

ISSN 0386—5878

土木研究資料第3267号

土 木 研 究 所 資 料

利根川下流部洗掘対策模型実験報告書

平成6年2月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1994) by P.W.R. I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全文又は一部の転載、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。

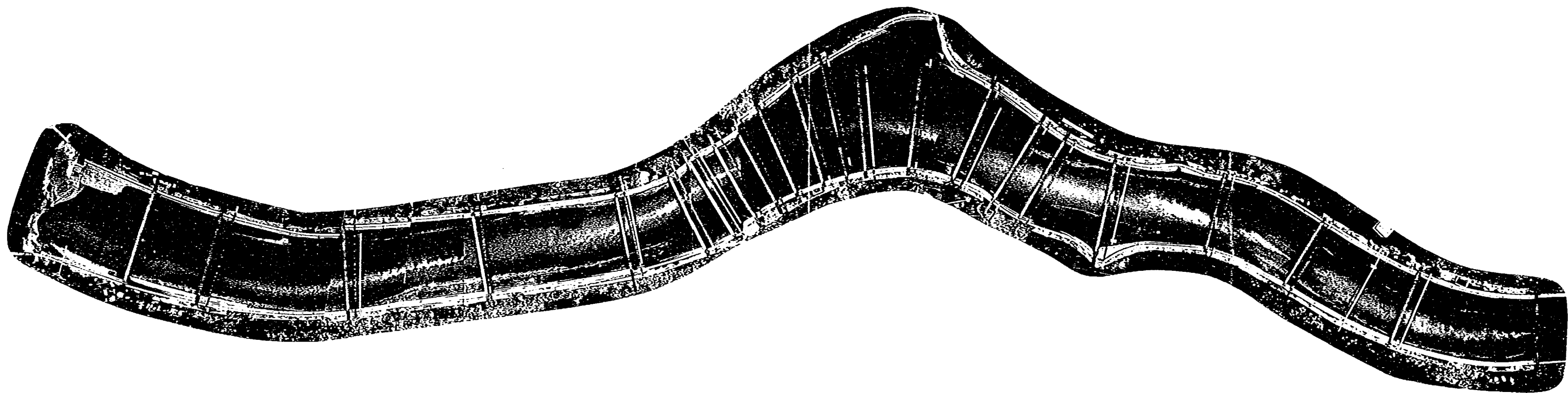
利根川下流部洗掘対策模型実験報告書

河川研究室	室	長	宇	多	高	明
	主任研究員		藤	田	光	一
	研	究	員	平	林	桂
	研	究	員	服	部	敦
			伊	藤	克	雄

要旨

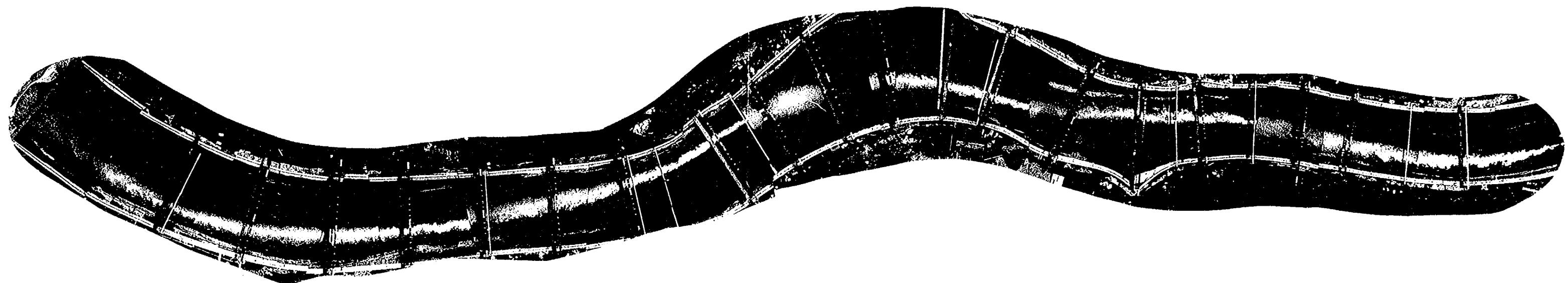
利根川の32.5～43.0km区間の石納、佐原、向州、津の宮、および草林地先を対象とした洗掘に関する水理模型実験を行い、同区間に形成されている大規模な洗掘群の形成原因を推定した。また、洗掘対策としてベーン工・置換工を設置した場合の効果を調べ、各地先ごとに最適工法を選択するとともに、それらの設計諸元を提案した。

キーワード：利根川、水理模型実験、洗掘対策、ベーン工、置換工



流 況 写 真

ケ ー ス	Ⅲ-9
流 量	6,000m ³ /s
通 水 時 間	21時間



流 況 写 真

ケ ー ス	Ⅲ-10-2
流 量	6,000m ³ /s
通 水 時 間	9 時間

は じ め に

利根川下流部においては、利根川3大深掘れとも4大深掘れとも称される大規模な洗掘群がある。これらの洗掘群は堤防に近接するために、堤防の安全性を保つ上で古くから問題となってきた。そしてこれらの箇所では従来より根固めブロックが投入され、洗掘の進行が防がれてきたが、洪水のたびにブロックの沈下、移動が生じることから、抜本的な対策が望まれていた。一方、近年河川工学の分野でも新しい工法が種々実用化されているが、それらの一つに洗掘対策としてのベーン工があり、その有効性が水理模型実験などにより確認されている。このことから、利根川の洗掘群に対してもベーン工法の適用が検討されることになった。

ベーン工法に関する研究の萌芽は19世紀の終わりに見られるが、Odgaard and Kennedy(1982)により初めてベーンという言葉が使われ、「洗掘の原因となる二次流を抑制する」理論が明らかにされた。土木研究所においては昭和50年代後半より本格的に開発に取り組み（浅野ほか，1984），ベーン工の二次流抑制効果を最大限に引き出し、かつ洗掘の進行を効果的に抑えることのできる土研式ベーン工を発案し、さらにはその設計法を開発した（福岡ほか，1988）。

利根川は、わが国社会経済の中樞を担う首都圏の安全性の鍵を握る治水上極めて重要な河川であるから、施工実績が十分でないベーン工を利根川に施工するには技術面からの十分な検討が必要である。そこで、関東地方建設局利根川下流工事事務所の依頼により平成2年度～平成5年度に模型実験を実施した。本報告書はその検討結果を要約するものである。

本研究においては利根川の32.5～43.0km区間を対象とし、洗掘群の発生原因を推定するとともに、ベーン工を設置した場合の洗掘抑制効果、さらにはベーン工の設置数や列数、設置方向などの設計諸元の最適値について検討した。また、ベーン工が十分に機能を発揮しない箇所の対策については新たに置換工を提案し、その設置高さや範囲などの設計諸元について検討した。

はじめに

第1章 洗掘対策立案のための検討項目と検討方法	1
第2章 利根川の河道特性	2
2.1 水文特性	2
2.2 流路の変遷と地質の概要	4
2.3 模型製作区間の地質と固結層の分布	6
2.4 津の宮地先左岸のポイントバー表面の耐侵食特性	10
2.5 セグメント区分と各セグメントの特徴	12
2.6 堤体の安全度評価	14
第3章 利根川の河道計画	17
3.1 計画の歴史	17
3.2 利根川水系工事実施基本計画の概要	19
3.2.1 計画策定の基本方針	19
3.2.2 河道およびダムの流量配分	19
3.2.3 ダムによる洪水調節計画	20
3.2.4 洪水調節計画	20
3.2.5 河道計画	21
第4章 洗掘対策工としてのベーン工・置換工の機能と設計法	23
4.1 概 要	23
4.2 ベーン工	23
4.2.1 ベーン工の概要	23
4.2.2 ベーン工による渦流の発生原理	24
4.2.3 ベーン工による洗掘抑制作用	25
4.2.4 ベーン工の水理設計法	25
4.2.5 ベーン工の利用法	26
4.2.6 ベーン工利用上の注意, 適用限界	27
4.3 置換工	28
4.3.1 置換工の設計の基本的考え方	28
4.3.2 施工上の留意点	29
4.3.3 置換材料の粒径	29

第5章 水理模型実験の相似則	33
5.1 相似則の基本的な考え方	33
5.1.1 流れの相似則	33
5.1.2 歪模型の相似則	35
5.2 移動床の相似則	36
5.2.1 底面を動く粒子の運動の相似性	36
5.2.2 浮遊砂運動の相似性	37
5.3 利根川模型の相似性	38
5.3.1 模型諸元の選択	38
5.3.2 河床形態の相似性に関する検討	38
5.3.3 流れの相似性	41
5.3.4 局所洗掘深の相似性	41
5.3.5 相似性の総合評価	42
第6章 模型実験	43
6.1 模型の概要	43
6.2 模型実験の概要	44
6.3 検証実験Ⅰ	44
6.3.1 実験条件の概略検討	44
6.3.2 検討目的と実験ケース	46
6.3.3 実験結果	47
6.4 検証実験Ⅱ	52
6.4.1 実験の目的と実験ケース	52
6.4.2 実験結果(Ⅱ-1)	53
6.4.3 実験結果(Ⅱ-2)	58
6.4.4 実験結果(Ⅱ-3)	62
6.4.5 ま と め	62
6.5 洗掘対策工に関する実験	66
6.5.1 実験の概要	66
6.5.2 現況河道実験の結果(Ⅲ-1)	66
6.5.3 ベーン工実験の結果(Ⅲ-2)	72
6.5.4 ベーン工実験の結果(Ⅲ-3)	81
6.5.5 ベーン工実験の結果(Ⅲ-4)	90
6.5.6 水制実験の結果(Ⅲ-5)	95
6.5.7 水制とベーン工の併用実験の結果(Ⅲ-6)	100
6.5.8 ベーン工実験の結果(Ⅲ-7)	106

6.5.9	ベーン工実験の結果（Ⅲ－8）	116
6.5.10	置換工実験の結果（Ⅲ－9）	123
6.5.11	ベーン工と置換工の併用実験の結果（Ⅲ－10）	128
6.5.12	洗掘対策工実験のまとめ	143
第7章	洗掘原因とその対策	144
7.1	洗掘原因	144
7.1.1	洗掘原因の分類	144
7.1.2	各地先における洗掘原因の推定	145
7.2	洗掘対策	147
7.2.1	対策工検討の基本方針	147
7.2.2	石納地先の洗掘対策	147
7.2.3	佐原・向州地先の洗掘対策	148
7.2.4	津の宮地先の洗掘対策	148
7.2.5	草林地先の洗掘対策	149
おわりに		150
参考文献		150

図表一覧

- 図-2.1 利根川流域の概要
- 図-2.2 利根川流域の年降水量（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-2.3 利根川の河道変遷（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-2.4 利根川下流域の地質横断（出典：山本(1991)）
- 図-2.5 利根川35～44kmの地質層序（出典：山本(1991)）
- 図-2.6 河床横断形状（38.0km地点：津の宮地先）
- 図-2.7 河床横断形状（37.5km地点：津の宮地先）
- 図-2.8 河床横断形状（36.8km地点：津の宮地先）
- 図-2.9 河床横断形状（36.75km地点：津の宮地先）
- 図-2.10 河床横断形状（36.7km地点：津の宮地先）
- 図-2.11 河床横断形状（36.3km地点：津の宮地先）
- 図-2.12 河床横断形状（36.0km地点：津の宮地先）
- 図-2.13 津の宮地先における洪積層の平面分布
- 図-2.14 資料採取地点の位置
- 図-2.15 難侵食層の耐侵食実験用水路の概要
- 図-2.16 侵食速度と断面平均流速の関係
- 図-2.17 利根川下流部の平均河床高（出典：山本(1991)）
- 図-2.18 利根川下流部の最深河床高（出典：山本(1991)）
- 図-2.19 堤防の地層の鉛直分布
- 図-2.20 安定計算におけるすべり面の設定
- 表-2.1 布川地点の年最大流量
- 表-2.2 円弧すべり計算に用いた土質諸元
- 表-2.3 円弧すべり計算の結果
- 図-3.1 明治33年の利根川改修計画における流量配分（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-3.2 明治43年の利根川改修計画における流量配分（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-3.3 増補計画の流量配分（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-3.4 改修改訂計画の流量配分（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-3.5 新治水計画の高水流量配分（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-3.6 新治水計画の堤防断面図（出典：利根川百年史(1987)）
- 表-3.1 既往最大流量、1/200確率流量および計画高水流量（出典：利根川百年史(1987)）
- 表-3.2 新治水計画の粗度係数（出典：利根川百年史(1987)）
- 図-4.1 湾曲河道へのベン工の設置状況

