ISSN　0386—5878
土木研究所資料第3139号

土木研究所資料

黒部川の河道特性と河道計画

平成5年2月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright ©1993 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, 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，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3139号 1993年2月

黒部川の河道特性と河道計画

河川研究室 室長 山本晃一
主任研究員 高橋晃
研究員 林正男

要旨

黒部川河道は，河床低下等によって河岸沿いに形成されていた砂州（寄り州）が高水敷化しつつあり，この寄り州に治水効果を期待した河道計画（案）が立案されている。

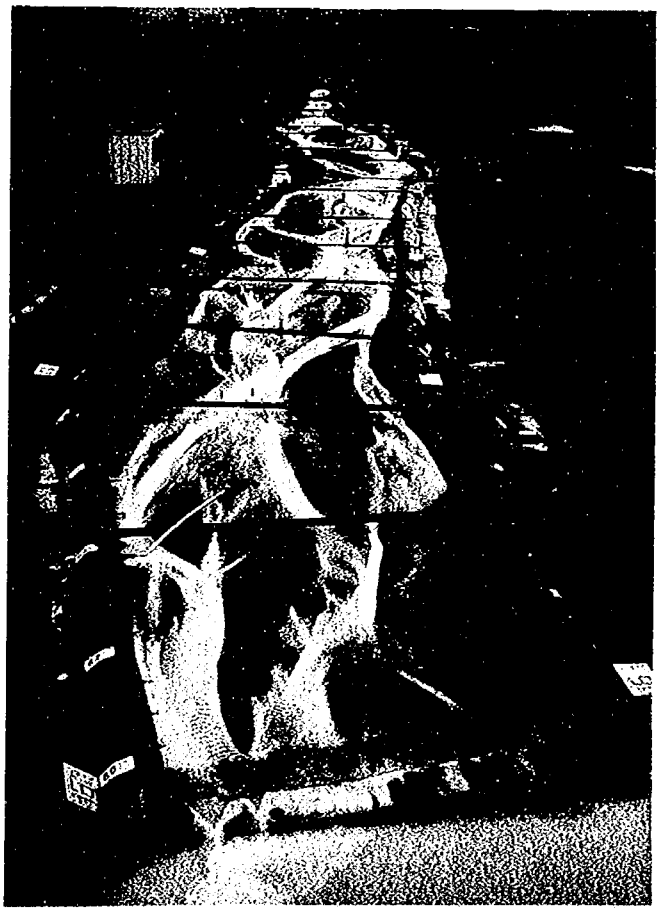
本報告書は，黒部川の河道特性調査および水理模型実験により，現況河道と計画河道（案）の河道特性，水理特性，河道計画（案）の問題点を改善し，さらに河岸侵食防止のための対策工案等について検討したものである。

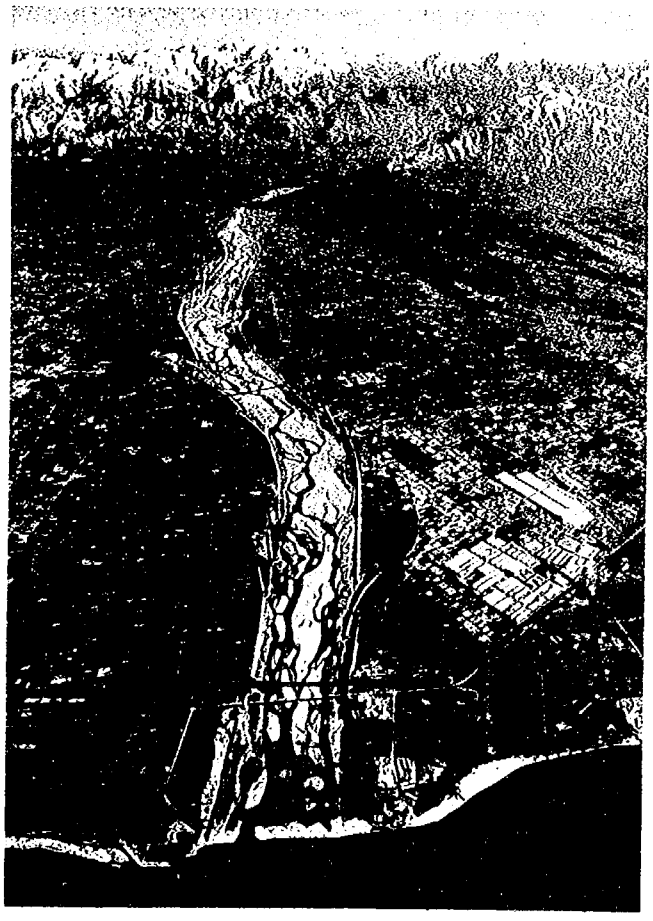
キーワード：黒部川，河道特性，模型実験，河道計画，河岸侵食，水制、護岸

はじめに

北陸地方建設局黒部工事事務所の依頼により，昭和61年度から平成２年度まで，黒部川の河道計画と河岸処理に関する検討を目的として現地河道特性の調査と水理模型実験を実施した。

本報告書は，現況河道の諸特性と水理的問題点の把握を含め，計画河道案の妥当性や改良点，対策工案等を検討した結果についてとりまとめたものである。





模型および現地の河床状況

目　次

はじめに

第1章　序論 …… 1
1－1　調査の目的 …… 1
1－2　黒部川の概要 …… 1
1－3　黒部川の河道計画の概要 …… 2
1－3－1　計画高水流量 …… 2
1－3－2　新河道計画（案）の内容 …… 4
1－4　本調査における検討項目とその内容 …… 7
1－4－1　検討項目と調査フロー …… 7
1－4－2　検討内容とその方法 …… 9

第2章　黒部川の河道特性 …… 11
2－1　河道特性調査の目的 …… 11
2－2　黒部川扇状地の特徴 …… 11
2－3　水文特性 …… 11
1）　降雨特性 …… 11
2）　洪水流出特性 …… 14
3）　流況 …… 14
2－4　河床材料特性 …… 14
2－5　黒部川の河道特性量 …… 16
1）　河道特性量の求め方 …… 16
2）　河道特性量の縦断変化 …… 17
3）　セグメント区分 …… 29
2－6　黒部川の河道特性の経年変化と今後の動向 …… 31
1）　河床高の変化 …… 31
2）　川幅および川幅水深比の変化 …… 31
3）　流路の平面形と砂州形状の変化 …… 32
4）　今後の動向 …… 33
2－7　大出水（昭和44年）による河道の変化 …… 33
2－8　河岸の侵食と深掘れ …… 34
1）　水衝部位置の変化 …… 34
2）　河岸侵食位置と侵食量，侵食形態 …… 34

3） 深掘れの原因とその深さ …… 35
2－9 高水敷の特徴 …… 54
1） 植生，河床材料 …… 54
2） 河岸の形状 …… 54
2－10 洪水時の水位変動 …… 64
2－11 災害形態とその原因 …… 64
2－12 土砂の分級と河床変動 …… 67

第3章 黒部川の河岸侵食防止工法の変遷と今後の方向 …… 74
3－1 侵食防止工法の変遷 …… 74
3－2 現河川の護岸，水制位置とその構造 …… 76
3－3 現在の根継ぎ工法 …… 97
3－4 求められている河岸侵食防止工法 …… 99

第4章 黒部川河道水理模型実験の概要 …… 101
4－1 実験の目的 …… 101
4－2 模型実験の相似則 …… 101
4－2－1 相似則 …… 101
4－2－2 黒部川の模型縮尺 …… 103
4－3 模型および実験の概要 …… 105
4－3－1 模型の概要 …… 105
4－3－2 実験の概要と実験ケース …… 105

第5章 模型実験による河道計画，侵食防止工法に関する検討 …… 114
5－1 昭和44年洪水による検証実験 …… 114
5－1－1 実験の概要と実験条件 …… 114
5－1－2 実験結果 …… 114
5－1－3 各現象の比較と相似性について …… 118
5－2 河床材料粒径の違いが洗掘深等に及ぼす影響について …… 145
5－2－1 実験概要と実験条件 …… 145
5－2－2 実験結果 …… 145
5－2－3 模型河床砂の違いによる相似性と現地現象への適用について …… 146
5－3 現況河道（昭和60年河道）の水理特性と対策工に関する検討 …… 159
5－3－1 実験の概要と実験条件 …… 159
5－3－2 現況河道の水理特性に関する検討 …… 159

5－3－3　河岸侵食対策工に関する検討 …… 164
5－3－4　現況河道の水理特性と対策工案について …… 172
5－4　計画河道の水理特性と対策工に関する検討 …… 175
5－4－1　実験の概要と実験条件 …… 175
5－4－2　実験結果 …… 175
5－4－3　計画河道の水理特性と対策工案について …… 178
5－5　段階施工時の問題点と施工順序に関する検討 …… 179
5－5－1　実験の概要と実験条件 …… 179
5－5－2　実験結果 …… 180
5－5－3　考察と結論 …… 180

第6章　黒部川0～13km区間の河道計画と河岸処理工法について …… 241
6－1　急流河川の河道処理の基本的な考え方 …… 241
6－2　黒部川におけるSegment区分毎の河道計画の考え方 …… 241
6－3　縦断計画 …… 242
6－4　平面計画 …… 243
6－5　河岸処理工法 …… 243
6－6　施工順序について …… 246
6－7　根固め工の敷高について …… 246
6－8　横工の役割について …… 246
6－9　宇奈月ダムの影響について …… 247

あとがき …… 249

参考文献 …… 250

補足資料
付－1　愛本狭窄部の疎通能力 …… 251
付－2　河岸処理工の配置諸元，構造に関する検討 …… 256

第1章　序　　論

1－1　調査の目的

近年急流河川では，河床掘削，上流域からの流出土砂の減少等によって河床低下傾向となり，既設の護岸や水制の根入れが不足し，既存の構造物の安全性が低下してきている。また，河床低下は澪筋を固定化し，常水路部と河岸近傍に寄り州が形成され，自然に河道が複断面化してきている。

日本有数の急流河川の一つに数えられる黒部川もその例にもれず，河道内での砂利採取，上流域での砂防工事，ダム群の建設などによって，河床が低下している。このような状況の中で，河道の変化に対応した柔軟でより効果的な保護対策を含め，寄り州の有効利用を考えた新河道計画（案）が考えられている。

“急流河川の複断面化”という考えは，橋本規明氏が著書「新河川工法」で次のように述べている。[1]

「元来河川の断面形として単断面は面白くない。複断面にすべきものと著者は考える。急流河川においても例外は認められない。やはり複断面にしなければならないと思う……。」

さらに昭和57年度から59年度にかけて土木研究所において，黒部川の愛本狭窄部の改修計画の検討とともに黒部川下流河道計画が検討され，土木研究所資料第1942号「黒部川愛本狭窄部水理模型実験報告書」として，黒部川河道の複断面化が提案されている。

黒部川は先に述べたとおり河床低下しており，その疎通能力は狭窄部を除き計画高水流量に対し十分な余裕を持つに至っている。また，扇状地河道部の大部分にわたり左右岸に50mからの幅を持つ寄り州が形成されていることから，この寄り州に堤脚保護の治水効果を期待し，保護対策工によってある程度の強化を図るとともに低水路河道法線形の修正を行い，洪水流を安全に流下させようとする改修計画が進められている。

急流河川における法線形の修正や大型の構造物の施工は，その影響が下流に現れるので十分な検討を行う必要があり，また低水路法線の制御構造物（護岸，水制等）の配置，構造など机上の検討のみでは判断が困難であるため，模型実験による検討が必要となった。

そこで黒部川の河道特性の調査，模型実験を通して現況河道における水理的諸問題の把握，河道計画（案）の問題点を把握し，さらにその修正を行い，また水衝部対策工法の問題点と改良案，寄り州保護工の構造，配置案の検討，段階施工の施工順序と問題点の把握を行うこととした。

1－2　黒部川の概要[2]

黒部川は北アルプス中央山地の一画を形成する鷲羽岳（2,924m）に源を発し，3000m級の山岳が連座する立山連峰と後立山連峰の間に壮大な峡谷を刻んで北流した後，黒部川扇状地へと入り，流路を北西にとり黒部市荒俣（左岸）および入善町飯野（右岸）地先で日本海に注いでいる我が国有数の急流河川である。その流路延長は約85km，流域面積682km²，山地部平均河床勾配1/5～1/80，扇状地勾配1/80～1/120である。

流域は図－1.1に示すように，南北方向に弓形を成す典型的な羽状流域を形成し，薬師沢出合より上流の渓谷とその下流一体の壮大な峡谷帯，愛本橋より下流の扇状地に区分される。

黒部渓谷は，黒四ダムを挟んで上流は上廊下，下流は下廊下と呼ばれる。急峻にして両岸にきつ立した雄大なＶ字峡谷を成している。峡谷には，その流路の形態と流水および周辺の岩質の色合から，Ｓ字峡，半月峡，白竜峡などと呼ばれる名勝地が多く，また，地質構造に支配されて支谷の合流点付近はほぼ直角となり十字峡などの名勝地を生み出している。

宇奈月のやや上流にて，黒部川の支川のうち最大である黒薙川と合流し，この下流付近より徐々に谷を開け，川幅も広くなる。水源より流路延長約71kmの愛本地点に至って峡谷は終り，黒部扇状地となる。

黒部川流域の年間降雨量は，3,000mm～4,000mmと多い。標高3,000m級の山岳に降った雪は万年雪となって残り，年間を通じて融雪水を流すことから，黒部川を流れる水は真夏でも平均水温10℃～15℃と冷たい。このため扇状地の水田では冷水害がしばしばおこり，その対策として温水溜池を設置し水温を上げる工夫がなされてきた。

また，降水量が豊富なこと，河川勾配が急なこと等から早くから電源開発がなされ，現在，第四発電所をはじめとする15ヵ所に発電所が設置され，最大出力791,930Kw/Hの発電力をもっている。

流域の地質は，約70％が火成岩（花崗岩類）であり，変成岩，水成岩はわずかである。風化作用等により崩壊が目立ち，黒部川流域では約7,000箇所（昭和44年現在），30.57km²の崩壊地が分布している。崩壊面積の流域面積に対する割合は４％にも及ぶ。

流域の植物相は，大部分が自然植生であり，高山帯から山地帯，低山帯と黒部川に沿って植生の典型的な垂直分布が見られ，植物社会学的にも特徴のある地域である。

黒部川流域の大半は国有林であり，また中部山岳国立公園に指定され，我が国を代表する一大景観地域である。その多くは，原始性に富む，我が国有数の原始景観地域ともいえる。源流から宇奈月までは登山と探勝に利用されているが，多くは苛酷な自然環境で人を寄せつけず，一部の登山者に占有されている。

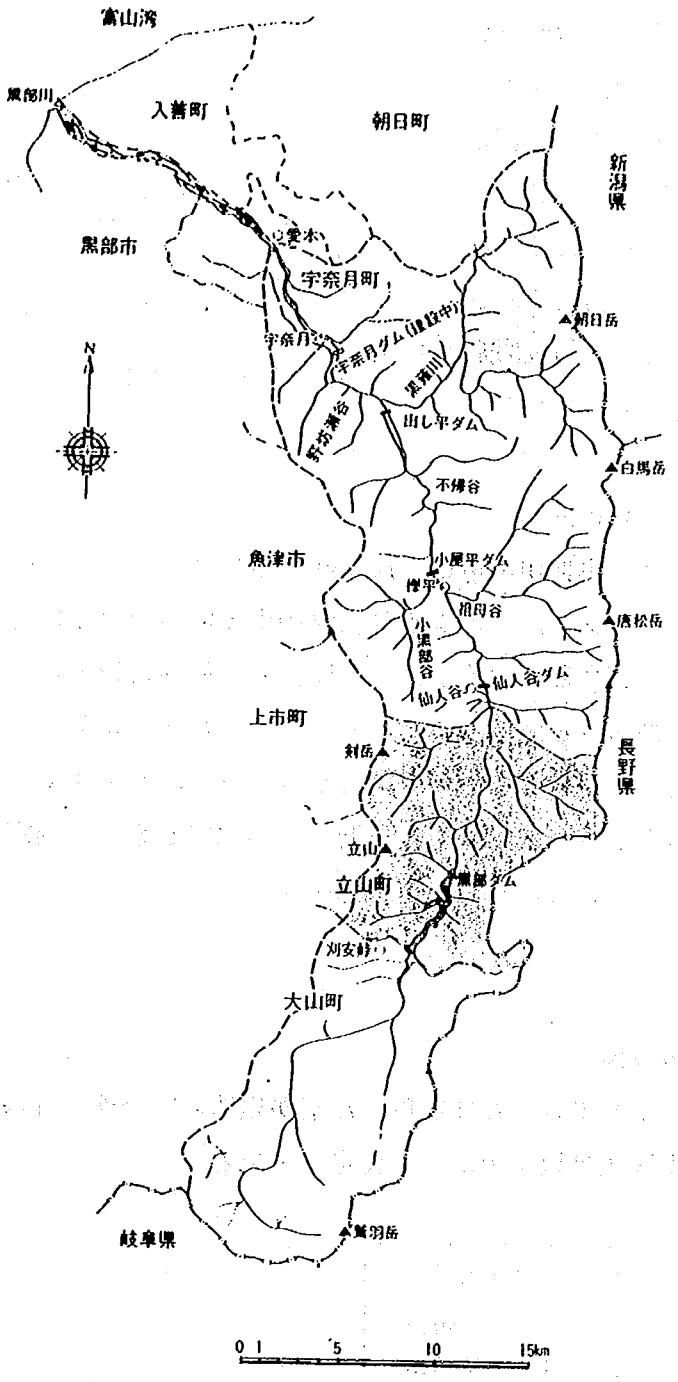
宇奈月より下流には集落が形成され，扇状地では農業が営まれているが，その主体は米作である。

１－３　黒部川の河道計画の概要[3)]

１－３－１　計画高水流量

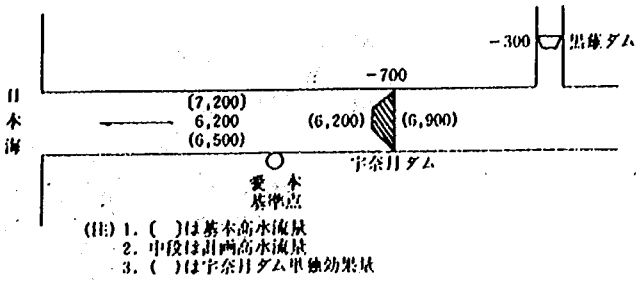
黒部川の治水事業の歴史は古く，江戸時代には当時の領主前田氏による治山治水政策をはじめ，明治には富山県がオランダ人技師ムルデル，デレーケらの指導により改修事業を進めた。その後昭和９年７月，同11年６月とあいつぐ大洪水を契機に，昭和12年直轄事業に指定され，以来50年間の歳月に及んでいる。

当初は愛本基準点における計画高水流量を4,200m³/sと定め，愛本から河口までの13.2km間の改修工事に着手した。しかし，昭和44年８月に既往最大の5,700m³/sという大洪水に見舞われ，昭和50年４月に計画高水流量の改訂が行われた。この黒部川の工事実施基本計画は，図－1.


富山湾
黒部川
入善町
朝日町
新潟県
黒部市
愛本
宇奈月町
宇奈月
宇奈月ダム(建設中)
黒薙川
折立沢谷
出し平ダム
朝日岳
白馬岳
不帰谷
魚津市
小屋平ダム
檜平
祖母谷
唐松岳
小黒部谷
仙人谷
仙人谷ダム
上市町
剣岳
長野県
立山
立山町
黒部ダム
刈安峠
大山町
岐阜県
鷲羽岳
N
0 1 5 10 15km

図－1.1　黒部川流域図

2に示すように基準地点愛本地先における基本高水流量を7,200m³/s（確率1/100年）とし，このうち上流の宇奈月ダムで700m³/s，また，支川黒薙川のダムで300m³/sをそれぞれ調節し，愛本地先から下流の計画高水流量を6,200m³/sにすることとしている。現在建設中の宇奈月ダムは，高さ97.0m，総貯水容量2,470万m³，有効貯水容量1,270万m³の重力式コンクリートダムで，洪水調節を行うとともに，都市用水の供給（58,000m³/日）および発電（20,000kw）を行う多目的ダムである。直轄河川改修区間は，昭和45年に河口より14.3km間に，さらに昭和61年には宇奈月温泉地区の20.7km間まで区間延長されている。



図－1.2　計画高水流量配分図（単位：m³/s）

1－3－2　新河道計画（案）の内容

これまでにも述べたように，黒部川河道は，河床低下等によって河岸沿いに形成されていた砂州（寄り州）が高水敷化しつつある。このような状況の中で河相の変化に対応した柔軟でより効果的な対策を含め，寄り州に堤脚保護の治水効果を期待し，保護対策工によってこの高水敷部を維持し，河道の複断面化を図ろうとするものである。そこで水衝部における堤防の強化とともに，黒部川の理想的な河道の姿を実現するための手段として，経済的な工法で現在形成されている寄り州をできるだけ維持するとともに，その生長を助け，常水路を整正，固定しようとする新河道計画（案）が立案された。以下にこれらの河道諸元を示す。

（1）河道諸元

①常水路底幅および常水路法線

常水路幅は，現況の寄り州をできるだけ尊重した案が堤防の安全性，経済性の面から見て妥当であることから，目標常水路幅は以下のように設定している。

表－1.1　目標常水路幅

区　間	常水路底幅
0.0 ～ 7.0km	350m
7.0 ～ 7.8km	350 ～ 300m
7.8 ～ 10.8km	300m
10.8 ～ 11.6km	300 ～ 200m
11.6 ～ 12.8km	200m
12.8 ～ 13.2km+110m	200 ～ 125m

なお，10.8kmより上流については，愛本狭窄部出口（13.2km+110m）の川幅が125mしかないこと，この区間の右岸側の墓の木公園地先の大幅な拡幅が難しいことから200mの常水路底幅を

標準とし，上流から下流に向けて漸拡する方針としている。さらに常水路の法線は，現在すでに形成されている寄り州を大幅にカットしないことを基本方針とし，できるだけなめらかに設定する（図－1.3）。

②縦断計画

今回の河道計画で目標とする河床高は，以下の点を考慮して表－1.2のように定められている。

・計画高水流量（6,200m³/s）を所定の計画高水位内で流下しうること

・将来的な河床変動を考慮しても維持可能な高さであること

・愛本狭窄部低水路工事の下流端河床高（T.P.＋124.26m）と落差なしで接合すること

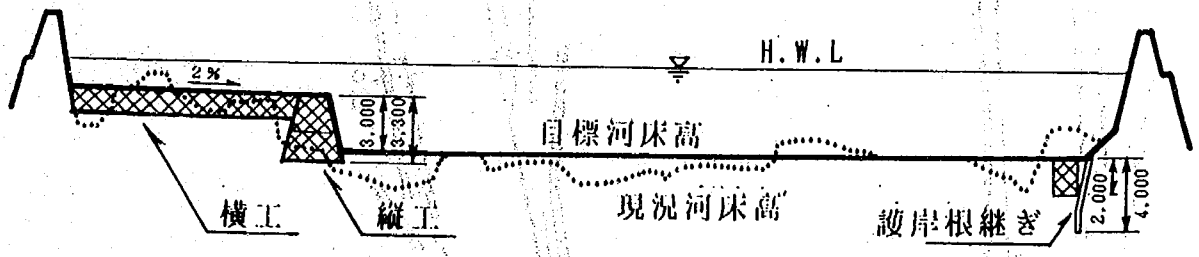
なお，目標とする寄り州高は，現況の寄り州高より若干高目を目安とし，かつこの高さ以下で3,000m³/sを流下しうるよう河床高＋3.0mに設定する

表－1.2　高水位、河床高と勾配

区　　間	計画高水位 (T.P.m)	河 床 高 (T.P.m)	計画高水および河床勾配
0.0 ～ 1.0km	2.6 ～ 7.7	-1.9 ～ 3.2	1/200
1.0 ～ 2.6km	7.7 ～ 18.5	3.2 ～ 14.0	1/143
2.6 ～ 4.0km	18.5 ～ 29.5	14.0 ～ 25.0	1/122
4.0 ～ 5.4km	29.5 ～ 42.8	25.0 ～ 38.3	1/105
5.4 ～ 6.6km	42.8 ～ 56.7	—	1/95
6.6 ～ 7.8km	56.7 ～ 70.4	—	1/92.5
7.8 ～ 13.2km+110m	70.4 ～ 132.02	—	1/90.3
5.4 ～ 13.2km+110m	—	38.3 ～ 124.26	1/95

③横断計画

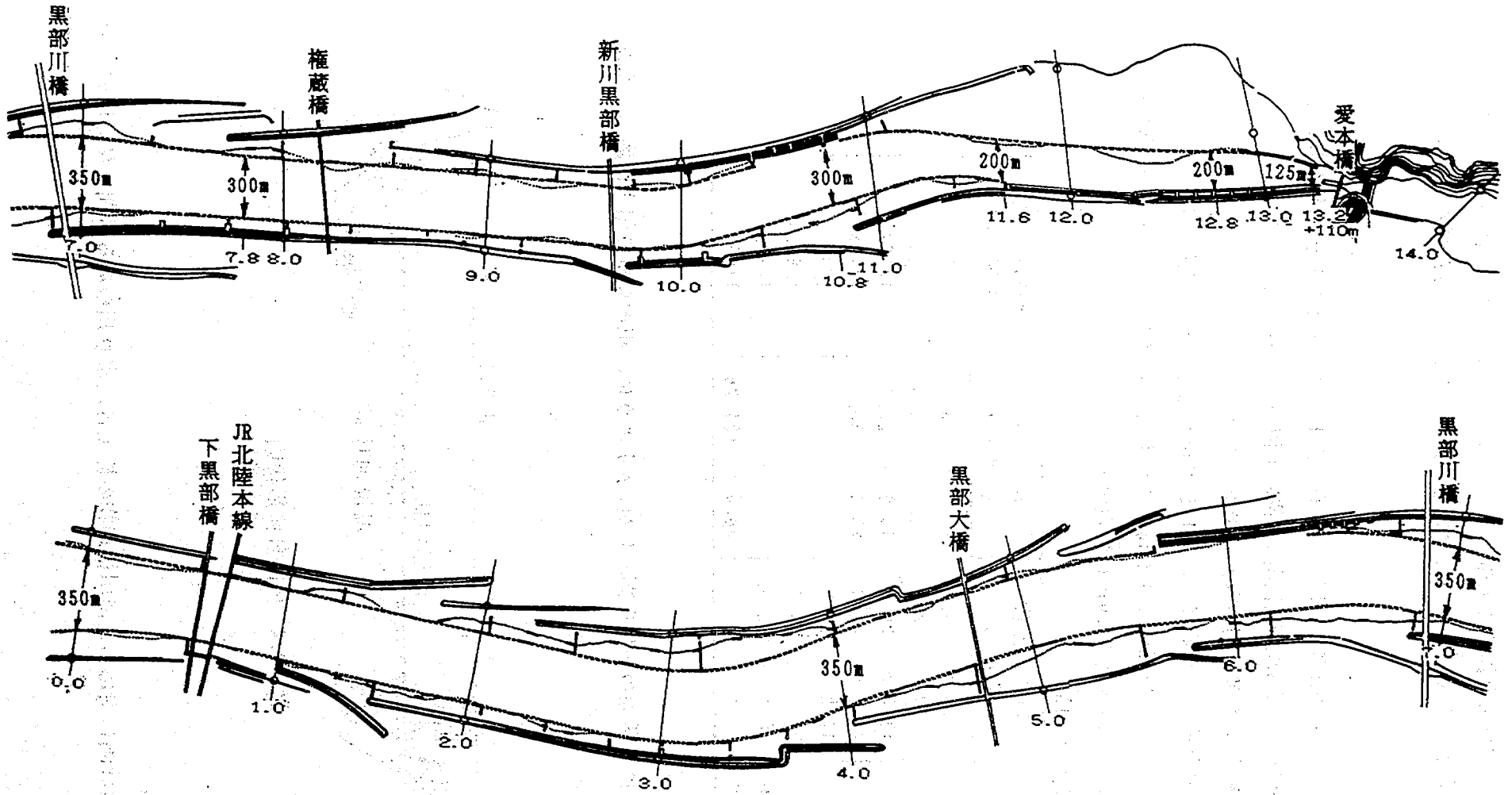
横断計画形状は，その標準断面の一例を図－1.4に示すように，現況の寄り州を保護し，水衝部は補強するものとする。



図－1.4　横断計画形状図

（2）河川構造物の諸元

常水路方式による河道計画に対応した河川構造物の施工は，寄り州のある区間，ない区間に分けられる。


黒部川橋
権蔵橋
新川黒部橋
愛本橋
350m
300m
300m
200m
200m
125m
7.0
7.8
8.0
9.0
10.0
10.8
11.0
11.6
12.0
12.8
13.0
13.2
+110m
14.0
JR北陸本線
下黒部橋
黒部大橋
黒部川橋
350m
350m
350m
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
7.0
0
500
1000 (m)
平面図縮尺
凡　例
現況法線形
常水路法線形
水　制
根固め工
縦　工
横　工

図－1.3　常水路法線形

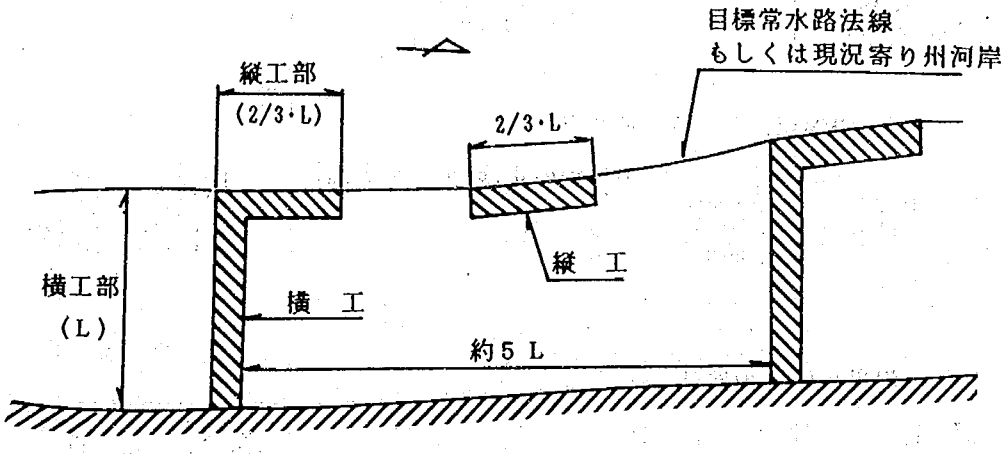
①寄り州のある区間

コンクリートブロックによる横工および縦工で現在形成されている寄り州を保護するものである。横工は，横工長の5倍程度の間隔で配置することを標準とするが，現在の水制がかなりうまく州をつけていること，および経済性を鑑み，現在の水制位置をできるだけ利用する方針とする。横工および縦工のタイプとしては，本堤から目標常水路法線もしくは現況寄り州河岸までの横工部と，その先端から下流側へ横工長の2/3延長した縦工部とからなるL型タイプとする。

さらにL型タイプの中間には，寄り州河岸の維持と根固め目的の縦工（横工の縦工部と同長）を設置する。（図－1.5　参照）

縦工の幅は，一律に12.0mとし，コンクリートブロックの二層積みとしている。

また，横工部についても同様にB＝12.0mのコンクリートブロック一層積みとし，その重量としては，現在黒部川に設置されているコンクリートブロックの重量が12t前後であることから12tを採用し，すべてのブロックを鉄筋で連結するものとしている。なお，これら縦工等の適切な配置諸元については，実験結果に基づいて決定するものとする。



図－1.5　縦工および横工の配置概要図

②寄り州のない区間（水衝部）

現在でも寄り州のほとんどない水衝部については，現況堤防護岸の根継ぎ・水制根元の補強・根固めの増強を図る。この区間は次の3箇所である。

5.6km+140m　～　6.2km+240m右岸（L＝　790m）
10.4km　　～ 10.8km+ 90m右岸（L＝　450m）
11.6km+100m　～ 13.2km+110m左岸（L＝1,590m）

1－4　本調査における検討項目とその内容

1－4－1　検討項目と調査フロー

河川改修事業を進めていく際に解決すべき多くの水理的諸問題が発生する。これらの問題の解決方法を誤ると，新たな問題が発生したり，問題解決を図ることができず，時には災害につなが

ることにもなる。したがって，事業の実施に先立って，これらの問題点を解明し，その解決を図ることがまず必要となる。このような場合の解決手段として次のようなものが考えられる。

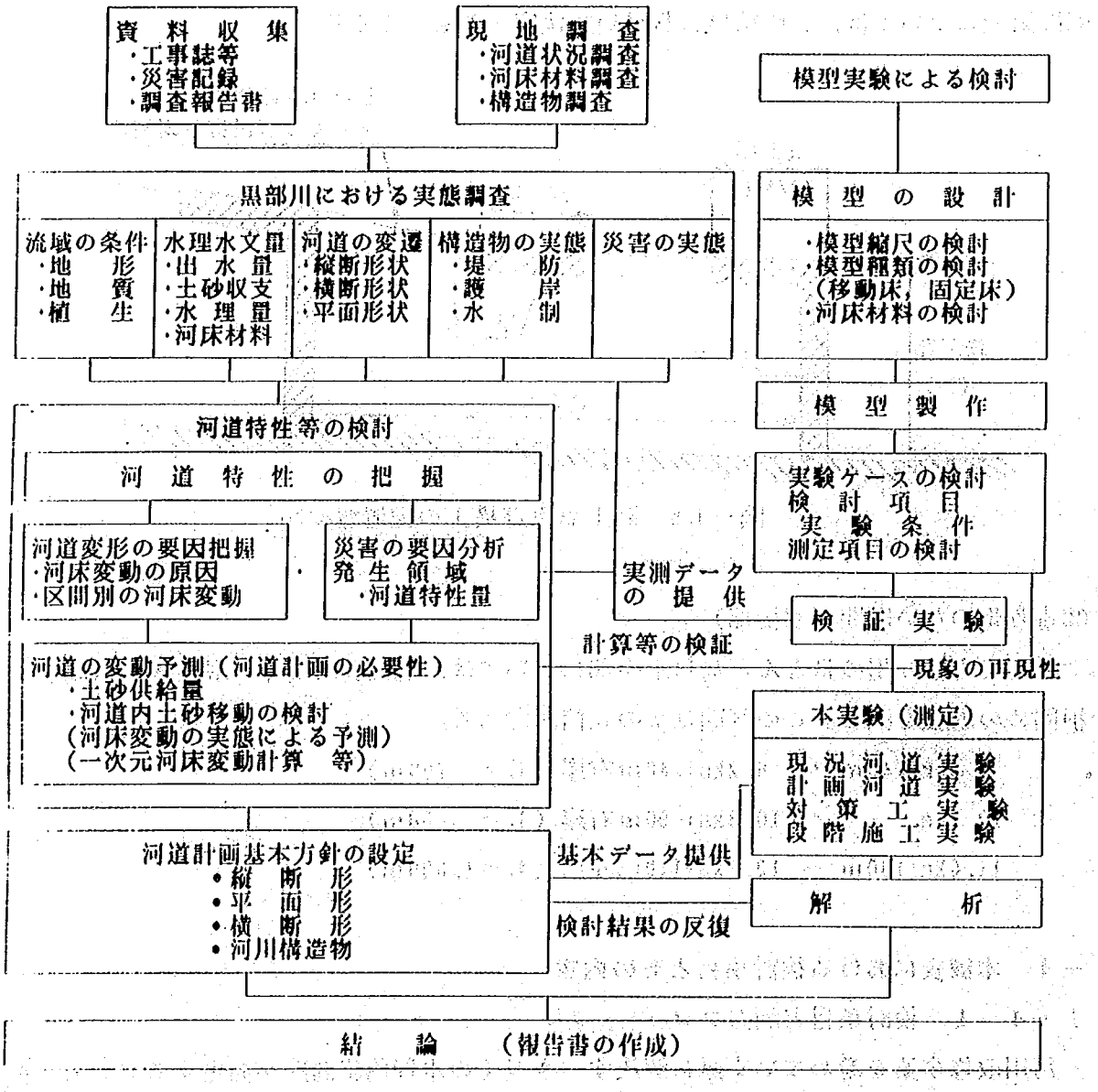
①資料解析

②現地調査および観測

③数値解析

④河川水理模型実験

これらの解決手段は，単独で解決を図るというよりも，多くの場合これらが補完し合って解答を見い出すことになる。黒部川の河道計画においても，現地資料の収集や現地調査によるその河道の実態の把握解明，現地資料の解析による河道特性の検討および数値解析とともに，水理模型実験による水理現象の把握，諸対策工案等の検討を行い，適切な計画諸元を立案する必要がある。これらの調査，検討のフローを図－1.6に示す。



図－1.6　調査・検討フロー

1－4－2　検討内容とその方法

黒部川の河道計画（平面，縦断計画）および河川構造物の配置や施工計画の検討にあたっては，現地の河道特性，すなわち上流から下流まで一貫してとらえた種々の河道情報についての整理と解析を行い，かつ模型実験結果も踏まえた，適切な計画諸元を立案する必要がある。ここでは共通の河道情報も含めた検討内容等について以下に述べることとする。[1]

（1）資料収集と解析方法

現地資料より，現在の河道状況とその実態，河道の経年的な変化状況および洪水前後の河床変動等を把握する。これより将来の河床変動を予測するうえでの基礎資料を得るとともに，河道特性量を求め，河道を同じような特性を持つセグメントに区分し，それと河道の種々の特性の関係を明確化して技術検討に資するものである。

必要な資料とその項目は次のようである。

①河川および流域の概況

地形，地質，地形発達史，縦横断，平面形

②水文特性

洪水の特性，流出特性，流量と水位，出水記録，被災記録

③河道の経年的な変化特性

川幅の変化，縦断形（平均，最深河床高），流路の平面形状と砂州・澪筋，高水敷の植生，河床材料，河床変化の方向，土砂収支

④洪水前後の河床変動

河床高変化，河岸侵食位置・侵食形態・侵食量，縦横断形状変動形態，流路・砂州・澪筋の変化，土砂収支

⑤河川構造物の設置機能

河川構造物（護岸，根固め工，水制等）の設置状況・諸元と設置目的，河川構造物の設置効果および被災状況（河岸侵食防止効果），構造物の変形・磨耗状況，河川構造物設置による周辺の地形変化状況

⑥河道特性量とセグメント区分

平均年最大流量時（あるいは低水路満杯時）の水理量（水深H_m，流速v，摩擦速度u_*，無次元掃流力τ_*，水深粒径比H_m/d_m，川幅水深比B/H_m等）の縦断方向の記述と図表化

なお河道特性量は，低水路の河道スケールを使って求める。たとえば平均河床高Z_mは，低水路部の平均河床高とする。川幅水深比B/H_mも低水路で求める。扇状地河川の低水路幅の決定は非常に難しいが，植生や横断図，航空写真，不等流計算等によって総合的に判断する必要がある。また，治水計画のためには，計画高水流量時の種々の水理量も求めておく。

⑦その他

その他の資料としては，航空写真（平水時，洪水時），工事誌あるいは記録史，高水敷の利用

計画，災害写真等の資料が必要である。

（２）現地調査

現地調査は，担当者が直接河川に接し，河道特性（河床材料の縦断変化，河床形態，河岸状況，植生の繁茂状態等），水制等河川構造物の構造，配置等（構造物周辺の堆積，侵食状況，構造物自身の変形状況）の調査を行い，河道の問題点やその実態を確認することを目的とし，また新たな問題点を発見するためのものである。

現地調査は，次のような項目について重点的に調査した。

①河床材料の調査

河床材料の縦断および平面的な分級状況を把握する。調査としては，スケッチおよび写真による観察，試料の採取，採取が困難な場合は現場での簡易法（線格子法）による調査がある。

②河川構造物の調査

河川に設けられている構造物（水制，根固め，護岸等）について，その設置状況，構造物の変形や磨耗状況，周辺の地形変化状況，設置効果やその機能等について調査する。

③河道地形および河岸状況の調査

砂州の規模や河床の高低差，河岸の侵食状況等を把握する。特に河岸の形状（安息角）や粒径，高水敷の植生と繁茂状態，河床材料の岩質などの調査を行う。

（３）水理模型実験

模型実験は，実物の現象を支配している基礎方程式を模型で解くことによって，実際に生じるであろう水理現象を詳細に把握しようとするものである。また，任意の流量が設定し得ることから，生起する可能性のある計画規模の現象を必要な精度で予測し，対策工まで検討することができる。ここでは次のような項目についての検討を実施する。

①現況河道の水理現象とその問題点についての把握，検討

②計画河道（案）における水理的効果や問題点の検討

③河岸処理工法の検討

④施工の順序の検討

第２章　黒部川の河道特性

２－１　河道特性調査の目的

黒部川の河道計画および河川管理上の検討やその妥当性を判断するには，現地の河道特性について，検討しておく必要がある。ここでは，先の１－４に述べたような項目について河道特性を調査し，種々の河道の特性をSegmentの関係から把握し，河川の全体像を明確にしておくとともに，模型実験の境界条件の設定，河道計画の立案，河川構造物の設計に関する基礎資料とするものである。

２－２　黒部川扇状地の特徴[2)]

黒部川扇状地は黒部川の山地流域面積667km²を有し，基準点愛本狭窄部下流から日本海へかけて展開する見事な臨海扇状地である。扇頂から扇端まで半径方向の最大距離13.5km，扇頂角60°，現扇状地の勾配は約1/100，扇状地面積120km²である。

現在の黒部川は，この扇状地を緩く蛇行し，西北に平均川幅700m，流路延長13.4kmをもって，日本海に注いでいる。

また，黒部川扇状地を含む富山湾周辺一帯は地盤運動の激しい地域として知られている。富山湾には海底谷が発達しており，魚津や入善で発見された埋没林などこの地域において大規模な沈降運動があったことを物語っている。いっぽう，黒部川扇状地の背後にそびえる日本アルプス北部の山地は逆に隆起運動があったことが知られ，このような山地と海洋における対象的な地盤運動，加えて氷河期の海水面の昇降が黒部川扇状地の地形発達に大きな影響を与えている。

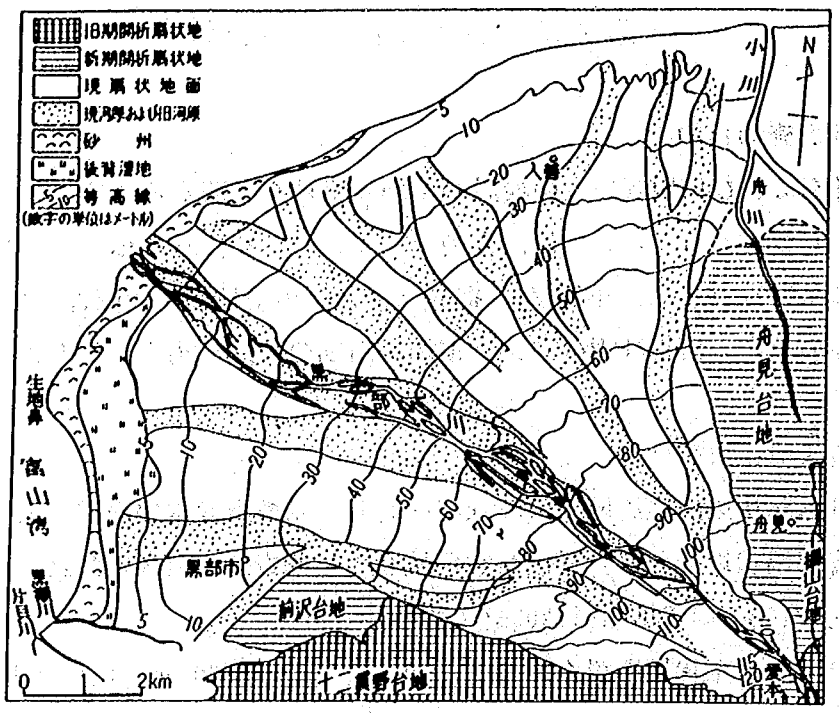
式正英[5)]による図－2.1の地形分類図および図－2.2の地形概念図[6)]に見られるように，黒部川の地形面は新旧の扇状地により構成され，それぞれ①棚山面（T），②十二貫野面（J_1，J_2），③前沢面（Ma），④浦山面（U），⑤舟見野面（F），⑥現扇状地面（G）などに明瞭に区分される。現扇状地面はさらに⑦小川面，⑧黒部川新扇状地面に分けられる。これらの地形の形成時期は，棚山面と浦山面については若干の問題があるが，古いと考えられる順に記述した。図－2.3は各断面の縦断形を示したものであるが，古い面ほど地形面の傾斜は急となっている。したがって，現扇面が形成される以前には，舟見野面が愛本を扇頂として広がっていたと考えられる。舟見野面縦断図は標高40～50m付近で現扇面縦断線の下に潜る。したがって，現扇面が形成される過程において，標高40～50mより上部においては，侵食が，下部においては堆積が生じたと考えられ，黒部川扇状地の一つの特徴を形成している。

２－３　水文特性

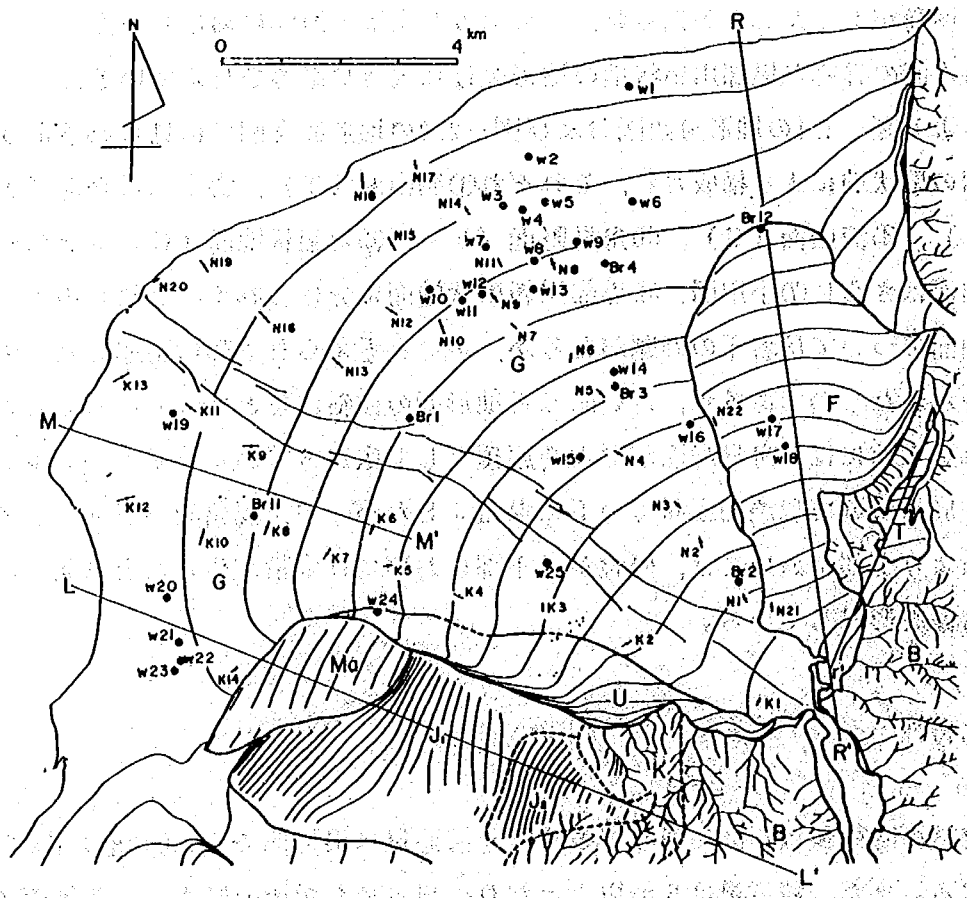
１）降雨特性

黒部川流域の降雨量は年間を通じて多く，年降雨量は平野部で約3,000mm，山地奥地では4,000mm以上となる。また，積雪量は５m以上となり，日本でも屈指の豪雨，豪雪地帯である。

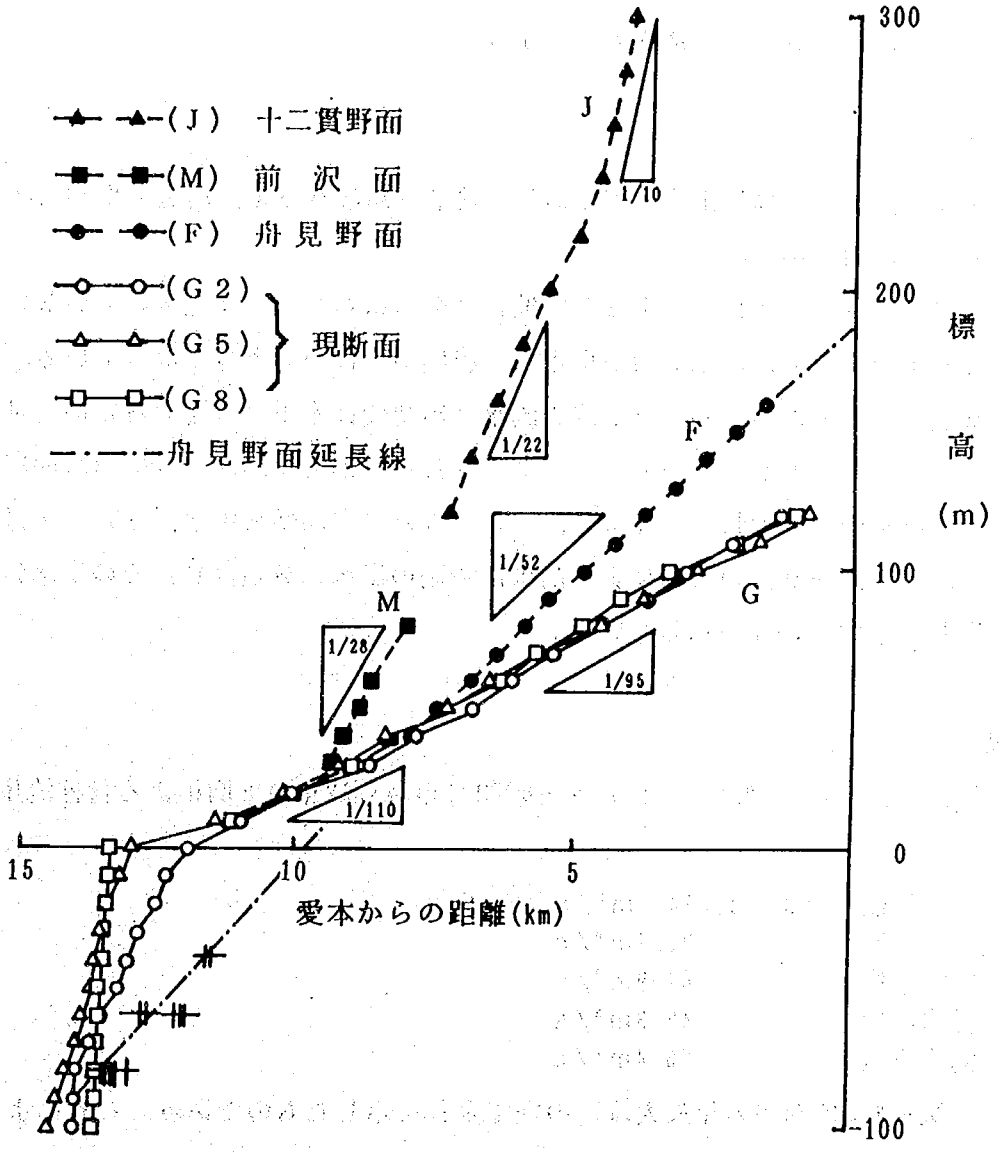
冬期においては，積雪量が多く融雪期まで残る。梅雨期となる６月～７月には梅雨前線の影響



図－2.1　地形分類図（式，1969）



図－2.2　地形概念図（榧根，扇状地の水循環より）



図－2.3　黒部扇状地縦断形（概根，扇状地の水循環より）

を強く受け，しばしば豪雨をもたらす。黒部川に大出水を来す洪水の約60％はこの期間に集中している。

日本は梅雨明けとともに本格的な台風シーズンに入るが，北陸地方は地形的特徴から台風による直接的な豪雨に見舞われることは少ない。しかし，当地方はシベリヤ気団と太平洋気団との競り合う前線帯に位置しているために，この季節に前線が日本海側に停滞することが多く，台風の影響で刺激され，局地豪雨をもたらすことがある。

この典型的なものに黒部川既往最大の洪水をもたらした昭和44年８月11日豪雨がある。これらの大きな降雨も９月末までで，秋も深まる10月以降には豪雨は少なくなり，黒部峡谷の奥地では10月中旬頃には早くも降雪を見るようになる。

２）流出特性

黒部川流域面積の98％は山岳地帯であり，地形は急峻なうえ，河道も平均河床勾配約1/40と日本屈指の急流河川である。

集水域の植生は極めて良好であるが，地質は全域にわたりマサ化されていない新旧の花崗岩類で構成されているため，保水能力が小さく，流出率は極めて大きくなっている。また，黒部川は典型的な羽状流域であるため，支渓流の流水は短時間に本川に合流するため，洪水の規模は大きくなりやすく，洪水波形も極めてシャープとなるが，継続時間は，ほぼ24時間以内である。

黒部川の洪水の季節的特徴を見ると，４月～５月の季節融雪出水，６月～７月の夏期梅雨前線による出水，８月～９月の台風による前線性降雨の出水に分類され，その出水頻度は，６月～８月に集中し，全体の70％を示している。

３）流況

愛本地点（河口より13.2km）における昭和26年から62年の平均による各種流量は次のようである。

平均年最大流量	1,414 m^3/s
豊水流量	83.9m^3/s
平水流量	61.9m^3/s
低水流量	42.3m^3/s
渇水流量	26.4m^3/s

なお，図－2.4は過去の年最大流量の経年変化を示したものである。これによると昭和44年８月の大出水以降20年以上大きな出水は発生していない。

２－４　河床材料特性

図－2.5は，昭和37年以降の河床材料調査成果より，平均粒径の縦断分布を経年的に比較したものである。これによると勾配の変化するほぼ6.0km付近より上流河道は，調査年度により粒径変化が大きく，反対に6.0km付近より下流側は変化が小さい。図－2.5のH.2の調査は，著者らの現地に

おける簡易法（線格子法）[7]による表層の調査結果である。他の年度と同様に粒径変化が大きく，また調査方法の違いによる差異は生じていない。

次に河床材料の10%，60%，90%の粒径について，経年的な縦断変化を調べたのが図－2.6であり，このうち昭和57年および平成元年度の粒径分布図を図－2.7.1，2.7.2に，著者らが1990年６月（H．２）に実施した線格子法による表層の粒度分布図を図－2.8に示す。

図－2.6によると，大出水後の昭和44年調査結果は，いずれも全区間にわたってほぼ一定の値となっており，かつ他の年度に比して粒径も小さい。また他の年度は，先に述べたように約6.0km付近を境に上流側の粒径が大きく，下流側は小さい。粒度分布は表層を取り除いた調査では粒径40mm以下の細粒分布が約20%以上含まれているのに対し，表層の粒度分布は40mm以下の粒径が抜け出て粗粒化している。

なお，河床材料は，特性の異なる３つ以上の集団からなるのが普通である。河床材料の主モードである集団をＡ集団，それより細かい集団をＢ集団，Ａ集団より粒径の大きい集団をＣ集団と言う。[4]また，Ａ集団の粒径の存在範囲が広く，これを一つの粒径集団とみなすことが問題となる場合は，これを大きい方からA’，A”，A”’と２つあるいは３つに分けることがある。図－2.7からも分かるように，その場の掃流力に応じて分級現象が生じ，各集団に縦断的な変化が見られる。図－2.9は，このような河床材料のＡ，Ｂ，Ｃ集団の粒径を示したものである。著者等が1990年に行った現地調査によると，黒部川の河床材料は粒径約60cmの集団，約20cm集団，５～７cmの集団，0.5mmの中砂の集団から成り，この各集団の洪水時の動きが異なるので河床に働く掃流力の場所的違いによって分級現象が生じ，河床材料の時空変化が生じると考えられる。

各調査年度毎に河床材料が大きく異なる原因は，河床材料の採取位置の選定方式の違いや，採取方法に原因すると考えられる。ただし，この他に大出水時に山地部での崩壊等によって細粒分が大量に供給されるとA”，A”’集団が輸送されてきて，それが一時的に堆積し，河床材料は細粒化する。昭和44年の大出水直後は，このような大量の流出土砂によって，河床材料が細粒化している。

なお，河床材料の採取方法は，北陸地方建設局調査関係共通仕様書に準拠して行われている。この材料採取の方法は以下のようであり，大粒径河床ではその採取位置の選定が重要である。

・採取の方法

（１）最大礫の中径（長径と短径の平均値）が1,000mm以上の試料採取は，次によるものとする（図－2.10砂礫採取図参照）。

①採取点を中心として４×４ｍの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30cm以上の深さの表層を取り除く。

②４×４ｍの採取地の全表面に分布する中径1,000mm以上の礫を採取し，各礫の中径を計算する。

③採取地を４等分した２×２ｍの区域内の表面に分布する砂礫のうち中径が500～1,000mmの礫を採取し，各礫の中径を計算する。

④採取地を16等分した１×１ｍの区域内で深さ50cm以内に存在する中径500mm以下の砂礫を採取

する。採取した砂礫のうち，中径が100～500㎜の礫については，各礫の中径を計算する。
100㎜以下の砂礫は，その全重量を測定する。

（2）最大礫の中径が500～1,000㎜の試料採取は，次によるものとする。
①採取点を中心として2×2ｍの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30㎝以上の深さの表層を取り除く。
②2×2ｍの採取地の全表面に分布する中径500㎜以上の礫を採取し，各礫の中径を計算する。
③採取地を4等分した1×1ｍの区域内で深さ50㎝以内に存在する中径500㎜以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち，中径が100～500㎜の礫については，各礫の中径を計算する。
100㎜以下の砂礫は，粗の全重量を測定する。

（3）最大礫の中径が200～500㎜の試料採取は，次によるものとする。
①採取点を中心として1×1ｍの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30㎝以上の深さの表層を取り除く。
②1×1ｍの区域内で深さ50㎝以内に存在する中径500㎜以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち，中径が100～500㎜の礫については，各礫の中径を計算する。100㎜以下の砂礫は，その全重量を測定する。

（4）最大礫の中径が200㎜以下の試料採取は，次によるものとする。
①採取点を中心として1×1ｍの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30㎝以上の深さの表層を取り除く。
②1×1ｍの区域内で深さ30㎝以内に存在する中径200㎜以下の砂礫を採取する採取した砂礫のうち，中径が100～200㎜の礫については，各礫の中径を計算する。100㎜以下の砂礫は，その全重量を測定する。

なお，調査資料のうち平成元年度に実施した河床材料調査は，調査対象範囲を4ｍ四方とし，表面の礫分布を調べ，この結果1,000㎜以上の礫が存在しなかったため，採取地を4等分した2ｍ四方の区域を選定し，2.0m×2.0m×1.0m（深さ）の試料を採取し，その全試料（10ton～15ton）について粒度分析を行っている。図－2.5，2.6および図－2.8に示すように，鉛直方向の粒径は大差ないが以前の調査結果に比べ，粒径がやや大きい結果となっている。

2－5　黒部川の河道特性量

1）河道特性量の求め方

河道特性量を知るためには，洪水時の水理諸量を求める必要がある。対象とする洪水流量は，先の1－4で述べたように，通常平均年最大流量程度が低水路満杯流量に近く，主としてこれを

用いることによって河道特性量が評価されている。

ここでは不等流計算により，平均年最大流量規模とともに，3,000m³/s（確率1/10年），6,200m³/s（計画高水流量）時の河道特性量を求めた。河道特性量は，低水路部の河床縦断勾配および先に述べた河床材料粒径のほかに，不等流計算結果からの川幅B（水面幅），径深R，川幅水深比B／R，掃流力等である。掃流力については，摩擦速度の2乗（$U_*^2 = gRI$）を算出した。なお，不等流計算は，昭和59年(1984)に行われた横断測量の結果を用いた。計算に使われた粗度係数は，痕跡水位より逆算して設定されている以下のような計画の粗度係数である。[8)]

区　間	粗度係数n
-0.2km ～ 1.0km	0.047
1.0km ～ 2.6km	0.053
2.6km ～ 4.0km	0.055
4.0km ～ 5.4km	0.058
5.4km ～ 6.6km	0.060
6.6km ～ 7.8km	0.061
7.8km ～ 14.3km	0.063

なお，低水路の粗度係数としては，河床材料の粒径や河床勾配から考えられる値より2～3割大きいと判断され，不等流計算で得られた水深は，実際の水深より1～2割程度大きいものと推定される。

2）河道特性量の縦断変化

図－2.11は，昭和59年度の平均河床高縦断図であり，図－2.12には，Q＝1,200m³/s，3,000m³/s，6,200m³/s時の川幅B，径深R，川幅水深比B／RおよびU*²を示した。

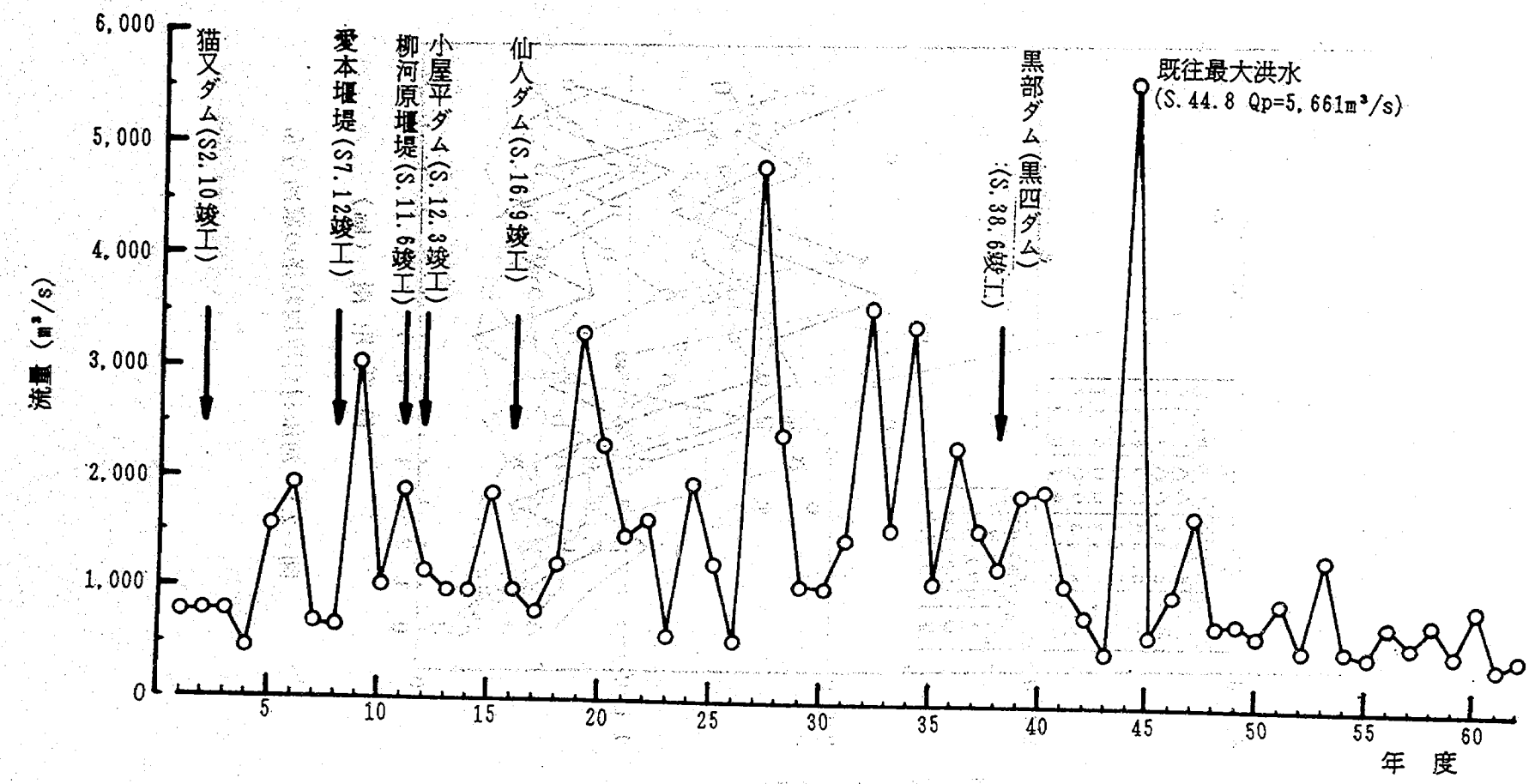
河床勾配は，図－2.11に示されるように5つに区分することができ，13.2km～12.0kmで約1/121，12.0km～6.5km間で約1/90，6.5km～3.2km間で約1/107，3.2km～1.0kmで約1/142，1.0km～0km間が約1/254である。特に注目すべきポイントとしては，12.0km付近が勾配急変点となって，これより下流で急勾配となり，6.0km付近で勾配が再び緩くなることである。

次に川幅は，愛本狭窄部地点から11.6km間で急激に拡がり，Q＝1,200m³/sで約500m弱となる。その後10.5km～7.5km間付近で300m～350mの川幅となり，7.0km付近より下流が約450m前後の川幅である。Q＝3,000m³/sでは，約12.0km付近から下流河道が約500m前後の川幅であり，Q＝6,200m³/sで500m～600mである。径深Rは，13.2km～12.0km間付近がQ＝1,200m³/s時で約2.5m，3,000m³/sで約3.5m，6,200m³/sで約4.5mとなる。12.0km付近より下流河道はQ＝1,200m³/sで約1.5m前後，3,000m³/sで約2.0～2.5m，6,200m³/sで約3.0～3.5m付近である。

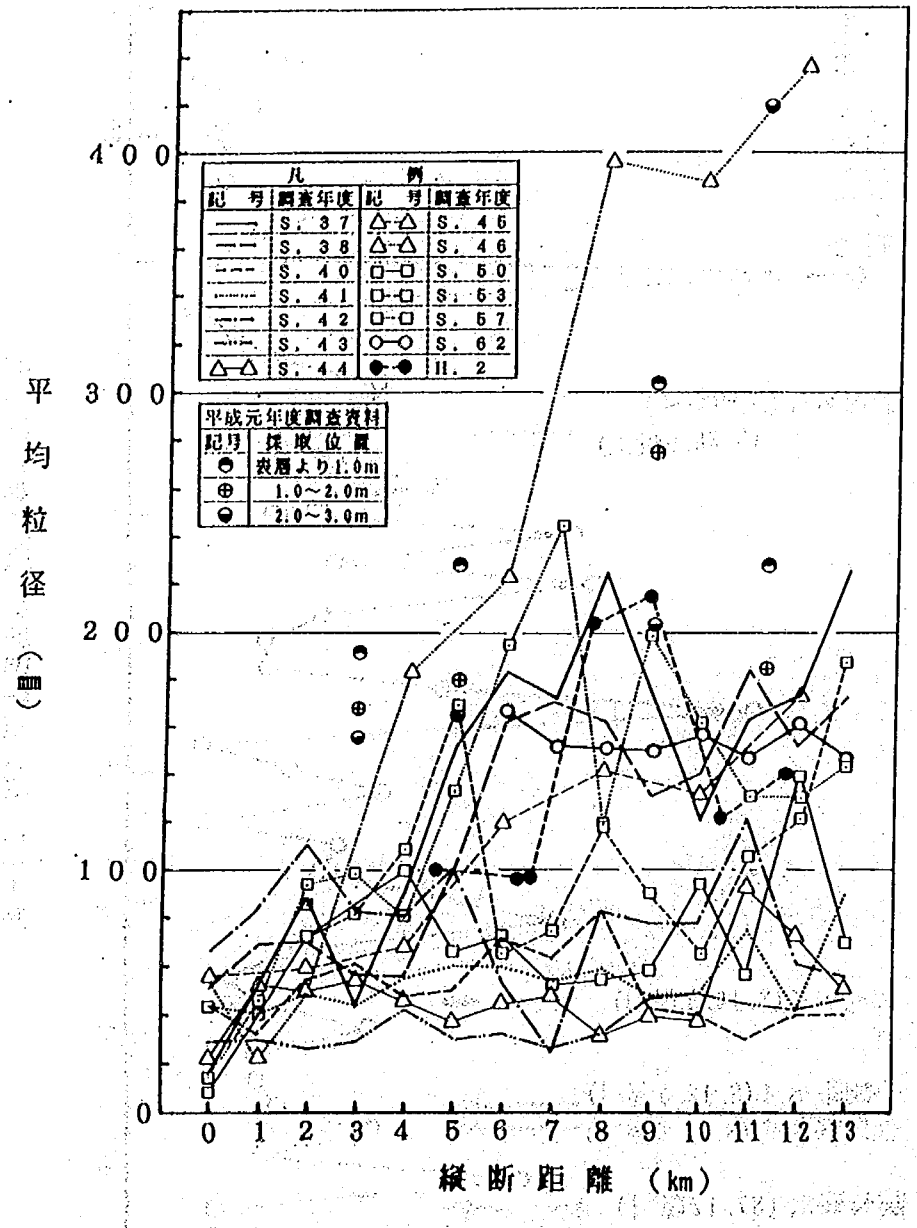
川幅水深比B／Rは，砂州形態を知るうえの重要な指標となる。13.2km～12.0km付近が各流量時とも100以下であり，Q＝1,200m³/sで12.0km～7.0km間付近が約250，7.0km～3.0km間付近が

約350，それより下流側で約250程度である。Q＝3,000m³/sになると1.2km付近より下流河道でB／Rが約200程度となり，6,200m³/sでは約150前後である。

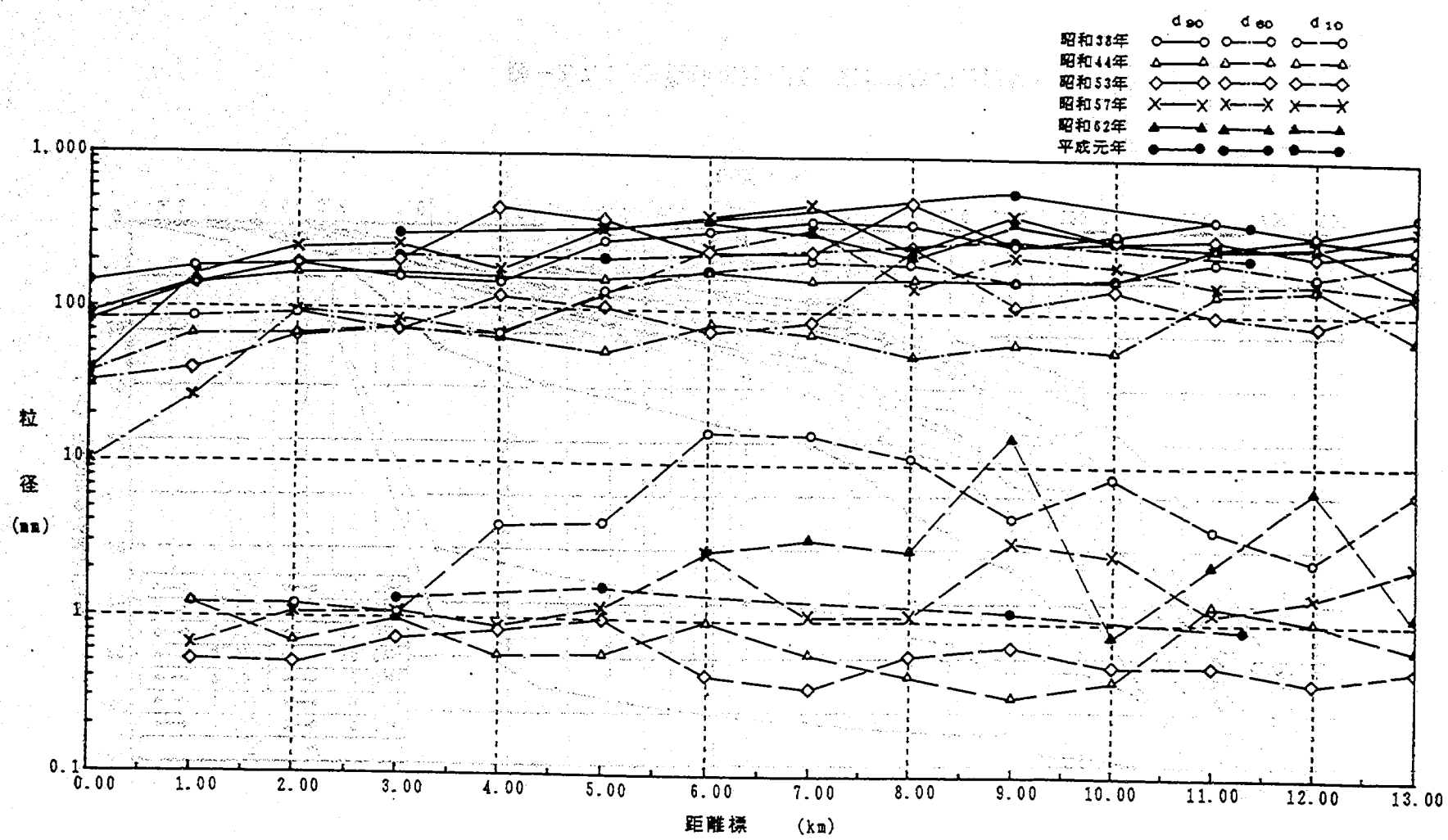
掃流力U_*^2の縦断変化は，Q＝1,200m³/s時で約2,000cm²/s²以下であり，7.0km付近から下流に向かって漸次小さくなり，3.5km付近から下流では約1,000cm²/s²以下となる。なお，12.0km～1.0km間付近は上下流区間に比してU_*^2が小さい。Q＝3,000m³/s，6,200m³/sとも1,200m³/s時とほぼ同じ傾向であるが，6,200m³/s時では約２倍程度のU_*^2となる。



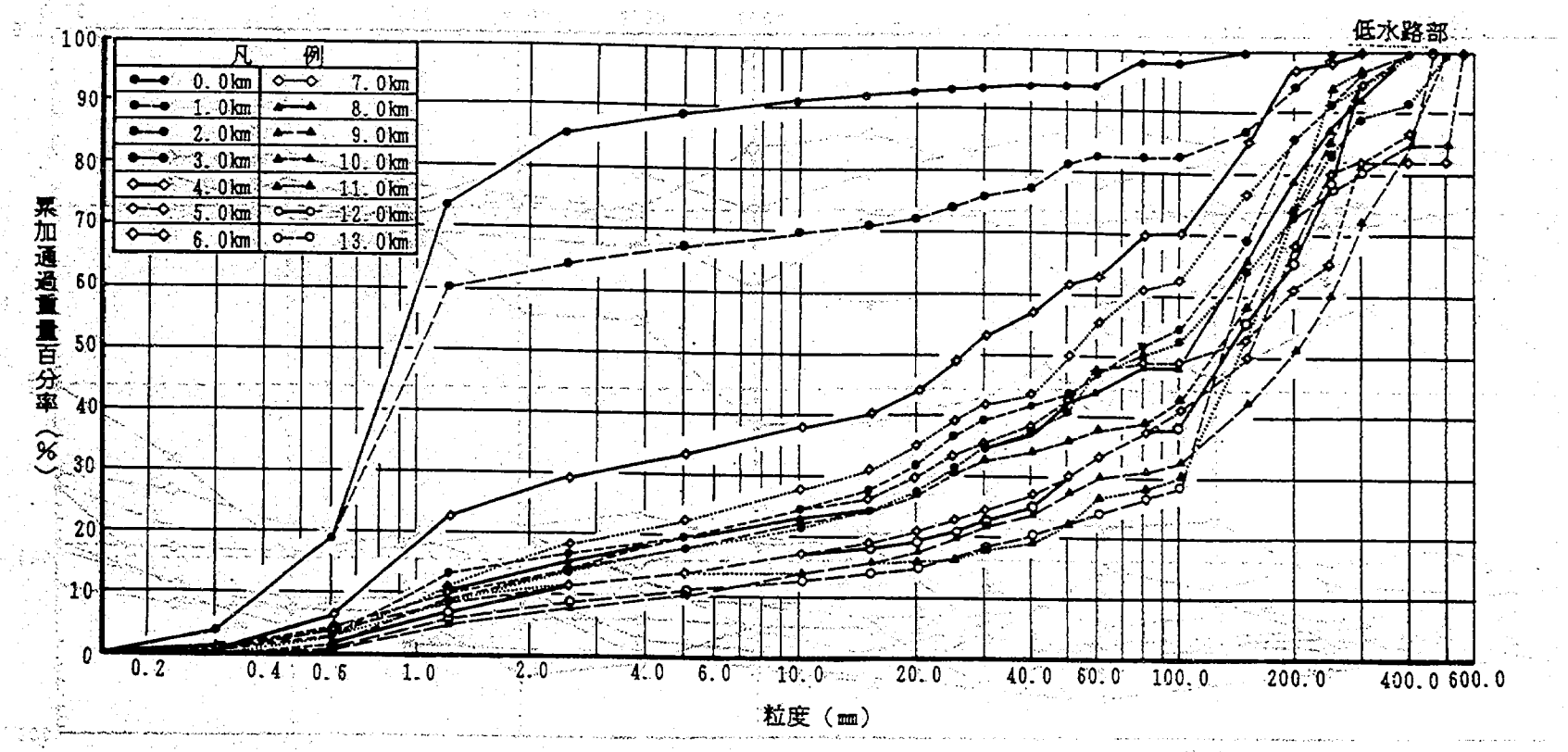
図－2.7　最大流量経年変化図（愛本基準点）



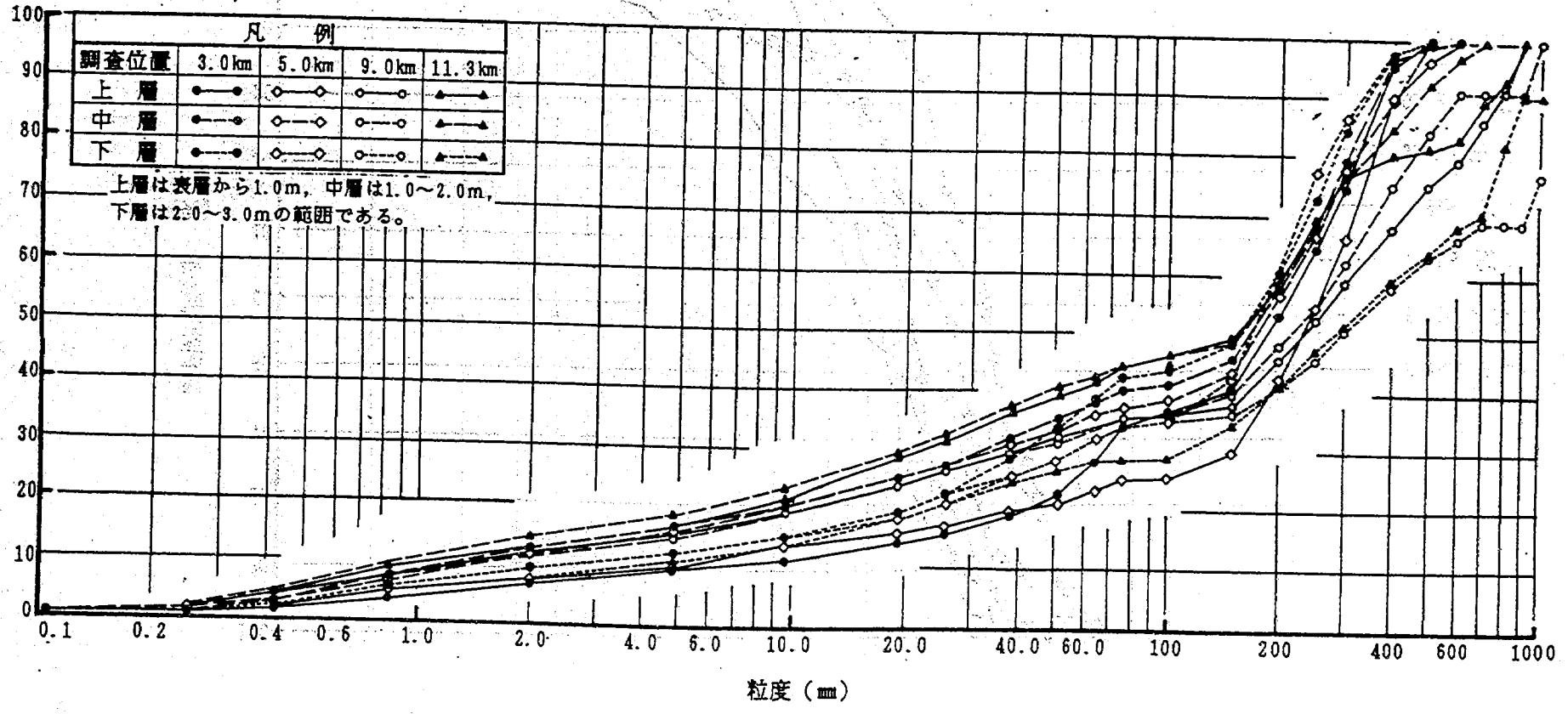
図－2.5 河床材料平均粒径の縦断分布



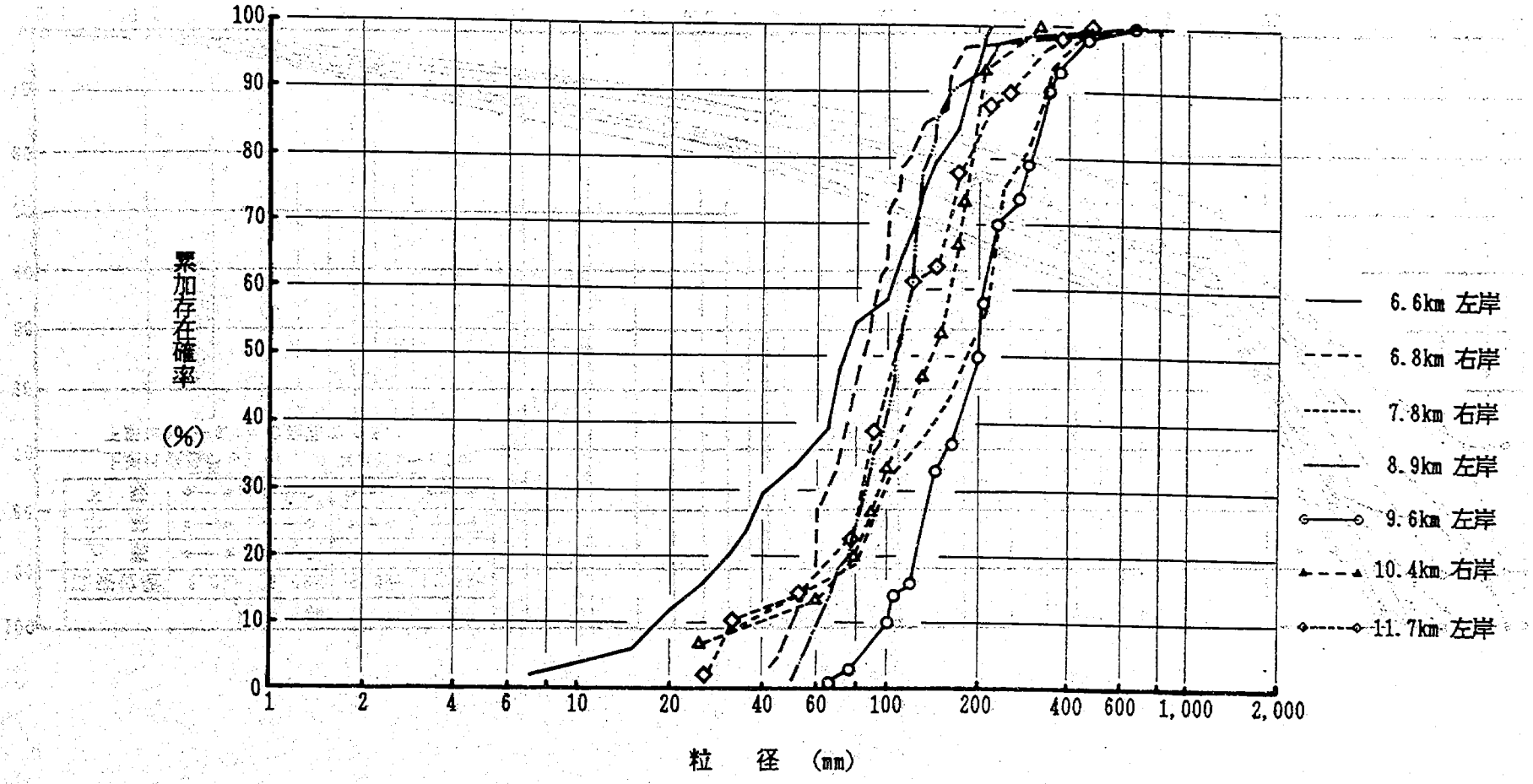
図－2.6　河床材料経年変化図



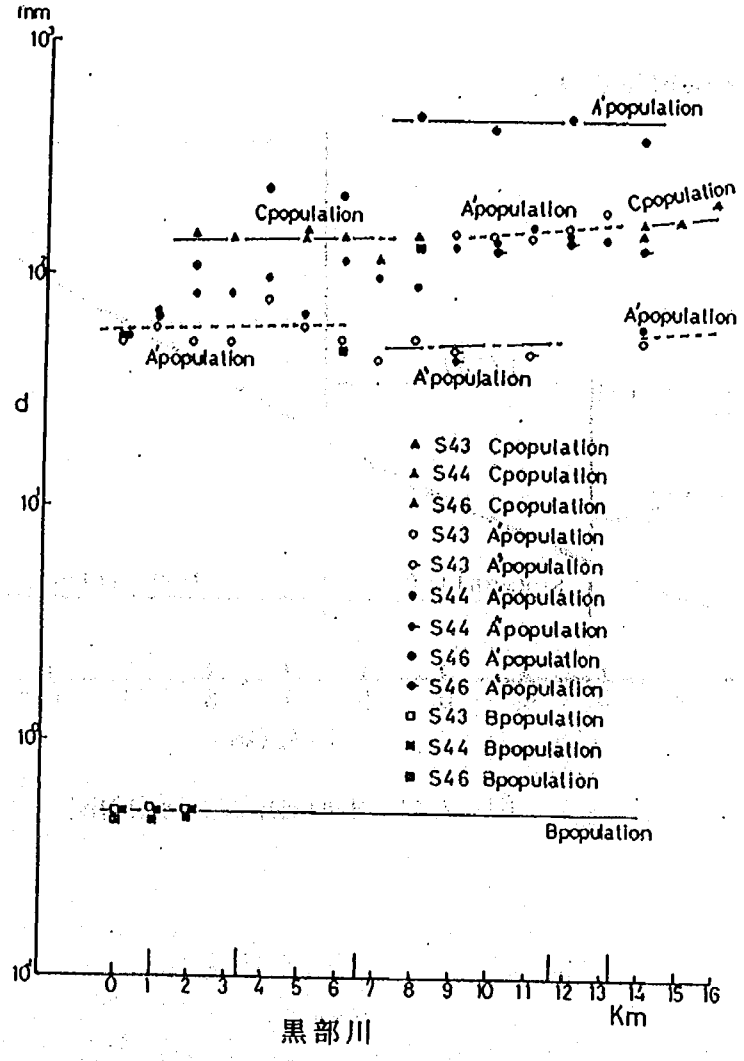
図－2.7.1　粒度曲線比較図（昭和57年調査資料）



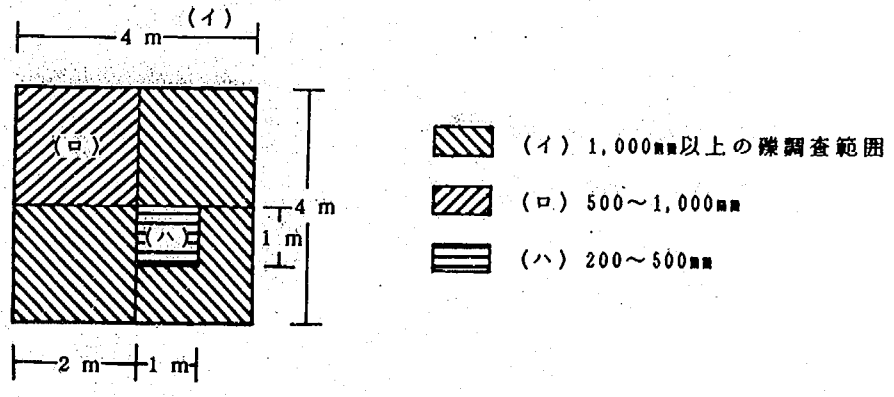
図－2.7.2　粒度曲線比較図（平成元年調査資料）



図－2.8　黒部川現地調査粒度分布比較図（H２年６月調査）



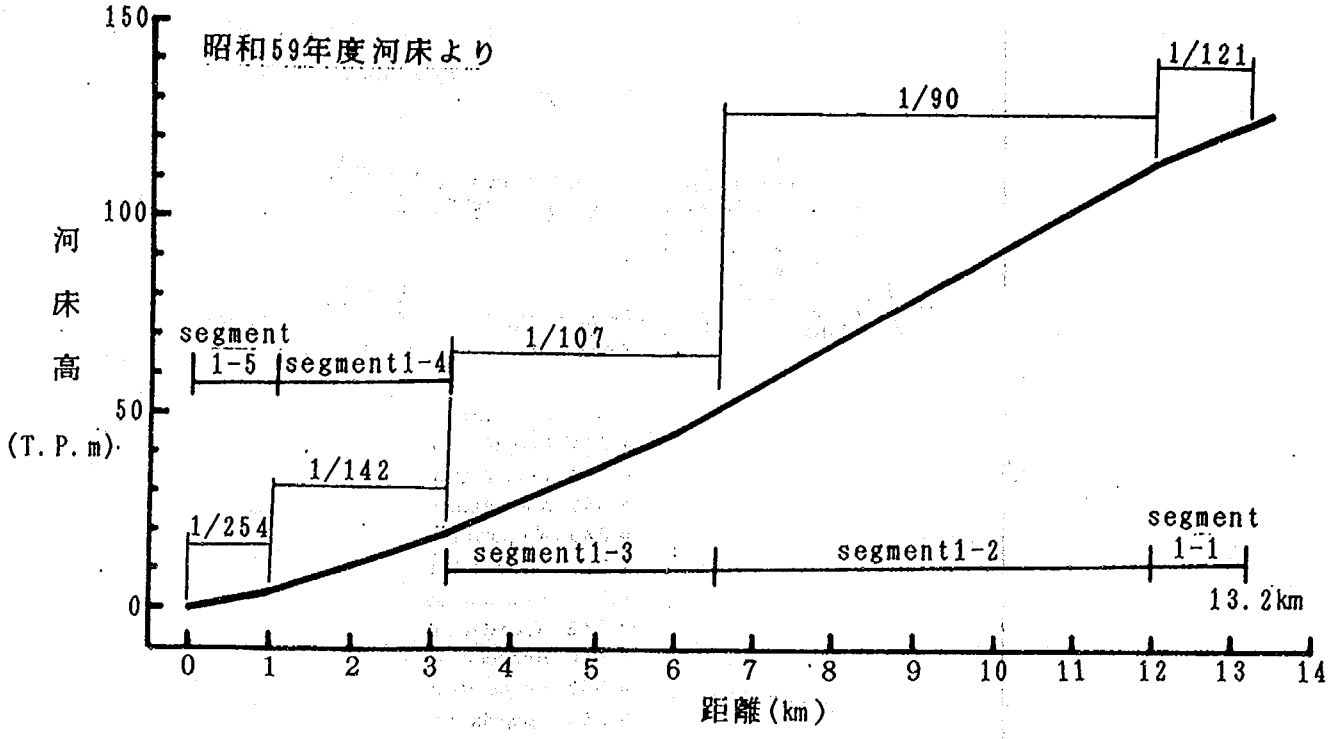
図－2.9　河床材料の粒径集団縦断変化図



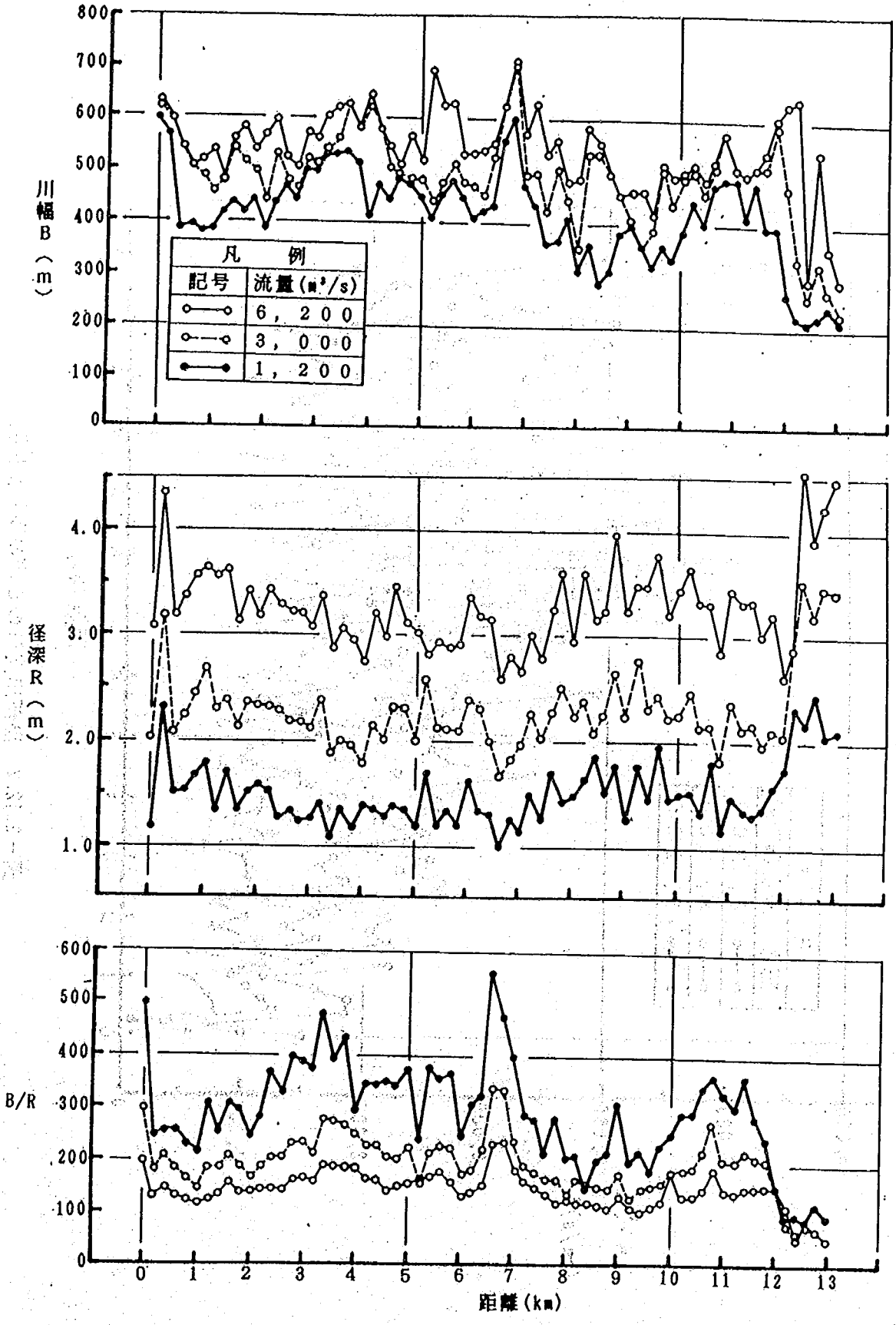
砂礫採取表

砂礫の中径	採取地面積	表面取除深さ	採取深さ	採取量	篩分量
1,000㎜以上	(イ), 4×4 m	30cm以上	最大礫長径		JISA1102およびJISA1204による
500～1,000	(ロ), 2×2	〃	〃		〃
200～500	(ハ), 1×1	〃	50cm	約0.5m³	〃
200以下	(ハ), 1×1	〃	30cm	約0.3m³	〃

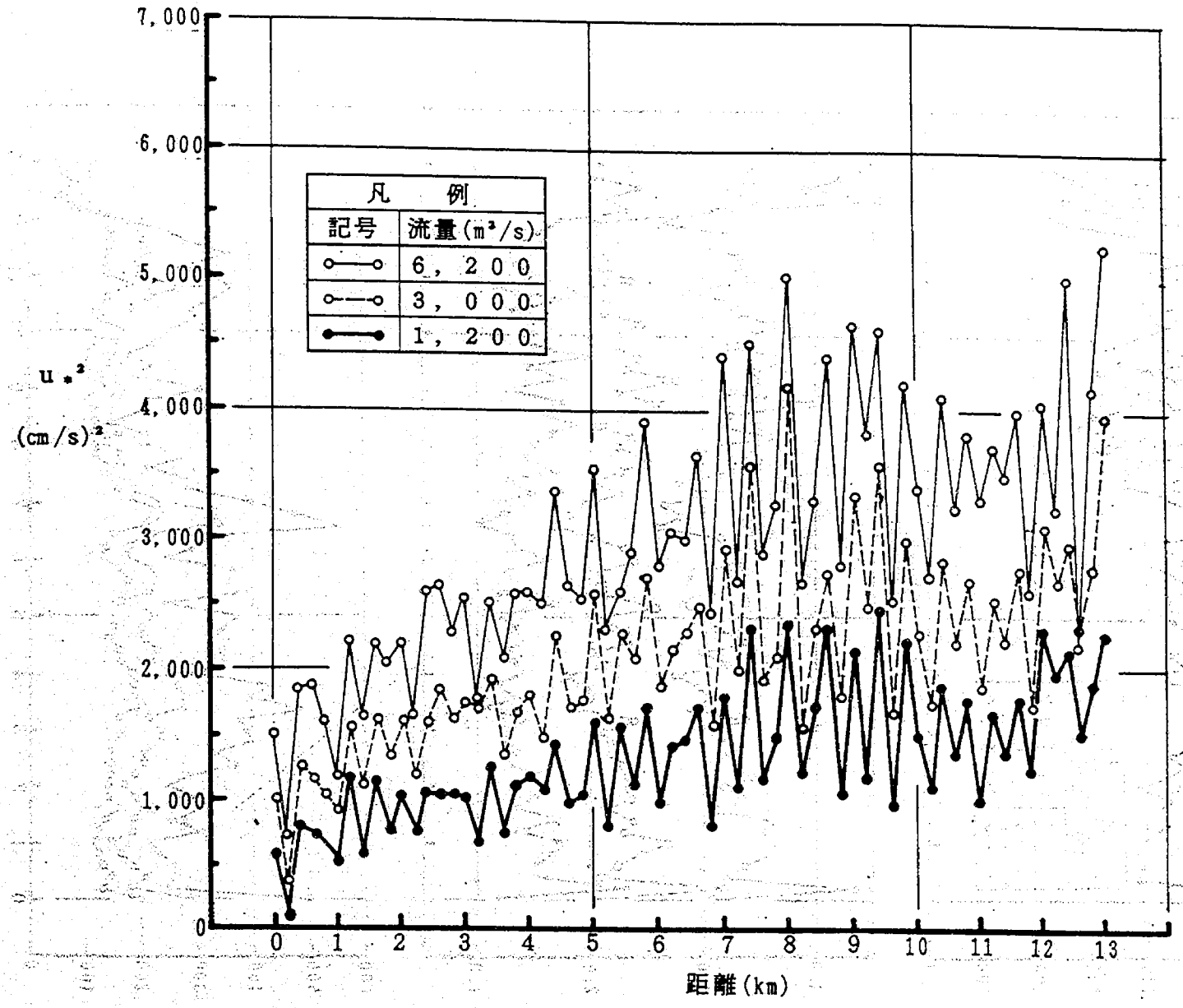
図－2.10　砂礫採取図



図－2.11　平均河床高と河床勾配



図－2.12.1　黒部川河道のB，R，B／Rの縦断変化図



図－2.12.2　黒部川河道のu_*^2の縦断変化図

3）セグメント区分

愛本下流の13.2km～0km区間の河道は図－2.11に示したように，大きく見れば6.5kmを境に上下流の２つのsegmentから成るが，詳細に見ると次の５つに区分し得る。[9]

（１）Segment　1－1 (13.2km～12.0km)

このsegmentは愛本の狭窄部下流約1.2kmしかなく非常に短い。川幅が220ｍと狭く，単列あるいは２列の砂州が発生している。黒部川工事事務所による河床材料調査によると，このsegmentの河床材料は，上下流のsegmentの河床材料より大きく20cm程度の河床材料がＡ集団となっているが，1990年の現地調査によると，本segmentの澪筋の部分は，Ｃ集団である粒径50～80cmの巨石がアーマ化され表層を覆っている。平均年最大流量時のτ_*は20cmの粒径に対して0.05程度であり，60cmに対しては0.017程度である。大出水時でもＣ集団はほとんど動かず，これ以上河床の低下はあまり進まないと判断される。河床勾配は上下流のsegmentに比べて多少緩くなっている。

以上のことは，このsegmentが下刻化の影響を受け，川幅が狭く，河床材料が大きく，勾配が緩くなったことを示す。現常水路は以前の河床であった高水敷より２～３ｍ低い所を流下している。愛本堰の建設（昭和７年12月完成）の影響があったものと考えられる。

（２）Segment　1－2 (12.0km～6.5km)

このsegmentは川幅300～400m，1,200m^3/s時のＢ／Ｒ＝200～300程度であり４～５列の砂州が発生している。河床勾配は1/90程度で，河床材料の主モード（Ａ集団）は，上流のsegmentとほぼ同じ20cm程度であるが，粒径５～７cmのA"populationの割合が上流部より多い。澪筋の部分や表層にはＣ集団である50～60cm程度の玉石が多数存在する（昭和46年度の黒部工事事務所の調査では粒径50cm程度のものがＡ’集団となっている）。このsegmentの河床材料および種々の河道特性は，粒径50～60cmの玉石に大きく支配されているようである。

本segmentは，上流のsegmentに比べて川幅が1.5～2.0倍程度大きく，かつ川幅が急拡するため，segment１－１を通過した土砂が10～11.7kmに堆積する傾向にある。この区間は本segmentの内でも川幅が拡く，また洪水時に河床に働く掃流力も多少小さい。

（３）Segment　1－3 (6.5km～3.2km)

このsegmentの川幅は400～500ｍであり，平均年最大流量時の川幅水深比は350程度，砂州列数は６～８列ほどである。河床勾配は1/107でsegment１－２の1/90と比べて２割ほど緩くなっているが急変と言うほどのものでない。しかしながらsegment１－２に比べて平均年最大流量時のu_*^2が小さく，segment１－２に存在した粒径50cm以上の玉石はほとんど見られなくなる。粒径７～８cmの粒径集団と15～30cmの粒径集団が主となる。マトリックスとしての砂分も増加する。

（4）Segment　1－4（3.2km～1.0km）

このsegmentの勾配は1/142と緩くなり，さらに洪水時の掃流力および河床材料が小さくなる。川幅は400m程度である。

（5）Segment　1－5（1.0km～0 km）

本segmentは近年の河床掘削によって生じたものであり，若いsegmentである。海の影響を受けている区間であり，現在は河床掘削による河床低下のため，洪水時の掃流力が小さくなり砂分の割合が多くなっている。

2－6　黒部川の河道特性の経年変化と今後の動向

1）河床高の変化状況

平均河床高は2－5の検討に用いた平均年最大流量時の川幅，河積より求め，また表示年次については，黒部ダム竣工前として昭和26，36年，竣工後として昭和44，58年を用いた。この平均河床高，最深河床高の縦断形状の経年変化を図－2.13に，河床高の変化を距離標断面ごとに示したのが図－2.14である。

これによると昭和26年以降より昭和58年までの低下量は平均河床高で2～3m，最深河床高では3～4m程度であり，最深河床の変化傾向は平均河床の低下に追従的であることが読みとれる。

これは昭和38年以降河道の流下能力を増すため，河床の掘削が多量に行われたことに原因している。河口からの距離標区間別に河道変化状況を述べると次のとおりである。

- 0km付近：　平均河床，最深河床とも掘削しているので低下傾向にある。
- 1.0km～3.0km：　昭和58年頃の低下を最後に平均河床，最深河床とも安定傾向にある。
- 4.0km～13.0km：　平均河床高は安定しているものの，依然最深河床の変動が激しく，昭和58，61年の洪水時に低下傾向が見られる。
- 10.0km付近：　ここではまだ河床掘削が行われており，最深河床の低下度合いが依然大きく，平均河床も低下傾向にある。
- 12.0km～13.0km：平均河床，最深河床とも低下傾向であったが，近年は川幅が拡くなった関係で河床が上昇した。

2）川幅および川幅水深比の変化

黒部川の河道特性の変化に影響を与えた要因としては，先に述べた河床掘削の他に黒四ダムの建設がある。黒四ダムは，黒部川の洪水流量に大きく影響を与えるただ一つのダムであり，その集水面積は183.4km²で，黒部川の流域面積の3割に相当する。このダムは巨大な電力ダムであり洪水貯留効果は大きい。黒四ダムは昭和38年6月に竣工している。

黒四ダム竣工以前と以降で洪水の出現回数および平均年最大流量を愛本地点で見ると，表－2.1のごとくであり，ダム竣工を境として，小出水（500m³/s），中出水（1,200m³/s）とも減少し，平均年最大流量も4割ほど小さくなっている。この原因として降雨規模がたまたま小さくなったとも考えられるので，これをチェックするために，愛本地点洪水ピーク流量と仙人谷地点（愛本地点より上流流域のほぼ中央に位置している。）の10時間雨量の関係を調べてみると図－2.15のごとくであり，ダム竣工後は，同一規模雨量に対し，竣工前の約3割程度ピーク流量が低減している。したがって洪水流量のピークは，黒四ダムの貯留容量が無くなるほどの大洪水を除けば，今後もダム建設前の洪水ピーク流量より2割程度小さくなると推定される。

ここでは表－2.1に示すような平均年最大流量が流れる川幅を不等流計算（粗度係数nは，13.2km～7.0km間が0.04，7.0km～0km間を0.035とした）により求め，昭和26年，36年，44年，58年の川幅Bの変化の縦断図を示したのが図－2.16である。川幅は狭くなる傾向にあり，昭和58年で

は，8.6km～7.0km間および3.0kmより下流の川幅が以前に比べて７～８割程度となっている。同様に川幅水深比Ｂ／Ｈの変化を見たのが図－2.17である。Ｂ／Ｈも全体に小さくなっており，12.0km～7.0km間付近では，以前350前後であったものが250程度に減少し，7.0km付近より下流では500程度であったものが300前後に減少している。したがって多列砂州の列数も減少した。

表－2.1　流水の出現回数の比較（黒四ダム竣工前後）

	昭和26～37年	昭和38～56年
500m³/s以上	5.4回／年	2.3回／年
1,200m³/s以上	1.4回／年	0.6回／年
平均年最大流量	2,100m³/s	1,200m³/s

3）流路の平面形と砂州形状の変化

図－2.18.1～2.18.3は，昭和22年以降の砂州形態を航空写真より図化したものである。[8)]

一般に，多列砂州は川幅と水深の比が大きい場合に形成され，それが大きくなるほど配列数が多くなる。黒部川河道は，３～４列の砂州が多く形成されているが，場所によっては流量が大きい場合に水深が大きくなって複列砂州が単列的な砂州へ変形することがある。このような場合，前にあった砂州が消え去って，新たに異なる砂州が形成されるのではなく，統合，分裂という関係にある。実際はそこを流れる流量が一定していないため，あるいは河道の蛇行形状の影響等によって，複列砂州が大局的な単列砂州を同時に形成したり，ウロコ状砂州が二列砂州に見られる状態が多い。また，流路は，ほぼ直線であるが，波長５～６kmの緩い蛇行河道となっている。この蛇行は砂州の形態や平面パターンに影響を与えている。

図－2.18によると，その年度毎に砂州の位置や平水時の流路位置が変化をしており，１つ１つの砂州の移動形態を追うことができない。この原因の一つとして砂利採取による砂州の破壊もあるが，扇状地河川の砂州，とくに黒部川のように５cm以上の河床材料粒径の中に粒径集団が２集団以上もある場合，土砂の動きが粒径集団ごとに異なるため，各粒径集団が分離して移動しやすく，その移動速度が各集団ごとに異なり，砂州の形状が不明確になったり，小出水で変形されやすいことも原因している。

砂州のスケールは，航空写真からの判読によると平均的には平均年最大流量時の水深の約100倍の砂州幅となっているが，これより小さいものもある。また，Segment１－１(13.2km～12.0km)および１－２の区間(12.0km～6.5km)は，河道の平面形状が直線状でなく緩やかに蛇行しており，この蛇行形状に応じて，流水が集中し，強い水衝部が生じている。この11km右岸，９km左岸，８km右岸は，黒部七曲りと言われる上流から三つの水衝部であり，改修工事着手以来ほとんど位置が変っていない。6.6km左岸，5.4km右岸，３km左岸，２km右岸は，黒部七曲りの下流部の４つの水衝部と言われているものであるが，水路の曲りがあまり大きく無いことから水衝部の位置は，澪筋位置の経年変化を見ると上流部の水衝部と比べて固定的とは言えない。

4）今後の動向

先に述べたように，黒部川河道は，昭和38年以降に河積確保のための河床掘削を大量に行い，平均河床高で約2.0m低下した。さらに昭和44年以降は，大きな出水が1度もなかったことや黒部ダムの竣工により，同一降雨量に対して洪水ピーク流量が低下するとともに，砂防事業等の土砂流出抑制対策によって，扇状地部への流出土砂の低減をもたらした。

洪水ピーク流量の低下は，この低下量に比例して川幅を減少させることになる（低水路の川幅は，同一河床材料ならQ，I_bにほぼ比例する。ここにQは平均年最大流量，I_bは河床勾配）。川幅が狭くなると，多列砂州の列数が少なくなって砂州規模が大きくなり，さらに局所洗掘深も大きくなる。さらに扇状地への流入土砂が減少すると河床材料のアーマ化が進み，そのために河床材料の移動が不活発となって，砂州が移動しなくなり，砂州の高い部分の高水敷化や澪筋の固定化が進むことになる。このアーマ化による澪筋の固定化は，澪部の水深を大きくさせる。

愛本地点への供給土砂の今後の動向は，粒径40～80cmの大粒径集団が愛本堰上流の拡幅部でほとんど止まってしまうので，今後供給はほとんどないものと思われる。粒径20cm付近の集団は宇奈月ダム地点と愛本地点間からかなり長い期間供給されるが，これ以下の集団は，この間から抜け出し，愛本にしばらくは供給されるが，そのうち急減するものと思われる。このようなことから河床変化は，Segment 1－1（13.2km～12.0km）では，あまり変化はないと判断され，Segment 1－2（12.0km～6.5km）の区間は，当面はあまり変化ないが，遠い将来は，河床のアーマ化と共に，多少の河床低下と川幅の減少となろう。Segment 1－3（6.5km～3.2km）は，4～6cm集団が上流から補給されなくなると（いつであるか予測がつかない）20cm集団の河床材料が澪筋に集中し，アーマ化が進行しよう。Segment 1－5では，砂分の補給がなくなるため，海浜の後退のおそれがある。

2－7　大出水（昭和44年）による河道の変化

昭和44年8月の梅雨前線による出水は，8月11日に愛本地点でピーク流量約5,660m³/sの既往最大に達した。この洪水において黒四ダムでは貯水面下に約650万m³，貯水池近くの支川出口付近に約560万m³，計1,210万m³と実に計画堆積量5,000万m³の約1/4に相当する堆積があった。これより下流の祖母谷第1号堰堤でも28万m³，小黒部谷，不帰谷，猫又谷，黒薙等でもかなりの量にのぼる堆積があり，著しい河床変動が生じた。

図－2.19は宇奈月より下流の土砂堆積分布図である。音沢狭窄部および愛本狭窄部上流河道は，狭窄部による堰上げと川幅が拡いことからかなりの堆積があった。愛本狭窄部より下流河道では約70万m³の堆積があった。愛本狭窄部下流河道のsegment 1－1は，河道幅が狭く掃流力も大きいことから，この洪水では河床が低下している。Segment 1－2の区間は，河道幅が上流のsegmentよりかなり拡くなるため，上流からの流出土砂が堆積している。Segment 1－3は，4.0km～6.0km間の左岸側に高水敷化した大きな砂州が形成されていて，実質的に川幅が狭くなっていた。この砂州の影響によって，流れが右岸側に向けられ，河床が低下すると同時に河岸侵食が生じ，6.0km地点右

岸の堤防決壊の原因となった考えられる。4.0km～6.0kmの左岸側に砂州が発達した要因としては，先の図－2.18.1，2.18.2に示したように，上流の7.0km～8.0km左岸の堤防延長が考えられる。これによって従来6.0km～7.0kmの右岸沿いに大きく発達していた砂州が侵食されて水衝部が変化し，これとともに4.0km～6.0km左岸沿いに砂州が発達したものと考えられる。図－2.18.2の昭和44年11月13日の砂州形状図は，８月11日の大洪水を経験した直後のものである。これによると5.0km～6.0km付近右岸に洪水主流部が沿い，その後3.0km～4.0km付近の左岸側に向かう。そして再び1.0km～2.0km右岸へ展開していくのであるが，河道の大きな右カーブの影響を受けて図のように左岸から右岸に向かう前縁線が３本平行する形になっている。

Segment１－４，１－５は，河床勾配が緩くなって，掃流力も低下するため，かなり大量に土砂が堆積した。

２－８ 河岸の侵食と深掘れ

１）水衝部位置の変化

図－2.20は，昭和９年以降の黒部川における堤防，護岸等の被災位置を示したものである。図から災害の発生箇所は，右岸に比べ左岸に多いことが分かる。とくに７km～５km間の左岸，13km～９km間および6.4km～５km間の右岸が被災件数が多い。先の図－2.18の河道の平面形状と被災位置を対比すると，黒部川の被災事例は黒部七曲りといわれる水衝部に多く，逆に6.6km～13km間右岸で過去に水衝部となったことのない箇所では被災事例のないことが分かる。

これをより良く示すために横断図，平面図をもとに澪筋位置を平面的に図示し，これと被災箇所，被災種別を示したものが図－2.21である。ここで澪筋位置は，河床最深部を結んだものと定義し，水衝部位置（最深河床部）は河道中央部を０，右岸を＋0.5，左岸を－0.5とする無次元数（河道中央からの距離を川幅で除して無次元化したもの）で表している。経年的に見ると，澪筋の変化が著しいが，昭和45年以降は，河道中央部の河床掘削が大量に行われたことにより，澪筋が河道中央に寄ってきている。また昭和40年以降の被災箇所を見ると，澪筋が河岸に寄る箇所，すなわち大局的な蛇行特性と一致している。高水時の水衝部はほぼ固定しているとみなすことができよう。

２）河岸侵食位置と侵食量，侵食形態

黒部川のような急流扇状地河川の河岸侵食の形状は，その河岸物質が河床材料と同じ粒度物質からなっているため，河岸前面の洗掘，砂州の形成を伴いながら流水による掃流力によって侵食されるタイプ（受食型）である。

図－2.22は，昭和53年６月洪水（$Q_p=1,370 m^3/s$）による高水敷（寄り州）の侵食状況について，昭和52年と53年の洪水前後の航空写真より把握したものである。この洪水は，$1,000 m^3/s$以上の継続時間が19時間にも達し，急流河川としては継続時間の長い出水である。図－2.22より，各侵食箇所の侵食幅の度数分布を求めたのが図－2.23である。これより平均侵食幅は約55m，

最大侵食幅が約85mとなる。いっぽう，0.2kmピッチの横断図より，同様に侵食幅の度数分布を求めたのが図－2.24である。[10] これにより平均侵食幅が約37m，最大侵食幅約65mと航空写真より求めたものより小さな値となっている。これは横断測量断面が0.2kmであるための差異と考えられる。表－2.2は，昭和44年の大出水以降の主要な出水に生じた河岸侵食幅を横断図より求め，その最大量を示したものである。一洪水による最大侵食幅は，出水規模に係わらず70～85m程度であることが分かる。さらに侵食の発生位置は，水衝部および寄り州に主流が接近する箇所であり，場所的にはほぼ固定している。

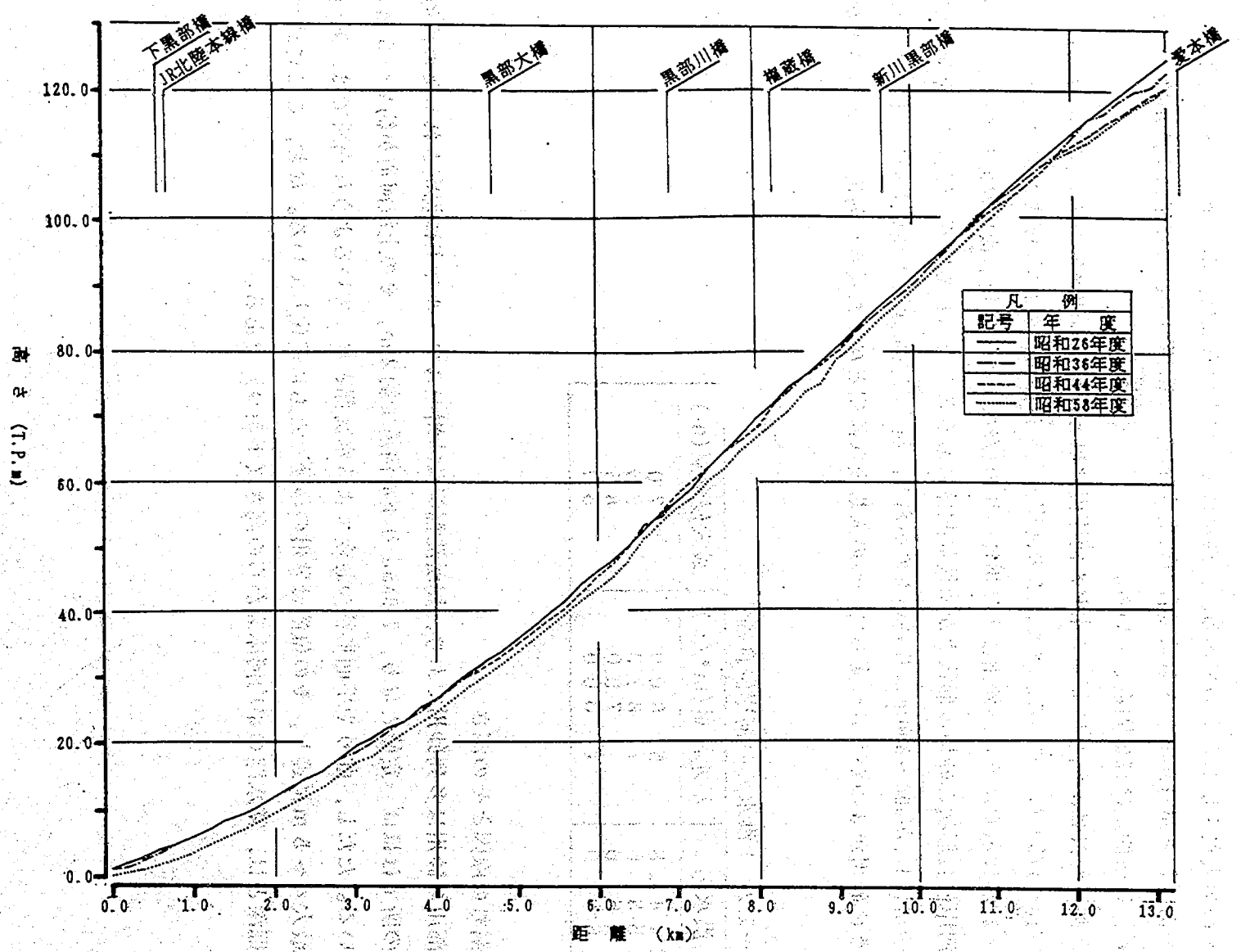
次に図－2.25は，洪水によって生じた河岸侵食幅と侵食長の関係である。河岸侵食幅は，侵食長の1/10～1/5となっている。また，この河岸侵食長は砂州長の2/3程度また侵食幅と侵食長の比は図－2.26に示すように，砂州幅と砂州長の比の1/2であり，砂州形状に対応している。このことは河岸侵食形状と砂州の形状とが密接な関係にあることを示している。侵食は，黒部川で見られる砂州長L_sが600～800mより長いものがある。航空写真によると長いものは，図－2.27に示すように砂州が3つから5つ集って一つの大規模な砂州となった長さに対応した侵食長となっている。

表－2.2　1洪水での河岸侵食幅[3]

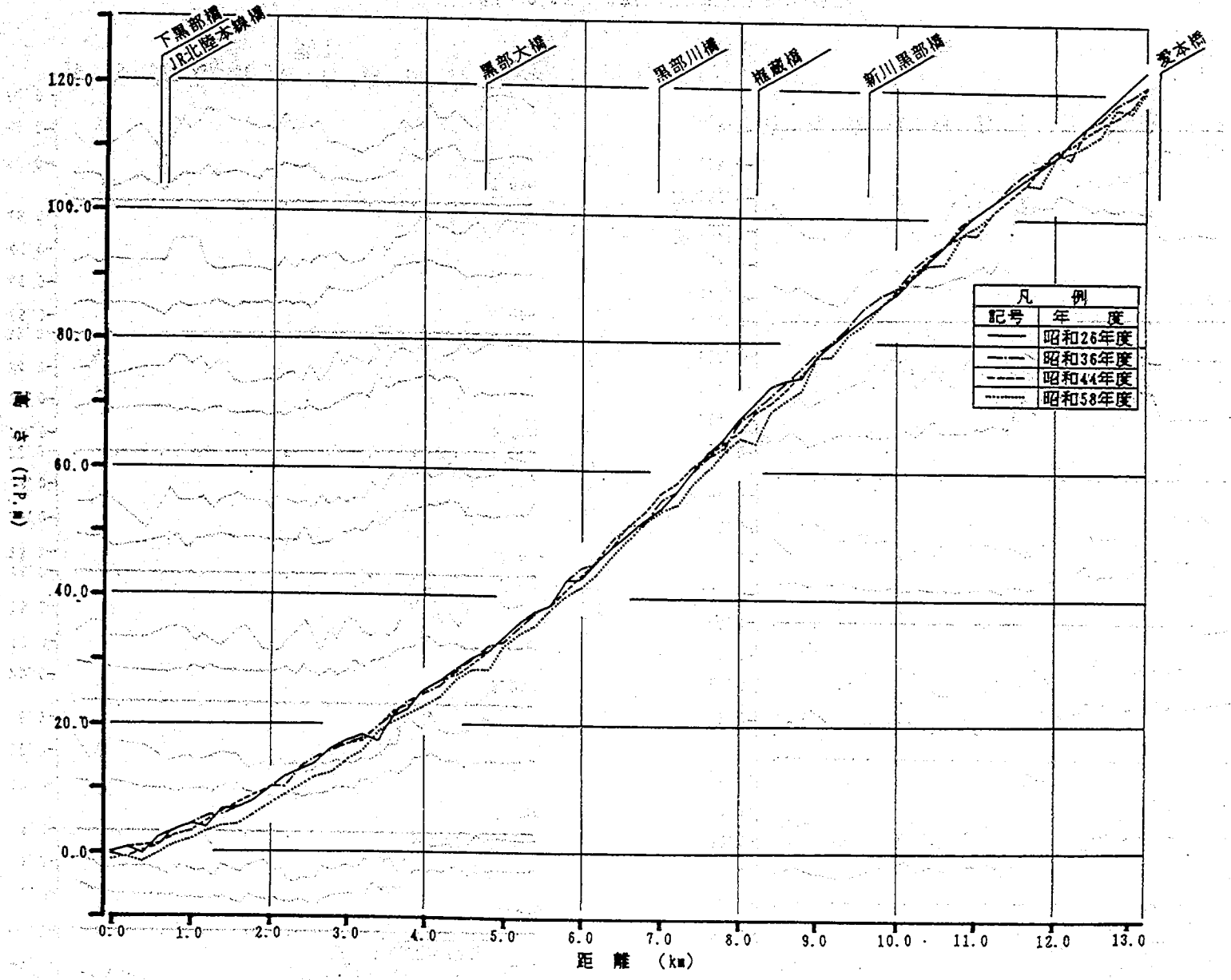
洪水名	洪水流量(m^3/s)	最大侵食幅(m)
S44. 8	5，600	70
53. 6	1，370	65
56. 6	790	85
58. 9	1，000	50

3）深掘れの原因とその深さ

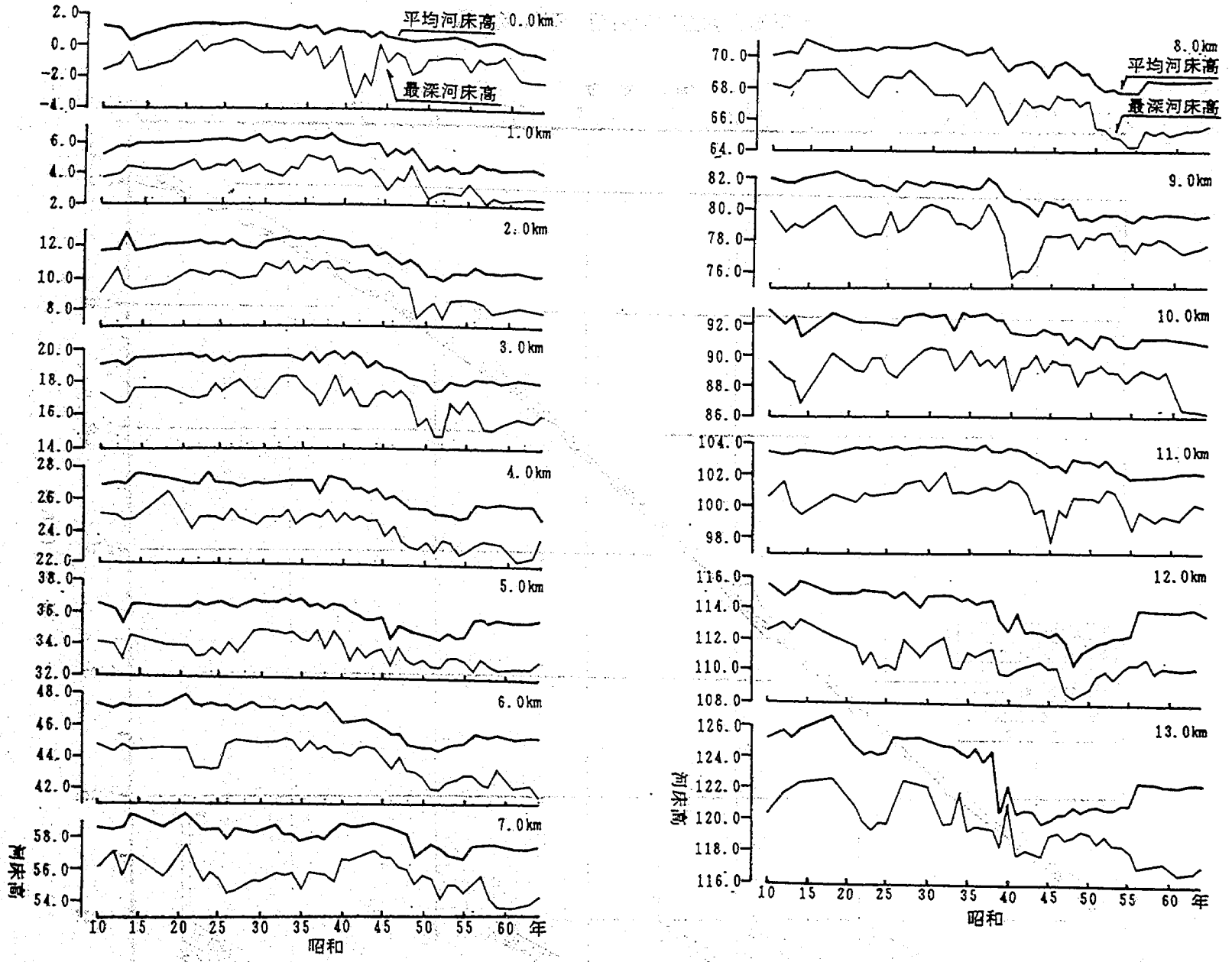
黒部川の砂州は多列砂州であり，局所洗掘深は砂州のスケールで主に規定されるため河道が直線状の所ではほぼ一定値となり，7.0kmより下流河道で約2m，その上流河道が約2～3mとなっている。ただし，曲りや平面形状の急変による水衝部となっているような場所では，局所洗掘深が最大4～5mに達し，その位置は砂州の移動とともに変化している。なお，ここに述べる局所洗掘深とは，常水路の平均河床高からの高さ（下がり）である。



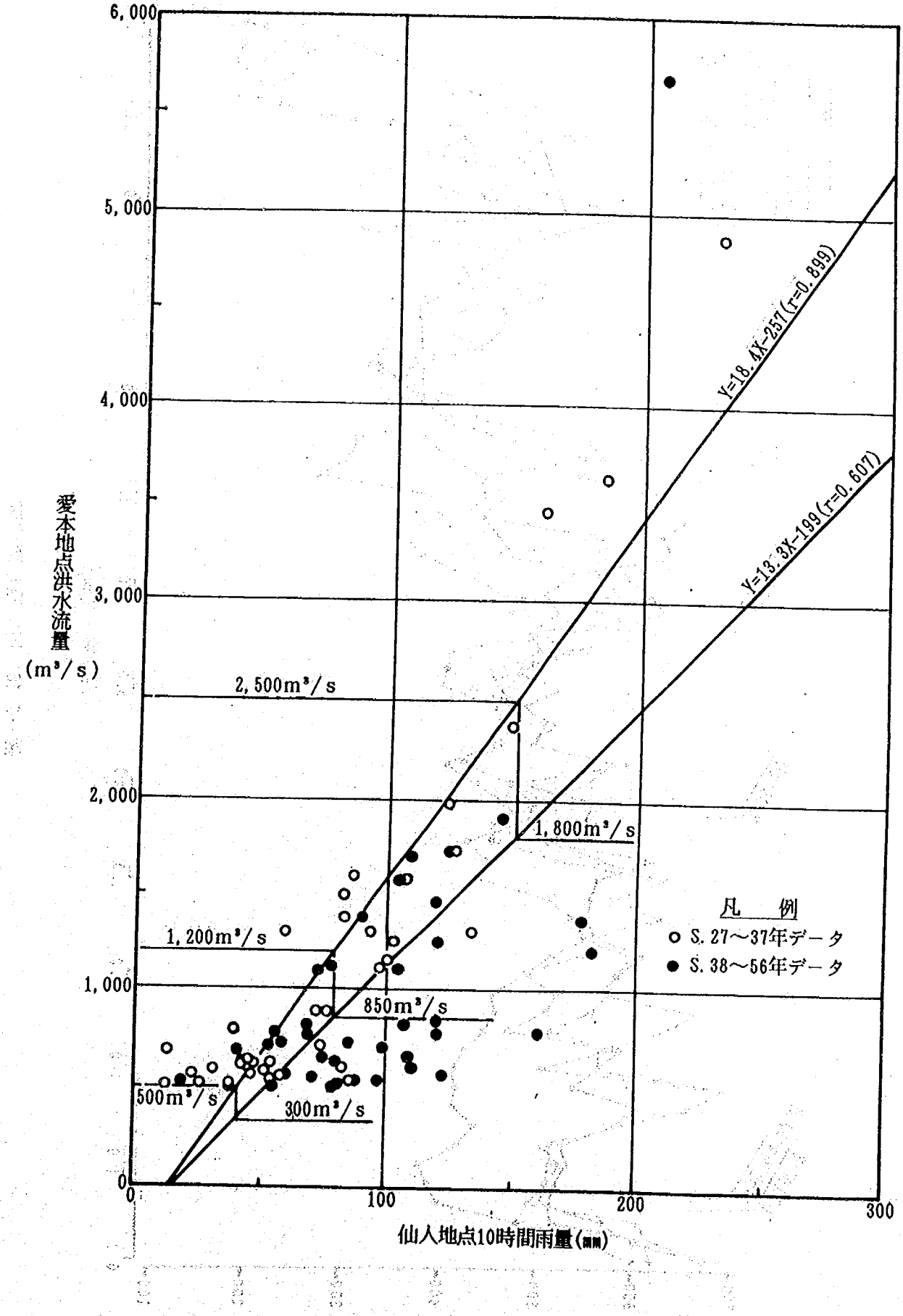
図－2.13.1　平均河床高経年変化図



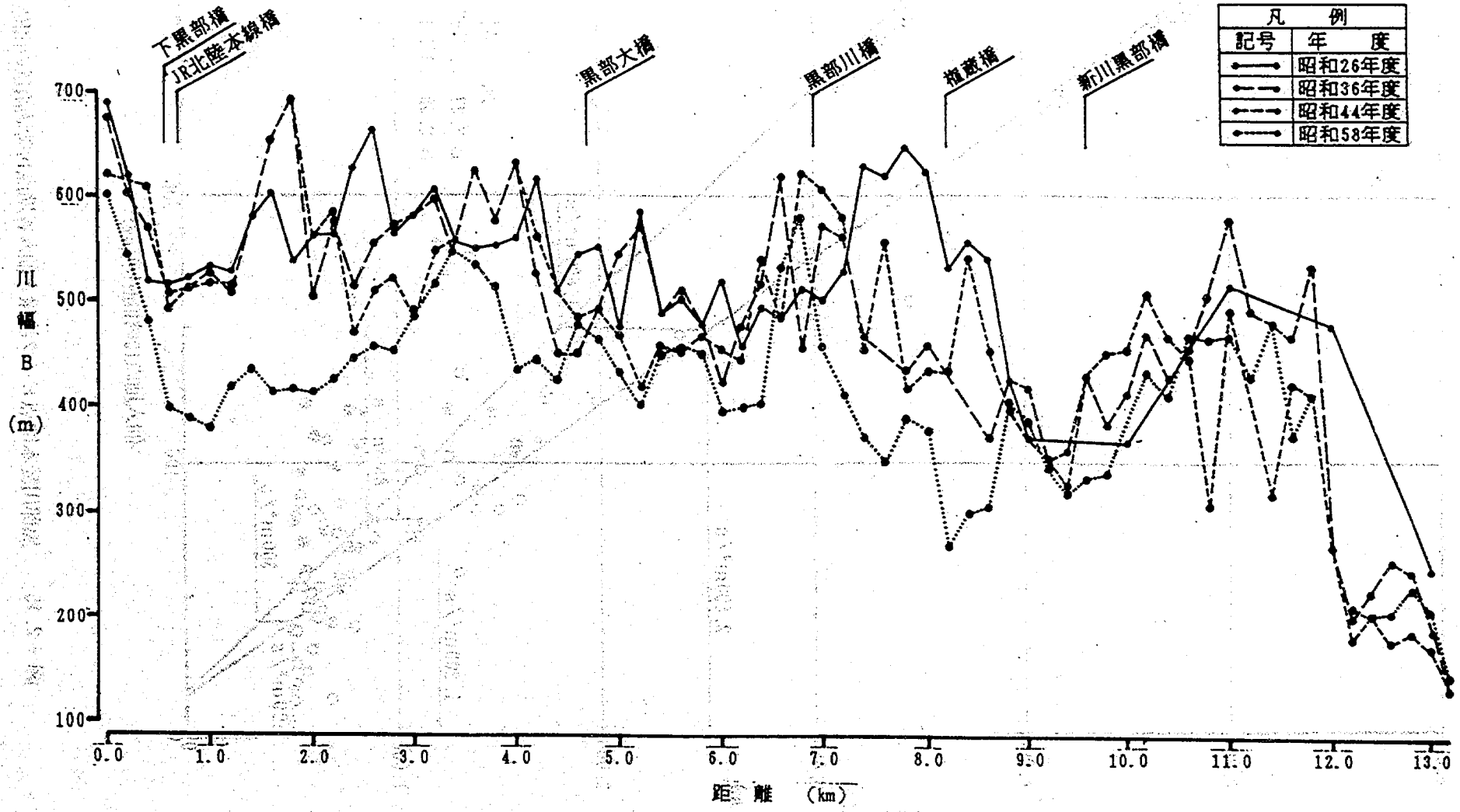
図－2.13.2　最深河床高経年変化図



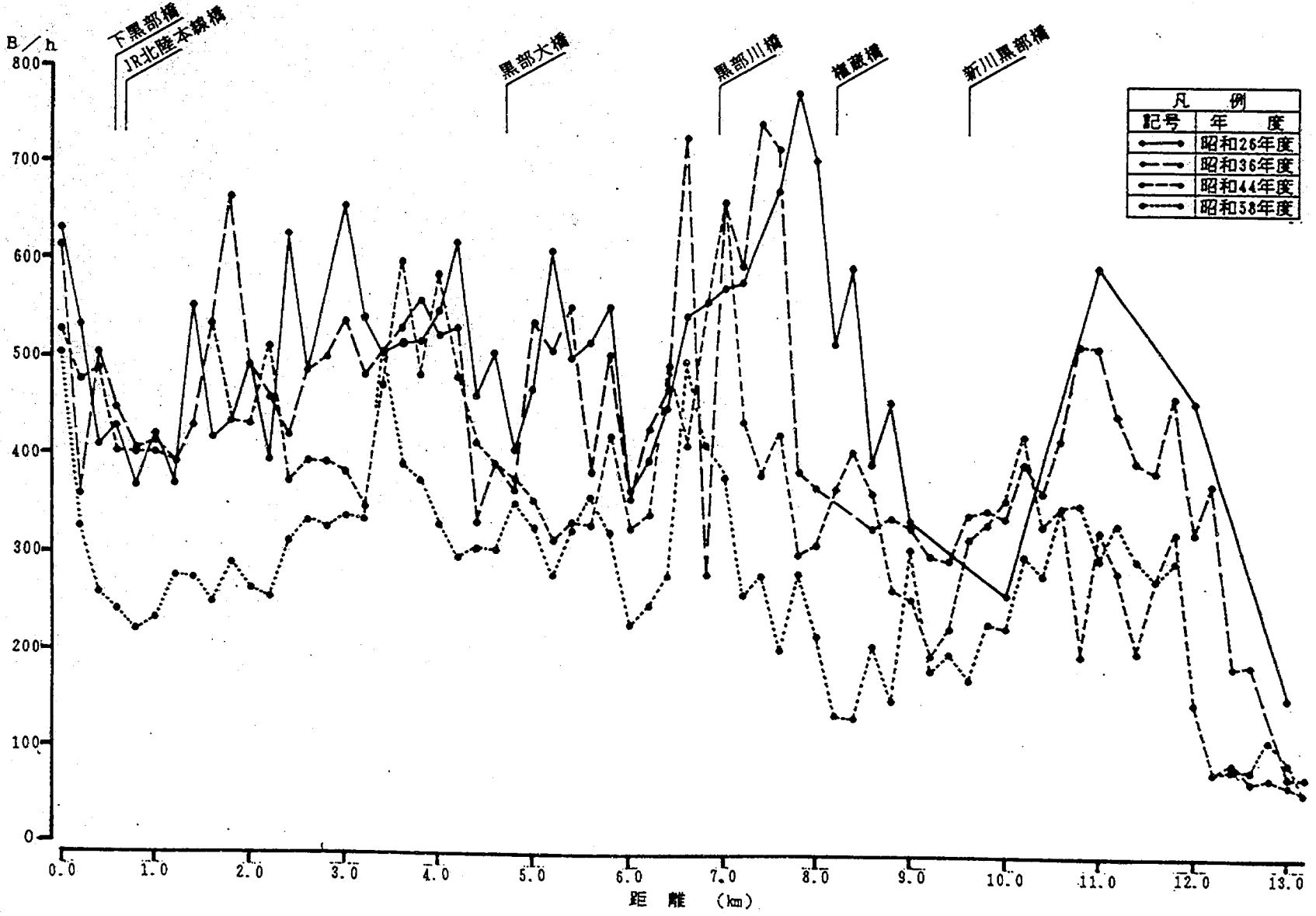
図－2.14　黒部川河床高経年変化図



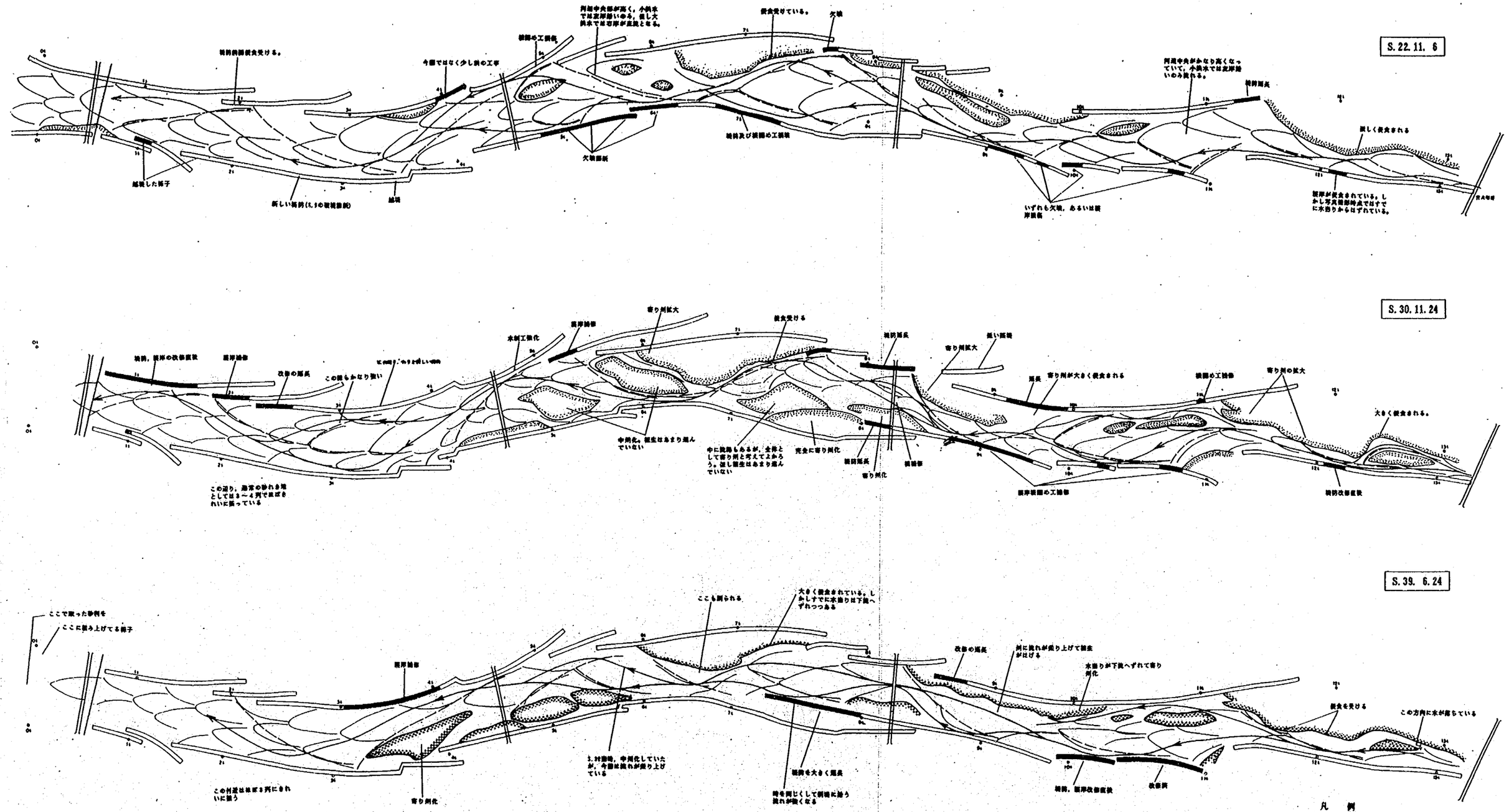
図－2.15　黒部川愛本地点ピーク流量と仙人谷地点10時間雨量の関係



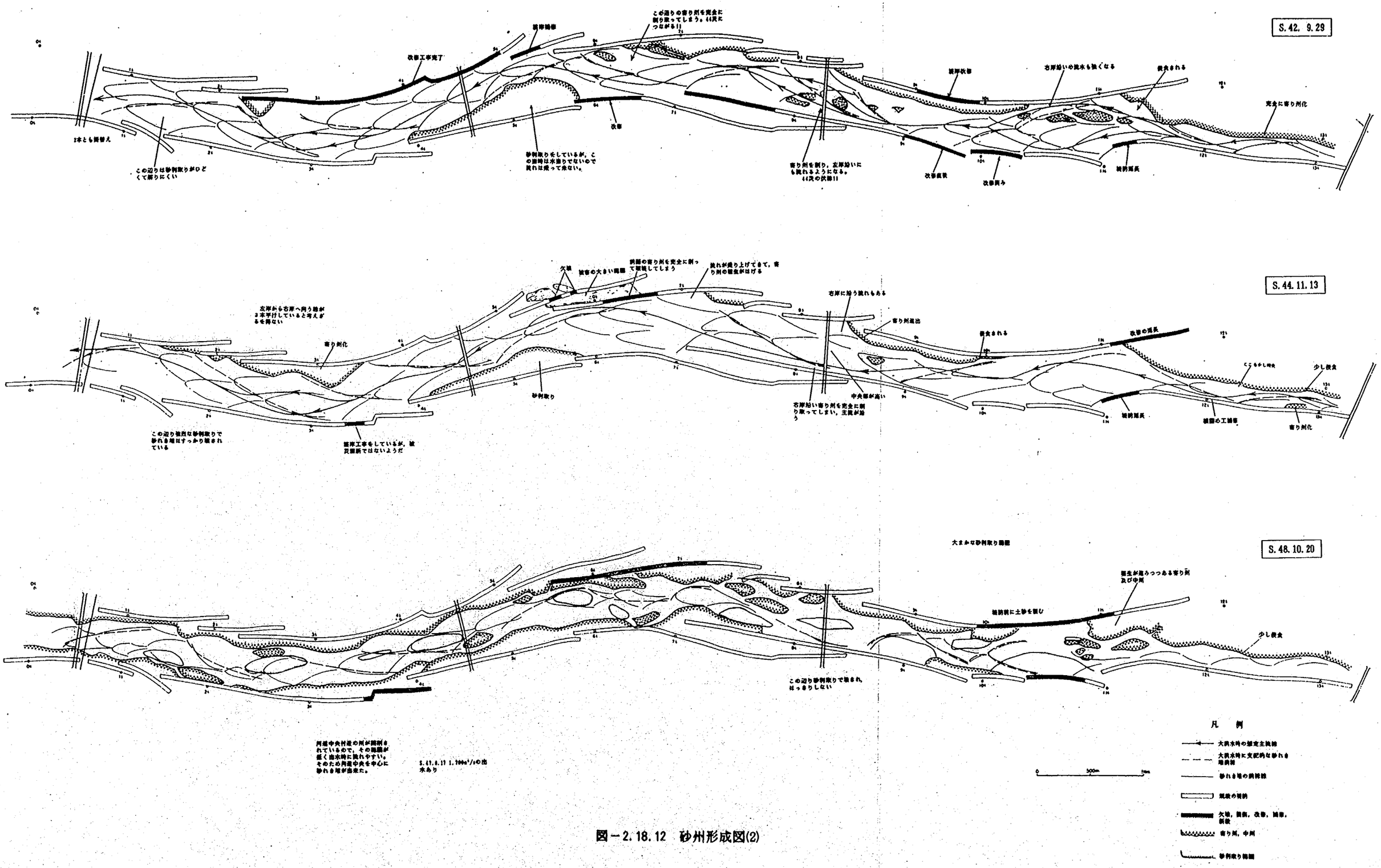
図－2.16　川幅経年変化図



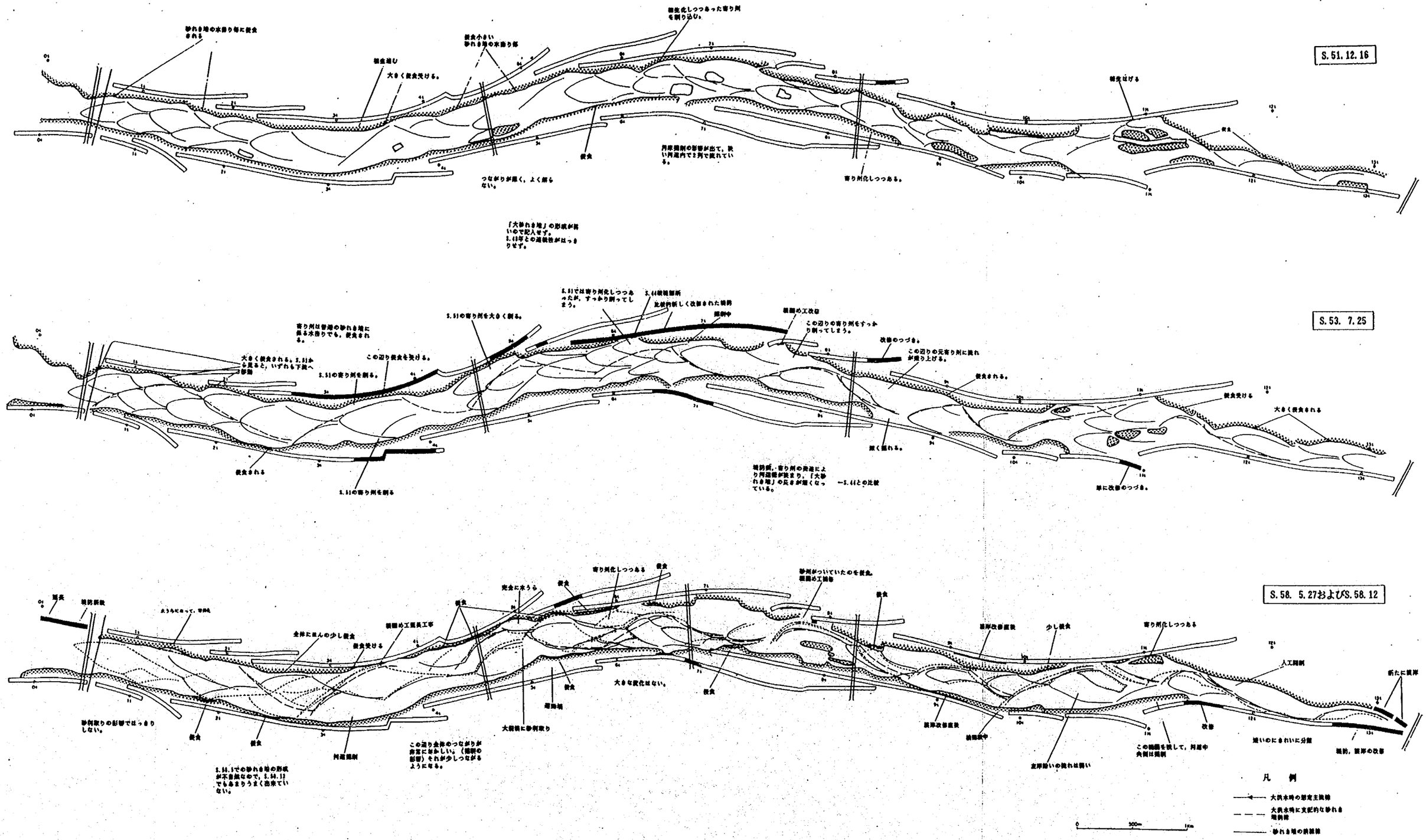
図－2.17　B／h経年変化図

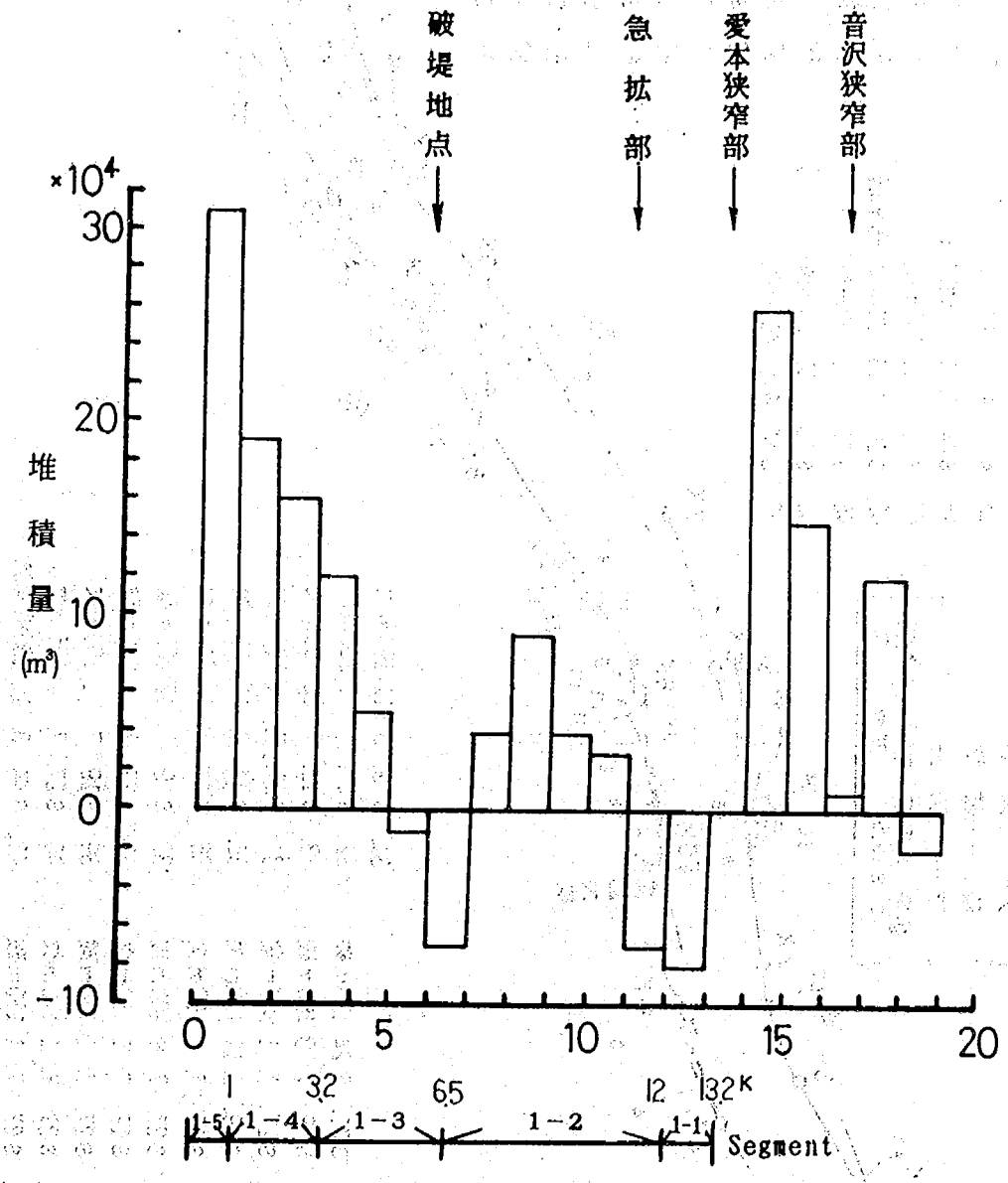


図－2.18.1　砂州形成図(1)

