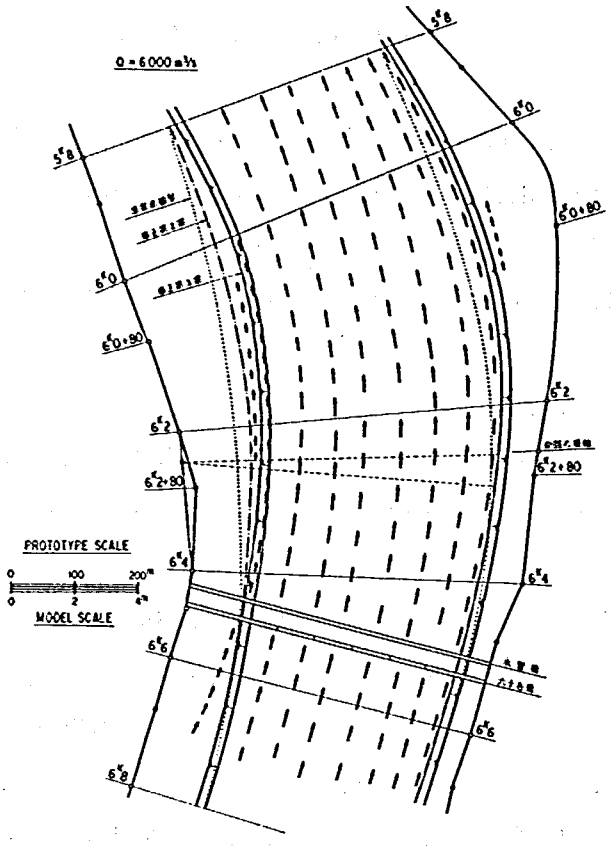
法線形修正第2案の実験結果を基に，図－6.1に示す低水路法線形修正第3案の河道に変更し，各水衝部に護岸保護を目的とする水制を配置すると共に，大堰床版高が計画河床高より1.0m低いことから堰より上流部は1/500，下流部は堰床版高をフラットで計画河床高にすりつける形状に変更して，6,000m³/s，8,000m³/sを各10時間通水して比較検討したものである。

なお，堰軸は図－6.7.1，6.7.2に示す如く法線形修正第2案実験での6,000m³/s，8,000m³/sにおける堰設置予定地点の流線，並びに低水路線形状を考慮して堰軸を図－6.7.3に示すように以下の諸元で，右岸6.2km＋80m杭方向に設置した。

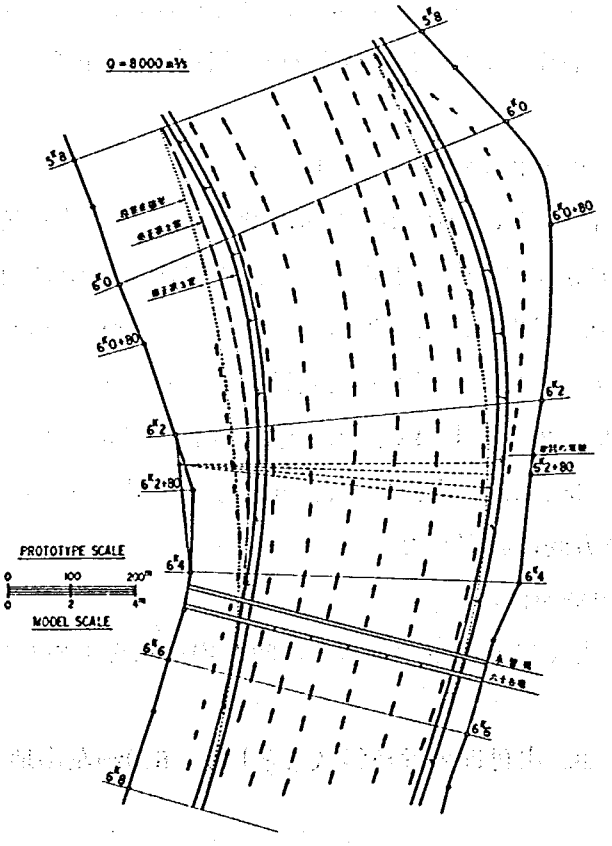
なお，低水路法線形の変更個所は，

① 北田井ノ瀬側内の洗掘，とくに分流量の軽減と流頭部の堆積を考慮して，9.8km地点で60m前進させた法線形に修正。

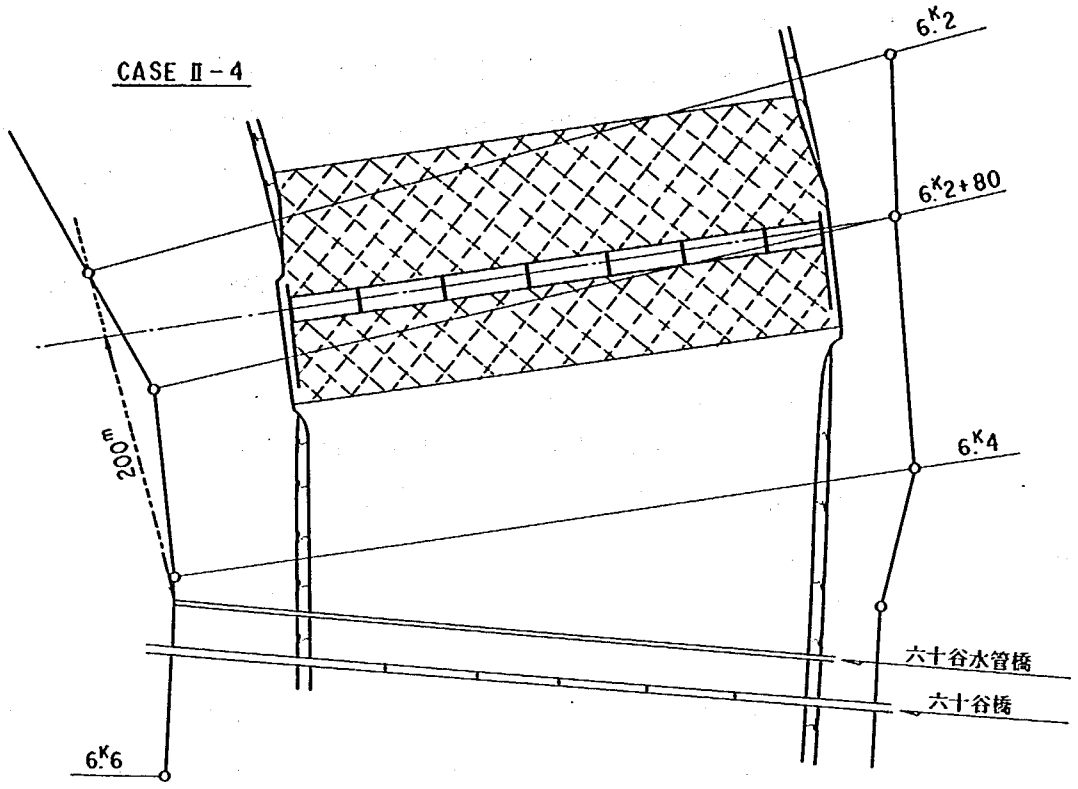
② 実験II－3の結果から6.0km岸付近の堆積軽減策として，6.0km左岸地点で25m前に出す法線形に修正。



図－６．７．１　堰軸設定資料



図－６．７．２　堰軸設定資料



図－６．７．３　大堰設置概要図

◦　大堰設置諸元

堰　　軸	左岸……六十谷水管橋より２００m下流 右岸…… 6.2km＋８０m
堰床版高	T.P.m －２.７０　（計画河床高より－ 1.0m）
径　　間	総径間　３８８.５m（５７.５m×５＋５７.０m＋４４.０m） ※魚道有り
水叩床板	上流側…… ６０m　　下流側…… ９０m

③　低水護岸沿いの局所洗掘対策として，以下の範囲，諸元の水制を設置した。

◦　水制諸元

設置範囲	9.0km～ 8.2km 左岸　１１基 7.6km～ 6.8km 右岸　１３基 5.8km～ 5.4km 右岸　　７基
間　　隔	６０m
長さ　幅	低水路法線法尻より１５m，　　５m
工　　種	中空三角ブロック　２列配置｛上流側…４個 下流側…３個

1) 実験II－4－1 (Q=6,000m³/s)

通水中の流下状況は図－6.7.4流況図に示すように，中州より下流の河道内は，前回と同様3m/s前後の流速を示し最大流速は，8.0km左岸で約3.2m/s，7.4kmは水制の影響で前回実験より水制先端付近で約1割増の約3.3m/sとなっているが，流れは穏やかで，堰付近の流れも堰軸にほぼ直角に近く，前回と同様の流況であった。

しかし，護岸保護工の水制は，いずれも先端で沈下が生じ，とくに7.2km右岸，5.6km右岸付近の沈下が大きかった。

中州流頭部の分流境界線は，右岸法線を突き出したことにより，20m程本川側に寄ったが，流頭部高水敷からの流入が増加し，北田井ノ瀬側内は，前回と同様洗掘は進行していった。また8.8km～8.6km左岸水制も，徐々に沈下していった。この通水後河床変動平面図，水位河床縦断図を図－6.7.5，6.7.6に示す。

中州流頭部法線形の修正，或いは水制設置に伴う水位変化は現われず前回と全く同様の結果となった。

河床変動は，中州流頭部の法線形を修正した効果により，北田井ノ瀬側河道の9.4kmの洗掘が堆積に変わったが，その下流では前回と同様の洗掘であり，その軽減効果は少なかった。

各水衝部に設置した水制は，いずれも先端が沈下し，その流出土砂は，水制裏側に堆積しており，9.2km～8.4km本川左岸，7.6km～7.0km右岸，5.6km～5.4km右岸の低水護岸沿いの洗掘は，大きな軽減効果となって現われた。大堰上，下流の河床変動量は，前回より緩和されており，堰床版高が計画河床高より低いためのすりつけによる影響が現われているものと考えられるが，堰床版上流部は0.75m～1.0m，下流部は0.5m～0.75m(模型値1cm～1.5cm)堆積が生じていた。

2) 実験II－4－2 (Q=8,000m³/s)

河道内の流れの状況は，図－6.7.7のように6,000m³/sとほぼ同様であるが，中州流頭部は，さらに高水敷からの流入が増加し，北田井ノ瀬側分流量の減少には到っていないようであった。また，8,000m³/s時では大堰右岸側3本の堰柱が，流れに斜めに当る流況となり堰軸を若干修正した方がよいと考えられた。

いっぽう，水制は沈下が進み先端ブロックは転倒するものもあり，配列に乱れが生じていた。通水後河床変動は図－6.7.8，6.7.9に示したように，中州左側の本川河道は，左岸護岸付近の洗掘が消滅して，河道中央から右岸寄りに洗掘個所が変化した。北田井ノ瀬側は，前回のケースと全く同様の傾向となり，流出土砂量も前回のケースと類似し，その効果は現われなかった。7.6km～6.8km右岸側護岸沿いの洗掘は軽減されており，とくに水制設置による大きな効果としては，7.4km～7.0km間において，洗掘傾向が河道内に分散したことである。しかし，各水制裏側の堆積は次の水制まで到達せず，各水制表側は洗掘現象となって現われていた。堰床版上は，6,000m³/sと比較すると上流部は，左岸側と中央部に堆積が累積されたが，下流部は右岸側に多少堆積が生じた程度で，大きな差異は生じなかった。5.6km～5.4km右岸の洗掘深も半減した結果となり，水制の効果が大きいことが判明した。

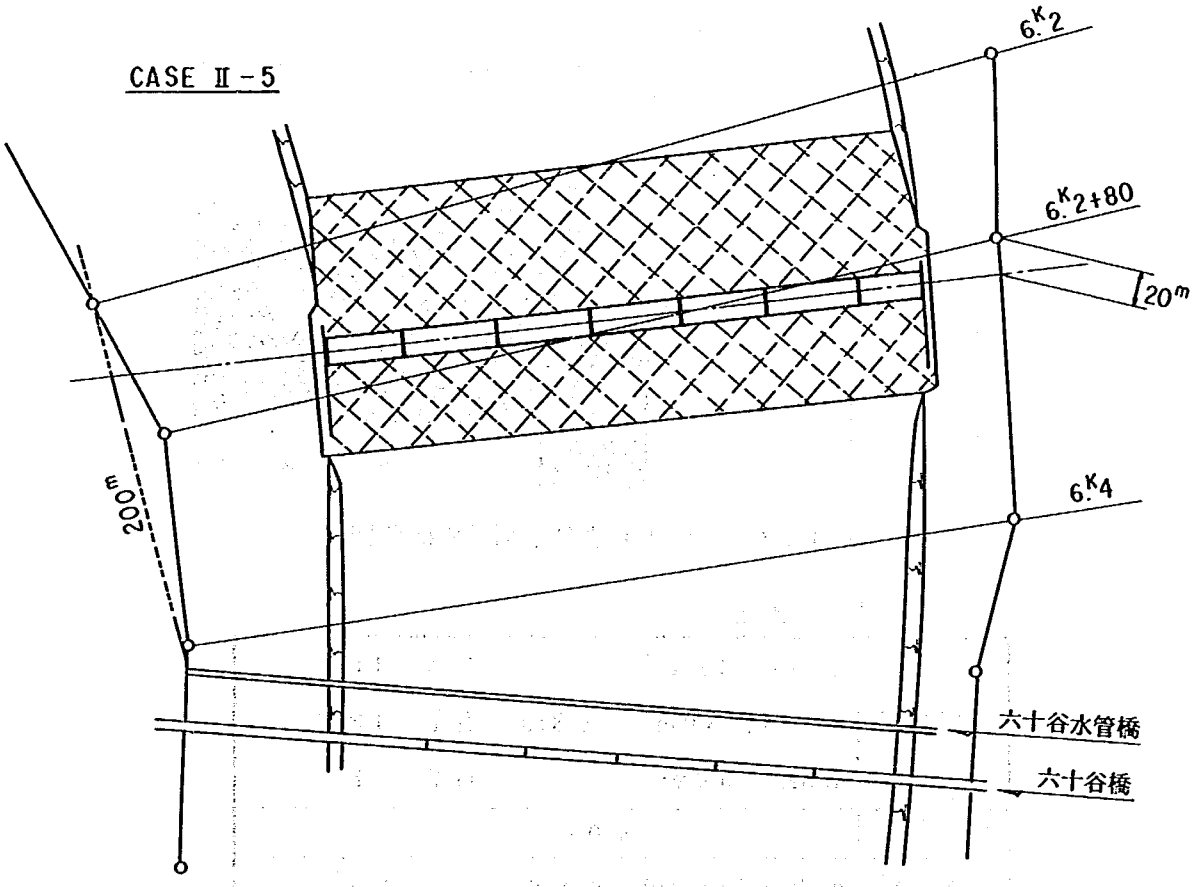
6－3－5　法線形修正第3案＋対策工実験（実験II－5）

実験II－3およびII－4の法線形によって，流況も含め，局所的な河床変動も軽減された。さらにこれらを防止するためには法線形修正のみでは制約等もあり，困難と考えられる。(中州上流部付近の法線形は修正による堆積，洗掘防止の余地はある)よって，ここでは実験II－4の結果を基に，堰軸の修正，低水護岸保護対策として洗掘個所に根固工を，水衝部には，根固工＋水制を併用して設置し，主として対策工の効果を把握するために行った。実験は計画高水流量12,000m³/sの不定流，引き続いて6,000m³/s，8,000m³/s定流量を各10時間通水し，さらに12,000m³/s定流量を2時間通水して，各水理量の現象を検討した。なお北田井之瀬側の分流量把握のために不定流実験を除く各流量に対し，8.6km断面で流速測定も実施した。

このケースで行った諸対策工，修正の概要は以下のようである。

① 堰軸の修正

実験－II－4の6,000m³/sに対する堰軸は良好であったが，8,000m³/sに対しては，右岸側3本の堰柱は，流れが斜めに当る流況を示したことから，堰軸設定資料を再検討して，図－6.8.1のように右岸軸を20m上流へ移動して大堰を設置した。

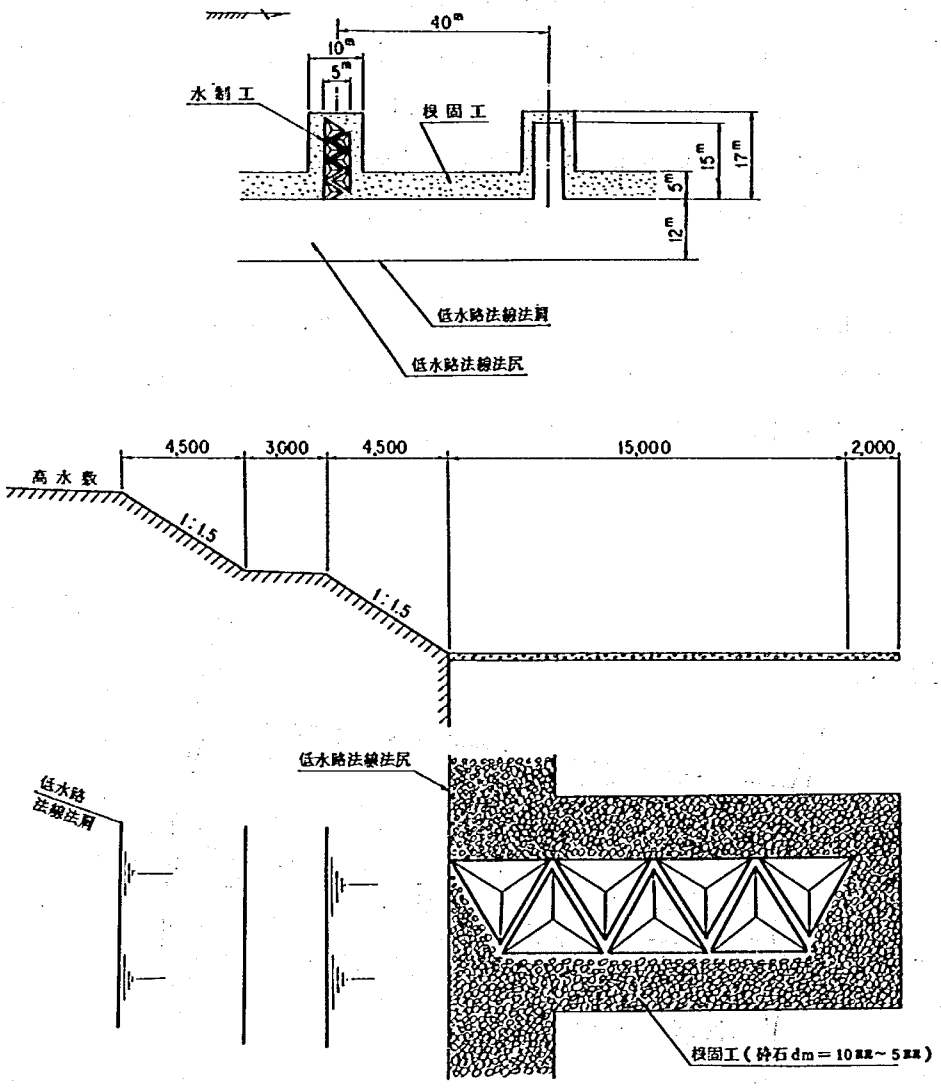


図－6.8.1　大堰設置概要図(II－5)

② 護岸保護対策

北田井ノ瀬側内の洗掘防止，水衝部に設置した水制工の沈下等を考慮して，低水護岸保護対策案として，図－6.8.2に示す如く，根固工および根固工＋水制工を設置した。

水制工は配置間隔を前回より20m狭い40mにして，基数を増加した。なお，実験では根固工種として6号砕石を，水制工には中空三角ブロックを用いた。



図－６．８．２　根固工および水制工の概要図

○水制設置諸元

設置範囲	8.8km～8.2km	左岸　16基
	(7.4km+80m)～6.8km	右岸　18基
	5.8km～5.4km	右岸　8基
間　隔	40m	
長さ　幅	低水路法線法尻より15m，	5m
工　種	中空三角ブロック　2列配置	上流側…4個 下流側…3個

○根固工諸元

設置範囲 (設置幅は低水路護岸法尻より5mとした)	9.0km～7.8km　左岸 8.8km本川左岸～9.6km～8.2km北田井ノ瀬左岸 9.6km～8.2km 北田井ノ瀬右岸 7.4km＋80m～6.6km＋80m　右岸 6.0km～5.4km　右岸
工　種	砕石（d＝10mm～5mm） 現地粒径約35cm相当

1) 実験II－5－1（計画ハイドロ実験）

ピーク流量が12,000m³/sとなる7220型計画洪水ハイドログラフ（図－6.3）を流量955m³/sから河床変動が完全に停止する3,041m³/s間を段階式流量波形で与えた。この各測点における水位～時間変化図を図－6.8.3に示した。実験開始当初下流水位設定値に乱れが生じているが，実験条件の設定は良好であったものと考えられる。

不定流開始42分後（Q＝6,000m³/s）より高水敷に水がのり始め，流量ピーク時は，河道全幅を流下する。なお，本実験は気球による流況観測は，風のため行えなかった。

河床変動状況は図－6.8.4～6.8.5に示すようにケースII－4－1の6,000m³/sを10時間通水した変動量と類似しており，北田井ノ瀬内9.2km～8.4km間，本川河道内7.6km～6.8km間での洗掘，中州合流点付近，堰床版上の堆積量はケースII－4－1より少ないが，その変動傾向は明確に現われている。9.2km～9.0km本川右岸と北田井ノ瀬左岸における洗掘は，中州流頭部高水敷からの落ち込みによる影響によっても洗掘現象を促進していると考えられる。洗掘個所に根固工を設置したことにより，低水護岸沿いの洗掘は生じなかったが，水制先端は洗掘されて配列が乱されていた。

堰下流6.0km＋80m～6.0km右岸は，根固工の設置がなく，低水護岸前面で洗掘傾向が現われた有数の個所である。

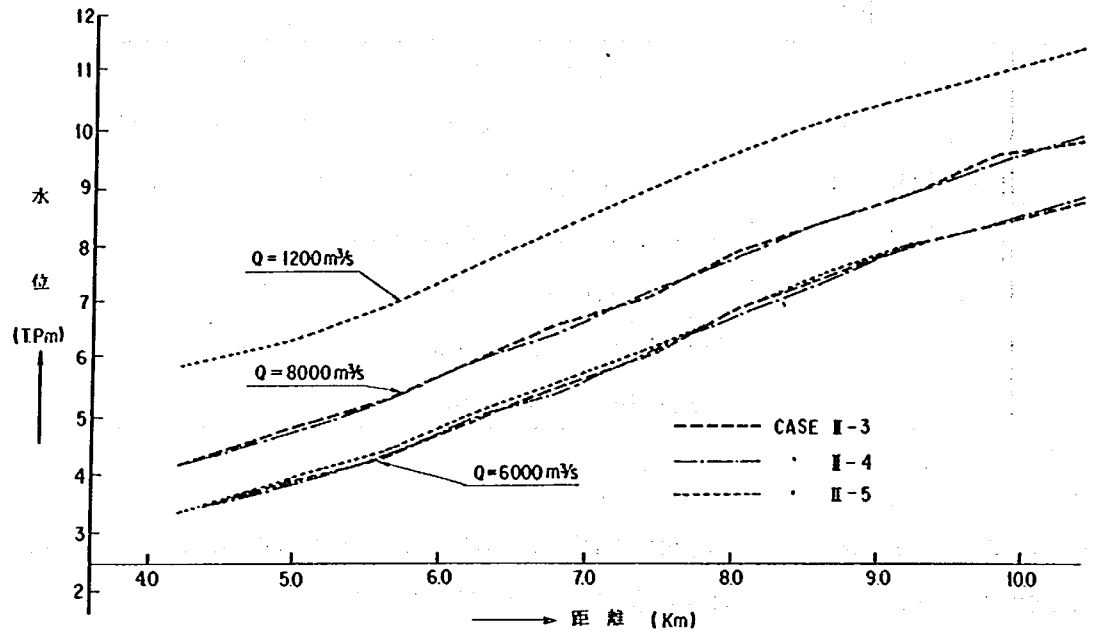
2) 実験II－5－2～II－5－4（Q＝6,000m³/s，8,000m³/s，12,000m³/s定流実験）

(1) 水位流況について

各流量における水位縦断形を図－6.8.6に示す。本実験における水位は，各流量とも定常状態に達する時間が早い。これはQp＝12,000m³/s不定流実験により河床変動が進行していたためと考えられる。

各法線形の定流量における水位縦断比較図を図－6.8.7に示したが，6,000m³/s，8,000m³/s共に大堰，水制工，根固工を設置した影響は，水位高には現われていない。

流れの状況は図－6.8.8～6.8.10に示すように，各流量時とも河道内をほぼ一様に流下し，とくに護岸沿いで流れが速いようなこともない。ただし，堆積傾向個所は流速が全体に概して小さく，洗掘個所は反対に流れが速くなっている。



図－6．8．7　水位縦断比較図

(2)　河床変動について

河床変動平面図を図－6.8.11～6.8.13に示したが，各所の洗掘，堆積現象は，通水を重ねる毎に強調され，明瞭な形となって現われた。

これらの洗掘，堆積個所を以下にまとめて記した。

洗　　掘	堆　　積
10.8km～10.4km　左　　岸	補給砂により10.8km～10.4km河道中央
9.2km本川右岸～8.4km	中州流頭部
北田井ノ瀬側 9.2km～8.6km	中州合流部
7.6km～6.8km河道中央から右岸	7.6km～7.2km　左岸低水護岸沿い
6.0km右岸～5.4km河道中央から右　　岸	大堰上・下流（6.4km～6.2km） 6.2km～5.8km　左岸低水護岸沿い
4.8km～4.4km左岸護岸沿い	5.0km～4.4km　河道中央部

以上に示すごとく，洗掘，堆積個所および移動量についても前回とほぼ同様の結果を示しているが，護岸保護対策として設置した根固工は，護岸法線沿いの洗掘防止には十分効果が現われていた。ただし，北田井ノ瀬側河道は河床低下により，根固工前面が崩落しているような状況にあった。水制設置個所は水制配置を40mピッチにした事により，各水制間は堆積傾向となり水制ピッチも良好であった。しかし，水制先端のブロックは，沈下および配列が乱れていたので，水制長については，再度検討する必要があろう。10m位が適当であると考えられる。

いっぽう，各流量時の平均河床高，最深河床高縦断比較図を図－6.8.14～6.8.16に示した。これまでの各法線形実験も同様であるが，砂止め工直下からの補給砂による模型上流部の堆積状況，中州により分流している両川の河床低下，合流点付近の堆積，7.4km～6.8km間の河

床低下，堰予定地付近の堆積傾向が明確に示されている。

次に修正第２案実験以降の各ケースにおける北田井ノ瀬側内の流出土砂量を，現地量で以下に示した。

表－6.2　北田井ノ瀬側内の流出土砂量一覧表（単位㎥）

CASE / Q (m³/s) / 断面	II-3-1	II-3-2	II-4-1	II-4-2	II-5-1	II-5-2	II-5-3	II-5-4
	6000	8000	6000	8000	不定流	6000	8000	12000
9.6k (9.6k~9.5k)	0.39	0.43	0.	0.24	0.07	0.30	0.55	0.72
9.4k (9.5k~9.3k)	-0.63	0.32	0.42	0.26	-0.12	0.20	0.12	-0.03
9.2k (9.3k~9.1k)	-1.32	-1.74	-1.62	-1.80	-0.54	-1.37	-1.48	-1.49
9.0k (9.1k~8.9k)	-2.09	-2.12	-1.69	-2.91	-0.68	-1.72	-2.84	-3.30
8.8k (8.9k~8.7k)	-2.38	-1.70	-2.31	-3.28	-1.62	-1.93	-2.44	-3.12
8.6k (8.7k~8.5k)	-1.85	-2.55	-2.03	-2.05	-0.76	-1.68	-2.10	-2.06
8.4k (8.5k~8.3k)	-0.23	-1.04	-1.63	-1.01	0.12	-1.26	-0.50	-0.37
8.2k (8.3k~8.2k)	-0.14	-0.03	-0.34	-0.29	0.07	-0.31	0.12	0.
TOTAL	-8.25	-8.43	-9.20	-10.84	-3.46	-7.77	-8.57	-9.65

※　計画河床高よりの累積ボリュームである。

これらの結果より

①　北田井ノ瀬側の流頭部9.6km断面はいずれも堆積傾向を示している。

②　洗掘量は，Q＝6,000m³/s でかなり進行し，それ以降流量を積み重ねても，その増加は少ない。

③　これまでのケースの流頭部法線形の修正程度では有意な効果は得られないようである。この原因としては，低水路法線を工夫しても，高水敷上の流れが多いため，分流量の変化が少ないためと考えられる。

④　この洗掘軽減策としては河床高等も含め，さらに大幅な法線変更を考慮する必要があろうとも思われる。

(3)　中州分派流量について

実験II－５－２のQ＝6,000m³/s においては，北田井ノ瀬側だけで流速を測定して，分派流量を求めた。さらに，分派流量比の精度向上をはかるために，Q＝8,000m³/s，12,000m³/s については，本川，北田井ノ瀬側共に流速測定を実施した。

その結果は表－６・３，図－6.8.17 に示すように，15%前後の誤差が生じた値が得られた。補正係数を乗算した北田井ノ瀬側河道への分流量は，Q＝6,000m³/s，8,000m³/s，12,000m³/s に対して1,690m³/s，2,570m³/s，3,900m³/s 前後であると考えられる。

表6.3　分派流量表

CASE	Q_0 (m³/s)	実験による算出流量 (m³/s)			補正係数	補正流量 (m³/s)	
		本川	北田井ノ瀬側	ΣQ		本川	北田井ノ瀬側
II-5-2	6000	—	1960	—	—	※4310	※1690
II-5-3	8000	6439	3050	9489	0.843	5430	2570
II-5-4	12000	9243	4452	13695	0.876	8100	3900

※　推定値

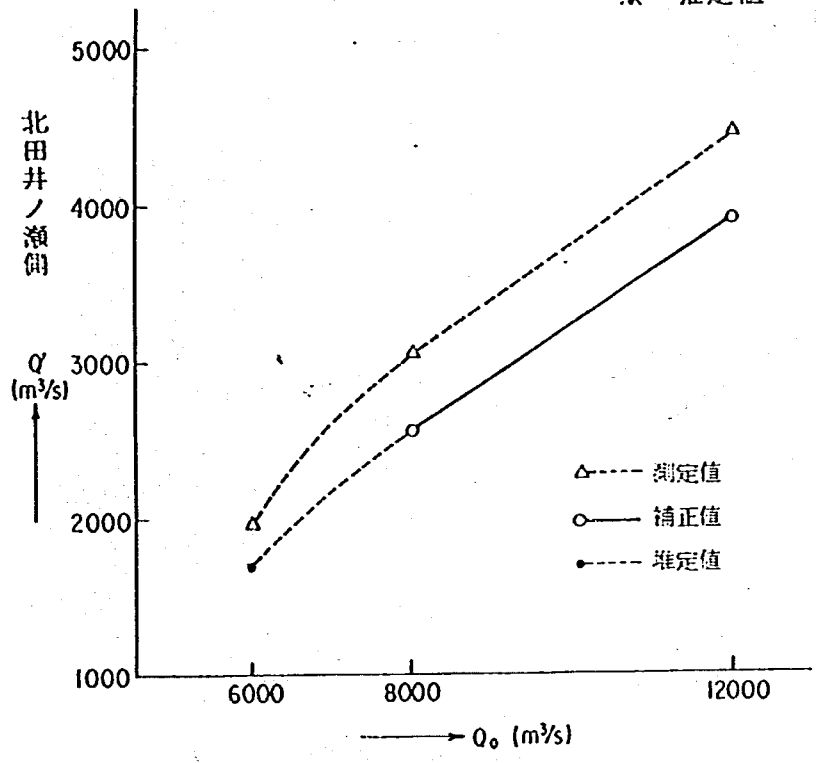


図6.8.17　Q_0－Q'関係図

(4)　橋脚周辺の局所洗掘について

実験－II－5の各橋梁の洗掘深を以下に示した。

ケース	II－5－1	II－5－2	II－5－3	
流量 / 橋梁名	Qp＝12000 m³/s	Q＝6000 m³/s	Q＝8000 m³/s	備考
六十谷橋	2.5 m	2.8 m	2.8 m	5号，6号
阪和線橋	3.0 m	3.5 m	3.5 m	6号，7号
阪和高速道路橋	3.0 m（橋脚台露出）	3.0 m	3.0 m	3号，5号
新田井ノ瀬橋	2.75 m（橋脚台露出）	2.75 m	2.75 m	3号，4号，8号
田井ノ瀬橋	2.0 m	2.5 m	3.0 m	5号
北田井ノ瀬橋	2.5 m	3.0 m	3.7 m	

計画河床高からの洗掘深を示したが，Qp＝12,000m³/sの不定流実験において，橋脚周囲の洗掘状況は，ほぼ定常になりその後の通水でも洗掘はあまり進行しなかった。

備考欄に各橋脚の中でとくに洗掘が大きい橋脚を左岸からの橋脚柱Noで示した。

6－3－6　法線形修正第4案＋管理河床高＋対策工実験（実験II－6）

これまでの実験で低水路法線形の大幅な修正案および対策工の検討を行い，流況も含め水衝部の局所洗掘や堆積等の河床変動もかなり軽減された。しかし現況新六ヵ井堰の撤去と，計画河床高への大幅な変化に伴う河道条件での河床の安定特性として，中州流頭上流部の堆積，中州両側河道の河床低下とその下流合流点付近への堆積，7.4km～6.8km間の河床低下とその下流の大堰付近での堆積傾向は依然として残っている。

ここでは，大堰設置に伴う上流河床へのすりつけ勾配や上記河床変動対策として河床高を図－6.9.1に示すように，堰付近から上流で約1.0m下がる縦断形河床（管理河床高）とした検討を行った。また，北田井ノ瀬側河道の河床低下，および低水路法線形の制約条件や，すでに完成している低水路護岸等を考慮し，図－6.9.2に示す法線形修正第4案河道に変更した。

実験は，計画洪水流量Q_p＝12,000m³/s(ケース・II－6－1)を不定流で通水し，引き続いて6,000m³/s（ケース・II－6－2），8,000m³/s（ケース・II－6－3），定流量を各10時間通水した検討を行った。なお，模型上流端の砂止め工直下流を補給源と考えてケースII－6－1およびケースII－6－2終了後において，0.36m³（模型量）を補給した。

この実験での行った諸対策，修正の概要は次のようである。

① 低水路法線形上の修正（図－6.9.2参照）

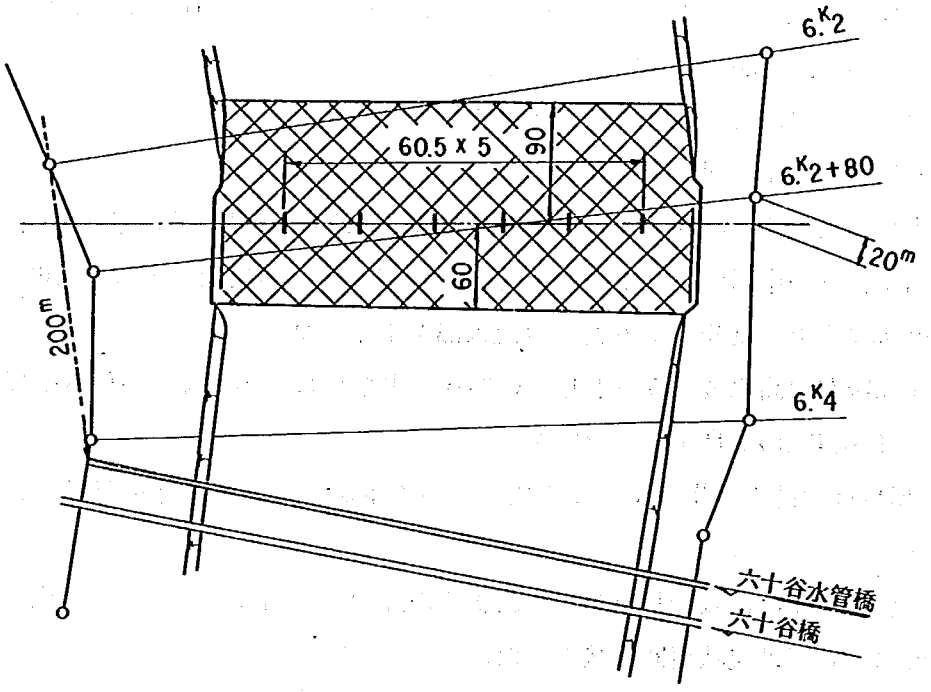
- ○ 前回の実験結果より北田井ノ瀬側河道の洗掘防止策，すなわち，分流量を軽減する案として，9.6km～9.4km付近の中州流頭部本川側を約50m後退させ，本川側の拡幅と9.6km右岸低水路法線を約30m前進させて北田井ノ瀬側河道流入部を狭くした。
- ○ 7.8km～6.6km左岸高水敷をカットしない形状，すなわち原案法線形の位置に復帰させ上流は8.0km，下流は6.4kmの最良案法線形にすりつけた。
- ○ 5.0km左岸付近の低水護岸がすでに完成している事から，この付近を現案法線形状に修復した。
- ○ 低水路を管理河床高に設定したが，これまでの計画河床高以下の形状と同様，管理河床高より低い部分については現状横断形状とした。

②紀の川大堰の修正

大堰床版高が－2.70T.P.mから管理河床高の－3.00T.P.mに，大堰径間が57.5mから60.5mの変更に伴い，大堰の修正を行った。この大堰設置諸元をケースII－5と比較して，表－6.4に，大堰設置概要図を図--6.9.3に示した。

表－6.4　大堰設置諸元

CASE / 諸元	CASE－Ⅱ－5 法線形第３案＋対策工実験	CASE－Ⅱ－6 法線形第４案＋対策工実験
堰　軸	左岸……六十谷水管橋より２００m下流 右岸……（6.2㎞＋８０m）＋２０m	
堰床版高	T.P.m －2.70 計画河床高より－1.0m	T.P.m －3.00 管理河床高
径　間	総径間　３８８.５m (57.5m×5)+57.0m+44.0m 魚道有り	総径間　３９０.５m (60.5m×5)+(44.0m×2) 魚道有り
水叩床版長	上流側……６０m	下流側……９０m
備考　低水路河床高	計画河床高 大堰より上流は1/500にてすりつけ	管理河床高



図－６．９．３　大堰設置概要図

③　護岸保護対策

北田井ノ瀬側河道の洗掘防止，低水護岸沿いの局所洗掘対策，および水衝部に設置した水制工先端の配列の乱れ等を考慮して図－6.9.2に示す如く，低水護岸保護対策案を実施した。前回の実

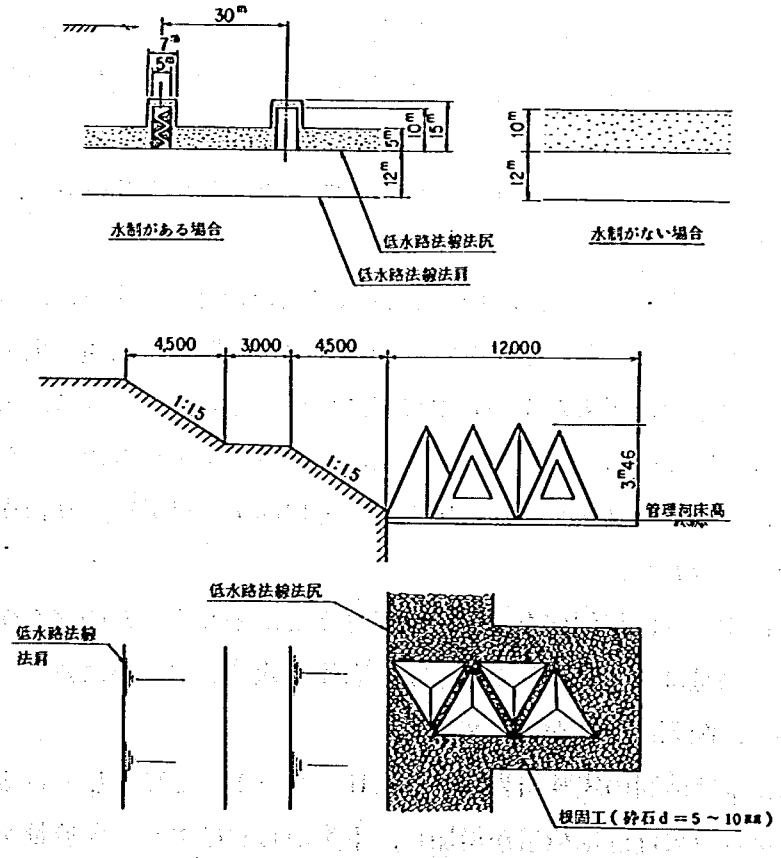
表－6.5　根固工設置諸元

項目＼種類	幅５ｍ（水制併用部含む）	幅１０ｍ
設置範囲	9.0km～7.8km　左　岸 7.6km～6.4km　（堰床版まで）右岸 6.2km（堰床版）～5.4km　右岸	9.6km～8.2km右岸（北田井ノ瀬） 8.8km本川右岸～9.6km ～8.2km北田井ノ瀬左岸
工　種	砕石（d＝5mm～10mm）現地粒径約３５cm相当	

験結果より水制長を15mから10mに修正し，配置間隔は水制長の約３倍の30mとした。水制併用でない個所の根固工幅は，とくに北田井ノ瀬側河道の洗掘防止を重視し2.5mから10mに変更して設置した。水制および根固工の設置諸元を表－6.5，6.6に示し，概要図を図－6.9.4に示した。

表－6.6　水制工設置諸元

設置範囲	7.8km～8.8km＋１５ｍ　左岸　３６基 6.8km～7.4km＋１５ｍ　右岸　２３基 5.4km～5.8km　右岸　１４基
間　隔	３０ｍ
長さ・幅	低水路法線法尻より　１０ｍ，５ｍ
工　種	中空三角ブロック　２列配置　４個



図－６．９．４　根固工および水制工概要図

1) 実験II－6－1（計画ハイドロ実験 Qp＝12,000m³/s）

(1) 水位，流況について

実験開始後，中州付近の高水敷に前回は42分頃（Q＝6,000m³/s）水がのり始めたが，今回は計画河床高より低い管理河床高にしたことにより，45分頃（Q＝8,000m³/s）となった。この各測点における水位一時間変化図を図－6.9.5に示す。ピーク時の水面勾配は，大堰より下流部は約1/1,570，6.8km～8.0km間は，1/1,000，8.0km～10.0km間は，1/1,430を示しており，前回と比較すると大堰より上流区間は約0.5～1.0mの水位低下となった。またピーク時付近の中州流頭部の分流境界域は，右岸杆杭位置から9.8kmで270m，9.6kmで230m付近を示し，中州流頭部の修正による前回実験との有意な変化は見られなかった。しかし，中州流頭部形状の変更と水位低下により高水敷上からの落ち込む流れはかなり軽減されている。河道内の流れは，図－6.9.6の流況図に示すようにほぼ一様に流下しているが，7.6km～6.8km左岸高水敷を張り出させたことより，8.0km本川側の流れは，7.4km右岸方向に向う流れがやや強くなり，その下流で蛇行ピッチが短かくなったようなかたちで，低水路中央から右岸寄りで表面流速が若干速くなっている。

堰付近は上流左岸低水路法線変更による影響は見られず，堰軸方向も良好と思われた。

(2) 河床変動について

通水前と通水後の河床変動状況を各断面毎に横断図として整理し，横断図を基に作成した河床変動平面図を図－6.9.7に，最深および平均河床高縦断図を図－6.9.8に示した。

模型上流端，11.0kmに設置してある砂止め工の直下流が補給源となり，10.8km～10.4km間は若干の堆積傾向を示しているが，10.2km～9.4km間は低水路幅が広いため，河床変動は非常に少ない。9.2km本川右岸低水護岸沿いに洗掘が生じているが，法線沿い全体ではなく，この断面のみの局所洗掘であって，高水敷からの落ち込みによる流れの影響であろうと思われるが，その原因ははっきりしない。本川8.8km～8.6kmはやはり洗掘傾向となっているが，前回実験（II－5－1）と比較すると河床変動は半減している。

いっぽう，北田井ノ瀬側への流入部，9.6kmは低水路法線の修正により，流入幅が狭くなったため，河床低下傾向となった。その下流9.2km～9.0km間の洗掘量は前回（実験II－5－1）よりやや減少し，最深河床の位置も左岸から中央部に移行している。これは，流頭部の修正による流心の変化と管理河床高への変更に伴い，中州流頭部高水敷上からの流下量が減少した事が考えられる。さらに8.8km～8.6km間は，河床高変更と根固工の効果により河床低下量がかなり減少した結果となって現われた。

7.6km～6.6km間はやはり洗掘傾向を示し，左岸高水敷が張り出したのにもかかわらず洗掘状況も類似し，河床変動量は多少減少した。しかし右岸低水路護岸沿いに設置した水制は先端で洗掘され，前回同様，配列に乱れが生じていた。

大堰床版上の堆積量は前回の実験結果（ケースII－5－1）と類似しているが，堆積状況は多少異なり，左岸から中央付近堆積量が増加し，中央から右岸寄りの堆積量が少ない傾向が明確に現われた。また，大堰下流6.2km～6.0km＋80m，右岸付近が洗掘されており，大堰上流左岸

の低水路法線の張り出しと，堰下流部の水面勾配の変化により，流量が大きい場合は大堰右岸寄りの流れが多少強くなったものと考えられる。

5.8kmよる下流区間は水衝部となる5.6km～5.4km右岸からその下流の河道中央部で洗掘されており，5.2km～4.6km間左岸の低水路法線形を既設低水護岸位置まで戻したための影響も考えられるが，その他の場所も全体に洗掘傾向となっている。

2) 実験II－6－2～II－6－3 (Q＝6,000m³/s, 8,000m³/s定流実験)

(1) 水位，流況について

各流量における水位縦断形状をケースII－5の結果と比較して図－6.9.9に示した。これまでと同様各流量とも，6時間程の通水でほぼ水位が安定し定常状態に達している。計画河床から管理河床高への変更により，ケースII－5－2，II－5－3と比較すると中州流頭付近で0.70m～0.80m，中州合流部で0.50m，大堰付近で0.40m，水位が低下し，水面勾配も若干緩やかとなっている。ただし，北田井ノ瀬側河道は，水位低下による影響によって，本川側との差が大きくなり，北田井ノ瀬側の水位が0.20m～0.30m低い結果となって現われた。

通水中の流下状況は図－6.9.10～6.9.11に示すように河床高が低くなったことにより，高水敷上の流れは減少したが，中州流頭部の分流境界や，低水路の流下状況は計画河床時（ケースII－5）と同様の流れを示している。しかし中州合流部の死水領域は水位低下によりはっきり現われたかたちとなっている。また7.4km～6.6km付近の表面流速は低水路幅を狭くしたのにもかかわらず，河床を下げたことによって，低水路内をより多く流れるため，とくに6,000m³/s時で計画河床時より速い流れとなっている。なお，堰軸方向は6,000m³/s, 8,000m³/sとも流線に対して良好な位置を示しているようであった。

(2) 河床変動について

実験結果の河床変動横断図を基に描いた河床変動平面図を，図－6.9.12～6.9.13に示す。

不定流実験終了後の堆積，洗掘個所が前回のケースII－5と同様，通水毎により明瞭なかたちとなって現われている。この洗掘，堆積個所を以下に示す。

洗　　掘	堆　　積
10.8km～10.4km 左岸　10.8km 右岸	10.8km～10.4km 河道中央
北田井ノ瀬への流入部　9.6km	中州流頭部本川側
北田井ノ瀬　9.2km～8.6km	中州合流部
9.2km 本川右岸～8.4km	7.6km～7.2km 左岸護岸沿い
7.6km～6.8km	大堰上・下流（6.4km～6.2km）
5.6km～5.0km 河道中央から右岸	6.0km+80m～5.8km 左岸護岸沿い

10.8km～10.4km河道中央の堆積が増加したが，これは砂止め工直下の洗掘土砂によるものであり，実験上の問題であって給砂区間と考えるべきである。なお，中州流頭部の修正と河床を下げたことによって，9.6km～9.4km本川側の河床変動が緩和されて，北田井ノ瀬への流入部9.6

kmが洗掘に変った。

いっぽう，これらの実験終了後の平均河床高，最深河床高，縦断比較図を示したのが図－6.9.14～6.9.15である。これによると，ケースII－5と同様，砂止め工直下流の洗掘土砂による模型上流部の堆積状況，中州をはさむ両川の河床低下，合流点付近の堆積，7.4km～6.8km間の河床低下，堰予定地点の堆積傾向が明確に示されている。

ここで，計画河床案実験（ケースII－5）と管理河床案実験（ケースII－6）における北田井ノ瀬側内の流出土砂量を，現地量で比較して以下に示した。

表－6．7　北田井ノ瀬側内の流出土砂量比較表（単位万m³）

CASE / Q (m³/s) / 断面	法線形第3案実験　（計画河床）				法線形第4案実験(管理河床)		
	II－5－1	II－5－2	II－5－3	II－5－4	II－6－1	II－6－2	II－6－3
	Qp=12000	6000	8000	12000	Qp=12000	6000	8000
	不定流	定		流	不定流	定	流
9.6	+0.07	+0.30	+0.55	+0.72	−0.31	−0.50	−0.14
9.4	−0.12	+0.20	+0.12	−0.03	−0.15	+0.25	+0.25
9.2	−0.54	−1.37	−1.48	−1.49	−1.27	−1.30	−1.97
9.0	−0.68	−1.72	−2.84	−3.30	−0.81	−1.00	−1.75
8.8	−1.62	−1.93	−2.44	−3.12	−0.39	−0.61	−1.56
8.6	−0.76	−1.68	−2.10	−2.06	−0.41	−0.29	−1.29
8.4	+0.12	−1.26	−0.50	−0.37	+0.03	+0.10	+0.35
8.2	+0.07	−0.31	+0.12	0.00	−0.33	+0.28	+0.16
TOTAL	−3.46	−7.77	−8.57	−9.65	−3.64	−3.07	−5.95

※　通水前河床からの累積ボリュームである

この結果より

① 北田井ノ瀬側内の総流出土砂量は，不定流実験では前回とほぼ同量となっているが，6,000m³/s，8,000m³/s定流量実験においては半減し，管理河床高への変更と根固工を拡幅した効果が現われているものと考えられる。

② 北田井ノ瀬側の流頭部9.6km断面は，Q＝6,000m³/s定流までは洗掘が進行していたが，Q＝8,000m³/sの積み重ねにより，上流からの補給土砂によって若干堆積傾向に転じている。中州上流部は低水路幅も広く堆積空間であるので，将来は掘削の必要が生じる可能性もあると考えられる。

③ 北田井ノ瀬側内の最深河床高位置が，8.8km～9.0kmから9.2km付近へと変化した。この原因は，中州流頭部の修正が大きな要因であると考えられる。

(3) 中州分派流量について

Q＝6,000m³/sと8,000m³/sの定流実験において，8.6km断面の本川側と北田井ノ瀬側で簡易型プロペラ流速計にて，流速測定を行い，分派流量を求め表－6.8に示した。この結果は前回

(ケースII－5)と全く同量の分流量を示しており，Q＝6,000m³/s，8,000m³/sに対して1,691 m³/s，2,585m前後であった。分流量に関しては，中州流頭部を改修した効果は現われなかった。

表－6.8　分流量表

CASE	Q(m³/s)	実験による算出流量（m³/s）			補　正	補正流量（m³/s）	
		本　　川	北田井ノ瀬側	ΣQ	係　数	本　　川	北田井ノ瀬側
II－6－2	6000	4142	1625	5767	1.04	4309	1691
II－6－3	8000	5393	2575	7968	1.004	5415	2585

(4)　護岸保護対策の効果について

①　9.0km～7.8km本川左岸および，7.6km～7.0km本川右岸の水制先端は，いずれも沈下あるいは，配列が乱れてブロック周囲は深掘れ（局所洗掘）を示していた。水制先端の局所洗掘防止には，河床材料の置換や捨石により範囲を広げる必要があろう。しかし，各水制間の根固工の部分には土砂の堆積傾向がいずれも現われていた。

②　9.6km中州流頭部～8.8km本川右岸の根固工および北田井ノ瀬側内の根固工は，護岸保護工としては十分効果が現われており，北田井ノ瀬側左岸根固工上はむしろ土砂の堆積傾向を示していた。

③　5.8km～5.4km本川右岸の水制先端も配列は乱れていたが，護岸の保護効果は十分に現われていた。

以上の結果は，不定流通水後にその傾向が現われて，通水の積み重ねにより，各水衝部に設置した水制先端の配列の乱れが強調された状態となっている。

水制先端のブロックの沈下等を考慮すれば，根固工のみにより，幅10mに拡幅した保護工も考えられる。その場合，吸い出し防止工法や屈撓性等を考慮する必要があろう。

6－3－7　法線形修正第5案＋管理河床高＋対策工実験（実験II－7）

管理河床高とした実験II－6の結果において，流況も含め水衝部の局所洗掘や堆積等の河床変動もさらに軽減し，各水衝部の護岸根固工および水制併用個所の保護効果もかなり得られた。しかし，水制設置個所ではブロックの配列の乱れ，とくに9.0km～7.8km本川左岸，7.6km～7.0km右岸の水制先端では，その周囲に局所洗掘が生じ沈下あるいは転倒する現象が見られた。これらを考慮して，今回は根固工（幅5 m）と水制併用の対策個所を幅10mの根固工に変更した検討を行った。また，実験II－6では，堰上流部7.4km～6.8km間の低水路幅が狭いことにより，この区間で洗掘傾向を示し，その洗掘土砂が低水路幅の広い堰付近の左岸寄りに堆積する。これらの堆積軽減策として堰付近の左岸低水路法線を前進させ，堰径間も含め低水路幅を若干狭くした案の検討を行った。

以下に，この実験で行った諸対策，修正の概要を示す。

①　低水路法線形状について（図－6.10.6参照）

○堰設置付近の低水路左岸法線形を約25.5m前進させて（堰総径間365m，法線形修正第4案は

390.5m)，上流は6.8km，下流6.0kmの修正第4案の法線形にすりつけた。他の法線形状は，修正第4案（実験II－6）と同一である。

② 紀の川大堰について

○堰地点の低水路幅を変更したことにより，大堰径間が前回と異なるが堰柱のスパン割等の変更諸元は明確でないため，ここでは法線形修正第4案実験（実験II－6）と同じ設置諸元で行った。したがって，左岸低水路法線を前進させただけであり，堰柱位置は総径間390.5mのスパン割のままの状態である。

③ 護岸保護対策について

○ 前回の実験（実験II－6）で水衝部に設置した水制と根固工（幅5.0m）の併用個所を幅10mの根固工のみに変更した。水制併用個所以外は前回と同じである。この根固工設置範囲を表－6.9に示す。

表－6.9 根固工設置諸元と範囲

項目＼種類	幅 5.0m	幅 10m
設置範囲	・9.0 km～8.8 km左岸 ・6.8 km～5.8 km右岸	・8.8 km～7.8 km本川左岸 ・9.6 km～8.2 km右岸（北田井ノ瀬） ・8.8 km 本川右岸～9.6 km～8.2 km 北田井ノ瀬左岸 ・7.6 km～6.8 km左岸 ・5.8 km～5.4 km右岸
工種	砕石（模型粒径 10mm～5mm）現地粒径約35cm相当	

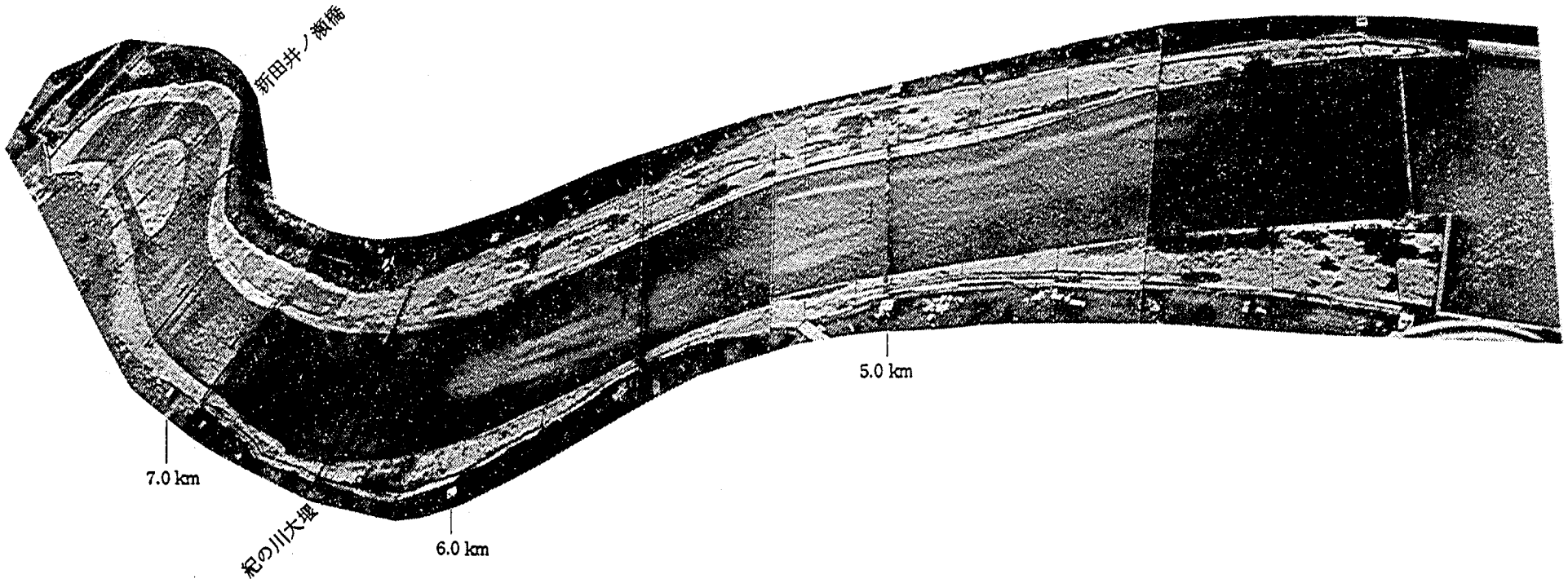
1) 実験II－7－1（計画ハイドロ実験，Qp＝12,000m³/s)

(1) 水位，流況について

実験開始後，中州付近の高水敷にのり始めるのは前回(実験II－6－1)と同様，45分頃(Q＝8,000m³/s)であり，ピーク時は河道全幅を流下する。これら各測点における水位時間変化図を図－6.10.2に示す。ピーク時の水位を実験II－6－1と比較すると，大堰付近の低水路幅が狭くなったことにより，6.2km～6.8km間で若干水面勾配が急になって，6.8kmより上流全体に約20cmの水位上昇となっている。河道内の流れも図－6.10.3の流況図に示すように，ほぼ一様に流下する。堰上流右岸において，水制併用から根固工のみに変更したことにより，流量の増大と共に7.6km～6.6km右岸寄りの流れが若干強くなったように見受けられたが，ピーク時付近の中州流頭部の分流境界域等も含め，他は実験II－6－1とあまり変わらない状況であった。また堰付近の左岸低水路法線を張り出させたことによる流線変化等の影響も見られず，堰柱位置は異なる（前回のスパン割のままの状態）ものの堰軸方向も良好と思われた。

(2) 河床変動について

通水前後の河床変動横断図を図－6.10.4(1)～6.10.4(14)に，河床変動平面図，および最深，平均河床高縦断図を図－6.10.5，6.10.6に，通水後の状況を写真－6.3に示す。



写真－６．３

河床変動状況は，11.0kmに設置してある砂止め工直下流が補給砂源となり，10.8km～10.4km河道中央部が堆積傾向となっている。10.2km～9.6km間は，低水路幅が広いため，河床変動は非常に少なく，その下流9.2km～8.6km間の本川側は河道中央から，右岸付近が洗掘されて8.4km～8.0kmの河道中央部に堆砂した。

いっぽう，北田井ノ瀬側河道は，9.2km～8.6km間の河道中央部が河床低下を示し，通水前河床より，平均河床高で約50cm(最深河床で1.0～1.5m)の洗掘となり，その下流8.2km～7.8km間へ堆積する。7.6km～6.8km間も同様低水路幅が狭いことによって，河床低下傾向を示し，低水路幅が比較的広く，河床高も低い大堰付近がわずかであるが堆積傾向となる。堰付近の左岸法線形を張り出したことによる効果は，河床変動量も少なく有意な差は生じていないが，堰下流左岸側の堆積量が若干減少傾向となっている。堰下流部は水衝部となる5.6km～5.4km右岸から，その下流河道中央部が洗掘され，その他の場所も全体に洗掘傾向となっている。

以上のように，不定流通水後の河床変動状況は量的にも前回の実験結果（実験II－6－1）とほとんど同様であり，対策工および堰付近の法線形変更による効果の違いは明確でなかった。ただし，前回水制併用個所を根固工のみにした水衝部個所では，根固工前面の洗掘も少なく，崩落するようなこともなく，より効果的であった。

2) 実験II－7－2～II－7－3 (Q＝6,000m³/s，8,000m³/s定流実験)

(1) 水位，流況について

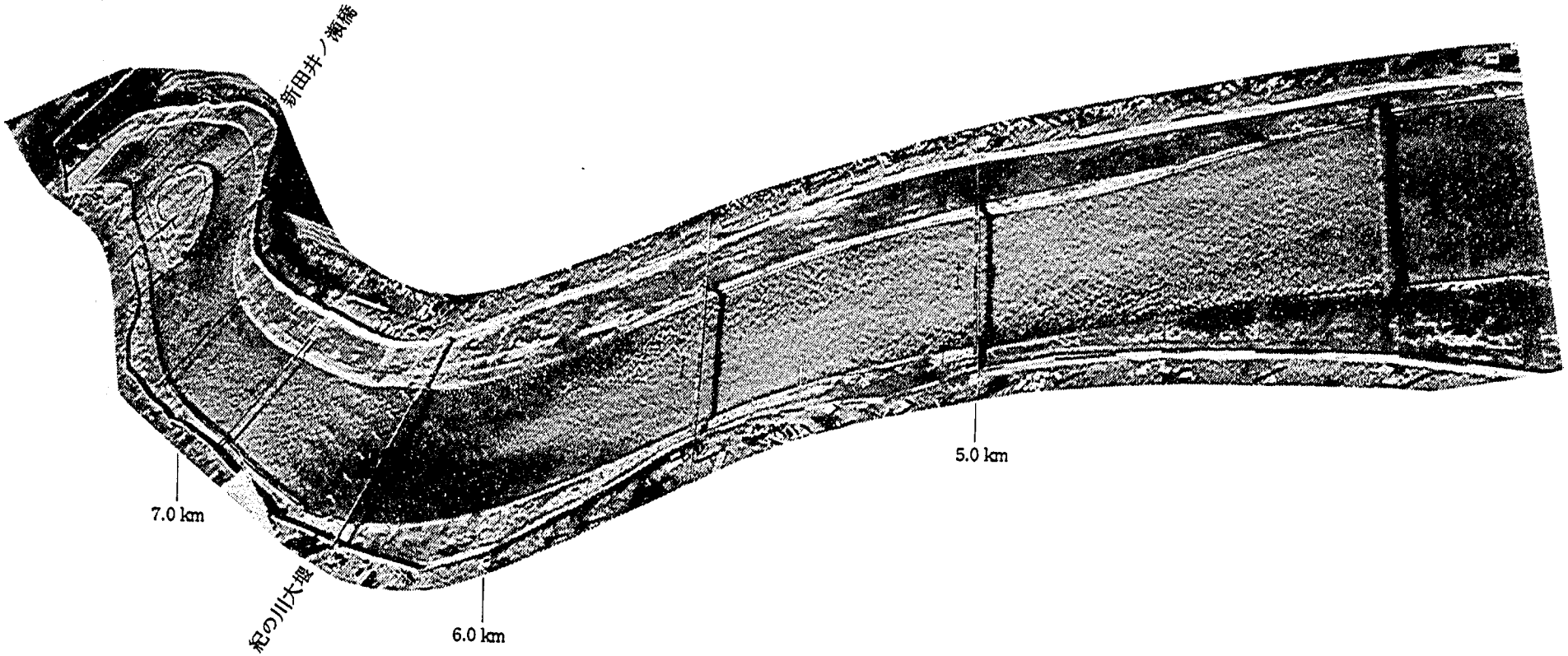
各流量における水位縦断比較図を図－6.10.7に示す。Q＝6,000m³/sの場合は，前回の実験II－6－2と全く同値であるが，8,000m³/sの場合は，不定流実験結果と同様6.8kmより上流部で実験II－6－3より約0.15m水位が上昇している。堰付近の低水路幅を狭めたことによって流量の大きい場合，水位上昇となって上流へ影響したものと思われる。定常時の水面勾配は，大堰より下流部で約1/1,400，大堰地点付近より8.0km間で約1/1,000，8.0km～10.0km間は約1/1,400となっており，不定流ピーク時の水面勾配と大差ない。

通水中の流下状況の概略は，図－6.10.8～6.10.9に示すように，前回の実験との河道形状等の違いも少ないため，実験II－6の状況ほとんど同じである。この流下状況は，低水路内でほぼ一様な流れを示し，Q＝6,000m³/sでは高水敷上に若干水がのる程度でその流れも遅い。Q＝8,000m³/s時は高水敷上も流下するが，7.8km～7.6km左岸および大堰下流右岸側高水敷上へのる流れがいくぶん速い程度であった。

(2) 河床変動について

実験結果の河床変動横断図を図－6.10.10(1)～6.10.10(14)に，河床変動平面図を図－6.10.11～6.10.12に示す。又，8,000m³/s通水後の変動状況を写真－6.4に示す。これまでの結果と同様，堆積，洗掘個所がさらに強調され，明瞭なかたちとなって現われている。

これらの堆積，洗掘個所を以下に示す。



写真－６．４

洗　　掘	堆　　積
10.8 km～10.4 km左岸，10.8 km右岸	10.8 km河道中央～10.2 km
北田井ノ瀬側 9.6 km～8.6 km	9.8 km～9.6 km右岸
9.2 km本川右岸～8.4 km	中州合流部 8.2 km～8.0 km
7.6 km～6.6 km	大堰上・下流（6.2 km＋80m～6.2 km）
5.8 km右岸～5.0 km	6.0 km＋80m～5.8 km左岸護岸沿い

10.4kmより上流の河床変動は，模型上流端11.0kmの砂止め工直下であって，模型上の影響もあるため給砂区間と考えるべきである。中州上流部10.2km～9.6km間は低水路幅が広いことによってこれまでと同様，河床変動は少なく，堆積傾向となっている。中州両側河道および大堰上流7.6km～6.8km間は低水路幅が上下流に比して狭いため，河床低下を生じ，その下流中州合流点付近と大堰付近では堆積傾向となる。これらの通水後の平均および最深河床高縦断図を図－6.10.13～6.10.14に示す。

いっぽう，この実験は前回の実験II－6の低水路法線形状に対し，堰付近の左岸法線を張り出させ，低水路幅を若干狭めたことによって，6.4km～6.2km右岸での堆積量が減少し，堆積傾向であるものの横断的な変化も少なく，量的にもやや減少しており，その効果が得られている。この部分を除いては，河道形状も実験II－6と同一であることから全体の河床変動状況は量的にもほとんど変わらなかった。

(3) 護岸保護対策の効果について

この実験では，前回検討した水制と根固工（幅5.0m）の併用個所を幅10mの根固工のみにして行った。その結果は，根固工設置個所において，いずれも護岸保護としての効果が得られており，水制設置による先端の局所洗掘現象等の問題もなく，より効果的と考えられた。幅10mの根固工設置個所のうち，8.2km～8.0km左岸および北田井ノ瀬側8.4km～8.2km間が根固工上はむしろ堆積傾向を示している。したがって，根固工幅は5.0mでもよいと思われるが，8.0km本川左岸付近は現状河道の水衝部でもあり，また高水敷幅も狭いことから安全性を見込んだ保護対策を行う必要があろう。河床低下とともに護岸前面の洗掘が大きい他の根固工設置個所のうち，とくに前面の洗掘の大きい場所では先端の一部が崩落する状態も見受けられた。しかし，幅10mの根固工を行えば，護岸前面の洗掘を防止することが可能であった。

(4) 橋脚周辺の局所洗掘について

各橋脚周辺の洗掘状況を管理河床高からの洗掘深として表－6.10に示した。

橋脚周囲の局所洗掘深は計画ハイドログラフの不定流実験においてほぼ最大洗掘状態となり，その後の通水では差程洗掘は進行しない。橋脚番号は低水路内にある橋脚を左岸から示したものである。橋脚周囲の局所洗掘対策としては最大洗掘深に見合う河床粒径の水中安息角の範囲を保護する必要がある。それ以下では，保護工周囲に洗掘が生ずる。

表－6.10 橋脚周囲の洗掘一覧表

	管理河床高 通水前の河床高	Ⅱ－7－1 m^3/s Qp=12000	Ⅱ－7－2 m^3/s Q=6000	Ⅱ－7－3 m^3/s Q=8000	備考
北田井ノ瀬橋	T.P.m 0.15	T.P.m 2.00	T.P.m 2.25	T.P.m 2.25	
南田井ノ瀬橋	0.00	2.50	2.70	2.75	4号, 5号
新田井ノ瀬橋	−0.65	0.75 ※2.00	1.50 ※2.00	※2.00 ※2.00	2号 3号, 4号
紀の川大橋	−0.85	3.25 3.45 1.50 ※2.20	3.25 3.45 ※2.25 ※3.20	3.25 3.45 ※2.25 ※3.20	2号 3号 4号 6号
国鉄阪和線橋	−1.90	2.85 2.35 3.05	3.35 2.75 3.65	4.00 3.50 3.90	2号 3号 4号
六十谷橋	−2.55	3.10	3.25	3.50	1号, 2号, 3号
水管橋	−2.55	※3.45 2.50	※3.45 2.85	※3.45 2.85	3号, 4号 5号

※ 橋脚台露出

6－4 実験結果のまとめ

6－4－1 計画低水路法線形について

(1) 計画低水路原案法線形（計画河床高）の流況および河床変動結果をもとに，その問題個所の軽減策として，法線形修正による検討を行った。その結果流況も含め，局所的に河床変動の少ない法線形として修正第3案（ケースⅡ－5）が得られた。とくに7.6km～6.8km間左岸側法線を後退させたことにより，この区間の左岸堆積，および右岸側の洗掘量が減少した。さらに大堰設置位置付近の6.4km～5.8km間低水路は全体に右岸側に寄せた方が流況，河床変化とも良い結果が得られた。ただし，河道特性により，中州流頭上流部の堆積，中州両側河道の河床低下とその下流合流点付近への堆積，7.4km～6.8km間の河床低下とその下流の堰予定地付近での堆積傾向は依然として残っている結果となっている。

(2) Qp＝12,000m³/sによる不定流実験の河床変動状況は，原案法線形より修正第3案の方がその変動が7.4km～6.8km間で大きい結果となっている。この原因としては，原案法線形では阪和線橋梁を現況橋脚で実験を行ったため，および修正第3案での大堰設置に伴う河床勾配のすりつけ等の違いに起因しているものと考えられる。

(3) 河床変動は，Q＝6,000m³/s定流実験（10時間）で進行し，その後，流量を積み重ねても大幅な変動は生じなかった。

(4) 7.8km～6.8km間左岸および5.0km左岸付近を現案法線形に戻し，計画河床高より低い管理河床高とした法線形修正第4案および第5案実験（ケースⅡ－6，Ⅱ－7）は，河床を下げた効果によ

り河床変動は減少した。ただし，7.8km～6.8km間は低水路幅が狭くなったため．第3案の計画河床実験（ケースII－5）と同程度の河床変動となっている。

(5) 法線形修正第4案実験は，堰上流部で低水路幅を狭くしたことにより，堰地点付近は低水路幅がより広いかたちとなる。このため，計画河床時より堆積範囲が若干大きい。

(6) 法線形修正第4案に対し，堰付近の左岸低水路法線を前進させ，堰径間も含め低水路幅を狭くした管理河床高の法線形修正第5案（実験II－7）は，堰付近で堆積傾向であるものの量的にも，また横断的な変化も少ない結果が得られた。よって，局所的に河床変動の少ない管理河床高の法線形案としては．第5案が最良と考えられる。

(7) 低水路を管理河床高にしたことにより，定流実験において中州流頭部で0.6～0.7m，中州合流部から大堰付近で約0.4m 水位が低下する。

(8) 中州両側河道は計画河床および管理河床時とも洗掘されているが，後者は河床を下げた効果により，その変動が軽減されている。

(9) 中州流頭部形状は修正第4案法線形（第5案も同じ）が最良と思われるが，北田井ノ瀬側の洗掘防止の大幅な効果は得られなかった。これらの原因としては，低水路法線形を工夫しても，高水敷上の流れによってその割には，分派流量が減少しないためと考えられる。

(10) 以上，計画低水路法線形状について検討したが，河道改修計画と大堰設置に伴う河道条件変化に対し，その河道の安定特性として洗掘，堆積個所が必ず生じ，法線形修正のみでは完全に防止することはできない。したがって，実験で生ずる程度の洗掘に対処しうる保護対策は必要であろう。

(11) 低水路法線形をさらに変更した場合（修正に対する諸問題を無視した場合）の河床変動のより少ない案としては，管理河床高の法線形修正第4案に7.8km～6.8km間のみを第3案形状と同一にした法線形が最良と考えられる。この案については河床変動計算により検討した結果を後述する。

6－4－2　堰軸方向について

(1) 堰軸は左岸軸を六十谷水管橋より200m 下流に固定した場合，低水路修正第3案法線形に対する堰軸方向は，右岸6.2km＋80m 杭の上流20m 方向が最良である結果が得られた。また，管理河床における修正第4案および第5案法線形でも流線に対して，良好な位置を示していた。

(2) 計画河床実験では堰床版が，計画河床高より1.0m低く，その上流部は河床勾配1/500ですりつける形となっているため，堰付近はより堆積傾向を示している。したがって，7.4km～6.8km間の河床低下を助長している可能性も考えられる。

(3) 管理河床時では，堰床版上流で河床勾配が急変せず，堆積量が減少すると考えられたが，堰上流側低水路幅が狭いことにより，この区間の洗掘土砂が計画河床時と同程度生ずるため，低水路幅の比較的広い堰付近で計画河床と同様の堆積となった。堰付近の低水路幅を狭くした修正第5案形状では，第4案および，計画河床時よりは軽減し．左岸側へ片寄る堆積も少ない。

6－4－3　北田井ノ瀬側河道の洗掘防止対策と分派流量について

(1) 中州流頭部および右岸法線形状は修正第5案（第4案も同一）が最良と思われるが，低水路法線形を工夫しても高水敷上からの流れによって，分派流量が減少しないため北田井ノ瀬側河道の洗掘防止には，大きな効果は現われなかった。

(2) 計画河床時において，両護岸沿いに根固工（幅5.0m）を設置したことより，護岸沿いの洗掘は防止された。しかし河道中央部の洗掘が大きく，根固工が崩落している状況にあった。

(3) 管理河床時では，両護岸沿いに幅10mの根固工を設置したことと，河床高が低いことによって，河床変動が減少した。しかし，洗掘量も大きく，護岸の根固めには洗掘深に対処しうる保護対策を考慮する必要があろう。

(4) 法線形修正第3案実験における北田井ノ瀬側河道の河床変動量は，Qp＝12,000m³/s，6,000m³/s，8,000m³/s，の流量に対し概略，3.5万m³，7.8万m³，8.6万m³という結果を得た（累積量）。これに対し管理河床時の不定流実験では，前者とほぼ同量であったが，各定流実験では半減した。

(5) 北田井ノ瀬側への分派流量は，Q＝6,000m³/s，8,000m³/s，12,000m³/sに対して計画河床および管理河床時とも1,690m³/s，2,570m³/s，3,900m³/s前後であり，中州流頭部形状変更による分流量の減少効果は得られなかった。

6－4－4　水衝部の護岸保護対策について

(1) 水衝部の低水護岸前面の局所洗掘対策として，根固工と水制併用による検討を行った。対策個所は中州流頭部～8.8km本川右岸，9.0km～7.8km左岸，7.6km～5.4km右岸について行った。

(2) 根固工と水制の併用により，護岸沿いの洗掘を防止することができる。ただし水制先端は局所洗掘によって沈下や配列が乱されており，水制先端部は範囲を拡げた河床材料の置換や捨石による対策を考慮する必要があった。

(3) 水制配列ピッチは水制長の約3倍程度が妥当であった。

(4) 水制併用個所は，根固工のみによっても，幅10mを設置すれば護岸前面の局所洗掘を防止することが十分可能であった。また，水制先端の局所洗掘等の問題もなく，より効果的と考えられる。ただし，この場合も前面の洗掘や吸い出し防止，屈撓性等を考慮した工法が必要であろう。

(5) 各橋脚周囲の洗掘は，北田井ノ瀬橋が計画河床高より3.7mの最大洗掘深を示し，他の橋脚は3m前後で一部橋脚台が露出していた。管理河床時では若干洗掘深が小さい橋梁があるものの最大は同程度であった。

(6) 橋脚周囲の局所洗掘対策としては，最大洗掘深に見合う水中安息角の範囲を保護する必要がある。それ以下では保護工周囲に洗掘が生ずる。

6－5　法線形修正第6案の河床変動計算による補足検討

計画低水路法線形の各案について，これまで実験的検討を行ったが，ここでは，実験の法線形修正第4案（ケースII－6）に対し，堰上流部7.8km～6.8km間の左岸高水敷を法線形修正第3案と同じ位置に後退させ，管理河床とした場合の河床変動を把握するための計算を行った。なお，この法

線形状を修正第6案とした。計算は実験と同じく低水路内で変動するものとし，中州両側河道はトータル断面量としたかたちで行った。

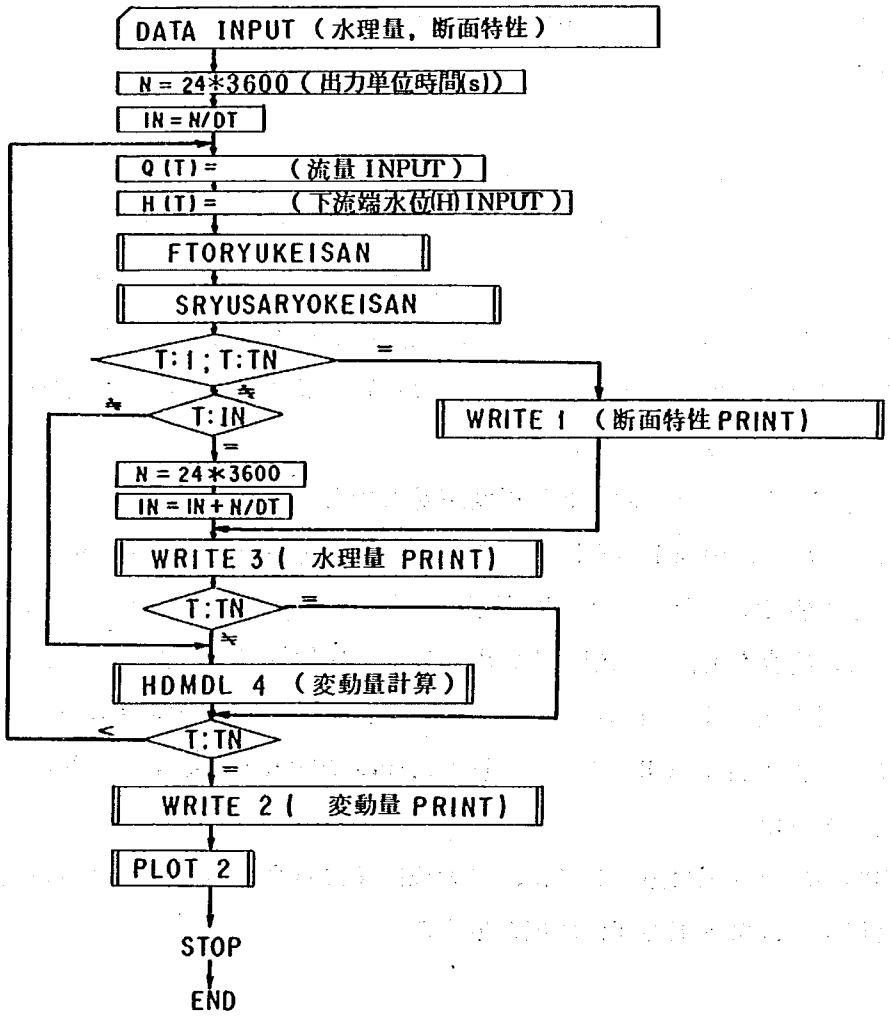
1) 計算手順

河床変動計算の単位時間毎のくり返し計算となるため，以下に示すフローチャートに沿って計算を行った。

なお Brown 公式は，

$q_{B*}=\frac{q_B}{U_*d}=10\tau_*^2$

ここに，$U_*=\sqrt{gRI}$，$\tau_*=U_*^2/sgd=RI/sd$, $q_B=q_{B*}\cdot U_*d$ である。また本計算に用いた粗度係数は0.03，河床材料平均粒径は1.20cmとした。



2) 計算結果

(1) 実験結果との比較

実験結果との比較は，低水路法線形修正第3案実験（ケースII－5計画河床高）および法線形修正第4案実験（ケースII－6管理河床高）による計算で行った。

不定流実験との比較は図－6.11.1に示すように，ハイドログラフを階段式に10区分し，各区分定流による積み重ね計算を行ない，その後さらに6,000m³/s定流による計算を行った。

この平均河床変動縦断の実験と計算結果の比較図を図－6.11.2～6.11.5に，河床変動量の比較図を図－6.11.6～6.11.9に示す。

計算結果の河床変動量は，中州上流部の堆積，中州地点河道の河床低下とその下流，合流点付近への堆積，7.4km～6.8km間の河床低下と堰予定地点付近への堆積傾向も含め，実験値とかなり一致している。

Q＝6,000m³/s定流実験では模型時間で10時間通水しているが，フルードの時間縮率を用いれば現地70.7時間に相当する。計算では100時間通水した検討も行ったが，河床変動は通水50時間程度まで進行し,その後の変化は少ない。

なお，6,000m³/s定流の計算結果は72時間通水で比較している。計画ハイドロ通水での変動は計算値が若干小さく，6,000m³/s定流では，堆積量が計算値で大きい。この原因としては分，合流や湾曲の影響が計算に考慮されていないこと，および粗度係数や流砂量式の違いによるものと思われる。しかし，変動傾向の一致性からみて，法線形変更（拡幅）による効果と傾向把握は十分可能と考えられる。

(2) 法線形修正第6案の計算結果

河床変動のより少ない案としては，管理河床高の法線形修正第4案に7.8km～6.8km間左岸法線を第3案形状と同一とした形が最良と考えられる。この形状を修正第6案とし，河床変動計算結果を修正第4案形状と比較した。

この河床変動縦断比較図を図－6.11.10～6.11.11に，河床変動量比較図を図－6.11.12～6.11.13に示す。平均河床高の変動は計画ハイドロ通水では非常に小さく，第6案では7.8km～6.8km間の低水路が拡幅されたことにより初期河床とほとんど変らないような結果となっている。

Q＝6,000m³/sでも初期河床からの変動は，平均河床高であるため，同様に小さい。しかし，法線形拡幅による河床変動は第4案に比して減少する傾向が見られ，堰付近での堆積も若干少ない。したがって，法線形を第6案形状にすることによって，堰付近およびその上流での河床変動はより少なくなると考えられる。また，計算結果では法線形拡幅のみの効果しか得られないが，湾曲の影響や堰径間等からしても実際はより効果的と考えられる。

第７章　仮締切工に関する実験

７－１　概　　要

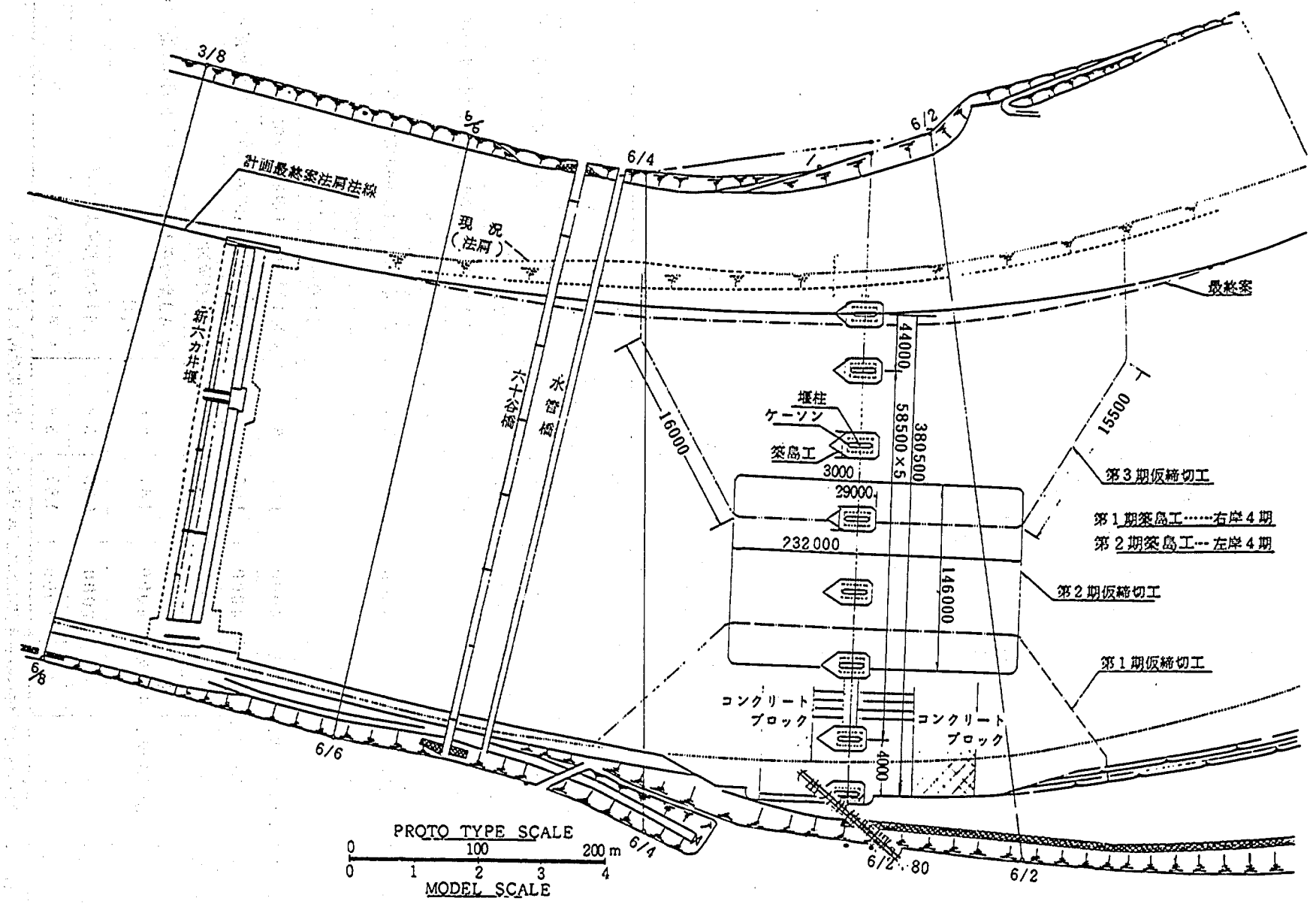
紀の川大堰建設計画による堰完成後の低水路法線形と諸対策，および堰軸方向等に関する検討結果を第６章に述べた。ここでは，第６章で検討した最良堰軸案に対する堰建設時の築島工および仮締切工設置に伴う洪水時の局所洗掘状況や治水上の諸問題を把握し，その対策法に関する検討を行った。なお，築島工による堰柱基礎部の施工，および仮締切工の施工は非出水期（11月１日～４月30日）に行い，出水期は撤去することを原則としており，仮締切工は右岸側から順次３期にわけて行う案に対する検討を行った。

７－２　実験条件

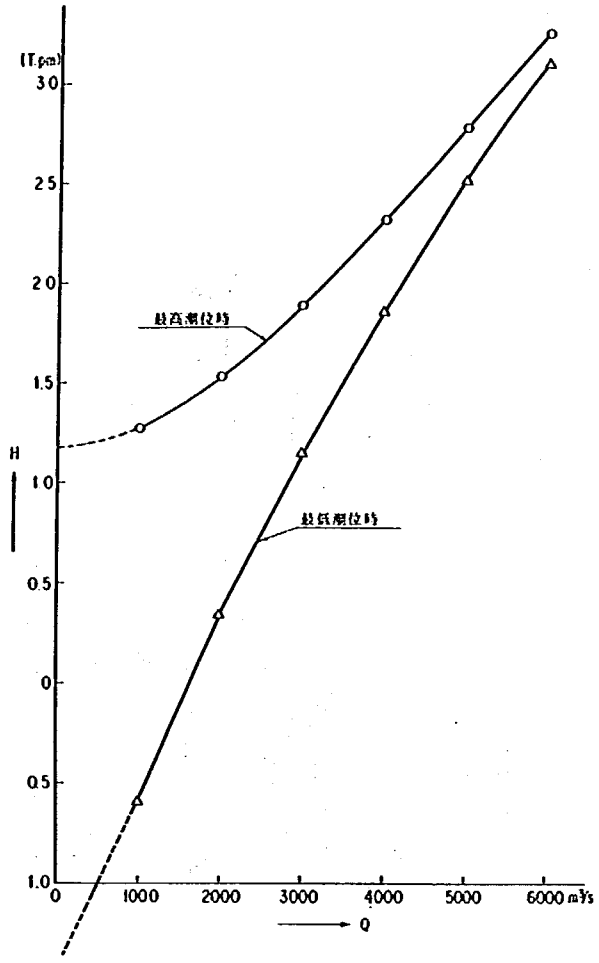
河道形状を現況河道（昭和53年測量横断）とし，このうち新六カ井堰下流右岸側は，計画低水路法線形の検討で得た最良法線位置に護岸を施工した段階の形状とした。仮締切工形状は図－7.1.1に示すように，３回締切案とし，堰柱の基礎部分は仮締切に先行して築島工による４基ずつの施工案について検討した。なお，図－7.1.1で堰総径間は380.5mとしているが，法線形の検討実験ではこれより狭い案（365m）を最良としている。したがって，堰総径間が異なれば締切工位置が若干変わり，また堰柱スパン割りも異なる。しかし，堰総径間を狭くした場合のスパン割りや仮締工位置が明らかでないこと，左岸の低水護岸位置が異なるのみで，仮締切工位置や築島位置が多少変更になっても局所洗掘や水理状況に大きな違いは生じないと考えられることなどから，図－7.1.1に示す仮締切工案によって実験を進めた。

実験に用いる流量は，非出水期の既往最大流量を対象としているが，この場合過去29年間（昭和27年～55年間）の最大は昭和40年３月17日出水の1,745m³/sである。しかし，非出水期直前を対象とした場合，昭和36年10月28日に3,982m³/sの出水があることなどから，実験では安全性を見込んでQ＝4,000m³/sを用いた定流による検討を主として行った。模型下流端（4.2km）水位は，河口で最低および最高潮位時による各流量の不等流計算結果より図－7.1.2に示すH～Q図を求めた。仮締切設置時の問題として，洗掘対策等河床変動に対しては最低潮位時に，堰上げ等の水位に関しては最高潮位時で検討を行えばよいと考えられる。しかしながら，最高潮位時でも，新六カ井堰による越流によって限界水深となり，上流に影響をおよぼさないと考えられるため，ここでは最高潮位時の検討は行っていない。

実験は，表－7.1の実験条件一覧表に示すように，各締切工設置時の現象と問題点を把握し，その対策案についての検討を行った。なお，構造物周辺の局所洗掘は短時間の通水でほぼ平衡洗掘状態となるが，河道の河床変動も考慮して通水時間は５時間とした。


3/8
6/6
6/4
6/2
計画最終案法肩法線
現況(法肩)
最終案
新六カ井堰
六十谷堰
水窓堰
堰柱
ケーソン
突島工
3000
29000
232000
44000
58500×5
380500
16000
15500
146000
4000
第3期仮締切工
第1期突島工……右岸4期
第2期突島工…左岸4期
第2期仮締切工
第1期仮締切工
コンクリートブロック
コンクリートブロック
6/8
6/6
6/4
6/2
80
6/2
PROTO TYPE SCALE
0 100 200 m
0 1 2 3 4
MODEL SCALE

図－7.1.1　締切工概要図



図－ 7. 1. 2　H ～ Q 関 係 図 4.2 km 現況河道（ S 53年 ）

表－ 7. 1　実験条件一覧表

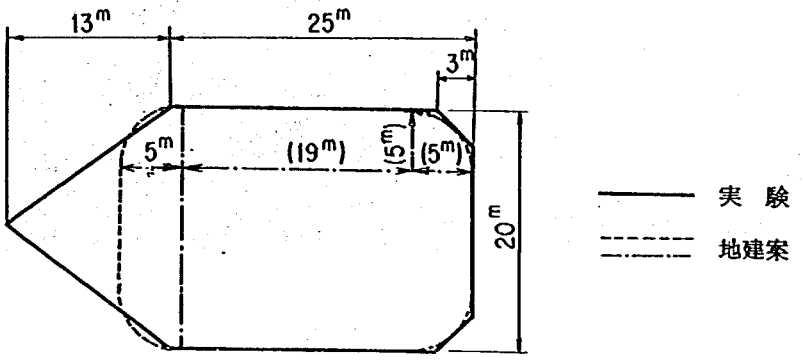
実験ケース	河道条件		実験条件			検討内容
	形状	河床高	流量 m³/s	下流水位	通水時間	
Ⅲ－1	第1期仮締切＋第2期築島工	現況	m³/s 4000	T.P.m 1.87	5時間	○仮締切工と築島工併用の場合の現象，問題の把握，検討
Ⅲ－2－1	第1期築島工	現況	4000	1.87	5 〃	○第1期築島工設置時の現象と問題点把握
Ⅲ－2－2	〃	〃	〃	〃	〃	○同上対策案実験
Ⅲ－3－1	第2期築島工	現況	4000	1.87	5 〃	○第2期築島工設置時の現象，問題点把握
Ⅲ－3－2	〃	〃	〃	〃	〃	○同上対策工(I)案実験
Ⅲ－3－3	〃	〃	〃	〃	〃	○同上対策工(II)案実験
Ⅲ－4－1	第1期仮締切工	現況	4000	1.87	5 〃	○第1期仮締切工設置時の検討
Ⅲ－5－1	第2期仮締切工	現況	4000	1.87	5 〃	○第2期仮締切工設置時の現象問題点把握
Ⅲ－5－2	〃	〃	〃	〃	〃	○同上対策案実験
Ⅲ－6－1	第3期仮締切工	現況	4000	1.87	5 〃	○第3期締切工設置時の現象と問題点把握の検討
Ⅲ－6－2	〃	〃	2000	0.35	3 〃	○同上の水理量変化の検討
Ⅲ－6－3	〃	〃	4000	1.87	5 〃	○同上の対策案実験

※　仮締切工設置実験は堰付近の右岸法線形は計画であるが，他は現況河道形状である。

7－3　実験結果

7－3－1　第1期仮締切＋第2期築島工実験（実験III－1）

この実験は仮締切工に先行して，右岸側4基の第1期築島工を終了した後，左岸側4基の第2期築島工と第1期仮締切工を併用した最も河道に対して障害となる場合のものであり，このような仮締切工設置が可能かどうかを検討したものである。なお，築島工形状は，図－7.2.1に示すように計画案は幅20m×長さ29.0mであるが，ここでは，洗掘を軽減する目的として上流側を三角状に尖らした形状を用いて実験を行った。



図－7.2.1　築島工構造図

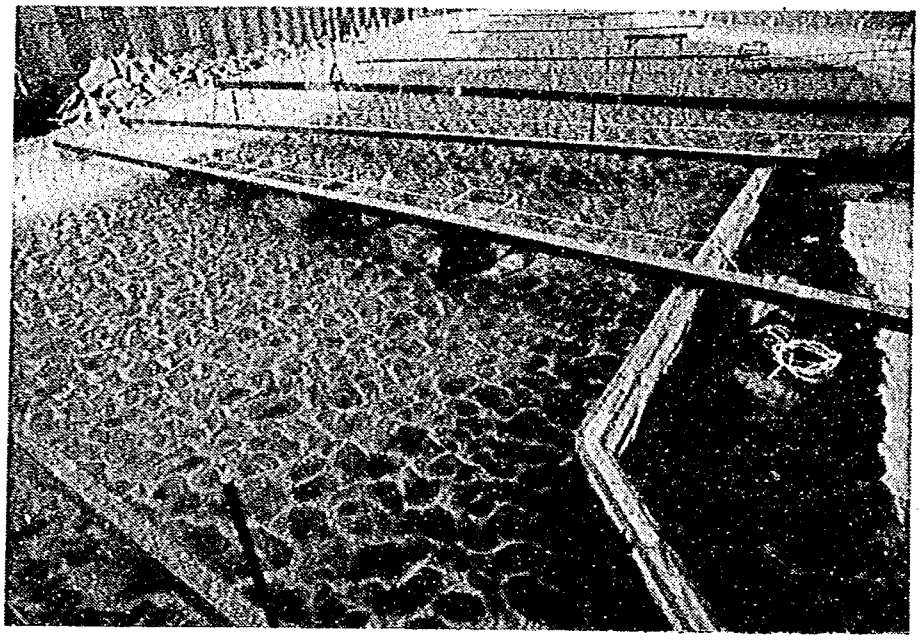
(1)　水位，流況について

図－7.2.2は，通水終了前の最終水位測定結果を河床高とともに縦断図として示したものである。通水開始後，河床波の発達や河床変動によって水位も変化するが，通水3時間程度でほぼ安定した状態となるようであった。新六カ井堰は完全越流状態となっており，仮締切による影響が上流におよぶことはなかった。しかし，仮締切と築島工の併用によって，低水路の河積が半分以下になるため，流れの集中とともに締切工上下流の水位差も大きい。新六カ井堰を越流した流れは図－7.2.3の流況図に示すように，3号築島（左岸からの番号で示した）～4号築島工付近へ集中し，約3.3m/sの流速が発生する。しかし，低水路中央がほぼ主流部であるため，仮締切上流端隅角部付近の流れは差程大きくはなく，仮締切上下流および築島工後側では死水域が見られる。なお，新六カ井堰左岸高水敷上を迂回する流れが一部あり，六十谷橋上流付近の低水路へ落ち込む状況も見られた。

(2)　河床変動状況について

仮締切と築島工設置により河積が半分以下の急縮状態となるため，構造物周辺の洗掘は非常に大きく，かつ広範なものとなった。これら通水後の堰軸地点の局所洗掘横断変化図を図－7.2.4に，堰付近の等深線図を図－7.2.5に，洗掘状況を写真－7.1に示した。

通水開始後短時間に局所洗掘は進行し，築島工上下流50mの範囲は全体に河床が低下した状況となり，この洗掘土砂は6.2km～6.0km間河道中央に堆積する。流れが主流となる3号および4号築島工両側は，T.P－11.65mの模型床版が露出するまで洗掘され，さらに1号，2号の築島両側面もT.P－5.0mまで洗掘され，約5mの洗掘深を示している。仮締切工周辺は上流端隅角部で



写真－7.1

約1m程度の洗掘が生じたのみで側面は6.4km右岸付近からの流送土砂によって，むしろ堆積状況を示しており，仮締切工自体の安全性は保たれている。しかしながら，築島工周辺の洗掘が築島間全幅に生じ，洗掘深とともに，その領域が広範囲であり，築島工周辺の局所洗掘防止のみでは対策的に不可能な状況に近いものと考えられた。

いっぽう，河道内の全般的な河床変動としては，8.2km本川左岸の護岸前面，北田井ノ瀬側河道8.8km～8.6km間，および新六カ井堰上流6.8km～6.6km間の洗掘が比較的大きい程度で，他の断面は非常に変化が少ない。河岸沿いの洗掘となる8.2km付近は要注意となろう。

7－3－2　第1期築島工実験（実験III－2）

実験III－1の第1期仮締切工と第2期築島工を併用した案では流水の阻害によって，築島工周辺の洗掘は非常に大きく，対策的な方法で処理することは困難であることが明らかとなった。そこで，仮締切工に先行して築島工による4基ずつの堰柱基礎部分の施工を行った後，仮締切工を設置する案の検討を行うことにした。ここでは，第1期築島工として右岸側4基を設置した場合の影響個所，および対策範囲を把握し，さらに対策案実験によるその効果を以下に検討した。

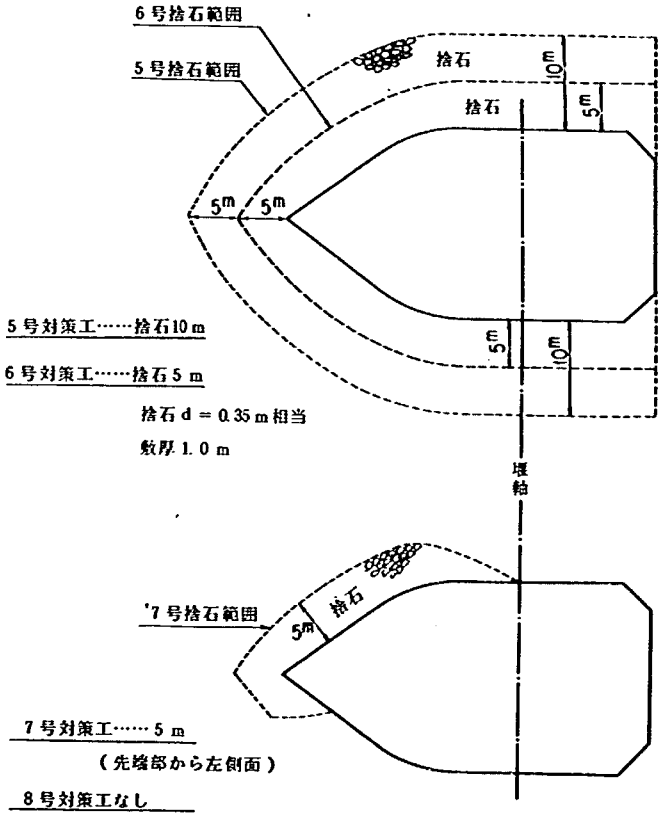
1)　実験III－2－1（第1期築島工現象把握実験，$Q=4,000m^3/s$）

実験結果の水位，河床高縦断図，流況図を示したのが図－7.3.1～7.3.2である。右岸4基のみの第1期築島工では流水に対する阻害も少なく，築島工上下流の水位変化は小さい。新六カ井堰を越流した流れの右岸は護岸法線に沿って流下しているが，左岸側は河道中央部に向う流れを示し，堰地点では河道中央から左岸寄りが主流部となっている。築島工周囲の局所洗掘深は図－7.3.3の時間変化図に示すように，通水開始後30分位のうちに急激に進行し，その後の変化は少ない。また，築島工の流頭部形状は前回用いた三角状の直線型としたことによって，洗掘深は先端より側面の方がむしろ大きい傾向を示している。4基の築島工のうち，河道中央側の主流部に近い5号築島工周囲の局所洗掘がとくに大きく，流れが弱い右岸側7号および8号築島工周辺では

洗掘がほとんど進行しないような状況であった。これらの河床変動状況は図－7.3.4～7.3.5の河床変動横断図，および図－7.3.6の等深線図に示すように，5号築島工左岸側面沿いがT.P－10.2mの最大洗掘深となり，右側面沿いでT.P－7.8m，6号築島工両側面沿いで約T.P－5.0mまで洗掘される。7号および8号築島工は洗掘も少なく安全と考えられるが，5号，6号築島は局所洗掘に対する対策工が必要であろう。なお，築島工周辺を除いた河床変動は，図－7.3.1の河床縦断および図－7.3.5に示す河床変動横断図のように新六カ井堰上流6.8km断面が河床低下となるものの，とくに問題となるような洗掘もなかった。

2) 実験III－2－2（第1期築島工対策案実験，Q＝4,000m³/s)

実験III－2－1において，河道中央側に設置した5号および6号築島工の流頭部から側面の洗掘がかなり大きいことが明らかとなった。本実験はこの洗掘防止案として図－7.3.7に示すような対策工を行った。



図－7.3.7　第1期築島対策工詳細図（実験III－2－2）

対策工はまず，5～7号築島工側面の上流端を曲線形状にして，より抵抗の少ない形とした。さらに5号築島工は，流頭部から側面沿いに幅10mの捨石工を行った。6号築島工は同様幅5.0mの捨石工を行い，この対策によって7号築島工の洗掘が懸念されたので，7号の先端から左側面の堰軸間を幅5.0mで捨石による保護を行った。捨石工は現地粒径30cm相当の砕石を用い，敷厚は1.0mとした。なお，8号築島工については対策を行っていない。

以上の対策案のもとに行った実験結果の水位，河床高縦断図を図－7.3.8，流況図を図－7.3.9，築島工周辺の洗掘深時間変化図を図－7.3.10に，河床変動横断図，等深線図を図－7.3.11～7.3.13に示す。築島工周辺の河床変動以外は，前回（実験III－2－1）とほとんど同じ状況であり，築

島工下流の死水領域は流れの速い河道中央部の方が狭い。なお，右岸の８号築島工上下流護岸は，大堰完成時の異なった形状となっており，死水領域等，流れも実際と若干異なるものと考えられる。捨石による対策工周辺の河床変動は，図－7.3.10に示すように，通水後徐々に洗掘が進み１時間程で約１ｍ洗掘された。しかし，その後時間の経過とともに堆積傾向となり，６号築島工より右岸は現況河床高まで回復している。５号築島工先端から左岸側面は捨石工前面の洗掘によって，河床材料の吸い出しが生じ，沈下する傾向が見られる。しかし，築島工の側壁沿いの洗掘防止効果は十分得られており，築島工自体の安全性は確保できることが明らかとなった。

以上の結果より，第１期築島工では，ここで行ったような対策によって，築島工自体の安全性は十分得られるものと思われる。ただし，捨石工等の施工に際しては，下層をサンドマットあるいは小さい粒径にするなど河床材料の吸い出し防止を考慮する必要があろう。

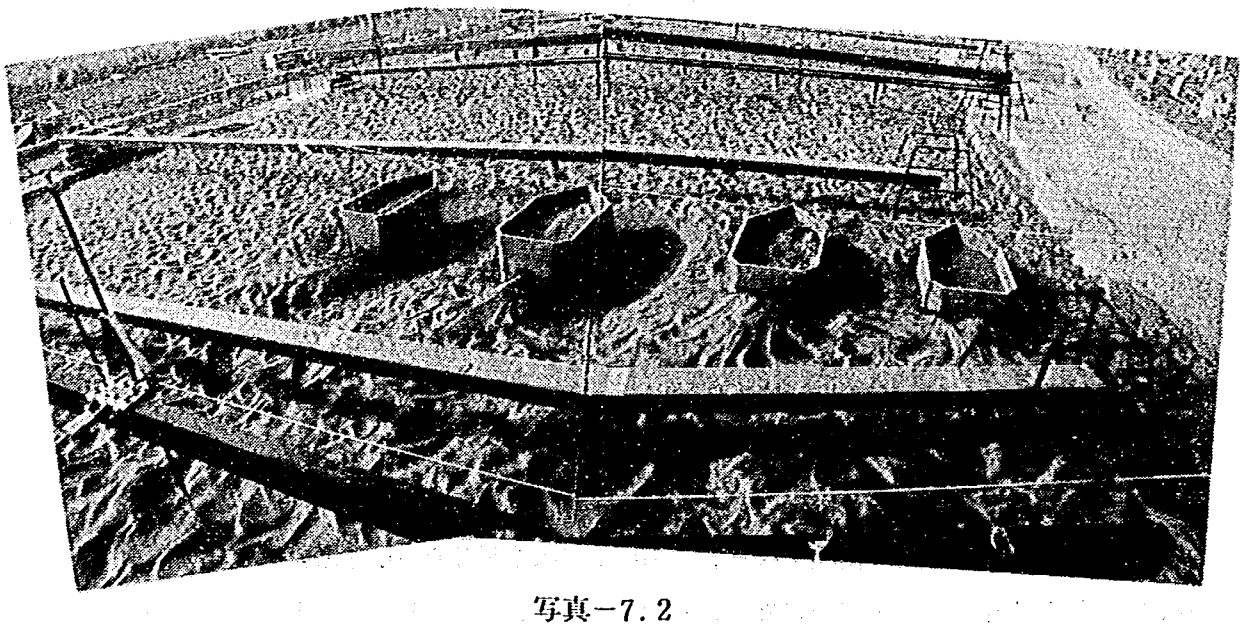
７－３－３　第２期築島工実験（実験Ⅲ－３）

このケースは第１期築島工終了後，残りの左岸側４基を設置する第２期築島工案について検討したものである。実験は前回と同様，築島工の問題点と対策範囲を把握し，さらに対策案実験による効果を検討した。

4基ずつの堰柱基礎部分の施工を行った後，仮締切工を設置する案の検討を行うことにした。ここでは，第１期築島工として右岸側４基を設置した場合の影響個所，および対策範囲を把握し，さらに対策案実験によるその効果を以下に検討した。

1)　実験Ⅲ－３－１（第２期築島工現象把握実験）

実験で得られた水位河床縦断図，流況図，局所洗掘時間変化図を図－7.4.1～7.4.3に，河床変動横断図，および等深線図を図－7.4.4～7.4.6に示した。又，洗掘状況を写真－7.2に示す。この実験結果によると築島工による水位堰上げは少なく，第１期築島工時と水位は全く同一であった。流下状況も前回（実験Ⅲ－２）とほとんど変わりないが，築島工位置の違いによって若干右



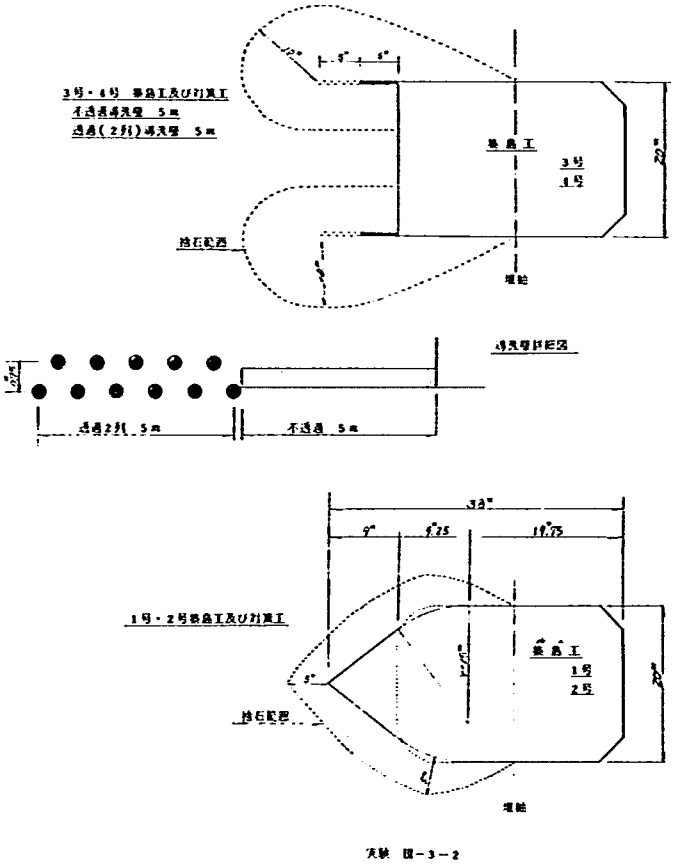
写真－7.2

岸側の流速が速くなっている。また，左岸側の流れは河道中央へ向うため，３号および４号築島工は流れに対し，若干斜めに当る状況となっている。築島工周辺の局所洗掘は短時間に進行し，いずれも先端から左側面で大きく，築島工が流向と一致していないための影響が洗掘形状にも現われている。洗掘深は当初実施した第１期締切工との併設結果と類似しているが，流出土砂範囲はかなり狭い。しかし，３号，４号築島工側面はT.P－11.65mの模型床版が露出するまで洗掘され，１号築島は，T.P－3.3m，２号築島で約T.P－6.3mの洗掘となった。築島工自体の安全のためには，２号～４号築島の洗掘対策は必要と考えられる。

いっぽう，他の河床変動状況はこれまでの結果と有意な差はなく，前回も同様であるが，新六カ井堰左右岸の魚道直下流河岸沿いの洗掘が概して大きい状況にあり，考慮が必要である。

2)　実験III－３－２（第２期築島工対策(Ⅰ)案実験）

実験III－２－１の結果より，３号，４号築島工は洗掘を完全に防止するのは困難であろうと考えた。そこで，築島工を原案形状とし，上流側両端に導流壁を設け，局所洗掘位置を築島工から遠ざけることによって築島自体の安全性が得られるかどうかの検討を行った。導流壁は図－7.4.7



図－７．４．７　第２期築島対策工(Ⅰ)　詳細図(実験III－３－２)

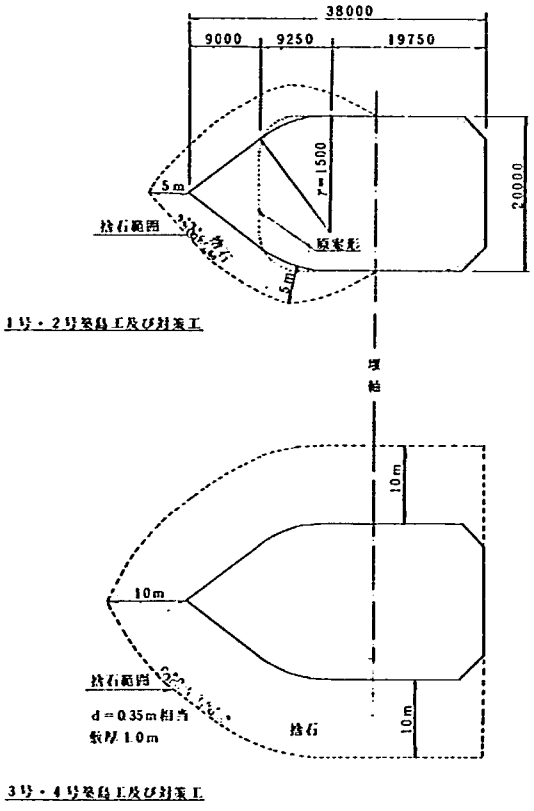
に示すように不透過部分を５m，透過部分は，杭間隔1.0m(使用した杭の直径は0.3mである)の千鳥２列（横断間隔0.75m）で５mの延長10mとした。さらに堰軸から導流壁周囲10mを捨石によって保護した。１号および２号築島は洗掘も比較的少ないので，流頭部を三角状の形状とし，堰軸から上流部周囲５mを捨石（径35cm相当，敷厚1.0m）による対策を行った。また，河積の増

加方法として右岸側の築島終了部の水叩床版施工範囲をT. P−3.0mに掘削した形状で実験を行った。この実験結果の水位河床高縦断図，流況図，および等深線図を図−7.4.8～7.4.10に示す。導流壁の設置によって，築島工周辺の流況も前回と異なり，築島工前面と側面堰軸付近の水位差は約50cm前後生じ，築島工間の下流側中央に集中する流れによって，流速は若干増大する傾向となった。このため，築島工間の下流端中央部が局所洗掘個所となり，時間の経過とともに拡大し，両築島工側面に達する洗掘が生じた。最大洗掘深は4号築島工両側でT. P−8.5mにおよび，下流端左側面沿いでT. P−7.5m，3号築島工下流端側面沿いがT. P−7.0mに達している。また，捨石個所は周囲の洗掘によって，河床砂が吸い出され，沈下の状況も大きい。

以上のように，導流壁によらて局所洗掘位置を築島工から遠ざけることは可能であったが，築島間距離が短いことによって，両側面沿いの洗掘を防止することは困難な状況であった。なお，1号，2号築島工については図−7.4.7のような捨石による対策によって，とくに問題となるような洗掘は生じなかった。

3) 実験III−3−3（第2期築島工対策(II)案実験）

実験III−3−2で導流壁による対策効果を検討したが，築島工相互の影響等によって局所洗掘を防止することは困難であった。この実験では，1号～4号築島工を図−7.4.11のように流頭部

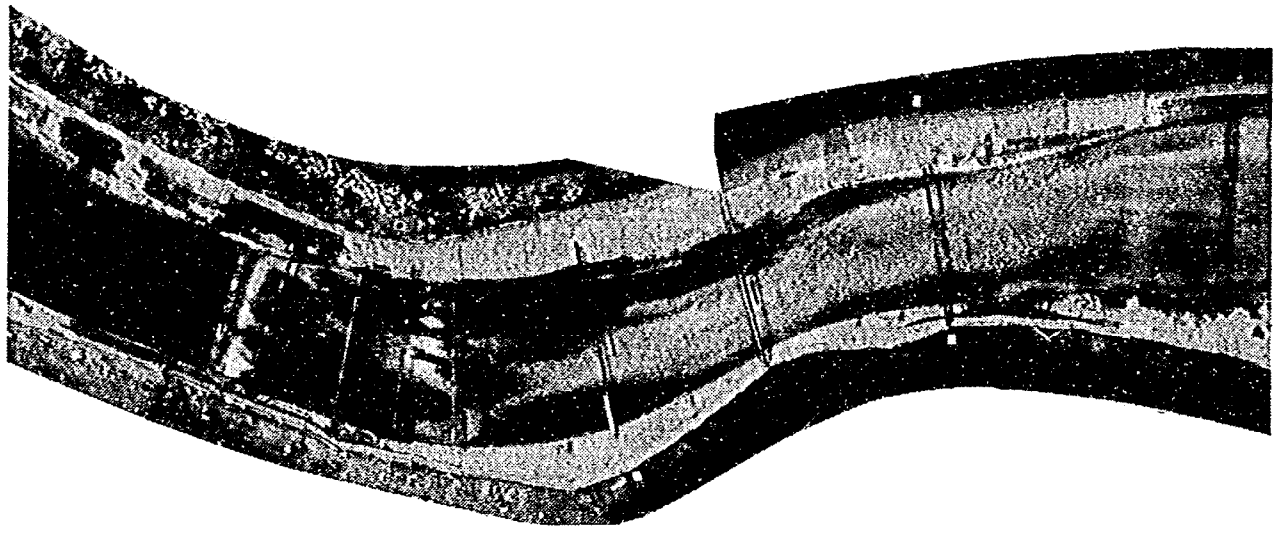


図−7.4.11 第2期築島対策工(II) 詳細図(実験III−3−3)

を三角状の舟型とし，3号および4号築島工の先端から側面を幅10mの捨石によって保護した。さらに，1号，2号築島工は前回と同様堰軸より上流部の築島工周囲5mを捨石で保護し，再度

検討を行った。

なお，河床形状は右岸側築島終了部の堰床版施工範囲をT. P−3.0mに掘削した案で実験を行った。これらの水位縦断図，流況図，局所洗掘時間変化図を図−7.4.12〜7.4.14に，河床変動横断図，および等深線図を図−7.4.15〜7.4.17に示す。又，通水後の河床形状を写真−7.3に示す。



写真−7.3

左岸側堰軸付近の流向が計画時と異なるため，2号〜4号築島工の左側面に向う流れの影響によって，築島工下流左側のはくり渦が大きい。築島工周辺の洗掘状況は4号築島工下流端左隅角部と3号，4号築島間中央部で2〜3mの洗掘深となった。この洗掘は通水1時間程で進行し，その後の時間変化は少ない。最大洗掘深は3号と4号築島間下流でT. P−7.8mとなったが，築島工側壁沿いは，捨石によって洗掘が防止され，築島工自体の安全性は維持されている。しかし，捨石工前面の洗掘によって，河床砂の吸い出しが生じ，3号築島工左側面沿いで約1.0m，4号築島工両側面沿いで約2mの捨石の沈下が見られた，実際の施工に際しては留意する必要があろう。また，4号築島工の左側面へ向う流れの影響によって，下流端左隅角部に洗掘が生ずるので捨石範囲を若干下流へ拡げた方がより安全である。

いっぽう，1号築島工周囲は洗掘量も少なく，築島工を実験に用いたような形状にすれば，洗掘対策はとくに必要でないと考えられる。

7−3−4　第1期仮締切工実験（実験III−4−1）

本実験は築島工による堰柱基礎部分の施工を行った後，右岸側に第1期仮締切工を設置した場合の諸現象と対策に関する検討を行ったものである。

なお，この実験では仮締切工の設置に伴なう河積不足を補うため，左岸側の堰床版施工範囲をT. P−3.0mまで掘削した案の河床で実施するとともに，仮締切工周辺の局所洗掘も少ないことから，とくに対策工実験は行っていない。

(1)　水位，流況について

実験によって得られた水位河床高縦断図，および流況図を図−7.5.1〜7.5.2に示す。6.2kmと6.6km断面の水位差は約60cm生じているが，築島工設置時の場合も同様であり，水位縦断に有意な

変化はないようであった。しかし，仮締切工上流端の6.4km断面では，締切の影響によって右岸水位が高く，左右岸で約40cmの水位差が生じた。また，流下状況は河道中央がほぼ主流となっているが，6.4km断面では左岸側の流れが比較的速く，右岸仮締切近くの流速は小さい。

(2) 河床変動について

実験結果の河床変動横断図，および等深線図を図－7.5.3～7.5.4に示す。河道中央付近が主流部となることによって，締切工周辺の洗掘は少なく，比較的安全性の高い締切工である。局所洗掘個所は仮締切上流端隅角部に生じT. P－6.0mの洗掘深となったが，その領域は狭い。この洗掘による流出土砂は下流の仮締切沿いに主として堆積する。

なお，主流部となる河道中央の堰柱基礎部の上流端左隅が同様の局所洗掘を示すが，その範囲はかなり小さかった。対策工としては，仮締切工上流隅角部の周囲（上流約30m，下流約15m）を10m幅で捨石，あるいはサンドマット等で保護すれば，仮締切工自体の安全性は十分と考えられる。

7－3－5　第2期仮締切工実験（実験III－5）

第1期仮締切部の堰柱，床版等は完成状態とし，引き続いて施工される第2期仮締切工について検討したものである。実験は，この第2期仮締切工設置時の諸現象と対策範囲を把握し，さらに対策案実験に関する検討を以下に実施した。

1) 実験III－5－1（第2期仮締切工現象把握実験）

(1) 水位，流況について

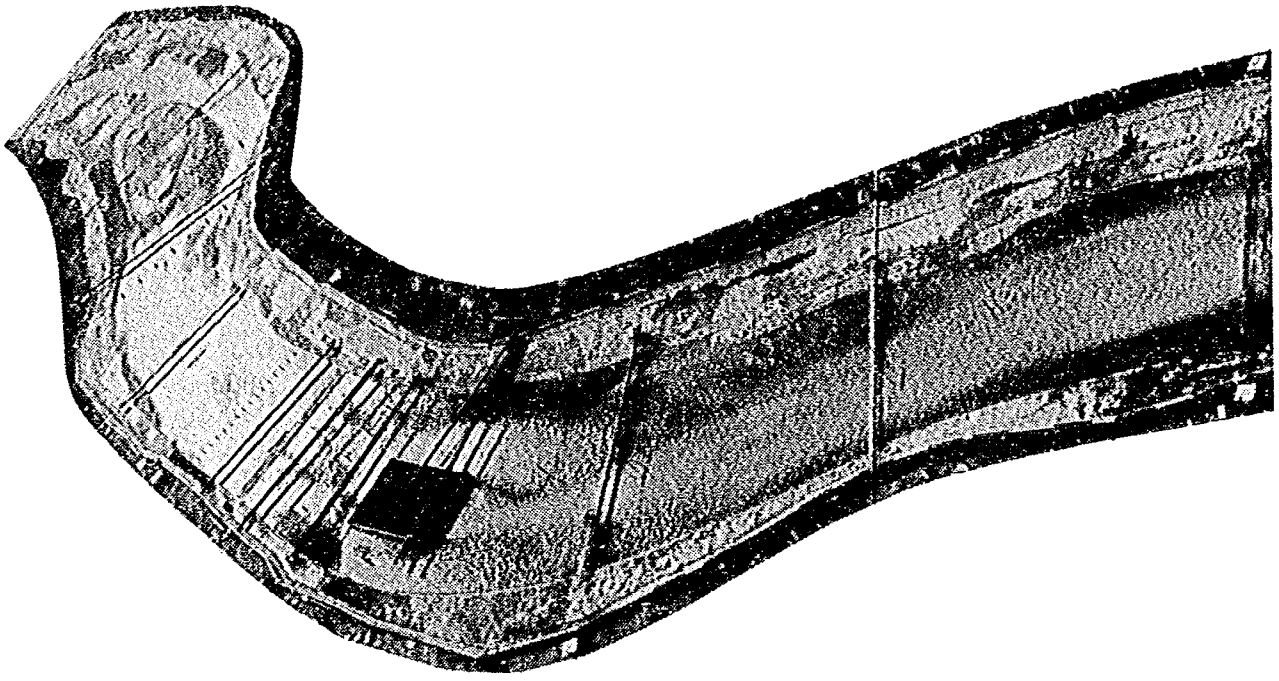
実験結果の水位，河床高縦断図，および流況図を図－7.6.1～7.6.2に示す。主流部となる付近へ仮締切工が設置されたことによって，水位の堰上げも大きく，6.6km地点で第1期締切時より約0.6m水位が高い。このため，6.2km地点の仮締切工両側水位と6.6km地点の水位差は約1.0mとなり，6.4km地点でも約0.65mの水位差が生じている。

なお，6.4km地点の仮締切工直上流水位は左右側より若干高い程度で，とくに大きな変化は生じなかった。

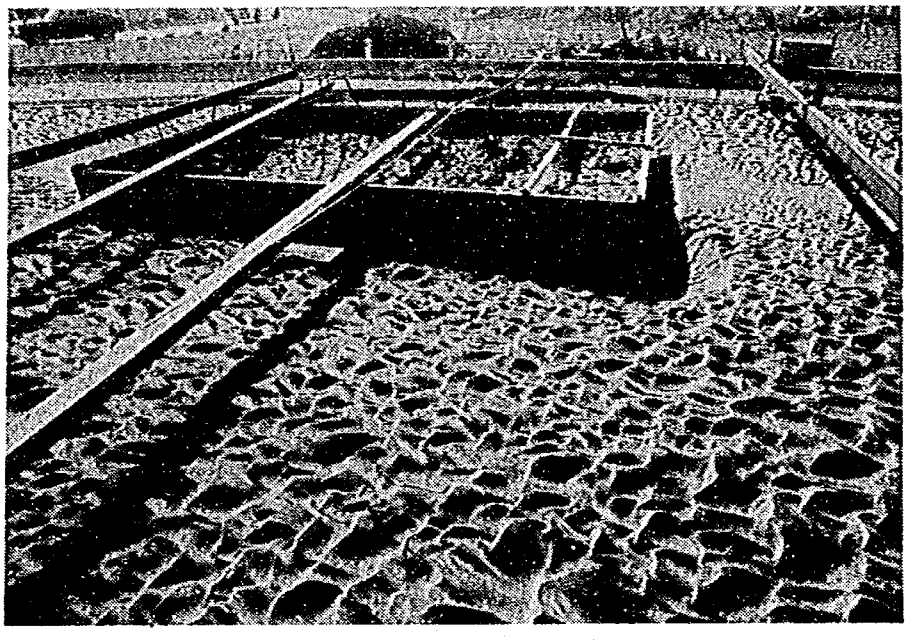
いっぽう，流下状況は仮締切工前面のほぼ中央で左右に分流し，この締切工上下流には死水域が発生する。しかし，仮締切設置によって，とくに流れが集中するような状況は見受けられなかった。

(2) 河床変動について

仮締切工周辺の洗掘深時間変化図を図－7.6.3に，仮締切工周囲の河床変動状況を写真－7.4に，通水後の河床変動横断図，等深線図を図－7.6.4～7.6.5に示す。仮締切上流端の両隅角部は洗掘が激しく，通水後30分程で模型床版（T. P－11.65m）が露出してしまった。とくに左側隅角部は洗掘深とともにこの範囲も大きく，この洗掘土砂は仮締切下流6.0km付近へ堆積する（写真－7.5）。右側上流端隅角部の洗掘範囲は左側より少ないが，堰床版直上流まで洗掘され，



写真－7．4



写真－7．5

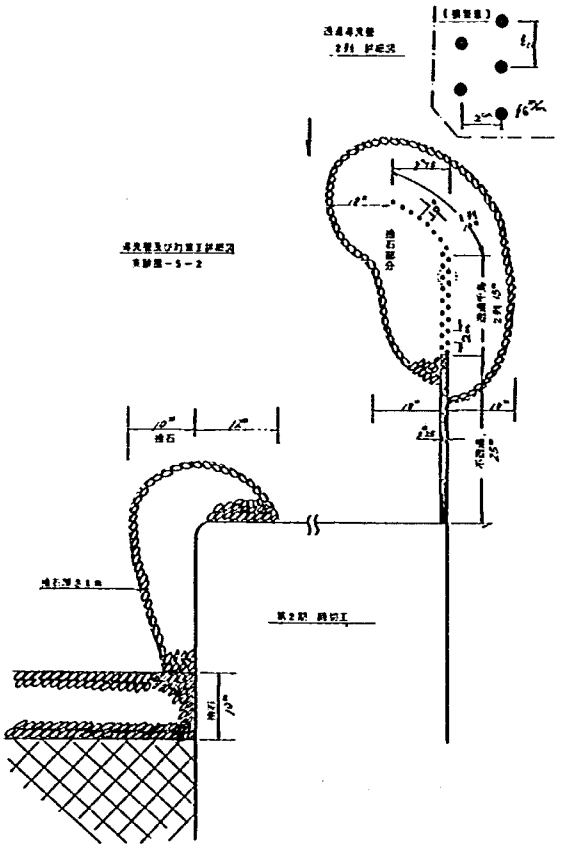
堰床版上はこの流出土砂によって約１ｍの堆積が生じている。なお，この仮締切工自体や局所洗掘現象によって，上流の橋脚等が影響するようなことはなく，むしろ仮締切による水位堰上げによって，橋脚周辺の河床変動がより少ない傾向となっている。

以上のように，第２期仮締切工は上流側両隅角部の局所洗掘が非常に大きく，したがって，仮締切自体の洗掘防止対策が必要であることが明らかとなった。

2)　実験Ⅲ－５－２（第２期仮締切工対策案実験）

実験Ⅲ－５－１の結果より締切工上流端両隅角部の局所洗掘が非常に大きいことが明らかと

なった。ここではこの洗掘防止のため，次のような対策案による検討を実施した。なお，以下に述べる導流壁形状，捨石範囲等の詳細は図－7.6.6に示した。



図－７．６．６　導流壁及び対策工詳細図(実験Ⅲ－５－２)

○局所洗掘部を仮締切構造物から遠ざけ，かつ流れを分散させ洗掘深を軽減させることを目的として，導流壁（不透過部分25m，透過部25m）を仮締切工左岸上流端に設置した。

○透過導流壁10m 周囲を捨石で保護した。

○右岸の堰床版上流を幅10m の捨石で保護，さらに締切工右側隅角部の周囲を約10m 幅で捨石を行った。

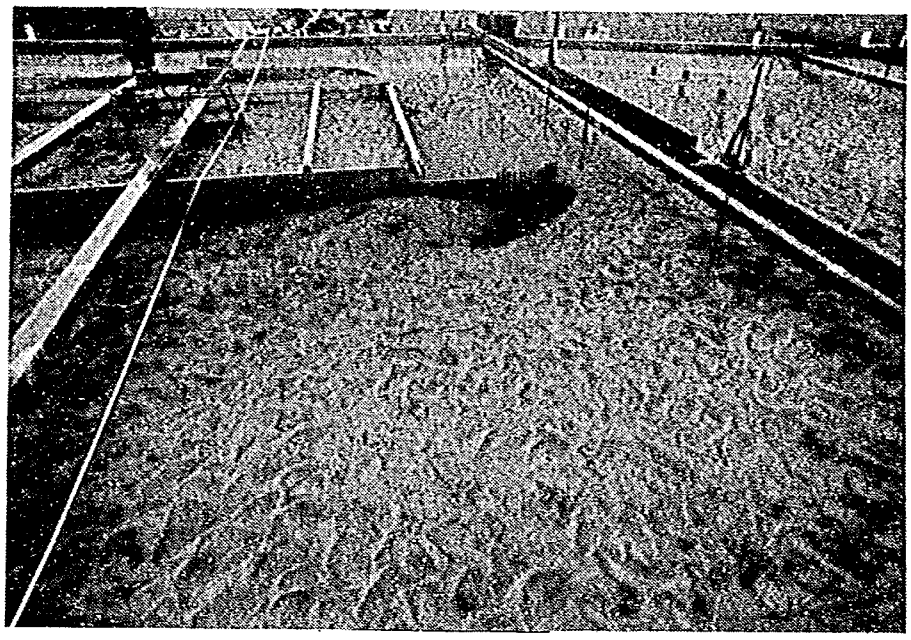
○締切工左岸の堰床版施工範囲を T. P－3.0m に掘削した。

(1)　水位，流況について

実験結果の水位，河床高縦断図および流況図を図－7.6.7～7.6.8に示す。この実験では，仮締切工左岸側を T. P－3.0m に掘削したことによって6.6㎞地点水位は前回より若干低下した。また，6.4㎞地点では導流壁の影響によって，中央の締切工上流と左岸側の横断水位差は約0.25 m 生じている。このため，6.2㎞地点との水位差も約0.70m となり前回より若干大きい。流下状況も導流壁によって，仮締切工前面の死水域は消失し，堰完成部側への流れが若干増えたようであった。透過導流壁付近の流速は，2.5m/s～3.0m/s であり，導流壁末端の仮締切側壁沿いにわずかながら渦流混じりの死水域が現われていた。