- 図-4.2 一様流中にベーン工を設置した場合の流線 (出典：福岡ほか(1988))
- 図-4.3 ベーン工にかかる圧力分布 (出典：福岡ほか(1988))
- 図-4.4 ベーン工より流体に作用する力 (出典：福岡ほか(1988))
- 図-4.5 ベーン工から放出される渦流 (出典：福岡ほか(1988))
- 図-4.6 ベーン工を設置した場合の横断河床形状および二次流の流向 (出典：福岡ほか(1988))
- 図-4.7 ベーン工がある場合の二次流 (出典：福岡ほか(1988))
- 図-4.8 アスペクト比と β_0 の関係 (出典：福岡ほか(1988))
- 図-4.9 置換工の破壊プロセス
- 図-4.10 置換工設置の失敗例
- 図-4.11 置換工の理想的な設置状況
- 図-4.12 置換工の現実的な設置方法
- 図-4.13 突出した置換材料の諸元

- 図-5.1 利根川の現地河道の河床形態
- 図-5.2 利根川模型の河床形態
- 図-5.3 下流端水位を変えた場合の河床形態の変化
- 表-5.1 現地河道および模型の u_*/w_0

- 図-6.1 河川模型実験施設
- 図-6.2 利根川河道模型
- 図-6.3 模型の横断形状
- 図-6.4 水位縦断の比較
- 図-6.5 河床横断形状 (42.4km地点：石納地先)
- 図-6.6 河床横断形状 (40.0km地点：佐原地先)
- 図-6.7 河床横断形状 (38.9km地点：向州地先)
- 図-6.8 河床横断形状 (36.6km地点：津の宮地先)
- 図-6.9 河床横断形状 (36.4km地点：津の宮地先)
- 図-6.10 河床横断形状 (36.2km地点：津の宮地先)
- 図-6.11 河床横断形状 (33.0km地点：草林地先)
- 図-6.12 河床高の経時変化 (I-1)
- 図-6.13 根固工の設置位置
- 図-6.14 非侵食層の設置例 (36.8km地点)
- 図-6.15 流況 (II-1)
- 図-6.16 河床平面形状 (II-1)
- 図-6.17 河床横断形状 (37.0km地点：津の宮地先)
- 図-6.18 河床横断形状 (36.8km地点：津の宮地先)

- 図－6.19 河床横断形状 (36.6km地点：津の宮地先)
- 図－6.20 河床横断形状 (36.4km地点：津の宮地先)
- 図－6.21 河床横断形状 (36.2km地点：津の宮地先)
- 図－6.22 流況 (Ⅱ－2)
- 図－6.23 河床平面形状 (Ⅱ－2)
- 図－6.24 河床横断形状 (36.8km地点：津の宮地先)
- 図－6.25 河床横断形状 (36.6km地点：津の宮地先)
- 図－6.26 河床横断形状 (36.4km地点：津の宮地先)
- 図－6.27 河床横断形状 (36.2km地点：津の宮地先)
- 図－6.28 河床横断形状 (36.0km地点：津の宮地先)
- 図－6.29 河床平面形状 (Ⅱ－3)
- 図－6.30 河床横断形状 (37.0km地点：津の宮地先)
- 図－6.31 河床横断形状 (36.8km地点：津の宮地先)
- 図－6.32 河床横断形状 (36.6km地点：津の宮地先)
- 図－6.33 河床横断形状 (36.4km地点：津の宮地先)
- 図－6.34 河床横断形状 (36.2km地点：津の宮地先)
- 図－6.35 水位縦断 (Ⅲ－1)
- 図－6.36 流況 (Ⅲ－1)
- 図－6.37 河床平面形状 (Ⅲ－1)
- 図－6.38 河床横断形状 (42.0km地点：石納地先)
- 図－6.39 河床横断形状 (40.0km地点：佐原地先)
- 図－6.40 河床横断形状 (39.0km地点：向州地先)
- 図－6.41 河床横断形状 (36.4km地点：津の宮地先)
- 図－6.42 河床横断形状 (33.5km地点：草林地先)
- 図－6.43 ベーン工の配置 (Ⅲ－2)
- 図－6.44 ベーン工の構造
- 図－6.45 水位縦断 (Ⅲ－2)
- 図－6.46 流況 (Ⅲ－2)
- 図－6.47 河床平面形状 (Ⅲ－2)
- 図－6.48 河床横断形状 (40.2km地点：佐原地先)
- 図－6.49 河床横断形状 (40.0km地点：佐原地先)
- 図－6.50 河床横断形状 (38.9km地点：向州地先)
- 図－6.51 河床横断形状 (36.6km地点：津の宮地先)
- 図－6.52 河床横断形状 (36.0km地点：津の宮地先)
- 図－6.53 河床横断形状 (33.5km地点：草林地先)
- 図－6.54 河床横断形状 (33.0km地点：草林地先)

- 図-6.55 ベーン工の構造
- 図-6.56 ベーン工の配置(Ⅲ-3)
- 図-6.57 水位縦断(Ⅲ-3)
- 図-6.58 流況(Ⅲ-3)
- 図-6.59 河床平面形状(Ⅲ-3)
- 図-6.60 河床横断形状(42.0km地点:石納地先)
- 図-6.61 河床横断形状(39.6km地点:佐原地先)
- 図-6.62 河床横断形状(40.6km地点:佐原地先)
- 図-6.63 河床横断形状(38.9km地点:向州地先)
- 図-6.64 河床横断形状(36.8km地点:津の宮地先)
- 図-6.65 河床横断形状(35.0km地点:草林地先)
- 図-6.66 ベーン工の配置(Ⅲ-4)
- 図-6.67 流況(Ⅲ-4)
- 図-6.68 河床平面形状(Ⅲ-4)
- 図-6.69 河床横断形状(42.0km地点:石納地先)
- 図-6.70 河床横断形状(40.2km地点:佐原地先)
- 図-6.71 河床横断形状(34.5km地点:草林地先)
- 図-6.72 水制工の構造
- 図-6.73 水制工の配置(Ⅲ-5)
- 図-6.74 流況(Ⅲ-5)
- 図-6.75 河床平面形状(Ⅲ-5)
- 図-6.76 河床横断形状(38.9km地点:向州地先)
- 図-6.77 河床横断形状(37.0km地点:津の宮地先)
- 図-6.78 河床横断形状(36.6km地点:津の宮地先)
- 図-6.79 局所洗掘対策工の配置(Ⅲ-6)
- 図-6.80 流況(Ⅲ-6)
- 図-6.81 河床平面形状(Ⅲ-6)
- 図-6.82 河床横断形状(39.2km地点:向州地先)
- 図-6.83 河床横断形状(38.9km地点:向州地先)
- 図-6.84 河床横断形状(37.5km地点:津の宮地先)
- 図-6.85 河床横断形状(37.0km地点:津の宮地先)
- 図-6.86 河床横断形状(36.6km地点:津の宮地先)
- 図-6.87 ベーン工の配置(Ⅲ-7)
- 図-6.88 流況(Ⅲ-7)
- 図-6.89 河床平面形状(Ⅲ-7)
- 図-6.90 河床横断形状(42.0km地点:石納地先)

- 図－6.91 河床横断形状（41.6km地点：石納地先）
- 図－6.92 河床横断形状（40.6km地点：佐原地先）
- 図－6.93 河床横断形状（40.0km地点：佐原地先）
- 図－6.94 河床横断形状（38.9km地点：向州地先）
- 図－6.95 河床横断形状（36.8km地点：津の宮地先）
- 図－6.96 河床横断形状（36.0km地点：津の宮地先）
- 図－6.97 河床横断形状（34.5km地点：草林地先）
- 図－6.98 河床横断形状（33.0km地点：草林地先）
- 図－6.99 ベーン工の配置（Ⅲ－8）
- 図－6.100 流況（Ⅲ－8）
- 図－6.101 河床平面形状（Ⅲ－8）
- 図－6.102 河床横断形状（41.6km地点：石納地先）
- 図－6.103 河床横断形状（40.2km地点：佐原地先）
- 図－6.104 河床横断形状（35.0km地点：草林地先）
- 図－6.105 河床横断形状（33.5km地点：草林地先）
- 図－6.106 置換工の平面配置（Ⅲ－9）
- 図－6.107 置換工の設置断面（40.2km地点：佐原地先）
- 図－6.108 置換工の設置断面（38.9km地点：向州地先）
- 図－6.109 置換工の設置断面（36.8km地点：津の宮地先）
- 図－6.110 置換工の設置断面（33.0km地点：草林地先）
- 図－6.111 流況（Ⅲ－9）
- 図－6.112 河床平面形状（Ⅲ－9）
- 図－6.113 河床横断形状（40.2km地点：佐原地先）
- 図－6.114 河床横断形状（38.9km地点：向州地先）
- 図－6.115 河床横断形状（36.8km地点：津の宮地先）
- 図－6.116 河床横断形状（36.0km地点：津の宮地先）
- 図－6.117 河床横断形状（34.5km地点：草林地先）
- 図－6.118 河床横断形状（33.0km地点：草林地先）
- 図－6.119 ベーン工の配置（Ⅲ－10－1）
- 図－6.120 流況（Ⅲ－10－1）
- 図－6.121 河床平面形状（Ⅲ－10－1）
- 図－6.122 河床横断形状（40.0km地点：佐原地先）
- 図－6.123 河床横断形状（39.0km地点：向州地先）
- 図－6.124 洗掘対策工の配置（Ⅲ－10－2）
- 図－6.125 置換工の設置断面（40.0km地点：佐原地先）
- 図－6.126 置換工の設置断面（38.9km地点：向州地先）

図-6.127 置換工の設置断面 (36.4km地点：津の宮地先)

図-6.128 流況 (Ⅲ-10-2)

図-6.129 河床平面形状 (Ⅲ-10-2)

図-6.130 河床横断形状 (40.0km地点：佐原地先)

図-6.131 河床横断形状 (38.9km地点：向州地先)

図-6.132 河床横断形状 (36.4km地点：津の宮地先)

表-6.1 実験ケース一覧

表-6.2 実験ケース (検証実験Ⅰ)

表-6.3 通水条件 (検証実験Ⅱ)

表-6.4 実験ケース一覧 (局所洗掘対策工実験Ⅲ)

表-6.5 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-2)

表-6.6 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-3)

表-6.7 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-7)

表-6.8 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-8)

表-6.9 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-10-1)

図-7.1 湾曲河道の鉛直流速分布と遠心力の分布

図-7.2 流線の分布

図-7.3 屈曲した河道と流線の分布

図-7.4 水面近傍および河床近傍での流向差

第1章 洗掘対策立案のための検討項目と検討方法

利根川の32.5～43.0km区間は流路蛇行が顕著であり、この区間に位置する石納、佐原、向州、津の宮、草林地先には著しい洗掘が形成されている。第2章8節「堤体の安全度評価」で述べるように、これらの洗掘は堤防の受動土圧を減少させ、堤体のすべり破壊に対する安全度の低下を招くことから、洗掘防止対策が求められている。これまでの対策では洗掘の進行を止め堤脚部の侵食を防止するため、堤脚のり面への根固めブロックの投入が行われてきた。しかしこれらのブロック群は洪水のたびにずり落ち、しかも洪水後にブロックを補充しても次の洪水にはまた沈下する現象が見られることから、新しい技術に基づく対策工の期待が高まり、土木研究所で開発された土研式ベーン工の適用の可能性検討が必要となった。