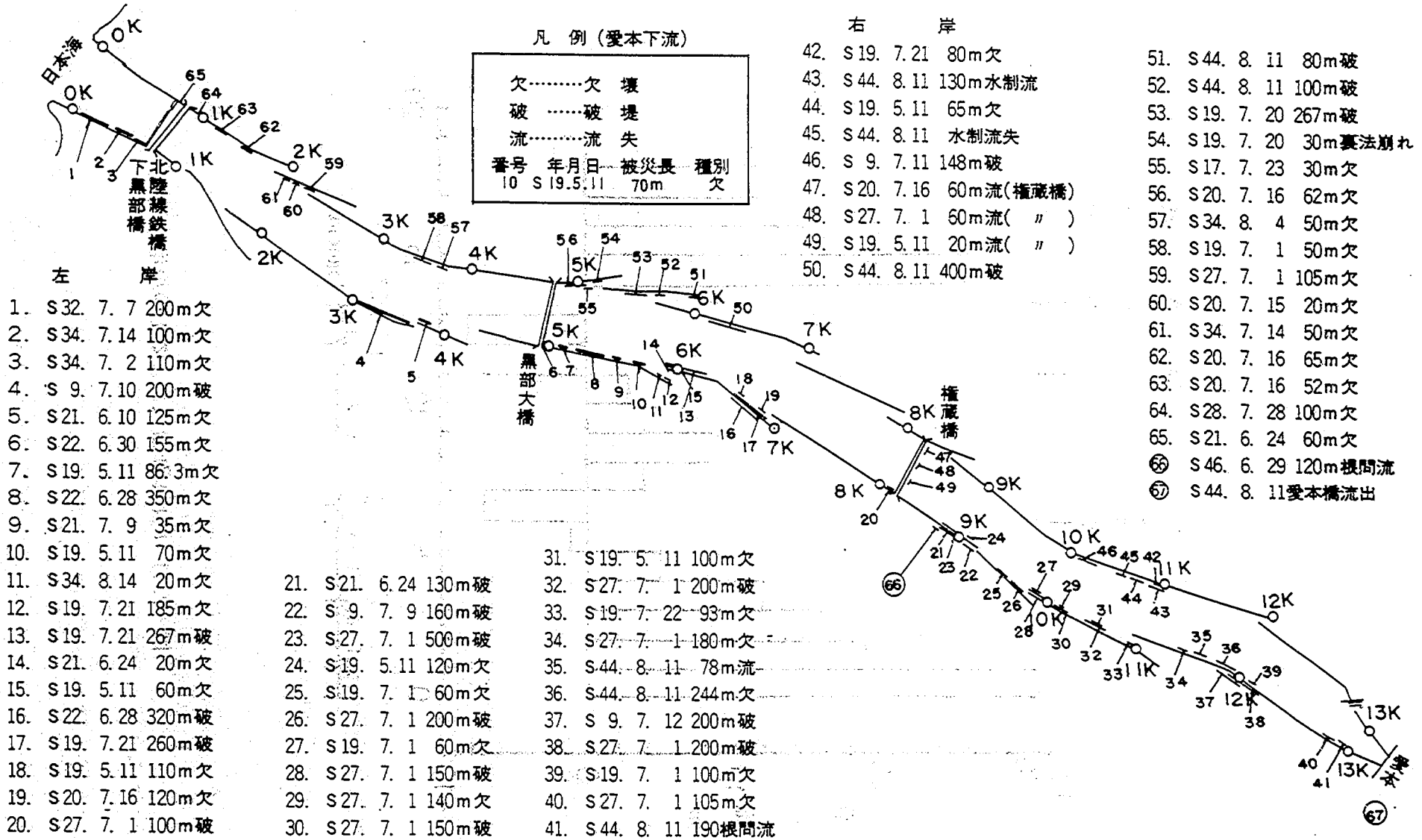


図－2.18.12　砂州形成図(2)

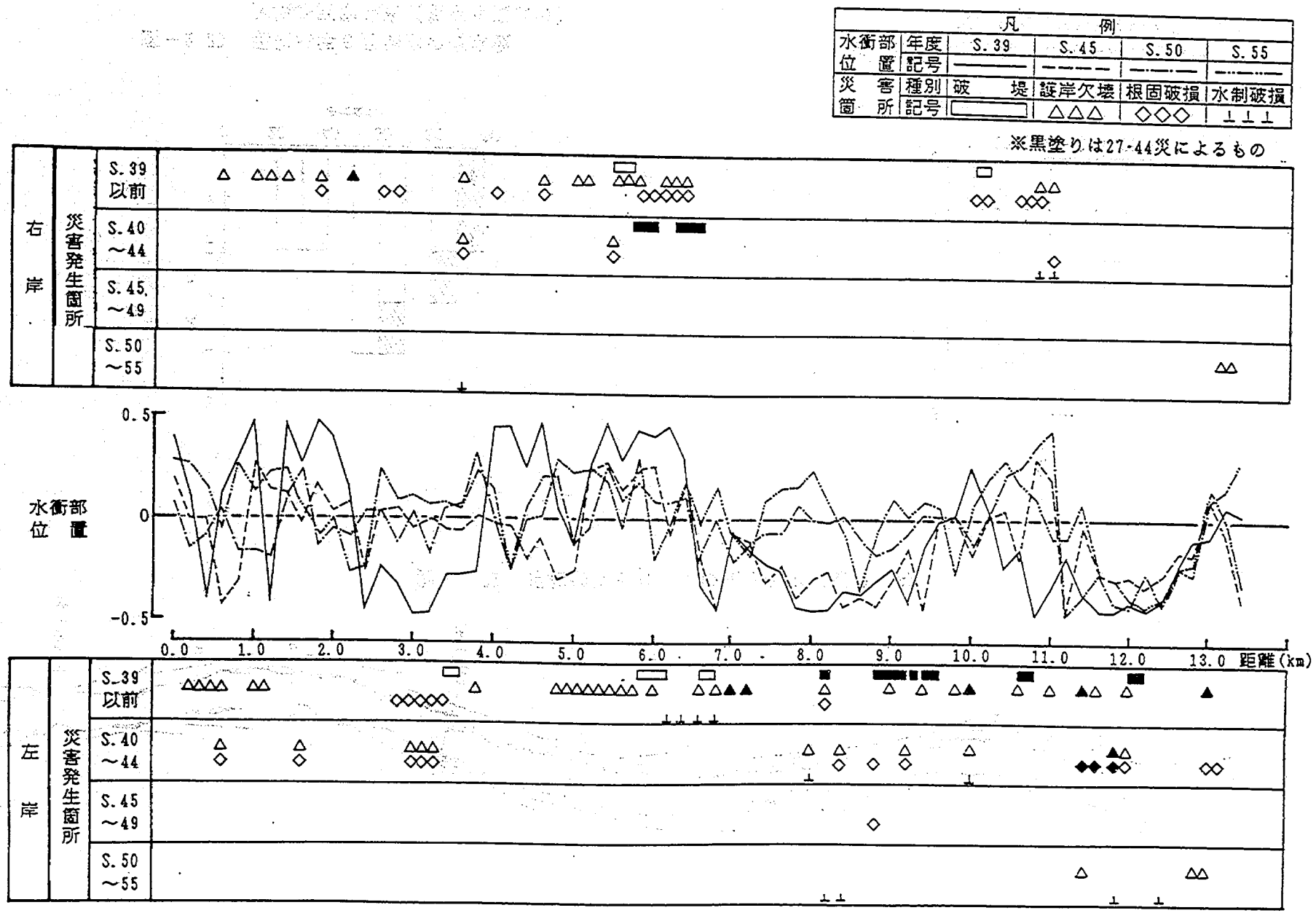

S.51.12.16
砂れき地の水際り毎に侵食される
植生進む
大きく侵食受ける。
侵食小さい砂れき地の水際り部
植生化しつつある寄り洲を削り込む。
侵食
つながりが悪く，よく解らない。
洲尻捕捉の影響が出て，狭い河道内で2列で流れている。
寄り洲化しつつある。
植生はげる
侵食
「大砂れき地」の形成が例いので記入せず。
S.41年との連続性がはっきりせず。
S.51では寄り洲化しつつあったが，すっきり削ってしまう。
S.44破堤箇所
比較的新しく改修された堤防
護岸中
護岸め工改修
この辺りの寄り洲をすっかり削ってしまう。
改修のつづき。
この辺りの元寄り洲に流れが乗り上げる。
侵食される。
S.53. 7.25
寄り洲は普通の砂れき地に於る水際りでも，侵食される。
S.51の寄り洲を大きく削る。
大きく侵食される。S.51から見ると，いずれも下流へ移動
この辺り侵食を受ける。
S.51の寄り洲を削る。
侵食される
S.51の寄り洲を削る
侵食受ける
大きく侵食される
単に改修のつづき。
境防新設
えうろにまって，中洲化
全体にほんの少し侵食
護岸め工延長工事
侵食受ける
侵食
完全にえうる
寄り洲化しつつある
侵食
砂州がついていたのを侵食。
護岸め工施工
侵食
侵食
侵食
侵食
侵食
大きな変化はない。
護岸改修直後
少し侵食
寄り洲化しつつある
人工開削
新たに護岸
護岸改修中
改修
この箇所を境して，河道中央側は開削
旧護岸
砂利取りの影響ではっきりしない。
S.44.5での砂れき地の形成が不自然なので，S.44.12でもあまりうまく出来ていない。
河道開削
この辺り全体のつながりが非常に悪かしい。（捕捉の影響）それが少しつながるようになる。
大規模に砂利取り
堤防新設
寄り洲化しつつある
侵食
侵食
侵食
侵食
侵食



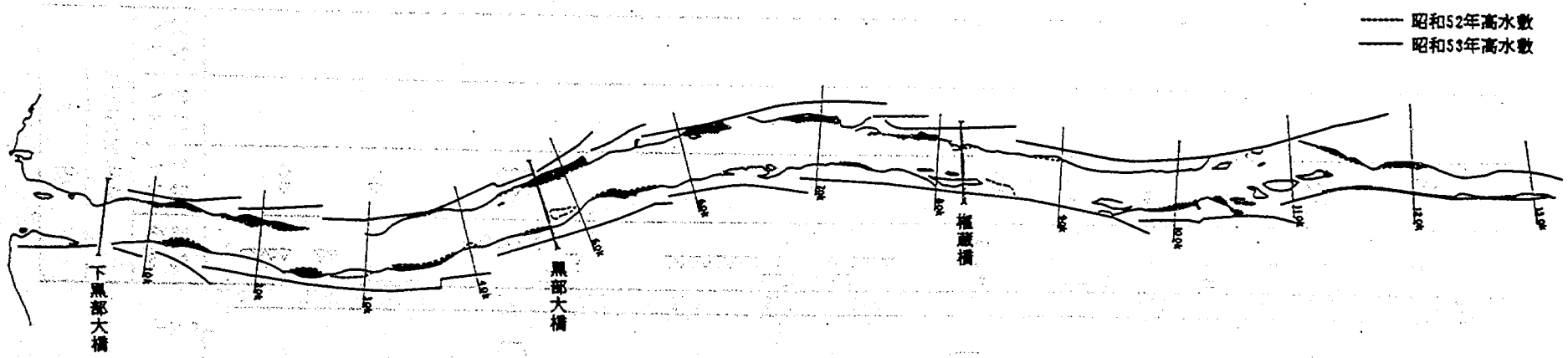
図－2.19 昭和44年洪水による土砂の堆積状況



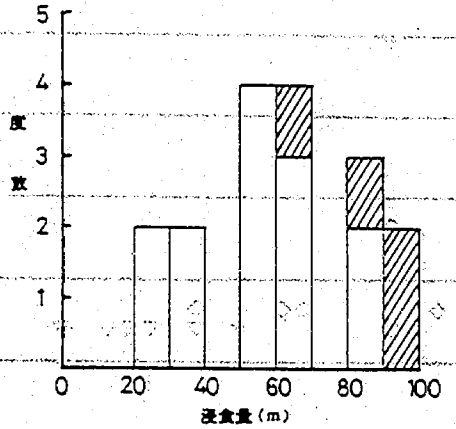
図－2.20 黒部川堤防，護岸等の被災位置



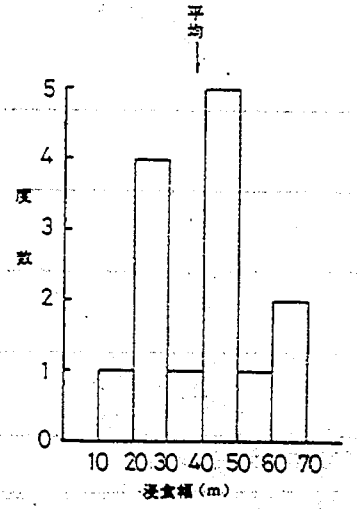
図－2.21　水衝部－災害箇所図



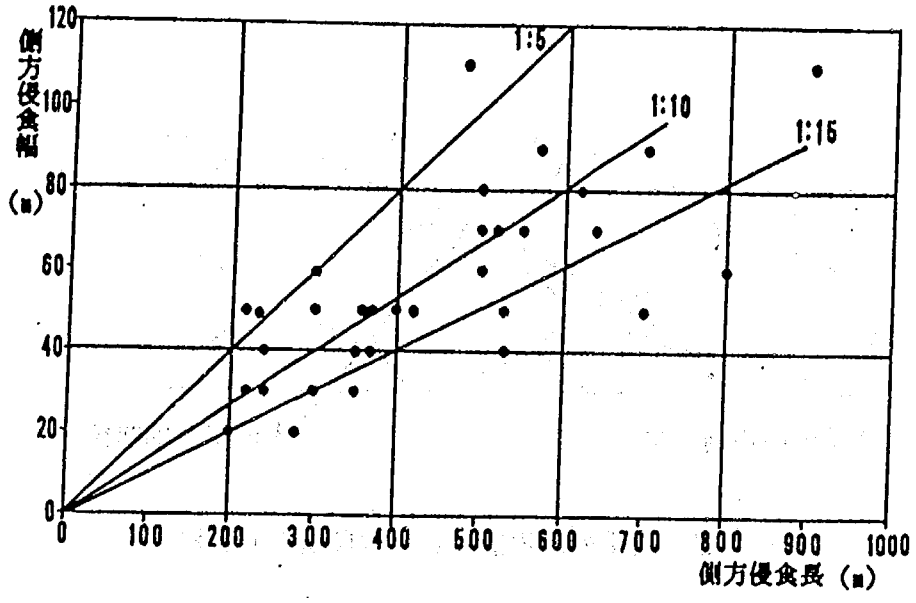
図－2.22　昭和53年６月洪水の高水敷欠壊部分布図



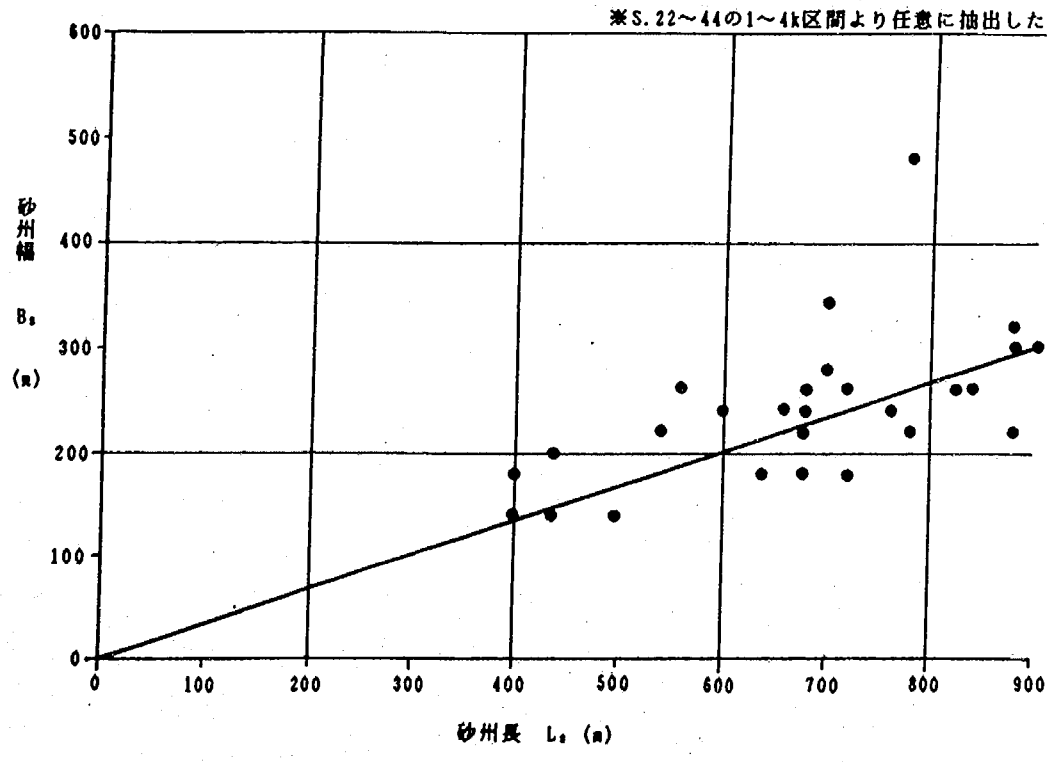
図－2.23　昭和53年６月洪水の高水敷
欠壊幅度数分布（航空写真より）



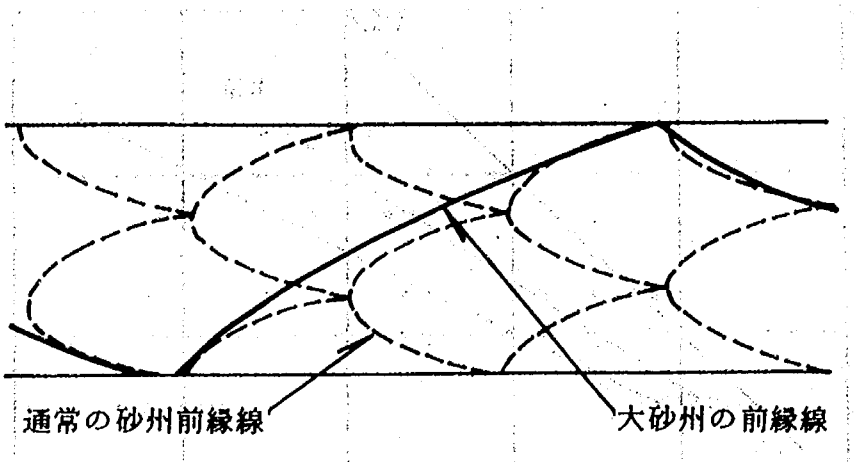
図－2.24　昭和53年６月洪水の高水敷
欠壊幅度数分布（横断図より）



図－2.25　側方侵食長と侵食幅の関係（事務所資料の修正）



図－2.26　砂州幅と砂州長の関係（事務所資料の修正）



図－2.27　通常の砂州前縁線と大砂州の前縁線

2－9　高水敷の特徴

1）植生，河床材料

黒部川の高水敷部（寄り州）は，出水頻度の減少とともに冠水頻度も激減し，写真－2.1に示すように，河岸沿いに植生がかなり繁茂してきている。とくに10.5km～7.0km間付近の右岸側，11.0km～6.0km間左岸側，5.0km付近から下流の左右岸堤脚沿いに多く生い茂っている。これらの植生は，高水敷化されつつある所でグミの木や草が生え，河岸沿いや巨大水制周辺の高水敷化した部分にはグミの木のほかに柳やニセアカシアの木が茂っている。これらの植物の特徴は次のようである。[11)]

・アキグミ（別名アワグミ，ヤマグミ，カワラグミ，マメグミ）

山野・河原などにはえる落葉低木。葉は，互生，長楕円形で長さ４～７cm，幅１～2.5cm，下面は銀白色の星状りん片に覆われる。新しい葉のわきに短い小枝を出し，数個の花が散形状に付く。果実は球形～広楕円形でかたまって付き，10月～11月に赤色に熟す。実は食べられる。高さ：２～３m。花期：４～５月。分布：北海道（西南部）・本州・四国・九州。

・カワヤナギ（別名ネコヤナギ，エノコロヤナギ）

山の渓流の近くや平野の河川のあたりに生え，時には人家にも植えられる落葉低木でたいていは叢生し，高さは0.5～２mほどである。枝は多くて，新葉は始め絹毛がる。葉は互生して葉柄があり，長楕円形又は皮針状長楕円形で先端は短鋭尖形，基部はくさび形で，ふちには細かいきょ歯があり，支脈が多く，初めは両面に絹毛があるが，のち上面は無毛となり，下面は灰色で毛が残っている。葉柄は半月形である。雌雄異株。早春，葉よりも早く無柄の尾状花穂を上向きに出し，白絹毛を密生する。果穂は多少のさく果を密につけ，一方にかたむき。さく果は絹毛を密生し熟すと２裂して白い綿によって細かい種子を飛び散らす。

・ニセアカシア（別名アカシア，イヌアカシア）

落葉高木。葉のつけ根に１対のとげがある。葉は互生し，奇数羽状複葉で，小葉は９～19枚，卵形～長楕円形，質はやや薄く，全縁または上部に細きょ歯がある。５～６月に葉のわきから総状花序を出し，白色のちょう形花が垂れ下がって開く。かおりがある。北アメリカ原産，蜜源植物として利用される。緑化用，治山用に植えられる。

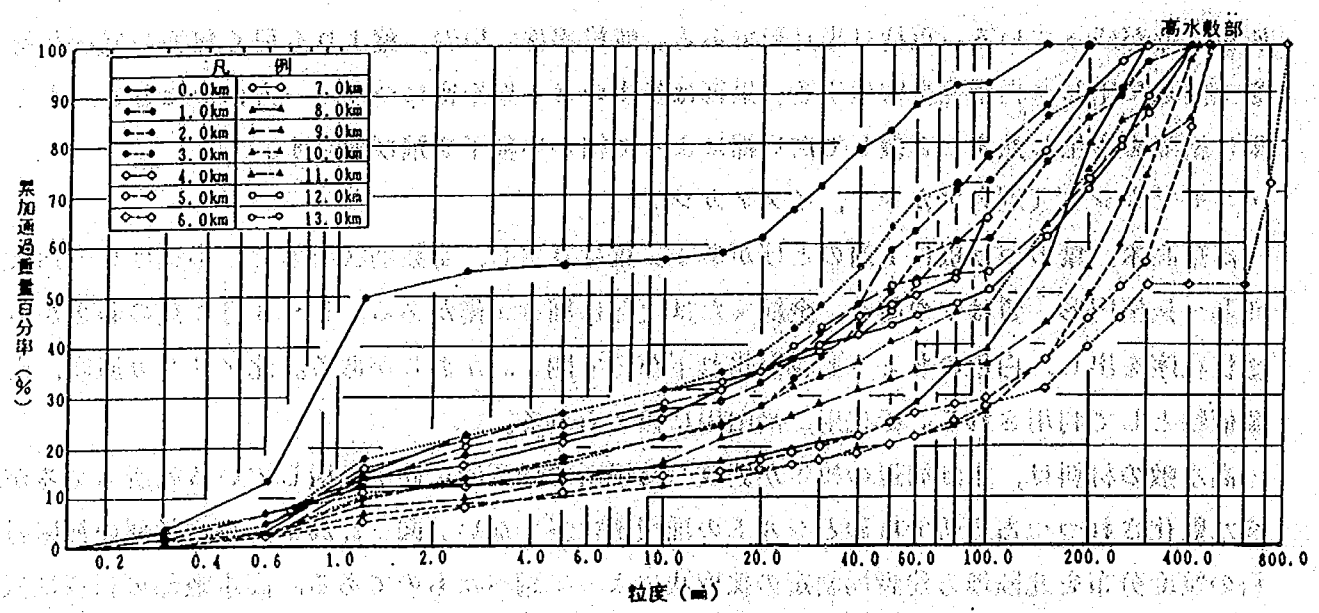
高水敷の材料は，水制周辺の植生が繁茂した場所で局所的に砂が堆積している箇所もあるが，高水敷化されつつある所では砂とシルトの堆積量は多くない。図－2.28は，高水敷部の河床材料の粒度分布を北陸地方建設局制定の採取法によって調べたものである。高水敷部の材料は低水路部とほとんど同じである。

2）河岸の形状

高水敷（寄り州）の河岸形状について，ここでは河岸侵食面に重点をおいた著者らの1990年６月の調査結果について以下に述べる。調査した河岸侵食位置は，左岸側が12.8km，10.6km，9.6kmおよび8.0km付近の４箇所，右岸側が12.6km，7.6km，6.6km，5.2km，2.4km，1.1km付近の６箇



写真－2.1　8.9km付近左岸の水制と高水敷上の植生の繁茂状況

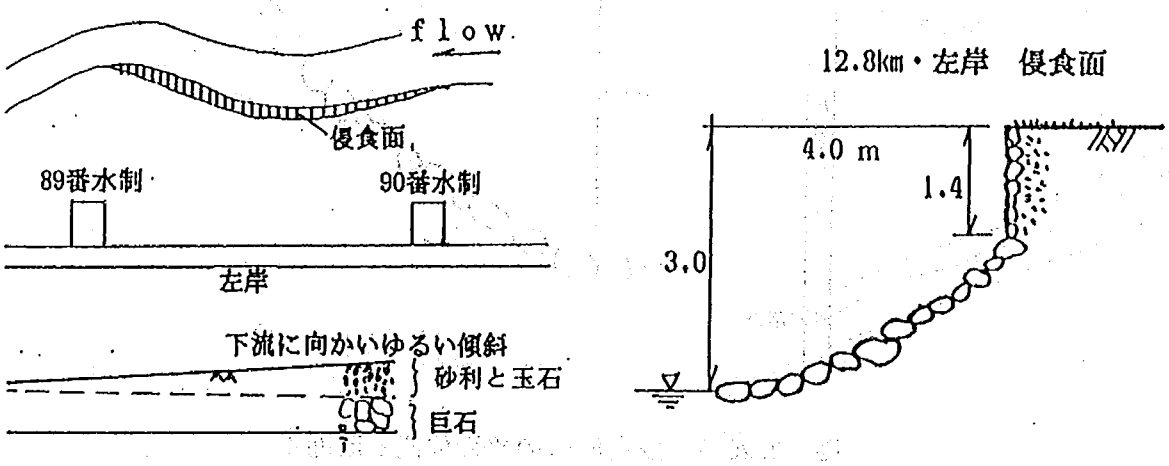


図－2.28　粒度曲線比較図（昭和57年調査資料）

所である。

・12.8km付近左岸側

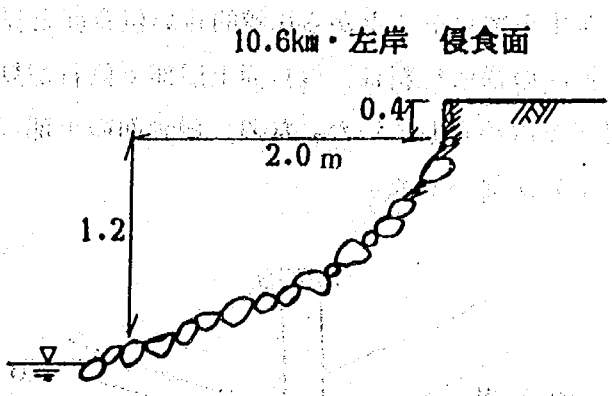
この地点は，写真－2.2，図－2.29.1のスケッチ図に示すように約12.6km～12.8km間付近左岸側の水制前面に発達した砂州が侵食されたものである。侵食面の高さは，約3.0mで上層部がほぼ垂直（約1.4m）となっている。河床材料は，上層部がBおよびA集団の砂利と玉石で構成されており，それより下ではC集団の粒径約300～500mmの巨石で占められ，水際までの斜面の角度は約22°である。



図－2.29.1　侵食箇所の平面および断面形

・10.6km付近左岸側

この地点は，約10.6kmの左岸の澪筋沿いに形成されていた侵食面である。図－2.29.2に示すように，侵食面上部は，玉石と砂利のかみ合わせで約0.4mが直になっており，その下の斜面の角度は約31°となっている。下層部は粒径の小さな材料が流送されてC集団の巨石で占められており，粒径500～1,000mmのものも見られた。

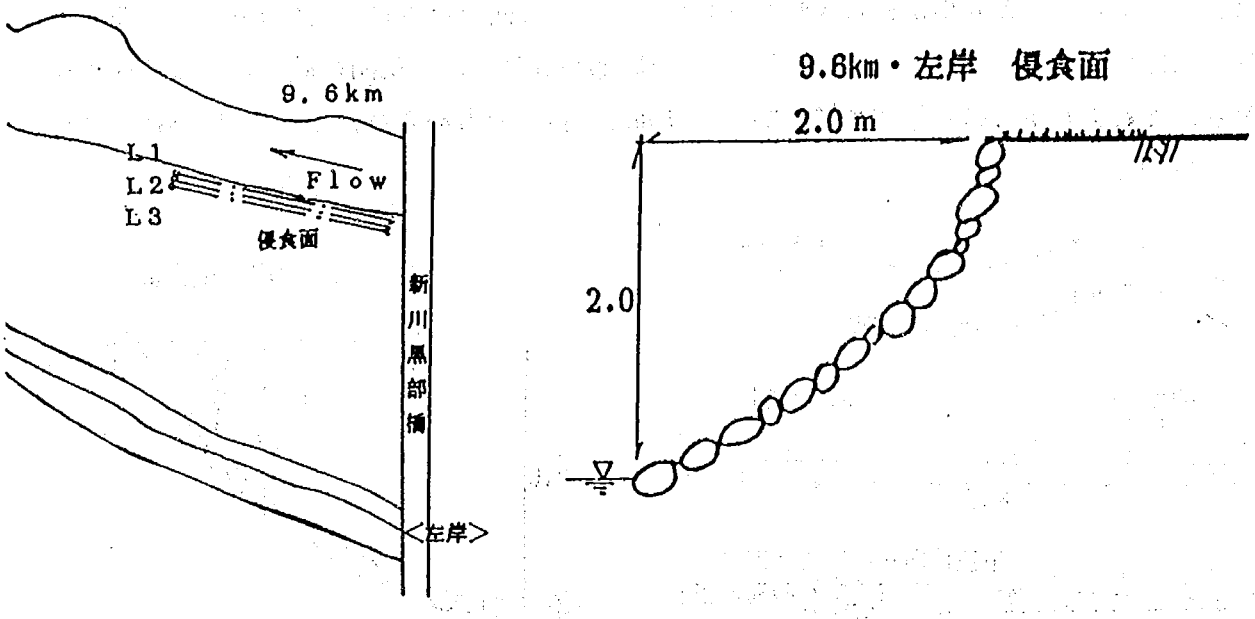


図－2.29.2　河岸侵食部の断面形

・9.6km付近左岸側

この地点は，新川黒部橋下流の澪筋沿いに形成されていた100mを越える規模の侵食面である。写真－2.3，図－2.29.3に示すように水際からの高さが約2.0mあり，河床材料は，上層の粒径に対し，下層の水際が約２倍となっている。これは侵食された河床材料のうち粒径の小さいものは，下層の水際付近で流送され，アーマ化したためと考えられる。

	d_{90}	d_{60}	d_{10}
・下層部(L1)	434	260	90 mm
・中層部(L2)	340	210	100
・上層部(L3)	339	109	60

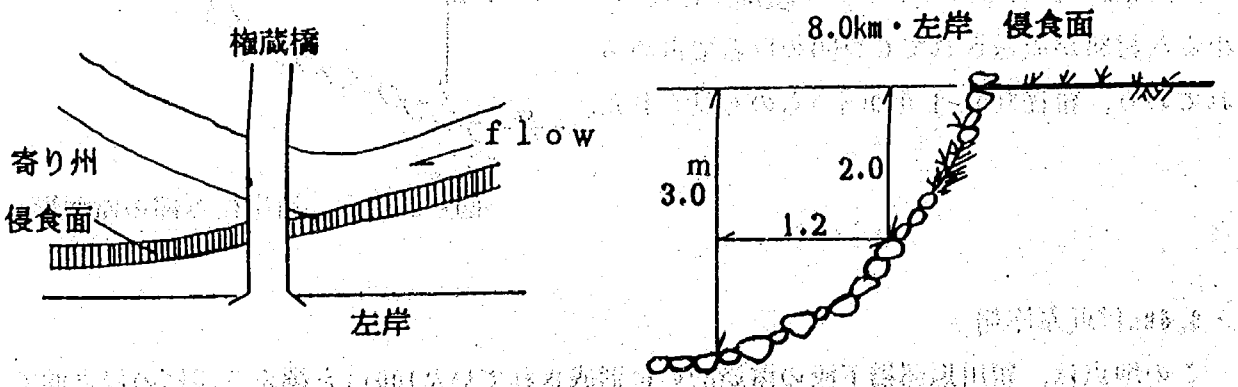


図－2.29.3　侵食箇所の平面位置と断面形

・8.0km付近左岸側

この地点は，図－2.29.4のスケッチ図に示すように，権蔵橋上下流の寄り州の侵食面である。この侵食面は，権蔵橋上流より（ここでは，澪筋沿いに発達している）連続しており，また草や木が生えていることから比較的古い侵食面と見られる。

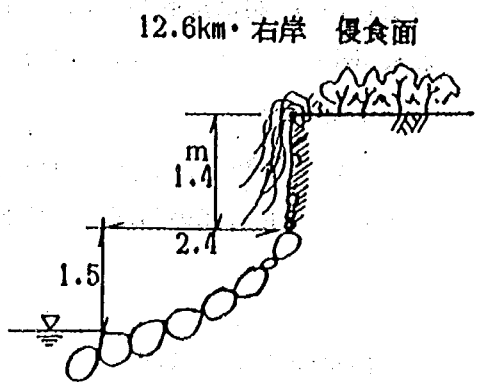
河床の構成材料は，侵食面上層部で巨石が見られ，中層部では砂利，下層部では約20～30cmの材料で占められていた。なお，侵食面の上部（寄り州上）においても巨石（大きいもので約75cm程度）が見られた。



図－2.29.4　侵食箇所の平面図および断面形

・12.6km付近右岸側

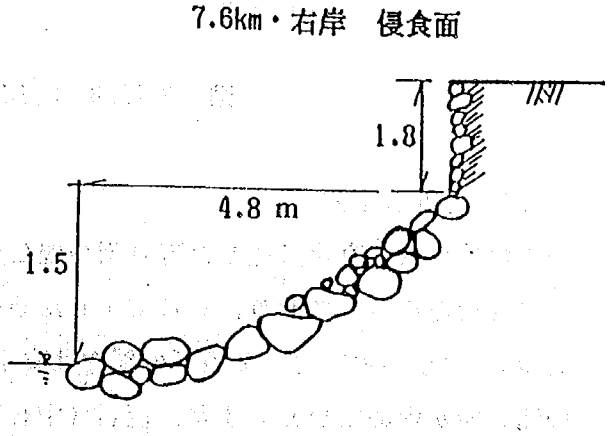
この付近は，愛本狭窄部下流右岸側の川幅が狭い区間であり，段丘化した侵食面で約200mを越える侵食長となっている。侵食面上部は，玉石混じりの砂利で天端の植生の根やつるが見られる。上層は写真－2.4，図－2.29.5に示すように約1.2～1.6mが垂直で，それより下層の水際（1.4～1.9m）までの角度は約32°である。この斜面を形成している部分は20～80cmの玉石や巨石で覆われており，比較的小さな粒径は流送されて表面がアーマ化されているようである。



図－2.29.5　河岸侵食部の断面形

・7.6km付近右岸側

この付近は現在水衝部となっている箇所である。侵食面は図－2.29.6に示すように上層の約1.8mが垂直で，AおよびB集団の砂利層となっている。その下はかなり緩い斜面となっており，表面はC集団の巨石で覆われ，大きいもので粒径約40cm程度のものがみられる。

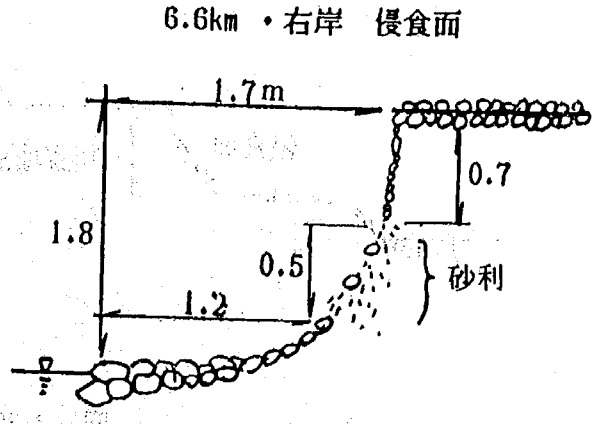


図－2.29.6　河岸侵食部の断面形

・6.6km付近右岸側

この地点は，北陸自動車道下流側に発達した砂州の水流部の侵食面である。図－2.29.7に示すように，上層より約0.4mがほぼ垂直で，そこより約0.3m下付近で，さらに勾配が，急変していた。

河岸面を構成する材料は，上層の直壁部で比較的大きな玉石まじりのA集団で占められ，中層部はAおよびB集団の砂利，下層部がC集団の巨石で占められていた。また，上層部は，容易に礫の崩落が見られた。

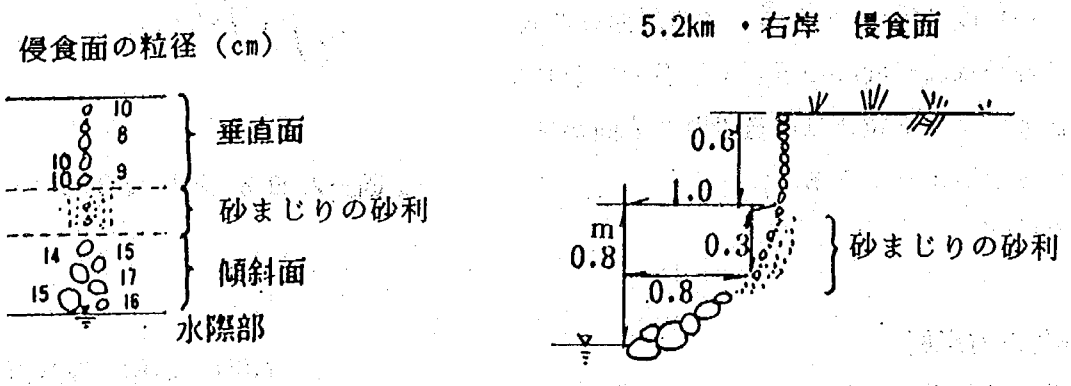


図－2.29.7　河岸侵食部の断面形

・5.2km付近右岸側

5.2km付近右岸側は，砂州の前縁線によって河岸に侵食が生じている箇所である。侵食面は写真－2.5，図－2.29.8に示すように，上層の約0.6mが直でさらにその下約0.3mのところで，勾配が急変していた。

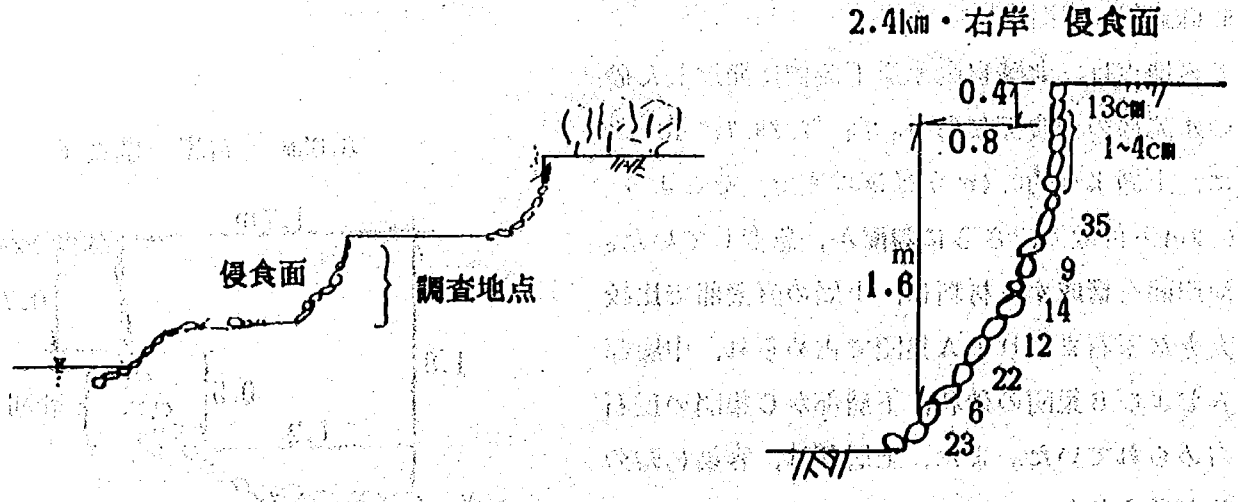
侵食面の構成材料は，上層（直壁部）で約10cm大，中層が砂混じりの砂利で，下層が15～16cmの礫であり，最下層部の斜面の角度は32°である。



図－2.29.8 河岸侵食部の断面形と粒径

・2.4km付近右岸側

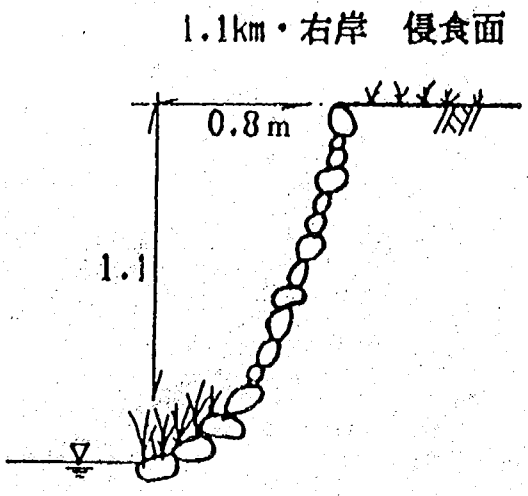
この地点は，高水敷化した寄り州の侵食面であり，図－2.29.9のスケッチ図に示すように3段の段丘構造をもっており，ここで示した断面形は，この2段目の部分である。河岸侵食面は，上層の約0.4mが垂直で，その下の斜面は安定していると思われた。構成材料は，約10cm前後でその間を砂が埋めていた。また，巨石（中径約35cm）も存在する。



図－2.29.9 河岸の断面形状

・1.1km付近右岸側

侵食面の高さは約1.1mである。斜面には植生がみられ，現在は侵食が進行しておらず，ほぼ安定した状態である。（図－2.29.10）



図－2.29.10　河岸の断面形状

以上，各調査地点の河岸侵食面の形状について述べたが，これらの高さや底面付近の斜面の角度等をまとめると表－2.3のようである。

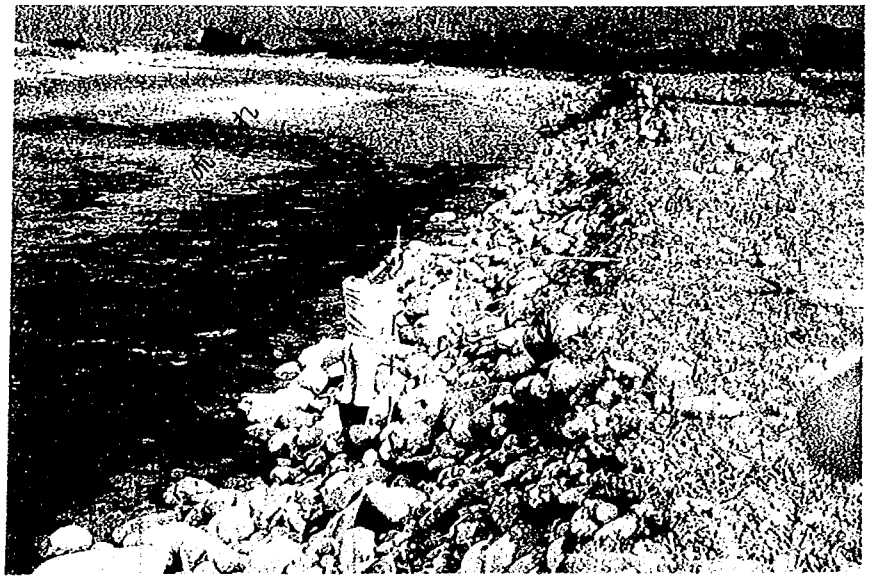
これによると底面付近の角度は約35°前後であり，侵食面の高さは，6.0km付近より上流が約3.0m程度。下流側が約1.5～2.0mとなっている。また河岸侵食部の底面はアーマ化によって巨石で覆われているため，侵食がある程度防止されていると考えられる。

表－2.3　河岸侵食面の高さおよび斜面の角度

調査地点	Segment区分	高さ(m)	角度(底面)
12.8km左岸	1－1	3．0	22°
12.6km右岸+15m	1－1	3．0	32
12.6km右岸+10m	1－1	3．1	34
12.6km右岸	1－1	2．9	32
10.6km左岸	1－2	1．6	31
9.6km左岸	1－2	2．0	39
8.0km左岸	1－2	3．0	39
7.6km右岸	1－2	3．3	17
6.6km右岸	1－2	1．8	27
5.2km右岸	1－3	1．4	32
2.4km右岸	1－4	2．0	－
1.1km右岸	1－4	1．1	－



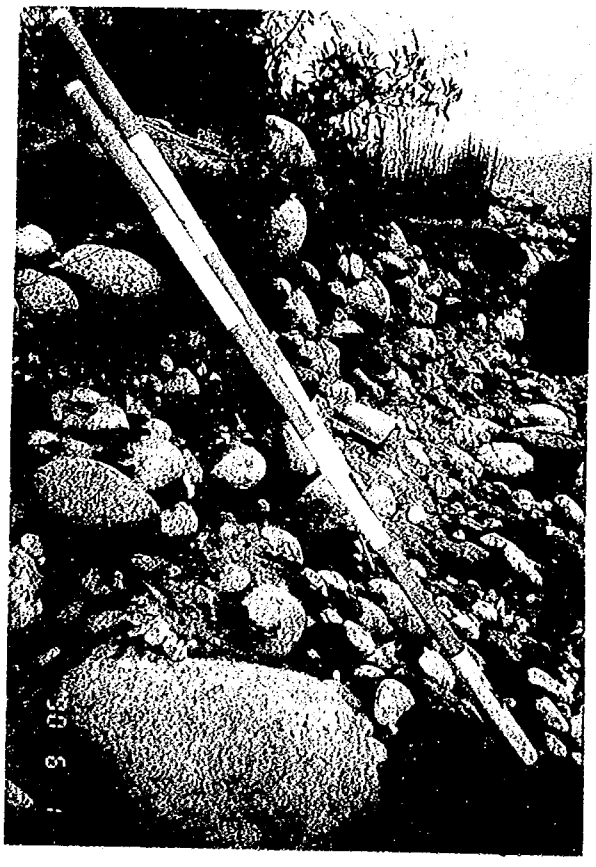
写真－2.2　12.8km付近左岸の河岸侵食状況



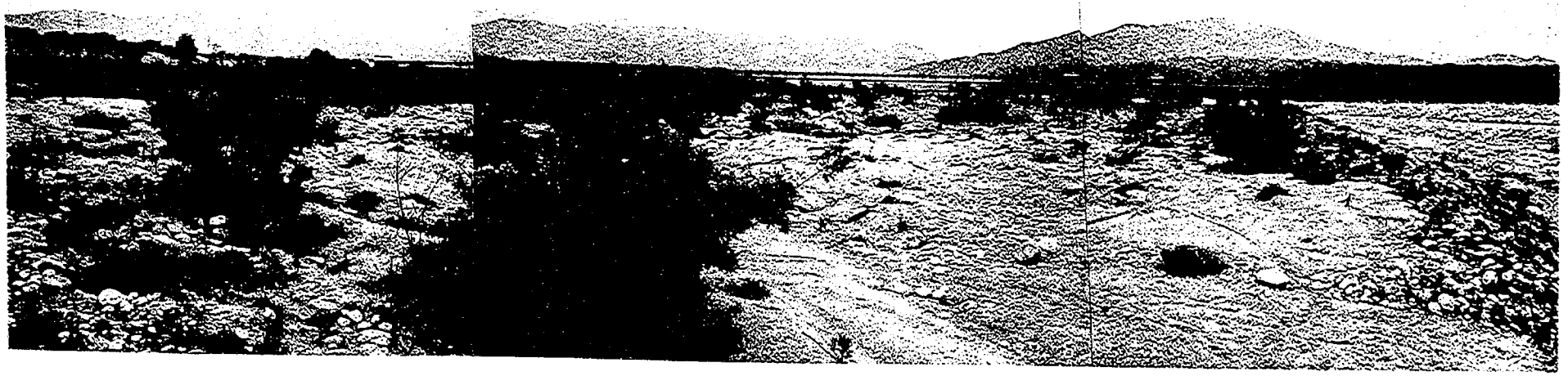
写真－2.3　新黒部川橋上流9.6km付近左岸の侵食状況



写真－2.4　12.6km付近右岸の河岸侵食面の状況



写真－2.5　5.2km付近左岸の侵食面の状況



写真－2.6　6.5km付近右岸より上流の砂州を望む



写真－2.7　6.6km付近右岸での河岸侵食状況

2－10　洪水時の水位変動

急流河川では，河道内に発達した砂州による流水の偏流，跳水の形成，水制等構造物の影響によって，洪水時に大きな水位変動が生じ，また左右岸でも大きな水位差が生じる。したがって，河道計画上もこれらの水位変動を配慮する必要があり，橋本は次のように述べている。[1)]

急流荒廃河川において計画高水位は，大体の基準にすぎないものであり，湾曲水衝部では異常な水位の上昇を来すことが多く，低い流路を流れず，高い所にのし上がり異常水位（計画高水流量に比べ小さい流量でも計画高水位を２～３ｍ超過する）を示す場合があるとしている。また減水時に土砂の堆積によって水位上昇現象のあることも述べている。

過去の出水時における痕跡水位記録のうち，既往最大の昭和44年８月出水（$Q_p=5,661 m^3/s$）および平均年最大流量規模に近い昭和53年６月出水（$Q_p=1,370 m^3/s$）の痕跡水位縦断およびその左右岸水位差を示したのが図－2.30.1～2.30.2である。これによると流量規模が大きい場合は，左右岸水位差が大きいのはもちろん，流量規模が小さくとも水位差がかなり大きいことが分かる。

左右岸の水位差は，昭和44年８月出水時の最大が約4.0ｍ（11.6km付近）あり，他は13.2km～4.0km間付近で約2.0ｍ～3.0ｍ，4.0km付近より下流側が約1.0ｍ～2.0ｍとなっている。このような水位差は，流量規模とともに，砂州の形成とその発達状況によって場所的にも変化する。したがって，左右岸水位の変化状況やその位置は洪水ごとに異なるようである。なお，水制による堰上げによって上下流でも大きな水位差が生じるため，これらの影響が左右岸水位差にも反映されているものと考えられる。

2－11　災害形態とその原因

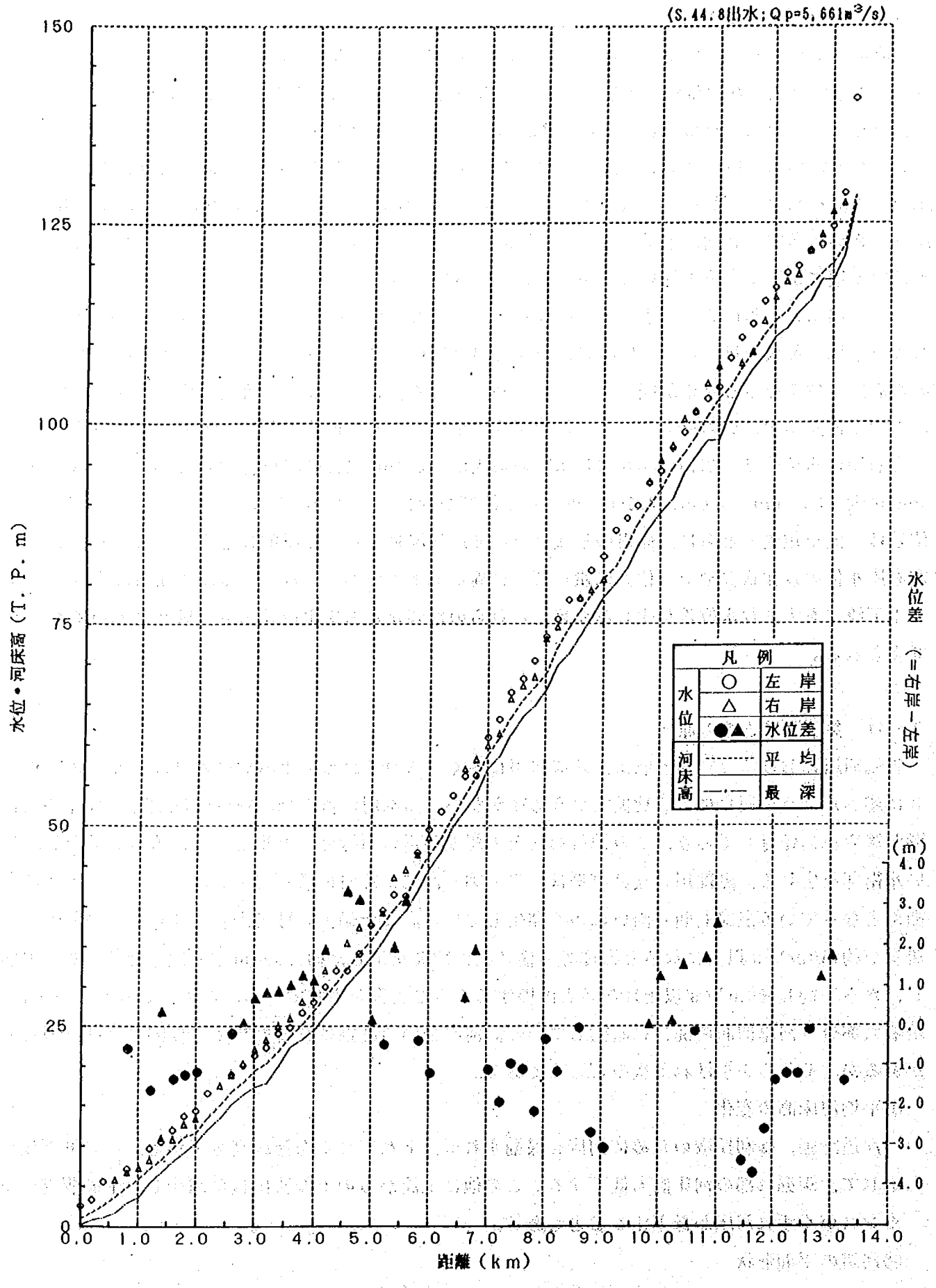
急流河川における災害の形態は，緩流河川に多く見られる越流による破堤とは異なり，２－８－２に述べたように侵食による被災という形態が多い。黒部川河道の13.2km～6.5km間付近は，平面形が緩やかに蛇行しており，この蛇行形状と大規模砂州の前縁位置と相まって，流水が集中し，強い水衝部が生じる。黒部川の被災事例は，先の図－2.20，2.21に示してあるように，このような水衝部となっている黒部七曲り沿いに多く発生している。また過去の被災内容と流量規模の関係は，流量が約750m^3/s以上になると護岸等の構造物に被災が生じ，約1,500m^3/s以上では堤防が欠壊し，さらに約3,000m^3/s以上になると破堤するような災害が生じている。なお，これらの災害に至る大部分は河岸前面の洗掘に原因している。河岸沿いの洗掘に影響を与える要因には種々のものがあるが，それらを挙げれば次のごとくである。

①平均河床高の変化

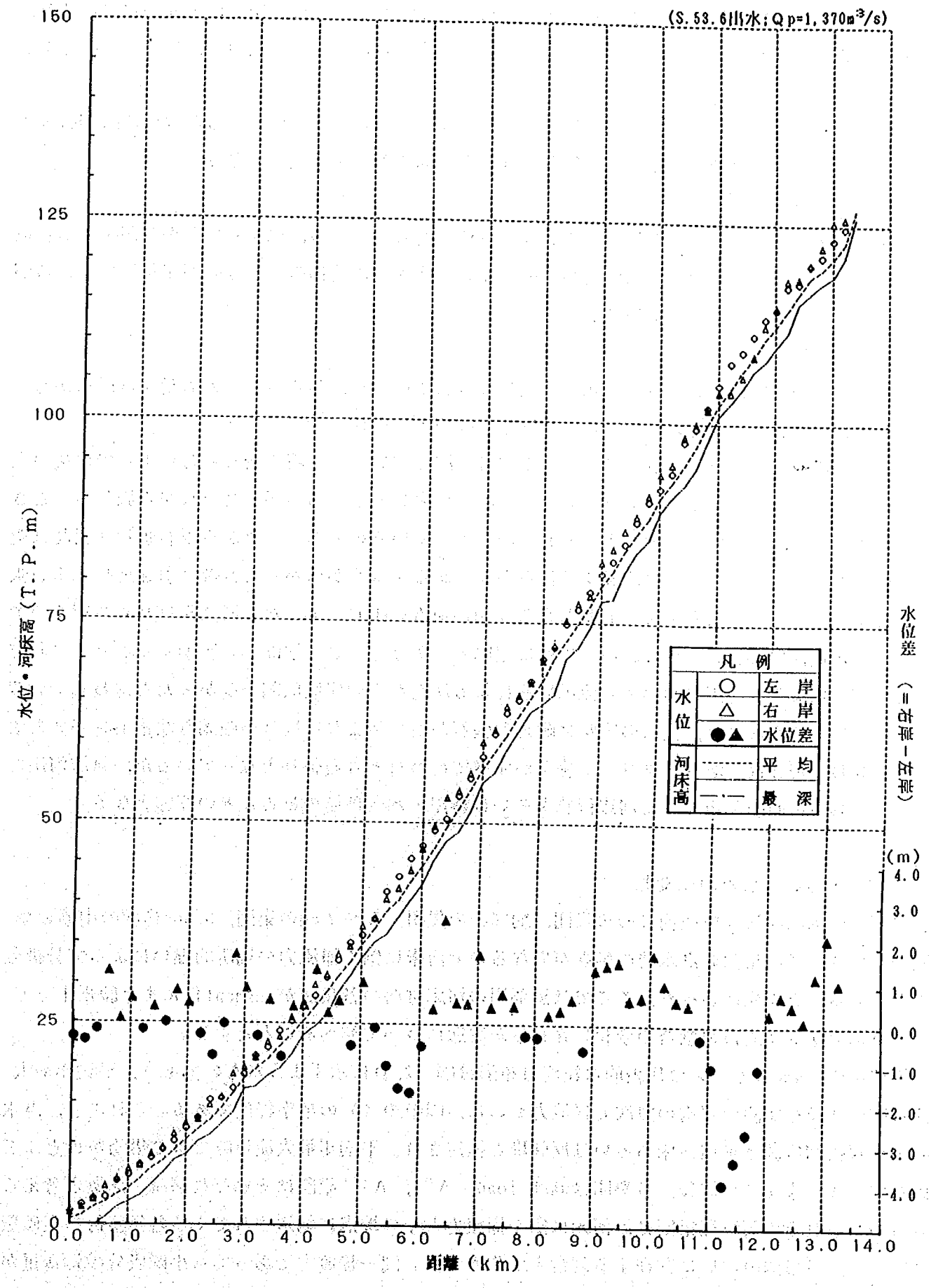
河道計画，砂利採取のために河床を採掘すれば，それだけ平均河床高も下がる。この低下量に応じて，深掘れ部の河床高も低下する。この他に上流からの土砂流出量が減少し，土砂収支のバランスがくずれ河床が低下することもある。

②河道の平面形状

河道の平面形状が深掘れを生じさせる原因としては二つの要因がある。一つは川幅が変化する



図－2.30.1　痕跡水位縦断図（S44.8）



図－2.30.2　痕跡水位縦断図（S53.6）

ことにより，川幅の狭いところの水深が深くなるもの。もう一つは，川幅はほぼ一定であるが，平面形状が湾曲あるいは蛇行しているため，流れの片寄りによって，深掘れが生じるものである。

③砂州

砂州の垂直スケールは，水深と同程度のスケールを持つため，これによる深掘れの影響は大きい。この砂州と②の湾曲や蛇行の影響が重なると深掘れ深はより大きくなる。

④構造物

流れの中に構造物があると構造物まわりの流速が増大するため，局所的に深掘れが生じる。橋脚や水制まわりの洗掘量は，構造物の規模，流れの強さ，構造物のまわりの河床材料にもよるが水深規模のスケールを持っている。

⑤玉石の衝突

急流扇状地河川においては，洪水中に大量の玉石や巨石が流動する。この流動する巨石がもつ破壊力は実に恐るべきものがあることを橋本は次のように述べている。[1)]

常願寺川や黒部川では，洪水時堤防の上で耳を澄していれば，石の流れる音がまるで鉄橋の上を汽車が走るように聞えるのである。そして時には火を発し，ぶつかり合いながら流れることさえあるという。そして水が踊るところ必ず石が踊っているのである。だから玉石張り（当時は空石張りと考えられる）にこの流動する巨石がぶつかると玉石がぽかっと背後に引き込む。玉石張りでは一つの玉石が引き込んでもたちまち周囲に弛みを生じ，そこから崩壊をはじめて行くのである。普通河川においては，護岸の生命は根固めにありと言い，法面から崩壊することはまれであるが，急流荒廃河川においては流動巨石による法面からの崩壊原因が多かったと言われている。これらに対処するには，巨石の衝撃に耐え，張石が引き込まない程度の強固な法覆工を必要とする。なお，現在は目潰コンクリート施工がすべて行われ練り石張りとなっているが，急流河川では，これらの原因が重なって河岸侵食あるいは護岸・水制破壊のほとんどの原因となる。

2－12　土砂の分級と河床変動

黒部川の河床材料は粒径約60cmの集団，約20cmの集団，５～７cmの集団，0.5mm程度の中砂の集団からなり，この集団の洪水時の動きが異なるので河床に働く掃流力の場所的違いによって分級現象が生じることを先に述べた。ここでは黒部川の河床材料の各集団がsegment毎にまた砂州上でどのように分級（集団毎の割合の変化）されるか実態について述べることとする。

黒部川のSegment１－２の代表的な粒度分布形は図－2.31に示すようなものであり，平均年最大流量時の各粒径集団の平均の無次元掃流力τ_{*i}は，図中の（）の数字程度である。これより，洪水時の小規模河床波は平坦河床あるいは反砂堆と推定され，平均年最大流量時ではＣ集団がほとんど動かず，A’集団は掃流砂，Ｂ集団はwash load，A”，A’’’集団はそれぞれ掃流，浮遊と考えられるが。これらの各粒径集団は，河床に働く掃流力とその地点に輸送されてくる各集団毎の土砂量に応じて，各集団の河床に存在する割合を変化させる。同一掃流力であっても小礫成分の輸送量が少なければ河床材料は小礫成分が少なくなり粗粒化し，多ければ細粒化する。

砂利河川における小Segmentの接合部での勾配の変化は，砂利から砂に変わる地点の勾配の変化ほど急激なものでないので，粒径の変化は大きくないが，大略的には掃流力の変化に応じて各粒径集団の割合，またC集団，A'集団の粒径が変化している。図－2.11で示した小SegmentのC，A'，A"，A"'，B集団の粒径を昭和57年（1982）調査資料より求めると表－2.4のようである。小Segmentの河床材料の平均粒径と洪水時に河床に働く掃流力は，密接に関係し，各小Segmentの平均年最大流量時のd_{60}に対する無次元掃流力は，0.05～0.06程度となっている。

次に砂州上の河床材料の粒度の変化について現地調査結果を用いて述べる。

黒部川の河道特性調査（1991年実施）の際に，図－2.32および写真－2.6，2.7に示す6.6km～6.9kmの右岸付近の一つの砂州上の河床材料を線格子法を用いて図中の地点において採取し，中軸を測定して，粒度分布図（採取した石の個数分布累加関数）[注]を作成し，砂州上の粒度の変化を調べた。なお砂州の形状は図中の点線が河岸線で，実線が測定時の水際線であり，この線が砂州の前縁線を示すものである。

調査結果の粒径比較図を図－2.33に示す。砂州の上流側（M５～M９）と下流側（M１～M４）を比較すると上流側（流水の集中部，掃流力は比較的大きい。）が下流側（流水の拡散部，掃流力は比較的小さい。）に比較して大きい材料が多い。下流側に存在する大粒径は，小礫の上にころがって来て停止したような形で存在（浮き石となっている。）している。次に横断方向の粒径の変化を見ると，砂州前縁部に近い方が大きい値を示す。砂州上の河床材料は流水にさらされた履歴の違いによってその材料構成が変化するので，（小出水にさらされた場合とそうでない場合では，表層の小礫の存在割合が大きく変わる。）一概に言えないが，この調査時の観察によると澪筋部の河床材料はアーマ化されて大きく，砂州の頂部は粒径が小さい傾向にある。

なお，6.6km付近右岸側砂州部における水際部の侵食面が生じている所で線格子法によって水際部（水面近く），中層部（侵食崖の中層，砂州構成材料）および上層部（侵食崖の上層，砂州の表層直下の構成材料）の粒径を調べた結果も図－2.33に示す。

これによると水際部では流水にさらされ小粒径が抜け出していることが良く分かる。また上層と中層では河床材料の構成材料が異なっており，異なった堆積環境下で堆積したものと判断される。

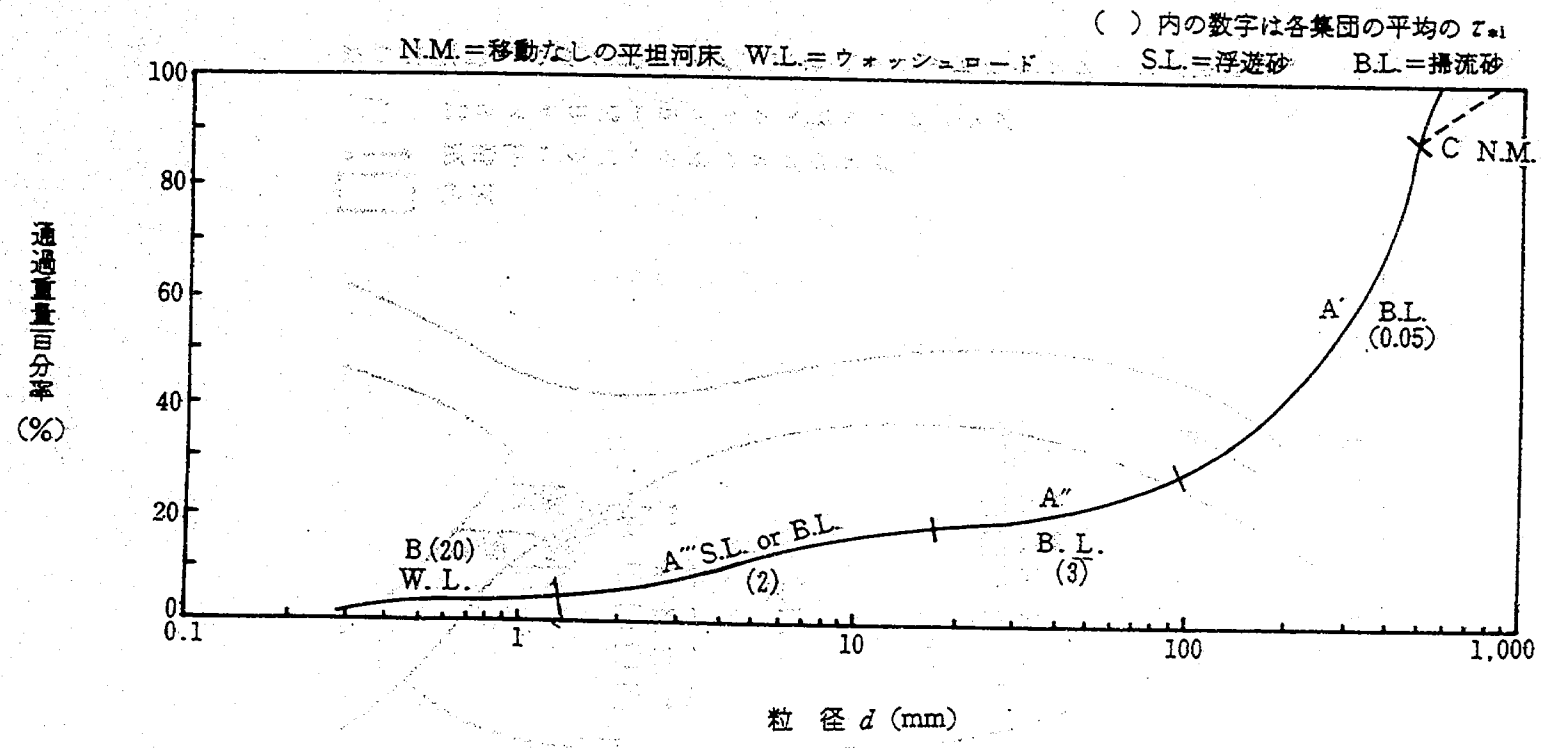
表－2.4　Segment区分と河床材料の関係

Segment	区　間	河床勾配	粒　径　(mm)				
			C集団	A'	A"	A"'	B
	km						
1－1	13.2～12.0	1/121	800～400	400～100	100～ 20	20～1.3	1.3～
1－2	12.0～ 6.5	1/90	800～400	400～100	100～ 20	20～1.3	1.3～
1－3	6.5～ 3.2	1/107	400～100	100～ 40	40～ 15	15～1.3	1.3～
1－4	3.2～ 1.0	1/142	300～100	100～ 40	40～ 15	15～1.3	1.3～
1－5	1.0～ 0	1/254	200～ 40	40～2.5	2.5～1.3	－	1.3～

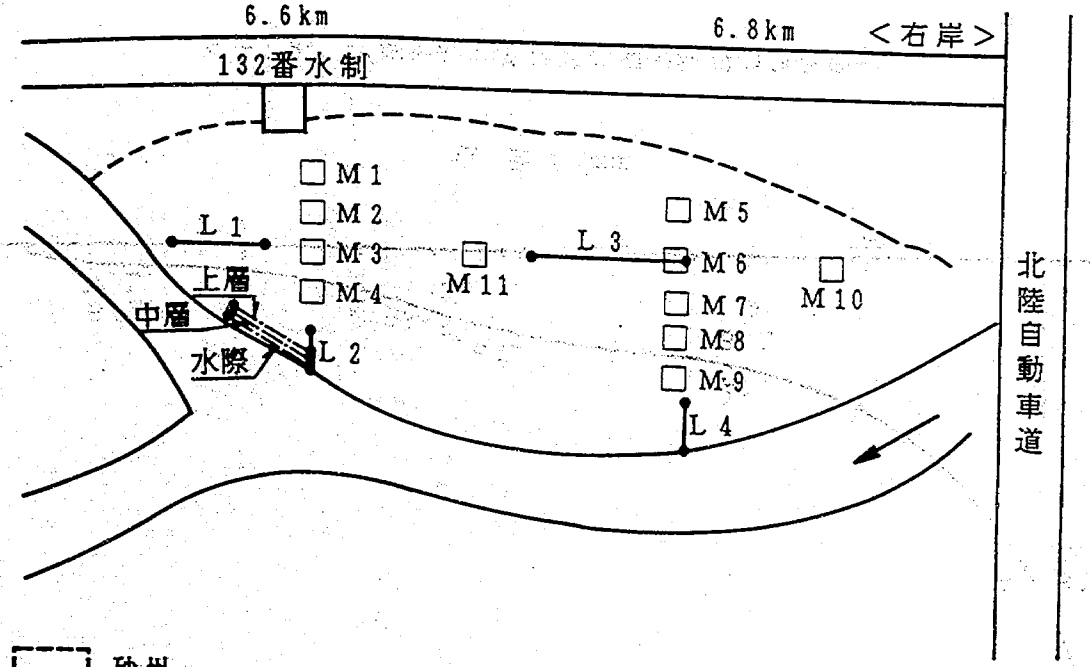
図－2.34の実線は，日本の河川における平均年最大流量時の河床に働く掃流力u_*^2と平均粒径の関係の平均的な関係を示したものである。[1] 黒部川のように，A"集団の割合が25%程度近くあると，河床変動や河道のスケールを規定するC集団とA'集団の代表粒径とA"集団以下のものを含む集団の平均粒径d_mとの差異が大きくなり，u_*^2とd_mの関係は同図中の実線と合わなくなる。そこで代表粒径d_Rを用いて関係を示した。同図に黒部川の各Segment毎のu_*^2と各SegmentのC集団とA'集団の平均的な粒径（代表粒径d_Rと定義する）を示してある。これによると急流扇状地河川の大粒径を持つ河道においても，河床材料の代表粒径d_Rと洪水時に河床に働く力（掃流力）は密接に関係していることが分かる。なお，扇状地河川の河岸物質は，河床材料とほぼ同一の物質であるので，洪水時の掃流力に耐え得る耐侵食力，河床材料が移動し得る限界の掃流力にほぼ等しいか，それより多少小さい値と考えられる。したがって，河床材料が動き得る程度の掃流力の状態まで川幅が拡がってしまうものと考えられる。実際河岸が河床と同一粒径の砂で構成された人工の小水路，実験水路に通水した場合，最終状態の河床が平坦河床であれば，水路のτ_{*m}は0.04～0.08程度であり，また河床材料が細かく砂れんが発生する場合はτ_{*m}が0.2～0.3程度となっている。Segment 1－1（13.2～12.0km）は，先に述べたように下刻化の影響を受け，かつ川幅が狭いのは大出水時でもほとんど動かないようなC集団の巨石がアーマ化されて表層を覆い，勾配も緩くなったためと考えられる。

注）

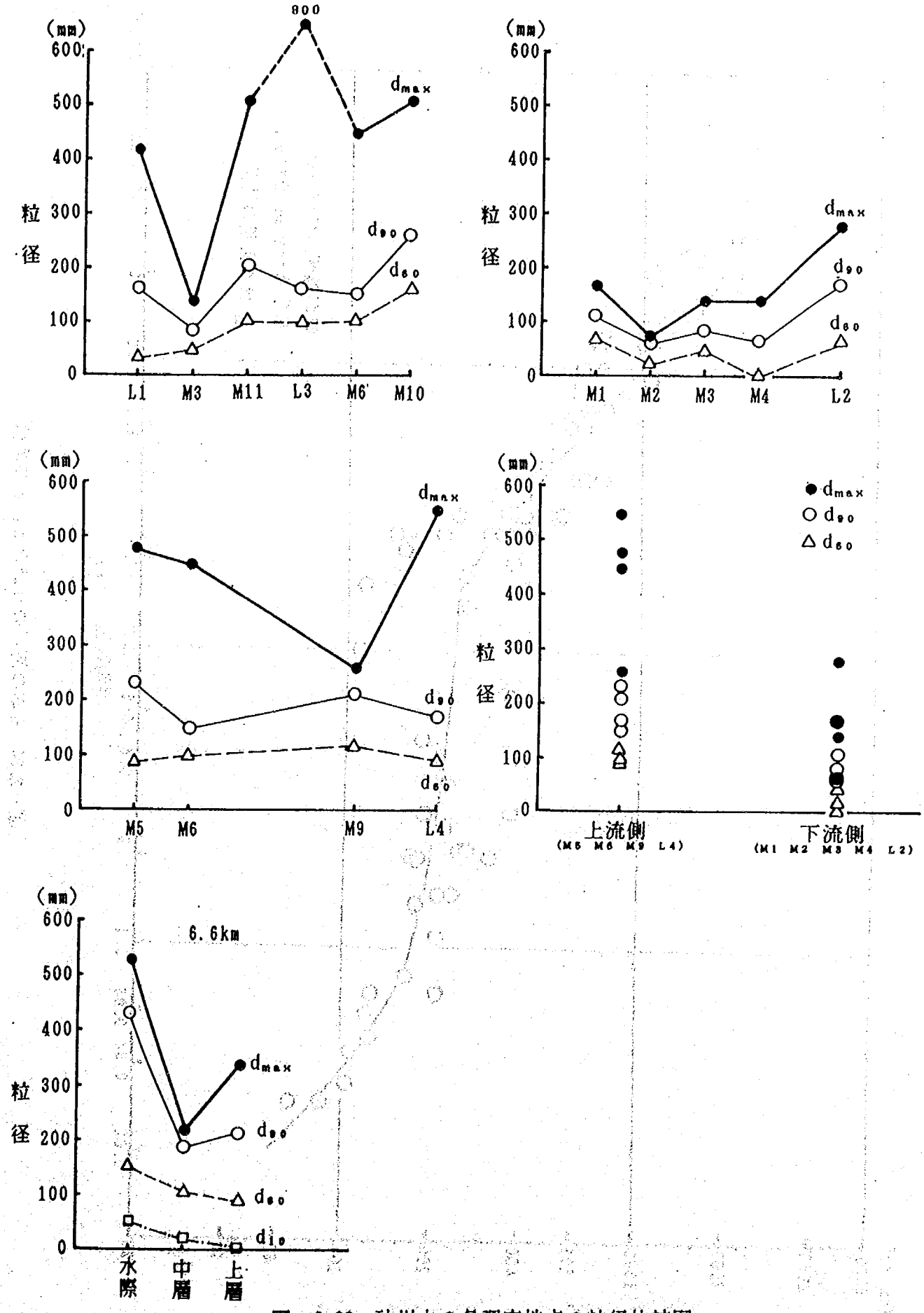
ランダムに石を十分に採取してx＝dの個数分布密度d（x_m）を作れば，これはx＝dの石が河床面上に占める面積支配確率密度に等しく，また河床面の石の粒度粗成が，河床面下でも同じ粗成を持っている時の河床面下に存在する石の重量粒度分布密度f（x），すなわちふるい分けによる石の重量による粒度分布密度にほぼ等しいことが証明されている[7]。



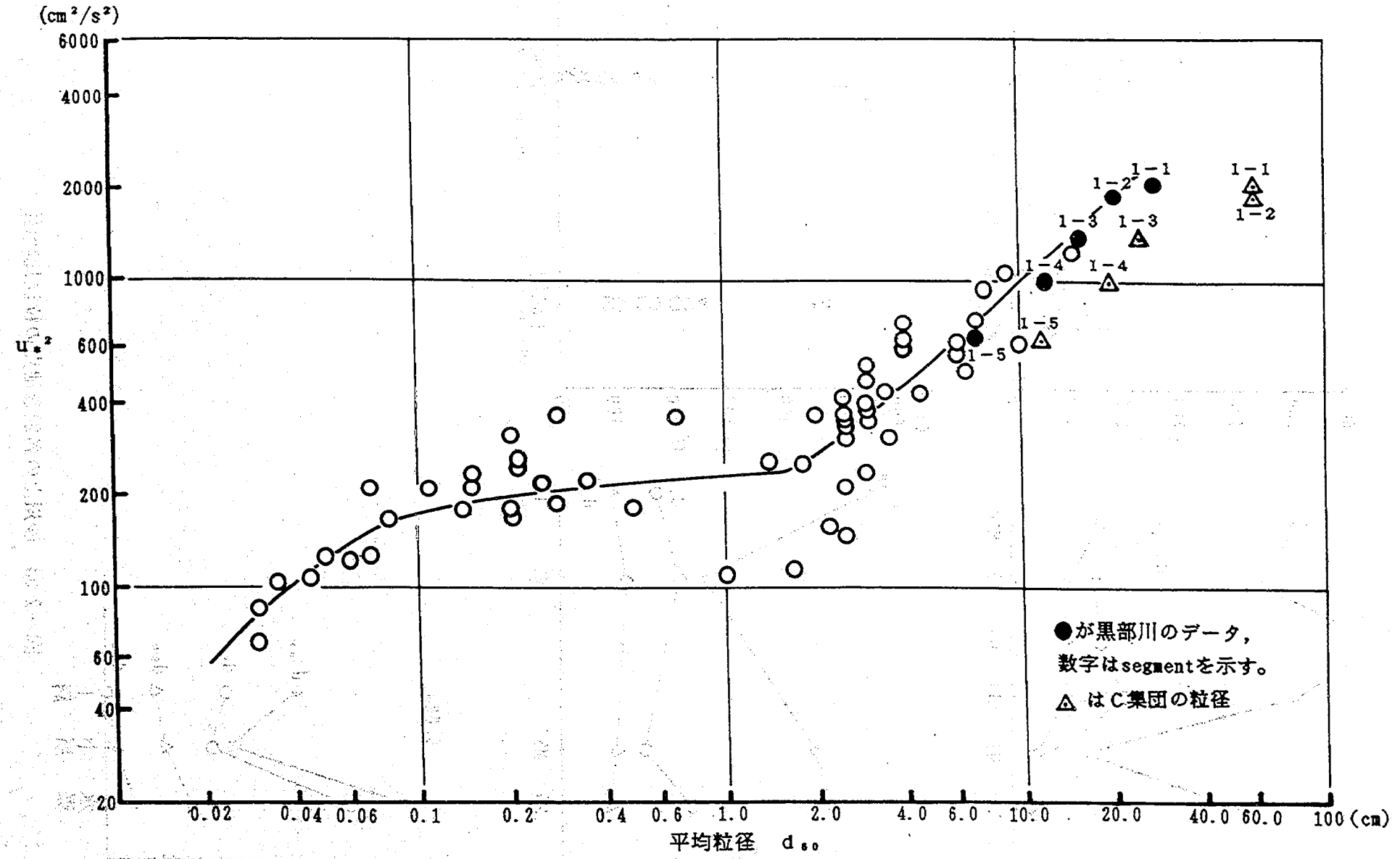
図－2.31　平均年最大流量時の河床材料の運動形態



図－2.32　砂州上の河床材料調査位置図



図－2.33　砂州上の各調査地点の粒径比較図



図－2.34 日本の河川のu_*^2とd_{60}との関係

第３章　黒部川の河岸侵食防止工法の変遷と今後の方向

３－１　侵食防止工法の変遷[2)]

黒部川は，古くは黒部48ヶ瀬と呼ばれたように，愛本峡から流れ出た流水は，扇状地において自由に流れ，数多くの氾濫，移動を繰返し，脈流を形成していた。

文献によれば今から約440年前の天文４年（1535年）７月１日の大洪水以前は，愛本より舟見段丘崖下を通り，北に流れ，現在の小川沿いに古黒部部落を通り海に注いでいたといわれる。その後，主流が徐々に西側に移動，変遷を重ね，流域住民の農地開拓，土地保護のための堤防建設により現河道に定着したのは，今から約140～150年前頃といわれる。

治水事業の歴史はまさに洪水の歴史であり，また水との戦いの記録といえる。現在の扇状地の農地は，基盤整備がなされて昔の面影はないが，昭和30年頃までは扇状地の各地に黒部48ヶ瀬の治水事業の跡の堤防が残っていた。部落単位の自衛的なものや，現在の河道に対して斜堤，あるいは横堤的なものも見うけられた。また，元来同じ村であったものが，洪水によって分断されたと伝えられる地名なども見られる。浦山（左岸）・浦山新（右岸），若栗（左岸）・若栗新（右岸）などがその例であり，また川に関係ある地名は両瀬，川端，古黒部，生地，石田等々数多くある。

（１）藩政時代

政策的に黒部川に治水事業を施したのは，佐々成政が新川地方を統治した天正年間（1580年頃）といわれる。

その後，藩政時代になって，当時の領主，前田利家が殖産興業の基盤として，治山・治水政策を立て，黒部川の両岸堤防工事を沿岸住民の夫役によって実施した。

江戸藩政時代においては，河の流れを一定の領域に維持し，堤防を修築するための「定法」をきめて，藩の財力によって行われた。

当時の工法は，堤防を石や土砂で築き，今日のように根固め工などせず，川倉，蛇籠を入れ，要所には「裏堤」といって，前堤の後に平行して二番堤防を築いた。

越中史によれば寛永年間（1624～1628年）黒部川大洪水あり，浦山村草高，1,700石の処，620石引高し，分裂したる地所は，浦山新村（今の入善町浦山新）是也。

正徳年間（1711～1715年）黒部川洪水にて浦山，若栗，荻生等数村を貫きて奔流し，若栗村はこれがために，数百石の田畑を流失せり。此時若栗村より一宿及び若栗新（今の入善町）等分裂せり。等と記されており，数多くの災害が繰返されたことを物語っている。これに対する藩の政策や施策が必要であったが，この地に住む人たちの不屈不とうの精神と努力により，治水事業が行われた（越中史資料）。

黒部川扇状地全般にわたり，各地に旧堤防跡が残っていた。その大部分は農民の築いた金字塔ともいうべきものであったが，現在は農地基盤整備等によりなくなってしまった。

（2）明治，大正時代

明治2年，藩主版籍を奉還，明治4年廃藩置県により，県が誕生し，黒部川の河川改修事業は県が行うこととなる。明治，大正時代の改修事業については，詳しい記録がなく，古文書から二，三次のように記述されている。

改修工事は，明治17年（1884）に県の直営事業で始められ，年々その進捗を図って来たが，工事は困難をきわめた。明治24年（1891）当時の森山知事が連年の水害にはどうにもならず，内務省のデレーケ技師（オランダ人）を招いて黒部川の現地調査を実施し，明治29年（1896）にはデレーケ技師の設計による霞堤が築造された。

明治，大正時代の堤防など施設の構造についても詳細な資料はない。石堤，土砂堤等があり堤防高も堤防天端幅も場所により異なっていた。明治15年に施工された福島～下飯野地先の堤防高は7尺5寸（約2.27m），天端幅2間（約3.6m）と記録されている。石堤は，堤全体石で築き，前後法および堤防天端は石張りで固められていた。石堤は，主流を防御し，浸透水，漏水は2番堤で防御した。

護岸石張は空石張で，洪水時には，水衝部において急流と流木，流石等により破壊され，度々堤防の欠壊，破堤が繰返された。また，堤防高も低く，越流箇所もあったといわれ，水害とともに次第に改良された。

明治時代には対策工法として根固め工が採用された。当時根固め工としては，沈め枠（大枠，べんけ枠ともいった），木工沈床，そだ沈床が施工された。

沈床の始まりも，さだかでないが明治中期といわれている。その以前は蛇籠，川倉等を用い堤防を保護したようである。

そだ沈床は明治時代から，大正初期にかけ施工されたが，木工沈床，沈め枠等の普及により，これにかわる。

沈め枠は，河床勾配で流勢の強い，旧桜井橋（河口より4.4km地点）より上流部に施工され，木工沈降は，主に下流部に施工された。以下にこれらの各工法について述べる。

・沈め枠

沈め枠は，底および周囲を主に松丸太を使用し，玉石の出ない程度（15～20cm）の間隔で，丸太を配列，ボルトおよび鉄線で枠を組立て（12尺×12尺高さ6尺），その中に玉石（沈石）を詰め込み，丸太でふたをするものである（図－3.1）。　沈め枠は，普通二列に設置され，水衝部には更に「出し枠」といって，数10m毎に川に向かって2列で2～4組が設置された。大正時代から昭和24年頃まで沈め枠は黒部川治水根固め工の主力工法であった。

・木工沈床

木工沈床は，主に松・栗・から松等の丸太材（方格材）を使用し，両端に穴を開け，それを4すみに設けられた1本の鉄筋に丸太を交互に通し，枠を連結して組立て，その中に玉石（沈

石）を入れ，枠上部は石張りをした。設置は場所により異なるが，１組３枠×８枠として設置された（図－3.2）。

・そだ沈床

黒部川に施工されたそだ沈床の構造については不明である。古老の言によれば，場所により大きさなどが異なっていたといわれる。そだ沈床は，丸太杭を用いて枠を作り，周囲の杭に縄，鉄線などで「そだ」（径10～20cm縄で結んだもの）を杭に結束し仕上げ，その中に土石を入れるものである。河口付近（２kmより下流）ではシガラミそだ沈床が施工されたといわれる（図－3.3）。

・連石床

連石床は，１個200～400kgの石に穴をあけ，径約19mmの丸鋼でつなぐもので，図－3.4・印の点は縦・横とも釣状につないで屈撓性をもたせたものである。

黒部川に施工された時代および場所は明確でないが，古老の言では大正時代権蔵橋付近上流河床に，切断された穴あき石が見られたという（図－3.4）。

木工沈床，沈め枠等は水中にあるときは腐敗しないが，水のない場所は腐敗がはなはだしく，定期的に入替えが行われた。

（３）昭和時代

昭和に入ってからは，コンクリート，コンクリート製品を用いた工法が採用され，堤防護岸，根固めは明治，大正時代のものより著しく強固なものとなった。これらの工法は，まず昭和９年に初めて堤防護岸にコンクリート練り石張工が施工されている。その後昭和12年に直轄事業に入り，既設堤防石張に目潰コンクリート施工を開始し，昭和40年度まで順次継続実施されてきた。また，堤防保護工として，昭和21年にコンクリート水制が初めて施工され，昭和24年にはコンクリート根固め工（Xブロック）が橋本の考案によって施工されている。昭和26年には大型水制（ピストル型）が初めて施工され，その後の増設によって愛本から河口まで昭和51年現在，大小合せて164基設置されている。また，昭和27年には，根固め工に十字型ブロックが初めて施工されている。この橋本の考案による十字型コンクリートブロックの出現は，急流河川工法の革命的変化をもたらした。その後も，改修計画に基づき，河道の掘削（砂利採取），築堤，護岸水制，根固め等の施工が行われ，現在に至っている。

３－２　現河川の護岸，水制の位置とその構造[9]

（１）護岸，水制の設置状況

昭和13年から昭和50年までに施工された水制，築堤，護岸根固め等の施工位置概況は，図－3.

5.1～3.5.3，表－3.1のとおりである。また，昭和50年以前の代表的な水制の基本形状を図－3.6.1～3.6.4に，昭和50年以降の工事実施基本計画による堤防護岸，根固めおよび水制の標準構造は図－3.7～3.9に示すとおりである。

水制は，ほぼ右岸，左岸とも全区間設置されているが，11.6～13.2km右岸，8.2～9.4km右岸，7.0～7.4km左岸，8.2km～9.4km右岸，4～5.2km左岸，1.6～2.2km右岸，1.8～2.5km右岸および0.6km下流には水制が設置されていない。昭和39年（1964）6月撮影の航空写真によると，11.6～13.2km右岸，8.2～9.4km右岸，4～5.2km右岸，1.6～2.2km左岸には植生が生えた高水敷化した所が河岸にあり，水衝作用が弱い所に対応している。また図－2.22に示す昭和9年以降黒部川災害位置図によると水制の設置されていない河岸は災害が発生していない区間にも対応しており，水衝作用が弱く，水制の設置が見送られたものと判断される。

なお災害の発生地点をみるとsegment 1 － 1，segment 1 － 2の区間は，2 － 6 － 3に述べたように，水衝部が発生しやすい地点に河岸災害が発生しているが，それより下流のsegmentではsegmentの接続付近に河岸災害が発生している。segmentの接続点は，洪水時に河床に働く掃流力が急減する所であり，土砂が堆積する地点で，河床が上昇しやすく，川幅が拡がる傾向がある地点である。これが河岸災害を発生しやすくしているものと推定される。

水制の高い本水制であるピストル水制，シリンダー水制の設置位置を図－3.5に○で示す。水衝作用の強い所に間隔300m程度に設置され，その間に3～4本の根固めポスト水制が設置されているのが基本型となっているが，根固めポスト水制の無い所もある。

水制の間隔は密に入っている所が50～70m程度となっている。水制長は20～30m程度であるので，水制間隔は水制長の2～3倍程度である。

本水制を300m程度の間隔に設置したのは，橋本規明の提案（堤防法先から30m程度の水制を300m間隔に設置する。）に従って設置したものであろう。

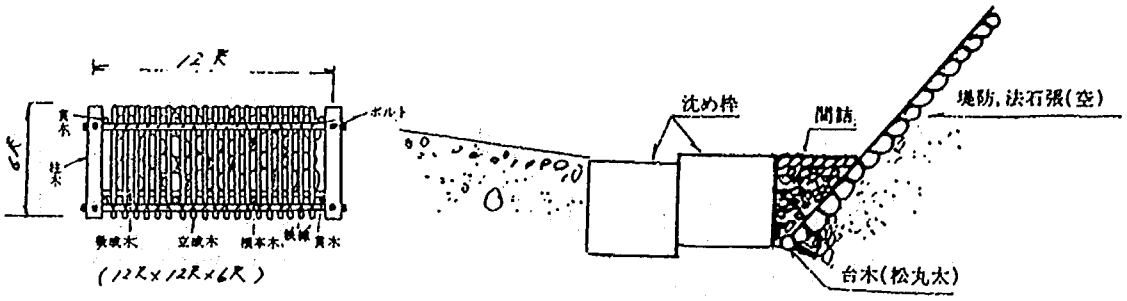
（2）水制工の被災状況

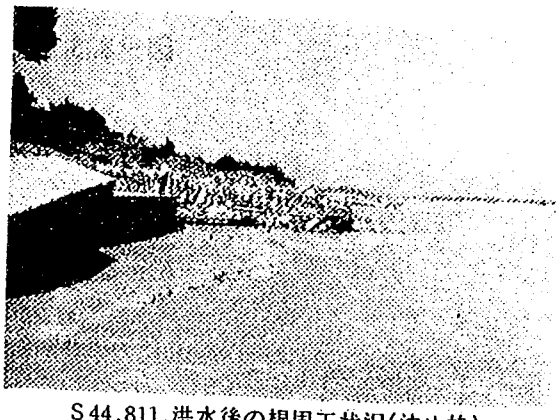
黒部川工事事務所の資料より，資料の存在する昭和41年以降の災害関連工事資料（昭和53年度まで）より水制に関連する根固め工および水制の被害状況を洪水ピーク流量と河道距離との関連から整理したものが，図－3.10，図－3.11である。

根固め工はコンクリートブロックであり，概ね4km地点下流で8tonの4列，4～6km間で10tonの4列，6km上流で12tonの4列の配置となっている。図－3.10より次のことが分かる。

①木工沈床は1,000m³/s程度の出水で，勾配の緩い河口付近でも被害を受けている。河床低下によって根固めが浮き上がり，木杭が腐り，ボルトがゆるみ破損したものと判断される。

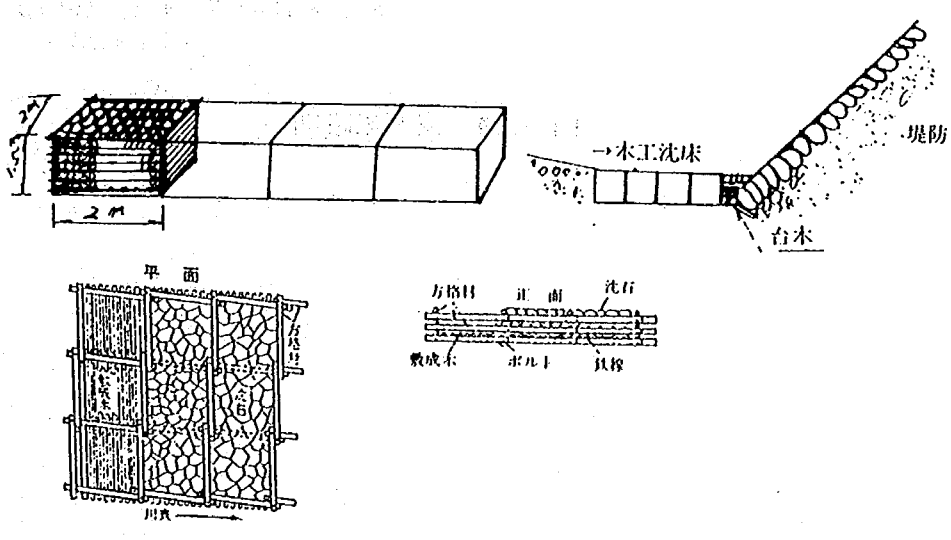
②segment 1 － 4で4tonのブロックがピーク流量1,000m³/sで流出している。4tonブロックは，単独となると（バラバラとなると）流速4m/s程度で移動する。1,000m³/s時の河床に働く平均的な掃流力で考えると4tonブロックは移動しないが，1,000m³/s時には水路一杯に水が流れず，また砂州等による偏流が生じ部分的には4m/sを越える流速となっていたものと推定され



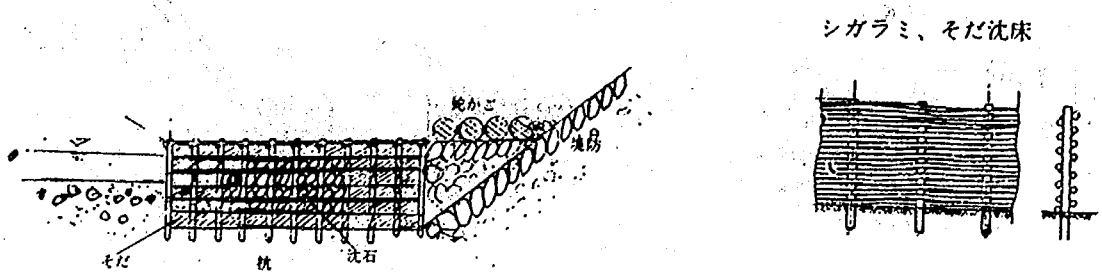


S44.811.洪水後の根固工状況(沈め枠)
(左岸下立地先)

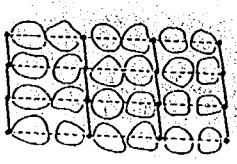
図－3.1　沈め枠略図



図－3.2　木工沈床略図



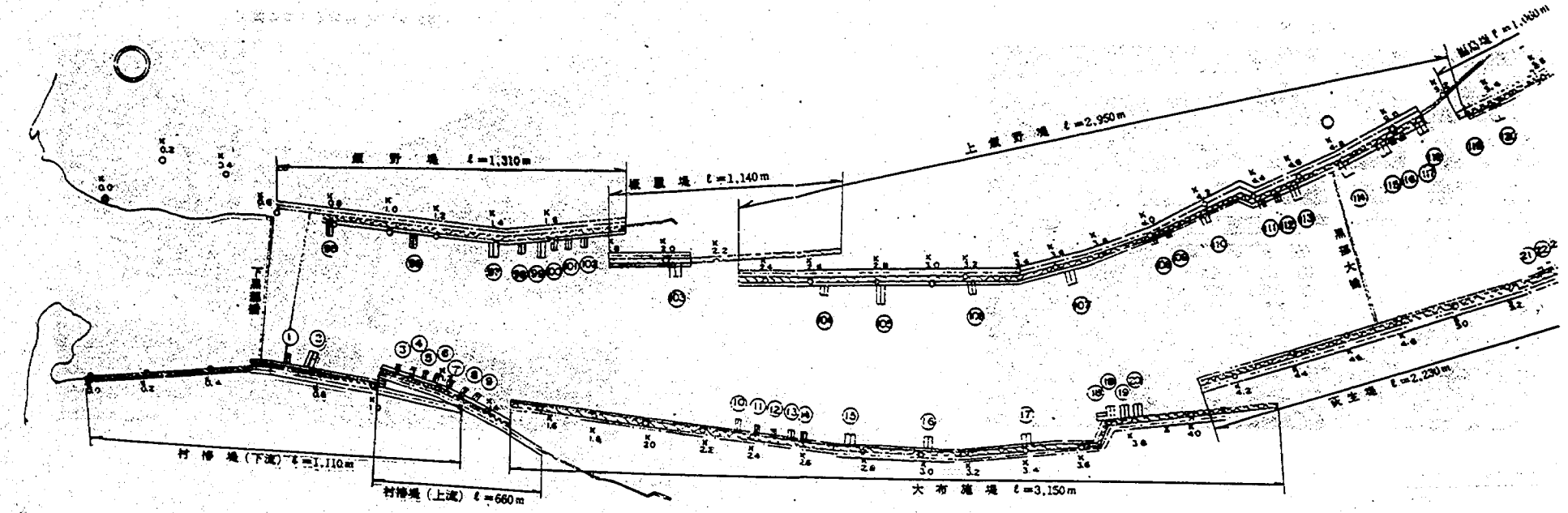
図－3.3　そだ沈床略図



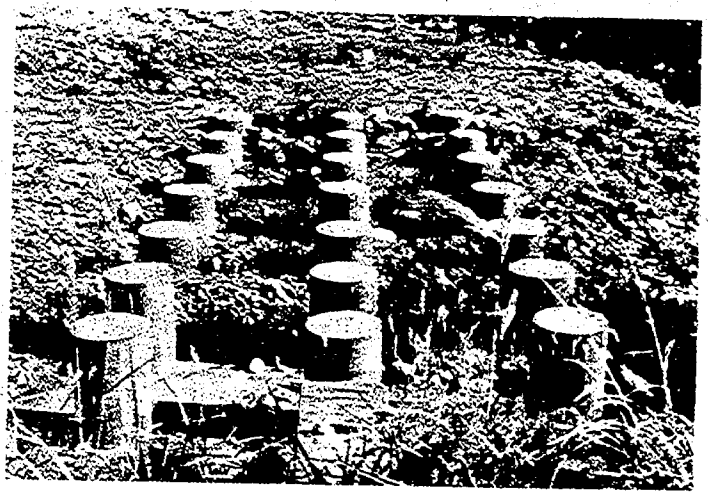


S.44.8.11洪水後の根固工状況（沈め枠）
（左岸下立地先）

図－3.4　連石床略図

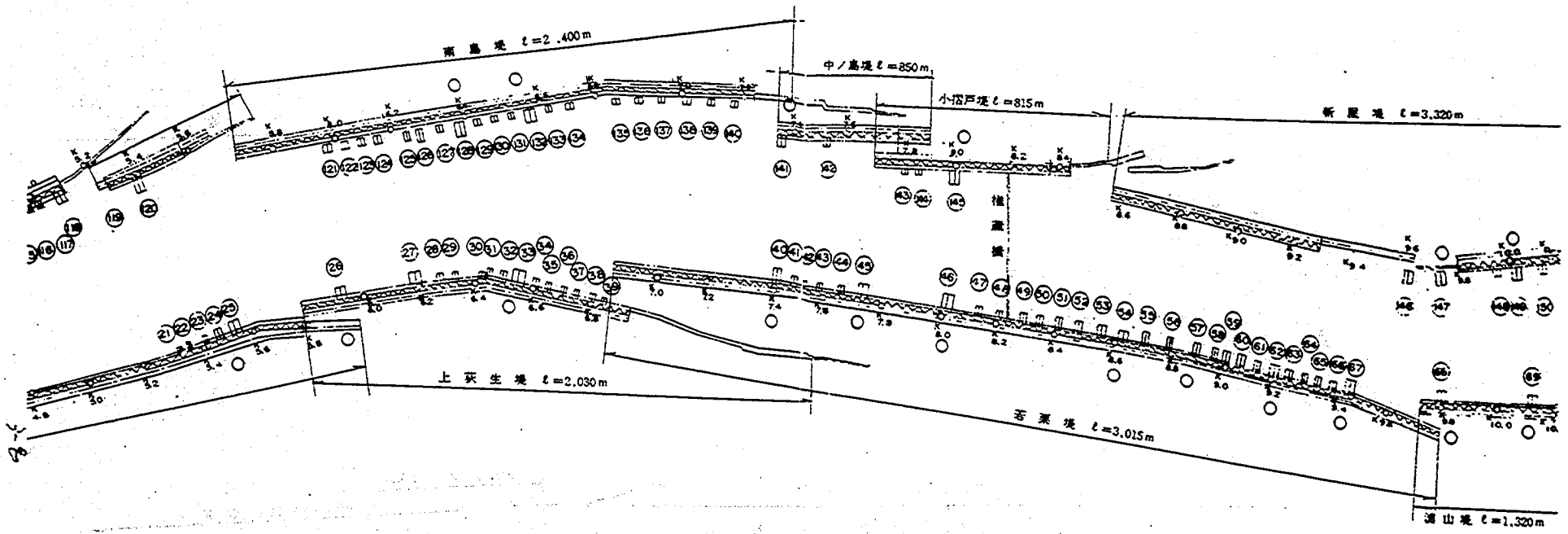


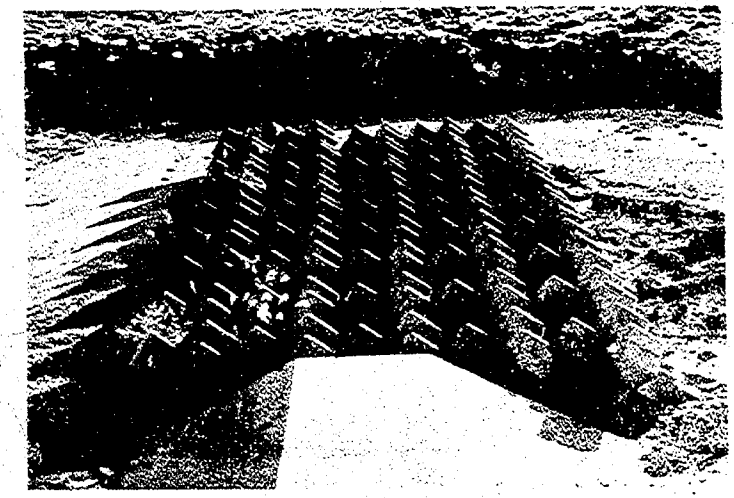
凡例	
	築堤
	護岸
	根固
	水制



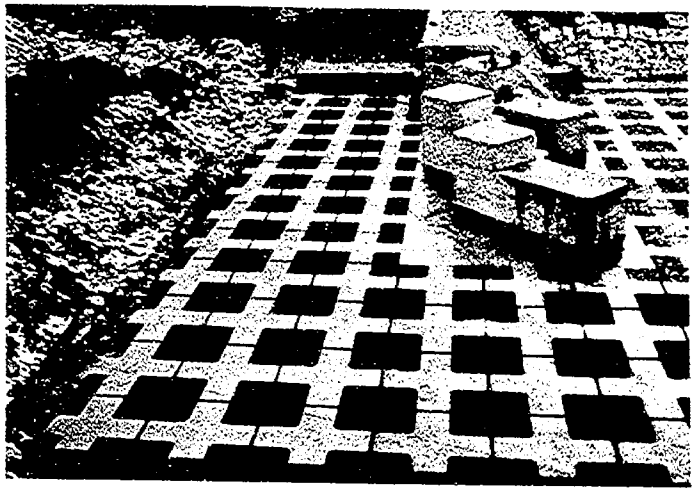
小型丸型ポスト水制（6.4K付近）

図－3.5.1　黒部川既往水制施工状況図



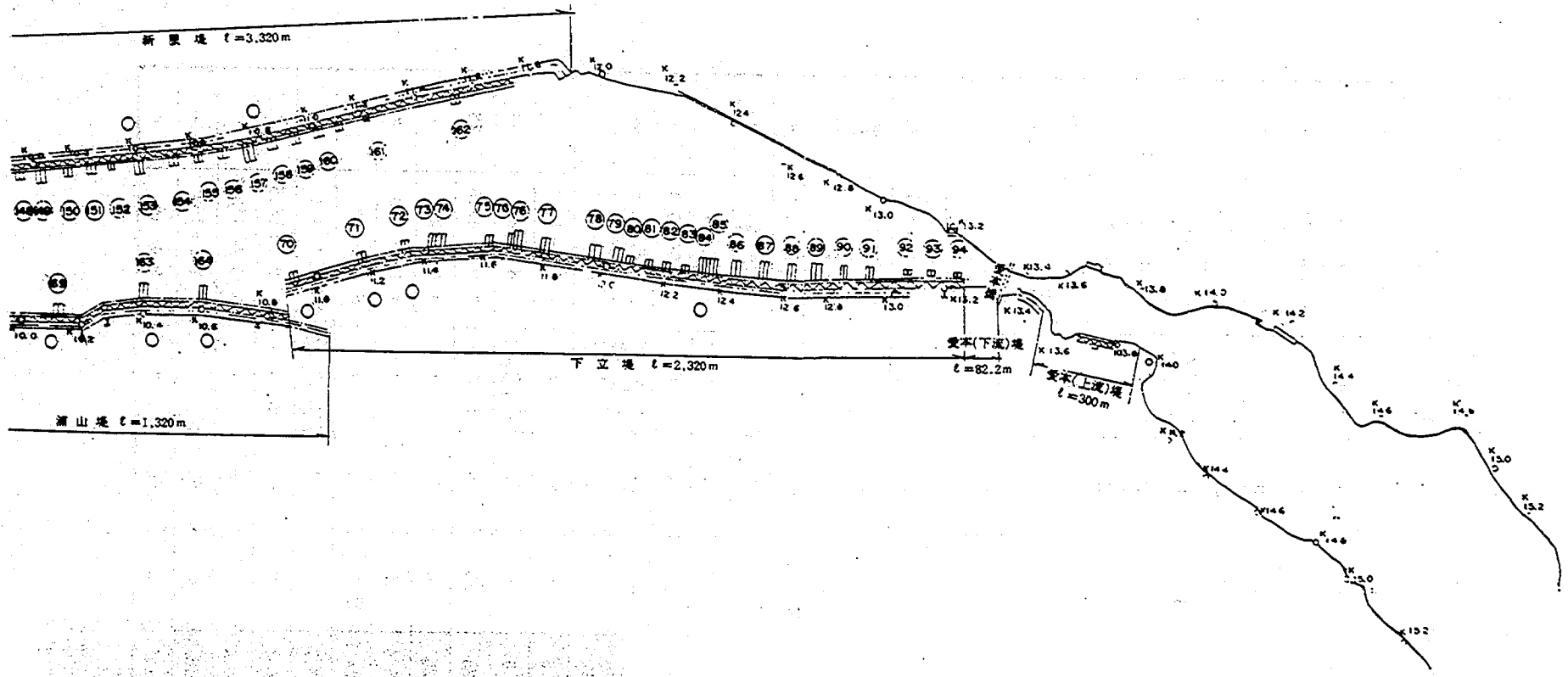


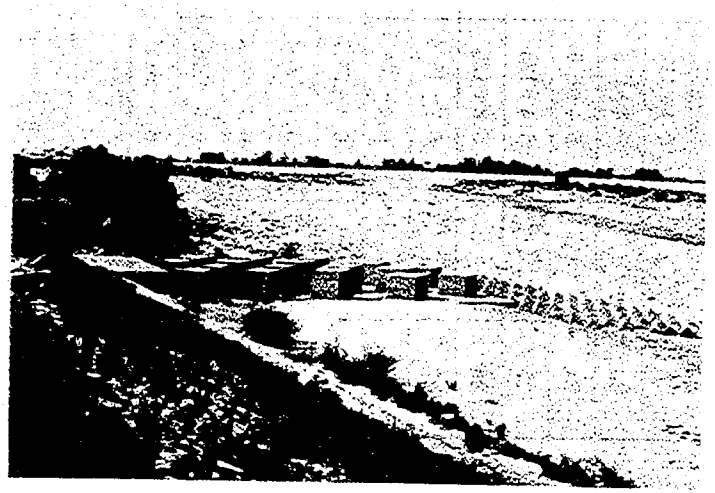
六脚ブロック水制（6.4K付近）



ピストル水制施工状況

図－3.5.2　黒部川既往水制施工状況図





小型角型ポスト水制

図－3.5.3　黒部川既往水制施工状況図

表－3.1(1)　既設水制表（図面対照表）　　S．51．4．

対象番号	水制名	施工位置	施工年度	対象番号	水制名	施工位置	施工年度
1	根固水制ポスト	左岸0.6+92	S 30	34	本水制ポスト	左岸6.6+3.5	27
2	〃	〃 0.8−40.2	30	35	〃	〃 6.6+4.9	〃
3	〃	〃 1.2−152.6	33	36	〃	〃 6.6+107.5	〃
4	〃	〃 1.2−102	33	37	〃	〃 6.6+151.2	〃
5	〃	〃 1.2−50.5	33	38	〃	〃 6.8−4.5	〃
6	〃	〃 1.2−3	33	39	〃	〃 6.8+40.5	38
7	〃	〃 1.2+47.3	33～34	40	本水制ピストル	〃 7.6−195.4	40
8	〃	〃 1.4−50	〃	41	ポスト	〃 7.6−127.3	41 42
9	〃	〃 1.4−15	〃	42	〃	〃 7.6−82	〃
10	〃	〃 2.4−63.9	30	43	〃	〃 7.6−15	41
11	〃	〃 2.4+9.5	〃	44	〃	左岸7.6+77	〃
12	〃	〃 2.6−126.2	〃	45	本水制ピストル	〃 7.6+135.5	40
13	〃	〃 2.6−63.4	〃	46	〃	〃 8.0+19.4	41
14	〃	〃 2.6+5.0	〃	47	本水制ポスト	〃 8.2−66.5	28
15	〃	〃 2.6+170	37	48	〃	〃 8.2−11	29
16	〃	〃 3.0+30	47	49	〃	〃 8.4−108.7	28
17	〃	〃 3.4+3.5	34～35	50	〃	〃 8.4−44.2	〃
18	道流堤水制	〃 3.8−90.5	25	51	〃	〃 8.4+20.1	〃
19	本水制ポスト	〃 3.8−39.5	24～25	52	〃	〃 8.4+91.5	〃
20	〃	〃 3.8+10.5	〃	53	〃	〃 8.6−50.9	〃
21	〃	〃 5.2+80	27	54	本水制ピストル	〃 8.6+25.5	27
22	根固ポスト	〃 5.4−112	〃	55	本水制ポスト	〃 8.8−99.4	〃
23	〃	〃 5.4+2.5	〃	56	〃	〃 8.8−10.7	〃
24	〃	〃 5.4+6.5	〃	57	本水制シリンダー	〃 8.8+89	30
25	本水制ピストル	〃 5.4+125	25	58	ポスト	〃 9.0−49.5	28
26	〃	〃 5.8+125	26	59	〃	〃 9.0−2.2	〃
27	本水制ポスト	〃 6.2−15.5	25	60	〃	〃 9.0+5.3	〃
28	ポスト	〃 6.4−124.5	県施工不明	61	〃	〃 9.2−52	〃
29	〃	〃 6.4−78.7	〃	62	本水制ピストル	〃 9.2+4.4	〃
30	根固ポスト	〃 6.4+26.4	28	63	ポスト	〃 9.2+58.5	〃
31	〃	〃 6.4+35.4	〃	64	〃	〃 9.2+113.7	〃
32	本水制ポスト	〃 6.6−112.5	〃	65	〃	〃 9.2+169	〃
33	本水制ピストル	〃 6.6−51.5	29	66	〃	〃 9.4−16	〃

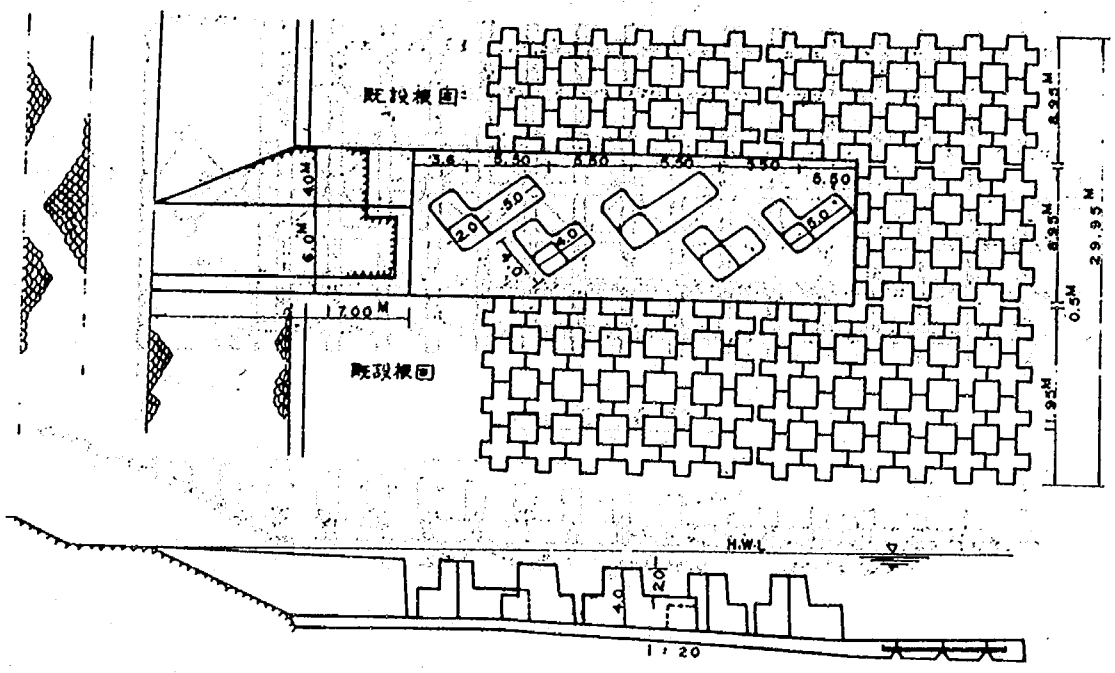
表－3.1(2)　既設水制表（図面対照表）

67	本水制シリンダー	左岸9.4+43.2	29	101	根固ポスト	右岸1.6+60.6	30～32
68	本水制ピストル	〃 9.8－8	40	102	〃	〃 1.6+118	〃
69	〃	〃 10.0+117.5	46	103	本水制ポスト	〃 2.0+42.5	32
70	〃	〃 11.0－73.5	47	104	〃	〃 2.6+35	34
71	〃	〃 11.2－29	47	105	〃	〃 2.8+16.5	〃
72	〃	〃 11.4－41.5	43	106	〃	〃 3.2+22	30
73	ポスト	〃 11.4+10	県施工不明	107	〃	〃 3.6+101	29
74	〃	〃 11.4+21	〃	108	ポスト	〃 4.0+4.2	〃
75	〃	〃 11.6+41.5	〃	109	〃	〃 4.0+61.5	〃
76	〃	〃 11.8－1.02	不明	110	本水制ポスト	〃 4.2－29	27
77	〃	〃 11.8+0	49	111	〃	〃 4.6－156	42
78	〃	〃 12.0－44.5	44～45	112	〃	〃 4.6－97.5	42
79	〃	〃 12.0+34.5	〃	113	〃	〃 4.6－31	30
80	〃	〃 12.0+	不明	114	本水制シリンダー	〃 4.8	27
81	〃	〃 12.0+	〃	115	本水制ポスト	〃 8.0－58.5	24
82	〃	〃 12.2－	44	116	ポスト	〃 5.0－36.2	27
83	〃	〃 12.2－71	44	117	〃	〃 5.0+16	28
84	〃	〃 12.4－732	38	118	本水制ポスト	〃 5.2－112.5	〃
85	本水制ピストル	〃 12.4－60.5	39	119	根固水制	〃 5.4－100	25
86	ポスト	〃 12.4+48	県施工不明	120	本水制ポスト	〃 5.4－16	41～42
87	本水制ポスト	〃 12.6－61.5	〃	121	ポスト	〃 6.0－30	38～39
88	〃	〃 12.6+30.5	〃	122	〃	〃 6.0+35	〃
89	〃	〃 12.8－48.7	〃	123	〃	〃 6.0+90	〃
90	〃	〃 12.8+44.7	〃	124	〃	〃 6.2－55	〃
91	〃	〃 13.0－82	〃	125	〃	〃 6.2+7.5	44
92	6脚水制ブロック	〃 13.0+50	46～47	126	〃	〃 6.2+117	44
93	〃	〃 13.2－80	〃	127	テトラポスト	〃 6.4－8.8	〃
94	〃	〃 13.2+12	〃	128	本水制ピストル	〃 6.4－14.5	〃
95	根固ポスト	右岸0.8－6	28	129	テトラポスト	〃 6.4+44	〃
96	〃	〃 1.0+92.4	27	130	〃	〃 6.4+103	〃
97	〃	〃 1.4	24	131	〃	〃 6.6－114	〃
98	〃	〃 1.6－107	34	132	本水制ピストル	〃 6.6－44	45
99	〃	〃 1.6－52	30～32	133	テトラポスト	〃 6.6+19	44
100	〃	〃 1.6+.5	〃	134	本水制ポスト	〃 6.6+96	〃

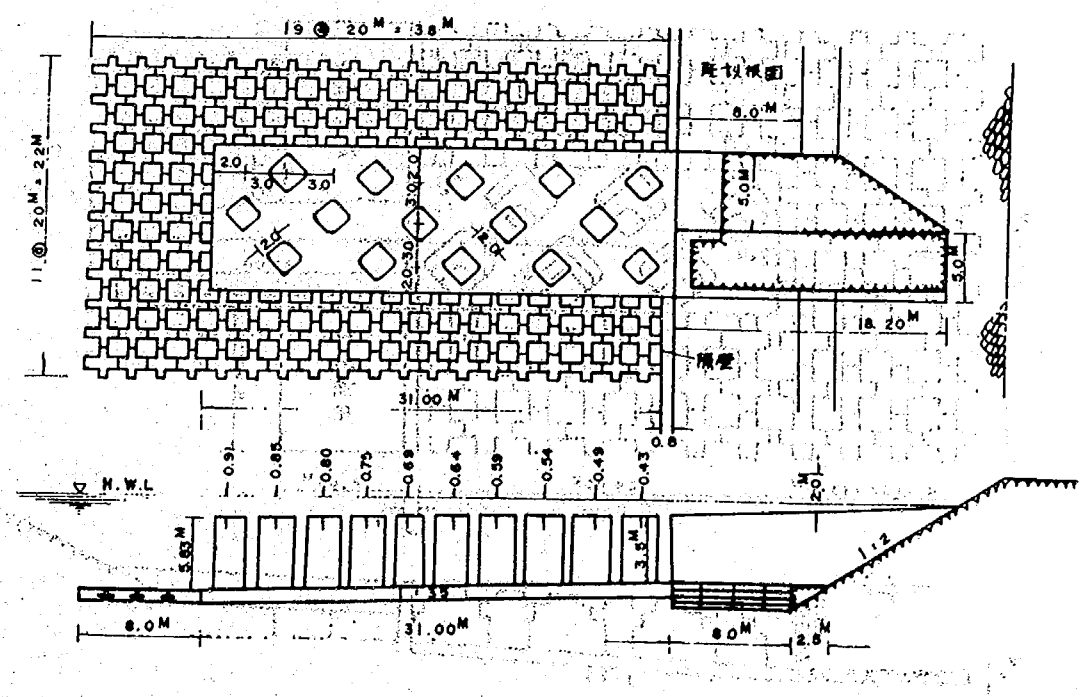
表－3.1(3)　既設水制表（図面対照表）

135	ポスト	右岸6.8+75	46	150	ポスト	右岸10.2−40	30
136	〃	〃 6.8+150	45	151	〃	〃 10.2+42	〃
137	〃	〃 7.0−72	46	152	〃	〃 10.2+108	〃
138	〃	〃 7.0+20	47	153	本水制シリンダー	右岸10.4+15	〃
139	〃	〃 7.0+100	48	154	ポスト	〃 10.4+10.0	45～46
140	〃	〃 7.2−30	48	155	〃	〃 10.0	〃
141	本水制シリンダー	右岸7.4−65	28	156	〃	〃 10.0+90	〃
142	ポスト	〃 7.6−57.5	34	157	本水制シリンダー	〃 10.8−34	31
143	〃	〃 7.8+24	〃	158	本水制ポスト	〃 10.8+46	45
144	〃	〃 7.8+74	〃	159	〃	〃 10.8+126	44
145	本水制ピストル	〃 8.0− 4	41	160	〃	〃 11.0+16	〃
146	本水制ポスト	〃 9.6+6.5	30	161	〃	〃 11.4−37	43
147	本水制シリンダー	〃 9.8−75.5	29	162	〃	〃 11.6−68	42
148	ポスト	〃	49	163	本水制ピストル	左岸10.6	50
149	本水制シリンダー	〃 10+23	28	164	〃	〃 10.4	51

ピストル型水制

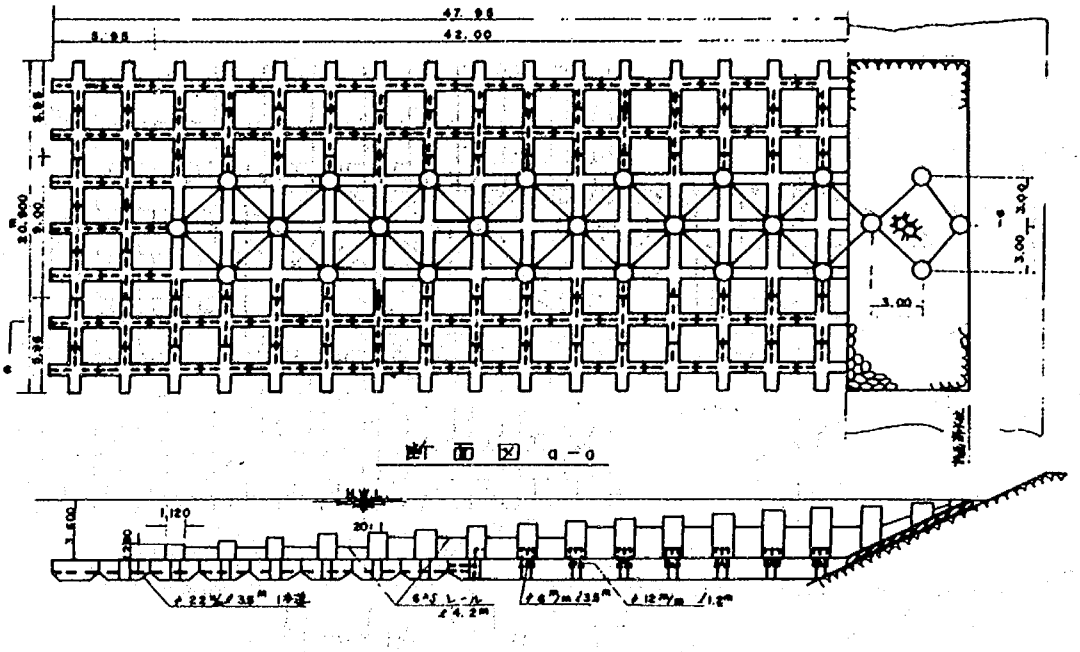


シリンダー型コンクリートブロック水制（其ノ一）

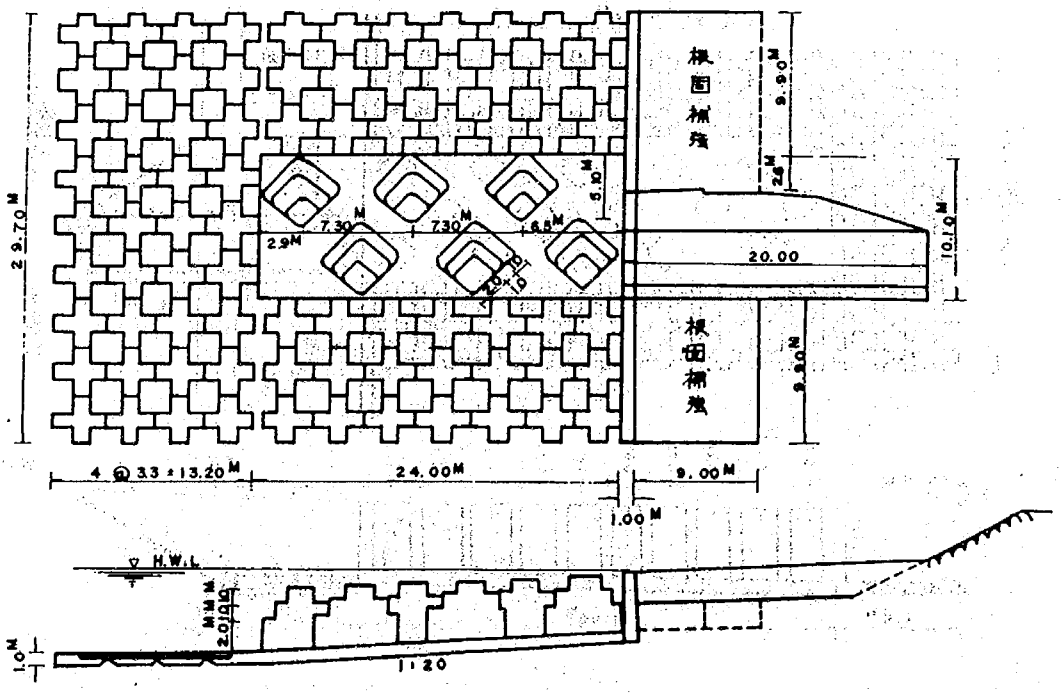


図－3.6.1　水制工の標準構造図（昭和50年以前）

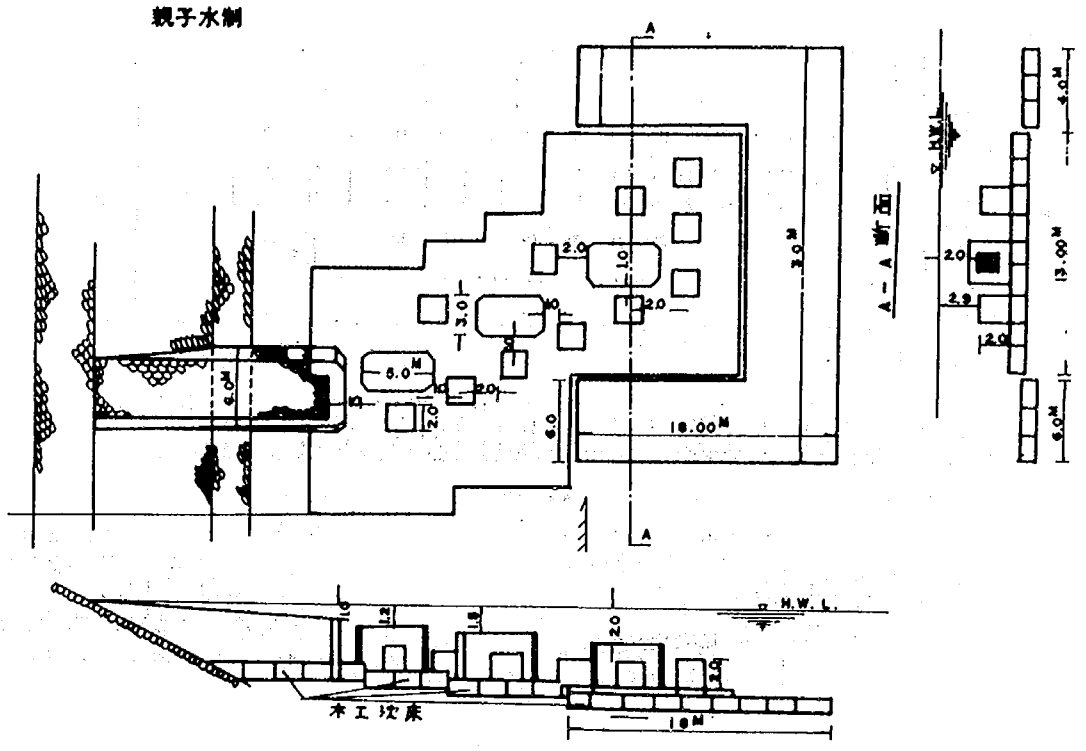
シリンダー型コンクリートブロック水制（其ノ二）

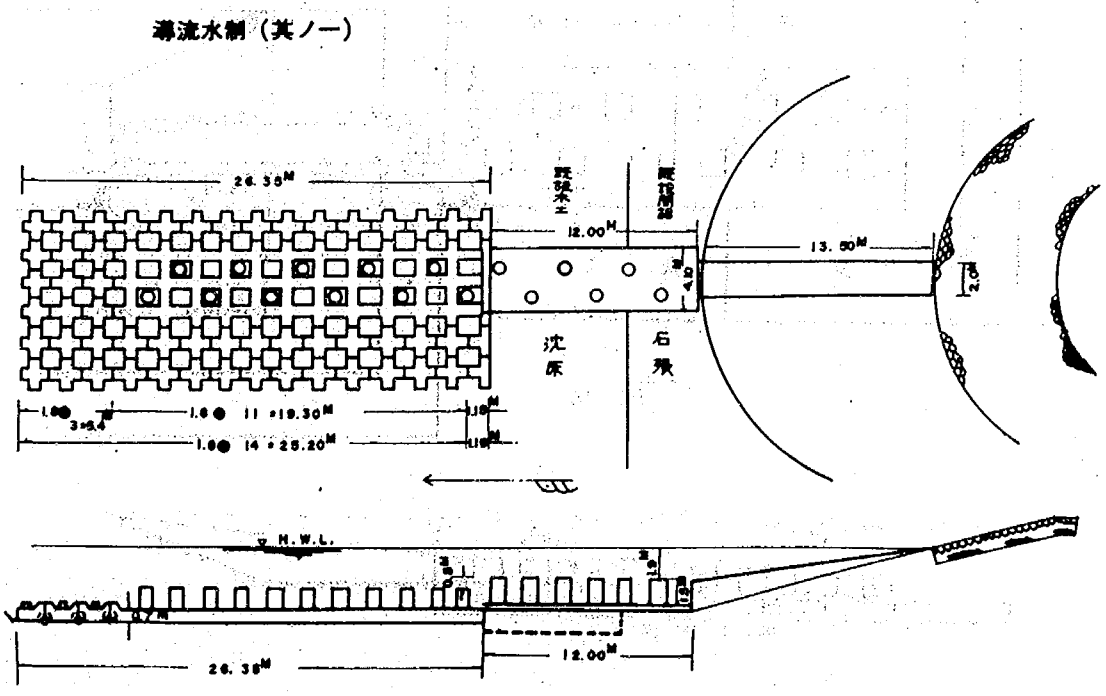


多段式シリンダー型水制



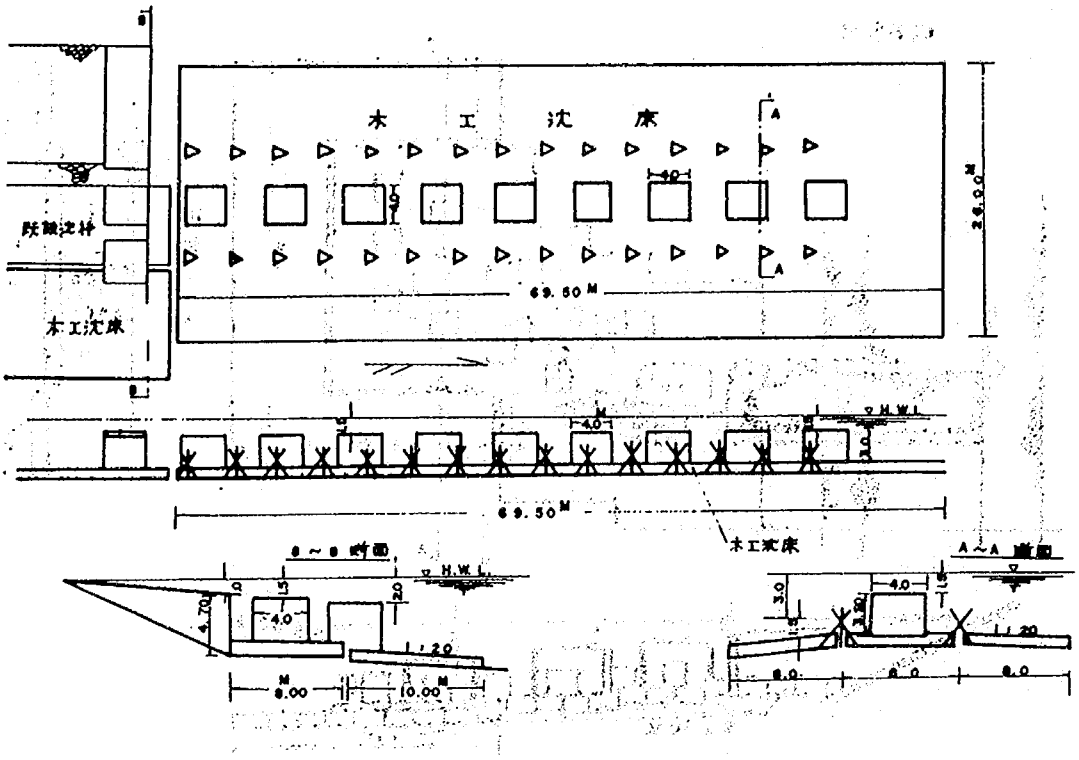
図－3.6.2　水制工の標準構造図（昭和50年以前）



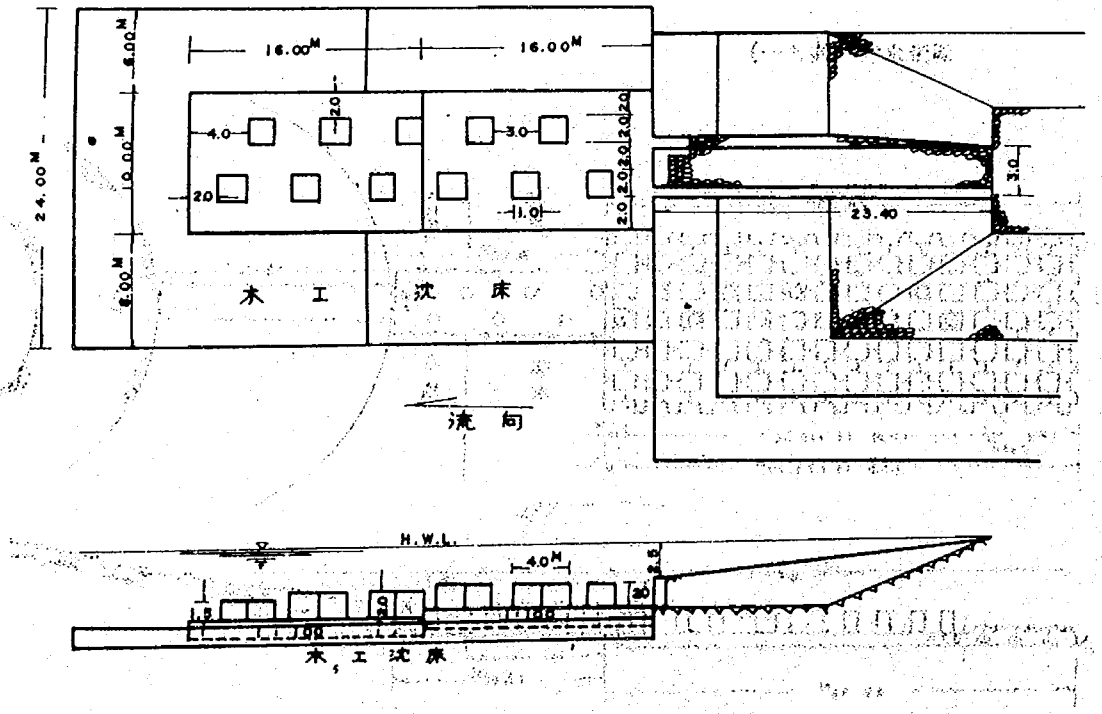


図－3.6.3　水制工の標準構造図（昭和50年以前）

導流水制（其ノ二）

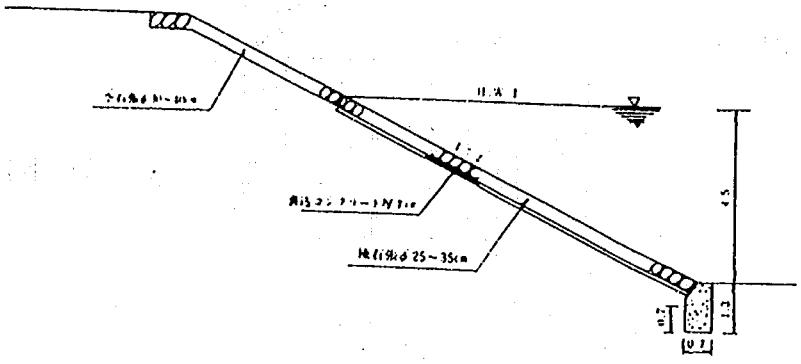


導流水制（其ノ三）

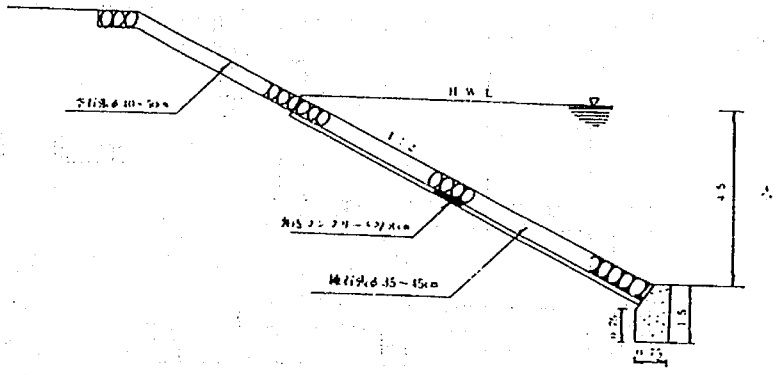


図－3.6.4　水制工の標準構造図（昭和50年以前）

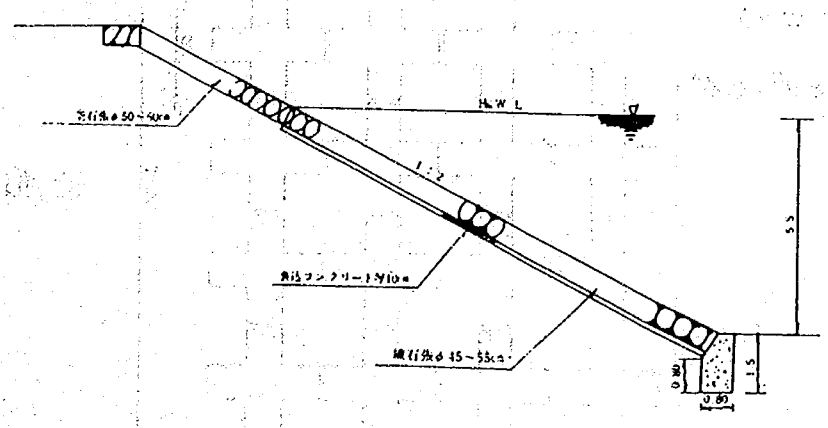
下　流０～５Ｋ



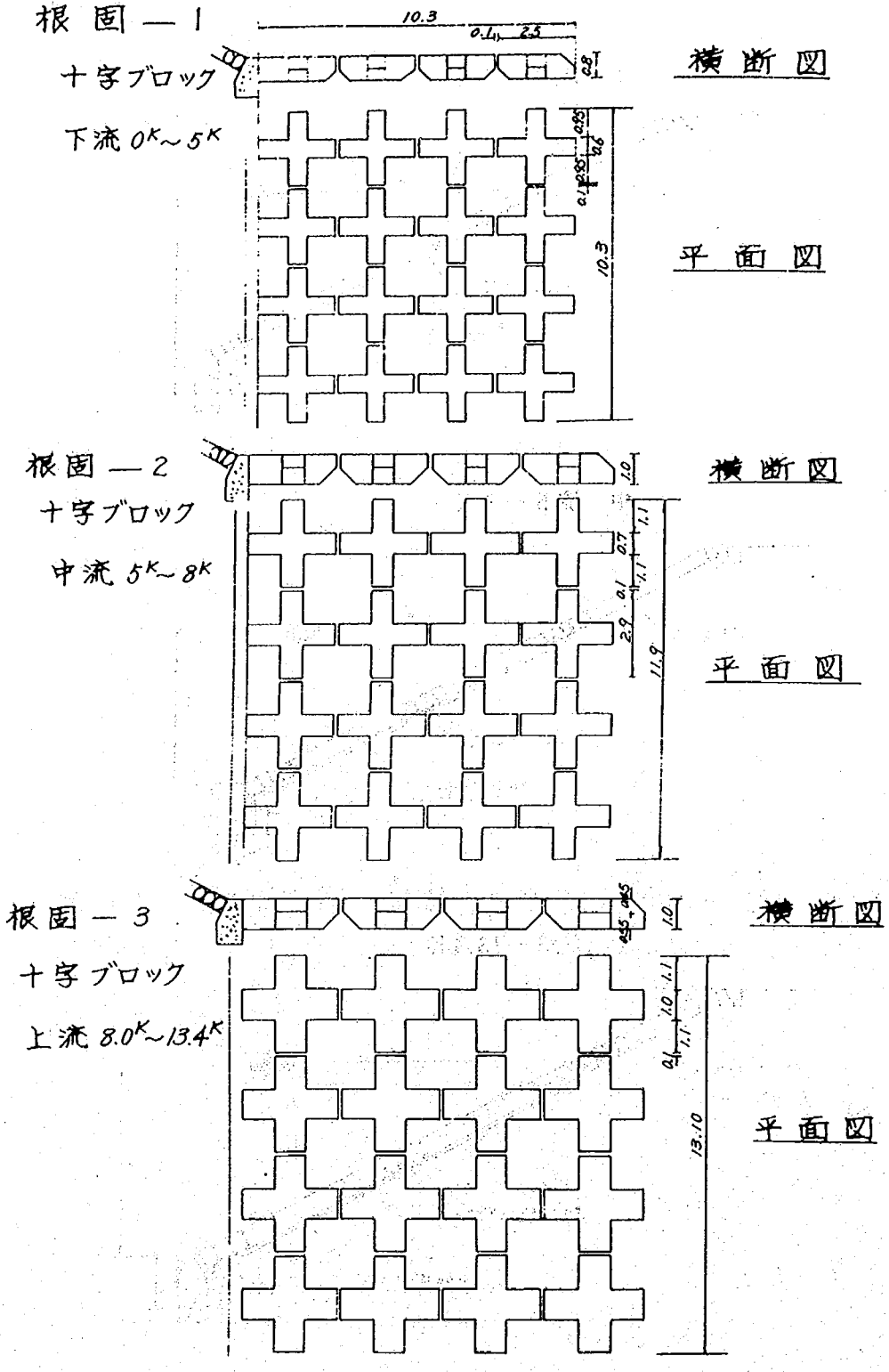
中　流５～８Ｋ



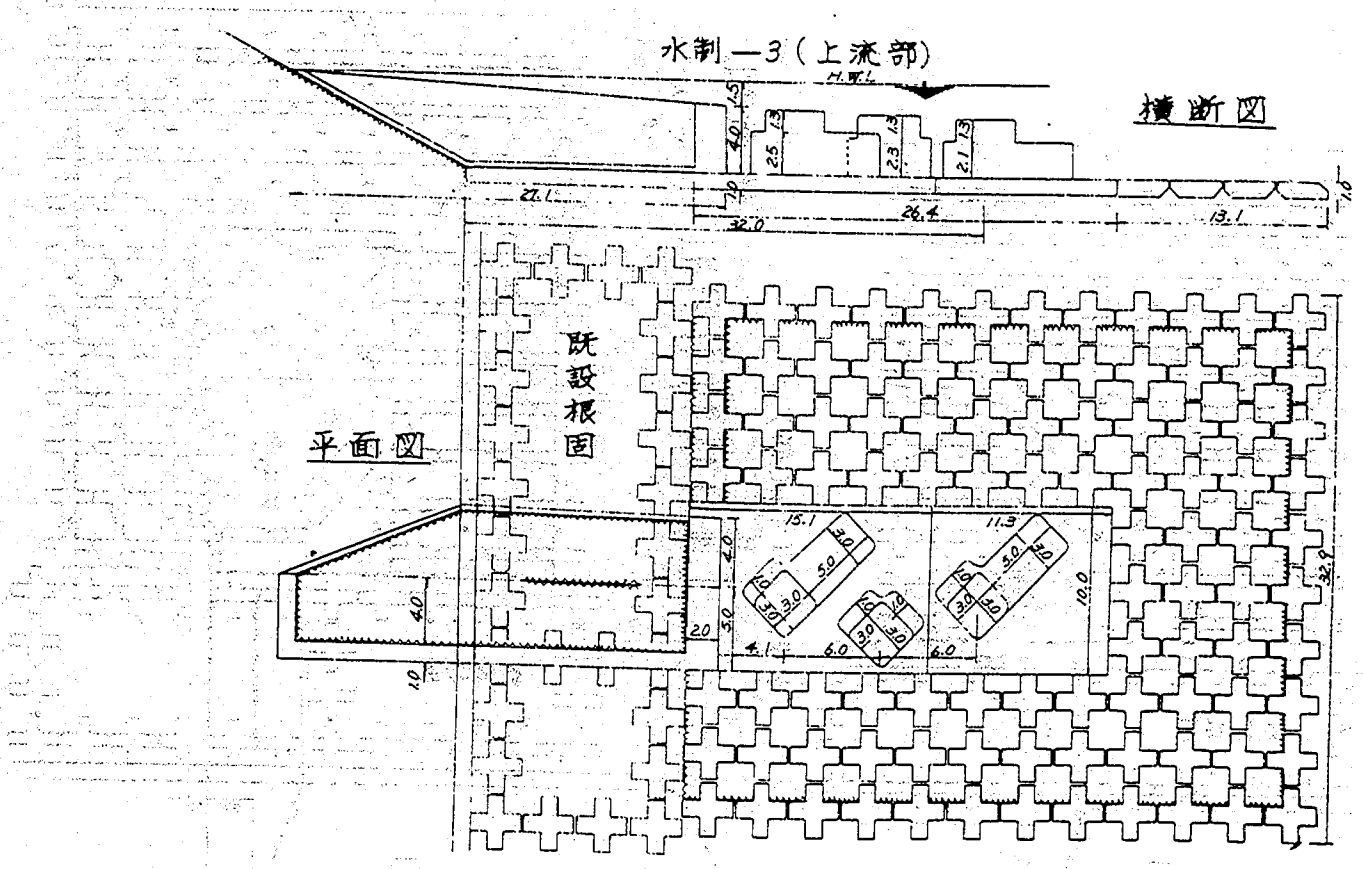
上　流８～13.4Ｋ



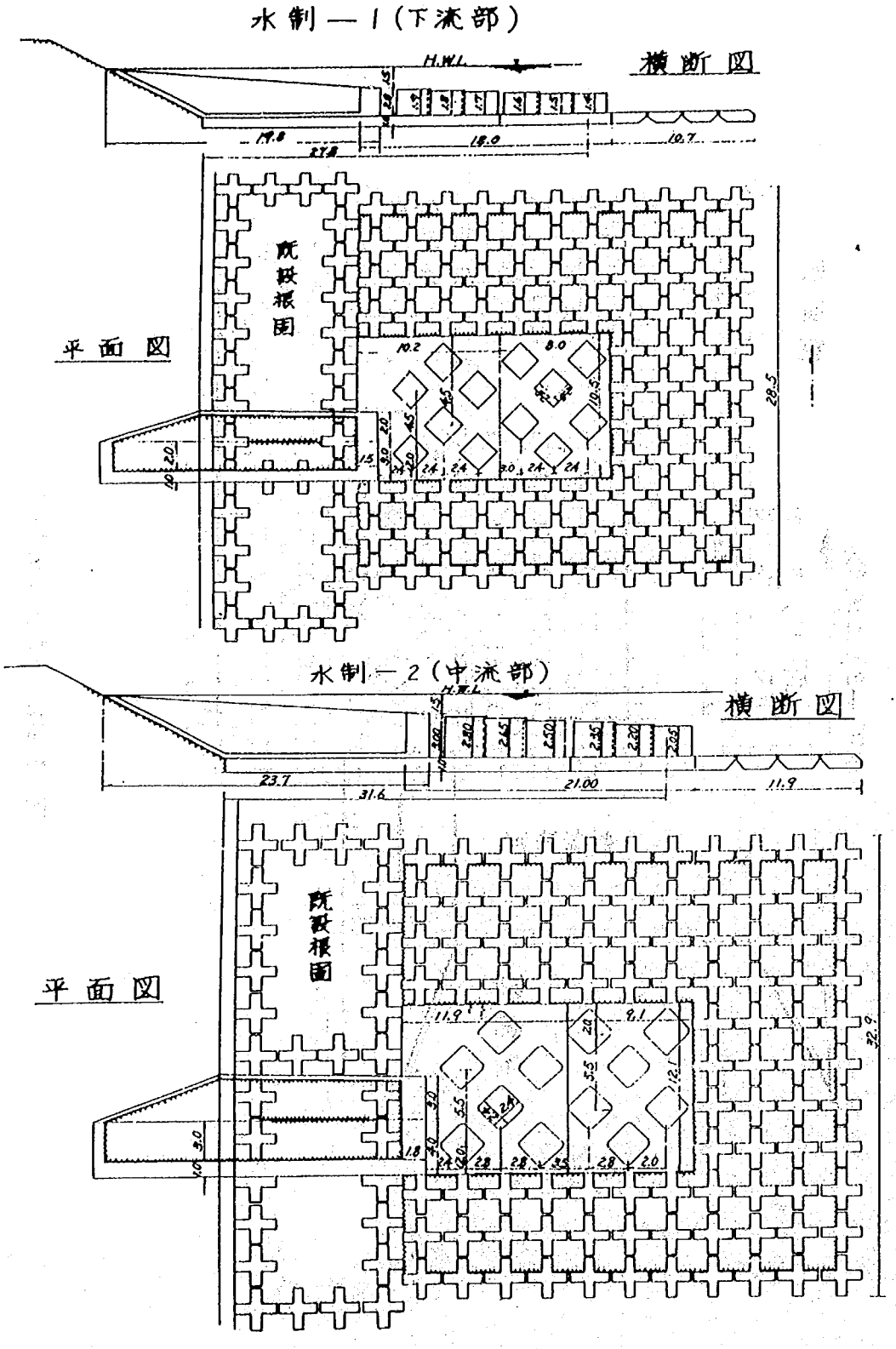
図－3.7　高水護岸標準構造図



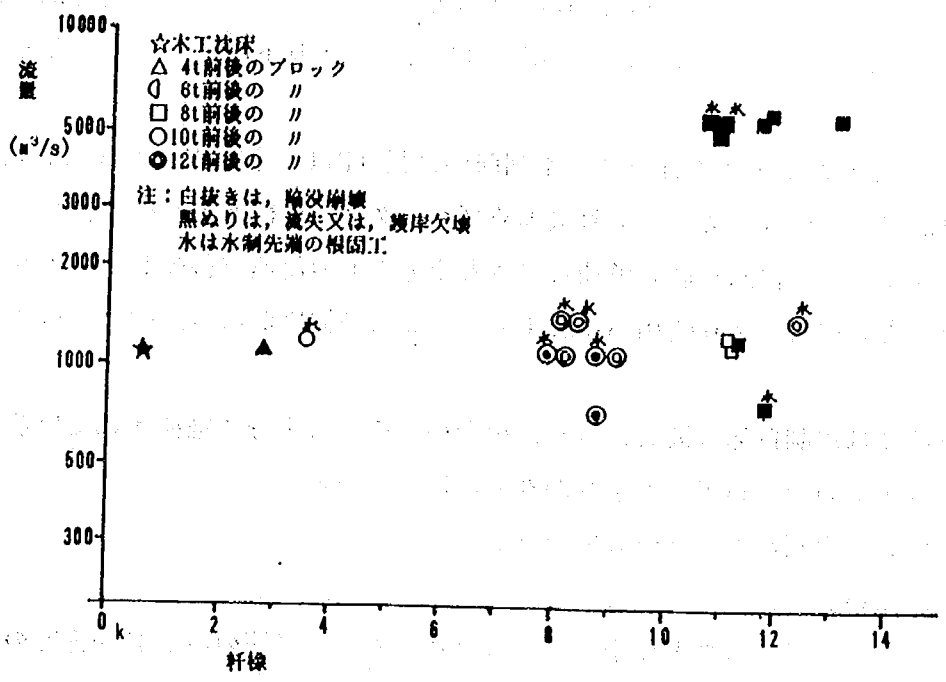
図－3.8 根固め工標準構造図



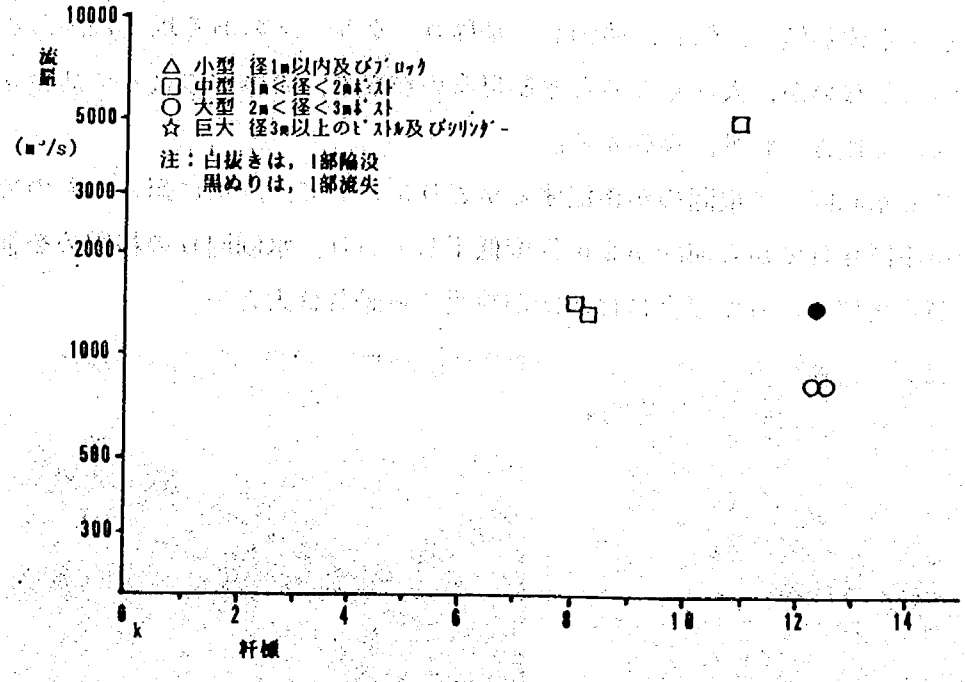
図－3.9(1)　水制工標準構造図



図－3.9(2)　水制工標準構造図



図－3.10　被災位置と流量規模（根固め工）　事務所資料修正



図－3.11　水制被災位置と水制規模　事務所資料修正

る。

③８tonブロックは10km下流での被害は無いが10km以上では1,000m³/s程度で被災している。

④10tonブロックは下流3.6km右岸で流量1,200m³/sで崩壊した事例があるが，水制の先端の根固め工であるので，通常の護岸根固めとして使用すれば10.0kmより下流で，十分対応できる重さである。