(2) 河床変動および対策効果について

仮締切周辺の時間洗掘深変化図を図－7.6.9に，等深線図および河床変動横断図を図－7.6.10～7.6.11に示す。導流壁の効果によって，左岸側の洗掘位置は仮締切工側面より約30m離れた所に移り，洗掘範囲とともに，最深部はT. P－10.65mと前回よりかなり洗掘が軽減された。また，導流壁先端は捨石によって，ほとんど洗掘もなく，仮締切工側面は，むしろ堆積傾向を示している（写真－7.6）。



写真－7.6

いっぽう，右側隅角部は，捨石の設置により洗掘形状に変化が現われた。最深部は堰床版直上流に移り，その洗掘深はT. P－8.5mに減少した。したがって，仮締切側壁沿いの洗掘防止効果は得られたが，堰床版直上流の捨石が若干崩落した状況を示していた。堰床版上流の捨石範囲を幅15mにすればより安全と考えられる。

以上のように，第2期締切工に対しては図－7.6.6に示すような導流壁，および捨石による対策を行うことによって，締切工周辺の洗掘は防止できることが明らかとなった。

7－3－6　第3期仮締切工実験

本実験は，第1期および第2期仮締切部の堰柱，床版等は完成状態とし，第3期仮締切工設置時の諸問題と対策案に関する検討を行ったものである。なお，これまでの実験では，いずれも非出水期最大流量としてQ＝4,000m³/s時の検討を行ったが，ここでは水理量変化による現象を明らかにするため，Q＝2,000m³/sでの検討も行った。

1) 実験III－6－1（第3期仮締切工現象把握実験，Q＝4,000m³/s)

(1) 水位，流況について

実験結果の水位，河床高縦断図および流況図を図－7.7.1～7.7.2に示す。この実験では，仮締切工右岸側は完成状態であるため，堰床版によって河床も固定されることから，堰上げ水位

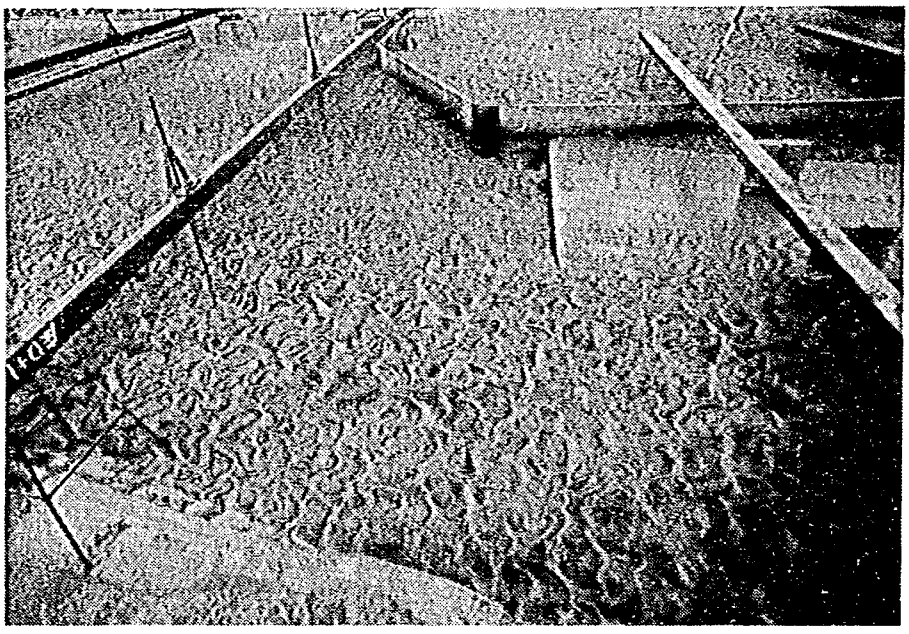
は第2期仮締切工設置時と同程度となった。6.6km地点では，水位堰上げの比較的少ない築島工あるいは第1期仮締切設置時より約0.7m水位が高くなり，6.2km地点との水位差は約1.1m生じている。なお，この実験では下流端水位設定が約10cm高かったための影響が上流にも作用している可能性が考えられた。

いっぽう，仮締切上流端側壁沿いの流れは死水域に近いが，仮締切の川幅最狭部に近づくにつれて，流れは徐々に速くなり，上流側隅角部断面では4m/s前後の流速となる。また，堰床版上は，中央部の左岸寄りで5m/s前後の流速が発生し，各締切時で最大となっている。

(2) 河床変動について

仮締切周辺の時間洗掘深変化図を図－7.7.3に等深線図および河床変動横断図を図－7.7.4～7.7.5に示す。仮締切上流端隅角部は，これまでと同様洗掘が激しく，堰床版直上流で模型床版（T.P－11.65m）が露出する状況となった。しかし，完成した堰床版によって，洗掘領域は限定される状態を示している（写真－7.7）。堰床版上はこの流出土砂によって，締切工側壁沿いに約1.0mの堆積が生じ，さらに，右岸床版上も上流からの土砂によって約0.5m堆積する状況となっている。河道中央の堰床版下流側でも流れの集中による局所洗掘が生じているが，構造物から離れた位置であるので，とくに問題はないと考えられる。

以上の結果より，仮締切工上流端隅角部の局所洗掘がかなり大きく，その対策が必要であることが知られた。



写真－7.7

2) 実験III－6－2（第3期仮締切工現象把握実験，Q＝2,000m³/s）

これまでの実験では，非出水期最大流量としてQ＝4,000m³/sによる検討を行ってきた。しかし，この流量は非出水期直前の既往最大値であり，これを除いた場合Q＝1,745m³/sが最大値である。したがって，ここではQ＝2,000m³/sを通水し，水理量変化による諸現象，とくに局所洗掘状況がどの程度異なるかを把握した検討を行った。なお，実験時間は局所洗掘深がほぼ平衡状態に達したと考えられる3時間の通水を行った。

(1) 水位について

Q＝4,000m³/s時と比較した水位縦断図を図－7.7.6に示す。仮締切付近の水位は4,000m³/s時より約2.0m低下しているが，仮締切上流6.6km地点と6.2km地点の水位差は約1.1mとなっており，4,000m³/s時とほぼ同じ水位差が生じている。また，6.4km地点では左岸側仮締切工上流の水位が，右岸側より約0.30m高い。

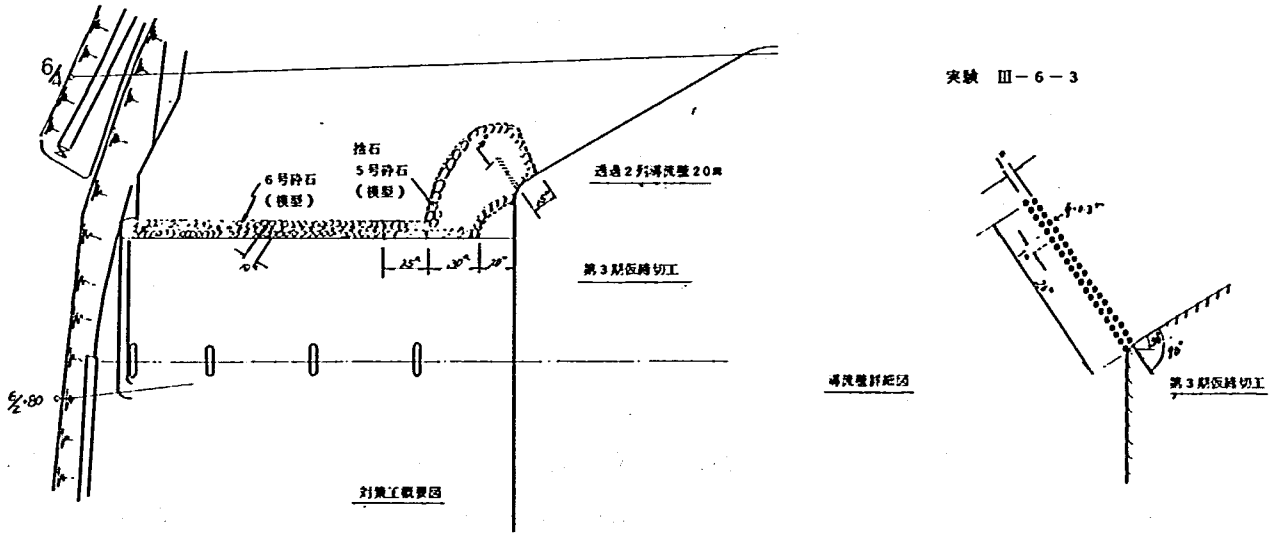
(2) 河床変動について

時間洗掘深変化図および等深線図を図－7.7.7～7.7.8に示す。局所洗掘は仮締切工上流端隅角部に発生し，これまでと同様短時間に洗掘は進行する。しかし，仮締切より約30m離れた堰床版直上流では時間の経過とともに洗掘は進行し，通水2時間30分程でほぼ平衡となり，最大T.P－9.60m（洗掘深6.6m）に達した。この原因としては，本実験の場合河道内の流れは限界掃流力以下であり，構造物周辺のみに生ずる静的平衡洗掘状態のため，洗掘によって生じた洗掘に応じた渦の発生と，その変動がさらに洗掘を引き起すといったメカニズムが存在することによって，時間の経過とともに洗掘が進行したものと考えられる。通水後の状況は図－7.7.8のように最大洗掘深およびその範囲ともQ＝4,000m³/sよりは狭く，より局所的な現象となった。しかし，洗掘深そのものはかなり大きいのでこの場合でも何らかの対策は必要と考えられる。なお，この局所洗掘による流出土砂は仮締切側壁沿いの堰床版上にその多くが堆積する。

3) 実験III－6－3（第3期仮締切工対策案実験，Q＝4,000m³/s）

実験III－6－1の結果より，仮締切上流端隅角部の局所洗掘対策が必要であることが明らかとなった。ここではこれらの対策として，図－7.7.9に示すような導流壁と捨石工による対策案の検討を行った。なお，この対策工の概要は次のようである。

○仮締切上流端隅角部への流れの集中を防ぎ，洗掘深を軽減させるとともに，仮締切工から洗掘位置を遠ざけることを目的として，透過導流壁（杭間隔1.0m 2列，杭径30cm）を上流側壁に対し90°方向に20m設置した。



図－7.7.9 第3期仮締切対策工詳細図(実験III－6－3)

○透過導流壁20m 周囲を捨石（現地粒径約50cm相当，厚さ1.0m）で保護した。

○右岸側堰床版上流を幅10m の捨石（現地粒径約35cm，厚さ1.0m）で保護した。

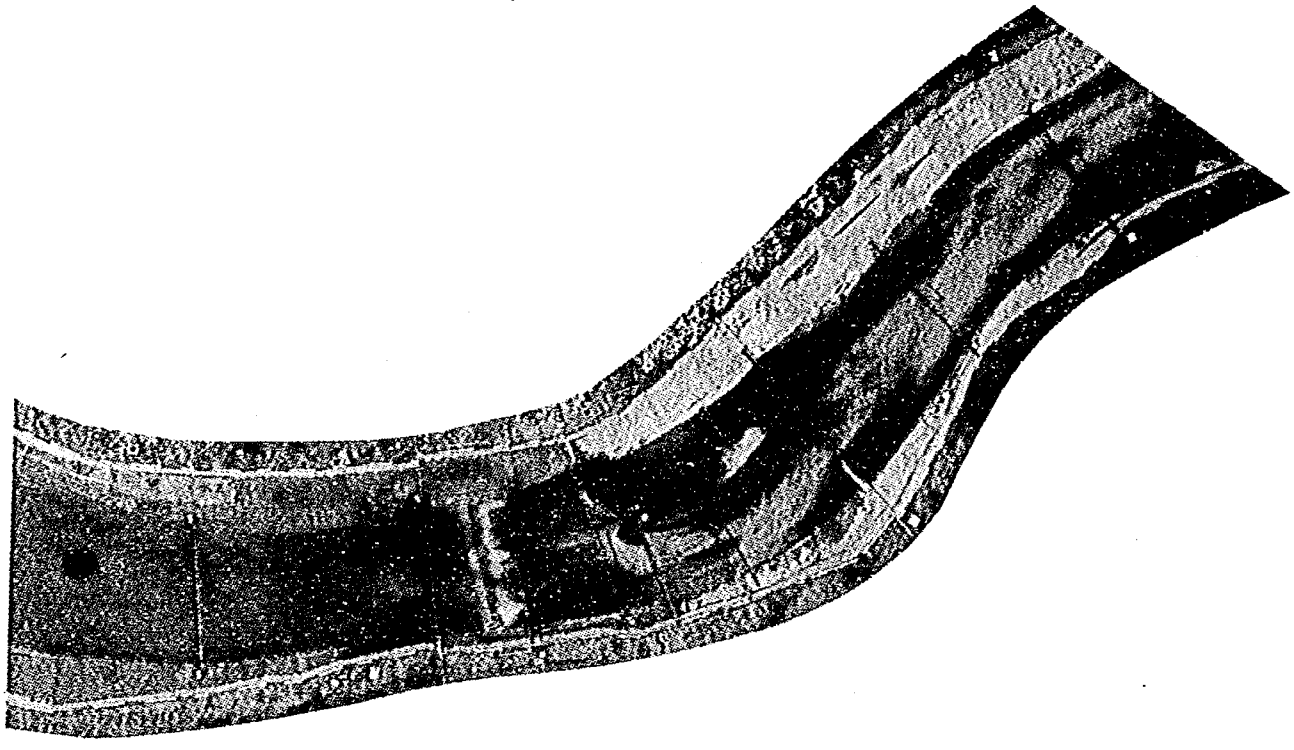
(1) 水位，流況について

実験結果の水位河床高縦断図および流況図を図－7.7.6, 7.7.10に示す。各地点の水位は前回（実験Ⅲ－6－1）より若干低い値となっているが，仮締切上流6.6km地点水位と6.2km地点の水位差は約1.10m 生じ，前回と同一であった。また，導流壁の影響によって，6.4km水位は左岸側仮締切工上流が右岸側より約0.47m 高い状態となっている。

いっぽう，完成した堰床版上に発生する最大流速は前回より若干軽減され，仮締切工下流側の死水領域もやや狭くなっているものの，全体の流下状況に有意な差は生じていない。

(2) 河床変動および対策効果について

仮締切工周辺の等深線図を図－7.7.11に，河床変動横断図を図－7.7.12に示す(写真－7.8)。導流壁と捨石の効果によって，洗掘位置は仮締切工より離れた所に移り，洗掘範囲とともに最大洗掘深も T. P－6.8m に減少した。仮締切側壁沿いは堆積傾向を示し，安全性は十分と考えられる。なお，今回の対策案実験の洗掘状況からすると，導流壁周囲の捨石範囲は過大であったとも思われ，導流壁先端から10m 周囲を捨石で保護することによって，仮締切周辺の洗掘を防止することが可能と考えられる。



写真－7.8

7－3－7　各仮締切時の新六カ井堰下流の洗掘について

新六カ井堰直下流の洗掘状況は，各締切時の水位堰上げ量が多少異なることによって，その形状も変化する。しかし，局所洗掘個所は左右岸の漁道直下流で多くが生じている。これら各ケースの最大洗掘深を表－7.2 に示す。

表－7.2　新六カ井堰直下流左右岸の洗掘高

実験ケース	締切工形状	最大洗掘高		
		右岸漁道下流	左岸漁道下流	河道中央直下流
Ⅲ－1	第1期仮締切＋第2期築島工	T.P.m －9.8	T.P.m －4.5	T.P.m －6.0
Ⅲ－2－1	第1期築島工	－7.5	－5.5	－5.2
Ⅲ－2－2	同上対策工	－8.9	－4.8	－4.6
Ⅲ－3－1	第2期築島工	－9.8	－5.5	－4.0
Ⅲ－3－3	同上対策工(Ⅱ)	－8.5	－6.5	－5.7
Ⅲ－4－1	第1期仮締切	－8.0	－5.3	－5.3
Ⅲ－5－1	第2期仮締切	－5.5	－4.8	—
Ⅲ－5－2	同上対策工	－6.25	－4.5	－6.25
Ⅲ－6－1	第3期仮締切	－5.9	－4.0	－7.0
Ⅲ－6－3	同上対策工	－9.2	－4.7	－7.8

新六カ井堰直下流は根固工がない状態で実験を行ったが，とくに右岸側水門は全開の状態で実験を行ったため，通水初期に流れが集中することによって洗掘深が非常に大きかった。しかし，仮締切工位置によって，洗掘が増大するのは第3期仮締切工設置時の新六カ井堰中央の直下流のみである。また，出水期の洪水によっても現固定堰はとくに問題が生じていない状況を考慮すると根固工等によって実際の洗掘は防止されているものとも考えられる。

いっぽう，新六カ井堰下流の六十谷橋および水管橋橋脚周囲の洗掘は河道中央部でT.P－5.0m前後となり，洗掘深としては左右岸橋脚の方が大きく，現河床より2m前後の洗掘が生ずる。しかし，仮締切工設置によってとくに洗掘が増大することはなかった。

7－4　実験結果のまとめ

堰建設時の仮締切工設置に伴う洪水時の局所洗掘状況や治水上の諸問題を把握し，その対策に関する検討を行った。今回の実験で得られた主な結果をまとめると次のようである。

(1) 第1期仮締切と第2期築島工を併用した案では，河積阻害が非常に大きいことによって，築島工上下流全体が河床低下を生じ，対策的な方法で築島工周囲の局所洗掘を防止することは，困難であることが明らかとなった。

(2) 仮締切工に先行して，築島工4基ずつの堰柱基礎部分の施工を行う案の第1期築島工では，河道中央側の5号築島工周囲の局所洗掘がとくに大きく，流れが弱い右岸側の7号および8号築島工周囲は洗掘が少ない。

(3) 築島工形状は流頭部先端を三角状にし，さらに上流側面を曲線形状とした舟型のより抵抗の少ない形が洗掘防止に有効である結果が得られた。(図－7.4.11参照)

(4) 第１期築島工に対しては図－7.3.7に示すように，５号築島工は流頭部から側面沿いに幅10mの捨石，６号築島工は同様幅５mの捨石工を行い，さらに７号築島工は先端から左側面の堰軸間を幅５mの捨石による保護を行うことによって，築島工周辺の局所洗掘を防止できることが明らかとなった。

(5) 捨石は現地粒径約35cm相当の砕石を用い敷厚は1.0mとした。ただし，実際の施工に際しては，下層をサンドマットあるいは小さな粒径にするなど河床材料の吸い出し防止を考慮する必要があろう。

(6) 構造物周辺の局所洗掘は通水30分位のうちに急激に進行し，通水1.5時間程度でほぼ平衡洗掘状態となるようであった。

(7) 第２期築島工設置時は築島工上流左岸側の流れが河道中央へ向い，主流部に近い３号および４号築島工は流れに対し，若干斜めに当る状況となる。このため，先端から左側面の洗掘がとくに大きく，T.P－11.65mの模型床版が露出する洗掘となった。また，２号築島工もT.P－6.3mの洗掘が生ずる。

(8) 第２期築島工に対しては，右岸側の堰床版施工範囲をT.P－3.0mに掘削し，図－7.4.11のように３号および４号築島工の先端から側面を幅10mの捨石，２号築島工は堰軸から上流部を幅５mの捨石によって保護すれば洗掘が防止できることが明らかとなった。ただし，４号築島工下流端左隅角部の捨石範囲は下流側へ若干拡げた方がより安全である。１号築島工周囲は洗掘量も少なく，とくに対策は必要でないと考えられる。

(9) 第１期仮締切工設置時の6.6km断面と6.2km断面の水位差は約60cmであった。ただし，築島工設置時の水位差も同一である。

(10) 第１期仮締切工設置時は，河道中央付近が主流部となること，および左岸側の堰床版施工範囲をT.P－3.0mに掘削したことによって，洗掘は少なく，仮締切上流端隅角部でT.P－6.0mの洗掘が生じたのみであり，その範囲も狭い。対策工としては，仮締切工上流隅角部を10m幅で捨石あるいはサンドマット等で保護すれば仮締切工自体の安全性は十分と考えられる。

(11) 第２期仮締切工設置時は，6.6km地点で第１期仮締切より約0.6m水位が高く，6.2km地点との水位差は約1.0m生ずる。

(12) 第２期仮締切工は，上流側両隅角部の局所洗掘が非常に大きく，T.P－11.65m以上の洗掘となる。とくに左側隅角部は洗掘深とともにその領域も大きい。

(13) 第２期仮締切工に対しては，仮締切工左岸の堰床版施工範囲をT.P－3.0mに掘削するとともに，図－7.6.6に示すように，仮締切工左側隅角部に導流壁(不透過部分25m，透過部分25m)を設置し，透過導流壁部分10m周囲を捨石で保護した。さらに，右岸側堰床版上流を幅10mの捨石，および仮締切右側隅角部の周囲を約10m幅に捨石を行った。

(14) 第２期仮締切工は左側隅角部に設置した導流壁の効果によって，洗掘位置が仮締切工から離れた所に移り，かつ流れの分散によって洗掘が軽減される結果が得られた。また，右側隅角部

も捨石の効果によって同様洗掘を防止できることが明らかとなった。ただし，完成した堰床版直上流の捨石が若干崩落する状況となるので，捨石範囲を幅15mにすればより安全と考えられる。

(15) 第3期仮締切工設置時の6.6km地点水位は，第2期仮締切時と同程度であった。しかし，仮締切工右岸側は堰床版によって河床が固定されるため，流れも速く，このため，6.6km地点では約1.10mの水位差が生ずる。

(16) 第3期仮締切では上流端隅角部および堰床版直上流での洗掘が大きく，T. P−11.65m以上（模型床版がT. P−11.65mであった）の洗掘状況となる。ただし，洗掘領域は完成した堰床版によって限定されるため，比較的狭い。

(17) これまでのQ＝4,000m³/s時の現象に対し，Q＝2,000m³/sでは構造物周辺のみに生ずる静的平衡洗掘状態のため，洗掘深範囲も4,000m³/s時よりは狭く，局所的な現象となる。しかし，この場合でも洗掘深はかなり大きいので対策は必要であることが明らかとなった。

(18) 第3期締切工に対しては図−7.7.9に示すように，仮締切上流端隅角部へ透過導流壁(杭間隔1.0m 2列，杭径30cm)を上流側壁に対し，90°方向に20m設置した。さらに，導流壁周囲20mの捨石，および堰床版上流を幅10mの捨石による対策を行った。

(19) 第3期締切工は，この導流壁と捨石の効果によって仮締切工より離れた所に洗掘位置は移り，この洗掘深も減少した。また，導流壁周囲の捨石範囲は，導流壁先端から10mの範囲でも仮締切周辺の洗掘防止は可能であると考えられた。

(20) 新六カ井堰下流の洗掘は各締切時とも左右岸魚道直下流で多く生ずる。しかし，出水期の洪水でもとくに問題が生じていないため，根固工等によって実際の洗掘は防止されているものと考えられる。

(21) 以上の各締切施工時の検討では，締切工自体以外の河川構造物へ影響するような諸現象は見受けられなかった。とくに新六カ井堰によって，上流へ水位等も影響をおよぼさないため，問題も少ない。また，この実験では，洗掘対策等河床変動に対する検討を目的として，河口で最低潮位時の条件を用いた。

したがって，新六カ井堰上下流の水位差は1.7m以上生じ，限界水深となる。最高潮位時でも4.2km地点では約50cmの水位上昇であるので，新六カ井堰上流には影響はおよぼさないと考えられる。

第8章　ま　と　め

各章において，すでに個々の問題についての検討結果を述べており重複するが，ここでは全体をとりまとめるかたちで主要な結果と問題点を以下に記す。

8－1　現象の相似性と現況河道の水理特性について

(1) 紀の川模型では，ほぼ模型縮尺比に近い河床砂を用いたが，河床材料粒径が小さいため，Rippleの発生によって，河床形態の移行等の相似性はあまりよくないと言える。

(2) 不定流検証実験での時間縮尺は，フルードの縮尺と同じ $t_{sr}=7.07$ を用いたところ，流量規模が小さい場合の河床変化より得られる時間縮尺はこれより若干小さいと考えられた。しかしながら，流量規模の大きい場合 ($Q=6,000m^3/s$ 以上) は，河床変動量も増大すること，局所洗掘等の動的平衡洗掘状態は，短時間に平衡となることなどから計画案実験に用いる計画ハイドログラフ ($Q_p=12,000m^3/s$) の時間縮尺は結局 $t_{sr}=7.07$ を採用した検討を行った。

(3) 実際河川では河床材料粒径が場所的に異なるのに対し，模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため，局所洗掘等に伴う土質変化や強度に対する影響等は実験結果に考慮されていないので適切な判断が必要である。

(4) 現況河道の河床変動傾向としては，中州上流で堆積傾向を示し，北田井ノ瀬側河道の河床低下，南田井ノ瀬側河道8.8km～8.6km間，および8.2km～8.0km左岸沿いの洗掘とその下流側への堆積が生ずる。さらに7.2km～新六ヵ井堰間の河床低下傾向と低水路幅の狭い5.0km付近での洗掘が全体の傾向として見られる。とくに8.2km～8.0km左岸沿いの局所洗掘は要注意となろう。

8－2　計画低水路法線形について

(1) 計画低水路原案法線形（計画河床高）の流況および河床変動結果を基に，その問題個所の軽減策として，法線形修正による検討を行った。その結果流況も含め，局所的に河床変動の少ない法線形として，図－6.1に示す修正第3案が得られた。とくに7.6km～6.8km間の左岸側法線を後退させたことにより，この区間の左岸堆積，および右岸側の洗掘量が減少した。さらに大堰予定地付近の6.4km～5.8km間低水路は原案より全体に右岸側に寄せた方が流況，河床変化とも良い結果が得られた。ただし，現況新六ヵ井堰の撤去と計画河床高への大幅な変化に伴う河道条件での河床の安定特性として，中州流頭上流部の堆積，中州両側河道の河床低下とその下流合流点付近への堆積，7.4km～6.8km間の河床低下とその下流大堰付近での堆積傾向は依然として残る結果となっている。

(2) 計画河床高とした場合，大堰の床版高がこれより1.0m低く，その上流側は河床勾配1/500ですりつける形となっている。このため，大堰付近はより堆積傾向を示し，上流7.4km～6.8km間の河床低下を助長している可能性が考えられた。

(3) 大堰付近から上流で計画河床高より約1.0m下がる縦断形河床（管理河床高）とし，すでに完成している低水護岸等の制約条件を考慮した場合，局所的な河床変動の少ない法線形としては，図－

6.10.1に示す修正第5案形状が得られた。

(4) 管理河床時では堰床版上流で河床勾配が急変せず，また河床を下げた効果により，河床変動量も軽減する結果が得られた。しかし，この場合でも河道の安定特性として洗掘，堆積個所は必ず生じ，完全に防止することはできないので，実験で生ずる程度の洗掘に対処しうる保護対策は必要と考えられる。

(5) 中州流頭部付近への堆積と北田井ノ瀬側河道の河床低下に対する軽減策としては，同様修正第5案形状が最良と思われるが，北田井ノ瀬側河道の洗掘防止に大幅な効果は得られなかった。この原因としては，低水路法線形を工夫しても，高水敷上からの流れによって，その割には分派流量が減少しないためと考えられた。

8－3 紀の川大堰の堰軸方向について

(1) 紀の川大堰の堰軸は，左岸軸を六十谷水管橋より200m下流に固定した場合，低水路法線形修正第3案に対する堰軸方向は，右岸6.2km＋80m杭の上流20m方向が最良である結果が得られた。また，管理河床時における修正第5案法線形でも流線に対して，良好な位置を示しており，とくに問題はないようであった。

(2) 管理河床時における堰軸位置の低水路幅は，修正第5案法線形の約365mが妥当であろうと思われる。

8－4 北田井ノ瀬側河道の洗掘防止対策と分派流量について

(1) 北田井ノ瀬側河道への分派流量は，Q＝6,000m³/s, 8,000m³/s, 12,000m³/sに対して計画河床および管理河床時とも1,690m³/s, 2,570m³/s, 3,900m³/s前後であり，中州流頭部形状変更による分流量の減少効果はあまり得られなかった。

(2) 計画河床時において，北田井ノ瀬側河道護岸前面の洗掘対策として両護岸沿いに幅5.0mの根固工を設置した。この結果は，護岸沿いの洗掘は防止されるものの，河道中央部の洗掘が大きく，根固工が崩落している状況にあった。

(3) 管理河床時では，両護岸沿いに幅10mの根固工を設置したことと，河床高が低いことによって，河床変動量は軽減された。しかし，洗掘量も大きく，護岸の根固めには洗掘深に対処しうる保護対策を考慮する必要があろう。

8－5 水衝部の護岸保護対策について

(1) 水衝部の低水護岸前面の局所洗掘対策として，根固工（幅5.0m）を設置し，とくに洗掘の大きい個所については水制併用による検討を行った。対策個所は中州流頭部～8.8kmの本川右岸，9.0km～7.8km左岸，7.6km～5.4km右岸について行い，このうち水制併用個所は，8.8km～7.8km左岸，7.6km～6.8km右岸，5.8km～5.4km右岸について行った。

(2) 根固工と水制を併用した場合，護岸沿いの洗掘を防止することが可能であった。ただし水制先端は局所洗掘によって沈下や配列が乱されており，水制先端部は範囲を拡げた河床材料の置換や

捨石による対策を考慮する必要があった。

(3) 水制配列ピッチは水制長の約3倍程度が妥当であった。

(4) 水制併用個所は，根固工のみによっても，幅10m を設置すれば護岸前面の局所洗掘を防止することが十分可能であった。また，水制先端の局所洗掘等の問題もなく，より効果的と考えられる。ただし，この場合も前面の洗掘や吸い出し防止，屈撓性等を考慮した工法が必要であろう。

(5) 各橋脚周囲の局所洗掘は，北田井ノ瀬橋が計画河床高より3.7m の最大洗掘深を示し，他の橋脚は3 m 前後で一部橋脚台が露出していた。管理河床時では若干洗掘深が小さい橋梁があるものの最大は同程度であった。

(6) 橋脚周囲の局所洗掘対策としては，最大洗掘深に見合う水中安息角の範囲を保護する必要がある。それ以下では保護工周囲に洗掘が生ずる。

8－6 仮締切施工時の諸対策について

(1) 第1期仮締切と第2期築島工を併用した案では，河積阻害が非常に大きいことによって，築島工上下流全体が河床低下を生じ，対策的な方法で築島工周囲の局所洗掘を防止することは，困難であることが明らかとなった。

(2) 築島工形状は流頭部先端を三角状にし，さらに上流側面を曲線形状とした舟型のより抵抗の少ない形が洗掘防止に有効である結果が得られた。(図－7.4.11参照)

(3) 仮締切工に先行して，築島工4基ずつの堰柱基礎部分の施工を行う案の第1期築島工に対しては，図－7.3.7に示すように，河道中央側の5号築島工は流頭部から側面沿いに幅10m の捨石，6号築島工は同様幅5 m の捨石工行い，さらに7号築島工は先端から左側面の堰軸間を幅5 m の捨石による保護を行うことによって，築島工周辺の局所洗掘を防止できることが明らかとなった。

(4) 捨石は現地粒径約35cm相当の砕石を用い敷厚は1.0m とした。ただし，実際の施工に際しては，下層をサンドマットあるいは小さな粒径にするなど河床材料の吸い出し防止を考慮する必要があろう。

(5) 第2期築島工に対しては，右岸側の堰床版施工範囲を T.P－3.0m に掘削し，図－7.4.11 のように3号および4号築島工の先端から側面を幅10m の捨石，2号築島工は堰軸から上流部を幅5 m の捨石によって保護すれば洗掘が防止できることが明らかとなった。ただし，4号築島工下流端左隅角部の捨石範囲は下流側へ若干拡げた方がより安全である。1号築島工周囲は洗掘量も少なく，とくに対策は必要でないと考えられる。

(6) 第1期仮締切工設置時は，河道中央付近が主流部となること，および左岸側の堰床版施工範囲を T.P－3.0m に掘削したことによって，洗掘は少なく，仮締切上流端隅角部で T.P－6.0m の洗掘が生じたのみであり，その範囲も狭い。対策工としては，仮締切工上流隅角部を10m 幅で捨石あるいはサンドマット等で保護すれば仮締切工自体の安全性は十分と考えられる。

(7) 第2期仮締切工に対しては，仮締切工左岸の堰床版施工範囲を T.P－3.0m に掘削するとともに，図－7.6.6 に示すように，仮締切工左側隅角部に導流壁 (不透過部分25m，透過部分25m) を設置し，透過導流壁部分10m 周囲を捨石で保護した。さらに，右岸側堰床版上流を幅10m の捨石，

および仮締切右側隅角部の周囲を約10m幅に捨石を行った。この対策効果は，導流壁によって，洗掘位置が仮締切工から離れた所に移り，かつ流れの分散によって洗掘が軽減される結果が得られた。また，右側隅角部も捨石の効果によって同様洗掘を防止できることが明らかとなった。ただし，完成した堰床版直上流の捨石が若干崩落する状況となるので，捨石範囲を幅15mにすればより安全と考えられる。

(8) 第3期締切工に対しては図－7.7.9に示すように，仮締切上流端隅角部へ透過導流壁（杭間隔1.0m 2列，杭径30cm）を上流側壁に対し，90°方向に20m設置した。さらに，導流壁周囲20mの捨石，および堰床版上流を幅10mの捨石による対策を行った。この結果は導流壁と捨石の効果によって仮締切工より離れた所に洗掘位置は移り，この洗掘深も減少した。また，導流壁周囲の捨石範囲は，導流壁先端から10mの範囲でも仮締切周辺の洗掘防止は可能であると考えられた。

(9) 新六ヵ井堰下流の洗掘は各締切時とも左右岸漁道直下流で多くが生ずる。しかし，出水期の洪水でもとくに問題が生じていないため，根固工等によって実際の洗掘は防止されているものとも考えられる。

(10) 以上の各締切施工時の検討では，締切工自体以外の河川構造物へ影響するような諸現象は見受けられなかった。とくに新六ヵ井堰によって，上流へ水位等も影響をおよぼさないため，問題も少ない。また，この実験では，洗掘対策等河床変動に対する検討を目的として，河口で最低潮位時の条件を用いた。

したがって，新六ヵ井堰上下流の水位差は1.7m以上生じ，限界水深となる。最高潮位時でも4.2km地点では約50cmの水位上昇であるので，新六ヵ井堰上流には影響はおよぼさないと考えられる。

あ と が き

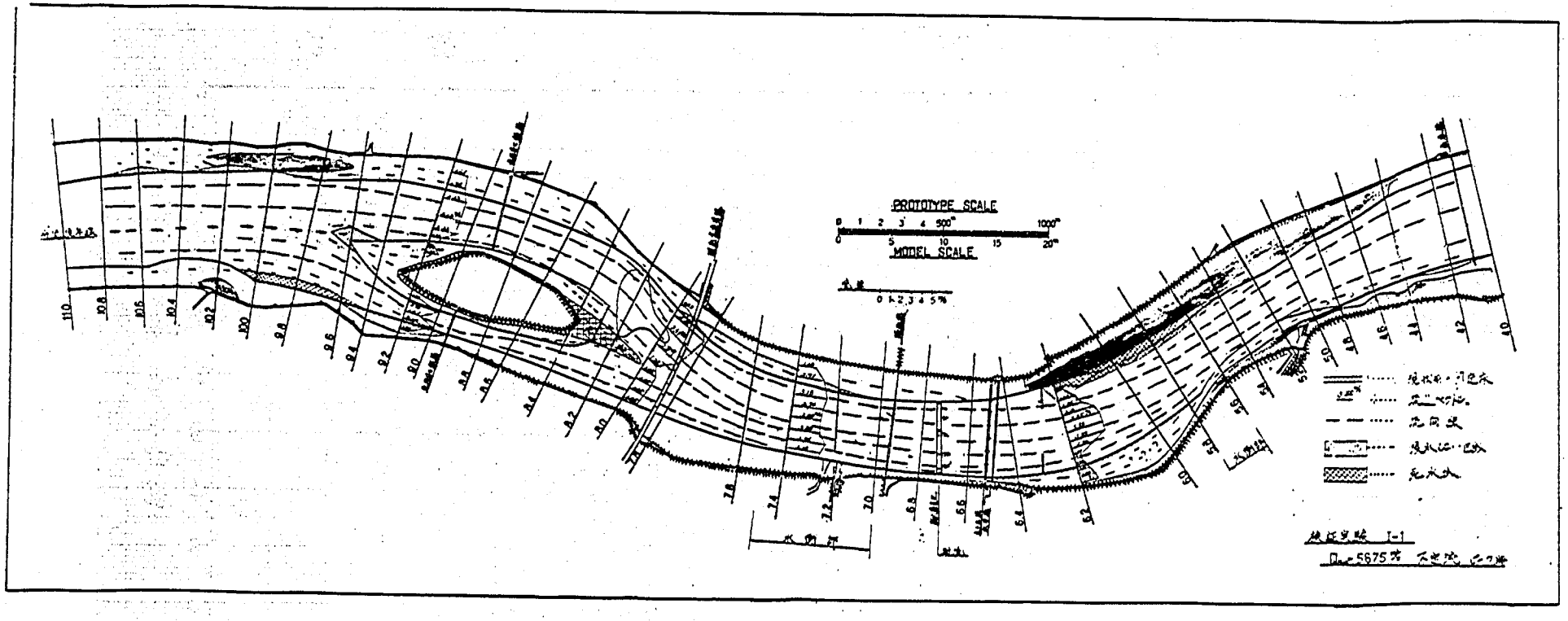
紀の川大堰水理模型実験は，昭和54年度に模型製作が行われ，実験は昭和55年度から実施されている。ここでは報告書(Ⅰ)として昭和55年度から昭和57年度間に行われた堰完成後の低水路法線形と堰軸位置，および堰建設時における問題点と諸対策等に関する検討結果を述べたものである。なお，今後引き続いて行われる実験結果については報告書(Ⅱ)としてとりまとめる予定である。

最後に，本実験を遂行するにあたり，近畿地方建設局和歌山工事事務所の関係各位に多くの労があったことに深く感謝します。

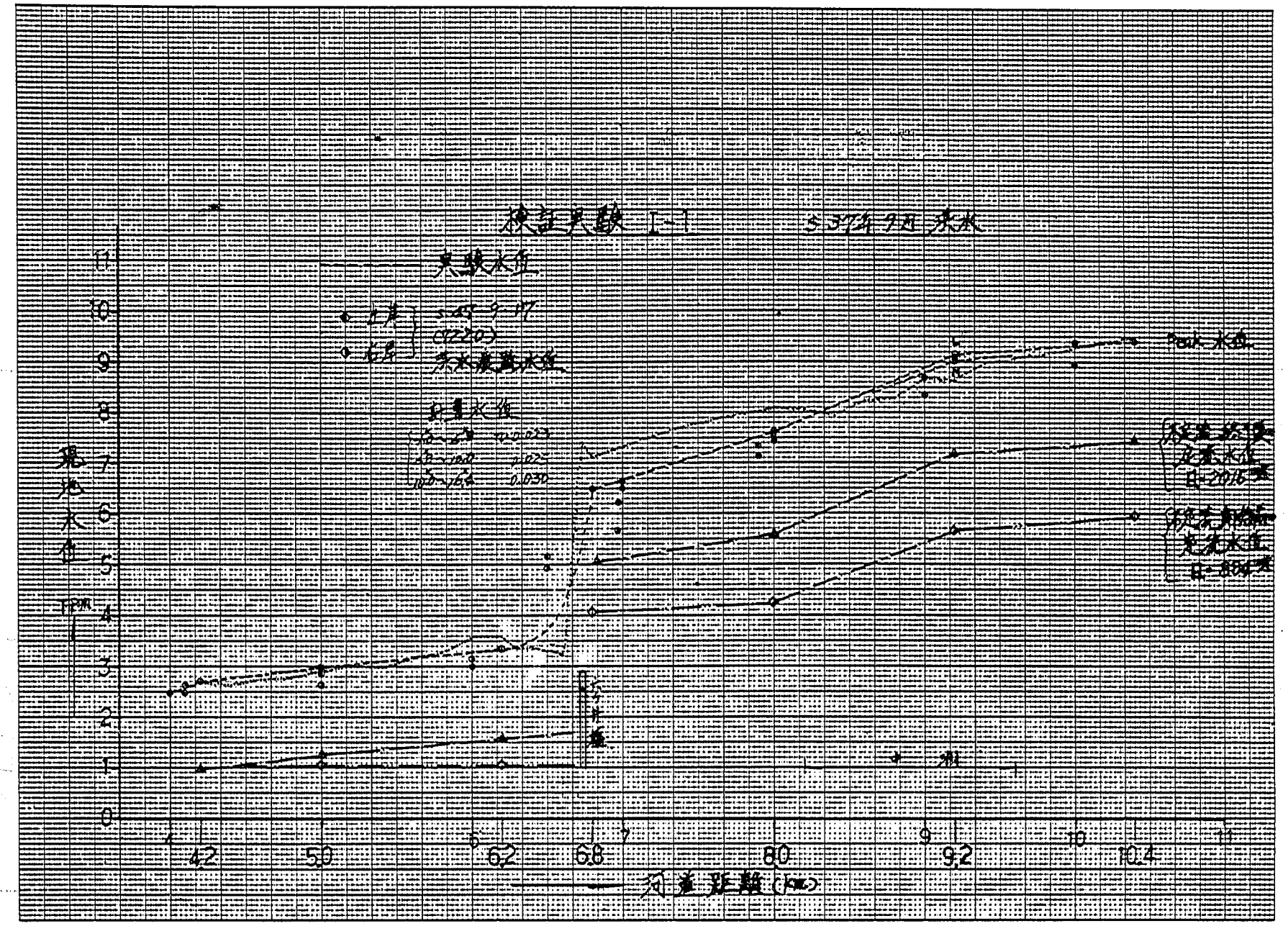
昭和58年3月

土木研究所河川部河川研究室
須賀堯三
高橋晃
加藤善明
林正男

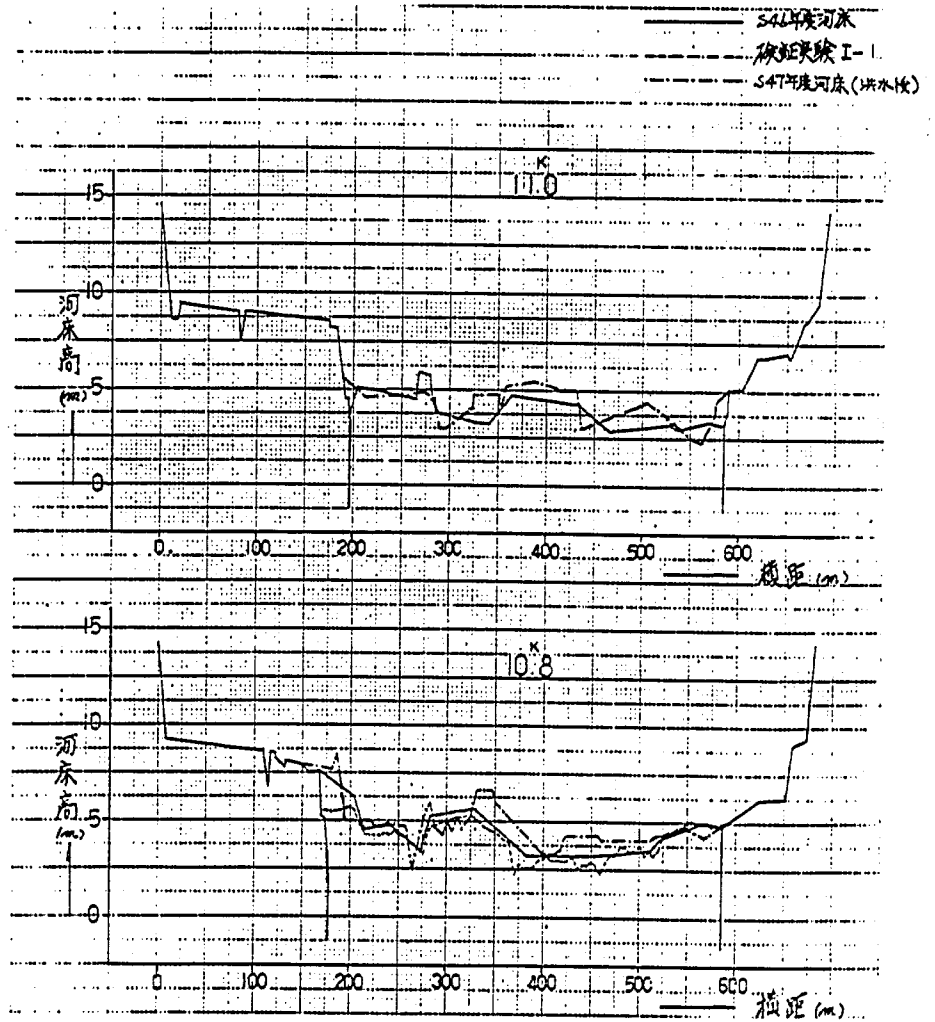
図　面　集



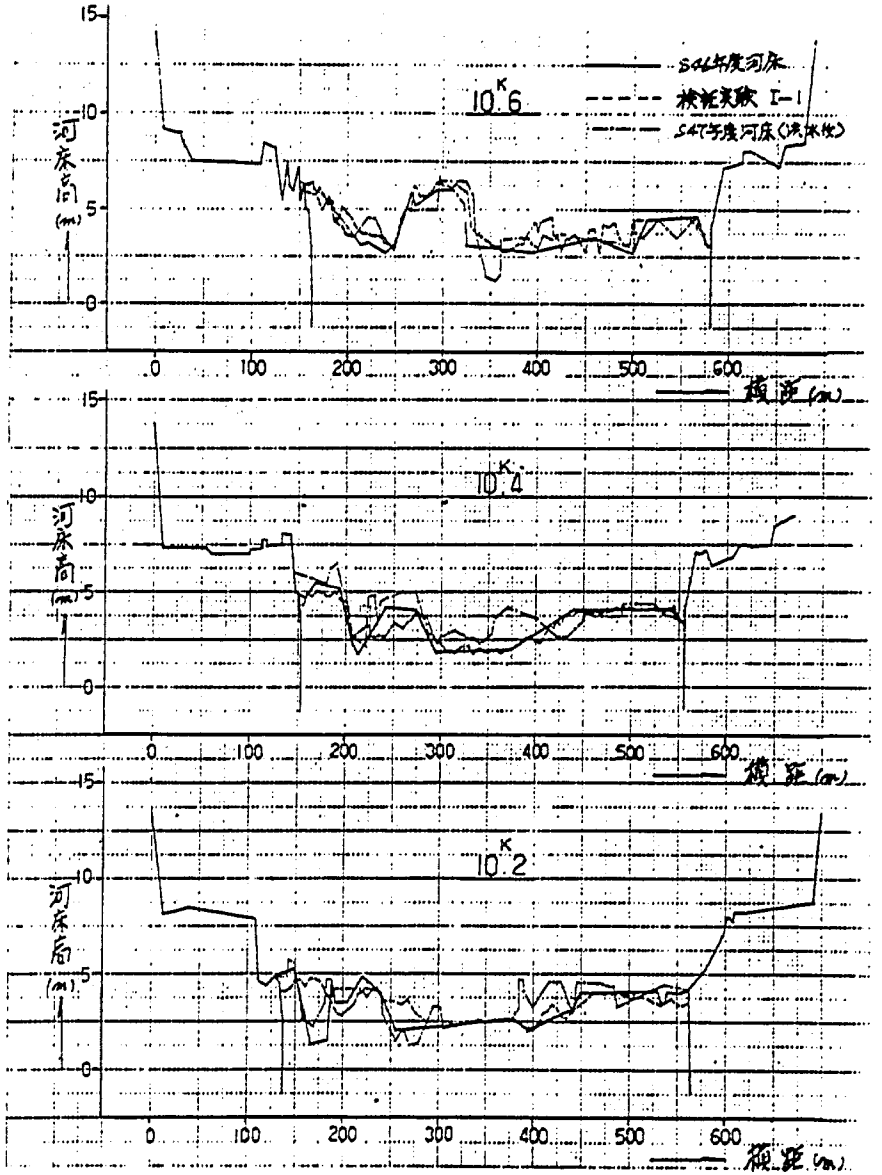
図－５．２　流況図(実験Ｉ－１)



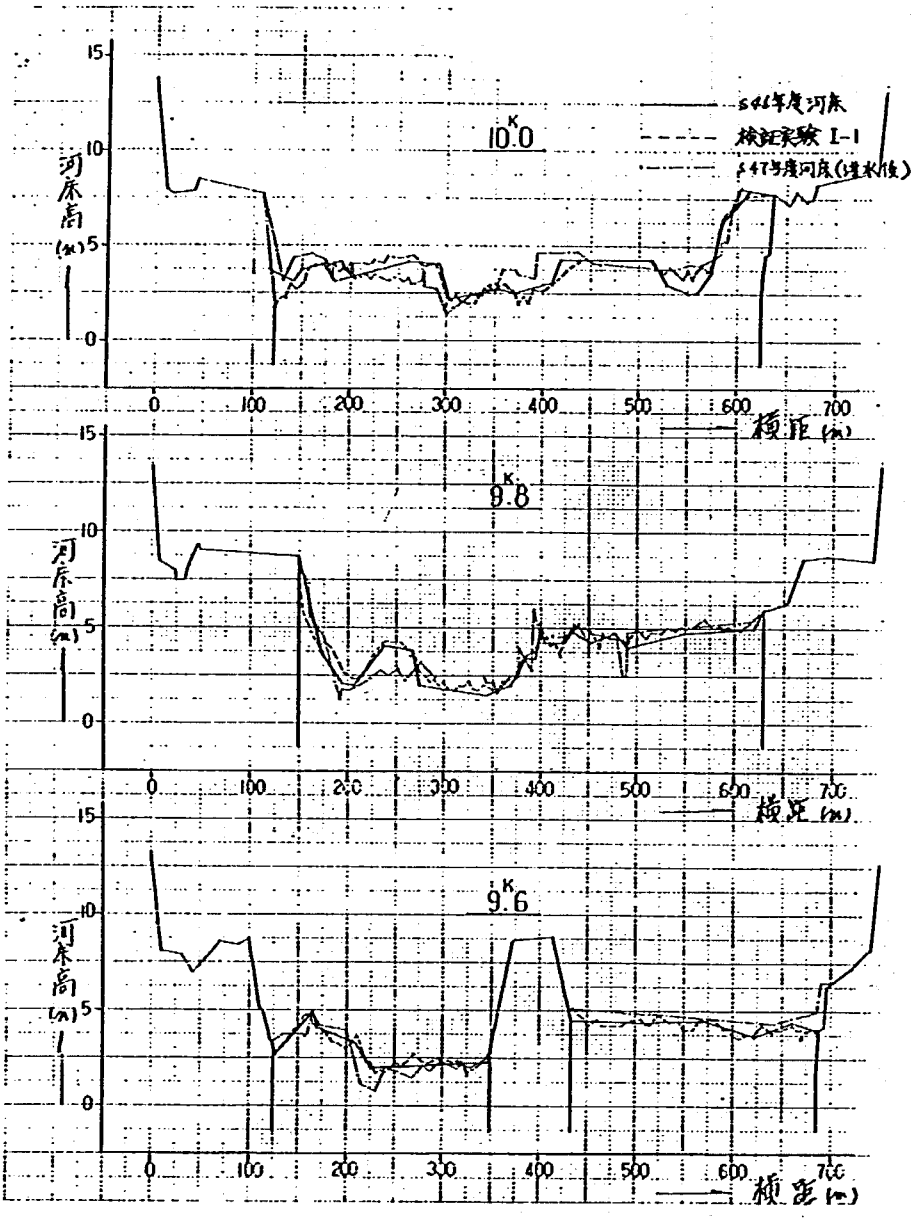
図－５．３　水位縦断比較図(実験Ｉ－１)



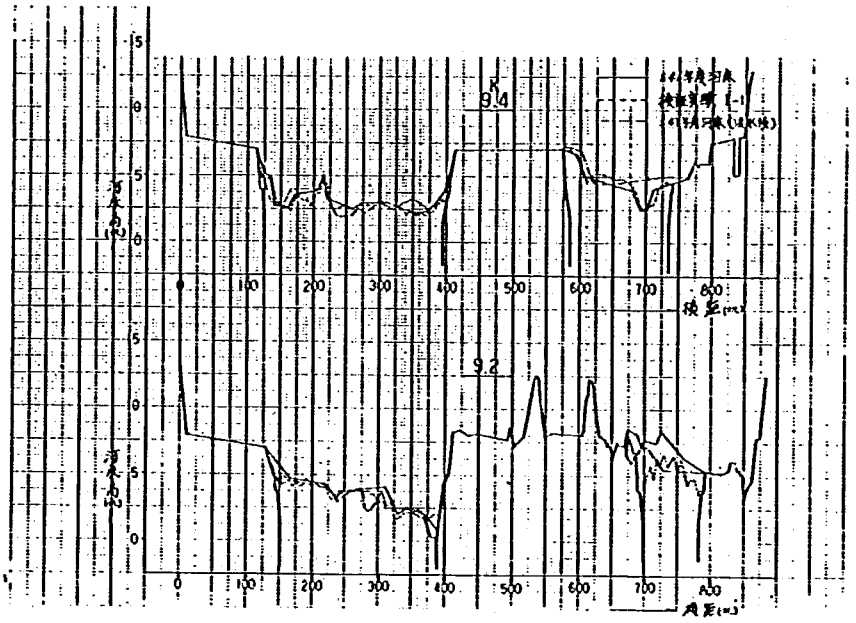
図－５．４．１　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



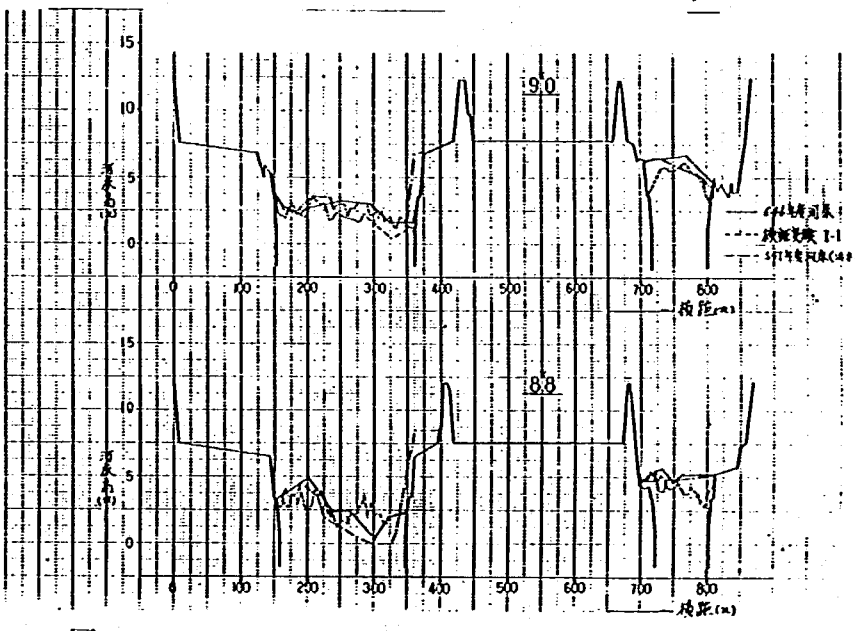
図－５．４．２　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



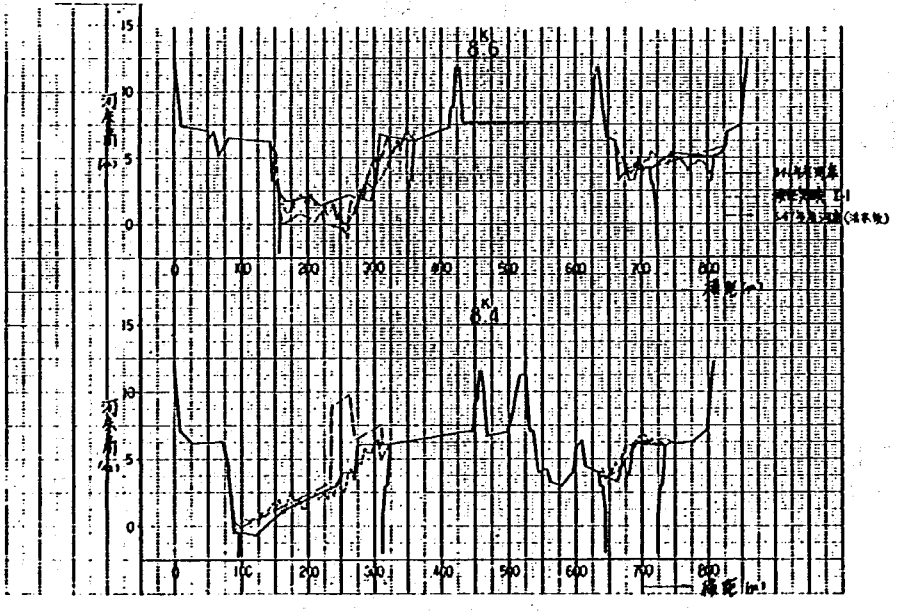
図－５．４．３　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－１)



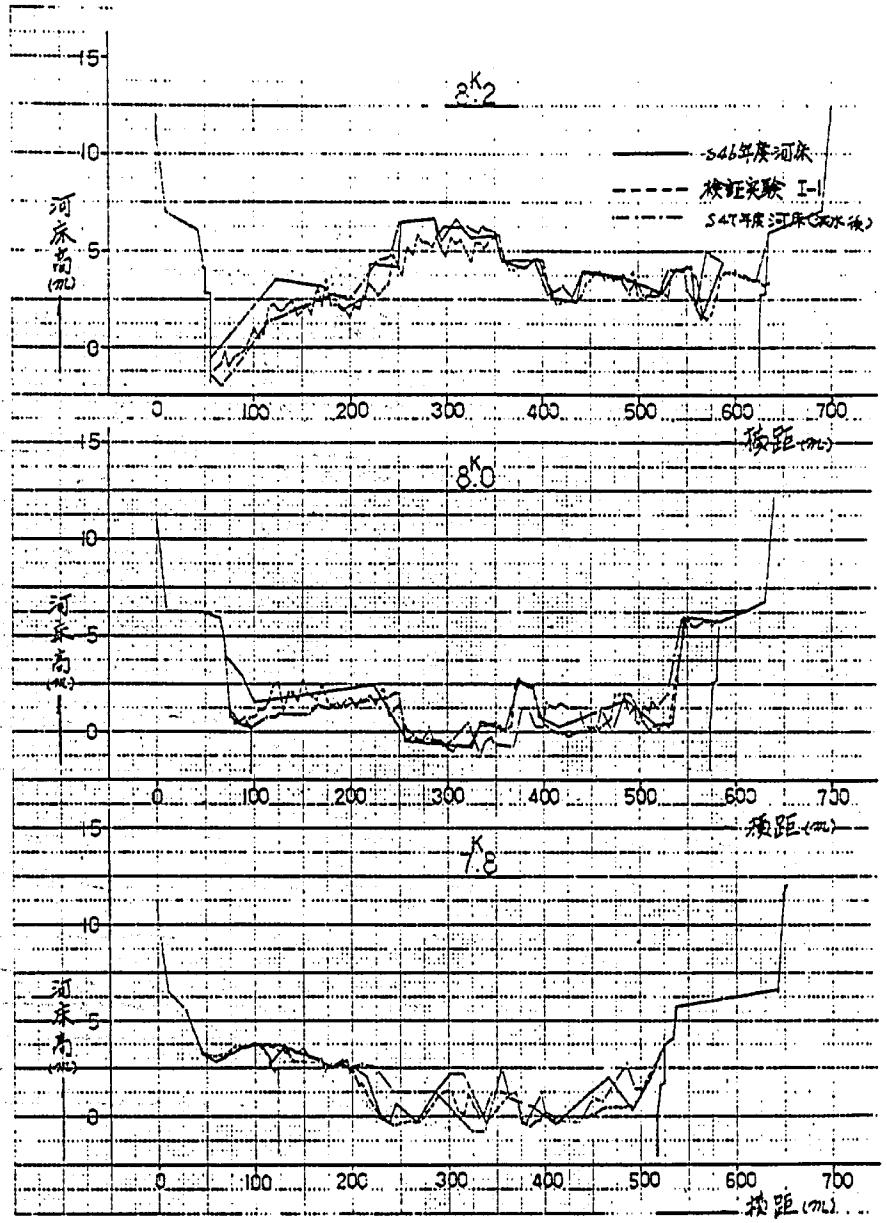
図－５．４．４　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－１)



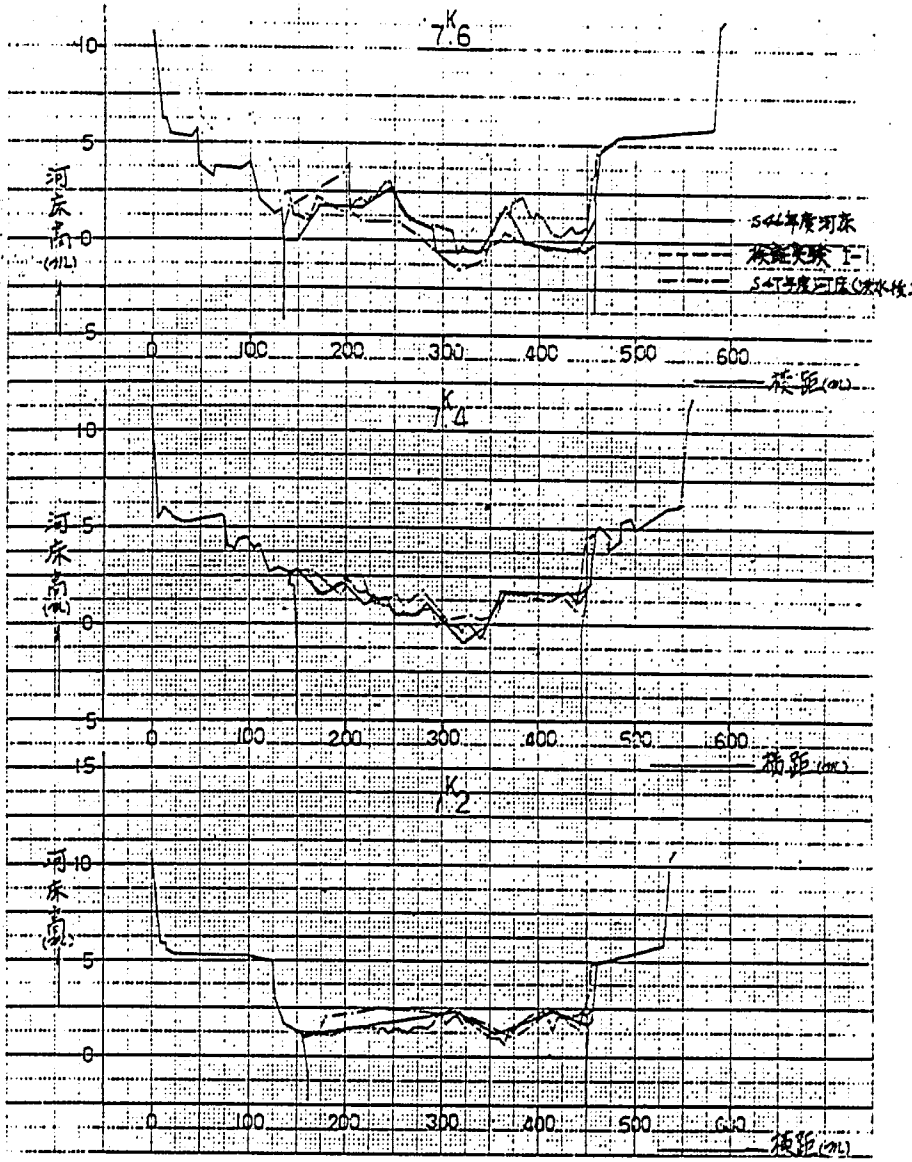
図－５．４．５　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－１)



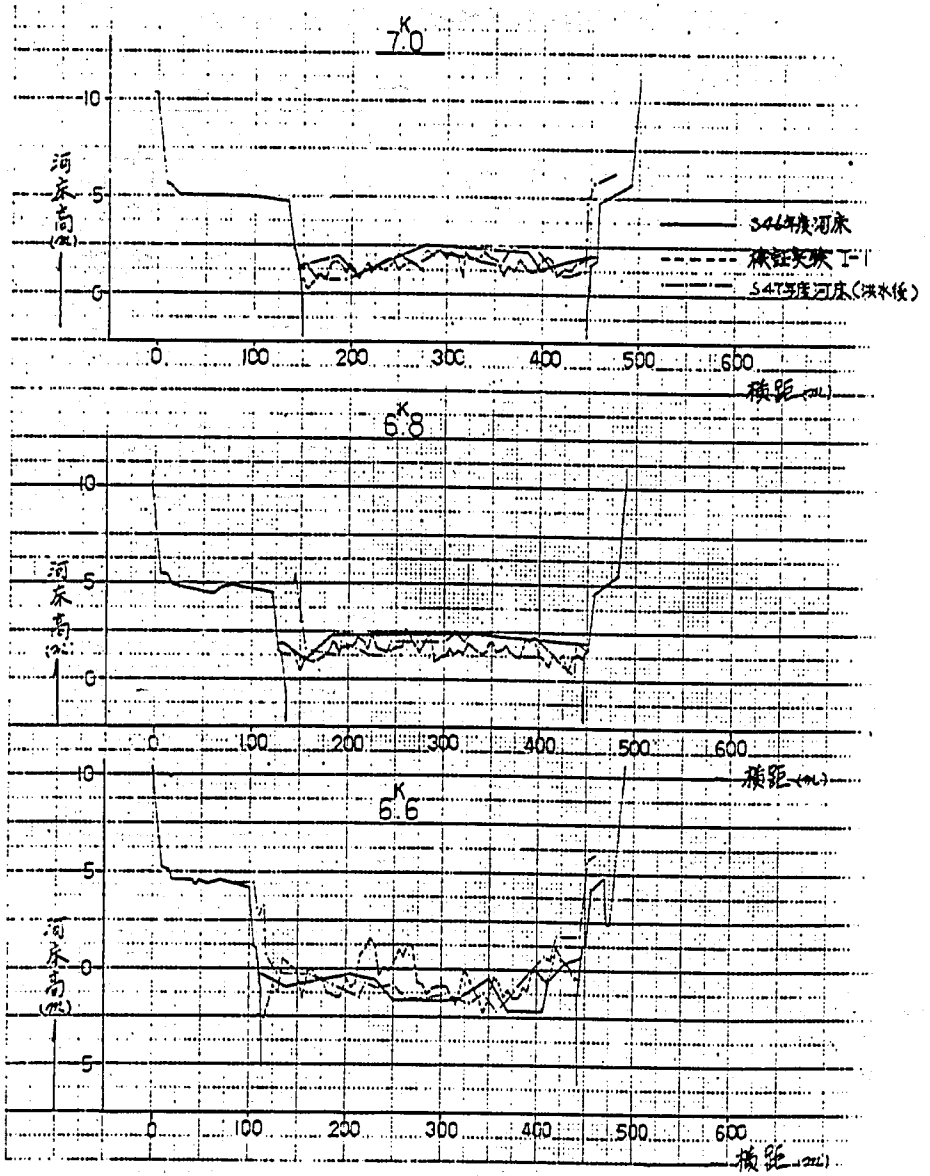
図－５．４．６　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－１)



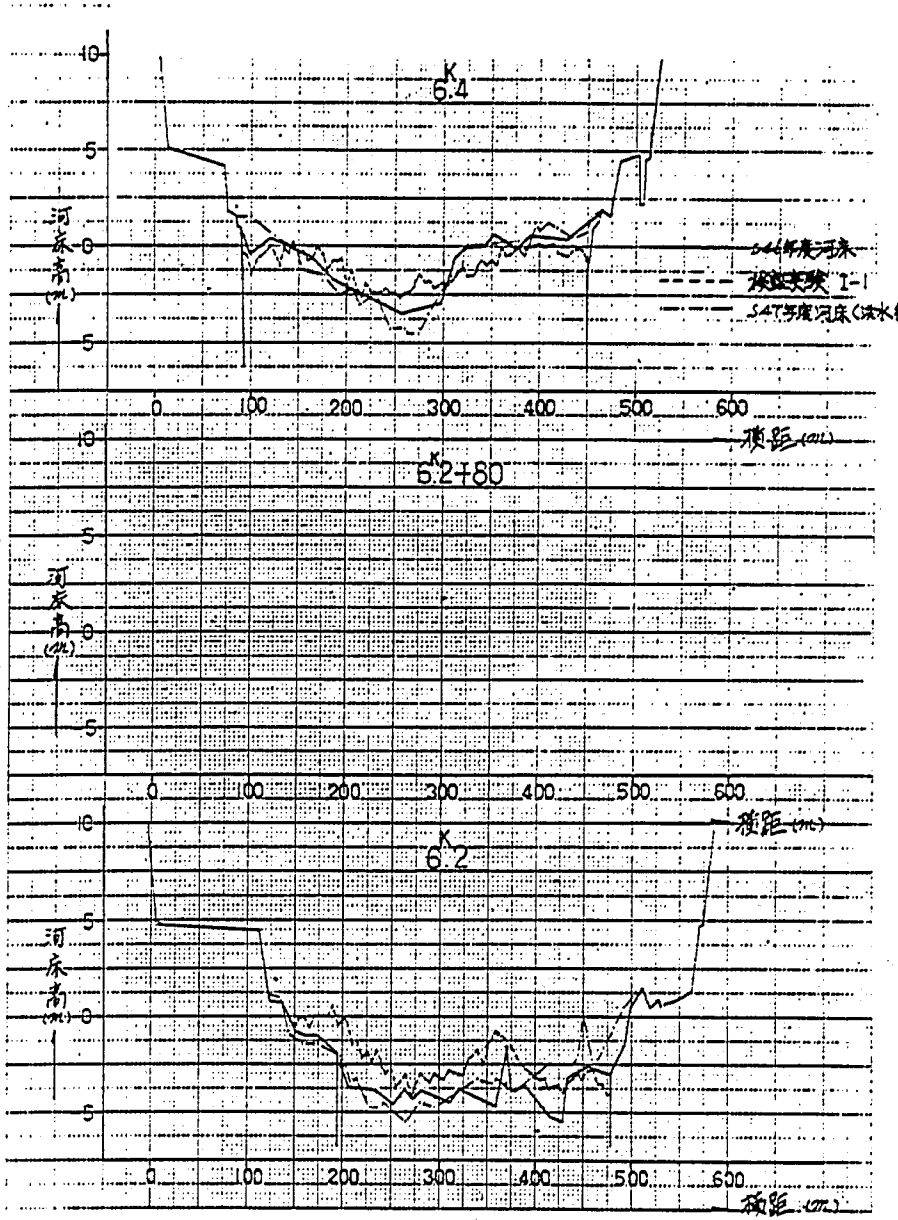
図－５．４．７　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



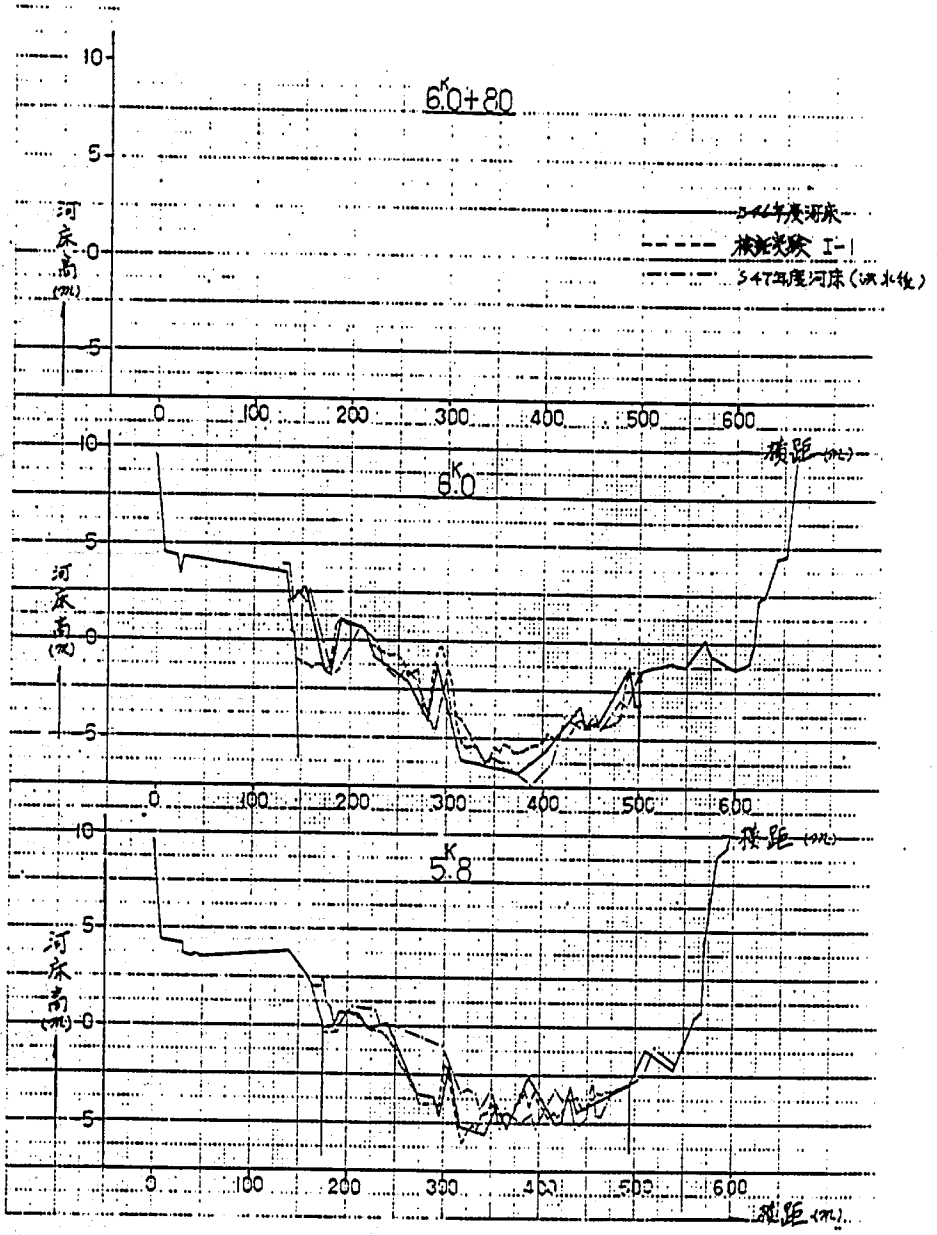
図－５．４．８　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



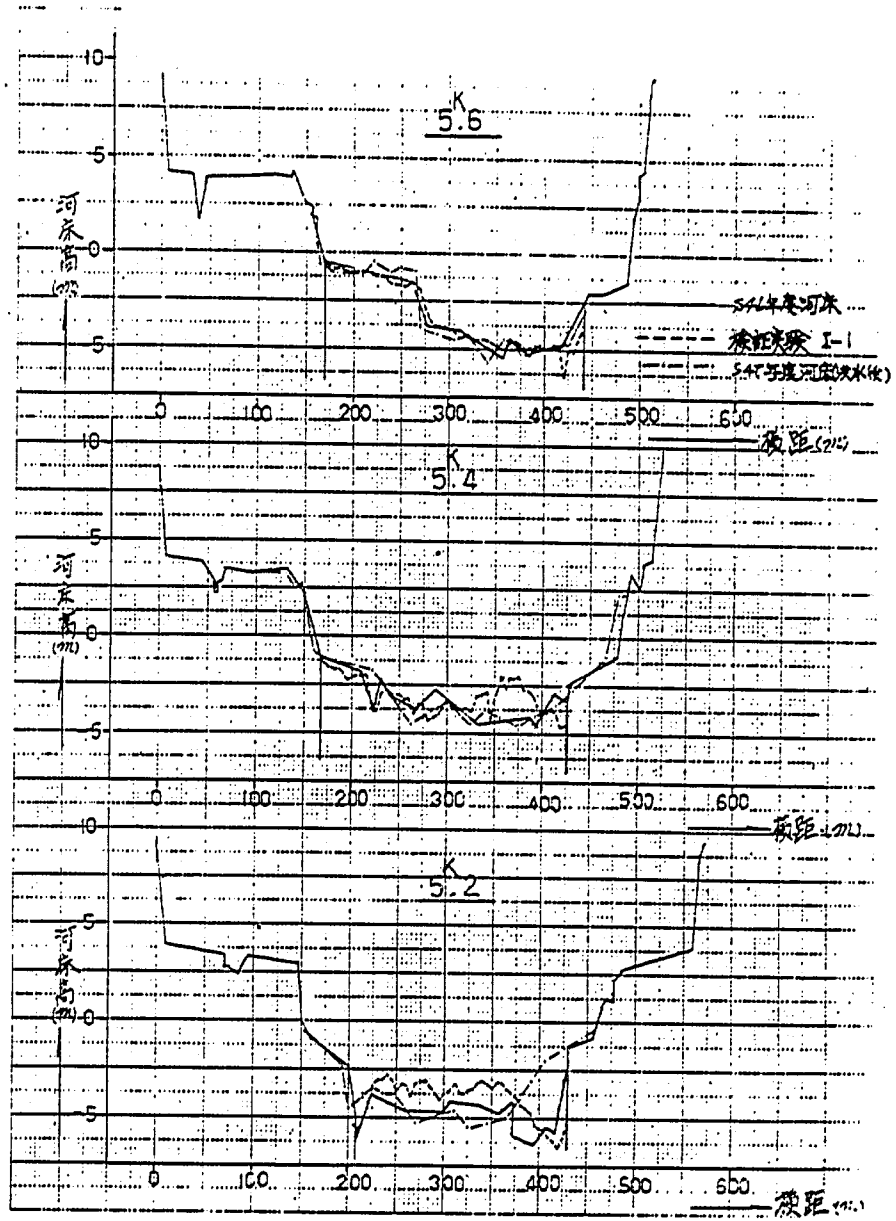
図－５．４．９　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



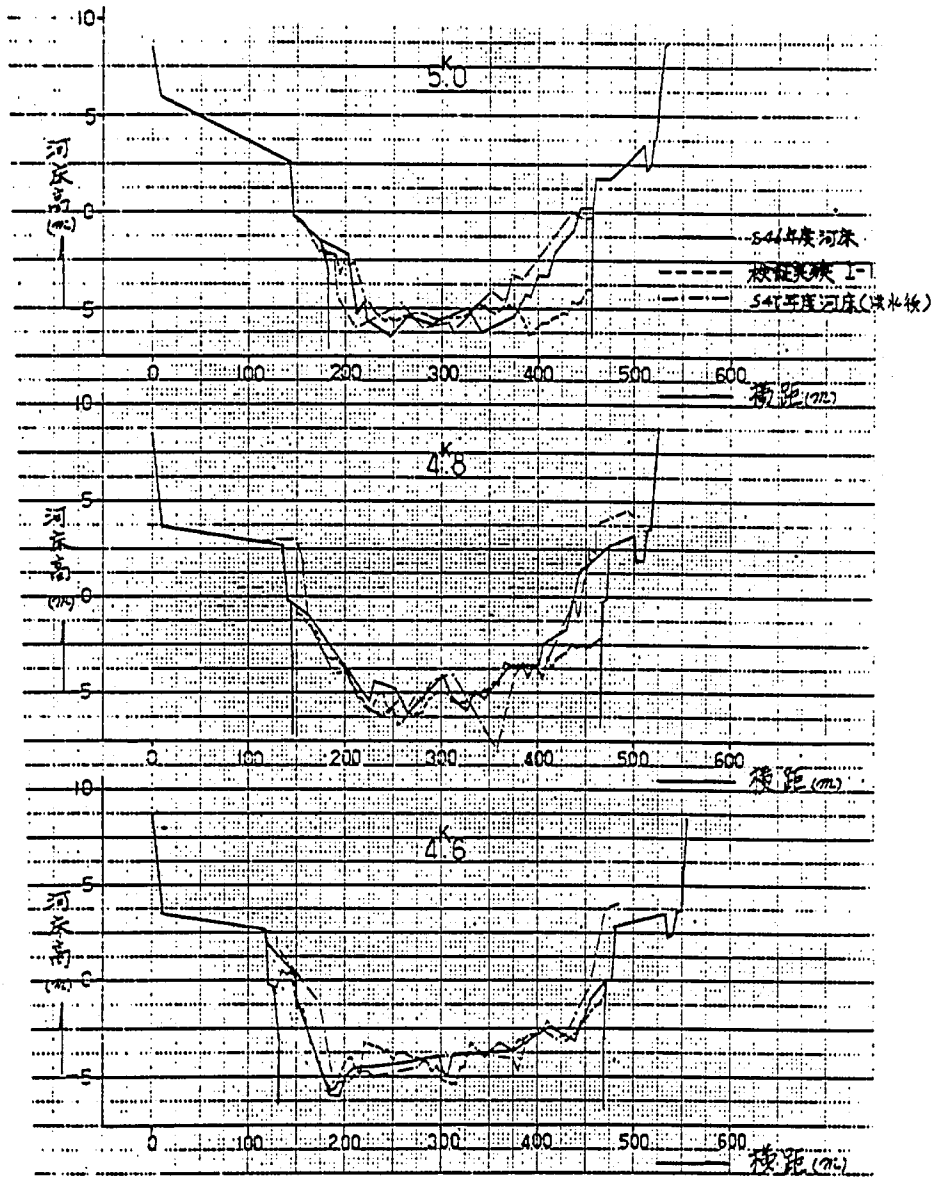
図－５．４．10　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



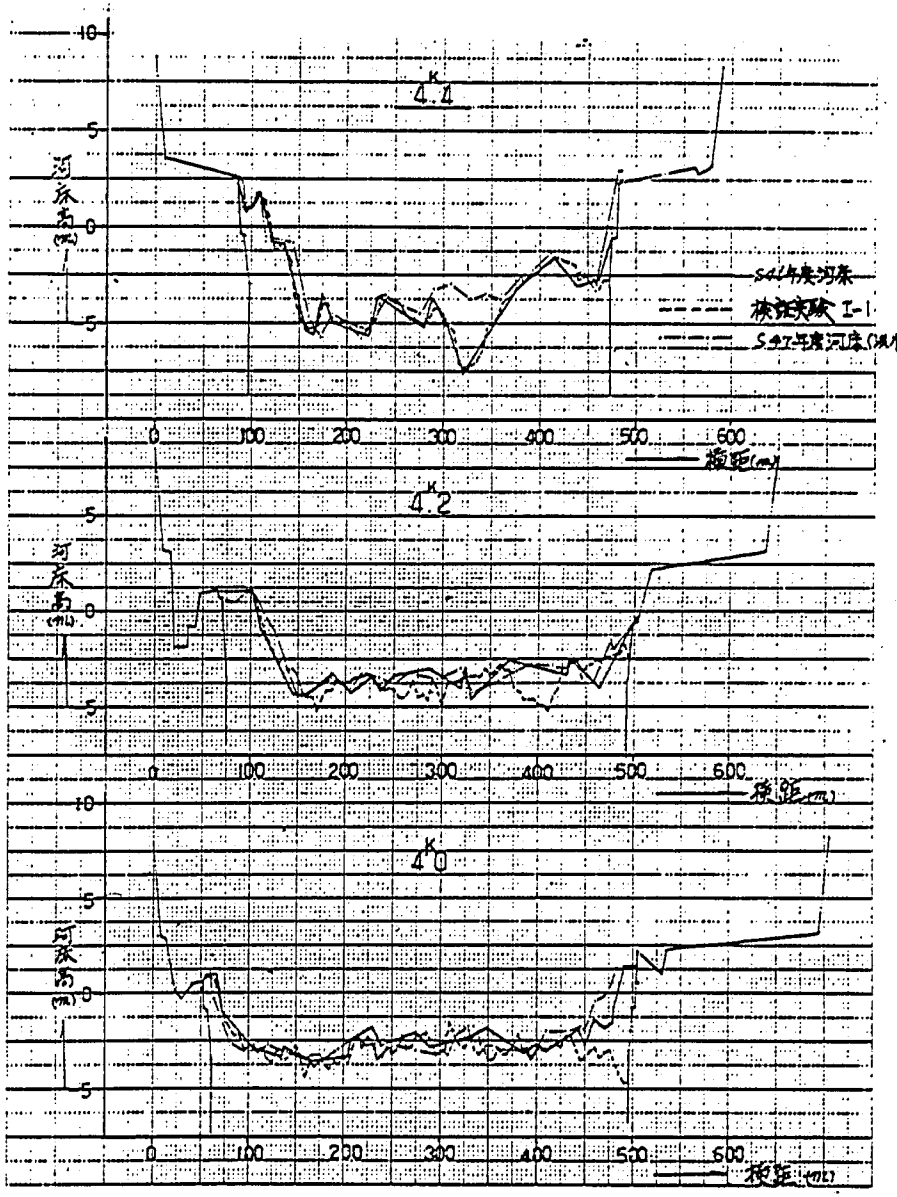
図－５．４．11　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



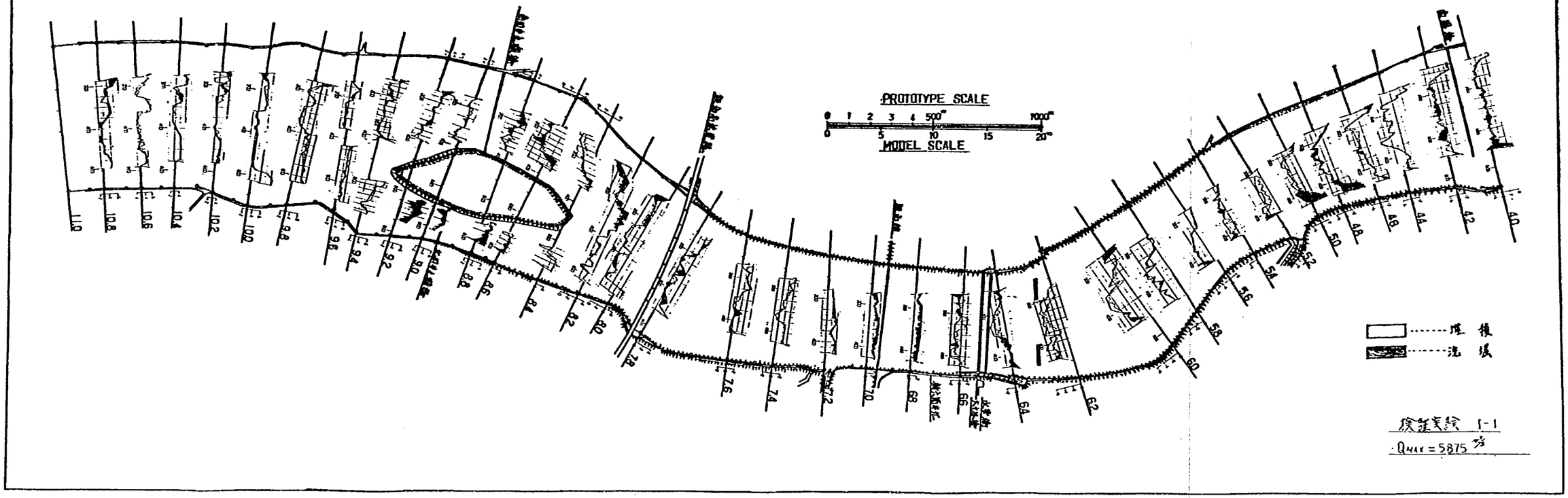
図－５．４．12　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)



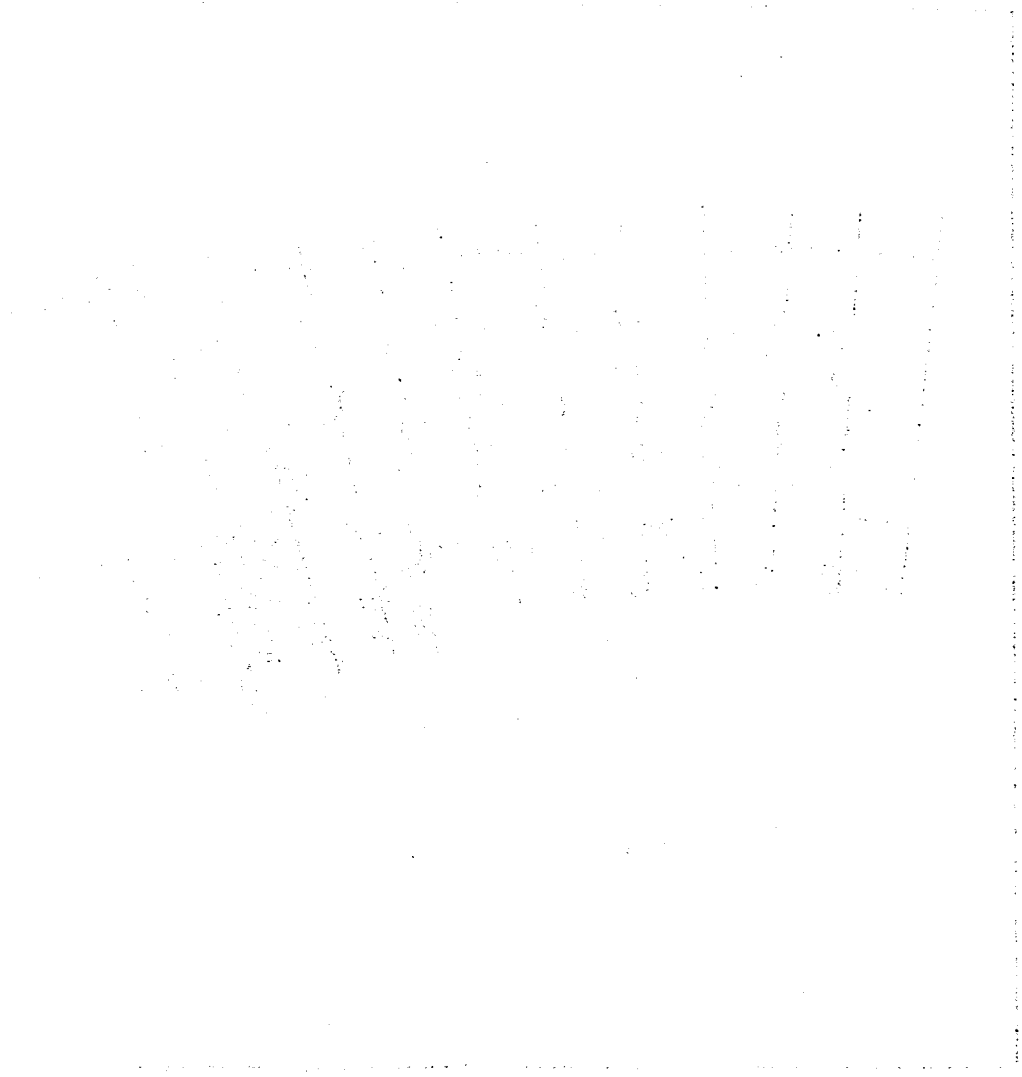
図－５．４．13　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)

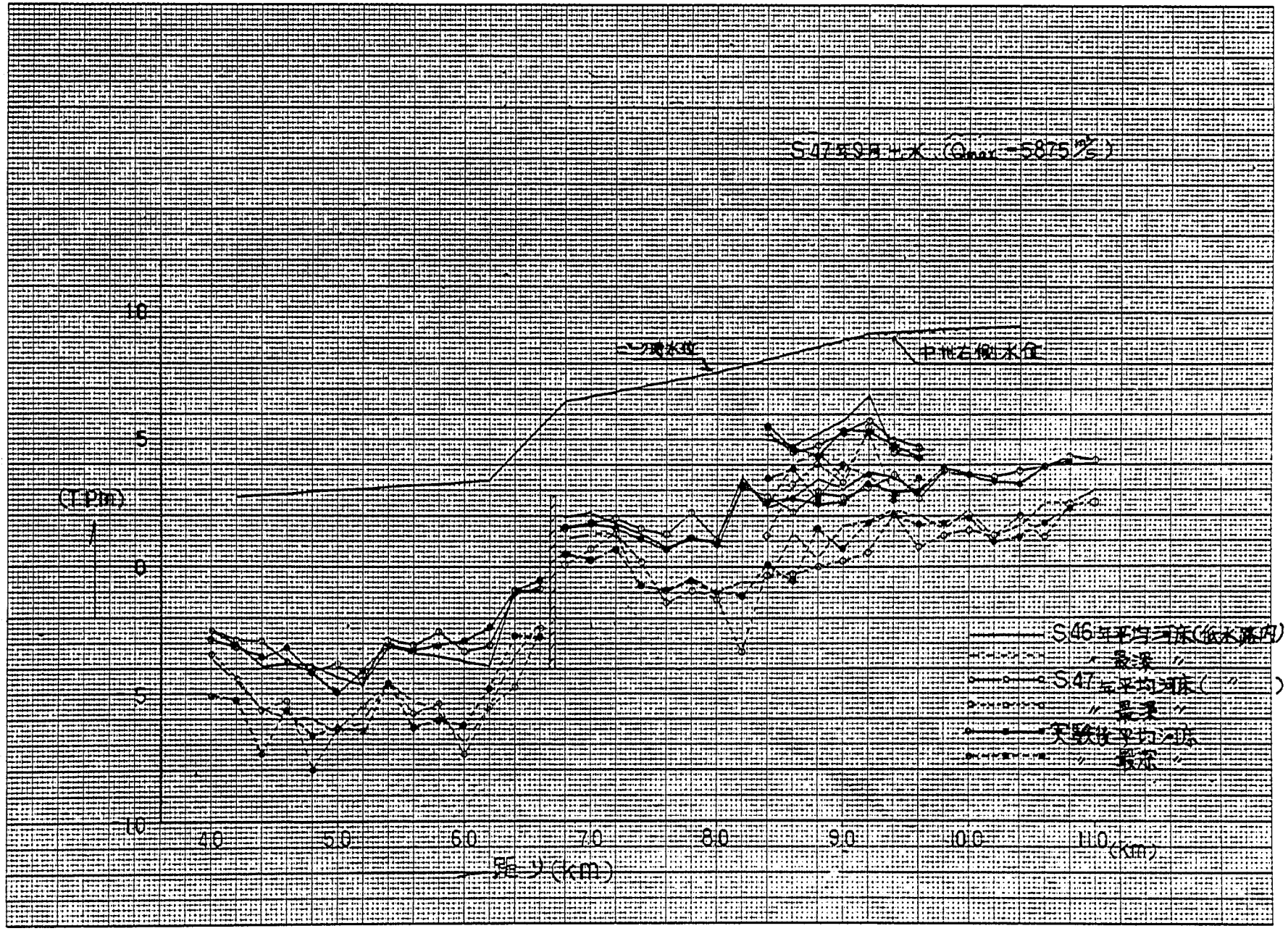


図－５．４．14　河床変動横断比較図(実験Ｉ－１)

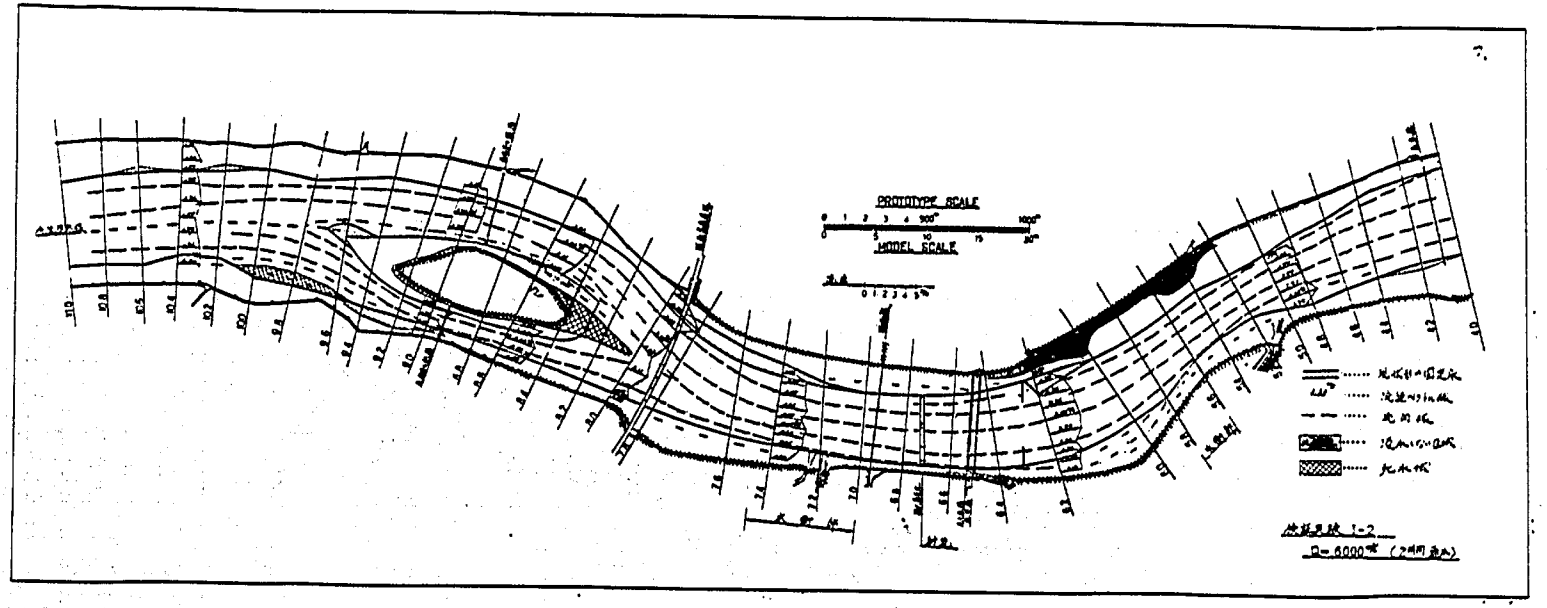


図－５．５　河床変動平面図(実験Ｉ－１)

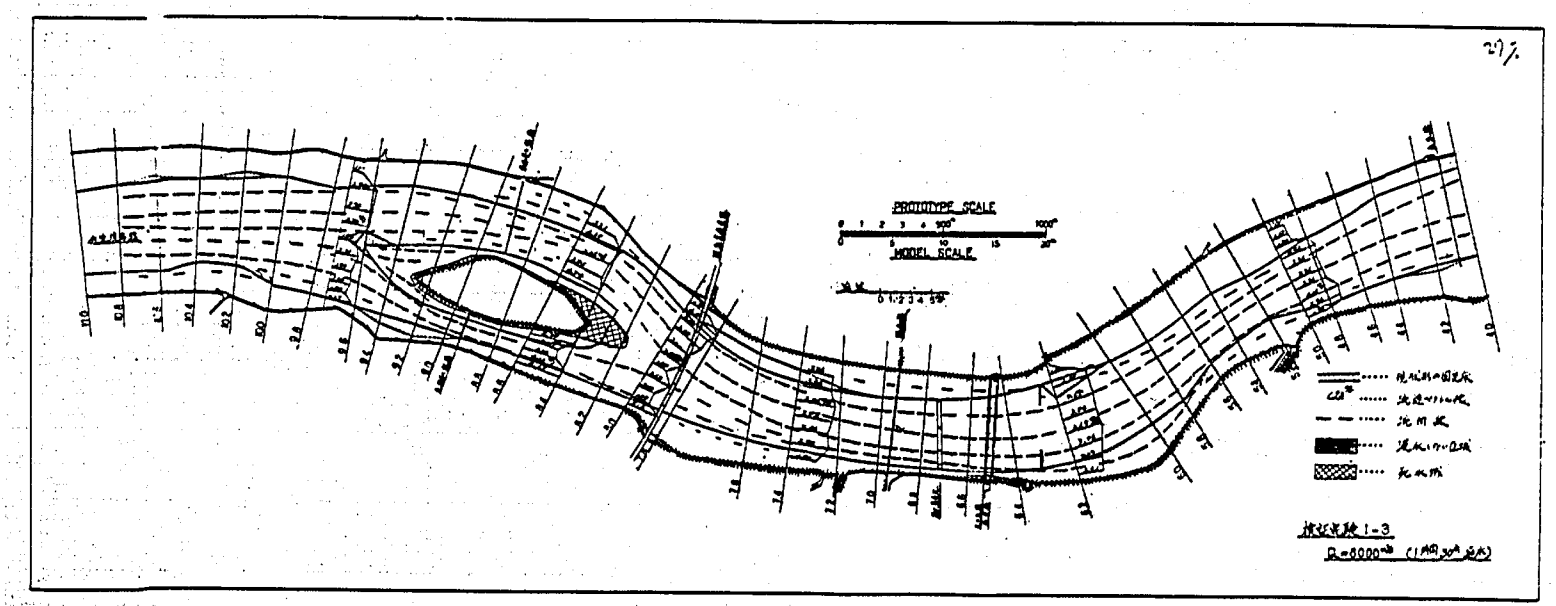




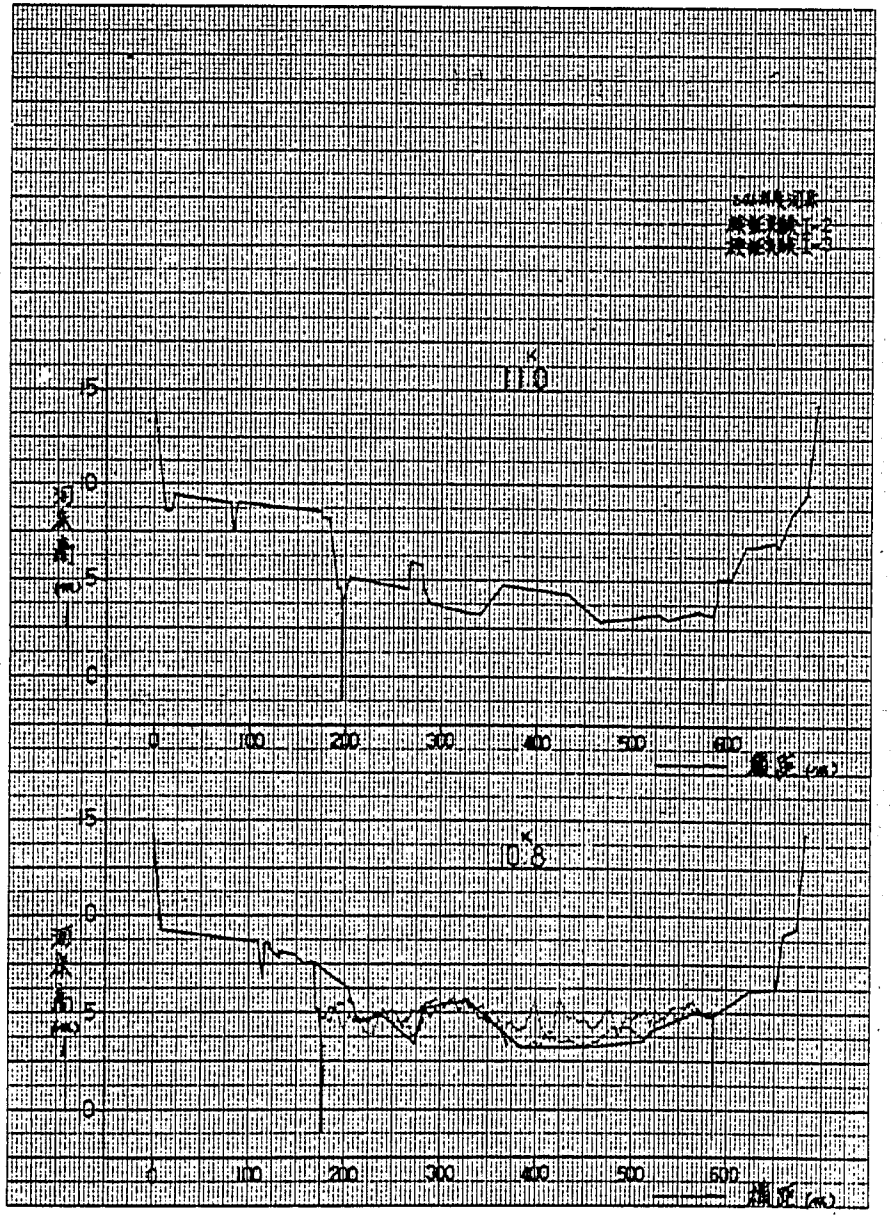
図－5.6　水位，河床縦断図(実験Ⅰ－1)



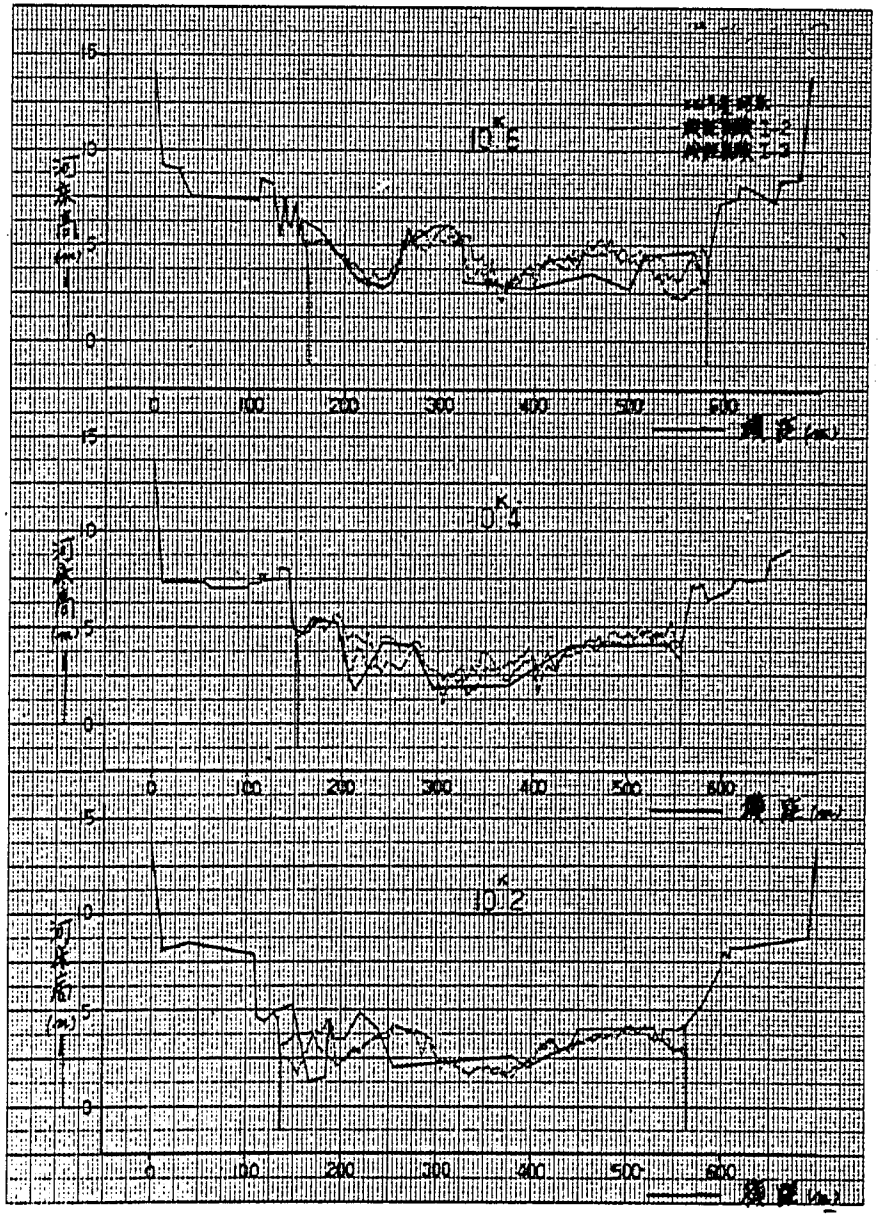
図－５．７．１　流況図(実験Ｉ－２)



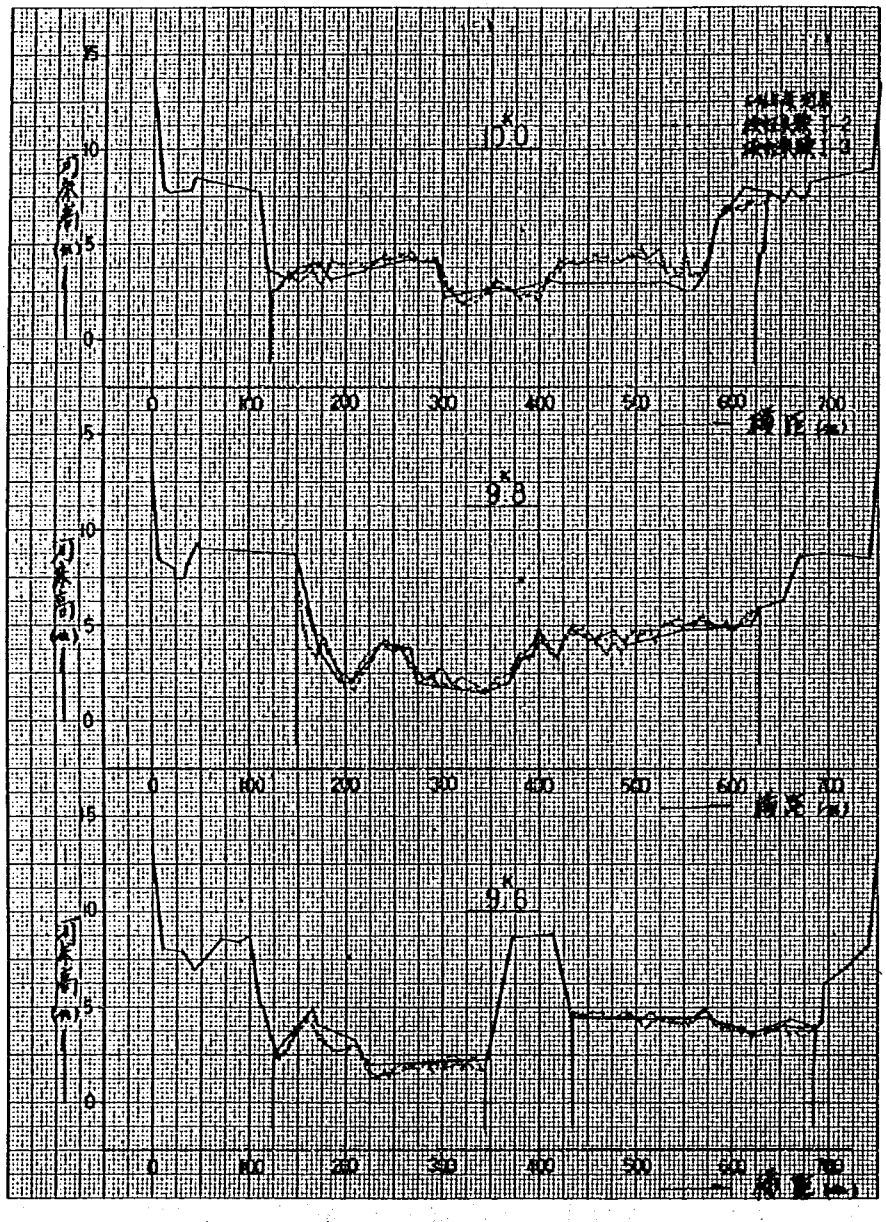
図－５．７．２　流況図(実験Ｉ－３)



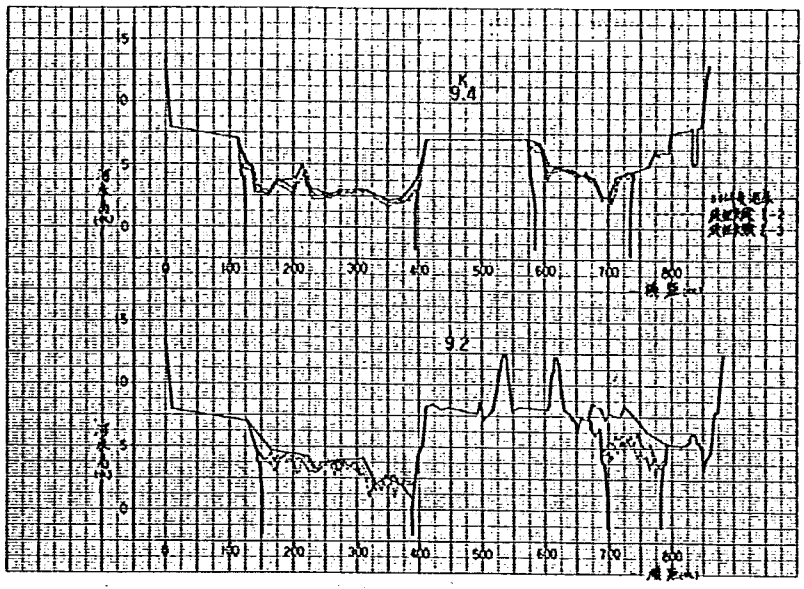
図－５．８．１　河床変動横断比較図(実験Ｉ－２，Ｉ－３)



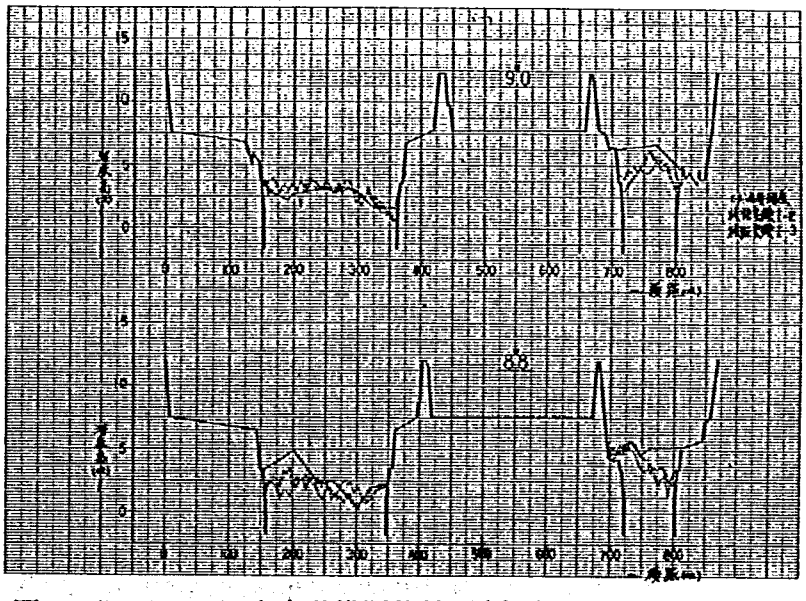
図－５．８．２　河床変動横断比較図(実験Ｉ－２，Ｉ－３)



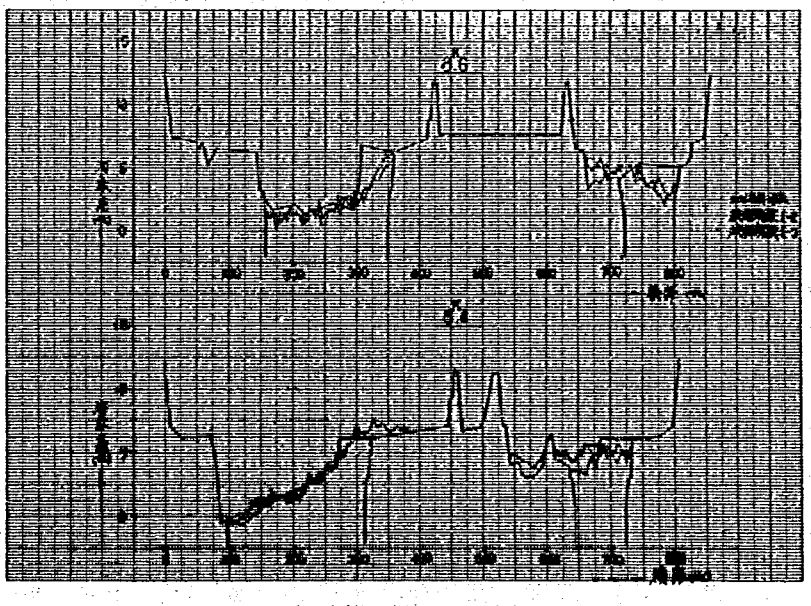
図－５．８．３　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



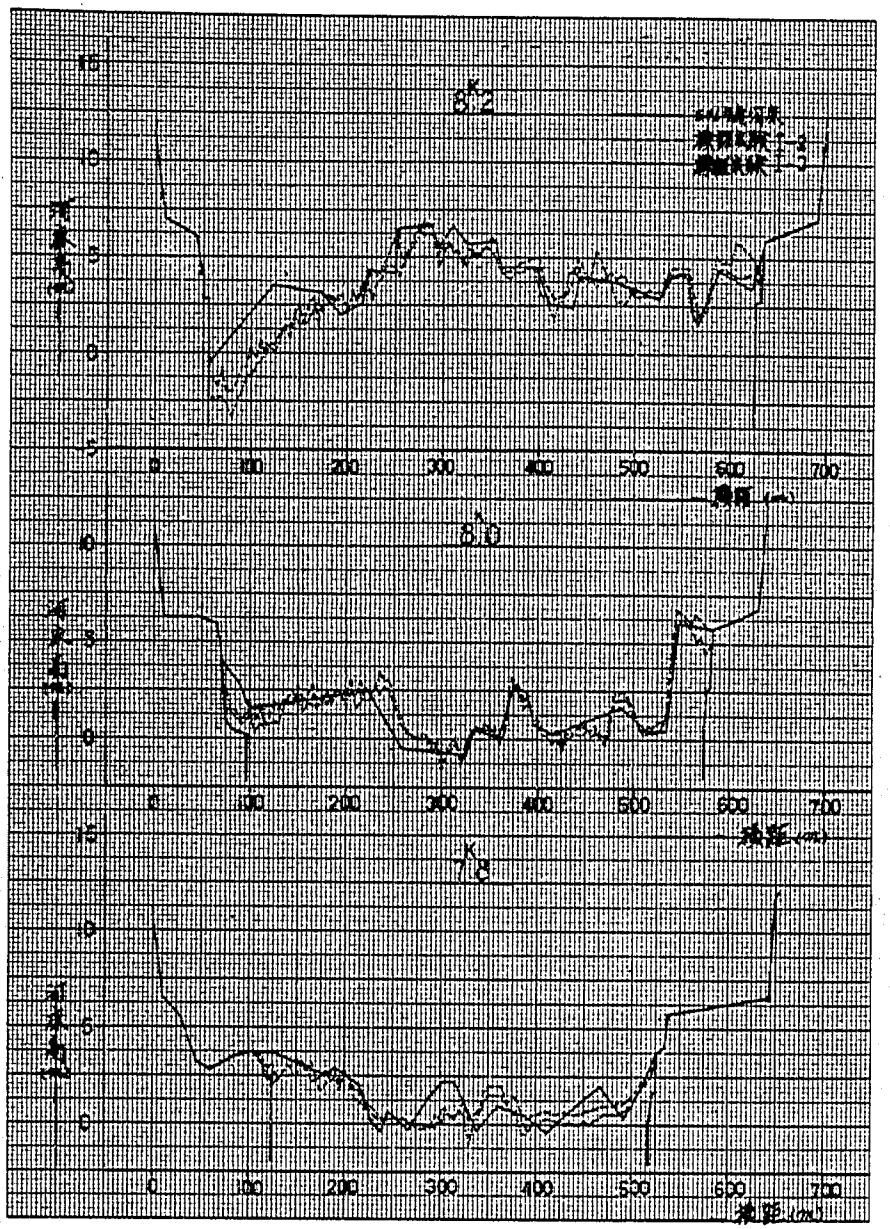
図－５．８．４　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



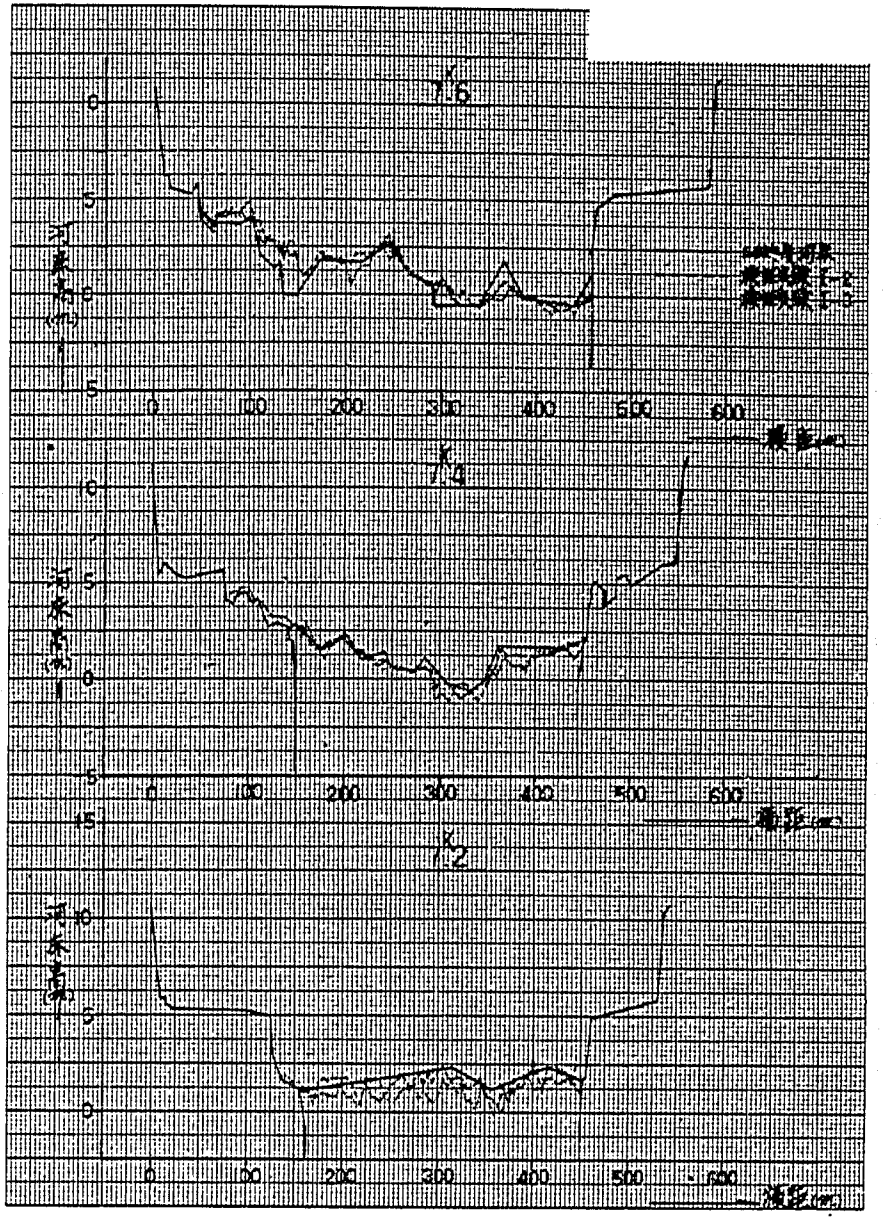
図－５．８．５　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



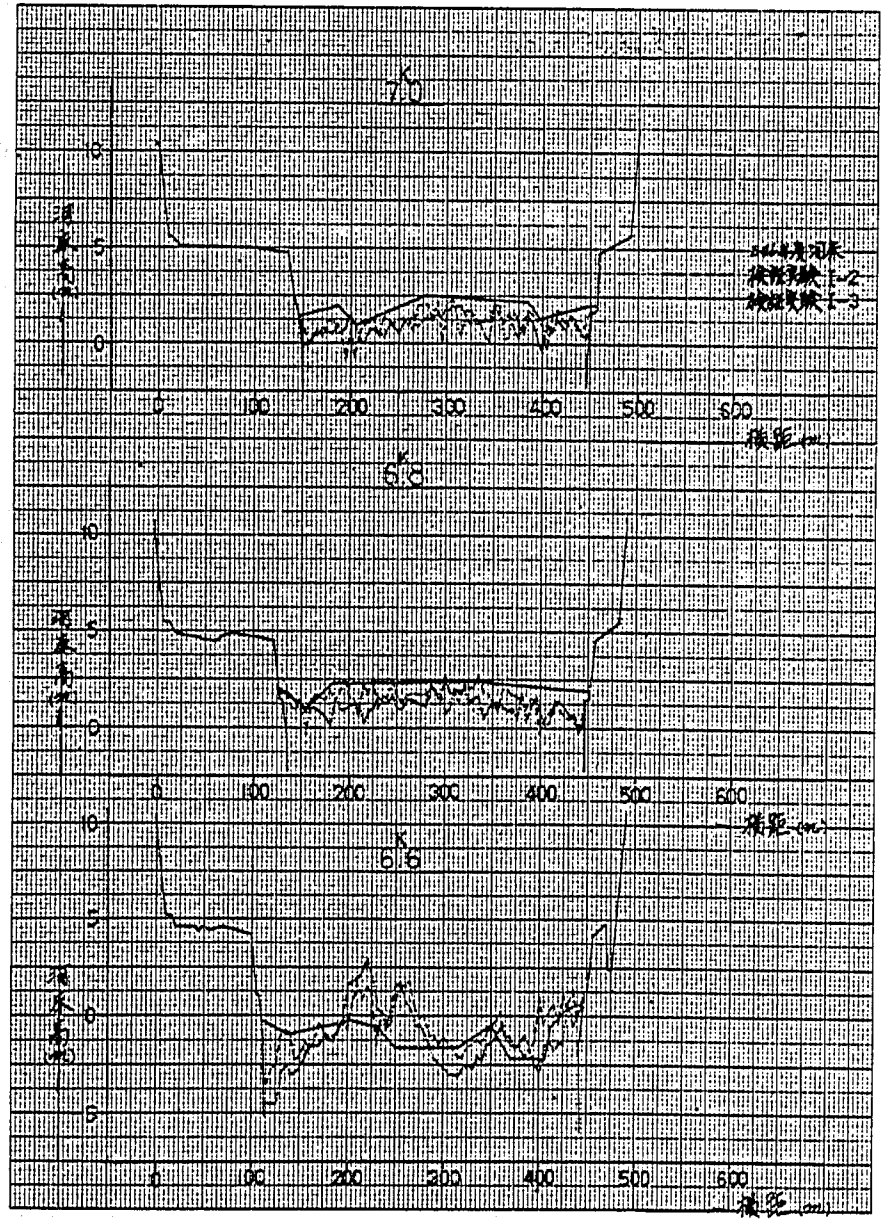
図－５．８．６　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



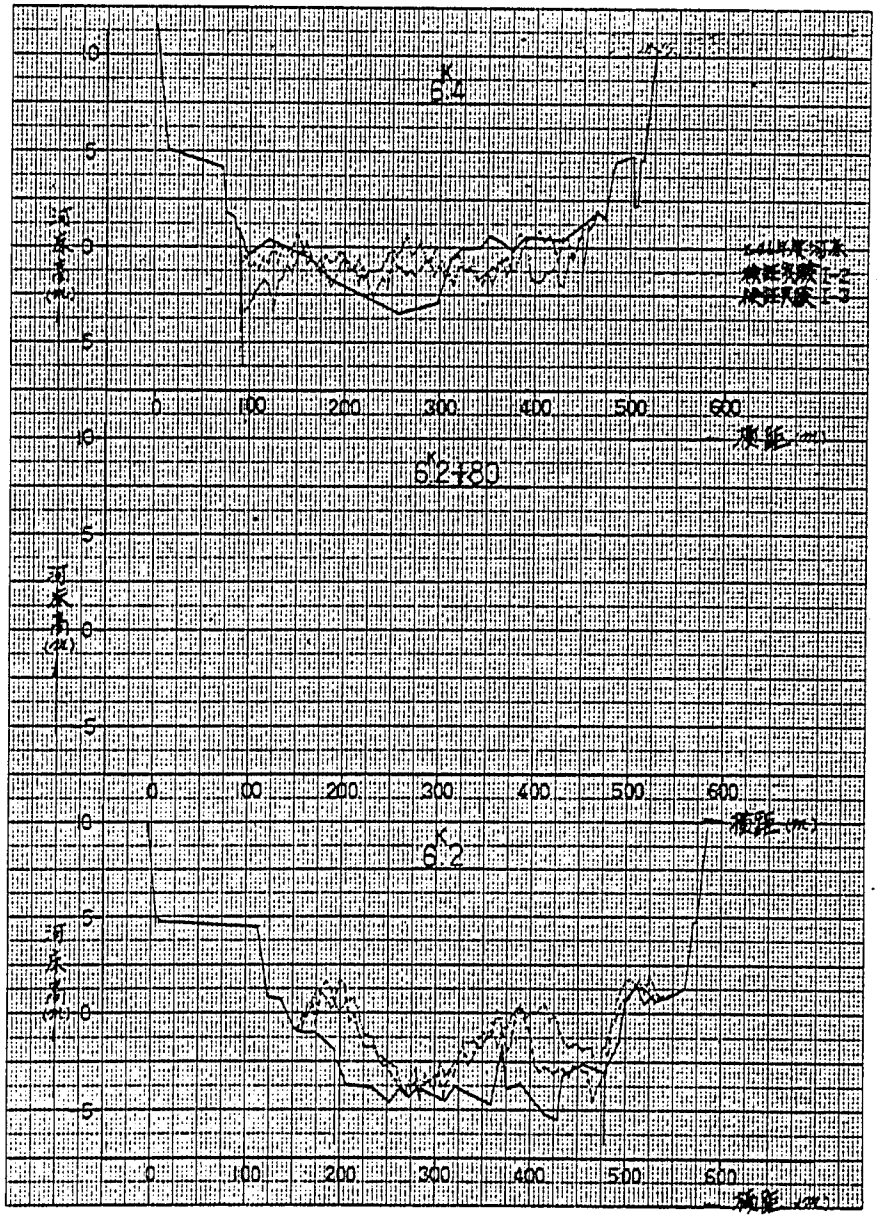
図－５．８．７　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



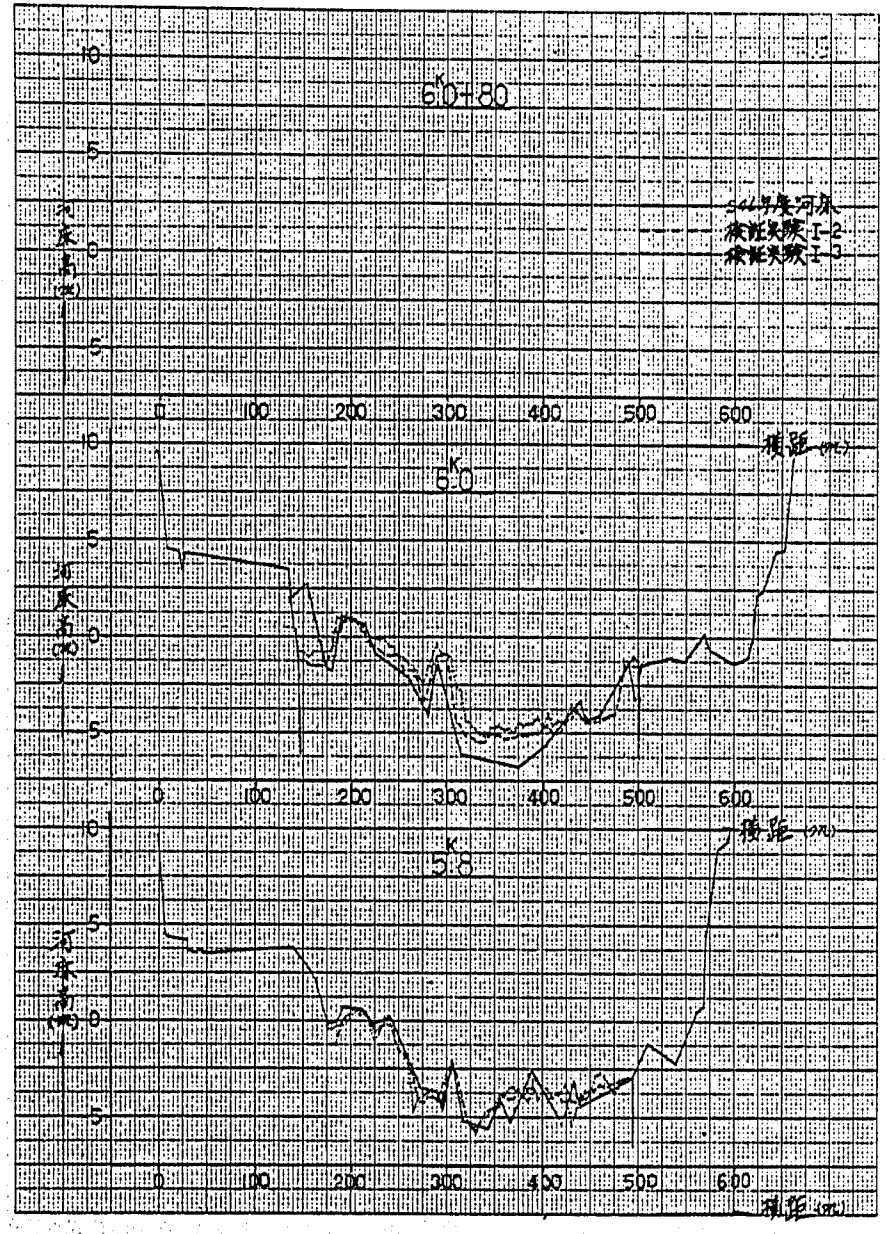
図－５．８．８　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