土研式ベーン工については、その設計法の基本は既に完成している。しかし、ベーン工の設計法（福岡ほか、1988）が提案されてからまだ日が浅く、現地河川への適用例も少ないことから、その適用に際しては次の問題点がある。

- ① ベーン工の施工対象区間が蛇行帯であることから、単湾曲河道を前提としたベーン工の簡易設計法により求まるベーン工の諸元を、そのまま現地河道に適用しうるかどうかが検討の余地があること。
- ② ベーン工は洗掘を引き起こす二次流を積極的に制御する工法であるから、ベーン工の設置により流況が変化し、ベーン工の設置区間より下流の洗掘位置を変化させることもあり得る。利根川の検討対象区間は蛇行帯であることから、洗掘位置の移動に特に注意しなければならないこと。
- ③ ベーン工は二次流を抑制して局所洗掘を軽減する工法である。したがって対象とする洗掘が二次流により形成されたものである限り十分な洗掘軽減機能を発揮するが、例えば流れの集中などによって形成された洗掘に対しては機能が十分発揮されるかどうかは明らかではないこと。

本研究では、以上の問題点を解決し、ベーン工を主体とした洗掘対策を立てることを最終目的として検討を進める。洗掘対策の検討においては、できる限り多くの現地データを収集するとともに、水理模型実験を実施して種々の対策工の効果を調べた。

第2章 利根川の河道特性

2.1 水文特性

利根川流域の概要を図-2.1に示す。利根川は、群馬県利根郡水上町の大水上山（標高 1,840m）に源を発し、南下しつつ沼田市付近で片品川を、渋川市付近で吾妻川を、さらに八斗島上流で烏川を合わせ、ここより次第に平地河川の様相を呈して流路を南東に転じ、栗橋市上流で渡良瀬川を合わせ、関宿に至り江戸川を分派する。本流はさらに東流し、鬼怒川、小貝川、常陸利根川等を合流し、銚子において太平洋に注ぐ。幹川流路延長は全国第二位の 322km、流域面積は全国第一位の16,840km²である。

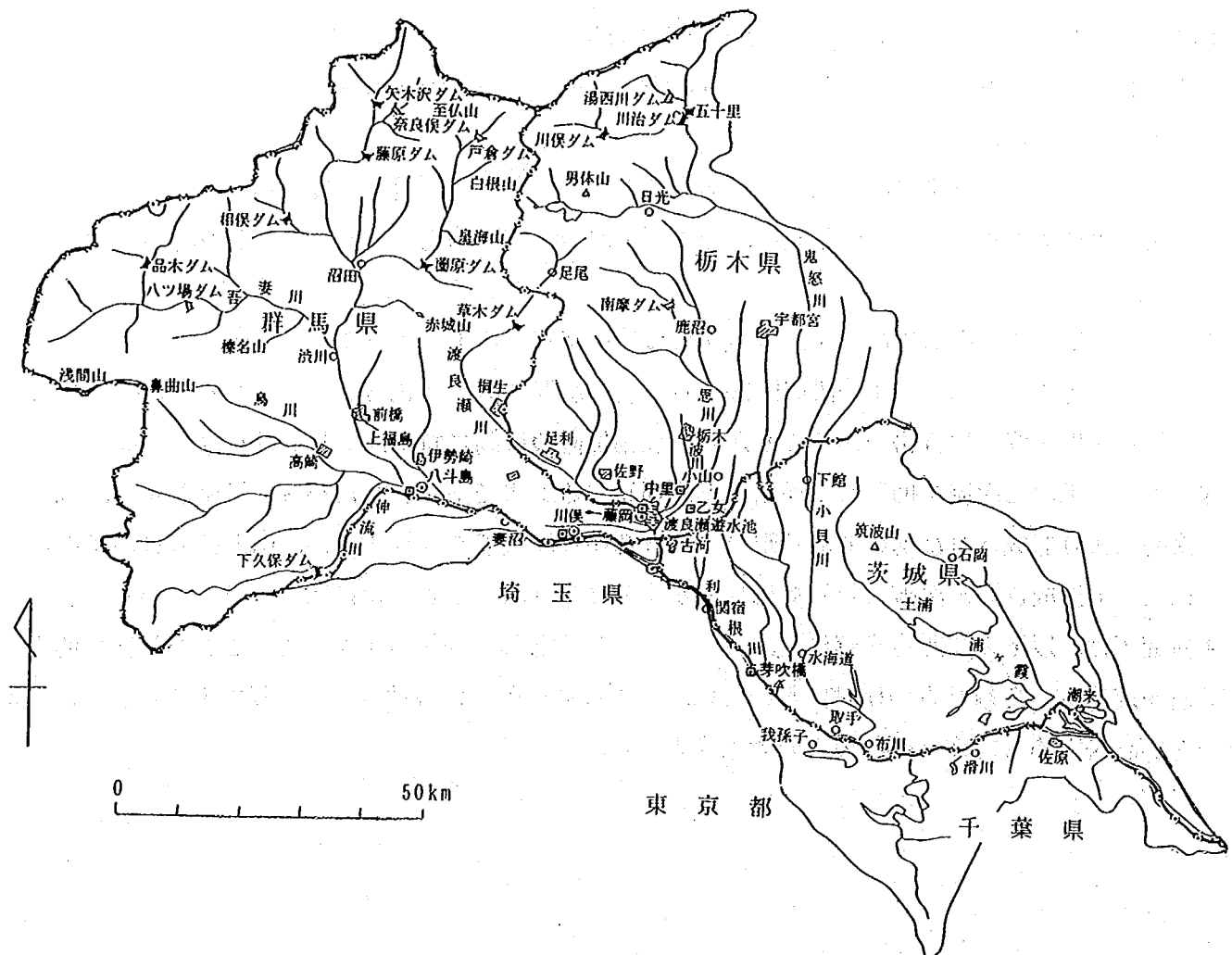
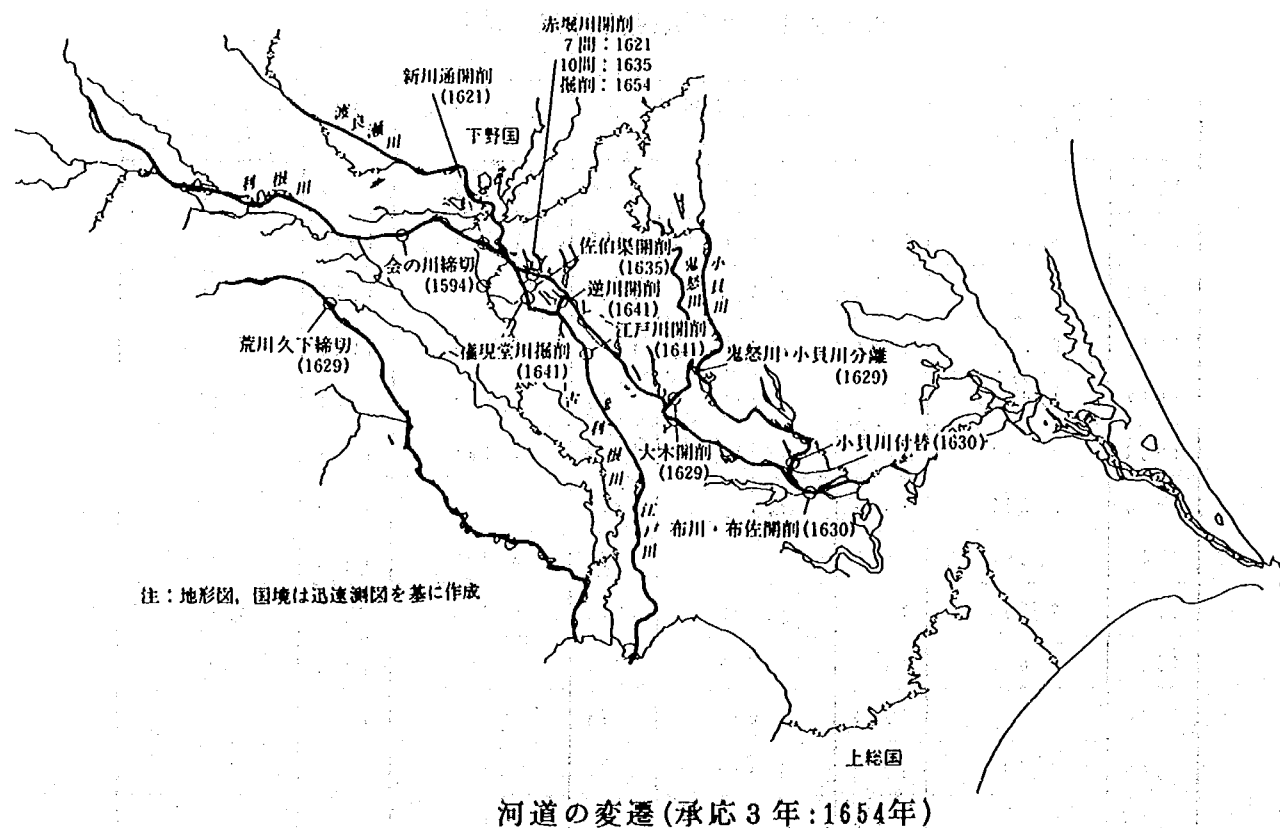


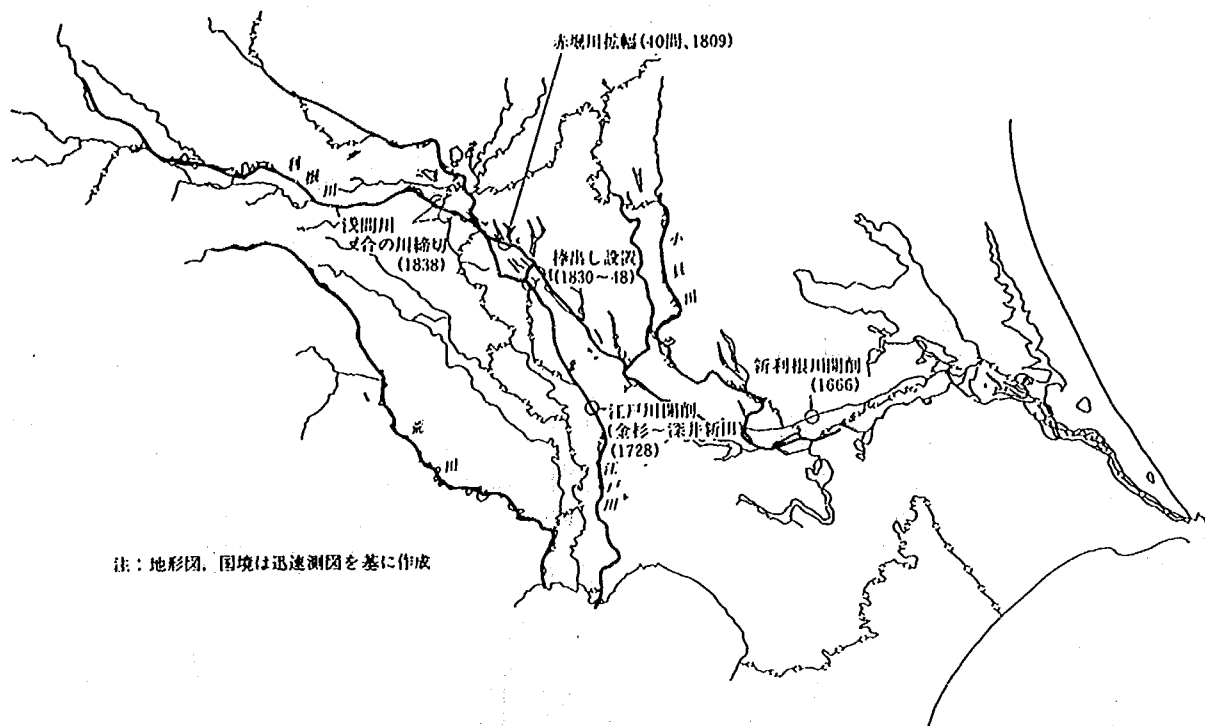
図-2.1 利根川流域の概要

1941～1970年における関東地方の平均年降水量の分布を図-2.2に示す。利根川流域の年降水量は1200～1700mmで、夏季に多く冬季に少ない。流域的に見ると下流の平野部で多く、上流の山岳部で少ない。月別では、6～9月に上流～中流部で、また10～5月に下流部で多い。