⑤12tonブロックの流出した根固め工は全て，水制前面に張り出した根固め工であり，護岸根固めとしては十分対応できる重さである。なお根固めブロックは，層積みでその形状が変形しない場合の移動限界流速に比べ，移動変形し単独となると半分程度の流速で移動してしまう。

水制について見ると昭和41年より昭和53年度まで計６ヵ所の被害がある。図－3.11より次のことが言える。

①８km地点より下流では水制自体の被災は無く，小型のものでも十分に維持されている。

②８kmより上流では中型の根固めポスト水制が変形流出している。

③12kmでは大型のポスト水制が変形流出している。

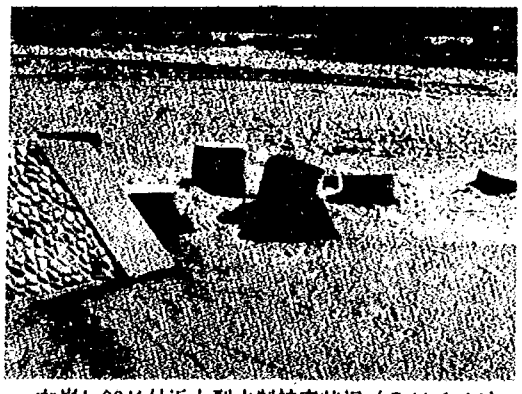
④巨大水制は被害が無い。

水制の基部を見ると，木工沈床の上に乗っているだけのもの，無筋の厚さ90cm程度の玉石コンクリート基礎の上に一体となっているものがある。黒部川と同様な常願寺川の水制被害を見ると玉石コンクリート基礎の上に乗るピストル水制も被災している。

被災写真より判断すると水制の被災は次のように進むものと思われる。

洪水時水制回りの河床が低下すると根固めブロックは沈下，変形，移動し，水制本体近くも河床が低下し，水制下の土砂が動き，水制とその下の河床の間にすきまが生じる。基礎コンクリートが無い場合は，水制本体が傾き，転動，移動し，基礎コンクリートのある場合は，ある程度のすきまが生じても変形しないが，大きくなると水制自身の重さと，流体力によって基礎コンクリートは水制と一体となって傾き，転動，移動する。

巨大水制であっても水制回りの根固めが機能するかぎりにおいて，洪水に耐えるものである。黒部川では，水制が設置されてから河床が２m程度低下しており，水制回りの根固めを補強しないと，水制設置部が水衝部となった場合には水制が被災する恐れは大きい。



右岸1.08K付近大型水制被害状況（S44.8.13）



左岸0.8K付近，44洪水による水制被害状況（S44.8.12）

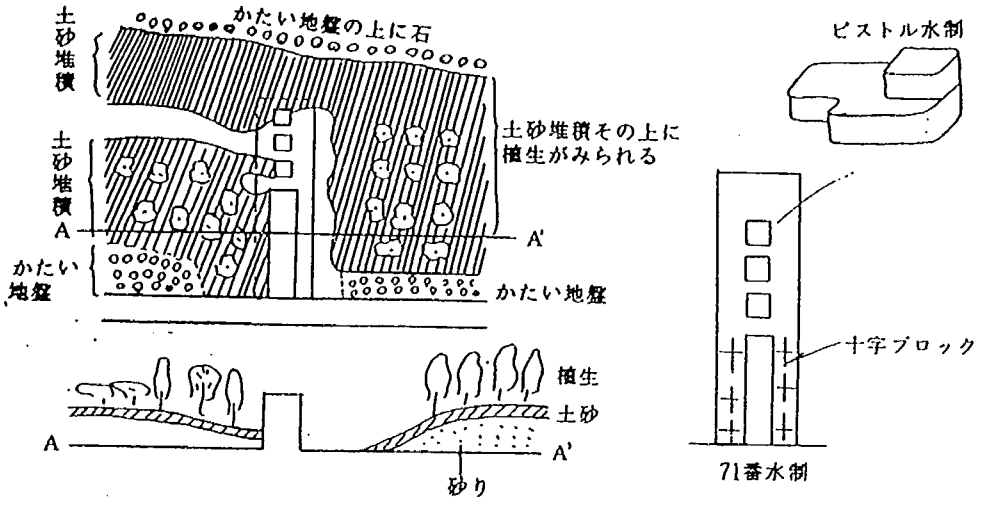
写真－3.1 水制の被災例　黒部工事事務所提供

（３）水制間への土砂の堆積

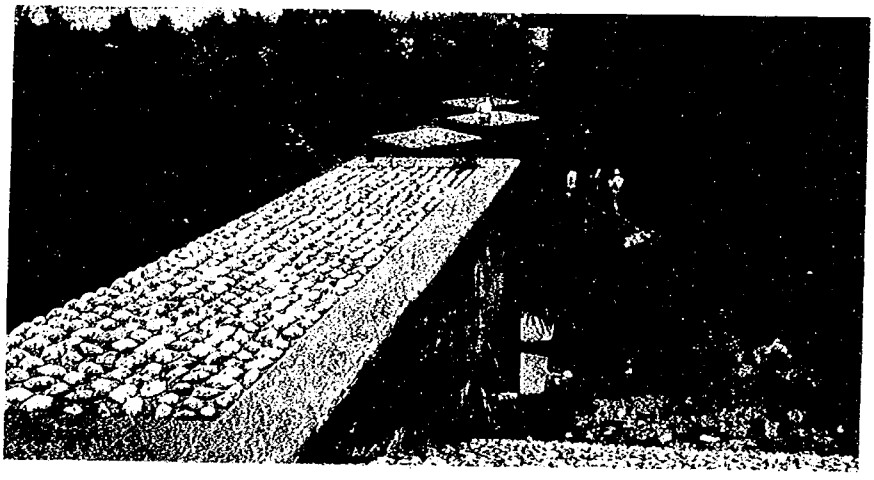
1990年６月に行った黒部川現地調査により，水制間の土砂の堆積状況を示す。

①河岸沿いに低水路が位置している11.6～13.2km左岸，10.4～10km右岸，3.2～3.8km右岸の水制間の土砂の粒径，植生状況を見ると，背の低いポスト水制間の土砂の粒径は，河床材料とあまり変らず，浮遊砂の堆積は見られない。水制の直前は，洗掘されていることが多い。不透過構造的な水制では，水制前面の河岸寄り，および背後に薄く砂，シルトが堆積し，植生が生えている所がある。

②水制付近の河床が，低水路の低下に伴って高水敷化されつつある所は，グミの木や草が生えているが砂とシルトの堆積量は多くない。ただし局所的に浮遊砂が図－3.12，写真－3.2に示すように堆積している所もある。



図－3.12　11.2km付近左岸の状況



写真－3.2　11.2km付近水制回りの状況（1990）

黒部川のような急流扇状地河川では，水深が浅くても流れが早く，また水制背後のように死水域的環境の所でも渦流の流速がけっこうあり，局所的な所を除けば細粒分の堆積が生じにくく，水制間に土砂が継続的に堆積することは，あまり期待できない。

（４）水制回りの侵食

洪水時，水制に流水が衝ると水制回りが洗掘される。図－3.13は，写真－3.3に示す11.7km左岸の水制回りの洗掘形状を示したものである。水制上流側の洗掘範囲は約８ｍ，水制の先端で10ｍ程度であり，洗掘深は，水制上流側先端付近で約1.5ｍであった。

水制の実質的な長さℓｇは20ｍであり，その約半分が洗掘範囲となっている。

図－3.6に示した水制構造図によると，ほぼ水制先端より水制長の約半分の範囲に根固めブロックが設置されており，この水制の洗掘範囲と調和的である。水制回りの根固めの設置範囲は被災経験から学んだものであり，図－3.6に示した根固め設置範囲が水制による洗掘範囲を示すものと考えられる。

透過型タイプの水制の方が水制長に対する根固め設置範囲が小さめであり，洗掘範囲が不透過型に比べて小さくなることを表していよう。

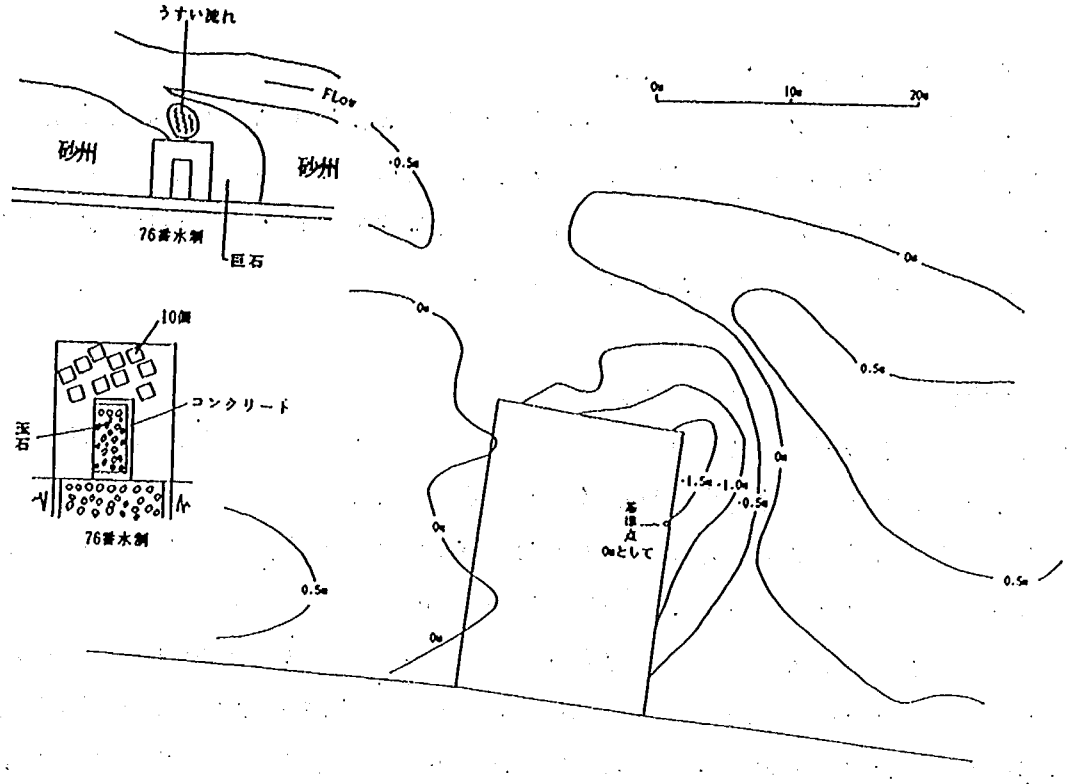
（５）水制工の配置と河岸侵食

河岸侵食幅および侵食長は，砂州形状と密接な関係にあることを先の２－８に述べた。さらに侵食長は，黒部川に見られる砂州長Ｌ$_s$＝600～800ｍより長いもの，すなわち砂州が３つから５つ集って一つの大規模な砂州（図－2.27）となった長さに対応した侵食長となっているものもあることを述べた。しかし，水制の配置を考える基本長さとしては，小さめの砂州長600ｍを基準として考えるべきであろう。黒部川で見られる本水制（水制高の高いピストル型，シリンダー型水制）は，300ｍ間隔，長さ30ｍに設置されているが，砂州形状から考えると長さは50ｍは必要である。

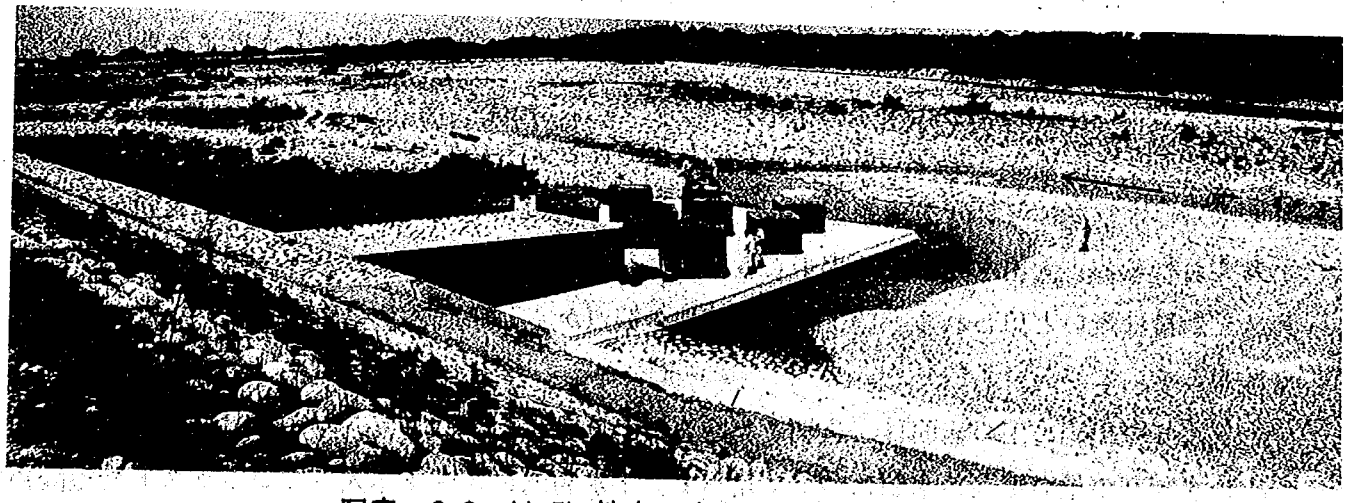
堤防の安全性の向上と言う点から言えば，本水制間隔Ｌ$_s$を砂州長Ｌ$_s$の1/3～1/4程度以下，水制長ℓ$_s$を砂州幅の1/6～1/8程度以上とし，本水制の間には根固め水制は設置せず，根固めブロックを堤防沿いに幅10～12ｍ程度設置した方が良いように思える。

３－３　現在の根継ぎ工法

昭和24年より始まったコンクリートによる根固め工又は水制工の基礎敷高は，13.4km～8.0km間付近がH.W.L-5.0ｍから-5.5ｍ程度，8.0km付近より下流河道がH.W.L-3.5ｍ程度で多くが施工されている。この敷高は，当時としては精一杯の掘削深であったといわれている。昭和50年４月の流量改訂（Ｑ＝6,200ｍ^3/ｓ）に伴う改修事業の実施に当り，弱小堤，河道疎通能力不足箇所，水衝部等を優先的に順次施工し，水衝部には水制を，堤防法面には全面にわたり一種護岸，その前面には根固め工，根固め水制が施工されている。この高水護岸およびその根固め工，水制は先の図－3.7～3.9の標準構造図に示すように，基礎敷高は13.4km～8.0km（上流）がH.W.L-5.0ｍ，8.0kmより下流河道をH.W.L-4.5ｍとしてその補強，根継ぎ工事が行われている。また，水衝部等における河床低下や局所洗掘に伴う既設護岸および水制の根の浮き上がり，あるいは被災に伴う根継ぎ工事も実施している。このような箇所は，澪筋（主流線）が堤脚付近に接近しており，護岸根固め等の根入



図－3.13　11.7km地点水制回りの侵食形状



写真－3.3　11.7km地点の水制と侵食形状（1990）

れ深さは，近年の５～10年間の最深河床高を包絡する河床高を求め，それに基づいた河床高-1.0mとした根継ぎが行われている。

３－４　求められている河岸侵食防止工法

黒部川に設置された水制は，その高さ形状から①本（導流）水制，②根固め水制に分けられる。これらの水制は，平均河床高の低下以前に設置されたものが多いので，ここでは，まず平均河床高の低下が無いという前提で水制工の評価を行い，次に河床低下の生じた現状を踏まえて今後の水制工のあり方とその河岸侵食防止工法について述べる。

（１）河床低下が無いとした上での評価

黒部川の水制工の第一の特徴は巨大な本水制である。水衝りの強い所に設置され，堤防を守る第一防御ラインとなり，堤防に直接激流が衝突するのを防いでいる。

通常の護岸，根固めでも，護岸の根入れおよび根固め幅を深掘れに対応できるだけ十分にとれば，堤防は守れると考えられるが，河床勾配が1/100程度で玉石のごろごろする河川では，一洪水中の平均河床高が１ｍのオーダーで変動し，また砂州の形成，消滅が一洪水中で生じ，かつその砂州高H_sが４ｍ近くに及び，さらに河道の平面形状の影響を受け，大砂州が生じ，深掘れ深の評価が難しいので，本水制を設置し，第一防御ラインとするという考え方は妥当であろう。

水制高の高い本水制の配置については，前節（５）で述べたように配置すれば，堤防沿いまで主流は到達しないものと思われる。さらに，本水制間は，人工的に河床材料で高水敷化してしまえば堤防の安全度をより増すことになる。この場合河岸線は水制先端から主流の方向に対して約1/6の角度で堤防側に入り込むような形となろう。

一連の水制高の高い本水制の最上流の水制は，現在，激流を全長L_sで受ける形となっている。上流部により短い本水制を短い間隔で設置し，主流がスムーズに流下するようにすべきであろう。

本水制の高さh_sに関しては，水制の上流側の水位が，動圧分だけ上昇することを考えると，この水位上昇を緩和するため，水制を河心側に低くなるように勾配をつけることは妥当であろう。

本水制の水制頭に近い方を透過型にしているのは，水制頭の局所洗掘深の軽減を意図したものと考えられるが，大出水時には流木やごみがつまり実質的に不透過水制となってしまうので，それほど効果は無いと思われる。施工性・経済性の観点から，水制本体の構造は見直しても良いように思える。

水制回りの根固め工の範囲は，適切と判断される。

次に水制高の低い根固め水制について述べる。本水制間に３～４本入っているポスト型根固め水制は，根固め水制とは言ってもh_s＝1.0～2.0m程度であり，平均年最大流量時の水深とほぼ均しく，またL_s/ℓ_s＝２程度（L_s：水制間隔，ℓ_s：水制長）となっているので，実質的には本水制的な機能を持ち，砂州による深掘れ部を水制頭前面に追いやる機能を果している。これは本水制だけでは，堤防防御に不安があるため設置されたものと思われる。このポスト型根固め水

制の位置付けは難しい所であるが，前節（５）で述べたように本水制を密に設置し，根固め水制は設置せず堤防沿いに根固めブロックを設置すれば良いと考えている。

（２）河床低下対策および複断面化への対応と水制工

黒部川は，河積増のための河床掘削等によって平均河床高で約２ｍほど低下し，また洪水流量の減少等によって，複断面化しつつある。これに対応する護岸工をどのような構造で，どのように配置すれば良いかが問われている。

①高水敷の無い場合

現状においても，水衝部が堤防寄りにあり高水敷化された部分の無い所は，平均河床高の低下に対応した護岸，根固め，水制の補強を行う必要がある。基本的には，既存の河岸侵食防止工を生かし，護岸の根継ぎおよび根固め工の新設を行えば良いと考えられる。

②高水敷化された区間

高水敷化された所の処理の考え方としては二つの考え方がある。一つは，高水敷化された河岸は不安定なものであり，これは侵食される恐れがあるので，堤防護岸の補強を行って，高水敷化された部分は，存置させておく。もう一つは高水敷化された所では，積極的にこれを堤防補強機能を持つものとして位置付け，かつ高水敷高間の有効利用を企てるため，何等かの低水河岸保護工を設置して，流水に対して侵食を防ぐ対策を行うものである。

河川空間の有効利用，堤防の安全度，経済性等を考えると後者の方向を積極的にさぐってみる必要がある。この場合には，次の前提が成立する必要がある。

a)高水敷の侵食は，河岸の側方侵食で生じるものが大部分である。この側方侵食を防ぐだけの強度を持つ河岸侵食防止工法があること。

b)大出水時には高水敷は侵食の恐れがあるが，その侵食深は大きなもので無く，堤防前面の既存の根固め工の高さより深くなることは無い。

a)の条件を満足する工法はあると考えられる。b)に対しては，高水敷でこれだけの侵食が生じるには，高水敷上に巨大な構造物（例えば橋脚）があるか，高水敷上に大出水時に砂州規模の河床変動が生じるかしか考えられず，実際には，このような侵食は生じないと考えて良いであろう。したがってa)，b)の前提のもとに，ただし高水敷が大出水時に荒れることを許容するとして低水河岸の侵食防止工法を考えていくことになる。これについては，次章以降に実験等の検討結果を通して述べることとする。

第４章　黒部川河道水理模型実験の概要

４－１　実験の目的

ここでは模型実験により，現況河道の水理現象と問題点の把握，新河道計画における法線形の検討，水衝部対策工法の問題点と改良案，寄り州保護工（縦工および横工）の構造，配置案の検討，段階施工の施工順序と問題点等についての検討を行うことを目的とした。

４－２　模型実験の相似則

４－２－１　相似則

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じ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求められる。[1,2)]

（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，

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

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

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，

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

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

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。

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

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，

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

（4－6）式において径深R≒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，

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

となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ，

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

となる。なお，流速分布の相似まで考えると，模型の縮尺が歪んでないこと（$x_r=h_r$），粗度要素の幾何学的相似等が必要となってくる。（4－7）式の関係をフルードの相似則という。

（2）移動床模型の相似則

ところで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。すなわち，平均流の相似を考えた場合，河床形態がどのような関数になっているかを知らなければ，移動床の相似性を検討することができない。一般に河床形態を含めた流れは次式　の無次元量に支配される。

$$q_s/u_*d \text{ or } \phi=f\ (R_{e*},\ \tau_*,\ H/d,\ B/H,\ s) \quad \cdots\cdots (4-8)$$

ここに，$R_{e*}=u_*d/\nu$（粒子レイノルズ数），$\tau_*=u_*^2/s\cdot g\cdot d$（無次元掃流力），$s=\rho_s/\rho_w-1$（粒子の水中比重）である。

移動床の流れは，（4－8）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R_{e*}，無次元掃流力τ_*，水深粒径比H/d，粒子の水中比重sであると考えられ，$R_{e*}=u_*d/\nu$が大の時はこの項を無視することができる。したがって，現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では，河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し，その模型の材料が0.6㎜以上であれば，実河道と河道模型とでは同じような河床形態が生じ，フルードの相似関係を得ることができる。しかし，実河川でR_{e*}の値が十分大きく無視できても，一般の河道模型ではR_{e*}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，実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R_*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が小さく，摩擦速度が小さいほど生じやすい。

ところで模型においての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川幅と水深の比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一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，R_*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，砂州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。R_*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あり，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0.2mm位以上あればそれほど問題がないが，それ以下あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は，沈降速度の縮尺が，フルード則による速度の縮尺と異なるため，流砂形態の相似性が得られず，また一般に流砂量も相似にならない。実際には，移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを，模型と実河道で一致させなくても，河床形態や流砂形態の相似条件は，支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば，異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似にしやすい。

4－2－2　黒部川の模型縮尺

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。黒部川模型は河口から愛本地点の上流側付近までの範囲を対象とすることが望ましいが，実験場の施設規模および先の2－4に述べたように粒径が大きく，かつ約6.0km付近を境に粒径が変化していることから縮尺1/100（無歪）とし，14.6km～6.0km間河道を移動床模型として製作した。模型河床材料には，現地河床材料の平均粒径を河道模型の縮尺と同じとするだけでなく，粒度分布形まで相似となることが望ましい。しかし現地の河床材料の粒度分布形は，河道の縦断方向や場所的にも変化する。河道のある区間におけるこのよな粒度分布形の変化は，河床材料が未分級な扇状地河道においてとくに顕著である。この実験の場合も実河道における粒度の縦断方向や場所的な変化は大きいが，模型実験では河道全域にわたって同一粒度分布形の河床材料を用いざるを得ない。ここでは，昭和62年度の河床材料調査結果の粒度分布形（図－4.1）より，縦断方向にも平均化したような分布形を想定し，その粒径を1/100に縮尺したものを，模型における河床材料の粒度分布を決める基とした。

実際に模型実験に使用した河床材料の粒度分布形は，図－4.2に示す模型砂Aであり，図－4.1に示す分布形と若干異なる。これは模型上で0.1mm以下の粒径の砂は浮遊砂として流送されて，

河床材料から脱落してしまうこと，また現地においてもこの粒径相当以下のものは，大礫のマトリックス材料で河床変動にあまりきかないので初めからこれをカットしているためである。

（1）フルード相似則

（4－7）式を使って，黒部川模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし，前述のように模型の水平，鉛直縮尺は共に1/100である。

$x_r = h_r = 100$

$A_r = x_r \cdot h_r = 10,000$　　$t_r = x_r \cdot h_r^{1/2} = 10$

$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} = 100,000$　　$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} = 1$

$v_r = h_r^{1/2} = 10$　　$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 2.15$

（2）河床面の相似性

現地河道の河床材料粒径は，図－4.1に示すように縦断方向にも平均化したような分布形を想定したときの平均粒径が，$d_m \fallingdotseq 160$mmである。模型河床材料平均粒径は，図－4.2の模型砂Aに示してあるように1/100に縮尺した$d_m \fallingdotseq 1.6$mmであるので，無次元掃流力τ_*および摩擦速度と河床砂の沈降速度の比u_*/w_0の現地と模型の比は，おのずから

$$\tau_{*r} = \frac{u^2_{*r}}{(\rho_s/\rho-1)_r \cdot g_r \cdot d_r} = \frac{h_r^2}{s_r \cdot g_r \cdot d_r \cdot x_r} = 1.0$$

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

$$(u_*/w_0)_r = h_r/x_r^{1/2} \cdot w_{0r} = 1.0$$

となる。よって，τ_{*r}，$(u_*/w_0)_r$とも現地と模型とではぼ一致しており，河床形態および流砂形態とも相似性は満足されると考えられる。いっぽう，河床変動量は，模型河床材料が0.6mm以上，あるいは粒子レイノルズ数R_{e*}が無視できれば，τ_*とH/dを実河道と模型とで等しくすることによって，流れと同じ縮尺で相似とすることができる。よって，このときの時間縮尺は$t_{*r} = h_r^{1/2} = 10$である。

以上の結果より，不定流を通水するときの時間縮尺は$t_{*r} = 10$とし，検証実験によって相似性を検討することにした。定流実験では，長期的な河床変動と諸対策の検討を目的とし，砂礫堆の流下および河床変動等がほぼ安定状態となる時間を通水した。このため，定流実験の時間については，現地対応を考慮せず模型時間のまま表わすことにした。

なお，実験途中において現地高水護岸の根継ぎ工事の掘削現場（約9.0km右岸）を調査した際，大粒径の巨石がかなり存在し，現地河床材料の代表性に疑問が生じた。

このため2－4に述べたような調査を実施したところ図－4.3に示すように，最大粒径が約60～100cmあって，その平均粒径は約25cmであった。また，実験結果の局所洗掘等が若干過大な傾向でもあったことから，模型の河床材料を図－4.2の模型砂Bに示すような粒径に変更した。こ

の変更前後のデータの対応を判断するために河床材料の違いが河床変動に与える影響について後，述するように二次元水路実験による検討を行い，その違いの程度を補正できるようにした。

4－3　模型および実験の概要

4－3－1　模型の概要

黒部川河道の模型製作に際しては，4－2－2で述べたように，実験施設および現地の河床材料等から模型縮尺を1/100（無歪）とし，模型河床材料としては，前述の図－4.2に示すような砂を用いた。模型は強い水衝部が形成され，かつ被災事例が多い上流部河道および愛本堰堤を含む範囲を対象とし，図－4.4に示すように6.0km～14.0km間（8.0km）とした。模型は，堤防部分をモルタルで製作し，他は移動床とした。移動床部は，河床材料敷厚分（計画河床高より約20cm）だけ低いところに平坦なモルタル面を設け，その上に砂を敷き河床面としている。河道部の平面および横断形は，昭和60年度の測量成果に基づいて製作し，他に河川構造物（橋脚，水制，堰，護岸根固め等）も木材，モルタル等によって製作した。

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

4－3－2　実験の概要と実験ケース

黒部川における河道改修事業の最終目標は，河床の安定した河川にすることである。そのためには扇状地河川の乱流，偏流を防止し，かつ現在河岸に形成されていて高水敷化した寄り州に堤脚保護の効果を期待し，水制および低水護岸等により，常水路を固定することが考えられている。また水衝部が堤防に接近していて高水敷化された部分のない箇所は，既設の巨大水制および護岸（主に根固め）を補強あるいは新設してその強化を図る必要がある。

本模型実験は，この黒部川の現況河道時も含め，河道改修計画案の水理的諸問題を把握検討し，寄り州保護のための効果的な縦工配置および水衝部の対策工案等について検討を行うものである。実施した実験は表－4.1に示すように，大別して5種類である。なお，ここにケースAシリーズは，昭和62年の河床材料調査成果に基づく模型河床砂（A）を用いた実験であり，ケースBシリーズは，平成元年の河床材料調査成果に基づく模型河床砂（B）を用いた実験である。この河床材料の違いによる河床変動等への影響は，別途基礎的な実験による検討を行っている。実験は，各河道形状あるいは各構造物の形状（対策工）に対して，所定の水理条件を与え，水位，流況，流速，河床変動等の測定を行うことにより，実験目的についての検討を行った。以下にそれぞれの

実験目的や検討事項を簡単に述べる。

（1）検証実験（ケースA－I，B－I）

移動床の検証実験は，河床形態や河床変動状況，水衝部位置とその洗掘深あるいは3次元流況等の現地と模型の相似性について検討するものである。さらに現況および計画河道時の検討に際しての比較資料に供しようとするものである。

実験は，既往最大の昭和44年8月洪水のハイドログラフ（Q_p＝5,661m³/s）を通水し，痕跡水位，砂州の形成移動および河床変動状況等の相似性について検討した。

（2）現況河道実験（ケースA－II－1～A－III－2，ケースB－II－1～B－III－6）

現況河道における河床変動，河岸侵食箇所，水衝部位置，局所洗掘，流下能力等の問題点を明らかにし，その対策案と効果について検討するものである。実験は，計画常水路満杯流量3,000m³/s（確率1/10年）および平均年最大流量規模に近い1,000m³/sと2,000m³/sの定流通水による検討，さらに計画ハイドログラフのQ_p＝6,200m³/sを通水した不定流実験による検討も実施した。

（3）計画河道実験（ケースA－IV－1～A－IV－2，B－IV－1～B－IV－2）

複断面化を図ろうとする計画河道案の水理現象と問題点を把握検討し，その対策工案についての検討を行った。実験は流量2,000m³/s，3,000m³/sの定流通水し，その問題点を把握した。なお，この実験で用いた計画河道とは，先の1－3に述べた常水路幅および常水路法線を若干修正している。この修正箇所は，①7.0km～7.8km間で常水路底幅を350mから300mとなっていたものを7.0km～9.0km間で350mから300mに緩やかにすり付けた。②11.0km～12.6km間右岸法線と10.8km～11.4km間左岸法線を後退させて，11.6km地点の常水路幅を240mとした。さらに，現況河道およびこの計画河道案の実験結果より，現在形成されている常水路を尊重した線形の方が問題点が少ないことが明らかとなった。そこで，現況の常水路法線形をできるだけなめらかに設定した案，すなわち現況河道で得られた河岸侵食対策案法線形（ケースB－III－4，B－III－5）を用い，かつ計画河床高とした形状を修正計画河道案とした検討を実施した。

実験は計画ハイドログラフ（Q_p＝6,200m³/s）の通水および河道の長期的な安定効果や対策効果を見るため，中小洪水（Q＝1,000m³/s，2,000m³/s，3,000m³/s）の長時間通水の検討も行った。

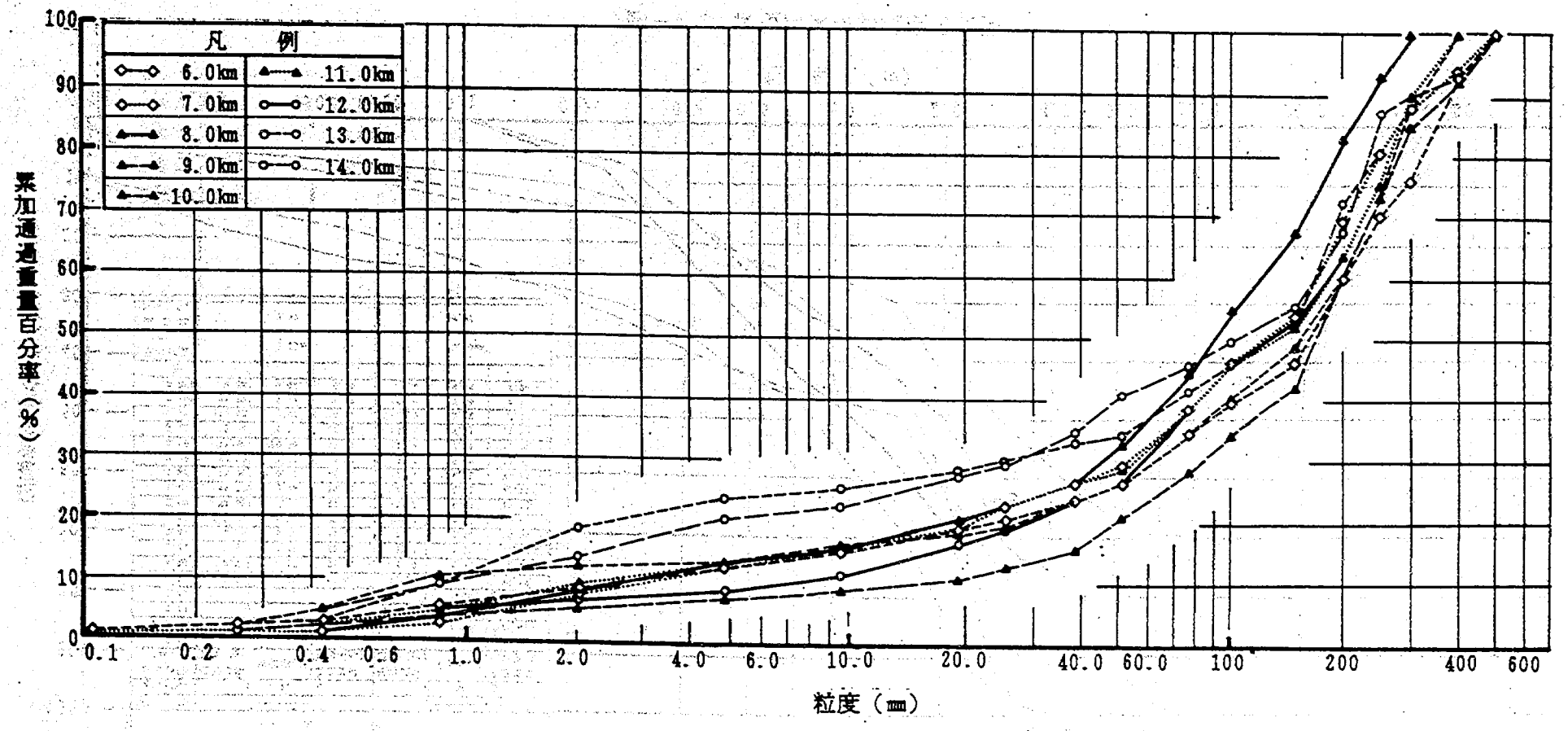
（4）段階施工案実験（ケースB－V）

水衝部の対策および複断面化を図るため河岸侵食防止工（縦工）の施工順序として，第1優先箇所は11.2km～10.4km間の水制と根固め工の増設，補強および縦工の設置が考えられる。さらに第2優先箇所は河岸侵食箇所となる9.2km～8.8km右岸である。この2箇所の同時施工はないと考

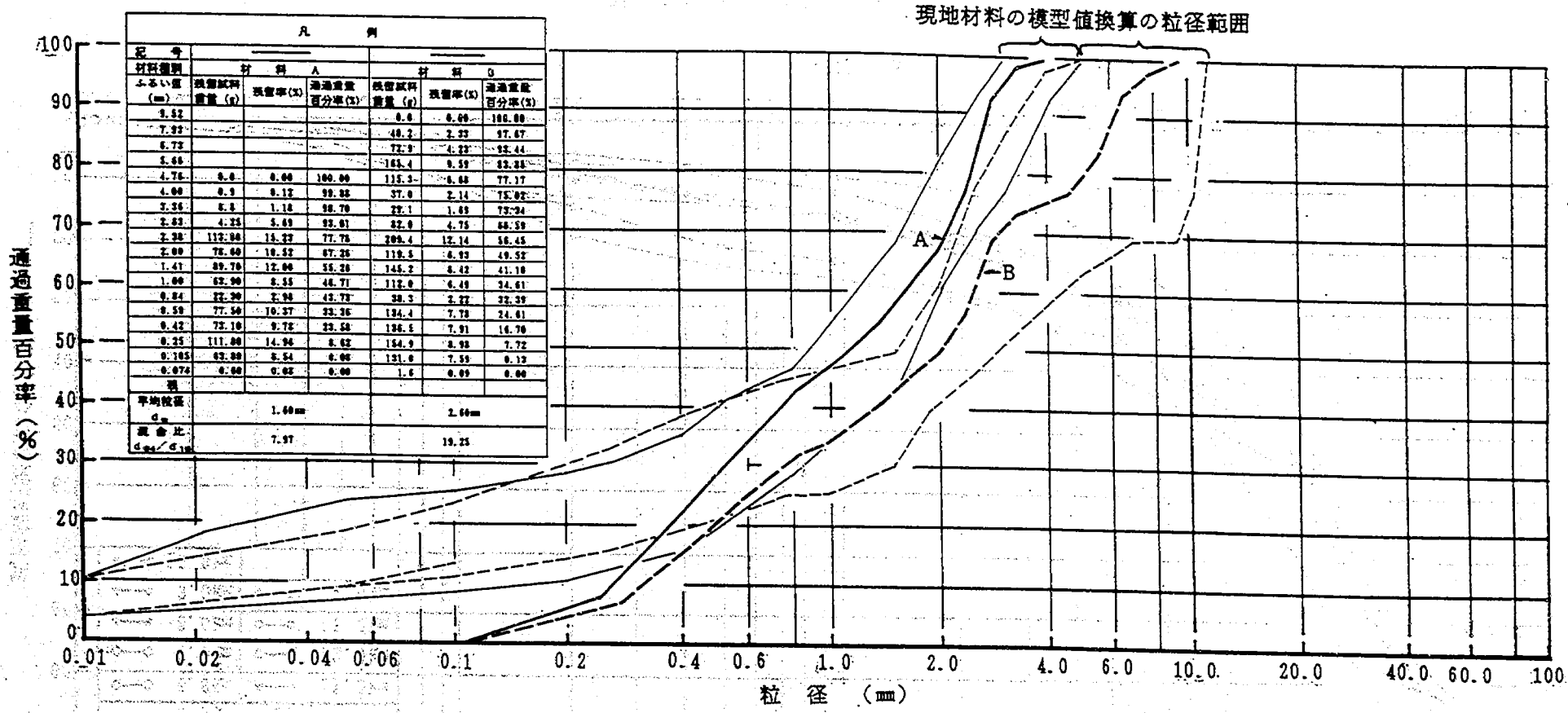
えられるが，第１優先箇所の施工によって第２優先箇所へ与える影響はほとんどないと判断される。実験ではこの第１優先箇所を施工したときの現象や周辺への影響等についての検討を行った。実験は，3,000m³/sの定流を通水した検討を実施した。

（５）河床粒径の違いによる影響把握実験

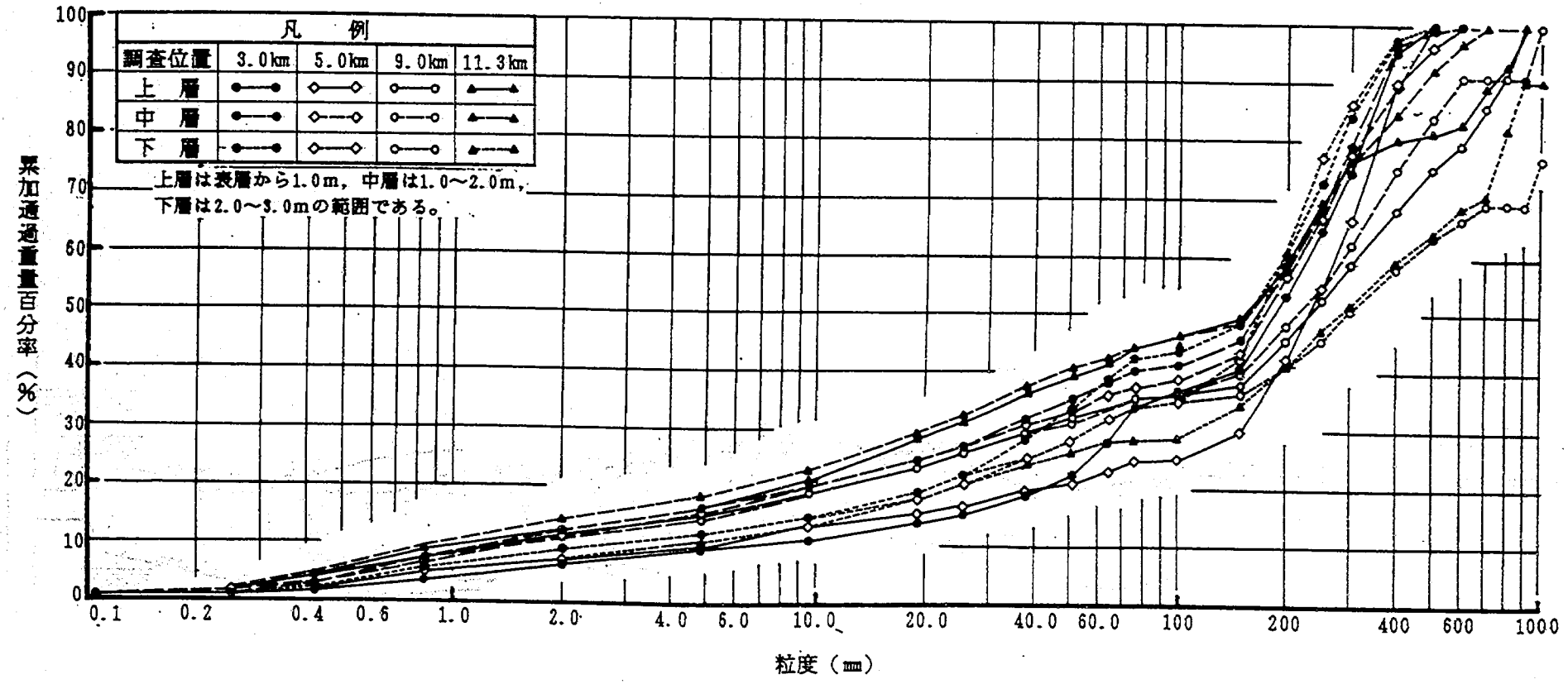
先の４－２－２に述べたように，実験途中の段階で現地の護岸根継ぎ工事現場を調査した際，河床材料の代表性に疑問が生じ，当初選定した模型河床砂Ａ（d_m=1.6mm）から模型河床砂（d_m=2.5mm）に変更した。この変更前後のデータの対応を判断するため，この河床材料粒径の違いが河床変動等に与える影響について二次元水路実験による検討を行った。



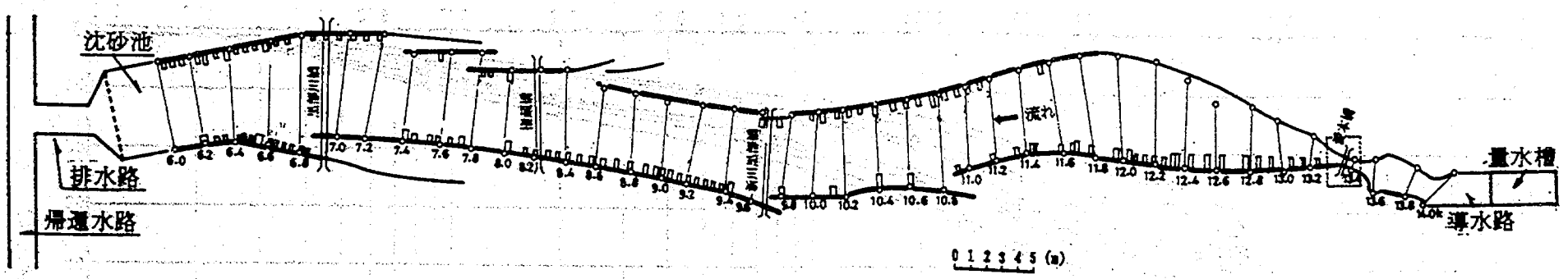
図－4.1　粒度曲線比較図（昭和62年調査資料）



図－4.2　模型河床材料粒度分布図



図－4.3　粒度曲線比較図（平成元年調査資料）



図－4.4　黒部川河道模型概要図

表－4.1.1　実験条件一覧表(1)　＜移動床＞

実験ケース		河道条件	保護対策工	対　象　流　量	通水時間	検　討　項　目
検証実験	A-Ⅰ	昭和43年河道	なし	昭和44年 8月洪水 Qp=5，661㎥/s	不定流	水理現象と相似性の検討
	B-Ⅰ	昭和43年河道	なし	Qp=5，661㎥/s	不定流	水理現象と相似性の検討
現況河道実験	A-Ⅱ-1	昭和60年河道	なし	Q= 3，000㎥/s	5時間	現況河道の水理現象と問題点の検討
	A-Ⅱ-2	〃	なし	Q= 2，000㎥/s	1時間	
	A-Ⅱ-3	〃	なし	計画高水ハイドロ Qp=6，200㎥/s	不定流	
	B-Ⅱ-1	昭和60年河道	なし	Q= 3，000㎥/s	3時間	現況河道の水理現象と問題点の検討
	B-Ⅱ-2	〃	なし	Qp=6，200㎥/s	不定流	
	A-Ⅲ-1	昭和60年河道	縦工原案	Q= 3，000㎥/s	3時間	河岸侵食対策工案の検討
	A-Ⅲ-2	〃	〃	Qp=6，200㎥/s	不定流	
	B-Ⅲ-1	昭和60年河道	縦工配置案1 （侵食箇所のみに配置）	Q= 3，000㎥/s	5時間	常水路法線形の修正と対策工案の検討
	B-Ⅲ-2	昭和60年河道 常水路法線形 修正案1	縦工配置案2 高水敷造成 根固め工併設	Q= 3，000㎥/s	5時間	
	B-Ⅲ-3	昭和60年河道 常水路法線形 修正案1	縦工配置案3 水制の増設	Q= 3，000㎥/s	5時間	
	B-Ⅲ-4	昭和60年河道 常水路法線形 修正案2	縦工配置案4 水制の増設	Q= 3，000㎥/s	5時間	
	B-Ⅲ-5	昭和60年河道 常水路法線形 最終案	対策工最終案 水制の増設	Qp=6，200㎥/s	不定流	対策工効果の検討
	B-Ⅲ-6 -1	〃	〃	Q= 1，000㎥/s	5.3時間	
	B-Ⅲ-6 -2			Q= 2，000㎥/s	2.7時間	
	B-Ⅲ-6 -3			Q= 3，000㎥/s	1.8時間	

※Aシリーズは昭和62年度の河床材料調査成果に基づく河床材料を使用したもの。
　Bシリーズは平成元年度の河床材料調査成果に基づく河床材料を使用したもの。

表－4.1.2　実験条件一覧表(2)　＜移動床＞

実験ケース		河道条件	保護対策工	対象流量	通水時間	検討項目
計画河道実験	A-Ⅳ-1	計画河道案	なし	Q＝３，０００m³/s	３時間	計画河道時の水理現象と問題点の把握
	A-Ⅳ-2	〃	なし	Q＝２，０００m³/s	３時間	
	B-Ⅳ-1	修正計画河道案	現況河道での対策工最終案	Qp＝６，２００m³/s	不定流	修正計画河道時の対策工効果の検討
	B-Ⅳ-2 -1	〃	〃	Q＝１，０００m³/s	5.3時間	
	B-Ⅳ-2 -2			Q＝２，０００m³/s	2.7時間	
	B-Ⅳ-2 -3			Q＝３，０００m³/s	1.8時間	
段階施工実験	B-Ⅴ-1,-2	現況河道	対策工箇所 ・11.2～10.4 km右岸 ・9.2～8.8 km右岸	Q＝３，０００m³/s	５時間	施工順序の妥当性の検討

※Aシリーズは昭和62年度の河床材料調査成果に基づく河床材料を使用したもの。
　Bシリーズは平成元年度の河床材料調査成果に基づく河床材料を使用したもの。

第５章　模型実験による河道計画，侵食防止工法に関する検討

５－１　昭和44年洪水による検証実験

５－１－１　実験の概要と実験条件

検証実験は，模型上で起こる現象が現地現象と相似になっているかを確かめ，相似性の程度を明らかにするものである。移動床の検証実験は，河床変動形態の相似性，そのときの流況および痕跡水位の相似性について検討するものである。また，この結果は，現況河道および計画河道時の検討に際しての比較資料に供することも目的としている。検証の対象とした洪水は，図－5.1.1に示す既往最大の昭和44年８月洪水ハイドログラフ（Q_p＝5,661m³/s）である。実験ケースは表－4.1に示すように，河床砂Ａ（d_m＝1.6mm）を用いたケースＡ－Ⅰおよび河床砂Ｂ（d_m＝2.6mm）によるケースＢ－Ⅰの検討を実施した。

実験は，洪水前の昭和43年度測量の断面形状に整形し，ケースＡ－Ⅰでは，まず網状流の形成および低流量時の流下状況を確認することを含めて，Q＝362m³/s（洪水ハイドロの初期流量）を定流で２時間（模型）通水した。これより図－5.1.1に示す現地36時間分の洪水ハイドログラフを先の４－２－２に述べたように，時間縮尺t_r＝10で現地１時間毎（模型６分）の階段式で流量を与えた。ただし，ケースＢ－Ⅰについては最初から不定流のみを通水した。下流端水位は自由流下とし，水位調節は行わず，また上流からの補給砂も愛本堰堤から上流14.0km間を給砂区間として河床砂を敷き均し，とくに補給砂は行わなかった。

５－１－２　実験結果

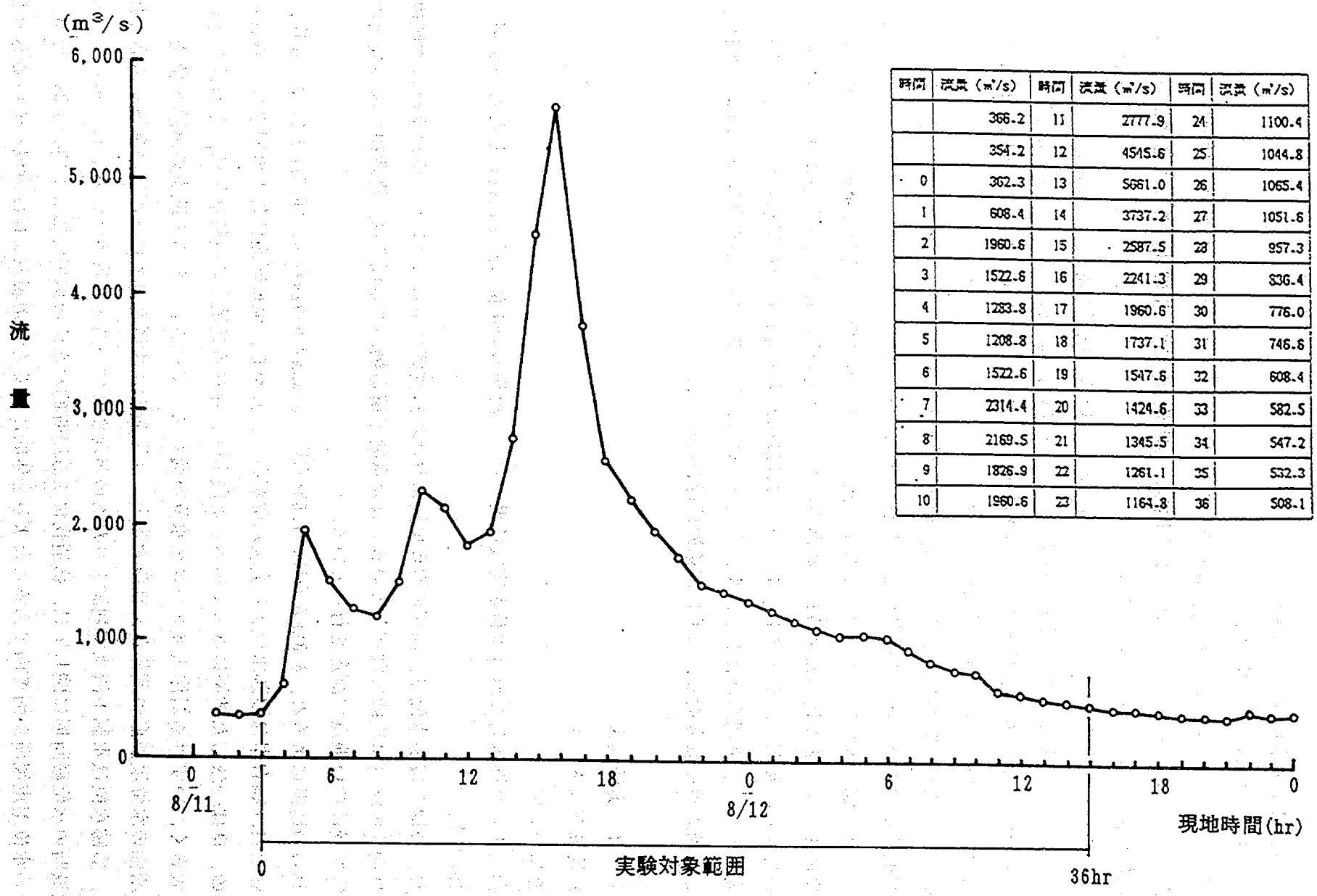
（１）検証実験Ａ－Ⅰ

①水位について

昭和44年８月洪水時の痕跡水位と実験結果のピーク流量時の水位縦断を比較ししたものを図－5.1.2に示す。

なお，現地の痕跡水位は，河岸の水際位置における観測値であるのに対し，実験水位は水際位置より約５m離れた場所で測定している。また水制等構造物がある場合は，構造物による局所的な影響を受けない地点で測定を行っている。

これらの結果によると，6.8km左右岸，7.8km右岸，8.8kmと9.0km右岸，10.8kmと11.0km左岸，11.4kmと11.6km右岸は痕跡水位より実験水位が高い。しかし，他の断面は若干の相違は見られるものの，ほぼ一致した結果になっている。実験水位と異なる各地点の痕跡水位は，左右岸の水位差が大きく，いずれも対岸より２～３m水位が低くなっている。これらの地点の痕跡水位を上・下流断面の水位縦断形の関係から判断すると，河岸前面に設置されている水制の影響が大きく起因し，痕跡水位は水制下流側で観測されたものが含まれているとも推察される。したがって，ピーク流量時の水位縦断形に関しては，構造物による局所的な水位の再現性に若干問題があったが，模型の水位測定場所が河道内であることより全体的に見ると現地現象をほぼ再現しているものと



時間	流量 (m³/s)	時間	流量 (m³/s)	時間	流量 (m³/s)
	366.2	11	2777.9	24	1100.4
	354.2	12	4545.6	25	1044.8
0	362.3	13	5661.0	26	1065.4
1	608.4	14	3737.2	27	1051.6
2	1960.6	15	2587.5	28	957.3
3	1522.6	16	2241.3	29	836.4
4	1283.8	17	1960.6	30	776.0
5	1208.8	18	1737.1	31	746.6
6	1522.6	19	1547.6	32	608.4
7	2314.4	20	1424.6	33	582.5
8	2169.5	21	1345.5	34	547.2
9	1826.9	22	1261.1	35	532.3
10	1960.6	23	1164.8	36	508.1

図－5.1.1　実績洪水波形（昭和44年８月11日）

判断される。

いっぽう，各断面の水位の時間変化を示したものが図－5.1.3である。これによると各断面の各測定時刻によって水位上昇量および下降量に多少の違いは見られるが，全体的な傾向としては流量波形と同様の変化である。

各断面の水位測定点は，網流化した澪筋を考慮しながらも河道のほぼ中央で計測したものであり，砂州の発達に伴い中小洪水時に澪筋が移動したことによる水位変化が下流部に若干見られる。また，上流部の12.8km断面は，減水期の水位下降量が大きい。これは愛本堰堤下流の固定床部下流でもあり，河床低下がかなり大きく，この影響が水位に現われたためである。

②流況について

流況測定結果の経時変化を流況図として図－5.1.4に示す。

既設水制群の設置状況から実河道の水衝部を推察すると，13.0km～11.2km左岸，11.0km～9.6km右岸，10.2km～7.4km左岸，6.4km～6.0km右岸と見られ，波長約1.5km程の蛇行特性を持っている。また，左岸側では11.4km～9.8km間および9.2km，8.6km，8.0km，7.6km付近に，右岸側では10.8km，9.8km，6.6km，6.4km，付近にピストル型やシリンダー型の大型水制が設置されており，強い水衝部になっているものと考えられる。

実験では，Q＝362m³/sの低流量時は，主に網状化した流れとなるが，12.2km～11.2km左岸，10.4km～10.0km左岸，8.2km～7.8km左岸に流れが集中し，洗掘も若干あり水衝部となる前兆が見られる。流量の増大に伴って水衝部が明確となり，範囲も拡大する傾向となる。

Q＝2,040m³/sになると，11.8km付近の左岸側より11.0km右岸方向への流れも強くなり，11.4km～10.4km間付近右岸側では堤脚前面を走る流れが発生する。これより下流側では，9.8km～8.8km間付近右岸，8.0km右岸，6.4km～6.0km間付近右岸側に流れが集中して側岸侵食と水制周囲の洗掘が著しい。ピーク流量時付近における水衝部位置は，12.4km～11.6km左岸，11.2km～10.0km右岸，10.6km～10.2km左岸，9.2km～7.8km左岸，8.0km～7.8km右岸および6.6km～6.0km間付近右岸側であり，実河道の水衝部位置とほとんど一致している。また，主流部の位置は，12.8km右岸から12.2km～11.2km間の左岸側，9.0km～8.0km間付近左岸側で確認される。しかし，他の区間は網状流の状況を呈し，流れの集中，発散が著しく流心は明確に存在しないが，とくに強い水衝部となる10.4km左岸側は最大８m/s程度の流速に達する。減水時は砂州の伸延等に伴い洗掘箇所（とくに水制周囲）で埋め戻し現象が見られるが，水衝部位置が変ることはなかった。

③河床変動状況について

移動床模型においては，河床形態や水衝部位置の局所洗掘等が実河道の現象と一致していれば，相似性はほぼ満足されていると判断される。図－5.1.5は通水後の砂州の形状および河床変動状況を図示したものである。流量2,000m³/s付近から砂州が形成され，徐々に下流へと移動し，統合，分裂して発達することは認められるが，その移動は少ない。しかし，流量3,000m³/s以

上になると砂州の形成，移動が活発となる。通水後の主な砂州前縁線は，10.2kmおよび9.6km付近の河道中央，7.4km右岸，6.2kmの河道中央付近に見られる。次に通水前後および現地洪水後の河床変動横断比較図を図－5.1.6(1)～5.1.6(9)に，平均・最深河床高縦断を先の図－5.1.2に示した。

これによると12.8km～11.4km間付近左岸側が洗掘され，この流出土砂が主に10.2km～10.0kmの河道中央付近に堆積している。この変動量は実河川より大きく相似性はあまり良くない。12.6km付近低水路右岸側の河岸侵食形状はほぼ現地と同様となっており相似性が良い。

これより下流部は，9.2km～9.0km間左岸，8.6km～8.4km間河道中央，8.0km～7.4km間付近左岸側で澪筋を埋め戻す形で堆積が見られ，実河道と傾向は同じであるが，実験の方が堆積量が若干多い。7.2kmより下流部は大きな河床変動はなく，河床変化の細部は実河道と若干相違するが，河床形状はよく似ている。

水衝部および構造物周辺の局所洗掘については，大型のピストル水制およびシリンダー水制が水衝部箇所に設置されており，この水制周囲の洗掘はいずれも激しく，シリンダー水制周囲で最大３～４ｍ，ピストル水制周囲で最大４～５ｍ洗掘され，とくに10.8km左岸付近のピストル型水制周囲は約７ｍ洗掘された（本ケースは，水制周囲の根固め工を設置しないで実験を実施してしまったため，洗掘深がより過大となっていると思われる。）。水制の中で高さが低く根固め水制となっている丸型ポストあるいは角型ポスト水制が連続して設置されている箇所は，水制周囲の洗掘は抑制され，むしろ堆積する傾向が見られ，有効な河岸侵食対策となっている。

（２）検証実験Ｂ－Ｉ（河床砂Ｂ実験）

①水位について

実験結果のピーク水位縦断図を図－5.1.7に示す。これによると痕跡水位より実験水位が高い箇所等も含め，先のケースＡ－Ｉとほぼ同じであり，模型河床砂の違いによる有意な差は見られないようである。ただし，左右岸水位差は本ケースの方がやや大きい傾向のようである。しかし，河床形態等は河床砂Ａ，Ｂとも基本的にはほぼ同じと考えられ，水位については両者とも現地現象を再現しているものと判断される。

②流況について

ピーク流量時付近の流況図および通水後における澪筋の現地との比較図を図－5.1.8に，昭和44年11月（洪水後）に撮影された現地航空写真と実験通水後の河床状況撮影写真を写真－5.1，5.2に示す。増水期の流況は，流量1,570m³/ｓ頃から澪筋に集中した流れが蛇行する傾向が生じる。この流量付近から水衝部が確認されるようになり，河岸近傍の洗掘が始まる。水衝部位置は，12.4km～12.0km間付近左岸側，10.6km～10.2km間付近右岸側，9.1km～8.5km間付近左岸側および6.4km～6.0km間付近右岸となる。さらに流量約2,160m³/ｓ頃から水衝部位置の範囲が増す傾向にあり，主流部が徐々に堤防沿いに寄り蛇行特性が強まる。

ピーク流量の5,661m³/s付近では，ほぼ水衝部位置が固定され，その範囲は12.4km～11.6km間付近左岸側，10.8km～9.8km間付近右岸側，9.4km～7.6km間付近左岸側，6.6km～6.0km間付近右岸側となり，約1.5kmピッチで水衝部が形成される。とくに大きな砂州が発達する10.8km付近では右岸水制群周辺への水衝りが強く，ここで跳ねられた水流が9.4km左岸へと向かい，ここでも大きな水衝部が形成される。9.4km付近より主流は左岸寄りを流下する。ここには根固め水制群が設置されているが，ピーク流量規模では水跳ね効果が薄く，水制先端を流下する。この対岸側の9.6km～8.0km間右岸側は，堆積傾向となり全体的に流速も遅い。

減水期は，中規模流量の継続時間が短いために砂州の発達は衰え，ピーク流量時付近に形成された砂州がそのまま固定される。このため砂州上を流れて澪筋に落ち込む流れが集中するため，より澪筋部分がはっきりしてくる。

③河床変動状況について

増水期は，2,000m³/s規模の継続時間が長いために小規模の砂州が主流路内に発生するが，その移動は活発ではない。流量約3,000m³/s付近でも，河道全幅で河床砂の移動が見られるものの，大きな河床変動は生じない。河道内全域に砂州が形成され，その移動が活発となり，かつ河床変動が大きくなるのは流量約4,500m³/s以上からである。

ピーク流量付近では，比較的短時間のうちに小規模の砂州が統合され，規模の大きな砂州が形成される。とくに流れが発散する10.8km付近からは大きな砂州が発達し，11.0km付近で川幅いっぱいに広がり，10.0km左岸方向に伸延する。ここから複列の砂州となり，9.4km～8.0km間付近右岸方向，8.0km～7.0km間左岸方向，7.0km～6.0km間で右岸方向に発達する。

減水期は，砂州の発達は衰えその移動もなくなり，ピーク時付近に形成された砂州が固定され澪筋も安定する。

通水後の河床変動状況は図－5.1.9(1)～5.1.9(9)に示すように，現地洪水後の河道の洗掘，堆積箇所とその高さも概ね一致しており，河床変動の相似性は良いと判断される。

5－1－3　各現象の比較と相似性について

昭和62年の現地河床材料調査成果に基づく模型河床砂A（$d=0.1\sim4.0$mm，$d_m=1.6$mm）と，その後の平成元年における河床材料調査に基づく模型河床砂B（$d=0.1\sim10.0$mm，$d_m=2.6$mm）の両者について，昭和44年洪水（$Q_P=5,661$m³/s）による検証実験を実施した。ここでは実験結果よりこの両者の各現象の相似性の程度について以下に述べる。

①水位については，河床砂A，Bの違いによる有為な差は見受けられなかった。これは河床形態等の基本的な特性はほぼ同じであるためと考えられる。ただし，現地の左右岸痕跡水位等から見ると，河床砂Aは左右岸水位差が河床砂Bのときより若干小さい傾向にあり，後者の方が現地水位にやや相似しているようであった。

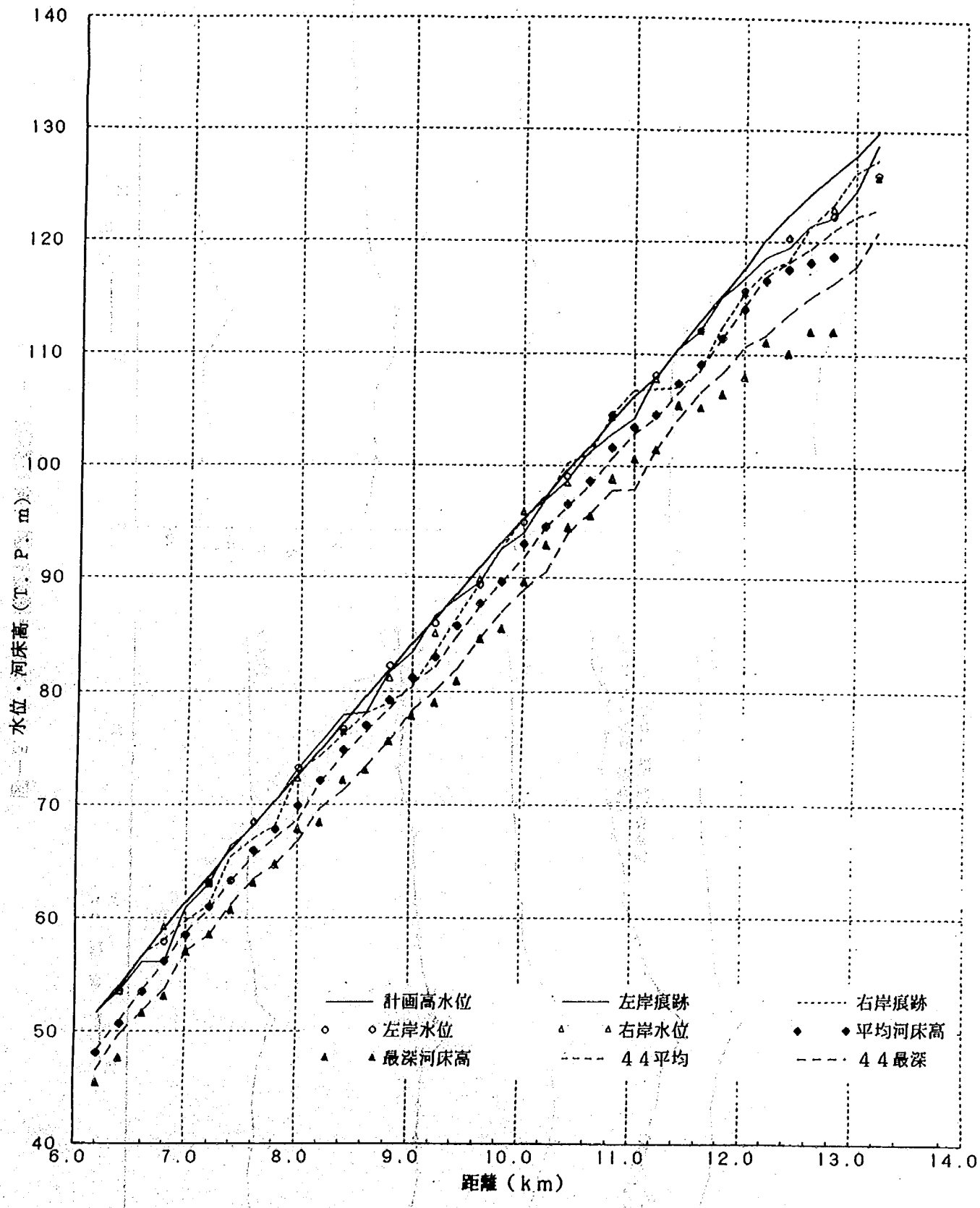
②粒径の違いによって，河床砂の移動や砂州の形成等が活発になる流量規模はかなり異なる。河床砂Aでは，流量約2,000m³/s付近から河道全幅で移動が見られ，3,000m³/s以上になると砂州の形成，発達とその移動が活発になる。河床砂Bでは，河道全幅で移動が見られるのは流量約3,000m³/s付近からで，砂州の発達等も含め全体に活発になるのは流量約4,500m³/s以上からであった。なお，澪筋等の流れが集中する箇所では，両者とも流量1,000m³/s付近でも，河床変動や洗掘が生じる。

③河床砂Aでは，河道内全域で河床変動が生じ，その移動も著しい。しかし，河道内に形成される複列砂州の規模や列数，水衝部位置，洗掘堆積の傾向は実河道とほぼ相似となっている。

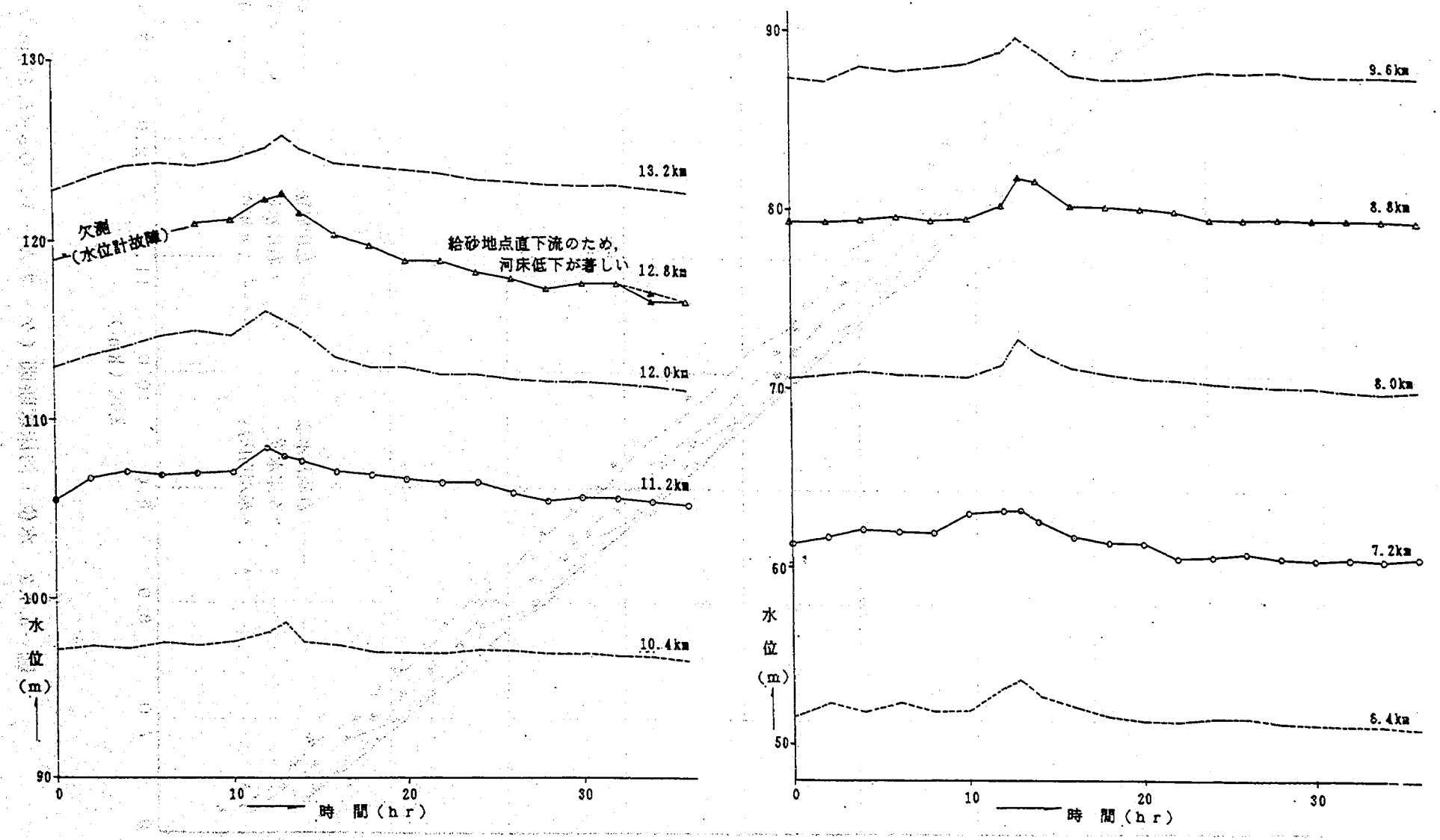
ただし，水衝部や主流が水制に直接ぶつかる箇所の局所洗掘が著しく，またこの実験では根固め工を設置しなかったこともあって，流量ピーク時付近は10m以上の洗掘が生じる箇所もあった。実験ではこれが減水期に埋め戻されてしまうため，通水後河床にそのまま残ることは少ない。よって通水中の局所洗掘深は実際より過大な結果になっていると考えられる。

④河床砂Bの場合の河床変動は全体に緩慢である。しかし，河道内に形成される砂州規模や水衝部位置，洗掘堆積状況ともほぼ相似となっている。とくに10.8km～10.2km間付近は，澪筋を中心に砂州が形成，移動し，河道中央に形成されていた元々の砂州の高い部分は流水が薄く，ここではほとんど変動は生じていない。現地の出水後の航空写真によれば，砂州の高い部分は植生がそのまま残っていることから，相似性はより高いようである。構造物周辺の局所洗掘深は減水期の埋め戻しが少なく，通水後形状は河床砂Aとほぼ同じである。よって通水中の最大洗掘は河床砂Aより小さいと判断される。これらの違いについては基礎実験結果を後に述べる。

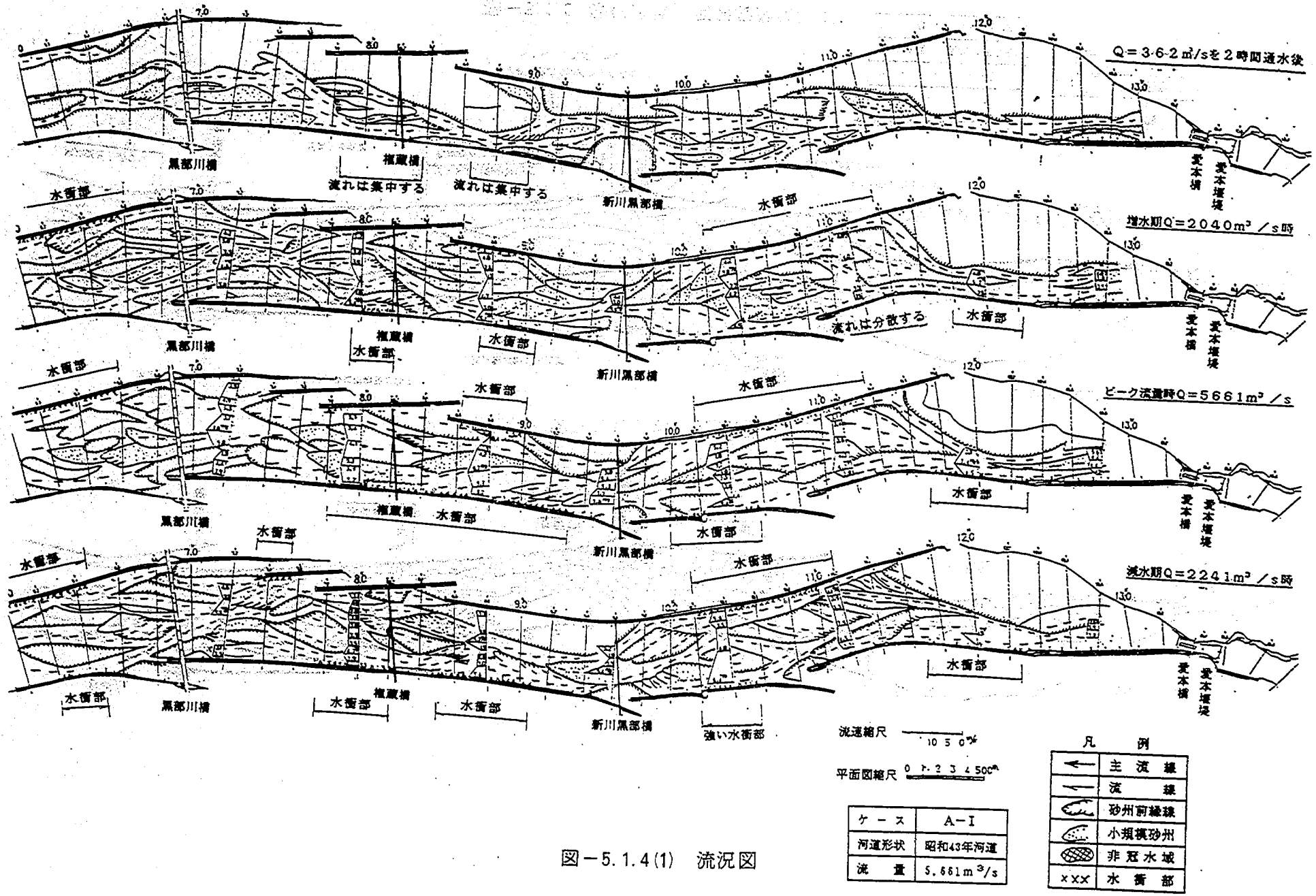
⑤以上の結果より，河床砂Aについては，水位および全体の流況，河床形態等の相似性は得られている。しかし，河道全域での変動がやや多く，かつ局所洗掘深も過大な傾向にある。これは現地河道に存在するC集団の粒径が含まれていなかったためと判断される。河床砂Bの場合は，いずれも相似性は得られているが，C集団の領域の量がやや多過ぎたようである。このための河床砂の移動が活発になる流量規模は模型の方が大きいと判断される。模型では流量4,500m³/s以上からであったが，河床砂Aを用いた実験結果や掃流力等より，現地河道では約2,500m³/s程度から活発になるものと考えられる。



図－5.1.2　水位・河床縦断図（ケースA－I，Q_p=5,661m³/s）

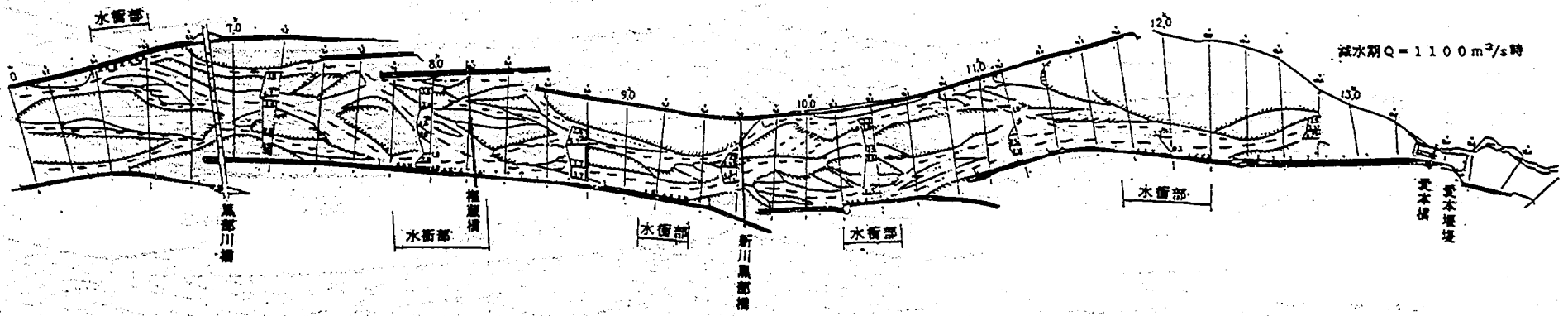


図－5.1.3 水位時間変化図（検証実験Ａ－Ⅰ）

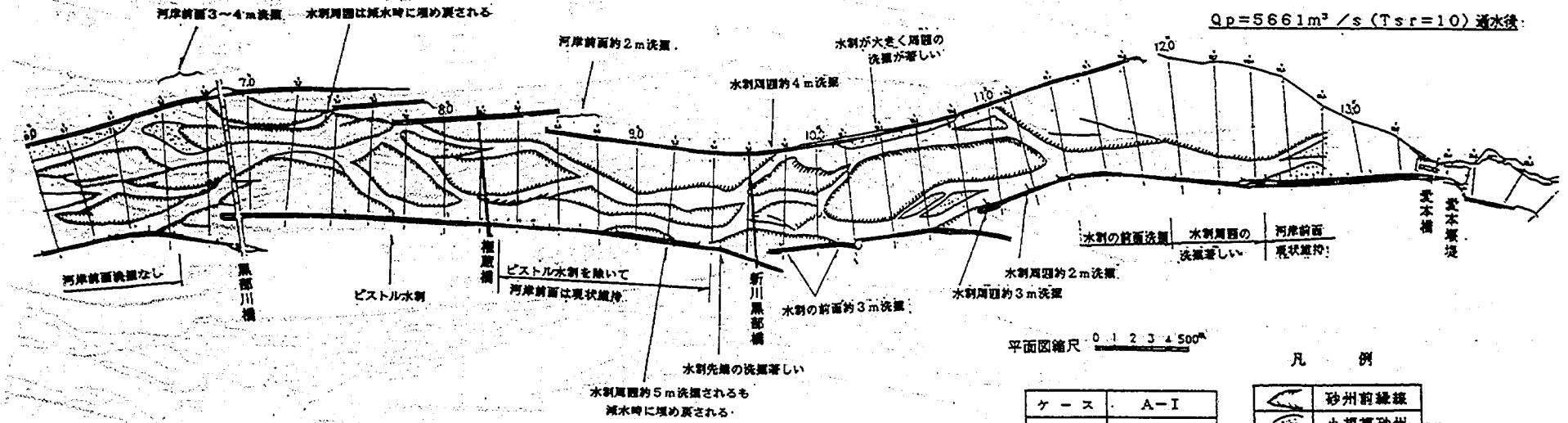


ケース	A－I
河道形状	昭和43年河道
流量	5.661m³/s

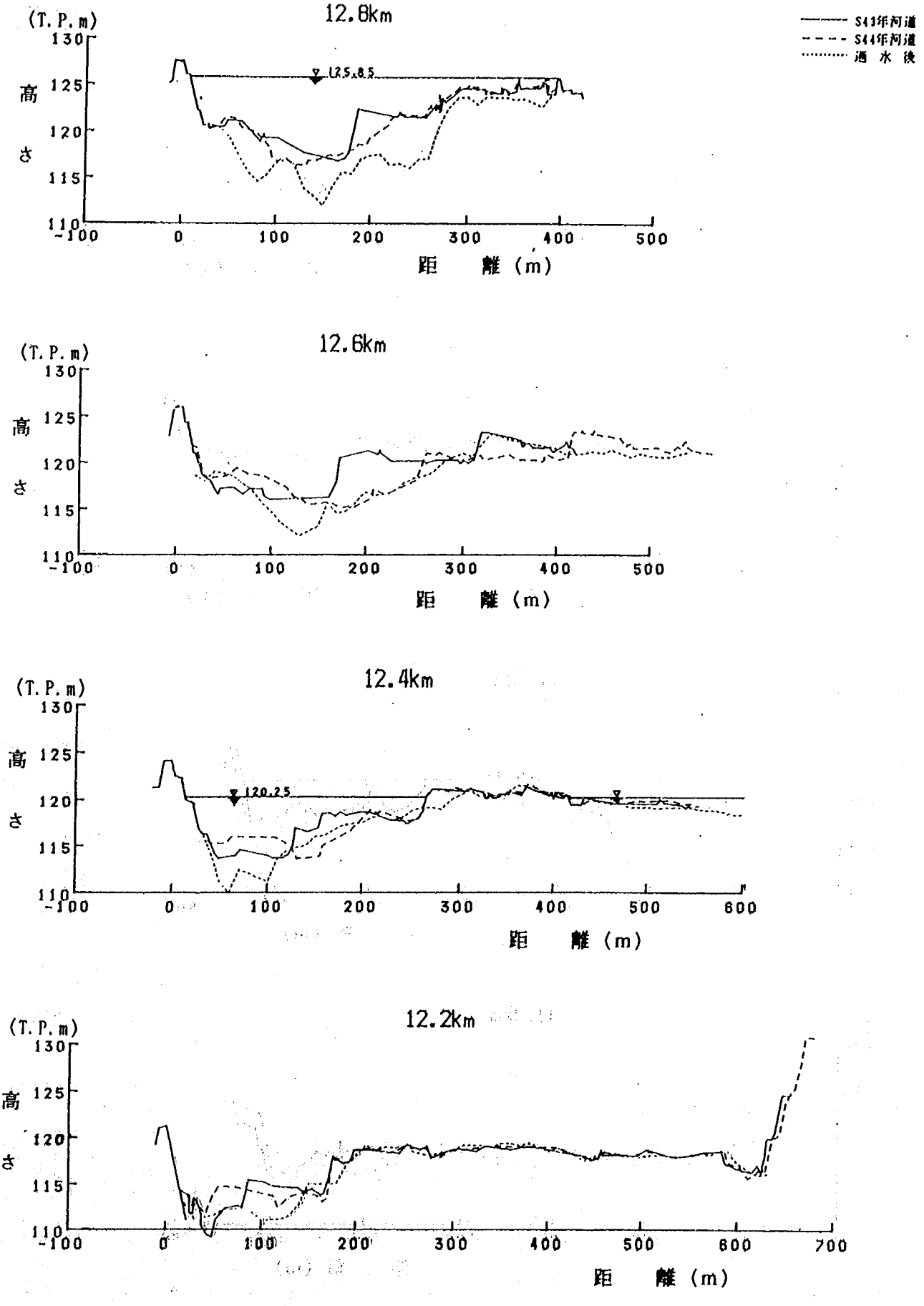
図－5.1.4(1)　流況図



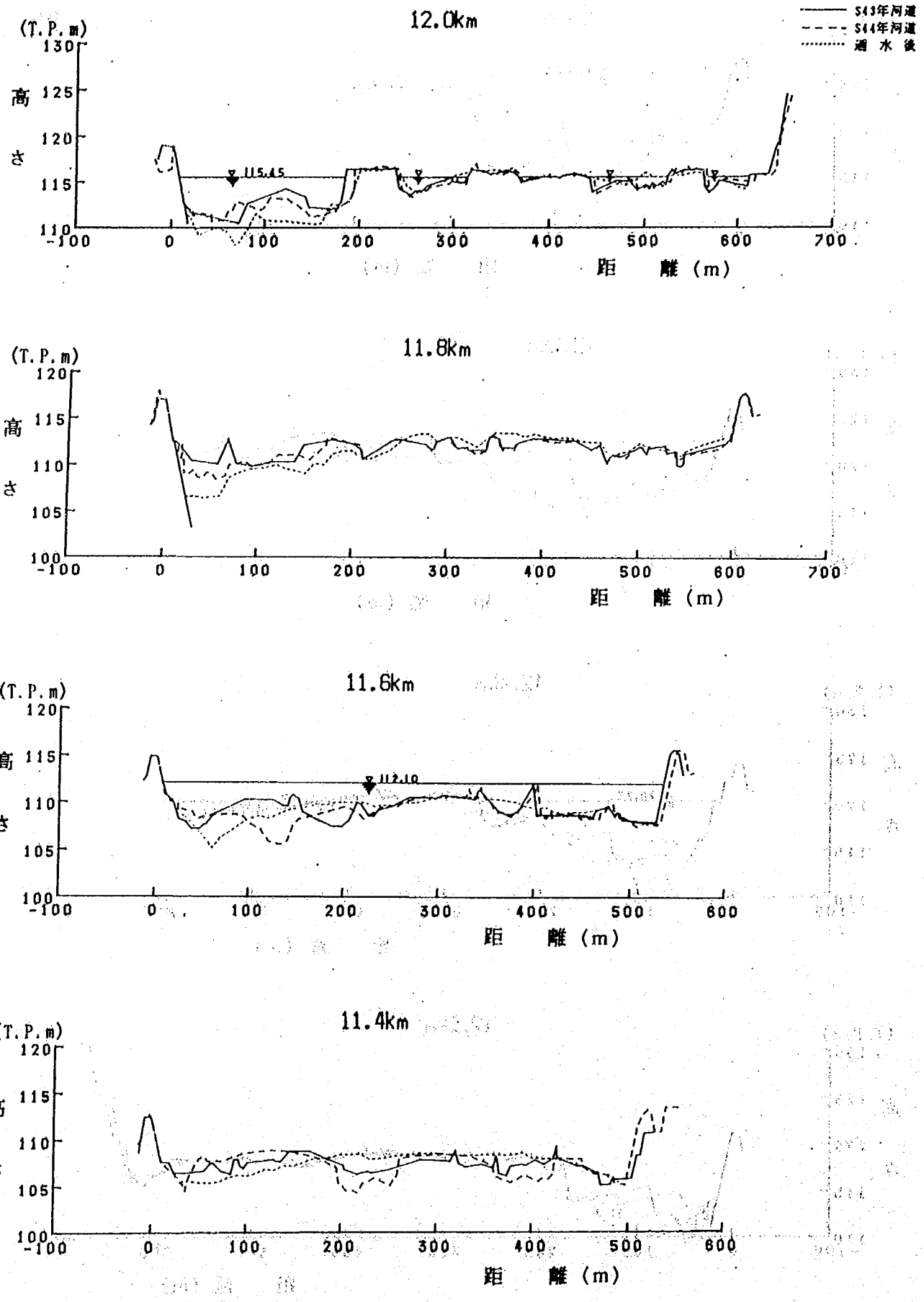
図－5.1.4(2)　流況図



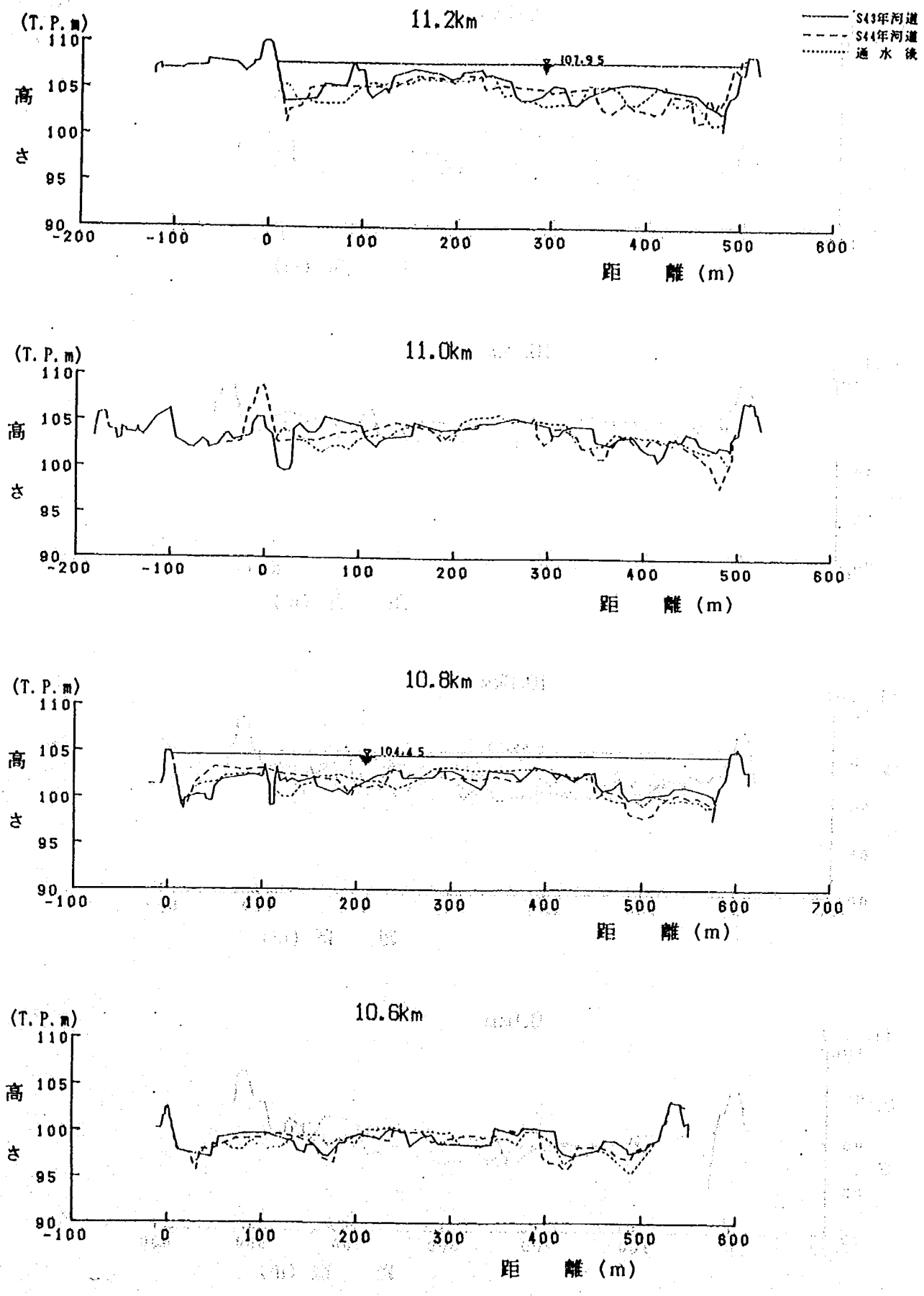
図－5.1.5　砂州形状，河床変動状況図



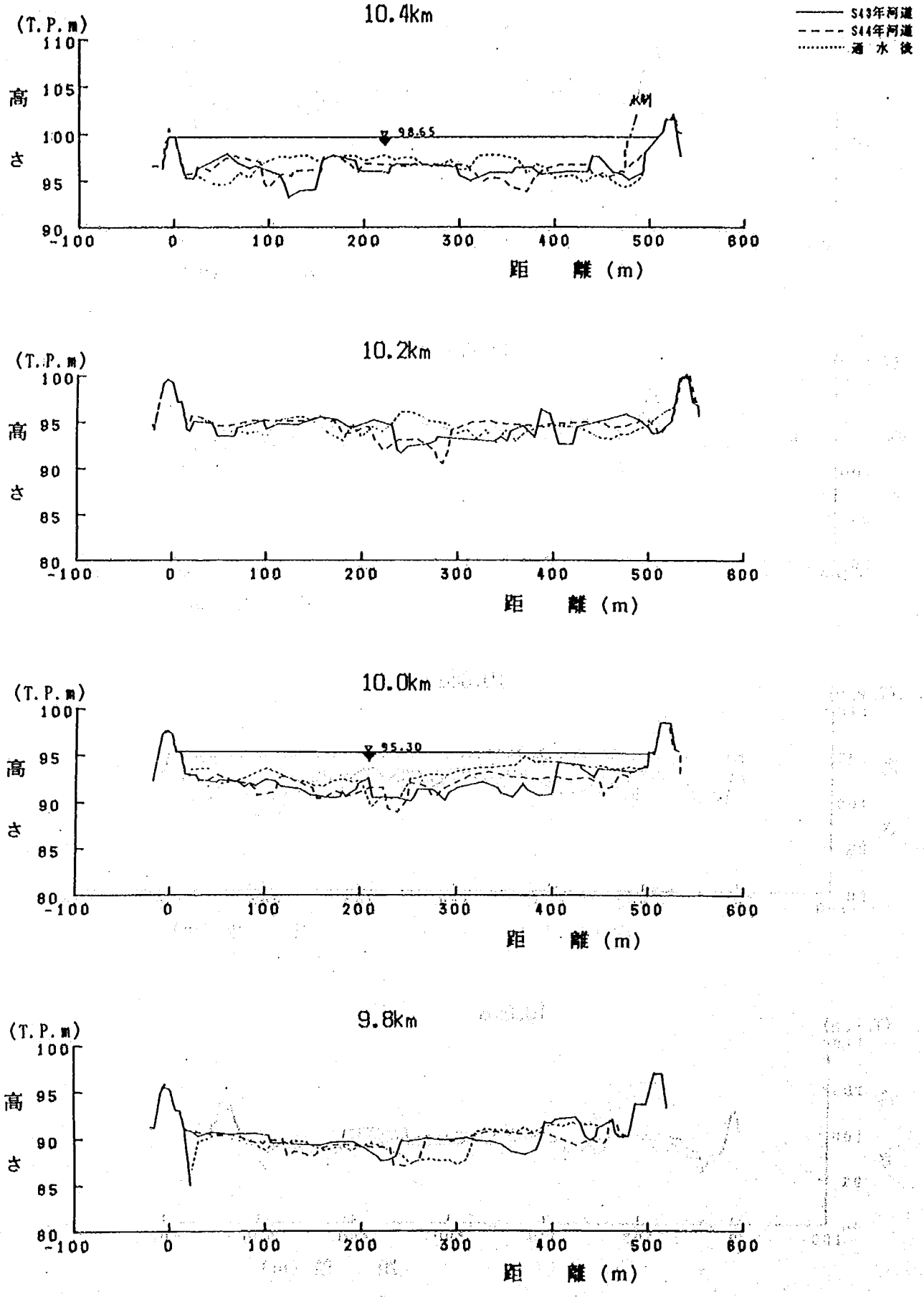
図－5.1.6(1)　河床変動横断比較図



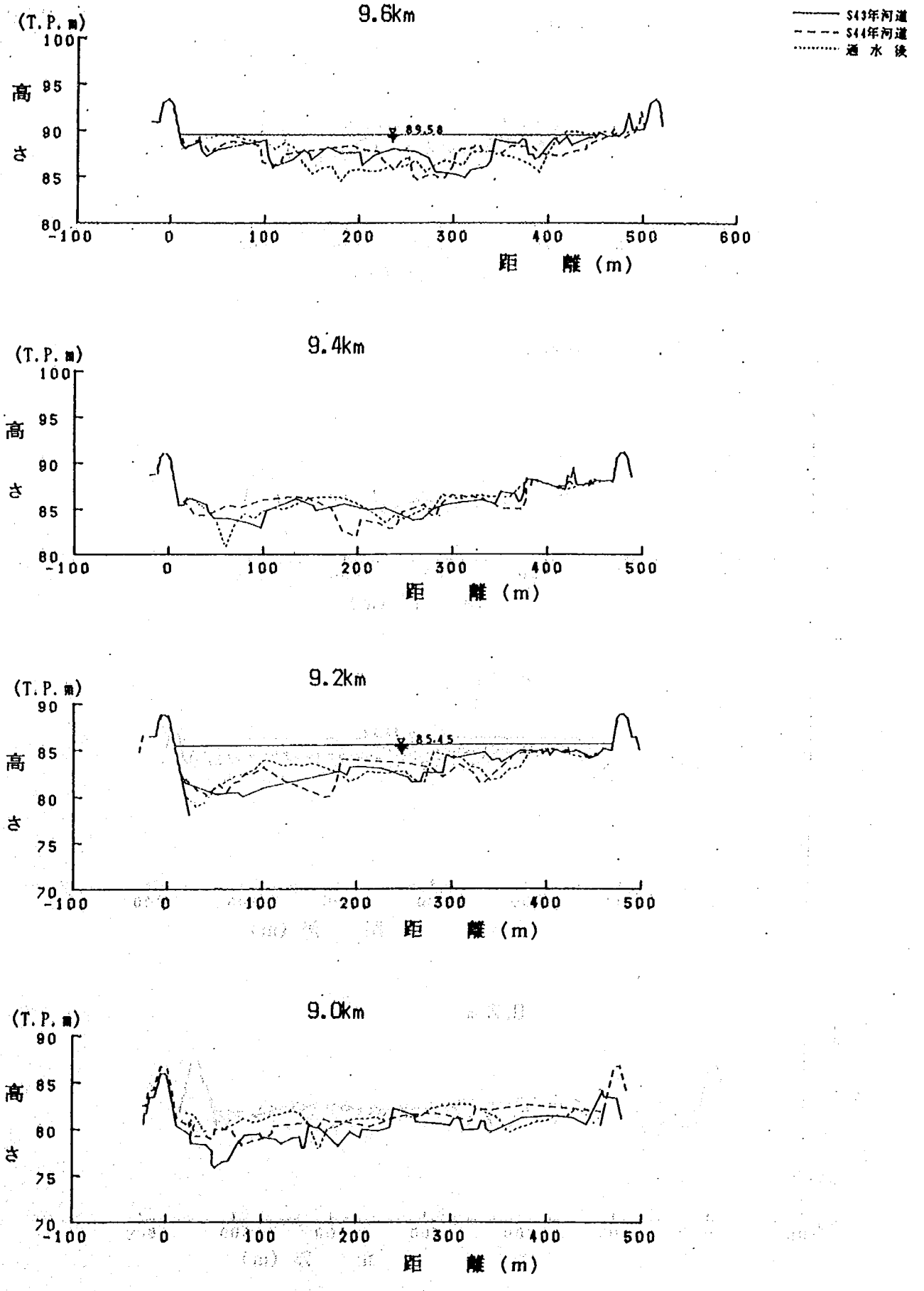
図－5.1.6(2) 河床変動横断比較図



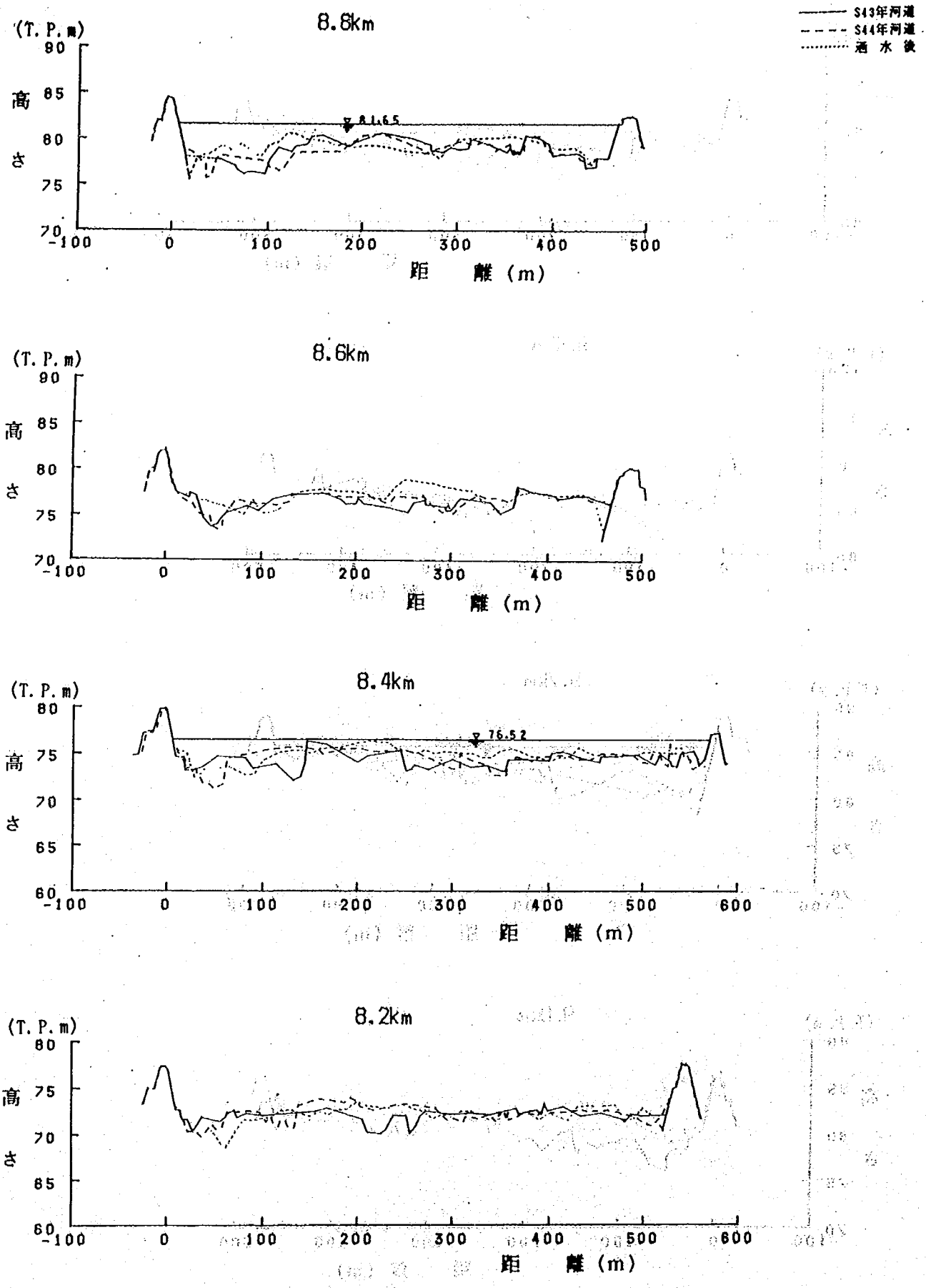
図－5.1.6(3) 河床変動横断比較図



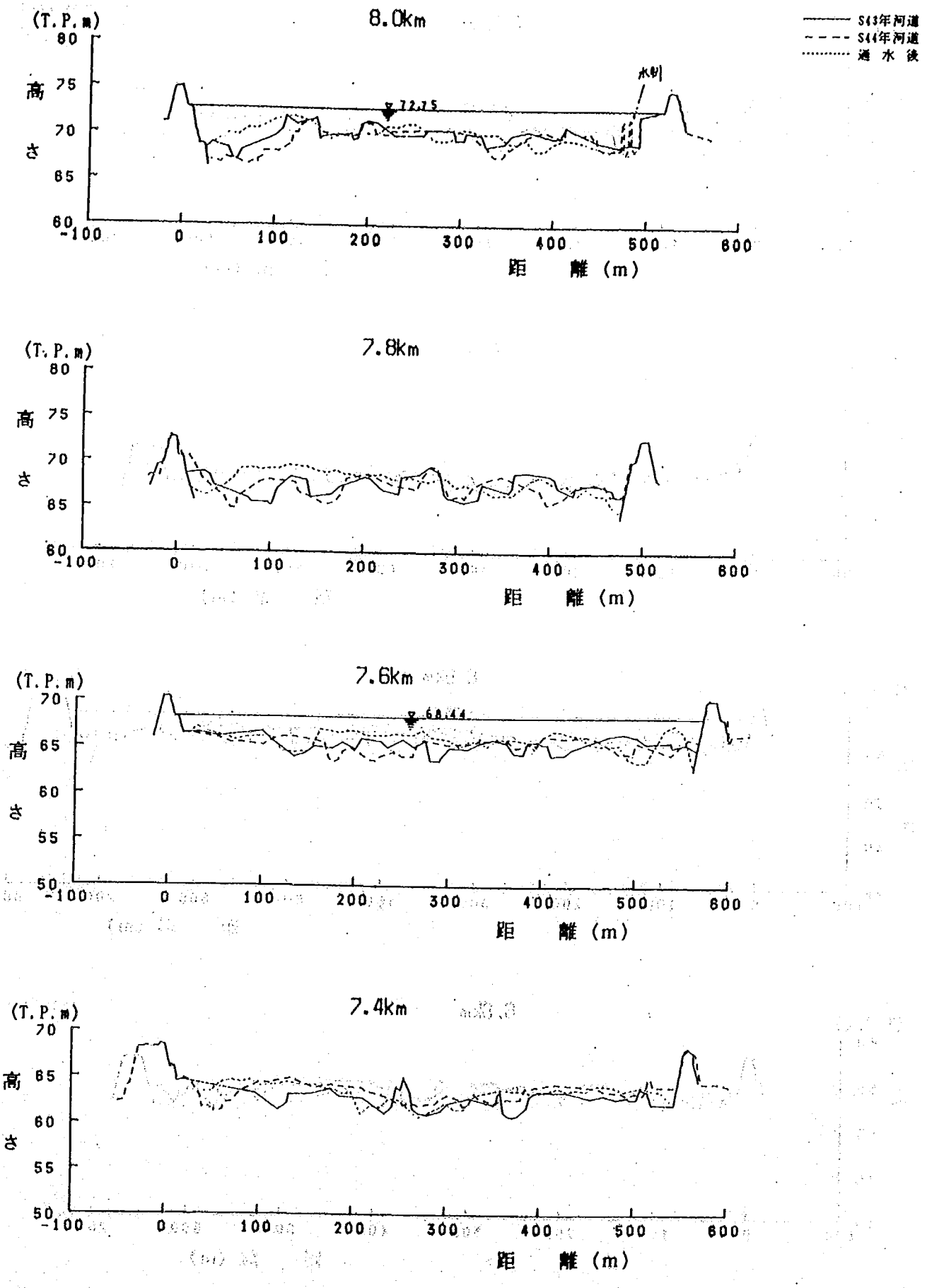
図－5.1.6(4)　河床変動横断比較図



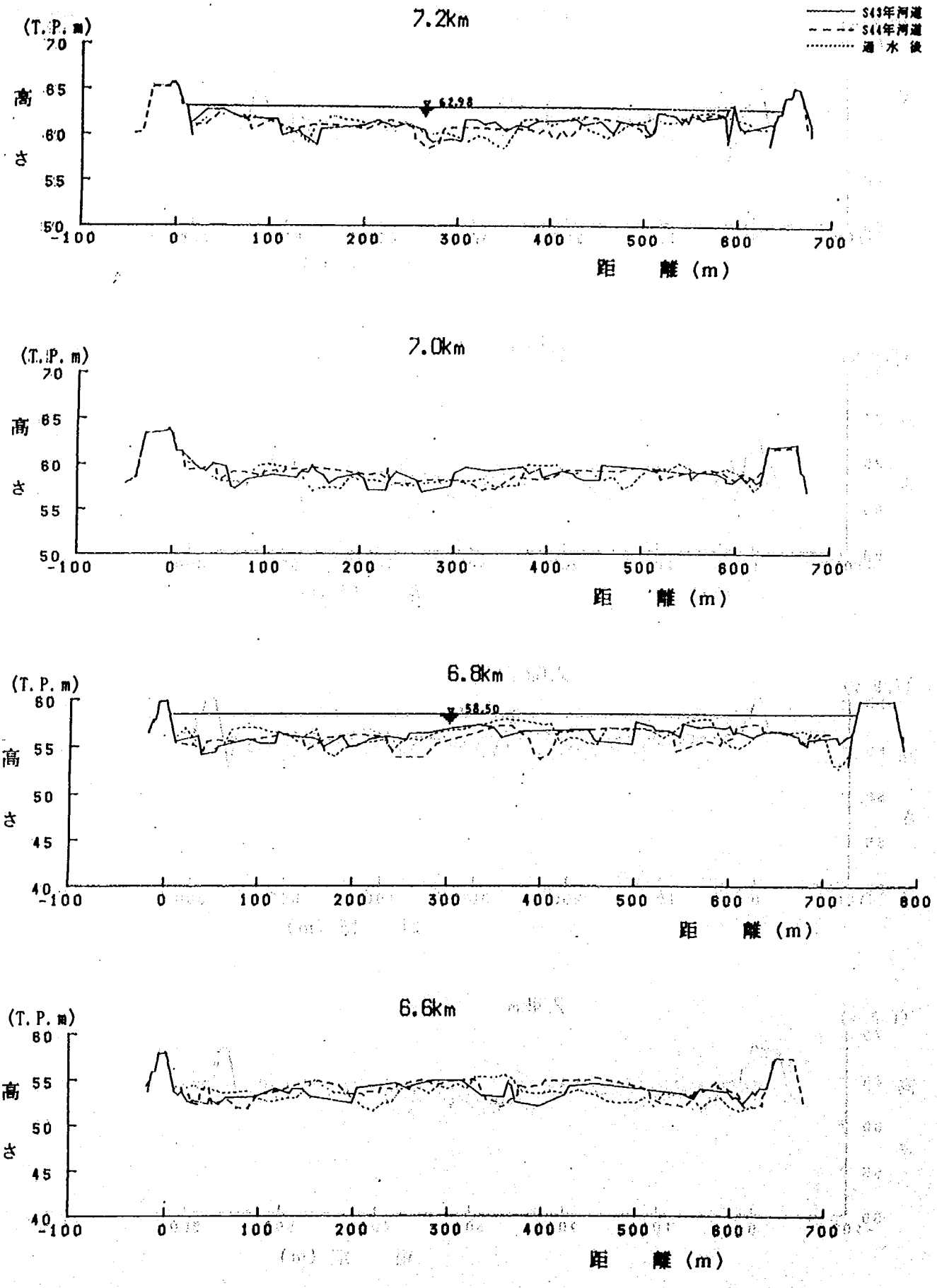
図－5.1.6(5) 河床変動横断比較図



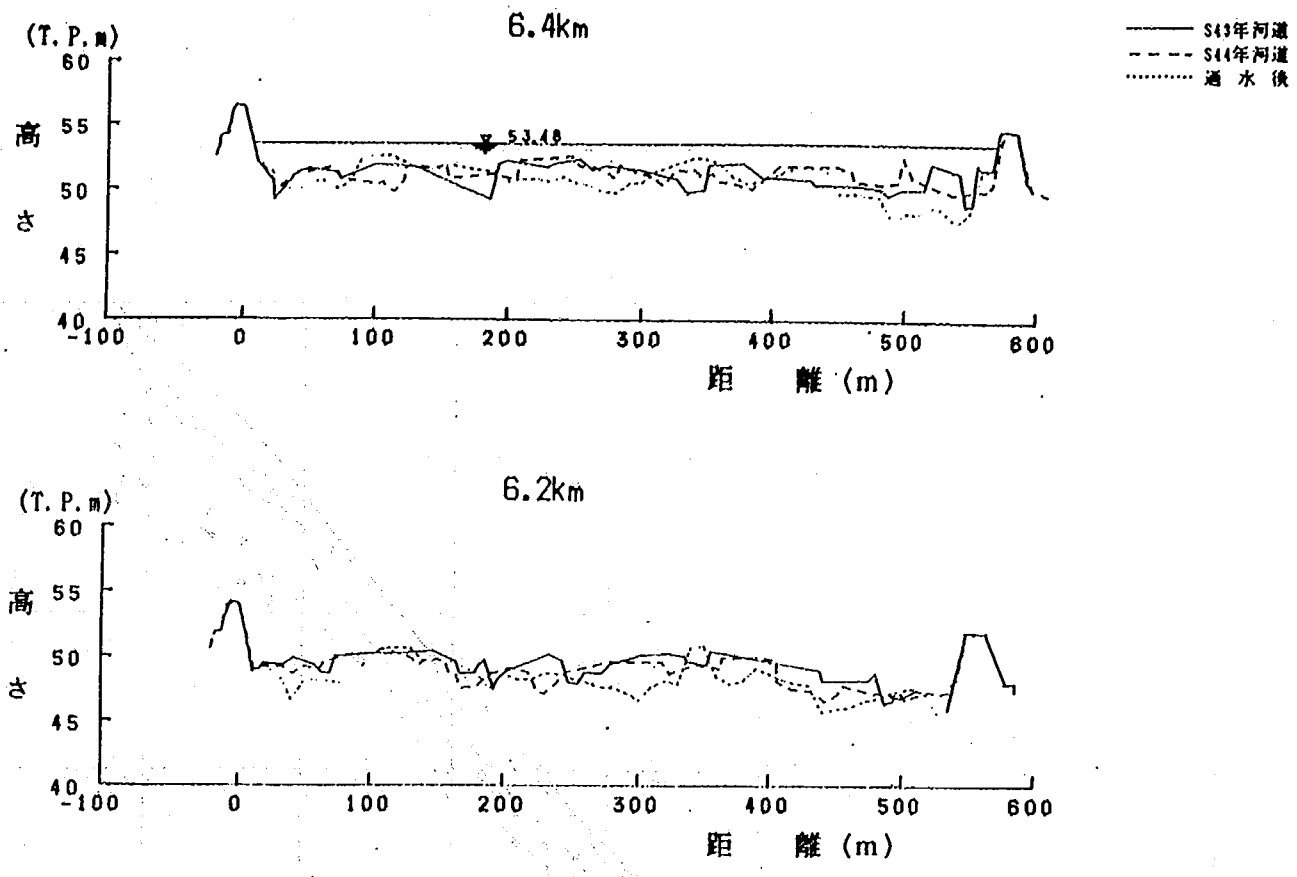
図－5.1.6(6) 河床変動横断比較図



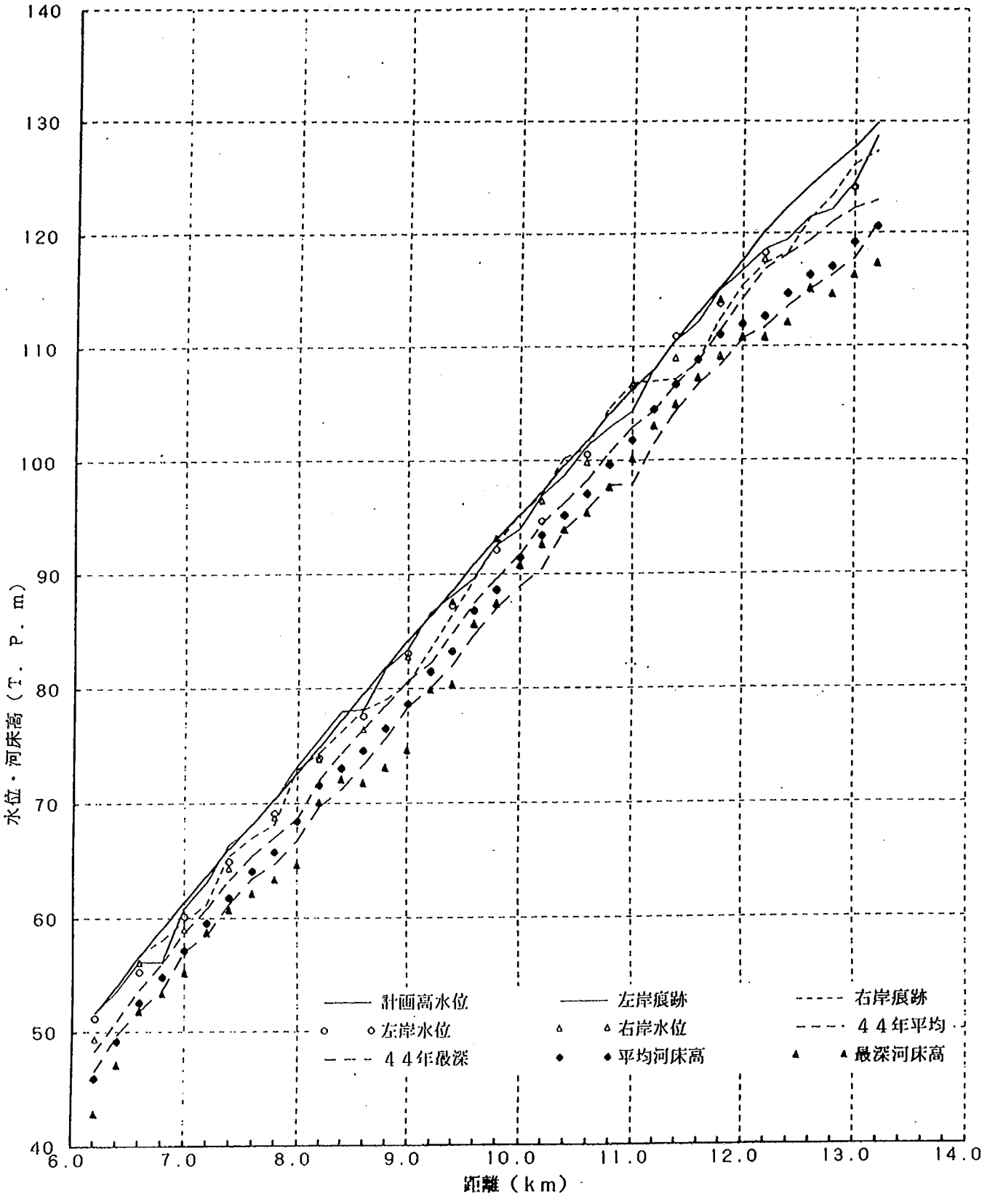
図－5.1.6(7) 河床変動横断比較図



図－5.1.6(8) 河床変動横断比較図



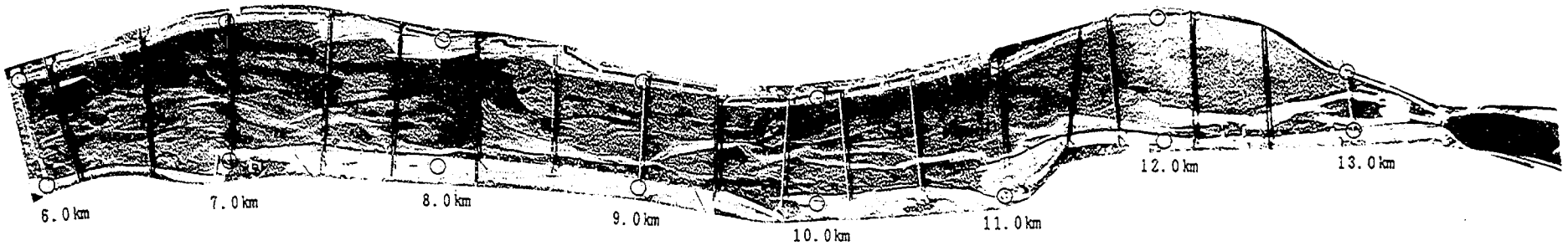
図－5.1.6(9) 河床変動横断比較図



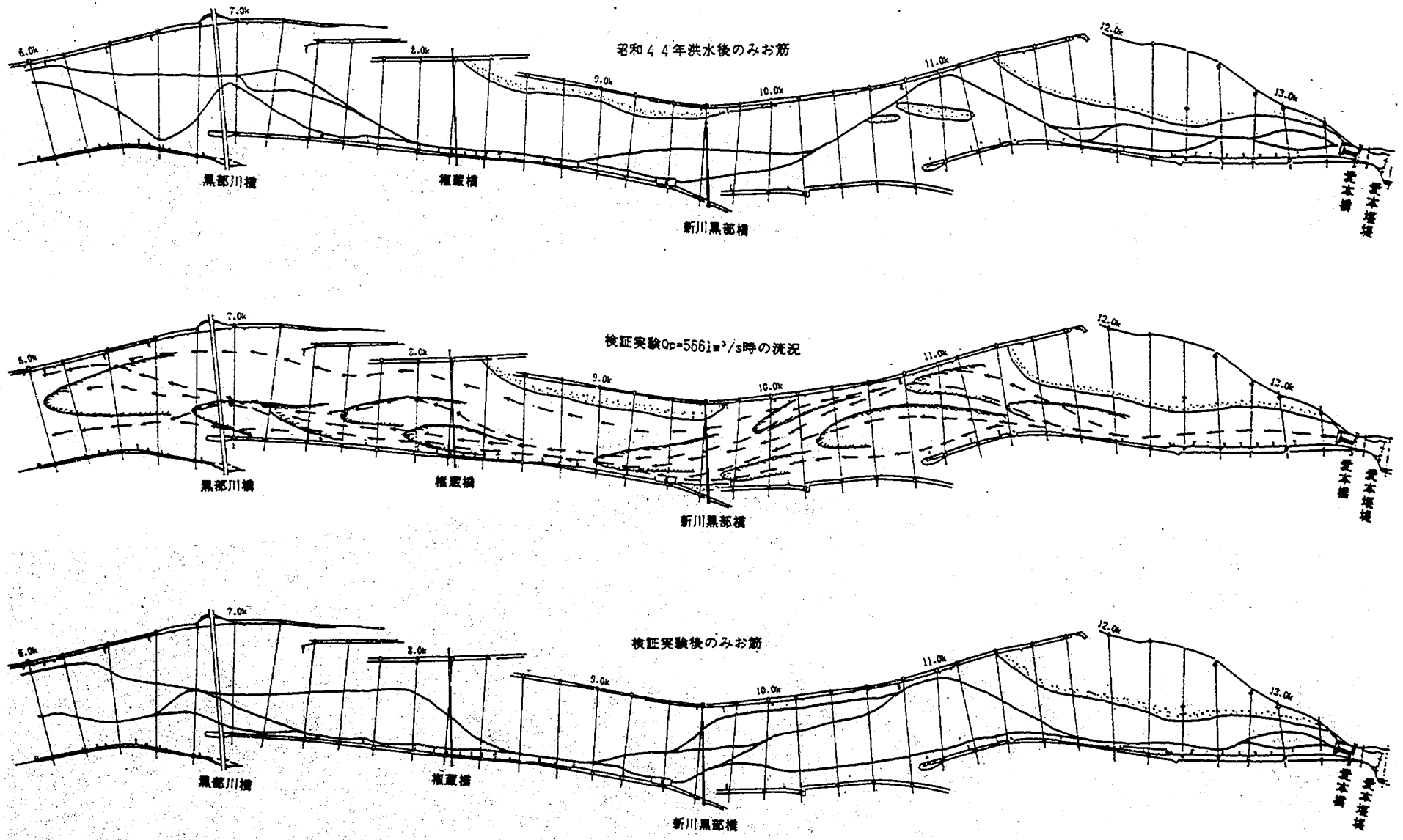
図－5.1.7　水位・河床縦断図（ケースＢ－Ⅰ，$Q_p = 5,661 m^3/s$）



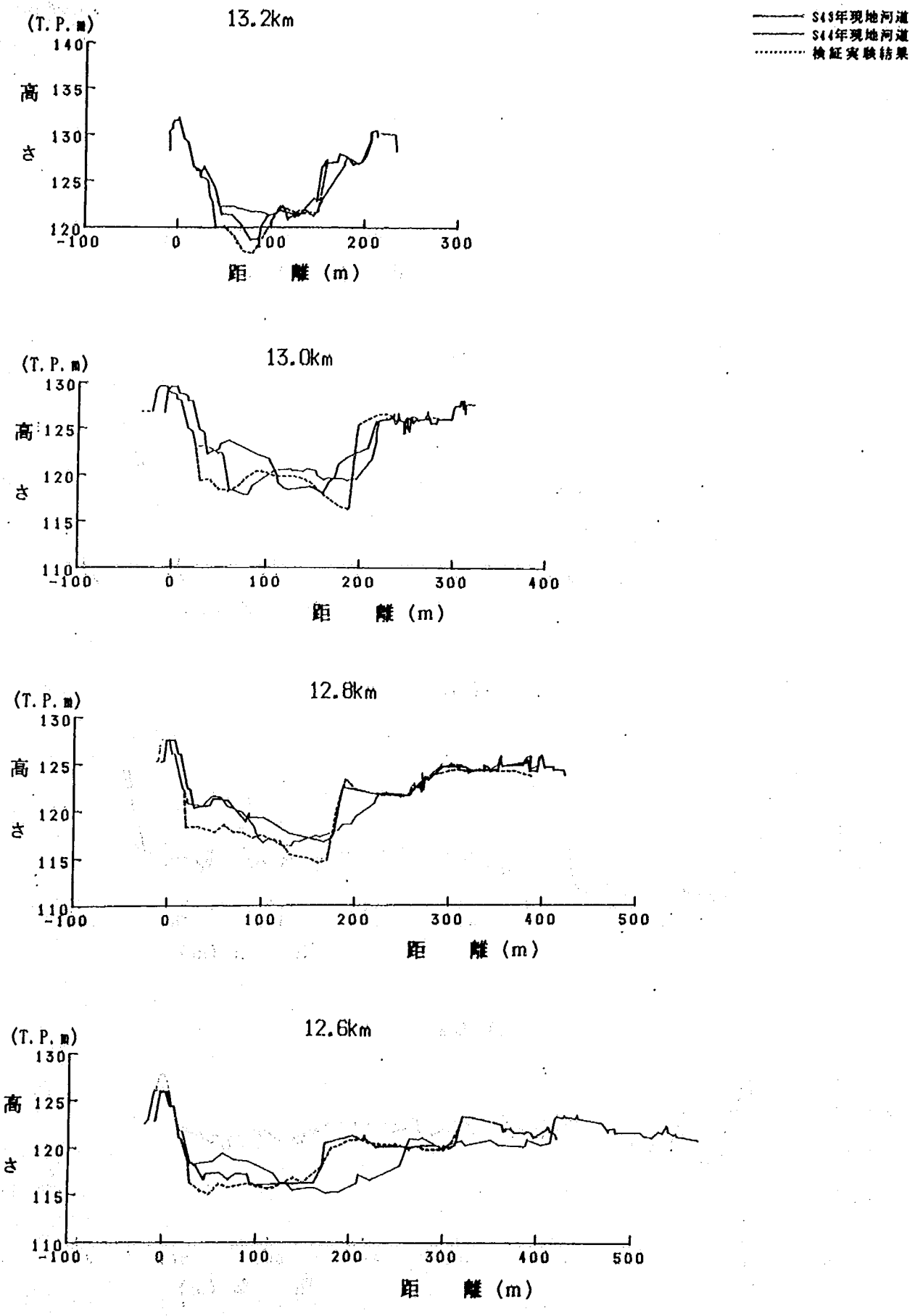
写真－5.1　現地航空写真（昭和44年11月撮影）



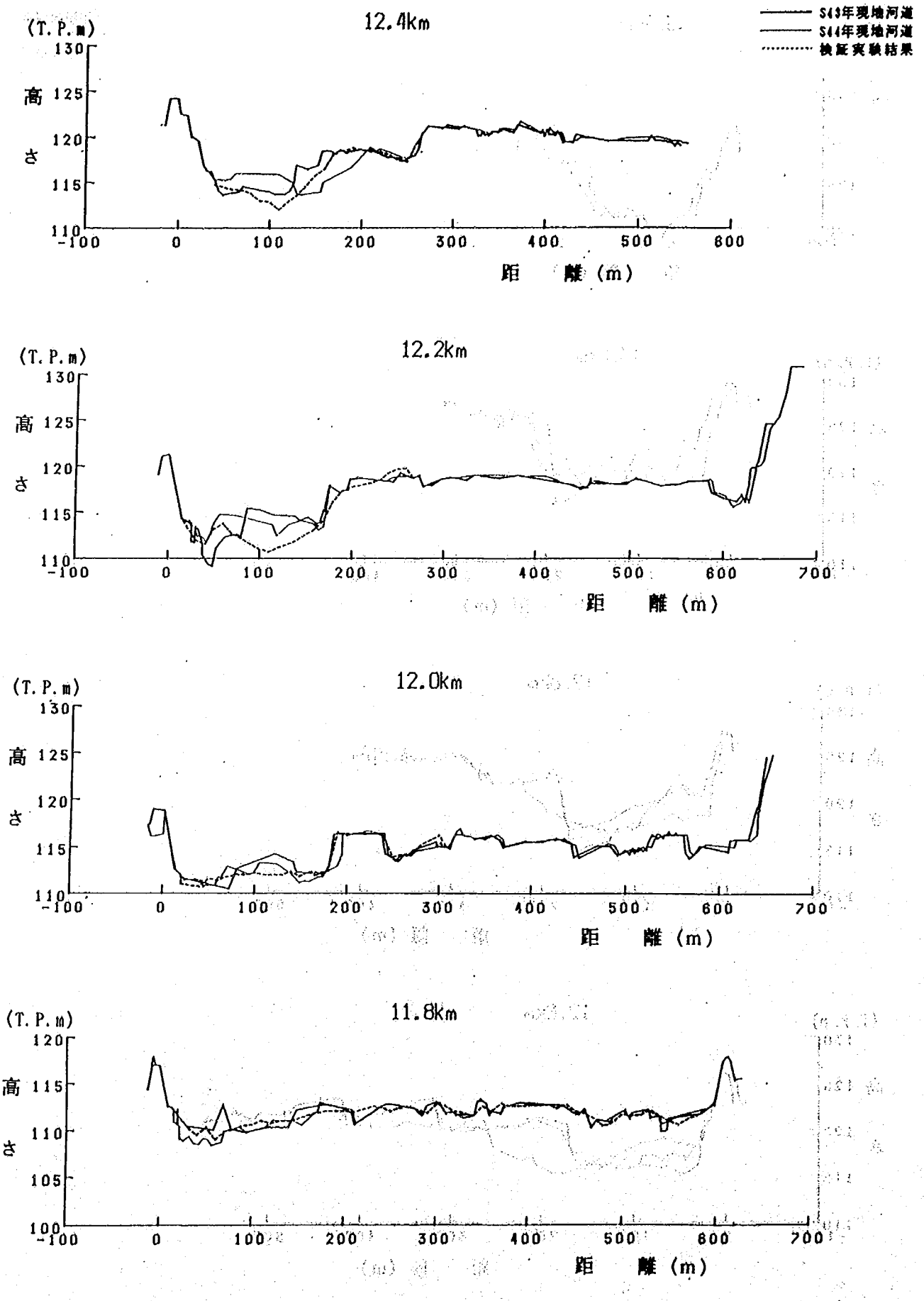
写真－5.2　昭和44年８月洪水 Qp＝5,661㎥/s通水後の河床状況（検証実験：ケースＢ－Ⅰ）


