ＩＳＳＮ 0386-5878
土研資料第2055号

土木研究所資料

関川河口模型実験報告書

昭和59年３月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © 1984 by P. W. R. I.

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

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

はじめに

上越市を流下し，日本海に注ぐ関川は昭和46年に流量改訂が行われ，基準点高田における計画流量を3,700 m^3/s とする河道改修計画が策定された。河道改修方式としては，下流部の大幅な引堤，および低水路の拡幅，河道掘削等によって，河積の増大をはかろうとする計画のもとに事業が進められている。しかしながら，河口部の現象は非常に複雑であるため改修計画に伴う河口処理対策や，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。

本報告書は，この関川河道改修計画に伴う河口拡幅と河床掘削による河道内波浪侵入や河川，海岸構造物への影響，洪水による河道の安定性および河口部河積維持等の諸問題と対策法について，模型実験による水理的検討を行った結果について述べたものである。

河川研究室　須賀堯三（現宇都宮大学）
橋本　宏
高橋　晃
葛西敏彦（現岩手工事々務所）
加藤善明

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　河道状況と海象特性 …… 3
2－1　河道状況 …… 3
2－2　河道および海部の底質材料 …… 7
2－3　既往洪水の概要と各種流量 …… 10
2－4　潮位について …… 11
2－5　波　浪 …… 14
2－6　河口砂州の経年変化 …… 20
2－7　汀線の経年変化と海床形状 …… 20
第3章　流量改訂に伴う河口処理の問題点 …… 28
3－1　河口導流堤による河口河積維持 …… 28
3－2　河川流送土砂による河床上昇 …… 29
3－3　低水路の拡幅 …… 30
3－4　波浪の侵入 …… 30
3－5　塩水の侵入 …… 31
3－6　河口近くの海浜変形 …… 31
第4章　模型実験の相似律 …… 33
4－1　相似律 …… 33
4－2　関川河口模型実験における模型縮尺 …… 37
第5章　模型および実験の概要 …… 43
5－1　模型の概要 …… 43
5－2　実験概要と実験ケース …… 44
第6章　模型の相似性に関する検証実験 …… 49
6－1　概　要 …… 49
6－2　洪水時の現象の相似性に関する検証 …… 49
6－2－1　実験結果 …… 51
6－2－2　まとめ …… 53
6－3　波による現況河口砂州形成実験 …… 54
6－3－1　実験結果 …… 54

6－3－2　まとめ …… 55
第7章　現況河道波浪侵入実験 …… 65
7－1　概　要 …… 65
7－2　実験条件 …… 65
7－3　実験結果 …… 66
7－4　まとめ …… 67
第8章　計画河道波浪侵入実験 …… 75
8－1　概　要 …… 75
8－2　実験条件 …… 75
8－3　実験結果 …… 77
8－3－1　導流堤形状による河道内波浪侵入防止効果について …… 77
8－3－2　波向の違いによる河道内波浪侵入について …… 87
8－3－3　河道形状の違いによる河道内波浪侵入について …… 89
8－3－4　導流堤第6案における河道内堤防への波の打ち上げ高，および波高等の違いによる河道内波浪侵入について …… 91
8－4　まとめ …… 95
第9章　計画洪水流固定床実験 …… 131
9－1　概　要 …… 131
9－2　実験条件 …… 131
9－3　実験結果 …… 132
9－3－1　各導流堤案の水理状況について …… 132
9－3－2　導流堤形状による水位の影響について …… 137
9－3－3　潮位による河道内水位への影響について …… 138
9－3－4　河道形状による水位について …… 140
9－4　まとめ …… 141
第10章　砂州フラッシュ実験 …… 153
10－1　概　要 …… 153
10－2　実験条件 …… 153
10－3　実験結果 …… 156
10－3－1　各ケースの砂州フラッシュ状況 …… 156
10－3－2　許容砂州高について …… 159
10－4　まとめ …… 163
第11章　計画洪水流移動床実験 …… 177
11－1　概　要 …… 177

11－2　実験条件 …… 177
11－3　実験結果 …… 178
11－3－1　各ケースの実験状況とその結果 …… 178
11－3－2　各ケースの水位と河床変化の比較 …… 191
11－3－3　水衝部の対策と上流湾曲部の法線形について …… 194
11－4　まとめ …… 194
第12章　段階施工波浪侵入実験 …… 297
12－1　概　要 …… 297
12－2　実験条件 …… 297
12－3　実験結果 …… 297
12－3－1　各掘削案の波浪侵入状況について …… 297
12－3－2　掘削形状の違いによる波浪侵入状況 …… 300
12－4　まとめ …… 301
第13章　全体のまとめ …… 307
あとがき …… 311

図　目　次

図－1.1　関川流域概要図 …… 1
〃　1.2　関川計画流量図 …… 1
〃　2.1　関川下流部平面図 …… 3
〃　2.2　河床縦断図（関川） …… 4
〃　2.3　関川最深河床高，平均河床高経年変化図 …… 4
〃　2.4.1　R及びΔZの縦断変化図 …… 6
〃　2.4.2　B及びB/Rの縦断変化図 …… 6
〃　2.4.3　u_*^2の縦断変化図 …… 6
〃　2.5.1　平均河床粒径縦断変化図 …… 7
〃　2.5.2～2.5.4　関川河口付近の粒度分布 …… 7
〃　2.5.5　関川河口部海浜の粒度分布 …… 9
〃　2.5.6　関川河口部の平均粒経 …… 9
〃　2.6　年平均潮位経年変化図 …… 11
〃　2.7　渇水時荒川橋満潮時水位～直江津港修正満潮位 …… 12
〃　2.8　強風頻度図（10m／sec以上）〔昭和38年～51年〕 …… 15
〃　2.9　季節別波高頻度図（$H_{1/3}$）〔昭和40年～51年〕 …… 17
〃　2.10　波高，周期出現率図 …… 17
〃　2.11　直江津港有義波と周期の関係（昭和46年～51年） …… 18
〃　2.12　風向別波高出現率（風速10m／s，波高3.0m以上） …… 18
〃　2.13　関川河口部現況平面図 …… 19
〃　2.14　砂州消長図 …… 20
〃　2.15　直江津港西防波堤延長工事の推移 …… 21
〃　2.16　直江津港西海岸の汀線変化概要図 …… 22
〃　2.17.1～2.17.2　海岸深浅図　関川河口 …… 23
〃　2.18.1～2.19.4　海浜縦断図 …… 24
〃　3.1　低水路幅と年最大流量の関係 …… 30
〃　4.1　砕波水深に及ぼす周期の効果 …… 36
〃　4.2　河床材料粒度分布図（石炭粉） …… 37
〃　4.3　q_{s*}～τ_*（石炭粉実験結果） …… 40
〃　5.1　模型概要図 …… 43
〃　5.2　保倉川暫定時の計画高水流量図 …… 44
〃　6.1　実験流量波形図 …… 50

図－6.2　河床変動図（Ⅰ－1）…… 51
〃　6.3.1　水位縦断図（実験Ⅰ－1～Ⅰ－2－2）…… 56
〃　6.3.2　流況図（実験Ⅰ－2－1，$Q_p=1.068\ m^3/s$）…… 57
〃　6.3.3　河床変動図（検証実験Ⅰ－2－1，2）…… 58
〃　6.4.1　水位時間曲線（検証実験Ⅰ－3）…… 60
〃　6.4.2　河床及び水位縦断図（検証実験Ⅰ－3）…… 60
〃　6.4.3　流況図（検証実験Ⅰ－3）…… 61
〃　6.4.4　河床変動図（検証実験Ⅰ－3）…… 62
〃　6.5.1～6.5.2　海浜部等深線図（砂州形成実験）…… 64
〃　7.1　水位縦断図（固定床模型，検証実験）…… 65
〃　7.2(1)～7.4(2)　等波高線図（実験Ⅲ－1－1～Ⅲ－3－2）…… 68
〃　7.5～7.6　最大波高縦断図（現況荷道）…… 71
〃　7.7(1)～7.9(2)　波峰線図（実験Ⅲ－1－1～Ⅲ－3－2）…… 72
〃　8(a)～8(c)　導流堤案形状図 …… 75
〃　8.1.1～8.31.1　等波高線図（実験Ⅳ－1－1～Ⅳ－15－5）…… 96
〃　8.1.2～8.31.2　波峰線図（実験Ⅳ－1－1～Ⅳ－15－5）…… 97
〃　8.32　最大波高縦断図（入射波高比較）…… 84
〃　8.33.1～8.33.3　最大波高縦断図（導流堤比較）…… 85
〃　8.34.1～8.34.4　最大波高縦断図（波向比較）…… 87
〃　8.35.1　最大波高縦断図（河道形状比較）…… 90
〃　8.35.2　最大波高縦断図（河床高比較）…… 91
〃　8.36～8.38　波浪侵入図（実験Ⅳ－16－1～Ⅳ－16－3）…… 127
〃　8.39～8.41　最大打ち上げ高縦断図（実験Ⅳ－16－1～Ⅳ－16－3）…… 129
〃　8.42　最大打ち上げ高縦断図（全ケース最大）…… 130
〃　8.43.1　最大波高縦断図（入射波高比較）…… 93
〃　8.43.2　最大波高縦断図（潮位入射方向比較）…… 94
〃　9.1　水位縦断図（実験Ⅴ－1，Ⅴ－2）…… 142
〃　9.2.1～9.2.2　流況図（実験Ⅴ－1，Ⅴ－2）…… 143
〃　9.3.1～9.3.2　水位縦断図（実験Ⅴ－3－1－1～Ⅴ－3－2－4）…… 144
〃　9.4　流況図（実験Ⅴ－3－1－1）…… 145
〃　9.5.1～9.5.2　水位縦断図（実験Ⅴ－3－1－1～Ⅴ－3－4－4）…… 146
〃　9.6　流況図（実験Ⅴ－3－3－1）…… 147
〃　9.7　水位縦断図（実験Ⅴ－3－5－1～Ⅴ－3－5－2）…… 148
〃　9.8　流況図（実験Ⅴ－3－5－1）…… 149

図－ 9.9　水位縦断図（実験Ⅴ－ 4～Ⅴ－ 5） …… 150
〃　9.10　流況図（実験Ⅴ－ 4） …… 151
〃　9.11　水位縦断比較図（導流堤比較） …… 137
〃　9.12.1～9.12.2　水位縦断比較図（潮位比較） …… 138
〃　9.13　水位縦断図 …… 140
〃　10.1　砂州形成図 …… 154
〃　10.2.1～10.2.3　実験流量波形 …… 154
〃　10.3　時間－水位，流量曲線（実験Ⅵ－ 1） …… 164
〃　10.4.1　流況図（実験Ⅵ－ 1） …… 165
〃　10.4.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－ 1） …… 165
〃　10.4.3　河口部等高線図（実験Ⅵ－ 1） …… 166
〃　10.5　時間－水位，流量曲線（実験Ⅵ－ 2） …… 166
〃　10.6.1　流況図（実験Ⅵ－ 2） …… 167
〃　10.6.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－ 2） …… 167
〃　10.6.3　河口部等高線図（実験Ⅵ－ 2） …… 168
〃　10.7　時間－水位，流量曲線（実験Ⅵ－ 3） …… 168
〃　10.8.1　流況図（実験Ⅵ－ 3） …… 169
〃　10.8.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－ 3） …… 169
〃　10.8.3　河口部等高線図（実験Ⅵ－ 3） …… 170
〃　10.9　時間－水位，流量曲線（実験Ⅵ－ 4） …… 170
〃　10.10　砂州変化図（実験Ⅵ－ 4） …… 171
〃　10.11.1　流況図（実験Ⅵ－ 4） …… 172
〃　10.11.2　河床変化平面図（Ⅵ－ 4） …… 172
〃　10.11.3　河口部等高線図（Ⅵ－ 4） …… 173
〃　10.12　低水路法線形 …… 173
〃　10.13.1　水位縦断比較図（実験Ⅵ－ 5）定流 …… 174
〃　10.13.2　時間－水位，流量曲線（実験Ⅵ－ 5） …… 175
〃　10.14　砂州変化図（実験Ⅵ－ 5） …… 175
〃　10.15.1　流況図（実験Ⅵ－ 5） …… 176
〃　10.15.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－ 5） …… 176
〃　10.16.1～10.16.2　水位縦断比較図（ピーク水位，砂州高比較） …… 160
〃　10.17　砂州高－水位差相関図（水位差＝ピーク水位－H.W.L） …… 162
〃　10.18　砂州高--流量変化図 …… 162
〃　11.1　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－ 1） …… 196

図－11.2.1　流況図（実験Ⅶ－1）…… 197
〃　11.2.2　河床変化平面図 …… 197
〃　11.2.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－1）…… 198
〃　11.3.1～11.3.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－1）…… 199
〃　11.4　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－2）…… 202
〃　11.5.1　流況図（実験Ⅶ－2）…… 203
〃　11.5.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－2）…… 203
〃　11.5.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－2）…… 204
〃　11.6.1～11.6.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－2）…… 205
〃　11.7　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－3）…… 208
〃　11.8.1　流況図（実験Ⅶ－3）…… 209
〃　11.8.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－3）…… 209
〃　11.8.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－3）…… 210
〃　11.9.1～11.9.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－3）…… 211
〃　11.10　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－4）…… 214
〃　11.11.1　流況図（実験Ⅶ－4）…… 215
〃　11.11.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－4）…… 215
〃　11.11.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－4）…… 216
〃　11.12.1～11.12.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－4）…… 217
〃　11.13　水位縦断比較図（実験Ⅶ－5－1）…… 220
〃　11.14.1　流況図（実験Ⅶ－5－1）…… 221
〃　11.14.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－5－1）…… 221
〃　11.15　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－5－2）…… 222
〃　11.16.1　流況図（実験Ⅶ－5－2）…… 223
〃　11.16.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－5－2）…… 223
〃　11.16.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－5－2）…… 224
〃　11.17.1～11.17.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－5－1，Ⅶ－5－2）…… 225
〃　11.18　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－6－1）…… 228
〃　11.19.1　流況図（実験Ⅶ－6－1）…… 229
〃　11.19.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－6－1）…… 229
〃　11.19.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－6－1）…… 230
〃　11.20.1～11.20.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－1）…… 231
〃　11.21.1　水制設置案平面図（第1案）…… 235
〃　11.21.2　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－6－1）…… 235

図－11.22.1　保倉川合流部対策工設置案平面図（第１案）……236
〃　11.22.2　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－６－１）……236
〃　11.23　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－６－２）……237
〃　11.24.1　流況図（実験Ⅶ－６－２）……238
〃　11.24.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－６－２）……238
〃　11.24.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－６－２）……239
〃　11.25.1～11.25.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－６－２）……240
〃　11.26.1　水制設置案平面図（第２案）……244
〃　11.26.2　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－６－２）……244
〃　11.27.1　保倉川合流部対策工設置案平面図（第２案）……245
〃　11.27.2　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－６－２）……245
〃　11.28　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－７）……246
〃　11.29.1　流況図（実験Ⅶ－７）……247
〃　11.29.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－７）……247
〃　11.29.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－７）……248
〃　11.30.1～11.30.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－７）……249
〃　11.31　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－７）……253
〃　11.32　導流堤付近局所洗掘図（実験Ⅶ－７）……253
〃　11.33　保倉川合流部対策工設置案平面図（第３案）……254
〃　11.34　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－８－１）……255
〃　11.35.1　流況図（実験Ⅶ－８－１）……256
〃　11.35.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－８－１）……256
〃　11.35.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－８－１）……257
〃　11.36.1～11.36.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－１）……258
〃　11.37　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－８－１）……262
〃　11.38　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－８－１）……262
〃　11.39　導流堤付近局所洗掘図（実験Ⅶ－８－１）……263
〃　11.40.1　流況図（実験Ⅶ－８－２）……264
〃　11.40.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－８－２）……264
〃　11.40.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－８－２）……265
〃　11.41.1～11.41.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－２）……266
〃　11.42　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－８－２）……270
〃　11.43　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－８－２）……270
〃　11.44　導流堤付近局所洗掘図（実験Ⅶ－８－２）……271

図－11.45　関川下流部計画（実験案）平面図 …… 272
〃　11.46　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－9） …… 273
〃　11.47.1　流況図（実験Ⅶ－9） …… 274
〃　11.47.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－9） …… 274
〃　11.47.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－9） …… 275
〃　11.48.1～11.48.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－9） …… 276
〃　11.49　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－9） …… 280
〃　11.50　水位縦断比較図（実験Ⅶ－9～Ⅶ－10） …… 281
〃　11.51.1　流況図（実験Ⅶ－10） …… 282
〃　11.51.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－10） …… 282
〃　11.51.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－10） …… 283
〃　11.52.1～11.52.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－10） …… 284
〃　11.53　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－10） …… 288
〃　11.54.1　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－11） …… 289
〃　11.54.2　水位縦断比較図（導流堤第6案，流量比較） …… 289
〃　11.55.1　流況図（実験Ⅶ－11） …… 290
〃　11.55.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－11） …… 290
〃　11.55.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－11） …… 291
〃　11.56.1～11.56.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－11） …… 292
〃　11.57　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－11） …… 296
〃　11.58.1　水位縦断比較図（流量比較） …… 192
〃　11.58.2　水位縦断比較図（掘下げ河道，流量比較） …… 192
〃　11.58.3　水位縦断比較図（導流堤比較） …… 193
〃　11.58.4　水位縦断図（実験Ⅶ－4，Ⅶ－6－1） …… 193
〃　12.1　暫定掘削河道平面図 …… 298
〃　12.2.1　等波高線図（実験Ⅷ－1－(1)） …… 302
〃　12.2.2　波峰線図（実験Ⅷ－1－(1)） …… 302
〃　12.3.1　等波高線図（実験Ⅷ－1－(2)） …… 303
〃　12.3.2　波峰線図（実験Ⅷ－1－(2)） …… 303
〃　12.4.1　等波高線図（実験Ⅷ－2） …… 304
〃　12.4.2　波峰線図（実験Ⅷ－2） …… 304
〃　12.5.1　等波高線図（実験Ⅷ－3） …… 305
〃　12.5.2　波峰線図（実験Ⅷ－3） …… 305
〃　12.6　最大波高縦断図（河道形状比較） …… 301

表　目　次

表－2.1　主要洪水表 …… 10
〃　2.2　高田地点平均流量（11月～3月） …… 10
〃　2.3.1　直江津港潮位表 …… 12
〃　2.3.2　直江津港洪水期潮位表 …… 13
〃　2.4.1　直江津港修正潮位表（通年） …… 13
〃　2.4.2　直江津港洪水期修正潮位表（4月～9月） …… 14
〃　2.5　強風頻度表（10m／s 以上）〔昭和38年～51年〕 …… 15
〃　2.6　季節別，波高頻度表 …… 16
〃　2.7　年波高，周期別頻度表（昭和40年～51年） …… 16
〃　4.1　関川 1.2km or 2.0km地点水理諸量（現状） …… 39
〃　4.2　関川模型の水理量（1.2km or 2.0km） …… 39
〃　4.3　各流砂量式による時間縮尺 …… 40
〃　5.1.1～5.1.2　実験ケース一覧表(1) …… 46
〃　7.1　実験条件一覧表（現況河道波浪侵入実験） …… 66
〃　8.1　実験条件一覧表（計画河道波浪侵入実験） …… 76
〃　9.1　実験条件一覧表（計画洪水流固定床実験） …… 131
〃　10.1　実験条件一覧表（計画砂州フラッシュ実験） …… 153
〃　11.1　実験条件一覧表（計画洪水流移動床実験） …… 177

写　真　目　次

写真－6.2.1　通水後の河床変動状況（実験Ⅰ）…… 51
〃　6.2.2　〃　（〃 Ⅰ－3）…… 53
〃　7.1　波浪侵入状況（実験Ⅲ－3－1）…… 67
〃　8.1　〃　（〃 Ⅳ－1）…… 78
〃　8.2　〃　（〃 Ⅳ－4－2）…… 79
〃　8.3　〃　（〃 Ⅳ－6－2）…… 79
〃　8.4　〃　（〃 Ⅳ－11－1）…… 81
〃　8.5　〃　（〃 Ⅳ－11－1）…… 81
〃　8.6　〃　（〃 Ⅳ－12－5）…… 82
〃　8.7　〃　（〃 Ⅳ－13－3）…… 83
〃　8.8　〃　（〃 Ⅳ－15－4）…… 84
〃　8.9　〃　（〃 Ⅳ－16－1－(1)）…… 92
〃　8.10　〃　（〃 Ⅳ－16－2）…… 92
〃　9.1　通水状況（実験Ⅴ－1）…… 132
〃　9.2　〃　（〃 Ⅴ－3－3－1）…… 134
〃　9.3　〃　（〃 Ⅴ－3－5－1）…… 135
〃　9.4　〃　（〃 Ⅴ－3－5－2）…… 136
〃　9.5　〃　（〃 Ⅴ－4）…… 136
〃　10.1　通水後の河床変動状況（実験Ⅵ－2）…… 157
〃　10.2　通水状況（実験Ⅵ－5）…… 159
〃　11.1　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－2）…… 179
〃　11.2　〃　（〃 Ⅶ－3）…… 180
〃　11.3　〃　（〃 Ⅶ－4）…… 181
〃　11.4　〃　（〃 Ⅶ－5－2）…… 182
〃　11.5　〃　（〃 Ⅶ－5－2）…… 182
〃　11.6　通水状況（実験Ⅶ－6－1）…… 183
〃　11.7　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－6－1）…… 184
〃　11.8　〃　（〃 Ⅶ－6－2）…… 185
〃　11.9　〃　（〃 Ⅶ－7）…… 187
〃　11.10　〃　（〃 Ⅶ－8－2）…… 188
〃　11.11　通水状況（実験Ⅶ－11）…… 190
〃　12.1　波浪侵入状況（実験Ⅷ－1－(1)）…… 299
〃　12.2　〃　（〃 Ⅷ－1－(2)）…… 299
〃　12.3　〃　（〃 Ⅷ－3）…… 300

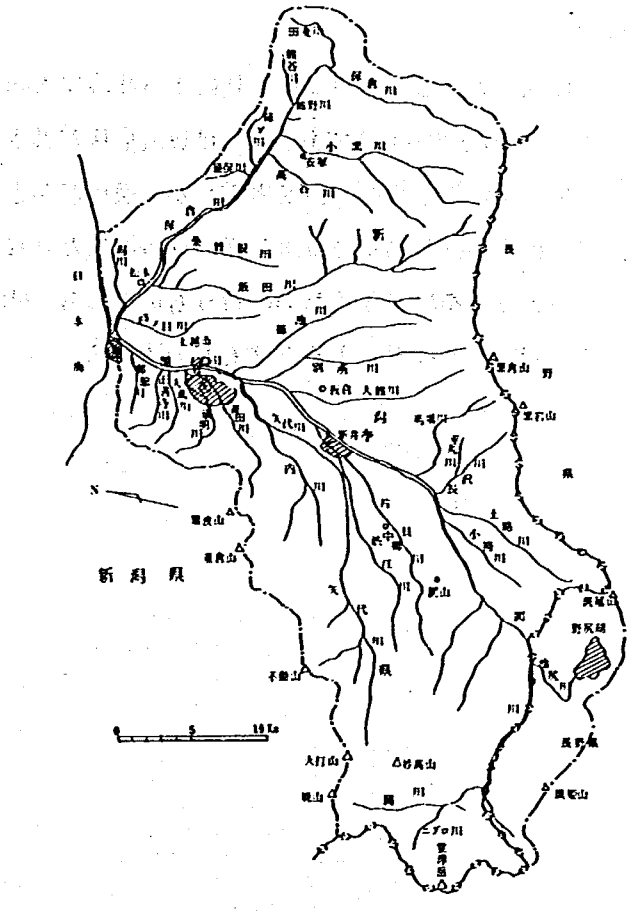
第１章　改修事業の概要と実験目的

１－１　改修事業の概要[1),2)]

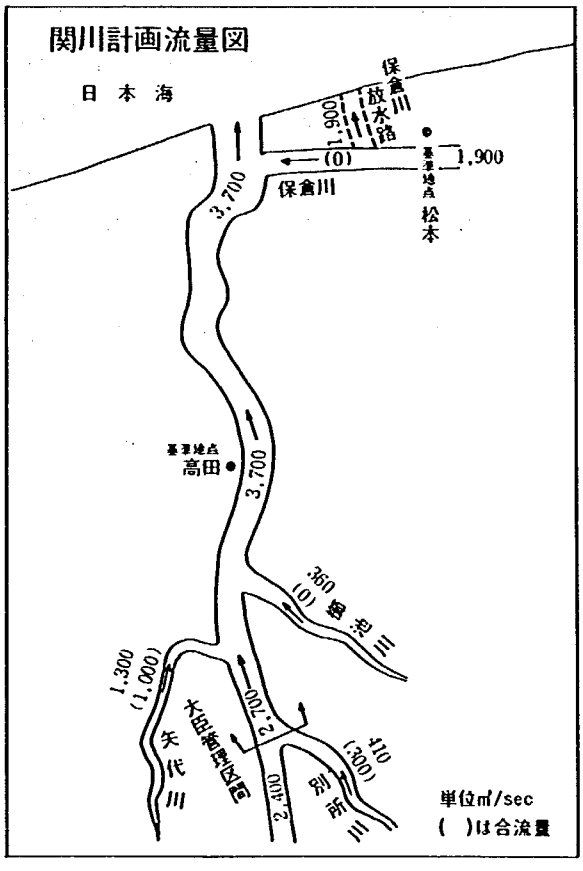
関川はその源を新潟県中頸城郡焼山（標高2,400ｍ）に発し，妙高山麓を東流して，野尻湖から発する池尻川を合わせ，流路を北に転じ，新井市で平野部に出て上越市に入り，別所川，矢代川等を合流し，下流河口付近で保倉川を合わせて日本海に注ぐ。その流域は図－１.１のように新潟・長野両県にまたがり，幹川流路延長64㎞，流域面積 1,143.4㎢ に及んでいる。

関川の治水事業については，明治30年，同31年の大洪水による災害復旧を契機として改修工事が実施され，大正９年頃には，ほぼ現在の堤防が形成された。しかし，抜本的な改修工事は行われず，災害を受けるたびに局部的な改修が行われていたにすぎない。河道改修計画としては，昭和35年新潟県において，基準点高田における計画高水流量を 1,950㎥／s，支川保倉川については佐内において 1,280㎥／s（本川への合流量 650㎥／s）とする計画が樹立され河道改修が進められてきた。昭和44年一級河川に指定され，計画高水流量については暫定的にこれまでと同様，本川高田で 1,950㎥／s・支川保倉川は佐内で 1,280㎥／s として直轄改修に着手した。

しかしながら，昭和40年９月，同44年８月と計画高水流量を上回る大出水が相次いだため，治水計画



図－１.１　関川流域概要図



図－１.２　関川計画流量図

の再検討がなされ，昭和46年計画高水流量を図－1.2に示すように本川高田において3,700㎥／s，保倉川松本において1,900㎥／sとする現計画が策定された。この河道改修方式として関川本川については，現川の疎通能力がきわめて少ないため，別所川合流点から下流について大幅な引堤を施工するほか，積極的に河道の掘削および浚渫を行って河積の増大をはかるとともに，水衝部には護岸を施工して低水路を固定する案が樹てられた。また，支川保倉川については，飯田川合流点下流より新規に放水路を開削し，本川と分離して洪水を安全に流下させようとする案が計画されている。

1－2　実験目的

河口部は，川と海の異質な作用を受け，そこに生ずる現象は個々の河川ごとの特殊性も強く，非常に複雑である。このため関川の流量改訂に伴う河道改修や河口処理計画の妥当性を机上の検討のみで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。

ここでは河口部河道計画案の水理的諸問題と河口処理対策について，次のような事項の検討を目的とした実験を行った。

(1)　計画河道の導流堤形状による河道内波浪侵入防止効果の検討

(2)　改修計画流量における河口部の疎通能力と水位の検討

(3)　河口部の維持河床高

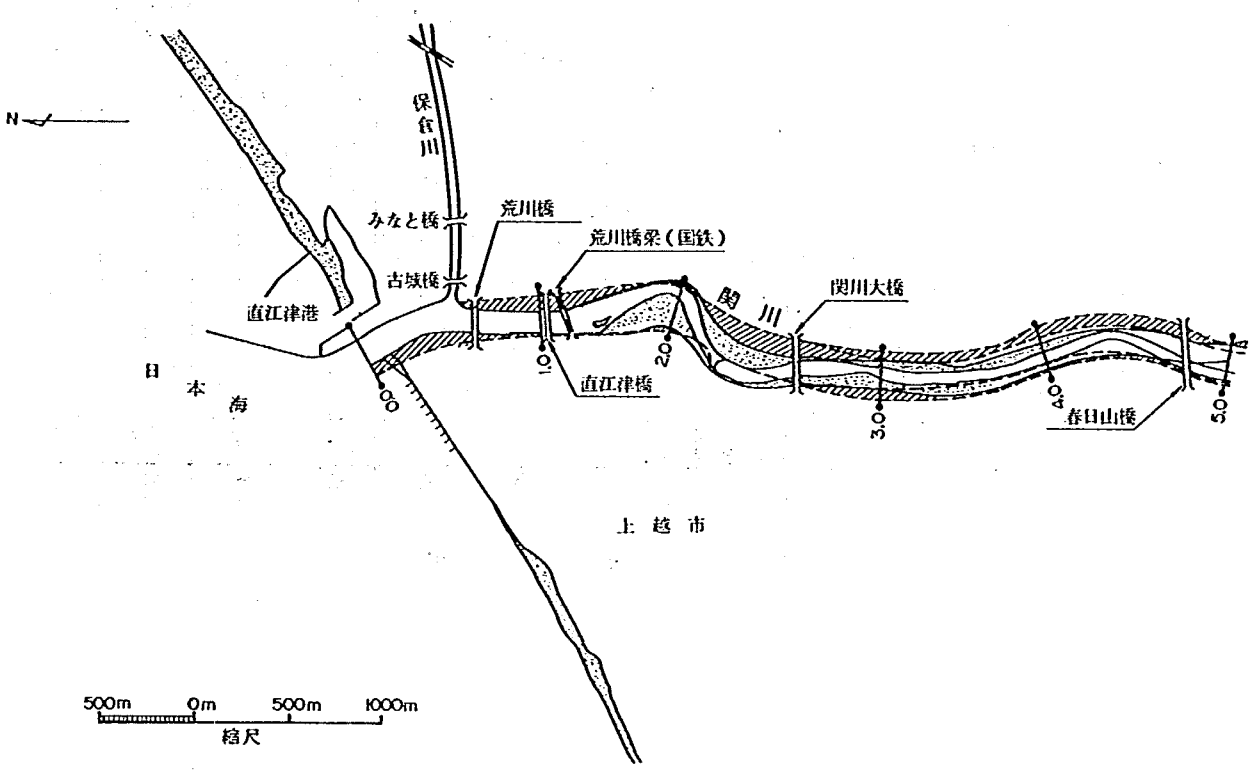
(4)　洪水による河床変動と水衝部の洗掘対策等の検討

ここに(1)は，河口拡幅と水深の増大に伴う河道内波浪侵入対策として，導流堤形状による波浪侵入防止効果を把握し，導流堤の最適形状と諸対策について検討しようとするものである。(2)は導流形状が洪水疎通に悪影響を与えないかどうか，また暫定改修計画流量（保倉川からの合流を考慮）が疎通可能かどうかを検討するものである。(3)は計画河道において，どの程度の砂州高まで洪水疎通に支障を来たさないか，また，どの程度の流量で砂州がフラッシュされるかどうかを検討するために行うものである。(4)は計画河道での水衝部や局所洗掘部を把握し，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　河道状況と海象特性

2－1　河道状況

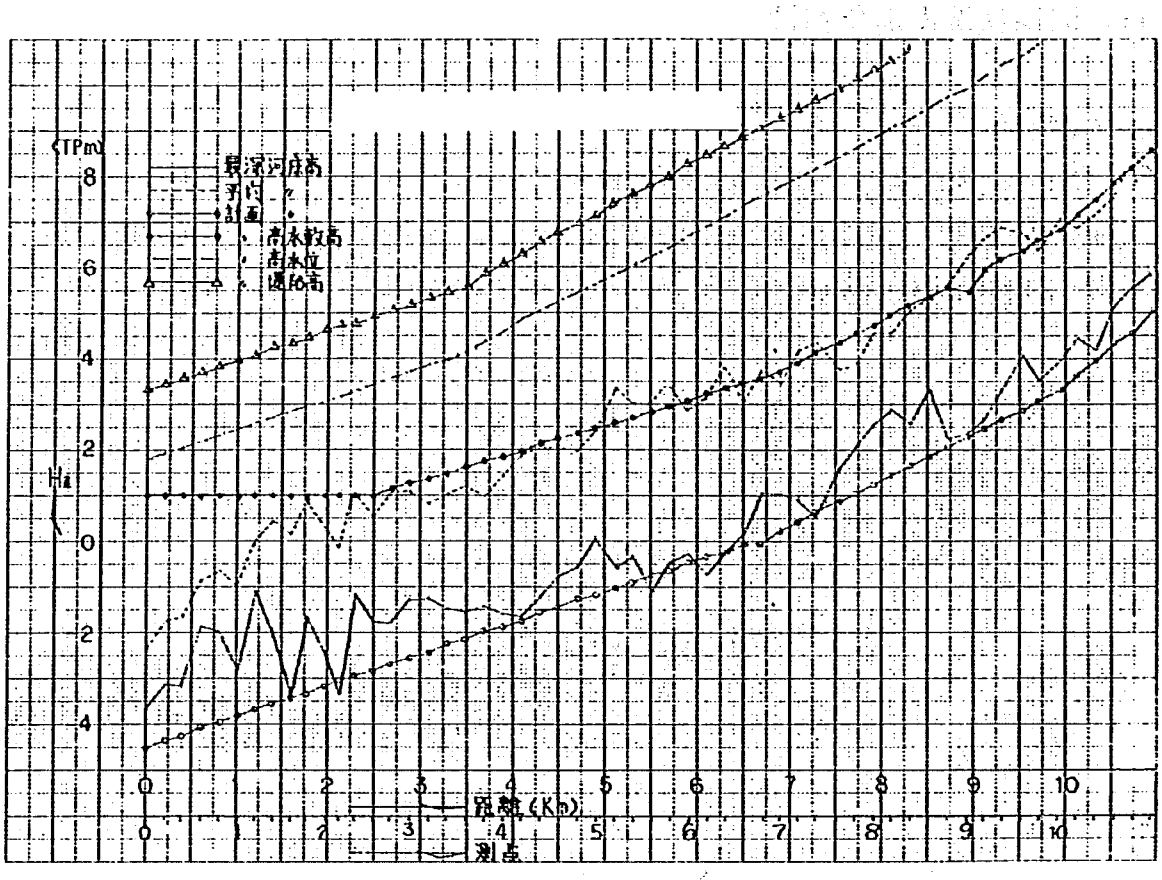
関川の改修計画対象区域は，河口から別所川合流点までの12.2㎞であるが，その川幅は基準点高田付近で約80ｍと最も狭く，上流部は100～150ｍ，下流部は図－2.1に示すように150ｍ前後となっている。いっぽう，流過能力は1,500㎥／s（余裕高なし）程度で蛇行が甚しく，過去においては，水害の度



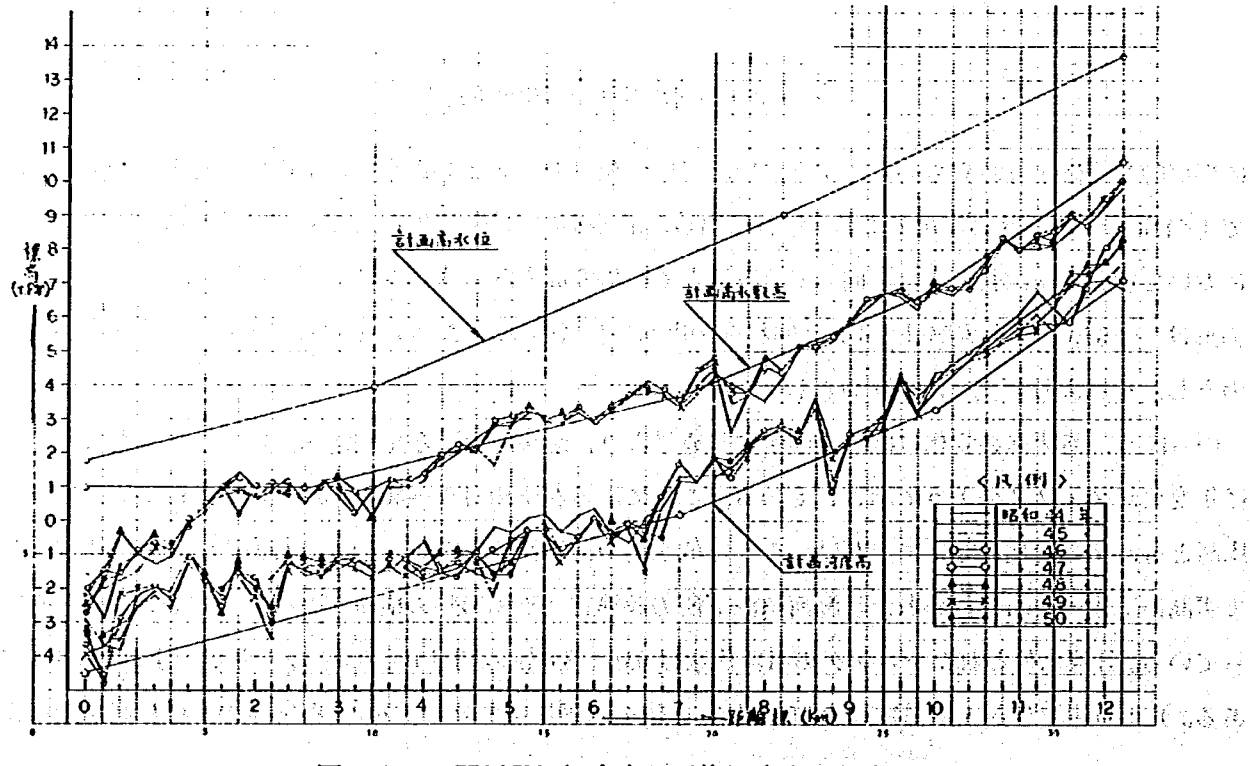
図－2.1　関川下流部平面図

に局部的な改修が行われていたにすぎない。河床勾配は図－2.2のように，下流部で約1／2,000，上流で1／1,000～1／800の河川である。これに対し，計画河道では図－2.1～2.2に示すように，川幅は河口において約240ｍ，暫次上流に向って高田地点で約220ｍとなるような法線形となっている。この横断面形は，2.6㎞より上流部は2年に1回程度の出水規模（約800㎥／s）を対象とする低水路をもつ複断面とし，それより下流では単断面としている。

いっぽう，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し，その経年変化が図－2.3のように示されている。これによると昭和44年～50年の間に関しては平均，最深河床高とも，その変化は非常に少ない。そこで低水路の河道特性量を以下のような方法によって把握した。まず高田工事々務所で行われた現況河道流下能力計算書（昭和53年の横断測量を使って不等流計算を行っている。計算に使われたマニングの粗度係数は0㎞～3.0㎞区間は$n=0.025$，それから上流は0.03である。）より平均年最大流量に近い660㎥／sの時の水理量を求めた。660㎥／s時の水位は高水敷高よ



図－2.2　河床縦断図（関川）



図－2.3　関川最深河床高，平均河床高経年変化図

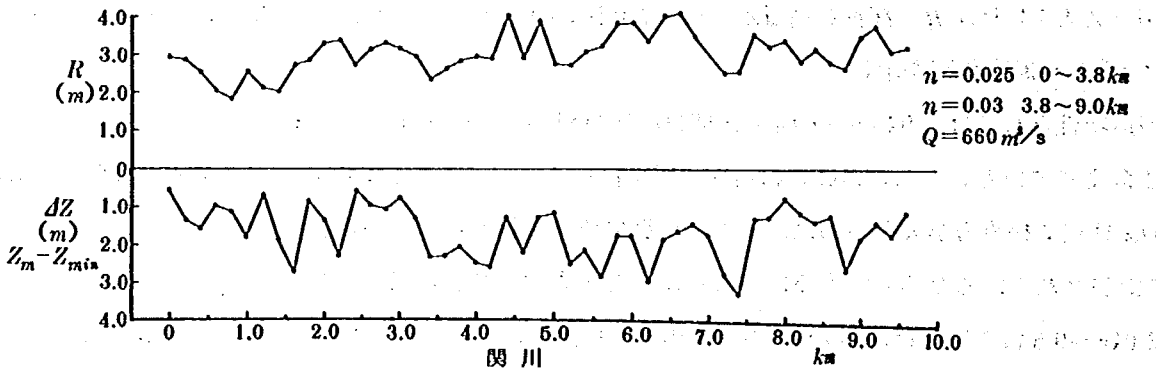
り低く，川幅や径深は不等流計算結果をそのまま使った。

図－2.4.1に径深R，深掘れ高ΔZの縦断変化図，図－2.4.2に川幅B，川幅径深比B/R，図－2.4.3にu_*^2の縦断変化図を示した。

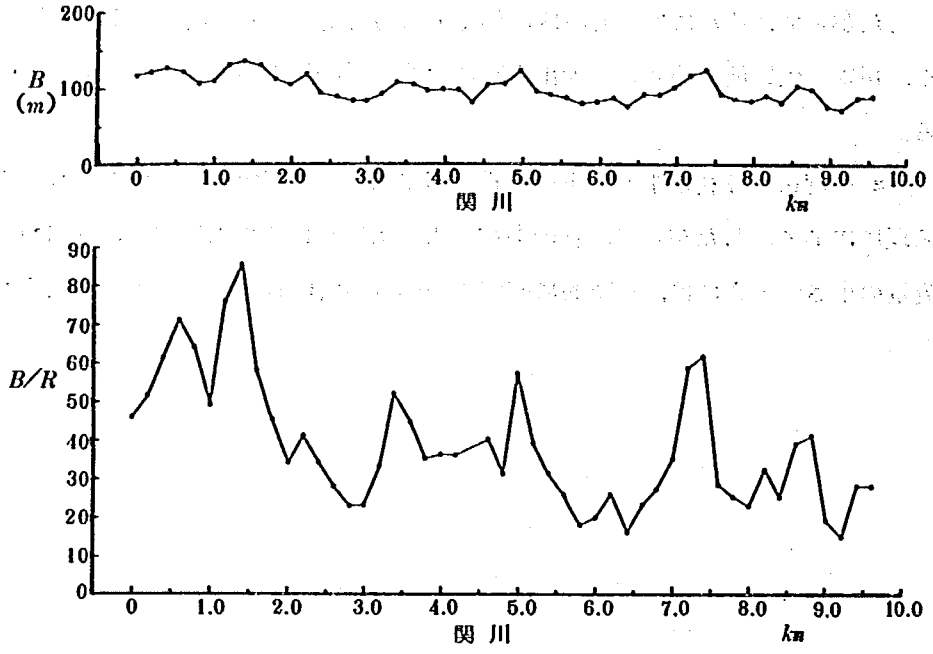
河道特性としては，0km～3.0kmの区間は河床材料が主に砂（0.6～2.5mm程度）からなるが，砂利も多少含まれている。これらの砂利は河床の局所洗掘を防ぐ働きをしているようである。なお，0.8km～1.0km地点で掃流力が大きいのは，不等流計算に使った横断形状の中に波による河口砂州がそのまま入って計算されているためで，実際にはこのような大きな掃流力にはならないと思われる。

3.0km～9.5kmの区間は，もし人工的河道の直線化が無ければ，典型的な迂曲河道を持つ水理量を持っている。事実，旧河道は迂曲河道であった。現在の川のB/Rは30～40程度であり，単列砂州の発生するような条件にあり，砂州スケールに応じた緩やかな蛇曲河道になっている。砂州は河道の曲りにより下流には流下せず，水衝部がほぼ固定されている河道と考えて良いと思われる。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ものと思われる。

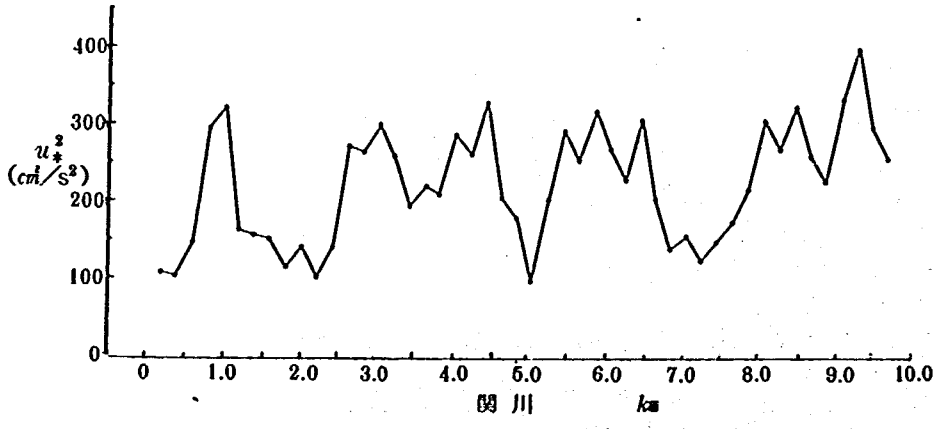
河床粒径は1.5～2cm程度の小砂利が主モードの底質材料であるが，川幅の広い所では掃流力も小さく，砂の堆積しえる環境にある。したがって，春の融雪出水および夏期の出水後は，河床材料は小砂利であるが，冬期の流量の小さいときには，一時的に掃流力の小さい所に砂が堆積すると考えられる。



図－2.4.1　RおよびΔZの縦断変化図



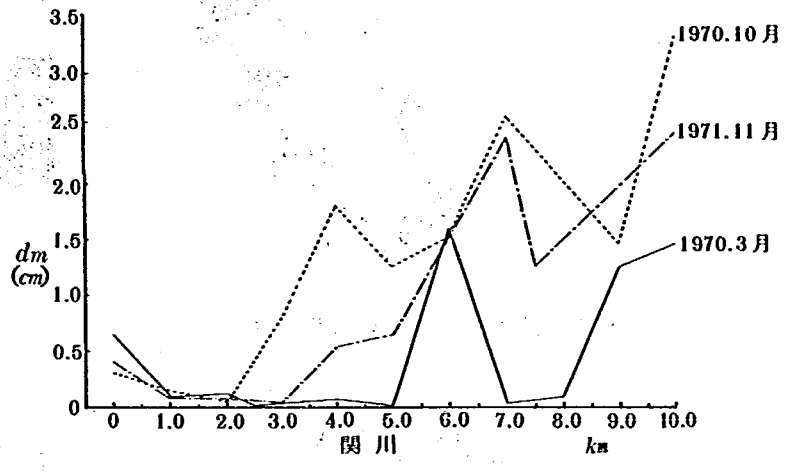
図－2.4.2　BおよびB/Rの縦断変化図



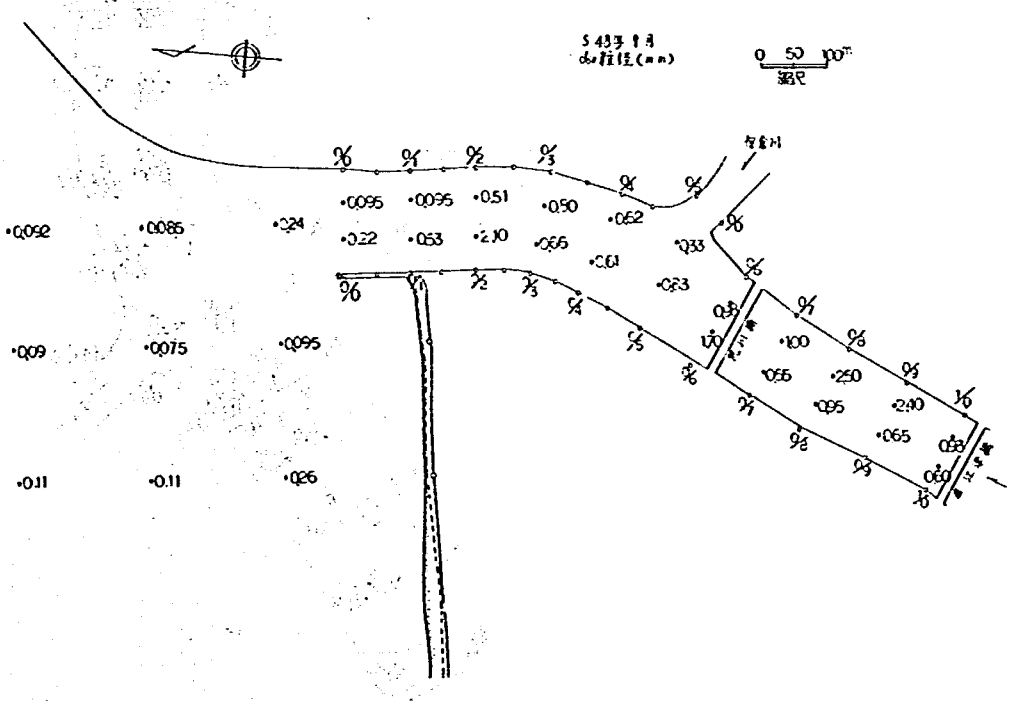
図－2.4.3　u_*^2の縦断変化図

2－2　河道および海部の底質材料

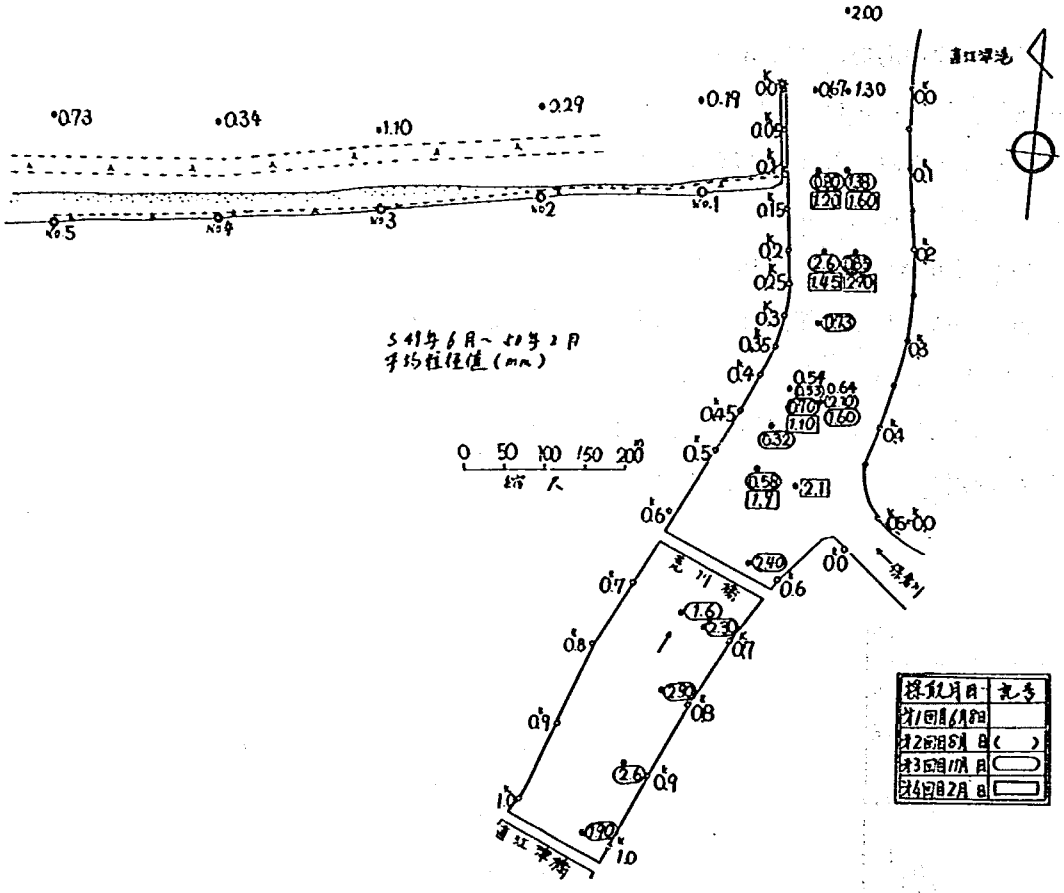
関川河道における河床材料平均粒径の縦断変化図を図－2.5.1に，昭和48年～54年間の海域も含む河口部の平均粒径（d_{60}）の平面分布を示したのが図－2.5.2～2.5.5である。この調査資料によると，河道状況に述べたように約3km付近を境にして粒度分布特性が異なり，0km～3.0km間では0.6～2.5mmの細砂および粗砂，3.0km～10.0kmは15～20mm前後の砂礫で構成されている。いっぽう，海部および河口1.0km間の平面分布図によれば海部沖合100m付近の平均粒径は0.2～0.7mm程度である。同様河口から1.0km間河道は0.5～2.5mmの範囲が多い。なお，海床変化の激しい外浜領域付近の粒径は，沖合100m付近より大きく河道部と同程度である。図－2.5.2～2.5.5より海部を横断的に河道部を縦断的に平均粒径を示したのが図－2.5.6であり，その平均は河道部で約1.3mm，海部外浜領域で約0.9mm程度と考えられる。



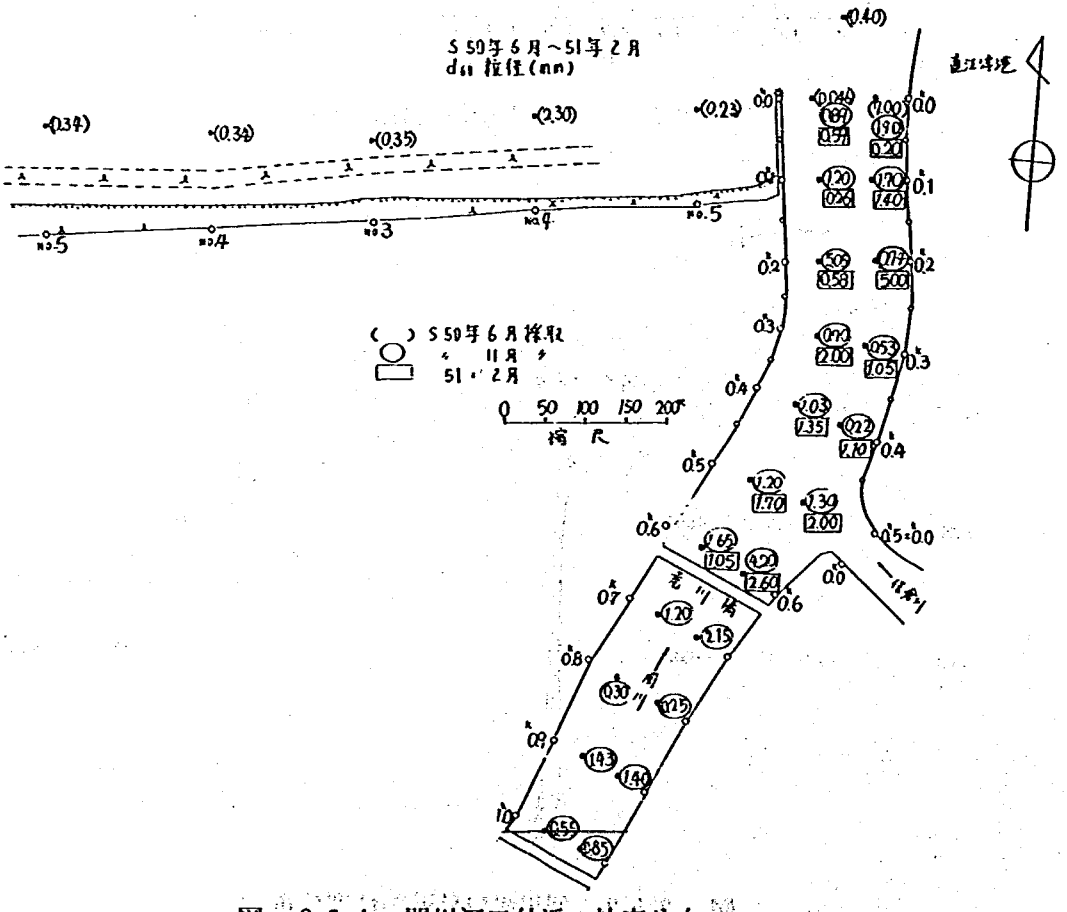
図－2.5.1　平均河床粒径縦断変化図



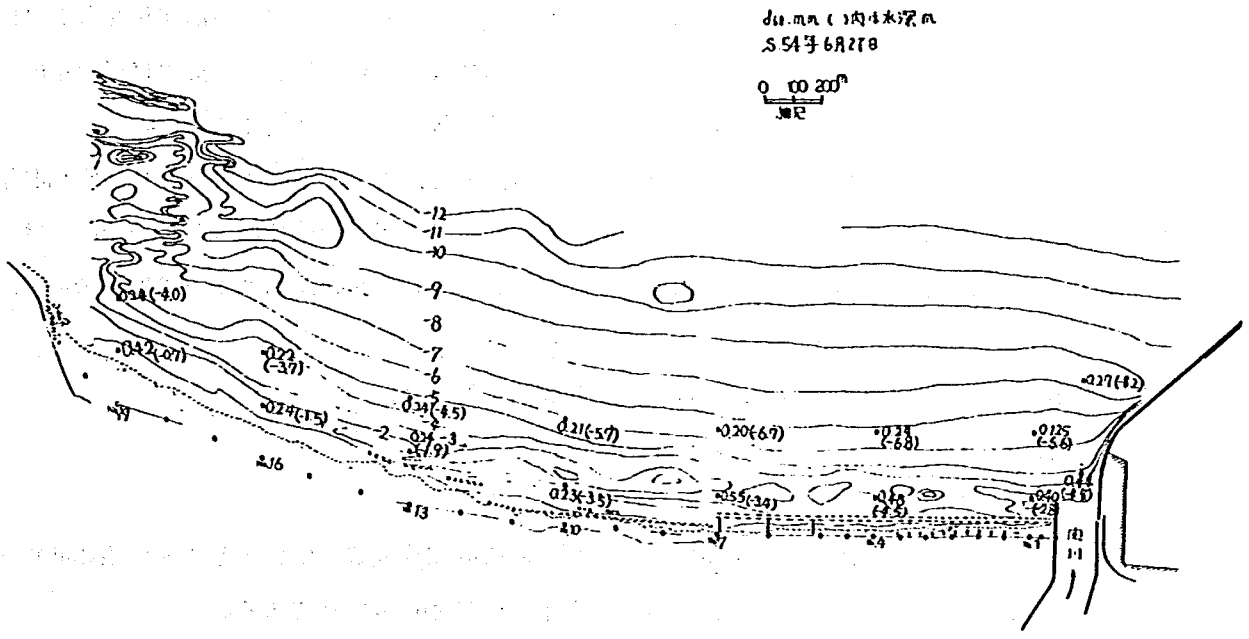
図－2.5.2　関川河口付近の粒度分布



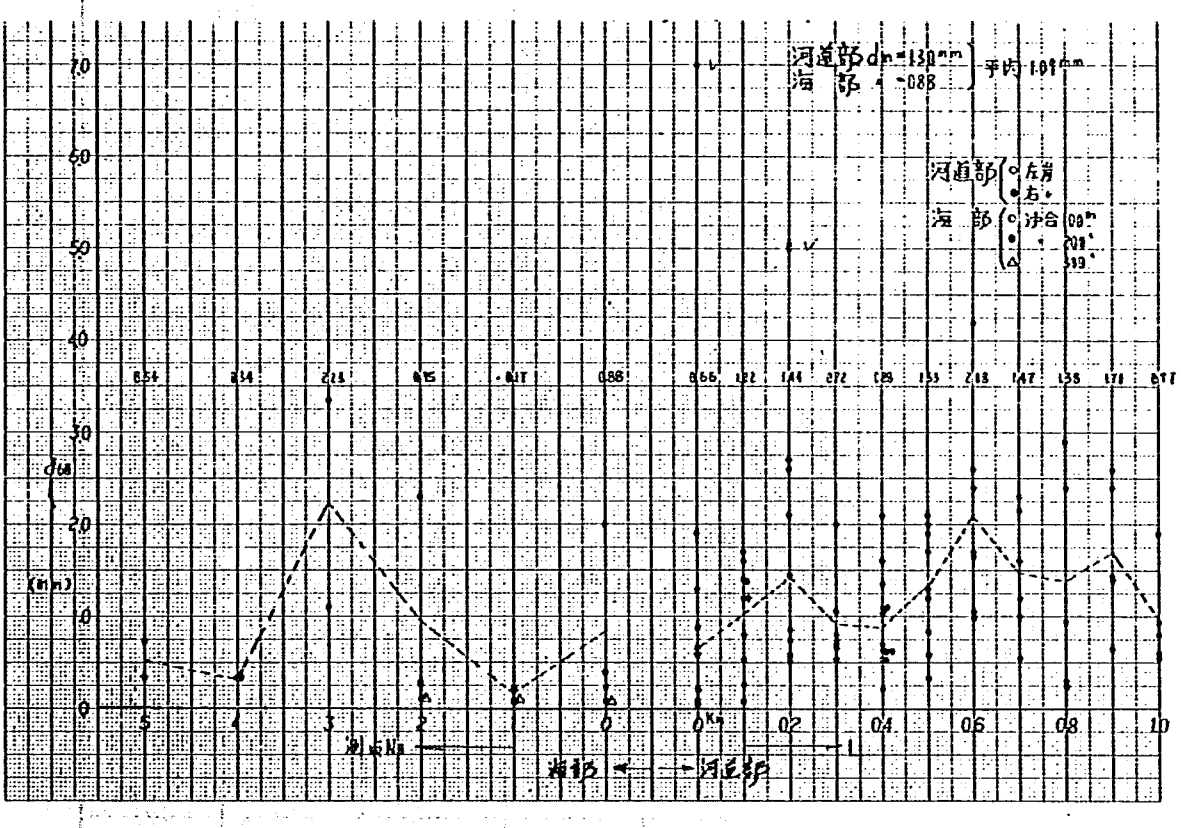
図－2.5.3　関川河口付近の粒度分布



図－2.5.4　関川河口付近の粒度分布



図－2.5.5　関川河口部海浜の粒度分布



図－2.5.6　関川河口部の平均粒径

2－3　既往洪水の概要と各種流量[1)]

関川における既往の出水としては，古くから数多く記録に残っているが，中でも明治30年８月５日には，関川，青田川，別所川等があふれ，保倉川の沿岸十数ケ所に及ぶ欠壊と相まって被害は浸水家屋3,387棟，崩壊家屋152棟，死傷者７名に及び，その他田畑流失等の被害も甚大であった。

水位流量資料が整備されはじめた昭和39年以降の主要洪水記録は，表－2.1に示すとおり，昭和44年８月９日洪水の約2,100m^3／s が最大となっている。この昭和44年８月洪水は８日から９日の朝にかけて100mmを越す集中的な豪雨に見舞われ，９日８時30分には高田地点にて現堤防高 T.P 5.33m の水位に達し，一部堤防を溢流する大出水となった。

いっぽう，関川の流況は，高田地点の昭和44年～54年間の平均値で，

豊水量＝56.8m^3／s　　平水量＝32.6m^3／s

低水量＝18.9m^3／s　　渇水量＝ 7.4m^3／s

となっている。また平均年最大流量は748m^3／s であり，河口砂州形成等に影響する冬季の昭和45年～54年間の平均流量は表－2.2のようであり，これらの全平均値は46.6m^3／s である。

表－2.1　主要洪水表

洪水年月日	高田地点ピーク流量 (m^3／s)	洪水年月日	高田地点ピーク流量 (m^3／s)
S 39. 7. 12	830	S 45. 8. 7	596
39. 9. 25	557	51. 7.	1,067
40. 9. 18	1,906	53. 6.	710
43. 6. 28	322	54.	774
44. 8. 9	2,094		

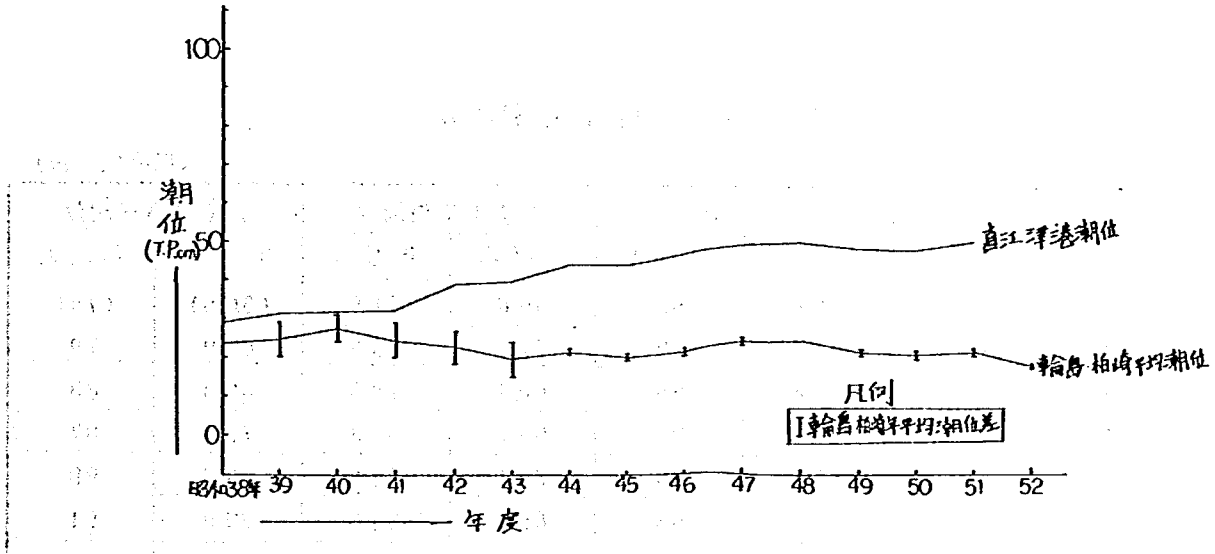
表－2.2　高田地点平均流量（11月～３月）

年 ＼ 平均流量 (m^3／s)	11月	12月	1月	2月	3月	平均
昭和44年	—	—	—	—	—	
45年	47.96	31.22	18.04	34.93	32.60	32.95
46年	35.33	57.28	23.09	39.06	63.28	43.61
47年	55.37	45.93	63.83	44.28	68.92	55.67
48年	37.04	35.07	52.19	55.75	61.52	48.31
49年	43.60	43.56	25.89	31.55	53.53	39.63
50年	38.51	40.16	33.61	40.88	73.65	39.36
51年	45.05	50.17	29.32	58.85	95.37	55.75
52年	19.38	43.58	30.19	31.42	120.58	49.03
53年	34.35	46.35	52.67	30.64	78.64	48.53
54年	50.54	56.43	45.09	60.21	53.89	53.23
平均	40.71	44.98	37.39	42.76	70.20	46.61

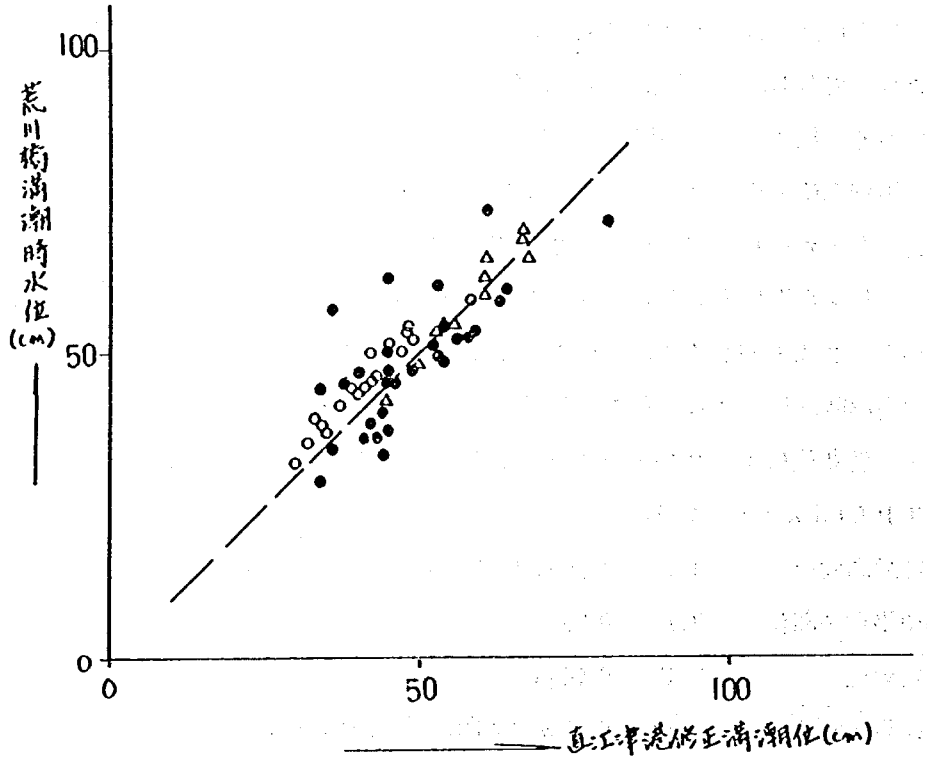
2－4　潮位について

直江津港における昭和41年～50年の通年および洪水期の潮位表は表－2.3.1～2.3.2のとおりである。これによれば朔望平均満潮位はT.P 0.65 m であることがわかる。しかし，年平均潮位の経年変化は逐次高くなる傾向となっており，直江津港の東西に位置する柏崎，輪島の年平均潮位の経年変化と比較したのが図－2.6である。柏崎，輪島の経年変化は変動は少なく，逆に小さくなる傾向が認められ，さらに柏崎，輪島の年平均潮位の違いは最大でも3㎝以下であることが知られている。これは直江津港の西防波堤建設の影響とも考えられ，データの使用上問題となる。そこで各年毎に柏崎，輪島の年平均潮位の平均と直江津港の年平均潮位との偏差をもって，柏崎，輪島の年平均潮位の平均値に整合させるよう修正した潮位表が表－2.4.1～2.4.2のように得られている。これより渇水時の荒川橋満潮時水位と修正した直江津港の満潮時水位を比較したものが図－2.7であり，その妥当性が得られている。したがって，修正後の朔望平均満潮位はT.P 0.44 m となる。しかし既往調査との関連，計画の安全側を考慮し，朔望平均満潮位はT.P 0.65 m としている。

- 既往最高潮位　　T.P　1.30 m（昭和37年7月12日9時）
- 朔望平均満潮位　T.P　0.65 m
- 平均潮位　　T.P　0.44 m
- 既往最低潮位　　T.P　－0.15 m（昭和38年3月10日8時）
- 直江津港計画潮位　T.P　1.34 m



図－2.6　年平均潮位経年変化図



図－2.7　渇水時荒川橋満潮時水位～直江津港修正満潮位

表－2.3.1　直江津港潮位表

(単位T.P cm)

年度	月平均潮位		最高潮位		朔望平均満潮位		朔望最高満潮位	
	年平均	年最大	年平均	年最大	年平均	年最大	年平均	年最大
41	32.7	53.1	62.9	82	56.8	71.5	(60.8)	(75)
42	38.8	62.0	66.8	92	57.2	76.5	61.9	79
43	39.9	57.7	69.8	86	60.1	78.5	66.3	83
44	44.4	65.9	74.0	93	65.7	86.3	70.8	87
45	43.9	58.8	77.1	99	64.1	80.0	73.6	99
46	46.6	67.8	73.3	93	65.6	86.0	69.9	91
47	49.1	75.4	83.1	112	69.1	98.0	75.2	105
48	49.5	69.4	77.3	93	69.1	87.7	71.6	87
49	48.0	62.0	77.5	89	69.6	81.7	74.7	87
50	47.7	74.0	78.8	108	73.0	99.5	77.3	108
平均	44.1	64.6	74.1	94.7	65.0	84.6	70.2	90.1
最大	49.5	75.4	83.1	11.2	73.0	99.5	77.3	108

( )は欠測あり

表－2.3.2　直江津港洪水期潮位表（4～9月）

（単位T.P cm）

年度	月平均潮位		最高潮位		朔望平均満潮位		朔望最高満潮位	
	洪水期平均	洪水期最大	洪水期平均	洪水期最大	洪水期平均	洪水期最大	洪水期平均	洪水期最大
41	37.6	53.1	67.3	82	58.4	71.5	65.5	75
42	44.0	62.0	69.0	92	59.4	76.0	63.7	79
43	40.4	57.7	69.0	81	63.1	78.5	68.7	81
44	50.1	65.9	79.3	93	69.8	86.3	73.8	87
45	43.6	58.8	72.2	88	64.2	80.0	71.2	88
46	52.2	67.8	79.3	93	71.1	86.0	76.3	91
47	53.8	75.4	84.5	105	71.2	98.0	79.7	105
48	53.7	69.4	80.8	93	73.2	87.7	76.0	87
49	51.8	62.0	79.0	89	71.4	79.0	75.8	85
50	53.5	74.0	82.5	108	77.8	99.5	81.3	108
平均	48.1	64.6	76.3	92.4	68.0	84.3	73.2	88.6
最大	53.8	75.4	84.5	108	77.8	99.5	81.3	108

表－2.4.1　直江津港修正潮位表（通年）

（単位T.P cm）

年度	月平均潮位		最高潮位		朔望平均満潮位		朔望最高満潮位	
	年平均	年最大	年平均	年最大	年平均	年最大	年平均	年最大
41	24.6	45.0	54.8	73.9	(48.7)	63.4	(52.7)	(66.9)
42	22.9	46.1	50.9	76.1	41.3	60.6	46.0	63.1
43	19.5	37.3	49.4	65.6	39.7	58.1	45.9	62.6
44	21.4	42.9	51.0	70.0	42.7	63.3	47.5	64.0
45	20.1	35.0	53.3	75.2	40.3	56.2	49.8	75.2
46	21.1	42.3	47.8	67.5	40.1	60.5	44.4	65.5
47	23.9	50.2	57.9	86.8	43.9	72.8	50.0	79.8
48	24.3	44.2	52.1	67.8	43.7	60.1	46.4	61.8
49	21.2	35.2	50.7	62.2	42.8	54.9	47.9	60.2
50	20.9	47.2	52.0	81.2	46.2	72.7	50.5	81.2
平均	22.8	42.5	53.0	74.6	43.5	62.3	48.9	69.5
最大	27.8	50.2	57.9	86.8	48.7	72.8	54.1	83.1

（）は欠測あり

表－2.4.2　直江津港洪水期修正潮位表（4月～9月）

（単位T.P cm）

年度	月平均潮位		最高潮位		朔望平均満潮位		朔望最高満潮位	
	洪水期平均	洪水期最大	洪水期平均	洪水期最大	洪水期平均	洪水期最大	洪水期平均	洪水期最大
41	29.5	45.0	59.2	73.9	50.3	63.4	57.4	66.9
42	28.1	46.1	53.1	76.1	43.5	60.1	44.4	63.1
43	20.0	37.3	48.6	60.6	42.7	58.1	48.3	60.6
44	27.1	42.9	56.3	70.0	46.8	63.3	50.8	64.0
45	19.8	35.0	48.4	64.2	40.4	56.2	47.4	64.2
46	26.7	42.3	53.8	67.5	45.6	60.5	47.5	65.5
47	28.6	50.2	59.3	79.8	45.9	72.8	54.6	79.8
48	28.5	44.2	54.8	67.8	47.6	60.1	50.8	61.8
49	25.0	35.2	52.2	62.2	44.6	52.2	49.0	58.2
50	26.7	47.2	55.7	81.2	51.0	72.7	54.5	81.2
平均	26.6	42.5	55.0	70.8	46.2	62.8	51.1	67.7
最大	33.0	50.2	62.9	81.2	53.0	72.8	58.1	81.2

＊注意　修正潮位とは輪島・柏崎の年平均潮位で修正したものをいう。

2－5　波　　浪

(1)　風向（直江津港）

昭和38年～51年までの観測記録より，波浪に関係する風速10 m／s 以上の風向頻度表および頻度図を表－2.5，図－2.8に示した。[3] これによれば強風はそのほとんどがNNW～NW～WNW方向に集中しており，風向の季節的変化はあまりない。また強風は季節風の激しい冬季に集中している。

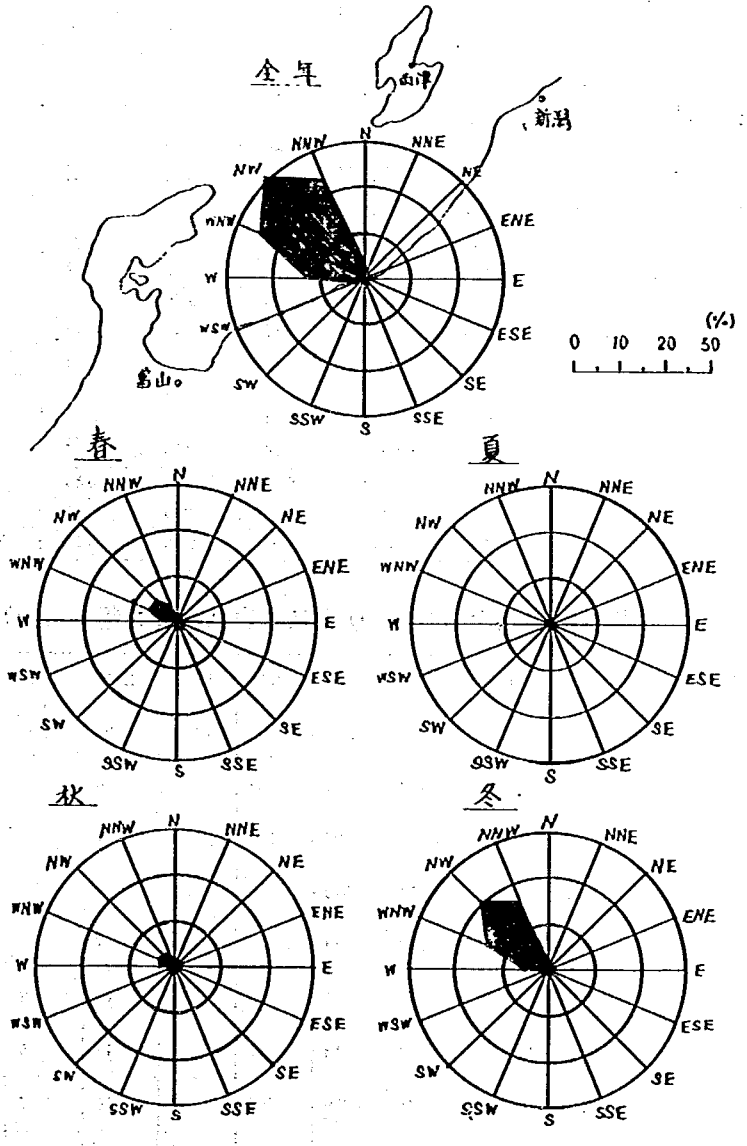
(2)　波　　高

直江津海岸における昭和40年～51年までの有義波高（観測位置水深12 m）の観測資料より，季節別波高頻度図を示したのが表－2.6，図－2.9であり，波高，周期別頻度が表－2.7，図－2.10である。また昭和46年～51年間の月別最大波高資料より，波高と周期の関係を示したのが図－2.11である。これらの資料によると，大きな波は冬季に集中している。また年間波浪エネルギーが最大なのは，$H_0 = 1.0\,m$ 程度と考えられるが，砂州形成や海浜形状に影響を与える波高は，$H_0 = 2.0 \sim 4.0\,m$ 程度と思われる。

表－2.5　強風頻度表（10m／s以上）〔昭和38～51年〕

観測地点	直江津港

季節別＼方向		N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	計	風向風速測定	欠測
春	回数	31	0	12	0	0	0	1	38	43	1	5	25	221	423	423	226	1,449		
(3～5月)	比率(%)	0.46		0.18				0.01	0.57	0.64	0.01	0.08	0.37	3.29	6.29	6.29	3.36	21.55		
夏	回数	4	9	2	0	0	0	0	9	15	0	1	1	47	32	15	7	142		
(6～8月)	比率(%)	0.06	0.13	0.03					0.13	0.22		0.01	0.01	0.7	0.48	0.22	0.11	2.11		
秋	回数	66	15	16	0	0	1	0	3	8	2	7	43	233	254	221	247	1,116		
(9～11月)	比率(%)	0.98	0.22	0.24			0.01		0.04	0.12	0.03	0.11	0.64	3.47	3.78	3.29	3.67	16.6		
冬	回数	126	13	4	0	2	0	2	0	4	4	15	62	365	946	1,418	1,055	4,016		
(12～2月)	比率(%)	1.88	0.2	0.06		0.03		0.03		0.06	0.06	0.22	0.92	5.43	14.07	21.09	15.69	59.74		
年合計	回数	227	37	34	0	2	1	3	50	70	7	28	131	866	1,655	2,077	1,535	6,723		
	比率(%)	3.38	0.55	0.51		0.03	0.01	0.04	0.74	1.04	0.10	0.42	1.95	12.89	24.62	30.89	22.83	100.00		



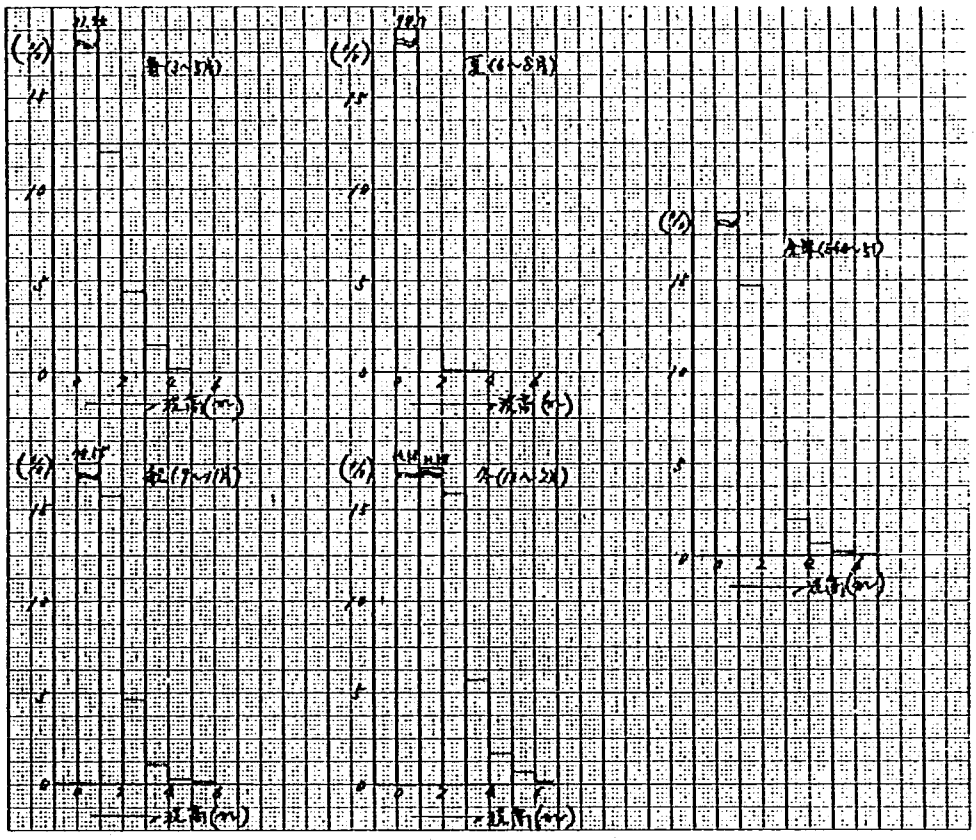
図－2.8　強風頻度図（10m／sec以上）〔昭和38年～51年〕

表－2.6　季節別・波高頻度表（昭和40年～51年）

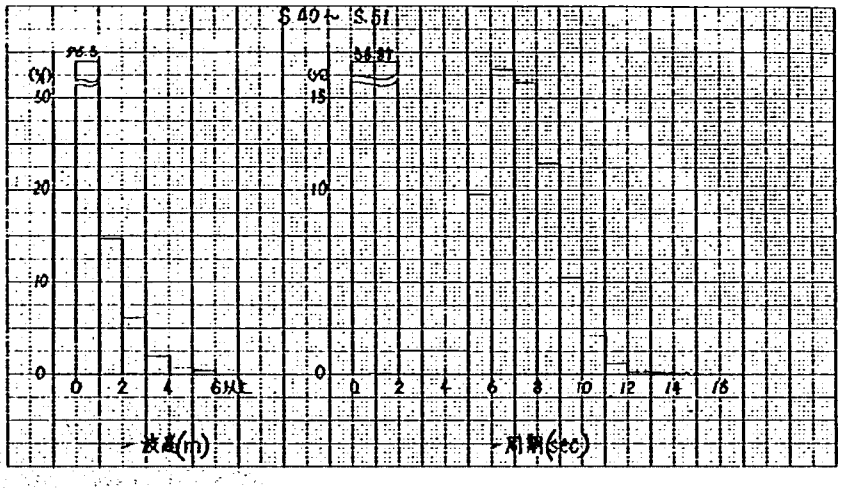
季節	月	波高 (m)	0～1.00	1.01～2.00	2.01～3.00	3.01～4.00	4.01～5.00	5.01～6.00	6.01以上	計
春	3	回	1,789	575	253	90	10	0	0	2,717
		%	26.26	8.44	3.71	0.13	0.15			39.88
	4	回	1,660	140	46	7	0	0	0	1,853
		%	24.37	2.05	0.68	0.1				27.20
	5	回	2,120	109	10	2	2	0	0	2,243
		%	31.12	1.60	0.01	0.03	0.03			32.92
	計	回	5,569	824	309	99	12	0	0	6,813
		%	81.74	12.09	4.54	1.45	0.18			100.00
夏	6	回	2,730	55	1	0	0	0	0	2,786
		%	28.71	0.58	0.01					29.30
	7	回	3,274	6	0	0	0	0	0	3,280
		%	34.43	0.06						34.49
	8	回	3,381	59	1	2	0	0	0	3,443
		%	35.56	0.62	0.01	0.02				36.21
	計	回	9,385	120	2	2	0	0	0	9,509
		%	98.70	1.26	0.02	0.02				100.00
秋	9	回	2,883	190	22	5	1	0	0	3,101
		%	29.88	1.97	0.23	0.05	0.01			32.13
	10	回	2,523	322	54	15	1	0	0	2,915
		%	26.15	3.34	0.56	0.16	0.01			30.2
	11	回	2,174	962	370	86	33	9	0	3,634
		%	22.53	9.97	3.83	0.89	0.34	0.09		37.66
	計	回	7,580	1,474	446	106	35	9	0	9,650
		%	78.55	15.27	4.62	1.10	0.36	0.09		100.00
冬	12	回	1,598	1,049	541	209	56	17	7	3,477
		%	18.71	12.28	6.33	2.45	0.66	0.20	0.08	40.7
	1	回	907	827	558	187	48	19	1	2,547
		%	10.62	9.68	6.53	2.19	0.56	0.22	0.01	29.82
	2	回	1,294	821	261	80	49	11	0	2,516
		%	15.15	9.61	3.06	0.94	0.57	0.13		29.46
	計	回	3,799	2,697	1,360	476	153	47	8	8,540
		%	44.48	31.58	15.93	5.57	1.79	0.55	0.09	100.00
全年	合計		26,333	5,115	2,117	683	200	56	8	34,512
	%		76.30	14.82	6.13	1.98	0.58	0.16	0.023	100.00

表－2.7　年波高，周期別頻度表（昭和40年～51年）

波高 (m) ＼ 周期 (sec)	静穏	2.1～5.0	5.1～6.0	6.1～7.0	7.1～8.0	8.1～9.0	9.1～10.0	10.1～11.0	11.1～12.0	12.1～13.0	13.1～14.0	14.1～15.0	計	%	累加%
0 ～ 1.0	12,724	426	3,116	4,635	3,476	1,499	351	83	16	6		1	26,333	76.3	76.3
1.01～2.0		21	287	898	1,449	1,565	697	175	22	1			5,115	14.8	91.1
2.01～3.0			8	163	473	653	540	220	54	6			2,117	6.1	97.2
3.01～4.0				19	74	193	183	164	43	7			683	2.0	99.2
4.01～5.0				2	18	25	46	54	36	17	2		200	0.6	99.8
5.01 以上					3	13	13	11	6	13	5		64	0.2	100
計	12,724	447	3,411	5,717	5,493	3,948	1,830	707	177	50	7	1	34,512		
%	36.87	1.29	9.9	16.57	15.9	11.44	5.3	2.05	0.512	0.145	0.02	0.003			
累加%	36.87	38.16	48.06	64.63	80.53	91.97	97.27	99.32	99.832	99.977	99.997	100			



図－2.9　季節別波高頻度図（$H\,1/3$）〔昭和40年～51年〕



図－2.10　波高，周期出現率図

(3) 周　　期

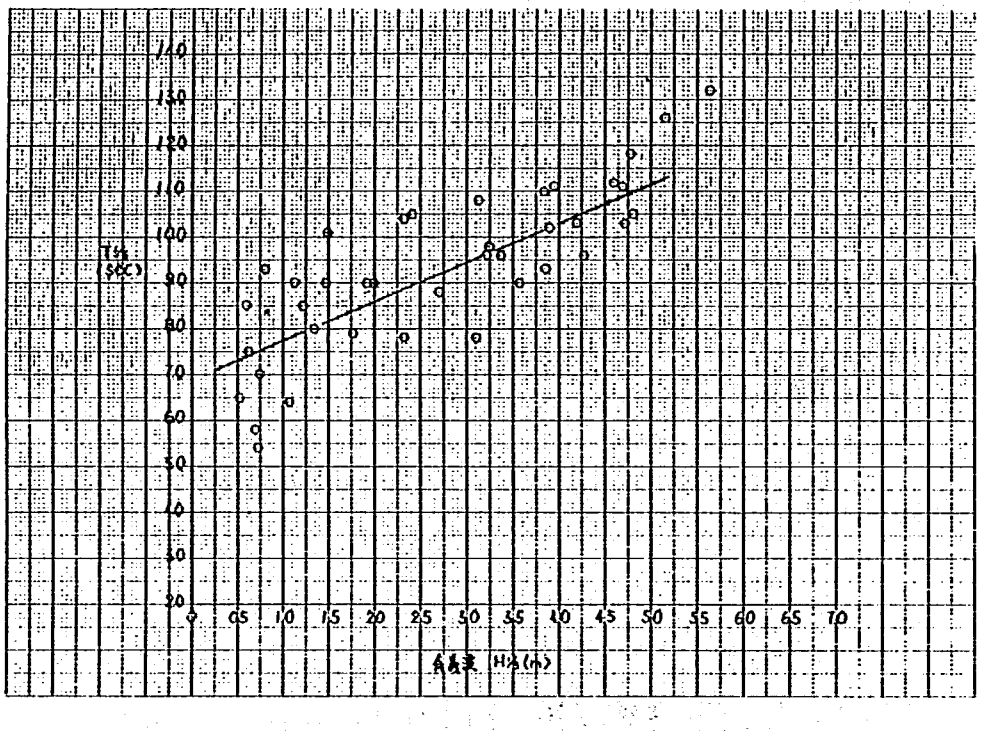
表－2.7および図－2.11より，波高と周期の平均的なものを求めると，

$H_0 = 1.0\,m$　　$T = 7.7$ sec　　$H_0/L_0 = 0.011$

$H_0 = 2.0\,m$　　$T = 8.6$ sec　　$H_0/L_0 = 0.017$

$H_0 = 3.0\,m$　　$T = 9.4$ sec　　$H_0/L_0 = 0.022$

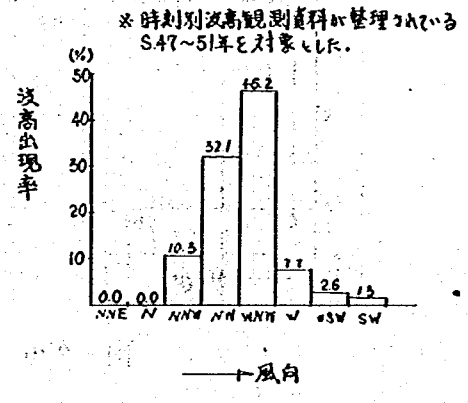
$H_0 = 4.0\,m$　　$T = 10.3$ sec　　$H_0/L_0 = 0.024$



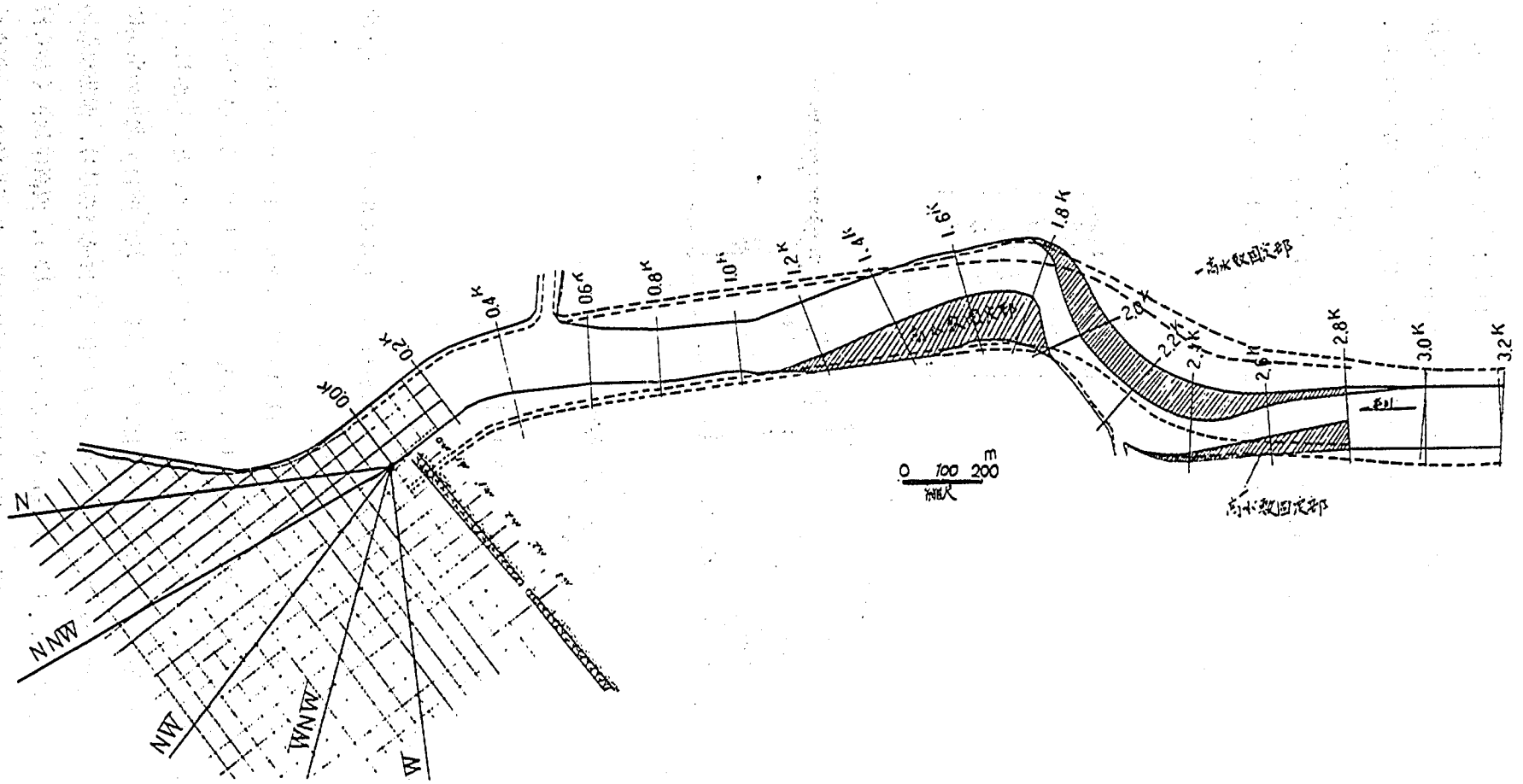
図－2.11　直江津港有義波と周期の関係（昭和46年～51年）

(4) 波　　向

波高 3.0 m 以上の風向別出現率（図－2.12）によるとNW～WNW方向が圧倒的に多い。関川河口に対して，これらの方向関係を示すと図－2.13のようであり，波浪侵入や砂州形成等に影響が大きいのは，この方向と考えられる。



図－2.12　風向別波高出現率
（風速10m／s，波高3.0m以上）

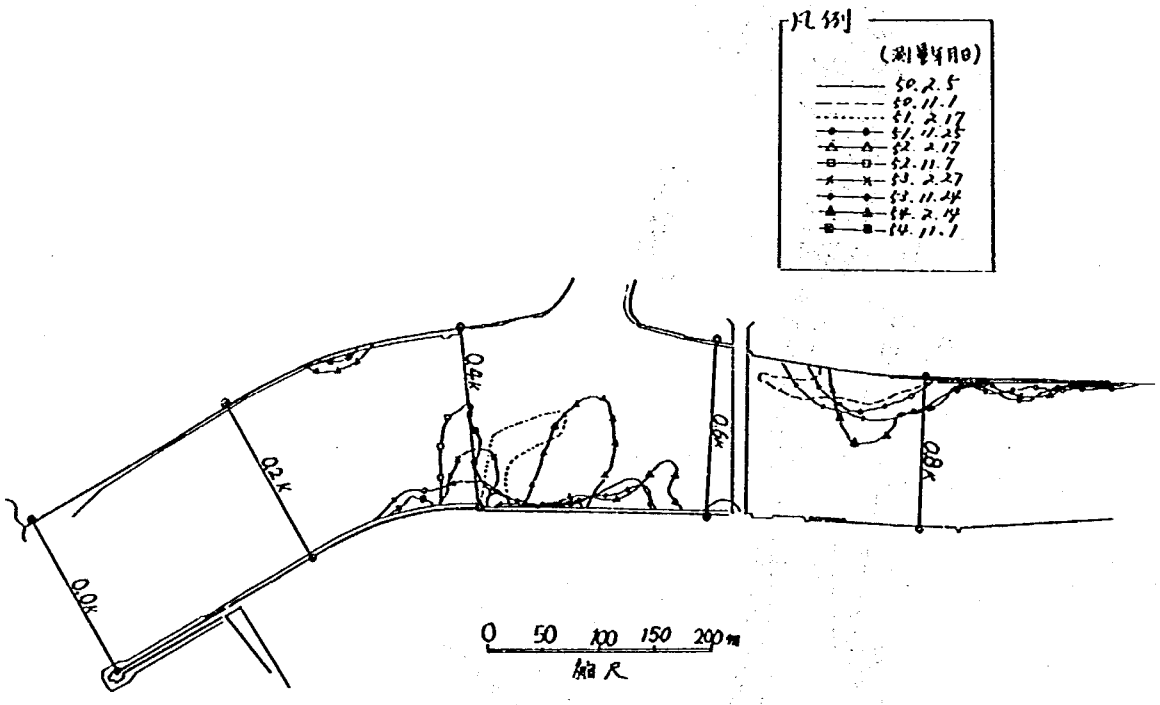


図－2.13　関川河口部現況平面図

2－6　河口砂州の経年変化

近年における関川河口部の土砂収支によると，保倉川合流点付近から河口までは堆積，洗掘が繰り返されており，流出土砂の減少と直江津西防波堤の延長による沿岸漂砂の遮断によって，河口部の堆積が制限されるため，完全な河口閉塞はみられない。また砂州は，関川河口部の河道形状が左方向に湾曲しているため，河口へ入射する波の反射等によって全般的に左岸側に形成される傾向にある。

河川水のエネルギーが卓越する融雪出水期および洪水時には，ここで形成された砂州はフラッシュされ，再び河口付近に土砂を堆積させるといったように，季節的な要因により，砂州は消長を繰り返している。これらの河口砂州消長図を図－2.14に示す。



図－2.14　砂州消長図

2－7　汀線の経年変化と海床形状

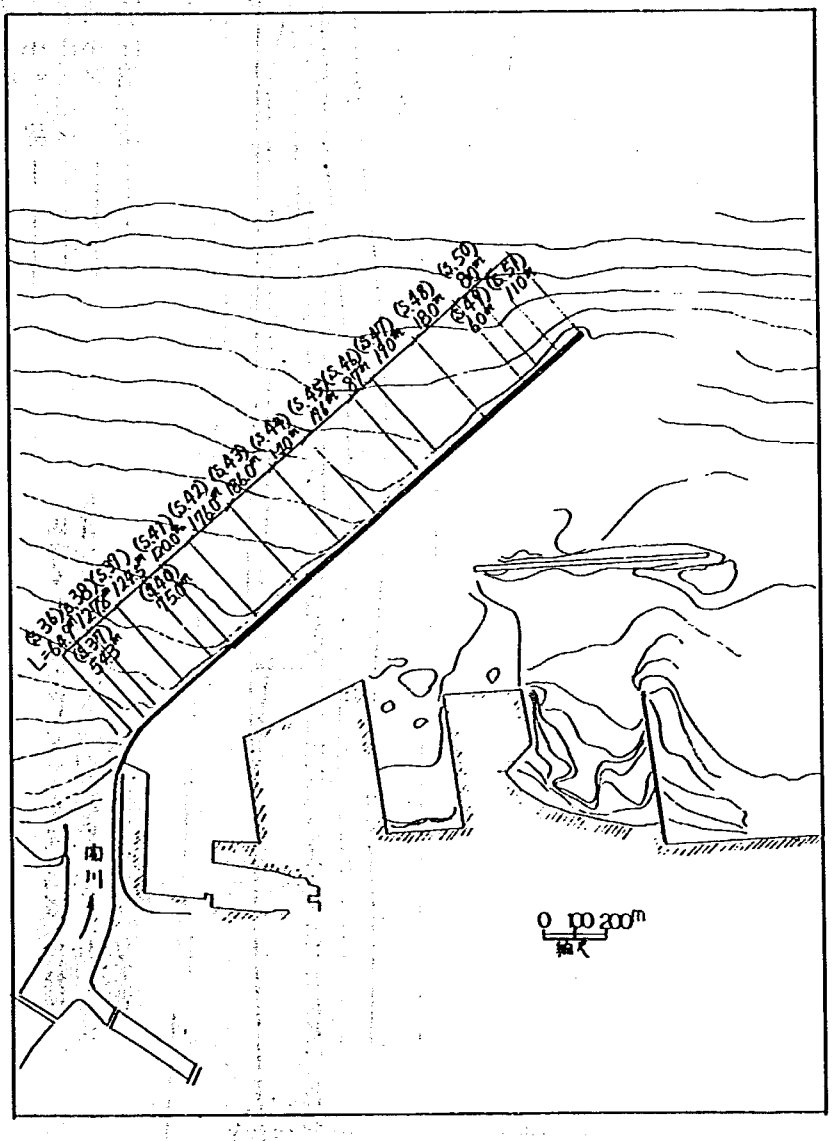
直江津港西海岸の浸食には，漂砂の供給源の一つである関川の改修による土砂流出の減少と，直江津港の歴史的発展経過もこの海岸に大きな影響を及ぼしていると考えられる。

直江津港の本格的な近代港湾としての修築工事が始まったのは1920年（大正9年）からであって，これから昭和20年までを第一期工事，第二次大戦後から今日までを第二期工事としている。第一期工事および第二期工事の前半は導流堤や水制工による河口の安定化が最大の課題となっていた。しかし，昭和30年3月河港分離を根幹とした整備計画が樹立され，港を関川から分離し，港湾施設を関川の東側に移設する工事が始まり，昭和35年にこの工事は完了した。その後も直江津港は発展を続け，西防波堤の延長と他施設の建設が進み，図－2.15に示すように現在に至っている。いっぽう，西海岸は古くから浸食の傾向が見られ，図－2.16に示すように，明治33年以来約70年間にほぼ150m年平均約2mの割合で

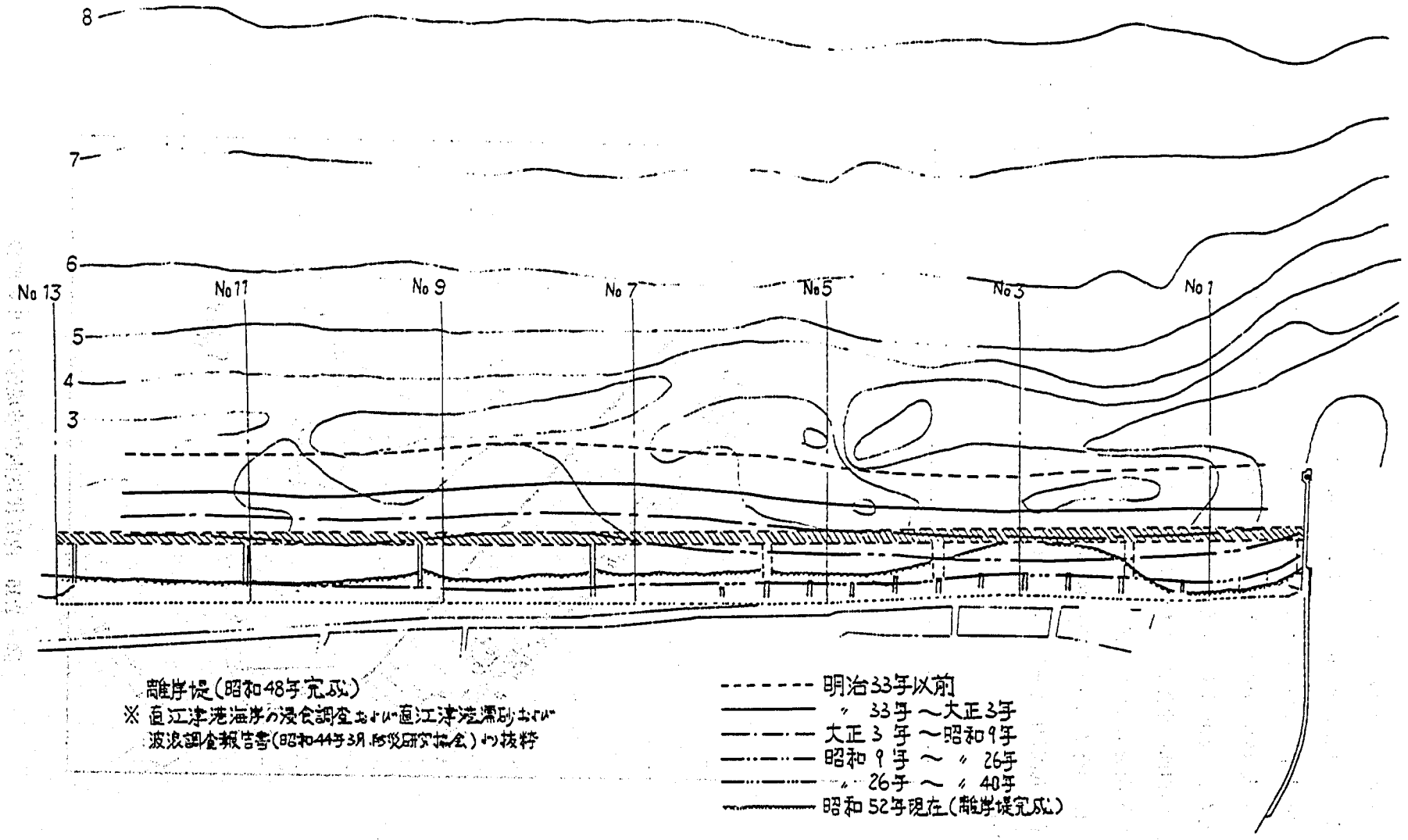
汀線が後退している。こうした浸食の傾向に対してかなり古くから浸食防止対策としての護岸工や根固工あるいは，突堤工が施されており，現在では離岸堤が完成している。[3)]

直江津海岸における漂砂の移動方向は，沿岸流や着色砂の調査よりNE～SW向きと考えられている。したがって漂砂上手側関川の流出土砂の減少とともに人工構造物の築造によって，漂砂は遮断されるため汀線の後退も大きい。関川河口部付近の海床形状は昭和53年３月および８月の深浅図を図－2.17.1～2.17.2に示した。これによれば夏季に河口砂州が洪水によってフラッシュされ，河口沖合に堆積することによって，河口前面沖合が浅くなっていることが知れる。同様昭和53年３月および８月の海部沖合に向った海浜縦断図を示したのが図－2.18～2.19である。

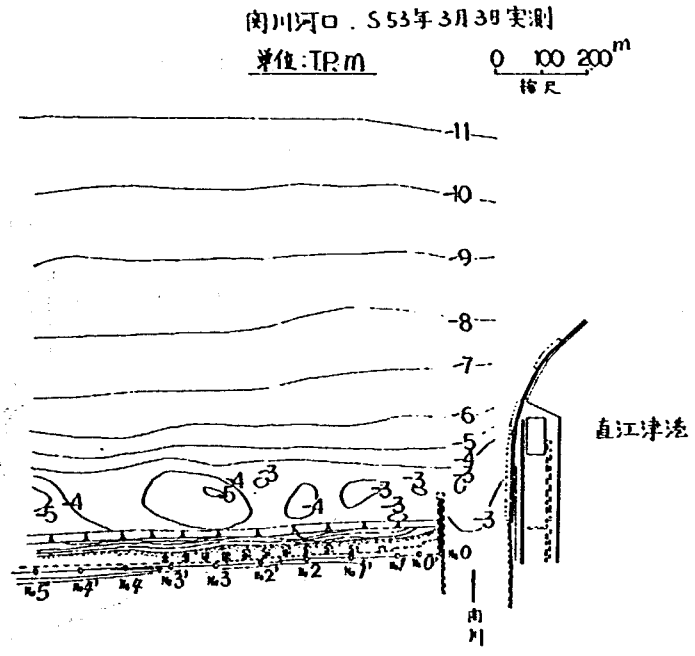
その形状は，沖合約150～200m付近に沿岸砂州が生じ，冬季の方が若干沖側に砂州が形成される傾向にある。前浜勾配は離岸堤，その他の構造物によって明らかではないが約$1/10$程度，沖浜勾配は約$1/150$となっている。



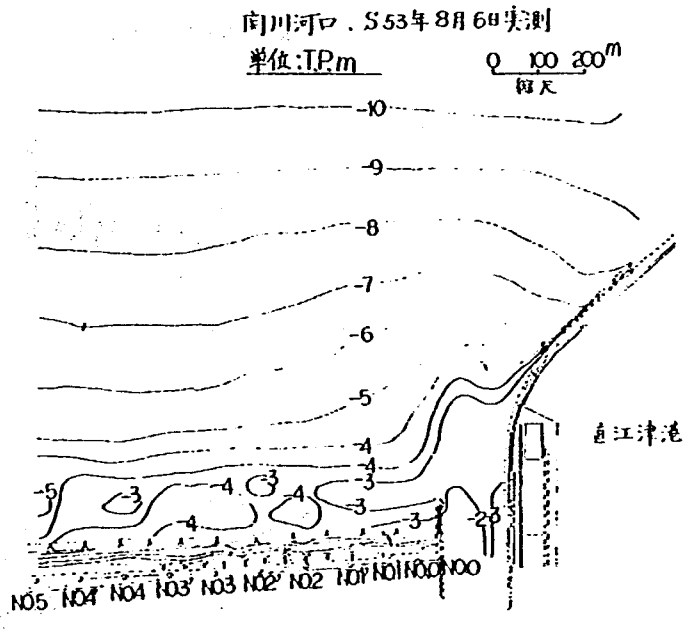
図－2.15　直江津港西防波堤延長工事の推移



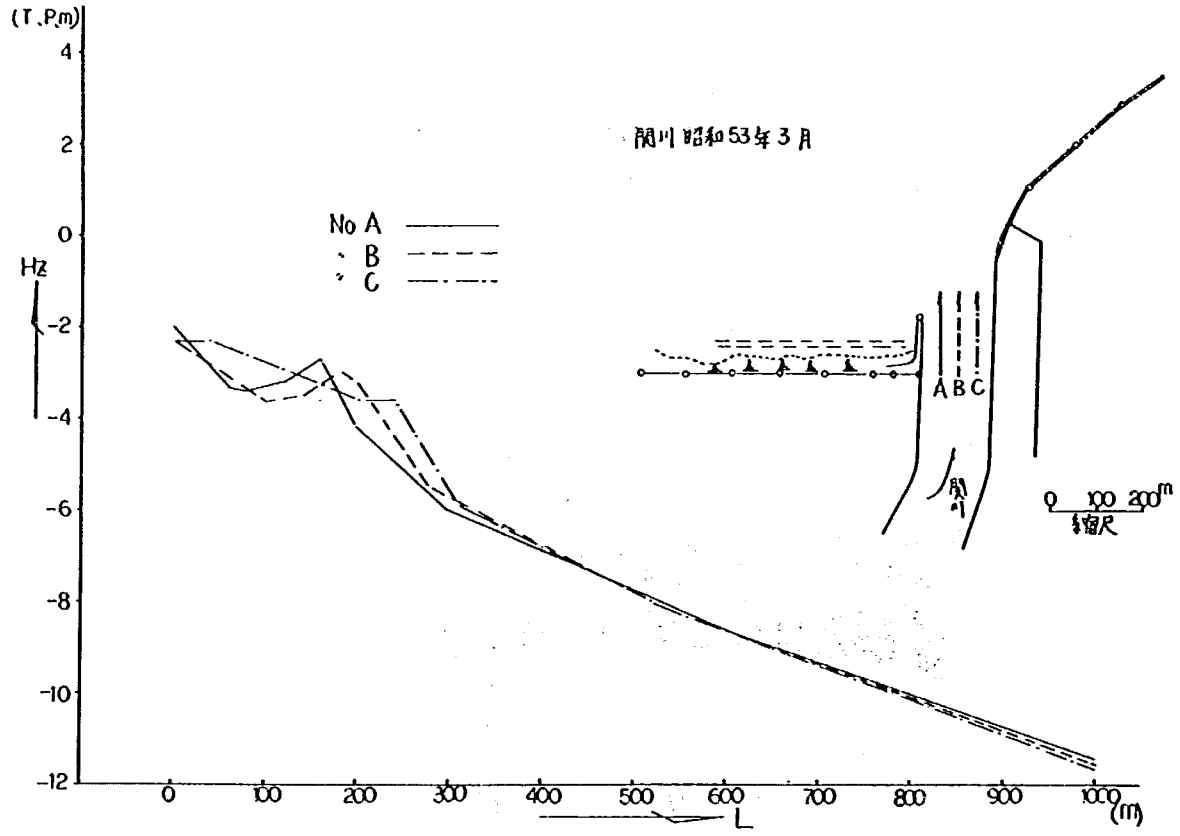
図－2.16　直江津港西海岸の汀線変化概要図



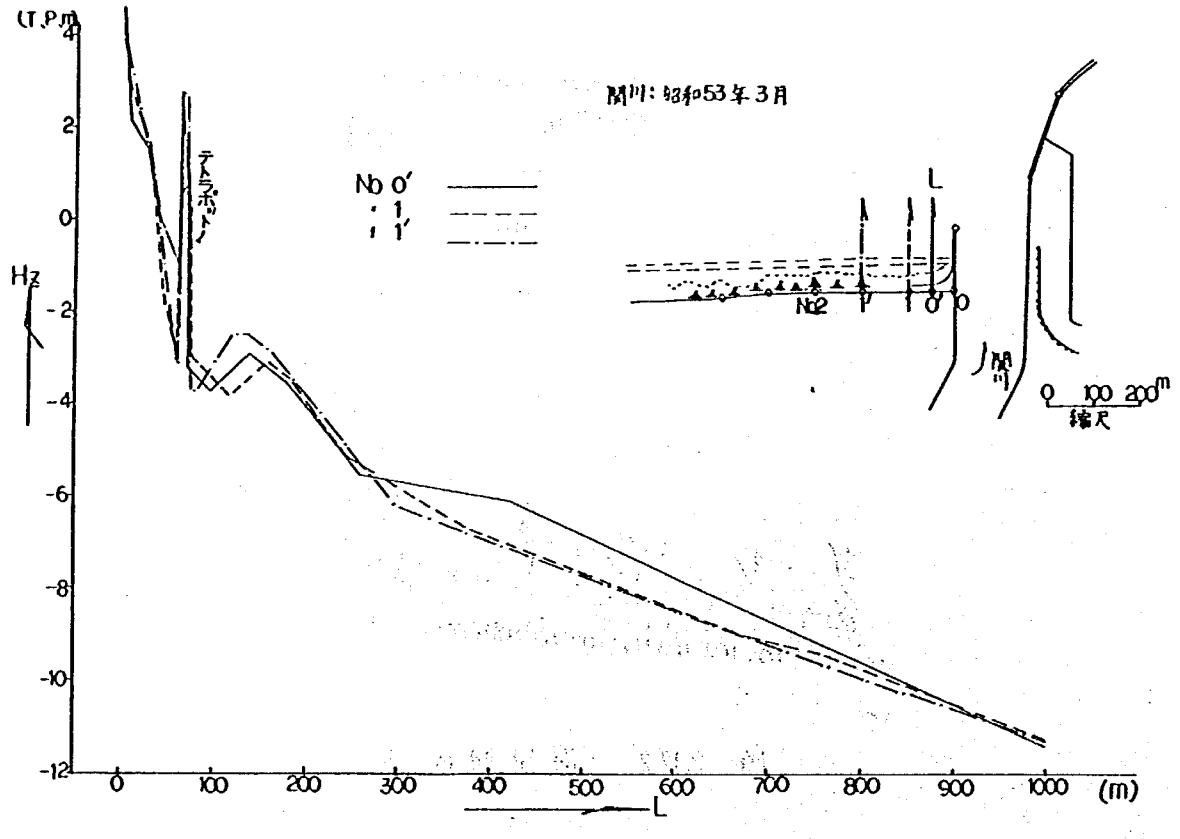
図－2.17.1　海岸深浅図



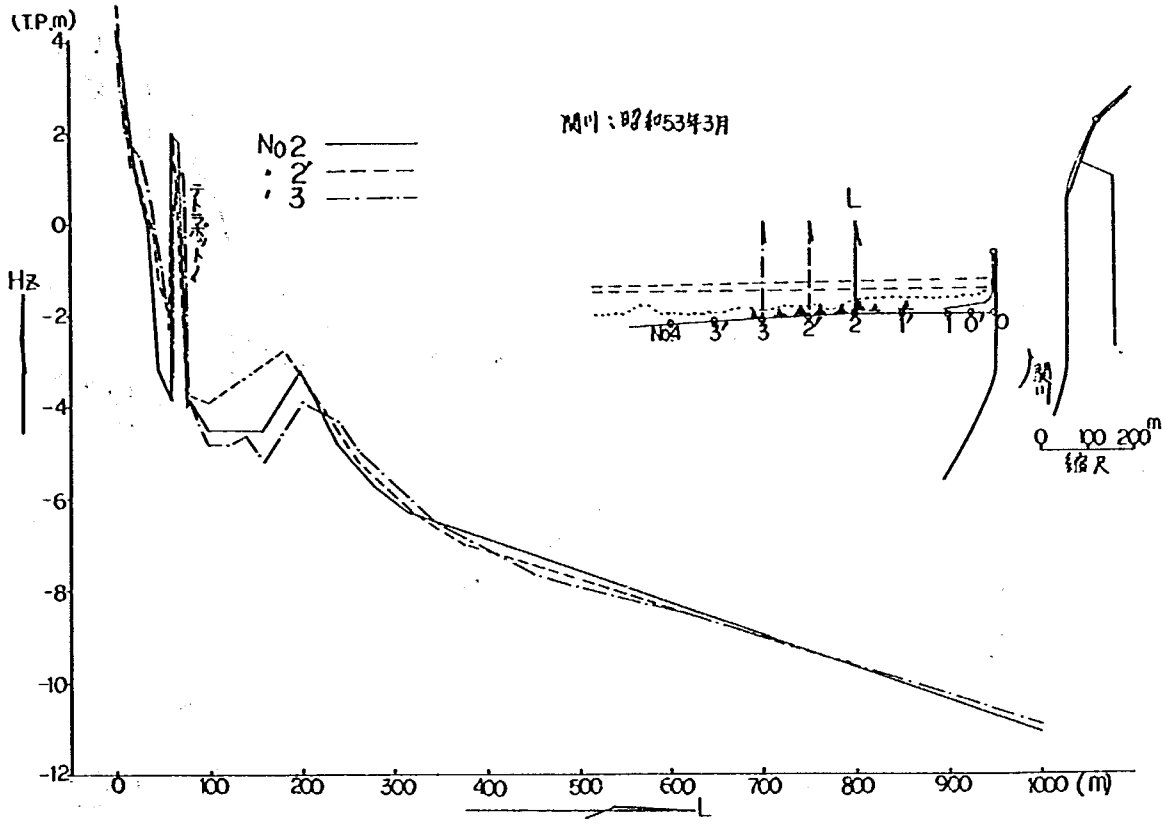
図－2.17.2　海岸深浅図



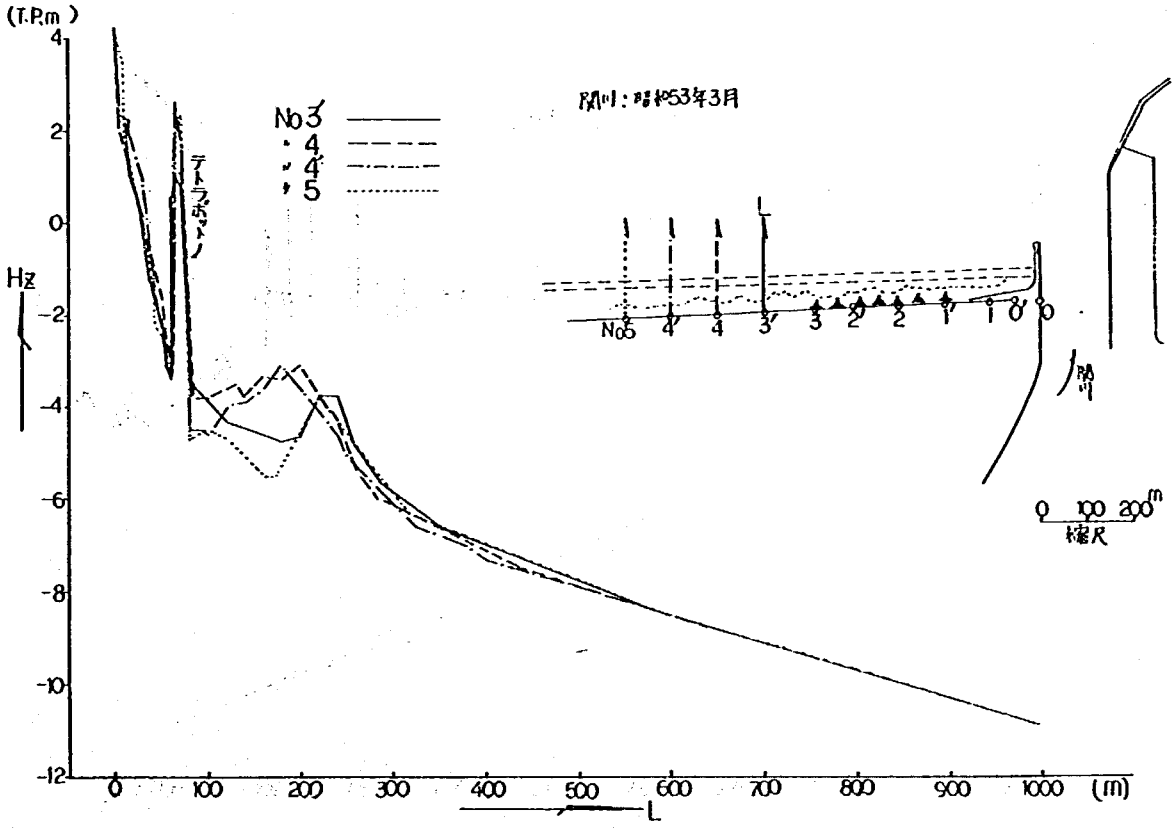
図－2.18.1　海浜縦断図



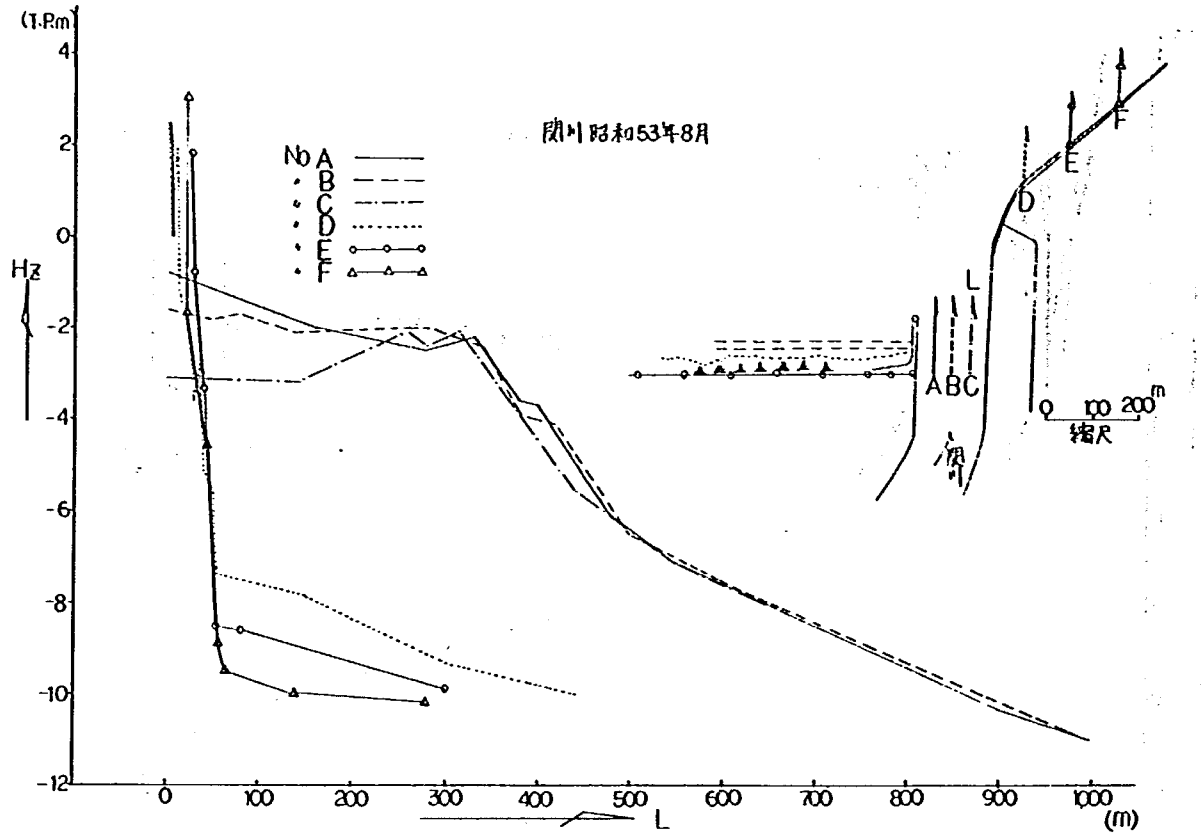
図－2.18.2　海浜縦断図



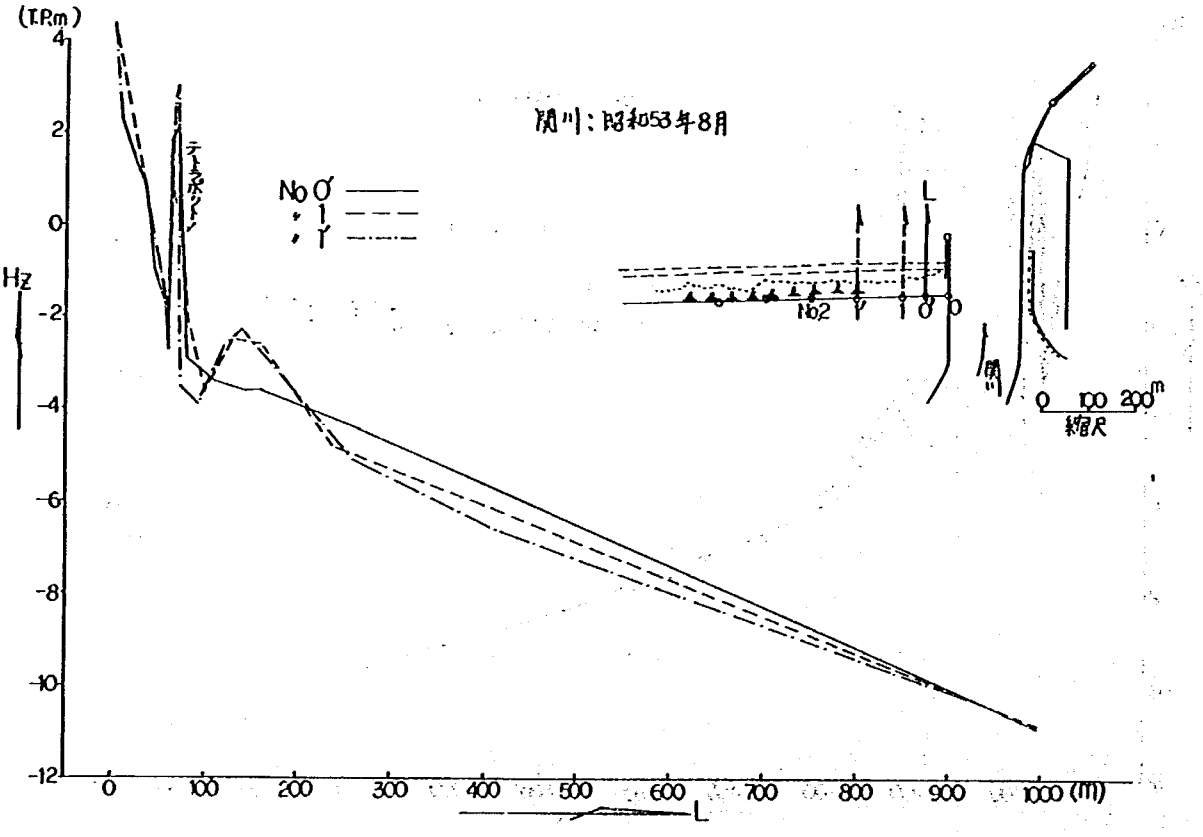
図－2.18.3　海浜縦断図



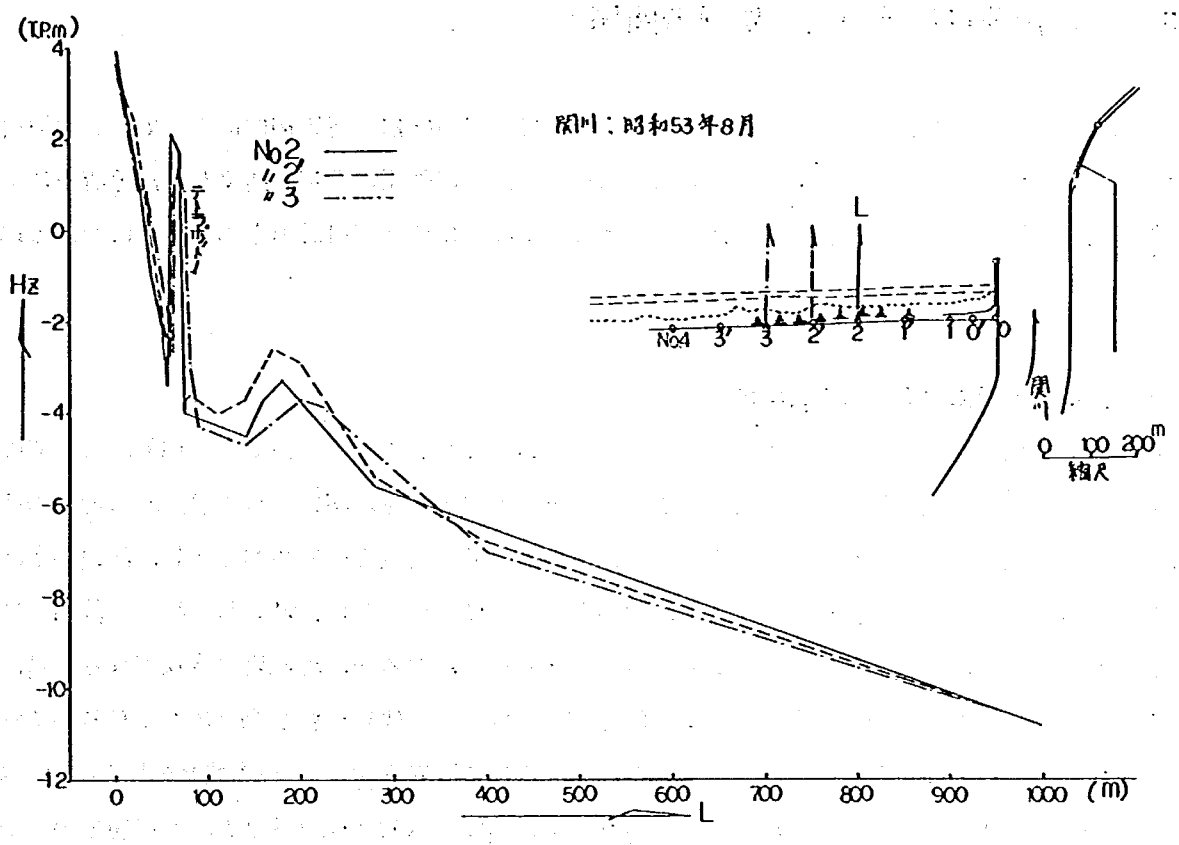
図－2.18.4　海浜縦断図



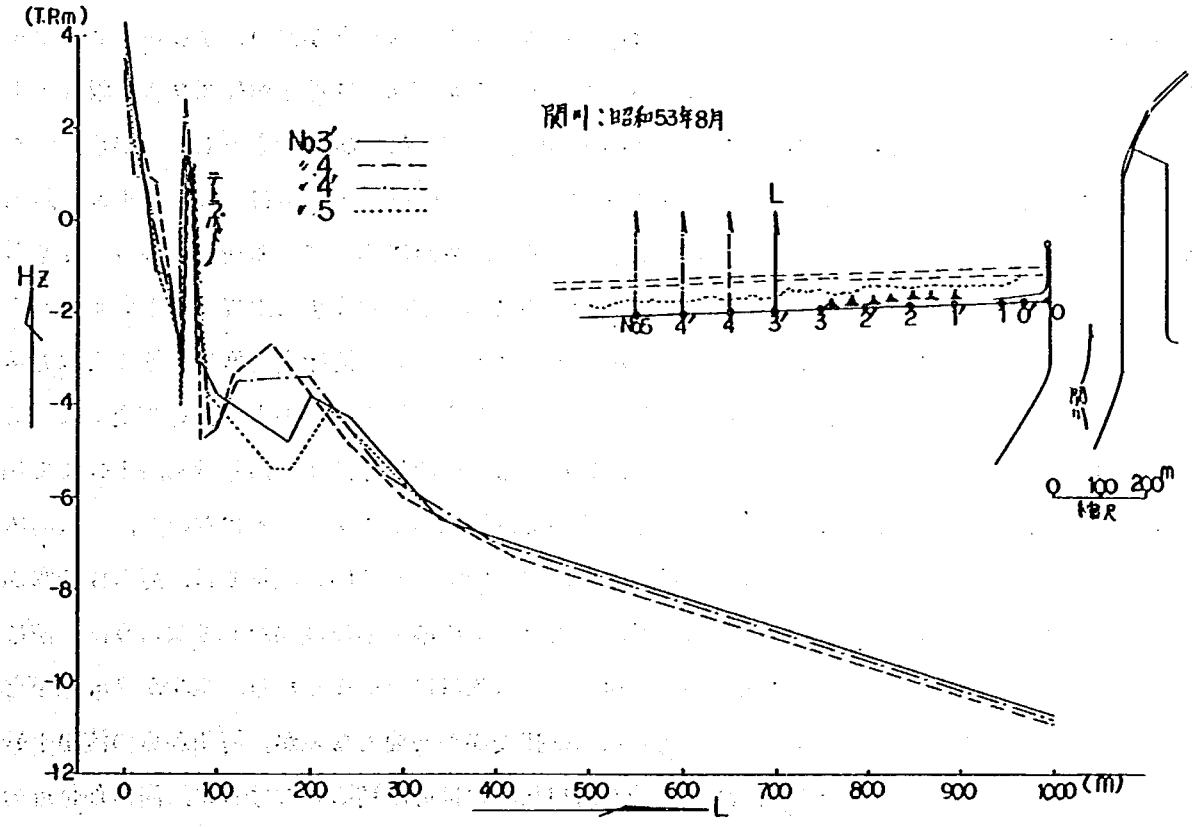
図－2.19.1　海浜縦断図



図－2.19.2　海浜縦断図



図－2.19.3　海浜縦断図



図－2.19.4　海浜縦断図

第3章　流量改訂に伴う河口処理の問題点

関川は計画高水流量改訂に伴う河口部の河道計画として，河口拡幅と河床掘削によって，必要河積を確保し，河口における波浪侵入および漂砂の河道内持込み，河口砂州の発生を防ぐため，導流堤による河口処理対策が計画されている。ここではこのような流量改訂に伴う河口計画上の諸問題について述べる。[4)]

3－1　河口導流堤による河口河積維持

河口は，河川流のみならず波の作用を受ける。よって外海に面している河口では，掘削によって砂州を取り除いても，ある程度沖まで延びた導流堤が無いと，河口の水深が深い場合には，河口近くの汀線が波によって浸食され，それが河道内に入り込み，河口より多少河道内に砂州が発生し，河口の水深が浅ければ汀線に直角方向の土砂移動によって，短時間のうちに元の砂州にほぼ等しい高さの砂州が発生する。それゆえ河口に導流堤を設けて，漂砂の侵入を防ぐことになるが，導流堤内水深が浅ければ，同様に導流堤内に砂州が短時間で発生し，水深が深くなればなるほど底質材料が動きにくくなるので砂州は発生しにくい。この砂州が発生するかしないかの導流堤内の限界水深h_cと沖波波高の比h_c/H_0は，波の波形勾配H_0/L_0，底質材料の動きやすさ$\sqrt{gH_0}/W_0$（W_0は底質の沈降速度），河口地形の初期形状，導流堤の配置形状に影響を受ける。その関係は今もって明確になっていないが，山本[5)]は現地の導流堤間の砂州発生状況と導流堤内河床高の関係，河口模型実験例から導流堤間水深が4m以上あれば，その水深は1年ぐらいは維持でき，2～3mでは強波浪時に浅くなることがあり，2m以浅では砂州の発生を見るとしている。なおこれまでの模型実験結果によるとh_c/H_0が1前後が砂州発生の限界のようである。ただしH_0/L_0や$\sqrt{gH_0}/W_0$，初期形状の違いによって，h_c/H_0が0.5でも打上がらないこともあるし，h_c/H_0が1より大きくても打上がることがある。現地のH_0としては，仮りに現地の砂州高が最大3～4m，沿岸砂州頂水深が3～5mであるとすると，外海に面している所では3～4mを考えておけば良いと思われるので，現地においても，ほぼ$h_c/H_0 \fallingdotseq 1$が砂州発生の限界水深と考えられよう。

このことは，河口の河床掘削高を海水面より3m以浅とすると，その河床高を維持することは非常に難しいことを示している。もし掘削河床を維持しようとするならば河口を港のように導流堤によって囲まなければならない。計画河床高を海水面より4m以深とし，導流堤を沖まで出し計画河床高まで掘削した場合は，波による砂の堆積速度は遅く，1年ぐらいでは砂州が発生することはないが，この河床高がその河川が持つ動的な平衡河床高より深い場合には，年一回洪水ぐらいの流量では，河口部の水面形はせき上げ背水となり，河口部で土砂の堆積が進む。また多くの港で維持浚渫が必要なように，波によっても導流堤内に漂砂が少しずつ堆積するので，河口部の水深は徐々に浅くなり，水深が2m以下となれば砂州の発生を見ることになろう。これを防ぐには維持浚渫が必要となるが，河川からの流出土砂が海岸漂砂の供給源となっている所では，浚渫土砂を河口部汀線付近に補給しなければ，河口部付近の海岸浸食の原因となろう。

一般に日本の河川においては，河川自身の力で水深 4 m 以上を維持しうる河川は，砂質大河川に限られ，一般には導流堤の間隔を上流川幅より絞り，導流堤間水深を深くして砂州の発生を防ぐ方法が取られている。

ただし，河口を絞って河口水深を大きくすると，縮流の影響によって水位が上昇するので，水位に余裕のない河川では，この方法は困難となる。したがって，外海に面している日本の河川においては，導流堤の間隔を低水路幅とし，ほぼ海岸に直角に出した場合には，砂質大河川を除き，河川みずからの力で水深 3～4 m 以上を確保することは不可能で，維持浚渫によって河口水深を確保するか，あるいは河口に砂州の発生を許す河口部河道計画にせざるを得ない。砂州の発生を許す場合は，砂州上流の河道を掘削しても，洪水時の水位は砂州高で決まるために，河口部の水位を低下させることは難しい。

3－2　河川流送土砂による河床上昇

河口は海の水位の影響を受ける所であり，河口上流部の河道のように河床を低下させたからと言って，それに応じて水位が下がるわけではない。したがって，現状において安定している河床を低下させれば必ず堆積することになる。潮位の影響を受けない河口部より上流の河道では河床勾配の急変点を除けば河床勾配を現状河道とほぼ同一としたまま，河床を低下させれば，その河床高は，工学的単位では十分に維持しえると考えて良く，河川の改修方式として河道掘削を取り入れる十分な理由があるが，河口部の場合には土砂が堆積するので，その堆積速度を把握し維持浚渫を考えておく必要がある。一般に河床材料が 0.5 mm 以下の緩流河川でヘドロの堆積のない河川では，浚渫河道はある程度長い期間維持しうるようであるが，扇状地性河川や，粗砂の河床材料を持つ河川では河床変動速度は早い。特に掘削河道がその河川が持つ動的な平衡河床高と大きく離れている場合には堆積速度は早くなる。河口近くの河床高や勾配を決める支配流量を Q で代表し，河口部で川幅の変化がないとすると，動的平衡状態では，河口の水深は等流水深となり，

$$h=\varphi^{-2/3}\cdot g^{-1/3}\cdot B^{-2/3}\cdot I^{-1/3}\cdot Q^{2/3} \qquad \cdots\cdots(3-1)$$

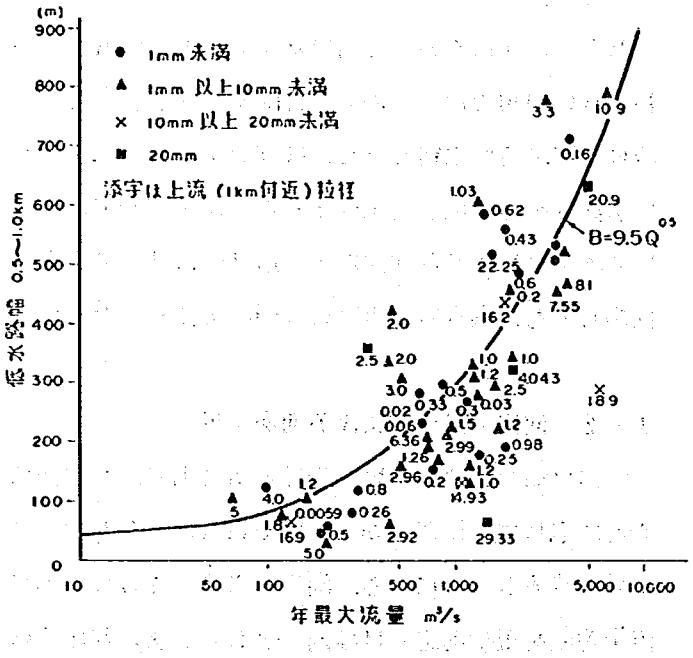
となる。ここで φ は流速係数で u_m/u_*，I は勾配，Q は平衡状態を決める支配流量である。Q の値は河川の特性によって異なるが，年一回洪水流量ぐらいであるらしい。通常の河口は砂州等によって河口幅が狭められているので，砂州上流での水位のせき上げにより，川幅一定の場合の動的河床高より河床高が高くなっているため，導流堤により砂州の発生を防ぐことができれば，砂州上流の河床高は多少低くなるが，河川自身では，上述の水深以上にはなりえず，河床をより低くする場合には河道掘削にたよるほかない。

河床掘削後の河床変動速度を知るには，種々の問題点があるが，河口近くの河床変動計算を行う必要があろう。河床変動計算に当っては，数10年間ぐらいの流量時系列での河床変動量把握，河道の動的平衡河床を決めると考えられる年 1 回，数年に 1 回の洪水流量に対する動的平衡河床の把握，および計画洪水に対する河口部の洪水時の河床変動を把握しておく必要があろう。なお河床変動計算を行う場合，流砂量式が必要であるが，現在ある流砂量式の精度はあまり良いものではない。種々の流砂量式がある

が，これをそのまま流砂量式として使うことは危険が大きい。それゆえ計算式と実測値との検証計算を通じて流砂量式の補正をしていく必要があろう。

3－3　低水路の拡幅

自然河川の低水路幅は，河川流に対して平衡な川幅にあり，一般に河川流量の 0.5 乗に比例すると言われている。図－3.1 は日本の一級河川における河口近くの低水路幅と年最大流量の関係である。たしかに平均的にみれば，低水路幅は河川流量の 0.5 乗に比例しているが，ばらつきが非常に大きく，これを低水路幅の計画に利用することは無理がある。



図－3.1　低水路幅と年最大流量の関係

河口近くの川幅の拡幅は，河口近くが河川における堆積域であるということもあって，河床高が変化することによって，動的な平衡をとりもどすようである。それゆえ，ある程度の低水路幅の拡幅は，堆積土砂の維持掘削がなければ，それほど問題はないが，水路幅の変化によって流れの蛇行ピッチが変わり，水当り位置の変化や，中州の発生が生じることがあるので，低水路法線計画と一体となった低水路計画がなされなければならない。

3－4　波浪の侵入

河口に存在する河口砂州や河口前面の沿岸砂州は，河道内への波浪の侵入を防いでいる。もしこの河口砂州を取り除き河口水深を深くすると，波は河口で砕波することなしに河道内に侵入し，護岸，堤防などの河川構造物に被害をあたえることになる。

河道内で波がどのように変形し，波高がどのくらいになるかは，海底形状，河道形状，河川流量，河川構造物，密度流の影響を受けて複雑に変化し，それらすべてを見積もることは不可能で，現状では一部の効果を無視した把握しかできない。密度流の効果を考えない時は，無歪の模型により一番良い答を得ることができる。

これまでの模型実験によると，河道内への侵入波として砕波限界近くの波が，河道内への侵入波として一番危険な波と考えてよく，これより大きい波は沖で砕波し，河道内侵入波高は砕波ぎりぎりの波とほとんど変わらず，むしろ多少小さくなる。また，導流堤の方向や河道などが曲っている場合には，波の反射や回折が生じ，思わぬ所で波高が高くなることがあり，その防護処置等の検討が必要となる。

3－5　塩水の侵入

河口は塩水と淡水の混合の場でもある。河口砂州は河口の幅を狭め塩水の侵入を防いでいる。河口砂州を取り除き，河道掘削することは塩水の侵入距離を長くし，河口近くで取水しているような所では，水質が悪化し，取水位置の変更等を行わなければならない場合も生じる。したがって河口処理前に河道内への塩水の侵入状況を予測し，利水等に影響がある場合には，その対策が必要である。

河口部の淡水と塩水の存在状況は通常三つに分類される。

ⓐ　弱混合型……河口部，河道内の乱れが少なくて塩水と淡水の混合がほとんど生じない場合

ⓑ　緩混合型……ある程度の乱れによって塩淡水間に混合が生じる場合で，等濃度線が傾斜しており，全体として塩水くさびの型を取る。

ⓒ　強混合型……乱れが強く，塩水の濃度分布に起因する密度流の影響を打ち消してしまうような場合で塩水の等濃度曲線が鉛直に近くなる。

日本海に流入する河川は，潮位変動が小さいためほぼ弱混合型と考えてよく，この場合には数値計算を行うことによって，河口地形の変化による塩水くさび長の変化を予測することが可能である。

なお，このほかにも海水と河水の混合状態の変化によって，魚や貝などの生物相の変化，平水時水位の低下に伴う地下水位変化，取水位の低下などが問題となる所では，その対策について考えておく必要があろう。

3－6　河口近くの海浜変形

河口は河川の流送土砂の終着点であり，また海岸漂砂の供給源である。河口付近の河道掘削は河口からの流出土砂量を減少させ，河口付近の海浜の土砂収支を変えてしまう。内海に面していて，波による河口付近の土砂移動が少ない河川で急激な沈降性海岸でなければ河口前面の堆積速度を多少遅くするだけで，海岸浸食が起る可能性はほとんどなく，問題となることはないが，河口が外海に面しているような場合には，河口付近の海岸浸食の原因となる。特に扇状地が河口近くまで達し，河口近くの河床材料が砂利や粗砂の場合には，河口近くの河道掘削，維持浚渫はかならずと言ってよいほど海岸浸食の大きな原因となっている。

なお河口砂州を定常的に掘削してそれを骨材として利用しているような河川においても，河口付近に海岸浸食が見られ，河口砂州の定常的掘削は問題がある。このほかに河口近くの海浜変形の原因として，導流堤の設置に起因するものがある。前述したように関川河口の直江津港西海岸の浸食には直江津港防波堤と関川の改修による土砂流出の減少が影響していると考えられ，その防止対策が行われている。通常漂砂の一方向に卓越する海岸に導流堤を出すと，漂砂の上手側で堆積，下手側で浸食を見る。漂砂の方向は河口近くの海岸地形や古地図，波向きなどによって判断することができ，もしこれらの調査によって漂砂の一方向の卓越がある場合には，導流堤を出すことはなるべく避けたいが，出す場合には堆積および浸食対策が必要となる。また導流堤を汀線に対して直角方向から大きく傾けると，導流堤で反射した波および回折波によって汀線の後退等を生じること，また流砂量の多い河川では流出土砂を一方向

だけに補給することになり，この場合にも十分な対策を考えておかなければならない。漂砂の一方向の卓越のない海岸に導流堤を出した場合には，導流堤沿いに汀線が多少前進することが多く，海岸浸食に対してそれほど心配することはない。

第4章　模型実験の相似律

4－1　相 似 律

模型実験は，現地に対して大きさを変えた模型を使って，実際に起こる現象を予測しようとするものであり，現地および模型に生ずる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾何学的に相似であることが必要であるとともに物理量の縮尺には一定の条件が必要で，それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから決められる。

(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，

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

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p}+\frac{\partial A_p}{\partial t_p}=0 \qquad \cdots\cdots (4-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。（4－1）式が流れの運動方程式，（4－2）式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち，

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

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

ここでサフィックス p，m はそれぞれ現地，模型を示し，u 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。

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

ここで，

$$\frac{u_p}{u_m}=u_r,\ \frac{t_p}{t_m}=t_r,\ \frac{h_p}{h_m}=h_r,\ \frac{x_p}{x_m}=x_r,\ \frac{n_p}{n_m}=n_r,\ \frac{-i_p}{-i_m}=i_r$$

とおくと（4－5）式は，

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

（4－6）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，

（4－6）式は，

$$\left.\begin{aligned}
&\text{流　速}\quad u_r = h_r^{1/2}\\
&\text{時　間}\quad t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}\\
&\text{河床勾配}\quad i_r = h_r \cdot x_r^{-1}\\
&\text{粗　度}\quad n_r = h_r^{3/2} \cdot x_r^{-1/2}
\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4-7)$$

となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ，

$$\left.\begin{aligned}
&\text{断面積}\quad A_r = x_r \cdot h_r\\
&\text{流　量}\quad Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2}
\end{aligned}\right\}$$

となる。なお，流速分布の相似まで考えると，模型の縮尺が歪んでないこと（$x_r = h_r$），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，

$$\pi = f(u_* d/\nu,\ u_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd,\ H/d,\ B/H,\ (\rho_s/\rho - 1),\ K) \quad \cdots\cdots\cdots (4-8)$$

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 mm 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（4－8）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はないが，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

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s}+\frac{1}{(1-\lambda)}\frac{1}{B}\frac{\partial Q_s}{\partial x}=0 \qquad \cdots\cdots(4-9)$$

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。（4－9）式より流れの相似性で求めたのと同様な方法で，

$$t_{sr}=h_r(1-\lambda)_r\cdot x_r^2\cdot Q_{sr}^{-1} \qquad \cdots\cdots(4-10)$$

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) 河口から出た土砂の堆積の相似性について

河口から出た土砂は海浜部に堆積するが，掃流砂は別として，浮遊砂の堆積には，砂粒の沈降速度W_0と流れの速度uの比が重要な要因となる。W_0/uが大きいほど河口近くに沈積し，小さいほど河口からはなれたところで沈積する。それゆえに，模型と現地で，W_0/uの比が同一であることが望ましい。また掃流砂量と浮遊砂量の比は同一であることが望ましい。

(4) 表面張力の影響

波は波長が5㎝程度に短くなると，波速が深水重力波のそれに比べて約5％程度増加する。したがって模型をあまり小さくして，模型上の波の波長を短くすると表面張力波の影響を受けるので模型の縮尺をあまり小さくしてはならない。

(5) 反射に対する相似性について

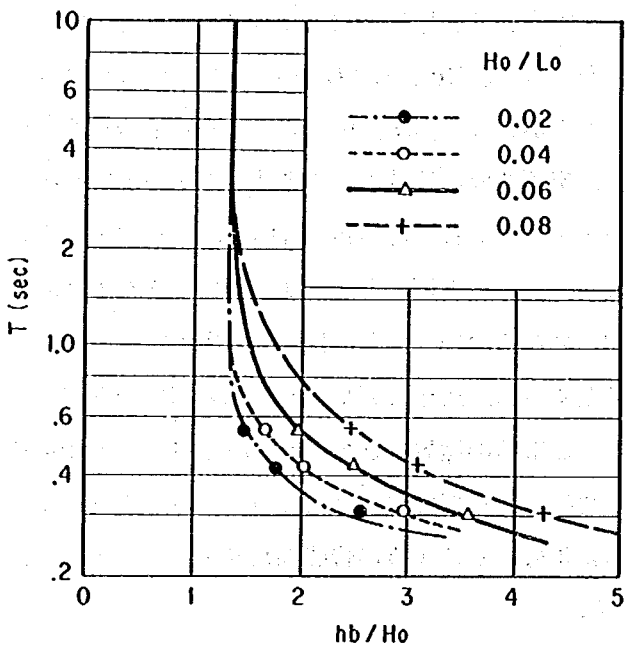
模型と現地の波の反射率は同一にしなければならない。反射率は，壁面の勾配や波形勾配によって異なる。よって現地と模型は少なくとも幾何学的相似（無歪）をもたなければならない。

(6) 砕波条件に対する相似性について

沿岸近くの海底地形の変形は，砕波によるエネルギーに基づくところが大きい。したがって，砕波地点が模型と現地とで同一地点でなければ，海浜地形の変化の相似性を満足することができない。

砕波水深と沖波波高の比h_b/H_0は周期が2秒より大きいときは，沖波の波形勾配H_0/L_0の関数であ

り，模型を幾何学的相似，フルード相似とすれば，砕波点の位置，及び砕波波高はほぼ相似になる。しかし模型が小さく周期の短い波を使用すると，砕波水深に周期の効果が入り，Diephuisの実験によると図－4.1のようである。図によれば，H_0/L_0の値が0.22の場合，$T \geqq 0.7$ secであれば模型の縮尺の影響はないが，$H_0/L_0 = 0.08$にもなると$T \geqq 2$ sec でないと縮尺の効果が入ってくることを示している。



図－ 4.1　砕波水深に及ぼす周期の効果

(7) 海床変化の相似性について

均一粒径海床の場合，海床変化の相似性は，

$$h/L_0 = f\left(X/L_0,\ H_0/L_0,\ \sqrt{gH_0}/W_0,\ \rho_s/\rho,\ \sqrt{\mu}(H_0)^{1/4} g^{3/4}/W_0^2,\ i_0\right) \quad \cdots\cdots (4-11)$$

で表わせる。ここで右辺第5項は，粒径が極端に小さくなければその影響は二次的である。ここで，hは水深，Xは基準点よりの距離，H_0，L_0：沖波波高と波長，W_0：粒子の沈降速度，i_0は海床の初期形状である。

したがって，H_0/L_0，$\sqrt{gH_0}/W_0$，ρ_s/ρと同一とするように波と底質材料を選べば，海床変化の相似性が成立する。しかしながら，現地海浜の粒径dは小さく，一方模型の海浜移動床材料として使えるのは0.1㎜ぐらいまでであり，通常は移動床材料の幾何学的相似律を合わせることができない。したがってρ_s/ρの小さな材料を使いH_0/L_0と$\sqrt{gH_0}/W_0$のみを合わせるのが普通である。ρ_s/ρの効果は0.5ぐらいまでであったらそれほど大きいものではなく，ある程度海浜の相似が成立することが分っている。なお移動限界水深は底質が小さくなると$\sqrt{\mu}(H_0)^{1/4} g^{3/4}/W_0^2$の影響を受けるが，模型実験の目的から言えば砕波点より岸側の現象が大切であるから，それほど考慮しなくても良いと思われる。なお$\sqrt{gH_0}/W_0$は底質の動きやすさの指標と考えて良い。

(8) 河口密度流の相似性に及ぼす影響

河口には，塩水くさびが存在し，この塩水くさびは模型実験の相似性に種々やっかいな問題を発生させる。塩水くさびによる模型と実物の違いは次のようなことである。

イ) 塩水くさびの存在によって上層の流速が速くなり，砂州に対する浸食力は実物の方が強い。

ロ) 上層の流速が速いと，二層流のあることによって波の変形が実物と模型で異なること。

ハ) 浮遊土砂の海浜部での堆積が密度流によって異なること。

ニ) 掃流砂の動きが二層流のため異なること。

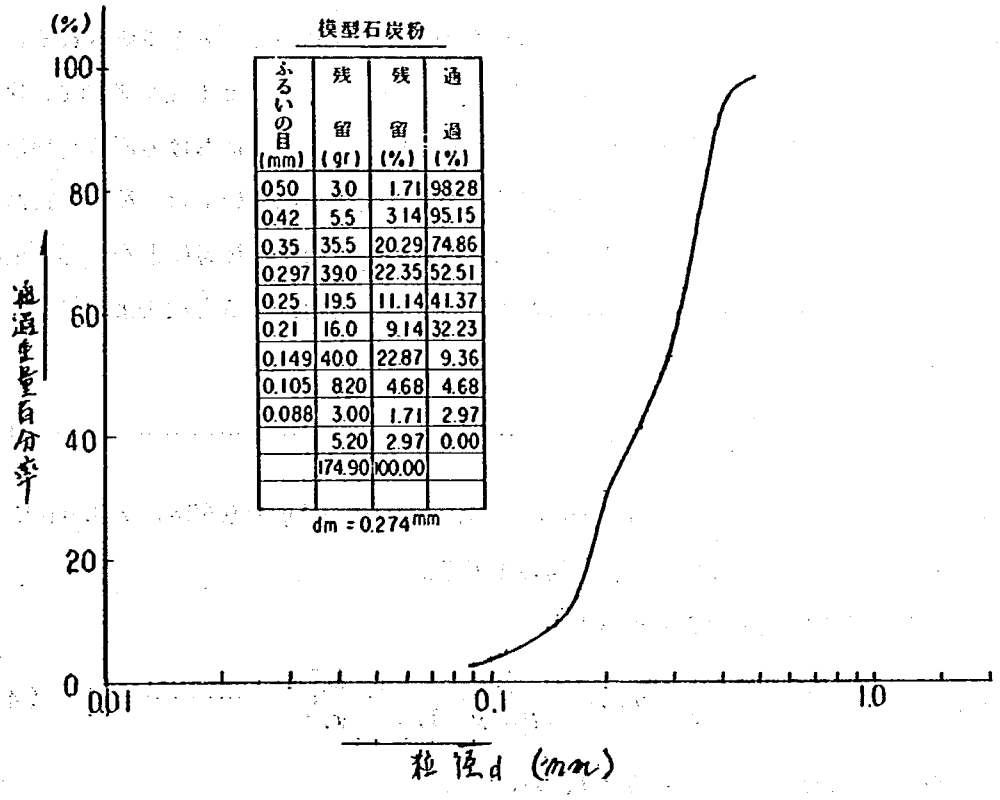
などがある。洪水の実験の場合には，河水が海水を河道から押しだし，砂州のフラッシュ，河道の河床

変動には影響を及ぼさないが，海浜部での堆積の仕方には違いが生じると思われる。波による砂州の発生の実験には，河水の影響が小さめになる恐れがある。

これらの問題を解決するためには，海浜部に塩水をためて実験を行う方法もあるが実験施設等の制限もあって困難である。

4－2　関川河口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難しい。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となると考えられる。関川河口部の場合，河床形態の移行等の現象より流砂形態の相似性を考えて，模型の河床材料としては図－4.2のような粒度特性をもつ平均粒径 $dm = 0.27$ mm，沈降速度 $W_0 \fallingdotseq 1.49$ cm/s，比重 $\rho_s = 1.58$ の石炭粉を用い，模型縮尺は1/50（無歪）とした。



模型石炭粉

ふるいの目 (mm)	残留 (gr)	残留 (%)	通過 (%)
0.50	3.0	1.71	98.28
0.42	5.5	3.14	95.15
0.35	35.5	20.29	74.86
0.297	39.0	22.35	52.51
0.25	19.5	11.14	41.37
0.21	16.0	9.14	32.23
0.149	40.0	22.87	9.36
0.105	8.20	4.68	4.68
0.088	3.00	1.71	2.97
	5.20	2.97	0.00
	174.90	100.00	

図－4.2　河床材料粒度分布図

(1) フルードの相似則

（4－7）式を使って，関川河口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。

$$x_r = h_r = 50 \qquad t_r = x_r \cdot h_r^{1/2} = 7.07$$

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

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

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

(2) 河床面の相似性

現地河道の平均粒径 $dm \fallingdotseq 0.13\,cm$ を用い代表断面として 1.2 km と 2.0 km の水理量，河床および流砂形態に関する無次元量と河床材料を石炭粉とした場合の模型水理量，無次元量を表－4.1，4.2に求めた。なお τ_* および u_*/W_0 の現地と模型の比は，

$$\tau_* = \frac{u_{*r}^2}{(\rho_s/\rho-1)_r g_r d_r} = \frac{h_r^2}{S_r \cdot g_r \cdot d_r \cdot x_r} = 3.65$$

ここに $u_{*r} = \sqrt{g_r h_r I_{er}} = h_r/\sqrt{x_r}$，$S_r = (\rho_s/\rho-1)_r$

$$\left(\frac{u_*}{W_0}\right)_r = \frac{h_r}{x_r^{1/2} \cdot W_{0r}} = 1.00$$

となり，$\tau_{*r}=1$ となるためには，$h_r = S_r \cdot d_r$ という条件が必要である。このため石炭粉を用いた場合，流砂の移動に関する無次元掃流力は現地の約1／3.7程度となり，また表－4.2のように $u_* d/\nu$ も小さく，Ripples 発生のため河床抵抗が大きめとなり模型の流砂量が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。u_*/W_0 が一致しているので，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を合わせる必要がある。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流砂量を対象としたBrown式，石炭粉に対して求められた実験式について検討すると次のようになる。

ⓐ 土 研 式

$$Q_B = B \cdot q_B = B \frac{\varphi \cdot F}{(\rho_s/\rho-1)_g} u_*^3 \qquad \cdots\cdots (4-12)$$

ここで Q_B は掃流砂量，q_B は単位幅当りの掃流砂量，$n \geq$ ならば $\varphi = 0.623$，$n \leq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623\,(40n)^{-3.5}$，$F$ は τ_0/τ_c の関数である。

（4－12）式より現地と模型の比を求めると，

$$Q_{Br} = B_r \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\rho_s/\rho-1)_r \cdot g_r} u_{*r}^3 = \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\rho_s/\rho-1)_r} \cdot \frac{h_r^3}{x_r^{1/2}} \qquad \cdots\cdots (4-13)$$

（4－13）式を（4－10）式に代入すると t_{sr} は，

表－4.1　関川 1.2 km or 2.0 km 地点水理諸量（現状）

	流量 Q (m^3/s)	径深 R (m)	エネルギー勾配 I_e	A (m^2)	B (m)	u (m/s)	u_*^2 (cm^2/s^2)	τ_*	水深粒径比 R/d	u_*/W_0	u_*d/ν
	550	2.22	6.24×10^{-4}	323.4	145.7	1.70	135.8	0.65	1,708	1.11	151.5
		3.27	3.38×10^{-4}	339.7	104.0	1.62	108.3	0.52	2,515	0.99	135.3
	770	2.14	8.44×10^{-4}	398.4	186.8	1.93	177	0.84	1,646	1.27	173.0
$dm=0.13cm$		3.20	4.74×10^{-4}	406.8	127.3	1.89	148.6	0.71	2,461	1.16	158.5
$W_0=10.5cm/s$	990	2.45	8.19×10^{-4}	475.8	194.2	2.08	196.6	0.94	1,885	1.34	182.3
$\nu=0.01cm^2/s$		3.13	6.02×10^{-4}	471.9	151.0	2.10	184.7	0.88	2,408	1.29	176.7
$n=0.025$	1,200	2.79	7.64×10^{-4}	547.8	196.0	2.19	208.9	0.99	2,146	1.38	187.9
		3.20	7.01×10^{-4}	522.6	163.0	2.30	219.8	1.05	2,462	1.41	192.7
上段 1.2 km	1,530	3.26	7.2×10^{-4}	647.1	198.6	2.36	230	1.09	2,508	1.44	197.2
下段 2.0 km		3.60	7.48×10^{-4}	595.8	165.4	2.57	263.9	1.26	2,769	1.55	211.2
	1,750	3.55	7.0×10^{-4}	711	200.2	2.46	243.5	1.16	2,731	1.49	202.9
		3.86	7.64×10^{-4}	642.5	166.3	2.72	289.0	1.37	2,969	1.62	221.0
	1,970	3.85	6.74×10^{-4}	772.6	200.8	2.55	254.0	1.21	2,962	1.52	207.2
		4.09	7.88×10^{-4}	687.5	168.2	2.87	315.8	1.50	3,146	1.69	231.0
	2,300	4.28	6.46×10^{-4}	859.1	200.8	2.68	271	1.29	3,292	1.57	214.0
		4.43	8.0×10^{-4}	753	170	3.05	347	1.65	3,408	1.77	242.2

表－4.2　関川模型の水理量（1.2 km or 2.0 km）

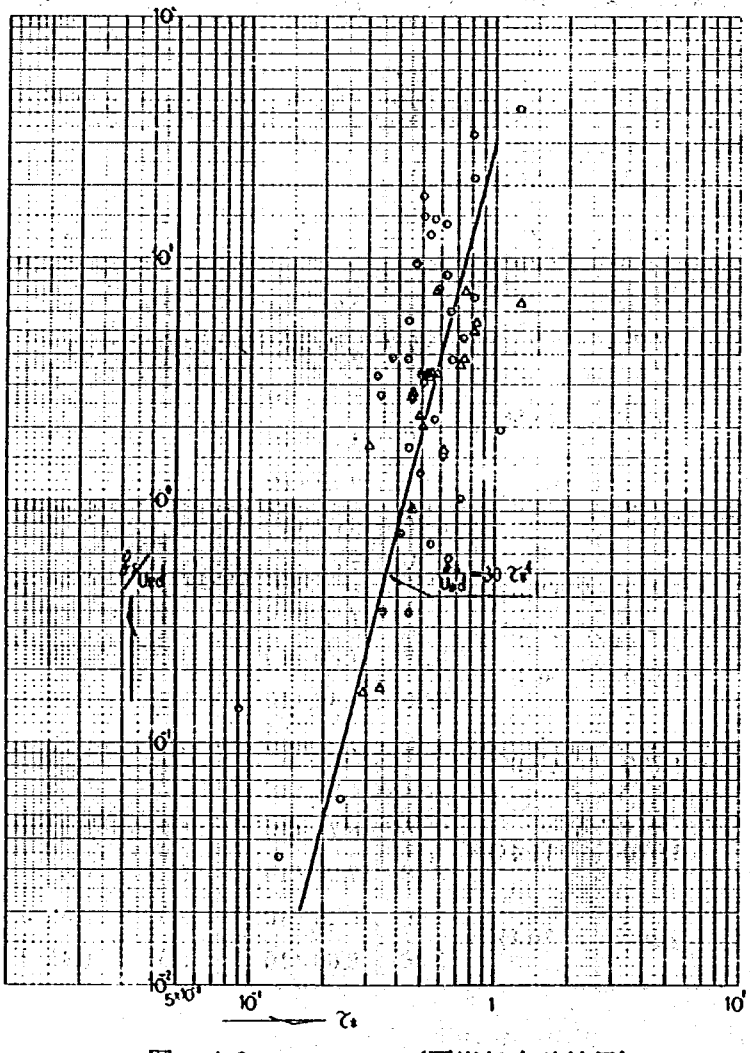
	現地流量 Q (m^3/s)	模型流量 Q (ℓ/s)	径深 R (cm)	I_e	u_*^2 (cm^2/s^2)	τ_*	R/d	u_*/W_0	u_*d/ν
	550	31.11	4.44	6.24×10^{-4}	2.72	0.18	164	1.11	4.45
			6.54	3.38×10^{-4}	2.17	0.14	242	0.99	3.97
$x=h_r=50$	770	43.56	4.28	8.44×10^{-4}	3.54	0.23	159	1.26	5.08
			6.40	4.74×10^{-4}	2.97	0.19	237	1.16	4.66
石炭粉 $dm=0.027cm$	990	56.00	4.90	8.19×10^{-4}	3.93	0.26	182	1.33	5.36
$W_0=1.49cm/s$			6.26	6.02×10^{-4}	3.69	0.24	232	1.29	5.19
$\nu=0.01cm^2/s$	1,200	67.88	5.58	7.64×10^{-4}	4.18	0.27	207	1.37	5.52
			6.40	7.01×10^{-4}	4.40	0.29	237	1.41	5.66
上段 1.2 km	1,530	86.55	6.52	7.20×10^{-4}	4.60	0.30	242	1.44	5.79
下段 2.0 km			7.20	7.48×10^{-4}	5.28	0.34	267	1.54	6.20
	1,750	98.99	7.10	7.00×10^{-4}	4.87	0.32	263	1.48	5.96
			7.72	7.64×10^{-4}	5.78	0.38	286	1.61	6.49
	1,970	111.44	7.70	6.74×10^{-4}	5.09	0.33	285	1.51	6.09
			8.18	7.88×10^{-4}	6.32	0.41	303	1.69	6.79
	2,300	130.11	8.56	6.46×10^{-4}	5.42	0.35	317	1.56	6.29
			8.86	8.00×10^{-4}	6.95	0.45	328	1.77	7.12

表－4.3　各流砂量式による時間縮尺

	土研式				Brown式				現地土研式模型実験式			現地Brown式模型実験式	
Q (m^3/s)	q_B (現地) $cm/sec \cdot cm$	q_B (模型) $cm/sec \cdot cm$	q_{Br}	t_r	q_B (現地)	q_B (模型)	q_{Br}	t_r	q_B (模型)	q_{Br}	t_r	q_{Br}	t_r
550	0.610	4.022×10^{-3}	151.7	18.0	6.40	0.014	453.7	6.01	1.40×10^{-3}	435.7	6.3	4,571	0.60
(31.11)	0.434	2.445×10^{-3}	177.5	15.4	3.66	7.95×10^{-3}	453.7	6.01	4.58×10^{-4}	947.6	2.9	7,991	0.34
770	0.907	6.714×10^{-3}	135.1	20.2	12.20	0.027	453.7	6.01	4.26×10^{-3}	212.9	12.8	2,864	0.95
(43.56)	0.698	4.888×10^{-3}	142.8	19.1	7.99	0.018	453.7	6.01	1.82×10^{-3}	383.5	7.1	4,390	0.62
990	1.062	8.124×10^{-3}	130.7	20.9	16.11	0.035	453.7	6.01	7.34×10^{-3}	144.7	18.8	2,195	1.24
(56.00)	0.967	7.317×10^{-3}	132.2	20.6	13.68	0.030	453.7	6.01	5.16×10^{-3}	187.4	14.6	2,651	1.03
1,200	1.163	8.985×10^{-3}	129.4	21.1	18.42	0.041	453.7	6.01	8.80×10^{-3}	132.2	20.6	2,093	1.30
(67.88)	1.256	9.700×10^{-3}	129.5	21.1	21.25	0.047	453.7	6.01	0.0120	104.7	26.1	1,771	1.54
1,530	1.344	0.0105	128.	21.3	23.42	0.052	453.7	6.01	0.0141	95.3	28.6	1,661	1.64
(86.55)	1.652	0.0130	127.1	21.5	33.53	0.073	453.7	6.01	0.0249	66.3	41.1	1,347	2.03
1,730	1.464	0.0114	128.4	21.2	27.30	0.060	453.7	6.01	0.0187	78.3	34.8	1,460	1.87
(93.99)	1.893	0.0149	127.0	21.5	41.48	0.092	453.7	6.01	0.0406	46.6	58.5	1,022	2.67
1,970	1.560	0.0122	127.9	21.3	30.33	0.067	453.7	6.01	0.0217	71.9	37.9	1,398	1.95
(111.44)	2.162	0.0172	125.7	21.7	51.98	0.115	453.7	6.01	0.0575	37.6	72.5	904	3.02
2,300	1.719	0.0131	131.2	20.8	35.61	0.079	453.7	6.01	0.0283	60.7	44.9	1,258	2.17
(130.11)	2.490	0.0199	125.1	21.8	65.93	0.146	453.7	6.01	0.0876	28.4	96.0	753	3.62

※ 上段 1.2 km 断面　現地 $d_m = 0.13$ cm　模型 $d_m = 0.027$ cm
下段 2.0 km 断面　$W_0 = 10.5$ cm/s　$W_0 = 1.49$ cm/s
$\rho_s = 2.65$　$\rho_s = 1.58$
$\lambda = 0.4$　$\lambda = 0.45$

現地，模型とも $\phi = 0.623$ とした。



図－4.3　$q_{B*} \sim \tau_*$（石炭粉実験結果）

$$t_{sr}=\frac{(1-\lambda)_r\,(\rho_s/\rho-1)_r}{\varphi_r\cdot F_r}\cdot\frac{x_r^{3/2}}{h_r^2} \qquad \cdots\cdots (4-14)$$

となる。

ⓑ Brown式

$$Q_T=Bq_T=B\cdot 10\cdot\left\{\frac{u_*^5}{(\rho_s/\rho-1)^2 g^2 d}\right\} \qquad \cdots\cdots (4-15)$$

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。

（4－15）式において土研式と同様に示すと，

$$Q_{Tr}=\frac{1}{(\rho_s/\rho-1)_r^2\cdot d_r}\cdot\frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \qquad \cdots\cdots (4-16)$$

（4－16）式を（4－10）式に代入するとt_{sr}は次のように表わされる。

$$t_{sr}=\frac{(1-\lambda)_r\cdot(\rho_s/\rho-1)_r^2\cdot d_r\cdot x^{3/2}}{h_r^4} \qquad \cdots\cdots (4-17)$$

ⓒ 実 験 式

図－4.3は実験によって得られた石炭粉の流砂量を無次元表示したものである。流砂量は河床形態と密接な関係にあり，河床形態によって流砂量も変化するため，一つの式で表示するのは問題もあるが，現在のところ実験的検討資料も少ないので，ここでは次式によって表わした。ただし，この場合$h/d>100\sim200$，$\tau_*>0.15$以上で石炭粉のripple河床を対象としている。したがって，この実験式は石炭粉模型のみ適用可能なものである。

$$\frac{q_s}{u_* d}=30\,\tau_*^4 \qquad \cdots\cdots (4-18)$$

以上の各式より現地河床材料平均粒径$dm=0.13$ cm，砂の比重$\rho_s=2.65$，空隙率$\lambda=0.4$とし，石炭粉は$dm=0.027$ cm，$\rho_s=1.58$，$\lambda=0.45$を用いて河床変化に対する時間縮尺を求めたのが表－4.3である。各流砂量式から評価した時間縮尺にはそれぞれかなりの相異がみられる。前に述べたようにフルード則からの時間縮尺は$t_r=7.07$，土研式からは$t_{sr}=18.0\sim21.9$，Brown式からは$t_{sr}=6.01$，現地土研式模型実験式では$t_{sr}\fallingdotseq 5.0\sim50$と流量によって相当変化し，同様現地Brown式模型実験式でも$t_{sr}\fallingdotseq 0.5\sim3.0$と時間縮尺がかなり異なる。模型に不定流を流す場合はフルード則の値に近い時間縮尺を選ぶことが適当であるが，現地河道の河床変動は非常に少なく，底層には砂利分が多少含まれており，河床の局所洗掘を防ぐ働きをしているとも考えられる。したがって時間縮尺は表－4.3の結果等から$t_{sr}=7\sim20$の範囲で検証実験を行い，その相似性を検討することによって妥当な時間縮尺を求めることにする。

(3) 河口から出た土砂の堆積の相似性

模型で用いた石炭粉の沈降速度は，$W_0 = 1.49$ cm/sec（実測値）であり，また，現地河道部の砂の沈降速度は，$W_0 = 10.5$ cm/sec（$d = 0.13$ cm，$\rho_s/\rho = 2.65$，水温 25℃，Rubey の式）であるから，

$$(W_0/u)_r = W_{0r}\, u_r^{-1} = 10.5/1.49 \times 50^{-1/2} = 1.00$$

となる。なお，u_r はフルード則より決定されている。

この結果より現地と模型は同一に沈降すると考えられるため，河口から出た土砂の堆積状況は，塩水の効果を無視すると模型と現地とがほぼ相似であると考えられる。

(4) 表面張力の影響

表面張力の影響は，前に述べたように波長が 5 cm 以下の場合に生じるが，この実験では波長は模型上で 1 m 以上であるため，表面張力波の影響はほとんどない。

(5) 反射に対する相似性

模型は幾何学的相似に作ってあるので反射の相似はほぼ成立していると思われるが，導流堤，護岸等が完全には幾何学的相似に作らず簡略化してあるため多少の反射率の相違があると考えられる。

(6) 砕波点に関する相似性

この実験は，波形勾配 H_0/L_0 が 0.01～0.03 の範囲で行ったので $T \geq 0.7$ sec であれば砕波点に関する相似性は成立する。実験は周期 1 sec 以上で行ったので砕波点に関する相似性は満足している。