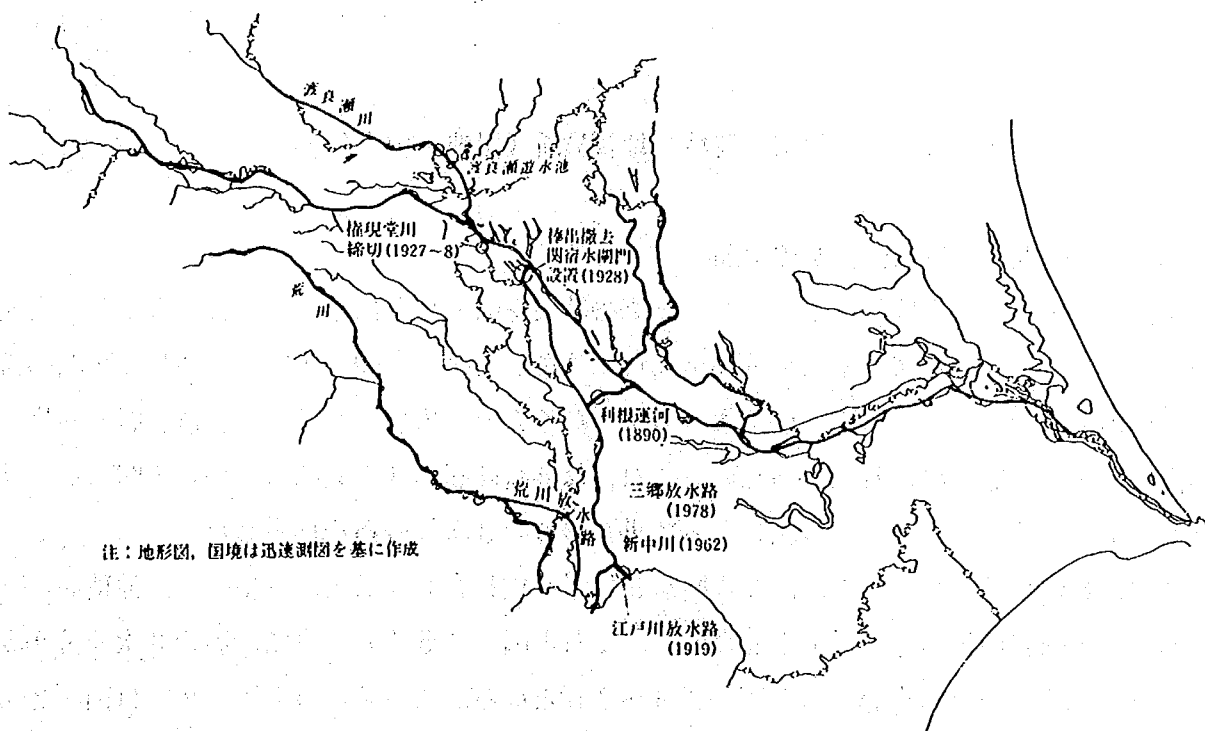
利根川は近世以後度重なる人為的作用を受けてきた人工河川である。近世以前、利根川、鬼怒川、渡良瀬川はそれぞれ独立した河川であった。これらが現在のような一つの河川にまとめられたのは、江戸時代の利根川東遷事業と呼ばれる瀬替え工事による。利根川の流路変遷を図-2.3に示す。



- 4 -



河道の変遷(江戸時代末期)



河道の変遷(明治以降)

図-2.3 利根川の河道変遷(出典：利根川百年史(1987))

現在の利根川下流域沿川や霞ヶ浦を含む低地は、縄文海進時には古鬼怒湾と呼ばれる湾であったが、その後の海退とともに古鬼怒川の沖積作用によって形成されたものである。図-2.4に示す地質横断面図によると、沖積層は上部の有楽町層、下部の七号地層の2層に分けられ、沖積層の深さは標高-50~-60mに達する。現在の鬼怒川は、古鬼怒湾の南端を流れ、沖積層の深さは標高-10m前後と、この地域では最も浅い。

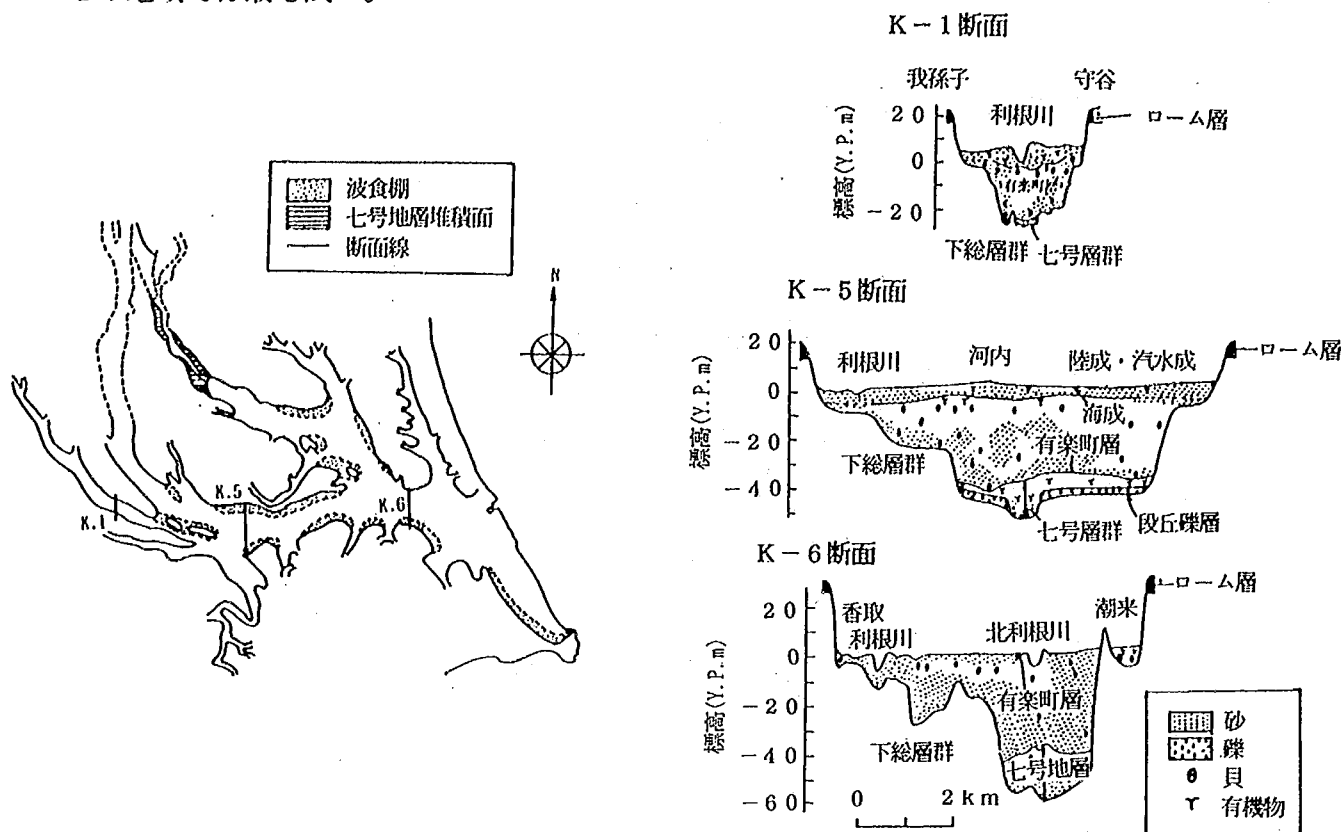


図-2.4 利根川下流域の地質横断 (出典：山本(1991))

2.3 模型製作区間の地質と固結層の分布

模型製作区間を対象に実施したボーリング調査の結果を図-2.5に示す。これによると、耐侵食性が高いと推定される洪積砂層がY. P. -10m前後に分布している区間が多い。模型製作区間の洗掘のうち、規模の大きな洗掘はY. P. -10mよりも深くなるので、模型においても洪積砂層と同様に耐侵食性の高い地層を設定しなければならない。これには洪積砂層の3次元的な広がり进行を明らかにすることが必要である。そこで、以下の方法によって洪積砂層の3次元分布を推定した。

洪積砂層は耐侵食性が高いので、河床横断測量結果を重ね合わせると、洪積砂層と沖積層の境界面は河床高の低下限界の包絡線として表わされる。これと図-2.5より、洪積砂層の3次元分布が推定される。河床横断図を重ね合わせると図-2.6~2.12となる。これらのうち図-2.9は図-2.6~2.12に示した区間の中でも最も顕著に洪積砂層の影響が見られる36.8km地点の横断測量結果である。そこでこれに注目すると、1955年から1984年の間に河道中央で洗掘が生じている。この地点は河道の湾曲部に属しており、本来ならば右岸に近づくほど河床高が低くなるはずであるから、最大洗掘箇所よりも右岸側に見られる河床高の不動区間は難侵食層であると判断される。この結果を図-2.5の地質

縦断面図と照合すると、その標高が一致することから難侵食層は洪積砂層であると推定される。洪積砂層の縦断方向の広がり範囲は地質縦断図から読み取り洪積砂層の平面分布を推定したのが図-2.13である。この図をもとに、模型上でも難侵食層をモルタルにより製作することにした。なお、洪積砂層は耐侵食性が高いものの侵食がまったく起こらないものではない。したがって、厳密に言えばモルタル河床とするのは問題が残るが、河床面の侵食速度は砂層と比較してはるかに遅いことから難侵食層はモルタルでほぼ再現可能と考えられる。

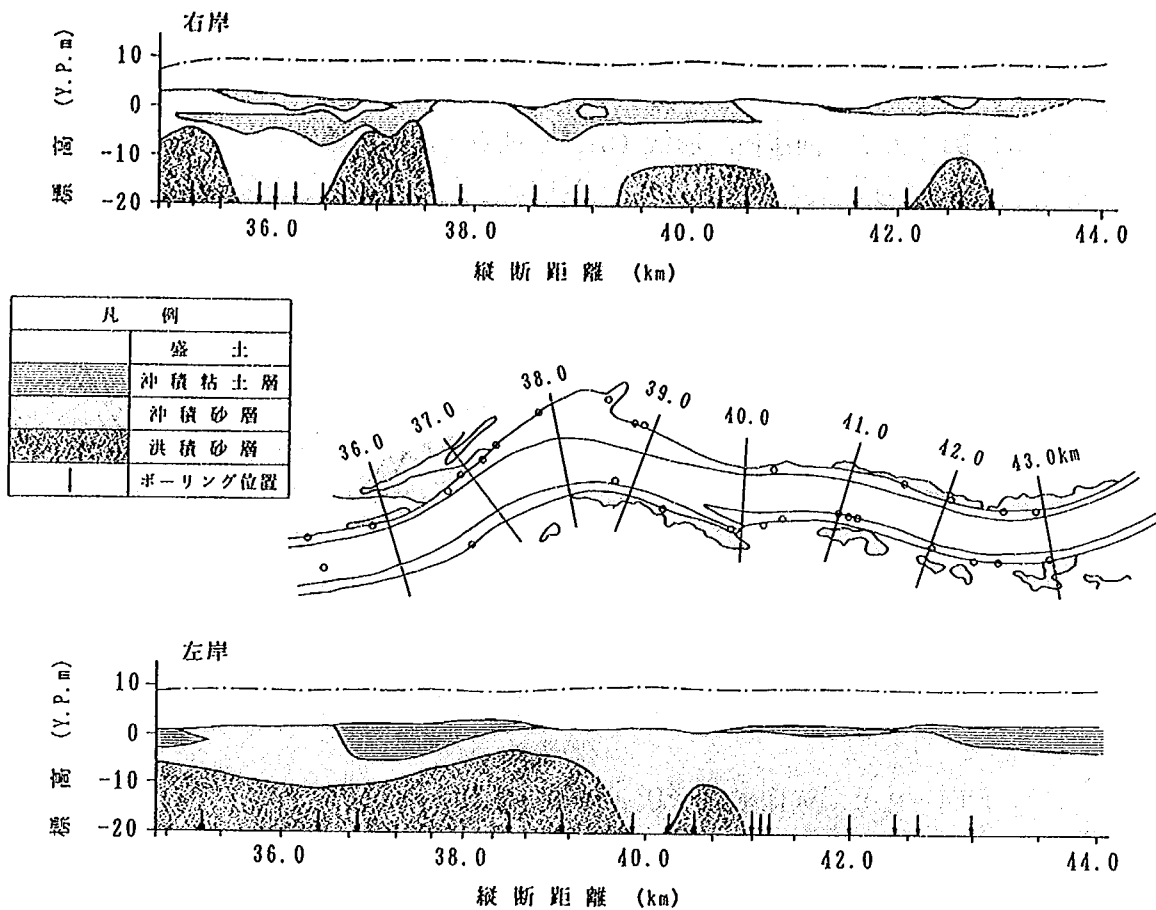


図-2.5 利根川35~44kmの地質層序 (出典: 山本(1991))