昭和４４年洪水後のみお筋
検証実験Qp=5661m³/s時の流況
検証実験後のみお筋
6.0k
7.0k
8.0k
9.0k
10.0k
11.0k
12.0k
13.0k
黒部川橋
植原橋
新川黒部橋
愛本橋
愛本堰堤

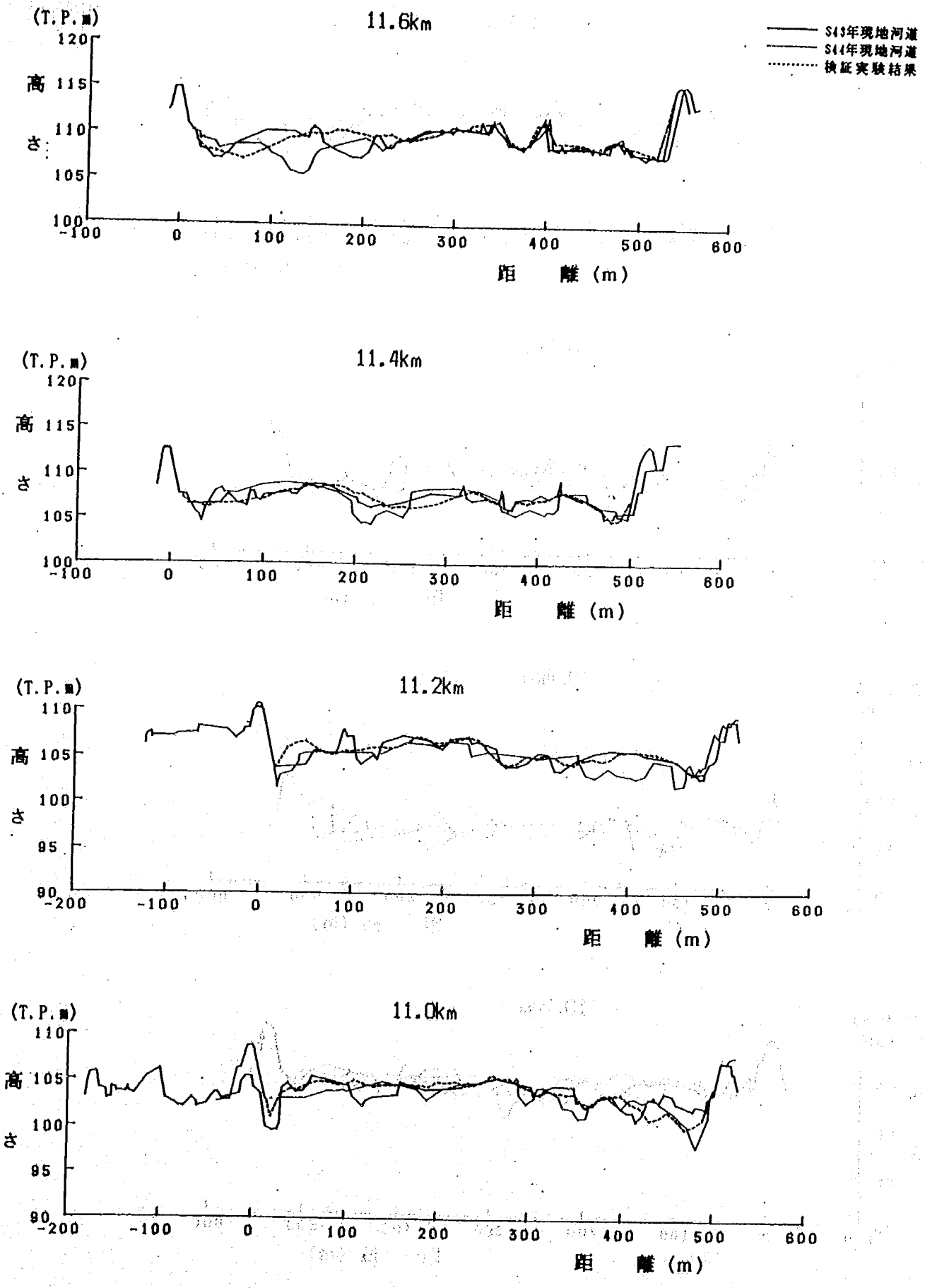
図－5.1.8　流況比較図



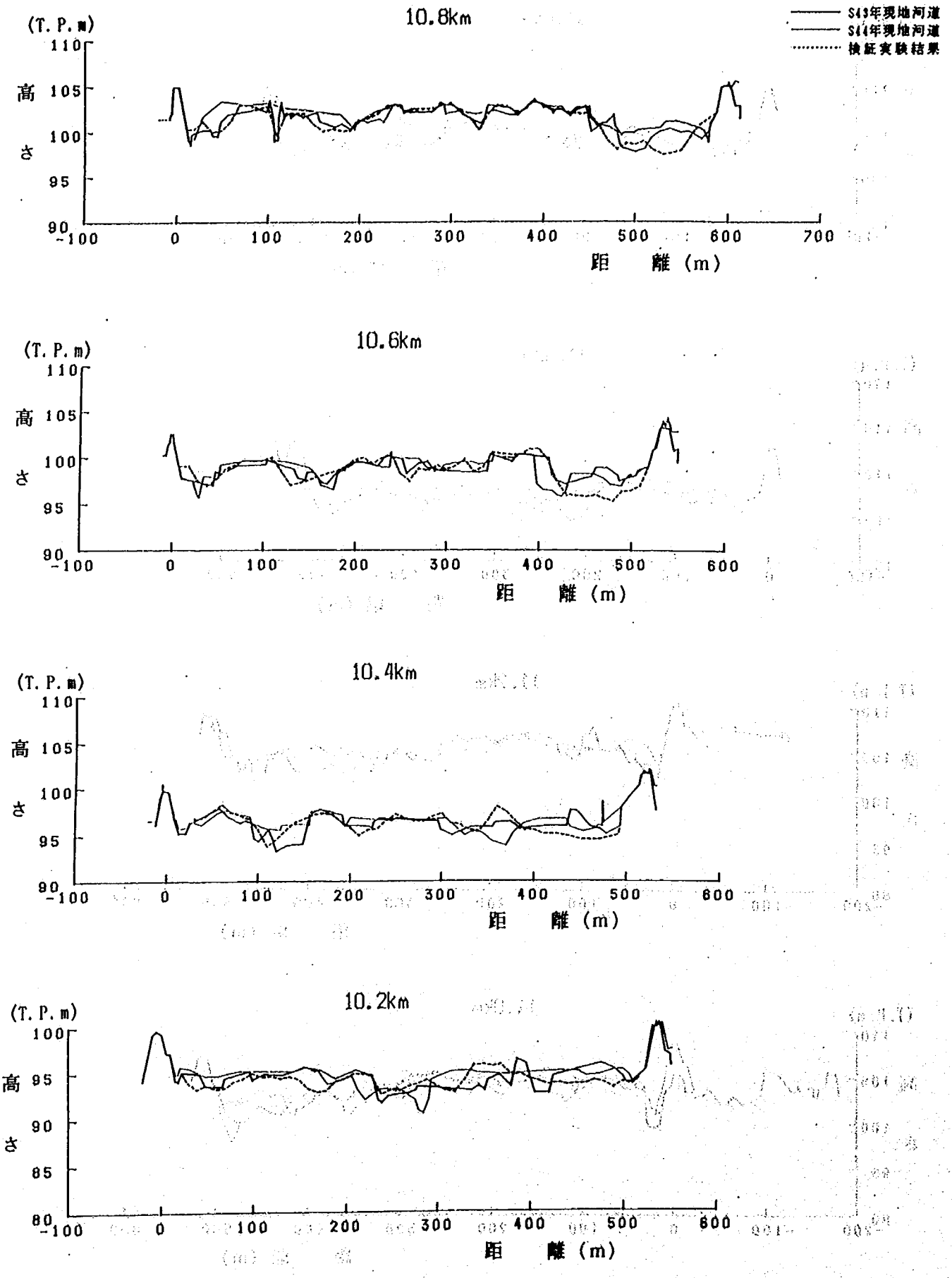
図－5.1.9(1) 河床変動横断比較図



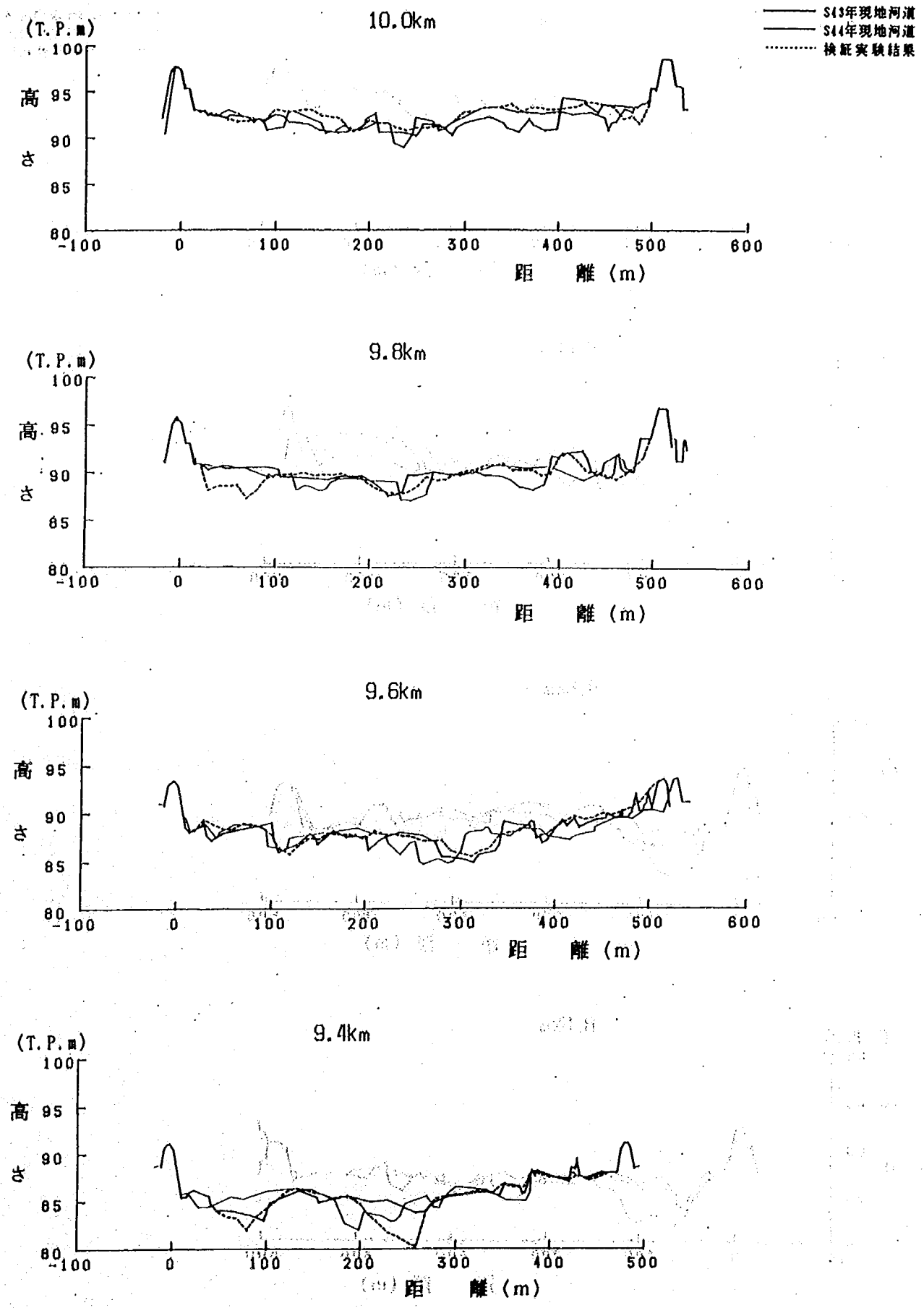
図－5.1.9(2) 河床変動横断比較図



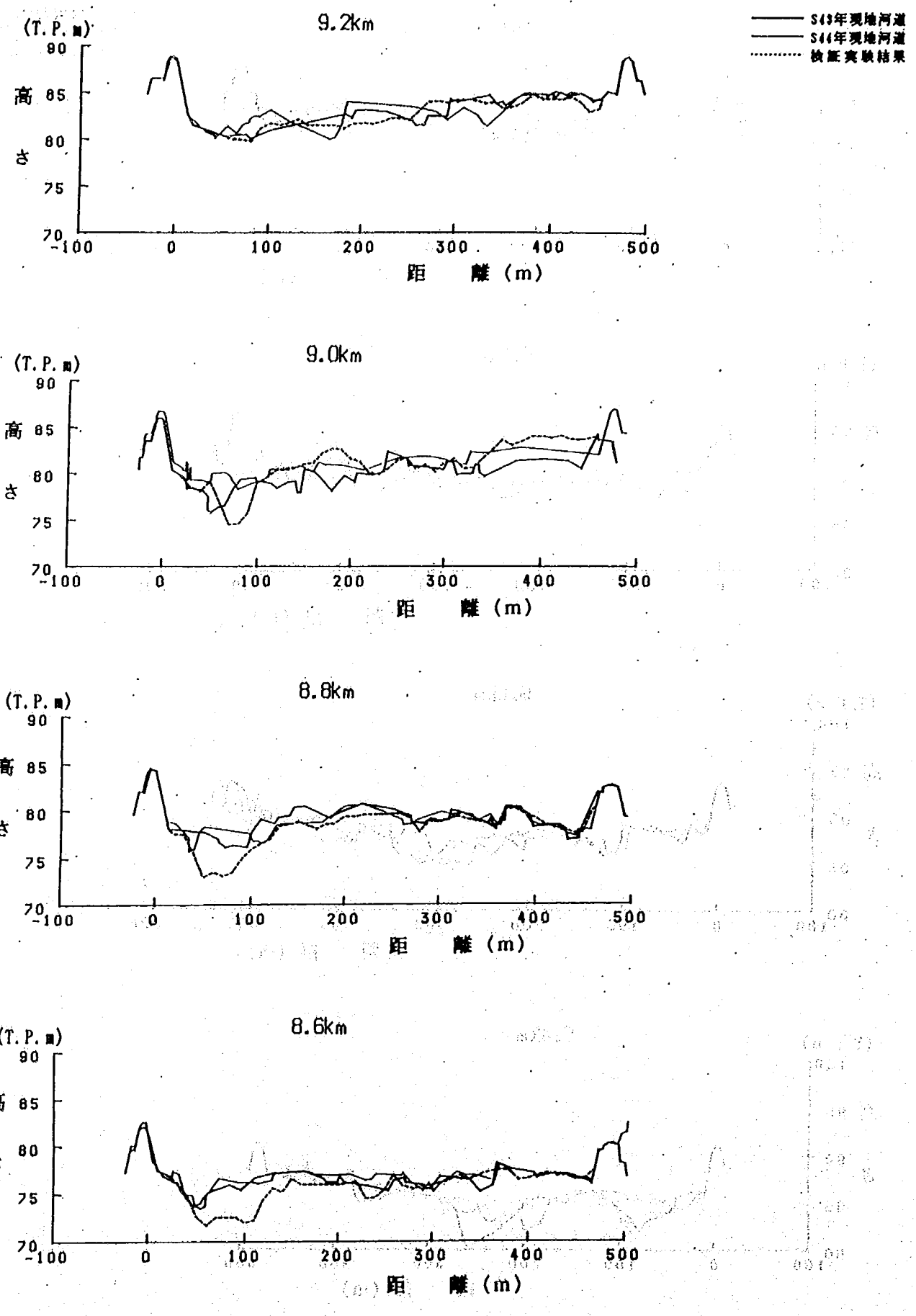
図－5.1.9(3) 河床変動横断比較図



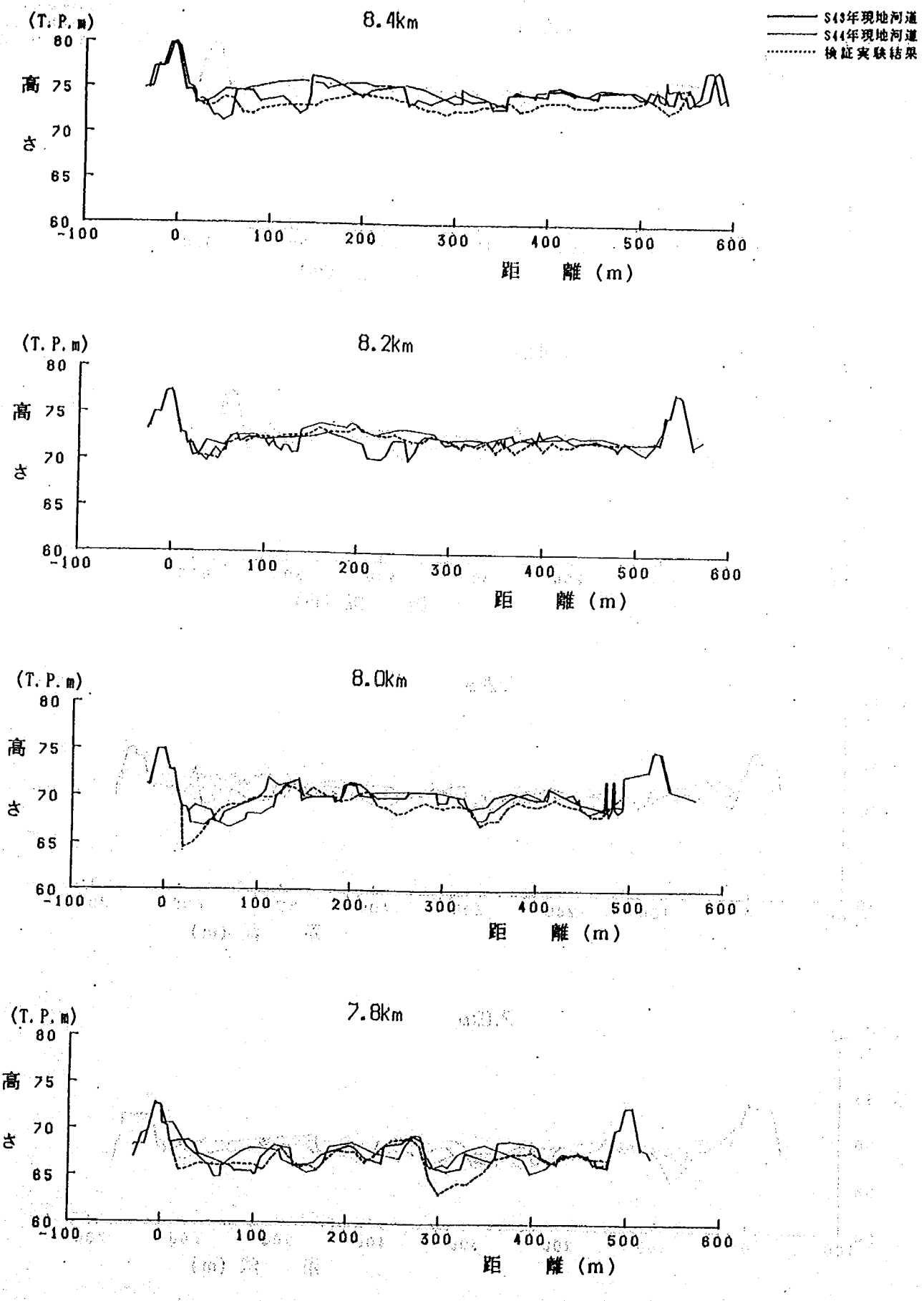
図－5.1.9(4)　河床変動横断比較図



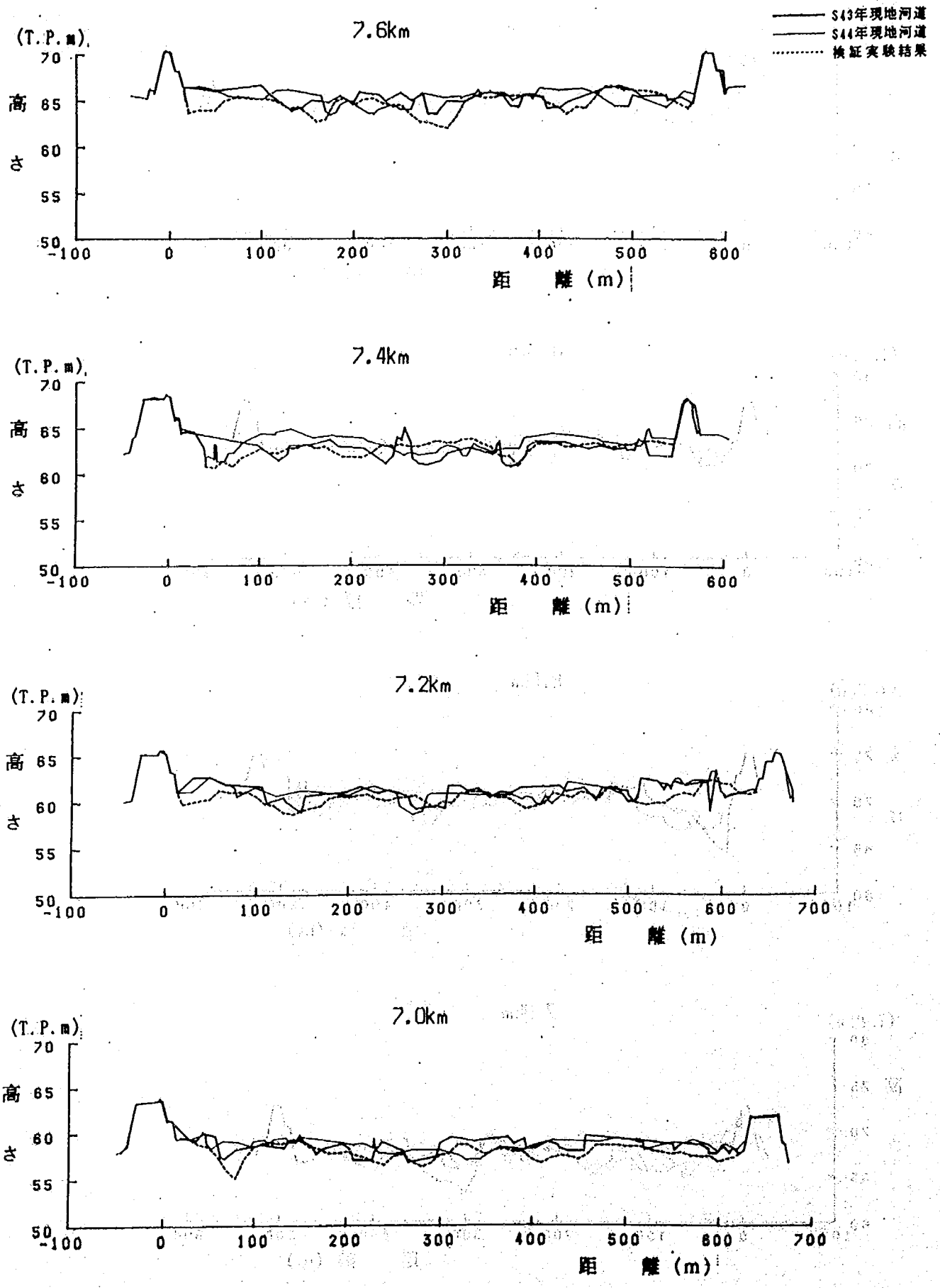
図－5.1.9(5) 河床変動横断比較図



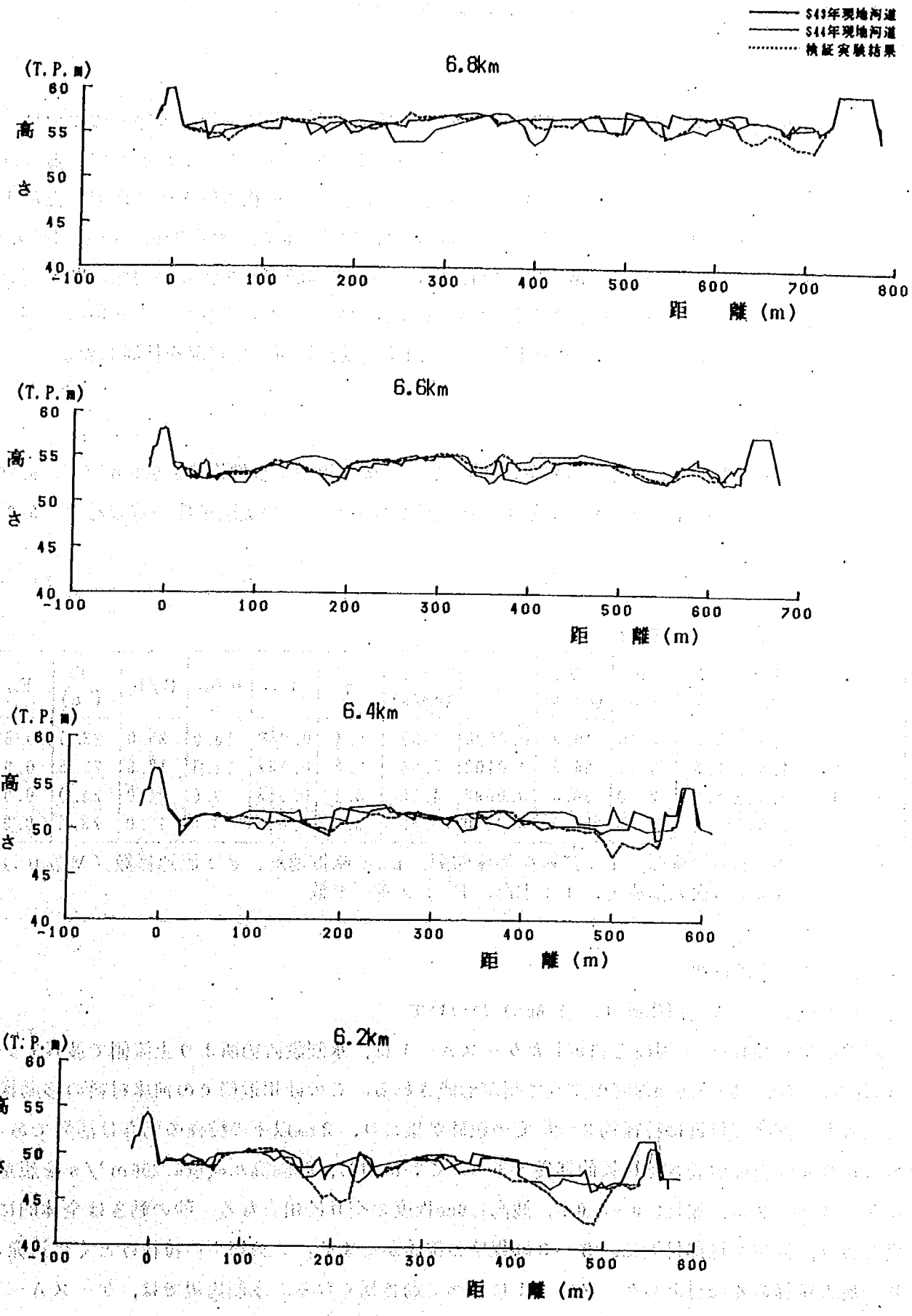
図－5.1.9(6) 河床変動横断比較図



図－5.1.9(7) 河床変動横断比較図



図－5.1.9(8) 河床変動横断比較図



図－5.1.9(9) 河床変動横断比較図

5－2　河床材料粒径の違いが洗掘深等に及ぼす影響について

5－2－1　実験概要と実験条件

（1）実験の概要

模型河床砂は，現地河床材料調査結果に基づいて選定したが，急流河川の大礫河道における粒径分布は調査場所やその方法によってもかなり異なる。ここでは4－3－2に述べてあるように当初選定した模型河床砂A（d＝0.1～4.0mm，d_m＝1.6mm）とその後実験途中で変更した河床砂B（d＝0.1～10mm，d_m＝2.6mm）の違いが河床変動（洗掘深）に及ぼす影響について調べようとするものである。実験は長さ30m，幅0.6m，高さ0.5mの両面ガラス張りの可傾水路を用いた。この水路内に三次元模型で比較的顕著な洗掘が生じた大型のピストル水制を三次元模型と同一縮尺（1/100），構造で設置し，各々の河床砂による河床変動，局所洗掘状況を検討した。

（2）実験条件

本実験の実験条件としては河床勾配を1/100とし，三次元模型で現地換算3,000m³/s，6,200m³/s時の平均水深2.5m，3.5mになるような流量を与えた。この実験条件一覧表を表－5.2.1に示す。

表－5.2.1　実験条件一覧表

実験ケース	d_m (mm)	Q (l/s)	h (cm)	V_m (cm/s)	i	u_* (cm/s)	ϕ	τ_*	h/d_m	B/h	T (°c)	F_r
A－1	1.6	5.8	2.40	40.3	0.0098	4.80	8.4	0.089	15.0	25.0	23.0	0.83
A－2	1.6	11.5	3.41	56.2	0.0102	5.84	9.6	0.132	21.3	17.6	23.5	0.97
B－1	2.61	5.8	2.50	38.7	0.0092	4.75	8.1	0.053	9.6	24.0	24.0	0.98
B－2	2.61	11.5	3.53	54.3	0.0100	5.88	9.2	0.082	13.5	17.0	23.5	0.98

※ここに　V_m：平均流速，i：通水後河床勾配，u_*：摩擦速度，ϕ：流速係数（V_m/u_*），τ_*：無次元掃流力，T：水温，F_r：フルード数

5－2－2　実験結果

（1）実験ケースA（河床砂d_m＝1.6mm）について

現地流量3,000m³/s規模を想定したケースA－1は，水制設置箇所より上流側で波長3.6～4.6m程度，波高1.5～2.0cm程度の交互砂州が形成される。この砂州近傍での河床材料の移動状況を見ると，前縁部付近は粒径約2mm程度の粗砂が集まり，2mm以下の粒径の動きは活発である。最大粒径4mm程度の動きは比較的緩慢である。これに対し，計画高水流量6,200m³/sを想定したケースA－2は，波長2.0～3.0m，波高1.0cm程度の交互砂州となる。砂の動きは全体的に活発であり，砂州前縁部付近は，2～3mm程度の粗砂が集まる。2mm以下の粒径はとくに活発となり，最大粒径の4mm付近もケースA－1に比べて動き易くなる。水制周辺では，ケースA－1が約20分周期，ケースA－2で約15分周期で砂州が到達し，洗掘と埋め戻しが繰り返される。水制

下流部では，この水制の影響によって河床形態が変化し，平坦河床となり砂州が形成されない。これらの実験結果の水制回りの局所洗掘時間変化図を図－5.2.1，5.2.2に，河床コンターおよび縦断図を図－5.2.3，5.2.4に，河床面の分級状況を図－5.2.5に示す。

水制回りの洗掘深は通水直後に一気に進行し，その後砂州の形成，流下に伴って大きく変動する。最大洗掘部は，両ケースとも上流側側面に生じている。これは側面での洗掘土砂が先端部へ流出し，そこに粗砂分が残るためと考えられる。水制上流側側面の最大洗掘深はケースＡ－１が9.7cm，ケースＡ－２が8.5cmであり，砂州の移動通過に伴って，この最大洗掘深の約1/2の高さで変動する。掃流力の大きいケースＡ－２の方が最大洗掘深が小さいのは，砂州の流下に伴う上流域からの洗掘孔への補給砂が多いためと考えられる。したがって，洗掘範囲，形状も小さい結果となっている（図－5.2.3，5.2.4）。

（２）実験ケースＢ（河床砂d_m＝2.6mm）について

実験ケースＢシリーズの水制回りの局所洗掘時間変化図を図－5.2.6，5.2.7に，河床コンターおよび縦断図を図－5.2.8，5.2.9に，河床面の分級状況を図－5.2.10に示す。

ケースＢ－１は，掃流力が小さいため，水制回りの局所洗掘箇所を除いて砂の動きは緩慢である。観察によれば粒径約５mm以上の砂はほとんど動いておらず河床波は形成されず平坦で粒径約５mm以下の砂が転動している状況である。水制回りでは通水初期に洗掘が進み，30分以降の変化は少ない。洗掘箇所では，細粒分が下流へ流出し，約５mm以上の粒径のみが表面に残る。通水１時間以降は，ほぼ静的平衡洗掘状態である。最大洗掘は水制先端部に生じ4.0cmとなる河床面は全体にアーマ化が進み，表層粒径は約３mm以上となり，水制周辺の洗掘部では表層が約５mm以上の粒径となる。

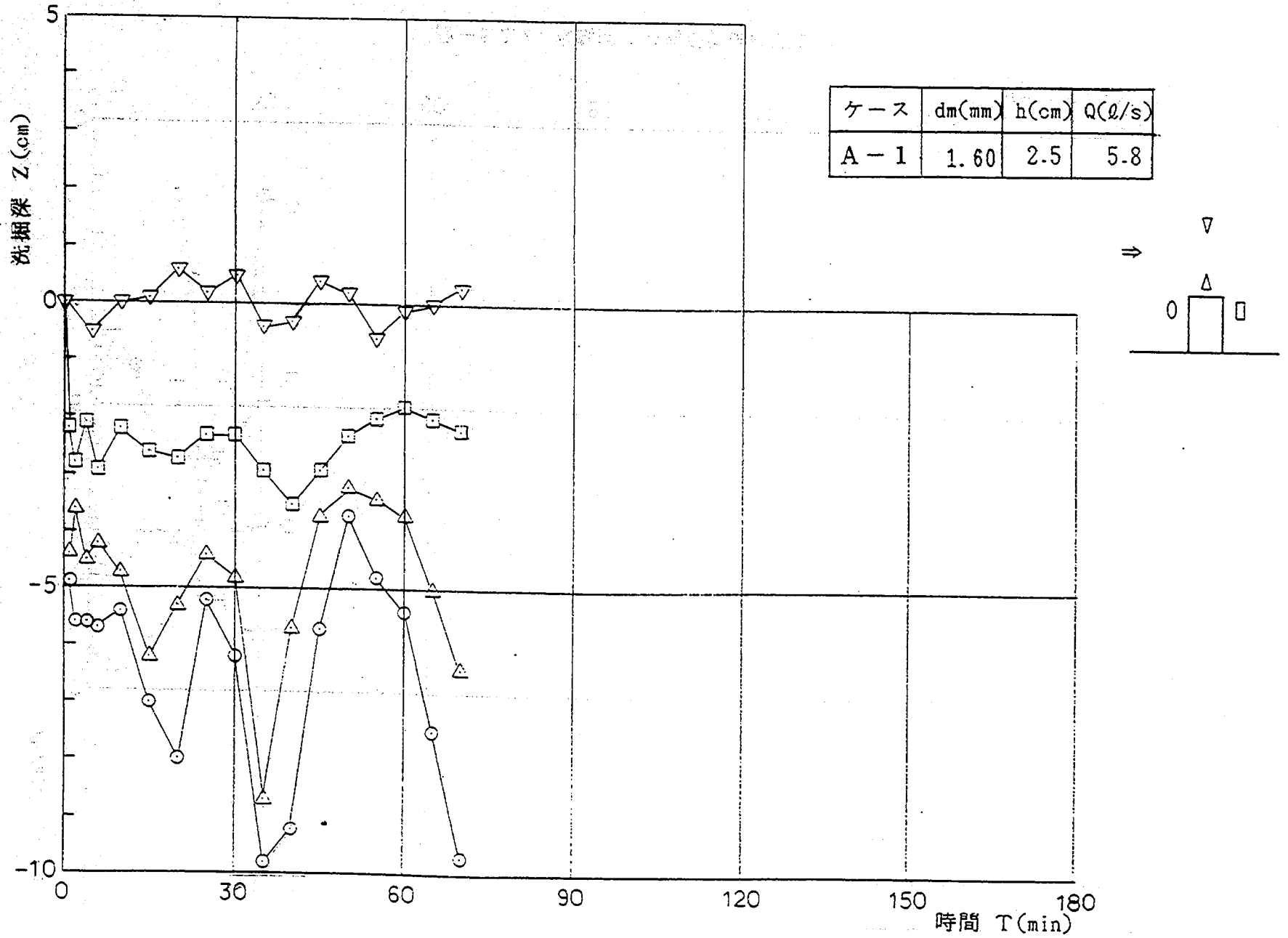
黒部川の計画高水流量規模であるケースＢ－２も，河床波は形成されず平坦のままである。河床面の砂の動きは活発であったが，最大粒径10mm程度の小石はほとんど動かない。動きが見られる粒径は，６～７mm程度であり，比較的動きが活発なのは約５mm以下の粒径である。水制回りは，通水直後に洗掘が進行し，その後一旦埋め戻しが生じ再び洗掘が進行する。最大洗掘は水制上流側に生じ，時間変化図では通水90分後でも洗掘が進行するような形にあるが，ここでは周辺の状況からほぼ平衡状態であろうと判断した。よって，最大洗掘深は6.9cmである。河床面は同様にアーマ化が進み，表層粒径は約４mm以上となり，水制周辺部では表層が約５～６mm以上の粒径となる。

５－２－３　模型河床砂の違いによる相似性と現地現象への適用について

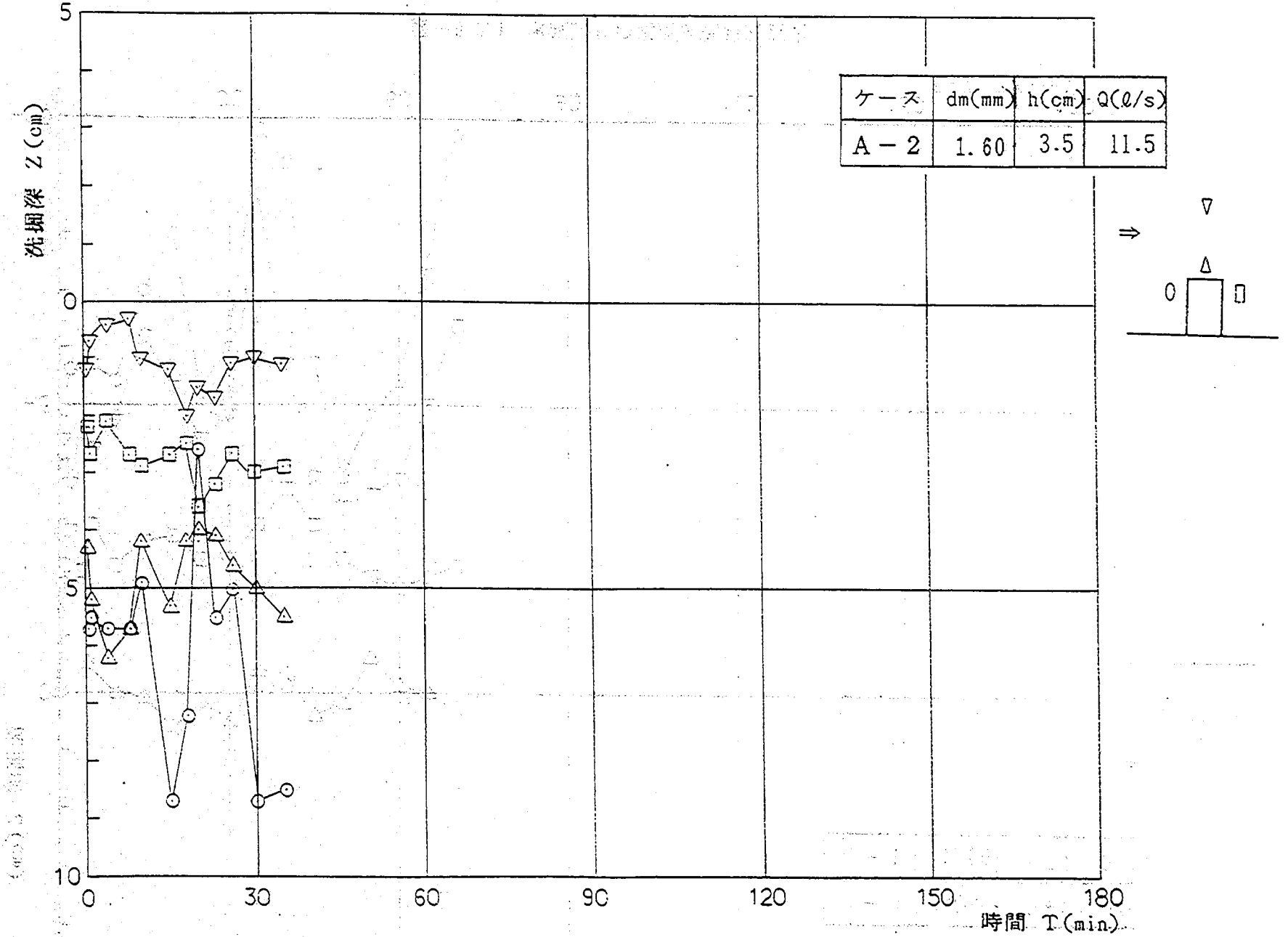
模型河床砂Ａ，Ｂによる水制回りの最大洗掘深とその変動範囲を比較したのが図－5.2.11である。これによると河床砂の違いによって洗掘深にどの程度影響を及ぼすかは，流量規模によっても異なるため，一概に表わすことは難しい。現象に及ぼす最大の違いは，河床砂Ａの最大粒径が4.0mmであるのに対し，河床砂Ｂは最大粒径が10mmであって4.0mm以上の粒径が全体の約25％含ま

れていることである。これは先の２－12に述べたように，平均年最大流量時ではほとんど動かないＣ集団の粒径が河床砂Ａは欠落しており，これによって洗掘が過大な傾向となり，河床砂Ｂは反対にＣ集団の割合がやや多過ぎたとも考えられる。よって，限界掃流力も異なり，検証実験結果に述べたように，河道全幅で砂州の形成，発達とその移動が活発になるのは，河床砂Ａ，Ｂ両者の中間付近の流量3,000m³/s付近が妥当と考えられる。また，構造物の周辺や水衝部等の最大洗掘深は，河床砂Ｂの方が現地現象と相似になっていると判断される。

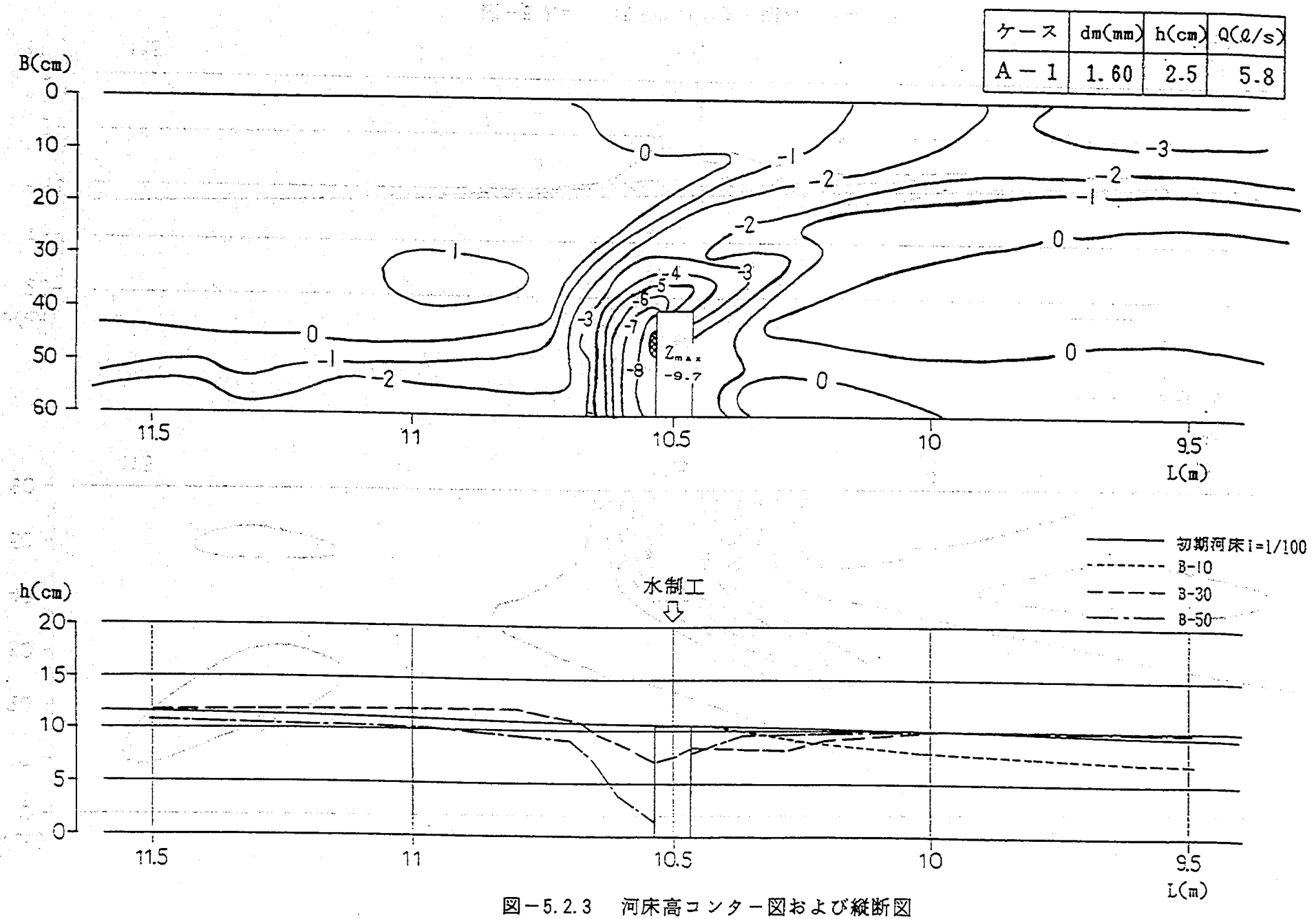
以上の考察および図－5.2.11の結果より，河床砂の違いによる厳密な補正は困難であるが，河床砂Ａの三次元模型実験における最大洗掘深に対し，約80％程度の値が現地に生じる現象であるとした判断が必要と考えられる。



図－5.2.1　水制回りの局所洗掘時間変化

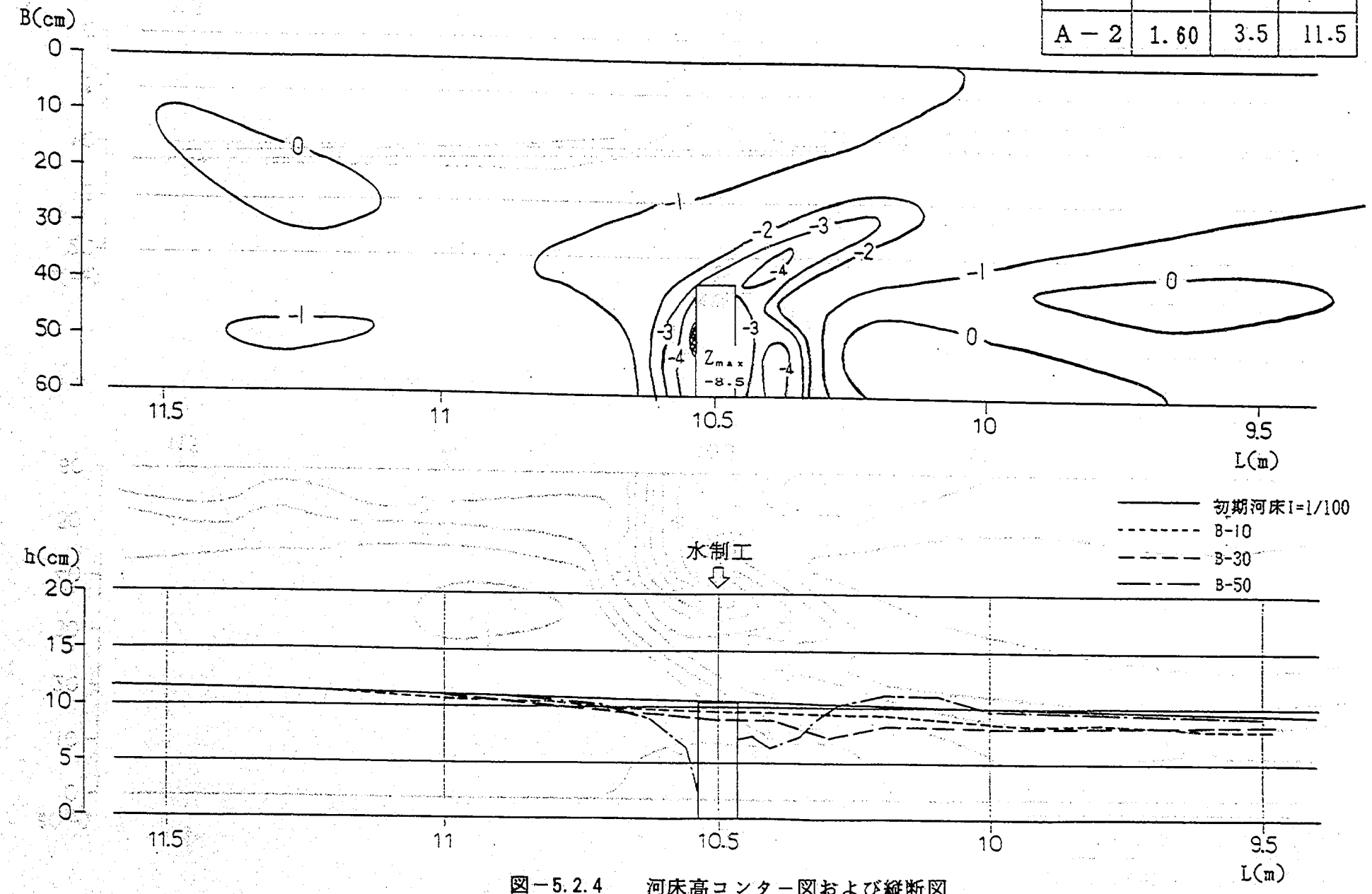


図－5.2.2　水制回りの局所洗掘時間変化

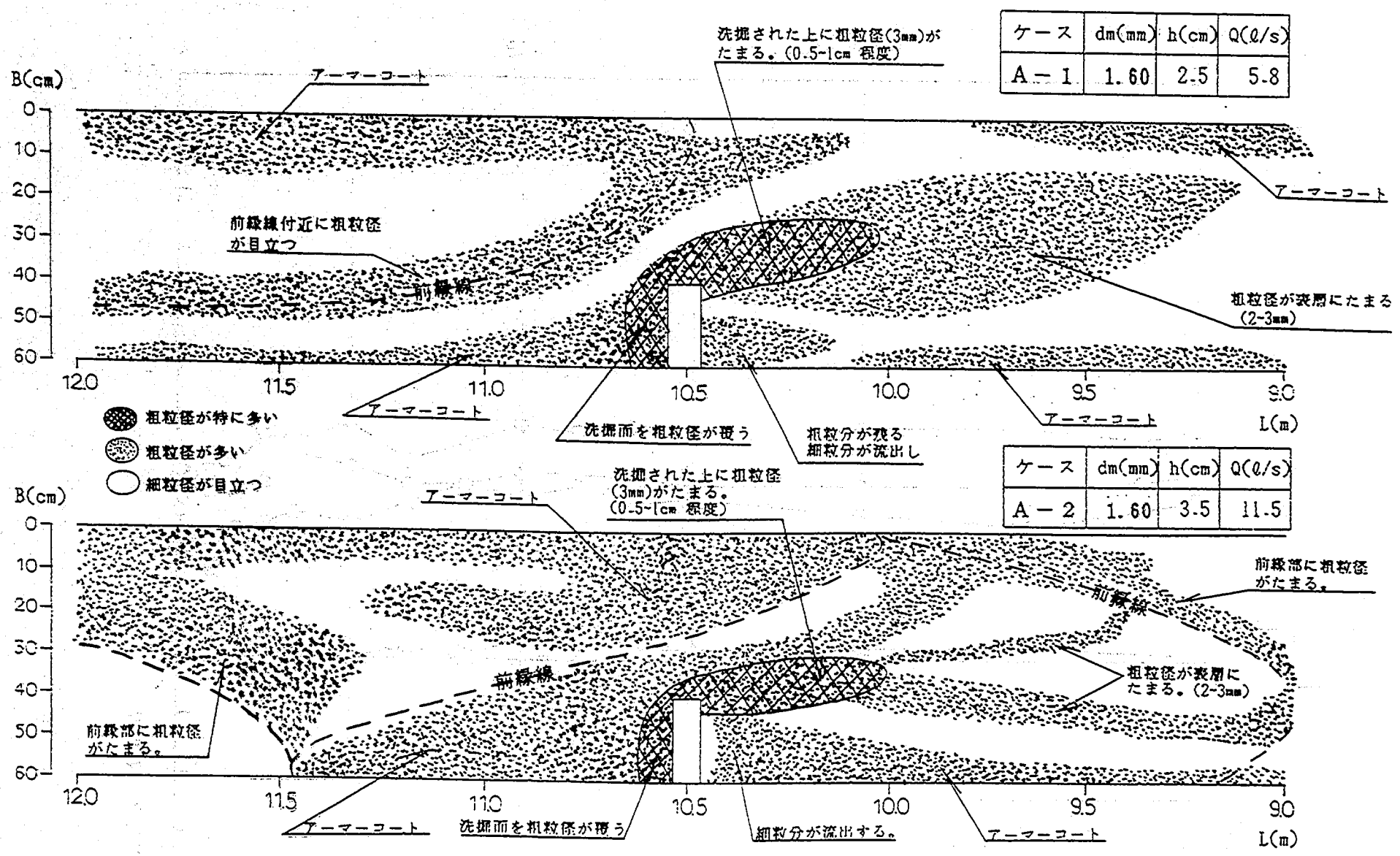


図－5.2.3　河床高コンター図および縦断図

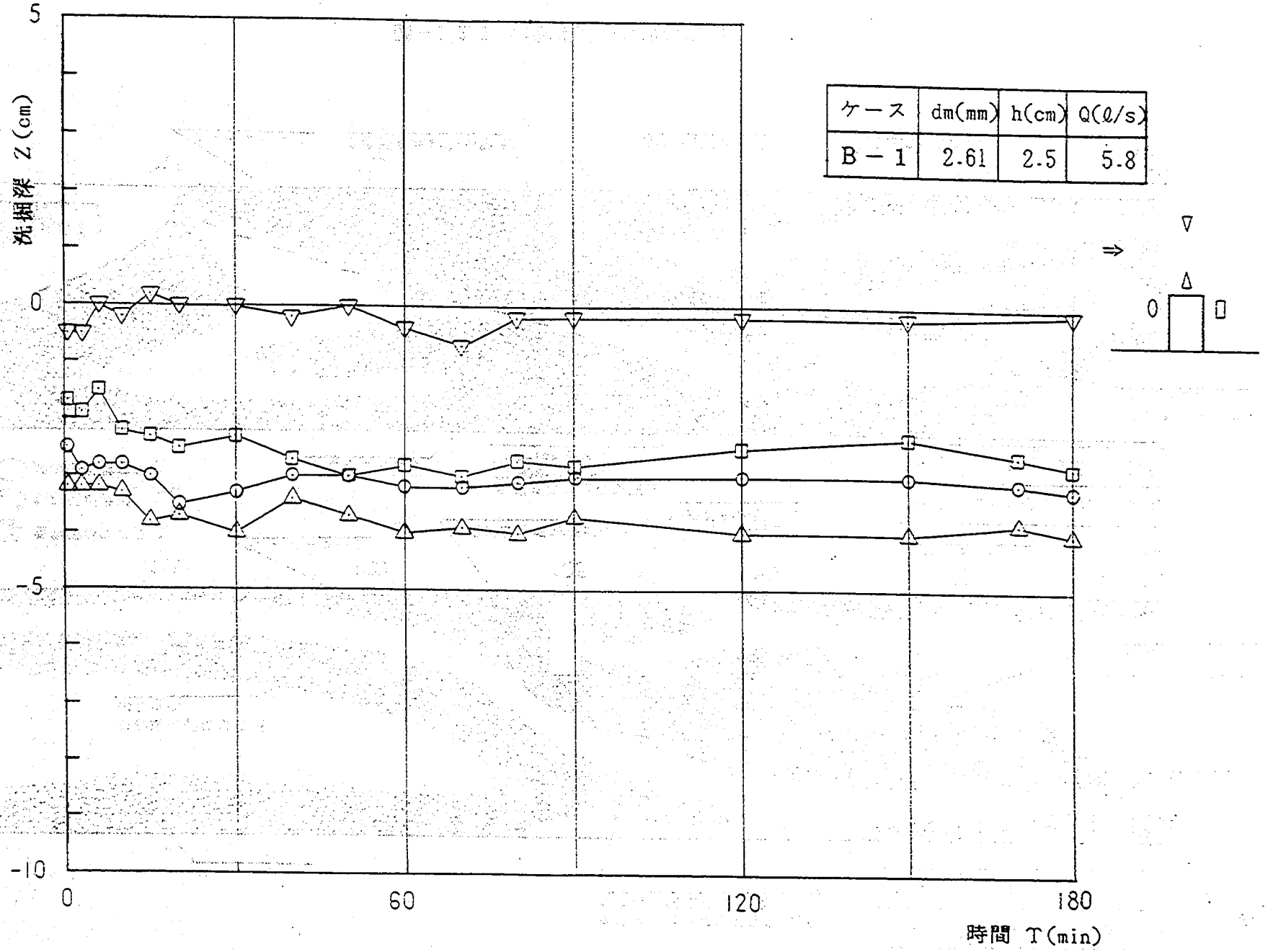
ケース	dm(mm)	h(cm)	Q(ℓ/s)
A－2	1.60	3.5	11.5



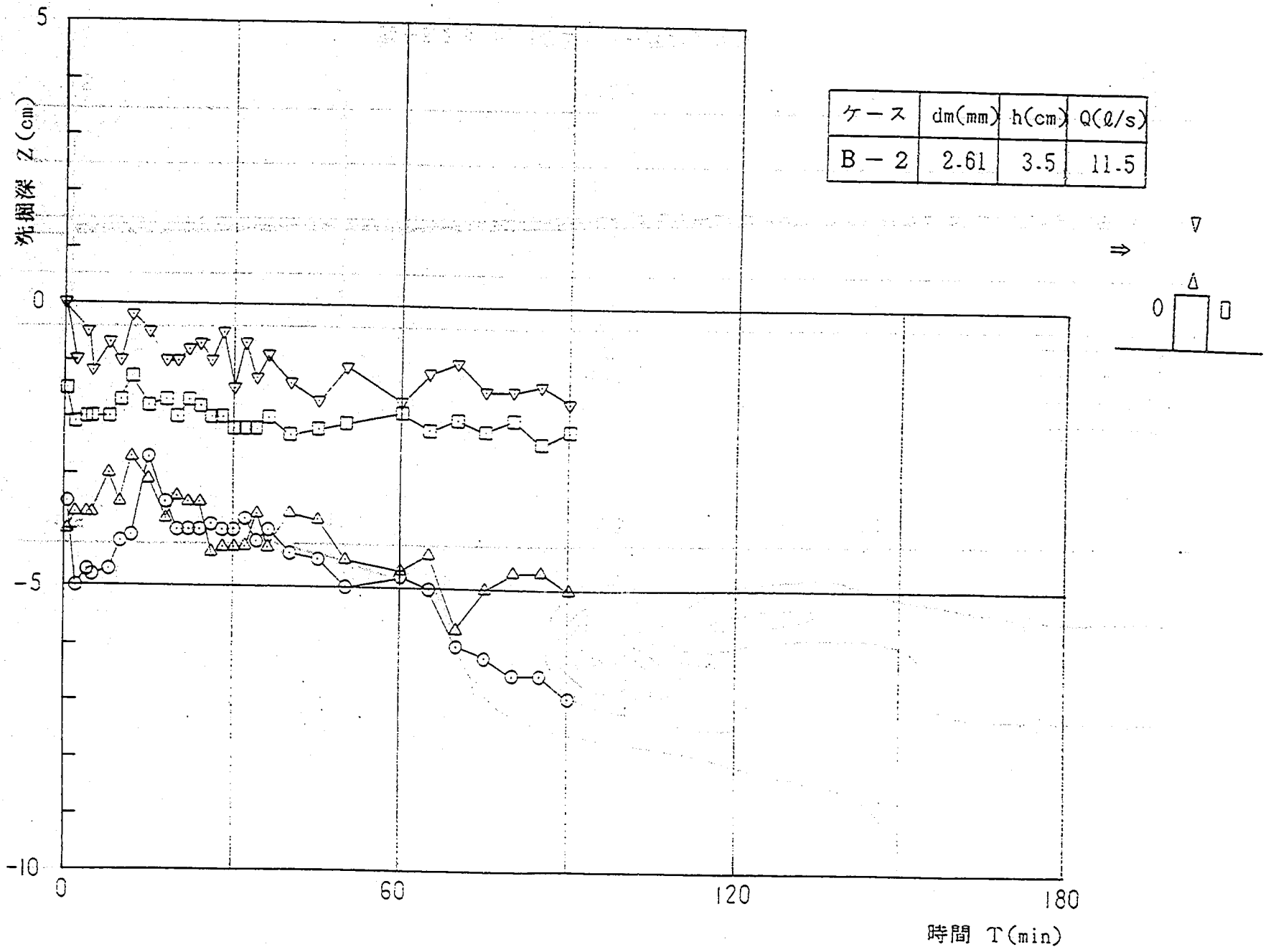
図－5.2.4　河床高コンター図および縦断図



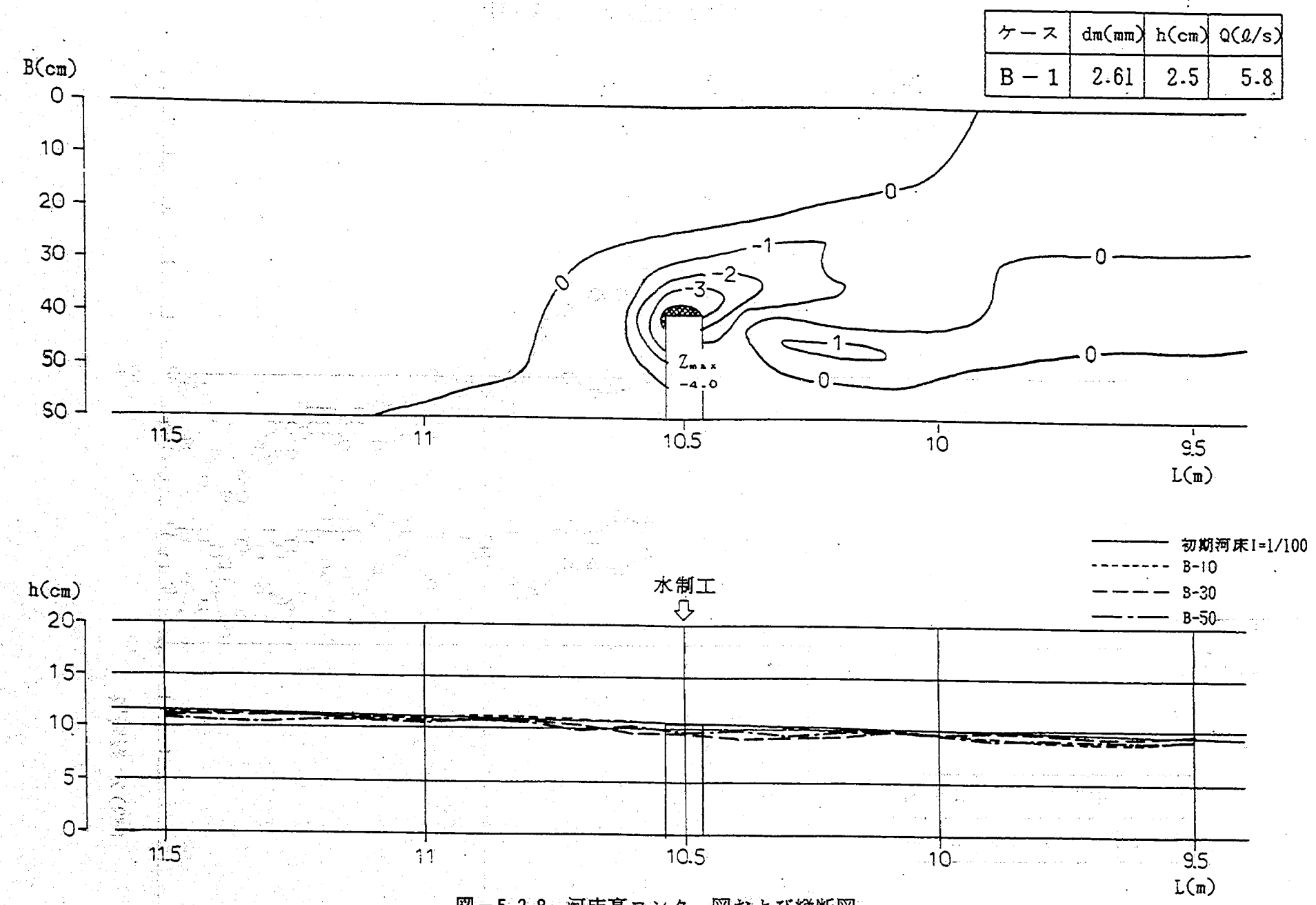
図－5.2.5　水制周辺の分級状況図



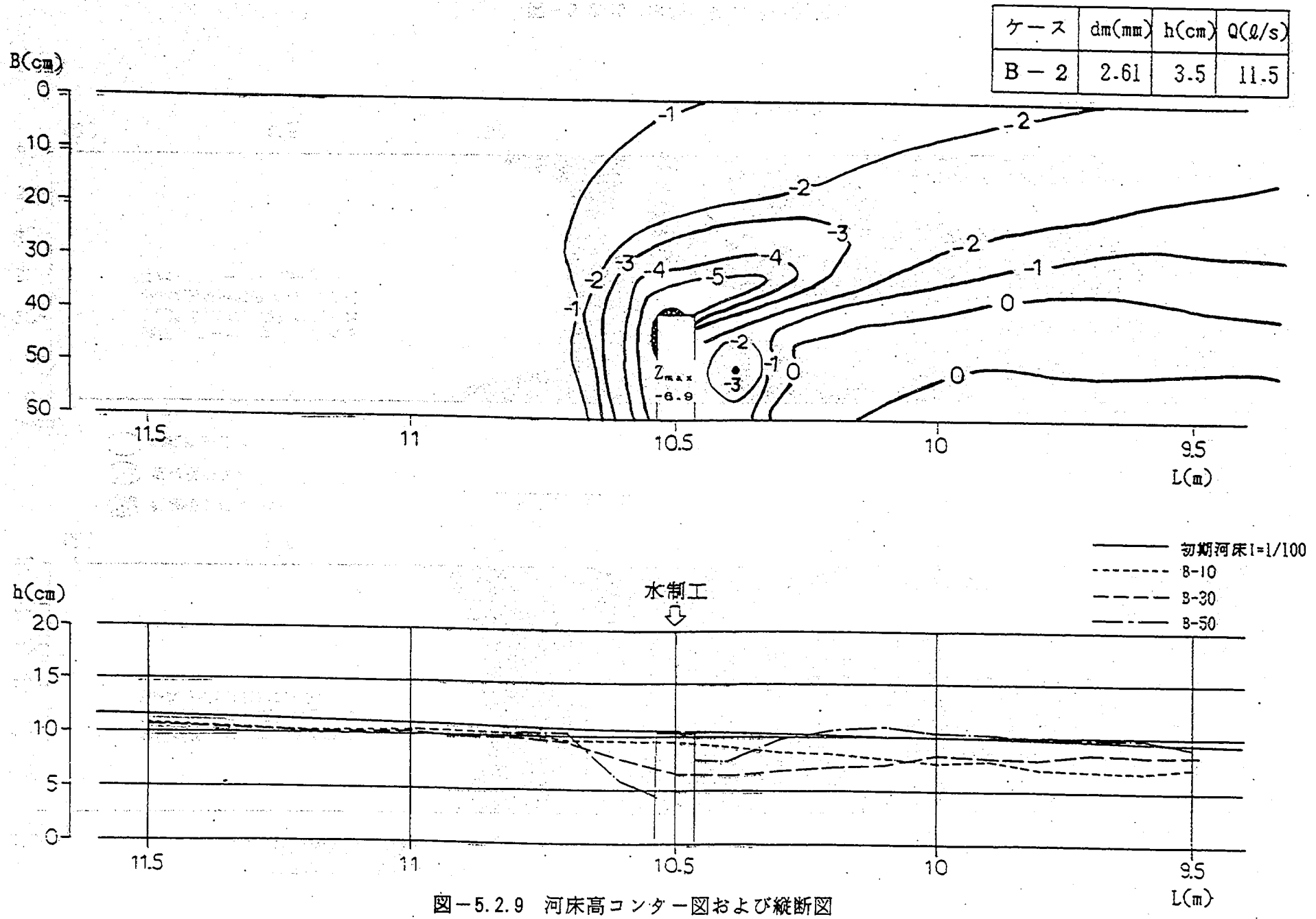
図－5.2.6　水制回りの局所洗掘時間変化



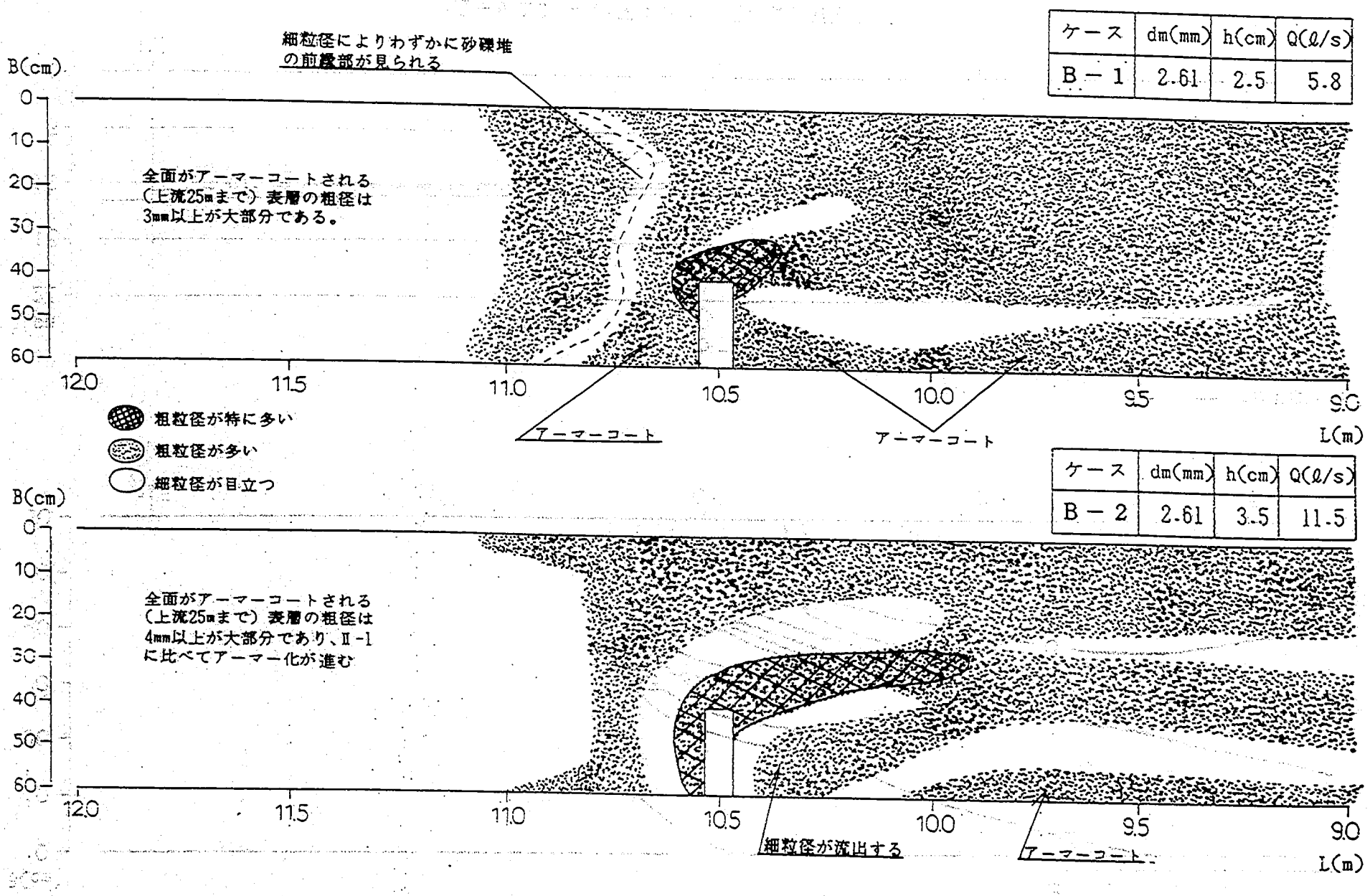
図－5.2.7　水制回りの局所洗掘時間変化



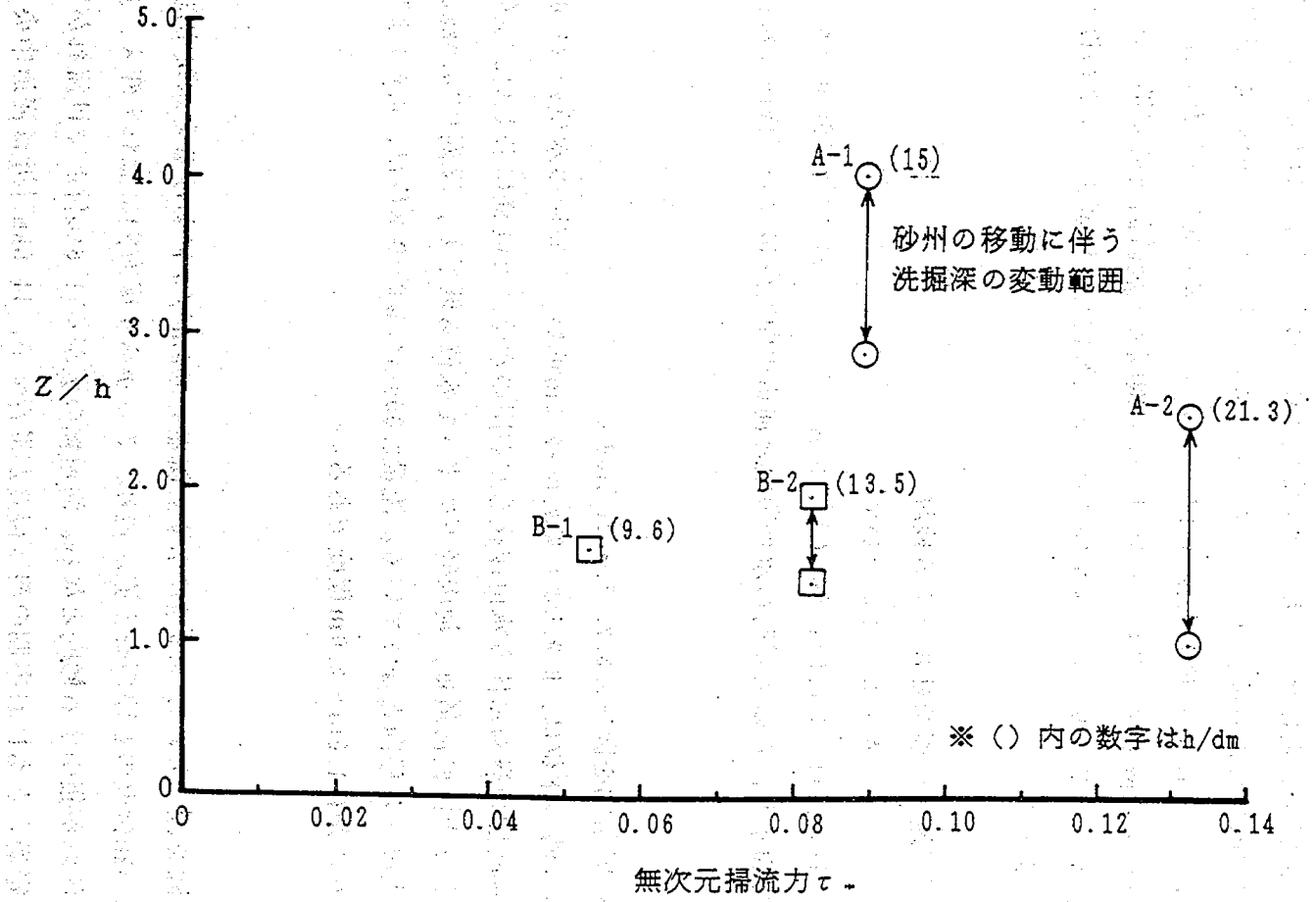
図－5.2.8　河床高コンター図および縦断図



図－5.2.9　河床高コンター図および縦断図



図－5.2.10　水制周辺の分級状況図



図－5.2.11　水制回りの洗掘深Zとτ*との関係

5－3　現況河道（昭和60年河道）の水理特性と対策工に関する検討

5－3－1　実験の概要と実験条件

本節においては，現況河道時における河床変動，河岸侵食箇所，水衝部位置，流下能力を明らかにし，河岸侵食に対する対策案とその効果についても検討するものである。実験は先の表－4.1の実験条件一覧表に示すように，主として計画の常水路満杯流量3,000m³/s（確率1/10年）の定流通水，および図－5.3.1に示す計画ハイドログラフのQ_p＝6,200m³/sを通水した不定流実験である。さらに平均年最大流量規模に近い1,000m³/sと2,000m³/sの定流通水による河岸侵食対策工の効果の検討を実施した。なお，検証実験に述べたように，当初模型河床砂A（d＝0.1～4.0mm，d_m＝1.6mm）による検討（ケースAシリーズ）を実施し，その後模型河床砂B（d＝0.1～10.0mm，d_m＝2.6mm）に変更した検討（ケースBシリーズ）を実施した。さらにケースAシリーズのA－Ⅱ－1以降のケースは，水制周囲等の根固め工設置箇所を現地ブロック重量相当の砕石で敷設し，ケースBシリーズでは現地ブロック重量相当の平型ブロックの模型を連結して敷設して実験を実施した。

5－3－2　現況河道の水理特性に関する検討

（1）ケースA－Ⅱ－1，A－Ⅱ－2について

昭和60年河道に対し，Q＝3,000m³/s（ケースA－Ⅱ－1）および2,000m³/s（ケースA－Ⅱ－2）の定流を通水し，この流量時の水理現象と河道の問題点について検討した。

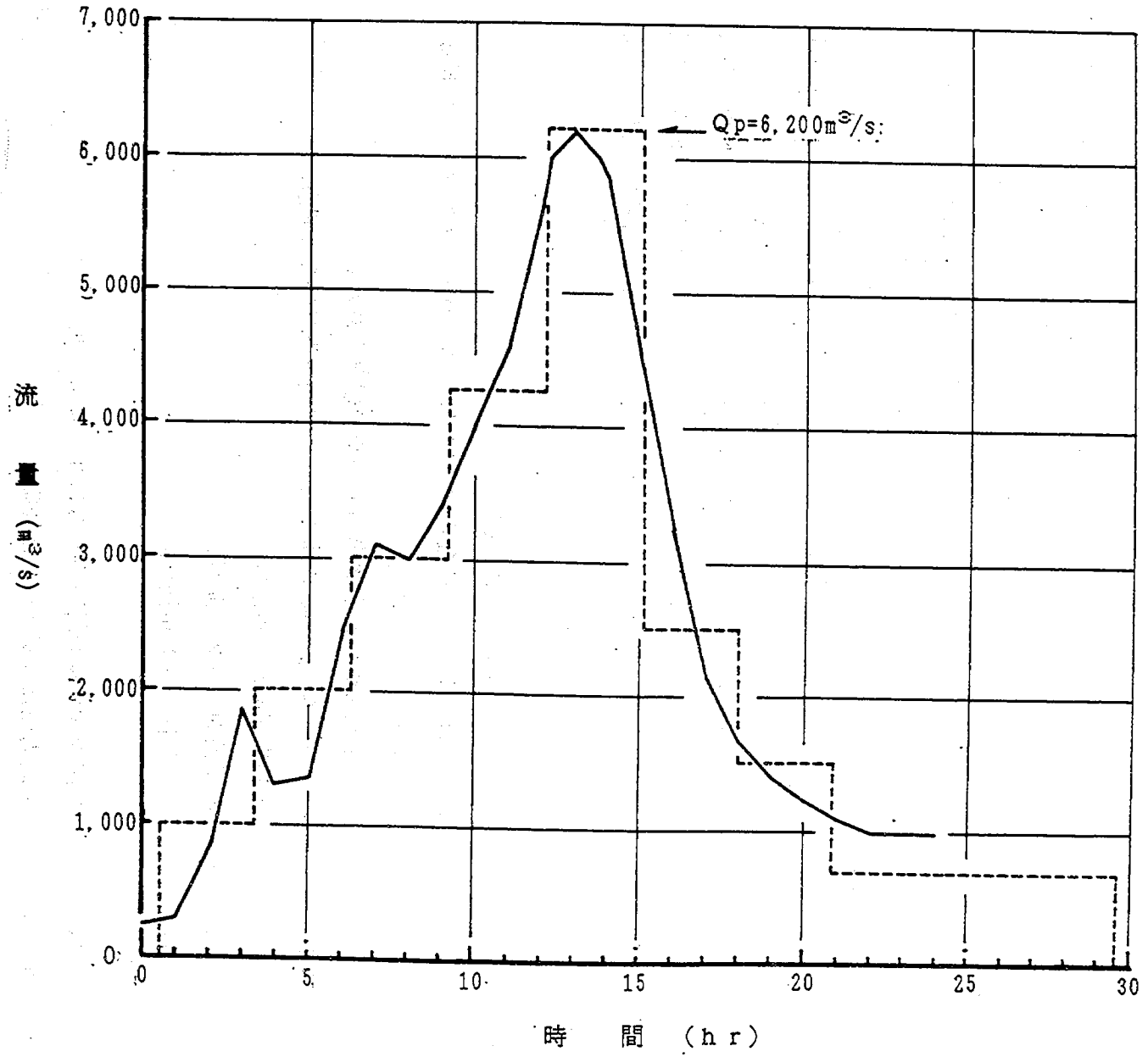
①水位について

実験結果の水位縦断図を図－5.3.2，5.3.3に示す。

流量3,000m³/s時の水位は，H.W.Lより約2.0～2.5m低い。左右岸の水位差は1.0～2.0m程度生じている。通水時間の経過に伴う水位変化も左右岸の水位差と同様に著しい。全体的な傾向としては，10.0kmより上流側河道は，河床低下に伴って水位も低下し，反対に10.0kmより下流側では，水位が若干上昇する傾向となっている。流量2,000m³/s時の水位は，H.W.Lより約2.5～3.0m低く，左右岸水位差は1.0m～2.0m程度である。

②流況について

実験結果流況図を図－5.3.4，5.3.5に示す。流量3,000m³/sにおける愛本狭窄部からの流れは，13.0km～12.8km付近の右岸側を主流が走り，ここから左岸方向に流れを変え，12.0km～11.8km付近左岸側に流れが集中する傾向となる。河道幅の広がる11.6km付近では流れが発散する流況を呈し，時間の経過とともに右岸側の河岸侵食が進行する。11.0km付近は河道中央に大きな砂州が形成され，土砂が堆積する。流れは網流化するものの，右岸方向への流れが比較的多く，11.0km～10.4km間付近右岸側に流れは集中する。この土砂の堆積に伴い，9.0km左岸側への流れの集中はさらに強調される傾向となり，6m/s程の流速が発生する。ここより主流部は左岸側を走



図－5.3.1　計画高水ハイドログラフ

り，8.4km付近で流れを右岸方向に変え，蛇行しながらも6.4km左岸側に集中する状況を呈する。2,000m³/s時の流況も3,000m³/s時とほぼ同じであるが，水衝部位置は若干上流に形成される。主流は11.4km付近の左岸側から右岸方向に向い，10.8km付近の右岸側に集中する。ここから9.6km左岸側へ向い，この付近にも強い水衝部が形成される。9.6km～9.2km左岸側に集中した流れは，この付近から下流左岸側の水制群前面を流れ，その後6.4km付近の左岸側に水衝部が形成される。

③河床変動状況にって

ケースA－Ⅱ－1（Q＝3,000m³/s）の通水中および通水後の砂州形状，河床変動状況図を図－5.3.6に示す。ケースA－Ⅱ－2（Q＝2,000m³/s）の通水後の河床変動状況を図－5.3.7に示す。流量3,000m³/sの河床変動状況は，愛本狭窄部下流の主流部となる12.0km～1.0km付近左岸側で約5m，1.0km付近左岸側で3mの洗掘が生じている。10.0kmより下流側では，河道中央付近に平均1.0m程度堆積し，反対に10.0km～7.0km左岸および8.8km～8.0km右岸側の河岸前面で平均約3m程度洗掘され，とくに10.0km左岸付近，8.6km左岸付近は約5m洗掘された。7.0kmより下流部は，ほぼ全域で堆積傾向を示す。河岸侵食は10.0km～8.4km間右岸，10.2km～9.6km間左岸側および8.0km～6.8km間左岸側に発生している。最大侵食幅は約60mに達している。

構造物周辺の局所洗掘については，ピストル型およびシリンダー型の大型水制には水衝りが激しく，また本ケースも水制周囲に根固め工を設置しないで実施したため，水制周囲の通水中の最大洗掘深はいずれも7m近く生じていた。12.0kmより下流側の主な洗掘状況を各区間毎に分けて以下に列記する。

＜左岸側＞

・11.2km～10.9km …… ピストル水制周囲5m洗掘。
・10.4km～ 9.8km …… 河岸前面は2～3m洗掘され，10.1km～9.8km付近のピストル水制は周囲が4～5m洗掘。
・ 9.4km～ 8.8km …… 大型水制を除いた水制先端部がやや侵食された。
・ 8.8km～ 8.6km …… 水衝部となり，河岸侵食とともに水制付近は約5m洗掘。
・ 8.6km～ 8.0km …… 水制先端部だけが侵食。
・ 8.8km～ 7.4km …… 河岸前面1～2m洗掘。
・ 6.6km～ 6.4km …… 水制周囲2～3m洗掘。

＜右岸側＞

・11.2km～10.4km …… 河岸前面は水制周囲とともに3～4m洗掘。
・10.4km～ 9.6km …… 水制周囲だけが3～5m洗掘。
・ 8.8km～ 8.6km …… 河岸前面2～4m洗掘。
・ 8.6km～ 8.2km …… 河岸前面約2m洗掘。
・ 6.6km～ 6.4km …… 河岸前面は水制周囲とともに4～5m洗掘。

なお，砂州形状および水衝部位置，範囲，洗掘深等は通水3時間（模型）でほぼ発達しきった

状態となっているようである。

流量2,000m³/sを1時間通水したケースA－Ⅱ－2では，砂州が完全に発達しきれず，水衝部位置は3,000m³/s時より若干上流にあり，かつ河床変動も少ない。ただし，水制等構造物周辺の局所洗掘深は，3,000m³/s時より小さい傾向にあるが，大差ない状態であった。

（2）ケースA－Ⅱ－3（計画ハイドログラフ通水の検討）

この実験は，現況河道（昭和60年河床）に計画ハイドログラフを通水した場合の水理現象について検討したものである。なお，ピーク流量は6,200m³/sであるが，実験条件設定の手違い等からQp＝6,000m³/sを通水した実験になっている。

①水位について，

実験結果のピーク流量時（6,000m³/s）における水位縦断図を図－5.3.8に示す。水位は，河道中央のみの結果であるが，現河川は河床低下によって河積が増大しているため，いずれも計画水位（H.W.L）以下で疎通可能となっている。ただし，11.2km～10.0km間付近は，H.W.Lに接近しており，左右岸水位差がかなり大きいことを考慮すると余裕はほとんどないと判断される。

②流況について

実験結果のピーク流量時付近における流況図を図－5.3.9に示す。

増水期の流量1,000m³/s付近では，流路幅の拡がる11.4km付近から流れが右岸方向へ寄り，さらに9.6km付近からはほぼ河道中央部を流下し，とくに水衝部は観察されない。2,000m³/s時も概ね1,000m³/sと同じであるが，10.8km右岸，9.4km付近左岸に水衝部が形成される。3,000m³/s付近から流況に変化が生じる。主流部は蛇行性を増し，水衝部がはっきりしてくる。とくに10.8km～10.4km右岸，9.6km～9.0km左岸の水衝りが強まる。4,500m³/sでは，さらに水衝部位置が拡大し，12.0km～11.4km左岸，10.8km～10.0km右岸，9.6km～8.6km左岸，6.6km～6.0km右岸となる。ピーク流量6,000m³/s時の水衝部位置は，12.0km～11.4km左岸，11.0km～10.0km右岸，9.8km～8.6km左岸，7.8km～7.6km左岸，6.6km～6.0km右岸となる。主流は，11.6km付近から発散し，砂州の影響で10.8km右岸へ蛇行する。ここでは右岸沿いを流下する流れと，9.8km付近左岸へ蛇行する流れに分離する。前者はほとんどが右岸沿いを流下するが，後者は9.8km左岸からそのまま左岸沿いを流れるものと砂州に影響されながら蛇行して流れるものに別れる。減水期では，概ねピーク時に形成された河床形態によって固定され，澪筋部に水流が集中する。とくに1,500m³/sからは，河道内に非水没域が見られるようになり，より澪筋が明確になる。

③河床変動について

通水後の砂州形状，河床変動状況を図－5.3.10に示す。

河床変動状況図は，増水期の流量1,000m³/s付近では，河道中央部に砂州が発生するが，移

動速度は鈍く規模も小さい。流量2,000m³/s～3,000m³/sでは，多列の砂州が主流路内に形成され，移動性を増してくる。4,500m³/s付近からは，河床形態が変化し，多列の砂州から規模の大きい砂州に統合される。とくに流れが発散する11.4km付近からは川幅いっぱいに大きな砂州が形成され，10.8km右岸まで達する。ピーク流量の6,000m³/sでは，多列砂州の河床形態が固定される。減水期では，一気に流量が減少するために河床変動は止り，ピーク時に形成された砂州が安定し，澪筋も固定される。なお，水衝部位置は流況に述べたように，12.0km～11.4km間付近左岸側，11.0km～10.0km間付近右岸側，9.8km～8.6km左岸側，7.8km～7.6km左岸側，6.6km～6.0km右岸側である。この水衝部付近はいずれもピストル型およびシリンダー型の大型水制とその水制間にはポスト型の根固め水制が設置されている。水衝部は河岸前面で3m前後の洗掘が生じ，さらに大型水制周囲は，4～5mの局所洗掘が生じている。とくに10.4km右岸，9.4km左岸，8.6km左岸の水制周囲は，現地と同一範囲に砕石で流用した根固め工を敷設したにもかかわらず，これが流出してしまい，ピーク流量時付近に約10m前後の洗掘となった。しかし，減水期に埋め戻されるため，通水後は半減してしまう。河岸侵食箇所は，8.8km～8.0km間右岸，8.2km～6.8km間左岸側に生じ，流量3,000m³/s定流時と同様に最大約60m程度の侵食が生じている。

（3）ケースB－Ⅱ－1（Q＝3,000m³/s）

このケースは，模型河床砂B（d_m＝2.6mm）を用いた検討である。実験は先のケースA－Ⅱ－1と同様にQ＝3,000m³/s定流を5時間（模型）通水した検討を行った。

①水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.3.11に示す。

水位は，先のケースA－Ⅱ－1とほぼ同じであり，H.W.Lより約2.0m～2.5m低い。左右岸水位差も約1.0m～2.0m程度生じ，平均水深は約2.0m程度である。

②流況について

図－5.3.12および写真－5.3，5.4に3,000m³/s時の流況および河床変動状況を示す。

通水初期は，川幅が急拡する11.0km付近の流況が不安定であり，主流部の首振り現象が見られる。この現象は，上流の12.0km～12.6km間付近左岸沿いの洗掘土砂が急拡部に堆積を始める通水2時間頃から見られなくなり，流況は安定してくる。11.0kmから下流では，水衝部の対岸の水裏側が堆積傾向となり，主流部の蛇行が顕著となる。主な水衝部は，12.4km～12.0km付近左岸，10.8km～10.4km右岸，9.8km～9.6km左岸，9.0km右岸，8.2km～7.8km左岸であり，これは先のケースA－Ⅱ－1とほぼ同じである。

③河床変動状況について

実験結果の河床変動および河岸侵食状況は，先の図－5.3.12に示すとおりである。河床変動状

況は，通水２時間頃から砂州形状が明瞭となり，水衝部で洗掘された土砂がその直下流に堆積する傾向となる。通水３時間以降は，澪筋部の洗掘によって10.8km～10.4km河道中央，9.0km付近河道中央および7.6km付近河道中央の砂州に非冠水部分が生じる。通水後の河床変動は，水衝部箇所で約２ｍ～３ｍの洗掘が生じ，大型水制周辺の最大洗掘深は約４ｍ～５ｍ生じる。

寄り州の侵食は，9.8km～8.4km右岸，8.2km～7.4km間左岸側に生じる。とくに河岸侵食が顕著な箇所は9.0km付近右岸，7.6km付近左岸であり，最大約40ｍの侵食が発生している。河岸侵食箇所は，先のケースＡ－Ⅱ－１とほぼ同じであるが，河床砂の違いによって水制周辺の最大洗掘深，河岸侵食はやや少ない。

（４）ケースＢ－Ⅱ－２（計画ハイドログラフ通水の検討）

本実験は，模型河床砂Ｂに対し，計画ハイドログラフ（Q_p＝6,200m³/ｓ）を通水したときの現象と河道の問題点について検討しようとするものである。ただし，初期河床は先のケースＢ－Ⅱ－１の通水後河床であり，これに引き続いて計画ハイドログラフを通水した検討を行った。

①水位について

実験結果のピーク水位および河床縦断図を図－5.3.13に示す。

現況河道時においても計画高水流量が疎通可能である結果となっている。しかし，11.4km～9.0km間河道は，H.W.Lとの余裕はあまりなく，9.4km左岸，9.0km右岸水位はH.W.Lとほぼ同一水位となっている。さらに左右岸水位差は，1.0～2.0m生じている。

②流況について

ピーク流量時付近の流況図および河床変動状況図を図－5.3.14に，ピーク流量時の流況写真と通水後の河床状況写真を写真－5.5，5.6に示す。。

先のケースＢ－Ⅱ－１の3,000m³/ｓ定流時より水衝部位置が拡大し，ピーク流量の6,200m³/ｓ時における水衝部位置は，12.0km～11.4km左岸，11.0km～10.0km右岸，9.8km～8.6km左岸，7.8km～7.6km左岸，6.6km～6.0km右岸となる。主流は，流路幅の拡がる11.6km付近から発散し，ここに形成される砂州の影響で10.8km右岸へ蛇行する。ここでは右岸沿いを流下する流れと，対岸の9.8km付近左岸へ蛇行する流れに分離する。前者はほとんどが右岸沿いを流下するが，後者は9.8km左岸からそのまま左岸沿いを流れるものと砂州に影響されながら蛇行して流れるものとに別れる。減水期は概ねピーク時に形成された河床形態によって流路が固定され，その澪筋部に水流が集中する。とくに1,500m³/ｓ付近からは，河道内に形成された砂州の非水没域が見られるようになり，より澪筋が明確になる。このような状況は先のケースＡ－Ⅱ－３と同じである。

③河床変動状況について

通水後の河床変動および河岸侵食状況は，先の図－5.3.14に示した。

砂州の形成，発達とその移動が活発になる流量4,500m³/s付近からは多列の砂州が統合された規模の大きい砂州も形成される。とくに流れが発散する11.4km付近からは川幅いっぱいに大きな砂州が形成され，10.8km右岸まで達する。ピーク流量の6,200m³/sでは，多列砂州の河床形態が固定される。減水期では一気に流量が減少するため，河床変動は止り，ピーク時に形成された砂州が安定し，澪筋が固定される。

水衝部箇所の河床変動や水制周辺の局所洗掘は，先のケースB－Ⅱ－1より若干増大したり，埋め戻されて減少している所も見られるが，大きな違いは生じていない。河岸侵食は，新たに7.4km付近右岸側に発生したほかは，先のケースB－Ⅱ－1に対して増大はしていない。よって最大侵食幅は約40mのままである。

5－3－3　河岸侵食対策工に関する検討

現況河道の実験結果より，計画高水流量がほぼ疎通可能であること。水衝部等はほぼ固定されていて流量の違いによっても大きくは変化しないこと等が明らかとなった。しかし，現況の寄り州部のうち，水衝部となる区間は，河岸侵食が容易に進行すること等も明らかとなった。ここでは水衝部が堤防に接近している箇所の洗掘対策および寄り州保護のための河岸侵食防止工とその効果について以下に検討を行った。

（1）縦工および横工事務所案の検討（ケースA－Ⅲ－1，A－Ⅲ－2）

この実験は，先の1－3－2に述べた黒部川の新河道計画案における縦工および横工配置の事務所案について検討したものである。この縦工および横工設置平面図を図－5.3.15に示す。横工は，横工長の5倍程度の間隔で配置することを標準としているが，現在の水制位置をできるだけ利用する方針としている。これらの縦工および横工の配置概要は先の図－1.5に示すとおりである。なお，実験に用いた縦工および横工は，径約2.0cmの砕石を網目の細かい袋に詰めたもので代用した。実験は3,000m³/sの定流（ケースA－Ⅲ－1）および計画ハイドログラフ（ケースA－Ⅲ－2）を通水した検討を行った。この結果は図－5.3.16，5.3.17に示すように両実験ケースとも縦工および横工周辺の洗掘が大きく，これによって縦工の背後まで侵食が進行した箇所も生じた。とくに縦工および横工の構造物自体によって局所洗掘が生じるため，縦工の背後の河岸侵食をより助長させているようである。よって，現況河道時より河岸侵食が進行してしまった箇所もあり，対策効果は少なく，構造配置等も含めさらに検討の必要があることが明らかとなった。

（2）縦工等の配置案とその効果の検討

①縦工配置案1の検討（ケースB－Ⅲ－1）

本対策工案は，現況河道および縦工配置原案（事務所案）の実験結果より，図－5.3.18に示すように河岸侵食の顕著な箇所のみに縦工を設置したものである。なお，縦工配置原案では，その間隔が拡すぎたようであり，河岸侵食量が砂州形状に大きく影響され，かつ現地の砂州波長が約

300mであることから，この砂州波長を1/2～1/3に分割するように縦工を設置することとした。また縦工の長さは，小流量時の偏流や整流効果を考慮し，縦工間隔によって決まる侵食量の約4倍程度とした。すなわち縦工間隔を100mとしたときの，侵食量が約12m程度であることから，縦工の長さは50mで配置することを標準とした。さらに縦工自体の洗掘防止を図るため，縦工前面に幅６mの根固め工を設置した。なお縦工と横工および根固め工は，現地12ｔ相当の平型ブロックを連結して用いた。

いっぽう，堤脚に水衝部が接近している10.8km～10.4km間右岸および8.0km～7.7km間右岸側は，前者が水制５基を長さ40mに延長し，その回りを10m幅で根固めを行い，後者は堤脚沿いに10m幅の根固めを行った。また，9.8km～9.4km間左岸法線形は，原案より15m後退させた。

以上の対策工の流量3,000m³/ｓ定流における実験結果の河床変化状況図を図－5.3.19に示す。10.6km付近右岸側は，水制を長くしたことにより，堤脚前面での流速は3.0m/ｓまで減衰した。水制前面の洗掘は，10.4km地点の水制で約4.0mの洗掘が生じ根固め工が屈撓，崩落も大きい。また，9.0km付近右岸側も水衝部となり，縦工前面で約３mの洗掘が生じ，根固め工が崩落し縦工は屈撓する。さらに7.8km付近の右岸は，堤脚根固め工前面での洗掘は１～２m程度であるが，縦工は完全に崩落してしまった。

以上の結果より，縦工前面に根固め工を設置したことにより縦工自体の洗掘は軽減されたが，配置間隔等にまだ問題が残された。

②縦工配置案２の検討（ケースＢ－Ⅲ－２）

本対策工は，これまで実験結果より，縦工の配置位置と寄り州ラインを修正したものである。なお縦工の構造としては，根固め工の天端高を計画河床高とし，縦工を計画河床高＋３mで設置した。さらに縦工を設置した箇所の寄り州高も縦工と同高に造成した。ただし寄り州高がこれより高い場合については縦工設置地点のみ整正した。この配置図を図－5.3.18に示す。本対策工案は，

ⓐ水衝部となる10.8km～10.4km間右岸を高水敷幅50mで造成し，縦工を長さ50m，間隔100mで配置して主流部をスムーズに導流する方法とした。

ⓑ流れの集中する10.2km～7.0km間左岸側では，9.8km～9.4km間の法線形を現況の寄り州ラインより50m後退させた。9.2km～7.2km間は，縦工の配置は１案と同じであるが，寄り州ラインを後退させた。

ⓒ水衝部となる8.0km～7.8km間右岸も同様に，高水敷を造成し，50mの縦工を100m間隔で配置した。

ⓓ9.2km～8.6km間右岸は，寄り州ラインの凹凸を修正して，滑らかなラインとし，50mの縦工を100m間隔に配置した。

以上の対策工案における3,000m³/ｓ定流通水の河床変化状況を図－5.3.20に　　示す。これによるとⓐの対策箇所は，10.8km付近が水衝部となり縦工前面の洗掘が大きく，縦工自体が

屈撓する。それ以外ではとくに問題はなく，高水敷を造成したことで流れがスムーズに導流されている。ⓑの対策箇所の9.8km～9.4km間左岸では，水衝りが弱くなり，帯工と寄り州の侵食は解消された。しかし，8.6km～7.0km間左岸は，侵食の大きかった8.6kmk～8.0km間の法線形を後退させたが縦工前面での洗掘は依然として大きく，効果は得られなかった。ⓒの対策箇所については，水衝りが7.8km下流に移り，従来の水衝部8.7km～7.8km間より若干下流に変化した。ⓓの対策箇所についても法線形を整正したことと，縦工設置の効果は得られているものの，依然として侵食が激しく，縦工自体が崩落するような状態であった。

以上の結果より，上流水衝部（10.8km～10.4km右岸）で高水敷を造成したことによって，流れのパターンに変化が見られ，従来の水衝部位置が下流に変化してしまった。黒部川の河道特性から考慮して，水衝部位置を固定した上で対策を検討する必要があり，とくに過去の河状から判断して，10.8km～10.4km右岸の水衝部は固定して考える必要がある。また，寄り州のラインと低水路幅もある程度一定の間隔で設定した方が，河岸侵食防止の上からは問題は少ないと考えられる。

③縦工配置案３の検討（ケースＢ－Ⅲ－３）

この実験は，縦工配置案１，２の結果より縦工配置位置と寄り州ラインを再修正したものである。配置図を先の図－5.3.15に示す。この対策工は，

ⓐ水衝部箇所の10.8km～10.4km右岸を既往の水制工で対処する方法として先の配置案１を用いる。

ⓑ主流部が河岸沿いに寄る10.2km～9.0km左岸側は，配置案２よりも15m前進させたラインとし，9.8km～9.2km間に50mの縦工を100m間隔で配置した。次に水衝部となる8.6km～8.0km間左岸側は，50m間隔で縦工を配置し，寄り州ラインを滑らかにした。8.0km～7.0km間左岸は100m間隔で縦工を配置した。

ⓒ水衝部となる8.2km～7.8km右岸は，高水敷を造成し，50m間隔で縦工を配置した。

ⓓ水衝部となる9.2km～8.6km右岸側は，その上下流も含め寄り州ラインを滑らかにし，50m間隔で縦工を配置した。

以上の４点に着目して実験を行った。なお，いままでの実験経過からみて，3,000m^3/ｓ定流の通水２時間頃で河床形態および澪筋が安定する。そこで本実験では，通水2.5時間と５時間の縦工周辺の河床変動状況を把握した。この実験結果の通水2.5時間と５時間の河床変化状況図を図－5.3.21，5.3.22に示す。

まず2.5時間時の対策効果は，ⓐの対策箇所10.8km～10.4km右岸水制先端の根固め工沿いが１～３m程度洗掘される。しかし，根固め工の崩落はほとんどなく，水制間は堆積傾向にあり，とくに問題はないようである。また，10.8km上流側に配置した縦工は，前面がむしろ堆積傾向にあり，堤脚沿いへ廻り込む流れが少なくなっている。ⓑの対策箇所の9.8km～9.4km左岸では，水衝りが弱く（流速2.5m/ｓ）洗掘も小さく，ブロック間の侵食はほとんど生じない。8.6km～8.0km

間左岸では，縦工間隔を密にしたことにより，ブロック間の侵食は防止され，根固め工前面での洗掘も1.5m～2.0m程度であり，縦工はよく維持されている。8.0km～7.0km区間では，堆積傾向であり流速も2.0m/s程度であることから，ほとんど問題はない。ⓒの対策箇所は，8.0km～7.8km右岸にかけて1時間程度で洗掘が約2.5mとなり，とくに7.8km右岸縦工の根固め工が屈撓する。しかし，縦工間の侵食は生じていない。ⓓの対策箇所は，上流側の9.2km～8.8km間右岸で洗掘が見られ，通水開始から2時間程度で1～2.5mとなる。とくに9.2～9.0km間右岸での洗掘が大きく，根固め工が屈撓する。

以上のように，通水2.5時間までは縦工前面の根固め工が洗掘により若干屈撓する箇所が見られたが，縦工本体はいずれも維持され，かつ河岸侵食も防止され，常水路は固定されている。通水5時間後の状態は，ⓐ箇所の上流側水制において，砂州の発達により水制先端部での洗掘は埋め戻されるが，10.4km右岸水制先端の洗掘が残り，約4mまで達し，根固め工が一部屈撓する。水制間は堆積傾向である。ⓑの対策箇所の9.8km～9.4km左岸では，通水2.5時間以降から変化が見られず縦工，寄り州とも維持されている。8.6km～7.6km間左岸では，最大洗掘位置が通水2.5時間より下流側に移り，8.0km～7.8km付近での洗掘が大きくなり，とくに7.9km，7.8km縦工の根固め工と本体が若干崩落する。このため寄り州が約10m程度侵食される。それ以外ではとくに問題はないようである。ⓒの対策箇所は，通水2.5時より洗掘が進行し，7.8km右岸の縦工が崩落するが，寄り州の大きな侵食は見られない。ⓓの対策箇所は，9.2km～8.8km間右岸で洗掘がさらに進み，とくに9.2km～9.0km間右岸での洗掘は4～5mに達し，縦工全体が崩落する状態となり，寄り州が約10m侵食される。

以上のように，通水2.5時間から5時間にかけて，縦工周辺の洗掘が進行し，若干崩落する箇所も生じるが全体的にはかなり効果的であった。崩落した縦工については，いずれも流れのパターンで強い水衝部となる地点である。

④縦工配置案4の検討（ケースB－Ⅲ－4）

これまでの検討結果を踏まえて，次のような対策工の改善を行った。まず，11.3km～10.4km間右岸は，寄り州上への乗り上げにより縦工背後に流れが回り込み，侵食が生じ易いので，縦工配置地点の寄り州高を計画寄り州高＋1mとして，寄り州上への乗り上げを防ぐことにした。なお，計画寄り州高＋1mの根拠は，現況の寄り州高の高い地点を基準とするとほぼこの程度の高さとなる。さらに，これまでの検討でいずれも強い水衝部となり，その洗掘規模も大きい9.2km付近右岸から下流の250m間，および8.4km付近左岸から下流450m間は縦工を連続させて設置した。また，この縦工前面の根固め工は，12t級ブロック2層（深さ約3.3m）とした。その他の縦工配置等は先の配置案3と同じである。これらの配置・構造図を図－5.3.23に，実験結果の3,000m³/s定流5時間通水後の河床変化状況図を図－5.3.24に示す。

河床変動状況は，通水2時間程度で砂州の発達とその蛇行ピッチがほぼ安定する。蛇行ピッチが安定すると，みお筋部への流水が集中し，この澪筋が根固め工前面に位置する地点では，洗掘

が増大する。11.3km～10.4km間右岸側は，寄り州高を高くしたことによって，流水の乗り上げは解消される。また縦工前面は，通水２時間頃まで洗掘が進むものの，約2.0ｍの洗掘であり，とくに問題はなかった。この下流の大型水制群では，水制間で堆積傾向となり，水制先端部で最大約２ｍ洗掘が生じるが，根固め工の変形等は生じていない。

9.8km～9.2km間の左岸側は，縦工の前面の洗掘量と上流からの供給量のバランスが良く，最大でも約１ｍ程度の洗掘であり，とくに問題はないようである。9.2km～8.8km間右岸側は，砂州の前縁部が通水２時間で寄り州前面まで発達し，縦工沿いへの流水の集中が強まり洗掘が進行する。通水2.5時間で根固め工前面の一部が屈撓し，通水３時間で内１基の縦工が若干沈下した。他は根固め工前面が屈撓した程度であった。同様に強い水衝部となる8.6km～8.0km間左岸側も通水２時間以降から洗掘が活発となり，根固め工前面の屈撓が進行し，通水３時間で縦工２基が若干沈下してしまった。

8.1km～7.7km間右岸側および，8.0km～7.0km間左岸側は，通水3.5時間付近まではとくに問題はなかった。しかし，上流側（8.6km～8.0km左岸）の洗掘の進行とともに，水衝りが順次強くなり，前者が通水４時間付近，後者が通水4.5時間付近で根固め工の崩落とともに縦工自体も沈下が生じてしまった。

以上のような結果より，縦工等の配置はいずれも水衝部をカバーできており，対策範囲としてはほぼ妥当であろうと判断される。また，常水路満杯流量3,000m³/s（確率1/10年）時において，通水2.5時間（模型）までは，縦工自体およびその前面の根固め工の変形もなく，河岸侵食防止効果が得られている。これは現地で3,000m³/sの洪水が約25時間継続したことに相当する。さらに計50時間継続した場合でも縦工に若干変形が生じるものの，河岸侵食は防止できることが明らかとなった。

なお，縦工を維持するには，その前面の洗掘を根固め工により防止することにある。ここでは，洗掘規模の大きい9.0km付近右岸側および8.2km付近左岸側の縦工は連続させて設置しているが，縦工間隔は50ｍとし，根固め工敷高を低くして洗掘に耐え得るような根入れ（敷高）にすれば対処することが可能であろう。

（３）河岸侵食対策工最終案の効果と水理特性

現況河道時において，水衝部が堤防に接近している箇所の洗掘対策および寄り州保護のための河岸侵食として，根固め工や縦工の配置構造とその効果，問題点等について，種々検討を行ってきた。

これまでの検討結果より，ここでは先の図－5.3.23に示す縦工配置案４を最終案として，その効果と水理機能についてさらに把握検討した。実験は計画ハイドログラフ（Q_p＝6,200m³/s，ケースＢ－Ⅲ－５）および，中小洪水として流量1,000m³/s，2,000m³/s，3,000m³/s定流（ケースＢ－Ⅲ－６－１～３）を積み重ねて通水した検討を実施した。定流実験の通水時間は，先の図－5.1.1に示す昭和44年８月洪水の総流量を定流で各々通水したときの時間を用いた。こ

の通水時間（模型）は，1,000m³/sが5.3時間，2,000m³/sが2.7時間，3,000m³/sが1.8時間である。なお，縦工を設置した箇所の寄り州高は，11.3km～10.4km間右岸を除いて計画寄り州高（計画河床高＋3m）まで造成した。ただし，寄り州高が計画寄り州高より高い場合については，縦工設置地点のみ整正した。

①ケースB－Ⅲ－5（計画ハイドログラフ通水の検討）

実験結果のピーク水位縦断図を図－5.3.25に，流況図を図－5.3.26に，河床変化状況図を図－5.3.27に，また流況および通水後の河床状況写真を写真－5.7～5.10に示す。さらに計画高水位を基準とした左右岸水位を3,000m³/s時（ケースB－Ⅲ－6－3）とともに示したのが図－5.3.28である。

11.2km～10.0km間河道の右岸側水位は，H.W.Lとほぼ同一水位であり，他は1.0m～1.5m低い。また左右岸水位差は大きい所で1.0m～2.0m生じている。これらの結果は，先のケースB－Ⅱ－2の現況河道時とほとんど同じである。全体の流況および河床変動状況は，流量2,000m³/s付近までは河床変動が少なく，したがって砂州も発達しないため，蛇行度が弱く，平面形状に沿った流れとなり，水衝部はあまり明確ではない。流量3,000m³/s付近になると河床が動きだし，とくに流路幅の狭い12.4km～11.8km間付近左岸側の洗掘が進み，ここからの流出土砂がその下流の急拡部へ堆積を始める。さらに9.0kmおよび8.0km付近河道中央部で砂州の発達が顕著となり，これに伴って蛇行ピッチが明瞭になってくる。流量4,500m³/s～6,200m³/sでは，河道全域にわたって，河床変動が活発となり，波長，波高の大きな砂州が形成される。減水期では，ピーク流量時に形成された澪筋に流れが集まり，網状流況を呈し，河床変動は落ち着く。

なお，対策工箇所の河床変化状況，効果等は以下のようである。

・11.3km～10.4km間右岸側（縦工群＋大型水制群）

4,500m³/sで縦工背後への乗り上げが生じ，また縦工前面の洗掘が進み，根固め工が屈撓する。流量ピーク時では一段と水衝度が増し，根固め工が崩落して寄り州が侵食される。さらにピーク後半から減水期にかけて縦工が屈撓する。大型水制群では，水制間は堆積傾向となり，堤脚への水当りは弱い。水制先端部での洗掘は，ピークから減水期にかけて進行するものの約1.5m程度であり，根固め工の変形も見られずとくに問題はなかった。

・9.8km～9.2km間左岸側（縦工群）

増水期には洗掘も生じなかったが，減水期に縦工前面が澪筋となって洗掘が進行し，最大約2mまで達する。しかし，根固め工の変形もなくその効果が得られている。

・9.2km～8.8km間右岸側（縦工群）

増水期に縦工前面で洗掘傾向を示し，9.0km地点で流量ピーク時に約3.5mまで洗掘が生じ，根

固め工が屈撓する。ピーク後半から減水期では埋め戻しが進み，最終的には約1.5mの洗掘となる。

・8.6km～8.0km間左岸側（縦工群）

ここでは流量4,500m³/s付近からピークにかけて約２mまで洗掘が進むが，ピーク後半で埋め戻され，減水期には変動がなくなる。縦工を接続し強化した区間は維持されている。ただし，8.0km～7.8km区間では砂州の前縁線が接近して，流量ピーク後半に洗掘が進み，減水期に根固め工が若干崩落する。

・8.1km～7.7km間右岸側（縦工群）

ここでは全体に堆積傾向を示し，流量ピーク時の6,200m³/sで寄り州への乗り上げが生じる。ピーク後半から減水期にかけて，縦工間で寄り州から落ち込みによる侵食が生じるが，縦工は維持されている。

・8.0km～7.0km左岸側（縦工群）

ここでは全体に堆積傾向を示し，とくに問題はない結果が得られた。

②ケースＢ－Ⅲ－６－１～３（1,000m³/s，2,000m³/s，3,000m³/s定流通水による検討）

実験結果の水位縦断図を図－5.3.29に，流量3,000m³/s時の流況および澪筋位置を図－5.3.30に，1,000m³/s～3,000m³/s通水後の河床変化状況図を図－5.3.31に示す。さらにこの流況および通水後河床写真を写真－5.11，5.12に示す。

左右岸の水位差は流量規模にかかわらず，いずれも大きい所で1.0m～2.0m生じ，これらは先の計画高水流量時ともほぼ同じである。流量1,000m³/sおよび2,000m³/s時においては，河床変動も少なく，砂州の発達もほとんどないような状況である。したがって，平面形状に沿った流れを示し，水衝部が形成されてそこへ流れが集中するようなこともないようである。流量3,000m³/sでは，河床変動が活発となり砂州が形成発達する。

対策箇所周辺の河床変化状況は，11.3km～10.4km間右岸側の縦工前面および大型水制先端で，流量3,000m³/s時に最大約2.0m洗掘となる。しかし，根固め工によって維持されていて，根固め工自体の変形もないようである。同様に9.2km～8.8km間右岸側および8.6km～8.0km間左岸側も縦工前面で約2.0m程度まで洗掘が進行するが，根固め工自体もとくに問題は見受けられなかった。他の対策箇所は，いずれも河床変動が少なく縦工等の変形もなく，河岸侵食防止効果のある結果が得られた。

以上の対策工最終案の検討結果より，水制の補強および縦工の配置箇所は，いずれも水衝部をカバーしており，対策範囲としてもほぼ妥当であると判断されること。対策工箇所は，中小洪水

（1,000m³/s，2,000m³/s，3,000m³/s）を現地時間で計97時間通水した場合でも構造物自体の変形は生じておらず，かつ河岸侵食防止に十分効果が得られている。同様に，3,000m³/s定流が現地時間で25時間継続しても，構造物自体の変形もなく，河岸侵食防止が得られること。さらに3,000m³/s定流を現地時間で計50時間継続した場合でも縦工自体に変形（4箇所）が生じるものの，河岸侵食防止効果が十分得られることを明らかにした。また，計画ハイドログラフの通水では，縦工自体が同様に変形（3箇所）したものの，対策効果が得られること等も明らかにした。

なお，本対策工の主目的は，河岸侵食防止であり，計画規模の大洪水時に縦工構造物の一部に変形や損壊が生じてもやむを得ないと考えられる。そのために復旧が容易で，かつ経済性を考慮した工法としたのがこの縦工である。よって，9.0km付近右岸側および8.2km付近左岸側の縦工は連続させた構造としたが，その前面の洗掘深に対応した根固め工を行えば，50m間隔の縦工で十分対処できるものと考えられる。また，他の箇所も含め縦工自体の変形，損壊をより防止するには，その前面の洗掘深に対応した根固め工を十分行う必要がある。根固め工は洗掘深に対して敷設幅を広くして対処する方法と，敷高を低くする方法が考えられる。急流河川においては根固め工敷高を低くして対処した方が効果的であろう。

いっぽう，先の図－5.3.23の縦工等最終配置案に対し，縦工の構造を図－5.3.31に示すような法面が1：3の勾配で12t異型ブロックを一層積みとし，根固め工敷高を計画河床高－1mとした案について検討を実施した。

この結果は，縦工前面の根固め工が維持されているうちは侵食防止効果が得られる。しかし，根固め工が屈撓したり，崩落が生じると縦工本体が簡単に滑り落ちてしまい効果的でないことが判明した。よって，構造的には異型ブロックを多層積みとした方が問題は少ないようであった。

5－3－4　現況河道の水理特性と対策工案について

現況河道時の水理特性と問題点の把握，河岸侵食対策工案等について種々検討を行ってきた。ここでは実験によって明らかとなった主要な結果について以下に述べることとする。

（1）現況河道の水理特性について

①現況河道時の水位は，流量2,000m³/sでH.W.Lより約2.5m～3.0m低い。流量3,000m³/s時では，H.W.Lより約2.0m～2.5m低く，平均水深は約2.0mである。さらに計画高水流量も疎通可能であったが，11.4km～9.0km間付近河道は，H.W.Lとほぼ同一水位であることが明らかとなった。

②左右岸水位差は，流量規模にかかわらず大きい所で1.0m～2.0m生じる。この他に大型水制の上下流では，1.0m～1.5mの水位差が生じることから，このような箇所での左右岸水位差は，より大きくなろう。

③川幅が急拡する11.0km付近の流況は，3,000m³/s定流および計画ハイドログラフ（Q_p=6,200m³/s）とも，通水初期は流れの方向が不安定であり，主流部の首振り現象が見られる。急拡部への土砂堆積が進行すると流況は安定し，水衝部箇所の洗掘が進行する。

④河道模型区間の水衝部位置は，ほぼ固定されており，流量規模によってその位置が若干変化する程度である。計画高水流量時の水衝部位置は，12.0km～11.4km間左岸，11.0km～10.0km右岸，9.8km～8.6km左岸，7.8km～7.6km左岸，6.6km右岸に生じる。

⑤水衝部箇所では，流量3,000m³/s時で現河床より約2m～3mの洗掘が生じ，大型水制周辺の最大洗掘深は約4m～5mにも達する。計画ハイドログラフ（Q_p=6,200m³/s）では，3,000m³/s時より若干増大したり，反対に埋め戻されて減少している箇所も見られたが大きな違いは生じない結果が得られた。

⑥寄り州の侵食は9.8km～8.4km間右岸側，8.2km～7.4km間左岸側および7.4km付近右岸側に生じ，とくに河岸侵食が顕著な箇所は9.0km付近右岸，7.6km付近左岸側である。最大侵食幅はQ=3,000m³/s，Q_p=6,200m³/sとも約40mであった。なお，現地河床材料のC集団（d=40cm～100cm）が欠落していた当初の模型河床砂A（ケースAシリーズ）による検討では，最大約60mの侵食であった。

（2）河岸侵食対策工について

①現況河道の高水敷化した寄り州部のうち，水衝部となる区間は河岸侵食が容易に進行することから，ここでは水衝部が堤防に接近している箇所の洗掘対策も含め，寄り州保護のための河岸侵食対策工案について検討した。この結果は当初計画案（事務所案）の縦工では，河岸侵食の進行に伴って容易に崩落してしまうことが明らかとなった。

②河岸侵食を防止するには，縦工前面の洗掘を根固め工によって防止する必要がある。そこで縦工は，その前面に根固め工を設置する構造とした配置案，法線形について検討した。

③水衝部が堤防に接近している10.8km～10.4km間右岸側を高水敷幅50mで造成した案については，当該地点の問題点はかなり改善される。しかし，流れのパターンが変化し，水衝部位置が全体に下流に変化してしまった。黒部川の河道特性および過去の河状から判断すると，10.8km～10.4km間右岸の水衝部は固定した上で対策を検討した方が得策と考えられた。

④常水路法線形は，現在の高水敷化した寄り州を極力維持するものとし，現況寄り州を滑らかに結んだ法線形とした。なお，この場合も低水路幅をある程度の範囲（300m～350m）で統一した。

⑤縦工の天端高は，計画河床高＋3.0mとし，現況の寄り州高が不足している箇所については，法線形に沿って造成するものとした。また水衝部対策案としては既設水制の強化と根固め工の配置を基本とした。

⑥河道の蛇行特性によって，水衝部位置はほぼ固定されており，その位置は11.3km～10.4km間右岸，9.8km～9.2km間左岸，9.2km～8.8km間右岸，8.6km～8.0km間左岸，8.1km～7.7km間右岸および8.0km～7.0km間左岸側である。よって縦工はこの区間に配置する必要のある結果が得られた（図－5.3.23参照）。

⑦上述の水制の補強および縦工の配置箇所は，いずれも水衝部をカバーしており，対策範囲としてはほぼ妥当であった。ただし，縦工の配置は，当初案より狭くしなければ河岸侵食防止に効果的ではなかった。この配置間隔は，河岸侵食量が砂州に影響されることから，現地の砂州波長約600mを1/3～1/4に分割するような間隔とした。縦工の長さは，小流量時の偏流や整流効果等を考慮し，縦工間隔によって決まる侵食量の約4倍程度とした。よって，縦工間隔を100mとし，そのときの侵食量が約12m程度であることから，縦工の長さは，50mで配置することを標準とし，水衝部の河岸侵食が激しい区間は，これより間隔を狭くさせた配置とした（図－5.3.23）。

⑧対策箇所は，中小洪水が長時間継続しても河岸侵食防止効果が得られ，かつ縦工自体も維持できること，さらに計画高水流量（計画ハイドログラフ）時においては縦工自体に変形が生じるものの，河岸侵食防止に十分効果が得られることを明らかにした。

⑨本対策工の主目的は，河岸侵食防止であり，計画規模の大洪水時に縦工構造物の一部に変形や損壊が生じてもやむを得ないと考えられる。そのために復旧が容易でかつ経済性を考慮した工法としたのがこの縦工である。なお，対策工案では，9.0km付近右岸側および8.2km付近左岸側の縦工は連続させて設置しているが，縦工を維持するにはその前面の洗掘を根固め工により防止することにある。よって，前面の洗掘に耐え得るような根固めを行えば，50m間隔の縦工で対処することが可能である。なお，縦工の適切な配置諸元については，基礎実験による検討結果も踏まえた全体の計画案を第6章で述べることとする。

⑩縦工自体の変形，破壊をより防止するには，前述したようにその前面の洗掘深に対応した根固め工を十分行う必要がある。根固め工は，その敷高と洗掘深に対して，敷設幅で対処する方法と，敷高を低くして敷設幅を軽減する方法が考えられる。急流河川では根固め工の敷高を低くして対処した方が効果的であろう。

5－4　計画河道の水理特性と対策工に関する検討

5－4－1　実験の概要と実験条件

複断面化を図ろうとする計画河道案の水理現象および水衝部位置，河岸侵食等の問題点を明らかにし，さらにその問題点に対する対策とその効果について検討するものである。なお，実験に用いた計画河道案とは，先の3－4に述べたように当初の新河道計画案の常水路幅とその法線形を若干修正したものである。修正箇所は，7.0km～7.8km間で常水路底幅が350mから300mになっていたものを，7.0km～9.0km間で350mから300mになるように緩やかにすり付け，さらに11.0km～12.6km間右岸法線と10.8km～11.4km間左岸法線を後退させ，11.6km地点の常水路幅を240mとしたものである。実験ケースは計画ハイドログラフ（Q_p＝6,200m³/s）の通水および河道の長期的な安定効果や対策効果を見るため，中小洪水（Q＝1,000m³/s，2,000m³/s，3,000m³/s）を長時間通水したものとした。これらの実験条件一覧表は先の表－4.1に示すとおりである。なお，現況河道実験と同様に，当初の計画河道案では模型河床砂A（d＝0.1mm～4.0mm，d_m＝1.6mm）による検討を実施した。その結果や現況河道実験の結果を踏まえて，河道修正した修正計画河道案では，模型河床砂B（d＝0.1mm～10.0mm，d_m＝2.6mm）に変更した検討（ケースBシリーズ）を実施した。なお，この修正計画河道案は，現況河道の河岸侵食対策案法線形をそのまま用い，低水路河床を計画河床高としたものである。修正計画河道法線形の考え方は以下のごとくである。

黒部川における河道改修事業は，扇状地河川の乱流，偏流を防止し，現在河岸に形成されていて高水敷化した寄り州に堤脚保護の効果をもたせ，水制および低水護岸（縦工）等により常水路を固定し，かつ安定した河道にすることにある。さらに現況河道の実験結果より，計画高水流量がほぼ疎通可能であること。模型河道区間は，水衝部がほぼ固定されていて流量の違いによっても大きくは変化しないこと等が明らかとなった。このようなことから計画河道の常水路法線形は，現在の高水敷化した寄り州を極力維持するものとし，現況寄り州を滑らかに結んだ線形とした方がより問題点は少ない。ただし，このとき寄り州幅は最低50mを確保するものとした。これは当初の計画河道案法線形が現況寄り州幅より張り出す箇所があって，その維持が困難であること。また，そのために水衝部位置も変化する可能性もあることから，ここでは現況河道の河岸侵食対策案法線形と対策工案をそのまま用い，低水路内を計画河床高とした形状を修正計画河道案としたものである。これらの法線形状図を図－5.4.1に示す。

5－4－2　実験結果

（1）ケースA－Ⅳ－1，A－Ⅳ－2（計画河道案法線の検討）

本実験は，当初の計画河道案法線形としたときの河岸侵食状況等について調べたものである。

実験は，流量3,000m³/s（ケースA－Ⅳ－1）および2,000m³/s（ケースA－Ⅳ－2）定流を各ケース3時間（模型）通水した。この通水時間は，澪筋部の洗掘および河岸侵食が進み，水衝部がほぼ固定される時間である。

これらの実験結果の水位，河床高縦断図を図－5.4.2，5.4.3に，流況および河岸侵食状況図を図－5.4.4，5.4.5に示す。

左右岸水位差は，砂州の形成移動に伴い，大きい所で1.0m～2.0mに達する。これは現況河道時と同じであり，河道を掘削しても現況時と同規模程度の砂州が形成されるためである。なお，流量3,000m³/s時は，ほぼ低水路満杯の水位であり，2,000m³/s時は計画高水敷高より約1.0m程度低い。この水位は，流量3,000m³/sおよび2,000m³/s時とも8.8km付近から下流河道で現況河道とほぼ同程度の水位であるのに対し，これより上流河道は約1.0m～1.5m低い水位となっている。これは河床掘削の効果であろう。

河岸侵食は，流量3,000m³/s時で11.0km～9.8km間右岸，10.2km～6.8km間左岸，9.4km～8.4km間右岸および6.8km～6.4km間右岸側に生じ，侵食が顕著な箇所はいずれも堤脚近くまで進行している。同様にQ＝2,000m³/s時も11.2km～10.0km間右岸，10.2km～9.8km間左岸，9.4km～8.4km間左岸，9.0km～8.6km間右岸，7.6km～7.2km間左岸および6.8km～6.4km間右岸側に生じる。これは河岸侵食範囲，侵食量とも3,000m³/s時よりは少ない。しかしながら，現況河道に比べると，両ケースとも侵食範囲，侵食量がかなり増大し，かつその位置が全体に下流に移動してしまっている。

以上の結果より，この計画河道案法線形では，河岸侵食がかなり顕著であり，したがって，その対策はかなり広範囲になること，また水衝部位置が現況時と異なってしまう等の問題があることが明らかとなった。

（2）ケースB－Ⅳ－1（修正計画河道案，計画ハイドログラフQ_p＝6,200m³/s通水による検討）

修正計画河道案法線形および対策工の配置・構造図を図－5.4.6に示す。なお，低水路河床は計画河床高より低い箇所をそのままの状態としてある。

①水位について

実験結果のピーク水位，河床高縦断図を図－5.4.7に示す。水位は，低水路内の河床掘削によって，現況河道時に余裕のなかった11.2km～10.0km間を含め，7.6kmより上流河道でH.W.Lより約3.0m程度低く，それより下流が約1.5m低い結果となっている。またこの水位は計画高水敷高とほぼ同程度である。よって，計画高水流量時における河道の平均水深は約3.0mである。左右岸水位差は，河道整正によって現況河道時より小さくなり，最大で1.0m～1.5m程度となっている。

②流況について

実験結果の流況平面図を図－5.4.8に，流況写真および通水後河床状況を写真－5.13～5.16に示す。

流量3,000m³/s付近までは，低水路全体にほぼ一様な流れを示し，水衝部や偏流等も見られ

ない。流量4,500m³/sになると，11.4km付近から上流の狭窄部で形成された砂州が下流の急拡部および11.3km～10.4km間右岸沿いに発達する。これより下流の9.2km～8.0km間付近は，河床変動が少なく砂州も形成されず平坦河床のままである。7.8km付近から低水路中央の最深部に流れが集中して洗掘が進行し，その下流7.0km付近の中央部に砂州が形成，発達する。この影響で流れが左右岸沿いに偏流し，両岸の高水敷の河岸侵食が始まる。流量ピーク時(6,200m³/s）では，上流狭窄部および11.3km～10.4km間右岸沿いに形成された砂州が10.0km付近まで発達する。9.2km～8.0km間付近は，依然として砂州は形成されず平坦河床のままである。7.0km～6.8km間付近は，河道中央部に形成，発達した砂州によって左右岸への偏流がさらに進み，高水敷部の河岸侵食が進行する。ピーク流量時以降の減水期は，低水路内全域に砂州が形成される。しかし，水衝部箇所は，11.0km右岸および7.0km付近左右岸のみであり，このうち7.0km付近右岸側の河岸侵食はあまり大きくなかった。

③河床変動および河岸侵食防止効果について

実験結果の澪筋位置は先の図－5.4.8に，河床変化状況を図－5.4.9，写真－5.18に示す。

河床変動状況は，砂州の形成が活発であった11.0km付近から上流河道および8.2km付近から下流河道で大きく，水衝部の洗掘深は約3m～4mに達する。しかし，他の区間の河床変動は比較的少なく，したがって11.0km付近右岸側および7.0km付近左岸側を除いた縦工前面での洗掘深は2.0m以上に達しておらず，とくに縦工自体に変形もなく，河岸侵食防止効果が得られている。ただし，11.3km～10.9km間右岸側の縦工は，流量4,500m³/s付近からの砂州の発達に伴い，その前面の洗掘が約5.0mにも達する。このため，流量ピーク後半で崩落する状態となった。しかし，河岸侵食は少なく，その防止効果は十分得られている。

いっぽう，7.0km地点左岸側の縦工前面も同様に洗掘が進行し，根固め工が崩落してしまい，このため下流の河岸侵食が最大約50mにも達してしまった。よって，この両者の縦工前面の洗掘に対し，その根固め工の敷高を低くして対処する等の方策が必要であろう。

（2）ケースB－Ⅳ－2－1～3（修正計画河道案，Q＝1,000m³/s，2,000m³/s，3,000m³/s定流通水による検討）

本ケースは，先のケースB－Ⅲ－6と同様に中小洪水を長時間積み重ねて通水した検討である。通水時間（模型時間）は，1,000m³/sが5.3時間，2,000m³/sが2.7時間，3,000m³/sが1.8時間である。

①水位について

実験結果の水位河床高縦断図を図－5.4.10(1)～5.4.10(3)に示す。

左右岸の水位差は，流量規模にかかわらず大きい所で約0.5m～1.0m生じている。これは，河道の掘削整正によって現況河道時の約1.0m～2.0mに対して半減している。流量1,000m³/s時

の平均水深は約1.0m前後であり，流量2,000m³/sおよび3,000m³/sでは，各々約0.5m前後水位が上昇する。

②流況について

実験結果の流況図を図－5.4.11に示す。

流量1,000m³/sおよび2,000m³/sでは，河床砂の移動は非常に少ない。10.8km～9.4km間に波高の小さな河床波が形成される程度で，他はほとんど河床変動が見られず平坦河床である。河床波の形成されている箇所の粒径は約200mm（現地）以下で構成されており，1,000m³/sおよび2,000m³/sの通水で約80mの移動が観察された。流れは，10.0km～9.8km間付近が河道形状の影響により，やや左岸寄りに向う傾向があるものの，他はほぼ一様に流下する。流量3,000m³/sでは，河床の動きが活発になり，波高の小さい砂州が形成される。したがって，前縁線も明確ではなく，また表層を移動している河床粒径も約500mm以上である。流況は，11.0km付近の右岸側に流れが偏る傾向が見られるが，他は低水路内をほぼ一様に流下している。

③河床変動および河岸侵食防止効果について

流量1,000m³/s～3,000m³/s通水後の河床変化状況を図－5.4.12，写真－5.18に示す。

中小洪水を長時間通水したにもかかわらず，11.3km～10.4km間付近左岸側を除いては河床変動も少なく，したがって縦工前面も洗掘されておらず，河岸侵食の問題は生じなかった。11.0km～10.8km間右岸側は，流量3,000m³/s時に根固め工前面で最大約1.5mの洗掘が生じたが，とくに問題はない結果が得られた。

5－3－4　計画河道の水理特性と対策工案について

実験によって明らかとなった計画河道案の水理特性と対策効果等の主要な結果について以下に述べることとする。

（1）計画河道案とその水理特性について

①当初の計画河道案の低水路法線形は，現況の寄り州位置より張り出す箇所があって，河岸侵食範囲，侵食量とも現況河道時よりかなり増大する。また水衝部位置が全体に下流側に移動する。

②現況河道時の模型河道区間は，水衝部位置がほぼ固定されていて，流量の違いによっても大きくは変化しないことから，現況河道時と同様に水衝部は固定した上で対策を検討した方が得策である。よって，現況河道の河岸侵食対策案法線形と対策工案をそのまま用い，低水路内を計画河床高とした形状を修正計画河道案とした。

③この修正計画河道案法線形は，現在の高水敷化した寄り州を極力維持するものとし，現況寄り

州を滑らかに結んだ線形である。ただし，このとき寄り州幅は最低50mを確保するものとした。

④修正計画河道案では，現況河道の計画高水流量時の通水に余裕のなかった11.2km～10.0km間河道を含め，7.6kmより上流河道でH.W.Lより約3.0m程度水位が低く，それより下流が約1.5m低い結果が得られた。

⑤計画高水流量時の水位は，計画高水敷高とほぼ同程度となる。また左右岸水位差は，河道整正によって現況河道より小さくなり，計画高水流量時で最大約1.0m～1.5mであり，流量1,000m³/s～3,000m³/sではその流量規模にかかわらず約0.5m～1.0mの水位差であった。

⑥修正計画河道案は，計画ハイドログラフの通水で低水路内全域に砂州が形成され，11.0km付近右岸および7.0km付近左岸側が水衝部となる。これに対し，中小洪水を長時間通水した場合は，一部に波高の小さい河床波が形成される程度で，とくに明確な水衝部等も発生しない状態であった。

⑦計画ハイドログラフ通水時に水衝部箇所となる11.0km付近右岸および7.0km付近左岸側の局所洗掘は，構造物の影響もあってかなり大きく約5.0mに達する。これに対し，中小洪水時では最大1.5m以下であり，河床変動もかなり少ない。

（2）河岸侵食対策工について

①河岸侵食対策工としては，現況河道時に必要とされた対策工（水制の補強と縦工の設置）をそのまま設置した状態である。この対策箇所は，修正計画河道案においても水衝部をいずれもカバーしており，新たに必要な対策箇所は生じなかった。

②対策箇所は，現況河道時と同様に中小洪水が長時間継続しても河岸侵食防止効果が得られ，かつ縦工自体も維持できる結果が得られた。また計画高水流量（計画ハイドログラフ）時においては，11.0km付近右岸および7.0km左岸で縦工自体に変形が生じるものの，河岸侵食防止効果のある結果が得られた。

③本対策工案は，現況河道時も含め，縦工前面の根固め工の敷高を計画河床高として検討をを行ってきた。縦工自体の変形や損壊をより防止するには，これまでにも述べたように根固め工の敷高を低くするのが効果的である。よって可能な範囲で低くした施工を行うことが良い。

5－5　段階施工時の問題点と施工順序に関する検討

5－5－1　実験の概要と実験条件

現況河道の水衝部の対策および河岸侵食防止工（縦工）の施工順序としては，水衝部が堤防に接近していて既設の水制と護岸根固めの補強，増設および縦工の設置箇所である11.3km～10.4km間右岸側が第１優先箇所と考えられる。さらに第２優先箇所は，河岸侵食が激しく，縦工の維持が困難で連結させて配置する必要のあった9.2km～8.8km間右岸側と考えられる。なお，第１優先箇所の施工によって，第２優先箇所へ与える影響はほとんどないと判断される。しかし，ここでは第１優先箇所を施工したとき，さらに第１，第２優先箇所を施工したときの両者について検討を行った。この対策工の配置構造図を図－5.5.1に示す。実験は，施工箇所以外を現況河道とし，流量3,000m³/sの定流を模型で５時間（現地50時間，ケースＢ－Ⅴ－１）および，１時間（現地10時間，ケースＢ－Ⅴ－２）通水した検討を実施した。

５－５－２　実験結果

（１）11.3km～10.4km右岸側施工時の検討（ケースＢ－Ⅴ－１）

本実験は，第１優先箇所として11.3km～10.4km間右岸側に水制，根固め工の増設，補強と縦工（３基）を施工した状態の検討である。この実験結果の河岸侵食および洗掘状況を図－5.5.2に示す。

対策箇所は，通水20時間頃から縦工前面および水制先端で洗掘が活発となる。通水40時間頃には，最大約2.0mの洗掘が生じ，上流から３基目の縦工前面の根固め工が崩落したものの，他はとくに問題はなく河岸侵食防止効果が得られている。対策箇所以外は，9.8km～9.2km間左岸，9.2km～8.8km間右岸および8.6km～7.6km間左岸側で河岸侵食が生じる。しかし，9.0km付近右岸側を除いては，その侵食量は少ない。第２優先箇所であるこの9.2km～8.8km間付近右岸側は，通水30時間頃から侵食が活発となり，通水50時間で最大約40mの侵食となる。これは，現況河道時の侵食量と同じである。よって第１優先箇所の施工に伴って，他に影響を及ぼすようなことはないと判断される。

（２）11.3km～10.4km右岸側および9.2km～8.8km右岸側施工時の検討（ケースＢ－Ⅴ－２）

実験結果の河床変化状況図を図－5.5.3に示す。

通水時間が短く，砂州が未発達の状態であるため，河岸侵食および洗掘もとくに問題のない状況である（実験は，当初本ケースを先に実施し，その後先のケースＢ－Ⅴ－１の実験をやり直した）。よって，本実験結果も長時間の通水では，先の図－5.5.2と同様の洗掘および河岸侵食が生じると判断される。ただし，実験流況からは，このような段階施工によって，他の場所等へ影響を及ぼすような状況は見受けられないようであった。

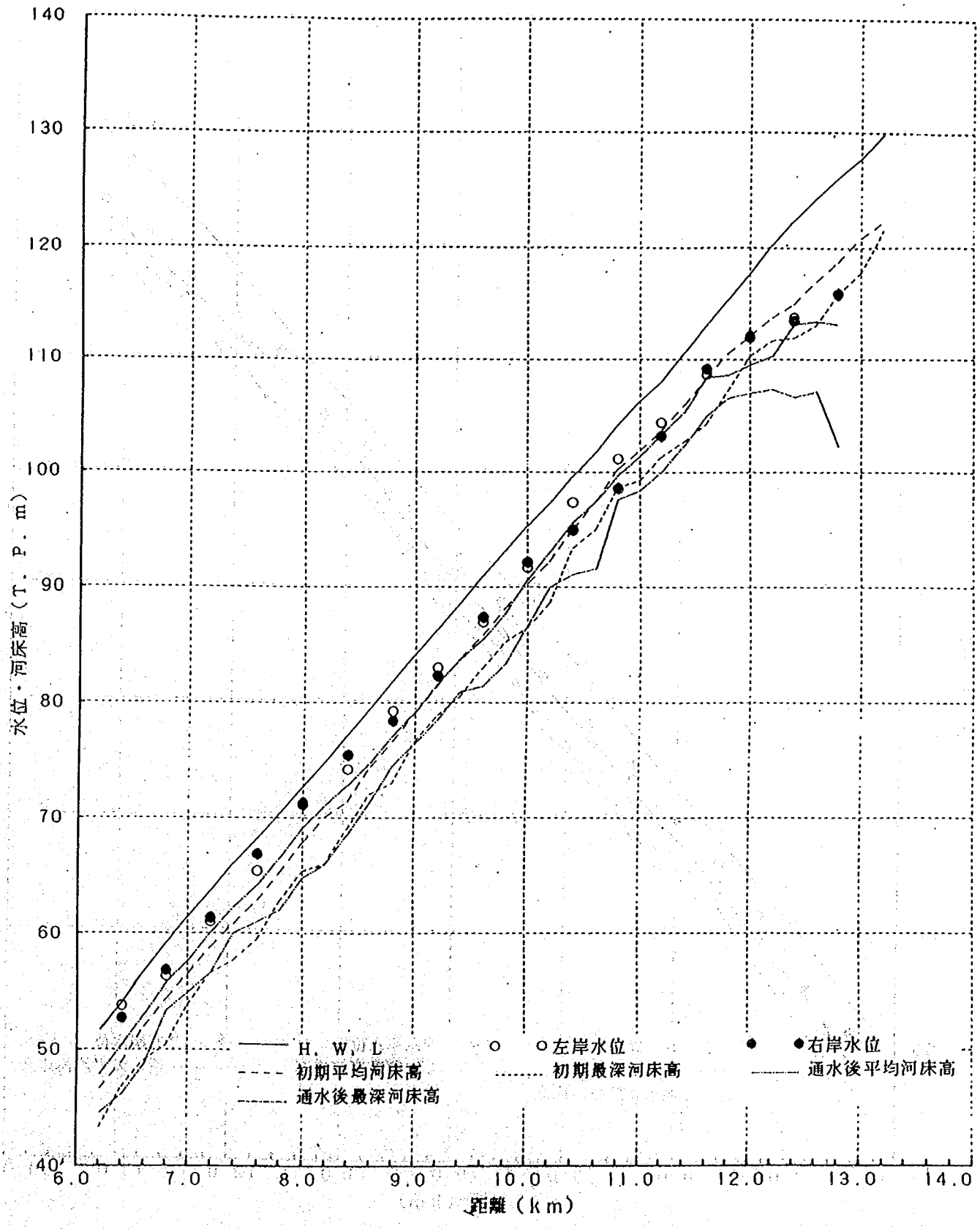
５－５－３　考察と結論

段階施工に関する検討とその考察結果について以下に述べる。

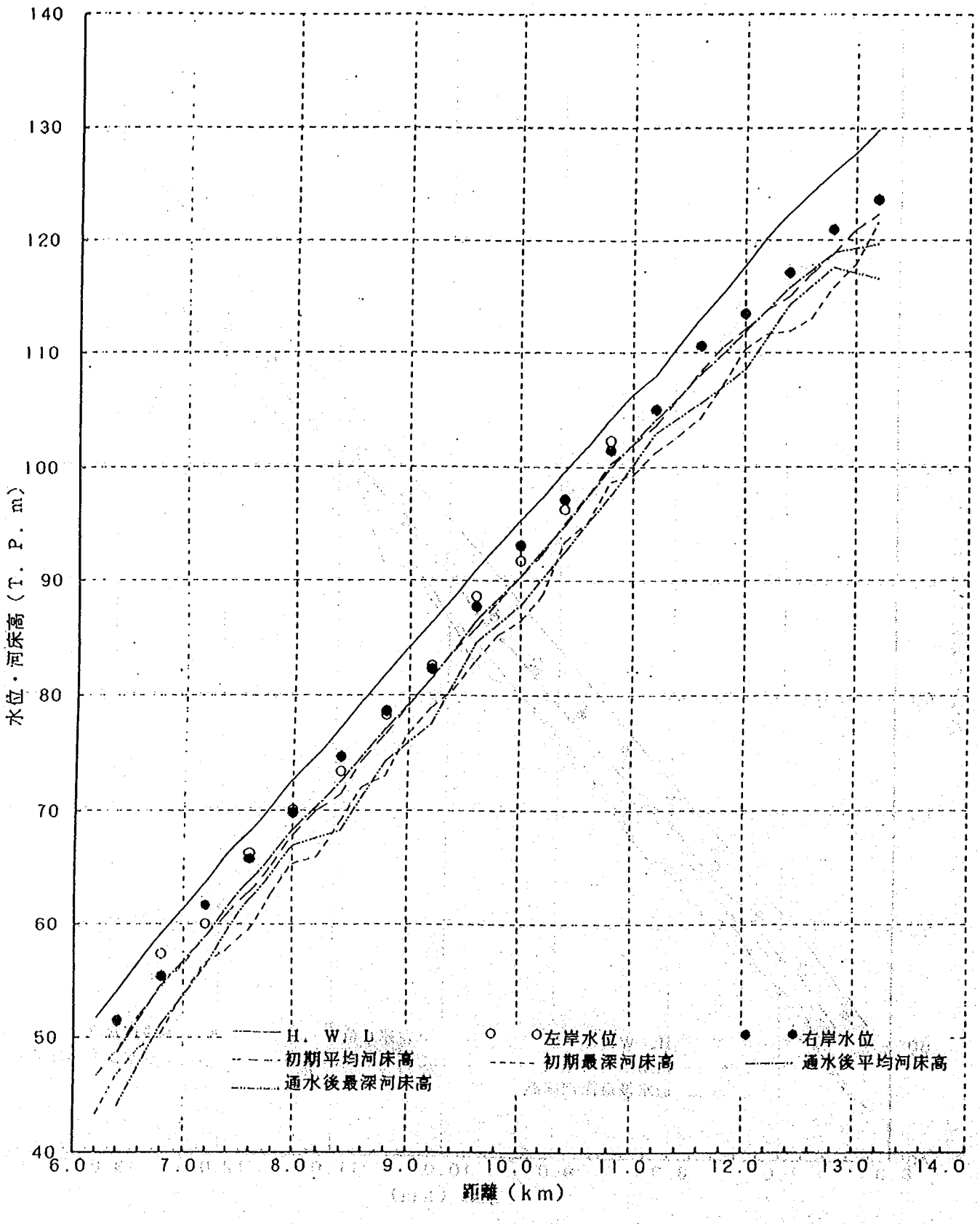
①対策工案の施工順序としては，水衝部が堤防に接近していて既設の水制と護岸根固めの補強，増設および縦工が必要となる11.3km～10.4km間右岸側が第1優先箇所であろうと判断される。