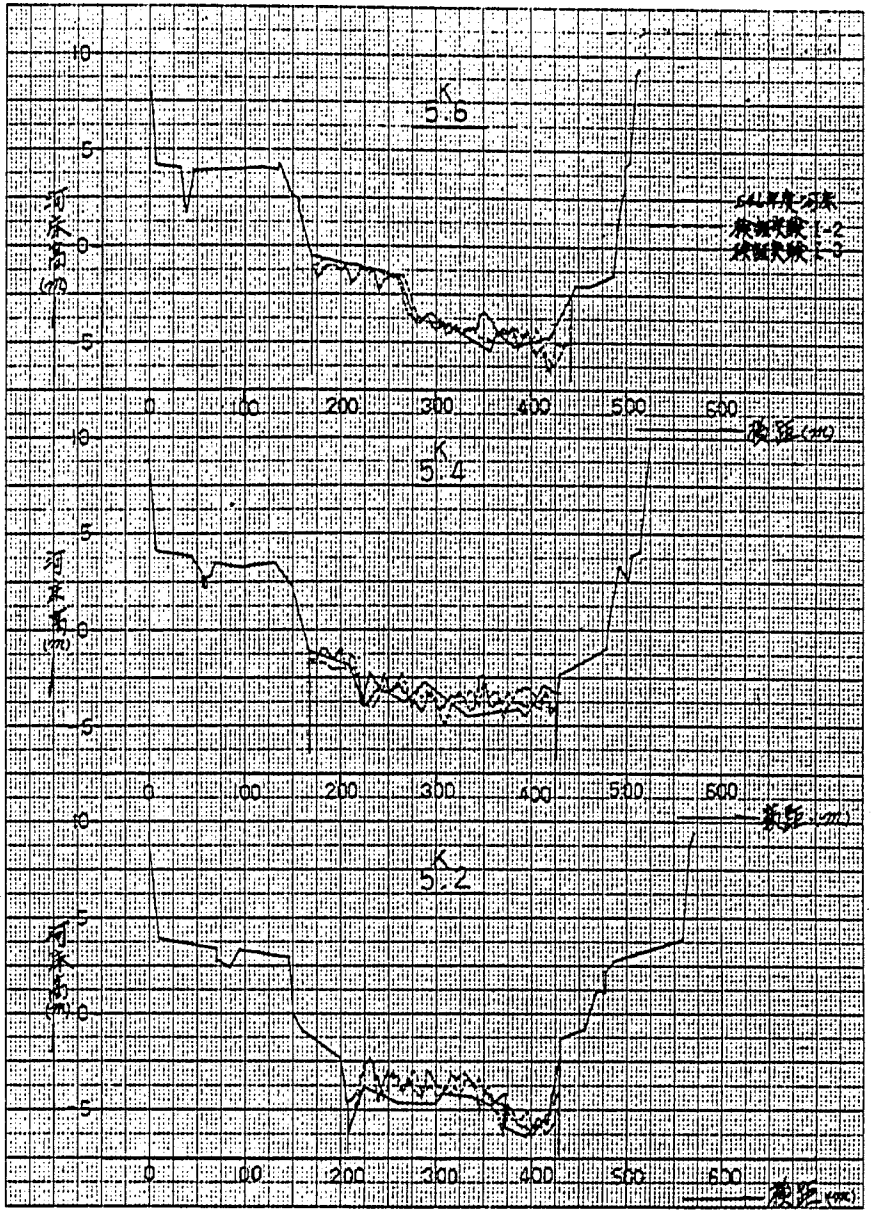
図－５．８．９　河床変動横断比較図(実験Ｉ－２，Ｉ－３)



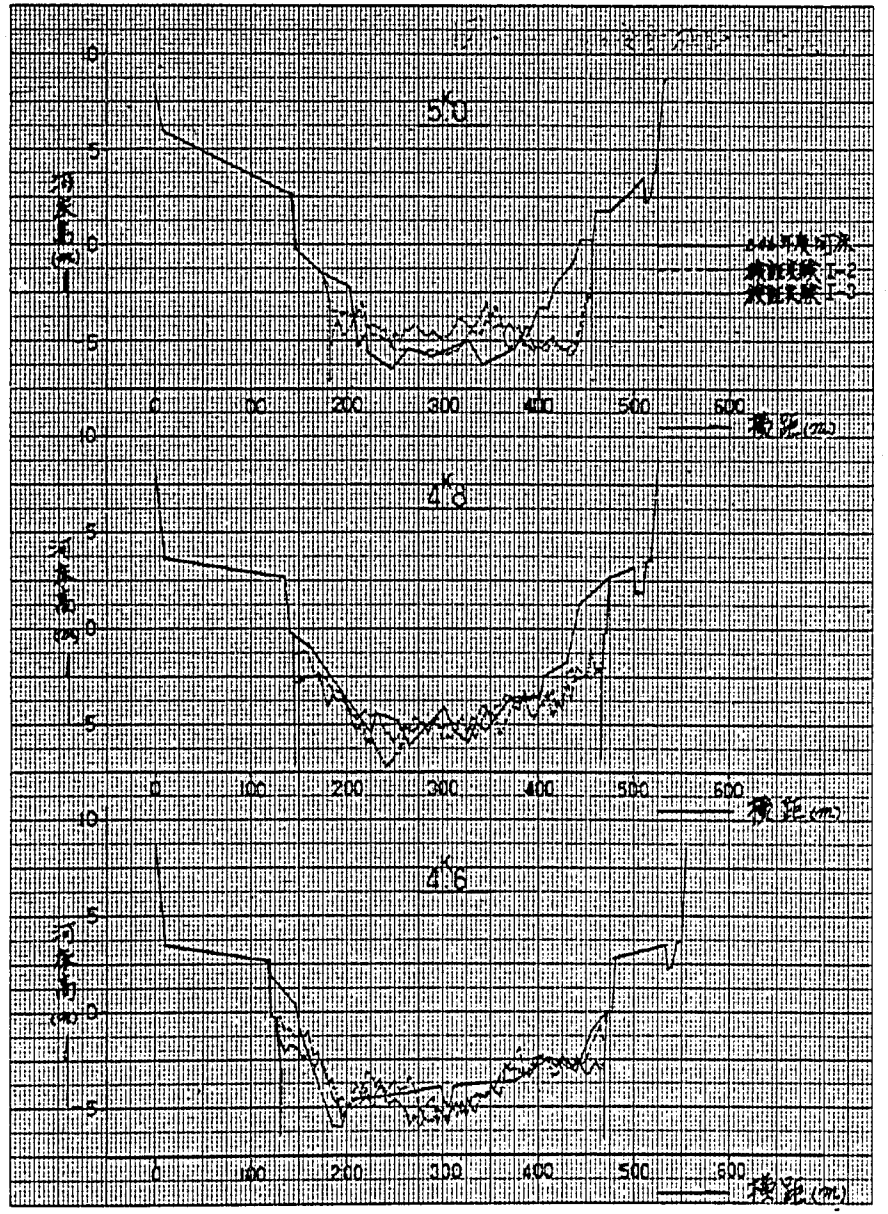
図－５．８．10　河床変動横断比較図(実験Ｉ－２，Ｉ－３)



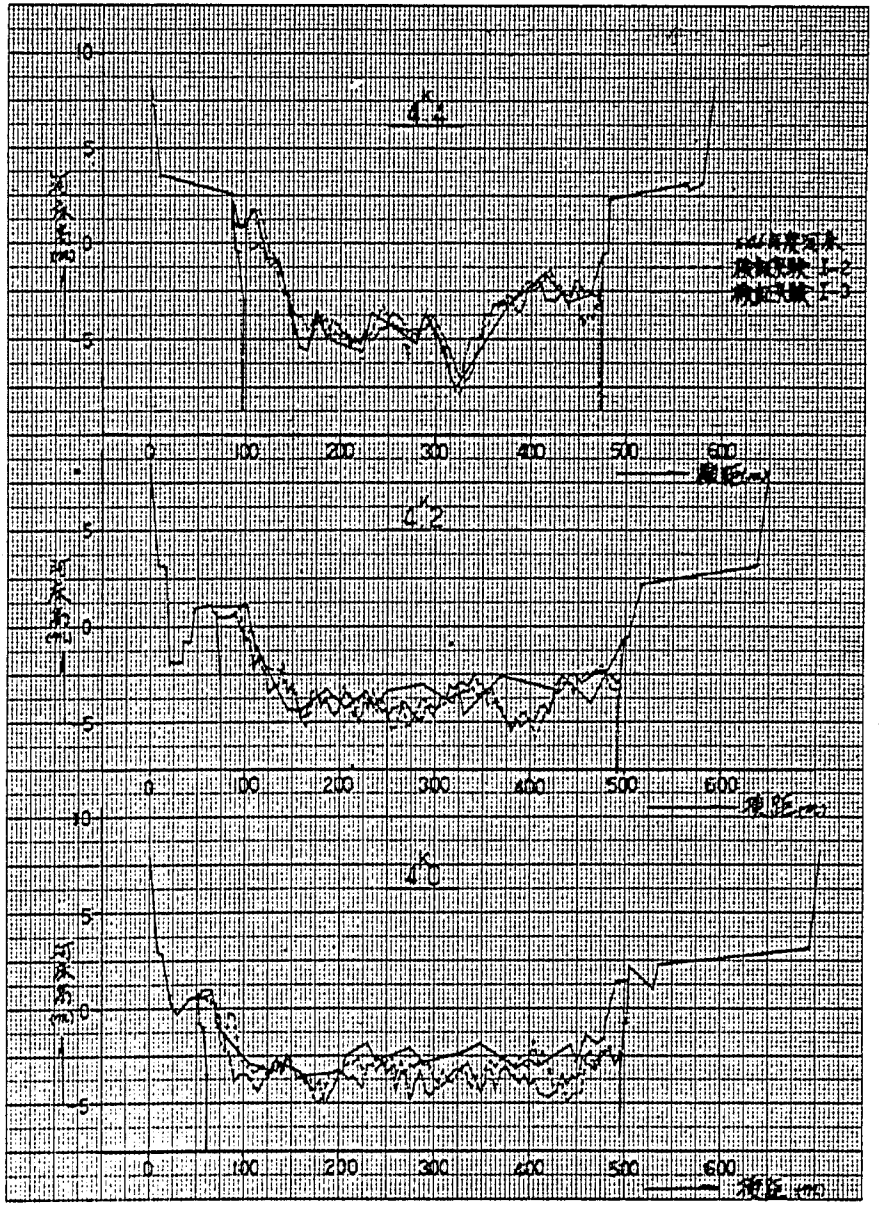
図－５．８．11　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



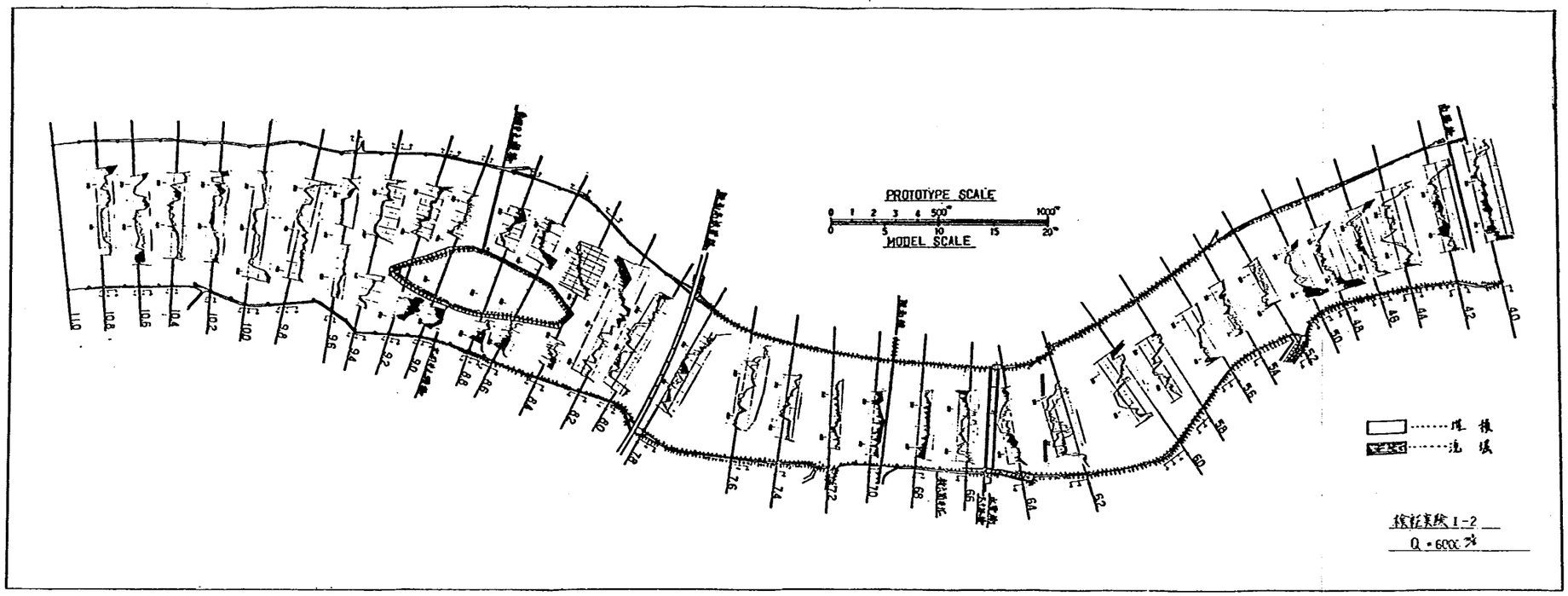
図－５．８．12　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



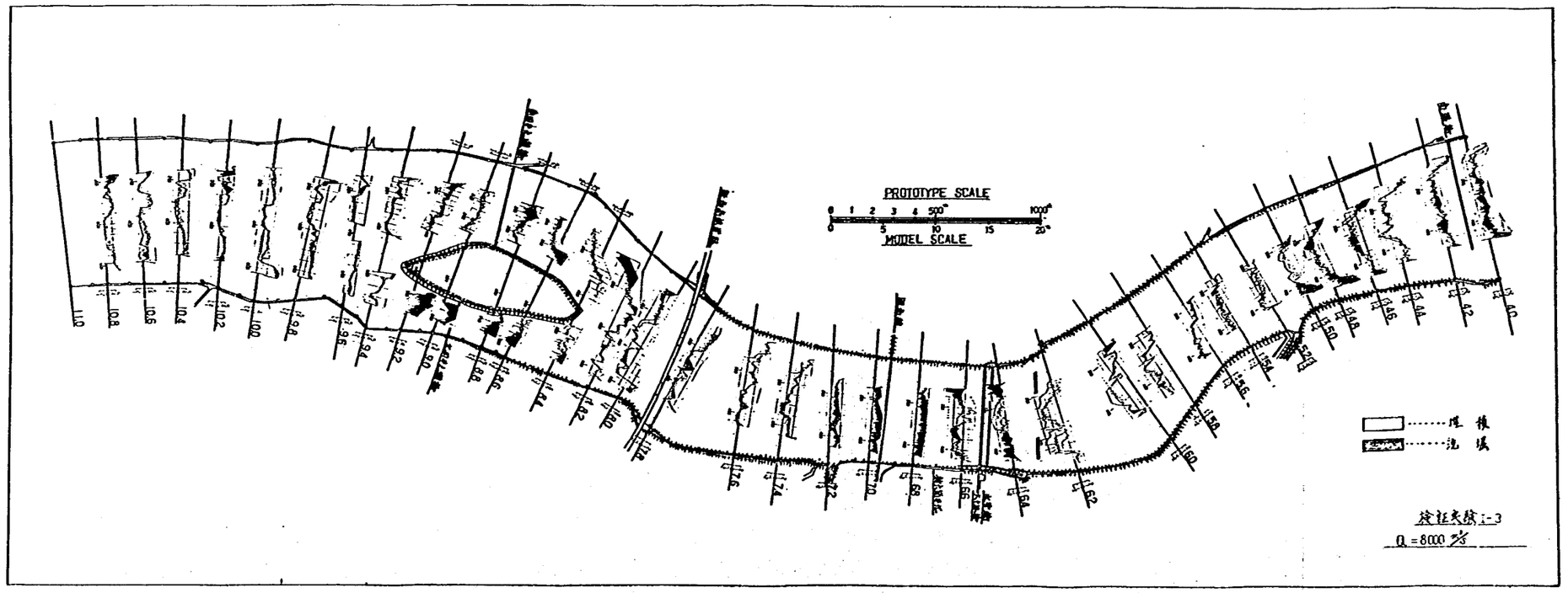
図－５．８．13　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)



図－５．８．14　河床変動横断比較図(実験Ⅰ－２，Ⅰ－３)

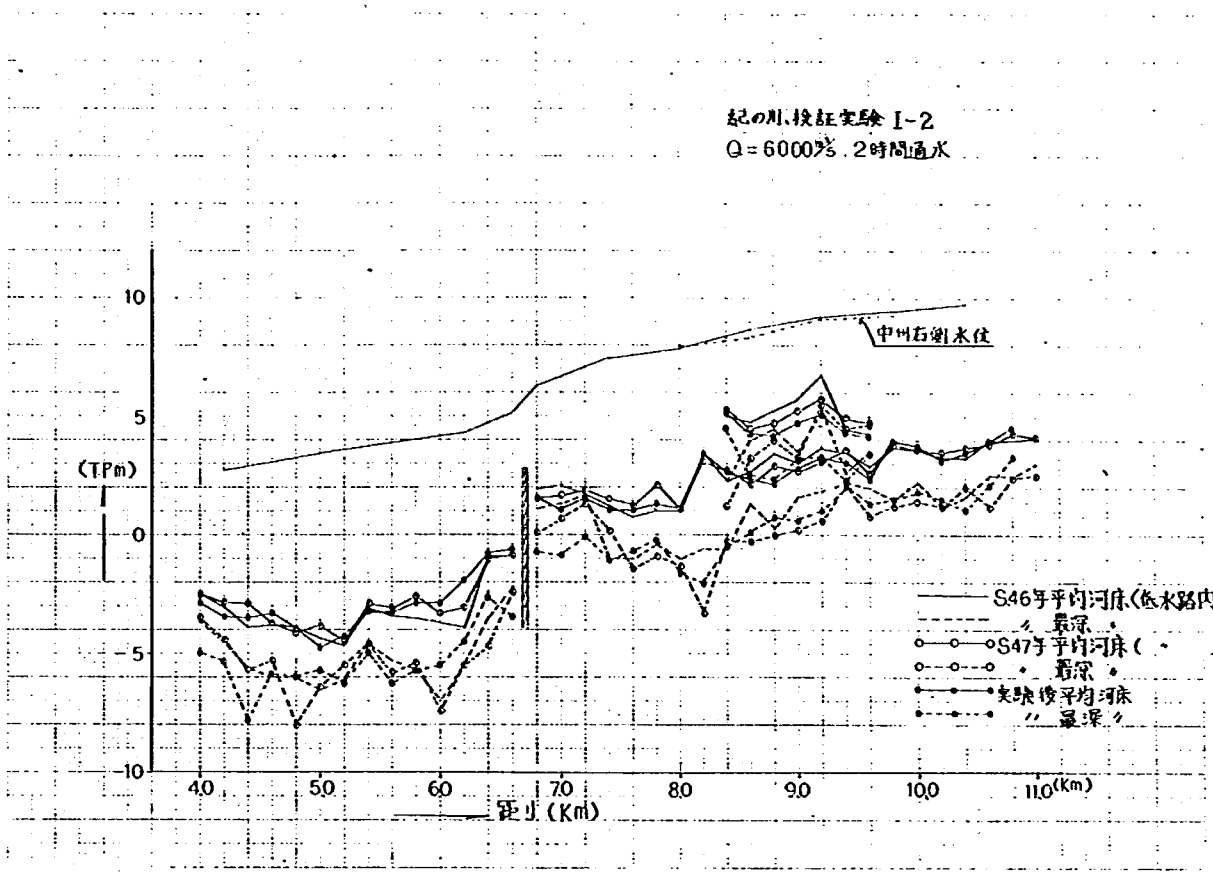


図－５．９．１　河床変動平面図(実験Ｉ－２)

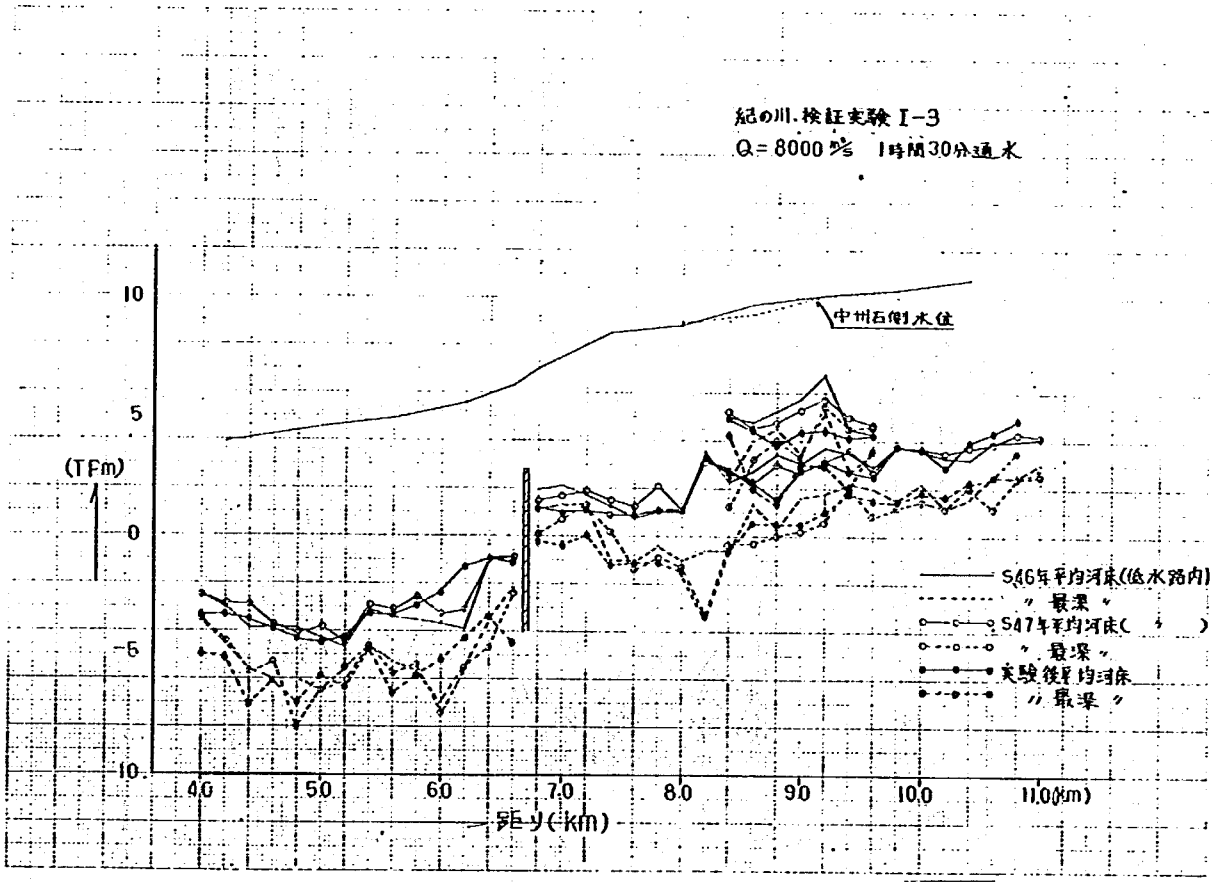


図－５．９．２　河床変動平面図(実験Ｉ－３)

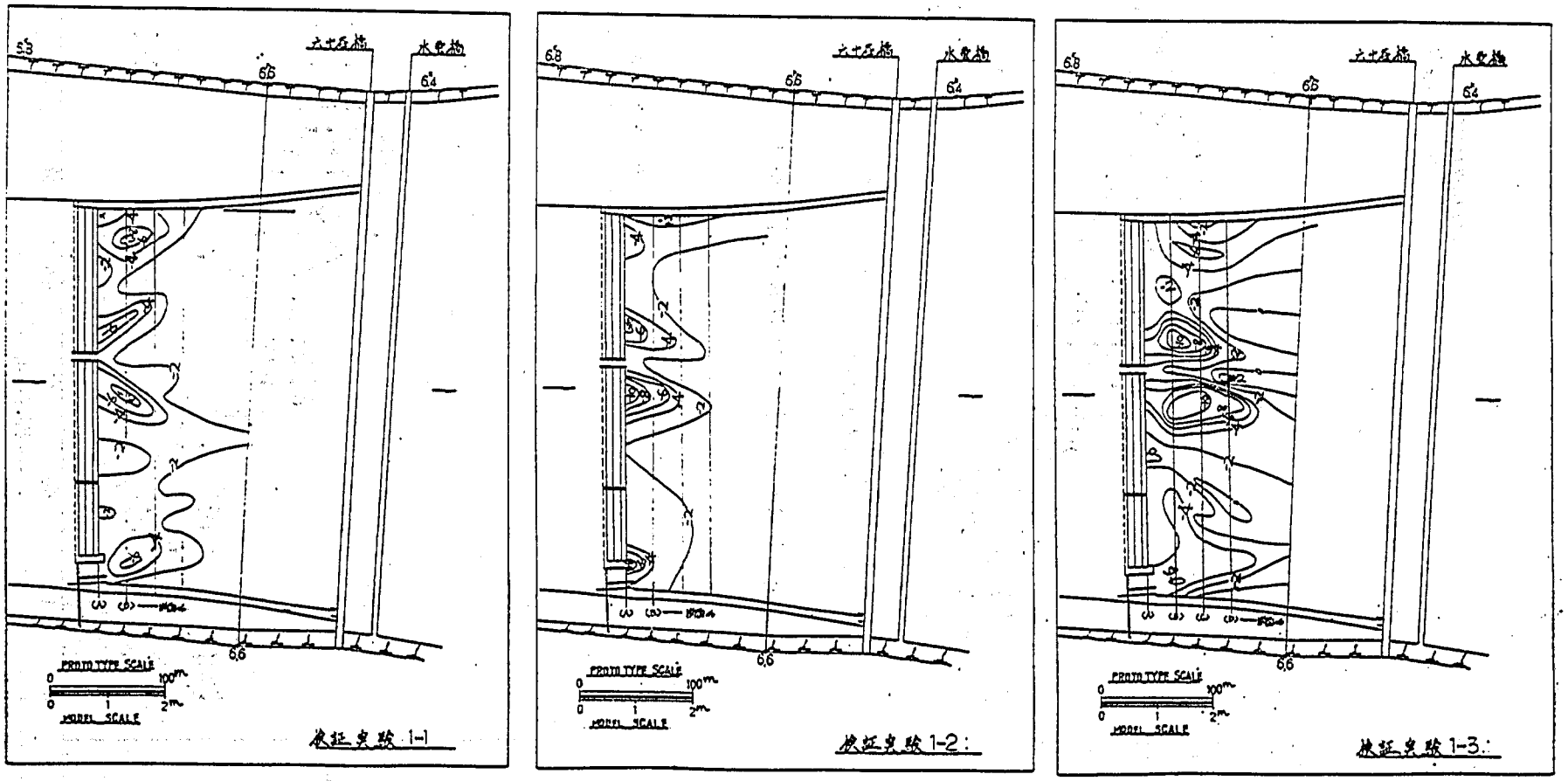




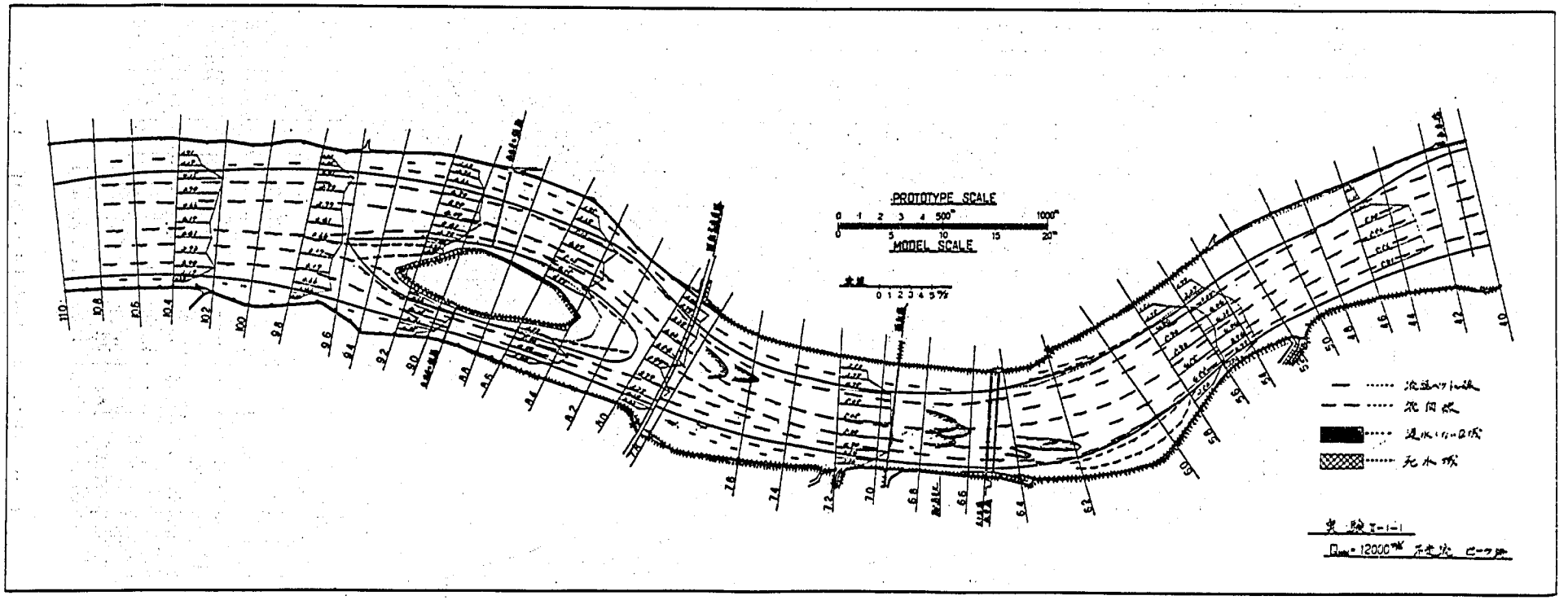
図－５.10.１　水位，河床縦断図(実験Ｉ－２)



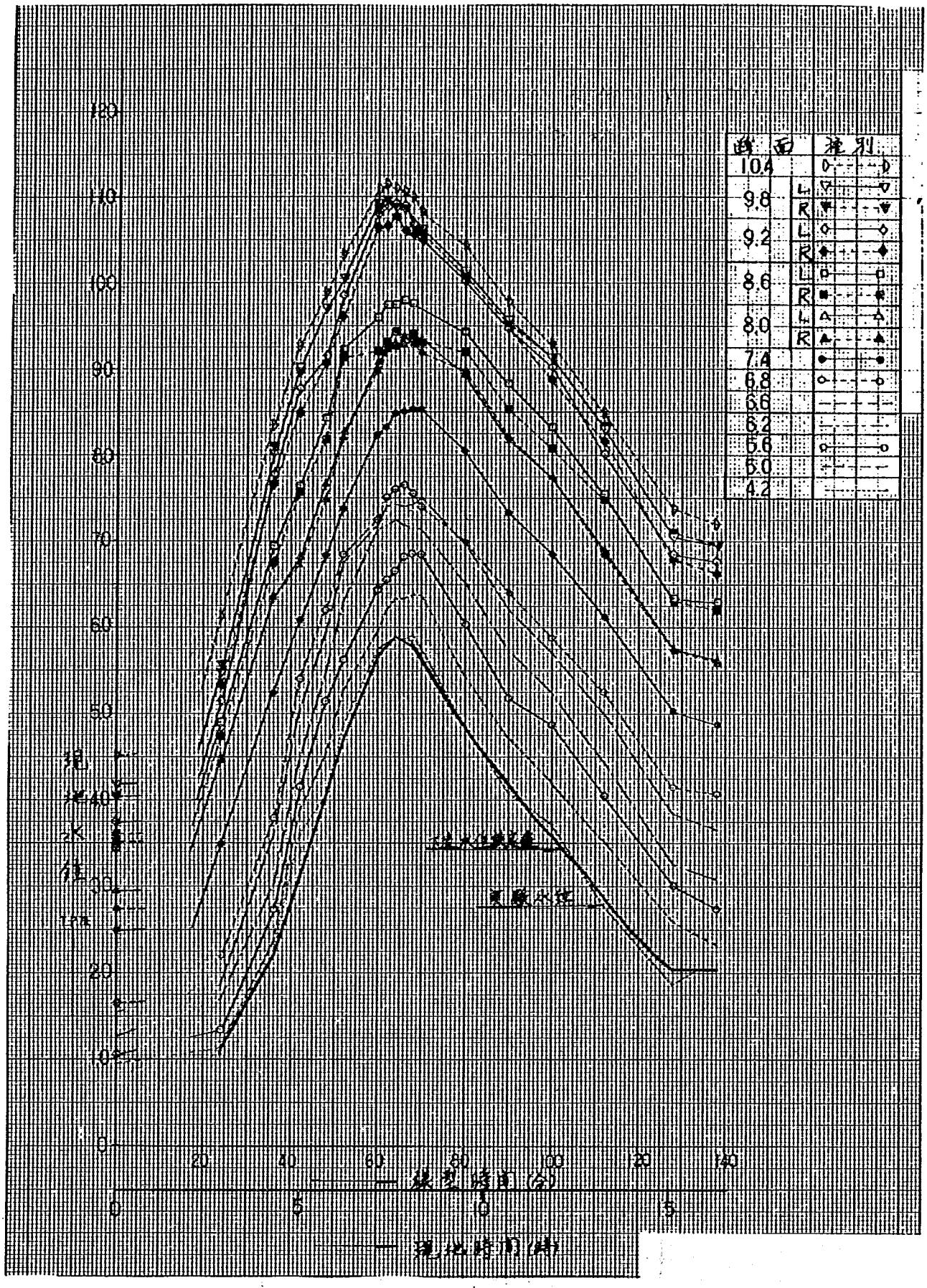
図－５.10.２　水位，河床縦断図(実験Ｉ－３)



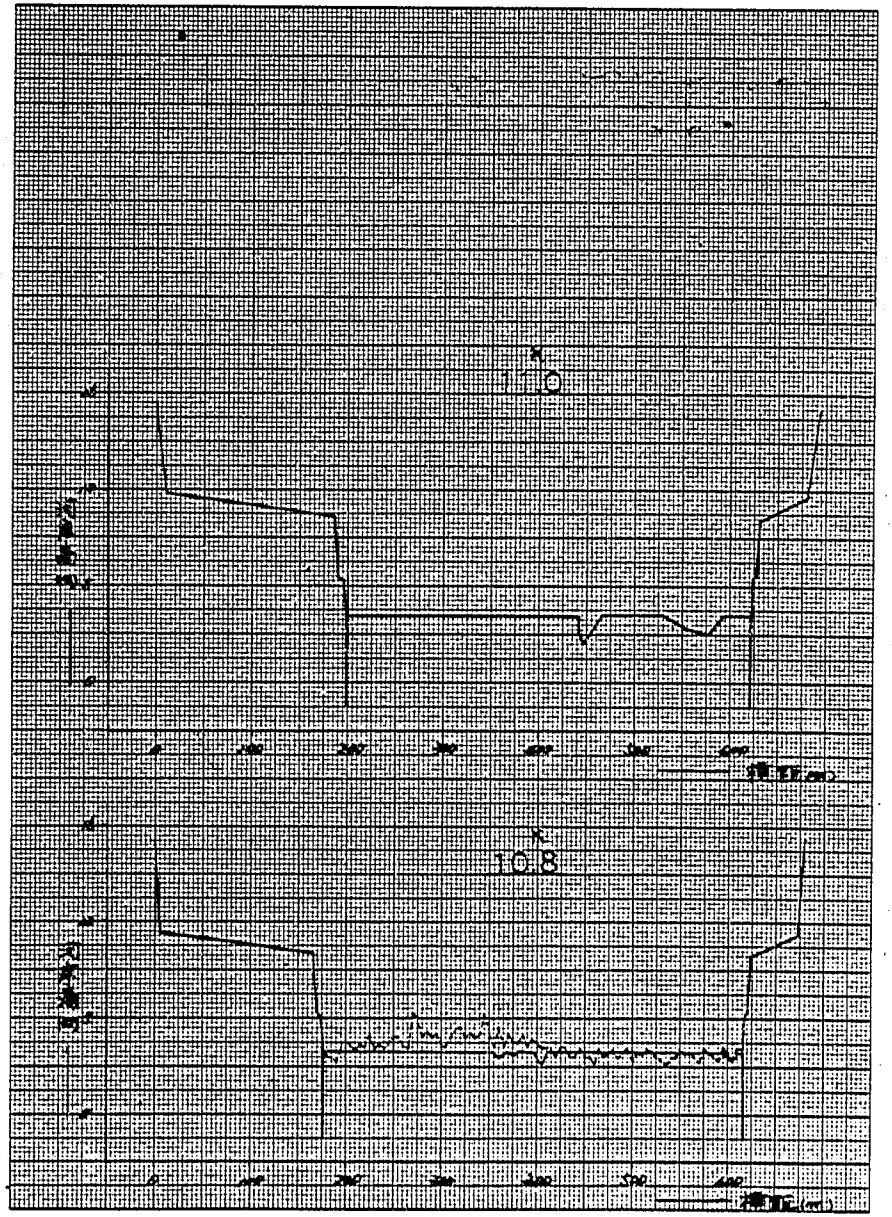
図－5.11　局所洗掘等深線図(実験Ⅰ－1～Ⅰ－3)



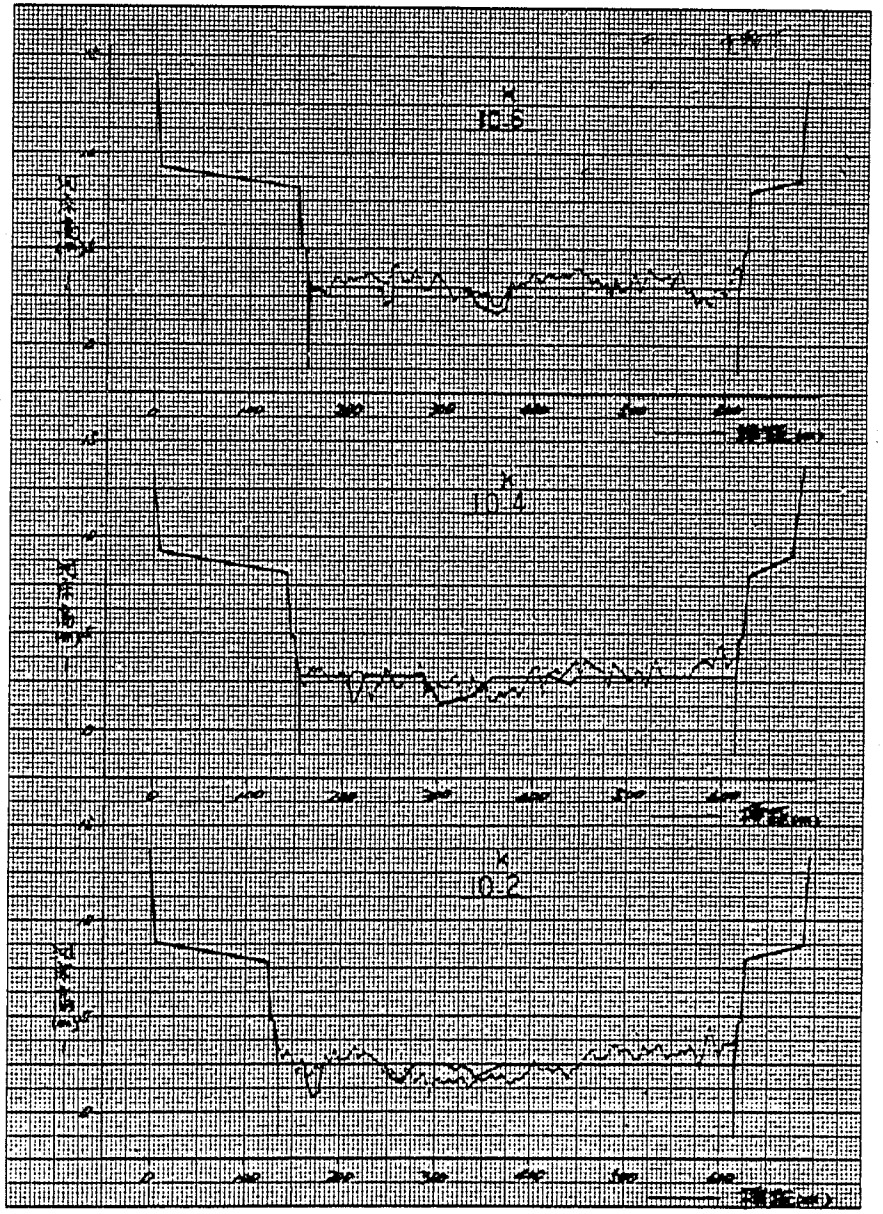
図－６．４．１　流況図(実験II－１－１)



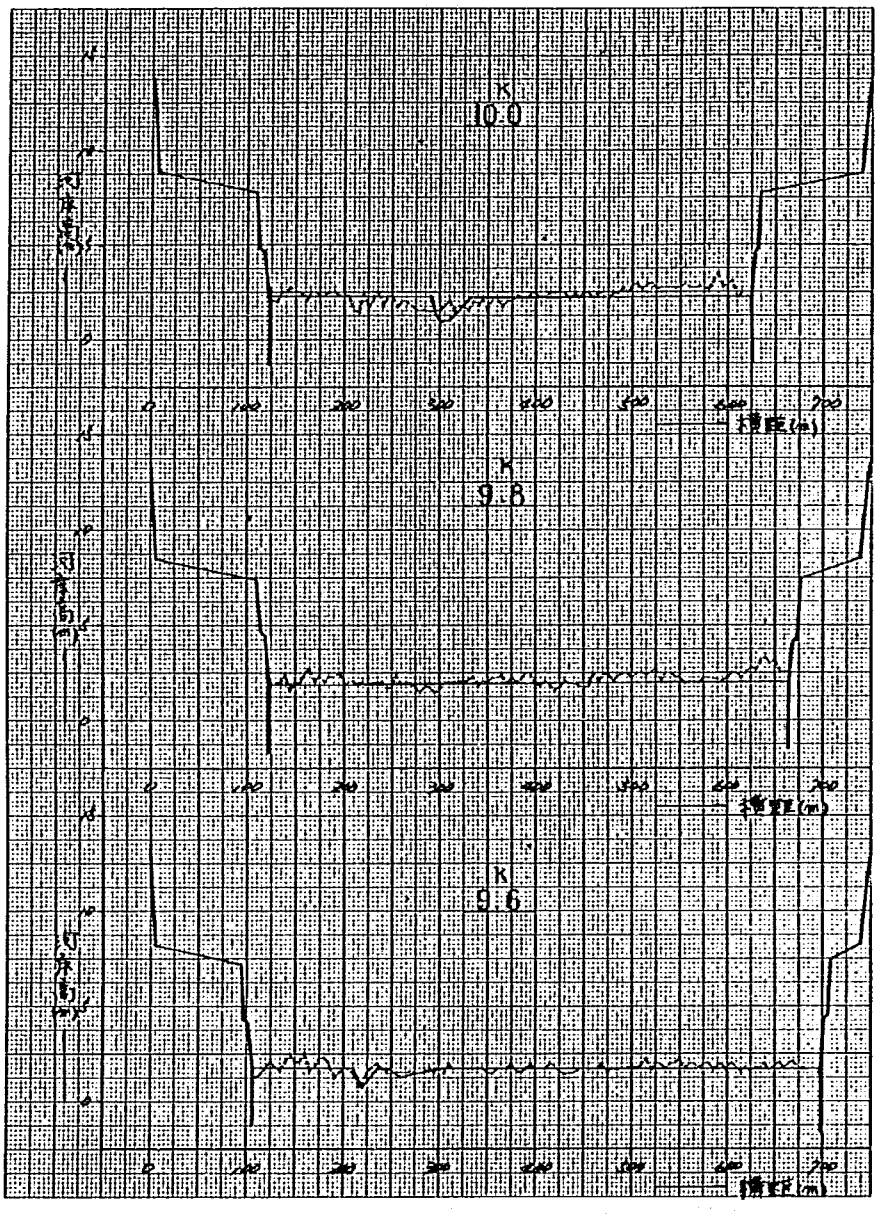
図－６．４．２　水位－時間変化図(実験Ⅱ－１－１)



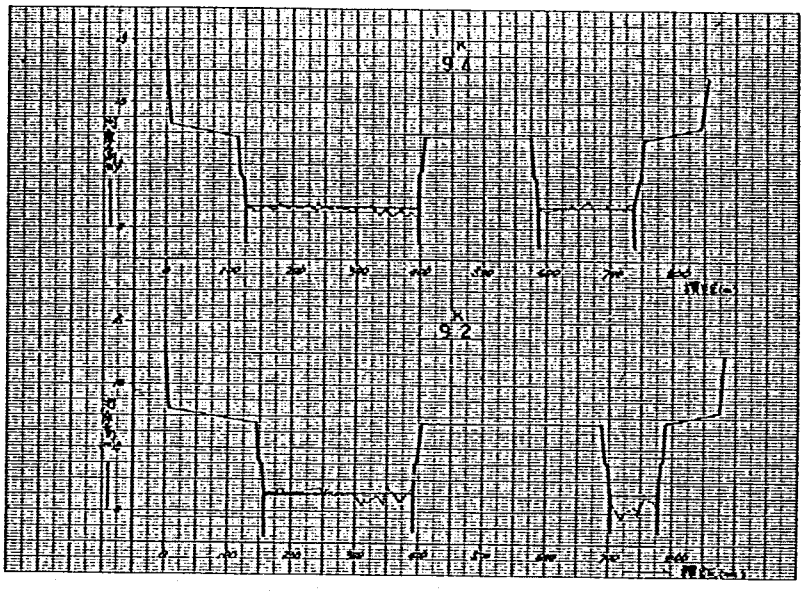
図－６．４．３(1)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－１)



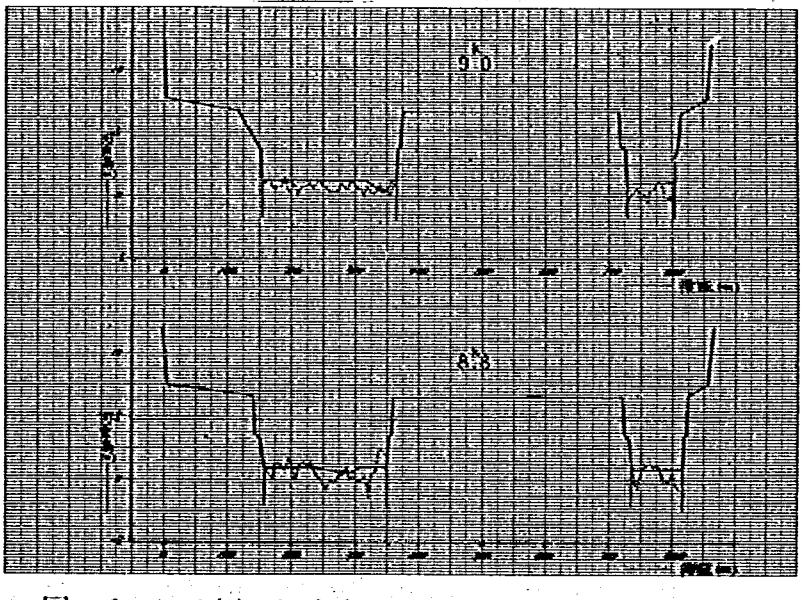
図－６．４．３(2)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－１)



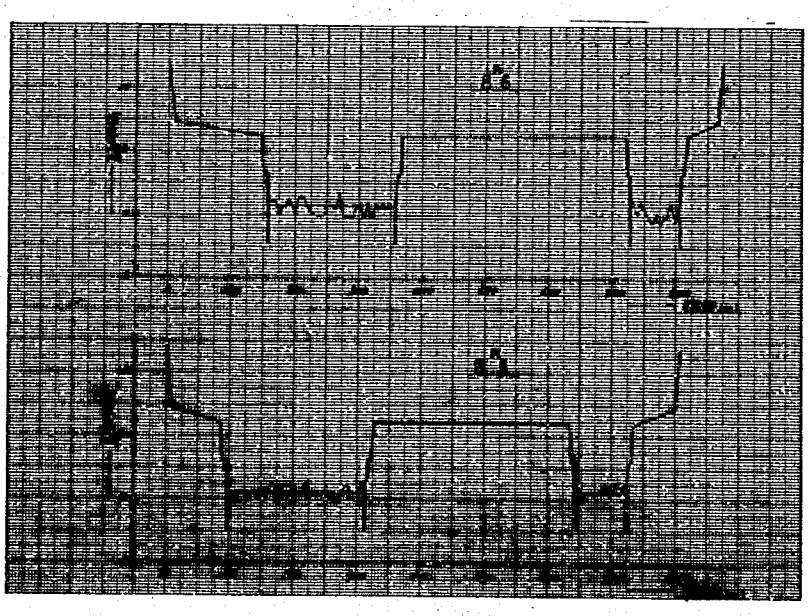
図－６．４．３(3)　河床変動横断比較図(実験II－１－１)



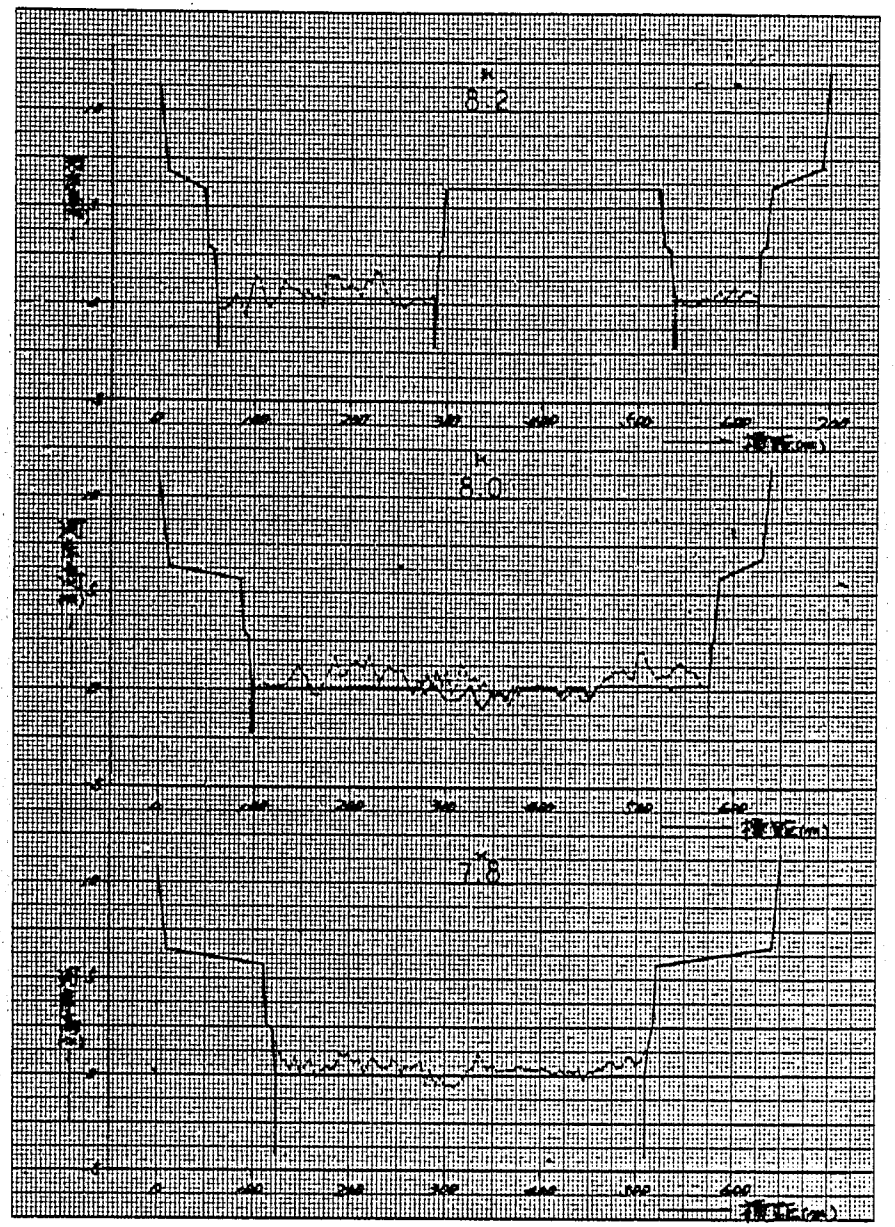
図－6．4．3(4)　河床変動横断比較図(実験II－1－1)



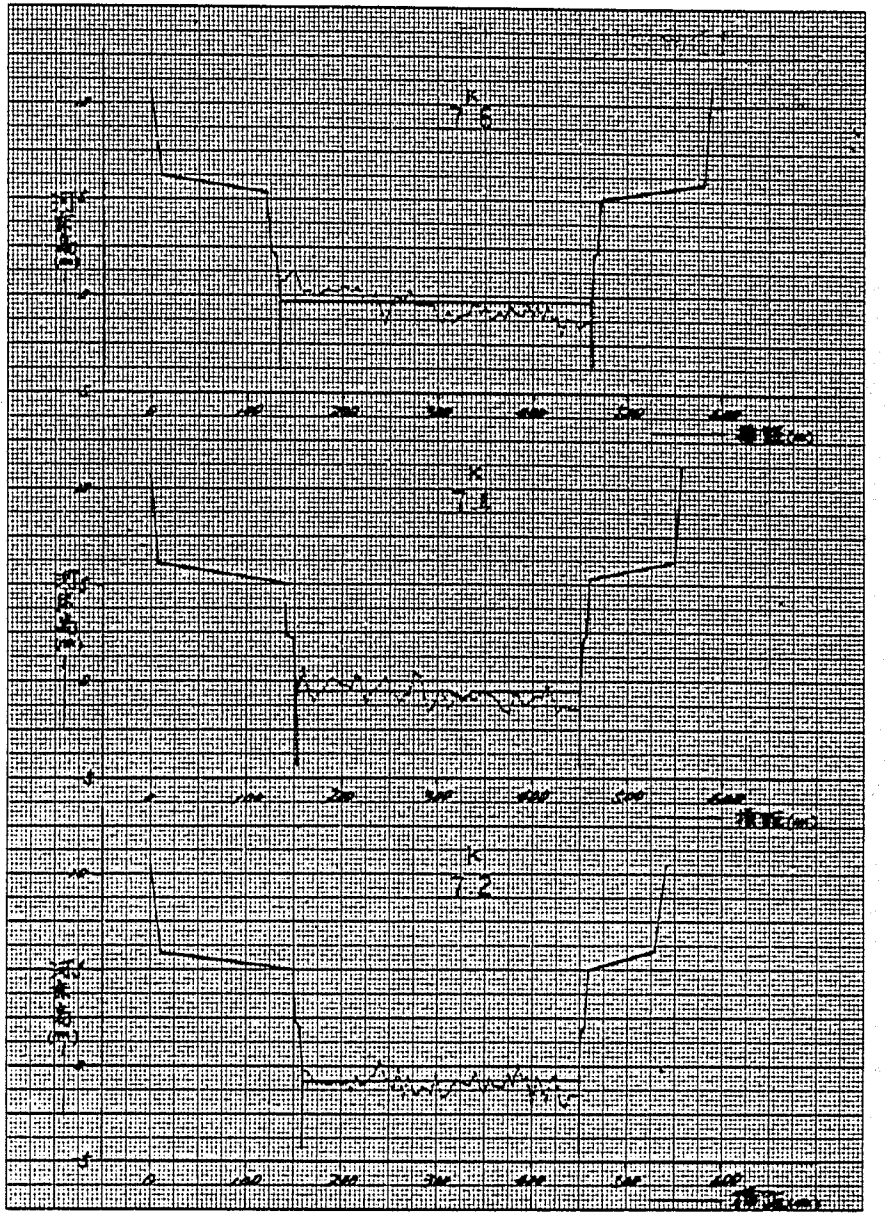
図－6．4．3(5)　河床変動横断比較図(実験II－1－1)



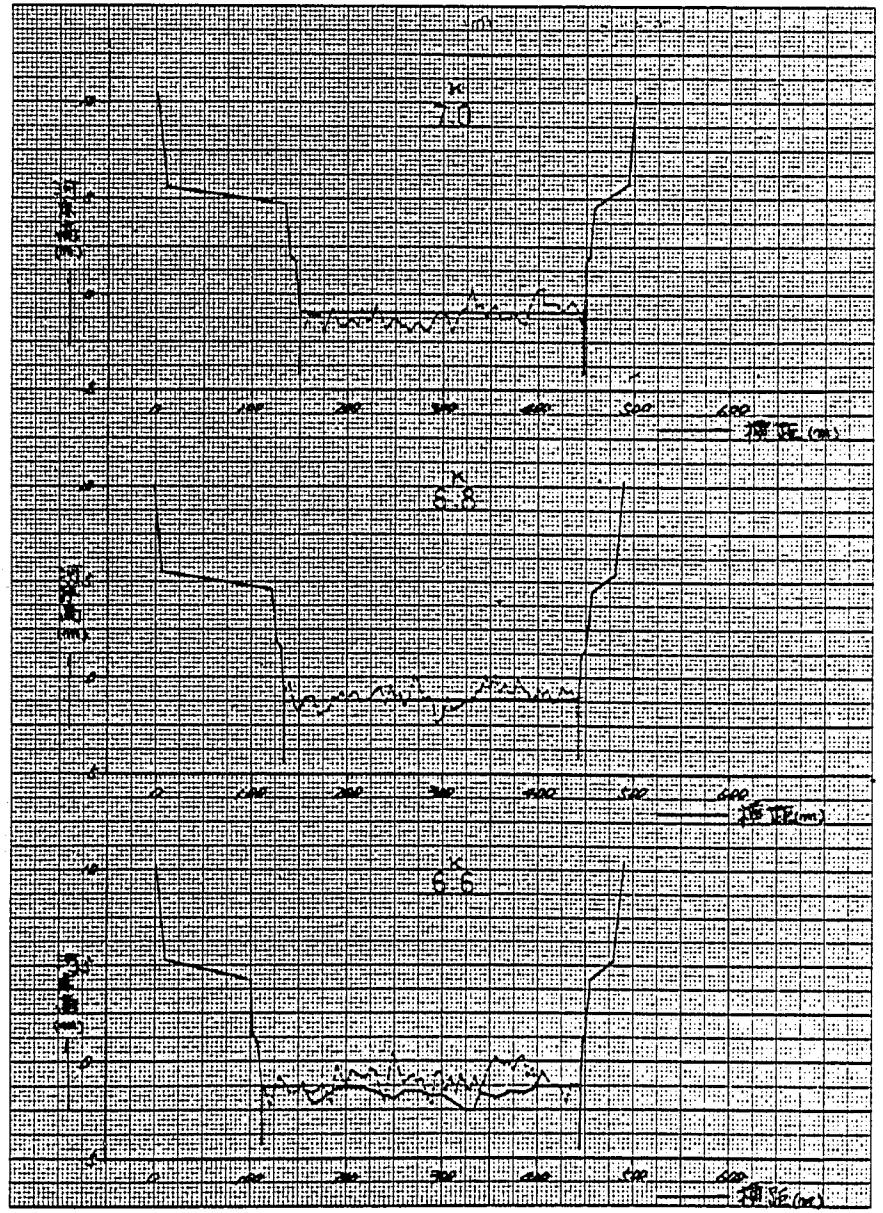
図－6．4．3(6)　河床変動横断比較図(実験II－1－1)



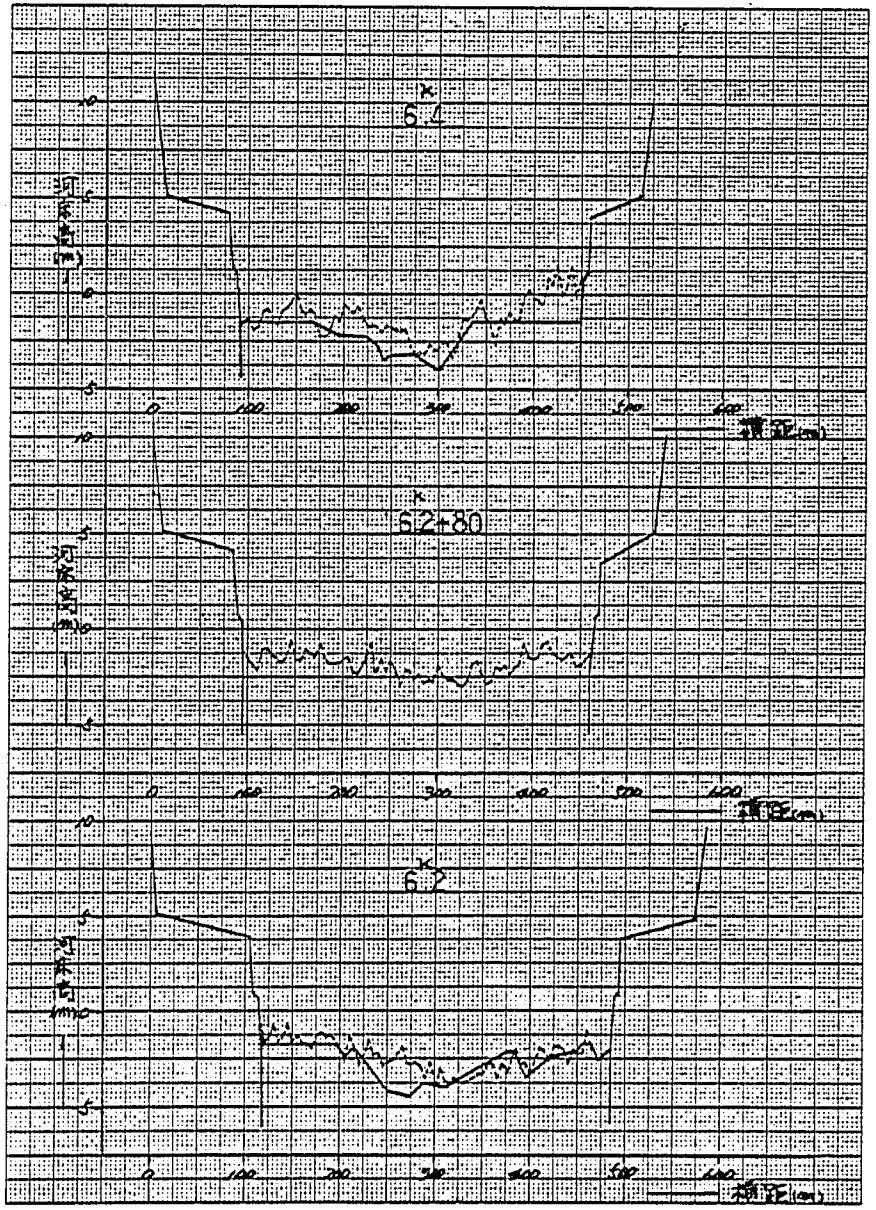
図－６．４．３(7)　河床変動横断比較図(実験II－１－１)



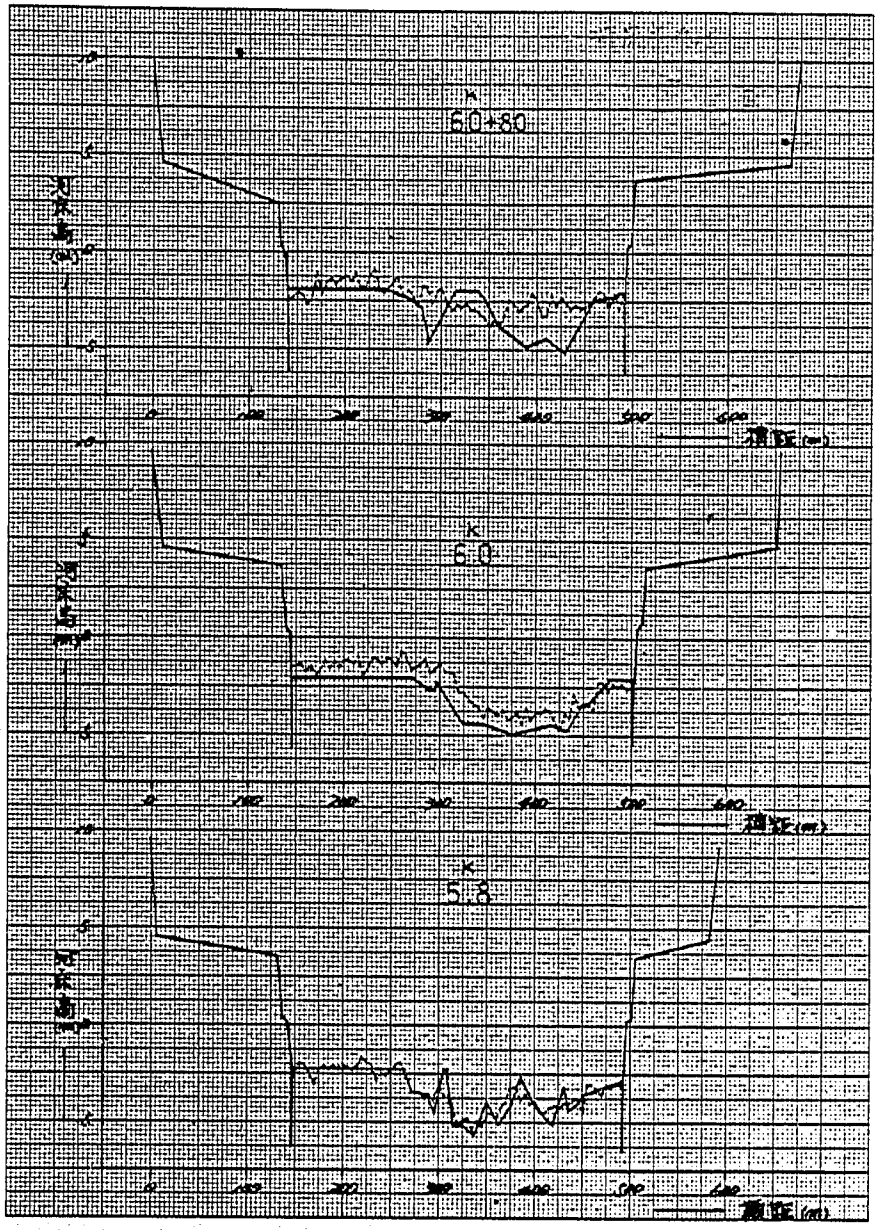
図－６．４．３(8)　河床変動横断比較図(実験II－１－１)



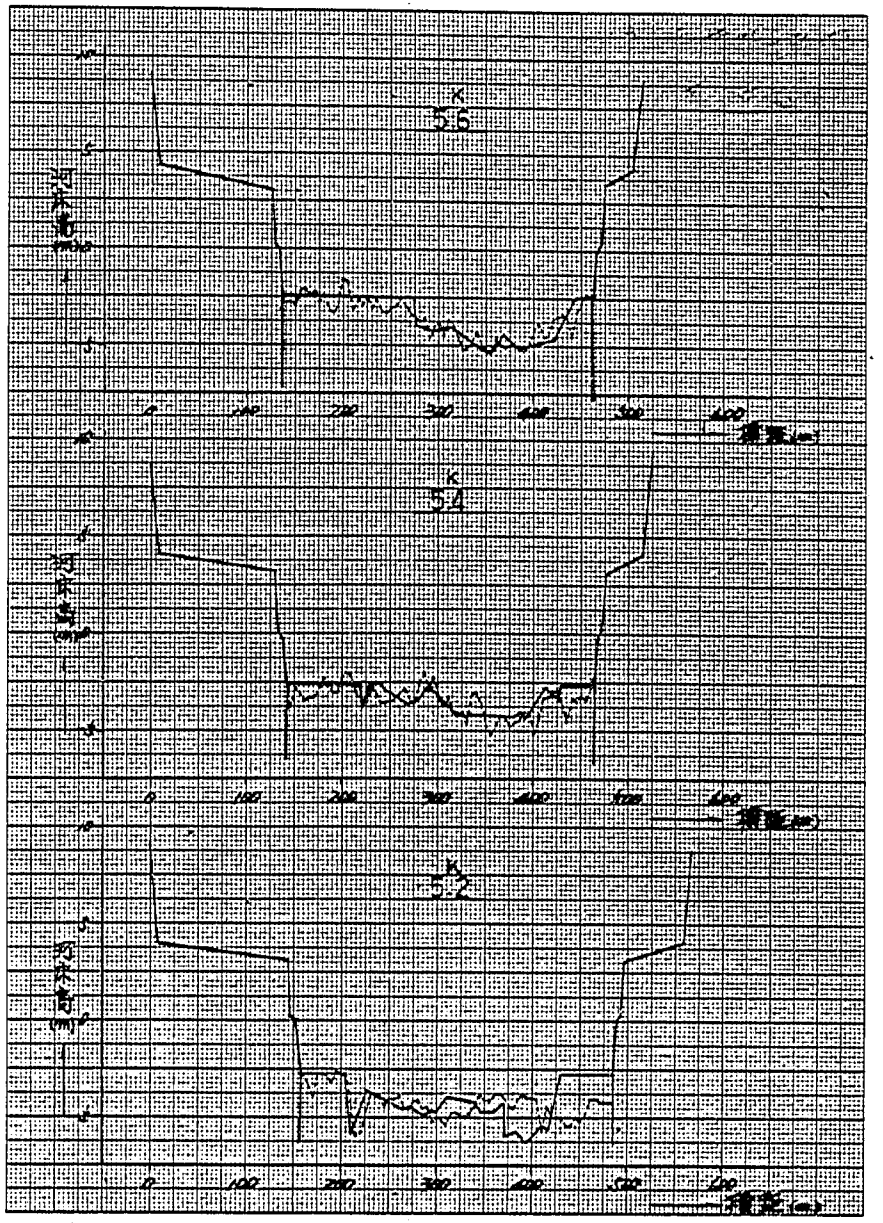
図－６．４．３(9)　河床変動横断比較図(実験II－１－１)



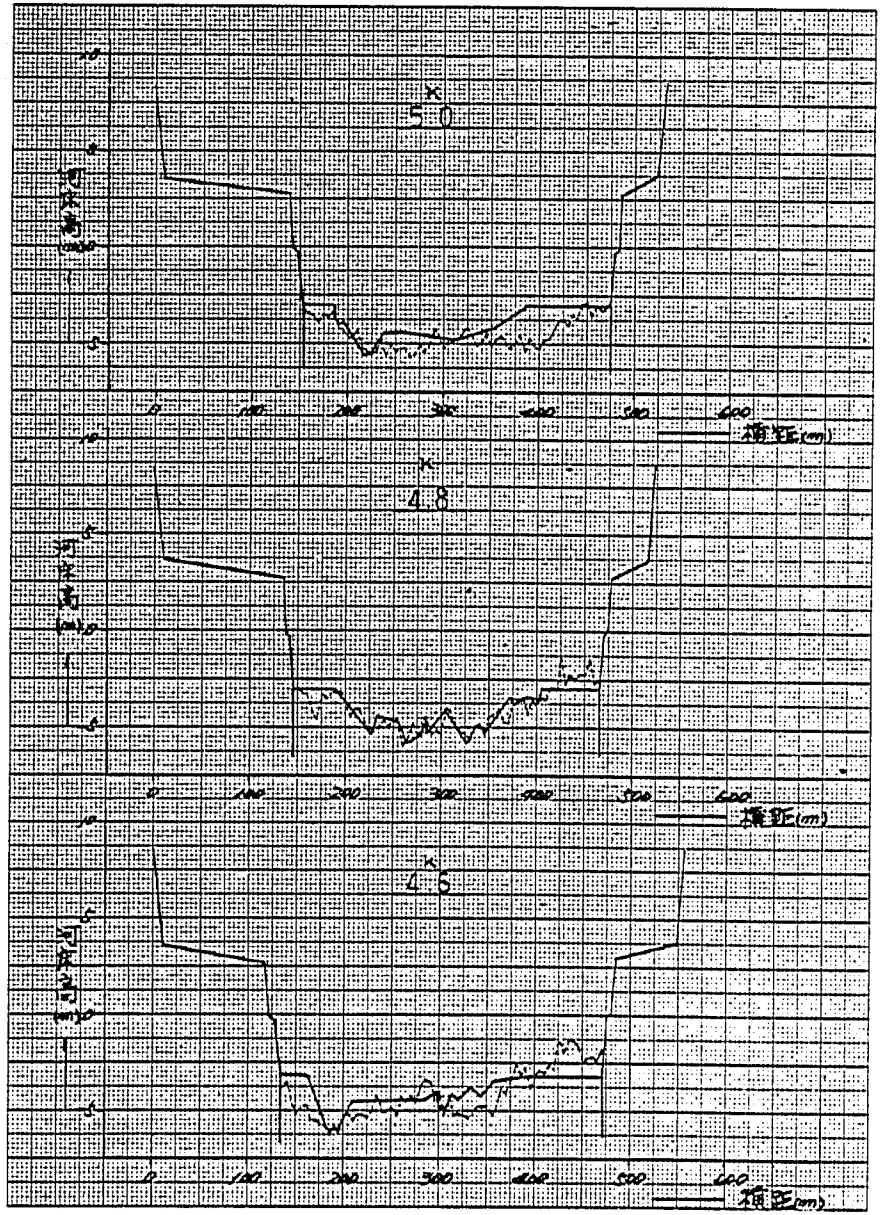
図－６．４．３(10)　河床変動横断比較図(実験II－１－１)



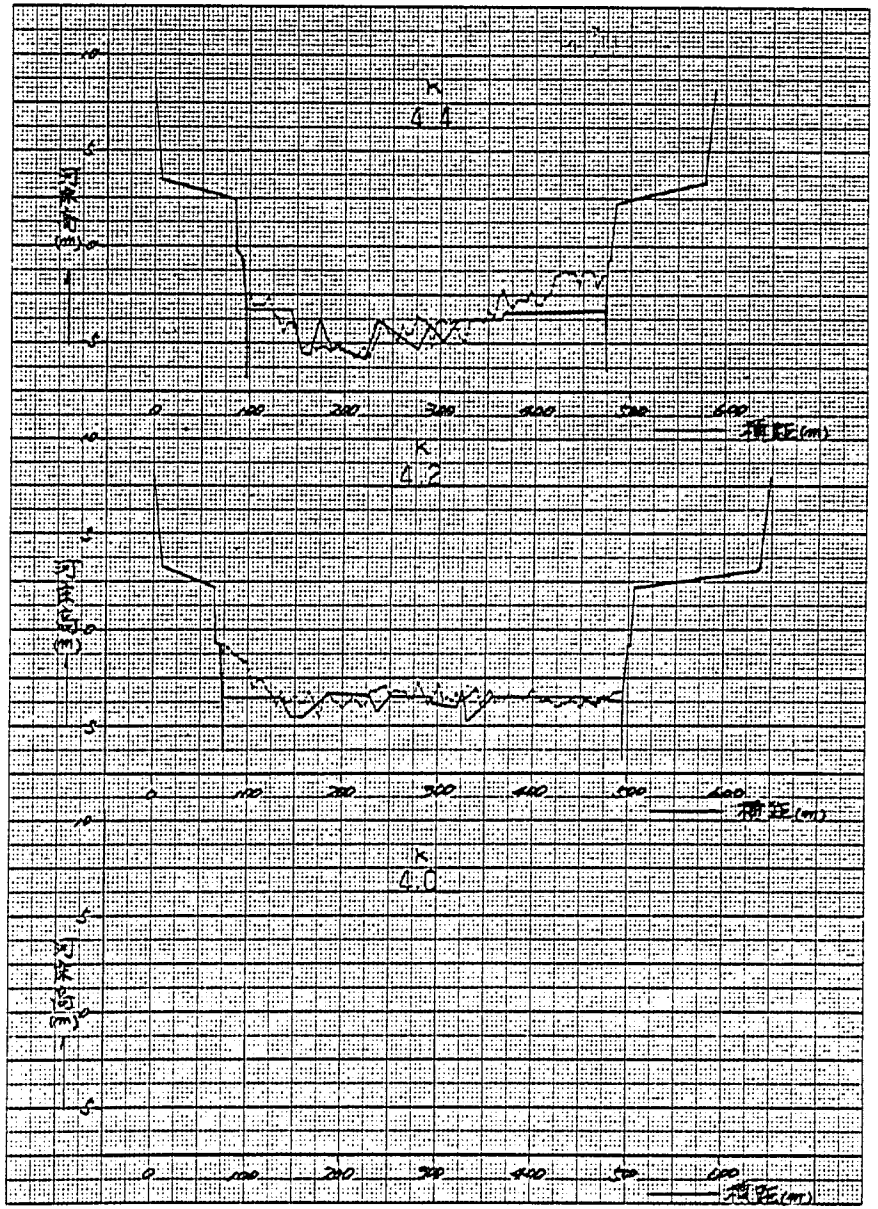
図－６．４．３(11)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－１)



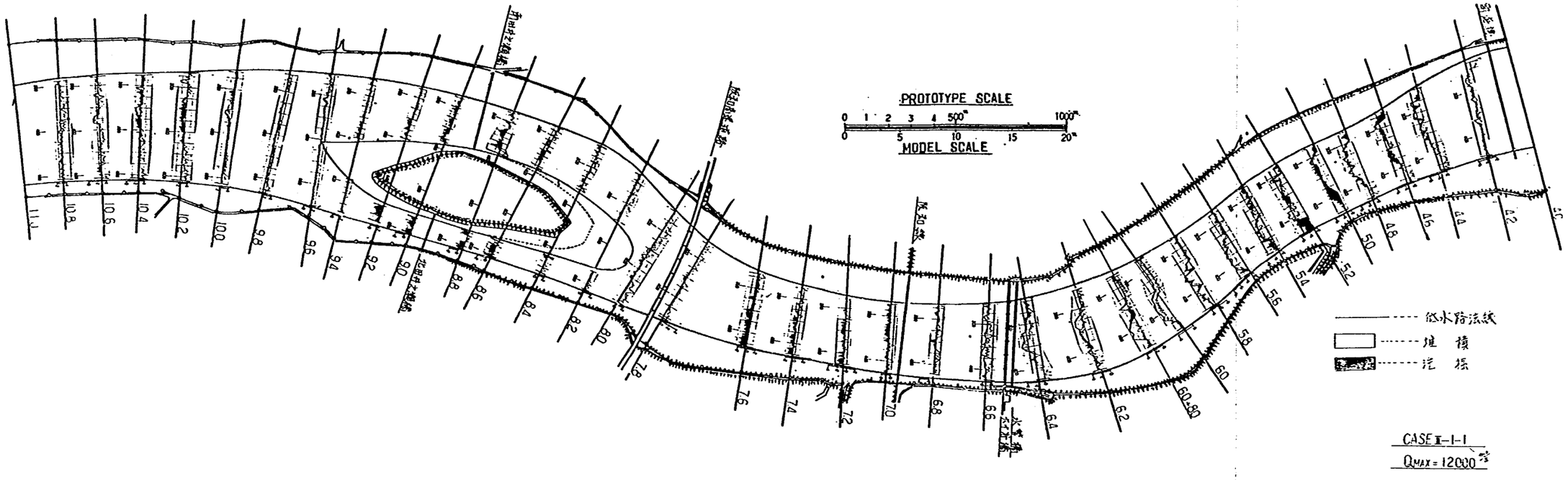
図－６．４．３(12)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－１)



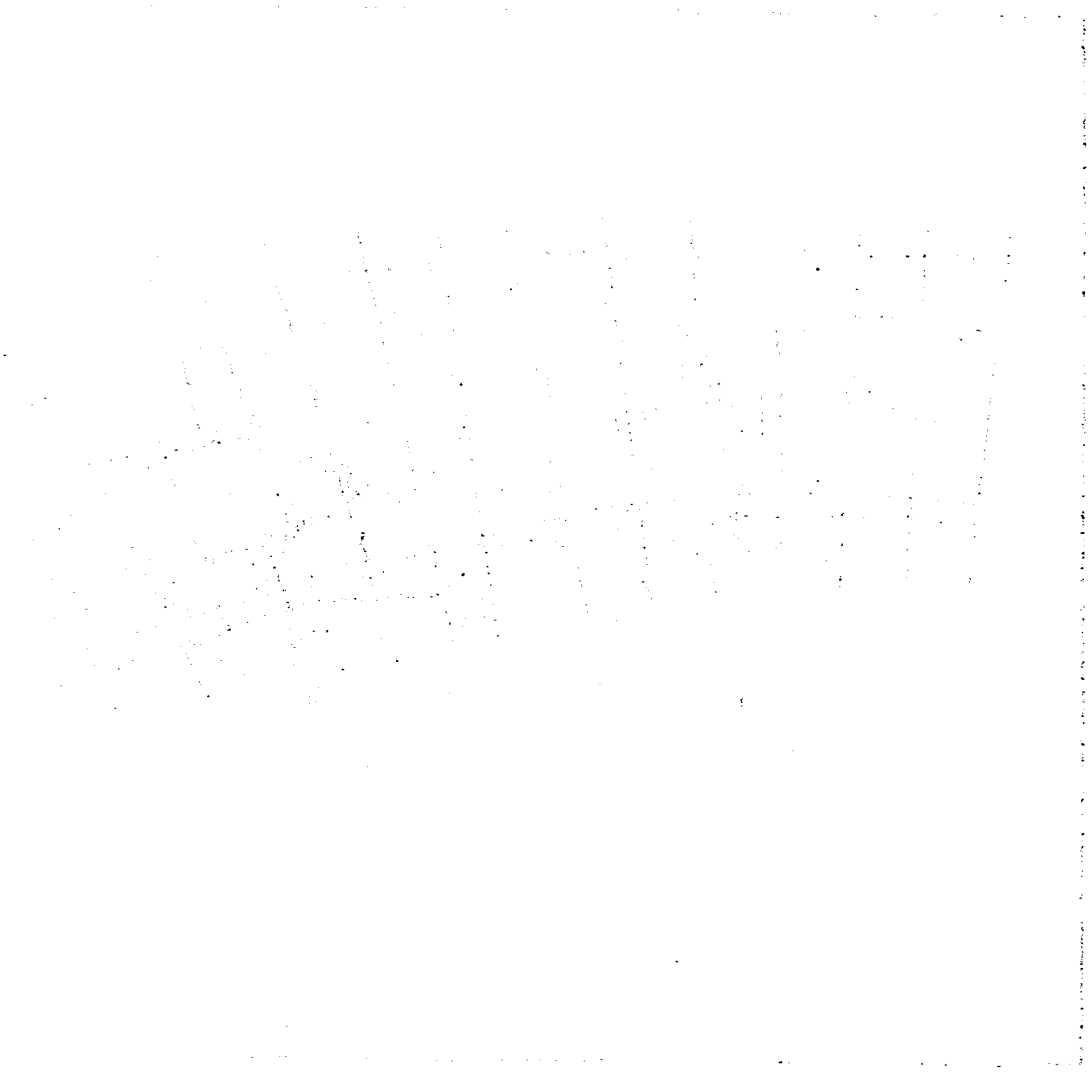
図－６．４．３(13)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－１)

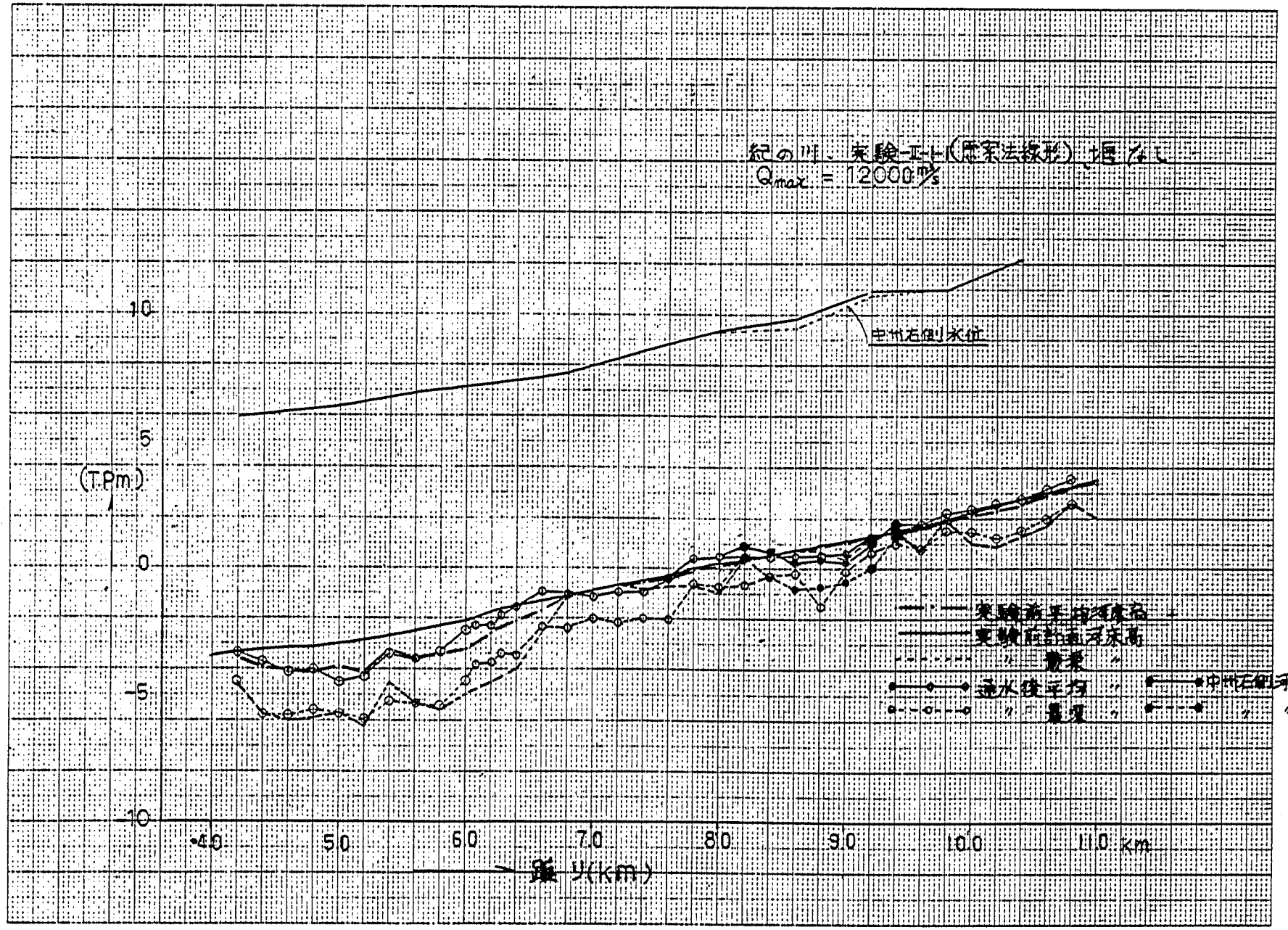


図－６．４．３(14)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－１)

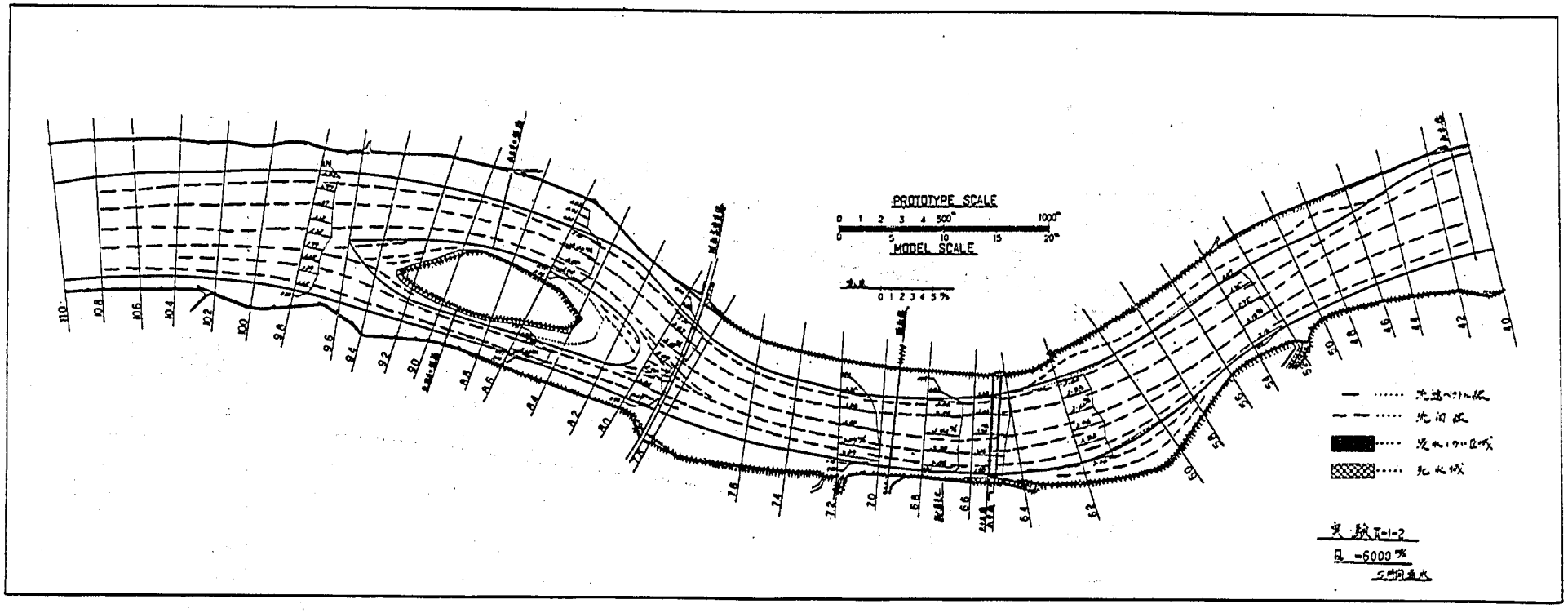


図－６．４．４　河床変動平面図(実験Ⅱ－１－１)

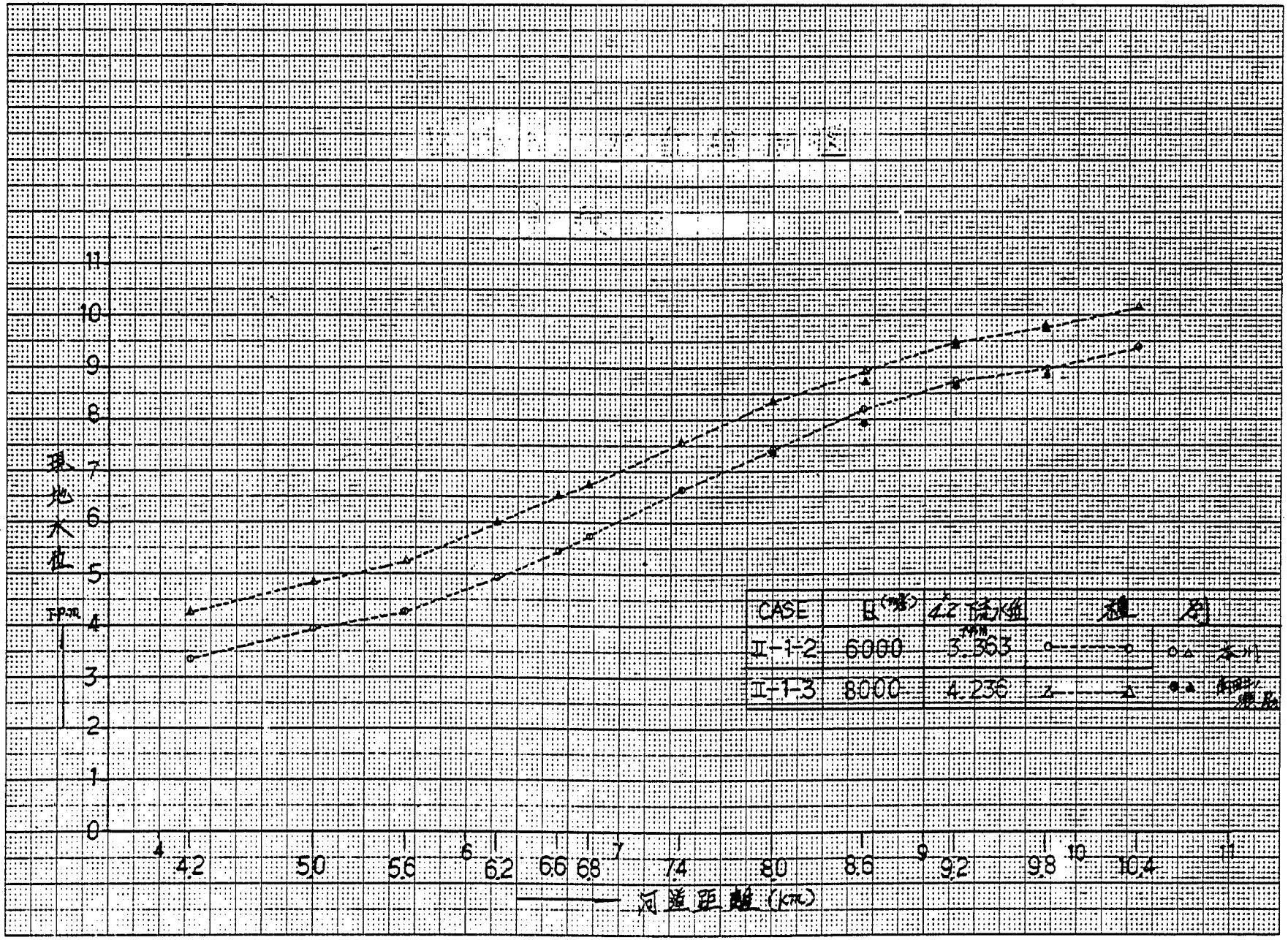




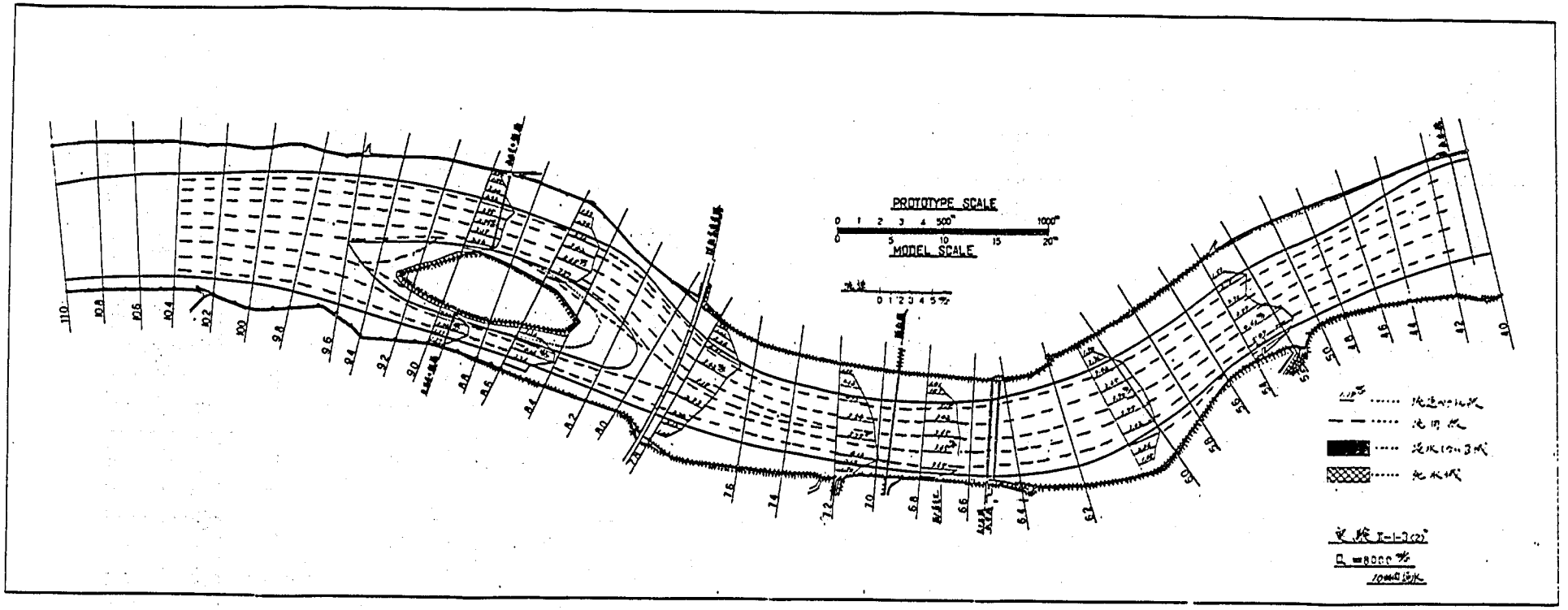
図－６．４．５　水位，河床縦断図(実験Ⅱ－１－１)



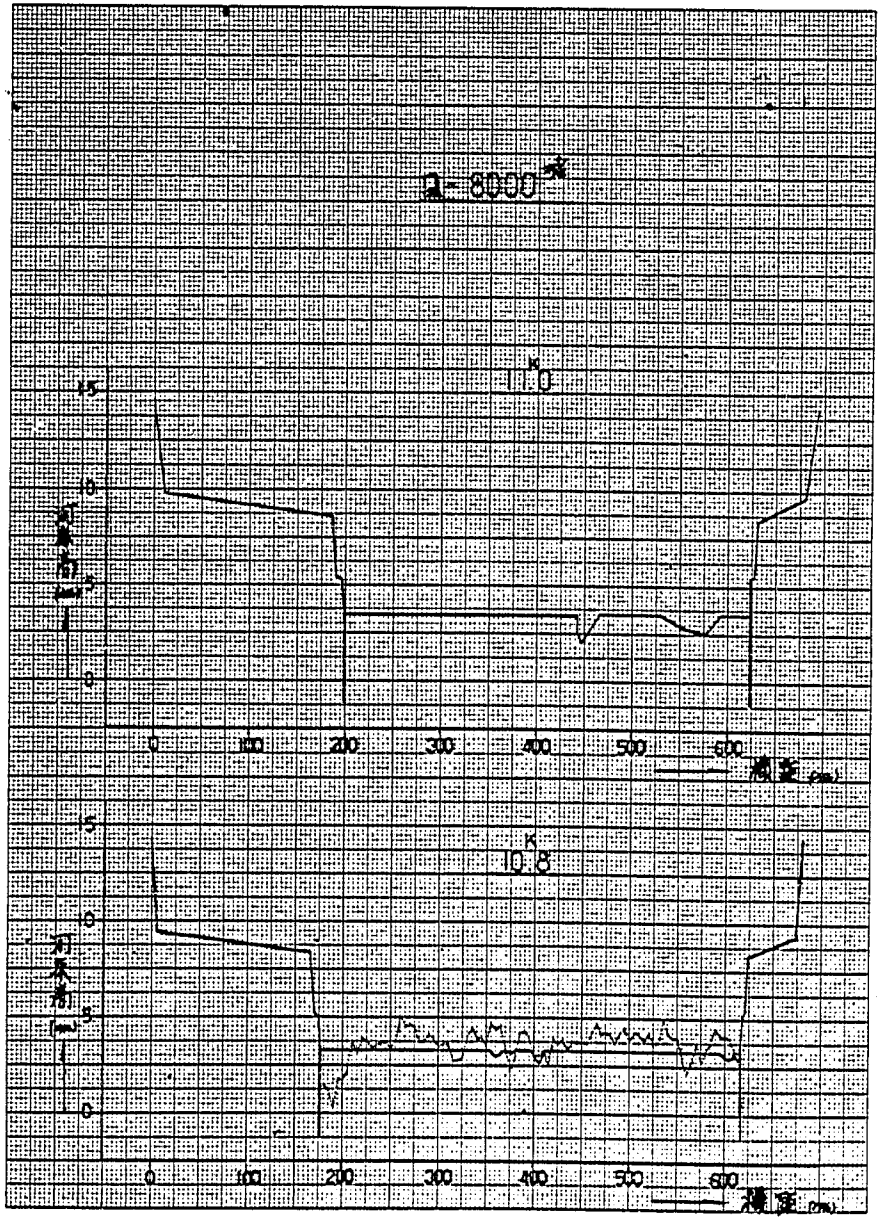
図－６．４．６流況図(実験11－１－２)



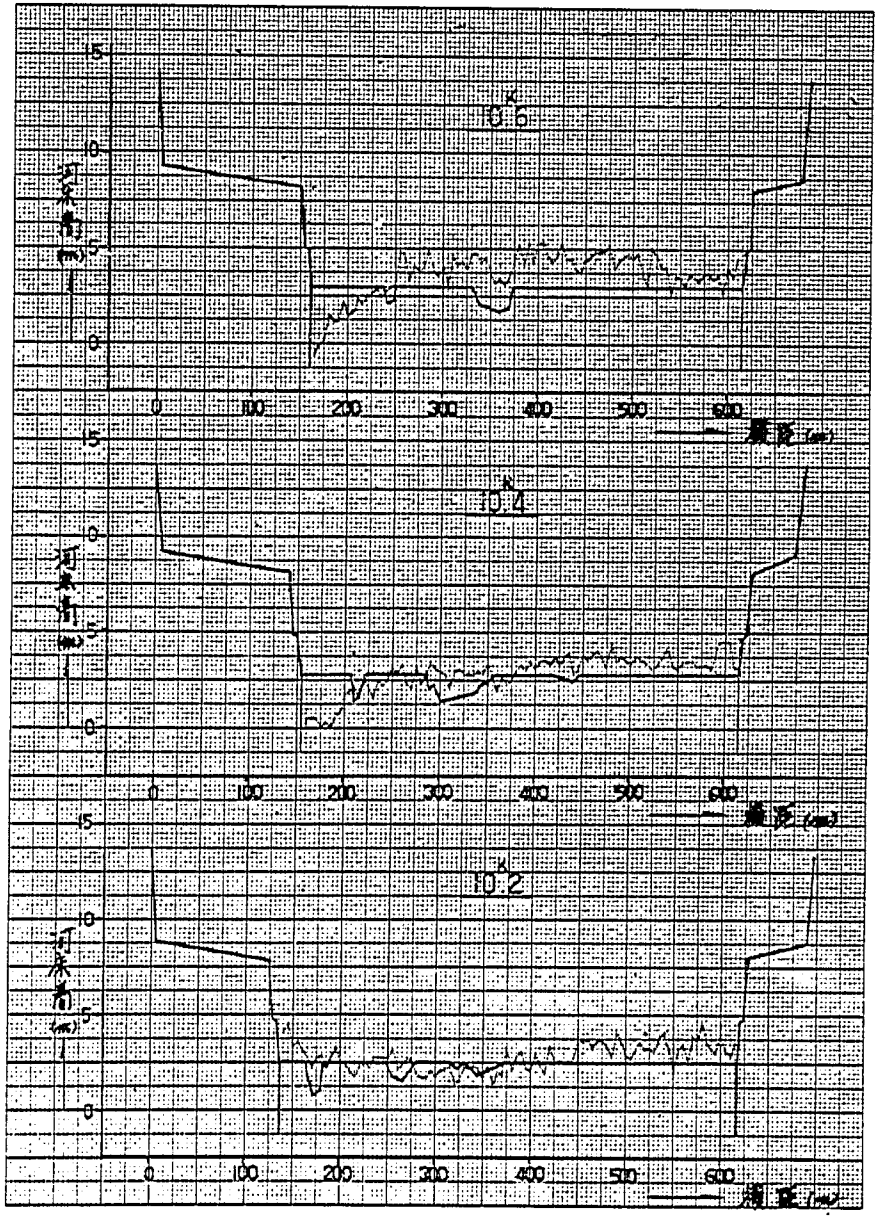
図－６．４．７　水位縦断図(実験II－１)



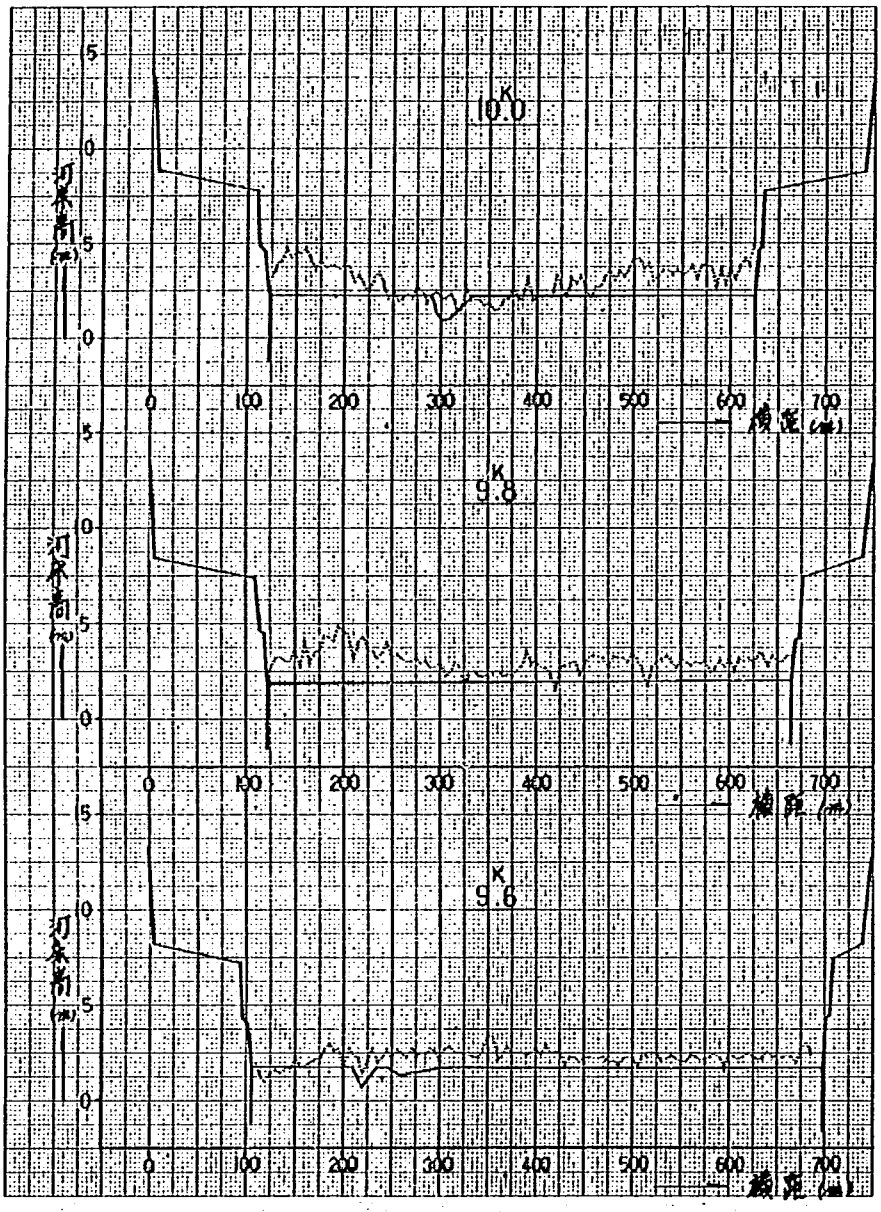
図－６．４．８　流況図(実験II－１－３)



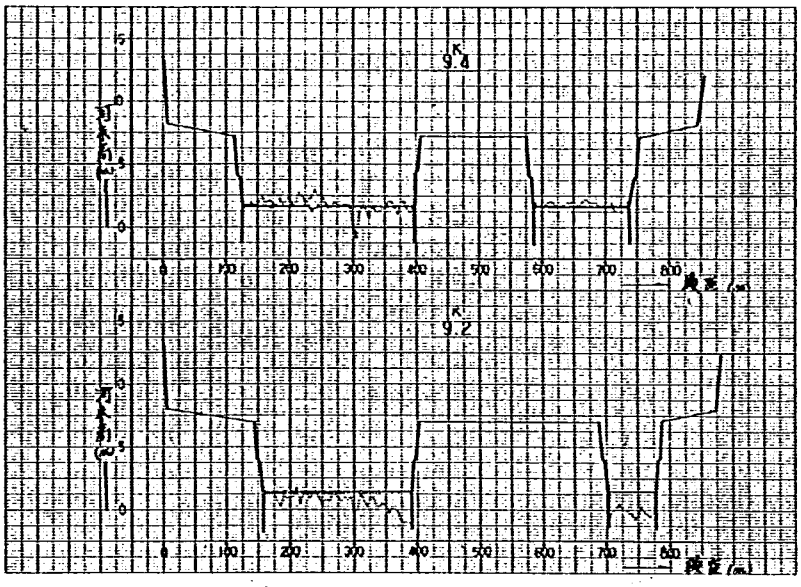
図－６．４．９(1)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



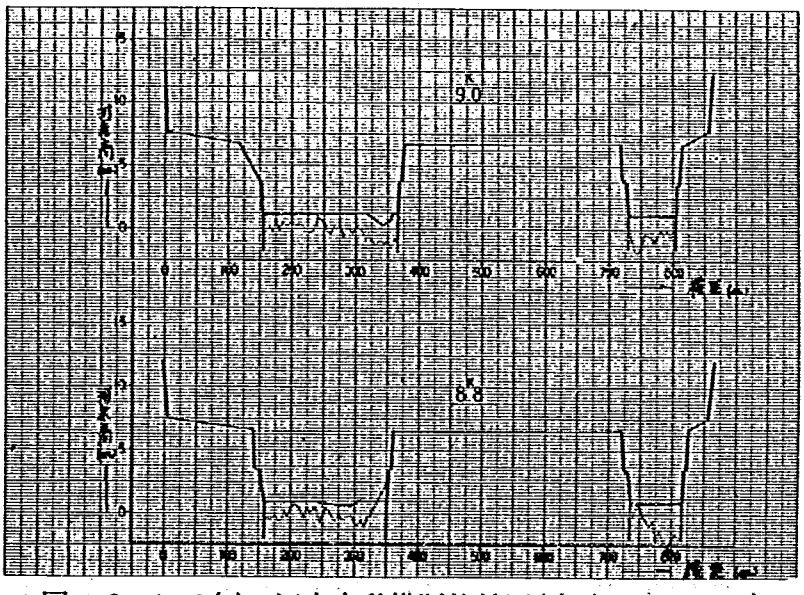
図－６．４．９(2)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



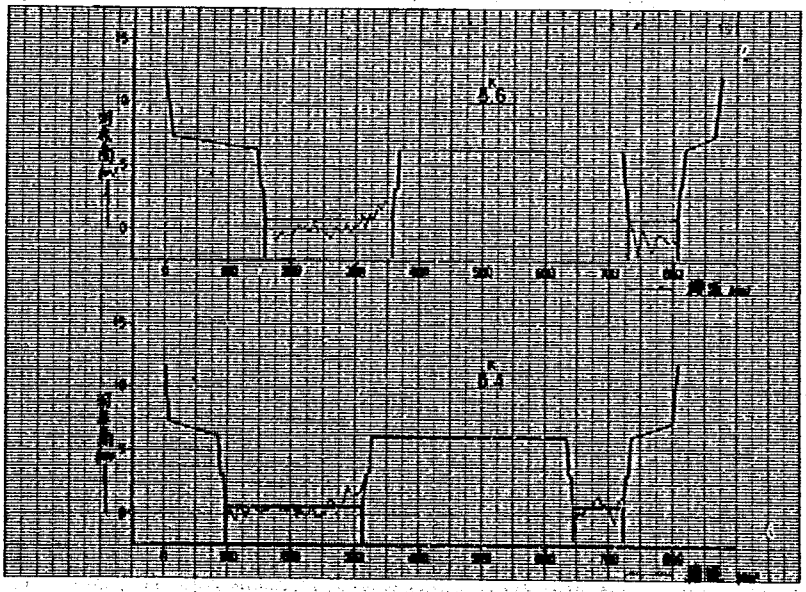
図－６．４．９(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



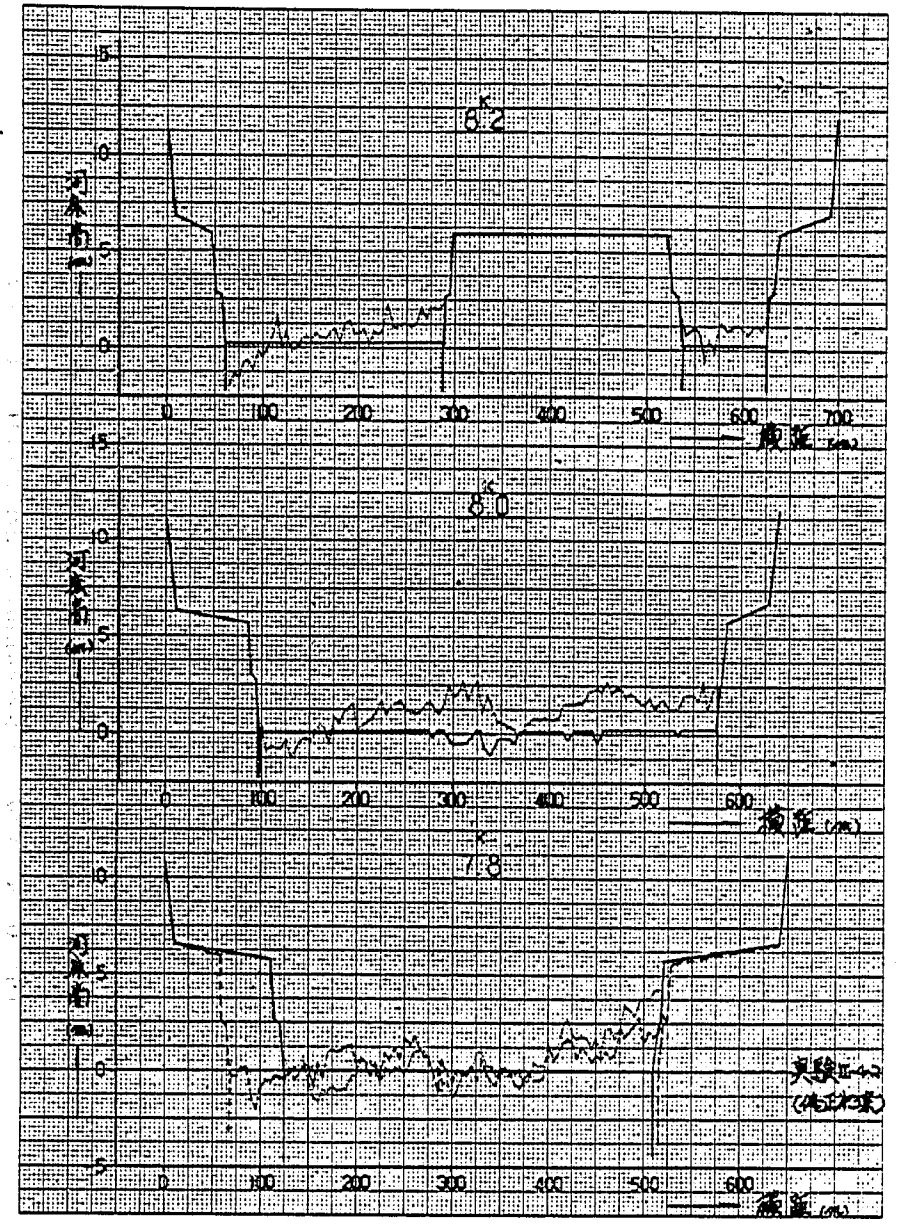
図－６．４．９(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



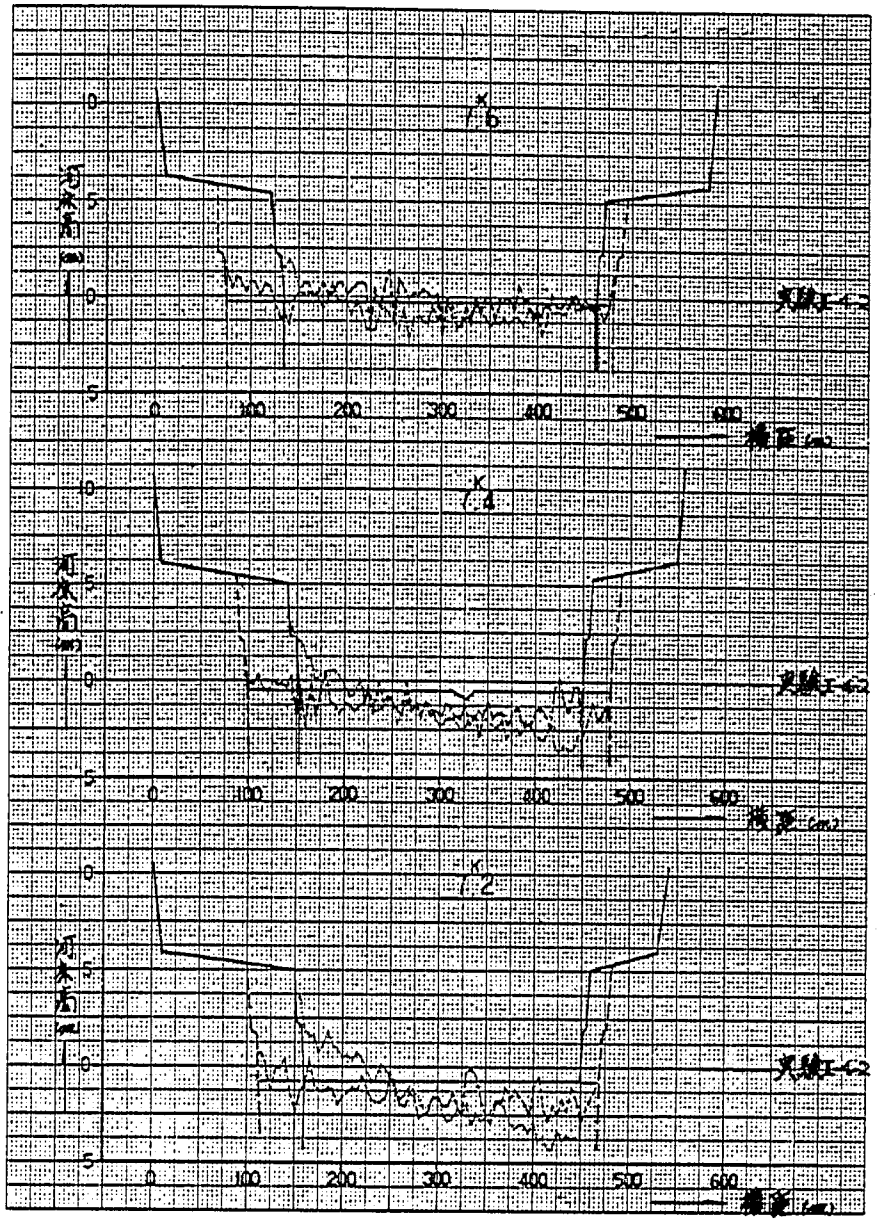
図－６．４．９(5)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



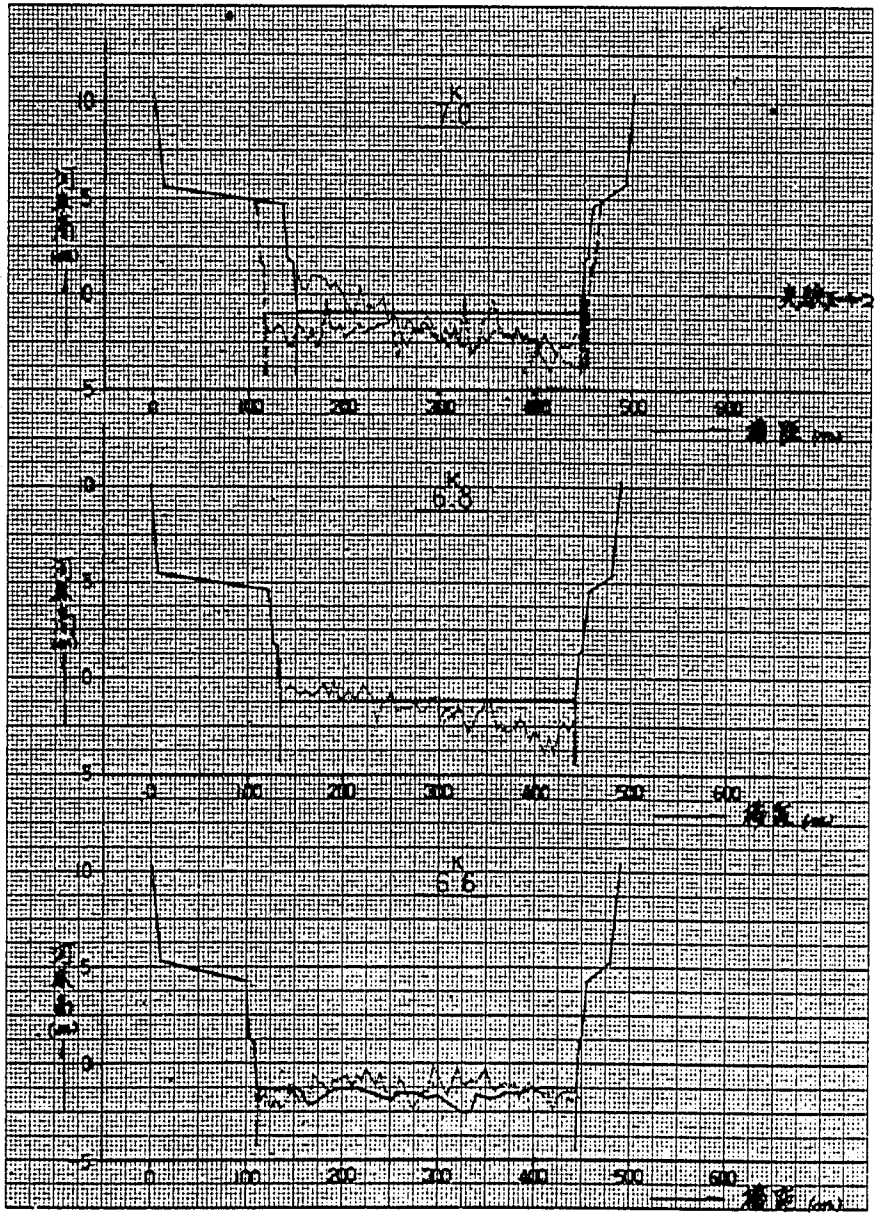
図－６．４．９(6)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



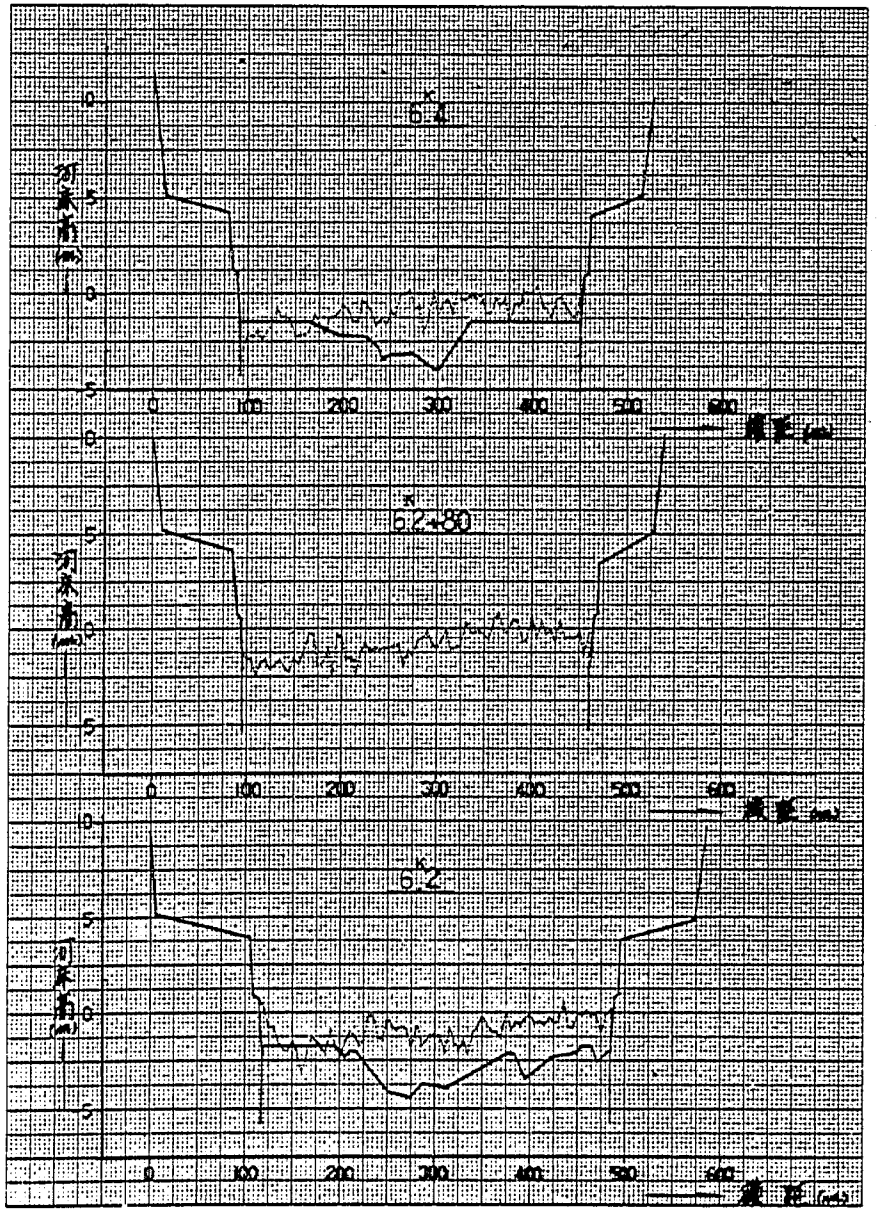
図－６．４．９(7)　河床変動横断比較図(実験II－１－３)



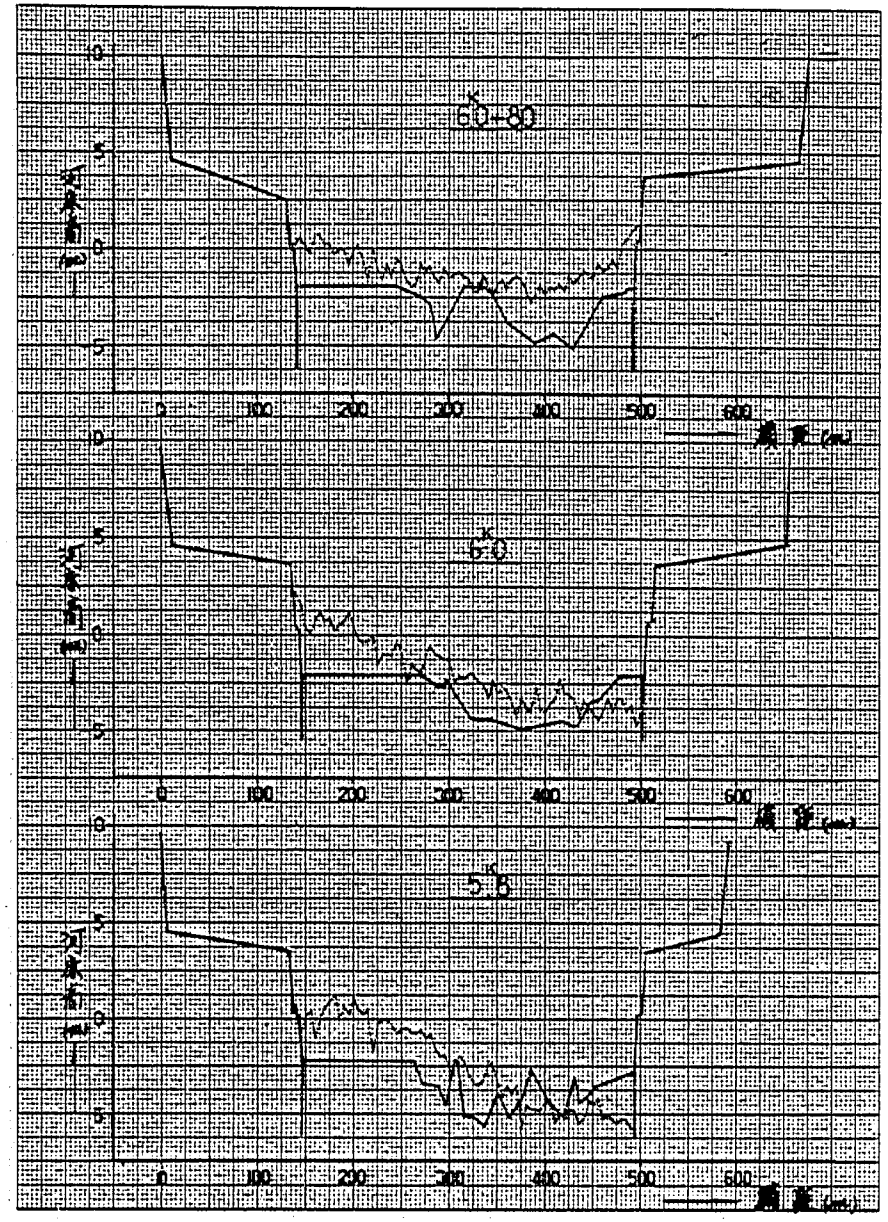
図－６．４．９(8)　河床変動横断比較図(実験II－１－３)



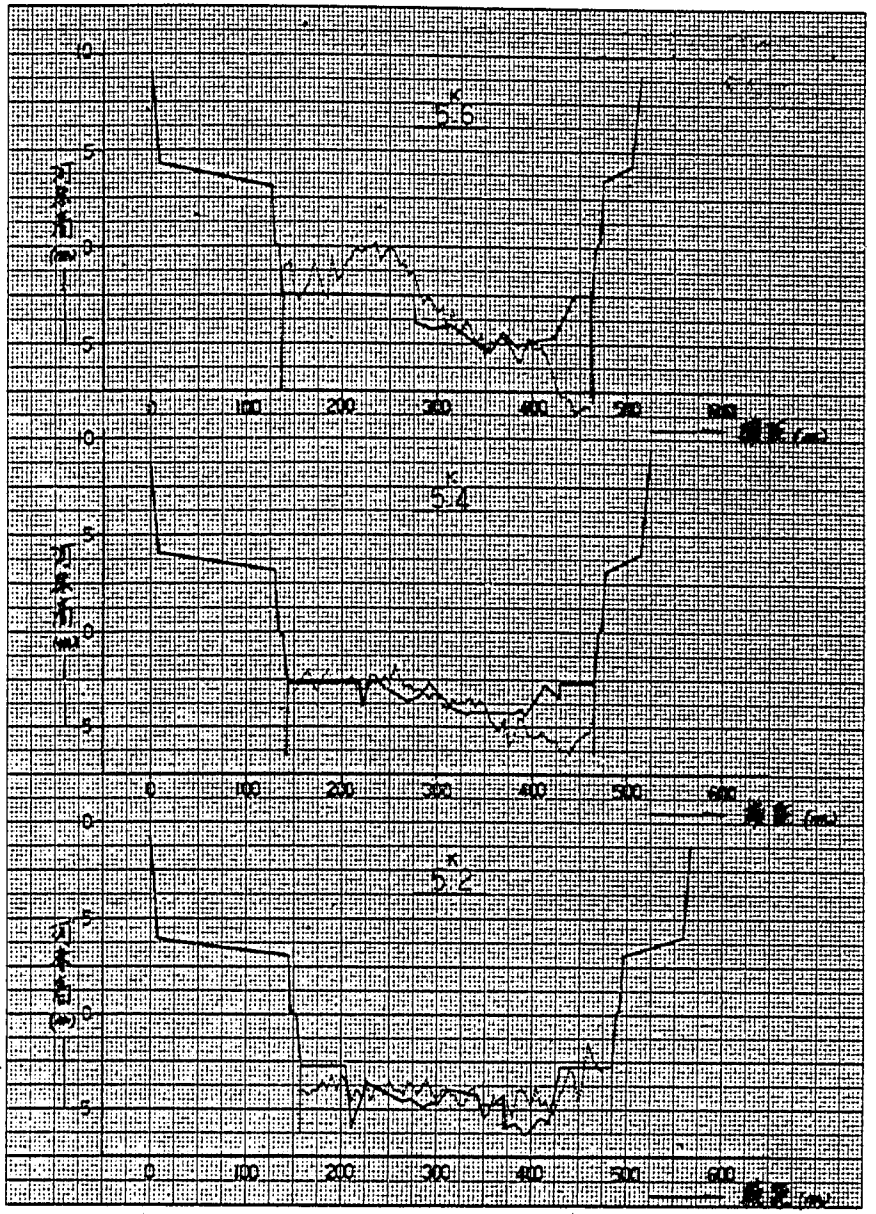
図－６．４．９(9)　河床変動横断比較図(実験II－１－３)