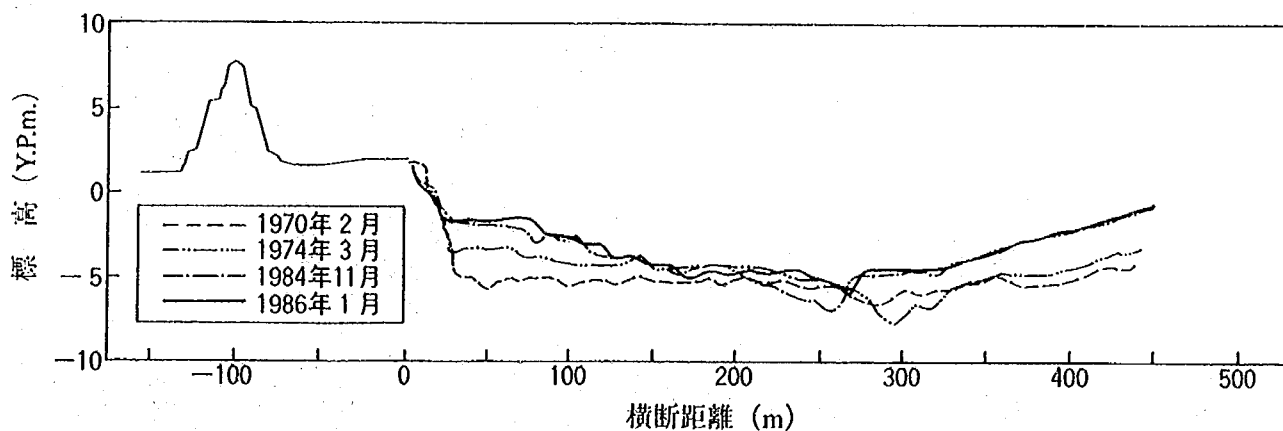


図-2.6 河床横断形状 (38.0km地点: 津の宮地先)

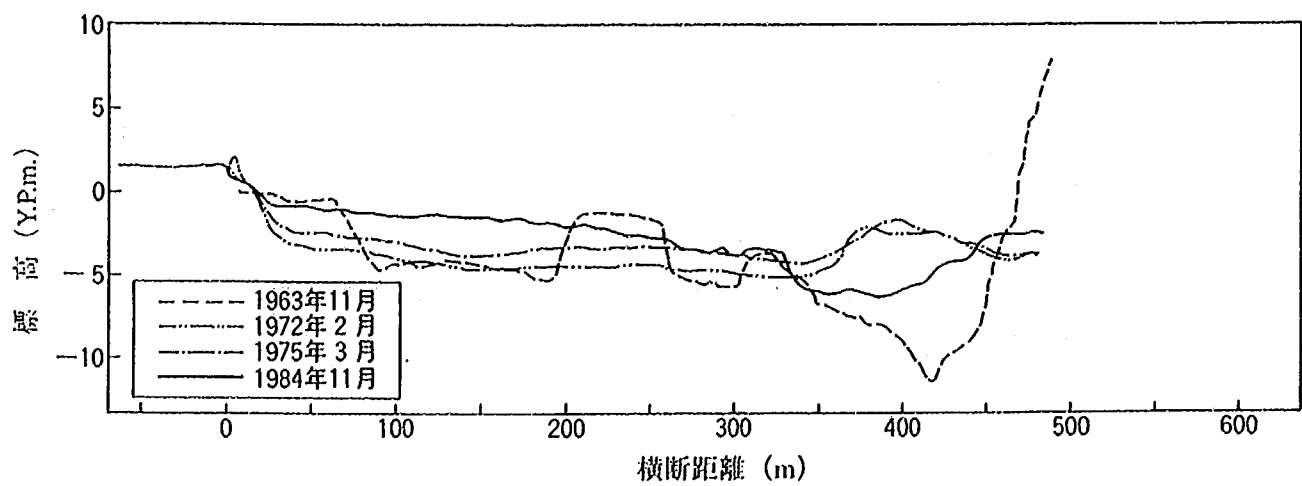


図-2.7 河床横断形状 (37.5km地点：津の宮地先)

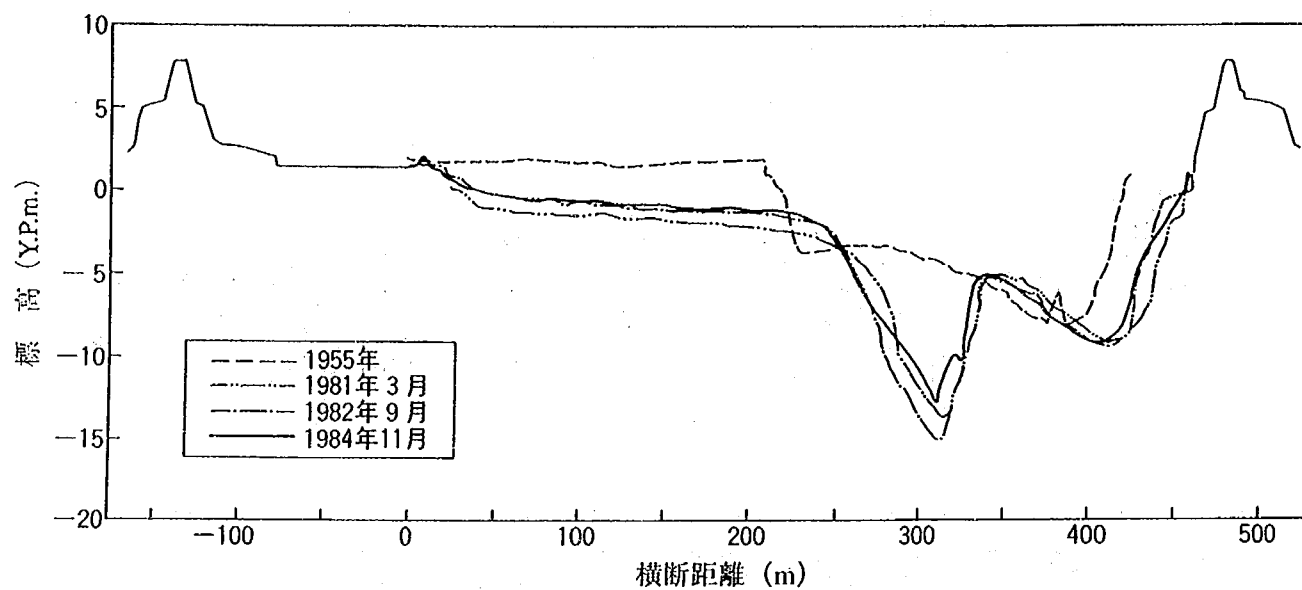


図-2.8 河床横断形状 (36.8km地点：津の宮地先)

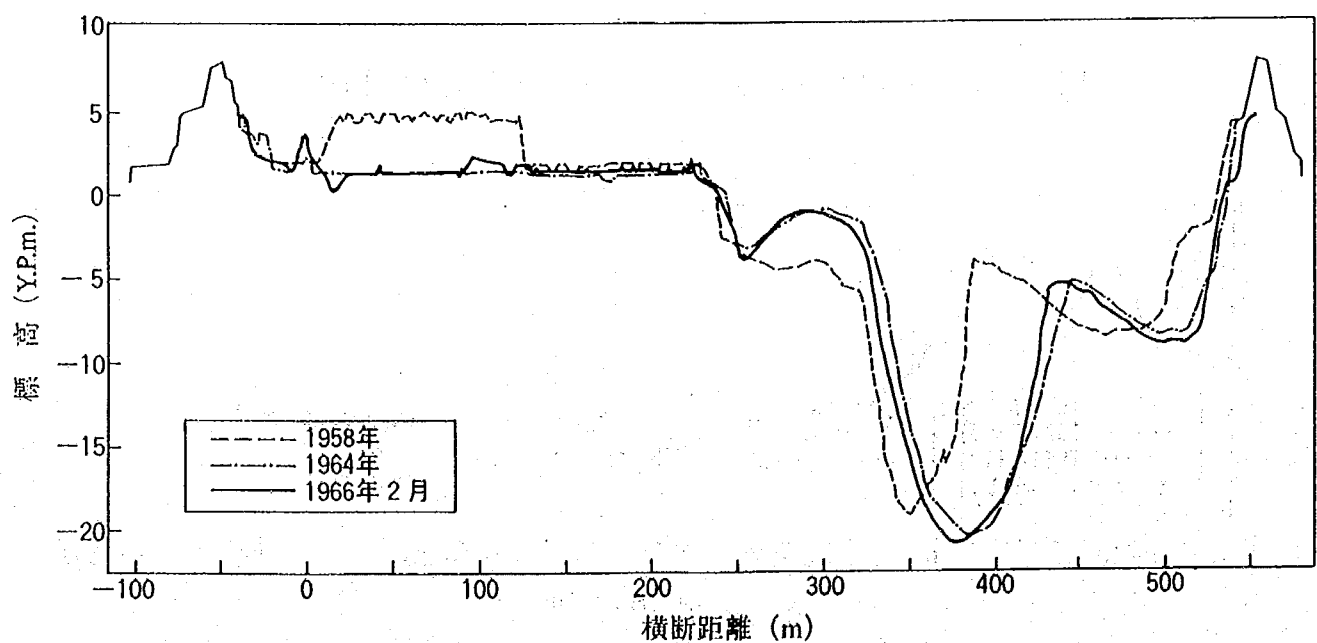


図-2.9 河床横断形状 (36.75km地点：津の宮地先)