②第1優先箇所を施工した状態では，対策効果が得られ，かつ他の場所へ影響を及ぼすような状況は生じておらず，とくに問題はないようである。

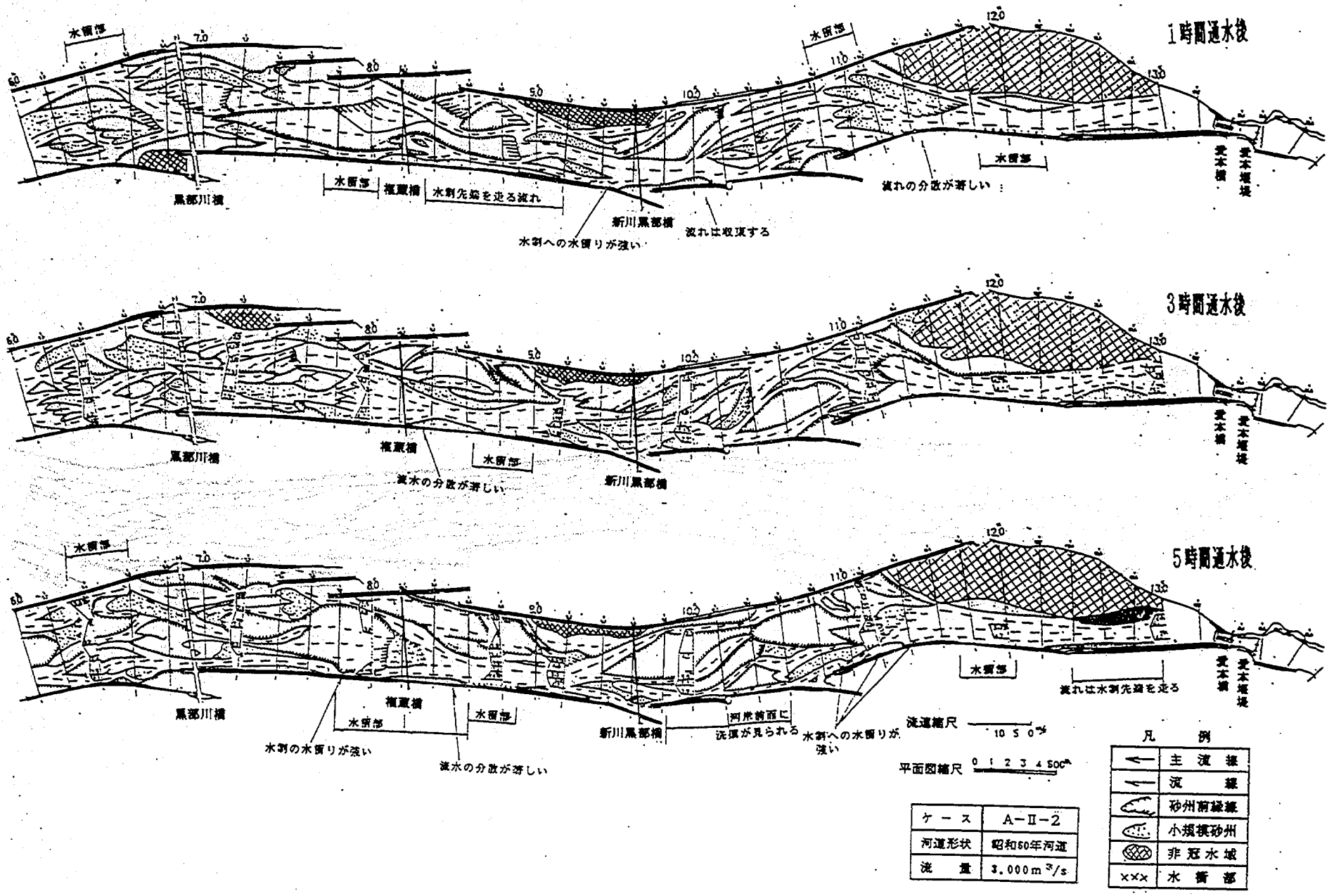
③第2優先箇所は，河岸侵食が激しく縦工の維持が困難で連結させて配置した9.2km～8.8km間右岸側と考えられる。なお，同様に第1および第2優先箇所の施工によって，他に影響を及ぼすようなことはないようである。



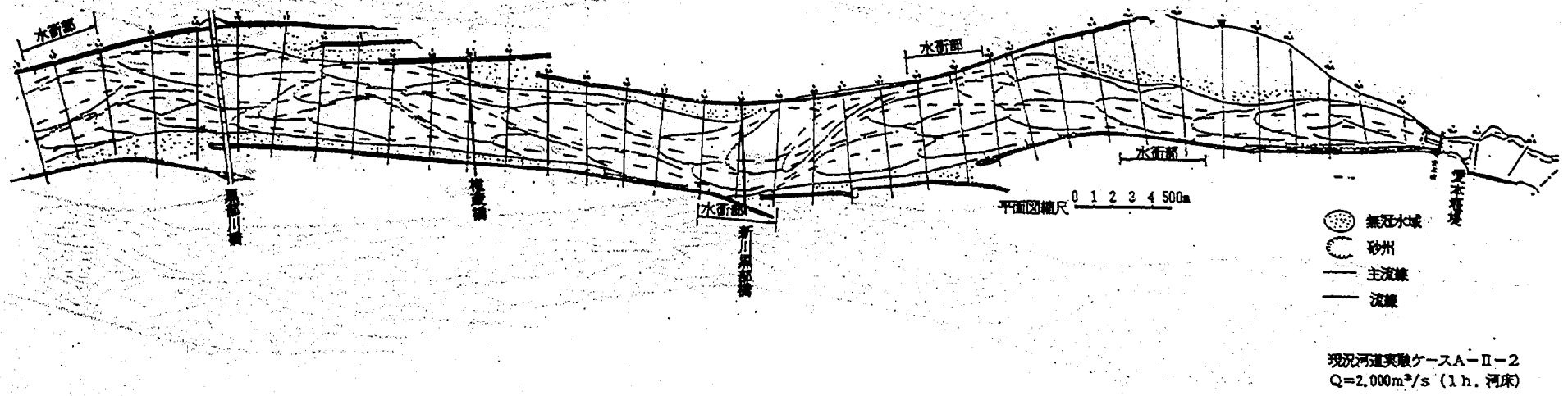
図－5.3.2　水位・河床縦断図（ケースA－Ⅱ－1，Q＝3,000m³/s）



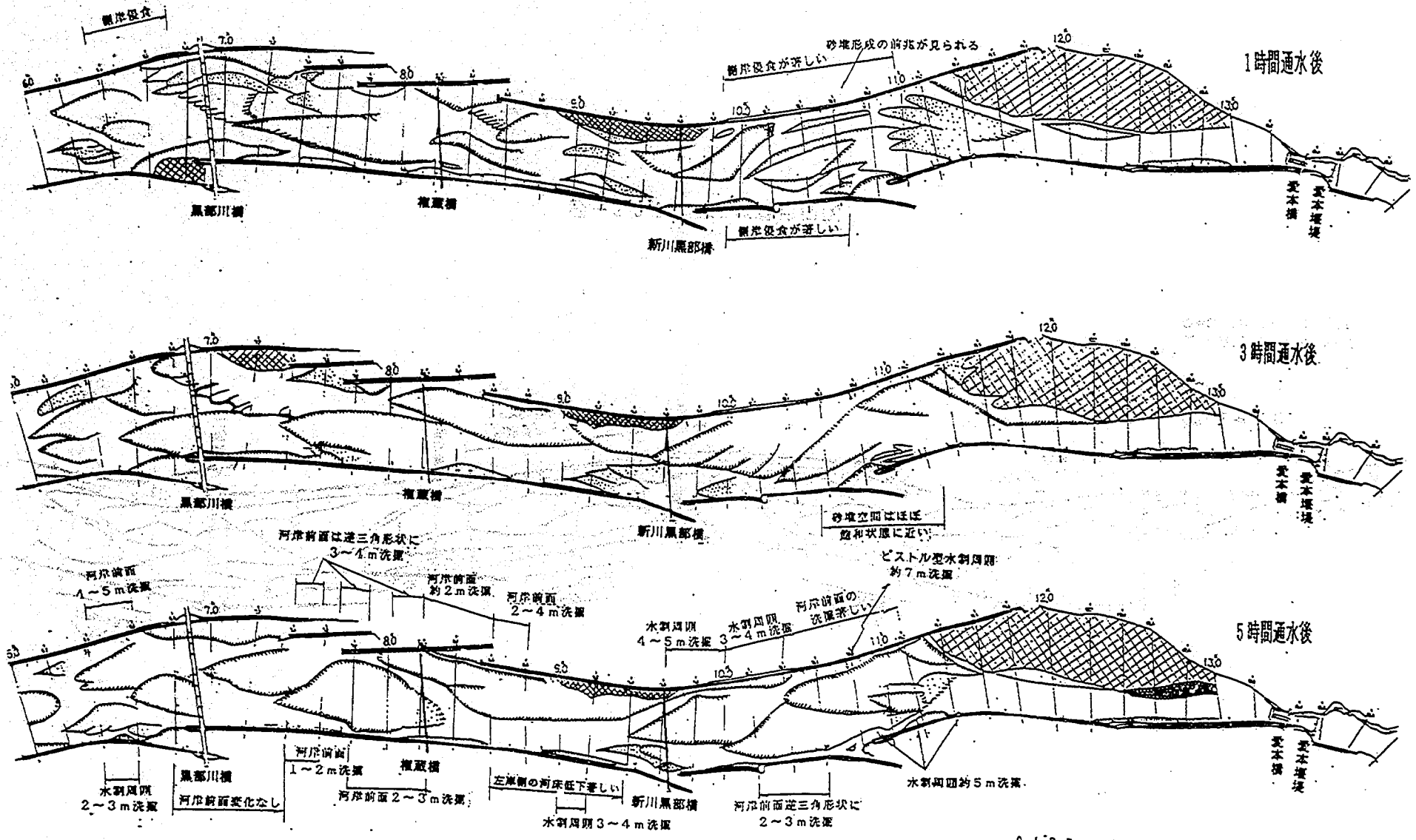
図－5.3.3 水位・河床縦断図（ケースA－Ⅱ－2，Q＝2,000m³/s）


1時間通水後
水留部
黒部川橋
植蔵橋
水刷先端を走る流れ
新川黒部橋
水刷への水留りが強い
流れは収束する
流れの分散が著しい
愛本橋
愛本堰堤
3時間通水後
流水の分散が著しい
5時間通水後
河床前面に
洗掘が見られる
流れは水刷先端を走る
水刷の水留りが強い
流速縮尺
10 5 0%
平面図縮尺
0 1 2 3 4 500m
凡例
主流線
流線
砂州前縁線
小規模砂州
非冠水域
水留部
ケース A−II−2
河道形状 昭和50年河道
流量 3,000m³/s

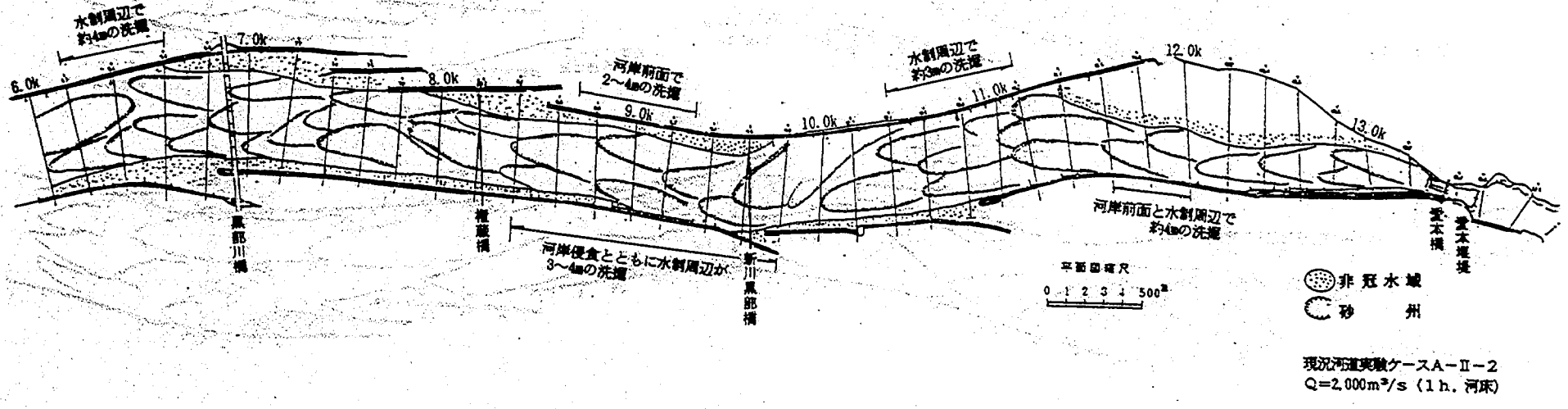
図－5.3.4　流況図


水衝部
水衝部
水衝部
水衝部
平面図縮尺 0 1 2 3 4 500m
無冠水域
砂州
主流線
流線
現況河道実験ケースA－Ⅱ－2
Q=2,000m³/s (1h.河床)

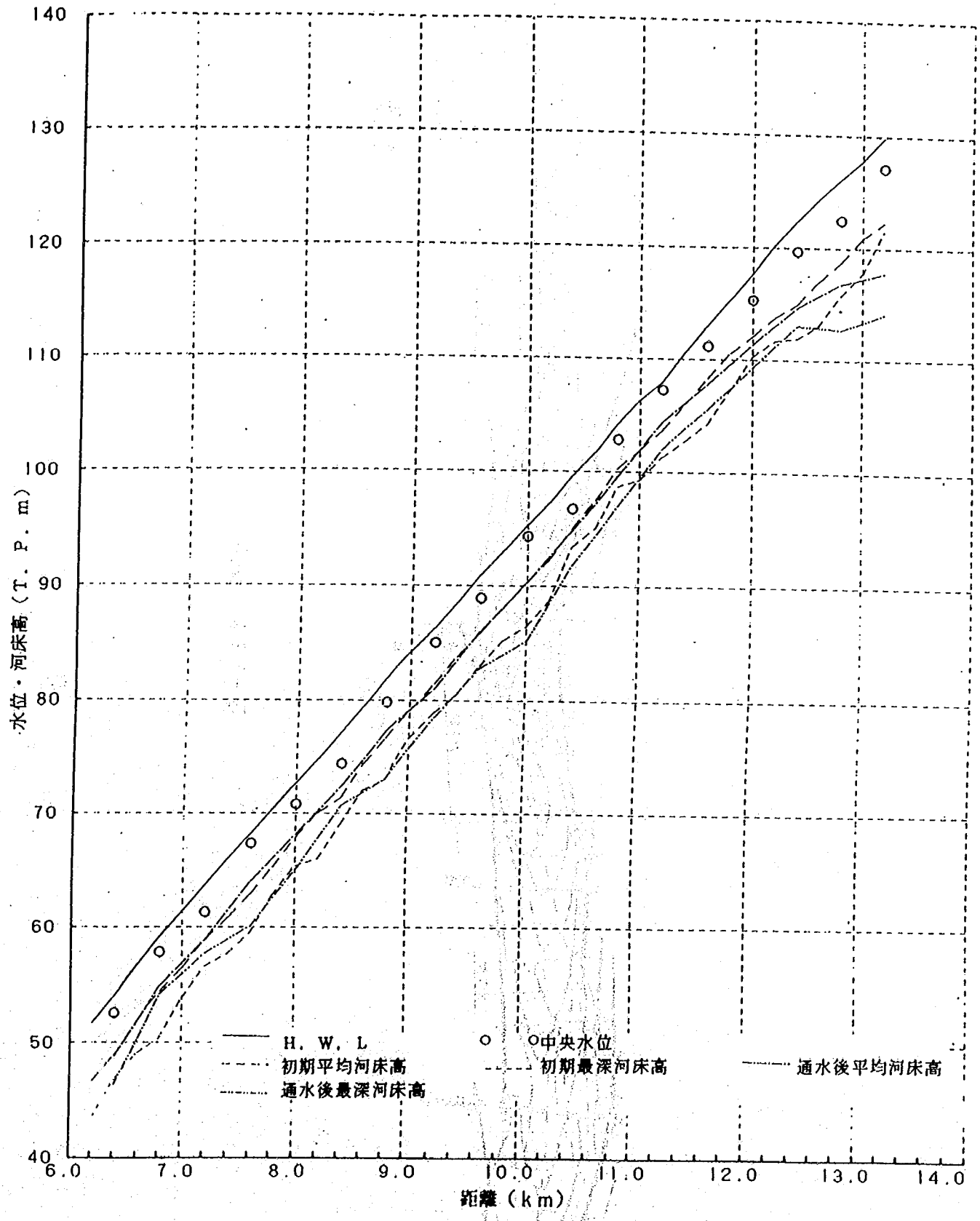
図－5.3.5　流況図



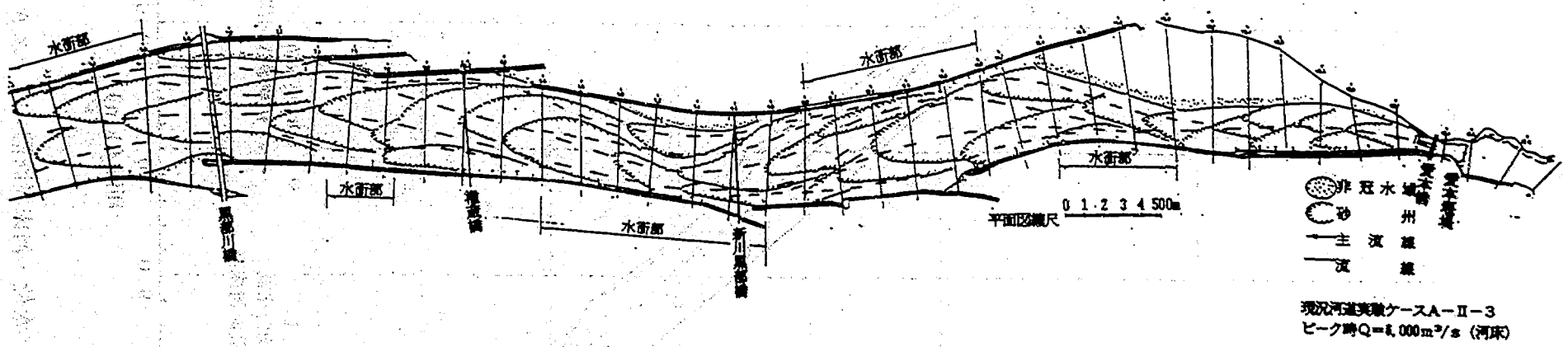
図－5.3.6　砂州形状，河床変動状況図



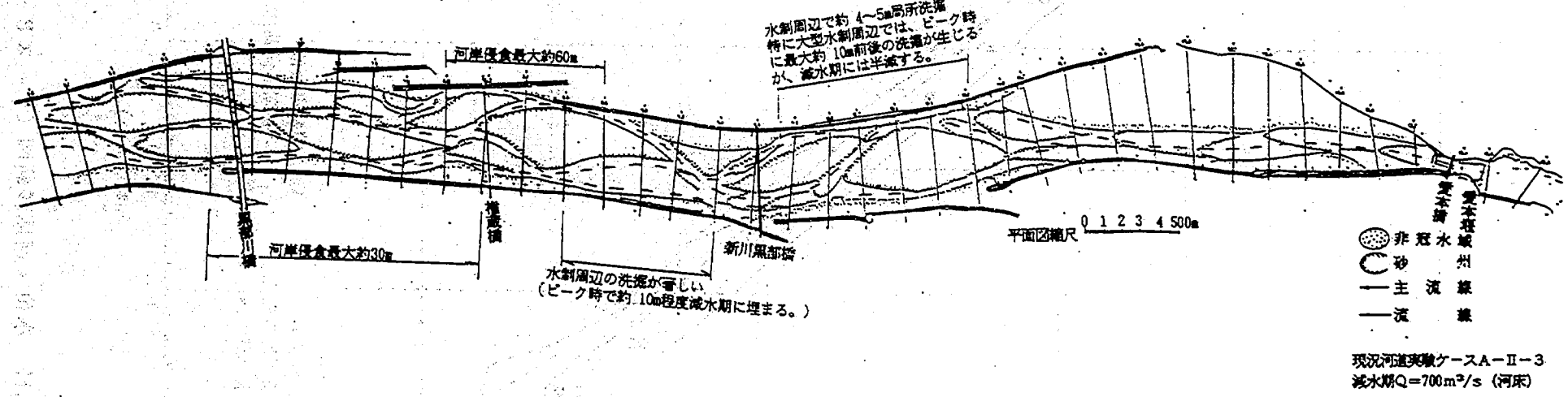
図－5.3.7　河床変動状況図



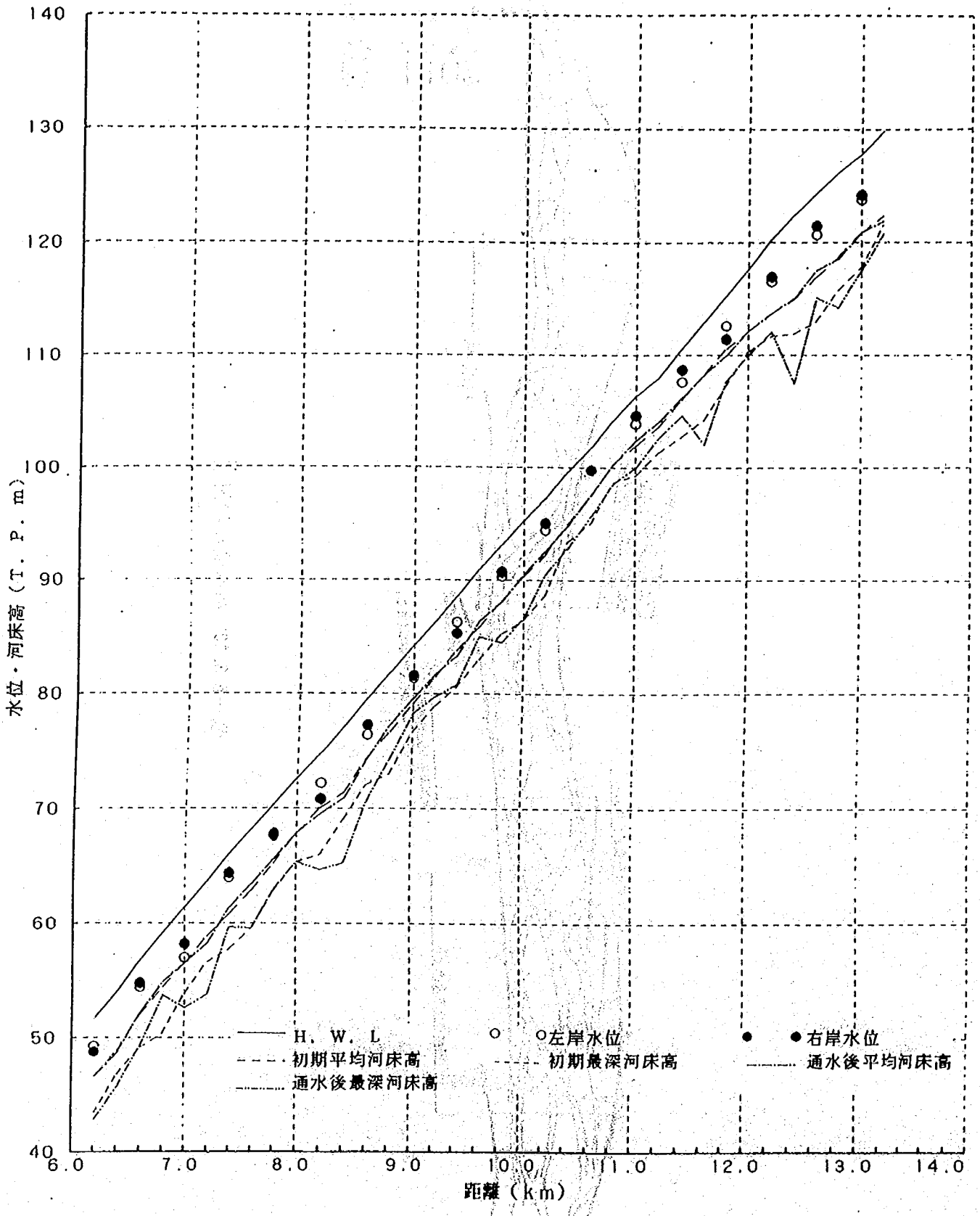
図－5.3.8　水位・河床縦断図（ケースA－Ⅱ－3,　Q＝6,200㎥/s）


水衝部
水衝部
水衝部
水衝部
水衝部
平面図縮尺
0 1 2 3 4 500m
非 越 水 域
砂 州
主 流 線
流 線
現況河道実験ケースA－Ⅱ－3
ピーク時Q＝8,000m³/s（河床）

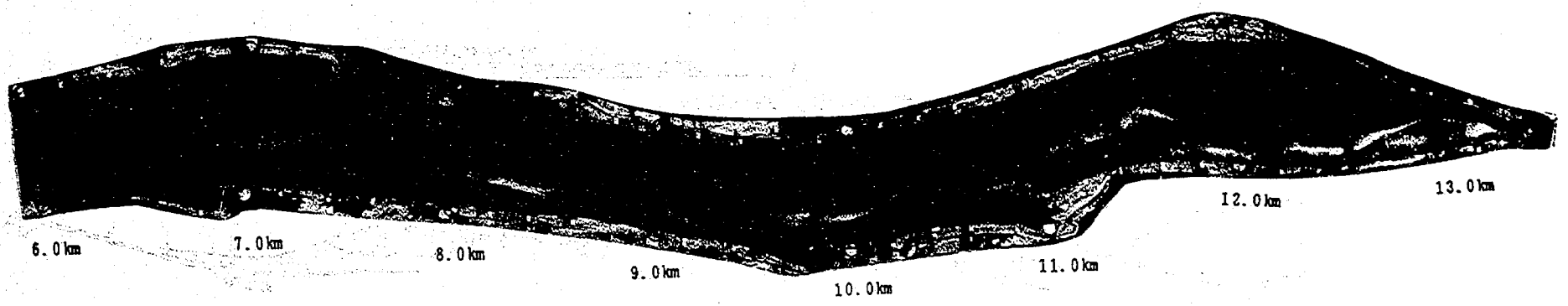
図－5.3.9　流況図



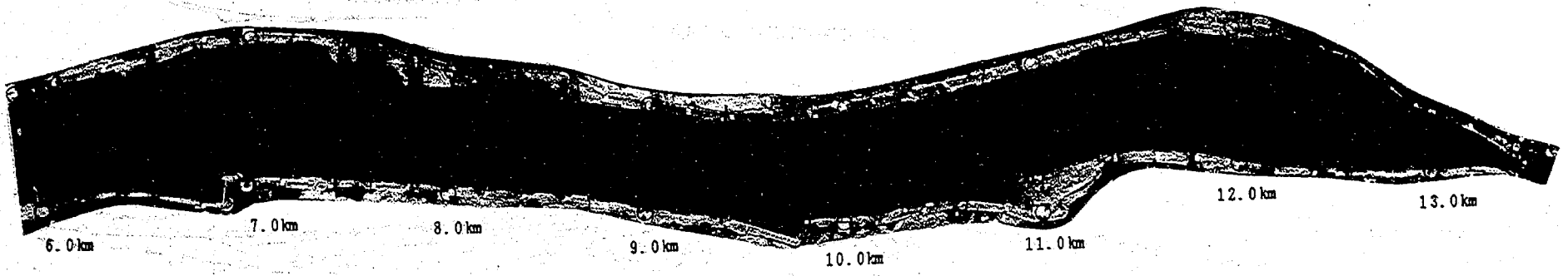
図－5.3.10　河床変動状況図



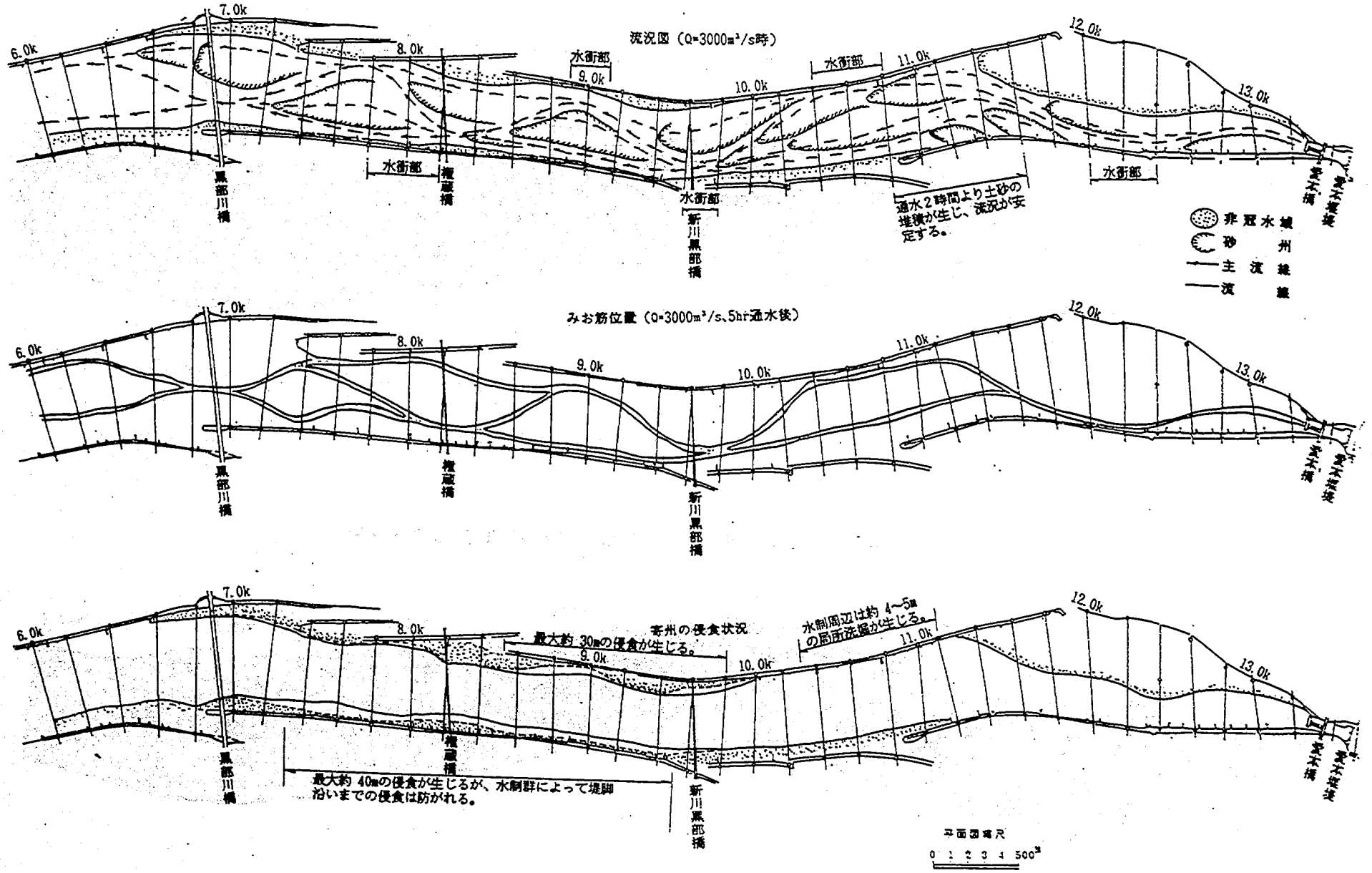
図－5.3.11　水位・河床縦断図（ケースB－Ⅱ－1，Q＝3,000m³/s）



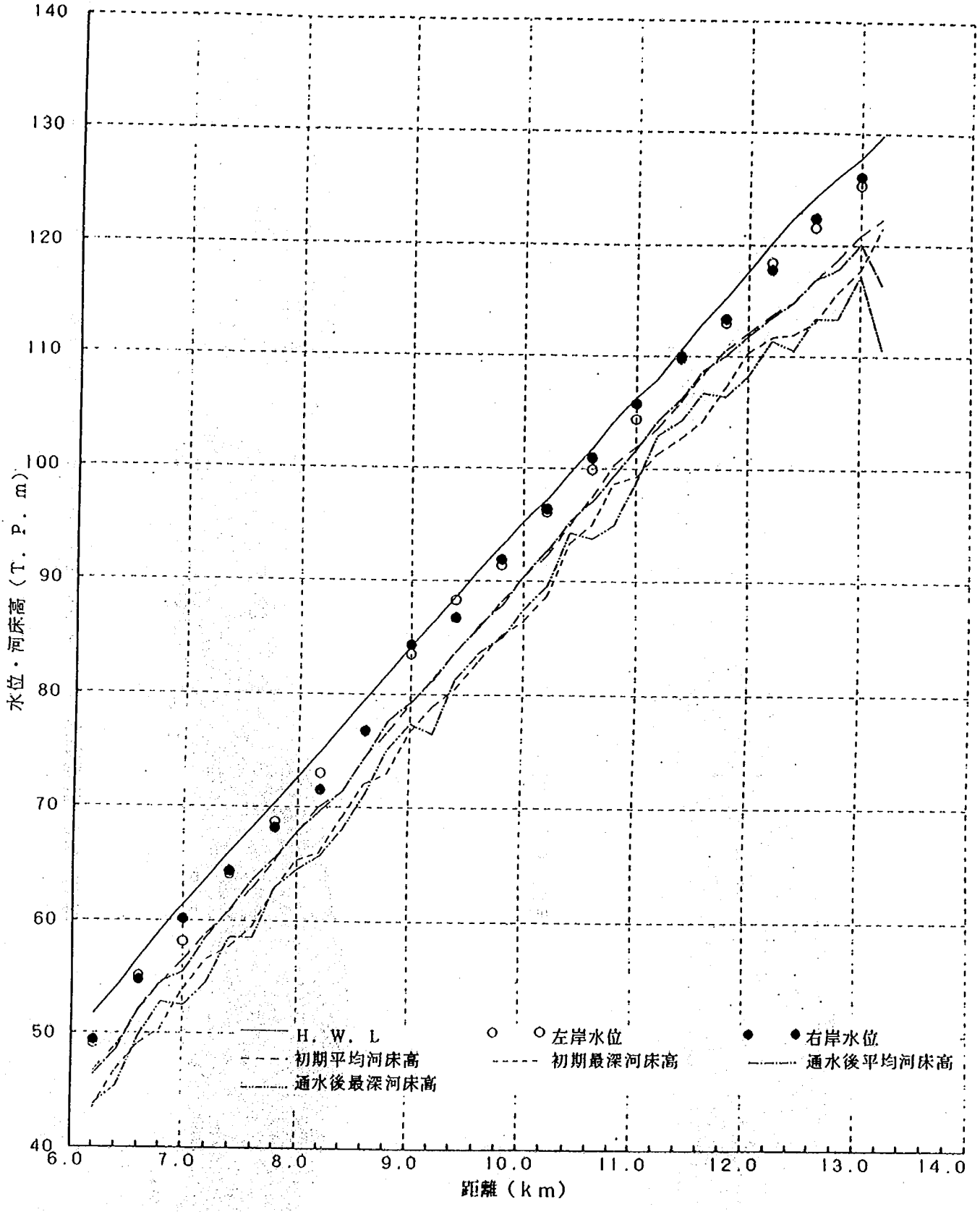
写真－5.3　3,000㎥/s 5時間通水時の流況（現況河道実験：ケースＢ－Ⅱ－１）



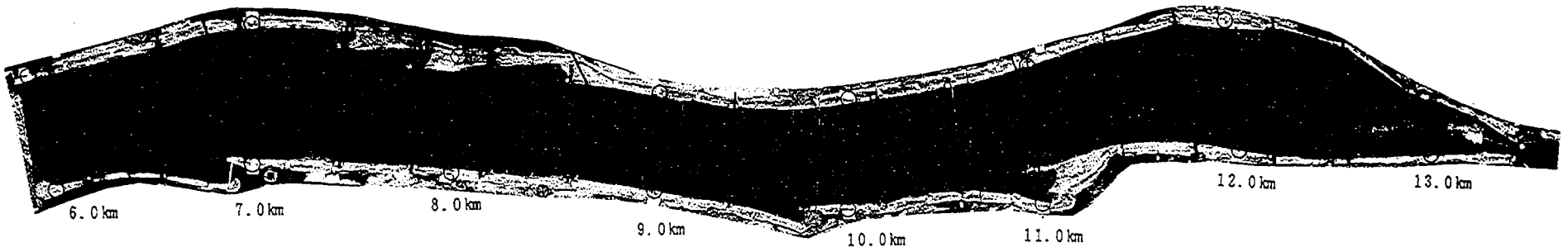
写真－5.4　3,000㎥/s 5時間通水後の河床状況（現況河道実験：ケースＢ－Ⅱ－１）



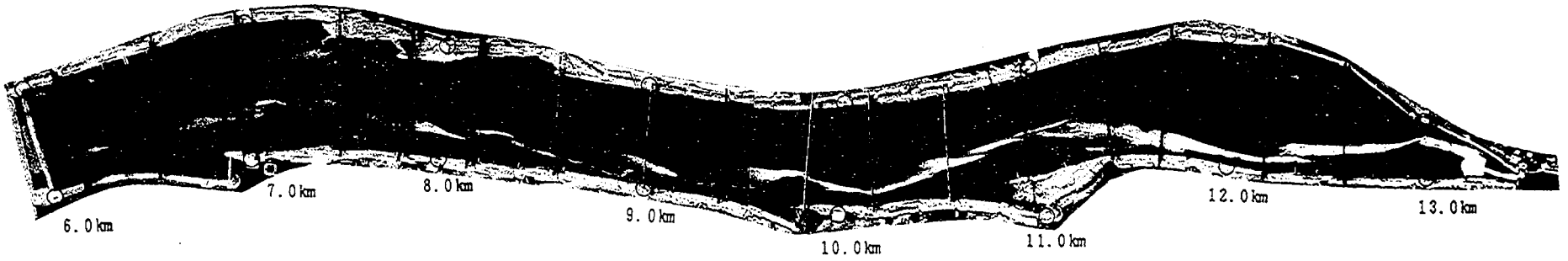
図－5.3.12　流況・河床変動状況図



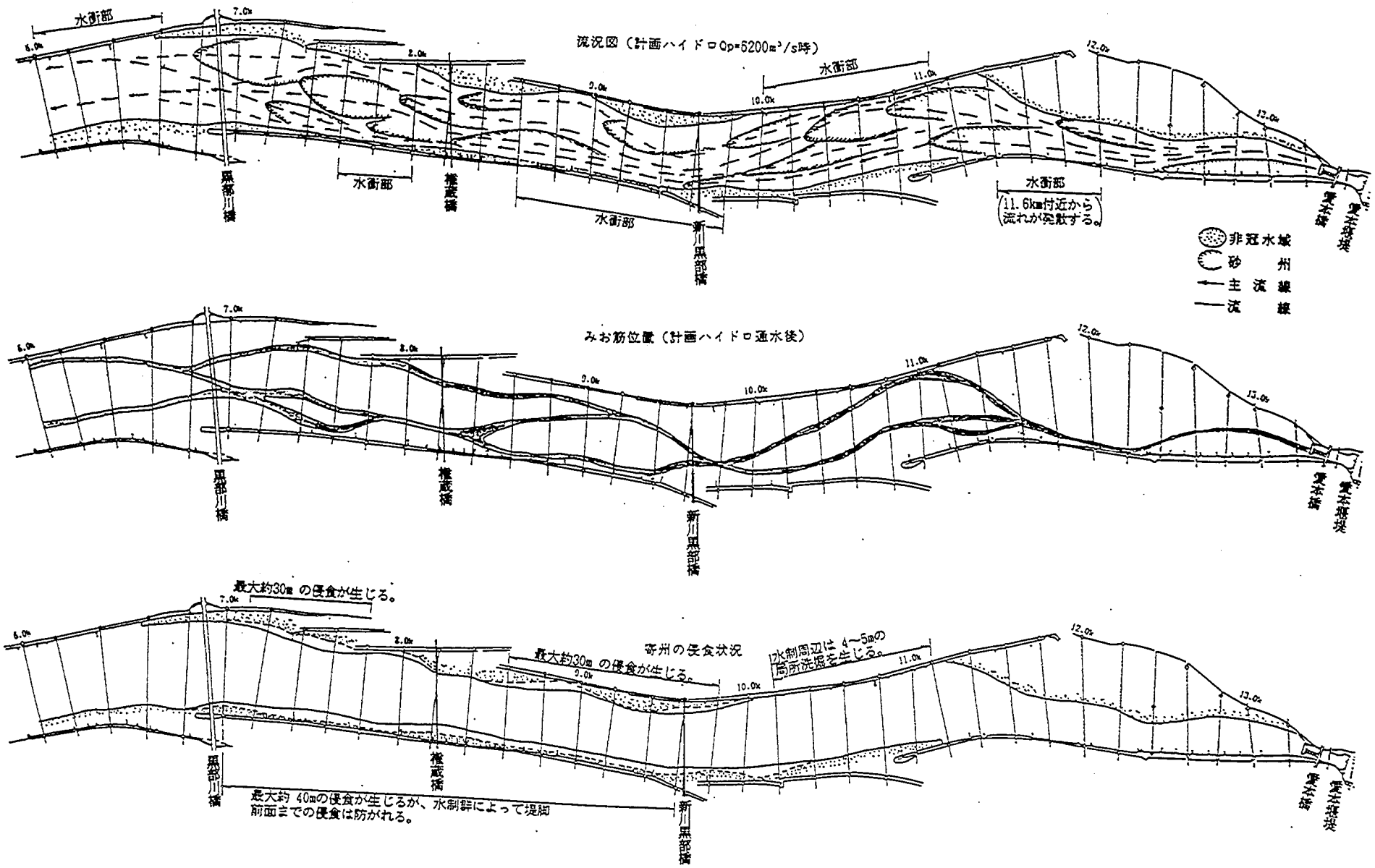
図－5.3.13　水位・河床縦断図（ケースB－Ⅱ－2，Qp＝6,200㎥/s）



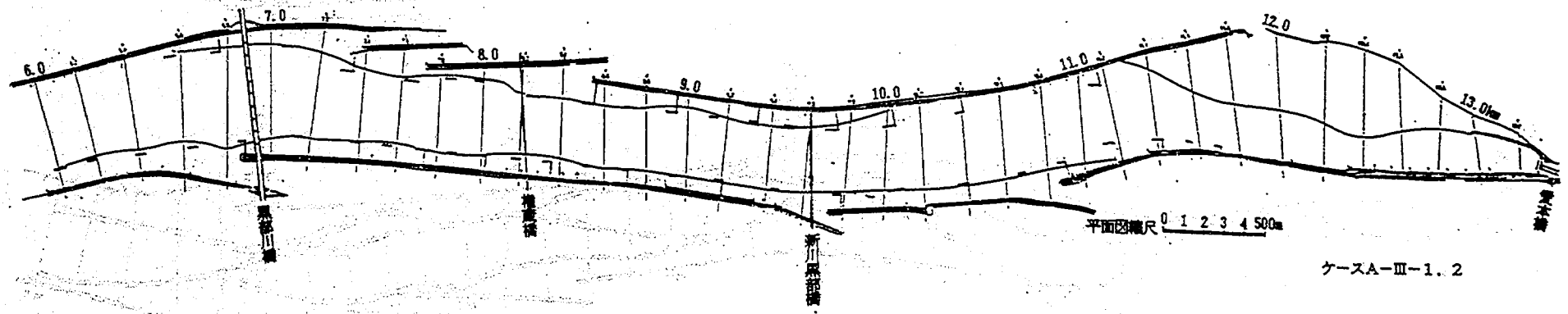
写真－5.5　計画高水ハイドロピーク時の流況（現況河道実験：ケースＢ－Ⅱ－２）



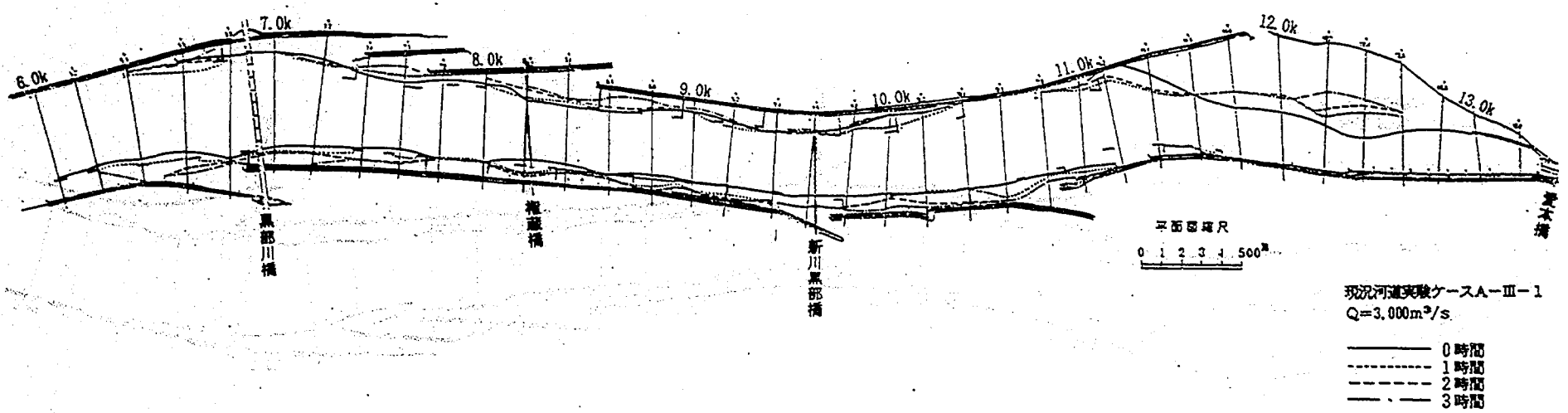
写真－5.6　計画高水ハイドロ通水後の河床状況（現況河道実験：ケースＢ－Ⅱ－２）



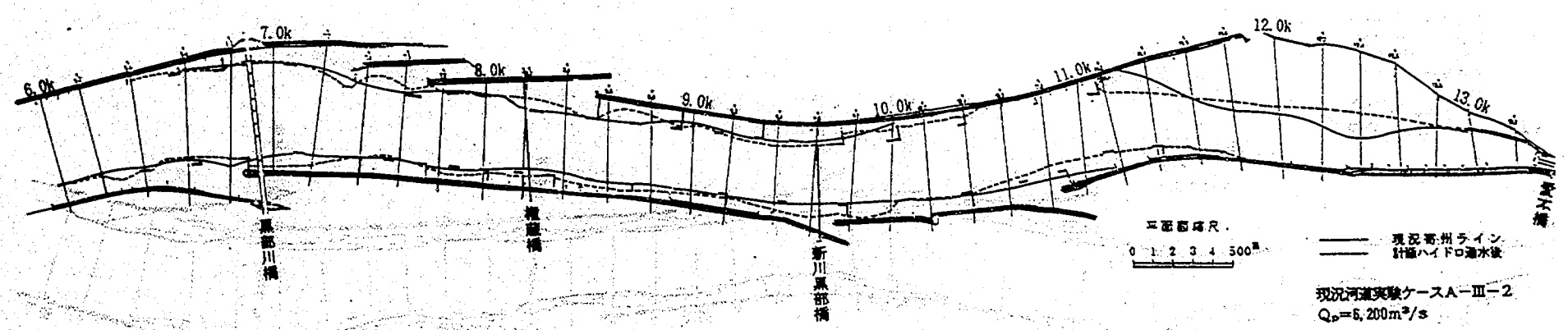
図－5.3.14　流況・河床変動状況図



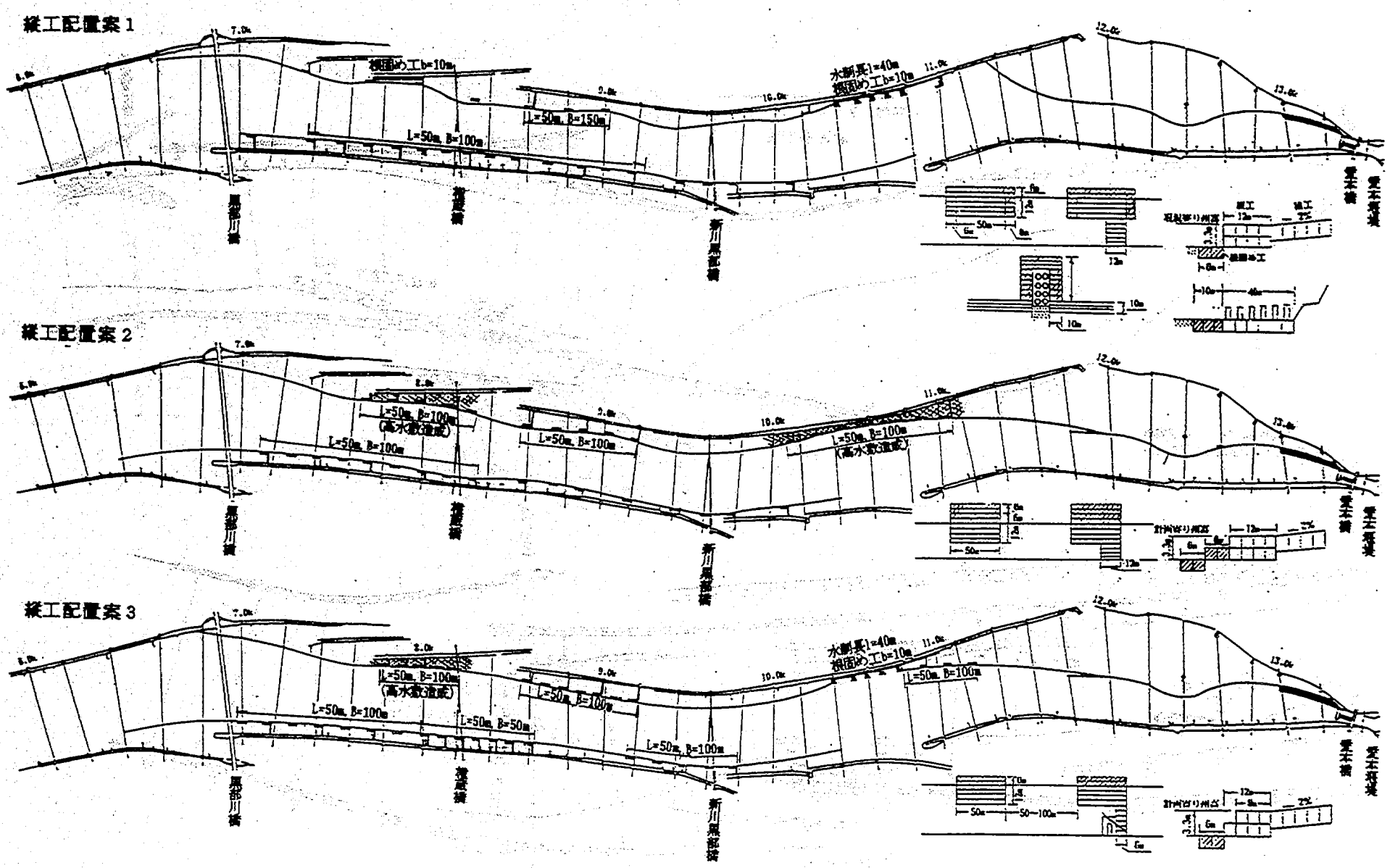
図－5.3.15　対策工配置図



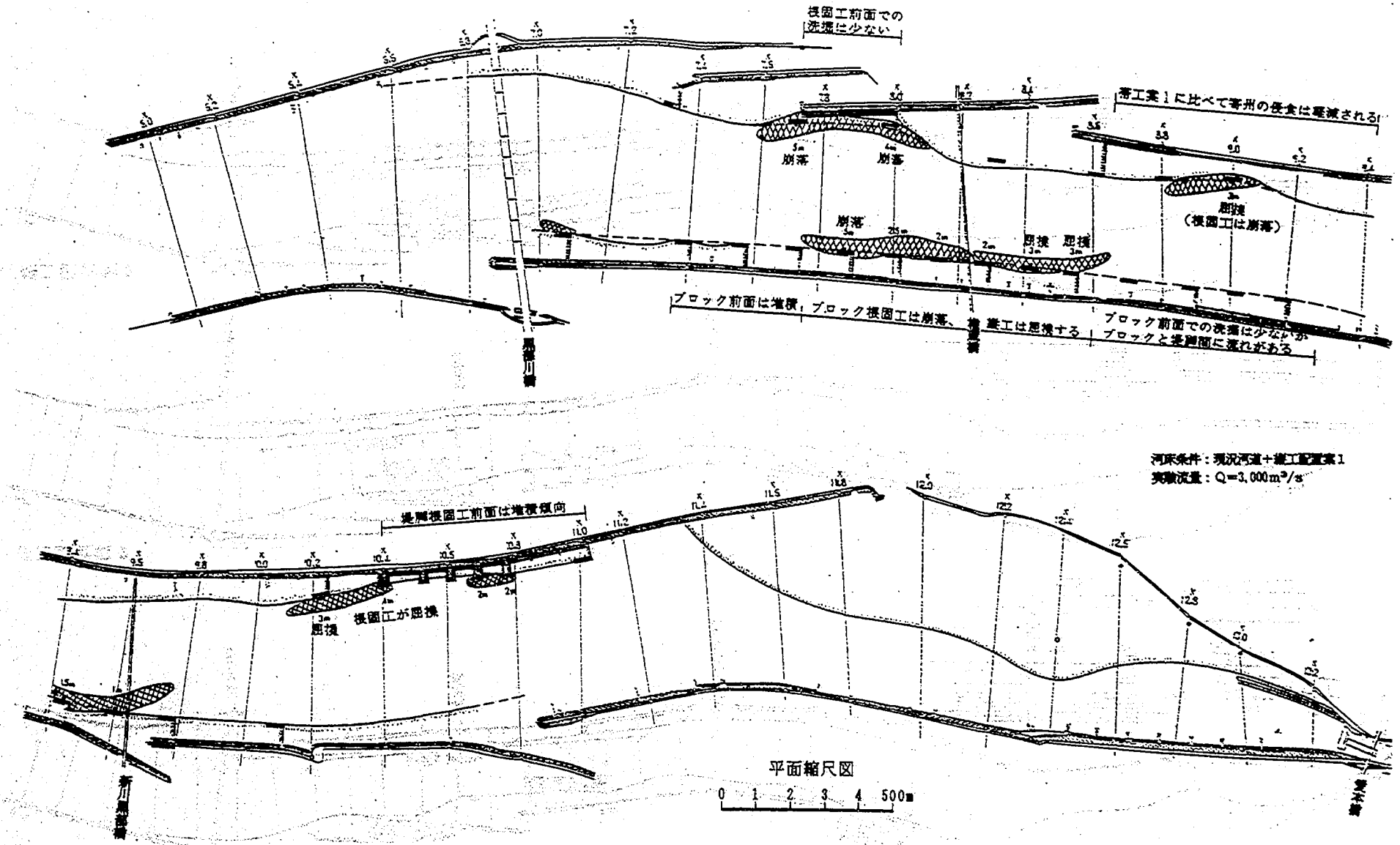
図－5.3.16　河床変動状況図



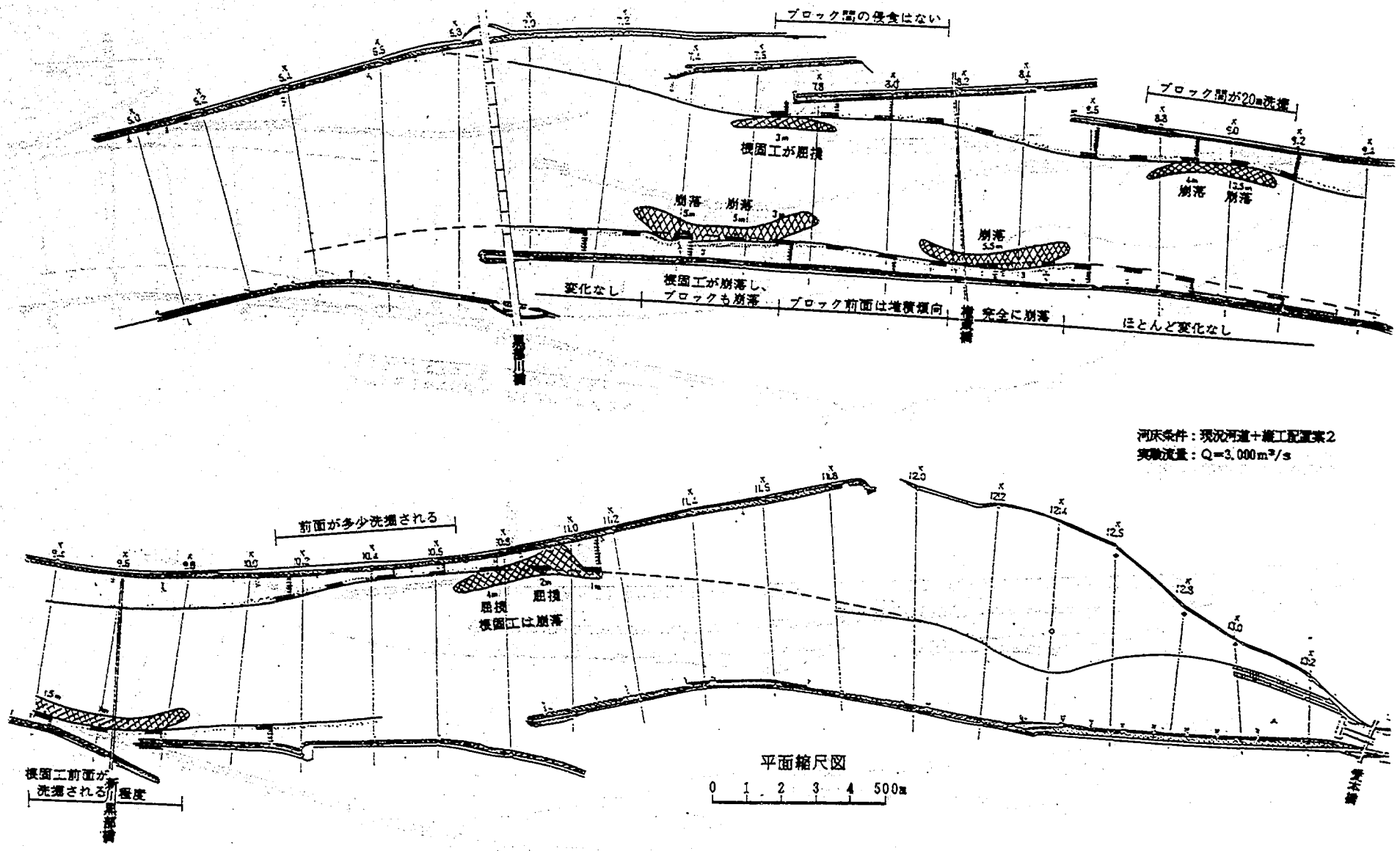
図－5.3.17　河床変動状況図



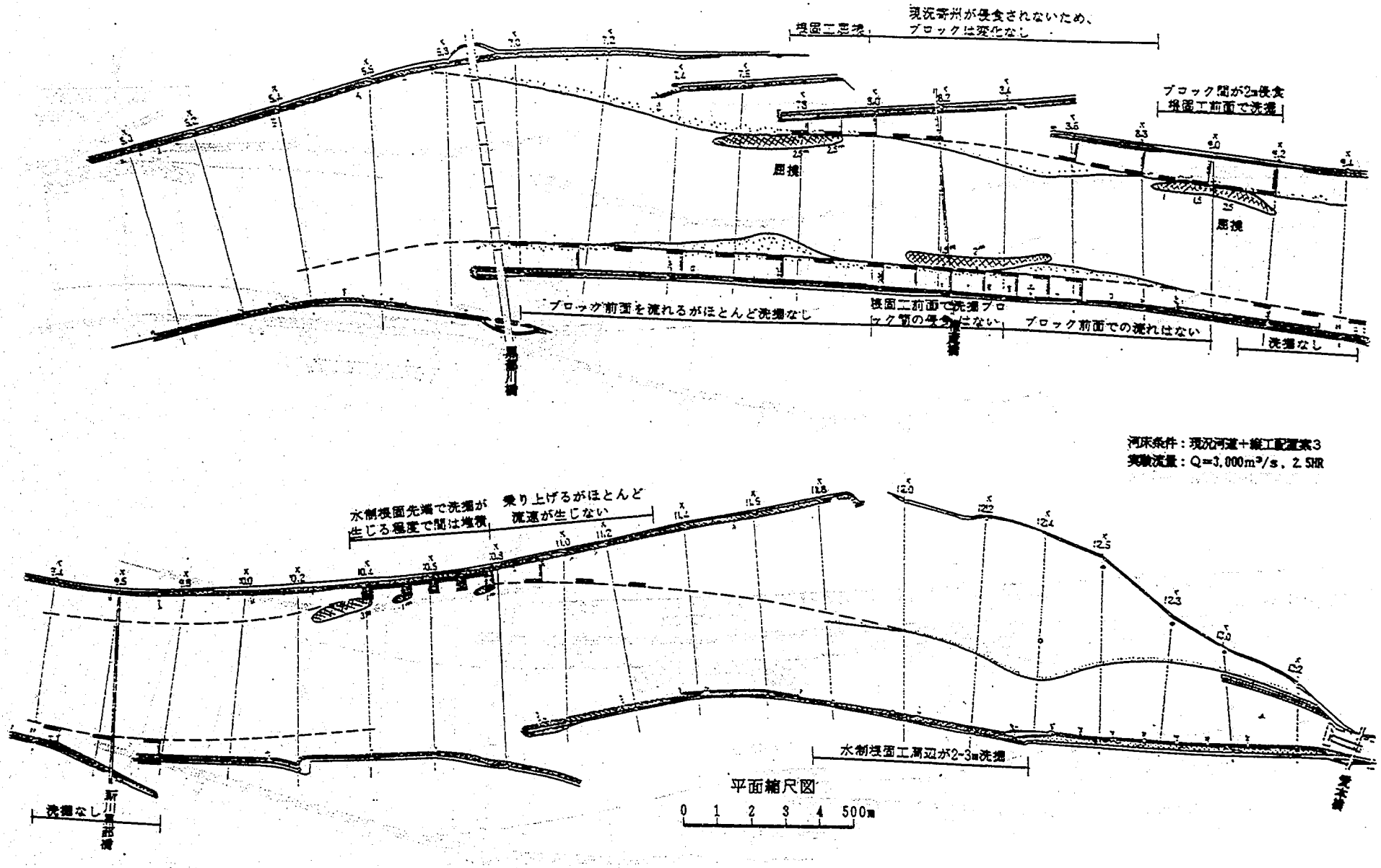
図－5.3.18　対策工配置図



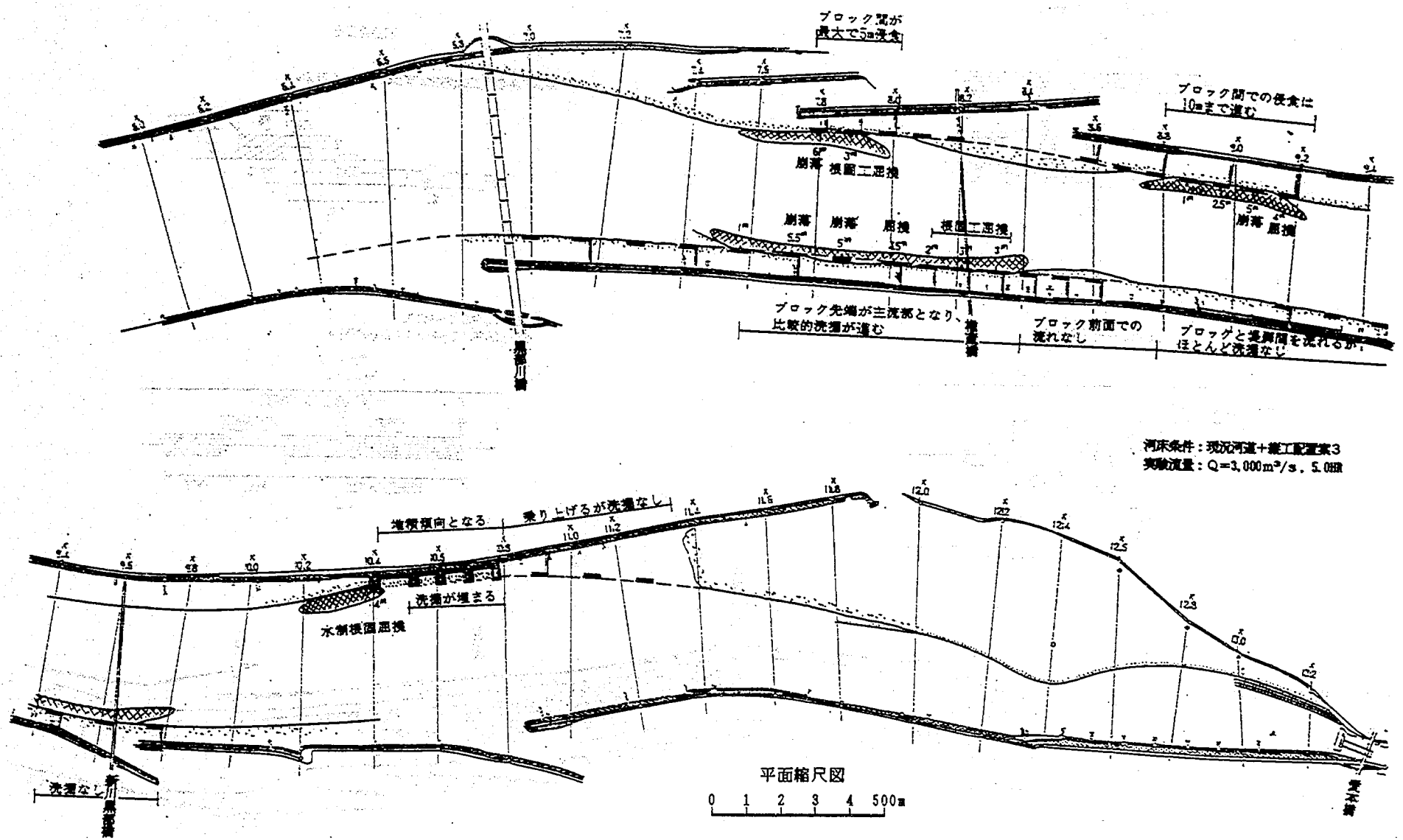
図－5.3.19　河床変化状況図（ケースＢ－Ⅲ－１）



図－5.3.20　河床変化状況図（ケースＢ－Ⅲ－２）

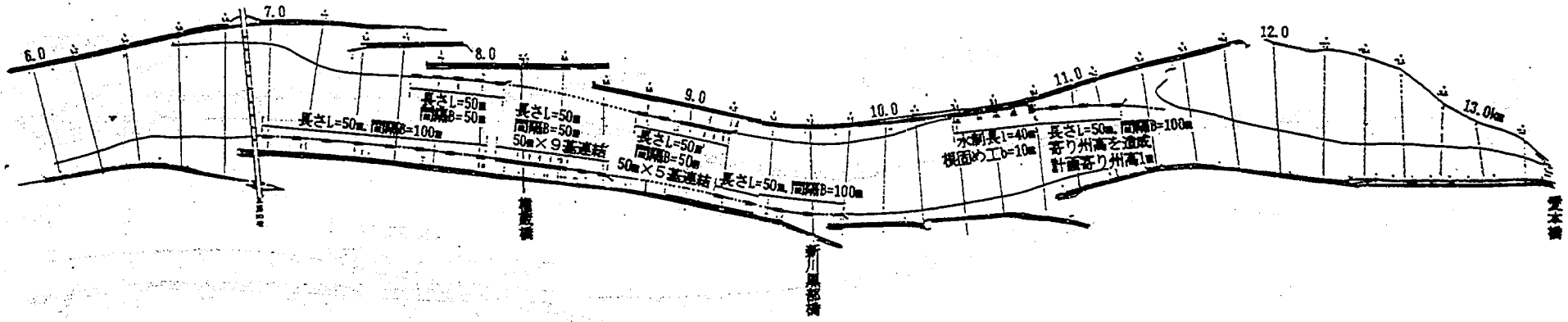


図－5.3.21　河床変化状況図（ケースＢ－Ⅲ－３）

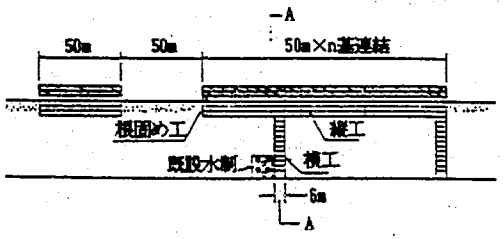


図－5.3.22　河床変化状況図（ケースＢ－Ⅲ－３）

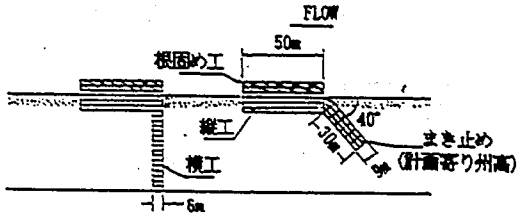
縦工配置案４



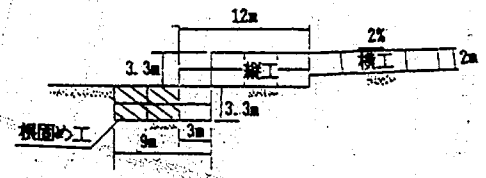
（各縦工群の上流端に設置）



＊連結地点：8.4km～8.0km左岸450m
9.2km～9.0km右岸250m



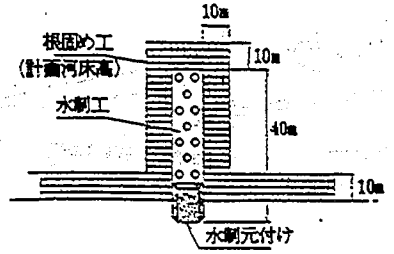
縦工まき止め構造図



＊水当りが激しい地点の根固め工を２層とする

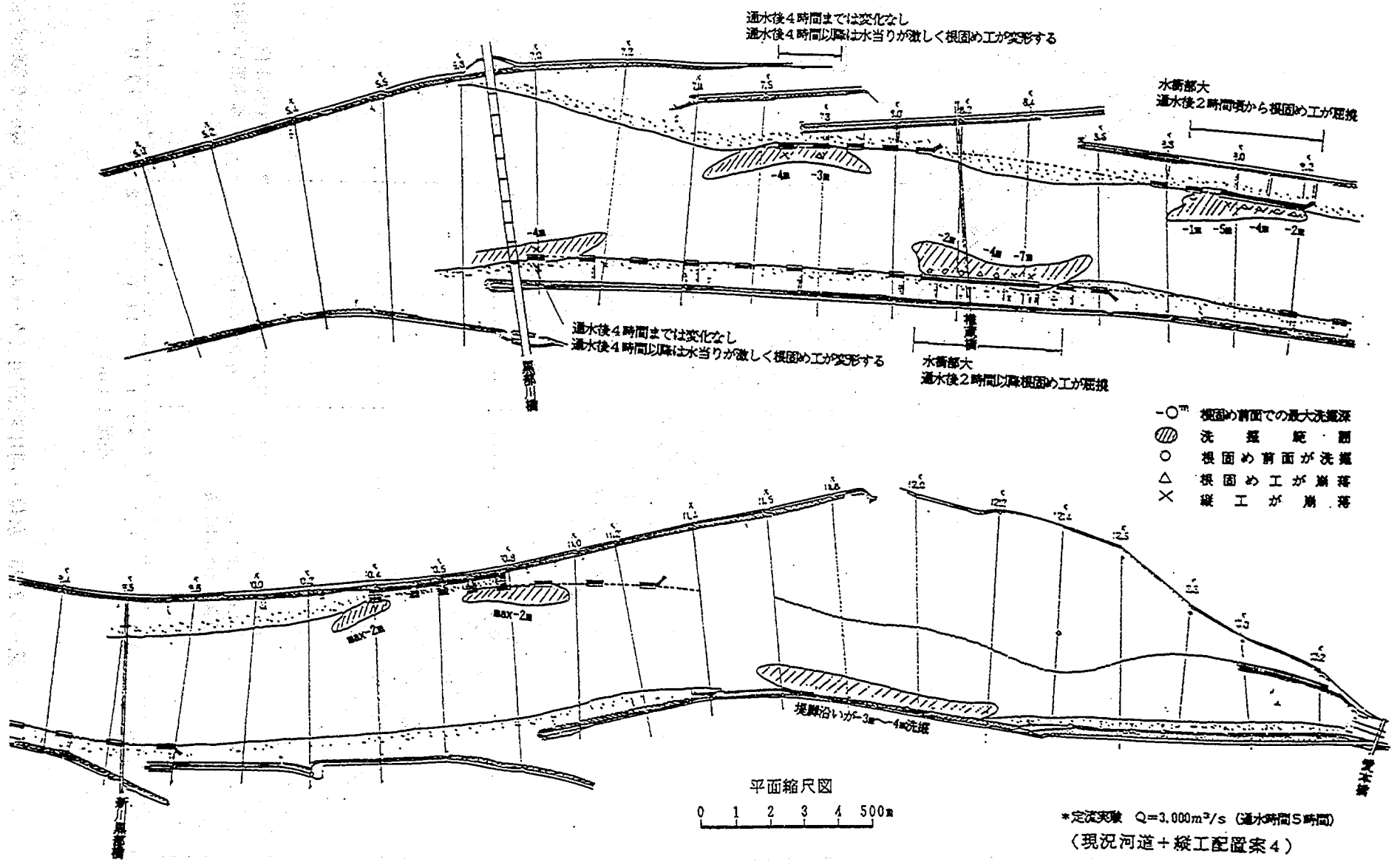
縦工横断図

(10.8km～10.4km右岸)

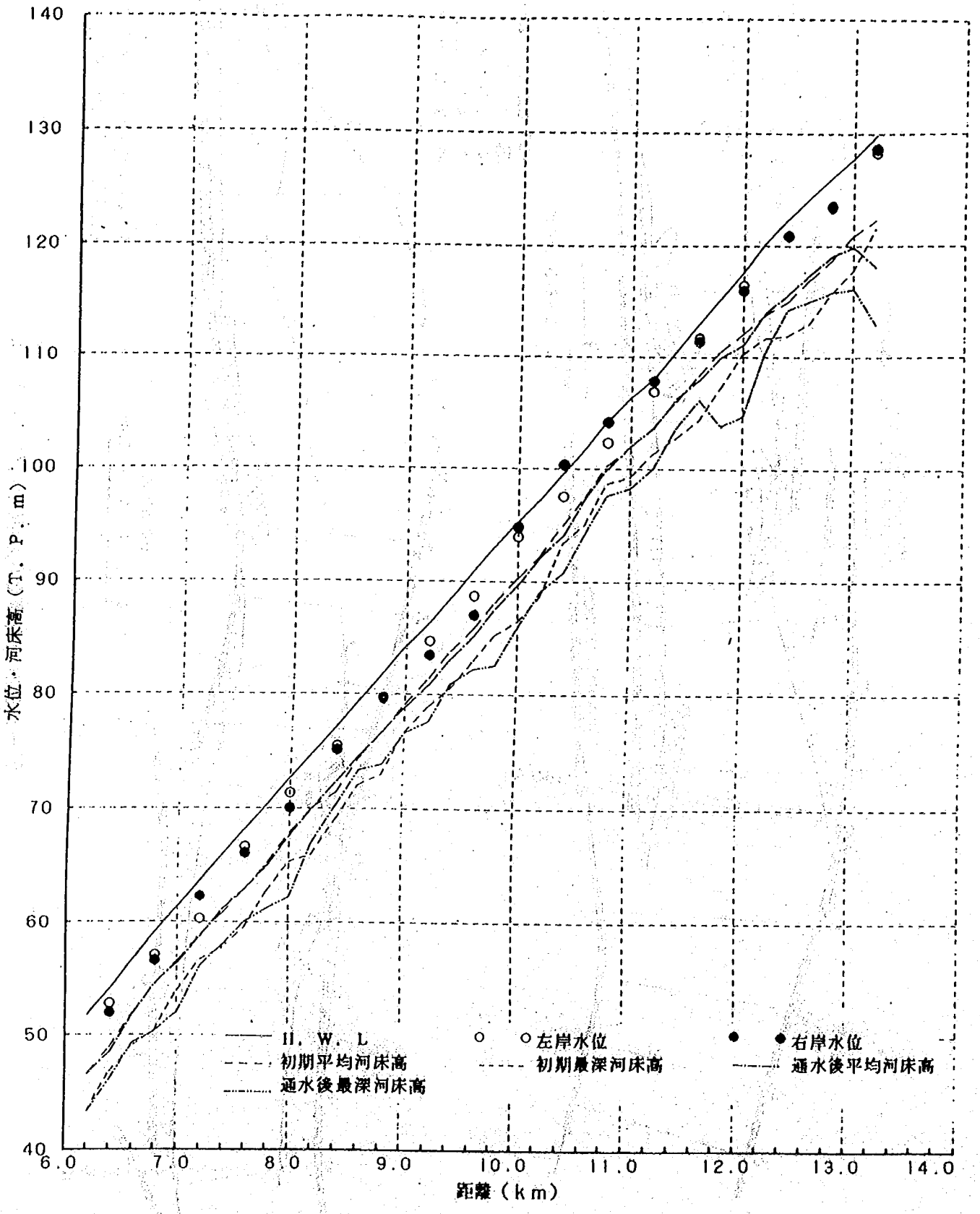


水制構造図（水衝部対策）

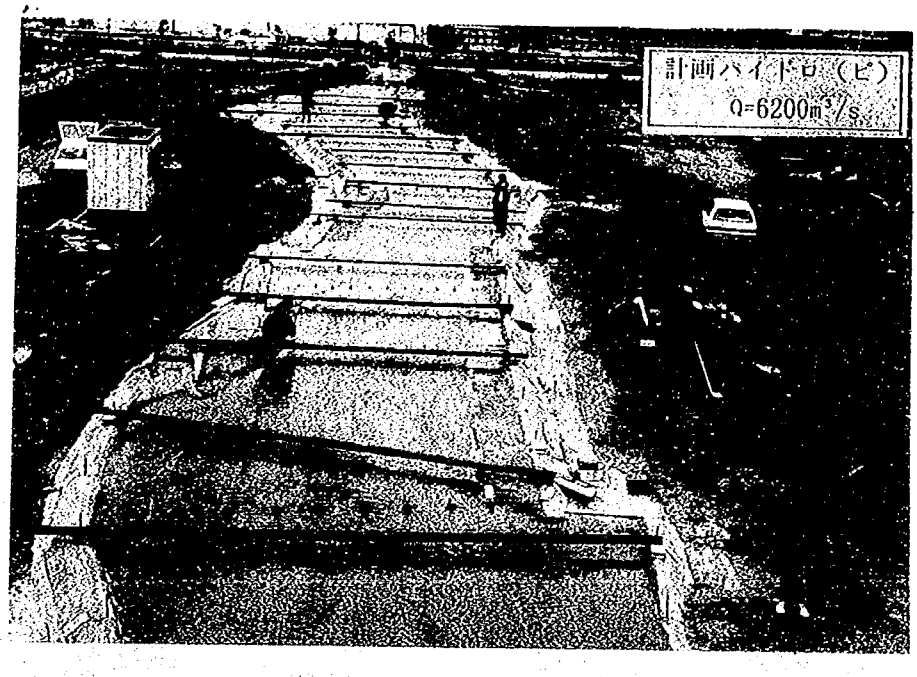
図－5.3.23　対策工の配置・構造図



図－5.3.24　河床変化状況図（ケースＢ－Ⅲ－４）



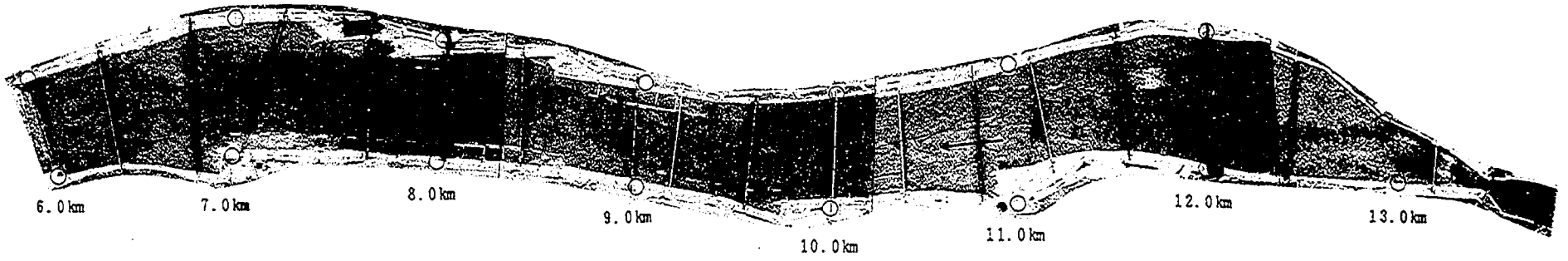
図－5.3.25　水位・河床縦断図（ケースB－Ⅲ－5, Qp＝6,200㎥/s）



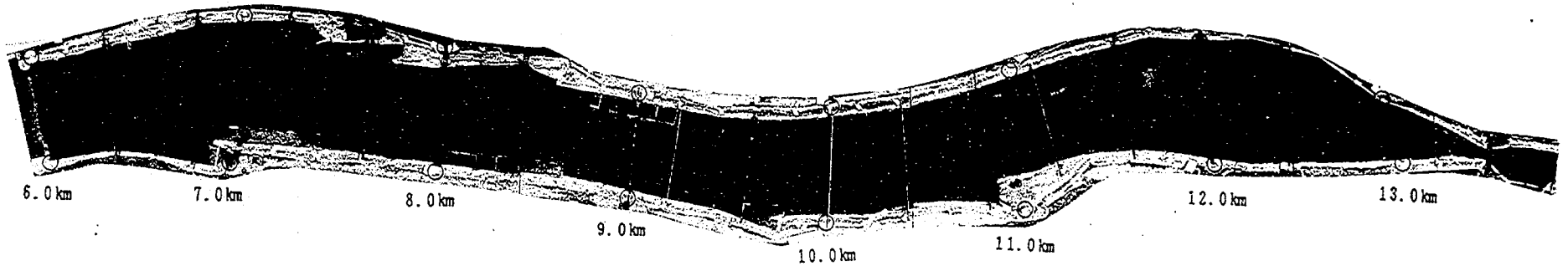
写真－5.7　計画高水ハイドロピーク時の流況
（現況河道＋対策工実験：ケースB－Ⅲ－5）



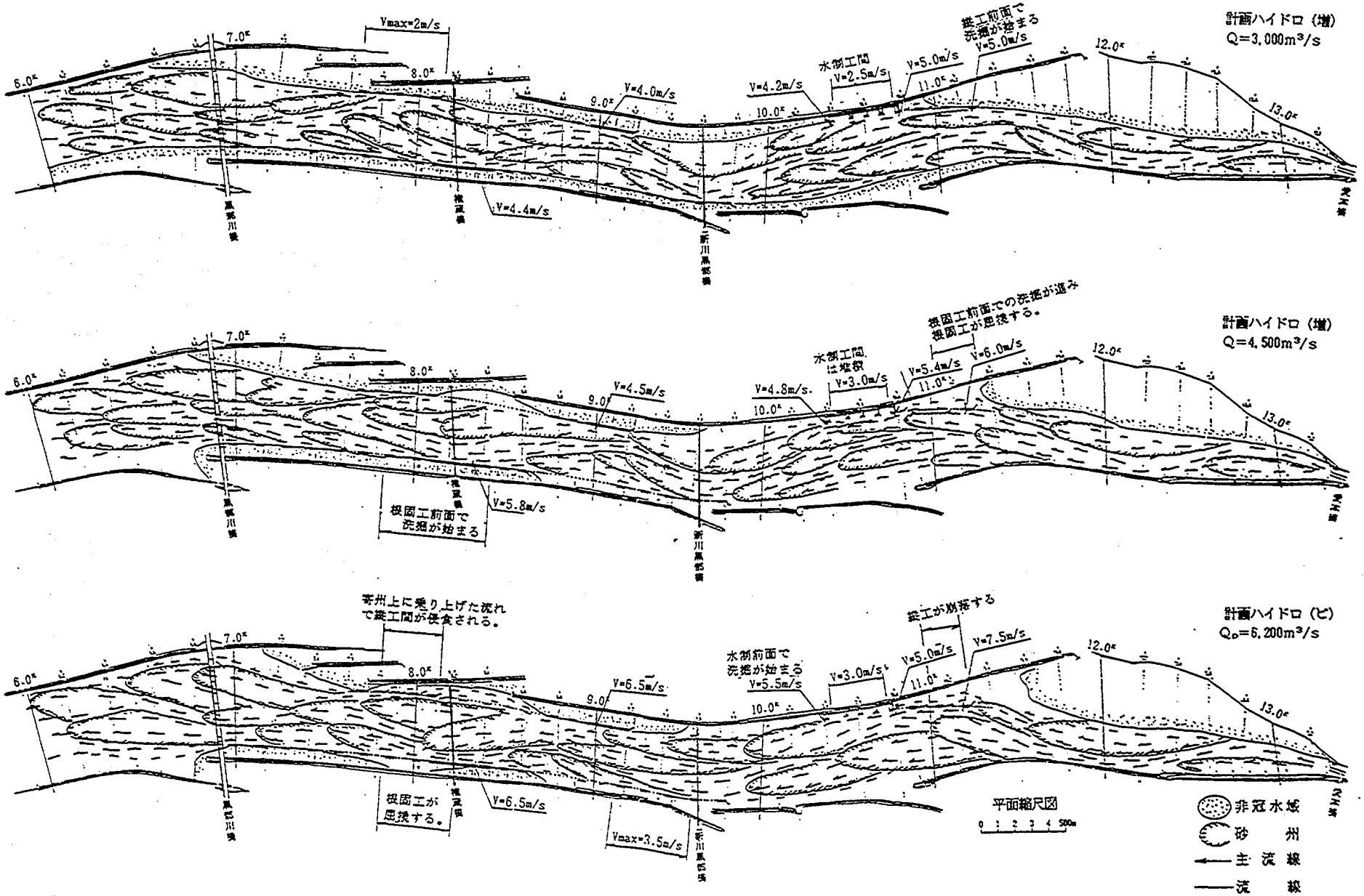
写真－5.8　計画高水ハイドロ通水後の河床状況
（現況河道＋対策工実験：ケースB－Ⅲ－5）



写真－5.9　計画高水ハイドロピーク時の流況（現況河道＋対策工実験：ケースB－Ⅲ－5）

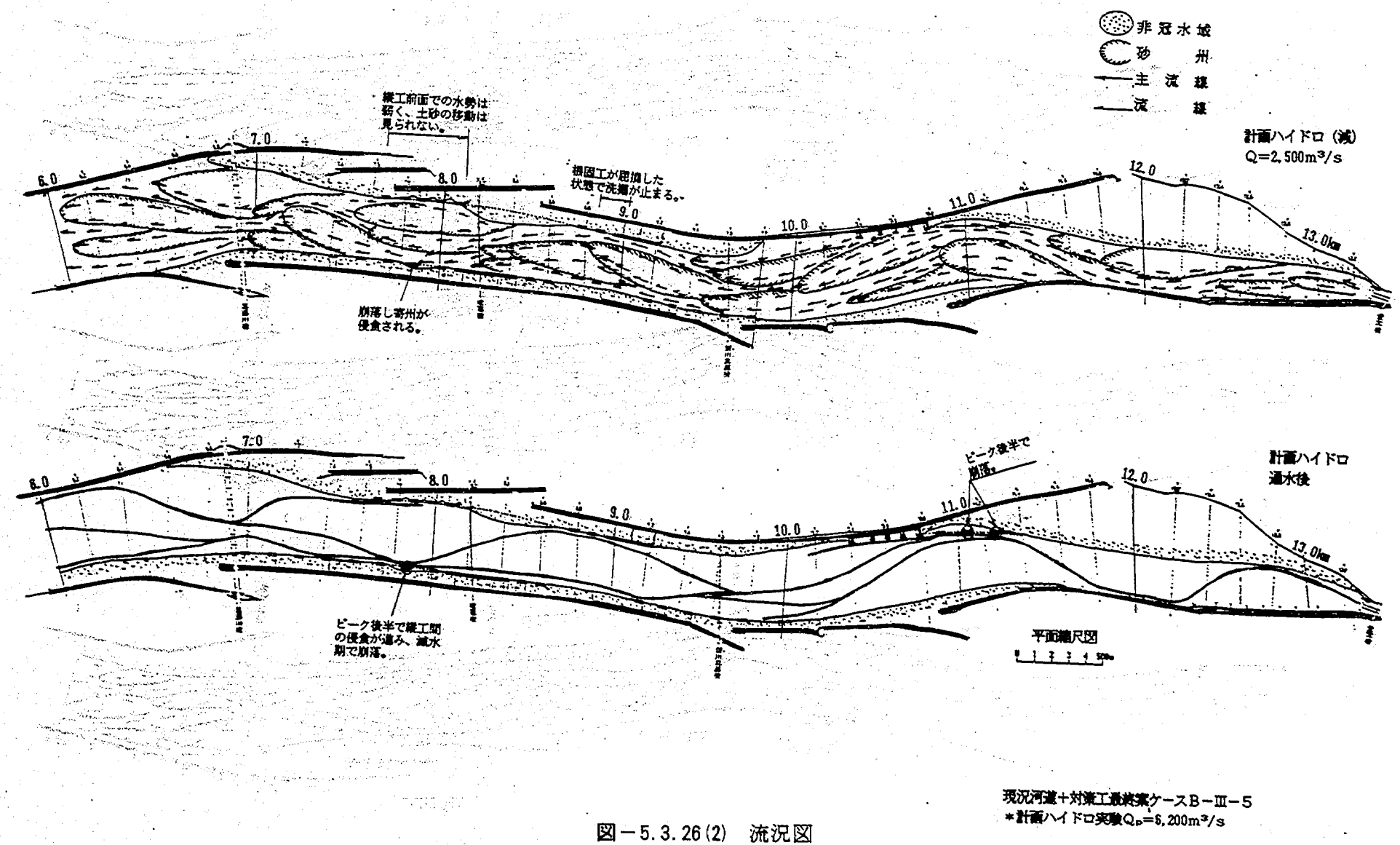


写真－5.10　計画高水ハイドロ通水後の河床状況（現況河道＋対策工実験：ケースB－Ⅲ－5）

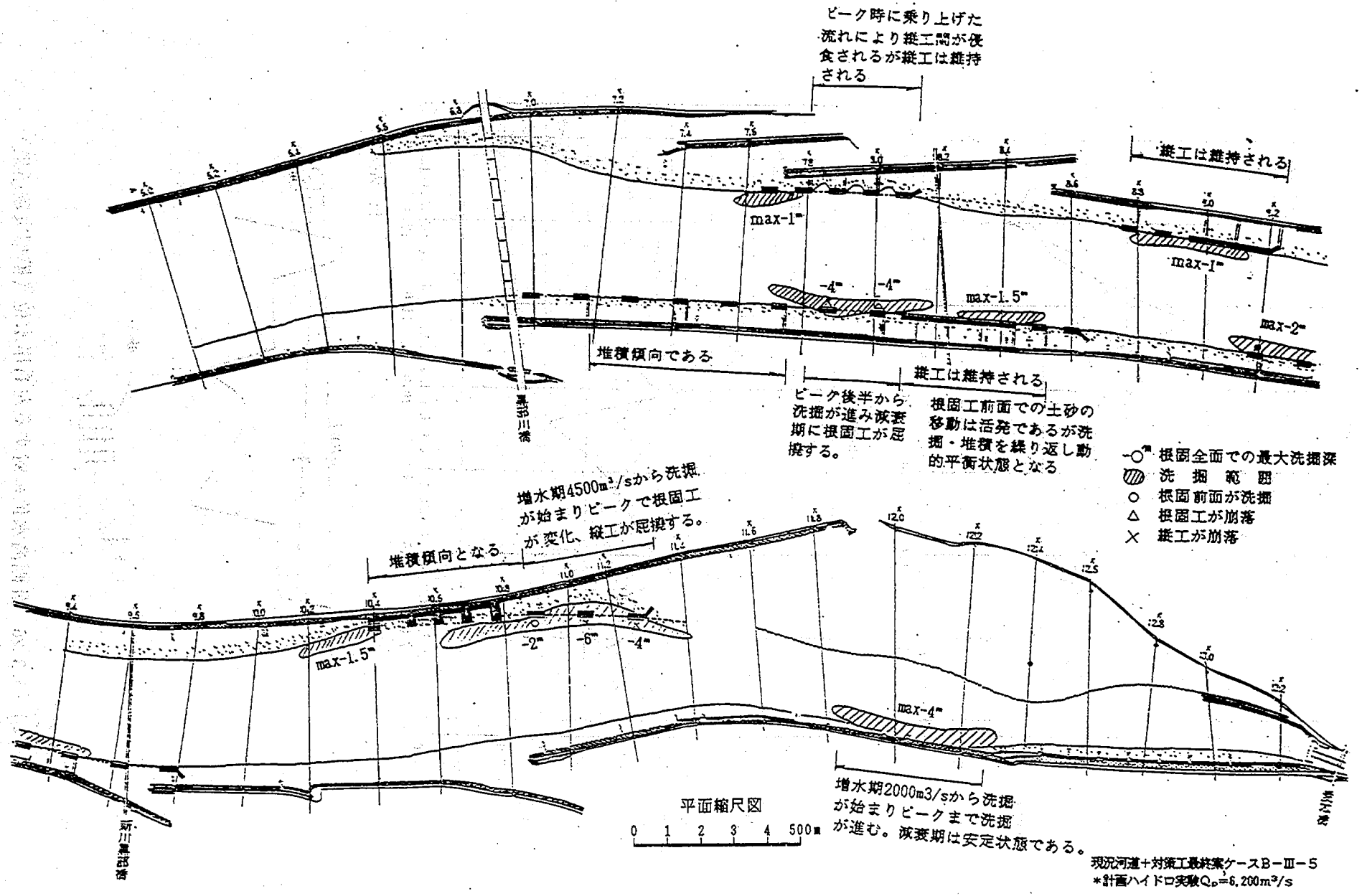


図－5.3.26(1)　流況図

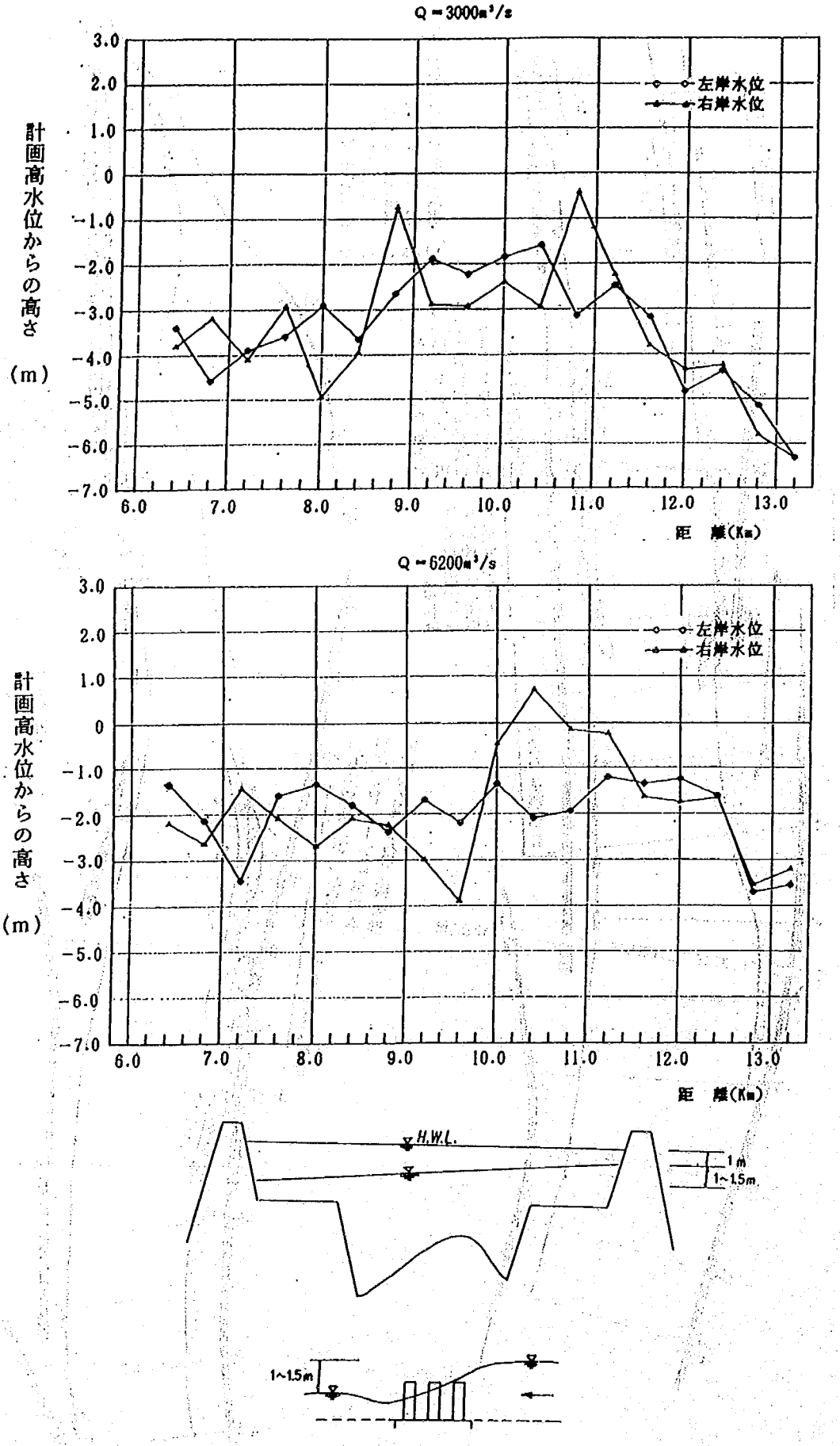
現況河道＋対策工最終案ケースB－Ⅲ－5
＊計画ハイドロ実験Qp=6,200m³/s


非冠水域
砂州
主流線
流線
計画ハイドロ（減）
Q=2,500m³/s
施工前面での水勢は弱く、土砂の移動は見られない。
根固工が屈撓した状態で洗掘が止まる。
崩落し寄州が侵食される。
6.0
7.0
8.0
9.0
10.0
11.0
12.0
13.0km
計画ハイドロ
通水後
ピーク後半で崩落。
ピーク後半で施工期の侵食が進み、減水期で崩落。
平面縮尺図
現況河道＋対策工最終案ケースB－Ⅲ－5
＊計画ハイドロ実験Qp=8,200m³/s

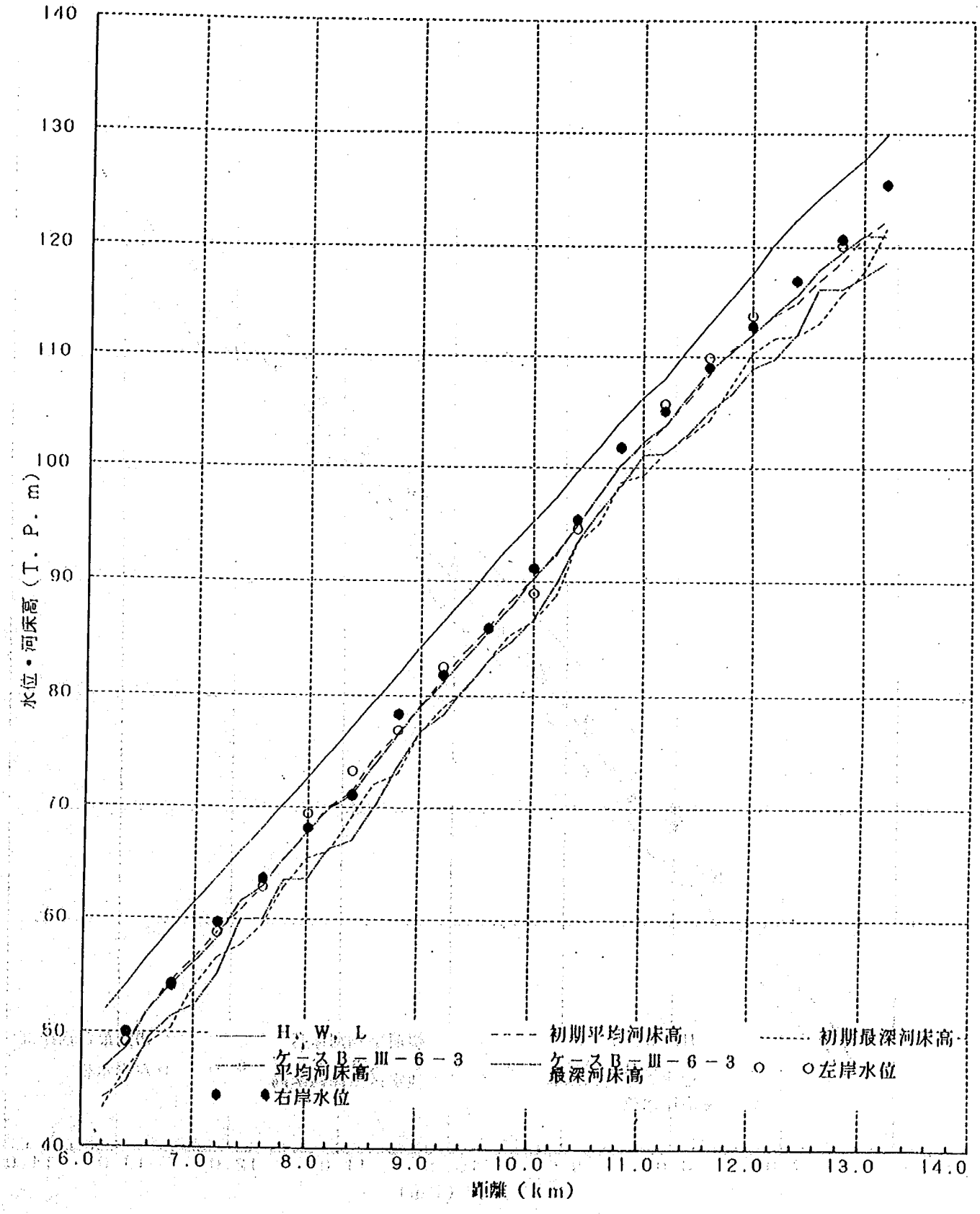
図－5.3.26(2)　流況図



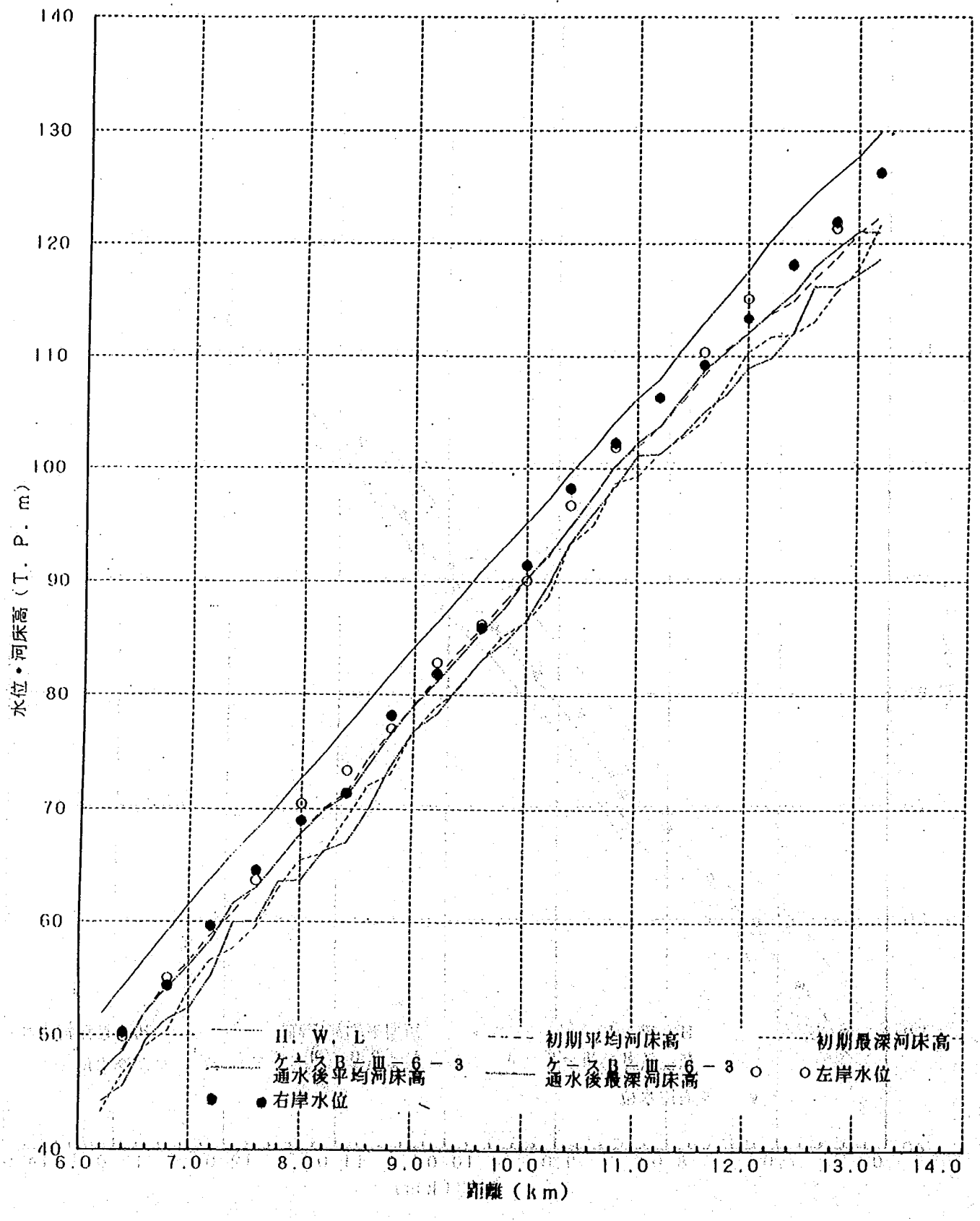
図－5.3.27　河床変化状況図



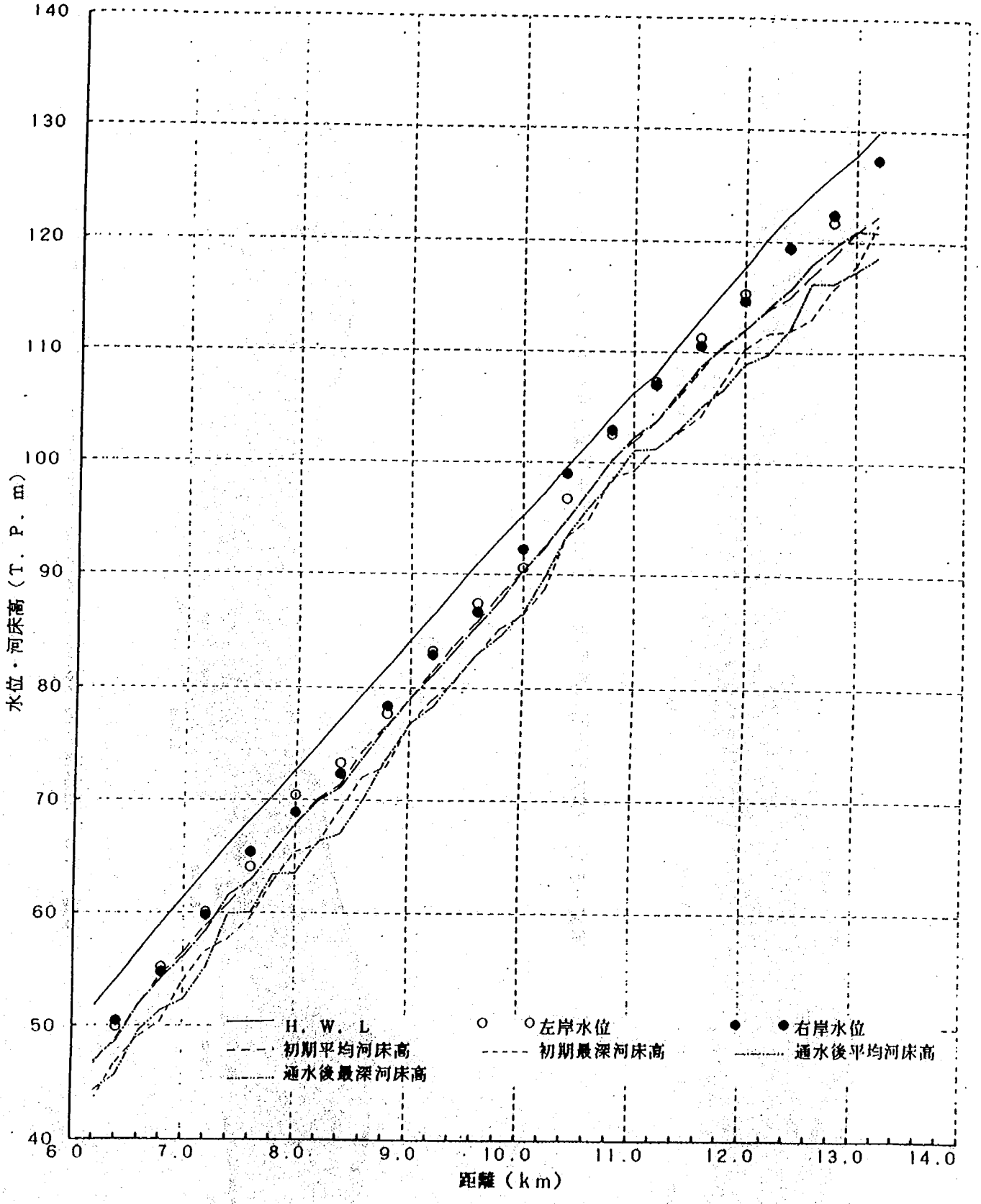
図－5.3.28　計画高水位に対する左右岸水位（模型実験結果）



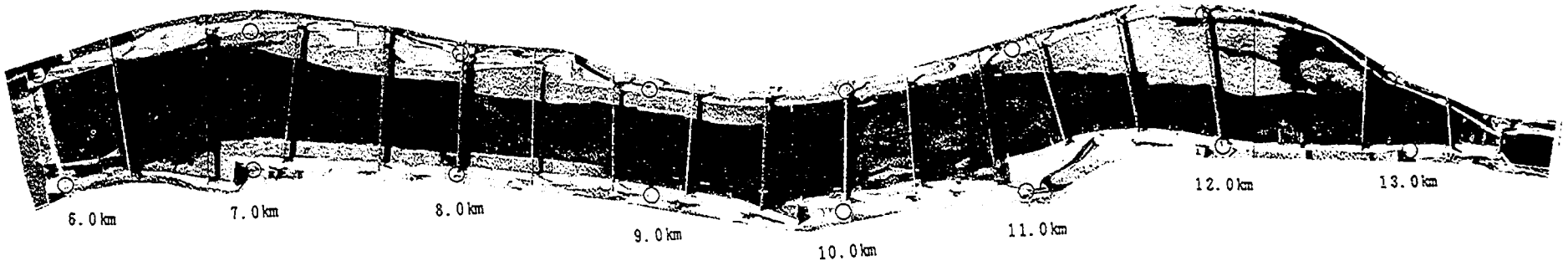
図－5.3.29(1) 水位・河床縦断図（ケースB－Ⅲ－6－1, Q＝1,000m³/s）



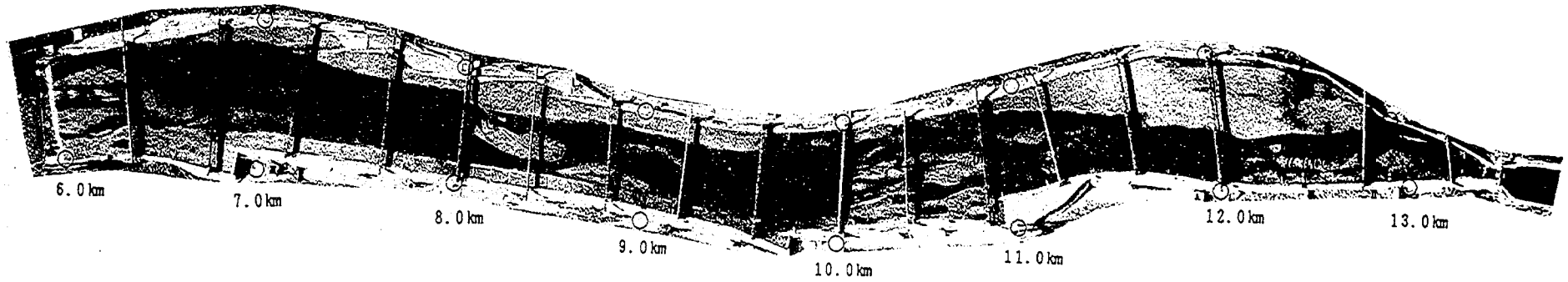
図－5.3.29(2)　水位・河床縦断図（ケースB－Ⅲ－6－2, Q＝2,000㎥/s）



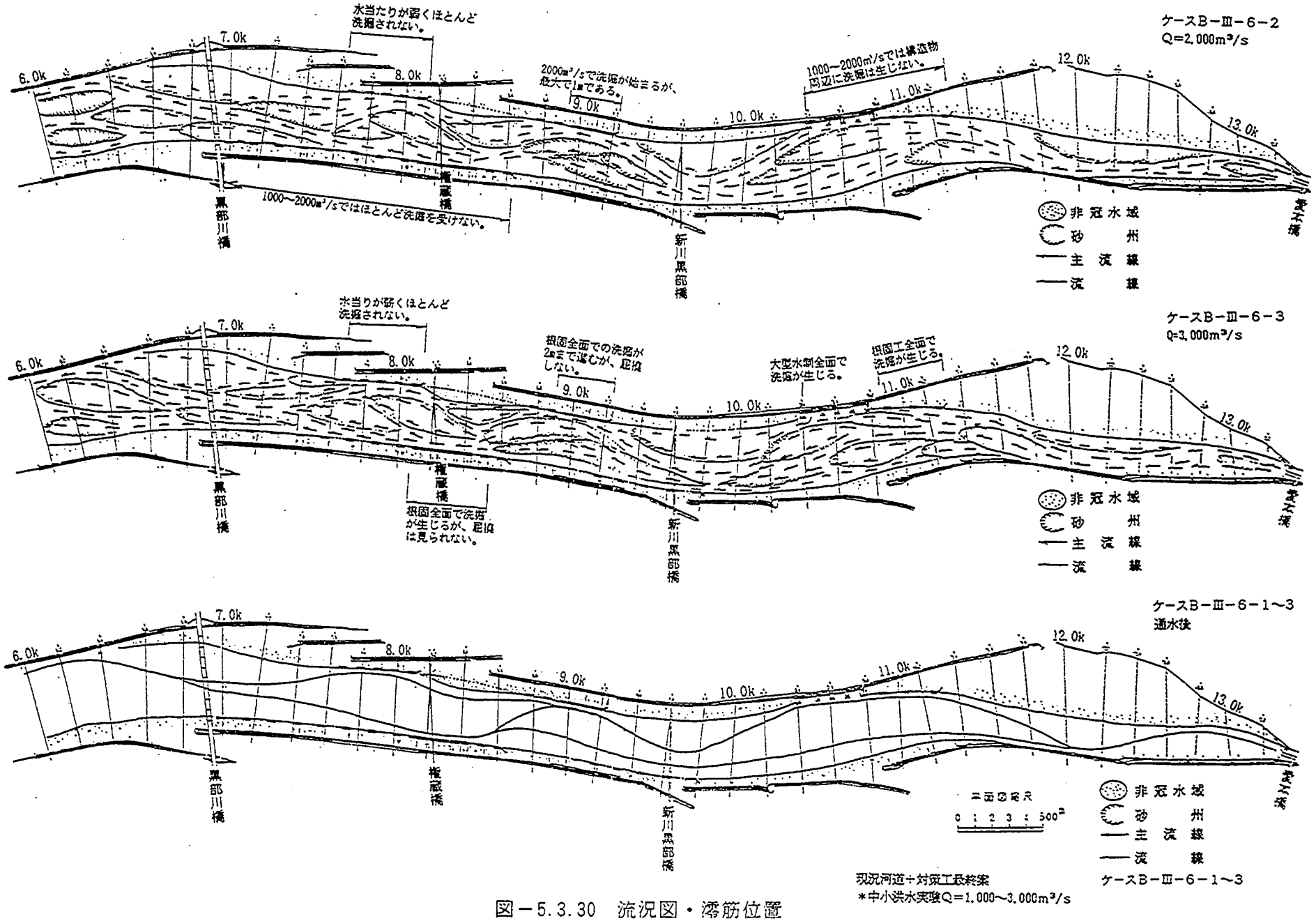
図－5.3.29(3)　水位・河床縦断図（ケースB－Ⅲ－6－3, Q＝3,000㎥/s）



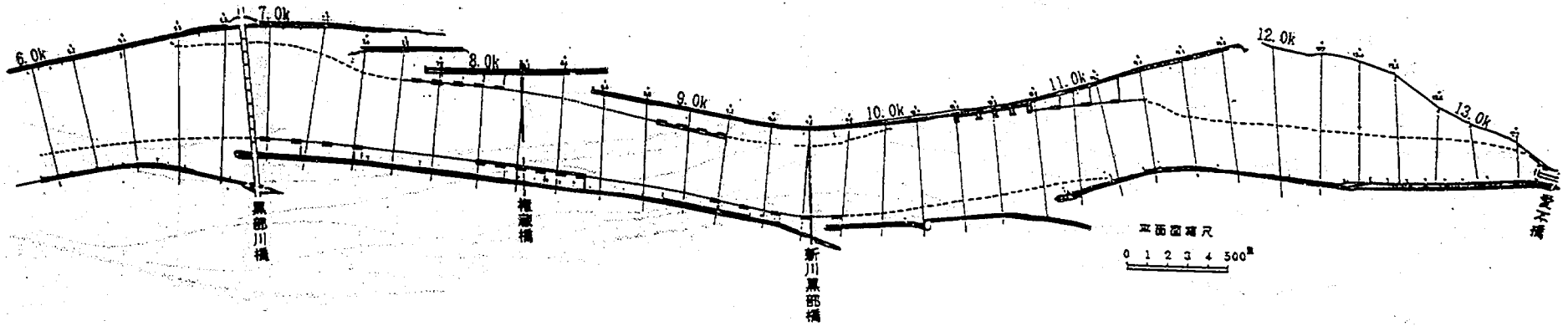
写真－5.11　3,000㎥/s通水時の流況（現況河道＋対策工実験：ケースＢ－Ⅲ－6－3）

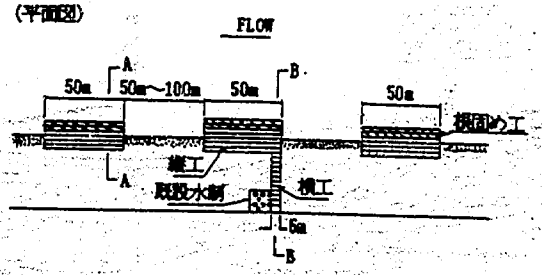


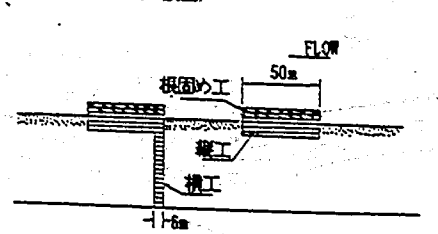
写真－5.12　通水後の河床状況（現況河道＋対策工実験：ケースＢ－Ⅲ－6）



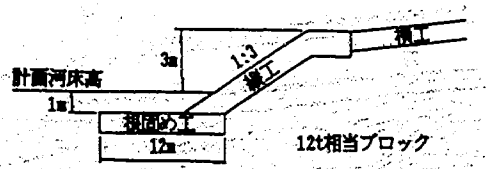
図－5.3.30　流況図・澪筋位置

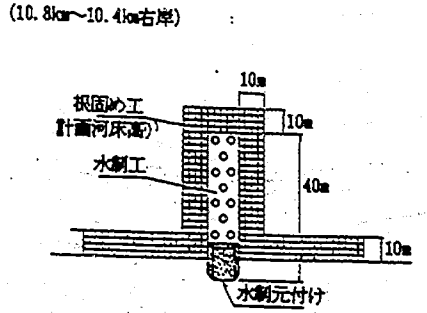






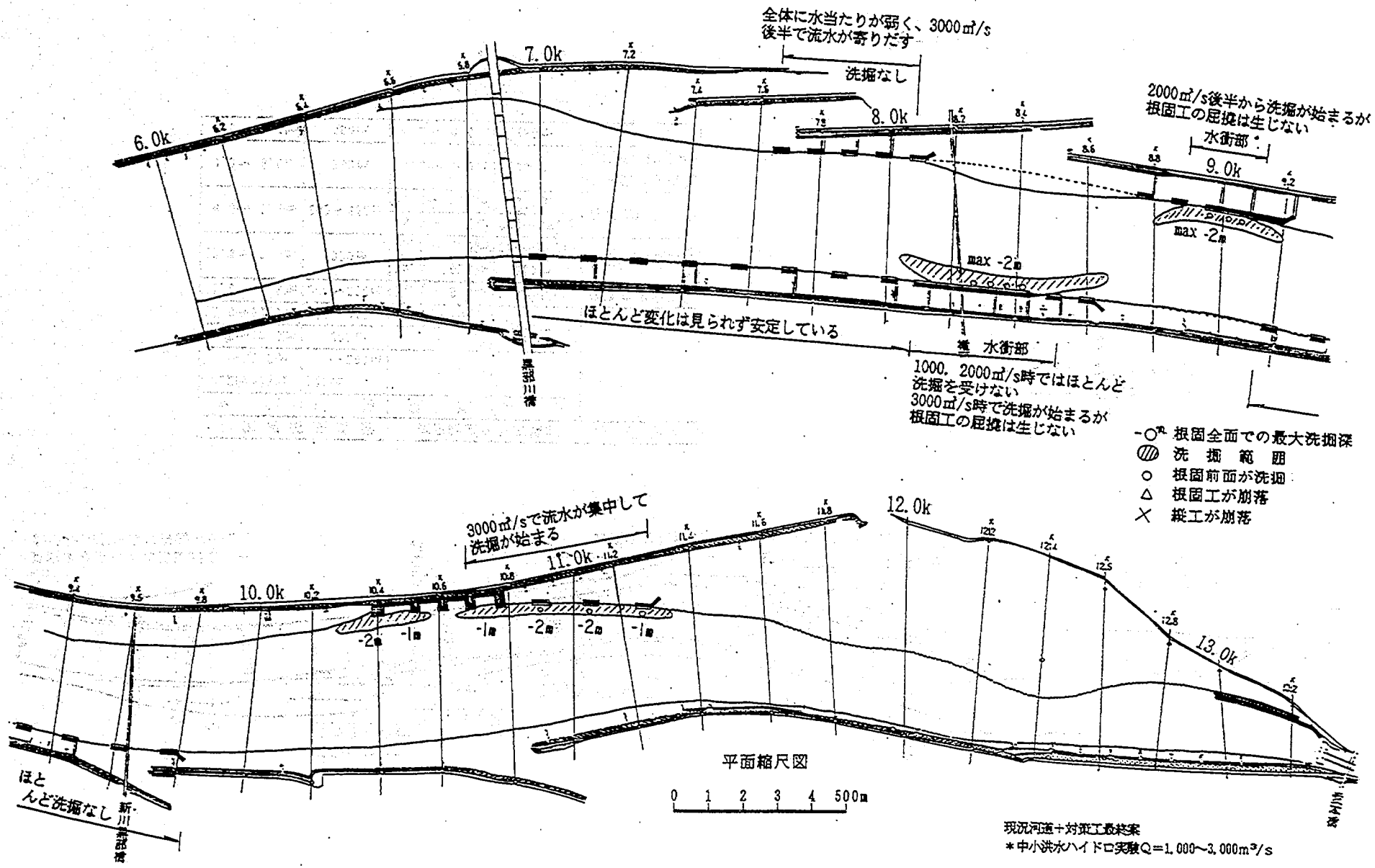
縦工まき止め構造図



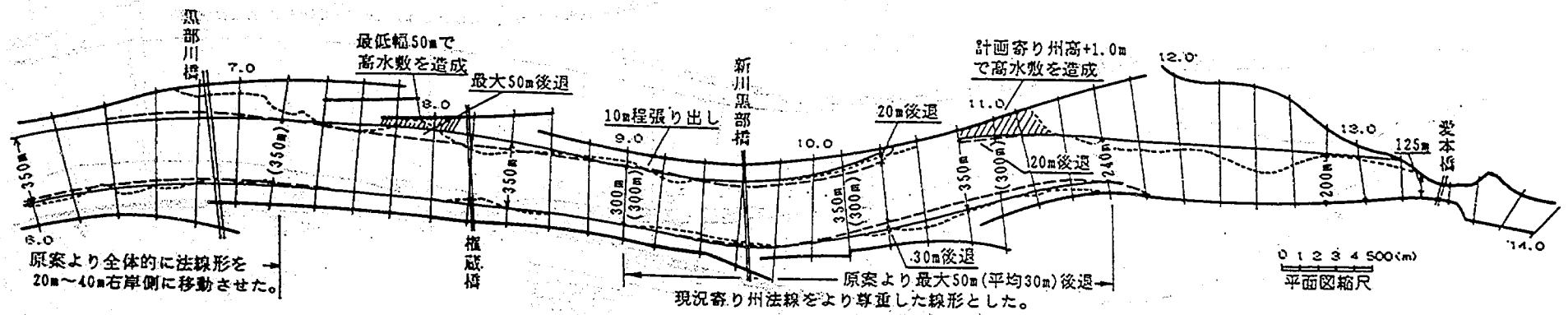


水制構造図 (水衝部対策)

図－5.3.31　縦工配置図



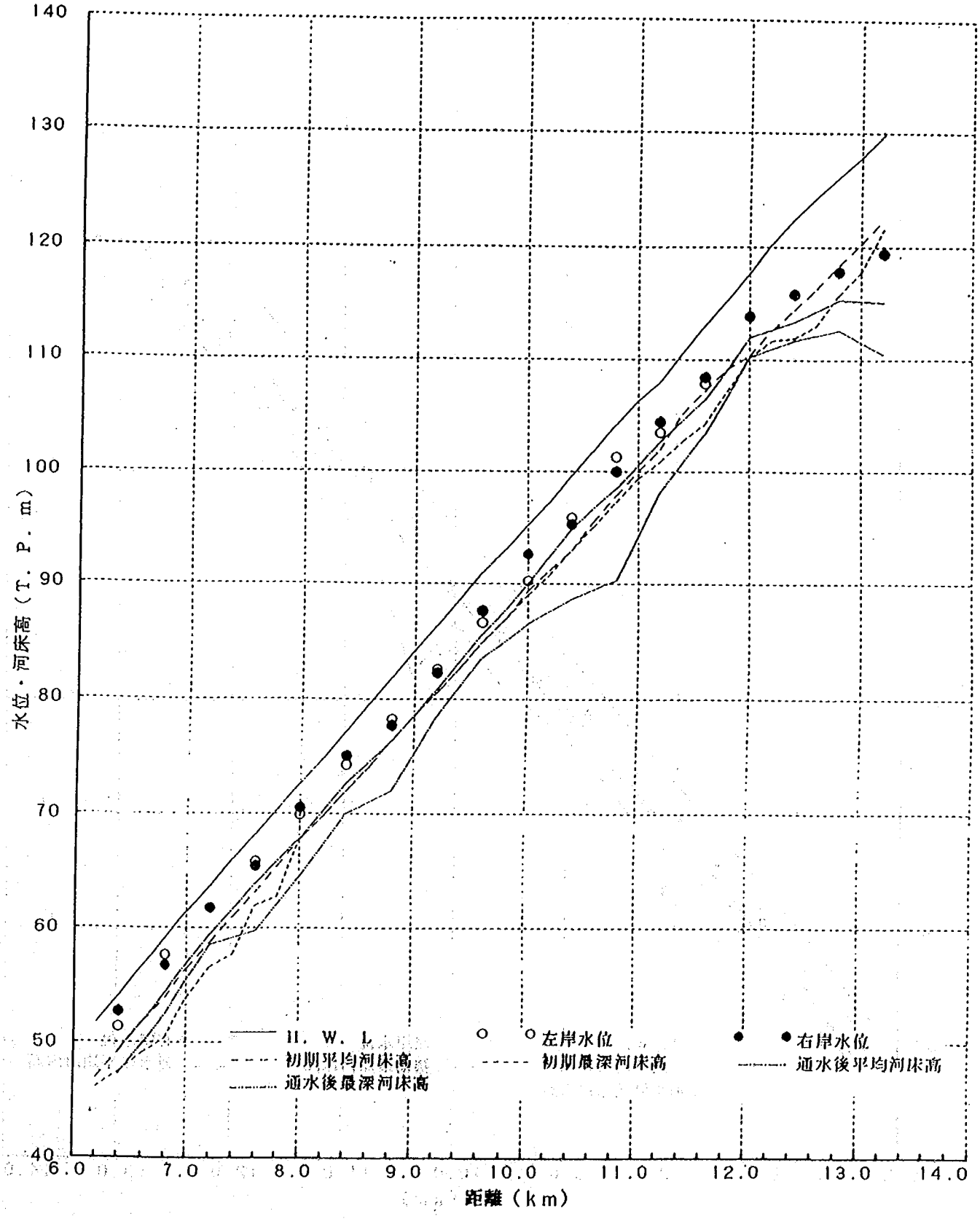
図－5.3.32　河床変化状況図



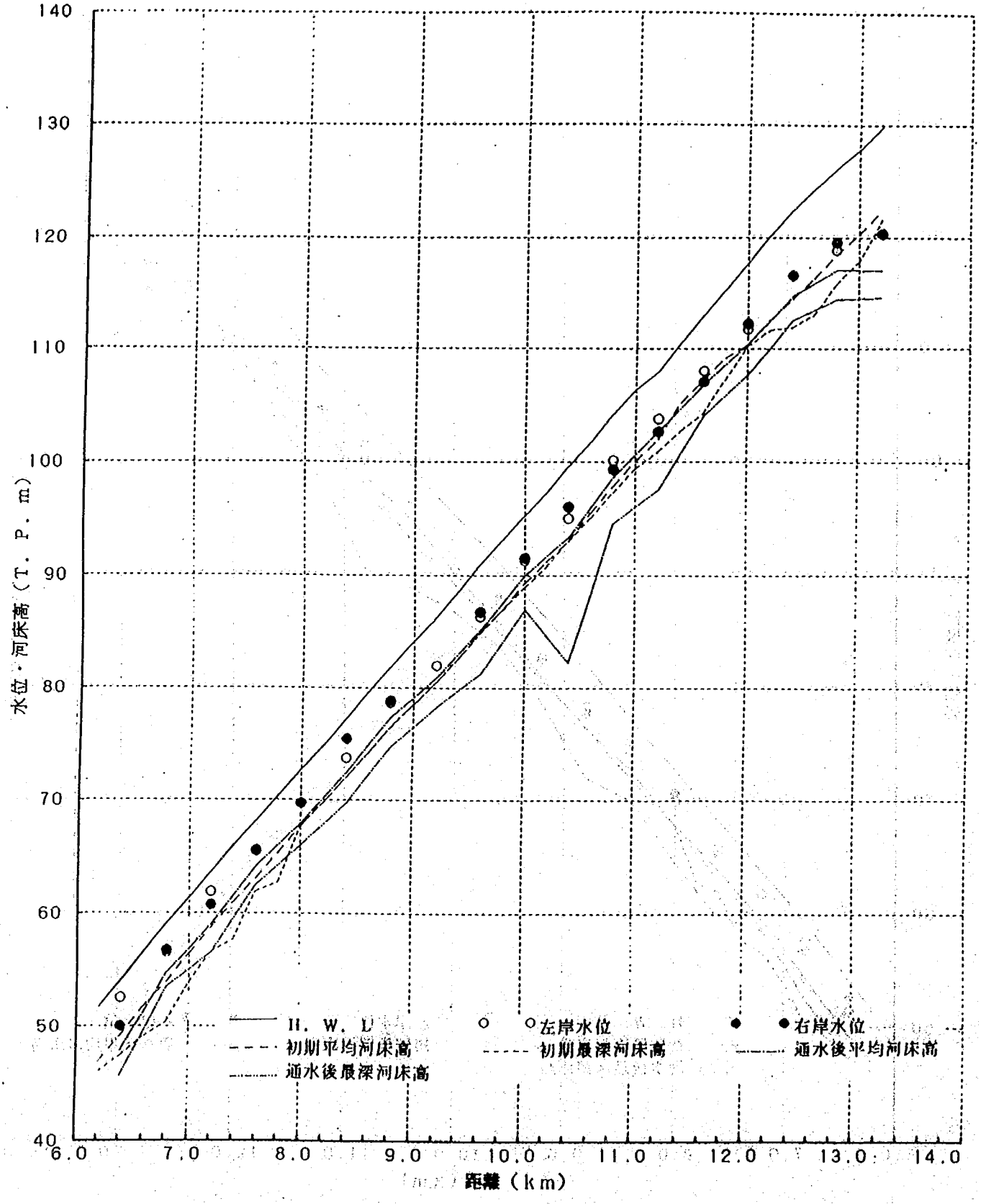
計画河道法線形		修正計画河道法線形		修正箇所
区間	川幅	区間	川幅	
13.2km+110m ～12.8km	125m ～200m	〃	〃	
12.8～12.6km	200m	〃	〃	
12.6～11.6km	200～240m	〃	〃	
11.6～10.8km	240～300m	11.6～10.8km	240～350m	右岸法線形後退
10.8～ 9.0km	300m	10.8～10.2km	350m	左岸法線形後退
		10.2～ 9.0km	350～300m	
9.0～ 7.2km	300～350m	9.0～ 8.4km	300～350m	右岸法線形後退
		8.4～ 7.2km	350m	
7.2～ 6.0km	350m	7.2～ 6.0km	350m	全体的に法線形を右岸側に移動
6.0～ 0.0km	350m	6.0～ 0.0km	350m	

------ 現況寄り州ライン
---- 計画河道法線形
—— 修正計画河道法線形

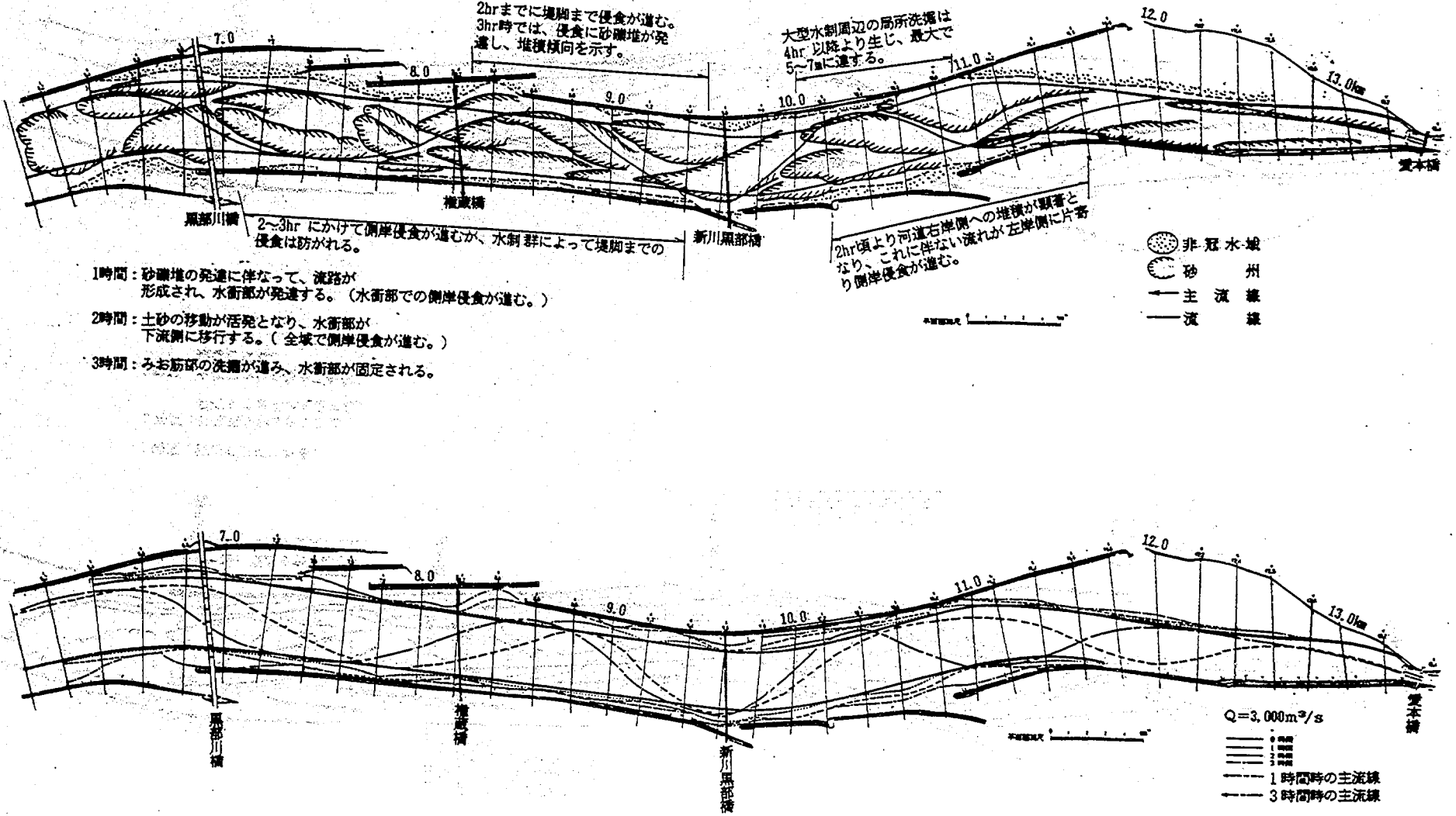
図－5..4.1　計画河道法線形状図



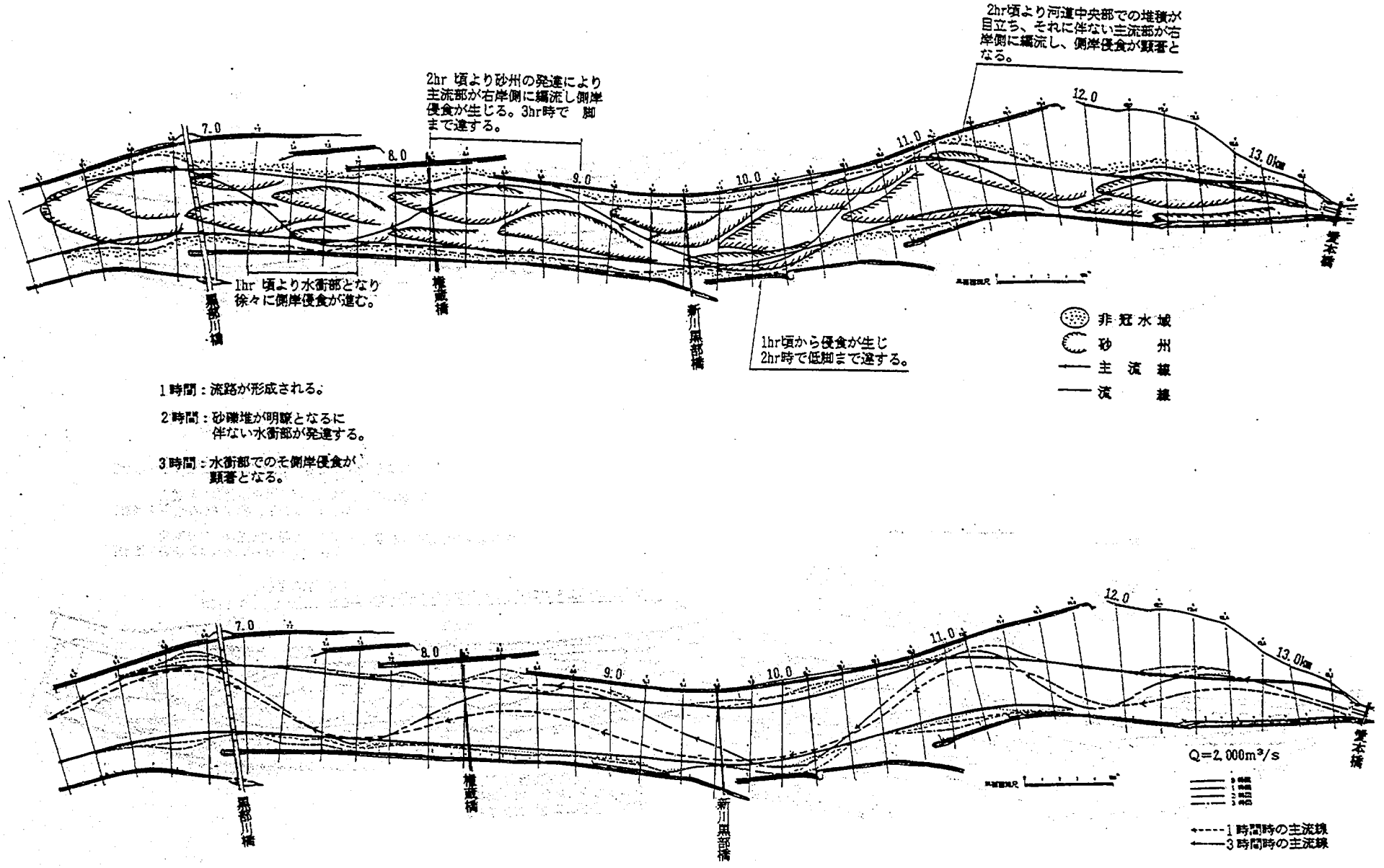
図－5.4.2　水位・河床縦断図（ケースA－Ⅳ－1，Q＝3,000m³/s）



図－5.4.3　水位・河床縦断図（ケースA－Ⅳ－2, Q＝2,000㎥/s）



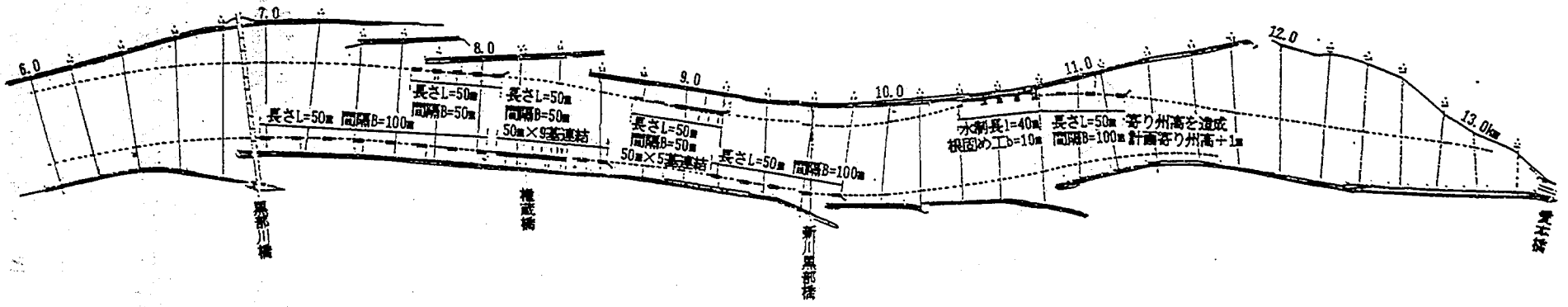
図－5.4.4　流況および河岸侵食状況図（ケースA－Ⅳ－1）

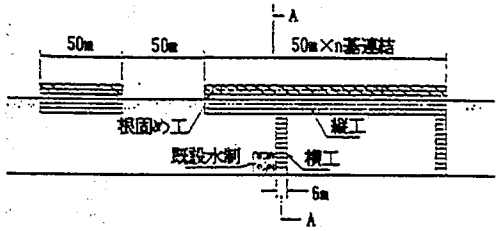


図－5.4.5　流況および河岸侵食状況図（ケースA－Ⅳ－2）

縦工配置案４

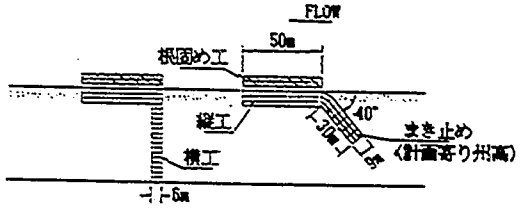
低水路掘削河道＋対策工



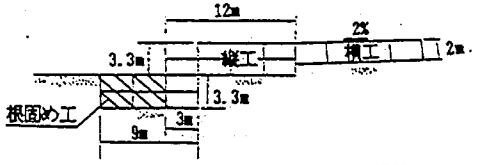


・連結地点：8.4km～8.0km左岸450m
9.2km～9.0km右岸250m

（各縦工群の上流端に設置）



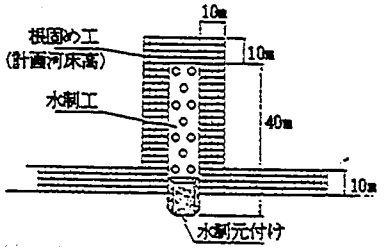
縦工まき止め構造図



・水当りが激しい地点の根固め工を２層とする

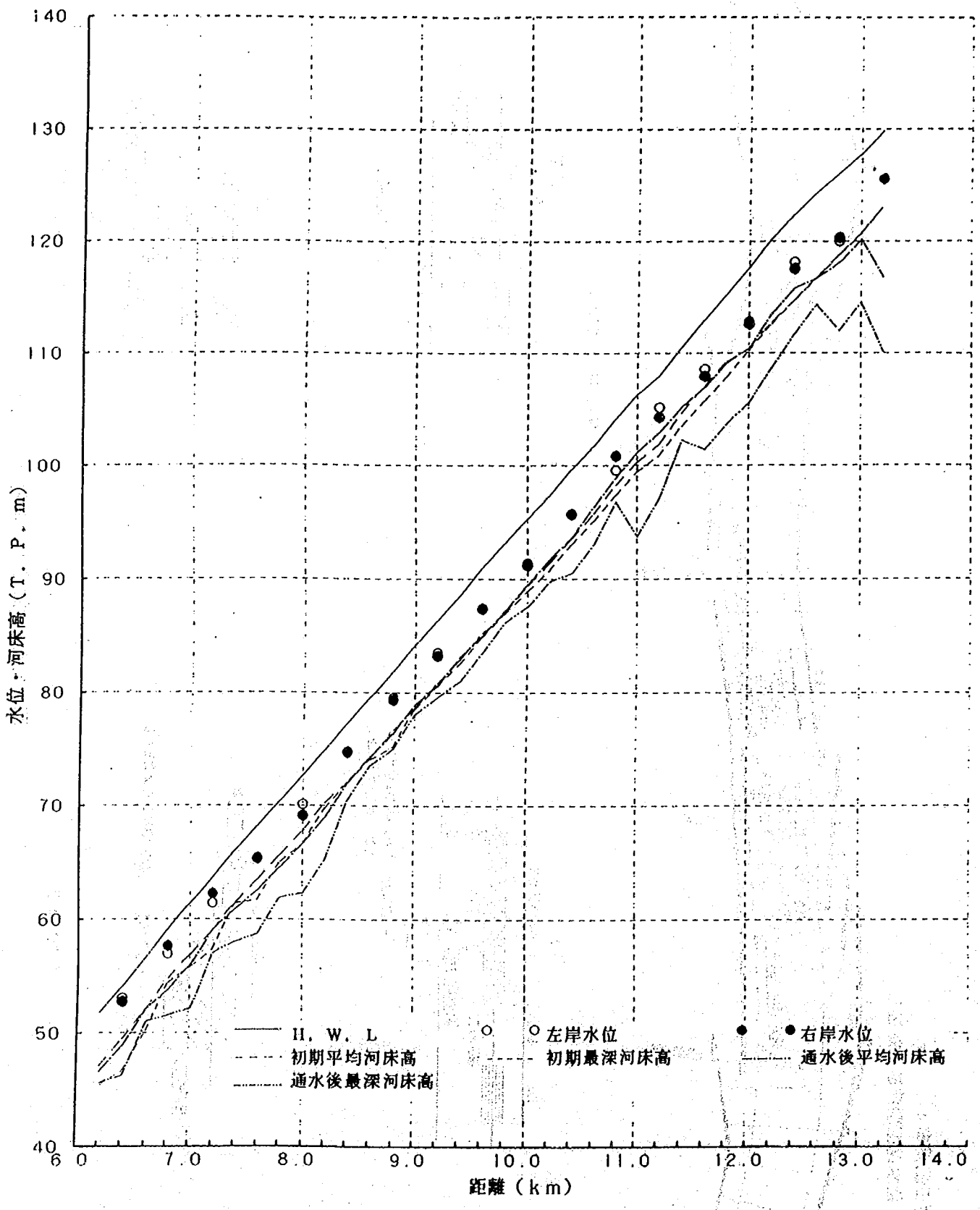
縦工横断図

（10.8km～10.4km右岸）



水制工構造図（水衝部対策）

図－5.4.6　対策工の配置・構造図



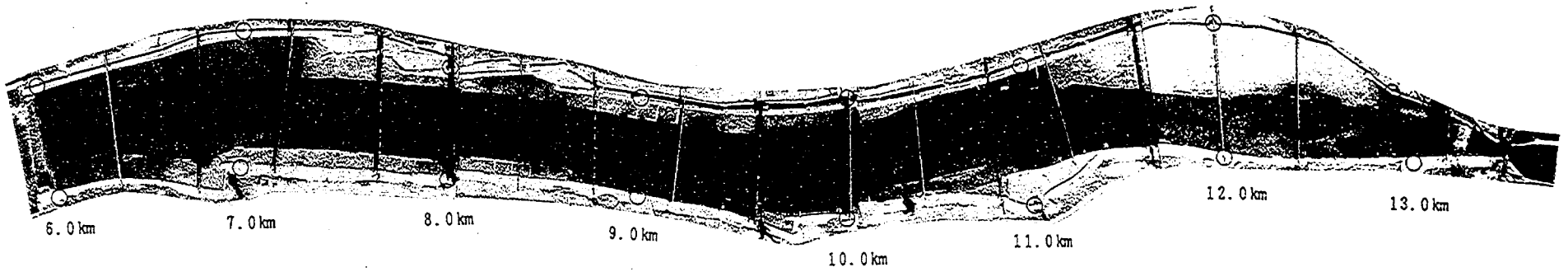
図－5.4.7　水位・河床縦断図（ケースB－Ⅳ－1，Q=6,200m³/s）



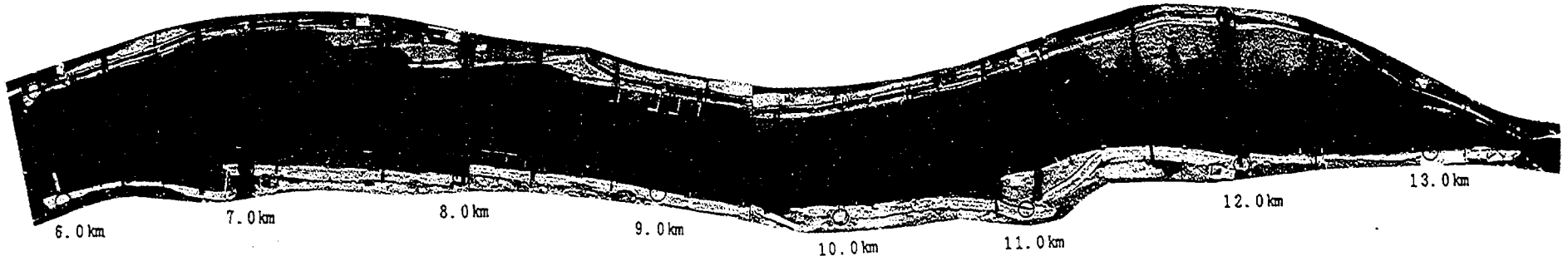
写真－5.13　計画高水ハイドロピーク時の流況
（計画河道実験：ケースＢ－Ⅳ－1）