(7) 海床変化の相似性

これまで述べたように波の運動の相似はほぼ成立すると考えられるが，これに応じる海床変化の相似がどの様であるか問題である。

石炭粉の沈降速度 $W_0 = 1.49$ cm/sec であることは前述のとおりであるが，現地の砂の特性は，沿岸砂州の生ずる付近で $dm = 0.9$ mm，$W_0 = 9.1$ cm/sec（Rubey の式，水温 25℃）であるから，外浜領域の波による底質の動きやすさの比は，

$$(\sqrt{gH_0}/W_0)_r = \sqrt{H_{0r}}/W_{0r} = \sqrt{50}/(9.1/1.49) = 1.16$$

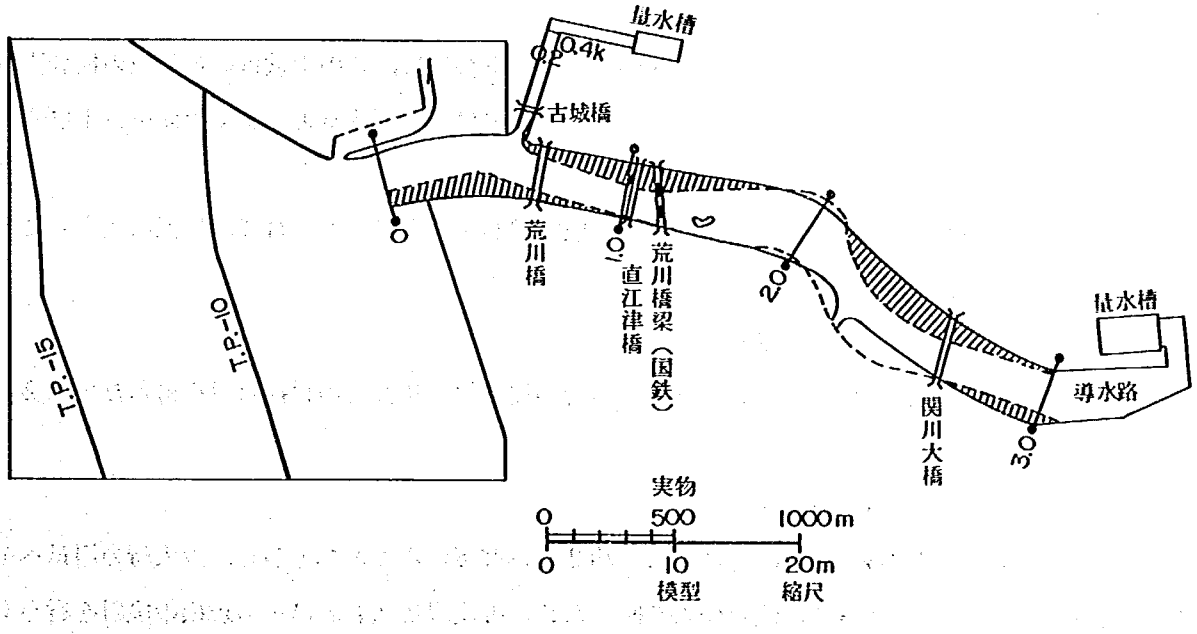
となる。

したがって，沿岸砂州の発生する外浜領域では現地より模型の方が若干動きにくいが，汀線付近では河道部と同一とすれば底質の動きやすさはほぼ同じとなる。

第5章　模型および実験の概要

5－1　模型の概要

関川河口部の模型製作に際しては，第4章で述べたように現地の河床材料が河口部において 0.5～2.5 ㎜であることから，模型縮尺を 1/50とし，移動床河床材料として石炭粉を用いた。模型の範囲は，河口処理対策の検討に必要な部分の他に，本川 1.6 ㎞～2.8 ㎞の湾曲部法線形の検討が必要であると考えられたため，図－5.1に示すように，本川河道部 0㎞～3.0㎞，支川保倉川 0㎞～0.4㎞および海部沖合約 1.2㎞海浜部 1.6㎞を製作した。この模型は計画河道用に計画堤防をモルタルで予め製作し，河道内は河床材料敷き厚分（計画河床高より約10㎝）だけ低いところに平坦なモルタル面を設け，その上に石炭粉を敷き河床面としている。したがって，現況河道時の場合の堤防はこの中に製作し，また，模型区間内の導流堤および橋梁の河川構造物の模型も製作設置した。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量水槽および下流側海部平面水槽へ導く。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定されている整流槽および整流格子を通り，模型河道内に給水される。模型下流側の海部平面水槽には造波機とともに潮汐発生用のゲートが設けられており，そこから帰還水路へ，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。なお，海部平面水槽の造波機は，幅 8.0 ㎜造波機が3基接続したヒンジのペンジュラム型式で，移動することが可能なタイプである。造波能力は波高 0～20㎝，周期 0.9～2.5 sec の波（ただし，水深周期によって造波波高は異なる）を発生させることができる。

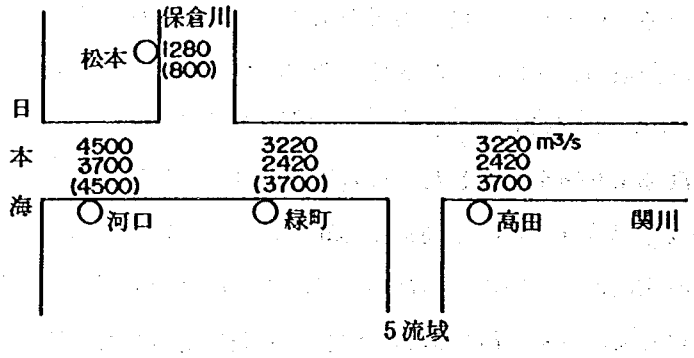


図－5.1　模型概要図

5－2　実験概要と実験ケース

関川河口部の工事実施基本計画による計画高水流量は，図－1.2に示すように矢代川合流後の河道で3,700 ㎥／sとし，この計画の基に河道改修計画が策定された。

しかしながら，保倉川放水路計画が近い将来に実施される可能性が薄いために，保倉川の暫定流量1,280 ㎥／s（本川ピーク時1,200 ㎥／s）あるいは800 ㎥／sを疎通可能な河道計画も必要となった。それによれば，河口部での本川の計画流量は，図－5.2に示すように4,500 ㎥／sとなる。したがってこのような暫定計画時も含め計画での問題点と，その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8種であり，各河道あるいは導流堤形状に対して，所定の水理条件を与え，水位，流速，流況，河床変動状況あるいは波浪侵入状況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。ここにそれぞれの実験目的や検討事項を簡単にまとめると，次のとおりである。



図－5.2　保倉川暫定時の計画高水流量図

(1)　検証実験（実験No.Ⅰ）

この実験は，現地と模型と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。すなわち，ここでは，現地と模型とがほぼ同一の河床変動量が得られるような時間縮尺 t_{sr} を求めた。

(2)　現況砂州形成実験（実験No.Ⅱ）

本来，計画河道において砂州の形成状況が問題となる場合には，この実験は砂州形成の検証実験として重要である。しかしながら，関川河口部の計画の場合には，水深5 m近くまで河床を掘下げることなどから，砂州の形成がないものと考えられる。

そこで，本実験は，計画河道において砂州の形成実験が必要となった場合に，現況河道としての一資料を得るために行ったものである。

(3)　現況波浪侵入実験（実験No.Ⅲ）

現況河道での波浪侵入状況を把握し，計画河道での波浪侵入状況との比較資料を得るために実施したものである。

(4)　計画波浪侵入実験（実験No.Ⅳ）

河口拡幅とともに河口部を現況河道に比して約2.5 m掘下げることなどから，荒天時の河道への波浪侵入が問題となる。したがって，波浪侵入を防ぐための導流堤形状およびその規模の検討を行うものである。

(5) 計画洪水流実験（固定床，実験NoⅤ）

(4)で得られた導流堤形状が洪水疎通に悪影響を与えないかどうか，また，保倉川の暫定流量が疎通可能かどうかを検討するために行うものである。

(6) 砂州フラッシュ実験（実験NoⅥ）

計画河道において，どの程度の砂州高まで洪水疎通に支障を来さないかどうかを，また，どの程度の流量で砂州がフラッシュされるかどうかを検討するために行うものである。

(7) 計画洪水流実験（移動床，実験NoⅦ）

計画河道での水衝部や局所洗掘部を把握し，さらにその対策工を検討するために行うものである。

(8) 段階施工波浪侵入実験（実験NoⅧ）

計画河道完成までの段階施工時の波浪侵入状況を把握し，暫定掘削案及び導流堤設置の際の検討を行なったものである。

以上の実験を表－5.1.1～表－5.1.2に示すケースを実施した。これらの実験結果を次章において述べる。

表－5.1.1　実験ケース一覧表(1)

種別	実験 No	河道条件 導流堤	河道条件 河床高	固定床 移動床	流量 (m^3/s) 本川	流量 (m^3/s) 保倉川	潮位 (T.P.m)	波浪条件 実験波高 H (m)	波浪条件 沖波波高 H_0 (m)	波浪条件 周期 T(sec)	波浪条件 波向	測定項目 水位	流速	流況	波高	河床
検証	I－1	現況	現況	移動床	Q_p=2,094	500	0.8	—	—	—	—	○	○	○		○
	I－2－1	〃	〃	〃	Q_p=1,068	Q_p=308	0.8	—	—	—	—	○	○	○		
	2	〃	〃	〃	600		0	—	—	—	—	○	○	○		
	I－3	〃	〃	〃	Q_p=1,068	Q_p=308	0.8	—	—	—	—					
砂州形成	II－1	〃	〃	〃	47	23	0.65	2.0	2.2	8.6	NW					
	II－2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.0	3.26	9.4	〃					
	II－3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.0	1.09	7.7	〃					
現況波浪侵入	III－1－1	〃	〃	固定床	47	〃	〃	1.5	1.65	8.1	WNW				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.0	3.26	9.4	〃				○	
	III－2－1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.5	1.65	8.1	NW				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.0	3.26	9.4	〃				○	
	III－3－1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.5	1.65	8.1	NNW				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.0	3.26	9.4	〃				○	
計画波浪侵入実験	N－1－1	第1案	計画	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	8.4	〃				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.30	10.3	〃				○	
	N－2－1	第2案	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	8.4	〃				○	
	N－3－1	第3案	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃				○	
	N－4－1	第4案	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.30	10.3	〃				○	
	N－5－1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	8.4	NW				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	10.3	〃				○	
	N－6－1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	8.4	WNW				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.30	10.3	〃				○	
	N－7－2	第4案+対策工	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃				○	
	N－8－2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	NW				○	
	N－9－1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	8.4	NNW				○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.30	10.3	〃				○	
	N－10－1	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.2	2.42	8.8	〃				○	
	N－11－1	第5案	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	8.4	〃				○	
	N－12－1	第6案	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	8.4	〃			○	○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.50	2.75	9.0	〃			○	○	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	10.3	NNW			○	○	
	4	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	NW			○	○	
	5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	WNW			○	○	
	N－13－1	第7案	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	8.4	NNW			○	○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	NW			○	○	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	WNW			○	○	
	N－14－1	〃	掘下げ	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	NNW			○	○	
	N－15－1(1)	第6案	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃			○	○	
	(2)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.50	2.75	9.0	〃			○	○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	NW			○	○	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	WNW			○	○	
	4	〃	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	10.3	NNW			○	○	
	5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.50	2.75	9.0	〃			○	○	
	N－16－1	〃	計画	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	10.3	WNW			○	○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	NW			○	○	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	NNW			○	○	

注）実験波高はT.P－17.5 m位置波高

表－5.1.2　実験ケース一覧表(2)

種別	実験No	河道条件 導流堤	河道条件 河床高	固定床移動床	流量 (m^3/s) 本川	流量 (m^3/s) 保倉川	潮位 (T.P m)	波浪条件 沖波波高 H_0 (m)	波浪条件 波向	測定項目 水位	流速	流況	波高	河床	
計画洪水流実験（固定床）	V－1	第4案＋対策工	計画	固定床	3,700	1,300	0.65	—	—	○	○	○			
	V－2	〃	〃	〃	〃	654	〃	—	—	○	○	○			
	V－3－1(1)	第7案	〃	〃	〃	1,200	〃	—	—	○	○	○			
	(2)	〃	〃	〃	〃	800	〃	—	—	○					
	(3)	〃	〃	〃	〃	400	〃	—	—	○					
	(4)	〃	〃	〃	〃	0	〃	—	—	○					
	V－3－2(1)	〃	〃	〃	〃	1,200	0.65	—	—	○					
	(2)	〃	〃	〃	〃	800	〃	—	—	○					
	(3)	〃	〃	〃	〃	400	〃	—	—	○					
	(4)	〃	〃	〃	〃	0	〃	—	—	○					
	V－3－3(1)	第6案	〃	〃	〃	1,200	1.34	—	—	○	○	○			
	(2)	〃	〃	〃	〃	800	〃	—	—	○					
	(3)	〃	〃	〃	〃	400	〃	—	—	○					
	(4)	〃	〃	〃	〃	0	〃	—	—	○					
	V－3－4(1)	〃	〃	〃	〃	1,200	0.65	—	—	○					
	(2)	〃	〃	〃	〃	800	〃	—	—	○					
	(3)	〃	〃	〃	〃	400	〃	—	—	○					
	(4)	〃	〃	〃	〃	0	〃	—	—	○					
	V－3－5(1)	第7案	〃	〃	3,220	1,280	1.10	—	—	○	○	○			
	(2)	〃	〃	〃	2,420	1,280	〃	—	—	○					
	V－4	〃	掘下げ	〃	3,220	1,280	〃	—	—	○	○	○			
	V－5	〃	〃	〃	3,700	1,200	〃	—	—	○		○			
計画砂州フラッシュ実験	Ⅵ－1	〃	計画＋砂州 (T.P 0.0m)	移動床	Qp=3,220	Qp=1,280	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅵ－2	〃	計画＋砂州 (T.P 2.0m)	〃	Qp=3,220	Qp=1,280	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅵ－3	〃	計画＋砂州 (T.P 0.0m)	〃	Qp=3,700	0	〃	—	—	○					
	Ⅵ－4	〃	計画＋砂州 (T.P 2.0m)	〃	〃	〃	〃	—	—	○					(低水路第2案)
	Ⅵ－5－1	〃	計画＋砂州	〃	200	100	〃	—	—	○					
	2	〃	(T.P 0.0m)	〃	300	150	〃	—	—						
	3	〃	〃	〃	Qp=721	Qp=350	〃	—	—						
計画洪水流実験（移動床）	Ⅶ－1	〃	計画	〃	Qp=3,700	0	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－2	〃	〃	〃	Qp=2,420	Qp=1,280	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－3	〃	〃	〃	Qp=3,220	〃	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－4	第6案	〃	〃	Qp=3,220	〃	〃	—	—	○		○		○	(低水路第3案)
	Ⅶ－5－1	第7案	〃	〃	1,000	500	〃	—	—	○		○		○	(〃)
	2	〃	〃	〃	2,000	0	〃	—	—	○		○		○	(〃)
	3	〃	〃	〃	Qp=3,220 47	Qp=1,280 23	〃	1.92	NNW						(〃)
	Ⅶ－6－1	第6案	掘下げ	〃	Qp=3,220	Qp=1,280	〃	—	—	○		○		○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－7	〃	〃	〃	Qp=3,700	0	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－8－1	〃	〃	〃	Qp=2,420	Qp=1,280	〃	—	—	○		○		○	
	2	〃	〃	〃	1,500	750	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－9－1	〃	計画	〃	Qp=3,700	0	〃	—	—	○		○		○	
	2	〃	〃	〃	2,600	800	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－10	〃	〃	〃	Qp=2,900	Qp=800	〃	—	—	○		○		○	
	Ⅶ－11	〃	〃	〃	Qp=3,700	Qp=800	〃	—	—	○		○		○	
浪段階侵施入実験	Ⅷ－1－1	50m	暫定	固定床	47	23	0.65	1.92	NNW	○		○		○	
	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	2.75	〃	○		○		○	
	Ⅷ－2	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	○		○		○	
	Ⅷ－3	250m	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	○		○		○	

注：Qp＝はハイドロのピーク流量，　Qp＝なしは定流

第6章　検　　証　　実　　験

第6章　模型の相似性に関する検証実験

6－1　概　要

第4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っている。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相似に保つことはできない。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，ここでは洪水時の現象の相似性と波による海床変化の相似性の二つに分けた検証を行った。

6－2　洪水時の現象の相似性に関する検証

洪水時の現象の相似性を検討するために，ここでは以下に示す3ケースの時間縮尺を変えた不定流実験を実施した。各ケースの河道，水理条件は次のとおりである。

(1)　実験Ⅰ－1

ⓐ　対象洪水　　昭和44年8月洪水（Q_{peak} = 2,094 ㎥/s）

ⓑ　初期河床　　0.0 km～1.0 km　　昭和44年7月　実測

1.2 km～3.0 km　　昭和53年度

ⓒ　時間縮尺　　t_{sr} = 7.07（フルードの相似則）

(2)　実験Ⅰ－2－1

ⓐ　対象洪水　　昭和51年7月洪水（Q_{peak} = 1,068 ㎥/s）

ⓑ　初期河床　　0.0 km～3.0 km　　昭和51年7月（洪水直前）

ⓒ　時間縮尺　　t_{sr} = 15（フルードと土研式の中間値）

(2)′　実験Ⅰ－2－2（Ⅰ－2－1の通水後）

ⓐ　目　　的　　移動床模型での粗度係数の把握

ⓑ　流　　量　　600 ㎥/s

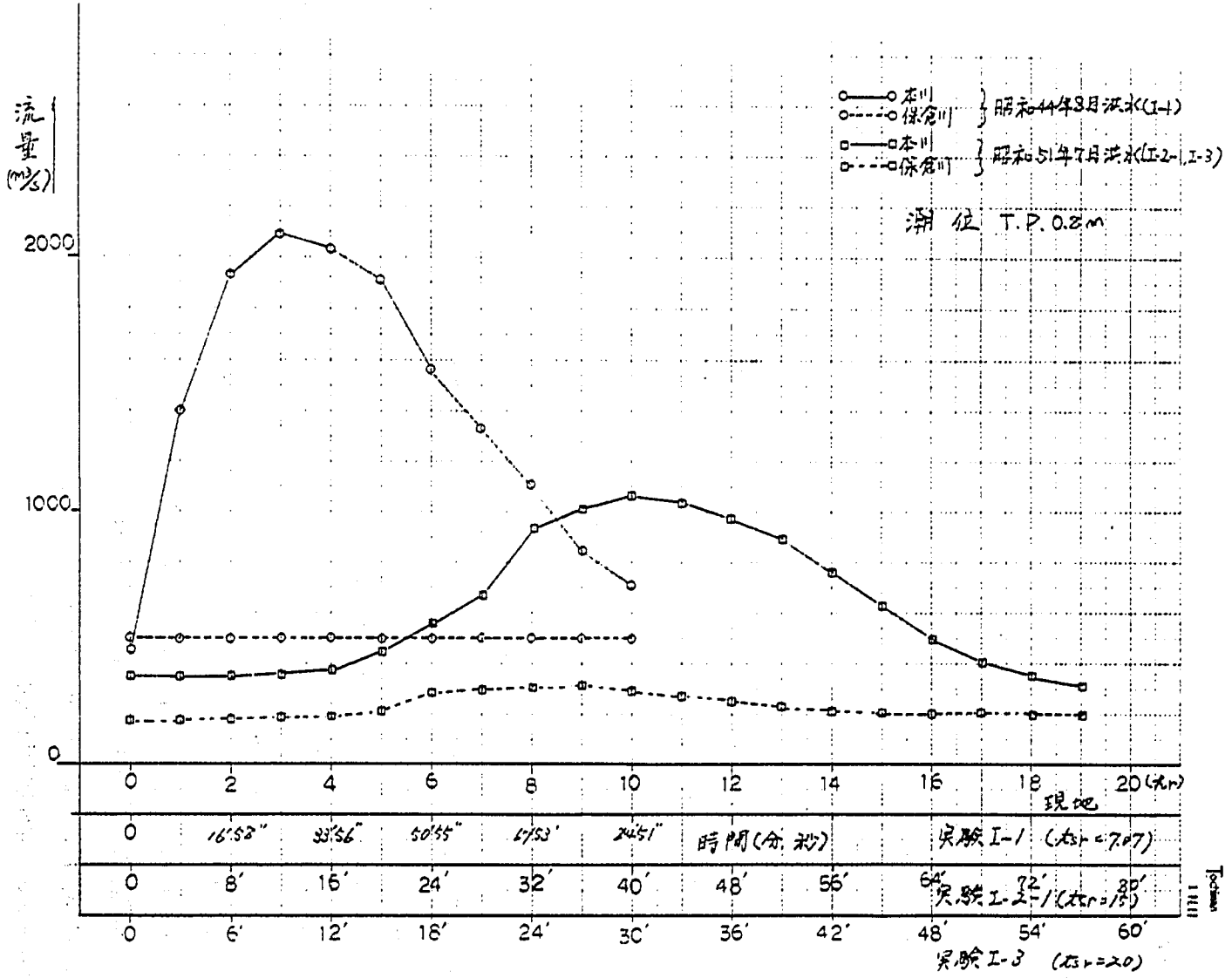
(3)　実験Ⅰ－3

ⓐ　対象洪水　　昭和51年7月洪水（Q_{peak} = 1,068 ㎥/s）

ⓑ　初期河床　　0.0 km～3.0 km　　昭和51年7月（洪水直前）

ⓒ　時間縮尺　　t_{sr} = 20（土研式）

以上3ケースの流量時間曲線を図－6.1に示す。

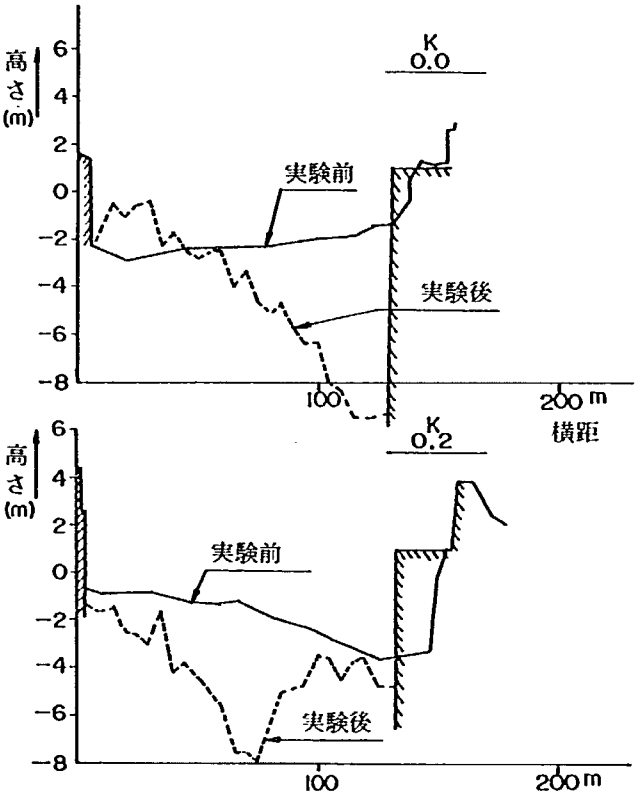

流量 (m³/s)
2000
1000
0
本川
保倉川
昭和44年8月洪水(I-1)
本川
保倉川
昭和51年7月洪水(I-2, I-3)
潮位 T.P. 0.2m
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 (hr)
現地
0 16'52" 33'56" 50'55" 1'53" 2'45" 時間(分, 秒)
実験 I-1 (Δt'=7.07)
0 8' 16' 24' 32' 40' 48' 56' 64' 72' 80'
実験 I-2 (Δt'=15)
0 6' 12' 18' 24' 30' 36' 42' 48' 54' 60'
実験 I-3 (Δt'=20)

図－6.1　実験流量波形図

6－2－1　実験結果

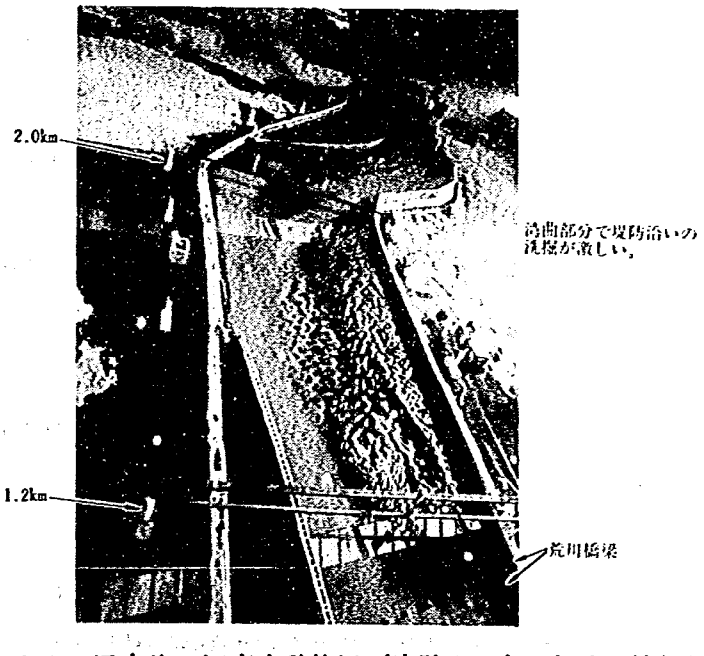
(1)　実験Ⅰ－1

実験Ⅰ－1の初期河床の条件は，0.0 *km*～1.0 *km* 区間は出水直前の昭和44年7月に実測した資料を使用したが，これより上流については測定されていない。そこで1.2*km*より上流部の河床横断の経年変化を調べたところほとんど河床が変動していないので，ごく最近の資料で昭和53年度の横断形を用いた。(実際には後から入手した資料によって洪水による河床変動は少ないが，2.0*km*～2.2 *km* 右岸側付近で多量の掘削が行われていることがわかった。) また，現況堤防内の全河道を移動床として行った。以上のような河道条件に，昭和44年8月の既往最大洪水のハイドログラフを時間縮尺 $t_{sr}=7.07$ によって通水した。この場合，支川保倉川流量は 500 m^3/s 一定とし，潮位もT.P 0.8*m* 一定とした。



図－6.2　河床変動図（Ⅰ－1）

その結果は，河床変動が大きく，洪水の早い時期に局所洗掘が起り，流れが極度に集中した。とくに増水期に，1.8 *km* 左岸側の高水敷部分を激しく浸食し，このためにその下流の水衝部も下流へ下がり蛇行のピッチも変ってしまった。このような実験結果になった原因をまとめてみると，



写真－6.2.1　通水後の河床変動状況（実験Ⅰ，白い部分が洗掘箇所）

ⓐ 実験に用いた流量は高田地点のものであり，その下流において氾濫しており，実験区間の流量が過大であったと考えられる。

ⓑ 現況の高水敷部分が現地では植生によってほとんど移動しないが，実験ではその再現が出来なかったこと。

ⓒ 河床波などの発達により現地よりも粗度が極端に大きくなりすぎたため，本来水が乗らない部分まで河床変動を起したこと。

ⓓ 図－6.2からもわかるように時間縮尺 $t_{sr}=7.07$ では河床変動が大きかったこと等が挙げられる。

この結果をふまえ，さらに現地の資料を検討して，再度検証実験を行ったのが実験Ⅰ－2である。

(2) 実験Ⅰ－2

実験Ⅰ－1の結果から，実験流量は氾濫していない，そして洪水前後の資料ができるだけそろっている洪水とする。洪水時にも移動しないような部分を航空写真等から判定して固定床とする。時間縮尺を $t_{sr}=15$ とする等の点を改良して昭和51年7月出水（本川 $Qp=1{,}068\ m^3/s$　保倉川 $Qp=308\ m^3/s$）波形を実験洪水として実験を行った。さらにこの実験では，検証洪水を通水後に，$600\ m^3/s$ の定流（Ⅰ－2－2）を流し，模型の粗度係数を求めた。

① 水位，流況について

水位については，図－6.3.1に示すように実験Ⅰ－1と同様に実績痕跡より実験値の方がかなり高い。これは同図の粗度係数の逆算値（$n=0.049\sim0.06$）からわかるように，河床全面に発達したRippleの影響と考えられる。このときの流況は図－6.3.2に示すように，流れは2.1km付近左岸へ寄り，固定した左岸高水敷に沿って流下し，1.8km付近より剝離して右岸へ向い，1.6km～1.4km右岸へと集中する。さらに1.2km付近から左岸へ向い，1.0km～0.8km左岸付近に集中し，保倉川を合流して0.2km～0.0km右岸へ向い，河口からの流出は右岸沿いに集中する。この蛇行ピッチはほぼ現地の状況と一致する。

② 河床変動について

河床変動は時間縮尺の効果により，全般的に実験Ⅰ－1よりもはるかに少ない。また，現地の洪水後の横断形と比較してみると図－6.3.3のように，定性的な傾向はよく一致しているが若干模型の方が洗掘が大きい結果となっている。とくに堤防沿いで局所的な洗掘が強調されている。

以上の結果より，水位に関しては小規模河床波の影響によって実験値の方が高く問題点も多い。しかし流況，河床変動に関しては大略一致するものの，流砂量をより合わせるために時間縮尺を若干小さくした方が良いと考えられた。

(3) 実験Ⅰ－3

この実験は，ケースⅠ－2の結果より，時間縮尺 $t_{sr}=20$ として再度検証を行ったものである。実績洪水波形は実験Ⅰ－2と同じである。

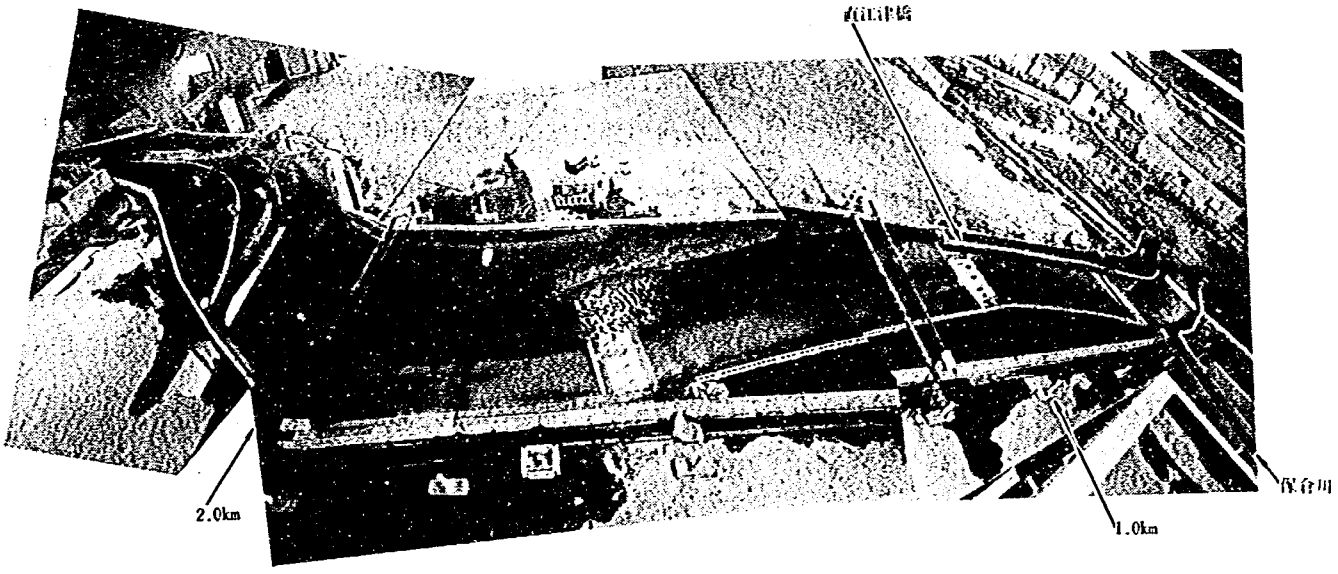
① 水位流況について

実験結果の水位時間曲線およびピーク水位縦断図を図－6.4.1～6.4.2に示す。ピーク水位と現地痕跡水位を比較して見ると，下流部において実験水位の方が若干高い結果になっている。これは0.0km断

面において高い水位を示すことにより，潮位設定点あるいは潮位設定値が若干違うのではないかと考えられ，その影響が1.2km付近まで達しているものと思われる。この点を除けば水位の整合性も良く粗度係数もほぼあっているものと判断される。また流況も図－6.4.3に示すように，流れは2.2km～2.1km左岸へと集中し左岸高水敷に沿って流下し，1.8km～1.4km右岸へと集中する。これより流水は発散し，とくに強い水衝部ではないが0.6km～1.0km左岸へと向う。さらに保倉川と合流して0.2km～0.0km右岸へと向い，集中して海へと流出する。この蛇行ピッチ，海浜部への流出状況等はほぼ現地と一致していると思われる。

② 河床変動について

図－6.4.4の河床変動図に示すように，実験Ⅰ－2－1の結果と比較すると全体的にかなり河床変動が少なくなっている。現地の洪水後の資料は，河口から0.6km区間しか取られていないので，完全な比較は困難であるが，全体的な傾向はよく似ていると言える。各断面について比較して見ると，0.2km～0.6km区間は現地資料との対応が非常に良く0.8km～1.4km付近は若干模型の河床変動が大きい。さらに湾曲部1.6km～2.2km付近は，模型の河床低下が目立っている。いづれにも前回の結果より現地との整合性はかなり良いと言え，時間縮尺がほぼ妥当な値であると考えられる。



写真－6.2.2 通水後の河床変動状況（実験Ⅰ－3，白い部分が洗掘箇所）

6－2－2 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時間縮尺を変えた検討を行った。これらの実験結果

全体をまとめると次のようである。

(1) 時間縮尺 $t_{sr}=7.07$（フルードの相似則の時間縮尺）および $t_{sr}=15$（フルードと土研式の中間値）の実験では，小規模河床波の発達によって実験値の水位が高く，実際の現象と相似とはならなかった。

(2) 実験Ⅰ－1（$t_{sr}=7.07$）では河床変動が大きく，洪水の早い時期に局所洗掘が起り流れが極度に集中し，蛇行ピッチも変わるような状況となってしまった。

(3) 実験Ⅰ－2（$t_{sr}=15$）では現地の洪水後の横断形と傾向はよく一致するものの，局所的な洗掘が強調され，河床変動がやや大きい結果となった。

(4) 実験Ⅰ－3では時間縮尺 $t_{sr}=20$（土研式とほぼ同じ）としたことにより，現地痕跡水位との整合性もよく，粗度係数もほぼ一致していると判断される。

(5) 実験Ⅰ－3の河床変動は，得られている河口から0.6km間の現地洪水後の形状とよく一致している。また，その上流区間の最深河床縦断も経年変化図にほぼ一致し，流況も含め実際の現象に相似していると考えられる。

(6) 以上河床変動，水位等の結果より，洪水流移動床実験の時間縮尺は $t_{sr}=20$がほぼ妥当な値であると考えられる。

6－3　波による現況河口砂州形成実験

関川河口部においては，0.4km左岸，0.7km右岸付近の河道内深くに砂州が発達し，消長を繰り返している。しかしながら河口部河道計画では，この河口部の拡幅と河床掘削によって河口水深が4m以上となり，第3章で述べたように，その場合の波による砂の堆積速度は非常に遅く実験的には砂州は形成されないと考えられる。したがって，ここでは，現況河道の現象把握を兼ね，模型上で現況河口砂州が再現できるかどうかを検討した。このような海床変化の相似性を調べるには，ある時からある時間経過後の地形変化を，模型上で現地の外力との相似を保ちながら，模型の変化との対応を調べることによって明確になる。しかし，現地には，このような資料が無いので，現地の河口砂州は，模型上でどのような波を与えたら生ずるかを調べてみた。

6－3－1　実験結果

砂州の形成実験は次に示す条件で波高を変えて3ケース行った。

ⓐ 河口部河床高：河口砂州をT.P－2.0mまでカット（昭和53年2月の横断海床形状）

ⓑ 波向　　：最も頻度の高いNW方向

ⓒ 潮位　　：T.P 0.65m

ⓓ 流量　　：本川47m³/s，保倉川23m³/s

ⓔ 波高　　：$H_0=2.2m$，3.26m，1.09mの三種類

実験は，初期海浜に整形した後，$H_0=2.2m$ の波を10時間与えた。（ケースⅡ－1）　造波当初0.2km左岸付近に若干の砂州発達傾向が認められたが時間が経過すると共にこれより沖側0.1km付近

に砂が付き始める。造波開始後約6～7時間目で急速な砂州の発達があり，0.1㎞断面において閉塞に近い状態となった。このため上流河道内への波浪の侵入はなくなり，砂の移動も全く停止した状態で，現地で発生しているような河道内砂州の発達は見られなかった。この海浜部等高線図を図－6.5.1に示す。この結果実験で与えた波浪が小さ過ぎるのではないかとの疑問から，波高を$H_0 = 3.26\ m$にして5時間波を与えた。（ケースⅡ－2）

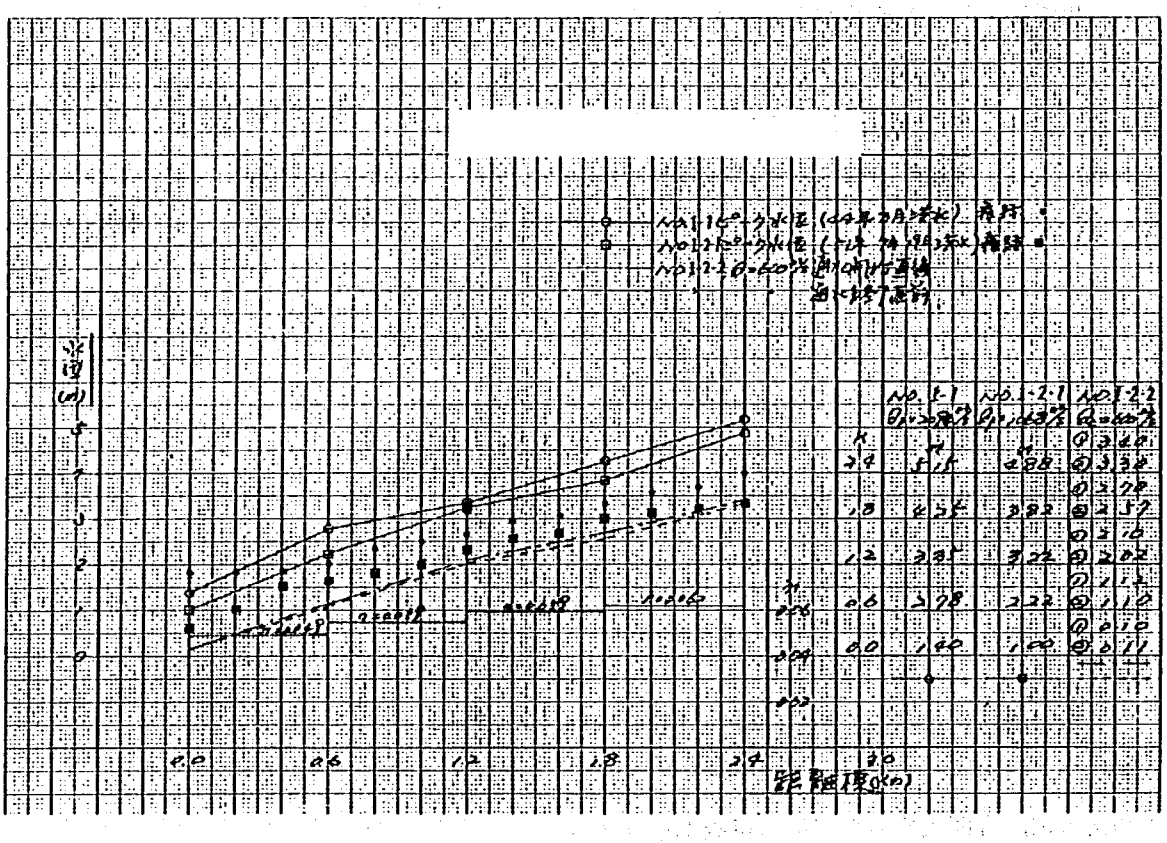
実験開始当初は，0.1㎞断面に出来ている砂州の上を越波し河道内へ波浪が侵入する。これに伴って砂州天端が削られ，砂州の上流への移動傾向が見られた。また，0.3㎞付近にごくわずかではあるが初期河床の上に沈砂する傾向も認められた。しかし造波開始1.5～2.0時間目頃になると，砕波点が沖に移り，砂州上を越波する波が減少し，河道内への侵入波浪がほとんどなくなってしまう。これに伴ない砂州の上流への移動も停止する。したがって，この波高でも現地に発生しているような砂州の形成は見られなかった。

次に波高が小さい場合について検討した。河口部に発達した砂州を除去し，さらに沖側海浜部を整形しなおして$H_0 = 1.09\ m$の波で10時間実験を行った。（ケースⅡ－3）　この結果は前二種類の波高の場合とは異なり沖側からの砂の移送が少なく，河口での砂州形成は非常に緩慢であった。また，波高の減衰は少なく小さな波が河道内へと侵入し，これに伴なってわずかではあるが砂の河道内持ち込みが行われ，0.4㎞左岸付近に若干の沈砂が認められた。しかしながら砂の移動は非常に遅く10時間経過後でも河道内においては砂州といえる程の堆積は認められなかった。この河道部等高線図を図－6.5.2に示す。

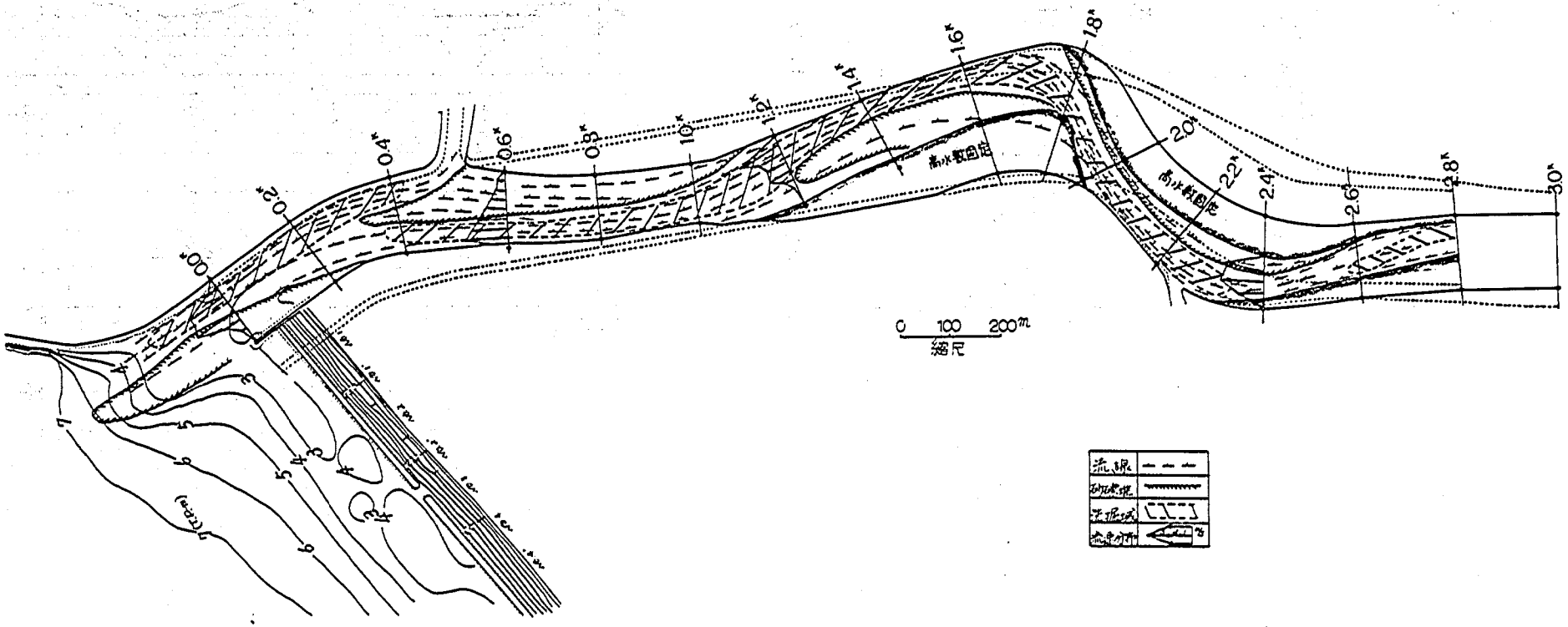
以上のように，今回実施した実験では現地に発生しているような河道内砂州の形成は認められなかった。この原因としては，河口部河床の初期形状の設定が適切でなかったこと。現地では種々の波高・波向が時間的に変化し，また河川流や潮位変化等が相互に影響し合い，長期的な作用によって現在の河口砂州が形成されたのに対し，模型では定常的な条件を与えていること等の境界条件の相違によるものと考えられる。したがって，現地資料より砂州フラッシュ後の形状およびその後の河口砂州形成状況と外力条件等を把握し，これらの条件のもとにその相似性をさらに検討する必要があろう。

6－3－2　ま と め

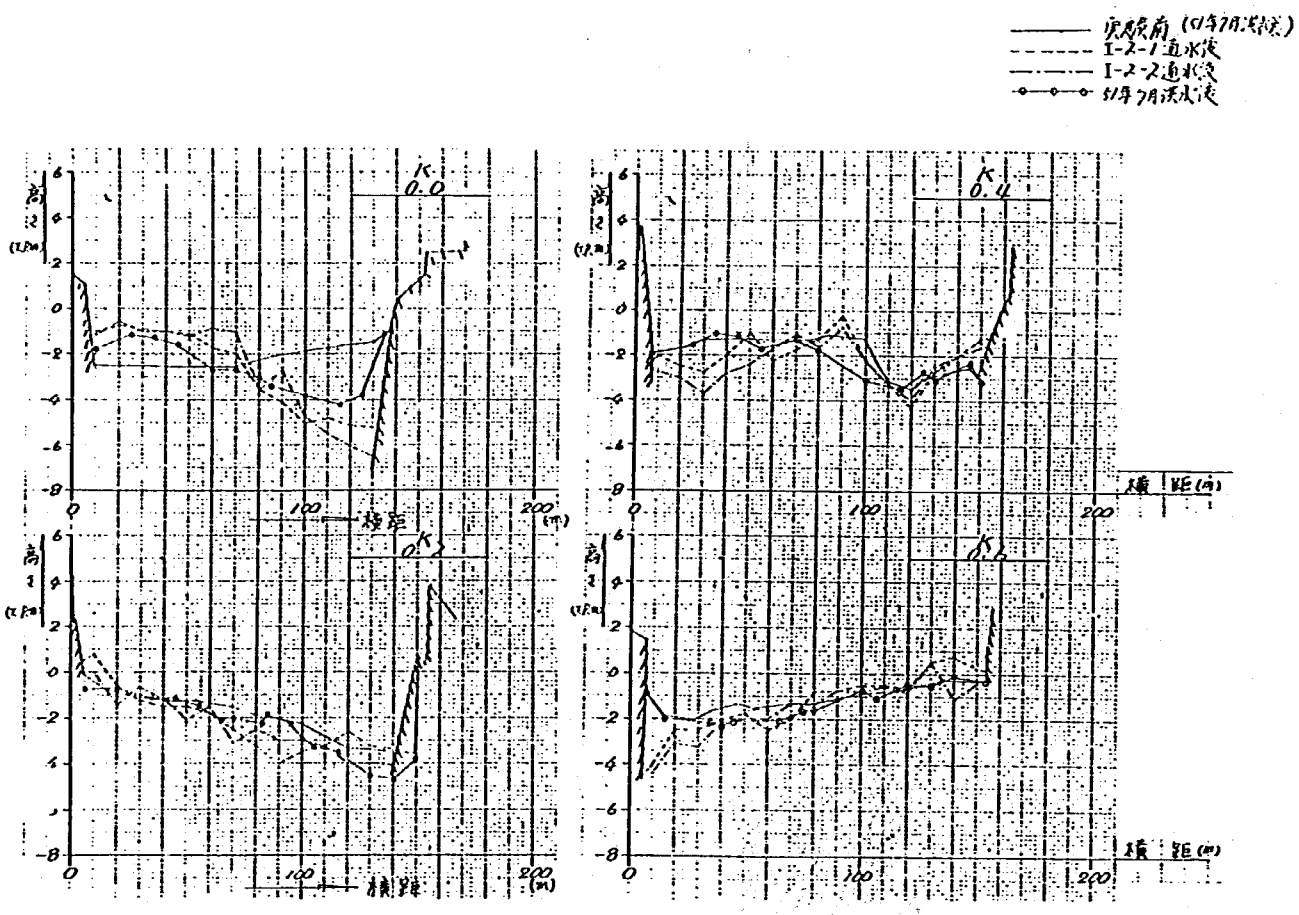
河口部河道計画案に対する河口砂州の発生を導流堤等によって防ごうとする場合は，さらに多くの条件によって再検討し，相似性を調べなければならない。しかし関川河口計画の場合，河口水深が相当大きくなり，実験的には砂州は形成されないと考えられたので1ケースのみで再現性の満足されないままの検討となった。したがって，砂州形成の相似性については現地の外力条件と砂州形状変化等を把握するとともに，いくつかの条件でさらに実験を行って検討する必要があろう。



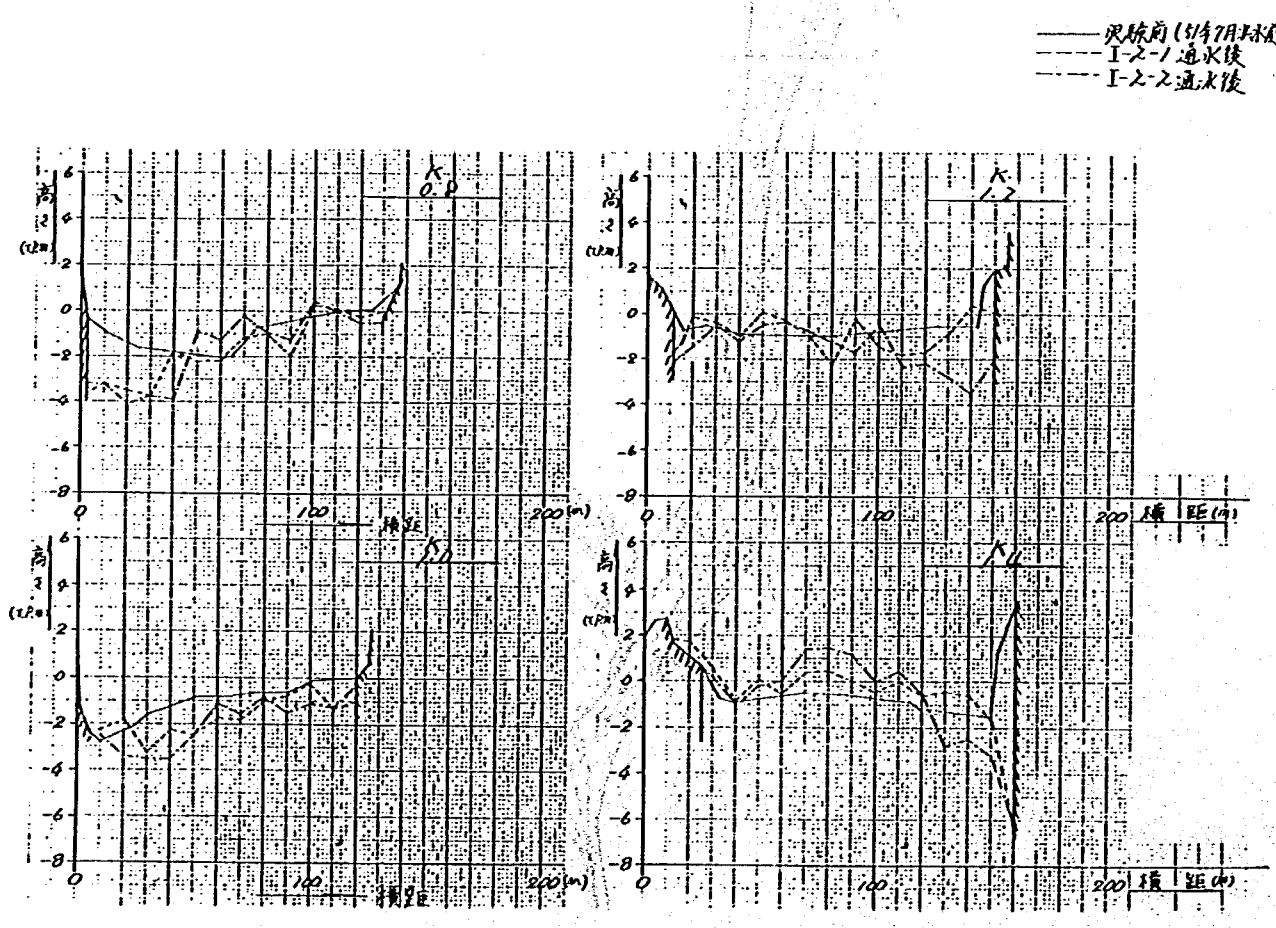
図－6.3.1　水位縦断図



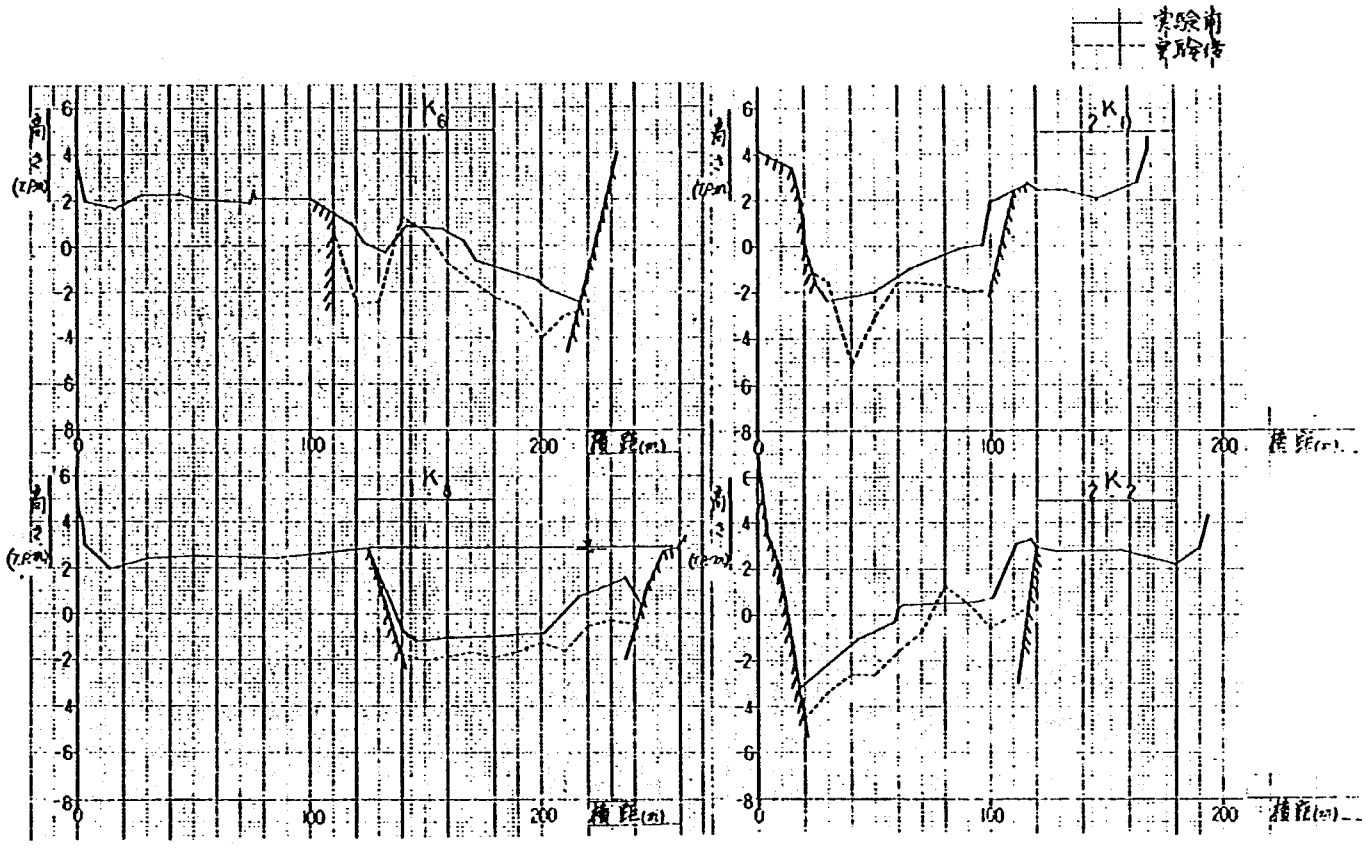
図－6.3.2　流況図（実験Ⅰ－2－1，$Q_p = 1.068\,m^3/s$）



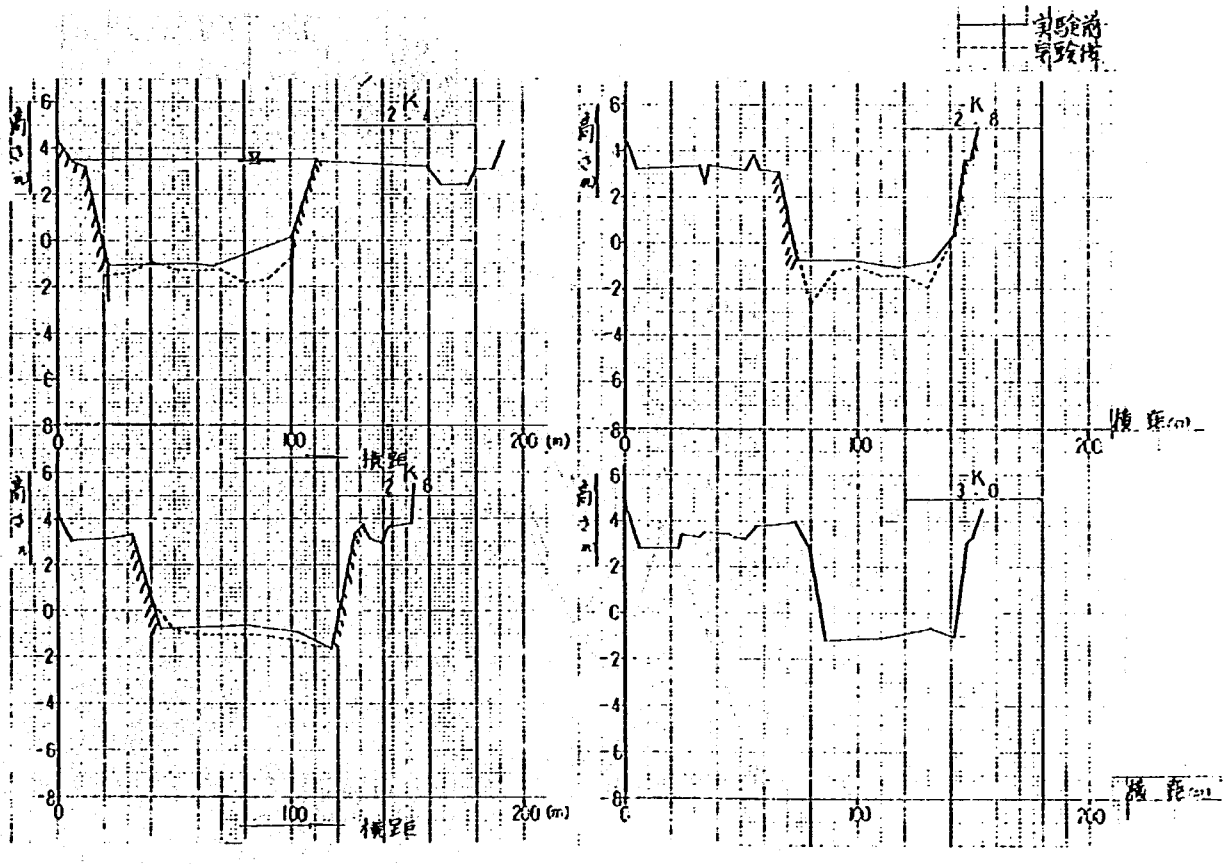
図－6.3.3(1)　河床変動図（検証実験Ⅰ－2－1，2）



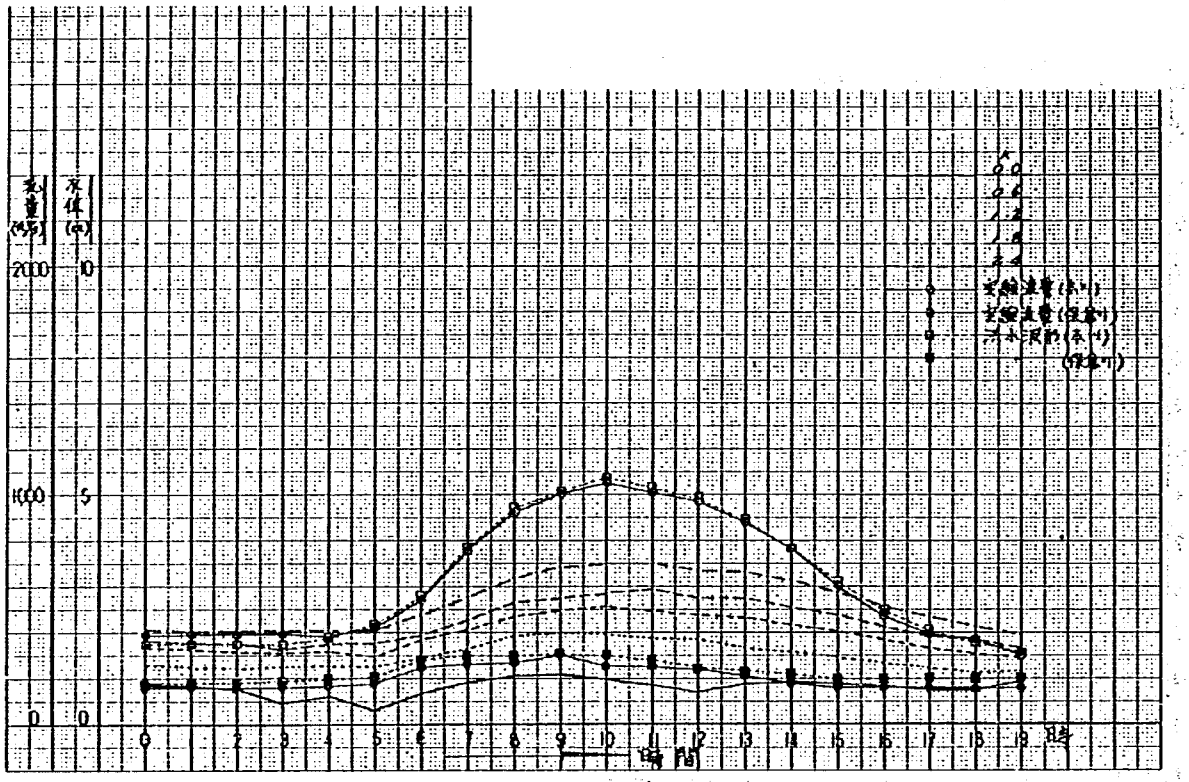
図－6.3.3(2)　河床変動図（検証実験Ⅰ－2－1，2）



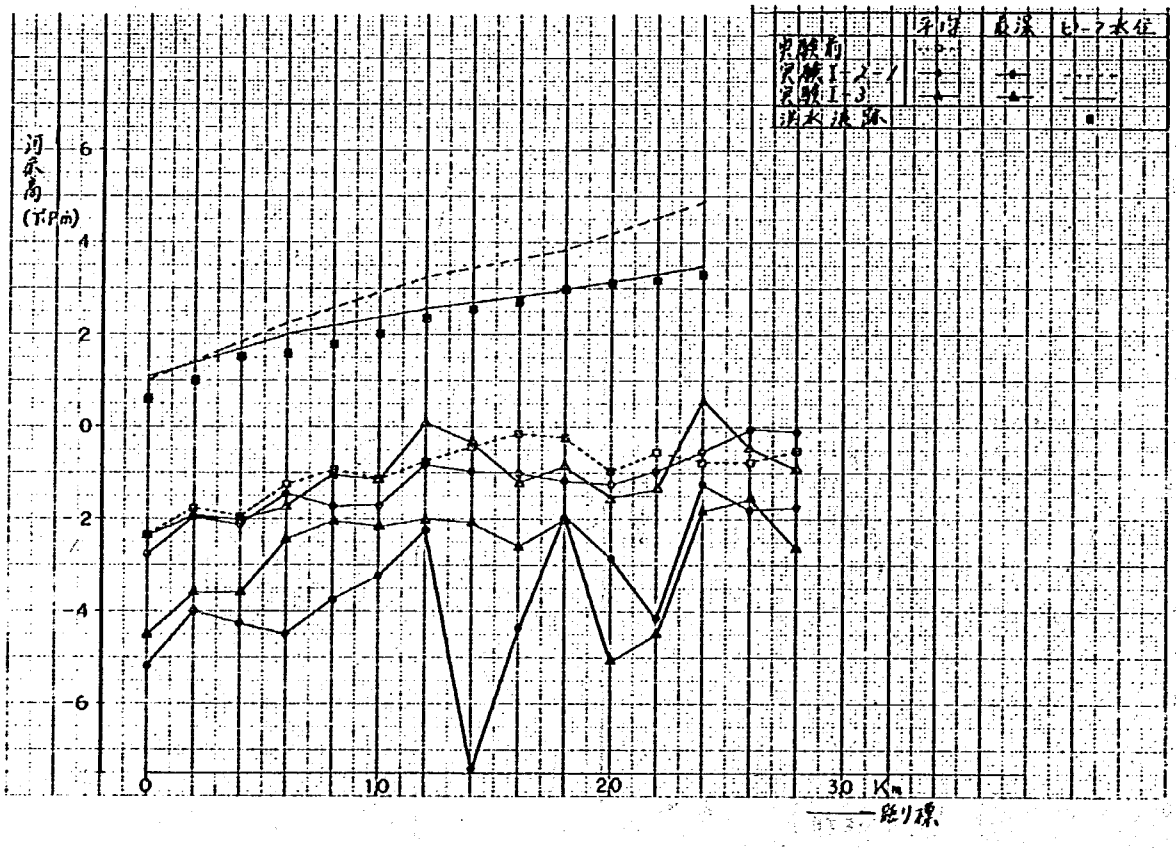
図－6.3.3(3)　河床変動図（検証実験Ⅰ－2－1，2）



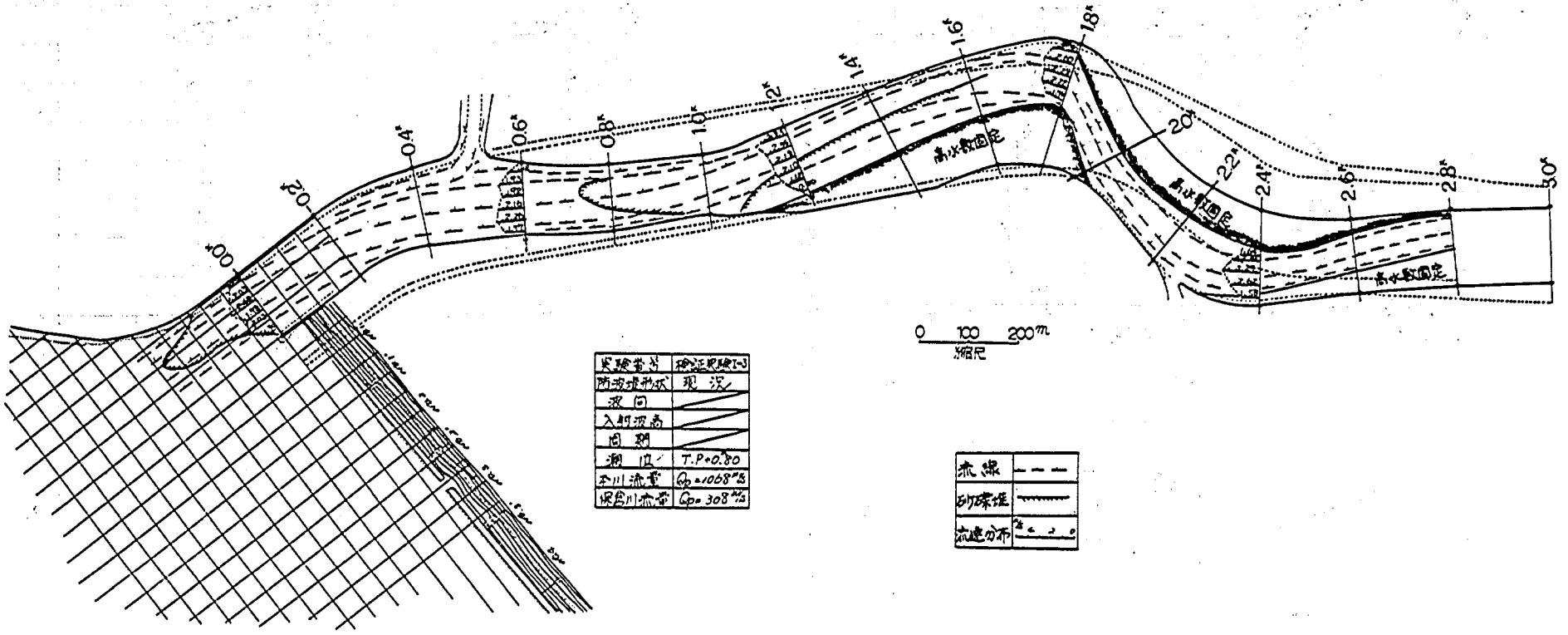
図－6.3.3(4)　河床変動図（検証実験Ⅰ－2－1，2）



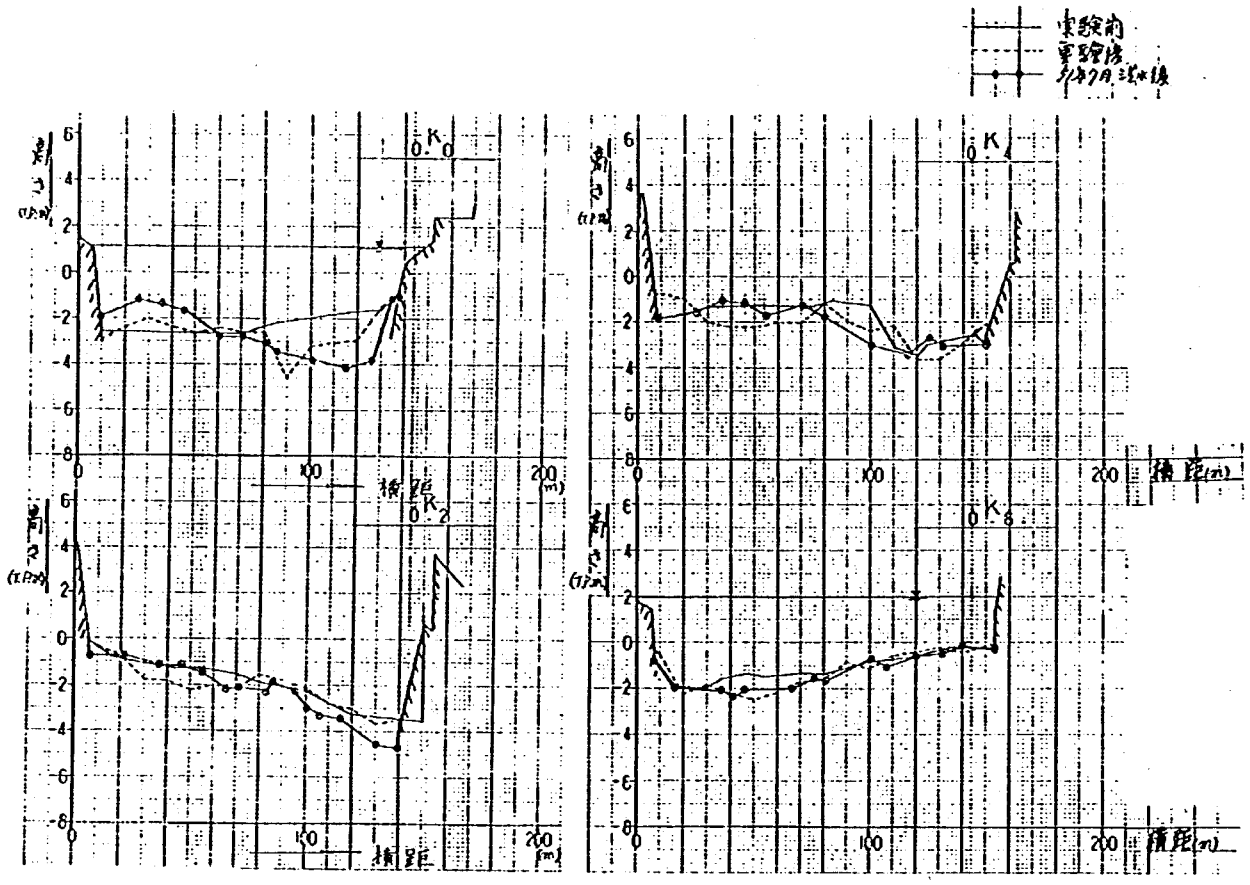
図－6.4.1　水位時間曲線（検証実験Ⅰ－3）



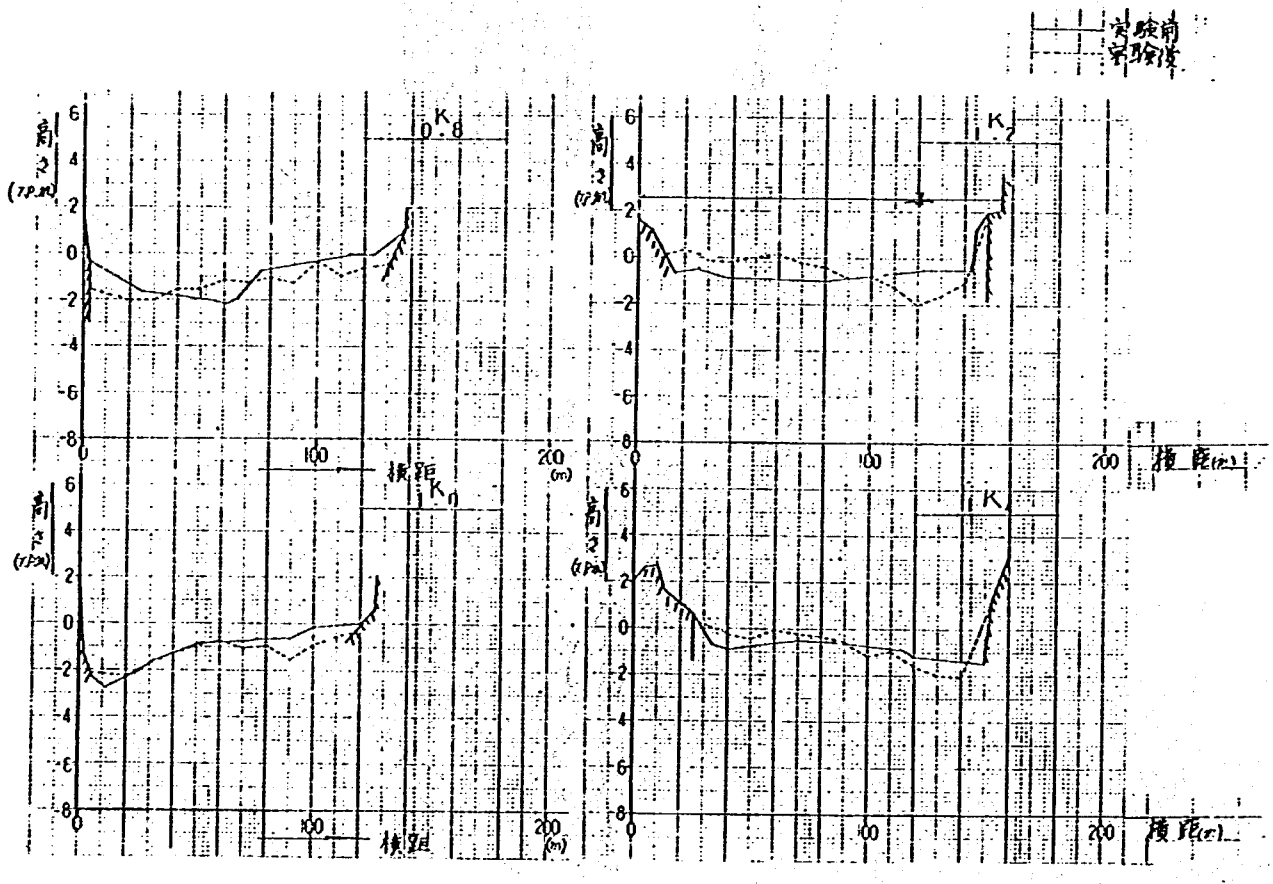
図－6.4.2　河床及び水位縦断図



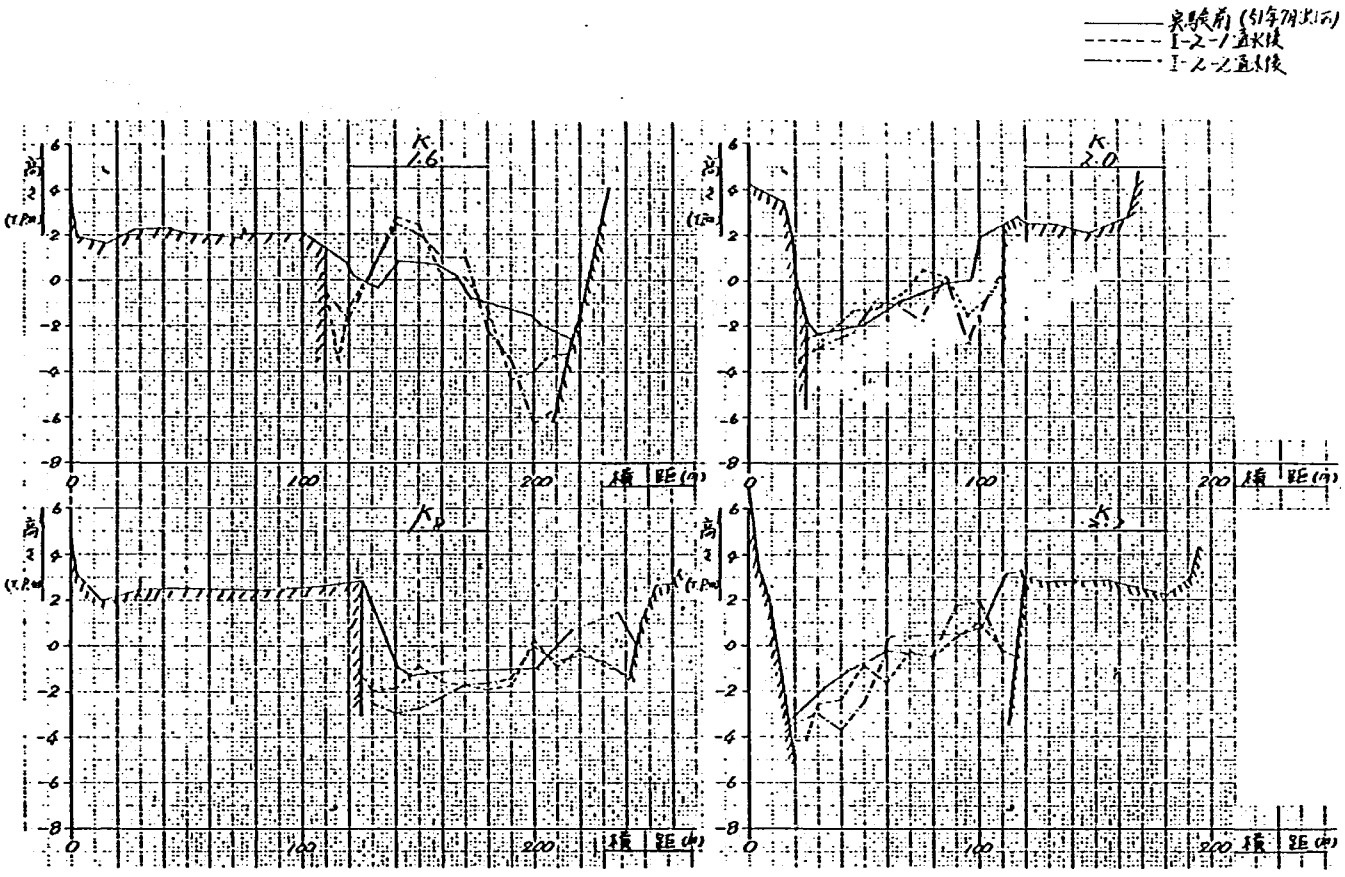
図－6.4.3　流況図（実験Ⅰ－3）



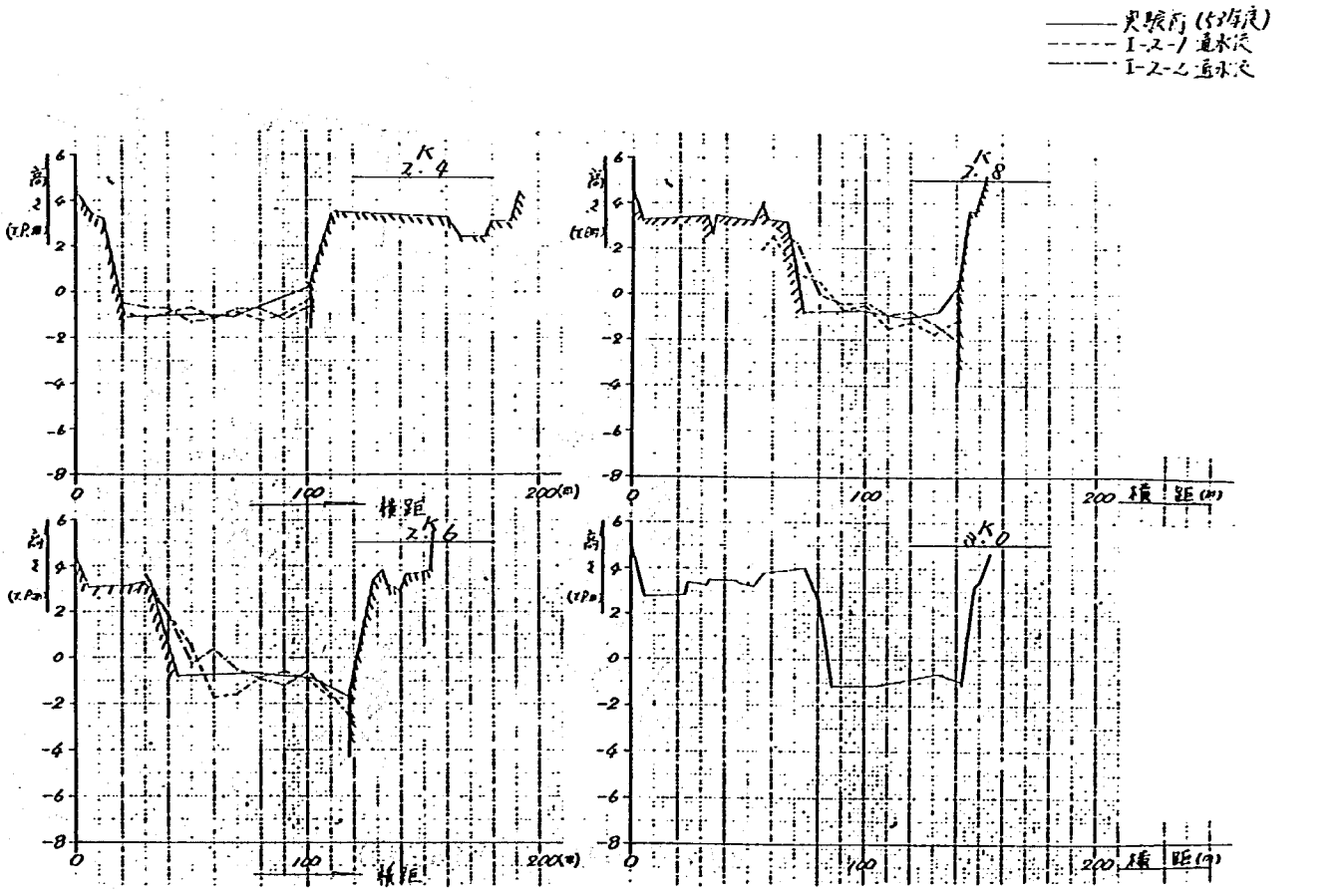
図－6.4.4(1)　河床変動図（検証実験Ⅰ－3）



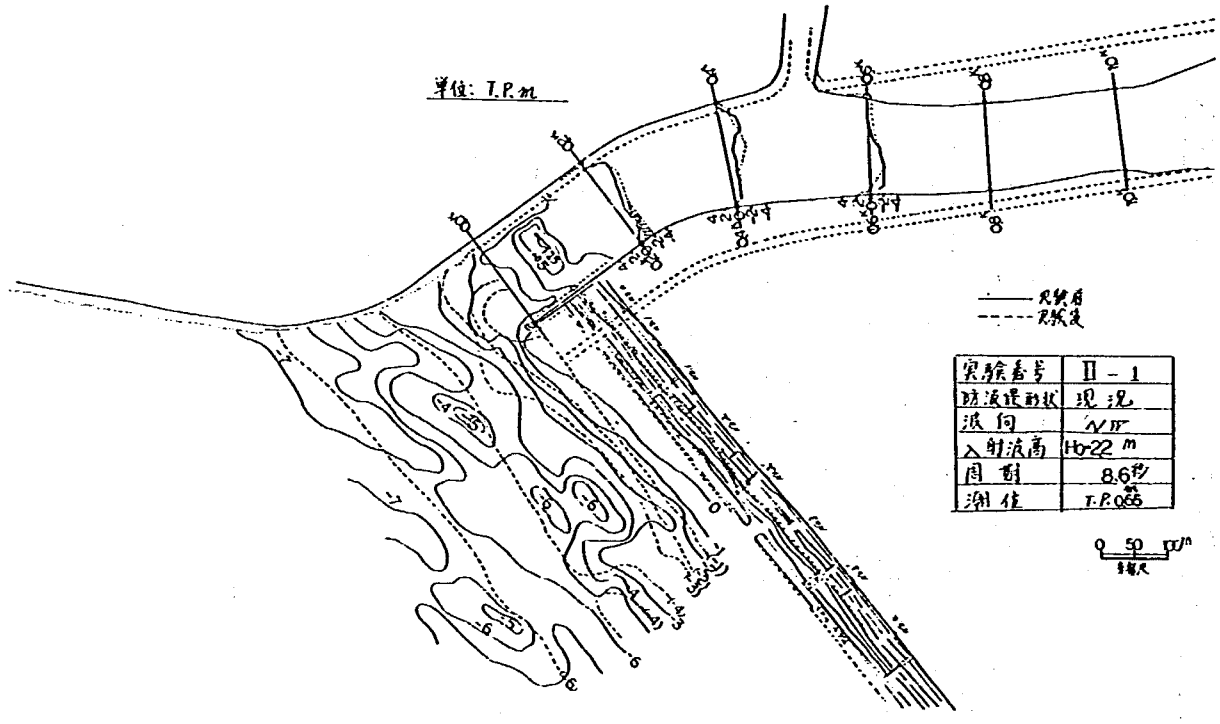
図－6.4.4(2)　河床変動図（検証実験Ⅰ－3）



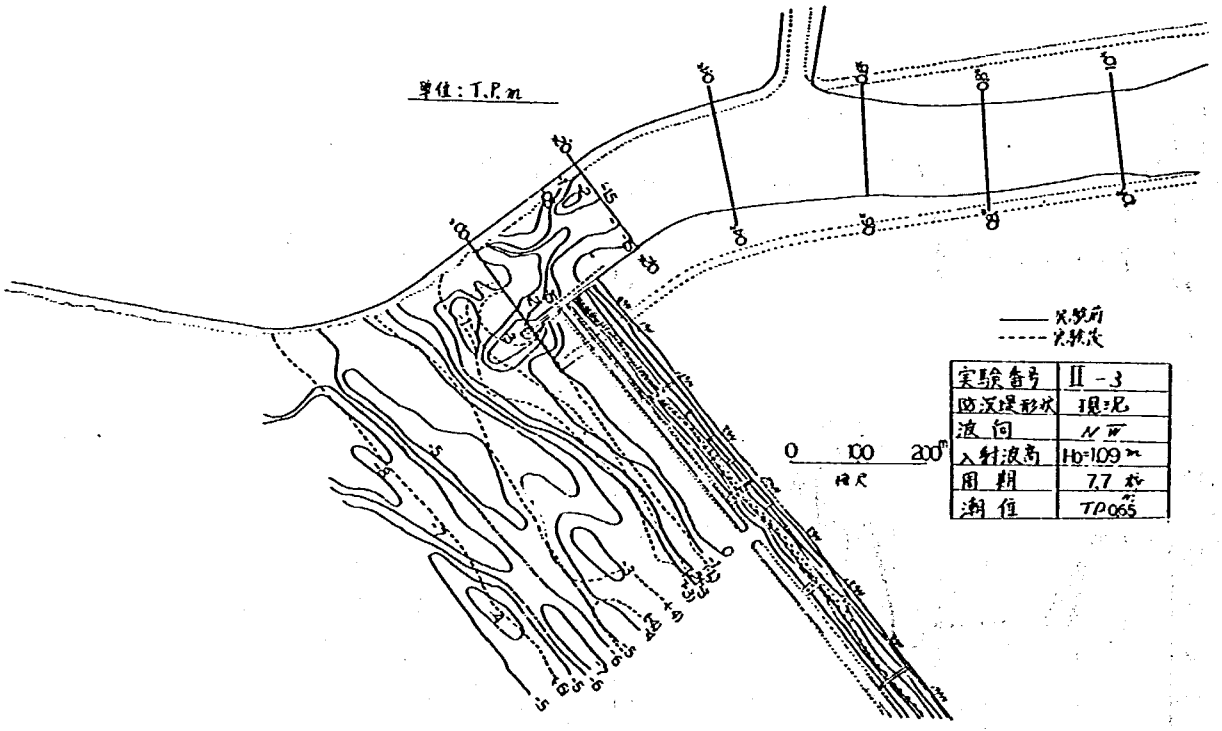
図－ 6.4.4 (3)　河床変動図（検証実験Ⅰ－3）



図－ 6.4.4 (4)　河床変動図（検証実験Ⅰ－3）



図－6.5.1　海浜部等深線図（砂州形成実験）



図－6.5.2　海浜部等深線図（砂州形成実験）

第7章　現況河道波浪侵入実験

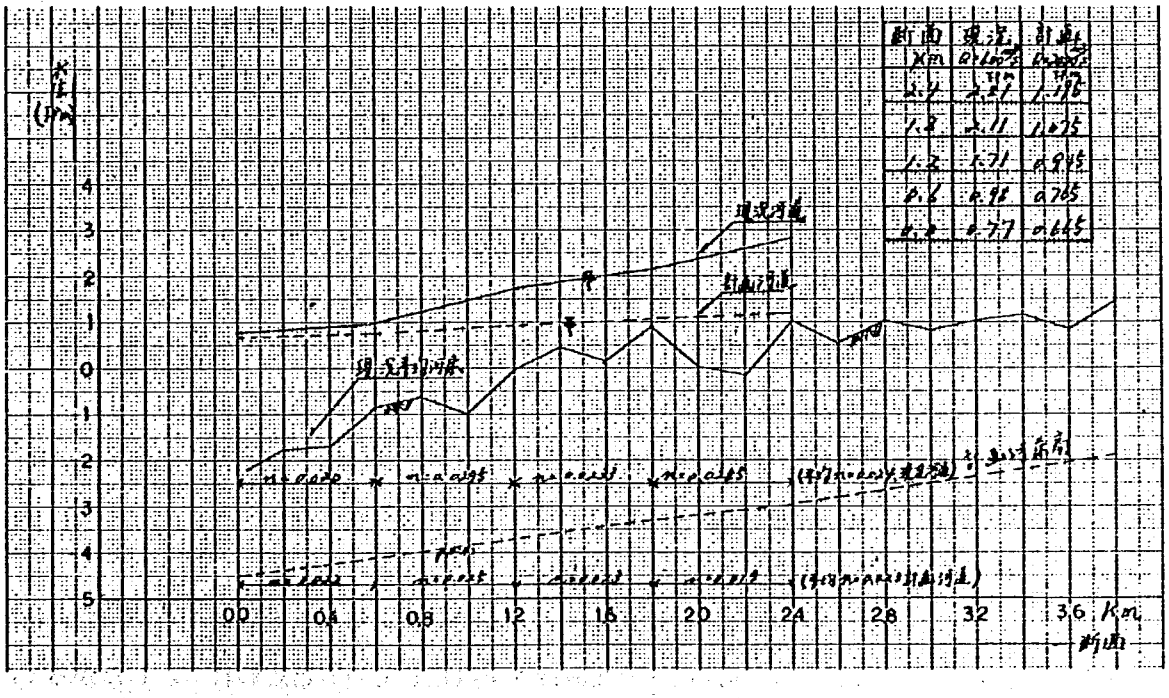
第7章　現況河道波浪侵入実験

7－1　概　要

関川河口部の河道計画は，河道拡幅と河床掘削を含むもので，その場合の波浪侵入は非常に大きなものになるであろうと予想される。そこで計画河道における波浪侵入対策として，導流堤による波浪侵入防止効果を把握し，導流堤の最適形状と諸対策について検討しようとするものである。したがって，ここではまず現況河道における波浪侵入状況を把握し，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ようとするための実験を行った。

7－2　実験条件

波浪侵入実験は，模型を固定床に改造し，この実験に先立ち粗度係数の検証を行った後実施した。粗度検証は$Q=600\ m^3/s$を通水し，図－7.1に示すように水位測定値から逆算値は，$n=0.020\sim0.0295$平均0.024とほぼ現地河道の粗度係数に一致する値を得た状態で今回の波浪侵入実験を行った。河道内侵入波浪としては3－4で述べたように，河口部において砕波限界近くの波が河道内への侵入波として一番危険な波と考えられる。波が砕波する水深h_bは波形勾配0.01前後の場合$h_b/H_b=1.4\sim1.9$位である。河口の水深は2.5 m位なので砕波波高H_bは1.5 m前後となる。よって，実験の波浪条件として，砕波ぎりぎりの波を予備実験で求めた。その結果，沖波波高$H_0=1.65$ mがほぼ砕波限界時の波高であったので，これを用い，他に風浪の発達する冬季の大きな波として$H_0=3.26$ mを用いた。波向とし



図－7.1　水位縦断図（固定床模型検証実験）

ては，最も頻度の高いＮＷ，河道にほぼ真直ぐなＮＮＷ，それと２番目に頻度の高いＷＮＷ方向（図－2.13参照）についての計６ケースについて実験を行った。これらの実験条件一覧表を表－7.1に示す。

表－7.1　実験条件一覧表

実験種別	実験ケース	水理条件 本川流量 m³/s	水理条件 保倉川流量 m³/s	水理条件 潮位 T.P m	実験時間 (hr)	波浪条件 実験波高 H (m)	波浪条件 沖波波高 H_0 (m)	波浪条件 波向	波浪条件 周期 T (sec)	河道形状	防波堤形状
現況河道波浪侵入	Ⅲ－1－1	47	23	0.65	－	1.5	1.65	WNW	8.1	現況	現況
	－1－2	〃	〃	〃		3.0	3.26	〃	9.4	〃	〃
	－2－1	〃	〃	〃		1.5	1.65	NW	8.1	〃	〃
	－2－2	〃	〃	〃		3.0	3.26	〃	9.4	〃	〃
	－3－1	〃	〃	〃		1.5	1.65	NNW	8.1	〃	〃
	－3－2	〃	〃	〃		3.0	3.26	〃	9.4	〃	〃

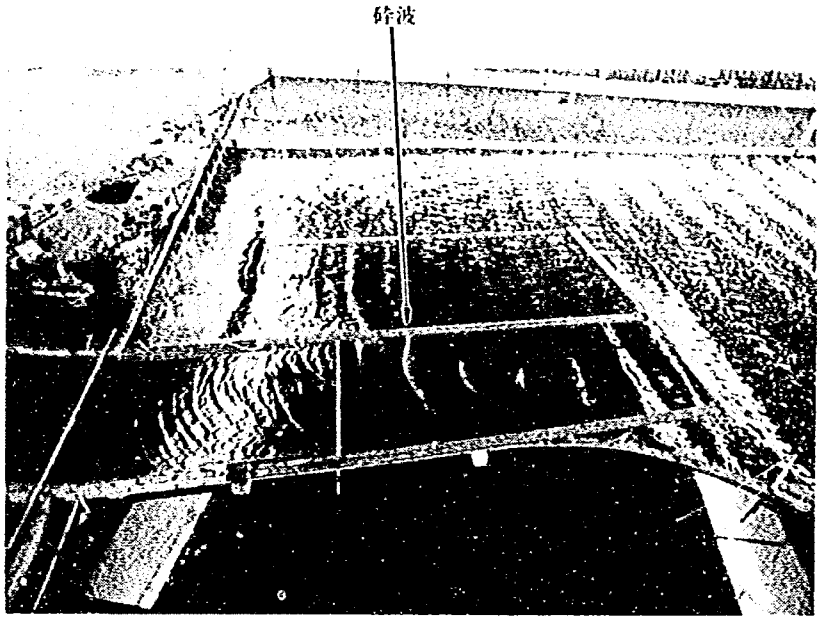
＊　注）：実験波高はT.P－17.5 m位置波高

7－3　実験結果

現況河道における波浪侵入状況は，図－7.2～7.4の等波高線図に示すように，導流堤先端付近（0.0km断面）までは大きな波が到達するが，これより河道内では波高の減衰が顕著で，0.2km断面に達する時点ではいずれのケースの場合にも波高が0.5 m程度まで減少している。これより上流部における波高の減衰は少なくなるが，波浪の侵入としては大体0.8km付近までである。さらに上流部においては水面がわずかに波立つ程度の状態であった。また，これらの最大波高縦断図として図－7.5～7.6に示すように入射波高3.0 mの場合も1.5 mの場合も侵入波浪に大差がないのはH＝3.0 mの場合は沖合いで砕波してしまうためで，H＝1.5 mの波高と0.0km断面における波高がほとんど同じになっていた。

いっぽう，波向の違いによる結果を比較してみると0.0kmより海部ではＮＮＷ，ＷＮＷ，ＮＷの順で入射波高が大きいことがわかる。しかし河道内各測定点の波高値には若干の差は認められるが，河道内侵入波高としては，大差はないといえる。各波向きの特徴としては，図－7.7～7.9の波峰，波向線図に示すように，ＷＮＷの場合には，右岸防波堤に当った反射波の影響によって0.1km左岸に波高の高い部分が認められた。ＮＷ方向の場合には，とくに顕著な反射波は認められなかったが，0.3km～0.4km右岸側の波高が大きくなる傾向が認められ，また，H＝3.0 mの場合には他のケースに比べて侵入波浪が若干大きくなっている。ＮＮＷ方向の場合には真直ぐ河道へ入射して来る方向であるが，海浜形状，河床の影響等を受けてそれ程河道内深くまでは侵入しない。

以上の結果より，いずれのケースの場合にも0.0km～0.2km間で海床勾配とともに，この河口部河床高の影響が強く作用することによって，河道内への波浪侵入を阻止していると思われる。したがって，入射波高と波向の相異による河道内（0.0kmより上流）への最大波高の違いはあまり明確ではなかった。



写真－7.1　波浪侵入状況（実験Ⅲ－3－1）

7－4　まとめ

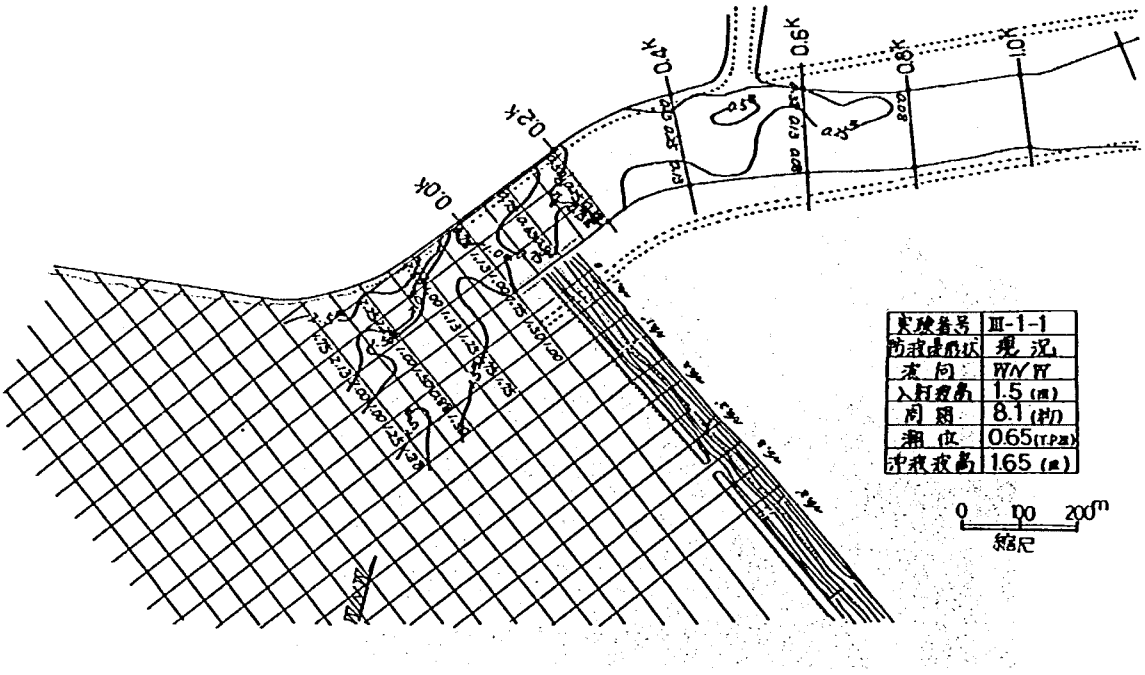
(1)　現況河道の河口部における砕波限界付近の波浪条件としては沖波波高H_o＝1.65 mであった。したがって，これより大きい波は沖で砕波することによって，河道内侵入波高は砕波ぎりぎりの波とほとんど変わらない結果が得られた。

(2)　河道内侵入波高は，0.3km断面に達する時点で，いずれのケースも0.5 m程度に減少し，これより上流部における減衰は少ない。しかし波浪の侵入としては大体0.8km付近までであった。

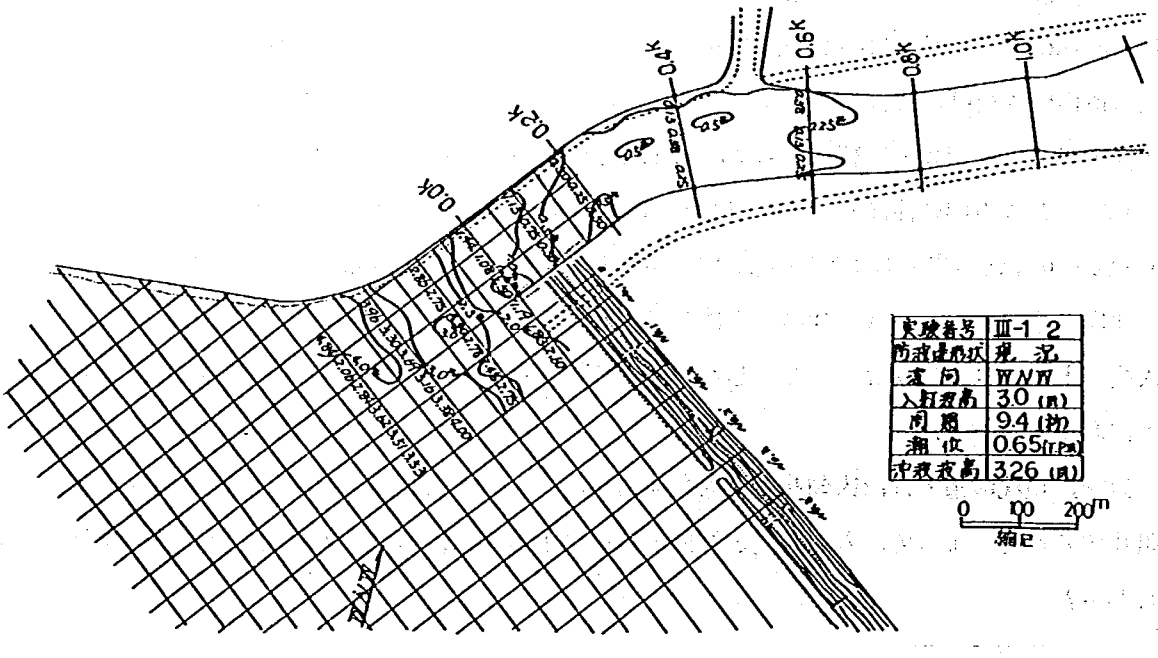
(3)　河道内侵入波高の波向による特徴としては，ＷＮＷ方向の沖波波高H_o＝1.65 mのとき，右岸防波堤に当った反射波の影響によって，0.1km左岸に波高の高い部分（H＝1.25 m）が認められた。また，ＮＷ方向の沖波波高H_0＝3.26 mの場合には，とくに顕著な反射波は認められなかったが，0.3km～0.4km右岸で若干波高が大きい傾向（H＝0.75 m）となる結果が得られた。

(4)　波向の違いによっては，(3)のように各測定点によっては若干の差が認められるものの，河道内侵入波高としては大差はなかった。しかし，0.0kmより海部ではＮＮＷ，ＷＮＷ，ＮＷ方向の順で入射波高が大きかった。

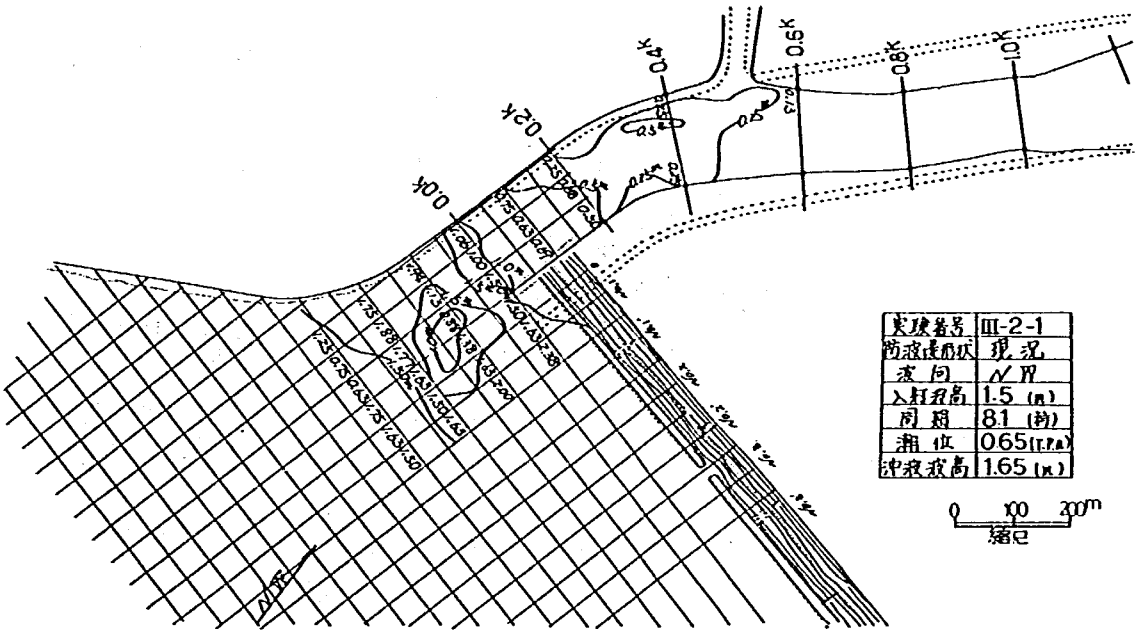
(5)　以上，現況河道では海床勾配とともに河口部河床高の影響が強く作用して河道内への波浪侵入を阻止することによって，入射波高と波向の相違による河道内への最大波高の違いはあまり明確ではなかった。



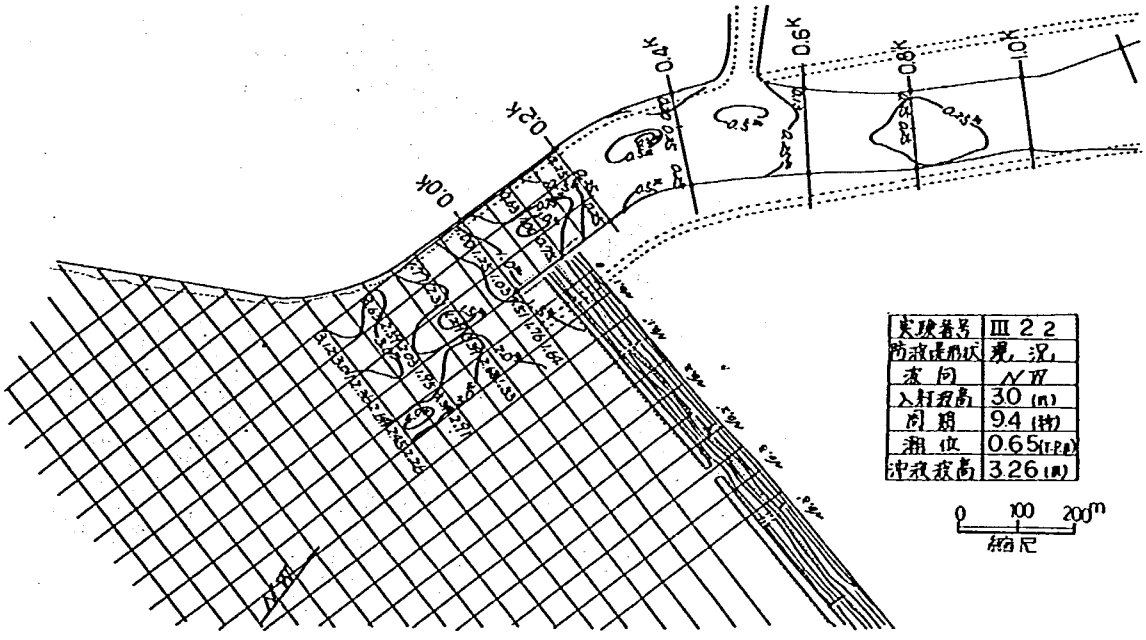
図－ 7. 2 (1)　等波高線図（実験Ⅲ－1－1）



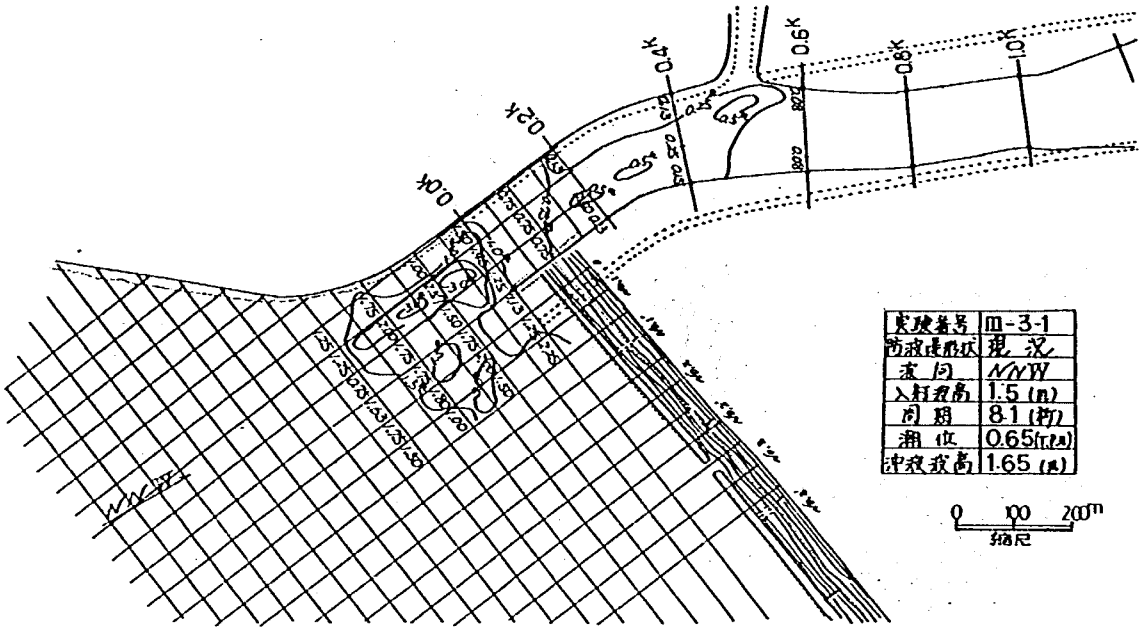
図－ 7. 2 (2)　等波高線図（実験Ⅲ－1－2）



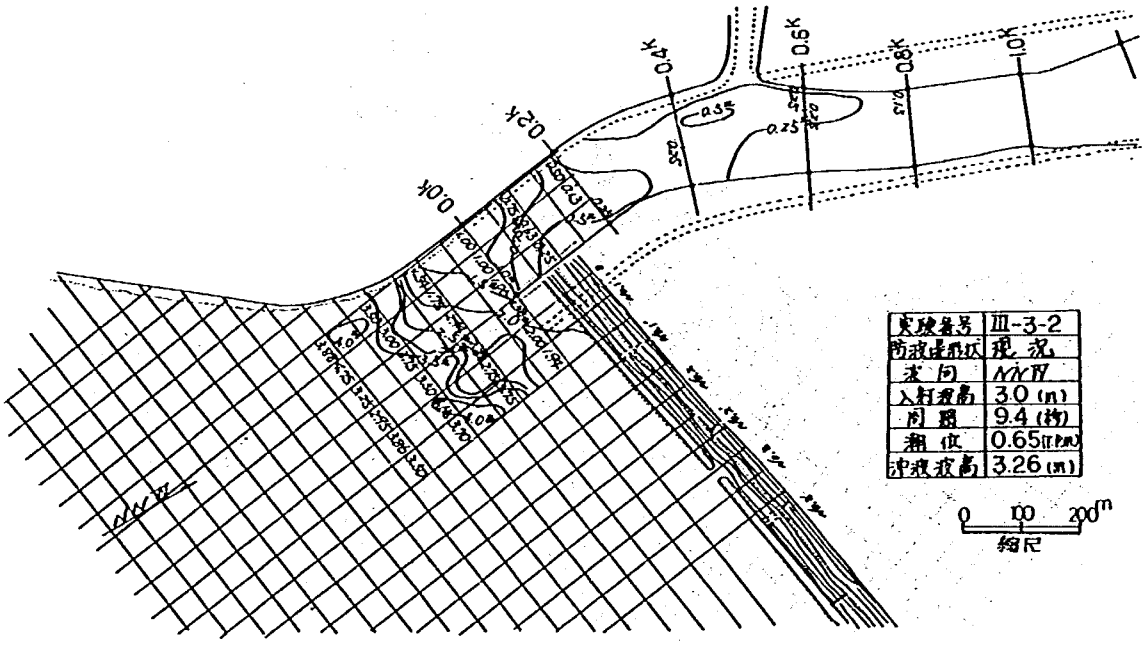
図－7.3(1) 等波高線図（実験Ⅲ－2－1）



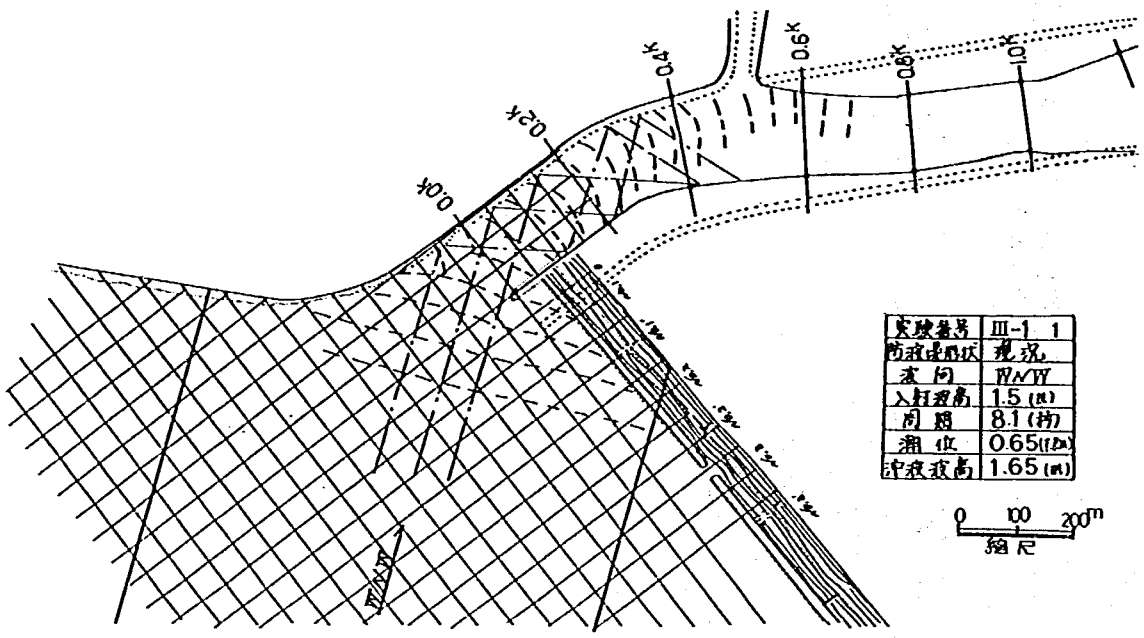
図－7.3(2) 等波高線図（実験Ⅲ－2－2）



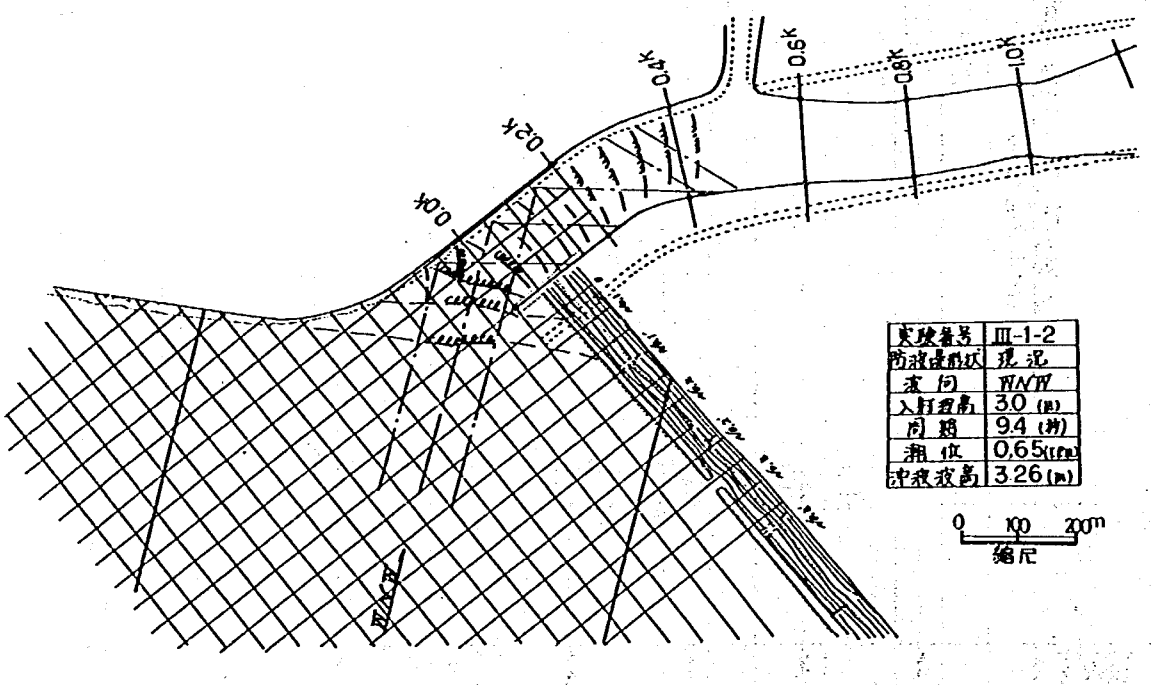
図－ 7. 4 (1)　等波高線図（実験Ⅲ－3－1）



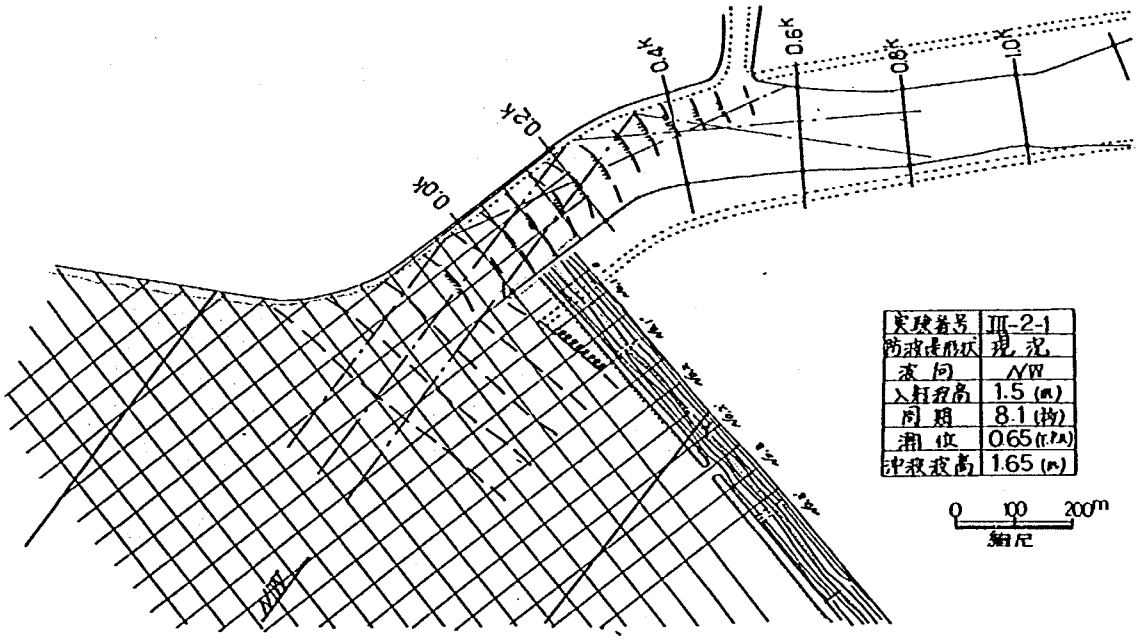
図－ 7. 4 (2)　等波高線図（実験Ⅲ－3－2）



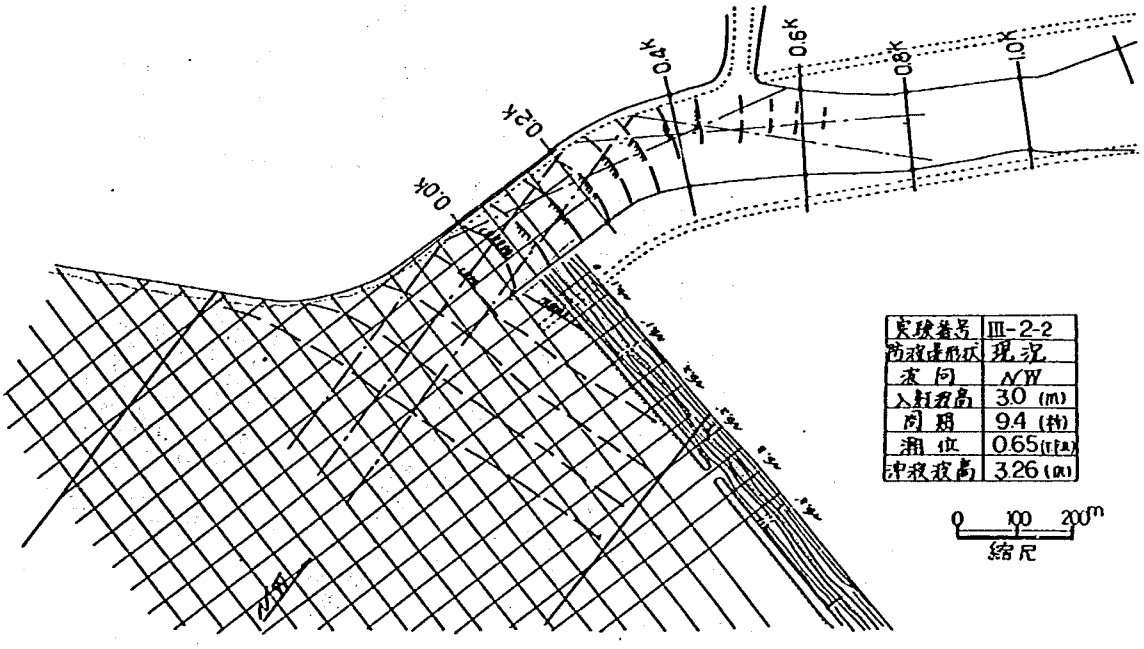
図－ 7.7 (1)　波峰線図（実験Ⅲ－1－1）



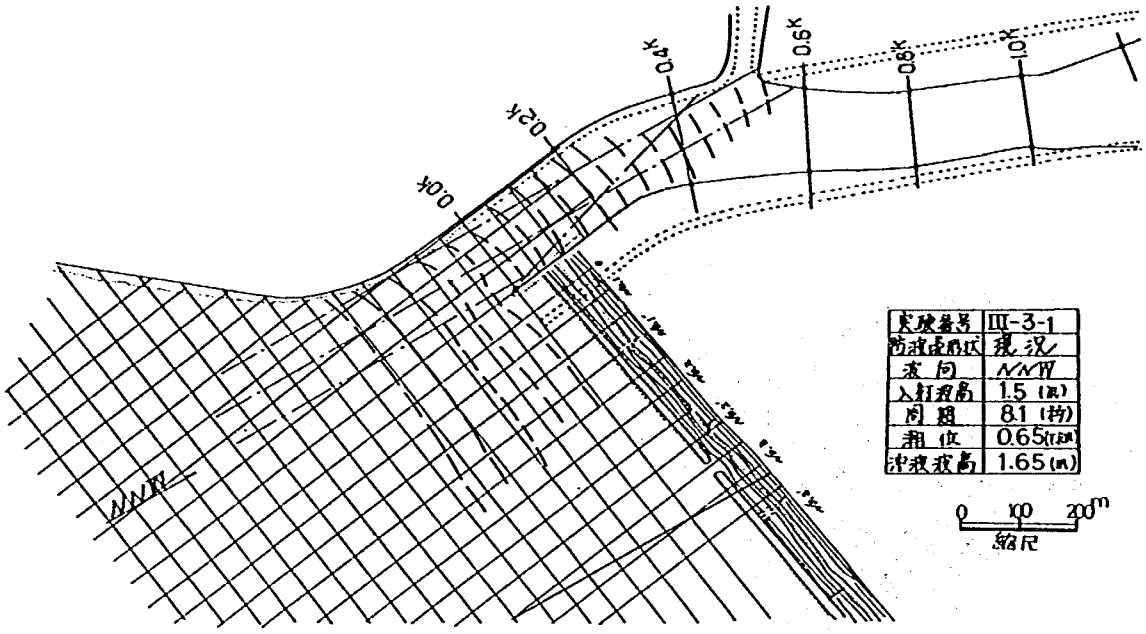
図－ 7.7 (2)　波峰線図（実験Ⅲ－1－2）



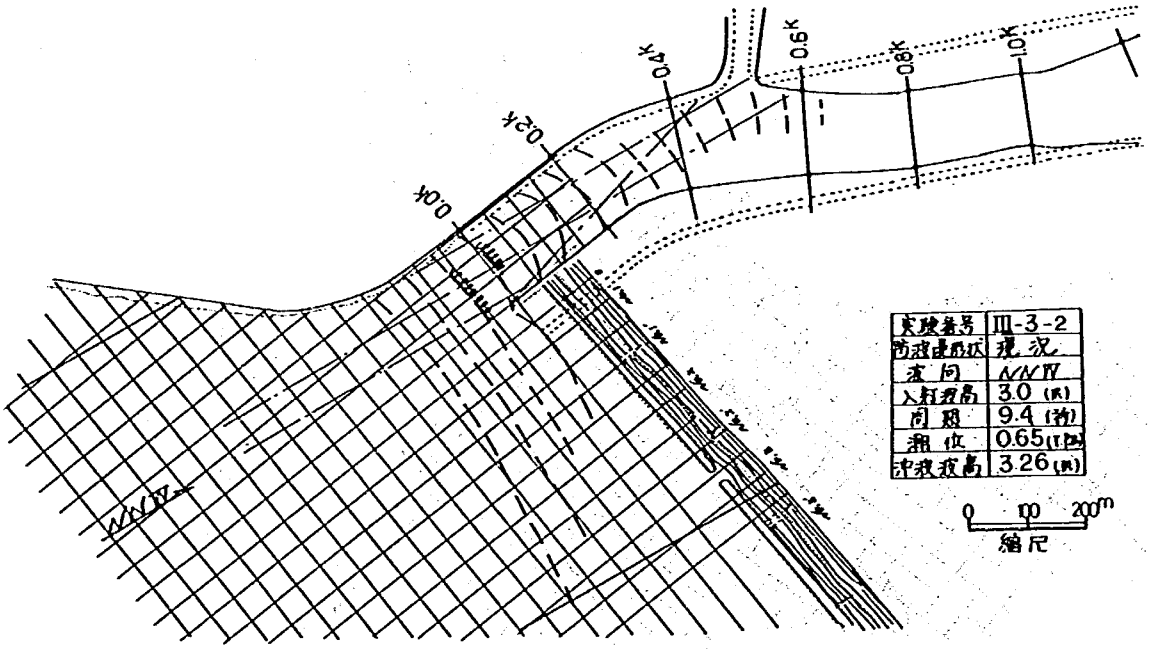
図－ 7.8 (1)　波峰線図（実験Ⅲ－2－1）



図－ 7.8 (2)　波峰線図（実験Ⅲ－2－2）



図－ 7.9 (1)　波峰線図（実験Ⅲ－3－1）



図－ 7.9 (2)　波峰線図（実験Ⅲ－3－2）

第8章　計画河道波浪侵入実験

第8章　計画河道波浪侵入実験

8－1　概　要

この実験では，計画河道とした場合の河口拡幅と水深の増大に伴う河道内波浪侵入対策として，導流堤形状による波浪侵入防止効果を把握し，導流堤の最適形状と諸対策について検討しようとするものである。模型は計画河道横断形状の固定床模型に改造し，現況河道波浪侵入実験と同様粗度係数の検証を行った後実施した。計画河道時の粗度検証は$Q=2{,}000\ m^3/s$を通して検討した結果，前述の現況河道実験結果の図－7.1の中に示してあるように，前回と同様，模型に粗度付けを行わない状態で，粗度係数$n=0.022\sim0.025$の範囲が得られた。とくに水位が問題となる0.6km付近では$n=0.025$で計画粗度係数に一致しておりこの状態で波浪侵入実験を行うことにした。

8－2　実験条件

現況河道波浪侵入実験と同様に計画河道時の波浪条件として，河口部で砕波ぎりぎりの波を予備実験で求めた。この結果は現況時より河口水深が増大したことにより，河口部での砕波限界付近の沖波波高も$H_o=1.92\ m$と大きな値となった。したがって，実験条件としては，$H_o=1.92\ m$とさらに大きな波として$H_o=2.75\ m$，4.30mの3種類の波を用い，波向は，ＮＮＷ，ＮＷ，ＷＮＷの3方向，潮位T.P 0.65m，T.P 1.10mの2種類とした。以上の条件によって，実験で検討した導流堤案は，波浪侵入が少ないことと洪水疎通がスムーズであることを条件とし，長さ，方向等を変えて表－8.1，図－8に示すような7種類について検討した。

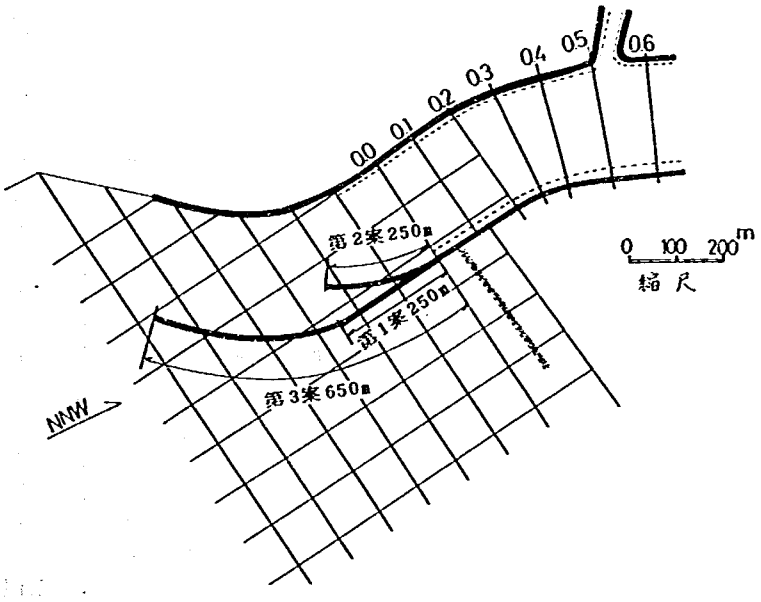
これらの導流堤案形状の概要を以下に示す。

第1案：ほぼ計画河床高（T.P－4.5m）の海床位置まで河道から真直ぐに250mの導流堤を設置した案。

第2案：250mの導流堤を先端で右岸方向に曲げ，開口幅を170mに狭めた形状。

第3案：先端を河道右岸線形延長上まで曲げ，導流堤長を650mとした形状。

第4案：導流堤先端を第3案と同様河道右岸線形延長とし，導流堤中央部付近を重複させ50m幅の開口部を設



図－8（a）　導流堤1～3案

表－8.1　実験条件一覧表

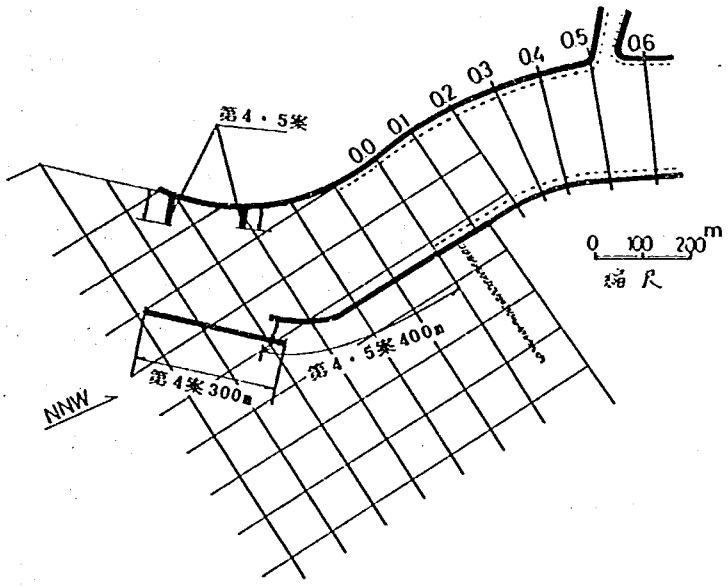
種別	実験 No.	河道条件		流量 (m^3/s)		潮位	波浪条件			
		導流堤	河床高	本川	保倉川	(T.P m)	実験波高 H (m)	沖波波高 H_0 (m)	波向	周期 (sec)
計画河道波浪侵入実験	N－1－1	第1案	計画	47	23	0.65	1.75	1.92	NNW	8.4
	2	〃	〃	〃	〃	〃	4.00	4.3	〃	10.3
	N－2－1	第2案	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	〃	8.4
	N－3－1	第3案	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	〃	〃
	N－4－1	第4案	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	〃	〃
	2	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	〃	10.3
	N－5－1	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	NW	8.4
	2	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	〃	10.3
	N－6－1	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	NNW	8.4
	2	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	〃	10.3
	N－7－2	第4案+対策工	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	〃	〃
	N－8－2	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	NW	〃
	N－9－1	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	NNW	8.4
	2	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	〃	10.3
	N－10－1	〃	〃	〃	〃	1.10	2.2	2.42	〃	8.8
	N－11－1	第5案	〃	〃	〃	0.65	1.75	1.92	〃	8.4
	N－12－1	第6案	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	〃	〃
	2	〃	〃	〃	〃	〃	2.50	2.75	〃	9.0
	3	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	〃	10.3
	4	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	NW	〃
	5	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	WNW	〃
	N－13－1	第7案	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	NNW	8.4
	2	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	NW	〃
	3	〃	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	WNW	〃
	N－14－1	〃	掘下げ	〃	〃	〃	1.75	1.92	NNW	〃
	N－15－1 (1)	第6案	〃	〃	〃	〃	1.75	1.92	〃	〃
	(2)	〃	〃	〃	〃	〃	2.50	2.75	〃	9.0
	2	〃	〃	〃	〃	〃	2.50	2.75	NW	〃
	3	〃	〃	〃	〃	〃	2.50	2.75	WNW	〃
	4	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	NNW	10.3
	5	〃	〃	〃	〃	1.10	2.50	2.75	〃	9.0
	N－16－1	〃	計画	〃	〃	〃	4.0	4.3	WNW	10.3
	2	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	NW	10.3
	3	〃	〃	〃	〃	〃	4.0	4.3	NNW	10.3

ける。さらに右岸防波堤に2基の突堤を出す。

第5案：第1案と第3案の中間的な導流堤400 mとした形状。

第6案：導流堤中間で150 mの開口部を設け，先端は河道右岸線形延長上とした形状。

第7案：第6案に対し，沖側導流堤を100 m短かくした案の形状。



図－8（b）　導流堤4～5案

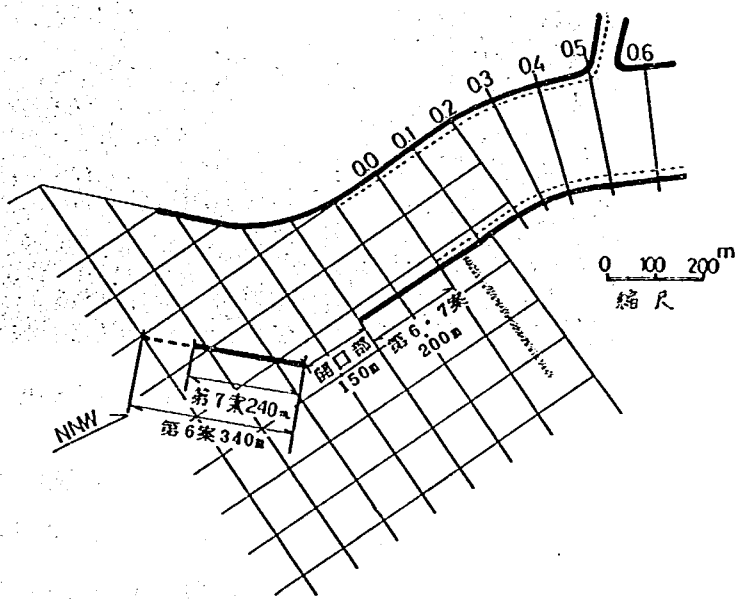
8－3　実験結果

8－3－1　導流堤形状による河道内波浪侵入防止効果について

計画河道では，現況河道に対し河道幅が約1.5倍，水深が約2倍となり，また河床勾配も緩く平坦なため，波高の減衰は少なく河道内への侵入波浪は非常に大きくなる。ここではこの対策として，導流堤形状の各案における河道内波浪侵入防止効果を以下に検討した。

(1)　各導流堤形状案の波浪侵入状況

①　実験Ⅳ－1（導流堤第1案形状，河道から真直ぐに250 m設置）



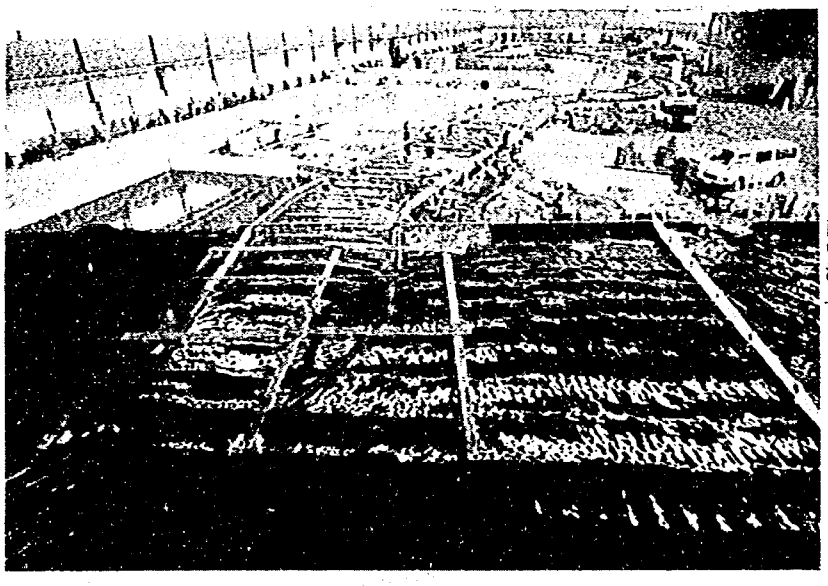
図－8（c）　導流堤6，7案

この実験では河道へ真直ぐに入射するＮＮＷ方向の波向に対し，$H_o=1.92m$，$H_o=4.3m$ の波高を与えた検討を行った。この結果は図－8.1.1～図－8.2.2.の等波高線図および波峰線図に示すように，導流堤による波浪侵入防止効果はほとんど認められなかった。この実験状況は，河道に真直ぐ侵入した波浪が0.1 Km左岸付近に当り，この地点からの反射波と中央部の波が合成され，0.6 km～0.8 km右岸へ

と向う。再びこの地点から反射波が発生し，1.2㎞～1.6㎞付近左岸へと向っている。1.4㎞付近においては，波高はかなり減衰し，護岸前面において0.25 m程度に減少している。0.6㎞～0.8㎞右岸側には，1.0 m弱の波浪が達しており打ち上げも大きいので要注意地点である。またH₀＝1.92 m（実験Ⅳ－1－1）とH₀＝4.30 m（実験Ⅳ－1－2）の波高分布図を比較すると0.0㎞地点付近の波高は，H₀＝4.3 m の方が大きいが，等波高の0.25 mおよび0.5 mについては，H₀＝1.9 mの方が上流まで延びていることがわかる。以上の結果より，この導流堤形状では，現況河道に比べはるかに上流まで，そして大きな波浪が侵入し，その防止効果はほとんどない状況であった。

② 実験Ⅳ－2－1（導流堤第2案形状，L＝250 m，Bₑ＝170 m）

この実験では開口部幅を狭めてあるので図－8.3.1～8.3.2の等波高線および波峰線図に示すように0.0㎞断面における波高は第1案よりは小さくなっている。しかしながら，反射，回折等の影響のために河道内波高はむしろこのケースの方が大きくなっている。



直江津港防波堤沿いからの侵入波が河道奥深くまで遡上している。

写真－8.1　波浪侵入状況（実験Ⅳ－2－1）

0.6㎞～0.8㎞右岸，あるいは1.2㎞～1.6㎞左岸の護岸前面の波高は小さくなっているので，この点に関しては効果があるといえるが，反射，回折の方向が若干変った場合には，護岸前面の波高が増大する事も考えられる。したがって，全体から判断して逆効果になっているといっても過言ではない。なお，波が砕波せずに入ってくる場合の波高は，底面のまさつによるエネルギー損失を無視し，河川流を零とした場合には，波エネルギーの保存則より，$H/H_0=\sqrt{B_e/B\cdot K_s}$ で評価しうる。ここでBは川幅，Bₑは導流堤先端川幅，Kₛは浅水係数である。これによれば導流堤先端を川幅の半分に絞っても，$1/\sqrt{2}$しか小さくならず，その効果は少ない。

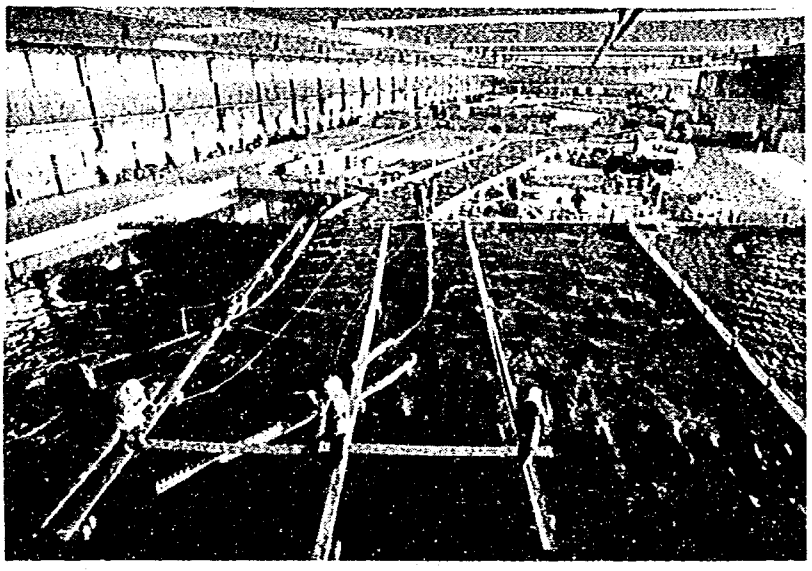
③ 実験Ⅳ－3－1（導流堤第3案形状，L＝650 m）

導流堤長を650 mとし，先端を河道右岸線形延長上まで曲げたこの実験では，侵入波をかなり防止することが出来る。第1案の場合には，2.0㎞付近まで侵入していたが，図－8.4.1～8.4.2の等波高線

および波峰線図に示すように，このケースでは1.3㎞付近までになり，波高もかなり小さくなっている。しかしながら0.5㎞断面において1.0m近い波高が観測されており，現況河道に比べるとまだかなり大きい波が侵入している事になる。とくに開口部付近において導流堤に沿う波が大きく，この波が河道内に達するものと思われる。そこでこの沿い波を河道外へ発散させる方法として考えられたのが第4案である。

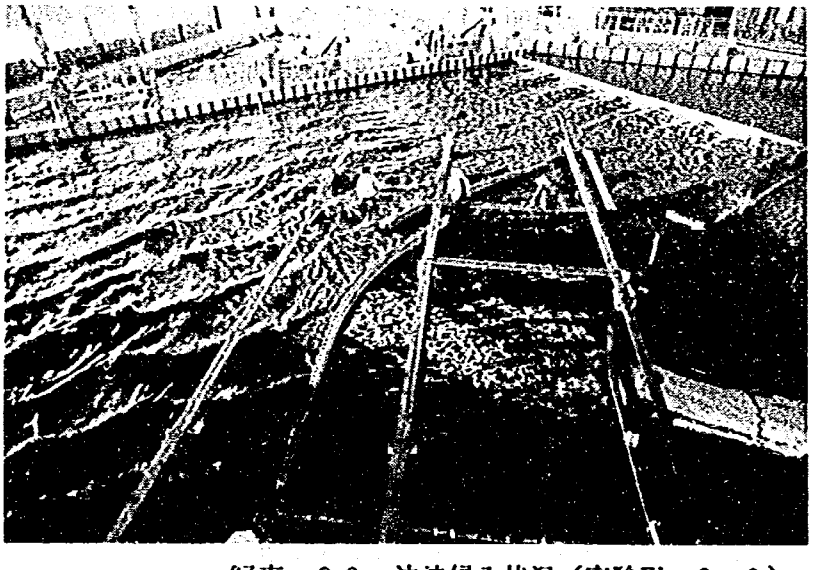
④ 実験Ⅳ－4－1～Ⅳ－6－2（導流堤第4案形状）

導流堤先端位置を第3案と同じとし，中央部付近を重複させて50m幅の開口部を設けた形状である。また右岸防波堤から2基の突堤を出した。この実験結果の等波高線および波峰線図を入射波高，波向別に図－8.5.1～図－8.10.2に示す。波浪侵入状況は第3案と比較すると若干減少させることが出来る。これは導流堤中央部に設けた開口部からの沿い波の発散，そして右岸突堤による効果と考えられる。しかしながら，入射波高H。＝4.3mの場合には1.4㎞付近にも波高0.5mの侵入波が観測されており，現況よりもまだかなり侵入し易いことがわかる。



河口部からの侵入波が沿い波となって河道を遡上している。

写真－8.2　波浪侵入状況（実験Ⅳ－4－2）



導流堤による波浪侵入が防がれている。

写真－8.3　波浪侵入状況（実験Ⅳ－6－2）

いっぽう，この実験ではＮＮＷ，ＮＷ，ＷＮＷの３方向の波向について検討した。この波浪侵入状況を波向ごとに比較して見るとＮＷ方向の侵入波が大きい結果になっている。河口部付近における波高は，ＮＮＷ方向の場合の方がかなり大きくなっているが，0.5㎞付近および特に上流の1.1㎞～1.4㎞付近においては，ＮＷ方向の場合の方が大きくなっている。入射方向からすれば，ＮＮＷ方向が最も侵入し易い方向と考えられるが，これとは若干異なった結果になっている。これは開口部からの入射波ばかりではなく反射波，回折波等がかなり影響しているものと思われる。ＷＮＷ方向は導流堤に対して直角に近い方向であり，開口部からの入射波は非常に少なく，河道内侵入波も小さい。ただしこの方向の場合には，特に入射波の大きい場合に導流堤を越波する波が多いので注意が必要である。また，この導流堤形状では，$H_0=1.92m$より$H_0=4.3m$の場合の方が各方向とも波浪の侵入が若干大きい。

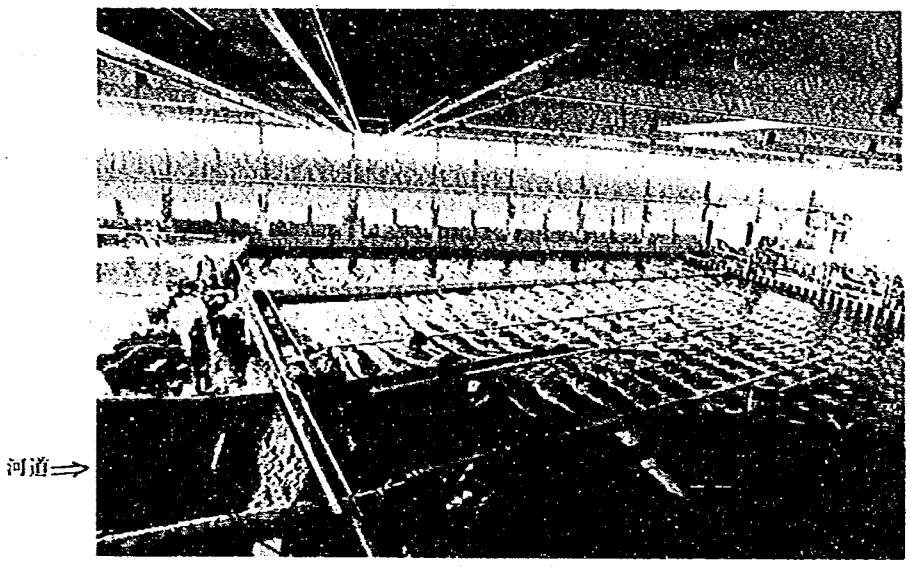
⑤　実験Ⅳ－７－２～Ⅳ－10－１（導流堤第４案形状＋対策工）

このケースで検討した対策工は，第４案の実験結果から直壁の場合には沿い波が大きくなり易い事，および導流堤に対して直角方向から入射した場合に導流堤上を越波する波が多い事から，導流堤両側に消波工（４号砕石）を設置したものである。この結果の等波高線図および波峰線図を図－8.11.1～図－8.15.2に示す。これより第４案の結果と比較すると導流堤および低水護岸前面の波高を若干小さくする効果は見られるものの，波浪侵入はむしろ大きい。これは消波工として用いた砕石が細く，空隙率は0.3前後であったためと考えられ，波浪侵入に対する顕著な効果は得られなかった。ただし，導流堤の安定，前面の洗掘防止のためにも消波工は有効と考えられるので設置する事は不可欠であろう。なお，波向別による波浪侵入状況は第４案形状とほぼ同じ状態であり，0.4㎞から下流では，ＷＮＷ＜ＮＷ＜ＮＮＷ，上流ではＷＮＷ＜ＮＮＷ＜ＮＷの順で河道内波高が大きくなっている。実験Ⅳ－10－１は潮位をT.P 1.10 mとした場合の検討であるが，潮位T.P 0.65 mの実験Ⅳ－９－１と比較すると，当然ながら潮位の高い方が侵入波浪が大きい。とくに0.4㎞～0.6㎞右岸付近の波高が大きく最高1.0 mにも達している。潮位T.P 1.10 mの場合でも，特殊堤を越える程の打ち上げは見られなかったが，潮位が高くなれば侵入波も大きくなる傾向なのでこのような潮位と波高の大きい条件が生ずる可能性があればその対策も必要と考えれる。

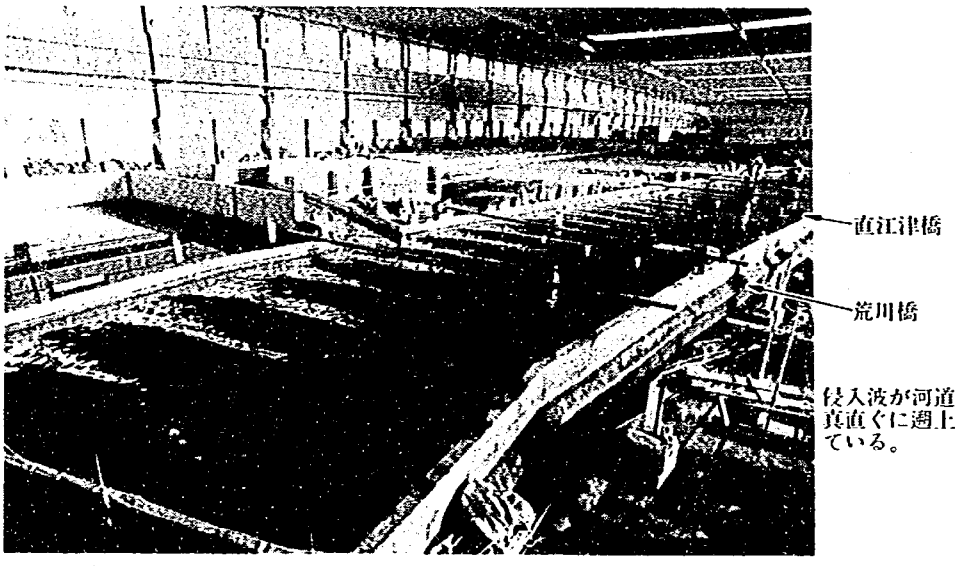
⑥　実験Ⅳ－11－１（導流堤第５案形状，L＝400 m）

本実験は導流堤第４案の先端部300 mを取り除き，第１案と第３案の中間的な案としてL＝400 mとして検討した。

この波浪侵入状況は図－8.16.1～8.16.2の等波高線図，および波峰線図に示すように，2.0㎞付近まで波浪が侵入し，第１案導流堤の場合より回折や反射波の集中等によって，波高が若干高い状態となっている。よって，この導流堤案では波浪侵入防止効果はあまり得られなかった。



写真－8.4　波浪侵入状況（実験Ⅳ－11－1）



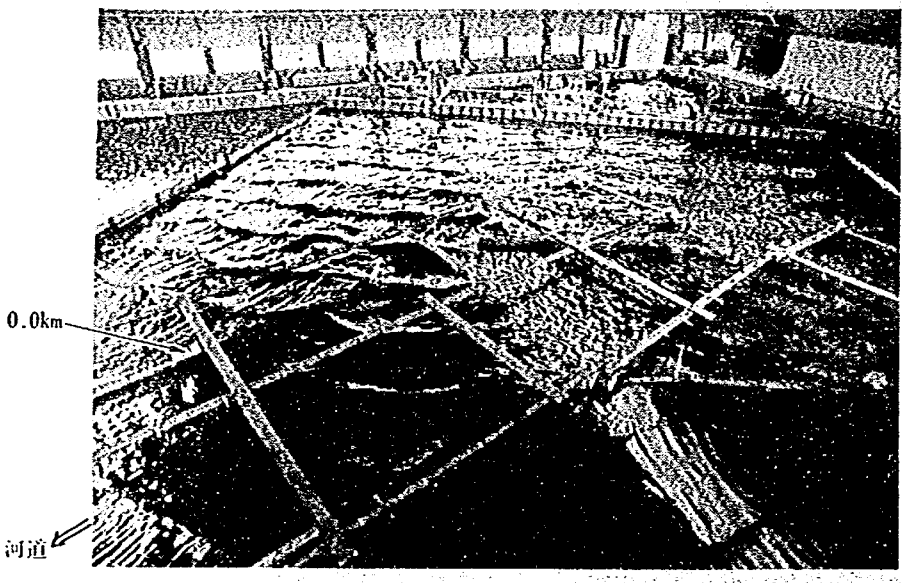
写真－8.5　波浪侵入状況（実験Ⅳ－11－1）

⑦　実験Ⅳ－12－1～5（導流堤第6案形状，L＝540 m，開口部幅 150 m）

これまでの検討より，河道部右岸法線延長上まで導流堤を出すことによって，かなり侵入波浪を防止できることが判明した。ただし，この状態でも現況より侵入波浪は大きくなっており，河道内深く波浪が侵入することはまぬがれない。しかしながら，洪水疎通や導流堤の安定等の問題もあり，ここでは導流堤中間で 150 mの開口部を設け，先端位置は河道右岸線形延長上とした第6案形状について検討した。

この導流堤形状は，第4案形状に対して導流堤中間部の開口幅を大きく拡げたものに相当する。波浪侵入状況は図－8.17.1～8.17.2の等波高線図および波峰線図に示すように，第4案形状（実験Ⅳ－9－1）より今回の第6案導流堤の方が侵入波浪が小さい結果が得られた。導流堤第4案の場合には，導流堤に沿って波浪が侵入する傾向にあるが，今回の場合には，この沿い波がより開口部から導流堤外へ

発散するために，この付近の波高が小さくなったものと考えられる。なお，0.4㎞付近から上流については若干異っているが，大きな差はないと判断して差し支えないであろう。又，沖波波高2.75mの場合は，図－8.18.1～8.18.2の等波高線図および波峰線図に示すように，0.6㎞～0.8㎞右岸，1.4㎞左岸での平場への打ち上げが見られケースⅣ－12－1に較べて，可成り大きな侵入波があった。ケースⅣ－12－3～5では沖側導流堤の設置によって，さらに大きな波でも砕波することなしに河道内へ波が侵入するため，砕波限界付近の波浪として沖波波高H₀＝4.3mの場合を検討した。波浪条件が大きくなったことによってケースⅣ－12－1～2より大きな侵入波高となり，図－8.19.1～8.21.2の等波高，波峰線図に示すよう可成り上流まで波が遡上し，0.6㎞～0.8㎞の左右岸，1.4㎞左岸などでの平場への打ち上げがあった。波向による相違は，導流堤内では，回析，重複等によりそれぞれ異った値を示すが，河道内での波高の減衰の程度は同傾向として差し支えないものと考える。

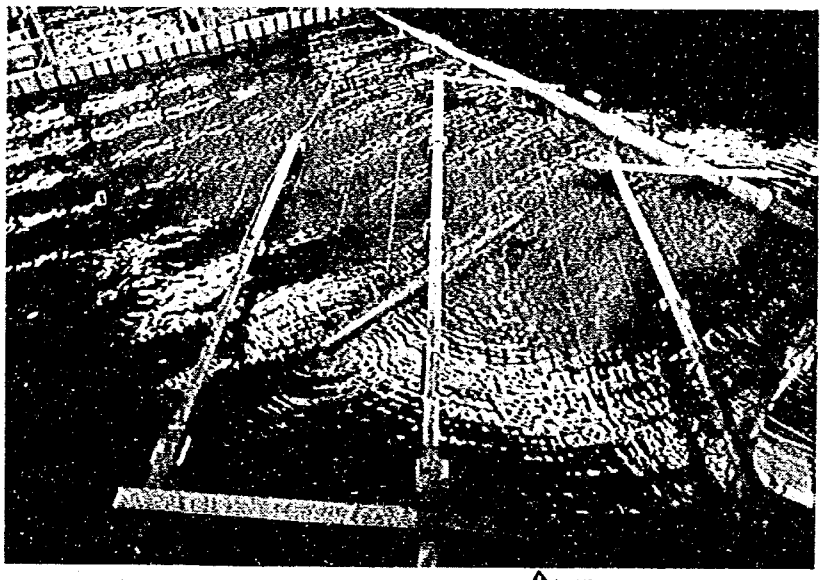


写真－8.6　波浪侵入状況（実験Ⅳ－12－5）

⑧　実験Ⅳ－13－1～Ⅳ－13－3（導流堤第7案形状）

このケースは洪水疎通を考慮して，導流堤先端部を第6案より100m短かくした形状について検討した実験である。入射波の方向は3種類について検討した。この波浪侵入状況を図－8.22.1～8.24.2に示す。まず，第6案の結果と比較すると，侵入波浪がかなり大きくなっていることが判る。導流堤先端部から河道1.8㎞付近まで第6案導流堤の約2倍の波浪が侵入する結果となっている。これは導流堤を短くしたことによって，とくにＮＮＷ方向の波が入り易くなったためと考えられる。

いっぽう，波向による侵入波浪の結果を比較すると，0.4㎞より河口部側では，波向が西側（ＷＮＷ方向）になるに従って侵入波浪が小さくなる傾向が見られる。しかし，河道内においては，西側寄りの波高が大きい地点も見られており，一概にＮＮＷが侵入し易い波向とは言い難い結果になっている。これは波向が西に傾くに従って導流堤開口部からの侵入波が多くなるためと考えられる。いずれにしても，この導流堤形状案では，沖波波高H₀＝1.92mの波浪条件でも河道1.0㎞付近で0.5m程度の侵入波は



写真－8.7　波浪侵入状況（実験Ⅳ－13－3）

まぬがれないようである。

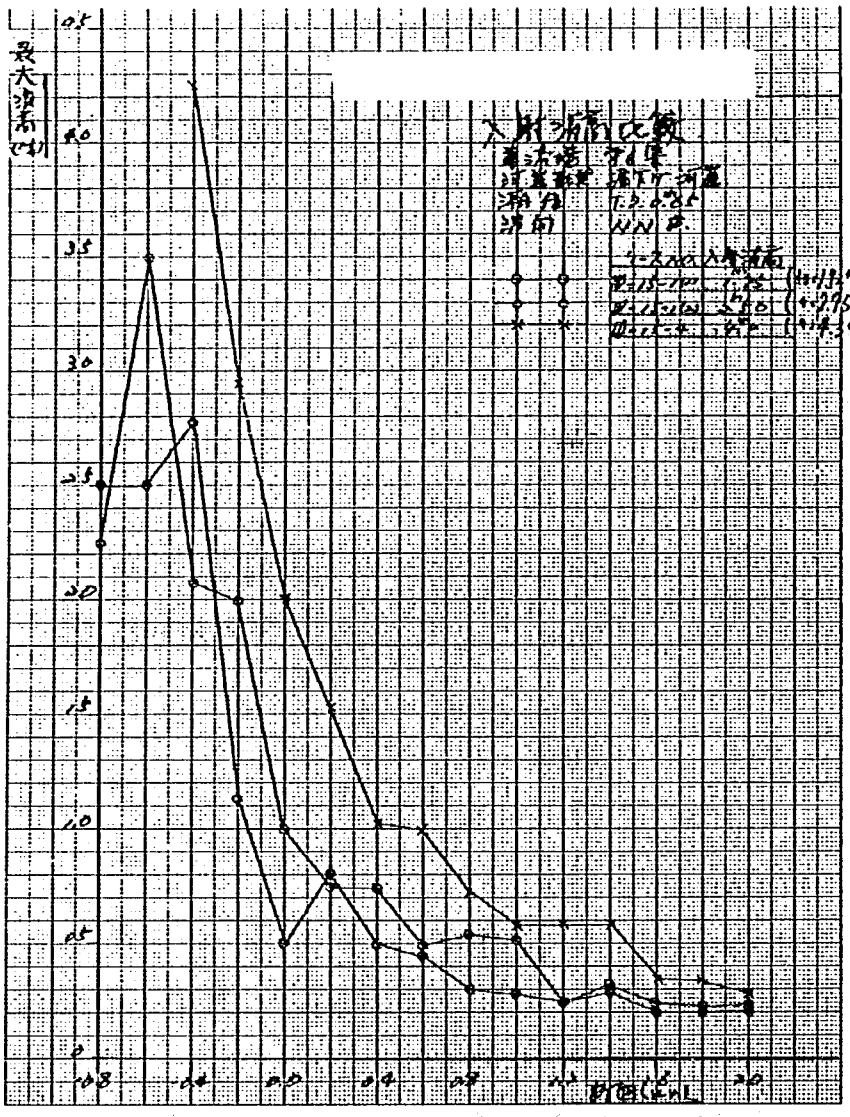
⑨　実験Ⅳ－14－1（導流堤第7案，掘下げ河道）

このケースは，次節の計画洪水流実験（固定床）による検討で述べるが，洪水疎通能力を増すために，下流部の計画河床高よりさらに0.5 m掘下げた場合の波浪侵入について検討した。この波浪侵入状況は，図－8.25.1～8.25.2に示すような結果であり，実験Ⅳ－13－1（計画河道，導流堤第7案）と比較すると若干の差はあるものの，ほとんど同程度の波浪侵入となっている。これは導流堤形状によって侵入波が規定され，この程度の河道内水深増による影響は比較的少ないものと考えられる。

⑩　実験Ⅳ－15－1～5（導流堤第6案，掘下げ河道）

この一連の実験は，波浪侵入防止効果の得られた導流堤第6案形状で，0.8 km から下流河道を計画河床高から0.5 m 掘り下げた場合の波浪侵入状況を検討したものである。

実験結果を図－8.26.1～8.31.2の等波高線図，波峰線図に示す。先ず，同一の入射方向ＮＮＷの沖波波高1.92 m，2.75 m，4.3 mの3ケースを較べると図－8.32の最大波高縦断図にも示すように，沖波波高の大きいものほど河道内への侵入波高が大きい傾向となった。特に沖波波高2.75 m は，1.92 mに比して河道内での減衰も少なく，0.2 km～0.4 km 左岸，0.6 km～0.8 km 左右岸の平場への打上げがある。沖波波高4.3 mは年間発生頻度1％にも満たないものであるが，上流まで大きな侵入波高を維持しており注意を要する。但し，河岸への打上げ位置，規模は2.75 mに較べて特に大きいということはない。一般に波は，河口に近づき水深が浅くなったり，急勾配となると波高が大きくなり砕波し，その後河床面の摩擦や波の重複等で徐々に波高が減衰する。よって，沖波波高が大きくとも沖合で砕波すれば侵入波浪は小さいものとなる。従って，河道内への最大侵入波高は，河口部で砕波限界を越えない波と考えられる。ここでは，沖波波高4.3 mの波は5.6～6.9 mが砕波水深となり，本実験の河床高では



図－8.32　最大波高縦断図

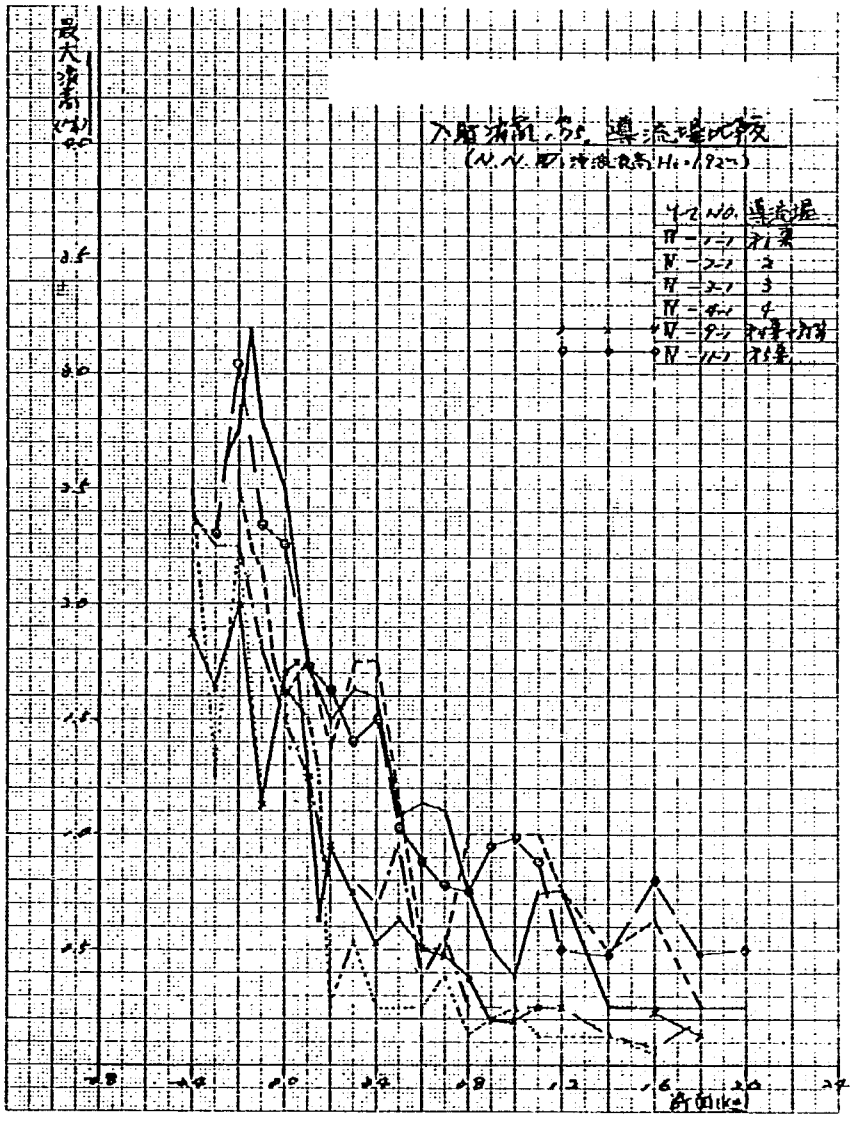


写真－8.8　波浪侵入状況（実験Ⅳ－15－4）

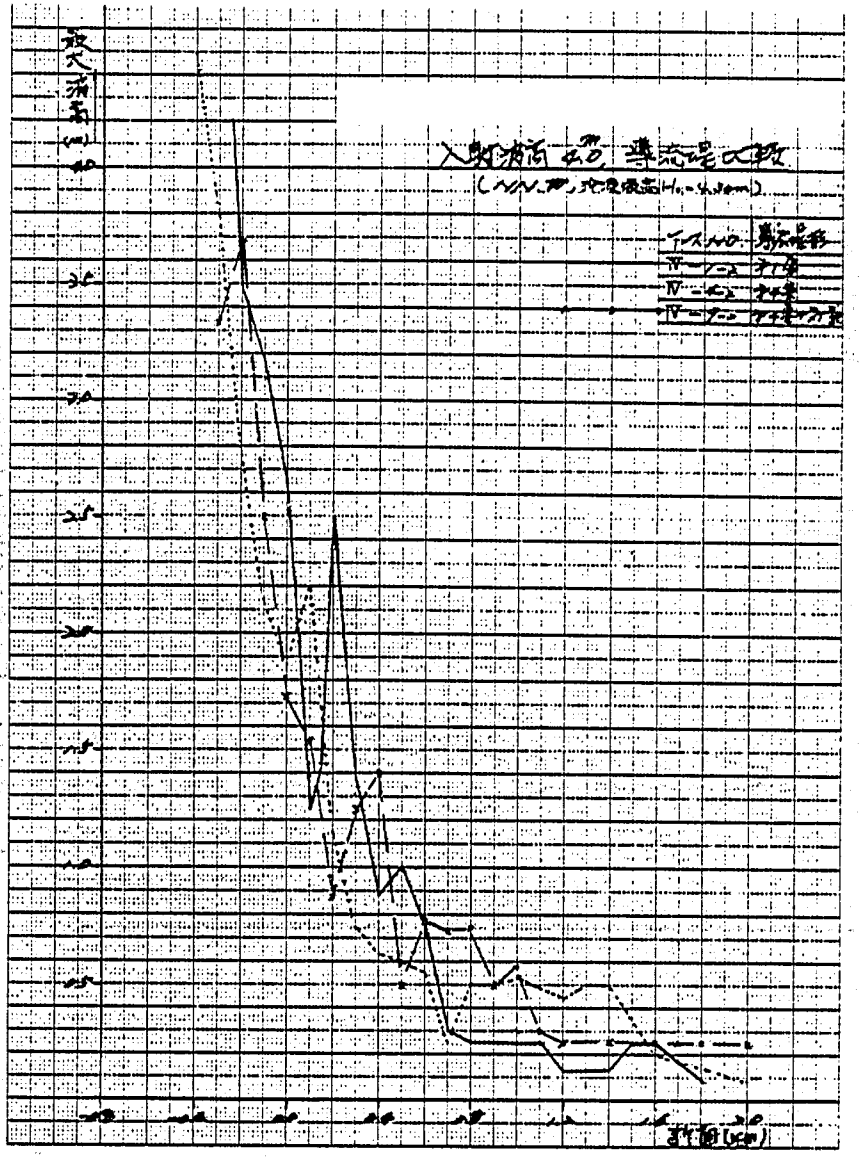
河口水深が約6.2 mであることからこの波は河口部で砕波することなく侵入しているものと考えられる。従って，導流堤第6案形状でも，掘下げ河道では沖波波高4.3 mの波が砕波ぎりぎりのものとして侵入すること，又2.75 mでも可成り河道への侵入波浪があることがわかった。

(2) 導流堤形状の相違による河道内波浪侵入状況

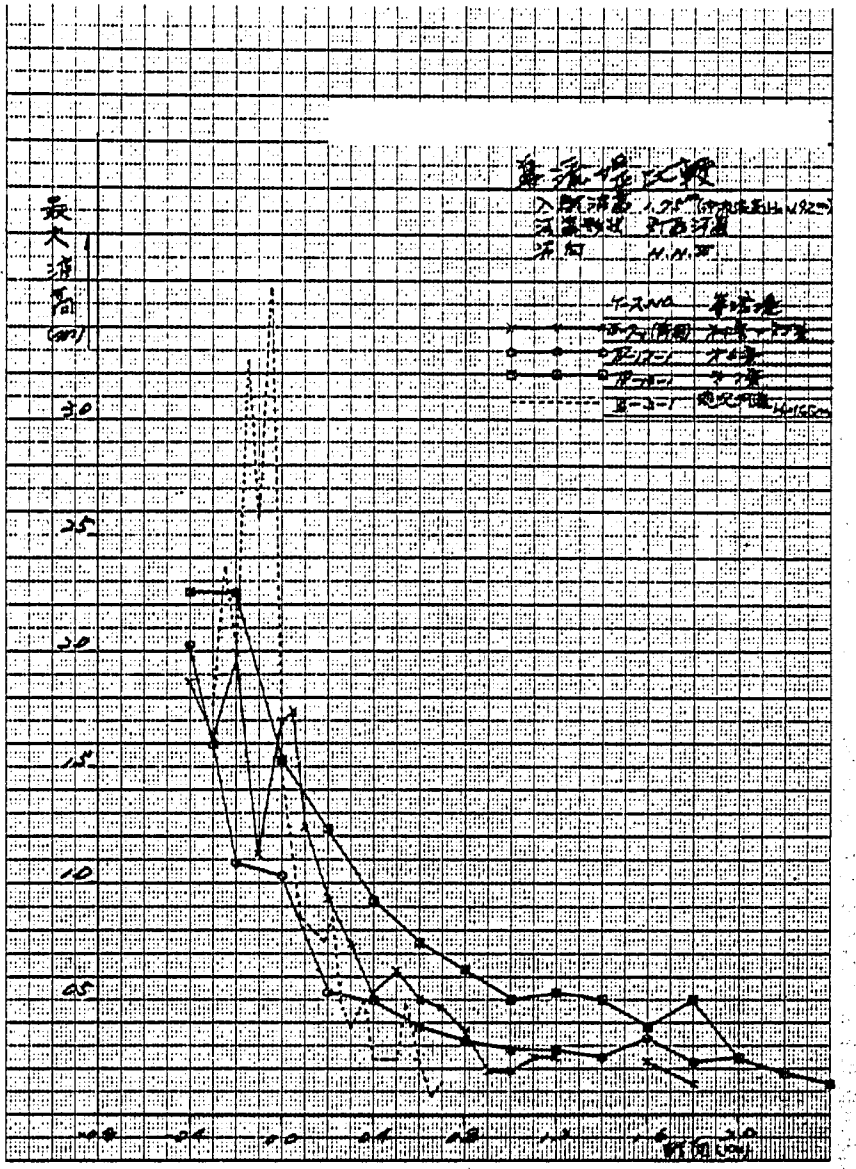
図－8.33.1～8.33.3は，波向と入射波高の条件を一定として，導流堤形状の違いによる河道内最大波高を比較したものである。この図から導流堤第4案と第6案が河道内波高が低く，波浪侵入防止効果が大きい。導流堤第1案，第2案，および第5案は，0.8 km地点において河道内波高が約1 mと侵入波浪は減衰しておらず，その防止効果はあまり得られなかった。導流堤第4案は洪水疎通の点で若干問題があるように思われた。また，導流堤を第6案より100 m短かくした第7案では，第4案ならびに第6案より河道内波高が0.2～0.4 m程度大きいことがわかった。



図－8.33.1　最大波高縦断図（計画河道）



図－8.33.2　最大波高縦断図（計画河道）



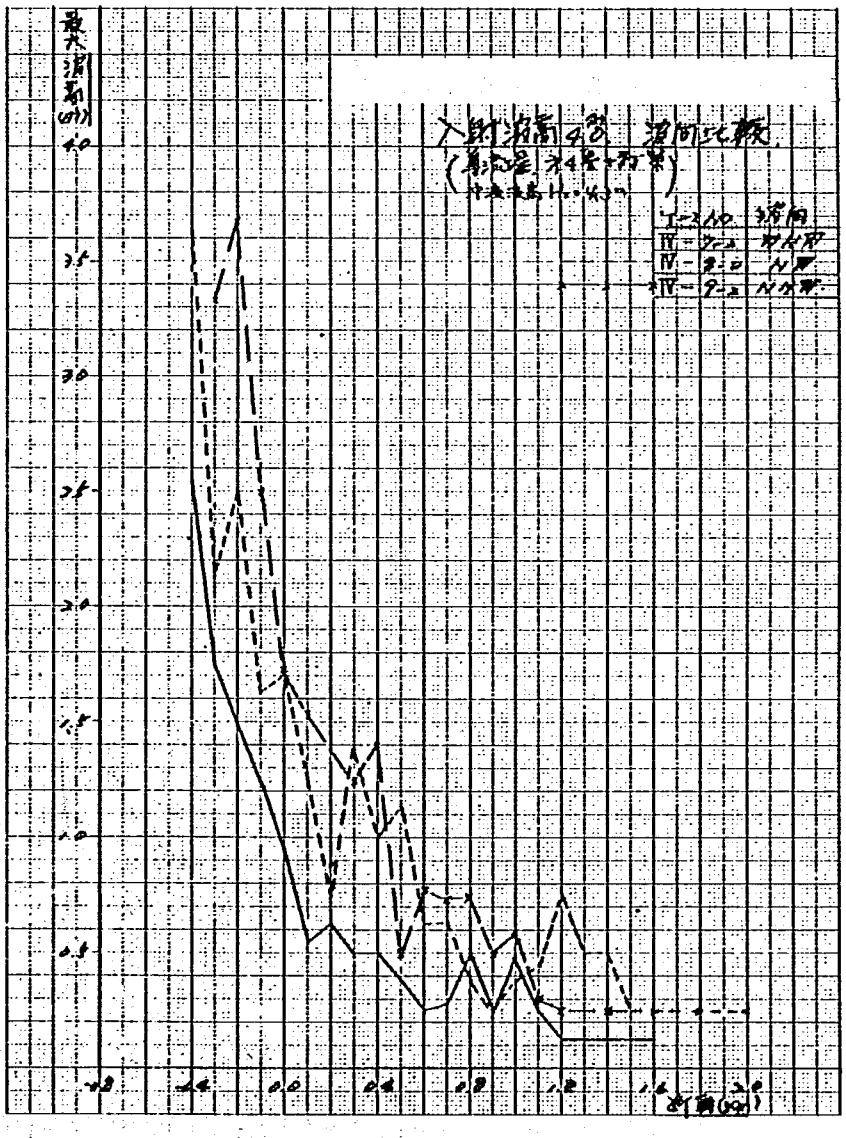
図－8.33.3　最大波高縦断図

8－3－2　波向の違いによる河道内波浪侵入について

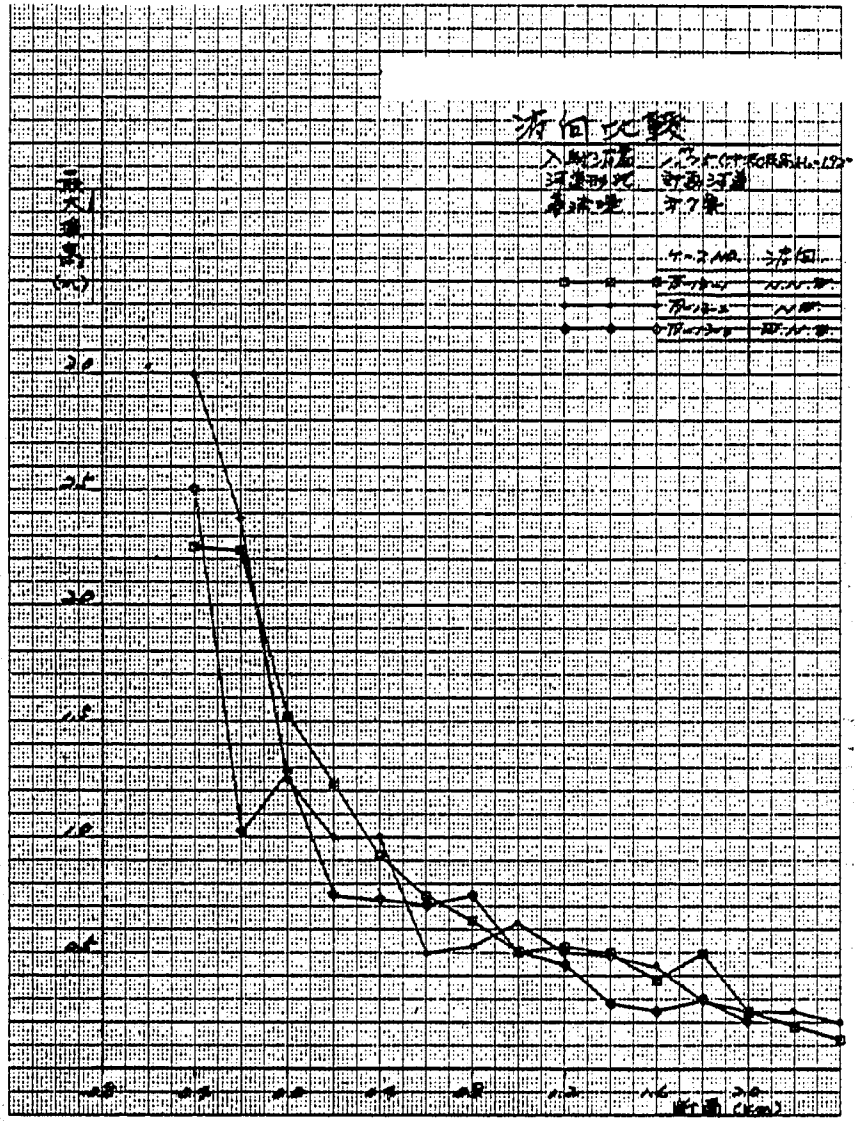
図－8.34.1～8.34.4は導流堤第4案＋対策工と導流堤第7案，導流堤第6案の計画および掘下げ河道の波向の違いによる河道内最大波高を比較したものである。導流堤形状別の波浪侵入状況で述べたように，入射方向からすればＮＮＷ方向が最も侵入し易いと考えられるが，第4案形状では反射波や回折波等の影響によって，ＮＷ方向の河道内波高がＮＮＷとほぼ同程度となっている。ＷＮＷ方向は導流堤に対してほぼ直角に近い方向であり，河道内波浪侵入は少なく，波高も小さい。