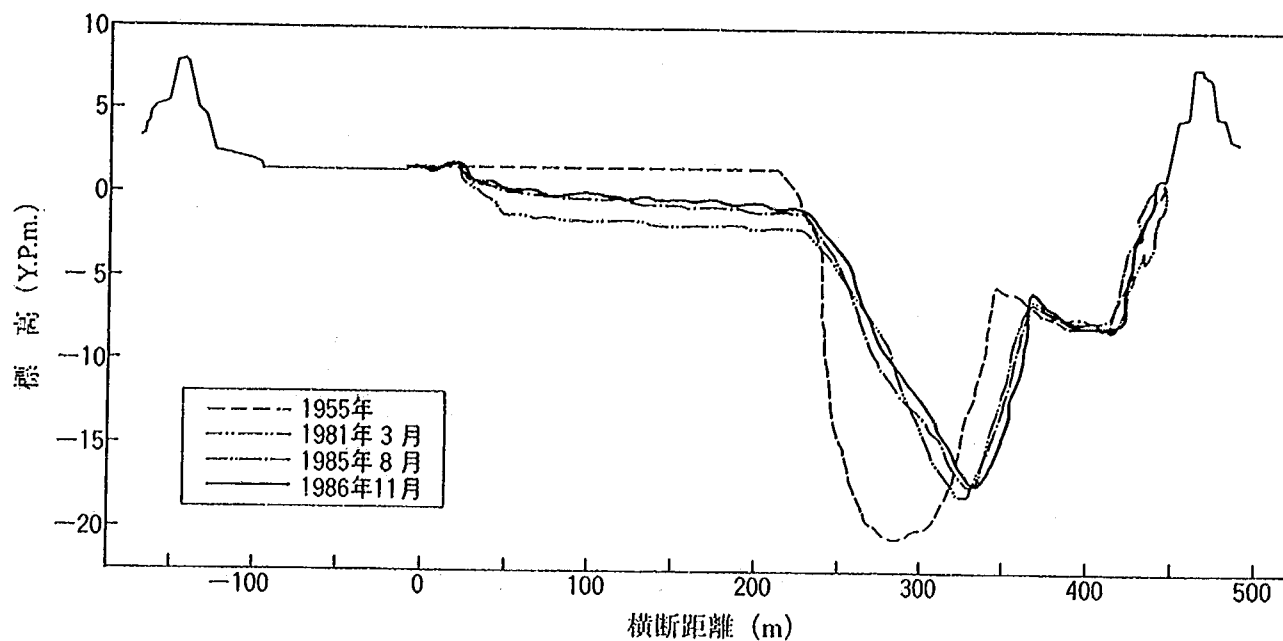


図-2.10 河床横断形状 (36.7km地点：津の宮地先)

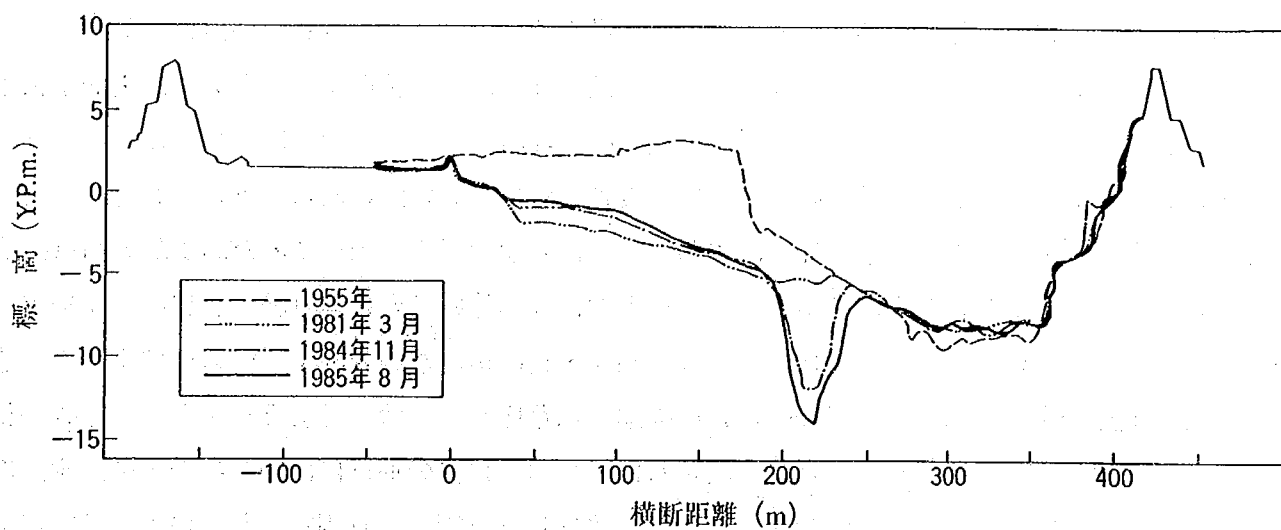


図-2.11 河床横断形状 (36.3km地点：津の宮地先)

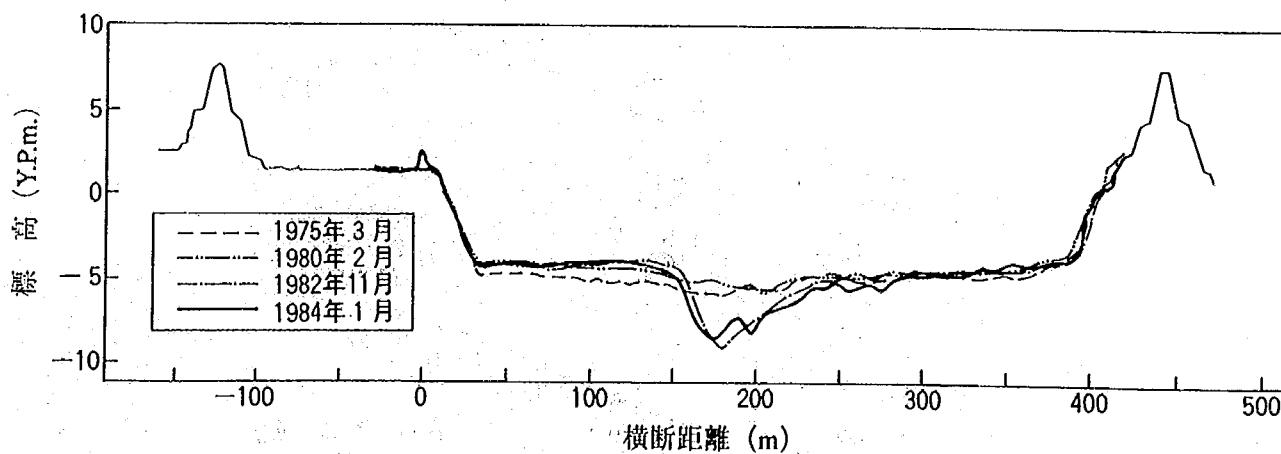


図-2.12 河床横断形状 (36.0km地点：津の宮地先)

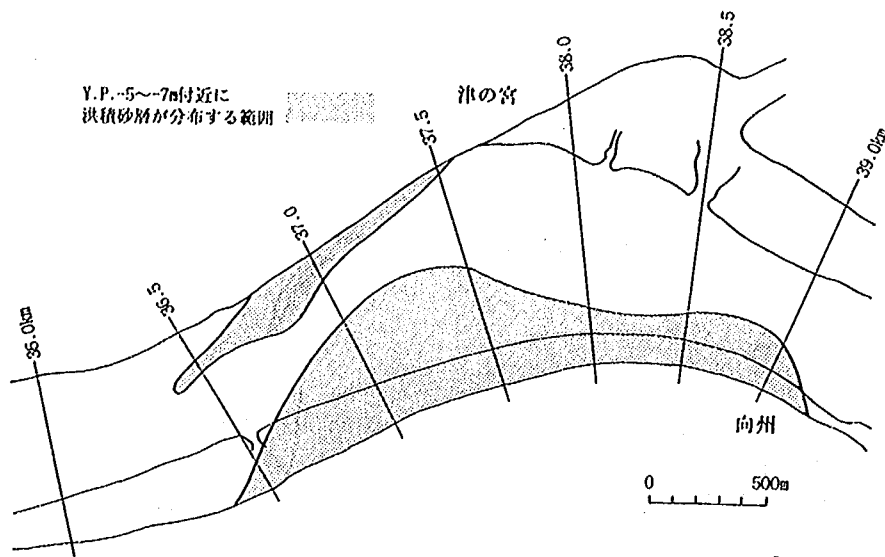


図-2.13 津の宮地先における洪積層の平面分布

2.4 津の宮地先左岸のポイントバー表面の耐侵食特性

検証実験Ⅱ（第5章参照）の実験結果によれば、津の宮地先右岸側に形成される局所洗掘形状の再現性を向上させるには、左岸側にあるポイントバーが洪水時にフラッシュされないだけの耐侵食性を有していることが必要とされる。このポイントバーは湾曲部の内岸に位置するとともに、表面が植生により覆われているため微細粒径の河床材料が堆積可能な環境にある。このため、表面には粘着性を有する堆積層が形成されており、洪水時においても侵食されにくい状況にあると推定される。そこで実際にポイントバー表面の堆積土を採取し、水路実験により耐侵食性を調べてみた。実験試料は、直径10cm、長さ30cmの亚克力製円筒をポイントバー表面に押し込むことにより図-2.14に示す地点において採取した。この供試体を図-2.15に示す幅30cm、全長60m、水路勾配1/50の直線水路の上流端から39mの地点の中央に開けた直径10cmの穴に天端が水路床面と一致するようセットした。この状態で通水し、流速および実験試料の侵食量を測定した。なお、侵食の進行に伴い試料の天端が水路床面に一致するよう試料の設置高さを調節している。流速はピトー管により測定した。侵食量は試料天端において縦横1cm間隔で河床高を測定し、平均することによって求めた。