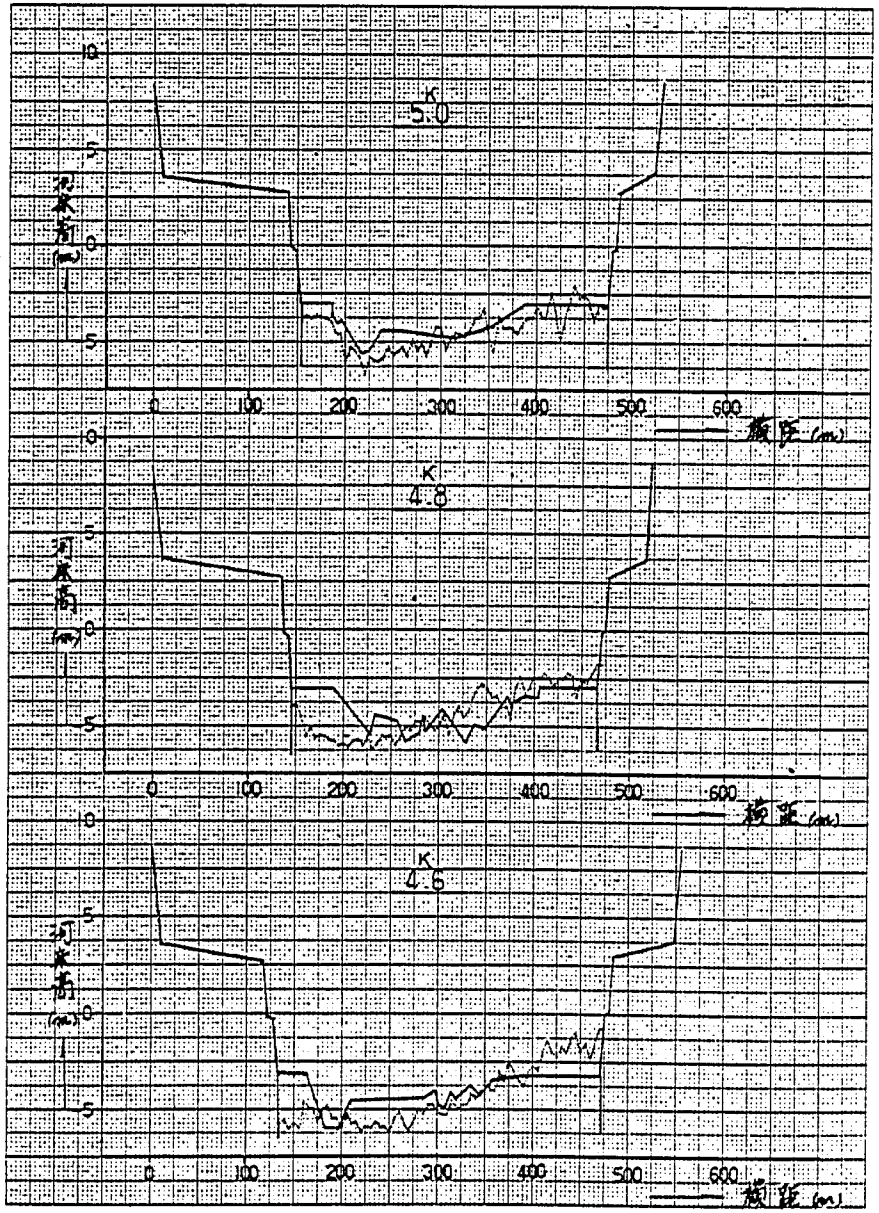
図－６．４．９(10)　河床変動横断比較図(実験II－１－３)



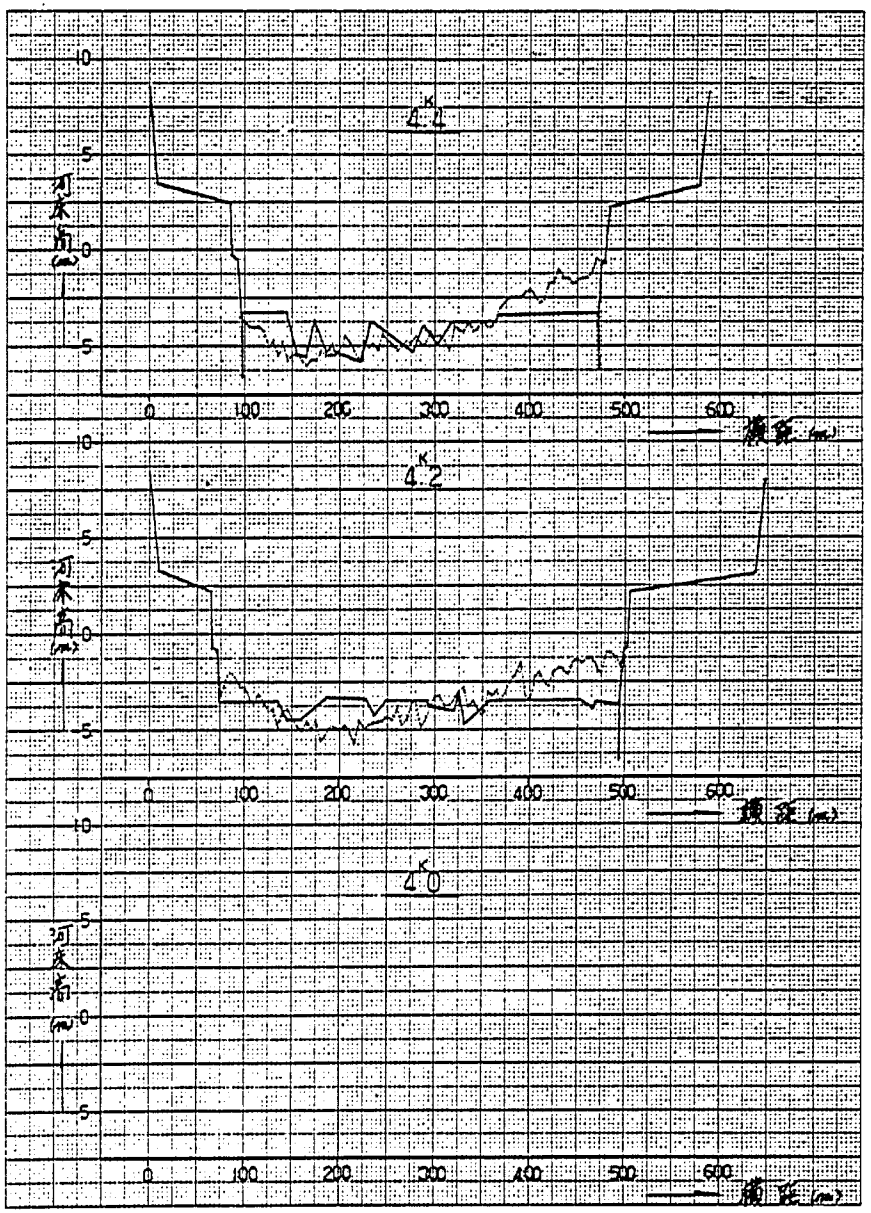
図－６．４．９(11)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



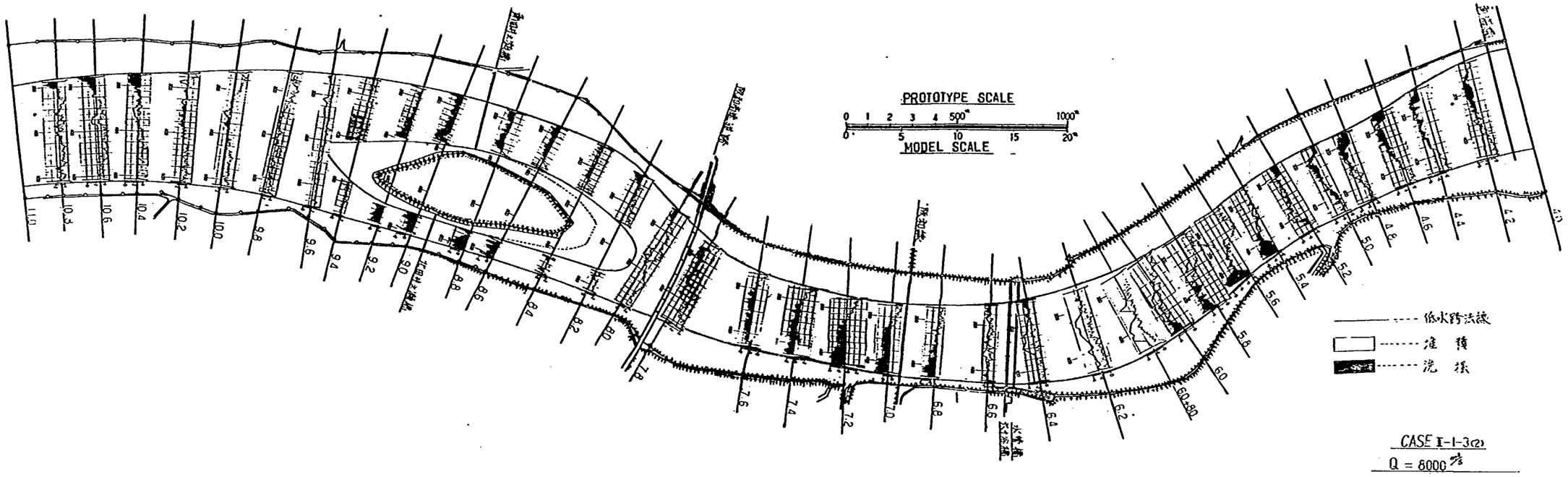
図－６．４．９(12)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－１－３)



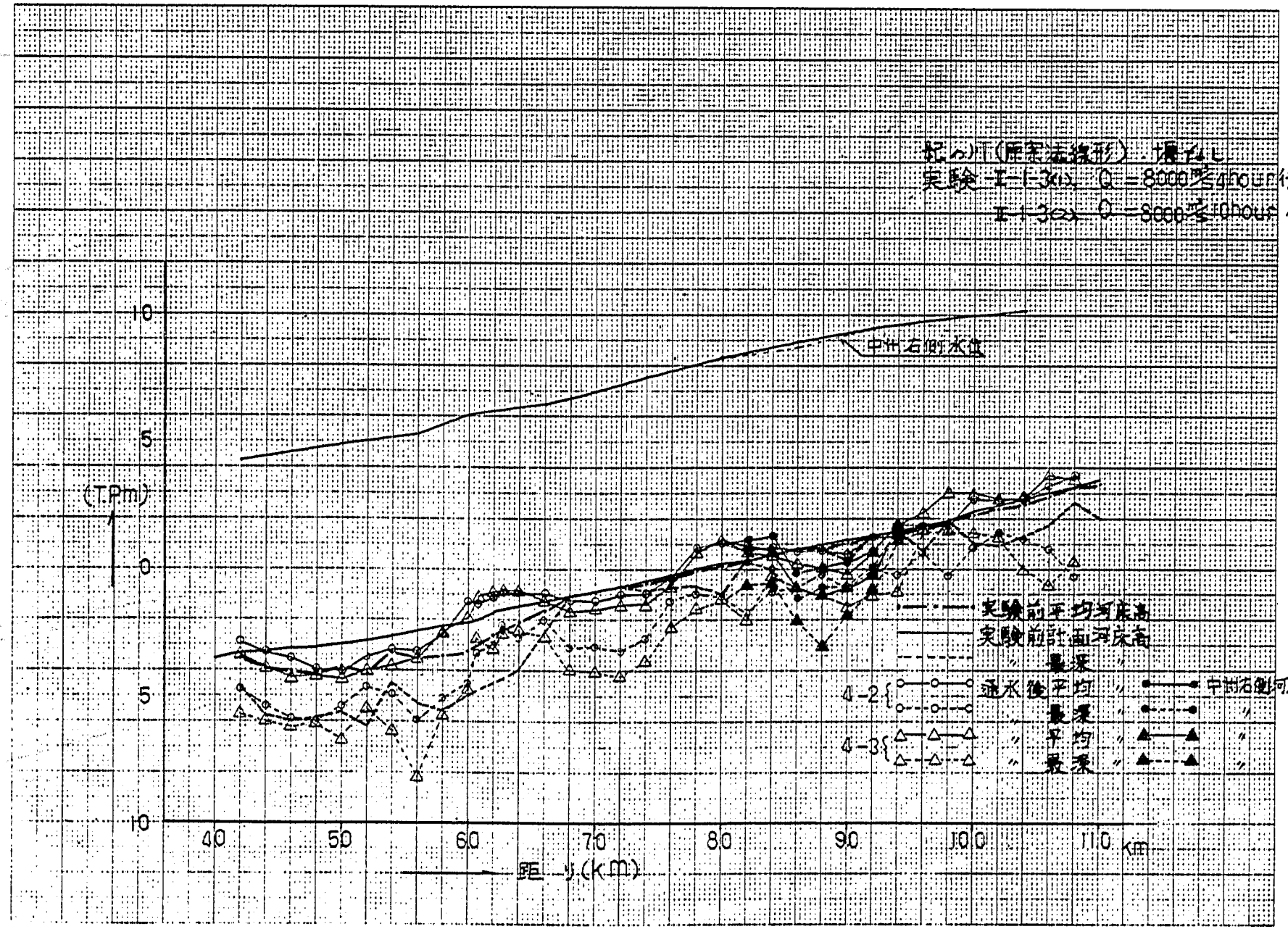
図－６．４．９(13)　河床変動横断比較図(実験II－１－３)



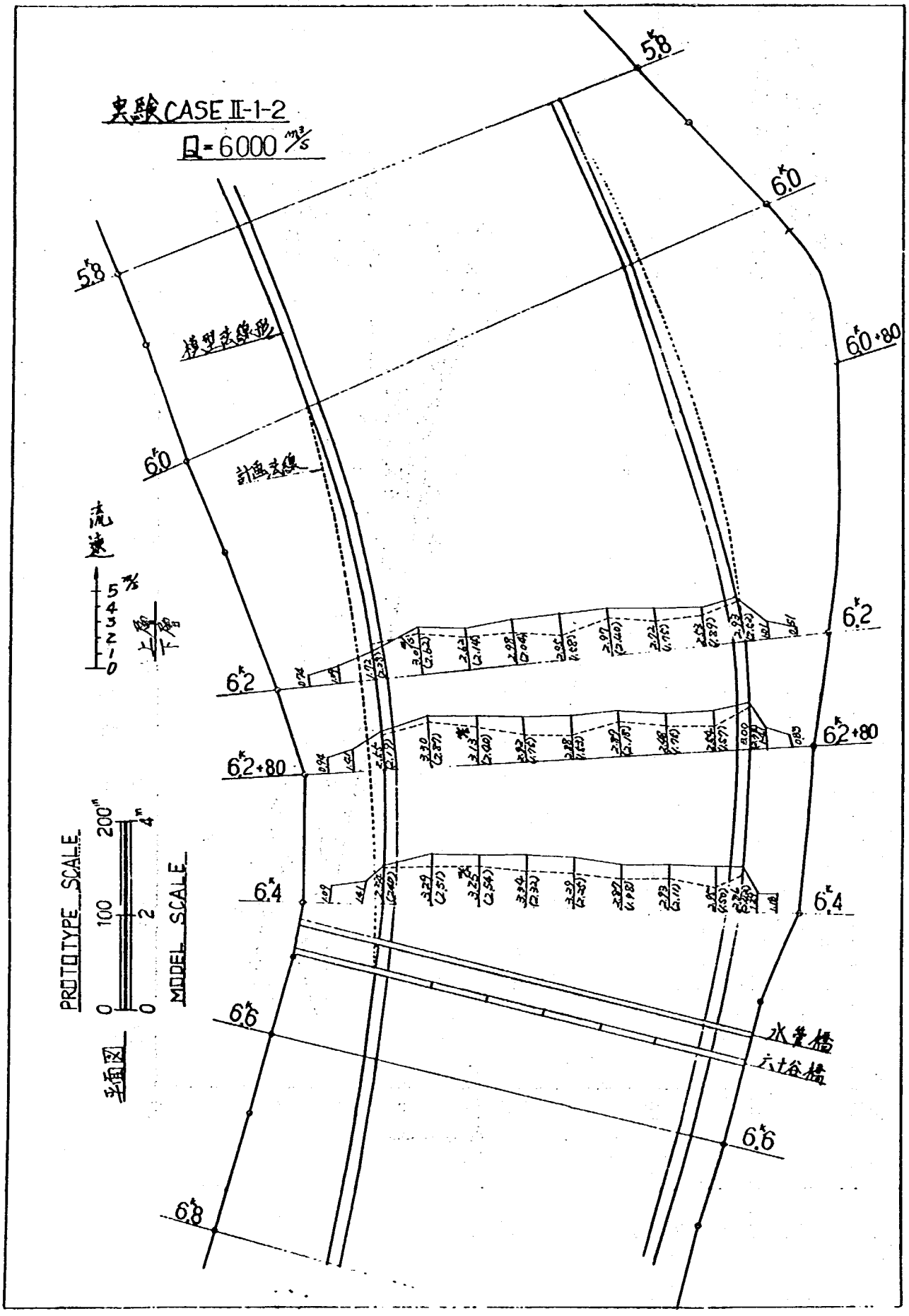
図－６．４．９(14)　河床変動横断比較図(実験II－１－３)



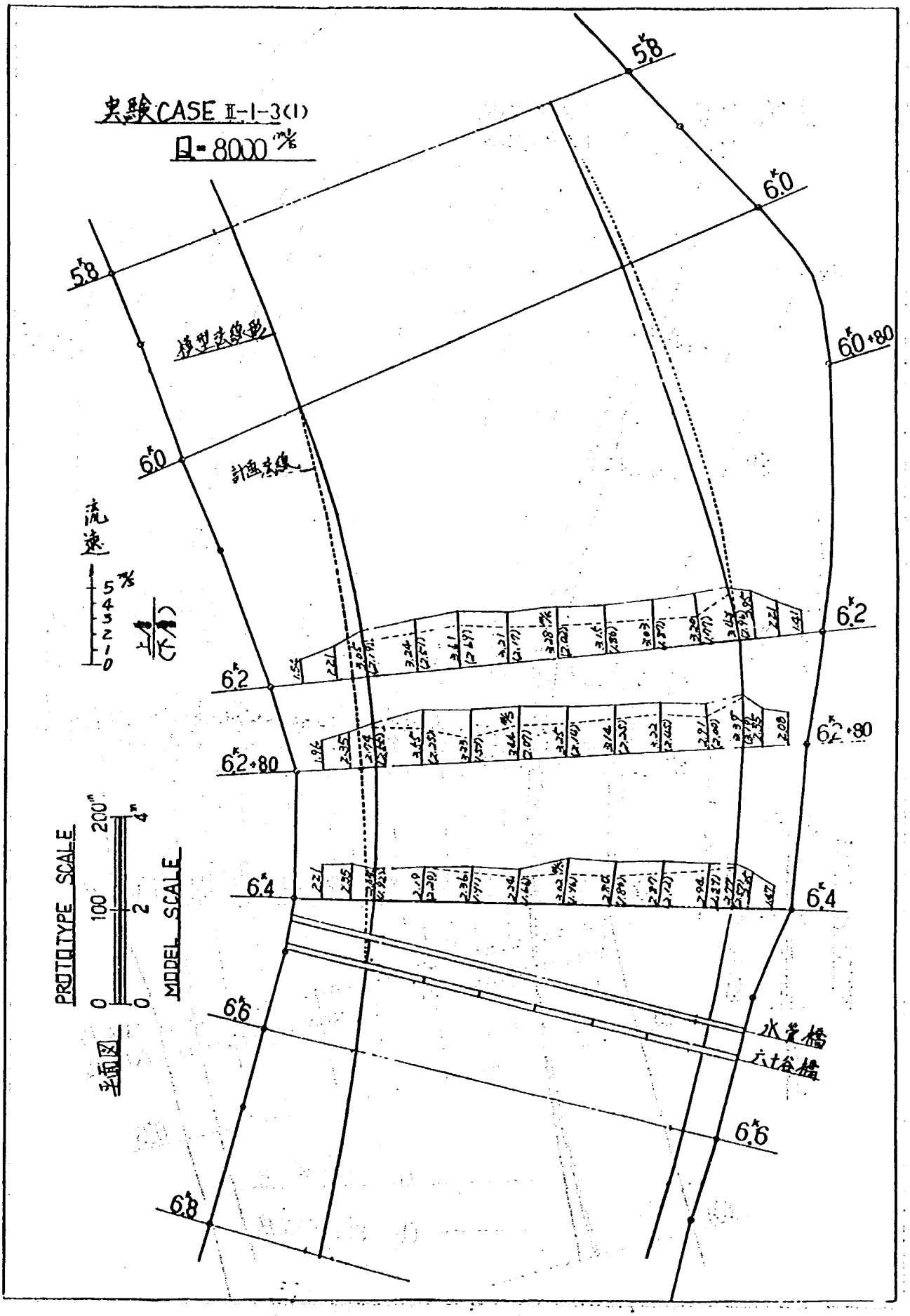
図－６．４．10　河床変動平面図(実験II－１－３)



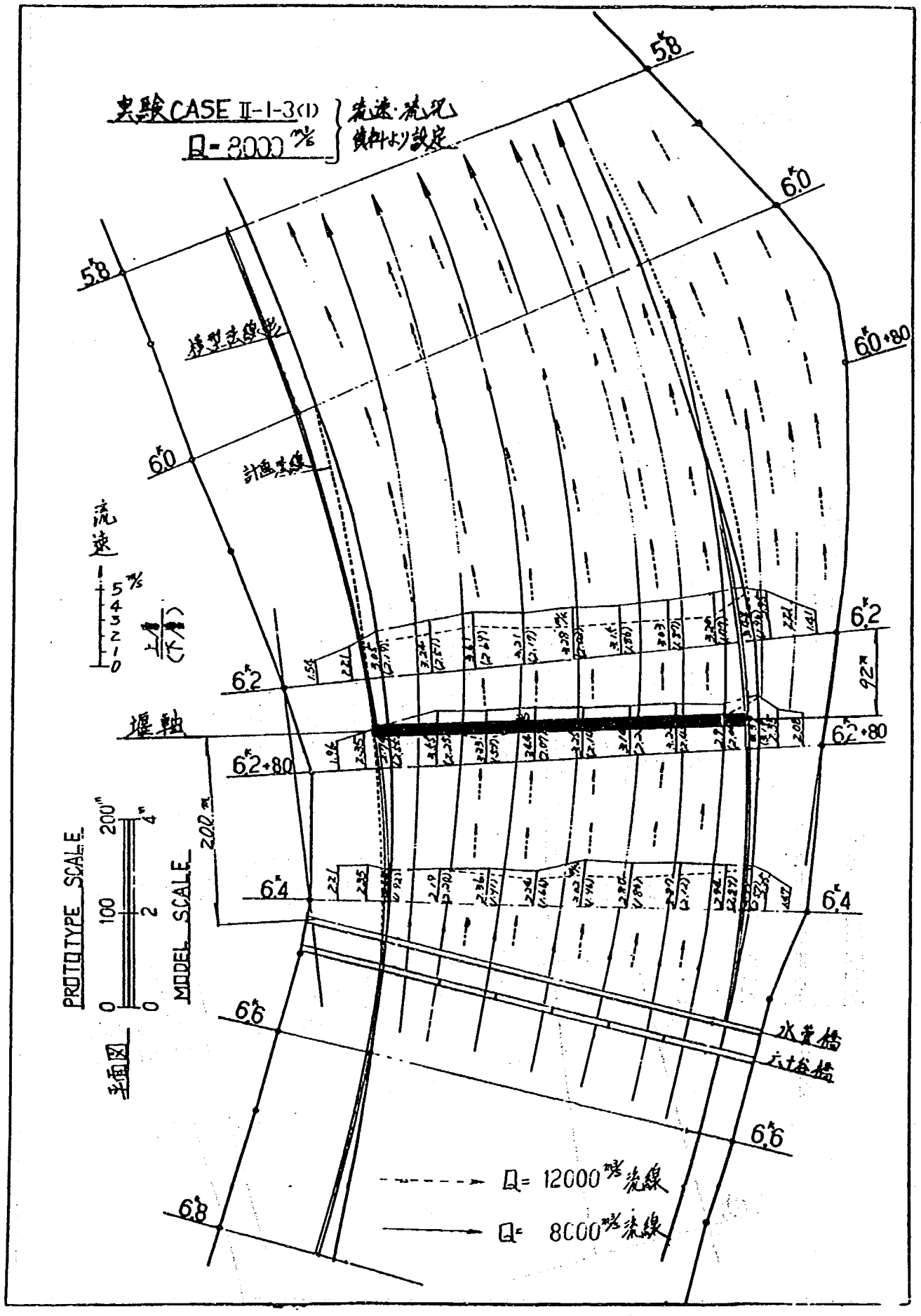
図－6．4．11　水位，河床縦断図(実験II－1－3)



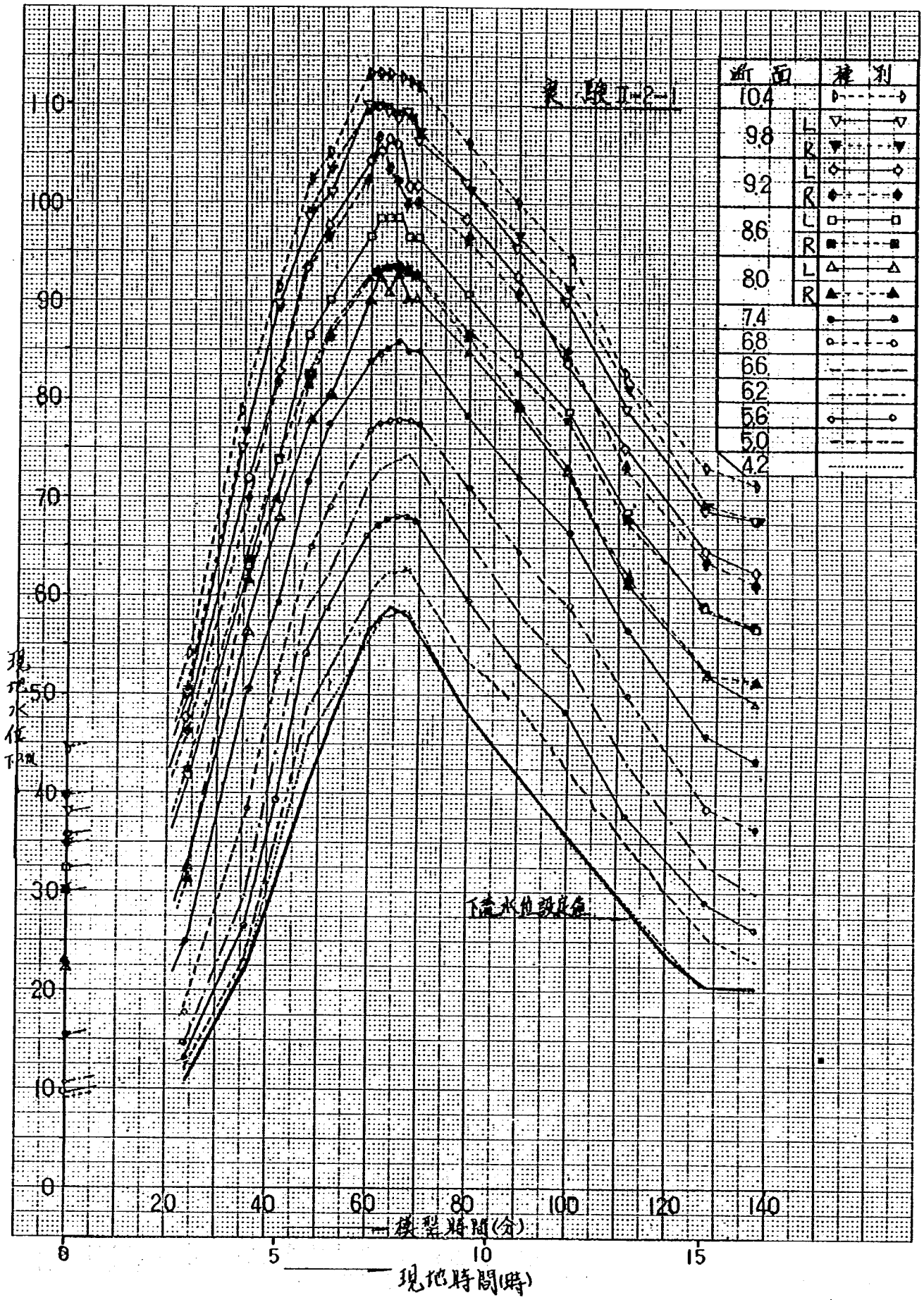
図－６．５．１(1)　流速平面分布図(実験II－１－２)



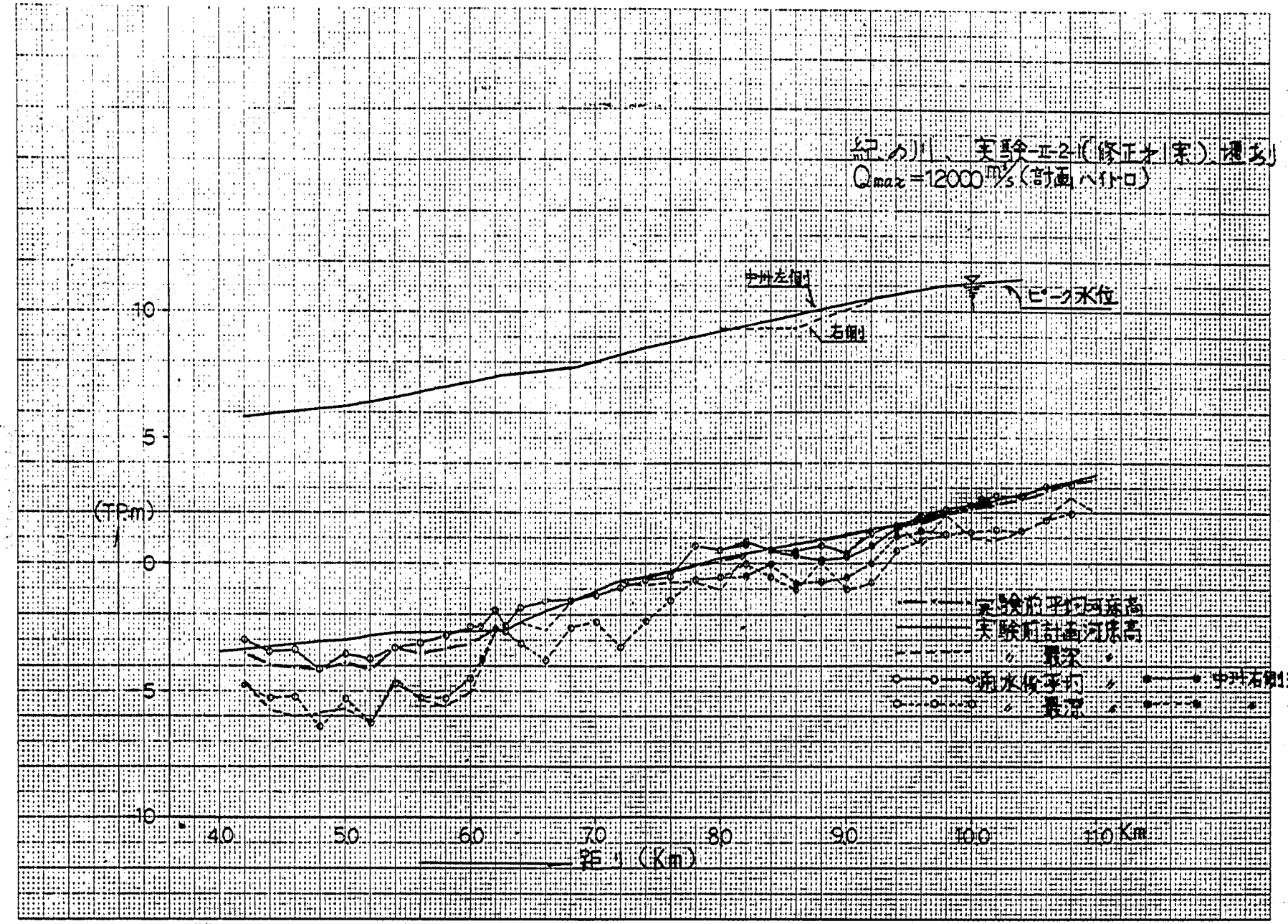
図－6．5．1(2)　流速平面分布図(実験II－1－3)



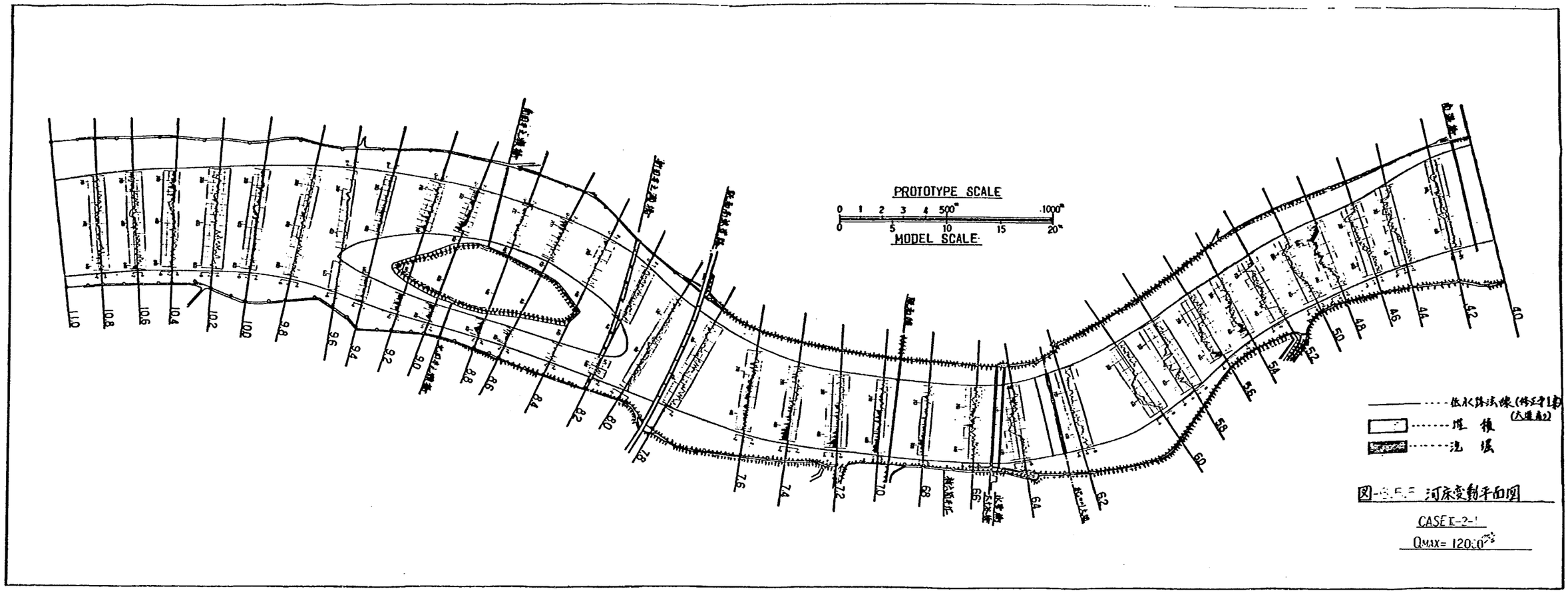
図－6．5．2　堰軸設定資料(実験II－1－3)



図－6．5．3　水位－時間変化図(実験II－2－1)

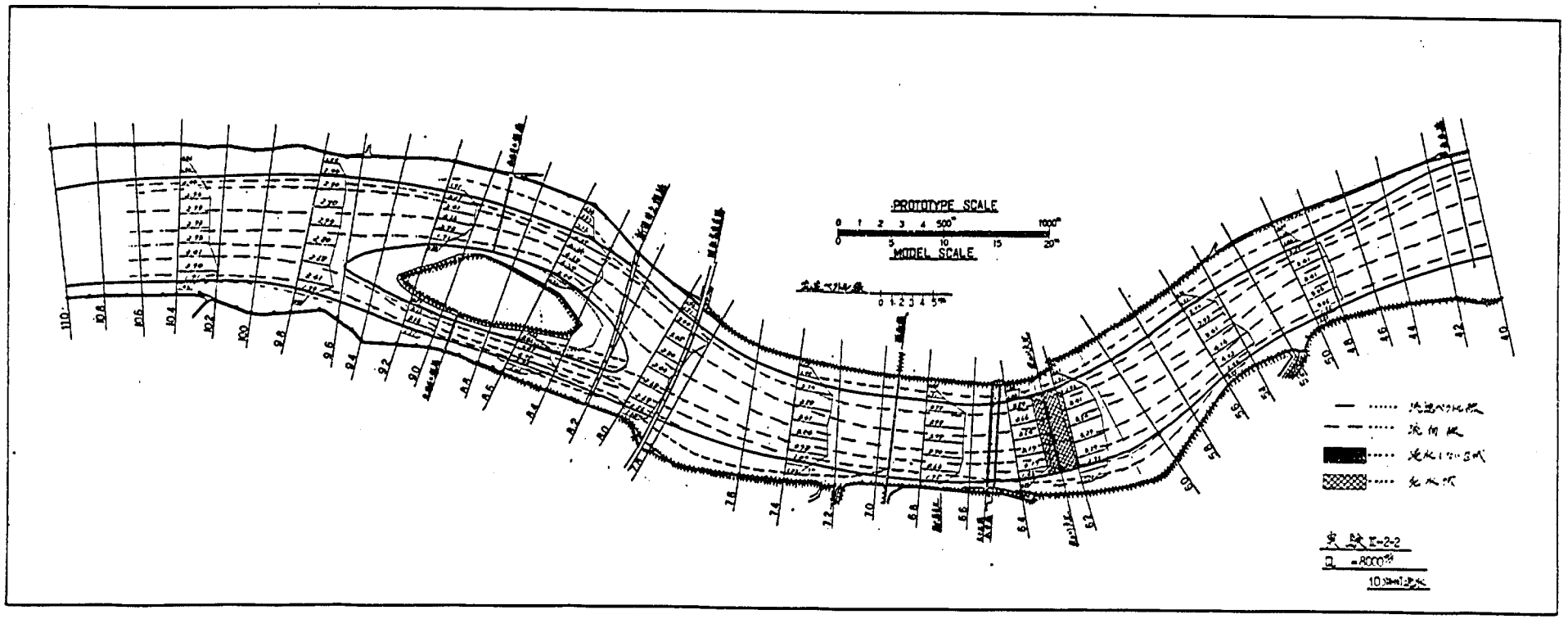


図－６．５．４　水位，河床縦断図(実験II－２－１)

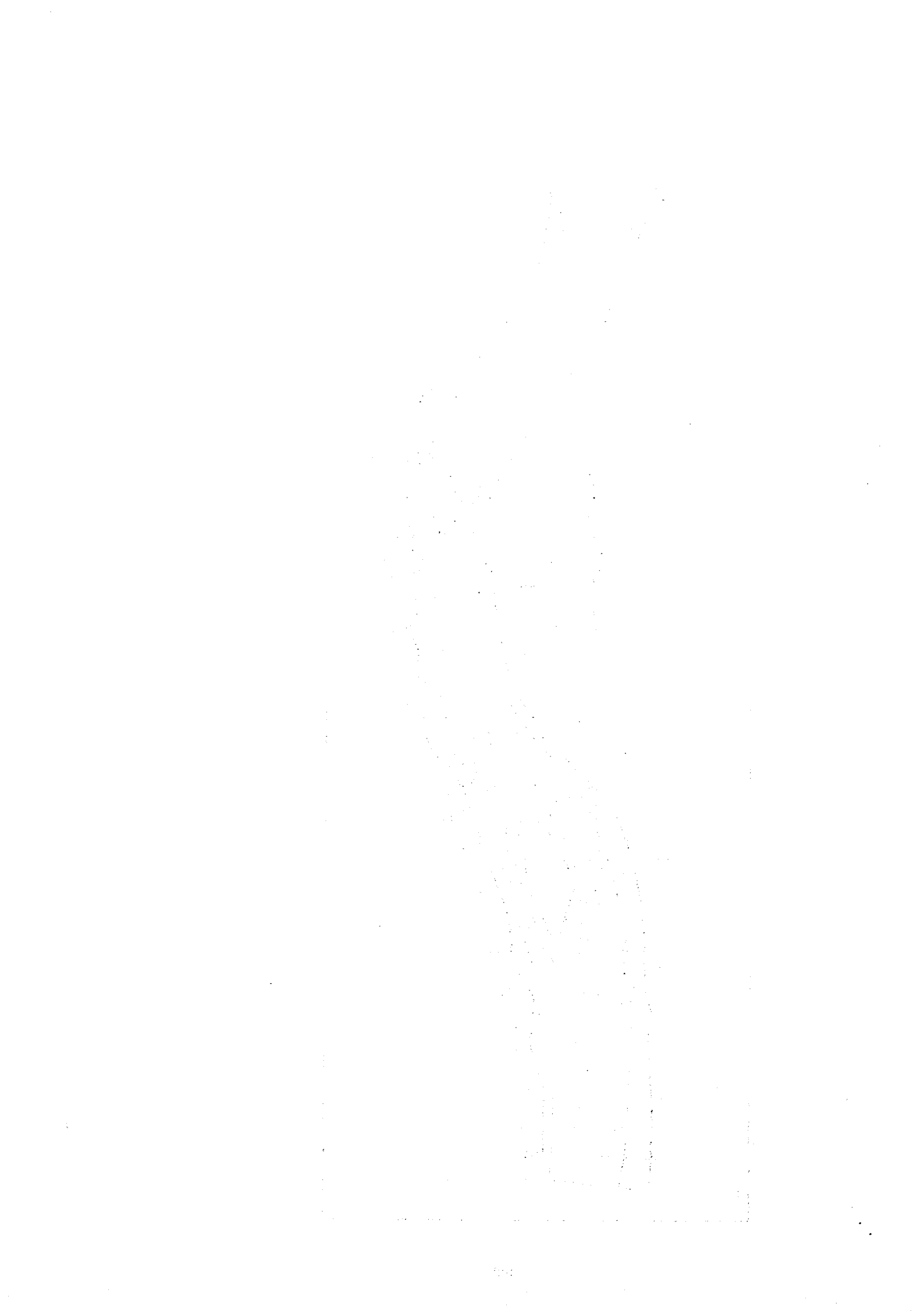


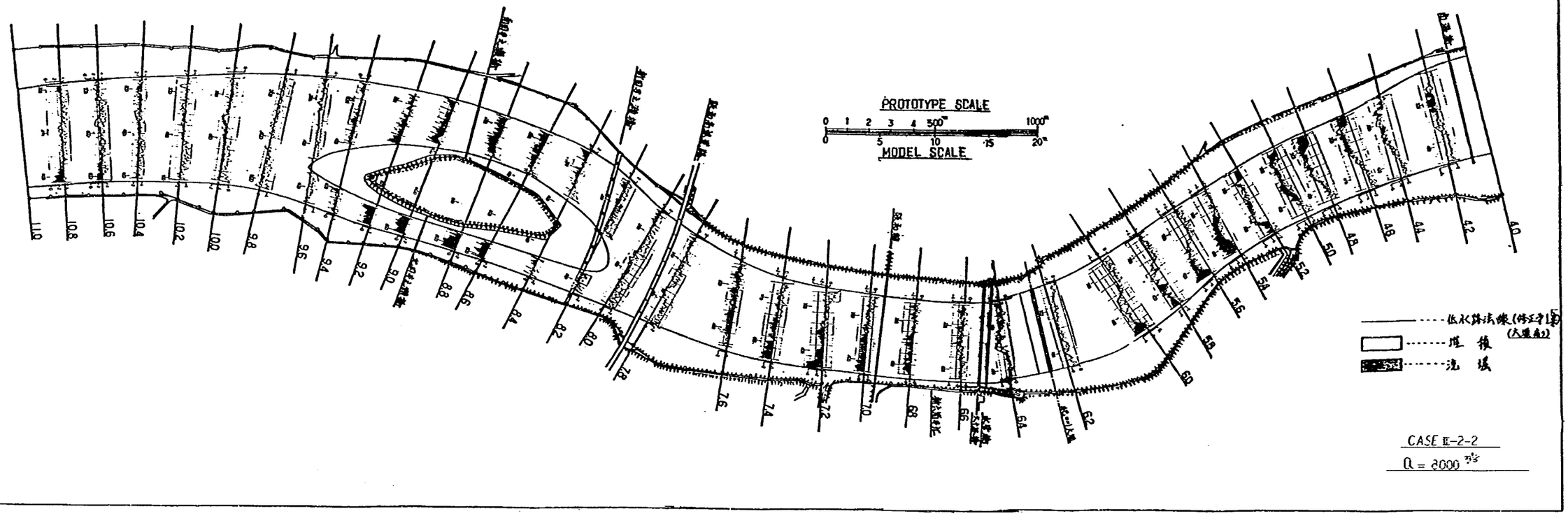
図－６．５．５　河床変動平面図(実験Ⅱ－２－１)



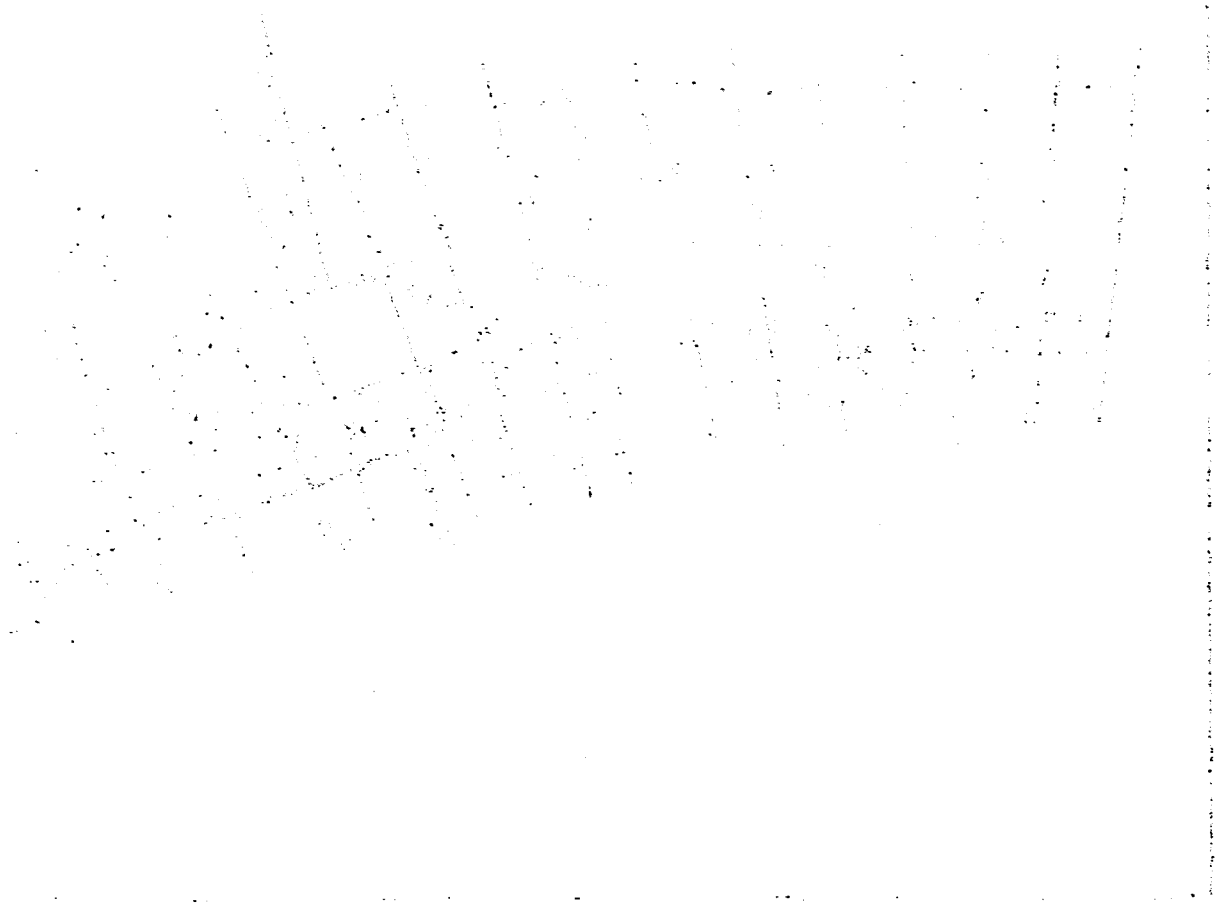


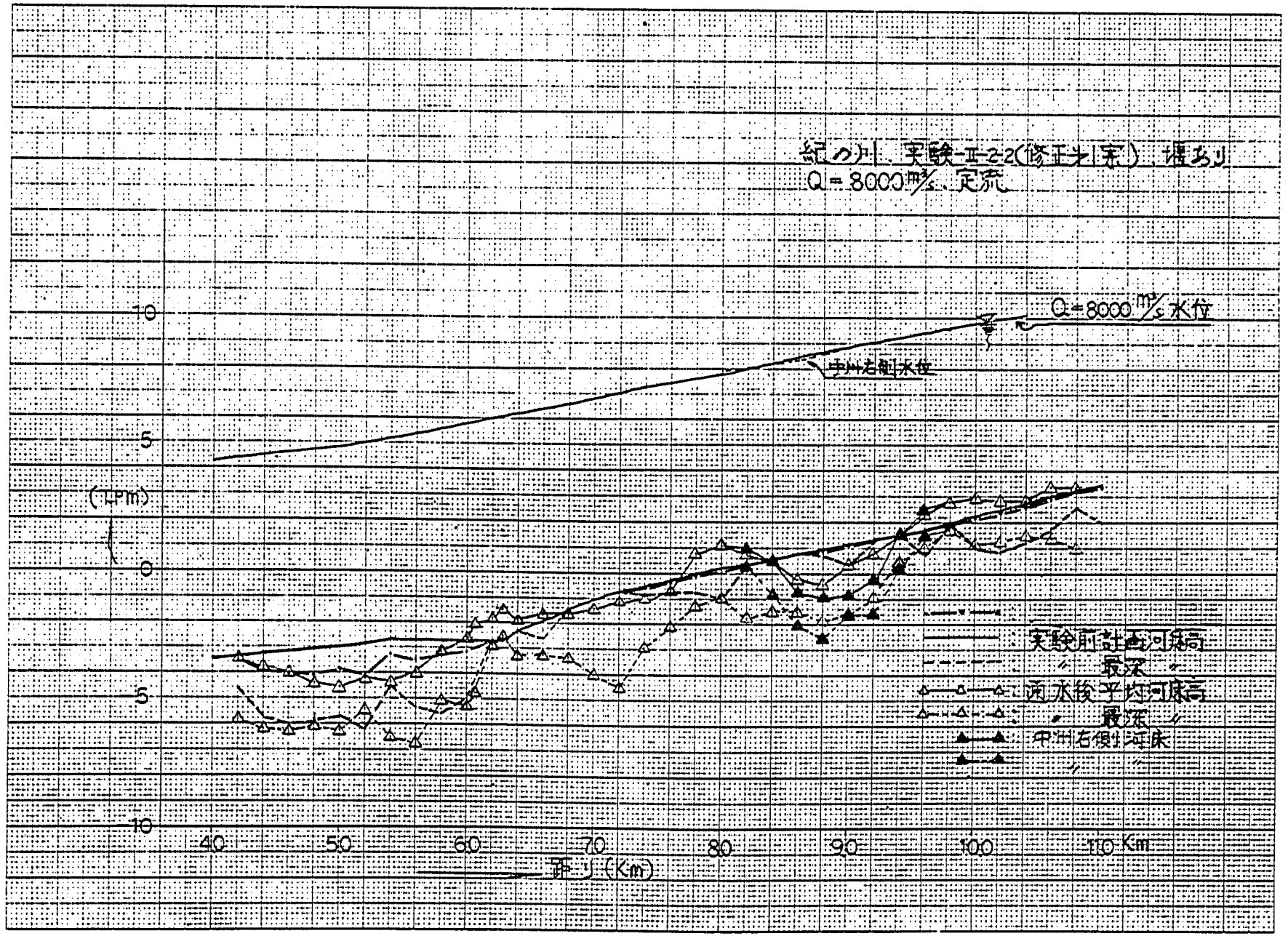
図－６．５．６　流況図(実験Ⅱ－２－２)



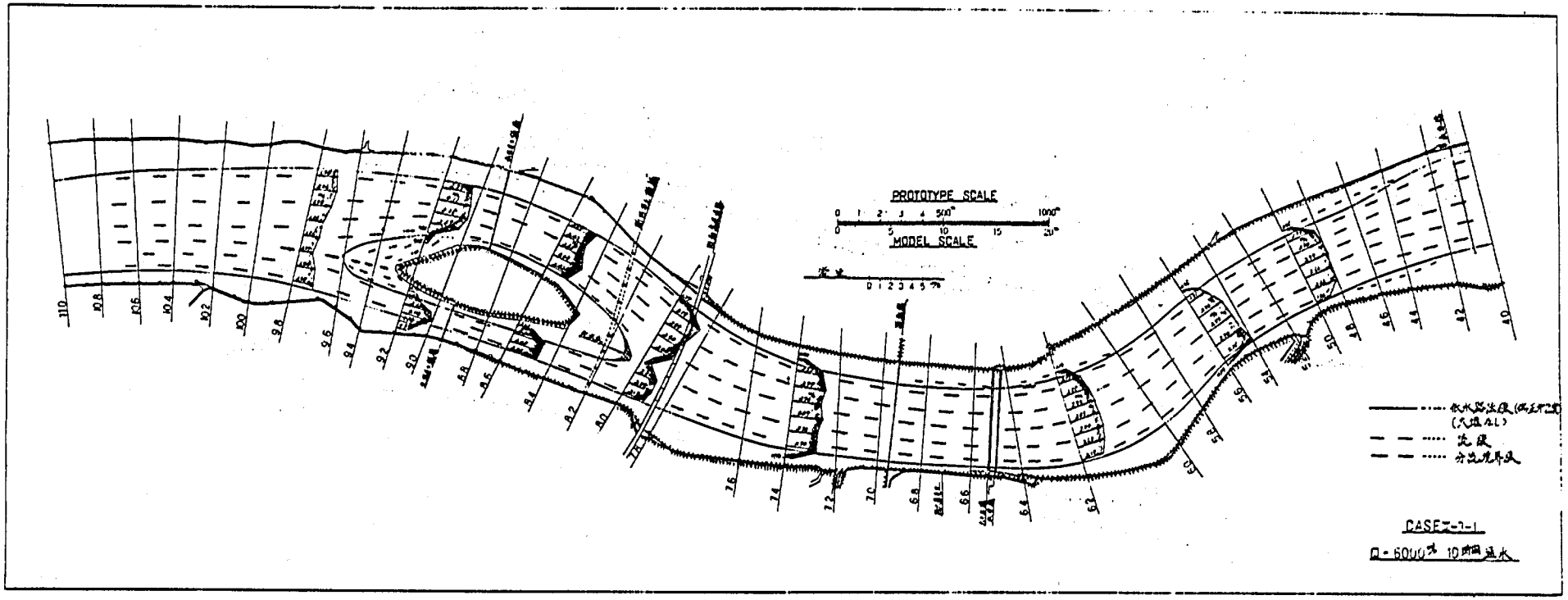


図－６．５．７　河床変動平面図(実験II－２－２)

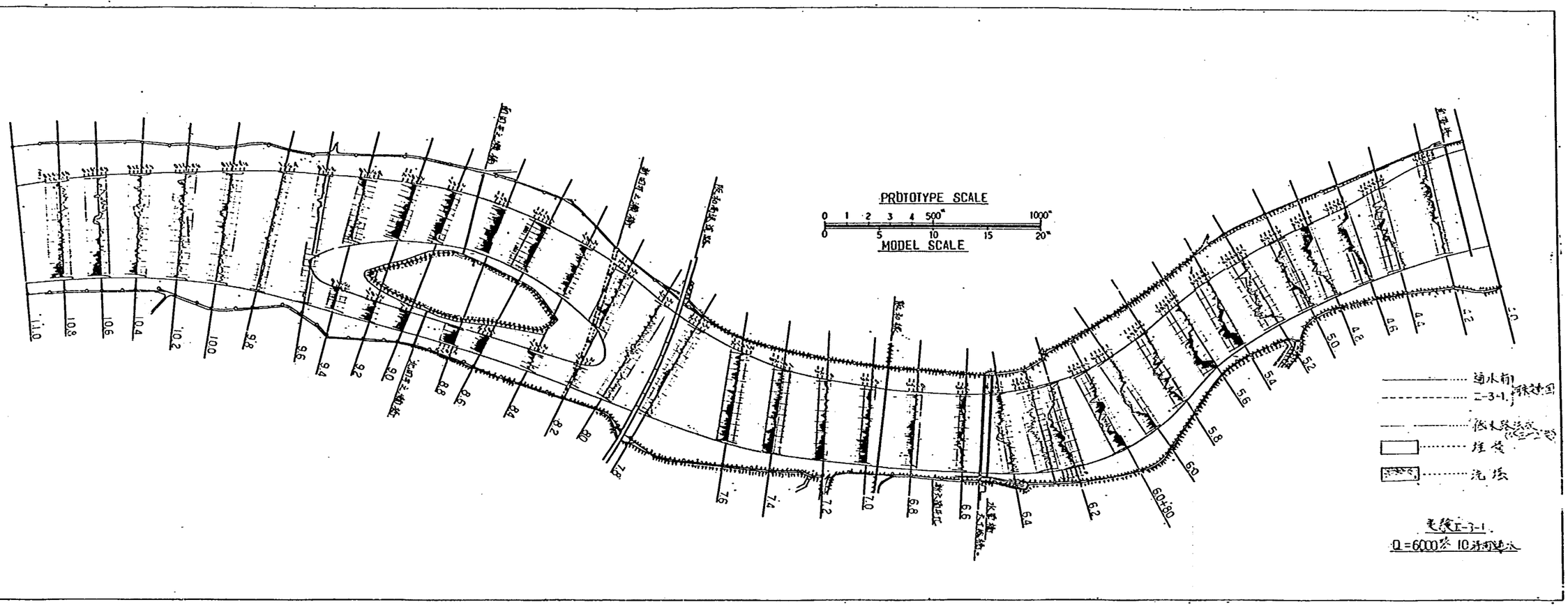




図－６．５．８　水位，河床縦断図(実験II－２－２)

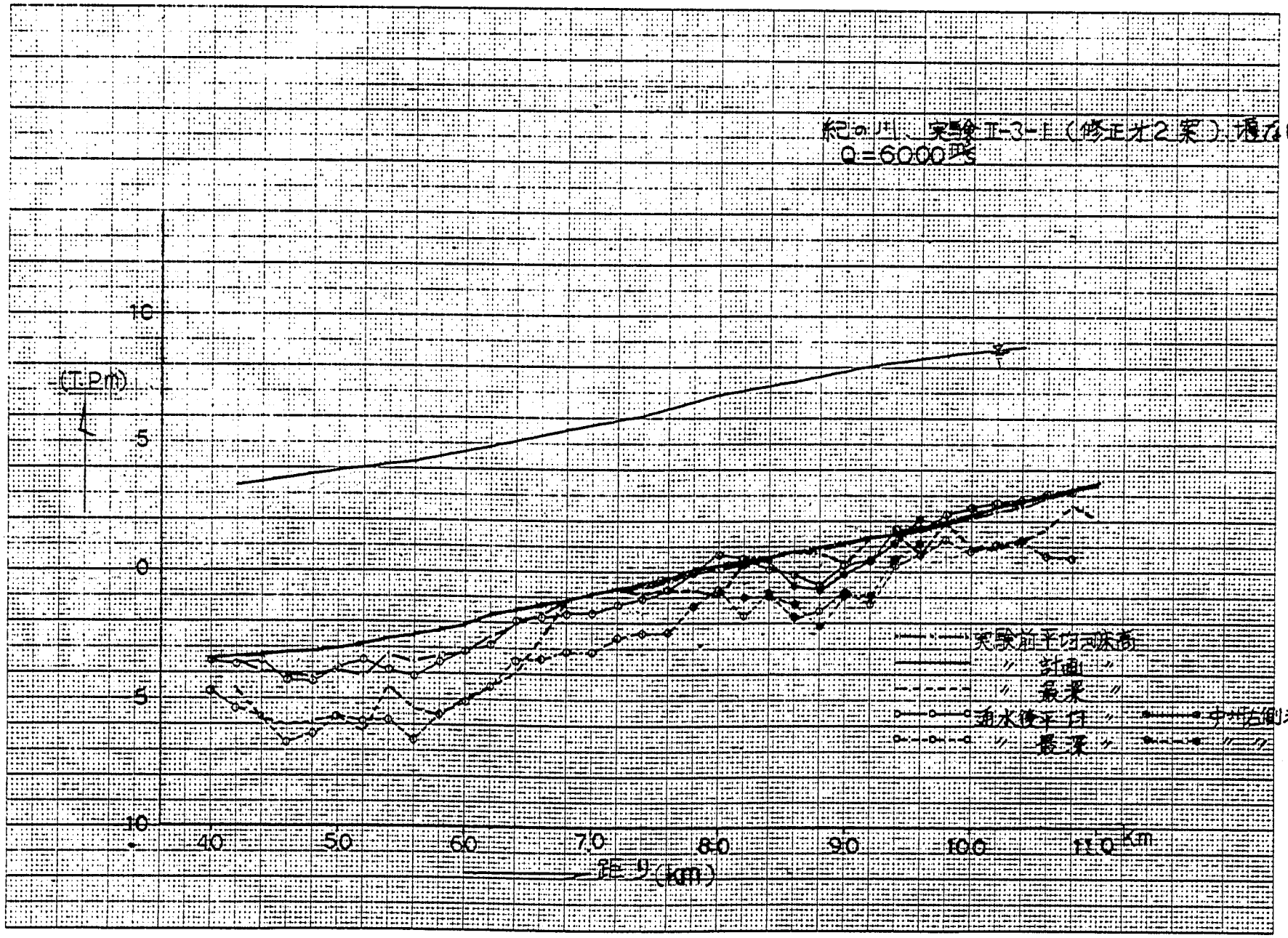


図－６．６．１　流況図(実験Ⅱ－３－１)

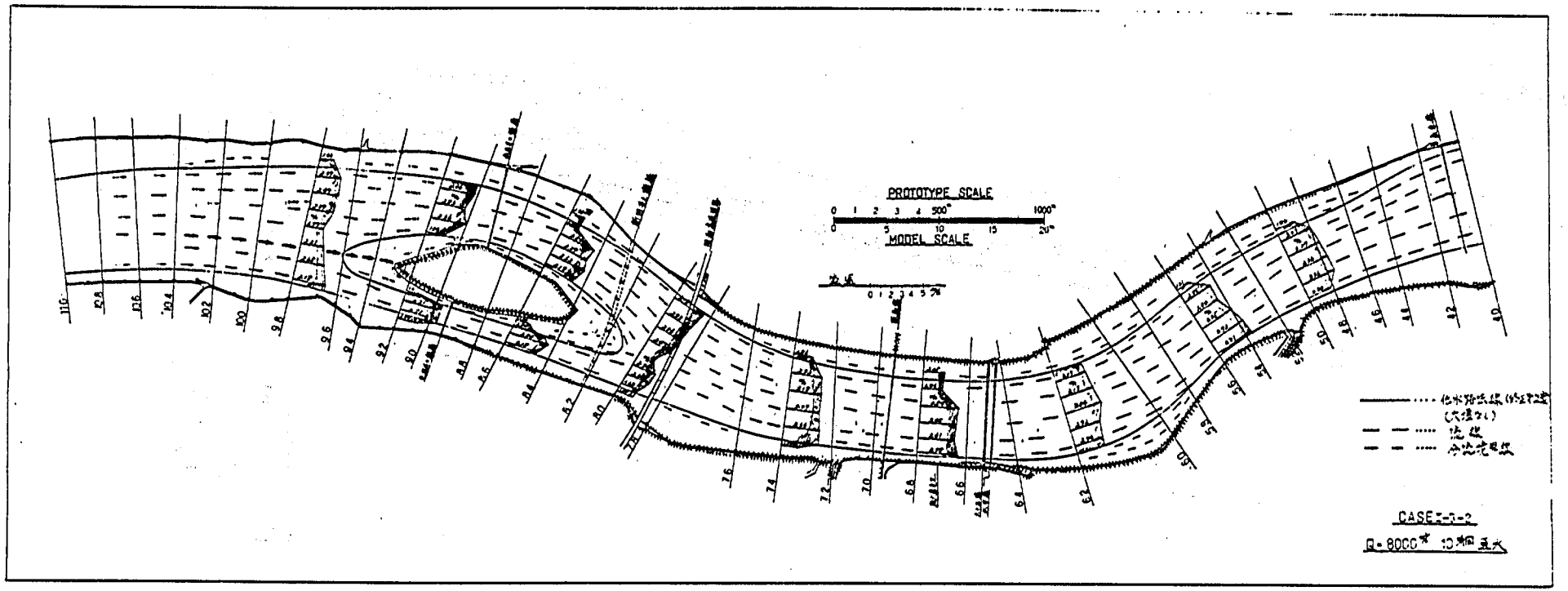


図－６．６．２　河床変動平面図(実験II－３－１)

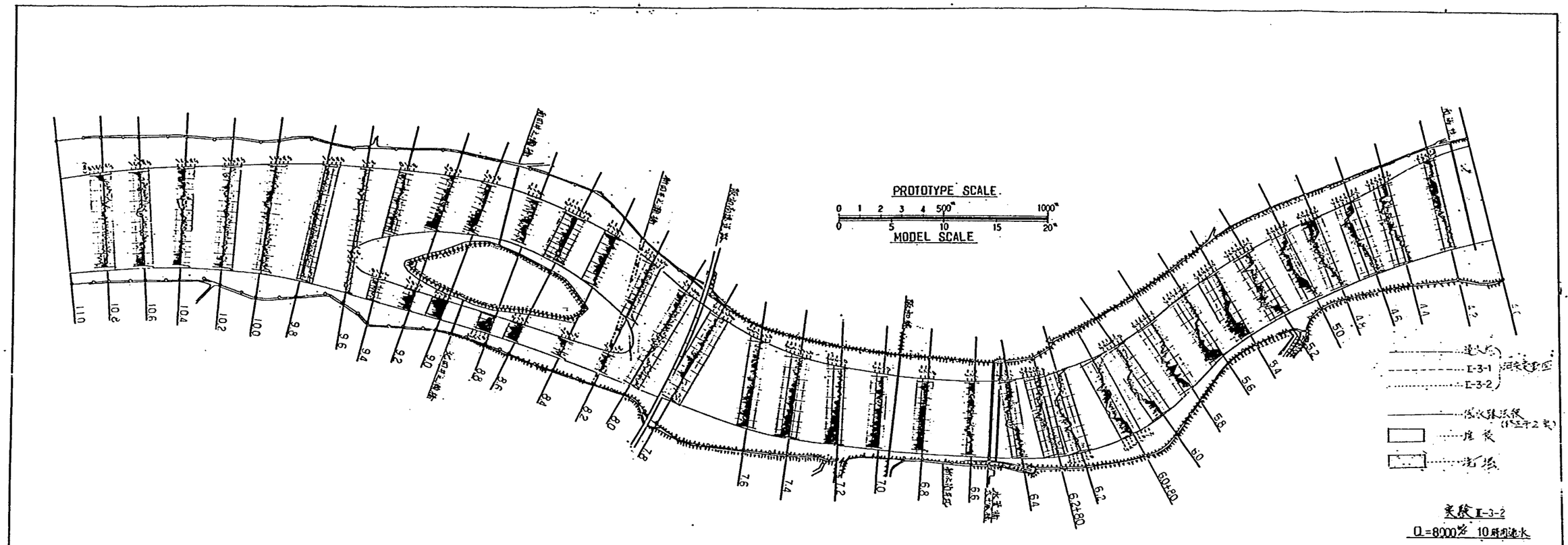




図－6．6．3　水位，河床縦断図(実験II－3－1)

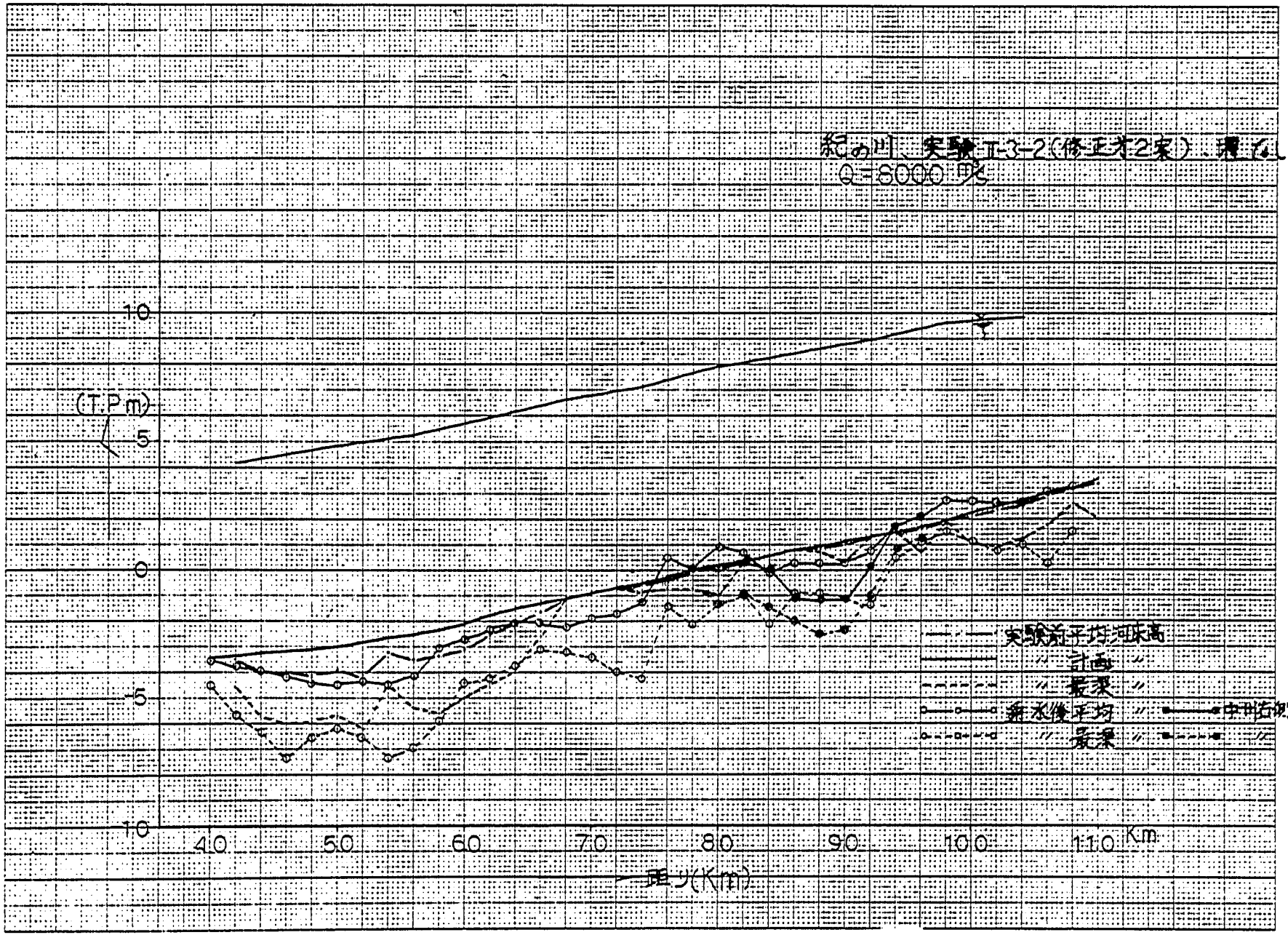


図－６．６．４　流況図(実験Ⅱ－３－２)

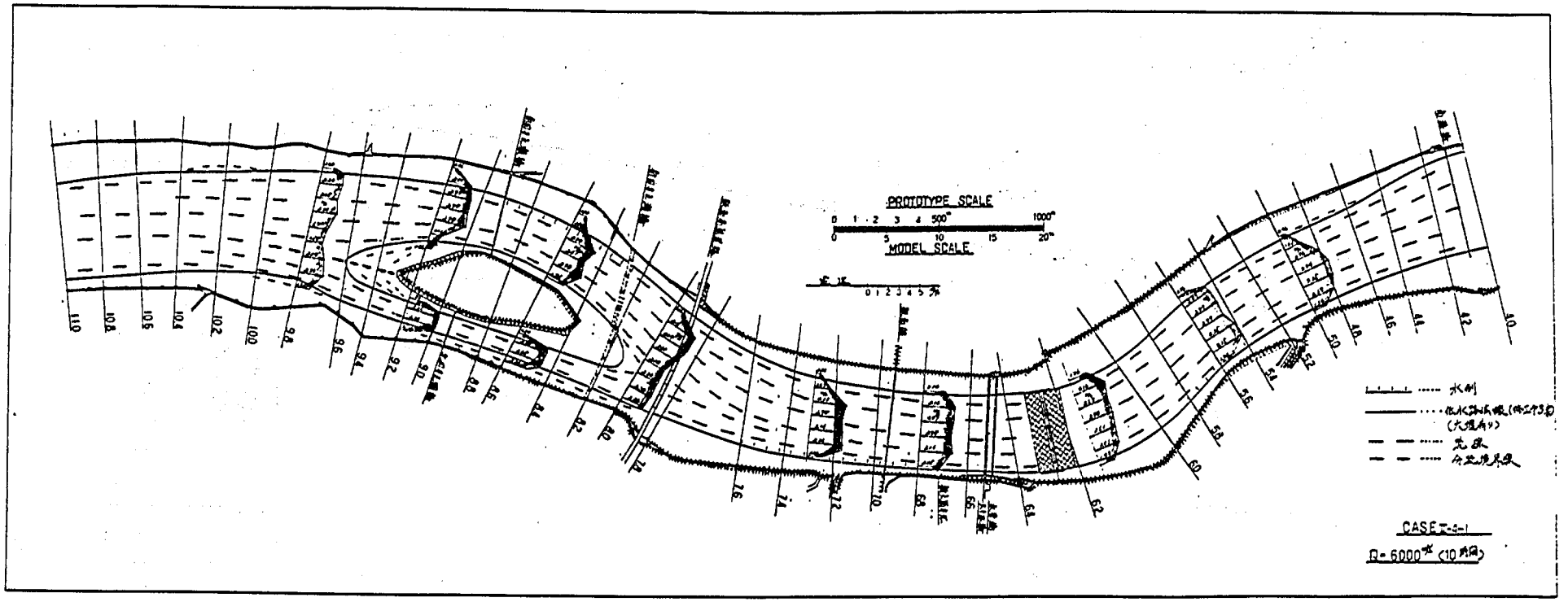


図－６．６．５　河床変動平面図(実験Ⅱ－３－２)

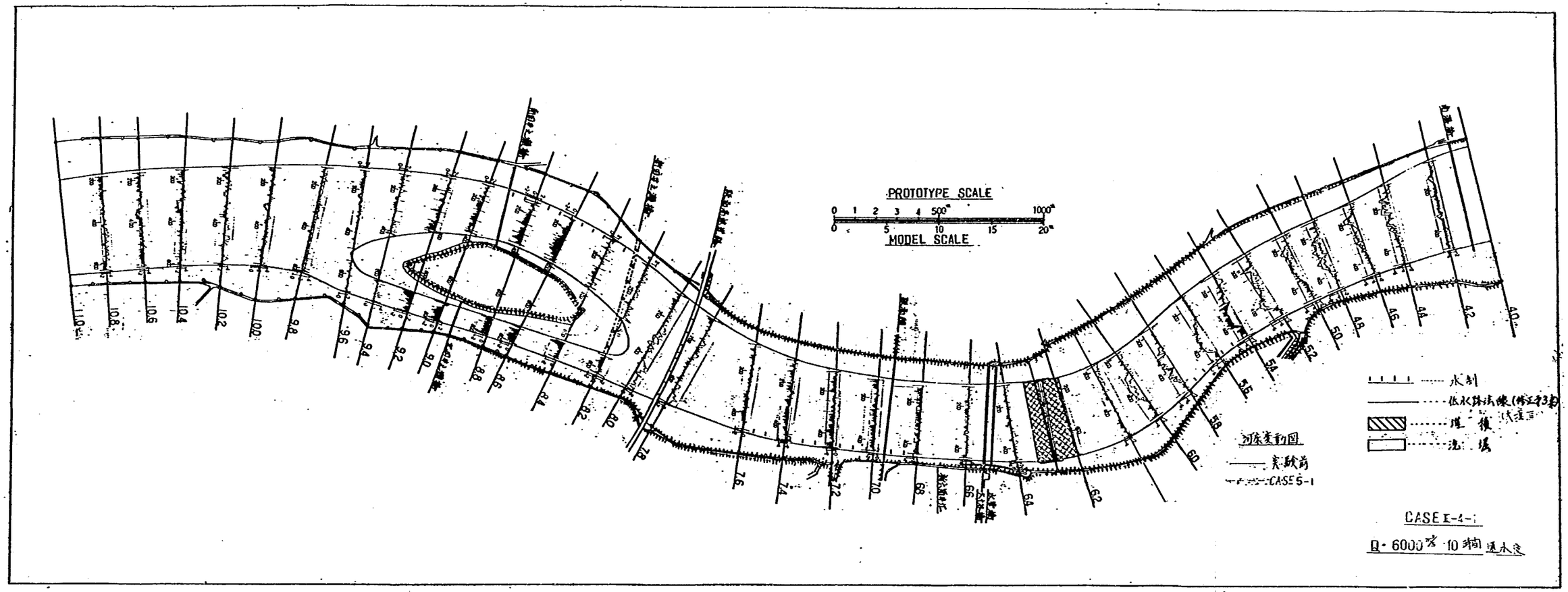




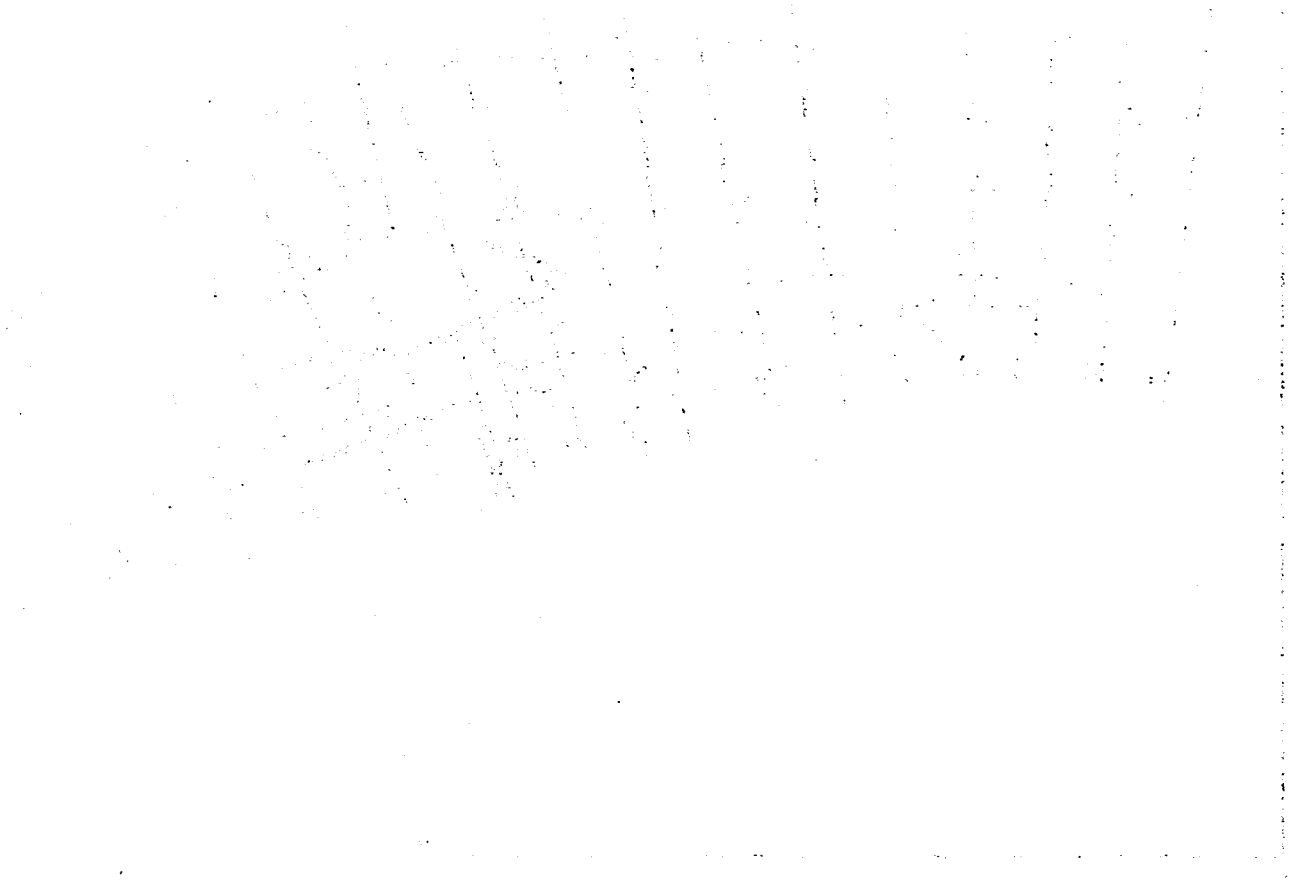
図－6.6.6　水位，河床縦断図(実験II－3－2)

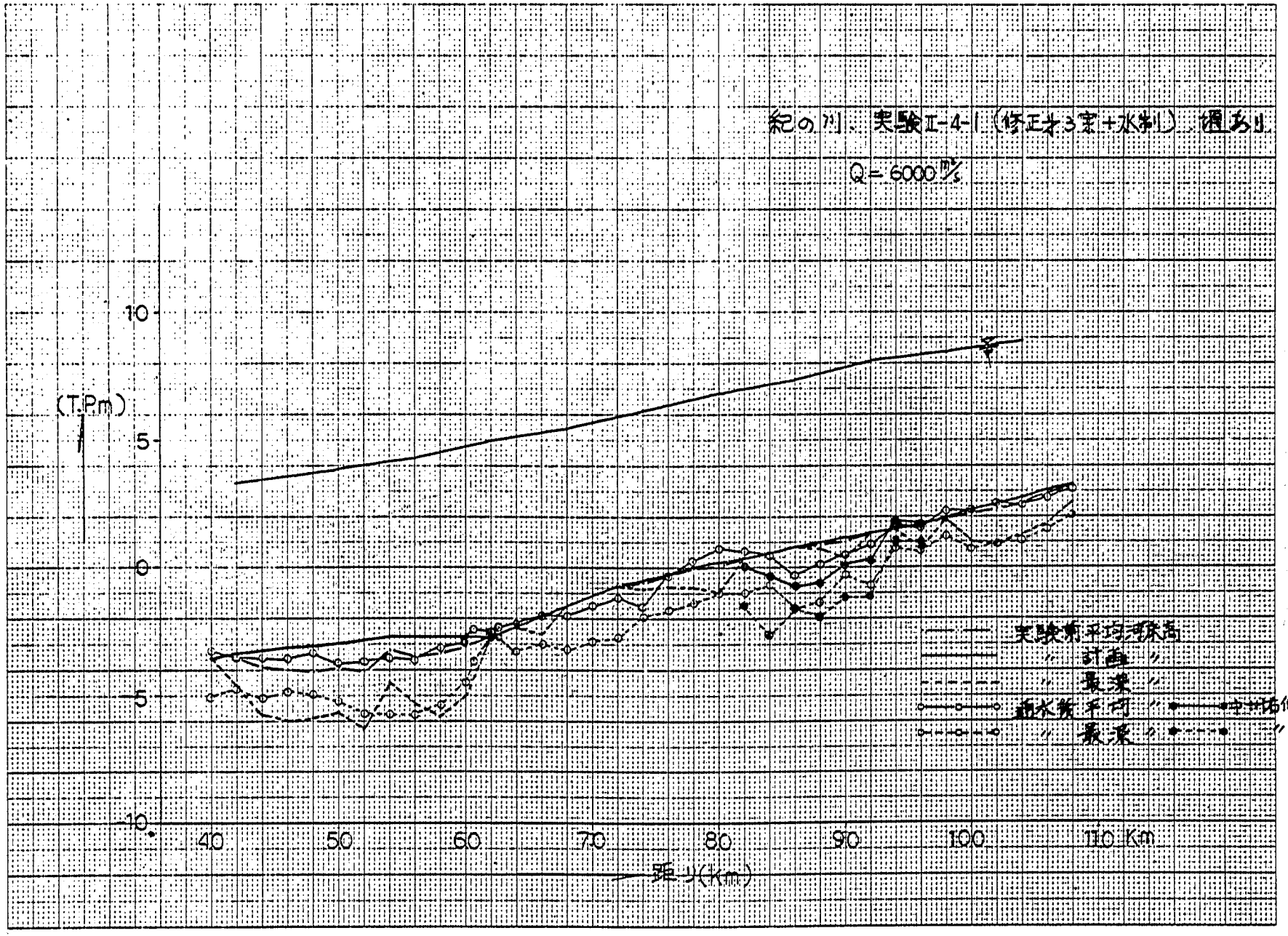


図－６．７．４　流況図(実験II－４－１)

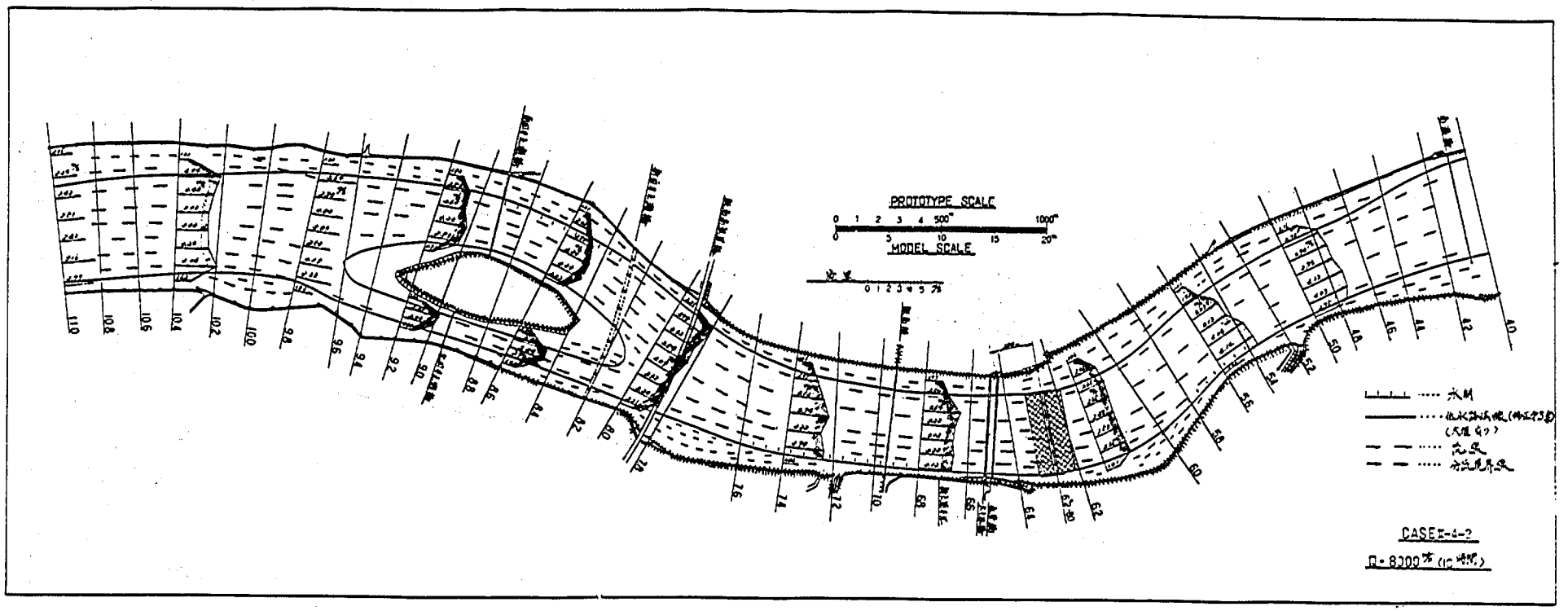


図－６．７．５　河床変動平面図(実験Ⅱ－４－１)

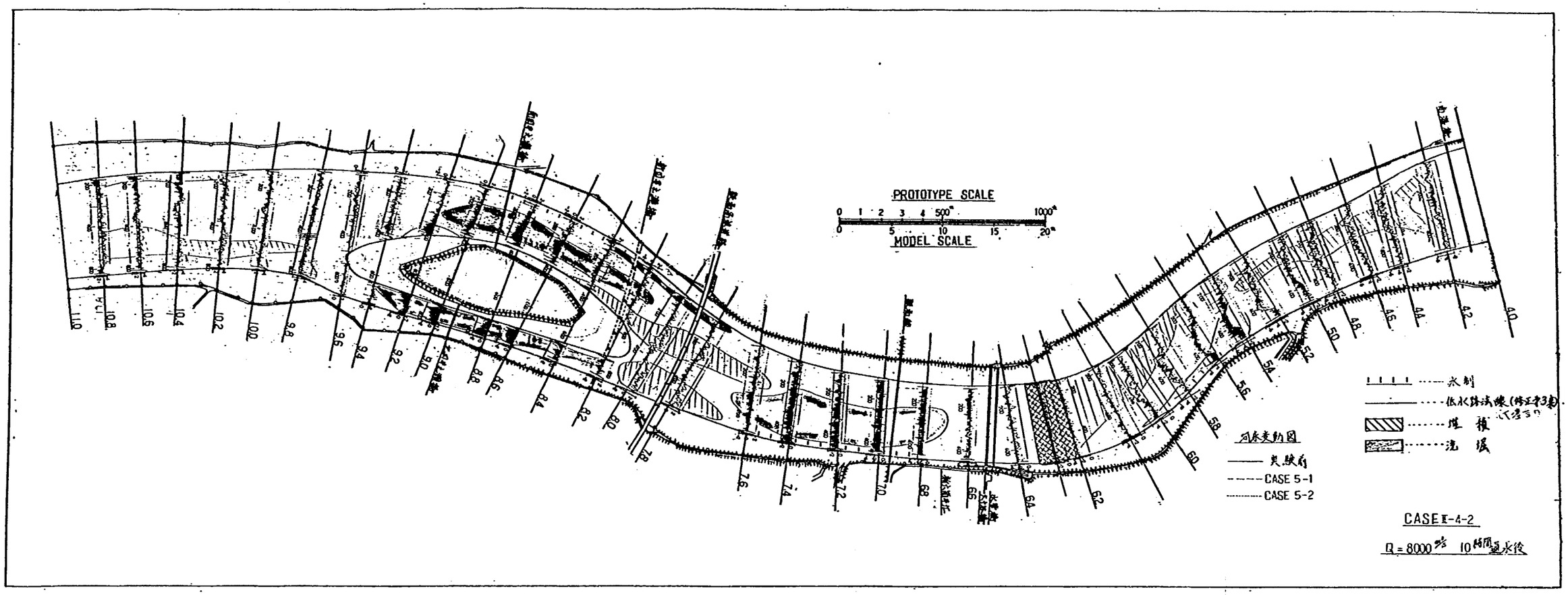




図－６．７．６　水位、河床縦断図(実験II－４－１)

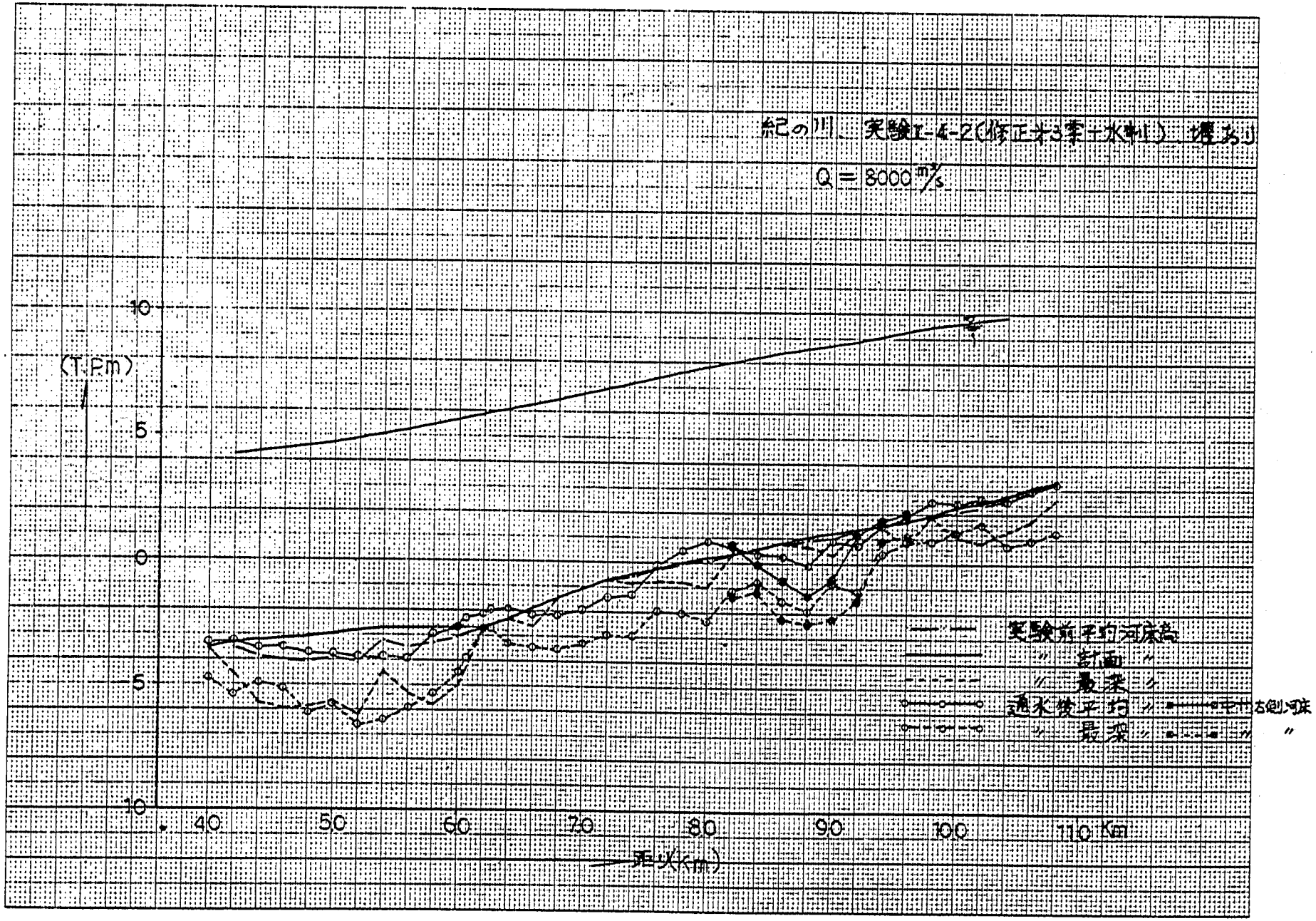


図－６．７．７　流況図(実験II－４－２)

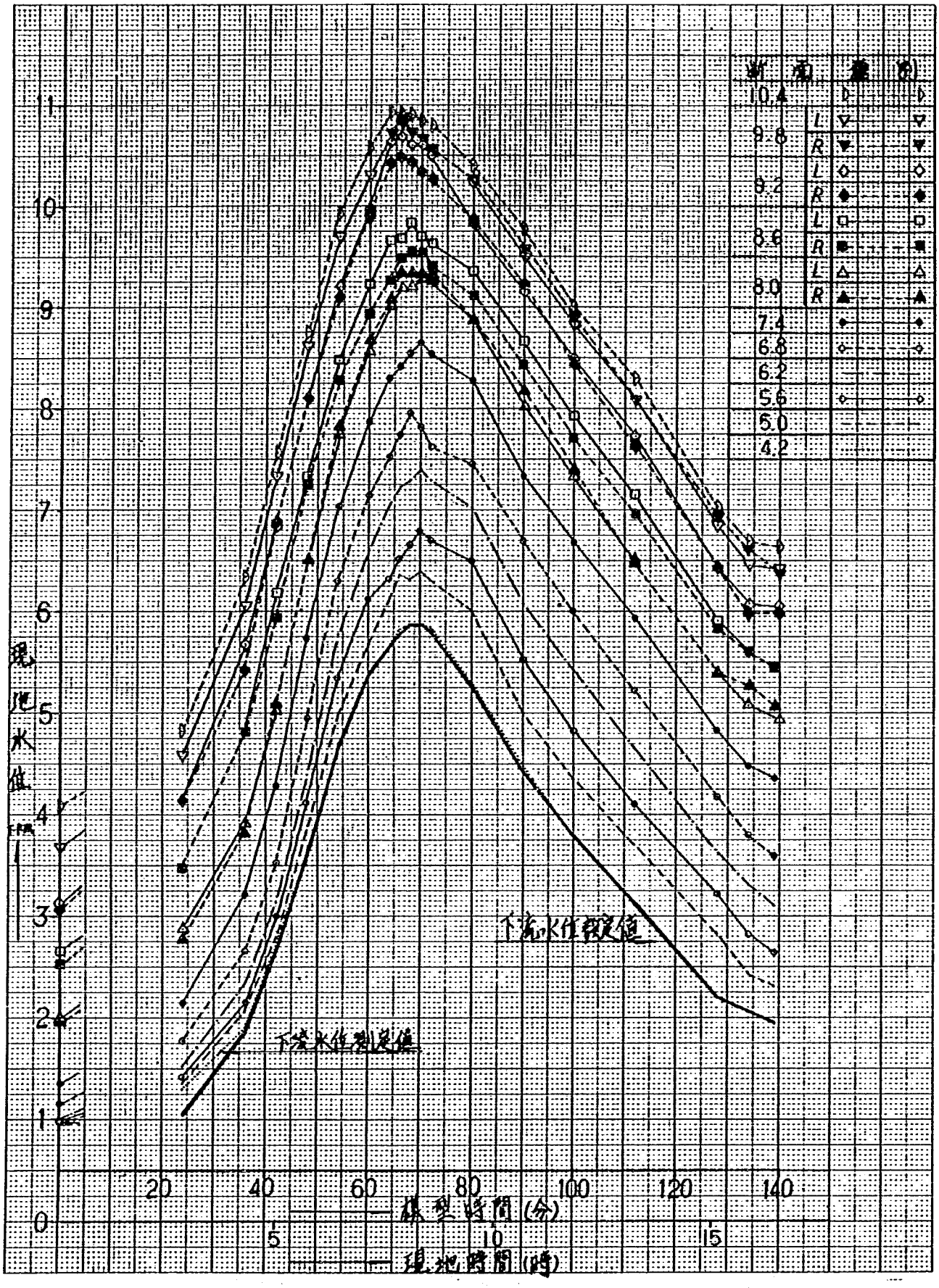


図－６．７．８　河床変動平面図(実験Ⅱ－４－２)

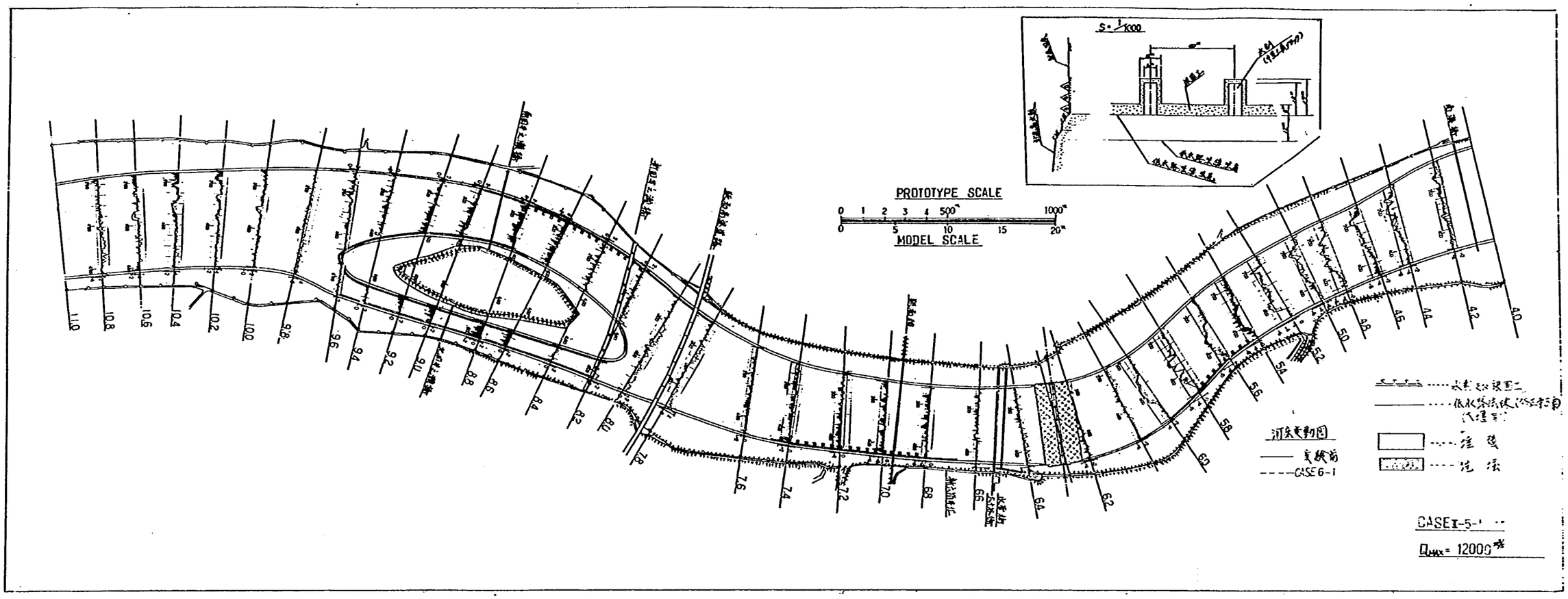




図－６．７．９　水位，河床縦断図(II－４－２)

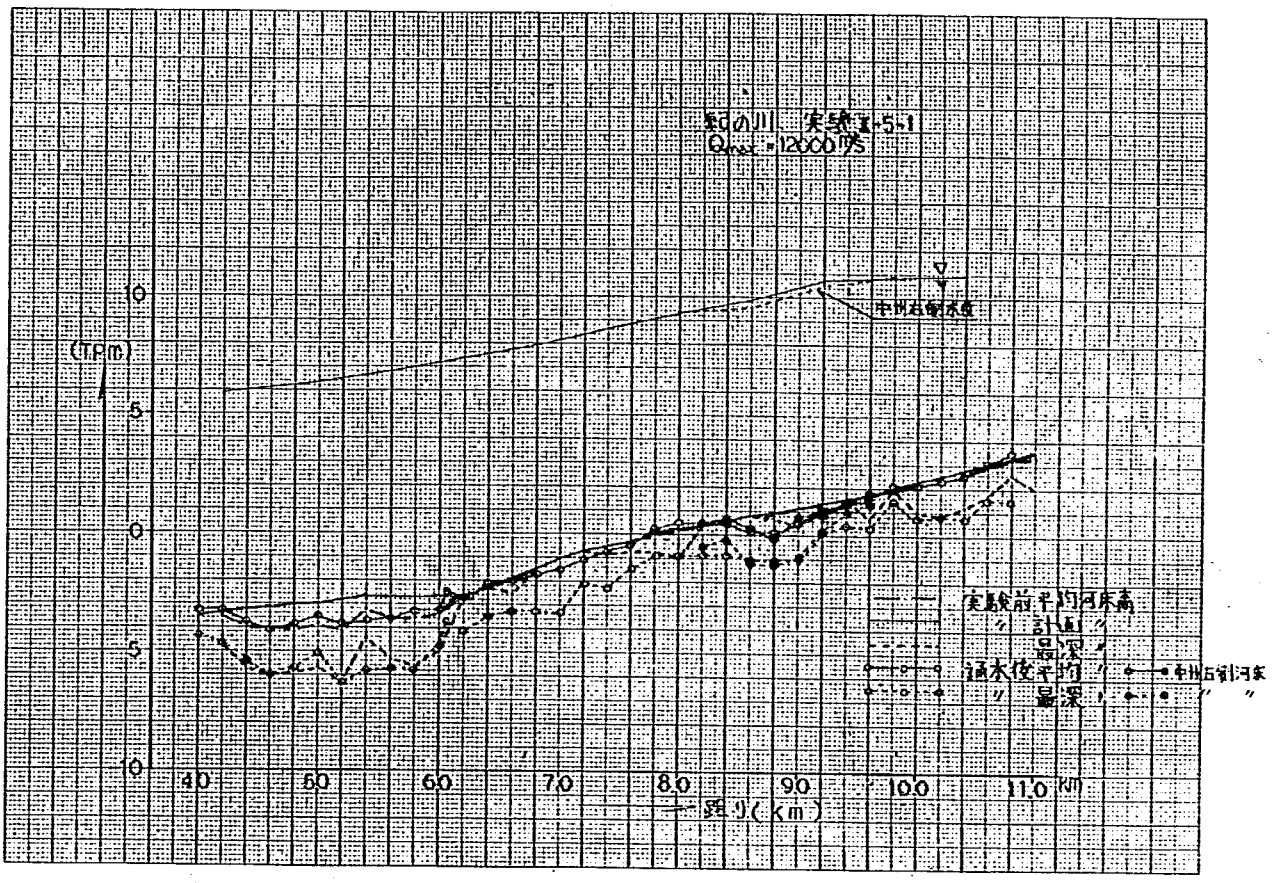


図－６．８．３　水位－時間変化図(実験II－５－１)

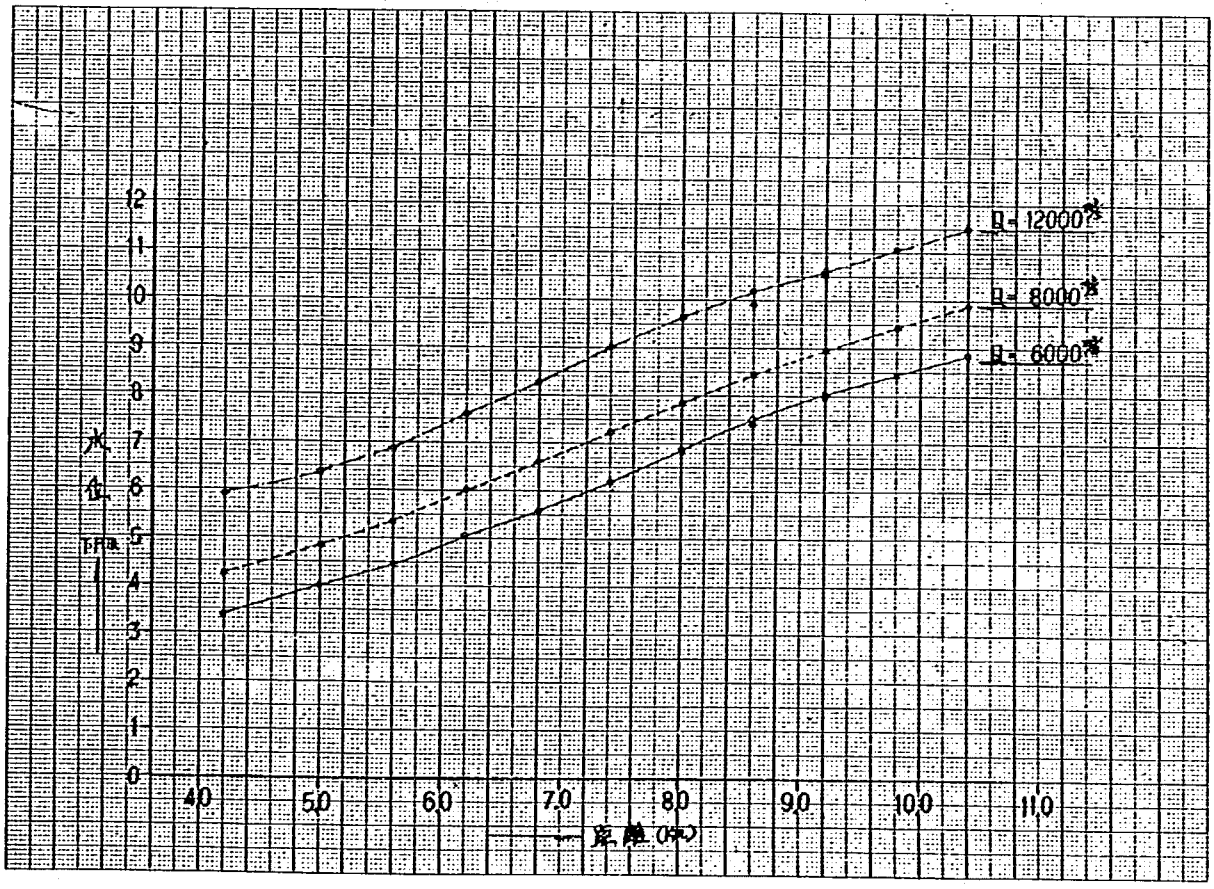


図－６．８．４　河床変動平面図(実験Ⅱ－５－１)

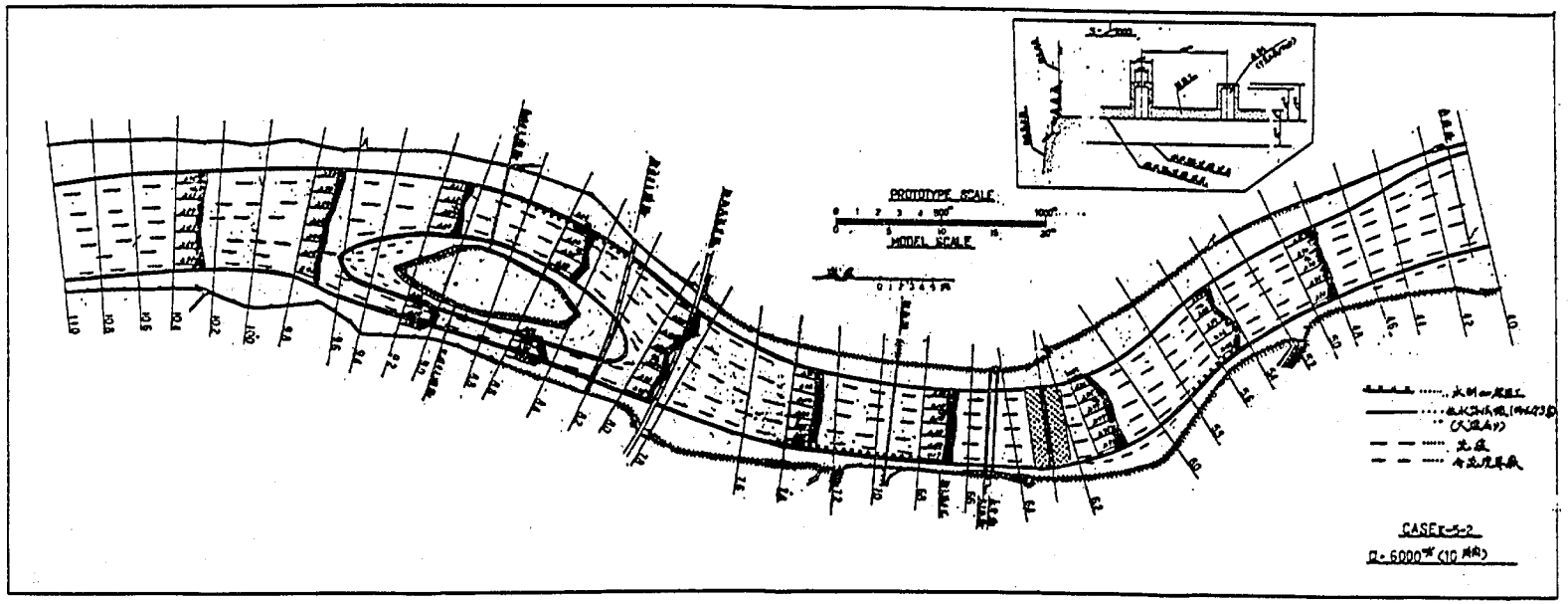




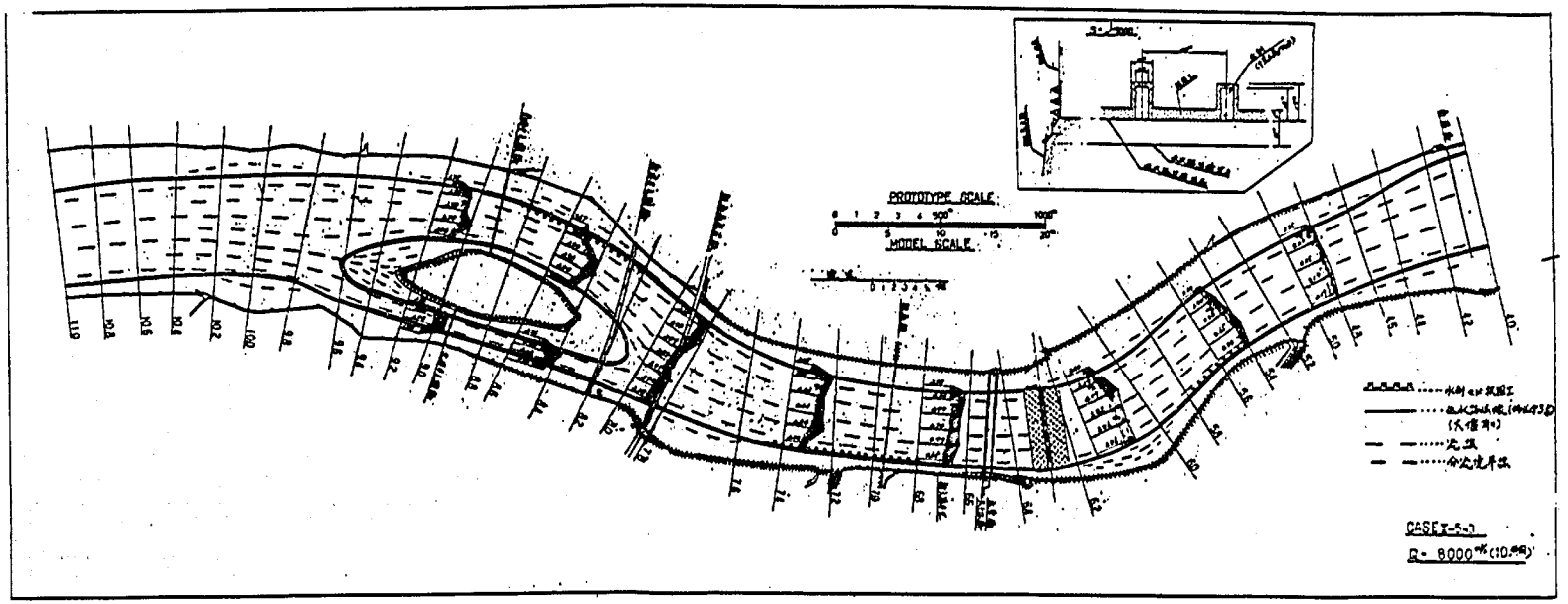
図－６．８．５　水位，河床縦断図(実験Ⅱ－５－１)



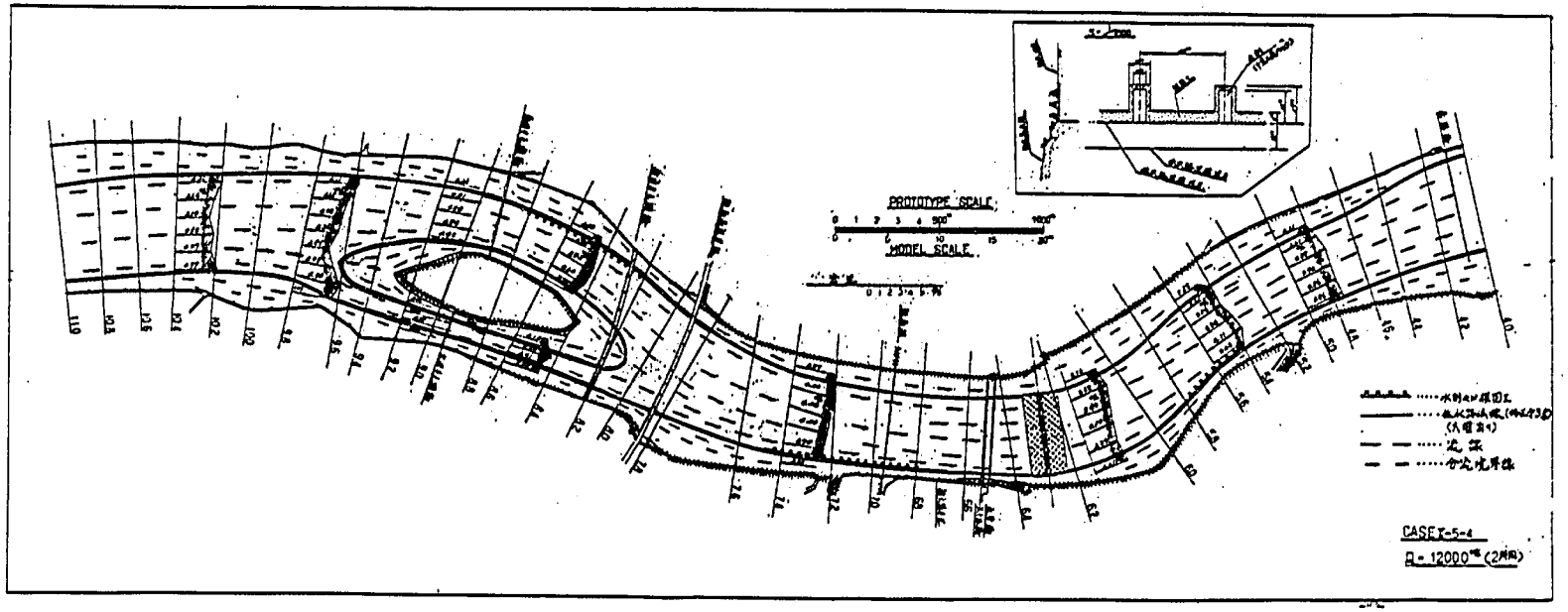
図－６．８．６　水位縦断比較図(実験Ⅱ－５－２)



図－６．８．８　流況図(実験Ⅱ－５－２)

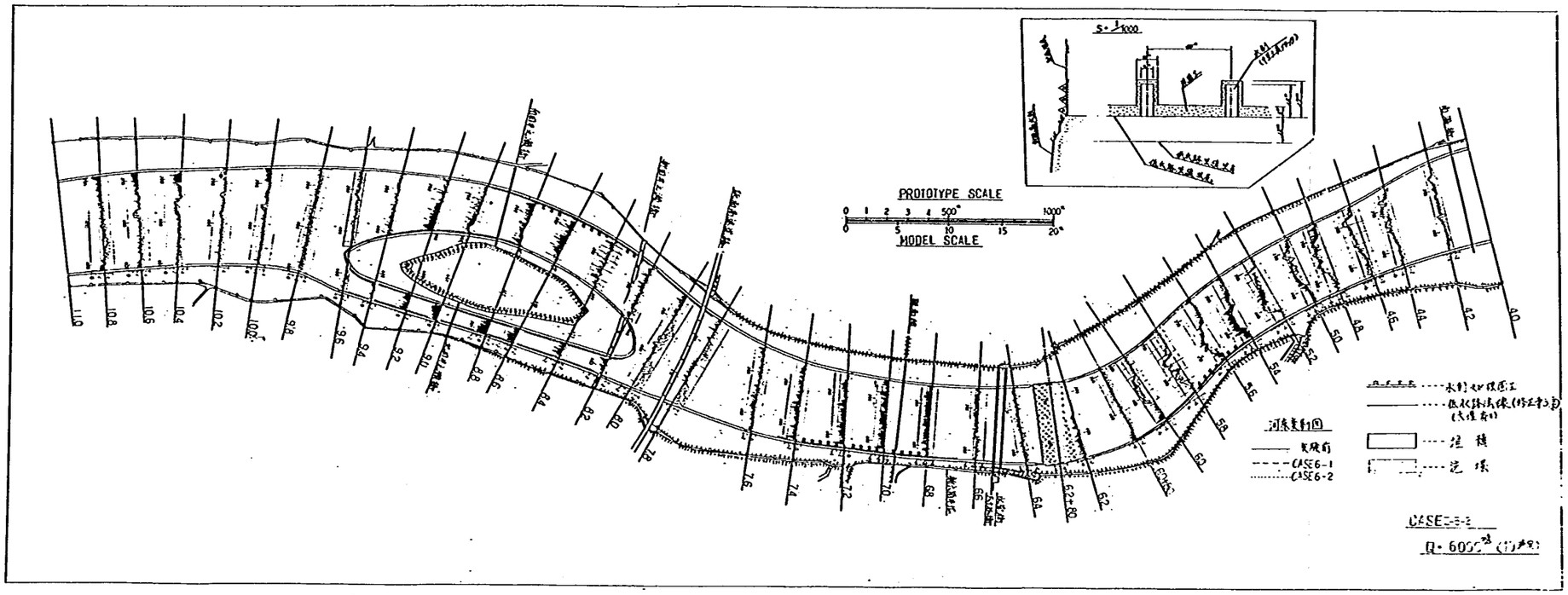


図－６．８．９　流況図(実験Ⅱ－５－３)

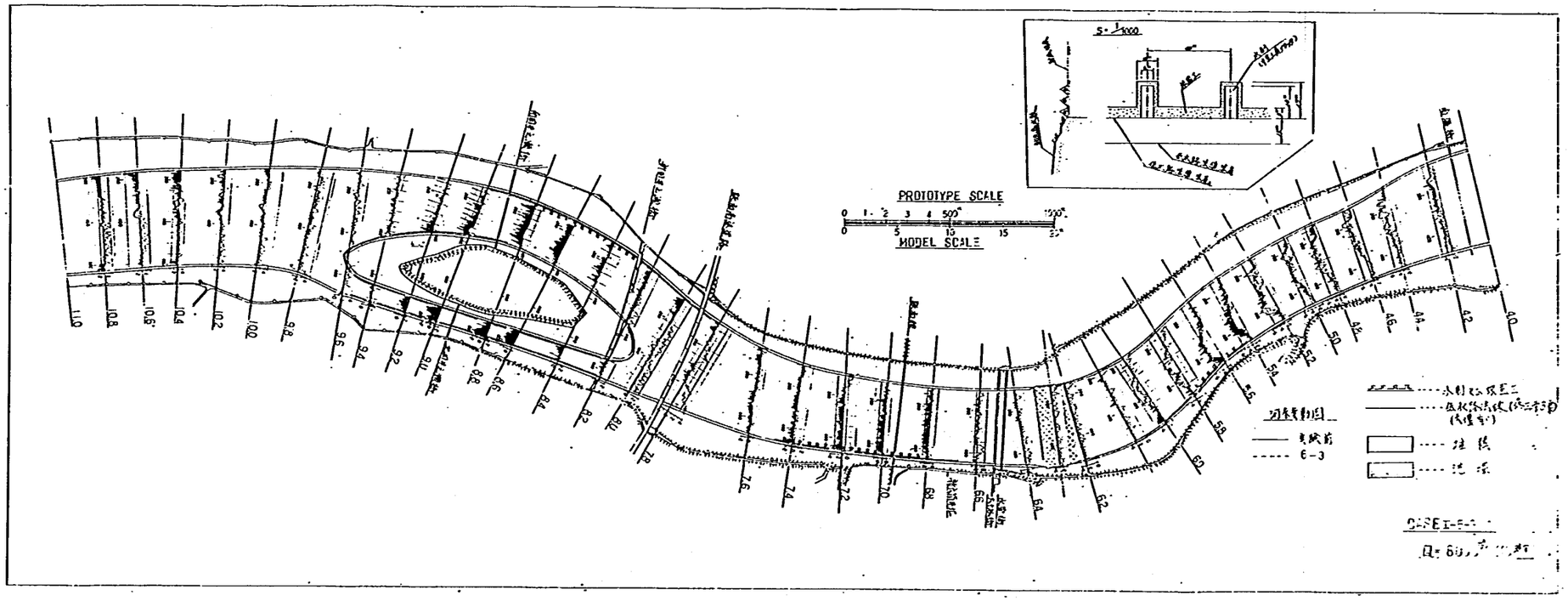


図－６．８．10　流況図(実験II－５－４)

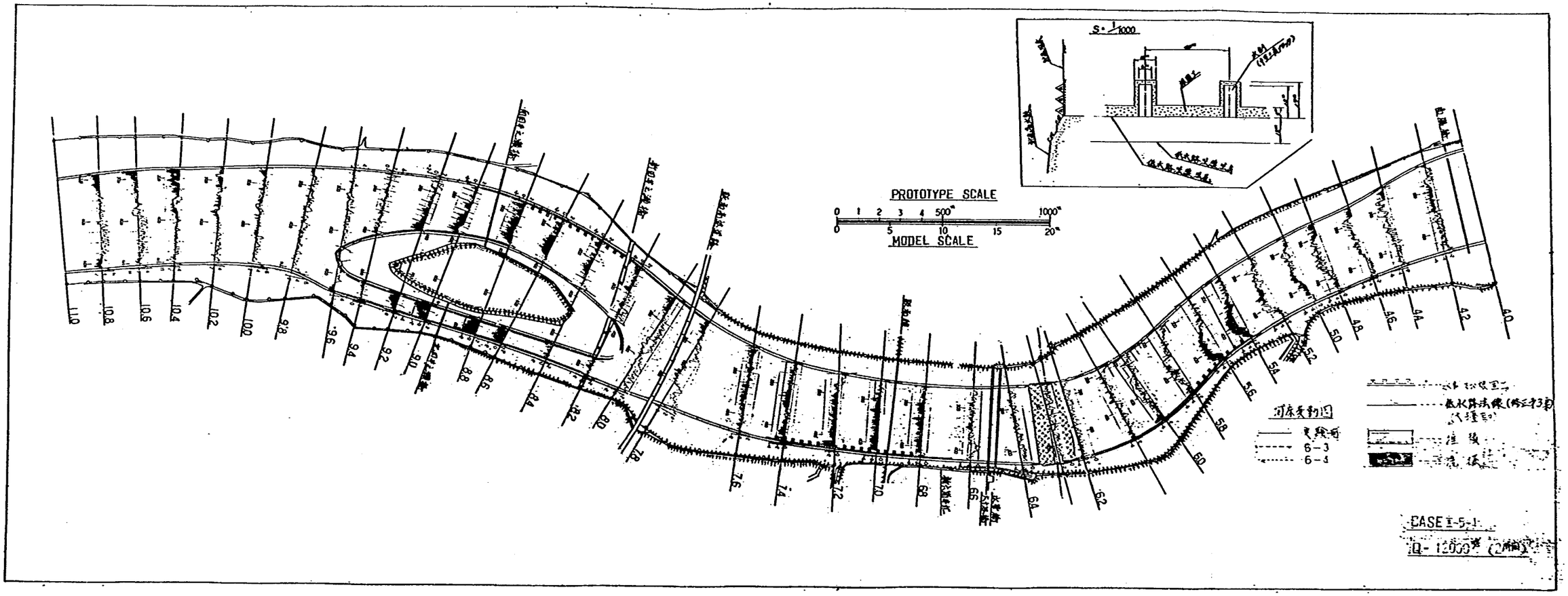




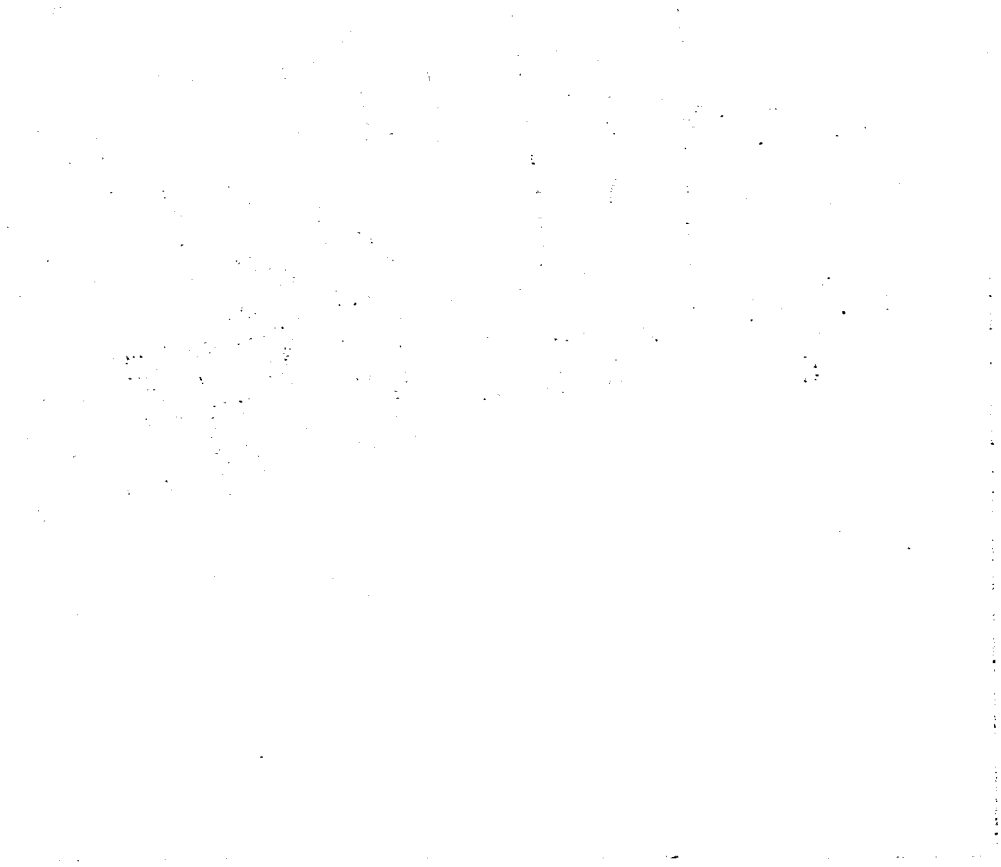
図－６．８．11　河床変動平面図(II－５－２)

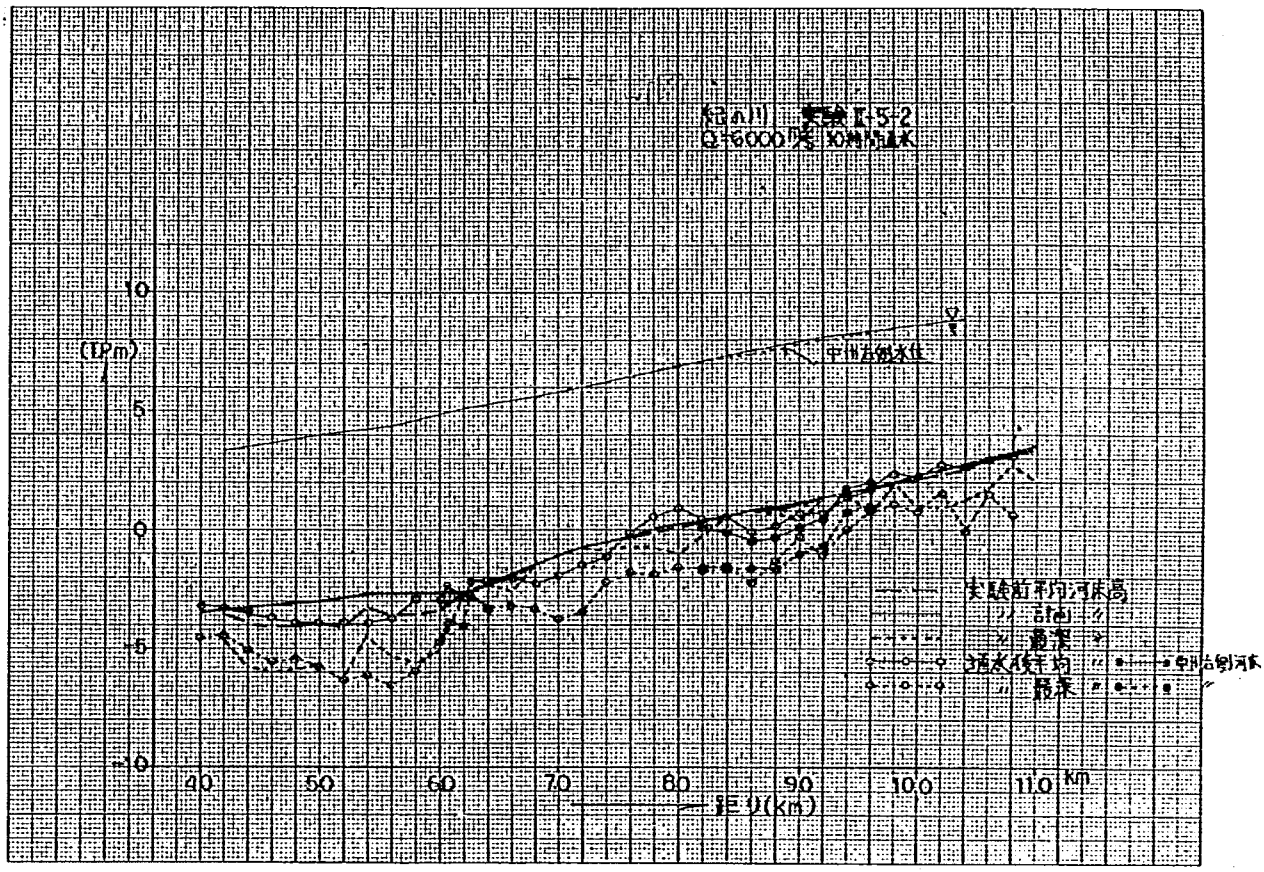


図－６．８．12　河床変動平面図(II－５－３)