いっぽう，導流堤第7案形状では波向が西側になるにしたがい，導流堤開口部からの侵入波が多くなることによって，河道内への波浪侵入は波向による明確な違いはない。ただし，0.4㎞より河口側では西側方向の波向の方が侵入波高は小さくなる傾向が見られる。

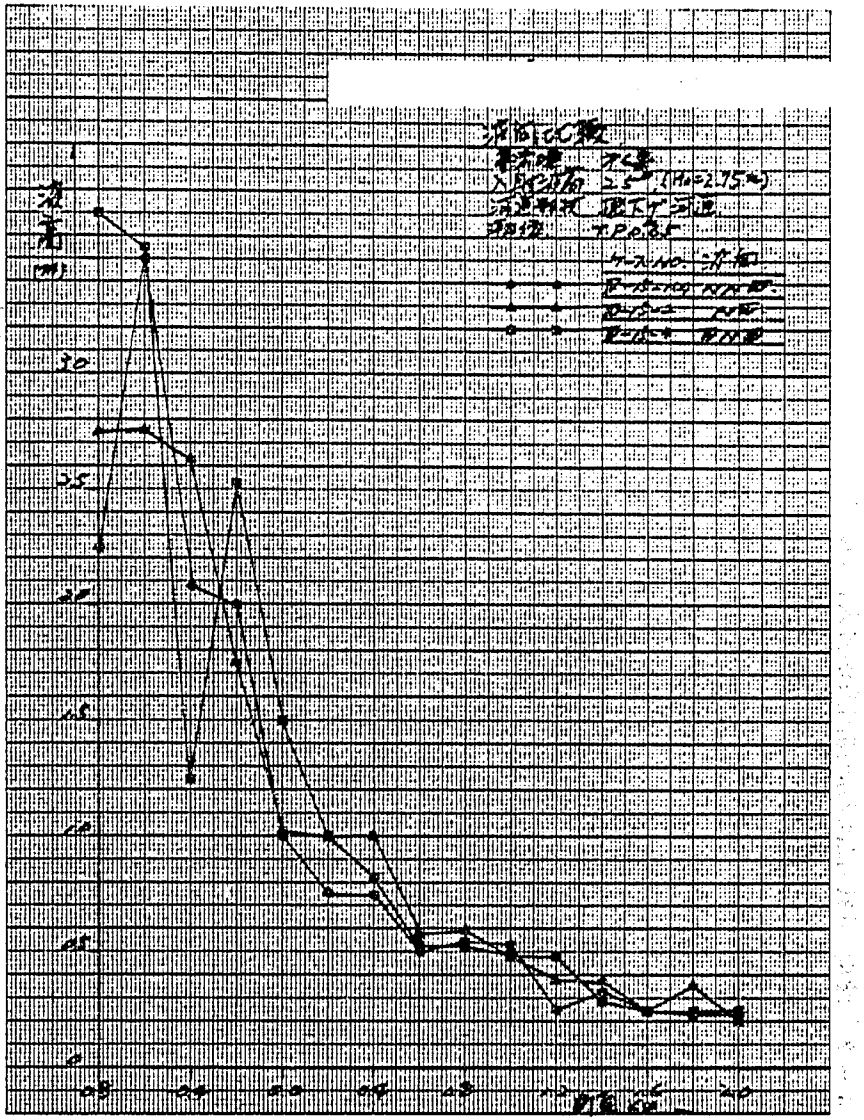
導流堤第6案形状の計画および掘下げ河道では，波浪条件の違いによって，0.0㎞より海側では波高が異なるものの河道内では3方向ともに0.2㎞付近まで1.0ｍ～1.2ｍ近い波が侵入し，0.6㎞付近で0.6ｍ程度に減衰する結果となっている。この形状も，第7案形状と同様の理由により，入射方向の差は余り明確でない。



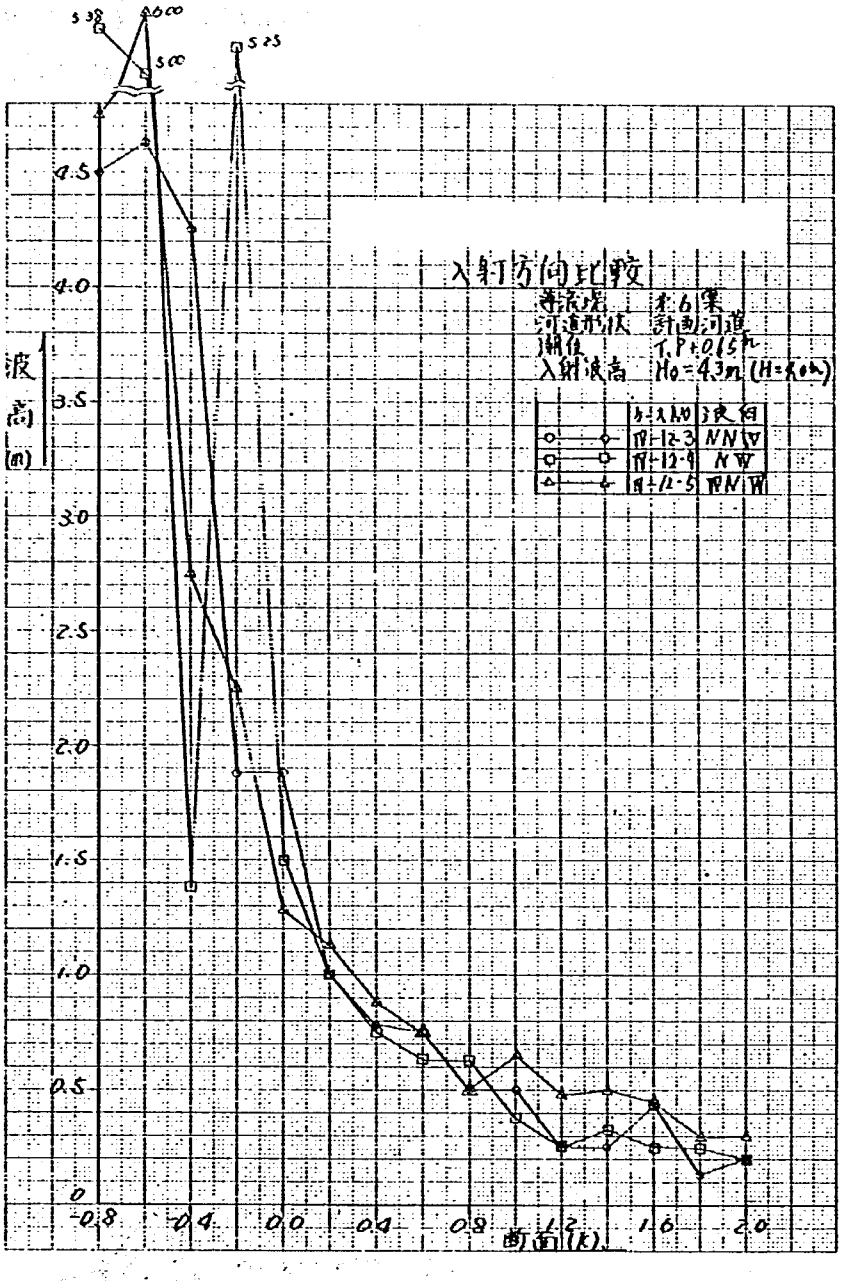
図－8.34.1　最大波高縦断図（計画河道）



図－8.34.2　最大波高縦断図



図－8.34.3　最大波高縦断図

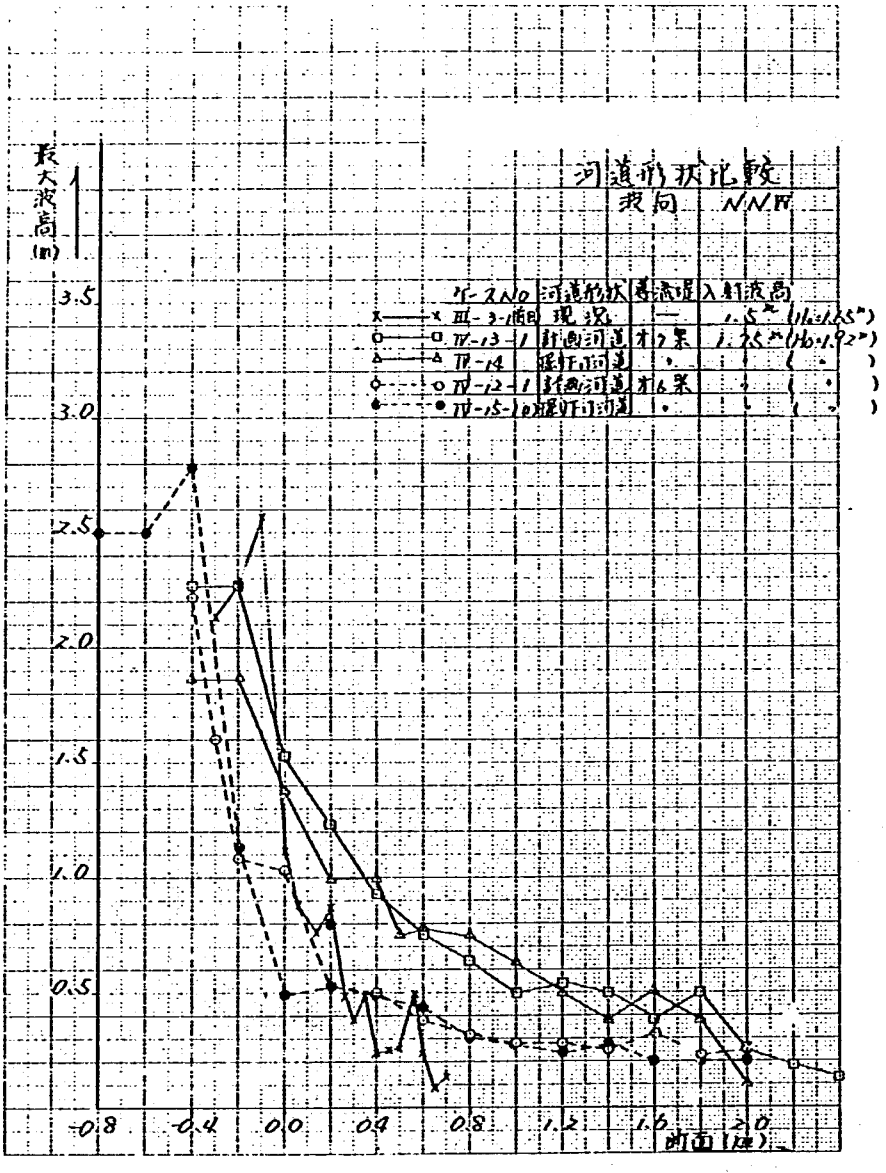


図－8.34.4　最大波高縦断図

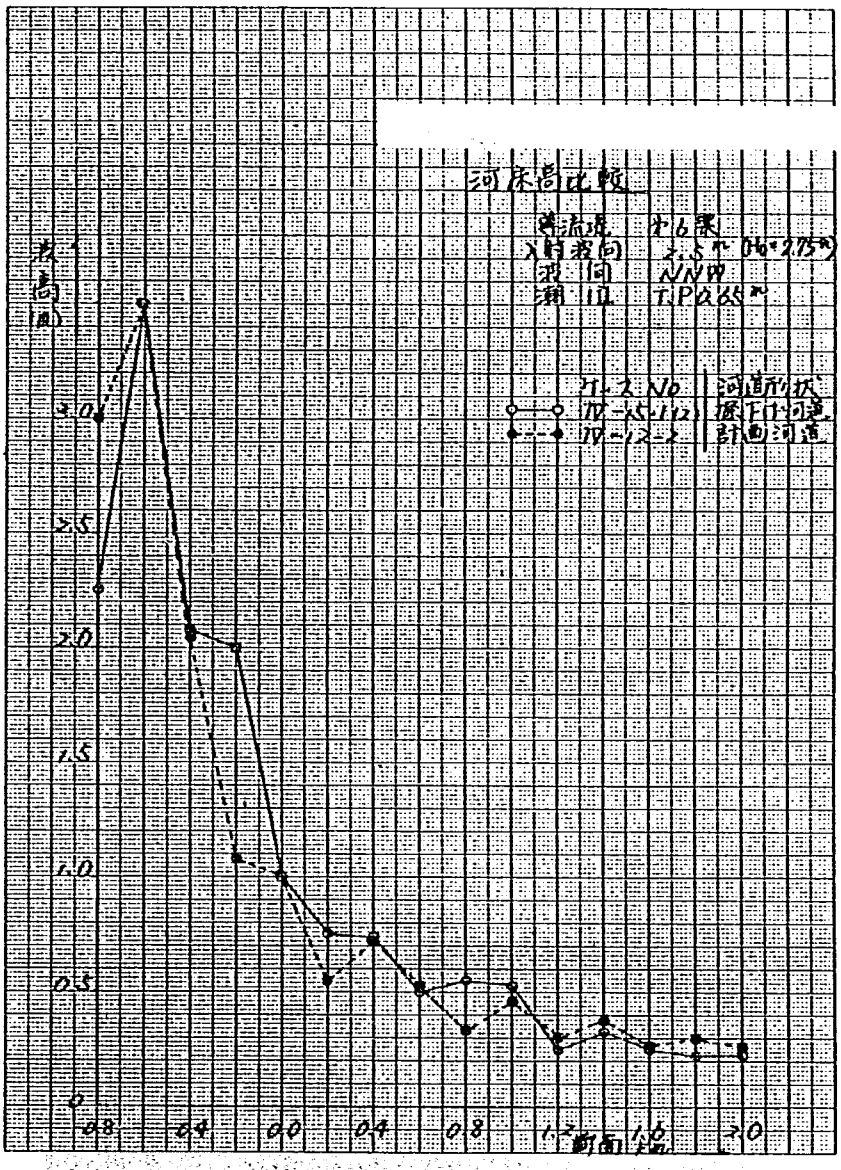
8－3－3　河道形状の違いによる河道内波浪侵入について

図－8.35.1～8.35.2は現況，計画および計画掘下げ河道（－0.5 m）での河道内波高を比較したものである。第7案導流堤形状の場合，入射波高1.75 mでは計画河道に対して0.5 m掘下げによる影響は明確ではなく，第6案形状でも同じく，計画河道と掘下げ河道の差は余りない。但し，掘下げ河道では，入射波高が大きくなるにつれて，計画河道と較べてやや侵入波高が大きくなる傾向がある。また河道内波浪侵入防止効果の得られた計画河道の導流堤第6案形状と現況河道を比較すると，計画河道時の導流堤

第6案は，沖合いまで設置された導流堤の効果によって，0.6km付近で0.6m程度の波高に減衰するものの，現況河道より大きな波浪が侵入する。計画河道では現況に対し，水深や河床勾配，川幅等も大きく変わることによって，砕波限界時の波浪条件も異なる。このため波高の減衰も非常に少なく河道内深く波浪が侵入する。この河道内波浪侵入を導流堤によって，現況河道以下の波浪侵入におさえることは，洪水疎通等の問題からしても困難であろう。



図－8.35.1　最大波高縦断図



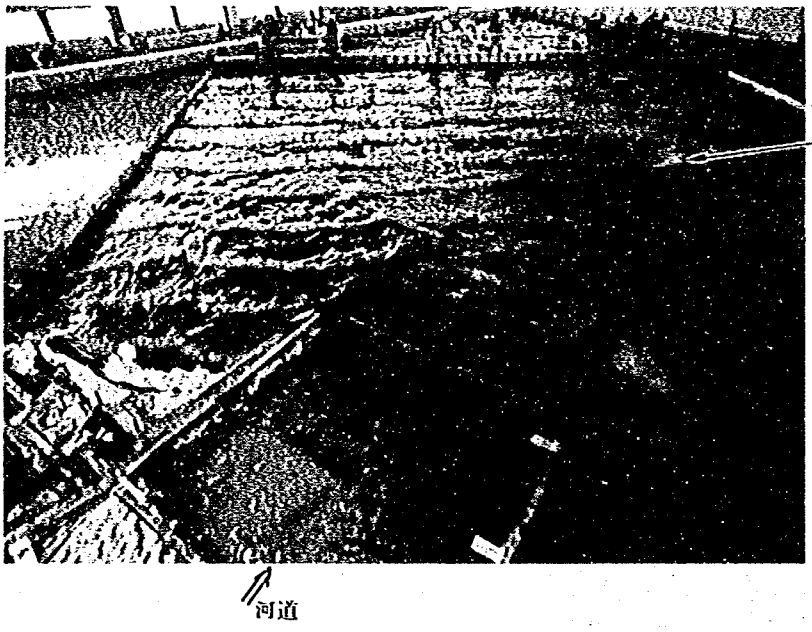
図－8.35.2　最大波高縦断図

8－3－4　導流堤第6案における河口堤防への波の打ち上げ高，および波高等の違いによる河道内波浪侵入について

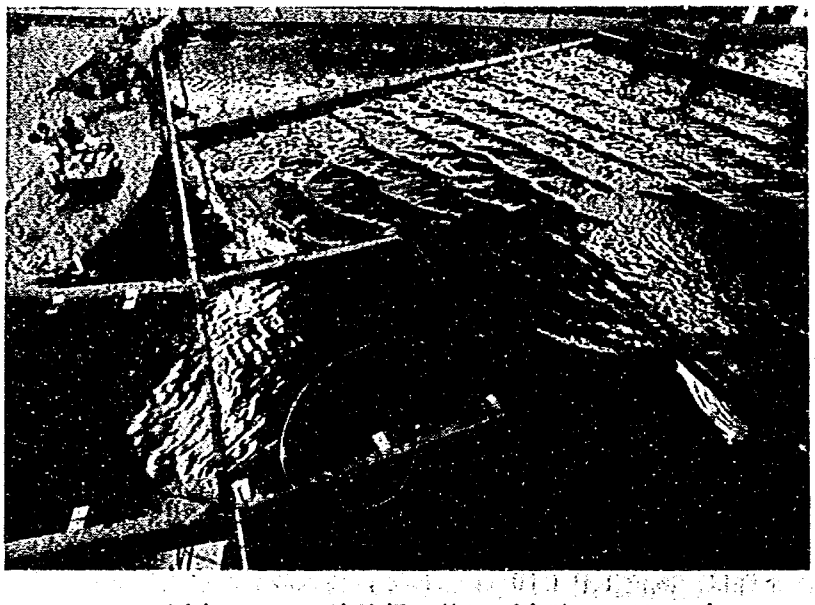
(1)　河口堤防への波の打ち上げ高の検討（実験Ⅳ－16－1～3導流堤第6案）

この一連の実験は，導流堤第6案の場合の河口部から1.0 kmまでの堤防への波の打ち上げ高の検討を行ったものである。波浪条件は，潮位T.P 1.10 mとして，侵入波高が最大となる沖波波高H_0＝4.3 mを用いてWNW，NW，NNWの三方向の波向を与えた。

各波向での左右岸堤防への打ち上げ高の結果を図－8.39～41に，波浪侵入状況を図－8.36～8.38に示す。WNW方向は，導流堤開口部からの侵入波の影響が大きく，0.0 km～0.3 km右岸，0.0 kmから下流で計画高水位を越える打ち上げが見られた。NNW方向は，導流堤先端開口部分からの侵入波が河道を遡上するために，0.3 kmから下流で計画高水位を越える打ち上げがあり，特に河道内では左岸側が大きい結果となった。NW方向は，計画高水位を越えるのは0.2 kmまでと他の二方向と比較して小さな



写真－8.9　波浪侵入状況（実験Ⅳ－16－1－(1)）



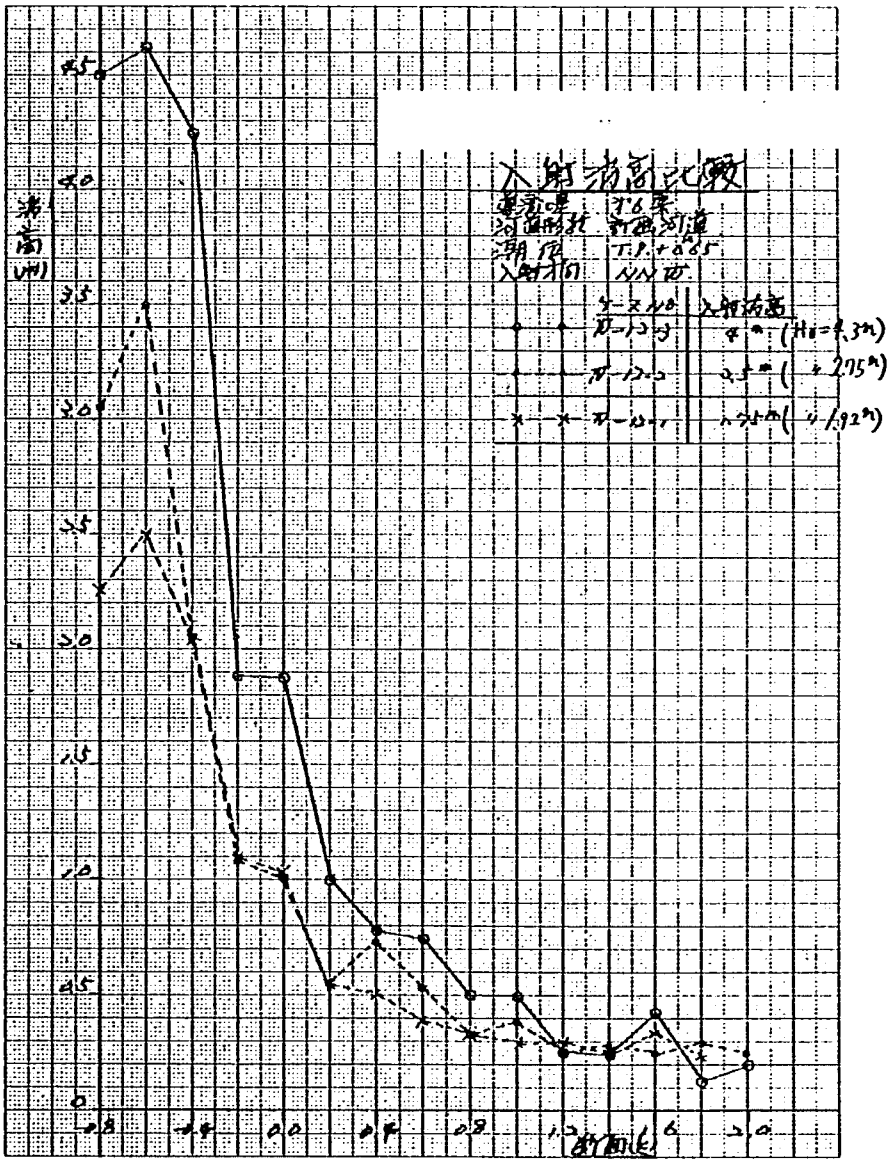
写真－8.10　波浪侵入状況（実験Ⅳ－16－2）

値となった。各方向とも波峰線が堤防に当る位置で打ち上げが大きくなる傾向があり，それぞれの波向の各地点での最大打ち上げ高を縦断図（図－8.42）としてまとめると，0.3㎞から下流は左右岸とも計画高水位を越えている。現河口部の特殊堤高は右岸側－0.37㎞～－0.16㎞間がT.P 5.8 mとなっており，さらに上流0.4㎞まで約T.P 4.3 m～T.P 3.8 mの高さとなっている。計画河道の導流堤第6案形状における河口部堤防高としては，既設堤防高および図－8.42より，右岸側－0.37㎞～0.0㎞間については現堤防高の高い部分と同じT.P 5.8 m，0.0㎞～保倉川合流部間は，T.P 4.0 m以上の高さが必

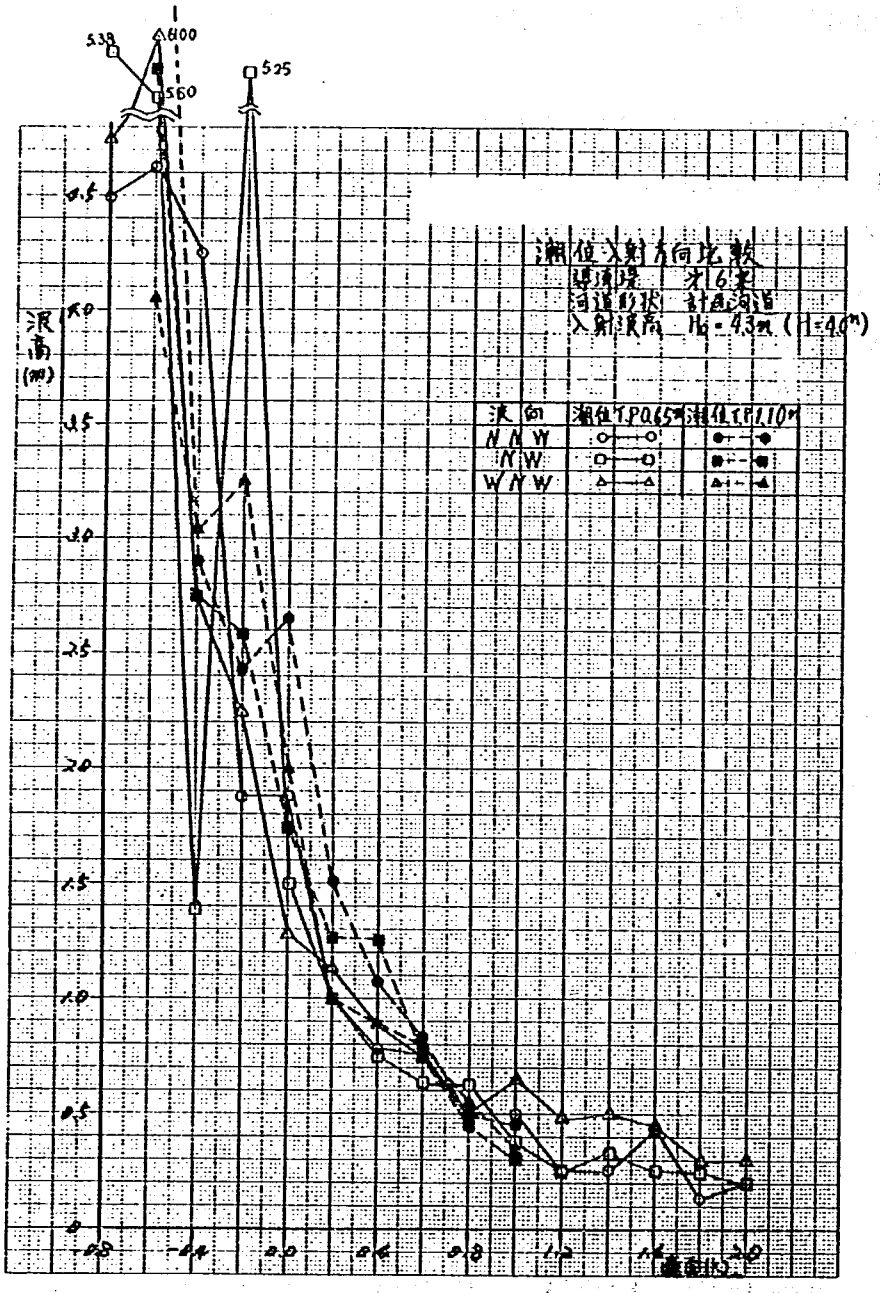
要と考えられる。左岸側についても同様0.0km～0.3km間付近はT.P 4.0 m以上の高さが必要となろう。なお左岸導流堤は直江津港側防波堤と同じ高さ（T.P 4.5 m）で実験を行ったが，発生頻度の多いWNW方向の波向の場合，沖側導流堤では，越波量も非常に多く，少なくともこの程度の高さは必要と思われた。

(2) 波高，潮位の違いによる河道内波浪侵入について

図－8.43.1～8.43.2は入射波高および潮位・波向の違いによる最大波高縦断を比較したものである。導流堤先端から侵入した波浪は，沖側導流堤背後に回折するため，砕波限界付近の波高も大きくなることによって，入射波高の大きいほど河道内への侵入波が増加する結果となっている。ただし，入射波高$H_0=4.3\,m$は導流堤第6案での砕波限界付近の波高と考えられる。この入射波高では0.2km～0.4km付近まで1.0 m，1.0km付近で約0.5 mの波が侵入する。入射波高$H_0=2.75\,m$以下ならば0.0kmで約1.0 m，0.6kmで約0.5 mの侵入波に減衰する。入射方向の違いとしては，8－3－2で述べているよ



図－8.43.1　最大波高縦断図



図－8.43.2　最大波高縦断図

うに，導流堤内では回折，屈折，反射等により，複雑に影響し合ってそれぞれ異なった値を示すが，河道内での波高の減衰状況の差は余り明確ではない。また潮位については，T.P 1.10 m，T.P 0.65 mで比較検討したが，0.0 km～0.4 km間付近ではほとんど同一の結果になっており，河道内侵入波浪に対する影響は少ないものと判断される。

8－4　まとめ

計画河道時の河道内波浪侵入対策として，導流堤形状の各案における防止効果を検討した。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) 計画河道においては，現況河道よりはるかに上流まで，そして大きな波浪が侵入する。この対策としては，導流堤を河道右岸線延長まで伸ばし，河口前面を塞ぐようなかたちとしなければ，その効果は少なかった。

(2) ただし，導流堤を河道右岸線延長まで伸ばした第3案形状，および導流堤中間部を重複させて50mの開口部を設けた場合（第4案形状）では，導流堤に沿う波や反射，回折波の影響によって現況よりも波浪が侵入し易く，また洪水疎通の点で若干問題があるように思われる。

(3) 導流堤第4案形状では，入射方向からすればＮＮＷ方向の波浪が最も侵入し易いが，反射波や回折波によってＮＷ方向の河道内波高はＮＮＷとほぼ同程度となる。ＷＮＷ方向は導流堤に対してほぼ直角に近い方向であり河道内侵入波高は小さい。

(4) 河道内波浪侵入防止に効果的な導流堤形状案は，第6案の導流堤中間で150 mの開口部を設け，先端位置は河道右岸線延長上とした形状と考えられる。

なお，開口部を設けた場合，反射波や導流堤に沿う波がこの開口部から導流堤外へ発散すること，および洪水疎通の点からも効果的と考えられる。

(5) 導流堤第6案では，導流堤の効果によって，0.6km付近で0.6 m程度の波高に減衰するものの，現況河道より大きな波が侵入する。計画河道では現況に対して，水深や河床勾配，川幅等が大きく変わることによって，砕波限界時の波浪条件も異なり，また波高の減衰も少なく，河道内2.0km付近までH＝0.2 m～0.3 m程度の波浪が侵入する。

(6) 導流堤第6案は，波向によって導流堤中間の開口部から波が導流堤外へ抜け出たり，反対に侵入するため，河道内への波浪侵入は波向による明確な違いはなかった。また導流堤第7案も同様である。

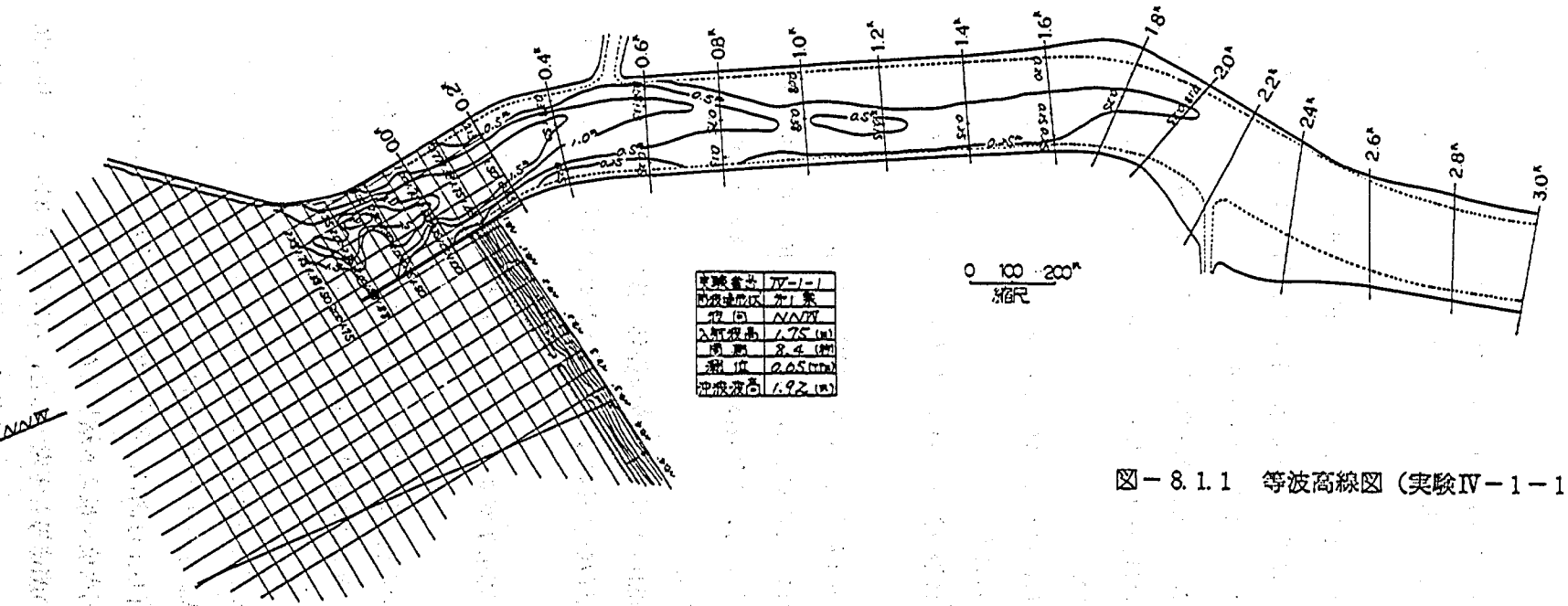
(7) 洪水流に対してより効果的と考えられる導流堤第7案では，沖側導流堤が短かいことによって，第6案の約2倍の侵入波となる結果が得られた。

(8) 計画河道に対し，さらに0.5 m掘下げた河道の場合，導流堤第7案形状では，侵入波浪に有意な差は生じない結果が得られた。一方，導流堤第6案では入射波高が大きくなるに従って，計画河道に対して掘下げ河道がより大きな侵入波高を示した。

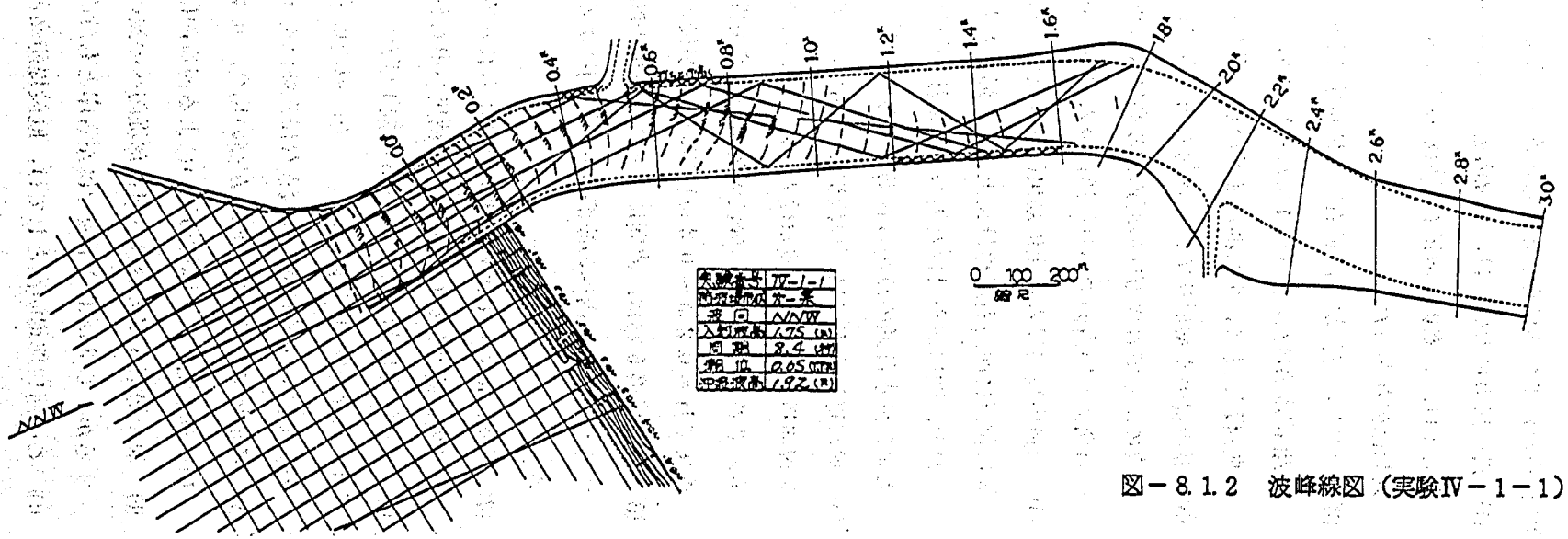
(9) 導流堤第6案では，潮位が高い場合，0.4km下流では侵入波高が若干大きくなる。しかし，0.6kmより上流では，潮位の違いによる河道内侵入波浪への影響は少ない。

(10) 導流堤第6案における河口部堤防への波の打ち上げ高は，各波向によって最大打ち上げ高も変化するが，0.3kmより下流では左右岸とも計画高水位を越える結果となった。

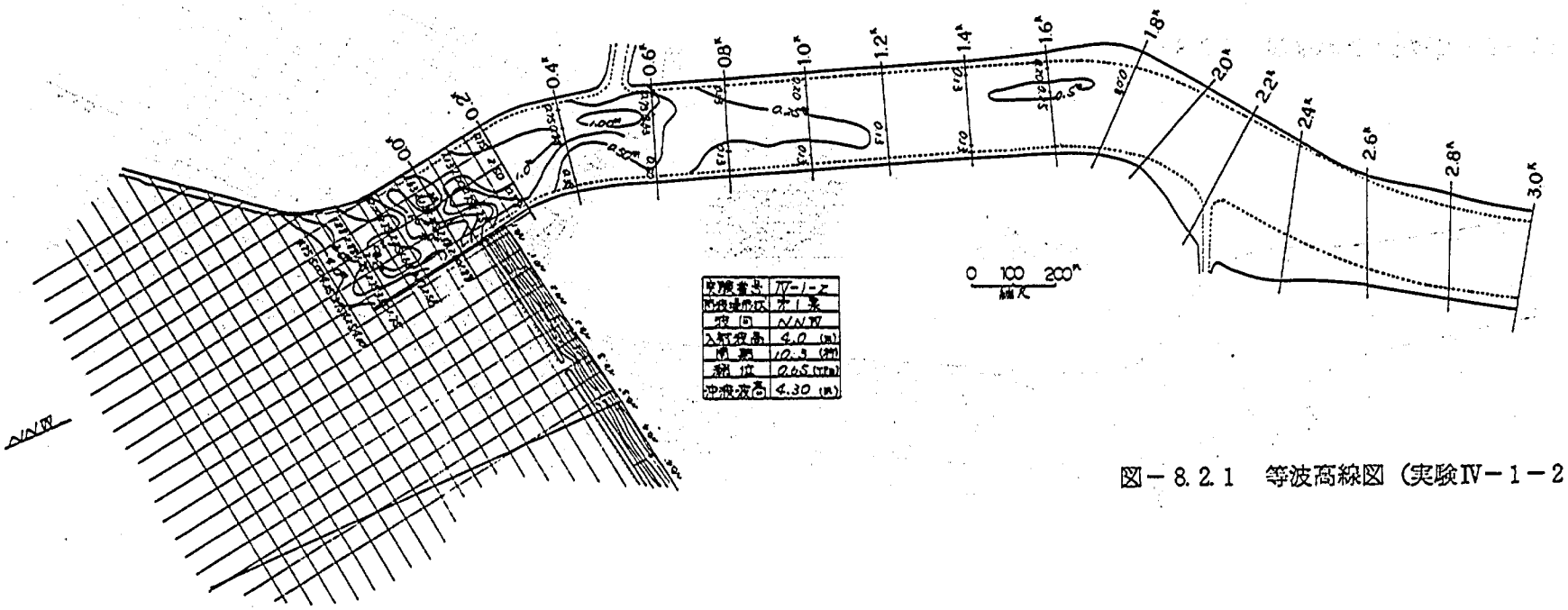
(11) この河口部堤防高としては，既設堤防高との関連等も考慮すると，右岸側－0.3km～0.0km間についてはT.P 5.8 m，0.0km～保倉川合流部間はT.P 4.0 m程度以上の堤防高，左岸では0.0km～0.3km間付近で同様T.P 4.0 m程度以上の高さが必要と考えられる。