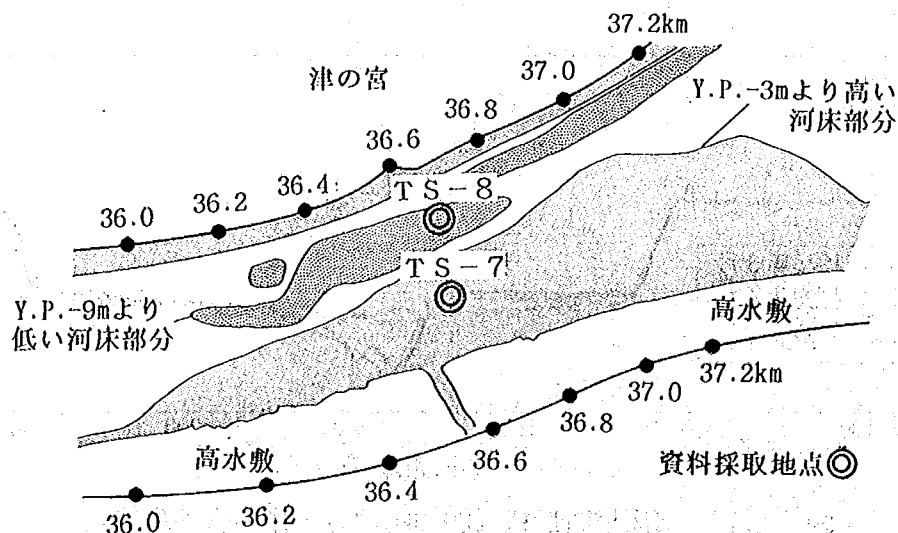


図-2.14 資料採取地点の位置

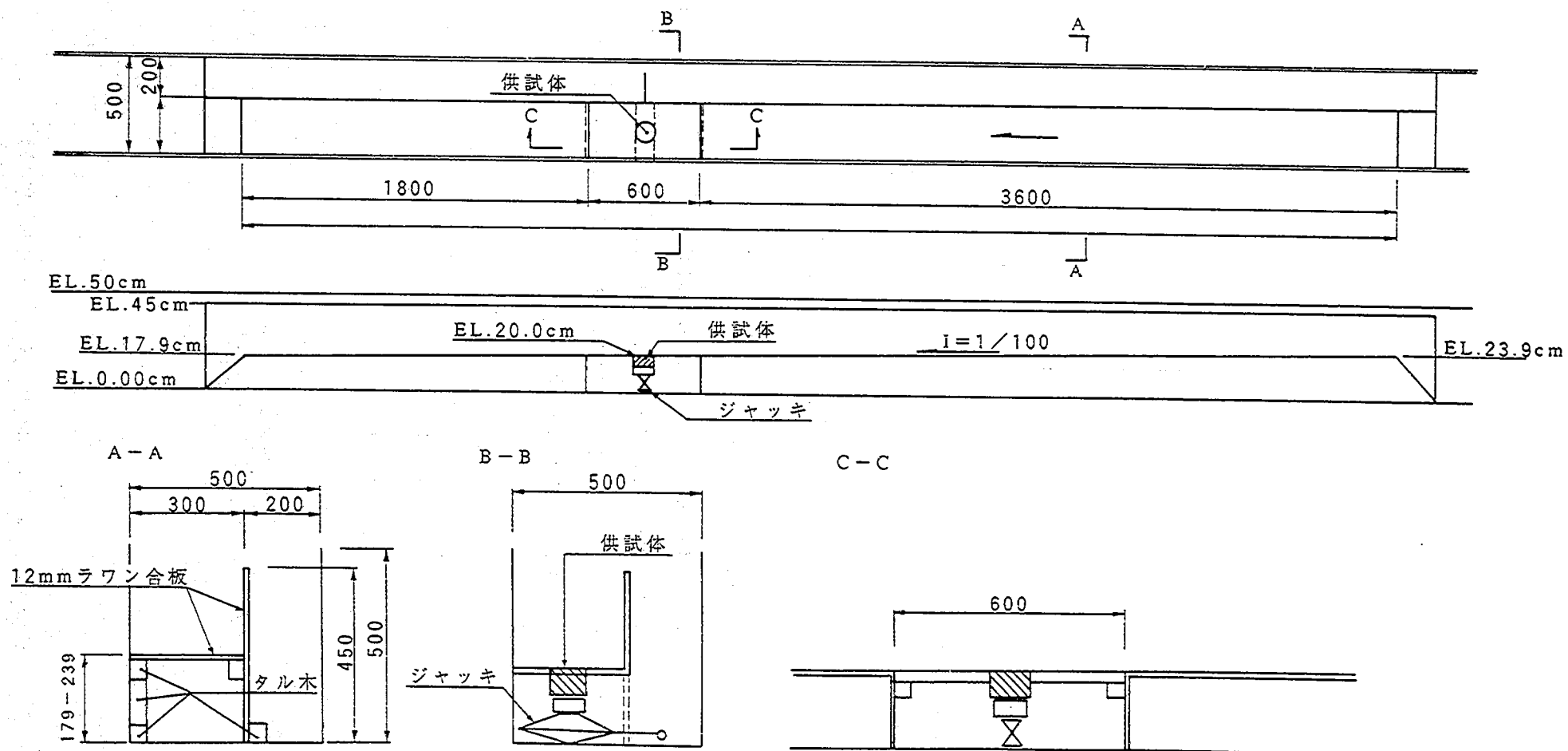


図-2.15 難侵食層の耐侵食実験用水路の概要

侵食状況は、試料の表面が平均的に侵食されるのではなく、腐食した植生の根穴などをきっかけに少しづつはがれるように進んだ。時には塊で流出する現象も見られた。侵食面では、侵食部と非侵食部が明瞭に区分された。塊状に流出した箇所の表面は酸化して変色している場合が多く、侵食速度には試料にあるクラックや材料の不均一性が大きく関与していると考えられる。

実験結果をもとに侵食速度 dz/dt を求め、断面平均流速 V との関係を調べると図-2.16となる。侵食速度は、粘性土である2種類の試料とも流速が小さい領域においては侵食速度が小さいが、TS-7の試料では $V=1.0\text{m/s}$ より、またTS-8では $V=1.8\text{m/s}$ より急激に侵食速度が高まる。このような侵食速度の急変は、低流速域では表面が少しづつはがれるように侵食が進行し、ある流速よりも大きくなると塊状にはがれて侵食が進む状況と対応している。

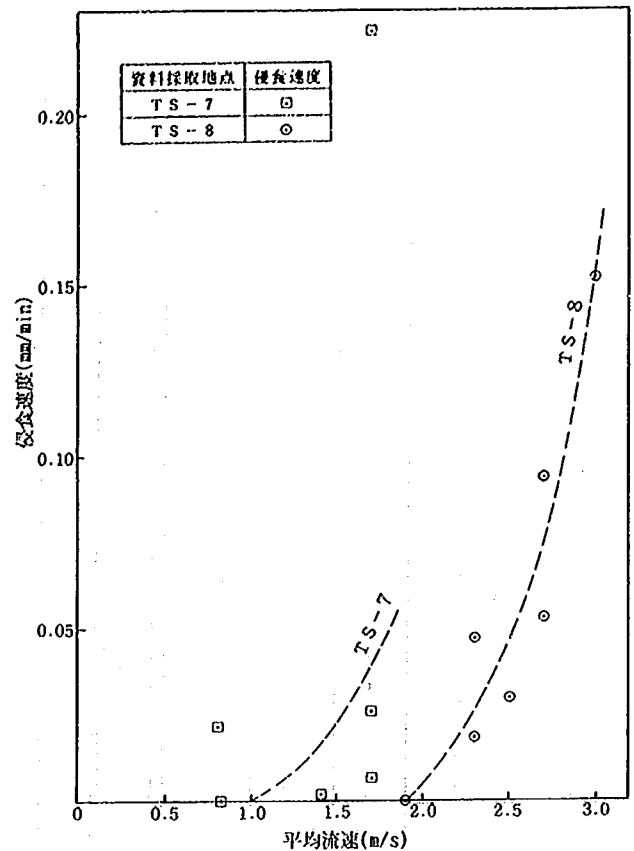


図-2.16 侵食速度と断面平均流速の関係

2.5 セグメント区分と各セグメントの特徴

利根川下流部の平均河床および最深河床の縦断形を図-2.17、2.18に示す。これらより、利根川の下流部はセグメント3とセグメント2-2の2つ、より厳密には河口部を加えた3つに区分される。ただし、河口部は川幅が狭く河床材料粒径が上流部に比べ非常に大きいことから特異区間とみなし、ここでは触れない。各セグメントの水理的特徴を以下に述べる。

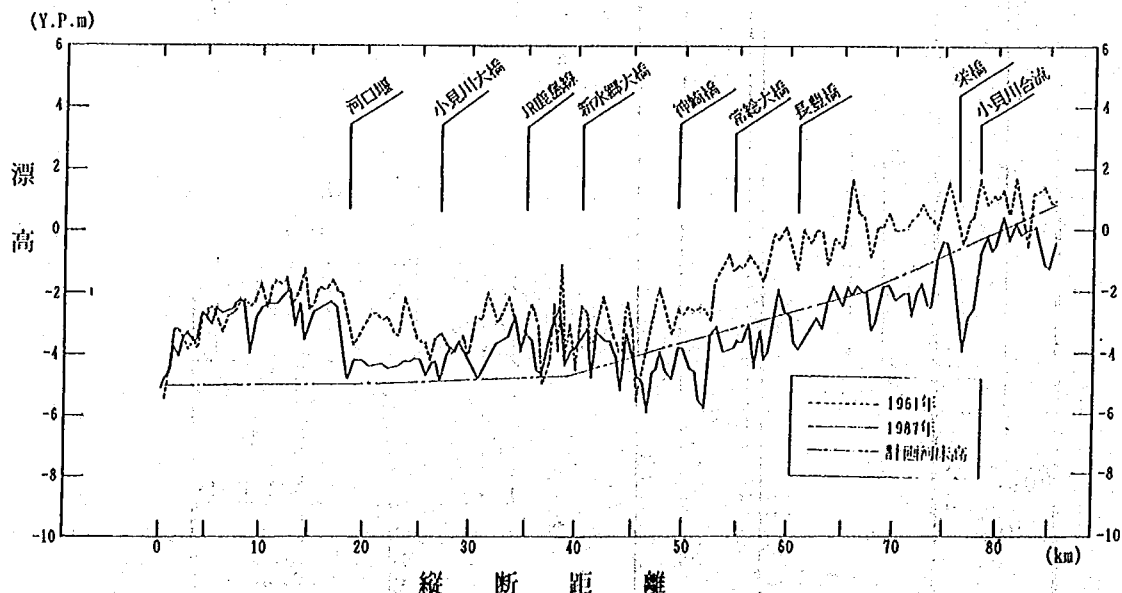


図-2.17 利根川下流部の平均河床高 (出典：山本(1991))

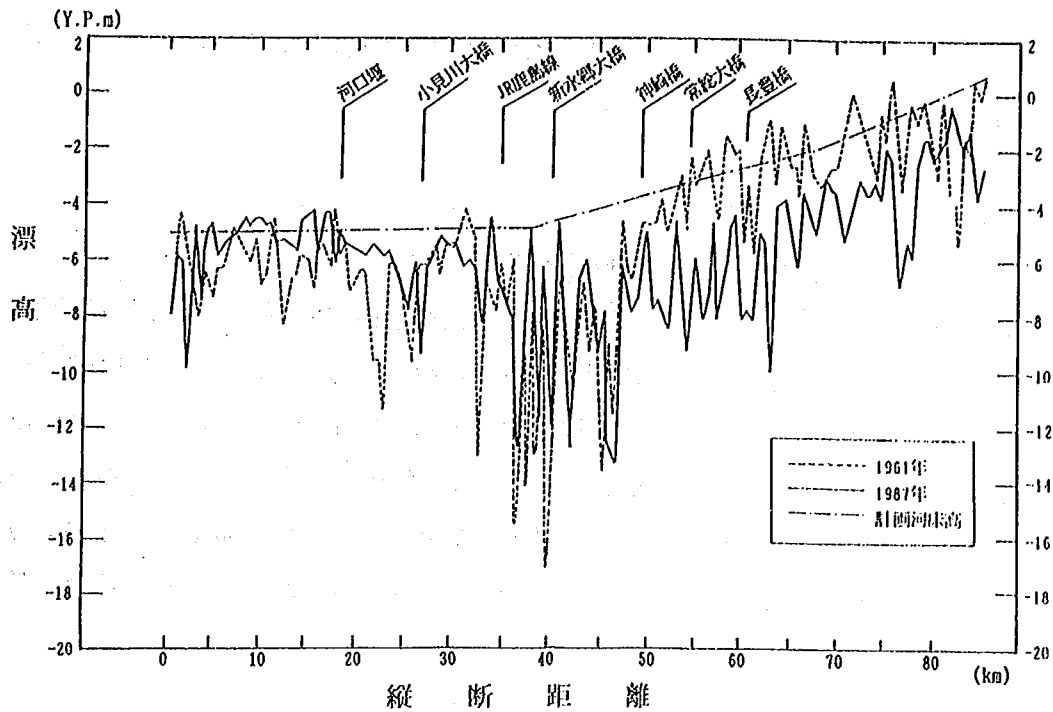


図-2.18 利根川下流部の最深河床高 (出典：山本(1991))

1) セグメント3

セグメント3は概ね河口から45kmまでの範囲である。この区間の河床勾配は平坦もしくは若干の逆勾配となっている。これは、本区間が利根川の沖積作用により形成されたものではなく、近世以後の利根川東遷事業による河道の付け替えによって形成された河道縦断形がまだ完全に変形されずに残っているからである。河床材料の粒径は0.15~0.2mmが主体である。洗掘は低水路の蛇行に応じて発生している。洗掘深は10m以上のものも見られるが、川幅や流路の曲率から考えるとほぼ妥当な値である。ただし、最大洗掘深が標高-10mで止まっている箇所が多いが、これらの中には洪積層により洗掘の発達を抑えられている箇所も含まれていると考えられる。

この区間における洪水時の水理量については評価が難しい。なぜなら、緩勾配のために不定流効果があるとともに、感潮区間であることから同一流量であっても潮位によって水面勾配や水深が大きく変わるからである。平均年最大流量に相当する $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ で、かつ計画粗度係数 $n=0.016$ を用いた不等流計算結果から総合的に判断すると u_*^2 は $15 \sim 25 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ と推定される。この値に基づき洪水時の河床形態を推定すると、ripple領域に属するものと考えられる。しかし、洪水規模がさらに大きい場合や潮位が低い場合などはtransitionもしくはflat bedへ移行すると推定される。