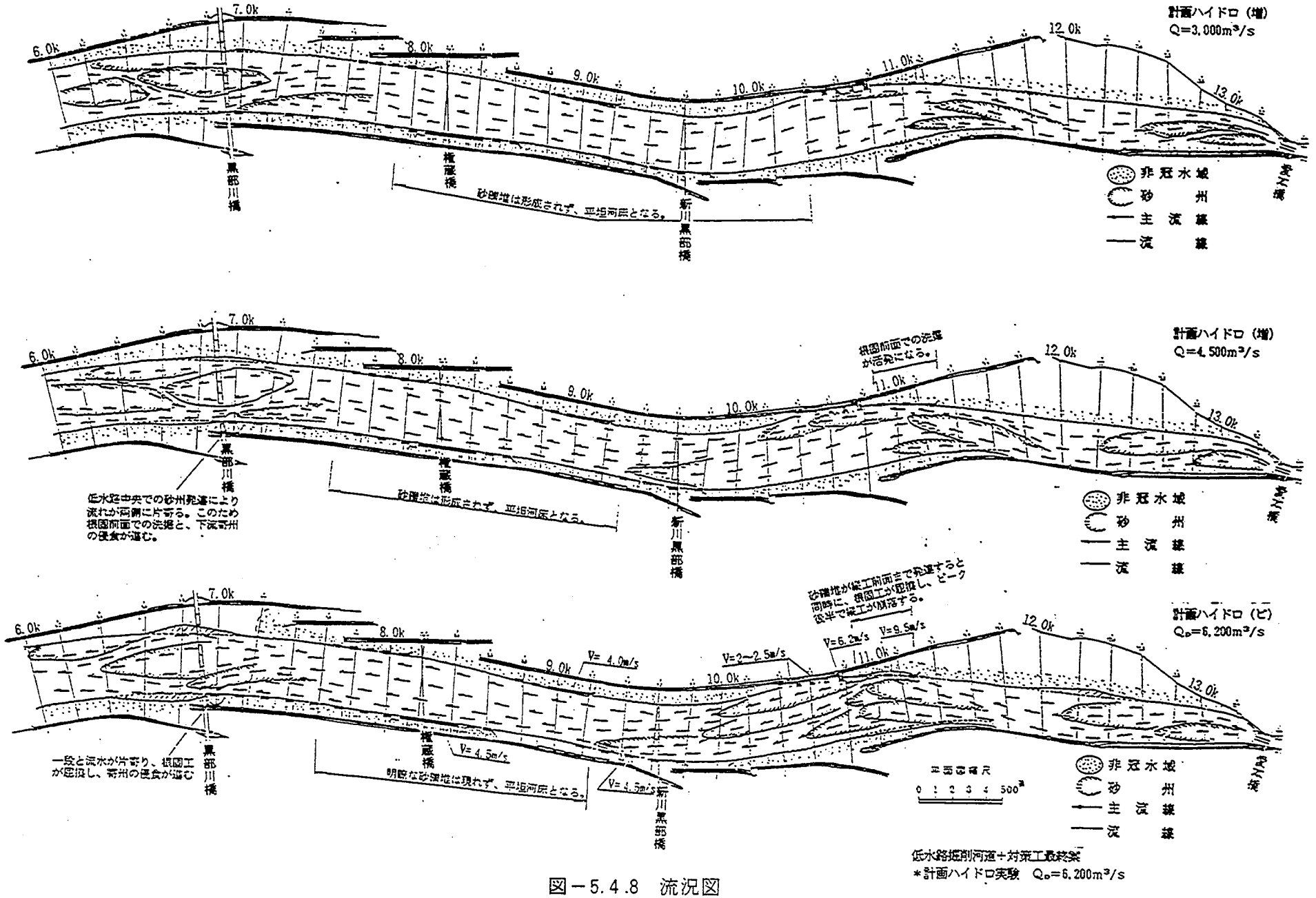
写真－5.14　計画高水ハイドロ通水後の河床状況
（計画河道実験：ケースＢ－Ⅳ－1）



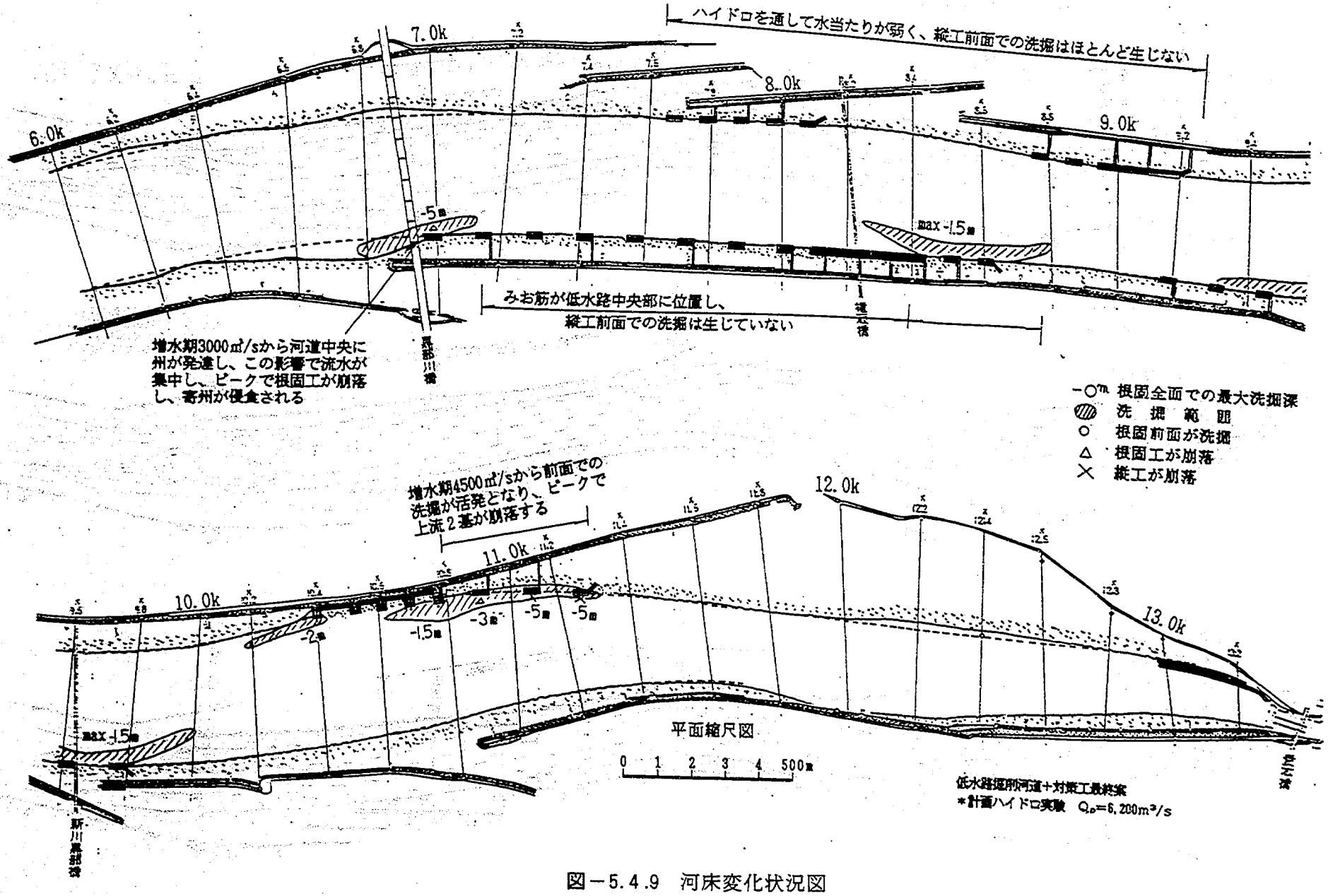
写真－5.15　計画高水ハイドロピーク時の流況（計画河道実験：ケースＢ－Ⅳ－1）



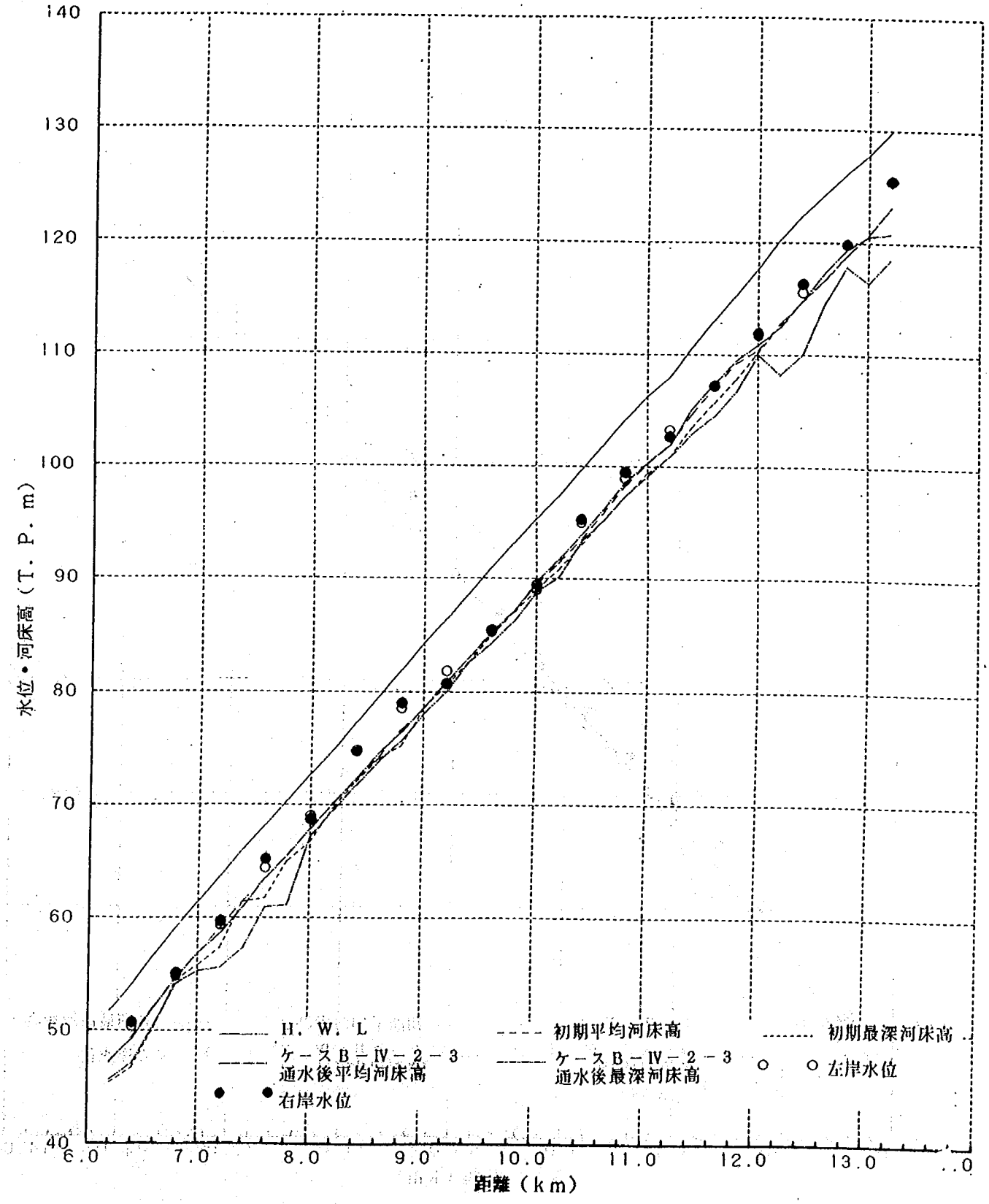
写真－5.16　計画高水ハイドロ通水後の河床状況（計画河道実験：ケースＢ－Ⅳ－1）


計画ハイドロ（増）
Q=3,000m³/s
6.0k
7.0k
8.0k
9.0k
10.0k
11.0k
12.0k
13.0k
黒部川橋
権蔵橋
新川黒部橋
砂礫堆は形成されず、平坦河床となる。
非冠水域
砂州
主流線
流線
計画ハイドロ（増）
Q=4,500m³/s
根固前面での洗掘が活発になる。
低水路中央での砂州発達により流れが両側に片寄る。このため根固前面での洗掘と、下流寄州の侵食が進む。
砂礫堆は形成されず、平坦河床となる。
計画ハイドロ（ピ）
Qp=6,200m³/s
砂礫堆が堤工前面まで発達すると同時に、根固工が屈撓し、後半で堤工が崩落する。
V=4.0m/s
V=2~2.5m/s
V=6.2m/s
V=6.5m/s
V=4.5m/s
V=4.5m/s
一段と流水が片寄り、根固工が屈撓し、寄州の侵食が進む
明瞭な砂礫堆は現れず、平坦河床となる。
平面図縮尺
0 1 2 3 4 500m
低水路掘削河道＋対策工最終案
＊計画ハイドロ実験 Qp=6,200m³/s

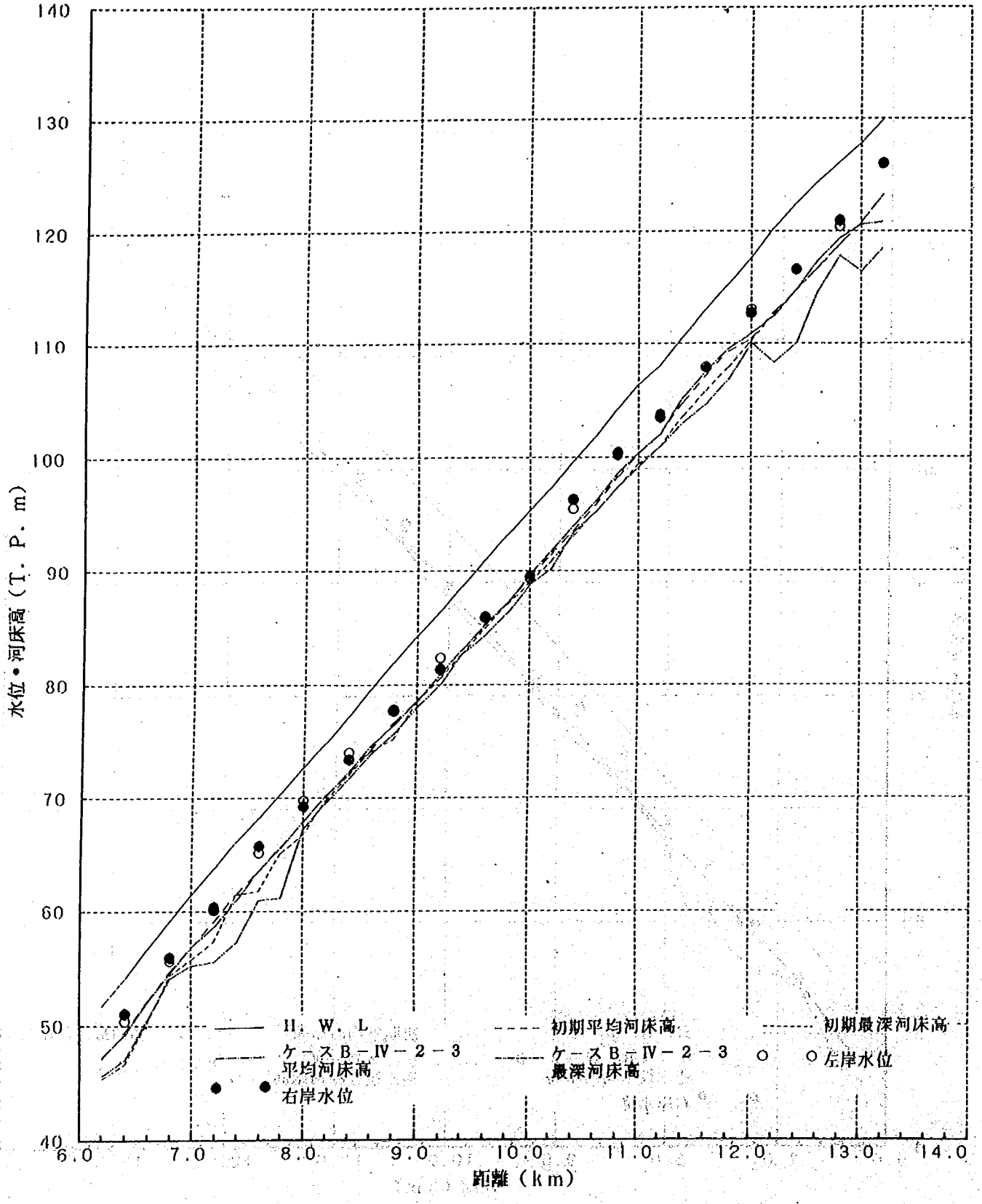
図－5.4.8　流況図



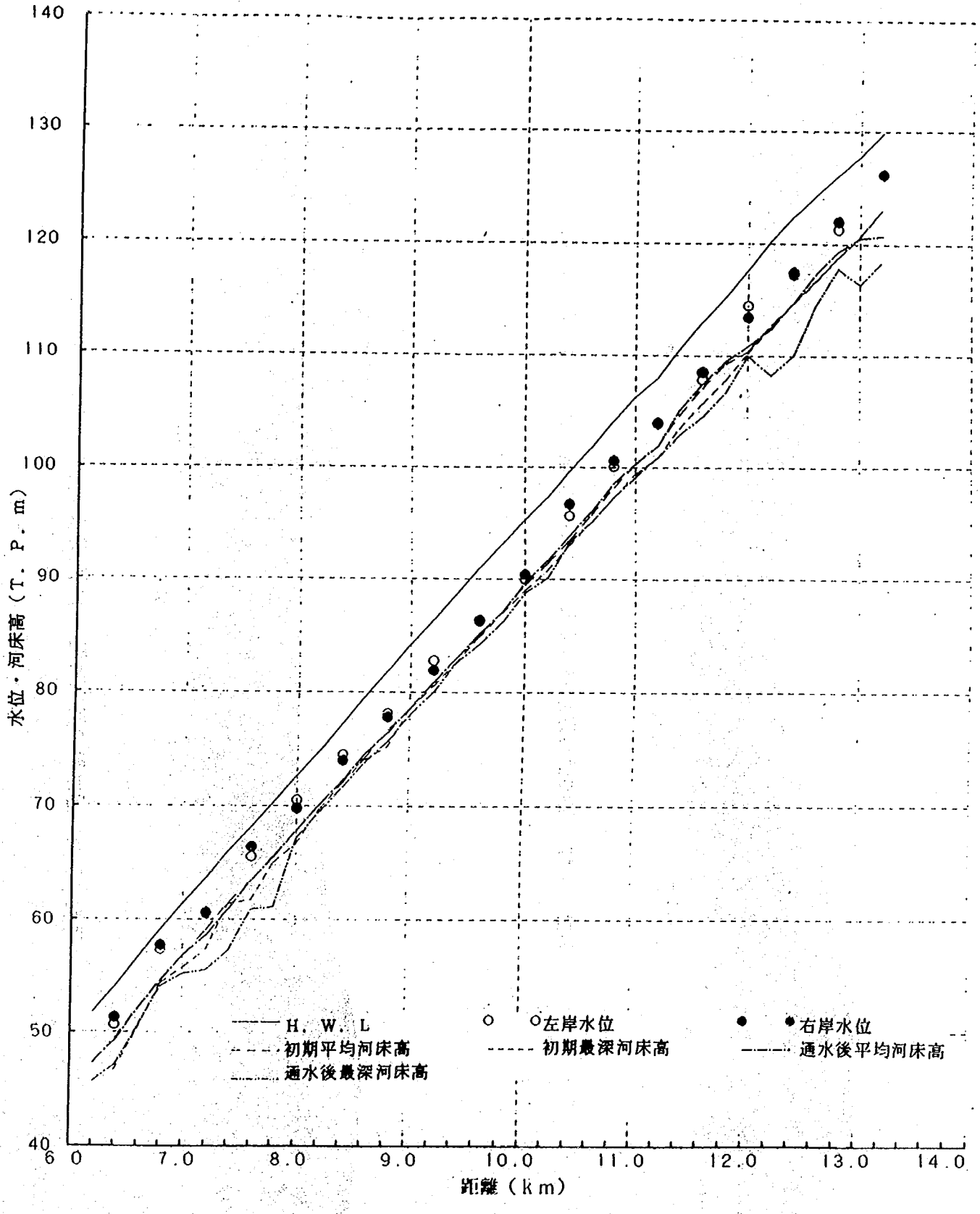
図－5.4.9　河床変化状況図



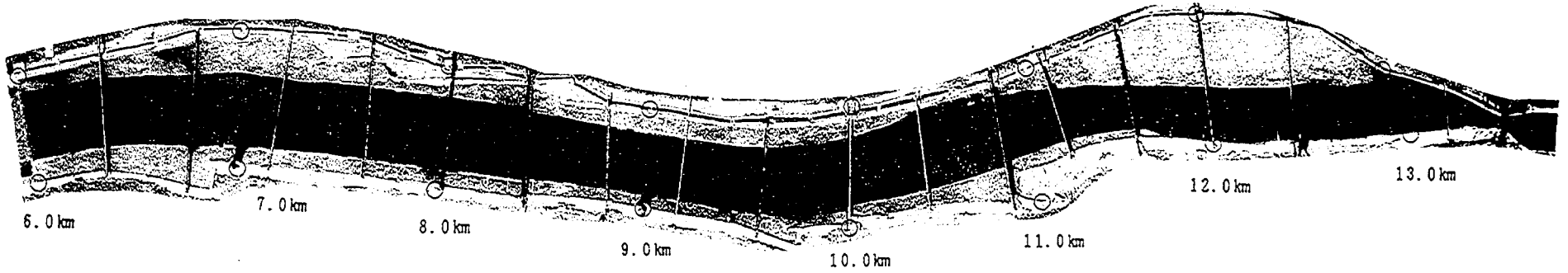
図－5.4.10(1) 水位・河床縦断図（ケースB－Ⅳ－2－1, Q＝1,000㎥/s）



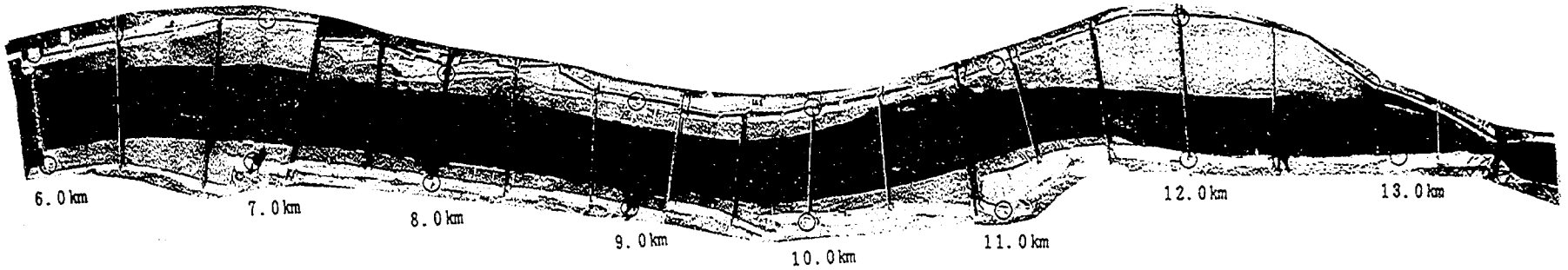
図－5.4.10(2) 水位・河床縦断図（ケースB－Ⅳ－2－2, Q＝2,000㎥/s）



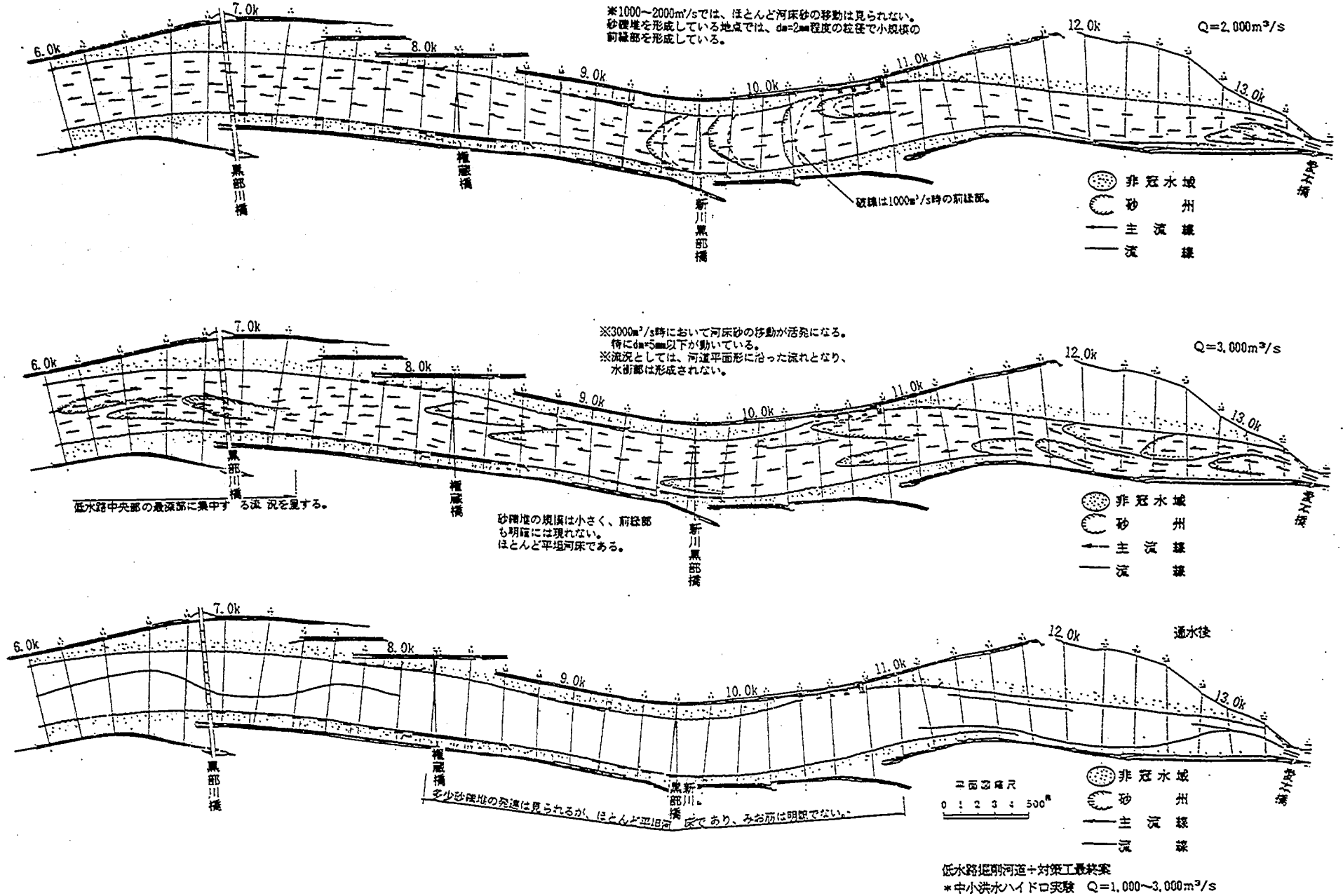
図－5.4.10(3)　水位・河床縦断図（ケースB－Ⅳ－2－3, Q=3,000㎥/s）



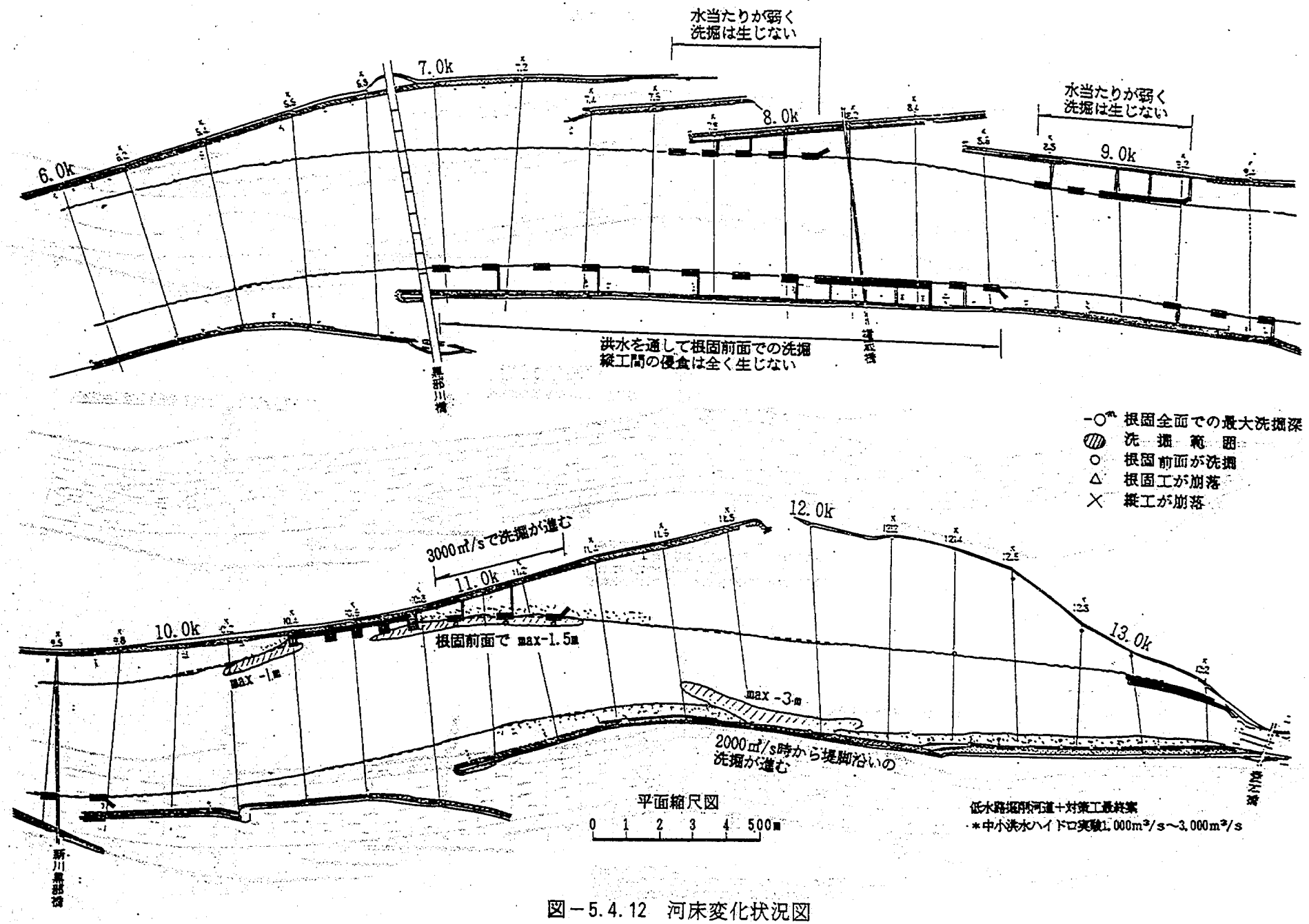
写真－5.17　3,000㎥/s通水時の流況（計画河道実験：ケースＢ－Ⅳ－2－3）



写真－5.18　通水後の河床状況（計画河道実験：ケースＢ－Ⅳ－2）


※1000～2000m³/sでは、ほとんど河床砂の移動は見られない。
砂礫堆を形成している地点では、dm=2mm程度の粒径で小規模の前縁部を形成している。
Q=2,000m³/s
6.0k
7.0k
8.0k
9.0k
10.0k
11.0k
12.0k
13.0k
黒部川橋
権蔵橋
新川黒部橋
破線は1000m³/s時の前縁部。
非冠水域
砂州
主流線
流線
※3000m³/s時において河床砂の移動が活発になる。
特にdm=5mm以下が動いている。
※流況としては、河道平面形に沿った流れとなり、水衝部は形成されない。
Q=3,000m³/s
低水路中央部の最深部に集中する流況を呈する。
砂礫堆の規模は小さく、前縁部も明瞭には現れない。
ほとんど平坦河床である。
通水後
多少砂礫堆の発達は見られるが、ほとんど平坦河床であり、みお筋は明瞭でない。
平面図縮尺
0 1 2 3 4 500m
低水路掘削河道＋対策工最終案
＊中小洪水ハイドロ実験　Q=1,000～3,000m³/s

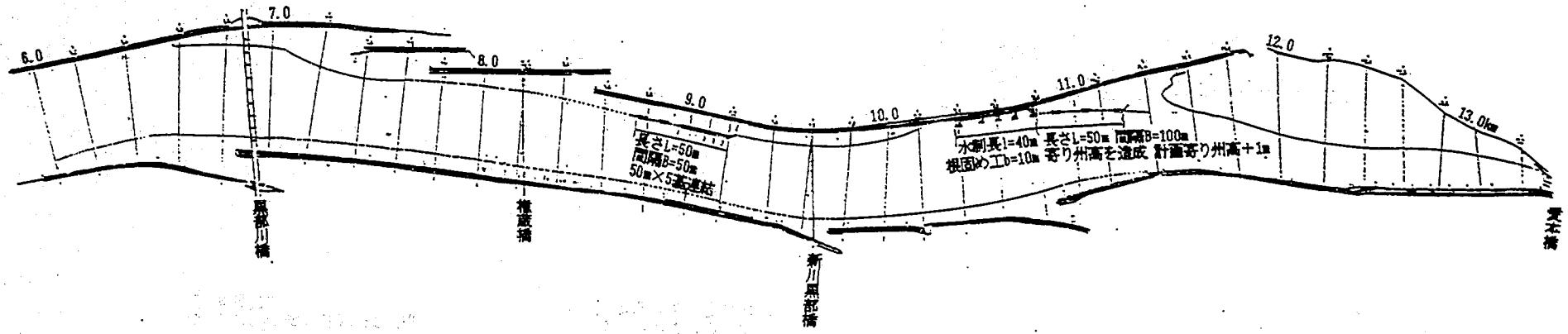
図－5.4.11　流況図

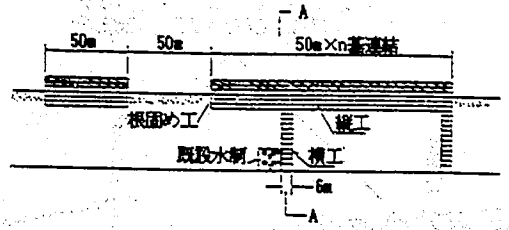


図－5.4.12　河床変化状況図

段階施工

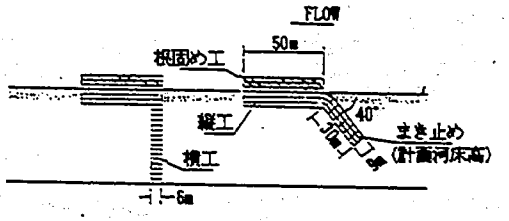
現況河道＋段階施工





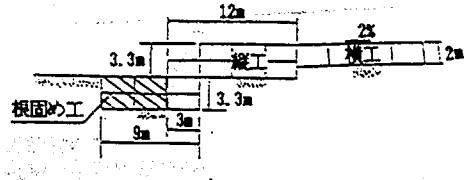
＊連結地点：8.4km～8.0km左岸450m
9.2km～9.0km右岸250m

(各縦工群の上流端に設置)



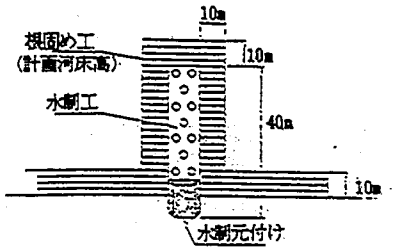
縦工まき止め構造図

(10.8km～10.4km右岸)



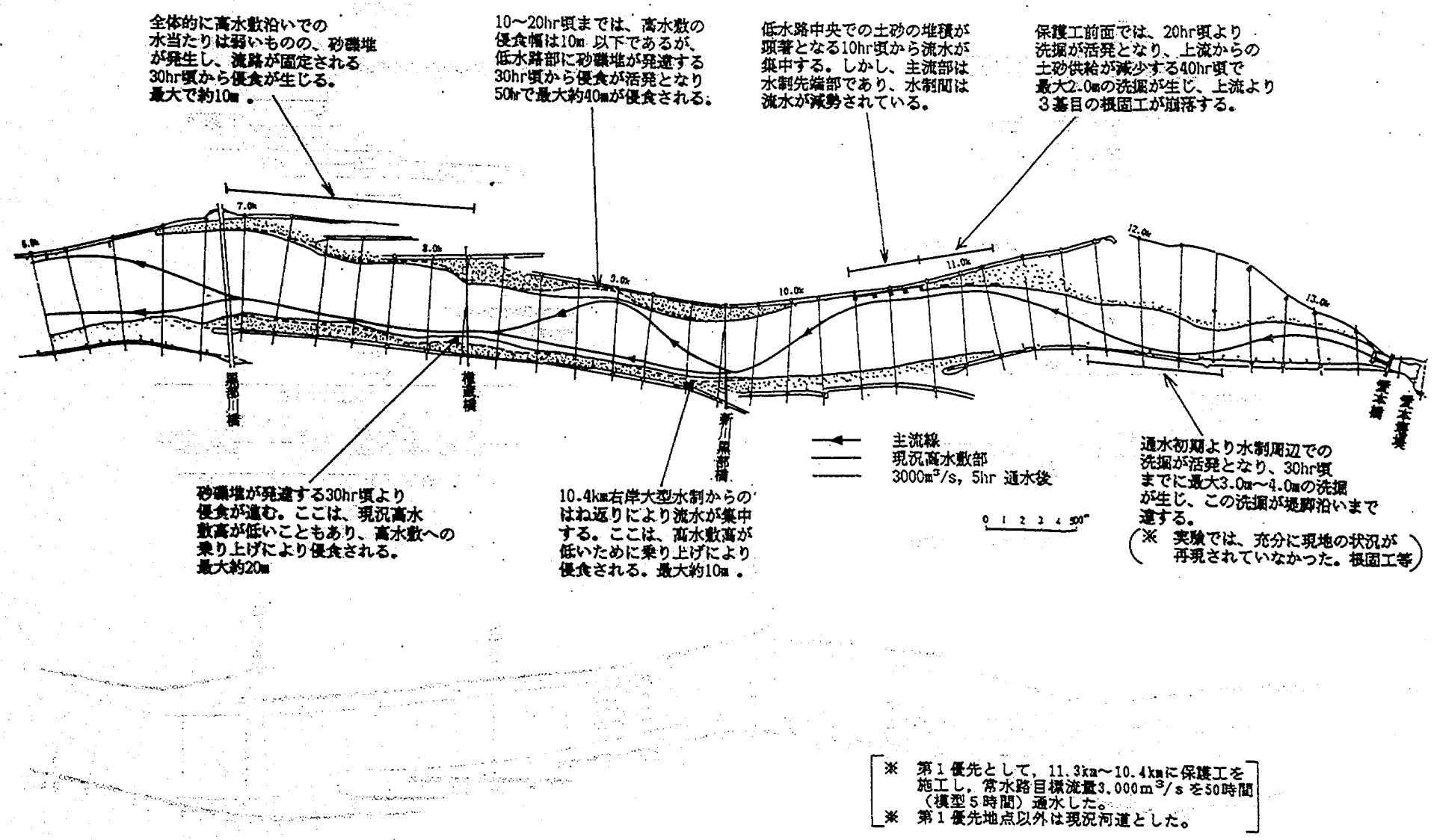
＊水当りが激しい地点の根固め工を2層とする

縦工横断図

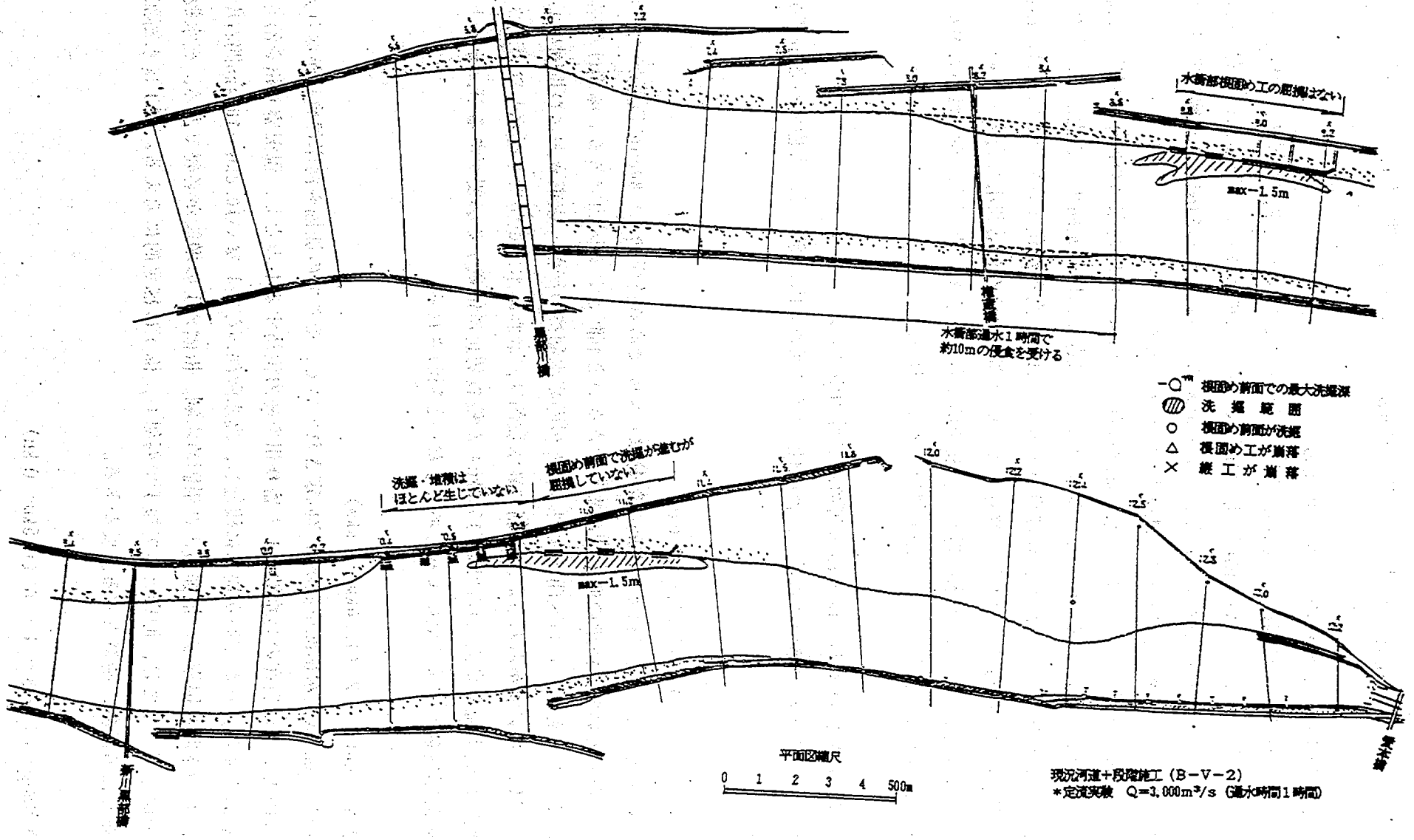


水制工構造図（水衝部対策）

図－5.5.1　対策工の配置・構造図



図－5.5.2 河岸侵食および洗掘状況図（ケースB－V－1）



図−5.5.3 河床変化状況図

第６章　黒部川０～13km区間の河道計画と河岸処理工法について

６－１　急流河川の河道処理の基本的な考え方

急流河川における被災形態は，主流が河岸に接近することによる護岸，根固め，水制等の破壊とこれに起因する堤防の決壊という側岸崩壊が主体である。このようなことから河道の安全度は，河積よりもむしろ主流の位置や安定性に依存すると考えられる。とくに勾配の急な扇状地河川では，乱流や偏流が激しく，河岸沿いの局所洗掘と側岸侵食が進行する。

水衝部が堤防に接近し，高水敷化された部分のない箇所は，平均河床高の低下に対応した護岸，根固め，水制の補強を行う必要がある。基本的には，既存の河岸侵食防止工を生かし，水制や護岸の根継ぎおよび根固め工の新設を行えば良いと考えられる。高水敷化されている箇所は，積極的にこれを堤脚保護機能を持つものとして位置付け，かつ高水敷部の有効利用を企てるため，なんらかの低水河岸保護工を行って，流水に対して侵食を防ぐものとする。ただし，高水敷が大出水時に荒れることを許容した河岸侵食防止工法で良いと考えられる。

６－２　黒部川における Segment 区分毎の河道計画の考え方

先の２－５に述べた黒部川におけるSegment区分毎の河道計画に際して，考慮すべき事項を以下に述べる。

（１）Segment１－１（13.2km～12.0km）

このSegmentは，川幅が狭く，澪筋の部分はＣ集団である粒径40cm～80cmの巨石がアーマ化され表層を覆っていて，河床の低下はあまり進まないと判断される区間である。澪筋は左岸側の堤脚部に接近しており，この区間は大型水制と根固め水制群の補強，根継ぎおよび根固め工の増設により対処する必要があろう。右岸側の高水敷部は，計画高水流量時でも冠水しない高さである。愛本狭窄部直下流右岸側（13.2km～13.0km）が侵食防止に留意する必要があるが，その下流の高水敷の河岸侵食は実験結果によるとあまりないと判断される。

（２）Segment１－２（12.0km～6.5km）

このSegmentは，水衝部位置がほぼ固定されていて，そこでの洗掘や河岸侵食はかなり大きい。河道計画としては現在の高水敷化した寄り州を極力維持するものとし，現況寄り州を滑らかに結んだ線形とする。なお澪筋が堤防に接近し，高水敷部が存在しない10.8km～10.4km間右岸については，大型水制の根継ぎ，補強および根固め水制，根固め工の増設が必要である。高水敷（寄り州）の保護工としては，原則として縦工で対処し，横工は補足的に考える。縦工は水衝部の洗掘に対処し得る配置，構造とする必要がある。

（３）Segment１－３～１－５（6.5km～０km）

このSegmentは，上流のSegment１－２に存在した粒径40cm以上の巨石はほとんど見られなくなる。粒径約20cmの粒径集団と５～７cmの粒径集団が主となり，洪水時の掃流力も小さくなる。したがって，この区間の河床高は，現在安定傾向であるが，上流からの土砂流出量が多ければ堆積する空間である。また川幅が拡く，多列砂州が形成されるため，水衝部位置が固定されているとは言えない。よって，この区間の河道は，当面澪筋の接岸している範囲に低水護岸，根固め工を施工し，最終的に連続とする。ただし，水衝部が堤防に接近し，昭和44年洪水時に破堤した経緯のある6.4km～5.7km間右岸側については，大型水制および根固め工によって補強，増設する必要があろう。なお，先の３－２に述べたように現河川の根固め工コンクリートブロックは，Segment１－１，１－２の12tonに対し，このSegmentは，8tonブロックが用いられていて，掃流力に対応したブロック重量となっていることから，同じブロック重量を適用すれば良いと考えられる。

６－３　縦断計画

（１）計画高水位

計画高水位は，現在の工事実施基本計画（昭和50年３月）で決定されたものをそのまま踏襲する。

（２）河床高

計画河床高は，以下の点を考慮して表－6.1のように決定されている。

・計画高水流量（6,200m³/s）を所定の計画高水位以下で流下し得ること。

・愛本狭窄部低水路河床高（T.P.124.26m）と落差なしで接合する。

・現況河道を重視した横断形状とし，高水敷（寄り州）部を保護することにより，常水路の形成を図る。

・常水路満杯流量は3,000m³/sとし，計画高水敷高を計画河床高＋３mとする。

なお，河口部河道は，計画河床高を維持することは難しい。河口部河道を掘削した場合，河口砂州の河道内への侵入，汀線の後退や周辺の海浜変形への影響等の問題が生じるため，掘削しないものとする。

表－6.1　計画高水位，河床高と勾配

区　　間	計画高水位 (T.P.m)	河床高 (T.P.m)	計画高水および河床勾配
0.0 ～ 1.0km	2.6 ～ 7.7	-1.9 ～ 3.2	1/200
1.0 ～ 2.6km	7.7 ～ 18.5	3.2 ～ 14.0	1/143
2.6 ～ 4.0km	18.5 ～ 29.5	14.0 ～ 25.0	1/122
4.0 ～ 5.4km	29.5 ～ 42.8	25.0 ～ 38.3	1/105
5.4 ～ 6.6km	42.8 ～ 56.7	—	1/95
6.6 ～ 7.8km	56.7 ～ 70.4	—	1/92.5
7.8 ～ 13.2km+110m	70.4 ～ 132.02	—	1/90.3
5.4 ～ 13.2km+110m	—	38.3 ～ 124.26	1/95

6－4　平面計画

常水路法線形は，自然が形成する洪水主流線に沿った線形とし，現況高水敷（寄り州）部を大幅にカットしたり，張り出したりせず，できるだけ滑らかな法線形とした。実験結果等から得られたこれらの常水路法線形を図－6.1に，常水路底幅を表－6.2に示す。なお，法線形の設定に対しては次のことを配慮した。

・局所洗掘および河岸侵食を軽減させる。
・過去の対策や現在の河状を尊重し，水衝部をなるべく固定した方が得策である。
・既設の水制，根固め工を利用する。
・工事費を軽減する。

表－6.2　各河道区間の常水路底幅

区　　間	常水路川幅	区　　間	常水路川幅
13.2km＋110m～12.8km	125m～200m	10.8km～10.2km	350m
12.8km～12.6km	200m	10.2km～ 9.0km	350m～300m
12.6km～11.6km	200m～240m	9.0km～ 8.4km	300m～350m
11.6km～10.8km	240m～350m	8.4km～　0km	350m

6－5　河岸処理工法

高水敷（寄り州）保護のための河岸処理工法としては，側岸侵食に対処する縦工と，高水敷上の洗掘に対処する横工を組合せて高水敷の維持を図るものとする。縦工の配置間隔は，砂州形状が河岸侵食量に大きく影響することから，この砂州波長を1/4～1/6に分断するように縦工を配置して河岸侵食を防止することにした。したがって，縦工位置の間隔は，現地の砂州波長が約600mであることから100m～150mとなる。さらに縦工の長さは，小流量時の偏流や整流効果等を考慮し，縦工間隔によって決まる侵食量の約4倍程度とした。すなわち縦工間隔を100mとしたときの侵食量が実験結果では約12m程度であることから，縦工の長さを50mで配置することを標準とし，水衝部における河岸侵食が激しい区間は，補足資料の縦工配置諸元の基礎実験結果も踏まえ，間隔等を狭くして配置することとした。構造については，異型ブロック層積み（12ton）を基本とし，施工性，経済性，親水性，景観等にも配慮して詳細構造を決定するものとする。横工については，縦工と堤脚を結ぶ横断方向の保護工として，高水敷上への流水の乗り上げによる洗掘防止のために配置するものであり，現在の水制位置をできるだけ利用する方針とする。

なお，補足資料（付－2）で述べてあるように，縦工長ℓ_Tの長さの考え方は十分に確立されていない。ℓ_Tが長ければ確実に守れる河岸長が長くなるが，ℓ_Tが長くなるほどコストが高くなる。

縦工部の最上流端は，河岸に入り込んだ流水が低水路側へ戻る所であり，構造物周りの流れの角の所に相当し，ここで流水は水面変化や流速の変化が生じる。この流れの急変が河岸に影響を与える区間を縦工部の最小必要長さとするという考えは一つの考え方であろう。この長さについては十

分な検討がなされておらず，明確なことは言えないが，水制周りの洗掘孔の大きさ，水制工周りの根固め範囲の実態より，平均年最大流量時の低水路の平均水深の15倍程度（砂州のよる澪部の水深H_{max}を平均年最大流量時の平均水深H_mの2.5倍程度，洗掘孔の深さはH_{max}の３倍とし，洗掘孔の範囲はその２倍の円弧状として仮定した。かなり安全側の評価と判断される。）以上は必要であろう。また，縦工部は短くしても，横工（巻き込み部を横工とする）を主とし，先端部の洗掘に十分に耐える横工および根固めを周囲に十分な範囲に設置するという考えもある。縦工の上流部に設ける巻き込み部の長さは，巻き込み工の先端の位置を予想最大侵食量ΔＹ（付－２の（２－５）式より求まる）より堤防側とすることとする。

巻き込み部の角度は緩い方が縦工上流部の流速の低減，洗掘の防止に好ましいが，長くなり，コストが高くなるので，根固めを十分に行う場合は，河岸法線形に対して直角，あるいは隅角部を円弧状，あるい45° 程度の角度とすれば良いであろう。

いっぽう，水衝部が堤防に接近していて，高水敷部が存在しない区間は，大型水制と根固め水制の補強，根継ぎおよび根固め工の増設により対処する。

以下に各区間毎の河岸処理工の配置諸元を述べる（図－6.1参照）。

①13.0km～11.6km左岸

この区間は水衝部が堤脚に接近しており，平均河床高の低下に対応した護岸，根固め，水制群の補強を行う必要がある。基本的には既存の河岸侵食防止工を生かし，大型水制および根固め水制群の補強，根継ぎ，根固め工の増設等を行えば良いと考えられる。

②11.3km～10.8km右岸

この区間の直下流水衝部の軽減と整流効果を得ることを目的として，高水敷保護工（縦工）を４基設置する。縦工は図－6.1に示すように，上流側の１基は長さ50mとし，その下流側の３基は長さ35mで間隔は50mとする。各縦工の上流端は，河岸侵食が縦工背後まで進行するのを阻止するため，河岸に嵌入させた構造とする必要がある。なお，この区間は縦工前面の洗掘規模が大きいので，根固め工敷高は計画河床高－2.0m以下とすることが望ましい。また，この地点は流れの集中により，洪水時の水位が高くなる傾向にあり，寄り州上への乗り上げによる洗掘が生じ易い。このため縦工背後の高水敷高は，計画寄り州高＋1.0mに造成し，かつ横工を設置することが望まれる。

③10.8km～10.4km右岸

堤脚部の水衝部対策箇所である。基本的には先の①と同様の対策を行う。既設の水制を延長し，長さ40mの大型水制６基に増強し，護岸前面および水制周囲10mを根固め工で補強する。

④10.2km～9.2km左岸

現況の寄り州法線をより尊重した線形とし，その法線形に沿って寄り州保護工（縦工）を設置

する。縦工は長さ50mの間隔100mとし，各縦工の上流端は，背後への侵食防止のため縦工，根固め工を河岸に嵌入させた構造とする（図－6.1）。縦工前面の洗掘規模は，あまり大きくないので根固め工敷高を計画河床高－1.0mとすれば良いと考えられる。

⑤9.2km～8.8km右岸

現在の寄り州法線を滑らかにした線形に沿って縦工を設置する。この区間は強い水衝部となり洗掘規模がかなり大きい。よって，縦工は先の10.3km～10.8km右岸と同じ配置構造諸元とし，上流側の1基は長さ50m，その下流側の4基は長さ35mで間隔50mに計5基配置し，根固め工敷高は計画河床高－2.0m以下とすることが望ましい。

⑥8.6km～7.0km左岸

現況の寄り州法線を滑らかにした線形に沿って先に述べたような縦工を設置する。このうち8.6km～8.0km間は，同様に強い水衝部となることから間隔を50mとし，この下流の8.0km～7.0km間は，100m間隔とする。縦工前面の洗掘規模が大きいため，根固め工敷高はこの全区間計画河床高－2.0m以下とすることが望まれる。

⑦8.2km～7.6km右岸

確保する最低の寄り州幅を50mとして高水敷を造成し，縦工は9.2km～8.8km右岸と同一諸元で，間隔50mの5基設置する。

⑧6.4kmk～5.7km右岸

高水敷部が存在しない範囲であり，水衝度は大きいと予想される。よって，既設の水制を延長し，長さ40mの大型水制7基に増強し，護岸前面および水制周囲10mを根固め工で補強する。

⑨6.0km～河口間

6.0km付近より河口間は，高水敷部が未発達な範囲であり，当面澪筋の接近している区間に低水護岸，根固め工を施工し，最終的には連続とする。低水護岸，根固め工は，現在施工されている工法で良いと考えられる。なお，澪筋の接岸している区間は以下のようである。

・5.6km～4.2km右岸
・3.6km～2.6km右岸
・2.8km～1.6km左岸
・2.0km～1.0km右岸

6－6　施工順序について

施工順序としては，水衝部を固定することによってその下流の水衝位置を変えないように上流から施工するものとする。この方針と模型実験結果に基づき，施工順序を以下のように決定した。

13.0km～11.6km間左岸側の水制群は，現在も根継ぎおよび補強工事等が行われていることから，ここを除外すると第1優先箇所は11.3km～10.4km地点右岸となる。ここでは現在高水敷部が存在せず，澪筋が堤脚沿いに接近する箇所であり，過去の洪水からも第1の水衝部となっている。このことから，この地点を第1優先箇所とし，かつ下流への流況をあまり変えないようにする必要がある。現況河道時および先の第1優先箇所を施工した後の実験結果から，河岸侵食が最も激しい地点は9.2km～8.8km間右岸であり，続いて8.6km～8.0km間左岸側の河岸侵食が激しい。よって，第2優先箇所を9.2km～8.8km間右岸，第3優先箇所を8.6km～8.0km間左岸側とし，これ以後は順次上流側から施工を行えば良いと判断される。

6－7　根固め工の敷高について

水制や縦工を維持するためには，その周囲や前面の洗掘を根固め工によって防止する必要がある。根固め工は，その敷高と洗掘深に対して，敷設幅で対処する方法と，敷高を低くして敷設幅を減ずる方法がある。急流河川における根固め工の敷高は，低い方が効果的であり，また将来河床低下が進行した場合に対処するうえからも得策である。根固め工幅は，最大洗掘深の水中安息角に見合う水平距離にある程度の余裕を見込んだ範囲とする必要がある。現地の河岸侵食箇所の底面の角度は約35°前後であることから，ここでは最大洗掘深の約2倍を必要根固め工幅にすることにした。なお，実験では，縦工前面の根固め工幅を6mとし，その敷高は計画河床高として検討した。このため水衝部となって洗掘深が大きかった箇所では，根固め工が崩落する現象が生じた。縦工設置箇所のうち，とくに洗掘規模が大きく，最大約5.0m前後の洗掘が発生した区間は，11.3km～10.8km右岸，9.2km～8.8km右岸，8.6km～7.0km間左岸側である。したがって，この区間の根固め工敷高は，敷設幅6.0mとした場合，計画河床高－2.0m以下とする必要がある。他の縦工設置箇所前面の最大洗掘深は，約3.0m前後であることから，根固め工幅を6mとし，敷高は計画河床高－1.0m以下とすれば良いであろう。

いっぽう，堤脚部の対策工である大型水制等の補強，増設箇所の根固め工は，局所洗掘深が縦工前面より大きくなることから，その敷高を最深河床高－1.0mとし，水制周囲を10m幅で敷設した検討を実施した。その結果対策効果が十分得られ，とくに問題点も生じなかった。これらの対策工は昭和50年以降の工事実施基本計画による堤防護岸根固めおよび水制の標準構造とほぼ同一である。よって先の図－3.8，3.9と同一諸元の補強，増設を行えば良いと判断される。

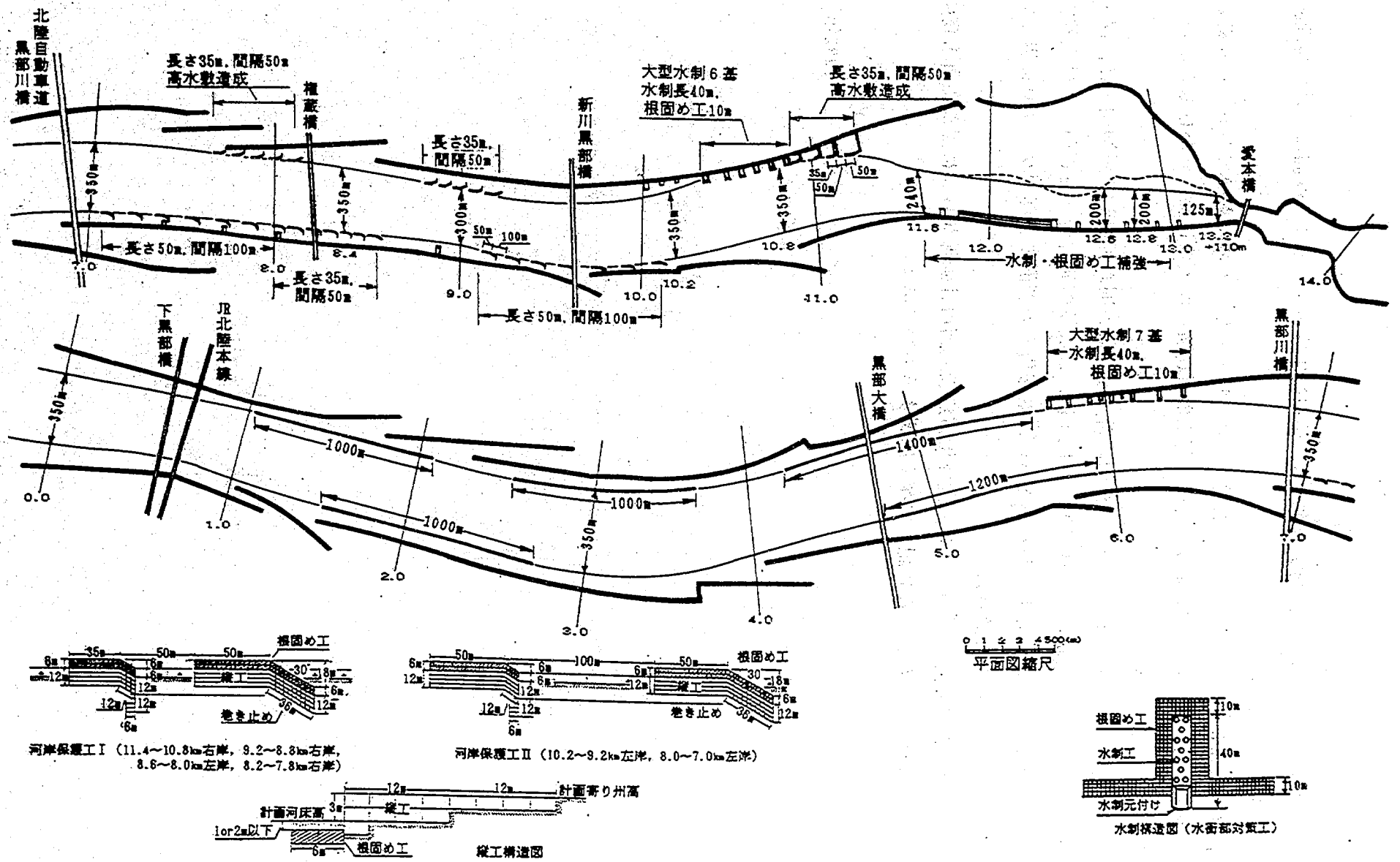
6－8　横工の役割について

横工の目的は，大出水時における高水敷上の洗掘を防止するものである。実験結果では現況河道の計画高水流量時に高水敷上が若干冠水する程度であった。よって，11.3km～10.8km間右岸の縦工

設置箇所背後を除き，高水敷上の流れによって洗掘が生じるようなことはなかった。11.0km付近右岸側は，流水の集中によって水位が高くなる傾向にあり，縦工背後に乗る流れによって侵食が生じる。したがって，この区間は計画寄り州高＋1.0mに造成したが，直下流は水衝部が堤脚部に接近していることから安全のため横工を設置した方が良いと考えられる。他の区間は，高水敷上が大出水時に荒れることを許容すればとくに必要はないと判断される。ただし，個々の縦工上流端の河岸侵食が縦工背後にまで進行しないように，上流端を河岸側に嵌入させて侵食を防止する必要がある。

6－9　宇奈月ダムの影響について

現在建設中の宇奈月ダムが完成すると黒部川の洪水流量に大きく影響を及ぼすと考えられる。すなわち同一降雨量に対して洪水ピーク流量が低下し，この低下量に比例して川幅が減少する傾向となろう。また，河床を構成するような玉石，礫が貯水池にトラップされるため，将来的には黒部川愛本地点に供給される粗粒物質の供給が減少し，河床のアーマ化が進むと考えられるが，愛本と宇奈月間の河床に堆積している土砂が当分の間流出すること。また各SegmentでのC集団が河床のアーマ化材料となり，河床の動きが少なくなること等よりその影響は急激に現れないだろうと予測されることより，本計画では，その影響については事後的な処置で対応することとした。



図－6.1　計画河道法線形及び対策工配置形状図

あとがき

黒部川の河道計画と河岸処理工に関する検討は，昭和61年度から平成２年度間にかけて現地調査と模型実験を実施してきた。

本報告書は，この５ヶ年間にわたる調査検討結果についてとりまとめたものである。本成果のとりまとめが遅々として進まず，北陸地方建設局黒部工事事務所に多大な迷惑をおかけした。ここに謹んでお詫びする次第である。

なお，実験は建設技術研究所：古賀興一，光山欽吾，最上谷吉則が担当し，現地調査は，河川研究室：山本晃一，高橋晃，諏訪義雄，林正男，西尾正博，建設技術研究所：古賀興一，最上谷吉則，古川弘和，関谷明の参加によって実施した。さらに，本報告書の図面の整理やワープロに当っては，田口久美子さんに多大な助力を受けた。

また，実験および調査の遂行に当っては，北陸地方建設局河川計画課ならびに黒部工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに記して深く感謝するものである。

1992年　月

参考文献

1）橋本規明：新河川工法，森北出版，昭和31年６月
2）建設省北陸地方建設局黒部工事事務所：黒部川のあゆみ，昭和52年３月
3）建設省北陸地方建設局黒部工事事務所：黒部川河道計画検討業務委託概要報告書，昭和60年３月
4）山本晃一：河道特性論，土木研究所資料第2662号，昭和63年８月
5）式正英：臨海扇状地，地理，第14巻９号，1969
6）樫根勇，山本荘毅：扇状地の水循環，1971
7）山本晃一：急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性，土木研究所報告第147号，昭和51年５月
8）建設省北陸地方建設局黒部工事事務所：黒部川段階施工計画調査報告書，昭和62年３月
9）山本晃一：現代水制論－水制は生き残れるか－，土木研究所資料第3049号，平成４年３月
10）須賀堯三，石川忠晴，林正男：黒部川愛本狭窄部水理模型実験報告書，土木研究所資料第1942号，昭和58年３月
11）野草検索図鑑編集委員会編：野草検索図鑑，⑦樹木，学研，1985年２月
12）山本晃一，高橋晃：河川水理模型実験の手引，土木研究所資料第2803号，平成元年10月

付－1　愛本狭窄部の疎通能力

1－1　検討の目的

黒部川扇状地河道の扇頂部に位置する愛本狭窄部は，工事実施基本計画等に関する流量の基準点となっている。この愛本堰堤直下流の狭窄部河道は，河床低下防止のため昭和61年度に階段式の床止め工が建設された。この床止め工の建設と河道整正によって，以前より流下能力が増大し，そのH～Q関係も当然変化してしまっている。よって，ここでは愛本狭窄部の床止め工建設に伴う疎通能力，および愛本基準点のH～Q関係を模型実験によって把握検討した。

1－2　模型および実験概要

模型は14.6km～6.0km間河道の全体模型（縮尺1/100）を用い，愛本狭窄部付近のみを対象とした固定床実験を実施した。実験は流量1,000m³/sから7,000m³/sを通水し，図－1に示す4断面の横断方向3点について各流量時の水位を測定した。

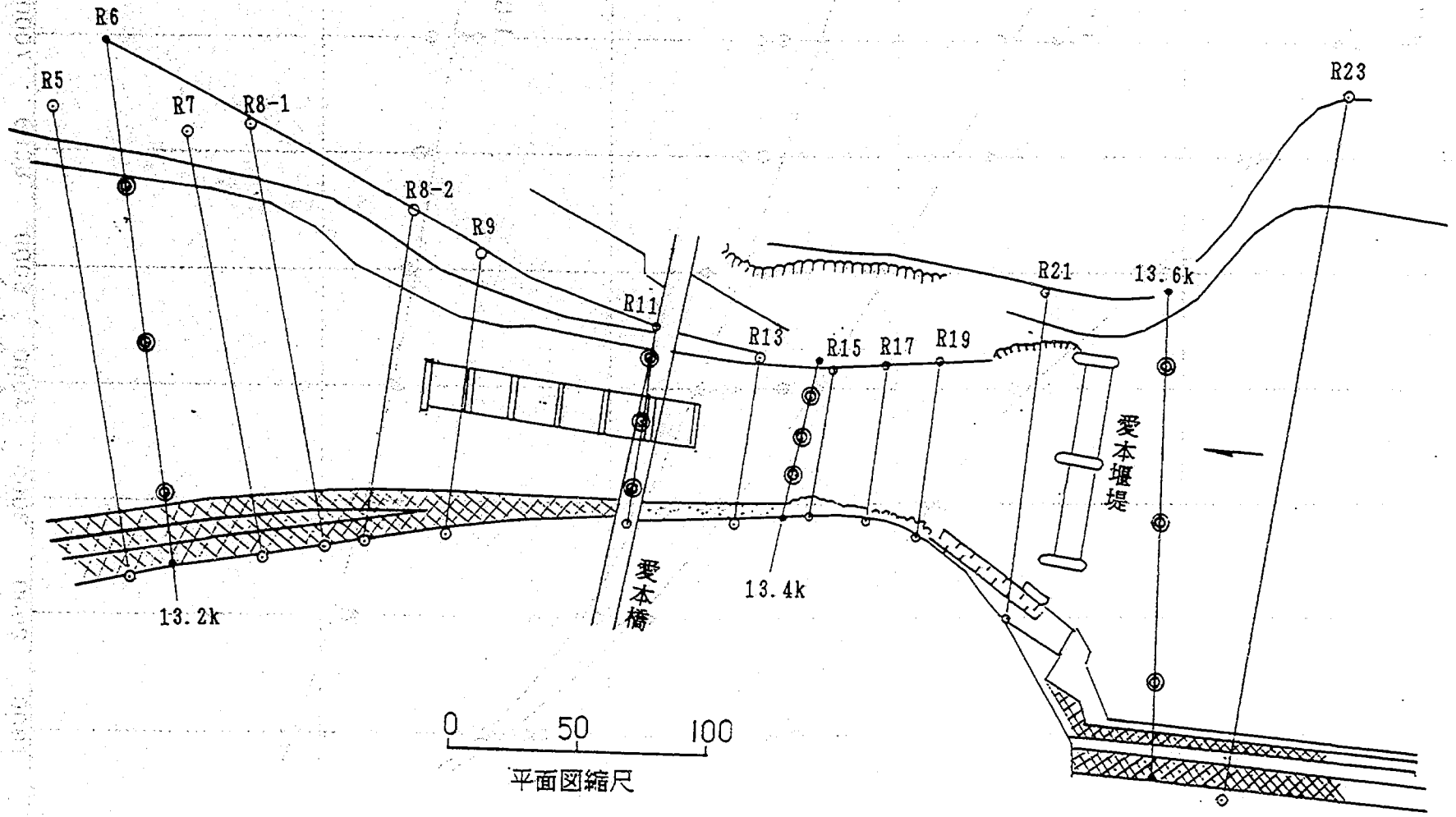
1－3　実験結果

実験結果の各断面におけるH～Q関係図を図－2に示す。

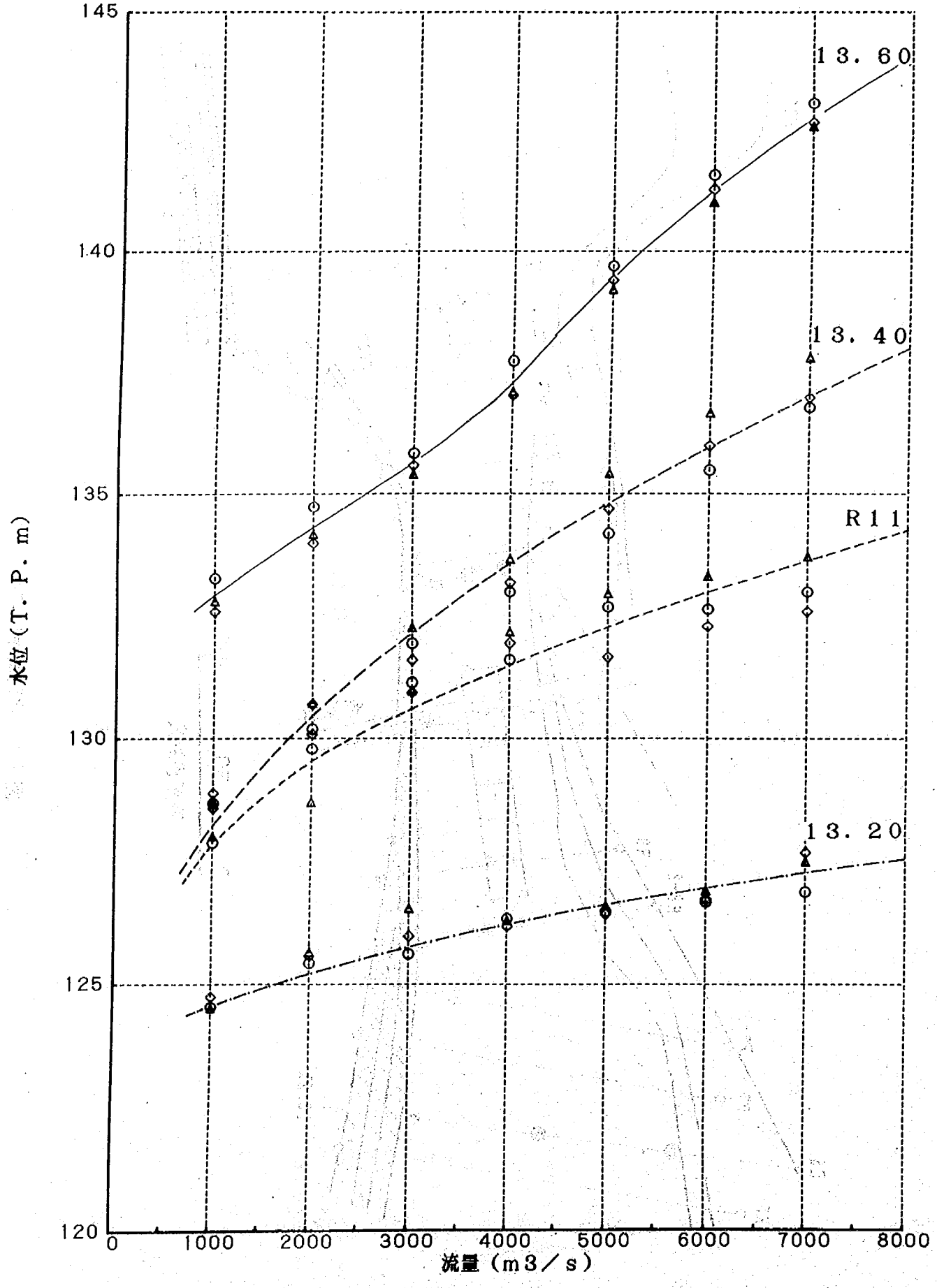
各断面の水位は，波状跳水等の発生によってその変動が激しいため，バラツキもかなり大きい。この結果と昭和56年河道と比較したものが図－3である。13.6km地点は，小流量時の水位低下は小さいが，流量の増大とともにその水位差が大きくなる。流量約6,000m³/sでは昭和56年河道時に対し，約3.0mの水位低下であり，この断面では計画高水流量がほぼ疎通可能である。13.4km地点は，その直下流の床止め工の建設と河道整正によって，各流量時とも約3.0m前後水位が低下している。また昭和56年河道では，計画高水位に対する疎通可能流量が約3,000m³/sであったのに対し，現在は約5,500m³/sと大幅に増大している。

以上の実験結果より，13.4km地点におけるH～Q曲線の関係を求めると次式（図－4）のようになる。

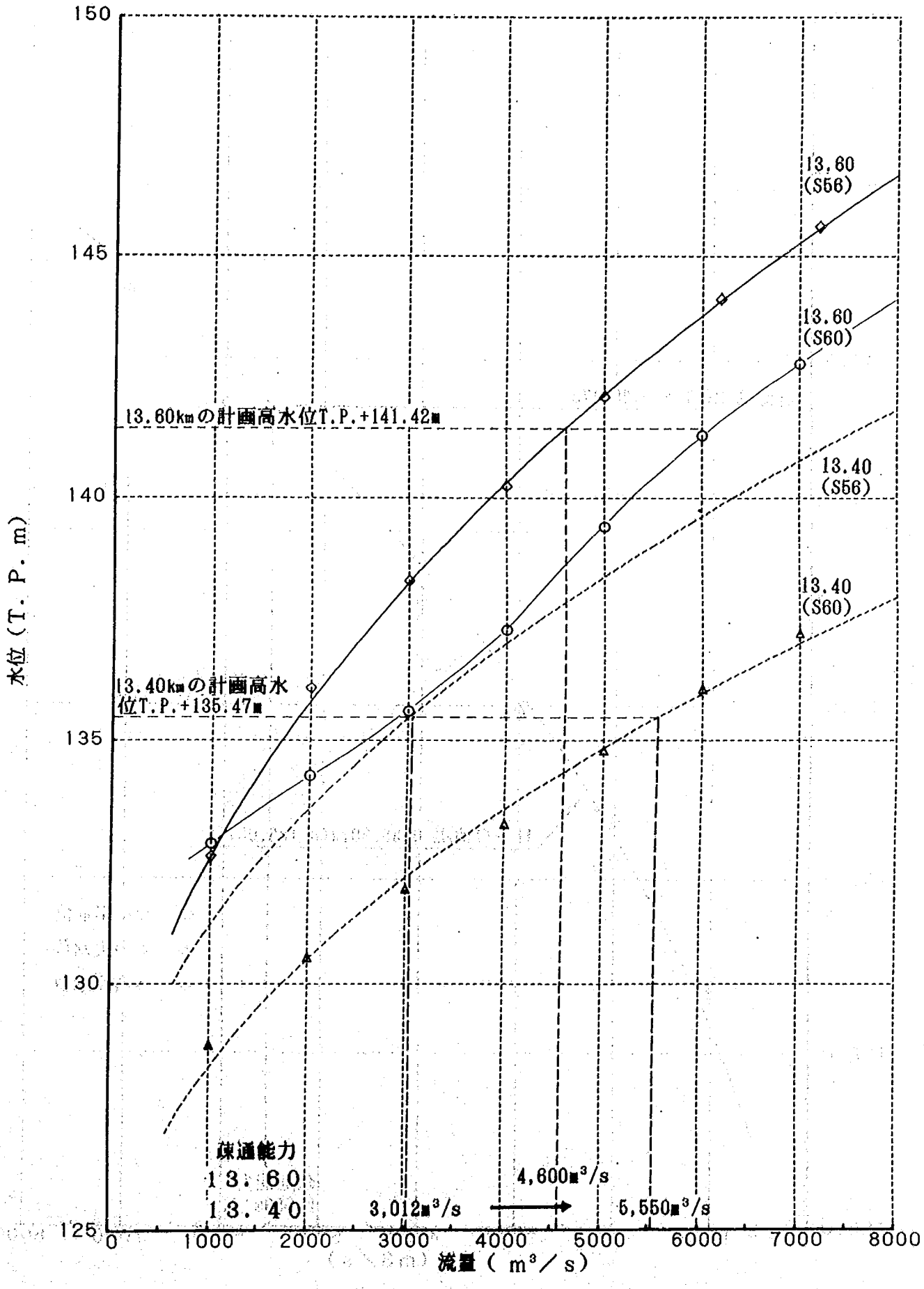
$$Q = 35.91\,(H - 123.0)^{2}$$


R6
R5
R7
R8-1
R8-2
R9
R11
R13
R15
R17
R19
R21
13.6k
R23
愛本堰堤
愛本橋
13.4k
13.2k
0
50
100
平面図縮尺

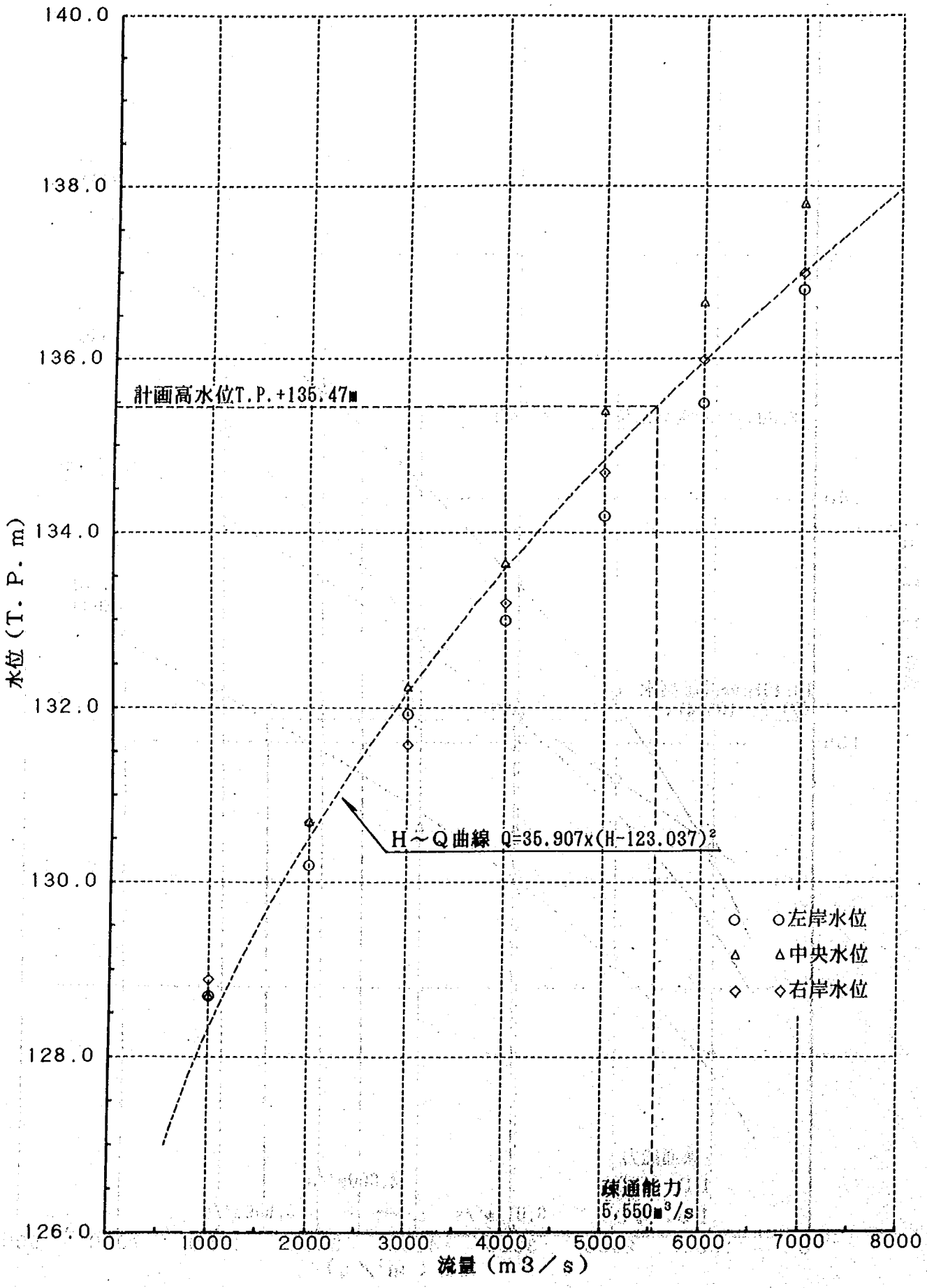
図－１　水位測定位置図



図－2　愛本狭窄部流量水位曲線



図－3　愛本狭窄部流量水位曲線比較図



図－4　愛本狭窄部流量水位曲線（13.4km）

付－2　河岸処理工の配置諸元，構造に関する検討

2－1　検討の目的

黒部川では，最近根継ぎ護岸の設置に当っては写真－2.1のように，根固めに一定間隔に異型ブロックを用いた横工根固め水制の施工が行われている。

また，河床低下によって堤防前面が高水敷化した区間は，その高水敷が堤脚保護の機能を持つものとして位置付け，その侵食を抑制するための簡易な低水路河岸侵食防止工（縦工）の開発が求められている。

そこで，根固め水制の水理機能および新しい簡易な低水路河岸侵食防止工（縦工）の配置，形状とその効果等について検討することとした。実験は，黒部川で生じるような水理条件を用いた二次元水路の抽出模型による検討を実施した。

2－2　実験施設と実験方法

2－2－1　実験施設

実験に用いた水路は，図－2.1.1に示すような水路勾配1/100，水路幅3.0m，長さ63mの移動床水路である。縮尺は黒部川の1/50相当とし，現地のコンクリートブロック製の根固め工，根固め水制，縦工等を想定したものを製作，設置して実験を実施した。実験水は，貯水槽（低水槽）からポンプで供給し，量水槽（流量計）を経て実験水路へ，そして沈砂池，帰還水路を経て貯水槽へ戻るようになっている。

実験に用いた模型河床材料は，黒部川の河道模型実験に用いたd_m＝2.6mmのものである。

2－2－2　実験方法，実験ケース

河岸侵食防止工法としての根固め水制および縦工の配置諸元，構造とその機能，効果等について二次元の抽出模型実験による検討を実施した。実験は，各構造物の配置諸元に対して，黒部川で生じるような所定の水理条件を与え，水位，流況，流速，河床変動状況等の測定を行うことにより，実験目的についての検討を行った。実施した実験ケース一覧表を表－2.1に示す。以下にそれぞれの実験目的や検討事項を述べる。

（1）根固め水制の機能に関する検討（ケースⅠ－1～Ⅰ－4）

根固め水制による護岸前面の流速低減および洗掘防止効果等の水理機能について検討を行った。実験は，まず根固め工や根固め水制等の構造物を設置していない無対策の状態（護岸法覆工のみ）で所定の流量を通水し，砂州形成に伴う局所洗掘深や河床変動状況を調べ，対策工を設置したときとの比較資料としたのがケースⅠ－1である。ケースⅠ－2～Ⅰ－4は，根固め工や根固め水制を種々の配置諸元で設置し，その機能や効果について検討した。

（２）簡易型河岸侵食防止工（縦工）に関する検討（ケースⅡ－１～Ⅱ－３－３）

簡易型の河岸侵食防止工（縦工）とは，コンクリートブロックを連結層積みとし，大出水時に多少変形しても，復旧が容易な工法を想定したものである。このような河岸保護工，すなわち縦工の配置間隔，長さ形状等の諸元と河岸侵食防止効果について検討を行った。

実験は対策効果等の比較資料とする無対策の場合の検討ケースがⅡ－１である。ケースⅡ－２のシリーズは，縦工の配置間隔と侵食量の関係について検討した実験である。さらにケースⅡ－３のシリーズは，縦工背後への侵食防止のため，上流端を河岸側へ嵌入させた場合の配置諸元とその効果等についての検討を実施した。

２－３　根固め水制の機能に関する検討

２－３－１　実験の概要と実験条件

根固め水制の流速低減および洗掘防止効果等の水理機能について検討するものである。なお，先に述べたように縮尺は1/50相当としたが，ここでは現地換算とはせず，実験諸量は模型値で表わし，必要に応じて現地換算値を記述することとする。

模型の低水路河岸は，高さ6.0cmの２割勾配とし，河床材料をニスで固定して護岸に代用した。根固め工は，現地６ｔのコンクリートブロックに相当する5.0cm×4.4m×1.5cm（重量約50ｇ）のモルタル製ブロックを用い，その敷設幅は15cmとした。根固め水制は，現地８ｔ相当の異型ブロック層積み（模型約65ｇ）を想定し，天端高を低水路河床高（初期河床高）より1.5cm高とし，天端幅を15cmとした。これらの設置状況を写真-2.2，4.3に示す。

実験に用いる水理量を決定するため，黒部川の低水路満杯流量（約3,000m³/ｓ）および計画高水流量（6,200m³/ｓ）時の無次元掃流力$\tau_*(=u_*^2/gRI)$を考えて，それぞれ$\tau_*=0.07$（平均水深約3.0cm）と$\tau_*=0.105$（約4.5cm）となるような流量を与えた予備検討を実施した。その結果，流量3,000m³/ｓ相当では，砂州の形成移動があまり活発ではなく，流量6,2000m³/ｓ相当の方が現象がはっきりすることが明らかとなった。よって，砂州の形成，河床変動等が活発で対策効果等の差異が明確となる流量6,200m³/ｓ規模の$\tau_*=0.105$（水深4.5cm）を実験条件とすることにした。実験は表－2.1に示す根固め水制配置および根固め工敷高について実施した。なお，水路の上流側約5.0m間程度は，補給砂区間とし，とくに給砂は行わず，また下流端水位も自由流下とした。

２－３－２　実験結果

１）ケースⅠ－１

本ケースは無対策の状態における砂州の形成，河床変動，洗掘深等を調べ，対策工を行った実験との比較資料とするものである。実験水路の断面形は図－2.3.1に示すように低水路幅2.75m（勾配1/100）である。実験は水深約4.5cmとなる流量78.3ℓ/ｓを与え，通水時間は砂州の形成および河床変動が安定する状況を見て180分とした。

（1）水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，120分，180分後）を通水終了後の河床高（左右岸は河岸から約15cm範囲の最深部）とともに図－2.3.2に示す。さらに５m，15m，25m，35m地点の水位，河床高の時間変化図を図－2.3.3に示す。

水路上流部は，河床低下傾向となり，これとともに水位も若干低下している。また水位は河床変動に追従して変動し，概ね河床が低い方が水位が低くなっている。砂州の形成発達に伴う同一地点での水位の変動量は，最大約2.4～2.6cm生じ，断面内の左右岸の水位差も最大約1.6cm生じている。すなわち水位の変動幅は平均水深の５～６割も生じ，左右岸での水位差は平均水深の２～３割生じる結果となっている。

（2）流況について

砂州の形成状況および流況図を図－2.3.4に，通水終了時付近の左右河岸近傍の流速（河岸から約15cm範囲の最深部における６割水深の流速値）および河床高の縦断変化図を図－2.3.5に示す。

河床面は，通水約10分後付近から薄いウロコ状の河床波が形成され，その後徐々に波長が大きくなって複列の砂州へと発達する。さらに通水60分後付近では複列砂州が統合されて交互砂州へと発達する。通水120分以降は，河床変動も緩慢となり，水衝部箇所が37m付近右岸，22m付近左岸，10m付近右岸に形成され固定する傾向となる。このような水衝部箇所の流速は1.0～1.3m/sとなり，断面平均流速の約1.5～２倍の高流速となる結果が得られた。

（3）河床変動状況について

図－2.3.1および図－2.3.4に示すように，交互砂州の波長は約24～28mとなり，通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は，約７～８cmである。川幅水深比B/Hが現地の黒部川と異なるため河床形態が相似となっておらず，この交互砂州形成に伴う洗掘深を現地換算すると3.5～4.0mであり，やや過大な結果となる。しかし，ここでは根固め水制等の機能，効果等の差異を明確にすることから，この水理条件で次ケースの検討を実施することにした。

2）ケースⅠ－2

本ケースは，根固め水制を設置したときの流速低減および洗掘防止効果等について検討したものである。実験は，同一水路内に根固め工のみ（タイプA）の場合，根固め工に加えて長さ20cmの根固め水制を水制長の２倍の40cm間隔で設置（タイプB）した場合，水制長の３倍の間隔で根固め水制を設置（タイプC）した場合の検討を実施した。なお，根固め工敷高は初期河床－3.0cm，敷設幅はケースⅠ－１で生じた洗掘深の約２倍の15cmとし，根固め水制の天端高は初期河床＋1.5cmである。これらの配置形状図を図－2.4.1に示す。

（1）水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，通水180分後）および通水終了後の河床高縦断図を図－2.4.2に示す。

水位は，根固め水制周辺で局所的な変動があるものの，全体的には無対策のケースⅠ－1と大きく変ることはなかった。水路上流では，河床低下に伴って水位が若干低下している。根固め水制付近では，写真-2.4に示すように水制によるせき上げ生じ，その直下流で水面に変動が見られる。根固め水制による水位のせき上げ高は約1.0～1.2cmである。

（2）流況について

砂州の形成状況および流況図を図－2.4.3に，通水終了時付近の左岸近傍の流速と，根固め工上，根固め水制間の流速および河床高の縦断変化図を図－2.4.4に示す。通水初期の砂州形成状況は，根固め水制の影響もほとんどみられず，ケースⅠ－1とほぼ同じように複列から交互砂州へと発達する。交互砂州は30分で約4m下流へ移動し，洗掘箇所もそれに伴って移動する。通水120分時では根固め水制を配置した箇所が水衝部となり，根固め工前面で6～8cmの洗掘が生じた。

根固め工のみ配置したタイプAでは，洗掘に伴って根固め工が露出し，その前面で洗掘が大きくなる傾向となる。洗掘深の増大により通水60分後で根固め工前面が屈撓し，通水120分後には最大洗掘深が9.8cmに達し，根固め工全体が屈撓，沈下してしまった。なお，根固め工上で約1.25m/sの流速が生じた。

根固め水制を配置したタイプB（根固め水制の配置間隔40cm）では，根固め水制の直上流で約1.0～1.5cmの水位のせき上げがあり，根固め水制の直下流では波状跳水状の水面変動が生じる。根固め水制間においては，流速が約35cm/sまで減勢され，根固め水制が流速低減に効果のある結果となっている。根固め水制は異型ブロックを層積みとしたが，連結しなかったために水制先端の洗掘に伴って崩落してしまい，また一部流出する状態であった。ただし，根固め工は，前面がわずかに屈撓した程度で維持される結果が得られた。

根固め水制の配置間隔を変えたタイプC（根固め水制の配置間隔60cm）でも，根固め水制の直上流で約1.0～1.5cmの水位のせき上げが見られ，同様に直下流には波状跳水状の水面変動が生じていた。ただし，タイプBと比較して水位の変動は小さいようであった。タイプBと同様に水制先端のブロックが崩落，沈下して一部流出したものの，根固め工は上流端付近の前面が若干屈撓した程度で維持されていた。流速は根固め水制間で約60cm/sまで減勢される結果となった。以上より，流速の減勢効果は，根固め水制の配置間隔が狭いタイプBの方が大きいことが明らかとなった。

（3）河床変動状況と根固め水制の効果について

先の図－2.4.2および図－2.4.3に示すように，交互砂州の波長は約24m程度である。通水終了

時における河岸沿いの最大洗掘深は約8cmで，いずれも根固め工あるいは根固め水制の前面で生じている。ただし，この洗掘深は無対策のケースⅠ－1とほぼ同じである。

タイプA～Cそれぞれの通水後の河床等高線図を図－2.4.5(1)～(3)に示す。タイプAの根固め工のみの場合では，根固め工前面で洗掘が生じ，根固め工自体が屈撓，崩落している。しかし，局所洗掘の発生位置は根固め工の前面となり，河岸沿いから離れて水路中央寄りになる効果は得られている。タイプBでは水制が根固め工より突出していることから，洗掘位置がさらに水路中央寄りとなり，根固め工前面での洗掘も軽減されている。タイプCでは水制周辺の洗掘もタイプBと比べ小さくなっている。

以上の結果より，根固め工のみの場合にはその前面が全体に洗掘されているのに対して，根固め水制を配置したケースはその下流側の洗掘が抑制されているようであった。ただし，根固め水制先端付近の最大洗掘深は両者ともほぼ同様であった。

3）ケースⅠ－3

ケースⅠ－2の実験結果では，水衝部の洗掘規模が大きく，根固め工や根固め水制がいずれも崩落，沈下するような状態となった。このため本ケースでは，交互砂州の規模および洗掘深を小さくし，現地の黒部川に形成されているような砂州の波長程度となるように低水路幅を変更することとした。これは後述する河岸侵食防止（縦工）の検討において，高水敷幅をある程度確保する必要があるためでもある。水路の断面形は図－2.5.1に示すように低水路幅を2.75mから1.5mに狭くし，実験では，水深約4.5cmとなる流量42.7ℓ/sを与えて検討することにした。本ケースは，先のケースⅠ－1と同様に無対策の状態における現象把握の実験である。なお，通水時間は，砂州の形成および河床変動が安定する状況を見て120分とした。

（1）水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，60分，120分後）を通水終了後の河床高縦断とともに図－2.5.2に示す。さらに水路の5m，15m，25m，35m地点断面における左右岸，中央地点の水位，河床高の時間変化を図－2.5.3に示す。

実験は給砂を行っていないため，水路上流部は河床低下に伴って水位が若干低下する傾向となる。

砂州の形成発達に伴う同一地点での水位変動量は約1.6cmであり，左右岸での水位差は約0.8cm生じている。水位の変動量は平均水深の3.5割程度であり，左右岸の水位差は平均水深の1.8割程度となっている。これは先のケースⅠ－1と比較するとかなり小さくなっており，水路幅を狭めたことによって，砂州規模が小さくなったためと考えられる。

（2）流況について

砂州の形成状況と流況図を図－2.5.4に，左右岸の流速および河床高の縦断変化図を図－2.5.5

に示す。

砂州の発達状況は，通水10分後から薄いウロコ状の河床波が形成され，その後徐々に波長が大きくなって，複列砂州へ，そして通水30分後付近から交互砂州へと発達する。さらに，通水60分以降は砂州の移動が緩慢となり，水衝部箇所は砂州前縁線の河岸沿い付近に固定される傾向を示す。この水衝部付近では約90cm/sの流速となり，断面平均流速の約1.5倍の値となっている。

（3）河床変動状況について

図－2.5.2および図－2.5.4に示した河床高縦断，砂州形状図より水路内に形成された砂州の波長は10～12m程度であることが分かる。また，通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は4～6cmである。これより，現地の常願寺川に形成される砂州形態とは異なるものの，これらを現地換算すると砂州の波長が500～600m，砂州の形成に伴う洗掘深は2.0～3.0mとなり，ほぼ現地に形成される砂州規模に対応する結果となった。

4）ケースⅠ－4

本ケースは，護岸根固め工の敷設高の違いによる洗掘防止および根固め工の安定性等について検討したものである。根固め工は，洗掘を防止するためにある程度の敷設幅が必要であり，さらにその敷高は低い方が効果的と考えられる。ここでは，ケースⅠ－3で形成された砂州前縁線の河岸沿いの洗掘箇所に図－2.6.1に示すように敷設高を変えた根固め工を設置（初期河床－2.0cmおよび初期河床－4.0cm，敷設幅は両者とも15cmとし，周辺河床は敷設高に埋め戻した）し，ケースⅠ－3に継続してさらに120分通水した検討を行った。

（1）水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分と60分後）および通水後の河床縦断図を図－2.6.2に示す。

先のケースⅠ－3に継続して通水したため，水位の時間変化も少なく，とくに差異は見られなかった。

（2）流況について

実験結果の砂州形成状況と流況図を図－2.6.3に示す。

砂州は先のケースⅠ－3の通水後形状に対して若干下流に移動した程度で，あまり変化しておらずほぼ安定した状態となっている。したがって，根固め工設置箇所付近が水衝部であり，この根固め工前面で洗掘が進行する程度で，他は有意な違いは見受けられなかった。

（3）河床変動状況および根固め工の効果について

通水後の河床高変動量の縦断図を図－2.6.4に示す。

形成された交互砂州の波長は約12m，その波高（洗掘深）が約５～６cmである。これは根固め工を設置しないときと同じであり，根固め工敷設による影響はほとんどない結果となっている。

いっぽう，根固め工を設置した断面（25m，35m）の洗掘状況を無対策時とともに図－2.6.5に示す。

これによると根固め工の有無や敷設高の違いによって洗掘深が異なるようなこともないようである。ただし，根固め工によって，洗掘位置を河岸から遠ざけて保護する効果は大きい。なお，通水中の最大洗掘深は，根固め工の敷設高が－２cm（タイプD）の場合約7.5cm，敷設高が－４cm（タイプE）の場合で約5.5cmとなっており，後者の方が洗掘深が小さい。しかし，これは無対策時と同じ洗掘深であり，元々後者の方の洗掘深が小さかったためで，敷設高の違いによる効果ではない。しかしながら，根固め工の安定性やその維持の面からも敷設高は低い方が有利である。

２－３－３　考察と結論

１）根固め工の効果と役割

扇状地河川に発生する砂州は，砂州幅200m以上，砂州長600m以上あるのが普通であり，その淵部（深掘れ部）の深掘れが生じている幅は，根固めの幅（10m程度以下）を越えており，根固め工の敷設高が砂州による深掘れ部の高さより高くても，砂州部の深掘れを根固め敷設幅より河川側に追いやる効果があるが，洗掘深そのものはあまり軽減できない。したがって，根固めは，護岸根固め工の敷設高さより河床が低下する場合の護岸および根固め工の保護工として位置付けられるものである。

根固めブロックが連接してある場合は，前面の洗掘に対して，ほぼ安息角で傾斜するので，根固め敷設高を基準とした予想深掘れ量ΔZ_bの２倍程度の根固め敷設幅があれば，根止め工の破損は防げることになるが，多少の安全を考えてΔZ_bの2.5倍程度の幅とすべきであろう。

護岸前面の深掘れ深が正確に予想し得れば，根固め幅Bは根固め敷設高Z_bの関数となるので，最適根固め幅は，根固め，護岸，根固め工全体としての建設コスト，全体としての強度を評価関数として根固め幅，敷設幅が決定されることになろう。しかし，護岸前面の深掘れ深の評価が難しく，またたとえ水路形状，河床材料，洪水時の水理量より，予想される深掘れ深の平均値が評価されても，個々の深掘れは同一条件でもかなり違いがあり，これが明確になっていないこともあってなかなか合理的に根固めの敷設高，敷設幅を決められない。

これまでの護岸根固め工の設計の考え方をある程度踏襲するとすれば以下のごとくなろう。

深掘れ深ΔZの評価は，近い将来（施設のライフライム50年程度）の常水路の平均河床高Z_mを評価する。次に過去の横断測量結果より，測量時の平均河床高Z_mと最深河床高Z_{max}の差ΔZより，水制や橋脚，床止め工等に原因する局所洗掘を除いたものを砂州や常水路の平面形状によって生じる深掘れとし，これを根固め工敷設高設定のための河床高とすると良い。

根固め工の敷設高をΔZに対応した深さに設置すれば，予期し得ないような深掘れ，または深掘れの変動性に対する対処として根固めが位置付けられることになる。この場合の根固め幅とし

ては６ｍ程度（根固め前面で2.5m程度の深掘れが生じても安全な幅）としておけば十分であろう。

一般に根固めの敷設高は，計画河床高より１ｍから1.5mの下に敷設し，根固めの幅は６ｍ～12m程度とすることが多い。扇状地河川の砂州によるΔＺは２ｍ低度であるので，この砂州に対しては一応の安全度は確保し得ていると言えるが，河道の曲がりや流れの集中するところでは，より深い深掘れが生じるので，このような場合には，根固め幅を増すか，根固め敷設高を下げる必要がある。

２）根固め水制の効果と役割

根固め水制の効果と悪影響を実験結果からまとめると次のようになる。

・根固め水制は粗度要素となり，護岸前面の流速を低減する。

・根固め水制設置は，根固め前面の洗掘量の軽減にはあまり効果がない。根固め水制の周辺に水制周りの局所洗掘防止のための根固めを設置しないと水制による局所洗掘が生じる。

・根固め水制によって水制前面の水位がせき上がり，流れを乱す。

以上のまとめより，根固め水制による侵食防止の役割をまとめると以下のごとくなろう。

根固め水制のない同幅の根固め工に比較して，根固め水制の効果は根固め上の流速を遅くすることである。しかし，流速を遅くすることの効用がどれだけあるのであろうか。根固め工および堤防は，根固め水制がない場合の流速に耐えられる強度を持っているので，根固め工の効用は玉石の護岸や根止め工への直接的な衝突を緩和することにある。あるいは根固め水制がある程度高く，また強度も十分にある場合は，非越流型の水制と同様な機能を持ち，深掘れ部を水制先端位置より追いやり，堤防に対して第一防御ラインとなると言うものであろう。

根固めが流水に対して移動しない大きさであれば，根固め水制を設置する必然性は少ないように思える。転石の護岸，根止め工の衝突対策等が必要であれば，根固め工付近に一列縦にブロックを２段積みしておけば良いであろう（形の良いブロックを製作すれば景観的にも見苦しくはないであろう）。

３）砂州による左右岸水位差

交互砂州の形成，流下（現地の黒部川に形成されるような波高，波長の砂州）に伴う同一地点の水位変動量は平均水深の３～４割も生じる。また，この交互砂州による左右岸の水位差は平均水深の２割も生じることが明らかとなった。

２－４　簡易型河岸侵食防止工（縦工）に関する検討

２－４－１　簡易型河岸侵食防止工（縦工）の基本的考え方

水制の高さが河岸高程度あり，土砂が水制間に堆積して高水敷化した場合，あるいは水制間の河床を埋立てて高水敷化したような場合，水制間の河岸線は次のようになる。

1）砂州の影響が無い場合

水制間隔L_gが砂州の波長L_sに比べて十分に短いか砂州が発生しない場合，河岸線はある角度をもって次の水制に向かい，次の水制の直前で河岸線は円弧を描いて河心側に戻るような形状となる。この河岸線を図－2.7.1のように簡略化し，θ_s，θ_t，ΔL_g，ΔYを定義し，これがどの程度であるかを評価する。

河岸線は，土砂の堆積も侵食も生じないようなラインであると考えると良いので，このラインは水制先端を通る流線が，水制背後に剥離を生じないように滑らかに流れるラインと一致する。すなわちθ_sは水路がある角度をもって広がる時に剥離が生じないような限界角にほぼ等しいと考える。この限界角は，実験によると6～7°程度であるので，θ_sは6～7°程度と予測される。

実際に生じている河岸線の堤防側へのくい込み角度は，利根川，淀川の例でいうと，1°程度のバラツキはあるが，11例で平均6.95°であった。

θ_tは突起前面に生じる死水域の形に対応し，45°程度である。

ΔL_gは水制の先端形状や高さによって変るが，水制高h_gの頂部の高さが水制間の土砂の堆積面より高ければ，概略零として良い。

ΔYは　$\Delta Y = L_g \cdot \tan(\theta_s) / \left(1 + \frac{\tan(\theta_s)}{\tan(\theta_t)}\right)$　　（2－1）

であるので，$\theta_s = 7°$，$\theta_t = 45°$とすると，

$$\Delta Y = 0.107 \cdot L_g \qquad (2-2)$$

となる。

2）砂州が水制間の河岸線に影響する場合

砂州の長さL_sと水制間の長さL_gが同程度の場合，水制間に砂州が張り出すような形となりθ_sは砂州の影響の無い場合より大きくなる。

砂州長L_sと水制間隔L_gが同程度の場合，砂州の形状から

$$\tan(\theta_s) \leqq \frac{B_s}{L_s} \qquad (2-3)$$

と考えられる。一般に砂州の砂州幅砂州長比B_s/L_sは1/3～1/5程度である。橋本規明の黒部川の親子災害の報告では，$\tan(\theta_s)$=1/6.6程度となっている。$\tan(\theta_s)$を小さくするにはL_gをL_sの1/3～1/4以下とし，砂州による河岸線の堤防側へのくい込みの影響を取り除くことが必要である。

なお交互砂州の場合，ΔYが大きくなると，急縮部が規則的に配置された水路形状となるため，砂州が複列的になったり，変形を受けたりすることがある。これに対してはL_g/L_sの値をより小さくしたり，水制頭部に縦工を配置し，河岸線の形状をコントロールし，砂州形態の変形が生

じないようにすると良い。

以上のような水制高の水制による河岸線のコントロールの考え方を簡易型河岸侵食防止工（縦工）に応用する。すなわち，侵食防止工を横工の無い縦工のみの水制と考えて，その配置間隔を評価すると，その間隔は砂州の波長L_sの1/3～1/4程度以下の間隔に配置すれば良いことになる。侵食防止工の河岸方向への嵌入長は，予想される河岸線の高水敷の侵食量ΔYより長くすることが，侵食防止工背後からの侵食を防ぐために必要となる。

ただし，河岸高が低い場合には，大洪水時に高水敷上も流水が流れ，高水敷部が侵食される恐れがあるので本工法は適用し得ないと考える。

侵食防止工の縦工部の長さや横工部の長さ，さらに侵食防止工周辺の局所洗掘に対する防止のための根固め工幅，砂州長と簡易侵食防止工との適正配置関係の決定には，上述の理論だけでは不足であり，これらについては実験等によって詳細に検討することとした。

2－4－2　実験の概要と実験条件

扇状地河川の高水敷化した河岸の侵食を防止するための保護工の形状，配置諸元等について検討した。河岸侵食防止工は，低水路河岸に簡易型の護岸的（縦工）なものをある間隔で配置するものである。実験はこの縦工の長さ，間隔等の配置諸元と河岸侵食防止効果について，および縦工背後への侵食を防止するための縦工上流端の河岸側への嵌入長とその角度等について検討した。実施した実験は先の表－2.1に示すとおりである。実験水路は図－2.7.2に示すように，低水路幅1.5m，法勾配1:2の複断面として，両岸に幅63cmの高水敷部を設けた。高水敷の高さは6.0cmとして，高水敷上へ流水が乗り上がらない状態で実験を実施した。ただし，ケースⅡ－6では長時間の通水による水位上昇を考えて高水敷高を7.5cmとした。

縦工は図－2.7.3に示すように異形コンクリートブロックを連接し，階段状に層積みにしたものを用いた。また，この縦工前面には，根固め工を敷設して洗掘を防止するものとした。縦工の模型は厚さ0.6cm，一辺5.0cmのタイルを法勾配1:2の階段状に接着したものを用い，縦工前面の根固め工は，現地6ｔのコンクリートブロックに相当する5.0cm×4.4cm×1.5cm（重量約50ｇ）のモルタル製ブロックを敷設（一層），その敷設幅は15cmとした。これらの設置状況を写真-2.4に示す。縦工の配置諸元等は，図－2.7.3に示すように縦工の長さℓ_T，縦工の間隔ℓ_B，縦工とその間隔の長さを含む配置間隔長L_T，河岸侵食量ΔY，嵌入長ℓ_mと定義した。実験では先のケースⅠ－3と同じ水理条件の水深4.5cmとなる流量42.7ℓ/sを与え，水路の上流側10mを給砂区間とし，下流端水位は自由流下とした。

2－4－3　実験結果

1）ケースⅡ－1

本ケースは，低水路河岸の侵食を防止する保護工（縦工）を設けない場合の砂州の形成状態と河岸侵食状況を調べ，縦工を配置した場合との比較資料とするものである。実験では，砂州の発

達状況，河岸侵食状況を観察しながら，通水時間90分で河床高等の測定を行い，さらに引き続いて120分まで通水し，河岸侵食状況を観察した。

（1）水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水２分，通水45分，通水80分後）を通水後の河床高縦断図とともに図－2.8.1に示す。

通水初期は，河床に砂州が形成，発達していないこともあり，その水深は約3.9cmと設定水深よりも小さかった。しかし，その後砂州の発達等により水位が上昇する傾向を示す。水位縦断の時間変化を見ると，水路下流部において，河床が上昇傾向となり，これに伴って水位も若干上昇している。

（2）流況について

実験結果の河岸侵食状況および流況図を図－2.8.2に示す。

河床面には通水15分頃から薄いウロコ状の河床波が形成される。その後，河床波は徐々に波長が大きくなり，複列砂州，そして交互砂州へと発達する。通水90分後に水路内に形成された交互砂州の波長は12～14mである。これは水路幅1.5mで行った先のケースⅠ－３，Ⅰ－４と同規模である。このような交互砂州の形成によって，前縁線が明瞭となり，それとともに水衝部が形成され，河岸侵食が顕著となる。この侵食量は，通水時間の経過とともに大きくなる傾向を示す。通水90分では，水衝部箇所で30cmを越える河岸侵食が生じている。このような水衝部箇所での流速は最大約68cm/sであった。さらに引き続いて通水を行った結果，110分の通水で河岸侵食が水路側壁まで達する結果となった。河岸侵食による流路幅の拡大に伴って砂州の波長が大きくなる傾向を示し，通水終了時の砂州波長は約20mとなった。

（3）河床変動および河岸侵食状況について

河床高の変動量縦断図を図－2.8.3に，通水90分後の河床高横断図を図－2.8.4に，そして河岸侵食の時間変化図を図－2.8.5に示す。

砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は初期河床より約２～４cmであり，河岸が固定され侵食が無い場合に対して小さいが，これは河岸侵食によって全体に河床が上昇したためで，砂州高そのものはあまり変らない。河岸侵食は，通水時間の経過とともに進行し，その侵食速度は10分間で約4.4cmであった。これを現地換算すると，1時間で約1.86mであり，3,000m3/s規模の洪水が24時間継続したとすれば，約45m侵食されることとなる。なお，実験結果の通水90分後の最大侵食量は42.5cmである。

2）ケースⅡ－2－1

本ケースは，ケースⅡ－１で形成された砂州波長L_s=12.0mを基準とし，縦工の配置間隔長L

$_T$＝1/4 L_s＝3.0mとしたときの河岸侵食防止効果を検討したものである。

縦工の配置は，図－2.9.1に示すように縦工の長さ ℓ_Tを1.0m，縦工の間隔 ℓ_sを2.0mとした。根固め工の敷設高は現地で施工されている高さ（計画河床高-1.5m）を参考に，初期河床-3.0cmとした。通水時間は砂州の発達状況，河岸の侵食状況を見て120分とした。

（1）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，54分，110分後）を通水後の河床高縦断図とともに図－2.9.2に，河岸侵食状況および流況を図－2.9.3に示す。

水位は，砂州の影響による変動はあるものの，縦工を配置したことによる有意な差は見られなかった。また，砂州の発達状況も先のケースⅡ－1と変らず，通水40分後付近から交互砂州が形成発達し，砂州の波長は約12mである。砂州の発達に伴い流水も蛇行し，縦工前面が水衝部となった場合，根固め工天端（初期河床-3.0cm）が露出した。しかし，根固め工前面で局所洗掘が生じるようなことはなかった。縦工間の河岸侵食は，砂州の移動に伴って進行し，通水120分後には最大23.5cmの侵食が生じた。

（2）河床変動および河岸侵食防止効果について

交互砂州の形成，流下に伴う河岸沿いの最大洗掘深は約4.0cmであり，これは先のケースⅡ－1より大きく，縦工前面の根固め工天端が露出した。この洗掘深が増大した原因は，縦工によって河岸侵食が抑制されたためと考えられる。

各縦工の間で生じた河岸侵食量の時間変化を図－2.9.4に示す。河岸侵食は，砂州の移動に伴って縦工の間が水衝部となったときに急激に進行し，それ以外のときはあまり進行していない。水衝部となった時の河岸侵食速度は10分間で約2.7cmであり，縦工を配置したことによって，無対策時よりかなり侵食速度を遅くさせることができる。さらに，通水120分後での最大侵食量は23.5cmであり，水路側壁まで侵食が及んだ無対策時のケースⅡ－1と比べ，大幅な河岸侵食防止効果が得られた。

3）ケースⅡ－2－2

本ケースでは，縦工の配置間隔長 L_Tをさらに狭くした場合の河岸侵食防止効果について検討を行った。縦工の配置は図－2.10.1のとおりで，配置間隔長 L_Tを砂州の波長の1/6の2mとした。縦工の長さはケースⅡ-2-1と同じであるが，縦工に小口止めを設けて改良を行った。通水時間は侵食が進行しなかったため，90分とした。

（1）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，45分，80分後）と通水後の河床高縦断図を図－2.10.2に，河岸侵食状況および流況を図－2.10.3に示す。

水位縦断の時間変化は少なく，また縦工による河岸侵食防止効果によって，河床変動（河床の上昇）が少ないためか，先のケースⅡ-2-1より水位は低くなっている。

砂州の形成，発達状況はこれまでの実験と同様であり，通水10分ごろから薄いウロコ状の河床波が形成され，通水20分後で波長約2～3.0mの複列砂州に発達する。その後，この複列砂州が統合されて交互砂州（波長約12～14m）へと発達する。砂州の形成発達に伴って流水は蛇行し，水衝部を形成する。通水90分後には47～42m右岸，40～37m左岸，32m右岸が水衝部となり，縦工前面の根固め工（初期河床-3.0cm）が露出した。河岸侵食は各縦工の間でいずれも生じ，その量は６～８cm程度であった。

（２）河床変動および河岸侵食防止効果について

実験結果の河岸侵食量の時間変化を図－2.10.4に示す。

通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は約３cmであり，先のケースⅡ-2-1とほぼ同じであった。

河岸侵食状況は，ケースⅡ-2-1と同様に縦工の間が水衝部となった時に進行し，それ以外ではほとんど停止する傾向となる。水衝部となった場合の侵食速度は10分間で約1.3cmであり，ケースⅡ-2-1の約1/2，ケースⅡ－１の約1/3である。また，通水90分後の最大侵食量は約８cmで，縦工の間隔を狭くしたことによって，さらに河岸侵食防止効果がある結果が得られた。

4）ケースⅡ－２－３

本ケースでは，縦工の配置間隔長L_Tを砂州波長L_sの1/3の４mとした場合の河岸侵食防止効果の検討を行った。縦工の配置は図－2.11.1に示すように，縦工の長さℓ_Tを先のケースⅡ-2-1，Ⅱ-2-2の半分の0.5m，縦工の間隔ℓ_sを3.5mとし，縦工の間隔・縦工長比ℓ_s/ℓ_Tを７とした。縦工の構造は図－2.11.1に示すように，縦工背後への侵食を防ぐために上流端を河岸に嵌入させた横工を設け，縦工の上下流には蛇籠工を敷設した。また，縦工前面における洗掘があまり進行せずに根固め工敷設高程度であったことから，この根固め工の効果を把握するため，根固め工の敷設高を初期河床-1.5cm（敷設幅15cm）として検討を行った。通水時間はケースⅡ-2-2と同じ90分とした。

（１）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，45分，80分）と通水後の河床高縦断図を図－2.11.2に，河岸侵食状況および流況を図－2.11.3に示す。

通水10分時の水深は約3.8cmと小さく，これは河床波が未発達であったためと思われる。通水45分以後はほぼ水深4.5cmとなっている。

通水40分後に形成された交互砂州の波長は約12m程度であったが，その後時間の経過に伴って砂州波長が短くなる傾向を示し，通水終了時の90分後には約8～10mとなった。これは縦工の配

置間隔が砂州の波長に対して広いために，水路が規則的に急縮する形となり，砂州の形状を変形させたためと考えられる。通水90分後では，ほぼ縦工の位置が水衝部となり，根固め工前面で4～5cmの洗掘が生じた。このような水衝部箇所の根固め工上の流速は約90cm/sとなり，断面平均流速の約1.5倍の値が生じる結果となっている。

縦工上下流に設けた蛇籠については，洗掘に対してある程度追従して屈撓し，縦工を保護する効果がある。また，蛇籠により流水が減勢されるようであった。

（2）河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化を図－2.11.4に示す。

水衝部位置の最大洗掘深は約5cmとなり，根固め工が露出するとともに，その対岸で5～6cmの堆積が見られた。

縦工間の河岸侵食量は，ほぼ通水時間の経過とともに増加する傾向を示し，その侵食速度は10分間で約1.4cmである。通水90分後の最大侵食量は約28cmとなった。これは無対策時の約2/3であり，縦工の配置間隔長L_Tを砂州の波長の1/3まで広げても，河岸侵食防止効果が得られることが明らかとなった。

以上のような縦工の配置間隔の検討より，縦工の配置間隔長L_T，縦工の長さℓ_T，縦工の間隔ℓ_Bと河岸侵食量ΔYは強い相関を持つことが明らかとなった。

5）ケースⅡ－3－1

本実験は縦工の背後に侵食が進行するのを防止するため，図－2.12.1に示すように，縦工の上流側を河岸に嵌入させたときの効果について検討したものである。縦工上流側の嵌入角度は，先のケースⅡ－2の実験から得られた河岸侵食量と最大侵食発生位置との関係から最大侵食角度$\theta_t=20°$とした。縦工の配置間隔長L_Tは先のケースⅡ-2-3と同じ考えとした。ただし，縦工の長さℓ_Tはその1/2を巻き込み部（嵌入長ℓ_m）としたことから$\ell_T=25$cmとなり，縦工の間隔ℓ_Bは3.75mとなった。

（1）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期，45分，80分後）と通水終了後の河床高縦断図を図－2.12.2，河岸侵食状況および流況を図－2.12.3に示す。

通水時間の経過に伴い水路下流で河床が上昇する傾向を示し，それとともに水位も上昇し，水面勾配が若干緩くなる傾向となった。

水路内に形成された交互砂州の波長は約8mであり，これまでの実験で形成された砂州波長よりもその規模が小さくなっている。これは縦工によって水路幅が規則的に急縮する結果となって，砂州を変形させたためと考えられる。砂州は10分間で約3m下流に移動し，砂州前縁線の河岸沿いの洗掘はあまり大きくならずにすぐに埋め戻される状況にあった。

通水90分後には，水衝部位置と縦工の位置がほぼ一致する状態となり，縦工前面の洗掘が最大約3.0cmとなったが，一部で根固め工が露出する程度であった。

（2）河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化を図－2.12.4に示す。

河岸侵食は当初通水時間の経過とともに進行したが，通水50分以降は侵食がほぼ停止し，その後は比較的強い水衝部となった箇所のみで侵食が進行する程度であった。通水後50分までの河岸侵食速度は10分間で約2.2cmである。通水90分後の河岸侵食量は10～17cmで，先のケースⅡ-2-3に比べて縦工の間隔 ℓ_B を大きくしたにもかかわらず軽減されており，縦工上流側に巻き込み部を設けたことによる効果と考えられる。

6）ケースⅡ－3－2

本ケースは，これまでの検討で得られた縦工の配置間隔と侵食量との関係から得られた平均侵食角度 $\theta_s = 5°$ ，$\theta_t = 11°$ を用いて，侵食量を20cm（現地換算10m）以下に抑えるような配置間隔を設定し，その確認を行った実験である。なお，ケースⅡ-3-1では，水路の両岸に縦工を並列に並べた検討を実施した。このための砂州の規模や局所洗掘，河岸侵食に対しての影響を把握するため，本ケースでは図－2.13.1に示すように縦工を千鳥に配置して実験を行った。

縦工の構造はケースⅡ-3-1と同じとし，縦工の間隔を2.75m，縦工の配置間隔長 L_T を砂州波長 L_s の1/4の3mとした。

実験は長時間通水による縦工の侵食防止効果を確認するために210分の通水による検討を実施した。

（1）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期，50分，90分，150分，200分）と通水終了時（210分後）の河床高縦断図を図－2.13.2に，河岸侵食状況および流況を図－2.13.3に，さらに縦工周辺の流況を図－2.13.4に示す。

水路下流の河床が堆積傾向となり，水位もそれに伴って上昇して，水面勾配が若干緩くなる。

河床波の発達状況は，通水10分後に薄いウロコ状の河床波が形成し，その後，波長が大きくなって複列砂州となる。通水30分から40分後には複列砂州が統合されて交互砂州へと発達する。砂州の形成発達に伴い，流水も蛇行し水衝部を形成する。縦工を両岸に千鳥に配置した結果，洗掘範囲が水衝部箇所から下流に広がるとともに河床変動等が大きくなる傾向を示す。砂州の波長は約8～12mで，その流下速度は10分間で約2～3mである。砂州の形成流下に伴い，左右河岸沿いに深掘れ部が残り，水路中央が高い横断形状となった。このため河岸沿いに流水が集中し，河岸侵食，局所洗掘が助長される結果となった。通水120分後には，26m付近右岸の縦工の根固め前面で約10cmもの洗掘が生じ，根固め工が屈撓して，沈下する状態となった。その後，河岸侵食

の進行とともに河床が上昇し，高水敷上へ流水が乗り上ってしまい，14m付近左岸の縦工背後まで侵食が進行し，縦工が孤立する結果となってしまった。

（2）流速について

本実験では，水路の上流区間に図－2.13.5に示すような巻き込み部の嵌入角度の異なる縦工を配置し，縦工前面の根固め工周辺の流速分布を測定し，巻き込み部を設けたことによる効果を検討した。

図－2.13.6にこの流速の縦断比較図を示す。ほぼ全てのデータにおいて根固め工上の流速が根固め前面の流速より遅くなる傾向を示している。ただし，嵌入角度による差異は見られなかった。

（3）河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間における河岸侵食量の時間変化図を図－2.13.7に，18m付近左岸での河岸侵食の時間変化図を図－2.13.8に示す。

通水210分後における砂州前縁線の河岸沿いの洗掘深は約2～4cmであった。しかし，通水中の観測では，縦工前面および下流で最大9～10cmもの洗掘が生じ，根固め工が屈撓し，沈下する状況となった。この原因は，縦工前面に流水が極端に集中し，一時的に局所洗掘が進行したためと考えられる。

河岸侵食は通水初期に1～7cm程度生じた後，交互砂州の発達する通水30～40分後までは，通水時間の経過とともに進行する。この時の河岸侵食速度は10分間で約2.2cmである。その後は交互砂州の移動に伴って縦工間が水衝部箇所となったときに急激に河岸侵食が進行し，他はほとんど侵食が進行しなかった。なお，水衝部箇所となった場合の河岸侵食速度は10分間で約4.5cmであった。通水90分時の河岸侵食量は10～19cmであり，当初設定したとおりの侵食量内に納まる結果となった。ただし，その後の長時間通水した検討では，巻き込み部の上流端まで侵食が進行し，通水130分後付近から高水敷上に流水が乗り上げてしまい，18m付近左岸で最大36.0cmの侵食となり，縦工背後まで侵食が生じた。

7）ケースⅡ－3－3

これまでの実験結果より，最終案として図－2.14.1に示すように配置間隔長L_Tを砂州波長L_sの約20%の2.5mとし，縦工の長さℓ_Tを0.5m，間隙を2.0mとした。縦工上流端の巻き込み部は，嵌入角度20°とし，20cmまでの侵食量を防止できるように長さℓ_m'＝50cmとした。なお，本ケースでは，河岸侵食の進行による河床の上に伴う高水敷への流水の乗り上げを防ぐため，高水敷の高さを7.5cmとした。通水時間はケースⅡ-3-2の結果を考慮して通水180分まで計測を行い，その後さらに450分まで通水して河岸侵食状況を観察した。

（1）水位，流況について

水位縦断の時間変化（通水10分，45分，90分，180分後）と通水180分後の河床高縦断図を図－2.14.2に，河岸侵食状況及び流況を図－2.14.3に，さらに水衝部となった時の縦工周辺の流速平面分布図を図－2.14.4に示す。

水位は河床変動に追従して変動し，水路下流部では河床が上昇する傾向となり，通水180分後では約0.5～2.0cmの水位の上昇が生じた。

砂州の発達状況は，これまでのケースと同様に通水30分後付近より交互砂州の前縁線が明瞭となり，それに伴って流水が蛇行して水衝部が形成される。通水30分後の砂州波長は約８ｍと短く，10分で約5.5m下流へ移動する。水衝部となった縦工前面では，根固め工の天端（初期河床-1.5cm）が露出するが，砂州の移動によりすぐに埋め戻される。通水時間の経過に伴い，砂州の波長は徐々に長くなって，その移動速度は緩慢となる。通水40分後には根固め工前面で最大約５～６cmの洗掘が生じ，洗掘範囲が下流に広がる傾向を見せる。図－2.14.3は通水180分後の状況であり，波長約12ｍの交互砂州が形成され，その前縁線の河岸沿いに深掘れ箇所が生じる。洗掘深は５～６cmとなり，根固め工の敷設高を高くした（初期河床-1.5cm）こともあり，洗掘に伴って根固め工が若干屈撓した。縦工前面が水衝部となったときには，根固め工上で約80cm/sから100cm/sの流速が生じる。さらに巻き込み部の下流では，流水が集中するため流速が大きくなり，縦工前面を走る傾向が見られる。各縦工の間の河岸侵食量は15～20cmである。縦工間の最大河岸侵食の発生位置は，ほぼ巻き込み部の上流端であり，巻き込み部により河岸侵食が抑制される結果となった。

その後，継続して計410分通水して河岸侵食状況を観察した。この結果，通水180分以降の砂州の移動に伴う河岸侵食は５～10cm程度で，最大侵食量は24cmで防止され，縦工背後への侵食は生じなかった。根固め工前面での最大洗掘深は約７cmであり，根固め工の先端が一部屈撓した程度である。また，流水の高水敷上への乗り上げも生じなかった。

以上より当初予測した河岸侵食幅20cmに対して，実験結果の最大侵食量は若干大きいものの，ほぼ予測通りと判断される。

（2）河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工の間の河岸侵食量の時間変化図を図－2.14.5に示す。

高水敷高を高くしたことによって，通水初期の河岸侵食の進行が遅く，交互砂州が形成される通水40分から50分後までの侵食量は0.5～3.0cmである。その後砂州の発達，移動に伴い，水衝部箇所の河岸侵食が進行する。このときの侵食速度は10分間で5.5～6.5cmである。水衝部の対岸では堆積傾向となり，河岸侵食はほとんど進行しない。通水90分後の河岸侵食量は10～15cm，180分後は15～20cmとなり，通水180分後では当初予測した河岸侵食量以下となる結果が得られた。さらに410分の長時間通水した結果でも最大侵食量は24cmであり，縦工による河岸侵食防止効果が期待通り発揮した。

8）ケースⅡ－3－4

本ケースは，これまでの縦工による河岸侵食防止工に対し，既設の水制を河岸線に配置したようなかたちの横工による河岸侵食防止効果とその機能について検討したものである。横工の配置は，図－2.15.1に示すとおりであり，これまでの実験結果より河岸侵食量が18cm以下となるように，その間隔ℓ_sを1.5mとした。これは先のケースⅡ-1で形成された砂州波長L_s＝12.0mの1/8とした間隔で，砂州波長の1/4より狭く設定した配置となっている。横工の構造は，現地の水制を参考にして天端幅を10cm（現地5.0m）とし，異型ブロックを連結したものを想定して用いた。横工の長さは，この横工の背後まで河岸侵食が及ばないように，予測される河岸侵食量18cmを考慮して30cmとした。

本ケースでは，水路内の20～40m区間に横工を配置し，その上下流については河岸を固定した条件にて実験を実施した。通水時間は180分とした。

（1）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期，60分，120分，180分）と通水終了時（180分後）の河床高縦断図を図－2.15.2に，25m，30m，35m地点断面における左右岸の水位，河床高の時間変化を図－2.15.3に示す。さらに河岸侵食状況および流況を図－2.15.4に，横工周辺の流況を図－2.15.5に示す。

水位は，通水開始から120分後付近まで，河床波の形成発達に伴って上昇傾向となる。通水120分以降は，波長約6m程度に形成された砂州が不明瞭となり，かつ砂州の波長が増大し，さらに河床変動の進行とともに消滅する傾向となる。このような砂州の形成発達に伴う同一地点での水位の変動は，最大約1.7～3.0cm生じ，左右岸での水位差も最大約1.6cm生じている。これはケースⅠ-1の結果とほぼ同じであり，砂州の形成，移動に伴う水位の変動は平均水深の4～7割にも達し，左右岸での水位差も平均水深の4割も生じる。

砂州の形成発達に伴い，流水も蛇行し，弱い水衝部を形成する。水衝部箇所においては，横工先端の根固め工が露出するとともに，横工上流で水位の堰き上げが生じ，一部で越流する流れが見られた。通水120分以降では，みお筋部の河床が低くなった結果，越流は生じなくなった。しかし，水衝部箇所においては根固め工前面および下流側に局所洗掘が生じ，洗掘が大きい箇所では，根固め工が屈撓して沈下する状態となった。横工下流では，横工先端からのはく離渦が形成され，河岸侵食が進行するとともに，その後はく離領域に細砂を堆積させる。はく離渦による河岸侵食は，下流の20～30cm程度の範囲で生じ，侵食幅は約５～６cmである。すなわちはく離渦の形成による河岸侵食への影響範囲は平均水深の５～７倍生じている。

通水160分後の左右岸の流速および通水後の河床高縦断変化図を図－2.15.6に示す。これによると水衝部付近では約80cm/sとなり，断面平均流速約60cm/sの３～４割大きい値となっている。

（２）河床変動および河岸侵食防止効果について

各横工間の河岸侵食量の時間変化を図－2.15.7に示す。

通水180分後の河床形状は，先の図－2.15.4に示したように，不明瞭ではあるものの波長約20ｍの交互砂州となり，28～30ｍより上流では右岸側が，下流は左岸側が水衝部となった。河床高縦断図からも明らかなように，砂州の前縁線の河岸沿いの洗掘深は約４～５cmである。しかし，通水中の観測では，先の図－2.15.3の35ｍ地点右岸で見られるように約６cmの洗掘が生じ，一部で根固め工が屈撓した。

河岸侵食は通水初期から生じ，通水60分後まで通水時間の経過に伴って増大する傾向を示し，その平均侵食速度は10分間で約2.0cmであった。通水60分後の最大侵食量は19cmである。その後，横工間が水衝部となった時に河岸侵食が進行し，通水180分後では，最大で23cmの河岸侵食が生じた。この侵食量は当初予測した侵食量18cmに対して約３割程度大きい結果である。これは河岸を固定して洗掘を防止する幅が縦工に比べて狭いためと考えられる。また，河岸侵食形状は図－2.15.5に示したように，横工の直下流に生じるはく離渦によって河岸が侵食され，そのまま下流の横工まで到達しているような形状となっている。このため下流側の横工は河岸侵食によって突出した形状をなしており，そこに当った流れが，その下流でよりはく離し易くなる。

以上の結果より，自然景観に配慮した河岸侵食形状とするには，ケースⅡ-3-1～Ⅱ-3-3で検討したように，対策工の上流側河岸に嵌入させた巻き込み部を設けた方が良いことが明らかとなった。

9）ケースⅡ－３－５

本ケースは，先のケースⅡ-3-4の横工による河岸侵食防止工に対し，これと同じ間隔ℓ_Bで縦工を配置した場合の河岸侵食防止効果について検討したものである。縦工の形状配置は図－2.16.1に示すように，間隔1.5m，縦工部の長さはケースⅡ-3-4で見られたはく離渦の範囲をカバーし，かつ流れを整流させる効果を考えて，はく離渦の範囲の約２倍の60cmとした(平均水深の約13倍)。さらにその上流には嵌入角度45°での巻き込み部を設けた。通水時間はケースⅡ-3-4と同じ180分とした。

（１）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期，60分，120分，180分）と通水終了後（180分後）の河床高縦断図を図－2.16.2に，25m，30m，35m地点断面における左右岸の水位，河床高の時間変化を図－2.16.3に示す。さらに河床高縦断変化と流速の縦断分布図を図－2.16.4に，河岸侵食状況および流況を図－2.16.5，4.16.6に示す。

水位縦断の時間変化は，砂州の形成発達に伴って若干の変動が見られる程度である。ただし，これまでの結果と同様に，砂州の発達，移動に伴う同一地点での水位変動は1.5～3.0cm生じ，左右岸での水位差も最大1.5～2.5cm生じている。

砂州の発達状況は，ケースⅡ-3-4と同様に，通水30分後付近より交互砂州の前縁線が明瞭となった。通水30分後の砂州の波長は約８ｍである。砂州の形成発達に伴って流水が蛇行し，水衝部が形成される。縦工前面が水衝部となった箇所では，洗掘により根固め工天端（初期河床-1.5cm）が露出した。しかし，砂州の移動によって水衝部箇所が変化するとすぐに埋め戻される。通水時間の経過に伴い，砂州の波長が徐々に長くなるとともに，その移動速度は緩慢となる。通水120分後では砂州の波長が約16ｍとなり，その形状も不明瞭となってはっきりしなくなる。しかし，そのときの砂州の前縁線の河岸沿いに生じた深掘れがさらに進行する。水衝部となった縦工前面では，根固め工が露出するのみではなく，根固め工前面から下流にかけて５～６cmの局所洗掘が生じ，根固め工が屈撓して，沈下した。このときの根固め工上では約0.8m/s～1.0m/sの流速が生じる。

縦工周辺の流況は，上流側に嵌入角度45°で巻き込み部を設けたことにより，縦工間を侵食した流れがここで河心方向に向けられ，先のケースⅡ-3-4の横工に比べ，対策工上流側での水位の堰き上げは軽減する。しかし，巻き込み部に沿った流れが縦工との接点で若干はく離する状態となり，縦工前面においてはく離渦を形成する。これを解消するためには，巻き込み部の嵌入角度を先のケースⅡ-3-1～Ⅱ-3-3で検討したようにもっと緩くするか，巻き込み部と縦工との接続部の角度を緩和させる必要があろう。

（２）河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化図を図－2.16.7に示す。

本ケースも通水120分後付近から砂州の形状が不明瞭となり，35～20ｍ間は全体に左岸側が水衝部となって洗掘が進行した。縦工周辺では，根固め工前面から末端にかけて局所洗掘が生じ，砂州等の移動に伴ってその洗掘深も変動する。

縦工間の河岸侵食量は，最大約17cmであり，当初縦工の設置に際し，ほぼ許容するとした侵食範囲以下であった。河岸侵食形状は，先のケースⅡ-3-3のようにきれいな円弧形状とはならず，下流側の縦工の巻き込み部まで達し，これに沿って戻る形状となっている。なお，先の横工を配置した結果に対し，河岸を保護する範囲が大きいため，その整流効果等によって，河岸侵食量は軽減している。ただし，巻き込み部は予想される侵食幅以上に河岸側に嵌入させる必要がある。

いっぽう，先のケースⅡ-3-4および本ケースの実験終了後，さらに高水敷上に乗る流れの状態（高水敷上の水深1.5～2.0cm，現地水深約0.75～1.0ｍ）の流量を通水し，高水敷上の変化状況を調べた。この結果，高水敷上の縦工あるいは横工等構造物の下流側背後で洗掘が若干生じたが，構造物の維持や堤体に影響を及ぼすような状況ではなかった。高水敷上構造物背後にふとん籠や蛇籠等による保護，あるいは高水敷上が多少荒れることを許容すればとくに問題はないと考えられる。

2－4－4　考察と結論

河岸侵食防止工として縦工を配置することによって，河岸侵食防止効果が得られることが明らかとなった。実験結果全体の考察とまとめを行い，さらにこの実験結果等から，このような縦工の設置可能河岸，縦工の配置間隔，構造諸元等の考え方を以下に述べることとする。

1）縦工の配置間隔と河岸侵食防止効果について

実験データより縦工の間隔ℓ_Bと河岸侵食量ΔＹの関係を検討した。図－2.17.1は今回実施した実験より得られた通水後の河岸侵食量ΔＹと縦工の間隔ℓ_Bとの相関を示したものである。縦工の間隔と河岸侵食量にははっきりした相関が認められ，間隔ℓ_Bが小さくなるほど侵食量は軽減することが明らかとなった。

縦工の配置間隔と河岸侵食の関係より，その侵食角度θ_s，θ_tを求めてみた。

まず，最大侵食量の発生位置を上流からの距離L_1と縦工の間隔ℓ_Bで無次元化して評価し，無次元侵食量$\Delta Y/\ell_B$との相関を検討した結果が図－2.17.2である。これより最大侵食量の発生位置は縦工間の４割から９割の範囲に生じ，その多くが中央より下流の約６～７割程度の位置に集中している。

$\tan(\theta_s)=\Delta Y/L_1$，$\tan(\theta_t)=\Delta Y/(\ell_B-L_1)$と定義すると，図－2.17.2より，ほぼ全データが$\theta_s=12°$，$\theta_t=20°$の領域内に入ることが分かる。また，その平均値として$\theta_s=5°$，$\theta_t=11°$が得られた。

縦工の間隔ℓ_Bを一定とし，縦工の長さℓ_Tを変えた場合の河岸侵食量ΔＹの比較を図－2.17.3に示す。縦工の間隔$\ell_B=2.0$ｍとし，縦工の長さを1.0ｍ，0.5ｍと変えた場合と，$\ell_B=1.5$ｍとし，ℓ_Tを0.1ｍ（横工のみ），0.6ｍと変えた場合を示したが，データのバラツキが大きく，あまり傾向は読み取れない。

2）縦工の上流部の形状と侵食防止効果について

縦工の上流部に河岸に嵌入した巻き込み部を設けることにより，流れをスムーズに導流し，縦工上流端での落込み流を解消し，流況を改善することが分かった。また，縦工の上流部が河岸に入ることにより，縦工背後への侵食を防止する効果が認められた。

3）縦工の構造，配置諸元等の考え方

実験結果より縦工の設置可能な河岸，配置間隔，構造諸元等の考え方を以下に示す。

（1）縦工の機能

縦工（簡易型河岸侵食防止工）とは，屈撓性を持つ異形コンクリートブロックを用いた河岸侵食防止工で，縦工本体と巻き込み部からなる。縦工は出水時の高水敷部の河岸侵食を許容範囲内にとどめ，もって高水敷を保護し，この高水敷に堤防保護の機能を持たせ，これによって堤脚前面の堤防護岸，根固め，水制の根継ぎ工に換えるものである。

（2）縦工の設置可能な河岸について

本工法は，当面，高水敷幅が低水路の砂州幅の1/6～1/8程度以上（一洪水による河岸侵食幅以上）ある所で設置可能であるとする。さらに高水敷の冠水頻度が1/5～1/10年確率以上である所とする。これより冠水頻度が低い場合は，計画高水流量時に高水敷上の流速がどの程度になるかを評価し，高水敷が単に表層侵食されるだけか，高水敷が移動床の場になってしまうかを検討し，高水敷の利用および高水敷の復旧費用のことを考えて設置が得策か，さらに低水路固定化計画が適切であるか再検討する。