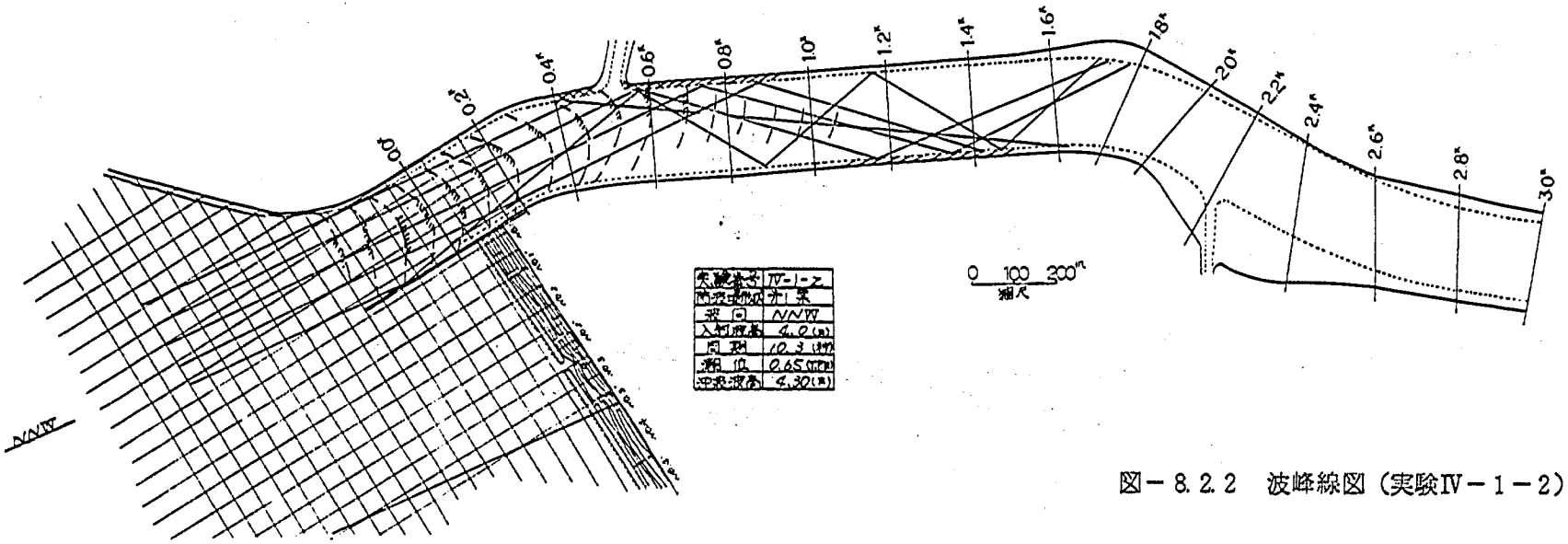
図－8.1.1　等波高線図（実験Ⅳ－1－1）



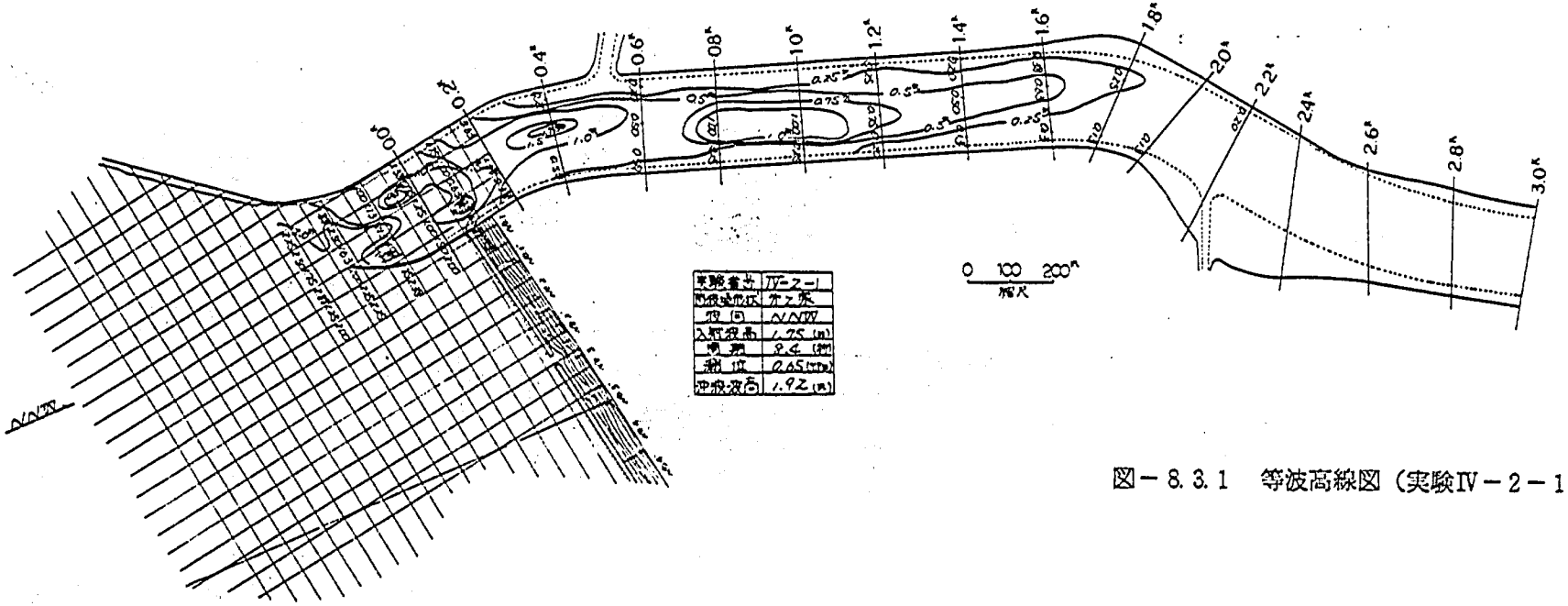
図－8.1.2　波峰線図（実験Ⅳ－1－1）



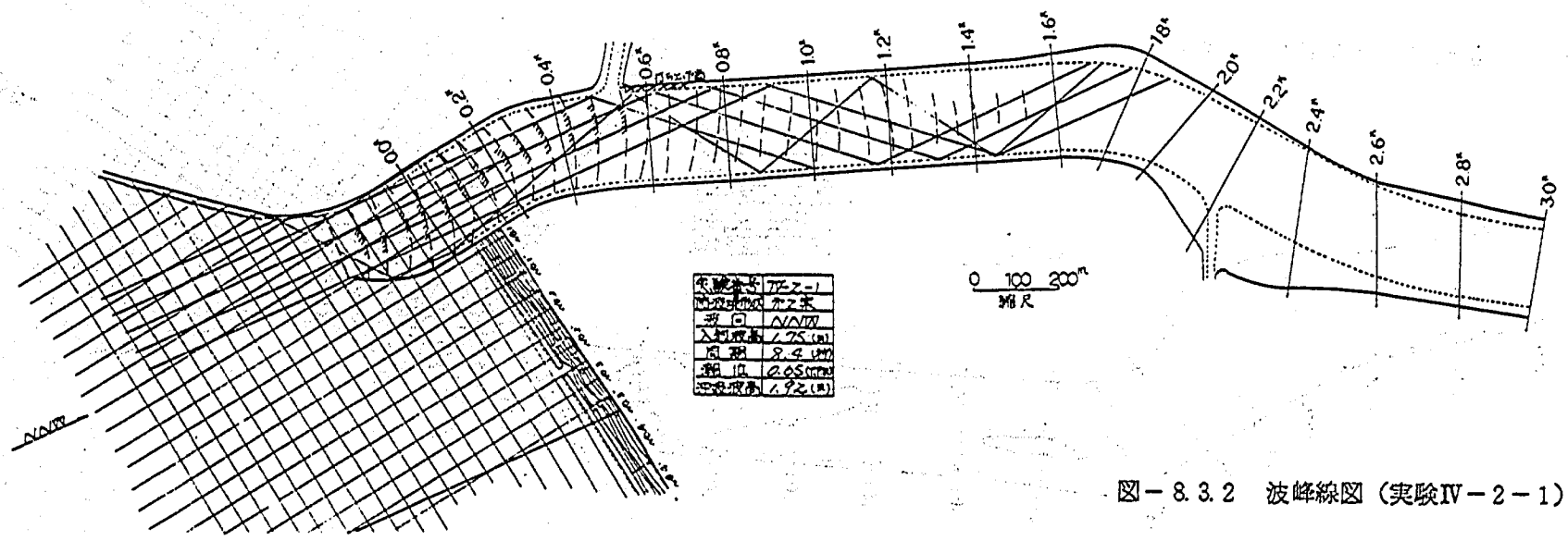
図－8.2.1　等波高線図（実験Ⅳ－1－2）



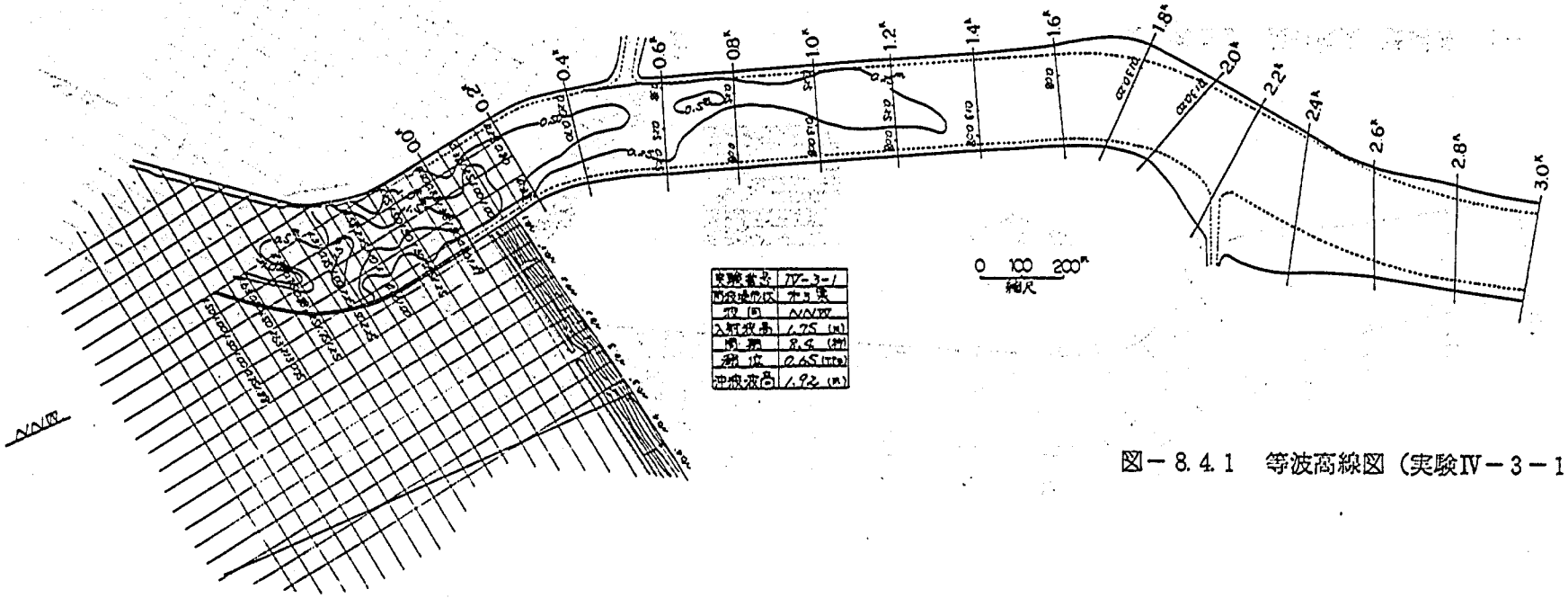
図－8.2.2　波峰線図（実験Ⅳ－1－2）



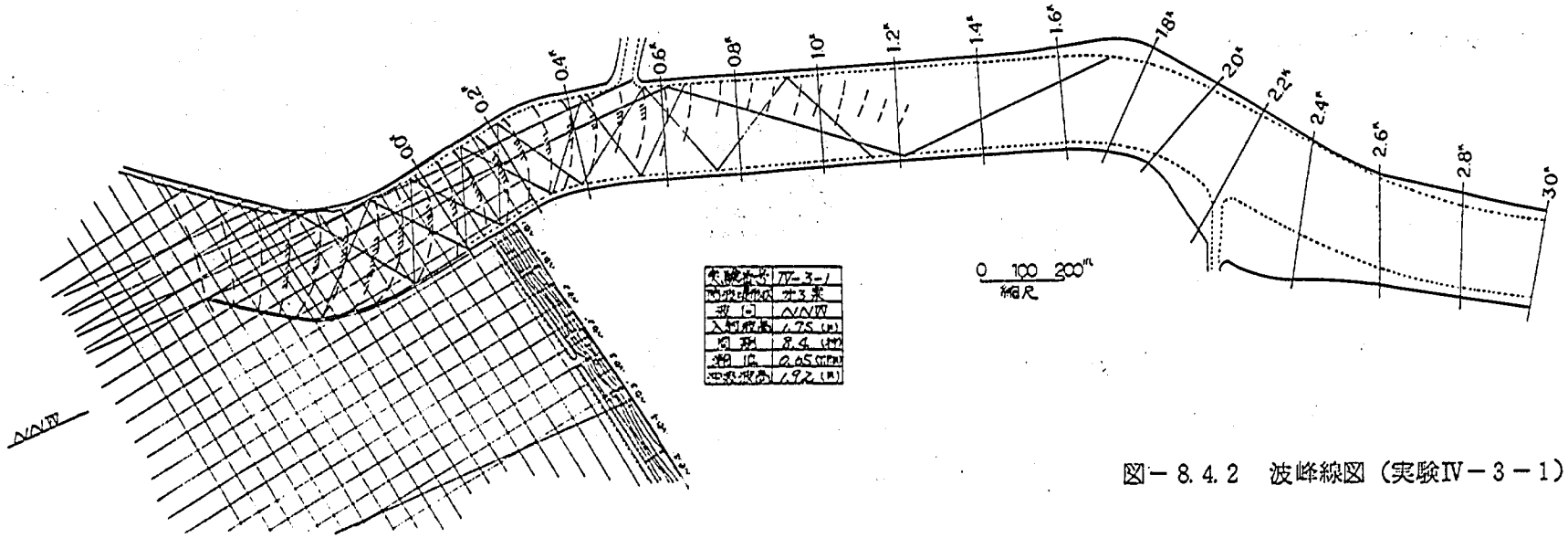
図－8.3.1　等波高線図（実験Ⅳ－2－1）



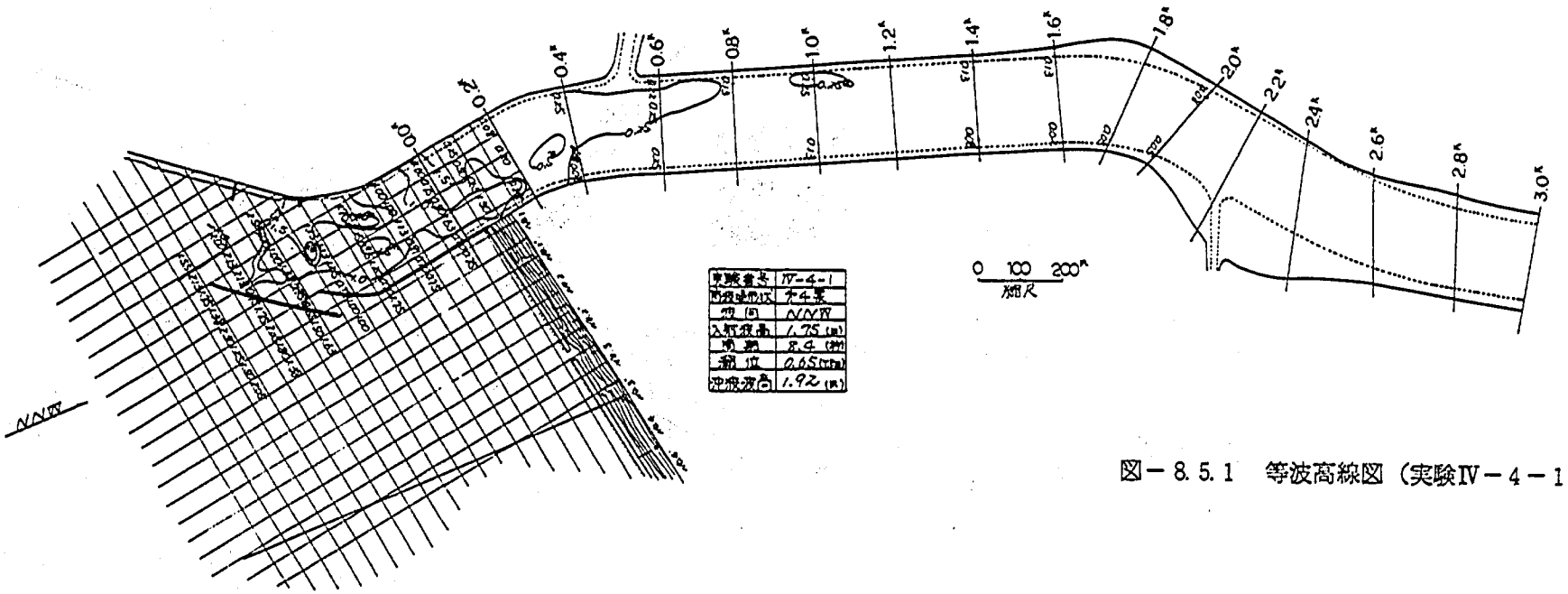
図－8.3.2　波峰線図（実験Ⅳ－2－1）



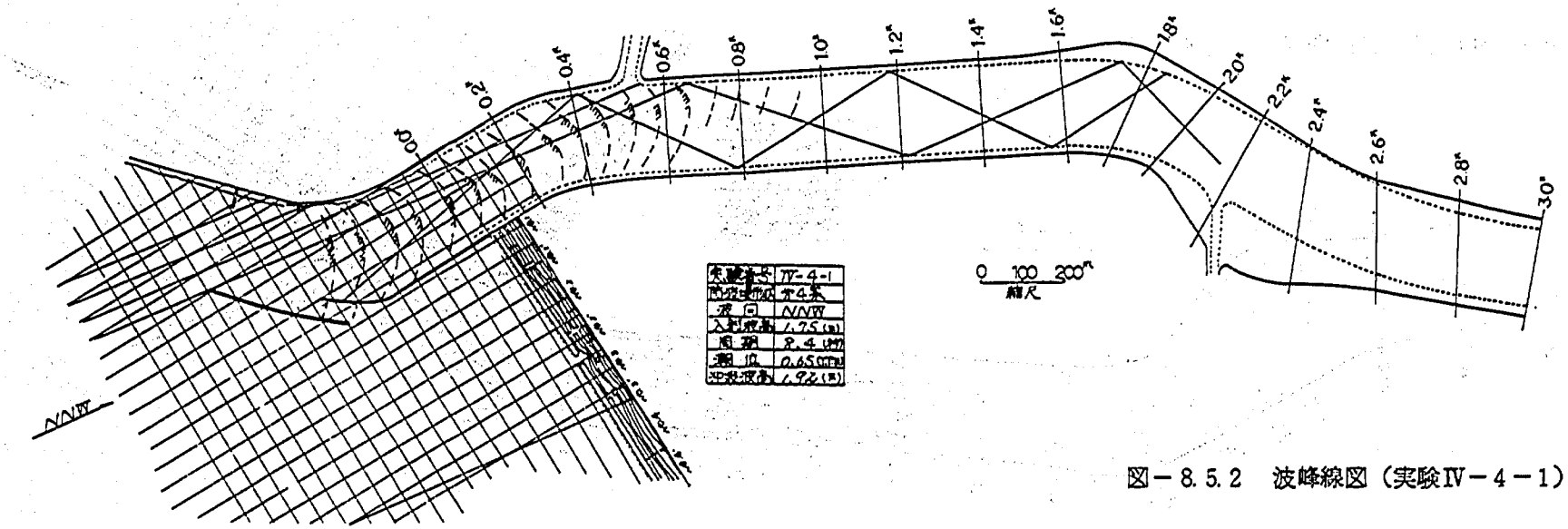
図－8.4.1　等波高線図（実験Ⅳ－3－1）



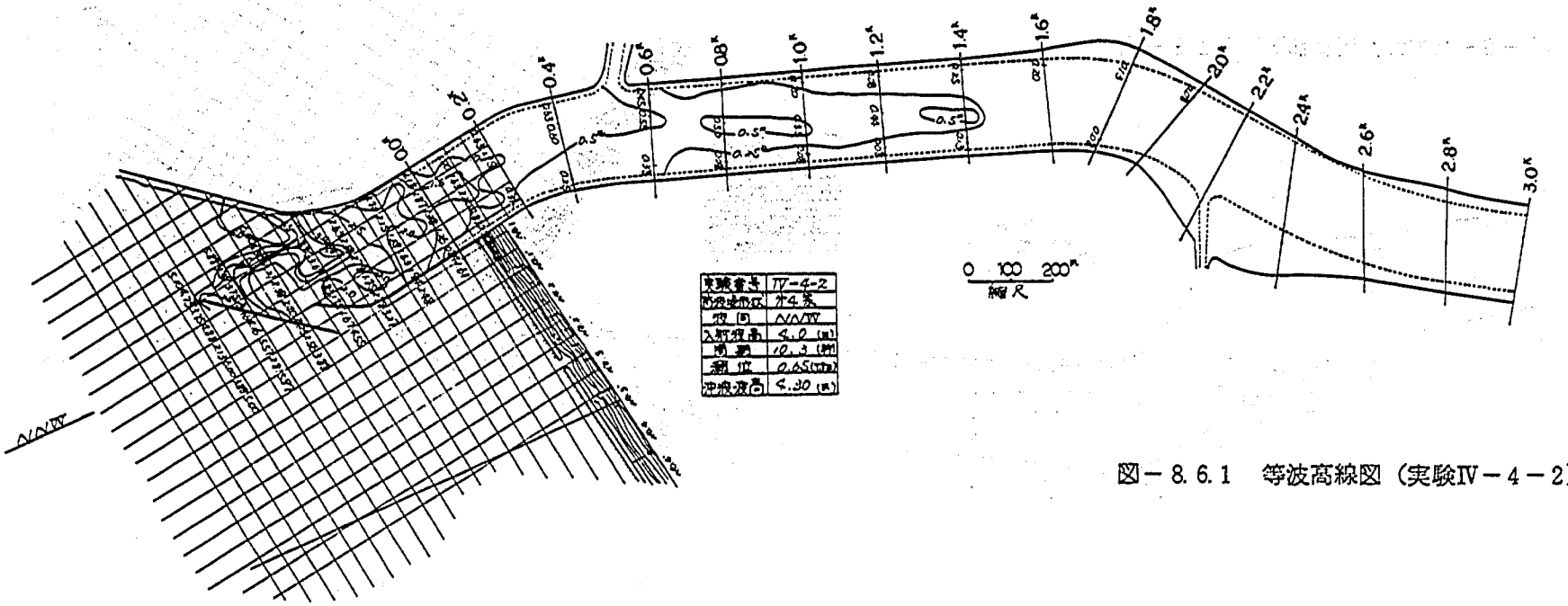
図－8.4.2　波峰線図（実験Ⅳ－3－1）



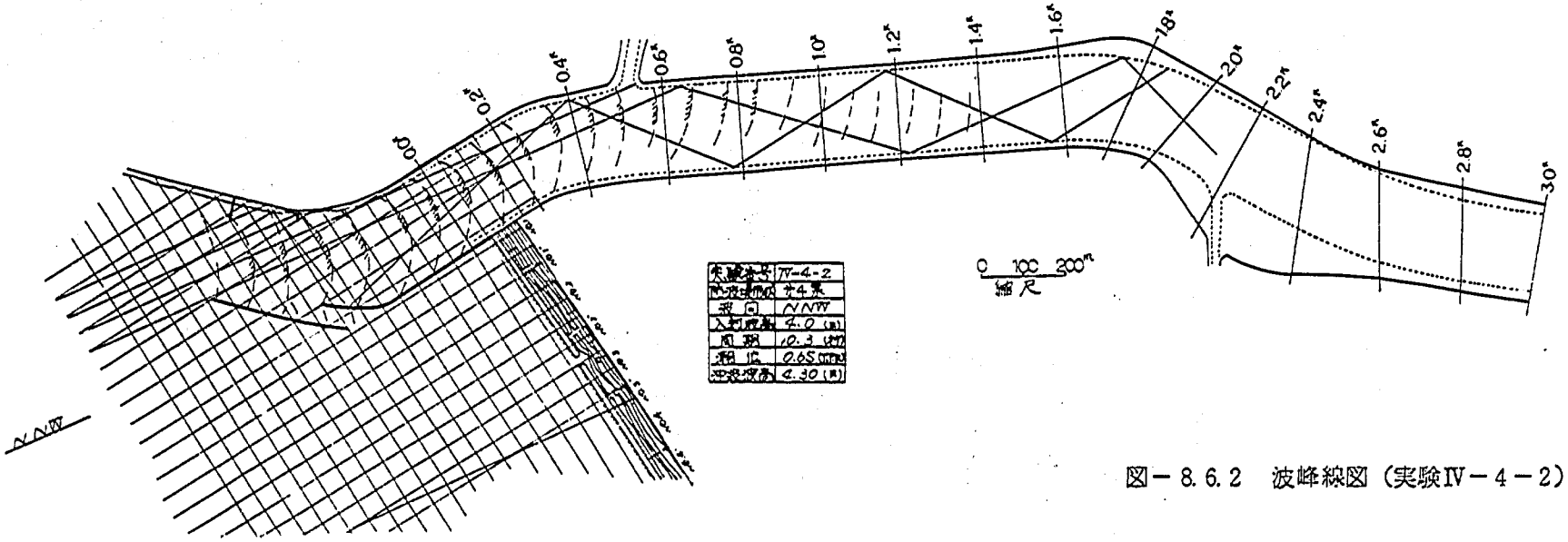
図－8.5.1　等波高線図（実験Ⅳ－4－1）



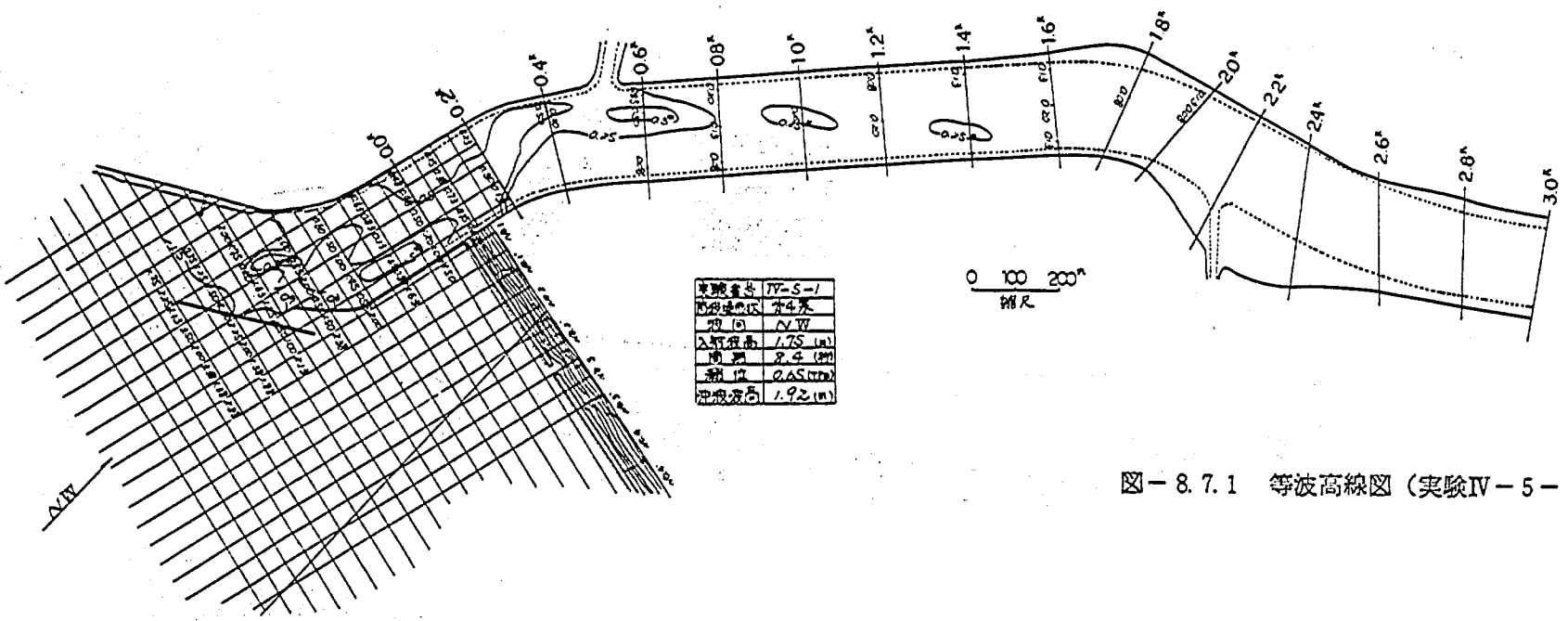
図－8.5.2　波峰線図（実験Ⅳ－4－1）



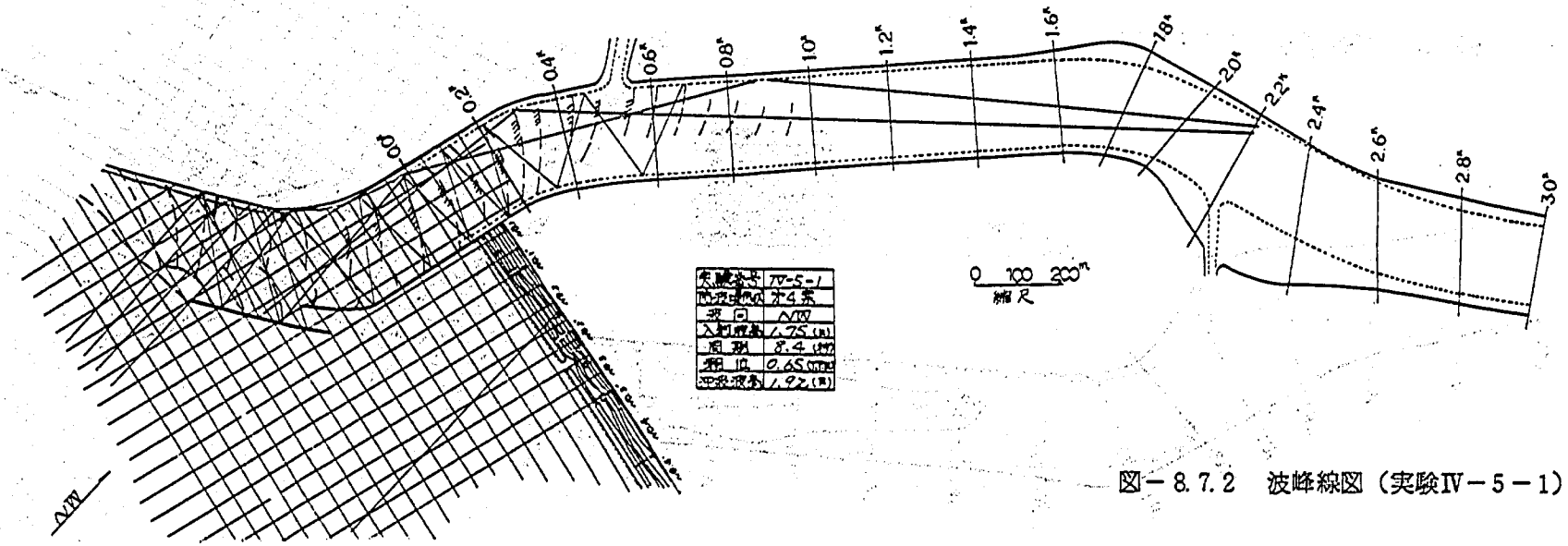
図－8.6.1　等波高線図（実験Ⅳ－4－2）



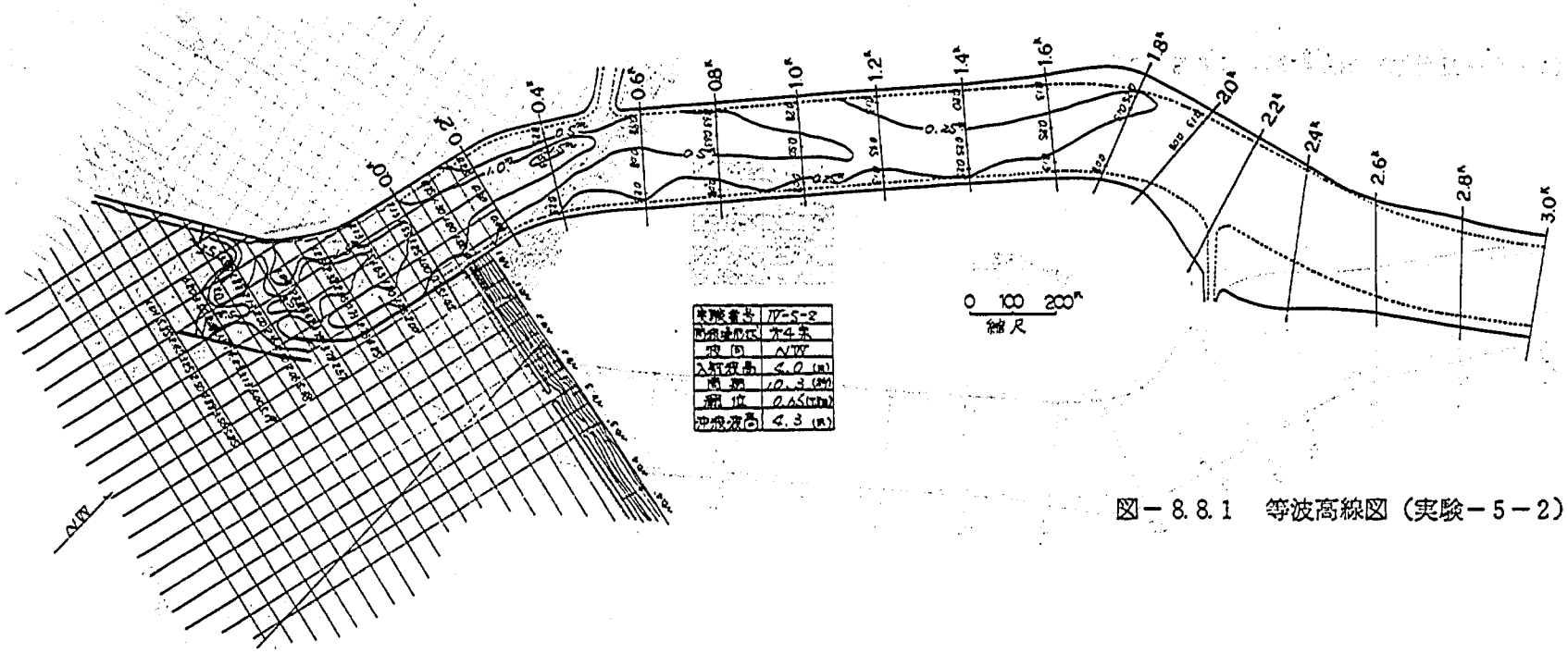
図－8.6.2　波峰線図（実験Ⅳ－4－2）



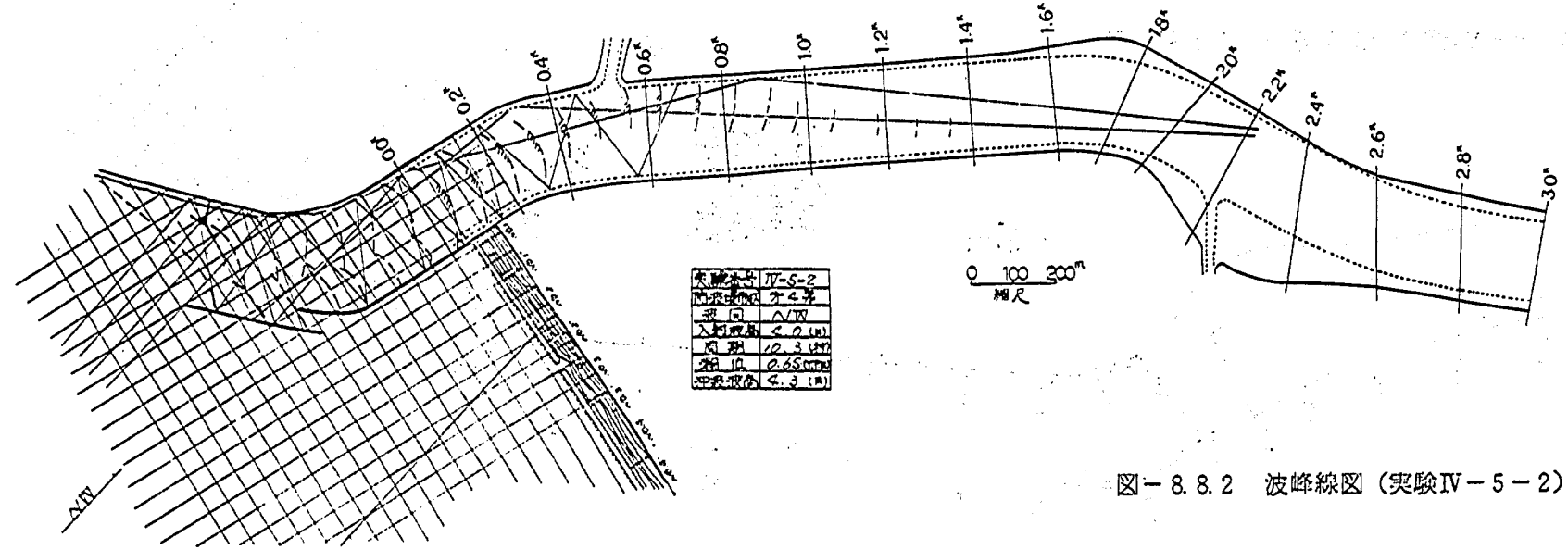
図－8.7.1　等波高線図（実験Ⅳ－5－1）



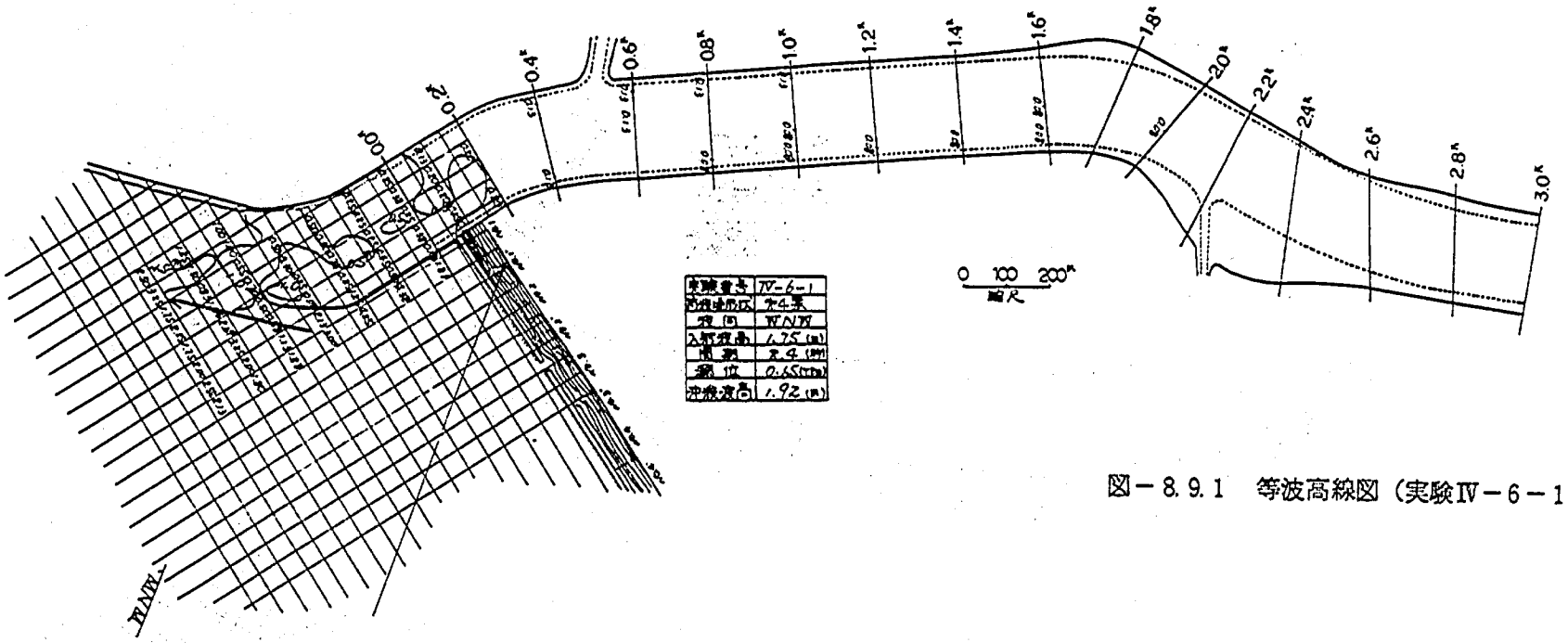
図－8.7.2　波峰線図（実験Ⅳ－5－1）



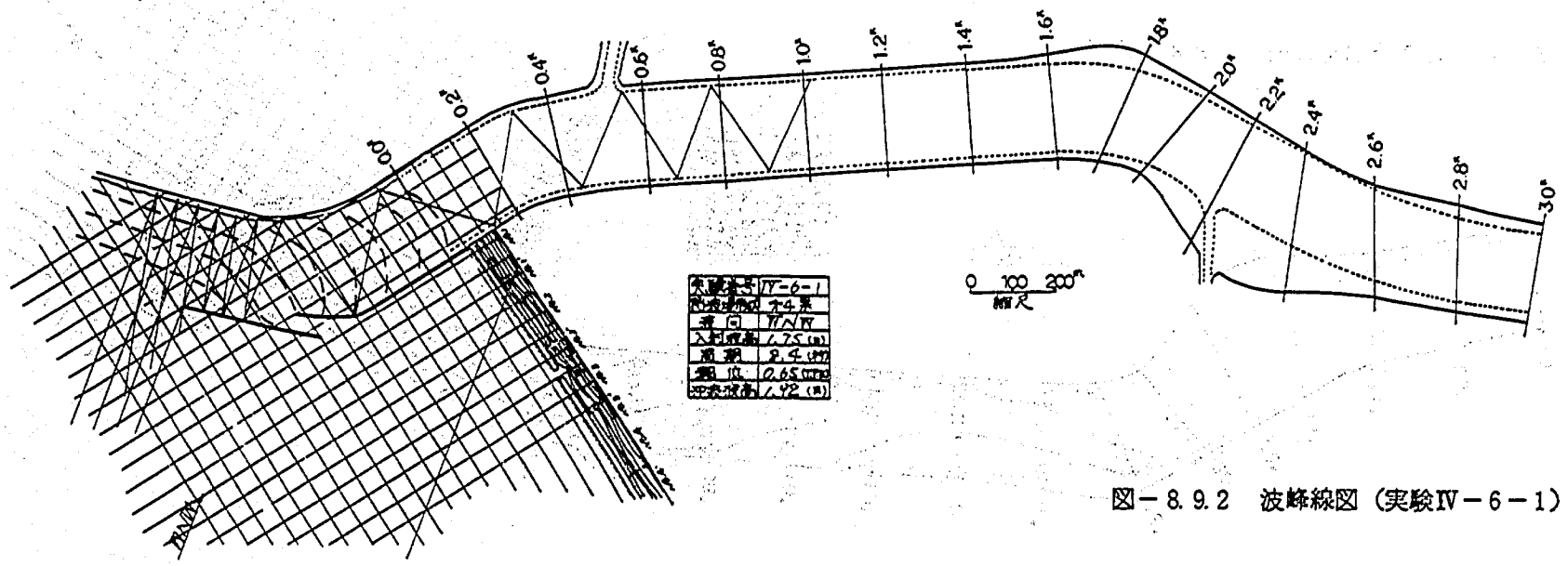
図－8.8.1　等波高線図（実験－5－2）



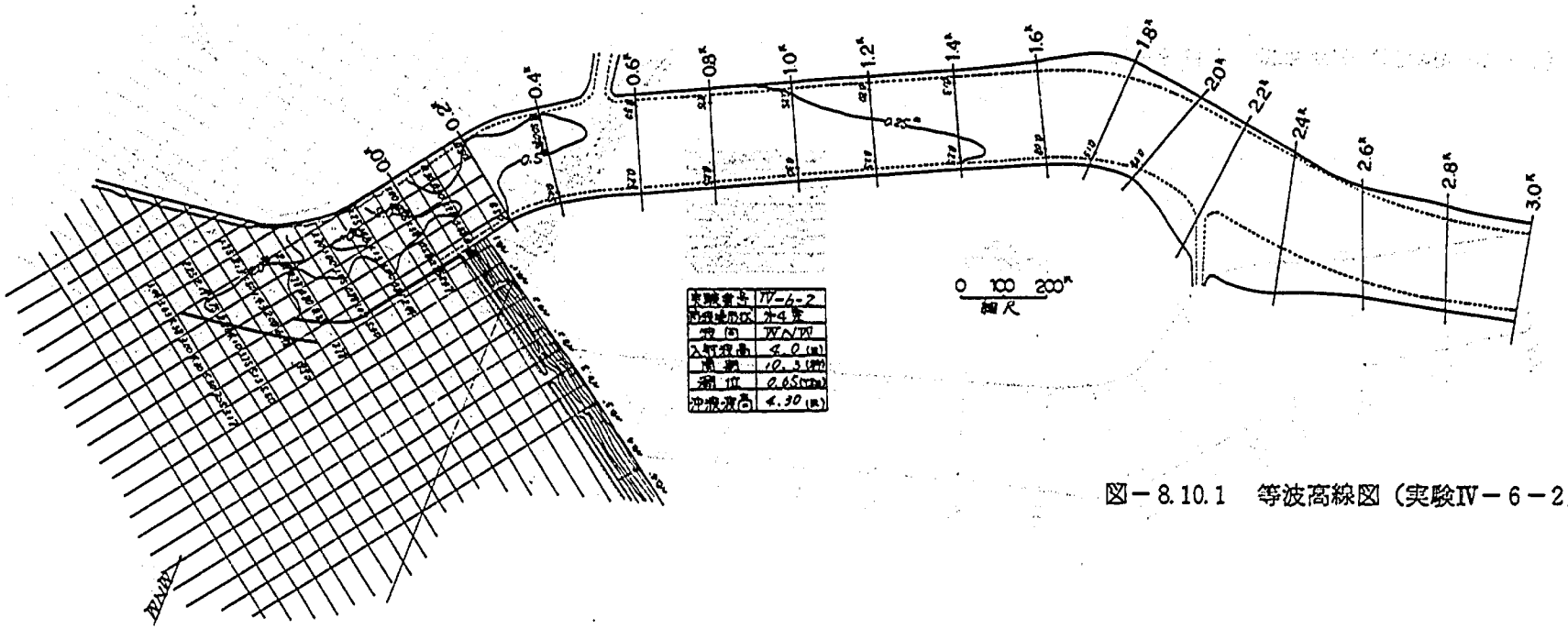
図－8.8.2　波峰線図（実験Ⅳ－5－2）



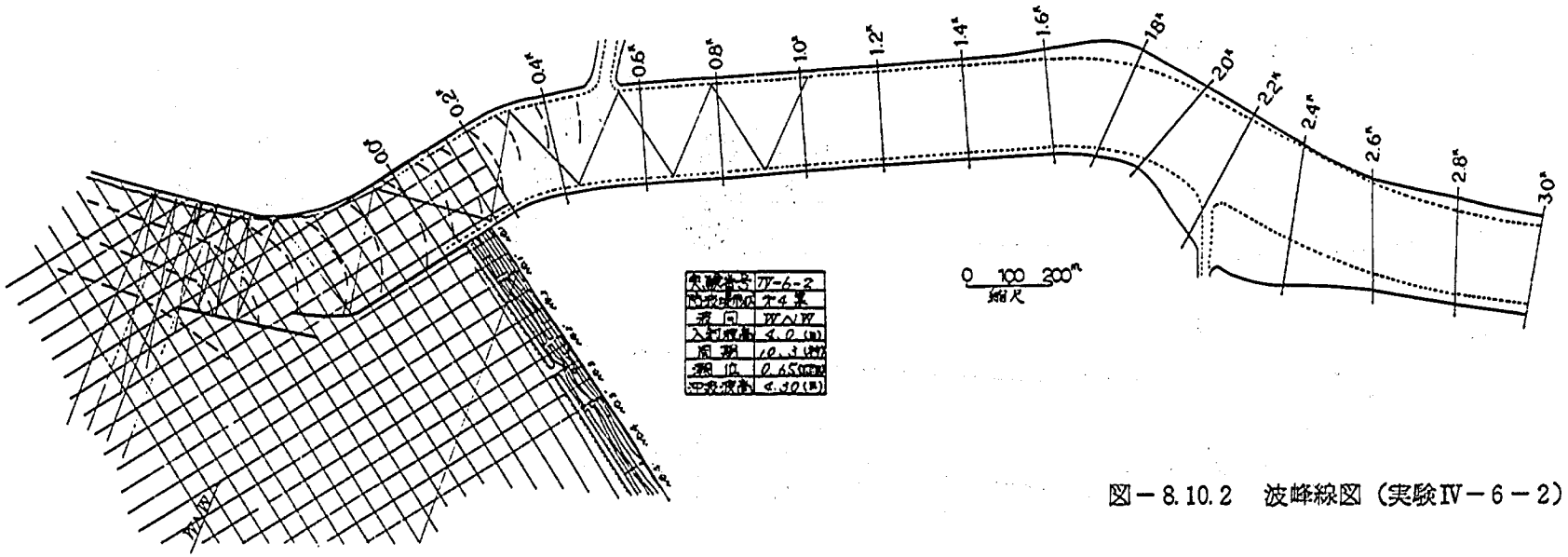
図－8.9.1　等波高線図（実験Ⅳ－6－1）



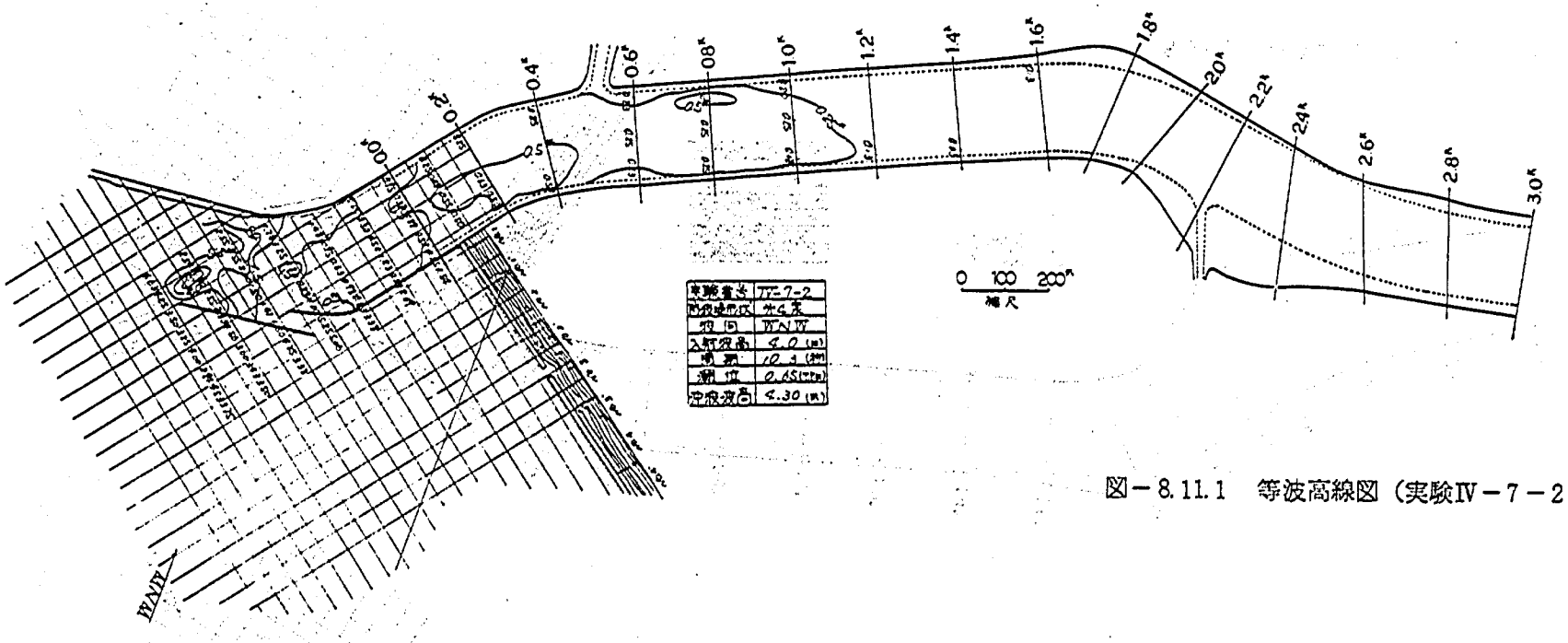
図－8.9.2　波峰線図（実験Ⅳ－6－1）



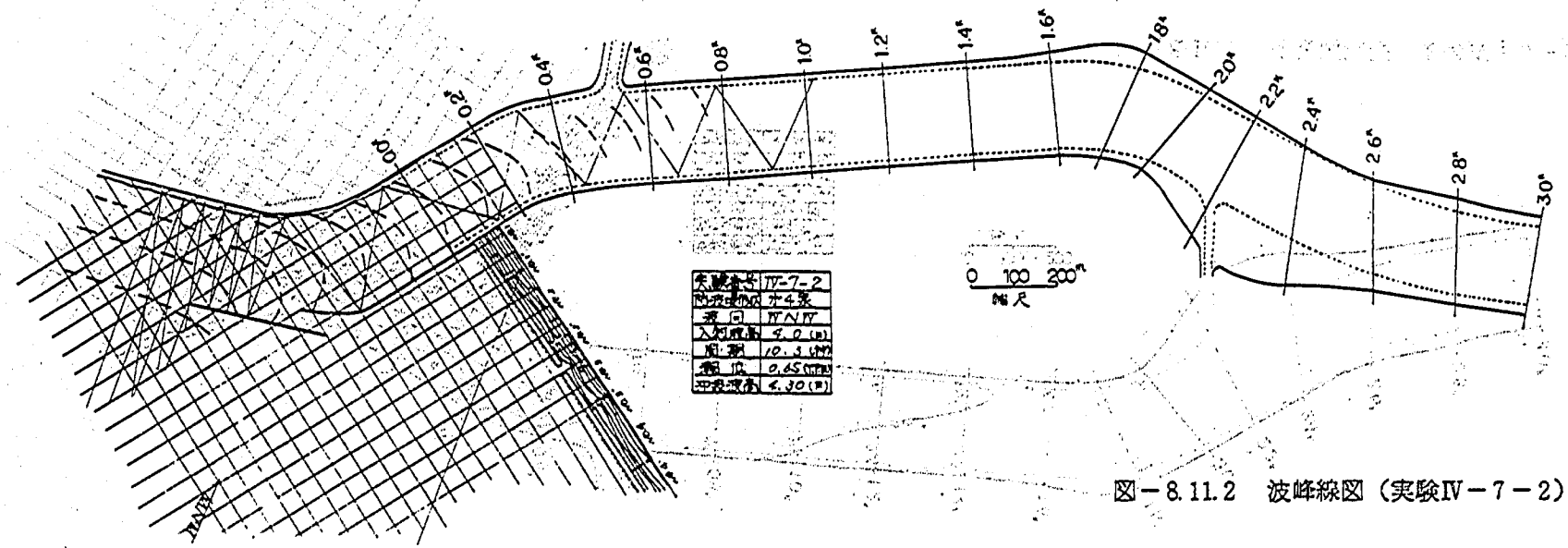
図－8.10.1　等波高線図（実験Ⅳ－6－2）



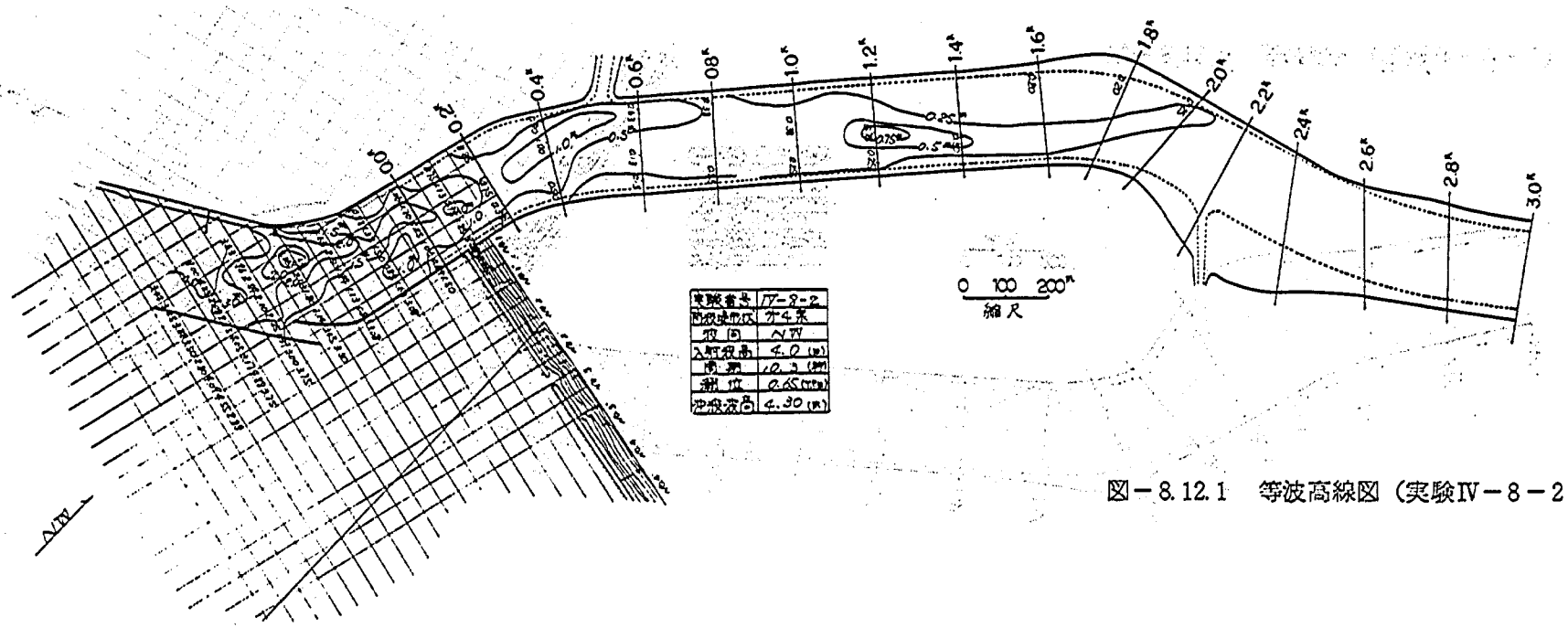
図－8.10.2　波峰線図（実験Ⅳ－6－2）



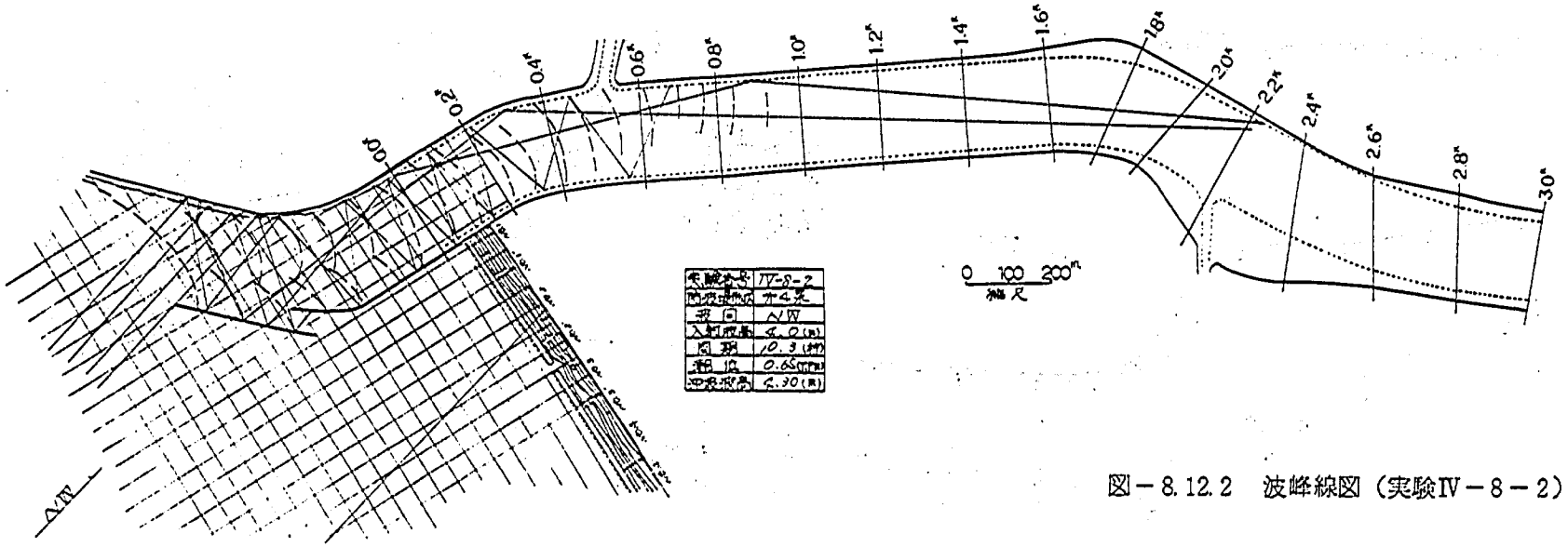
図－8.11.1　等波高線図（実験Ⅳ－7－2）



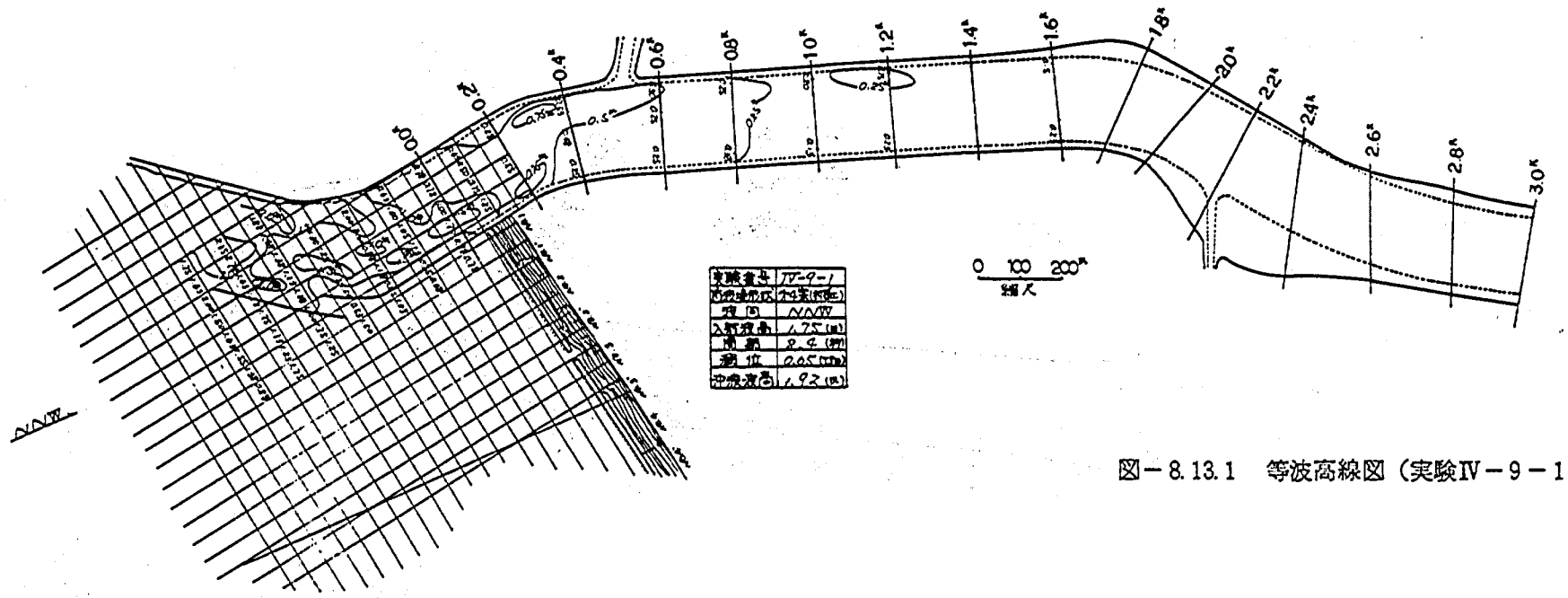
図－8.11.2　波峰線図（実験Ⅳ－7－2）



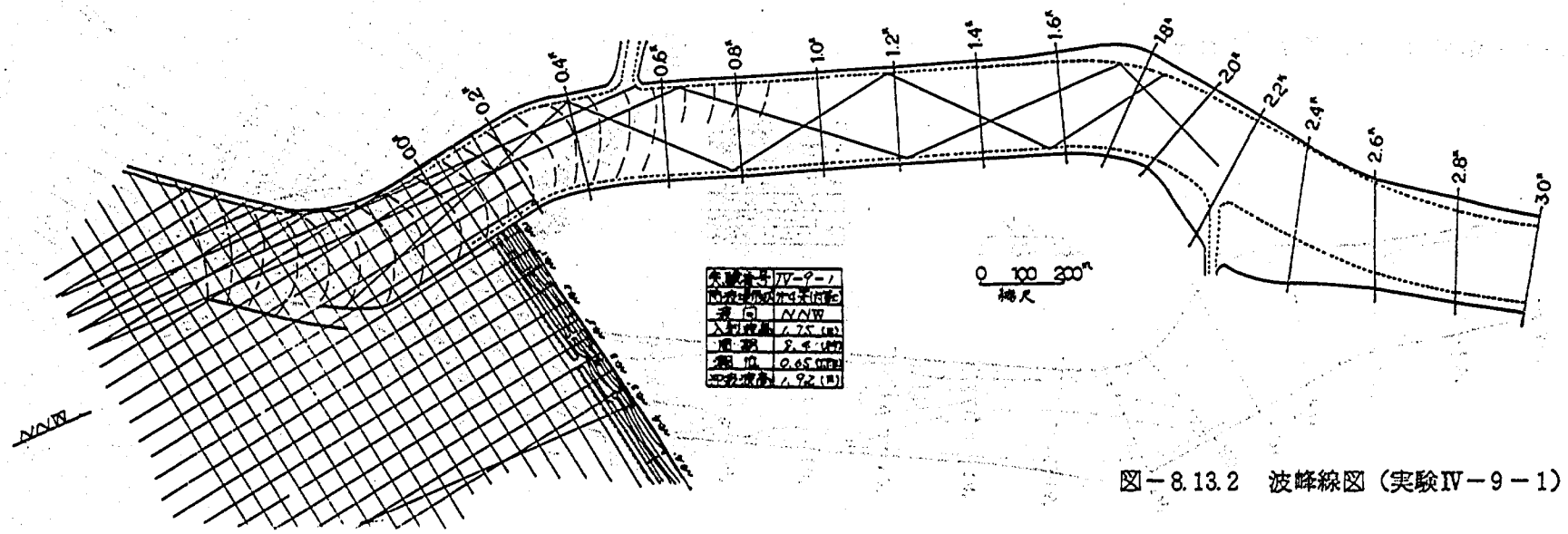
図－8.12.1　等波高線図（実験Ⅳ－8－2）



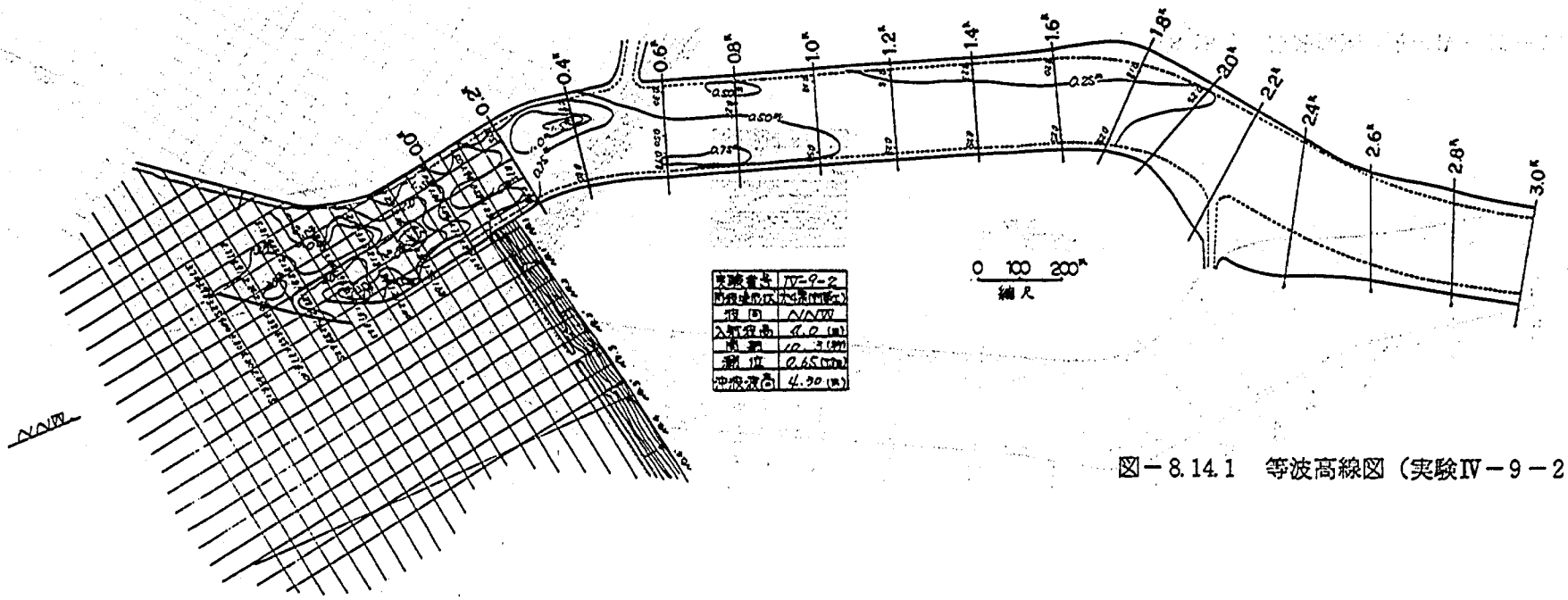
図－8.12.2　波峰線図（実験Ⅳ－8－2）



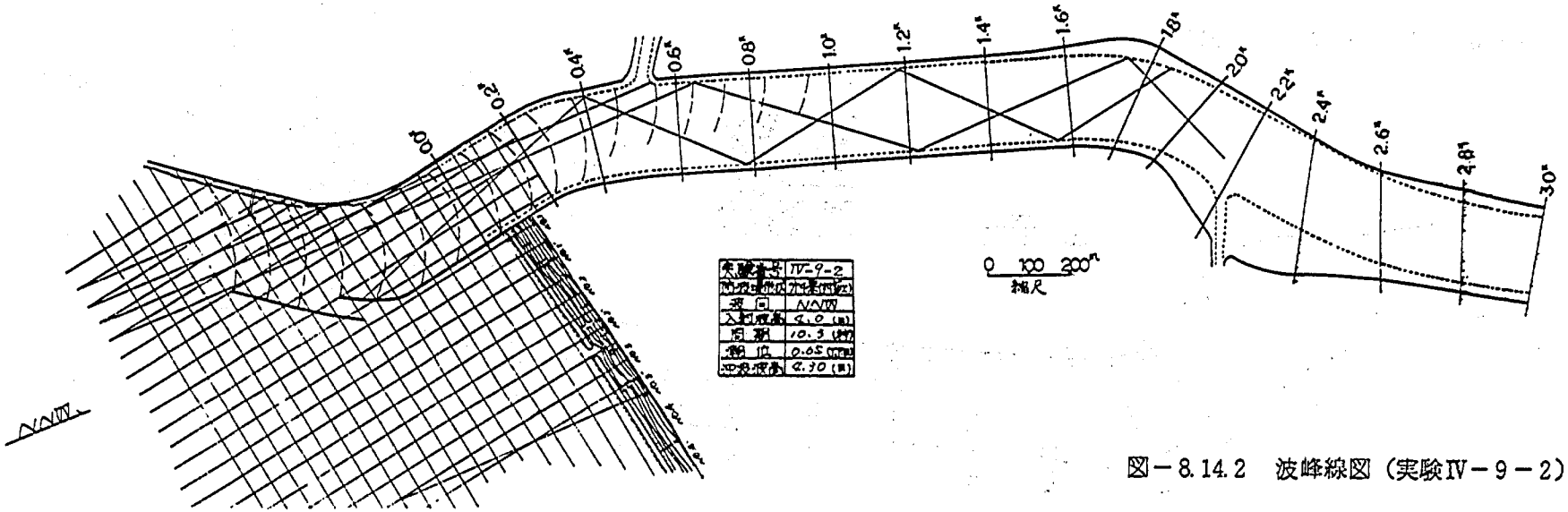
図－8.13.1　等波高線図（実験Ⅳ－9－1）



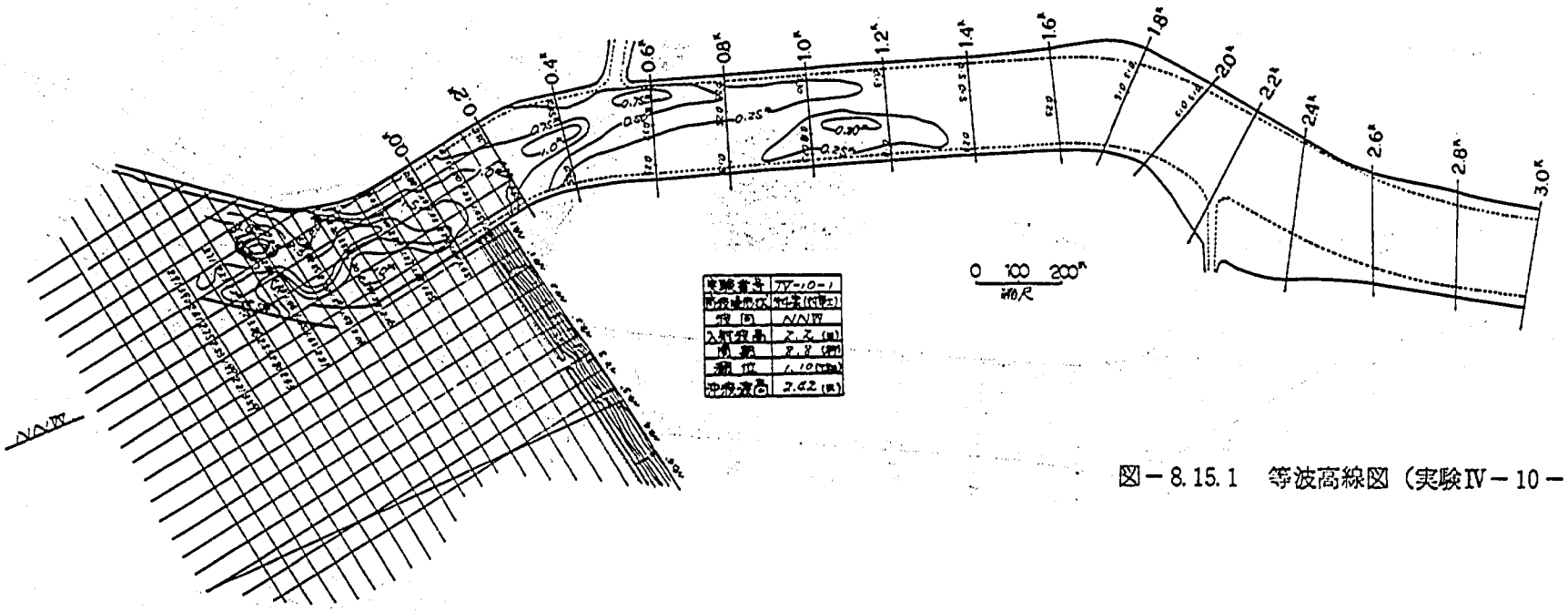
図－8.13.2　波峰線図（実験Ⅳ－9－1）



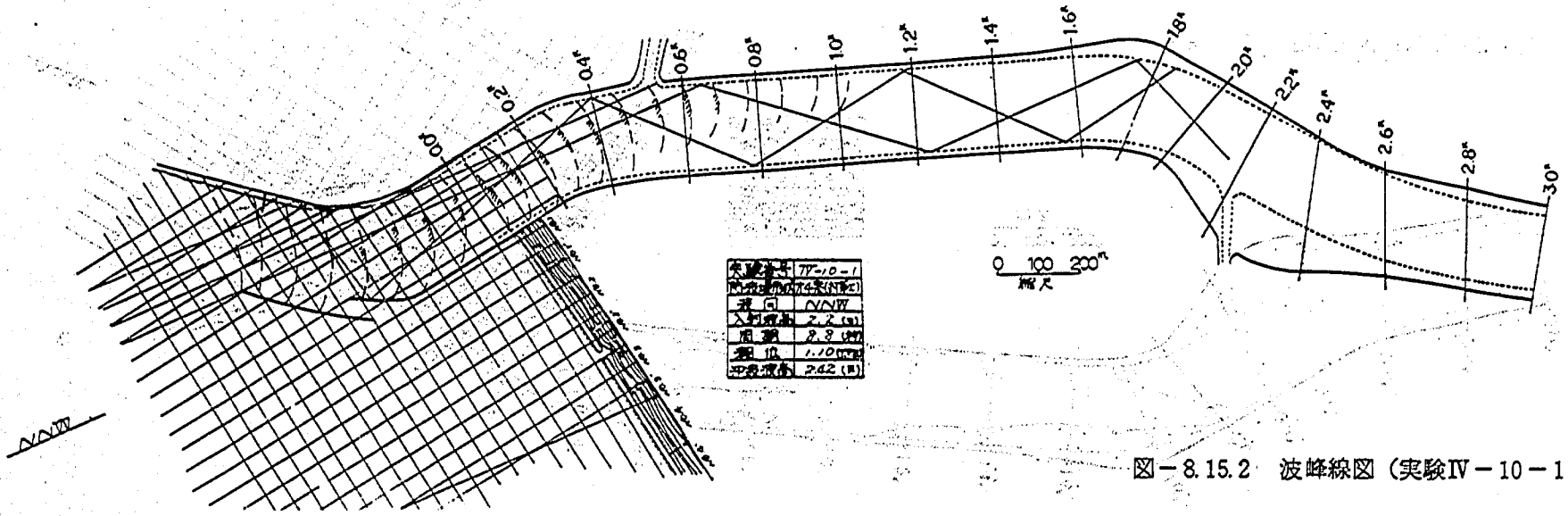
図－8.14.1　等波高線図（実験Ⅳ－9－2）



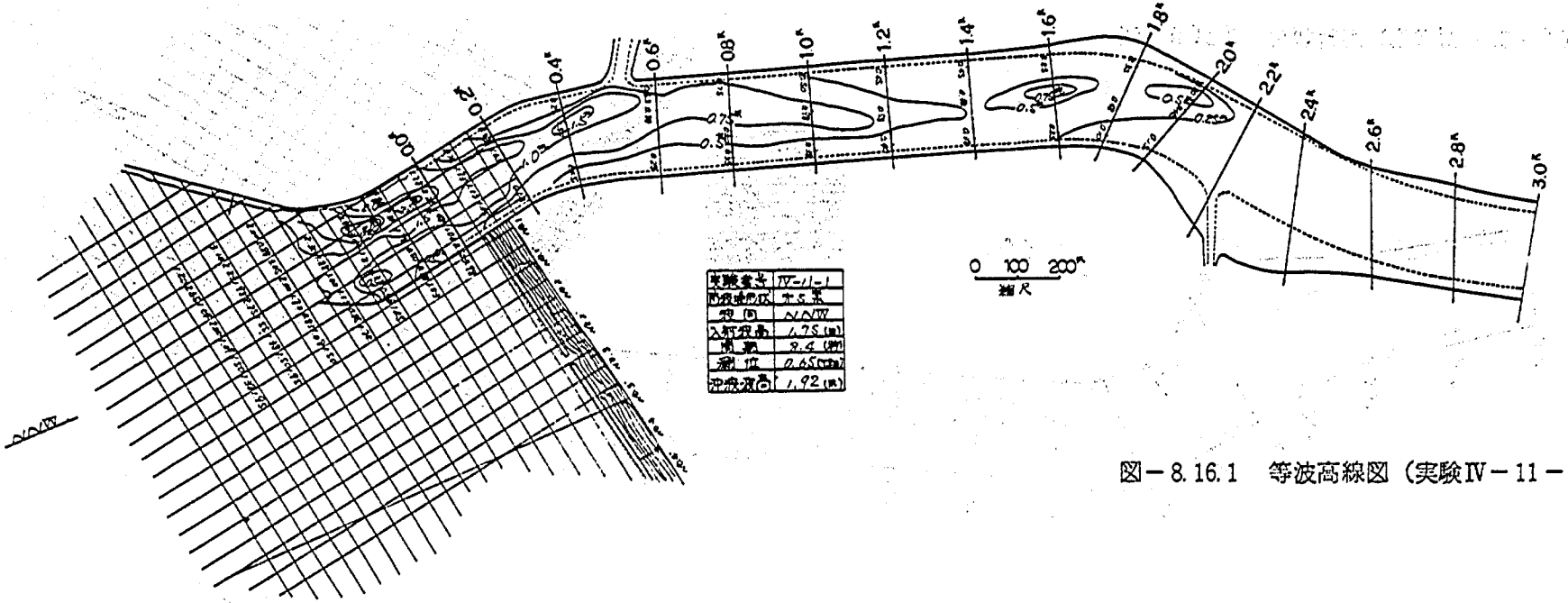
図－8.14.2　波峰線図（実験Ⅳ－9－2）



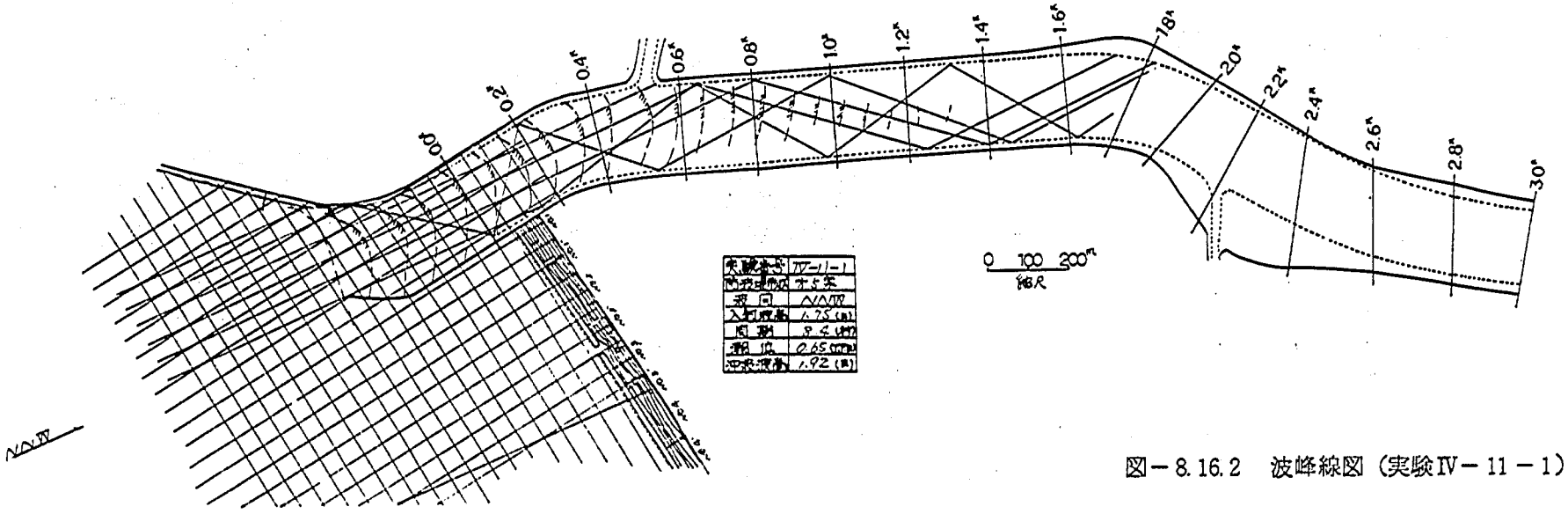
図－8.15.1　等波高線図（実験Ⅳ－10－1）



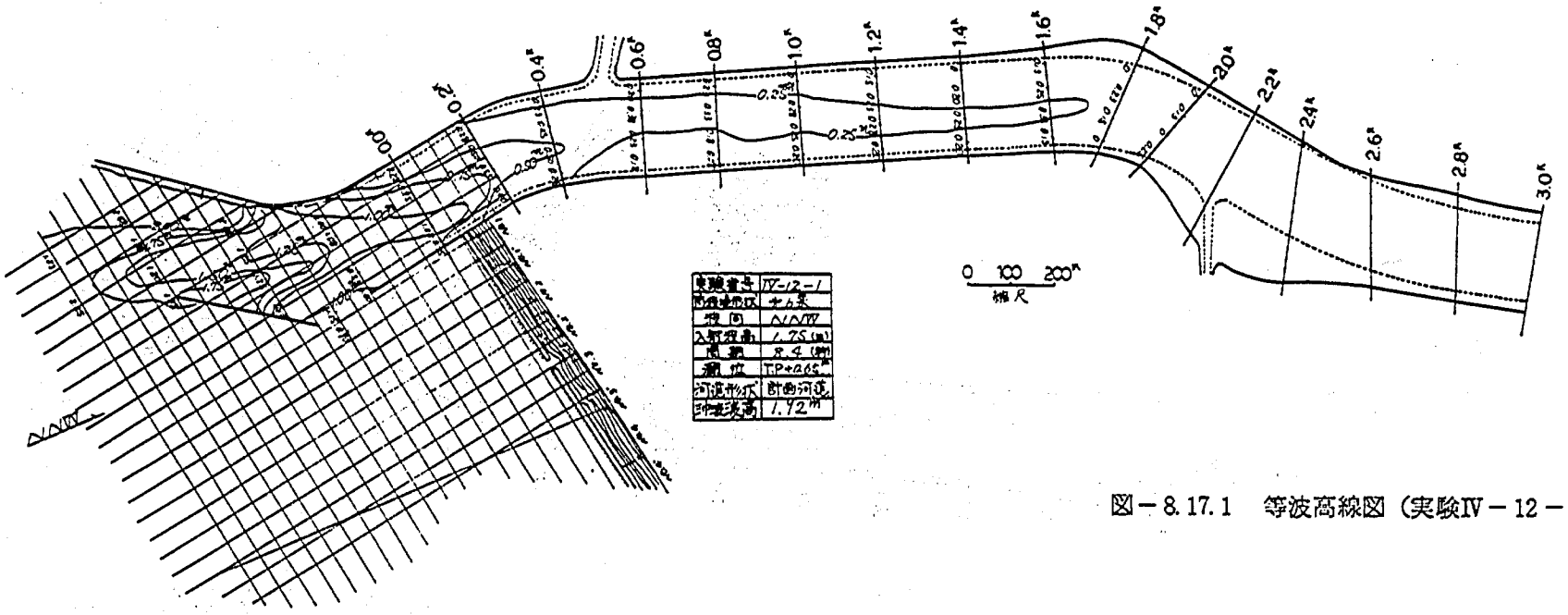
図－8.15.2　波峰線図（実験Ⅳ－10－1）



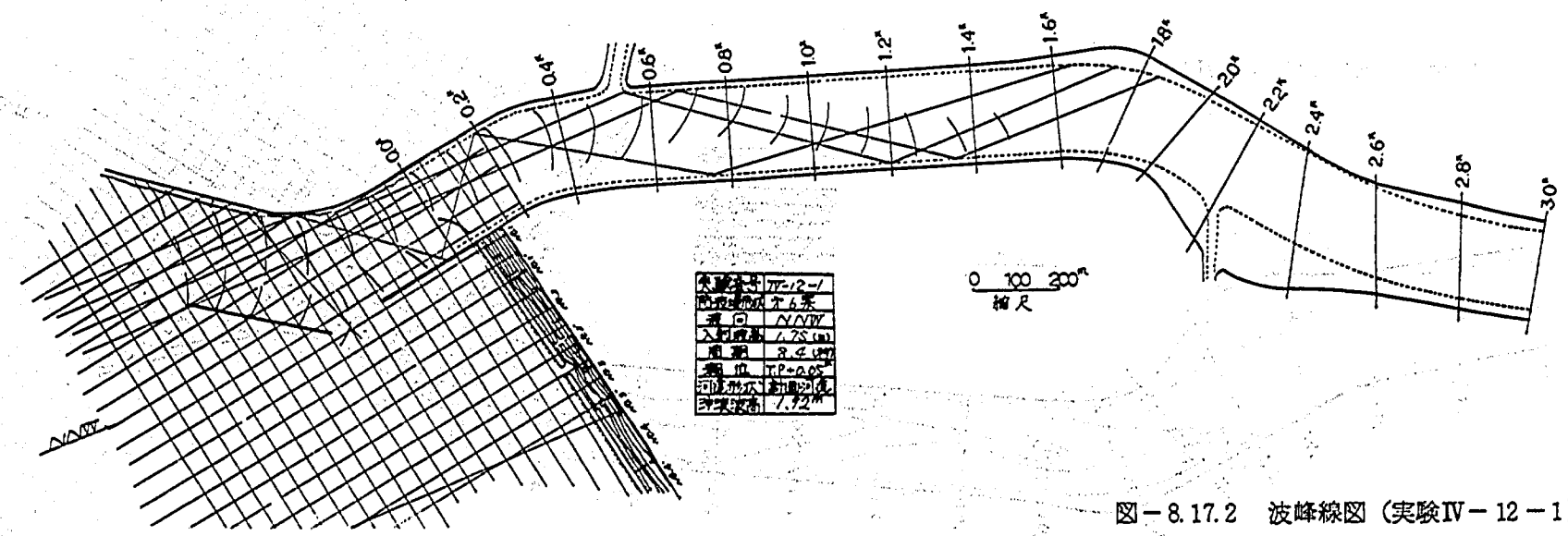
図－8.16.1　等波高線図（実験Ⅳ－11－1）



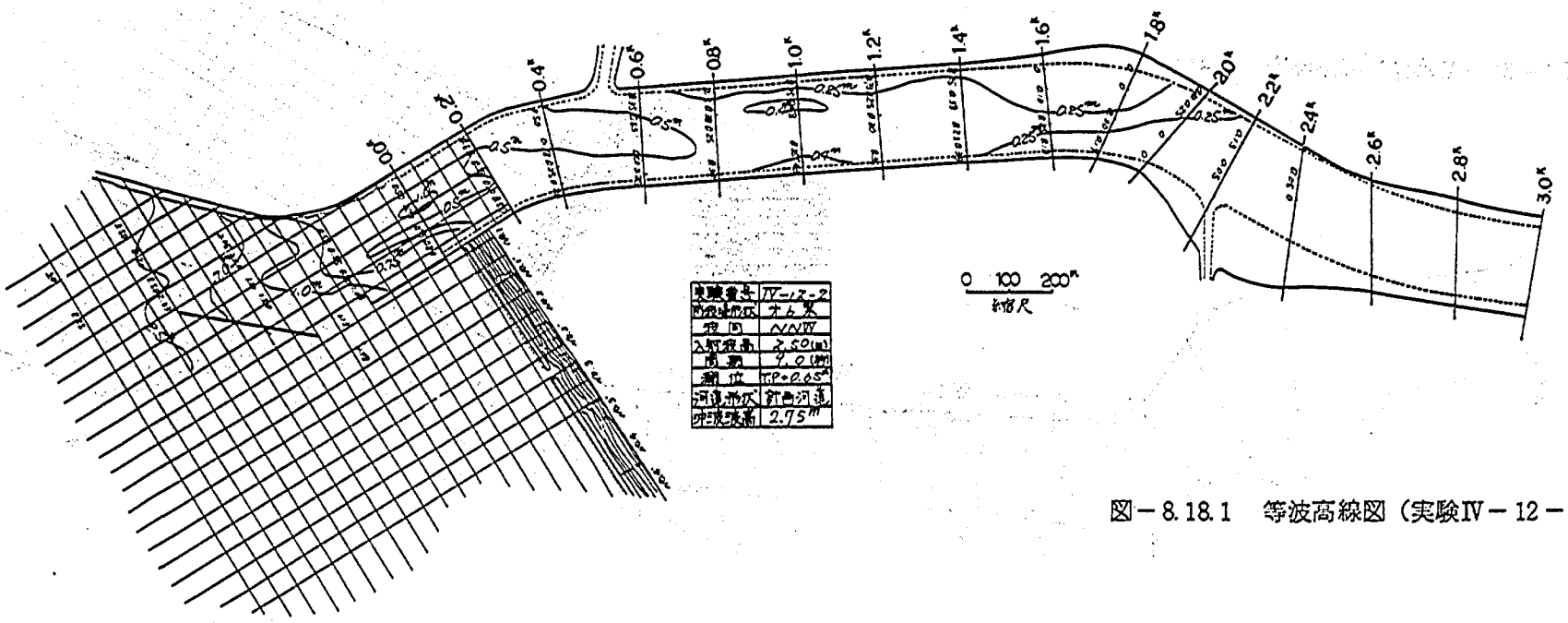
図－8.16.2　波峰線図（実験Ⅳ－11－1）



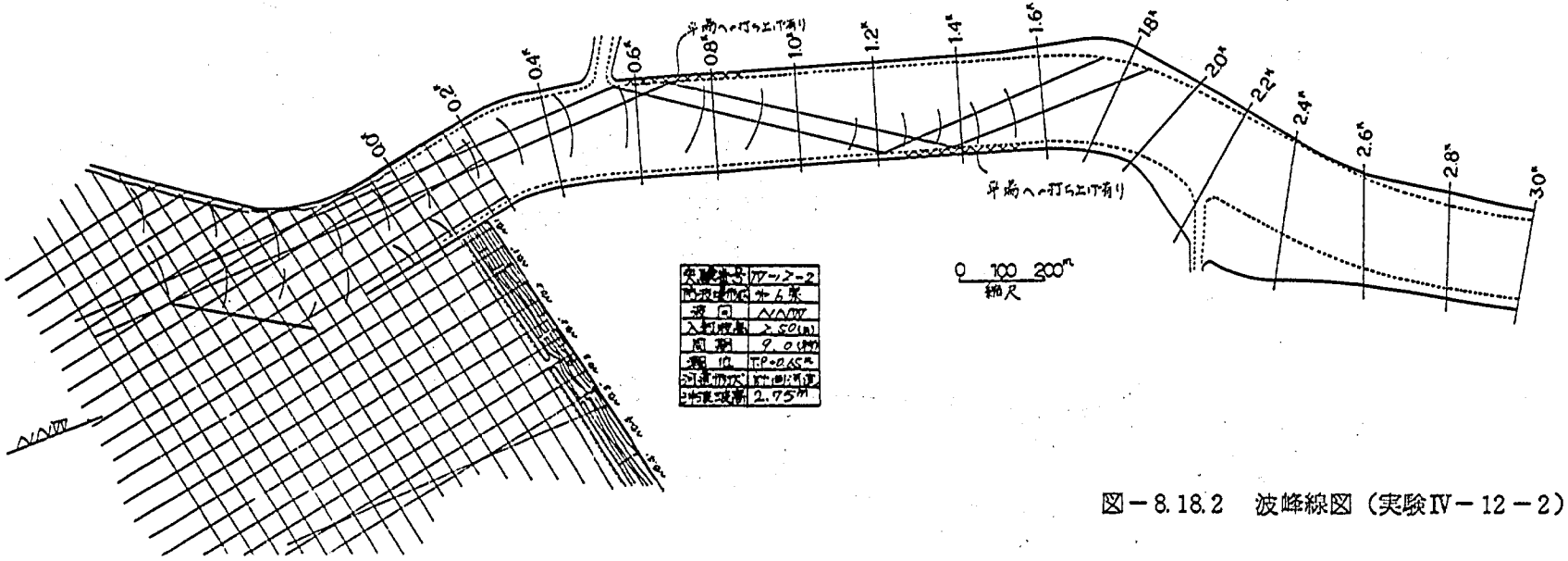
図－8.17.1　等波高線図（実験Ⅳ－12－1）



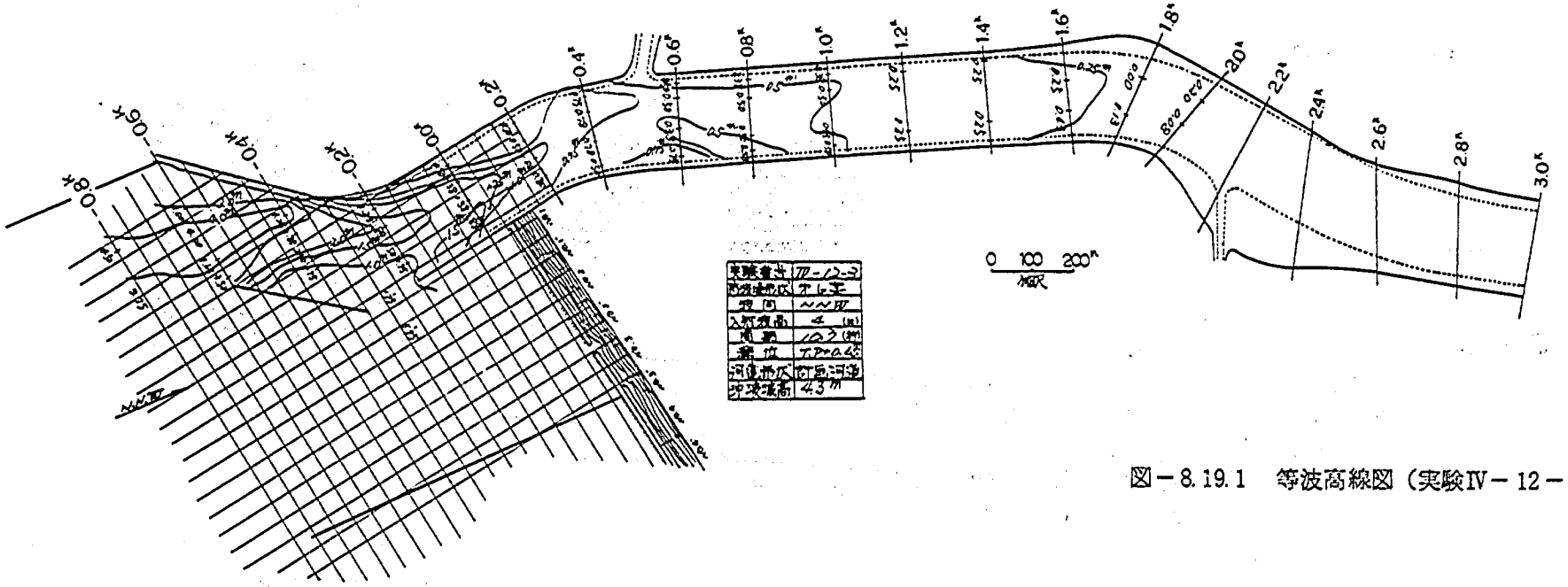
図－8.17.2　波峰線図（実験Ⅳ－12－1）



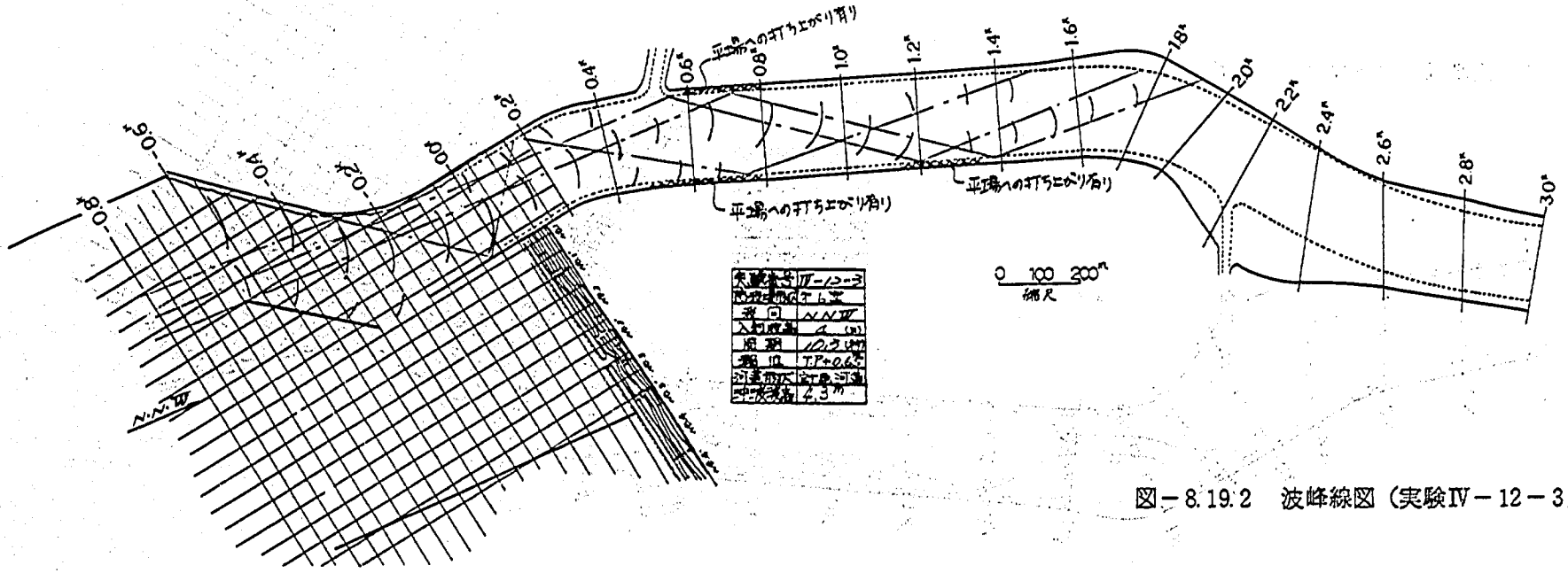
図－8.18.1　等波高線図（実験Ⅳ－12－2）



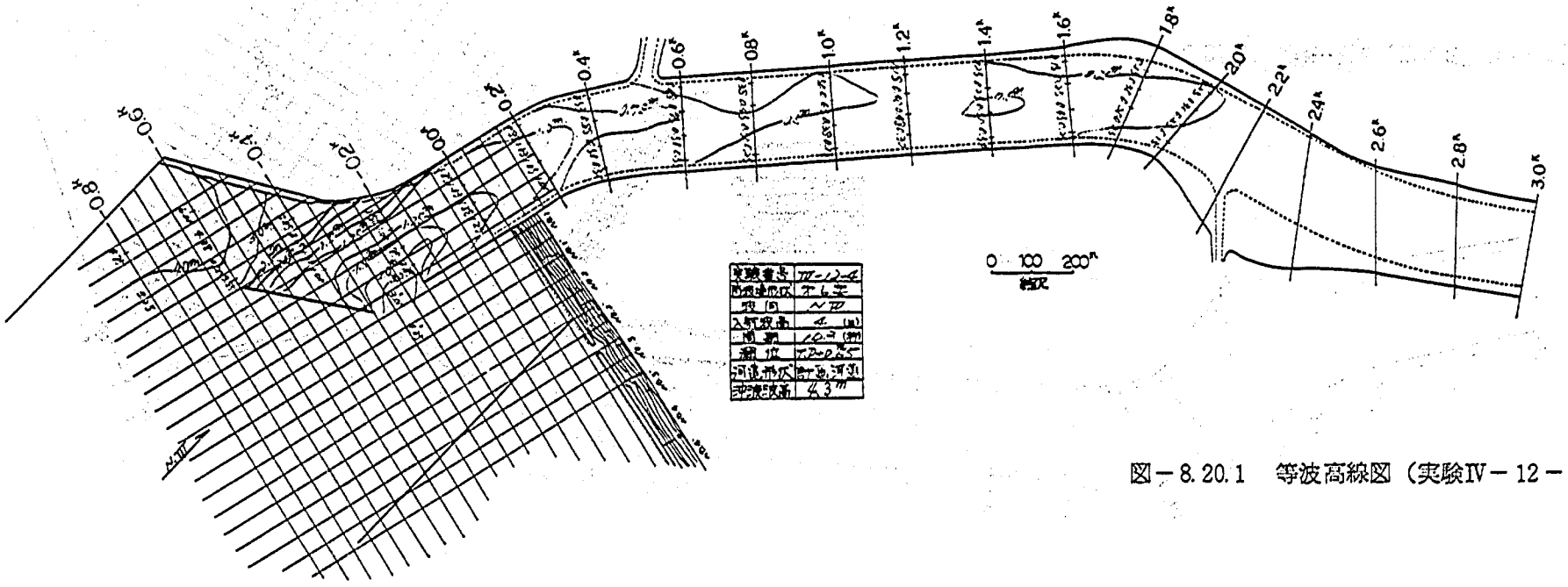
図－8.18.2　波峰線図（実験Ⅳ－12－2）



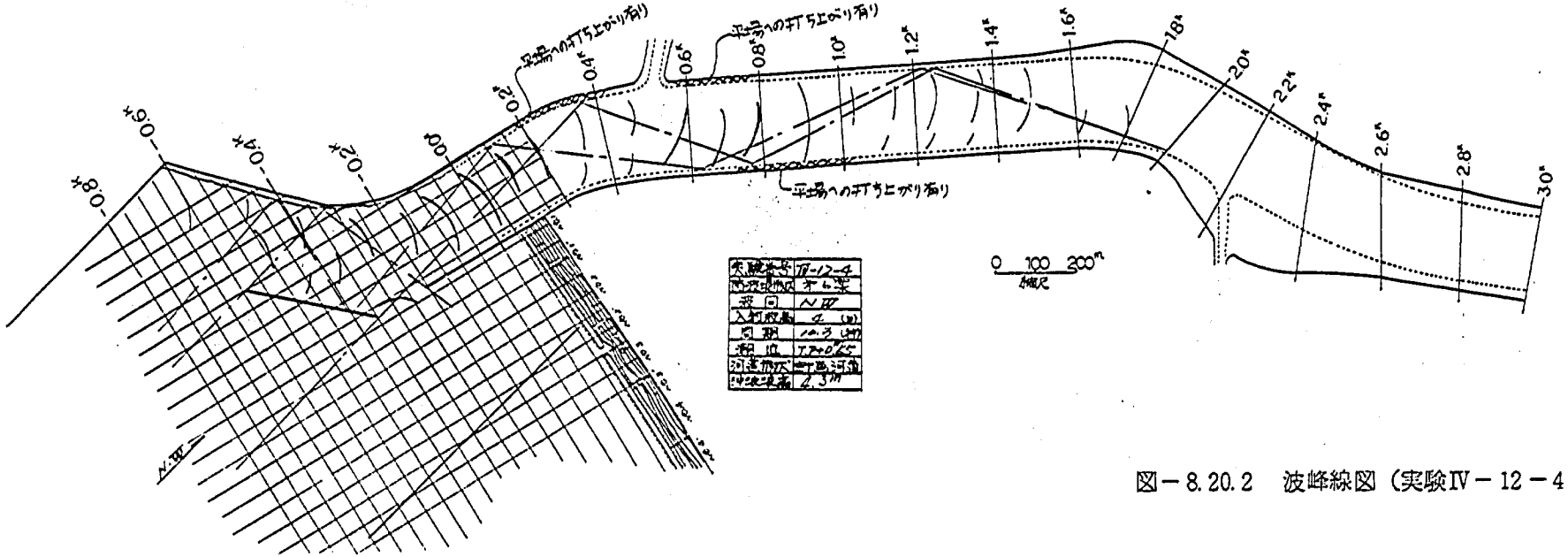
図－8.19.1　等波高線図（実験Ⅳ－12－3）



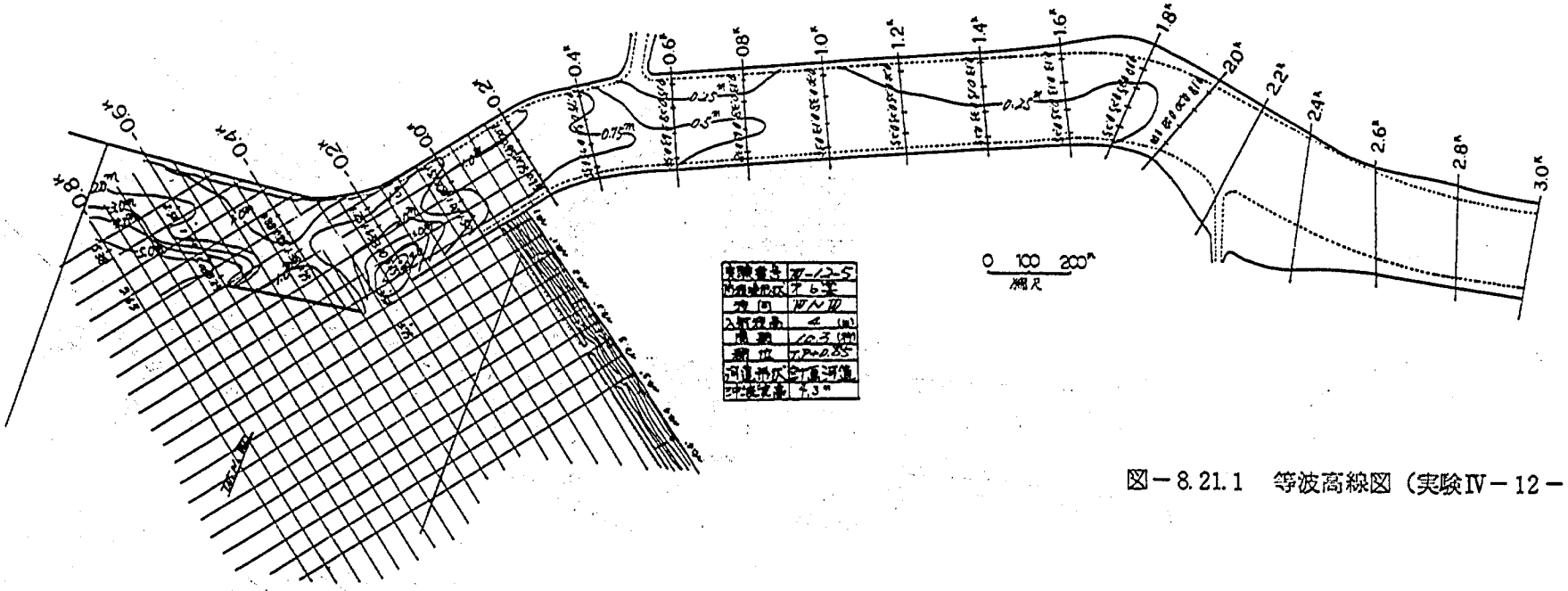
図－8.19.2　波峰線図（実験Ⅳ－12－3）



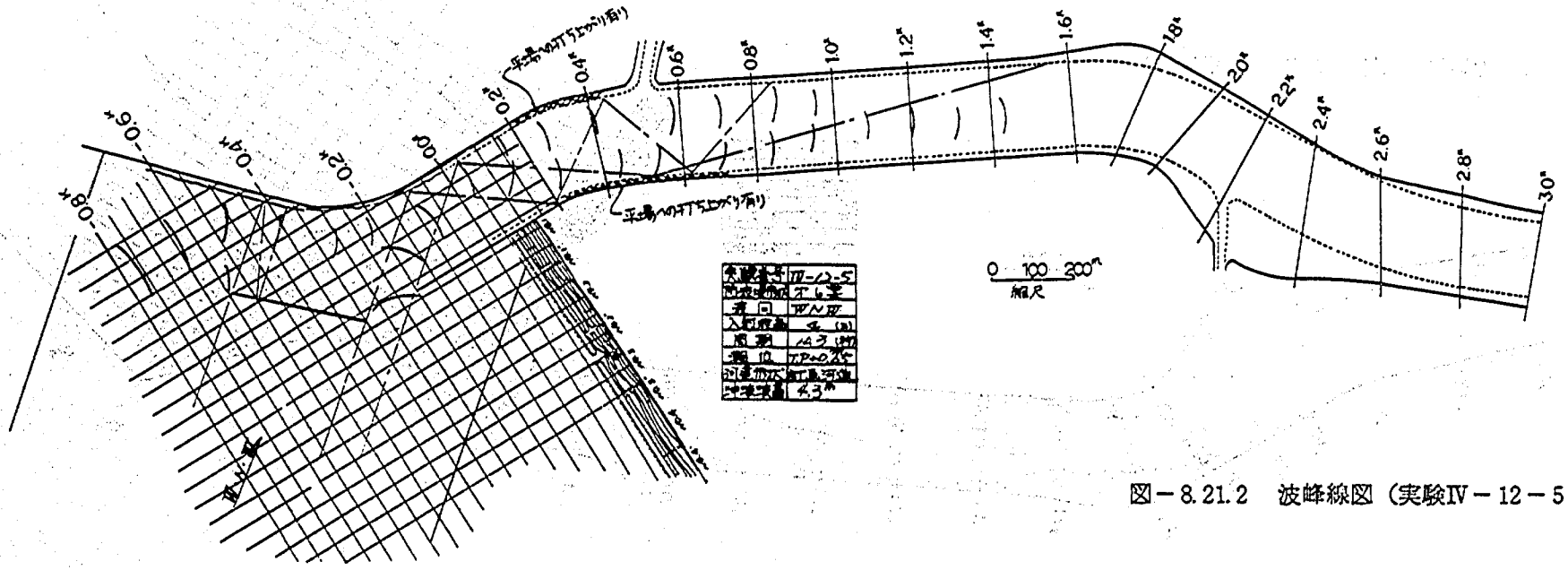
図－8.20.1　等波高線図（実験Ⅳ－12－4）



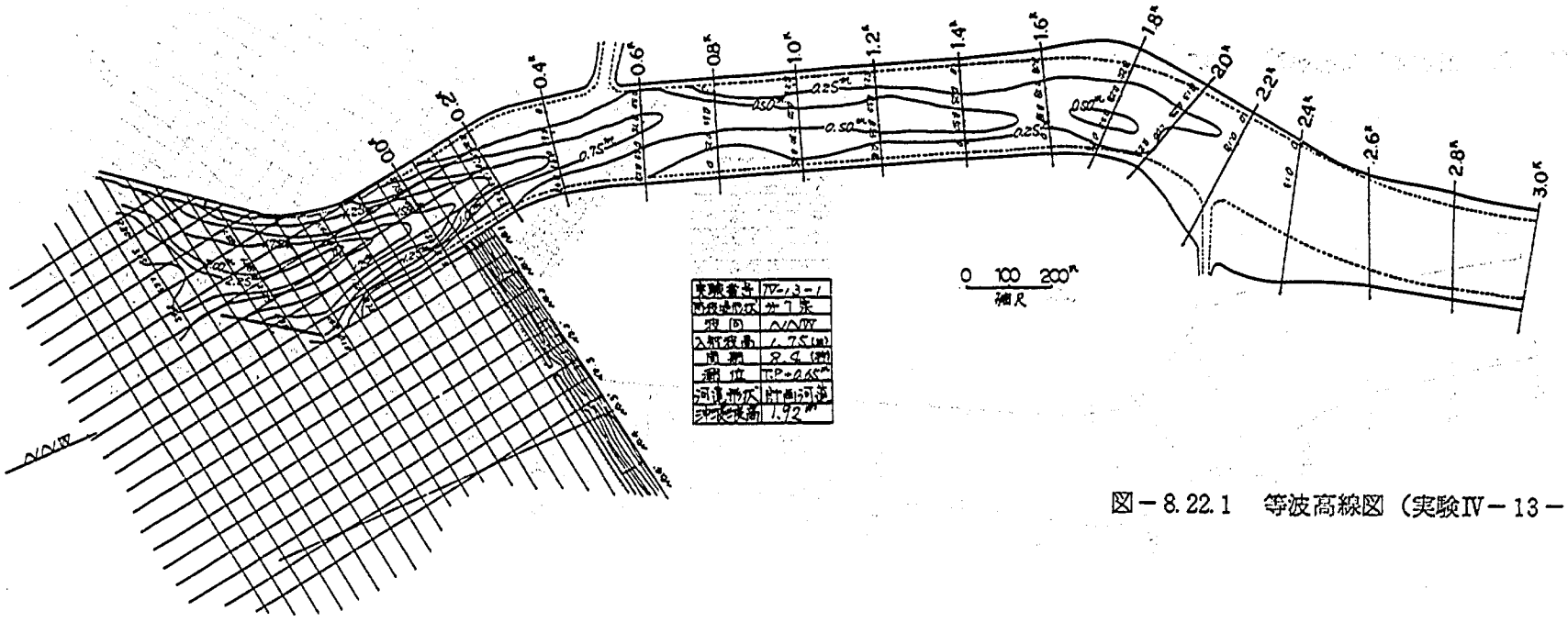
図－8.20.2　波峰線図（実験Ⅳ－12－4）



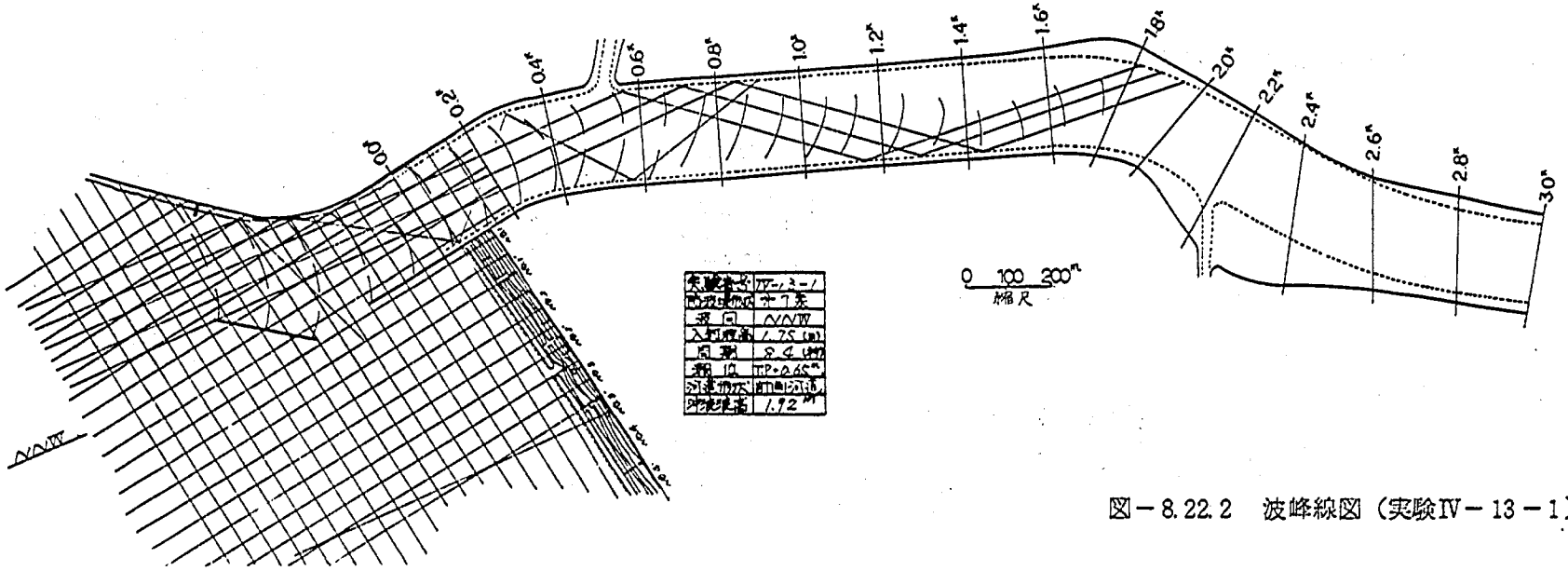
図－8.21.1　等波高線図（実験Ⅳ－12－5）



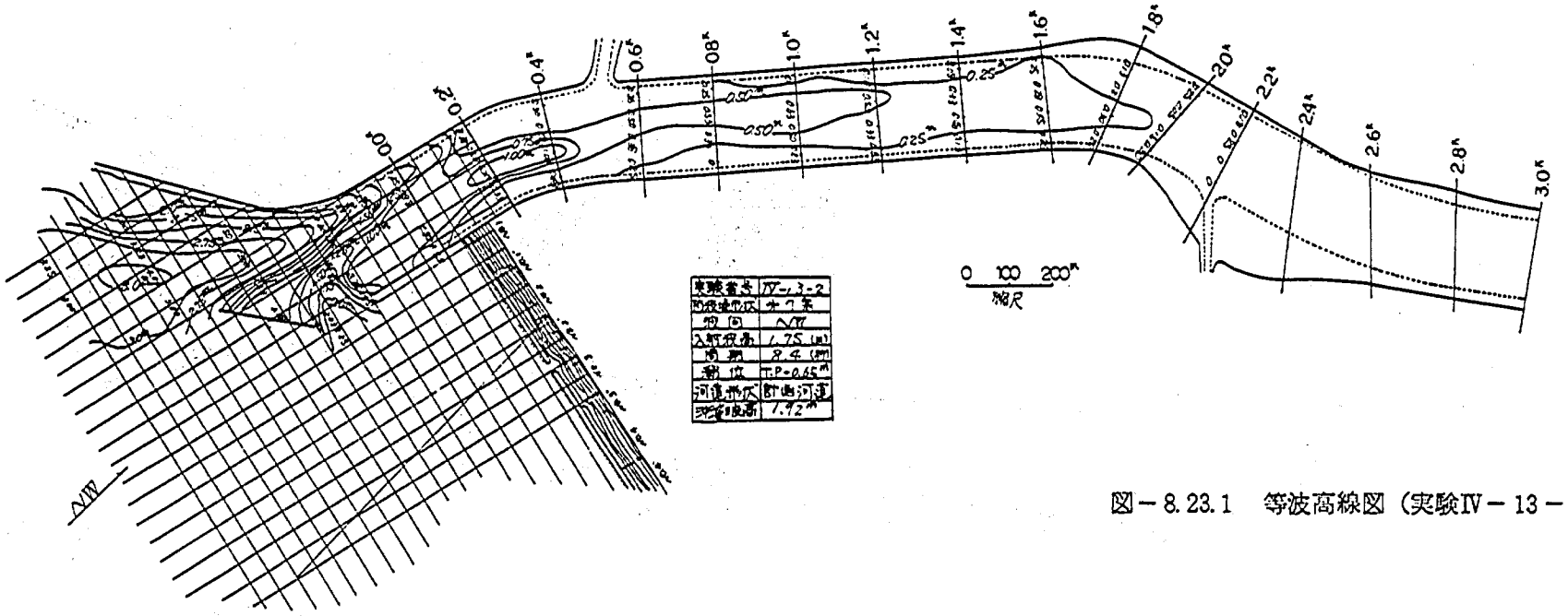
図－8.21.2　波峰線図（実験Ⅳ－12－5）



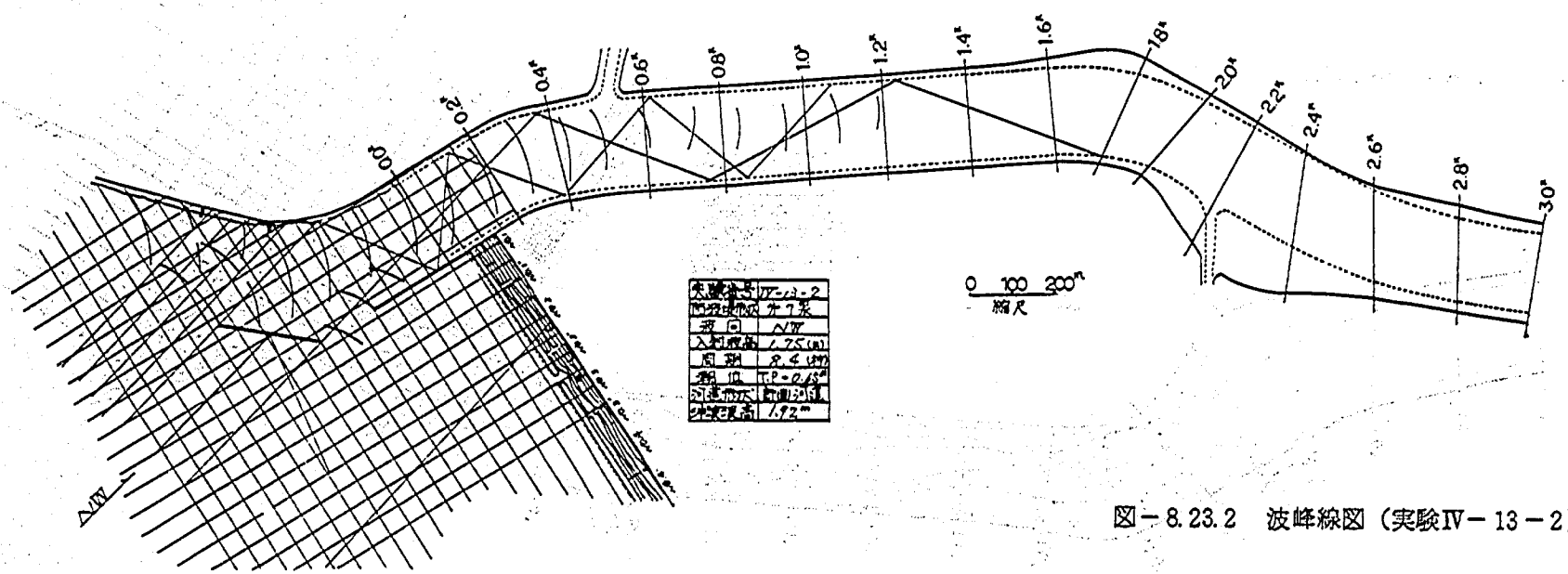
図－8.22.1　等波高線図（実験Ⅳ－13－1）



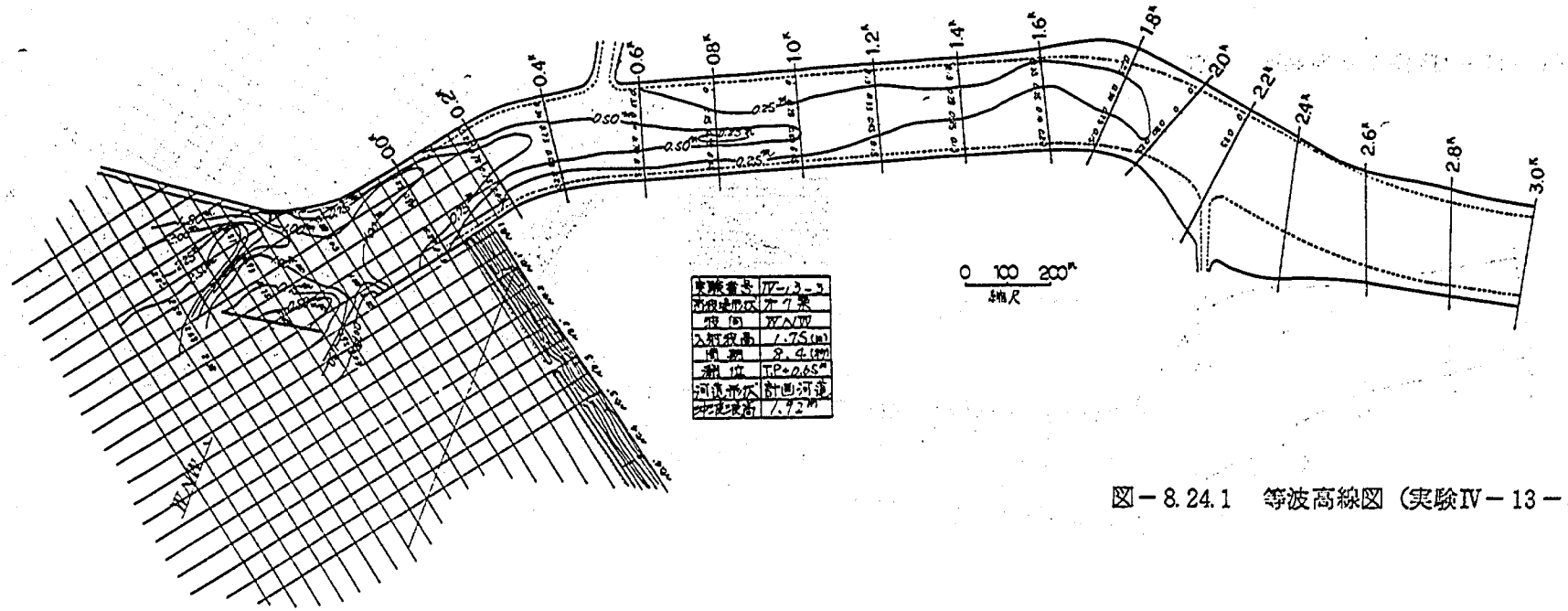
図－8.22.2　波峰線図（実験Ⅳ－13－1）



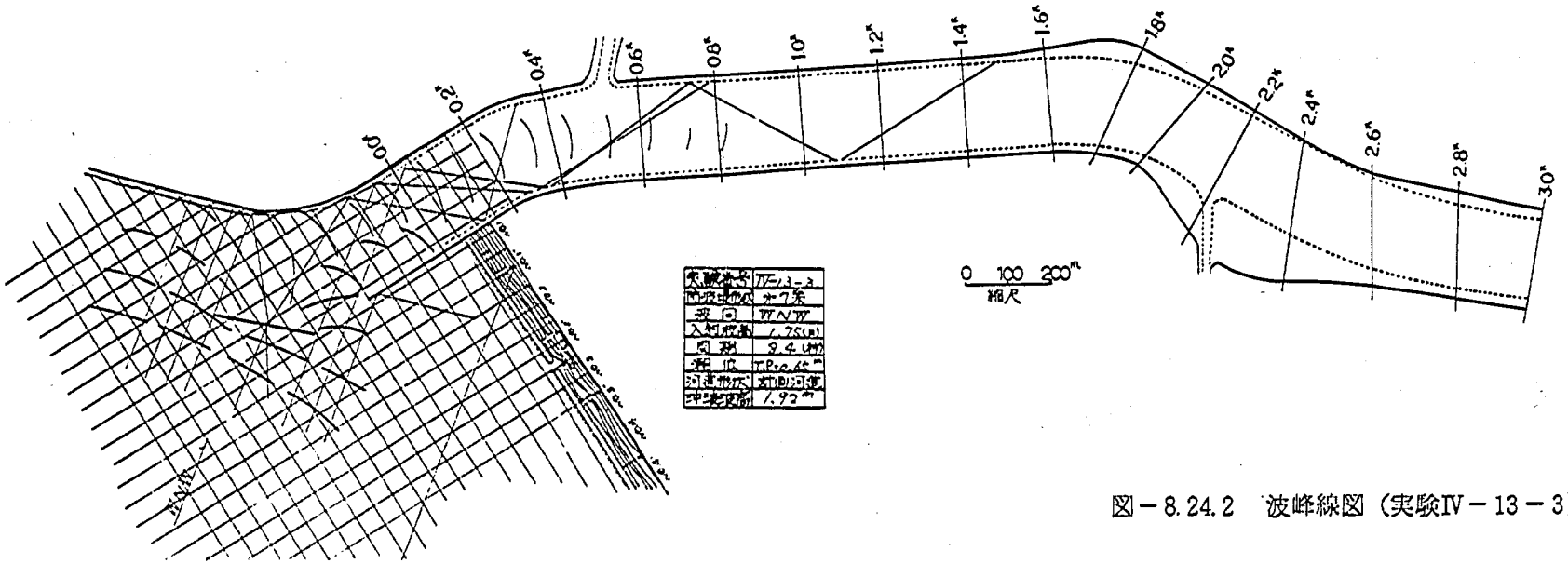
図－8.23.1　等波高線図（実験Ⅳ－13－2）



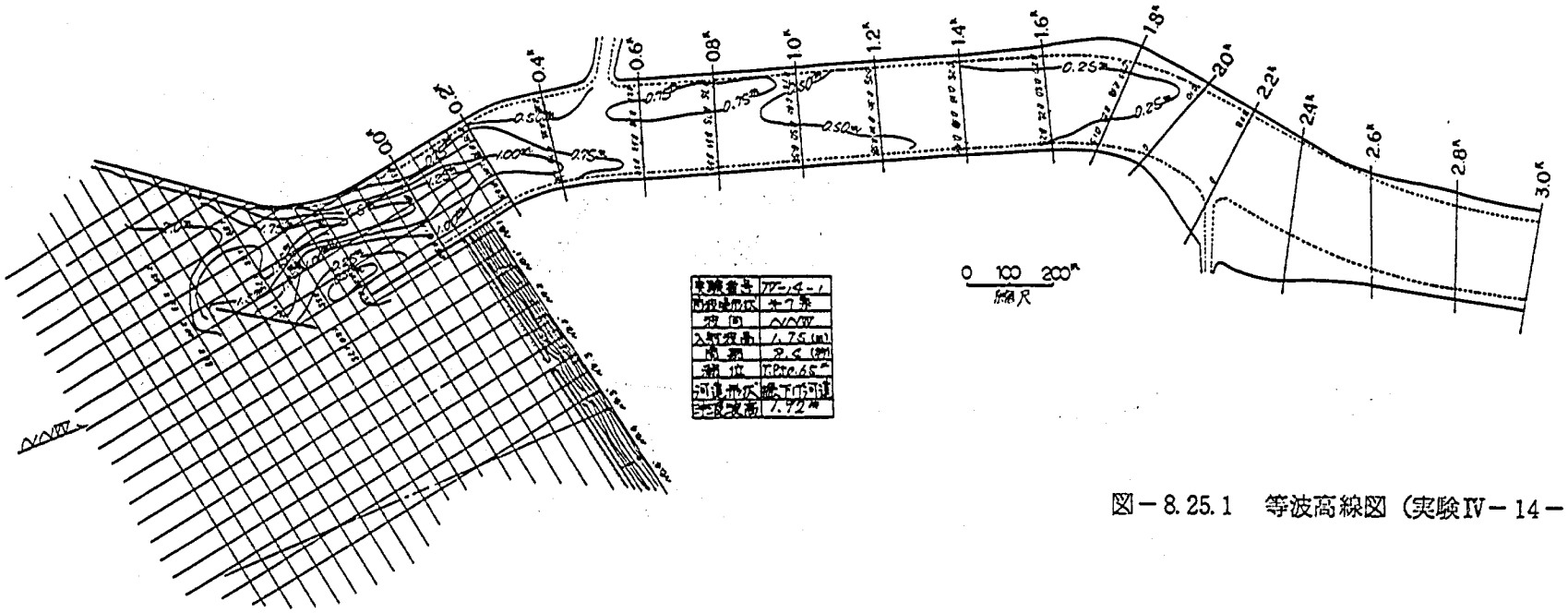
図－8.23.2　波峰線図（実験Ⅳ－13－2）



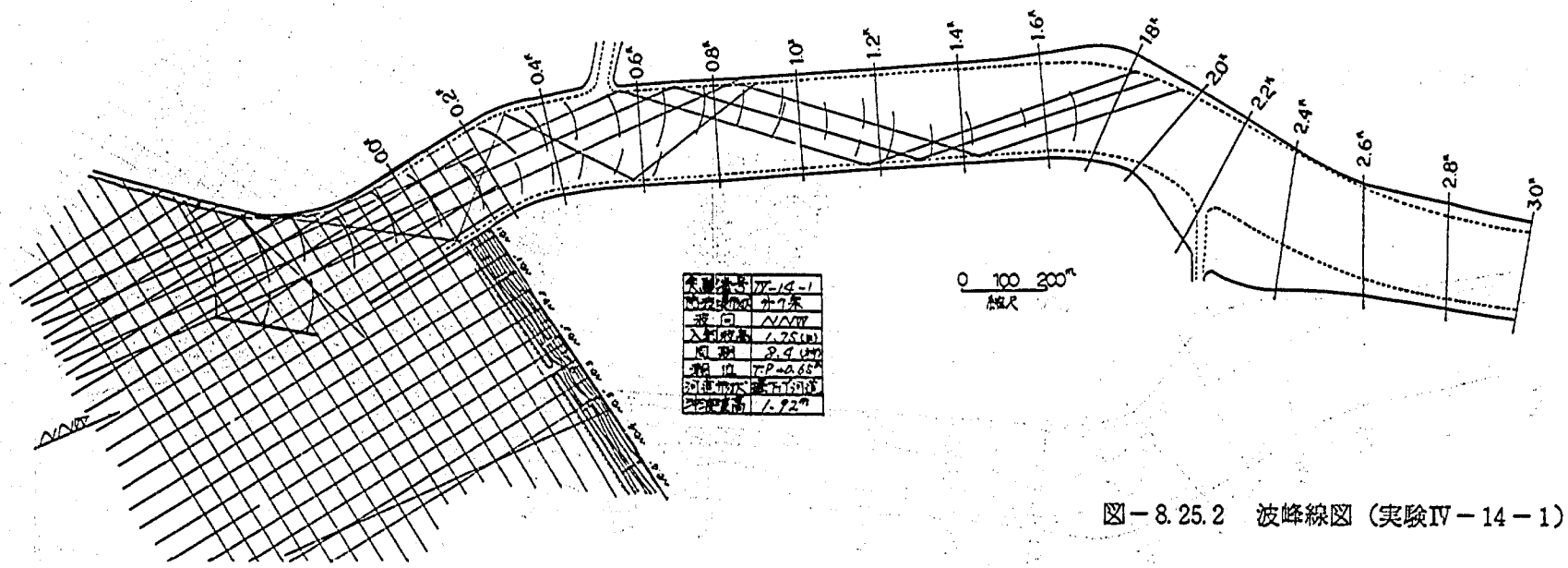
図－8.24.1　等波高線図（実験Ⅳ－13－3）



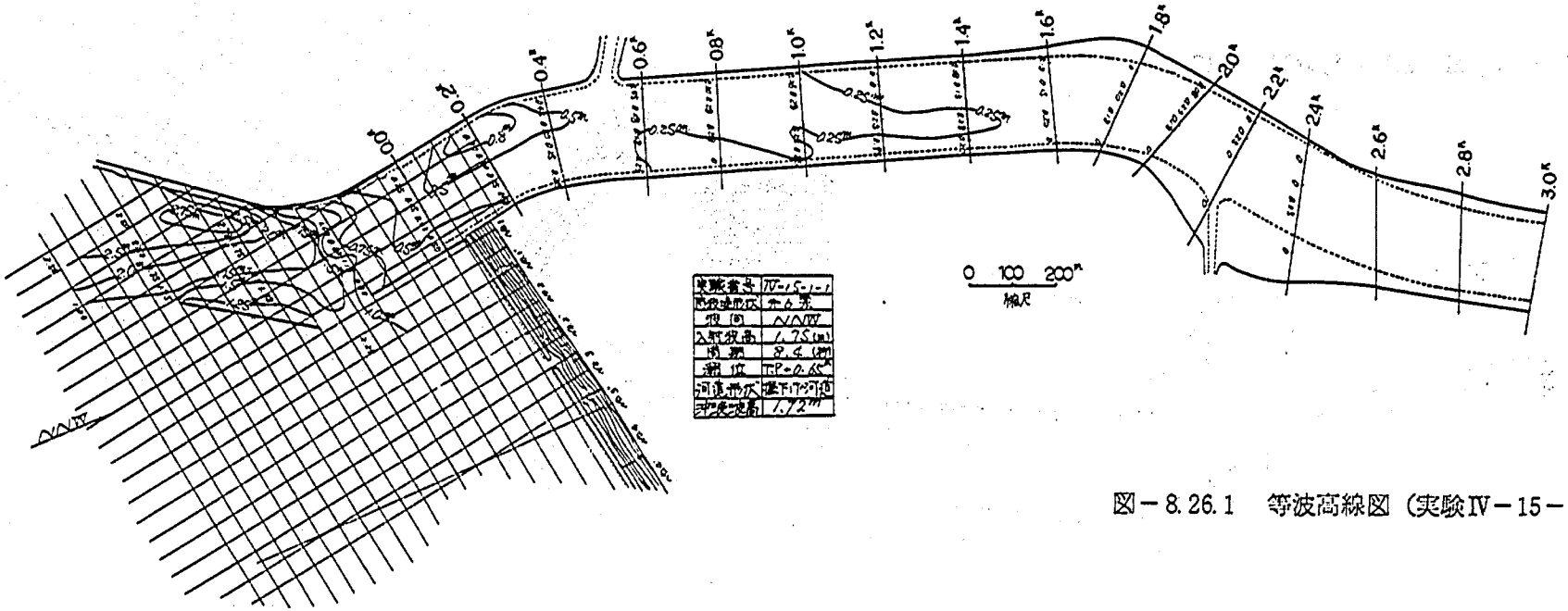
図－8.24.2　波峰線図（実験Ⅳ－13－3）



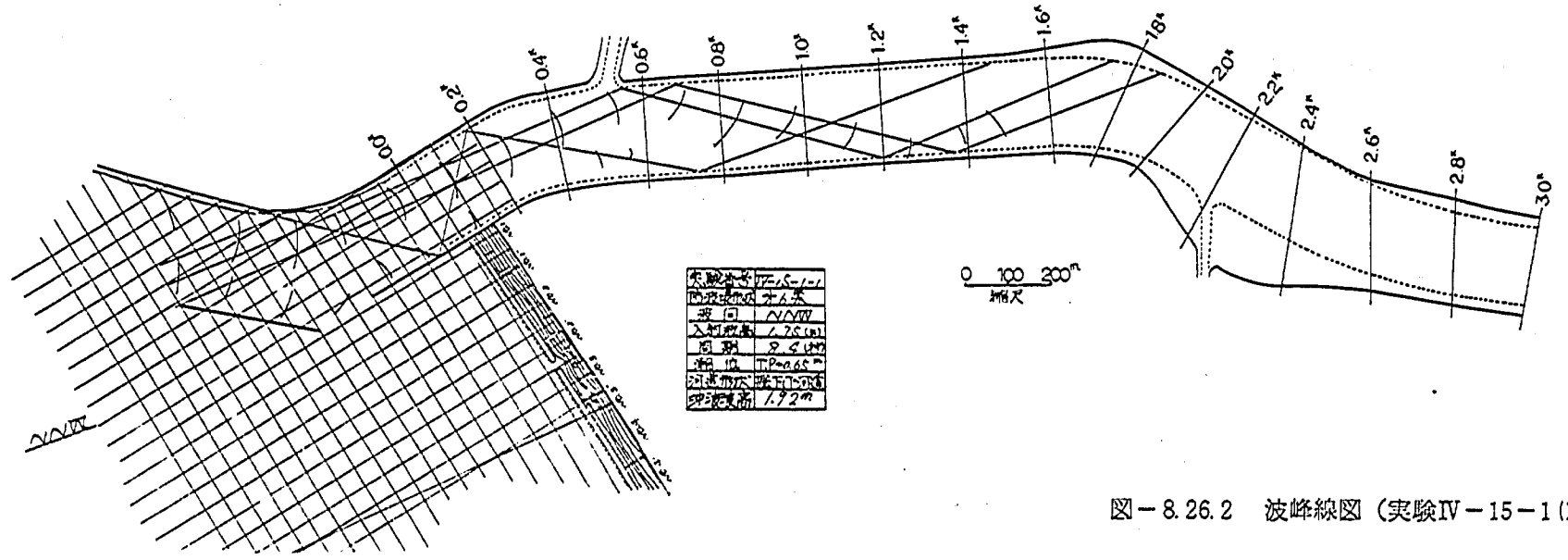
図－8.25.1　等波高線図（実験Ⅳ－14－1）



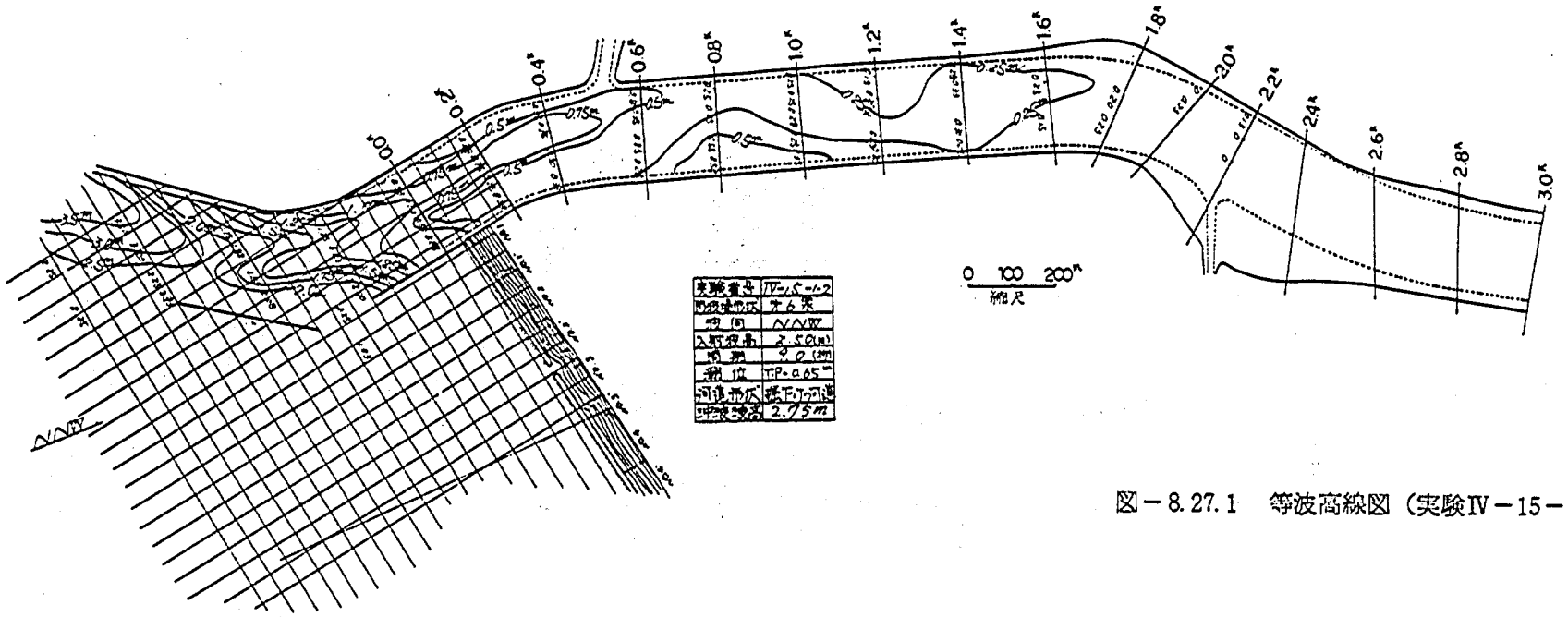
図－8.25.2　波峰線図（実験Ⅳ－14－1）



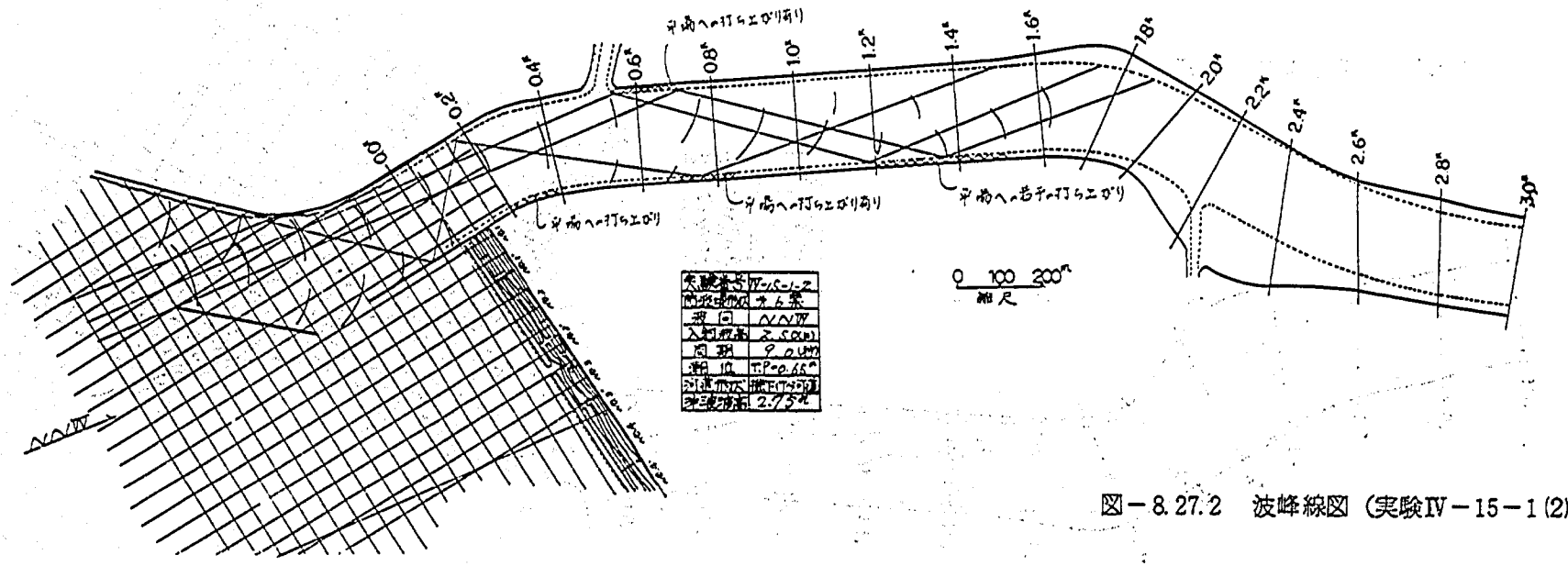
図－8.26.1　等波高線図（実験Ⅳ－15－1(1)）



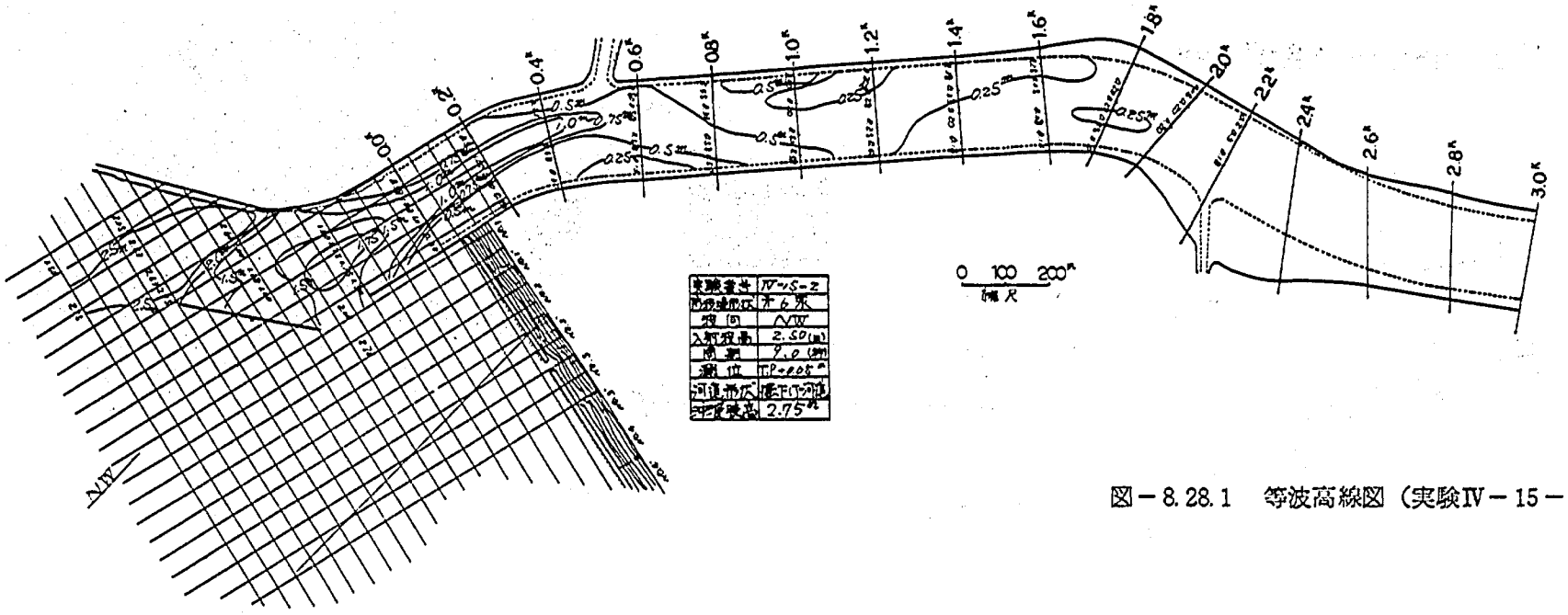
図－8.26.2　波峰線図（実験Ⅳ－15－1(1)）



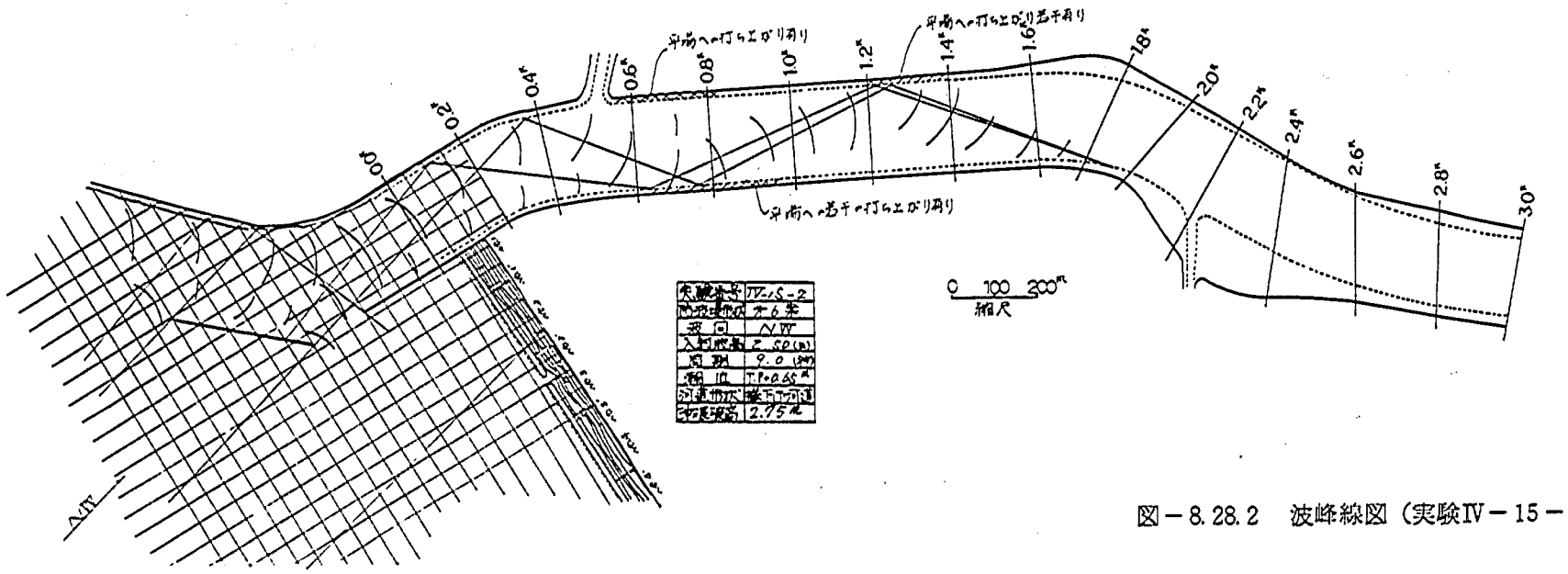
図－8.27.1　等波高線図（実験Ⅳ－15－1(2)）



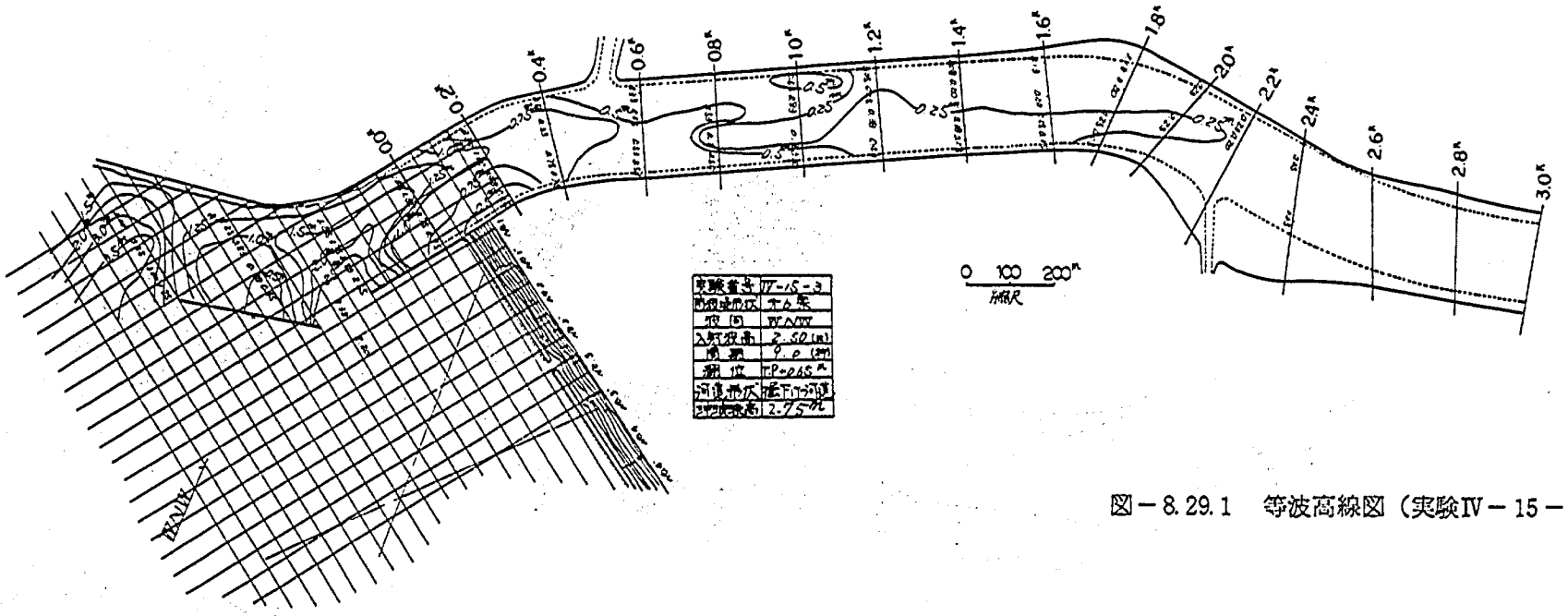
図－8.27.2　波峰線図（実験Ⅳ－15－1(2)）



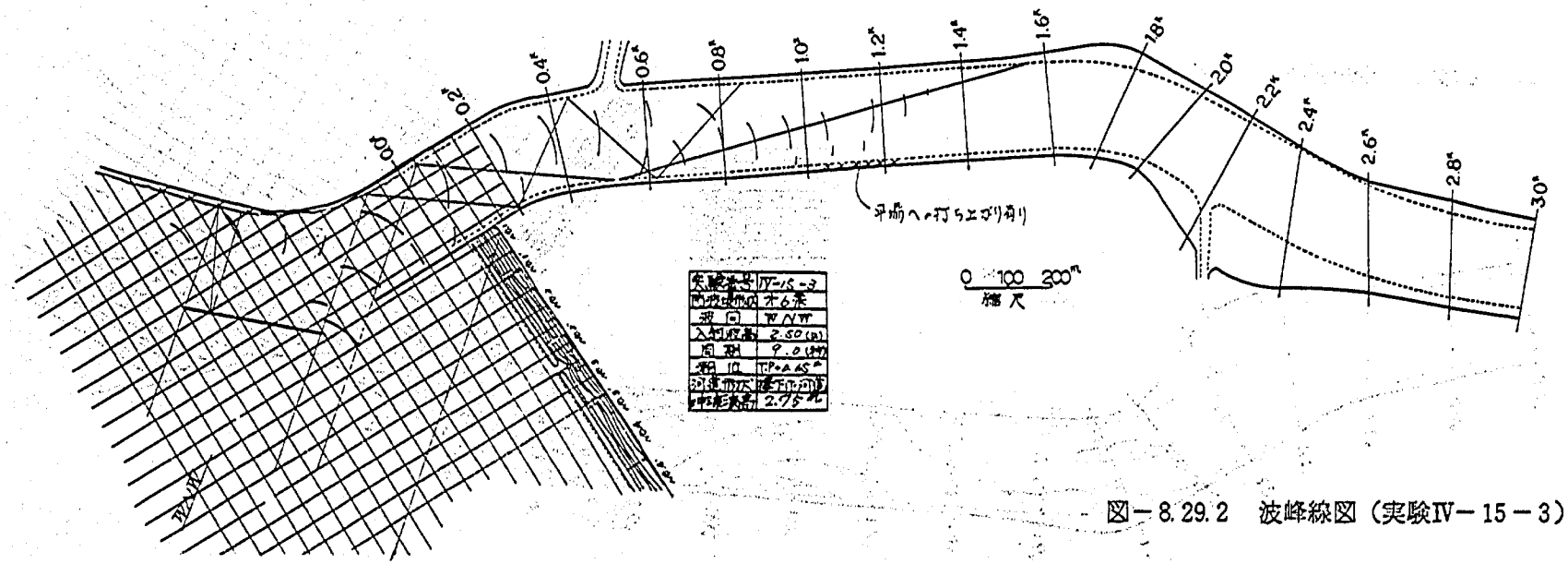
図－8.28.1　等波高線図（実験Ⅳ－15－2）



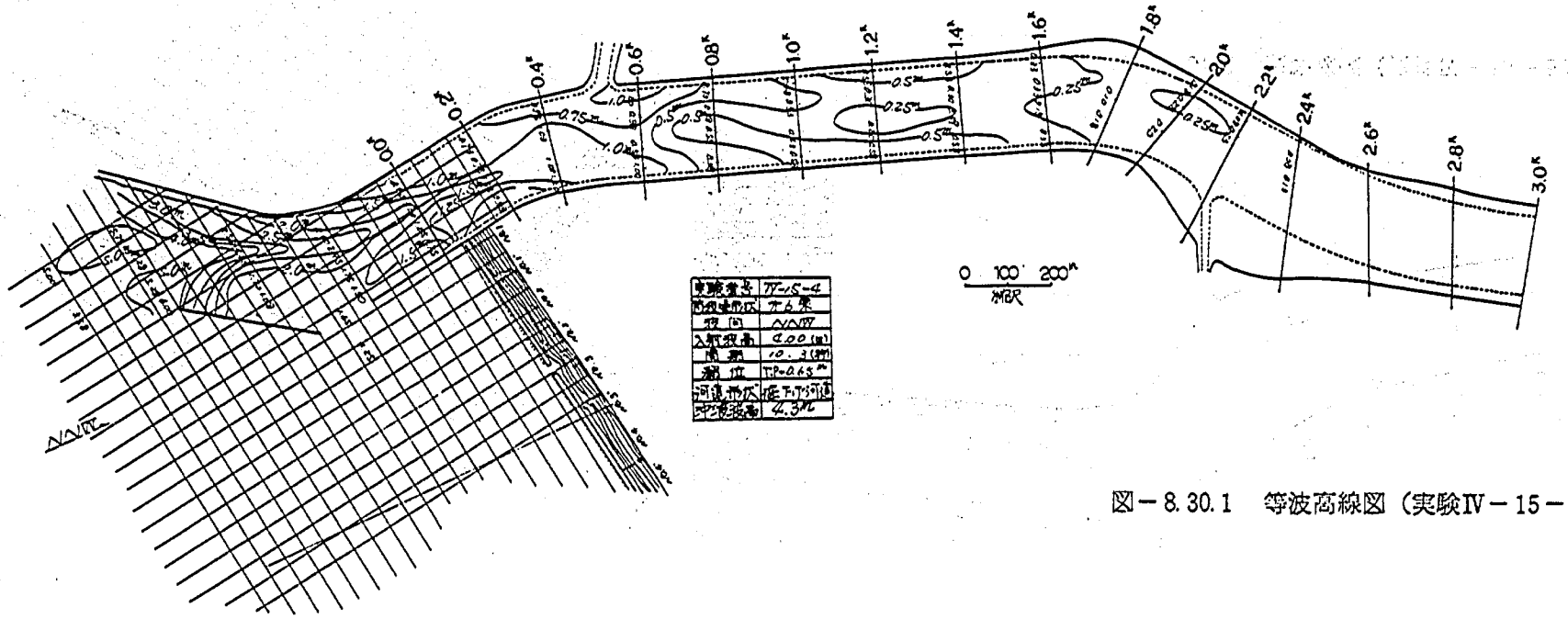
図－8.28.2　波峰線図（実験Ⅳ－15－2）



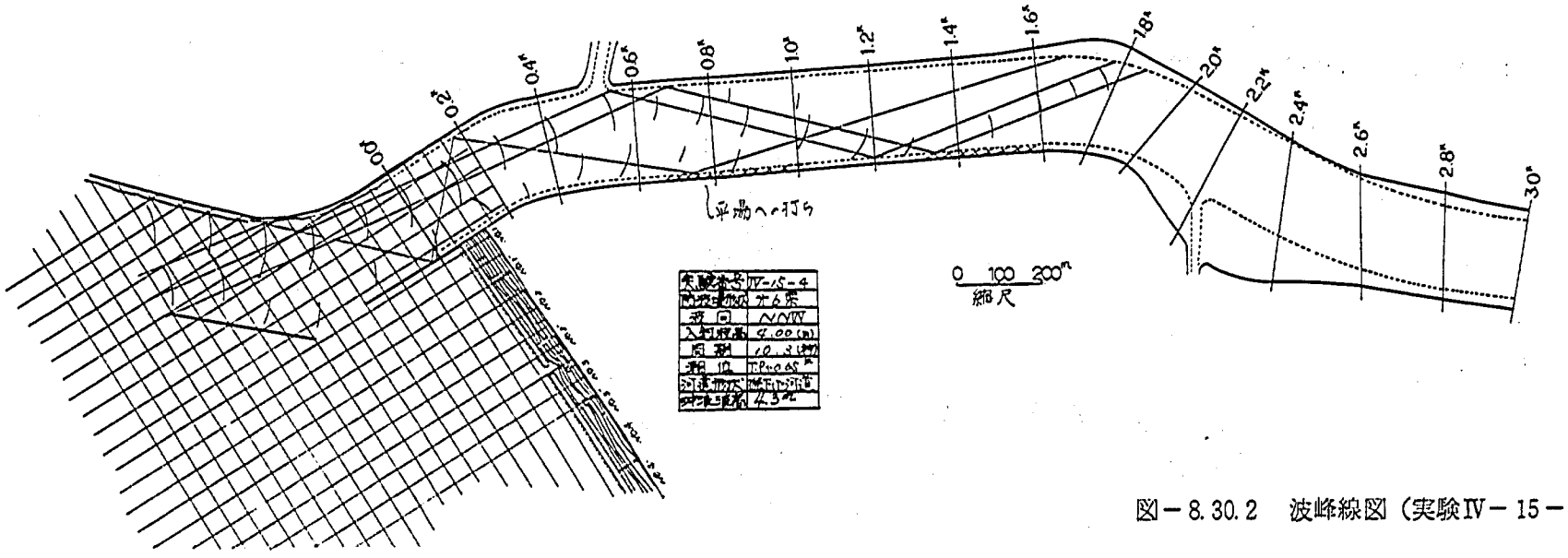
図－8.29.1　等波高線図（実験Ⅳ－15－3）



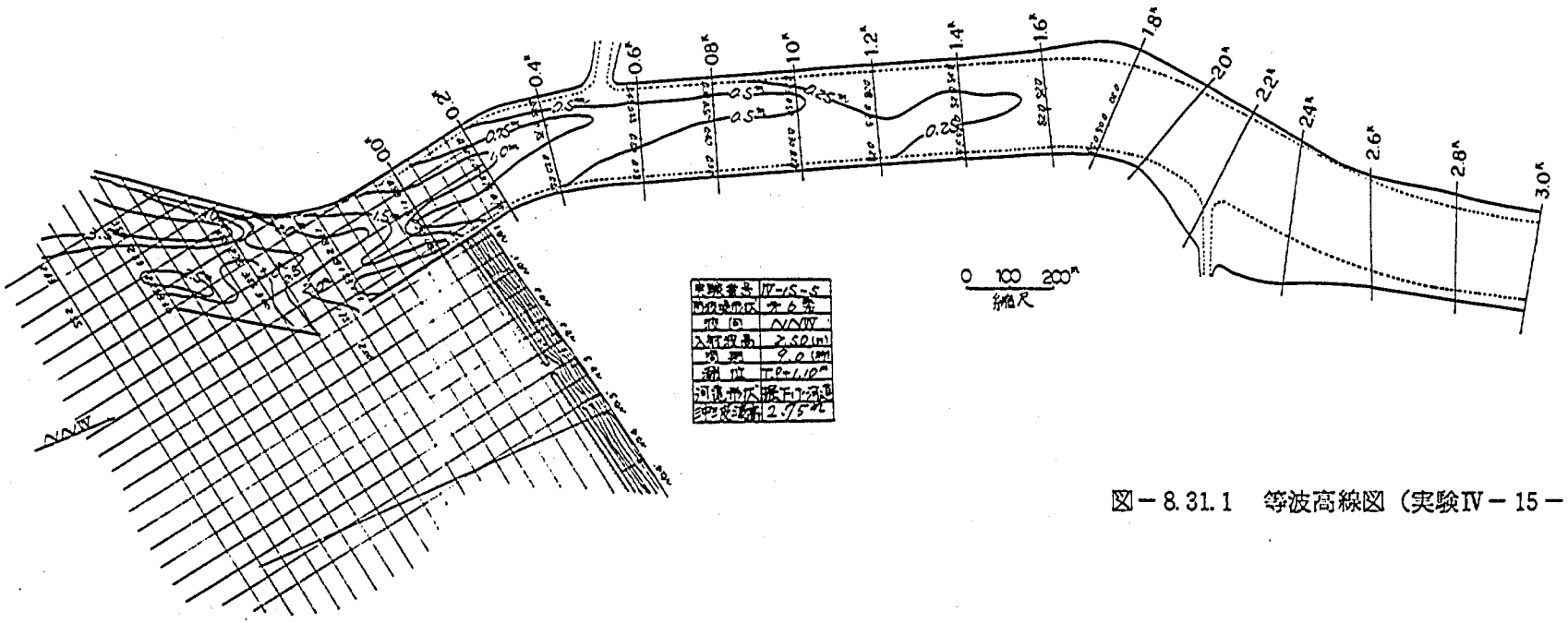
図－8.29.2　波峰線図（実験Ⅳ－15－3）



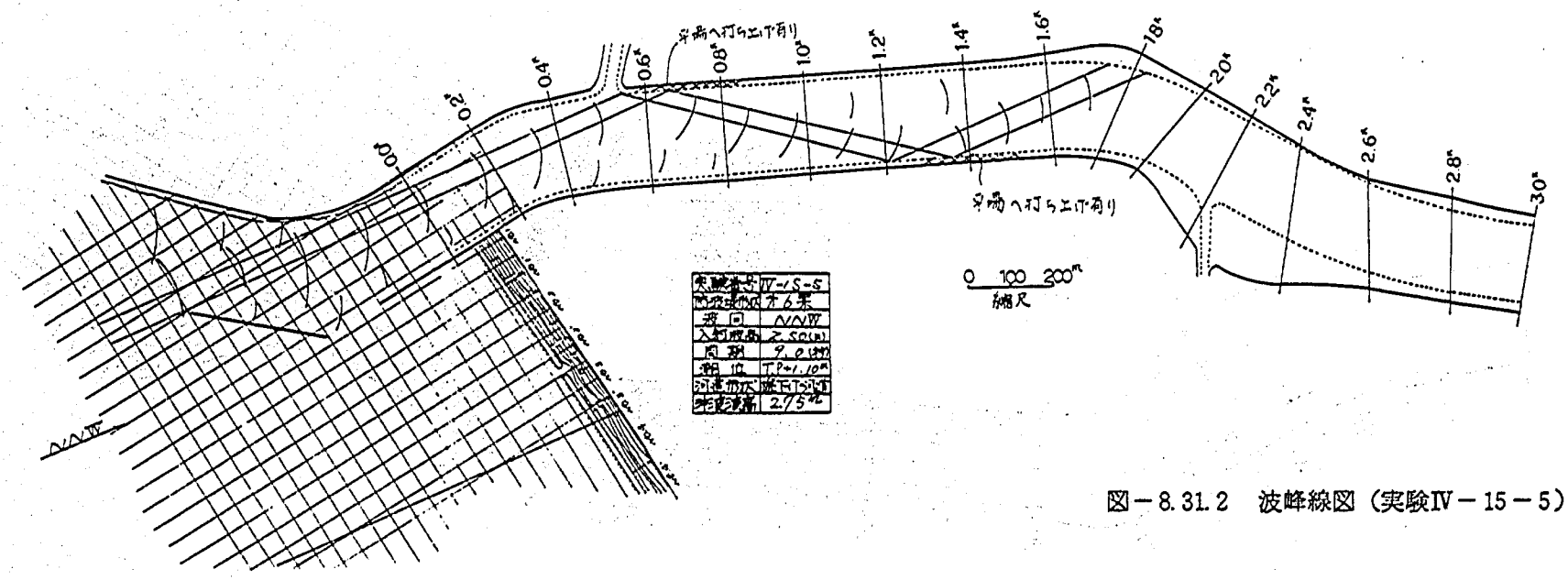
図－8.30.1　等波高線図（実験Ⅳ－15－4）



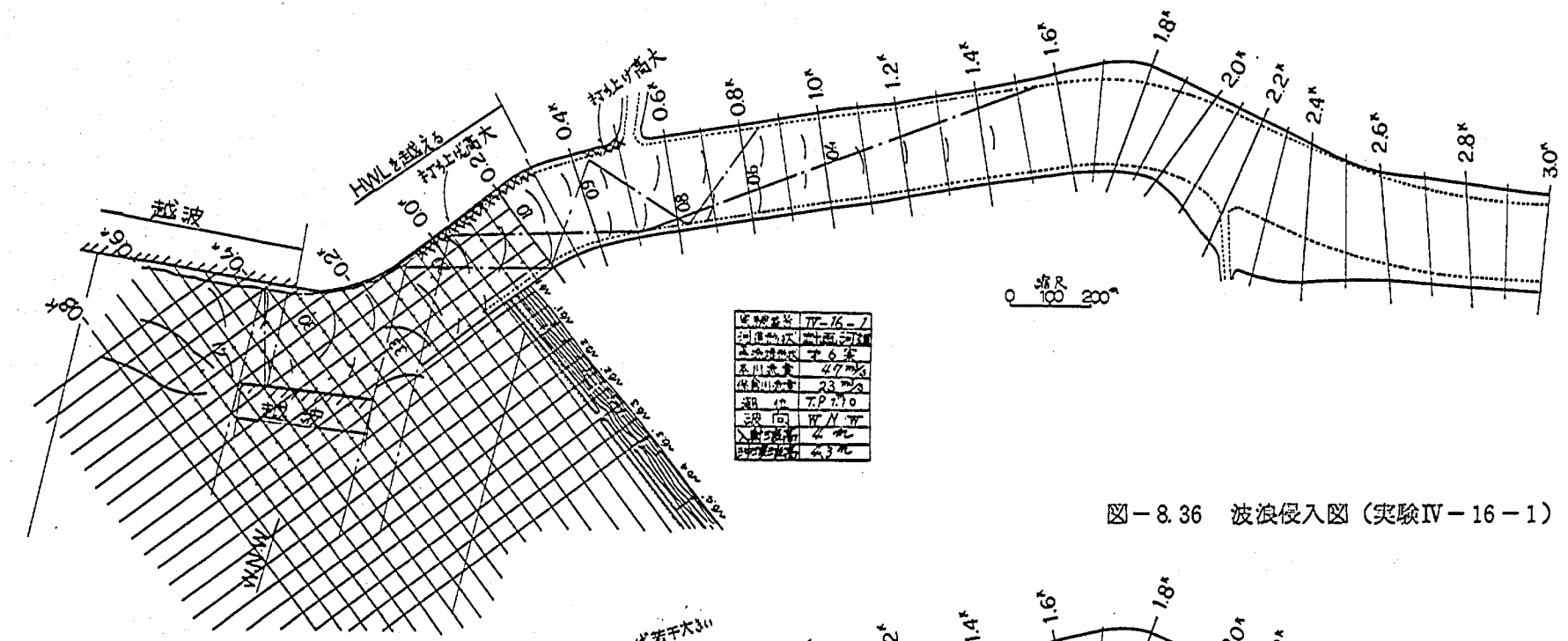
図－8.30.2　波峰線図（実験Ⅳ－15－4）



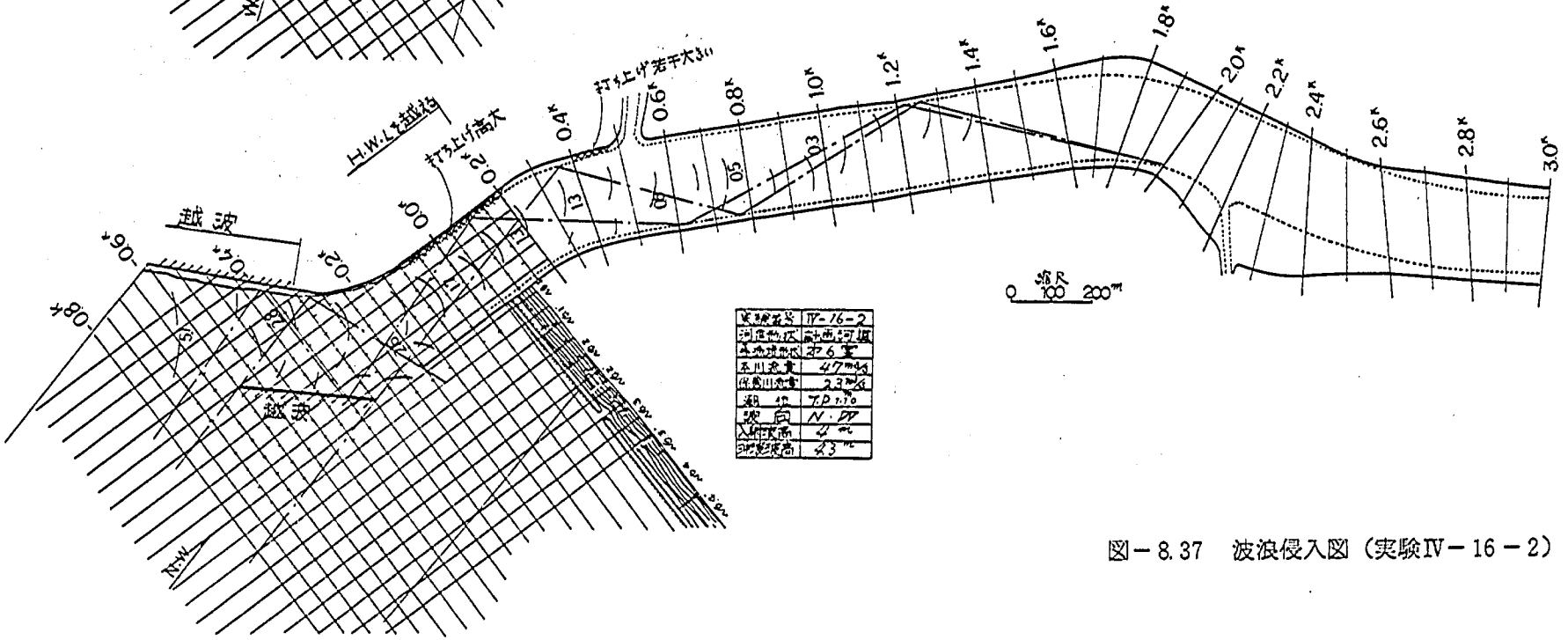
図－8.31.1　等波高線図（実験Ⅳ－15－5）



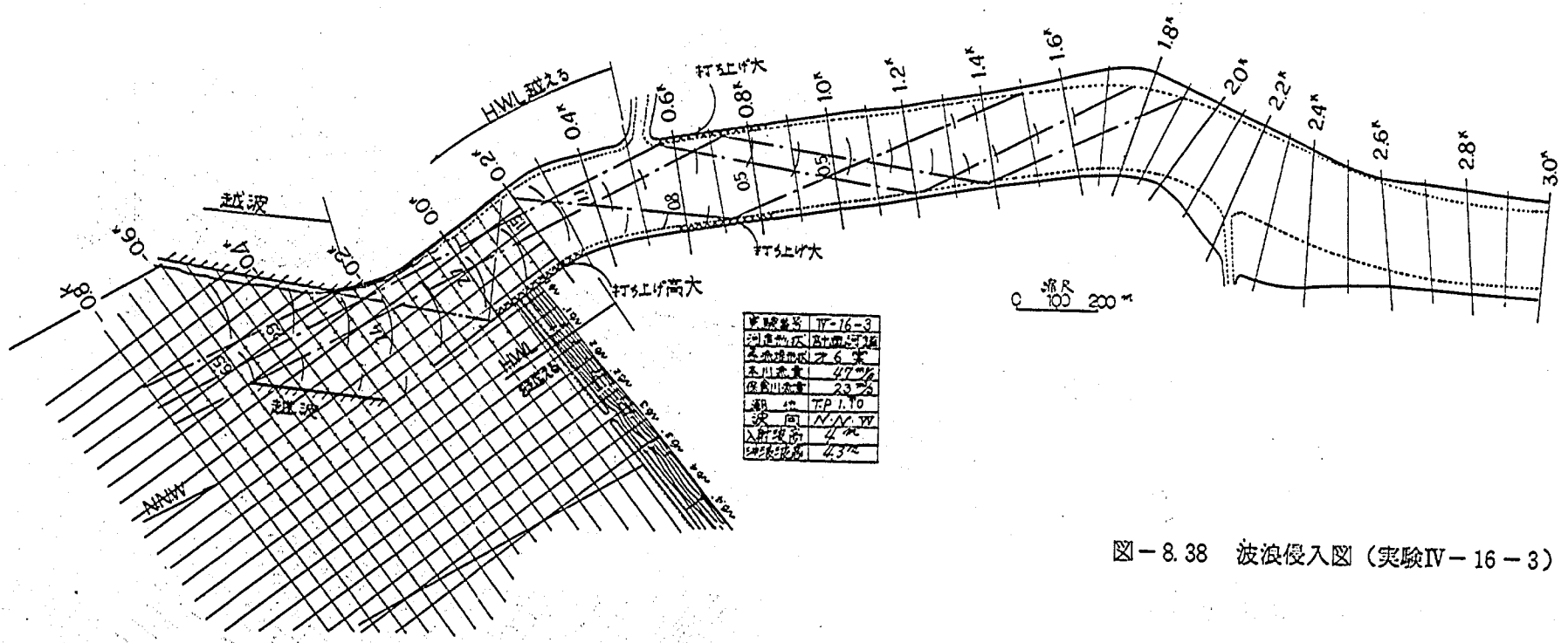
図－8.31.2　波峰線図（実験Ⅳ－15－5）



図－8.36　波浪侵入図（実験Ⅳ－16－1）

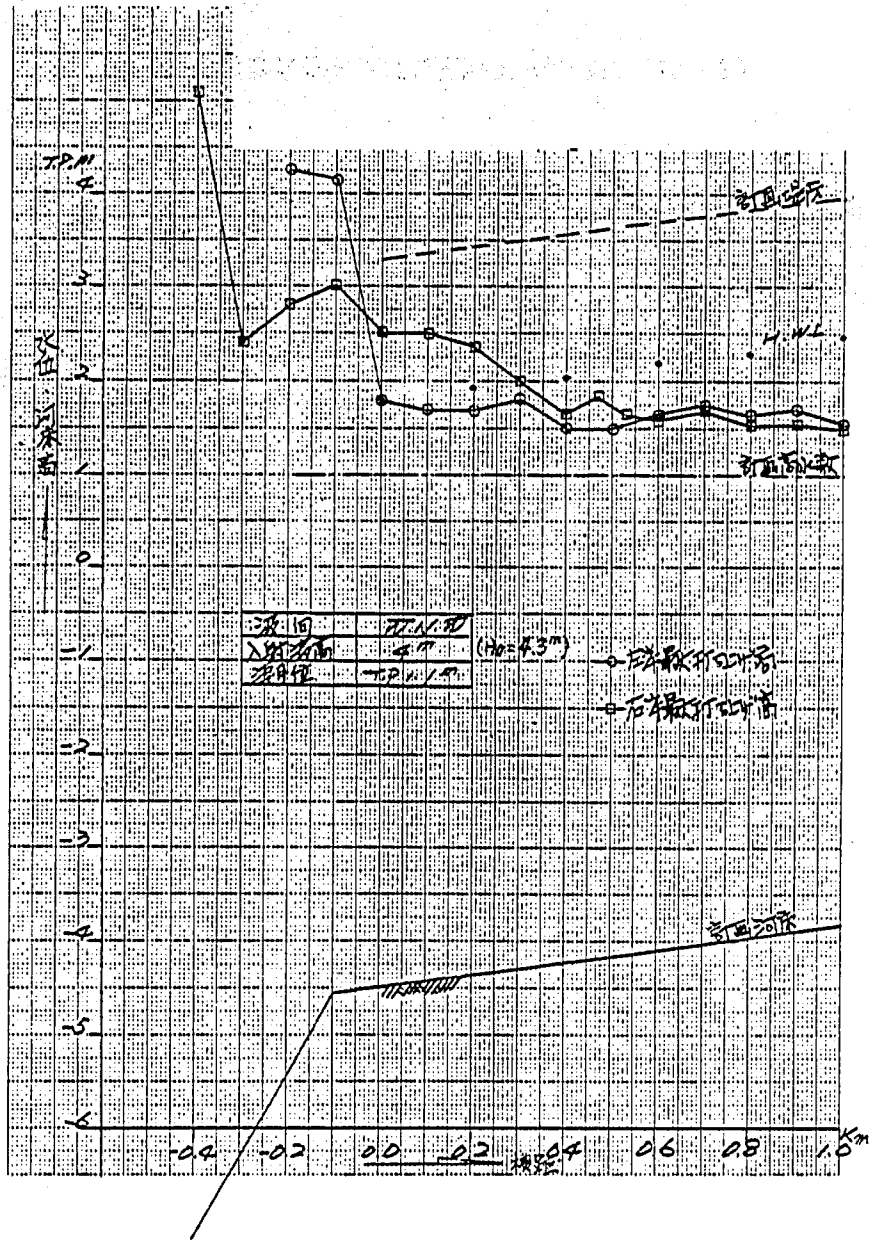


図－8.37　波浪侵入図（実験Ⅳ－16－2）

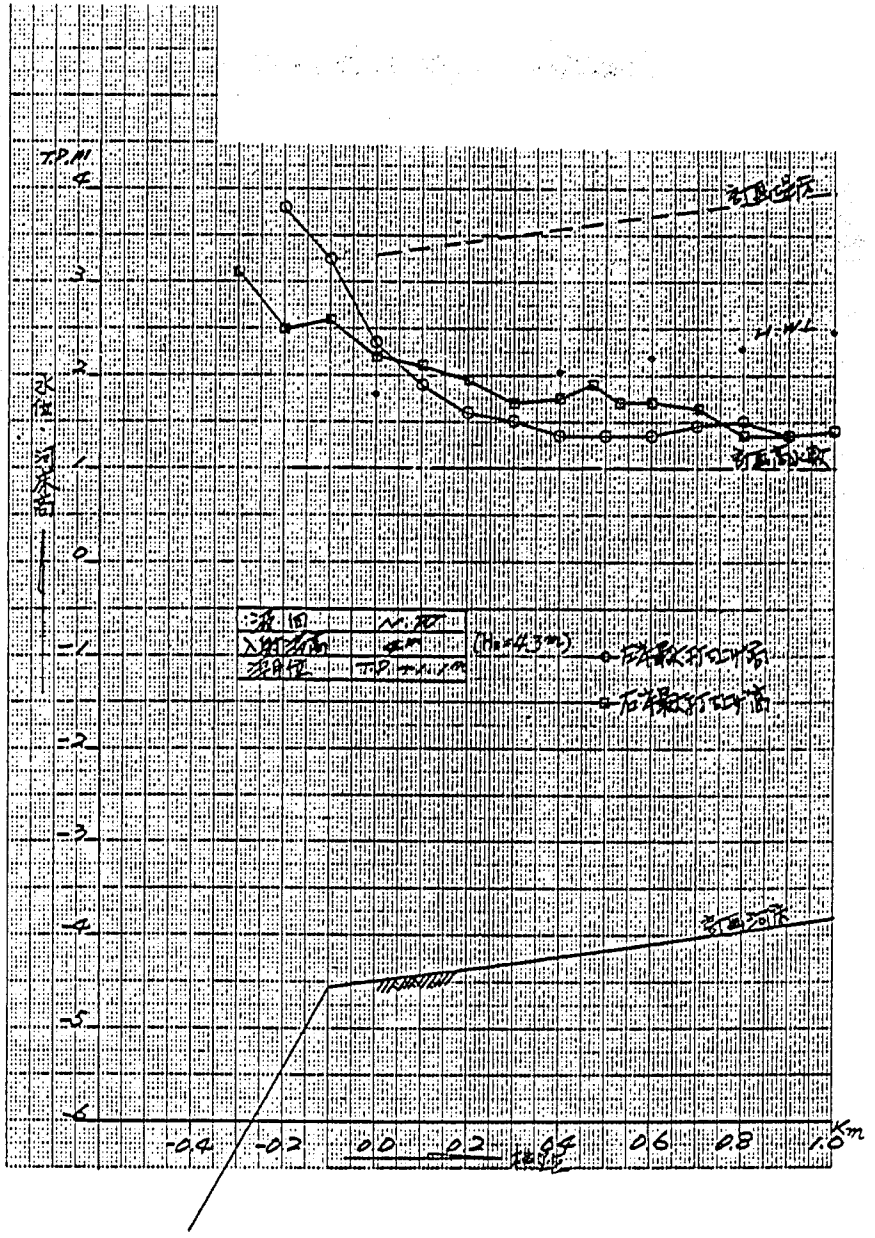


実験番号	IV-16-3
消波物形	方塊斜面上2層
天端被覆形	7.6 t
木川流量	47 m³/s
保倉川流量	23 m³/s
潮位	T.P 1.10
波向	N-NW
入射波高	4 m
沖波波高	4.3 m

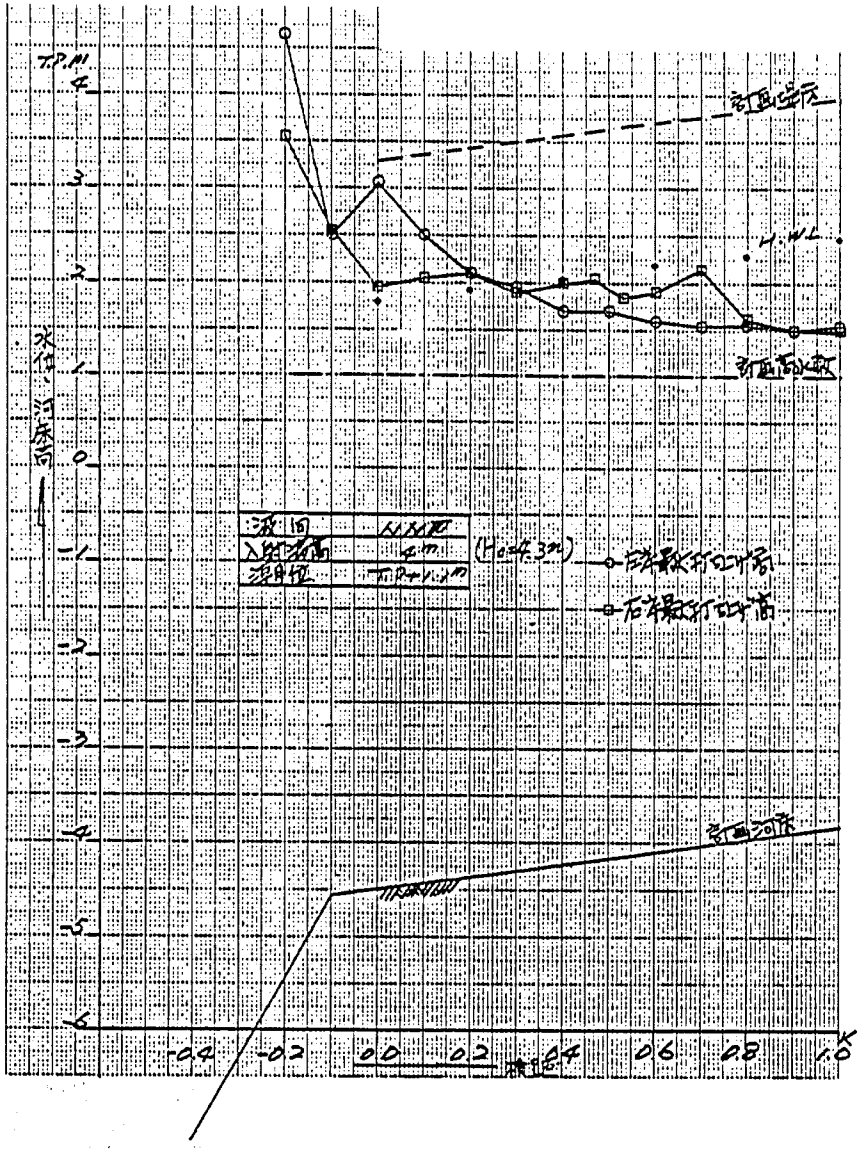
図－8.38　波浪侵入図（実験Ⅳ－16－3）



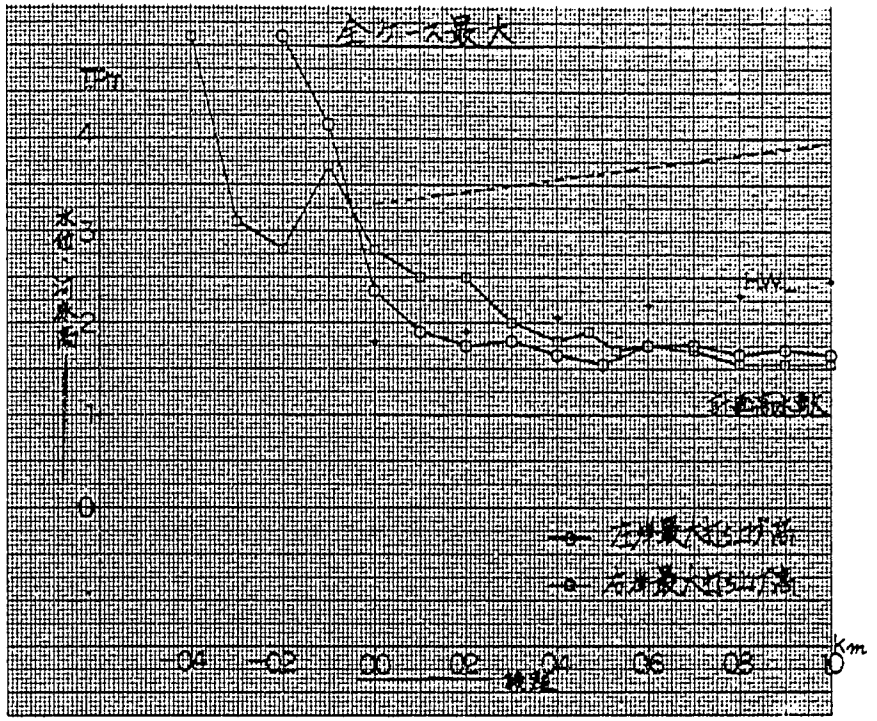
図－8.39　最大打ち上げ高縦断図（実験Ⅵ－16－1）



図－8.40　最大打ち上げ高縦断図（実験Ⅳ－16－2）



図－8.41　最大打ち上げ高縦断図（実験Ⅳ－16－3）



図－8.42　最大打ち上げ高縦断図

第9章　計画洪水流固定床実験

第9章　計画洪水流固定床実験

9－1　概　要

関川河口部の工事実施基本計画による計画高水流量は3,700 ㎥/sとして，河道改修計画が策定されている。

しかしながら，保倉川放水路計画が近い将来に実施される可能性が薄いため，保倉川の暫定流量が疎通可能な河道計画も必要となっている。このようなことから，ここでは，計画河道の波浪侵入実験で検討した導流堤形状が洪水疎通に悪影響を与えないかどうかとともに，保倉川の暫定流量が疎通可能かどうかを検討した。

9－2　実験条件

実験では，河口部の疎通能力を把握するため，工事実施計画での流量（本川3,700 ㎥/s），暫定改修計画流量（本川2,420㎥/s，に対して，保倉川1,280 ㎥/s，および本川3,220㎥/sに対して保倉川1,280㎥/s）および本川3,700㎥/sに対して保倉川1,200㎥/sの4種類の流量を主として用いた。導流堤形状は，波浪侵入実験で効果の得られた導流堤第4案＋対策工と第6案，洪水流に対して効果的と考えられる第7案について検討した。

また，暫定計画流量を疎通するために必要な掘下げ河道のケースについても行った。潮位については，当初直江津港計画潮位T.P 1.34 mと朔望平均満潮位T.P

表－9,1　実験条件一覧表

種別	実験No.	河道条件		固定床移動床	流量(㎥/s)		潮位(T.P.m)
		導流堤	河床高		本川	保倉川	
計画洪水流実験（固定床）	V－1	第4案＋対策工	計画	固定床	3,700	1,300	0.65
	V－2	〃	〃	〃	3,700	654	〃
	V－3－1,1	第7案	〃	〃	3,700	1,200	1.34
	2	〃	〃	〃	〃	800	〃
	3	〃	〃	〃	〃	400	〃
	4	〃	〃	〃	〃	0	〃
	V－3－2,1	〃	〃	〃	〃	1,200	0.65
	2	〃	〃	〃	〃	800	〃
	3	〃	〃	〃	〃	400	〃
	4	〃	〃	〃	〃	0	〃
	V－3－3,1	第6案	〃	〃	〃	1,200	1.34
	2	〃	〃	〃	〃	800	〃
	4	〃	〃	〃	〃	400	〃
	5	〃	〃	〃	〃	0	〃
	V－3－4,1	〃	〃	〃	〃	1,200	0.65
	2	〃	〃	〃	〃	800	〃
	3	〃	〃	〃	〃	400	〃
	4	〃	〃	〃	〃	0	〃
	V－3－5,1	第7案	〃	〃	3,220	1,280	1.10
	2	〃	〃	〃	2,420	1,280	〃
	V－4	〃	掘下げ	〃	3,220	1,280	〃
	V－5	〃	〃	〃	3,700	1,200	〃

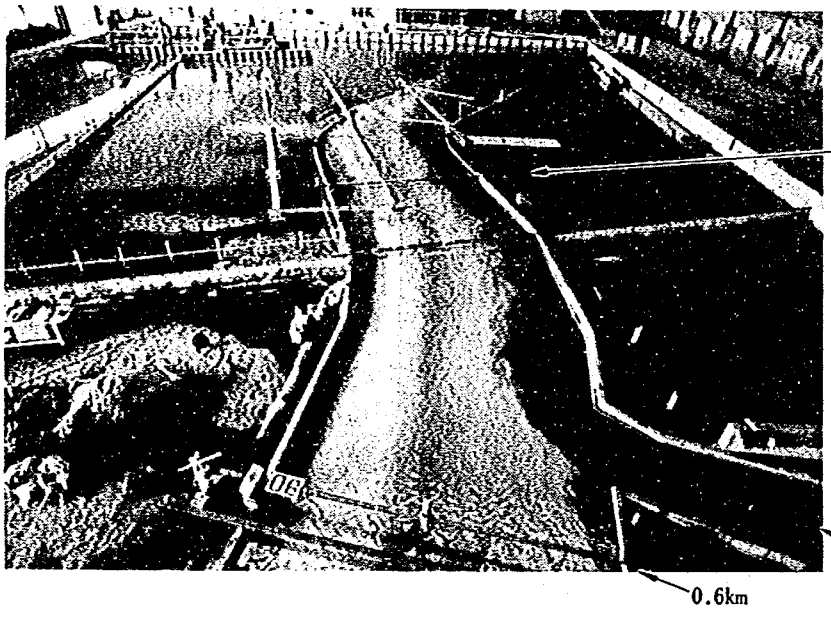
0.65 m を用いた検討を行ったが，その後洪水期最高潮位とされるT.P 1.10 m を計画河口潮位とした検討を行った。この実験での各ケースの実験条件を表－9.1に示す。

9－3　実験結果

9－3－1　各導流堤案の水理状況について

(1) 実験Ⅴ－1，Ⅴ－2（導流堤案第4案＋対策工）

実験Ⅴ－1は，朔望平均満潮位に対して，本川3,700㎥/s，保倉川1,280㎥/sの流量を与えた場合について，実験Ⅴ－2は潮位T.P 1.34 mに対して，本川に計画高水流量3,700㎥/sを与え，保倉川の流量を本川水位が計画高水位を越えないような流量まで減少させた場合である。水位測定結果は図－9.1の水位縦断図に示すとおり，ケースⅤ－1では潮位がT.P 0.65 mであっても，0.6 km～1.8 km間において計画高水位を越える結果となり保倉川合流による水位上昇が大きい事がわかる。



写真－9.1　通水状況（実験Ⅴ－1）

ケースⅤ－2では，保倉川流量を計画流量の½（654㎥/s）まで減少させれば，本川水位を計画高水位以下におさえられる結果が得られた。すなわち，合流後流量5,000㎥/sに対して87%程度の疎通能力しかないことになる。このため，本川3,700㎥/sに対し，保倉川1,280㎥/sを安全に流下させるためには，さらに13%以上の疎通能力増加を計らなければならないことになる。これを河床高掘削で補うとすれば概略0.7 m程度の掘り下げが必要と考えられる。

いっぽう，流速は水深方向3点の平均値を横断平面分布とし，流況とともに，図－9.2.1～9.2.2の流況図に示した。保倉川合流部より上流では最大3 m/s程度の流速値であり，流れもほぼ一様で，2.1 km左岸湾曲部において若干低水路法線からの剝離が見られる程度である。

しかし，合流点より下流部，導流堤内においては，ケースⅤ－1で最大6.0 m/s弱，ケースⅤ－2で

最大4.0m/sの流速となり，ケースV－1の0.4km付近では射流に近い状況であった。保倉川合流部は，本川の流量が大きいので，とくに対岸への影響は認められないが，－0.3kmより海側においては，左岸導流堤沿いの流速が大きい。このため，導流堤前面の洗掘に対する維持や疎通能力等第4案形状では問題点が多い状況であった。

(2) 実験V－3－1－1～V－3－2－4（導流堤第7案）

このケースは，本川流量を計画高水流量3,700m³/sとし，保倉川流量を1,200m³/s～0m³/sまで4種類変化させて，計画河道，導流堤第7案の場合の疎通能力について検討したもので，潮位2種類で実験を行った。

この実験結果は，図－9.3.1～9.3.2の水位縦断図，図－9.4の流況図に示すように，とくに保倉川からの合流量の影響が大きく，保倉川合流点上流0.6km付近においては，保倉川流量が400m³/s増加すると，0.2m～0.4m（平均約0.3m）の水位上昇が見られる。そして，保倉川1,200m³/s合流の場合には，（潮位T.P 1.34m）0.6km地点において，H.W.Lを上回る結果となった。潮位をT.P 0.65mに設定した場合には，保倉川合流量1,200m³/sのケースでかろうじてH.W.L以下の水位を示している。このように，潮位が上流水位にかなりの影響を持っていることがわかる。

しかし，保倉川合流量で比較すると，合流量0m³/sの場合約0.56m，1,200m³/sの場合には約0.34m，の差が出ており，合流量が増加するに従ってその差が小さくなり，また，潮位の差が約0.7mあるにもかかわらず，上流での水位の差が少ない結果になっている。これは，合流量が大きいケースの場合，合流点より下流部における水深が限界水深に近い状態に達しているものと考えられる。また，水面形を見ると，合流点から下流0.4kmに向って急激に低下し，0.0km断面で最も水位が低くなり，導流堤出口付近で水位上昇する縦断形を示し，かなり特徴のある形状になっている。このような水面形になる原因としては，合流点で極端に水位が高まり急勾配で海部へ流出するために生ずる流速増大による水面低下，導流堤開口部から西側へ流出する影響，さらに下流部においては，右岸側に大きな死水域が発生し河積が狭まっているために起る水位上昇等が考えられる。なお，この検討は固定床であるため，実際はこのような流れの場合，それに応じて河床面も変化することによって，このような極端な水位変化は生じないとも思われる。

いっぽう，流速の状況を見ると合流点より上流において最大3.0m/s程度であるのに対し，合流点より下流においては，4.5m/s以上もの流速を示している。とくに0.0km断面の流速が大きく，これより下流部付近では，流速が減少する結果となっている。

流線の状況は，上流湾曲部において，若干流れの片寄りが見られるが，比較的スムーズな流況を示している。合流点においては，保倉川からの流入速が非常に大で，本川の流れを左岸へ押しやる状況となっている。合流した流れはほとんど真直ぐに河口へ流出し，沖側導流堤へと流れが集中する。－0.2km付近右岸側には大きな死水域が発生している。導流堤開口部からの流出は，下流部が多く，上流部は渦の状態になる。いずれにしても沖側導流堤での流れの集中が非常に強いので十分注意が必要である。

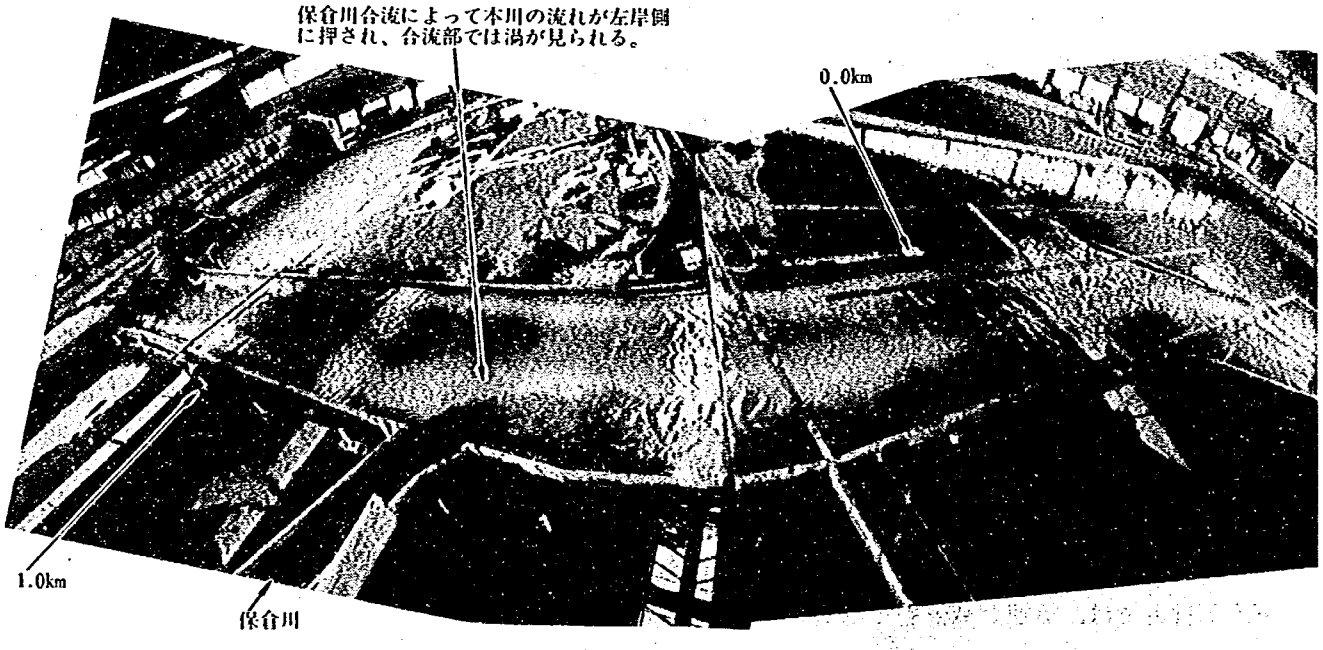
(3) 実験V－3－3－1～V－3－3－4（導流堤第6案）

このケースは，先の導流堤第７案に対して，導流堤第６案（導流堤が長い場合）について比較検討したケースで，第７案のケースと同様な水理条件で実験を行った。

水位縦断形を比較したのが図－9.5.1～9.5.2である。保倉川合流量800㎥/s以下のケースでは，今回の導流堤の長い方が水位が高いか，あるいは，ほとんど同じ結果となっている。ところが合流量1,200㎥/sのケースでは逆に今回のケースの方が低い結果となっている。この水位縦断形を詳細に比較して見ると，下流－0.3㎞地点における水位が今回の方が低くなっており，この影響で導流堤内の水位が低下し，これに伴って上流水位が若干低くなったものと思われる。この－0.3㎞地点が低くなっているのは導流堤の影響によるものと考えられる。この結果からすると大流量に対しては導流堤が長い方が上流水位にとって有利となるが，非常に微妙な現象であり，一概に断定は出来ない。むしろ合流量の少ない結果等を考慮すると上流への水位の影響は大きくはないが，若干は上昇する傾向にあると考えた方が良い。

以上の結果より，潮位T.P 1.34ｍに対しては，第７案より若干小さい800㎥/s弱の保倉川合流量まで疎通可能であると考えられる。また，潮位T.P 0.65ｍに対しては，第7案と同様に合流量1,200㎥/sまで疎通可能であった。

いっぽう，流速流況については，図－9.6に示すように，0㎞～0.4㎞付近で最大5.0ｍ/sの流速となり，その下流導流堤内も第７案より大きくなっている。また，沖側導流堤が長いことによって，河口部からの流出が妨げられ，導流堤中間の開口部からの流れが多いようであった。



写真－9.2　通水状況（実験Ⅴ－3－3－1）

(4)　実験Ⅴ－3－5－1，Ⅴ－3－5－2（導流堤第７案）

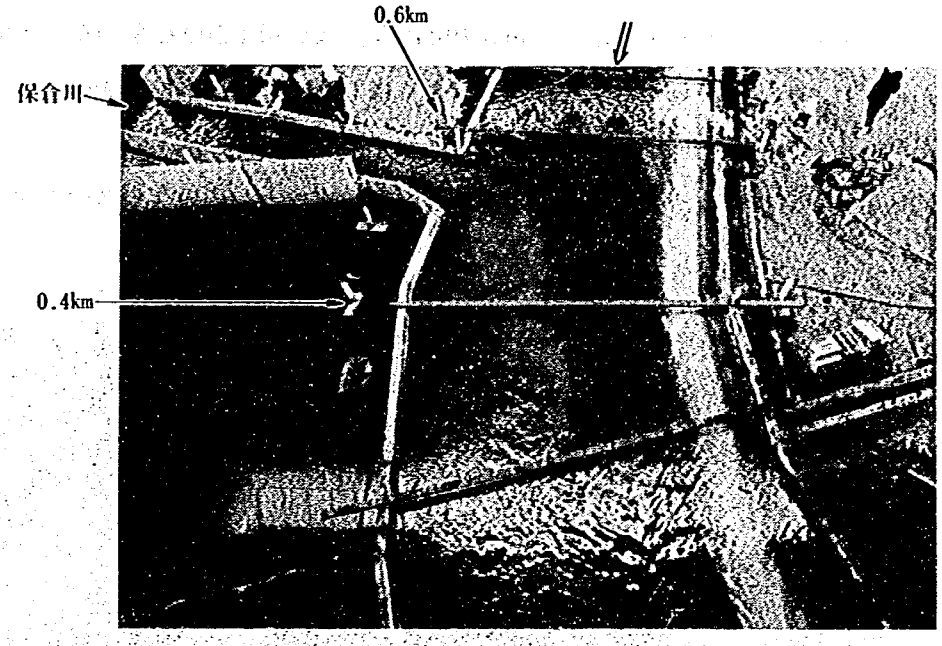
これまでに実施した洪水流実験の結果，潮位T.P 1.34ｍでは，本川計画流量の3,700㎥/sに対して，保倉川の暫定流量1,200㎥/s（本川ピーク時）は，疎通不可能であることが判明した。そこで保倉川暫定時に対しては，本川も暫定という改修計画案の検討を進めることになった。

この本川の暫定改修計画流量としては，2,420㎥/sと3,220㎥/sの2本立とするとともに，保倉川の暫定流量を1,280㎥/sとして検討することにした。同時にこれまで明確な値でなかった計画河口潮位については，T.P 1.10mとした。

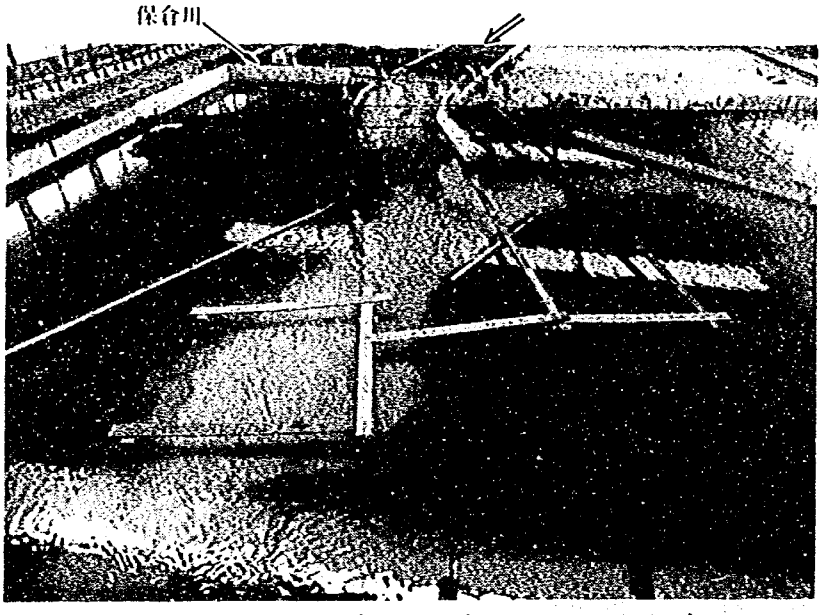
以上の条件の基に実験は導流堤第7案に対して行った。これらの結果は，図－9.7～9.8の水位縦断図および流況図（実験Ⅴ－3－5－1）に示すように，本川3,220㎥/sのケースにおいては，ケースⅤ－3－1－1（本川3,700㎥/s，保倉川1,200㎥/s）と同様0.5km～1.4km間でH.W.Lを最大で約0.2mを越える結果になっている。また，水位縦断形もほぼ同様な形を示し，本川流量を少なくしたにもかかわらず高い水位結果となっている。これは保倉川からの合流が大きく影響していることと，0.0km断面の疎通能力が限界に達しているためと考えられる。本川2,420㎥/sのケースでは上流でもかなり水位が低下しており，0.0km地点水位も低くなっている。よって，本川2,420㎥/sの暫定流量は疎通可能であるが，本川3,220㎥/sの時には疎通不可能であることがわかる。

これらの結果から判断すると河口における疎通能力は約4,000㎥/s程度と見られる。また，先の実験からは保倉川合流量が少なければ約4,500㎥/sまではどうにか流下出来る結果になっており，保倉川合流量の影響が非常に大きい事を示している。

いっぽう，流況は，保倉川を合流した流れがほぼ真直ぐに河口へ流出し，沖側導流堤へと流れは集中し，一部は導流堤開口部から流出する。ケースⅤ－3－5－1の合流点下流の最大流速は，0.0km～0.4km付近で5.0m/s弱を示し，ケースⅤ－3－3－1とほぼ同程度であった。



写真－9.3　通水状況（実験Ⅴ－3－5－1）



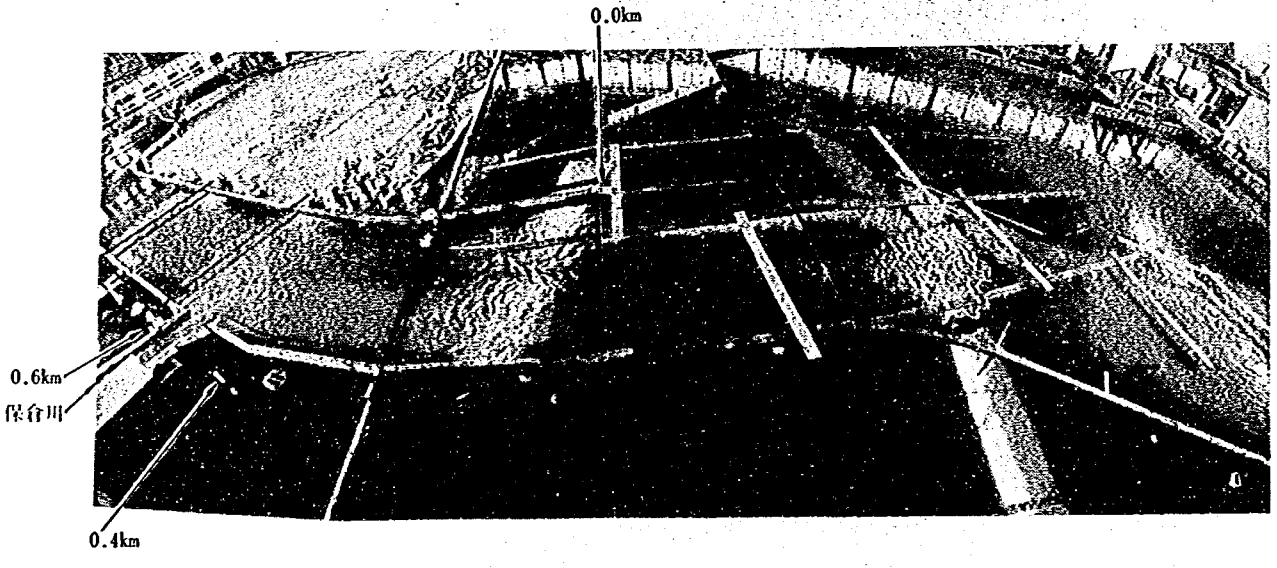
写真－9.4　通水状況（実験Ⅴ－3－5－2）

(5)　実験Ⅴ－4，Ⅴ－5（掘下げ河道，導流堤第7案）

これまでの洪水流実験の結果，保倉川暫定流量を考慮した場合は，現計画河床高では，洪水疎通能力に問題があることが判明した。このため，工事実施基本計画に基づく保倉川放水路が完成するまでの間，本川を計画河床よりさらに掘下げることによって，疎通能力の増大を図る必要があると考えられる。そこで，この実験では，0.8㎞より下流部で0.5ｍ掘下げを行った検討をした。

この結果は，図－9.9の水位縦断図に示したように，本川3,700㎥/s，保倉川1,200㎥/sのケースでもH.W.Lを越えない結果が得られ，掘下げの効果が認められる。とくに0.0㎞付近の水位が先の実験よりも低下しており，この影響が大きいものと考えられる。

また，図－9.10の流況図に示すように，合流点より下流部の流速を比較すると，このケースの方が若



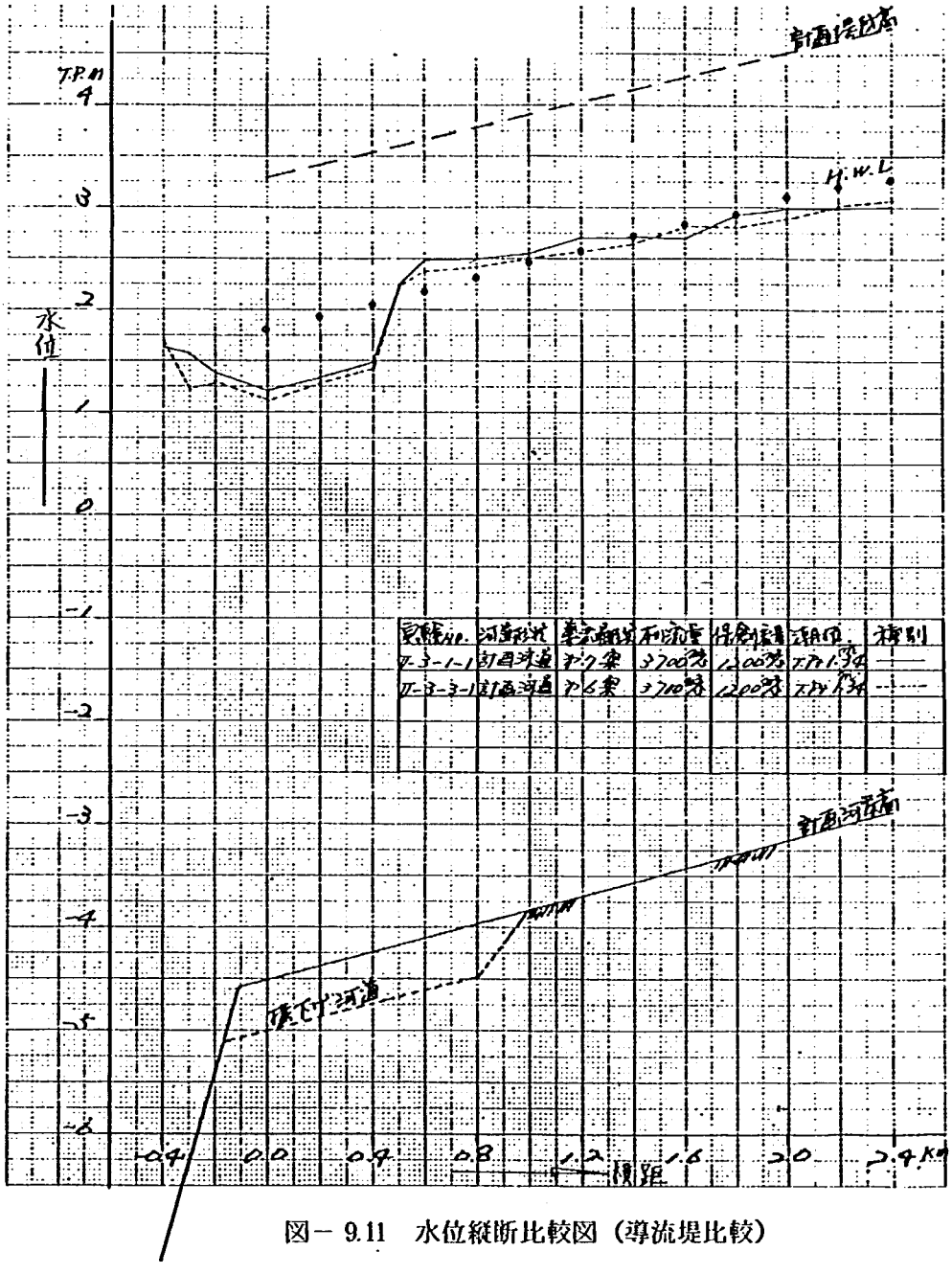
写真－9.5　通水状況（実験Ⅴ－4）

干小さくなる傾向は有るが，大きな差はない。－0.2㎞より下流部右岸に出来る死水域の範囲は，このケースの方がかなり狭くなっており流線が変化したものと判断され，水位に対しても良い結果となっていると考えられる。

合流点より上流部は水位が低くなった分だけ若干流速が大きくなる傾向が認められる。

9－3－2　導流堤形状による水位の影響について

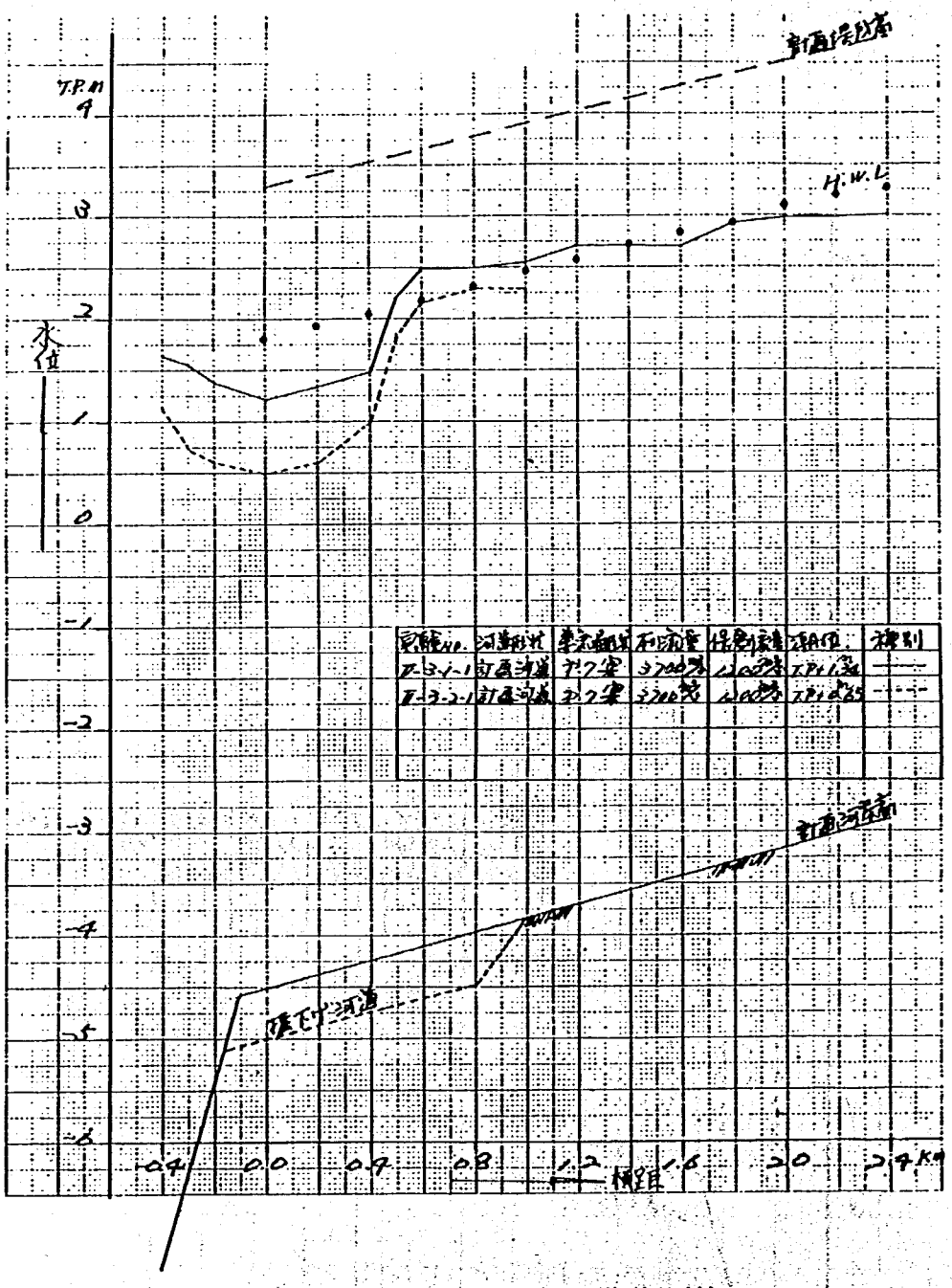
図－9.11は，導流堤第6案と第7案との水位を潮位T.P 1.34m，本川流量3,700㎥/s，保倉川1,200㎥/sの一定の条件下で比較したものである。この条件では，沖側導流堤が長い第6案の方が水位は若干低い傾向にあるが，導流堤形状の違いによる水位差はほとんどないものと考えてよいと思われる。この原因としては，導流堤形状よりもむしろ保倉川合流後の0㎞～0.4㎞間の高流速に伴う水位低下とその河積によって支配されるためと考えられる。



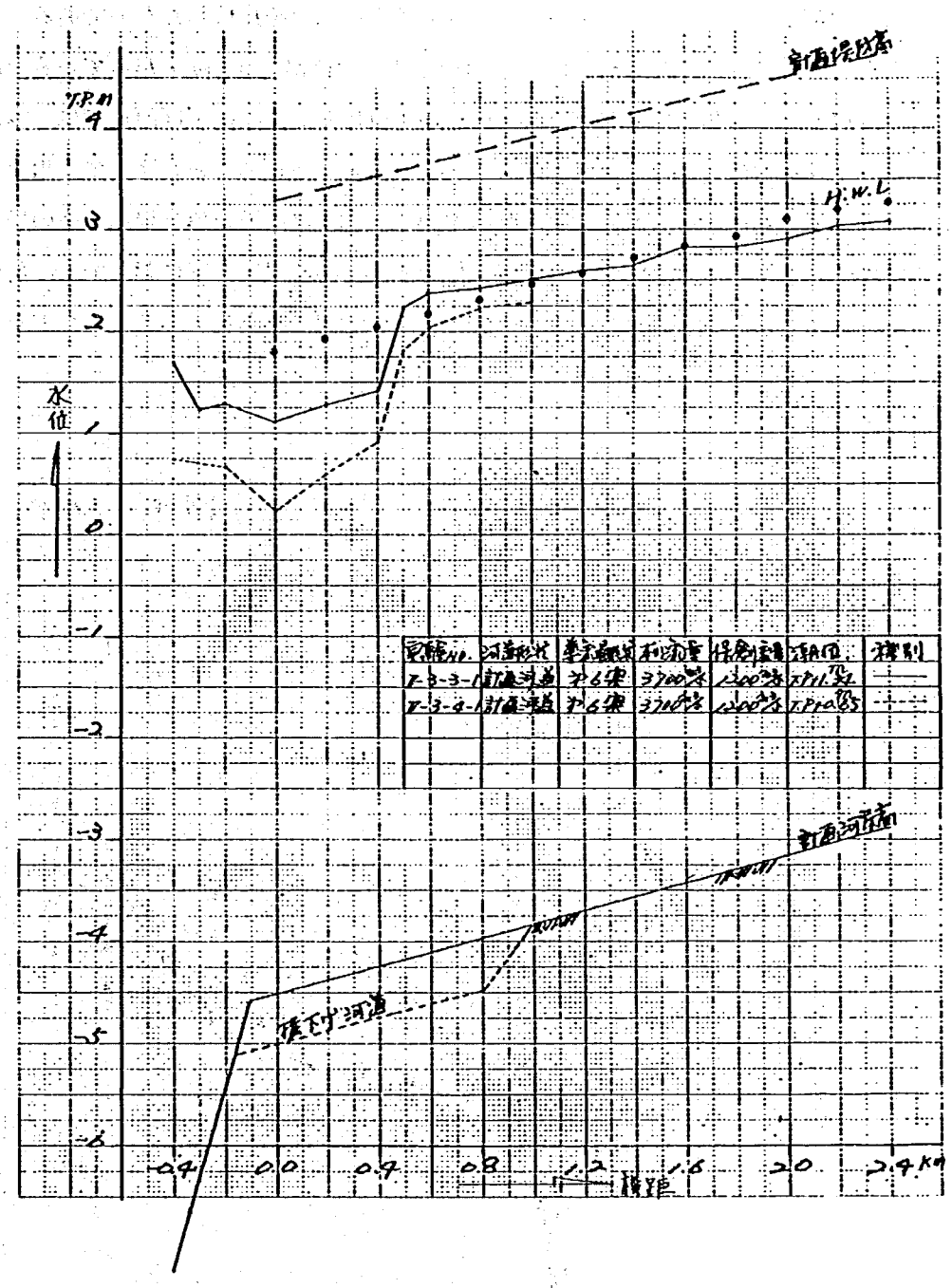
図－9.11　水位縦断比較図（導流堤比較）

9－3－3　潮位による河道内水位への影響について

図－9.12.1～9.12.2は，それぞれ導流堤第7案と第6案について，潮位の違いによる水位縦断を比較したものである。両図からも前述のように，潮位T.P 0.65mでは，本川流量3,700㎥/sに対し，保倉川の暫定流量1,200㎥/sが合流しても，H.W.L以下で疎通可能であることがわかる。なお，このように潮位が上流水位にかなりの影響を持っているが，合流量が大きい場合は，合流点より下流部で限界水深に近い状態となることによって，潮位差による水位差は少ない。



図－9.12.1　水位縦断比較図（潮位比較）

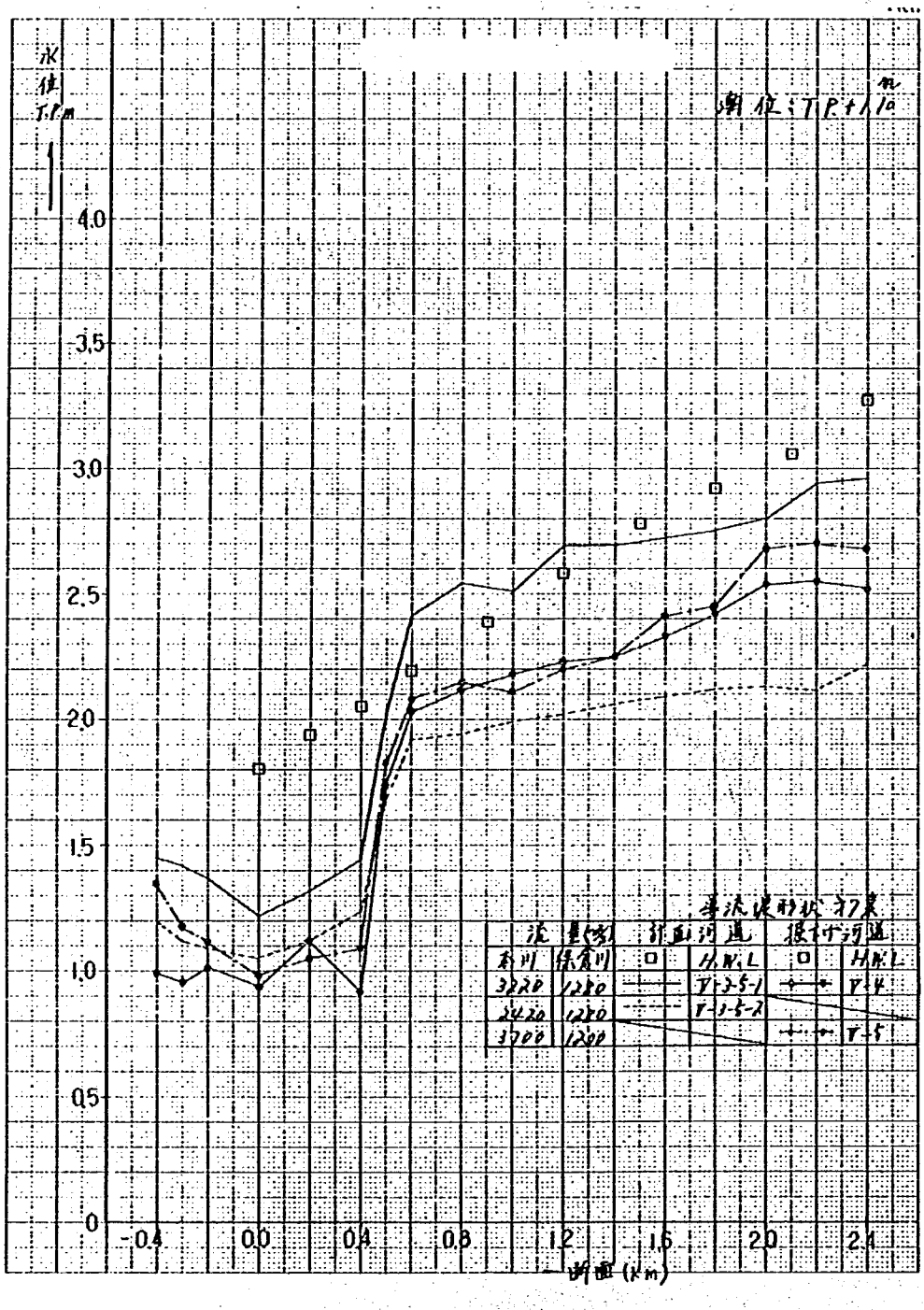


図－9.12.2　水位縦断比較図（潮位比較）

9－3－4　河道形状による水位について

図－ 9.13は，導流堤第７案における計画河道と掘下げ河道との水位を比較したものである。この図からも 0.8 km から下流を 0.5 m 掘下げることによって，河道全体の水位が約 0.5 m 下がっているのがわかる。

また，本川 3,220 m³/s，保倉川 1,280 m³/s の計画河道の水位に対して，掘下げ河道では，本川 3,700 m³/s，保倉川 1,200 m³/s の水位がほぼ同程度となっており，0.5 m 掘下げることによって本川流量で約 300 ～ 400 m³/s の疎通能力増加が得られる結果となっている。掘下げ河道の導流堤第７案の場合はこのように本川 3,700 m³/s，保倉川 1,200 m³/s でも疎通可能であり，導流堤第６案に対しても，前述のように潮位に若干の違いはあるが，導流堤形状による影響は少ない結果が得られていることなどから，同様疎通可能であると判断される。



図－ 9.13　水位縦断図

9－4 まとめ

波浪侵入実験で検討した計画河道の導流堤形状に対して，河口部の洪水疎通能力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) 導流堤第4案形状では，本川計画流量3,700㎥/sに対し，保倉川暫定流量1,280㎥/sを与えた場合，潮位T.P 0.65mでも合流点上流0.6km～0.8km間で計画高水位を上回り，保倉川合流による影響はかなり大きい。

また，潮位T.P 1.34mでは，計画水位以下におさえられる保倉川の流量は654㎥/s以下であることが判明した。

(2) 導流堤第7案形状では，潮位T.P 0.65mとし，本川計画流量3,700㎥/sに対して，保倉川流量1,200㎥/sを与えた場合，かろうじて計画高水位以下におさえられる。しかし，潮位T.P 1.34mでは，合流点上流0.6km～1.4km付近で計画高水位を上回り，0.6kmで最大0.32m越える水位となった。この計画高水位を上回らない保倉川合流量は800㎥/s以下である結果となった。

(3) 河道内波浪侵入防止に効果のあった導流堤第6案形状は，第7案と同様潮位T.P 0.65mに対しては，本川3,700㎥/sの場合，保倉川1,200㎥/sまで疎通可能であった。潮位T.P 1.34mに対しては第7案より若干少ない保倉川800㎥/s弱の流量まで疎通可能である結果が得られた。

(4) 導流堤第7案に対して，本川3,220㎥/s，保倉川1,280㎥/sの暫定改修計画流量時でも，保倉川からの合流の影響が大きく，0.6km～1.4km間で計画高水位を最大約0.2m上回り，疎通不可能であった。本川2,420㎥/s，保倉川1,280㎥/sの暫定流量では，計画高水位以下となり，疎通可能であった。

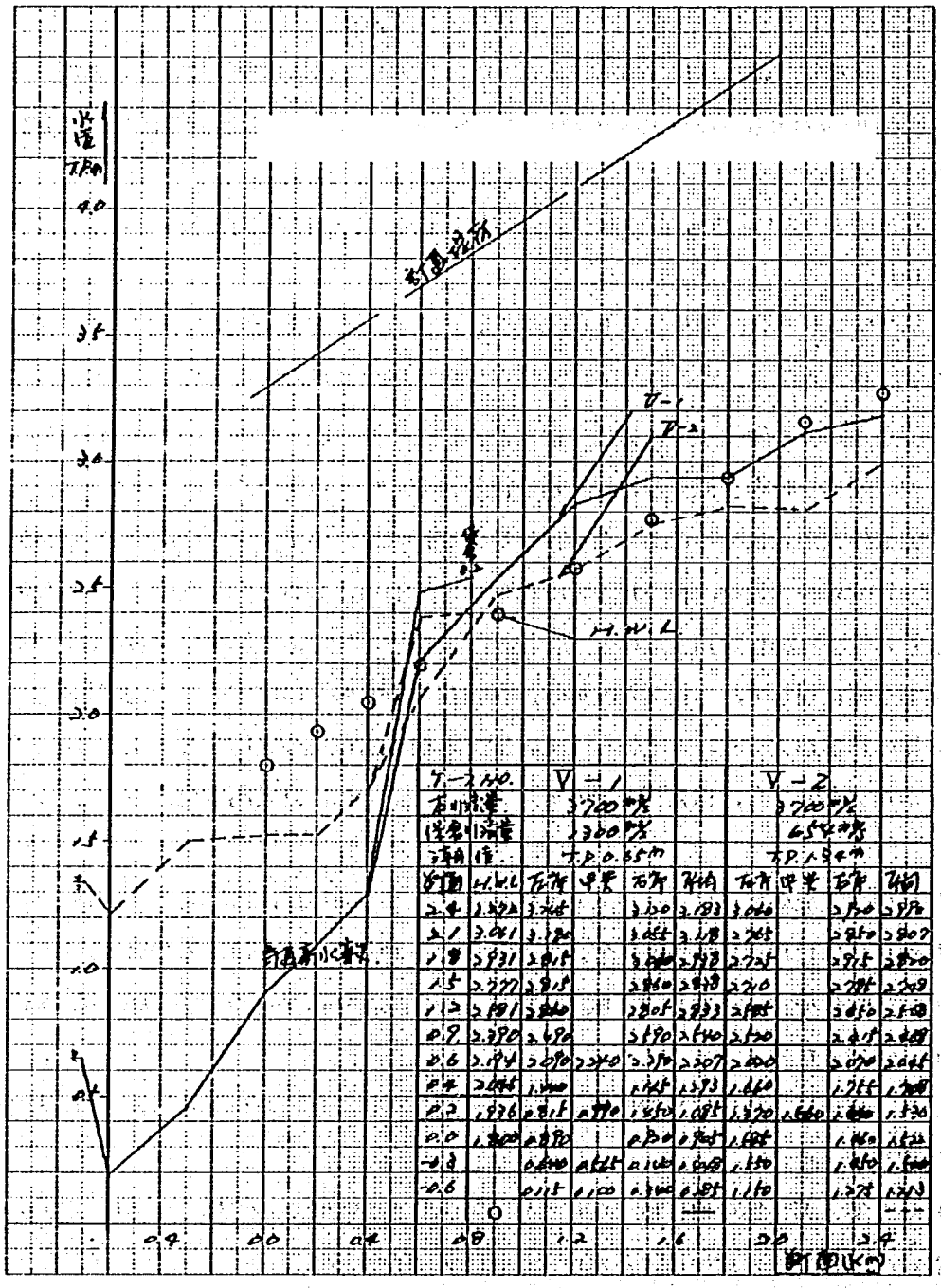
(5) 保倉川合流点上流の流速は，流量3,700㎥/sで最大3.0m程度，流れもほぼ一様な流況であった。しかしながら，保倉川流量1,200㎥/s，あるいは，1,280㎥/sが合流する場合は，この合流点において，本川の流れを左岸へ押しやる状況となり，導流堤形状にかかわらず0km～0.4km間の流速は，最大5.0m/s弱となる。

これより下流では，流速は減少するものの，左岸側導流堤へ流れは集中し，－0.2km付近右岸側の沖合は死水域となる。

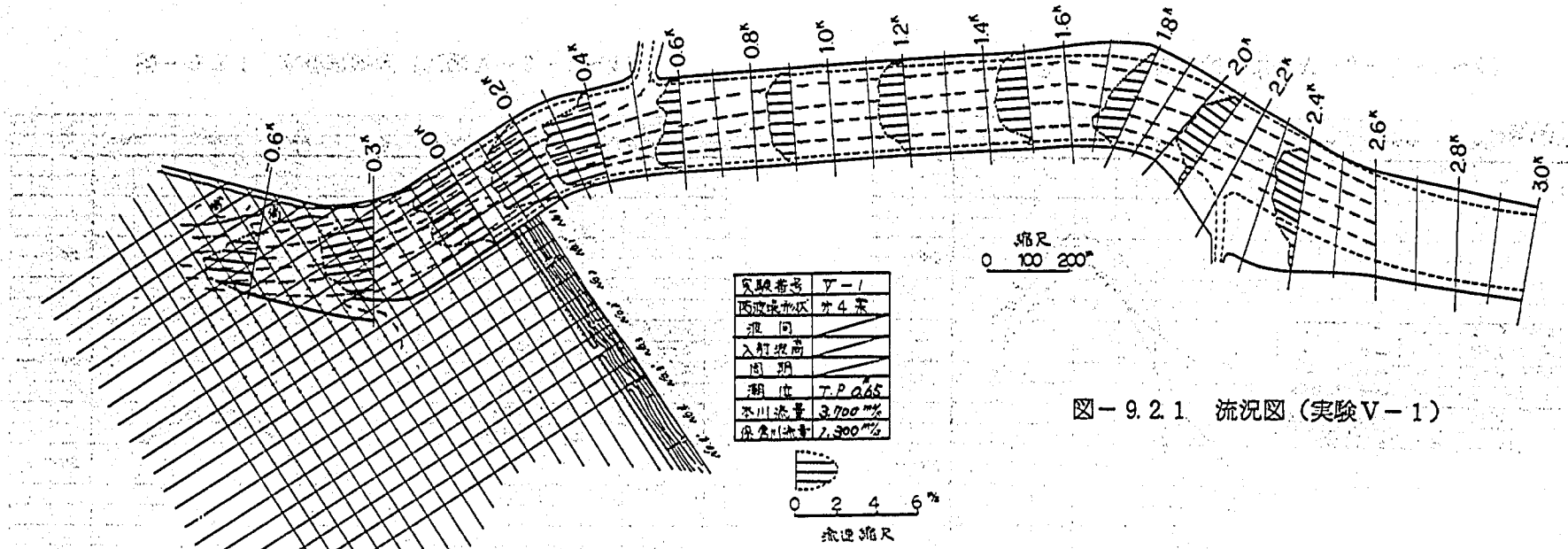
(6) 導流堤第6案と第7案の水位は導流堤形状よりも保倉川合流後の0km～0.4km間の河積によって支配され，導流堤形状の違いによる水位差はほとんどなかった。

(7) 保倉川の暫定流量を考慮した場合，現計画河床高では，その影響によって，合流点上流で計画高水位を上回り，疎通能力に問題があった。この保倉川暫定流量を疎通するためには0.8kmより下流部で約0.5mの河道掘下げが必要であった。

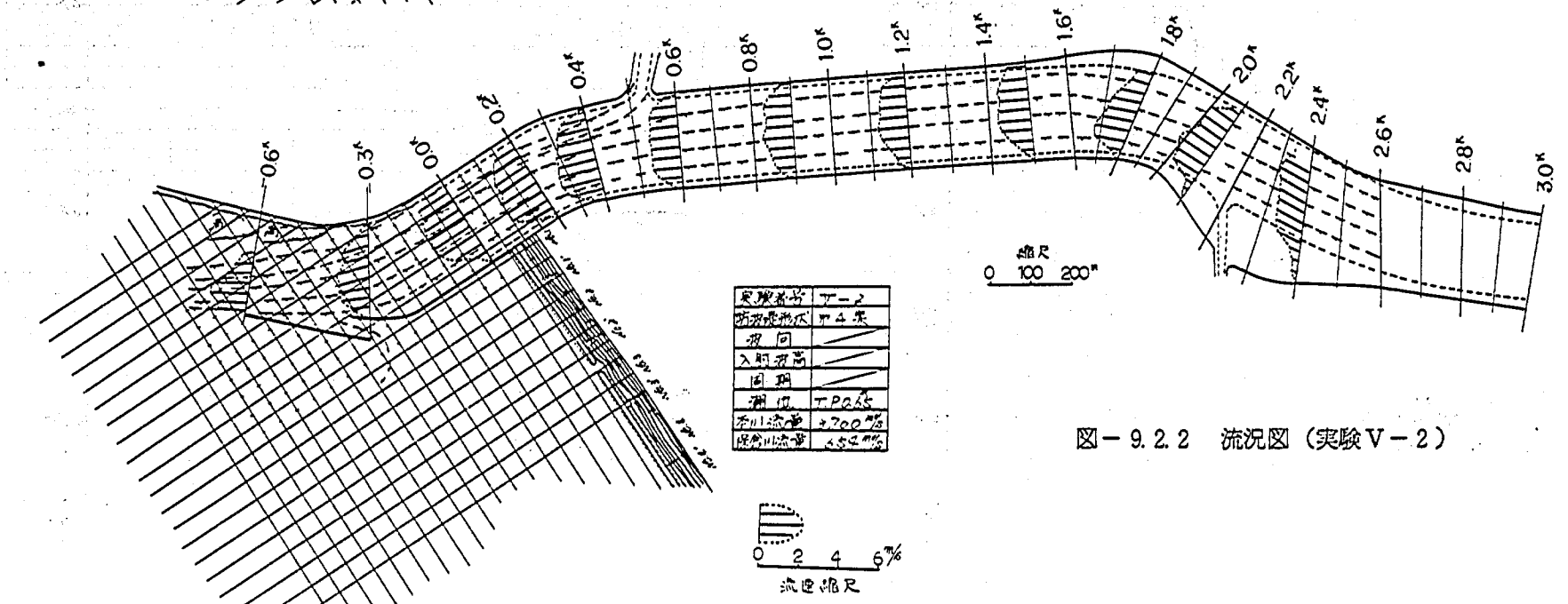
(8) なお，この掘下げ河道においては，本川3,700㎥/s，保倉川1,200㎥/s，および本川3,220㎥/s保倉川1,280㎥/sとも計画高水位以下で疎通可能である結果が得られた。



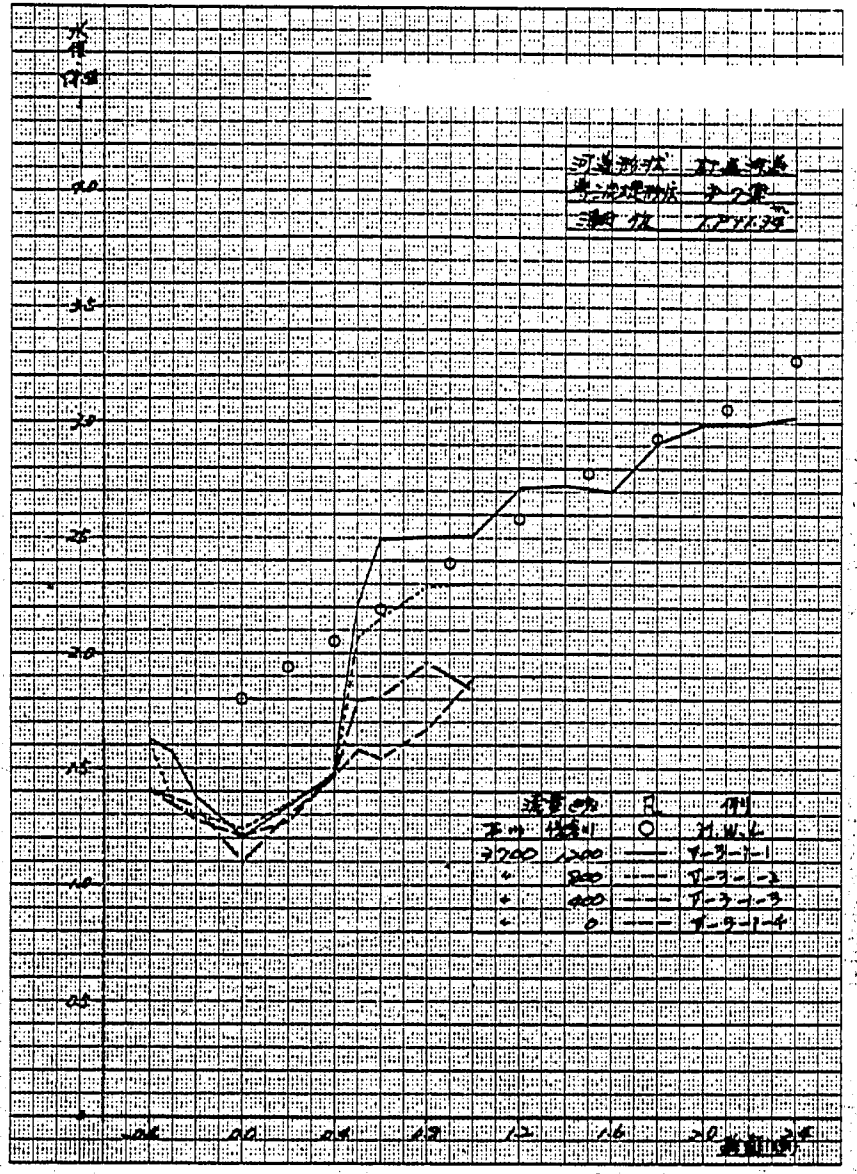
図－9.1　水位縦断図（計画河道）



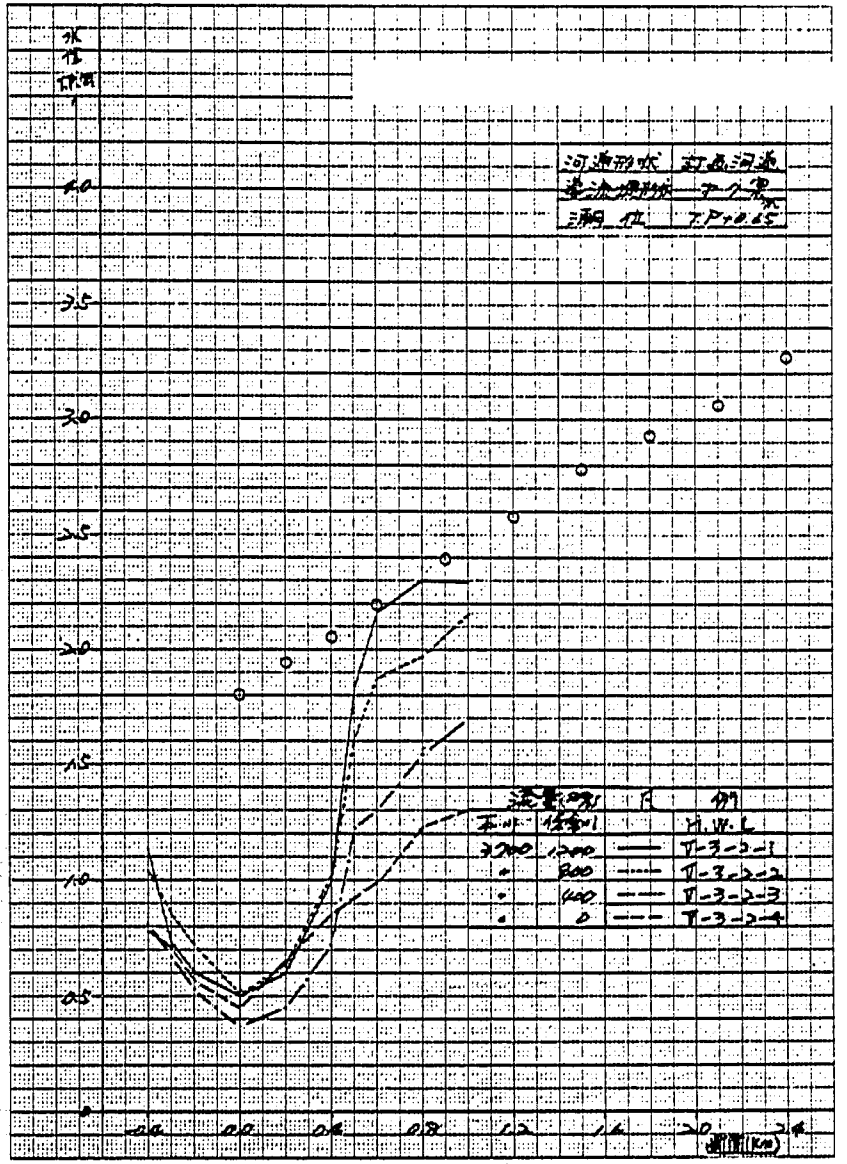
図－9.2.1　流況図（実験Ｖ－１）



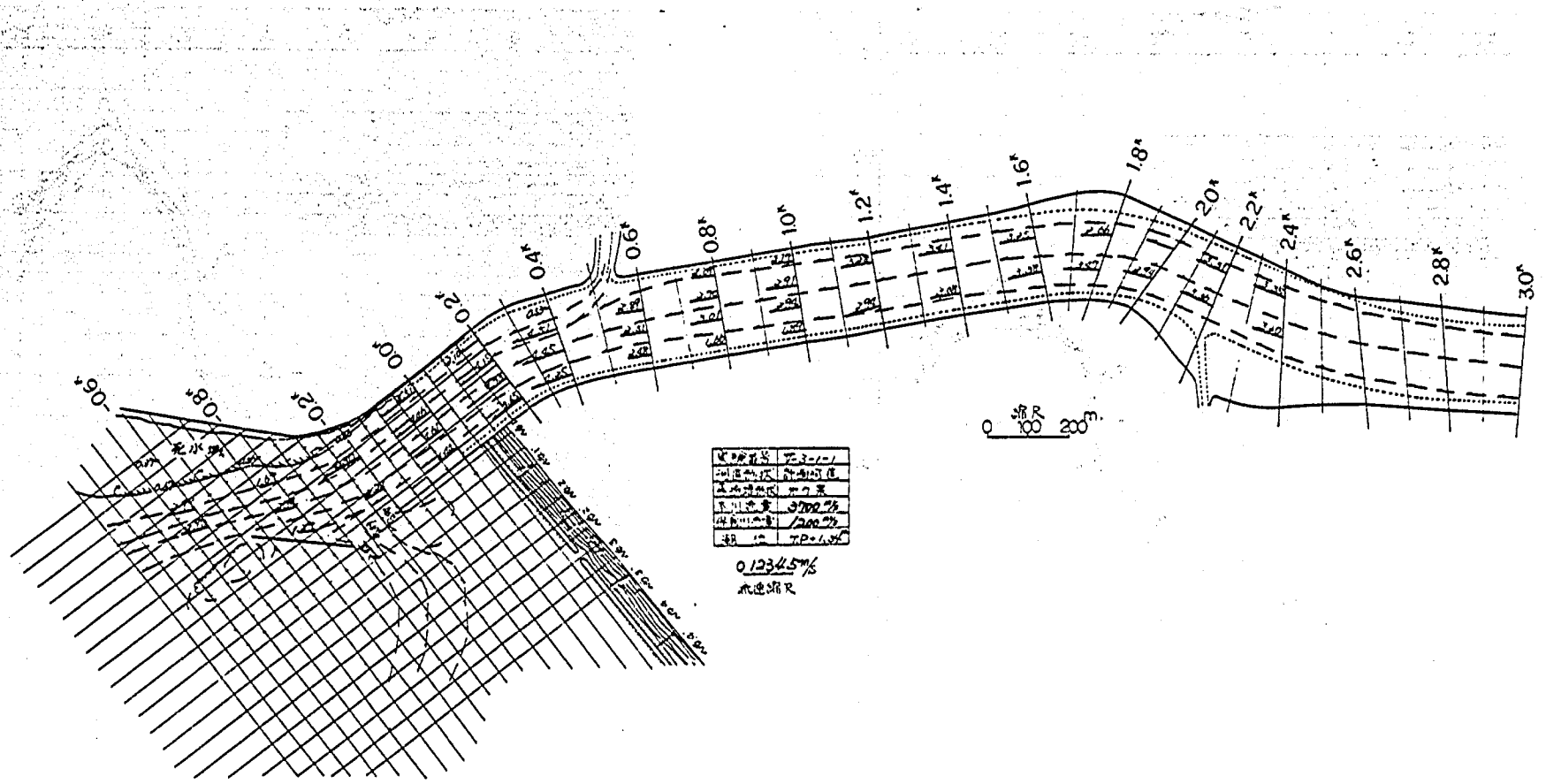
図－9.2.2　流況図（実験Ｖ－２）



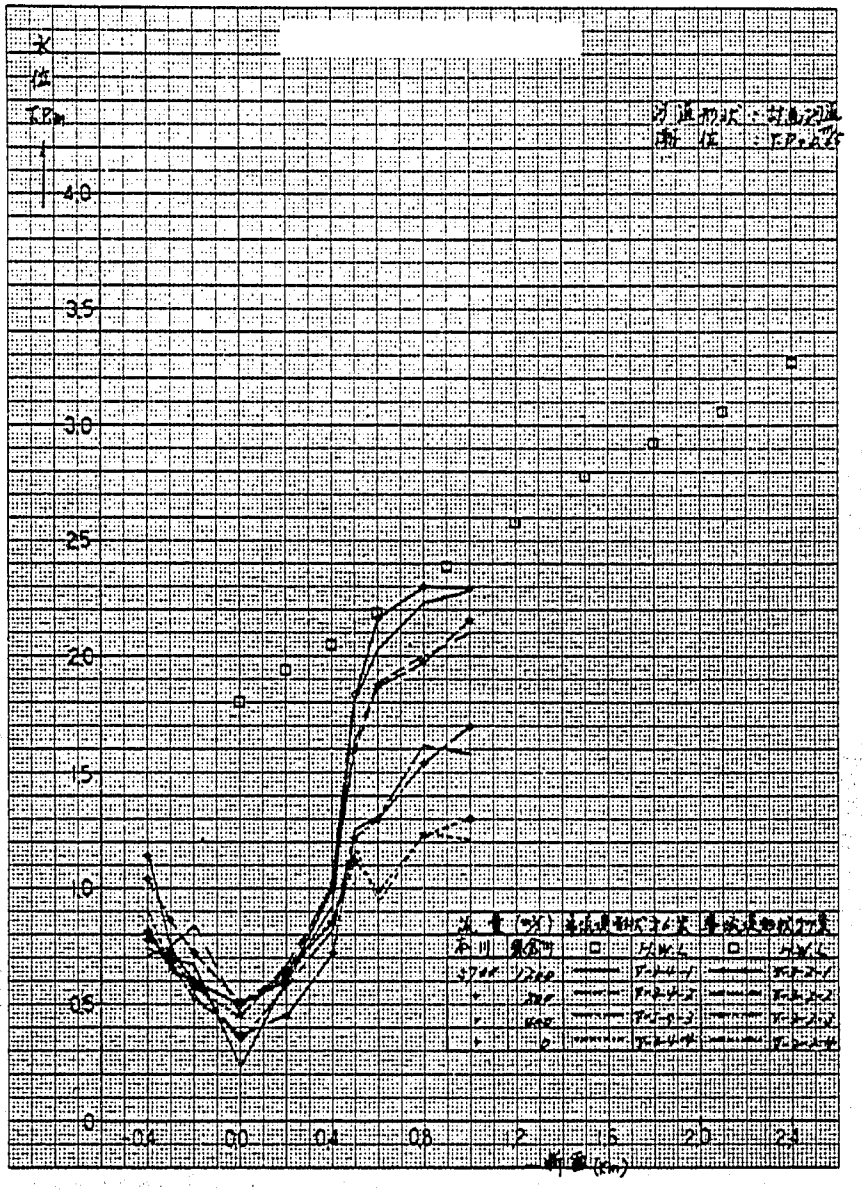
図－9.3.1　水位縦断図（実験Ｖ－3－1～4）



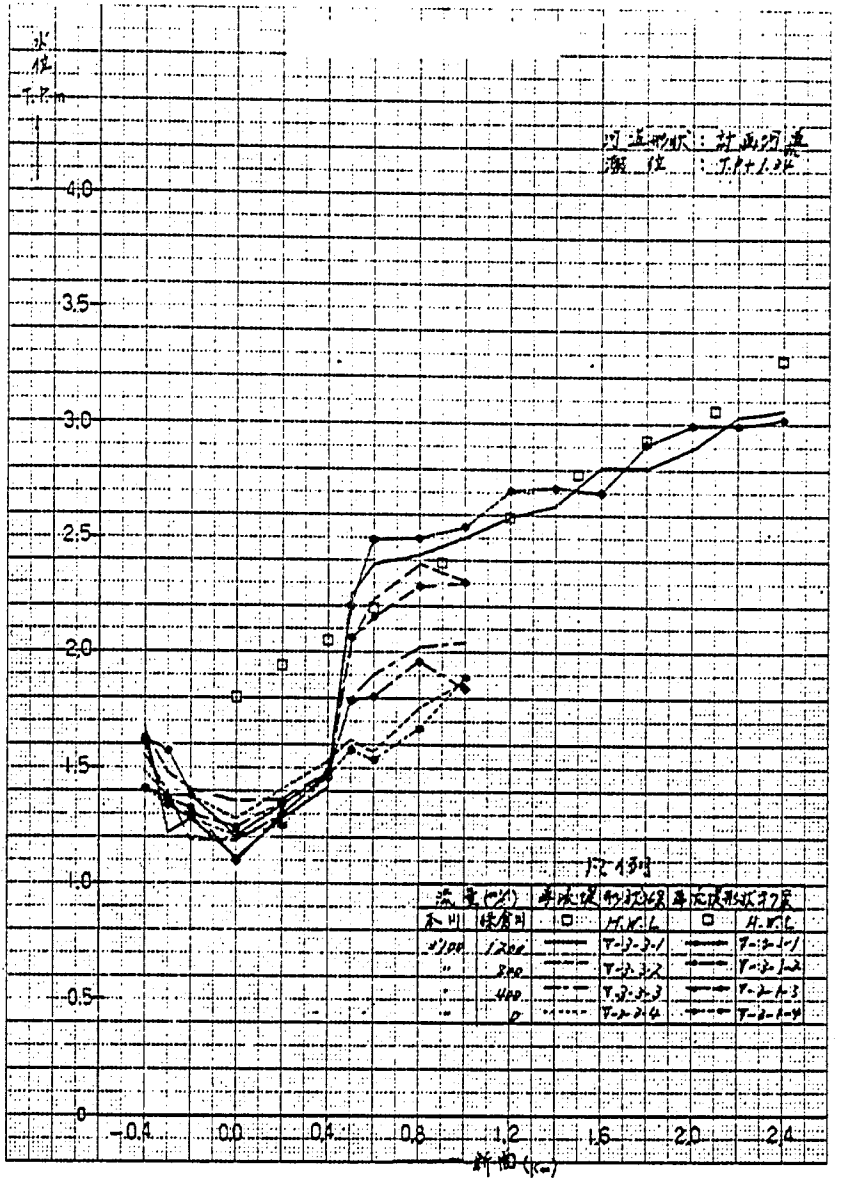
図－9.3.2　水位縦断図（実験Ｖ－3－2－1～4）



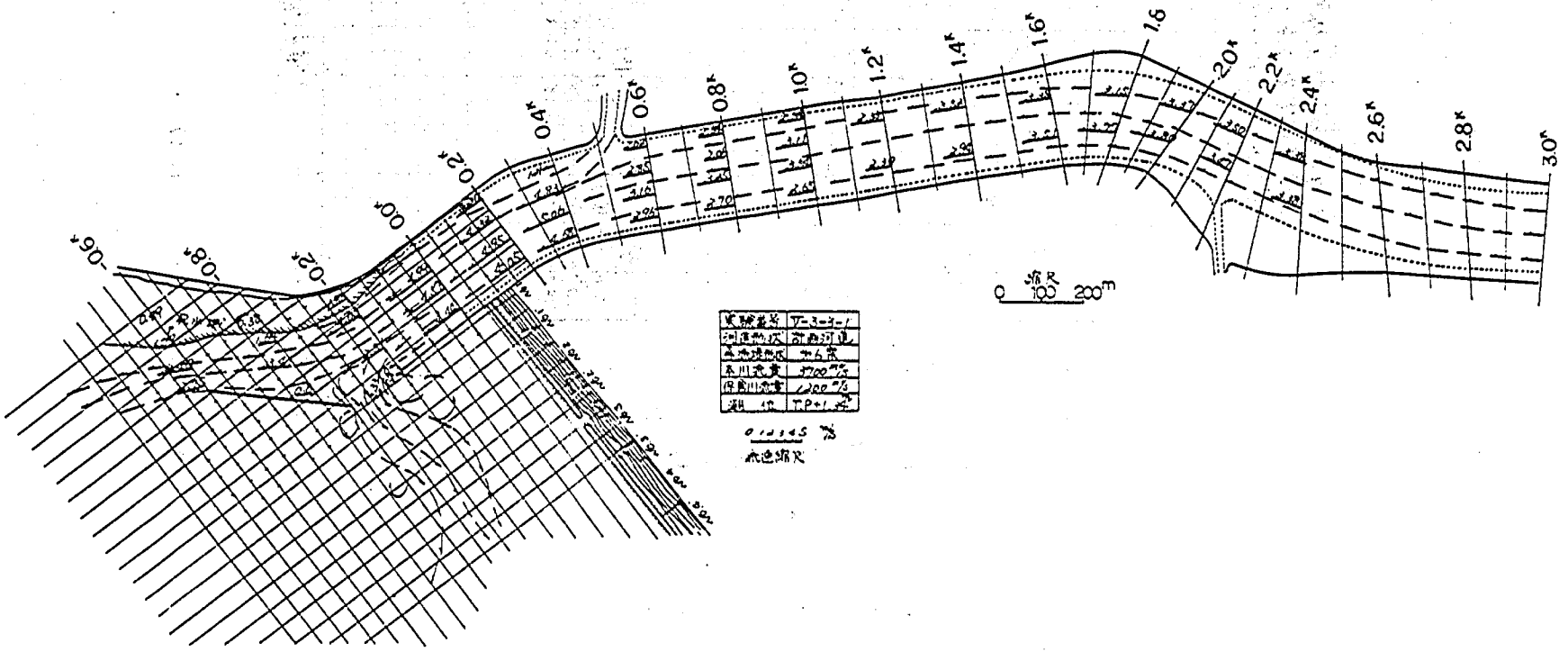
図－9.4　流況図（実験Ⅴ－3－1－1）



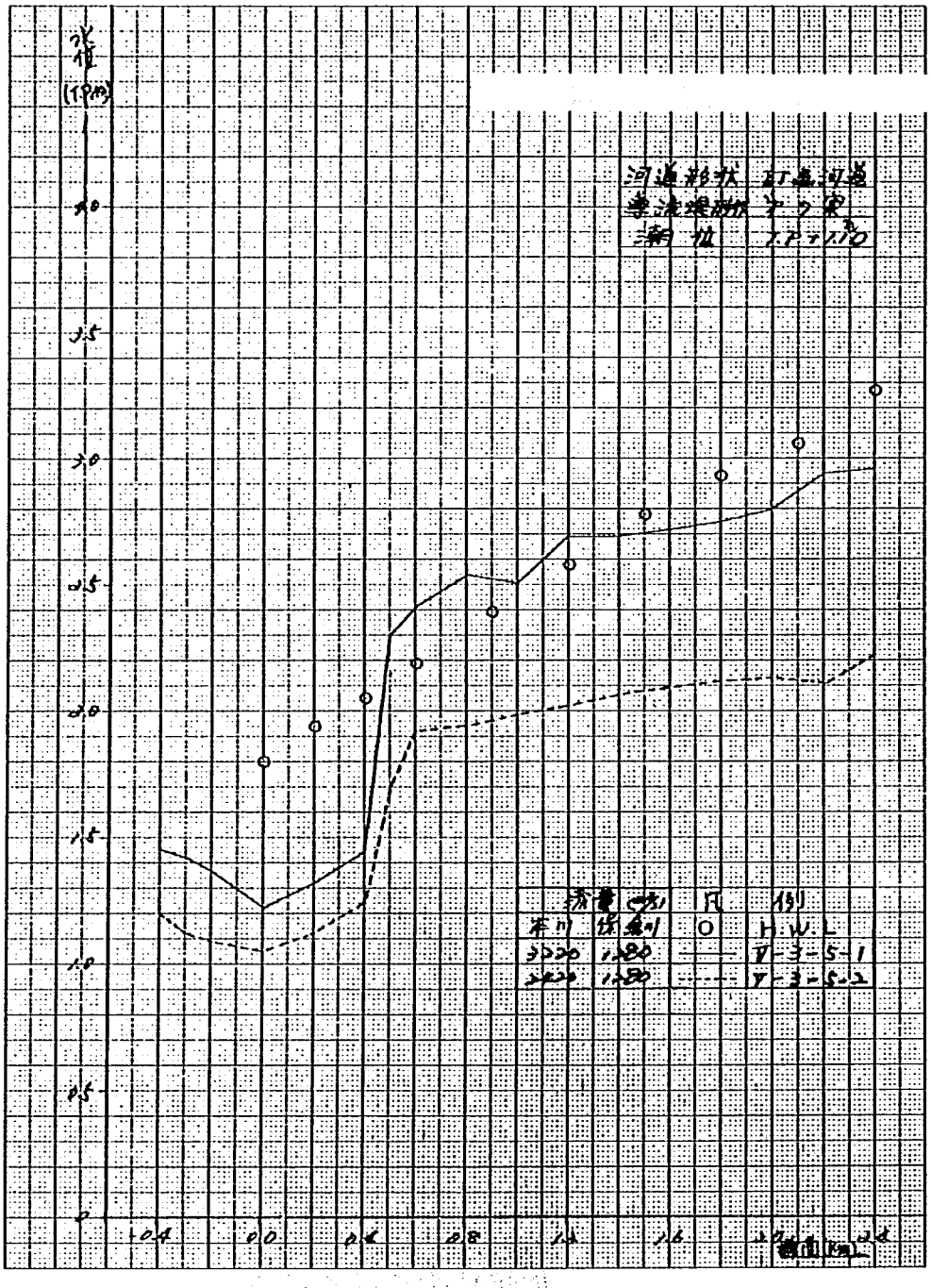
図－9.5.1　水位縦断図



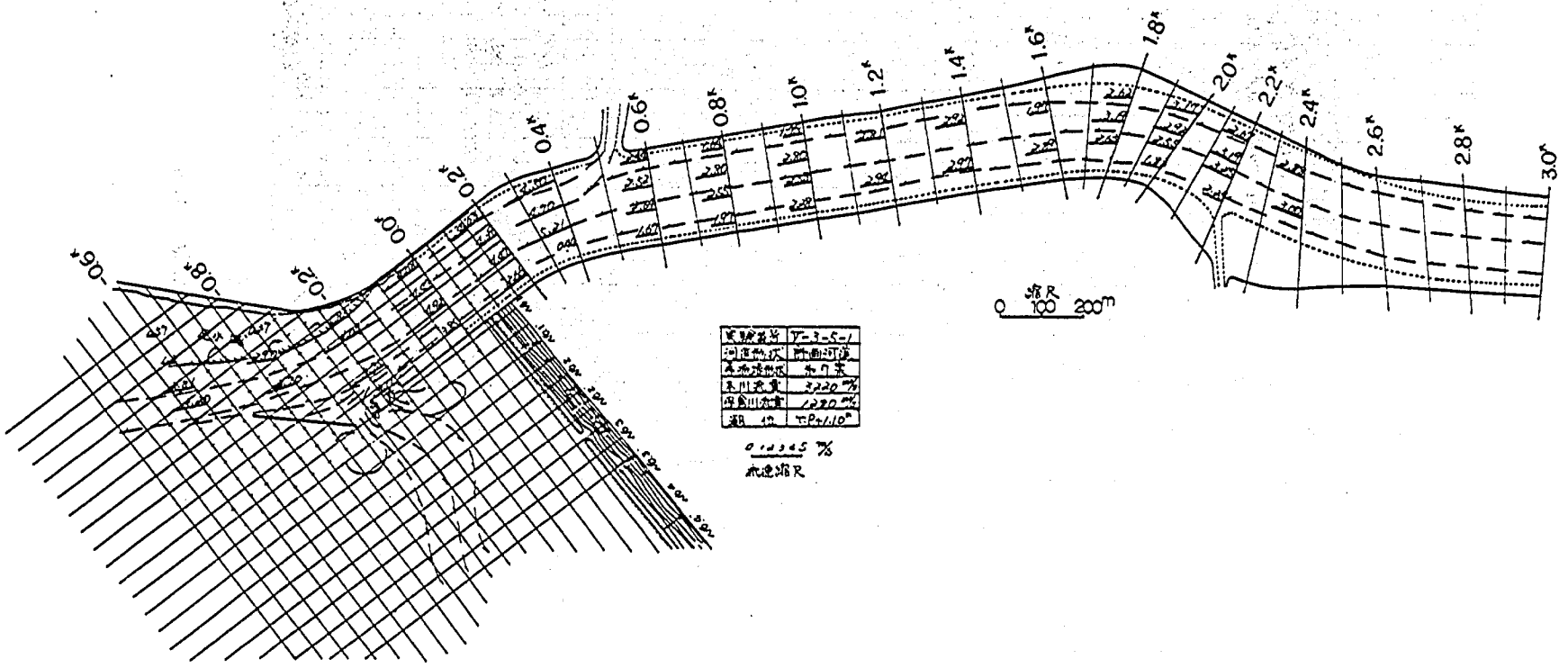
図－9.5.2　水位縦断図



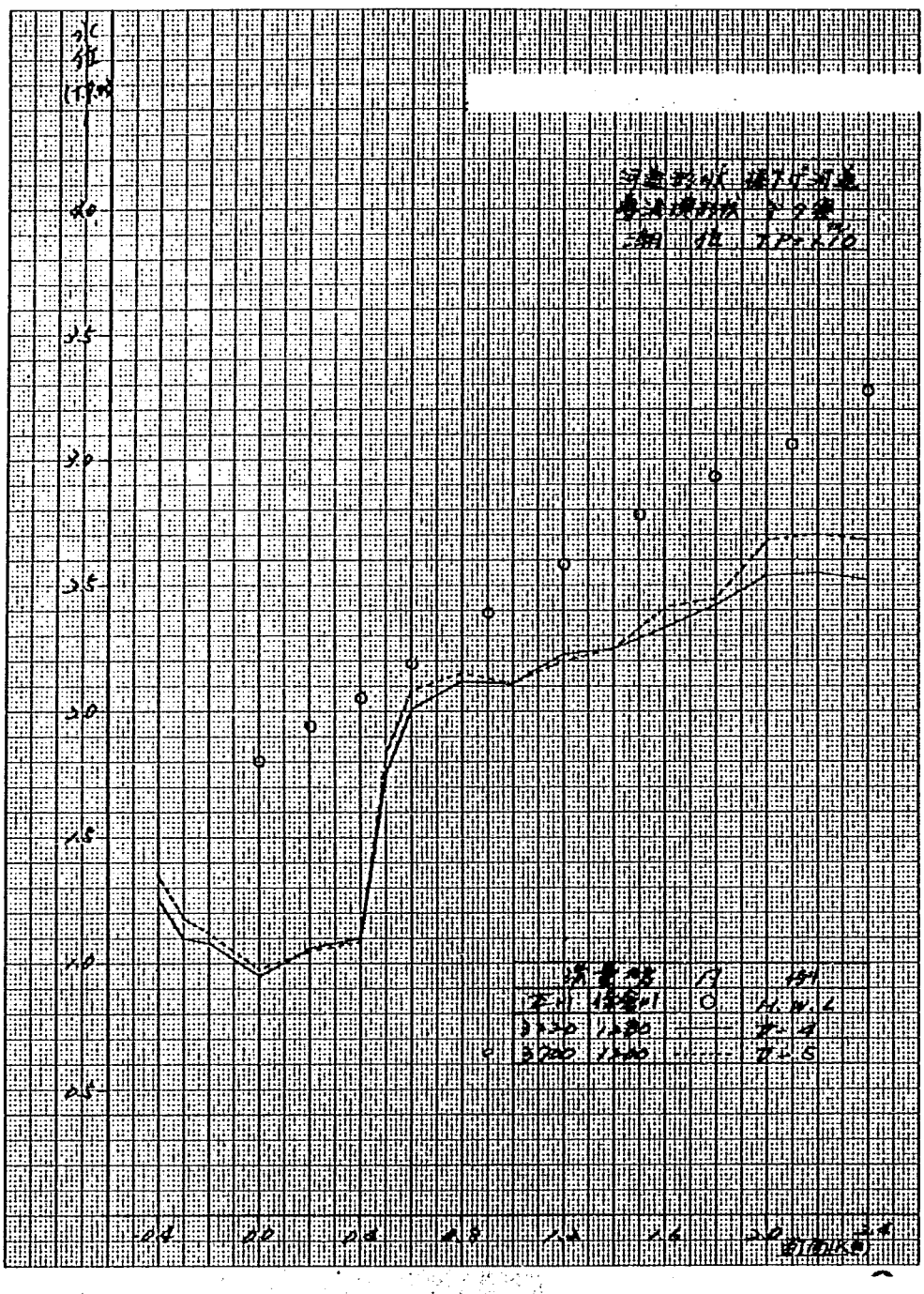
図－9.6　流況図（実験Ⅴ－3－3－1）



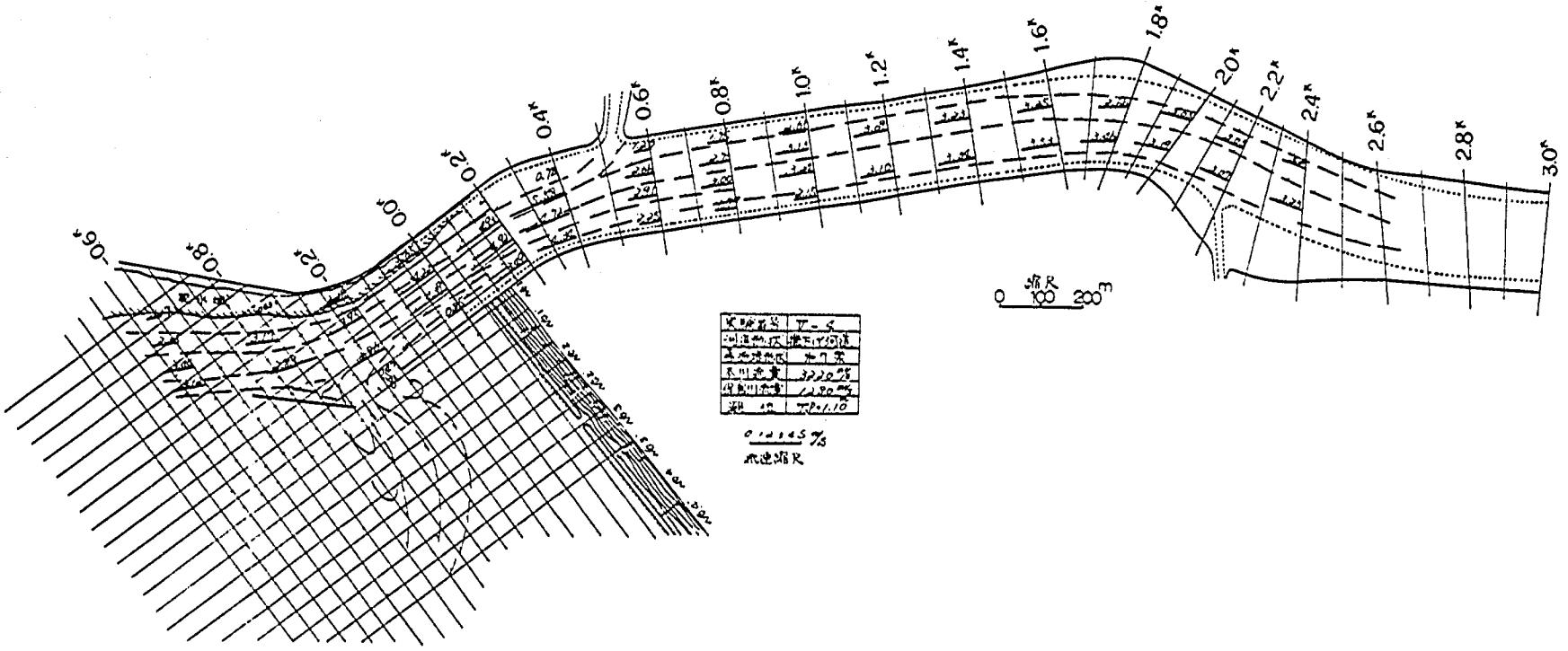
図－9.7　水位縦断図（実験Ⅴ－3－5－1, 2）



図－9.8　流況図（実験Ⅴ－3－5－1）



図－9.9　水位縦断図（実験Ⅴ－4,5）



図－9.10　流況図（実験Ⅴ－4）

第10章　砂州フラッシュ実験

第10章　砂州フラッシュ実験

10－1　概　　要

第3章に述べたように，河口部を掘削して水深が大きくなると，波浪による砂州の発達は少なくなると言われている。関川の場合も計画河道では河口部水深が約5 mになり，現況河道のような砂州の発達，移動はなくなるであろうと予想される。

しかしながら，河道内への侵入波浪が多くなること，また上流からの土砂の河口付近への堆積等が考えられ，一概に砂州の発達はないとは言い難い。まして砂州が発達した場合には，洪水の安全流下にとって大きな支障となることは明らかである。

ここでは，仮りに砂州が発達した場合を想定して，洪水によって砂州のフラッシュが可能か，あるいはどの程度の河道維持を行わなければならないか等について検討を行った。

10－2　実験条件

計画河道とした場合，砂州形成位置は現況時と異なるとも考えられる。しかし，その位置を把握することは，現在のところ不可能であるので，ここでは，図－10.1に示すような現況河道とほぼ同一場所に砂州が仮りに形成された場合の検討を行った。砂州高はT.P 0.0 mとT.P－2.0 mの2種類とし，図－10.1のように右岸側の一部は閉塞されない形状とした。

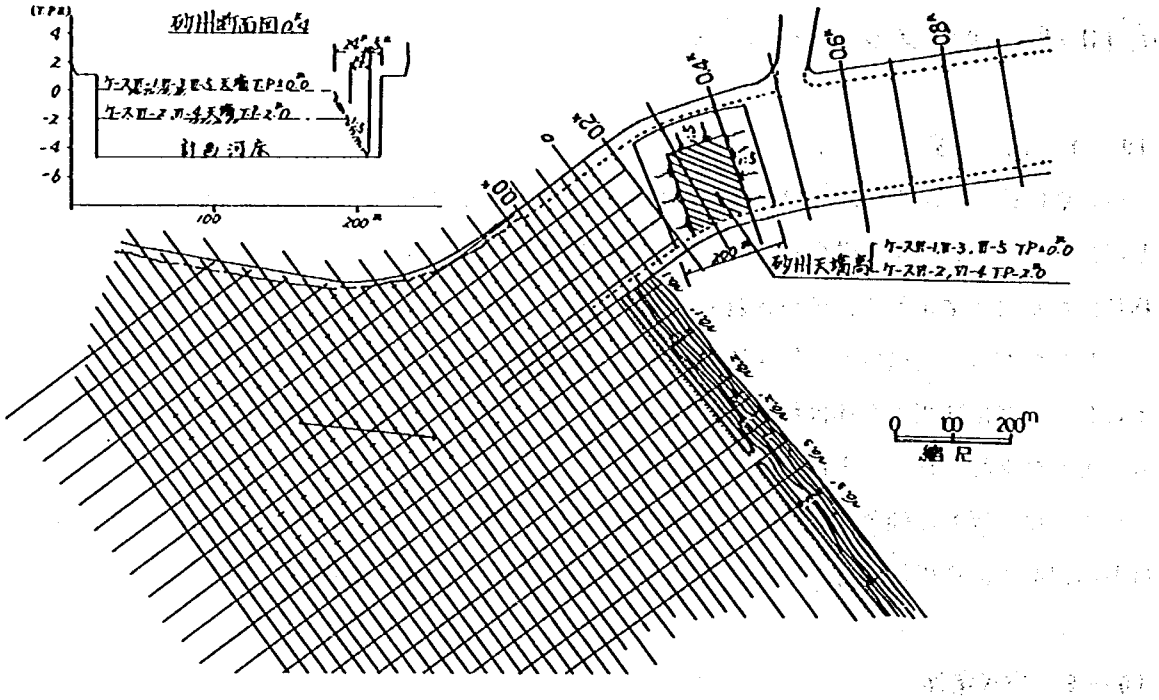
実験条件は，表－10.1に示すような暫定改修計画流量（本川Q_p≒3,220 m³/s，保倉川Q_p＝1,280 m³/s）と計画高水流量（本川Q_p＝3,700 m³/s，保倉川0 m³/s）における各砂州高のフラッシュ状況，および毎年発生するような小洪水や融雪出水を対象とした場合の検討も行った。

これらの実験ハイドログラフを図－10.2.1～10.2.3に示す。

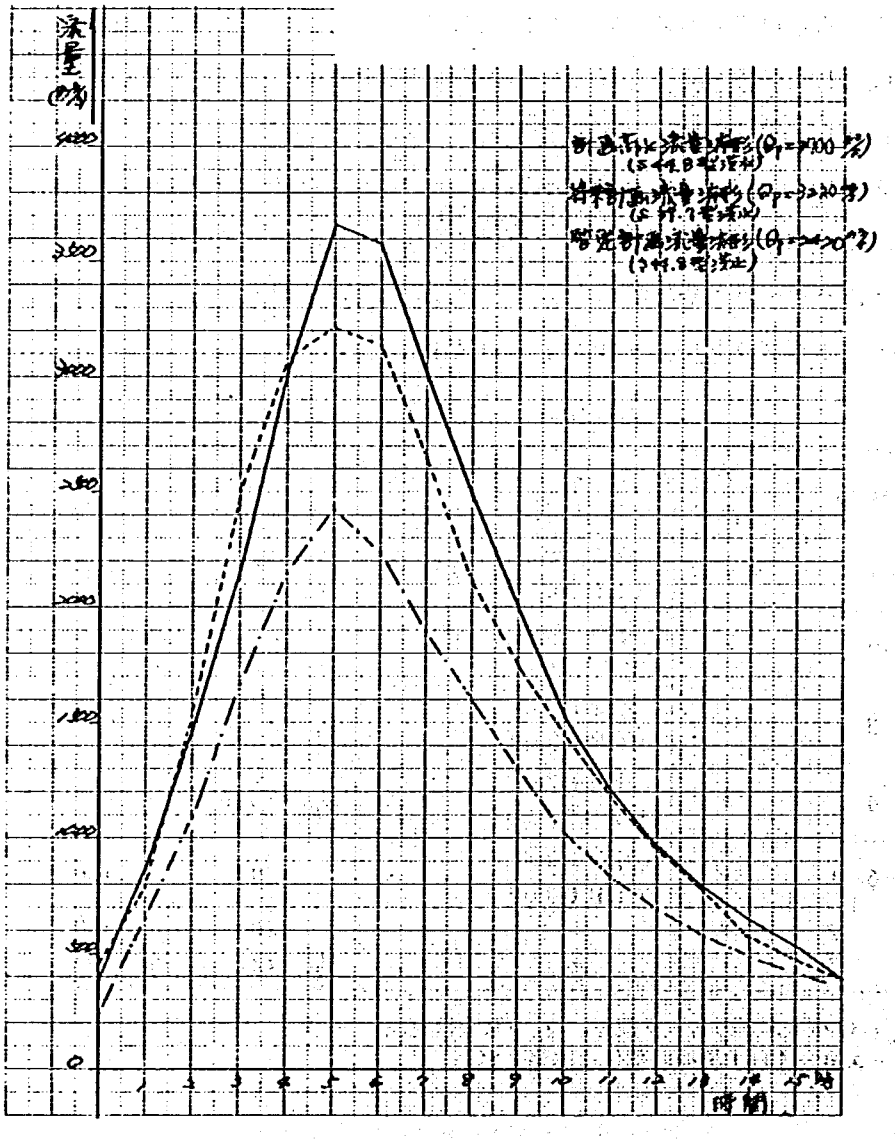
表－10.1　実験条件一覧表

種別	実験No.	河道条件		固定床	流量（m³/s）		潮位
		導流堤	河床高	移動床	本川	保倉川	(T.P m)
計画砂州フラッシュ実験	Ⅵ－1	第7案	計画＋砂州（T.P 0.0 m）	移動床	Q_p＝3,220	Q_p＝1,280	1.10
	Ⅵ－2	〃	計画＋砂州（T.P －2.0 m）	〃	Q_p＝3,220	Q_p＝1,280	1.10
	Ⅵ－3	〃	計画＋砂州（T.P 0.0 m）	〃	Q_p＝3,700	0	1.10
	Ⅵ－4	〃	計画＋砂州（T.P －2.0 m）	〃	Q_p＝3,700	0	1.10
	Ⅵ－5－1	〃	計画＋砂州（T.P 0.0 m）	〃	200	100	1.10
	2	〃	〃	〃	300	150	1.10
	3	〃	〃	〃	Q_p＝721	Q_p＝356	1.10

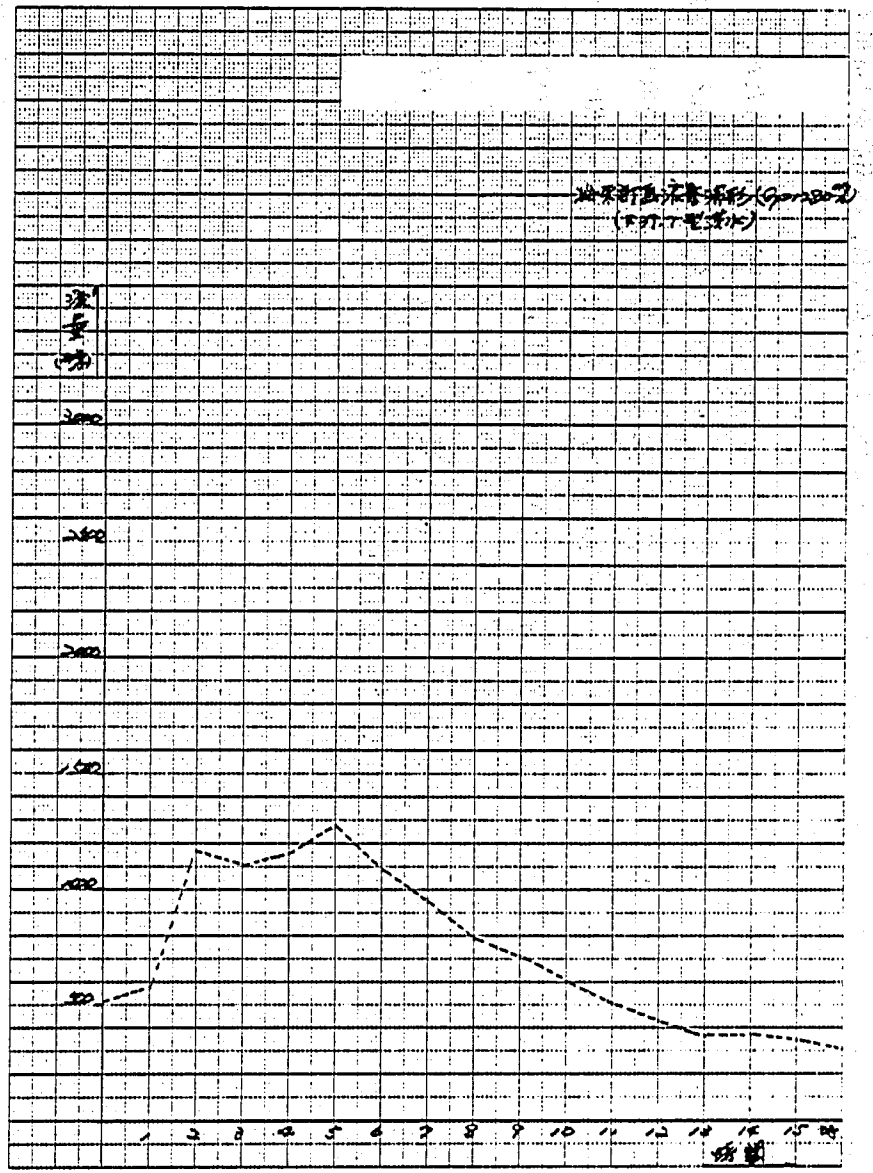
注　Q_p＝はハイドロのピーク流量，Q_p＝なしは定流
ケースⅥ－4は上流湾曲部低水路第2案



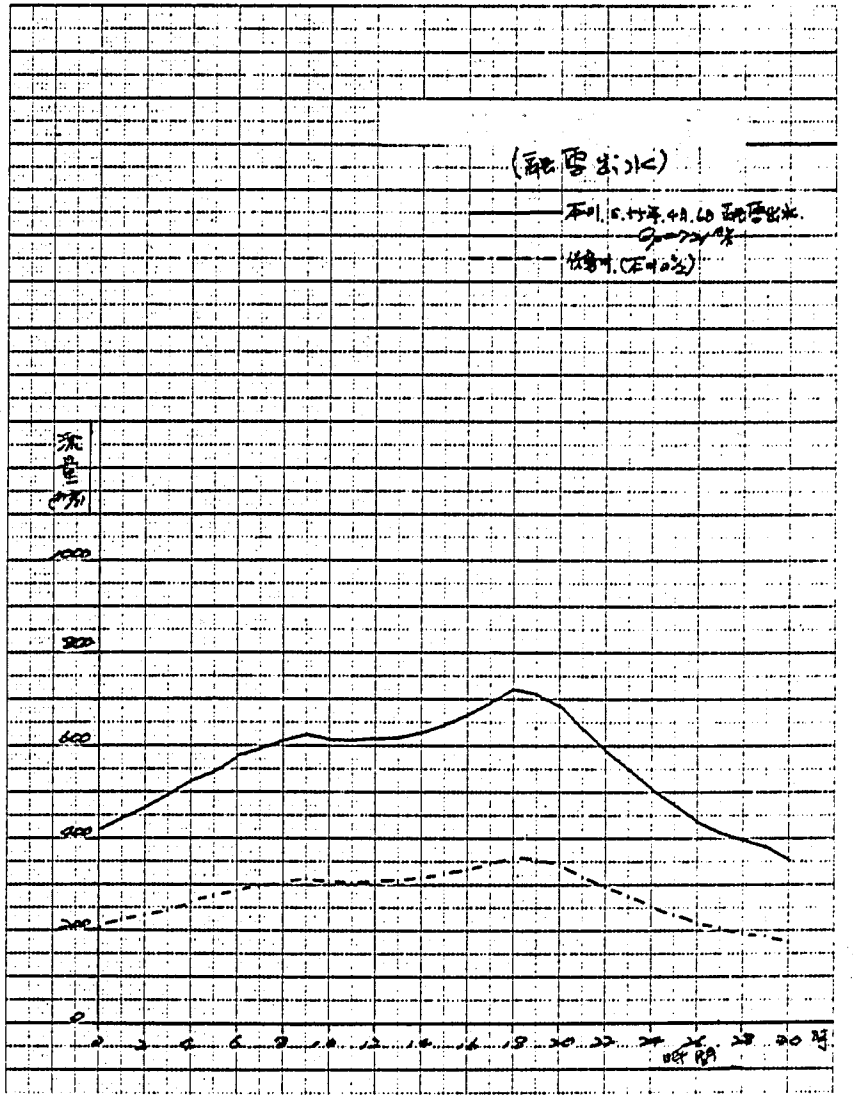
図－10.1　砂州形成図



図－10.2.1　実験流量波形（本川）



図－10.2.2　実験流量波形（保倉川）



図－10.2.3　実験流量波形

10－3　実験結果

10－3－1　各ケースの砂州フラッシュ状況

(1) 実験Ⅵ－1（砂州高T.P 0 m，本川Q_p＝3,220 m³/s，保倉川Q_p＝1,280 m³/s）

このケースは，砂州天端高T.P±0.0 m（砂州高約4.5 m）として導流堤第7案形状に本川Q_p＝3,220 m³/s，保倉川Q_p＝1,280 m³/sを通水した。

砂州のフラッシュは実験開始直後（本川流量約500 m³/s）から始まるが，本川流量が約1,000 m³/sに達した頃（実験開始後1.5時間）から急速に進行する。そして，流量ピーク時には，砂州の大部分はフラッシュされて下流へ流送されている。この水位時間変化は，図－10.3に示すように，砂州上流では流量波形と同じような波形を示している。

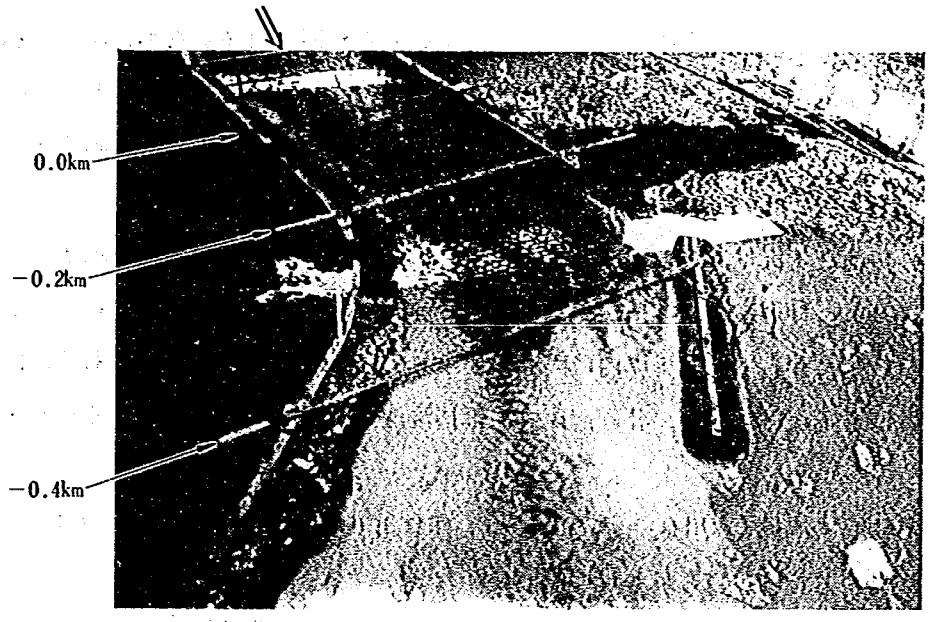
中小河川では，砂州の存在によって出水時に水位が上昇し，開口流積が小さいと通常流量ピーク以前に河口水位のピークが現われることが多い。しかし，今回の場合にはそのような形は見られず，流量増加とともに砂州はフラッシュされ，そのまま水位上昇として現われている。

フラッシュされた土砂は，図－10.4.1～10.4.3の流況および河床変化平面図と河口部等高線図に示すように，導流堤内－0.2 km～－0.6 km付近への堆積が多く，反対に流れの集中する導流堤開口部および導流堤先端付近の洗掘も大きい。このため，砂州はフラッシュされるものの，その下流の導流堤内へ堆積することによって，合流点上流では，計画高水位を約0.5 m越える水位となり，T.P 0 mの砂州が形成された場合は，計画高水位以下でフラッシュはできないと判断された。

(2) 実験Ⅵ－2（砂州高T.P －2.0 m，本川Q_p＝3,220 m³/s，保倉川Q_p＝1,280 m³/s）

実験Ⅵ－1では，計画高水位をかなり上回ることが判明したため，この実験では，砂州高を2 m低く（天端高T.P －2.0 m）して検討を行った。

この実験の場合にも流量ピークとほとんど同時に，砂州はフラッシュされている状況にあったが，ケースⅥ－1の結果と同様図－10.5の時間水位変化図に示すように，ピーク水位は，H.W.Lを越える（約0.2 m）結果になっている。水位波形を見ると上流部においては流量波形とほとんど同じ形を示しているが，砂州上流0.6 km，0.8 kmにおいては流量ピーク以前に水位がピークとなっており，砂州による水位上昇が認められる。このケースの場合にも図－10.6.1～10.6.3の流況図，河床変化図および河口等高線図に示すように，フラッシュされた砂州が下流－0.4 km付近，導流堤内に堆積することによって，ピーク水位を上回り，砂州のフラッシュはできないと判断された。また，導流堤への水当りが，下流への堆積によって砂州の無い場合よりも強くなっているようであった。



写真－10.1　通水後の河床変動状況（実験Ⅵ－2）

(3)　実験Ⅵ－3（砂州高T.P 0 m，本川Q_p＝3,700 m³/s，保倉川0 m³/s）

暫定改修計画流量では砂州が形成されると計画高水位を越えることが知られた。そこで計画高水流量（本川Q_p＝3,700 m³/s，保倉川0 m³/s）でのフラッシュ状況を砂州高T.P 0 mとしてこの実験では検討した。

砂州のフラッシュは，通水直後から開始されるが，2時間目頃（本川流量1,500 m³/s）より急速に進行し，流量ピーク時には大部分の砂州がフラッシュされている。図－10.7の水位の時間変化でも流量ピーク時と同時に水位のピークが現われており，流量増加に伴って砂州フラッシュが進行したものと考えられる。

なお，流量ピーク時付近で砂州はフラッシュされるものの，その影響によって，若干ではあるが，砂州上流において計画高水位を約0.1～0.2 mを越える結果となった。

いっぽう，この流況図，河床変化図および河口等高線図は，図－10.8.1～10.8.3に示すように，前回の実験Ⅵ-1（河口合計流量4,500 m³/s）の結果と比較すると0.2km～0.0km付近への堆砂が今回の方が多くなっている。これは，河口での流量の違いによるもので，フラッシュされた土砂が，前回より下流にまで流送されずに河道内に堆積したものと考えられる。0.0km断面においては，堆積厚最大3 mに達しており，河口を浅くする結果になっている。このような状態においては，波浪によって砂州が発達し，河道内へと再び侵入して来る事が予想される。

(4)　実験Ⅵ－4（砂州高T.P－2.0 m，本川Q_p＝3,700 m³/s，保倉川0 m³/s）

この実験は，砂州高T.P－2.0 mに対して，計画高水流量Q_p＝3,700 m³/s（本川，保倉川0 m³/s）を与えた実験である。

この水位時間変化図は，図－10.9に示すように，ケースⅥ－3よりピーク水位はかなり低くなり，ぎ

りぎりではあるが計画高水位は越えない結果となった。また，水位変化の状況が前回とかなり異なっており，実験開始4時間～5時間における水位の急上昇は見られない。これは流量の上昇に見合って砂州がフラッシュされ，流量ピーク時には完全にフラッシュできていると判断される。なお，図－10.10の砂州の時間変化を見ると流量約2,000 m^3/s時において平均1 m程度フラッシュされ，流量ピーク時には，ほとんど全部フラッシュされていることからもわかる。このケースについては上流で，計画高水位を越える事はないので，一応フラッシュ可能と考えて良いであろう。

フラッシュされた土砂の流送状況は，図－10.11.1～10.11.3の流況および河床変動図に示すように実験Ⅵ－3と大差はなく，0.0 km付近左岸の堆積が多く，最大3 m近い堆積が見られ，あまり下流までは，流送出来ないようである。したがって，導流堤内に実験規模より広い領域に砂州が形成，あるいは土砂の堆積が生じた場合は，疎通不可能であり，計画河床高に維持浚渫し，河口水深を確保する必要があろう。

以上の実験結果より計画高水流量（本川$Q_p=3,700\,m^3/s$，保倉川$0\,m^3/s$）の場合，砂州高T.P－2.0 mでは，フラッシュが可能であることが明らかとなった。

いっぽう，実験では，砂州フラッシュ状況把握の他に，上流湾曲部の低水路法線形についても検討を加えた。この法線形は図-10.12に示すように2.6 km～1.8 km区間低水路を右岸側に移して直線的な線形にしたケースである。この結果と原案法線形の結果（Ⅵ－3）と比較すると水衝部における洗掘深は第2案の方が若干小さくなる傾向のようであるが，大差はないと判断した方が良いと思われる結果であった。

(5) 実験Ⅵ－5

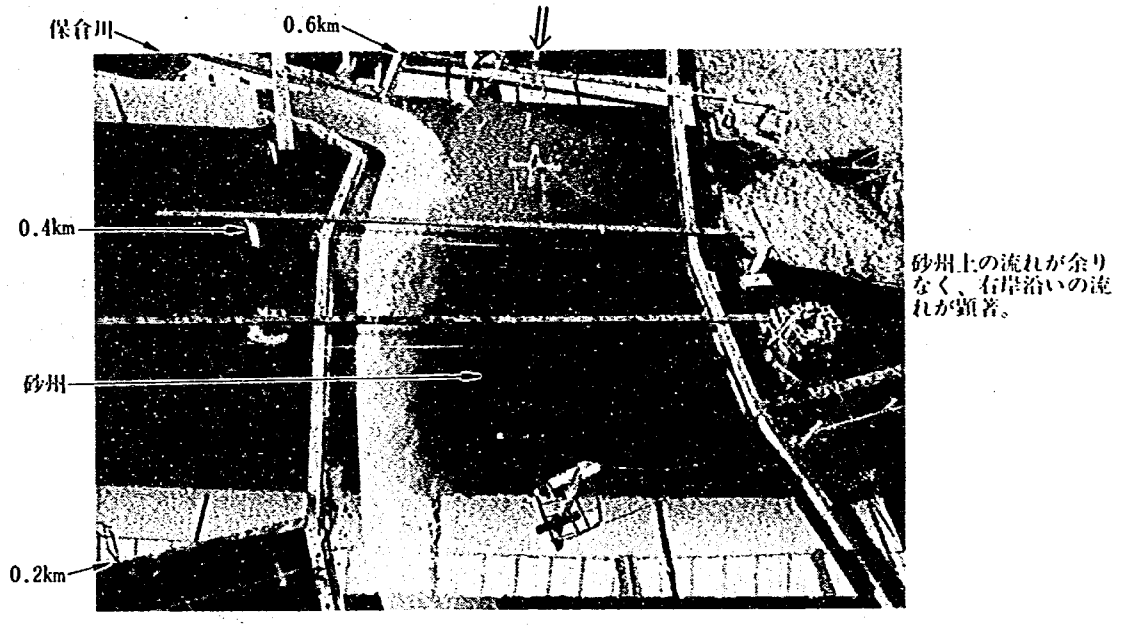
このケースは，これまでの実験で対象とした大洪水とは違い，毎年発生するような小洪水，および融雪出水を対象として，どの程度フラッシュ出来るかを検討したもので砂州はT.P±0.0 mとした。

実験方法は，まず$Q=200\,m^3/s$，保倉川$Q=100\,m^3/s$，を定流で3時間（模型）通水し（実験Ⅵ－5－1），次に，本川$Q=300\,m^3/s$，保倉川$Q=150\,m^3/s$，を定流で4時間（模型，実験Ⅵ－5－2）さらに，本川$Q_p=721\,m^3/s$，保倉川$Q_p=361\,m^3/s$（本川の½波形）の融雪出水波形（実験Ⅵ－5－3）を与えた。

定流で実験を行った場合，流量を与えた直後，あるいは流量を変えた直後1時間程度はフラッシュされるが，その後はほとんどフラッシュされなくなる。つまり，その出水に対して必要な河積が出来るとフラッシュは停止し，定常状態になるようである。この砂州の変化状況は，砂州開口部を若干広げた程度で，天端はフラッシュされずにほとんど当初の状態で残されている状況であった。

その後昭和56年4月6日に発生した融雪出水本川$Q_p=721\,m^3/s$を与えた。この場合保倉川の流量は本川の½としたが，これは他の出水記録等から本川と保倉川の比率が大体2：1となっているのでこれを与えたものである。これら定流実験も含めた水位縦断図と水位時間変化図を図－10.13.1～10.13.2に，砂州変化図を図－10.14に示す。

この結果を砂州変化図で見ると，流量増加に伴って少しずつフラッシュされていく。フラッシュの状況は砂州上流部では開口部のフラッシュが多く，砂州中央から下流部では天端のフラッシュが大きくな



写真－10.2　通水状況（実験Ⅵ－5－3）

っている。この一連の状況を観察していると流量増加分に見合う河積を広げているような状況でピークを過ぎ流量が減少すると直ぐにフラッシュは停止した。最終的には，図－10.15.1～10.15.2の流況および河床変化平面図に示すように，かなりの砂州が残る結果となり，融雪出水による砂州フラッシュはあまり期待出来ない結果であった。また，フラッシュした土砂の下流への流送は少なく，大部分が0.0 *km* より上流にとどまっている状態であった。なお，砂州より上流河道部においては，河床変動は全く見られなかった。

10－3－2　許容砂州高について

図－10.16.1～10.16.2は，暫定改修計画流量（本川$Q_p=3{,}220\,m^3/s$，保倉川$Q_p=1{,}280\,m^3/s$）と計画流量（本川$Q_p=3{,}700\,m^3/s$，保倉川$0\,m^3/s$）に対する砂州高の違いによるピーク水位縦断を比較したものである。

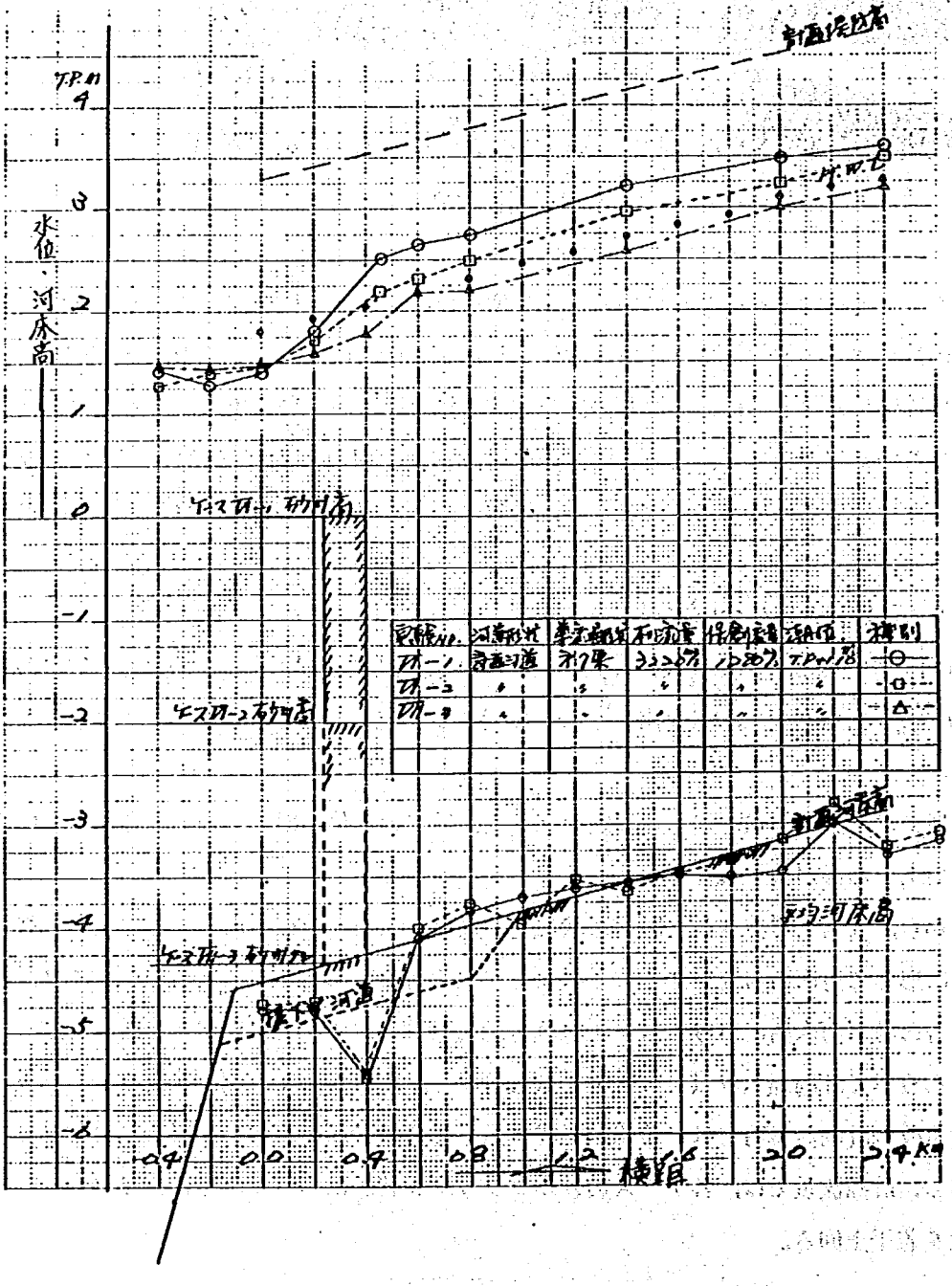
固定床模型では，計画河道に対する暫定改修計画流量での水位検討において，計画高水位を上回り，疎通不可能である結果が得られている。

しかしながら，計画上考慮された断面形状に対しては，疎通不可能であっても，実際の移動床流れの場合，それに応じて河床面も変化することによって水位も変わってくる。図－10.16には，後述する砂州のない場合の計画河床高におけるピーク水位も示したが，この場合は合流点付近における河床変動によって，かろうじて計画高水位以下の水位となっている。したがって，固定床実験からも当然と考えられたが，暫定改修計画流量時では，砂州が形成された場合は計画高水位を上回る結果となっている。

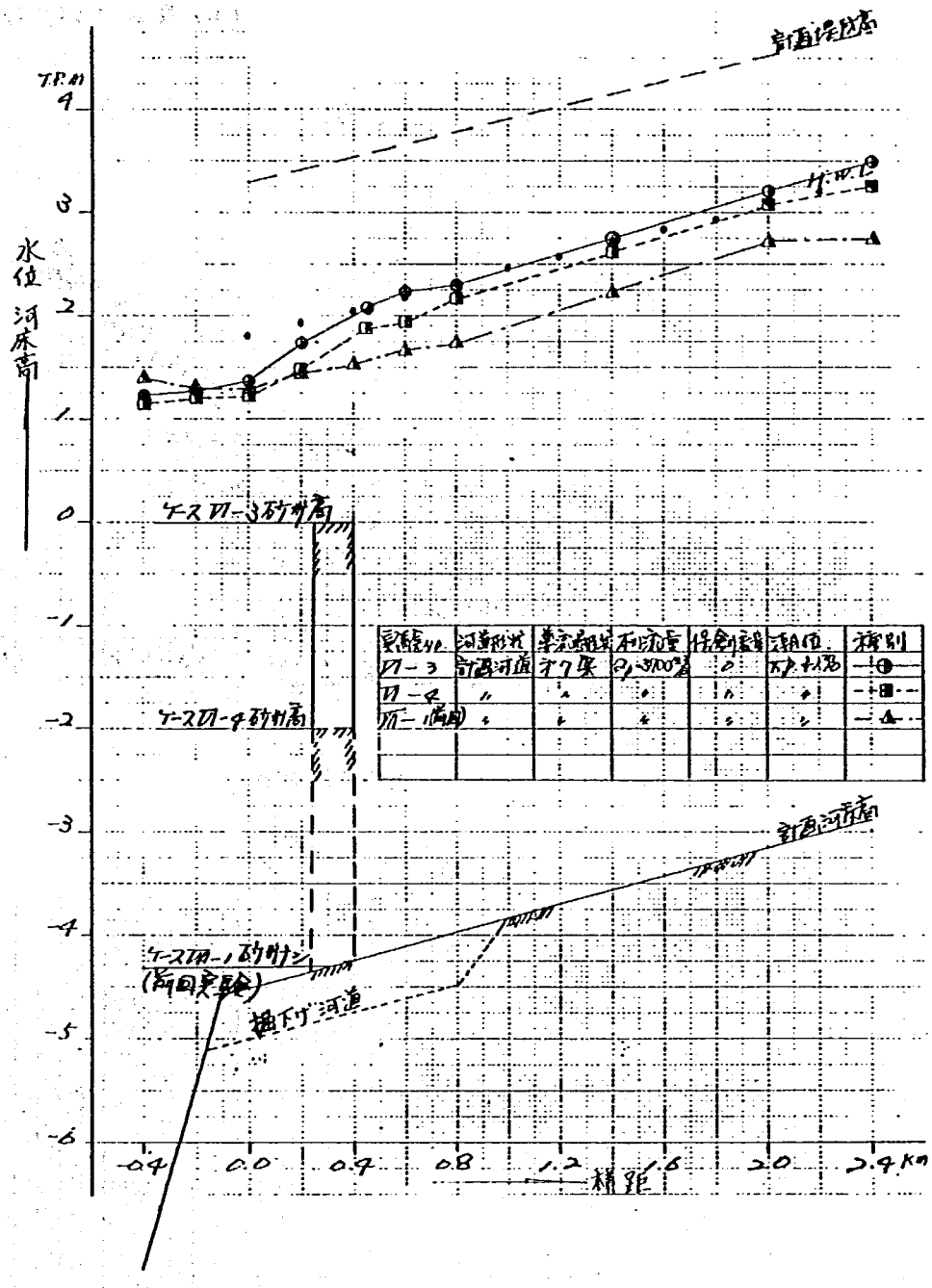
これに対し，計画流量では，各ケースの砂州フラッシュ状況に述べたように，T.P 0*m* の砂州高では，計画高水位を若干上回る。