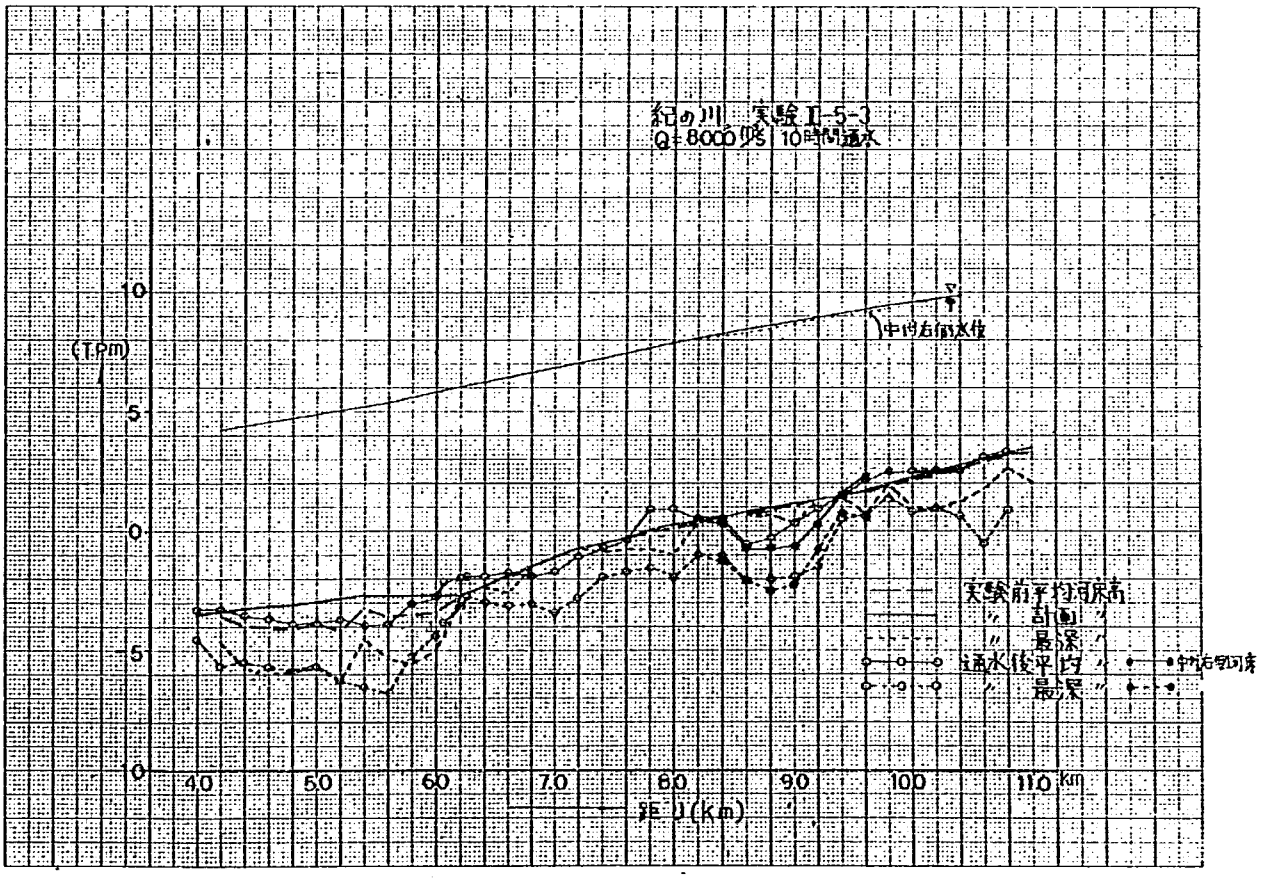


図－６．８．13　河床変動平面図(II－５－４)

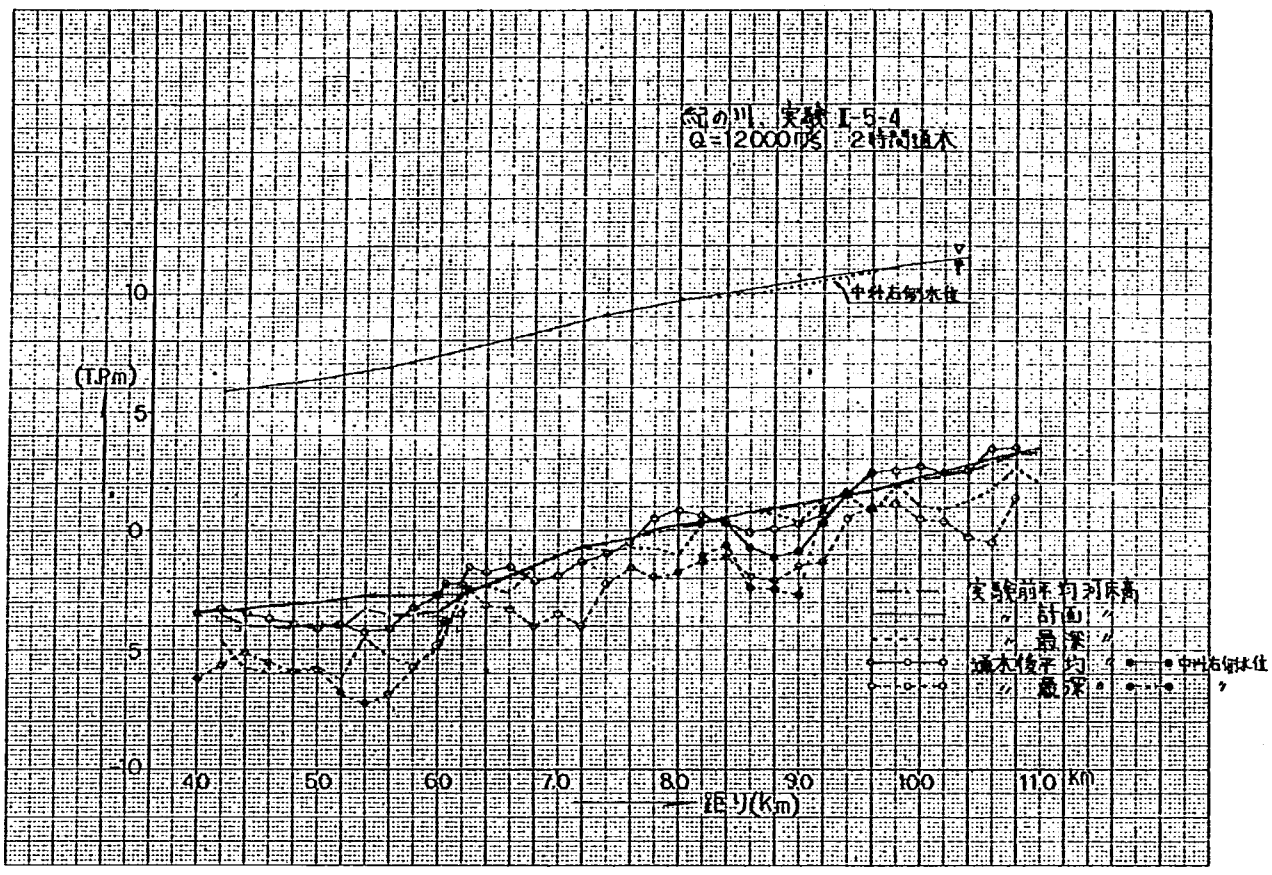




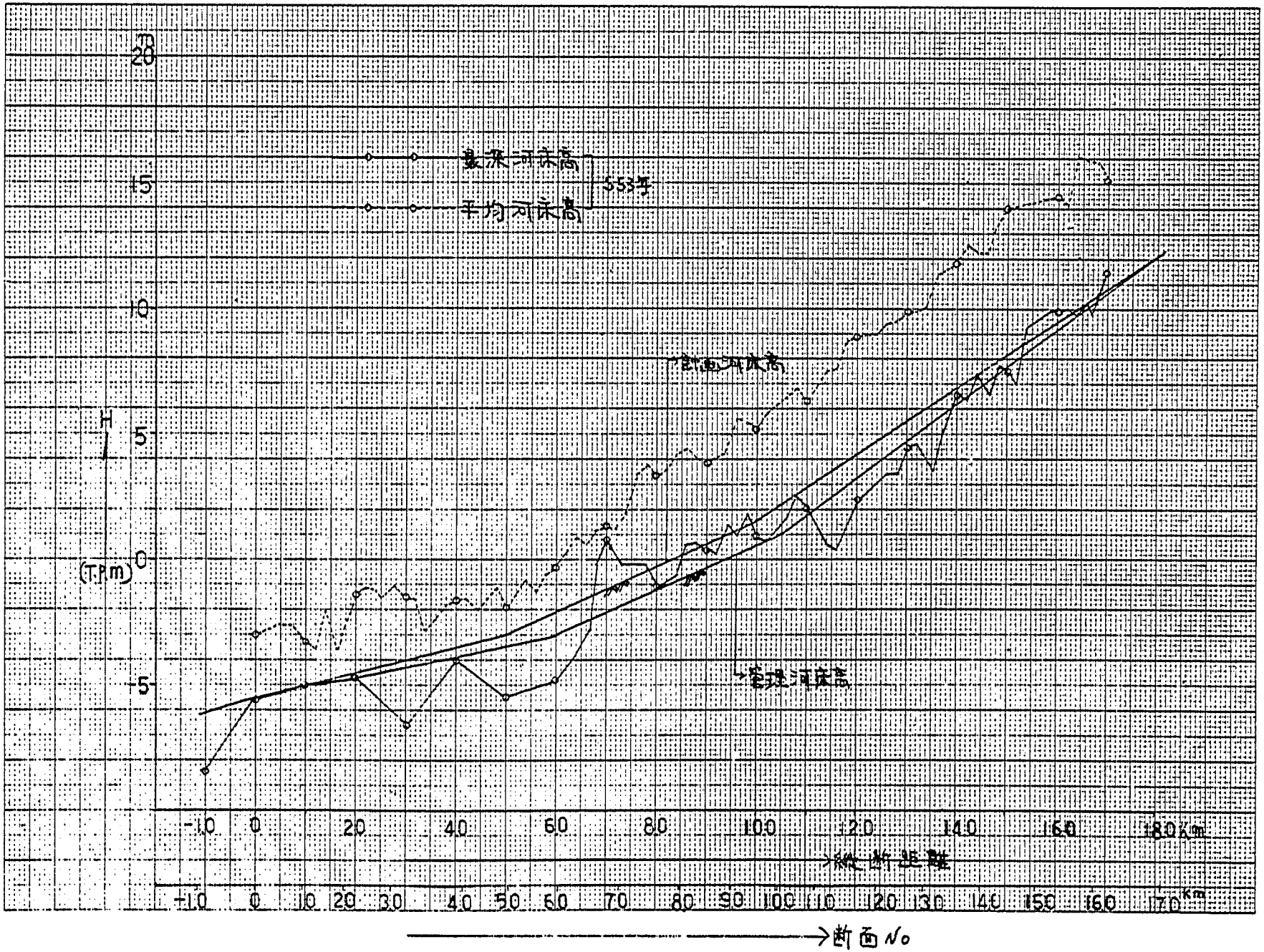
図－6．8．14　水位，河床縦断図(II－5－2)



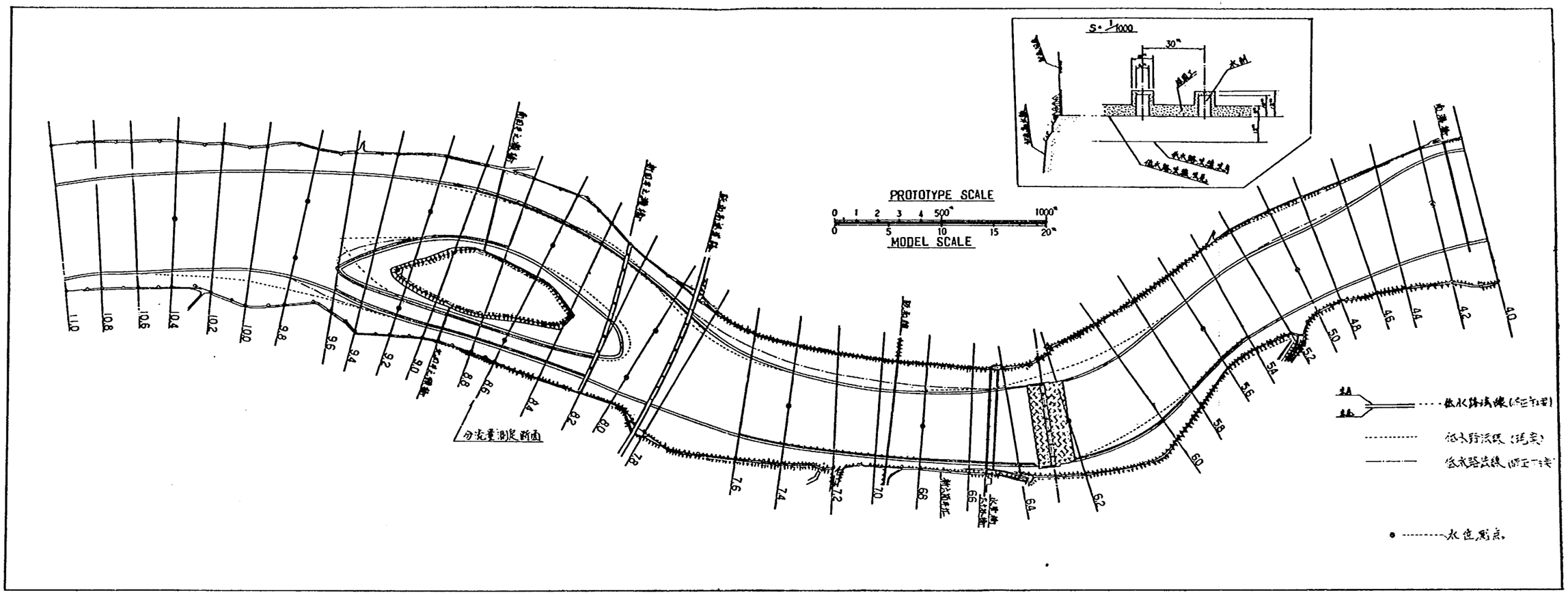
図－6．8．15 水位，河床縦断図（II－5－3）



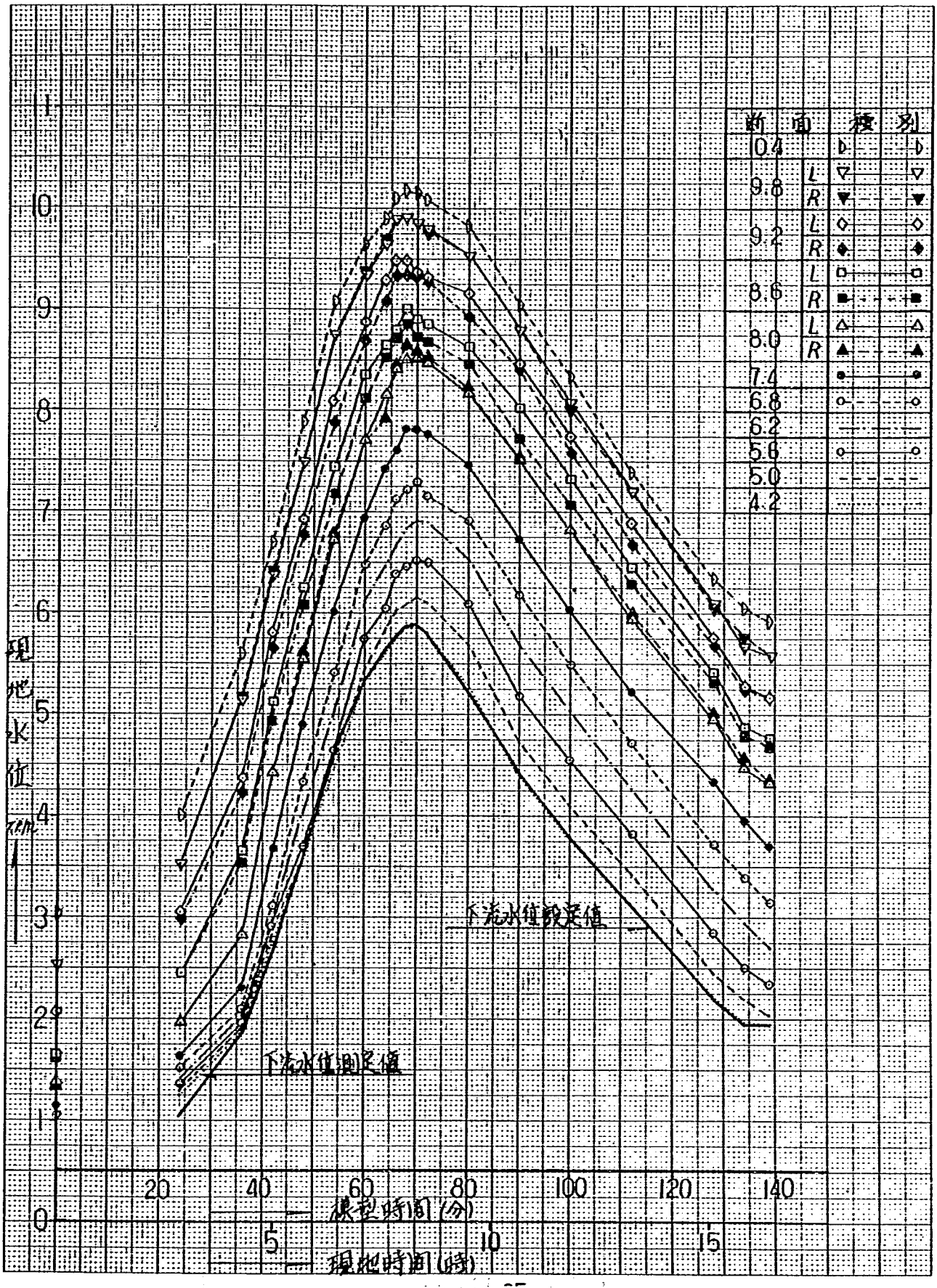
図－６．８．16　水位，河床縦断図(II－５－４)


最深河床高
平均河床高
S53年
計画河床高
管理河床高
H
(T.P.m)
20
15
10
5
0
-5
-10
-1.0
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180Km
縦断距離
+1.0
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
10
20
30
40
50
60
70Km
断面No

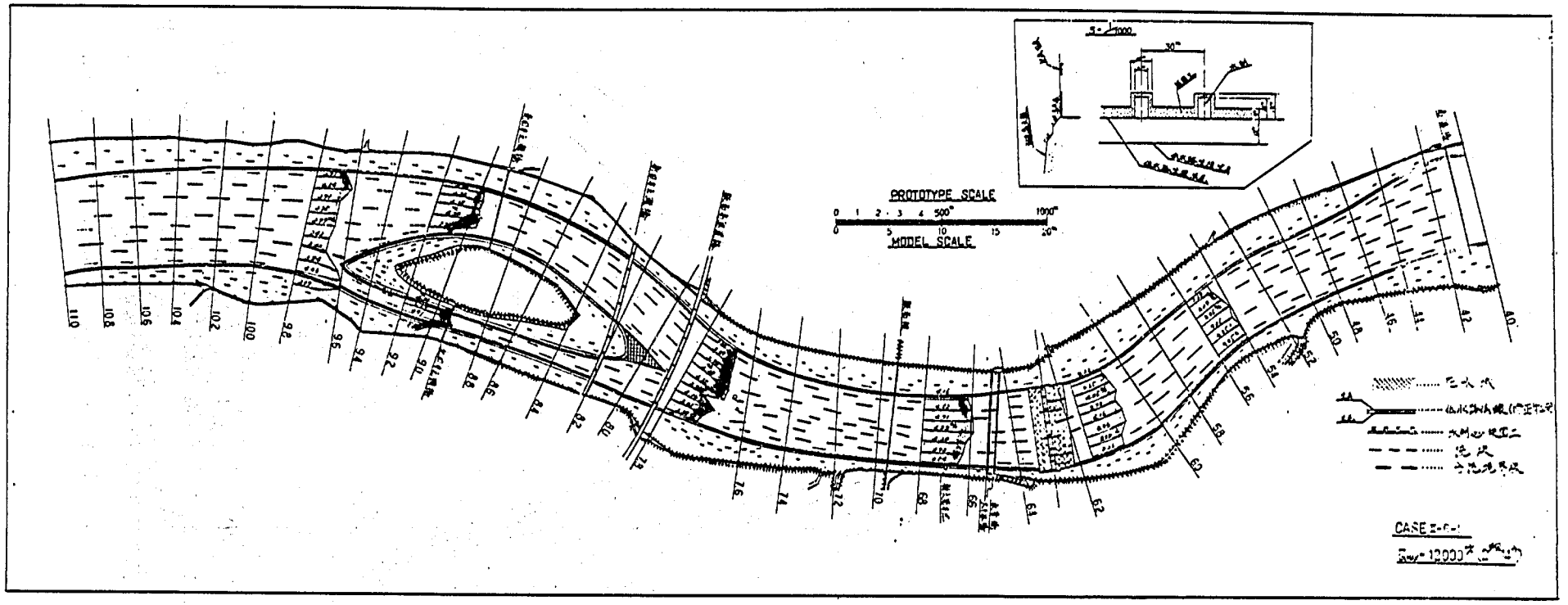
図－６．９．１　河床縦断図



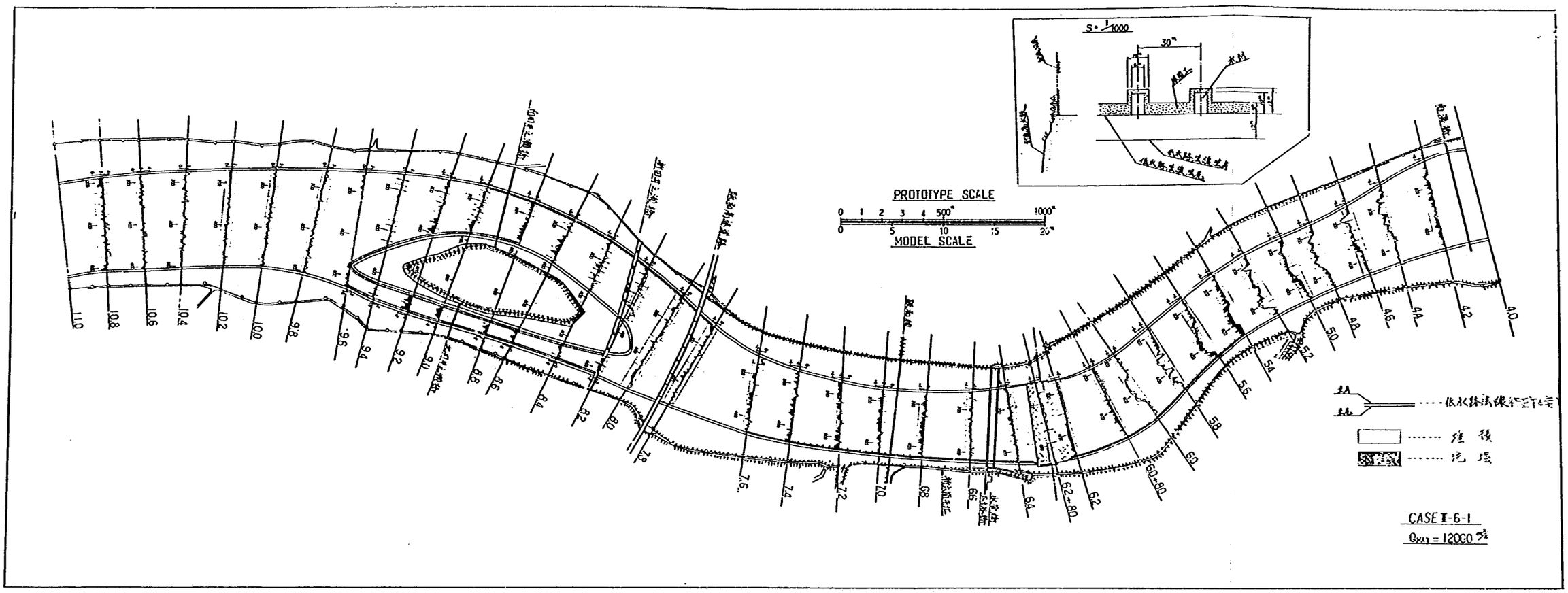
図－６．９．２　低水路法線形状図



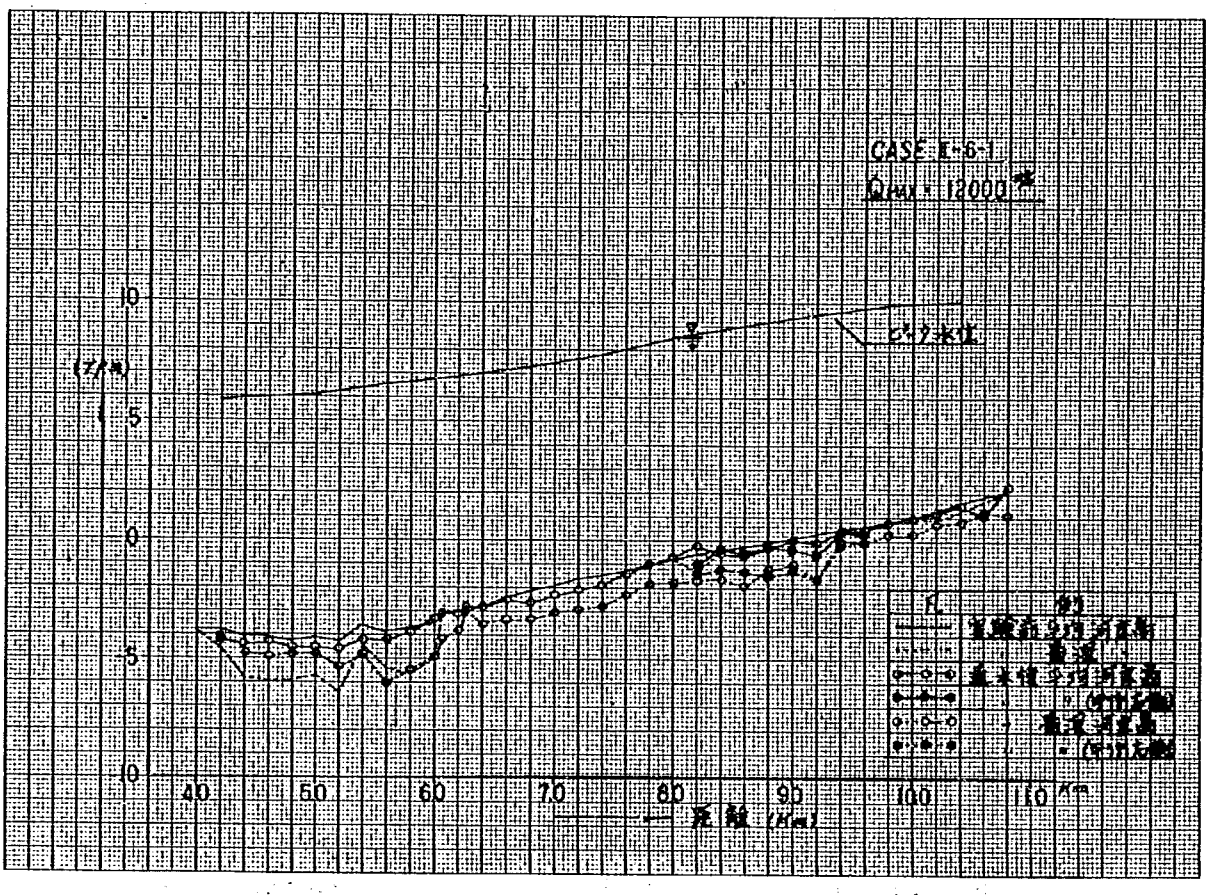
図－６．９．５　水位－時間変化図(実験Ⅱ－６－１)



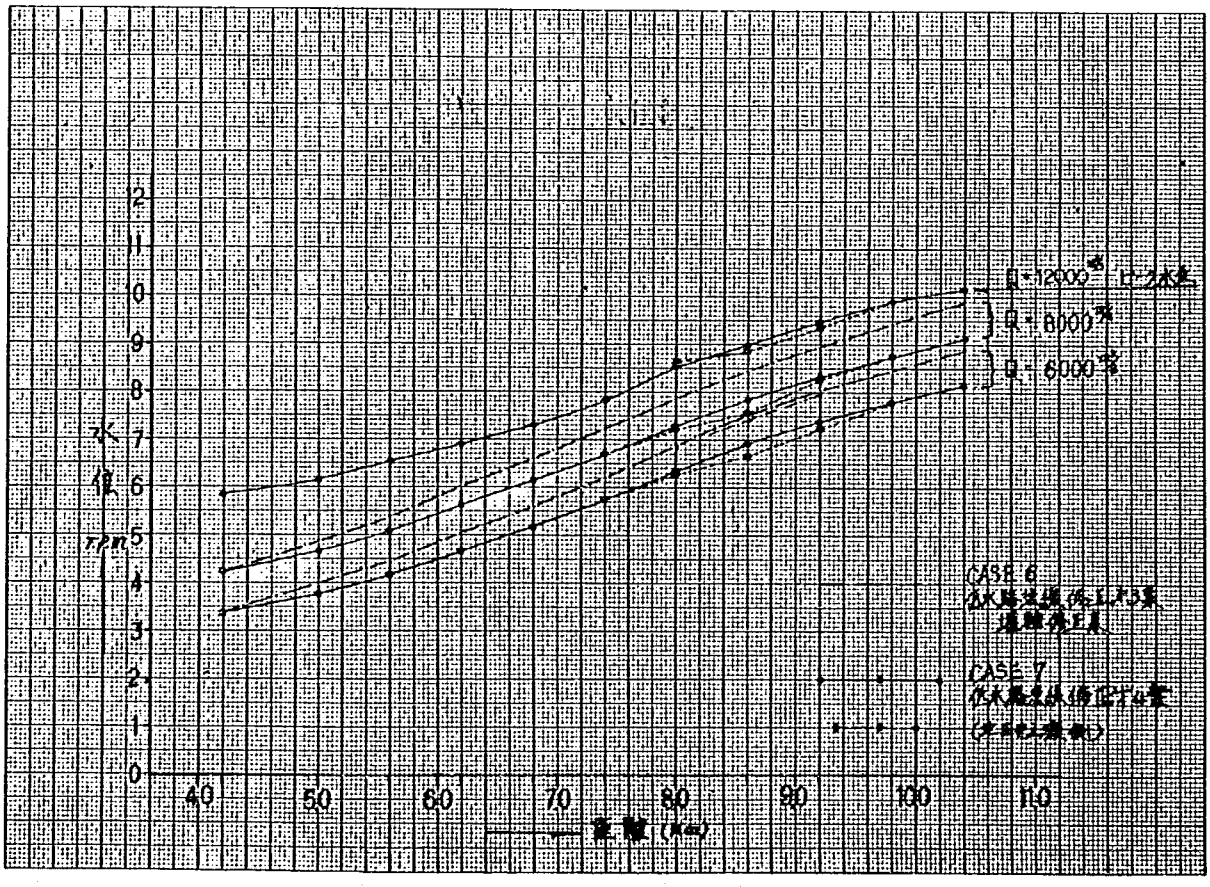
図－６．９．６　流況図(実験Ⅱ－６－１)



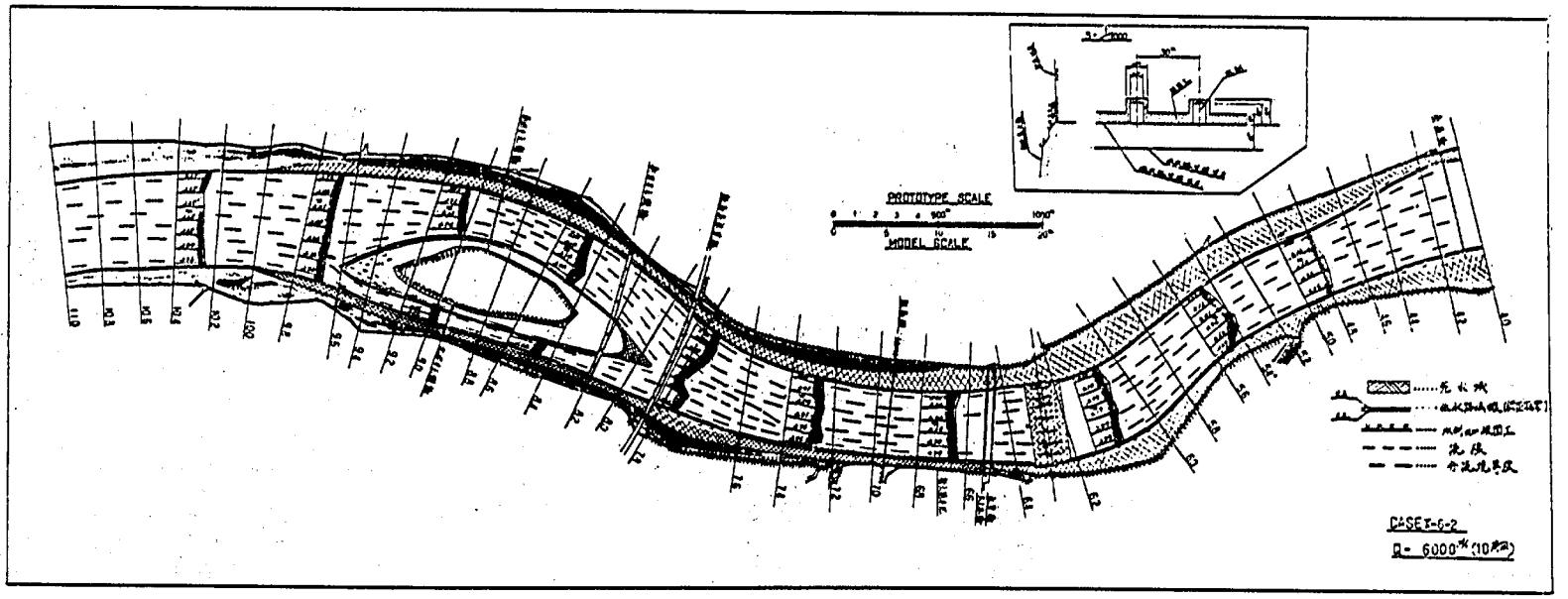
図－6．9～7　河床変動平面図(実験II－6－1)



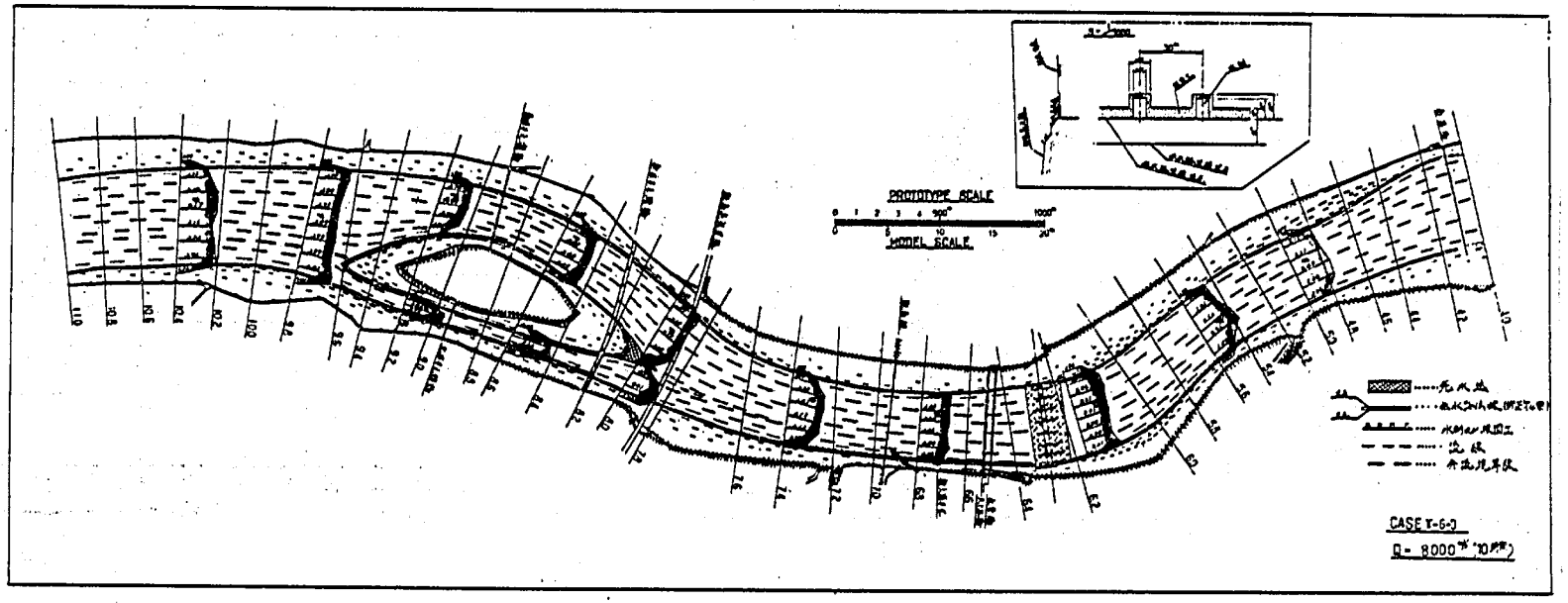
図－６．９．８　水位，河床高縦断図(実験Ⅱ－６－１)



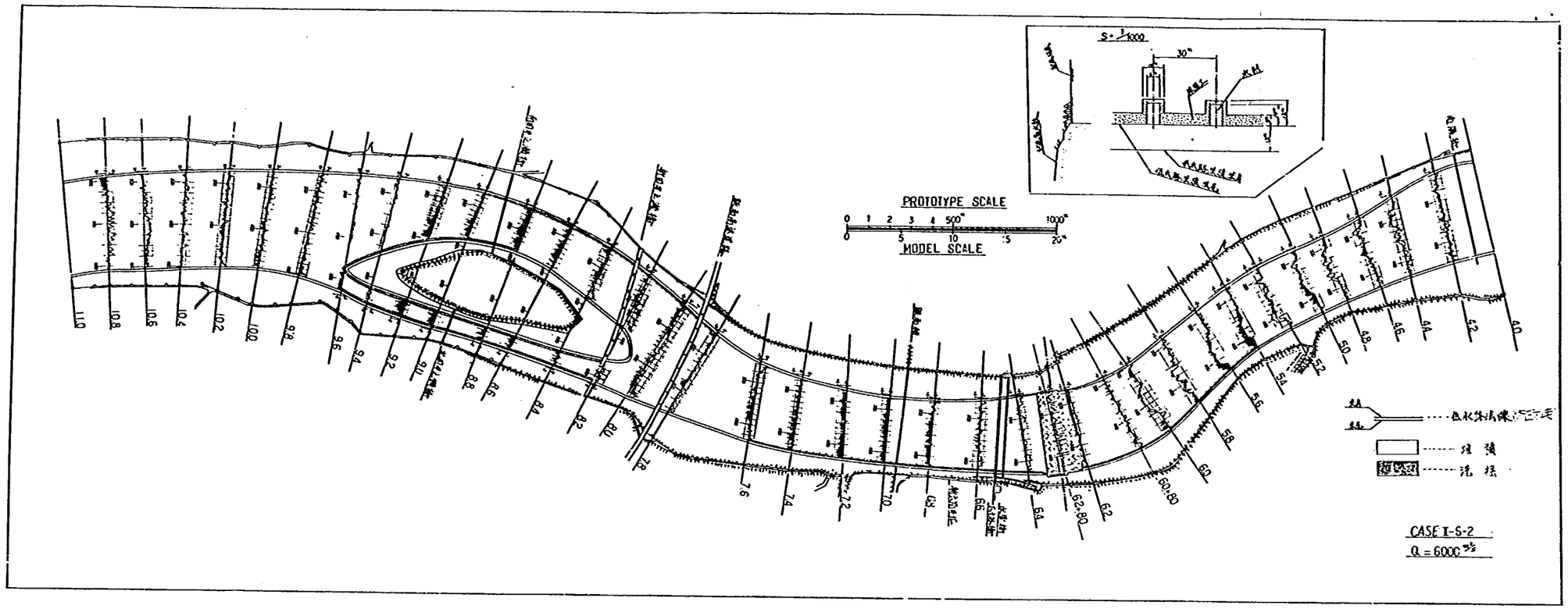
図－６．９．９　水位縦断比較図



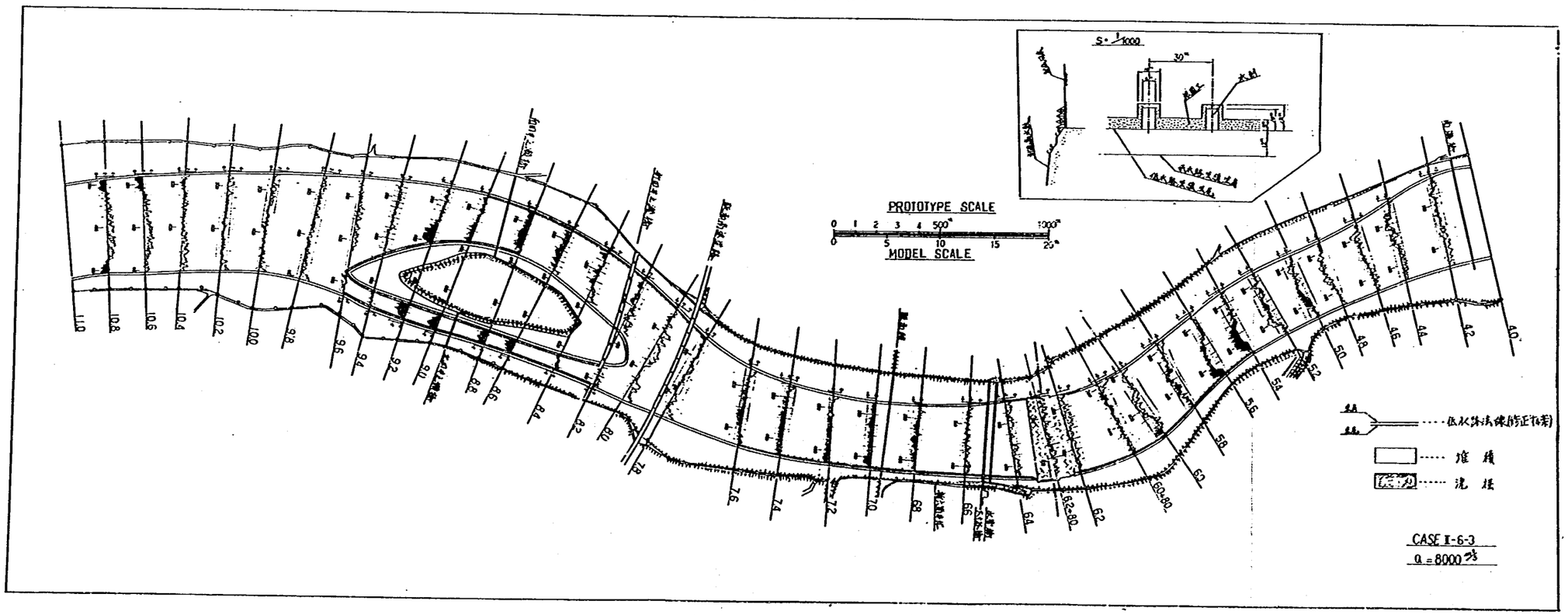
図－６．９．10　流況図(実験Ⅱ－６－２)



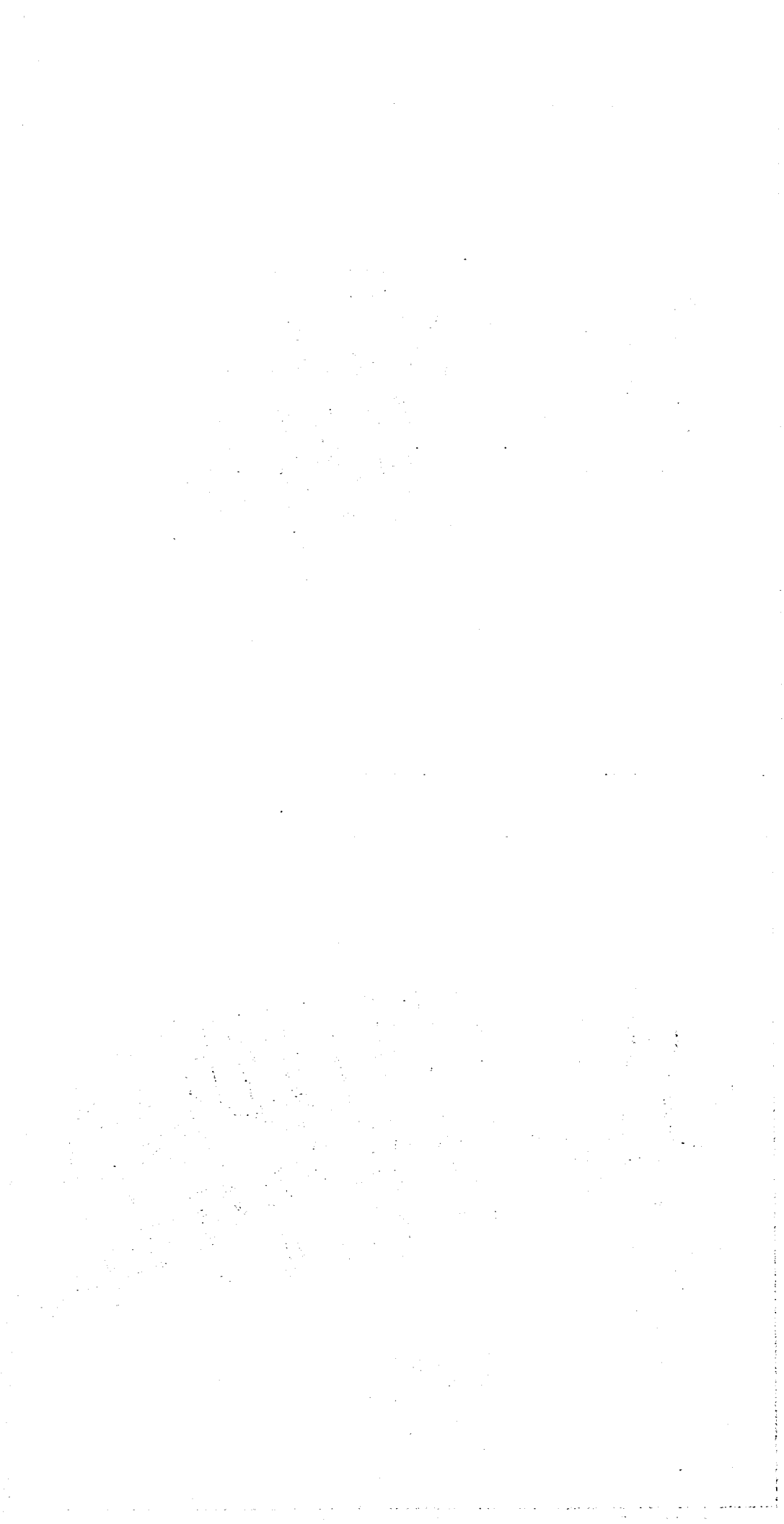
図－６．９．11　流況図(実験Ⅱ－６－３)

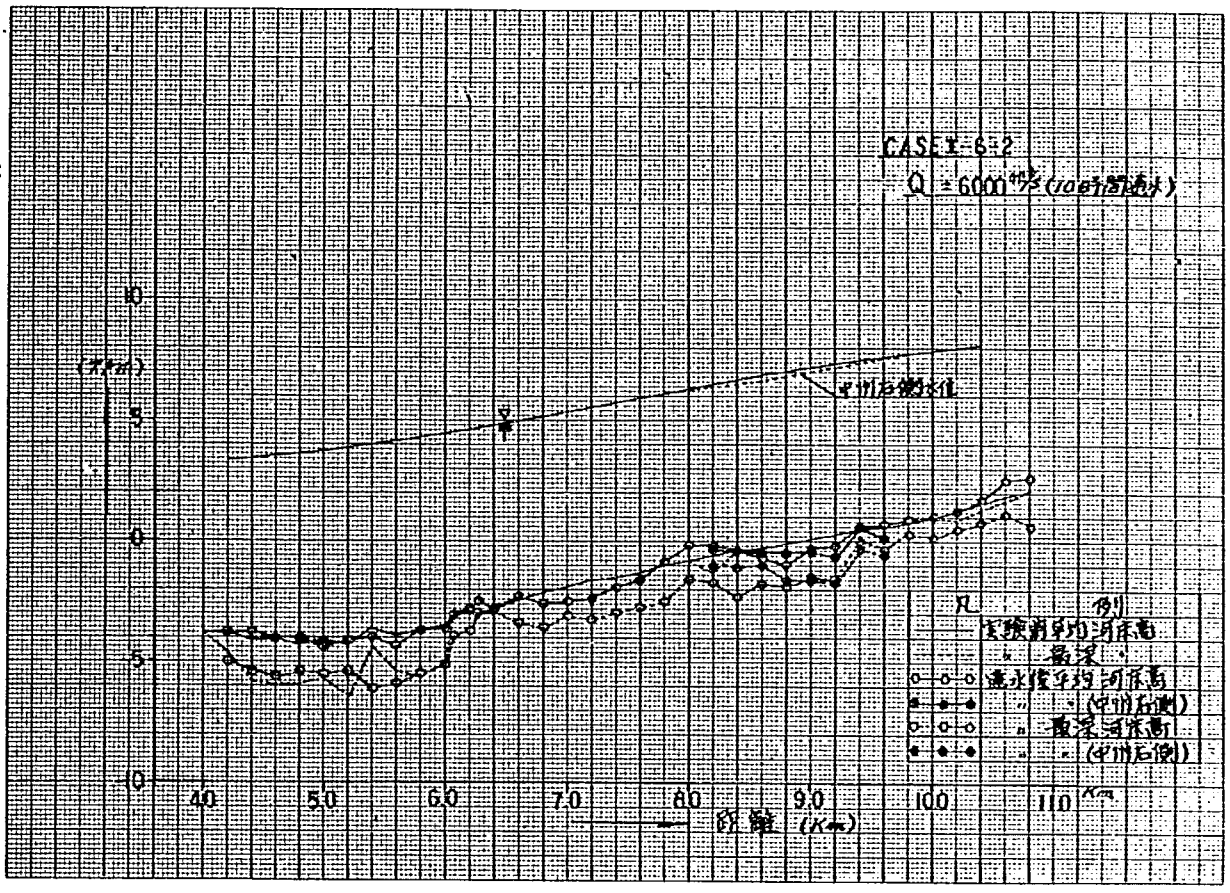


図－６．９．12　河床変動平面図(実験II－６－２)

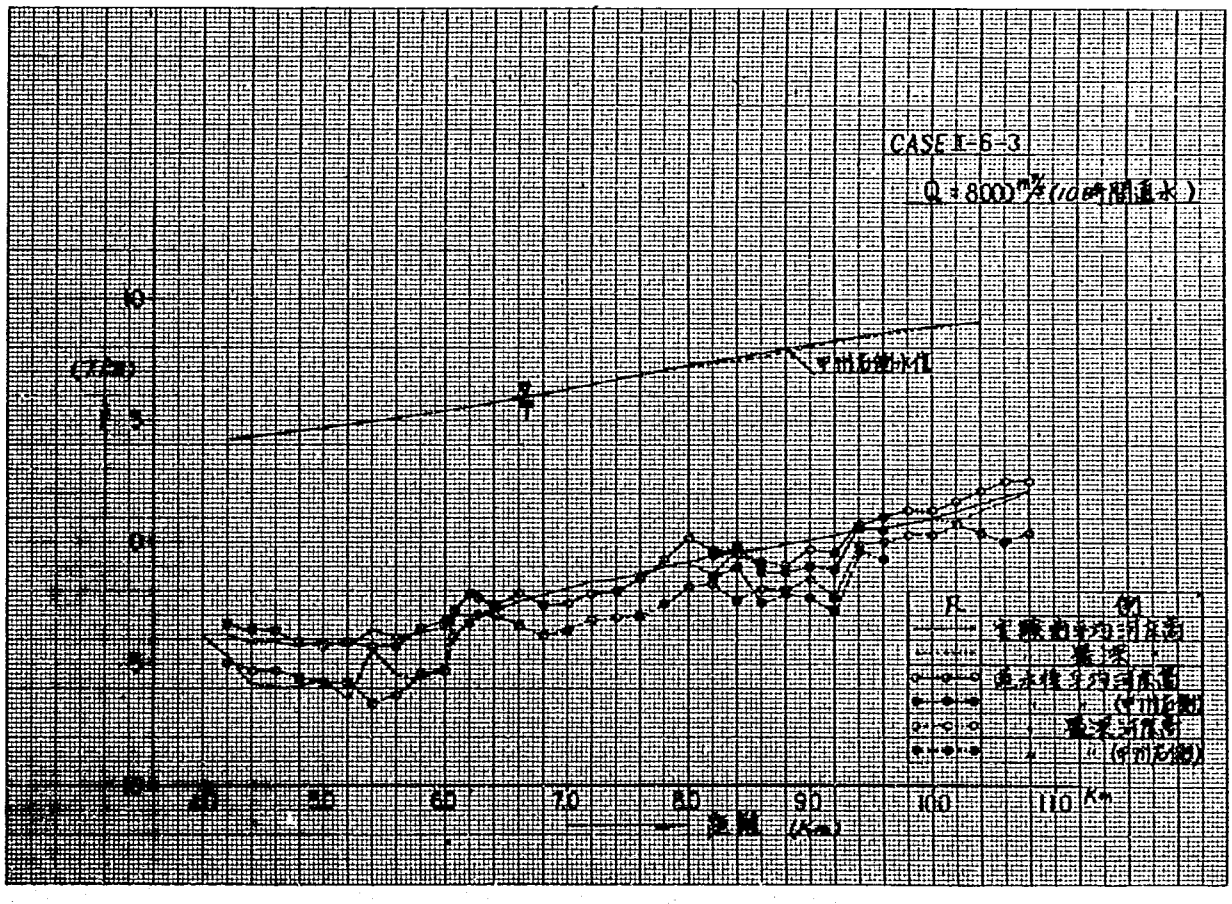


図－６．９．13　河床変動平面図(実験II－６－３)

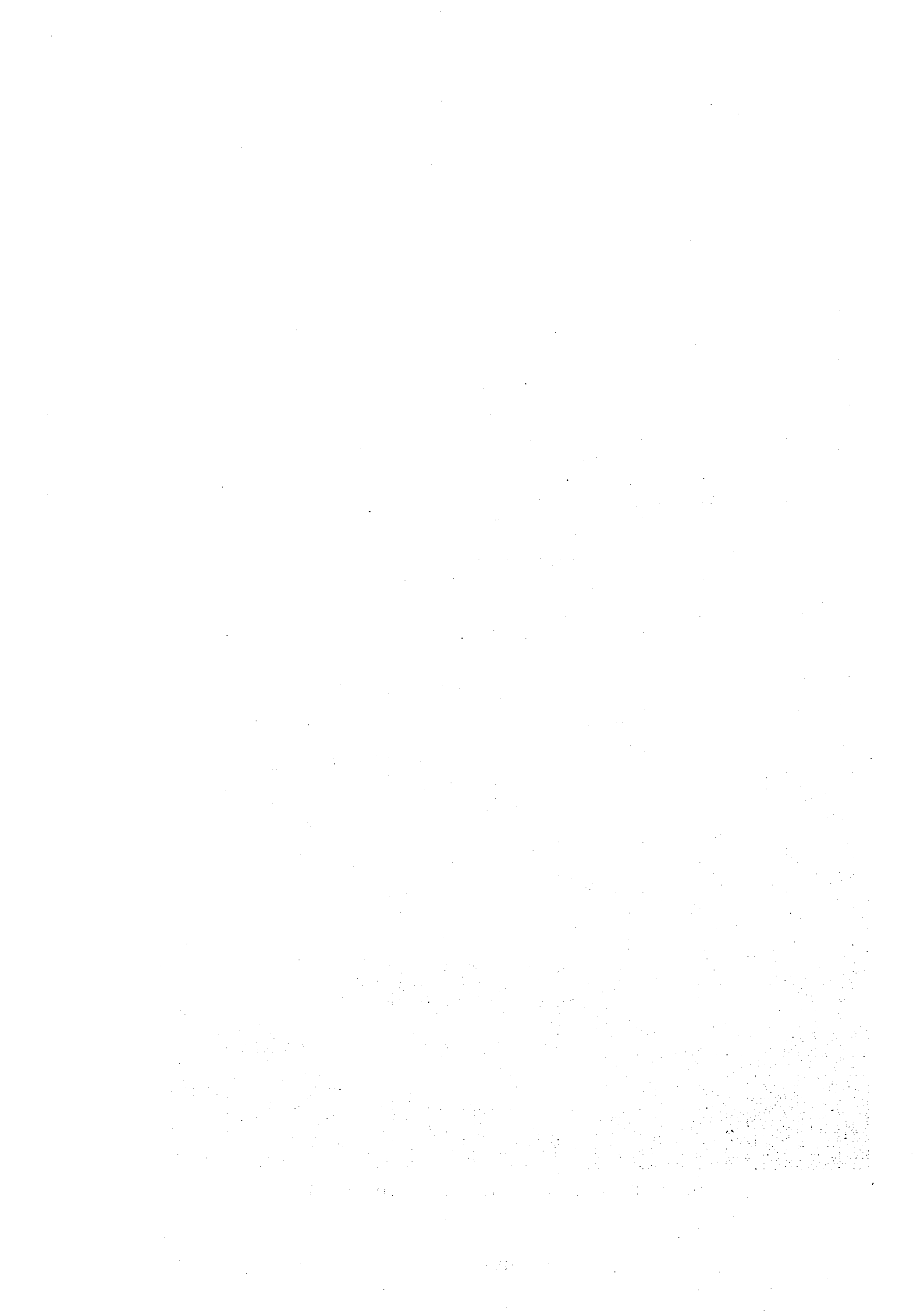


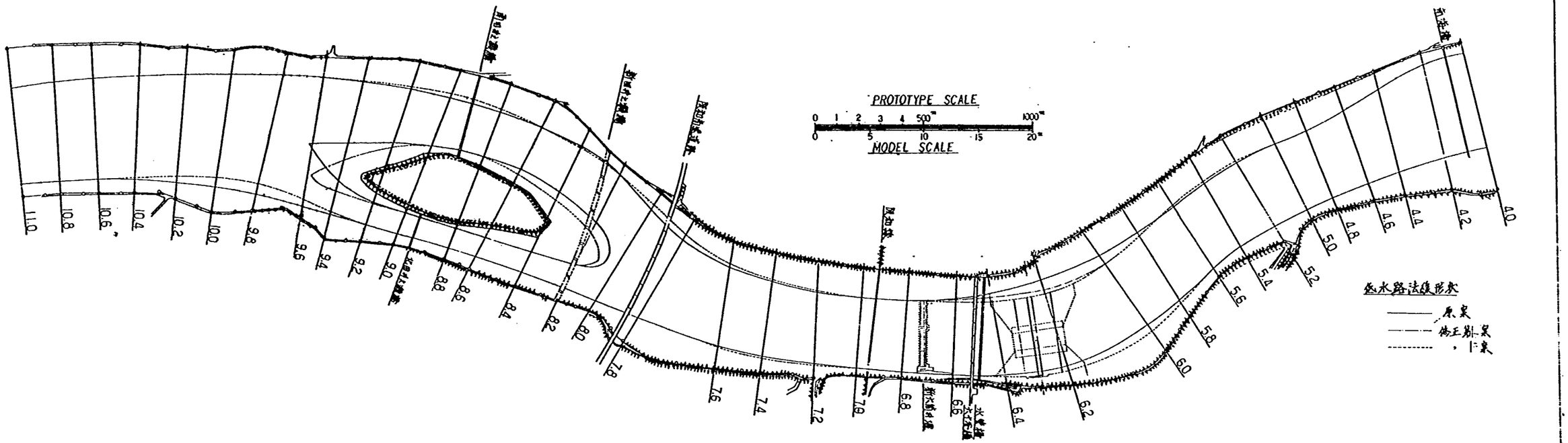


図－６．９．14　水位，河床高縦断図(実験II－６－２)

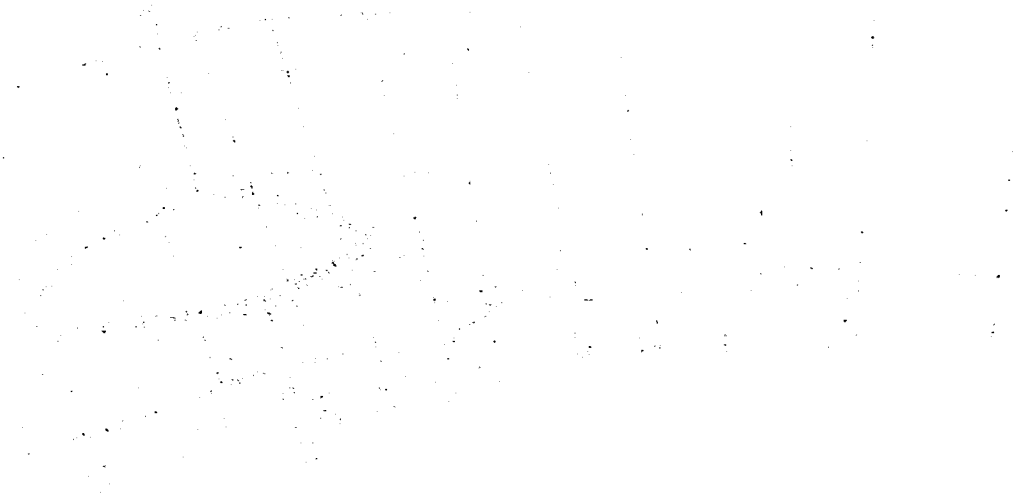


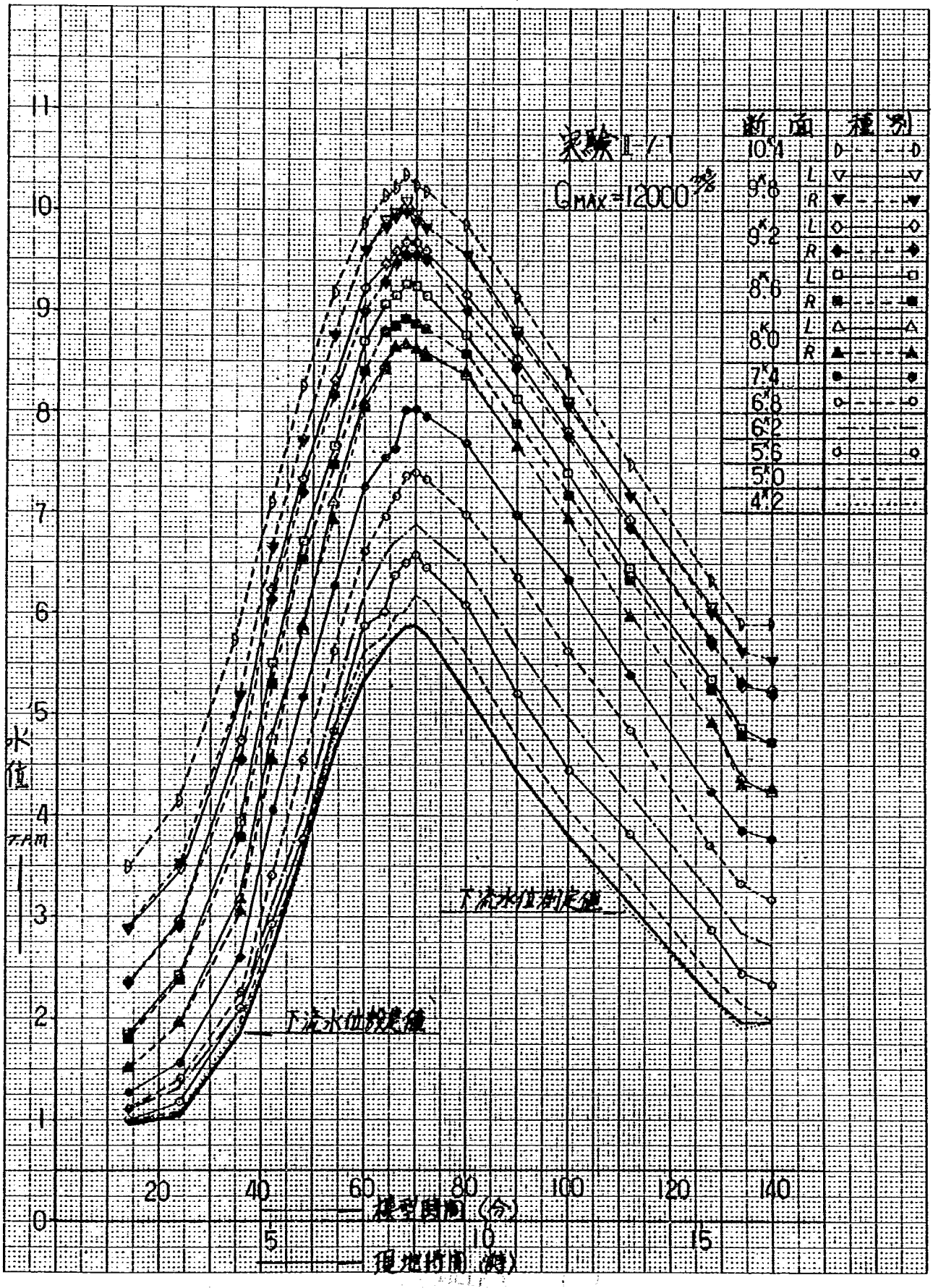
図－６．９．15　水位，河床高縦断図(実験II－６－３)



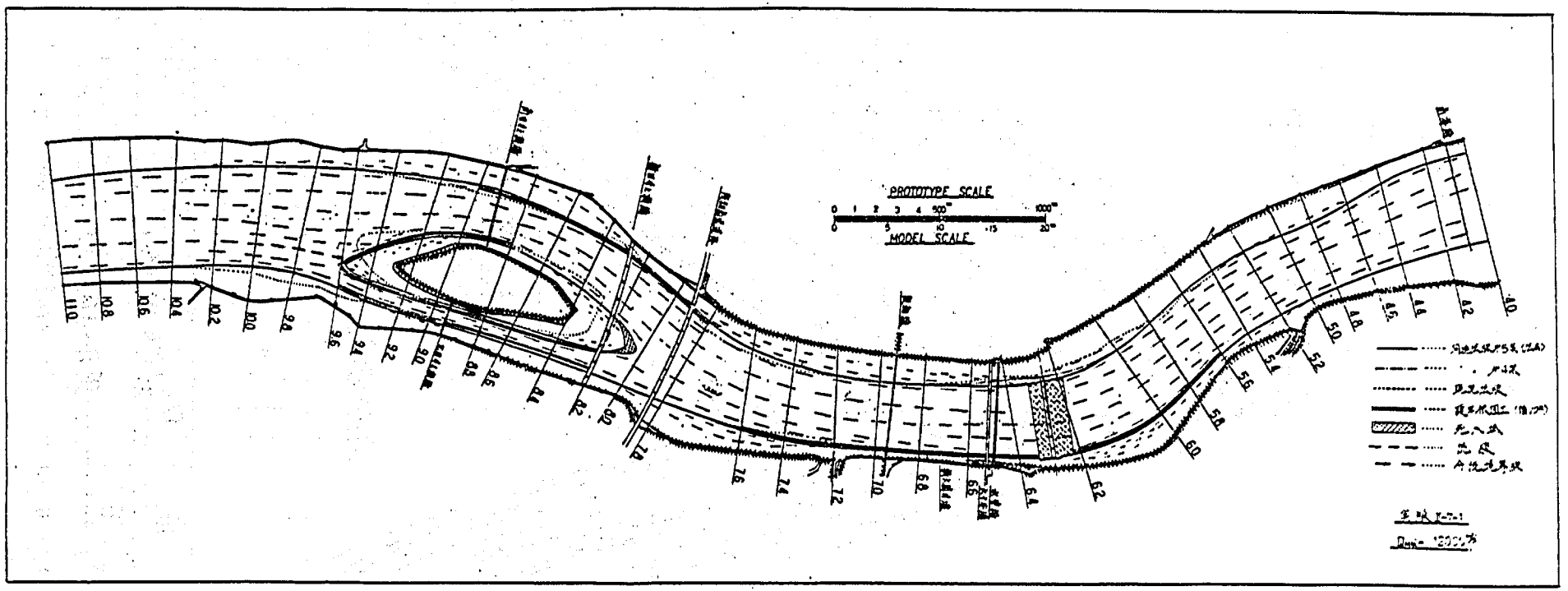


図－６.10.１　低水路法線形状図

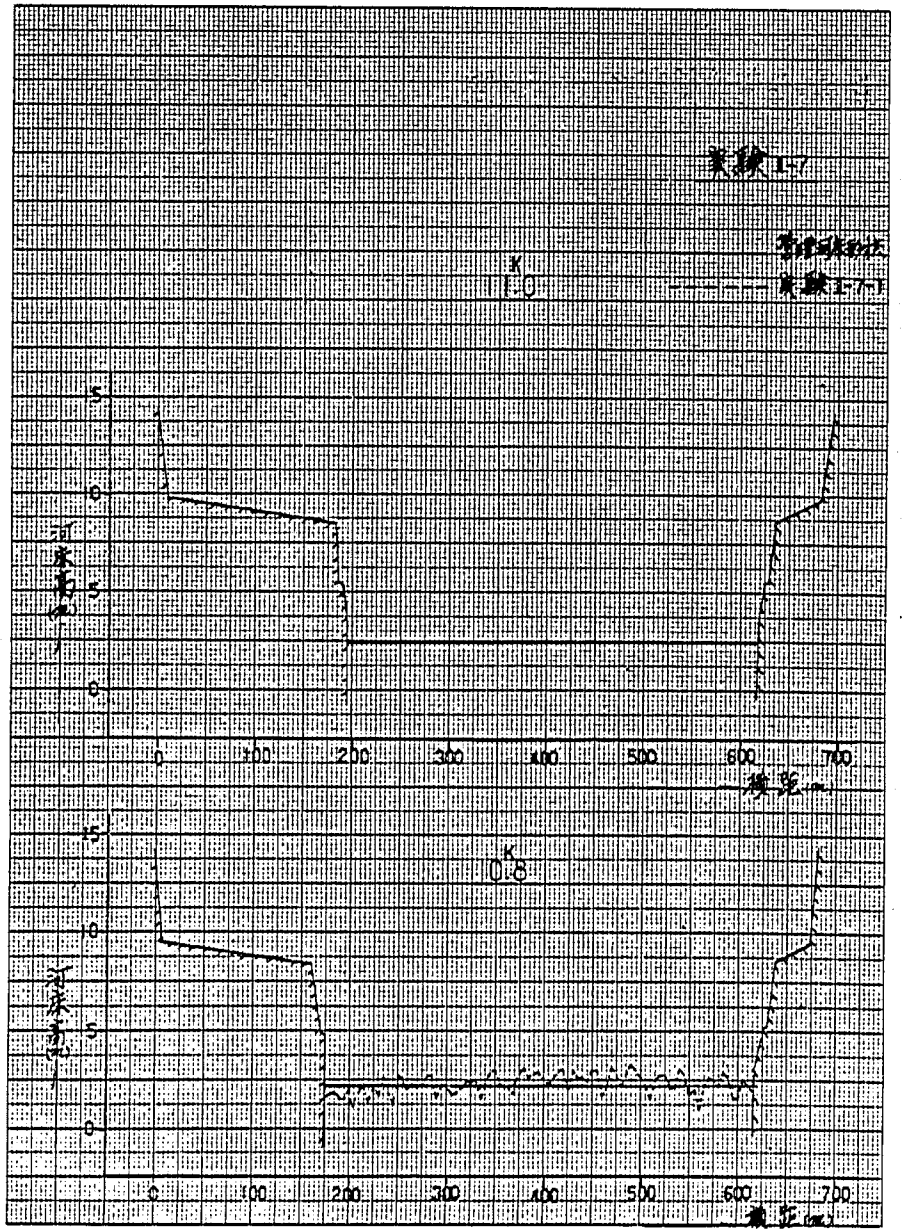




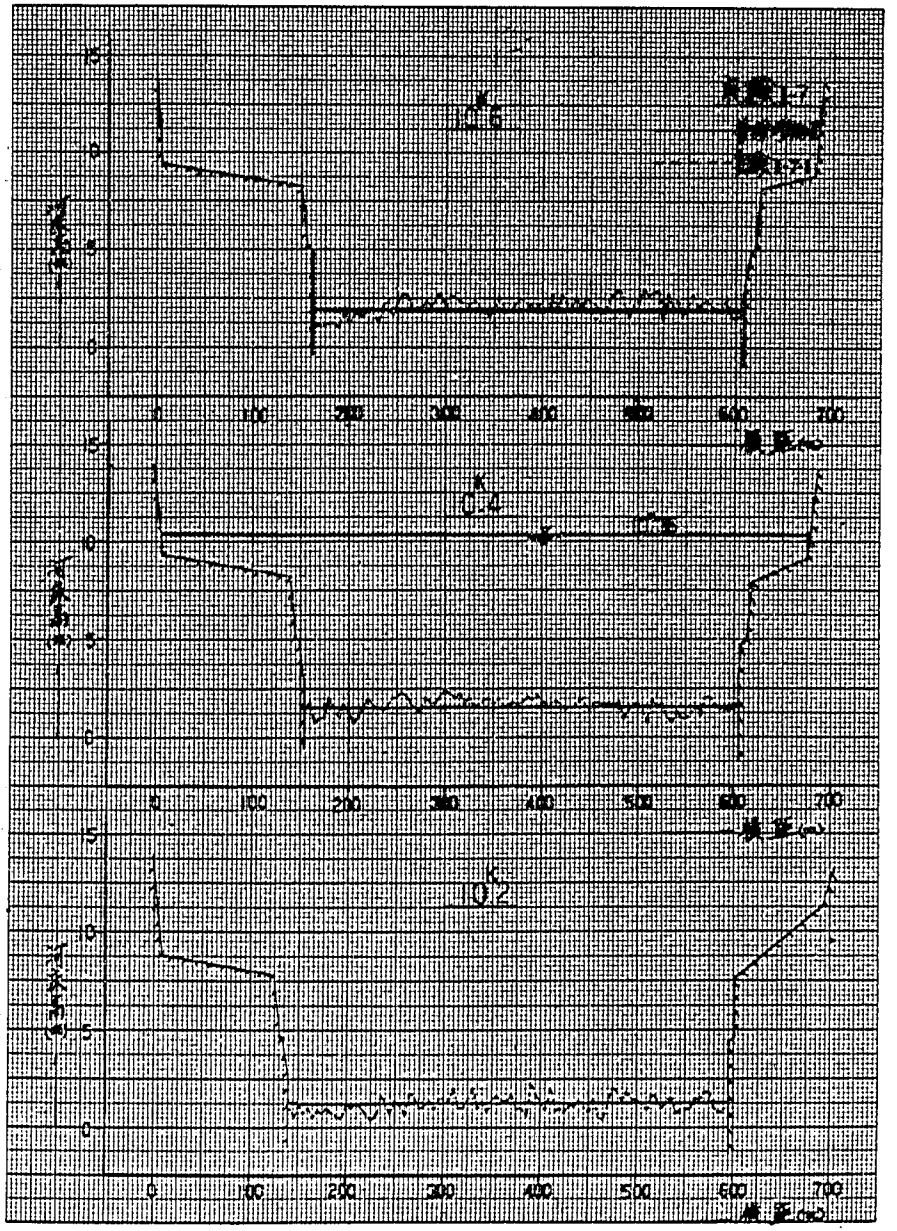
図－6.10.2　水位－時間変化図(実験II－7－1)



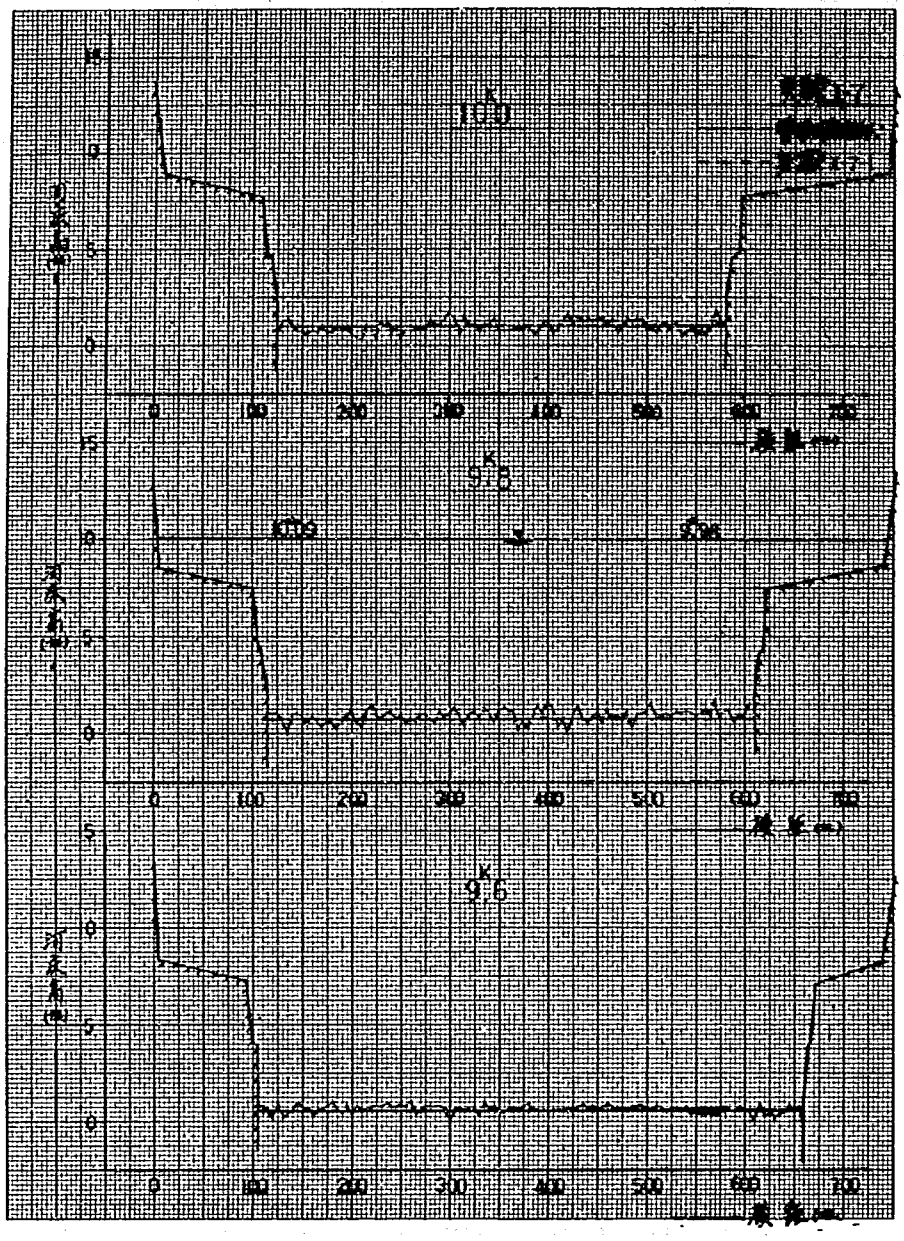
図－6.10.3　流況図(実験Ⅱ－7－1)



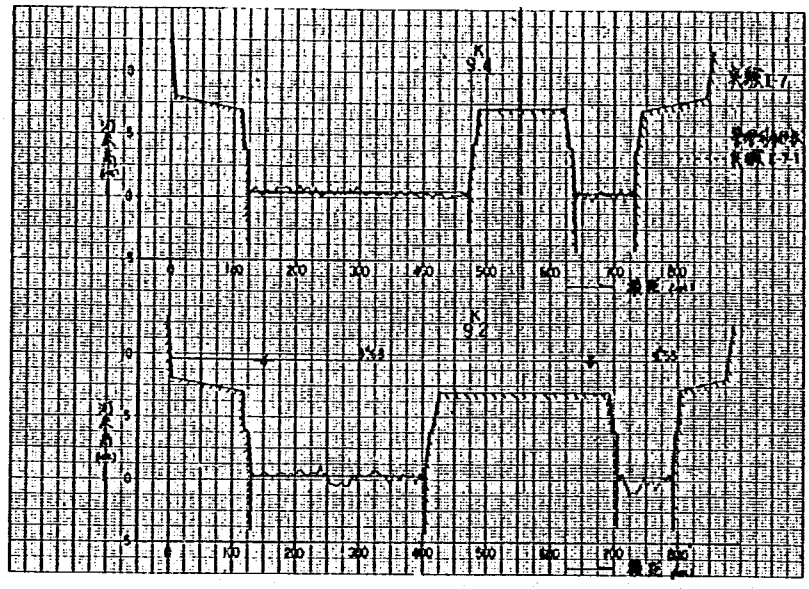
図－6.10.4(1)　河床変動横断比較図(実験II－7)



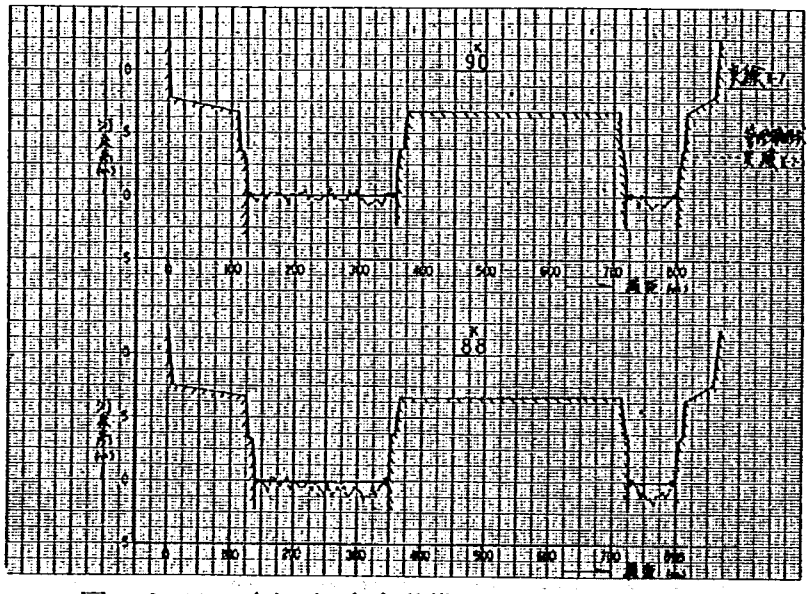
図－6.10.4(2)　河床変動横断比較図(実験II－7)



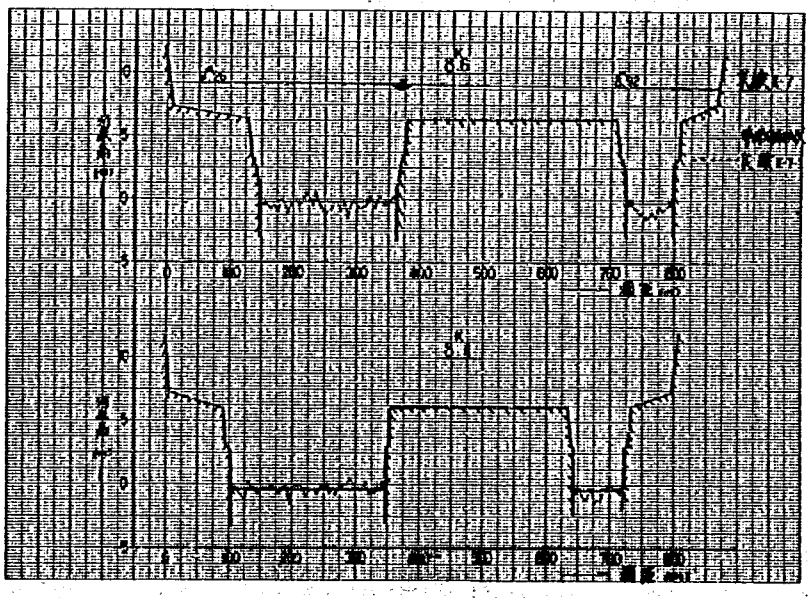
図－６.10.４(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－７)



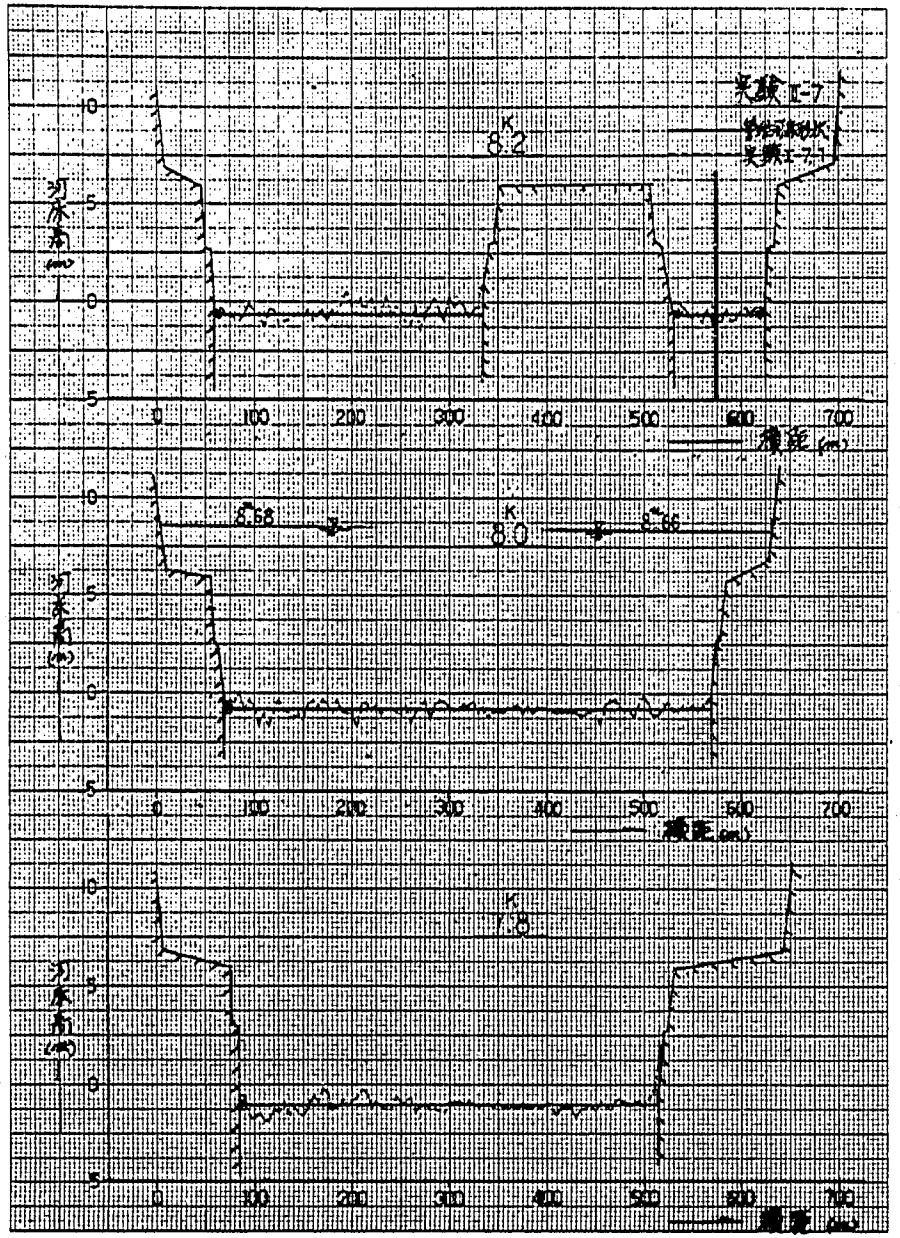
図－６.10.４(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－７)



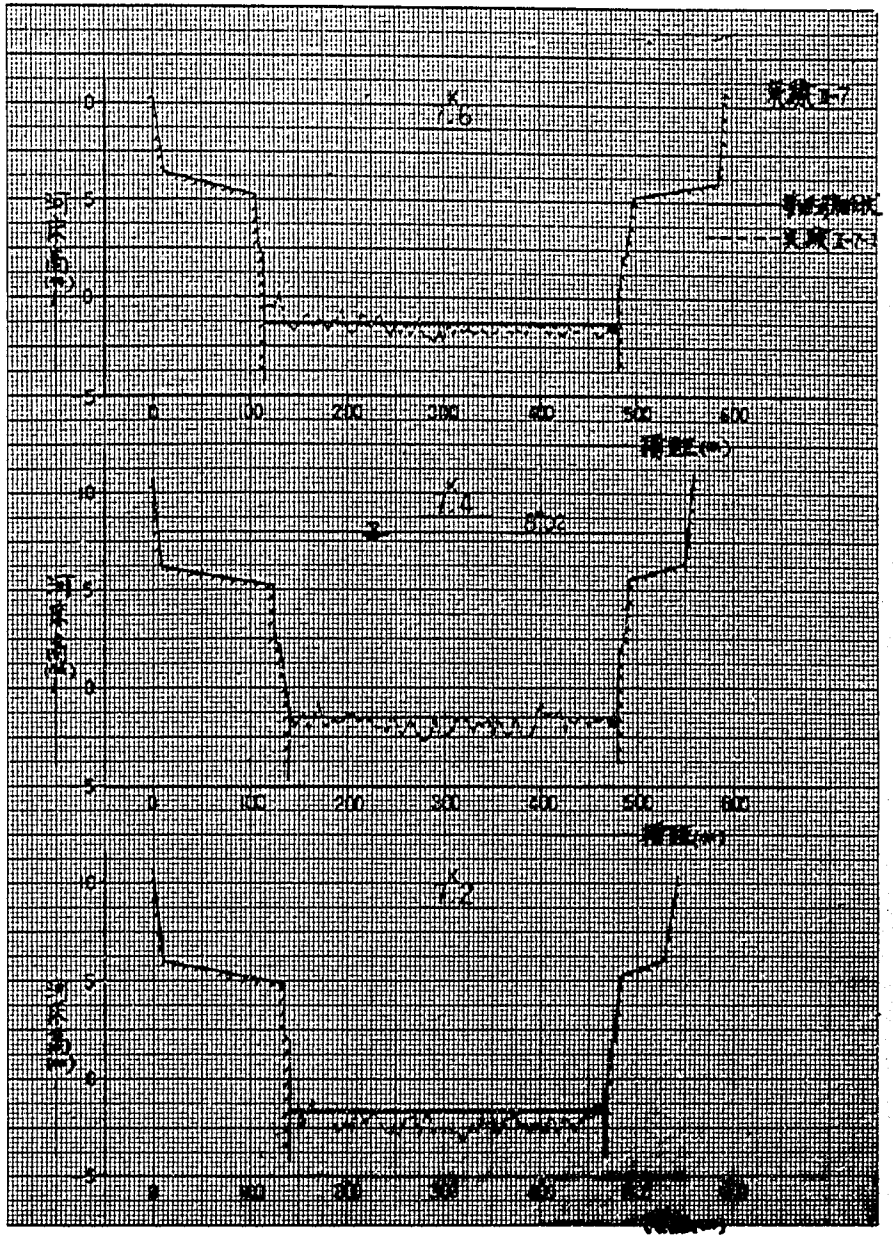
図－６.10.４(5)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－７)



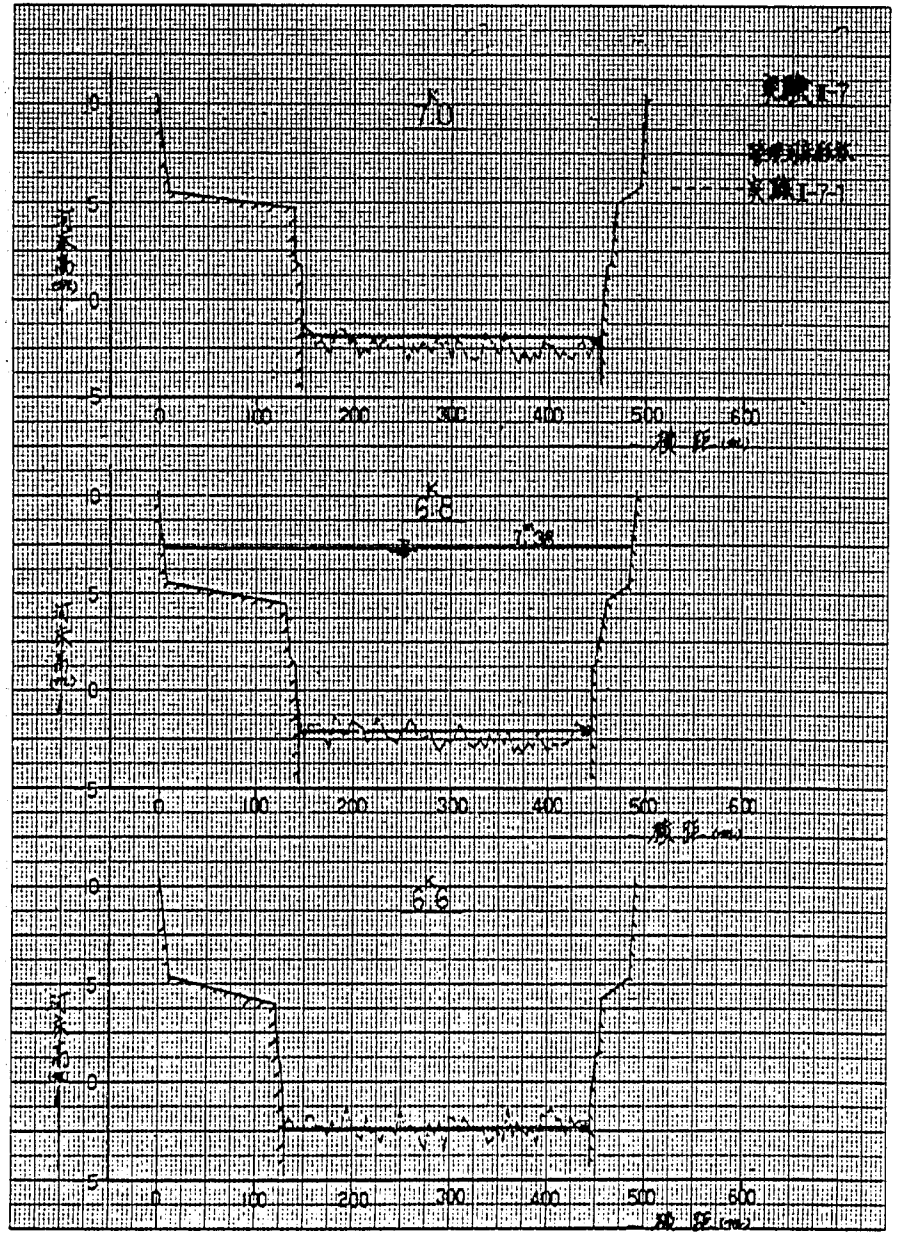
図－６.10.４(6)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－７)



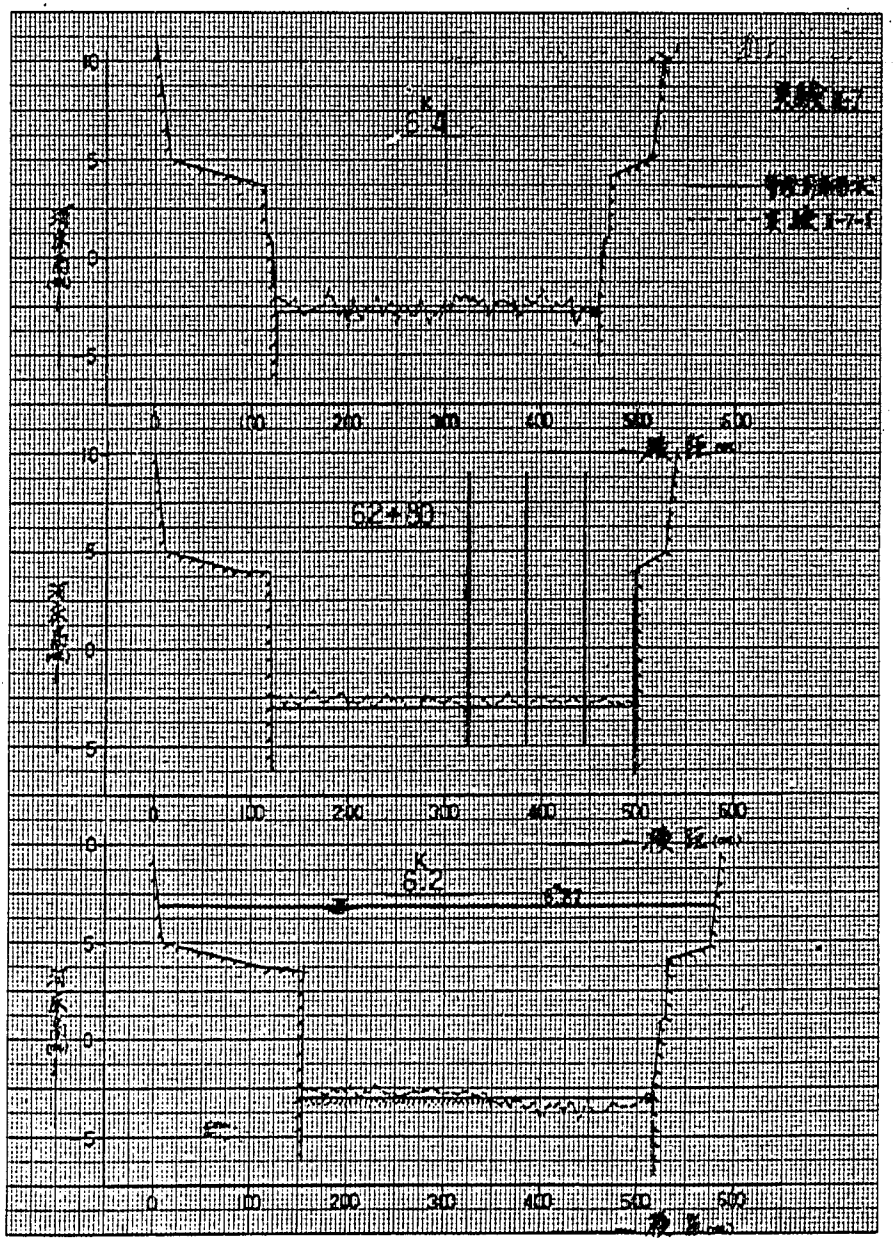
図－６.10.４(7)　河床変動横断比較図(実験II－７)



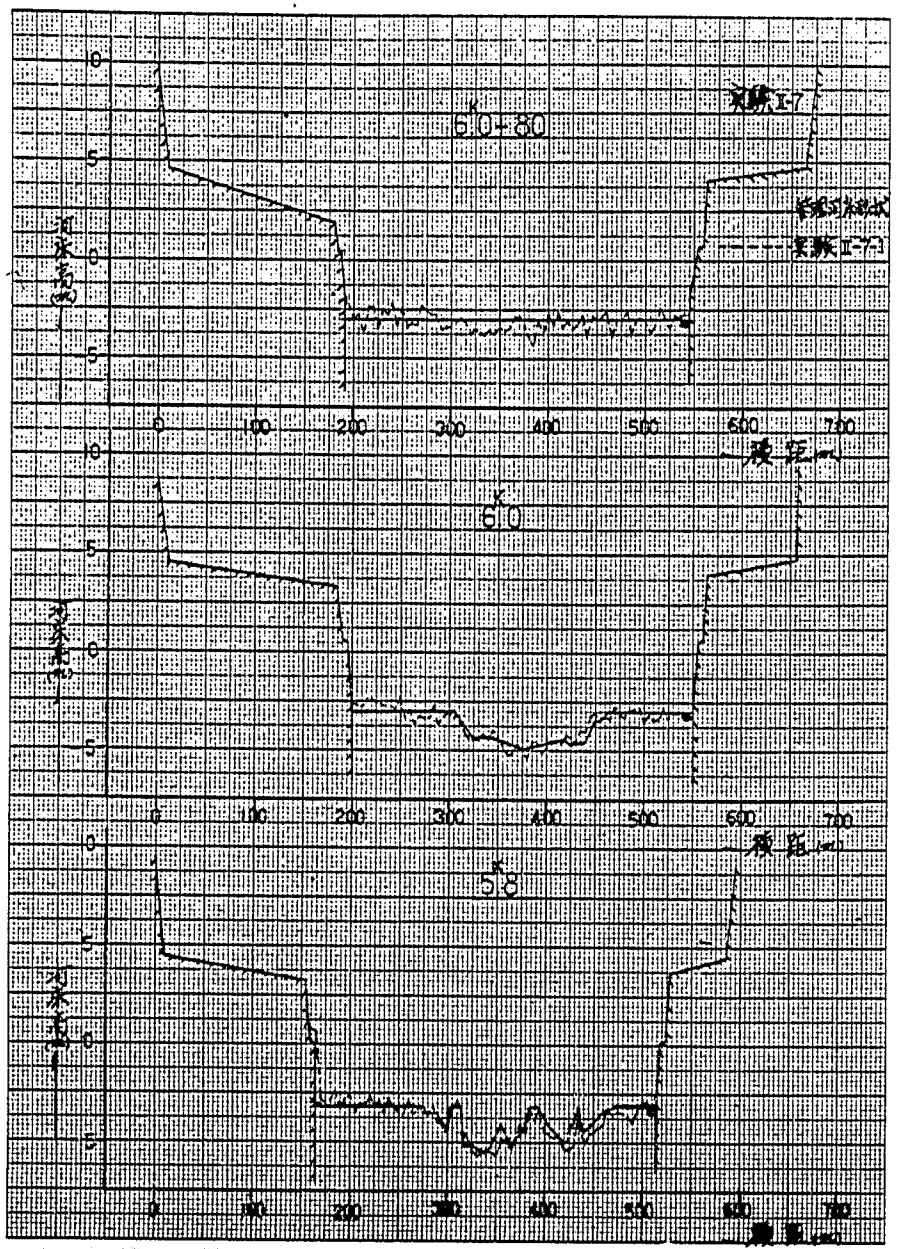
図－６.10.４(8)　河床変動横断比較図(実験II－７)



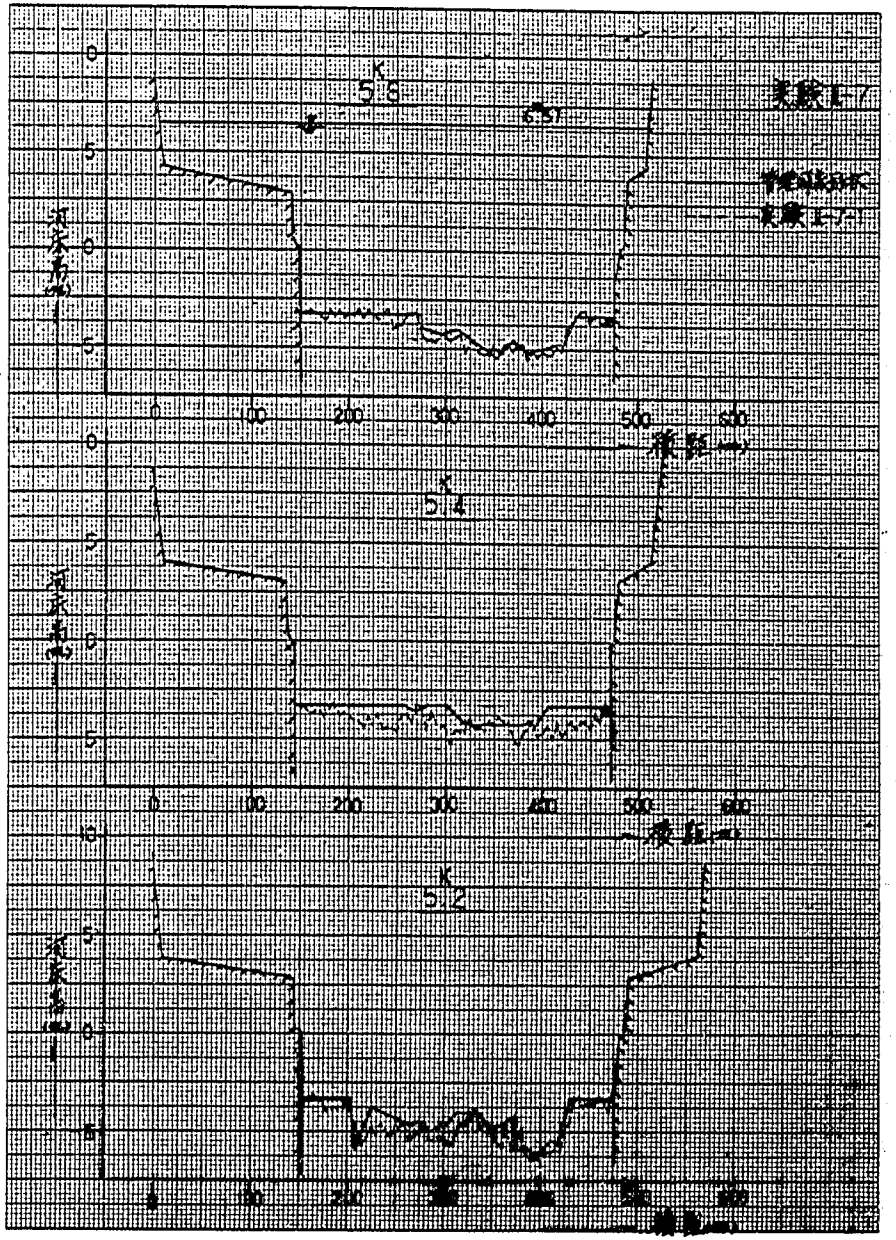
図－６.10.４(9)　河床変動横断比較図(実験II－７)



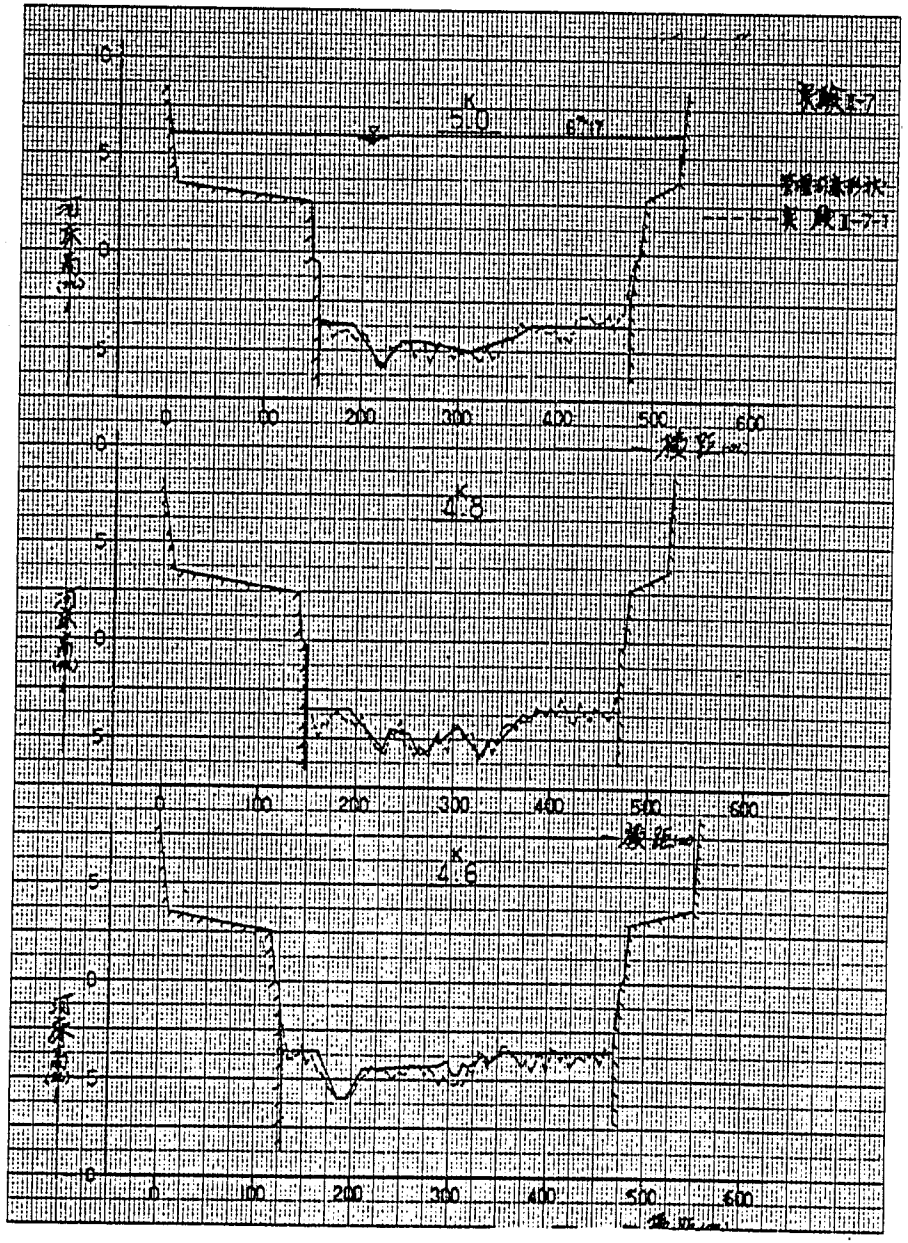
図－６.10.４(10)　河床変動横断比較図(実験II－７)



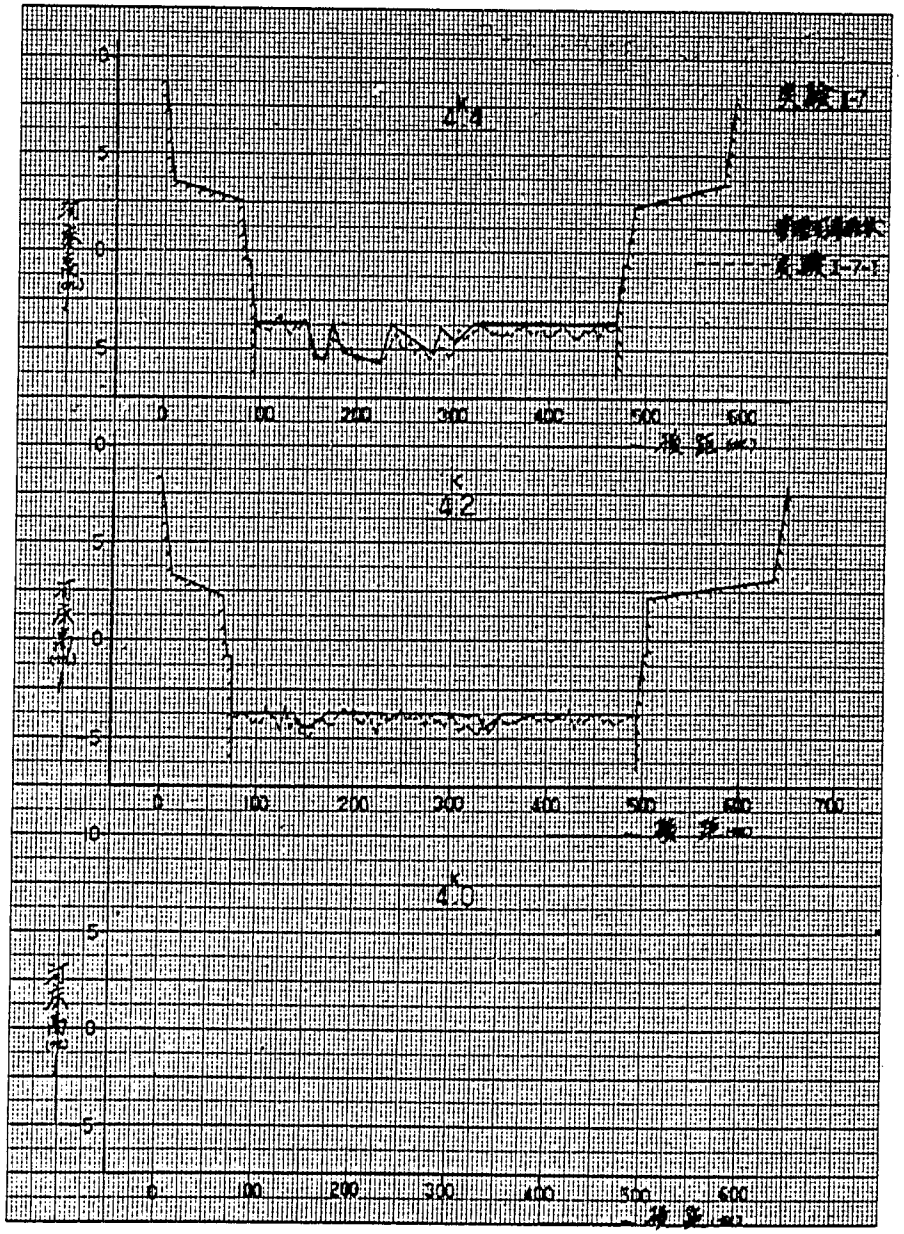
図－6.10.4(11)　河床変動横断比較図(実験II－7)



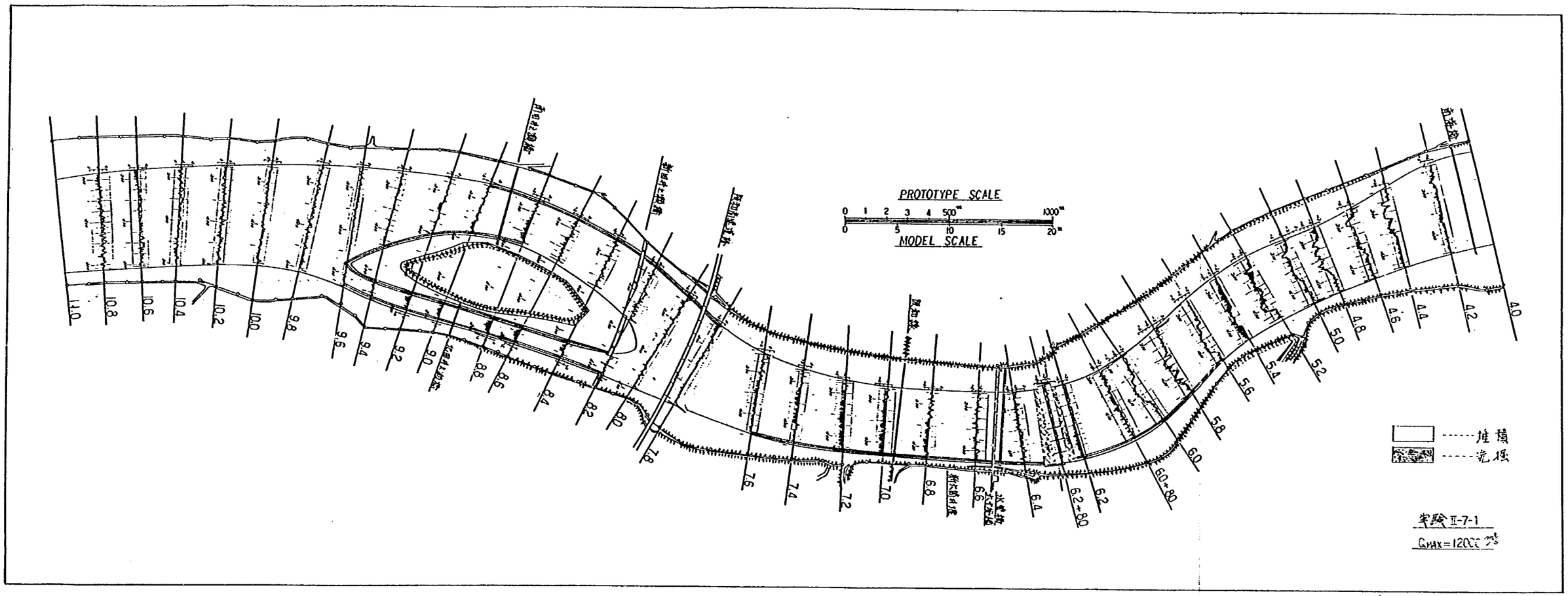
図－6.10.4(12)　河床変動横断比較図(実験II－7)



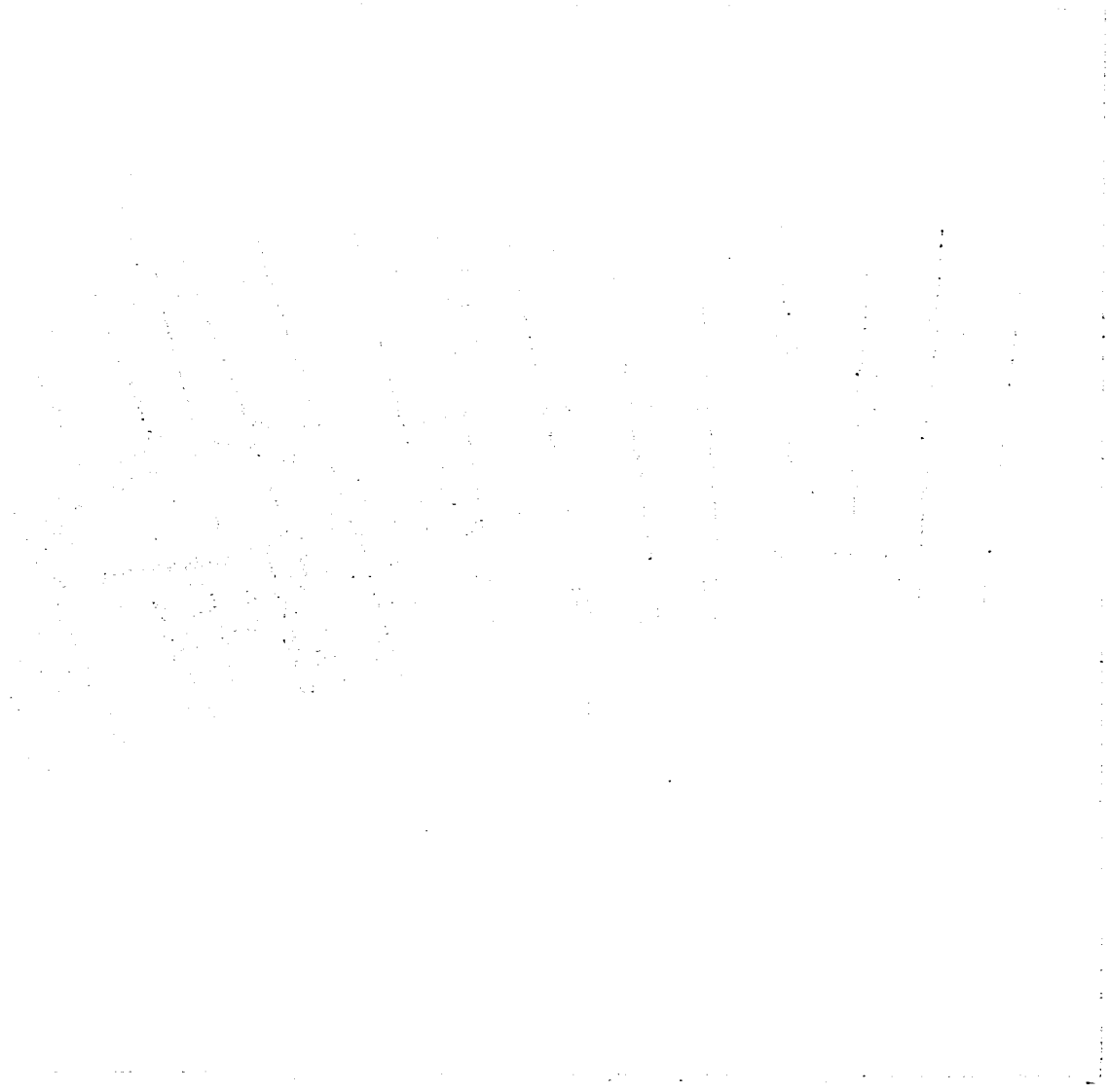
図－６．10．４(13)　河床変動横断比較図(実験II－７)

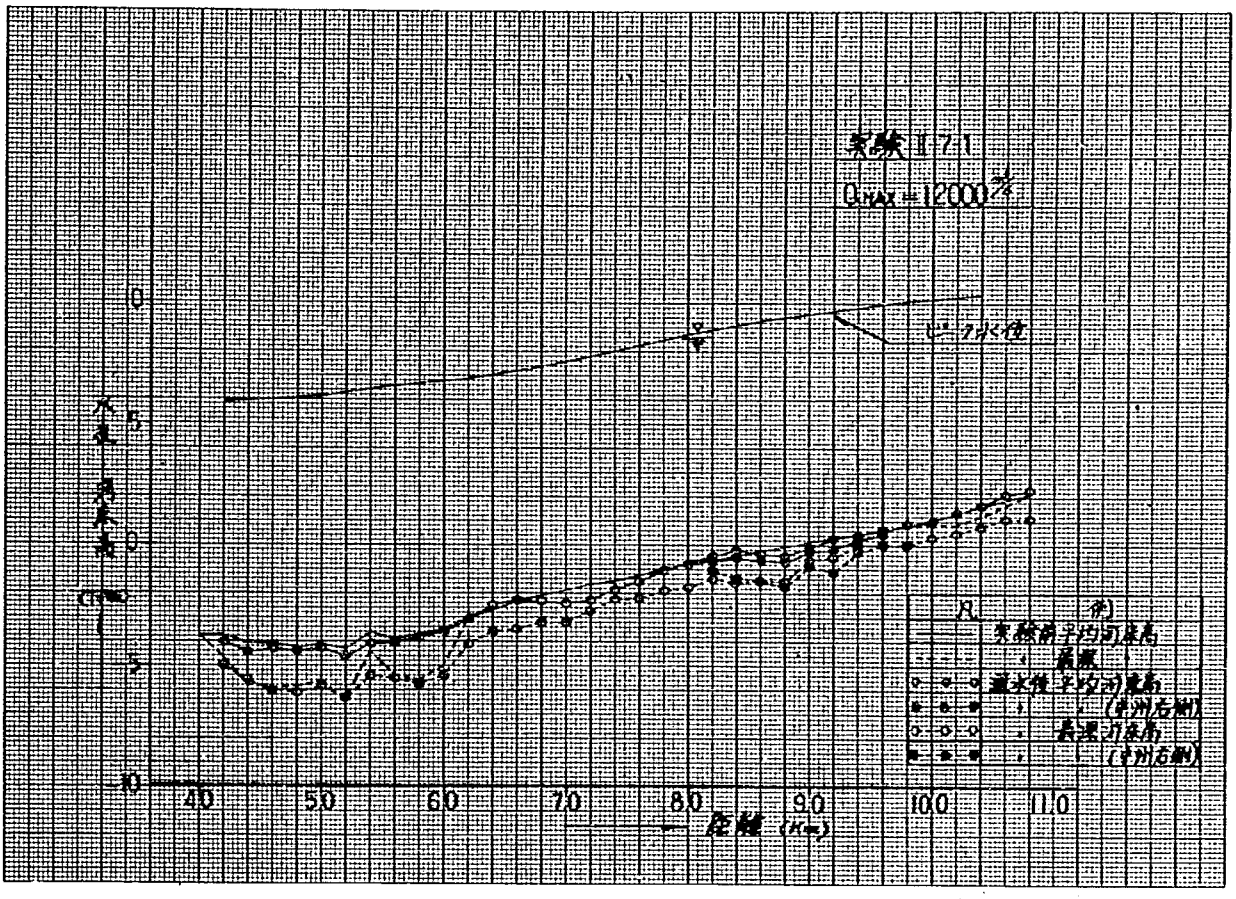


図－６．10．４(14)　河床変動横断比較図(実験II－７)

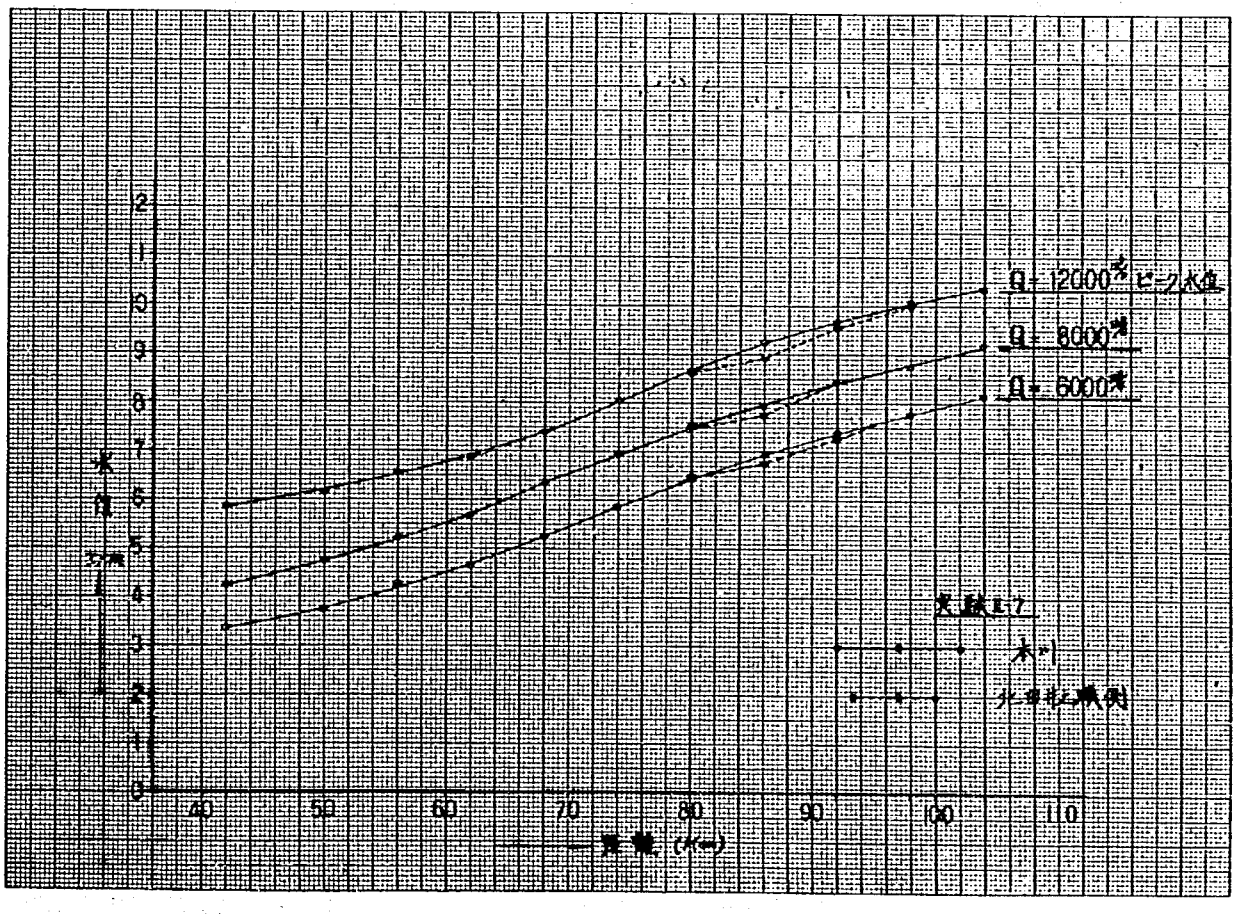


図－6.10.5　河床変動平面図(実験II－7－1)

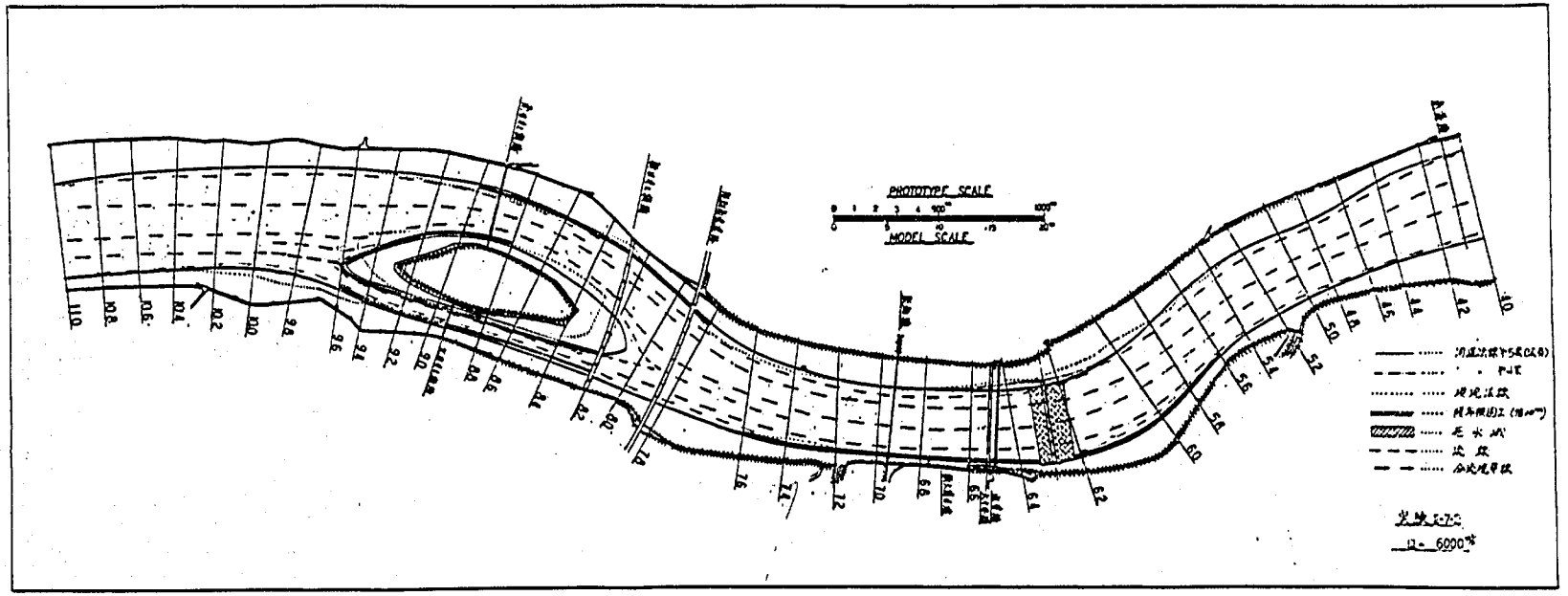




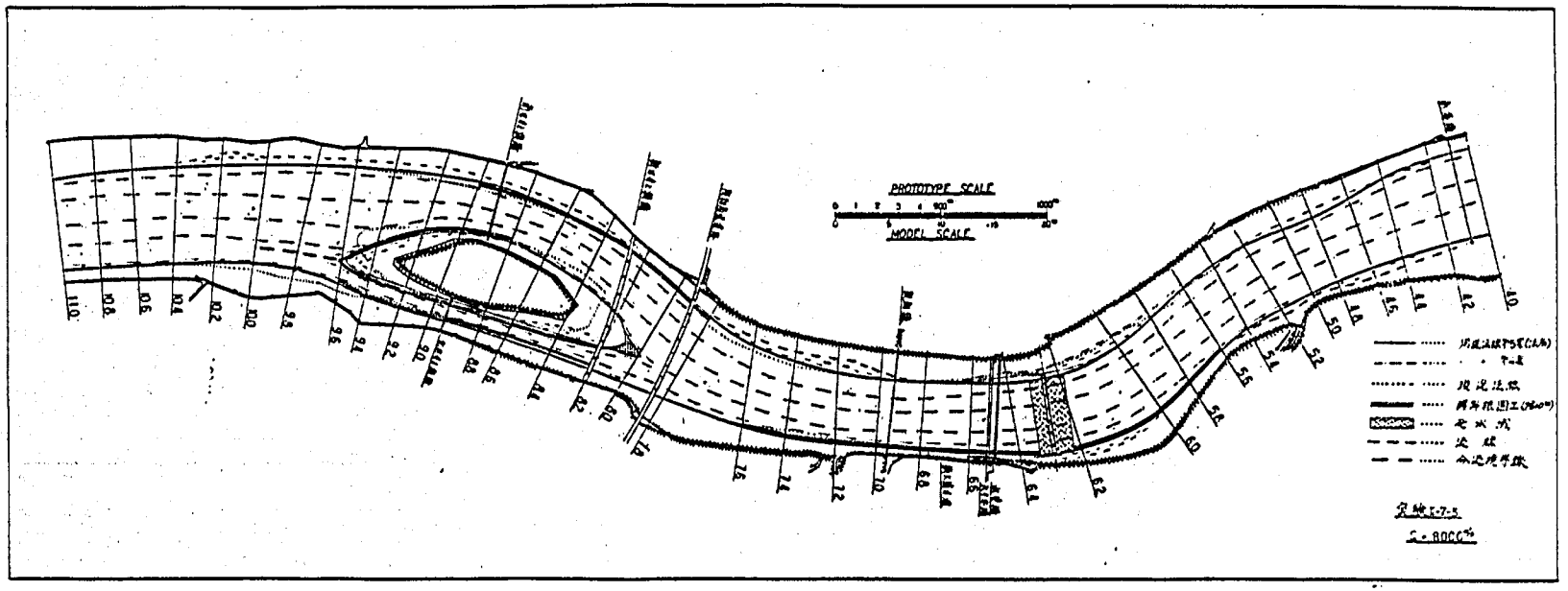
図－6.10.6　水位，河床高縦断図(実験II－7－1)



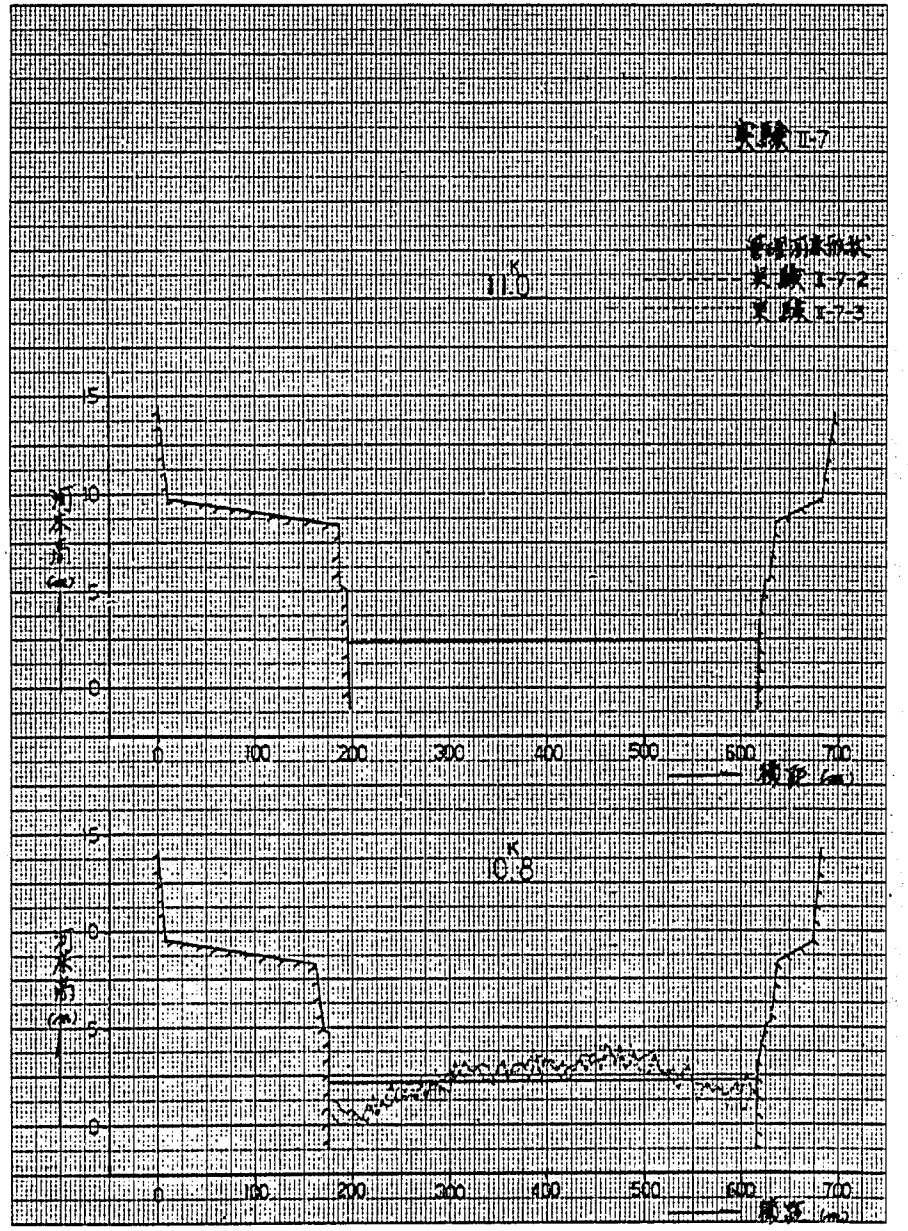
図－6.10.7　水位縦断比較図(実験II－7)