（3）縦工の間隔について

縦工の間隔ℓ_Bは，低水路内に形成される砂州のスケールを調査し，短めの砂州の波長L_sの1/3～1/4以下とする。また，河岸侵食量ΔYが許容河岸侵食量内に納まるように求める。河岸侵食量ΔYの推定は，

$$\Delta Y = \ell_B \cdot \tan(\theta_s) / \left(1 + \frac{\tan(\theta_s)}{\tan(\theta_\ell)}\right) \qquad (2-4)$$

で評価し，実験結果から安全側を見て$\theta_s = 12°$，$\theta_\ell = 20°$を用いると，次式のようになる。

$$\Delta Y = 0.134\,\ell_B \qquad (2-5)$$

（4）縦工の長さℓ_T

縦工長ℓ_Tの長さの考え方は十分に確立されていない。ℓ_Tが長ければ確実に守れる河岸長が長くなるが，ℓ_Tが長くなるほどコストが高くなる。

縦工部の最上流端は，河岸に入り込んだ流水が低水路側へ戻る所であり，構造物周りの流れの角の所に相当し，ここで流水は水面変化や流速の変化が生じる。この流れの急変が河岸に影響を与える区間を縦工部の最小必要長さとするという考えは一つの考え方であろう。この長さについては十分な検討がなされておらず，明確なことは言えないが，水制周りの洗掘孔の大きさ，水制工周りの根固め範囲の実態より，平均年最大流量時の低水路の平均水深の15倍程度（砂州のよる澪部の水深H_{max}を平均年最大流量時の平均水深H_mの2.5倍程度，洗掘孔の深さはH_{max}の3倍とし，洗掘孔の範囲はその2倍の円弧状として仮定した。かなり安全側の評価と判断される。）以上とする。

なお，縦工部は短くしても，横工（巻き込み部を横工とする）を主とし，先端部の洗掘に十分に耐える横工および根固めを周囲に十分な範囲に設置するという考えもあろう。

（5）巻き込み部

縦工の上流部に設ける巻き込み部の長さは，巻き込み工の先端の位置を予想最大侵食量ΔYより堤防側とすることとする。ただし，巻き込み工の先端と堤防までの距離が狭い場合（縦工背後における高水敷上の構造物回りで予測される洗掘深の5倍程度以下，約10m以下），横工あるい

は既設の水制等によって堤防まで接続するものとする。

なお，巻き込み部の角度は緩い方が縦工上流部の流速の低減，洗掘の防止に好ましい。しかし，この場合巻き込み部が長くなって，コストが高くなるので，根固めを十分に行う場合は，河岸法線形に対して直角にしても良いと考えられる。ただし，その隅角部を円弧状，あるいできるだけ角度を緩和した形状にすることが望ましい。

（6）根固め工の敷設高さと敷設範囲

縦工前面の根固め工の敷設高さは，計画河床（近い将来の平均河床高とみなした場合）より1～1.5m下に敷設するのが一般的である。ここでは，河岸侵食調査，砂州形状調査，河岸線位置調査より，本工法設置地点の河岸が安定している場合は，通常の護岸，根固め工と同一の敷設高とする。河岸が侵食され易いと予測される所は，それより1m程度下げて敷設するものとする。

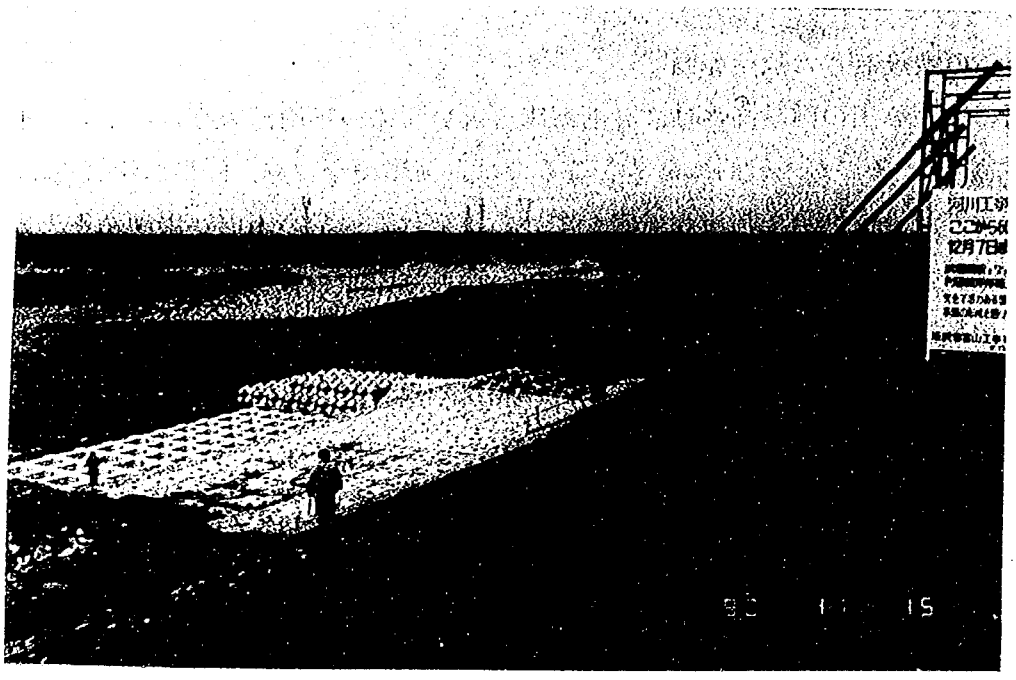
根固め工の敷設範囲は，既往巨大水制周りの根固め幅と同程度は必要と考えられるので，縦工の上流部，巻き込み部は既往巨大水制周りと同程度の幅とする。ただし，縦工の後半分はその2/3程度でも良い。

（7）法肩工

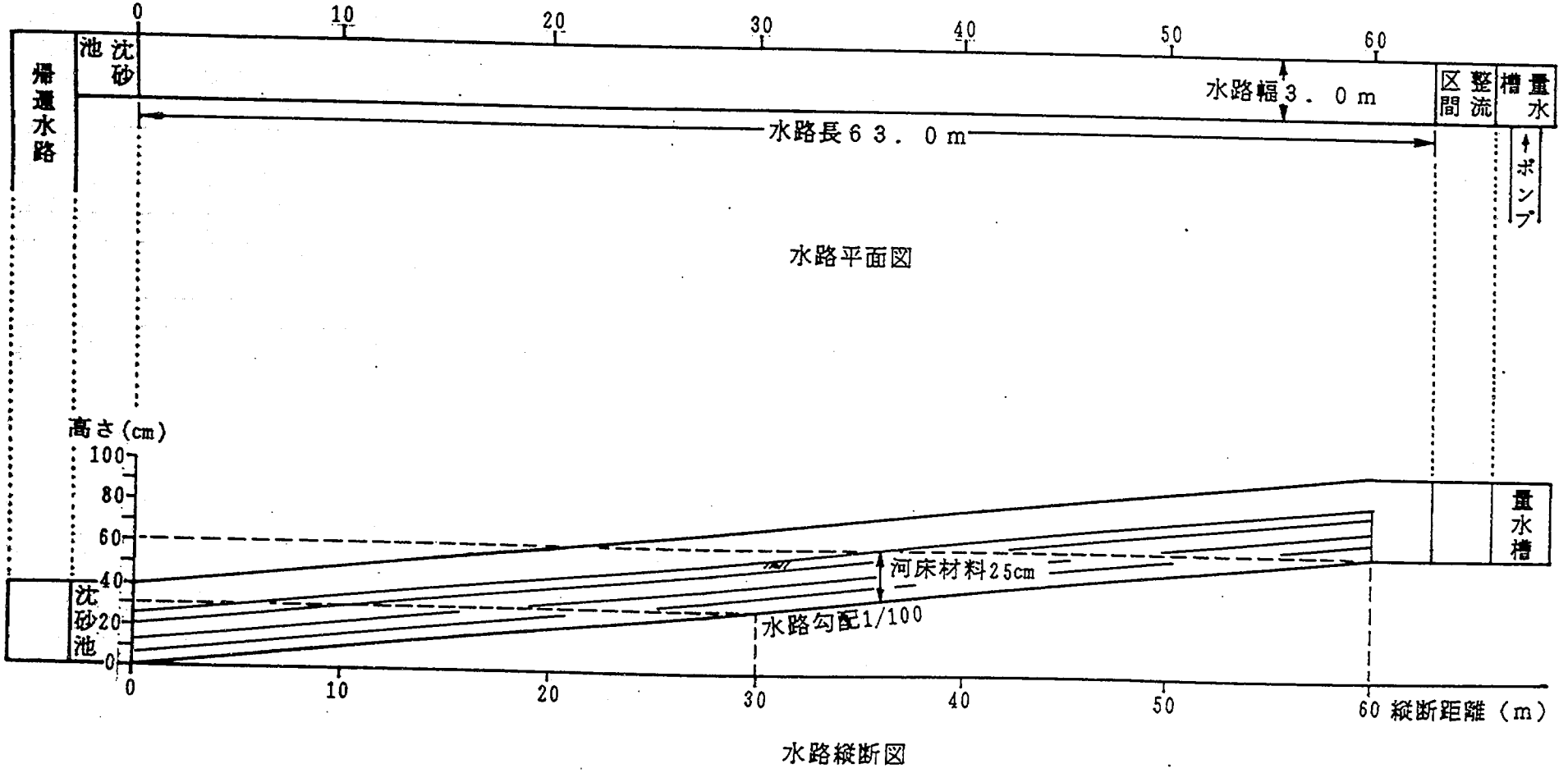
縦工天端の法肩工は，高水敷上に流水が乗ったときに縦工背後が侵食されないように保護するものである。その構造としては異形コンクリートブロックに換わるものとして河床材料中のC集団の材料を用いて表層を覆うことも考えられる。法肩工の敷設幅は高水敷上の水深の5倍程度以上（あまり根拠が無い，最小2m以上）とする。

（8）その他

本工法は実績が無いので，必要に応じて移動床模型実験，基礎実験，試験施工を行って，安全性の検討や設計の指針作りを行うことが今後必要である。



写真－２．１　根固め工と根固め水制（常願寺川9.5km右岸）



図－2.1.1　実験水路概要図

表－2.1　実験ケース一覧表

●根固め水制の機能に関する検討

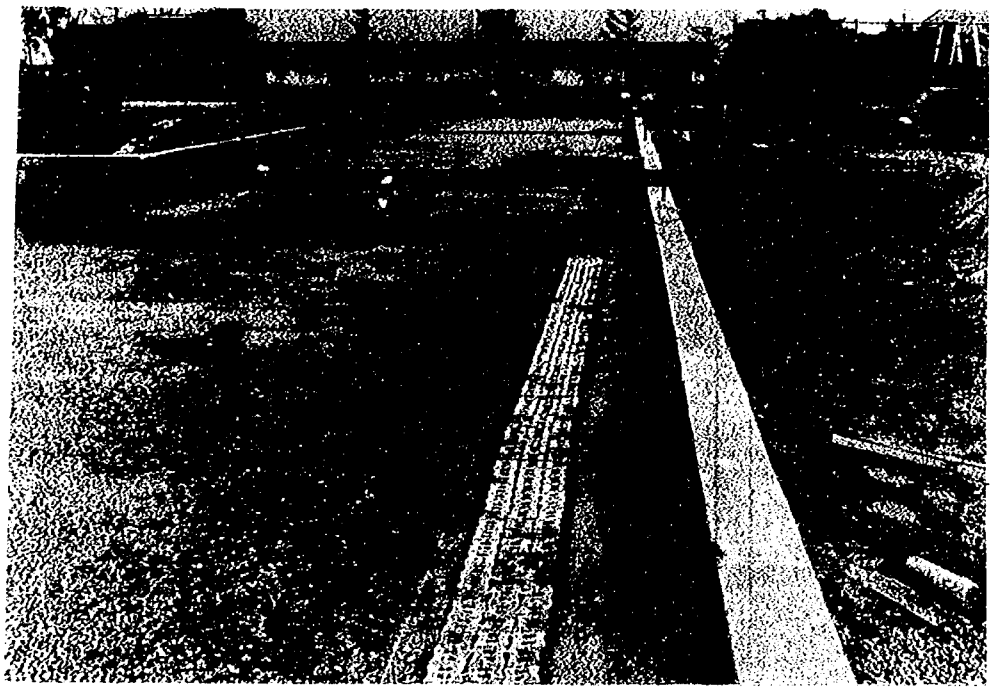
ケース		水理条件 水深 H	流量Q (ℓ/s)	水路条件 低水路幅 B	高水敷高さ	川幅水深比 B／H	無次元掃流力 τ*	対策工諸元 根固め工 幅	根固め工 敷設高	根固め水制 高さ	根固め水制 長さ	根固め水制 間隔	通水時間	検討内容
Ⅰ－1		4.5cm	78.3	2.75m	6.0cm	61.1	0.105						180分	無対策時の検討
Ⅰ－2	A	4.5cm	78.3	2.75m	6.0cm	61.1	0.105	15cm	-2.0cm				180分	根固め工のみの検討
	B							15cm	-2.0cm	+1.5cm	20cm	40cm		根固め水制の配置間隔と効果の検討
	C							15cm	-2.0cm	+1.5cm	20cm	60cm		
Ⅰ－3		4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105						120分	無対策時の検討
Ⅰ－4	D	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-2.0cm				Ⅰ-3に引き続いて120分	根固め工の敷設高さと洗掘深の検討
	E							15cm	-4.0cm					

∴根固め工敷設高，根固め水制高は初期河床からの値である。

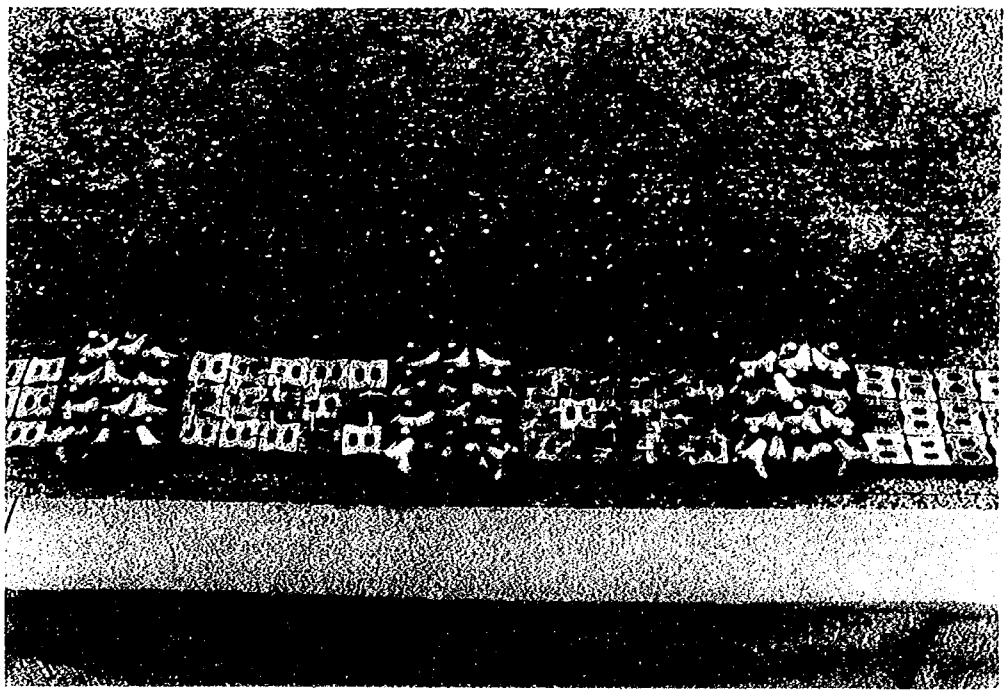
●簡易型河岸侵食防止工（縦工）に関する検討

ケース	水理条件 水深 H	流量Q (ℓ/s)	水路条件 低水路幅 B	高水敷高さ	水路幅水深比 B／H	無次元掃流力 τ*	河岸対策工条件 根固め工 幅	根固め工 敷設高	縦工 間隔 L_T	縦工 長さ ℓ_T	縦工 間隙 ℓ_B	縦工 角度	通水時間	検討内容
Ⅱ－1	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105							120分	河岸侵食特性の検討
Ⅱ-2-1	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-3.0cm	3.00m	1.00m	2.00m		120分	縦工の配置間隔と侵食防止効果の検討
Ⅱ-2-2	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-3.0cm	2.00m	1.00m	1.00m		90分	
Ⅱ-2-3	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	4.00m	0.50m	3.50m		90分	
Ⅱ-3-1	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	4.00m	0.25m	3.75m	20°	120分	縦工の構造と侵食防止効果の検討
Ⅱ-3-2	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	3.00m	0.25m	2.75m*	20°	210分	
Ⅱ-3-3	4.5cm	42.7	1.5 m	7.5cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	2.50m	0.50m	2.00m*	20°	450分	
Ⅱ-3-4	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	1.60m	0.10m	1.50m*		180分	
Ⅱ-3-5	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	2.10m	0.60m	1.50m*	45°	180分	

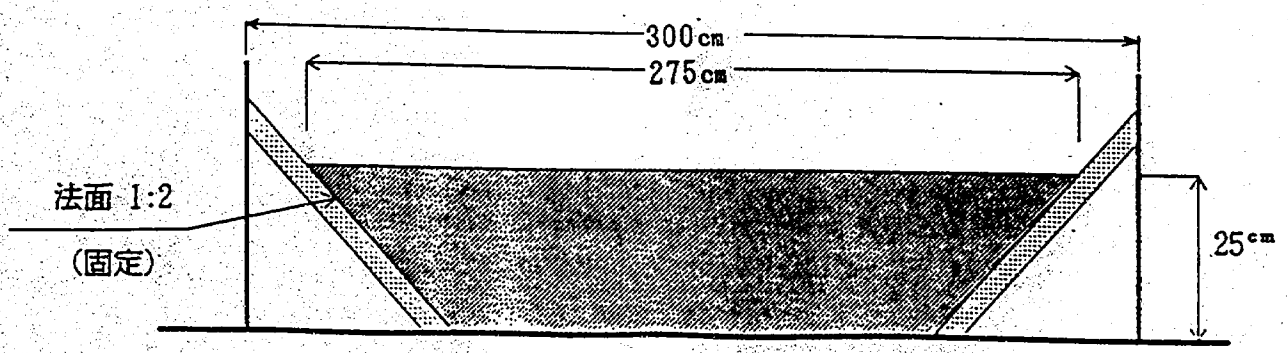
＊は縦工を千鳥に配置したケースである。



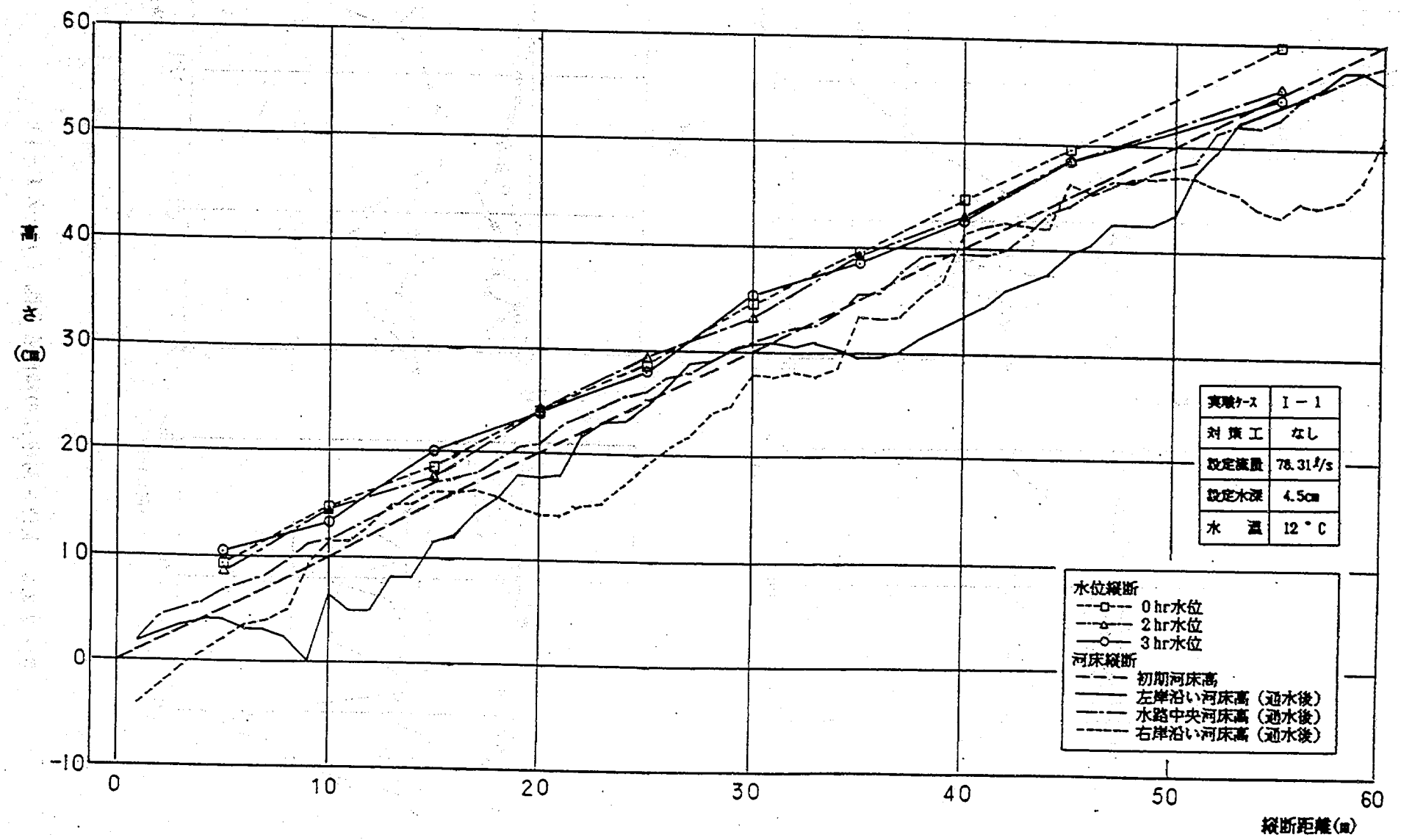
写真－2.2　根固め工設置状況（ケースⅠ－2，タイプA）



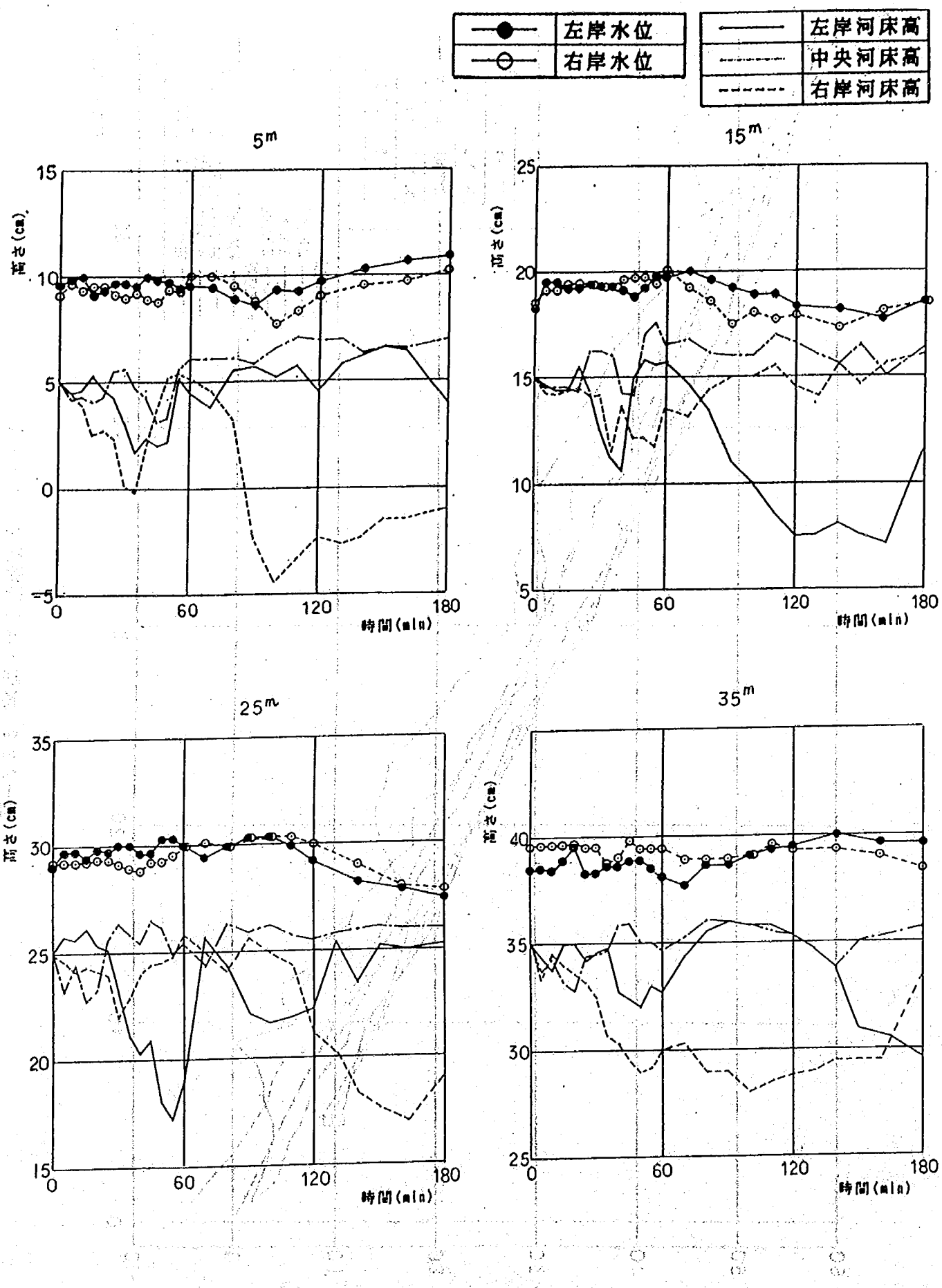
写真－2.3　根固め水制設置状況（ケースⅠ－2，タイプB）



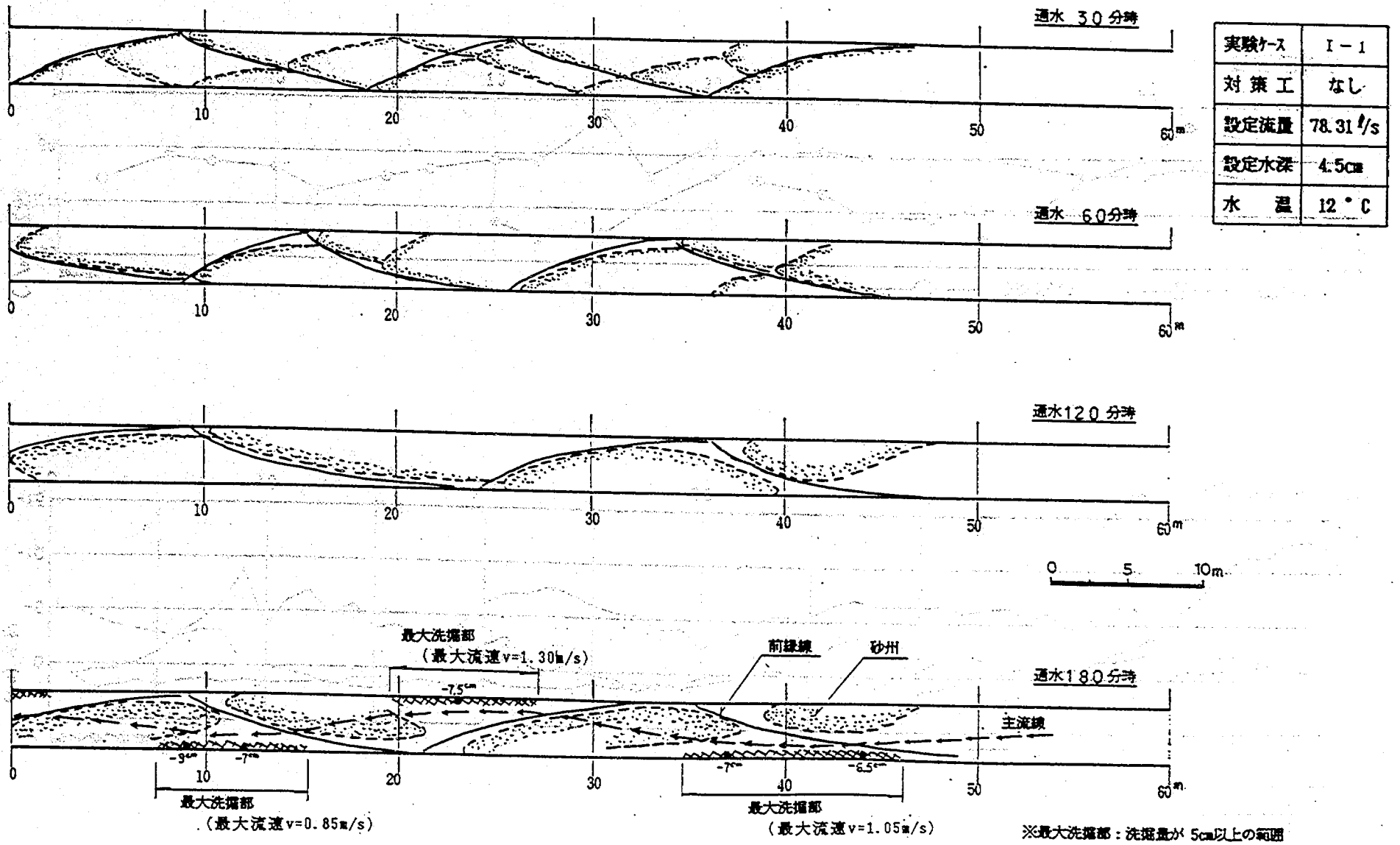
図－2.3.1　実験水路断面図（ケースⅠ－1，Ⅰ－2）



図－2.3.2　水位・河床高縦断図（ケースⅠ－1）



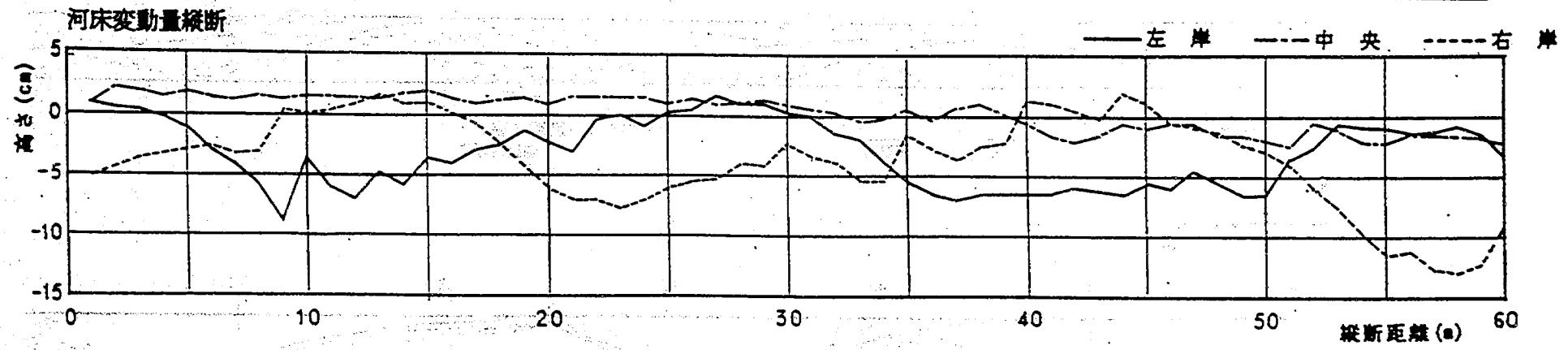
図－2.3.3　水位・河床高の時間変化図（ケースⅠ－1）

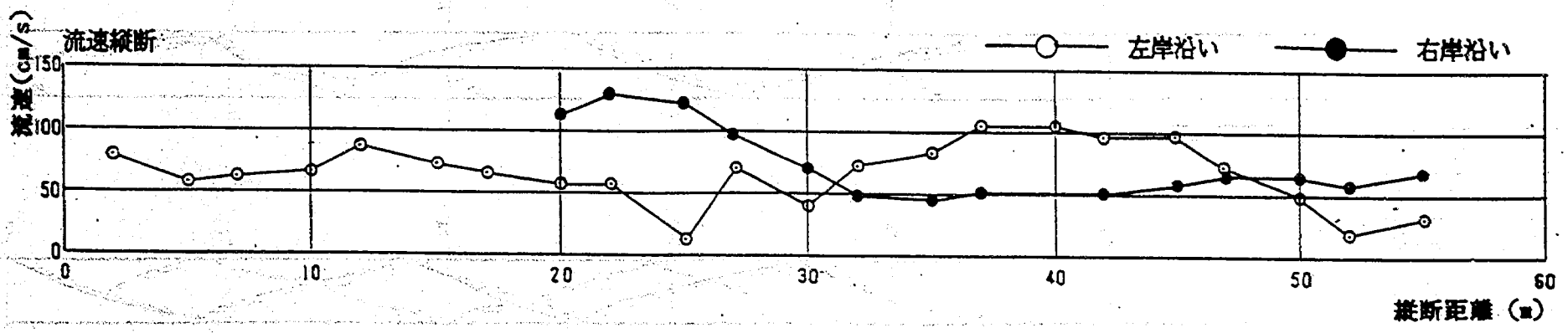


実験ケース	Ⅰ－1
対策工	なし
設定流量	78.31 ℓ/s
設定水深	4.5cm
水温	12 °C

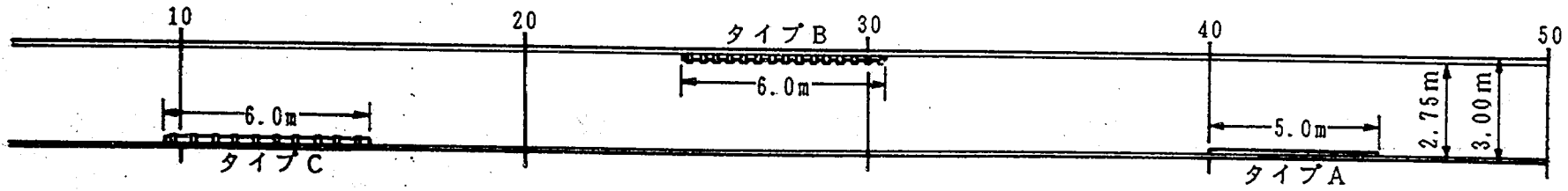
図－2.3.4　砂州の時間変化と流況図（ケースⅠ－1）

実験ケース	Ⅰ－1
対策工	なし
流量	78.31ℓ/s
水深	4.5cm
水温	12° C

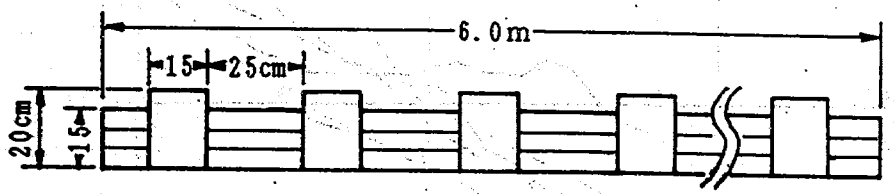




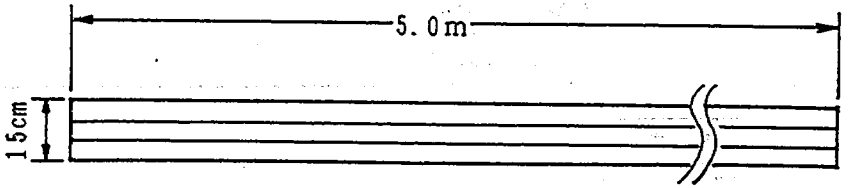
図－2.3.5　河床高変動量・流速縦断図（ケースⅠ－1）



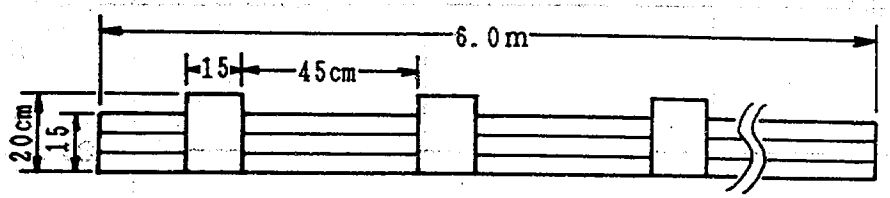
タイプB（水制間隔40cm）

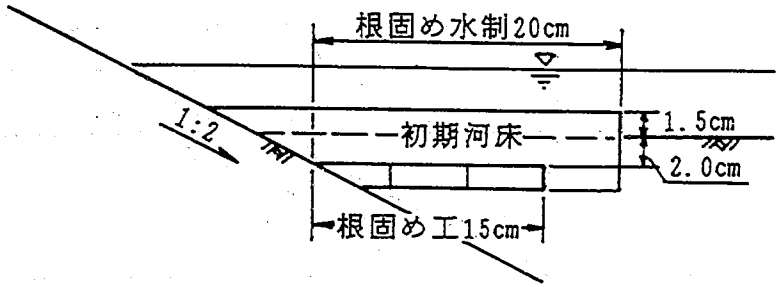


タイプA（根固め工のみ）

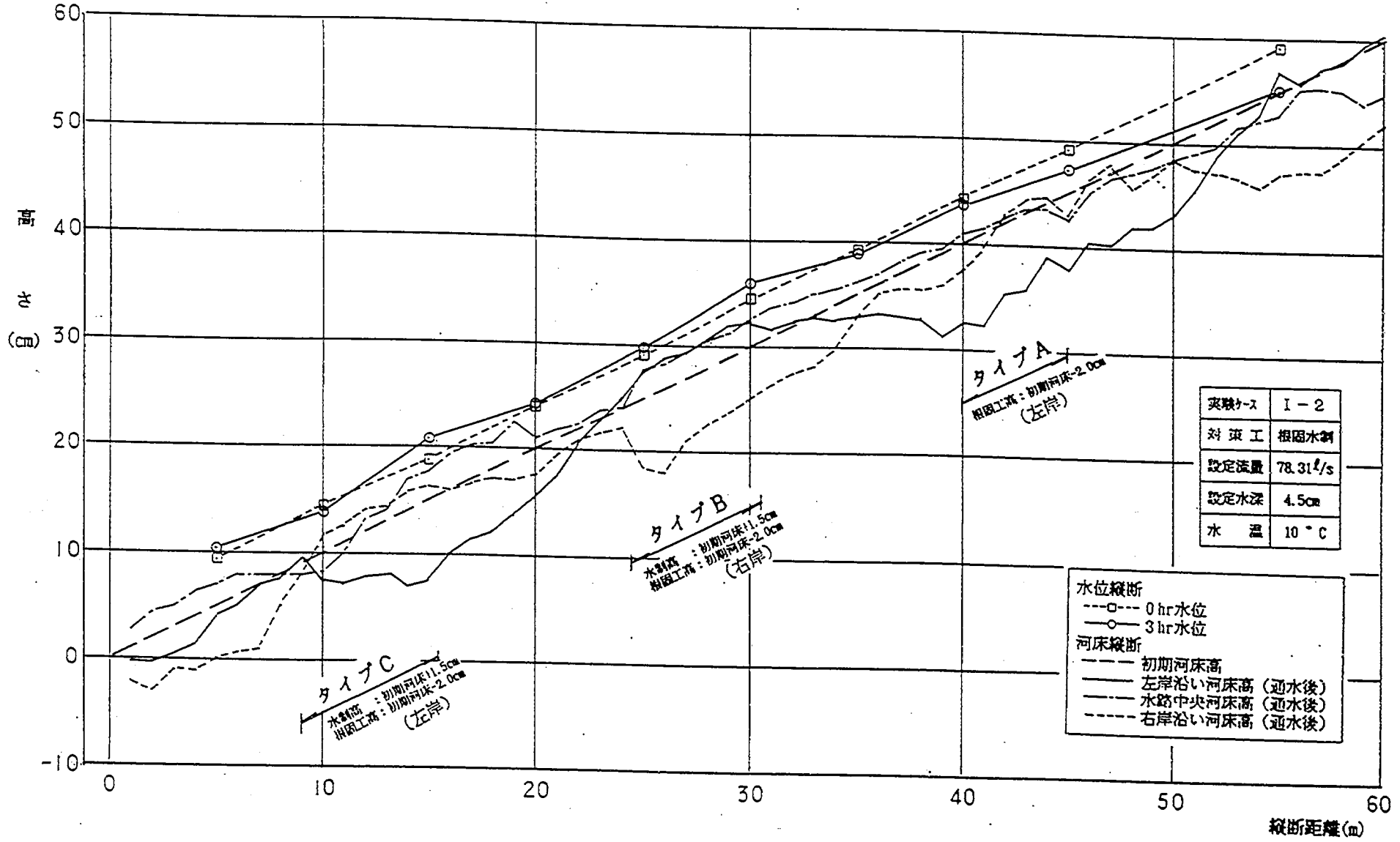


タイプC（水制間隔60cm）

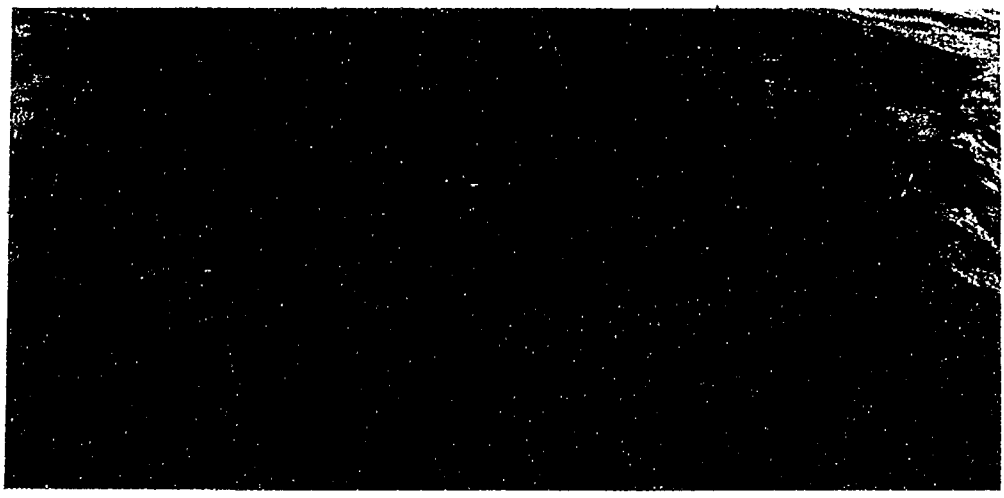




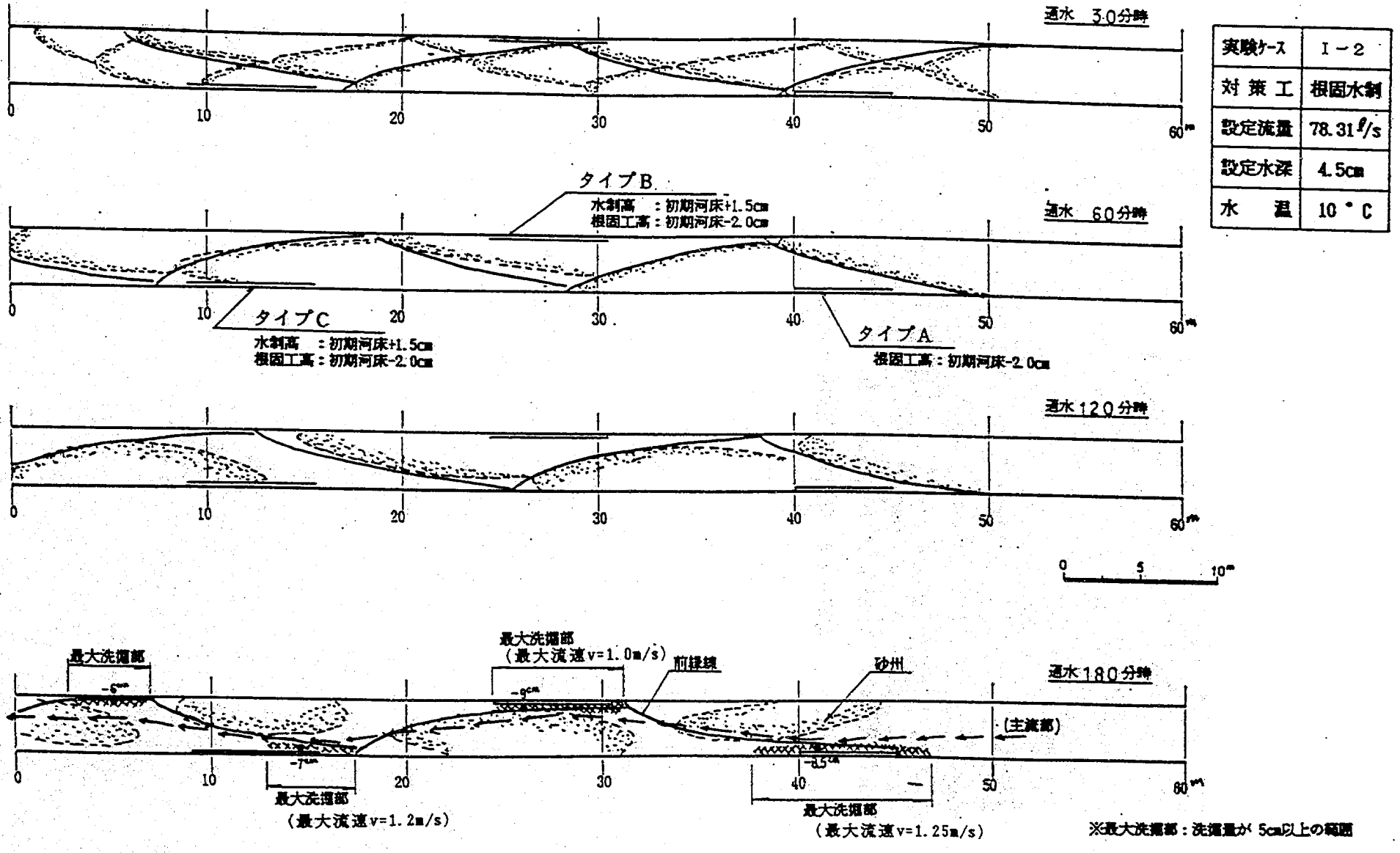
図－2.4.1　根固め水制配置形状図



図－2.4.2　水位・河床高縦断図（ケースＩ－2）

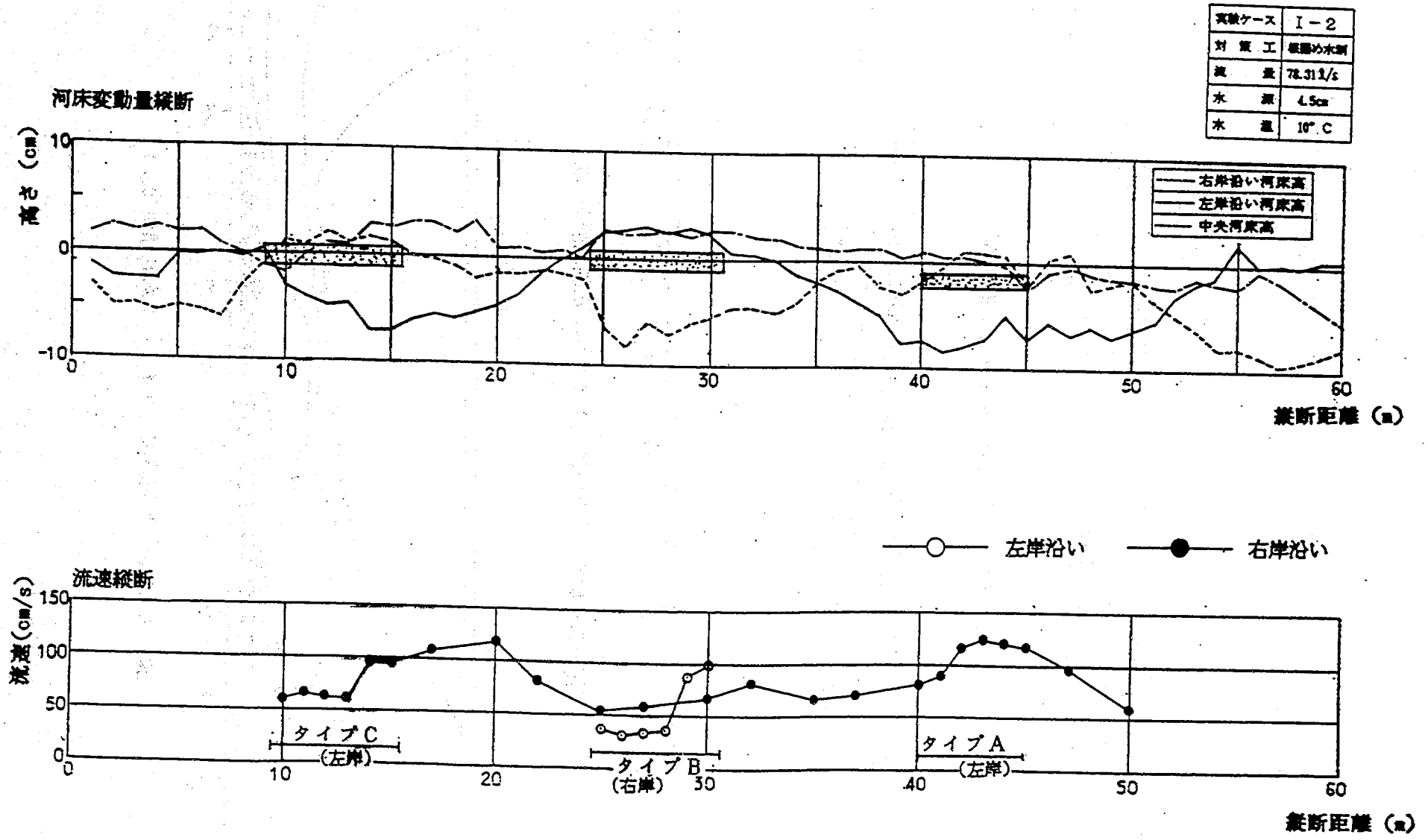


写真－2.4　根固め水制周辺の流況

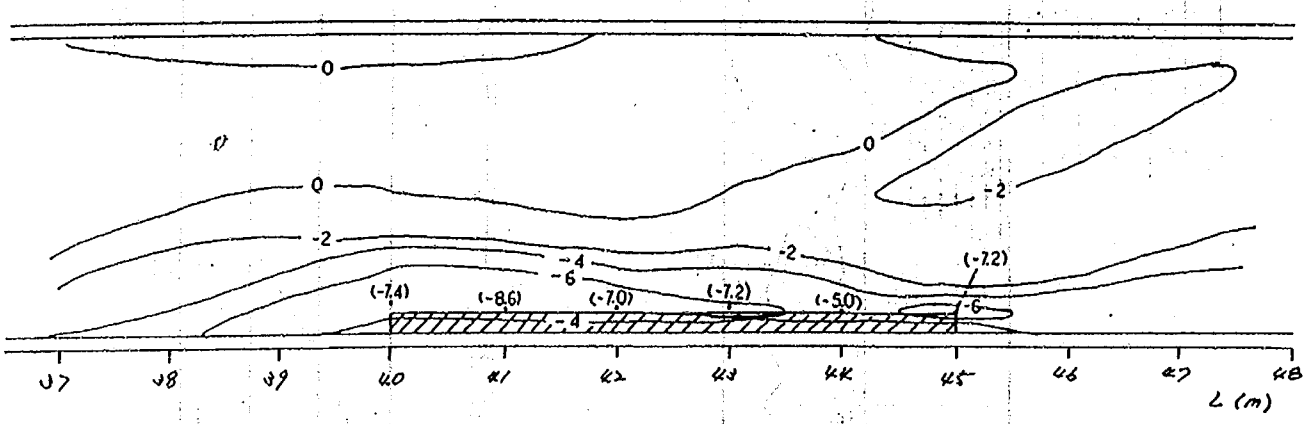


実験ケース	Ⅰ－2
対策工	根固水制
設定流量	78.31ℓ/s
設定水深	4.5cm
水温	10 °C

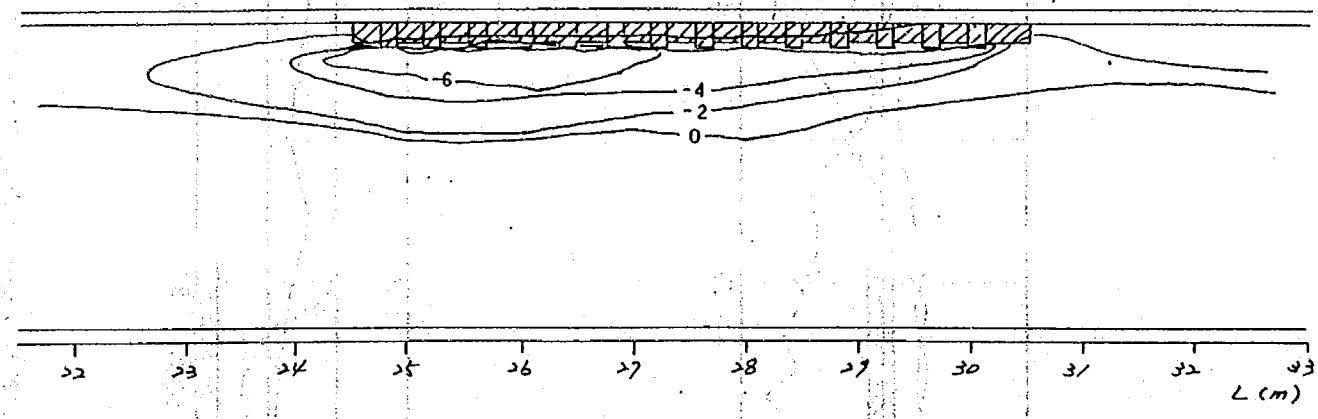
図－2.4.3 砂州の時間変化と流況図（ケースⅠ－2）



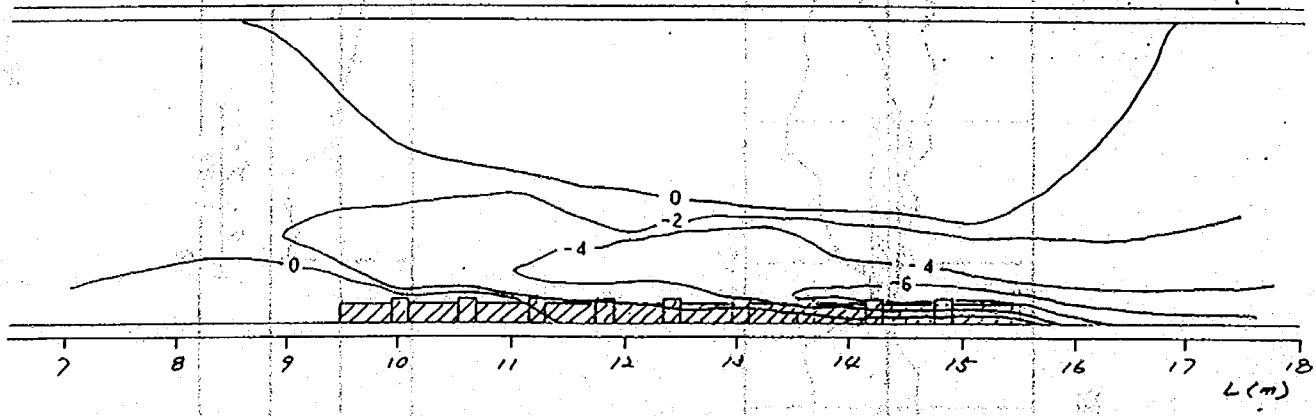
図－2.4.4　河床高変動量・流速縦断図（ケースⅠ－2）



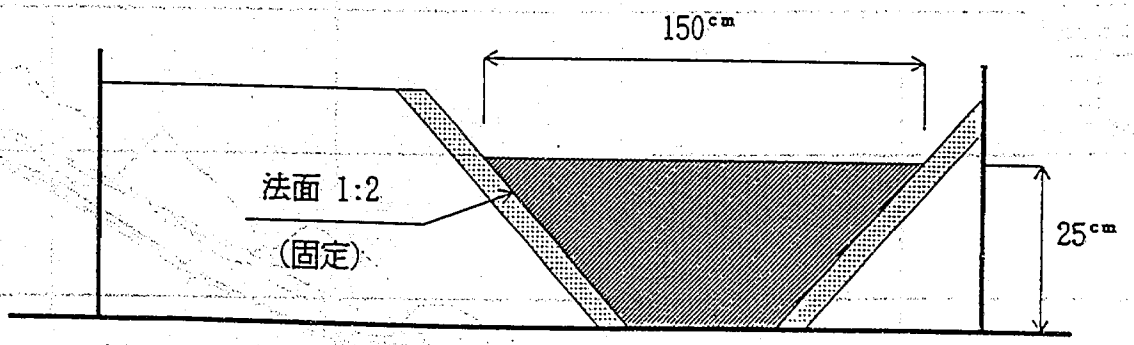
図－2.4.5(1)　等深線図（タイプＡ；根固め工のみ）



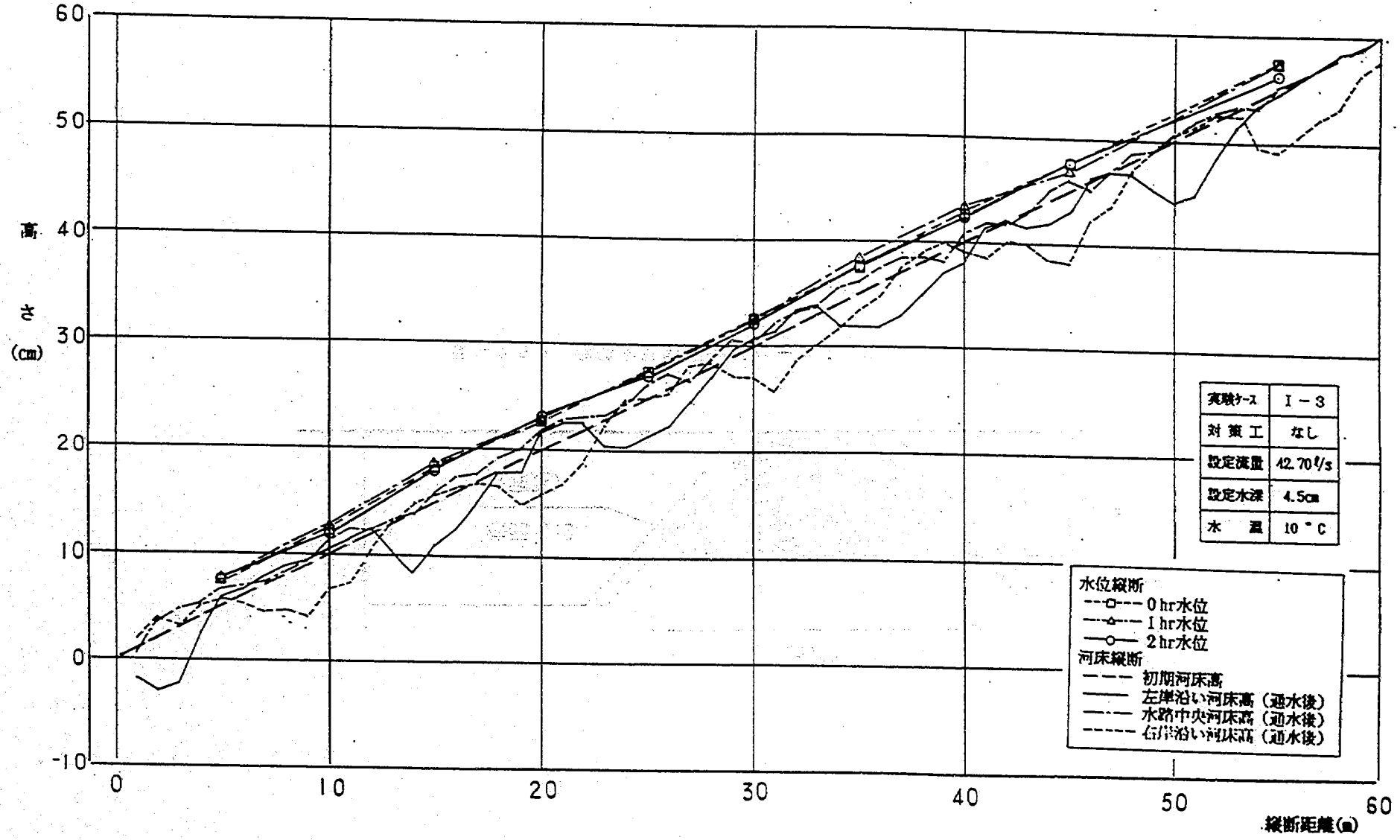
図－2.4.5(2)　等深線図（タイプＢ；水制間隔40cm）



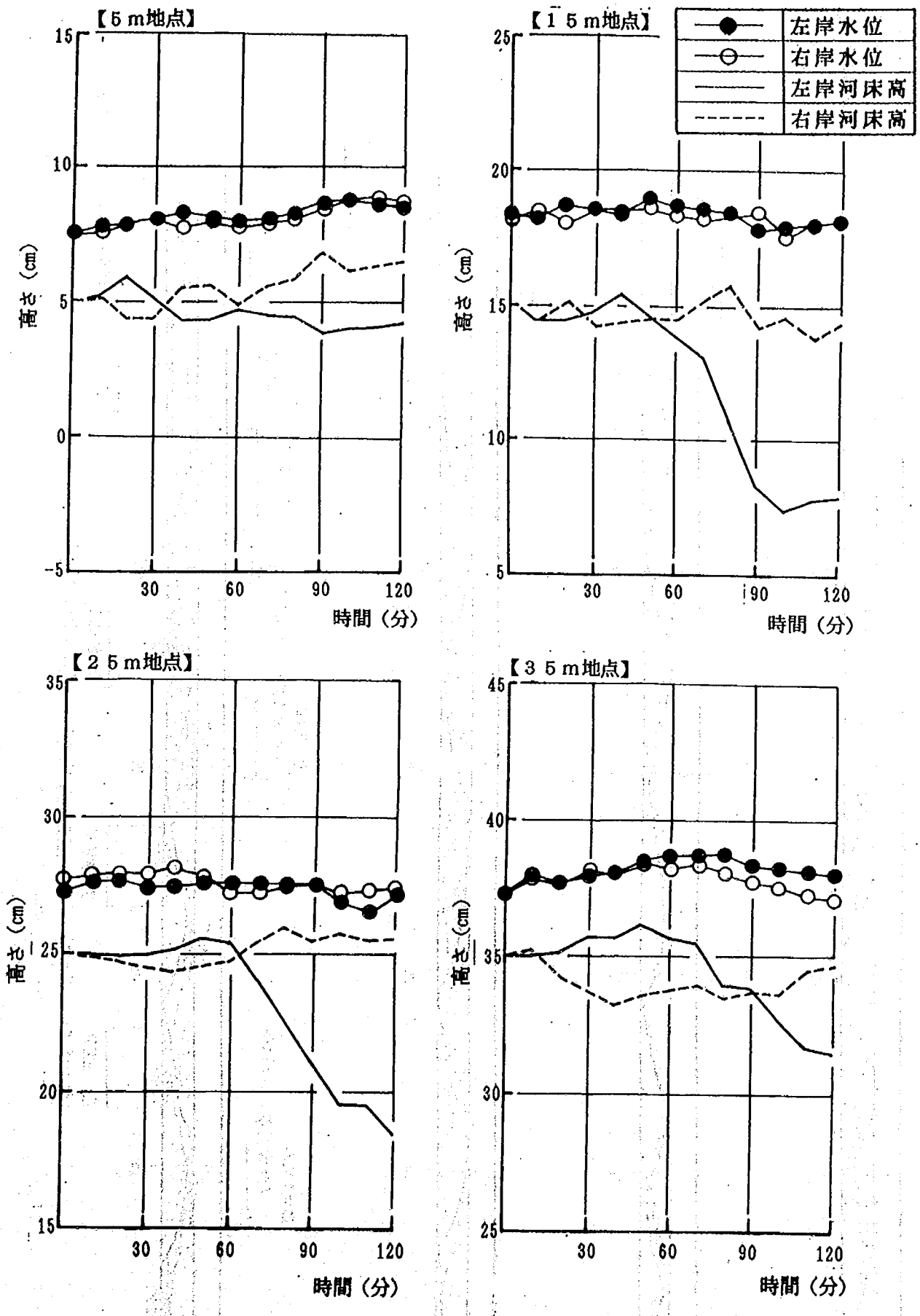
図－2.4.5(3)　等深線図（タイプＣ；水制間隔60cm）



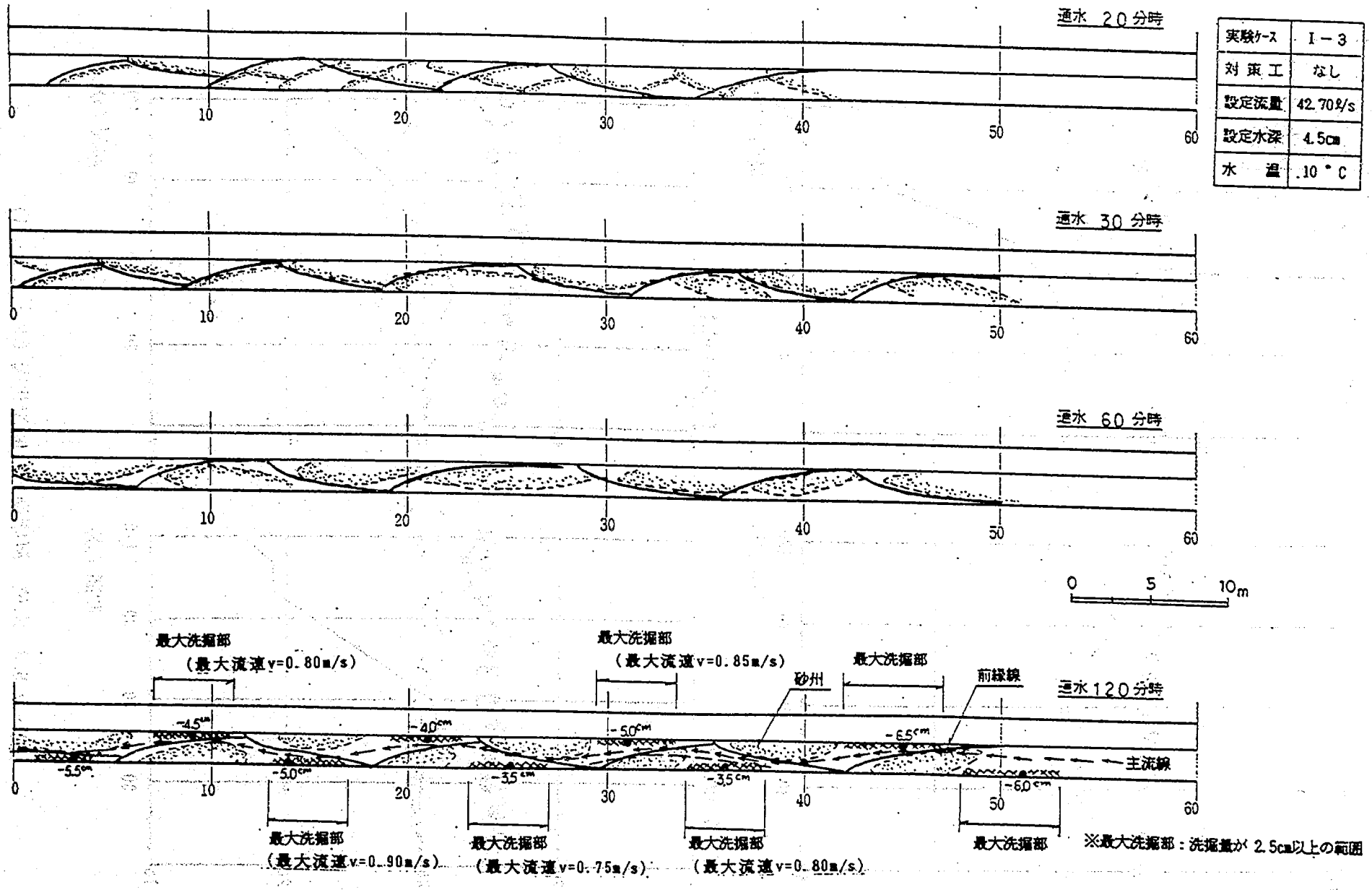
図－2.5.1　実験水路断面形（ケースⅠ－3，Ⅰ－2）



図－2.5.2　水位・河床高縦断図（ケースⅠ－3）

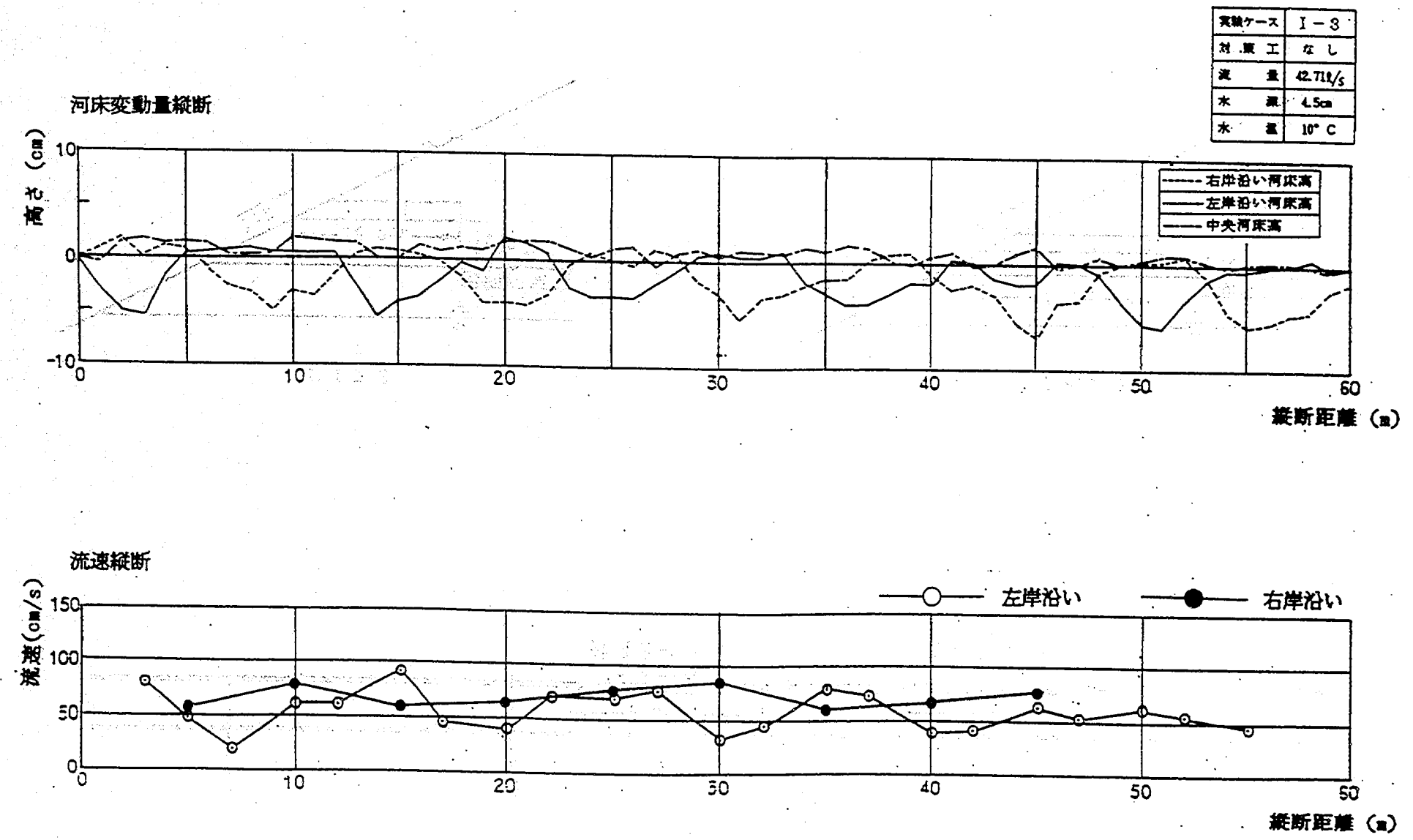


図－2.5.3　水位・河床高の時間変化図（ケースⅠ－3）

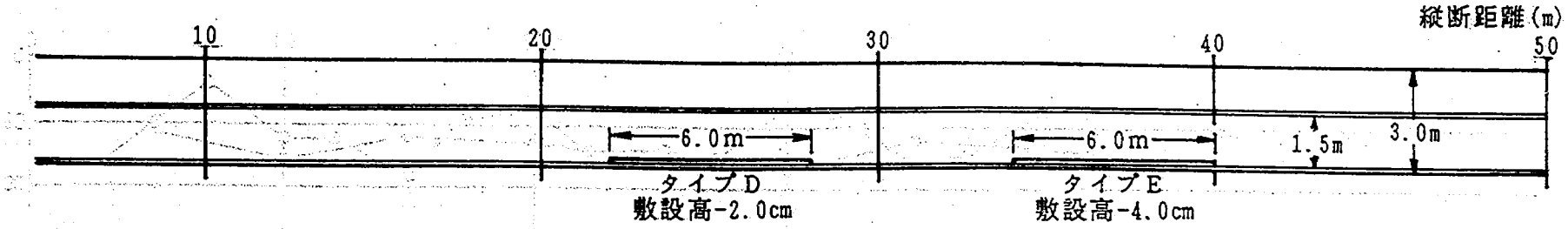


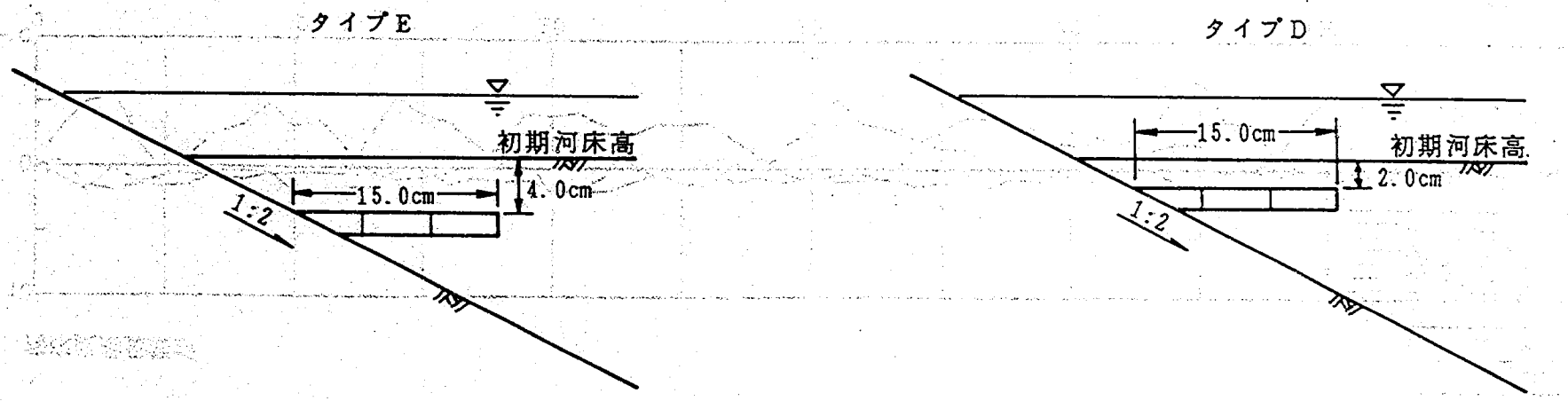
実験ケース	I－3
対策工	なし
設定流量	42.70ℓ/s
設定水深	4.5cm
水温	10.1°C

図－2.5.4　砂州の時間変化と流況図（ケースⅠ－3）

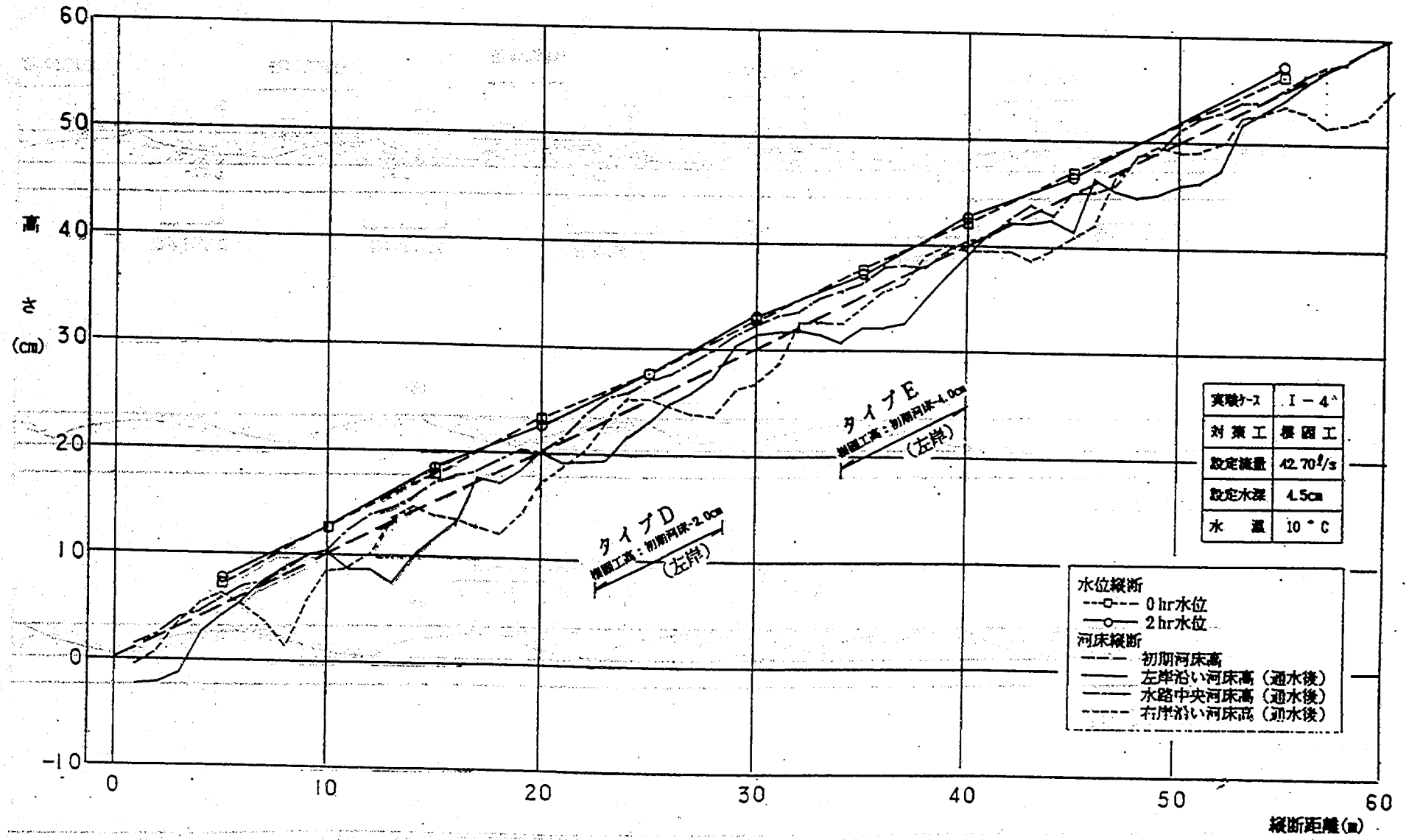


図－2.5.5　河床高変動量・流速縦断図（ケースⅠ－3）

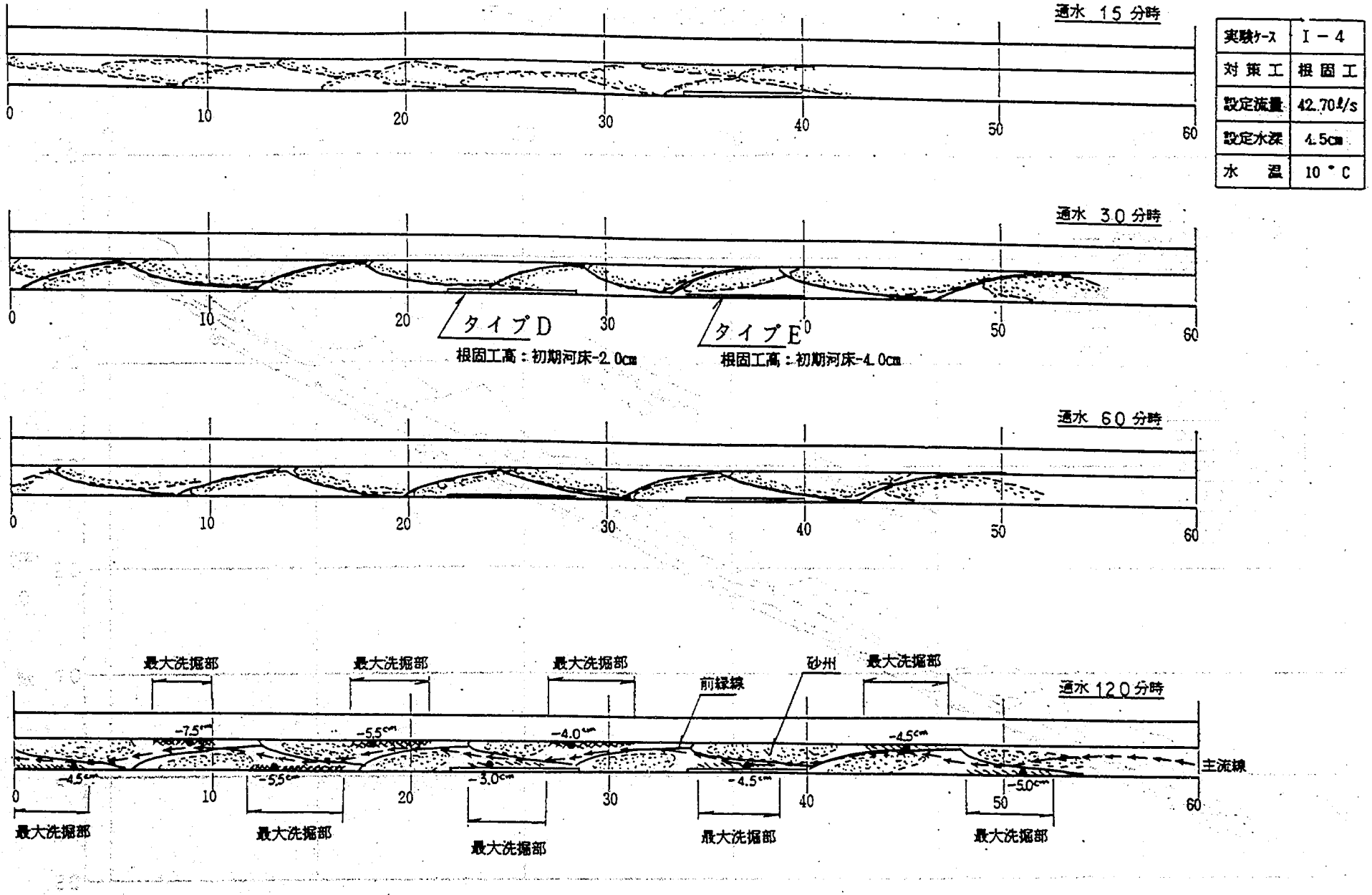




図－2.6.1　根固め工配置図

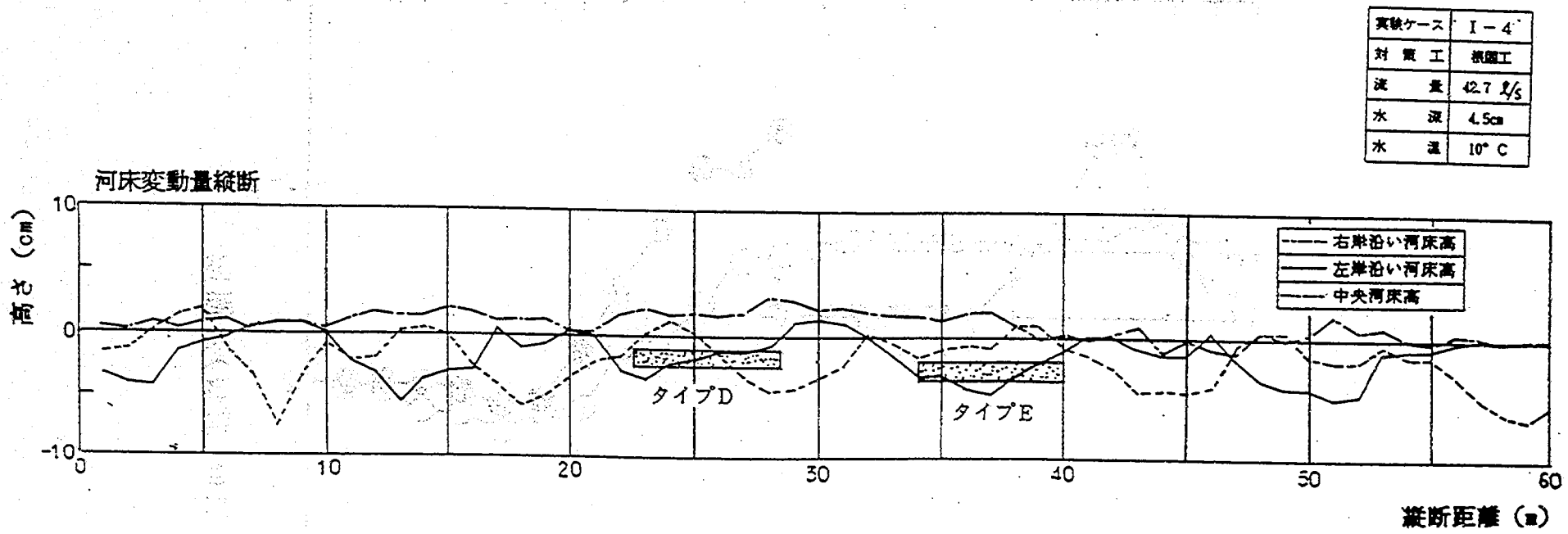


図－2.6.2　水位・河床高縦断図（ケースⅠ－4）

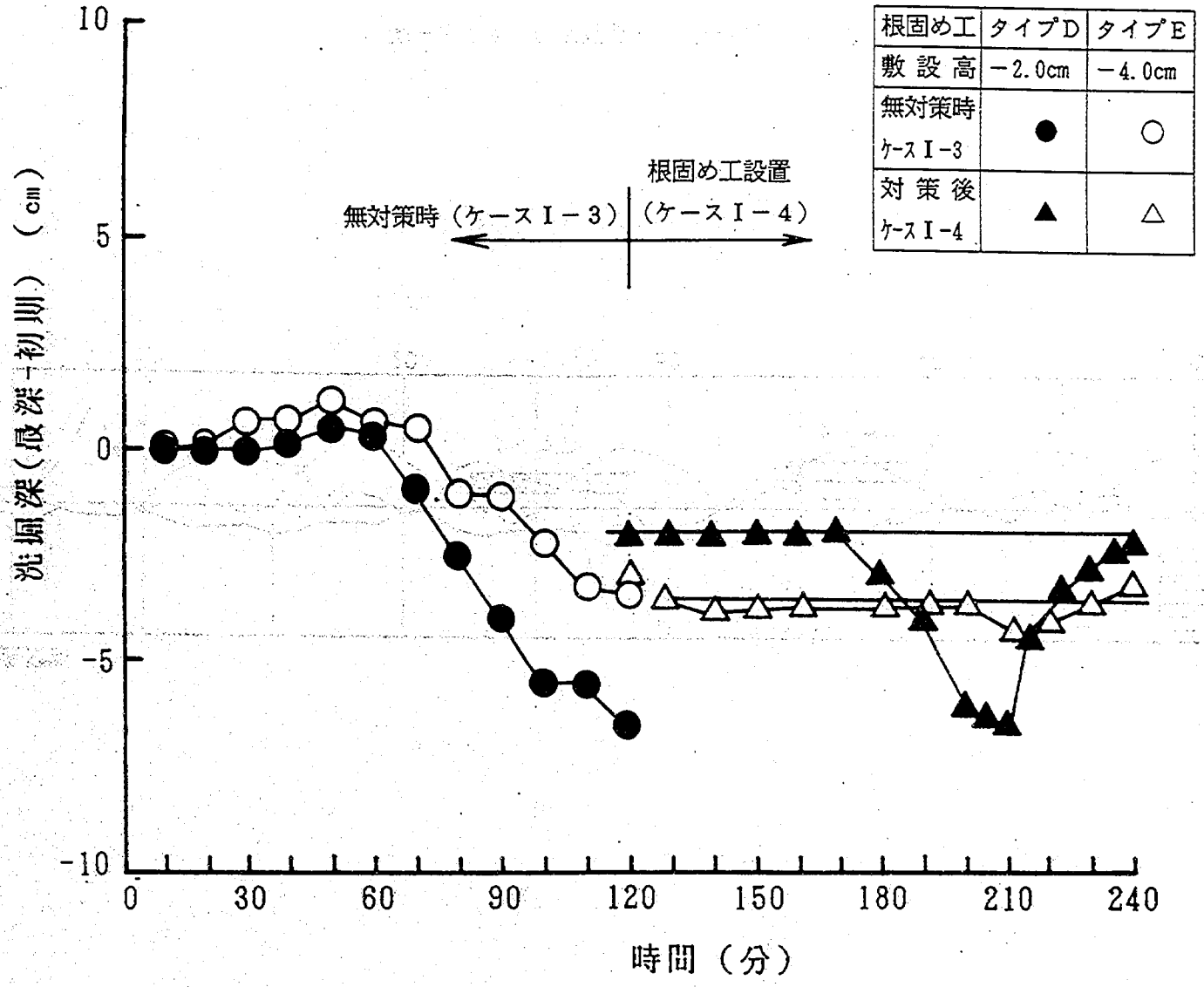


実験ケース	Ⅰ－4
対策工	根固工
設定流量	42.70ℓ/s
設定水深	4.5cm
水温	10 ° C

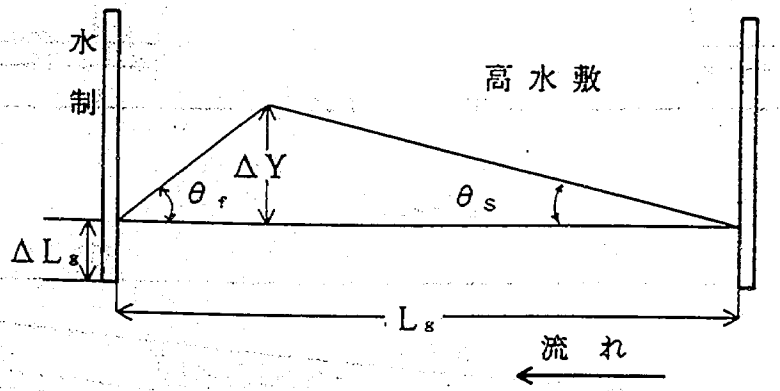
図－2.6.3 砂州の時間変化と流況図（ケースⅠ－4）



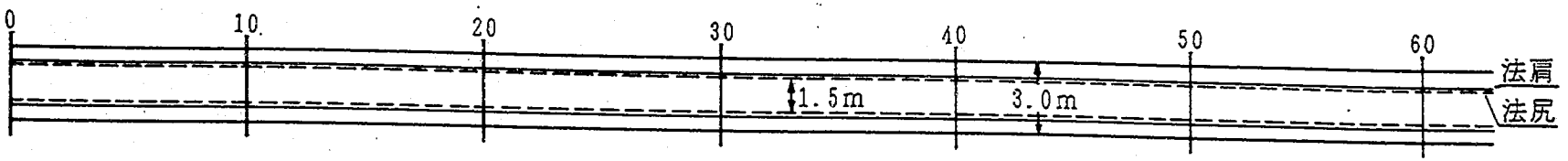
図－2.6.4　河床高変動量縦断図（ケースⅠ－4）


根固め工
タイプD
タイプE
敷設高
−2.0cm
−4.0cm
無対策時
ケースI−3
対策後
ケースI−4
根固め工設置
無対策時（ケースI−3）
（ケースI−4）
洗掘深（最深−初期）（cm）
10
5
0
-5
-10
0
30
60
90
120
150
180
210
240
時間（分）

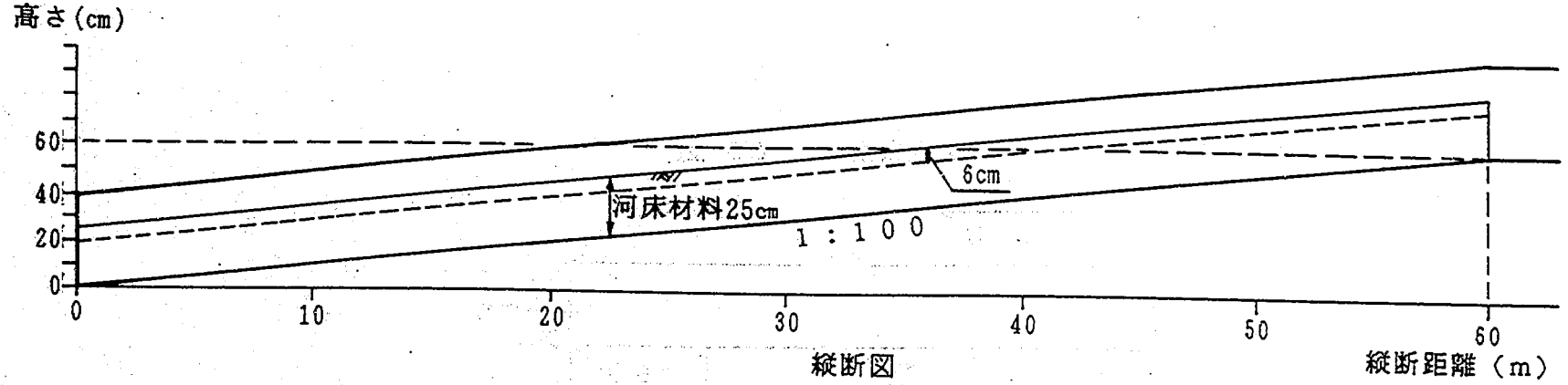
図−2.6.5　洗掘時間曲線



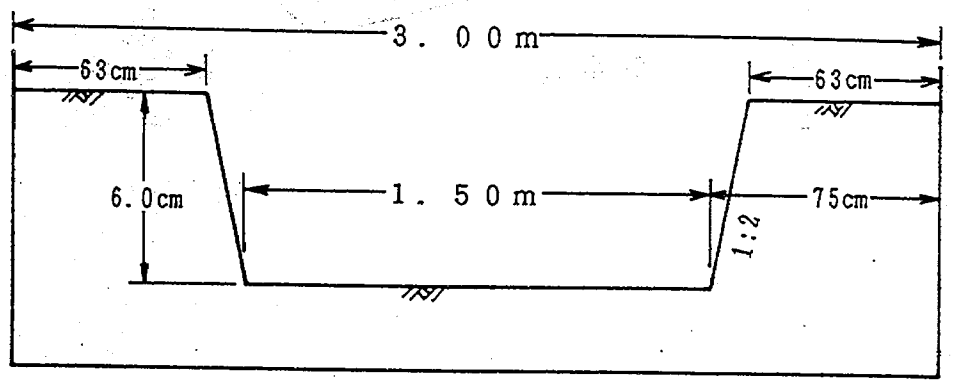
図－2.7.1　河岸線簡略図



平面図

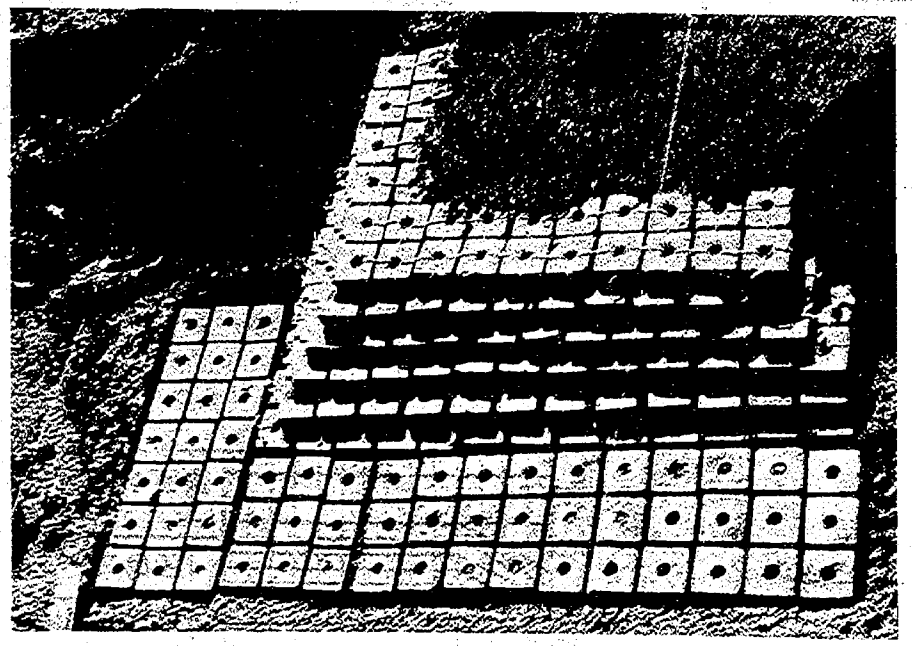


縦断図

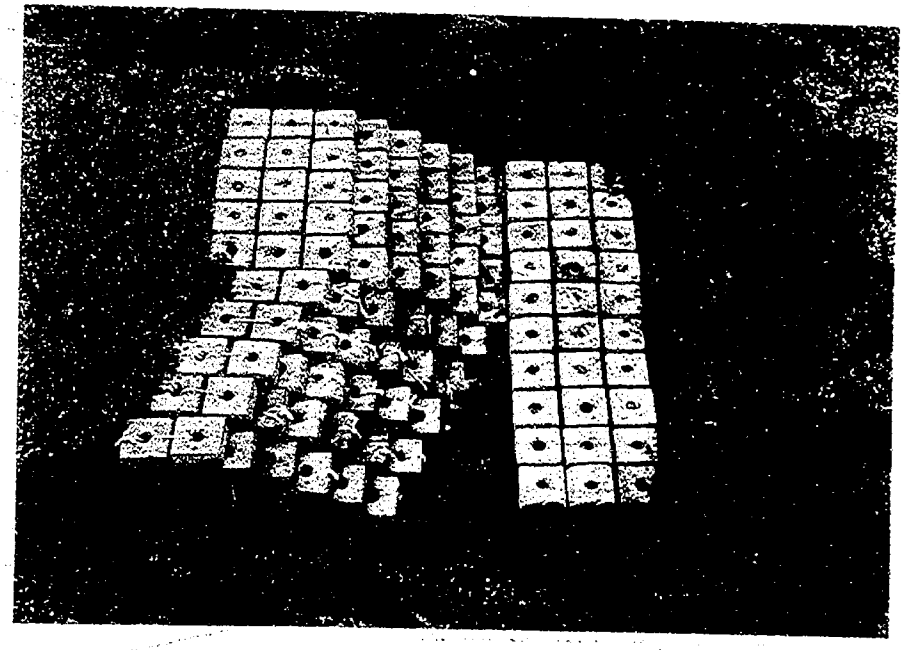


横断図

図－2.7.2　実験水路概要図

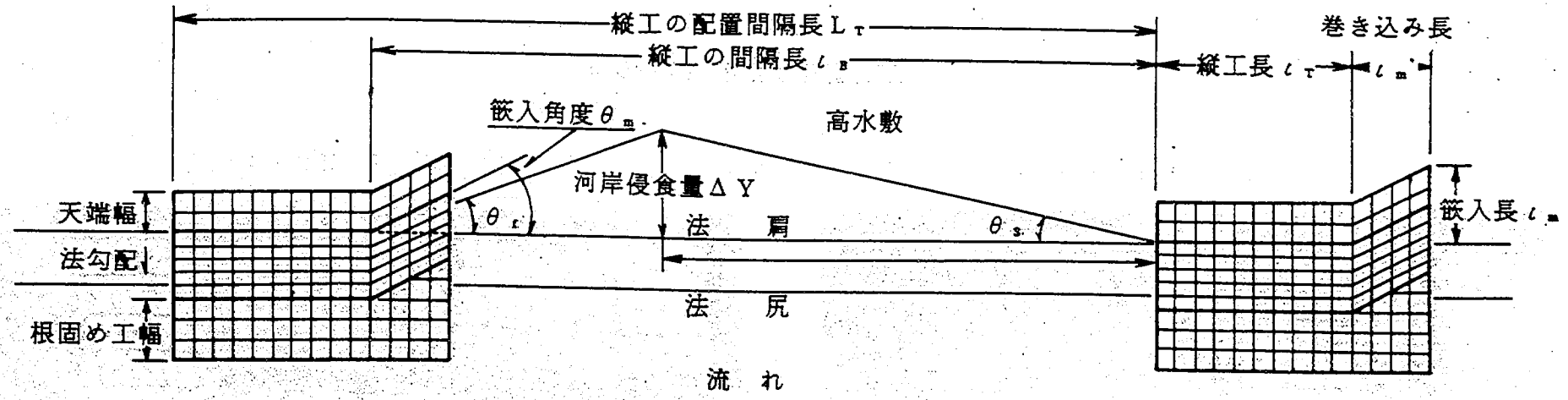


（ケースⅡ－2－3）

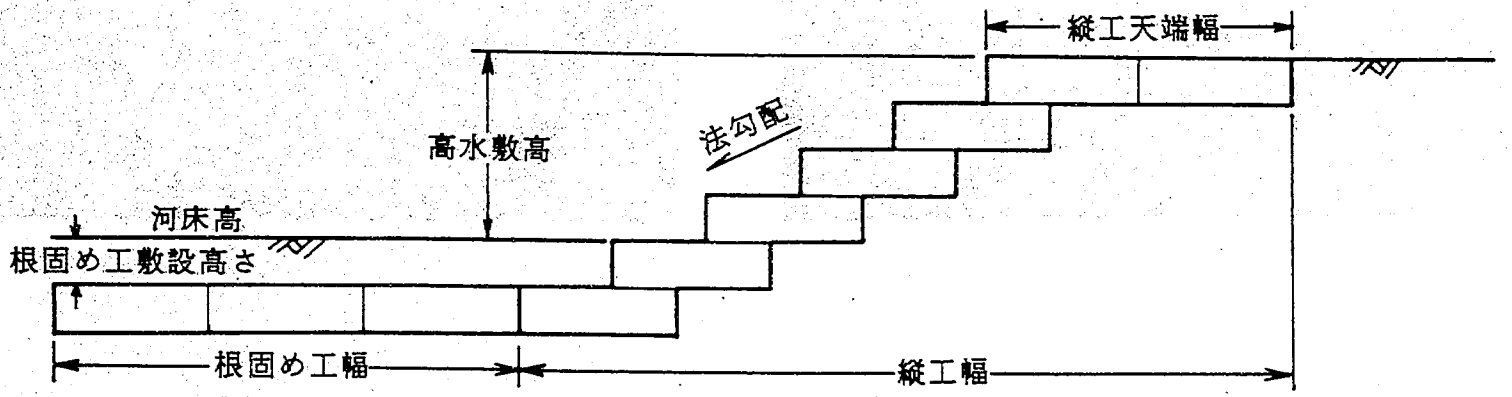


（ケースⅡ－3－1）

写真－2.5　縦工の設置状況

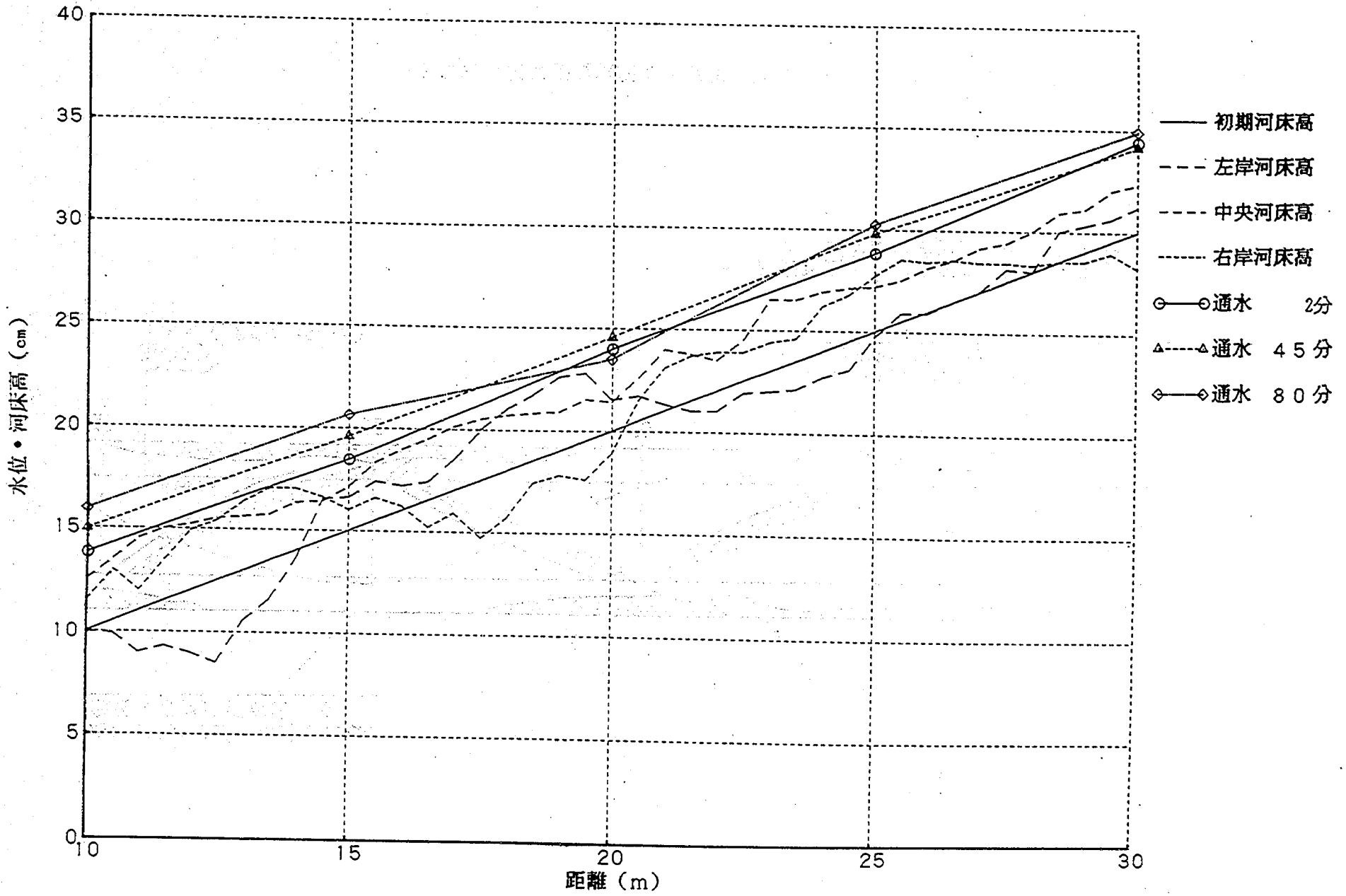


縦工平面図

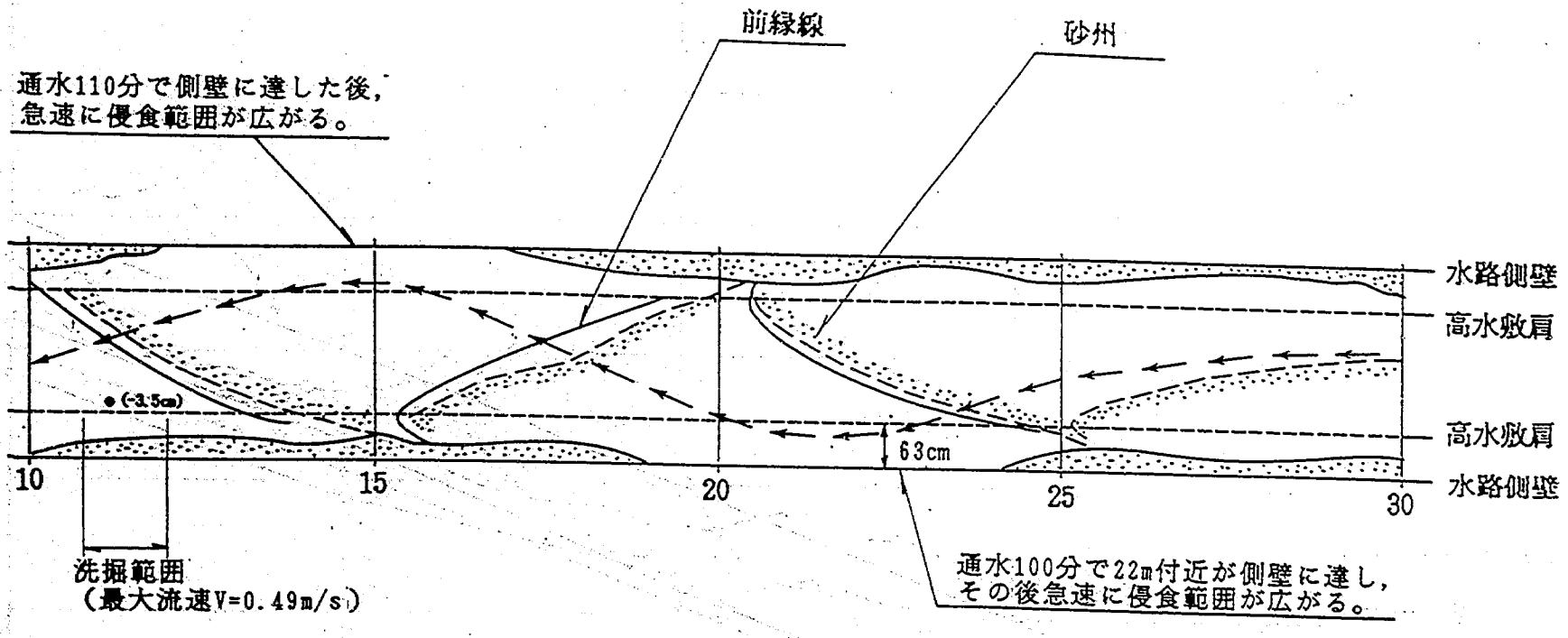


縦工横断形状図

図－2.7.3　縦工標準構造図

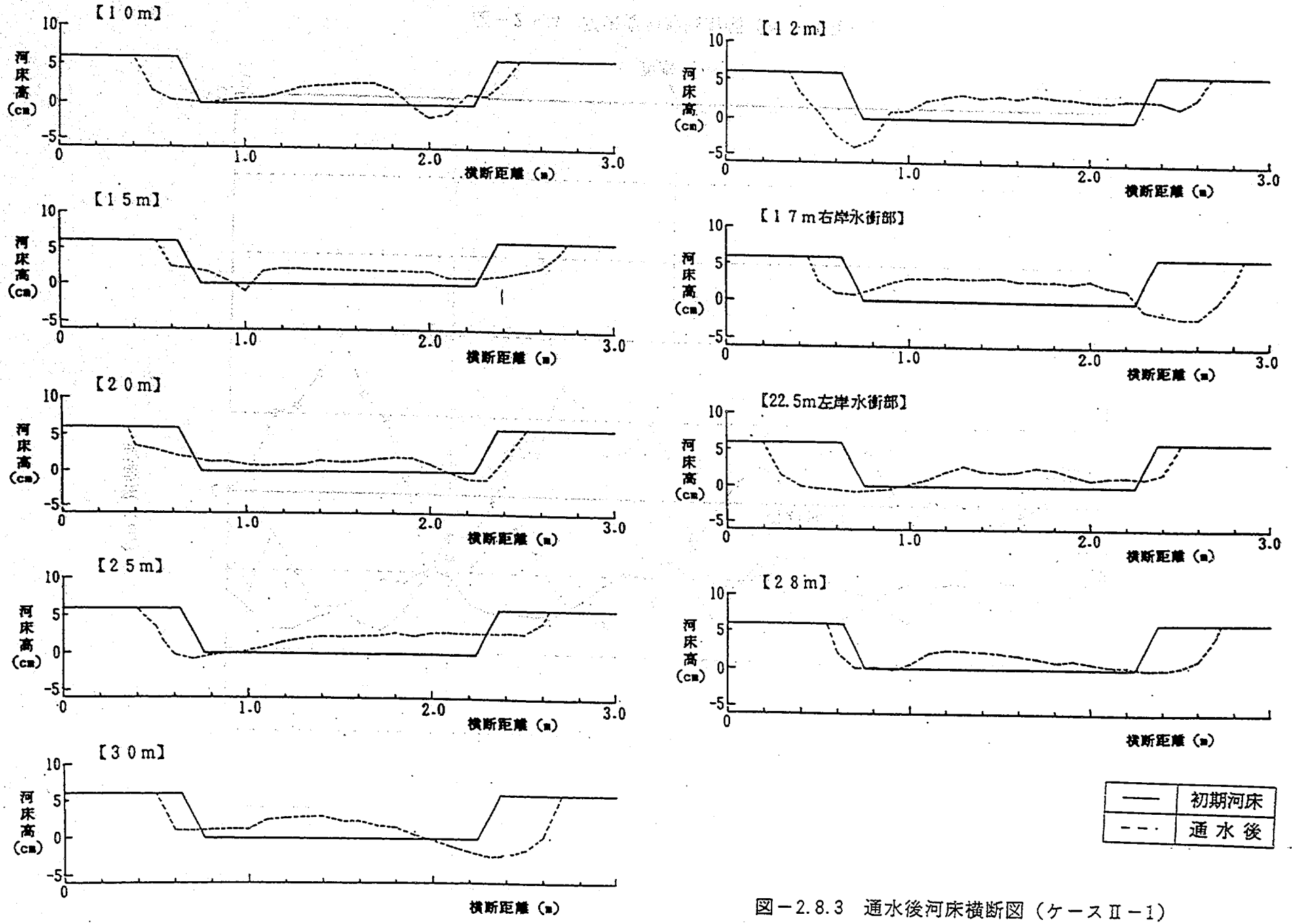


図－2.8.1　水位河床高縦断図（ケースⅡ－1）

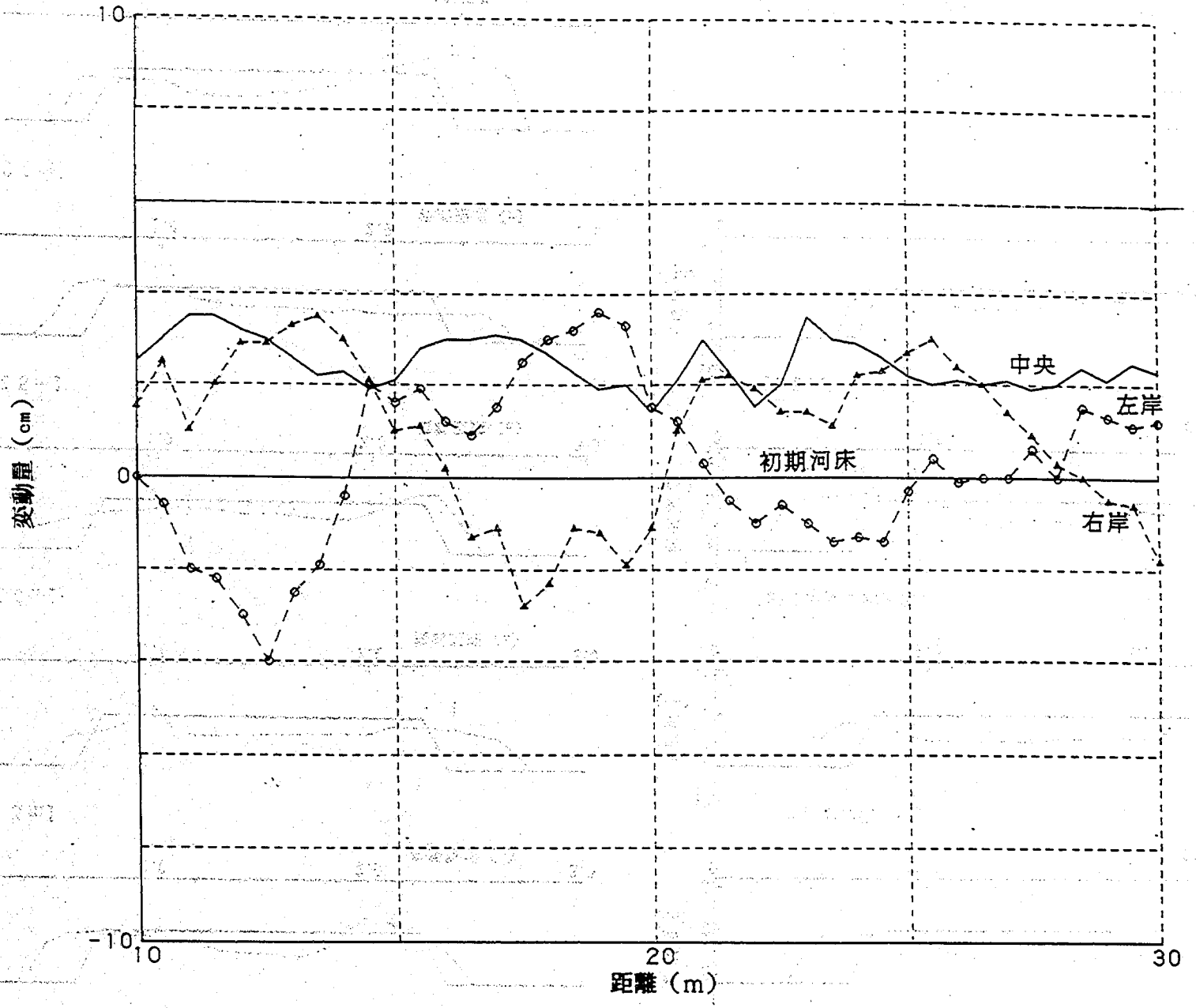


※　洗掘範囲；洗掘深が3cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

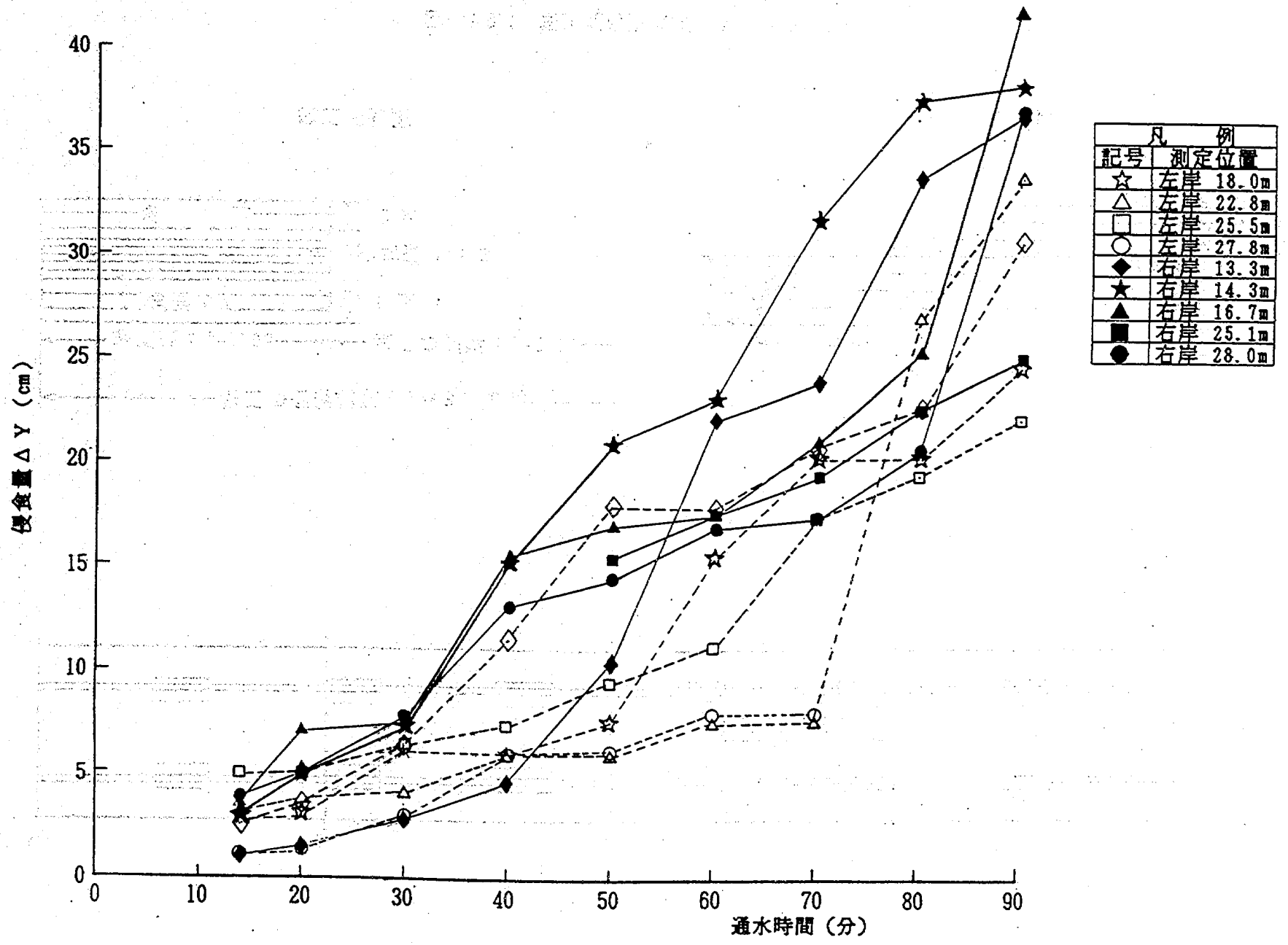
図－2.8.2　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－1，通水120分後）



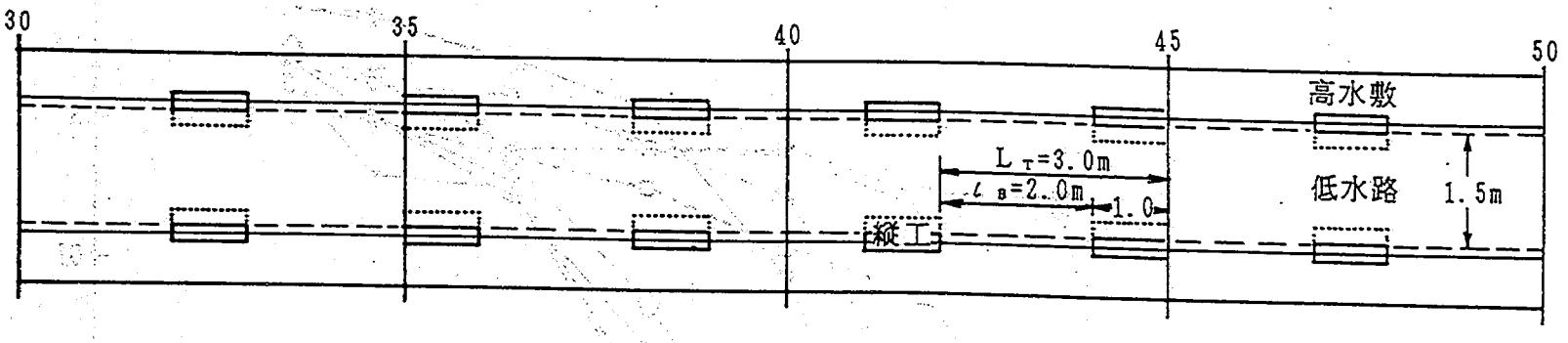
図－2.8.3　通水後河床横断図（ケースⅡ－1）

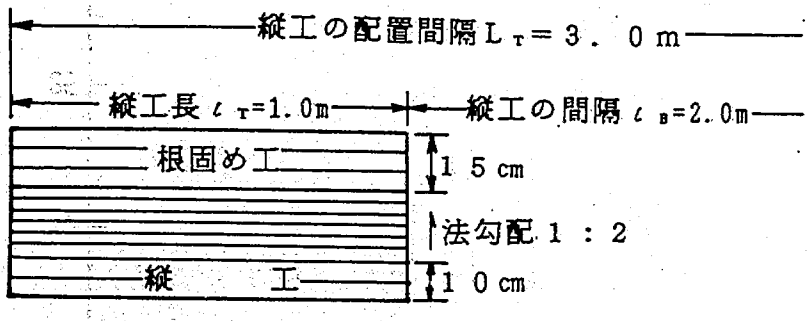


図－2.8.4　河床変動量縦断図（ケースⅡ－1）

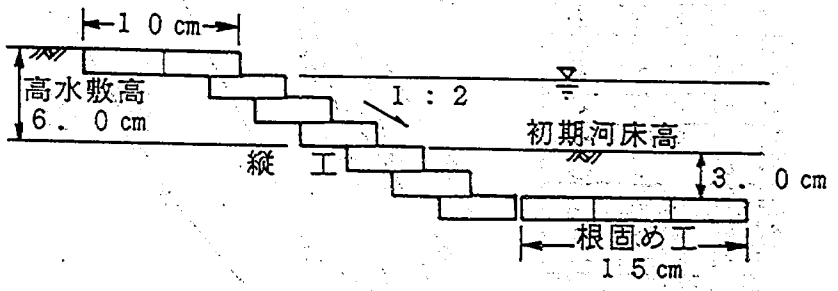


図－2.8.5　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－1）



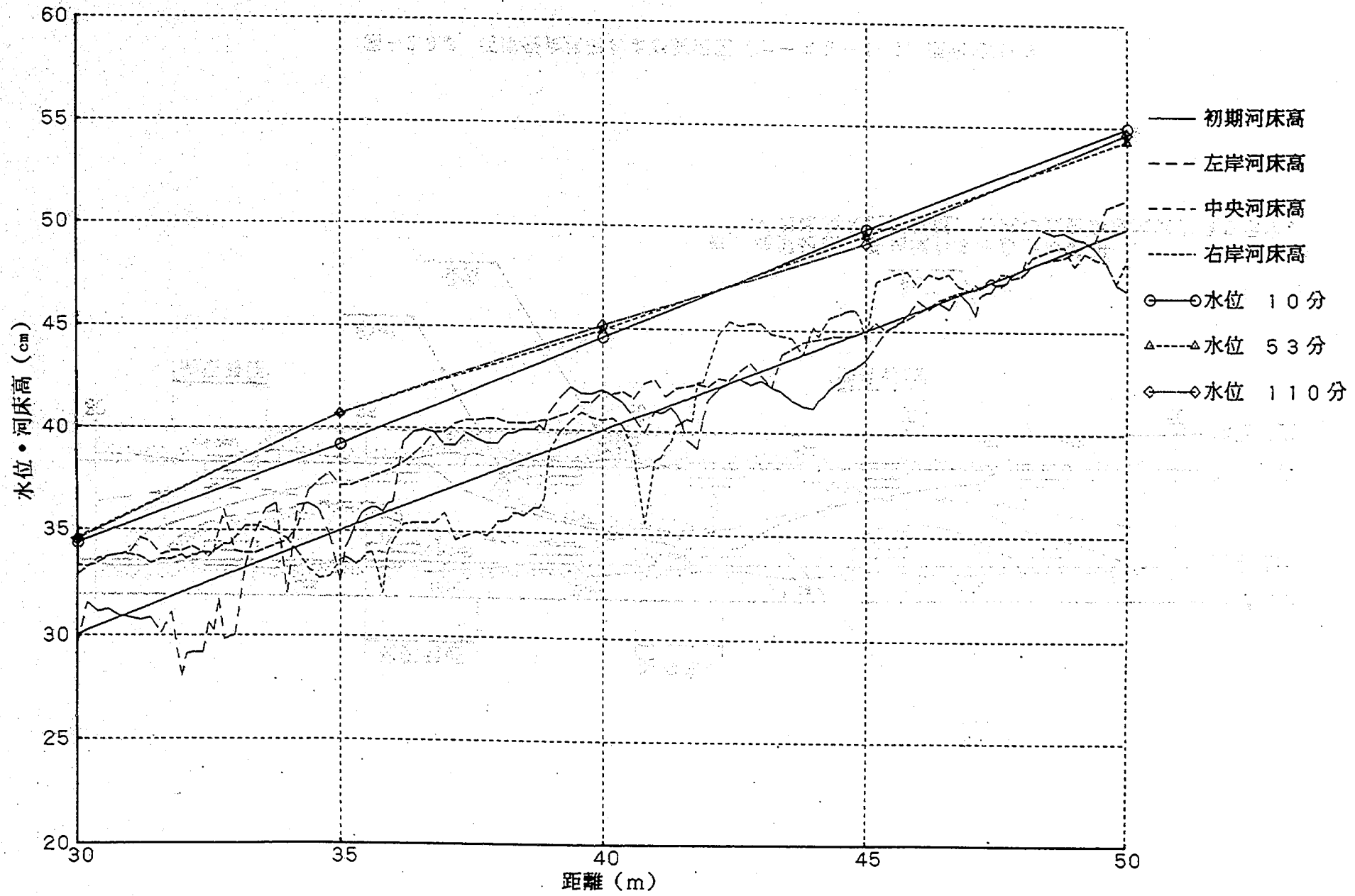


縦工平面図

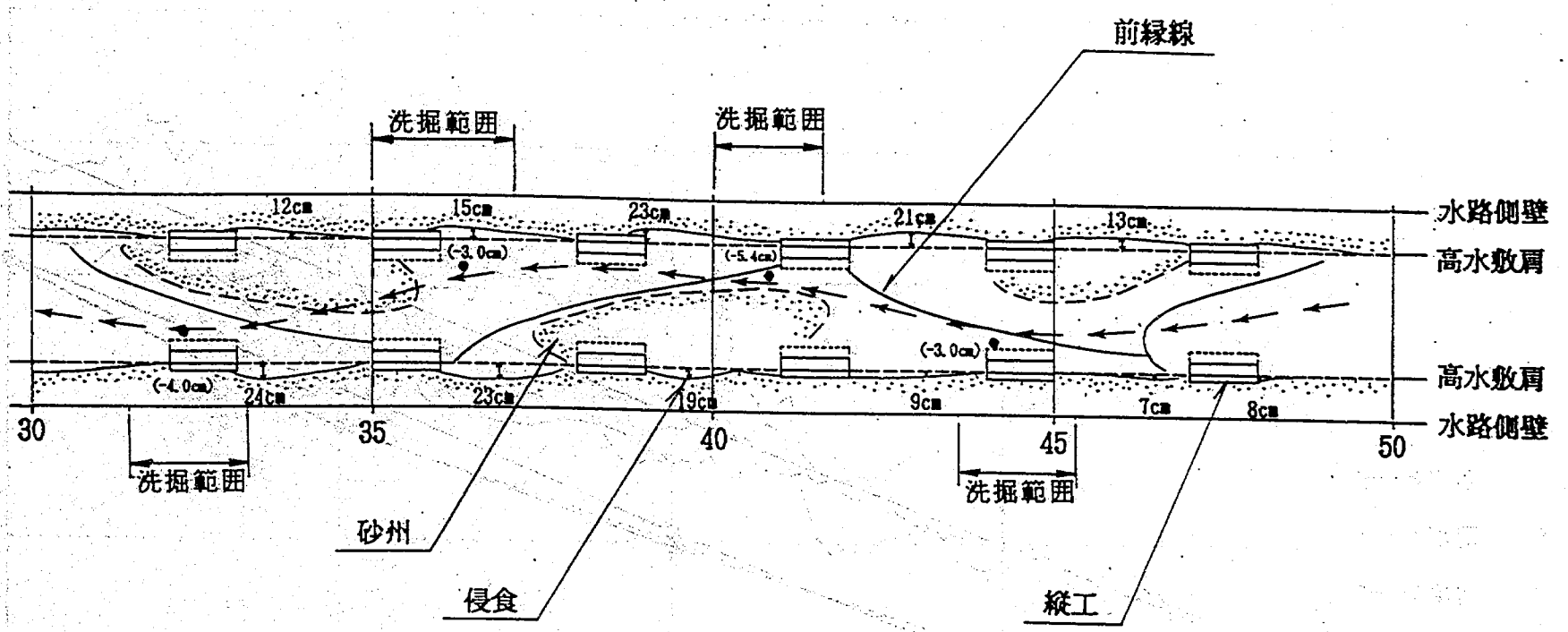


縦工側面図

図－2.9.1　縦工配置形状図（ケースⅡ－2－1）

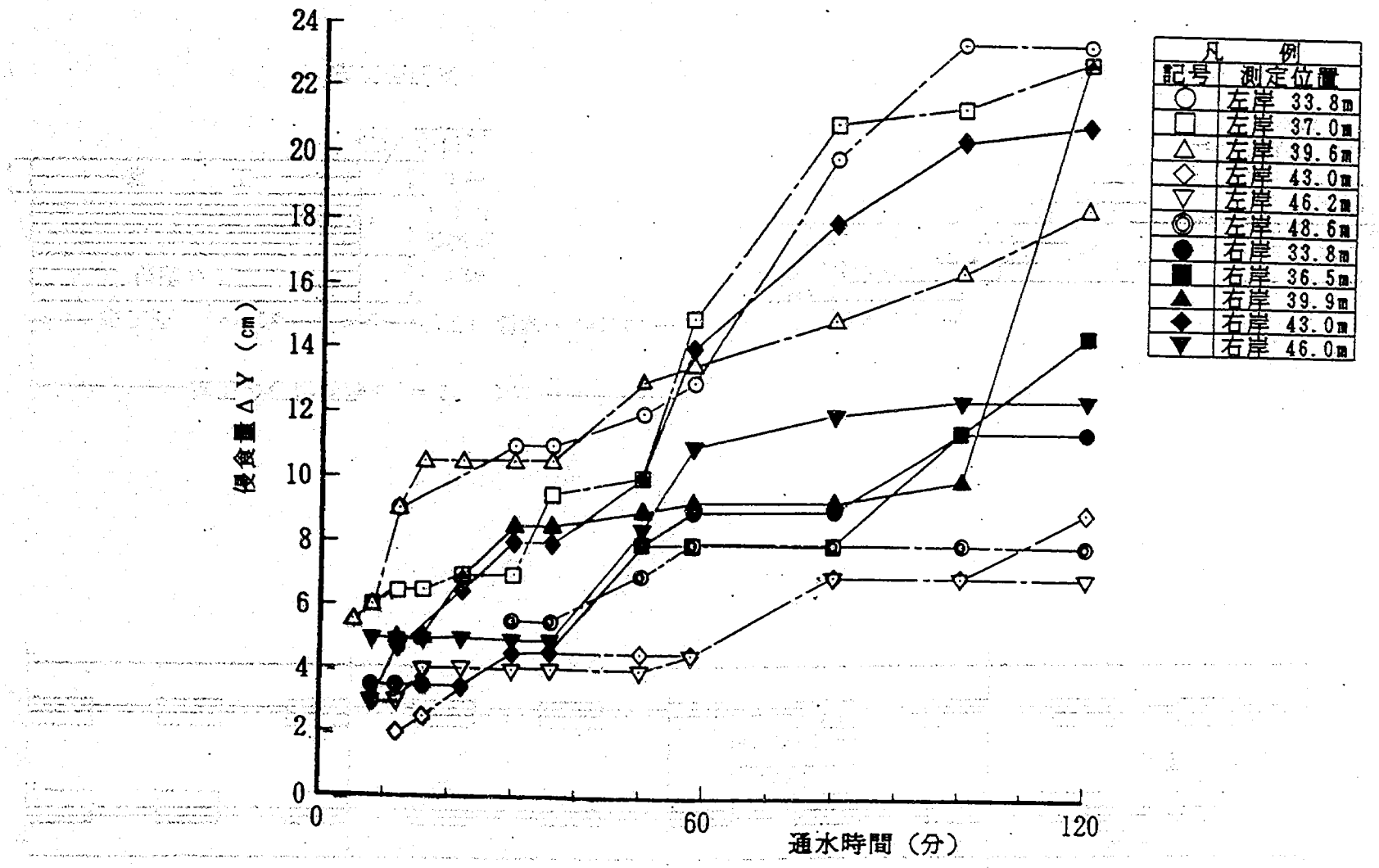


図－2.9.2　水位河床高縦断図（ケースⅡ－2－1）

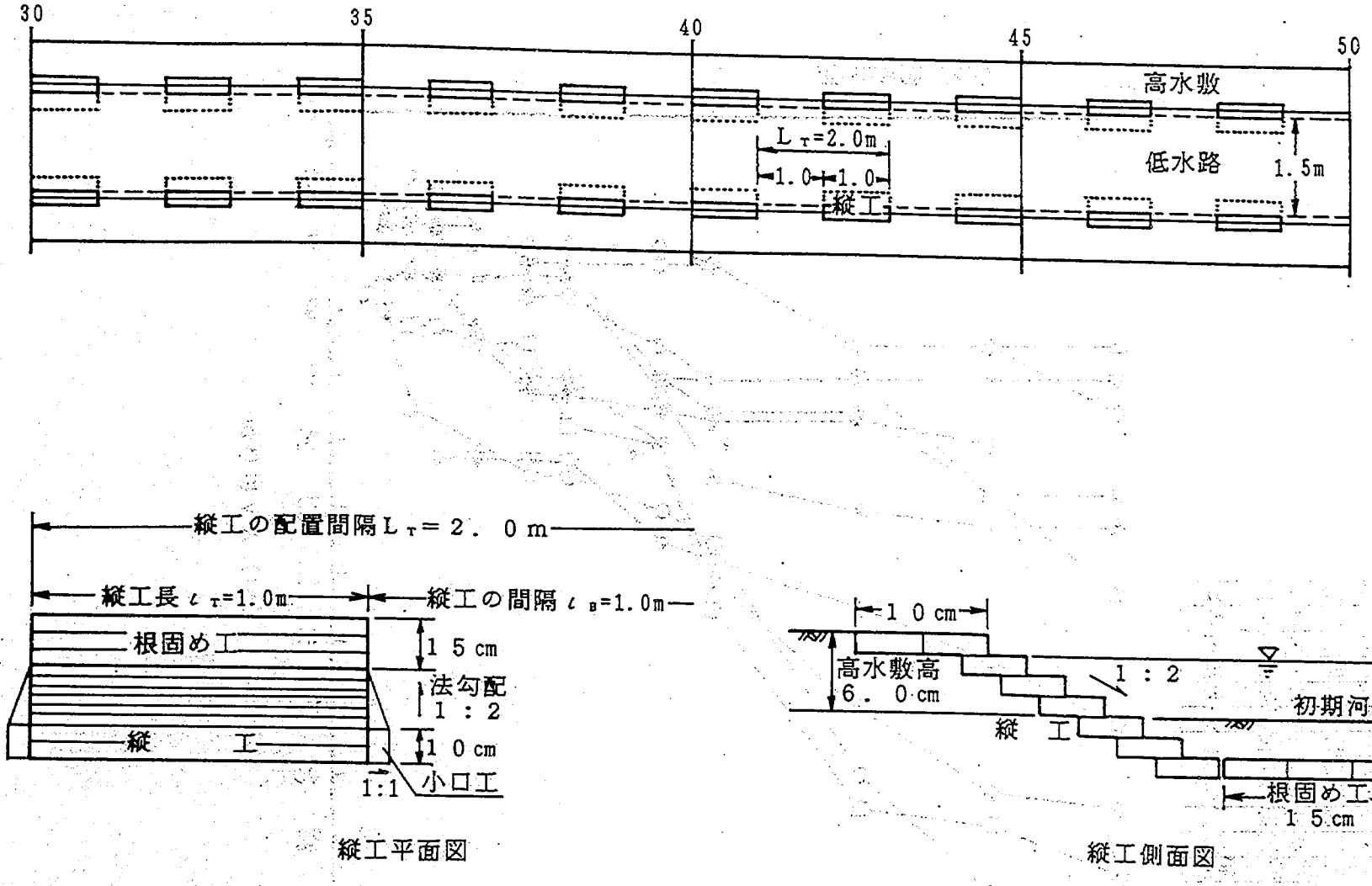


※　洗掘範囲：洗掘深が3cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

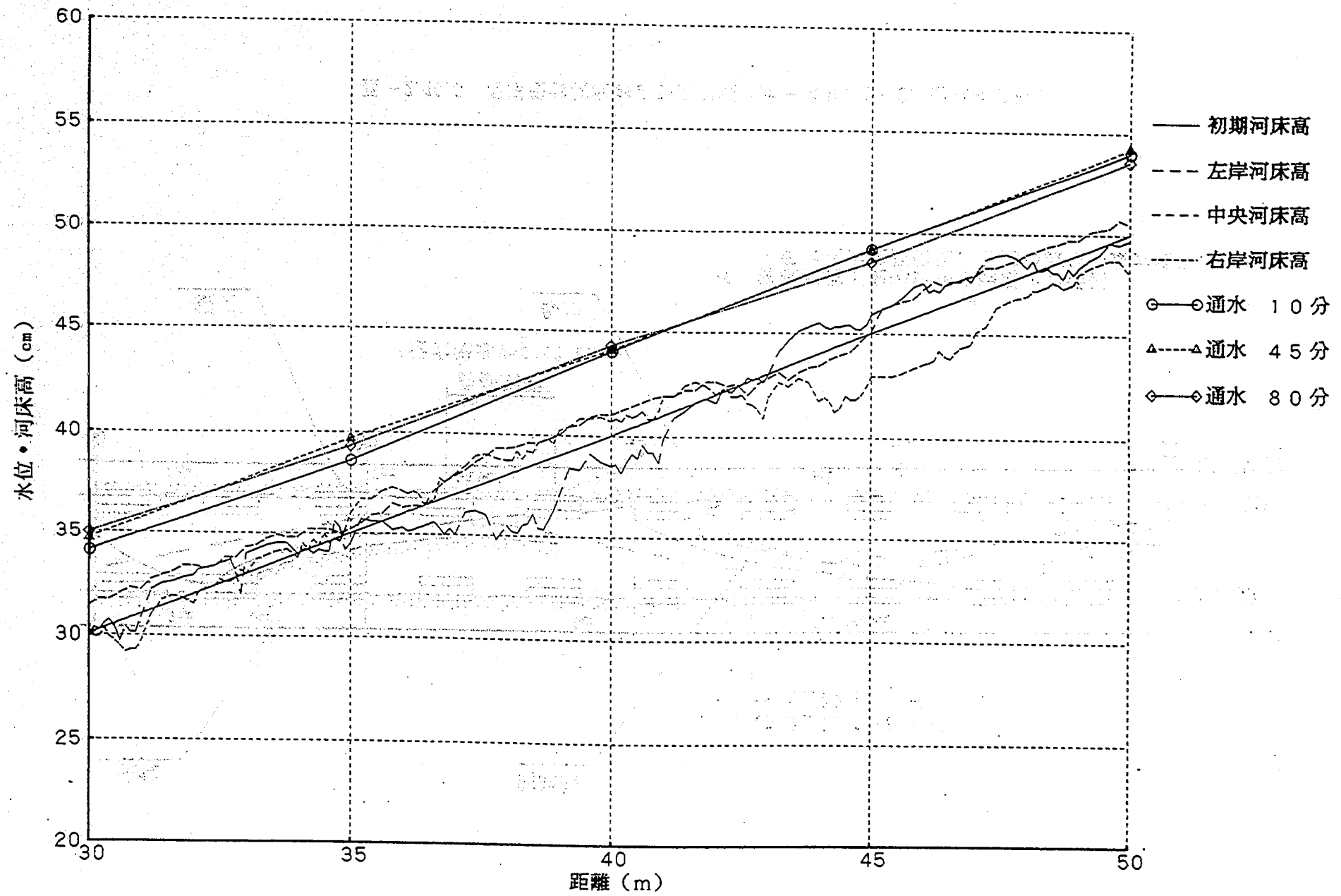
図－2.9.3　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－2－1，通水120分後）



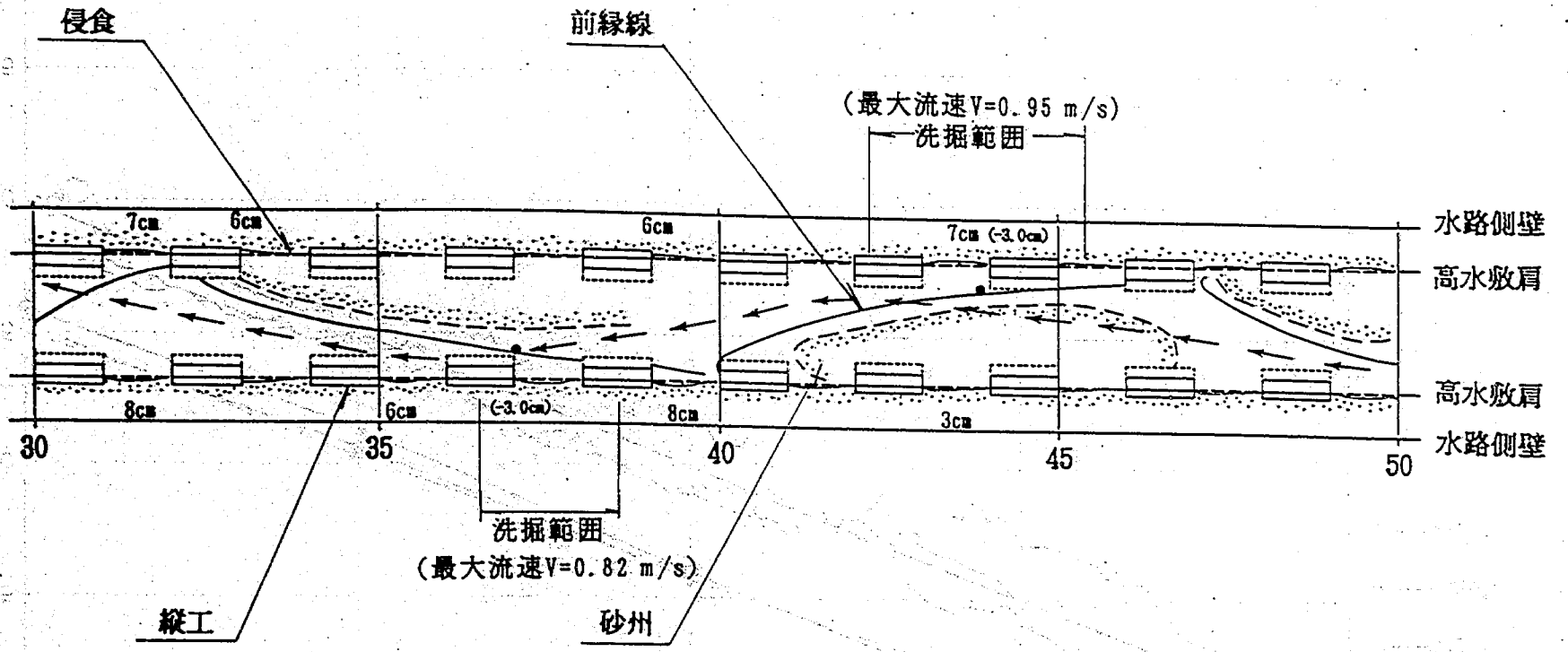
図－2.9.4　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－2－1）