以上の結果より，暫定改修計画流量と計画流量に対しての砂州の許容高，すなわち，計画高水位を越えないための砂州高を示したのが，図－ 10. 17 である。この図から，計画流量に対しては，砂州高が T.P －1.0 m 以下であれば，フラッシュ可能であるが，暫定改修計画流量では，計画河床高でも疎通不可能と判断した方がよいと考えられる。

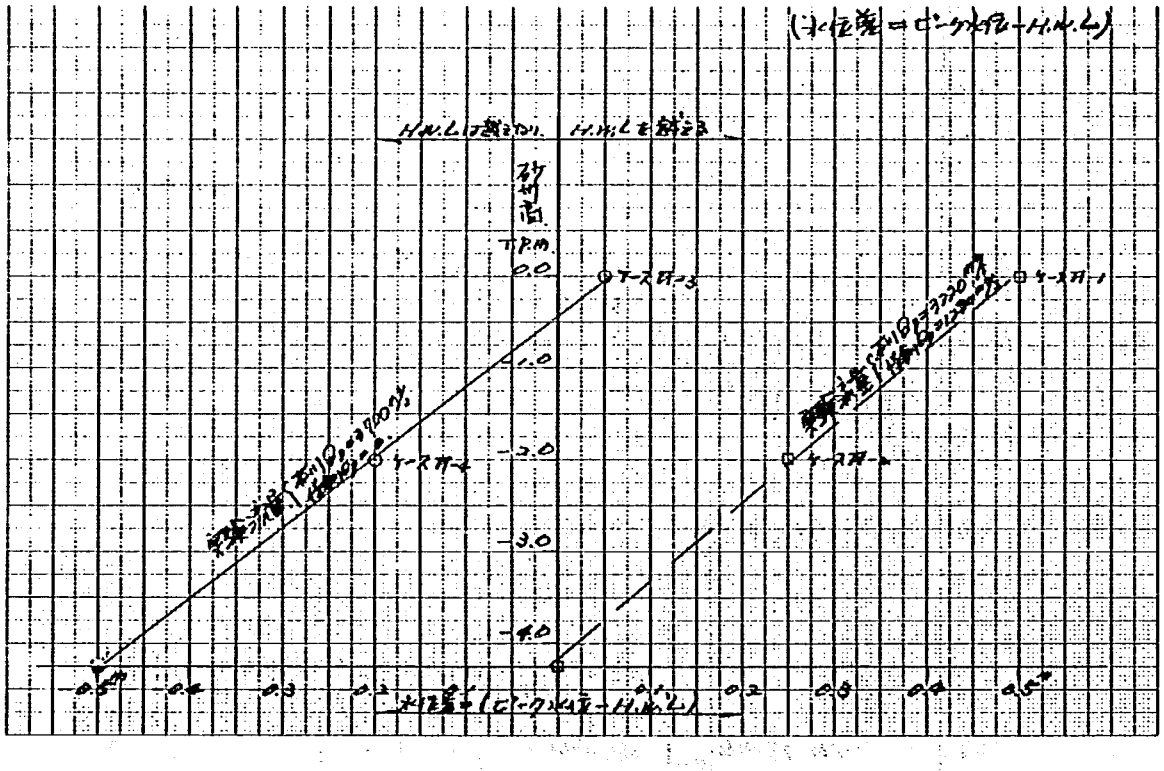
いっぽう，これらの実験結果から，現況河道とほぼ同一地点（約 0.2 km ～0.4 km 左岸）に砂州が形成されたものと仮定した場合，その地点の流量による砂州高変化を示したのが図－ 10. 18 である。この場合，フラッシュされた土砂がその下流の導流堤内に堆積するなど，その場所に限定されると考えられるが，砂州高 T.P 0 m であれば，300～400 m³/s からフラッシュが始まり，3,700 m³/s でほぼフラッシュされることがわかる。また，砂州高 T.P －2.0 m では，約 1,000 m³/s 近くでフラッシュが始っている。



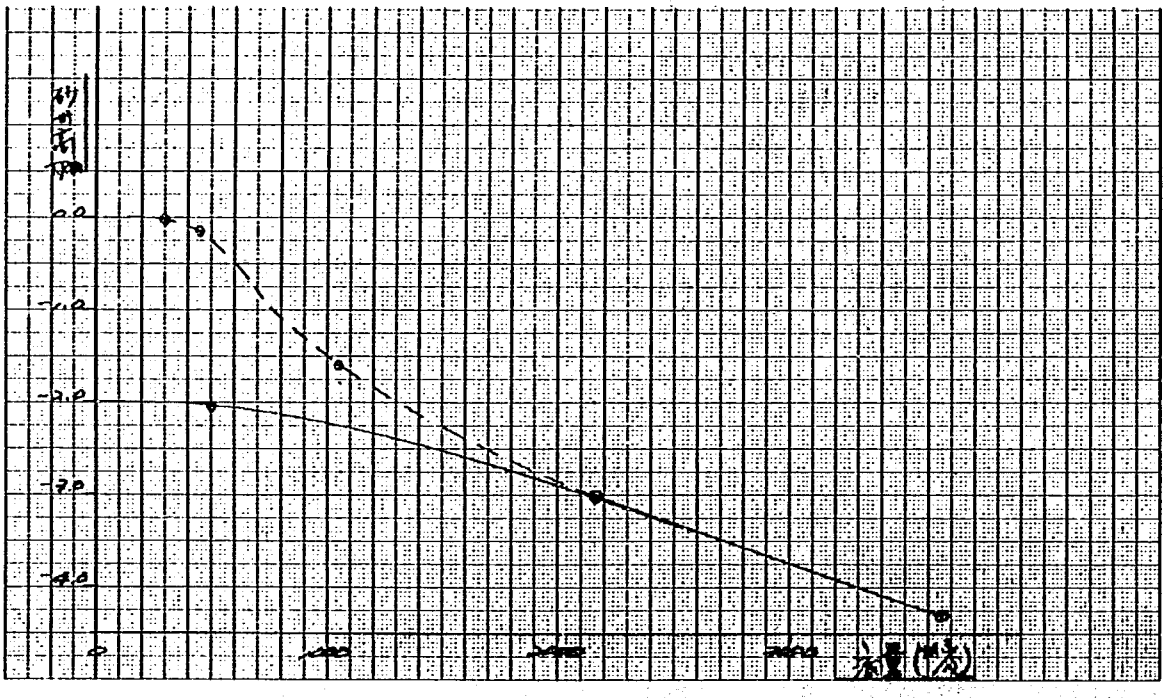
図－10. 16. 1　水位縦断比較図（砂州高比較）



図－10.16.2　水位縦断比較図（砂州高比較）



図－10.17　砂州高－水位差相関図



図－10.18　砂州高－流量変化図

10－4　まとめ

計画河道時において，現況とほぼ同一場所に砂州が形成された場合の砂州フラッシュ状況を検討した。こ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) 暫定改修計画流量（本川Q_p＝3,220m^3/s，保倉川Q_p＝1,280m^3/s）では，砂州高T.P 0m，およびT.P－2.0mの場合とも流量ピーク時には砂州がフラッシュされるものの，その下流の導流堤内に堆積することによって，いずれも保倉川合流点上流部で計画高水位を上回る結果となった。

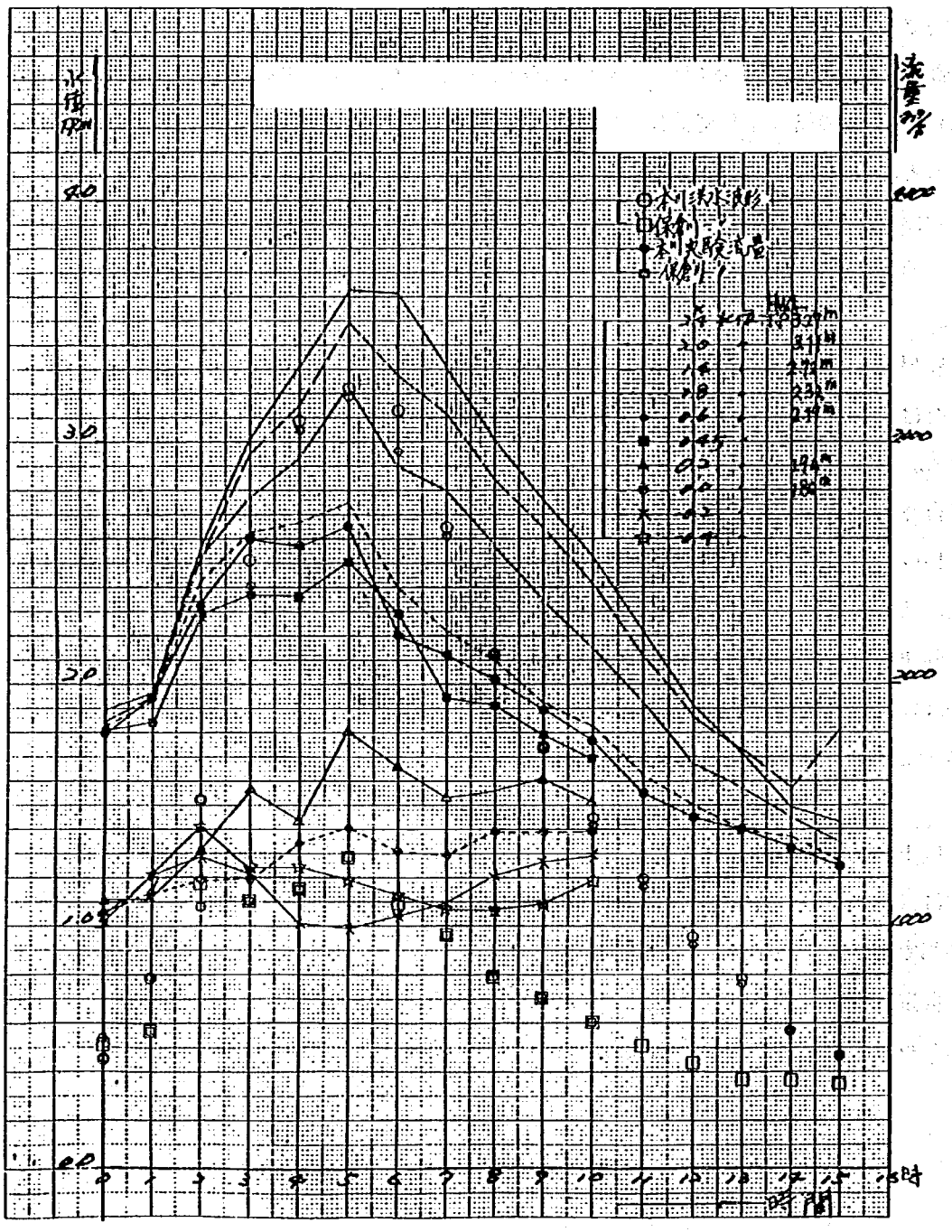
(2) 計画高水流量（本川Q_p＝3,700m^3/s，保倉川0m^3/s）の場合も同様，砂州高T.P0mでは，計画高水位を若干上回ったが，砂州高T.P－2.0mに対しては，計画高水位以下でフラッシュされることが判明した。

(3) 砂州高T.P 0mに対し，毎年発生するような小洪水（本川300m^3/s，保倉川150m^3/s）を通水した場合は，砂州開口部幅を若干拡げた程度で，天端はフラッシュされずにほとんど当初の状態で残されている。融雪出水規模（本川Q_p＝721m^3/s，保倉川Q_p＝361m^3/s）でも，その流量に対する必要河積に見合う分はフラッシュされるものの，流量ピーク後は直ぐにフラッシュが停止し，砂州天端高はT.P－1.0m程度で残り，砂州フラッシュはあまり期待できない結果であった。また，砂州より上流部河道では，河床変動はまったく見られなかった。

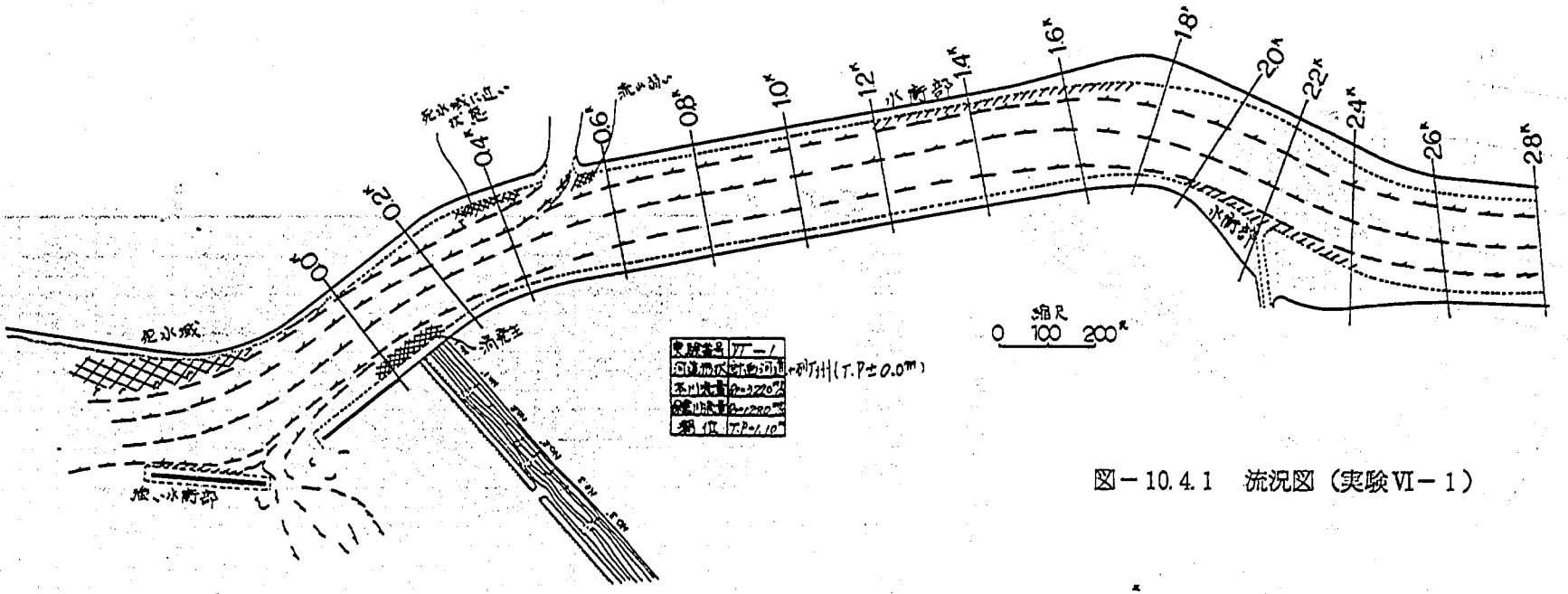
(4) 砂州フラッシュ状況は，砂州高T.P 0mであれば300～400m^3/sからフラッシュが始り，3,700m^3/sでほぼ計画河床高までフラッシュされる。砂州高T.P－2.0mでは，約1,000m^3/s近くでフラッシュが始っている。ただし，フラッシュされた土砂の多くは，その下流の導流堤内に堆積する状況にあった。

(5) 以上の結果より計画高水位を越えないための砂州高を求めたのが図－10.17である。これより，計画流量（本川Q_p＝3,700m^3/s，保倉川0m^3/s）に対しては，実験規模と同じような局部的に形成された砂州でも，砂州高T.P－1.0m以下に維持しなければならないと考えられる。

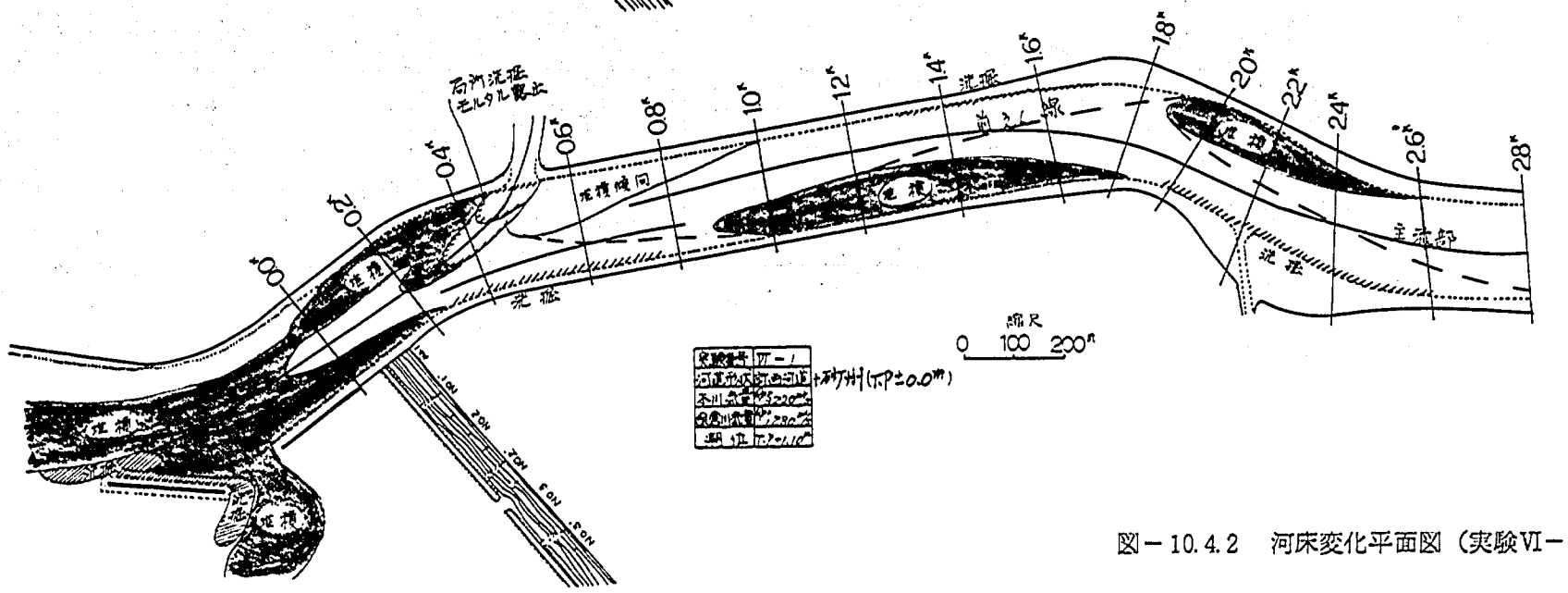
(6) 暫定改修計画流量（本川Q_p＝3,220m^3/s，保倉川Q_p＝1,280m^3/s）に対しては，砂州が形成された場合はもちろん，計画河床高でも，疎通不可能であろうと判断される。



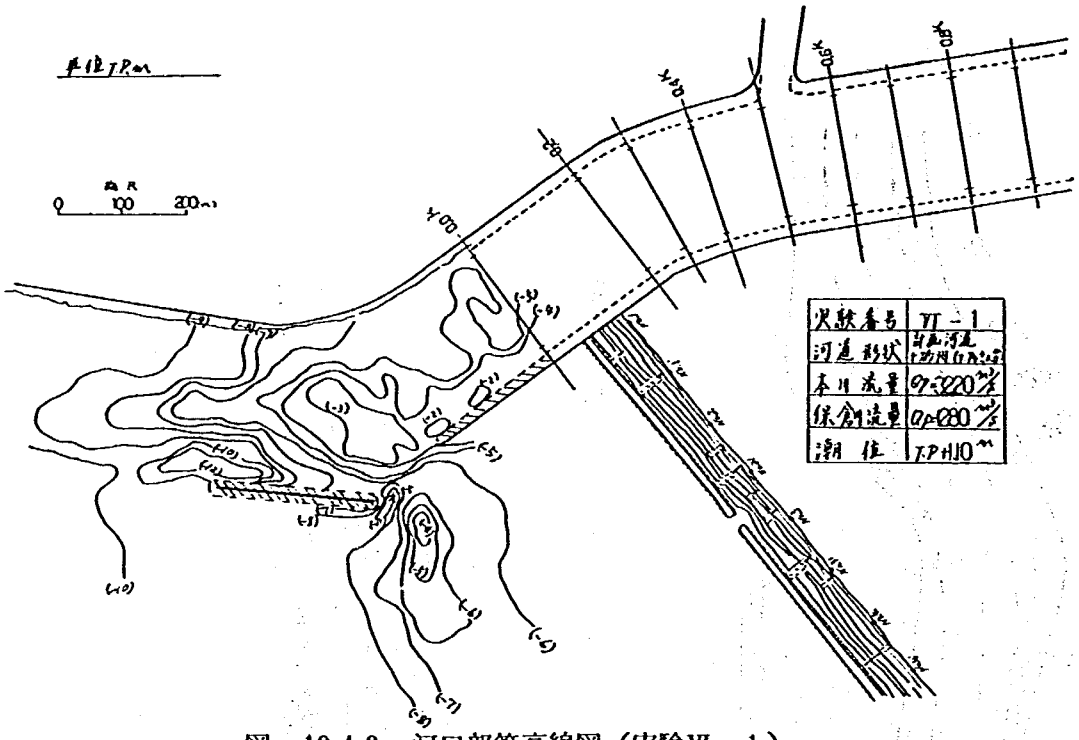
図－10.3　時間－水位，流量曲線（実験Ⅵ－１）



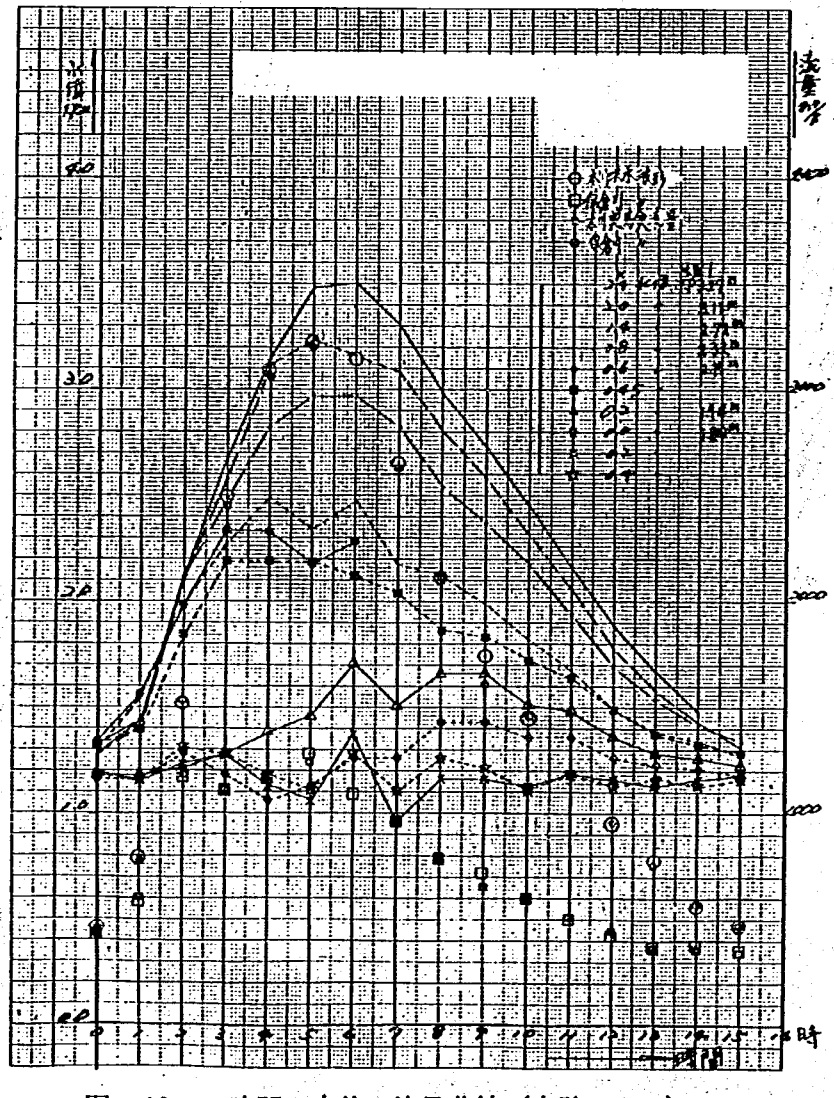
図－10.4.1　流況図（実験Ⅵ－1）



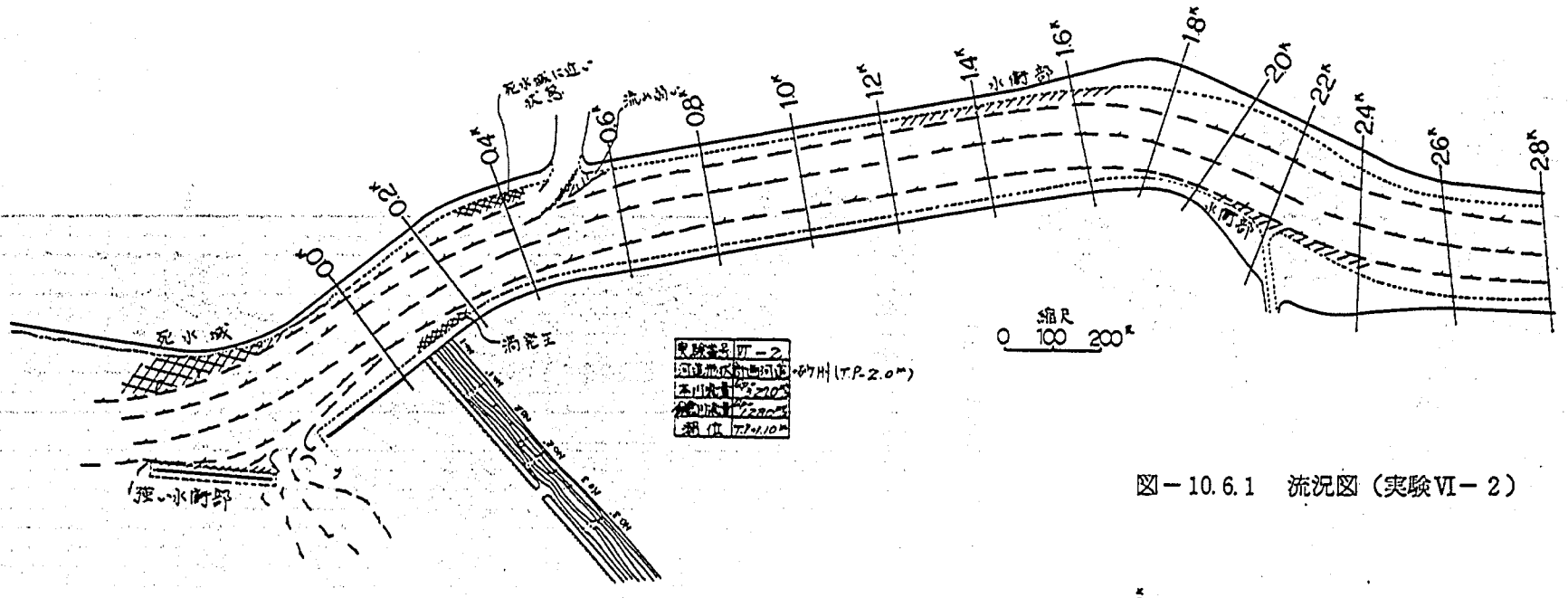
図－10.4.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－1）



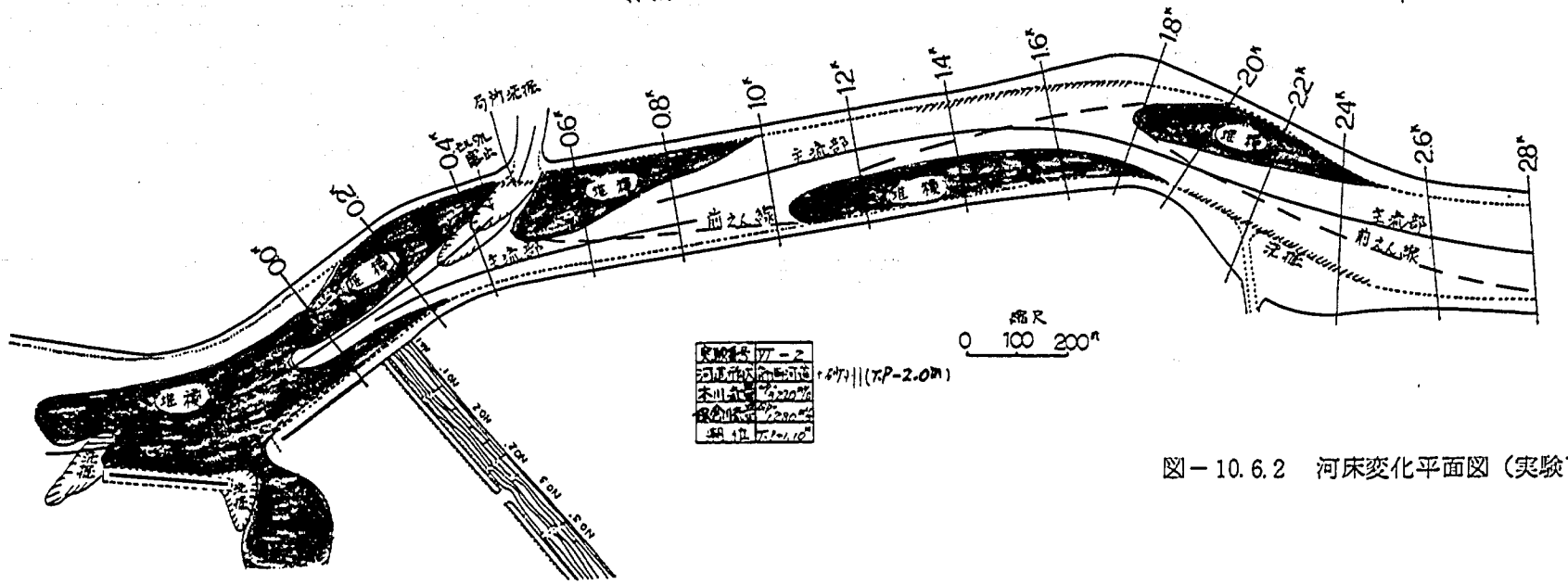
図－10.4.3　河口部等高線図（実験VI－1）



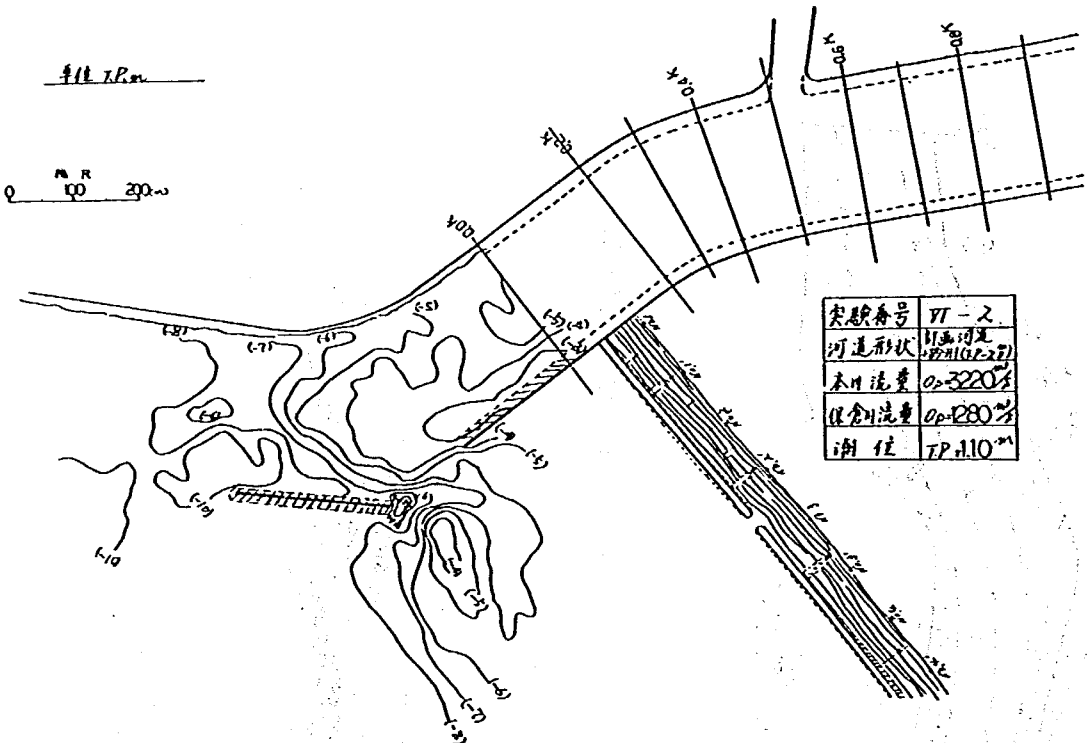
図－10.5　時間－水位，流量曲線（実験VI－2）



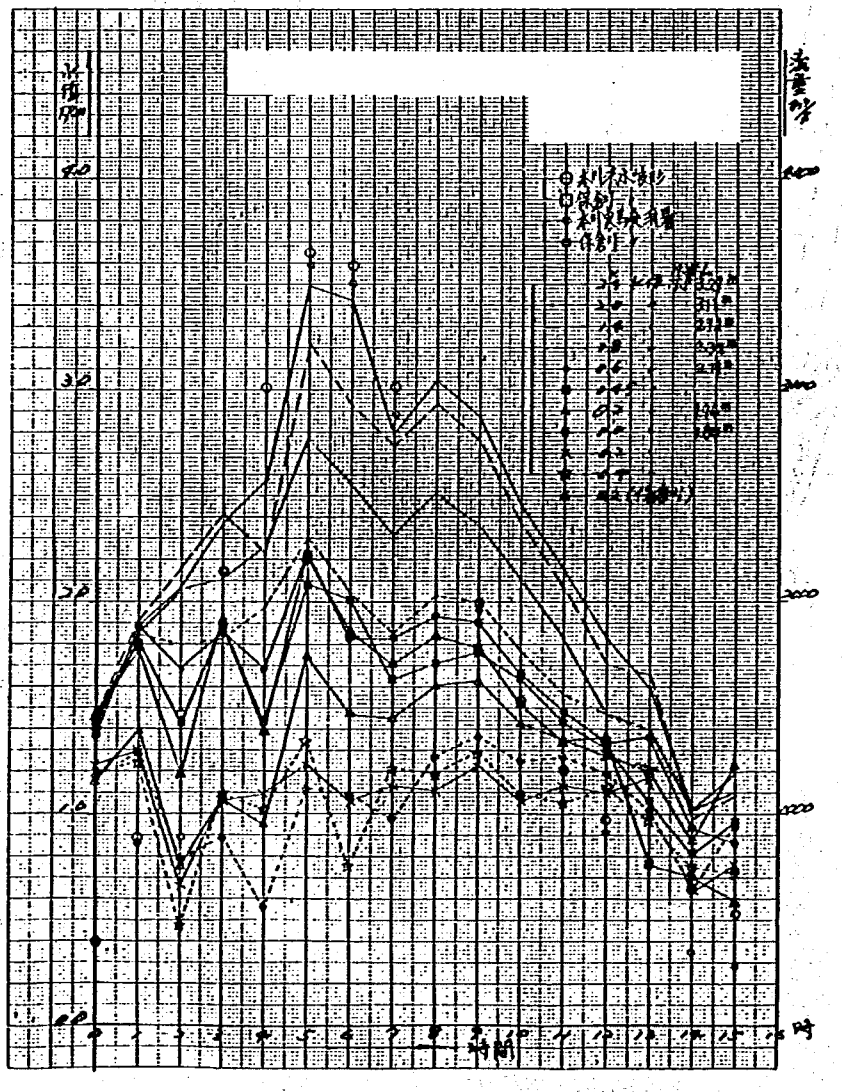
図－10.6.1　流況図（実験Ⅵ－２）



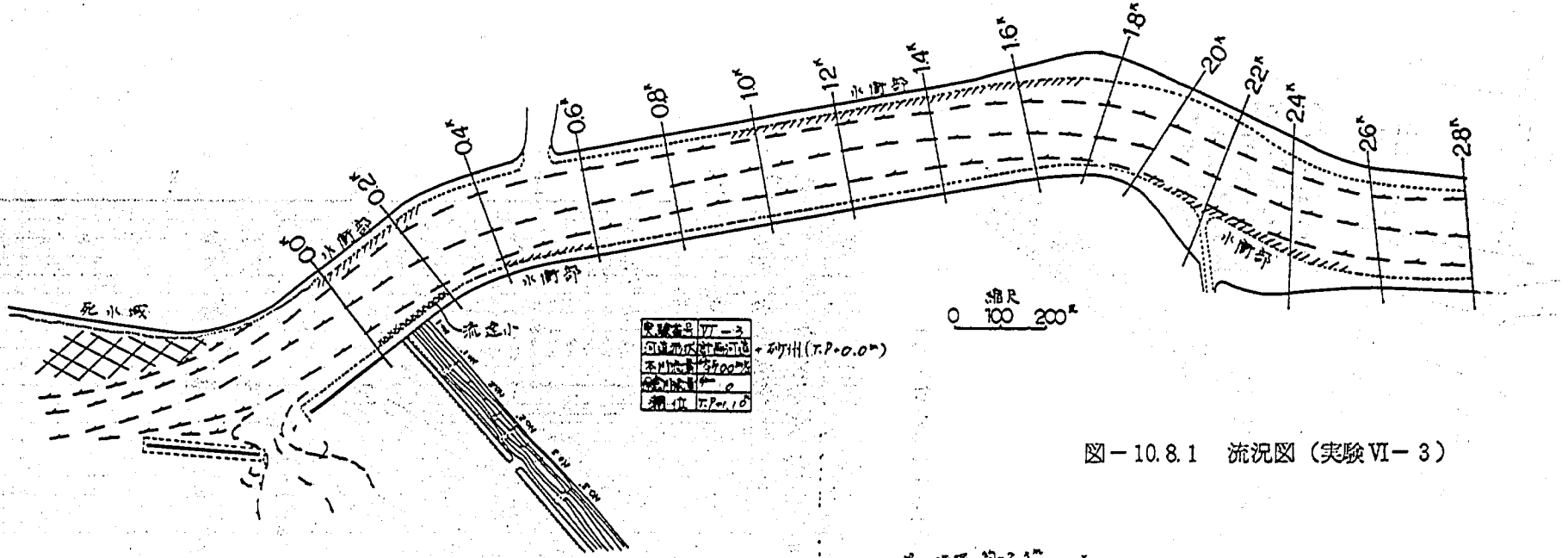
図－10.6.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－２）



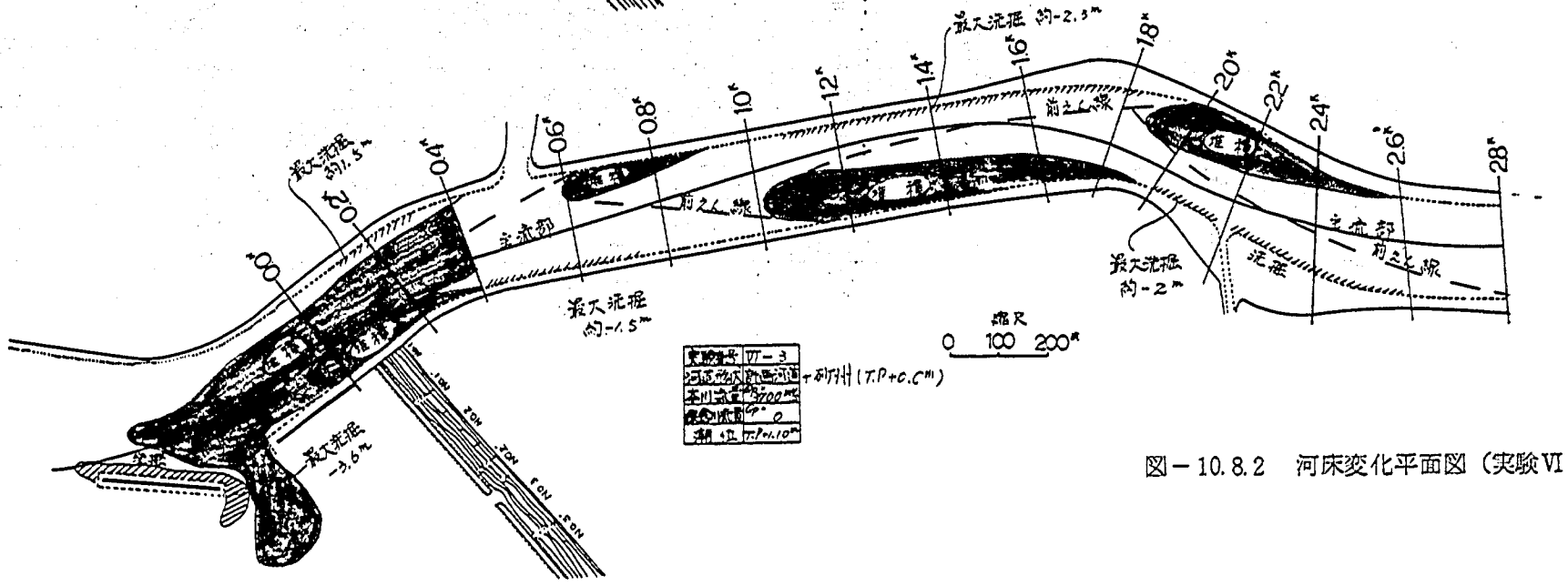
図－10.6.3　河口部等高線図（実験VI－2）



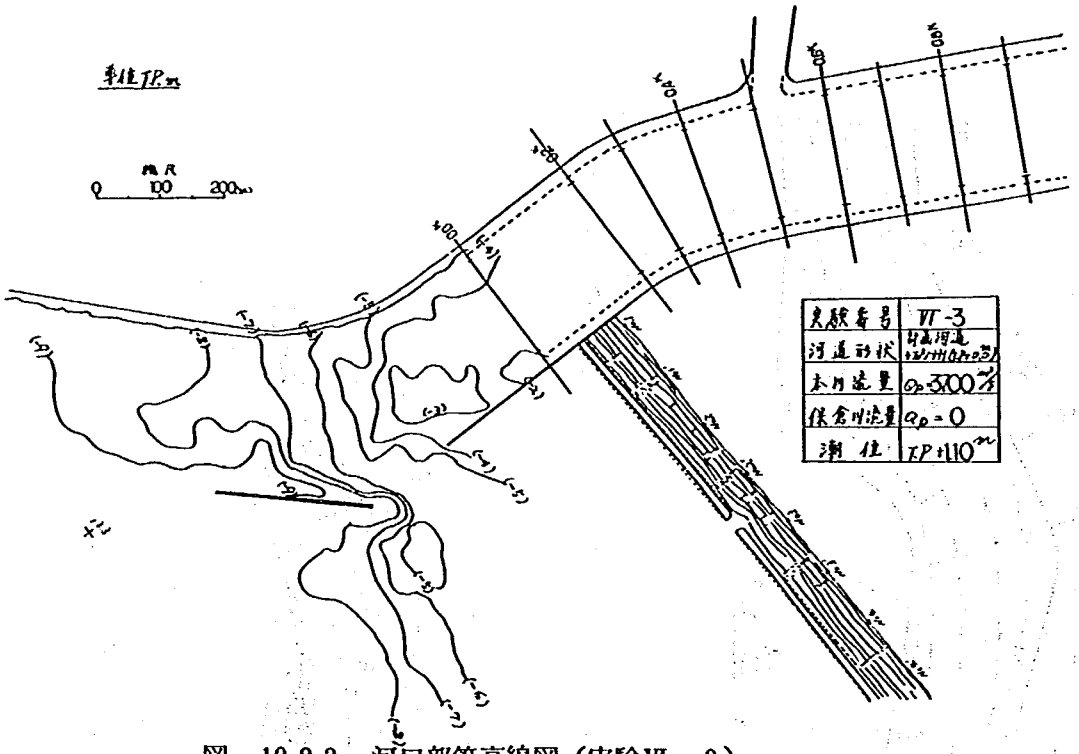
図－10.7　時間－水位，流量曲線（実験VI－3）



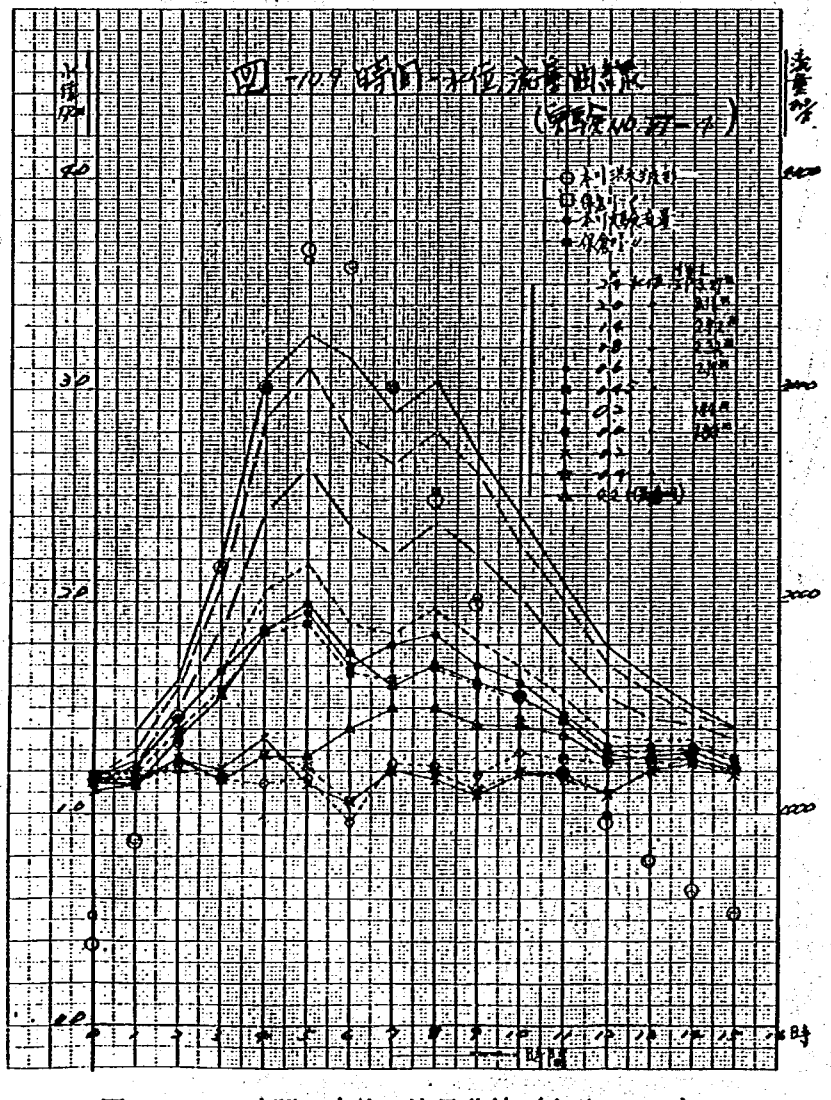
図－10.8.1　流況図（実験Ⅵ－３）



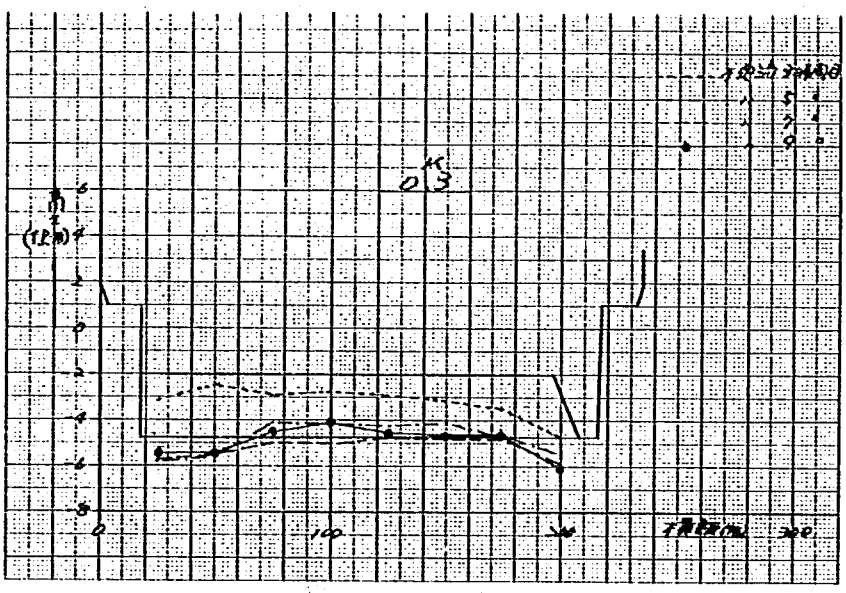
図－10.8.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－３）



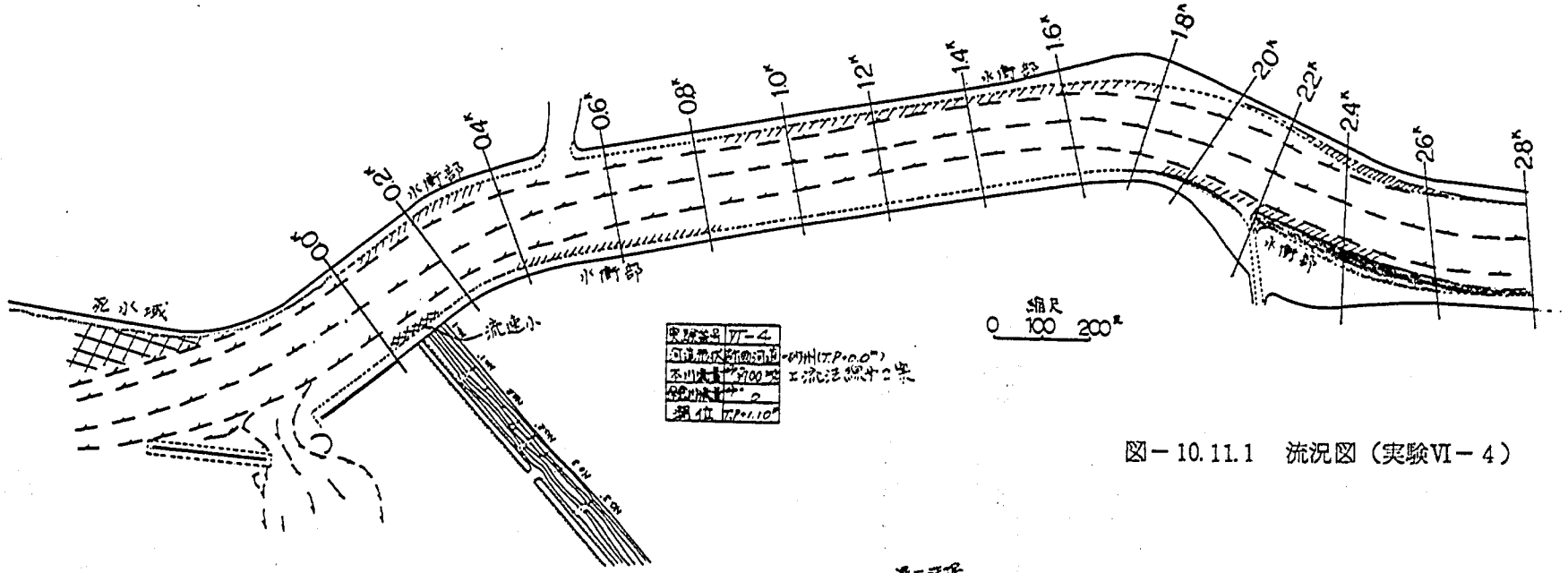
図－10.8.3　河口部等高線図（実験VI－3）



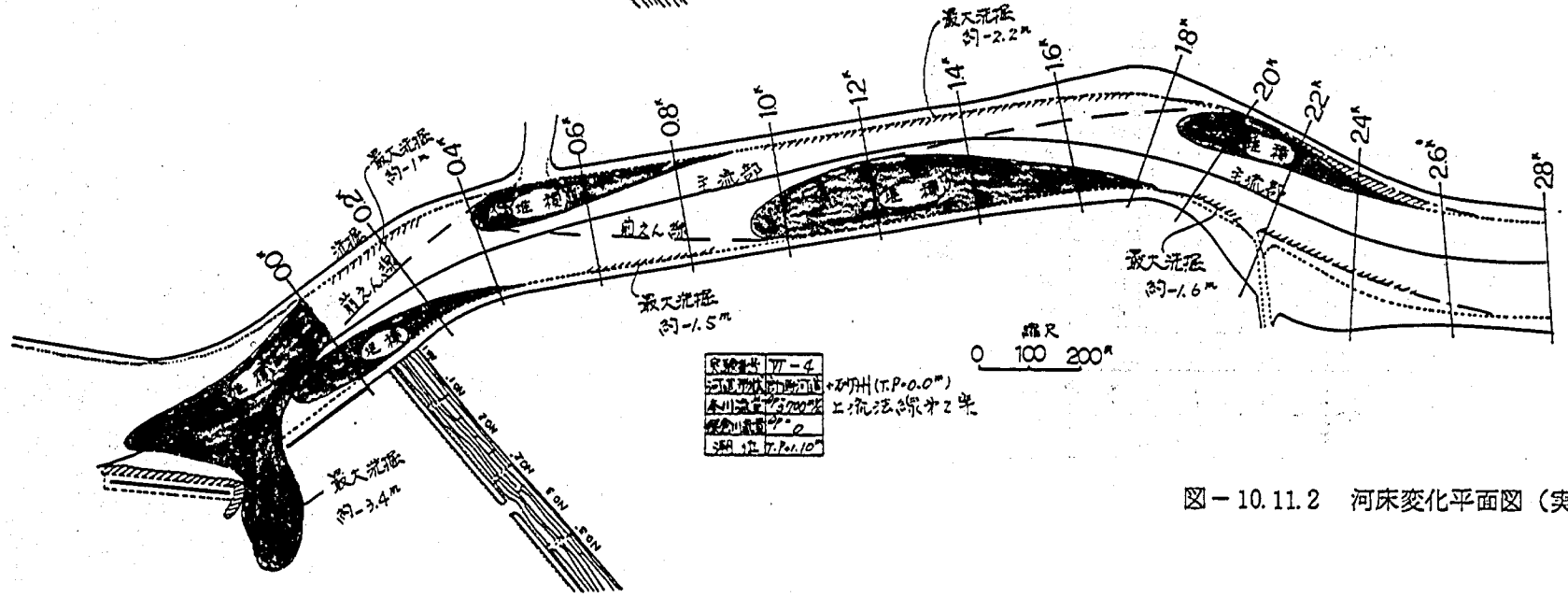
図－10.9　時間－水位，流量曲線（実験VI－4）



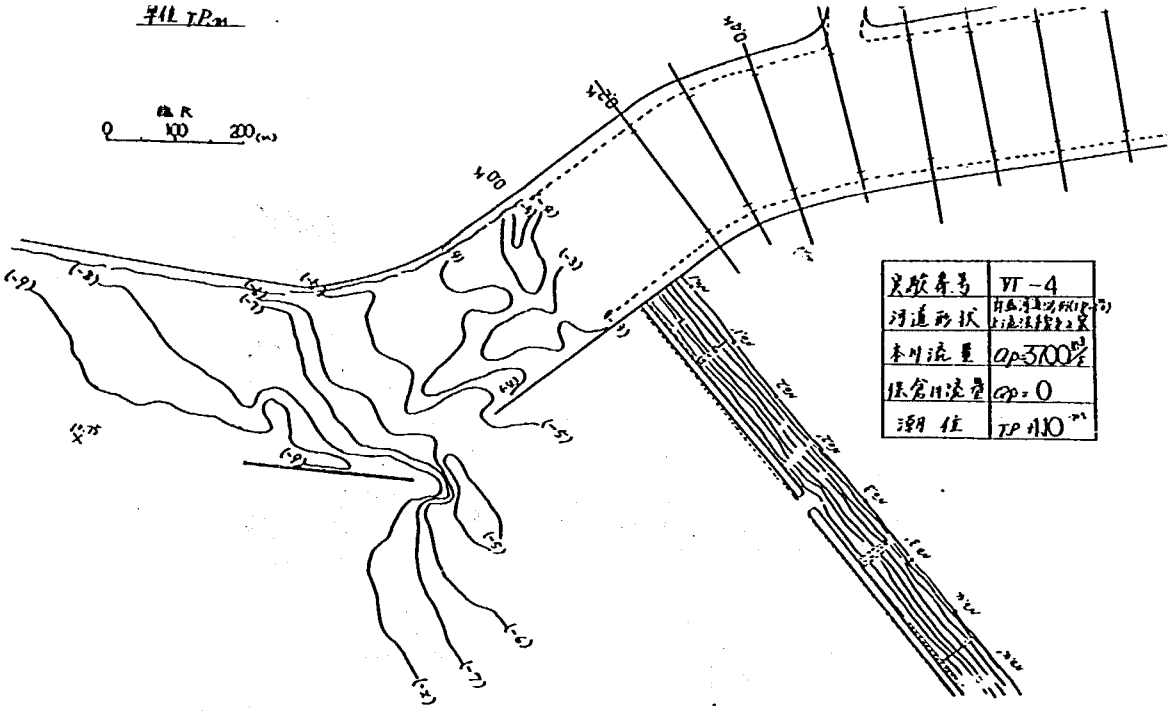
図－10.10　砂州変化図（実験Ⅵ－4）



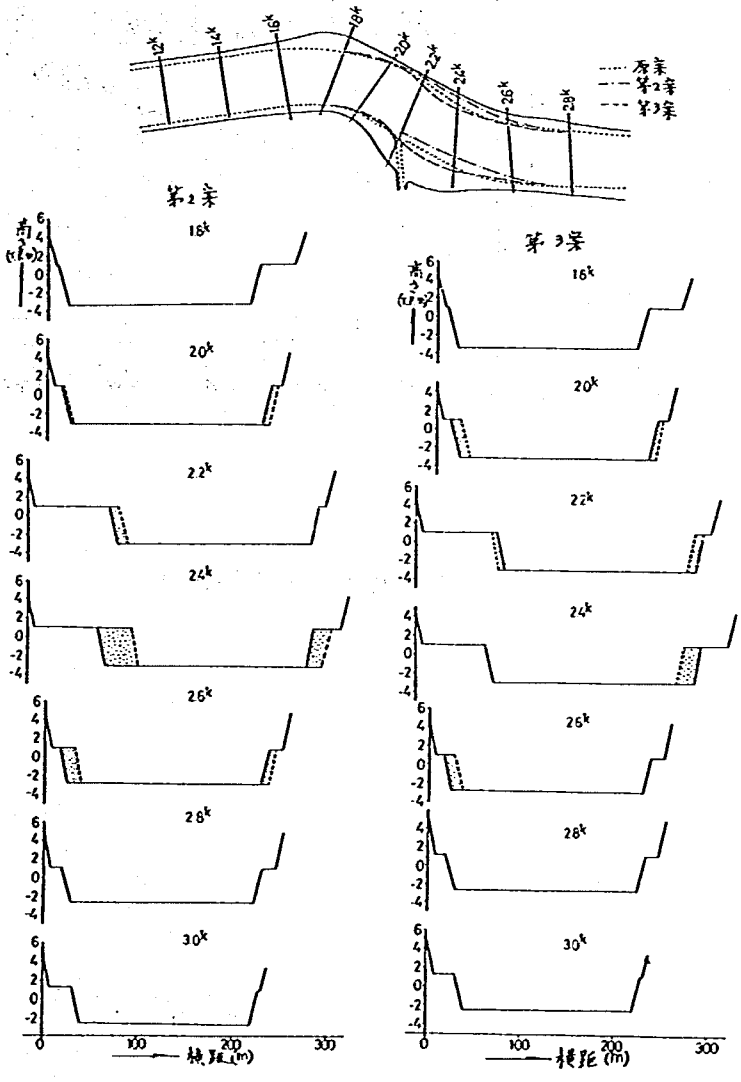
図－10.11.1　流況図（実験Ⅵ－４）



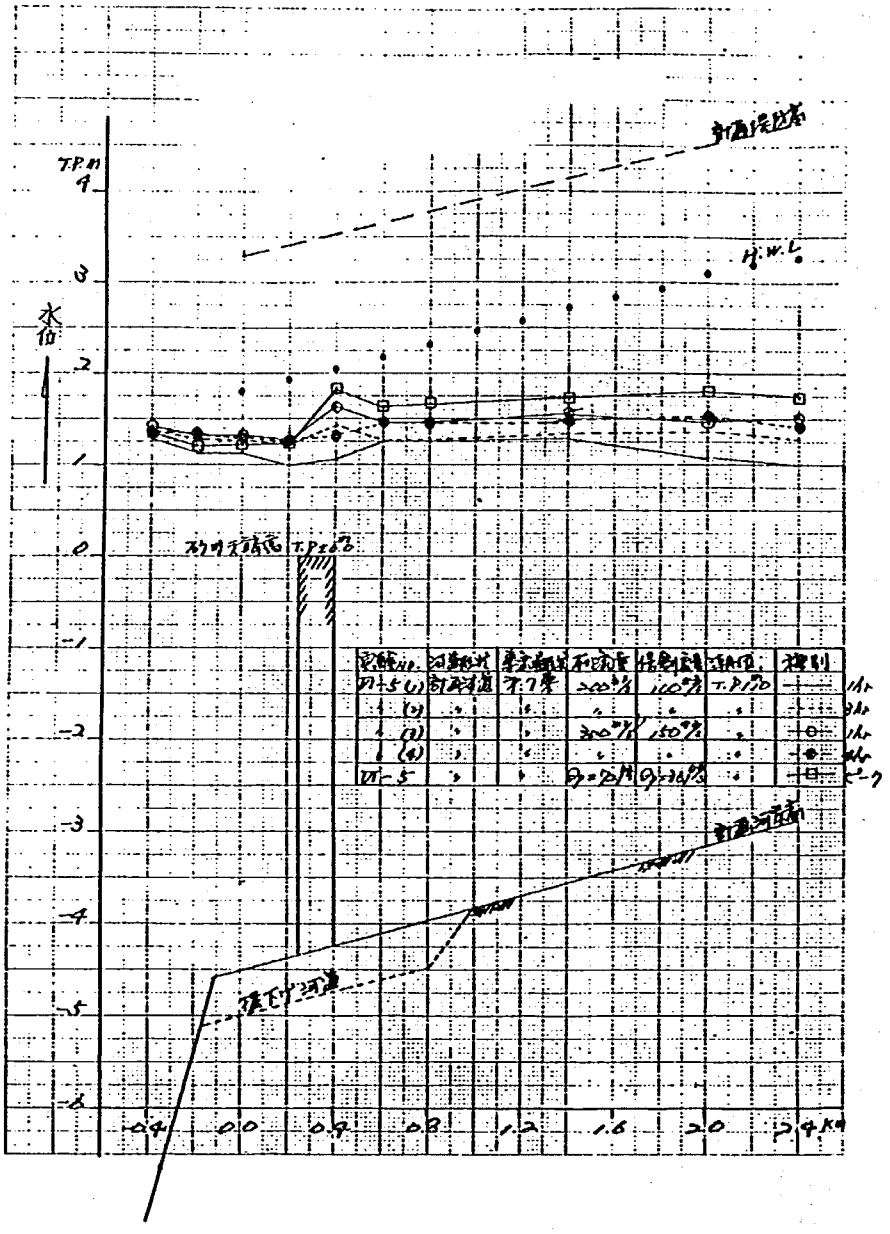
図－10.11.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－４）



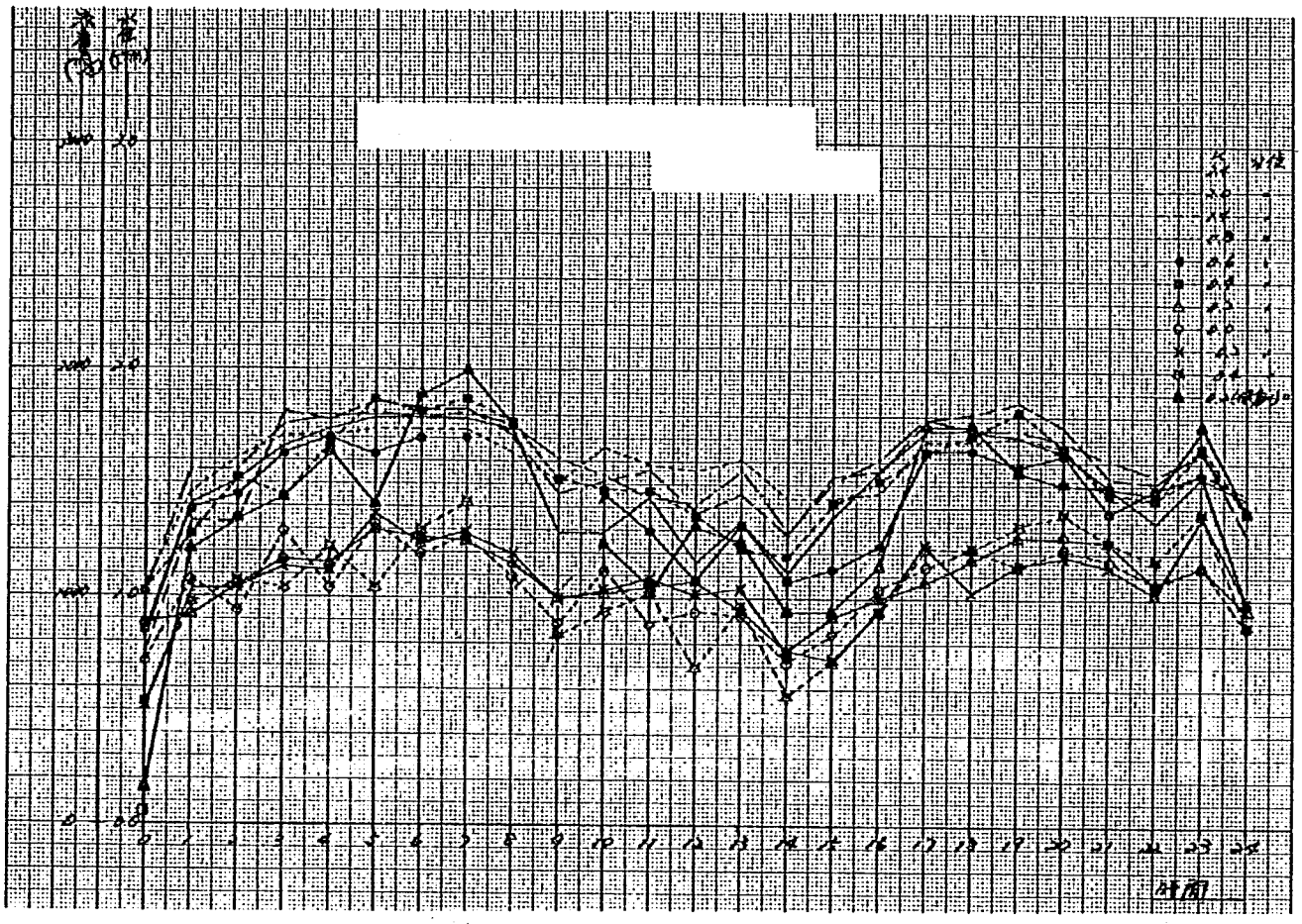
図－10.11.3　河口部等高線図（実験Ⅵ－4）



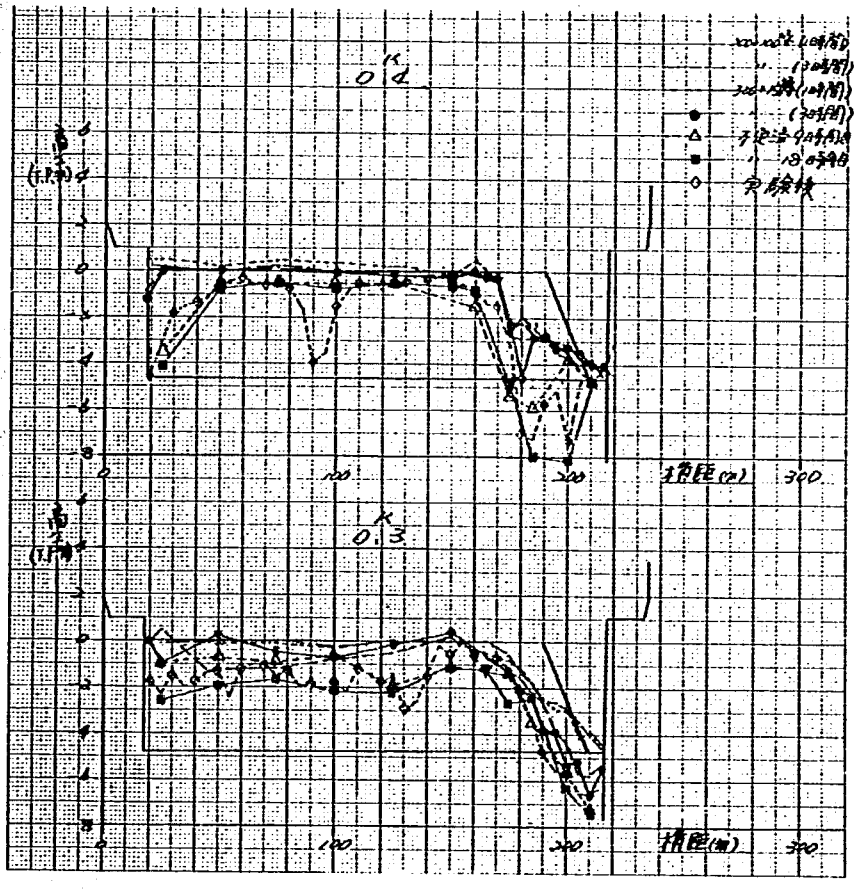
図－10.12　低水路法線形



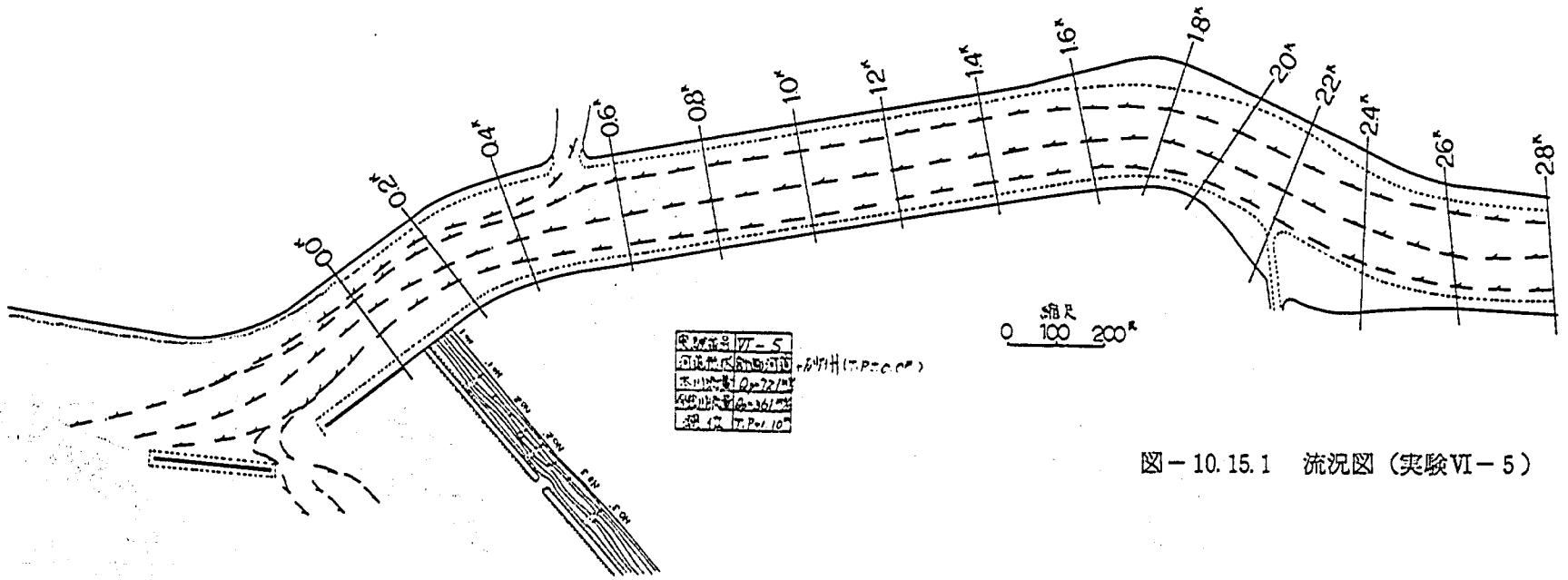
図－10.13.1　水位縦断比較図（実験Ⅵ－5）



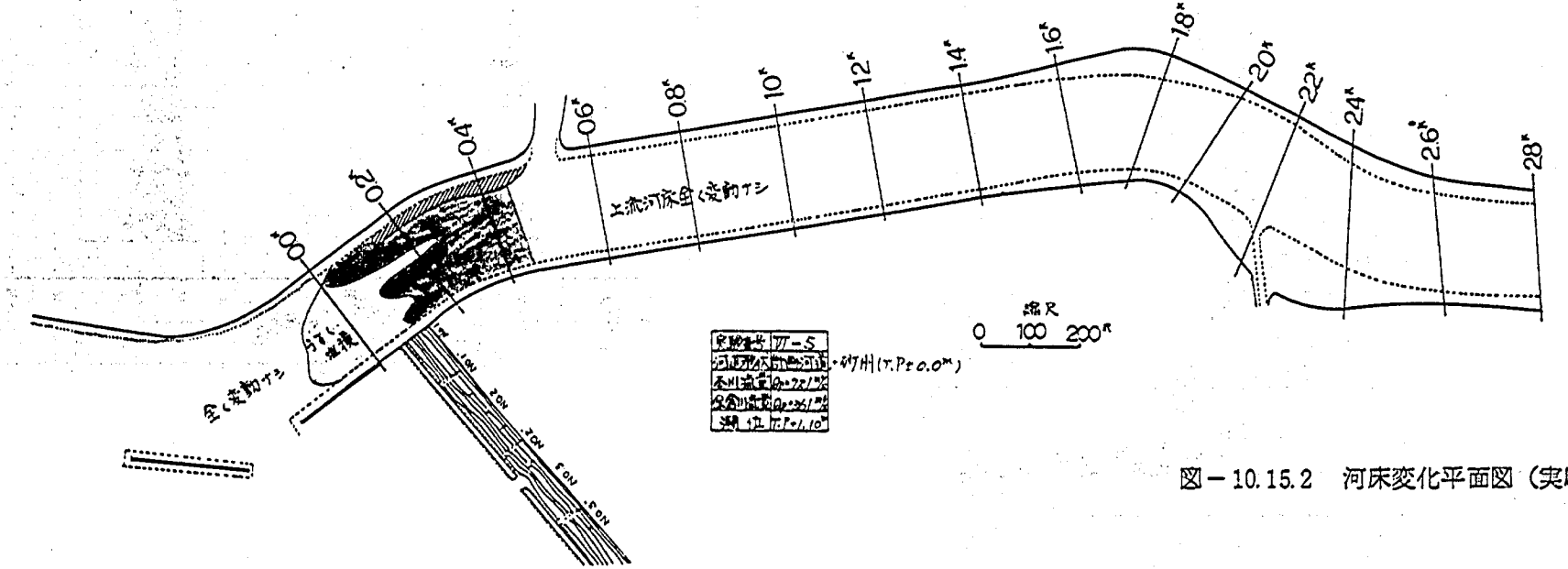
図－10.13.2　時間－水位，流量曲線（実験Ⅵ－５）



図－10.14　砂州変化図（実験Ⅵ－５）



図－10.15.1　流況図（実験Ⅵ－5）



図－10.15.2　河床変化平面図（実験Ⅵ－5）

第11章　計画洪水流移動床実験

第11章　計画洪水流移動床実験

11－1　概　　要

この実験は，計画河道での洪水流による河床変動状況，すなわち，水衝部や局所洗掘範囲，導流堤等の構造物への影響を把握し，その対策を検討しようとするものである。

なお，ここでは，上流1.8km～2.8km付近の湾曲部の低水路法線形等についての検討も実施した。

11－2　実験条件

実験では，工事実施計画での流量（本川Q_p＝3,700m^3/s，保倉川0m^3/s），および暫定改修計画流量（本川Q_p＝2,420m^3/sに対して，保倉川Q_p＝1,280m^3/s，および本川Q_p＝3,220m^3/sに対して，保倉川Q_p＝1,280m^3/s）を主として用い，他の中規模出水によって，水衝部位置等が変化するかどうか定流実験による検討も行った。

導流堤形状は，洪水流に対して効果的と考えられた，導流堤第7案形状および波浪侵入防止効果の得られた第6案形状について検討した。

なお，第6案形状に対しては，暫定改修計画流量を疎通するために必要な掘下げ河道についての検討も行っている。これらの実験条件一覧表を表－11.1に示す。実験に用いたハイドログラフは，第10章の砂州フラッシュ実験に示した図－10.2.1～10.2.2と同じものである。

表－11.1　実験条件一覧表

種別	実験No	河道条件		固定床移動床	流量（m^3/s）		潮位	波浪条件		測定項目				
		導流堤	河床高		本川	保倉川	(T.P m)	沖波波高 H_0 (m)	波向	水位	流速	流況	波高	河床
計画洪水流実験（移動床）	Ⅶ－1	第7案	計画	移動床	Q_p＝3,700	0	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－2	〃	〃	〃	Q_p＝2,420	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－3	〃	〃	〃	Q_p＝3,220	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－4	第6案	〃	〃	Q_p＝3,220	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－5－1	第7案	〃	〃	1,000 2,000	500 0	1.10	—	—	○		○		○
	2	〃	〃	〃	Q_p＝3,220	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	3	〃	〃	〃	47	23	1.10	1.92	NNW					
	Ⅶ－6－1	第6案	掘下げ	〃	Q_p＝3,220	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	2	〃	〃	〃	3,220	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－7	〃	〃	〃	Q_p＝3,700	0	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－8－1	〃	〃	〃	Q_p＝2,420	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	2	〃	〃	〃	1,500	750	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－9－1	〃	計画	〃	Q_p＝3,700	Q_p＝1,280	1.10	—	—	○		○		○
	2	〃	〃	〃	2,600	800	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－10	〃	〃	〃	Q_p＝2,900	Q_p＝ 800	1.10	—	—	○		○		○
	Ⅶ－11	〃	〃	〃	Q_p＝3,700	Q_p＝ 800	1.10	—	—	○		○		○

注：Q_p＝はハイドロのピーク流量
　　Q_p＝なしは定流

11－3　実験結果

11－3－1　各ケースの実験状況と結果

(1)　実験Ⅶ－1（導流堤第7案，本川Q_p＝3,700 m^3/s，保倉川0 m^3/s）

このケースは，導流堤第7案形状に対し，保倉川からの流入は0とし，本川にのみの計画高水流量波形（Q_p＝3,700 m^3/s）を与えた実験である。

水位時間変化は，図－11.1に示すように，流量1,500 m^3/s以上では，各断面とも流量の増減による水位変動が大きくなる。ピーク水位はいずれも計画高水位より約0.5 m程度低くなっている。

河床変動の状況は，全体としてそれ程大きくなく，上流部において湾曲の影響のために若干の洗掘および堆積が見られる程度である。特に直線部は一様な流れを示し，顕著な傾向は見られなかった。0.4 km付近から下流部は水面勾配が若干急になり，中央部が洗掘され左右に堆積する傾向が認められる。

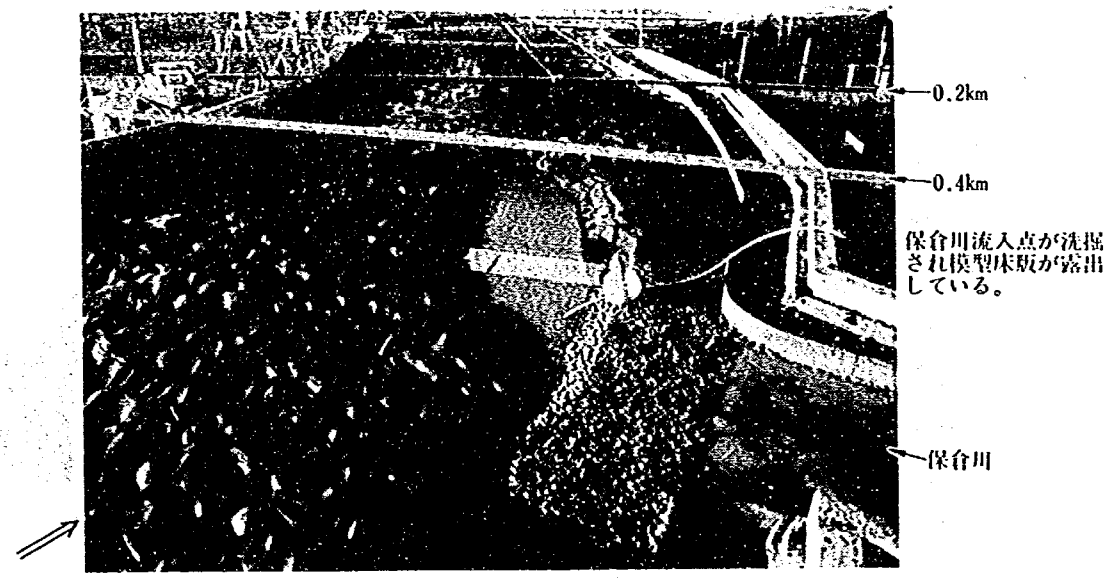
－0.2kmより下流側は全体に堆積傾向となり，海浜部を浅くする傾向にある。しかし，以上の堆積個所も量的には，いずれも非常に少ない。これらの流況図および河床変化平面図，河口部等高線図を図－11.2.1～11.2.3に，河床変動横断図を図－11.3.1～11.3.6に示す。なお，この実験の結果では特に洗掘が大きい部分もないが，沖側導流堤前面および，橋脚周囲等局所的な洗掘が認められた。また，護岸沿いでは2.2km～2.4km左岸，1.2km～1.6km右岸，1.0km付近左岸に洗掘が認められる。

(2)　実験Ⅶ－2（導流堤第7案，本川Q_p＝2,420 m^3/s，保倉川Q_p＝1,280 m^3/s）

このケースは，暫定改修計画流量の本川Q_p＝2,420 m^3/s，保倉川Q_p＝1,280 m^3/s を与えた実験で導流堤形状は，実験Ⅶ－1と同じ第7案である。

この結果は固定床実験と同様，保倉川からの合流による影響が大きく，図－11.4に示すように水位時間変化の0.4km～0.8kmでは，実験Ⅶ－1より水位も高くなっている。また，この結果でとくに注目しておかなければならないのは，保倉川合流点における非常に大きな洗掘である。このケースの場合には，保倉川合流点の洗掘が予想されたため，その防止に護床工（現地粒径75～90cm相当の砕石）を設置してみた。

しかしながら，護床工の下流本川側の洗掘が非常に大きく，移動床材料の下にあるモルタル河床（深さ約4.5 m）が露出する状況であった。これらの流況図，河床変化平面図および河口部等高線図を図－11.5.1～11.5.3に，河床変動横断図を図－11.6.1～11.6.6に示す。合流点より上流部は先の実験より若干河床変化が少ない程度で顕著な差はないが，下流部においては合流部の洗掘とその下流右岸の堆積によって，流れの集中がさらに強まり河口へと流出する。特に保倉川下流右岸側の堆積は大きく，死水域となるため，保倉川合流点より下流の流れが左岸寄りに変化している事がわかる。主流が左岸に寄ったために沖側導流堤への影響も大きく，導流堤前面および上流端における洗掘が多くなる結果となった。



写真－11.1　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－２）

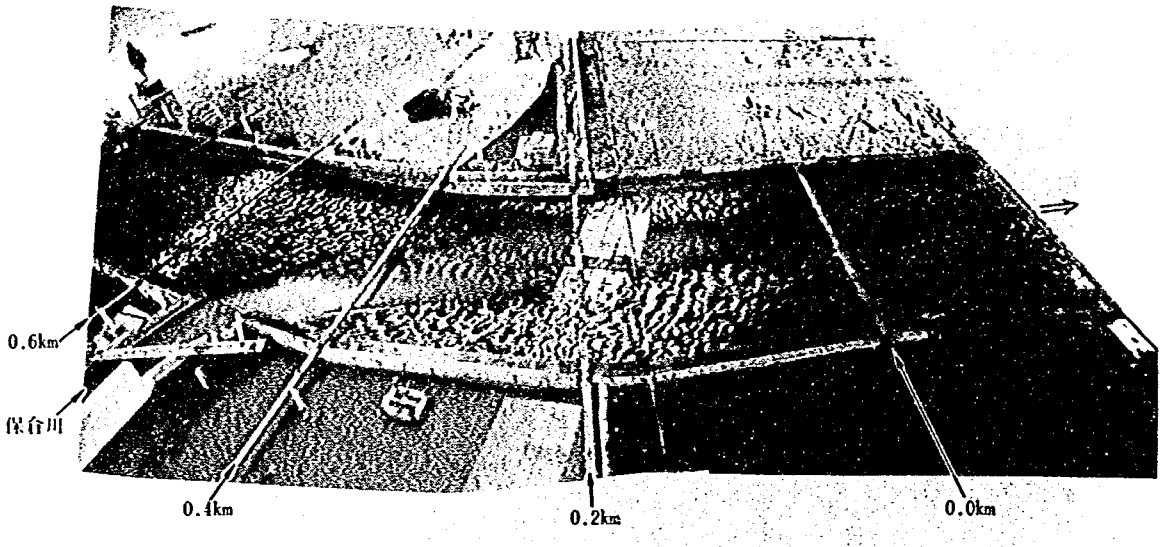
(3)　実験Ⅶ－３（導流堤第７案，本川Q_p＝3,220 m^3／s，保倉川Q_p＝1,280 m^3／s）

この実験は，導流堤第７案で暫定改修計画流量の本川Q_p＝3,220 m^3／s，および保倉川Q_p＝1,280 m^3／s を通水したものである。

固定床模型での同じ水理条件による水位の検討では，河床形状が変化しない計画上の断面形では，計画高水位を上回り，疎通不可能である結果となっている。

しかし，移動床実験では流れに応じて河床面も変化することによって，図－11.7 の水位時間変化図に示すように，ピーク水位はかろうじて計画高水位以下となる結果が得られた。なお，この実験では，保倉川合流点に護床工は設置しなかった。このような状態では，図－11.8.1～11.8.2 の流況および河床変化平面図に示すように，保倉川合流点直下流（保倉川は固定床模型）において局所洗掘が発生し，前回と同様モルタル河床が露出する結果となった。洗掘の範囲はケースⅦ－２よりも若干少なく，保倉川からの流れも若干右岸寄りになっている。このために流れの集中も若干ケースⅦ－２よりは弱まり，本川側の流れに対しても良いようであった。導流堤への影響は全体流量が大きくなっているので，図－11.8.3 の河口部等高線図に示すように，ケースⅦ－２よりは沖側導流堤の前面および上流端の洗掘が増加する傾向であった。

合流点より上流側の状況は，先の実験と大きな差はなく，湾曲部の洗掘が若干増加する程度であった。これらの河床変動横断図を図－11.9.1～11.9.6 に示す。

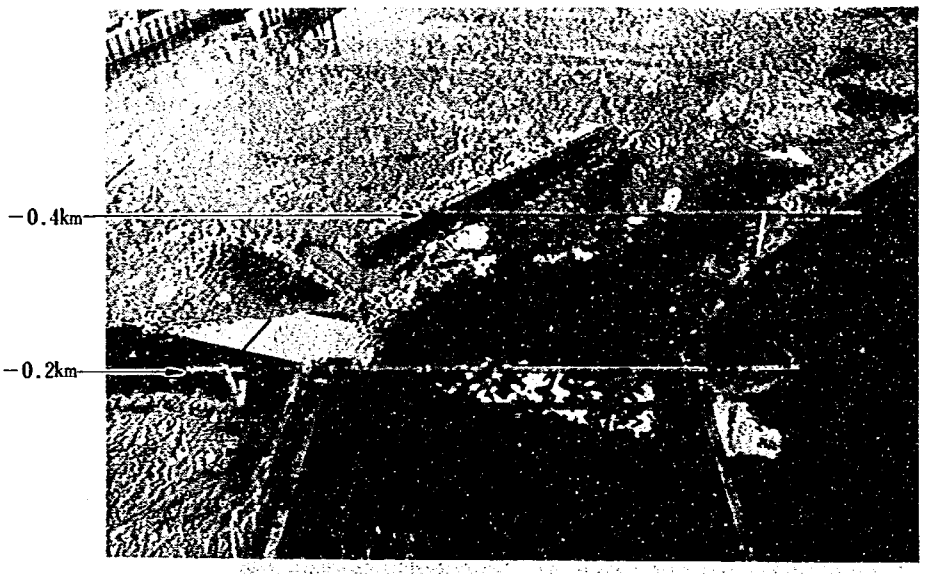


写真－11.2　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－３）

(4)　実験Ⅶ－４（導流堤第６案，本川Q_p＝3,220 m^3／s，保倉川 1,280 m^3／s）

この実験は導流堤第６案形状，および上流湾曲部法線形の修正案（第３案）について検討したものである。水理条件は，実験Ⅶ－３と同一で，暫定改修計画流量の本川Q_p＝3,220m^3／s，保倉川Q_p＝1,280 m^3／s を通水した。この水位時間変化図は図－11.10に示すように，実験Ⅶ－３よりは水位が高くなっており，ピーク水位は 0.6 km より上流でいずれも計画高水位を上回る結果となった。導流堤第７案に比して水位が高くなった原因としては，導流堤の違いによる影響によるものと考えられる。固定床定流実験では導流堤形状の違いによる水位差は少なかったが，今回の実験では導流堤延長によって，河口外への流送土砂がやや少なく，反対に導流堤内への堆砂が多くなったためと考えられる。いずれにしても固定床での検討と同様，計画河床高では，H.W.Lを上回り疎通不可能である結果となった。

いっぽう，流況および河床変動状況は，図－11.11.1～11.12.6に示すように導流堤開口部からの流出が第７案より若干多く，沖側導流堤上流端の局所洗掘範囲も大きくなったが，保倉川合流点の洗掘等は第７案との差異はなかった。上流湾曲部の法線形は，第10章の図－10.12に示した第３案としたが，実験Ⅶ－３の原案法線形と比較すると，1.6 km 付近より上流において今回の方が全体に河床が低くなっている。今回検討した第３案法線形は，2.0 km より上流の湾曲部法線形を左岸に寄せて若干湾曲部を急にした形状である。この結果を見ると 2.2km，2.0km 付近左岸沿いの水衝部の洗掘が若干大きくなる傾向があり，また全体的に原案法線形より河床が若干低下傾向である。これは湾曲度を大きくしたために，左岸への当りが若干強くなったものと考えられる。



写真－11.3　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－4）

(5) 実験Ⅶ－5（導流堤第7案）

これまでの実験結果で水衝部位置がケースによって，若干異なるものの多くは，

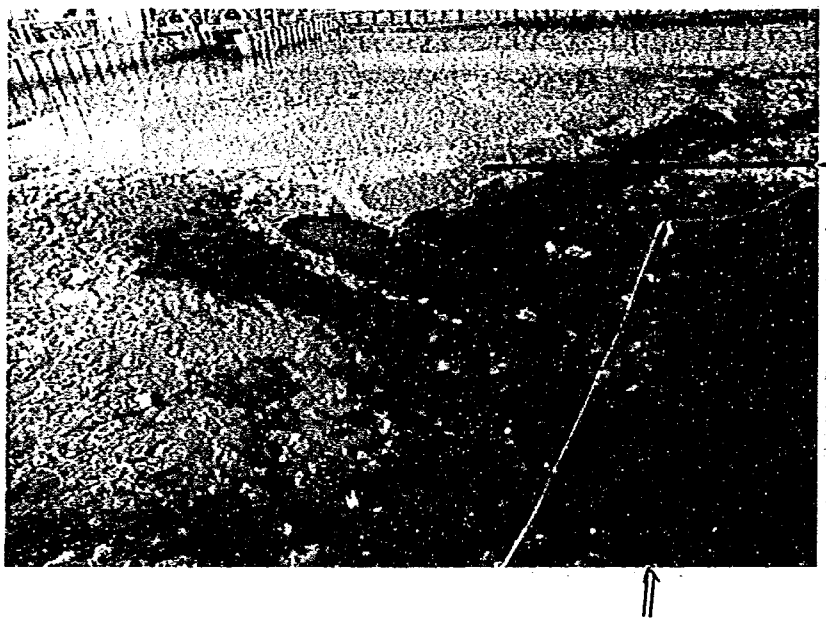
2.6 km～2.0 km 付近左岸　　1.9 km～1.0 km 付近右岸

0.8 km～0.3 km 付近左岸　　0.2 km～－0.2 km 付近右岸

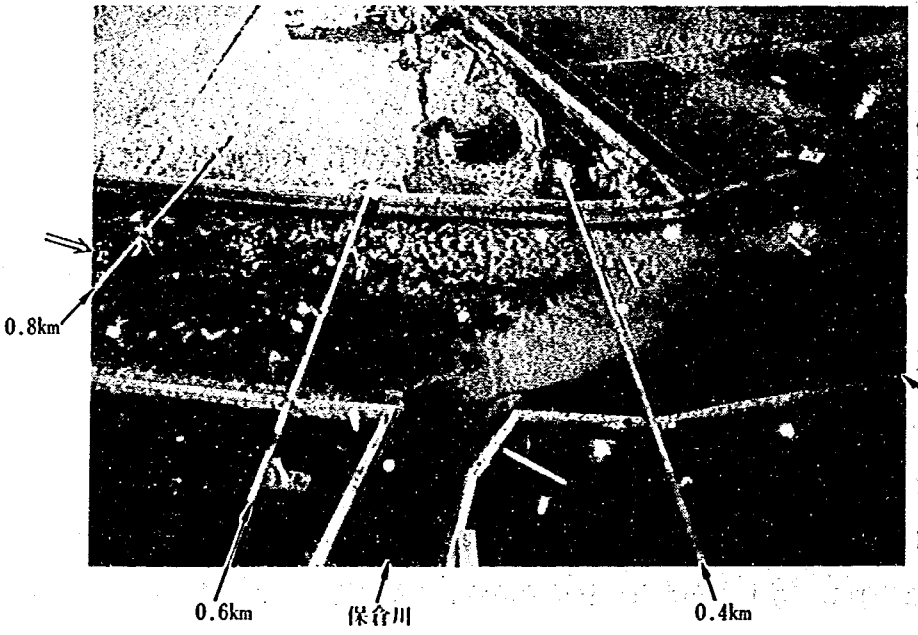
にほぼ固定されている事が明らかとなった。そこで，流量規模あるいは，洪水継続時間によって水衝部の位置がどのように変化するかを定流実験によって検討したものである。また，合わせて保倉川流入部右岸側に対策工を設置してその効果の検討，さらに定流実験後に暫定計画流量（本川 Q_p＝3,220 m³/s，保倉川 Q_p＝1,280 m³/s）を与えてこれまでの実験結果と異なった現象があるのか等について検討した。なお，導流堤形状は第7案で行った。

まず，定流実験では本川 1,000 m³/s，保倉川 500 m³/s を1時間（模型）与えたが，河床変動も非常に少ないことから，その後流量を本川 2,000 m³/s，保倉川 0 m³/s に変えて3時間（模型）通水した。この水位縦断図を図－11.14.1～11.14.2 に示したが，河床変動および水衝部の位置も，不定流実験の結果と大きな違いはないと判断して差しつかえない状態である。また，定流実験の後に暫定計画流量の不定流を通水した状況もⅦ－4の結果等と比較すると通水時間の関係で若干洗掘深が大きくなっているが，全体的な水衝部位置，堆積範囲等は良く一致しており，水衝部の位置はほぼ安定していると考えて良い結果である。これらの水位時間変化図を図－11.15 に，流況，河床変化図，河口部等高線図を図－11.16.1～11.16.3 に，定流実験も含めた河床変動横断図を図－11.17.1～11.17.6 に示す。

いっぽう，保倉川流入部右岸側には，護岸根固工として，幅 5.0 m，厚さ 1.0 m を帯状に本川 0.4 km まで捨石（模型には現地粒径75～90 cm 相当の砕石を用いた）を設置した。実験後の状況を見ると，保倉川からの流れによって，根固工前面が大きく洗掘され，根固工先端が崩落している。本川との曲がり部分付近は特に崩落が大きく低水護岸沿いでも河床砂の吸い出しによって若干沈下する結果であり，設置幅が不足のようであった。本川側下流は根固工上に堆積が見られ，0.4 km までは必要ない状況であった。



写真－11.4　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－５－２）



写真－11.5　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－５－２）

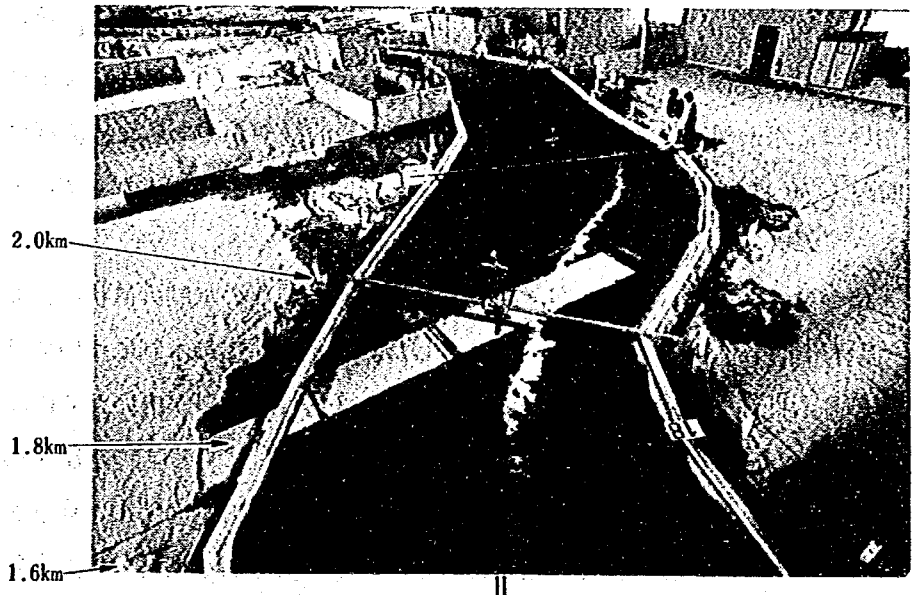
(6)　実験Ⅶ－６－１　（導流堤第６案，掘下げ河道，本川$Q_p=3,220\,m^3/s$，保倉川$Q_p=1,280\,m^3/s$）

本実験は，水位を洪水時に計画高水位以下に下げるために0.8 *km* から下流河道部を計画河床高より0.5 *m* 掘下げ，暫定計画流量（本川$Q_p=3,220\,m^3/s$，保倉川$Q_p=1,280\,m^3/s$）を流してその効果の把握を行った。また，上流湾曲部左岸側高水敷部（2.0 *km*～2.4 *km*）は現況河道の水衝部に位置し，これを埋め立てた場合の検討をこれまでに行ったが，ここでは水制を配置することによって，土砂を堆積させ高水敷化する案についての検討を行った。なおこの湾曲部の低水路法線形は水制先端の洗掘を軽減させることを考慮して前回検討した第３案法線形を用いた。

先ず水位について述べると，ケースⅦ－4ではピーク水位が0.6 kmから上流で計画高水位を約0.25 m越えていたが，図－11.18から明らかなように，今回は計画高水位を越えることはなかった。最も計画高水位に近かった地点は保倉川合流点付近で，約0.1 m低いだけでかなり接近していた。水位の低下は，掘下げによる効果と考えられるが，掘下げ分が水位低下量となっていないことも解る。

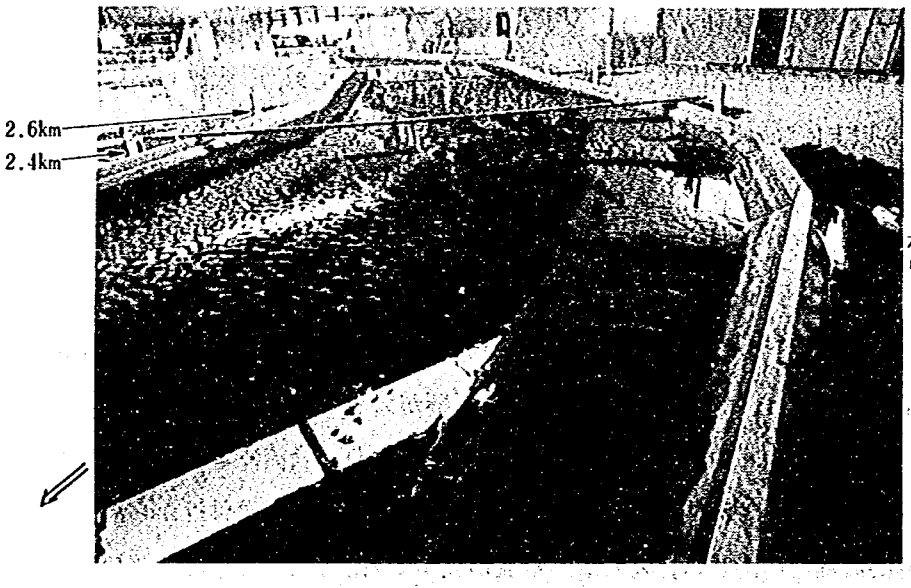
流れの状況は，上流から河道法線形に対してほぼ平行に流下するが，湾曲部上流側で主流が若干左岸寄りとなり，2.0 km付近から右岸方向へ向う。湾曲部下流では，右岸側の流れが若干強く，そのまま直線部を流下する湾曲特有の流況を示す。従って，湾曲部の上流は左岸，下流は右岸側が水衝部となる。しかし湾曲度が大きくないこと，流速が余り大きくないことから極端な洗掘は発生しない。湾曲部上流左岸側の水制設置位置付近は，流線がほぼ低水路法線に沿って流下しており，水当りが極端に強い所はない。流量が1,500 m³/s以上になると水制設置部の高水敷上を流下するようになり，湾曲部上流端2.4 km付近から高水敷への流入が見られる。しかし，水制によって高水敷上の流れは余り強いものでなく，主流が堤防に接近するような事はなかった。但し，水制先端部付近及び水制上の流れは若干流速が大きくなっていた。

1.4 km付近から直線的に流下した流れは，保倉川の流れと合流する。保倉川は，河道断面積の割りに流量が大きいために，流速が大きく本川の流れに対する影響が大きい。よって，保倉川からの流れは本川の中央部付近まで達し，本川の流れを左岸に押し付ける形となり，合流による渦が発生する。保倉川と合流した流れは，左岸沿いに真直ぐに河口に向い，主流は沖側導流堤先端付近から海部へ流出する。従って，右岸直江津港防波堤との間には，大きな死水域が発生する。また，導流堤の開口部から導流堤外に向う流れが見られ，沖側導流堤上流端部は水衝部となっていた。以上述べたことは，図－11.19.1の流況図からも明らかである。



写真－11.6　通水状況（実験Ⅶ－6－1）

河床の変化状況を図－11.19.2～3の河床変化平面図，河口部等深線図，図－11.20.1～8の河床変動横断図に示す。保倉川合流点より上流部の河床変化は余り顕著でない。上流湾曲部においては，水制設置部前面の洗掘，湾曲部下流左岸への堆積が見られる程度で，湾曲部下流右岸側の洗掘は少ない。水制設置部では，水制先端部の洗掘と各水制の上流側に洗掘が見られ，特に水制の設置間隔の広い上流から2，3番目の間の洗掘範囲が若干大きくなる傾向が見られた。



写真－11.7　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－6－1）

保倉川合流部では，保倉川の流れによって大きな洗掘が起り，その範囲は合流部から下流0.2km付近まで達し，部分的に模型のモルタル河床が露出してしまった。この部分から洗掘された土砂は，合流点下流右岸側及び0.2kmから下流左岸，そして－0.2km付近から沖側へと運ばれて堆積する。導流堤付近は，沖側導流堤の上流端部の局所洗掘が大きく，消波工の前面において最大約3.5m（T.P－10.5m）の洗掘が発生している。導流堤沿いは，水衝部となってはいるが，流速が比較的緩やかであるため洗掘は余り大きくなく，河床変動横断図（－0.4km，－0.6km断面）からも，1m程度の最大洗掘深となっているだけである。

このケースでは，対策工についての検討も行ったが，問題となる上流湾曲部の水制設置状況と洗掘結果を図－11.21.1～2に，保倉川合流部を図－11.22.1～2に示した。上流湾曲部の水制については，効果的であり設置間隔及び水制長も良好と考えられるが，上流から2，3番目の間隔が広いために高水敷上の洗掘が若干大きい結果となった実験結果からみて上流から2，3番目の間にもう1つ水制を加えるべきである。また，図－11.21.2から明らかなように，上流から3，4番目の水制先端部のブロックの崩落が見られるが，このような大出水では止むを得ない結果と考え，むしろ部分的な崩落では，水制自体の機能が失なわれない屈撓性を備えた構造とすべきであろう。保倉川合流部右岸の根固工は，縦断方向の範囲は十分と云えるが，洗掘深及び範囲が大きいため部分的な崩落が見られ，設置幅5mでは不足していることが指摘できる。

(7)実験Ⅶ－6－2　(導流堤第6案，掘下げ河道，対策工案実験)

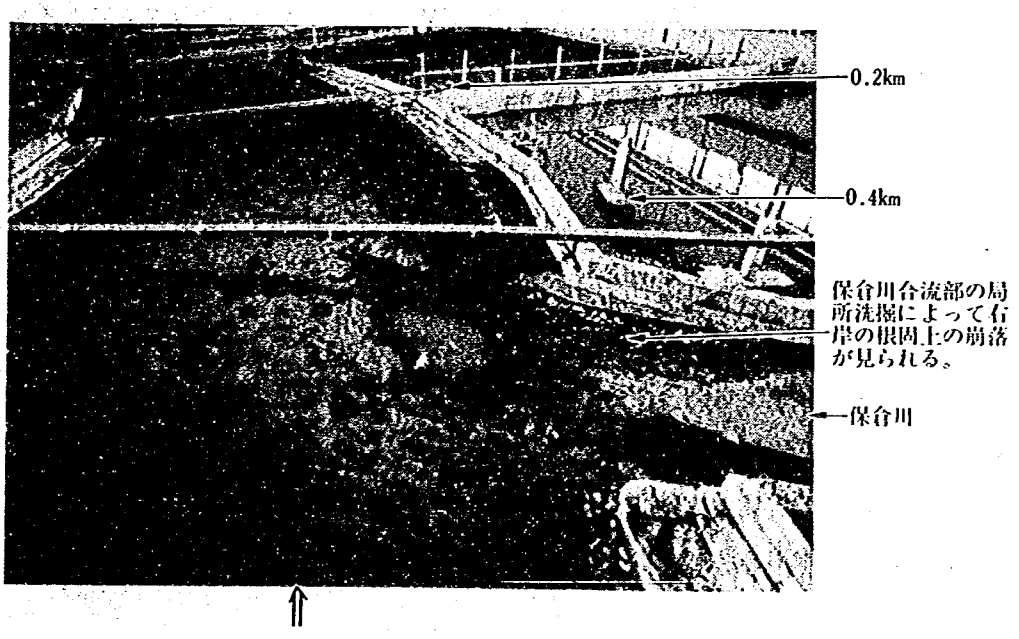
このケースは，流量，潮位等の実験条件はケースⅦ－6－1と同一とし，対策工の改良を行って前回実験との比較を行ったものである。

水位については，ケースⅦ－6－1とほとんど同じと考えられるが，ピーク水位を比較すると上流部では，このケースの方が若干高め，保倉川合流部より下流では若干低めとなっている。図－11.23に時間－水位・流量曲線を示すが，ケースⅦ－6－1と比較して流量ピーク後の水位の下降傾向に相違があるが，その差は小さくほとんど同一として差し支えない程度である。

流れは，図－11.24.1の流況図に示されるとおり，ケースⅦ－6－1と比較して大きな相違は見られない。上流湾曲部の流れもケースⅦ－6－1と同様の流況を示しているが，水制の改良を行ったため主流がやや右岸寄りとなっている。その結果，湾曲部下流の右岸水衝部が少し上流側に移動している。保倉川合流部においては，模型河床を下げて洗掘による床版の露出がないようにしたために，ケースⅦ－6－1よりさらに洗掘が進み，本川との合流位置が若干右岸側に寄る傾向が見られた。そのため合流部より下流では，主流の位置が右岸に寄る傾向があるが，大きな変化と言えるほどのものではない。

河床の変化状況は，図－11.24.2～3の河床変化図，河口部等深線図，図－11.25.1～8の河床変動横断図に示すとおりである。全体的な洗掘，堆積範囲は，ケースⅦ－6－1とほとんど変わりがないが，上流湾曲部水制設置位置では，水制を多くした箇所で高水敷の洗掘が若干減少している。保倉川合流部の洗掘はさらに深くなり，保倉川合流点直下流で最大洗掘深約11 m（T.P－16.5 m）に達しており，洗掘された河床砂が－0.2 km～－0.6 kmの導流堤内に広く堆積していた。

上流湾曲部及び保倉川合流部右岸の対策工は図－11.26.1，11.27.1に示されるとおり改良し，その洗掘結果は図－11.26.2，11.27.2に示されるとおりである。上流湾曲部の水制の設置状況は良好で，先端付近が若干洗掘されてブロックの崩落が見られる程度であった。しかしながら，堤防付近の変化が全く



写真－11.8　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－6－2）

ないことより，水制の設置間隔，長さは適切なものと判断される。

保倉川合流右岸側については，洗掘深がさらに大きくなったために根固めの崩落が目立ち，根固工の上に設置した消波工が沈下する現象が見られ，設置幅10 m では不足している結果となった。また，直立堤前面に設置した消波工（模型には，現地粒径 1.0～1.5 m 相当の砕石を用いた）は，ほぼ設置時のまま維持されていた。

(8) 実験Ⅶ－7 （導流堤第6案，掘下げ河道，本川 $Q_p=3,700\,m^3/s$，保倉川 $0\,m^3/s$）

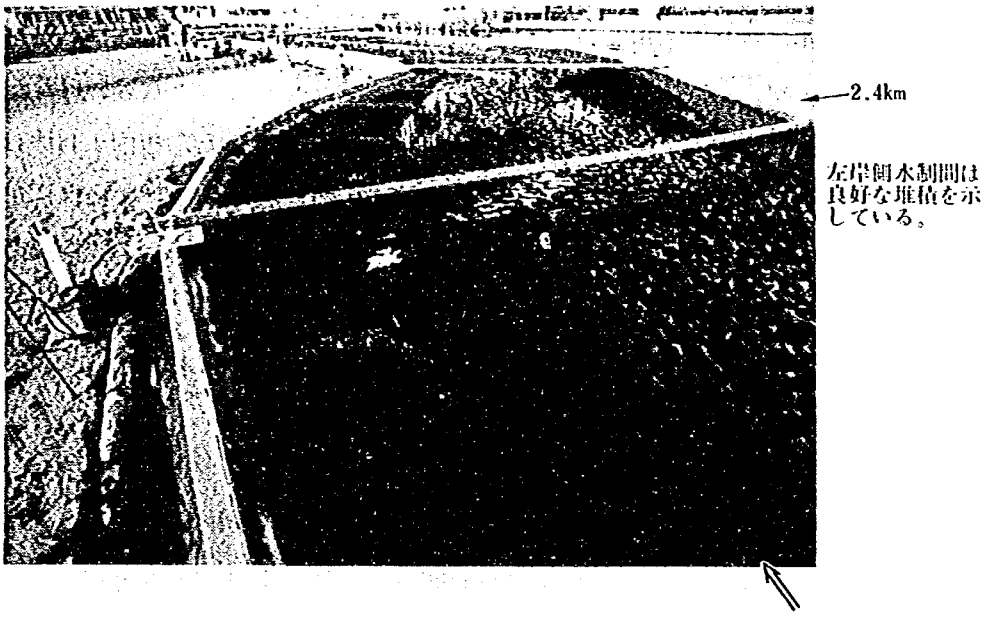
このケースは，本川に計画高水流量（$Q_p=3,700\,m^3/s$）を流した場合について検討したものである。ケースⅦ－6－2と同様の対策工に加えて河口部の対策工として 0.0km～0.2km 右岸に根固工，沖側導流堤上流端に幅 15 m，厚さ 1.0 m の根固工を設置した。

ここでは保倉川の合流がないので，合流による水位の堰上げを考慮しなくてよい。従って，河道内の水位は，図－11.28に示されるように全体的にケースⅦ－6－1，2より低く，上流部の水位は前2ケースに較べて約 0.2 m 低くなっていた。

流れの状況は，図－11.29.1の流況図に示すとおりであるが，保倉川合流部より上流の流れは，ケースⅦ－6－1，2 とほぼ同様の流況である。湾曲部の流れも似た傾向であるが，湾曲部上流の水制設置前面では，同じ水制を設置したケースⅦ－6－2より若干水当りが強くなっていた。高水敷上の流れは，ゆるやかであり特に指摘すべき点はない。このケースでは，保倉川からの流入がないために直線部を流下してきた流れは，河口部で湾曲の影響を受けて右岸に寄る傾向が強く，0.2km～－0.2km 付近右岸側が新たに水衝部となっていた。反面，導流堤開口部からの導流堤外への流出は減少する。また，導流堤内の流れが全体に右岸側に寄っているので，沖側導流堤先端部への水当りは弱くなる傾向であった。

河床の変化状況は，図－11.29.2～3の河床変化平面図，河口部等深線図，図－11.30.1～8の河床変動横断図に示すとおりである。上流部の河床の変化状況は，本川流量が大きいこと，さらに保倉川合流による上流部の堰上げがないので水位が低くなり，流速がⅦ－6の2ケースより大きいと考えられ，全体的に河床変化が多い。湾曲部上流の水制先端部付近の洗掘もケースⅦ－6－2より若干大きくなり，先端部の崩落も大きくなる傾向であった。湾曲部下流左岸の堆積は，範囲がケースⅦ－6－2と同じ位であり，堆積量は若干多めとなった。－0.2kmより下流の導流堤内は全体的に堆積傾向であり，洗掘は余り見られない。また，沖側導流堤先端部分の洗掘は，ほとんど見られない。これは根固工の効果よりも保倉川からの流入がないために，主流が右岸側に寄り，開口部から導流堤外への流れが減少したためと考えられる。

対策工の効果については，上流水制，沖側導流堤の洗掘状況を図－11.31，32に示す。上流の水制付近は，ケースⅦ－6－2より若干洗掘が大きく流速の影響が見られるが，根固工自体の撹乱はなく，ほぼ良好な結果となった。沖側導流堤上流先端部の根固工は，保倉川合流のないケースであるので，根固工の効果の判断は難しいが，本川の計画高水流量規模では支障がないことが解る。



写真－11.9　通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－７）

(9)　実験Ⅶ－８－１　（導流堤第６案，掘下げ河道，本川Q_p＝2,420 m^3／s，保倉川Q_p＝1,280 m^3／s）

このケースは，実験流量として本川は暫定計画流量（Q_p＝2,420 m^3／s），保倉川は将来計画流量（Q_p＝1,280 m^3／s）を使用して行った。対策工については，ケースⅦ－６－２で問題のあった保倉川合流部右岸を図－11.33に示すように改良し，その他はケースⅦ－６－２に加えて直立堤前面に消波工を設置したものである。

水位については，図－11.34の時間－水位・流量曲線に示されるように全体的に低目で，ケースⅦ－６－２より約0.4 m 低くなっており特に問題はないものと考える。

流れの状況は，図－11.35.1の流況図に示されるように，保倉川合流部より上流の流れは全体的にケースⅦ－６－２と大差なく，本川流量が少ない分だけ各水衝部での水当りも弱いようである。保倉川合流点は，本川流量に対する保倉川流量の割合が大きいので，ケースⅦ－６－２より保倉川からの影響がさらに強まり，本川の流れを左岸側に押し付ける傾向が強い。従って，保倉川からの流れの影響範囲が大きくなり，主流が左岸側に寄る傾向が見られた。合流した流れは，ほぼ真直ぐに沖側導流堤先端へと向い，沖側先端部付近に集中して海部へ流出する。また，主流が保倉川合流後左岸沿いに流下するために，導流堤開口部からの流出も可成り見られた。

河床変動は，図－11.35.2～3の河床変化平面図，河口部等深線図と図－11.36.1～8の河床変動横断図に見られるような傾向がある。保倉川合流点より上流部は，ケースⅦ－６－２と同様の傾向であるが，本川流量が少ないため，洗掘，堆積の顕著な所がなく全体的に変化が少ない。湾曲部上流の水制設置位置に於いても，水制先端部，高水敷上の洗掘がケースⅦ－６－２より小さく特に問題はない。また，湾曲部下流左岸の堆積範囲も小さくなっていた。保倉川合流部では，保倉川の流れの本川に対する影響力が

強いため，洗掘範囲が左岸側に広がる傾向があった。但し，最大洗掘深は，ケースⅦ－６－２ほど大きくない。これは，保倉川の流れと本川との合流の際に引き起す渦流の強さの相違によるものと考えられる。合流部より下流導流堤内の河床変化は，ケースⅦ－６－２と較べて大きな違いはなかった。沖側導流堤上流端部に於いては，根固工前面で２m 程度の局所洗掘が見られるが，根固工自体は設置状態で維持されていた。各対策工の効果については，図－11.37 に上流水制，図－11.38 に保倉川合流部右岸，図－11.39 に沖側導流堤上流端それぞれについて示す。上流部水制については，先端部の崩れも少なく良好であった。保倉川合流部右岸根固工は，５m 程度の幅で崩落が見られたが，直立堤前面の根固工は維持されており，消波工の沈下もなく，根固工幅としては15 m でも十分維持可能であろうと思われた。沖側導流堤上流端の根固工も完全に維持されており良好な結果であった。

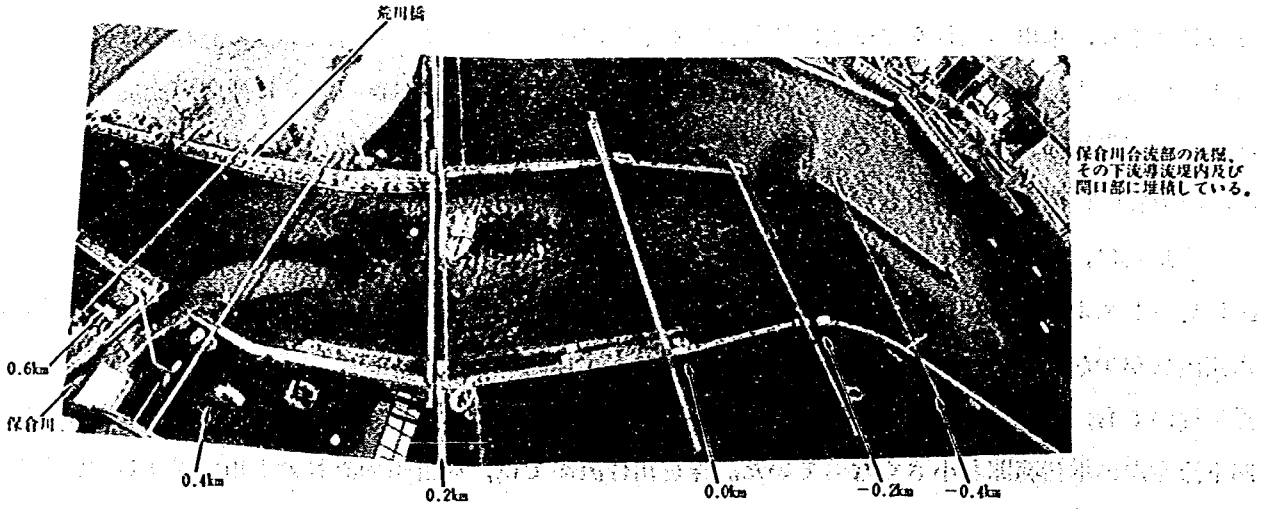
(10) 実験Ⅶ－８－２ （導流堤第６案，掘下げ河道）

このケースは，ケースⅦ－８－１の通水後河床に対して，さらに本川＝1,500 m³/s，保倉川＝750 m³/s の定流を模型時間で３時間通水し，洗掘・堆積範囲等の現象把握を行ったものである。

ここでは，洪水が長時間継続した場合に水衝部の位置，その他流況に変化があるのかどうかを検討するために実施したもので，流況図（図－11.40.1）によると既に実施したケースと比較しても水衝部及び堆積場所に大きな変化はなく，流況は安定していると考えられる。

次に，通水時間が長いために全体的に河床変化量は多くなっているが，洗掘及び堆積範囲の傾向は，ほぼこれまでのケースと一致しており，安定した状況を示していた。通水後の河床変動結果を，図－11.40.2～３の河床変化平面図，河口部等深線図，図－11.41.1～８の河床変動横断図に示す。保倉川の合流部では，通水時間が長いことから洗掘現象が顕著となり，洗掘範囲が大きくなりつつ下流に広がる傾向を示した。従って，洗掘された河床材料が運ばれて導流堤内下流部の堆積量も増大する結果となった。

流況および河床変動結果より各洗掘深，範囲が増大化していることから，水衝部に設置されている対策工がどの程度影響を受けるか検討を行った。最終的な対策位置の洗掘状況を各々図－11.42，43，44 に示す。上流水制については，先端部付近の洗掘，および高水敷の洗掘が大きくなっているが，堤防付近



写真－11.10 通水後の河床変動状況（実験Ⅶ－８－２）

はほとんど変化がなく設置間隔，設置高ともに適当と判断される。保倉川合流点右岸の根固工は，根固工前面の洗掘に伴う崩落が目立っているが，消波工及びその前面付近への影響は少なく，設置幅は十分と考える。沖側導流堤上流端部についても，根固工前面で約 2.7 m の洗掘が生じているが，根固工自体への影響はなく，その効果は十分と判断される。

(11) 実験Ⅶ－9 （導流堤案第6案，本川Q_p＝3,700 m³/s，保倉川 0 m³/s）

本実験は，0.6 km から下流を計画河床高に戻し，導流堤は第6案形状として行った。河道部および沖側導流堤の対策工は，それぞれ図－11.45 のように設置して検討を行った。実験条件としては，本川にのみ計画高水流量（Q_p＝3,700 m³/s）を通水したものである。

実験結果を見ると水位については，図－11.46の時間－水位，流量曲線図から明らかなようにケースⅦ－7とほぼ同傾向であるが，上流 2.0 km 付近で若干高くなっている。これは，下流側を計画河道に戻したことよりむしろ上流湾曲部の水制形状の相違による影響と考えられる。つまり，上流から3，4，5 番目の水制の堤防側から約半分を撤去したため，ケースⅦ－7では水制上を流下していたものが本ケースでは撤去部分に流れが集中し6番目の水制上流付近で低水路へ落ち込む結果となっている。 このため 2.4 km～2.2 km 低水路左岸付近に堆積が生じ 2.0 km 付近の水位上昇を惹き起したものと考えられる。その他 1.4 km より下流ではケースⅦ－7より全体的に低くなっており，これより計画河道でも保倉川からの流入がない場合は十分な疎通能力を持つことがわかる。

流れの状況は，図－11.47.1の流況図に示すようにケースⅦ－7と較べて余り変わらないものとなった。但し，前述したように上流湾曲部は，水制上の流れが若干変化しており，それに起因する相違が見られる。湾曲部より下流は，保倉川からの流入が無いので直線部を流下した流れは，河口部の湾曲の影響を受け 0.0km～－0.2 km 右岸付近へと集中し，そのまま導流堤内を流下し海部へ抜ける形となった。

河床の変動状況を，図－11.47.2 の河床変化図，図－11.47.3 の河口部等深線図，図－11.48 の河床変動横断図，図－11.49 の水制付近局所洗掘図に示す。0.0km～0.8 km を計画河床に戻したために，流速がケースⅦ－7より若干大きく，その部分の洗掘が進み，－0.2 km から下流導流堤内に流出土砂が堆積している。沖側導流堤上流端の洗掘はほとんどなく問題はない。上流湾曲部は，図－11.49 に示すように水制の撤去部分が洗掘傾向となり，河道側の水制だけでは堤防維持が余り期待出来ないことが明らかとなった。水制の設置はケースⅦ－7のものが最良案と考えられる。

なお，ここでは補足実験として，河道及び対策案をケースⅦ－9－1と同様にして本川Q＝2,600 m³/s，保倉川Q＝800 m³/s の定流を通水して水位の検討を行った。結果は，ケースⅦ－8－1の掘下げ河道より全体的に高いものの，保倉川流量が小さいため，ケースⅦ－2の水位と比較して，0.6 km がほぼ同値を示すことを除いて全般にやや低めであった。

(12) 実験Ⅶ－10 （導流堤第6案，本川Q_p＝2,900 m³/s，保倉川Q_p＝800 m³/s）

本実験は，計画河道に対して，暫定計画流量（本川Q_p＝2,900 m³/s，保倉川Q_p＝800 m³/s）を通水した場合の水位，河床変動及び対策案について検討したものである。対策工は，ケースⅦ－9とほぼ同じであるが，保倉川右岸の根固工の幅を15 m，上流湾曲部の水制を堤防まで伸ばしたもので行った。

各測点に於けるピーク水位を図－11.50の水位縦断図から見ると，保倉川合流部直下流の0.6㎞地点で計画高水位から0.25m低く，最も接近しているが，全体的には低目の値となっている。

流況は，これまでのケースとほぼ同じ傾向を示し，図－11.51.1の流況図からも明らかである。保倉川合流部も本川の流れが左岸側に寄せられているものの，これまでの実験と余り相違はない。

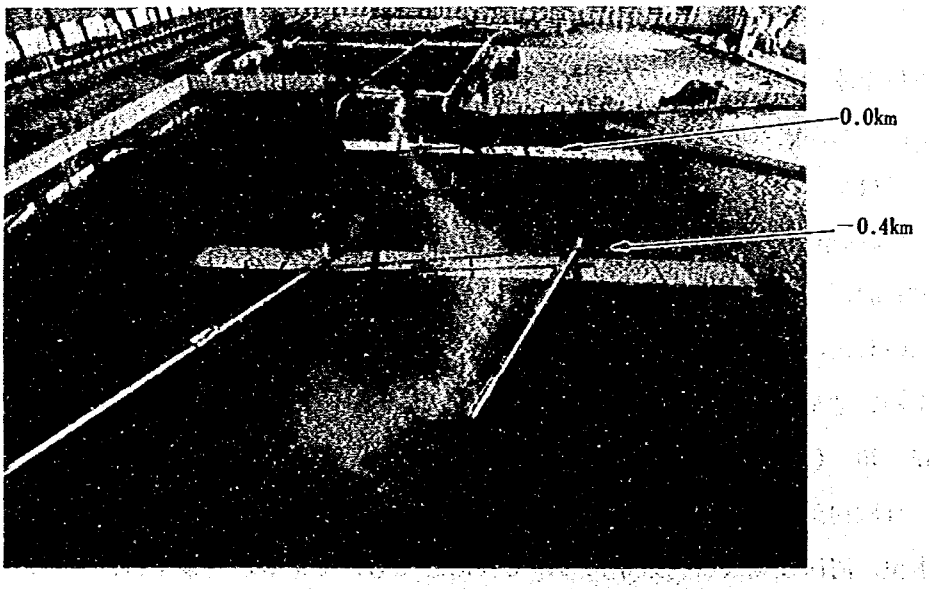
河床変動は，図－11.51.2の河床変化平面図，図－11.51.3の河口部等深線図，図－11.52の河床変動横断図に示すとおりである。本川及び保倉川流量ともに計画流量より少ないために，洗掘及び堆積現象の発生位置は計画流量時と変わりないものの，量的には小さいものとなっている。保倉川合流部の洗掘も，図－11.53の保倉川合流部局所洗掘図に示すように最大洗掘深約6mと特に問題のない結果となった。

⑬ 実験Ⅶ－11 （導流堤第6案，本川Q_p＝3,700㎥／s，保倉川Q_p＝800㎥／s）

本実験は，計画河道に於ける本川計画流量Q_p＝3,700㎥／s と保倉川暫定計画流量Q_p＝800㎥／s を通水した場合の水位，河床変動およびケースⅦ－10と同じ対策工を行った場合の効果について検討したものである。

水位については，図－11.54.1の時間－水位，流量曲線図，図－11.54.2のピーク水位縦断図に示すとおり，保倉川合流点（0.6㎞）から上流は計画高水位より10㎝程低いピーク水位となった。図－11.54.2に本川流量Q＝3,700㎥／s，保倉川流量Q＝800㎥／sの定流を河道を固定床として通水した場合の水位も併記した。この場合も計画高水位には達せず，この洪水流量に対する疎通能力は十分有ると考えられる。

河床変動状況は，図－11.55.1の流況図，図－11.55.2の河床変化平面図，図－11.55.3の河口部等深線図，図－11.56の河床変動横断図に示すとおりである。上流湾曲部，保倉川合流地点で洗掘があり，沖側導流堤から0.0㎞，1.2㎞から1.6㎞左岸で堆積が見られ，実験Ⅶ－10と大きな相違はない結果となった。保倉川合流点左岸側の洗掘は，最大で5.5m（図－11.57）であるが，根固工は前面がやや崩落しているこ



写真－11.11 通水状況（実験Ⅶ－11）

とを除けば，根固工幅および延長は適切であると考えられた。

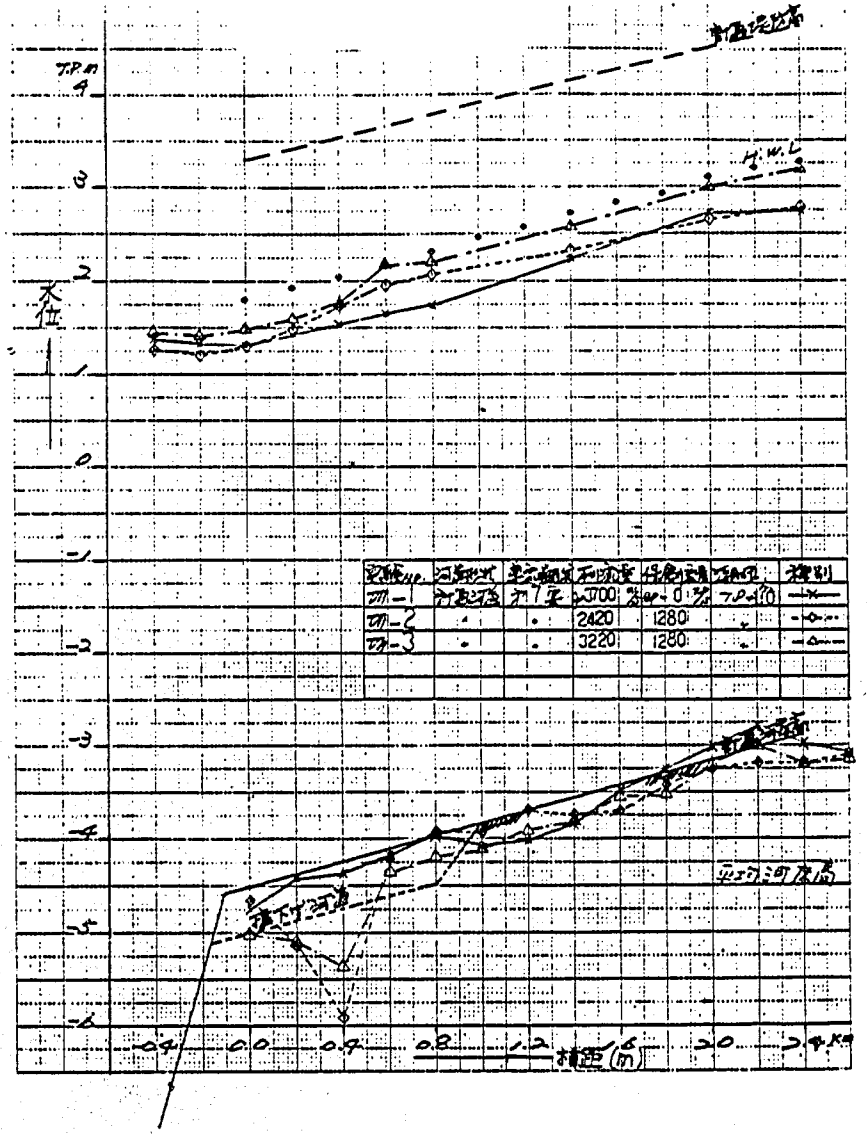
11－3－2　各ケースの水位と河床変化の比較

図－11.58.1，2は，各流量に於けるピーク水位と通水後の平均河床高を比較したものである。図－11.58.3は導流堤第7案と第6案のピーク水位と通水後の平均河床高の比較，図－11.58.4は導流堤第6案の計画河床高と掘下げ河床のピーク水位の比較を行ったものである。

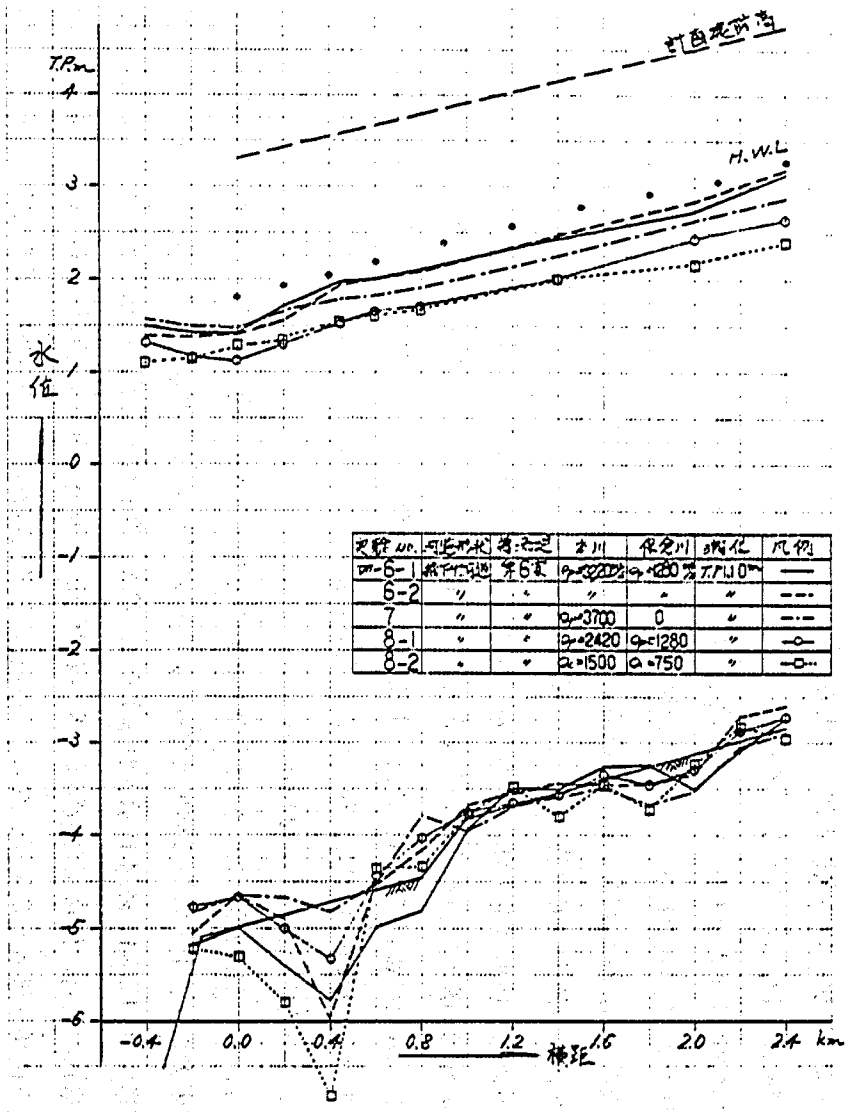
固定床実験では，保倉川合流点下流で流速の増大に伴う水位低下によって，急激な水位縦断変化が見られたが，移動床実験では流れに応じて河床面も変化することによって，その縦断変化は少なくなっている。計画高水流量（本川$Q_p=3,700\,m^3/s$，保倉川$Q_p=0\,m^3/s$）では，計画高水位より50cm水位は低く，その水面勾配も計画高水位の勾配とほぼ同じになっている。保倉川からの合流を考慮した暫定計画流量では，合流の影響によって合流点上流の水位堰上げが大きい。同様平均河床での変動も計画高水流量では非常に少ないのに対し，保倉川から合流した場合は，合流点直下流の局所洗掘によって河床が低下し，その下流導流堤内への堆積が多い。

いっぽう，図－11.58.3に於いて導流堤第6案の方が第7案より約0.3mも水位が高い値が得られており，固定床実験と若干矛盾する結果となった。しかしながら，保倉川合流点上流から計画河床を0.5m掘下げた河道では，図－11.58.4に示されるように，第6案導流堤でも計画高水位を越えることはない。

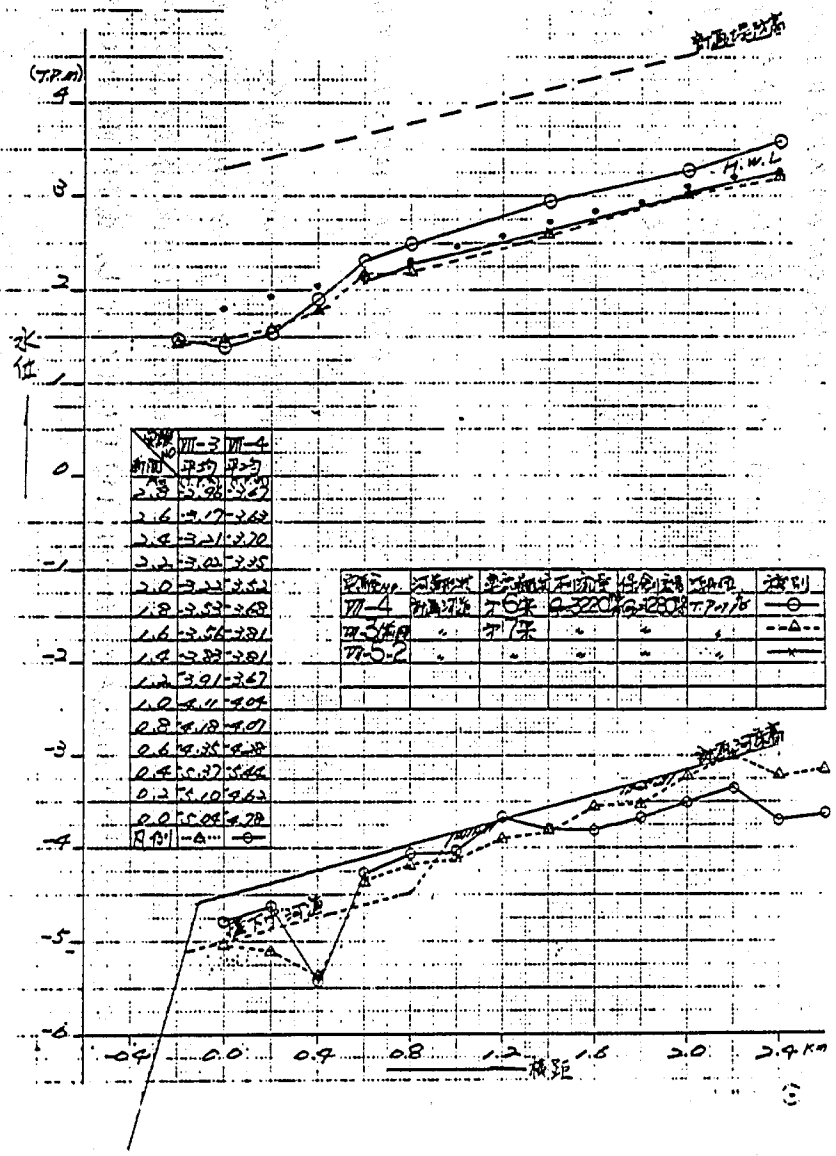
第6案形状の場合，保倉川合流部で洗掘された土砂が導流堤内により堆積し易く，この堆積による影響で上流水位を上昇させる結果となっているものと考えられる。さらに導流堤を長くした場合，導流堤開口部からの流れが多くなり，沖側導流堤の上流端に於ける局所洗掘が大きくなる傾向があり，これは保倉川流量の本川に対する割合が大きくなるにつれ，主流が左岸寄りとなることより一層顕著となる。



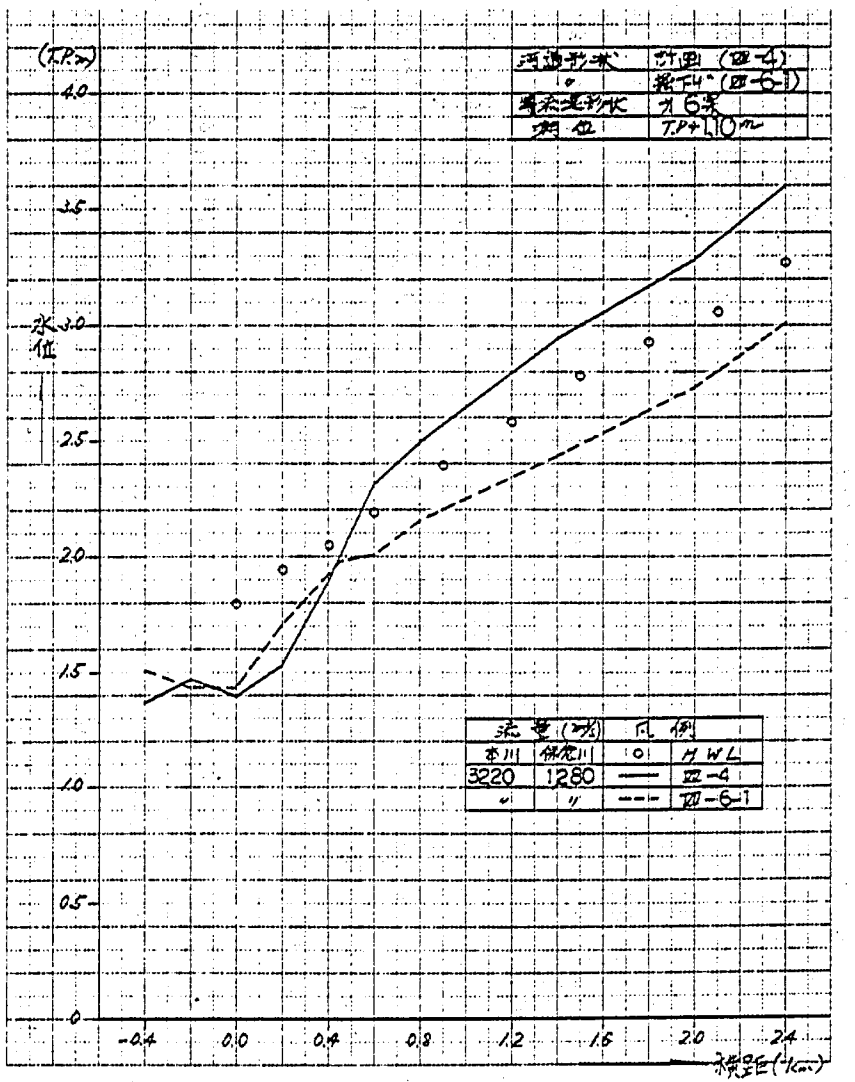
図－11.58.1　水位縦断比較図（流量比較）



図－11.58.2　水位縦断比較図（掘下げ河道）



図－11.58.3　水位縦断比較図（導流堤比較）



図－11.58.4　水位縦断図（実験Ⅶ－4，Ⅶ－6－1）

11－3－3　水衝部の対策と上流湾曲部の法線形について

実験結果では，導流堤第7案及び第6案ともに計画河床では，導流堤中間の開口部における沖側導流堤の上流端で実験前河床に対して約4.5～5.0 m，導流堤第6案の掘下げ河道(計画河床から−0.5 m)では約3.5 m の局所洗掘が生じた。洪水による導流堤周辺の局所洗掘は，出水後波浪や密度流効果によって，短時間のうちに埋め戻されることが多く，実際の場合は掘れたまま残ることはないと思われる。しかし，洪水によって一時的にせよ局所洗掘が発生することより，導流堤上流端周囲幅15 m，厚さ 1.0 m の根固工を施し，洗掘を防止すべきであると考える。

保倉川からの合流を考慮した暫定改修計画流量では，これまで述べたように，保倉川合流による局所洗掘が可成り大きく，合流点右岸側は，護岸根固工が必要である。図－11.33 の対策工では，根固工前面の崩落はあるが，対策範囲は十分であり，その後の検討では，幅15 m 程度で良いと思われる。ただし，実際の根固工の施工にあたっては，河床材料粒径が小さいため，吸い出し防止工の措置を考慮する必要があろう。

計画河道に於ける他の水衝部としては，2.6 km～2.0 km左岸，1.9 km～1.0 km右岸，0.8 km～0.3 km左岸，0.2 km～−0.2 km右岸位置が挙げられ，掘下げ河道でもほぼ同様の位置が洗掘傾向となる。計画河道では，流量規模によってもその位置は余り変動しないと考えられるので，この範囲に護岸根固工を設置すればより安全と考えられる。

いっぽう，上流 2.6 km～2.0 km 付近の湾曲部は，原案を含めた3種類の法線形について検討した。河床洗掘の状況は，原案に比較して第2案は若干少なく，第3案はやや大きくなる傾向となるものの大差はなかた。流況的には，原案と第3案がほとんど同様で，第2案は流れが若干直線的となり，下流部右岸側への水当りが下流へ拡がる傾向が見られた。しかし，水衝部が大きく移動するほどの現象ではなかった。尚，この湾曲部左岸高水敷は現況河道の水衝部に位置し，ここに水制を配置することによって，土砂を堆積させ高水敷化する案が考えられる。そこで，水制先端付近の洗掘を軽減させることを考慮して，第3案法線形に従って湾曲部左岸に水制を配置した場合の検討を行った。左岸側に寄っていた流れが，水制によって高水敷上ではゆるやかな流れとなり，水制先端部分の洗掘，堆積が見られる程度であった。従って，図－11.26.1 の配置で水制を設ければ，水制先端の崩落が少しあるが，高水敷や堤防はほぼ維持出来るものと考えられる。

11－4　まとめ

計画河道及び掘下げ河道に於ける洪水時の河床変動状況とその対策案等に関する検討をここでは行った。これら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) 導流堤第7案及び第6案とも計画河床の固定床実験では，暫定改修計画流量（本川 $Q_p = 3{,}220\ m^3/s$，保倉川 $Q_p = 1{,}280\ m^3/s$）時に計画高水位を上回る結果となったが，第7案の移動床実験のピーク水位は，かろうじて計画高水位以下となった。しかし，計画上の断面形では計画高水位を上回るので第6案と同様，暫定計画流量は疎通不可能と考えた方が良いと思われる。但し，掘下げ河道では，暫定計

画流量でもかろうじて計画高水位以下に保つことが出来る。

(2) 固定床実験では，保倉川合流点下流で流速の増大に伴う水位低下により，急激な水位縦断変化が見られたが，移動床では流れに応じて河床面も変化することによって，その変化が少ない。但し，保倉川合流による上流への水位堰上げは固定床と同様，その影響が大きい。

(3) 計画河道の導流堤第6案では，本川計画流量$Q_p=3,700 m^3/s$に対して，保倉川からの流量$Q_p=800 m^3/s$までの合流が計画高水位以下で疎通可能である結果が得られた。

(4) 導流堤の長い第6案の場合，第7案より導流堤内に堆積し易い傾向が見られる。また，導流堤開口部からの流出が多くなることによって，沖側導流堤上流端の局所洗掘も大きくなる傾向である。

(5) 計画高水流量（本川$Q_p=3,700 m^3/s$，保倉川$Q_p=0 m^3/s$）では，ほぼ一様な流れを示し，局所的な河床変動も小さく，問題点は少ない。しかし，保倉川から合流した場合の暫定計画流量では，保倉川からの流入によって合流部に大きな局所洗掘が生じ，その下流右岸及び導流堤内に堆積し，反対に沖側導流堤前面及び上流端の洗掘が増大する傾向であった。

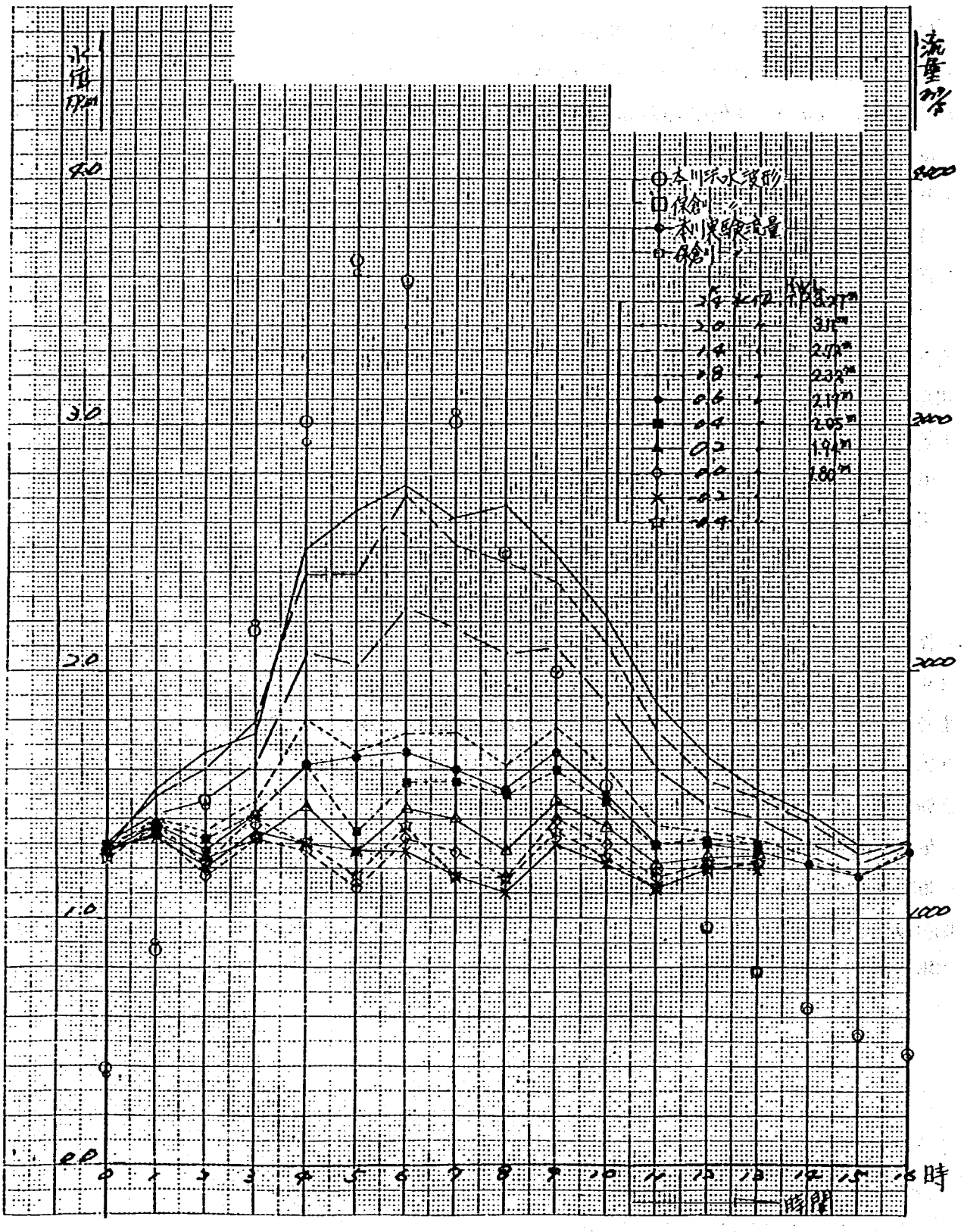
(6) 沖側導流堤上流端周囲及び保倉川合流点右岸側には，以下の範囲に河床砂の吸い出し防止の措置を考慮した根固工を設置すれば，局所洗掘は防止出来るものと考える。

- 沖側導流堤上流端周囲根固工　幅＝15 m　　厚さ＝1.0 m
- 保倉川合流部右岸　　根固工　幅＝15 m　　厚さ＝1.0 m

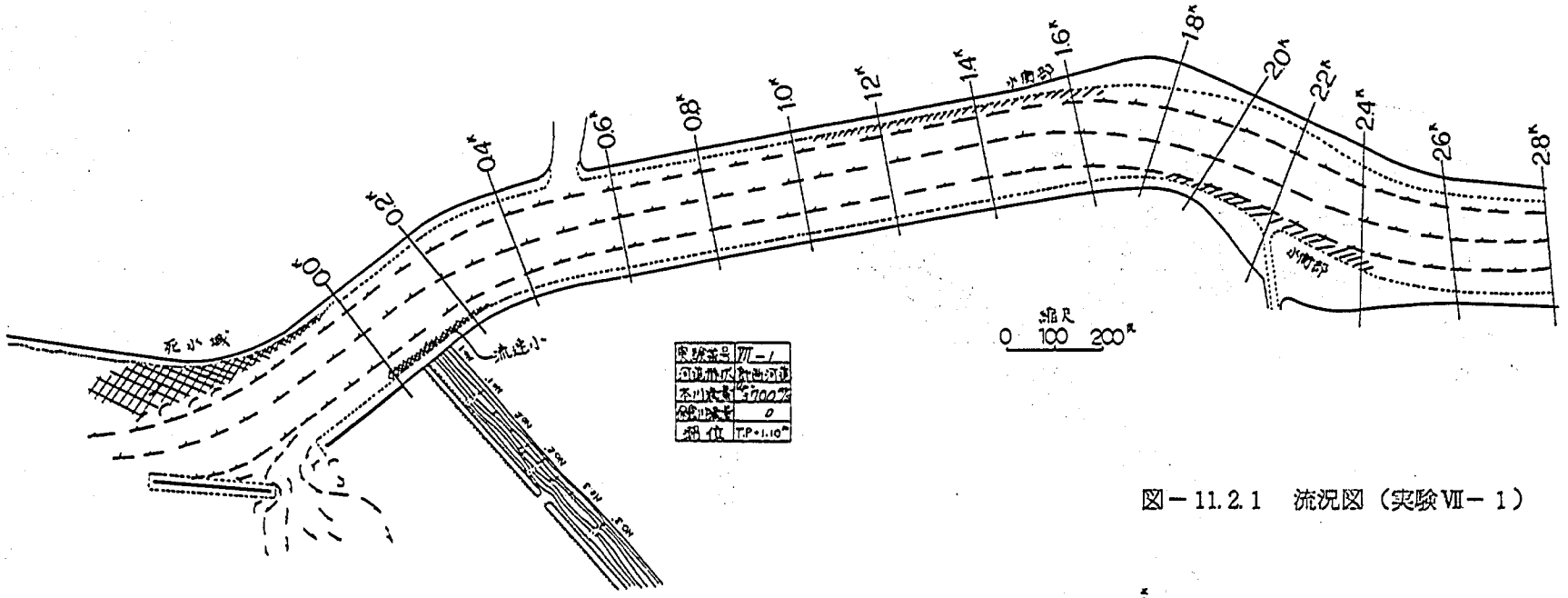
(7) 計画河道及び掘下げ河道に於いて洗掘傾向となる護岸沿いの水衝部位置は，2.6 km～2.0 km 左岸，1.9 km～1.0 km 右岸，0.8 km～0.3 km 左岸，0.2 km～－0.2 km 右岸であった。この場合，流量規模によってもその位置は余り変動しない。よって，直立堤前面全区間および導流堤周囲に消波工を兼ねた根固めを，0.2 km～0.0 km 右岸には根固工（幅＝10 m，厚さ＝1.0 m）を設置すれば，洪水による直接的な護岸への影響は防止出来ると考えられる。

(8) 2.0 km～2.6 km 付近の湾曲部は法線形変更による洗掘防止等の有意な効果はあまり得られなかった。

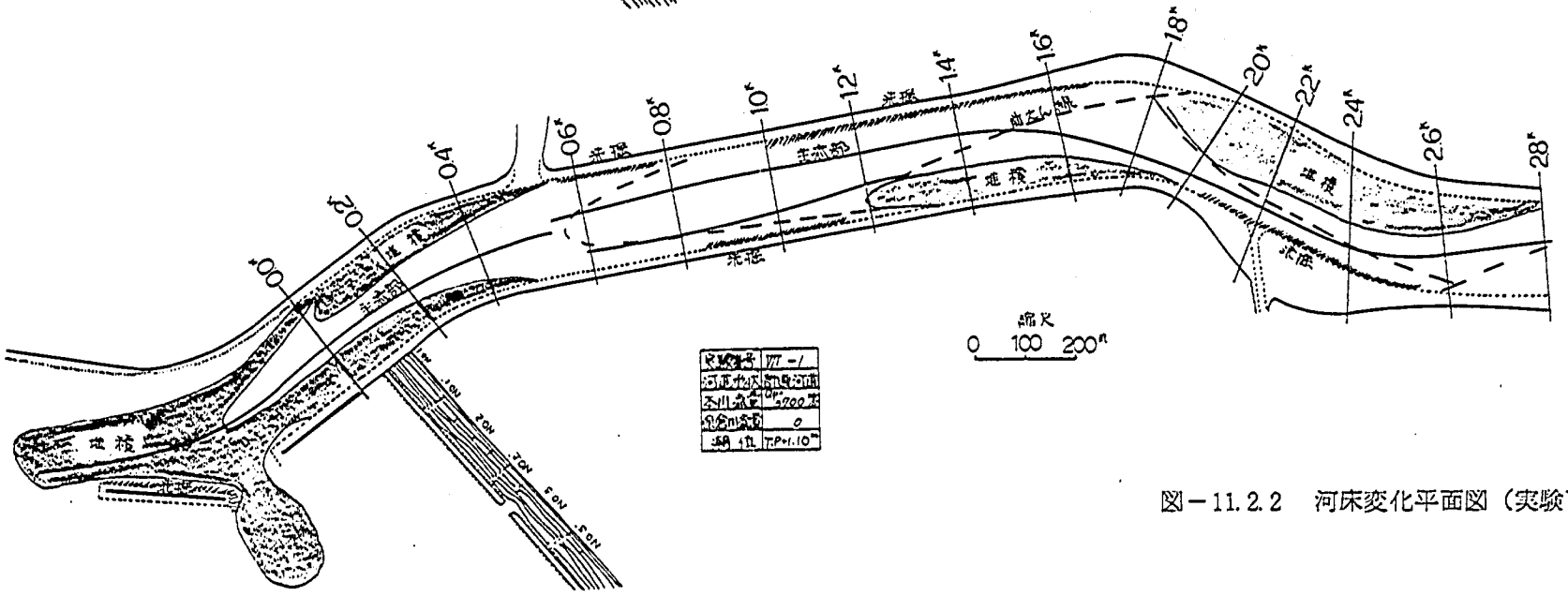
(9) 上流湾曲部左岸に水制を設置することによって，土砂を堆積させ高水敷化しようとする場合，水制の設置間隔，長さが適切（図－11.26.7）なものであれば，水制先端部付近の洗掘はあるが，高水敷等の維持に対して有効である。



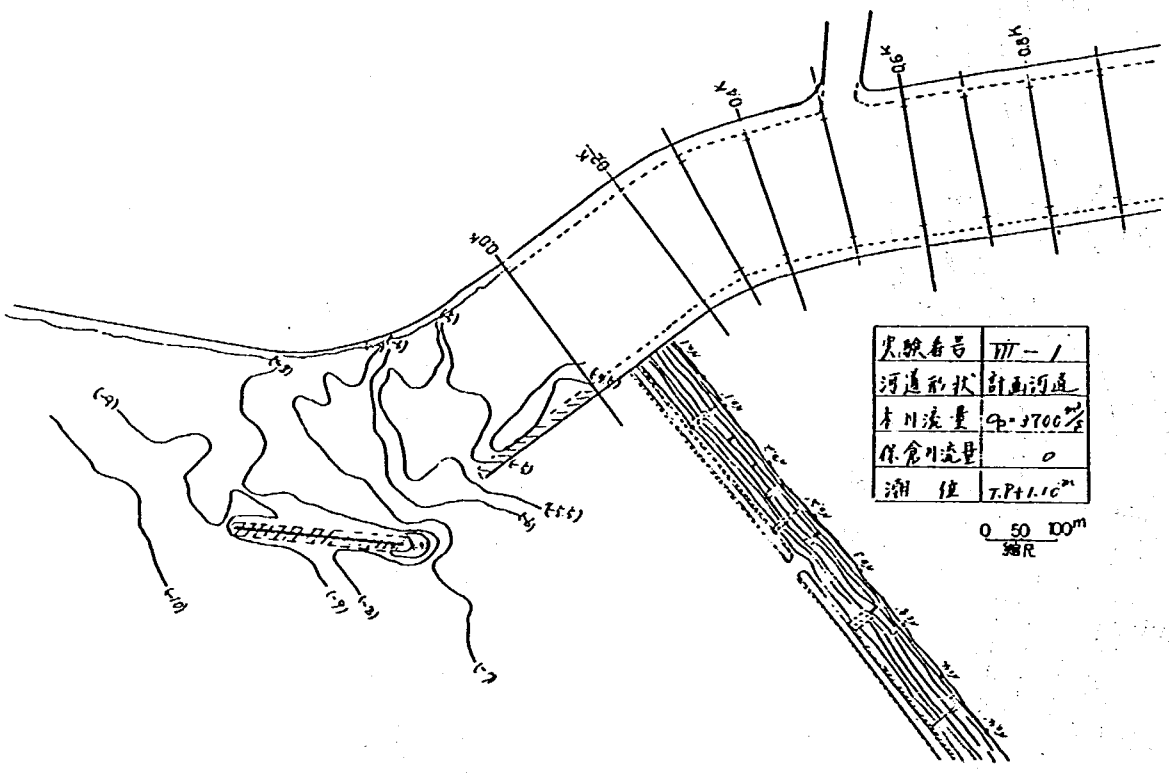
図－11.1　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－１）



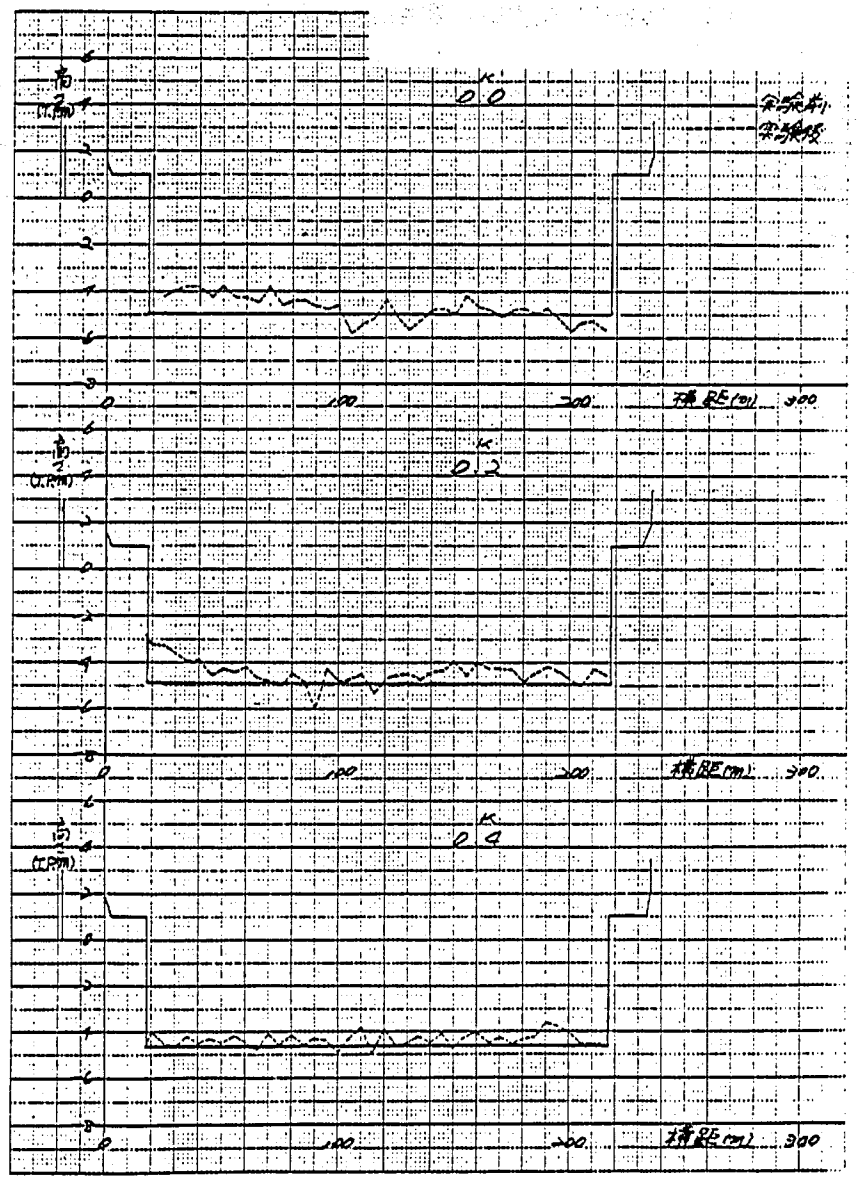
図－11.2.1　流況図（実験Ⅶ－１）



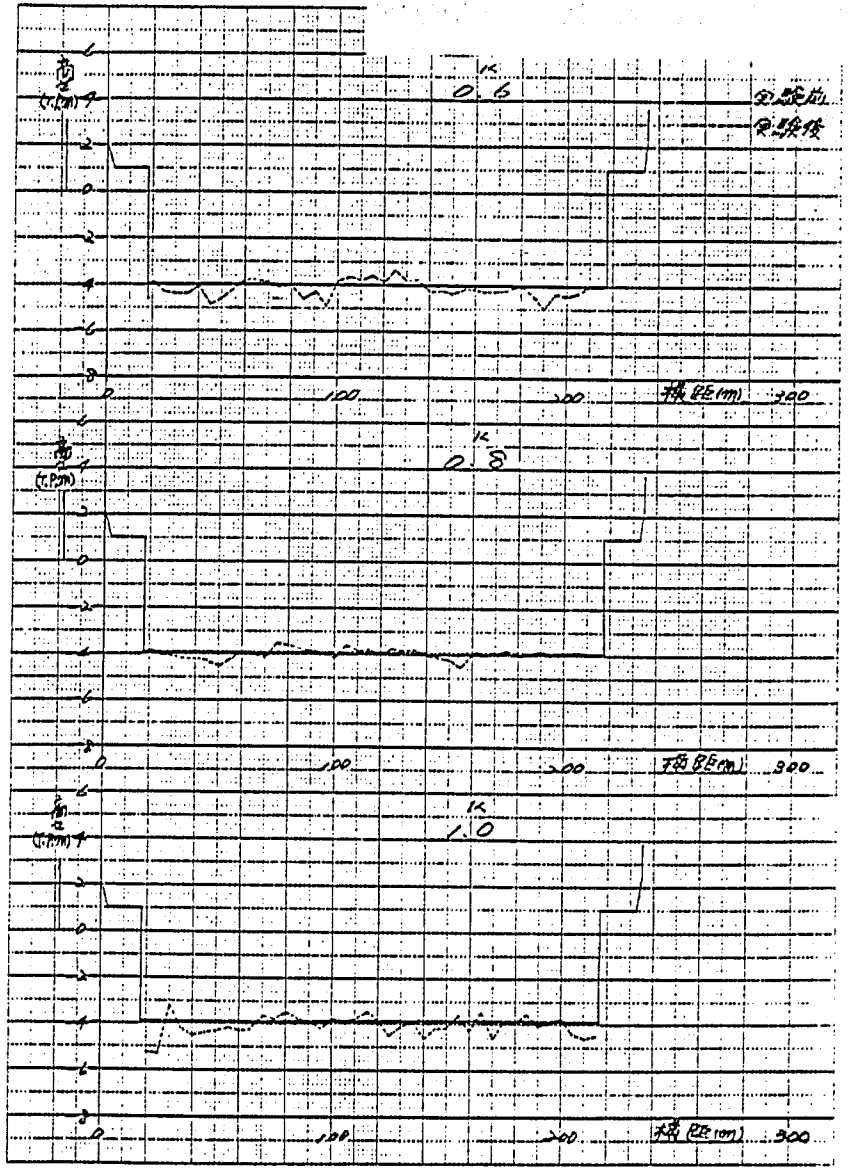
図－11.2.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－１）



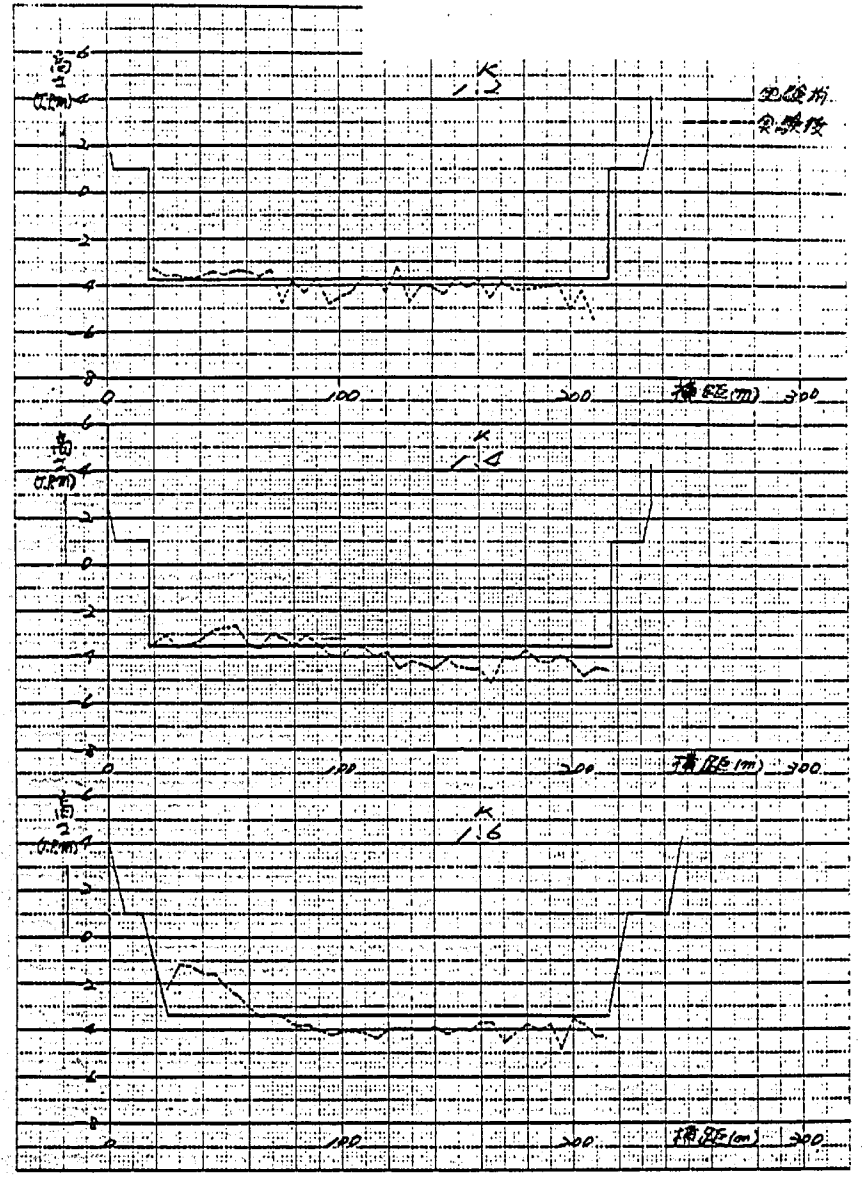
図－11.2.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－1）



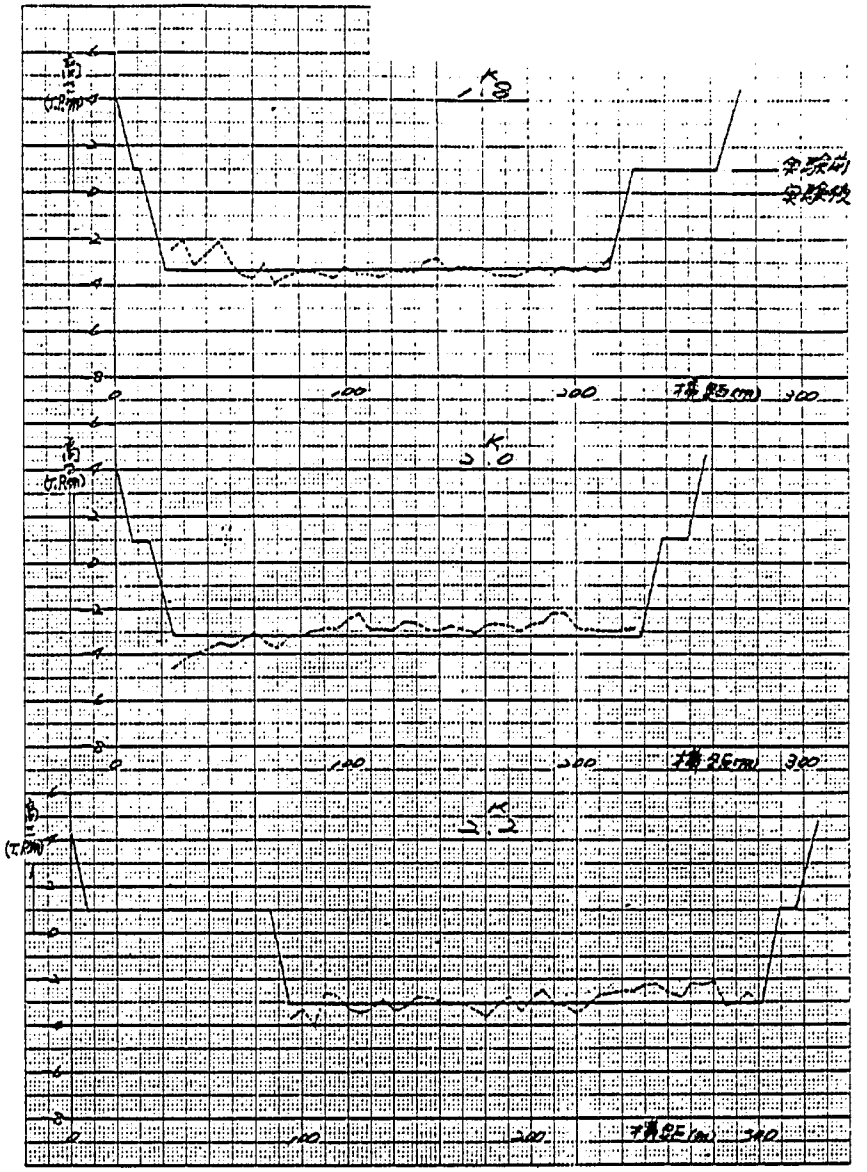
図－11.3.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－1）



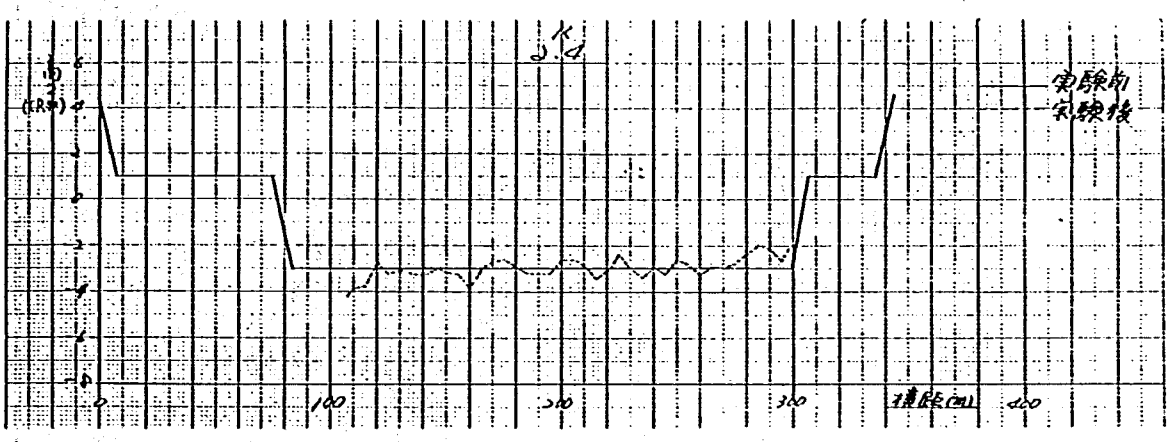
図－11.3.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－1）



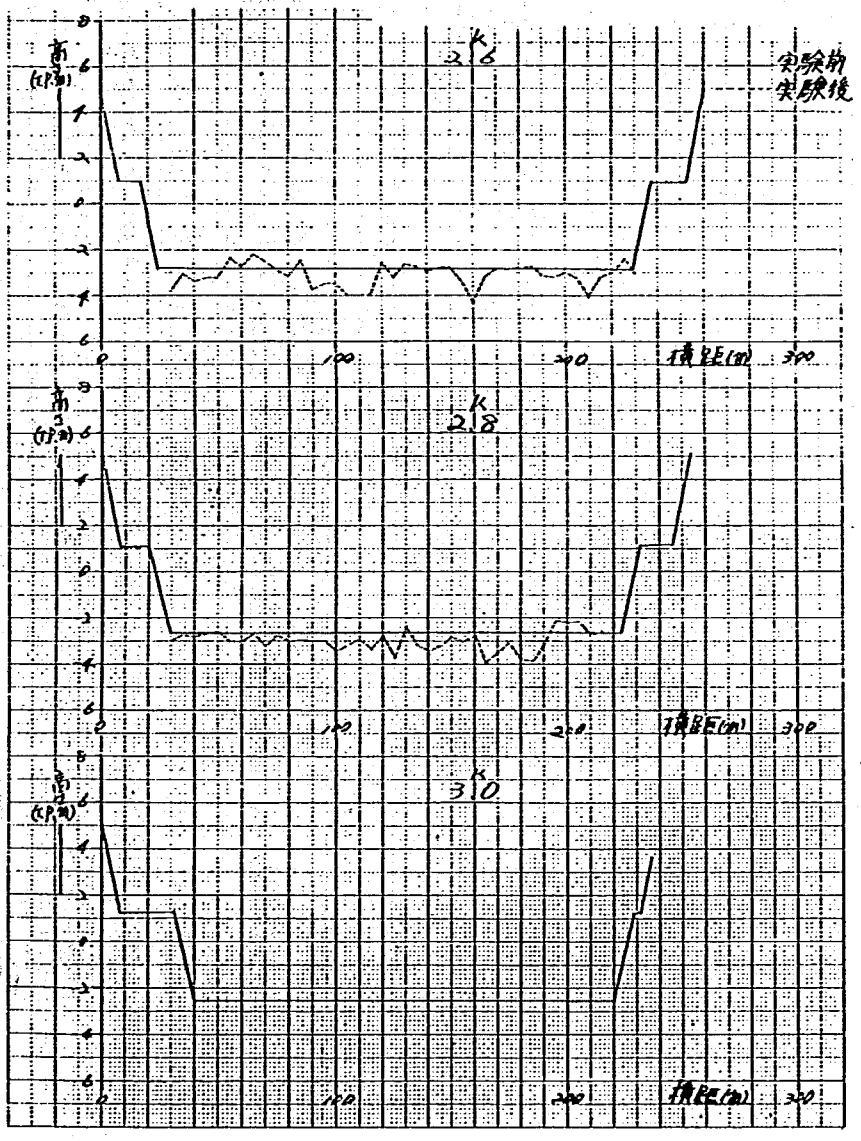
図－11.3.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－1）