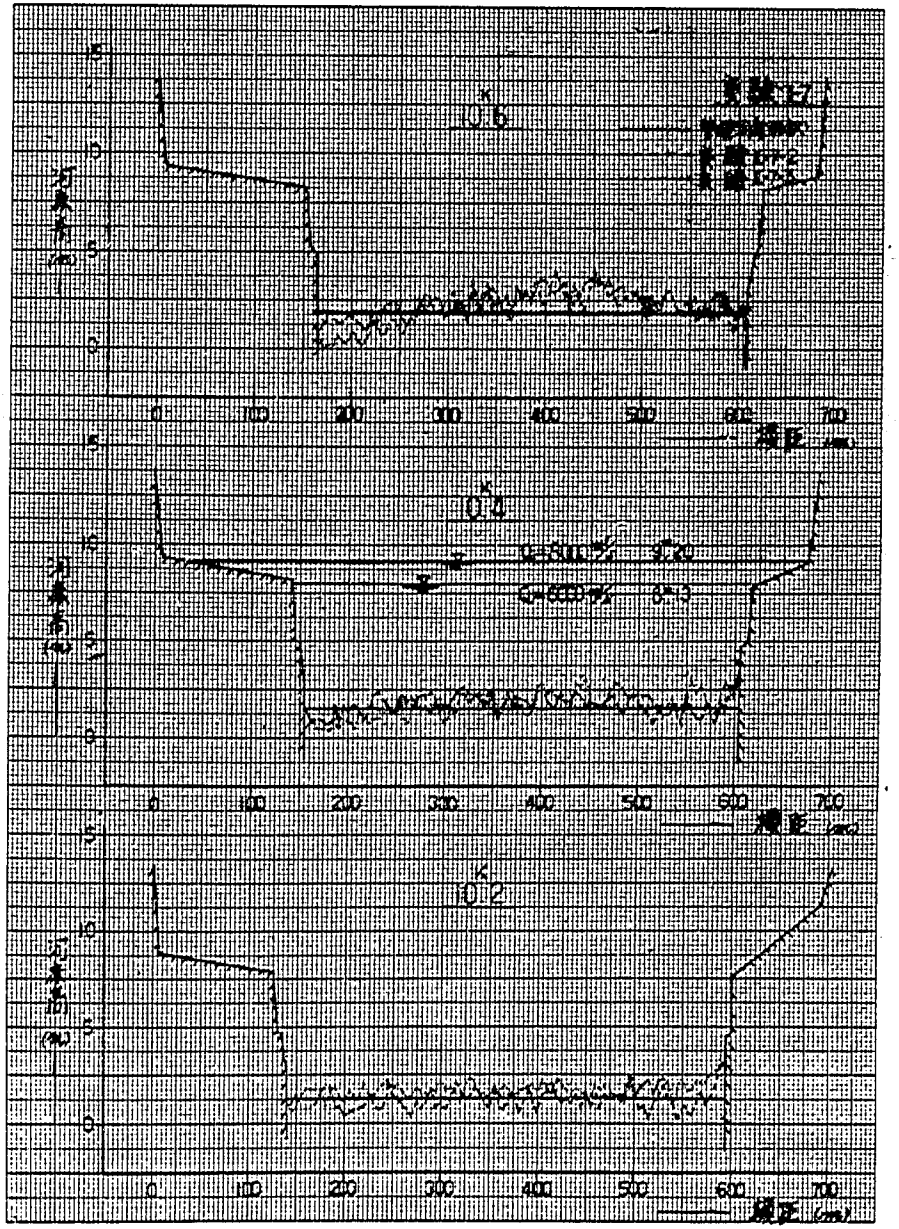
図－6.10.8　流況図(実験II－7－2)



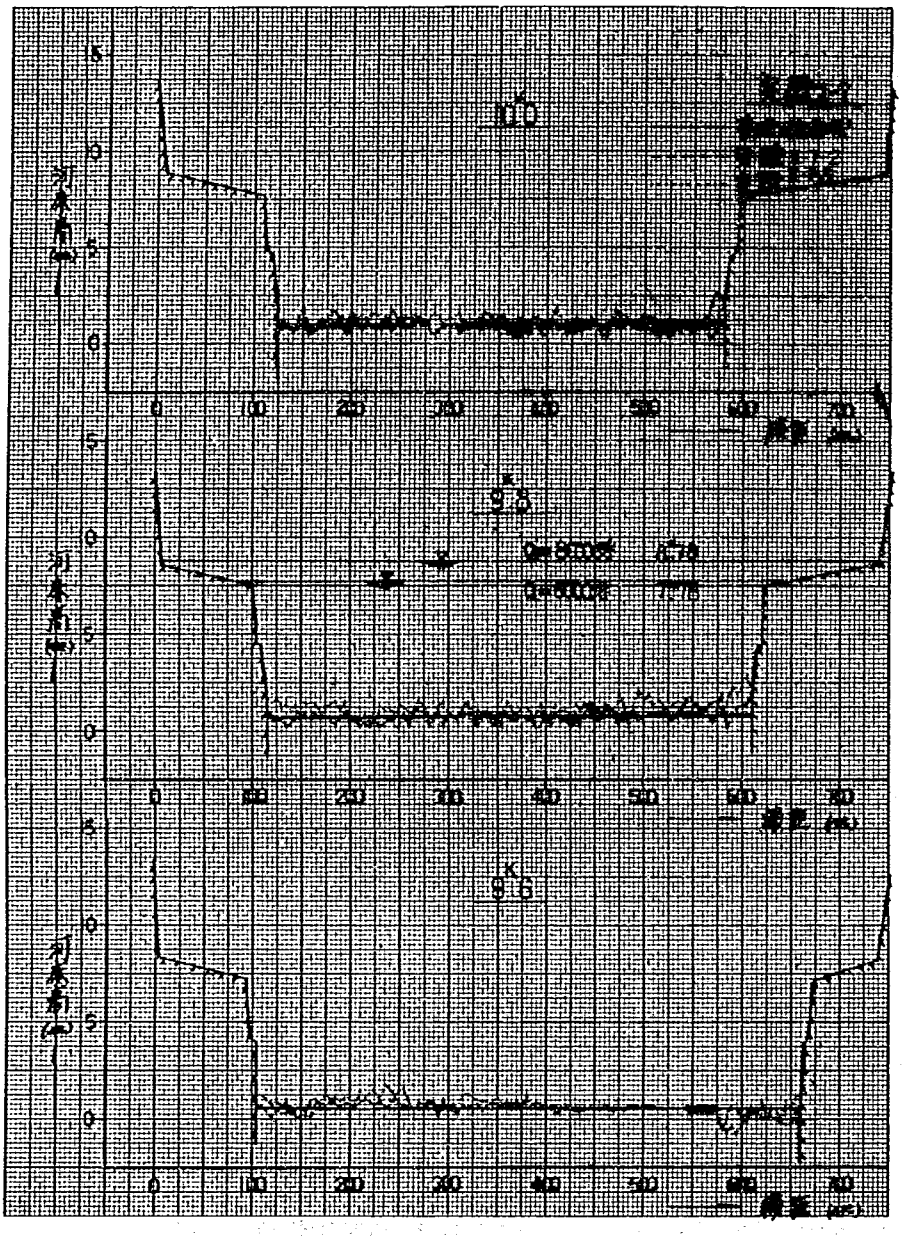
図－6.10.9　流況図(実験II－7－3)



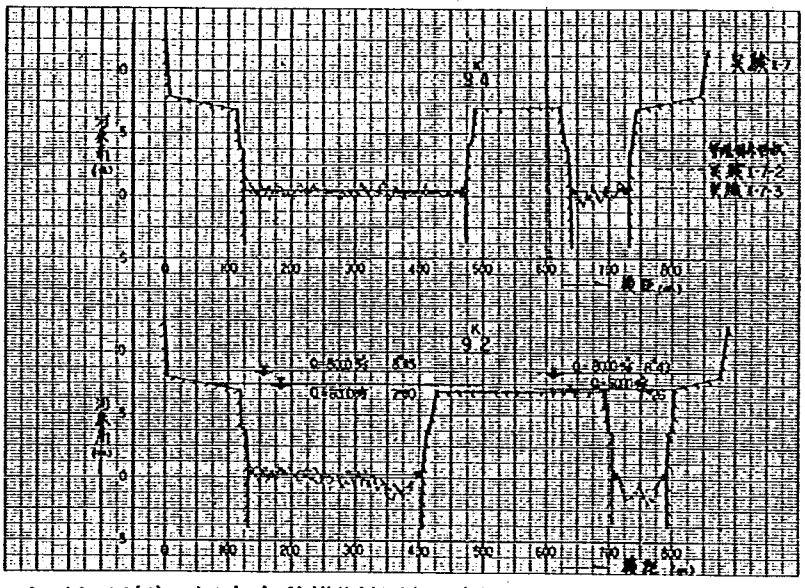
図－６.10.10(1)　河床変動横断比較図(実験II－７－２，II－７－３)



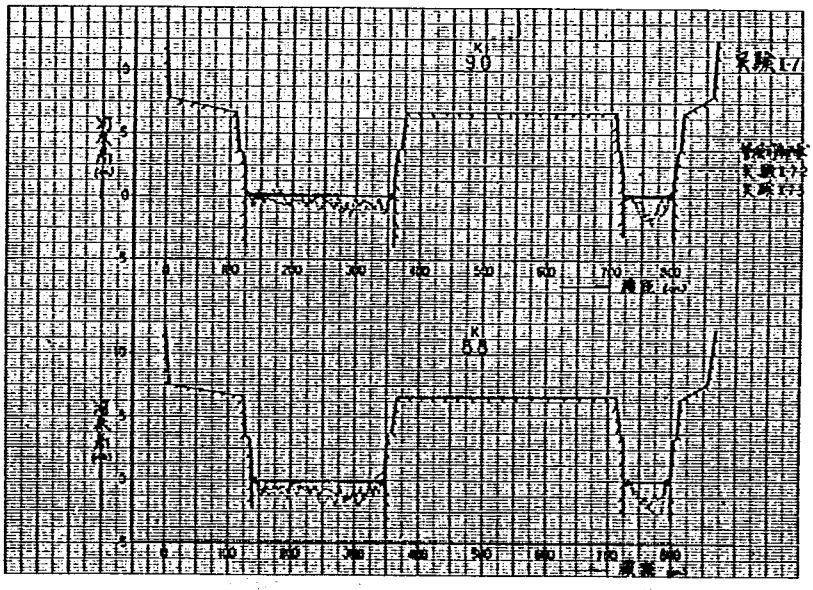
図－６.10.10(2)　河床変動横断比較図(実験II－７－２，II－７－３)



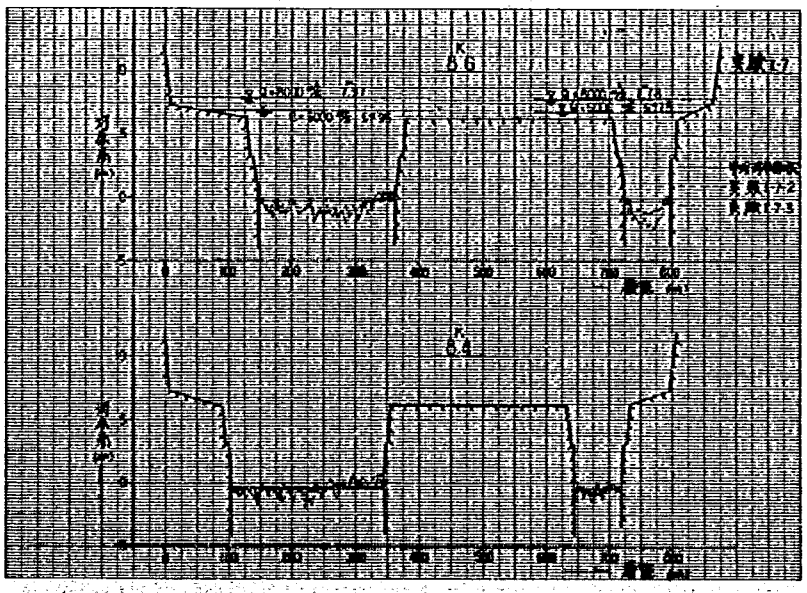
図－６.10.10(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－７－２，Ⅱ－７－３)



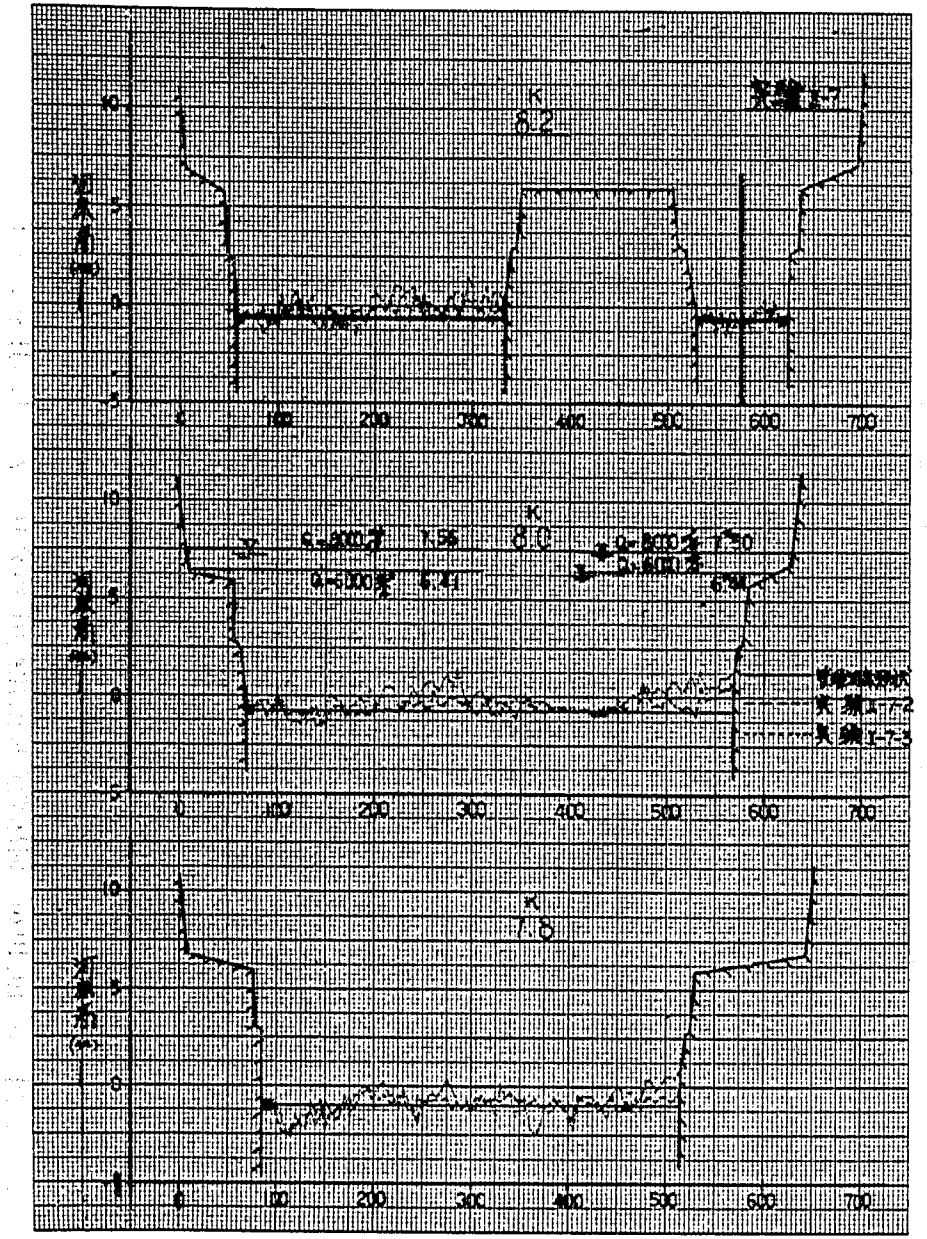
図－6.10.10(4)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)



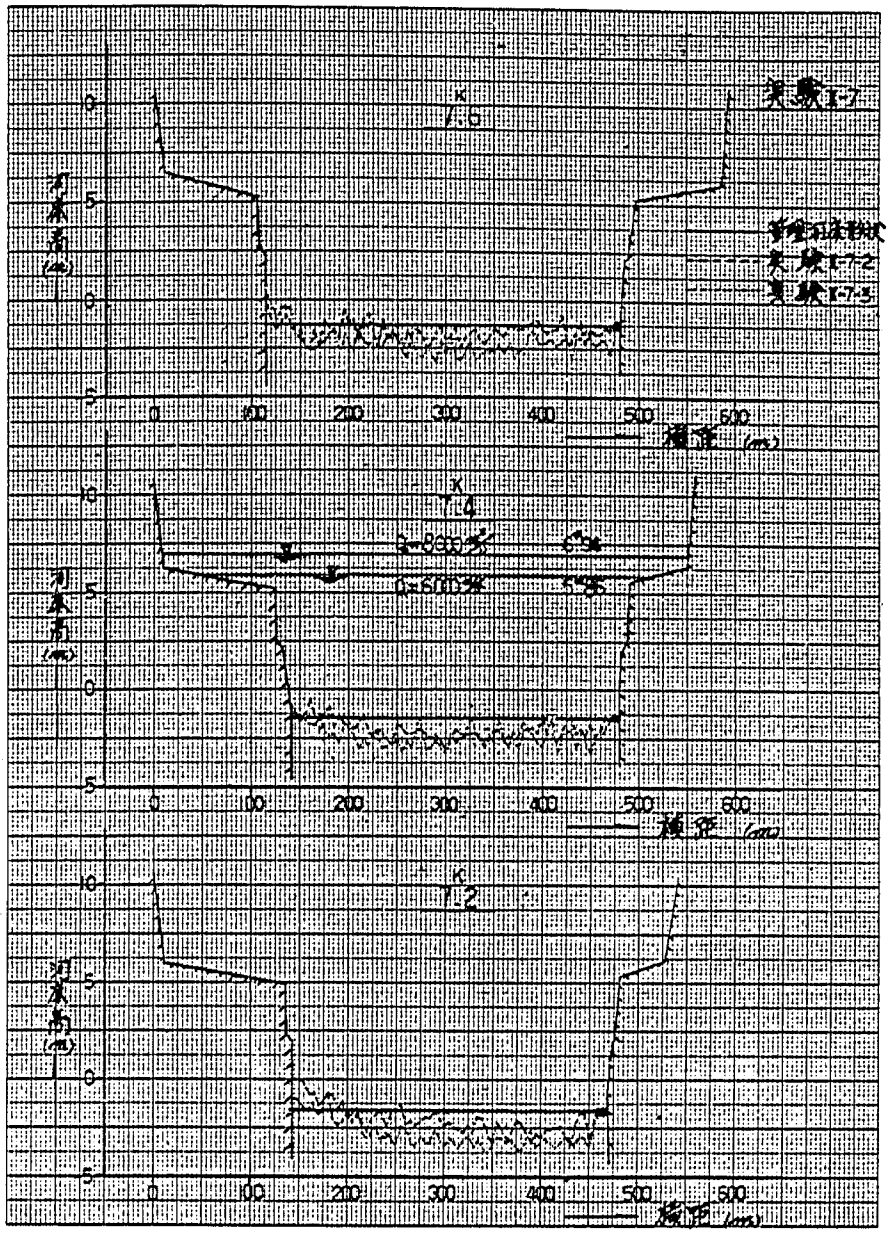
図－6.10.10(5)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)



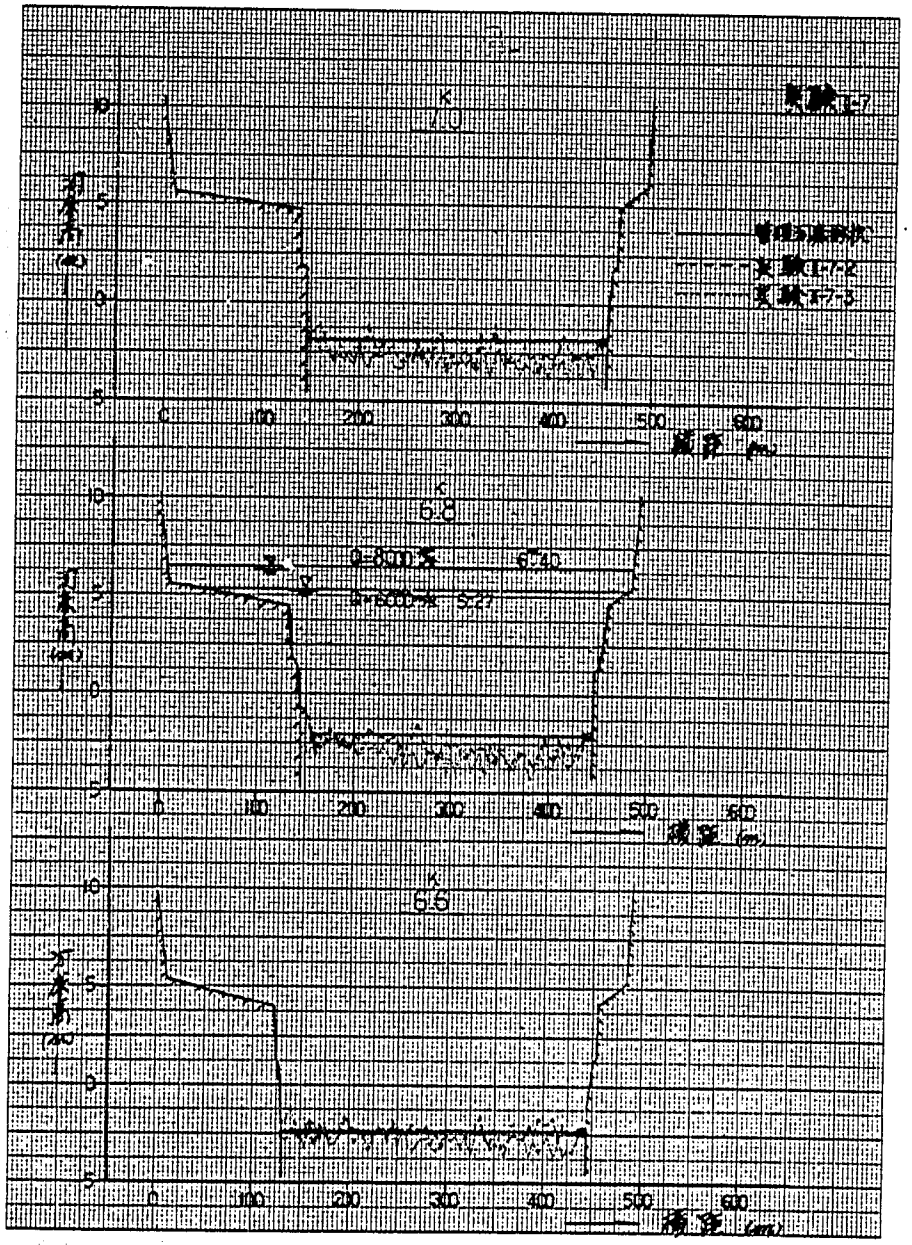
図－6.10.10(6)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)



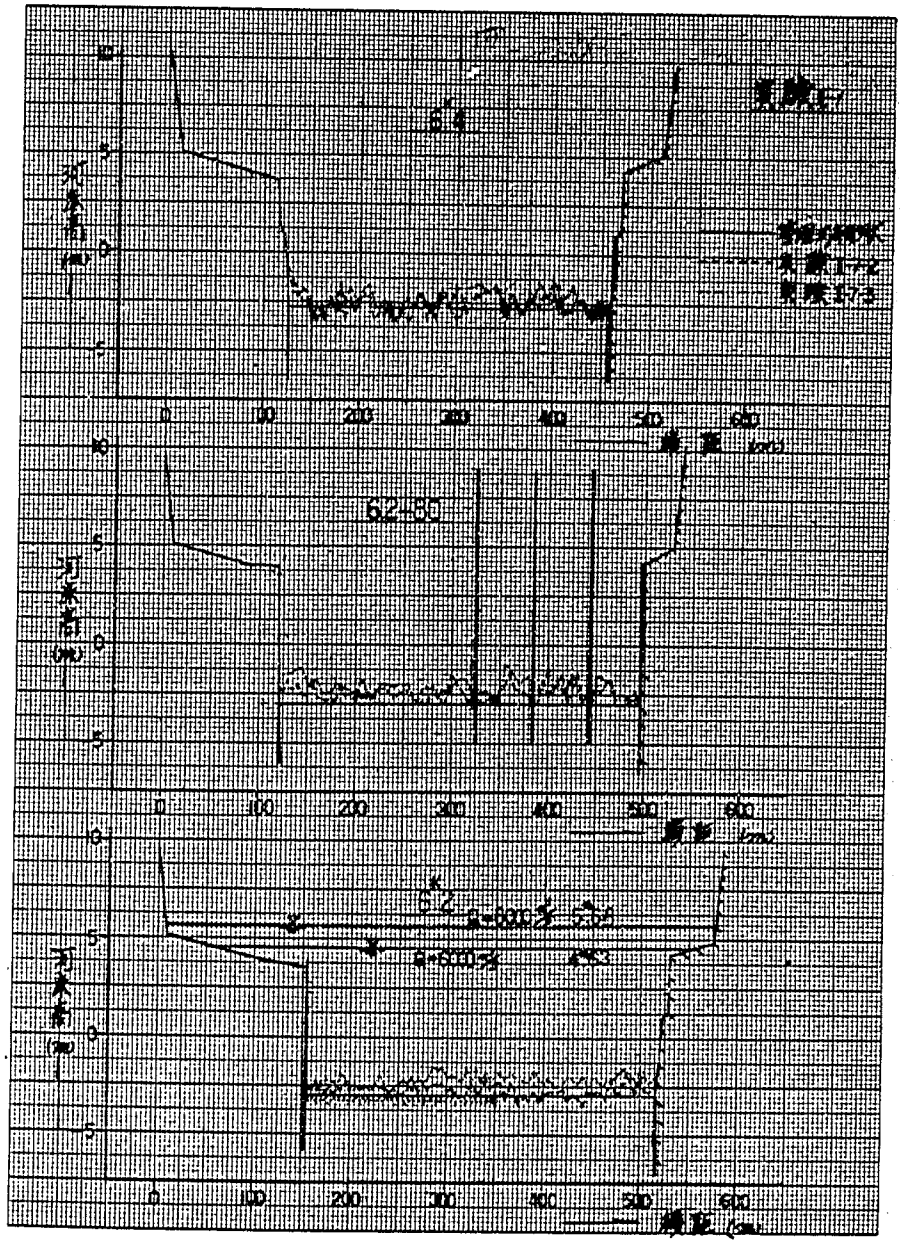
図－６.10.10(7)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－７－２，Ⅱ－７－３)



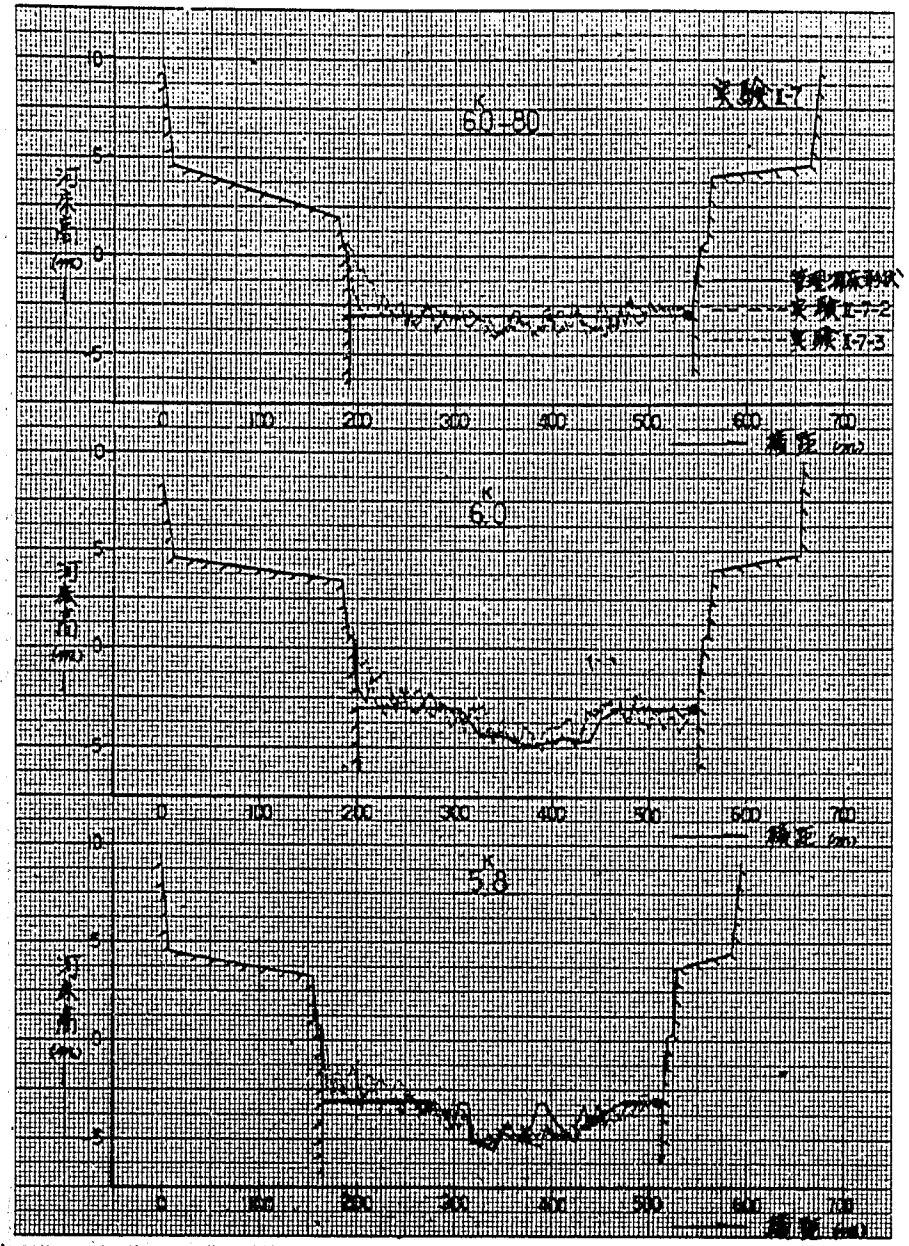
図－６.10.10(8)　河床変動横断比較図(実験Ⅱ－７－２，Ⅱ－７－３)



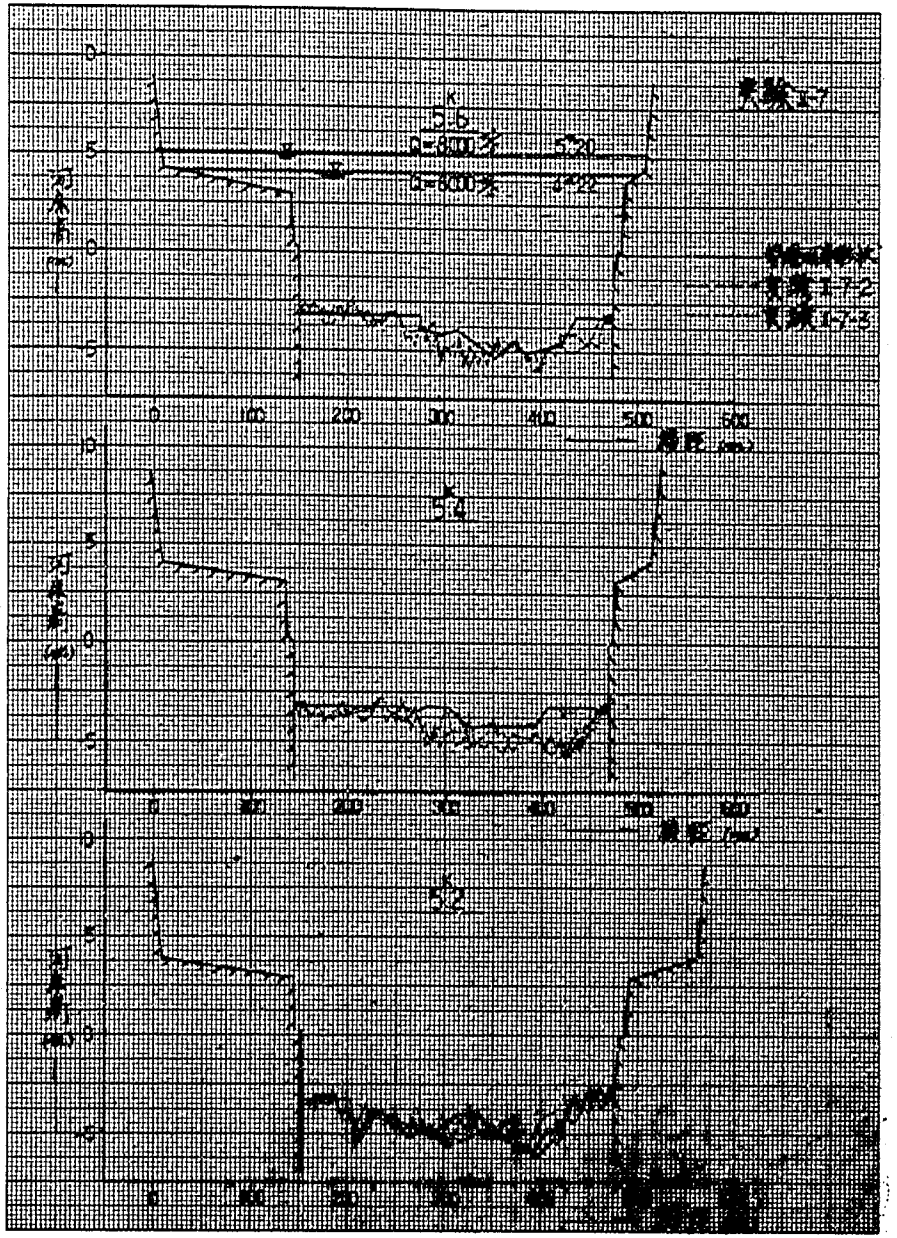
図－6.10.10(9)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)



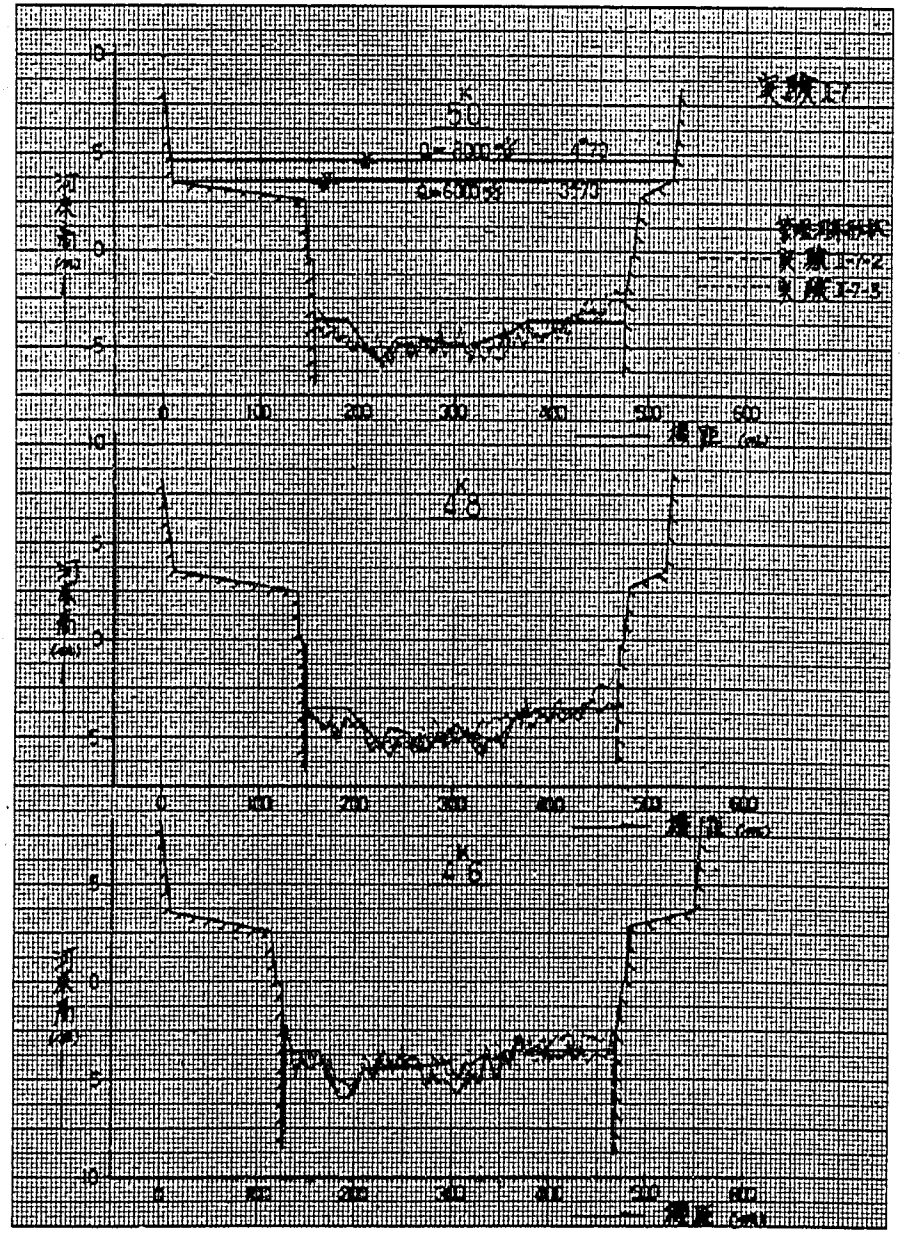
図－6.10.10(10)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)



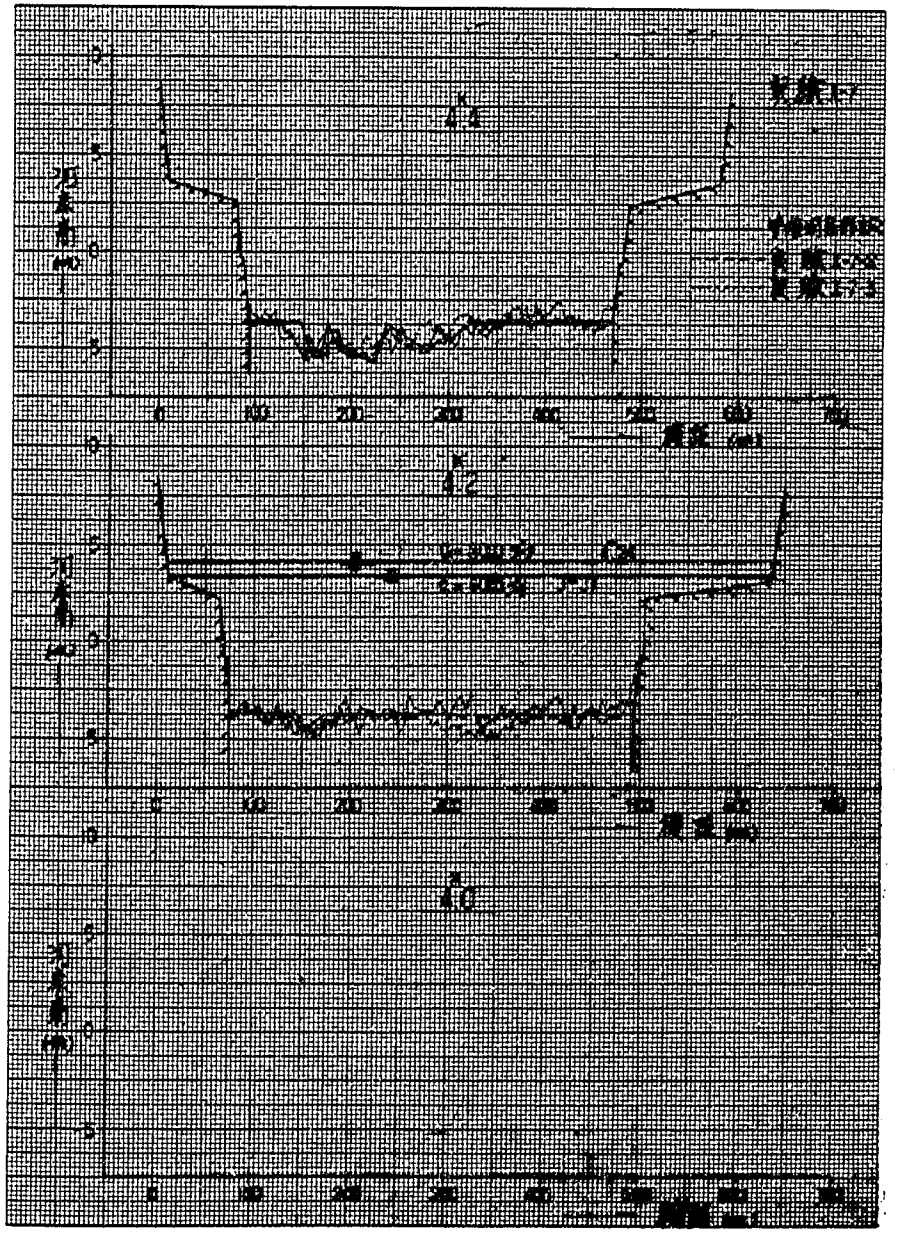
図－6.10.10(11)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)



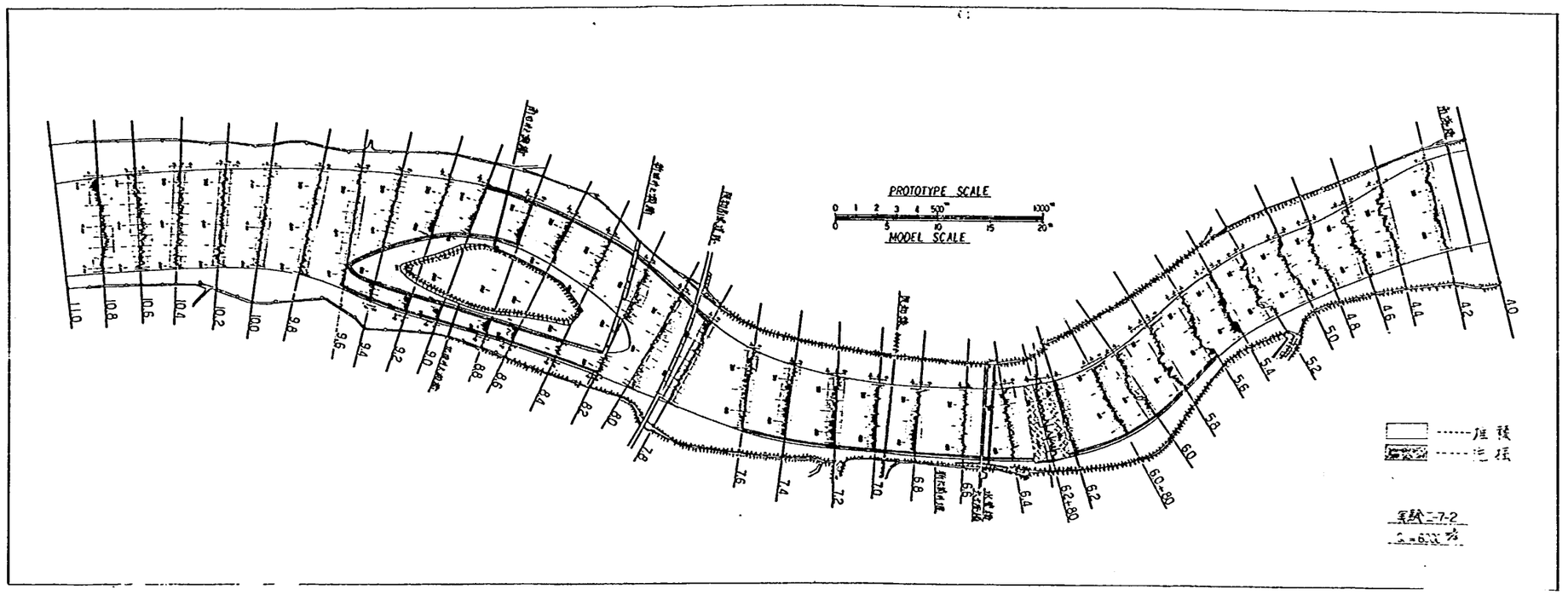
図－6.10.10(12)　河床変動横断比較図(実験II－7－2，II－7－3)



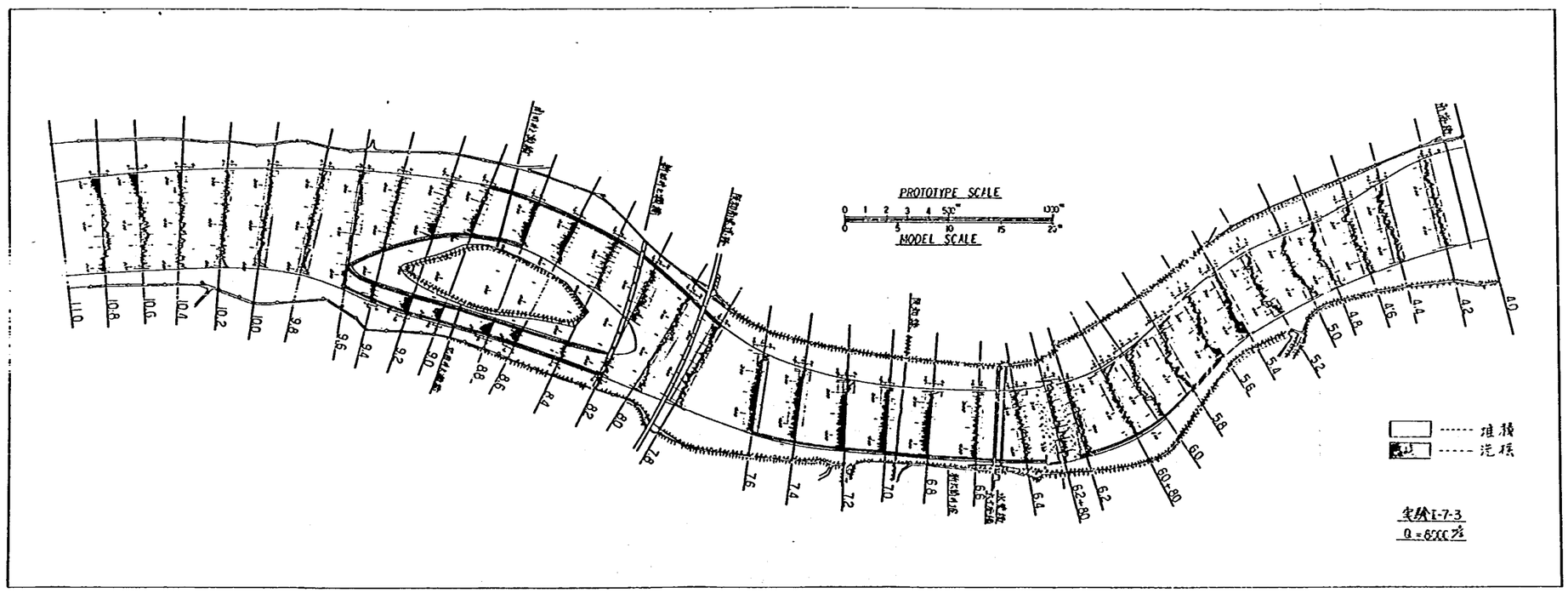
図－６.10.10(13)　河床変動横断比較図(実験II－７－２，II－７－３)



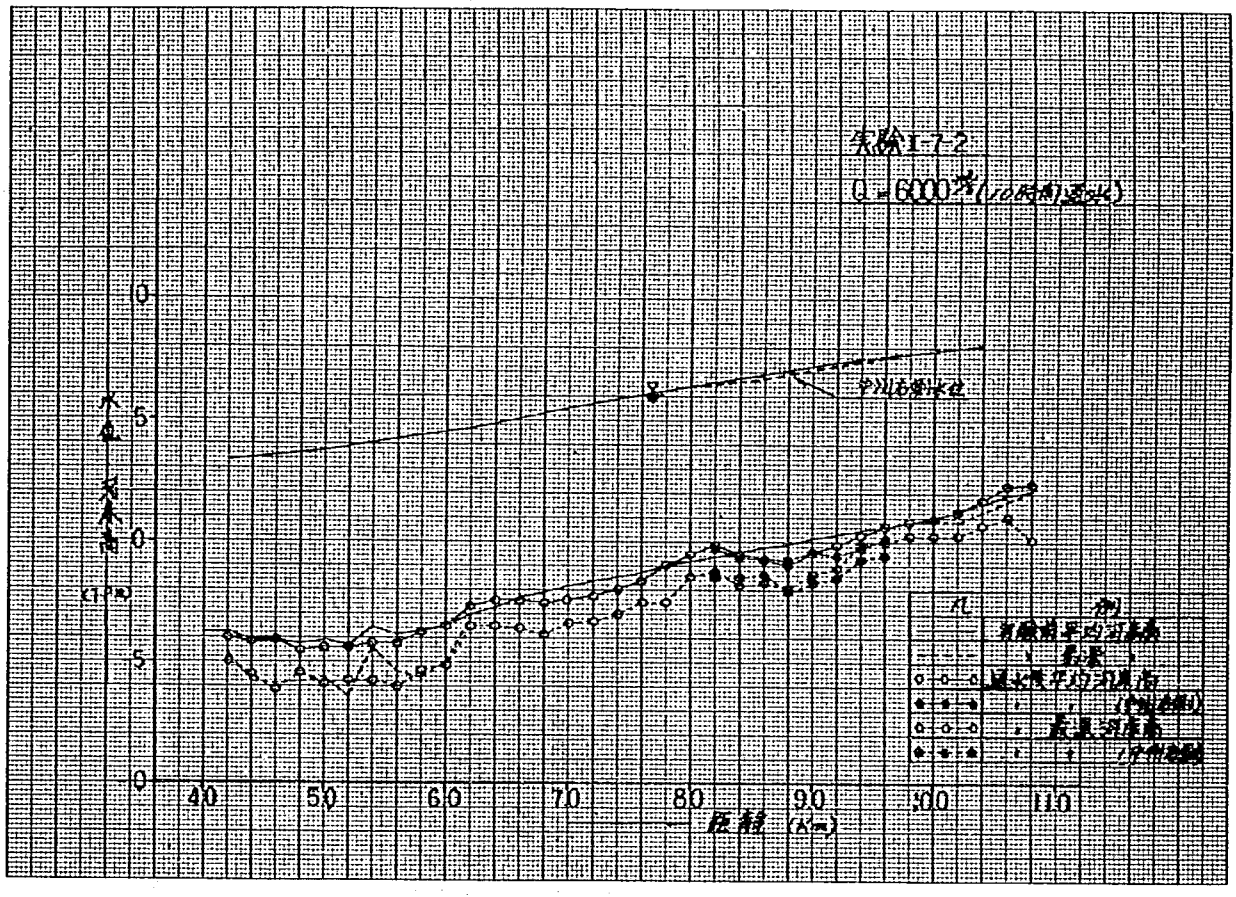
図－６.10.10(14)　河床変動横断比較図(実験II－７－２，II－７－３)



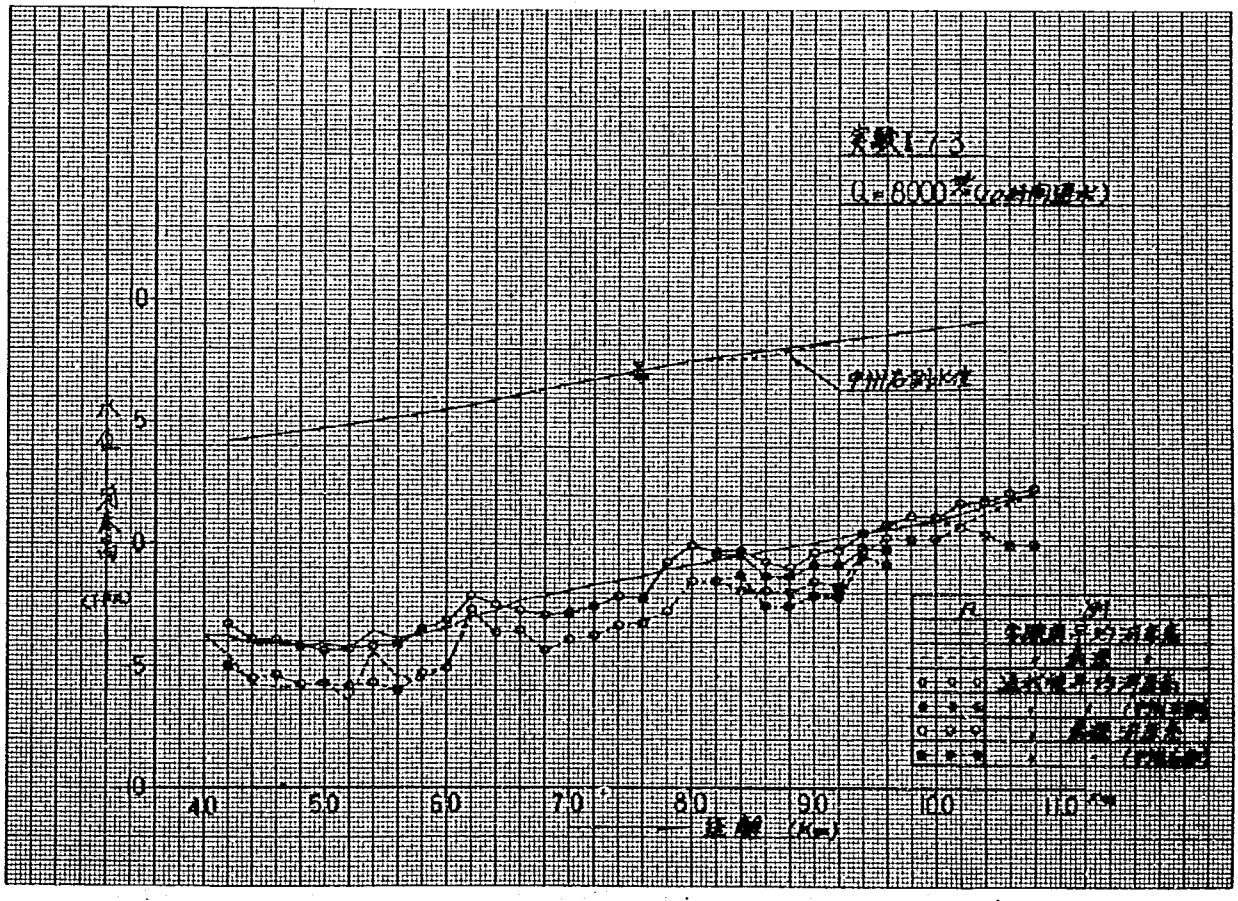
図－6．10．11　河床変動平面図（実験II－7－2）



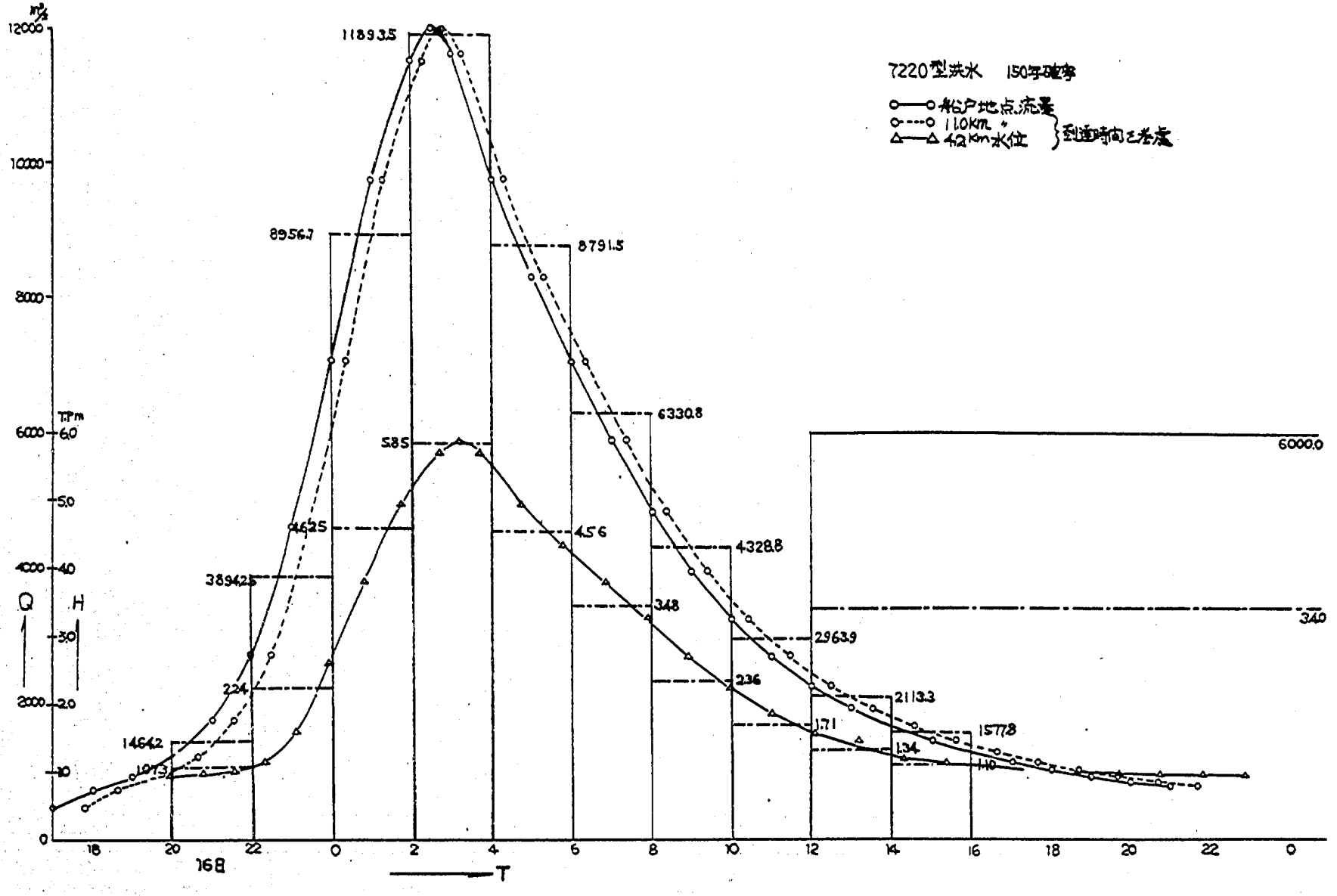
図－6．10．12　河床変動平面図(実験II－7－3)



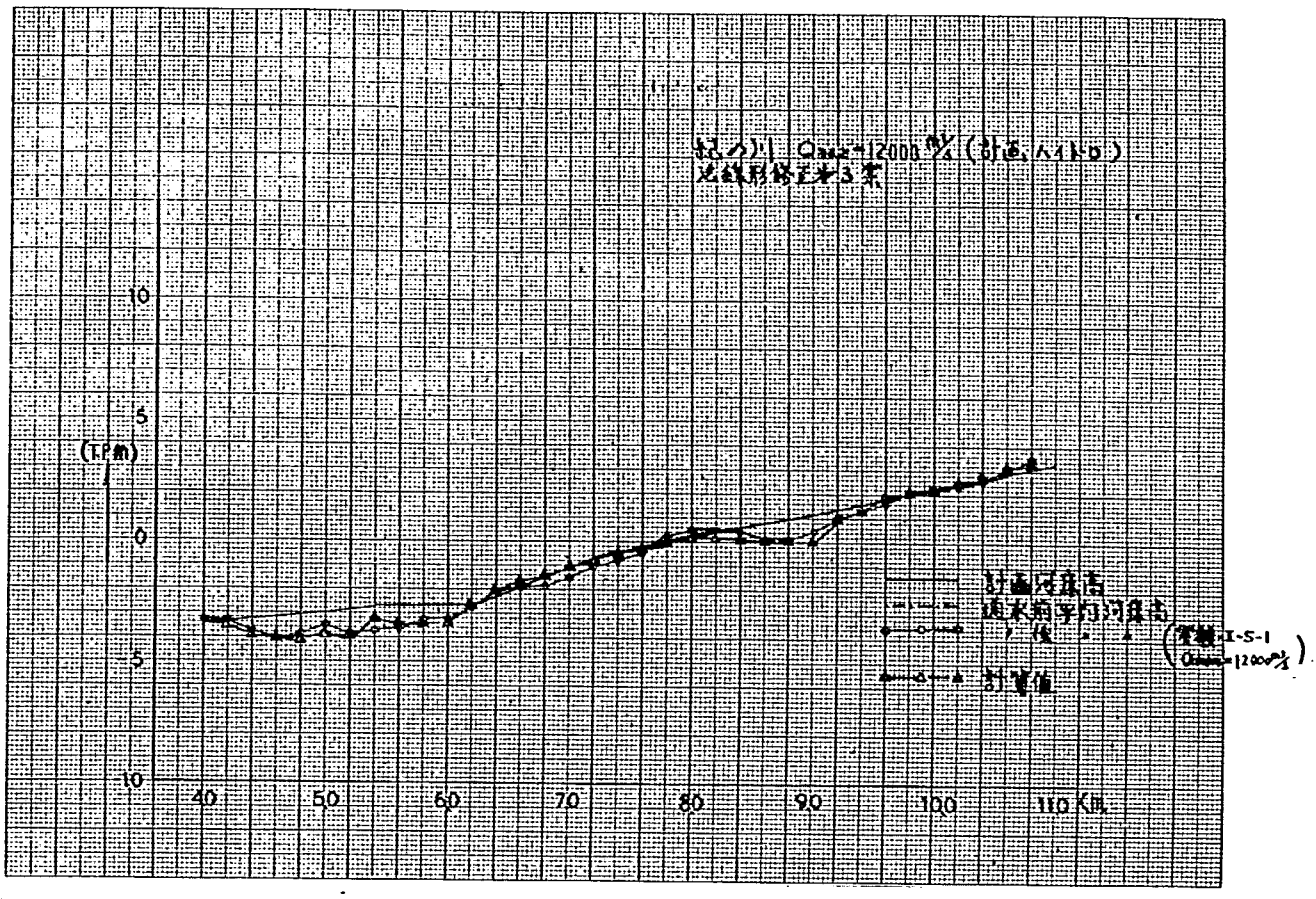
図－6.10.13　水位，河床高縦断図(実験II－7－2)



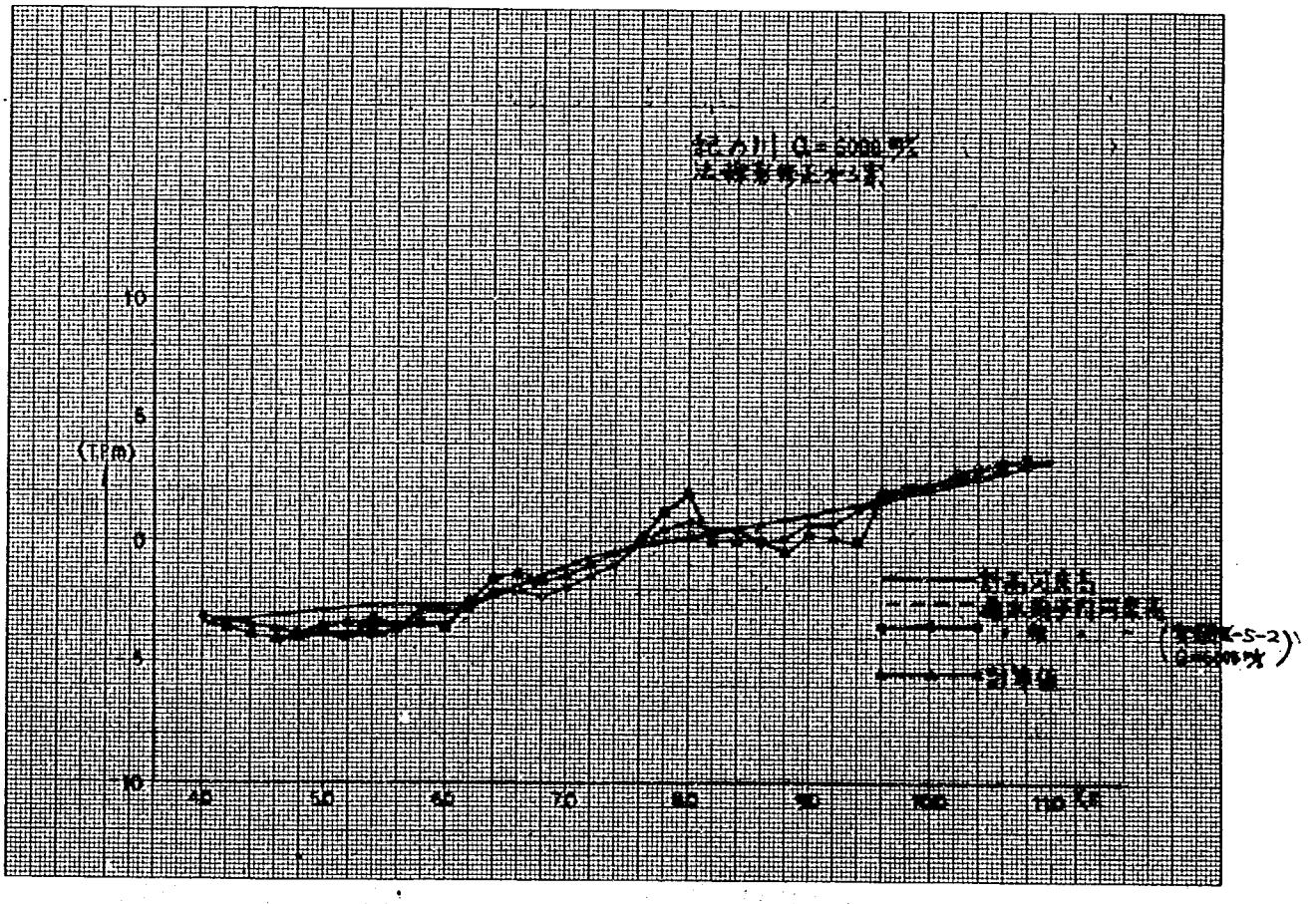
図－6.10.14　水位，河床高縦断図(実験II－7－3)



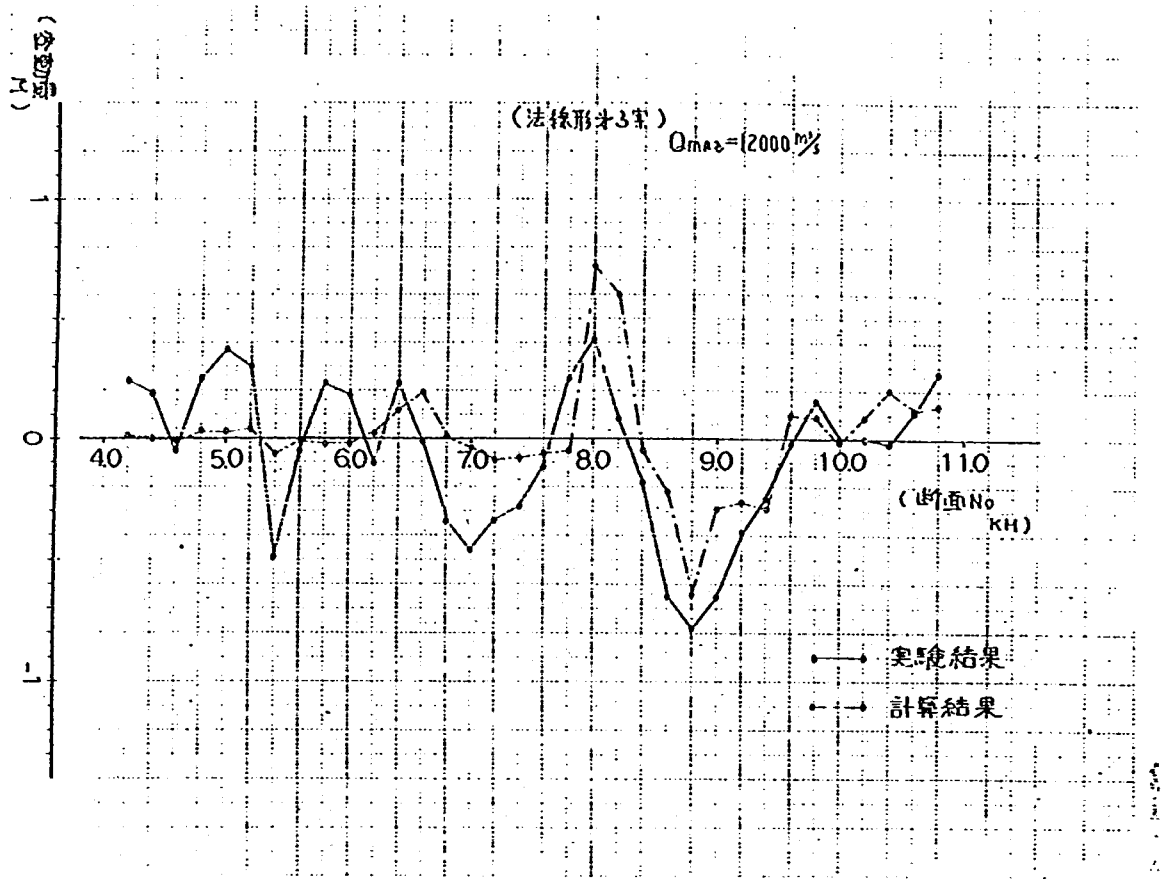
図－6.11.1　計画高水ハイドログラフ



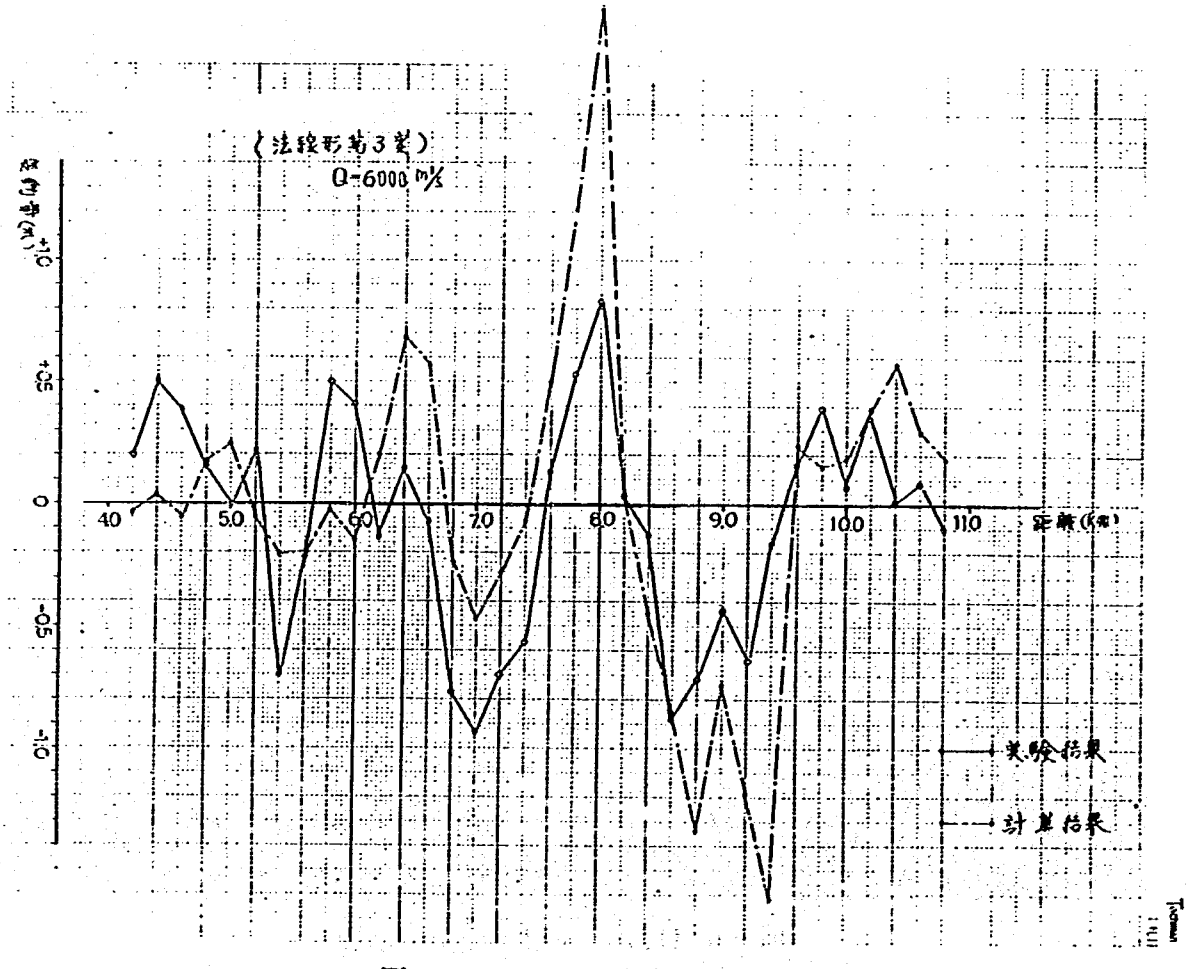
図－６.11.２　河床変動縦断比較図



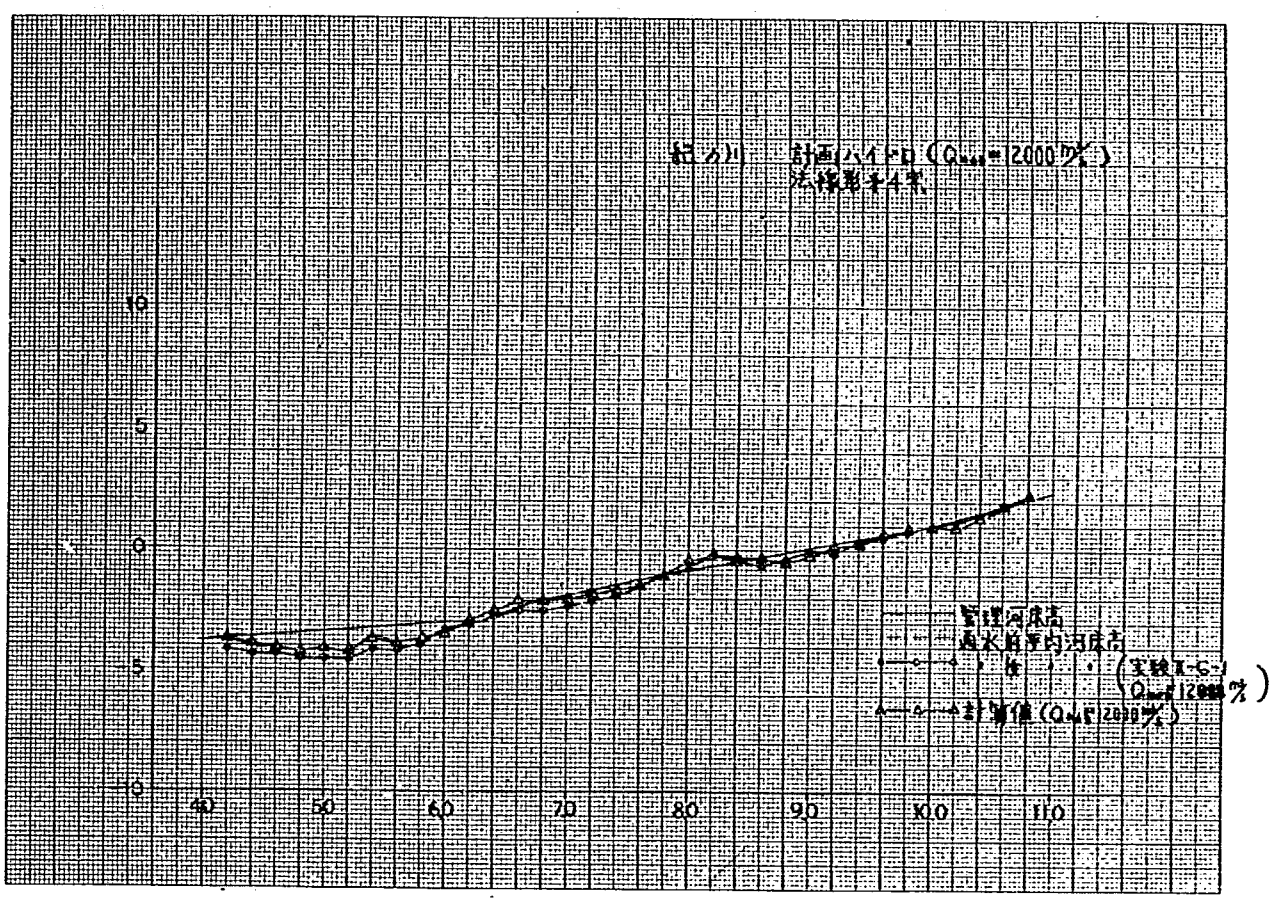
図－６.11.３　河床変動縦断比較図



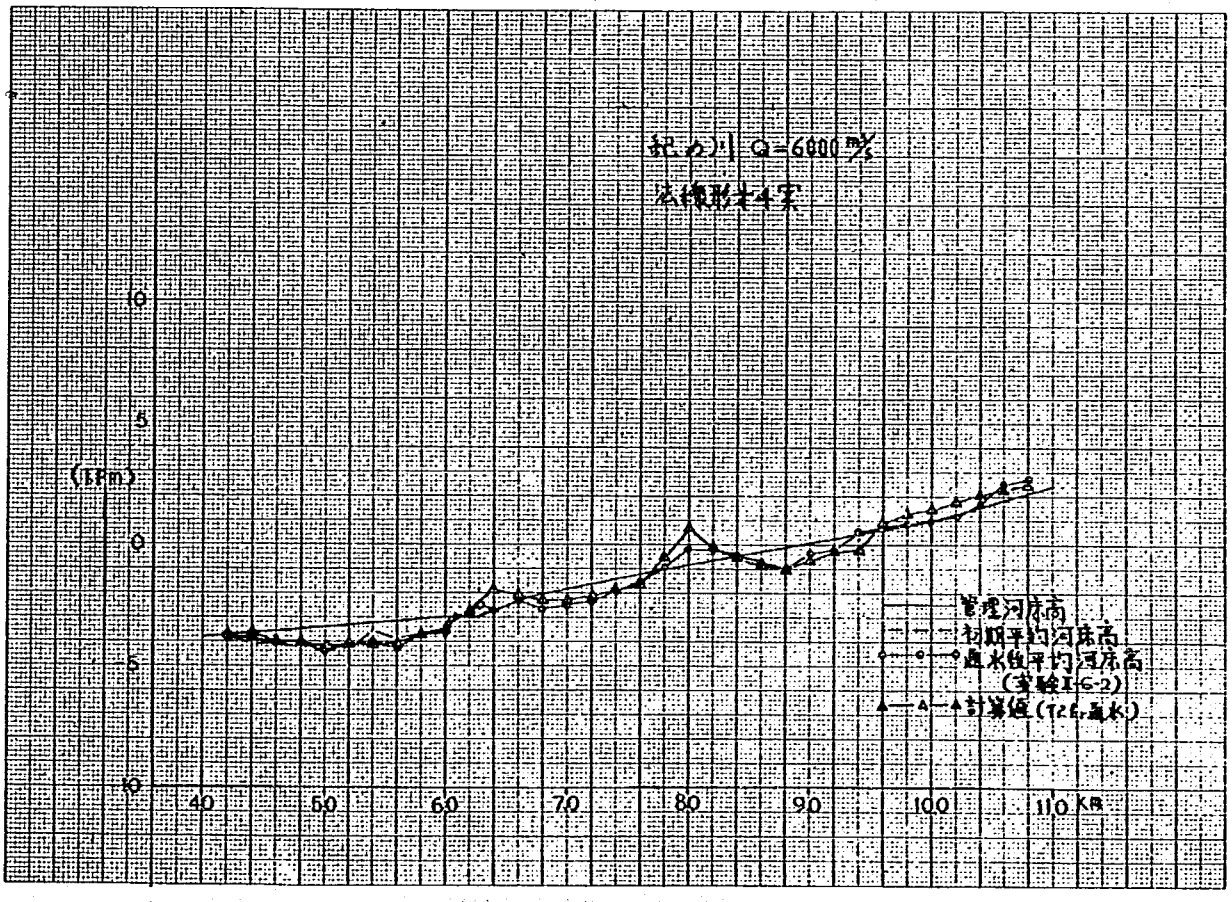
図－6.11.4　河床変動量図



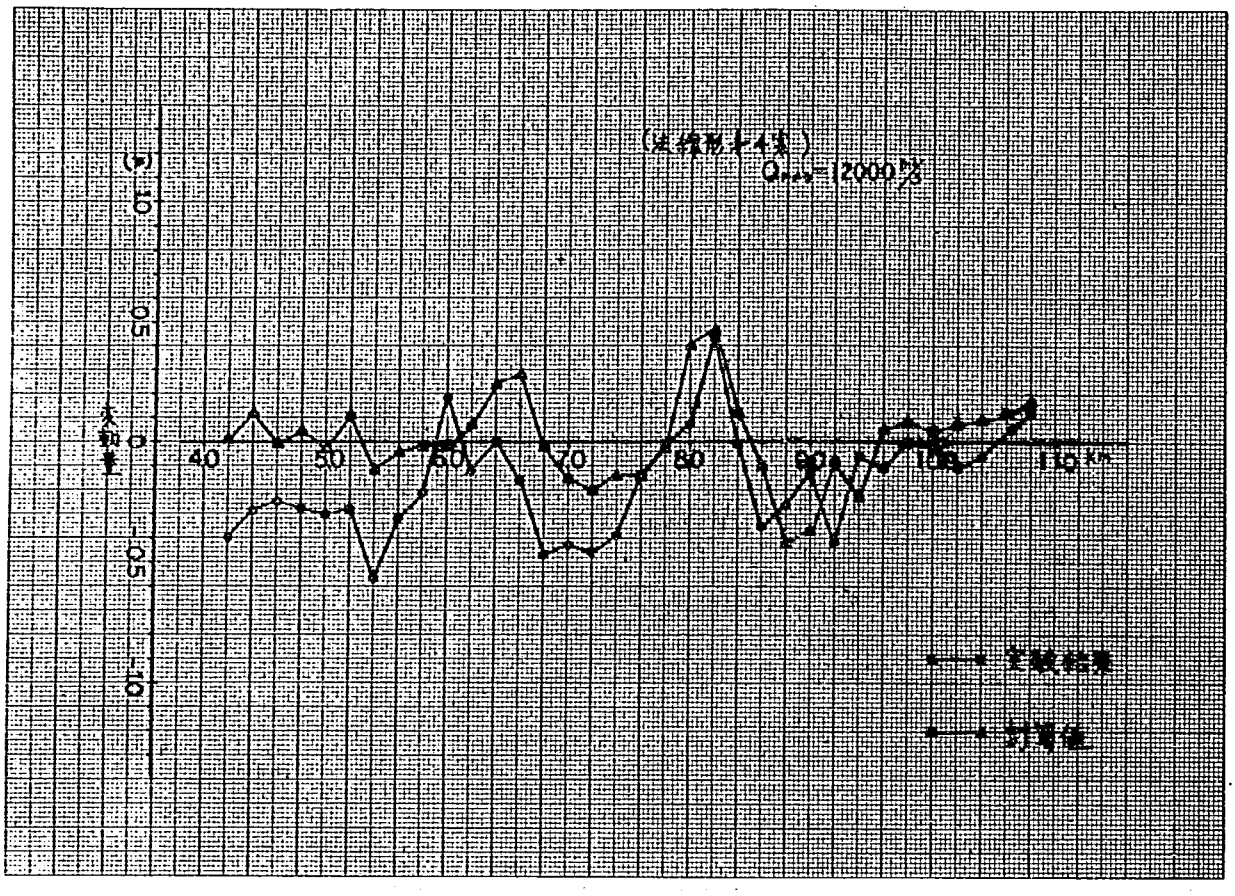
図－6.11.5　河床変動量図



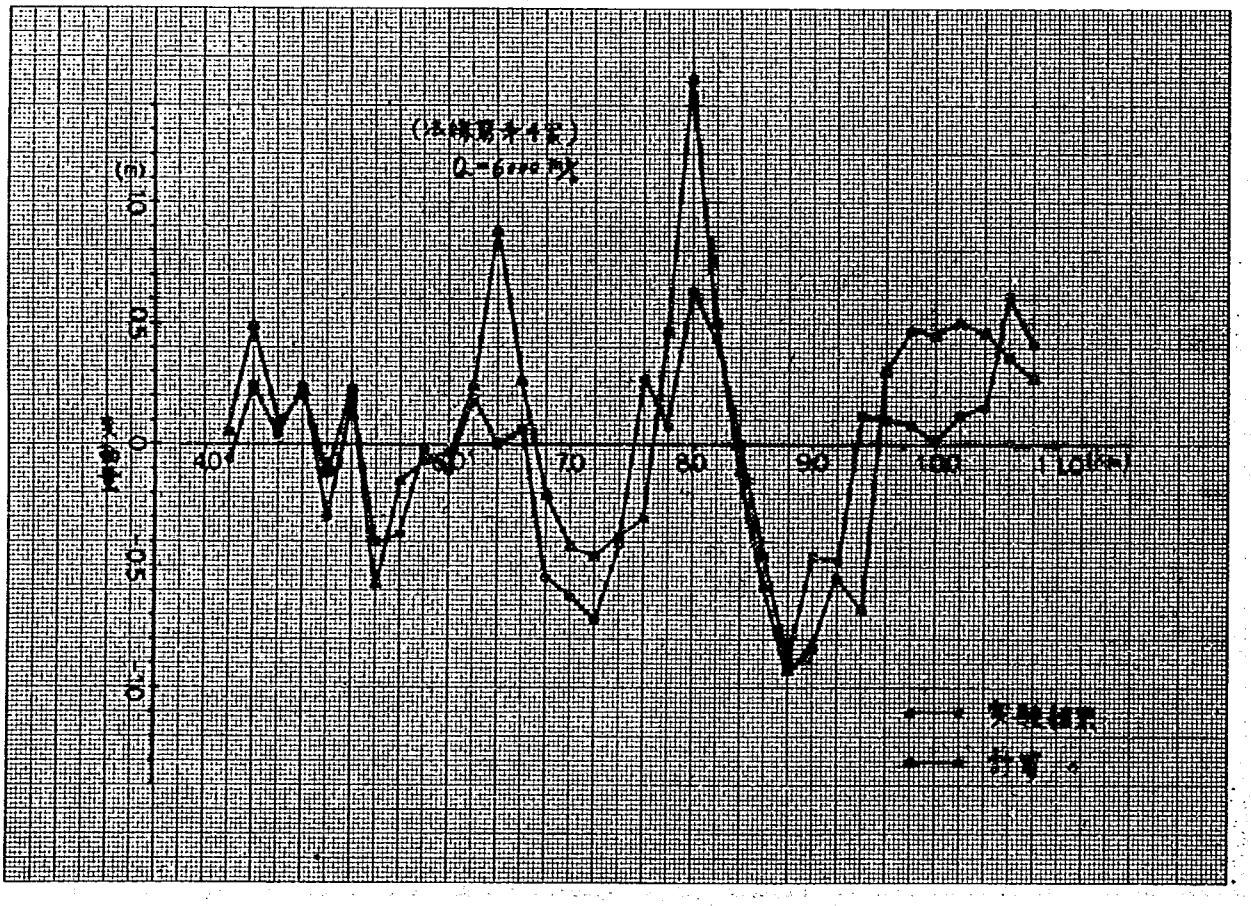
図－６.11.６　河床変動縦断比較図



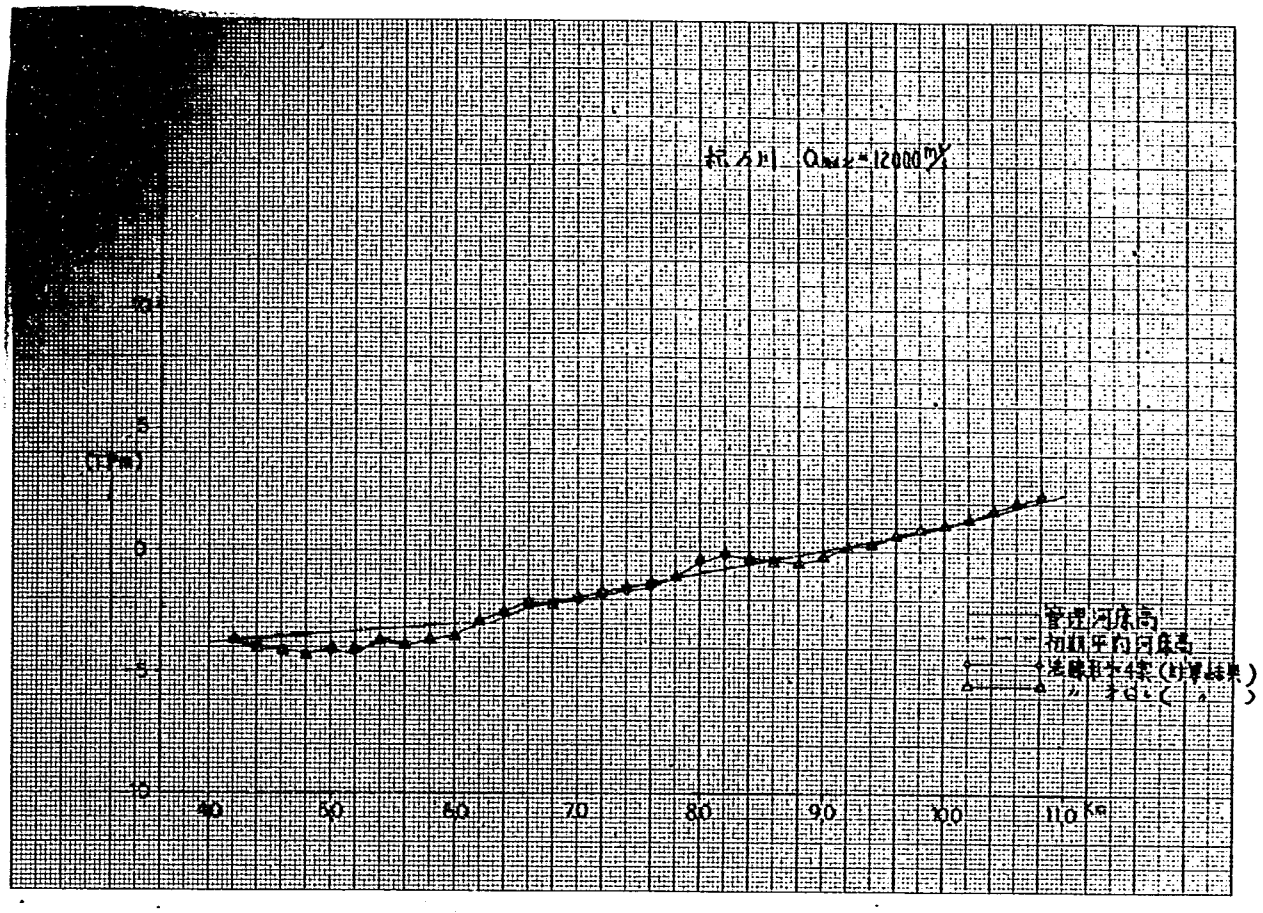
図－６.11.７　河床変動縦断比較図



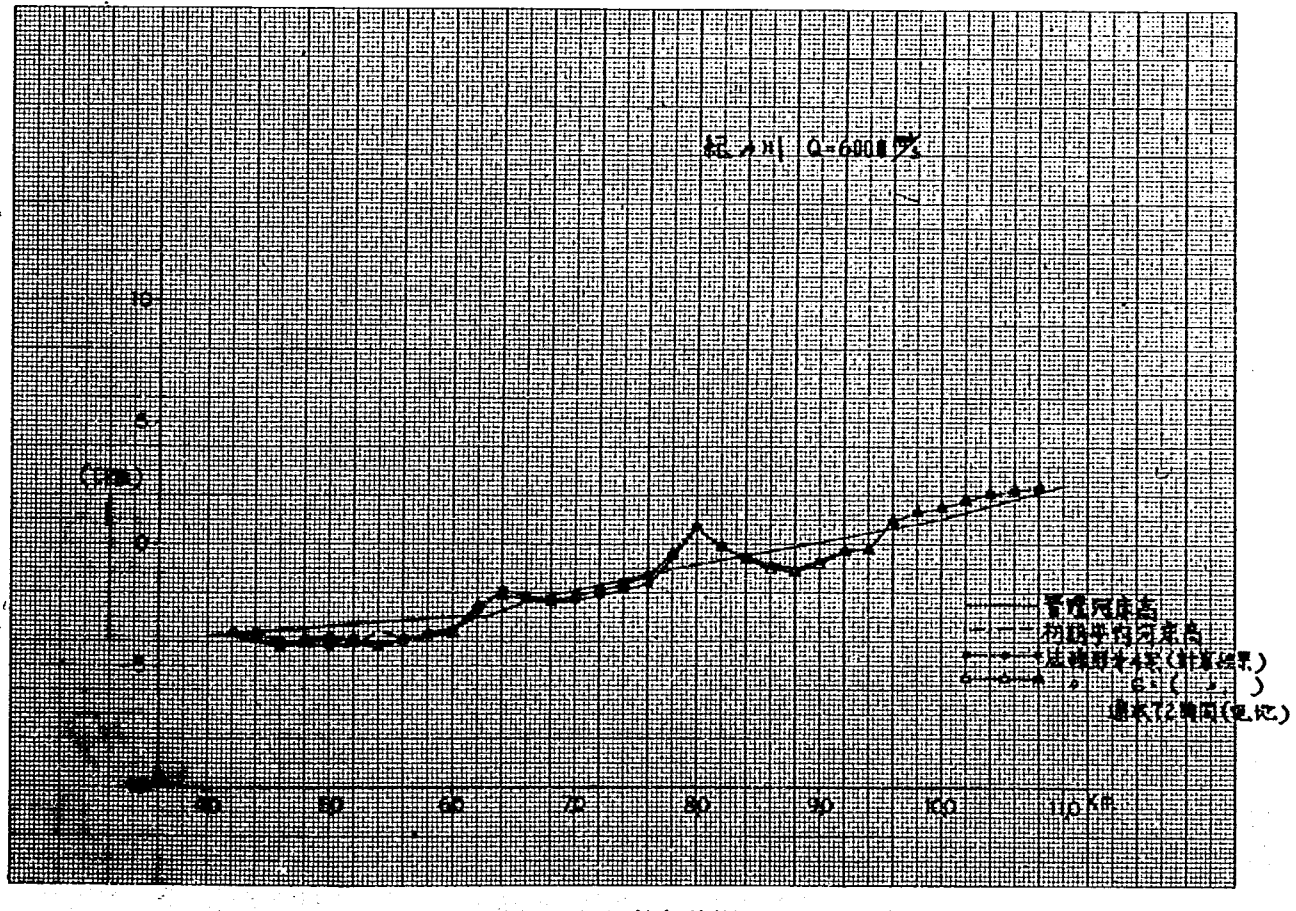
図－6.11.8　河床変動量図



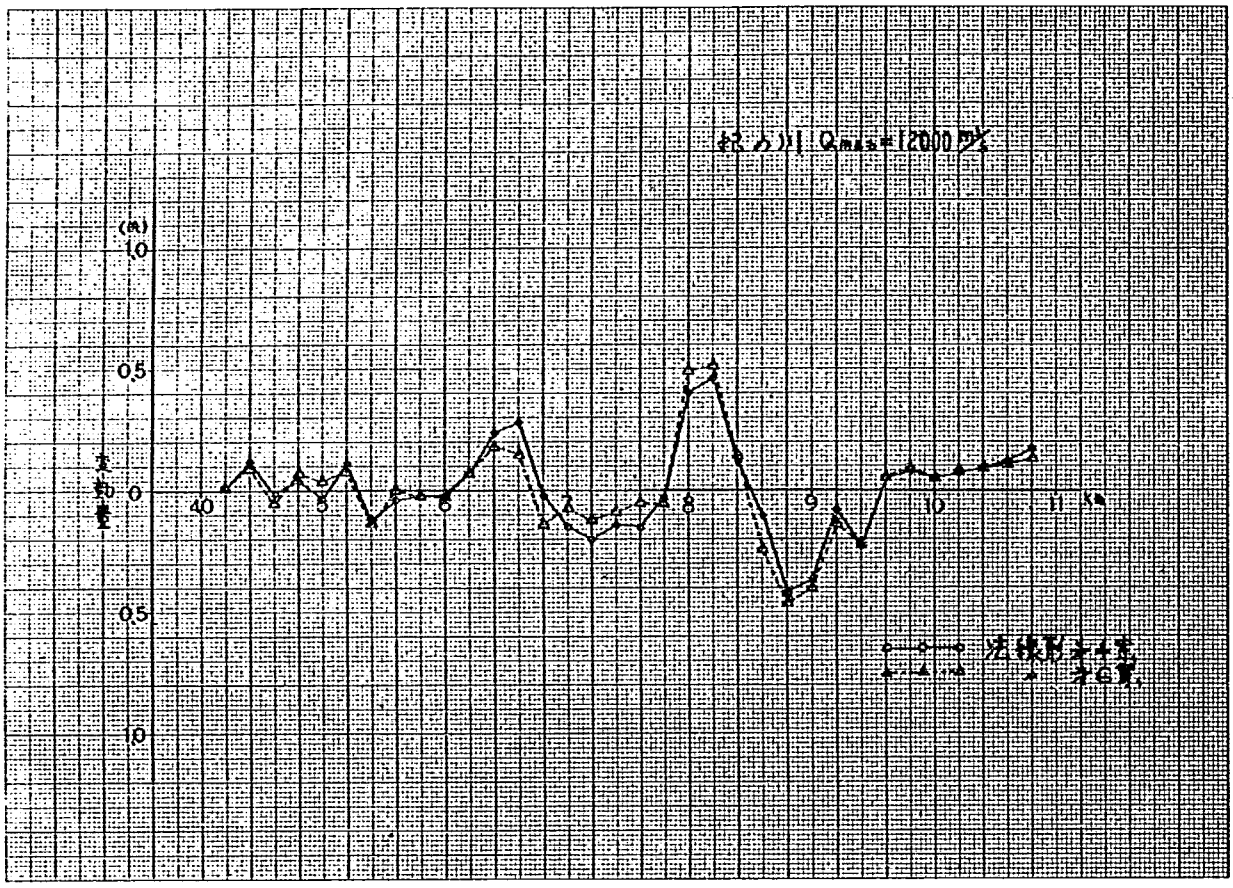
図－6.11.9　河床変動量図



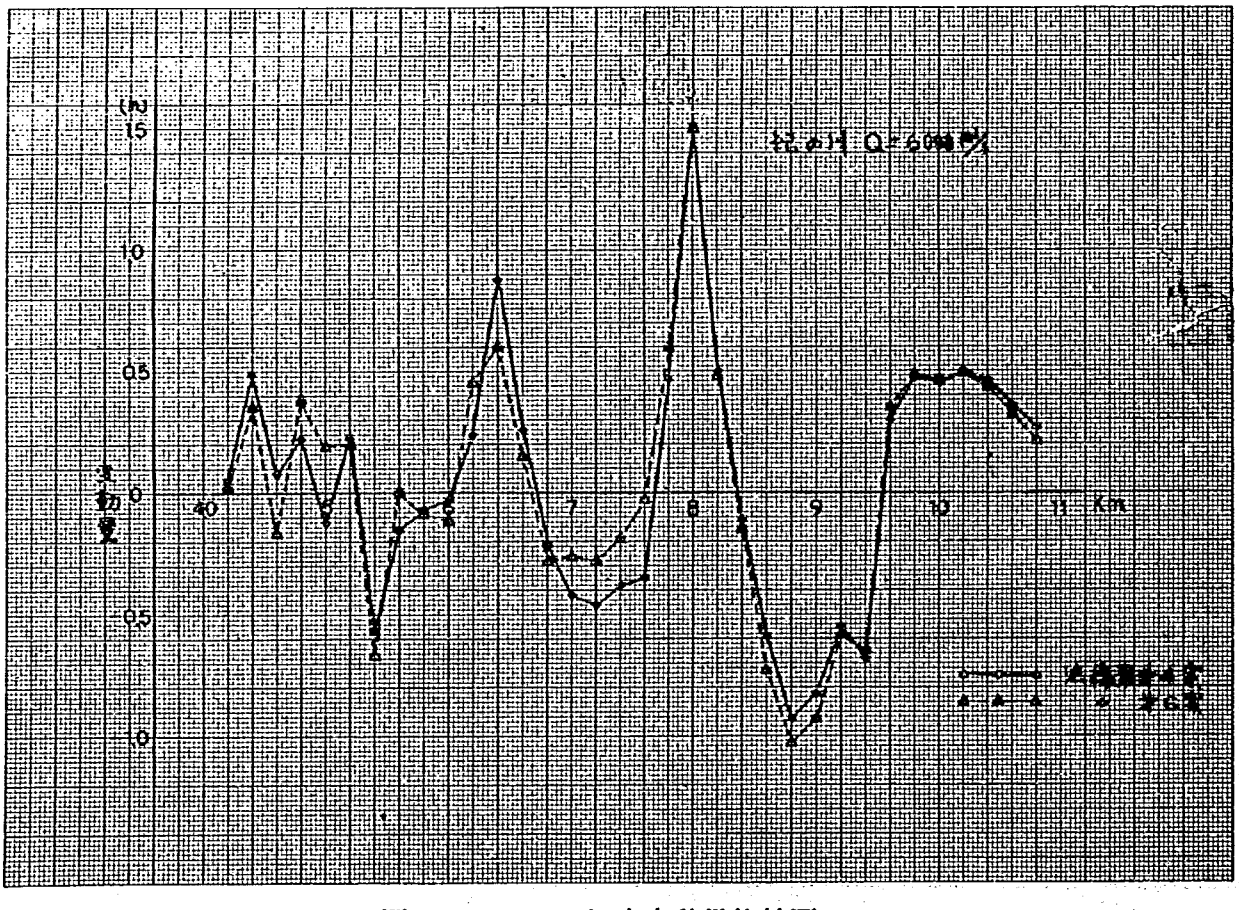
図－6.11.10　河床変動縦断比較図



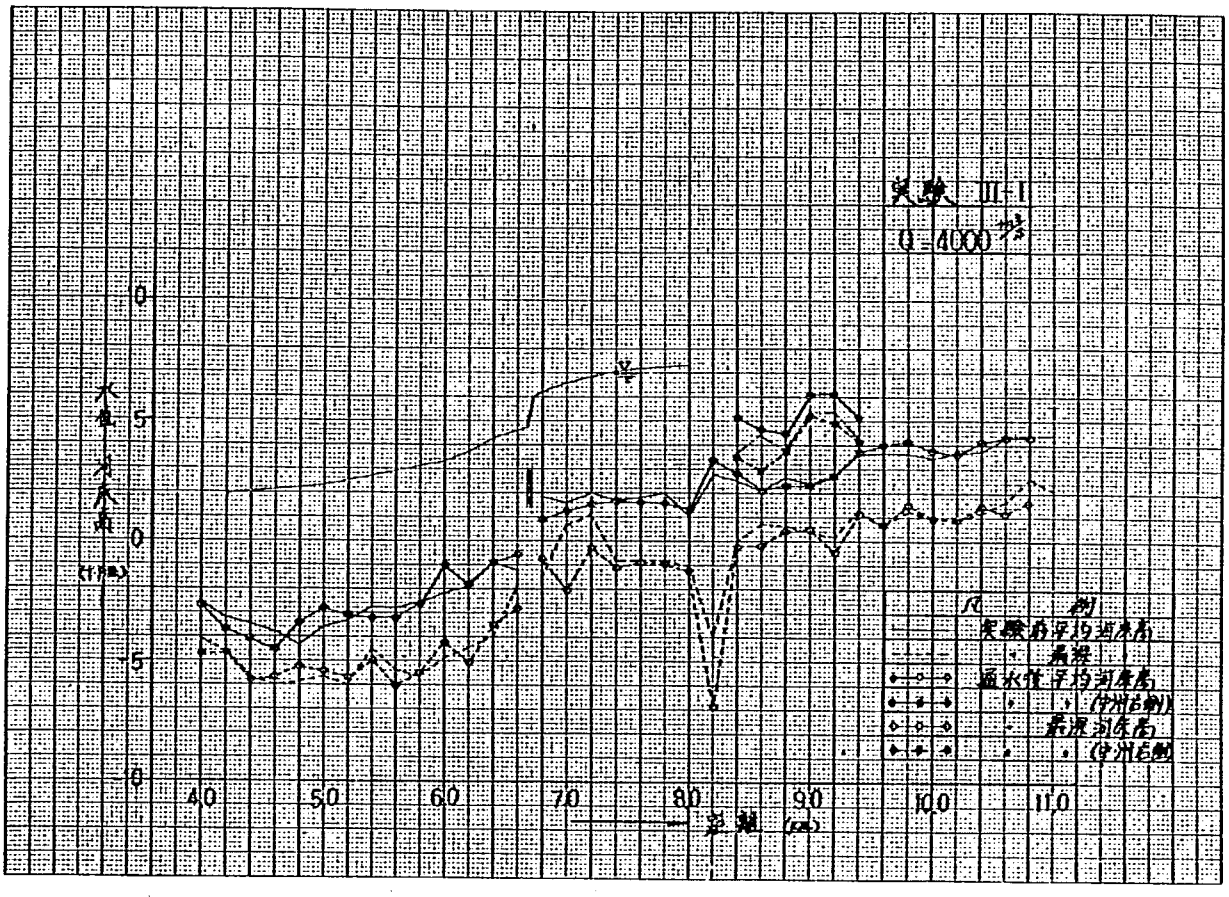
図－6.11.11　河床変動縦断比較図



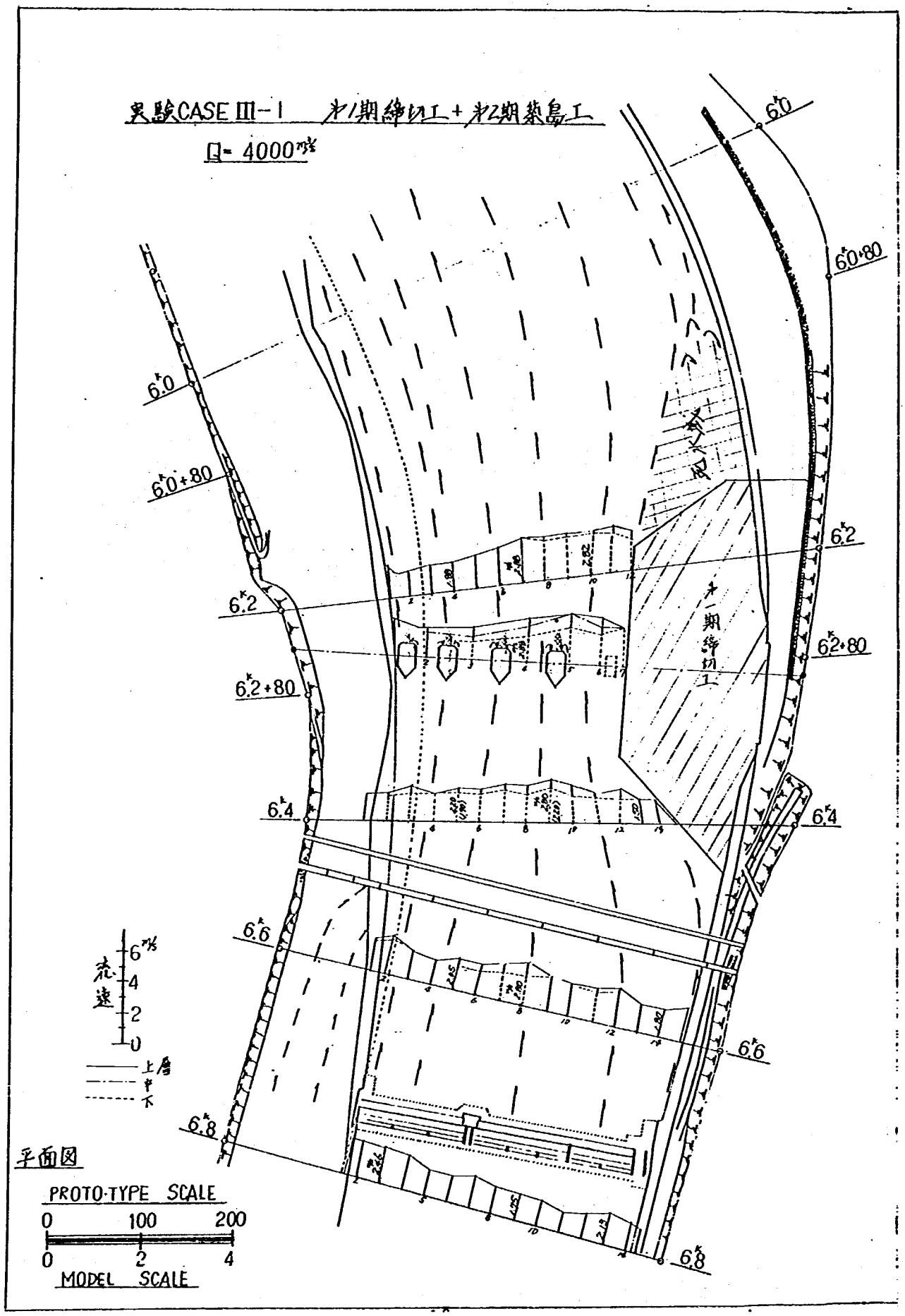
図－6.11.12　河床変動量比較図



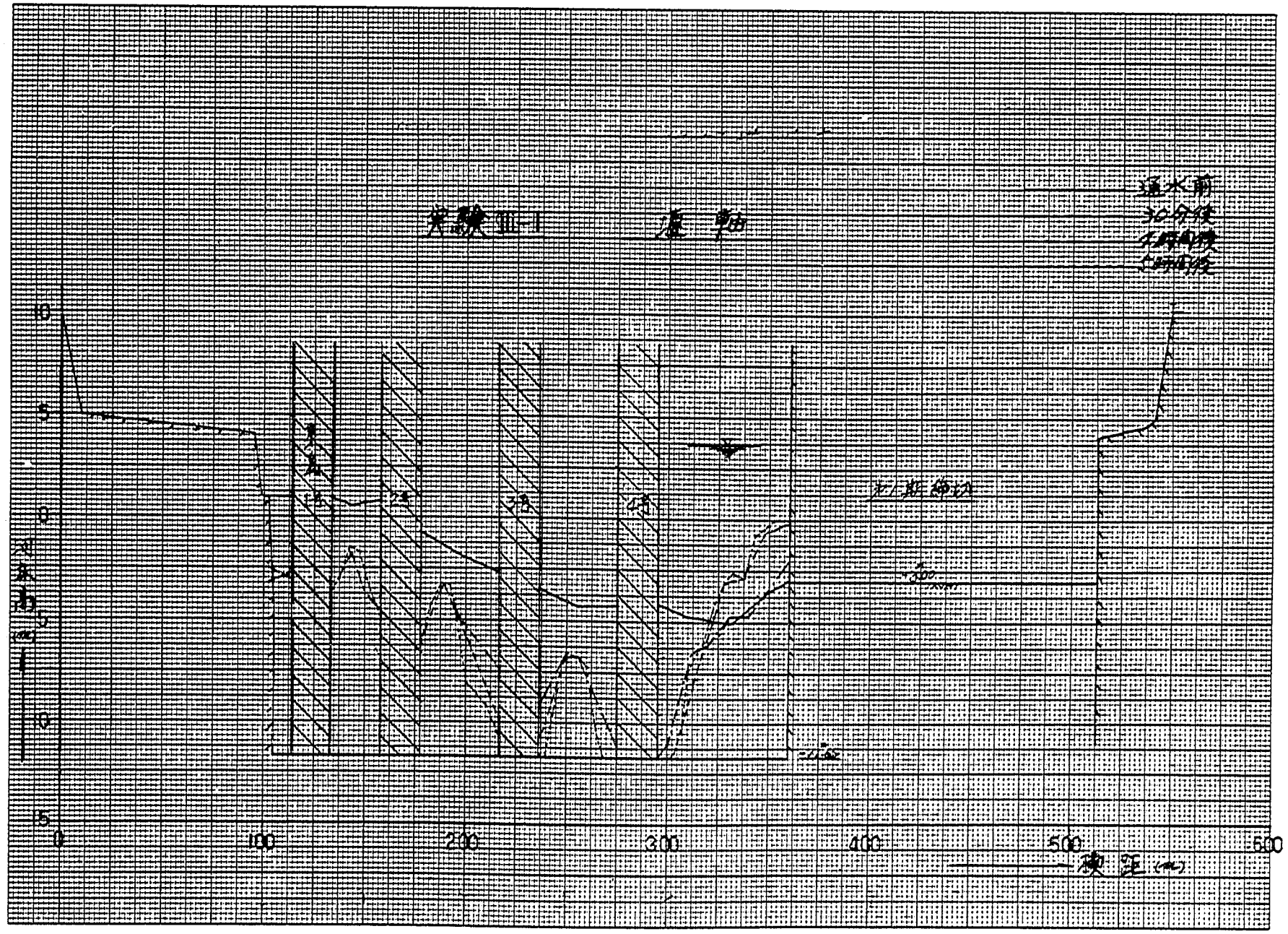
図－6.11.13　河床変動量比較図



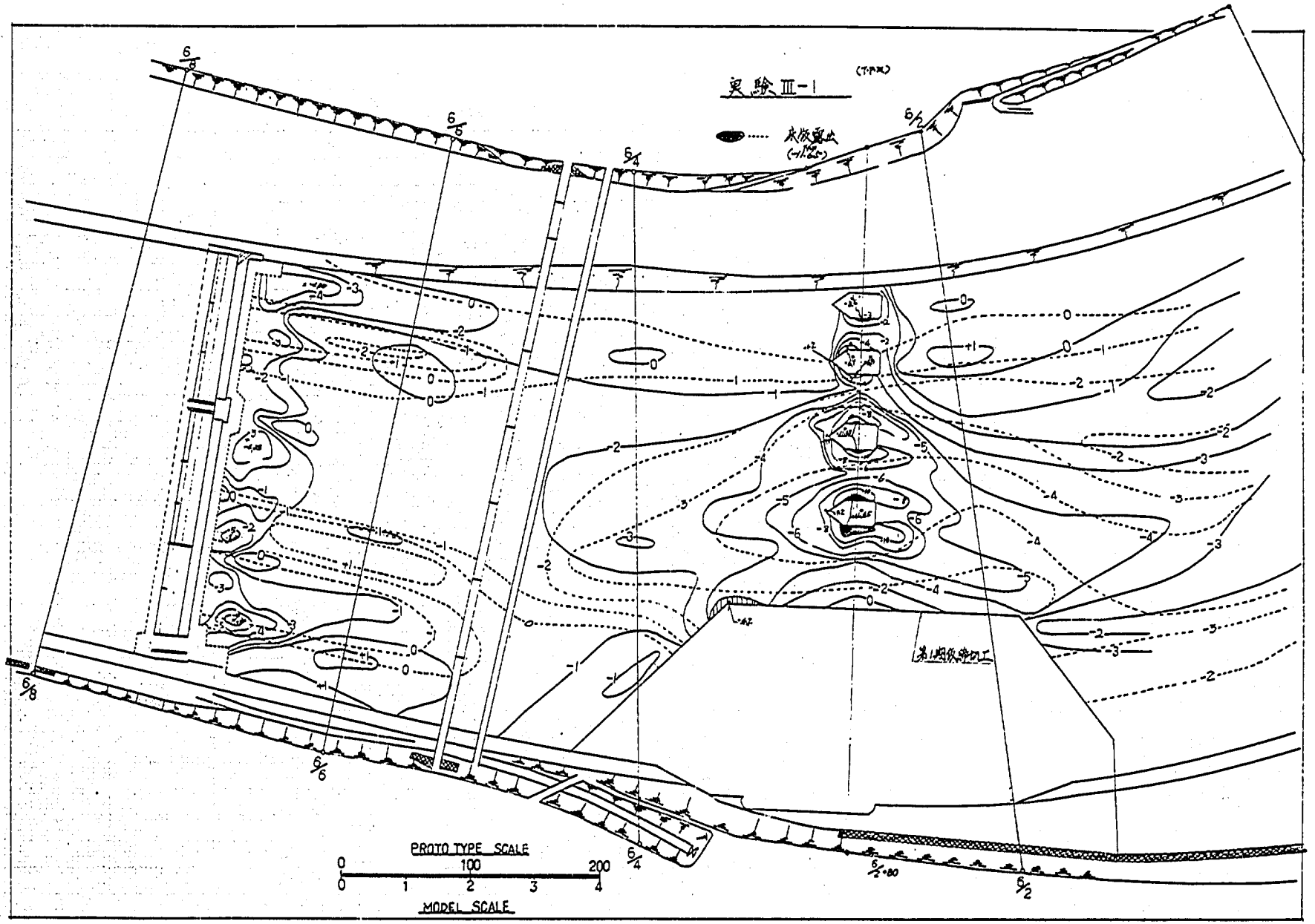
図－７．２．２　水位，河床高縦断図(実験III－１)



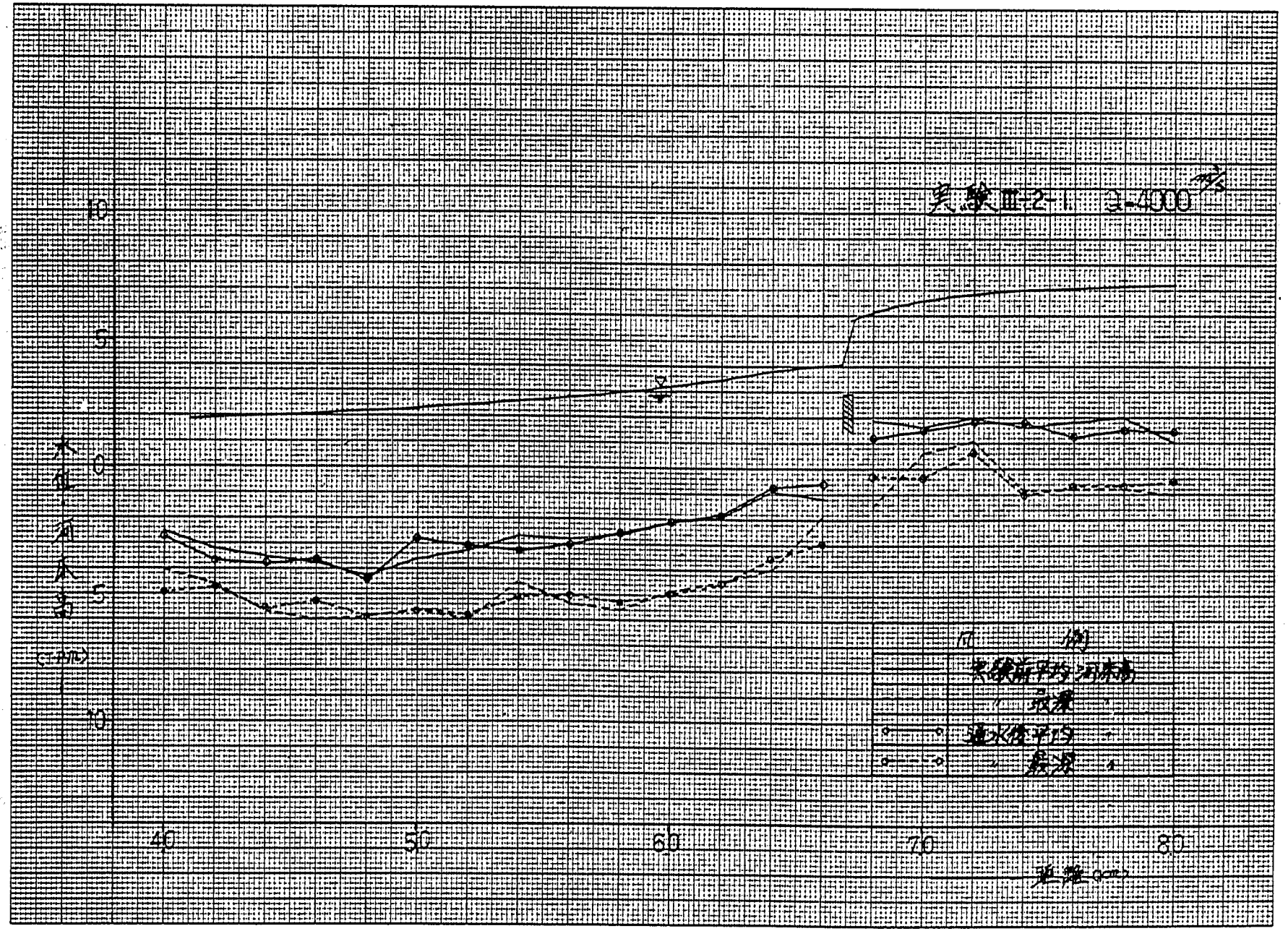
図－７．２．３　流況図(実験III－１)



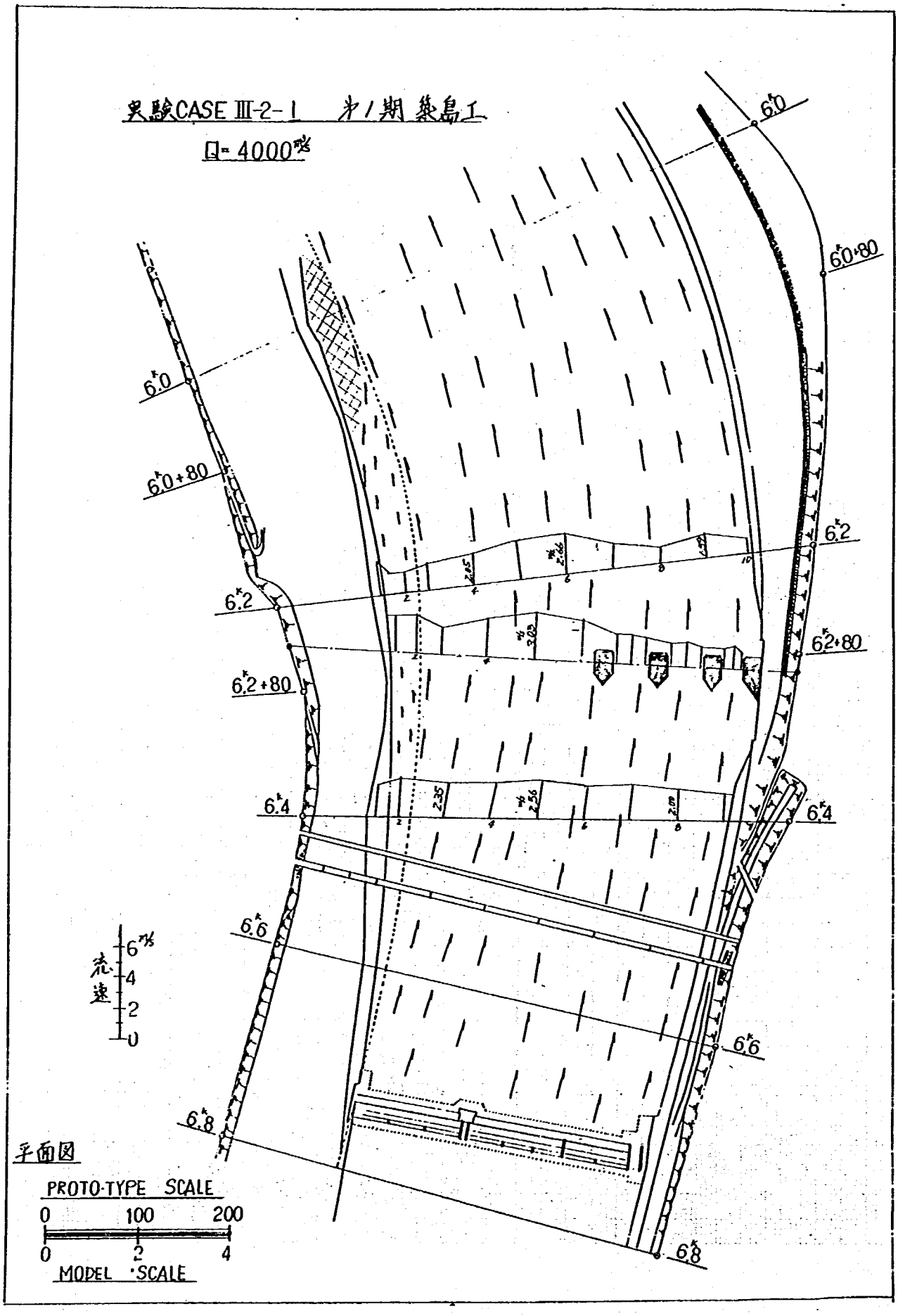
図－７．２．４　局所洗掘横断変化図(実験III－１)



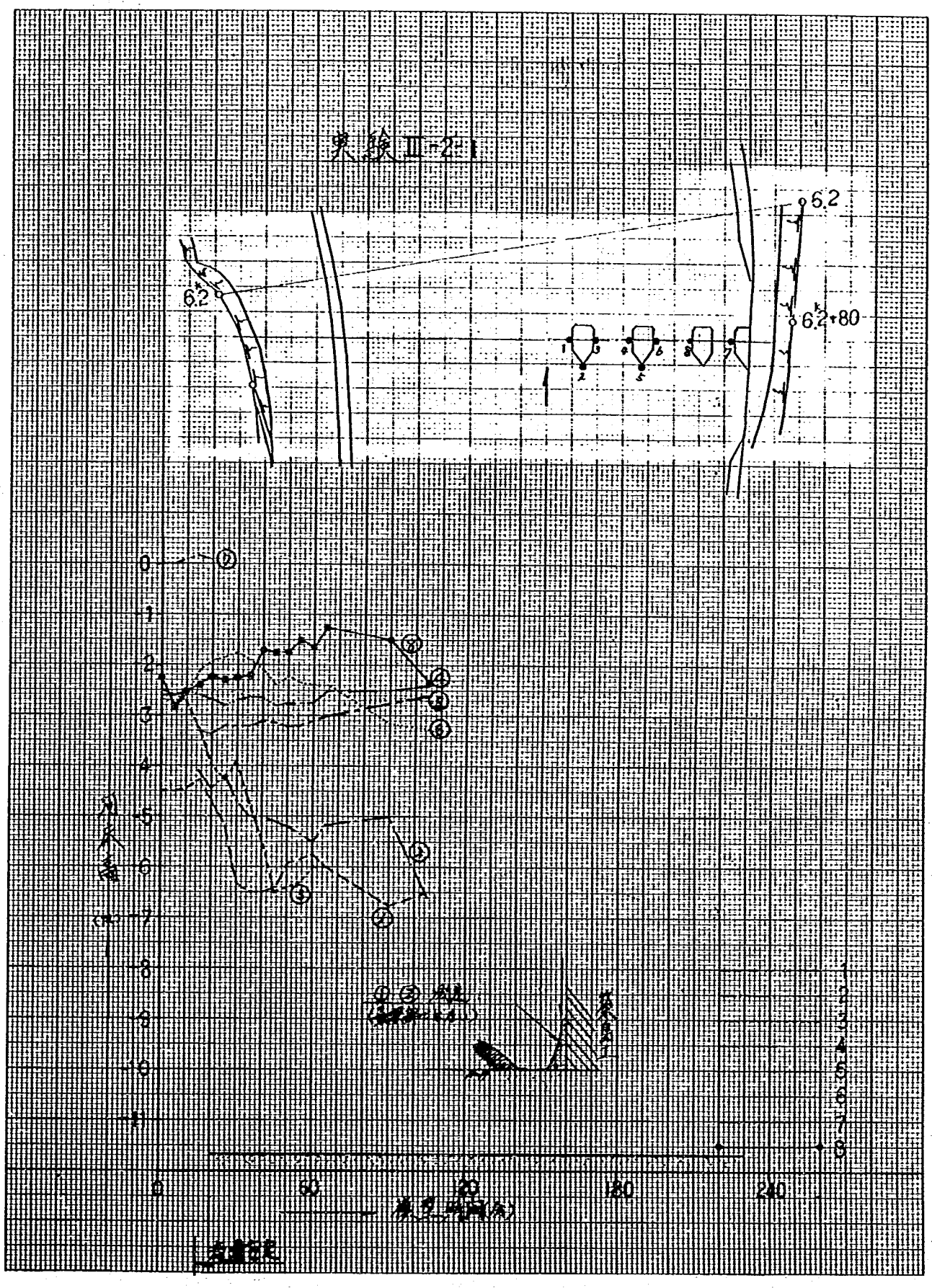
図－７．２．５　等深線図(実験Ⅲ－１)



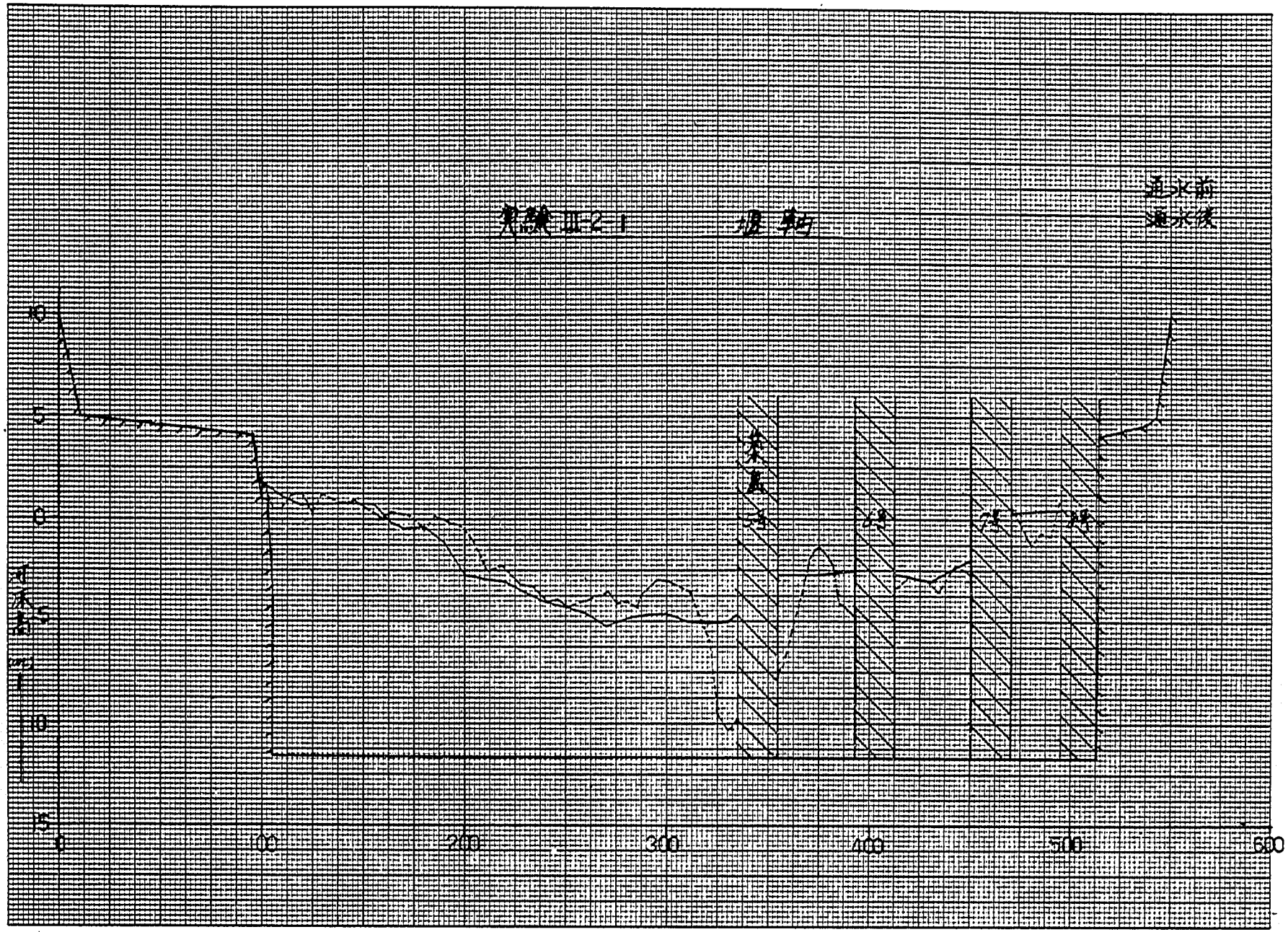
図－７．３．１　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－２－１)