図－2.10.1　縦工配置形状図（ケースⅡ－2－2）

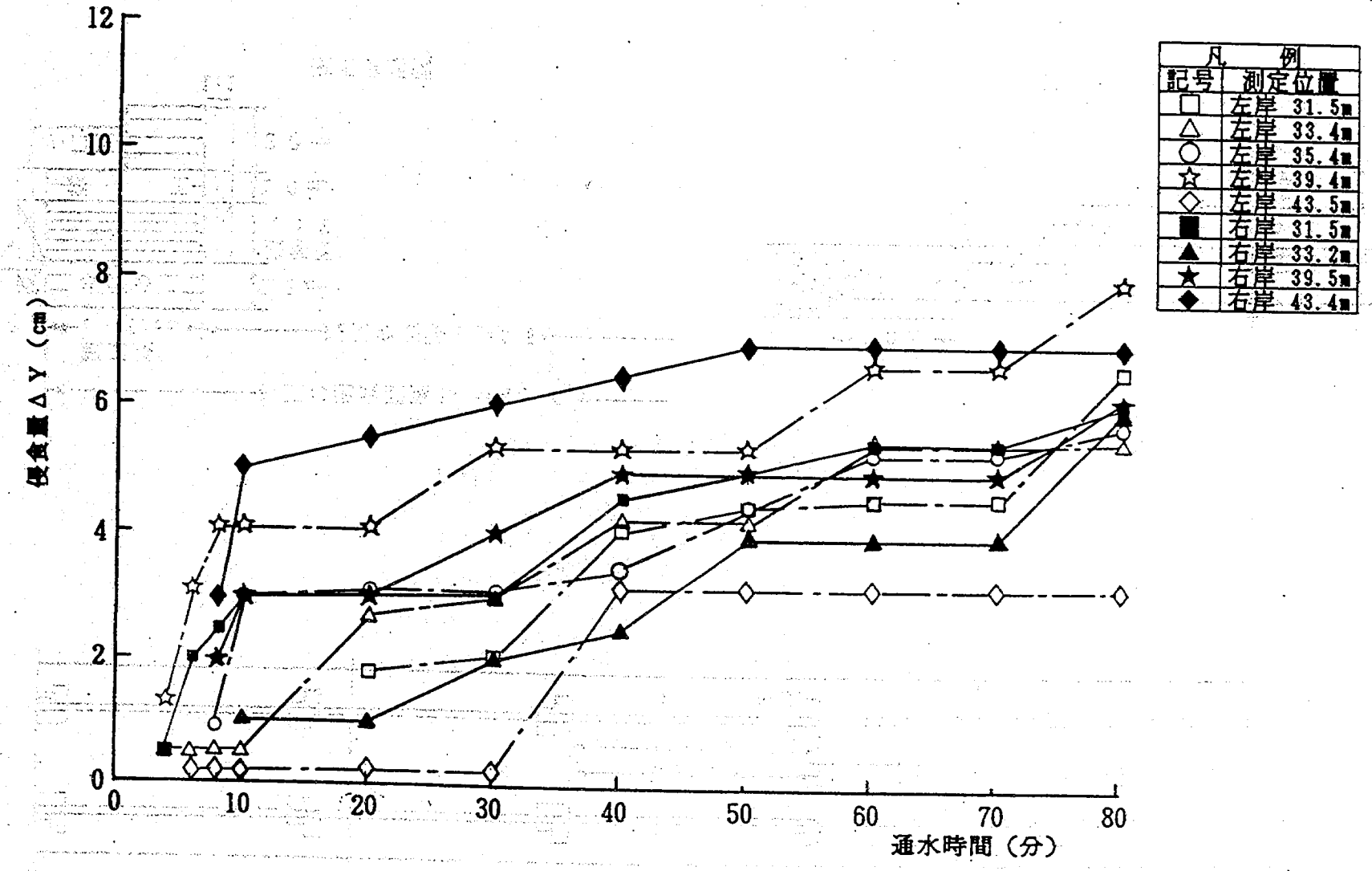


図－2.10.2　水位河床高縦断図（ケースⅡ－2－2）

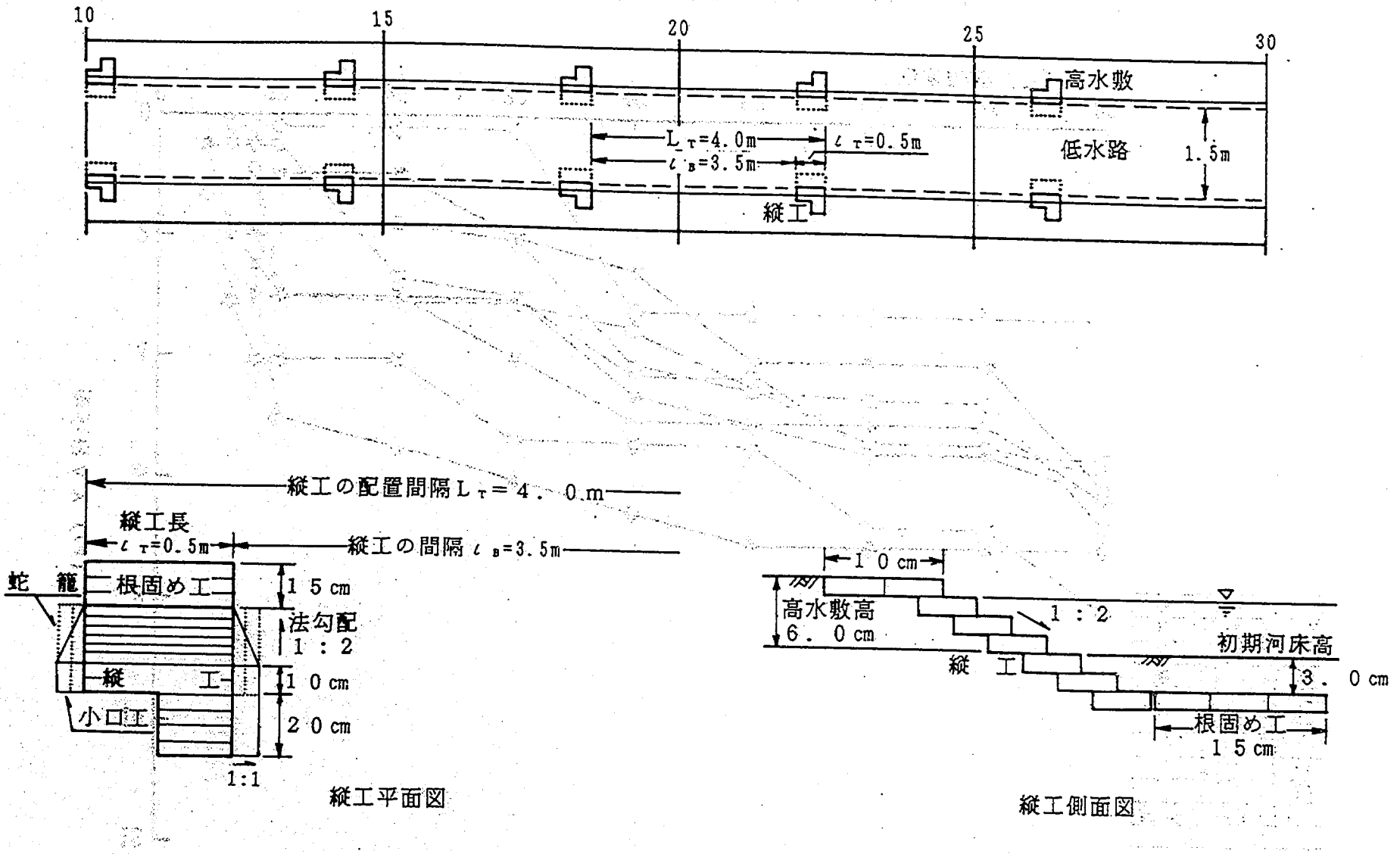


※ 洗掘範囲；洗掘深が3cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

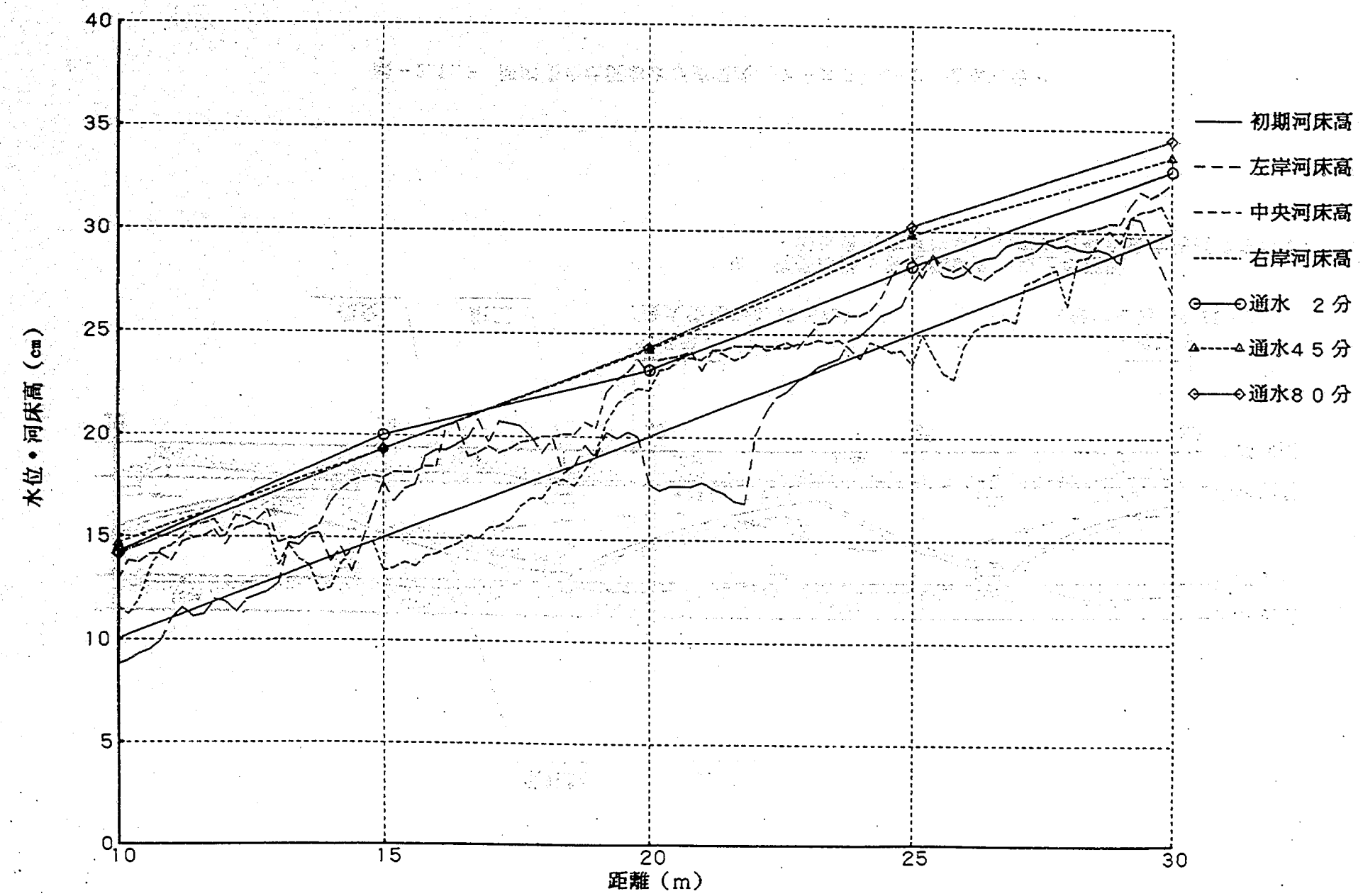
図－2.10.3 河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－2－2，通水90分後）



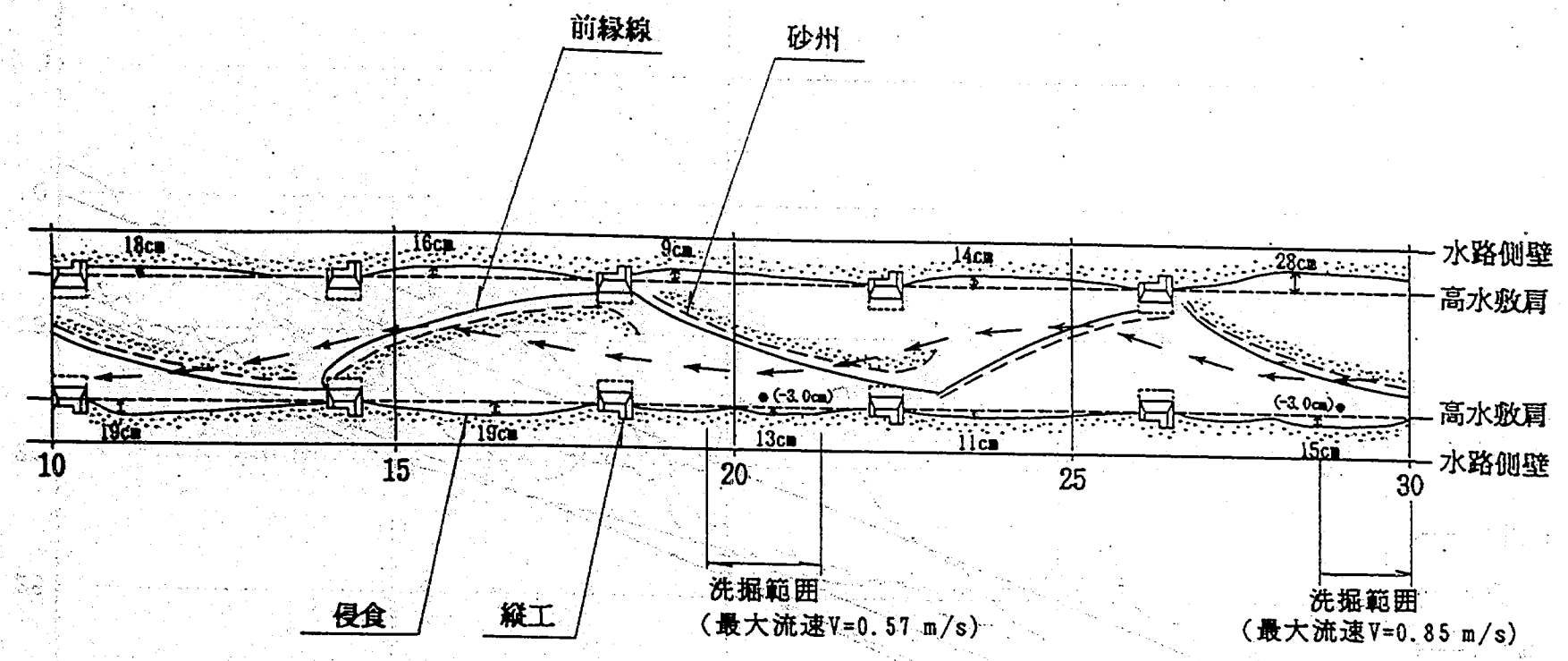
図－2.10.4　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－2－2）



図－2.11.1 縦工配置形状図（ケースⅡ－2－3）

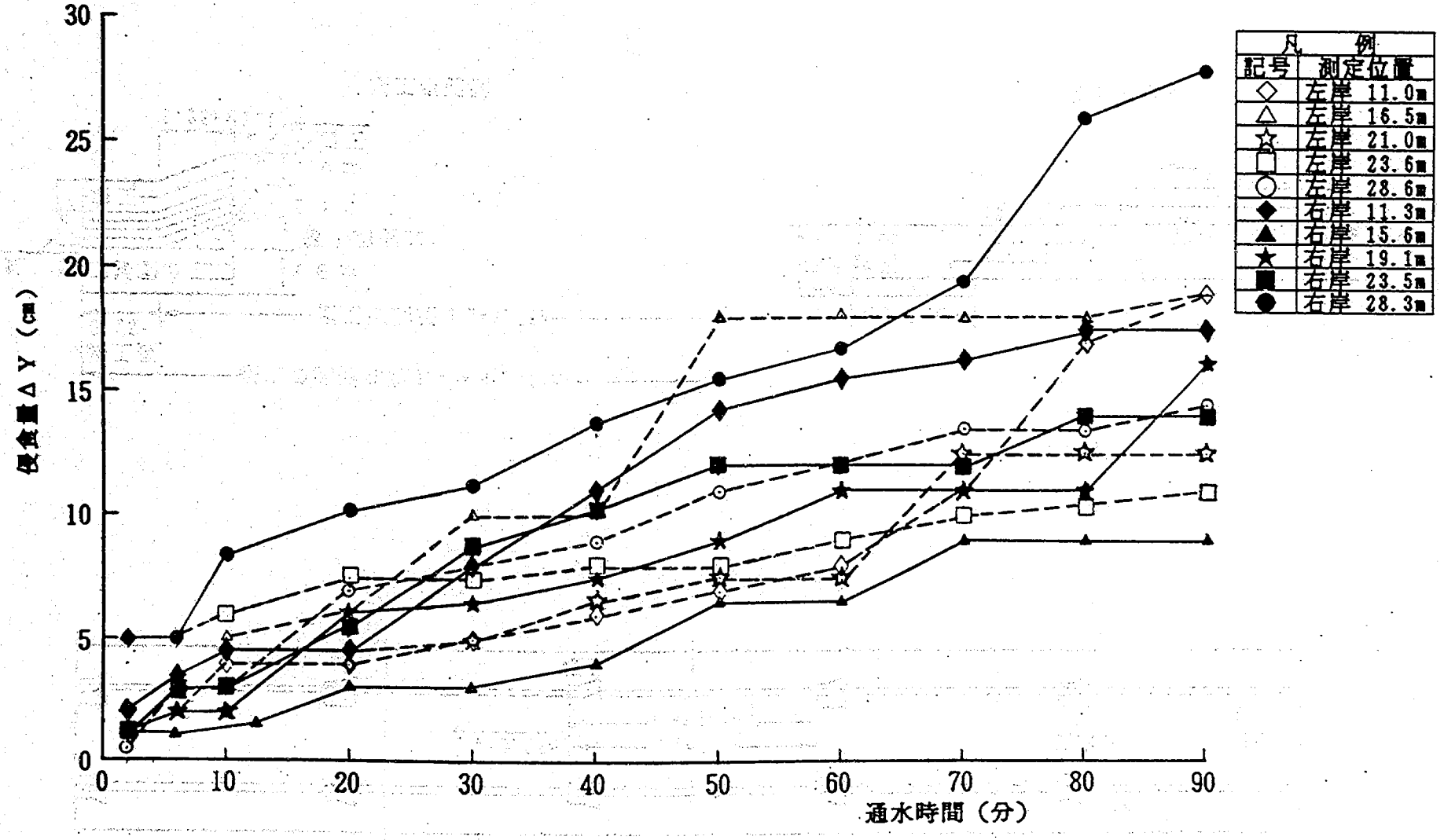


図－2.11.2　水位・河床高縦断図（ケースⅡ－2－3）

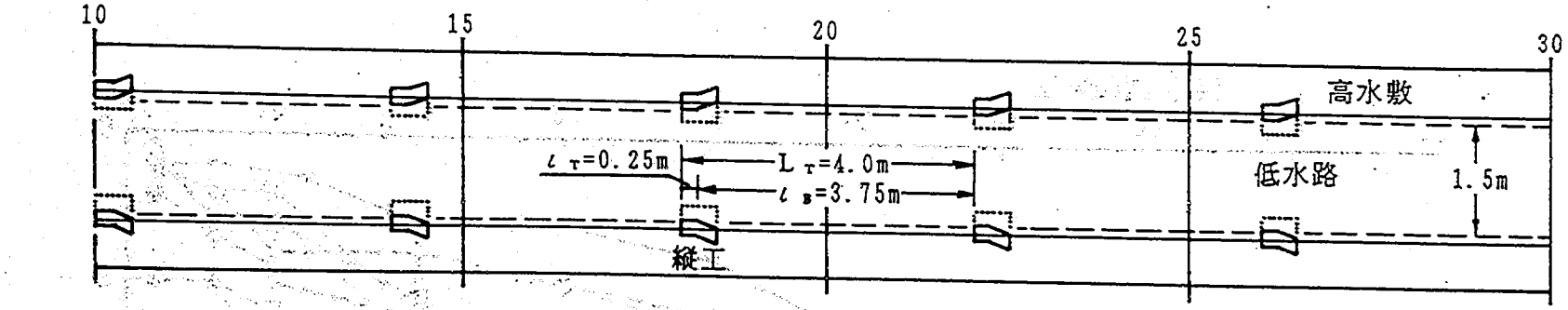


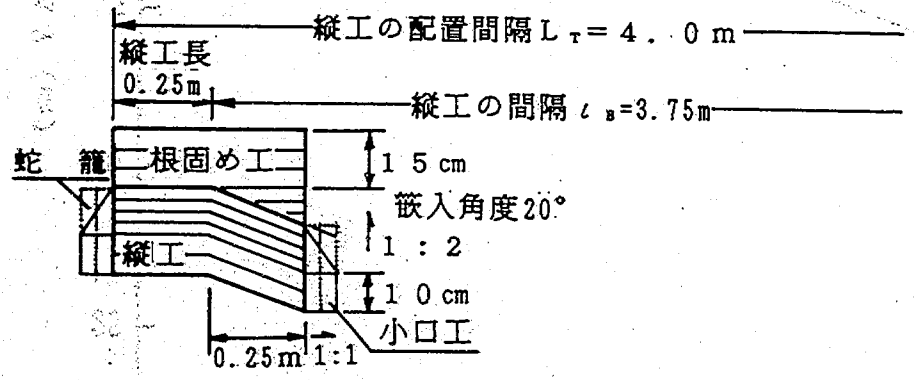
※　洗掘範囲；洗掘深が3cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

図－2.11.3　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－2－3，通水90分後）

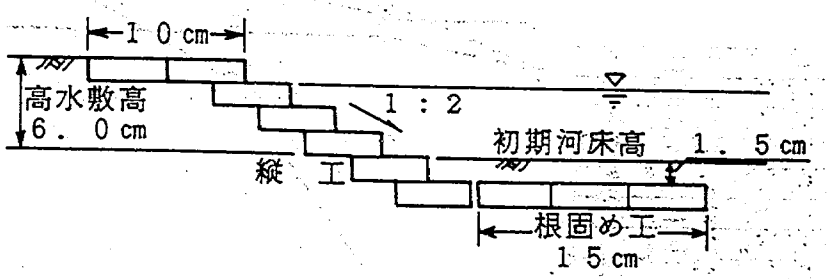


図－2.11.4　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－2－3）



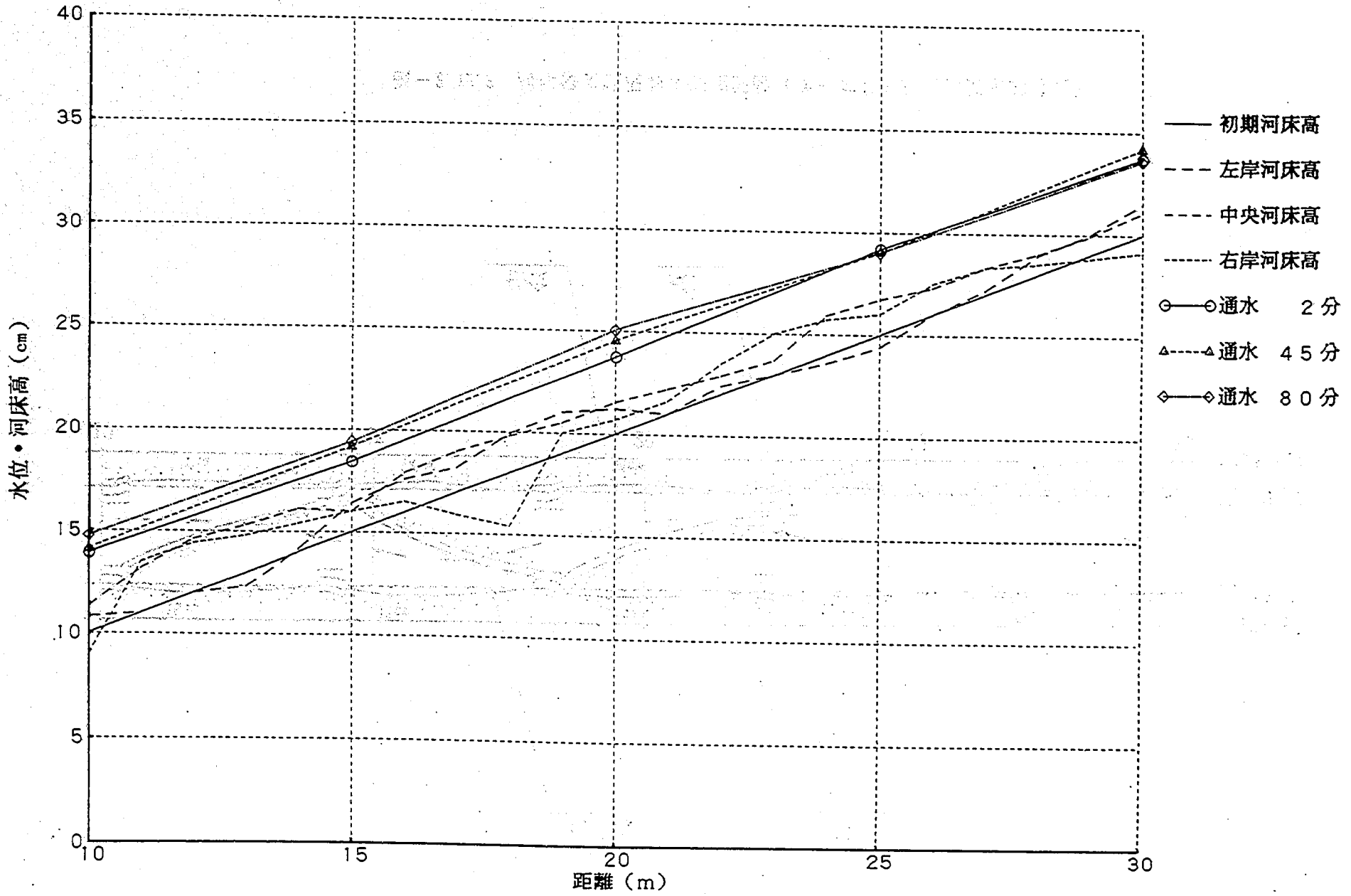


縦工平面図

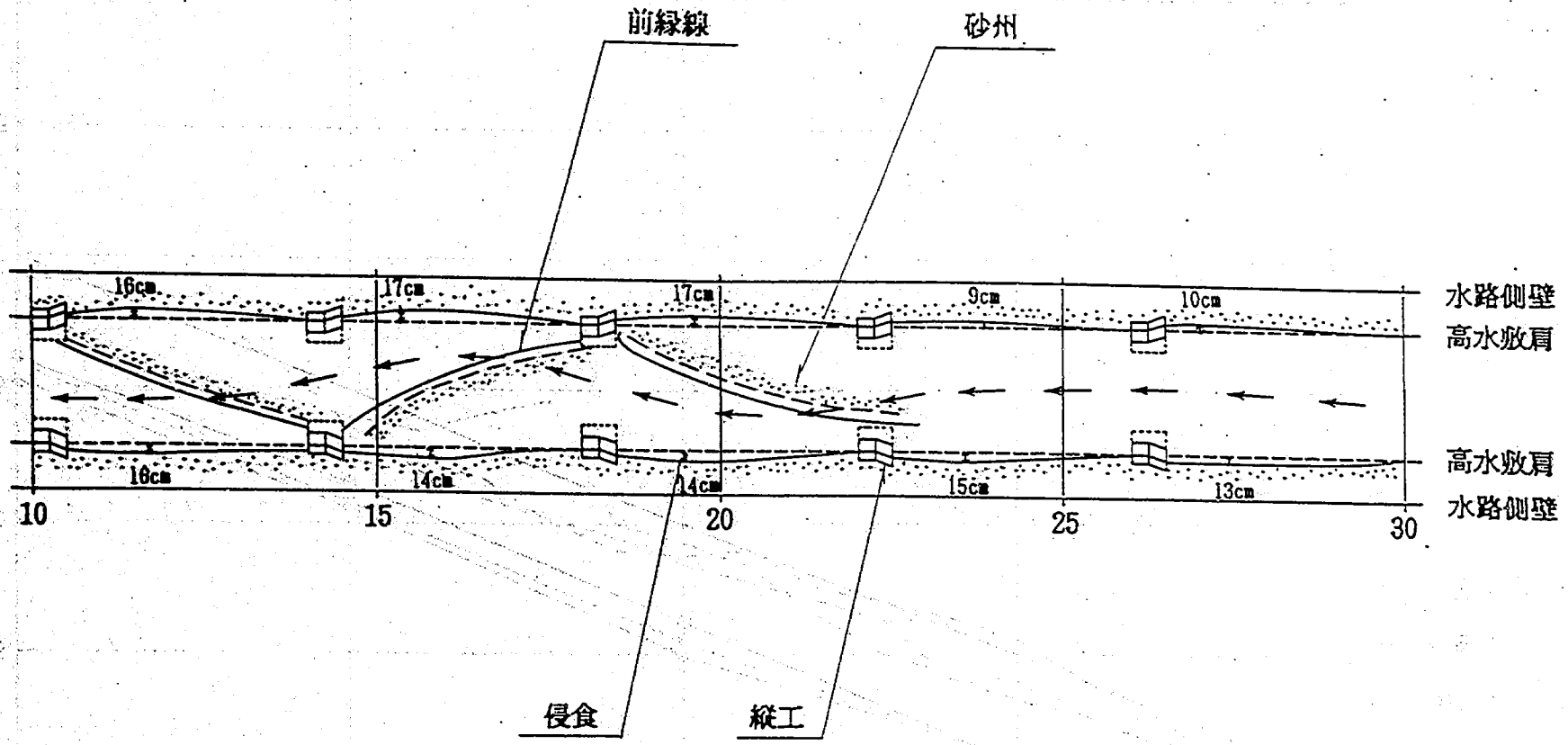


縦工側面図

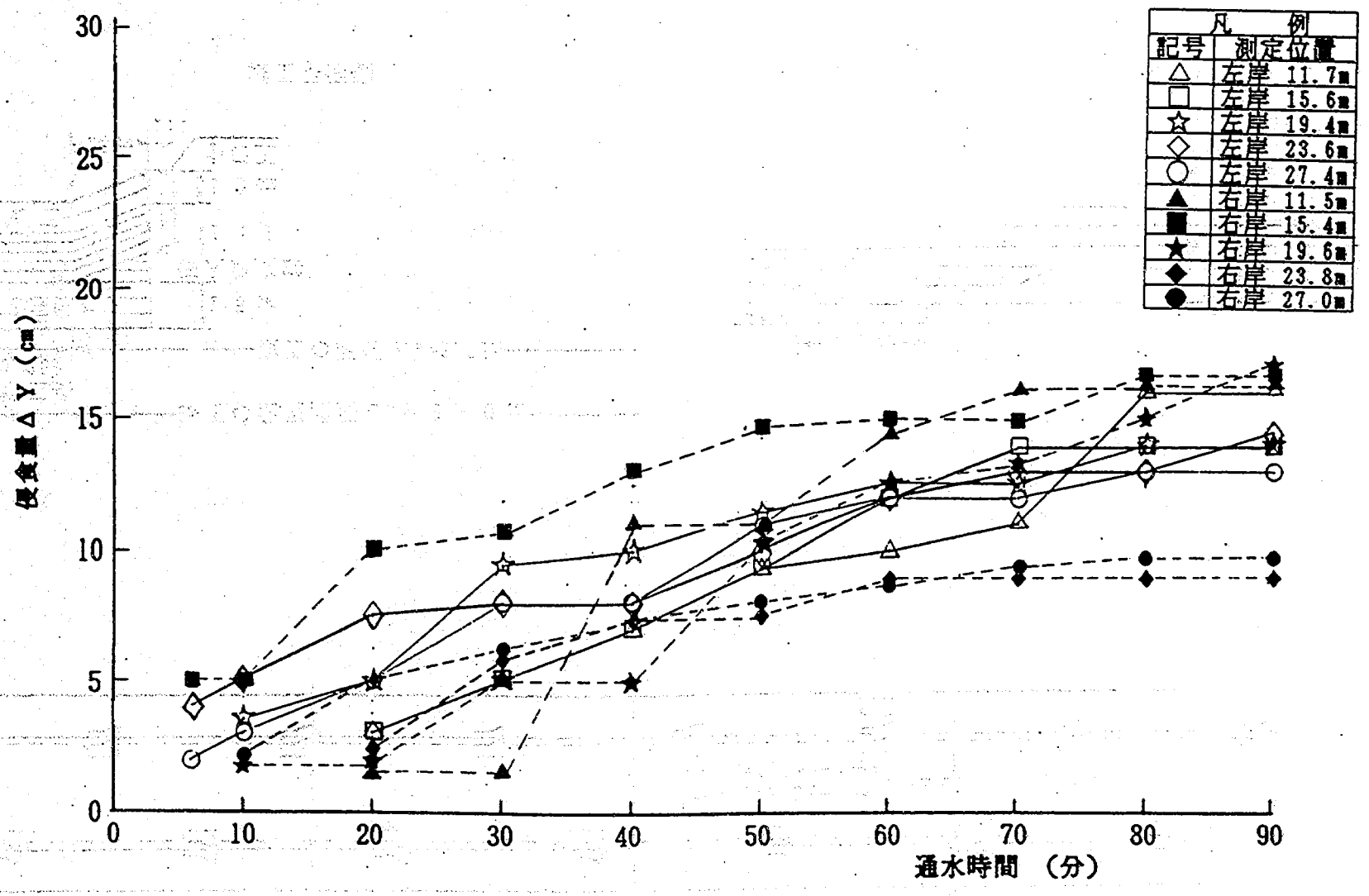
図－2.12.1　縦工配置形状図（ケースⅡ－3－1）



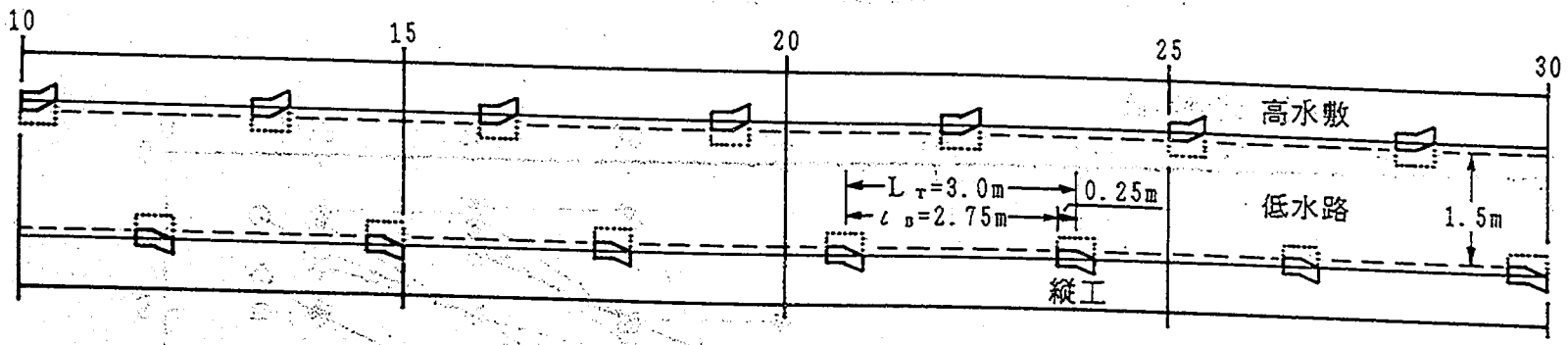
図－2.12.2　水位河床高縦断図（ケースⅡ－3－1）

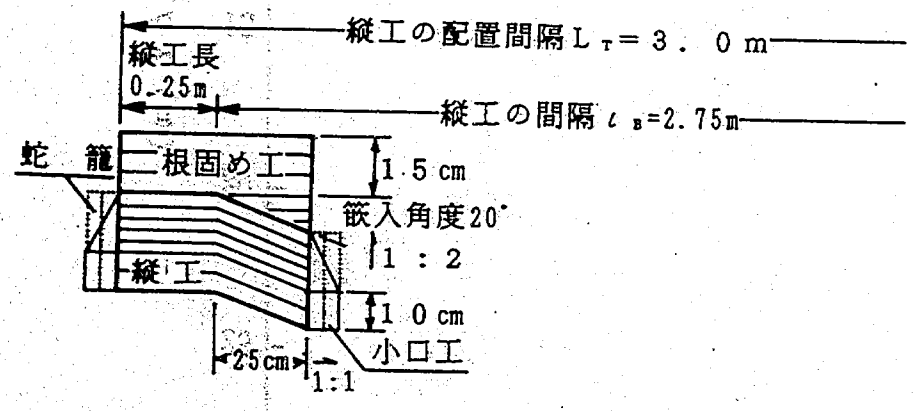


図－2.12.3　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－1，通水90分後）

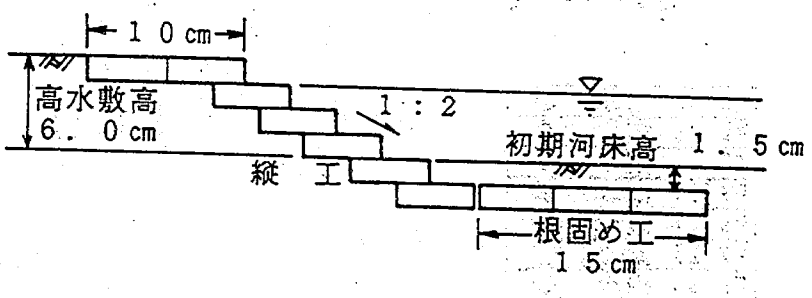


図－2.12.4　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－1）



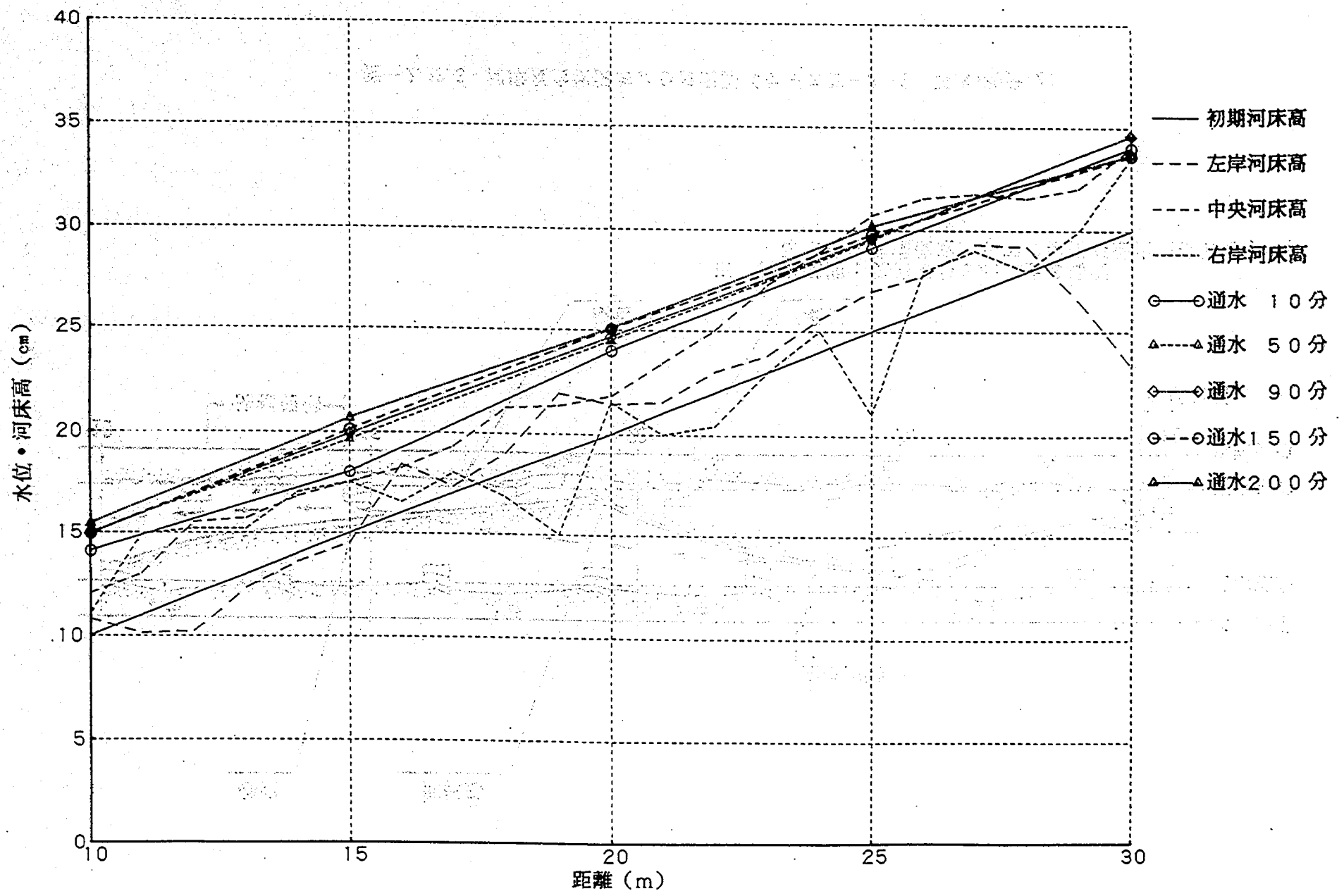


縦工平面図

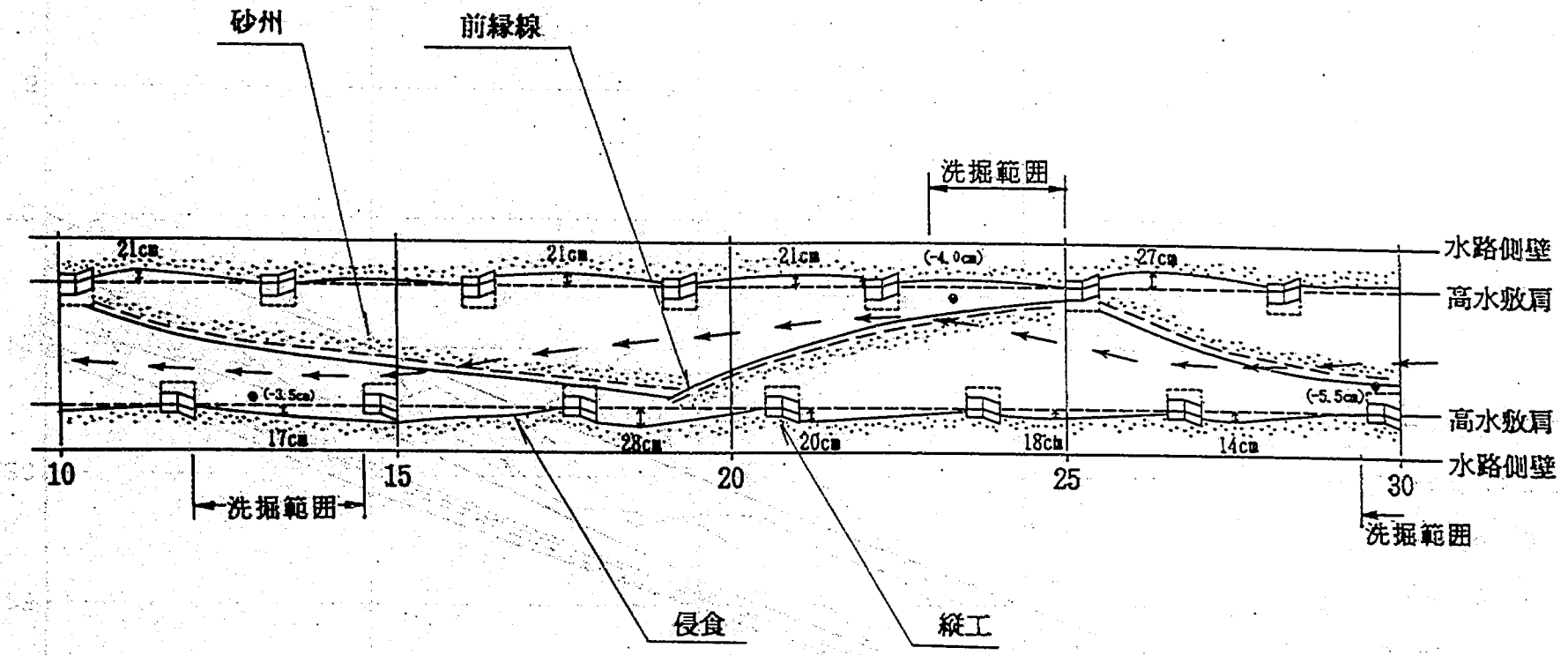


縦工側面図

図－2.13.1　縦工配置形状図（ケースⅡ－3－2）

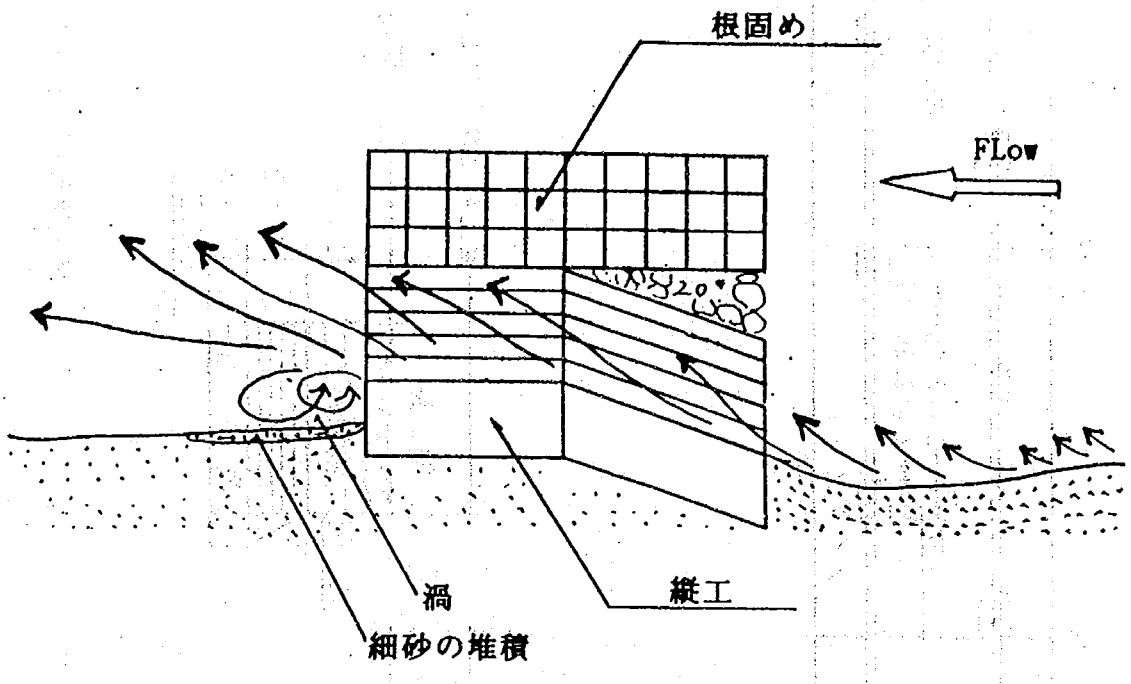


図－2.13.2　水位河床高縦断図（ケースⅡ－3－2）



※　洗掘範囲；洗掘深が3cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

図－2.13.3　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－2，通水180分後）

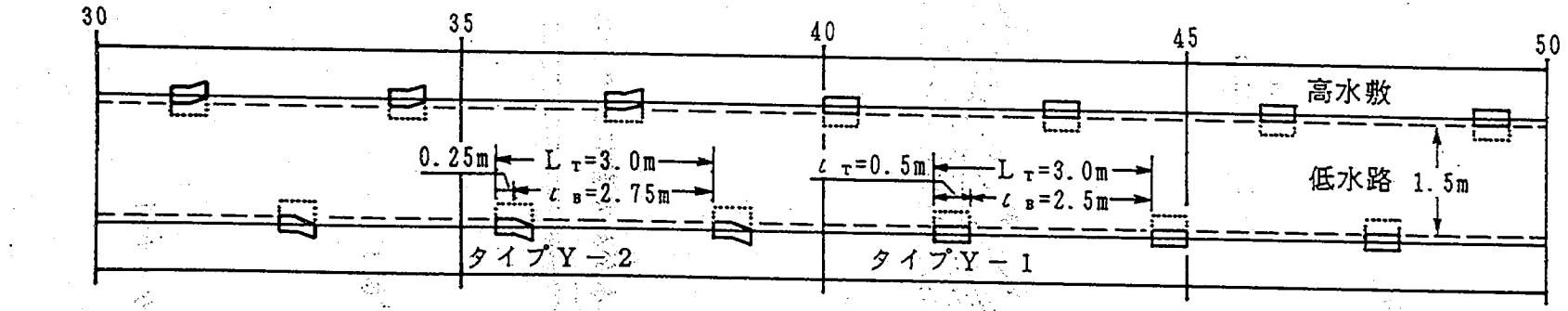


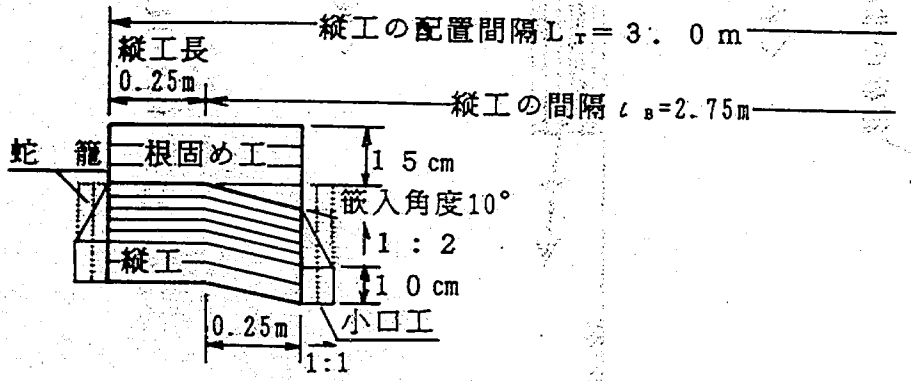
〈平面スケッチ〉



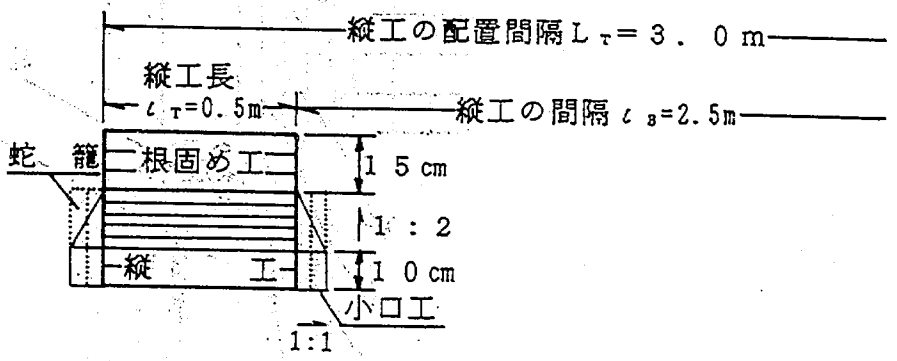
〈縦断スケッチ〉

図－2.13.4　縦工周辺の流水挙動スケッチ図



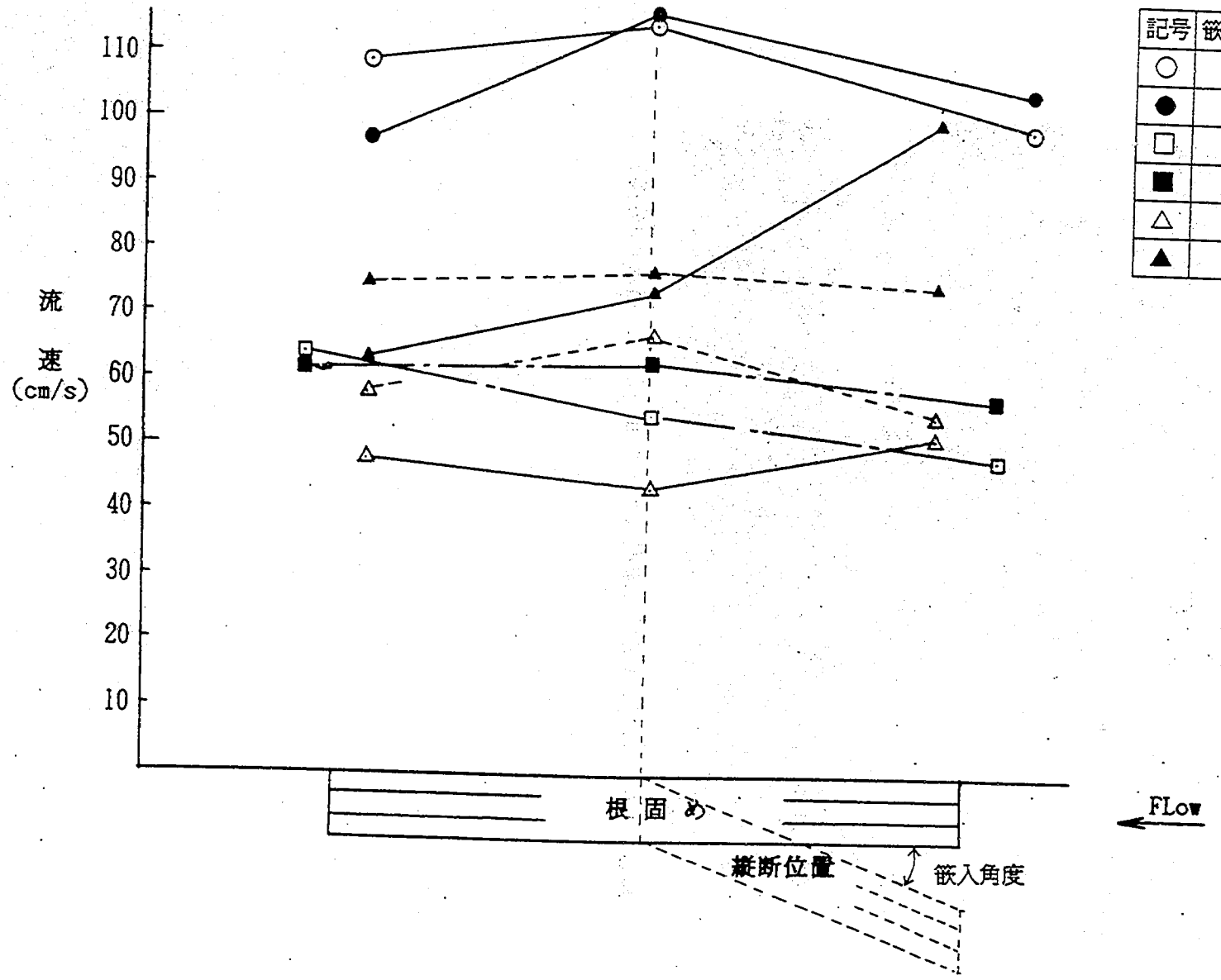


縦工平面図（タイプＹ－２）

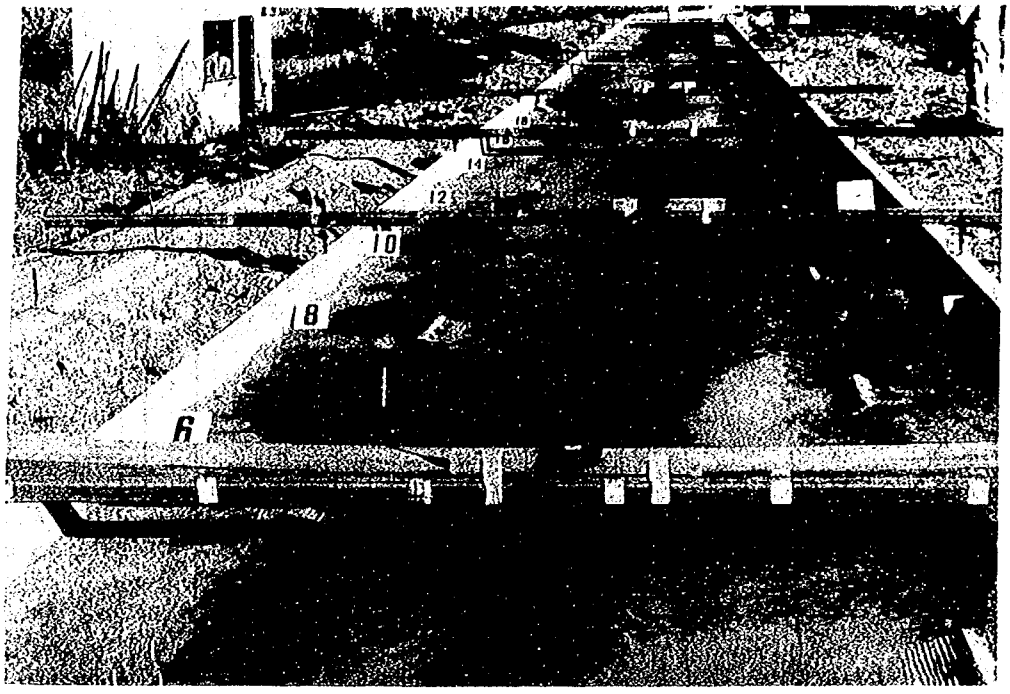


縦工平面図（タイプＹ－１）

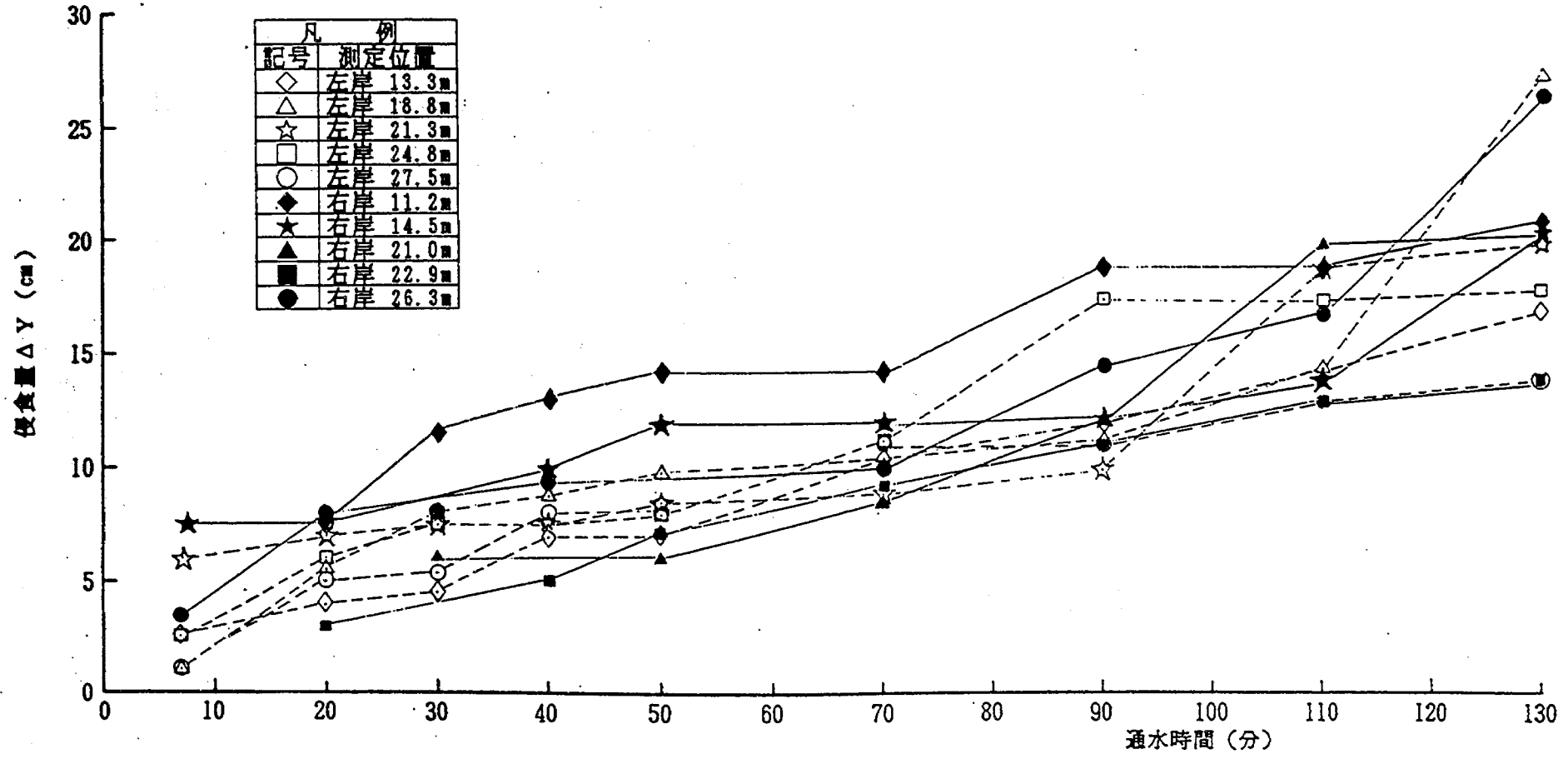
図－2.13.5　縦工配置形状図（ケースⅡ－3－2）



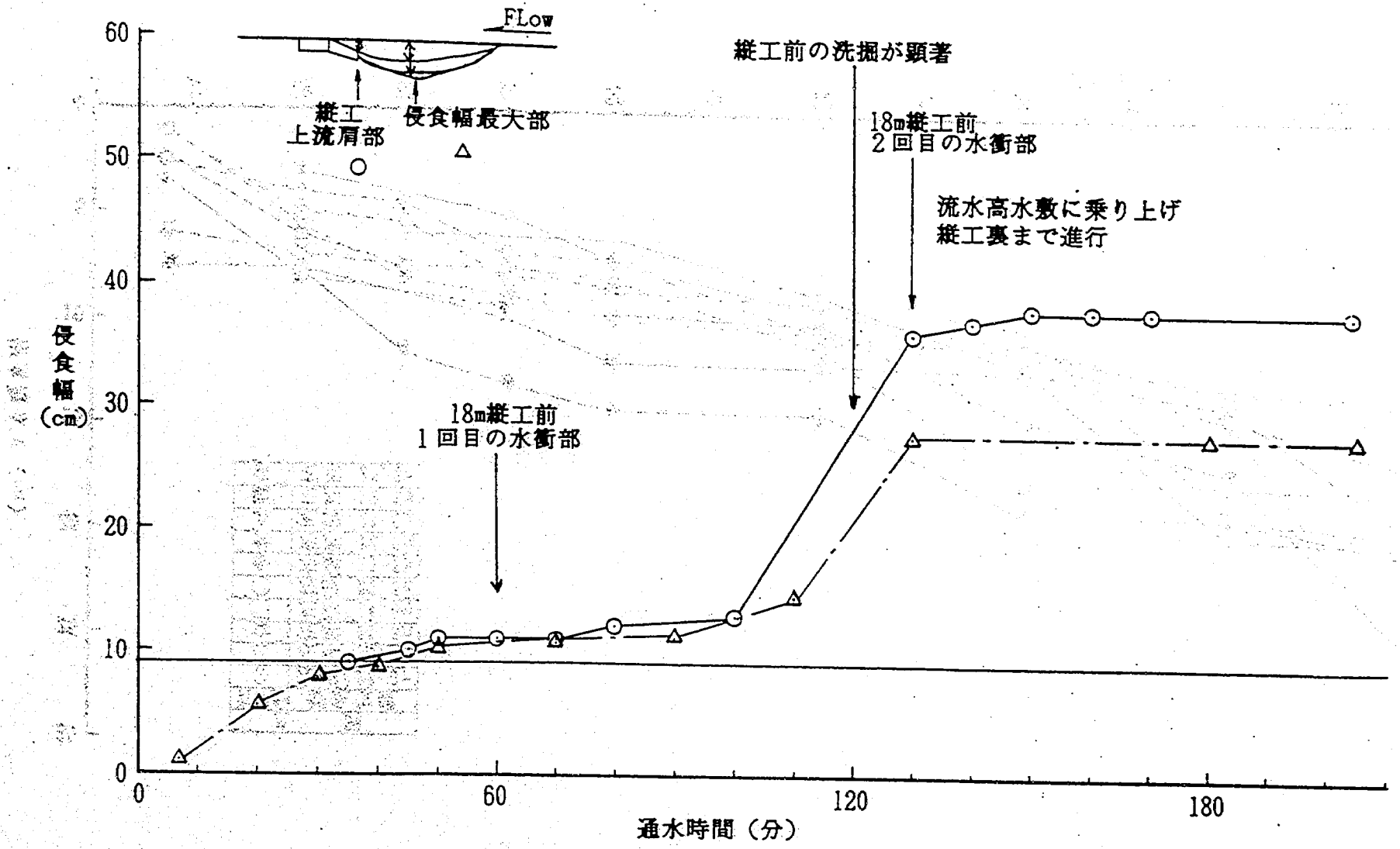
図－2.13.6　縦工周辺の流速縦断比較図（ケースⅡ－3－2）



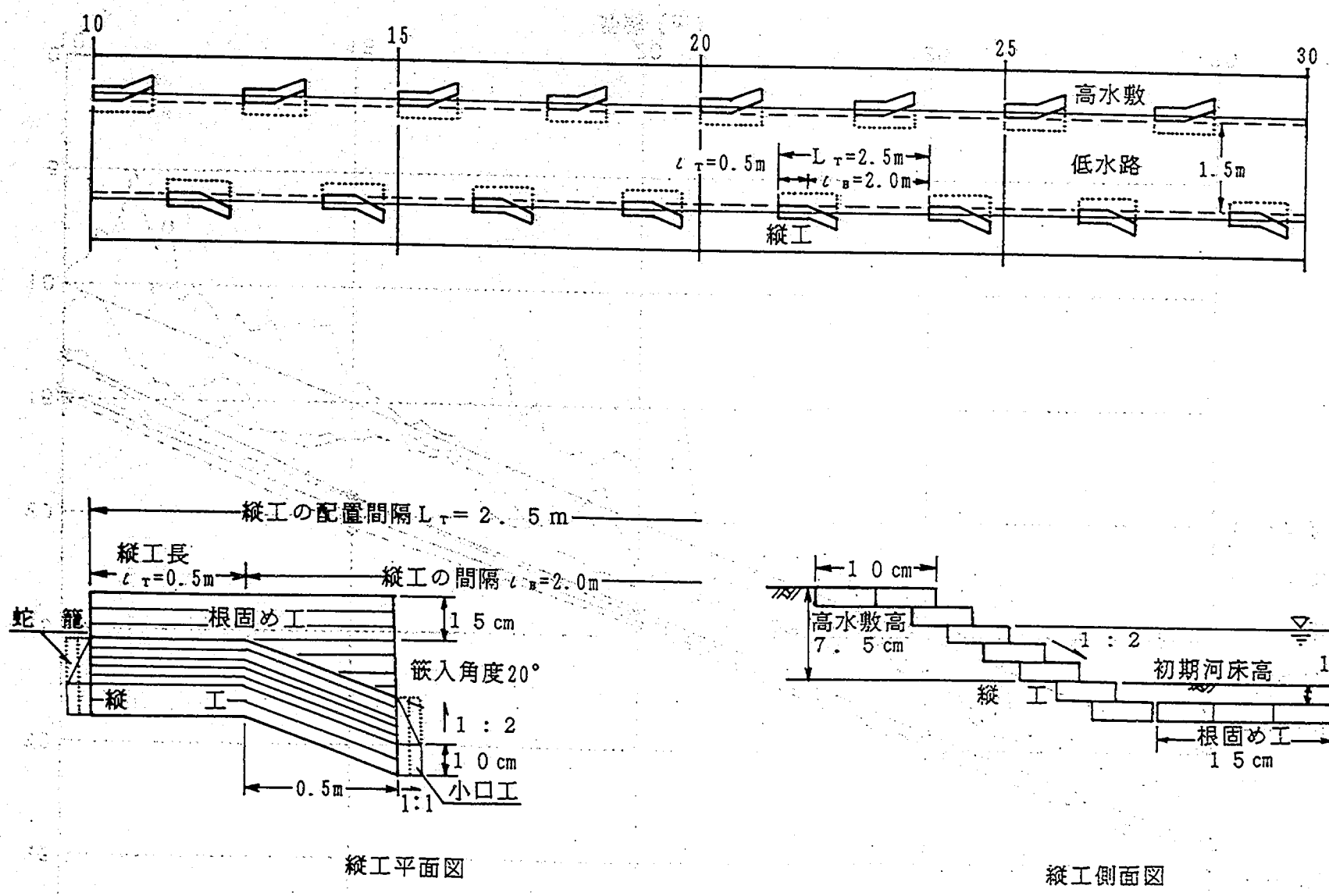
写真－2.6　河岸侵食状況と流況（ケースⅡ－3－2，通水150分後）



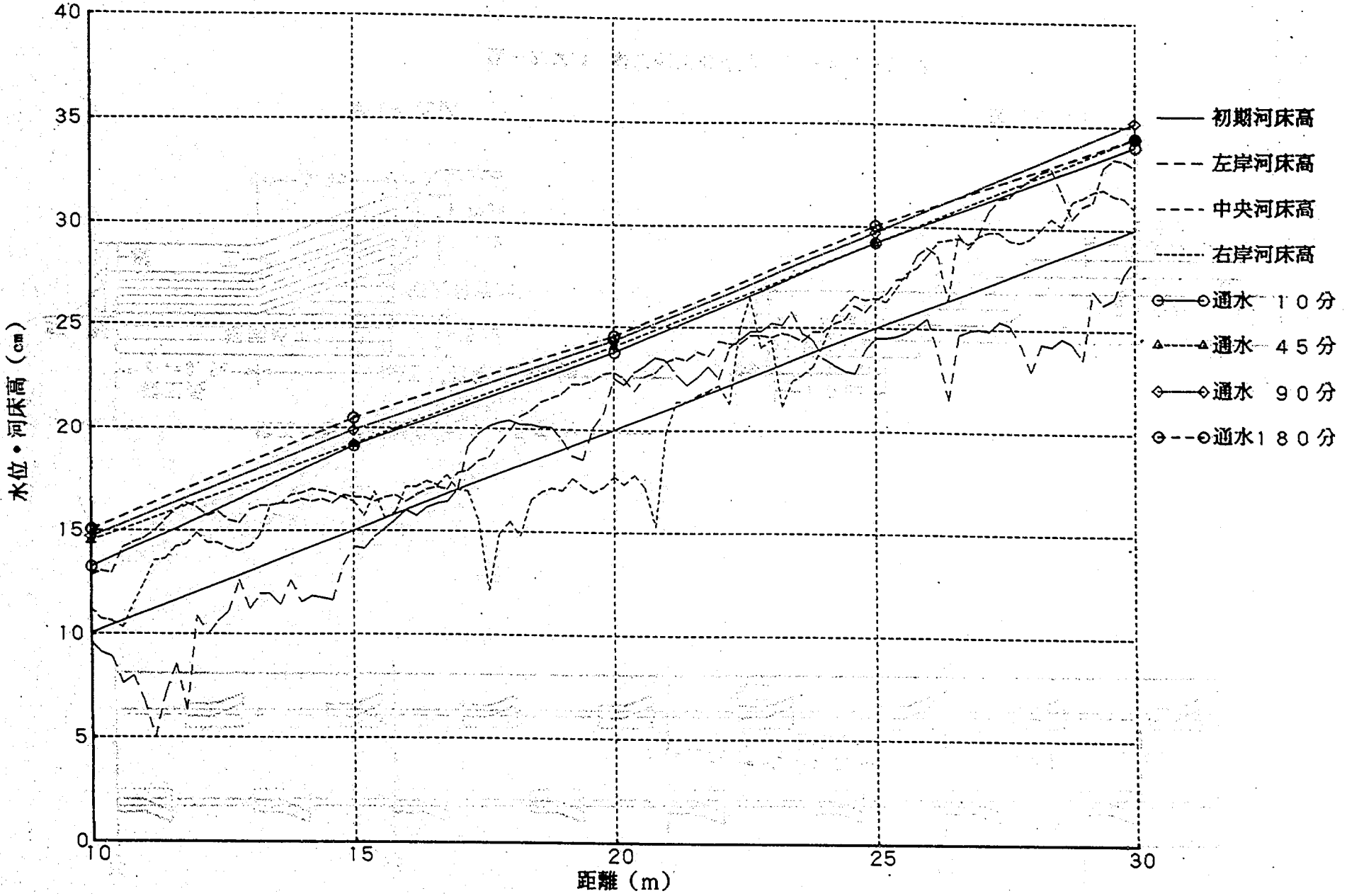
図－2.13.7　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－2）



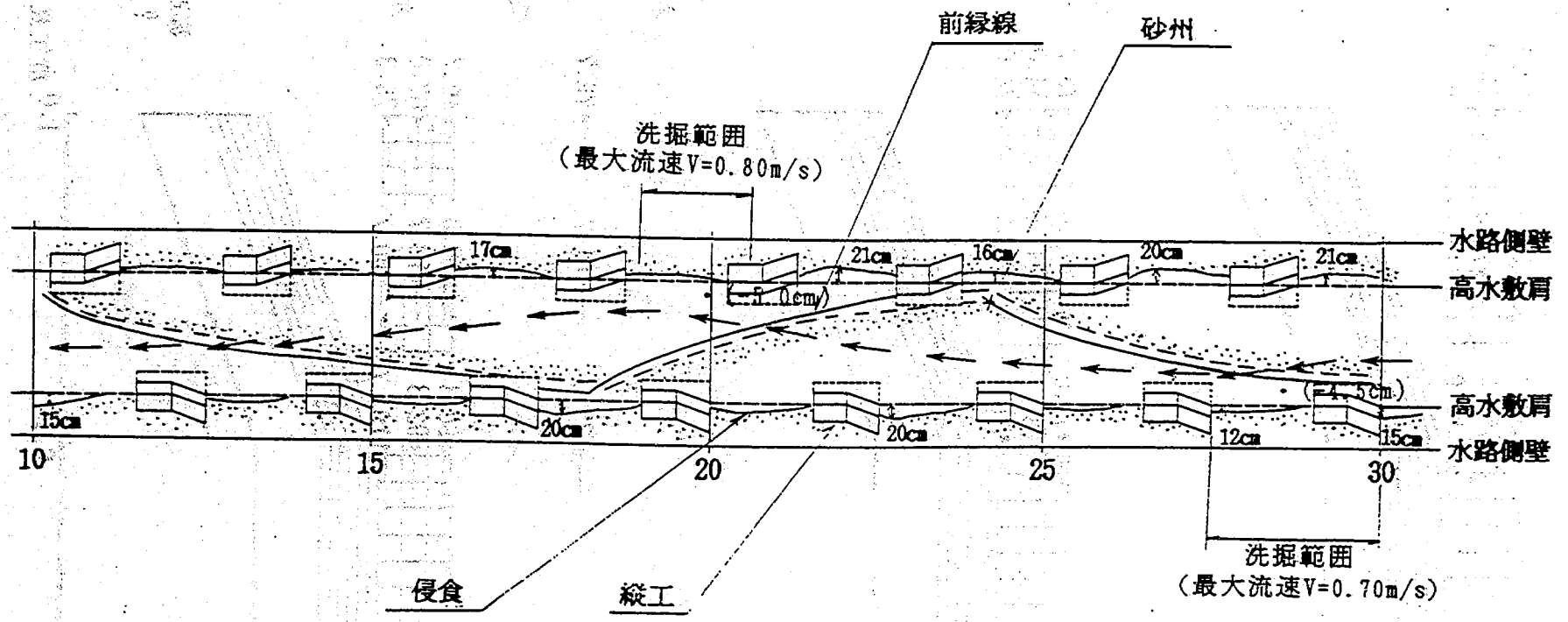
図－2.13.8　18ｍ付近の河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－2）



図－2.14.1　縦工配置形状図（ケースⅡ－3－3）



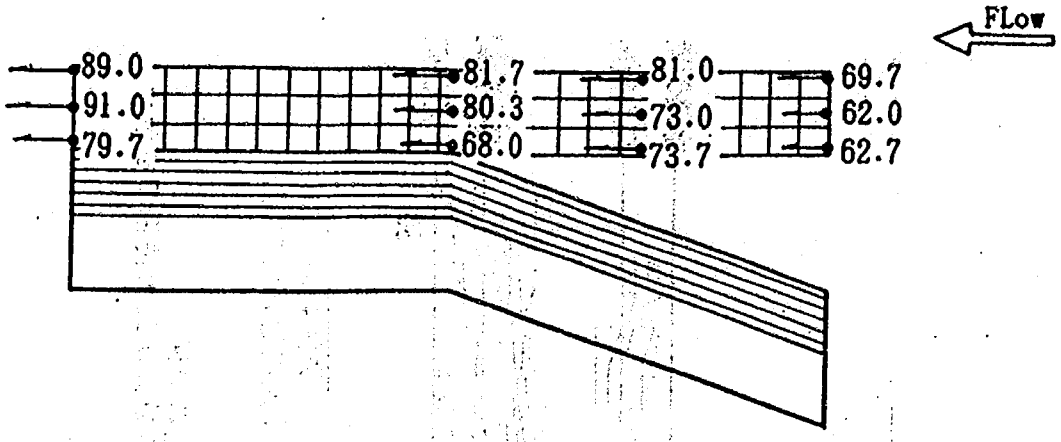
図－2.14.2 水位河床高縦断図（ケースⅡ－3－3）



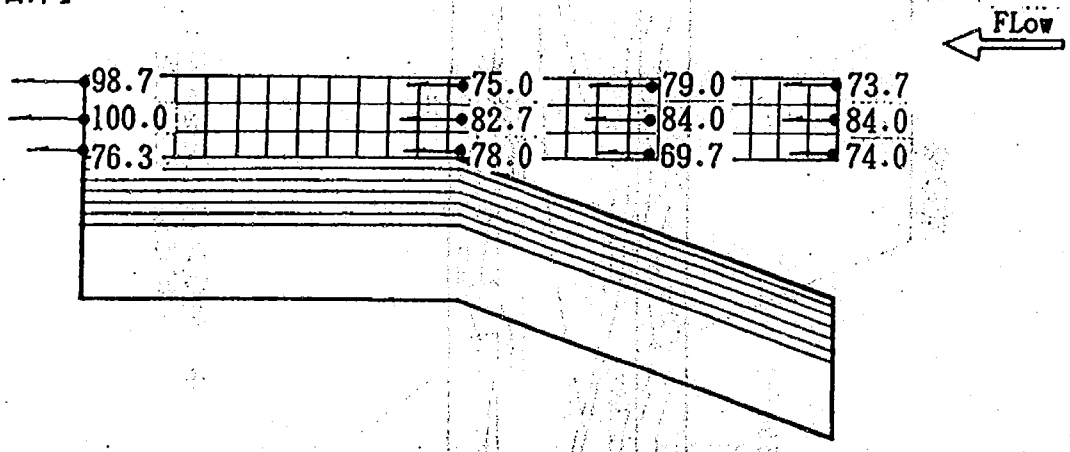
※　洗掘範囲；洗掘深が３cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

図－2.14.3　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－3，通水180分後）

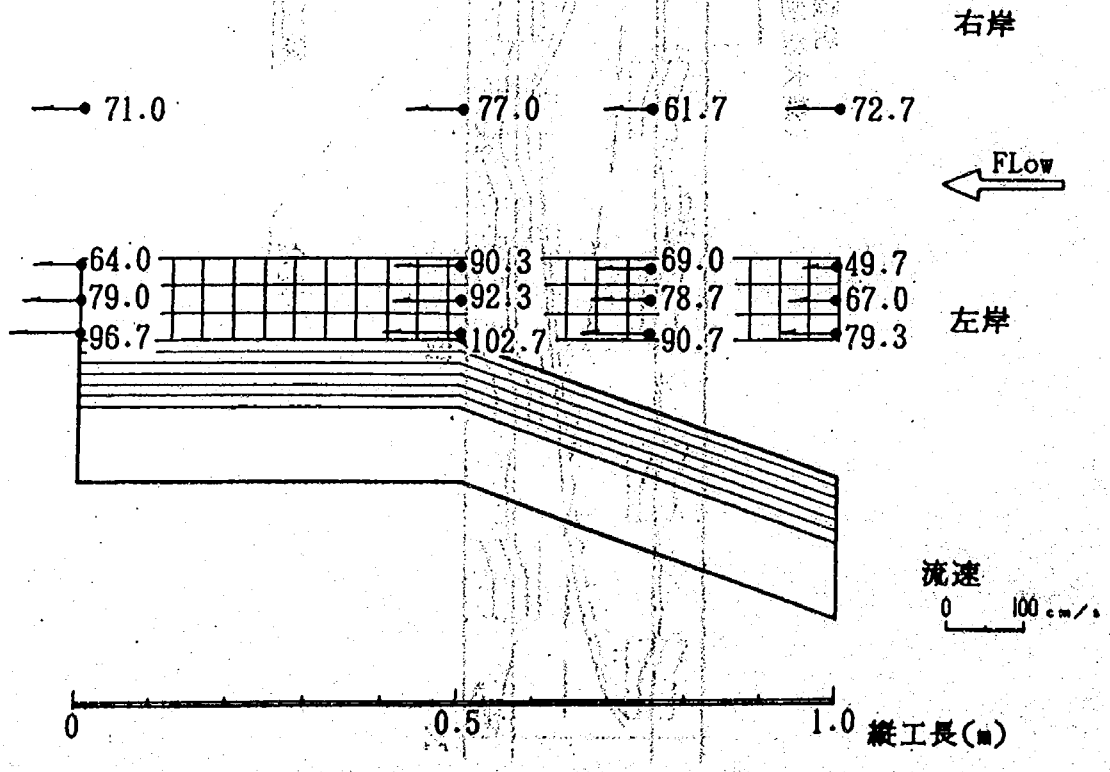
【30m右岸】



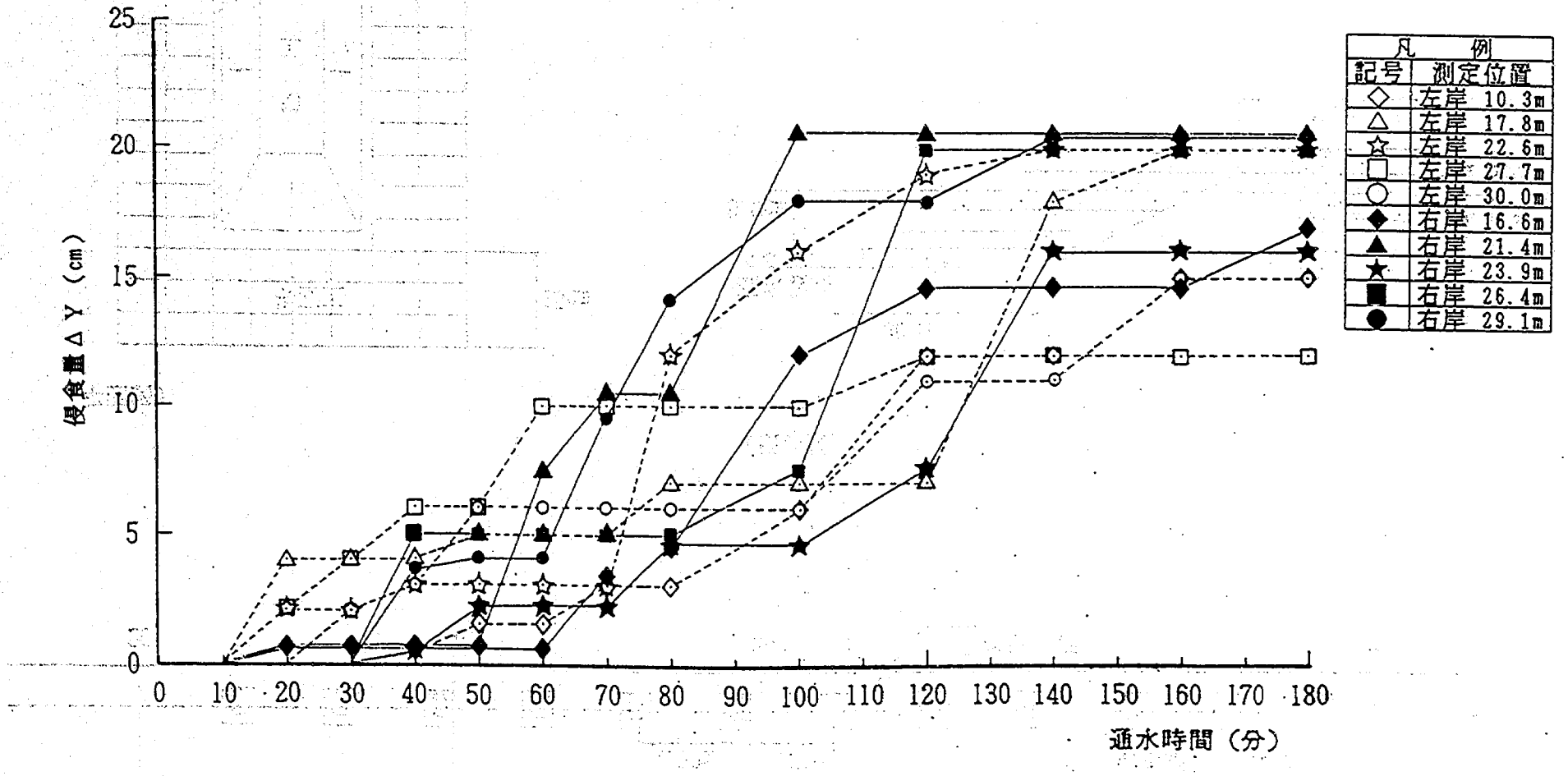
【23m右岸】



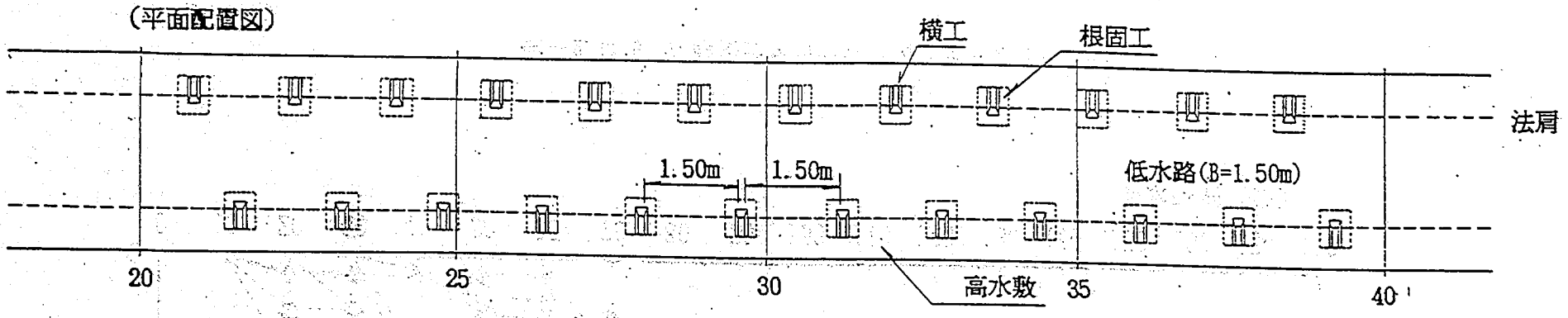
【15m両岸】

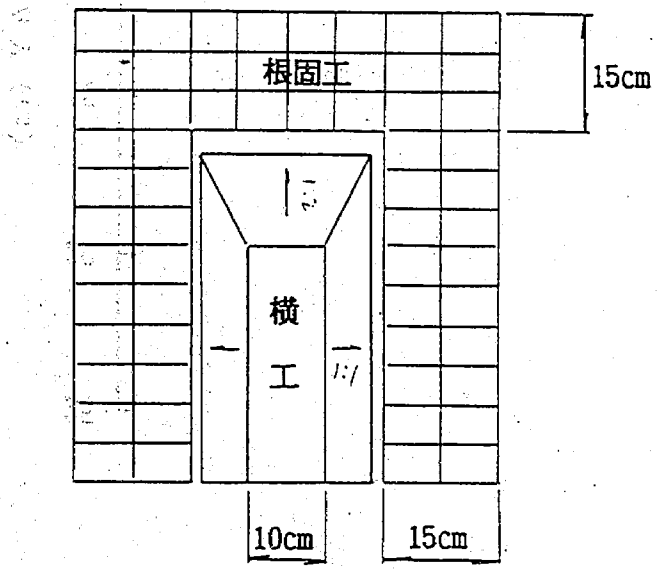


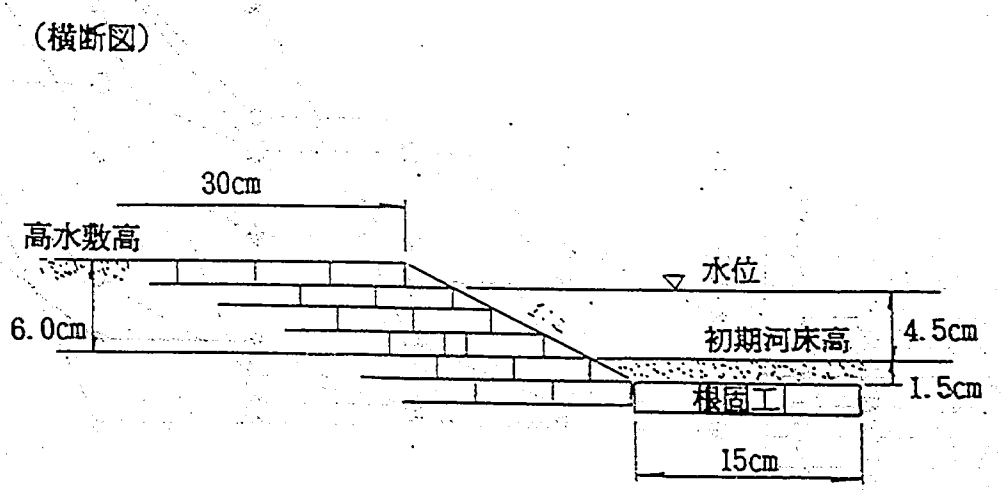
図－2.14.4　縦工周辺の流速平面分布図（ケースⅡ－3－3）



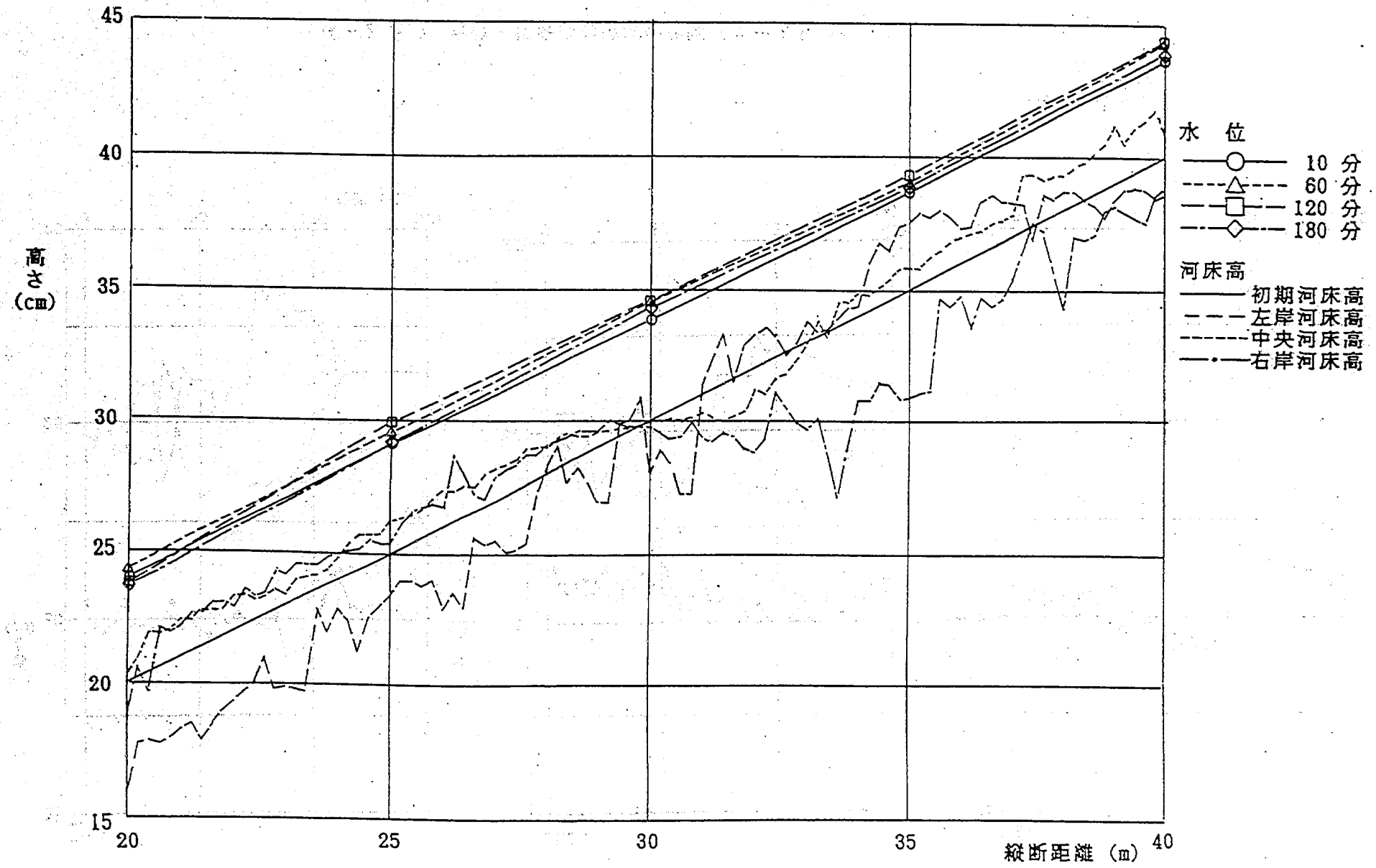
図－2.14.5　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－3）



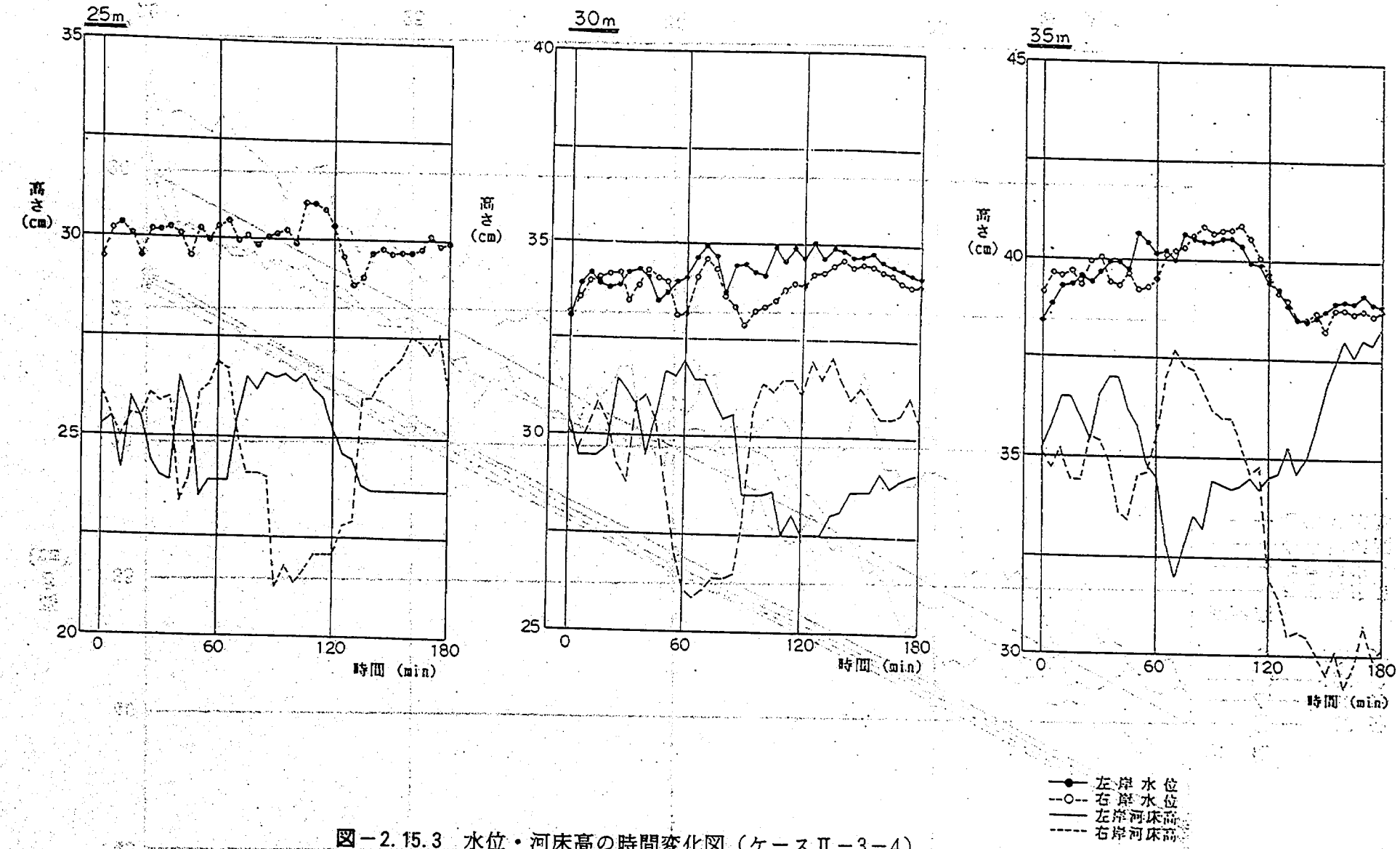




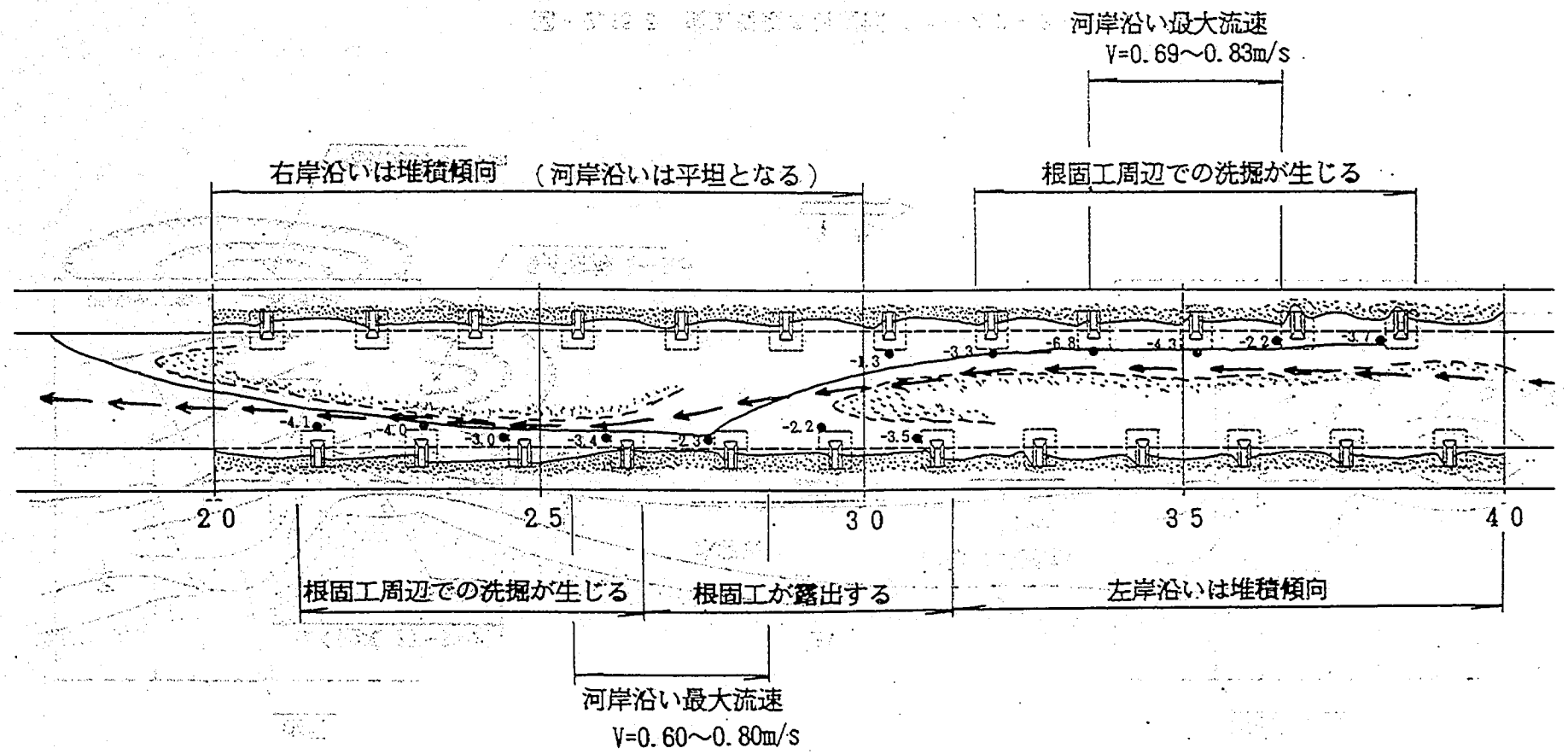
図－2.15.1　縦工配置形状図（ケースⅡ－3－4）



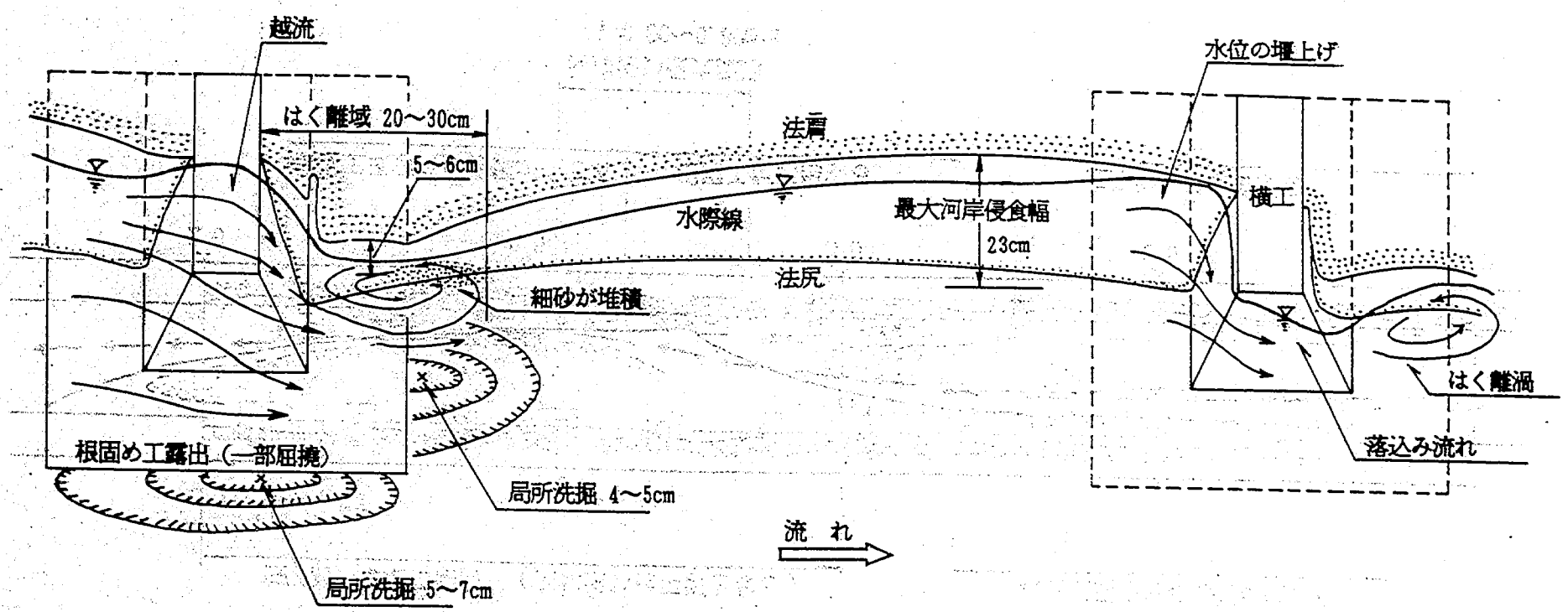
図－2.15.2 水位・河床高縦断図（ケースⅡ－3－4）



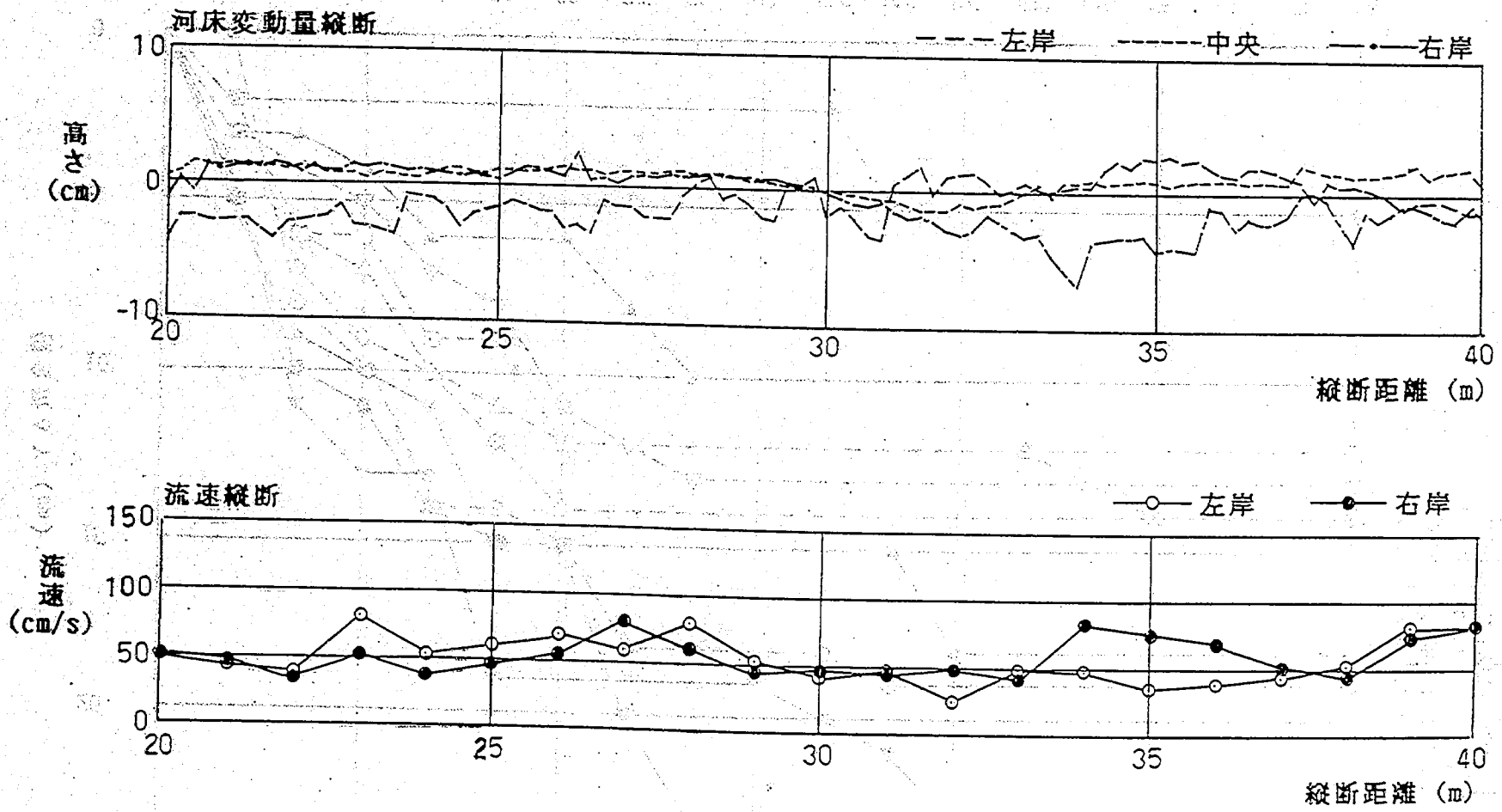
図－2.15.3　水位・河床高の時間変化図（ケースⅡ－3－4）



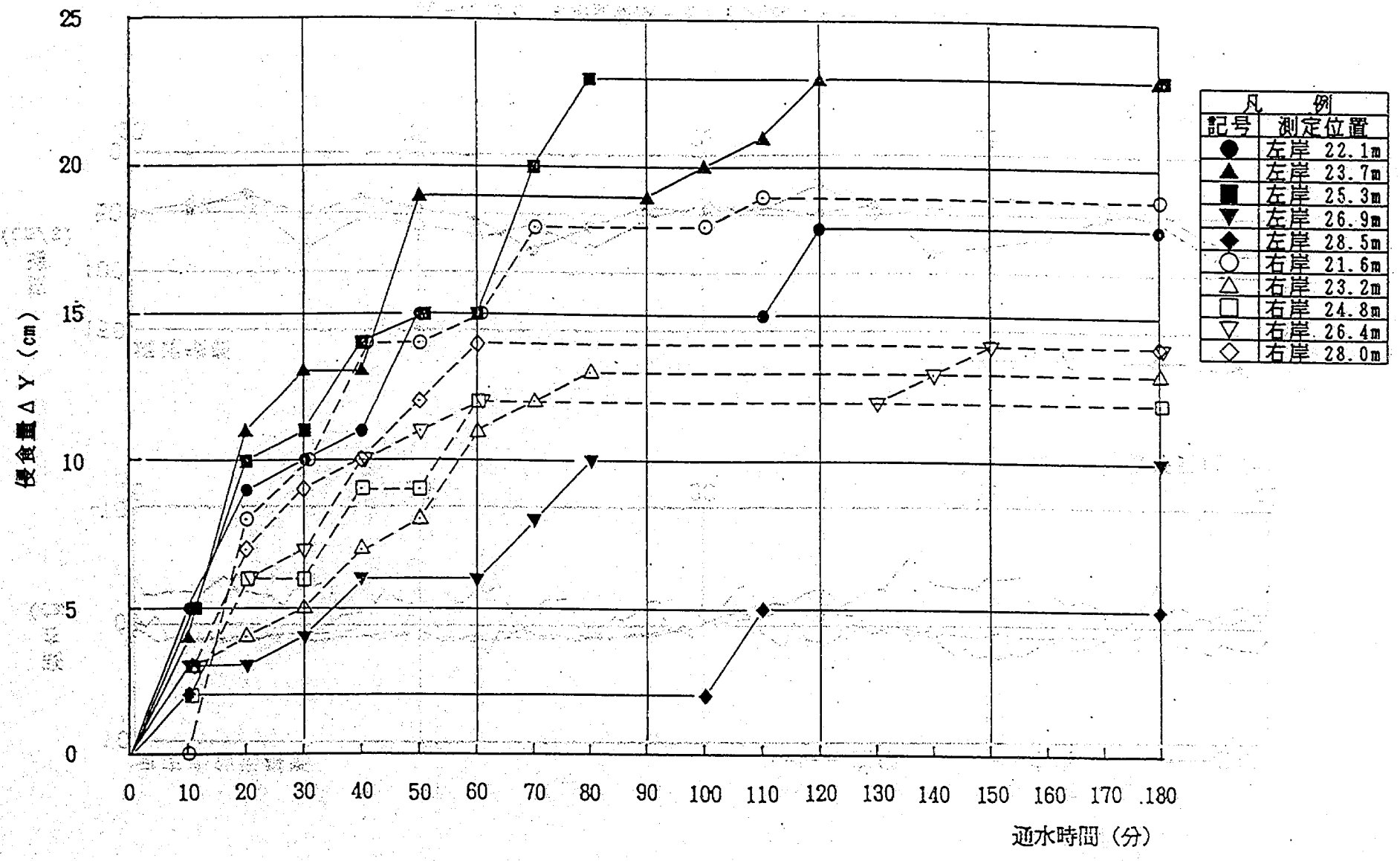
図－2.15.4　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－4，通水180分後）



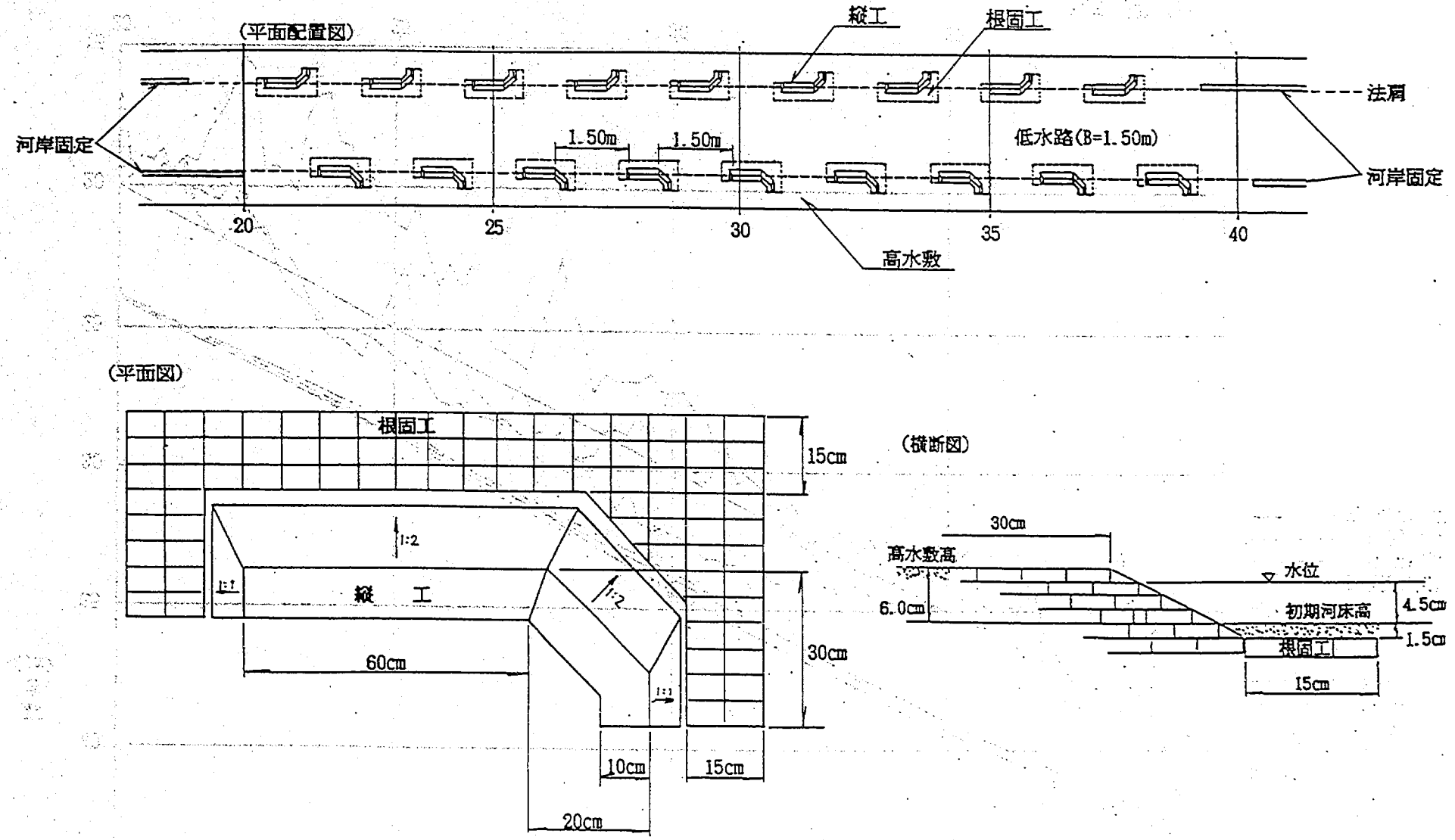
図－2.15.5　横工周辺の流況図（ケースⅡ－3－4）



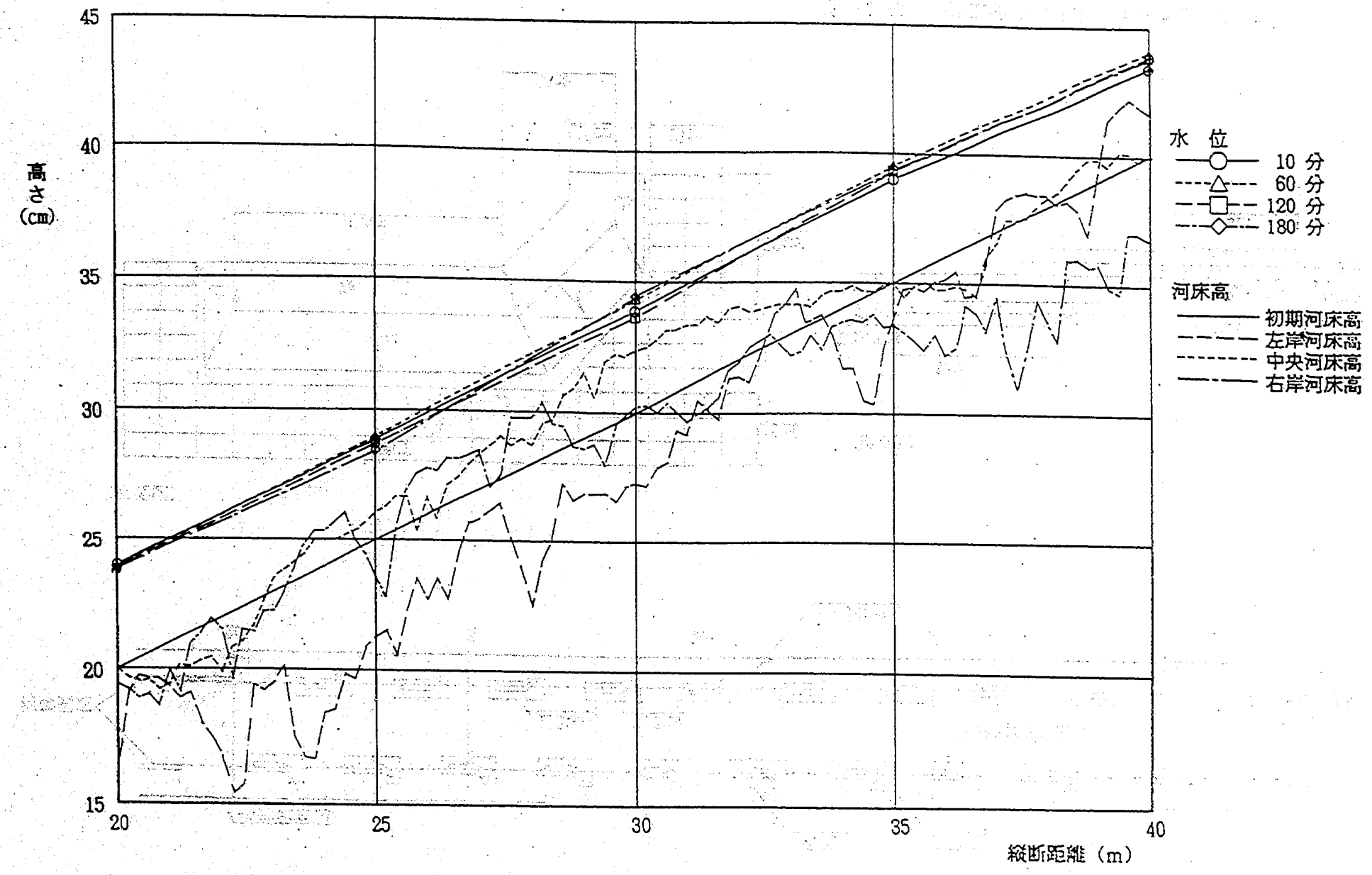
図－2.15.6 河床変動量・流速縦断図（ケースⅡ－3－4）



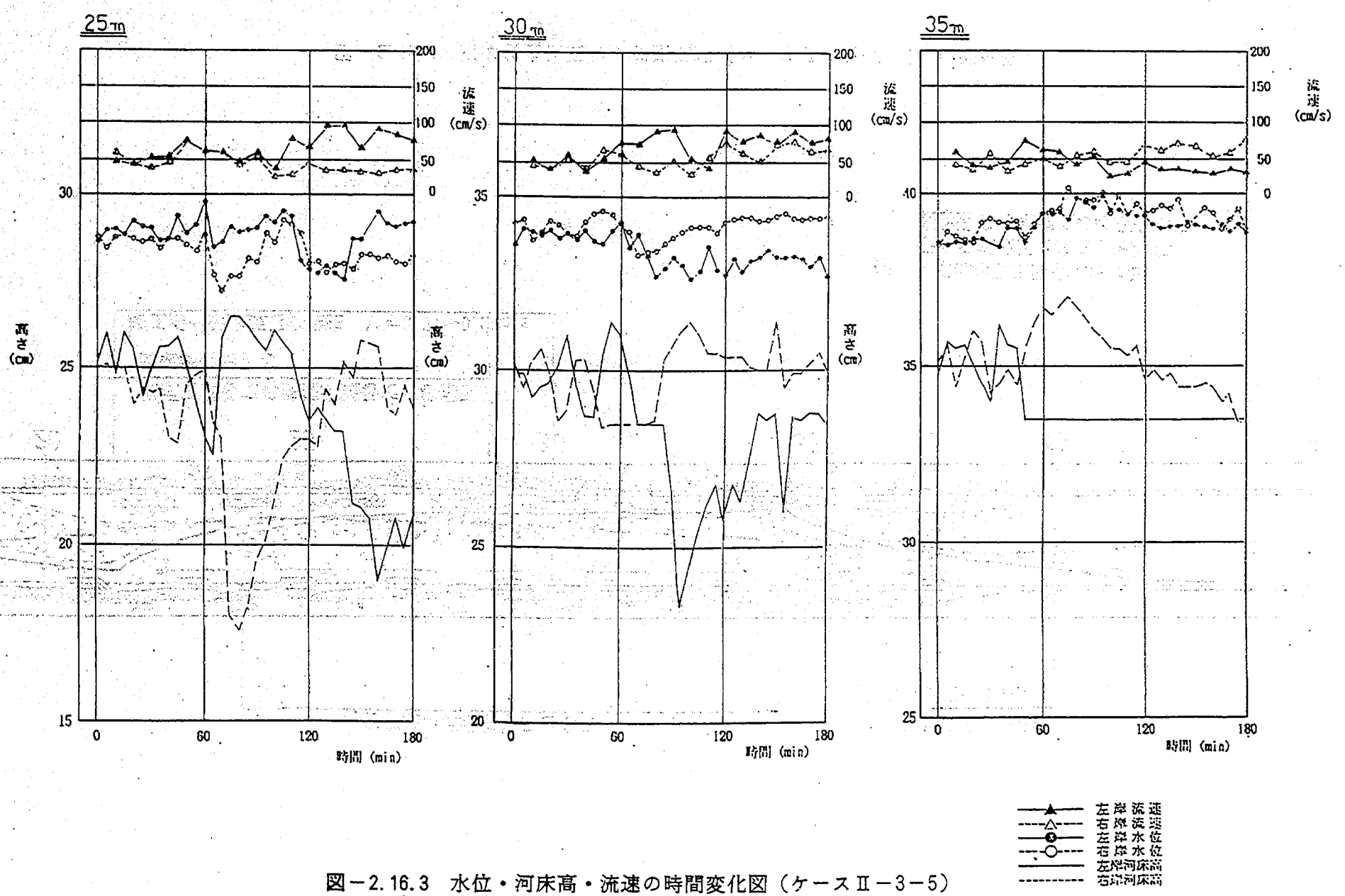
図－2.15.7　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－4）



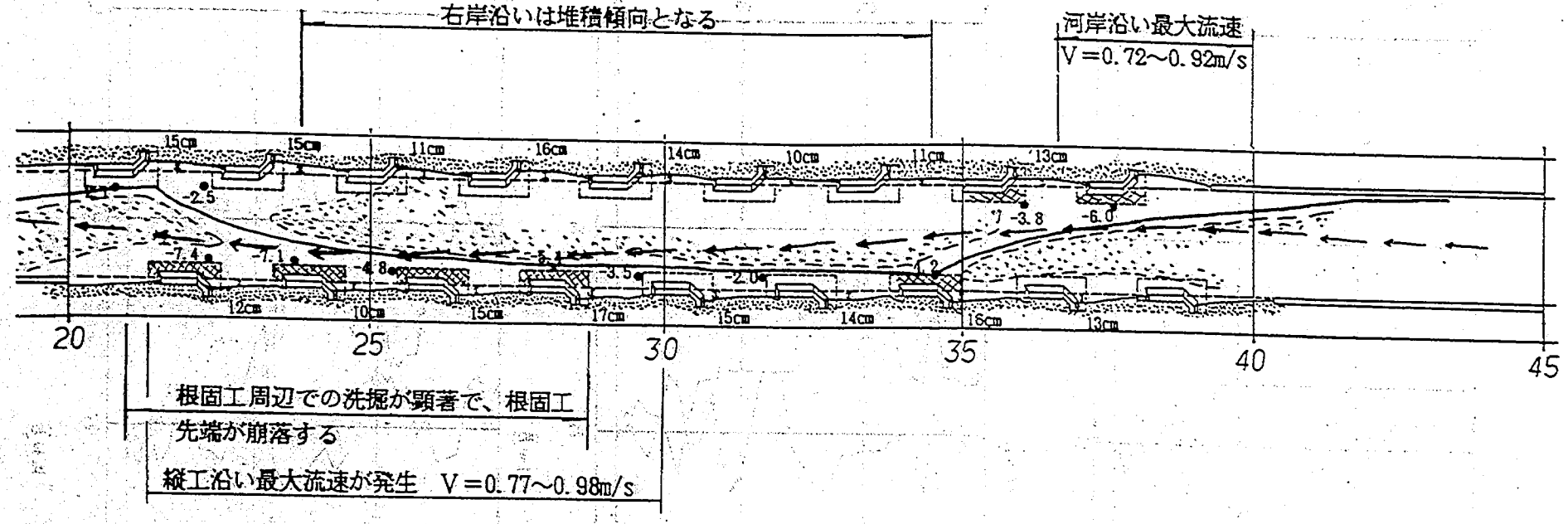
図－2.16.1　縦工配置形状図（ケースⅡ－3－5）



図－2.16.2　水位・河床高縦断図（ケースⅡ－3－5）

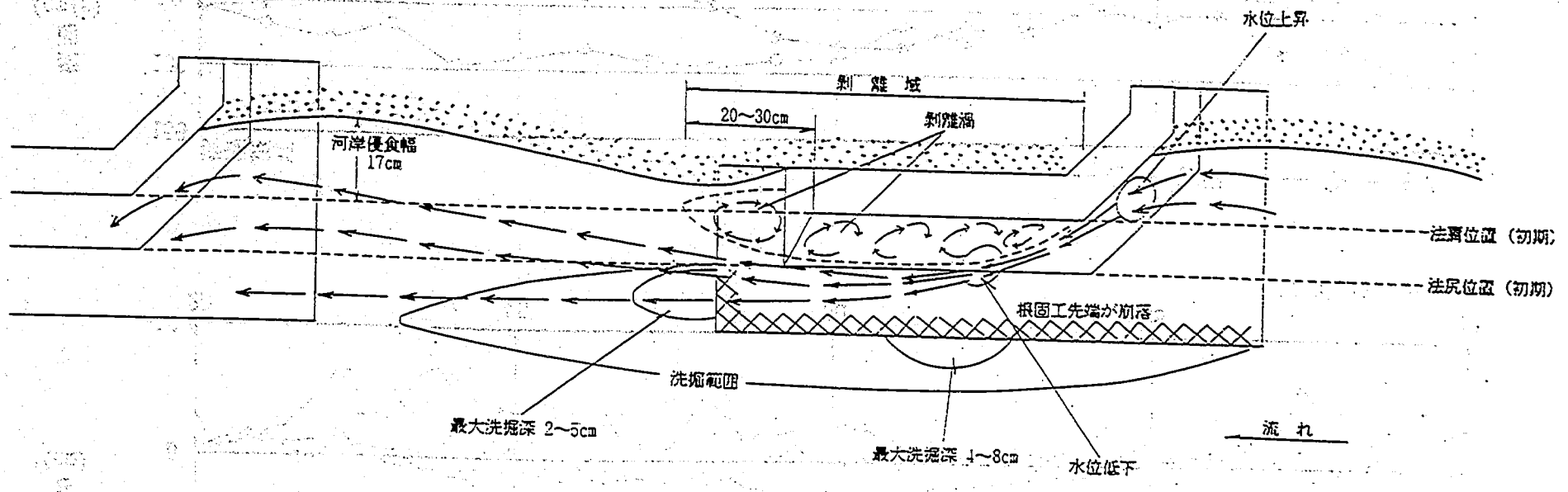


図－2.16.3　水位・河床高・流速の時間変化図（ケースⅡ－3－5）

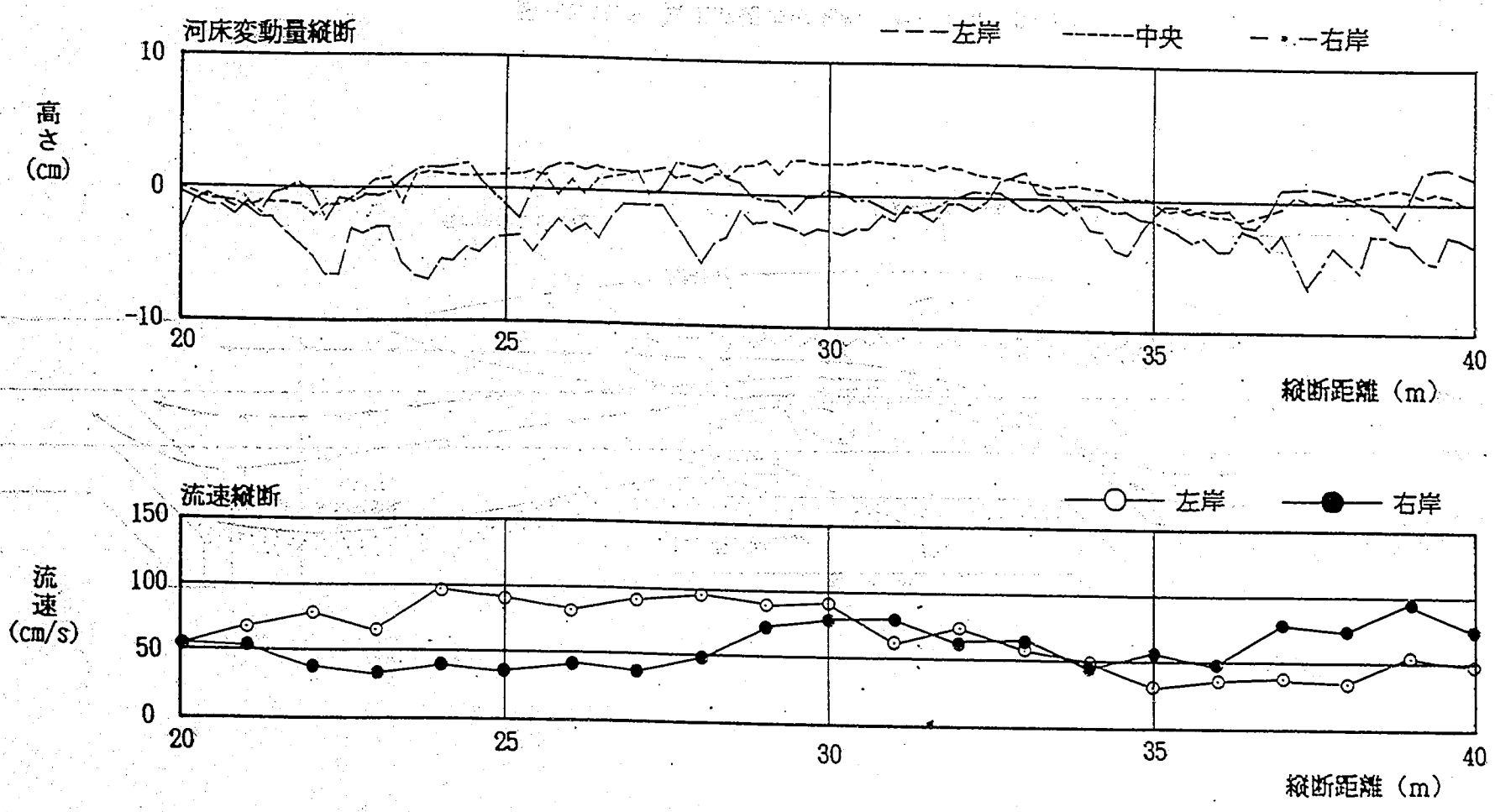


※　・印は根固工周辺における最大洗掘位置と洗掘量を示す。
▨ 印は根固工の崩落を示す。

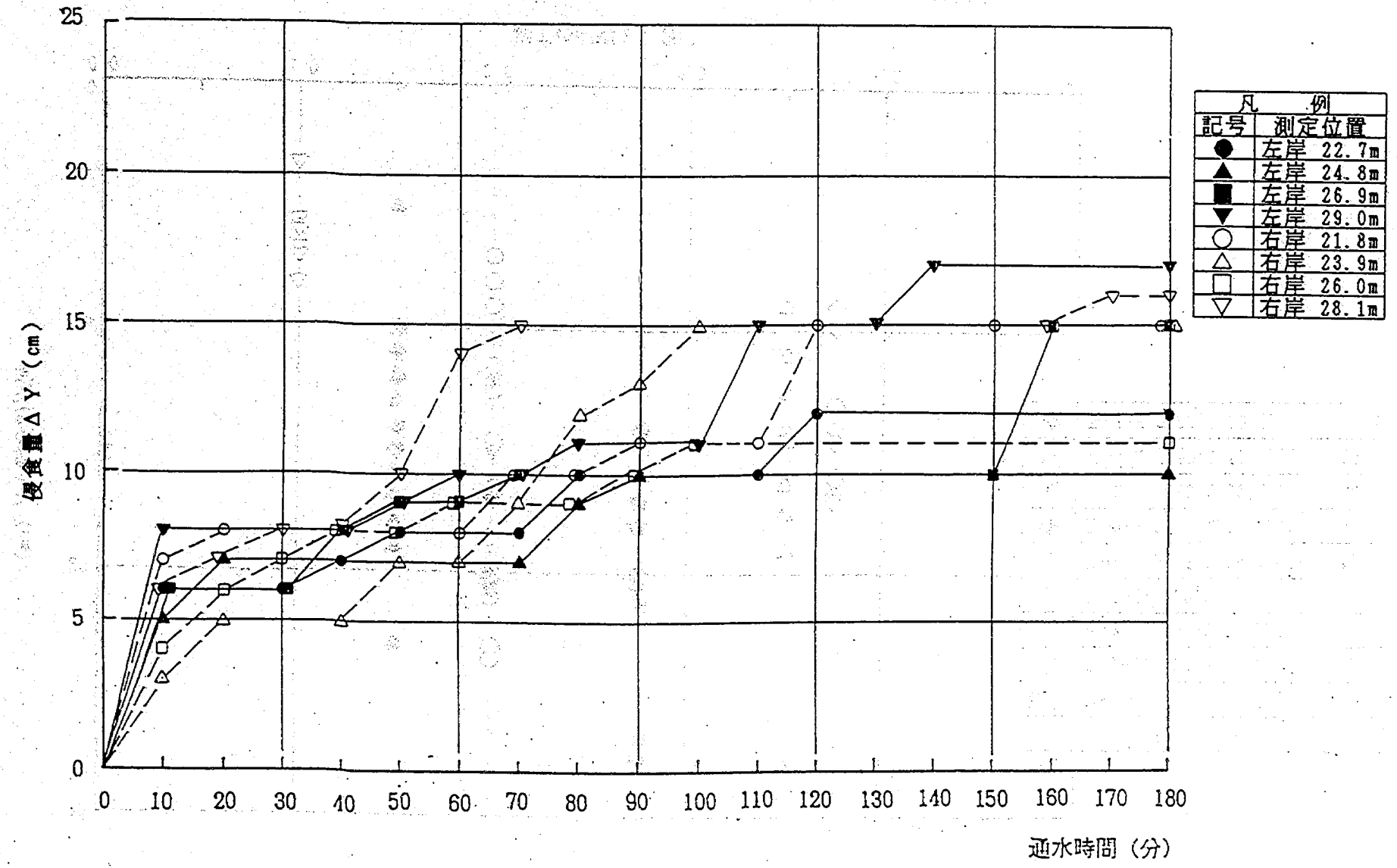
図－2.16.4　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－5，通水180分後）



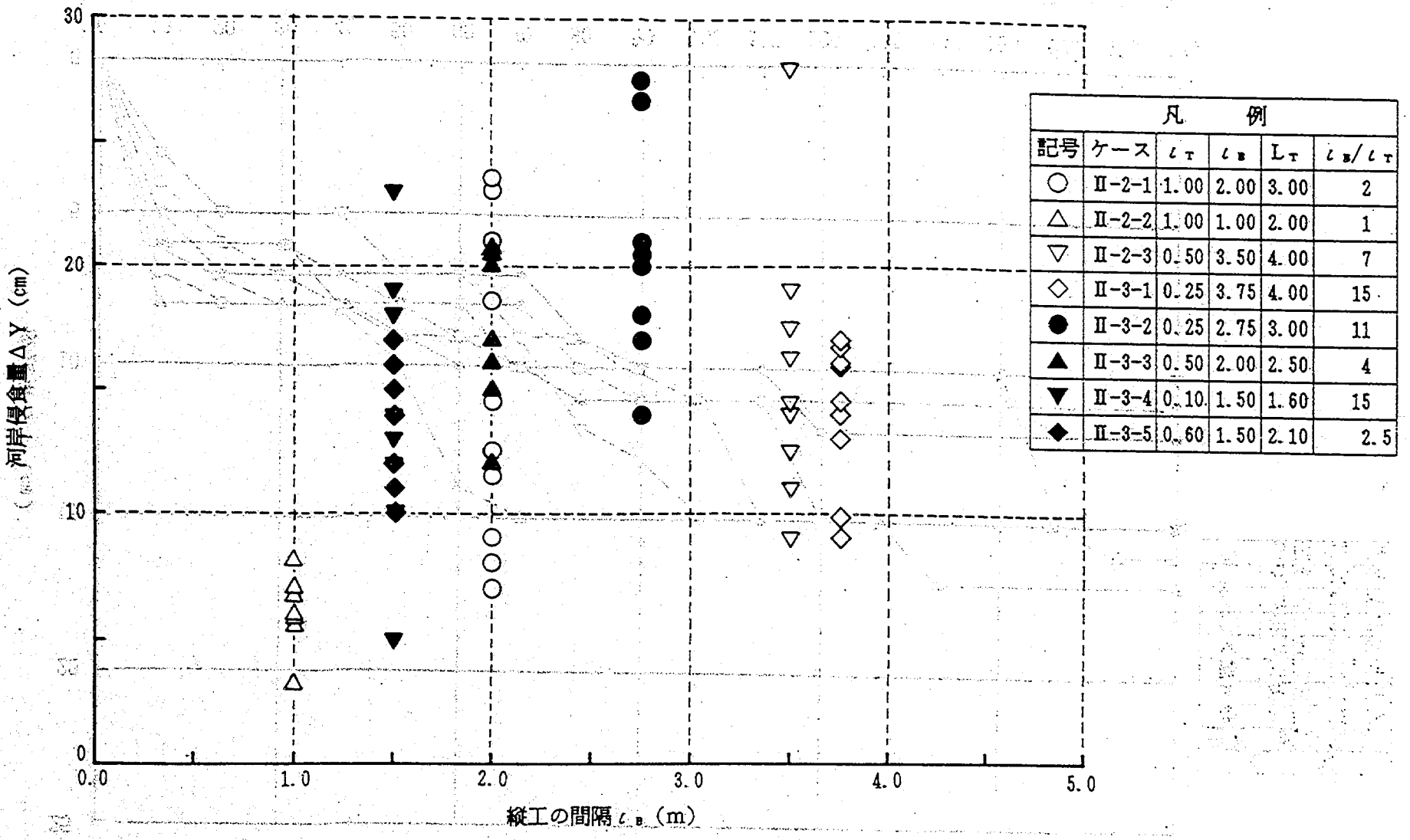
図－2.16.5　縦工周辺の流況図（ケースⅡ－3－5）



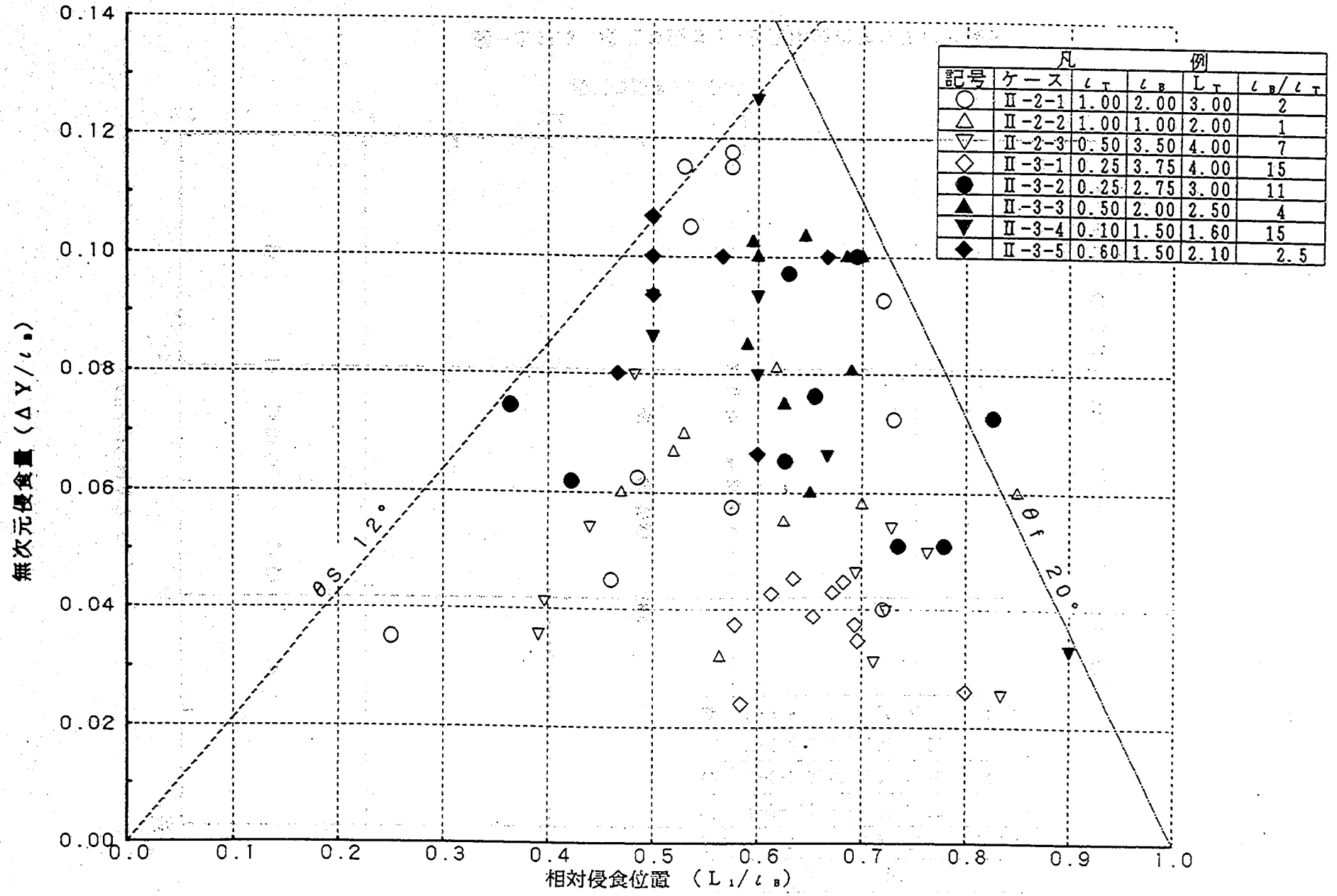
図－2.16.6　河床変動量・流速縦断図（ケースⅡ－3－5）



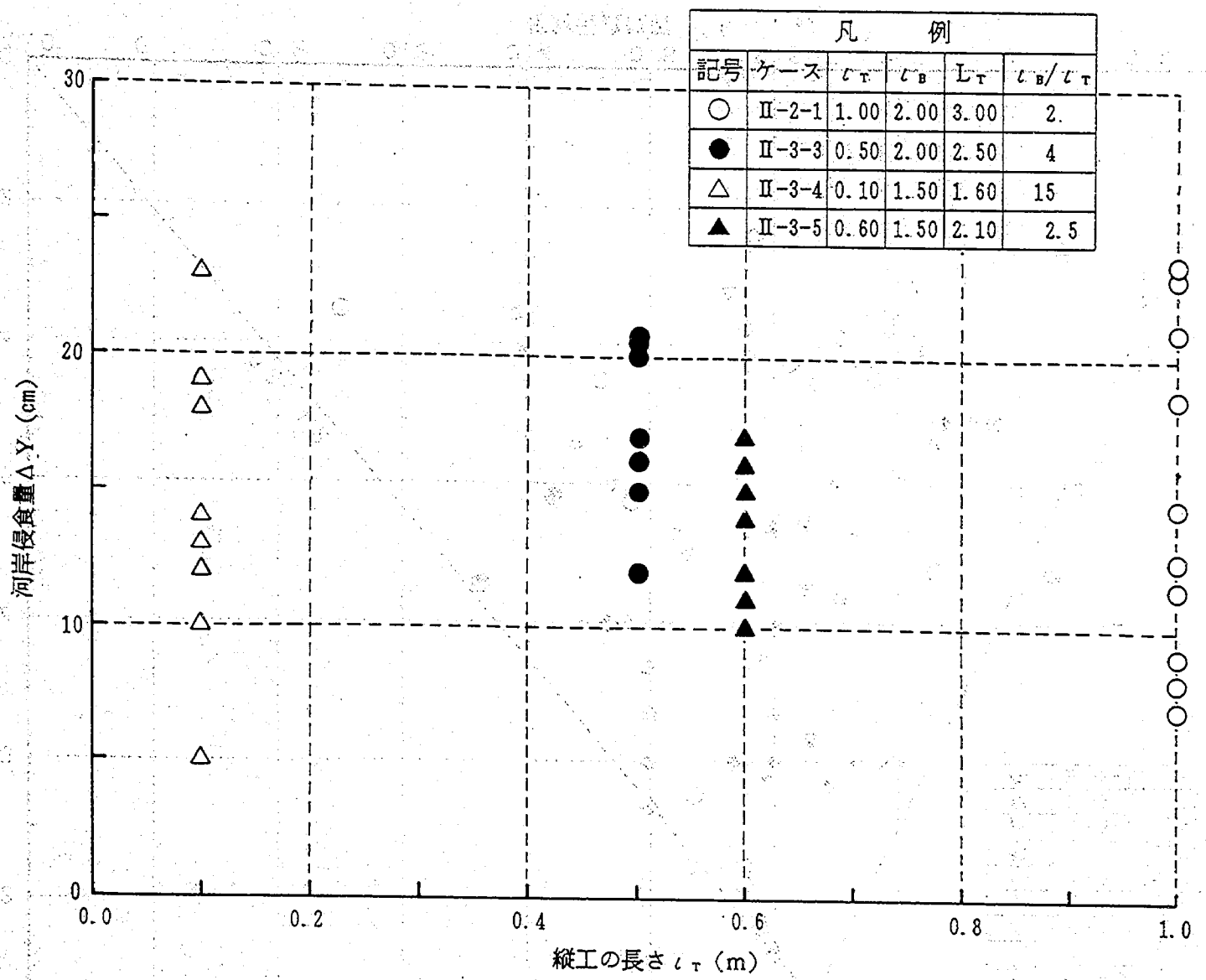
図－2.16.7　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－5）



図－2.17.1　縦工の間隔 ℓ_B と河岸侵食量ΔＹの相関図



図－2.17.2　相対侵食位置（L_1/ℓ_B）と無次元侵食量（$\Delta Y/\ell_B$）の相関図



図－2.17.3　縦工の長さ ℓ_T と河岸侵食量ΔＹの相関図

黒部川の河道特性と河道計画

ＩＳＳＮ0386－5878
土木研究所資料第3139号
平成５年２月（1993）

要　旨

黒部川河道は，河床低下等によって河岸沿いに形成されていた砂州（寄り州）が高水敷化しつつあり，この寄り州に治水効果を期待した河道計画（案）が立案されている。

本報告書は，黒部川の河道特性調査および水理模型実験により，現況河道と計画河道（案）の河道特性，水理特性，河道計画（案）の問題点を改善し，さらに河岸侵食防止のための対策工案等について検討したものである。

キーワード：黒部川，河道特性，模型実験，河道計画，河岸侵食，水制，護岸

郵便はがき

〒305-□□

四十二円切手をはって下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所
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3139号　　部

上記のとおり受領しました。

所属（住所）

氏名　　印