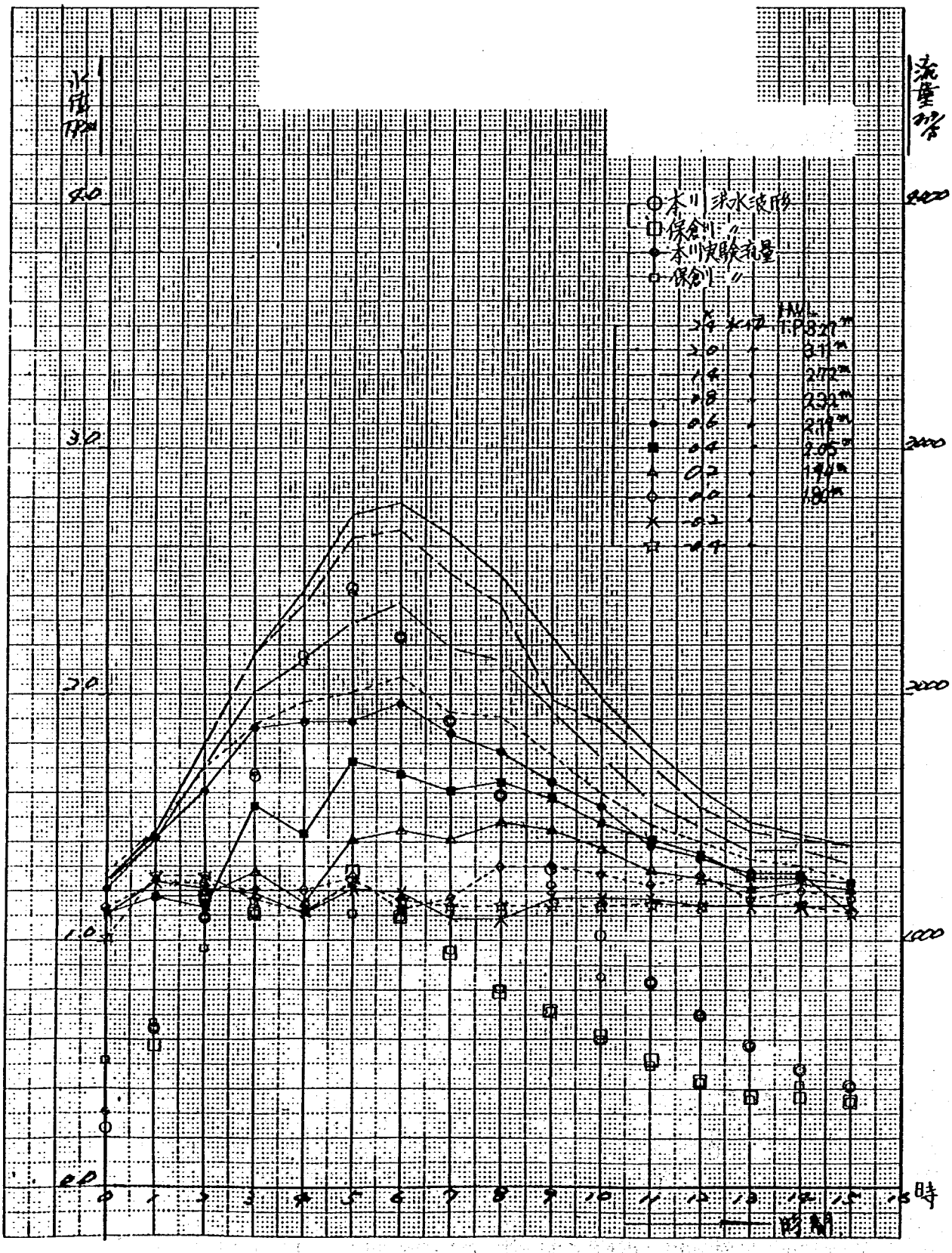
図－11.3.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－1）



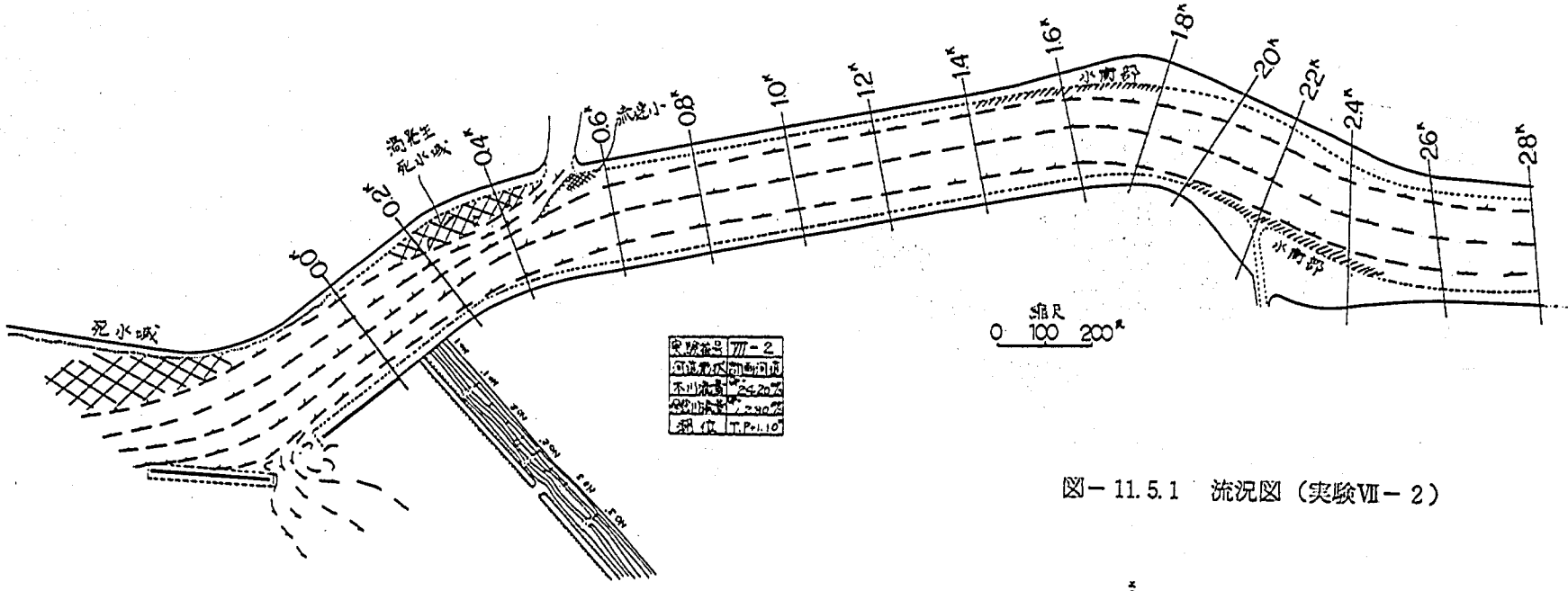
図－11.3.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－１）



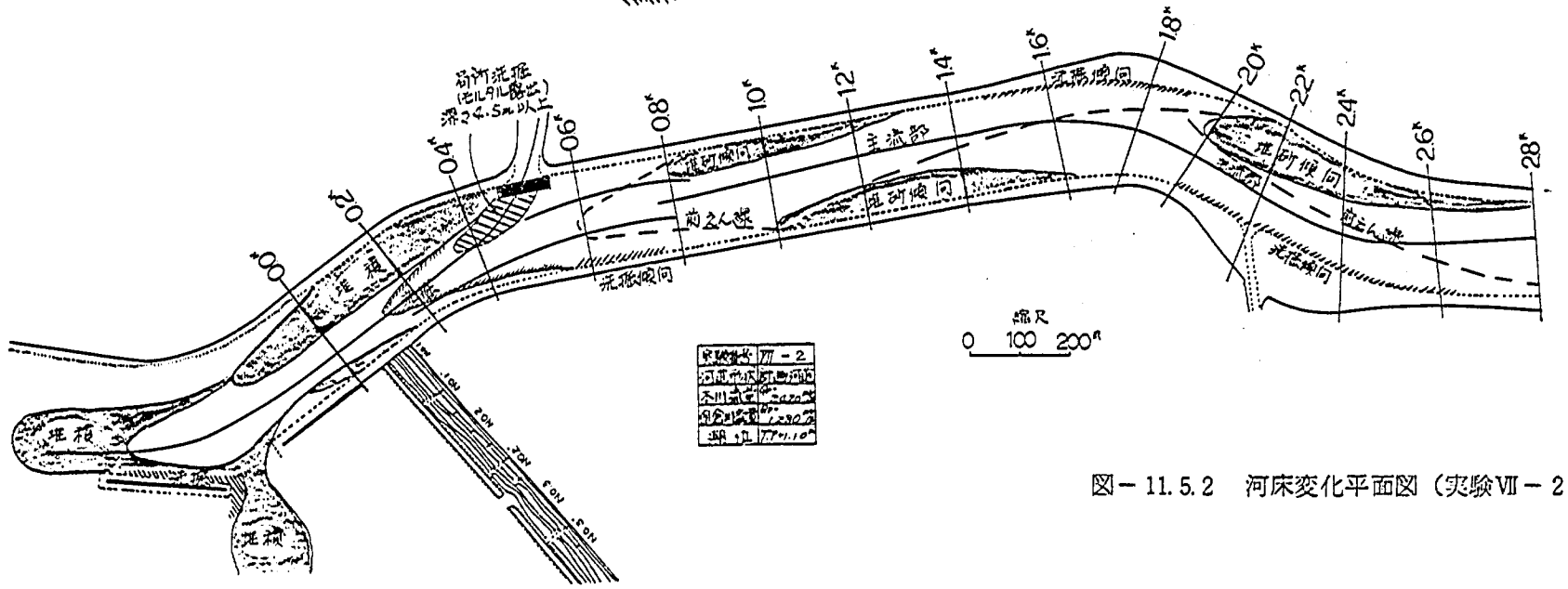
図－11.3.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－１）



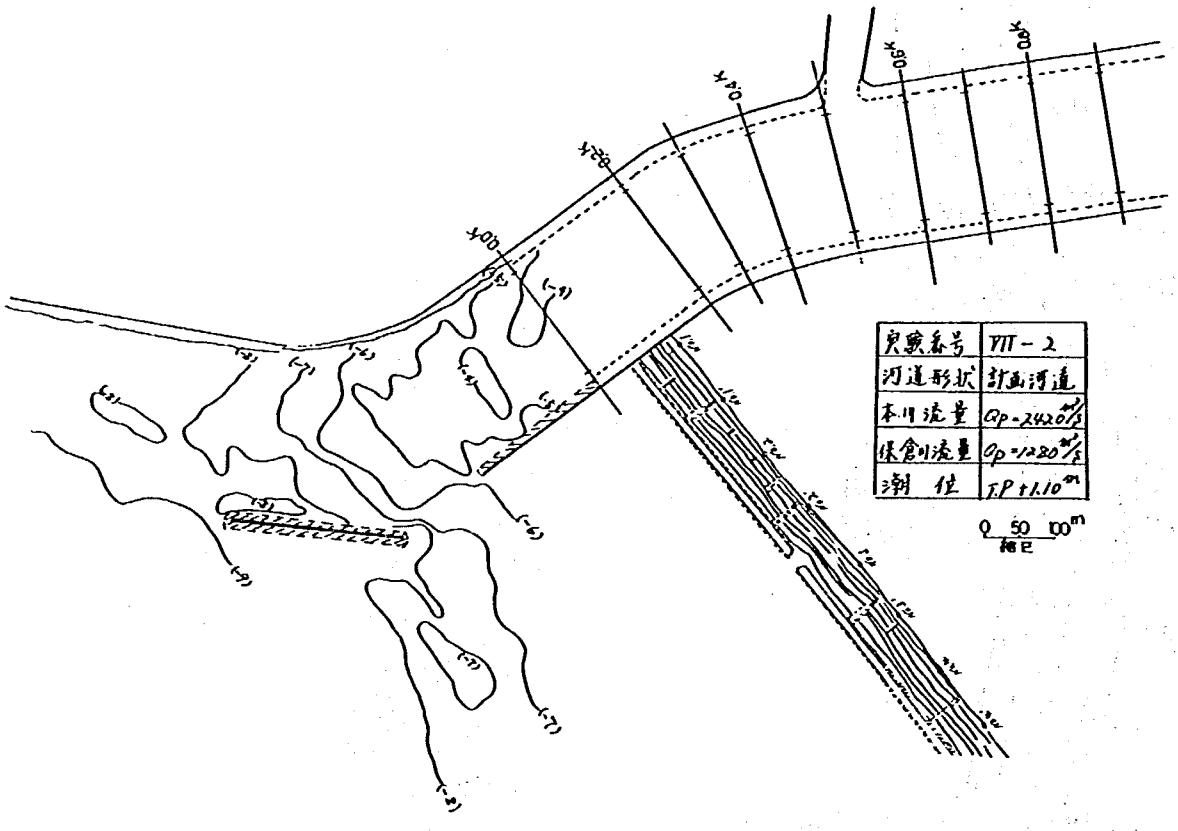
図－11.4　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－2）



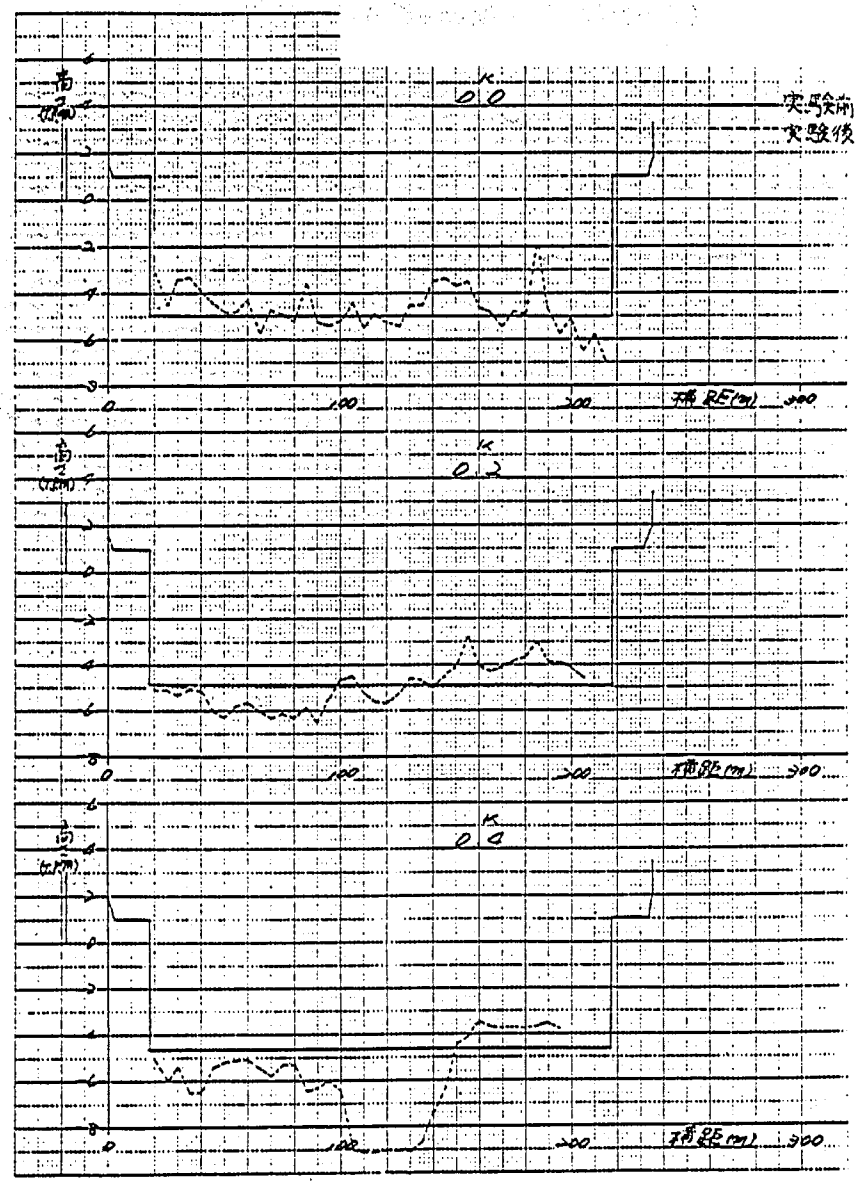
図－11.5.1　流況図（実験Ⅶ－2）



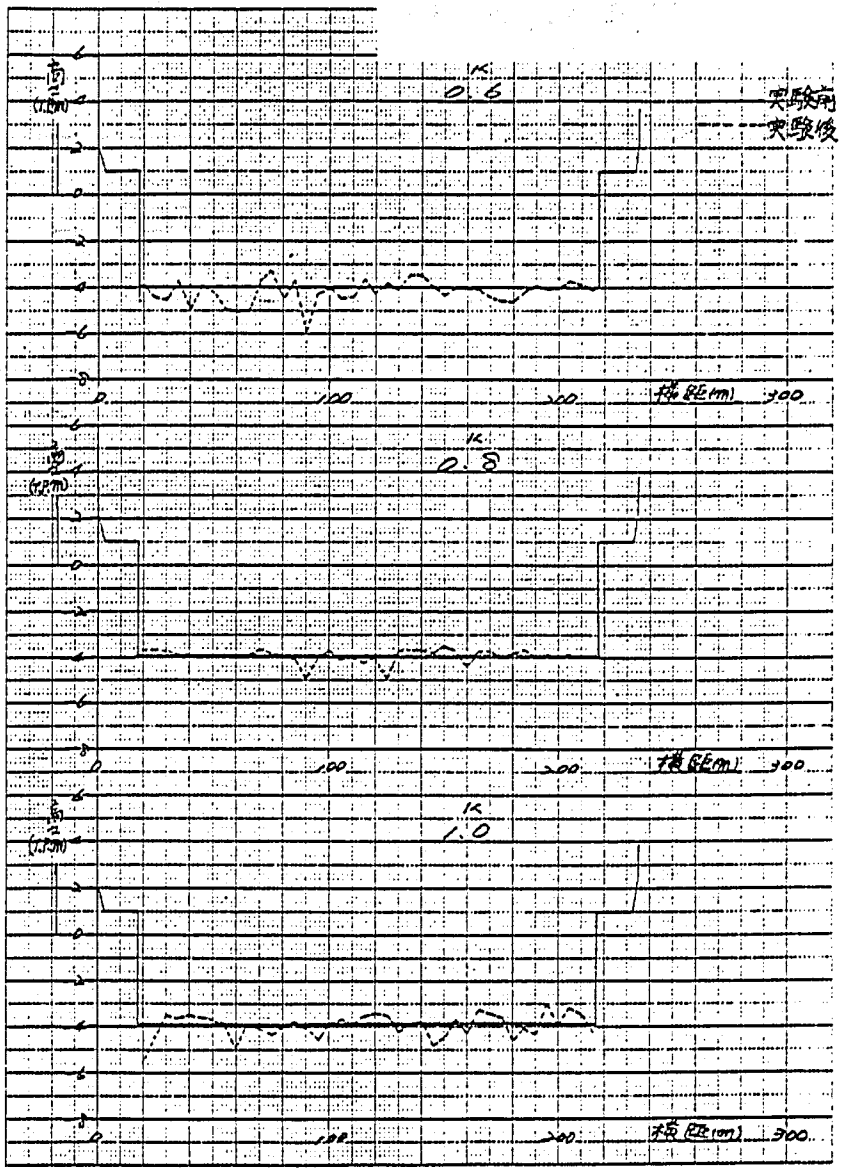
図－11.5.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－2）



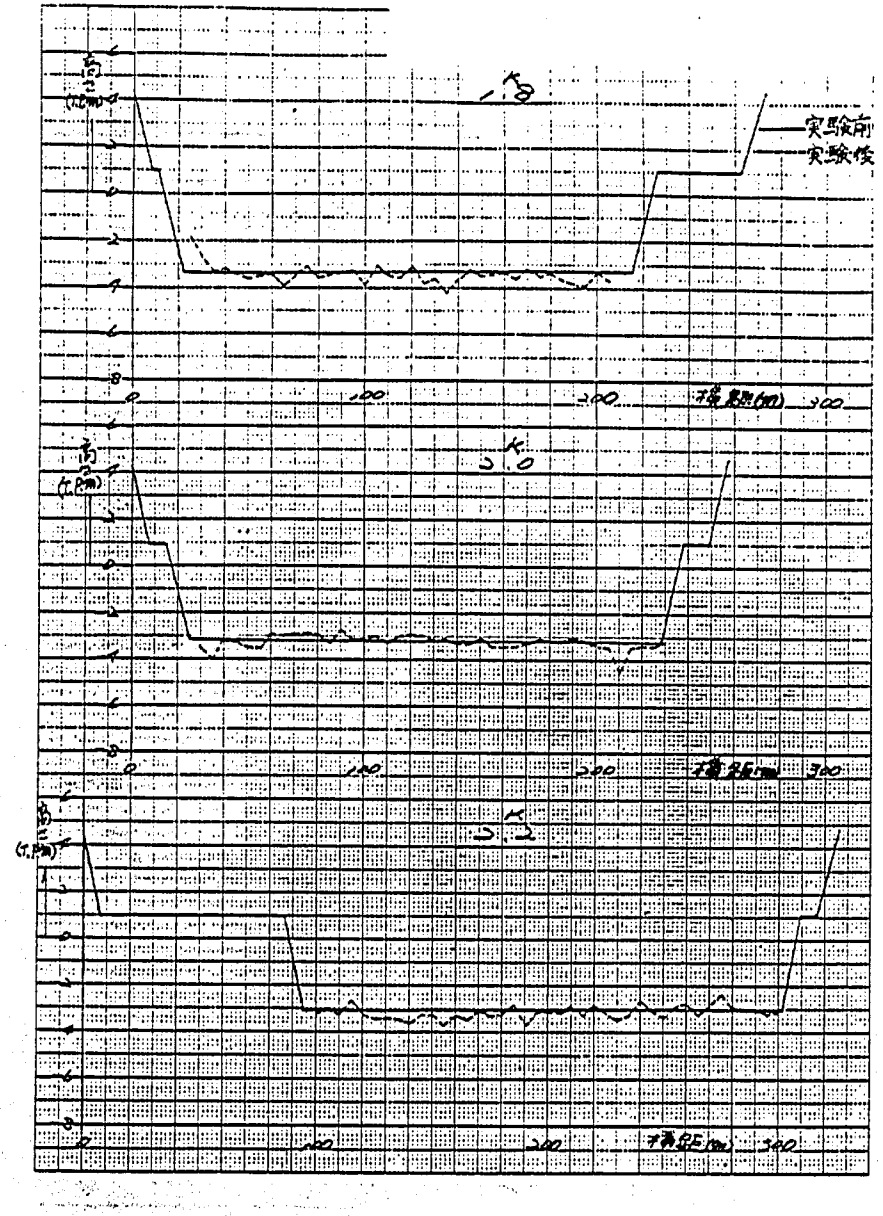
図－11.5.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－２）



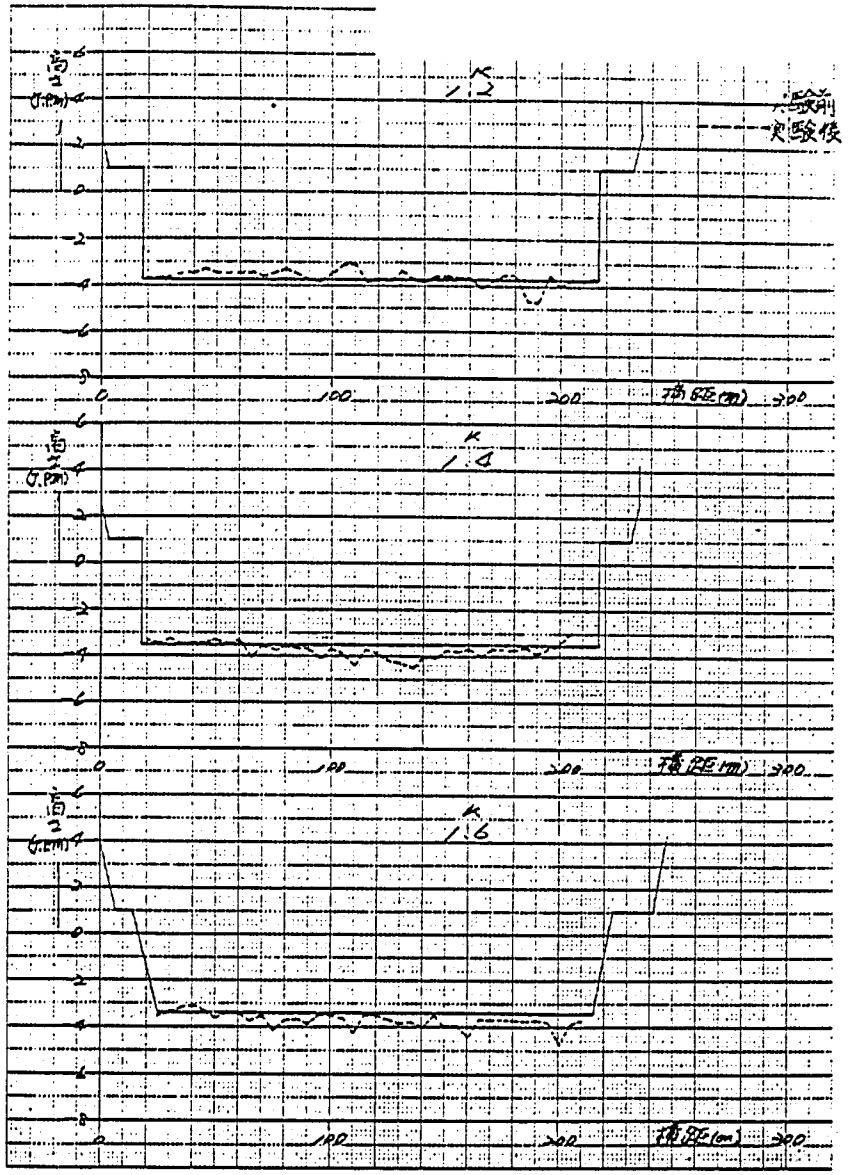
図－11.6.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－2）



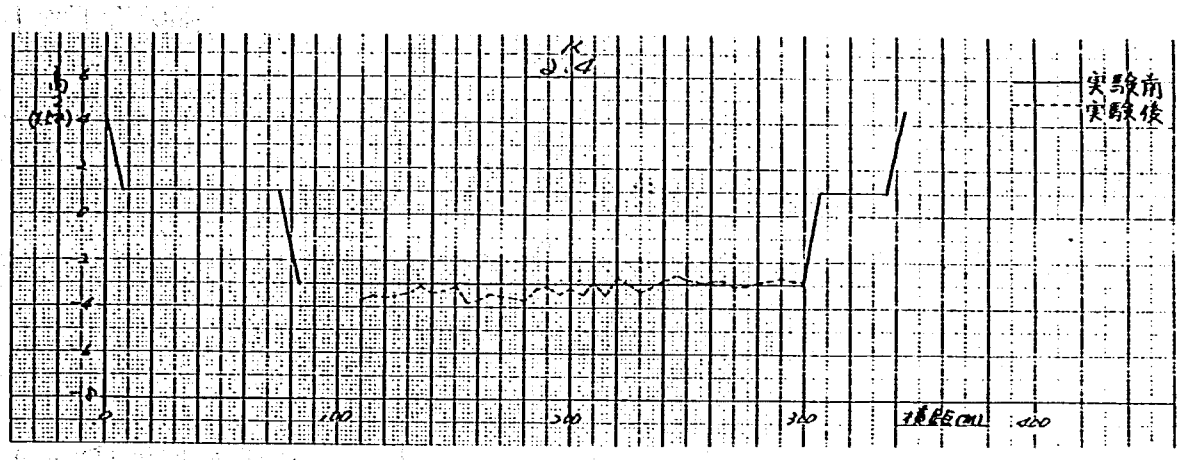
図－11.6.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－2）



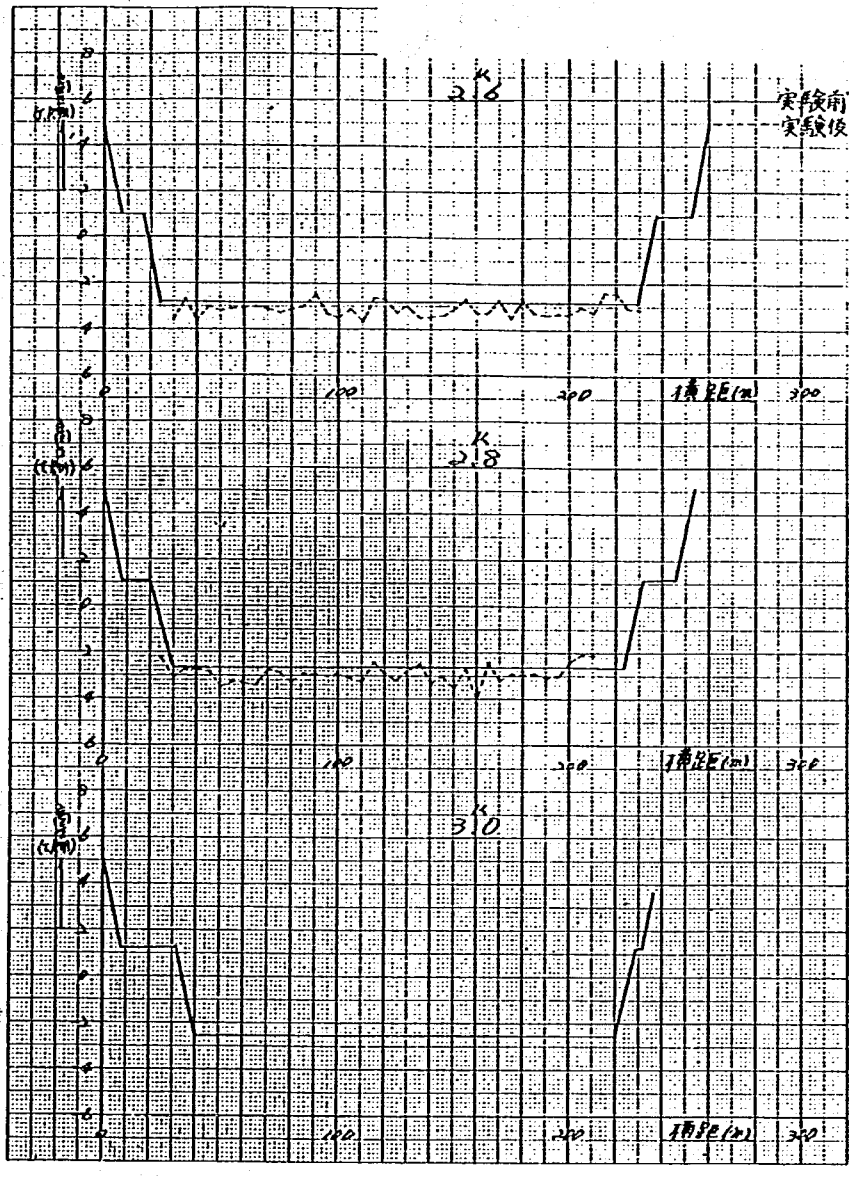
図－11.6.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－２）



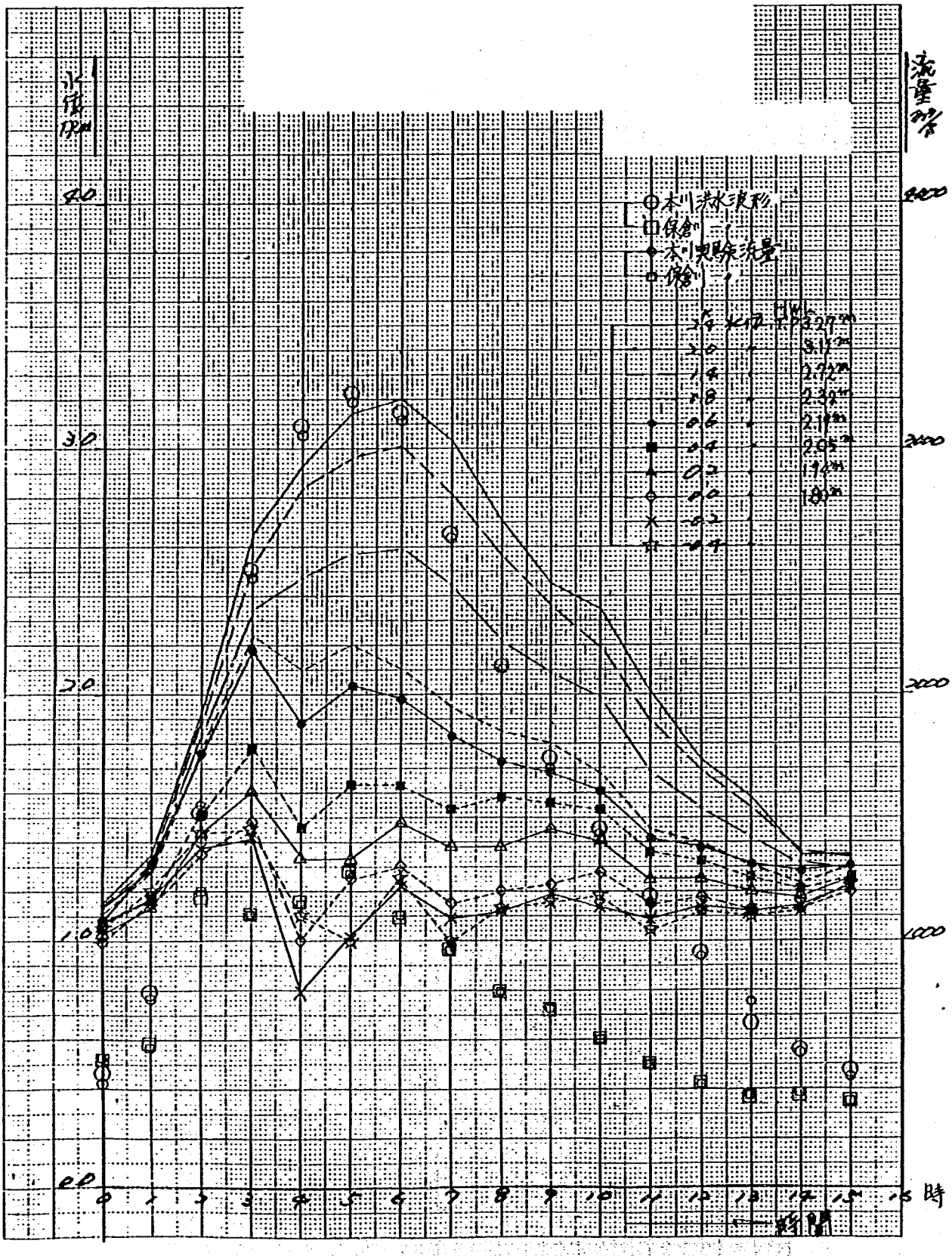
図－11.6.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－２）



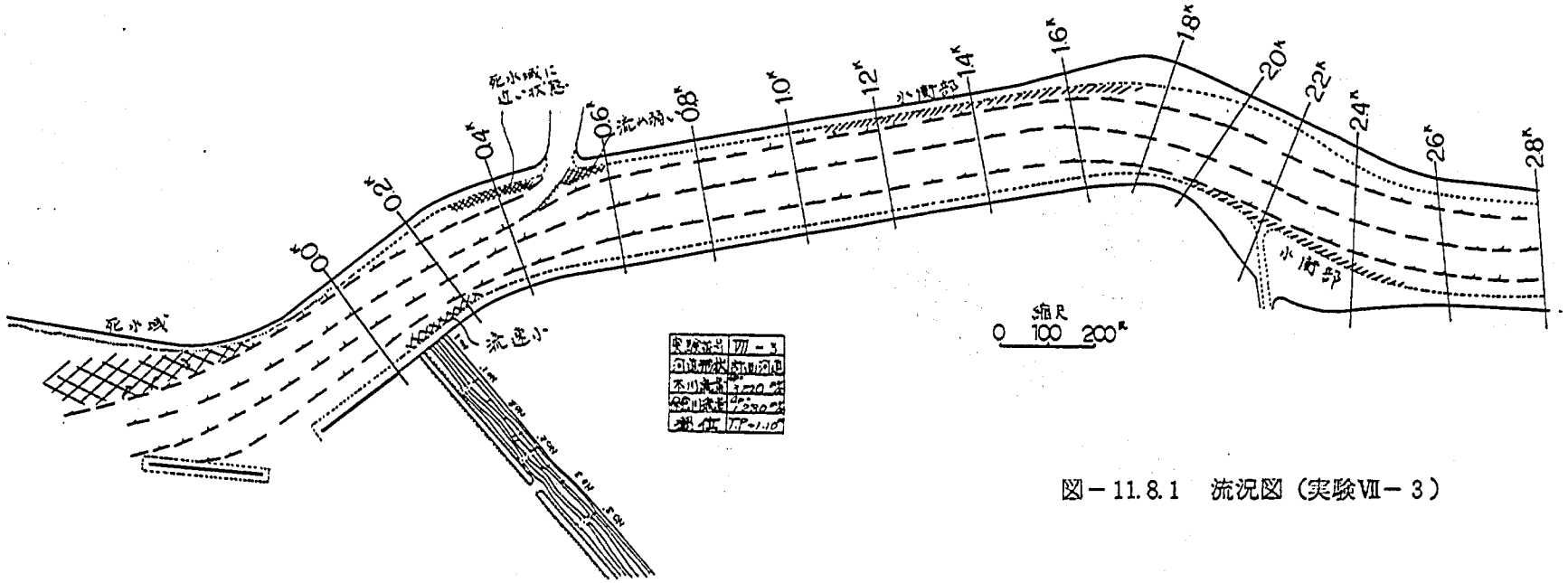
図－11.6.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－２）



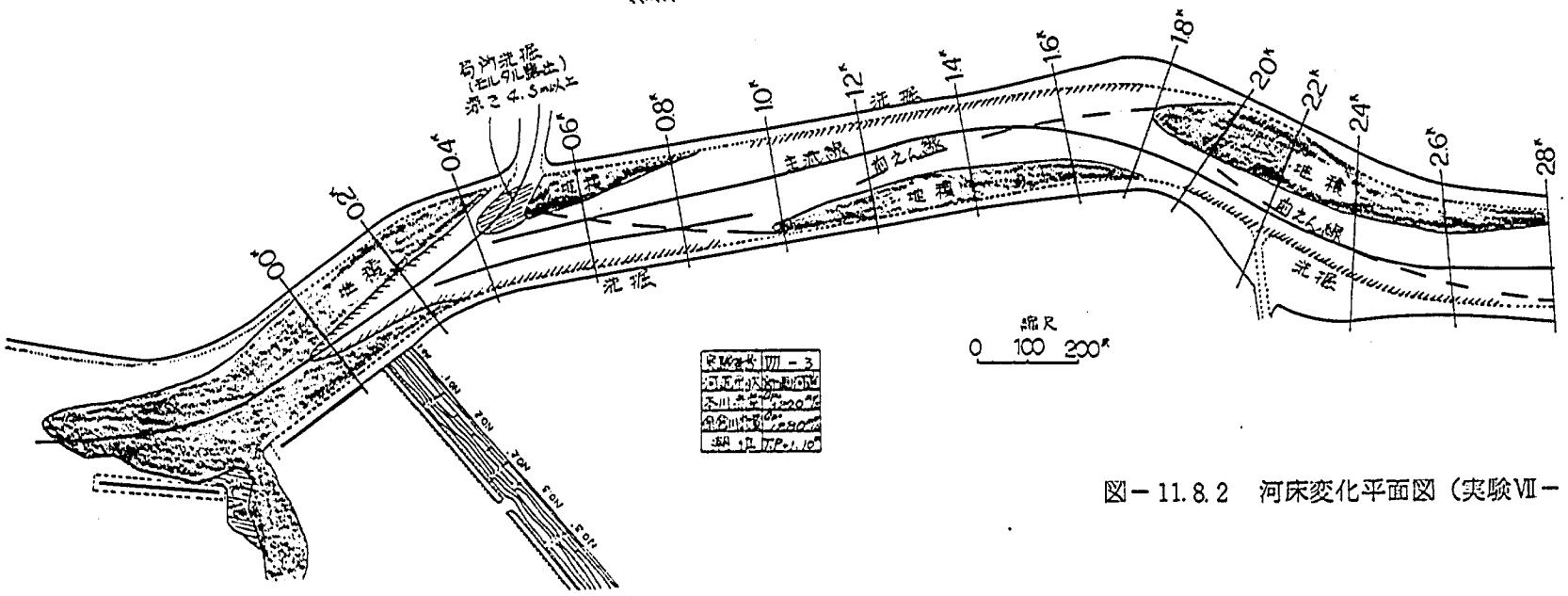
図－11.6.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－２）



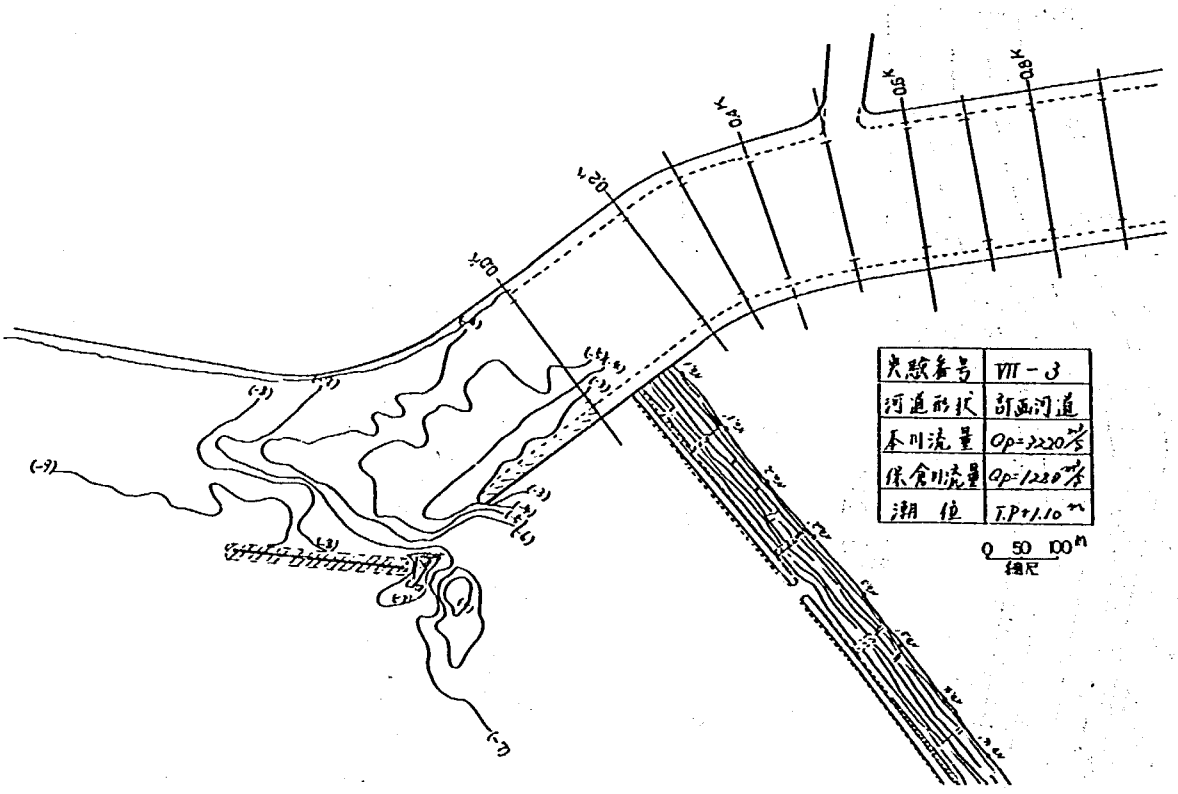
図－11.7　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－3）



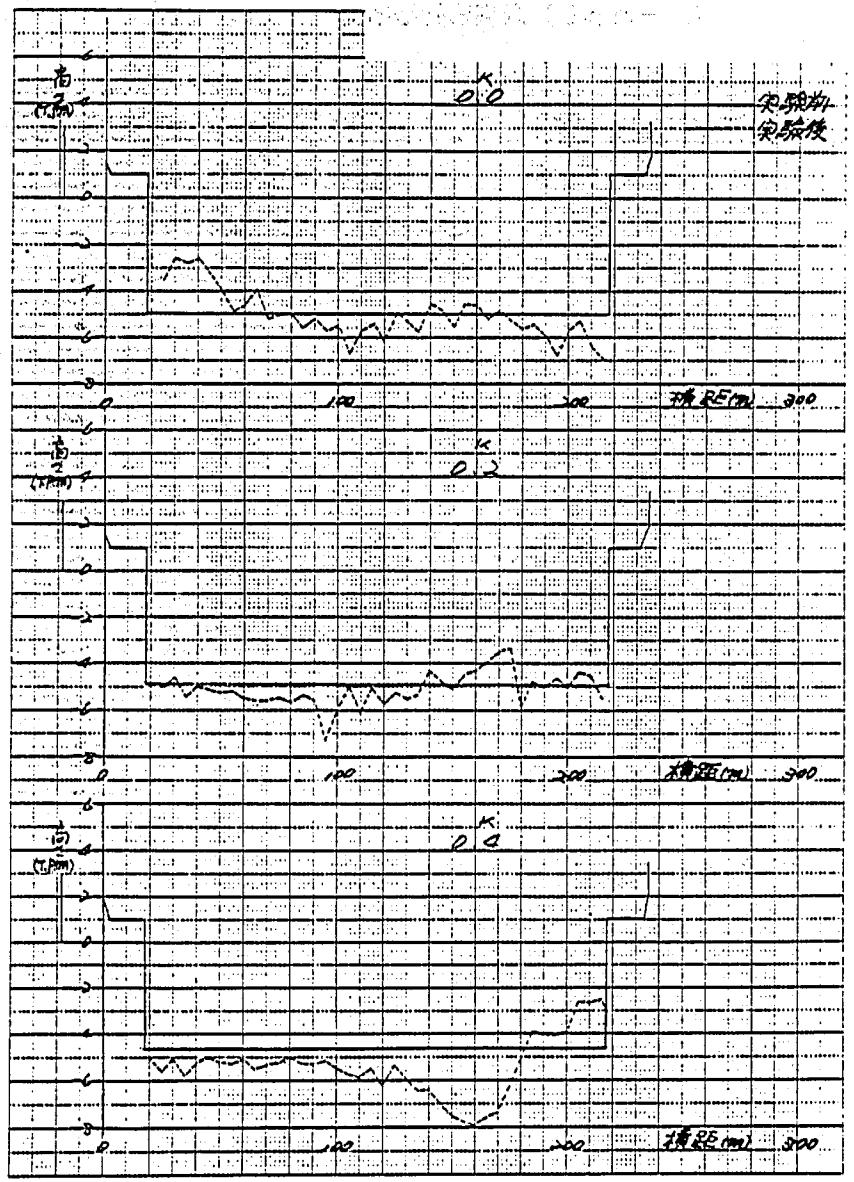
図－11.8.1　流況図（実験Ⅶ－３）



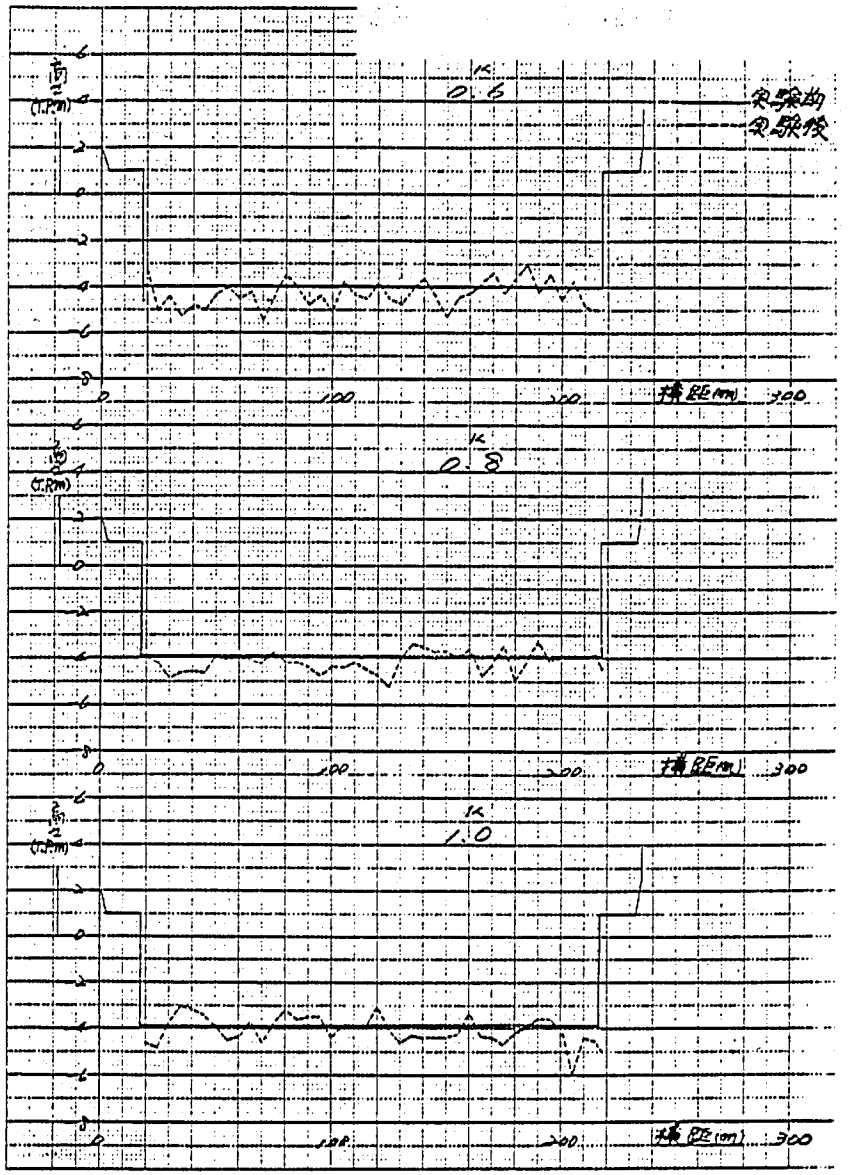
図－11.8.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－３）



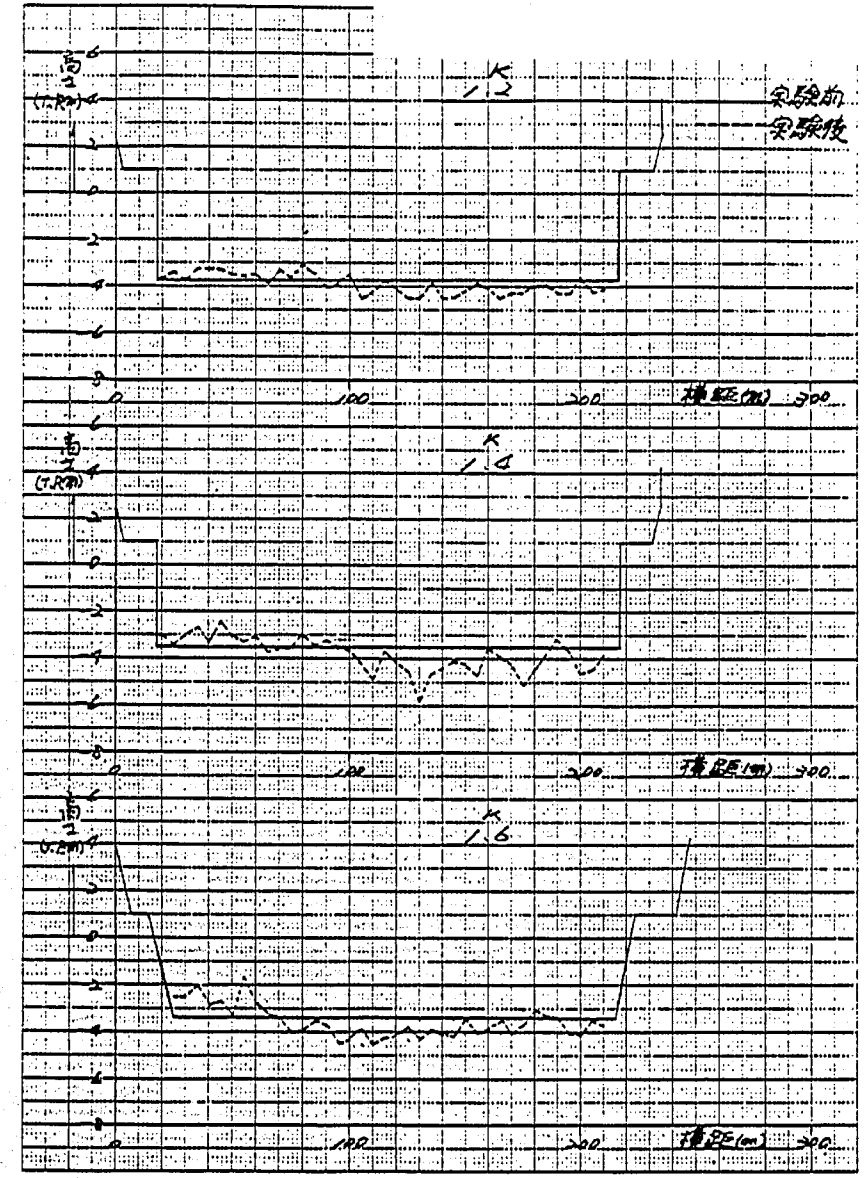
図－11.8.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－３）



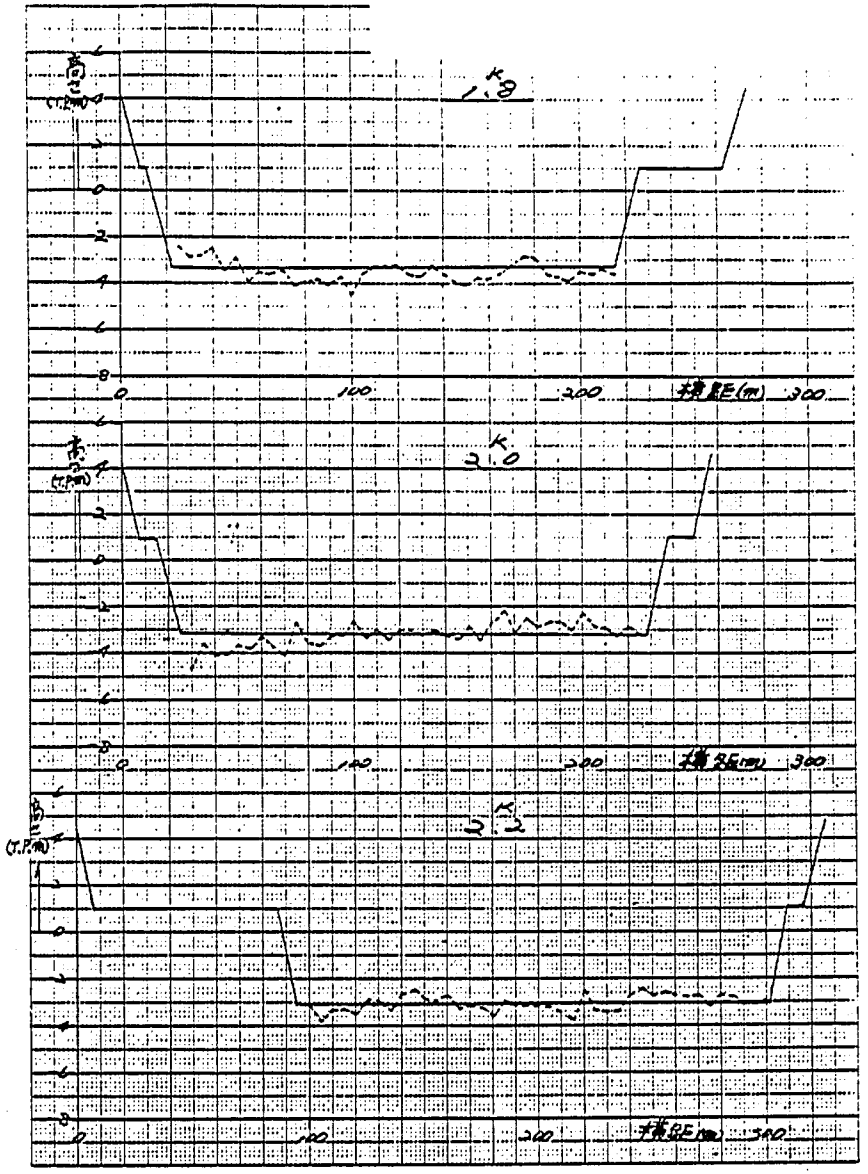
図－11.9.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－３）



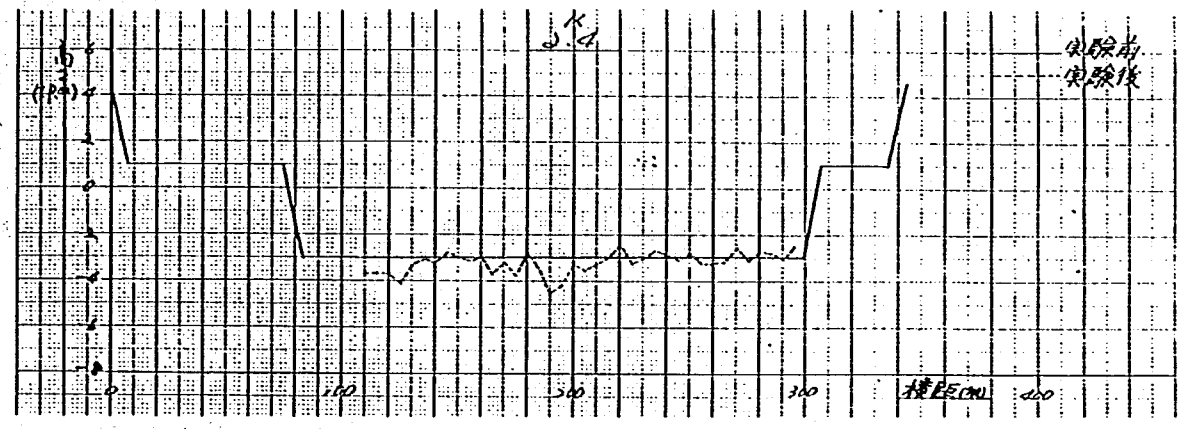
図－11.9.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－３）



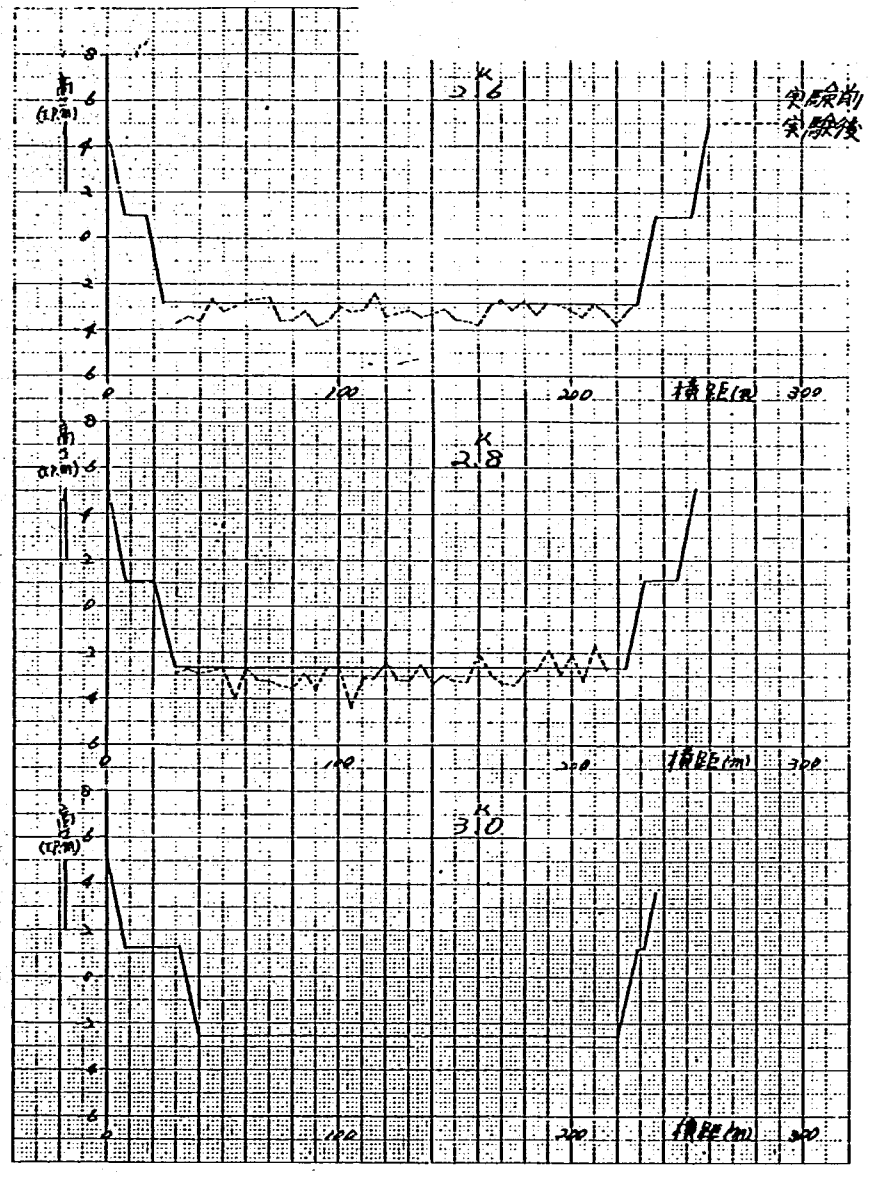
図－11.9.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－３）



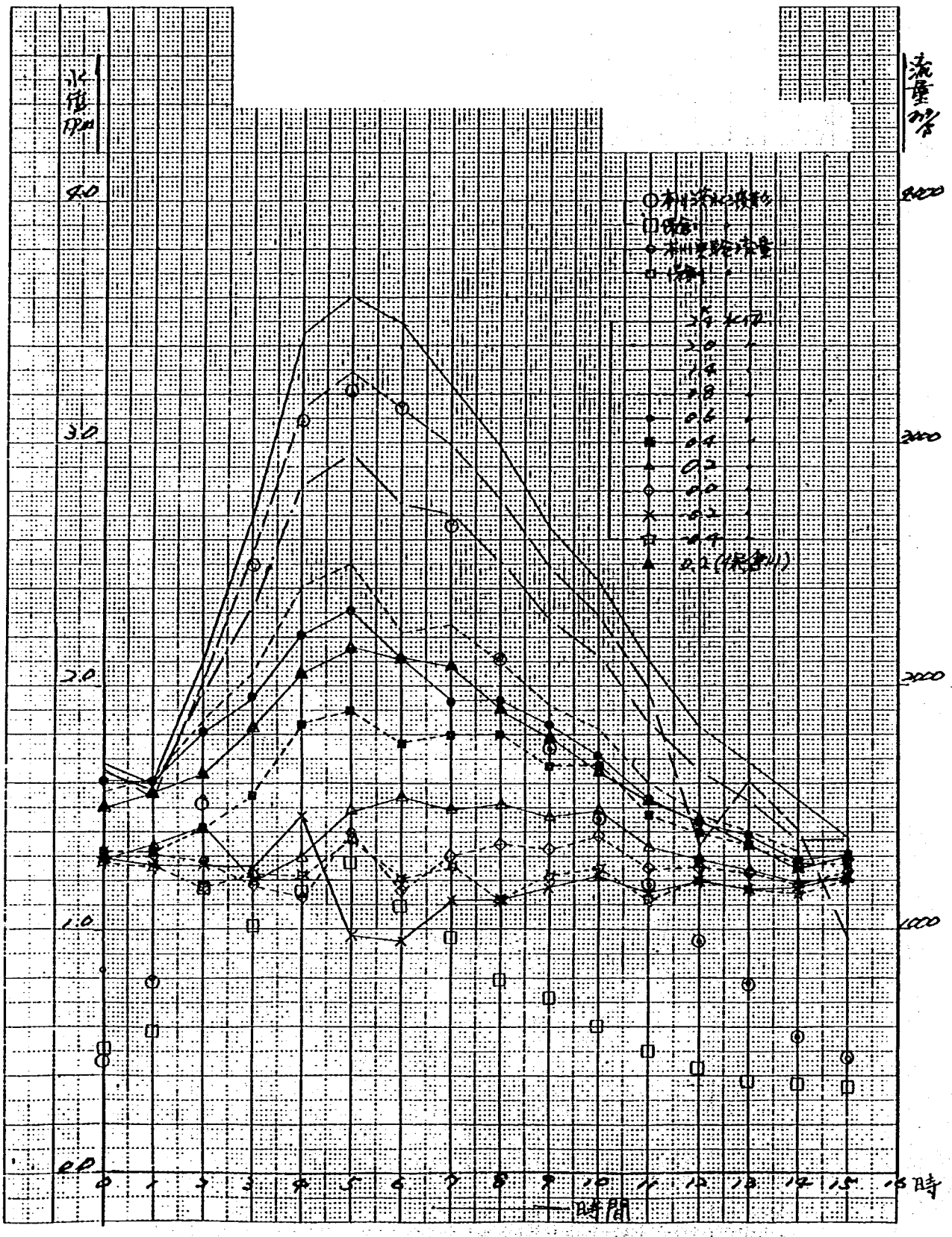
図－11.9.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－３）



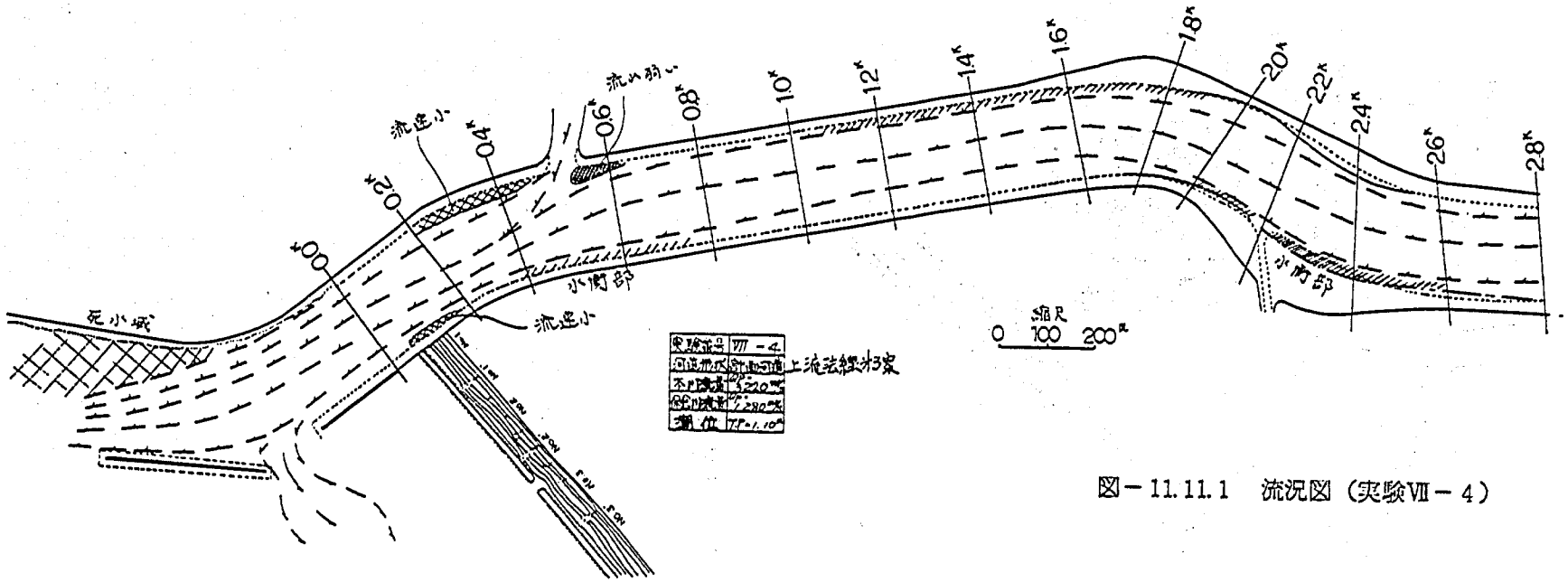
図－11.9.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－３）



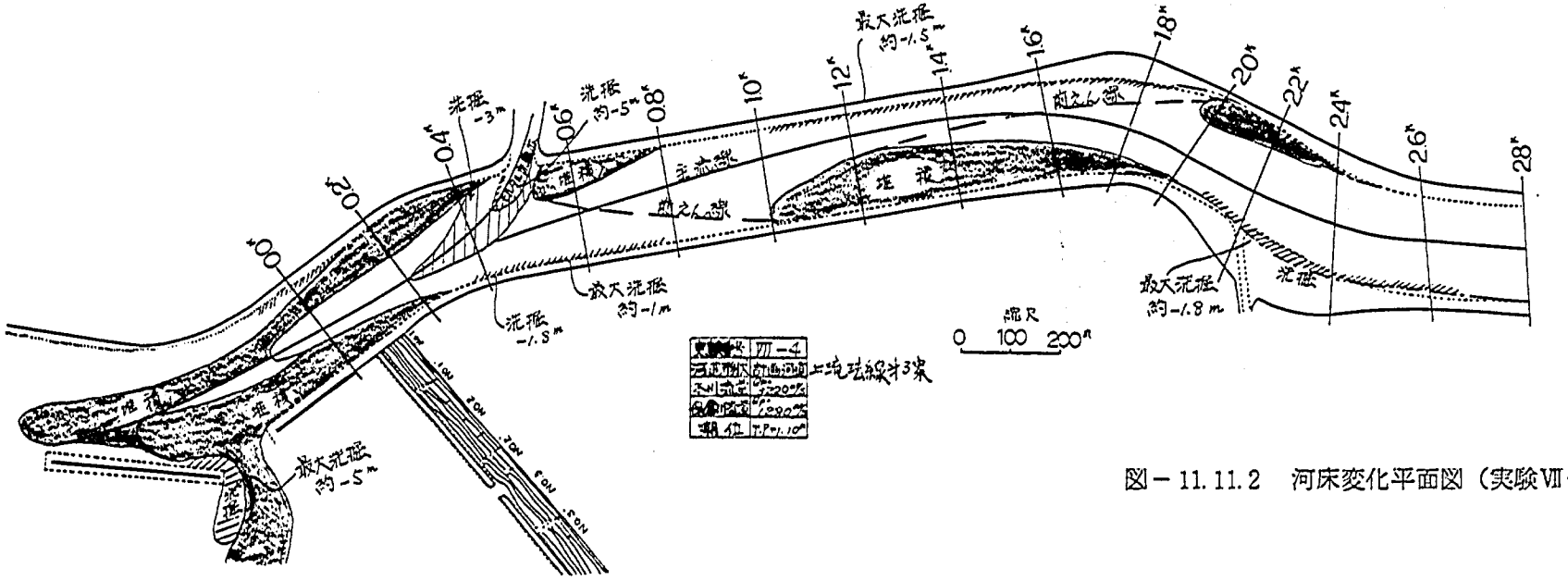
図－11.9.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－３）



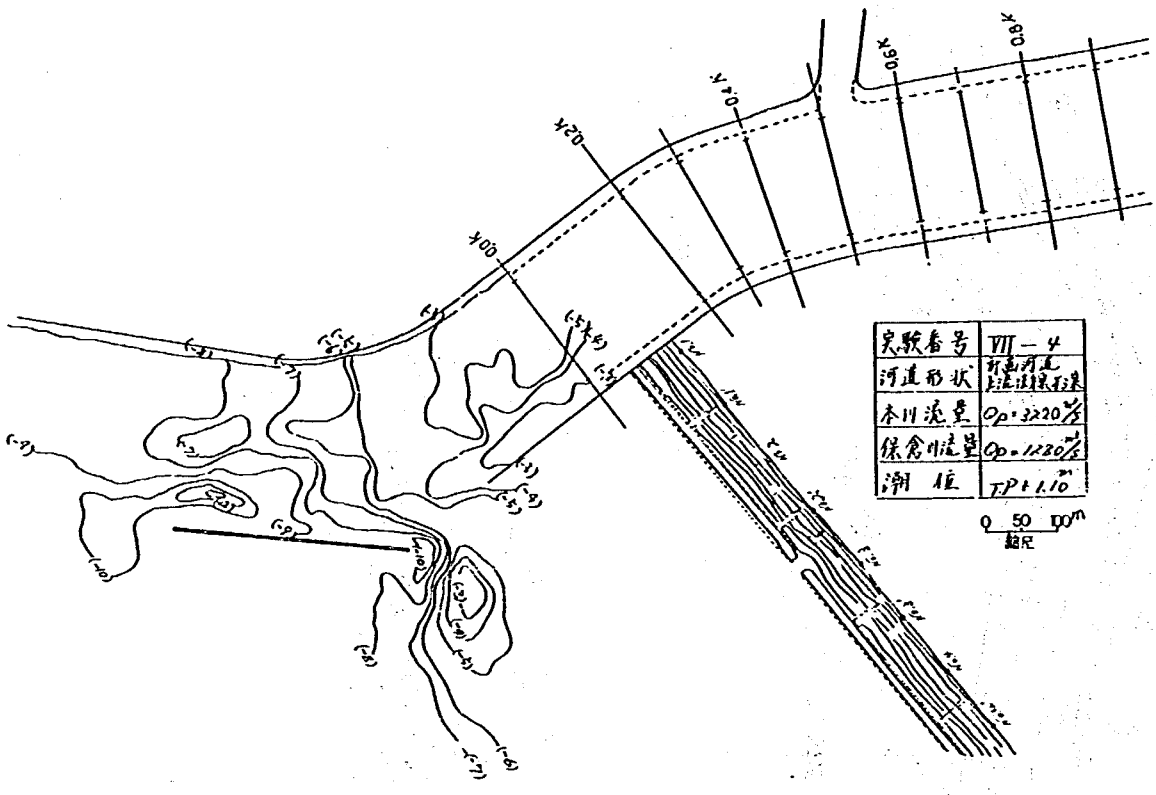
図－11.10　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－4）



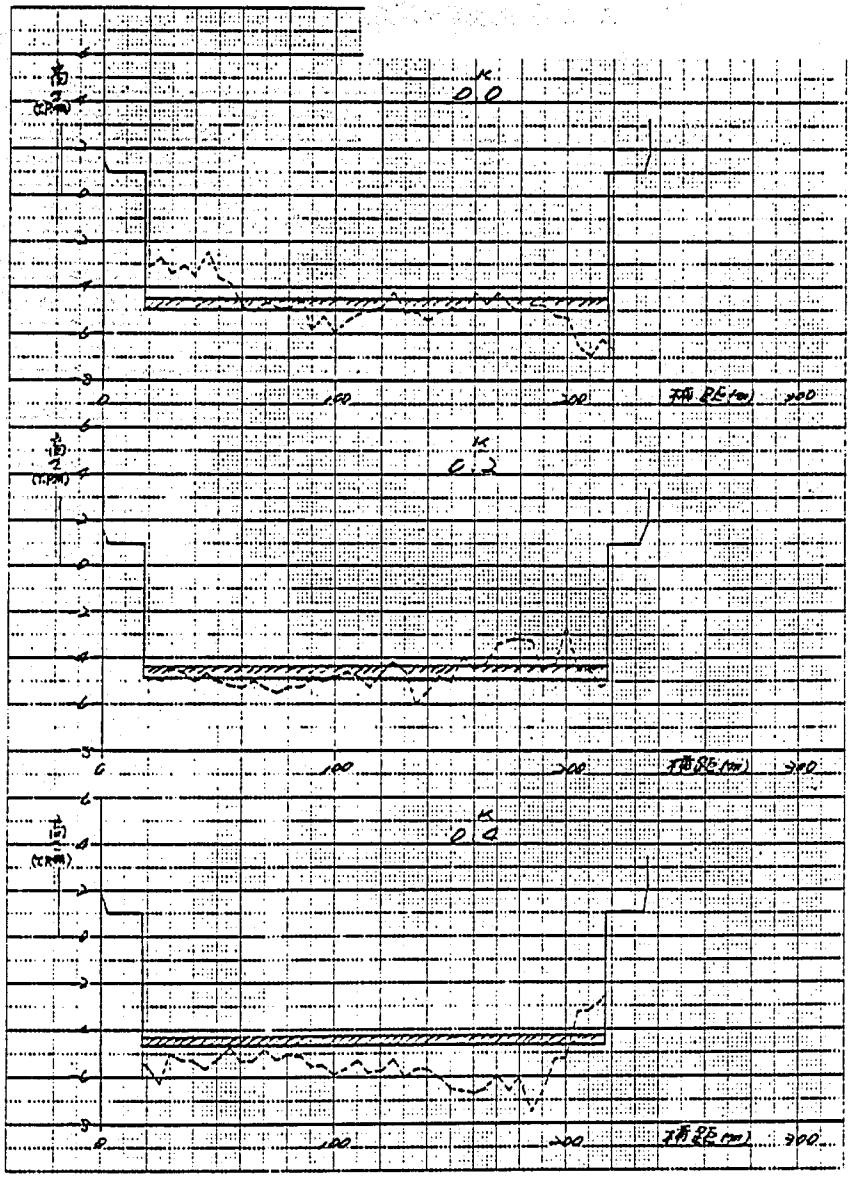
図－11.11.1　流況図（実験Ⅶ－4）



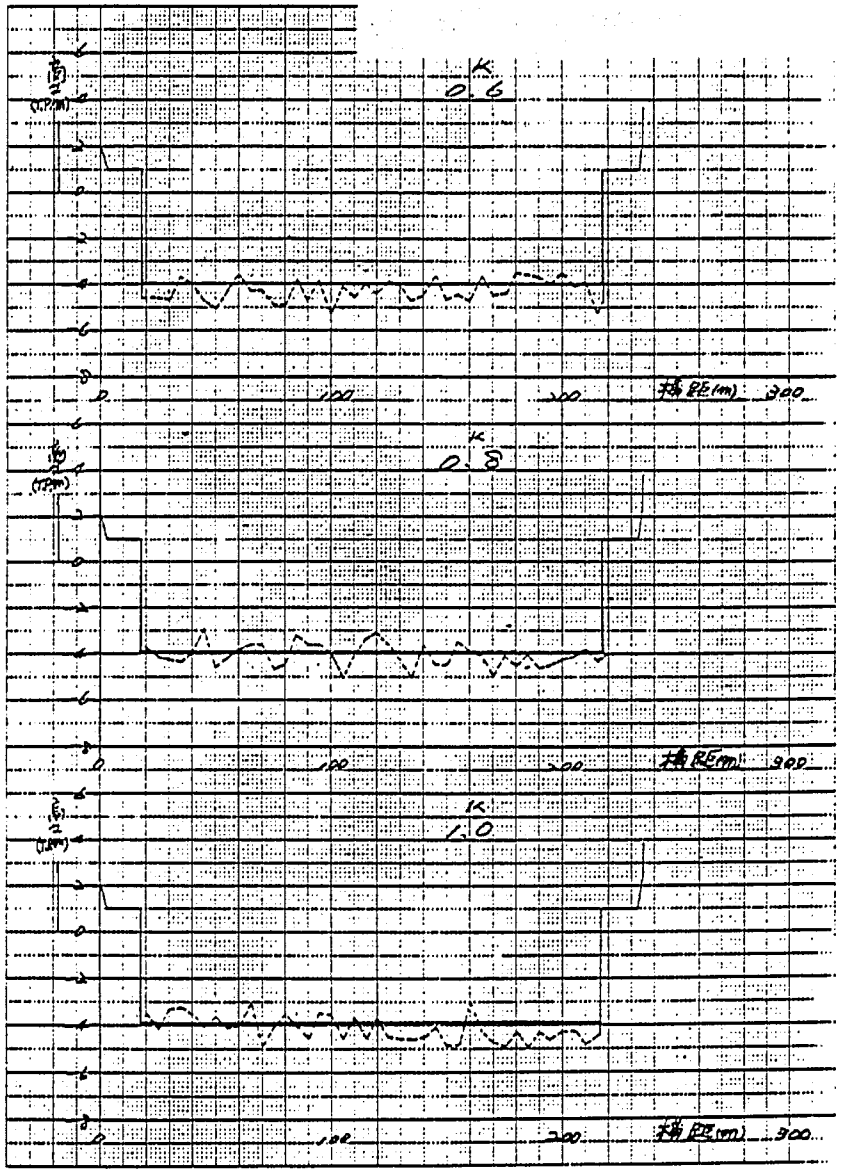
図－11.11.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－4）



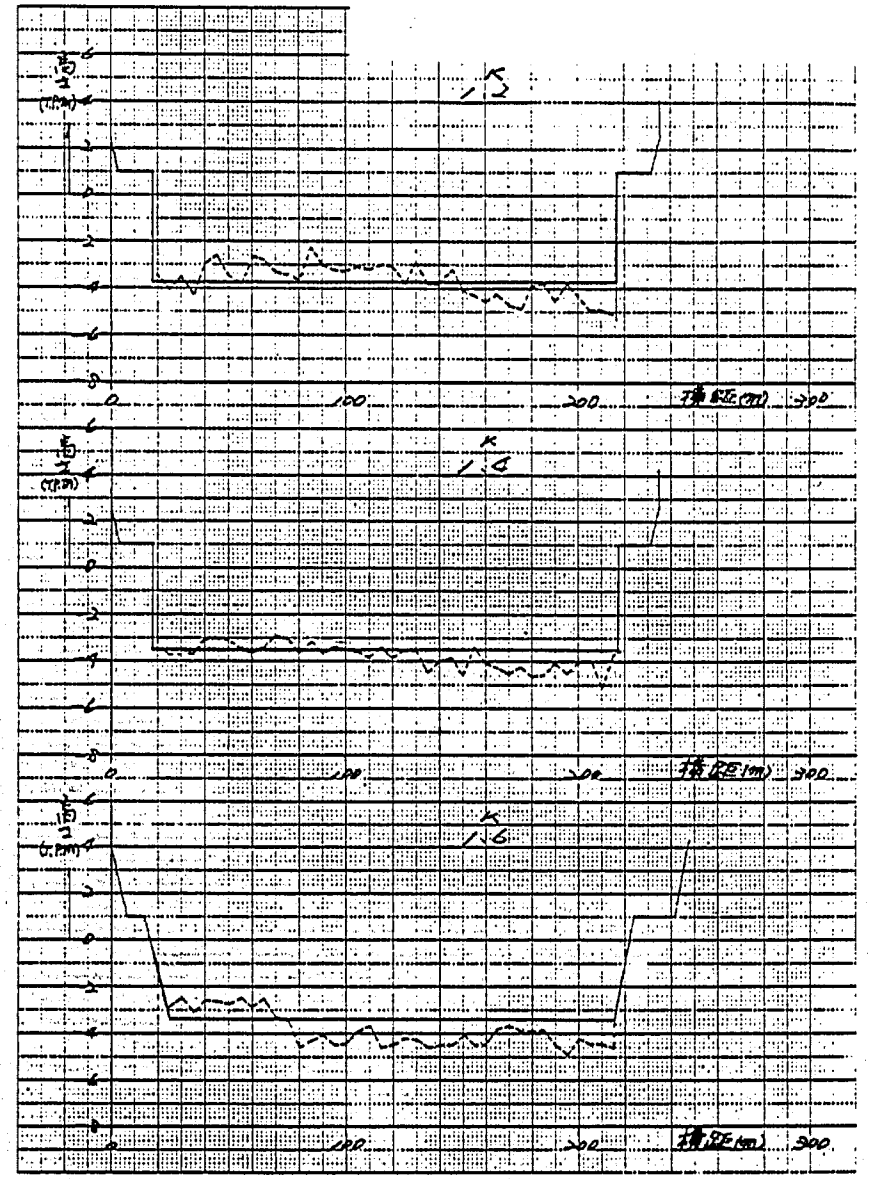
図－11.11.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－4）



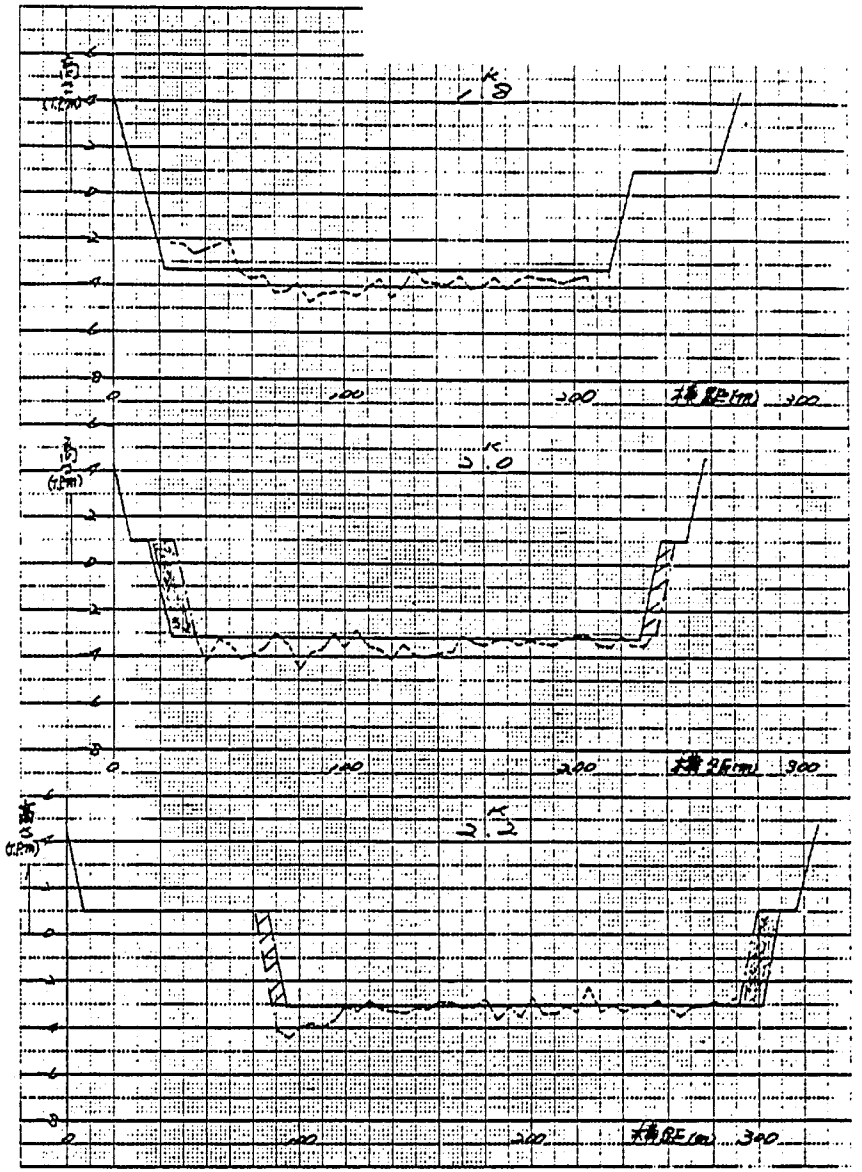
図－11.12.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－４）



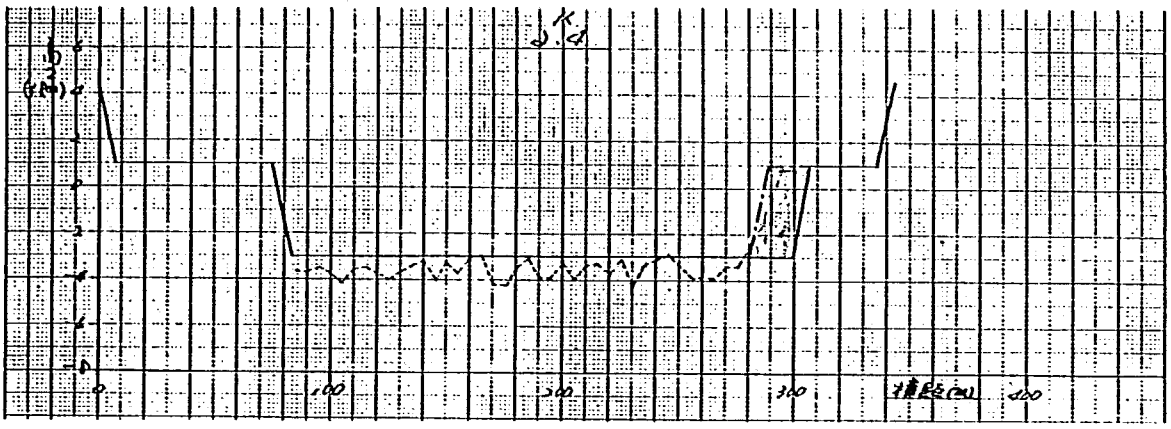
図－11.12.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－４）



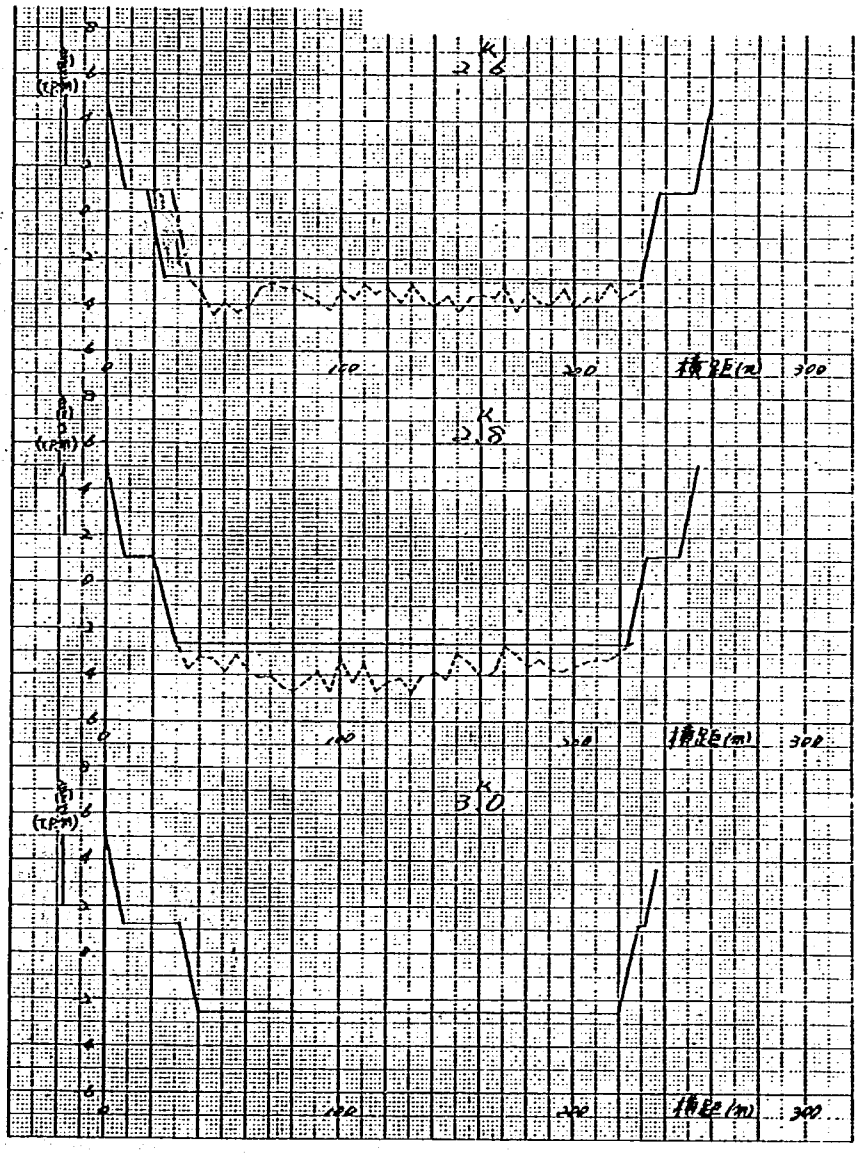
図－11.12.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－４）



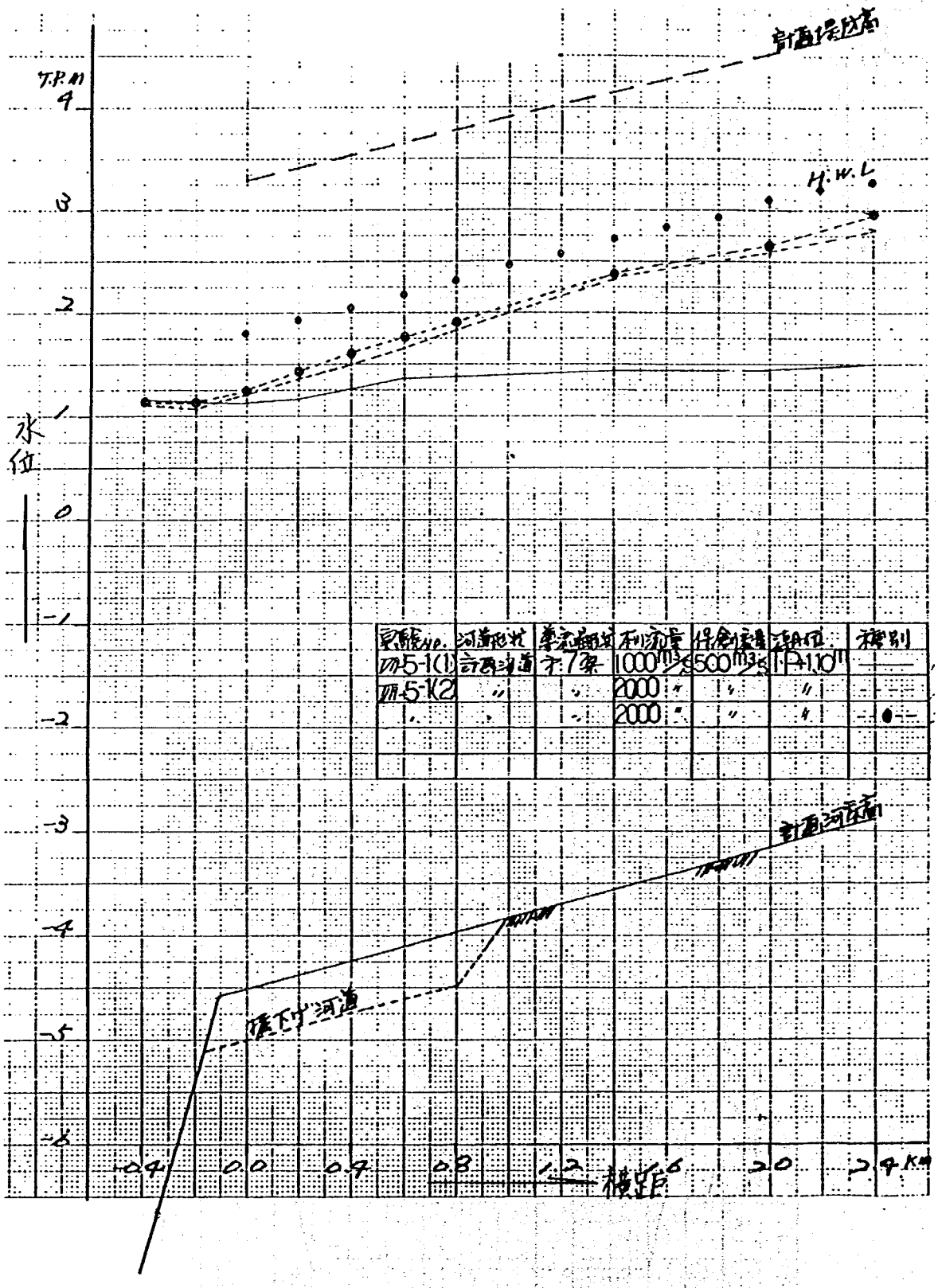
図－11.12.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－４）



図－11.12.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－4）

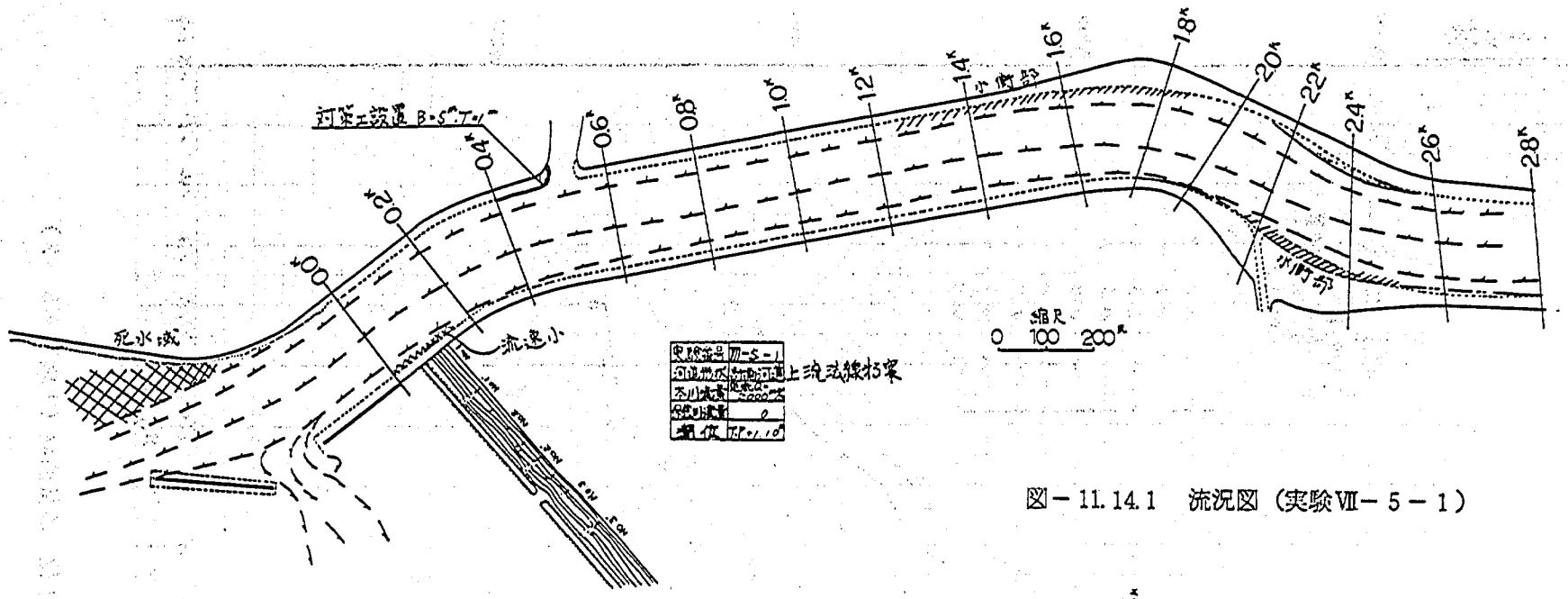


図－11.12.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－4）

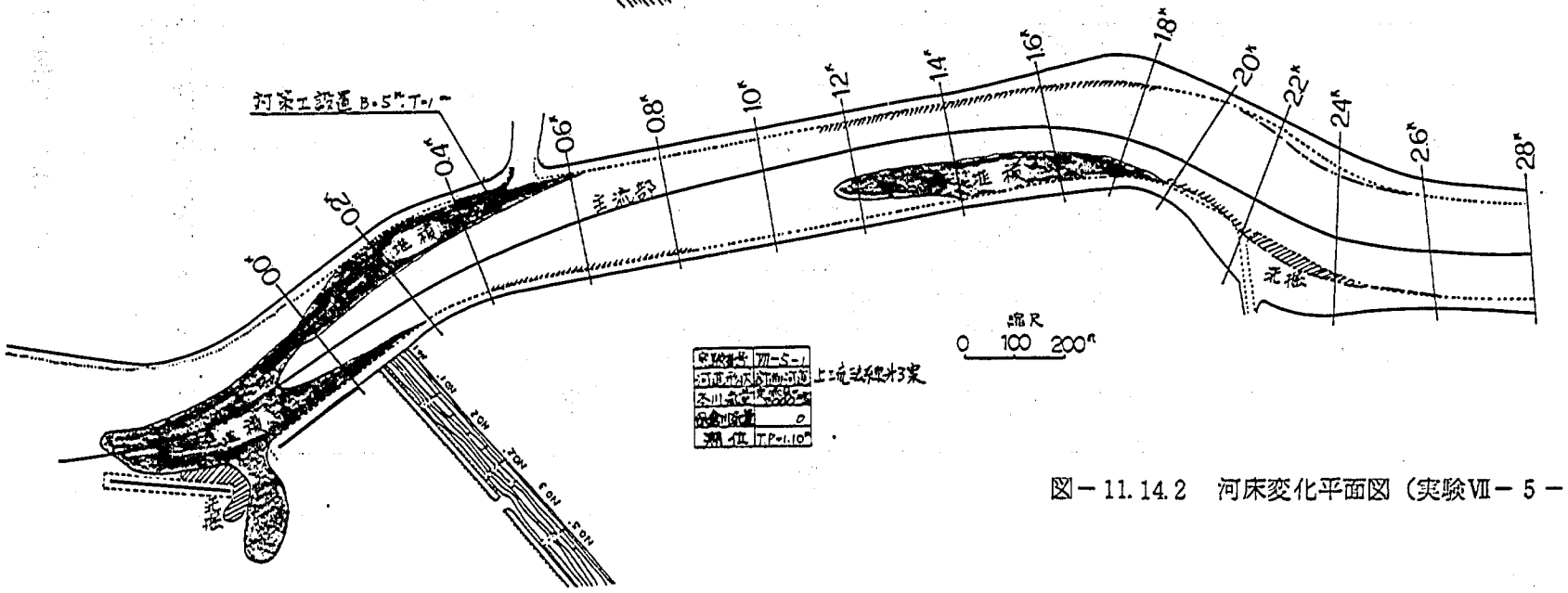


実験No.	河道形状	堤防断面	利水流量	供給流量	流量比	種別
Ⅶ-5-1(1)	計画河道	7案	1000m³/s	500m³/s	1/2+1.0m	——
Ⅶ-5-1(2)	〃	〃	2000 〃	〃	〃	——
〃	〃	〃	2000 〃	〃	〃	●——

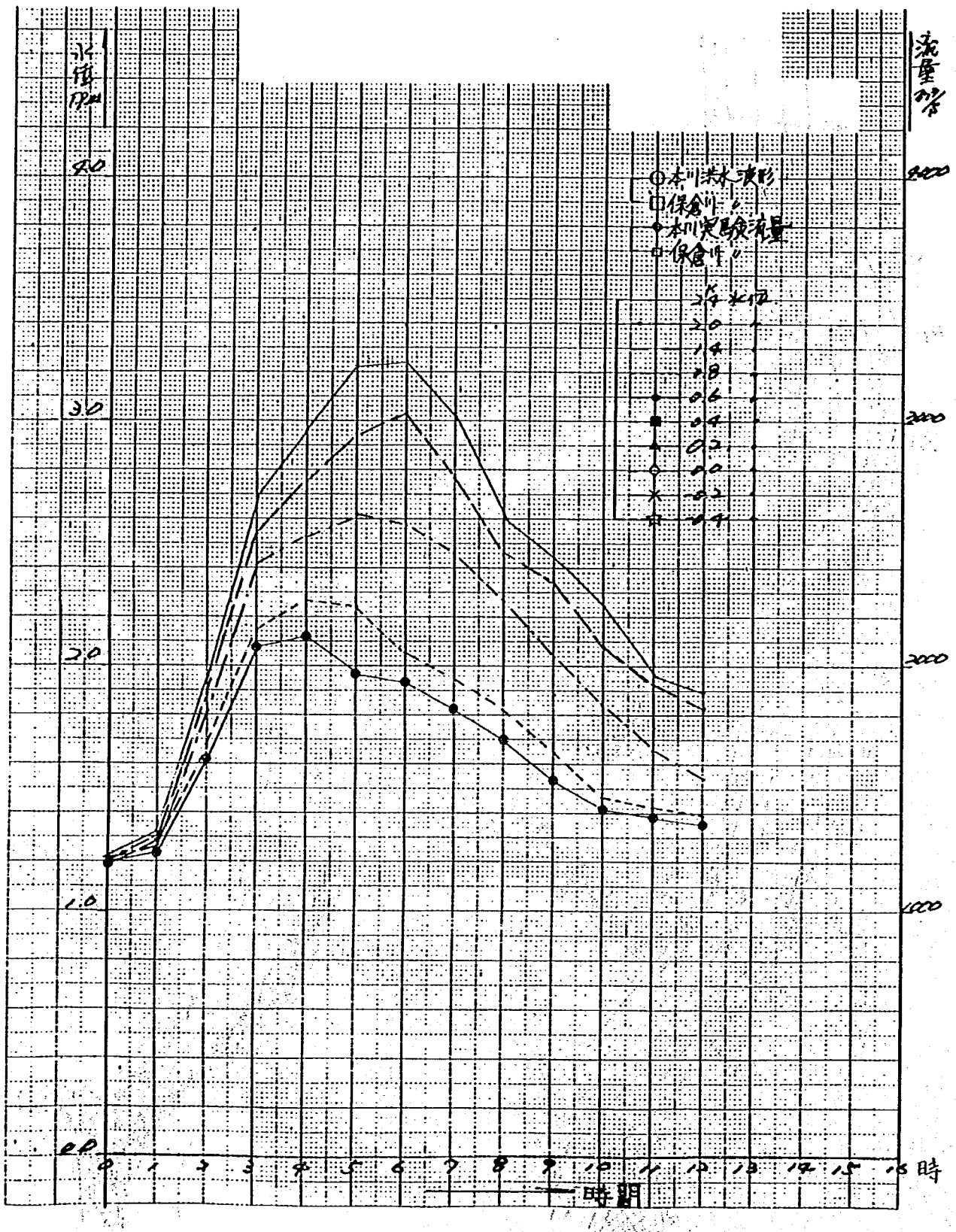
図－11.13　水位縦断比較図（実験Ⅶ－5－1）



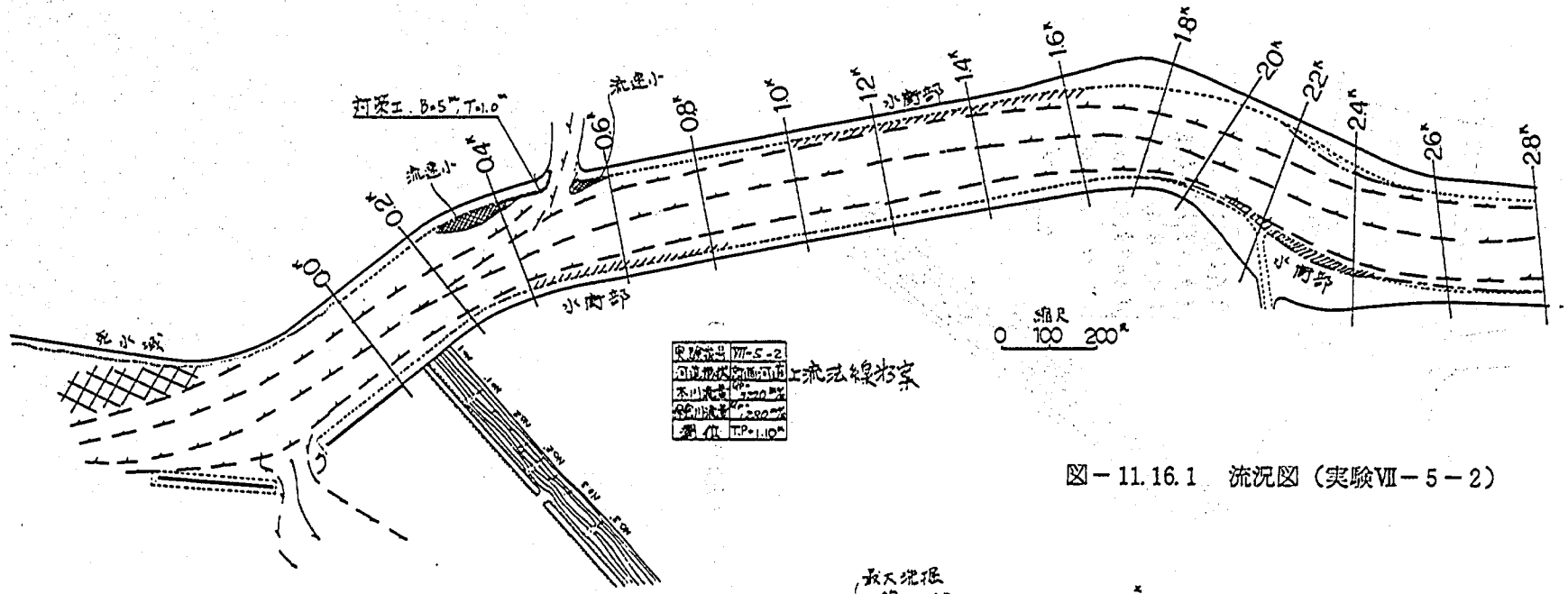
図－11.14.1　流況図（実験Ⅶ－5－1）



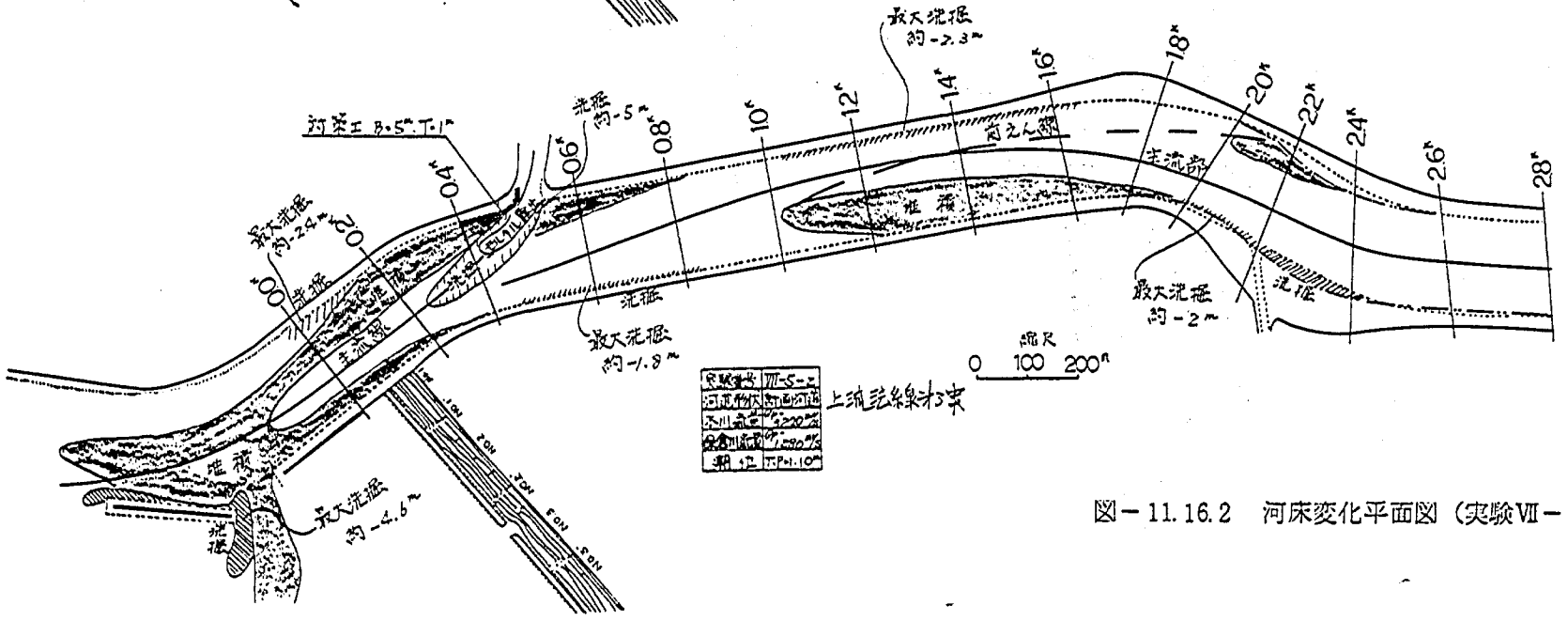
図－11.14.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－5－1）



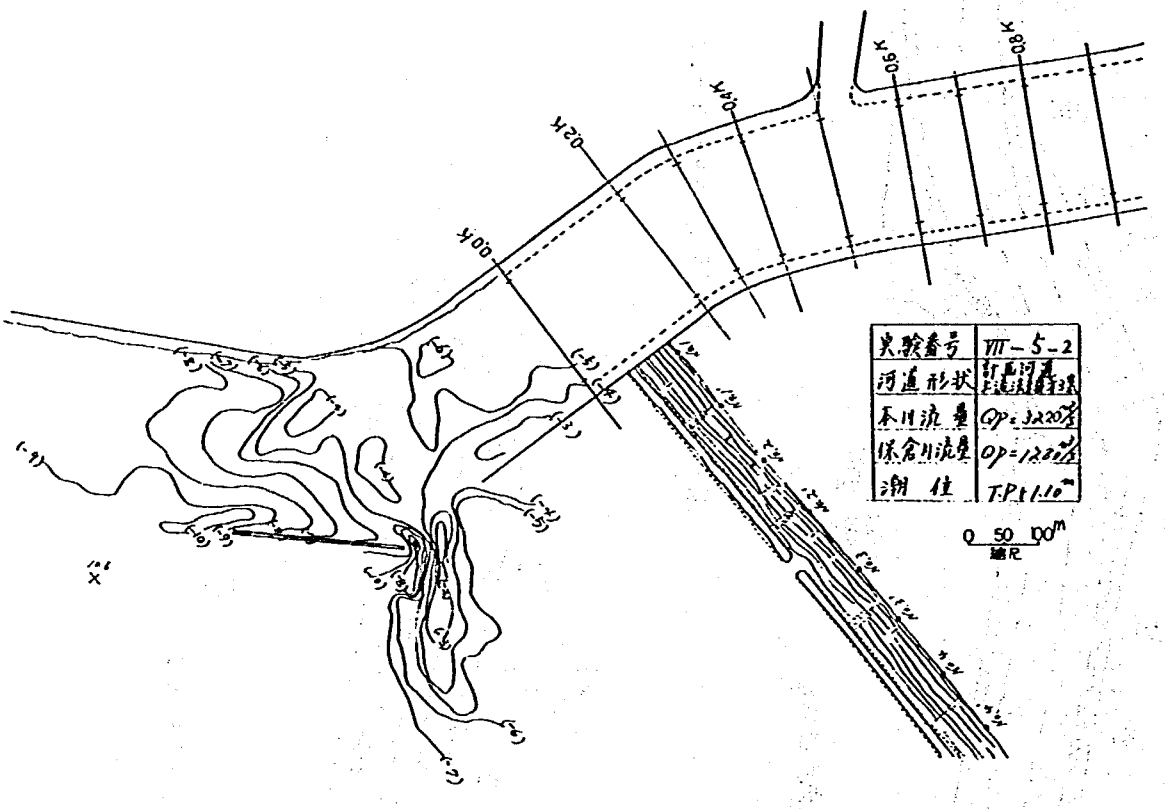
図－11.15　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－5－2）



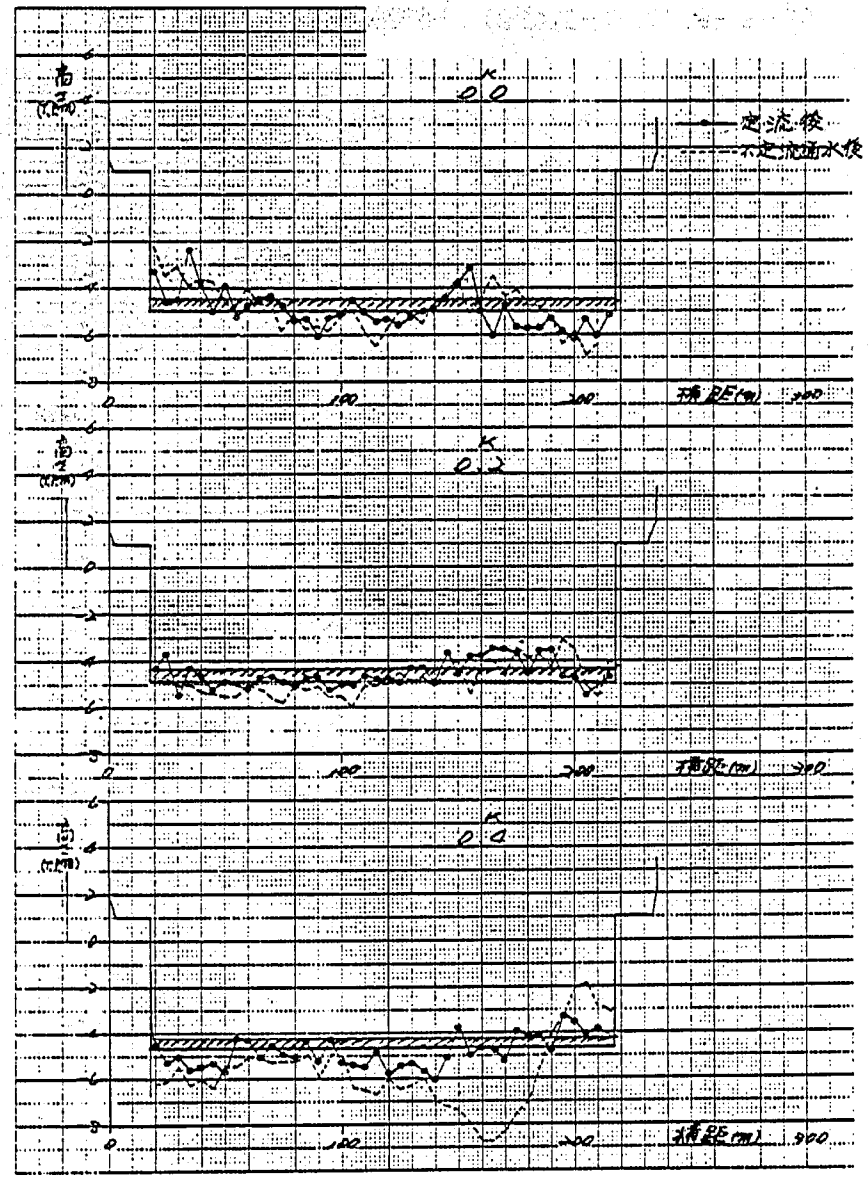
図－11.16.1　流況図（実験Ⅶ－5－2）



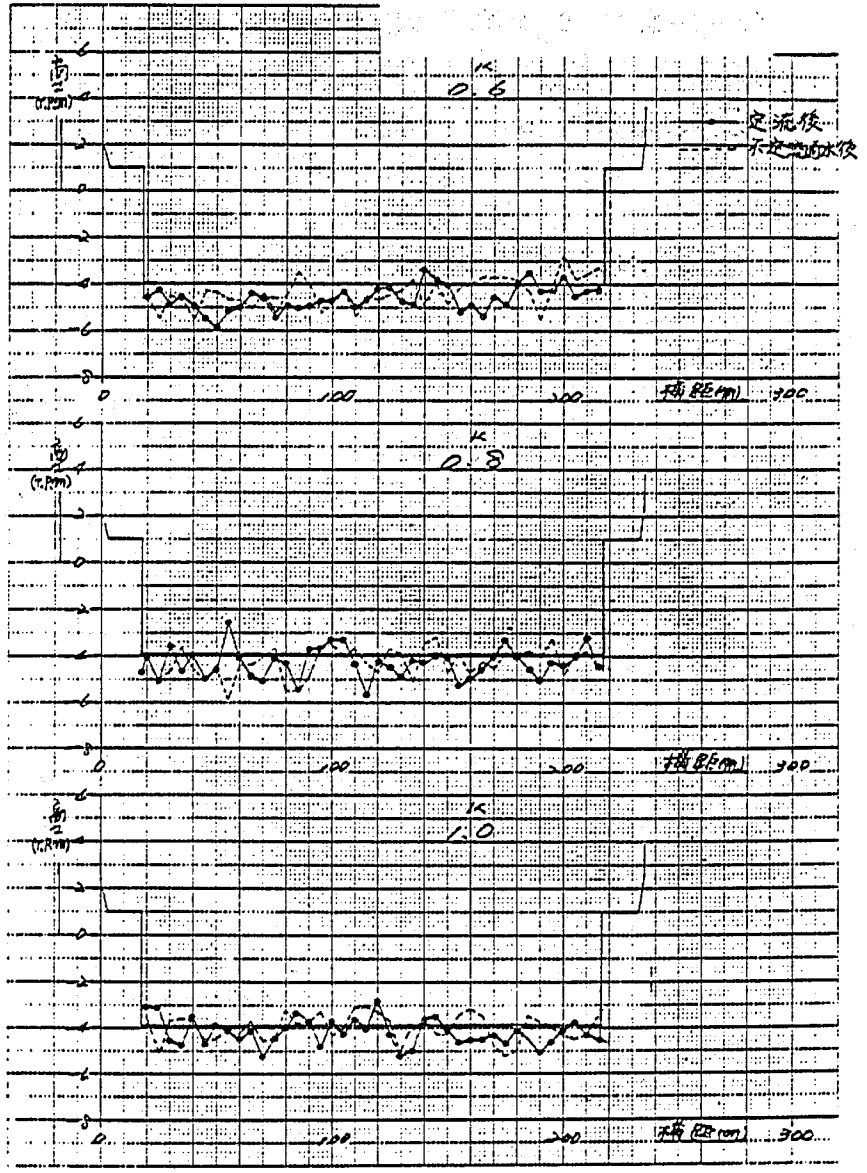
図－11.16.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－5－2）



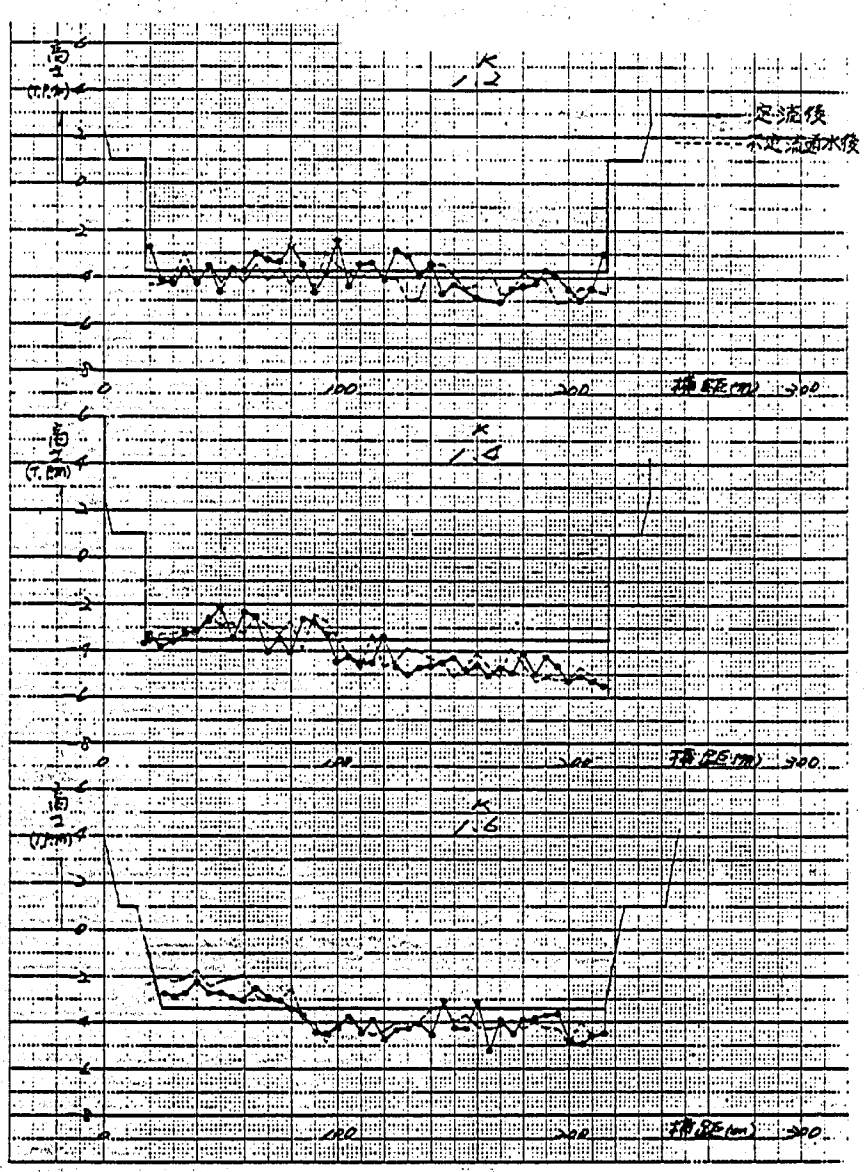
図－11.16.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－５－２）



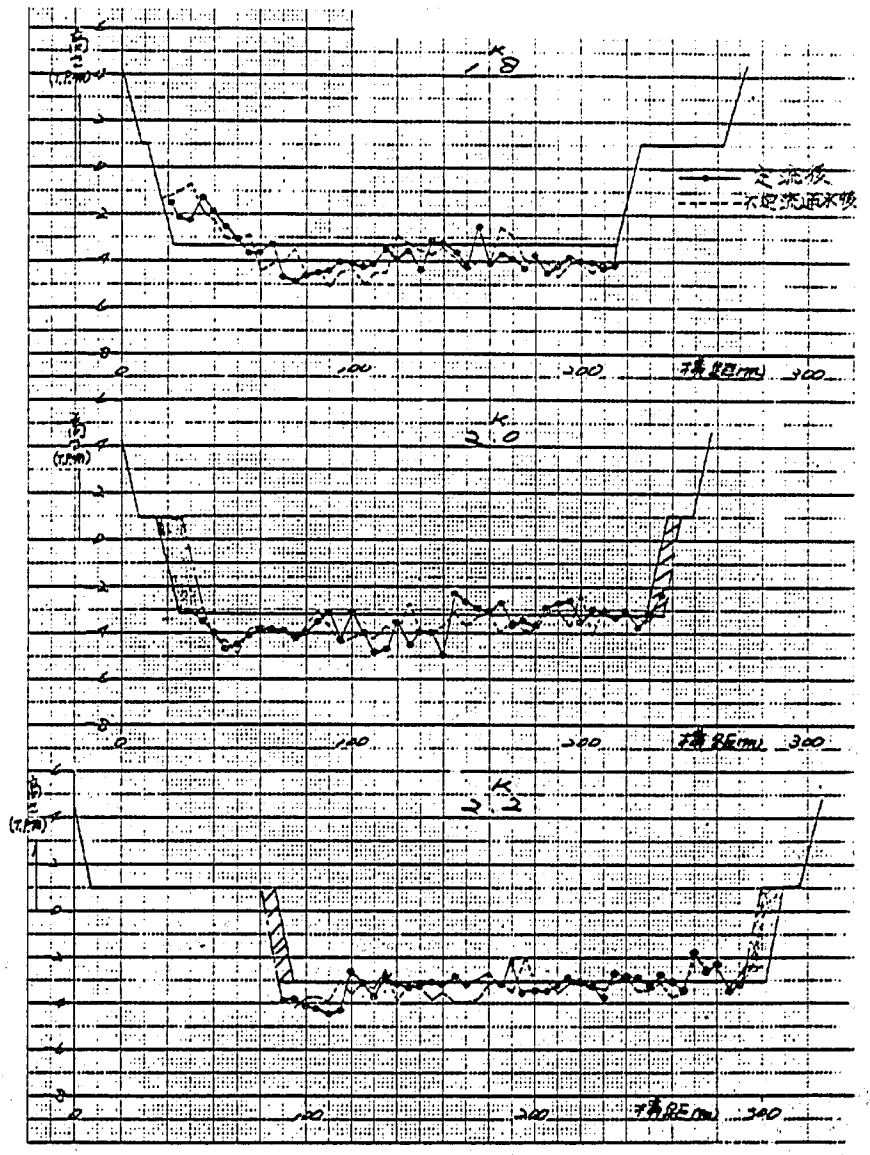
図－11.17.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－5－1，Ⅶ－5－2）



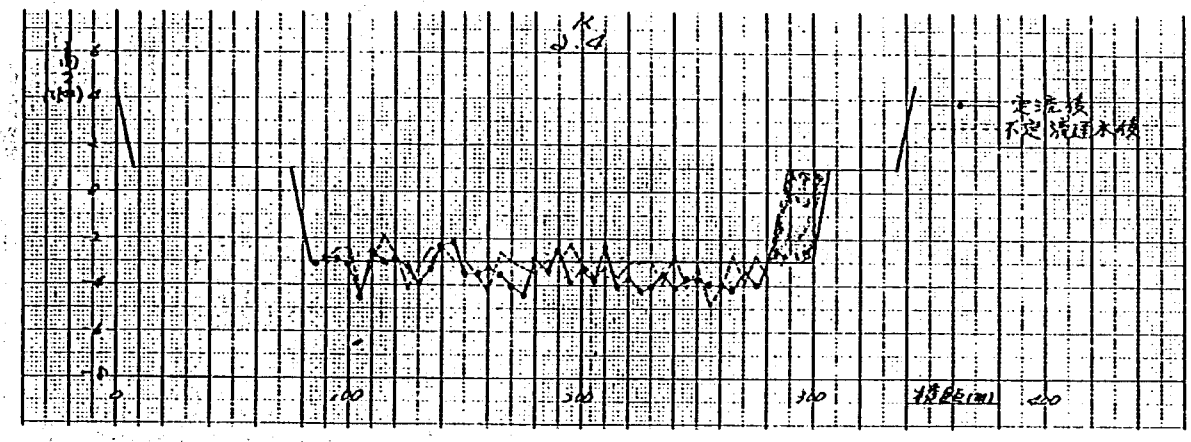
図－11.17.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－5－1，Ⅶ－5－2）



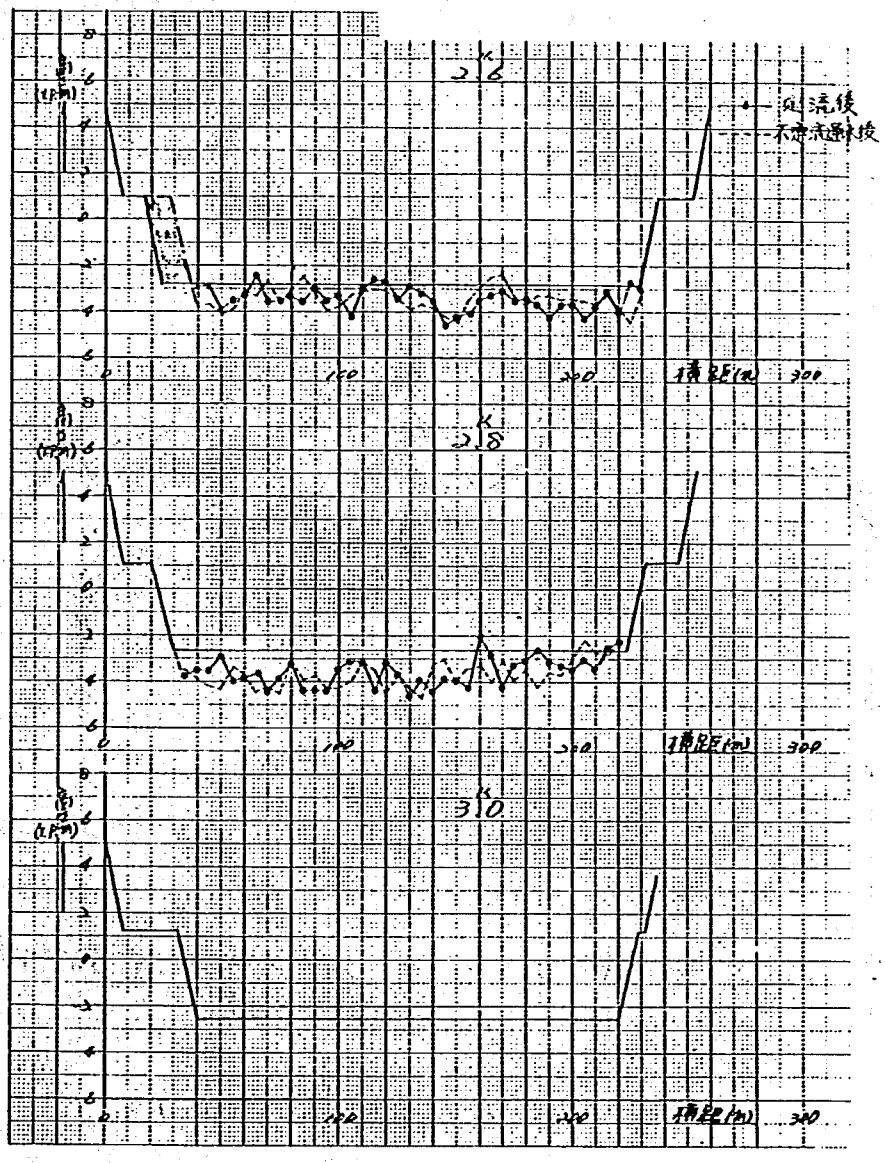
図－11.17.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－5－1，Ⅶ－5－2）



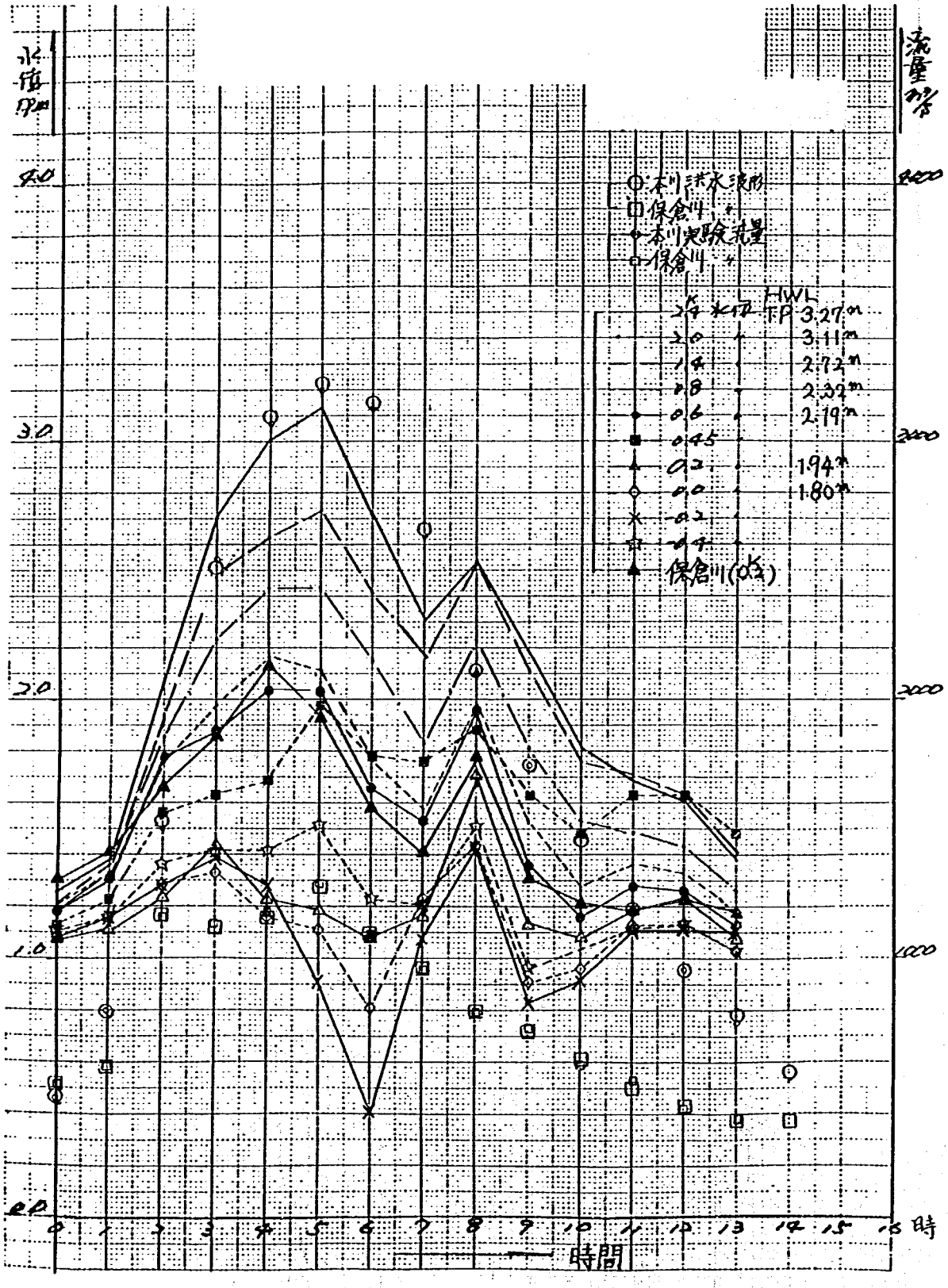
図－11.17.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－5－1，Ⅶ－5－2）



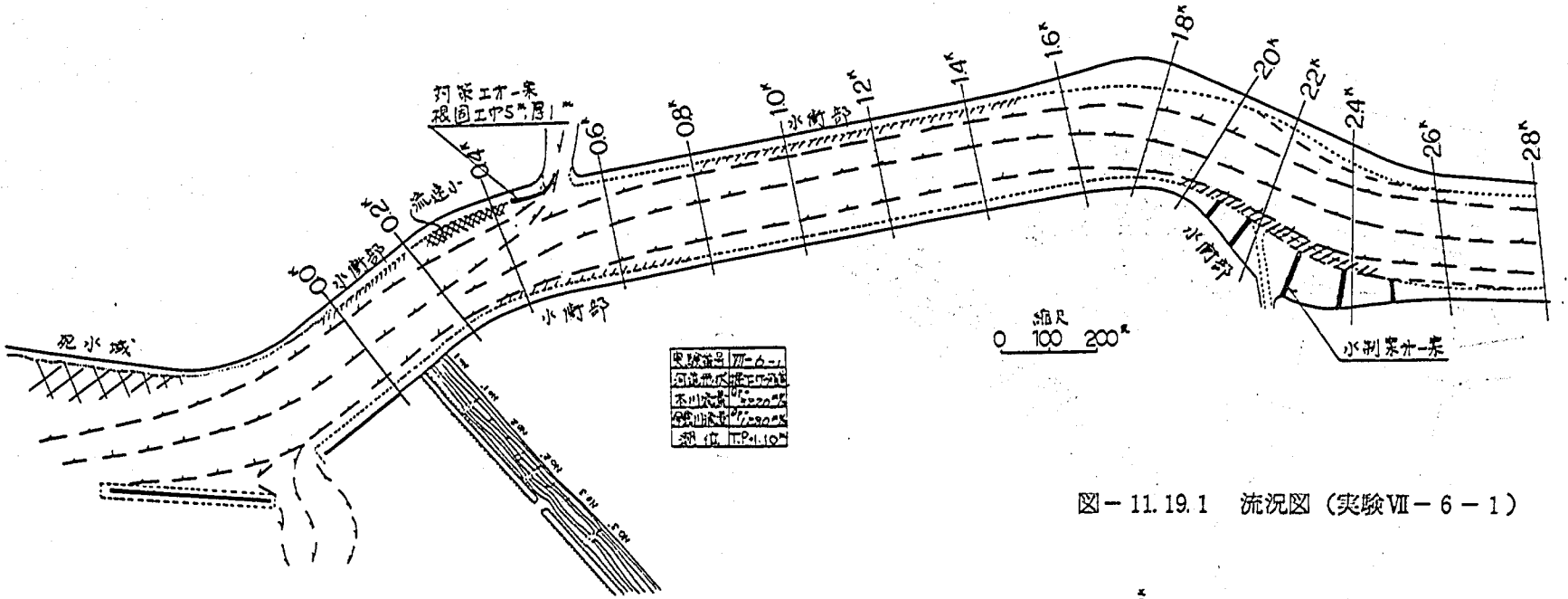
図－11.17.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－5－1，Ⅶ－5－2）



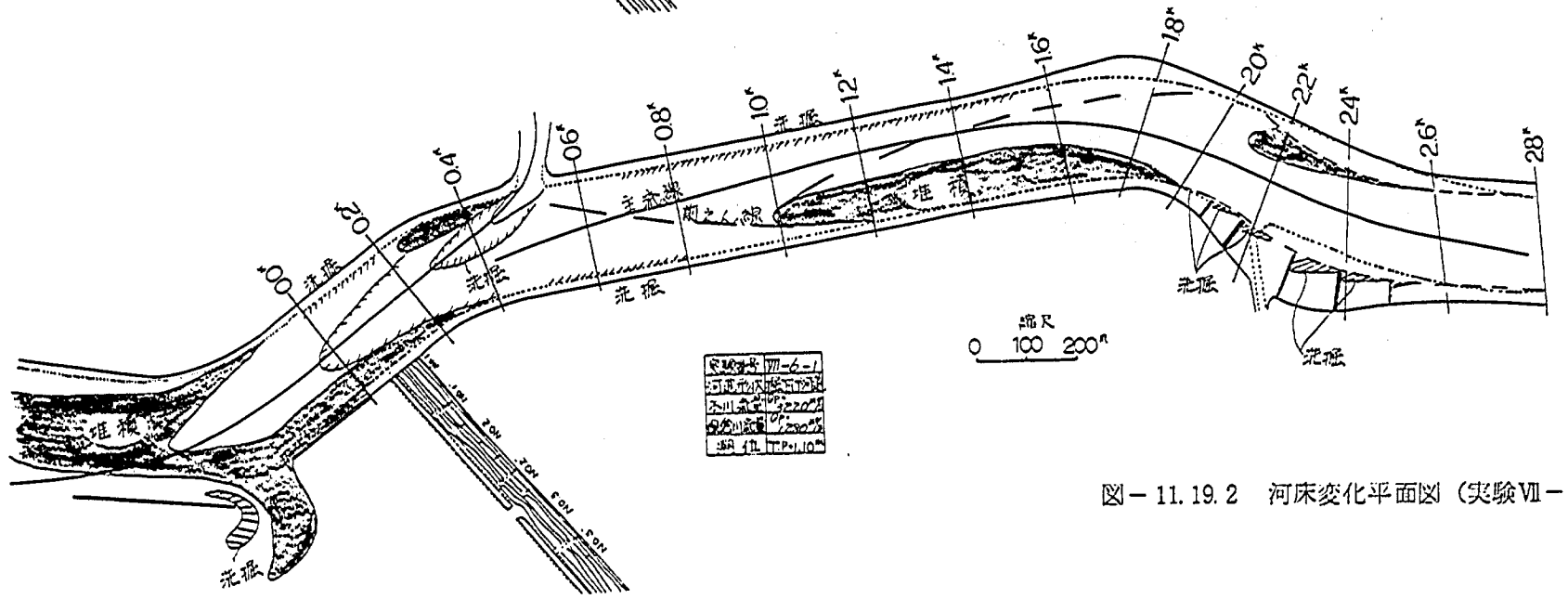
図－11.17.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－5－1，Ⅶ－5－2）



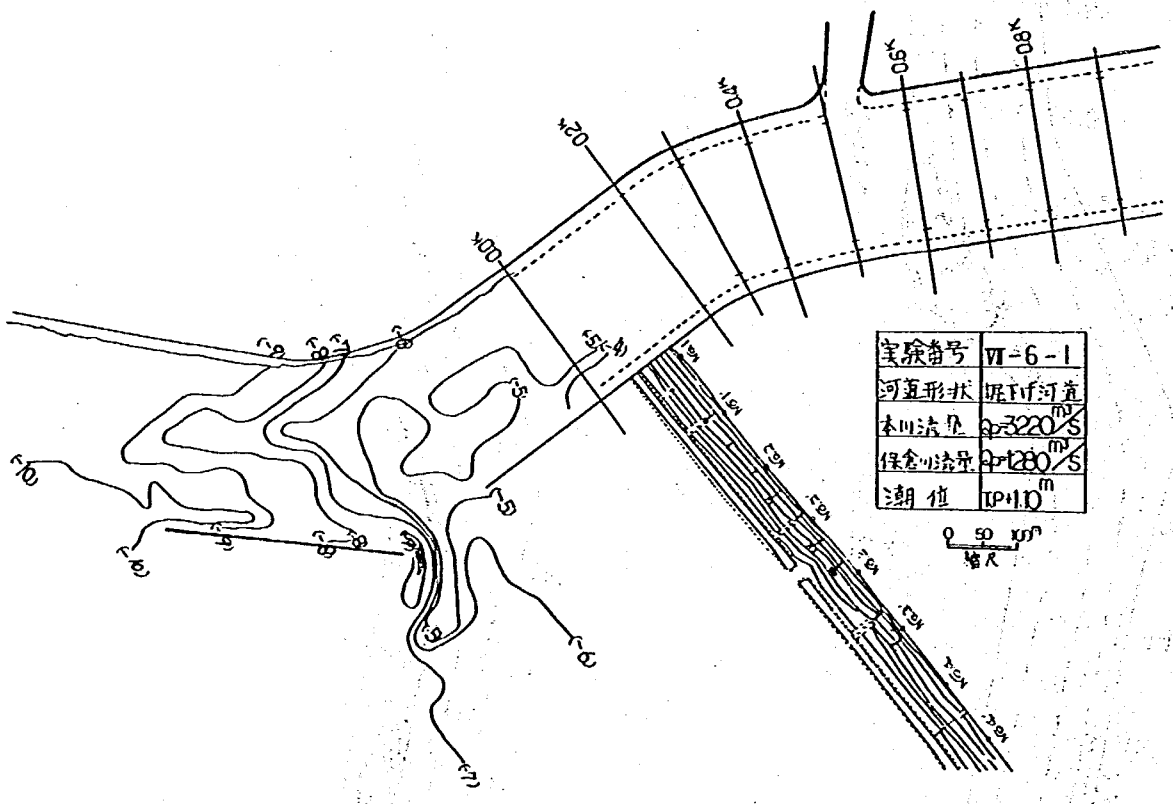
図－11.18　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－6－1）



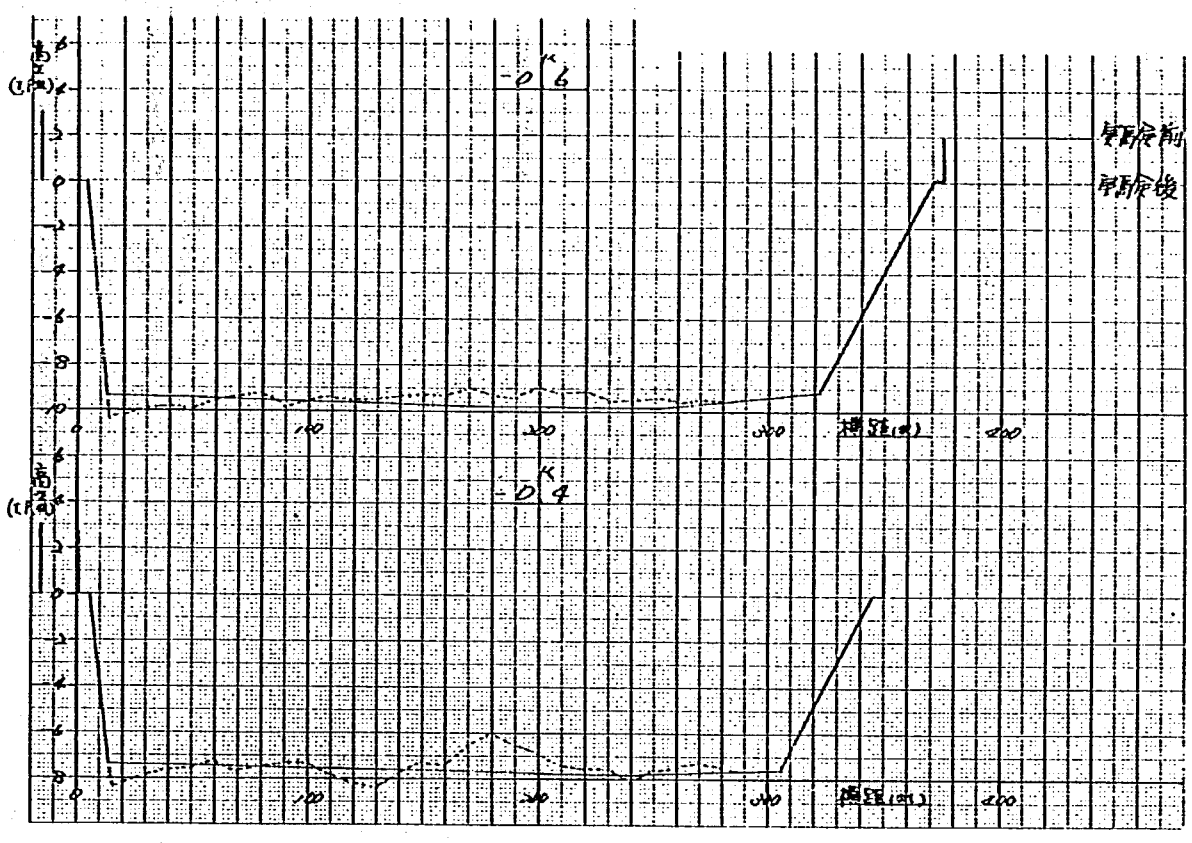
図－11.19.1　流況図（実験Ⅶ－6－1）



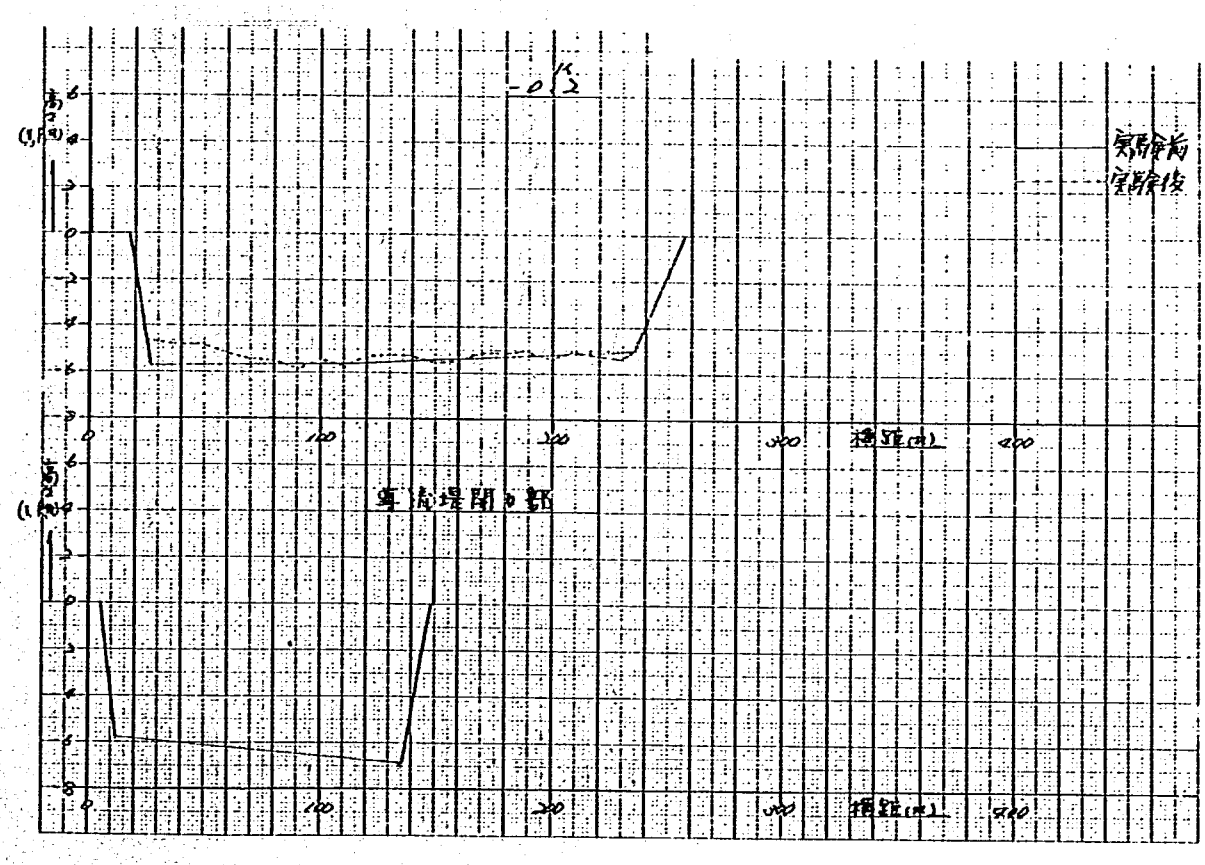
図－11.19.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－6－1）



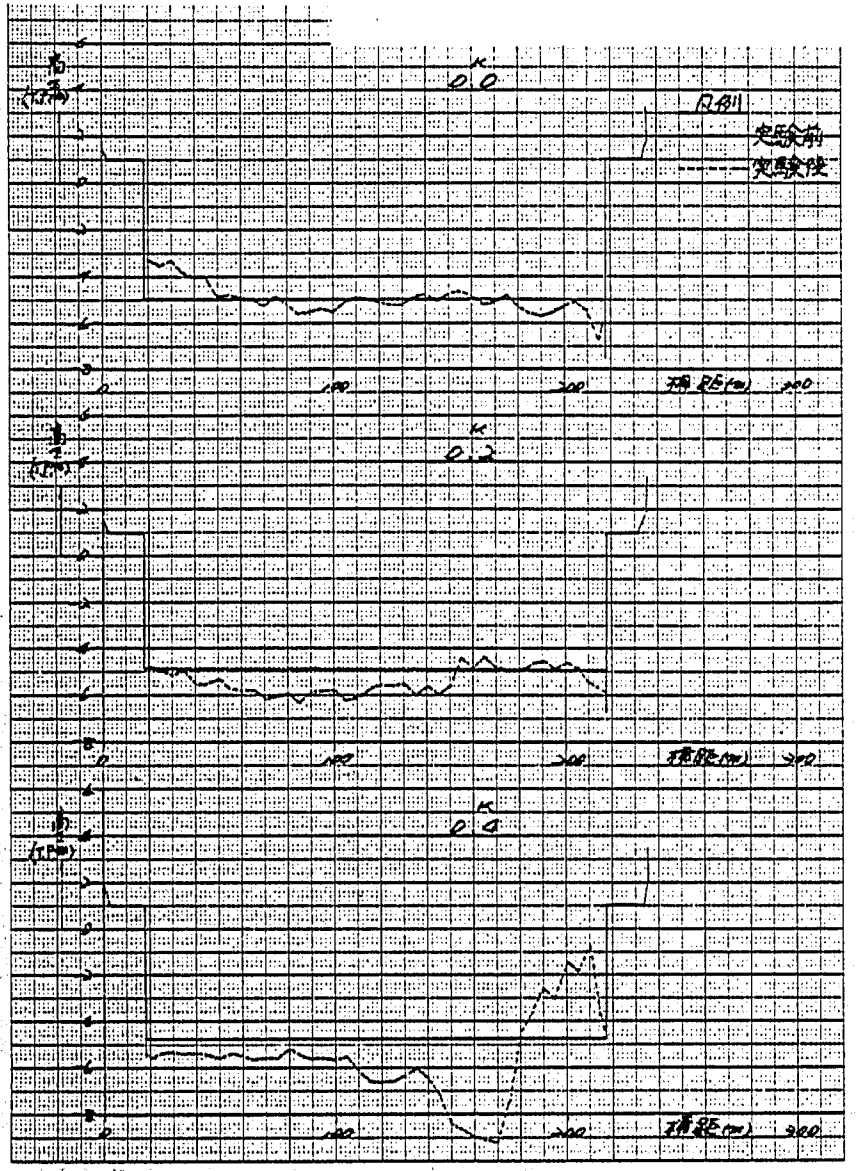
図－11.19.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－６－１）



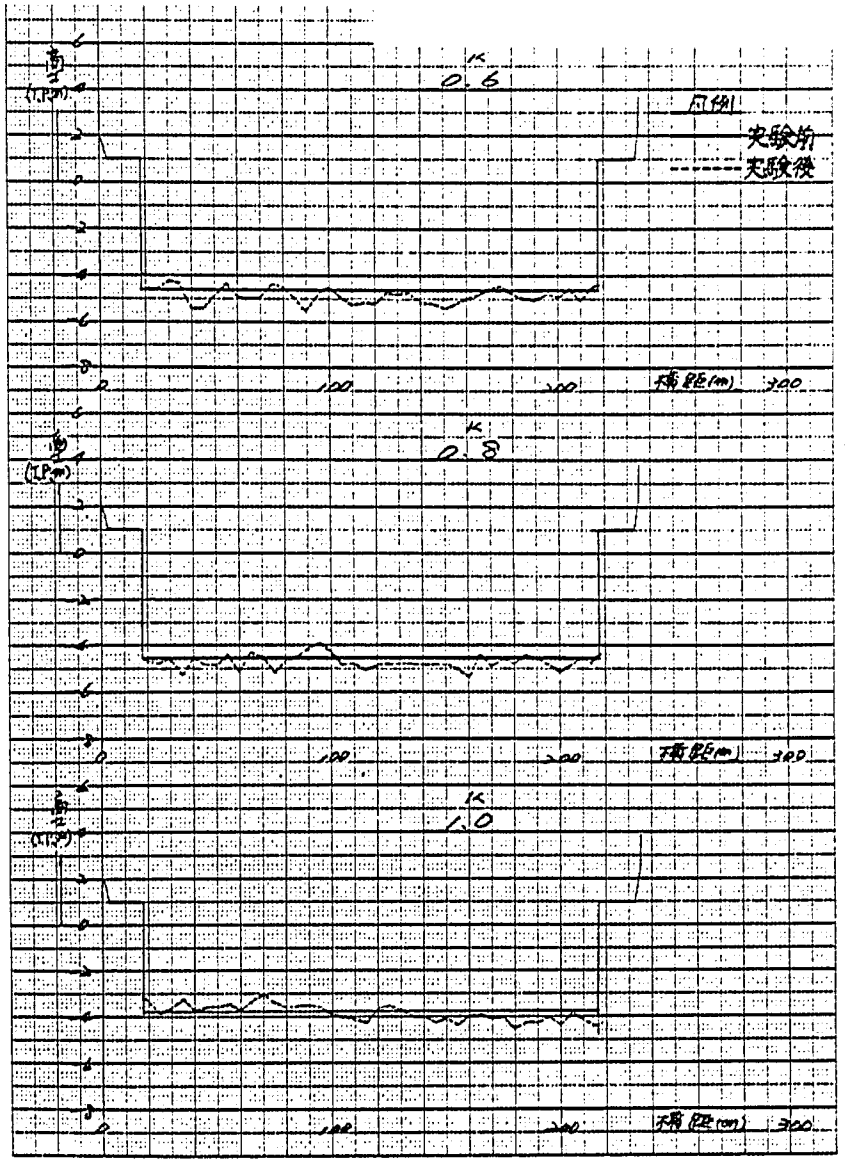
図－11.20.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－1）



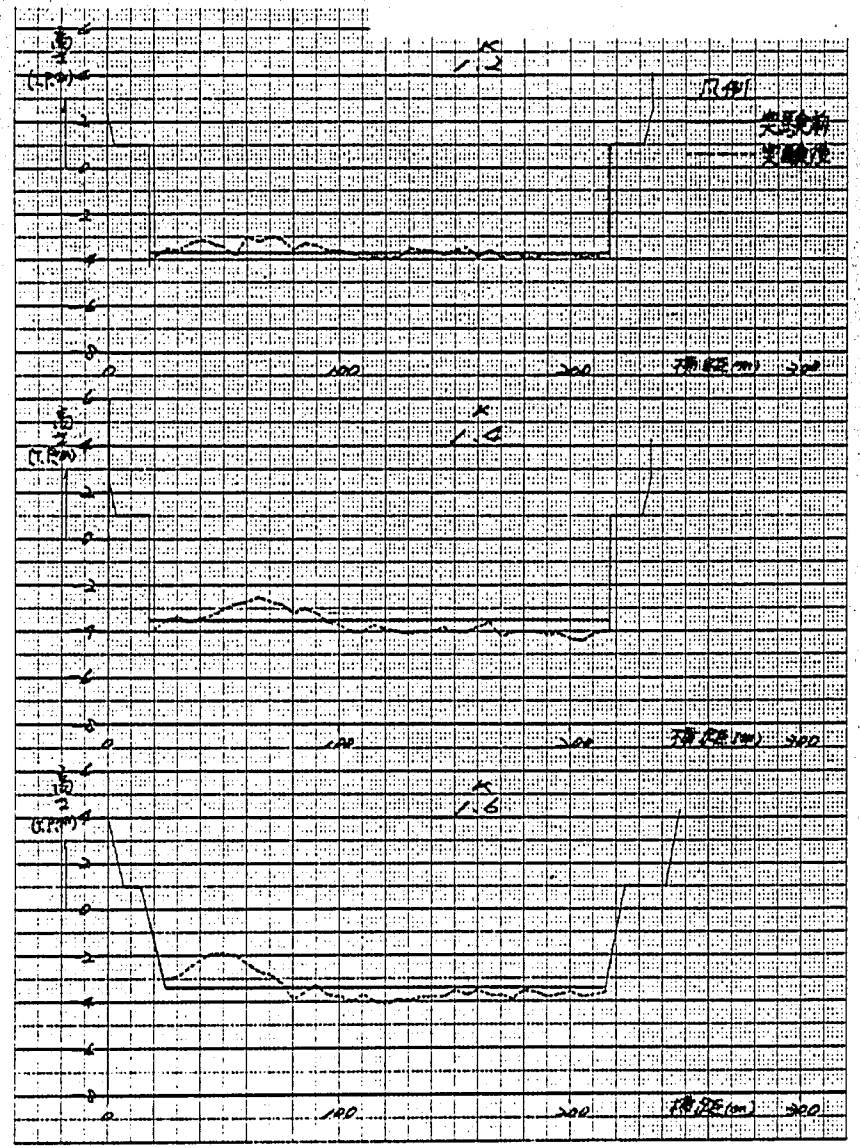
図－11.20.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－1）



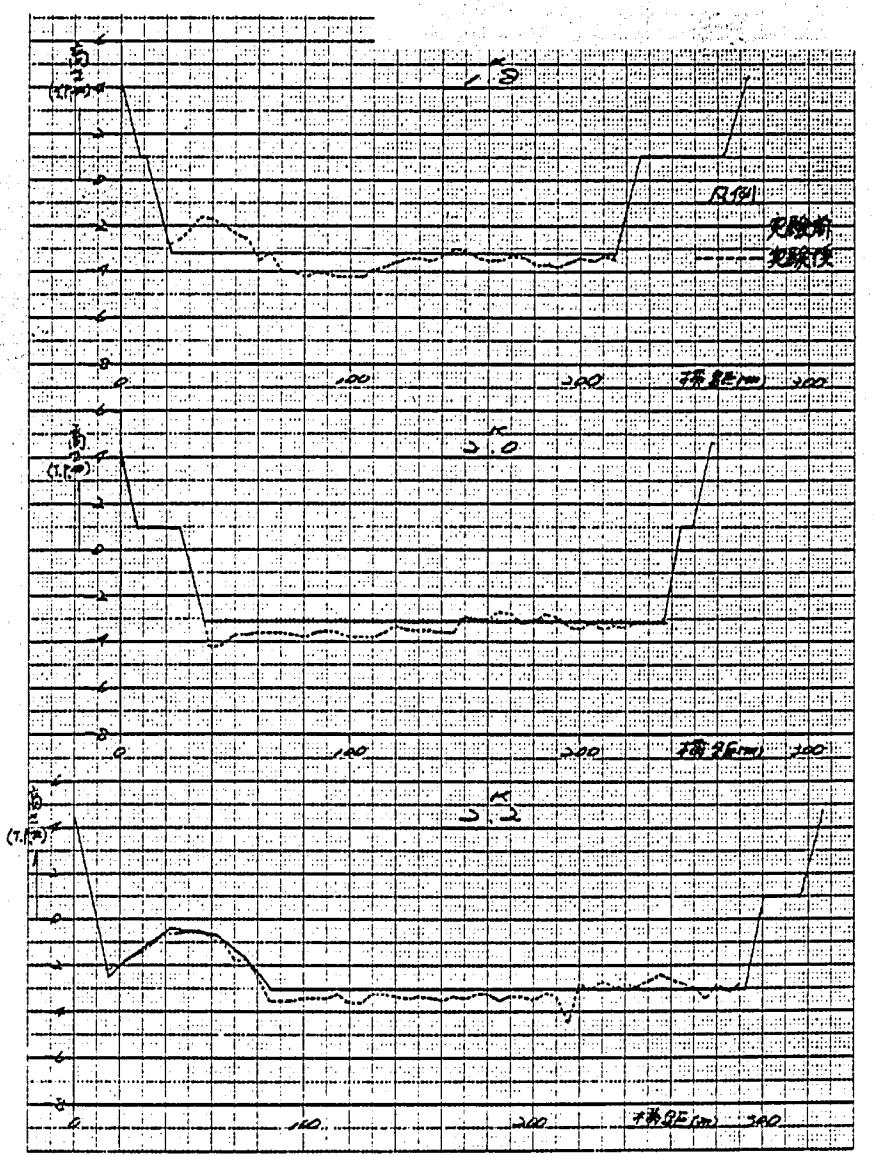
図－11.20.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－1）



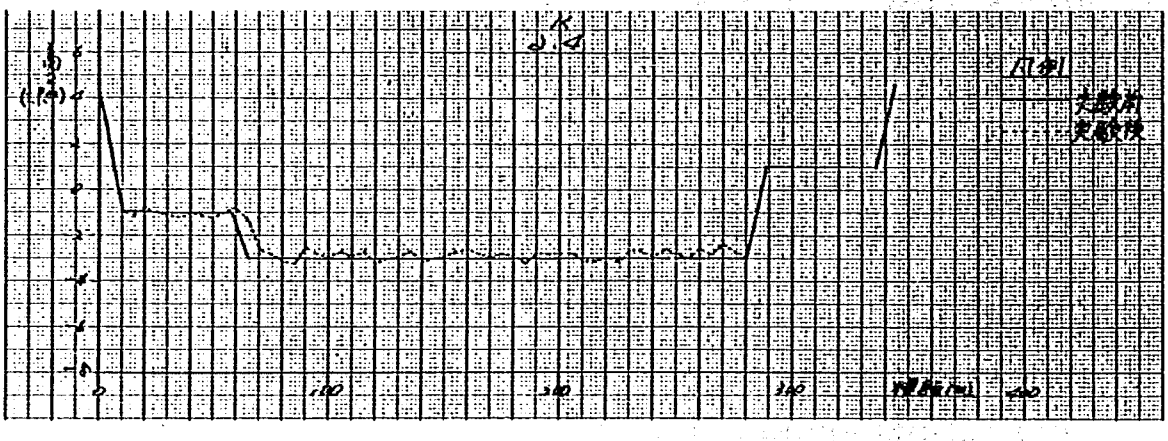
図－11.20.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－1）



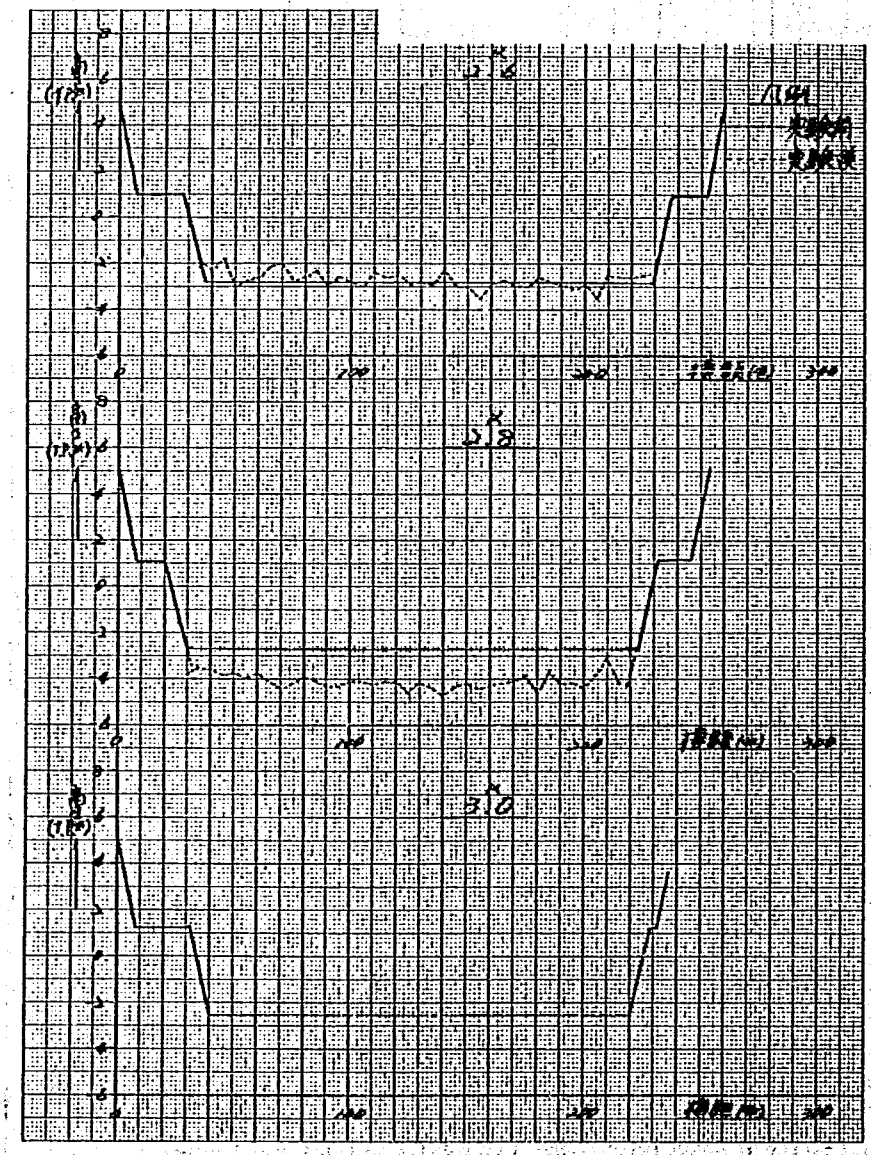
図－11.20.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－６－１）



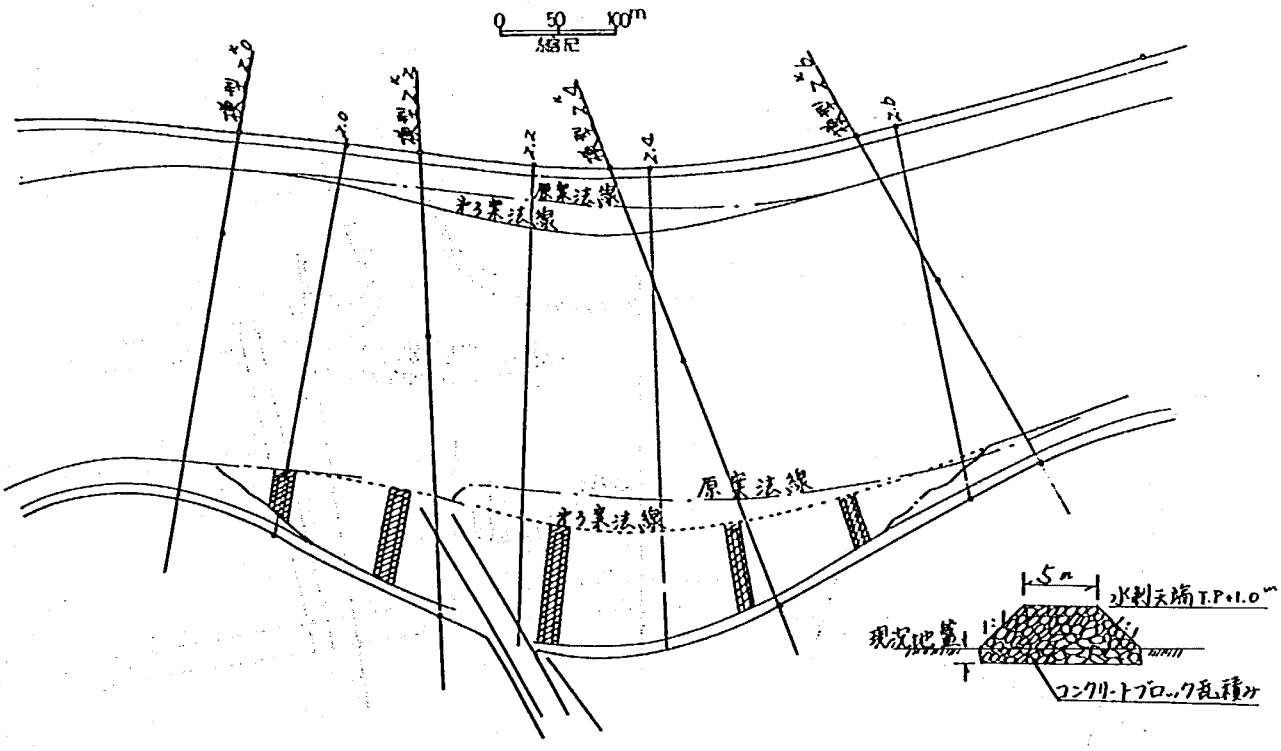
図－11.20.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－６－１）



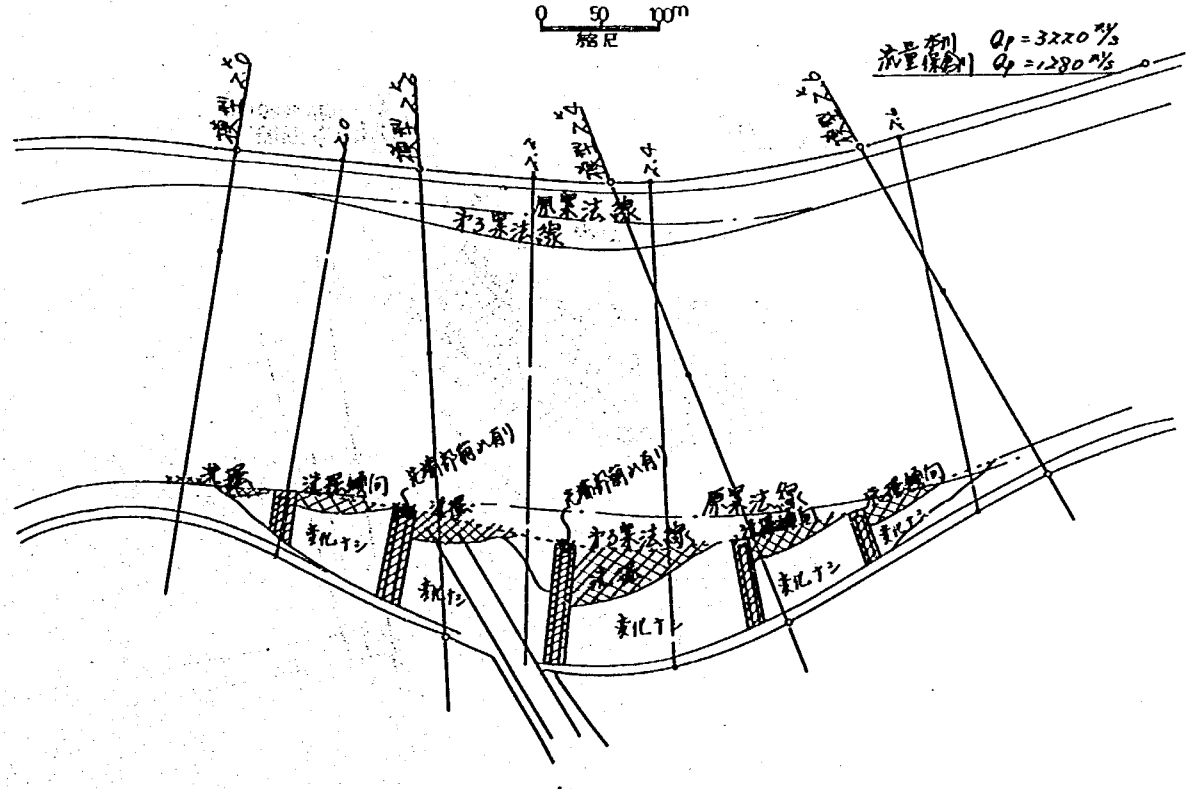
図－11.20.7　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－1）



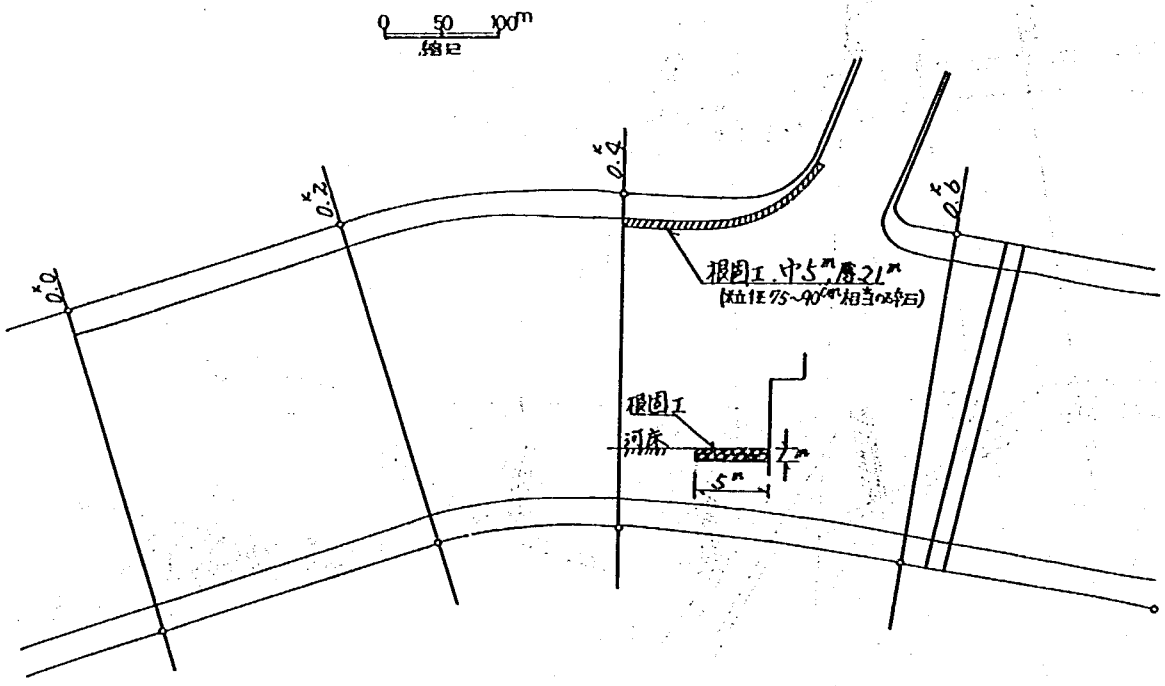
図－11.20.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－1）