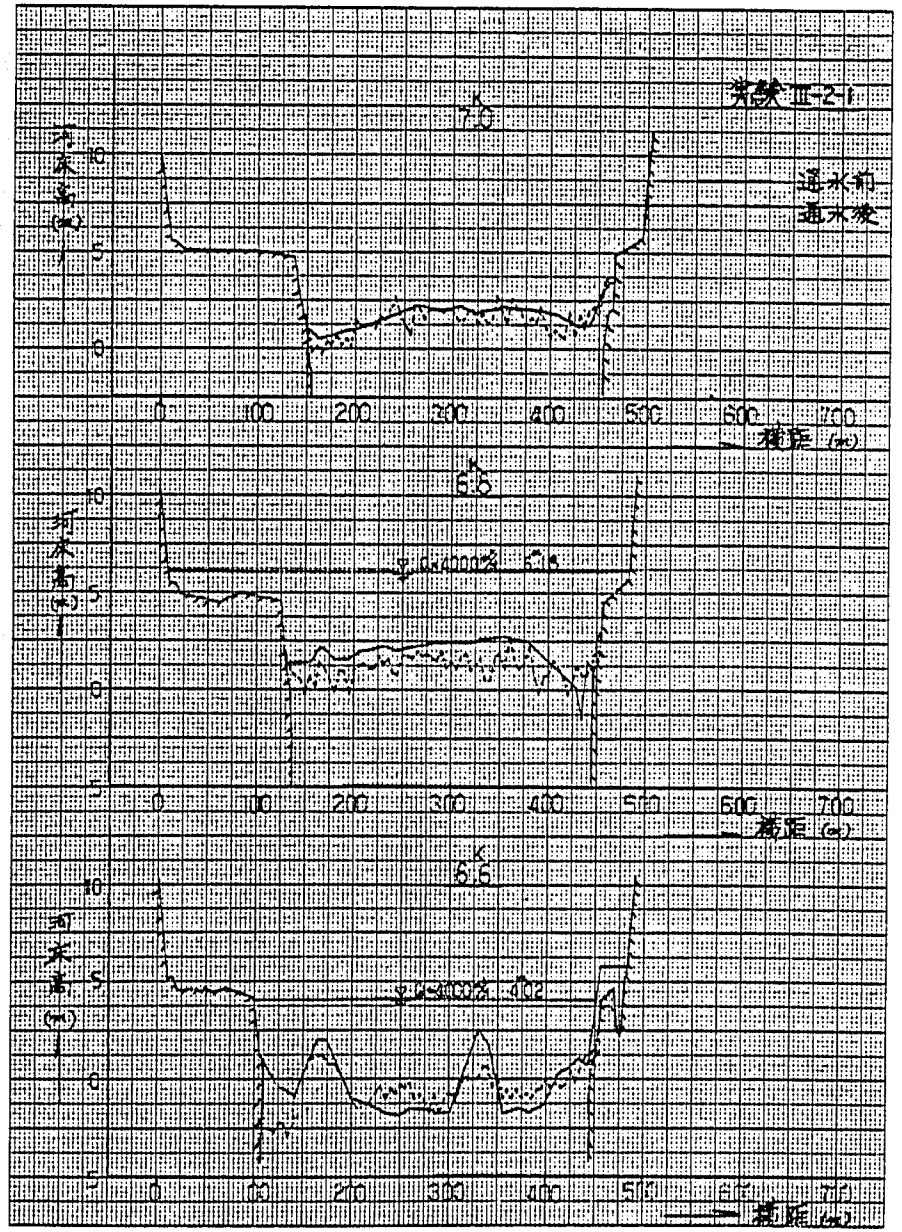
図－７．３．２　流況図(実験Ⅲ－２－１)



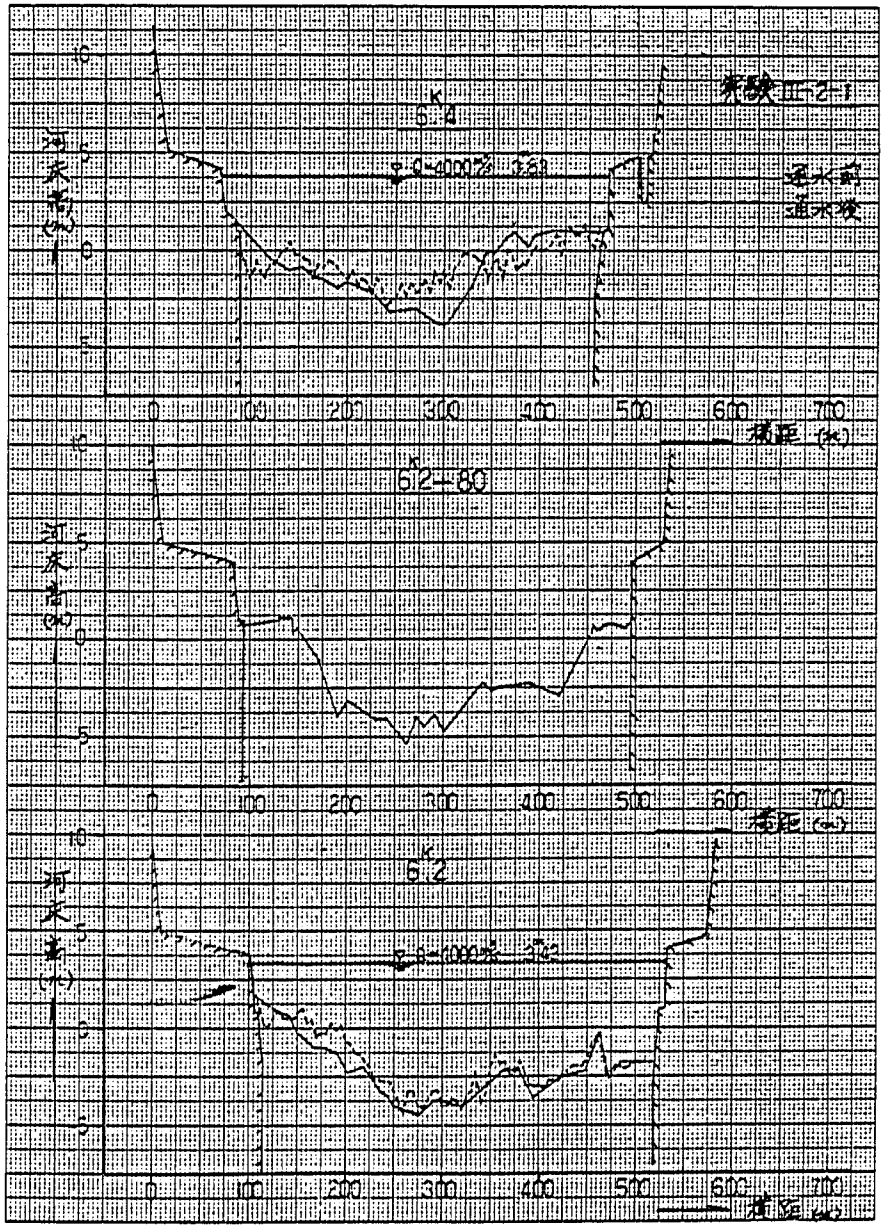
図－７．３．３　局所洗掘時間変化図(実験Ⅲ－２－１)



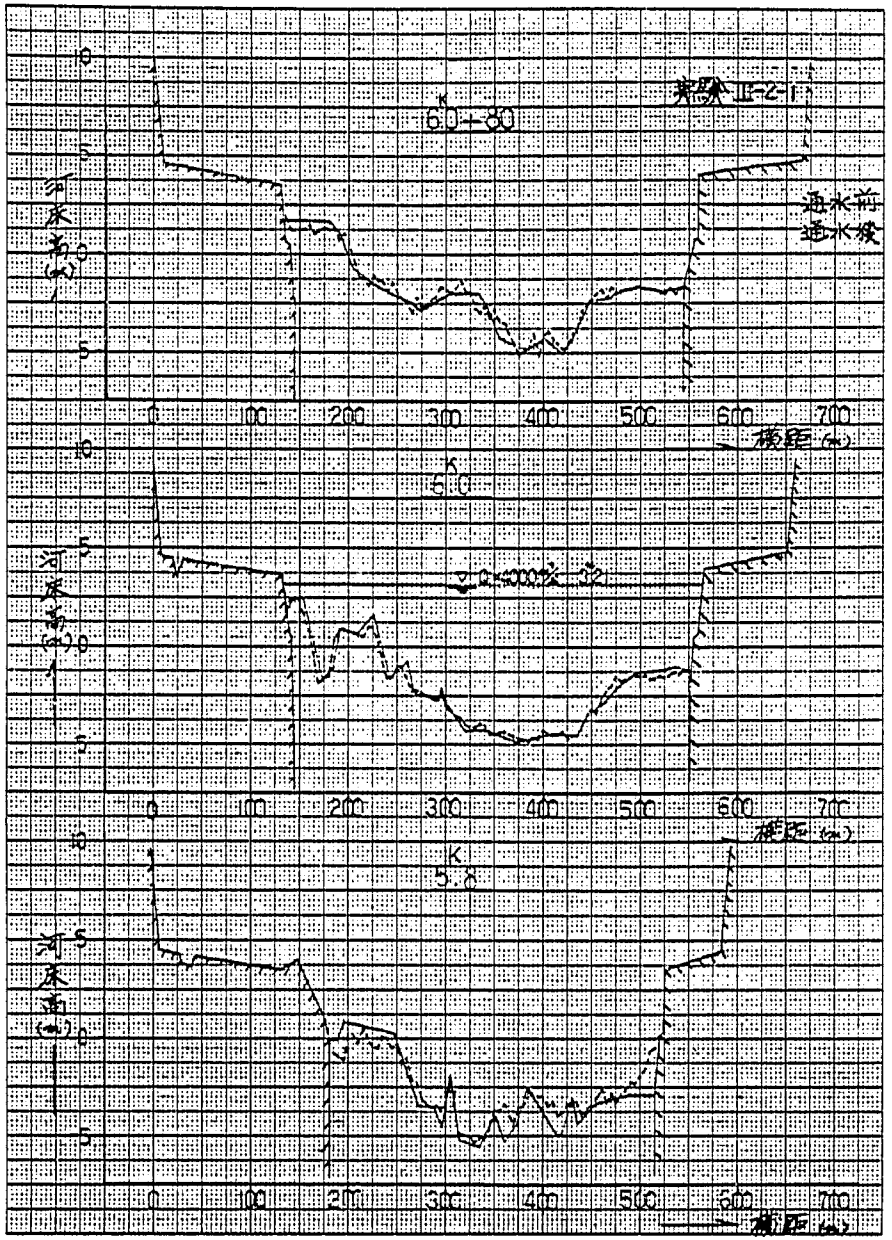
図－７．３．４　局所洗堀横断変化図(実験Ⅲ－２－１)



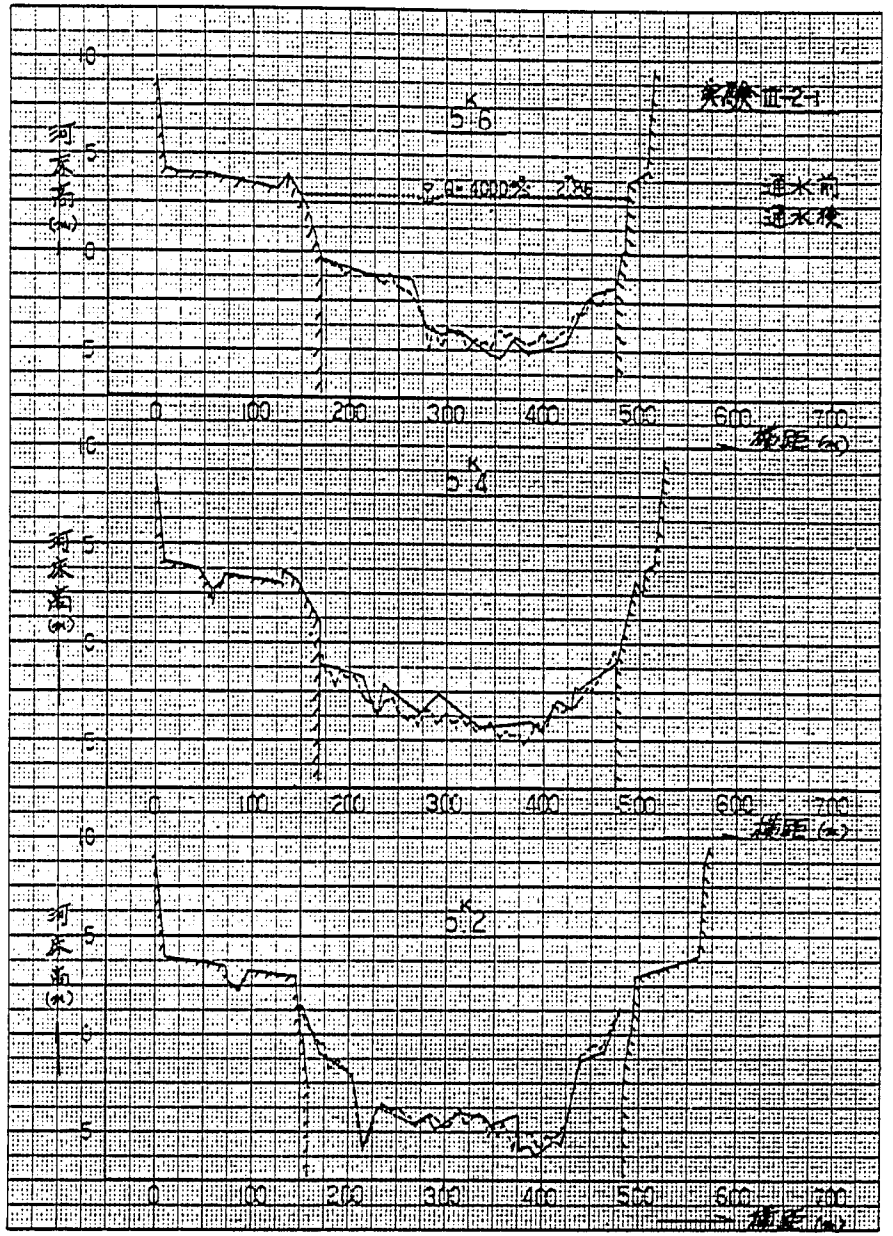
図－７．３．５(1)　河床変動横断比較図(実験III－２－１)



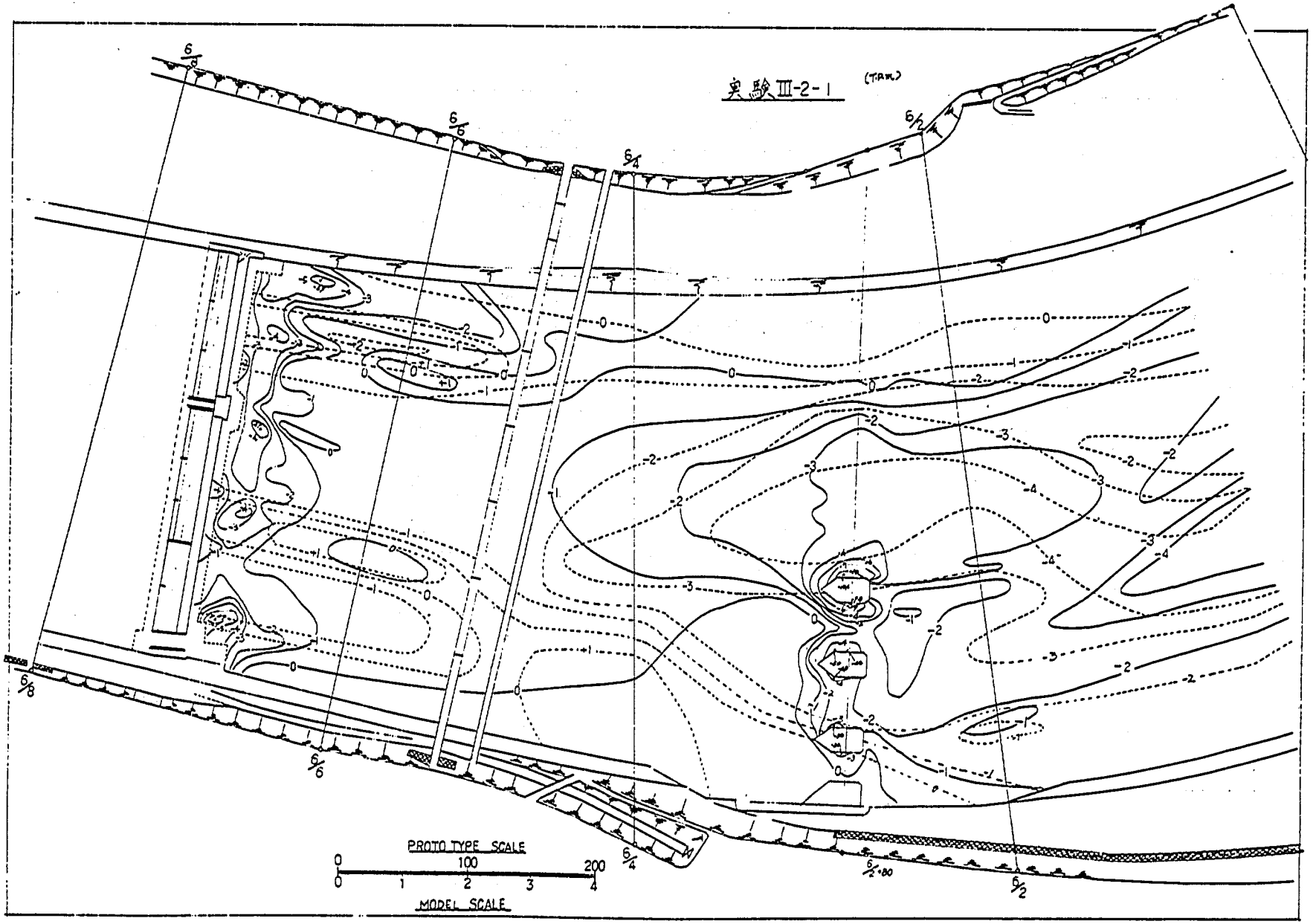
図－７．３．５(2)　河床変動横断比較図(実験III－２－１)



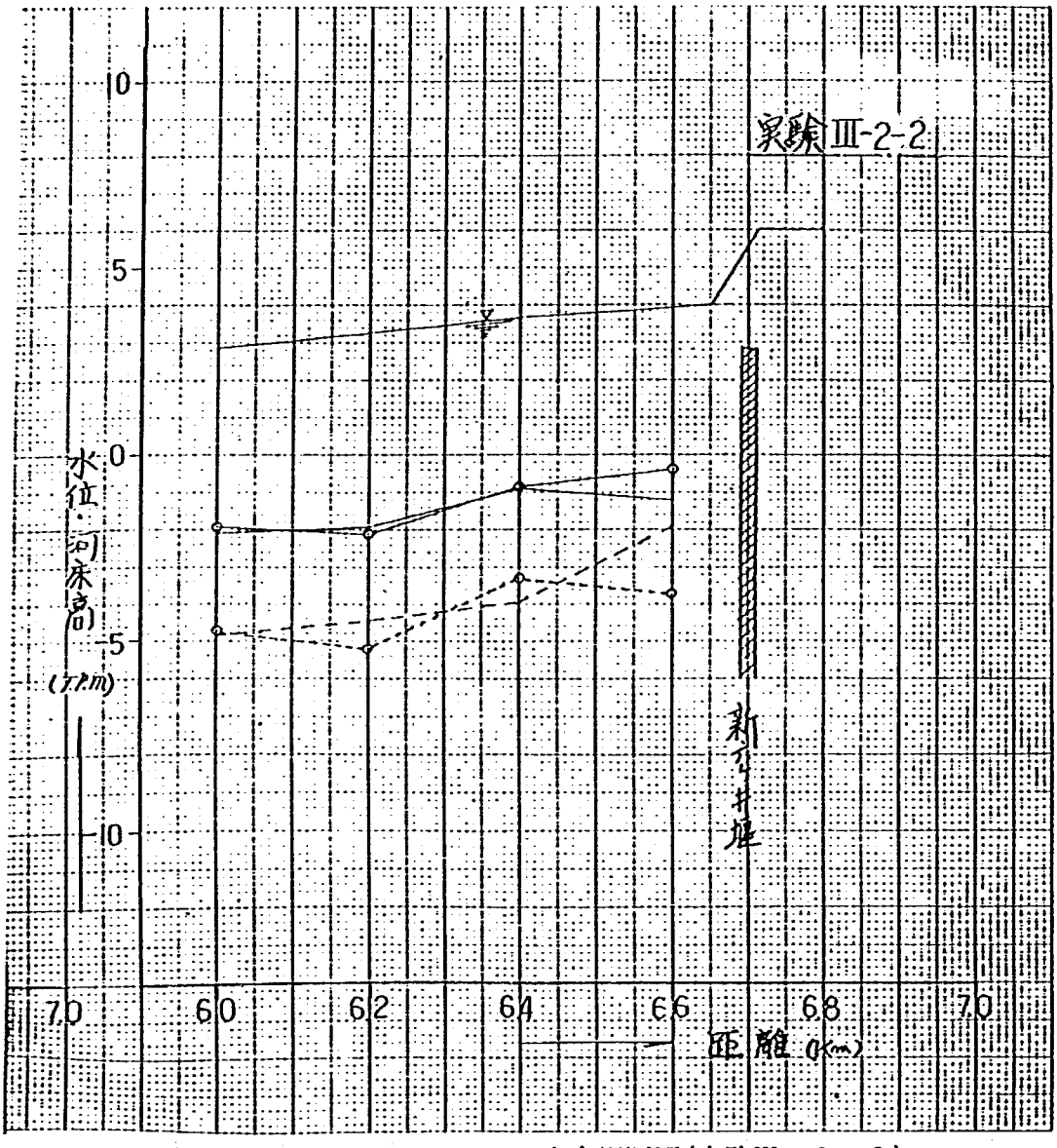
図－７．３．５(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－２－１)



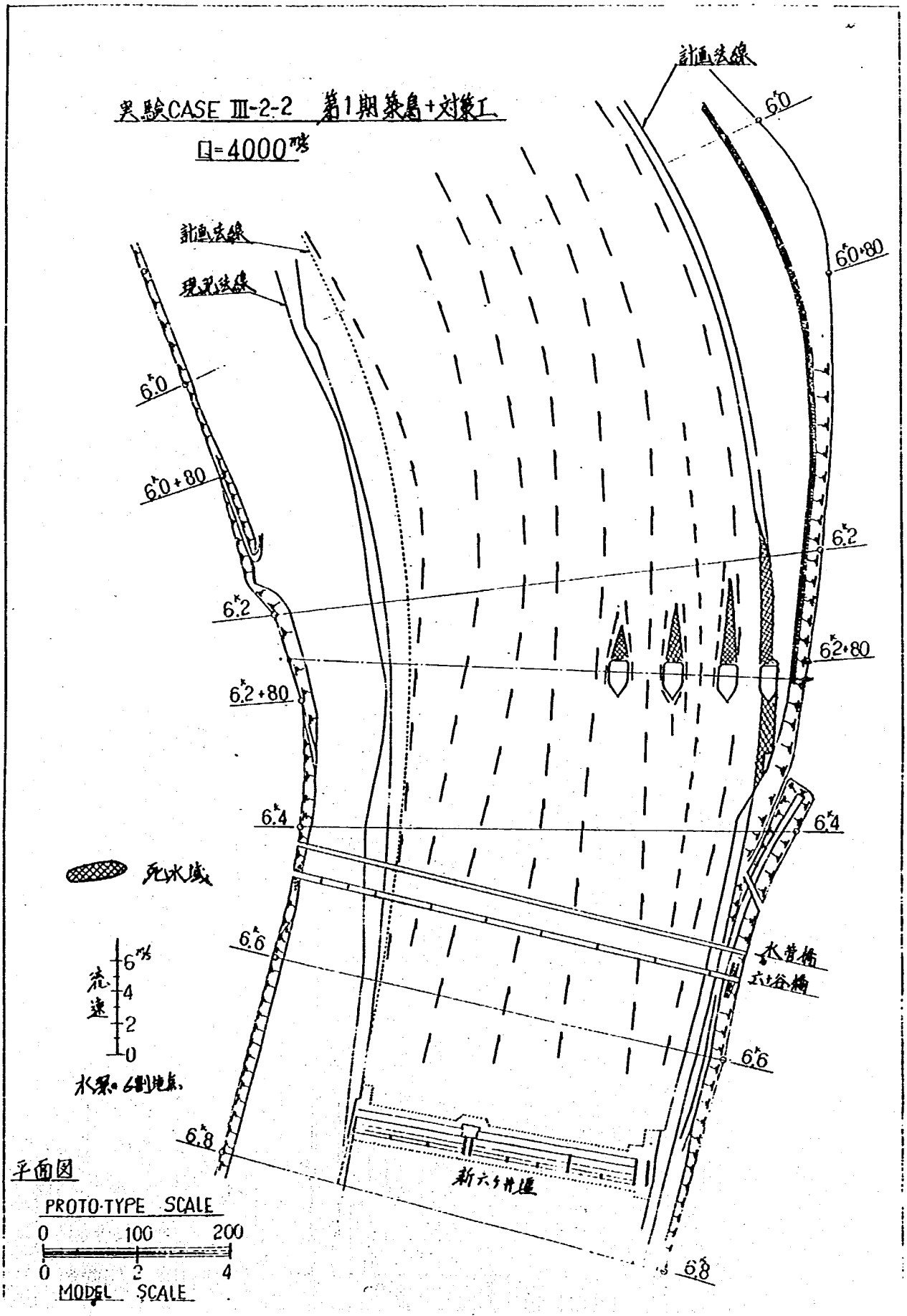
図－７．３．５(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－２－１)



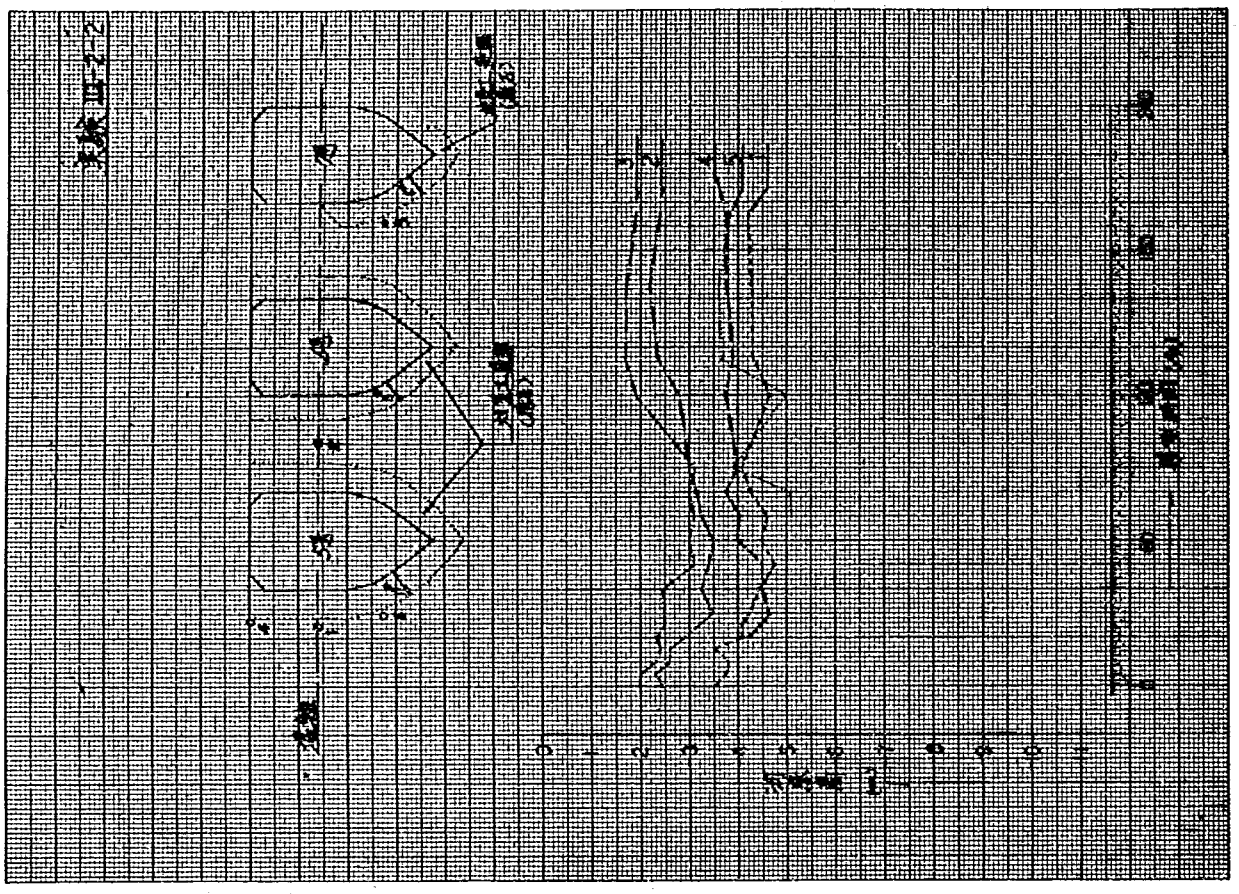
図－７．３．６　等深線図(実験III－２－１)



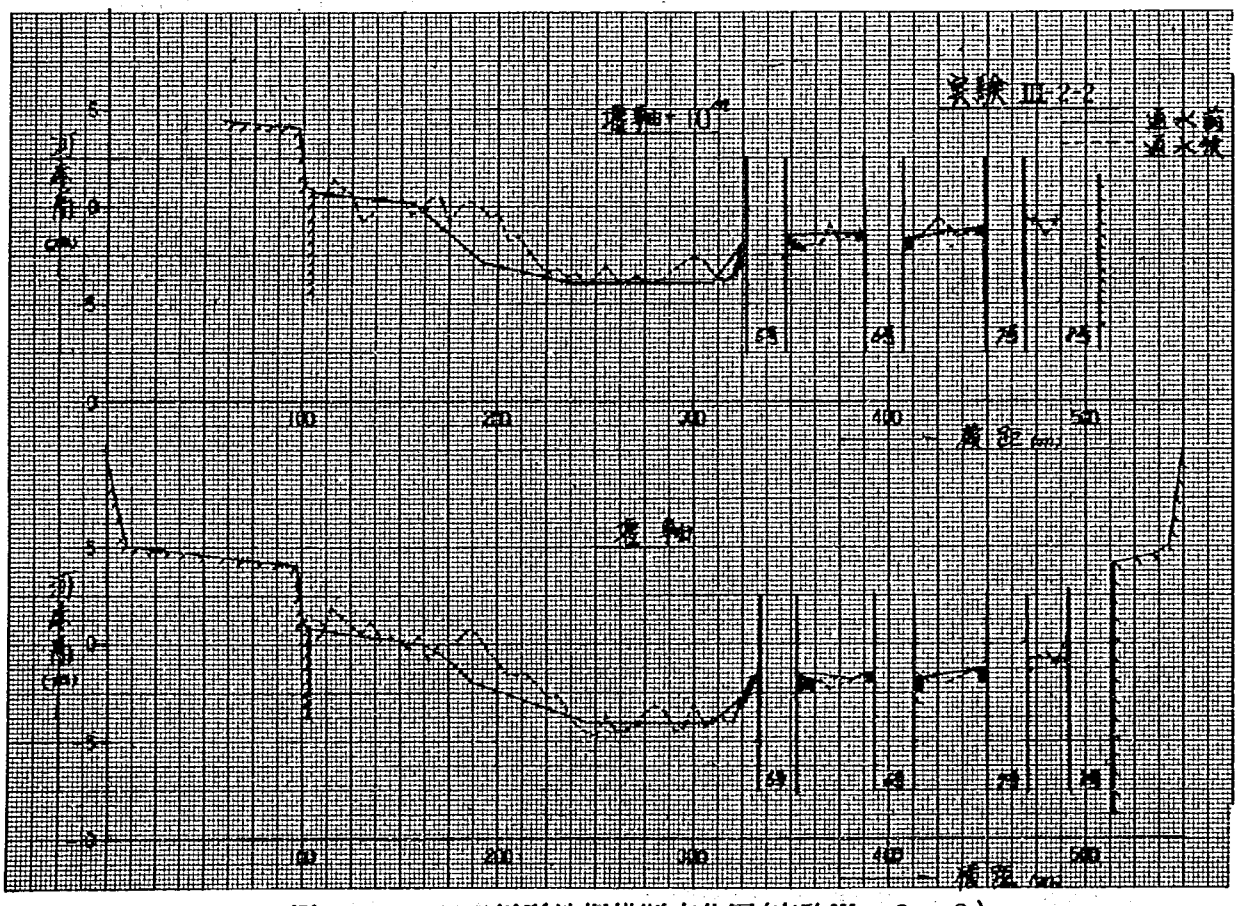
図－７．３．８　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－２－２)



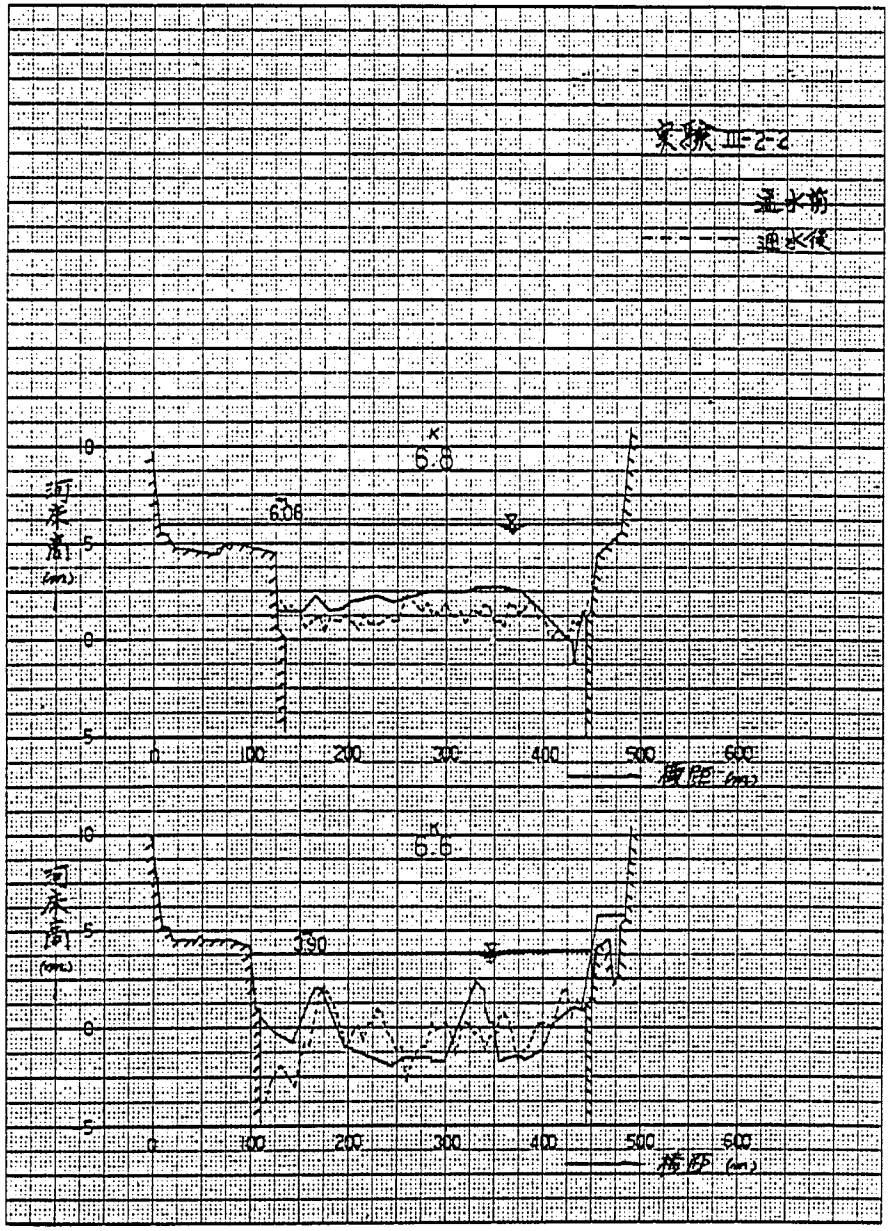
図－７．３．９　流況図(実験Ⅲ－２－２)



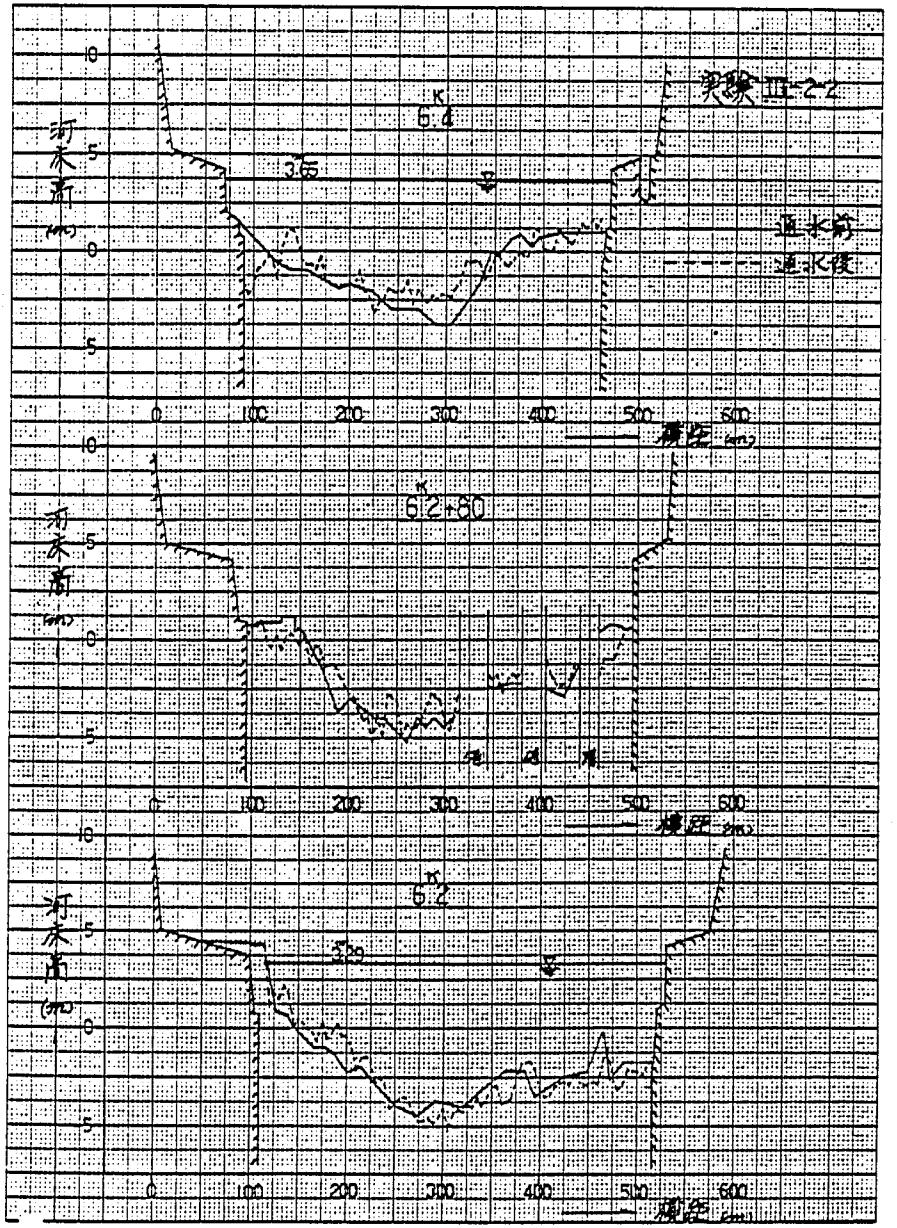
図－７．３．10　局所洗掘時間変化図(実験III－２－２)



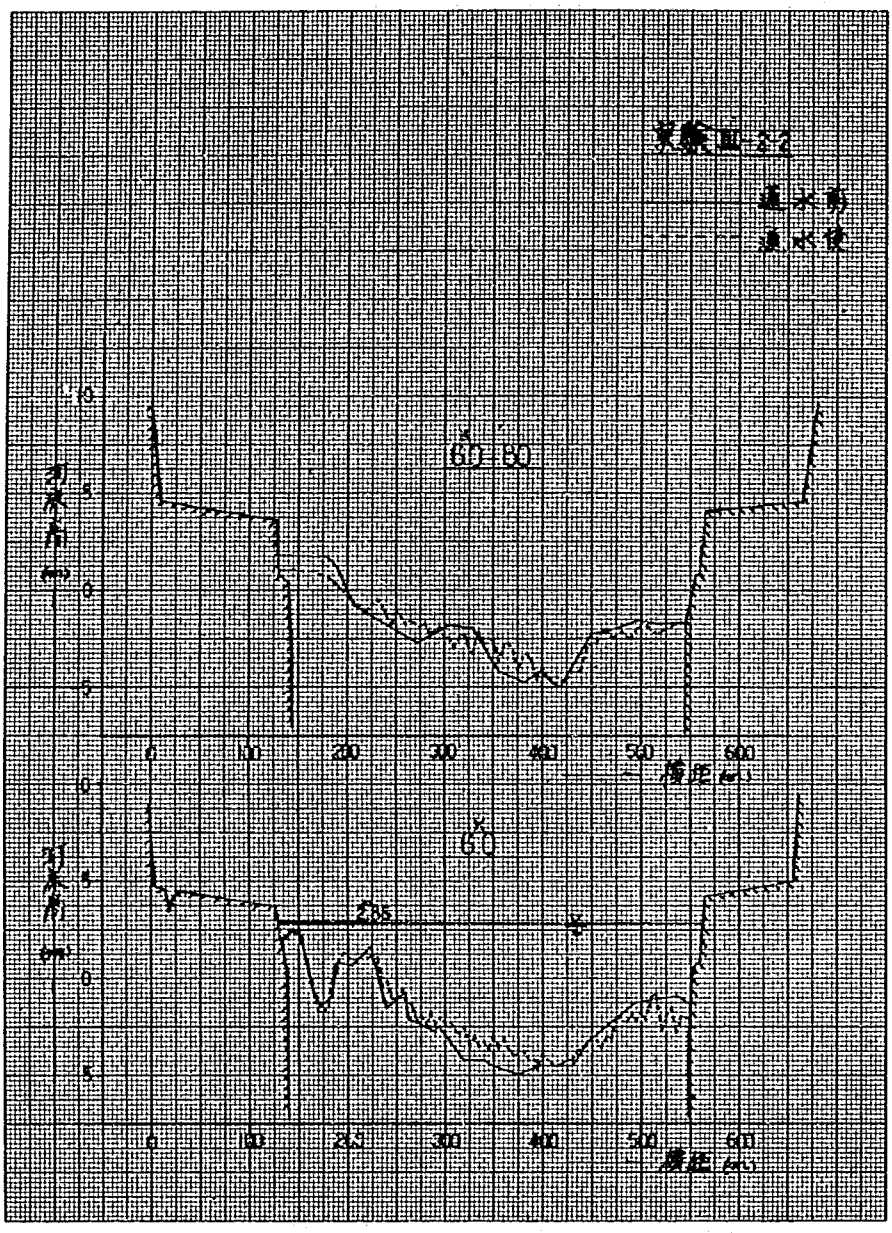
図－７．３．11　局所洗掘横断変化図(実験III－２－２)



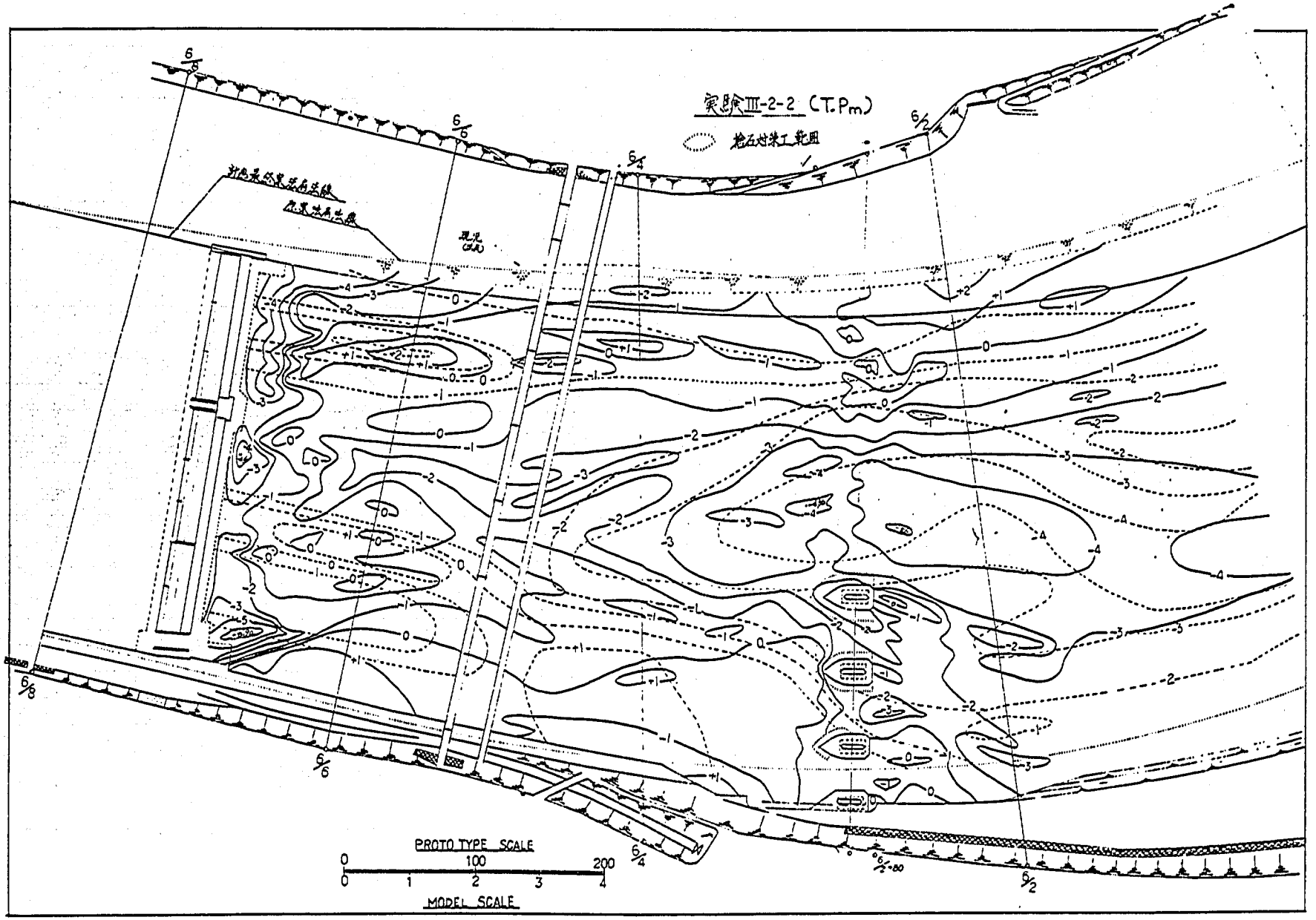
図－７．３．12(1)　河床変動横断比較図(実験III－２－２)



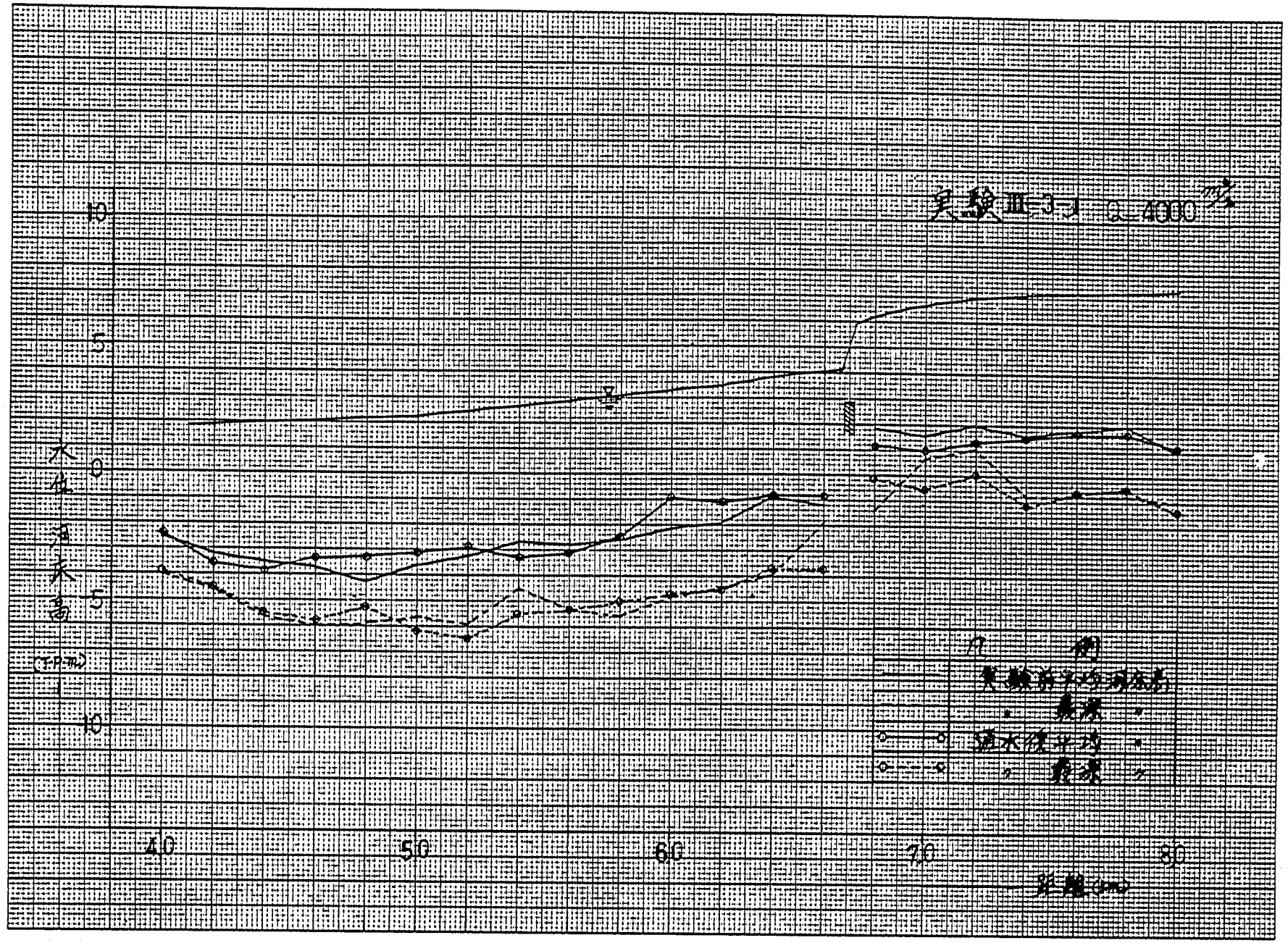
図－７．３．12(2)　河床変動横断比較図(実験III－２－２)



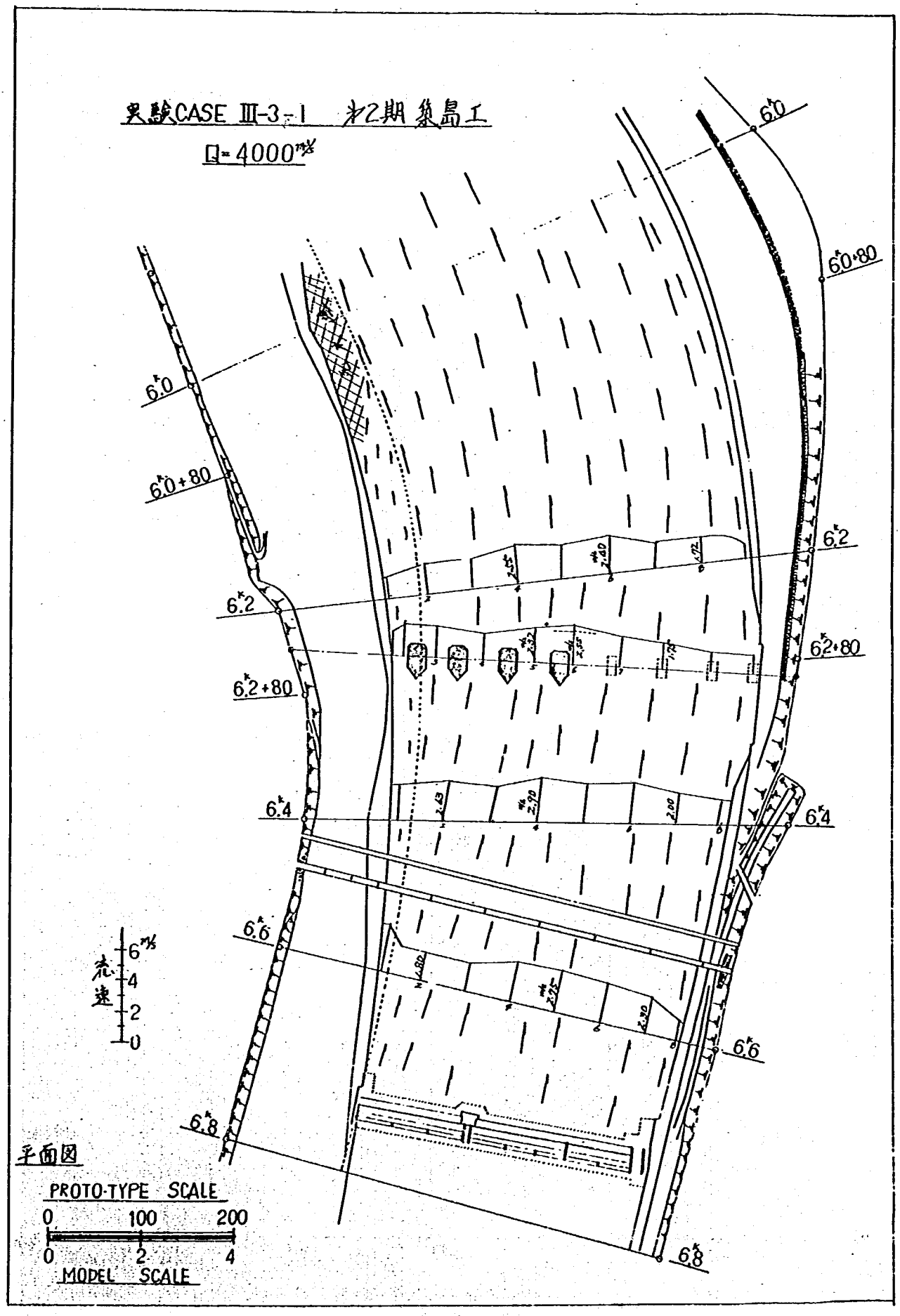
図－７．３．12(3)　河床変動横断比較図(実験III－２－２)



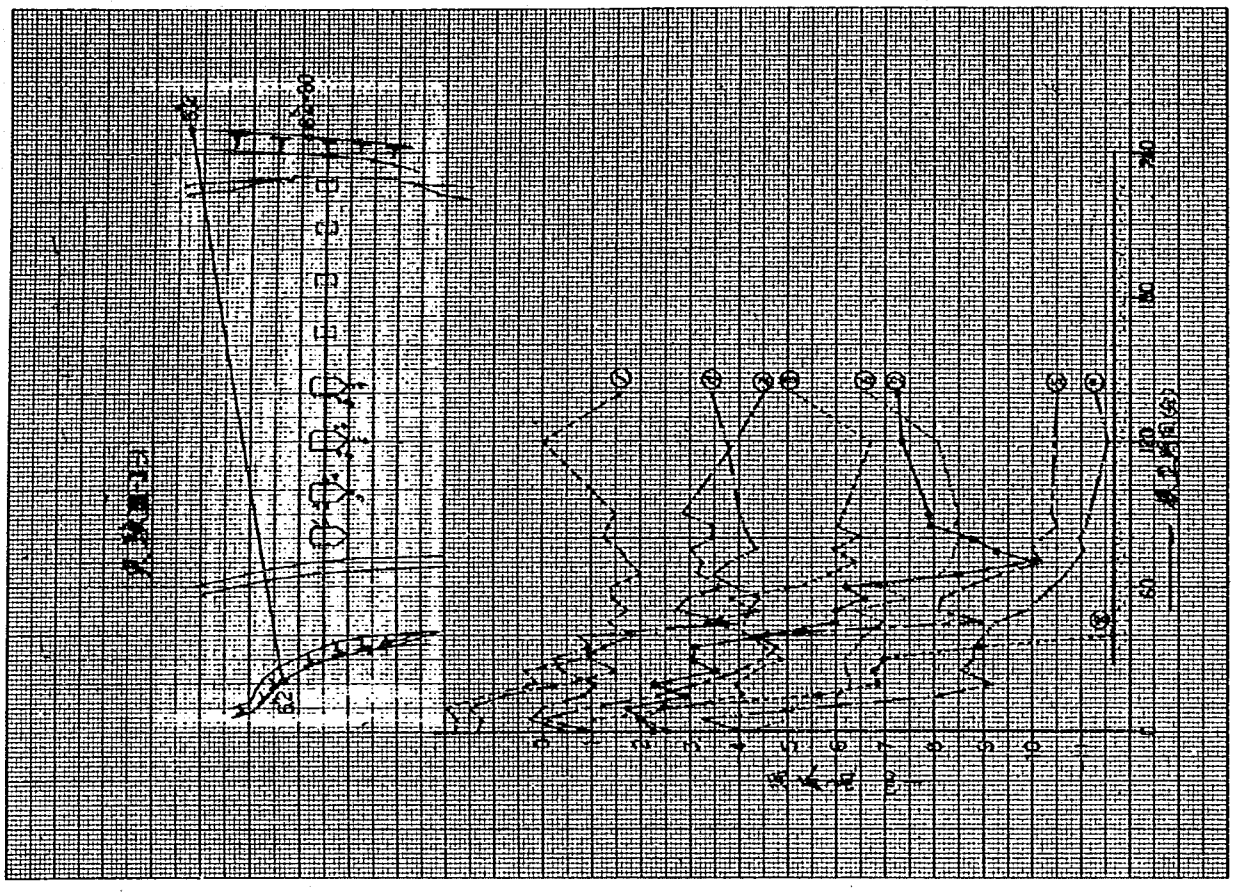
図－7．3．13　等深線図(実験III－2－2)



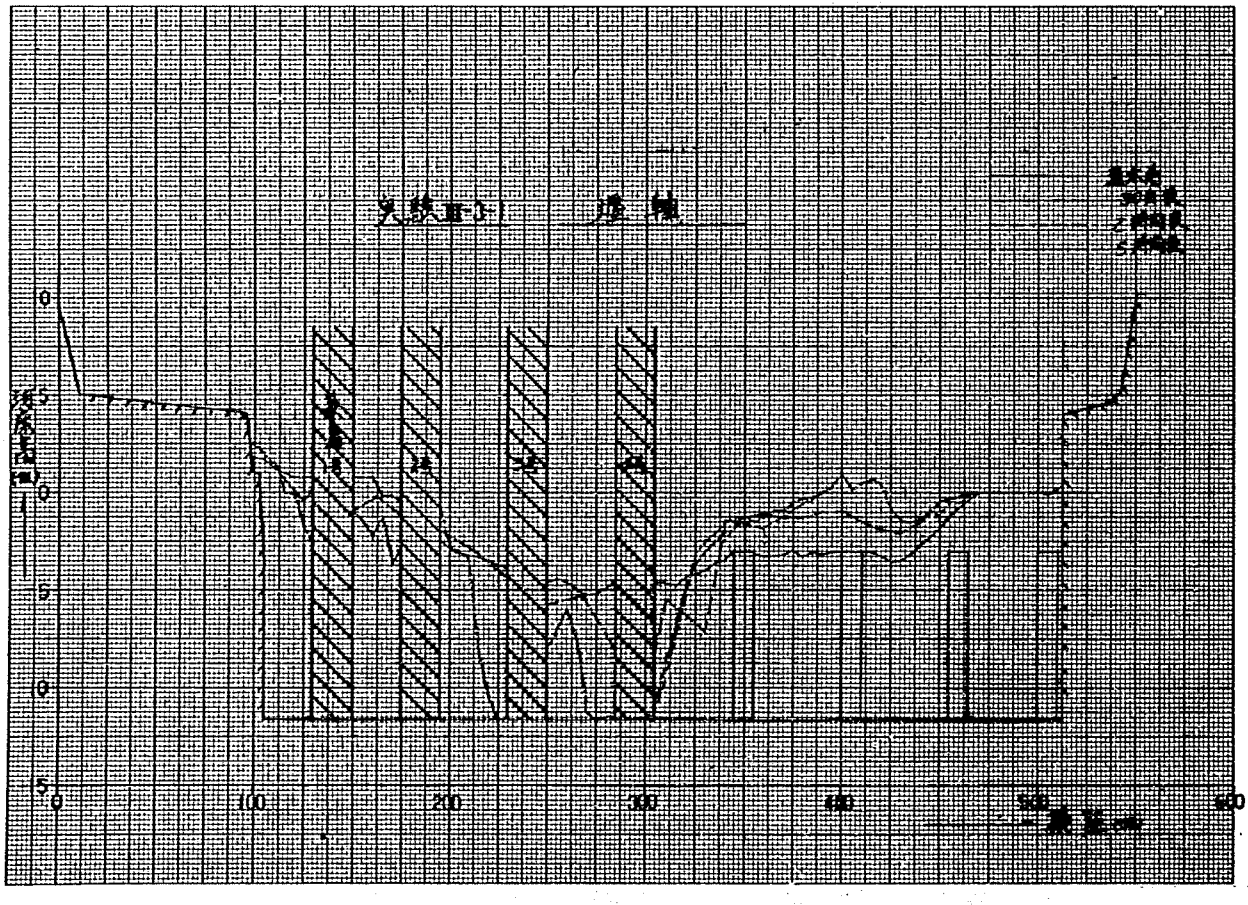
図－７．４．１　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－３－１)



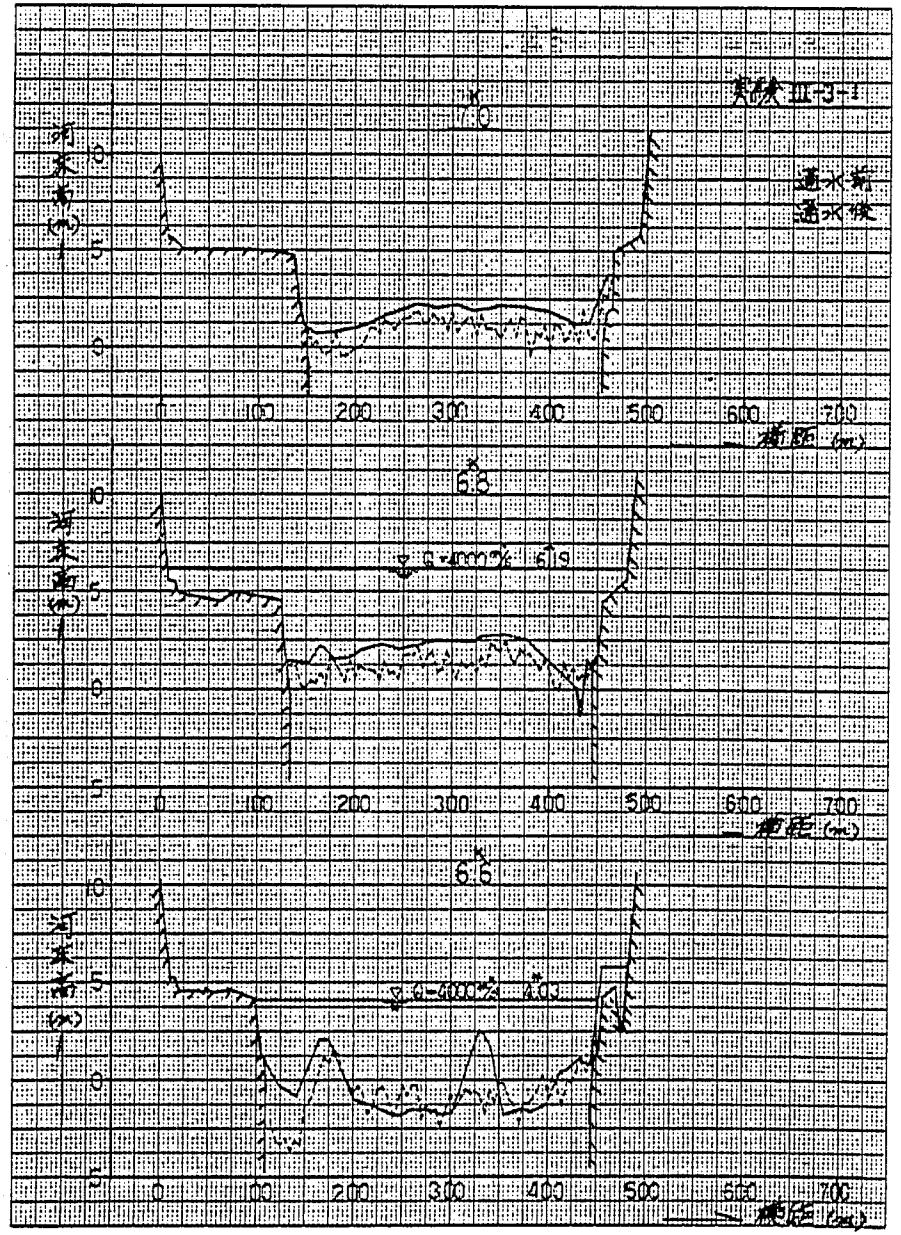
図－7．4．2　流況図(実験Ⅲ－3－1)



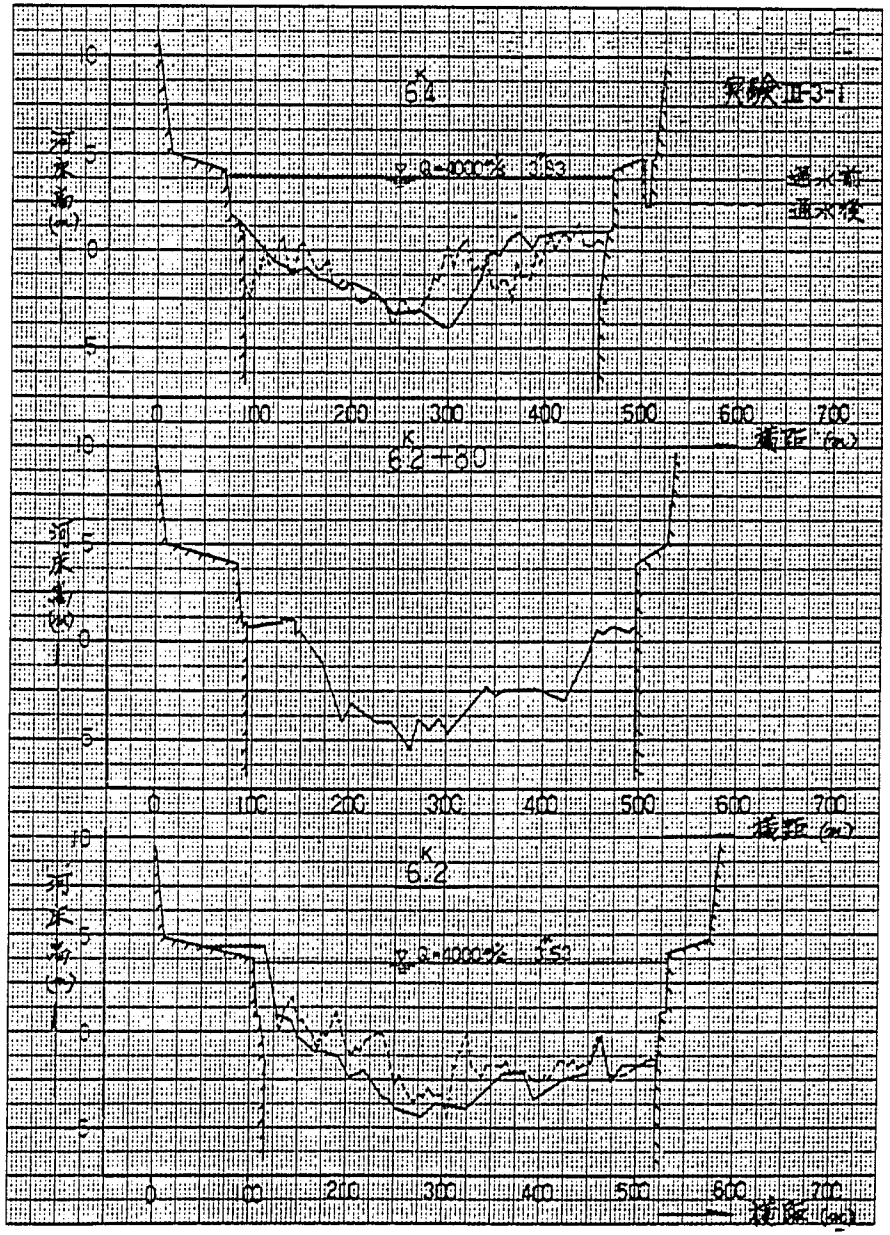
図－7.4.3　局所洗掘時間変化図(実験III－3－1)



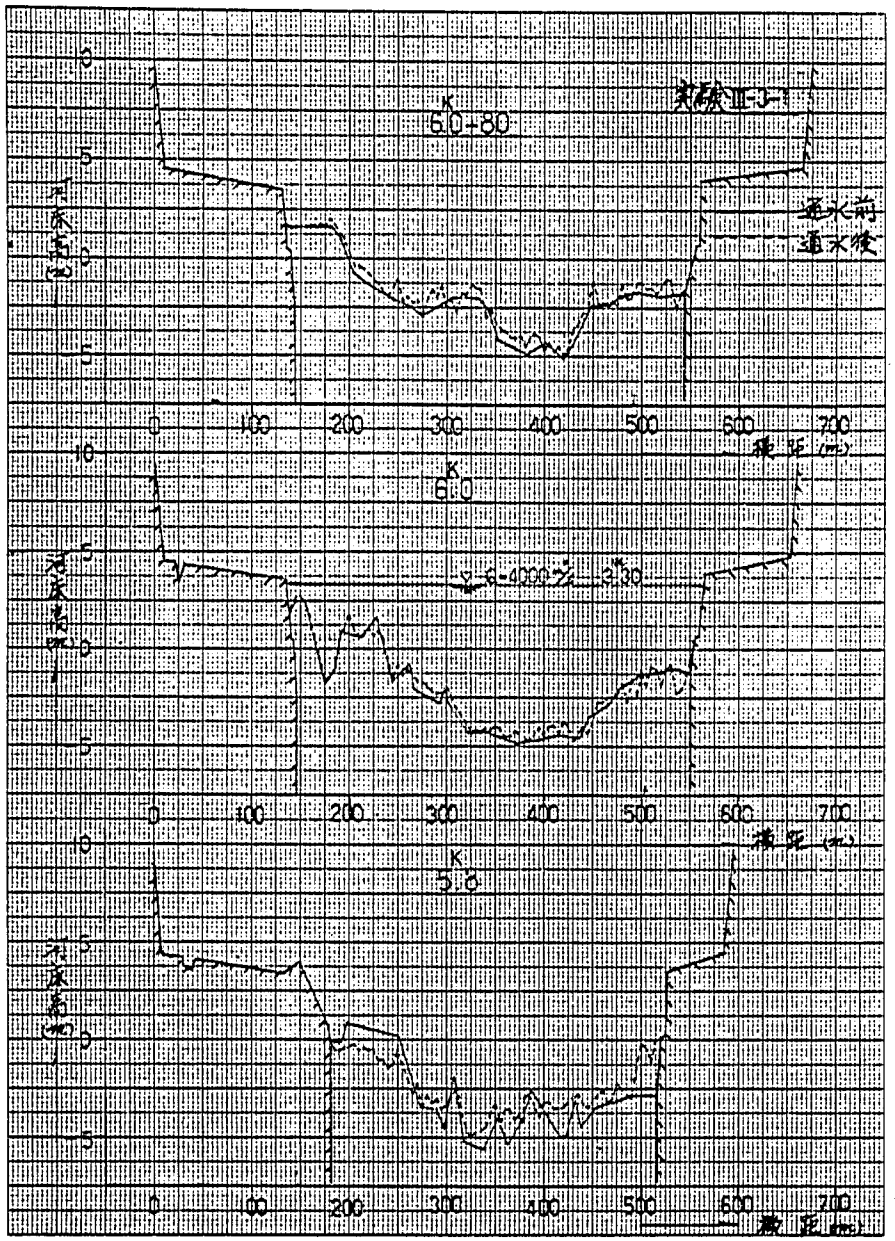
図－7.4.4　局所洗掘横断変化図(実験III－3－1)



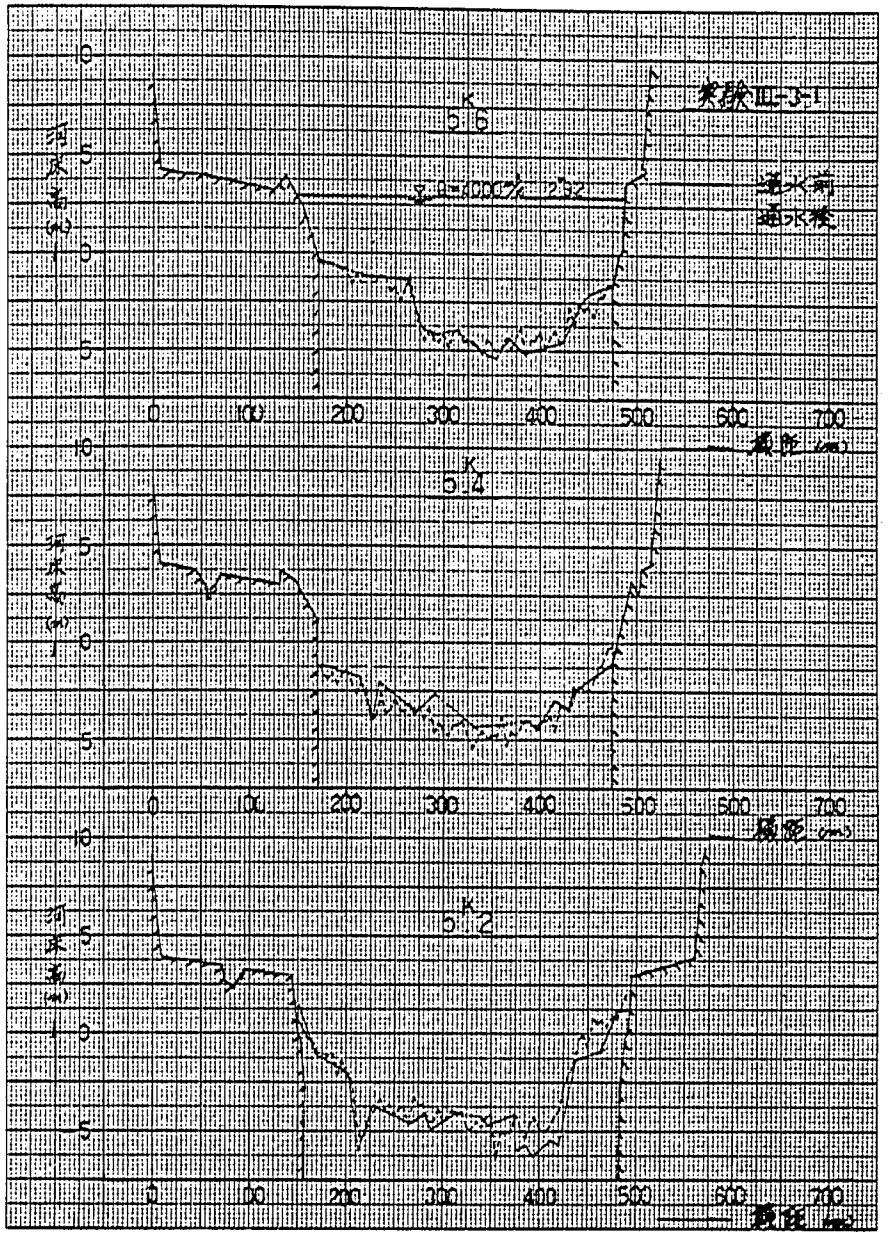
図－７．４．５(1)　河床変動横断比較図(実験III－３－１)



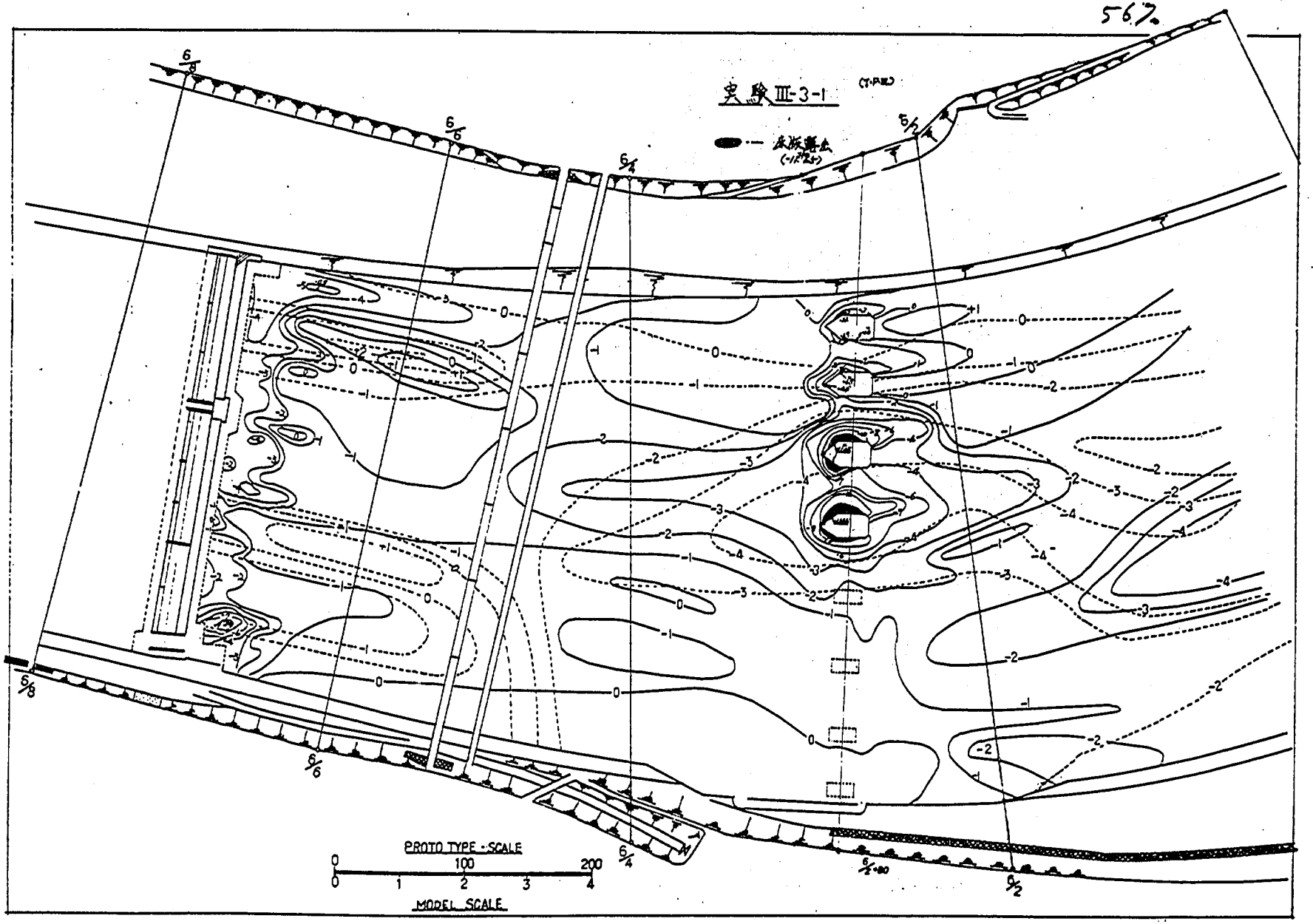
図－７．４．５(2)　河床変動横断比較図(実験III－３－１)



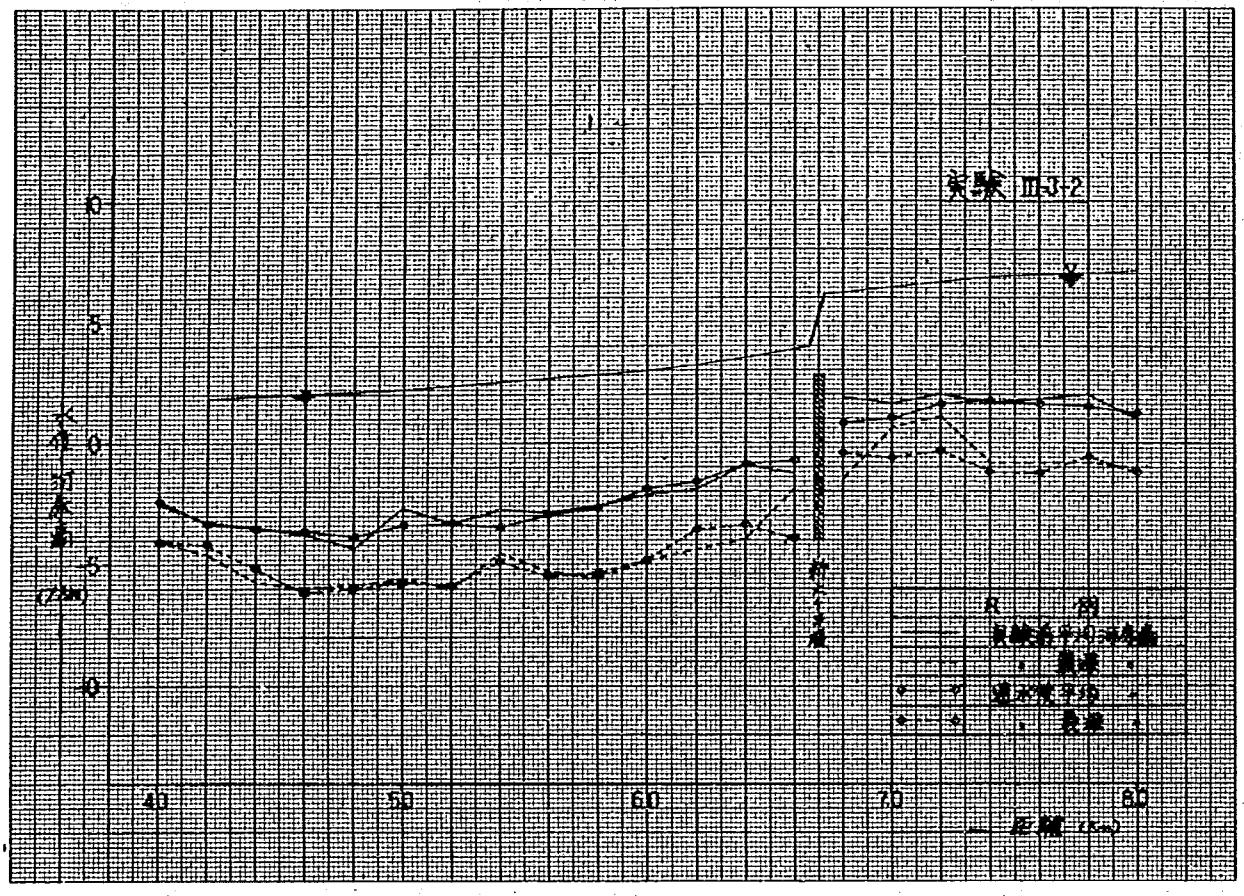
図－７．４．５(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－３－１)



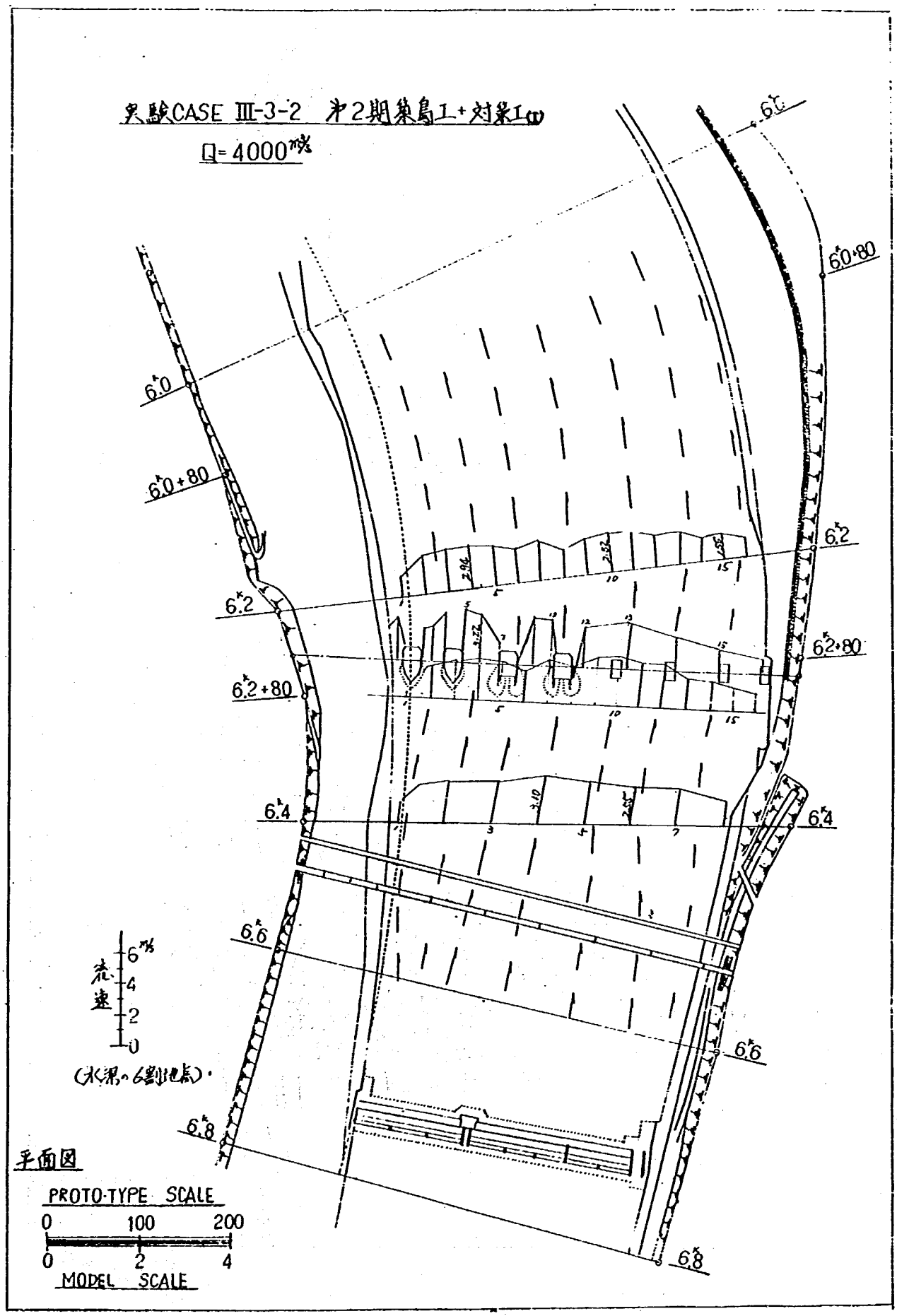
図－７．４．５(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－３－１)



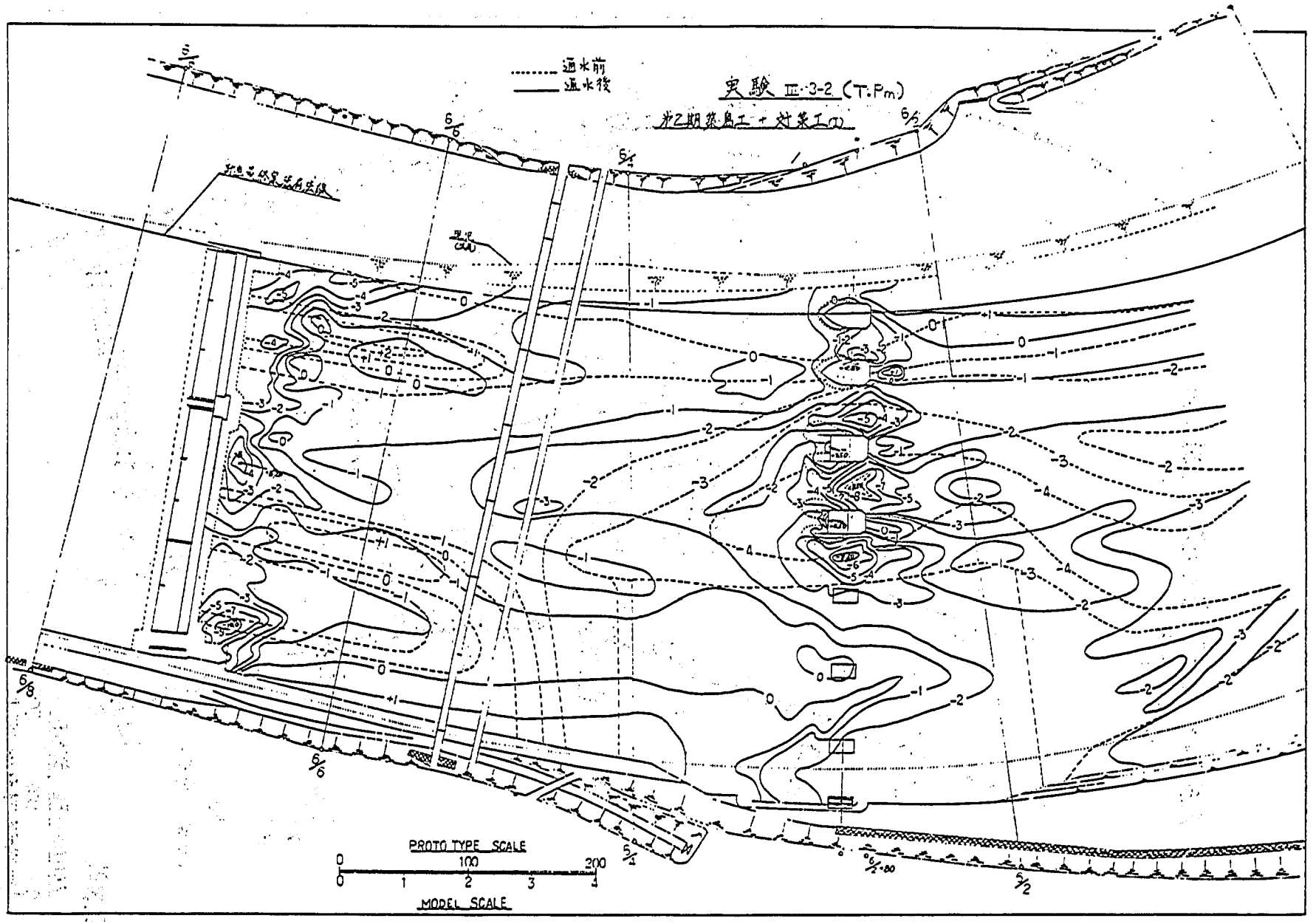
図－７．４．６　等深線図(実験III－３－１)



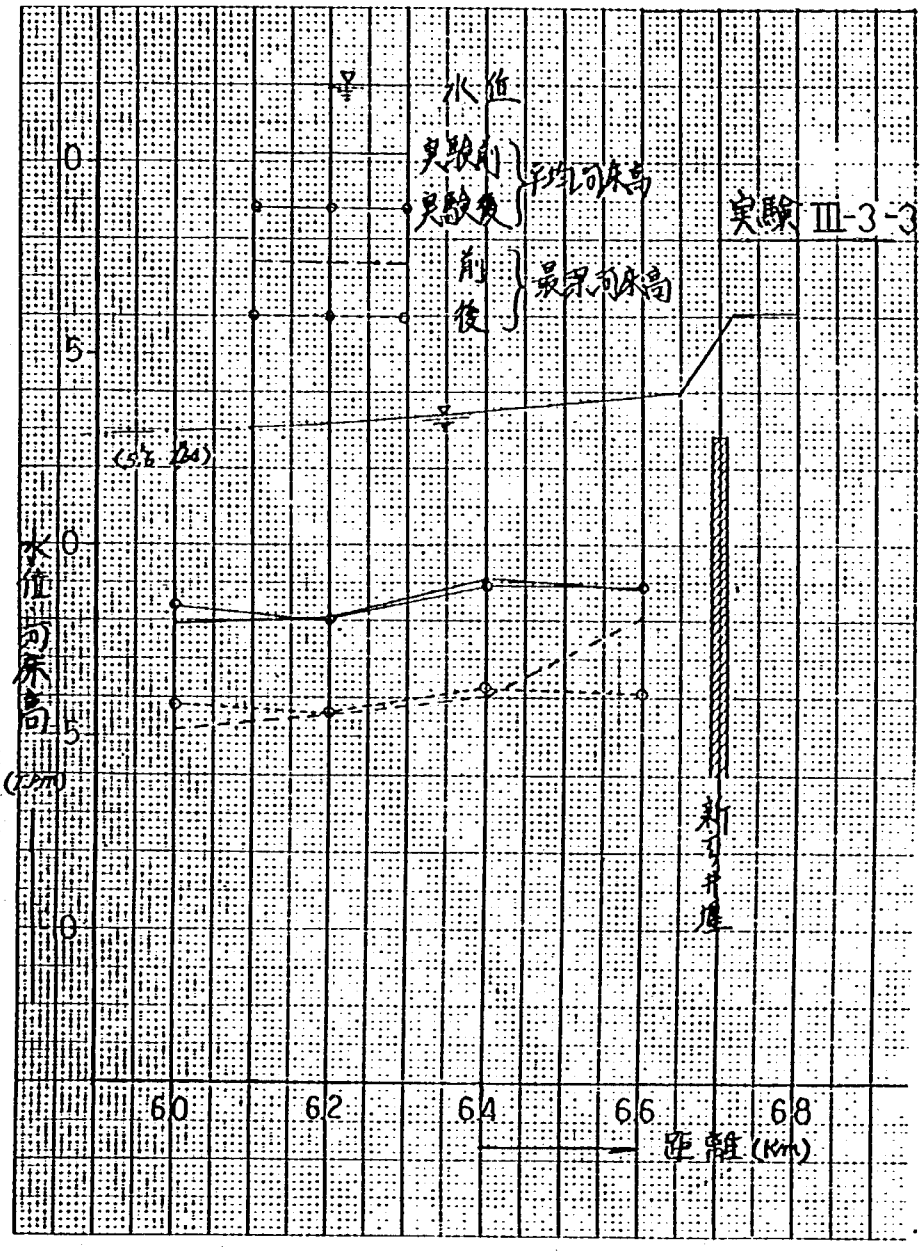
図－７．４．８　水位，河床高縦断図(実験III－３－２)



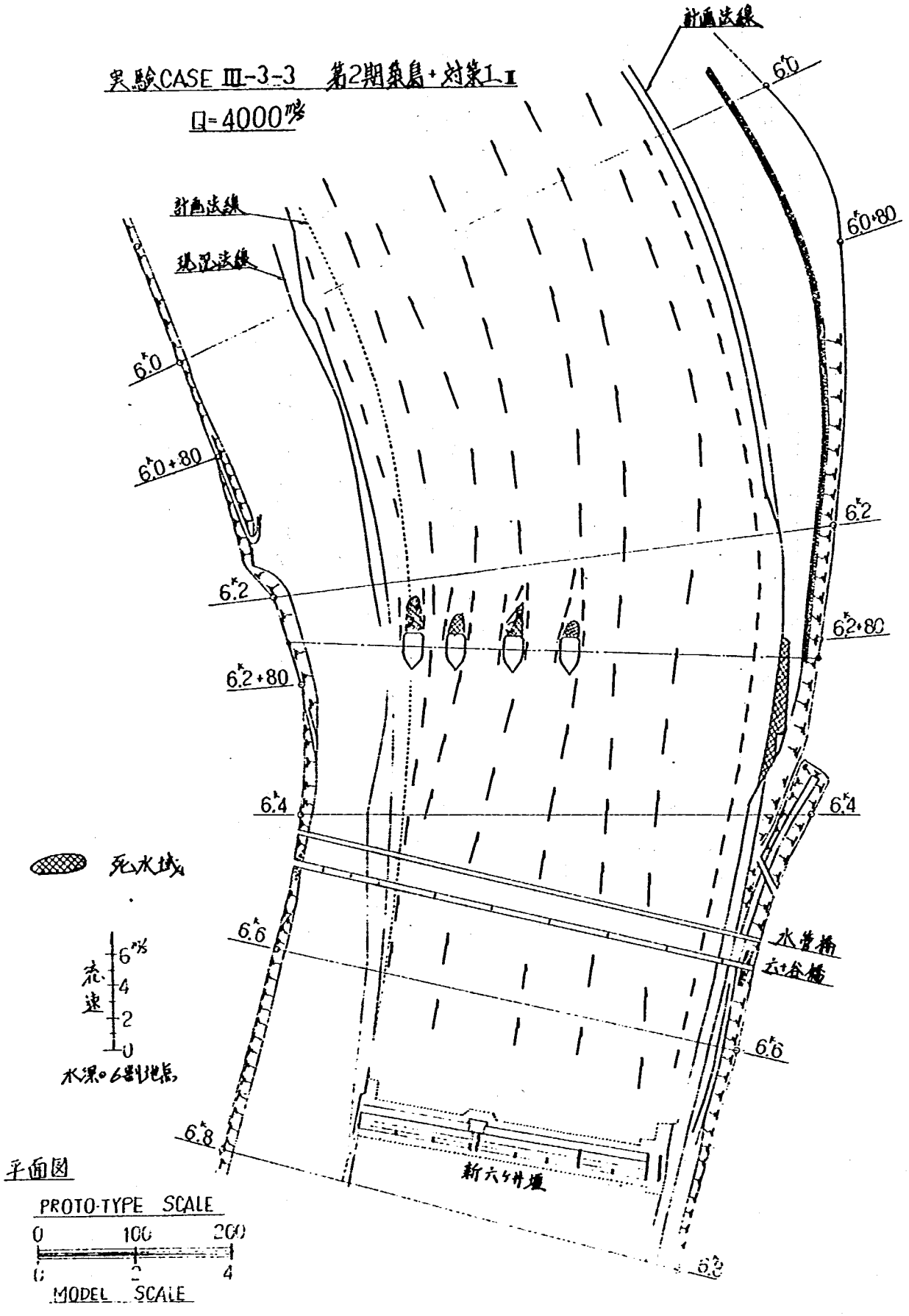
図－７．４．９　流況図(実験III－３－２)



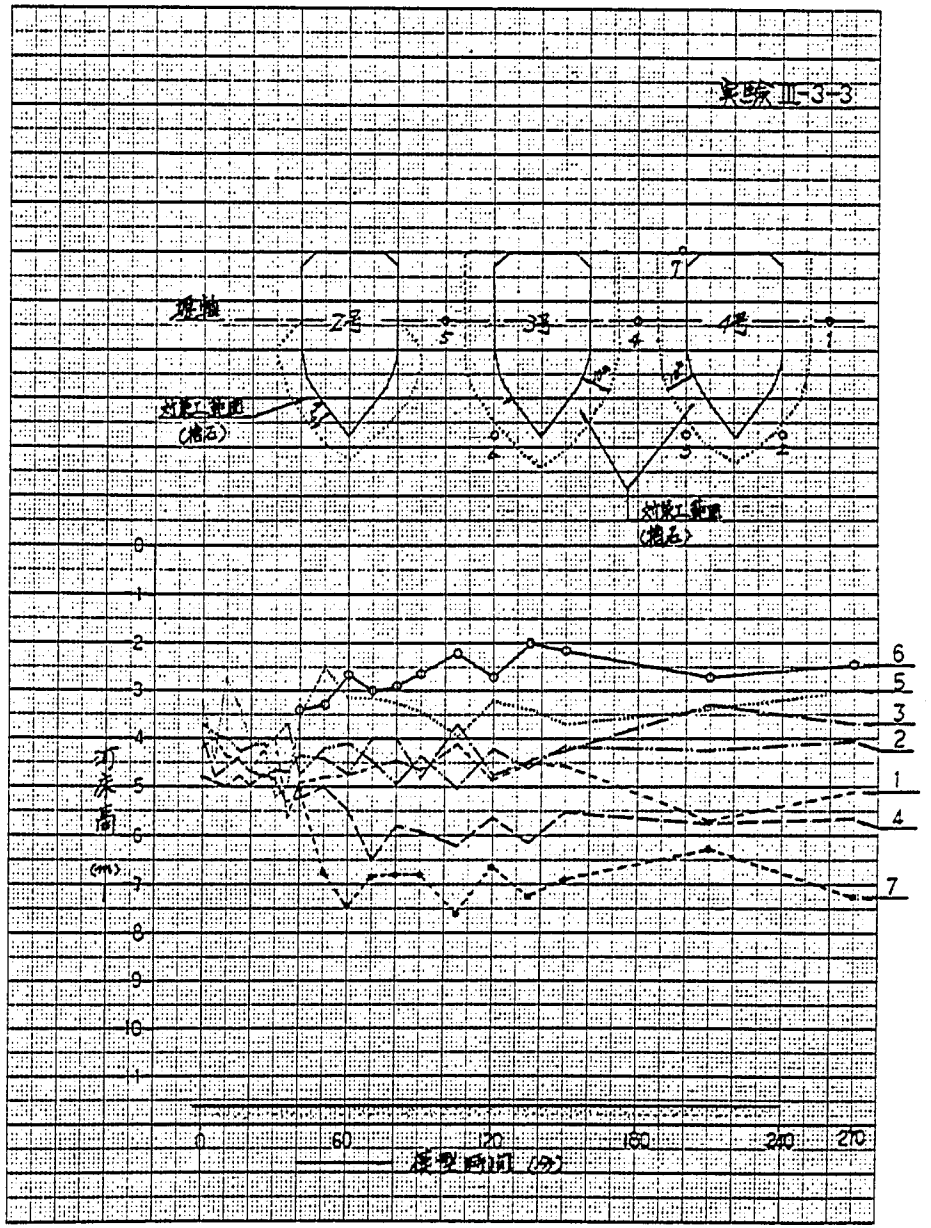
図－７．４．10　等深線図(実験Ⅲ－３－２)



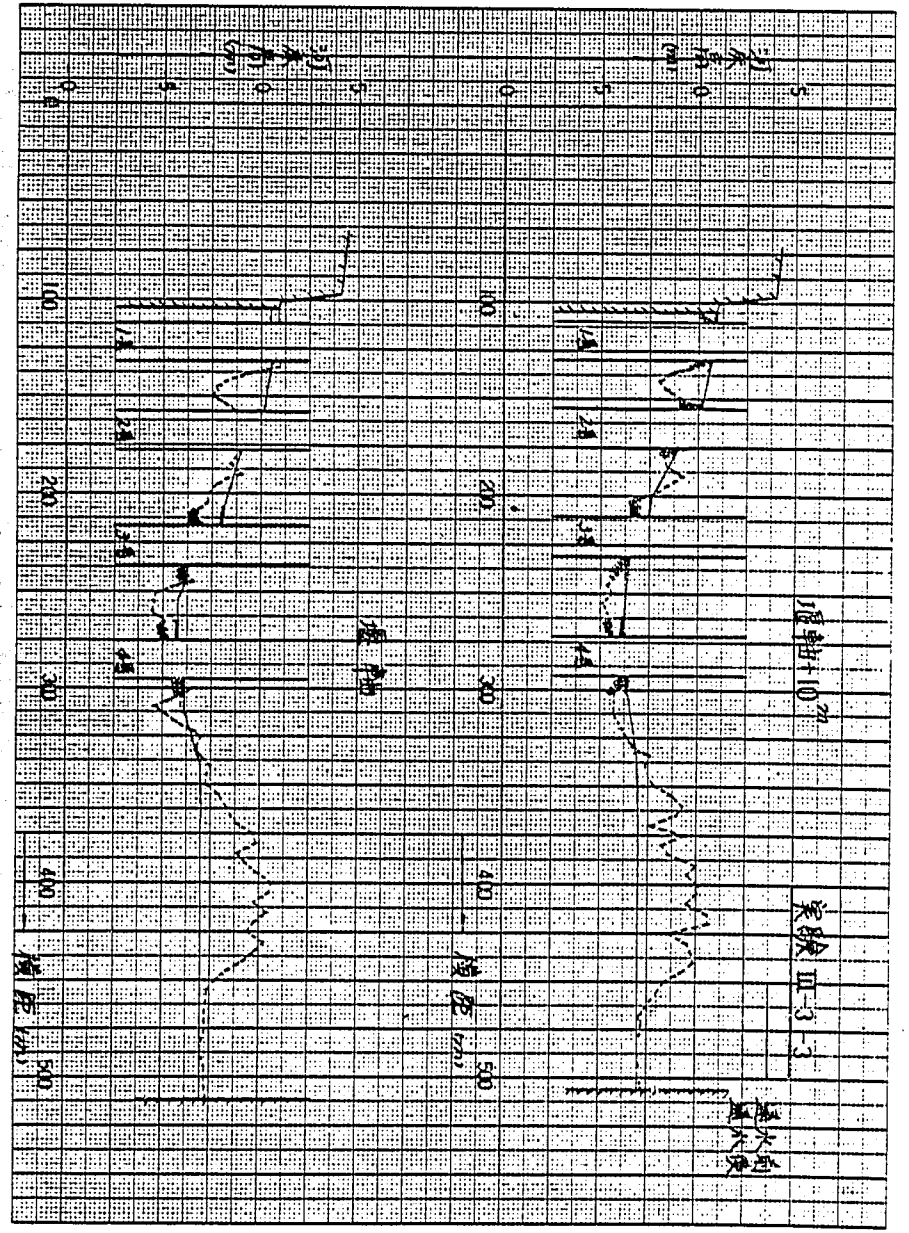
図－７．４．12　水位，河床高縦断図(実験III－３－３)



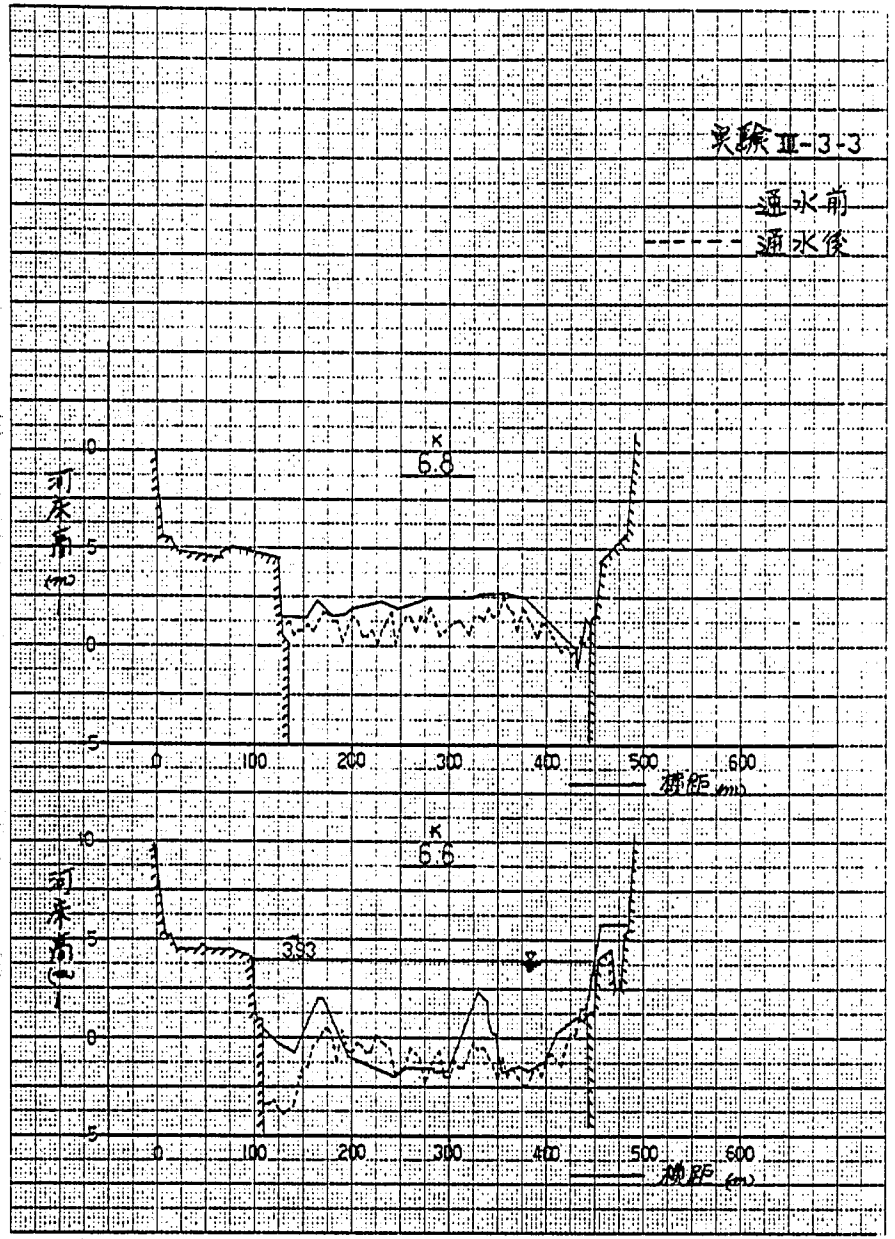
図－７．４．13　流況図(実験III－３－３)



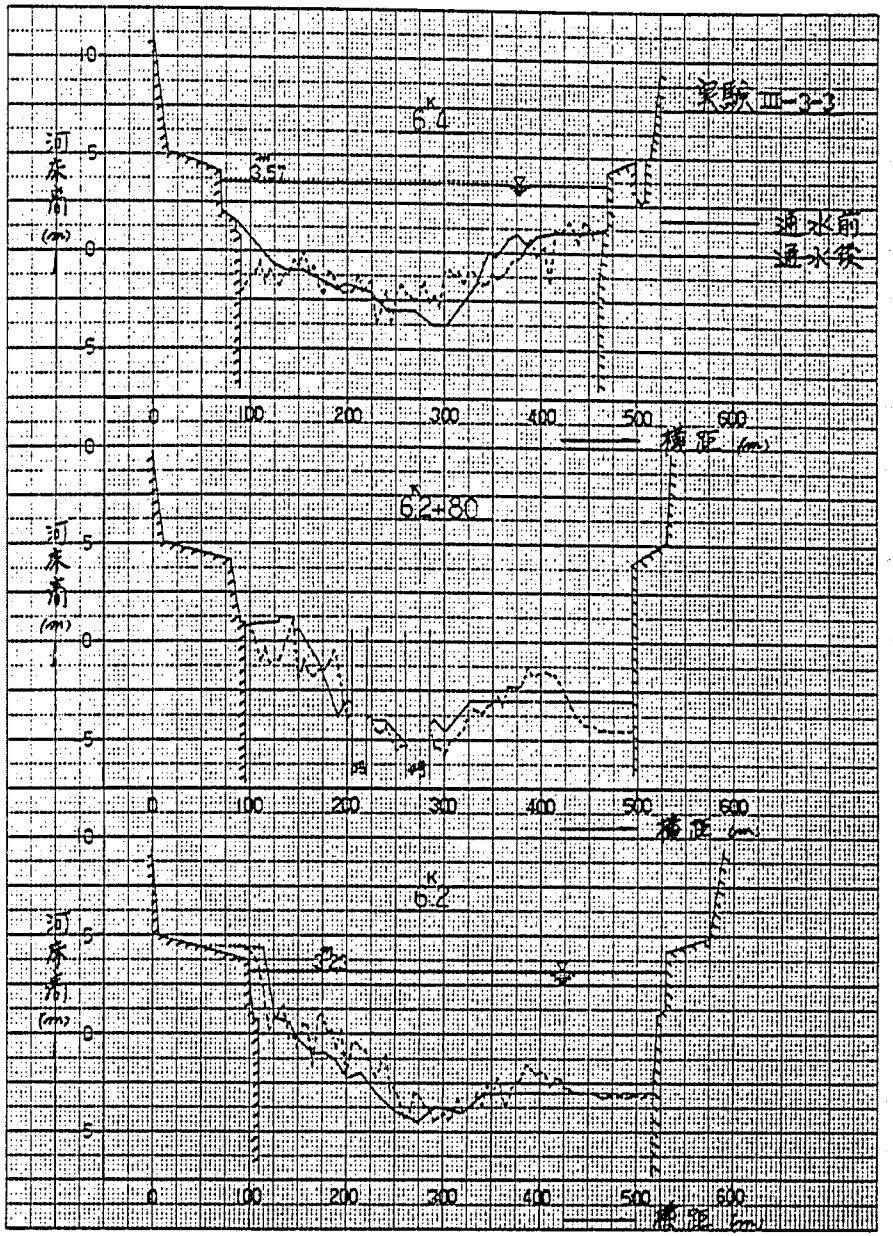
図－７．４．14　局所洗掘時間変化図(実験III－３－３)



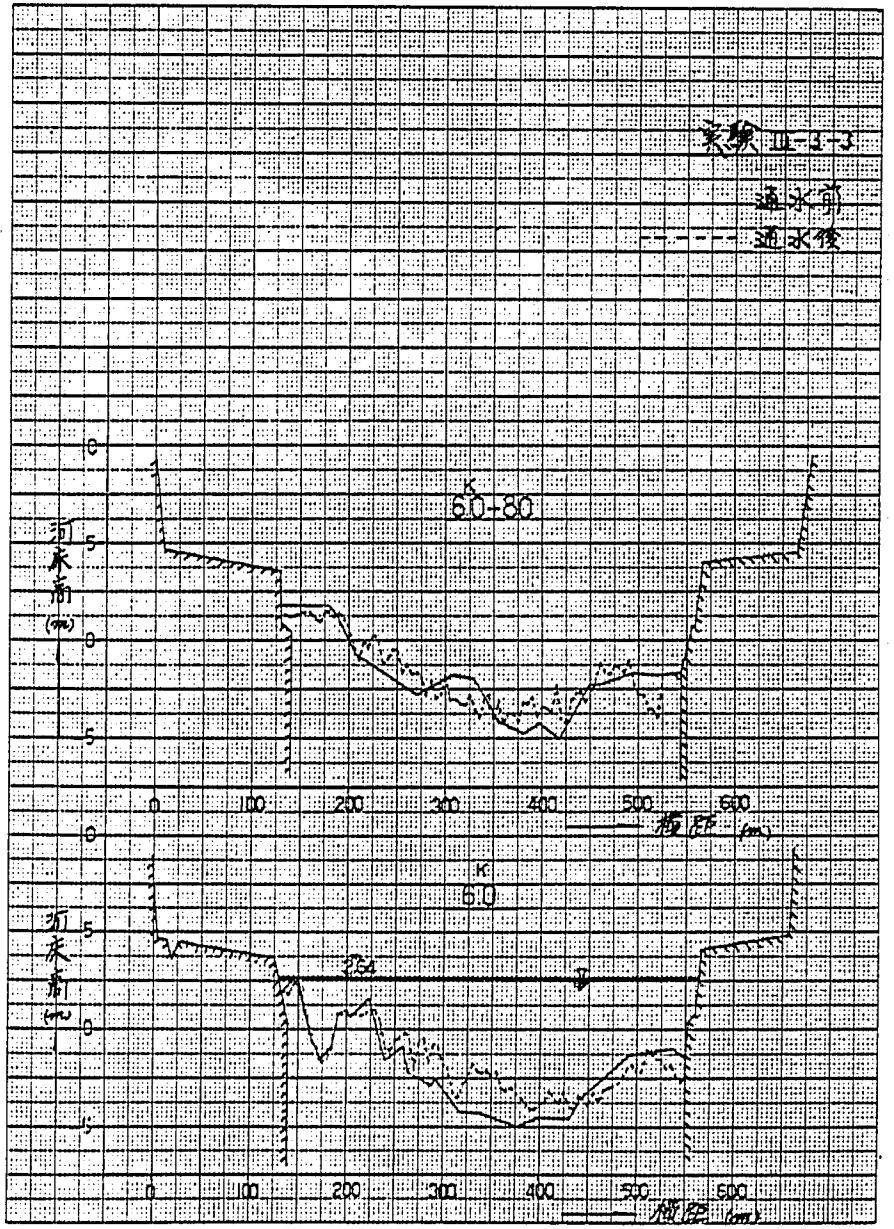
図－７．４．15　局所洗掘横断変化図(実験III－３－３)



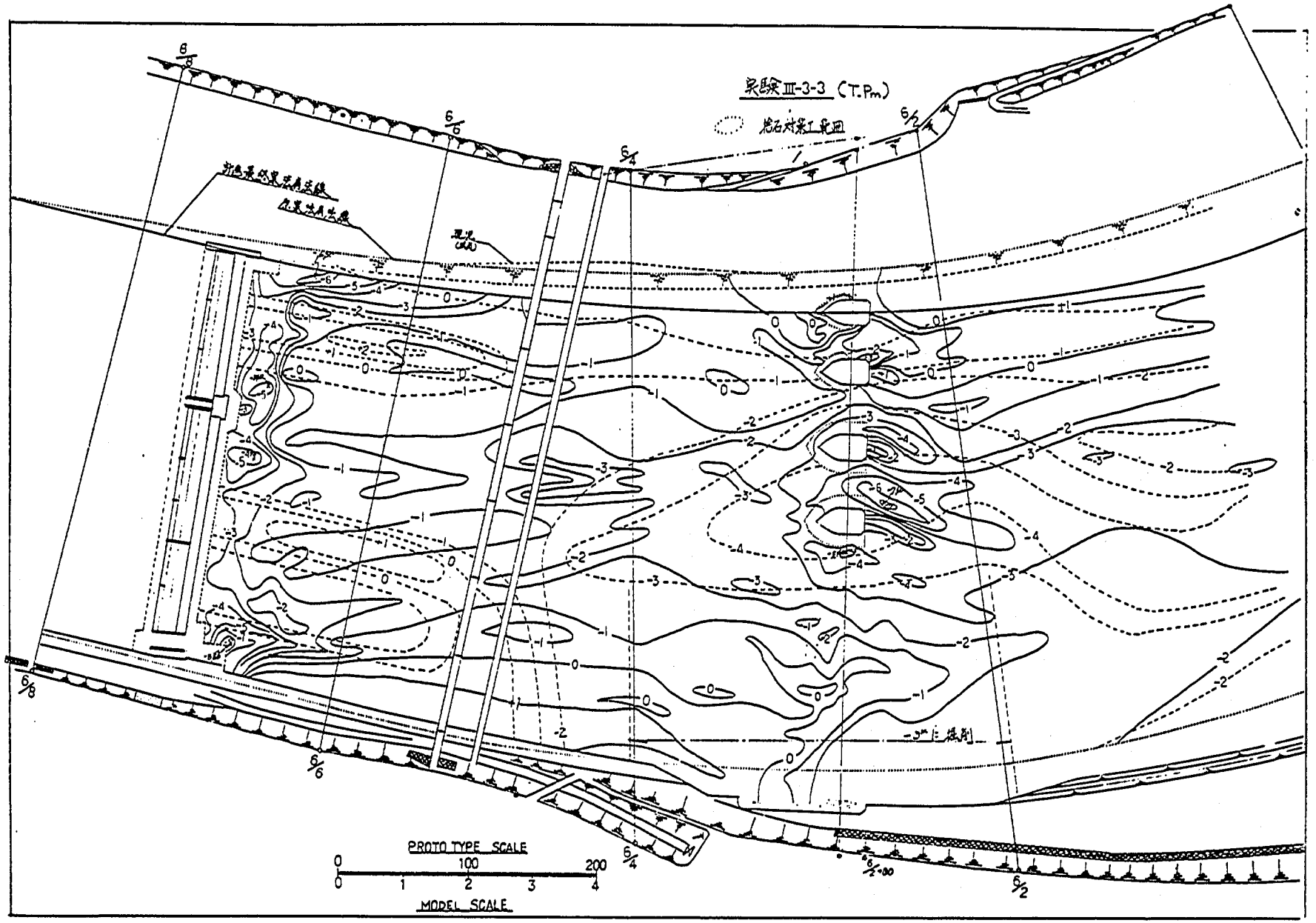
図－7．4．16(1)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－3－3)



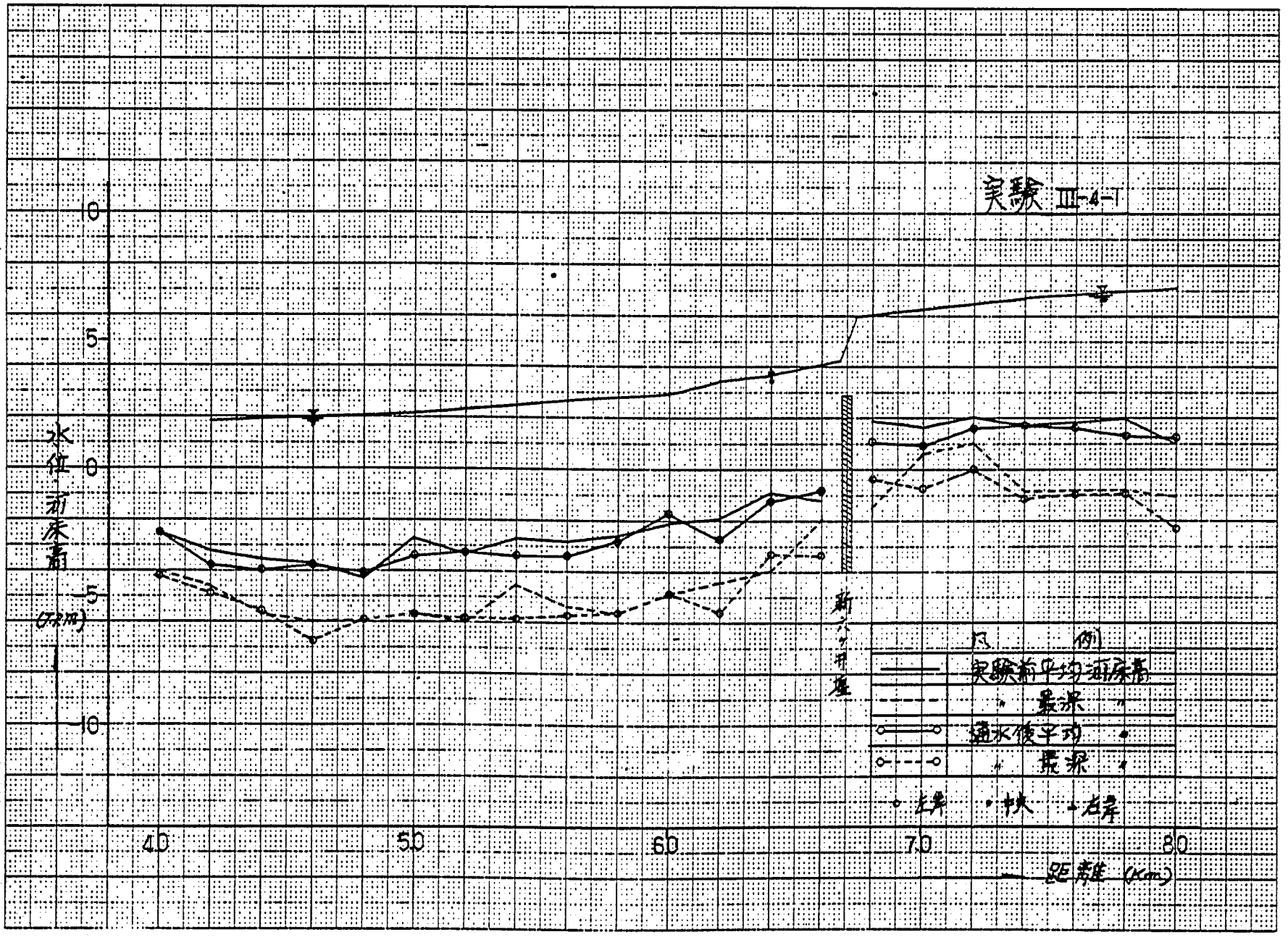
26　図－7．4．16(2)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－3－3)



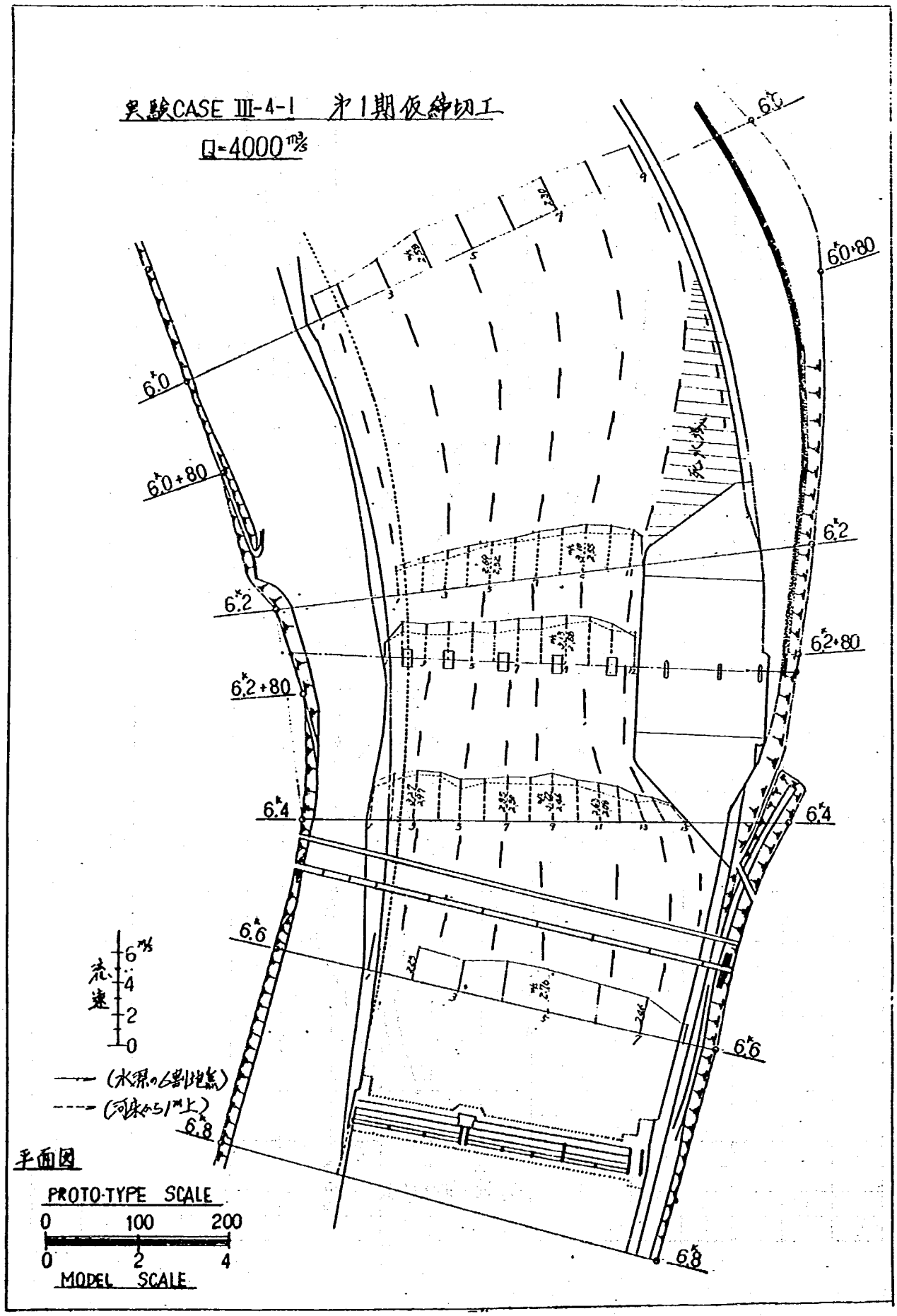
図－７．４．16(3)　河床変動横断比較図(実験III－３－３)



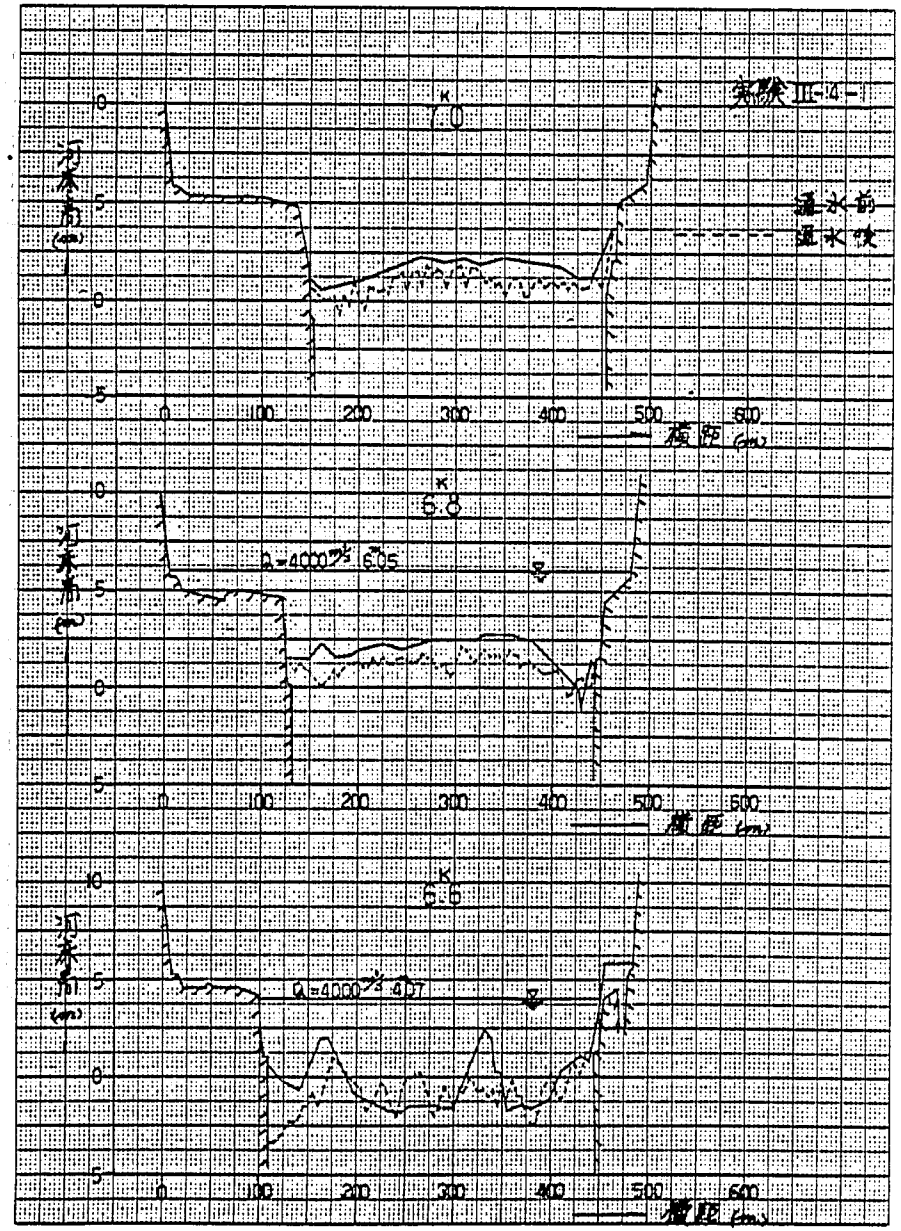
図－7．4．17　等深線図(実験Ⅲ－3－3)



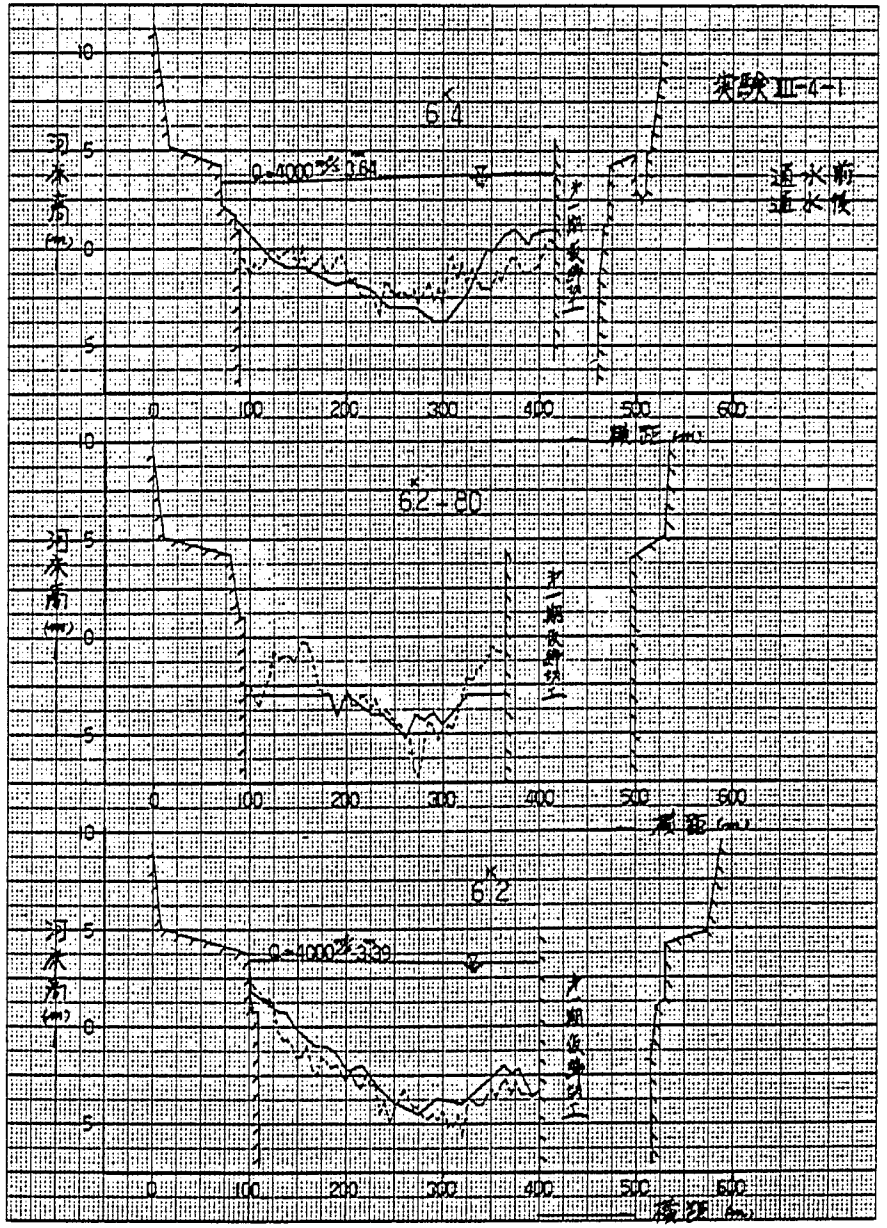
図－７．５．１　水位，河床高縦断図(実験III－４－１)



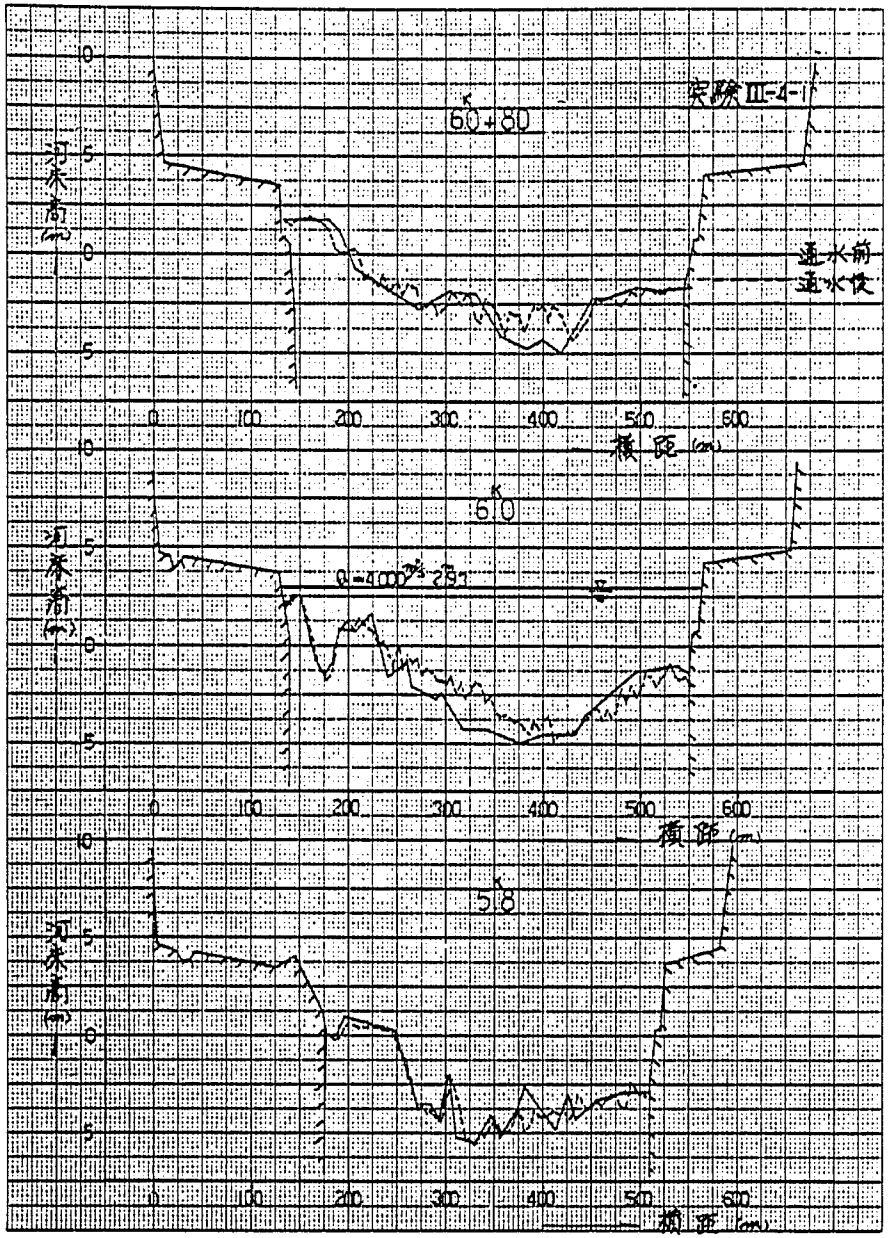
図－７．５．２　流況図(実験III－４－１)



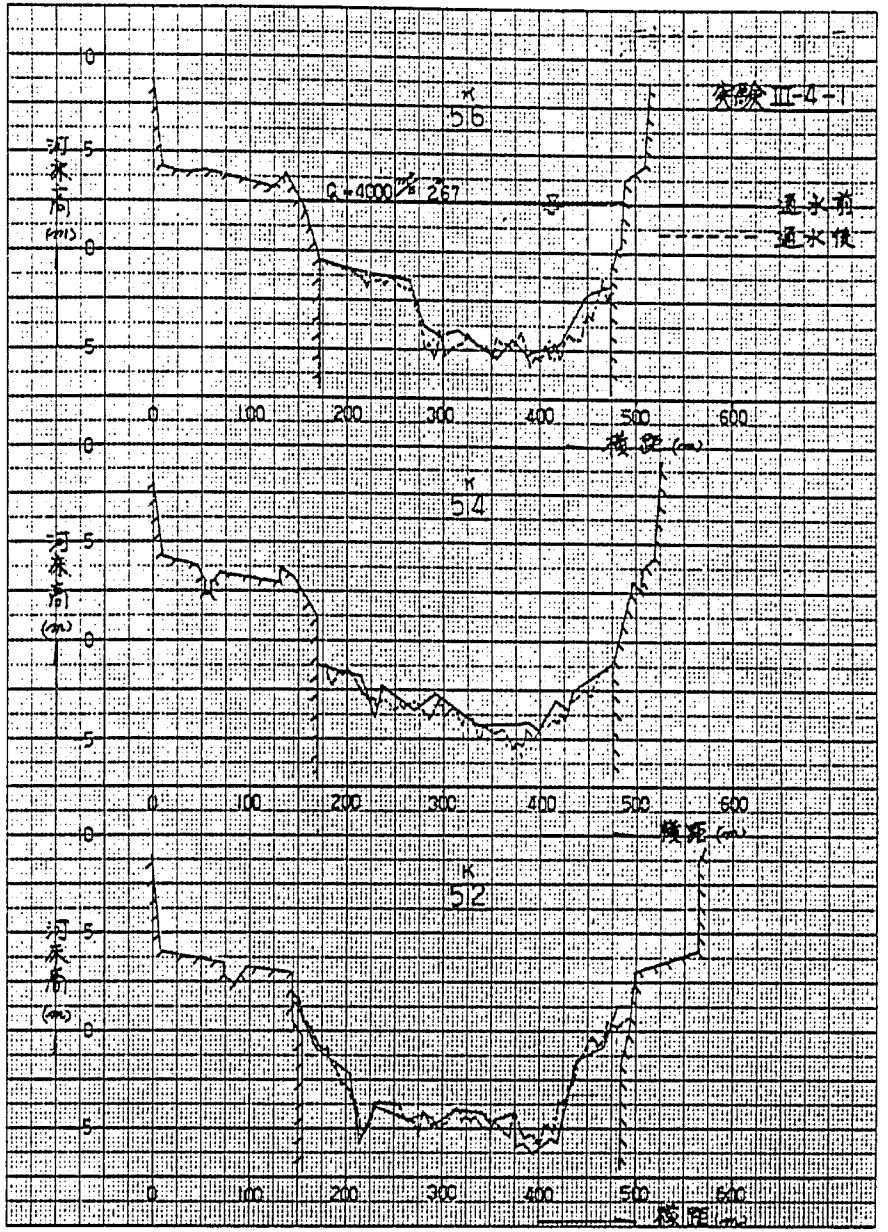
図－７．５．３(1)　河床変動横断比較図(実験III－４－１)



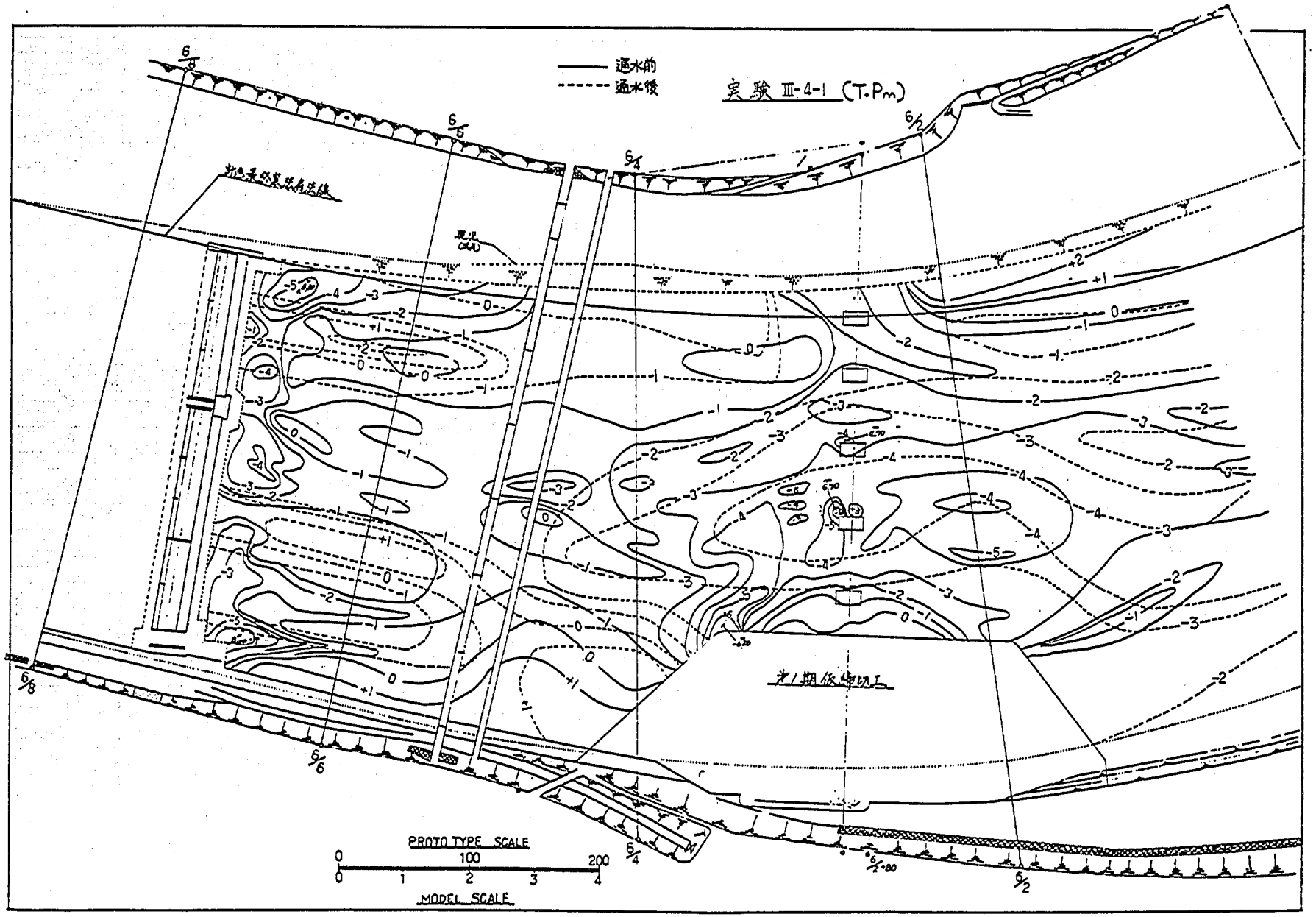
図－７．５．３(2)　河床変動横断比較図(実験III－４－１)



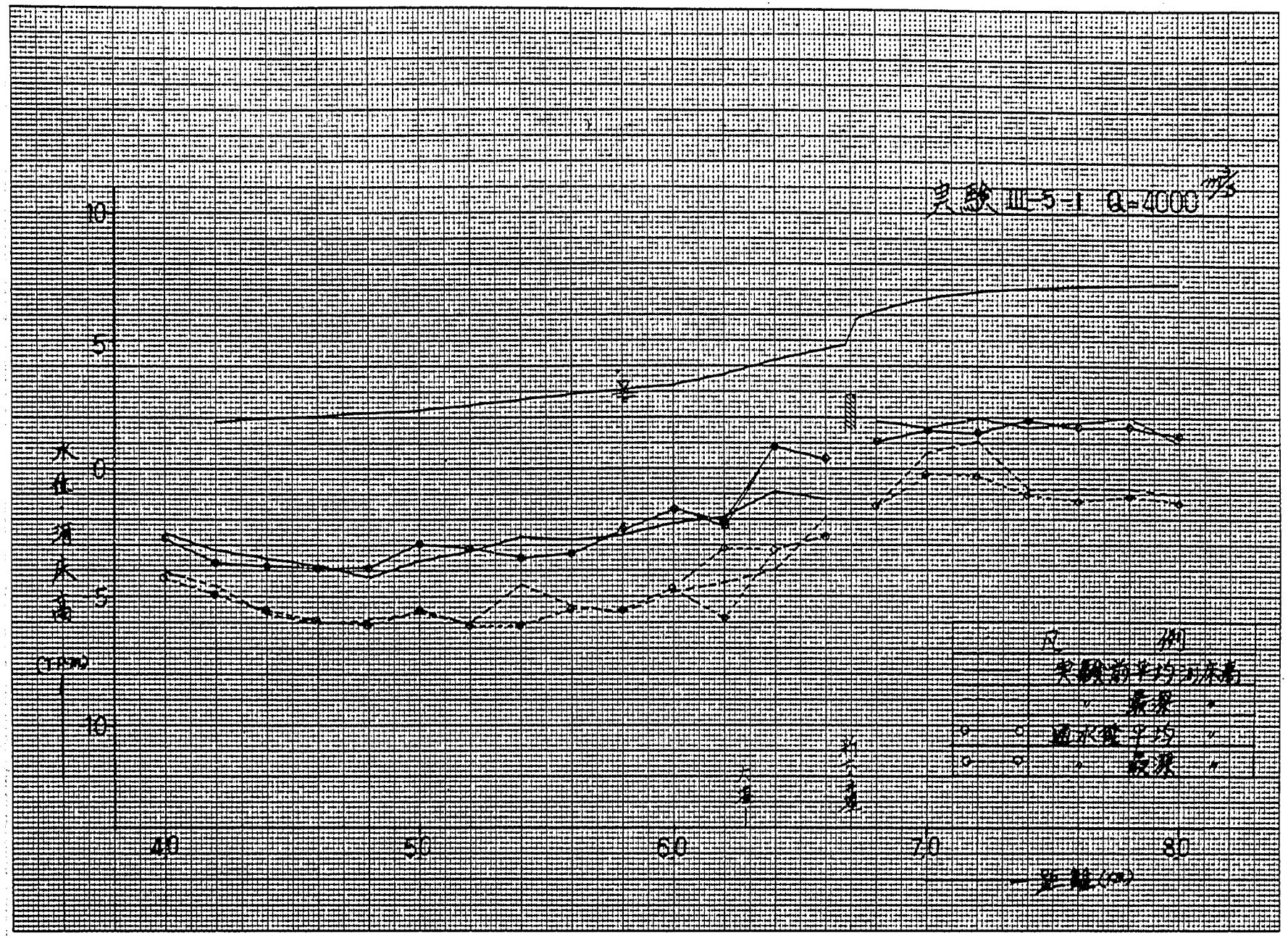
図－７．５．３(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－４－１)



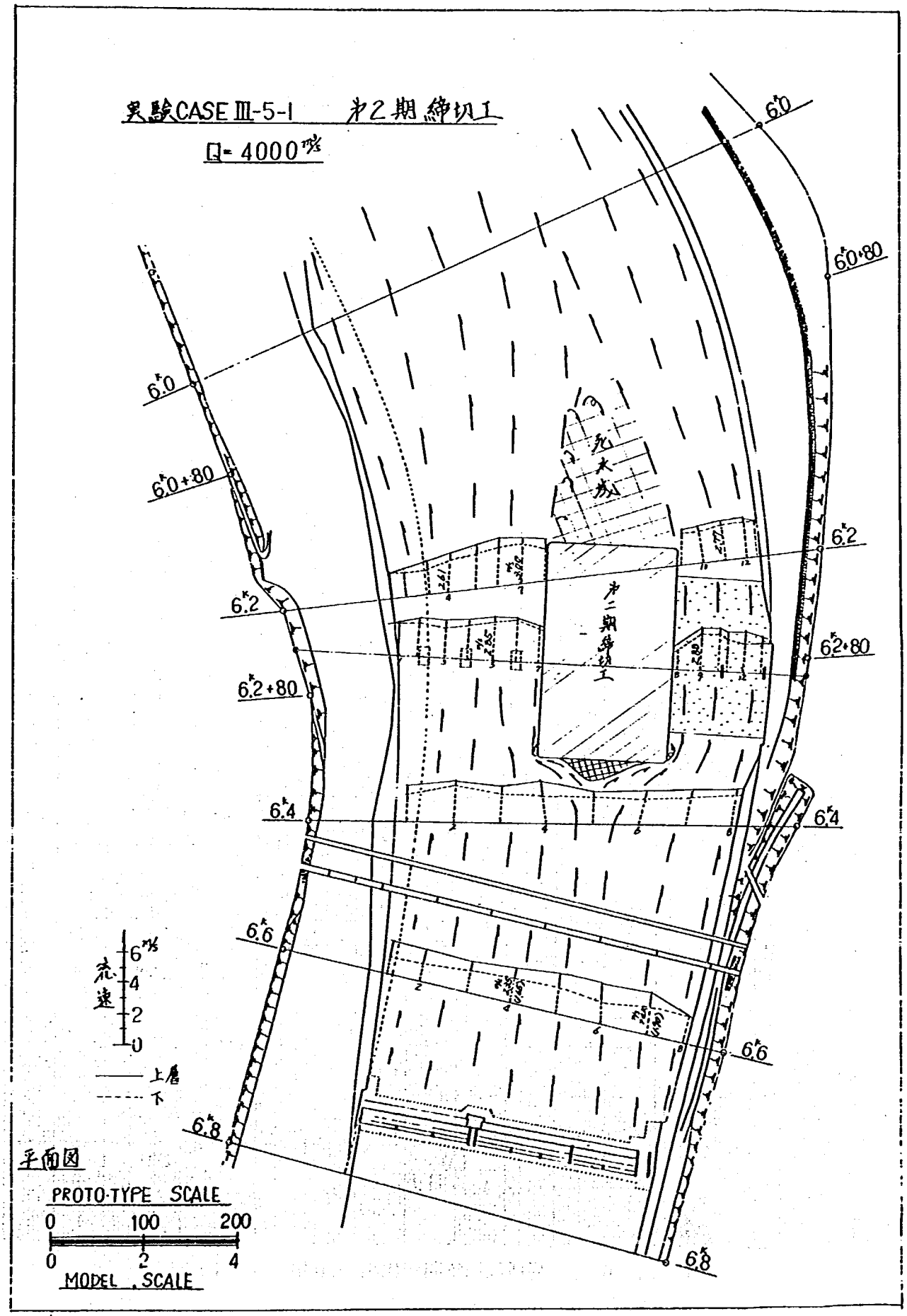
図－７．５．３(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－４－１)



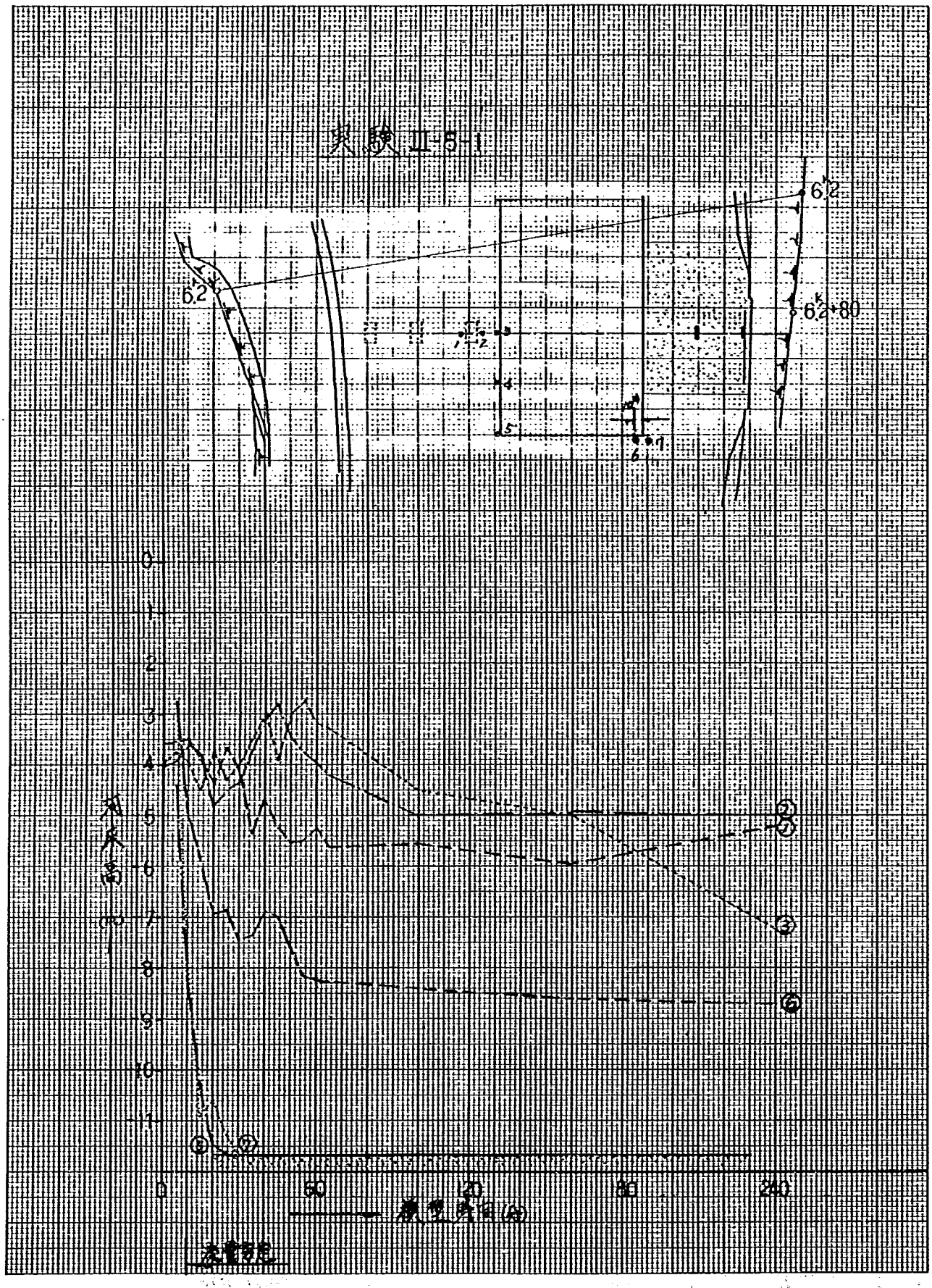
図－７．５．４　等深線図(実験Ⅲ－４－１)



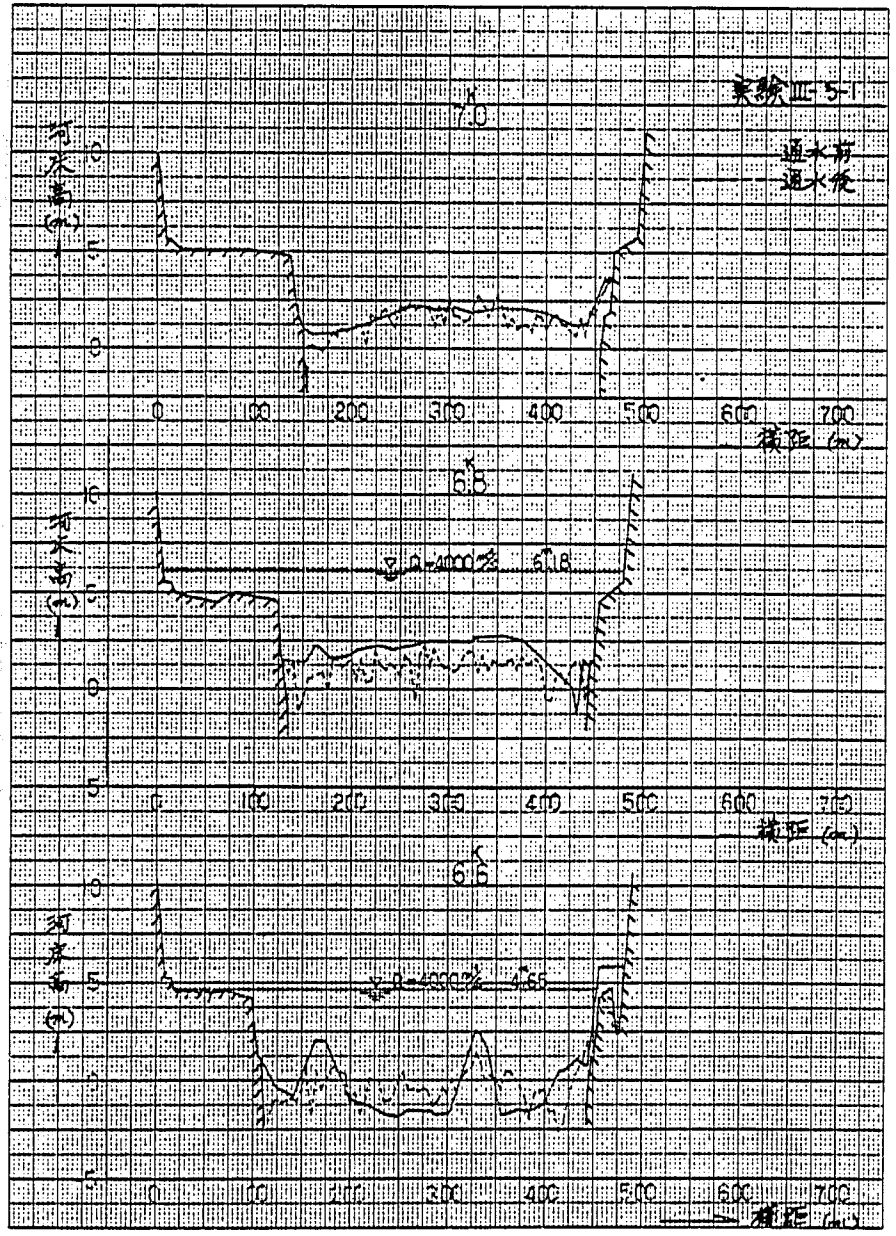
図－７．６．１　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－５－１



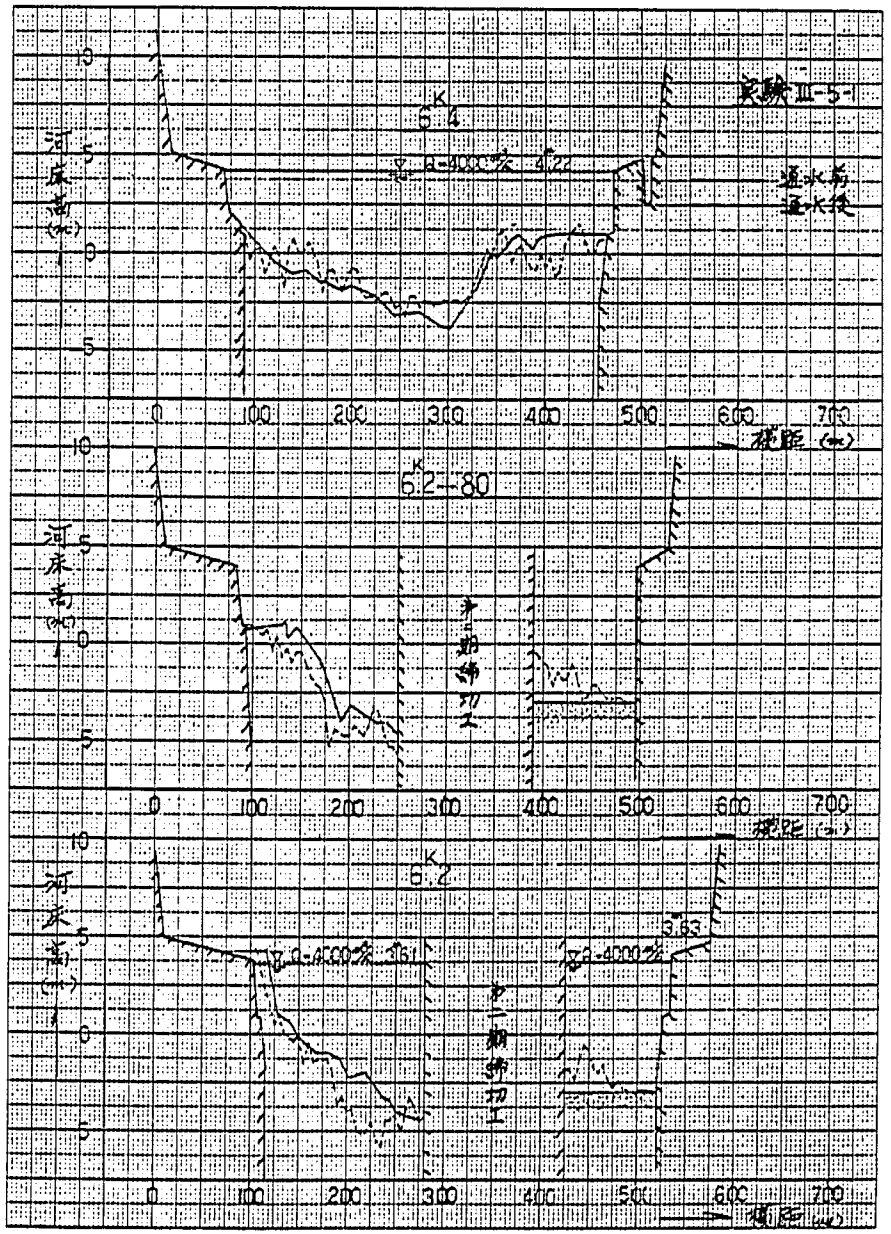
図－７．６．２　流況図(実験Ⅲ－５－１)



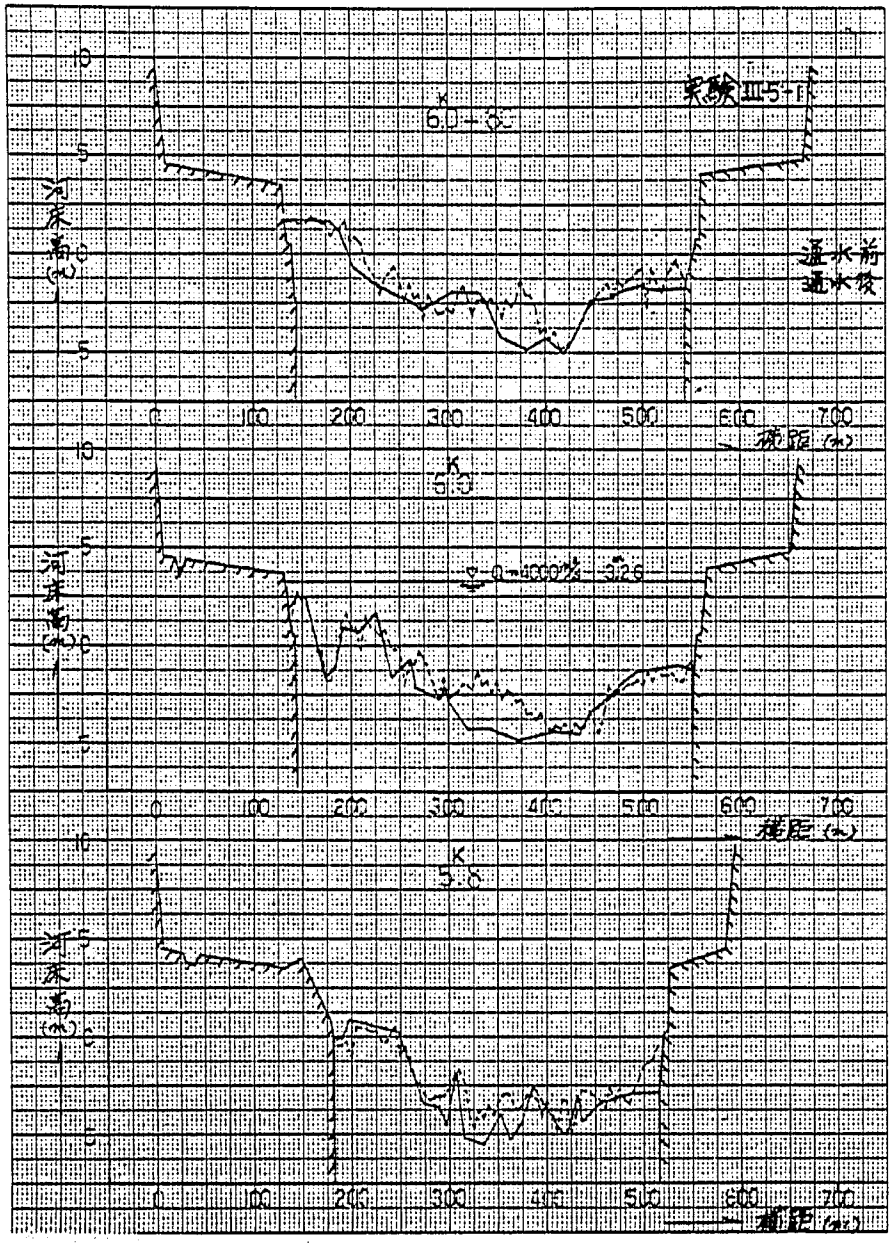
図－７．６．３　局所洗掘時間変化図(実験III－５－１)



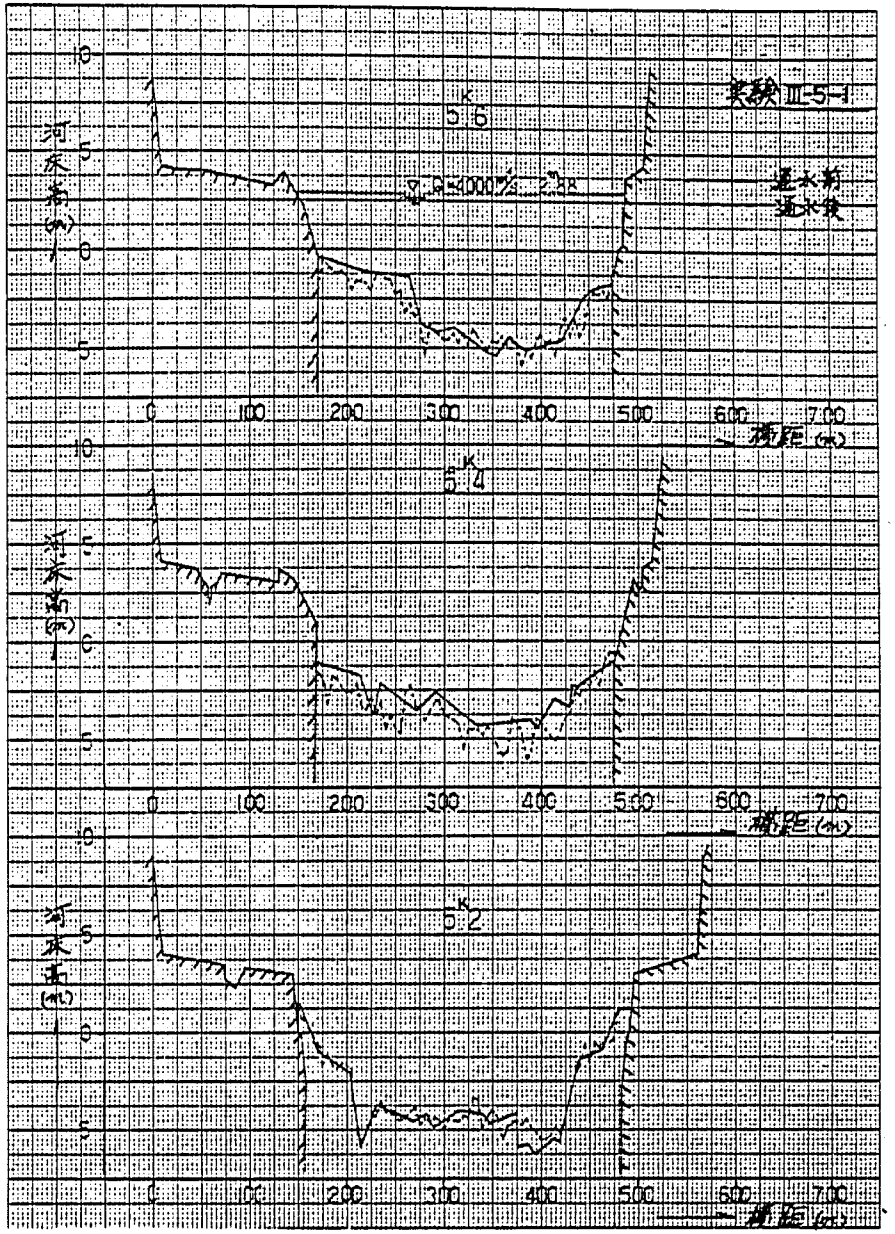
図－７．６．４(1)　河床変動横断比較図(実験III－５－１)



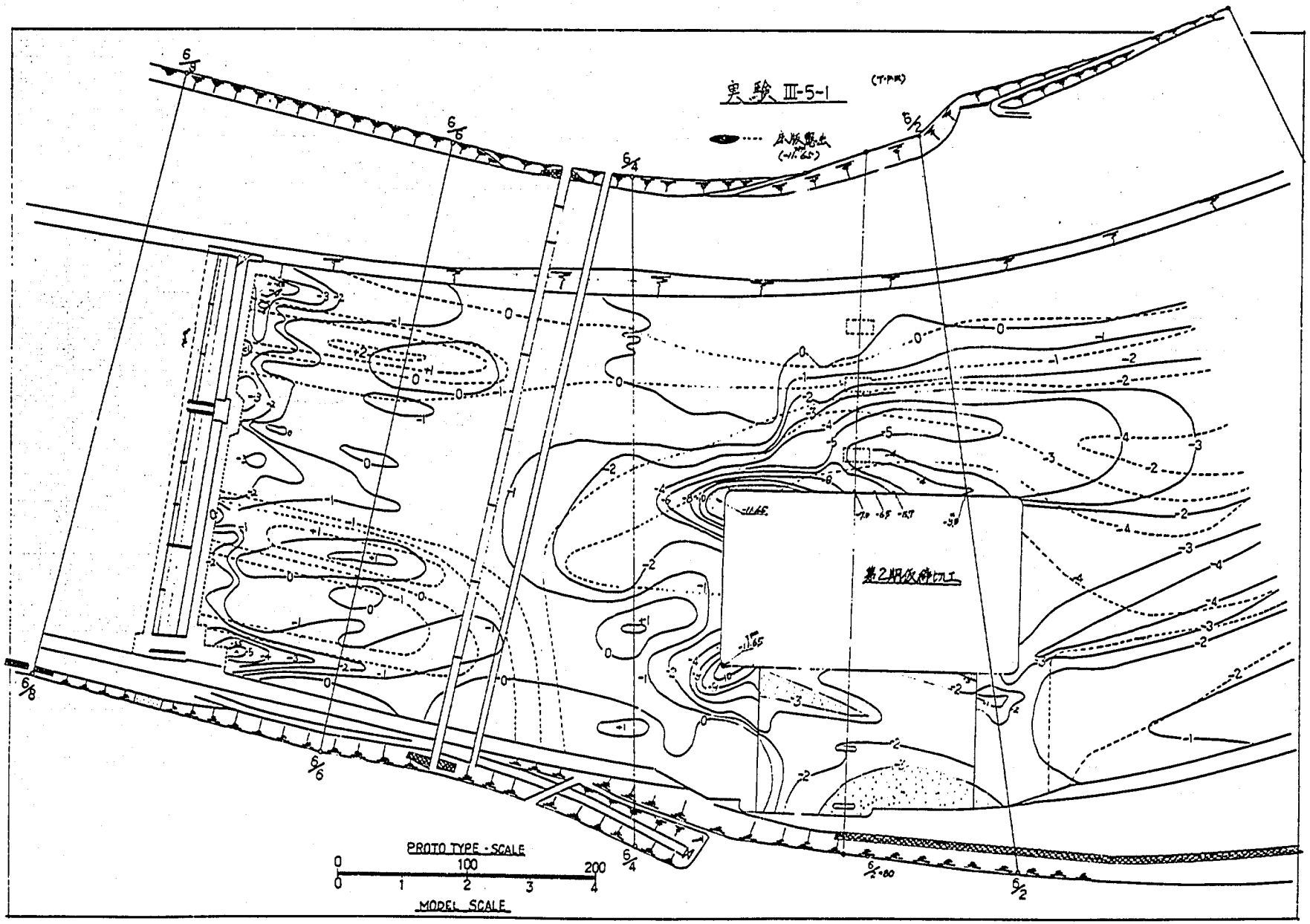
図－７．６．４(2)　河床変動横断比較図(実験III－５－１)



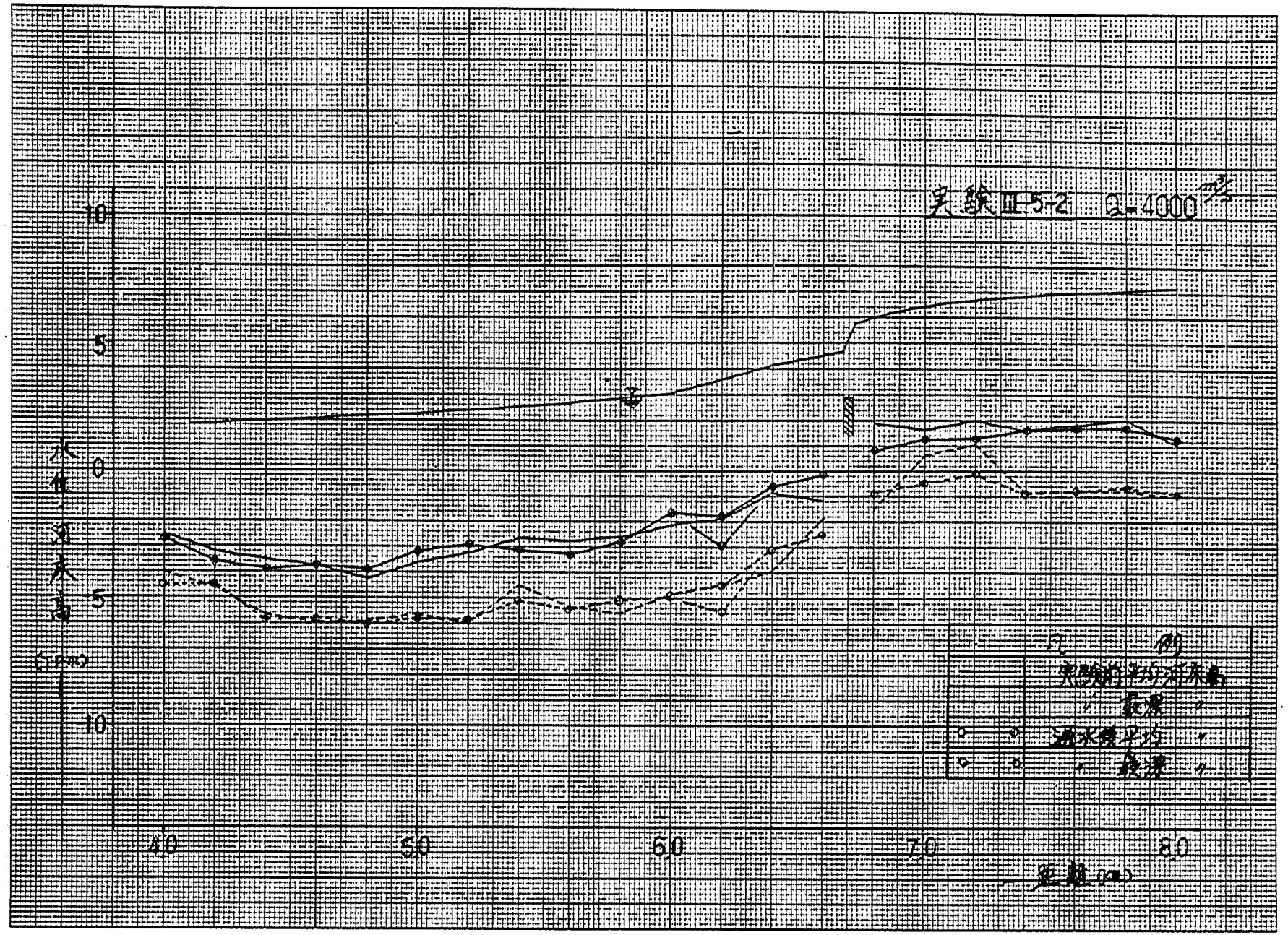
図－７．６．４(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－５－１)



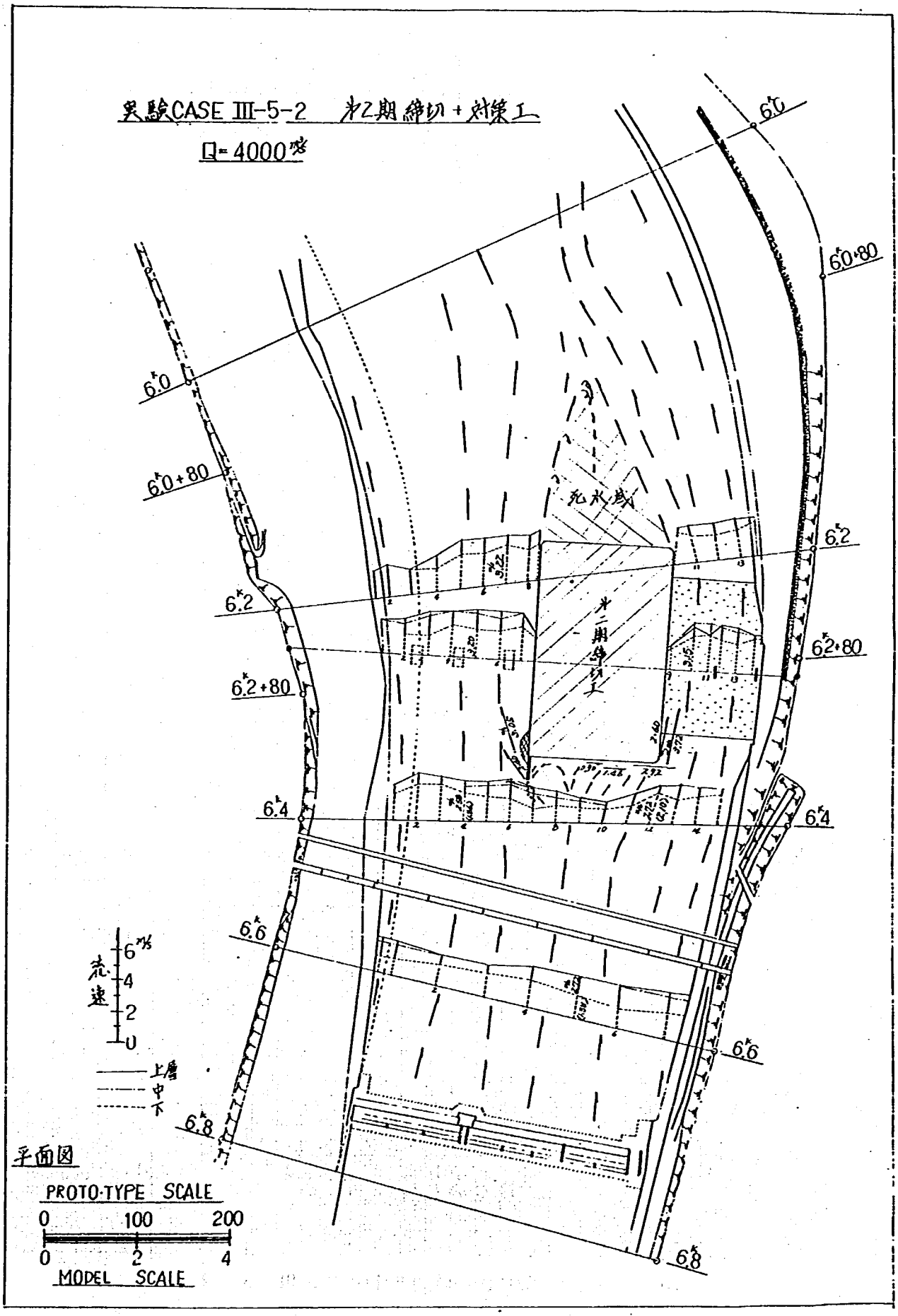
図－７．６．４(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－５－１)



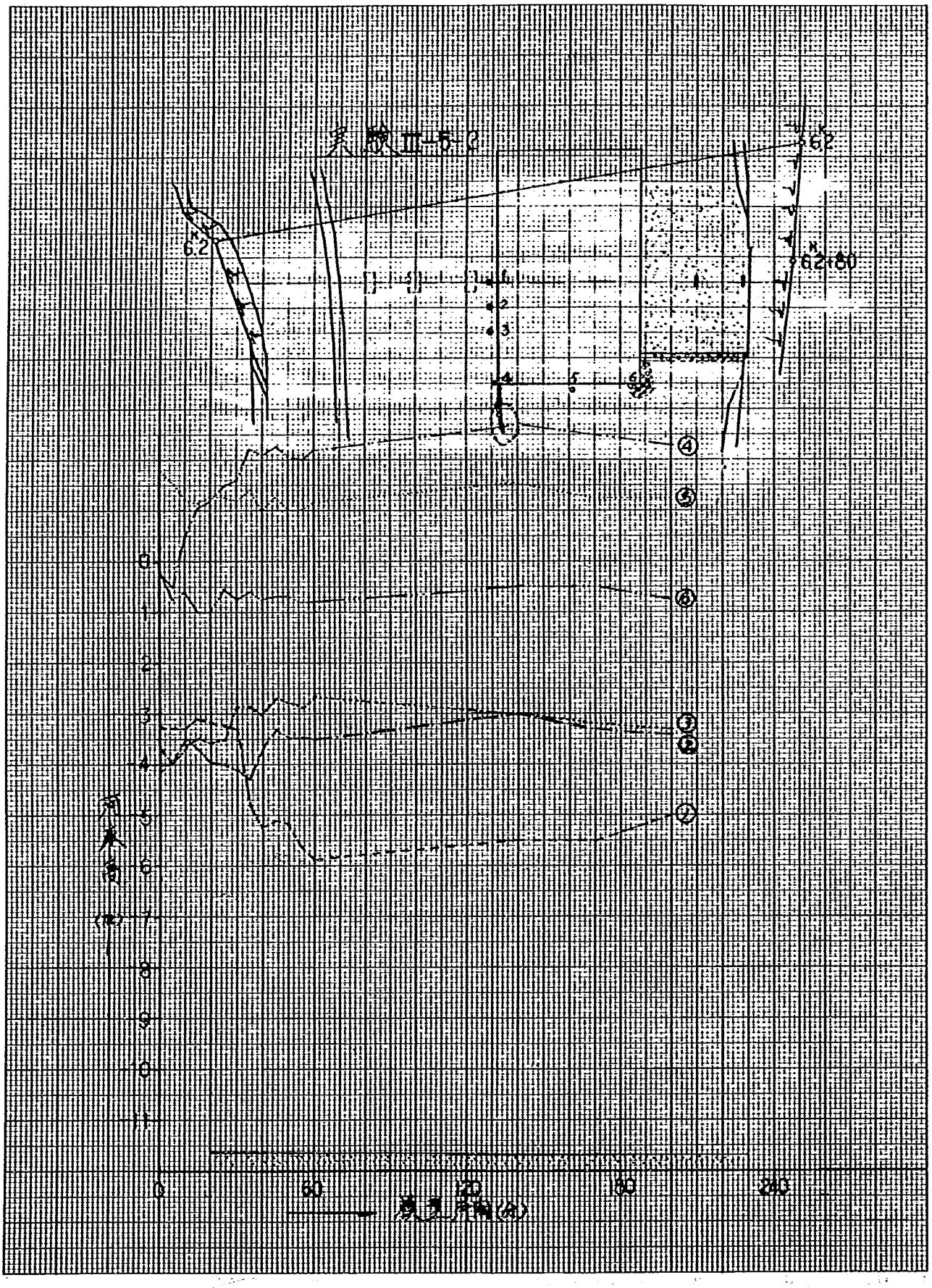
図－７．６．５　等深線図(実験III－５－１)



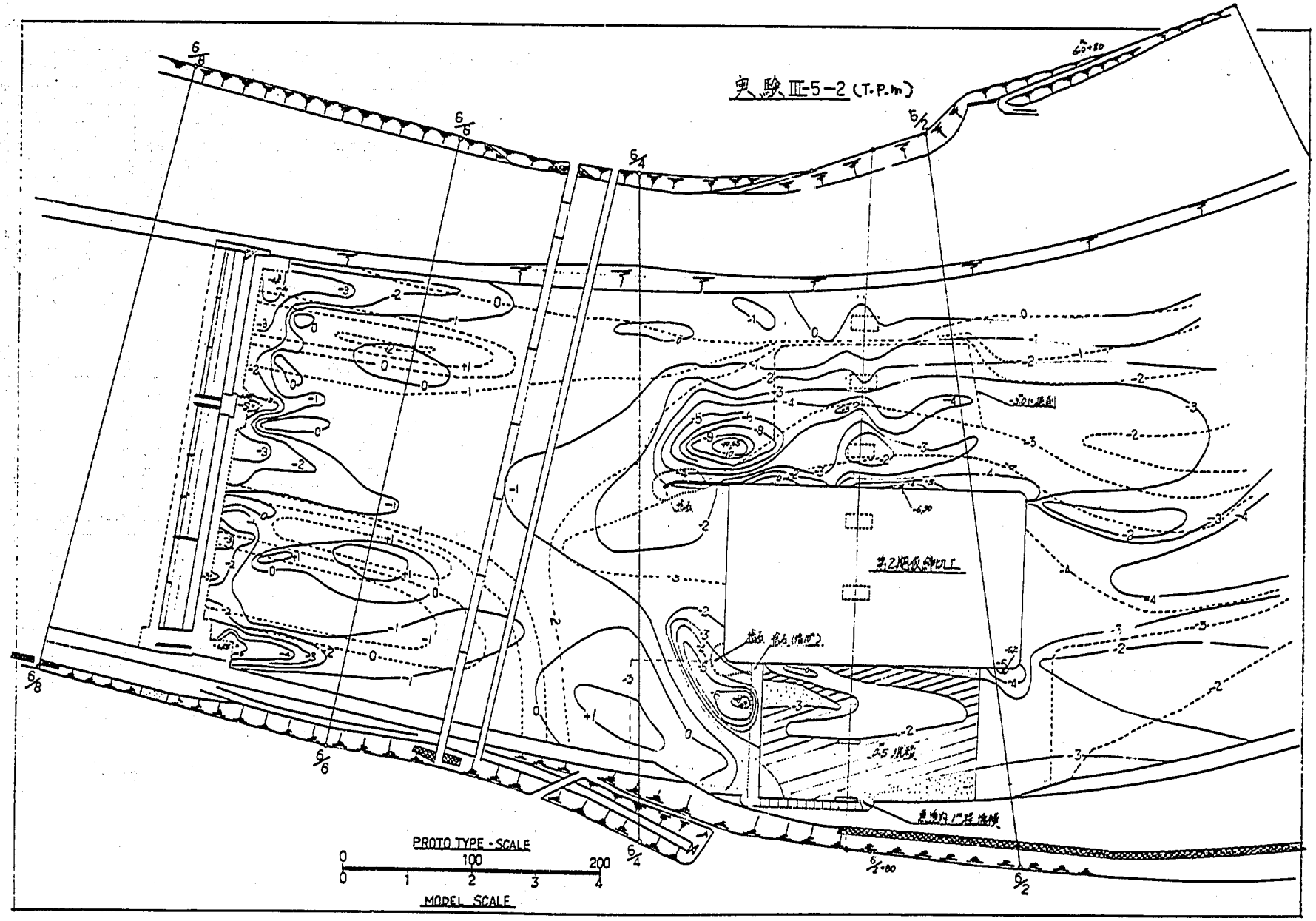
図－７．６．７　水位，河床高縦断図(実験III－５－２)



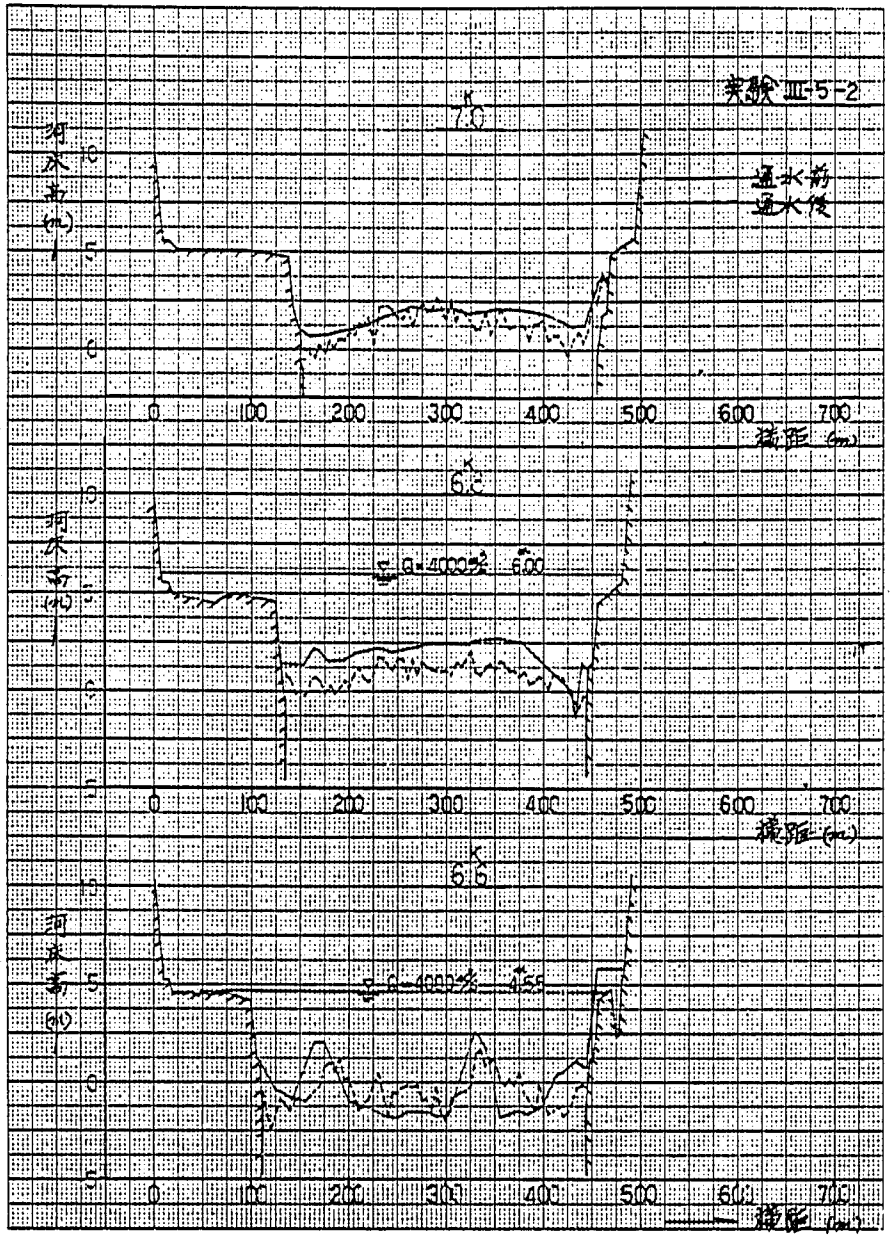
図－７．６．８　流況図(実験III－５－２)



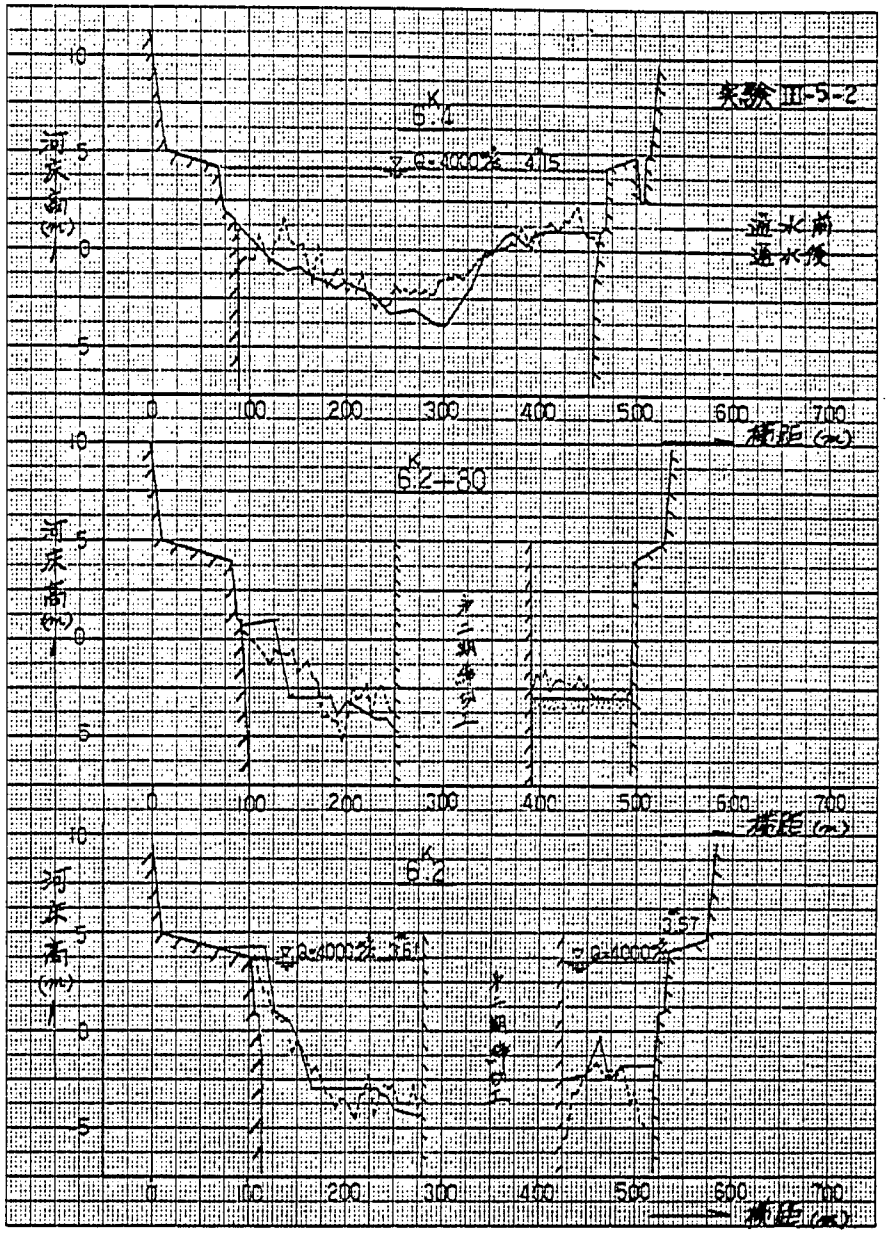
図－７．６．９　局所洗掘時間変化図(実験III－５－２)



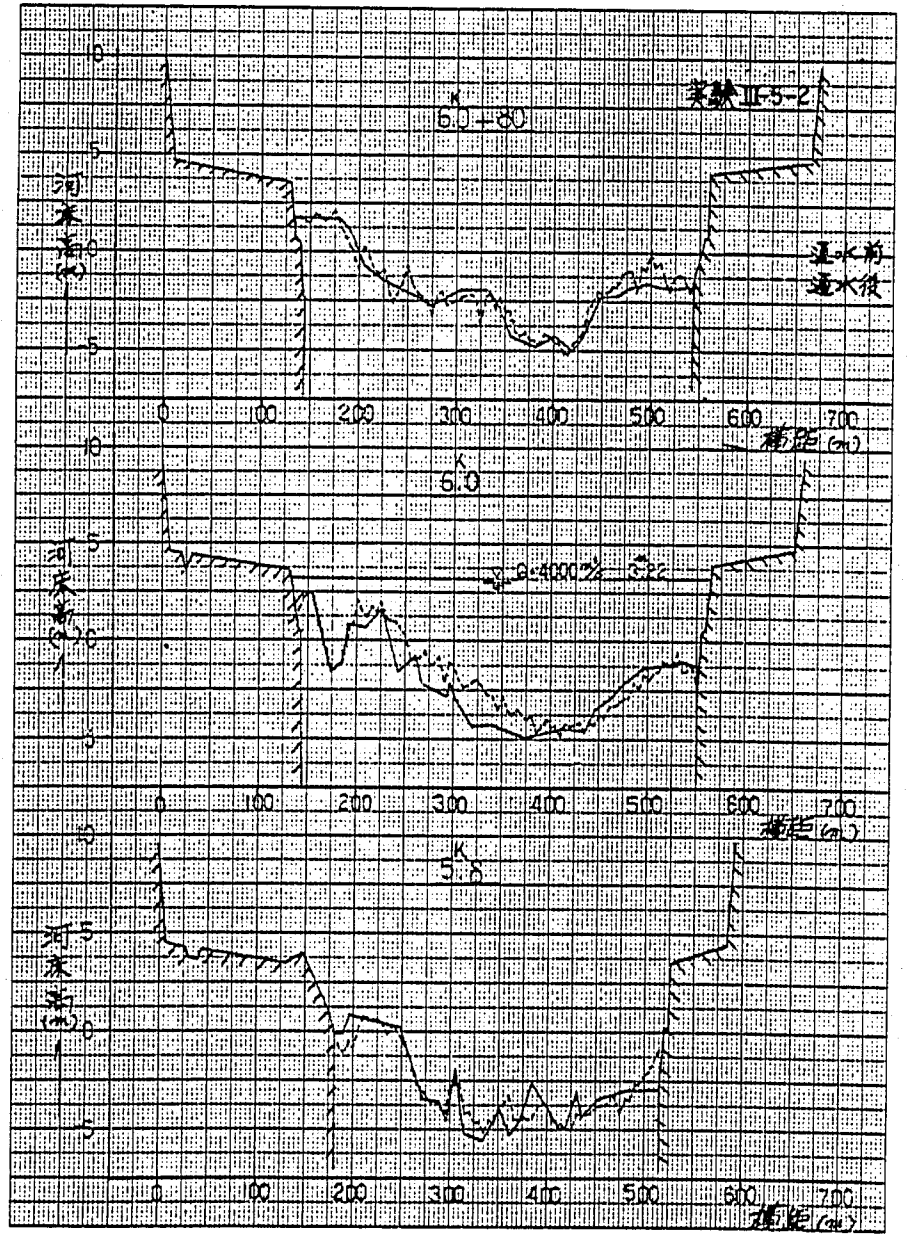
図－７．６．10　等深線図(実験Ⅲ－５－２)



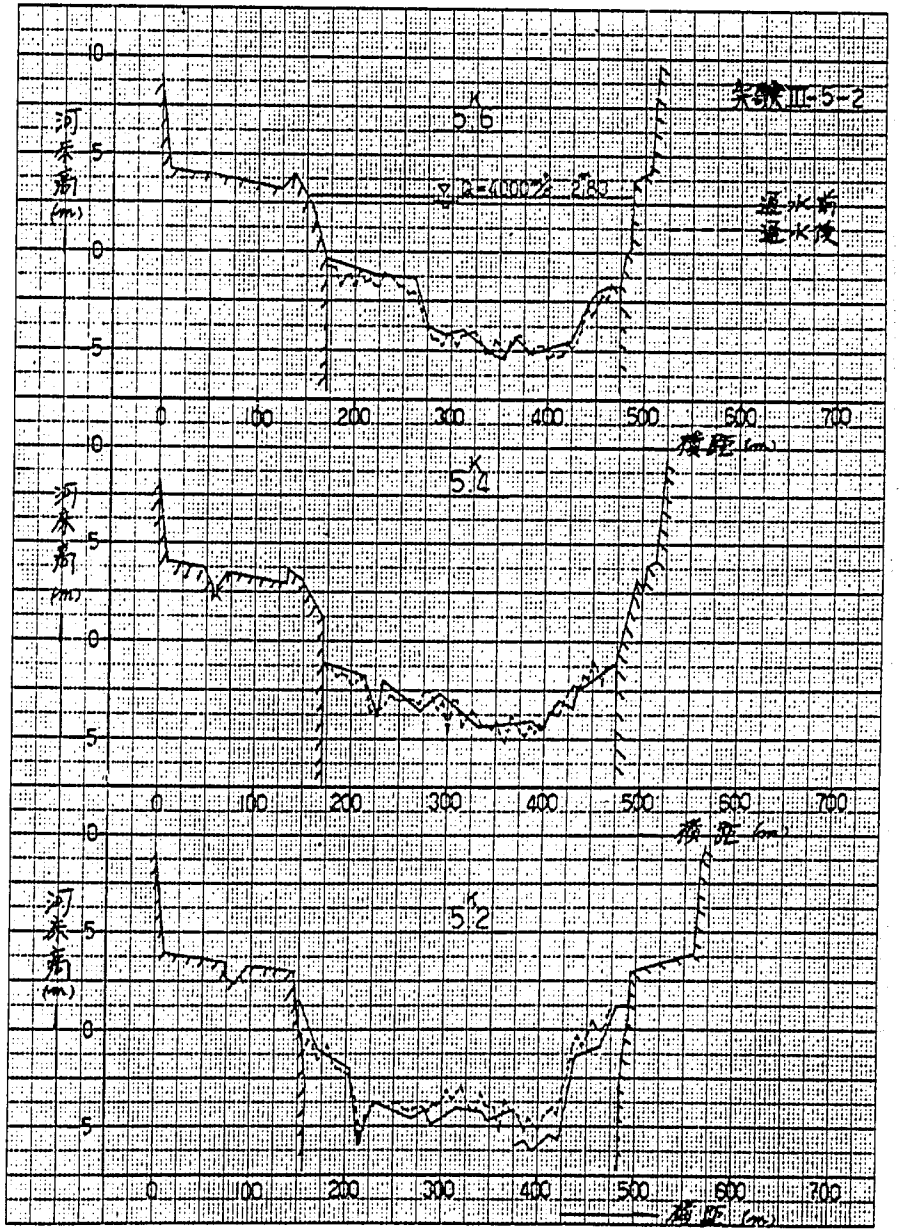
図－７．６．11(1)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－５－２)



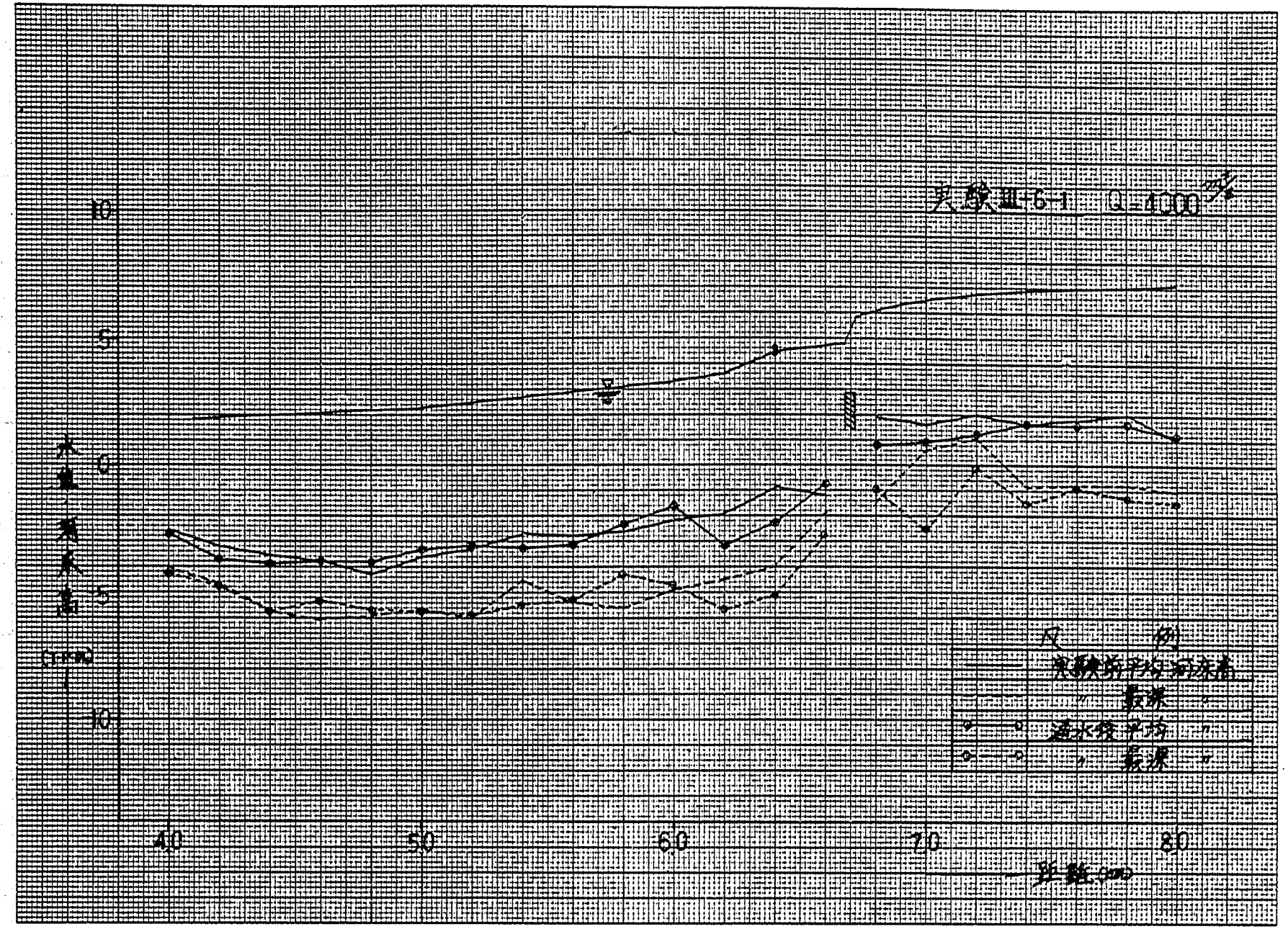
図－７．６．11(2)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－５－２)



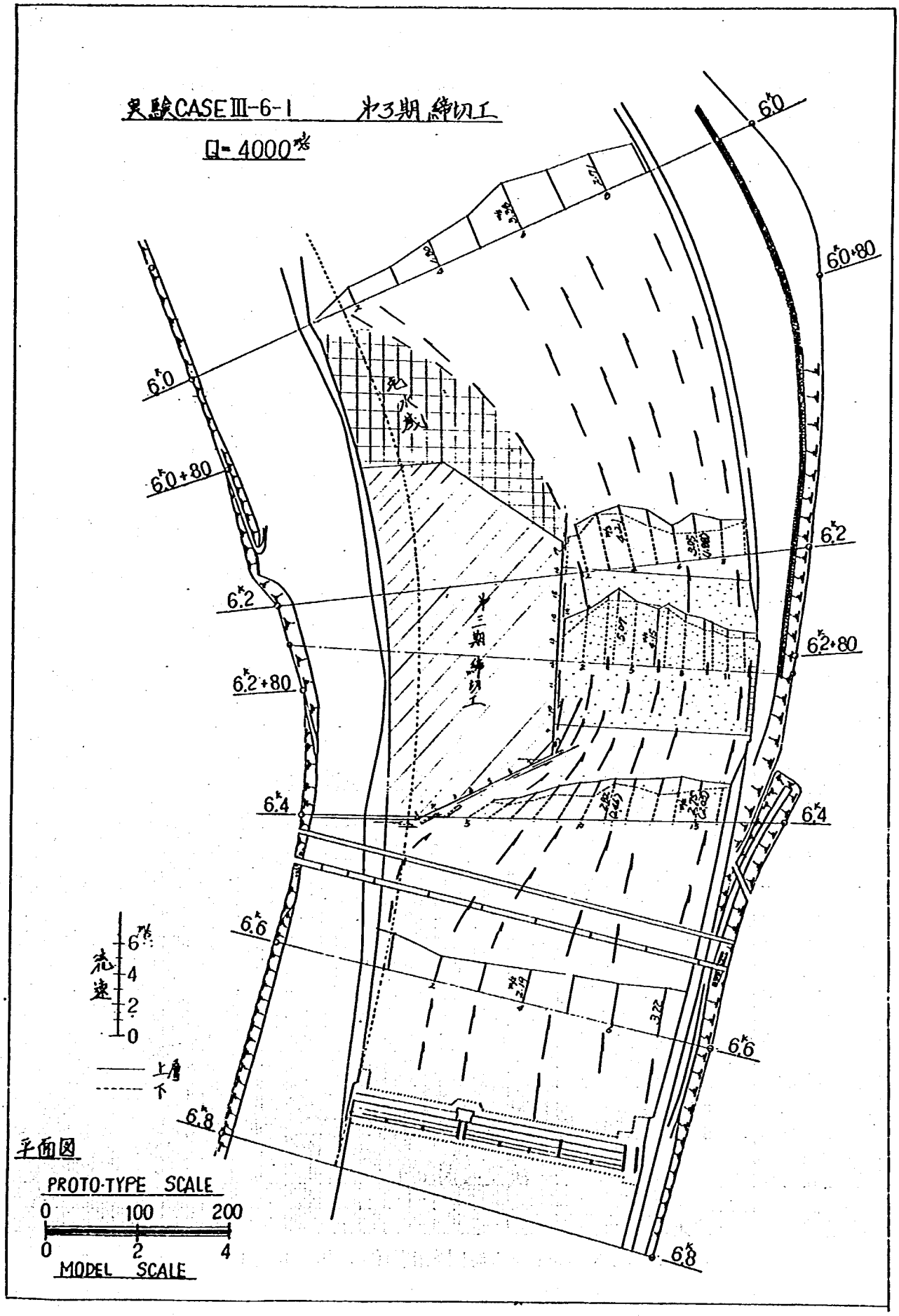
図－７．６．11(3)　河床変動横断比較図(実験III－５－２)



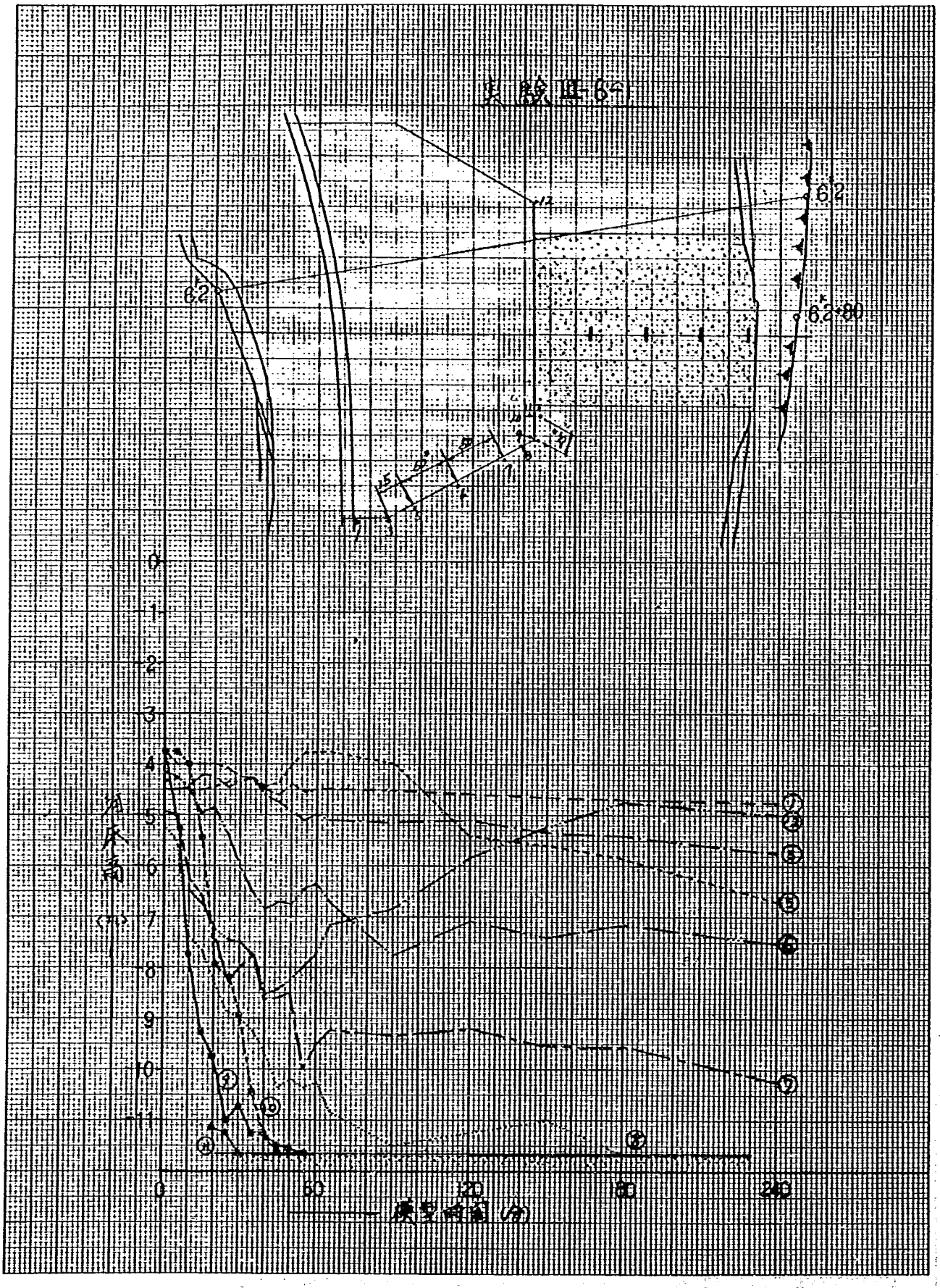
図－７．６．11(4)　河床変動横断比較図(実験III－５－２)



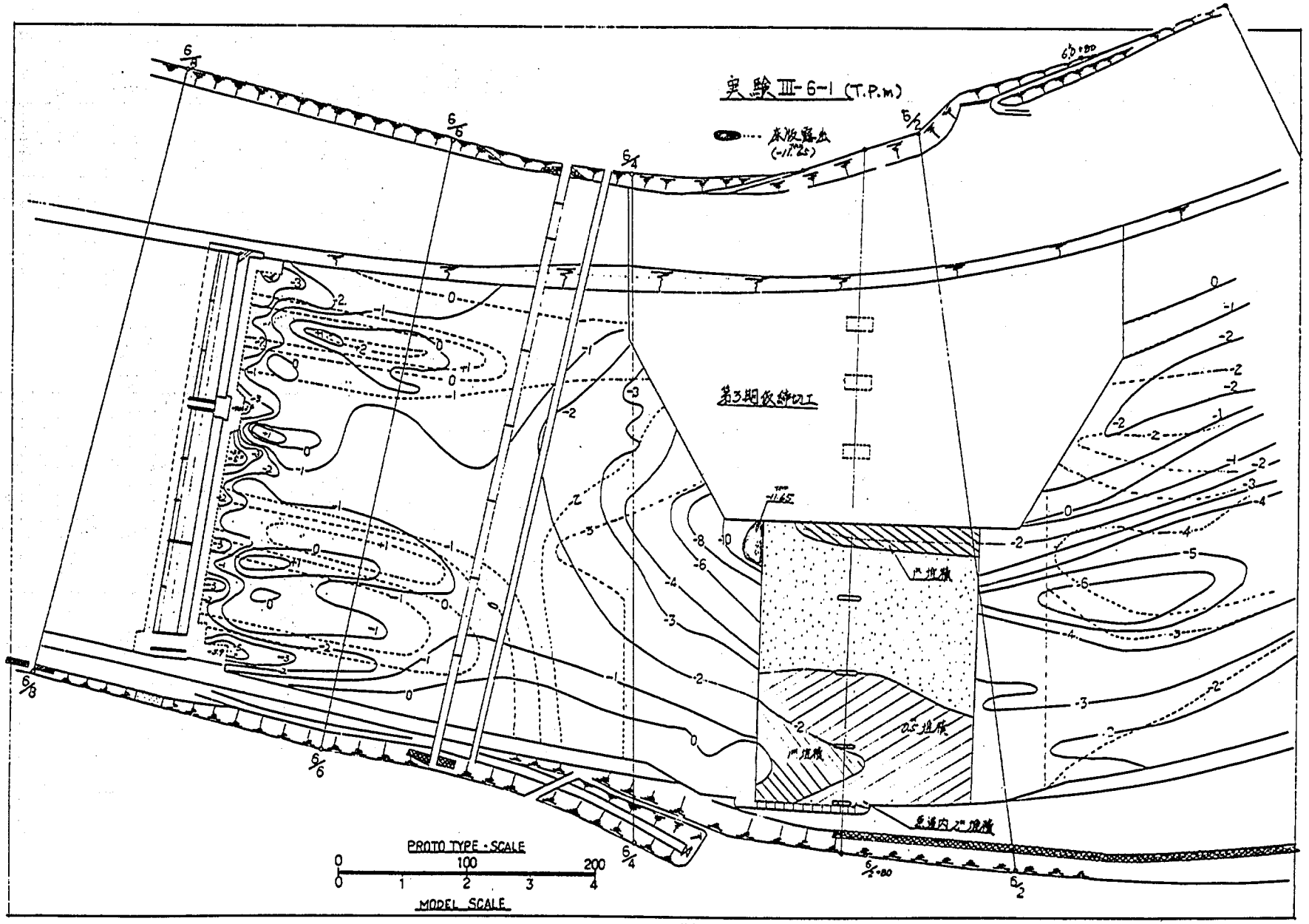
図－７．７．１　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－６－１



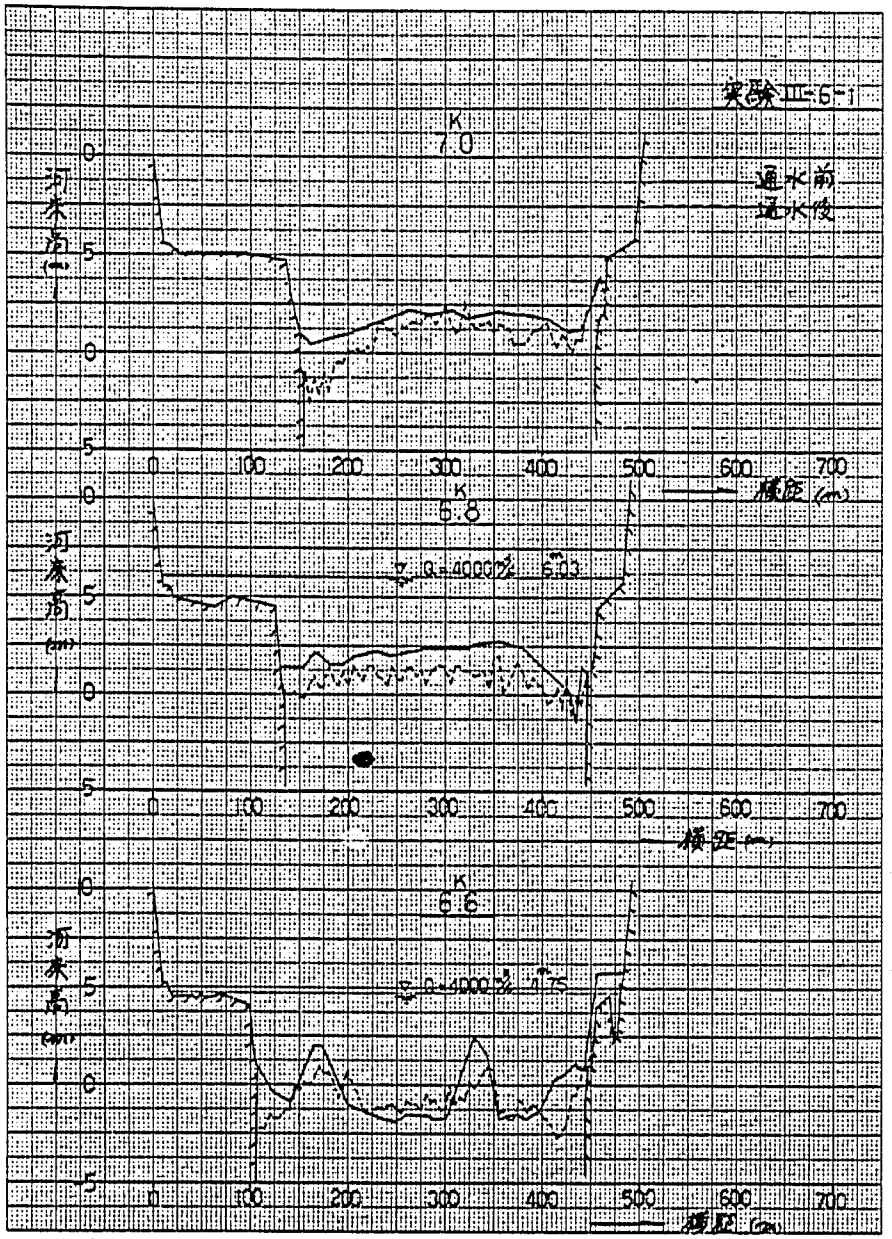
図－７．７．２　流況図(実験III－６－１)



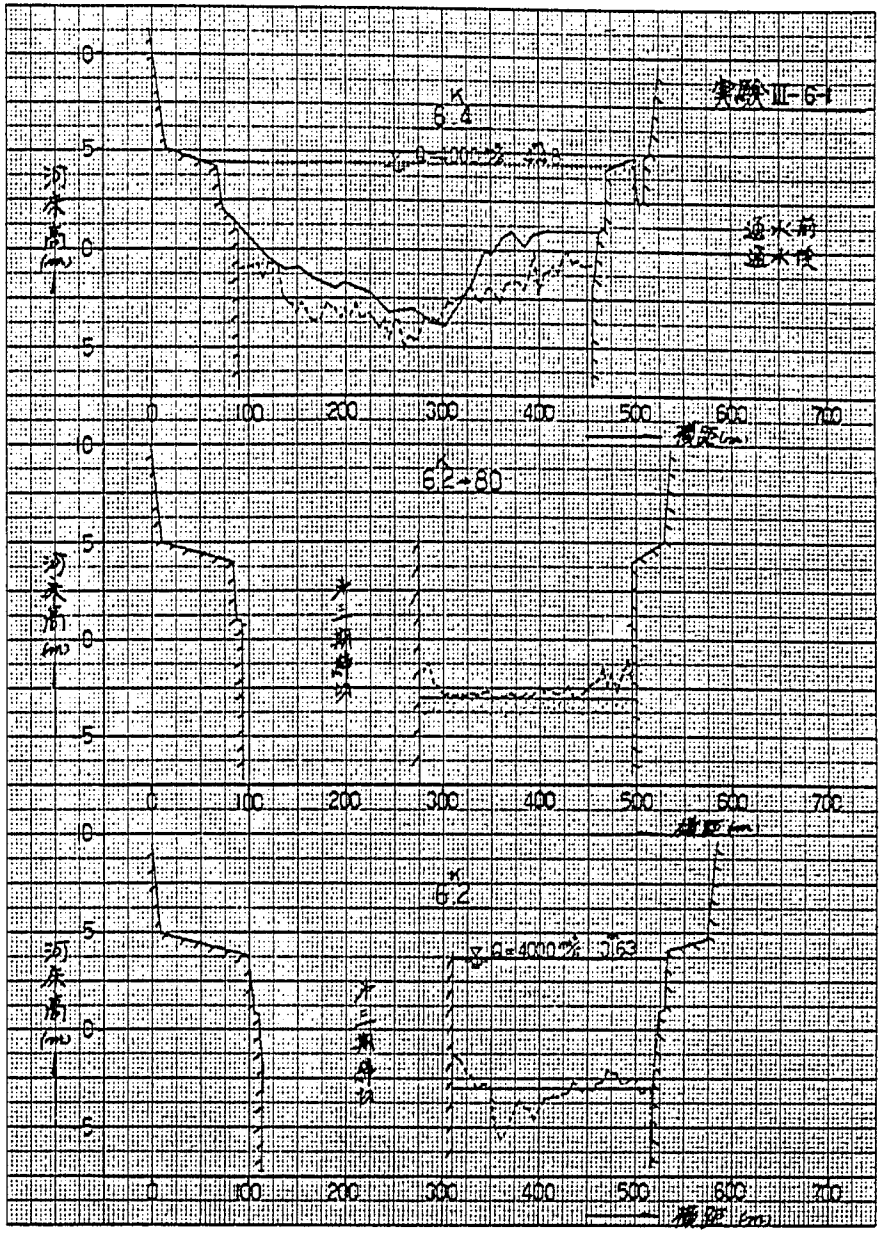
図－７．７．３　局所洗掘時間変化図(実験III－６－１)



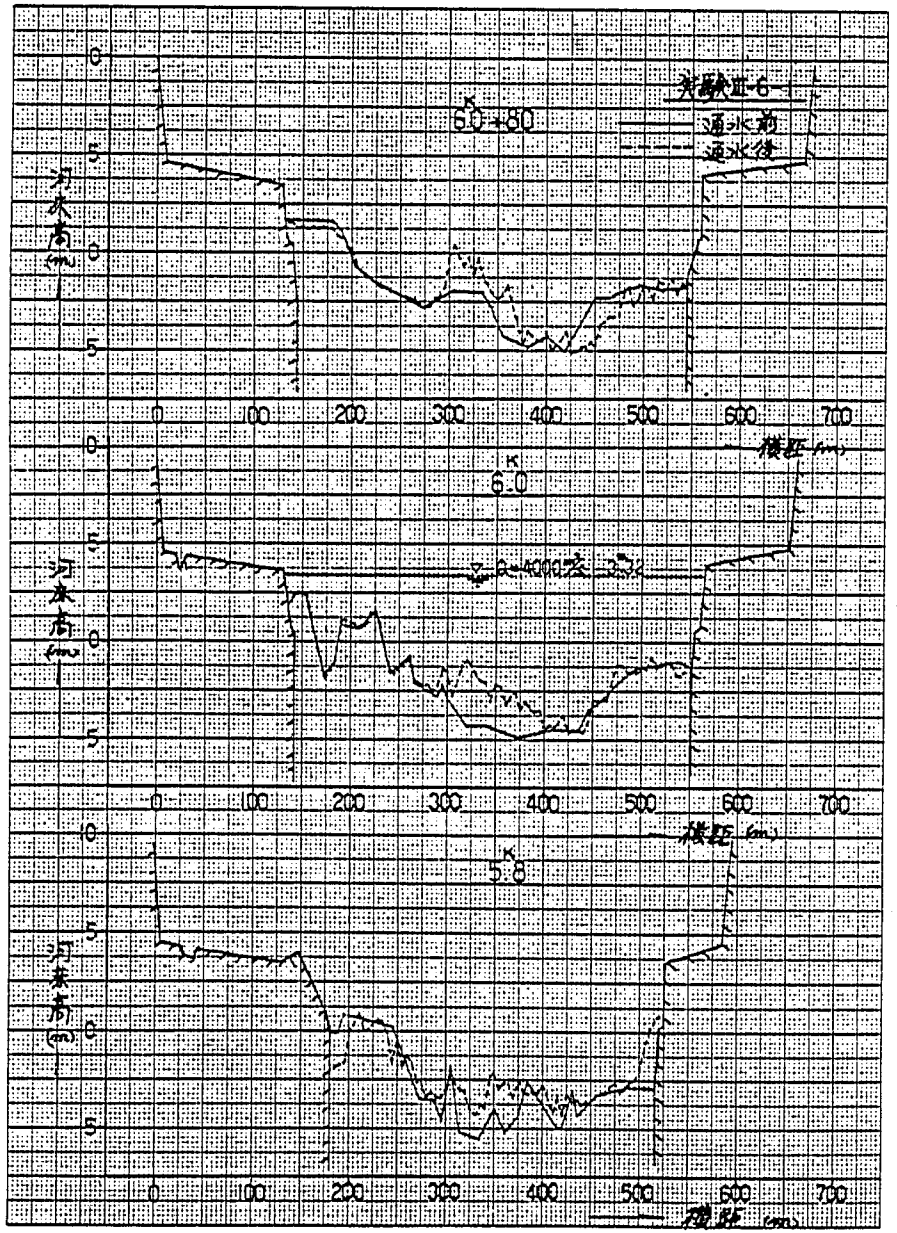
図－7.7.4　等深線図(実験Ⅲ－6－1)



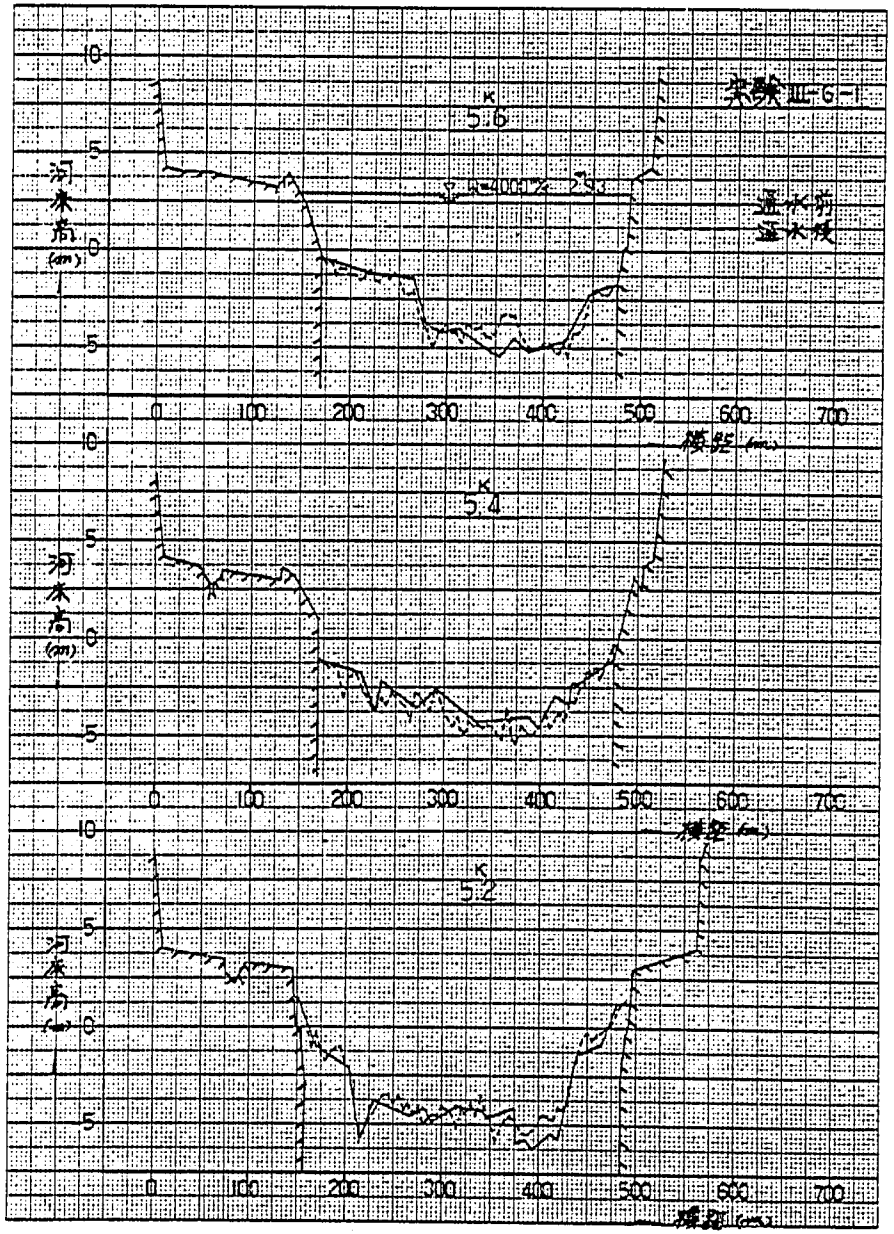
図－７．７．５(1)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－６－１)



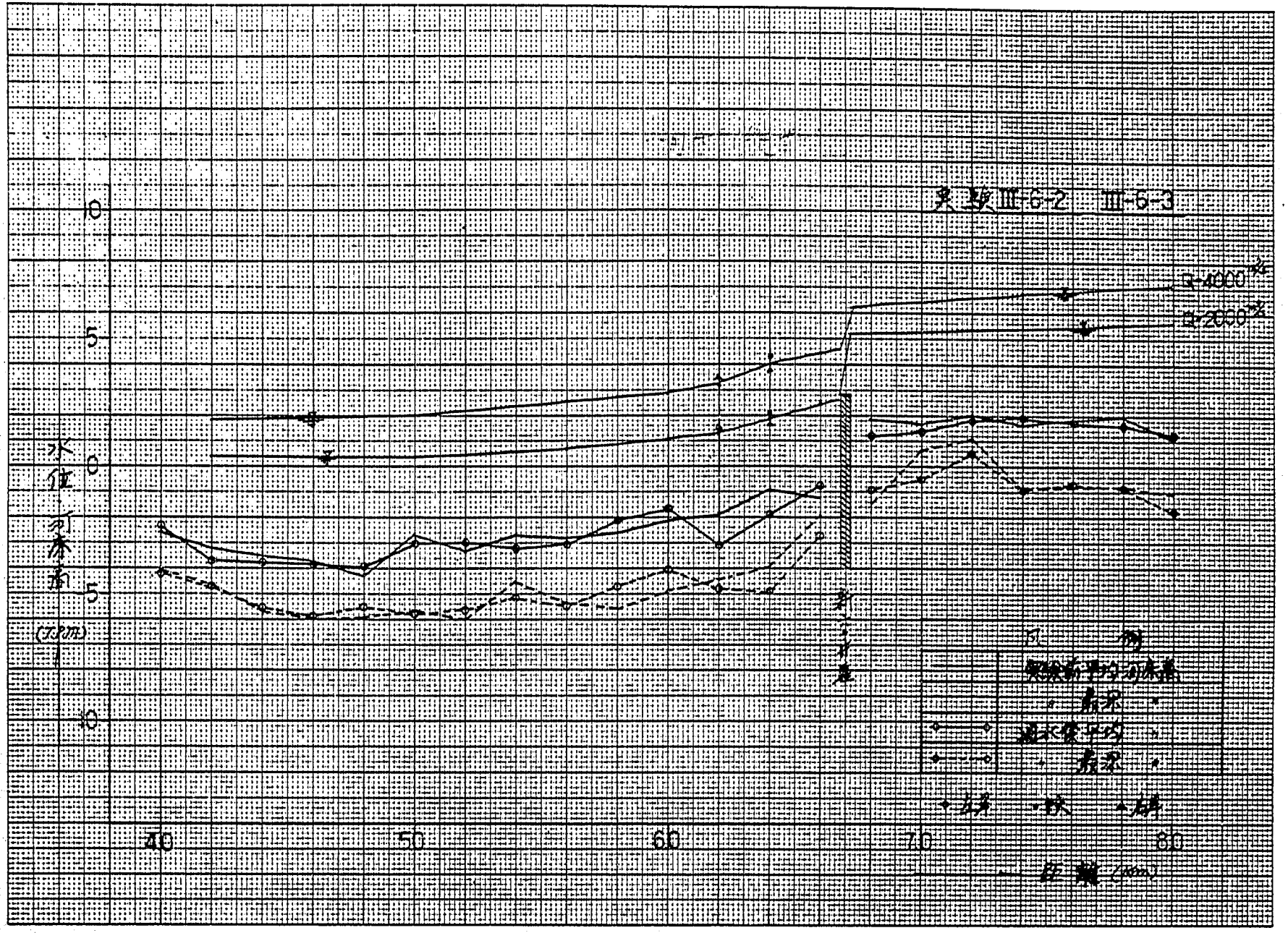
図－７．７．５(2)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－６－１)



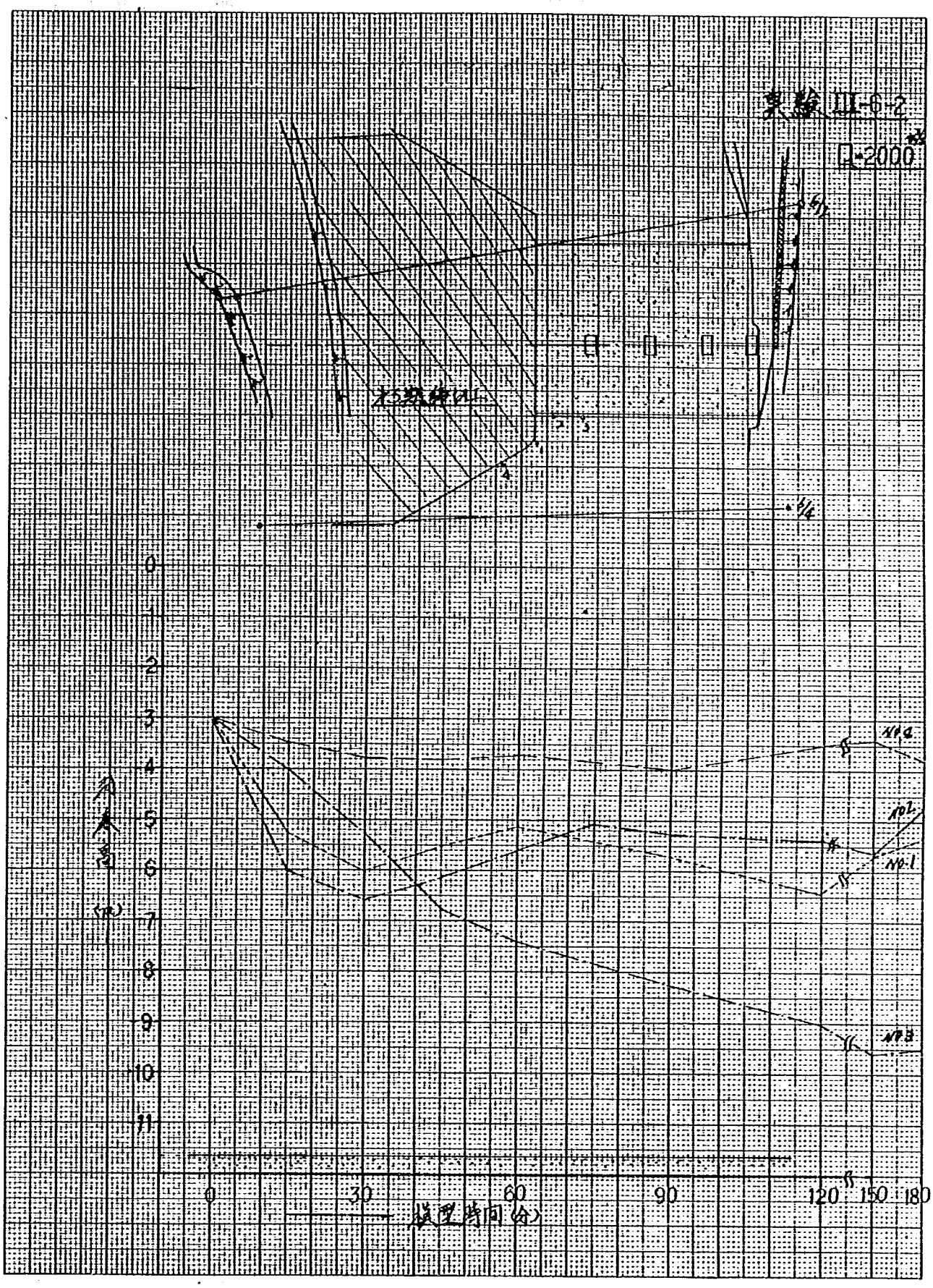
図－７．７．５(3)　河床変動横断比較図(実験III－６－１)



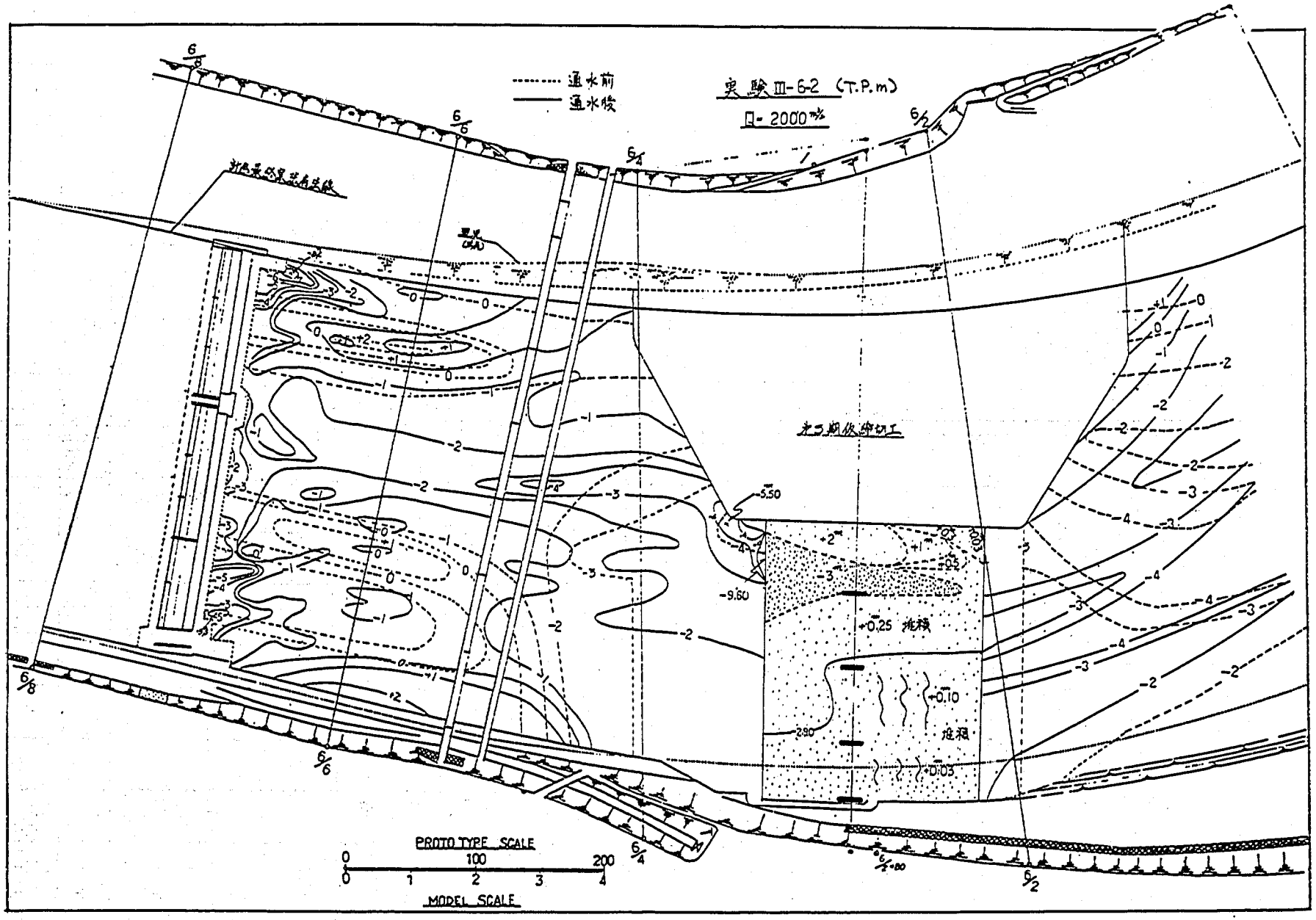
図－７．７．５(4)　河床変動横断比較図(実験III－６－１)



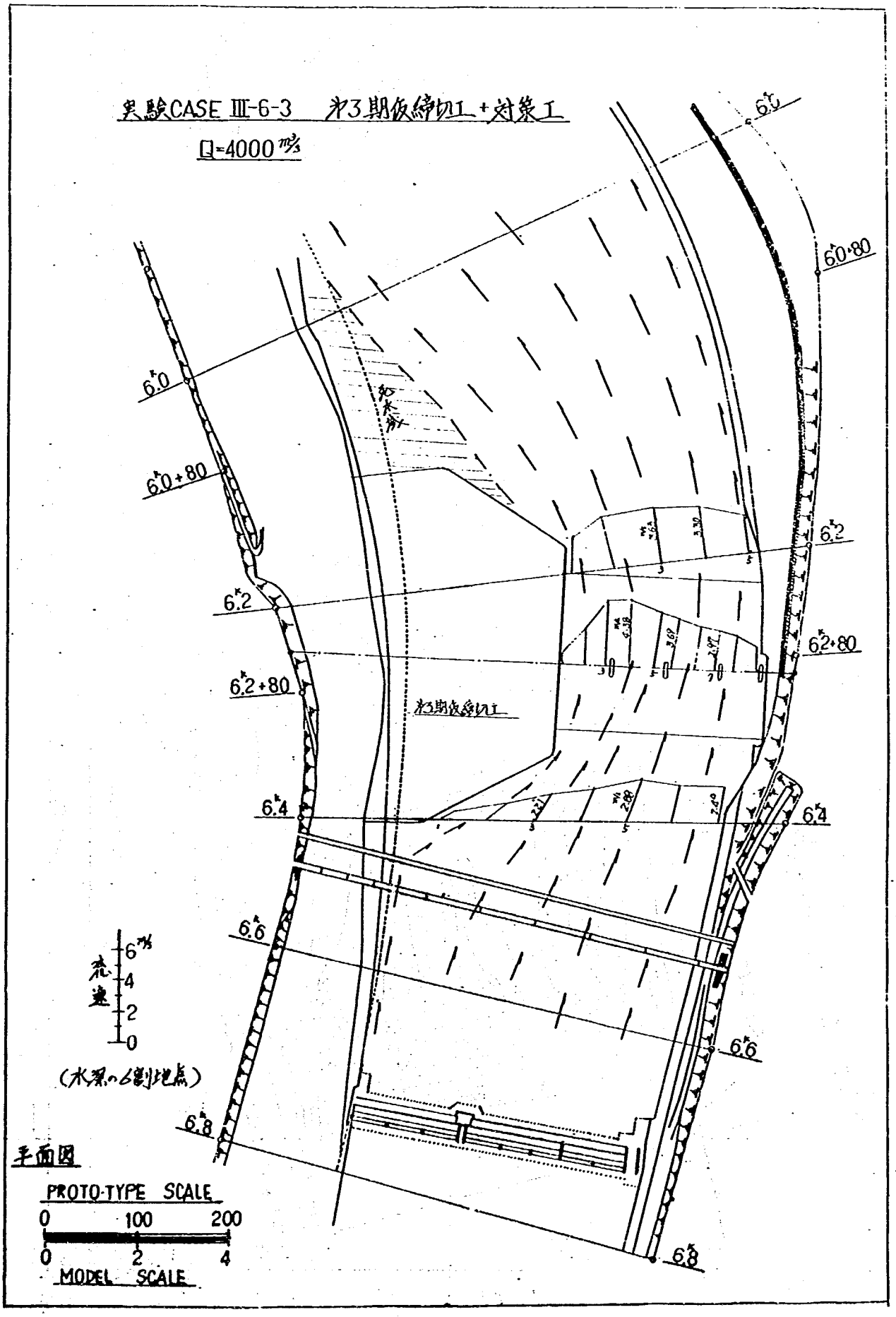
図－７．７．６　水位，河床高縦断図(実験Ⅲ－６－２，Ⅲ－６－３)



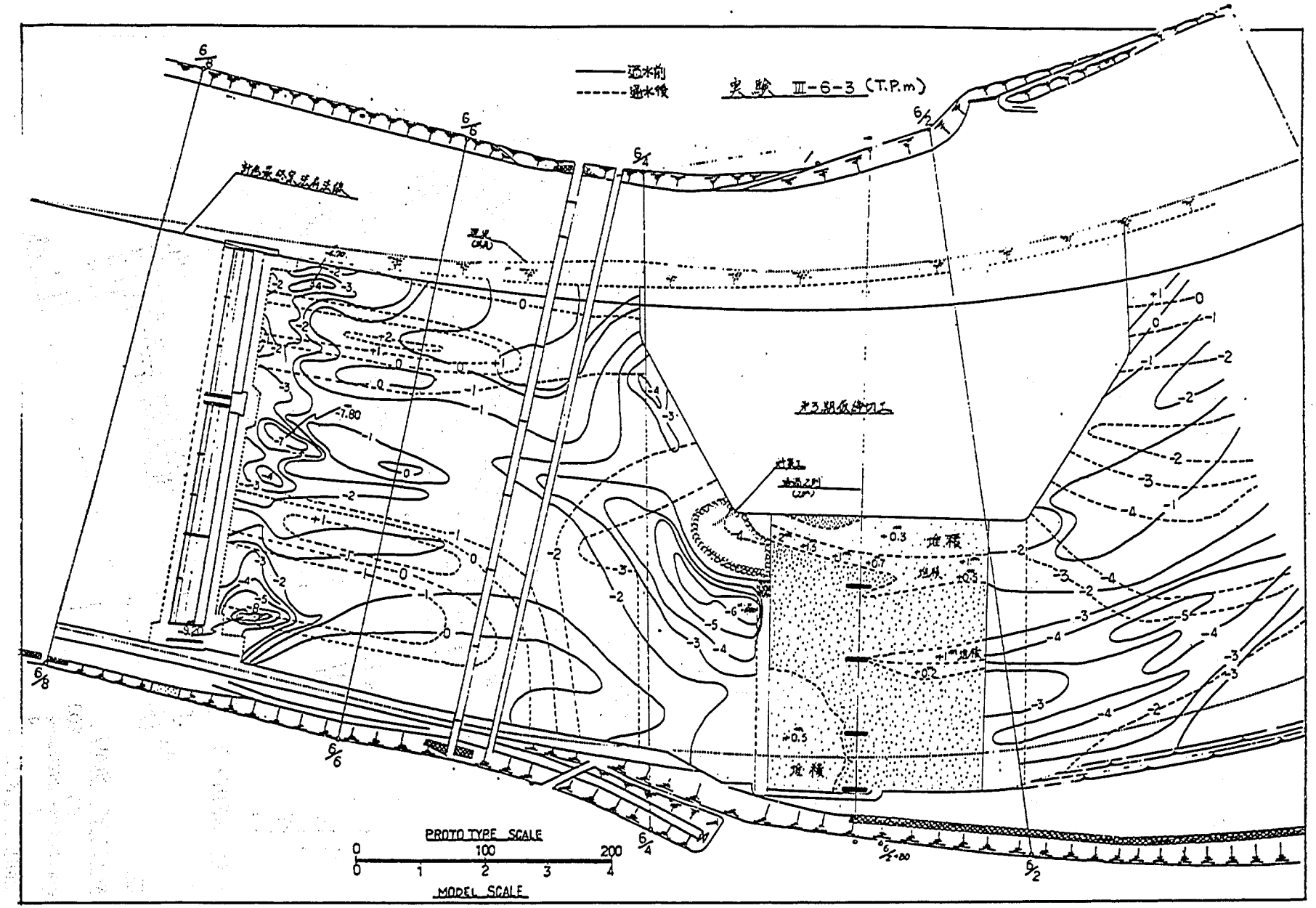
図－７．７．７　局所洗掘時間変化図(実験III－６－２)



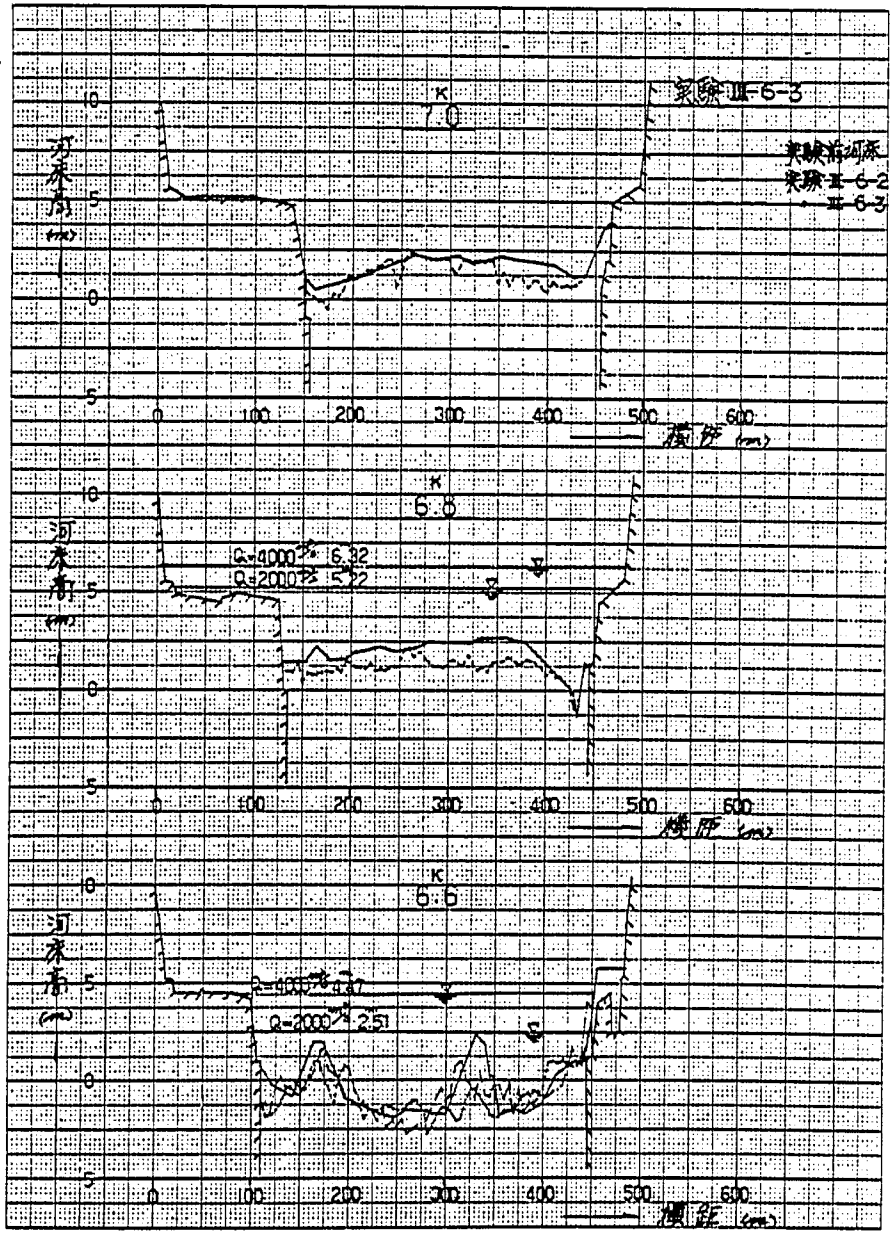
図－７．７．８　等深線図(実験Ⅲ－６－２)



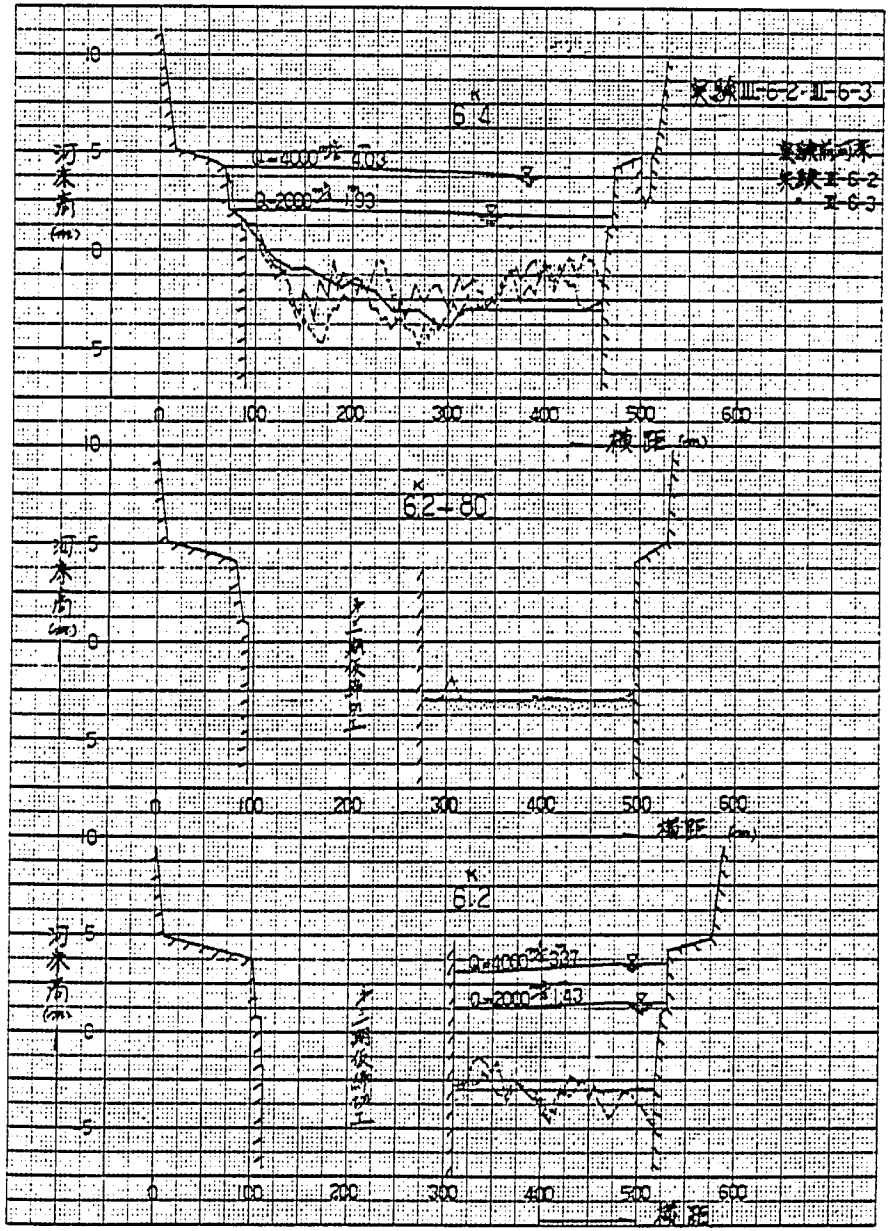
図－７．７．10　流況図(実験Ⅲ－６－３)



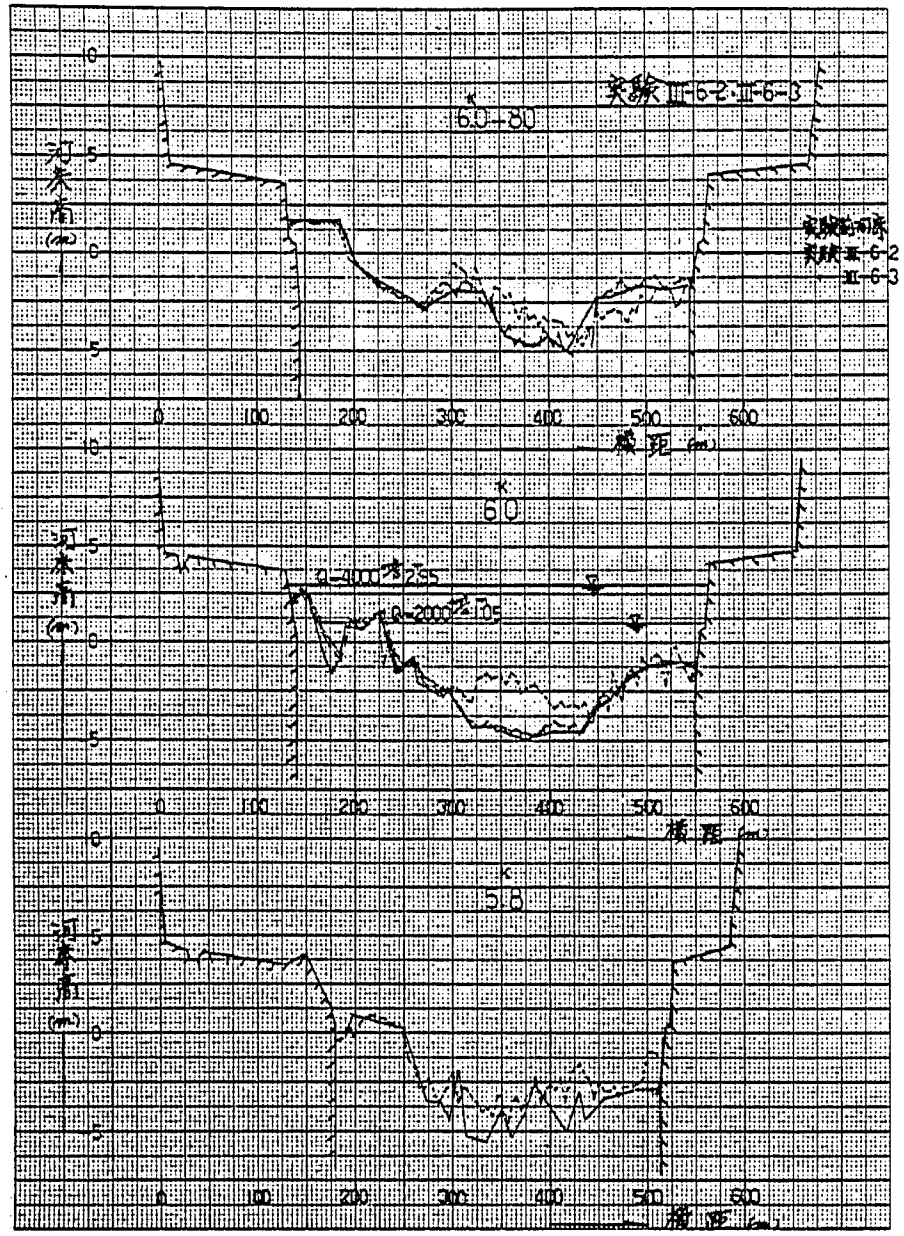
図－7．7．11 等深線図(実験III－6－3)



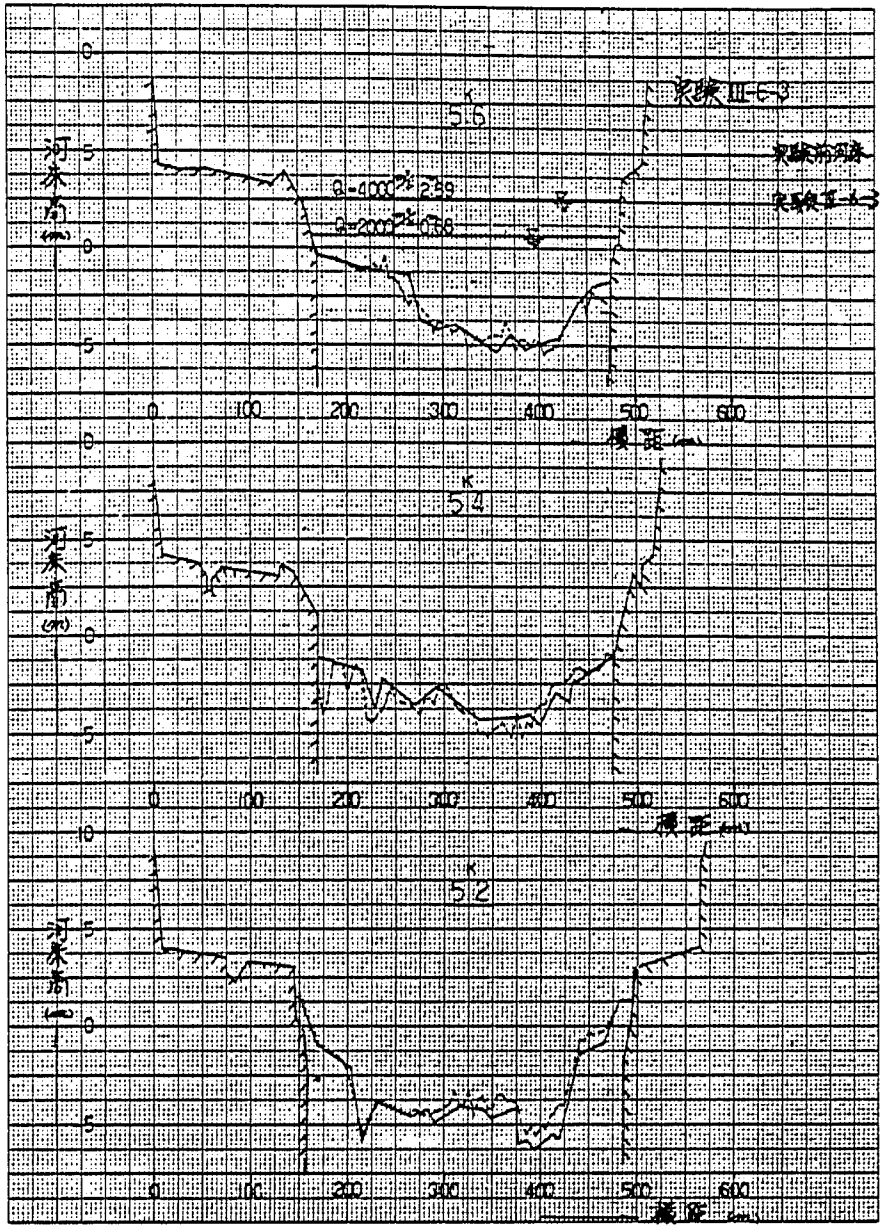
図－７．７．12(1)　河床変動横断比較図(実験III－６－３)



図－７．７．12(2)　河床変動横断比較図(実験III－６－３)



図－７．７．12(3)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－６－３)



図－７．７．12(4)　河床変動横断比較図(実験Ⅲ－６－３)

紀の川大堰水理模型実験報告書 (I)

ISSN 0386−5878
土研資料第1927号
昭和58年3月(1983年)

須賀堯三
高橋晃
加藤善明
林正男

キーワード 紀の川大堰，河道計画，仮締切，河床変動，局所洗掘

要旨

紀の川大堰建設計画に伴なう計画低水路法線形と堰軸方向，堰建設時および堰完成後の諸問題と対策法等について，模型実験による水理的検討を行なった結果について述べたものである。

郵便はがき

40円切手をはって下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第１９２７号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属（住所）

氏　名　　印