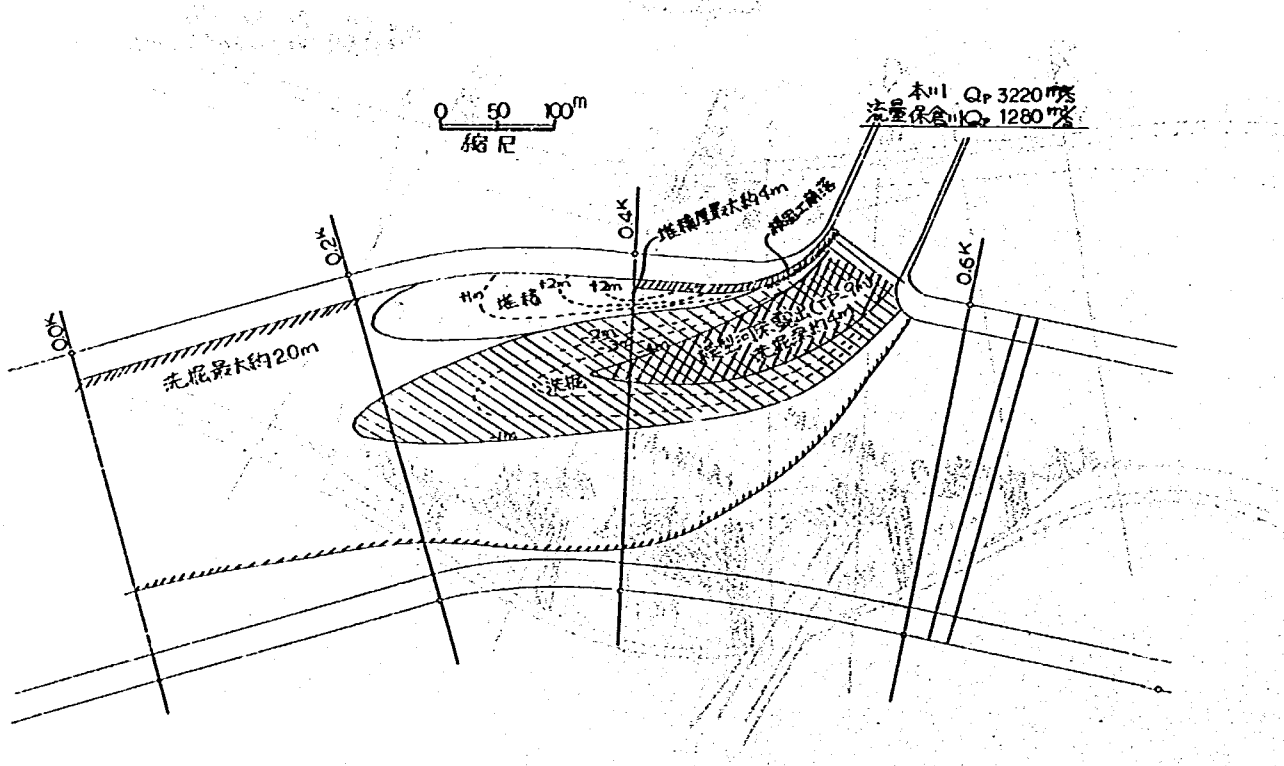
図－11.21.1　水制設置案平面図（第1案）



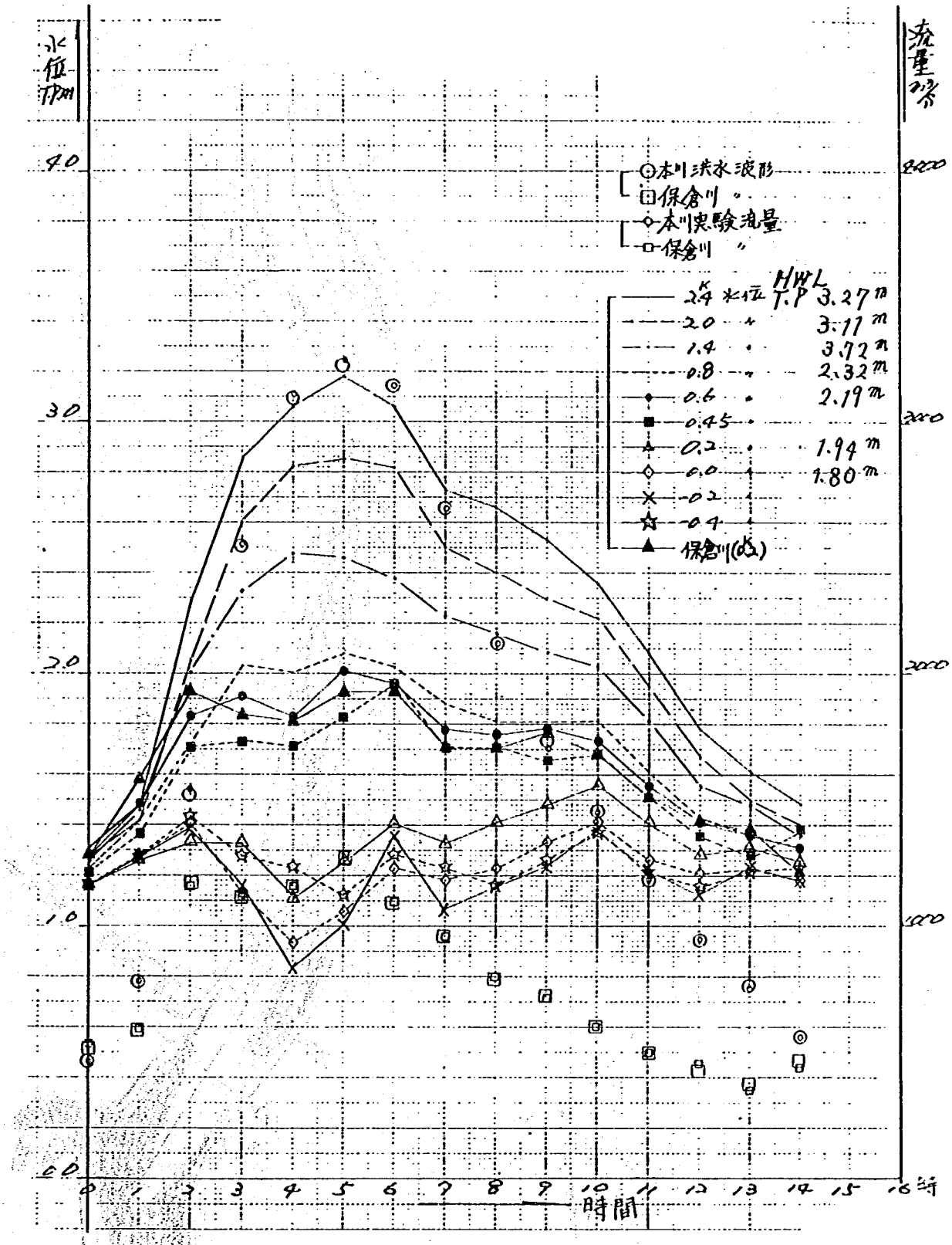
図－11.21.2　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－6－1）



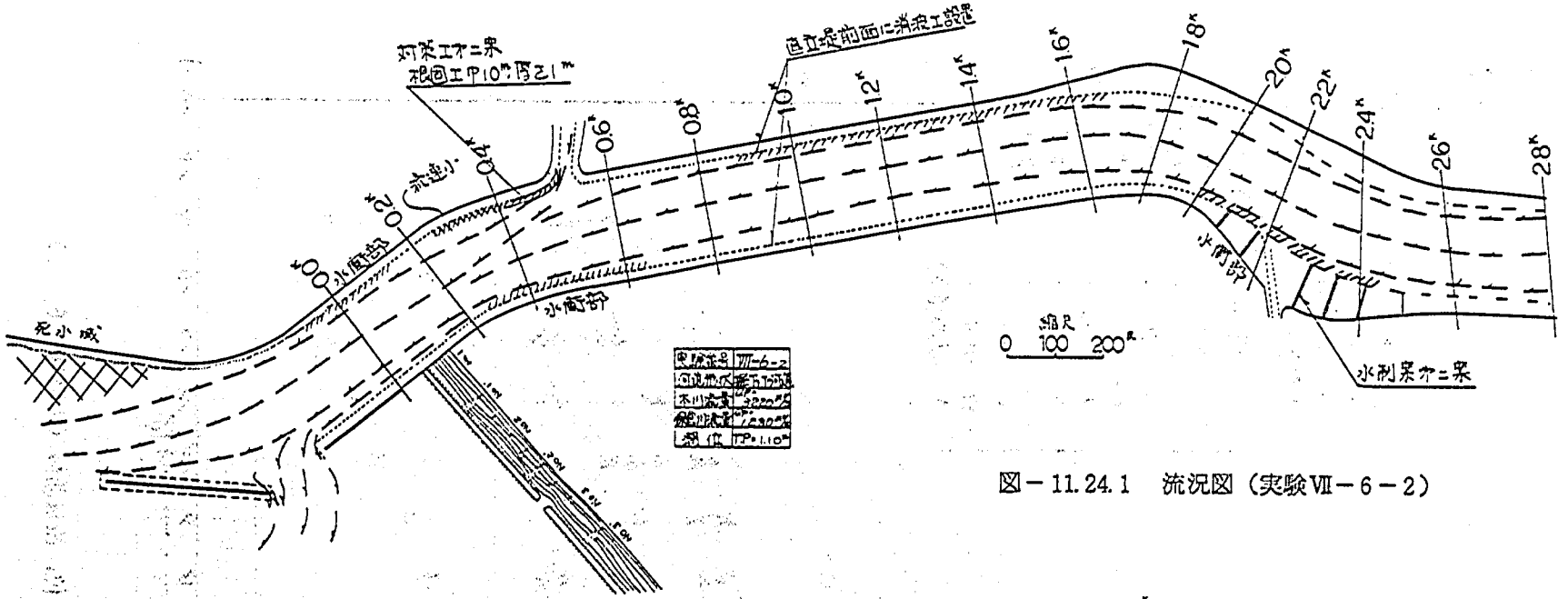
図－ 11.22.1　保倉川合流部対策工設置案平面図（第１案）



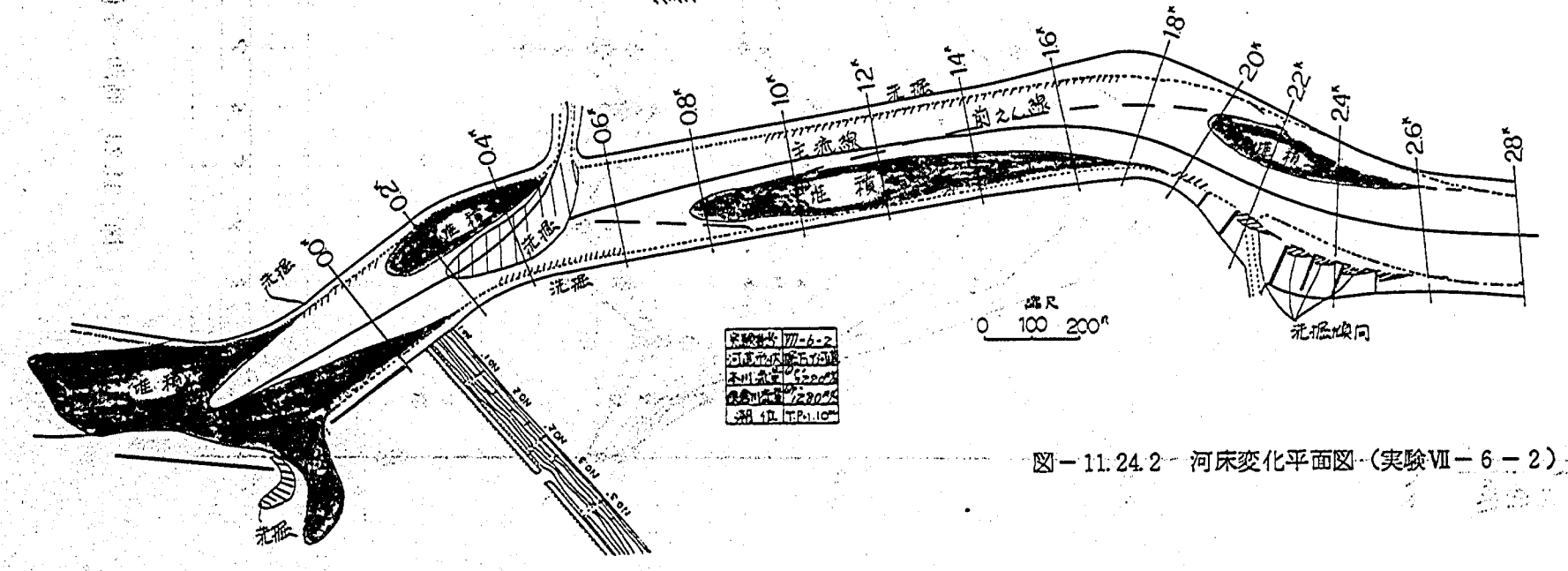
図－ 11.22.2　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－６－１）



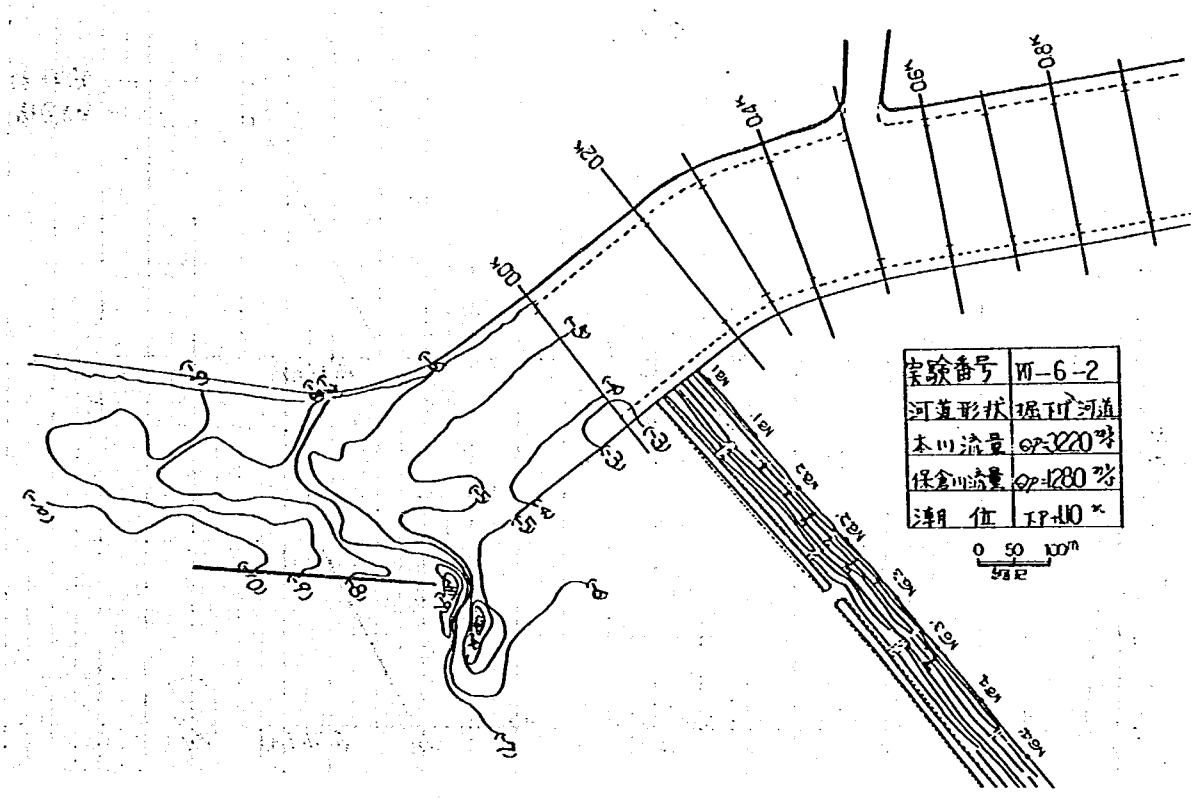
図－ 11.23　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－ 6 － 2）



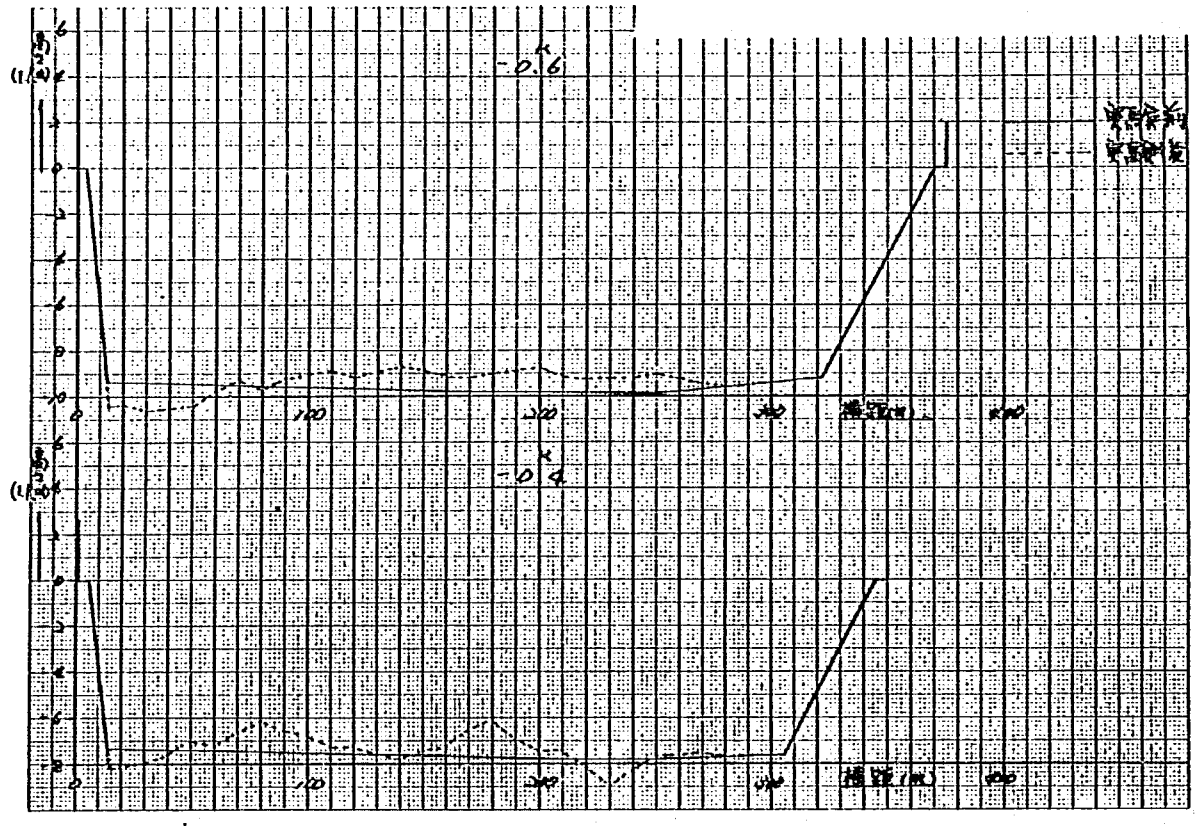
図－11.24.1　流況図（実験Ⅶ－6－2）



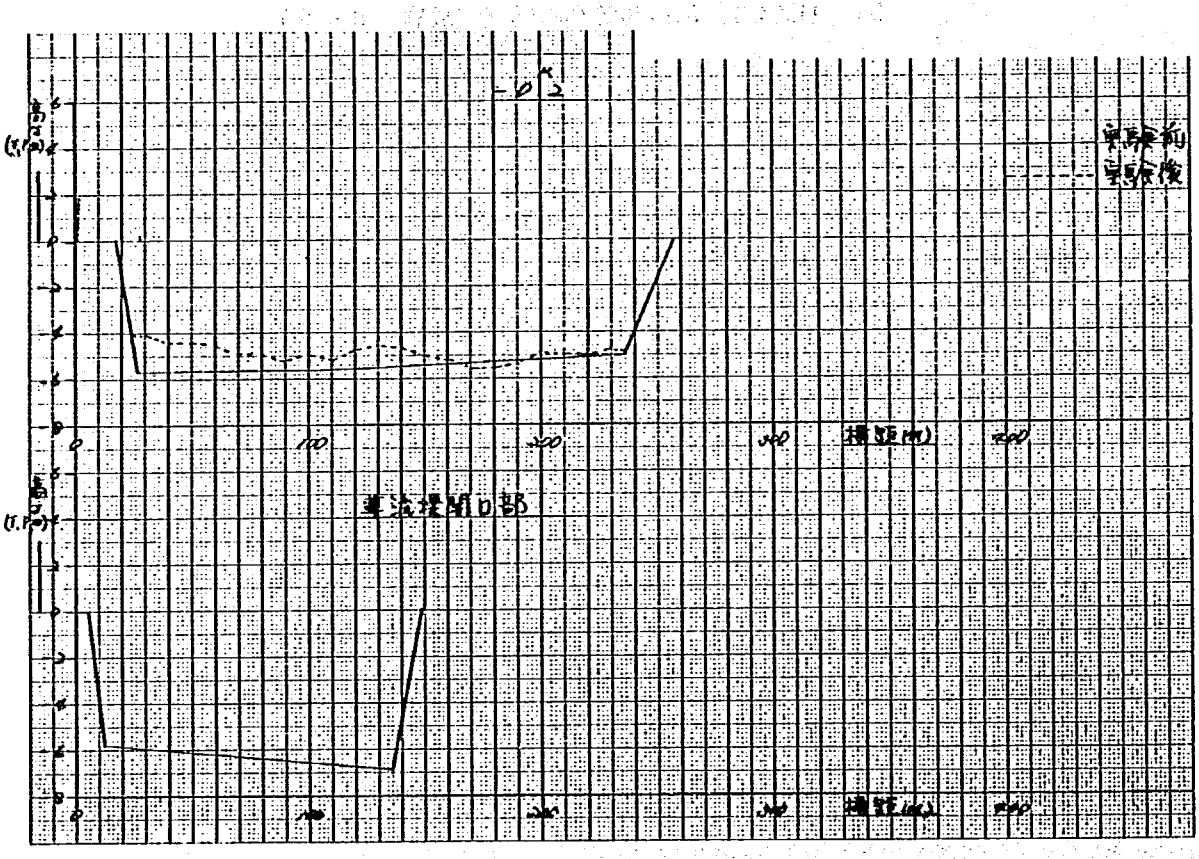
図－11.24.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－6－2）



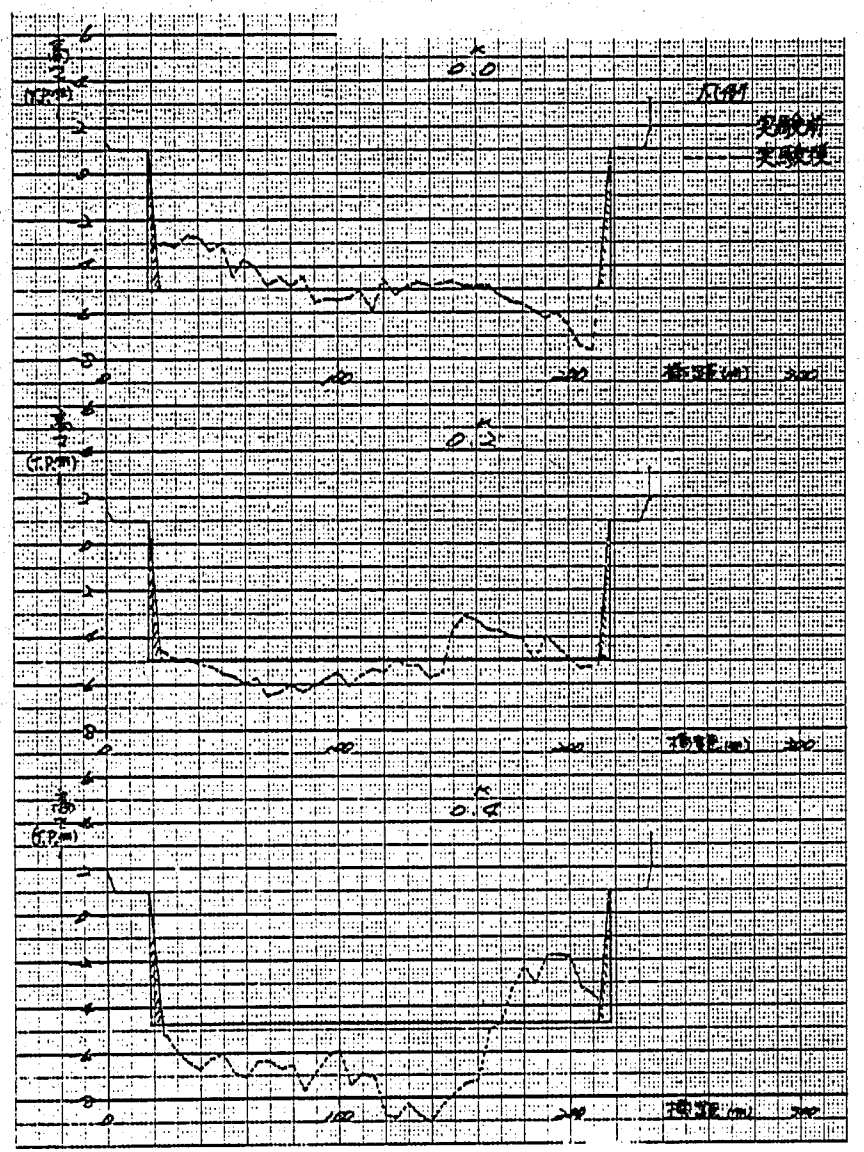
図－ 11.24.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－ 6 － 2）



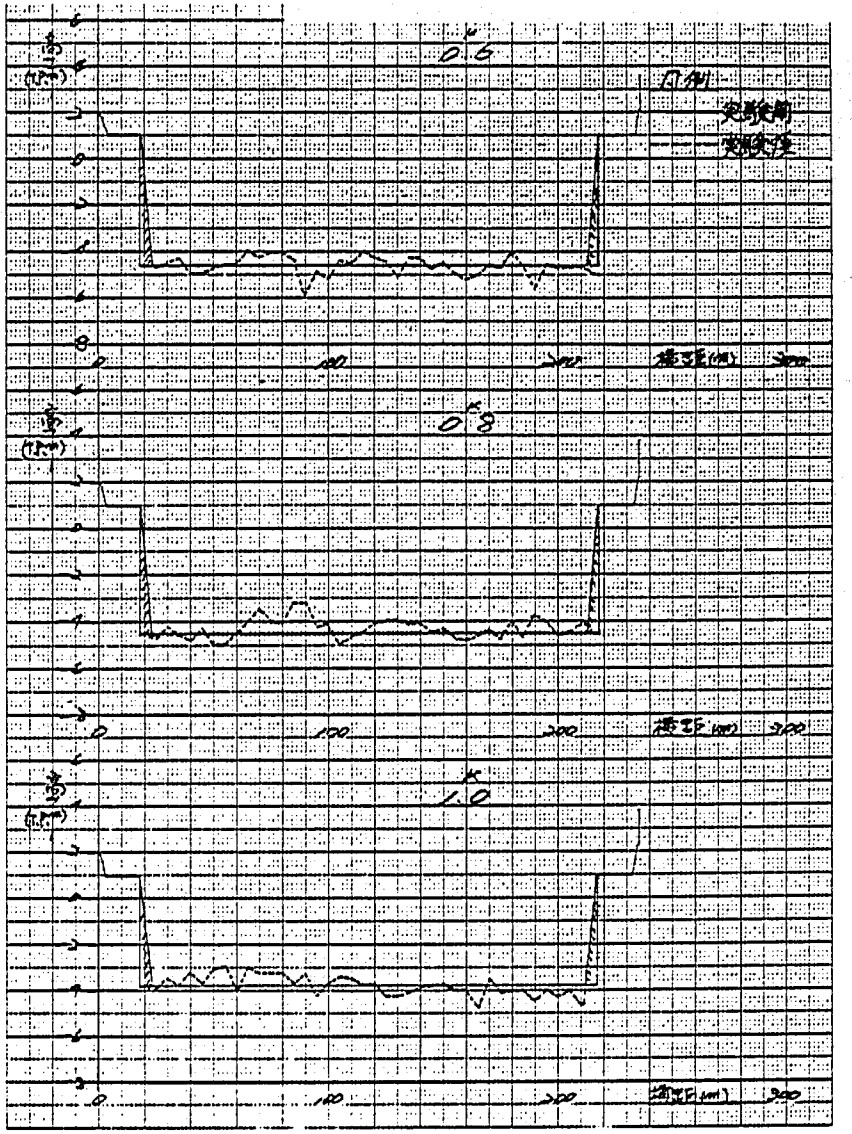
図－ 11.25.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－６－２）



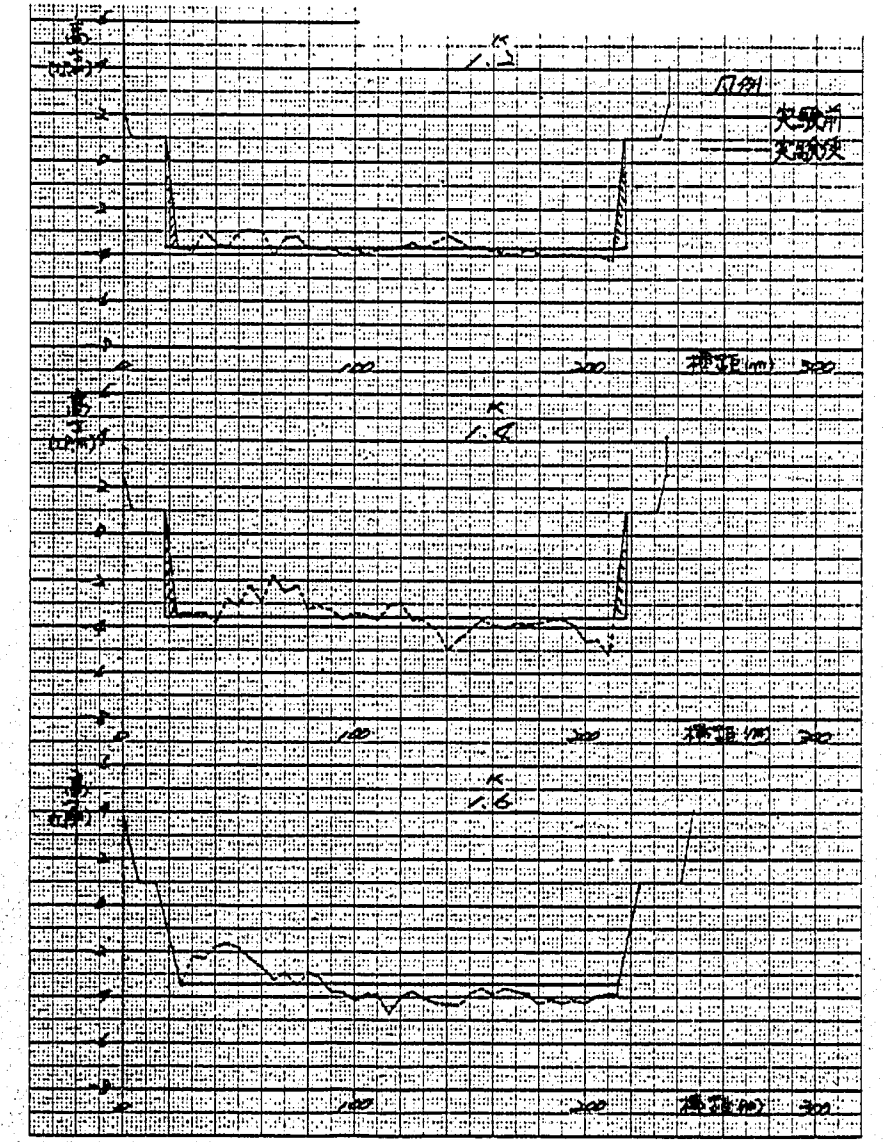
図－ 11.25.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－６－２）



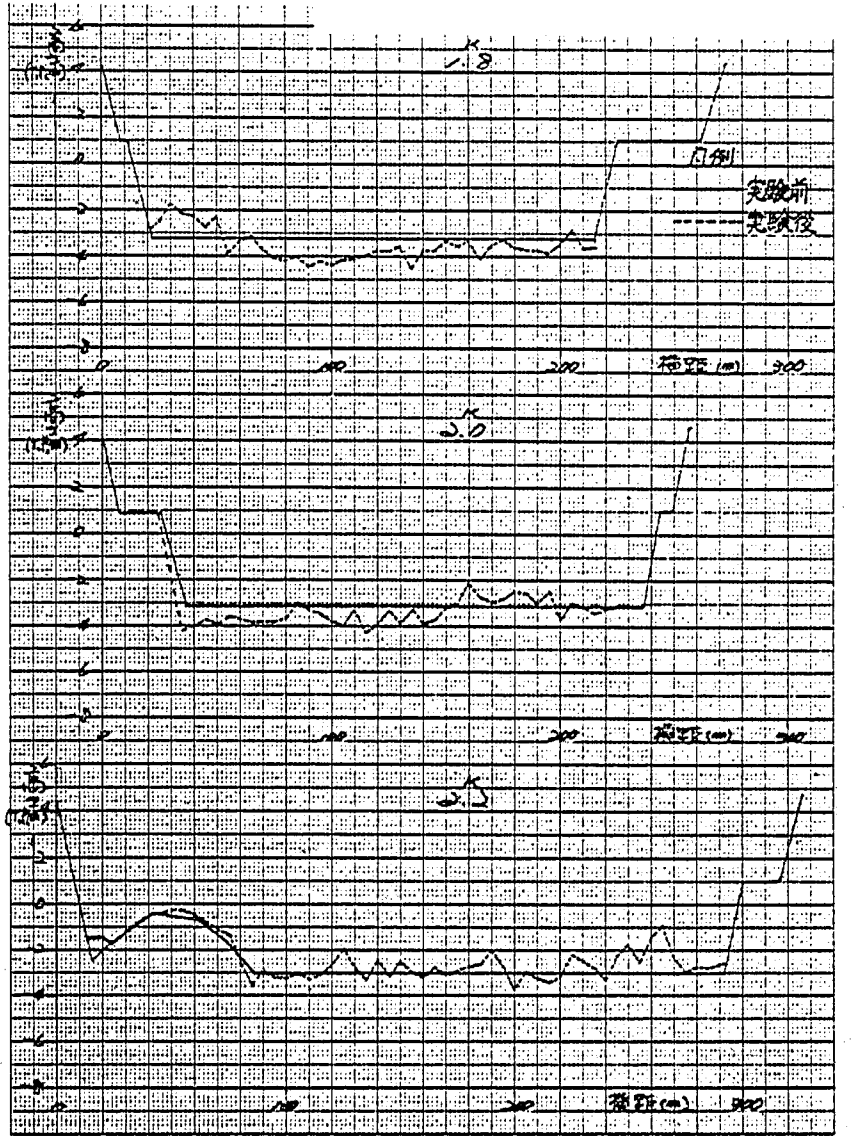
図－11.25.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－2）



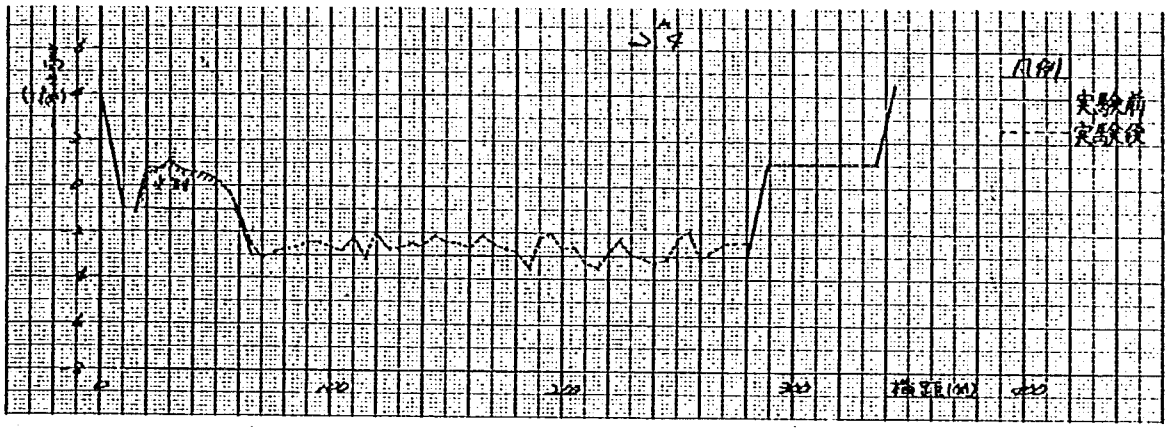
図－11.25.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－2）



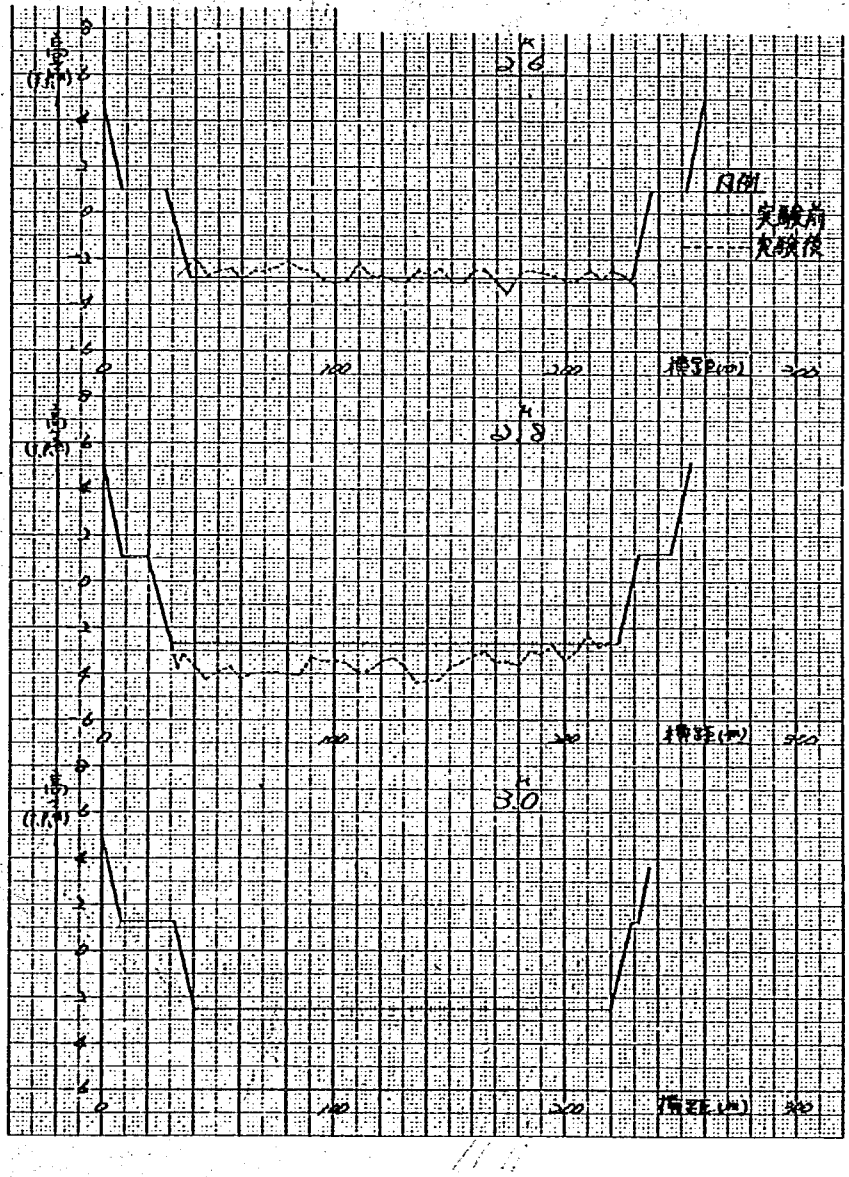
図－11.25.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－2）



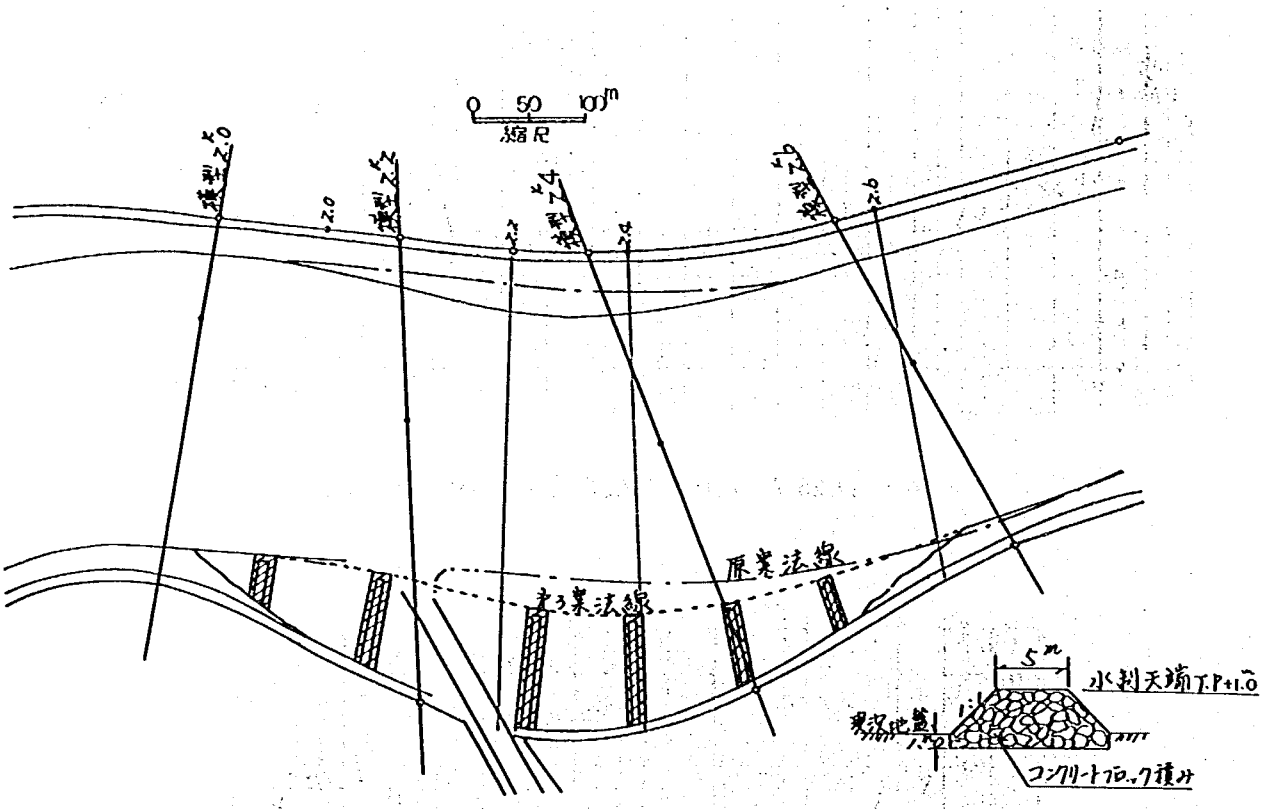
図－11.25.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－6－2）



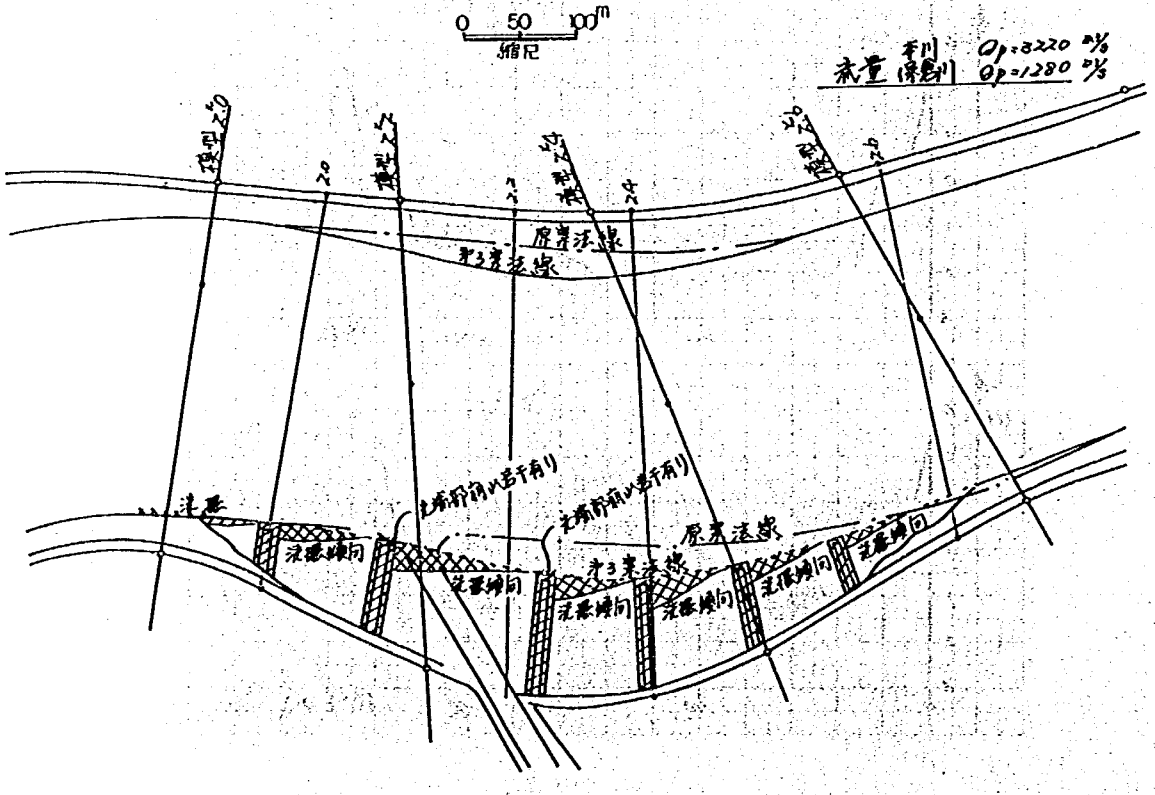
図－ 11.25.7　河床変動横断図（実験Ⅶ－ 6 － 2）



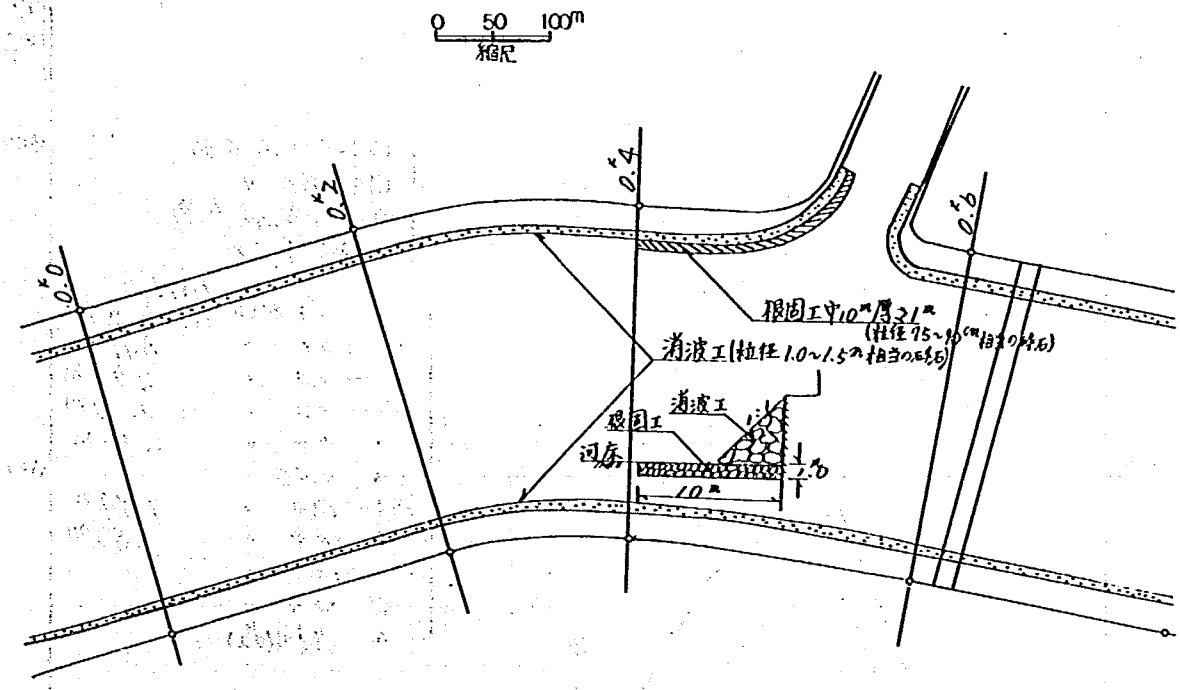
図－ 11.25.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－ 6 － 2）



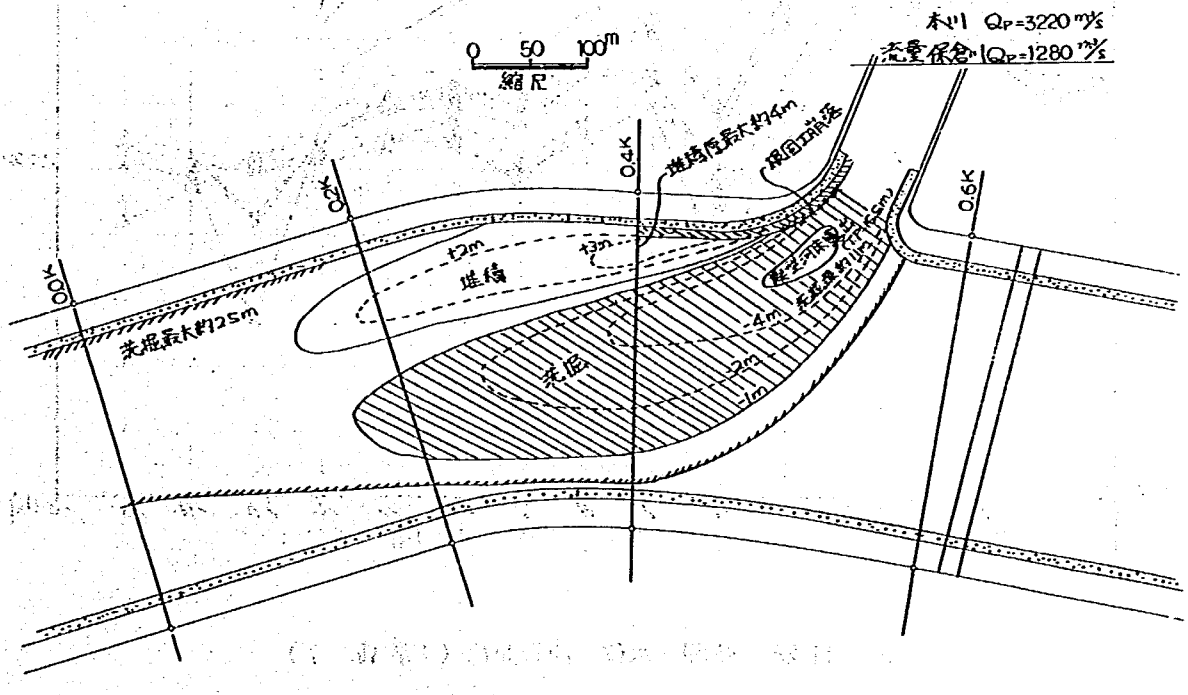
図－ 11.26.1　水制設置案平面図（第２案）



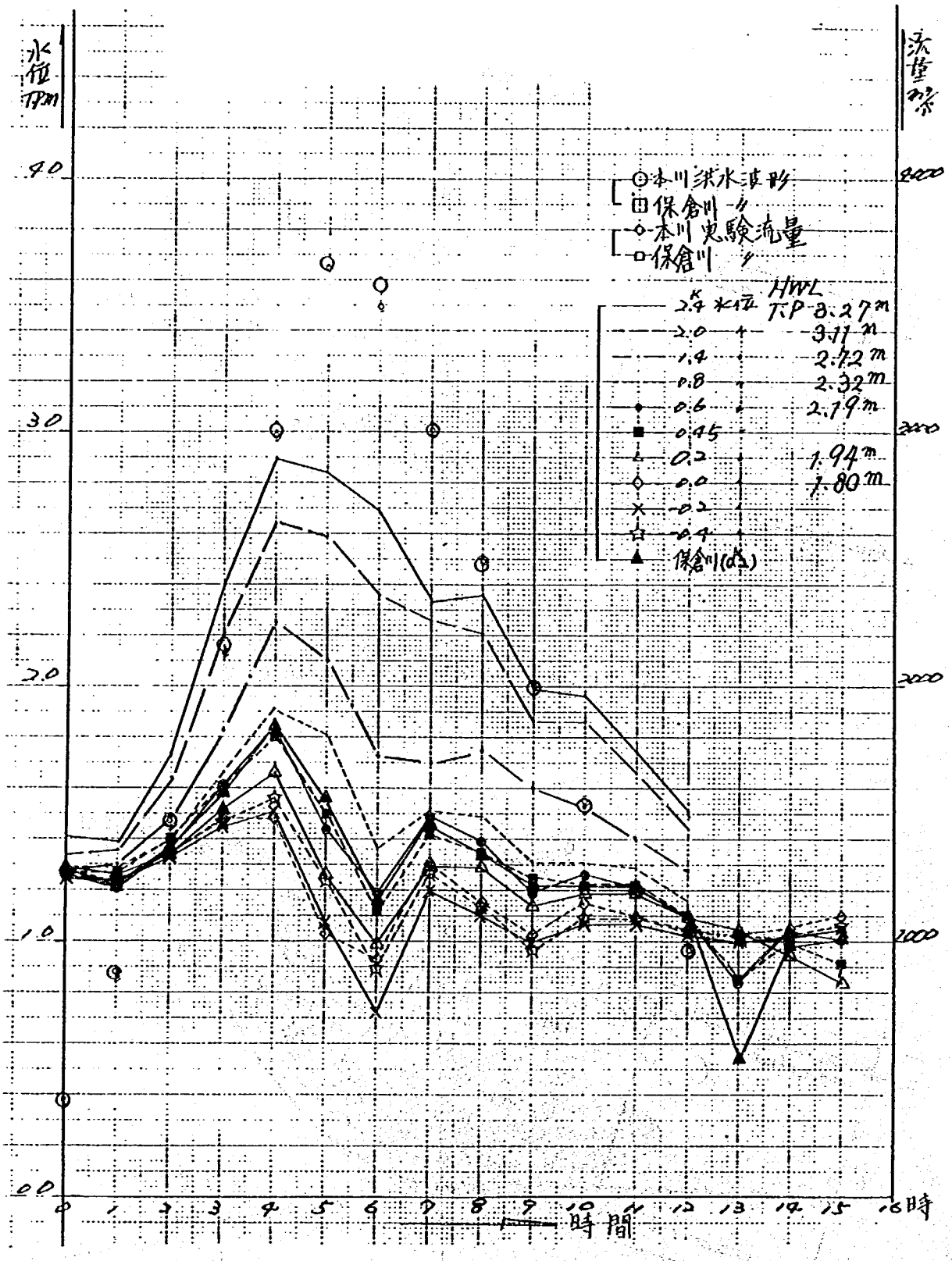
図－ 11.26.2　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－６－２）



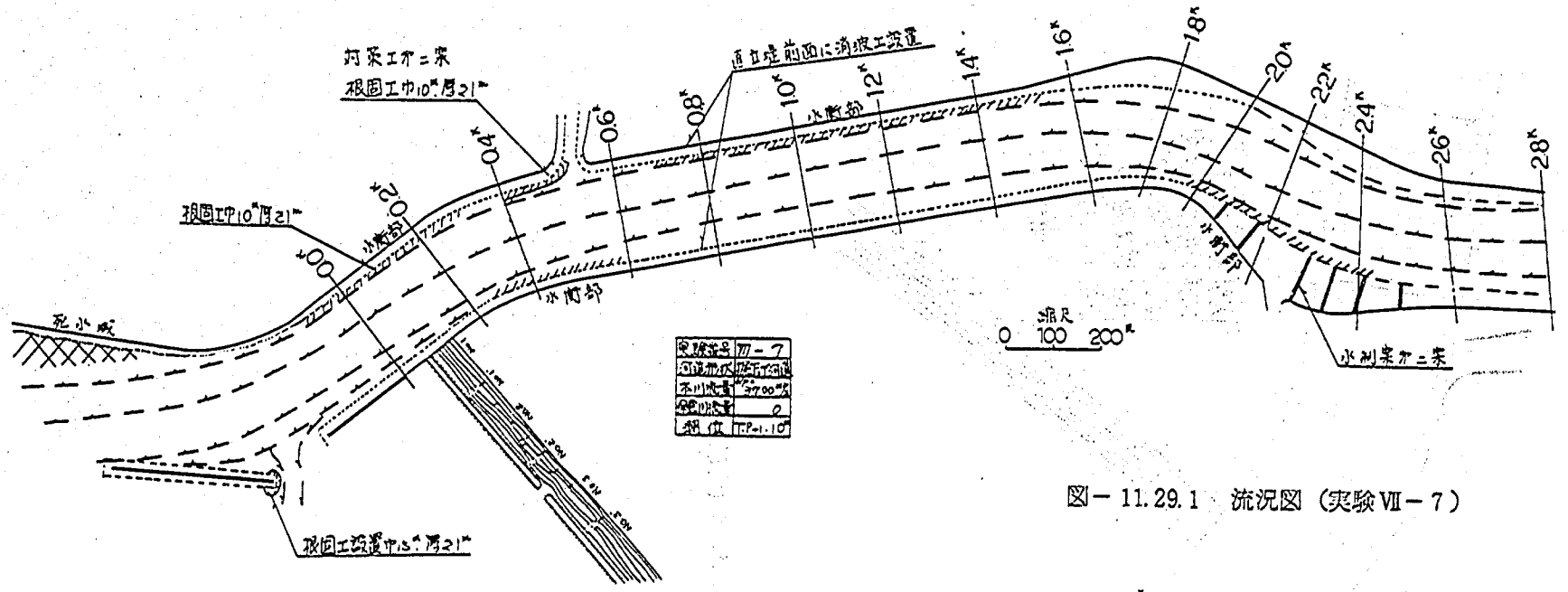
図－ 11.27.1　保倉川合流部対策工設置案平面図（第２案）



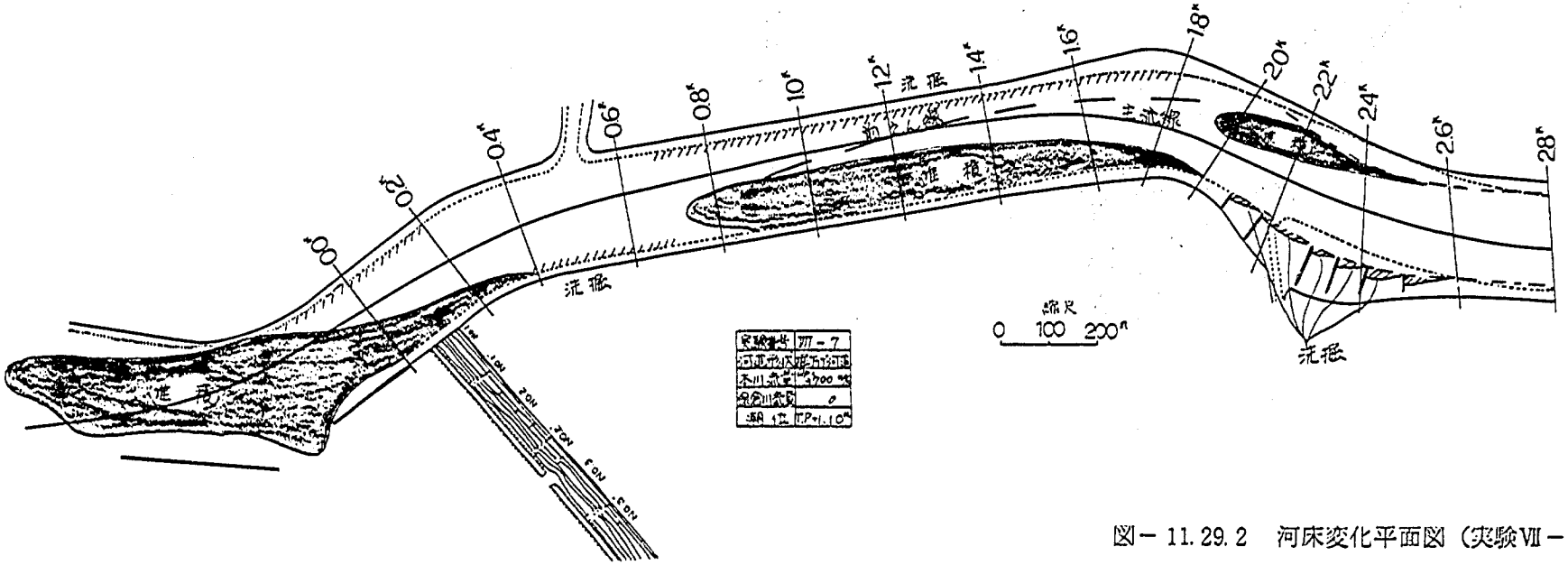
図－ 11.27.2　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－６－２）



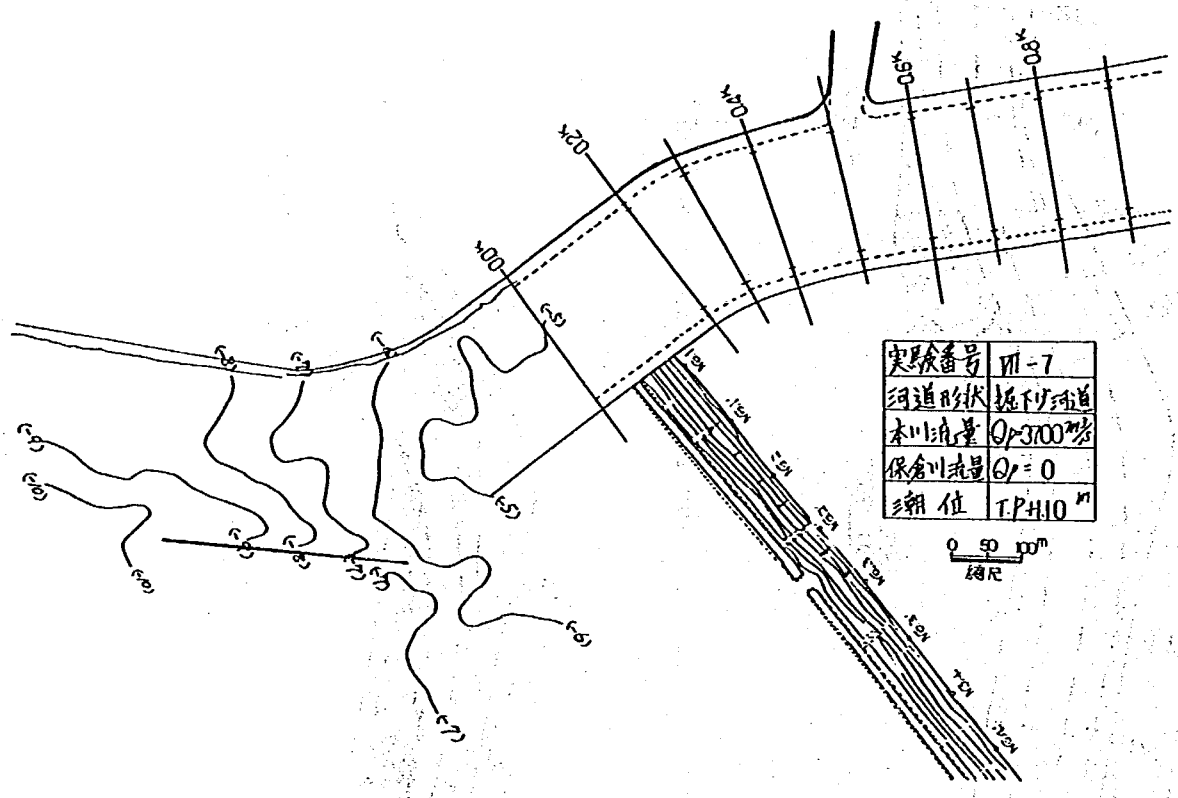
図－11.28　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－7）



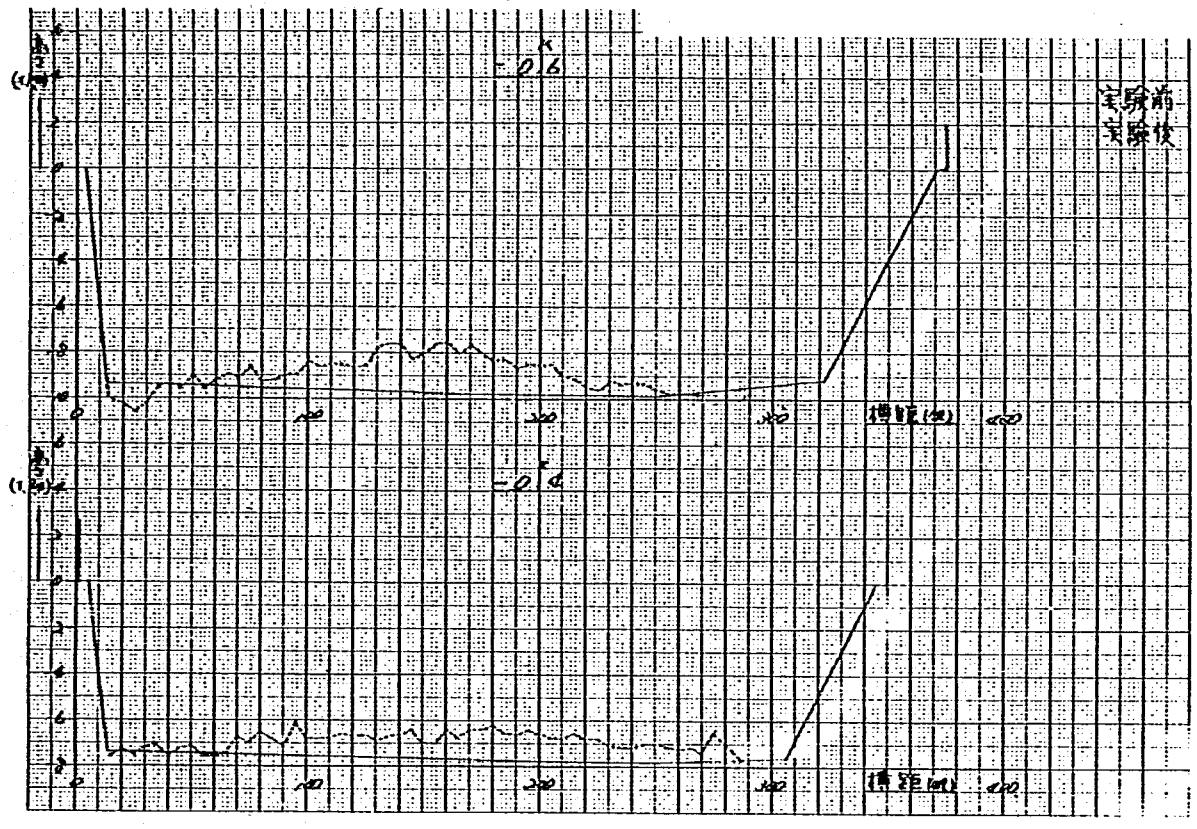
図－11.29.1　流況図（実験Ⅶ－7）



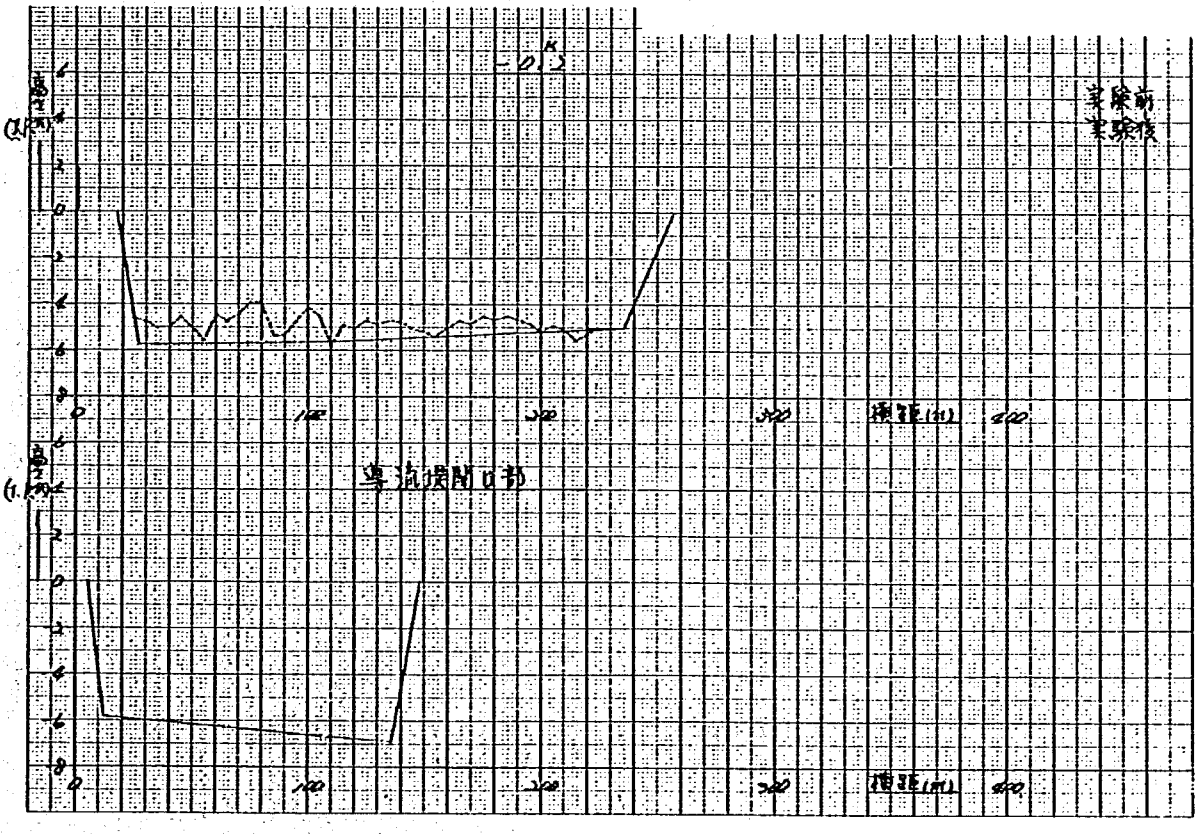
図－11.29.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－7）



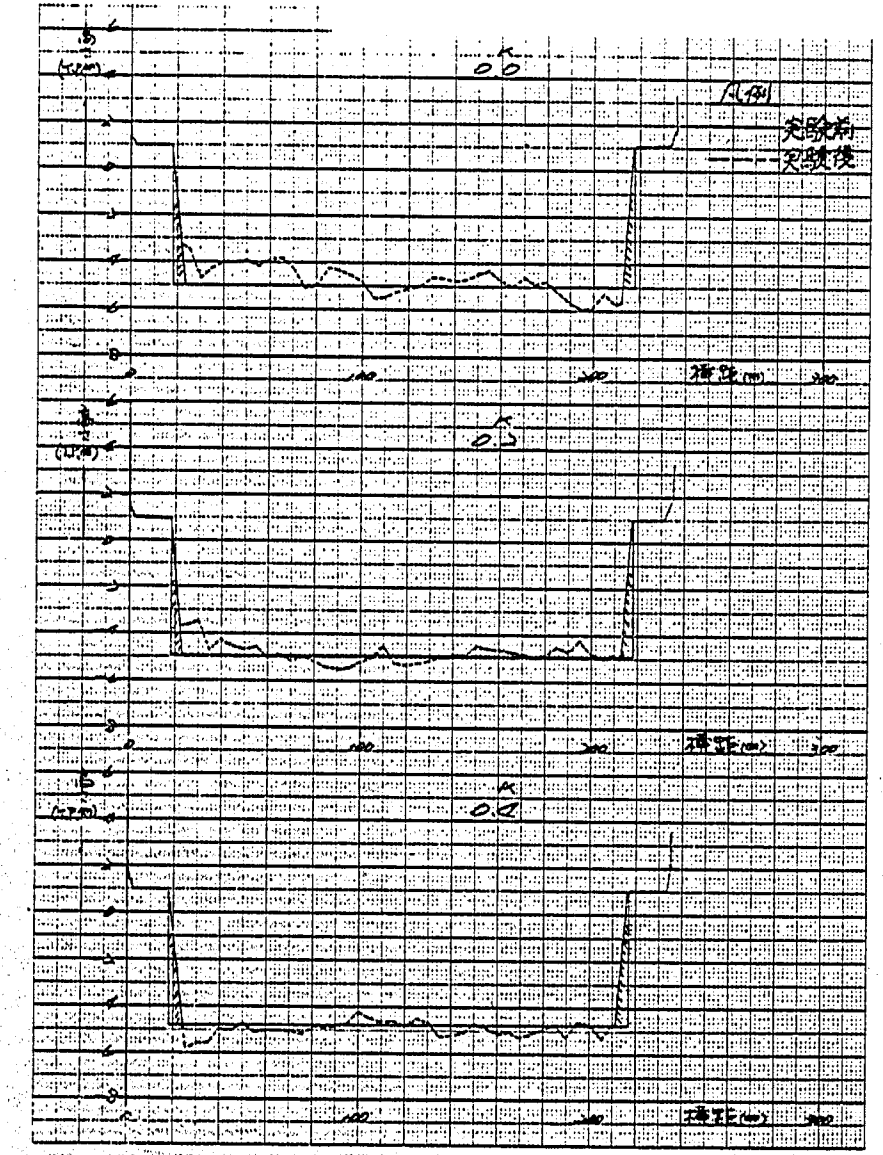
図－11.29.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－7）



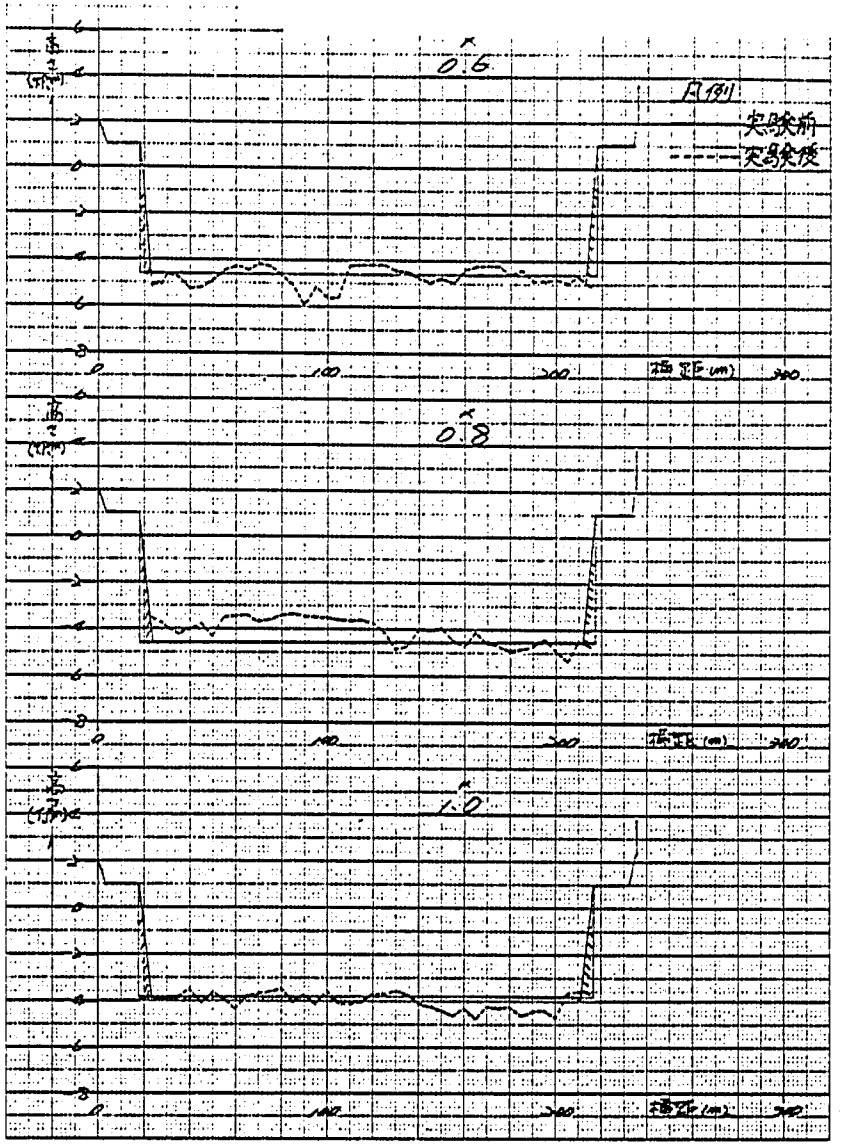
図－11.30.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－7）



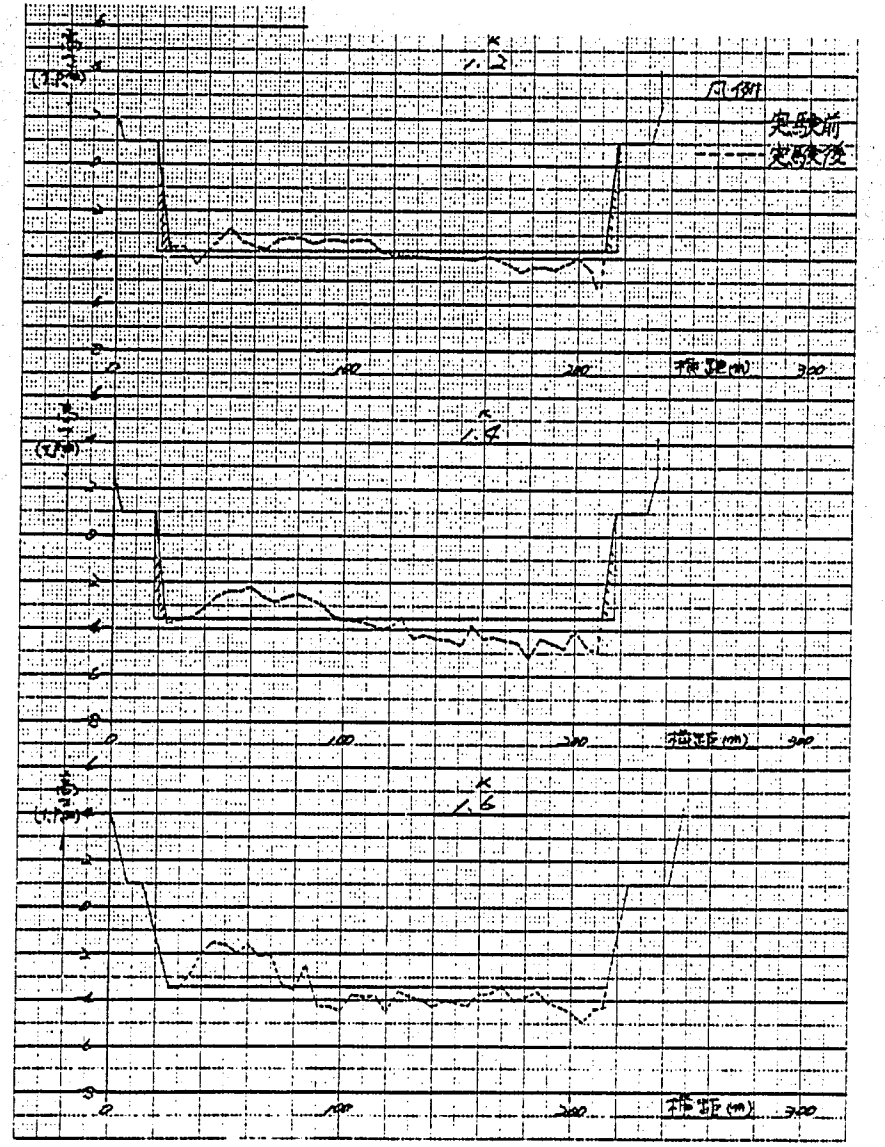
図－11.30.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－7）



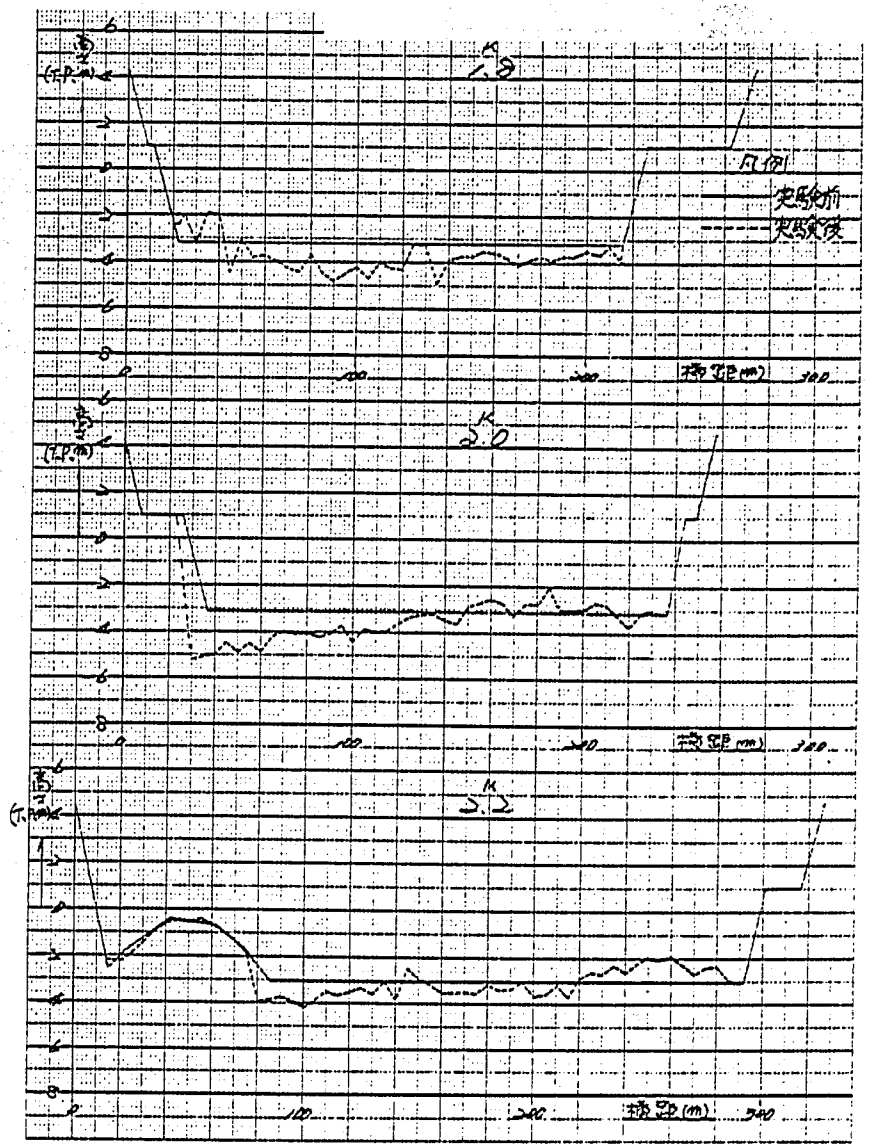
図－11.30.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－7）



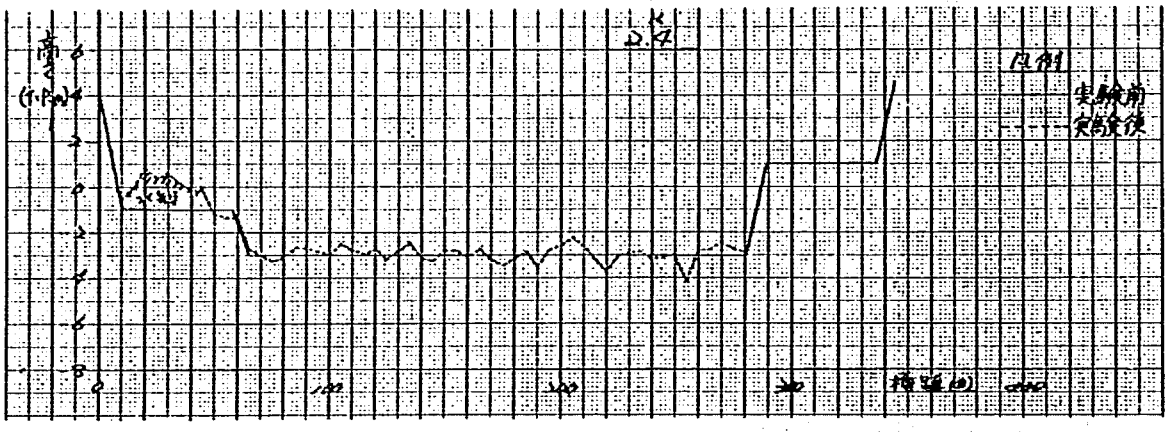
図－11.30.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－7）



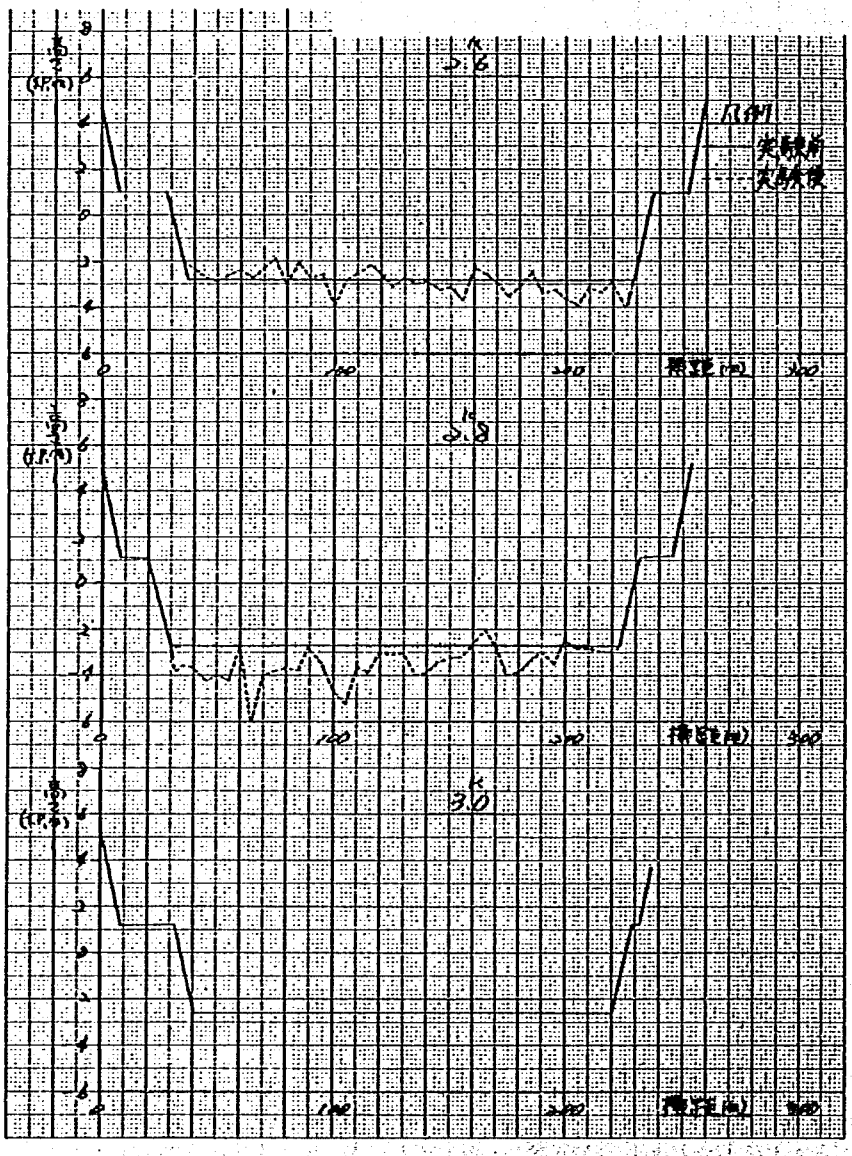
図－11.30.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－7）



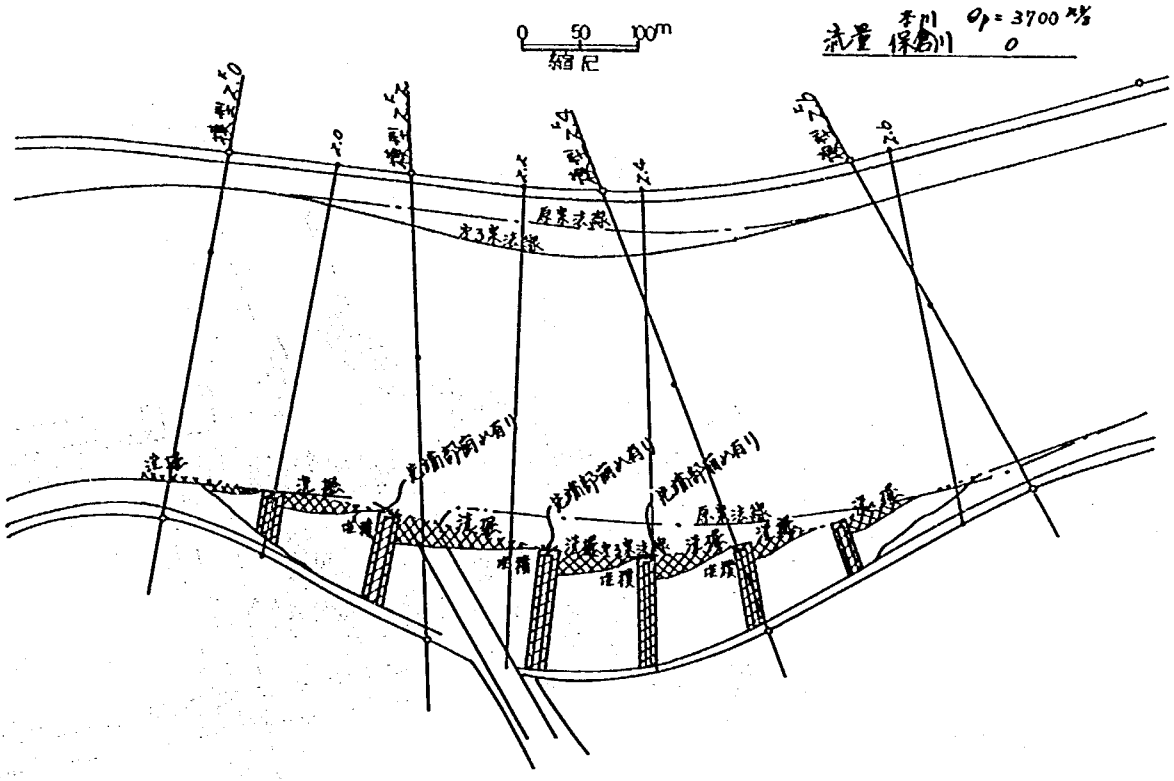
図－11.30.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－7）

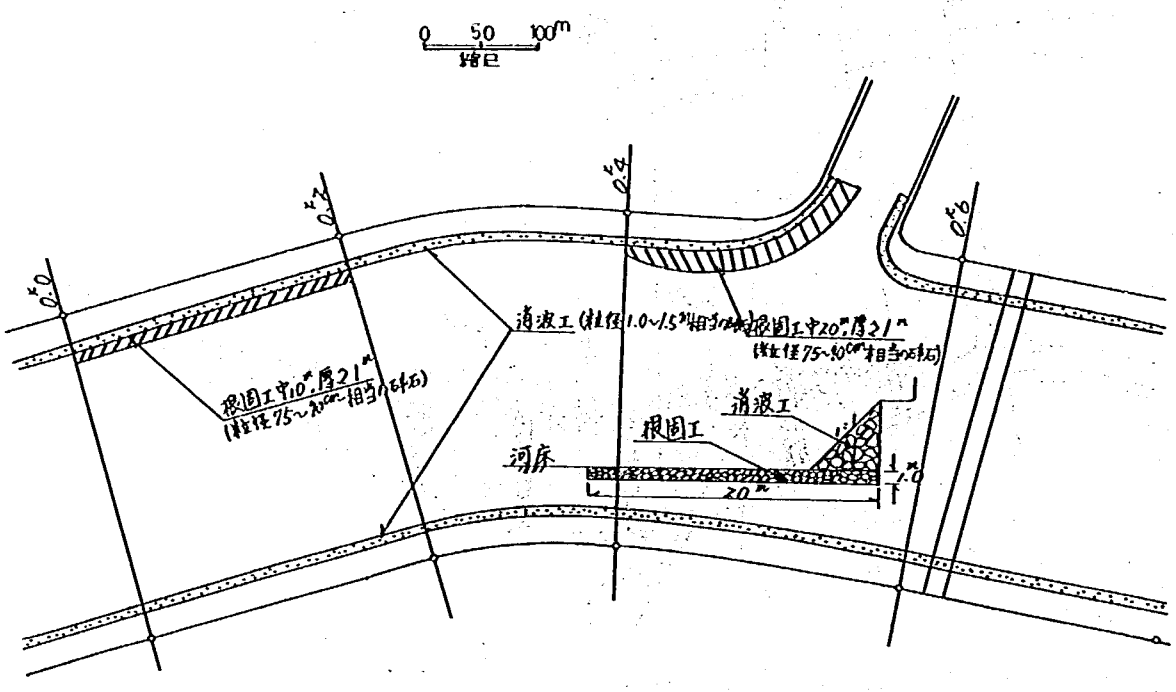


図－ 11.30.7　河床変動横断図（実験Ⅶ－７）

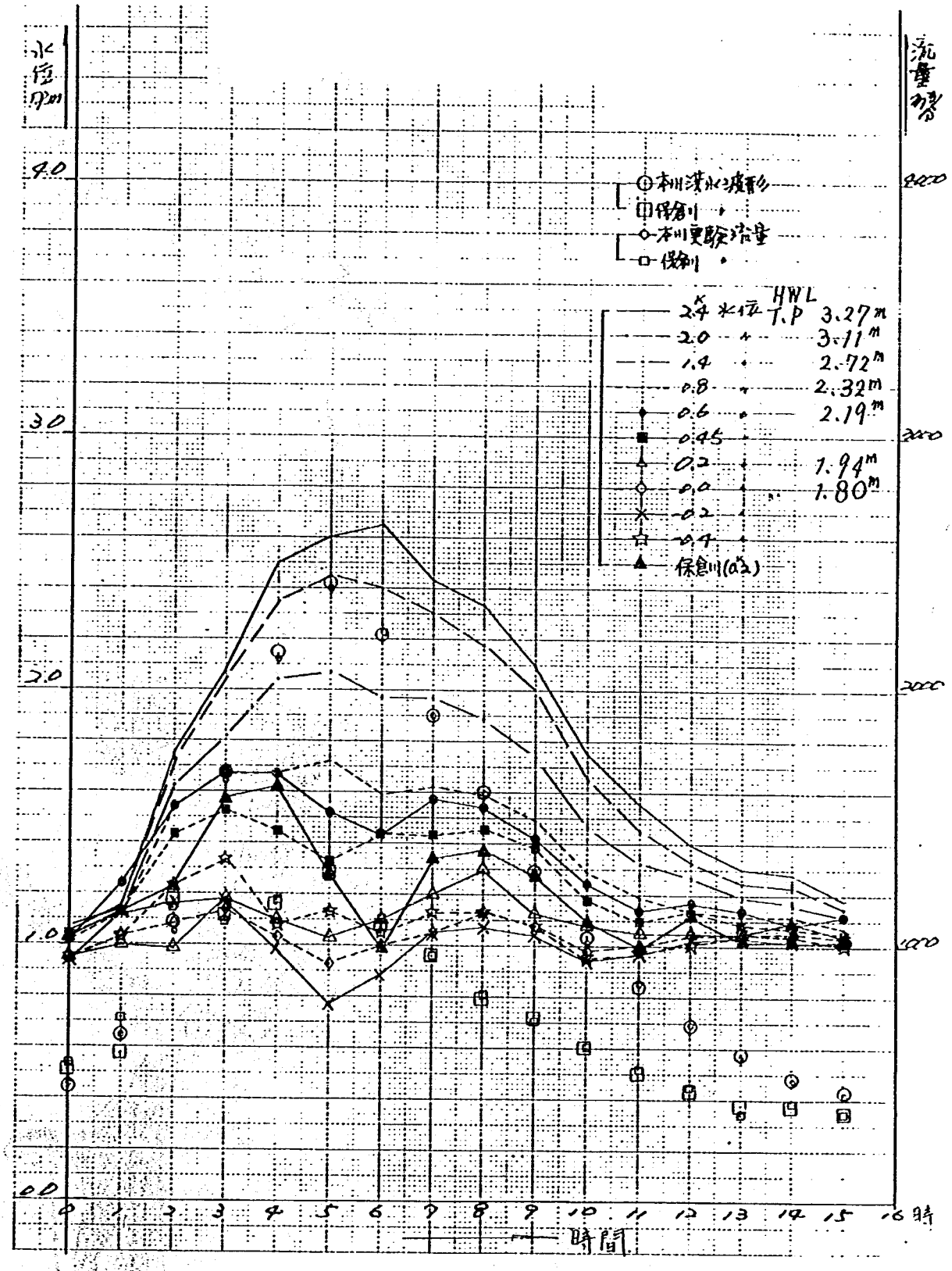


図－ 11.30.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－７）

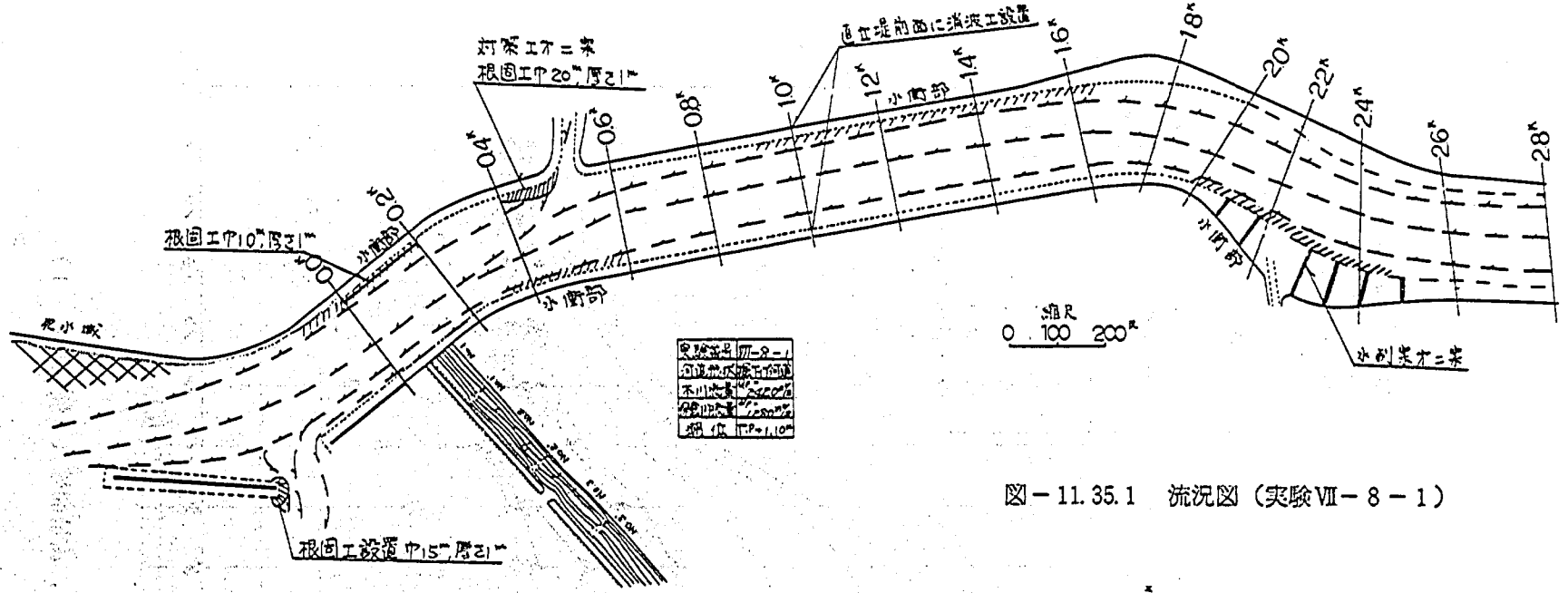

0 50 100m
縮尺
流量 本川 Qp=3700 m³/s
保倉川 0
模型スケール
原案水路
本3案法線
堤防
堤防
堤防



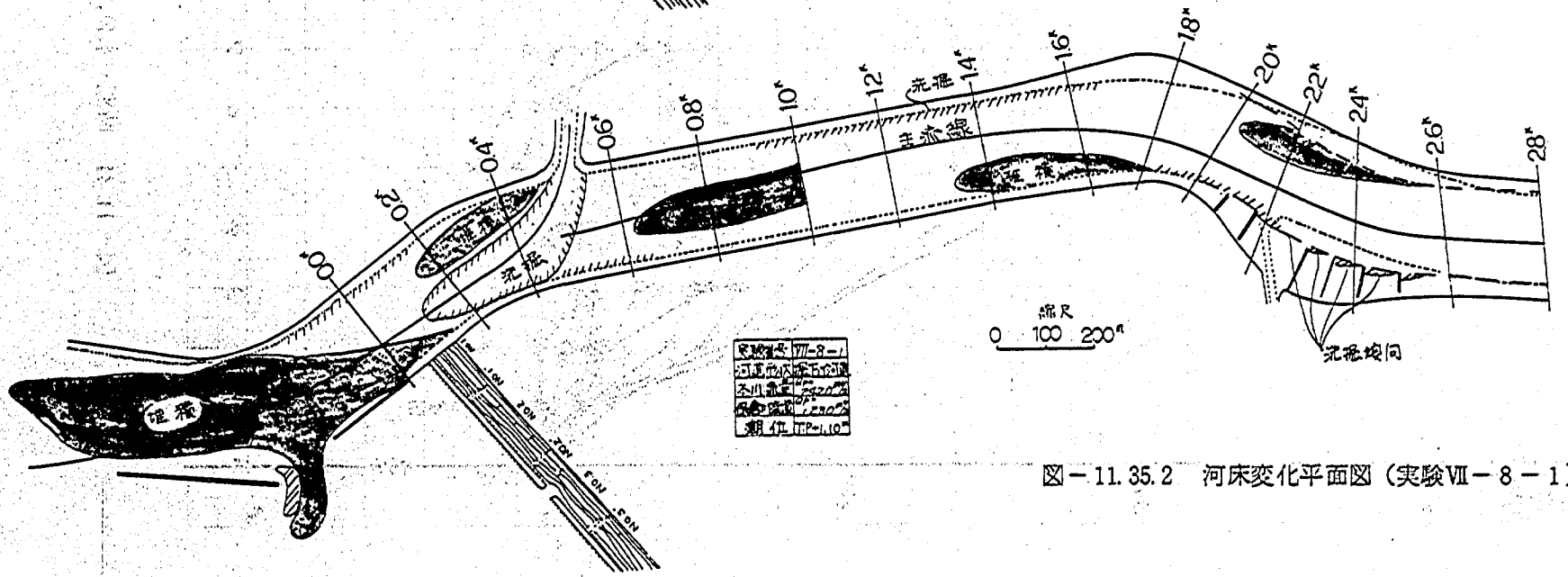
図－11.33　保倉川合流部対策工設置案平面図（第3案）



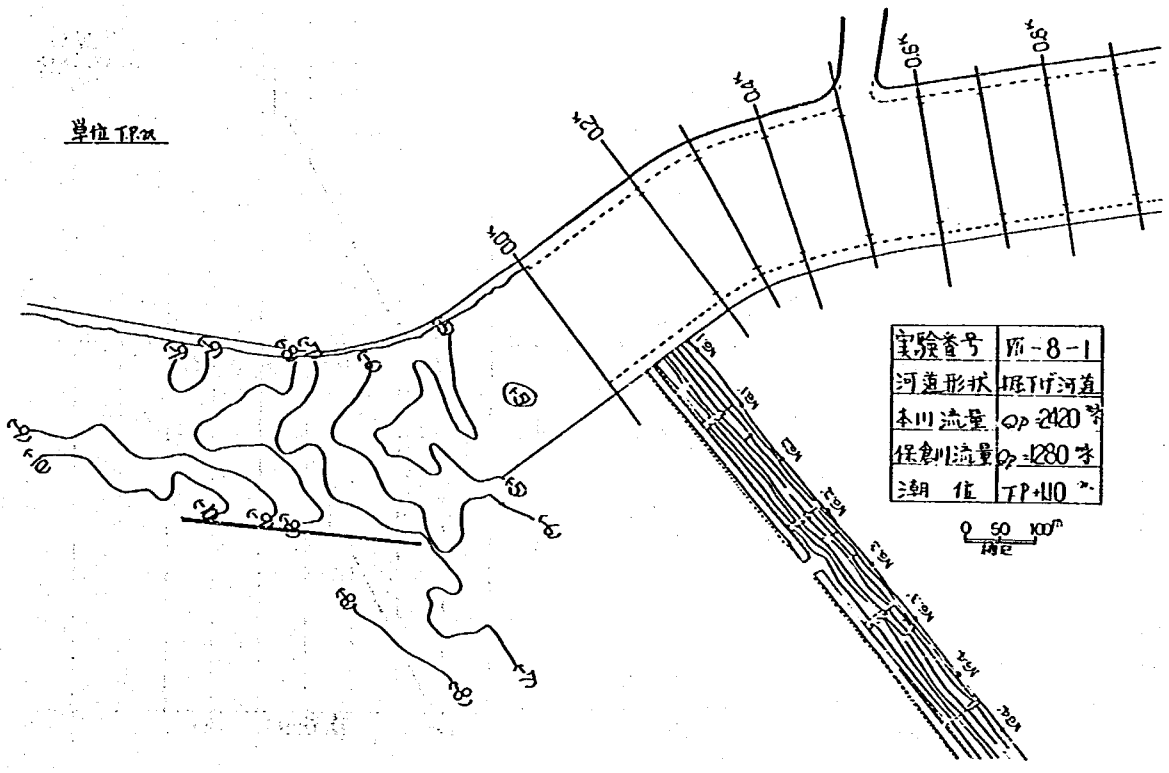
図－11.34　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－8－1）



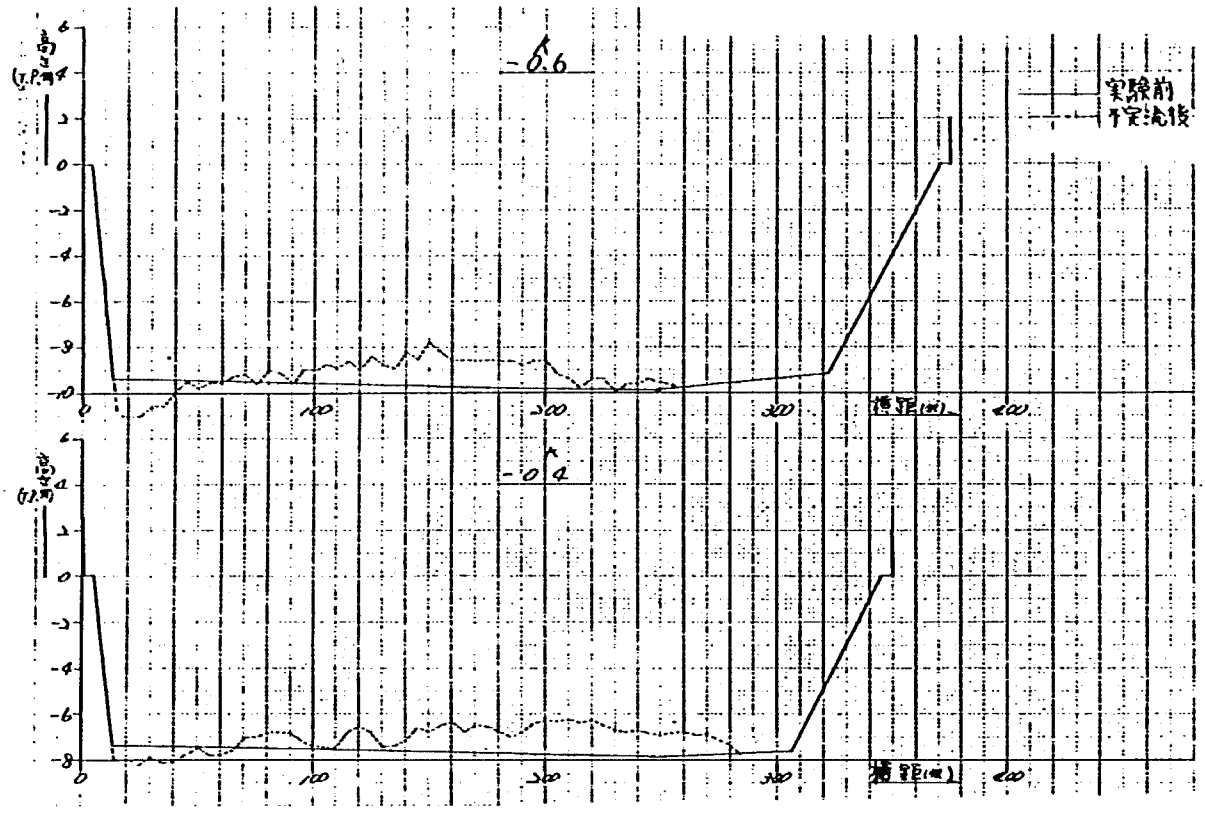
図－11.35.1　流況図（実験Ⅶ－8－1）



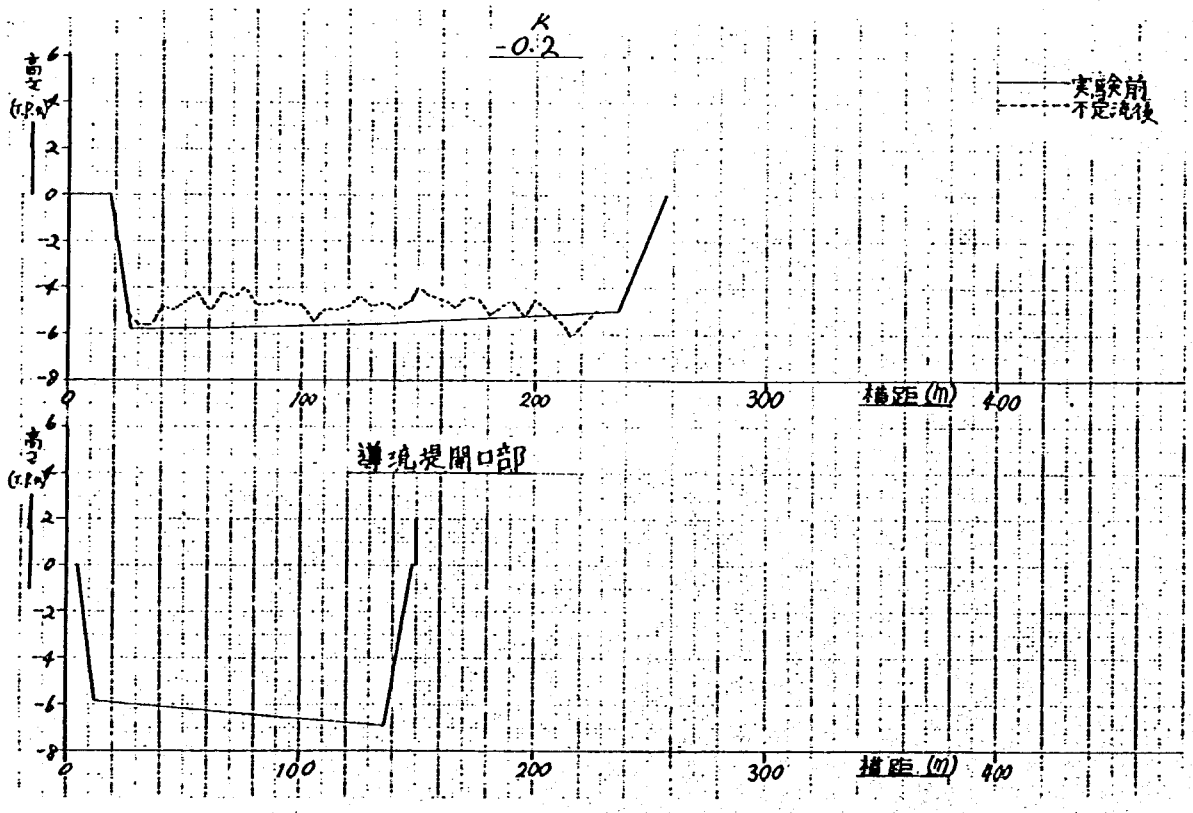
図－11.35.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－8－1）



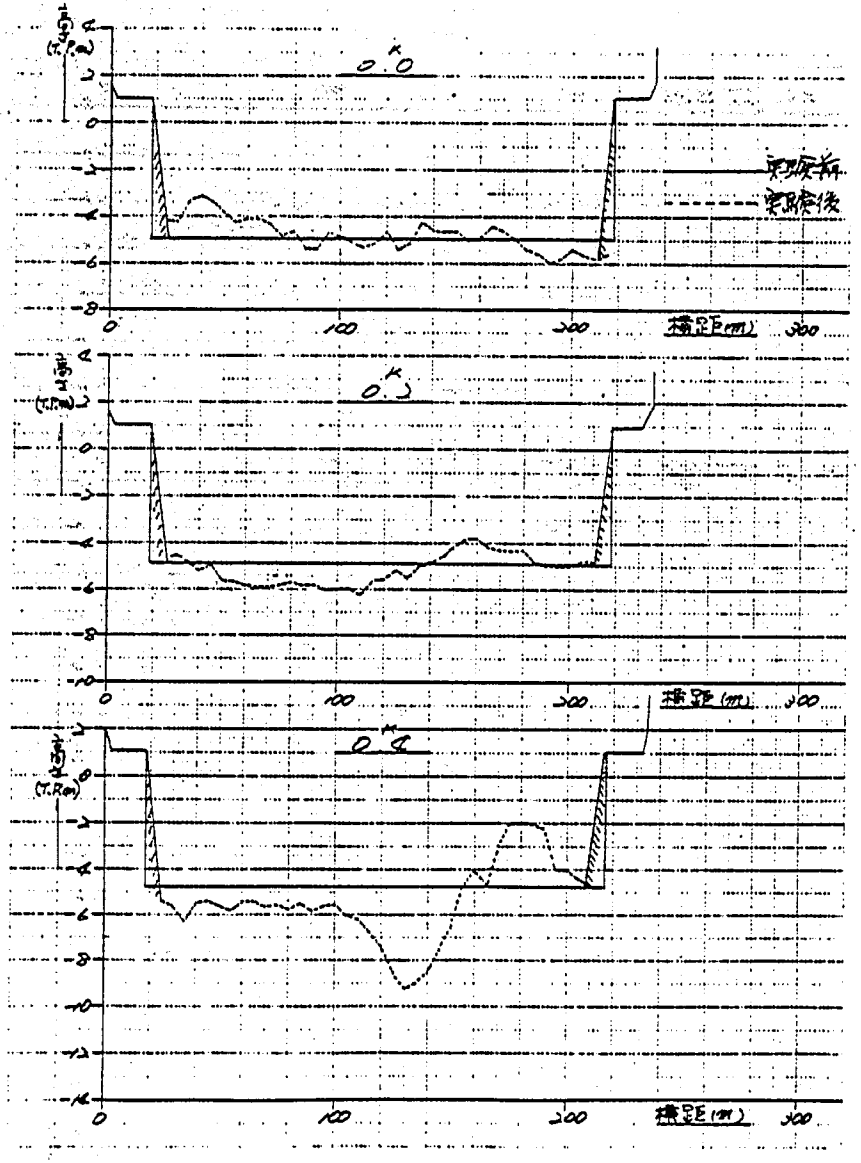
図－11.35.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－8－1）



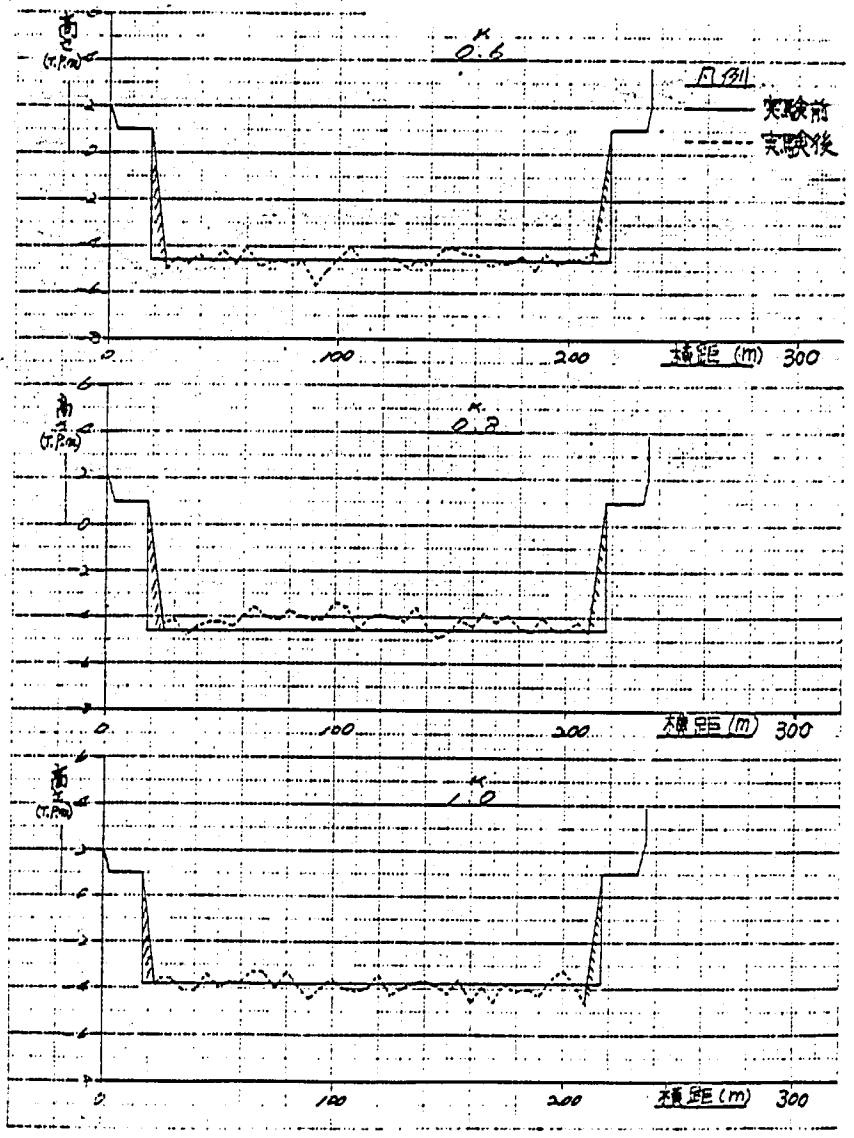
図－11.36.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－1）



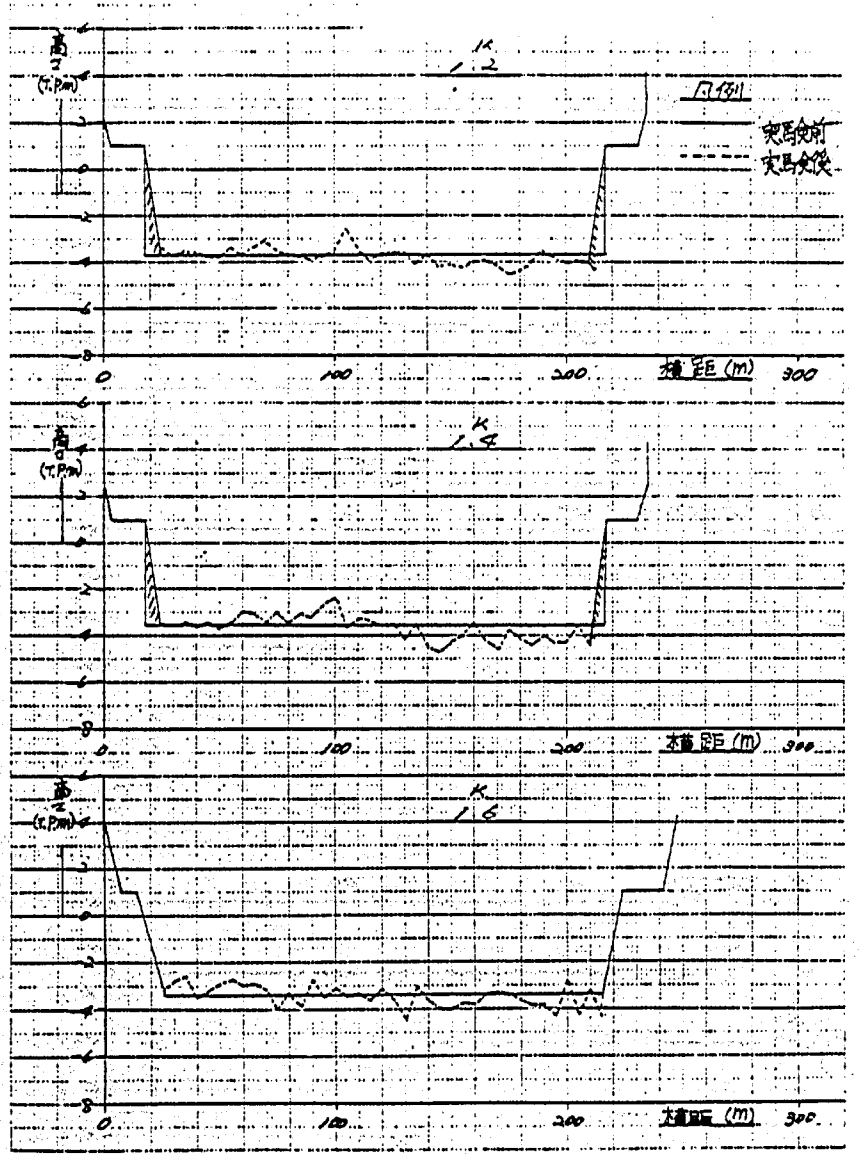
図－11.36.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－1）



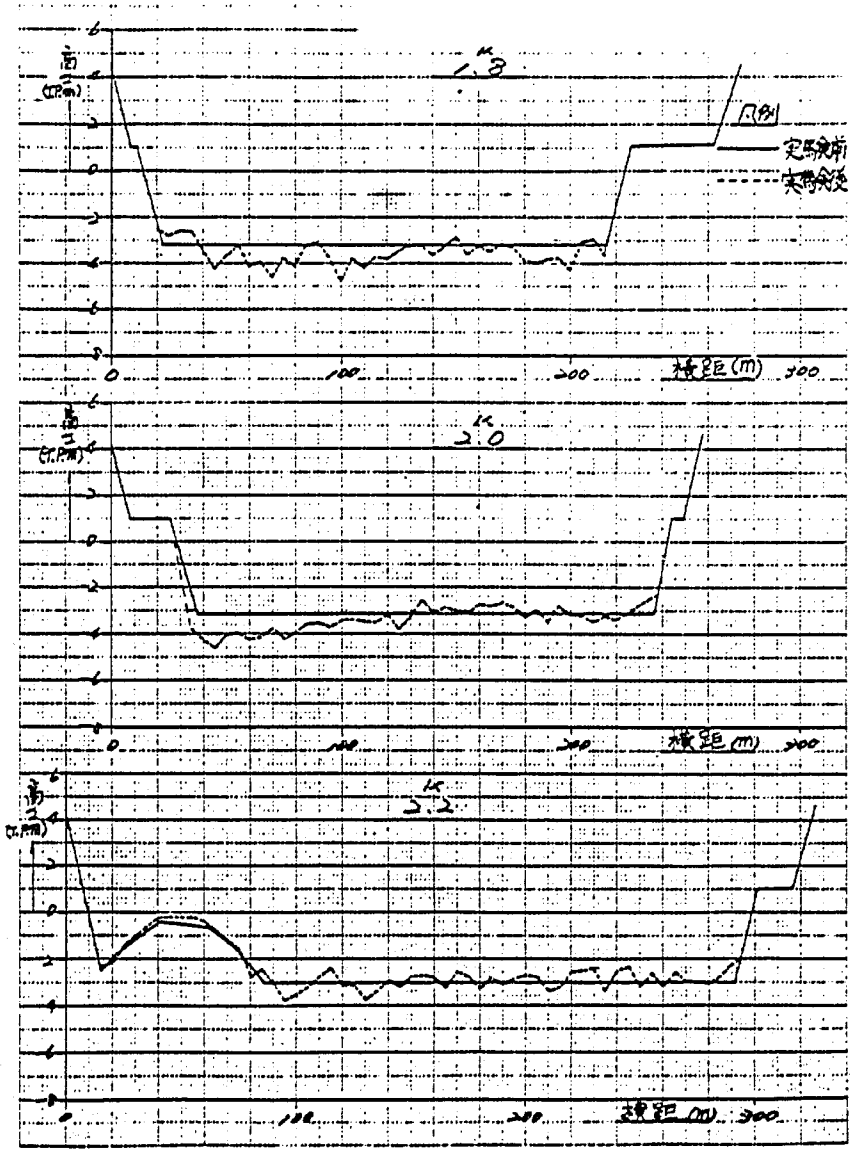
図－11.36.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－1）



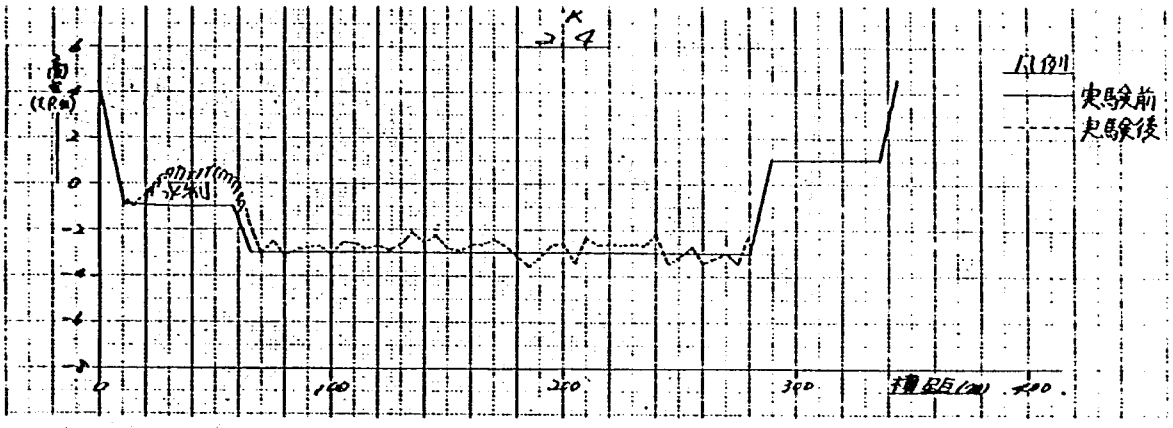
図－11.36.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－1）



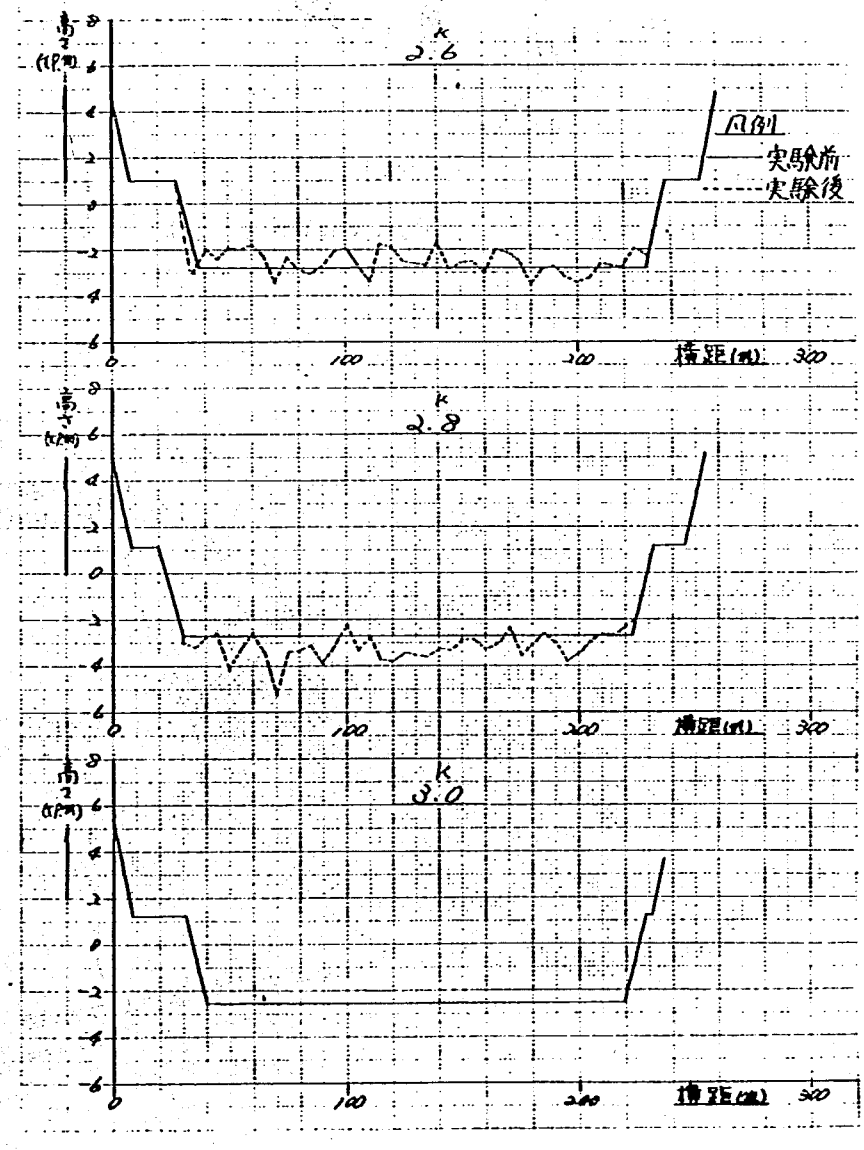
図－11.36.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－１）



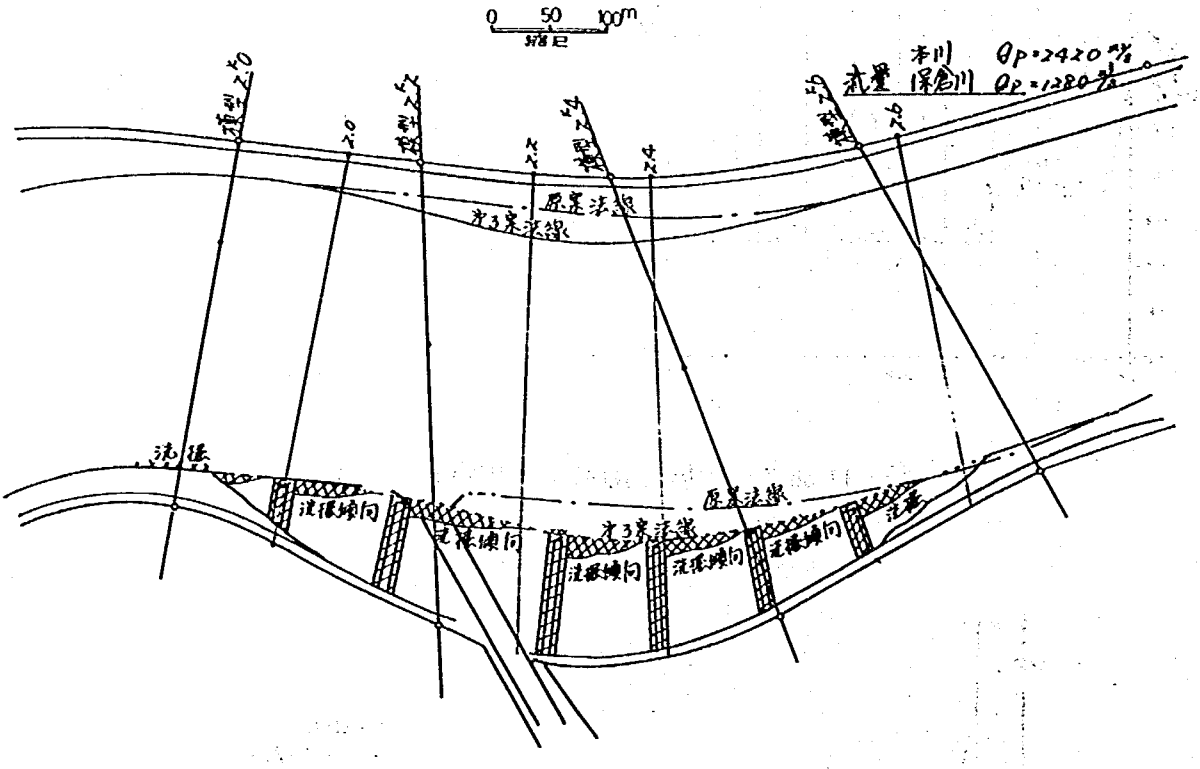
図－11.36.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－１）



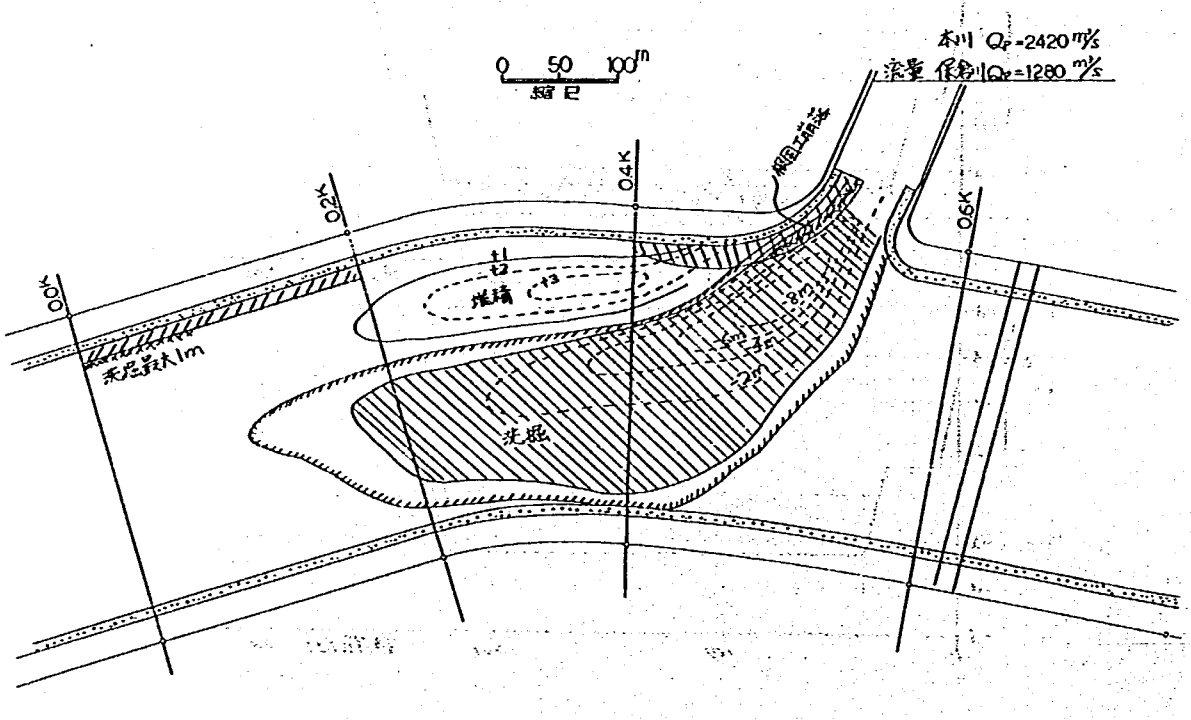
図－11.36.7　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－1）



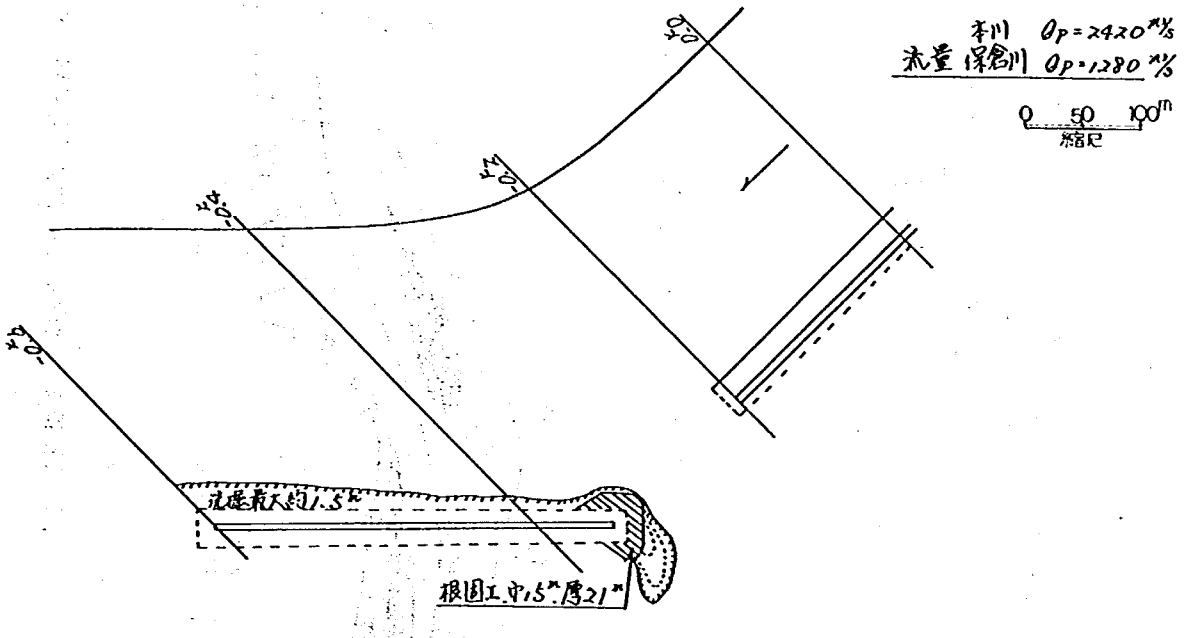
図－11.36.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－1）



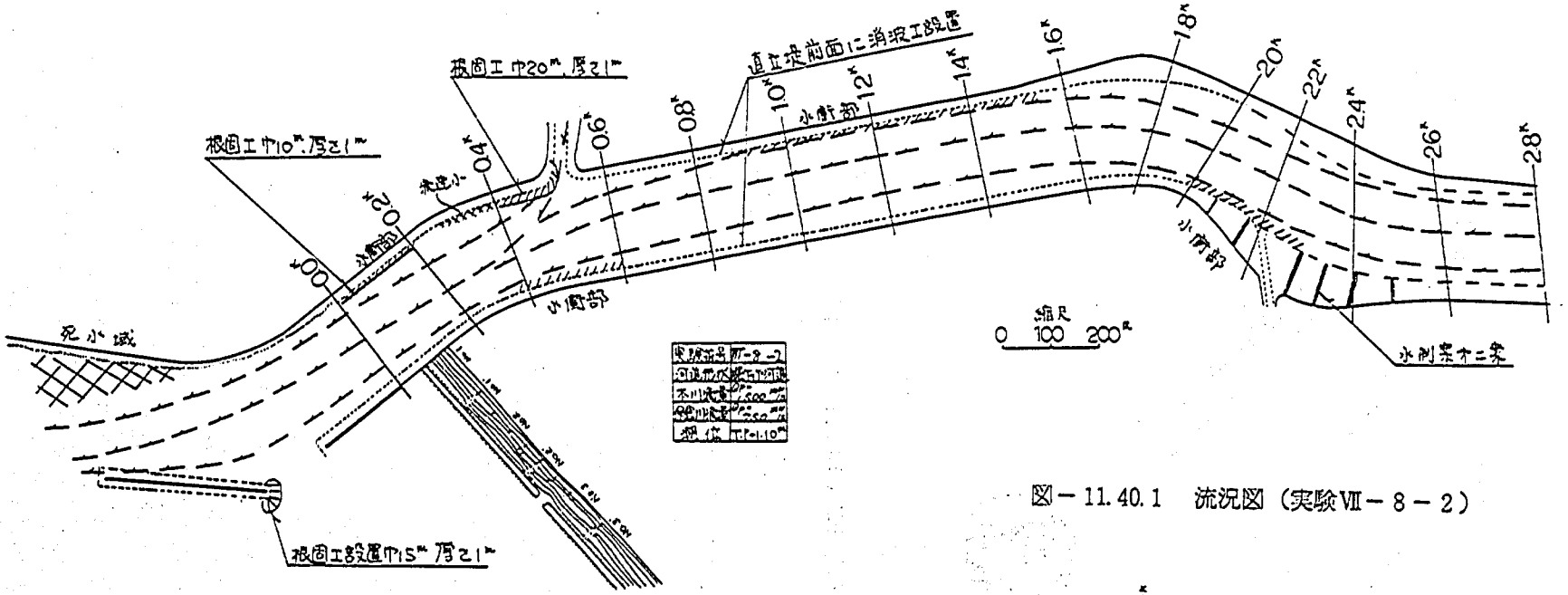
図－11.37　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－8－1）



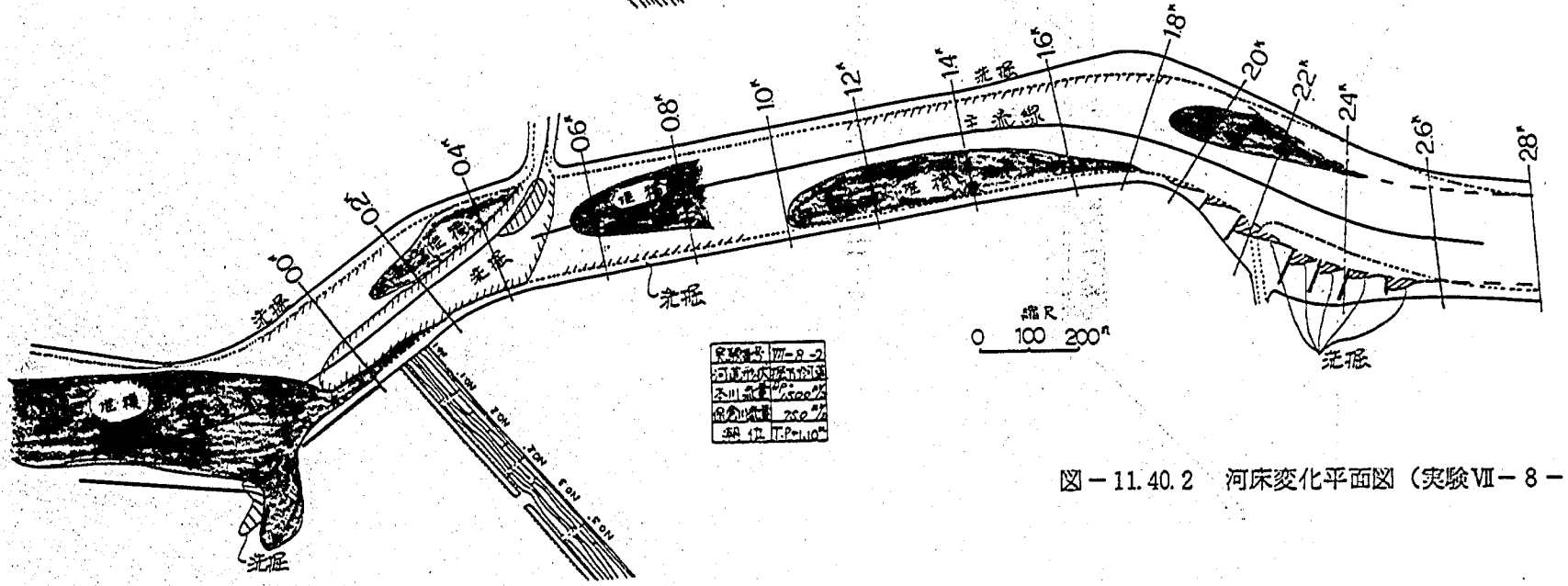
図－11.38　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－8－1）



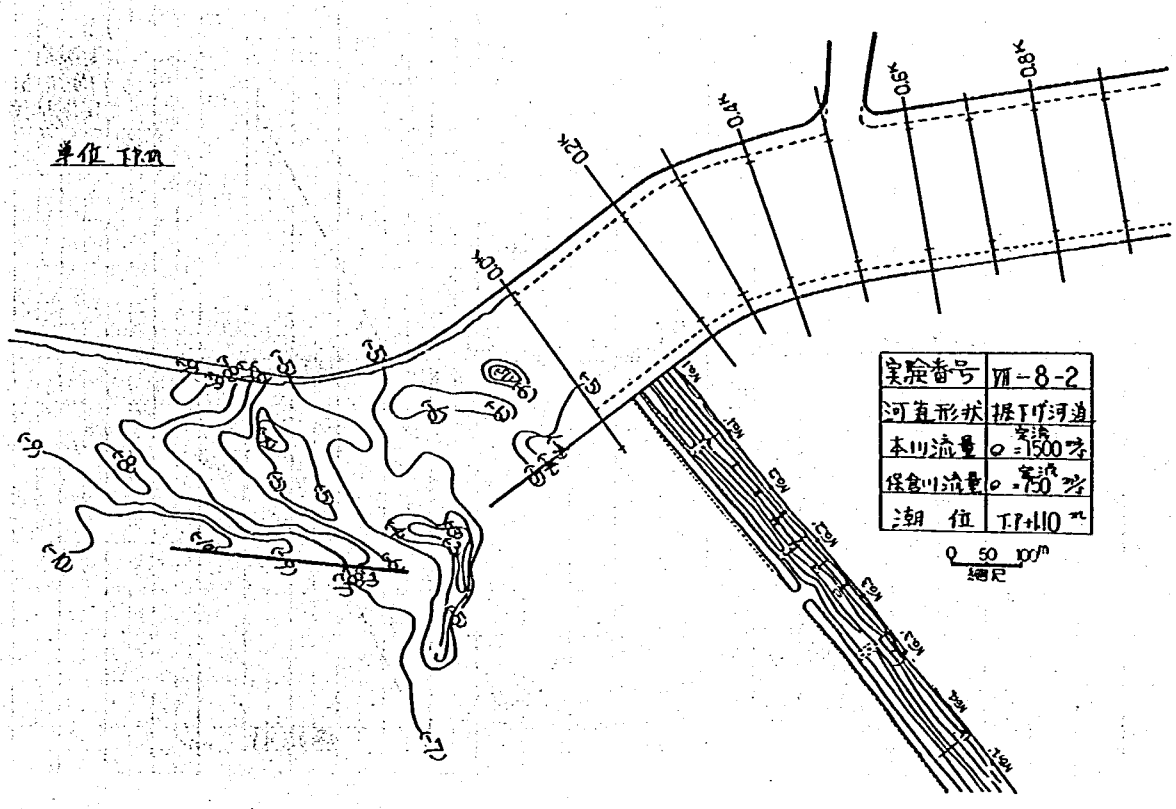
図－11.39　導流堤付近局所洗掘図（実験Ⅶ－8－1）



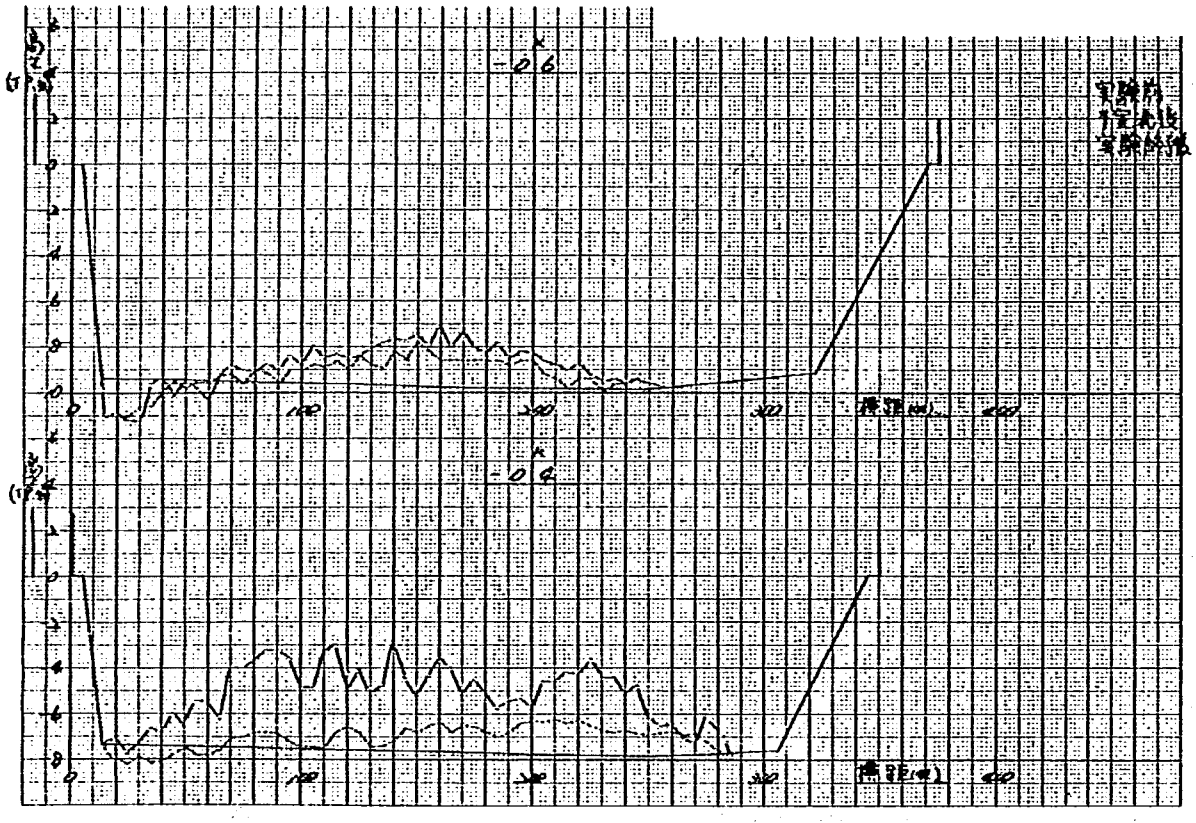
図－11.40.1　流況図（実験Ⅶ－8－2）



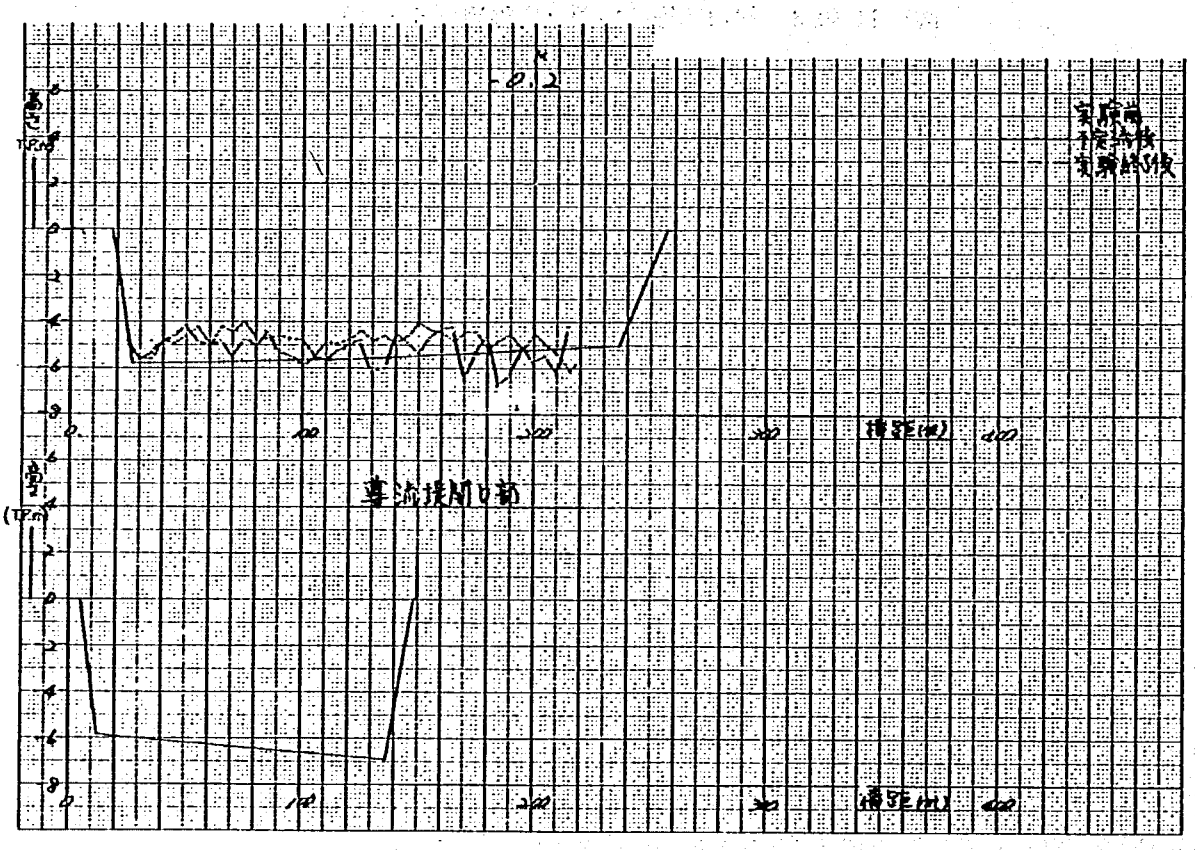
図－11.40.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－8－2）



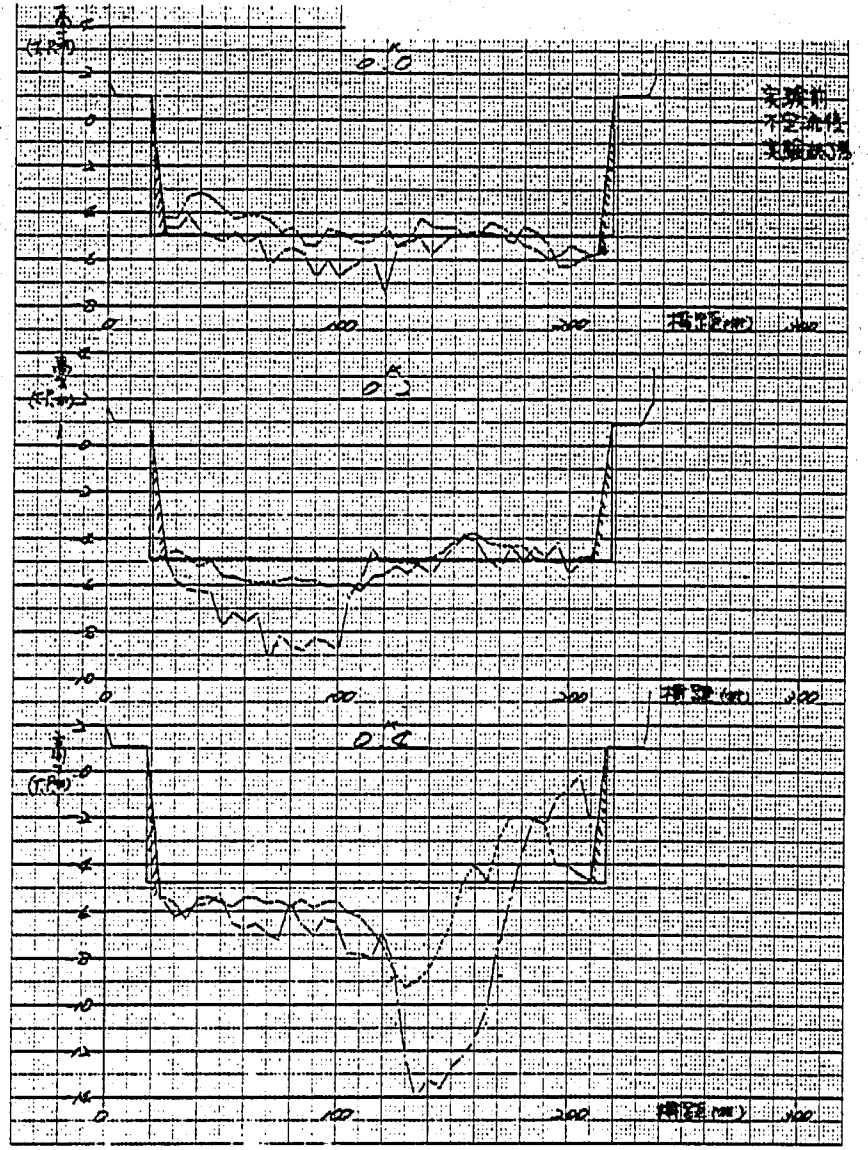
図－11.40.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－８－２）



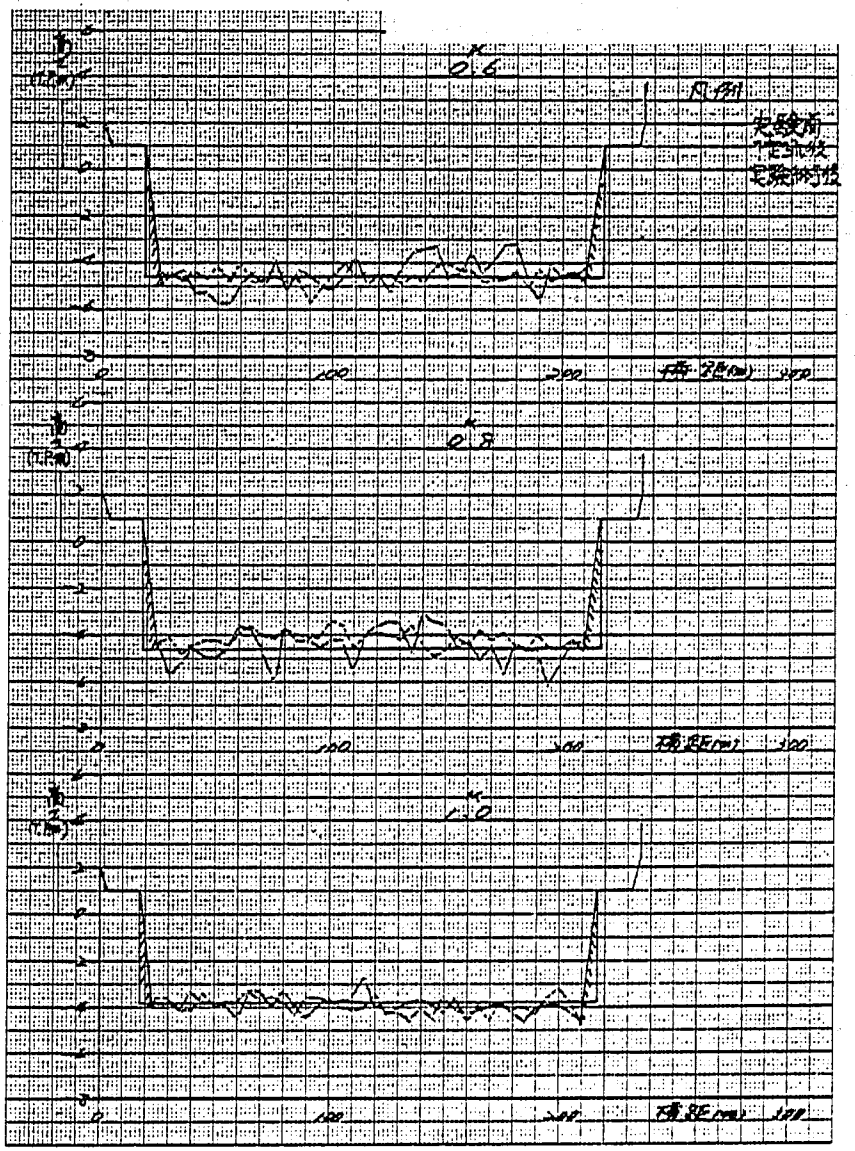
図－11.41.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－2）



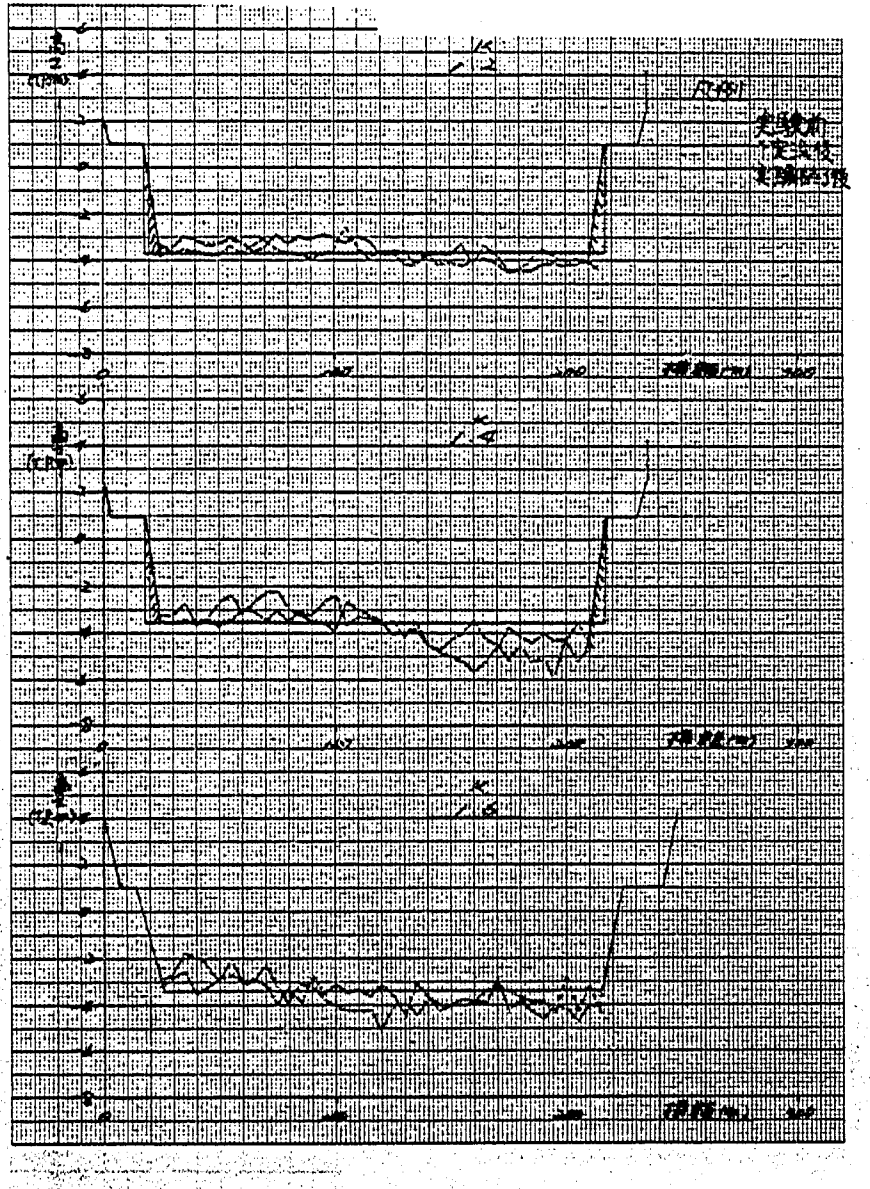
図－11.41.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－2）



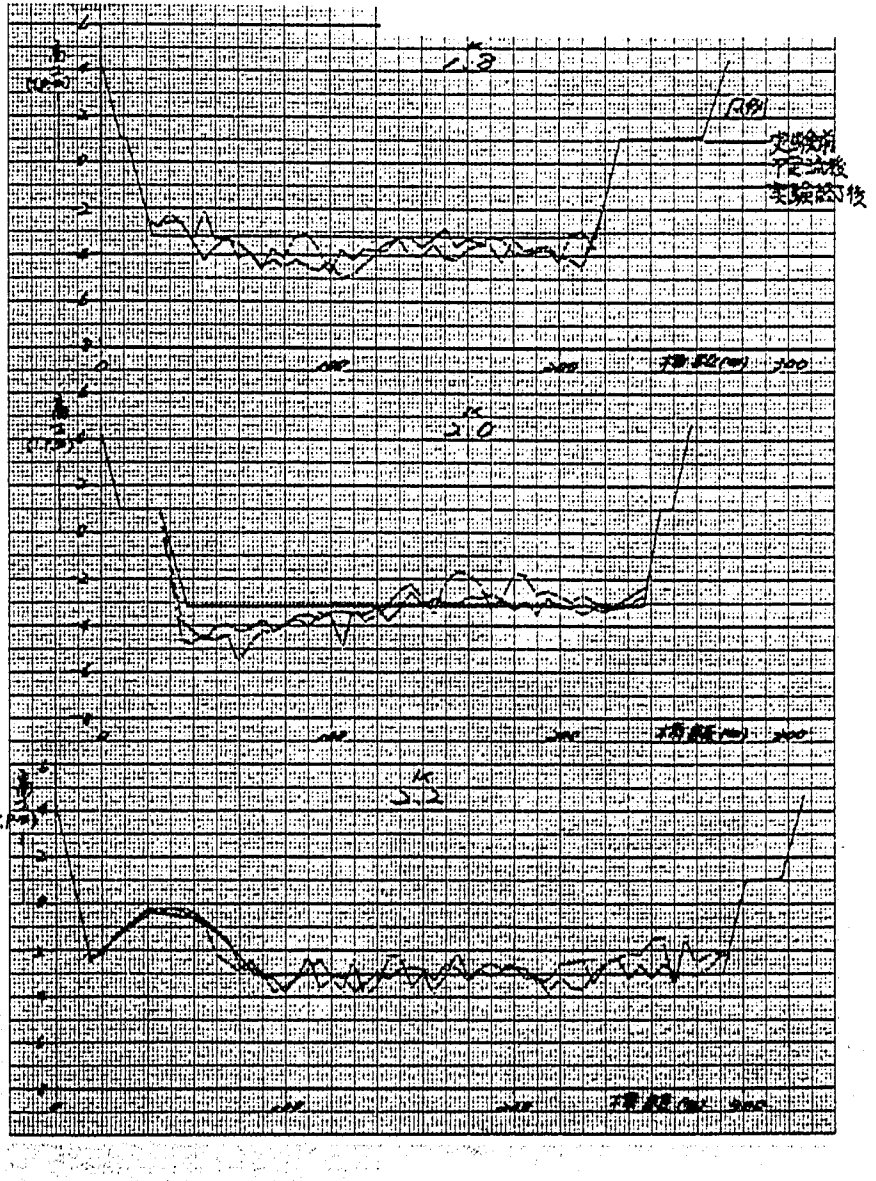
図－11.41.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－２）



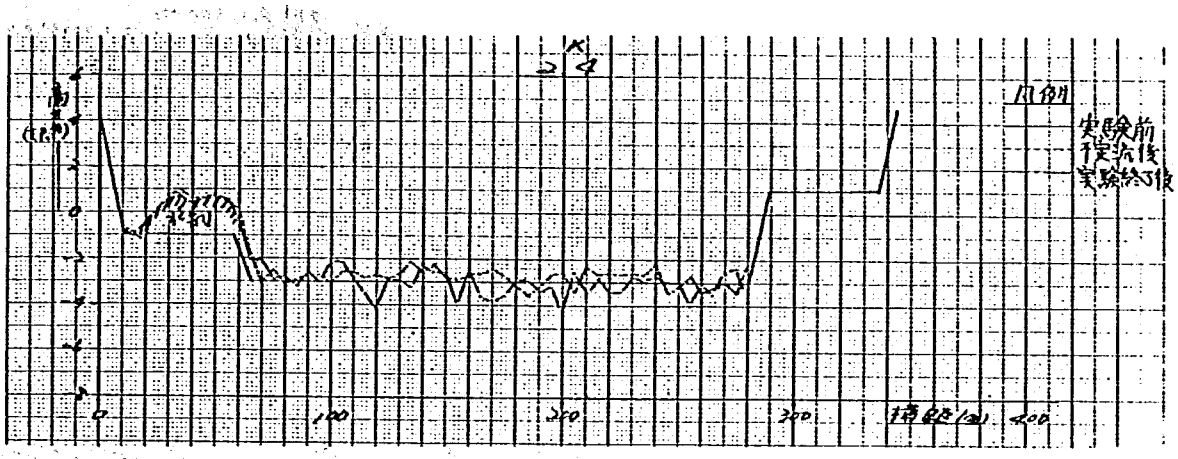
図－11.41.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－２）



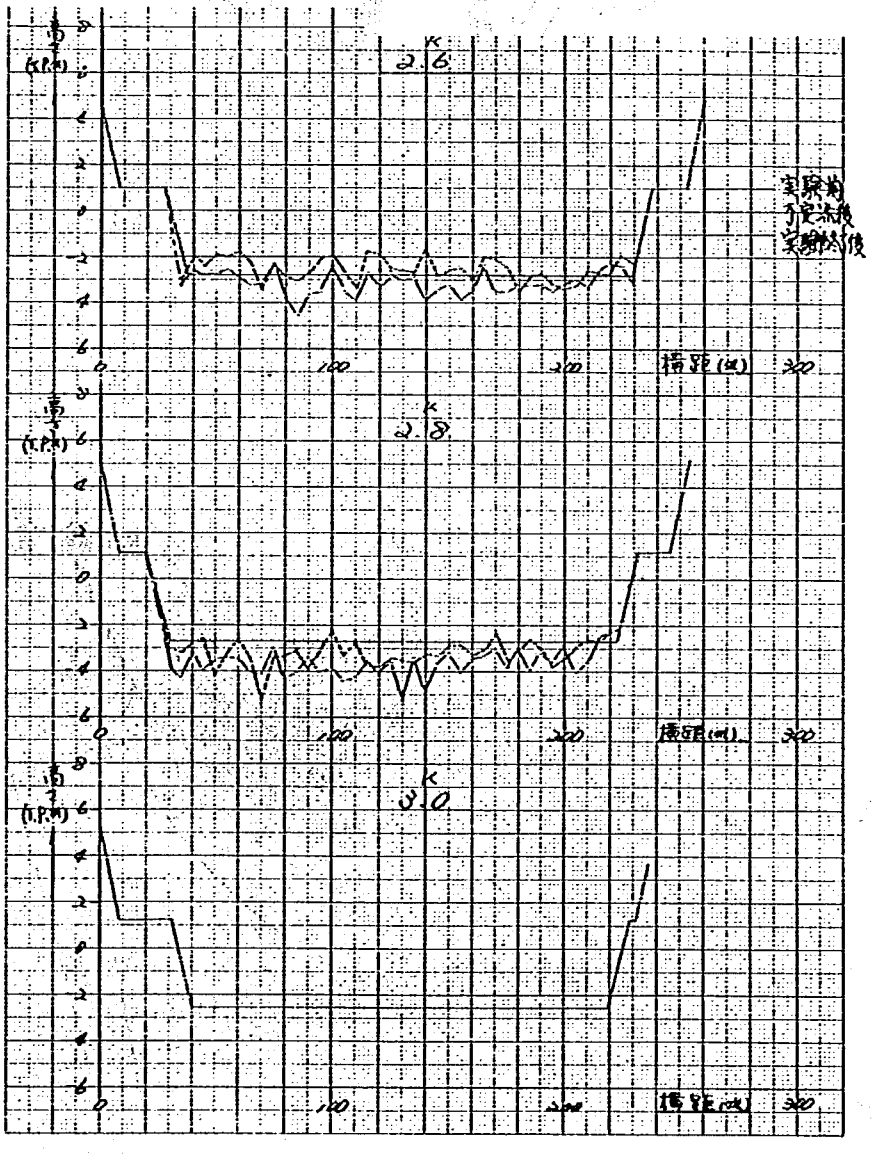
図－11.41.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－２）



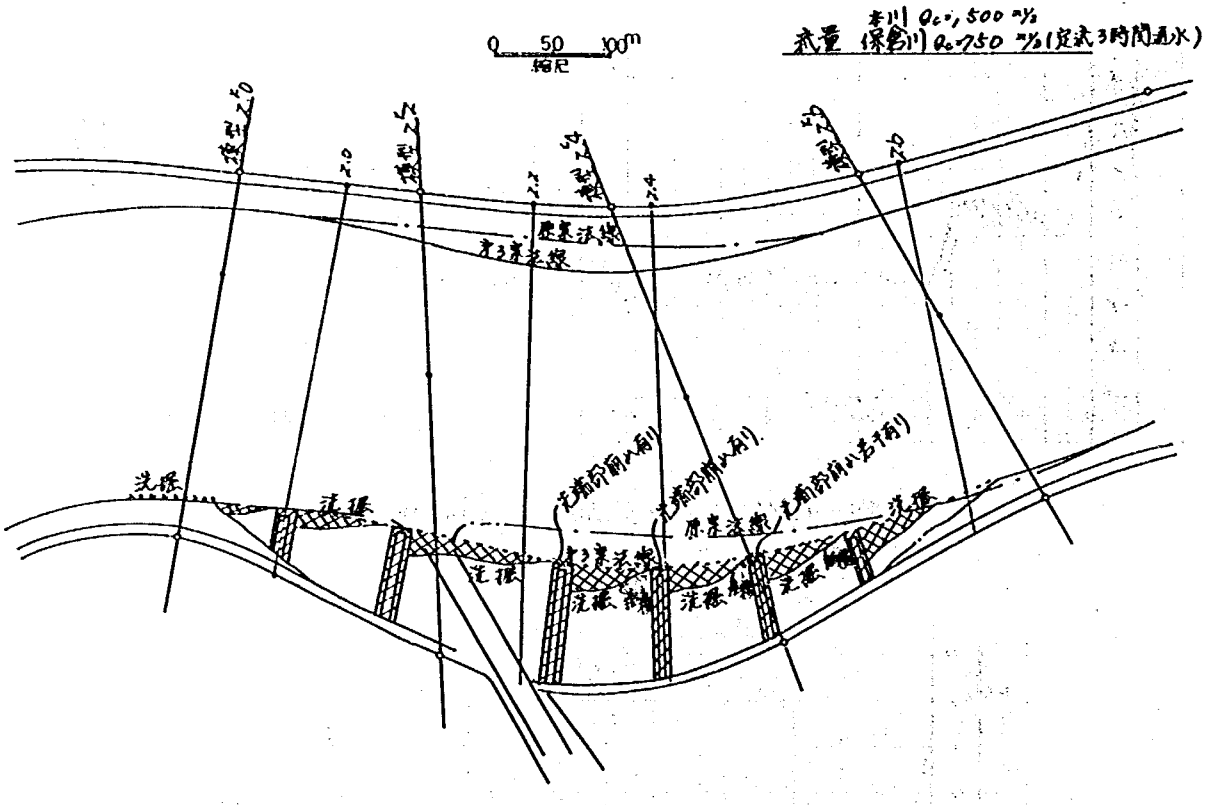
図－11.41.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－８－２）



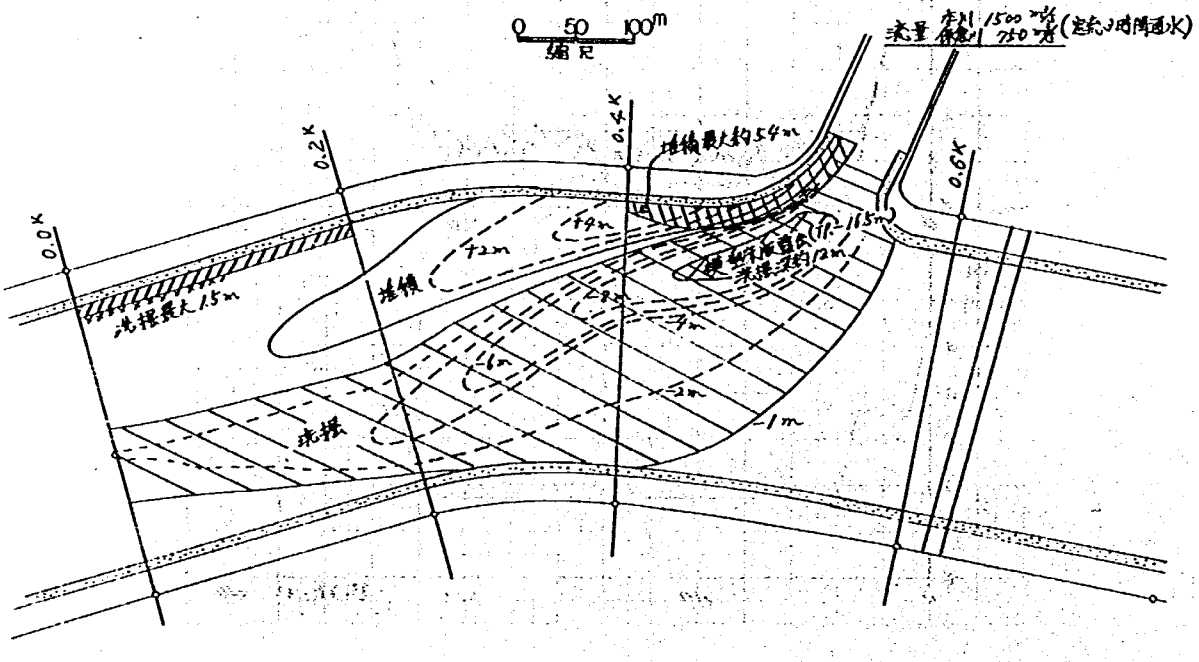
図－11.41.7　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－2）



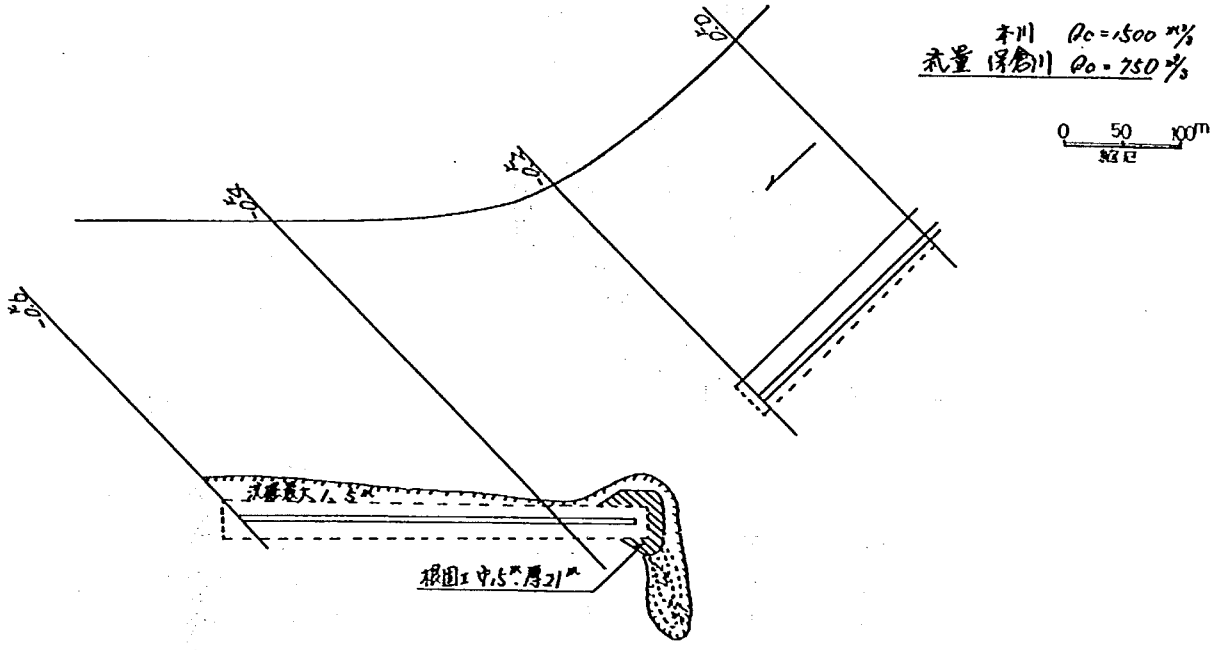
図－11.41.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－8－2）



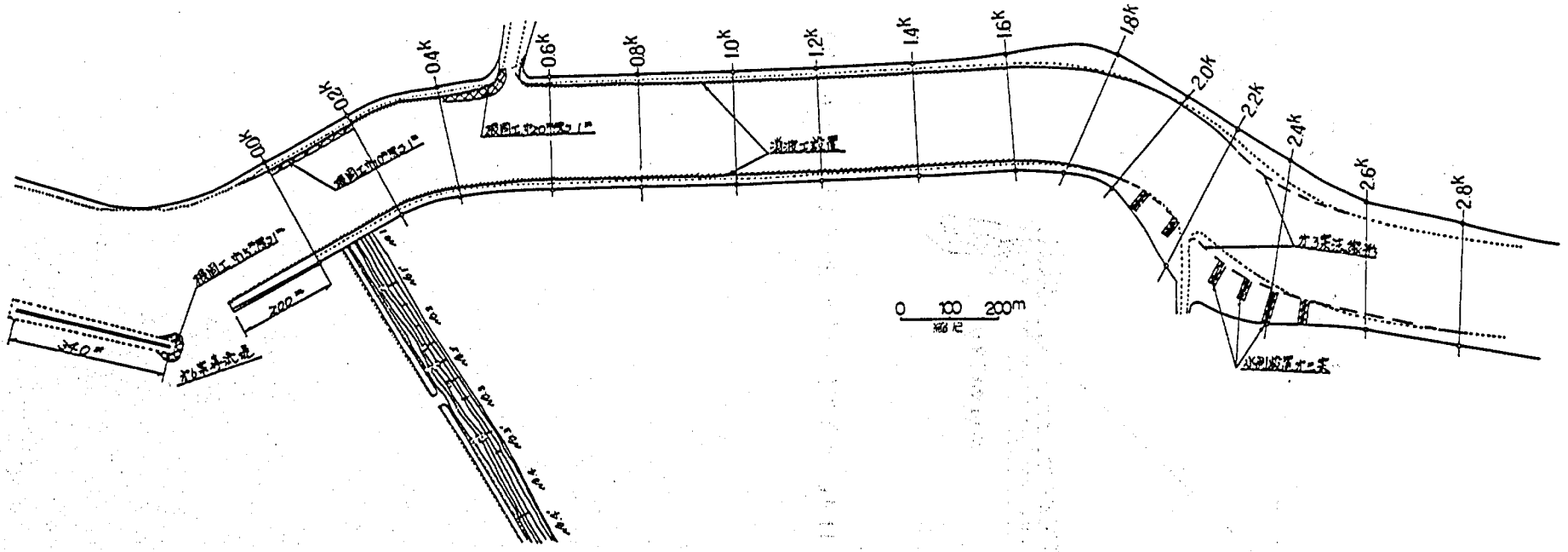
図－11.42　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－8－2）



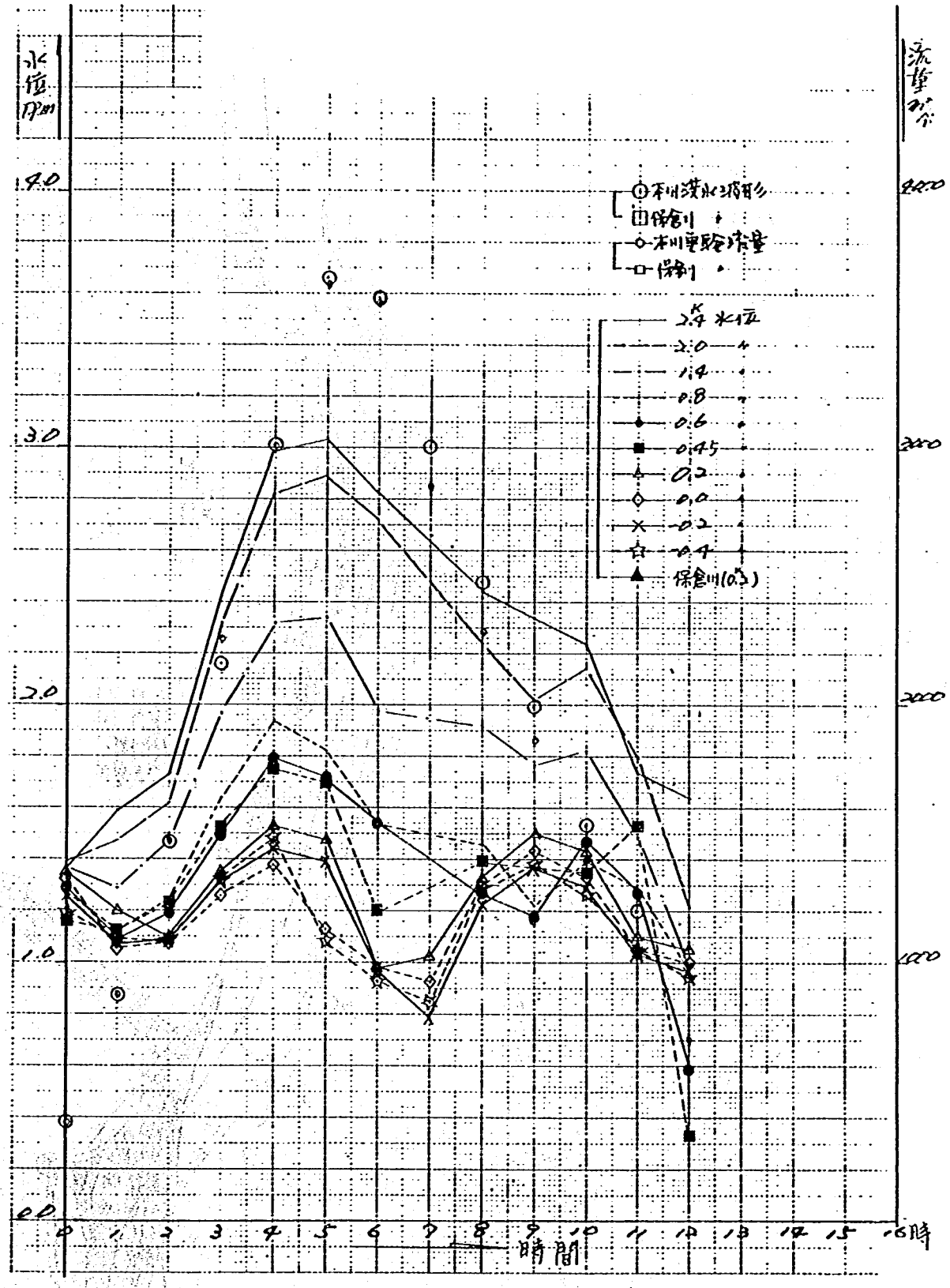
図－11.43　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－8－2）



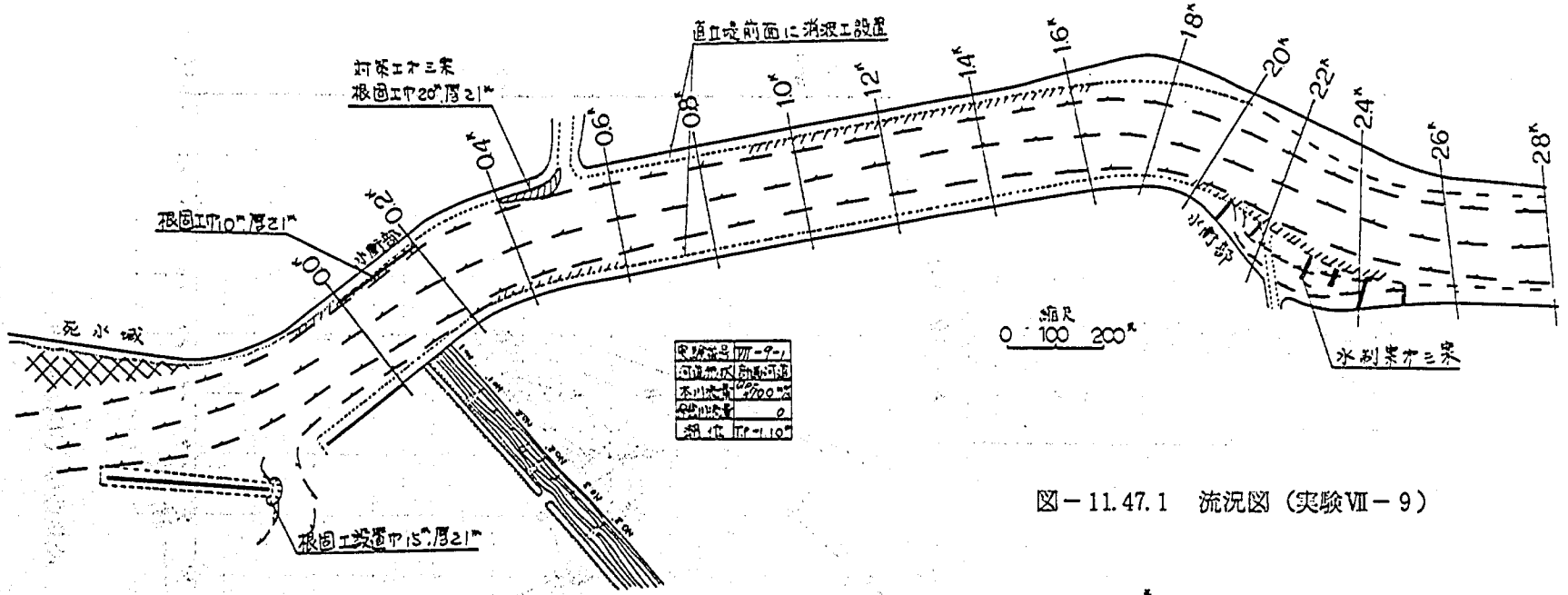
図－11.44　導流堤付近局所洗掘図（実験Ⅶ－8－2）



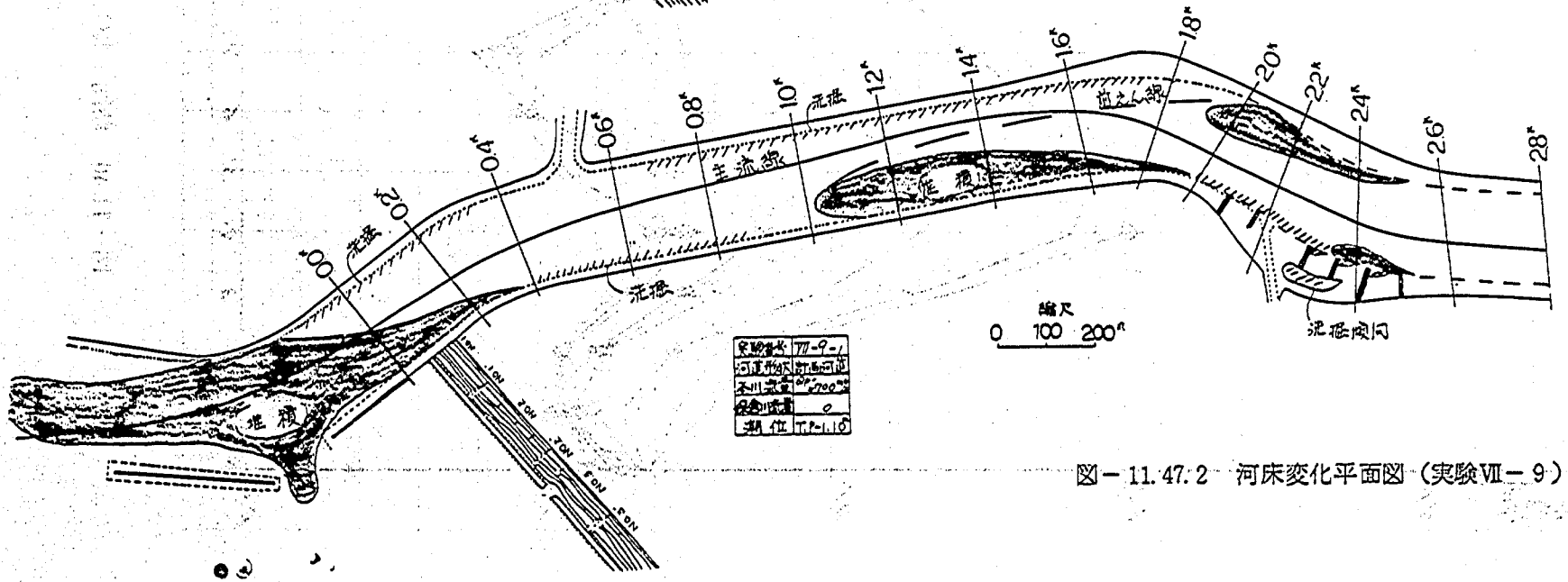
図－11.45　関川下流部計画（実験案）平面図



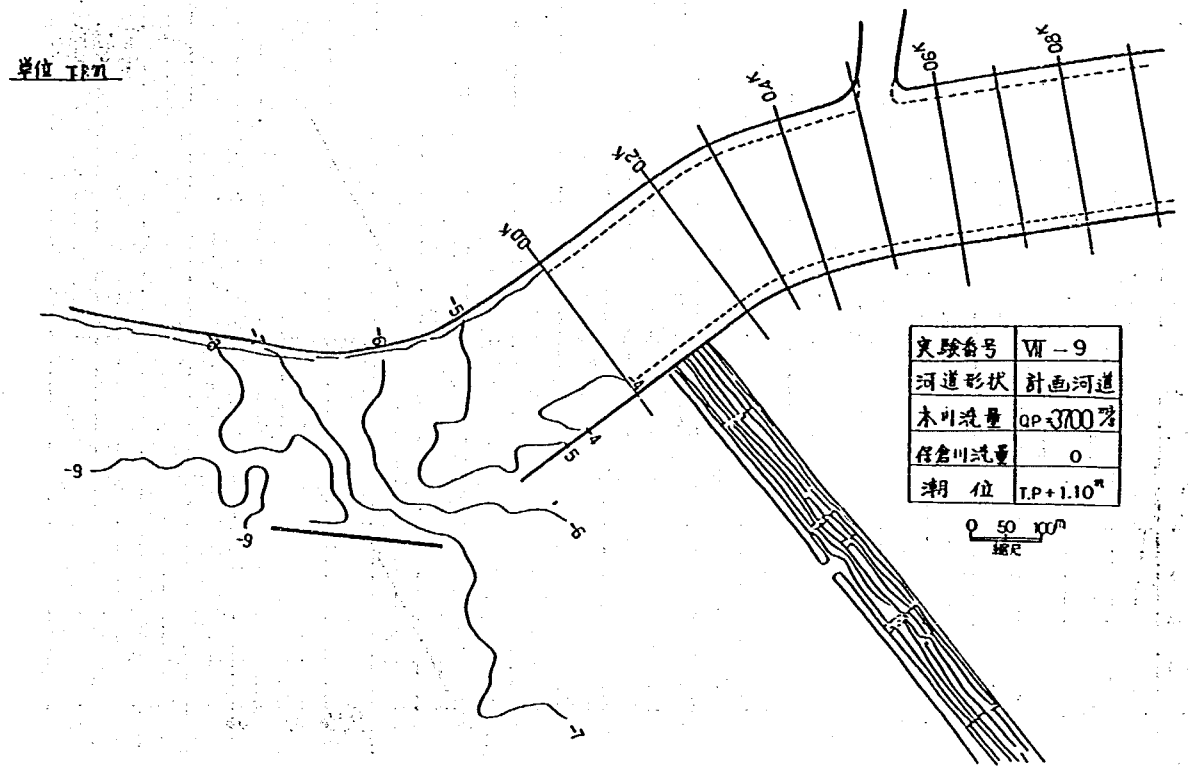
図－11.46　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－9）



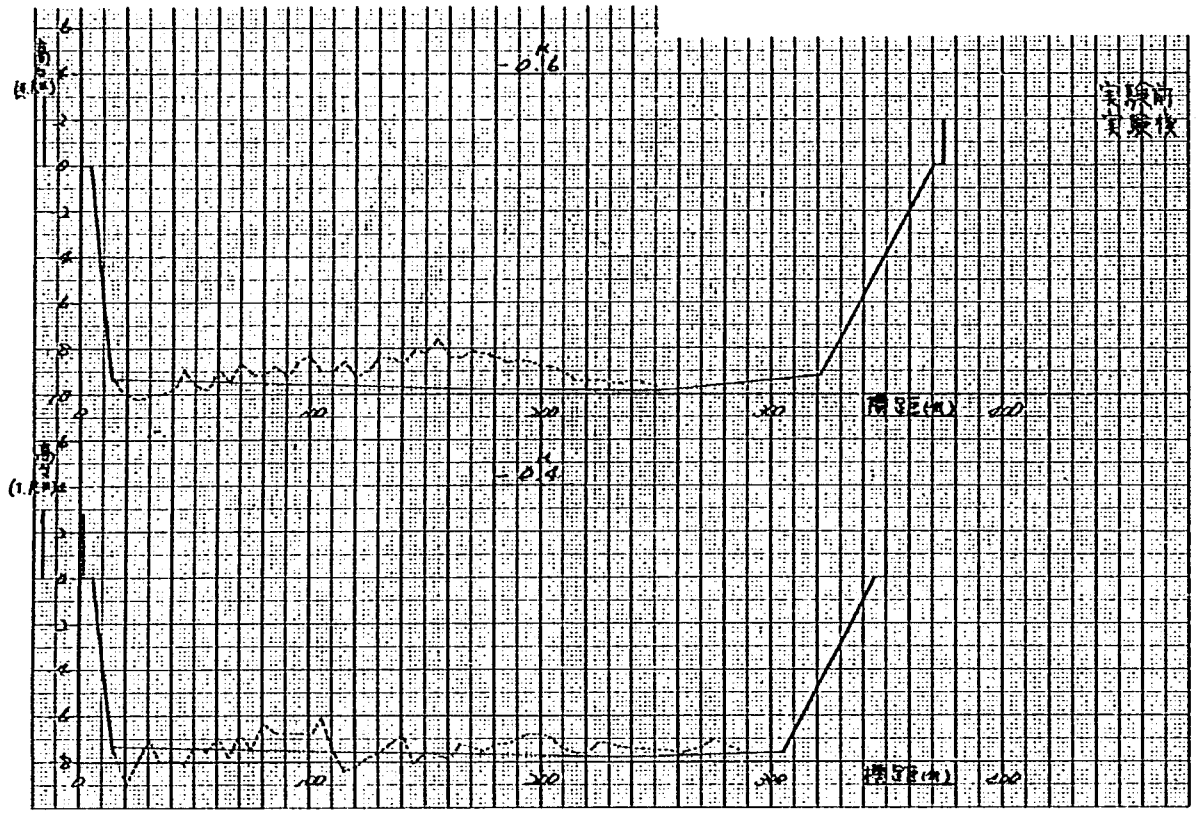
図－11.47.1　流況図（実験Ⅶ－9）



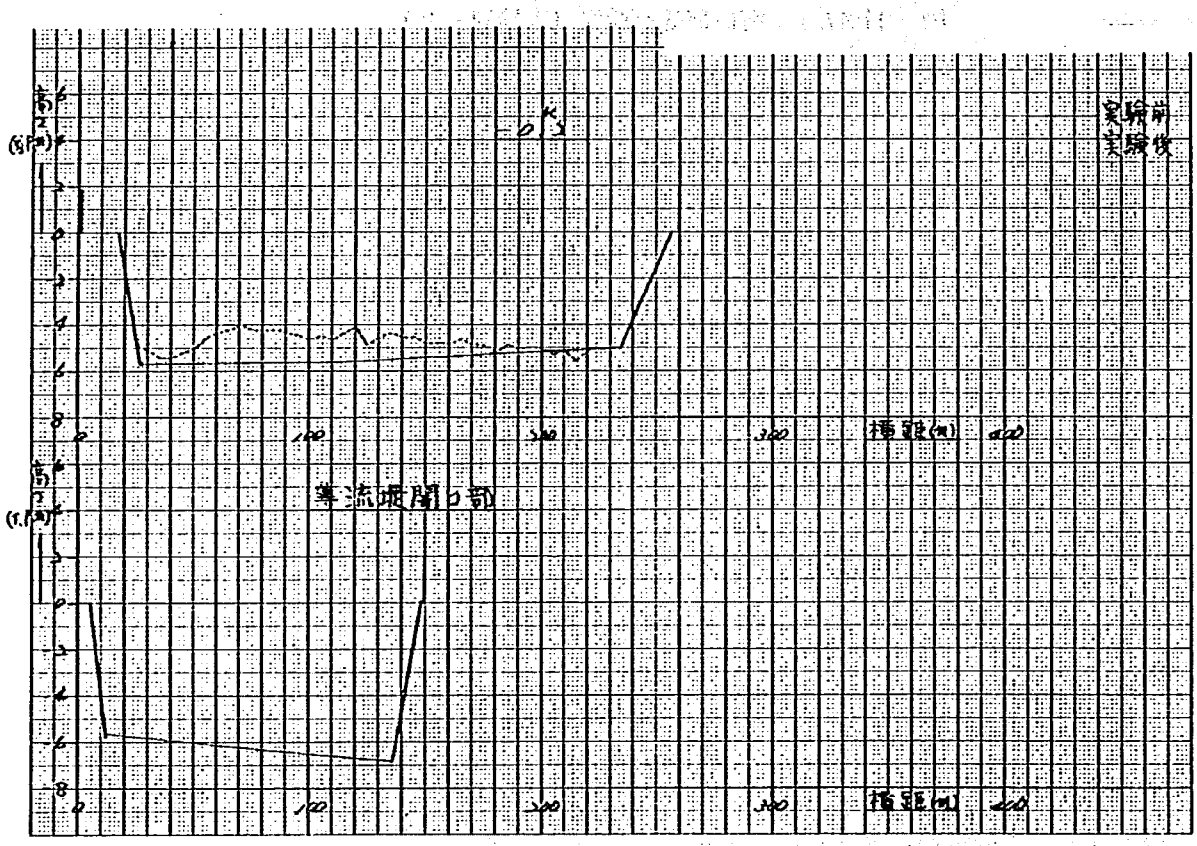
図－11.47.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－9）



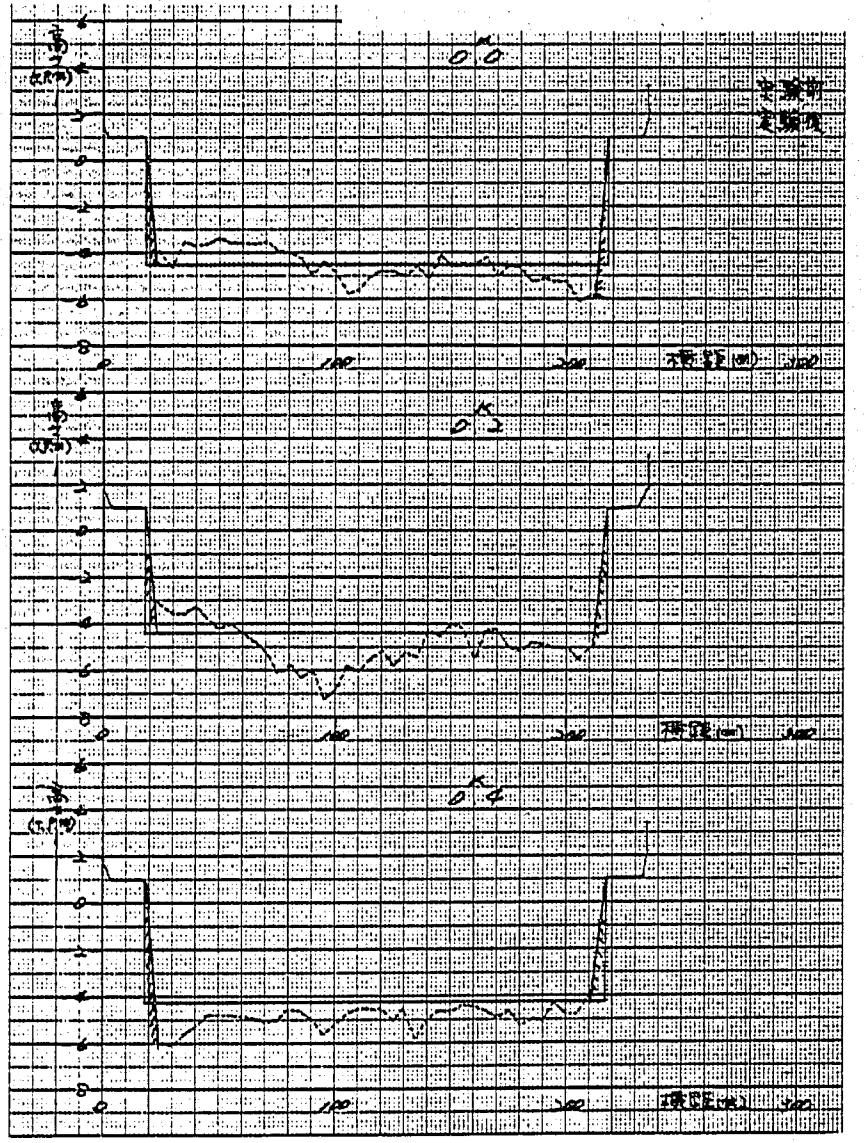
図－11.47.3　河口部等高線図（実験Ⅶ－9）



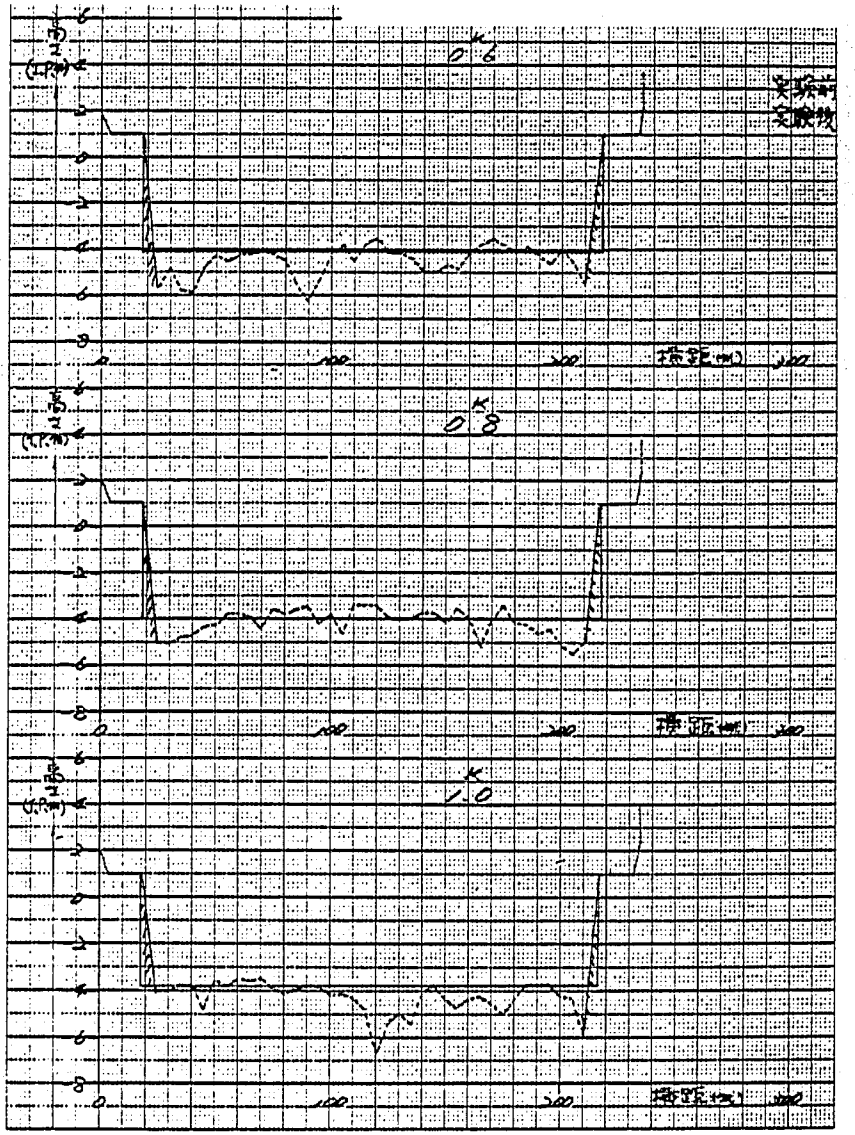
図－11.48.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－9）



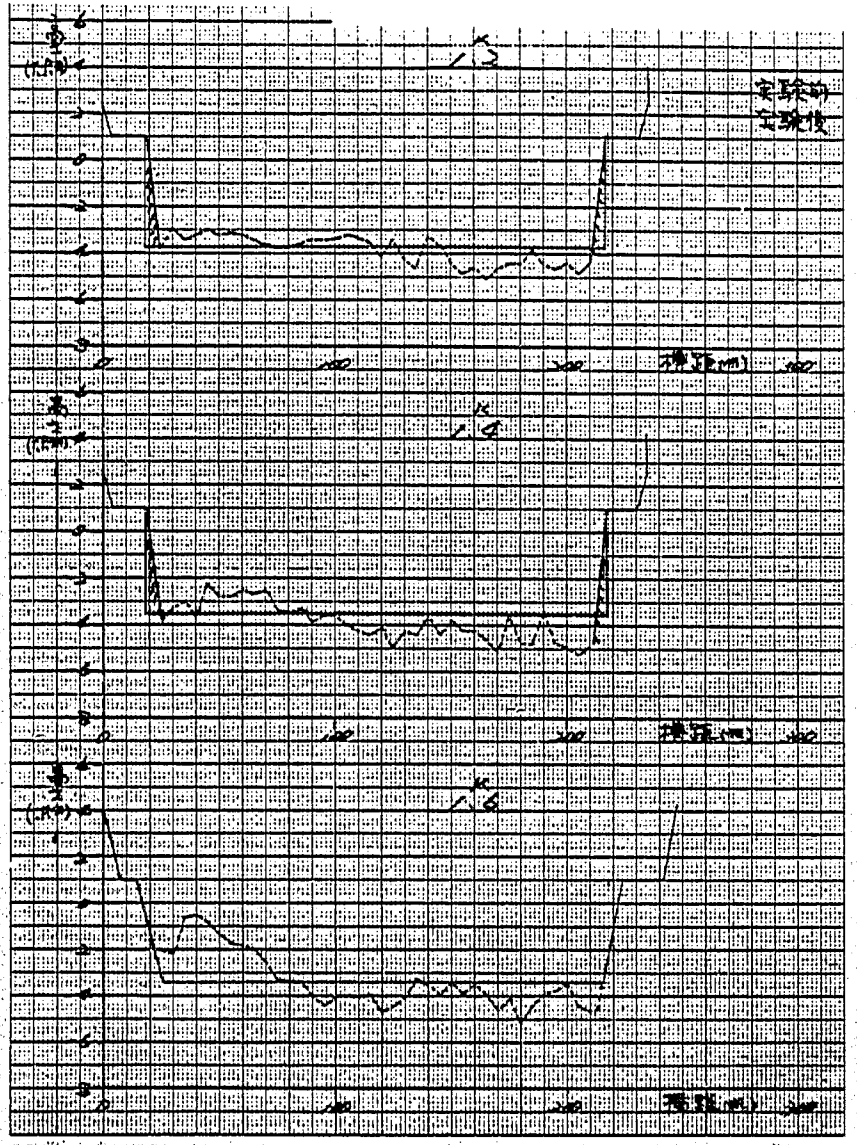
図－11.48.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－9）



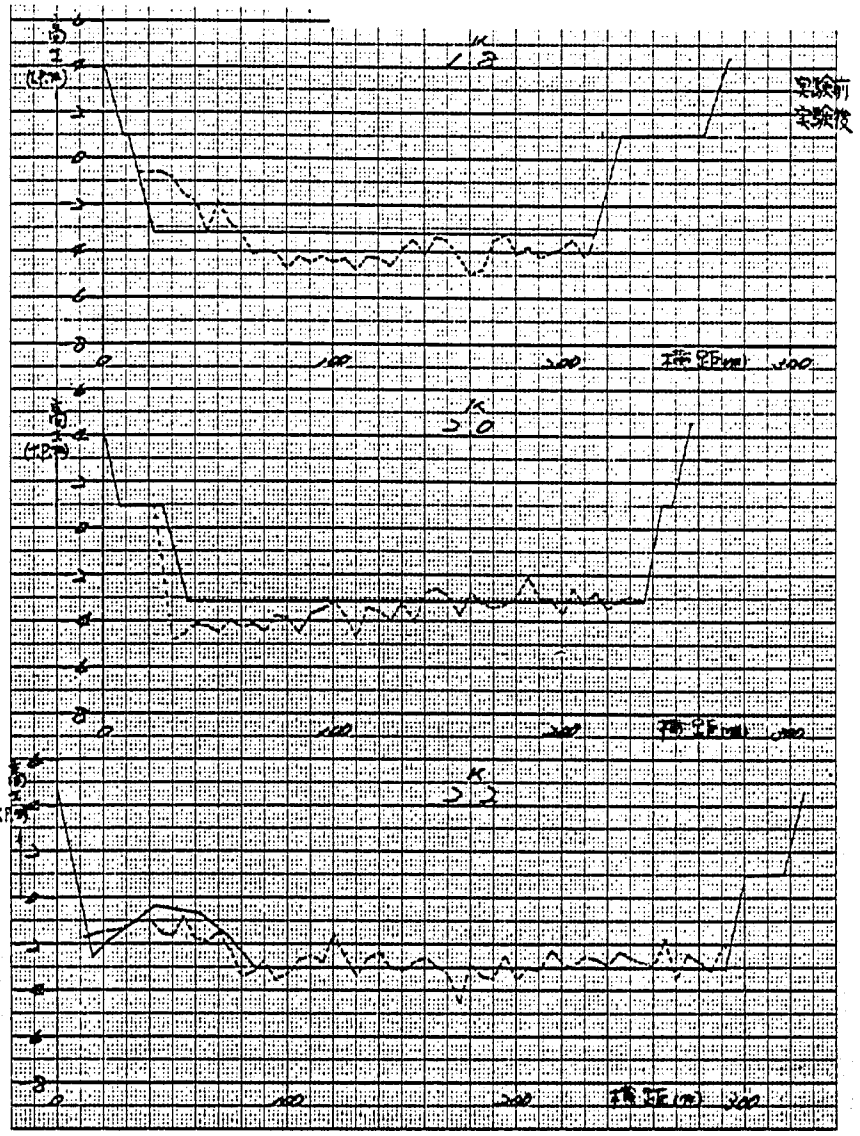
図－11.48.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－9）



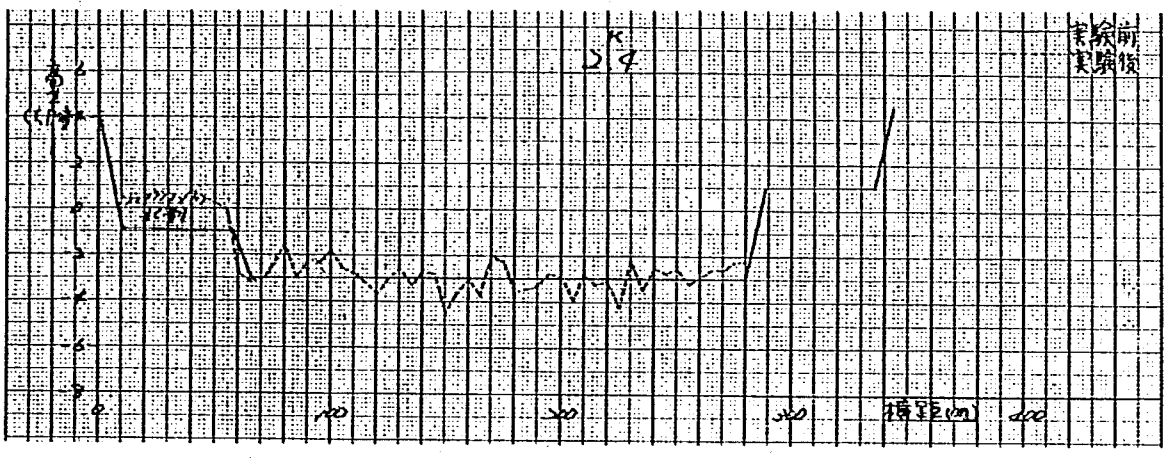
図－11.48.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－9）



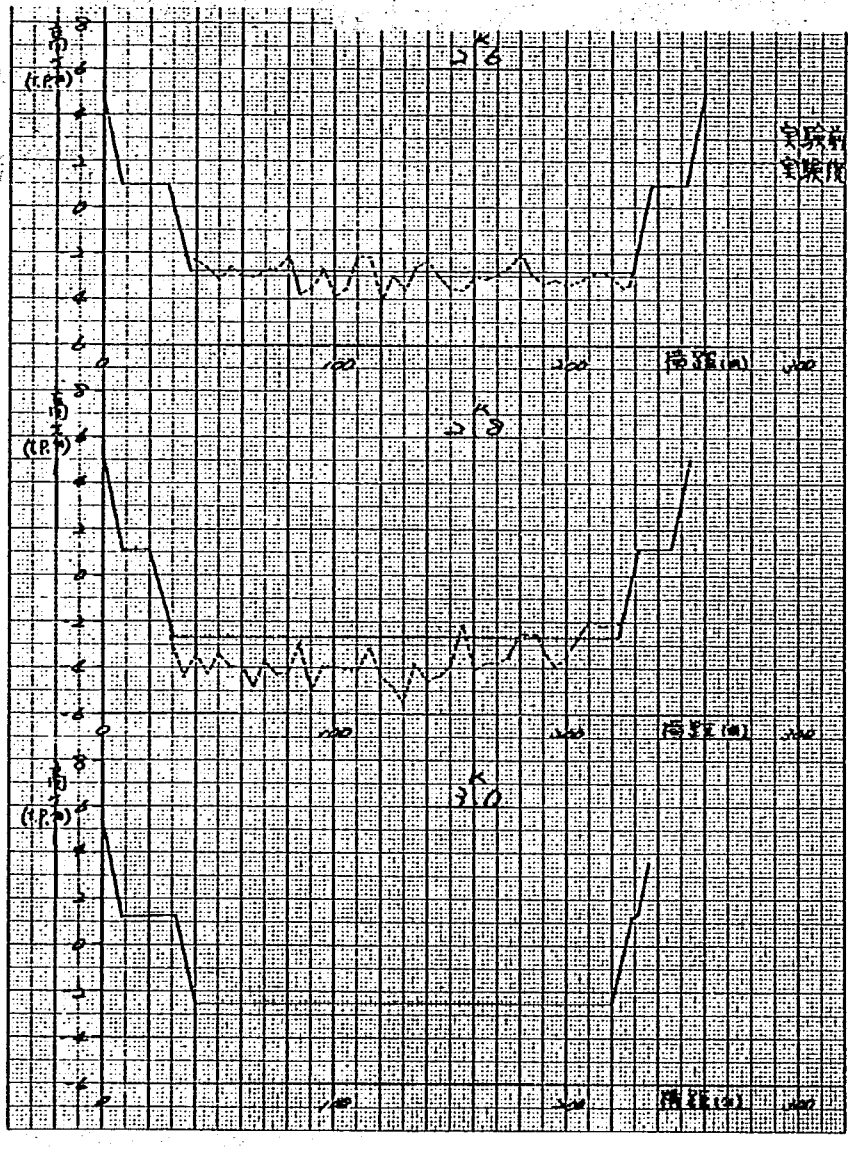
図－11.48.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－９）



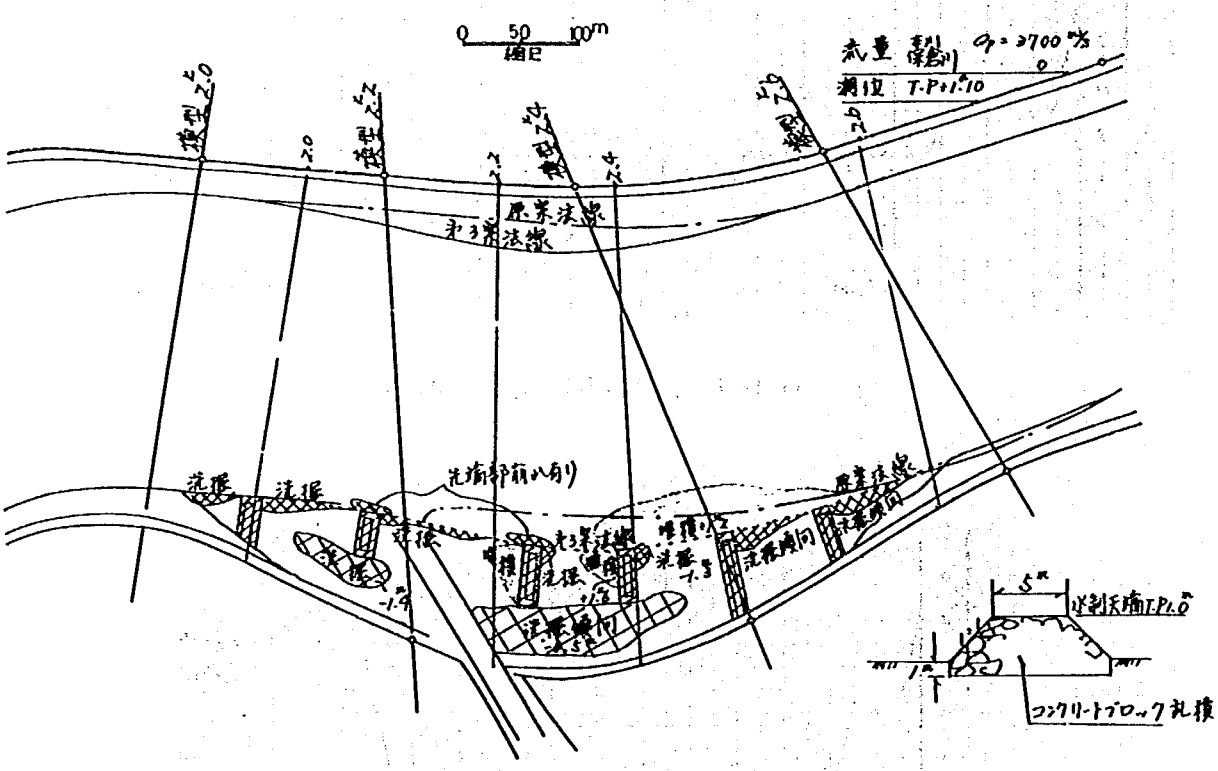
図－11.48.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－９）



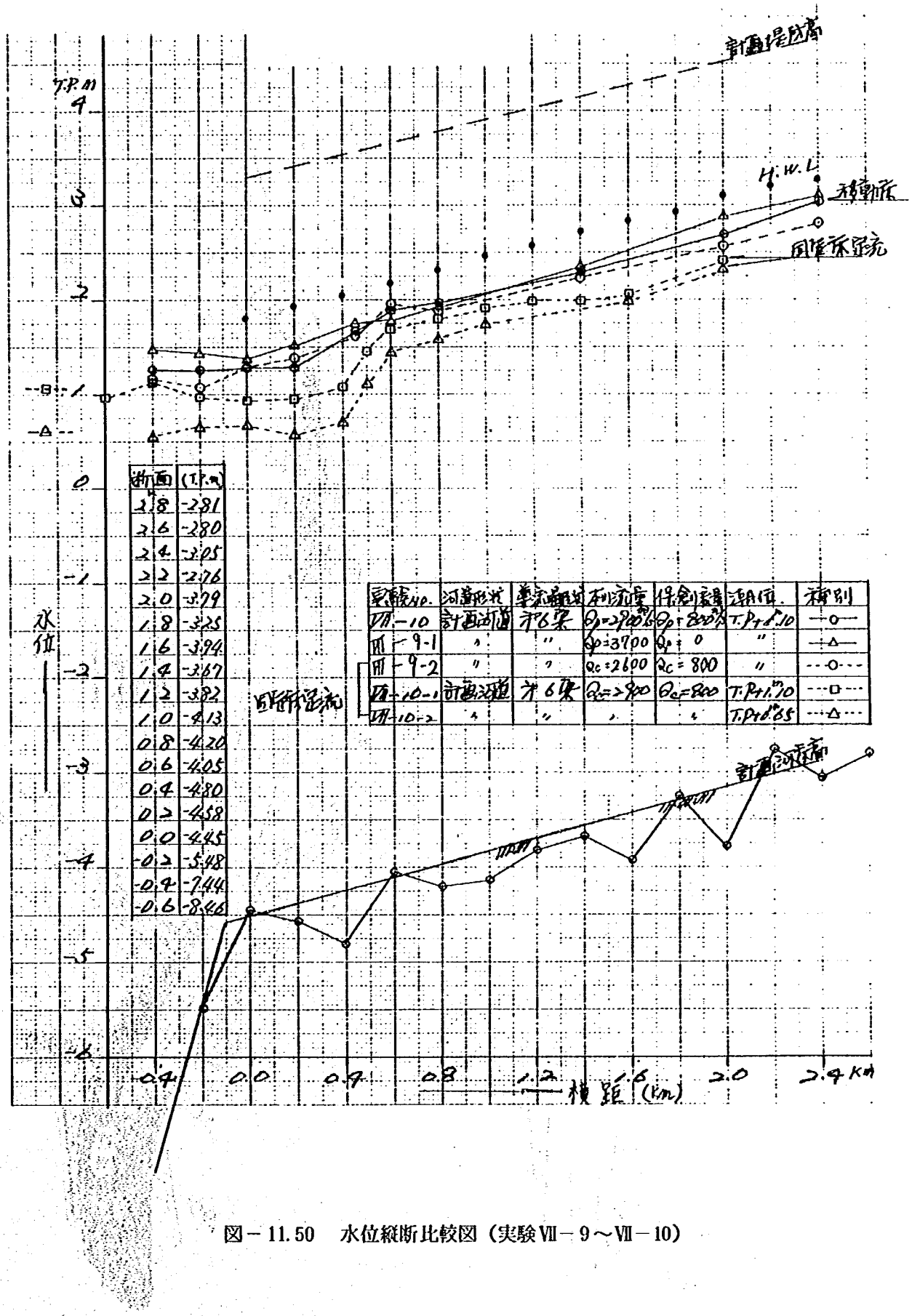
図－11.48.7　河床変動横断図（実験Ⅶ－９）



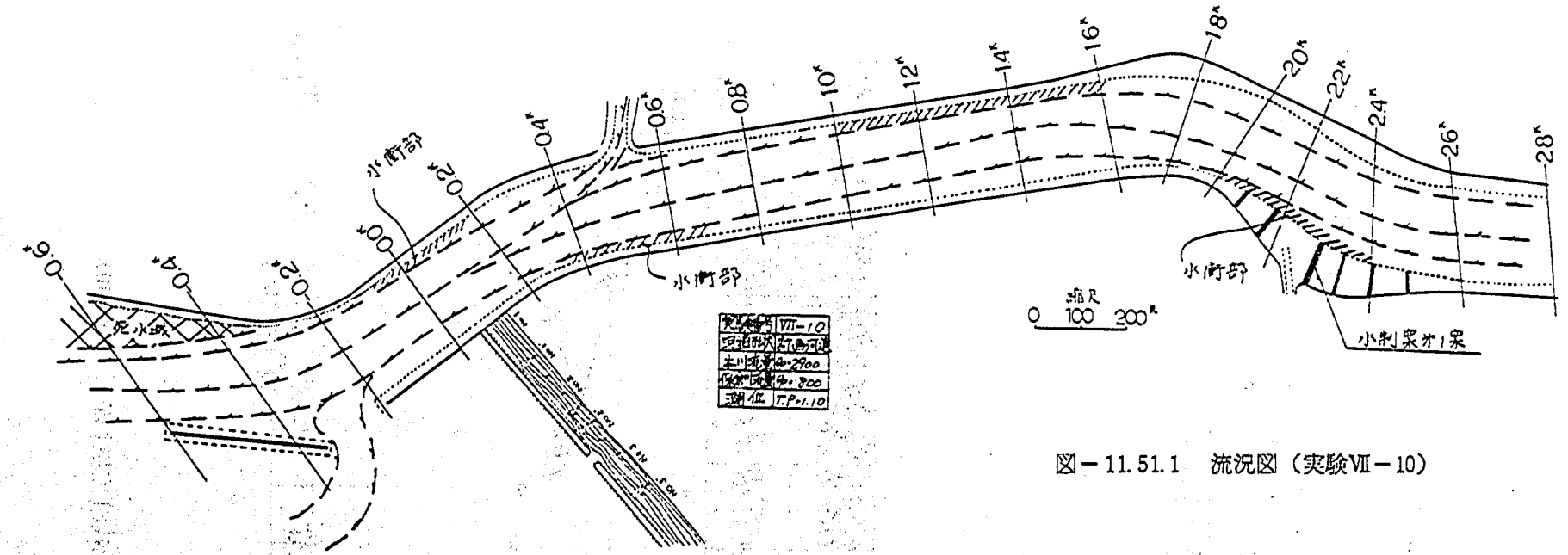
図－11.48.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－９）



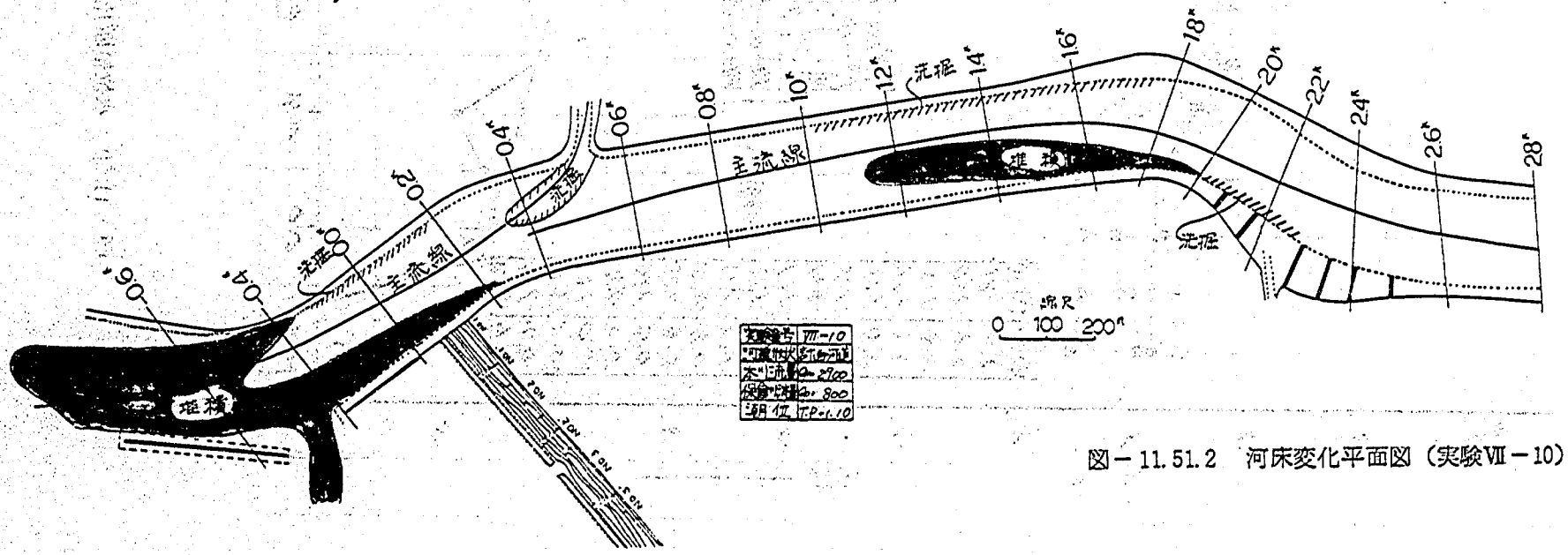
図－11.49　水制付近局所洗掘図（実験Ⅶ－9）



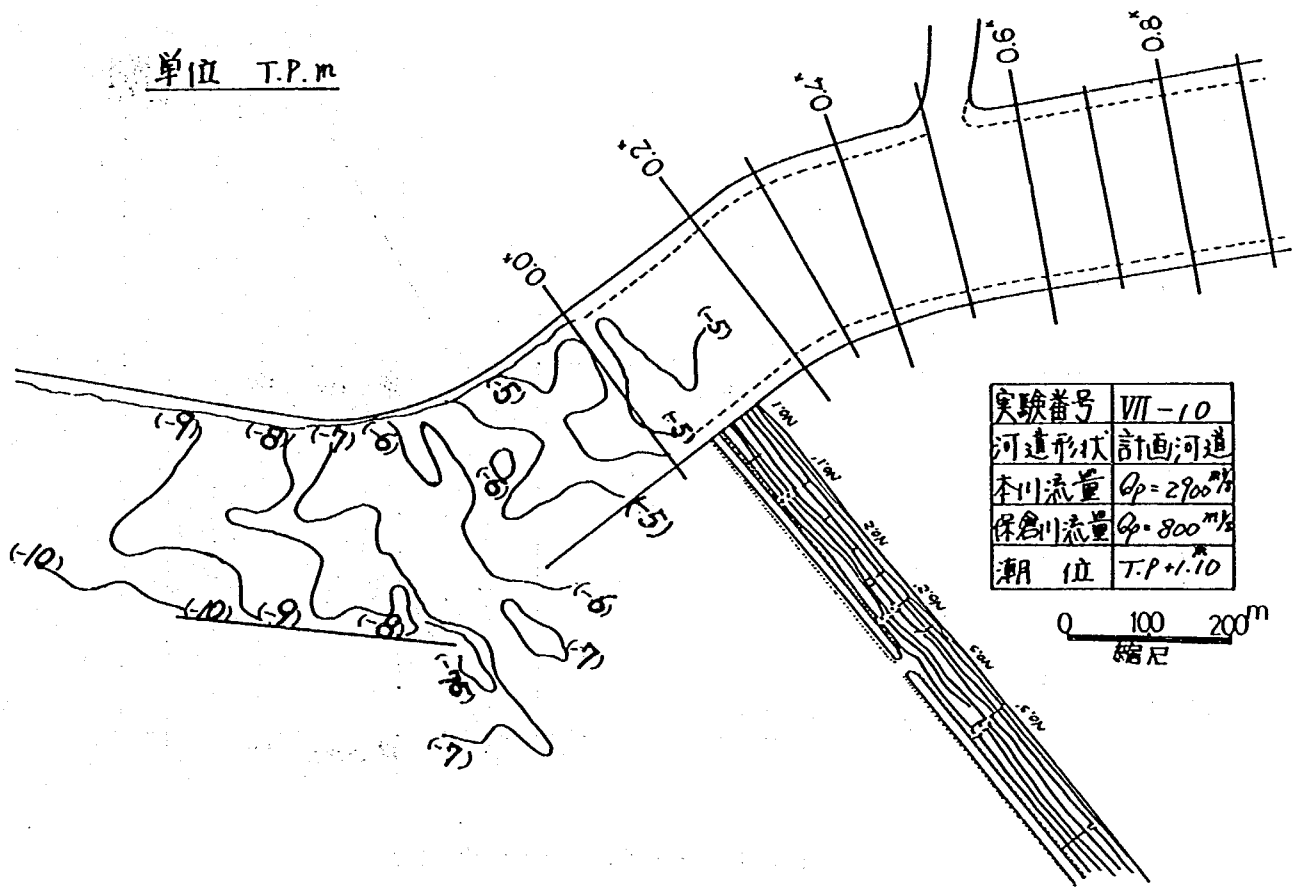
図－11.50　水位縦断比較図（実験Ⅶ－9～Ⅶ－10）



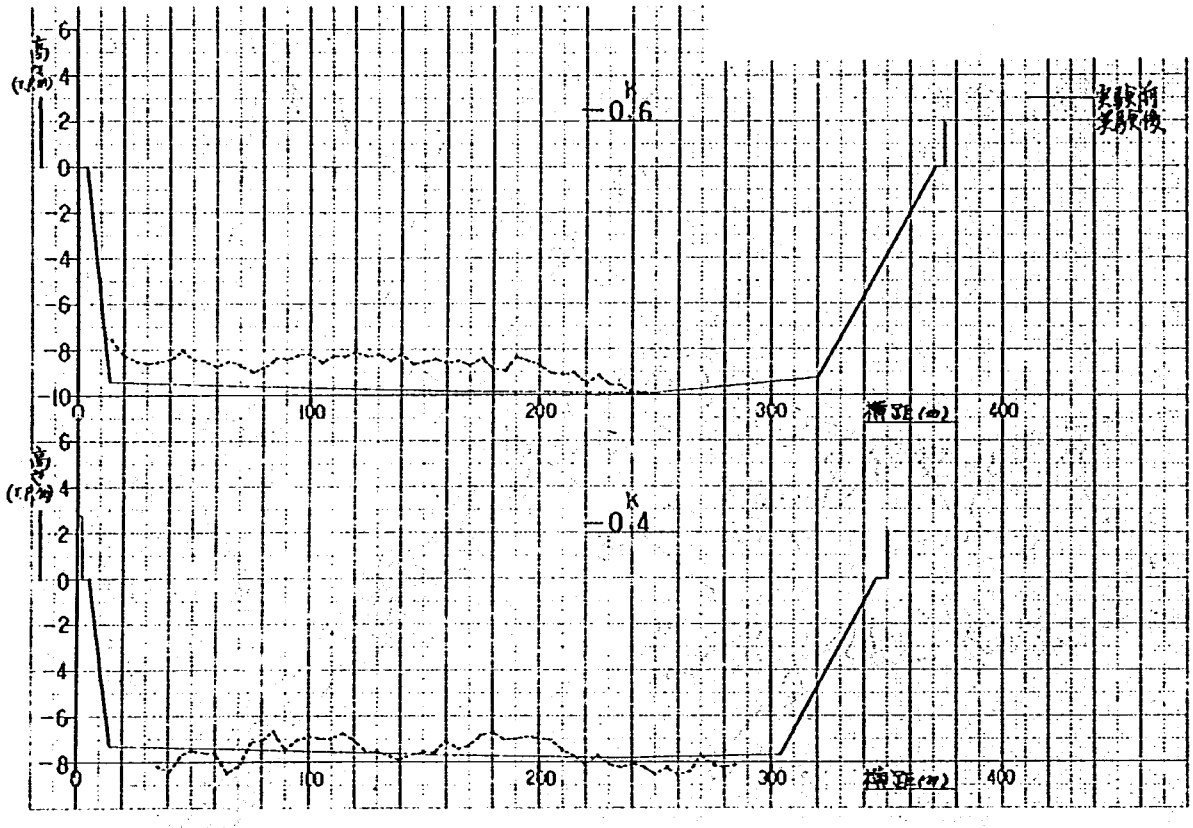
図－11.51.1　流況図（実験Ⅶ－10）



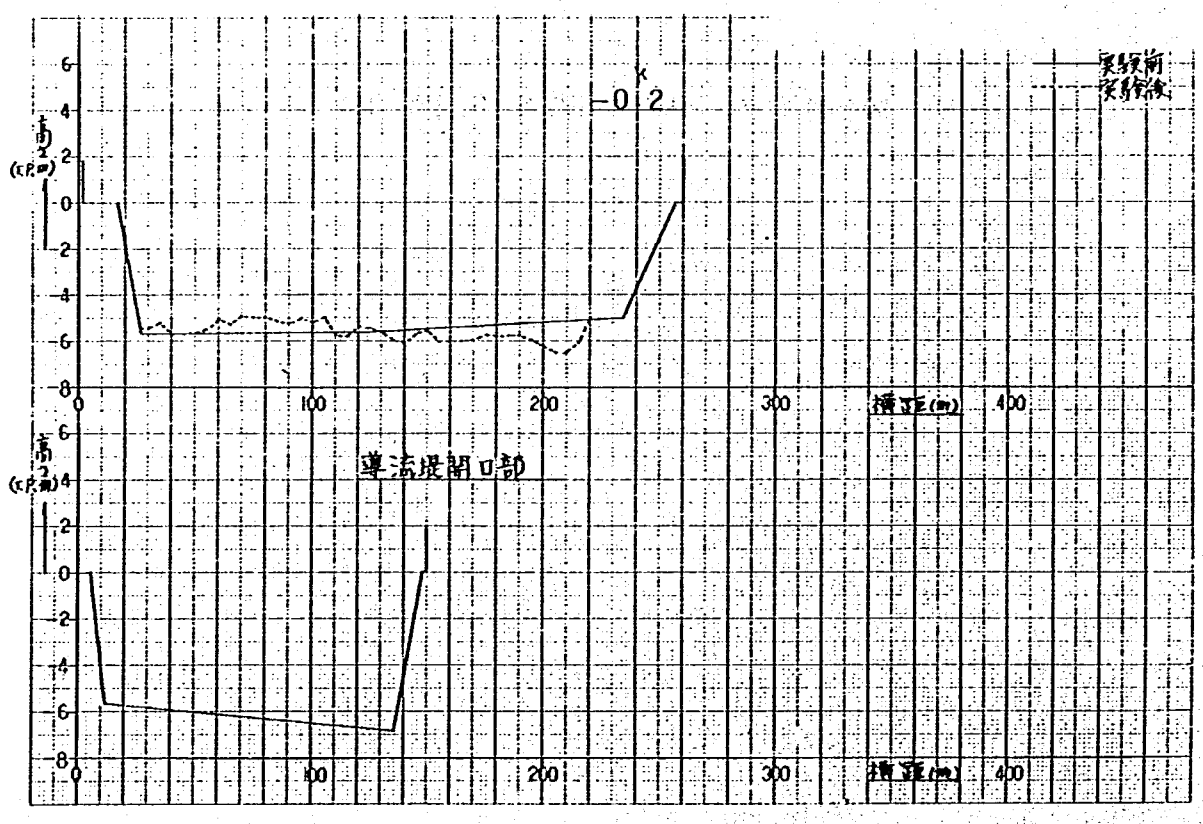
図－11.51.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－10）



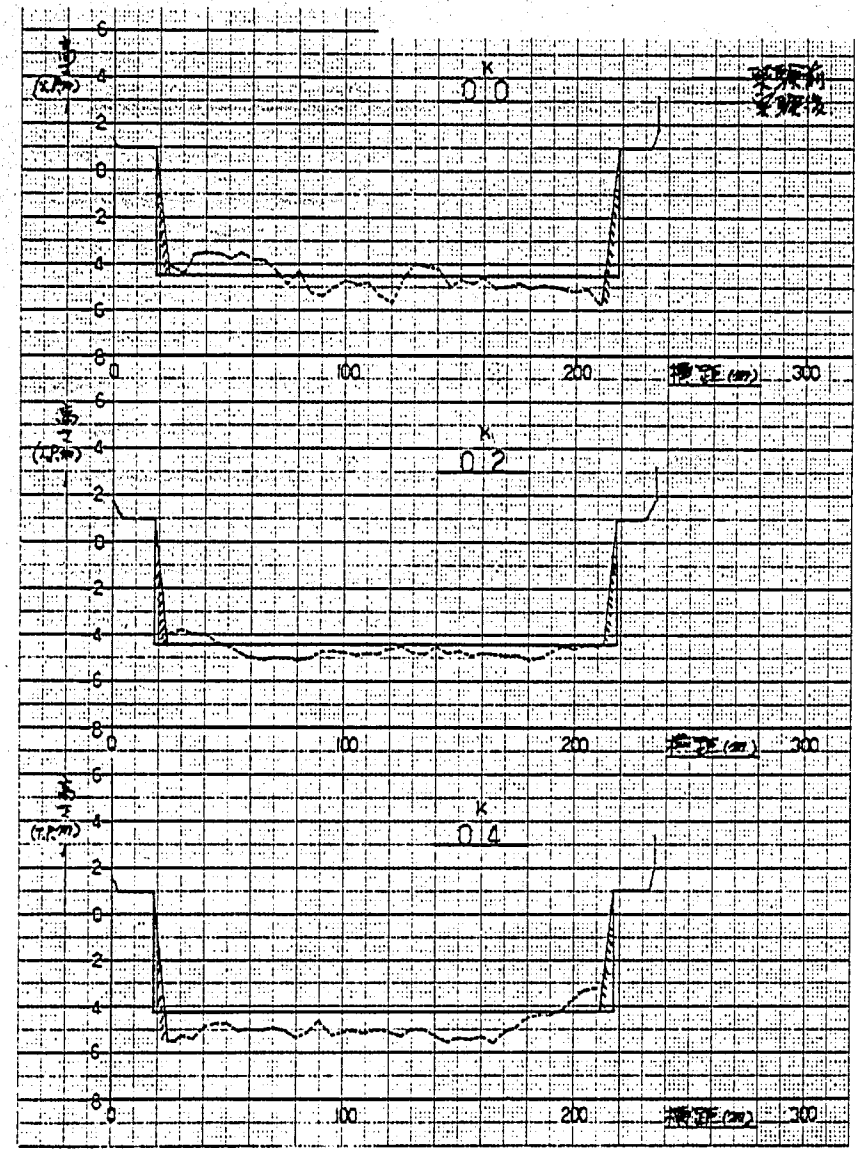
図－11.51.3　河口部等深線図（実験Ⅶ－10）



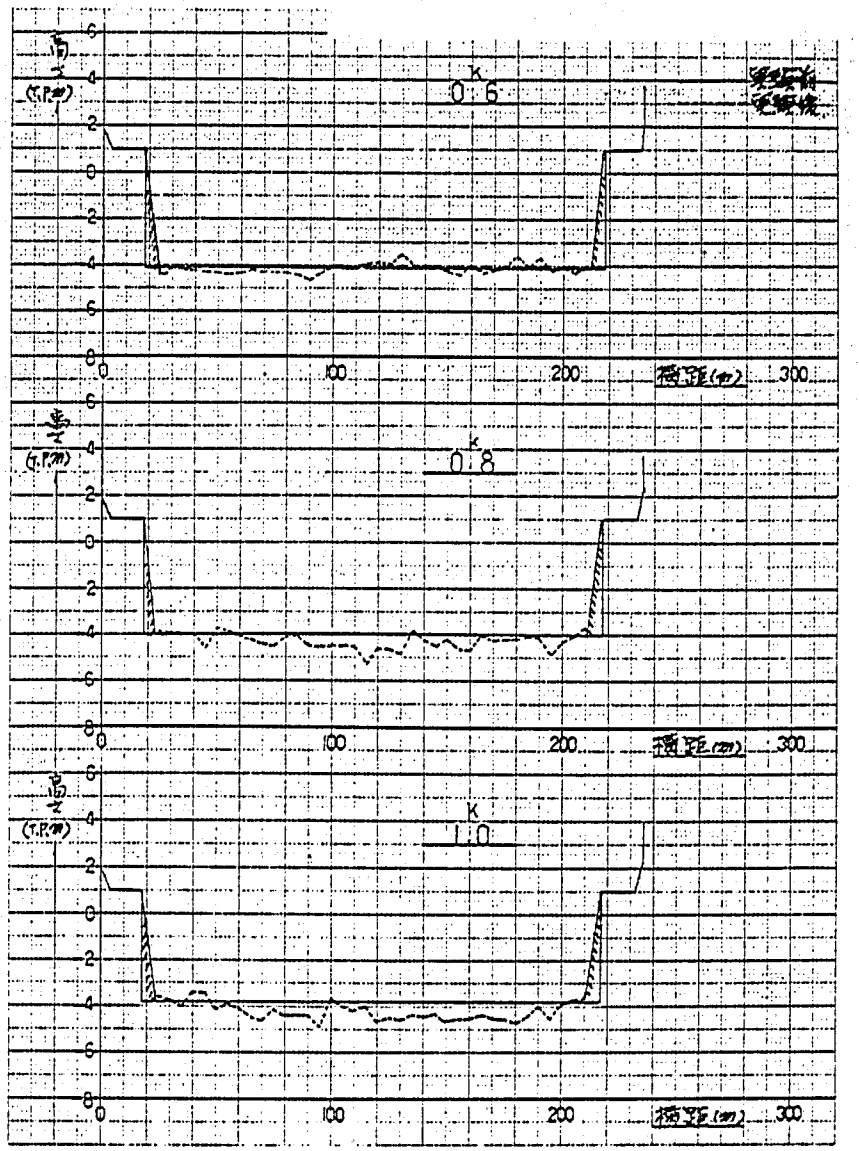
図－11.52.1　河床変動図（実験Ⅶ－10）



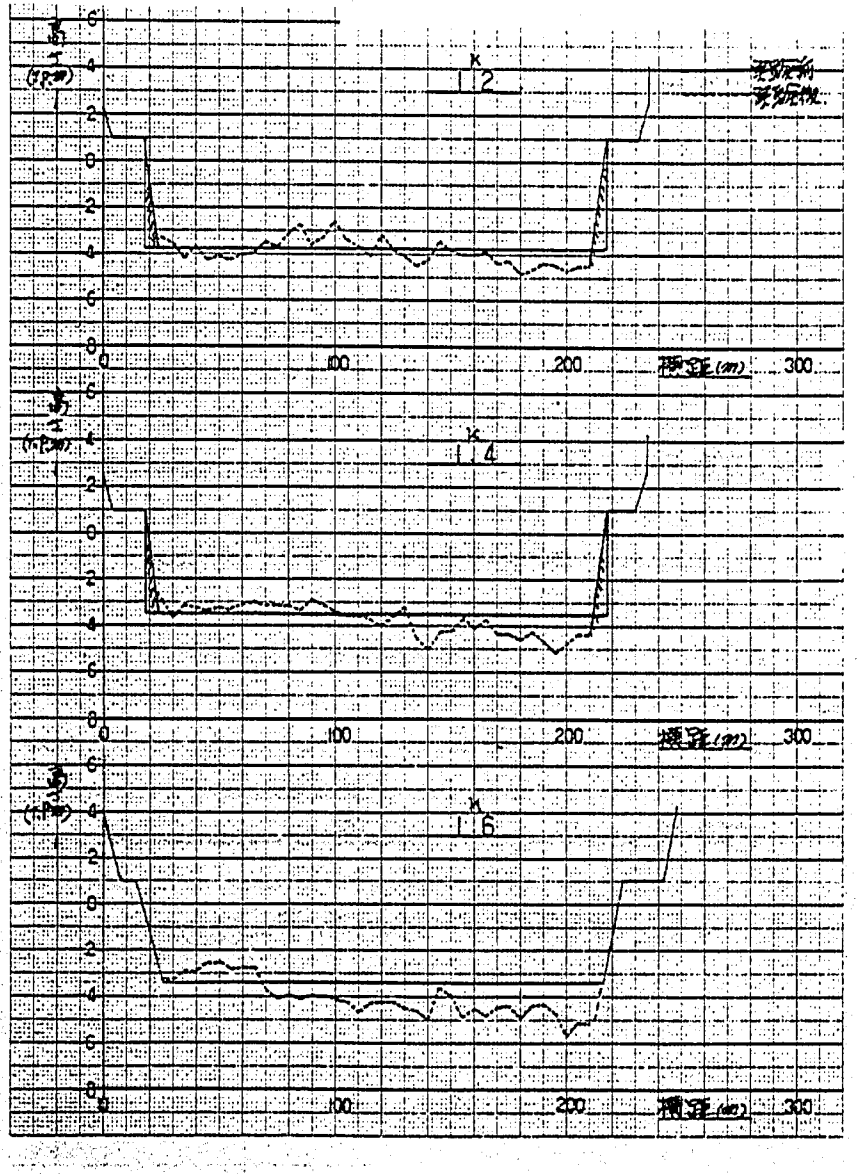
図－11.52.2　河床変動図（実験Ⅶ－10）



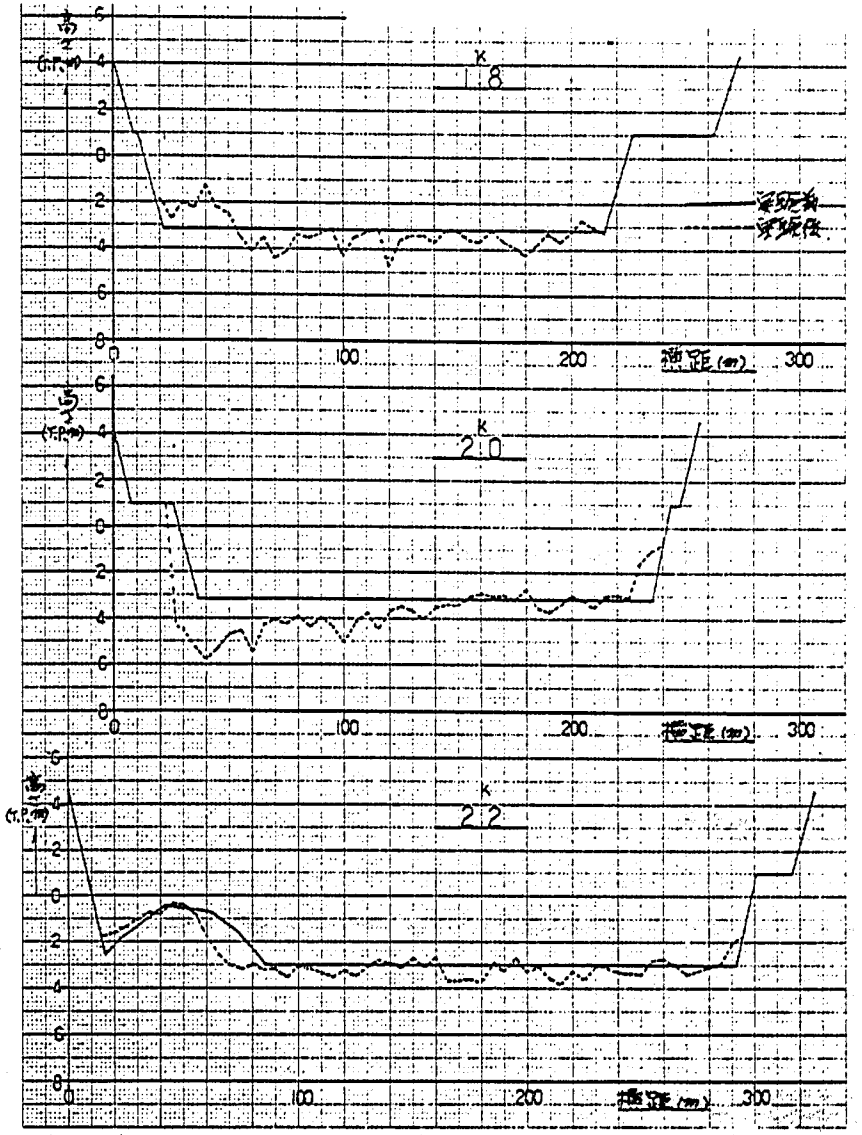
図－11.52.3　河床変動図（実験Ⅶ－10）



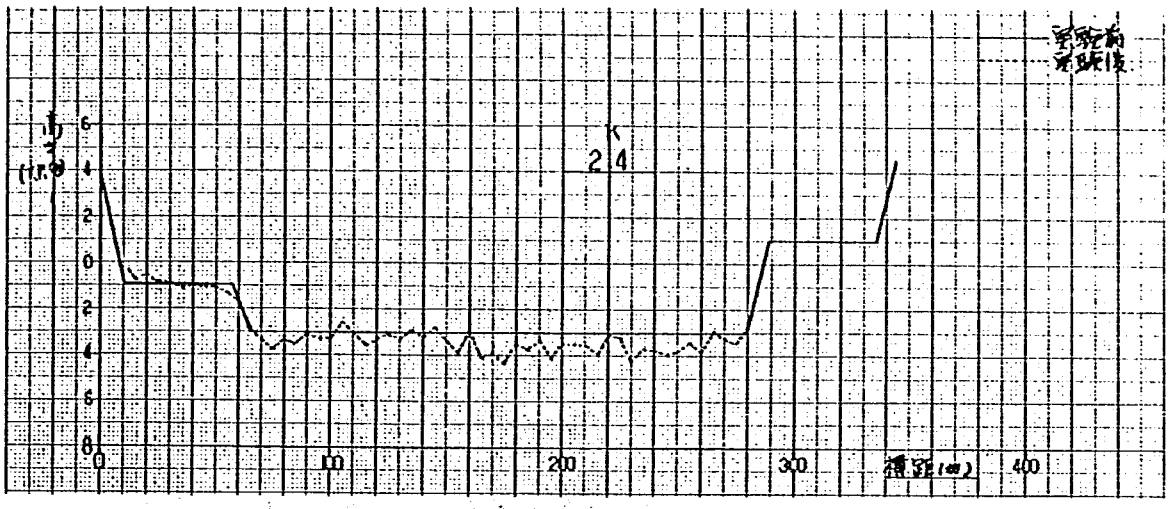
図－11.52.4　河床変動図（実験Ⅶ－10）



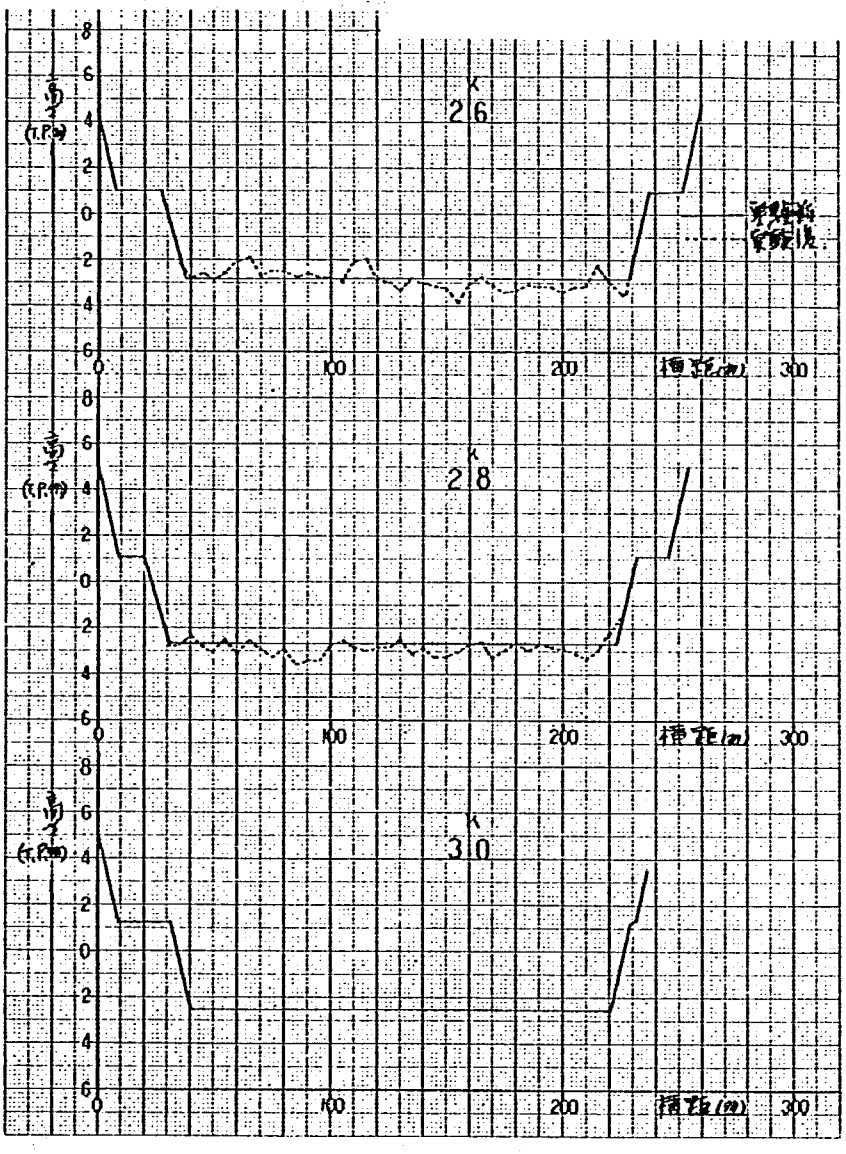
図－11.52.5　河床変動図（実験Ⅶ－10）



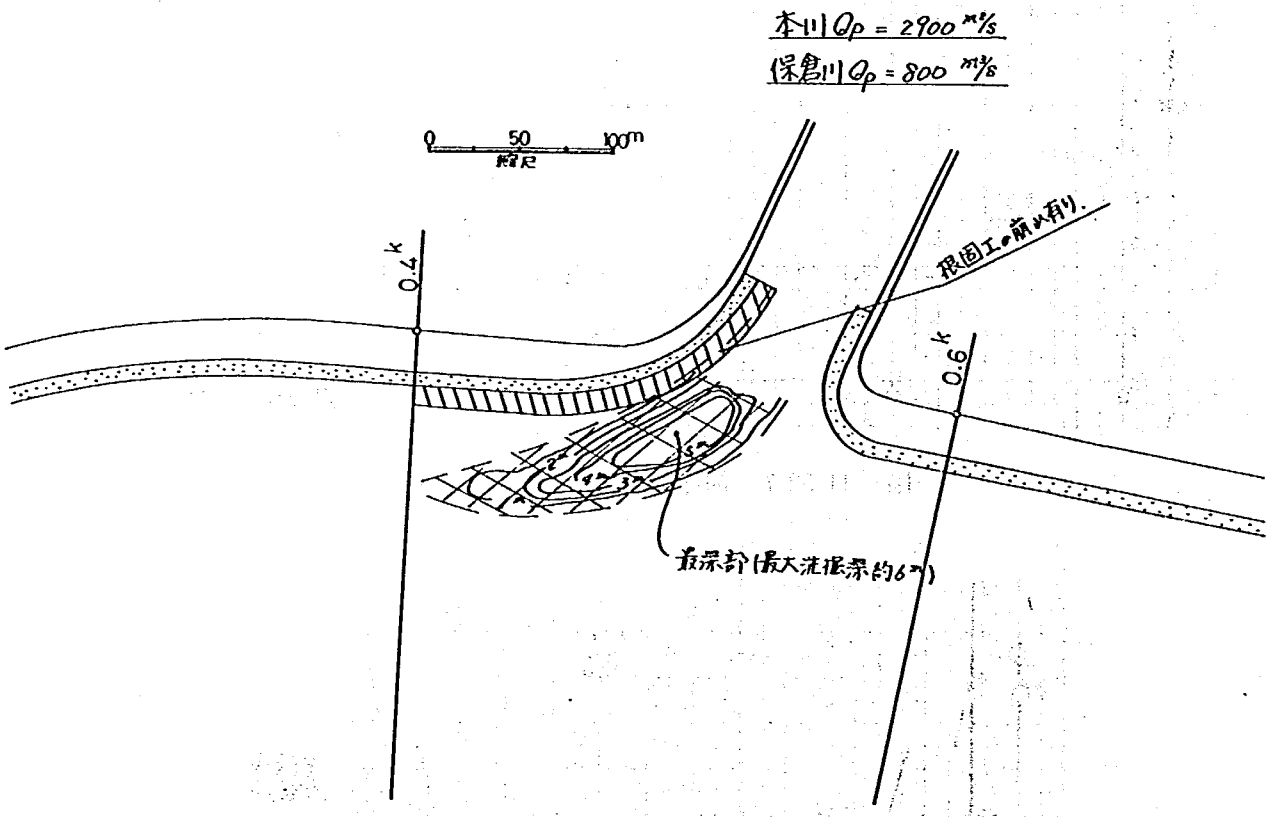
図－11.52.6　河床変動図（実験Ⅶ－10）



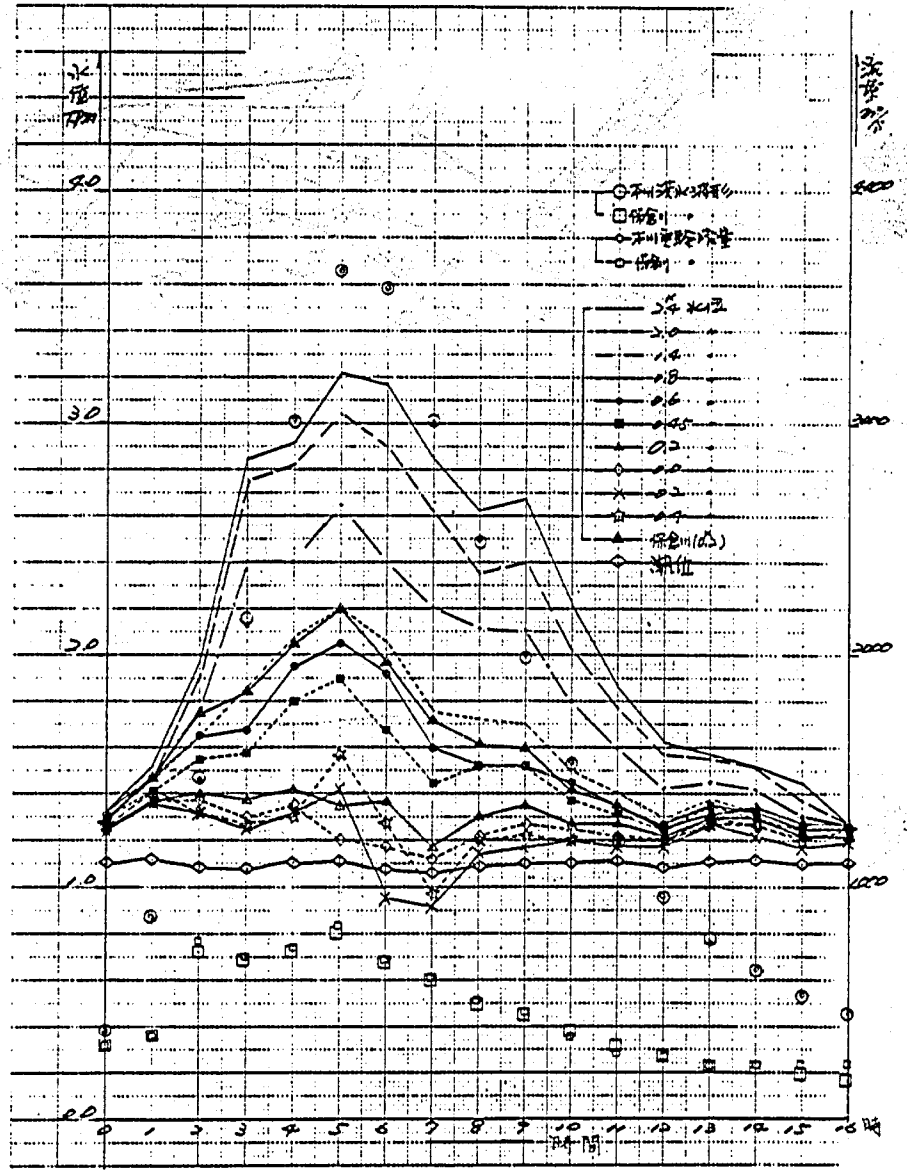
図－11.52.7　河床変動図（実験Ⅶ－10）



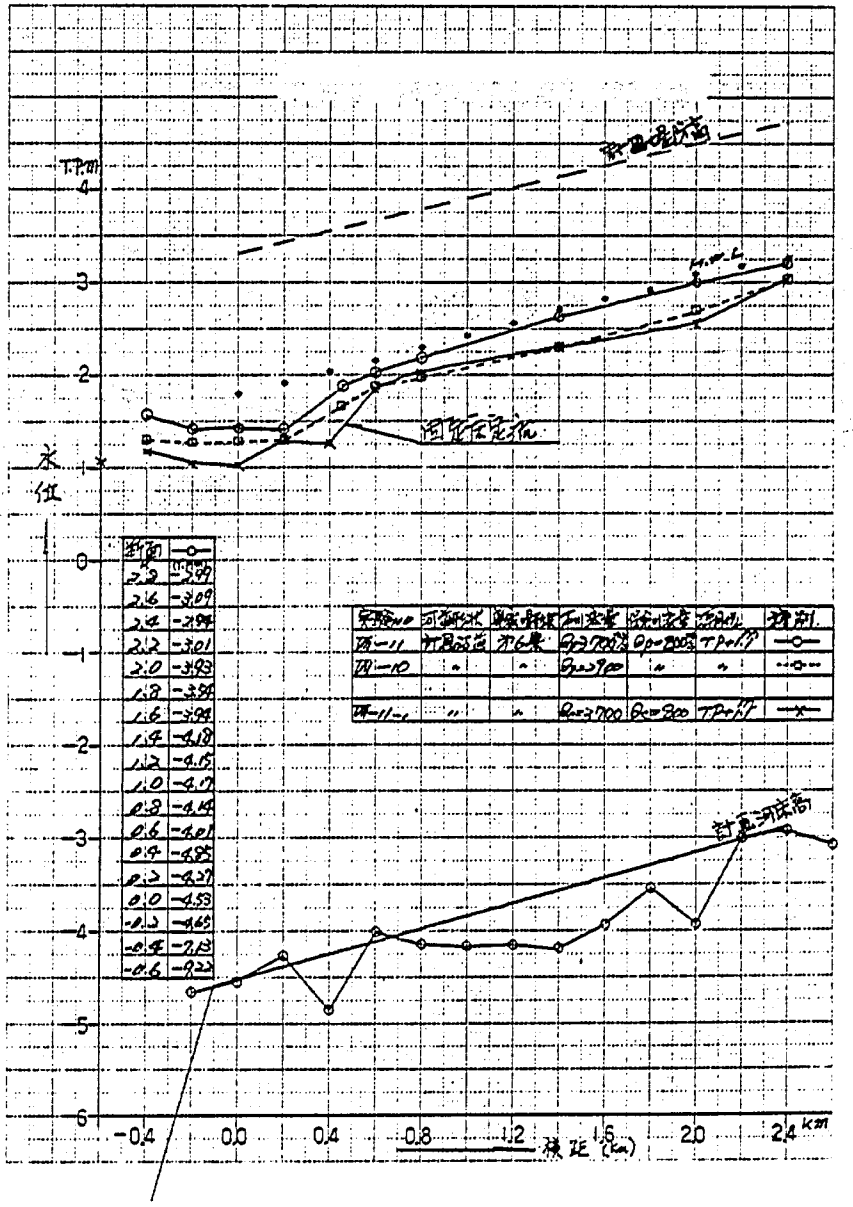
図－11.52.8　河床変動図（実験Ⅶ－10）



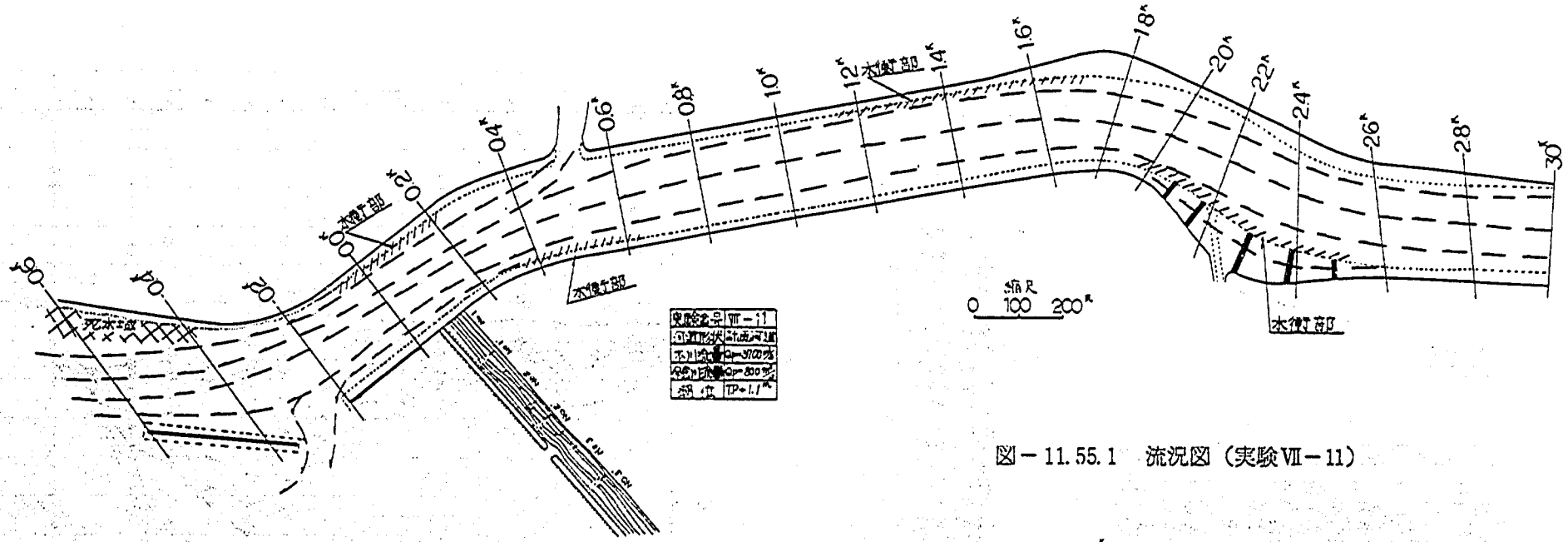
図－11.53　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－10）



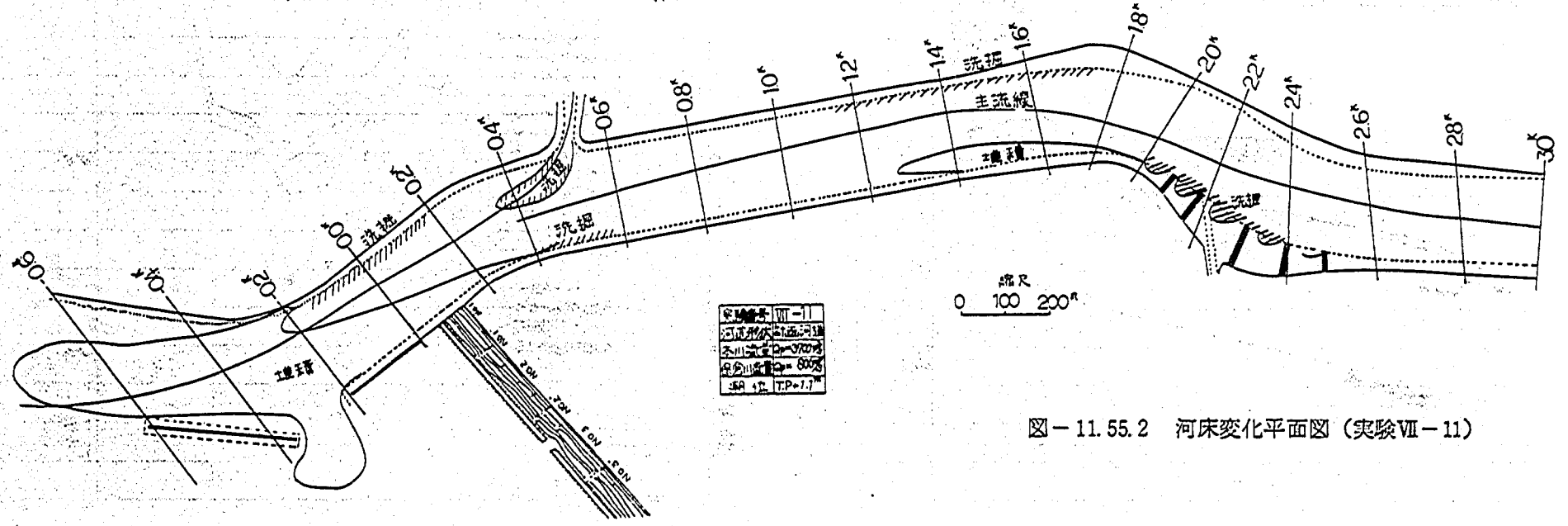
図－11.54.1　時間－水位，流量曲線（実験Ⅶ－11）



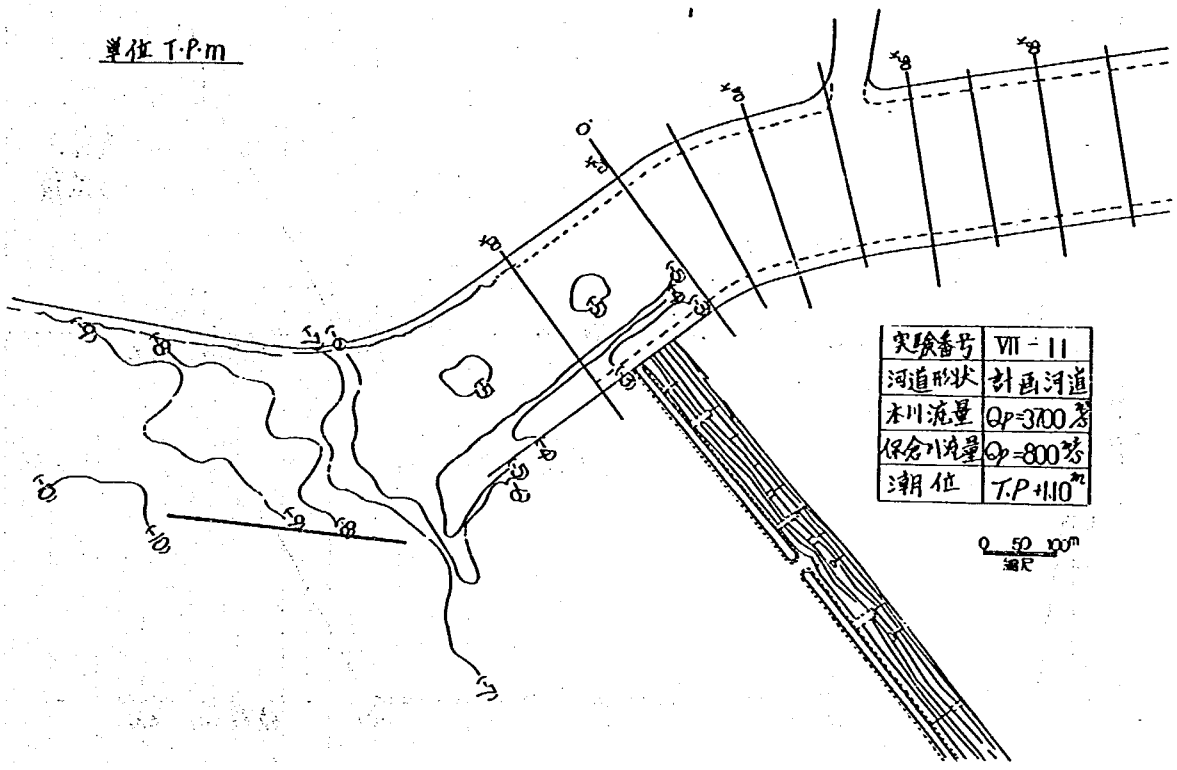
図－11.54.2　水位縦断比較図（導流堤第6案，流量比較）



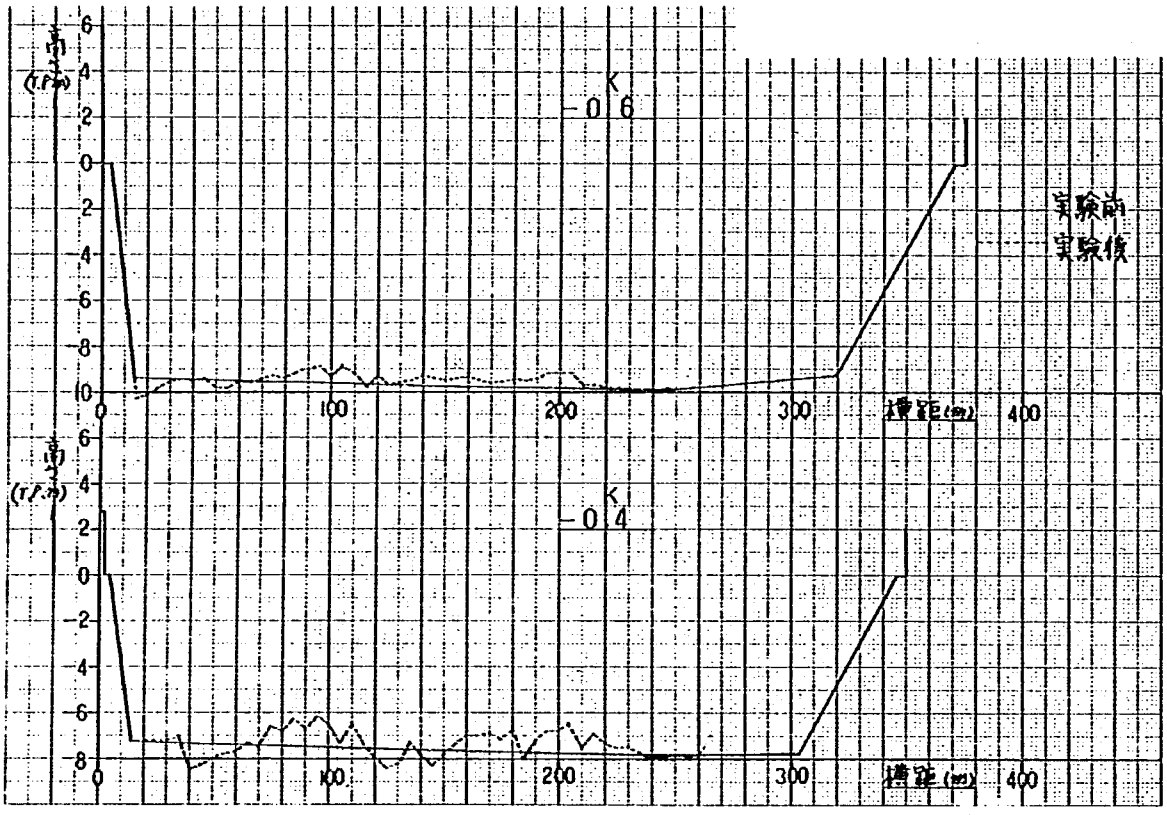
図－11.55.1　流況図（実験Ⅶ－11）



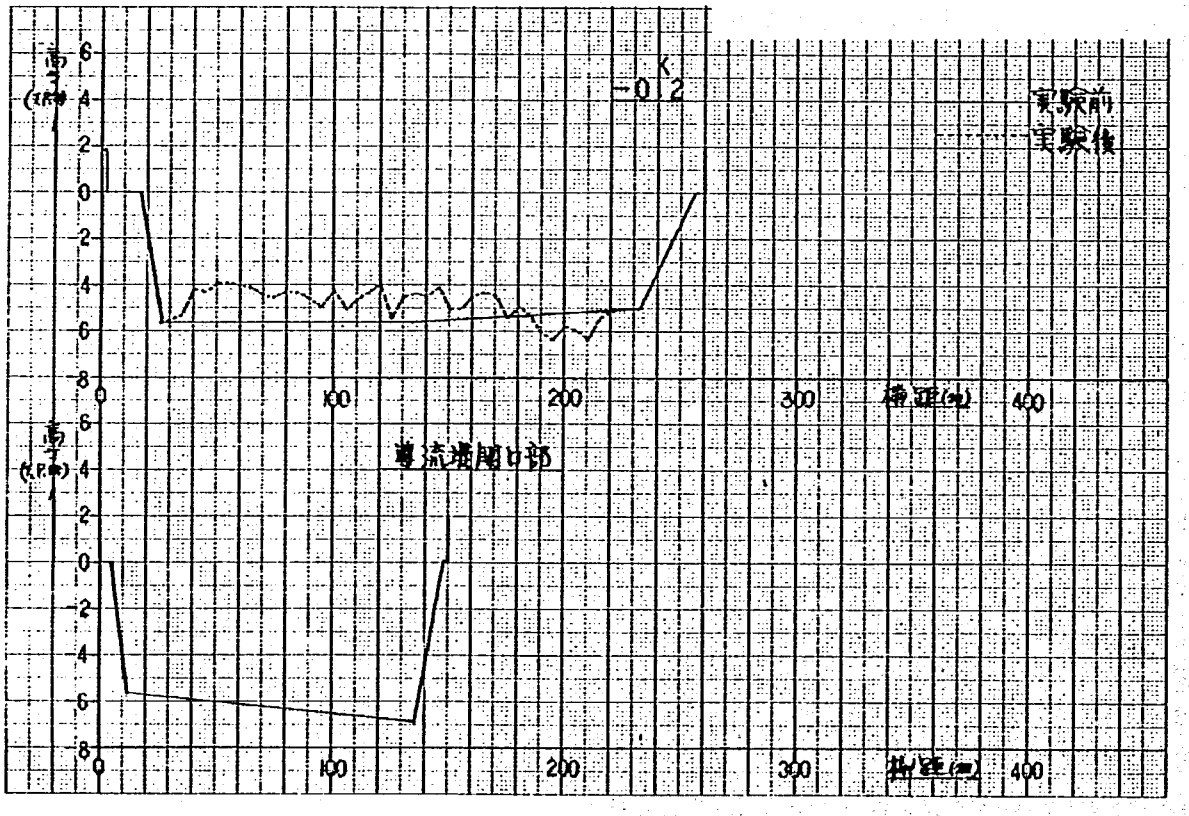
図－11.55.2　河床変化平面図（実験Ⅶ－11）



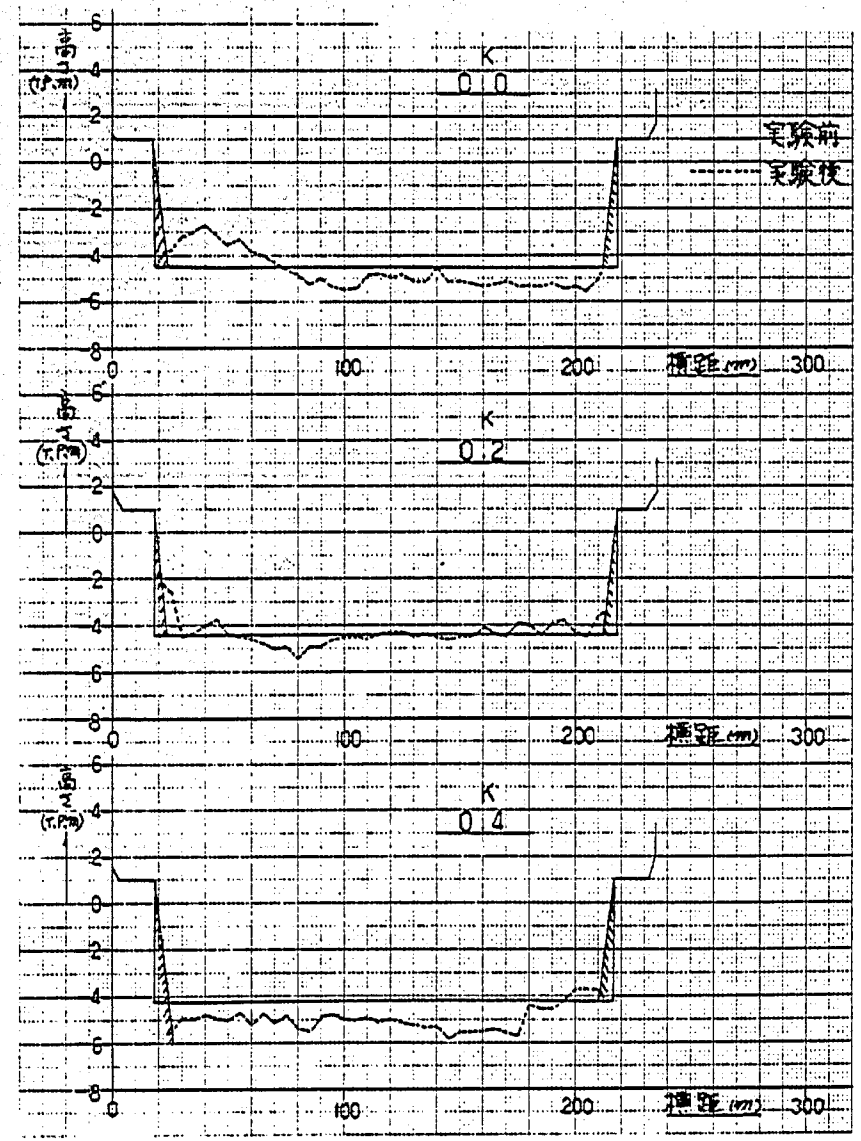
図－11.55.3　河口部等深線図（実験Ⅶ－11）



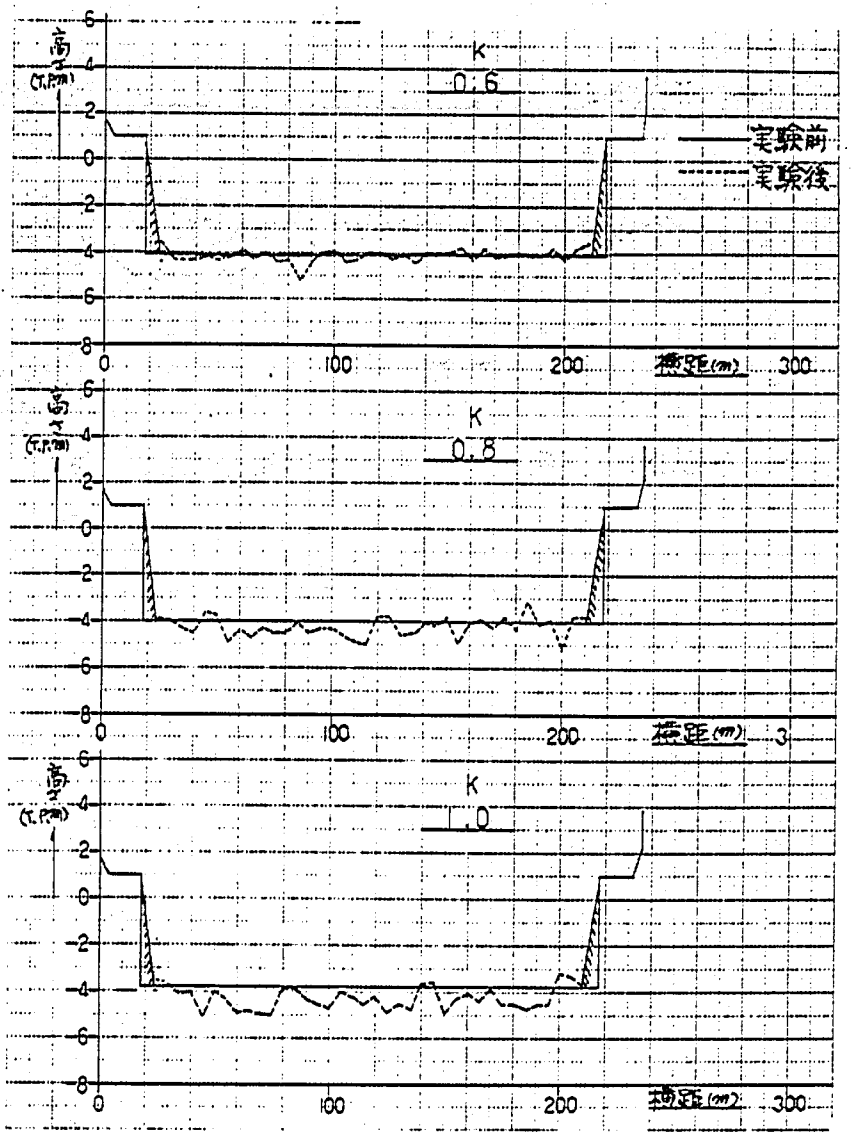
図－11.56.1　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



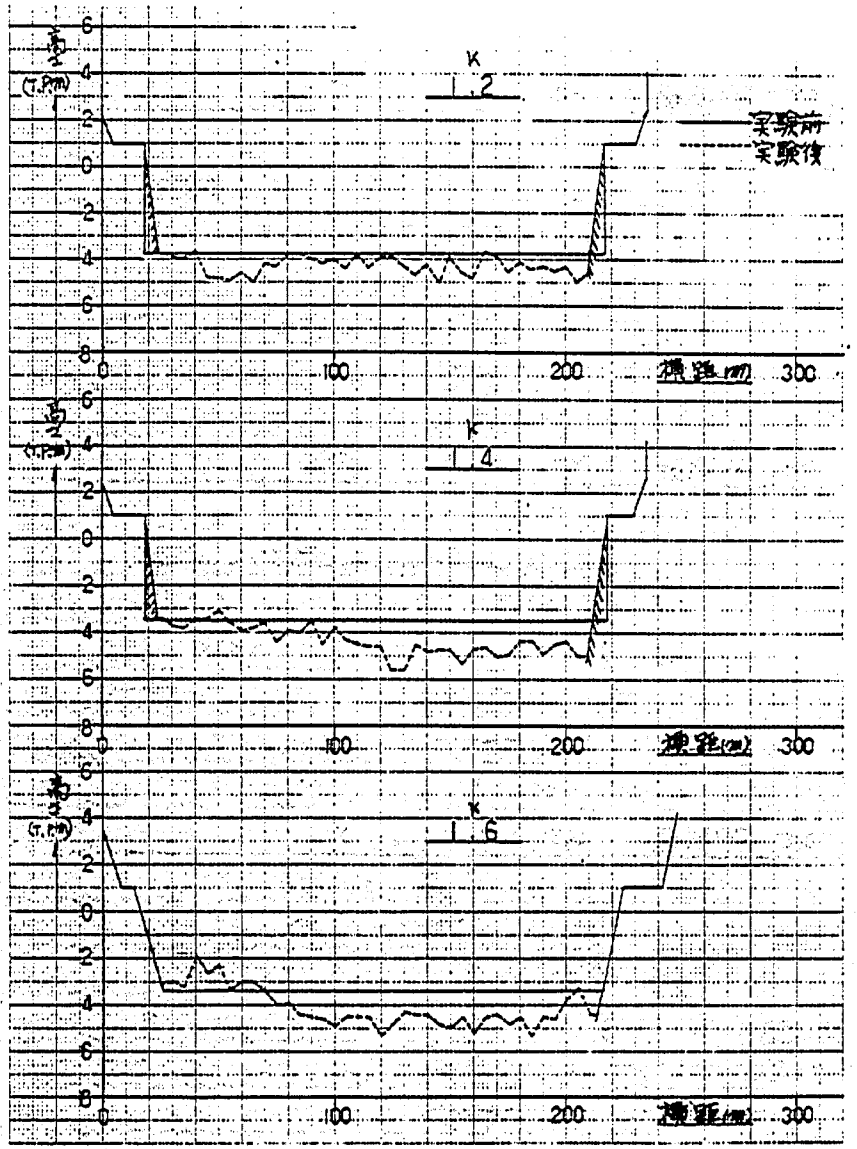
図－11.56.2　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



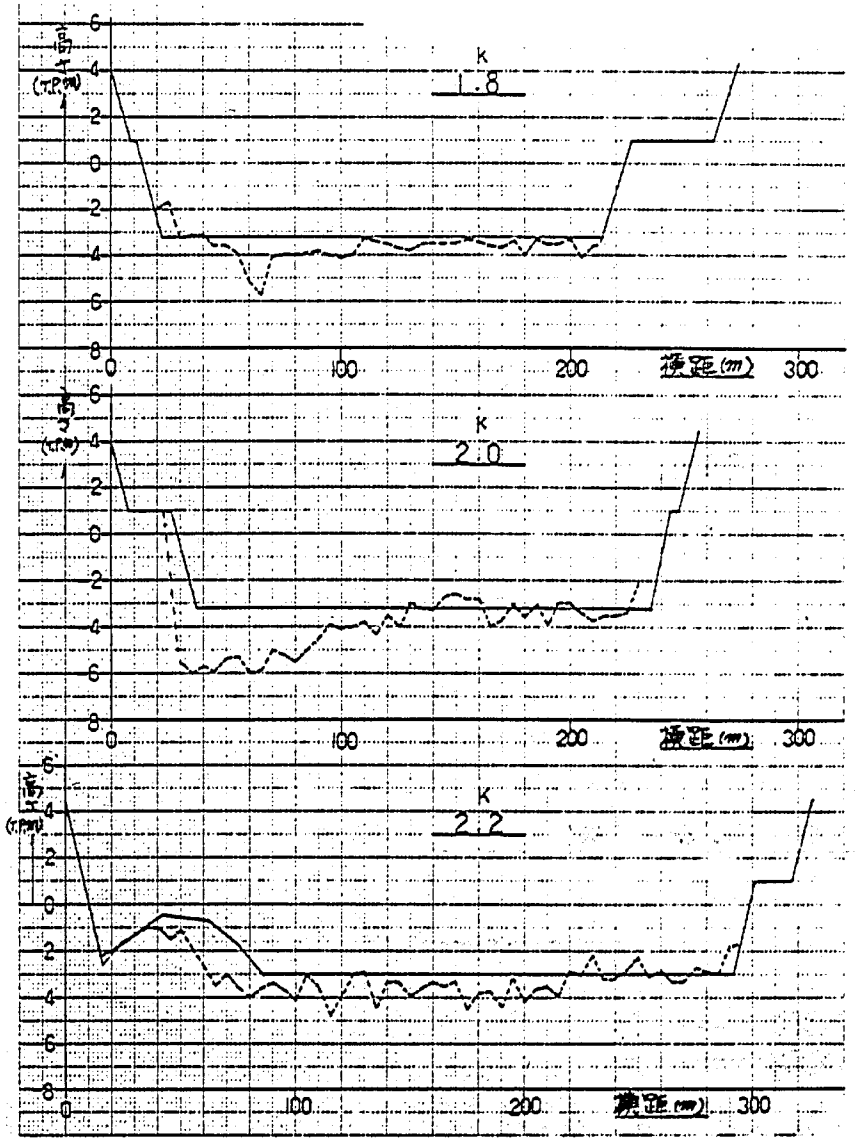
図－11.56.3　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



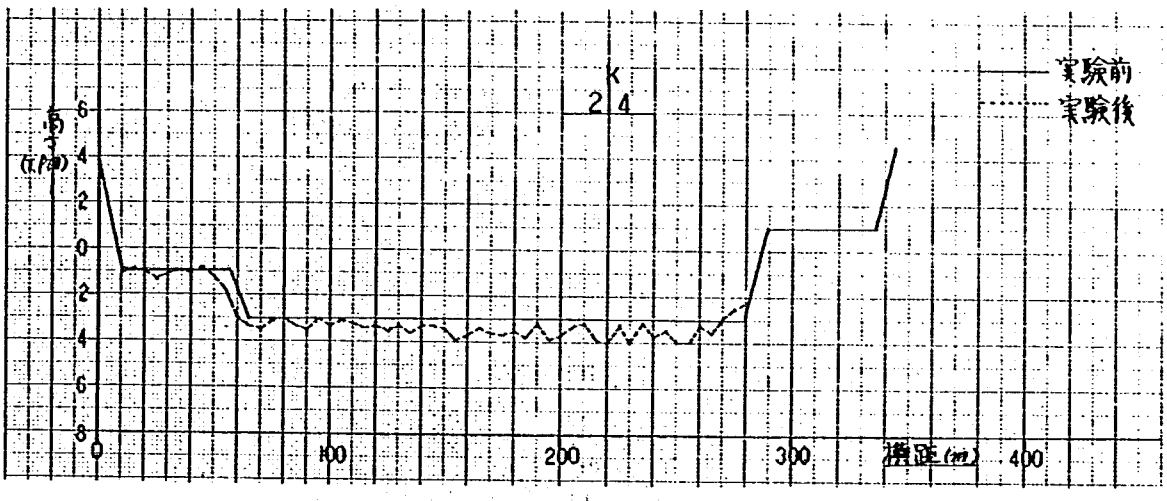
図－11.56.4　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



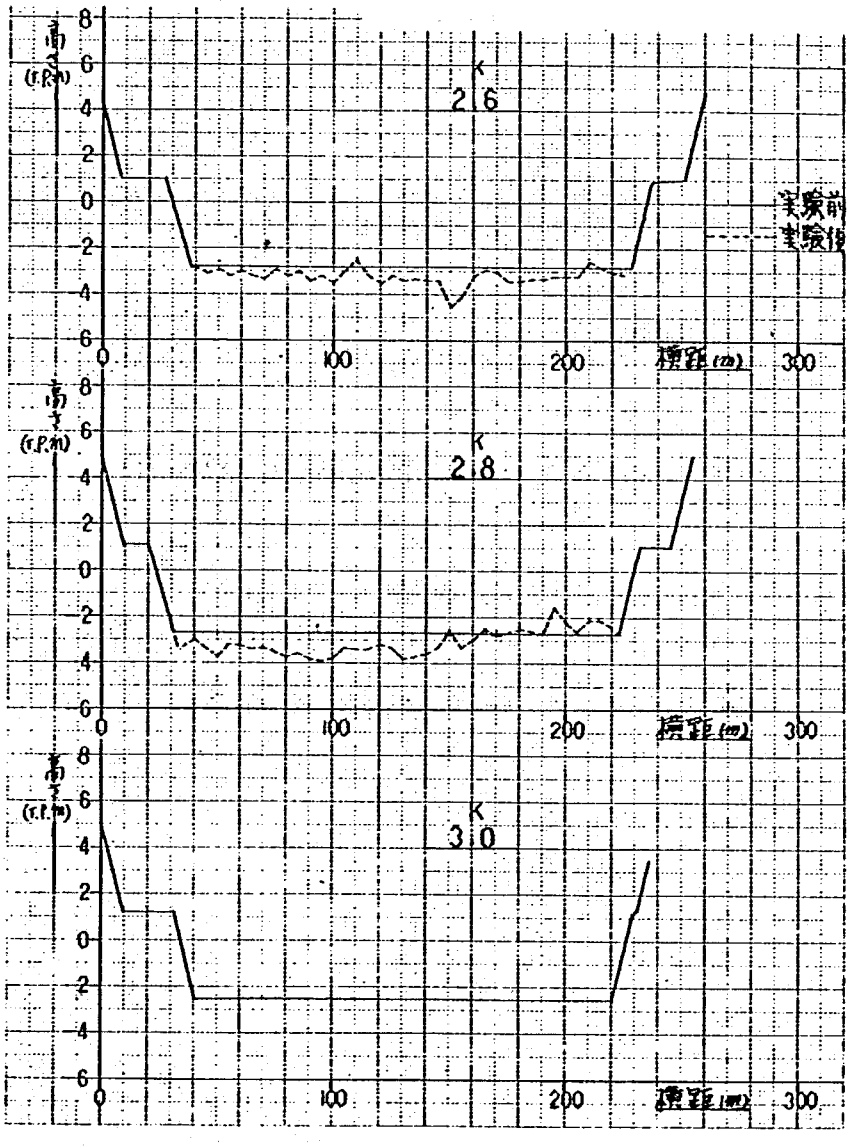
図－11.56.5　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



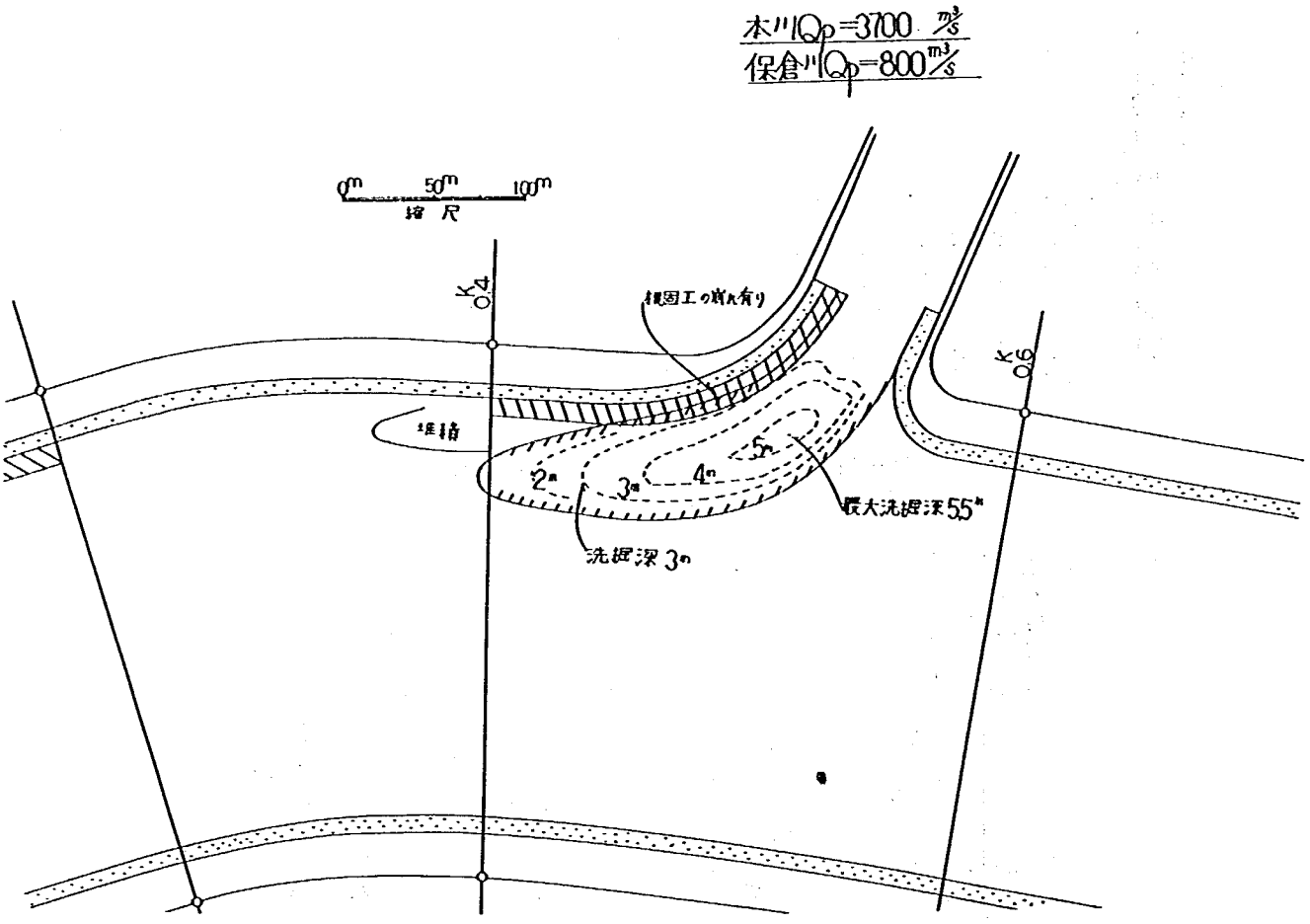
図－11.56.6　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



図－11.56.7　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



図－11.56.8　河床変動横断図（実験Ⅶ－11）



図－11.57　保倉川合流部局所洗掘図（実験Ⅶ－11）

第12章　段階施工波浪侵入実験

第12章　段階施工波浪侵入実験

12－1　概　　要

この実験は，計画河道の完成まで，段階的に河道掘削及び導流堤設置を行う場合の河道内への波浪侵入状況を調査して，問題点を把握するために実施したものである。

暫定河道掘削案はそれぞれ3種類設定し，概略の掘削形状は図－12.1の暫定河道掘削平面図に示すとおりである。

12－2　実験条件

実験条件は，入射方向として河道に正対するNNW方向とし，沖波波高はケースⅧ－1－(1)の 1.92 m を除いてすべて 2.75 m で行った。尚，ケースⅧ－2は本川 2,600 m³/s，保倉川 800 m³/s，ケースⅧ－3は本川 2,900 m³/s，保倉川 800 m³/s を対象とした河道断面である。

表－12.1　実験ケース一覧表

種別	実験 No	河道条件		流量 (m³/s)		潮位 (T.P.m)	波浪条件			
		導流堤	河床高	本川	保倉川		実験波高 H (m)	沖波波高 H_0 (m)	波向	周期 (秒)
段階施工波浪侵入実験	Ⅷ－1－(1)	50 m	T.P－1.0 m カット	47	23	0.65	1.75	1.92	NNW	8.4
	Ⅷ－1－(2)	50 m	〃	47	23	0.65	2.50	2.75	〃	9.0
	Ⅷ－2	50 m	暫定	47	23	0.65	2.50	2.75	〃	9.0
	Ⅷ－3	250 m	〃	47	23	0.65	2.50	2.75	〃	9.0

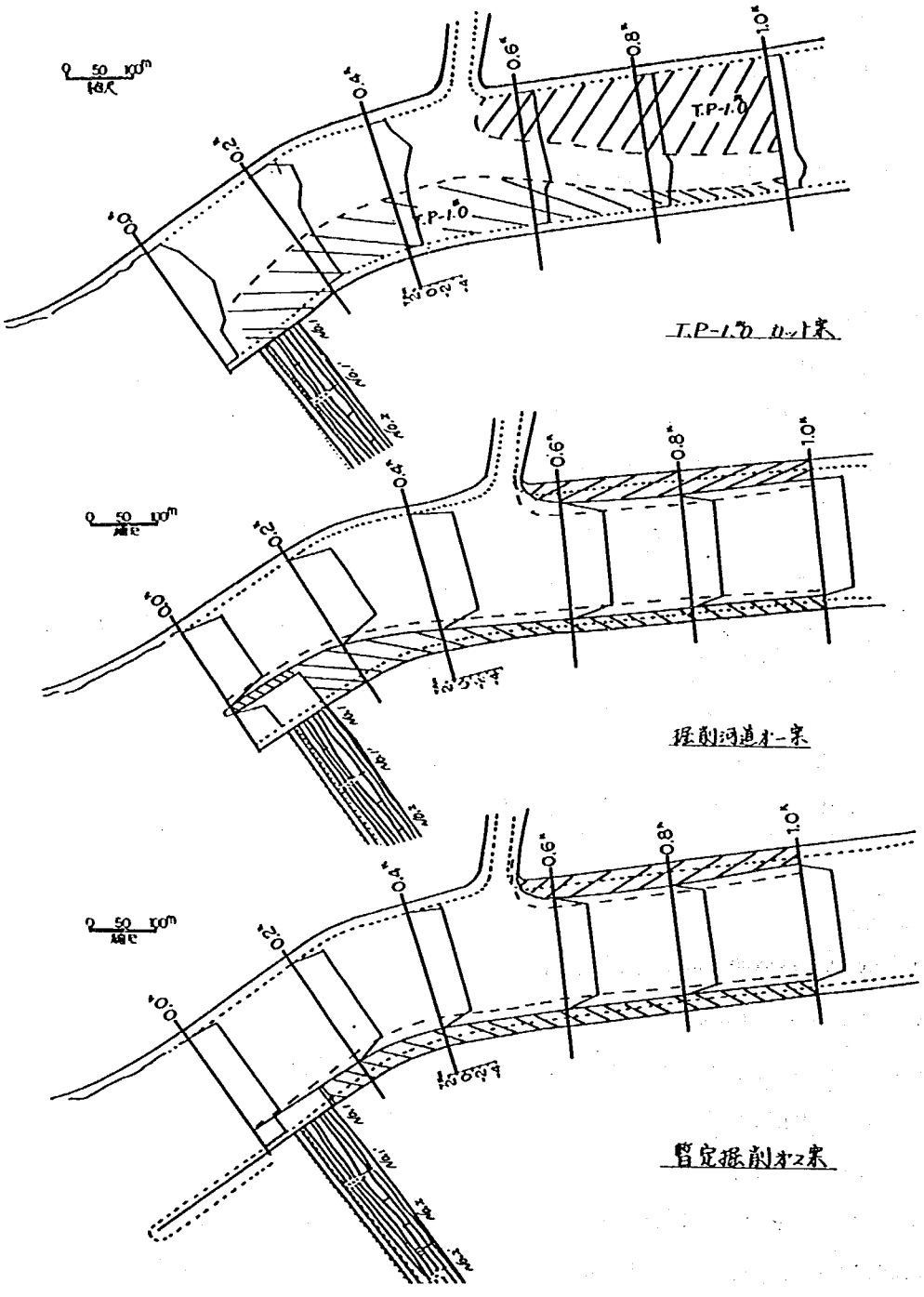
12－3　実験結果

12－3－1　各掘削案の波浪侵入状況について

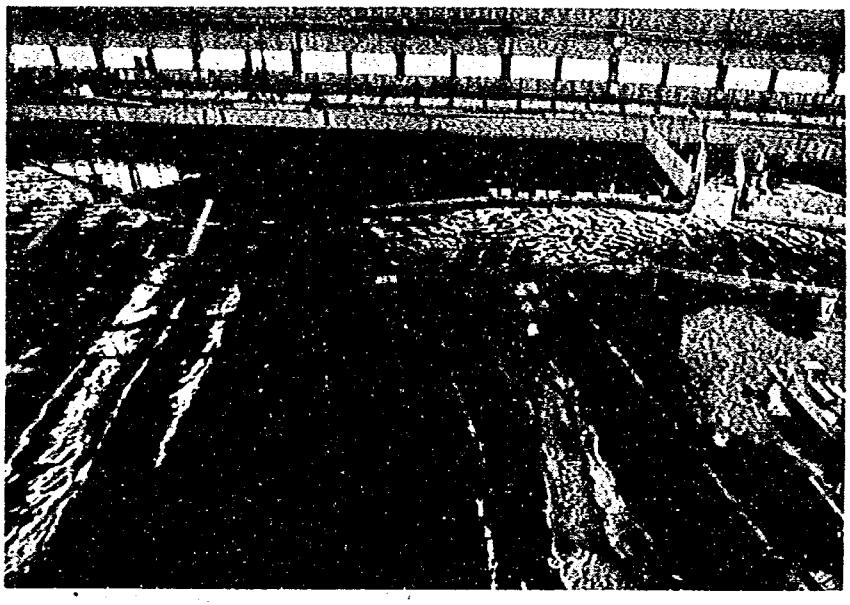
(1)　実験Ⅷ－1（T.P－1.0 m カット案）

この実験は計画河道幅として，河道内のT.P－1.0 m より高い部分をこの高さに掘削して，T.P－1.0 m 以下の部分は現況河床高のままとした形状である。ただし，現況導流堤は撤去して，拡幅位置へ現況と同じ長さの導流堤を設置した場合である。

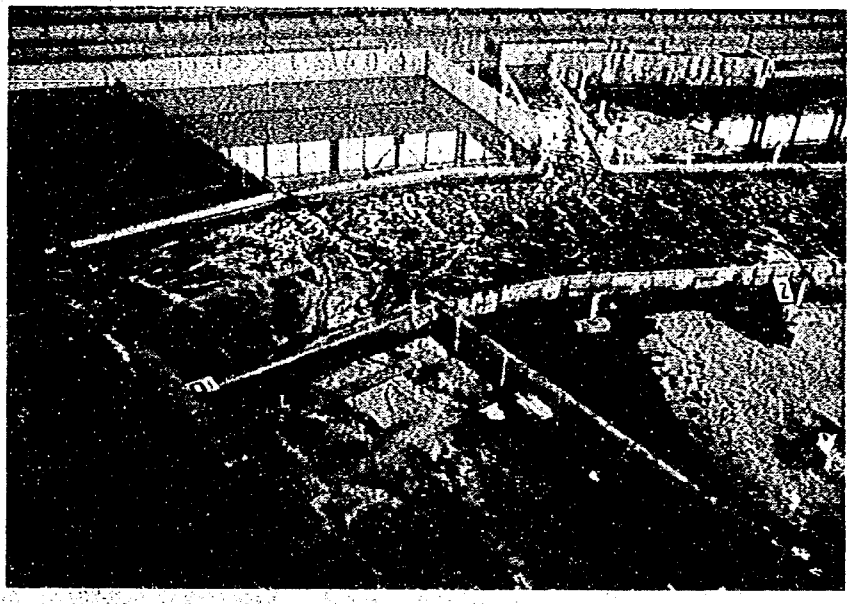
この実験結果の等波高線図，波峰線図を図－12.2～12.3に示す。河口部水深は現況河道と変わらないため，大きな波は河口部で砕波することによって，波浪条件が大きくとも河道内波高は大差ない。しかしながら河口幅が広くなったため，0.4 km より下流では，計画河道の導流堤第6案より大きな波浪が侵入する結果となっている。



図－12.1　暫定掘削河道平面図



写真－12.1　波浪侵入状況（実験Ⅷ－1－(1)）



写真－12.2　波浪侵入状況（実験Ⅷ－1－(2)）

(2)　実験Ⅷ－2（暫定掘削第1案）

この掘削案は本川2,600㎥／s，保倉川800㎥／s の疎通可能な断面として現導流堤を残し，河道内を計画河床高まで掘削した形状である。この実験結果は図－12.4に示すように，河道内1.0㎞付近までかなり大きな波が侵入し，計画河道幅地点の掘削していない部分は沿い波によって時々天端（HWL の高さ）まで遡上する状況であった。

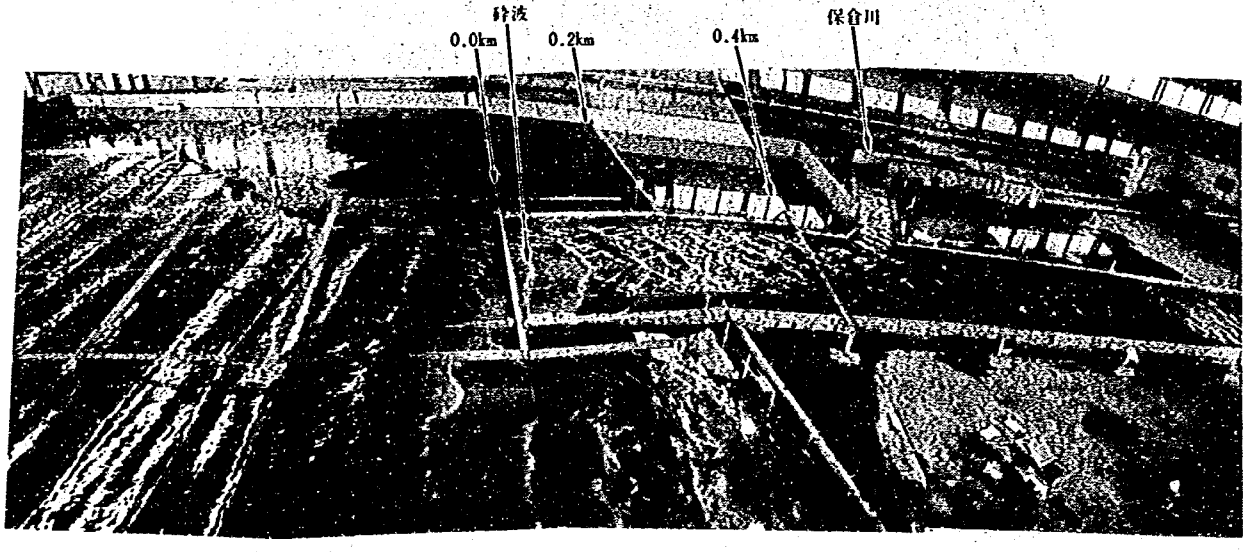
(3) 実験Ⅷ－3（暫定掘削第2案）

この実験は現況導流堤を撤去するとともに，計画導流堤を250 m 設置して，河道内は本川2,900 m³/s，保倉川800 m³/s を疎通可能な断面に掘削した案である。この結果は図－12.5に示すように0.6 km 付近まで2.0 m 以上の波が侵入する。波浪侵入状況は，直江津港西防波堤に沿った波の影響が大きく，真直ぐ河口へ向って来た波とこの沿い波が合成されて河道内へと侵入して来る。したがって河口部が広いほどその影響が大きい。河口内へ侵入した波は，ケースⅧ－2と同様，開削した0.3～0.6 km 左岸法面（天端HWL の高さ）へ打ち上げ波が相当あり，浸食が憂慮される。

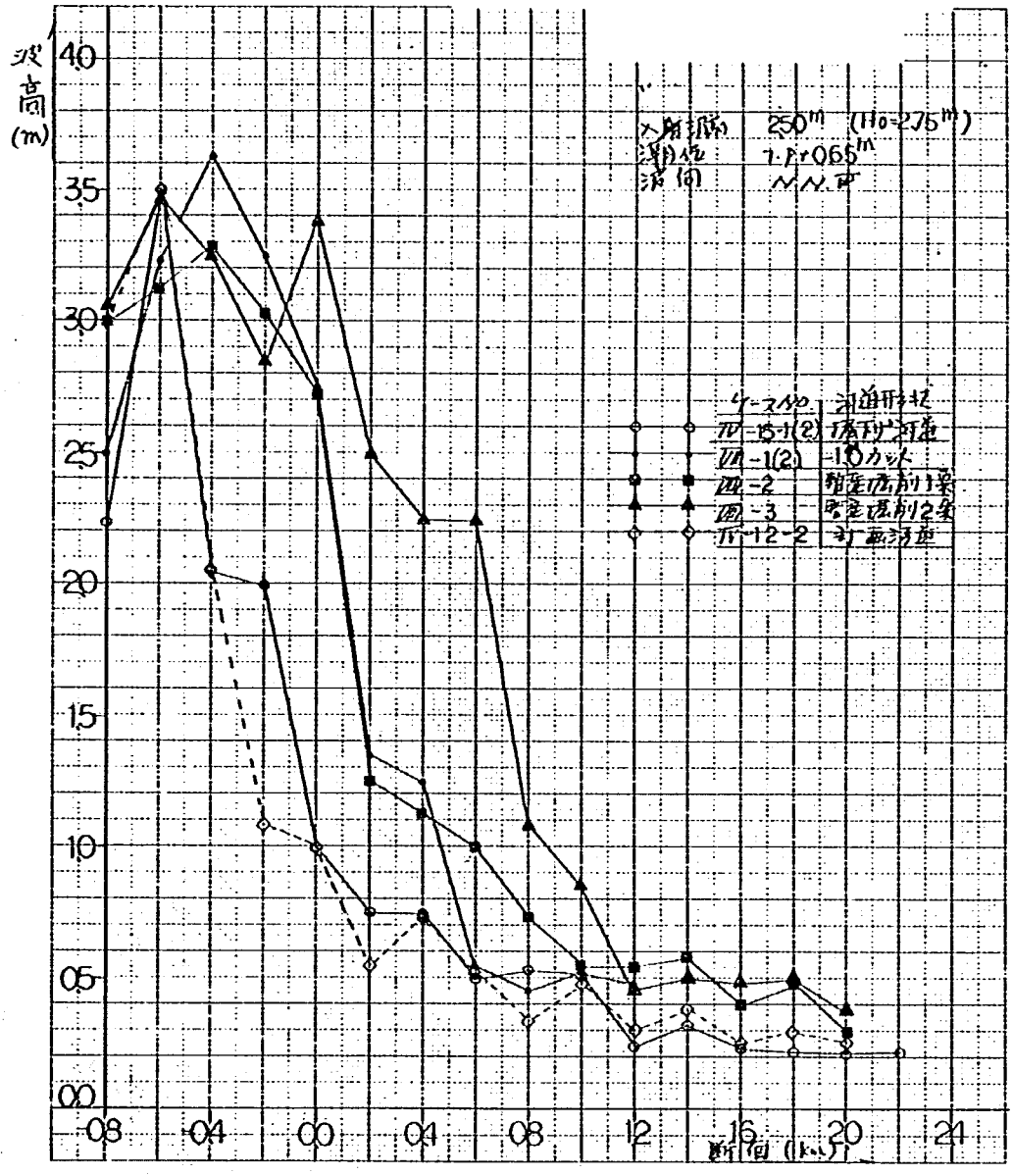
12－3－2　掘削形状の違いによる波浪侵入状況

図－12.6 は各掘削案の最大波高縦断を比較したものである。同図には導流堤第6案計画河道の結果も併記した。沖波波高2.75 m では，いずれのケースも計画河道に較べてはるかに大きな侵入波が認められる。とくにケースⅧ－3は，0.6 km まで2.0 m 以上，0.8 km で1.0 m 以上の侵入波となり計画案の数倍の波高となっている。なお，この掘削案は法勾配2割の素掘りを想定した案であるが，0.3 km～0.6 km 左岸側に沿って大きな波が発生し，掘削部左岸天端（HWL）まで，かなり波が打ち上がり，法面の浸食が予想され，到底維持できない状況と考えられる。

以上の実験結果より，沖側導流堤を設置せずに，暫定河道の掘削を行うことは，波浪侵入状況から判断して，不可能と考えられる。また－1.0 m カット案でも0.4 km 下流では計画案より大きな波浪侵入があり，消波対策等の手当が必要となろう。



写真－12.3　波浪侵入状況（実験Ⅷ－3）



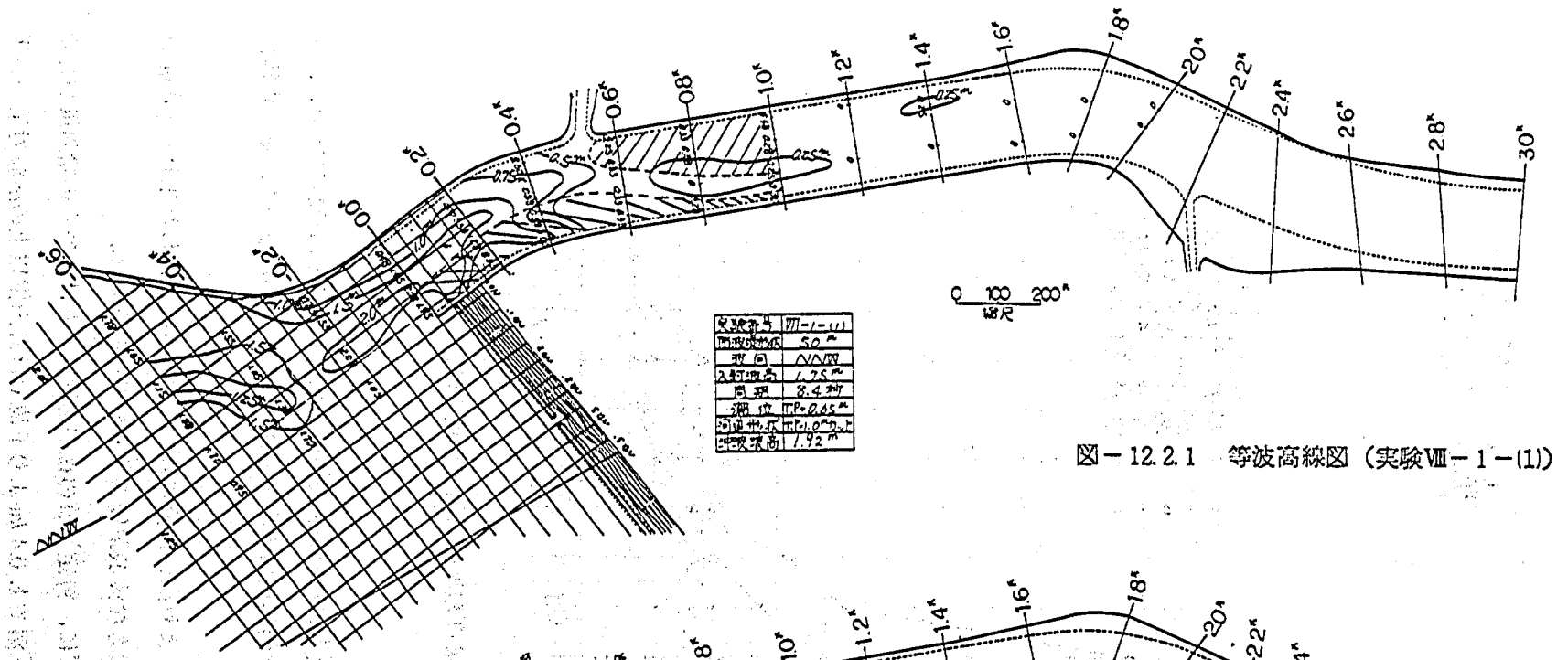
図－12.6　最大波高縦断図（河道形状比較）

12－4　まとめ

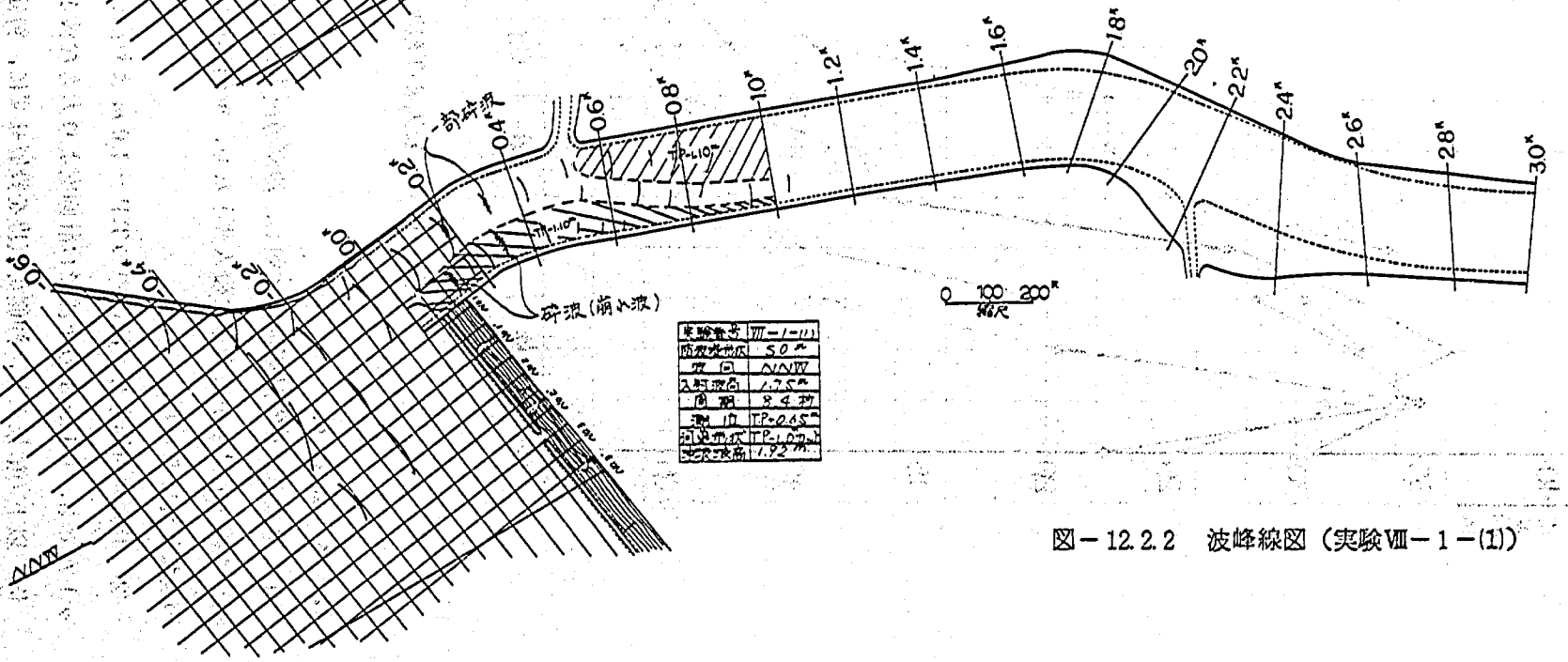
(1)　導流堤第6案計画河道に対し，沖側導流堤のない施工段階時を想定した暫定河道掘削案では，計画案に較べてはるかに大きな侵入波となり，掘削部法面天端への打ち上がりもかなり多く，その維持は困難な状況であった。

(2)　計画河道幅とし，河道内のT.P－1.0 m より高い部分のみをこの高さに掘削したT.P－1.0 m カット案でも，0.4 km より下流では計画案より大きな波浪が侵入する結果が得られた。

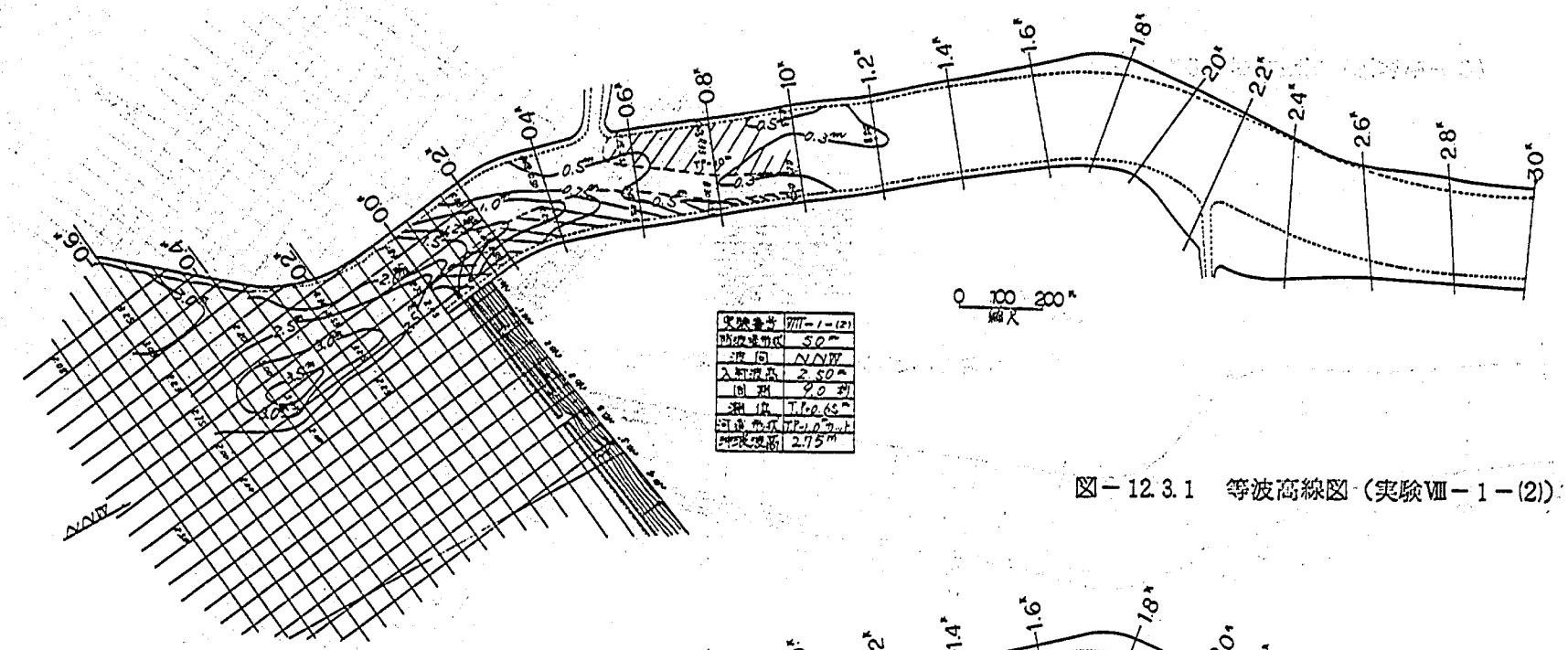
(3)　以上の結果より，沖側導流堤を設置せずに，暫定河道の掘削を行うことは，多くの諸対策が必要となり問題点が多い。またT.P－1.0 m カット案でも0.4 km より下流では計画案以上の消波対策等の手当が必要となろう。



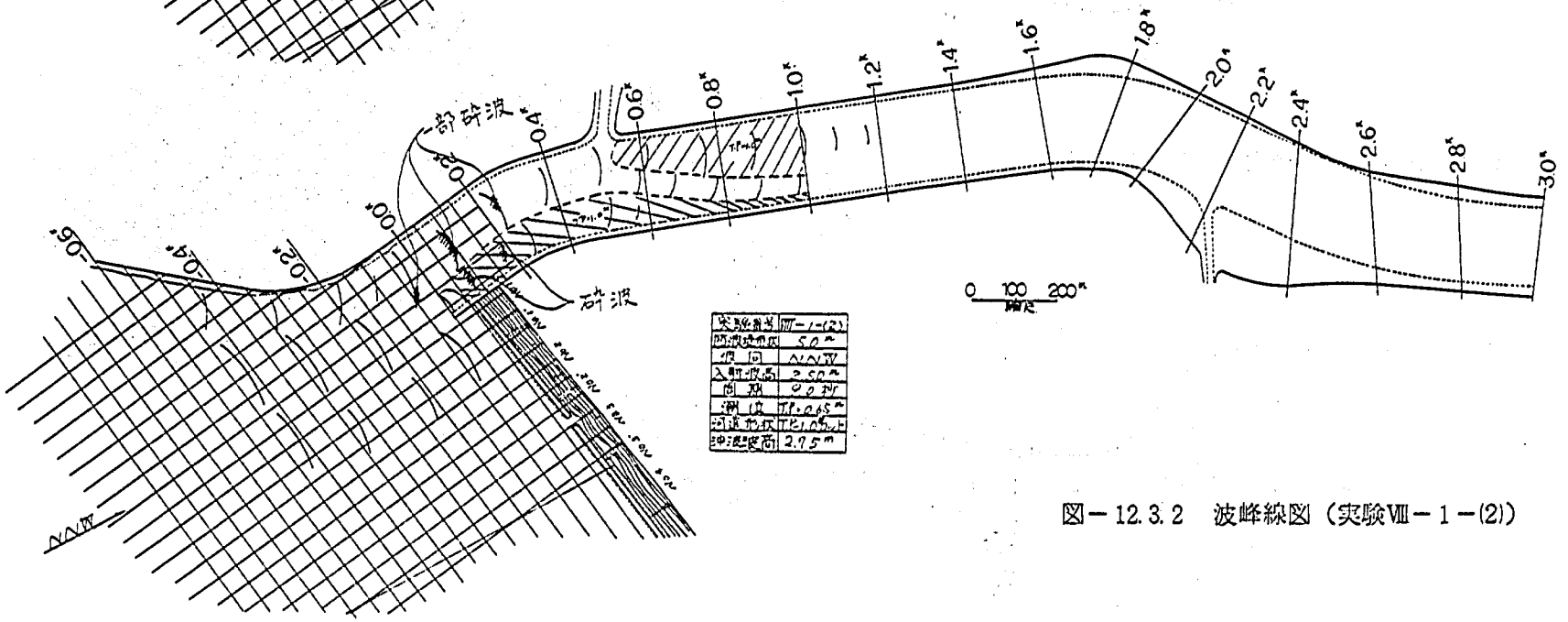
図－12.2.1　等波高線図（実験Ⅷ－1－(1)）



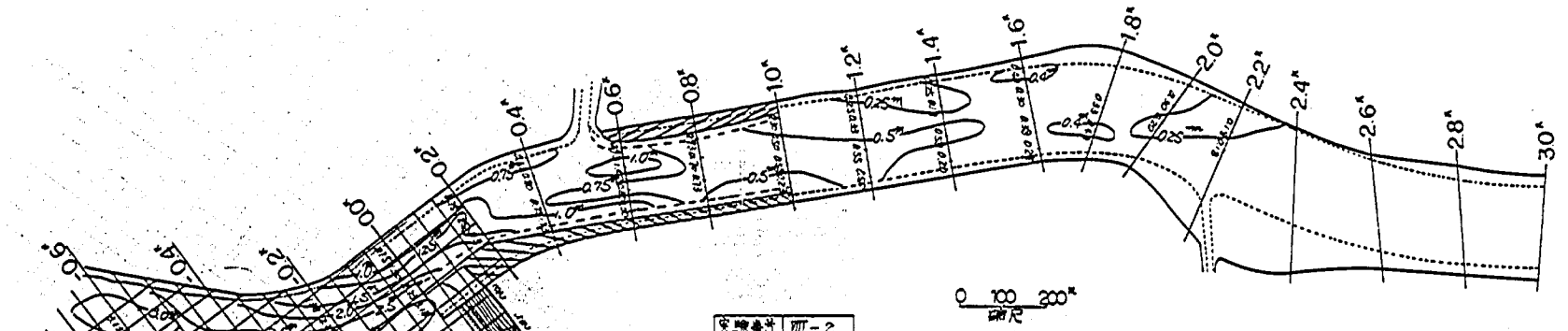
図－12.2.2　波峰線図（実験Ⅷ－1－(1)）



図－12.3.1　等波高線図（実験Ⅷ－1－(2)）

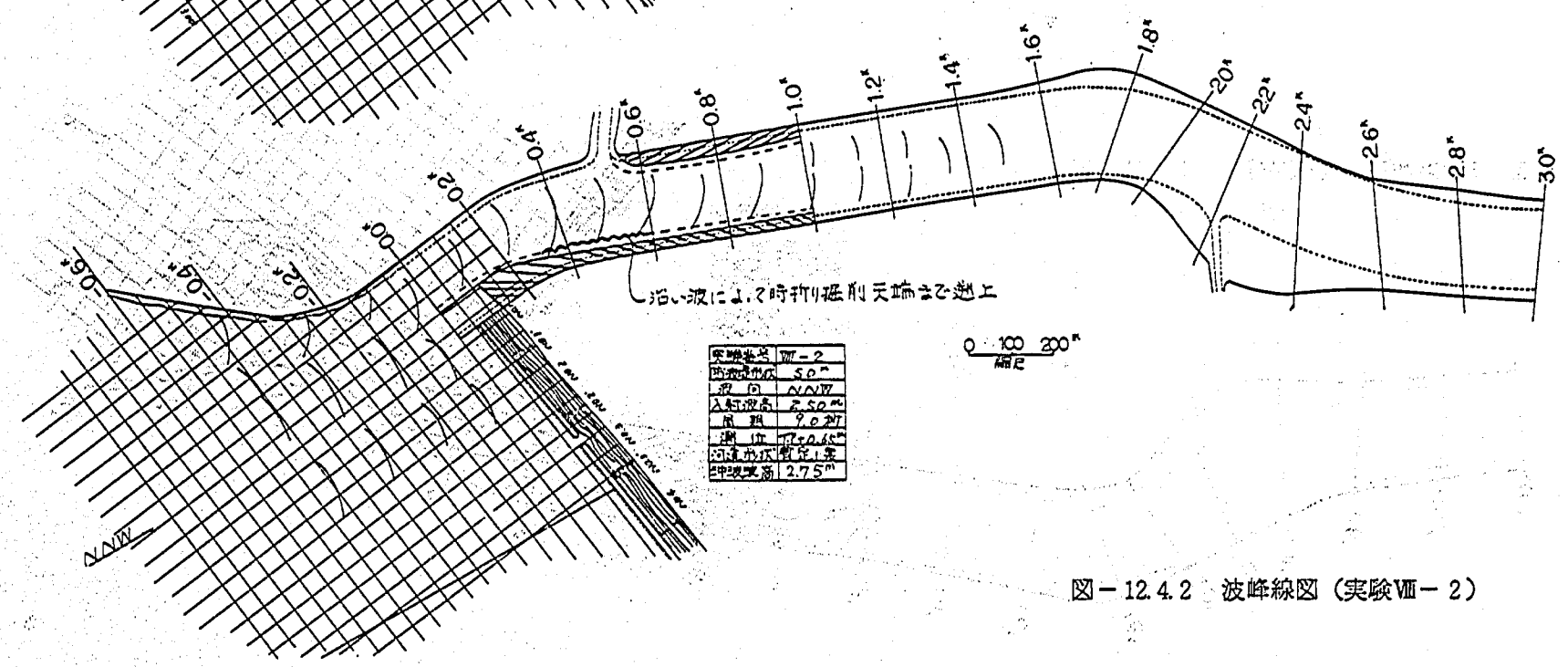


図－12.3.2　波峰線図（実験Ⅷ－1－(2)）



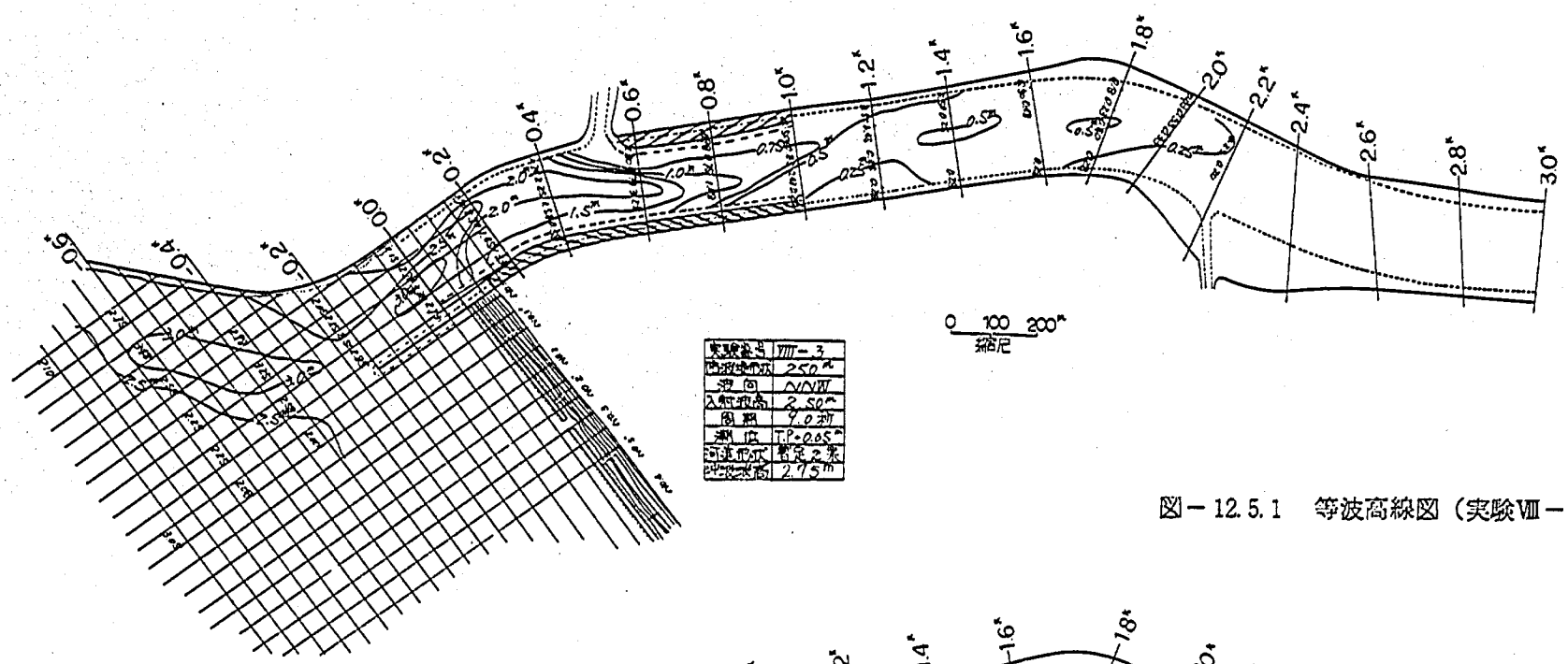
実験番号	Ⅷ－2
防波堤形式	50m
波向	NNW
入射波高	2.50m
周期	9.0秒
潮位	T.P.+2.65m
消波形式	異形ブロック
堤頂高	2.75m

図－12.4.1　等波高線図（実験Ⅷ－2）

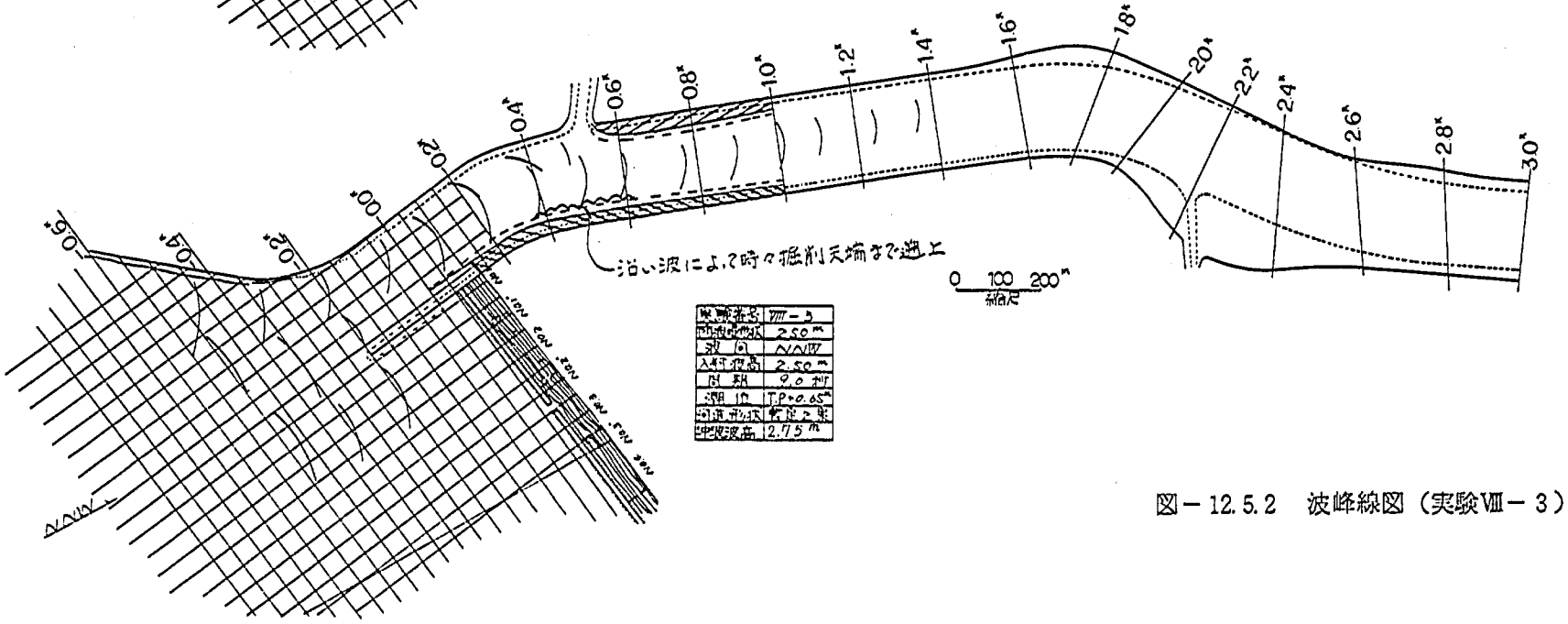


実験番号	Ⅷ－2
防波堤形式	50m
波向	NNW
入射波高	2.50m
周期	9.0秒
潮位	T.P.+2.65m
消波形式	異形ブロック
堤頂高	2.75m

図－12.4.2　波峰線図（実験Ⅷ－2）



図－12.5.1　等波高線図（実験Ⅷ－3）



図－12.5.2　波峰線図（実験Ⅷ－3）

第13章　全　体　の　ま　と　め

第13章　全体のまとめ

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かたちとなるが，ここでは全体のまとめとして主要な結果と問題点を以下に述べる。

13－1　現象の相似性と現況河道の水理特性について

(1) 関川河口部の移動床模型では，現地河床粒径が小さく，模型河床材料の幾何学的相似律を合わせることができないため，ρ_s/ρの小さな石炭粉を使用した。したがって，模型河床粒径が小さいため，Ripplesの発生によって，河床形態の移行等の相似性はあまり良くないと言える。

(2) 洪水流移動床検証実験での時間縮尺は，$t_{sr}=20$（土研式から評価した時間縮尺とほぼ同じ）としたとき，水衝部となる2.2km～2.0km左岸と1.8km～1.6km間右岸，および流れの集中する0.2km～0.0km間右岸が洗掘傾向となり，現地洪水後の形状ならびに最深河床の経年変化ともほぼ相似する。また，現地痕跡水位との整合性もよく，粗度係数もほぼ一致していると判断された。よって計画案実験に用いた洪水流移動床実験の時間縮尺は$t_{sr}=20$を採用して検討を行った。

(3) 現地河口部0.0km～3.0km区間の河道特性としては，河床材料が主に砂（0.6mm～2.5mm程度）からなるが，河床材料粒径は場所的に異なり，砂利も多少含まれている。これらの砂利分は河床の局所洗掘を防ぐ働きをしているとも考えられるが，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。したがって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反映されていないことを考慮した適切な判断が必要である。

(4) 現況河道の河口砂州形成に関する相似性については，砂州形状等の初期条件や波浪条件が適切でなかったこと，および関川河口計画では河口水深が相当大きくなり，実験的に砂州は形成されないと考えられたため，1ケースのみの再現性が満足されないままの検討で終っている。相似性が重要となる場合は，さらに多くの条件による検討が必要となろう。

13－2　現況河道の波浪侵入状況について

(1) 河道内への侵入波としては，河口部において砕波限界近くの波浪条件がいちばん危険な波とされており，現況河道におけるこの波浪条件（潮位T.P 0.65m）としては沖波波高$H_0=1.65m$付近であった。したがって，これより大きい波は，沖側で砕波することによって，河道内侵入波高は砕波ぎりぎりの波とほとんど変わらない状況であった。

(2) 河道内侵入波は，0.3km断面付近に達する時点で，いずれも0.5m程度の波高に減衰し，これより上流部に侵入した波高の減衰は少ない。しかし，河道内波浪侵入としては，大体0.8km付近までである。

(3) 現況河道では河床勾配とともに河口部河床高の影響が強く作用することによって，入射波高と波向の相違による河道内への最大侵入波高の違いはあまり明確ではなかった。しかしながら，0.0kmより海部沖合側ではNNW，WNW，NW方向の順で入射波が大きいことが明らかとなった。

13－3　計画河道時の波浪侵入状況とその防止効果について

(1) 計画河道では，河道拡幅と水深の増大によって波は砕波することなしに現況河道よりはるかに上流まで，そして大きな波が河道内へ侵入する。この対策としては，導流堤を河道右岸線延長上まで伸ばし，河口前面を塞ぐような形としなければその効果は少なかった。

(2) 導流堤の各形状案における検討結果より，河道内波浪侵入防止に効果的な導流堤形状案は，導流堤中間で150 m の開口部を設け，先端位置は河道右岸線延長上とした第6案形状（図－8 (c)）である結果が得られた。なお開口部を設けたことによって，反射波や導流堤に沿う波がこの開口部から導流堤外に発散すること，および洪水疎通の面からも効果的と考えられた。

(3) 導流堤第6案では，その効果によって 0.6 km 付近で 0.6 m 程度の波高に減衰するものの，現況河道より大きな侵入波となる。また水深の増大によって，波高の減衰は少なく，河道内 2.0 km 付近まで最大 0.2～0.3 m 程度の波浪が侵入する。

(4) 導流堤第6案に対し，洪水疎通に効果的と考えられる沖側導流堤の 100 m 短い導流堤第7案では，波浪条件 $H_0 = 1.92\,m$ で前者の約2倍の波浪が河道内へ侵入し，その防止効果は少ないことが明らかとなった。

(5) 導流堤第6案では，導流堤中間に開口部を設けたことによって，波向変化による河道内侵入波高の明確な違いは生じないことが判明した。また，潮位が高い場合，0.4 km より下流では侵入波高が若干大きいものの，0.6 km より上流では，潮位の違いによる河道内侵入波浪への影響は少ない。

(6) 導流堤第6案における河口部堤防への波の打ち上げ高は，直立堤低水護岸前面に消波ブロック（現地粒径 1.0～1.5 m 相当の砕石）を設置した状態で，0.3 km より下流で左右岸とも計画高水位を越える結果となった。この河口堤防高としては，既設特殊堤高の関連も考慮すると，右岸側－0.37 km～0 km 間についてはT.P 5.8 m，0 km～保倉川合流部間および左岸側0 km～0.3 km 間付近はT.P 4.0 m 程度以上の高さが必要と考えられる。

(7) 計画河床高に対して，0.5 m 掘下げた河道（0.8 km より下流）の侵入波は，入射波高が大きい場合，計画河道より約20%程度増大するようであった。

13－4　導流堤形状と河口部の洪水疎通能力について

(1) 河道内波浪侵入防止に効果の得られた導流堤第6案は，本川計画流量 3,700 m³/s に対し，潮位T.P 0.65 m で保倉川 1,200 m³/s の合流まで疎通可能であった。潮位T.P 1.34 m では，保倉川 800 m³/s 弱の流量まで疎通可能である。

(2) 導流堤第6案と第7案での水面形は，導流堤形状よりも保倉川合流後の 0 km～0.4 km 間の河積によって支配され，導流堤形状の違いによる水位差はほとんどなかった。

(3) 本川 3,200 m³/s，保倉川 1,280 m³/s の暫定計画流量時（計画河口潮位T.P 1.10 m）では，保倉川からの合流の影響が大きく，合流点上流 0.6 km～1.4 km 間で計画高水位を最大約 0.2 m 上回り，疎通不可能であった。本川 2,420 m³/s，保倉川 1,280 m³/s の暫定流量では，疎通可能であることが判明した。

(4) 本川計画流量 3,700 m^3／s に対し，計画河口潮位 T.P 1.10 m における疎通可能な保倉川の合流は 800 m^3／s であった。したがって，本川あるいは保倉川のどちらかの流量がこれより少ない場合も，計画高水位以下で疎通可能であることは明らかである。

(5) 本川 3,220 m^3／s，保倉川 1,280 m^3／s の暫定計画流量を疎通するためには，0.8 km より下流部で約 50 cm の河道掘下げが必要である。またこの場合，本川 3,700 m^3／s，保倉川 1,200 m^3／s でも，計画高水位以下で疎通可能であることが知られた。

13－5　砂州のフラッシュと河口部維持河床高について

(1) 計画河道時においては，現況河道のような砂州の発達，移動はなくなるであろうと予想されるが，仮りに 0.2 km～0.4 km 間付近に砂州が形成された場合の砂州フラッシュ状況は，砂州高 T.P 0 m では，Q＝300～400 m^3／s からフラッシュが始まり，砂州高 T.P －2.0 m で約 1,000 m^3／s 近くでフラッシュが始まる。計画流量 3,700 m^3／s では，ほぼ計画河床高までフラッシュされるものの，その土砂の多くは下流側導流堤内に堆積する状況である。

(2) 砂州高 T.P 0 m に対し，融雪出水規模（本川 Q_p＝720 m^3／s，保倉川 Q_p＝360 m^3／s）ではその流量に対する必要河積に見合う分はフラッシュされるものの，砂州天端高は T.－1.0 m 程度で残り，砂州フラッシュは期待できない。また，砂州より上流部河道では，河床変動はまったくみられなかった。

(3) 計画高水流量（本川 3,700 m^3／s，保倉川 0 m^3／s）に対して，局部的に形成された砂州の場合，計画高水位を越えないための砂州高は，T.P －1.0 m 以下である。ただし，導流堤内に実験規模より広い領域に砂州が形成，あるいは土砂堆積が生じた場合は疎通不可能であり，計画河床高に維持浚渫し，河口水深を確保する必要があろう。

(4) 暫定改修計画流量（本川 3,220 m^3／s，保倉川 1,280 m^3／s）では，砂州が形成された場合はもちろん，固定床実験結果からも明らかなように，計画河床高でも疎通不可能であろうと判断される。

13－6　洪水時の河床変動と水衝部の対策について

(1) 固定床模型による水位の検討結果と同様，移動床実験においても，計画河道の導流堤第6案では，本川計画流量 3,700 m^3／s に対して，保倉川からの流量 Q_p＝800 m^3／s までの合流が計画高水位以下で疎通可能である。暫定改修計画流量（本川 Q_p＝3,220 m^3／s，保倉川 Q_p＝1,280 m^3／s）は固定床時と同様，計画高水位を上回り，疎通不可能であり，掘下げ河道（0.8 km より下流 0.5 cm 掘下げ）ではかろうじて計画高水位以下となり，疎通可能であった。

(2) 計画高水流量（本川 Q_p＝3,700 m^3／s，保倉川 Q_p＝0 m^3／s）では，ほぼ一様な流れを示し，局所的な河床変動も小さく，問題点は少ない。しかし，保倉川から合流した場合の暫定計画流量では，保倉川からの流入によって合流部に大きな局所洗掘が生じ，その下流右岸及び導流堤内に堆積し，反対に沖側導流堤前面及び上流端の洗掘が増大する傾向であった。

(3) 導流堤第6案の沖側導流堤上流端周辺及び保倉川合流点右岸側には，以下の範囲に吸い出し防止を

考慮した根固工を設置することで，局所洗掘を防止出来るものと考える。

- 沖側導流堤上流端周囲　　根固工　幅＝15 m　　厚さ＝1.0 m
- 保倉川合流部右岸　　根固工　幅＝15 m　　厚さ＝1.0 m

(4) 計画河道及び掘下げ河道において洗掘傾向となる護岸沿いの水衝部位置は，2.6 km ～ 2.0 km 左岸，1.9 km ～ 1.0 km 右岸，0.8 km ～ 0.3 km 左岸，0.2 km ～ −0.2 km 右岸である。この場合，流量規模によってもその位置はあまり変動しない。したがって直立堤前面全区間に消波工を兼ねた根固めを，0.2 km ～ 0.0 km 右岸には根固工（幅10 m，厚さ 1 m）を設置すれば，洪水による直接的な護岸への影響は防止出来ると考えられる。

(5) 2.0 km ～ 2.6 km 付近の湾曲部は法線形変更による洗掘防止等に有意な効果はあまり得られなかった。また，この湾曲部左岸に水制を配置して土砂を堆積させ，高水敷化させようとする場合，水制の設置間隔，長さが適切（図－11・26・1）なものであれば，水制先端部付近の洗掘は若干生ずるが高水敷等の維持に対して有効である。

13－7　段階施工案での波浪侵入状況について

(1) 導流堤第6案の計画河道に対し，沖側導流堤のない段階施工時を想定した暫定河道掘削案では，前者に比してはるかに大きな侵入波となり，掘削部法面天端（HWL）への打ち上がりが多く，その維持対策等はかなり困難な状況であろうと考えられる。

(2) 計画河道幅として，河道内のT.P －1.0 m より高い部分のみをこの高さに掘削したT.P －1.0 m カット案でも，0.4 km から下流では計画案より大きな波浪が侵入する。

(3) 以上のような結果より，沖側導流堤を設置せずに，暫定河道の掘削を行うことは，法面浸食や越波等に対する諸対策が必要となり問題点がが多い。またT.P －1.0 m カット案でも0.4 km より下流では計画案以上の消波対策等の手当が必要となろう。

参 考 文 献

1) 関川流量改訂報告書：建設省北陸地方建設局，高田工事事務所，昭和47年 4 月
2) 直轄河川関川水系関川改修計画書：建設省北陸地方建設局，昭和49年12月
3) 関川水理検討報告書：建設省北陸地方建設局，高田工事事務所
4) 山本晃一：河川の流量改訂に伴う河口処理の問題点，土木技術資料20－2（1978）
5) 山本晃一：河口処理論〔1〕，土木研究所資料第1394号，昭和53年 5 月

あ と が き

関川河口模型実験は，昭和54年度に模型製作と一部検証実験が行われ，本格的な実験は昭和55年度から昭和58年度間に実施した。本報告書は，この５ケ年間にわたる実験データおよび水理的検討結果についてとりまとめたものである。

最後に本模型実験を遂行するに当り，北陸地方建設局河川計画課ならびに高田工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに記して謝意を表する。

関川河口模型

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2055号
昭和59年3月（1984）

橋本　宏，高橋　晃
加藤善明

キーワード：関川河口処理，波浪侵入，河道計画，
河床変動，砂州フラッシュ

要旨

関川の河道改修計画に伴なう河口拡幅と河床掘削による河道内波浪侵入や河川・海岸構造物への影響，洪水による河道の安定性や河口部河積維持等の諸問題と対策法について，模型実験による水理的検討を行った結果について述べたものである。

郵便はがき

四十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2055号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印