2) セグメント2-2

セグメント2-2は概ね45~85kmの区間である。この区間の河床勾配は極めて緩くおよそ $1/20,000 \sim 1/15,000$ である。河床材料は粒径0.35mmの砂が主体である。この区間でも水理量の評価は難しいが、不等流計算結果から u_*^2 の値を総合的に判断すると $u_*^2 = 80 \sim 90 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度となる。この値をもとに洪水時の河床形態を推定すると、transition領域になる。また、洪水規模がさらに大きくなれば、flat領域へと移行する。

2.6 堤体の安全度評価

石納地先を対象として、洗掘の発生による堤体の安全度の低下を円弧すべり計算により検討してみる。計算対象の断面形態は次の3ケースである。

- ① 計画断面
- ② 現況断面（洗掘有り，根固めブロック有り）
- ③ 現況断面（洗掘有り，根固めブロック無し）

ここで、計画断面とは堤脚に高水敷を有する条件を、現況断面とは堤脚近傍で局所洗掘が発達した条件を示している。また、現況断面における根固めブロックは、現地河道において堤脚近傍ののり面に設置してあるブロックを想定したもので、本計算においては受動土圧（等分布荷重 2 t/m^2 ）として与える。検討断面における土質条件は、現地資料により図-2.19に示す分布で与える。土質諸元は表-2.2のとおりである。計算に用いるすべり面は、図-2.20に示すとおりNo.1～No.4の4点を中心とした円弧であって、その半径は堤脚の洗掘深に配慮し30～50mの範囲に設定する。荷重条件は、通常時と地震時である。

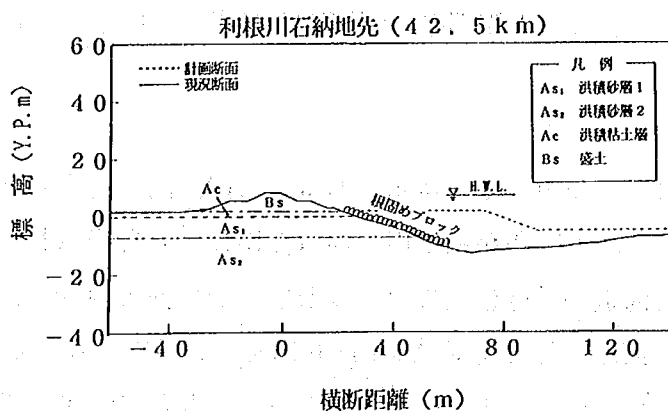


図-2.19 堤防の地層の鉛直分布

表-2.2 円弧すべり計算に用いた土質諸元

土 質	単位体積重量 (t/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (t/m^2)	平均 N 値
盛 土 (Bs)	1.8	30	0.0	—
粘性土 (Ac)	1.4	0	1.0	2
砂質土 (As)	1.8	30	0.0	15
砂質土 (As)	1.9	35	0.0	30

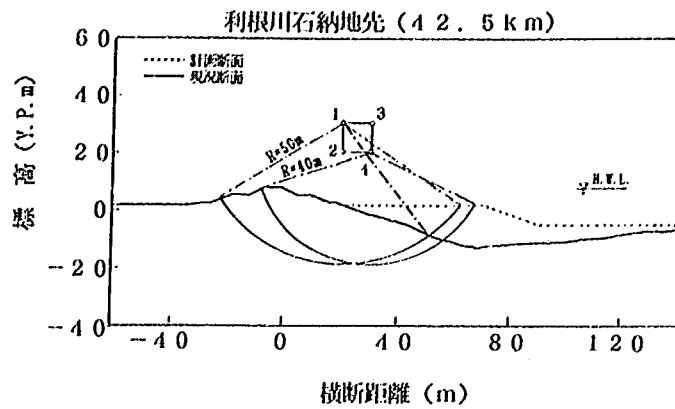


図-2.20 安定計算におけるすべり面の設定

計算結果を表-2.3に示す。これにより次の点が指摘される。

- ① 洗掘が堤体近傍に発生すると、現況でブロック無しの場合の堤体の安全度は計画断面の場合と比べ常時において14%~45%、地震時には53%~71%となる。
- ② 根固めブロックを設置すると、常時と地震時共に3~4%安全度は向上する。
- ③ 洗掘のある条件のもとで地震が発生すると、円弧中心を3に取った場合に安全率が1未満となることから破堤の可能性を否定できない。しかし、洗掘のない計画断面では悪くとも1.47以上の安全率が確保される。

以上のように、堤体近傍に発生する局所洗掘は堤体のすべり破壊に対する安定性に対し大きな影響を与える。本検討においては現況断面のもとで堤体の安定性を評価したが、大洪水時に現況断面よりも局所洗掘の規模が増大した場合や、堤体内部にクラック等が入っていた場合には堤防のすべりに対する安全度は著しく低下すると推定される。これらは、災害を未然に防ぐための対策の必要性を示していると考えられる。また、根固めブロックの設置は流水による堤脚の侵食対策には効果を発揮するが、すべりによる破壊に対しては安全率を高々3~4%しか向上させることができない。このことは、すべり破壊を未然に防ぐ上で根固めブロックに代わる抜本的な対策が必要なことを示唆している。

表-2.3 円弧すべり計算の結果

通常時

円弧中心	円弧半径 R (m)	安全率 F			計画に対する安全率比	
		計画	現況 フォック無し	現況 フォック有り	現況 フォック無し	現況 フォック有り
1	50	5.97	2.49	2.65	0.42	0.44
	48	5.41	2.32	2.47	0.43	0.46
	46	4.93	2.17	2.29	0.44	0.46
	44	4.56	2.03	2.14	0.45	0.47
	42	4.34	1.92	2.02	0.44	0.47
	40	4.27	1.83	1.92	0.43	0.45
2	40	5.41	2.31	2.48	0.43	0.46
	38	5.21	2.22	2.38	0.43	0.46
	36	5.17	2.15	2.31	0.42	0.45
	34	5.28	2.11	2.27	0.40	0.43
	32	5.61	2.09	2.26	0.37	0.40
	30	5.82	2.01	2.17	0.35	0.37
3	50	6.82	2.16	2.23	0.32	0.33
	48	7.39	2.12	2.18	0.29	0.29
	46	8.57	2.10	2.15	0.25	0.25
	44	10.09	2.07	2.08	0.21	0.21
	42	11.08	1.98	1.95	0.18	0.18
	40	12.87	1.89	1.79	0.15	0.14
4	40	11.01	2.37	2.48	0.22	0.23
	38	12.30	2.31	2.40	0.19	0.20
	36	13.36	2.23	2.28	0.17	0.17
	34	15.73	2.18	2.18	0.14	0.14

地震時

円弧中心	円弧半径 R (m)	安全率 F			計画に対する安全率比	
		計画	現況 フォック無し	現況 フォック有り	現況 フォック無し	現況 フォック有り
1	50	1.70	1.21	1.24	0.71	0.73
	48	1.65	1.16	1.20	0.70	0.73
	46	1.59	1.12	1.15	0.70	0.72
	44	1.54	1.08	1.11	0.70	0.72
	42	1.50	1.04	1.07	0.69	0.71
	40	1.47	1.00	1.03	0.68	0.70
2	40	1.71	1.18	1.22	0.69	0.71
	38	1.67	1.15	1.19	0.69	0.71
	36	1.65	1.12	1.16	0.68	0.70
	34	1.64	1.10	1.14	0.67	0.70
	32	1.65	1.08	1.12	0.65	0.68
	30	1.63	1.04	1.08	0.64	0.66
3	50	1.69	1.08	1.09	0.64	0.64
	48	1.70	1.06	1.07	0.62	0.63
	46	1.74	1.04	1.05	0.60	0.60
	44	1.77	1.02	1.02	0.58	0.58
	42	1.77	0.98	0.97	0.55	0.55
	40	1.77	0.94	0.91	0.53	0.51
4	40	1.94	1.13	1.16	0.58	0.60
	38	1.95	1.10	1.12	0.56	0.57
	36	1.94	1.07	1.08	0.55	0.56
	34	1.95	1.04	1.04	0.53	0.53

第3章 利根川の河道計画

3.1 計画の歴史

利根川の近代的な直轄工事は1875年より実施された直轄低水工事に始まる。1887年には政府お雇いのオランダ人技師ムルデルの指導のもとに19年間にわたる低水工事が始まった。1896年我が国で初めて河川法が制定され、国による高水工事の道が開かれた。1897年に利根川は河川法の適用を受け、1900年を初年度とし20ヶ年の継続事業として高水工事がスタートした。この工事のもととなる改修計画は1894年に近藤仙太郎の手により立てられたものである。本計画の計画流量はムルデルらの指導によって全川にわたって初めて観測された1885年から1897年までの5洪水をもとに決められている。この当時の計画における流量配分を図-3.1に示す。

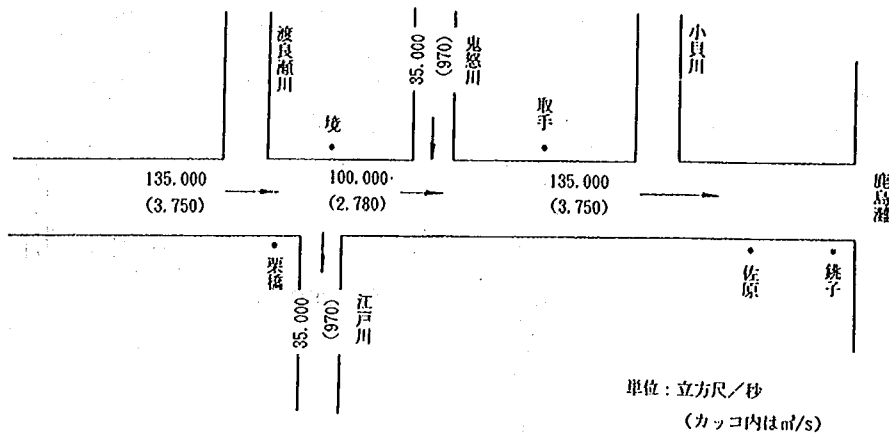


図-3.1 明治33年の利根川改修計画における流量配分（出典：利根川百年史(1987)）

改修計画は3期に分けられ進められたが、1910年には関東一円に甚大な災害を引き起こした大洪水が発生し、これを契機に改修計画の改定が実施された。改定の要点は計画高水流量の増加および江戸川の計画への組み入れである。改定計画における流量配分を図-3.2に示す。この計画に基づいて改修工事は1930年に竣工した。

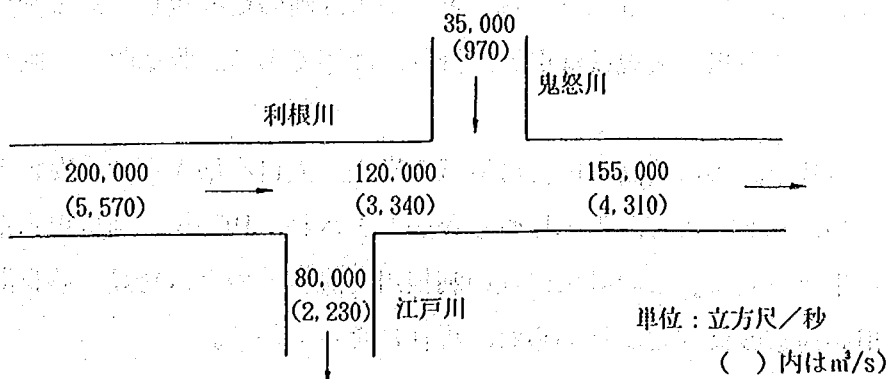


図-3.2 明治43年の利根川改修計画における流量配分（出典：利根川百年史(1987)）

1935年、1938年と相次ぎ発生した大洪水は河道のさらなる安全度の向上を要求し、1938年には増補計画が立てられた。この計画は1939年を初年度とした15ヶ年継続工事であり、前計画からの増補点は、

渡良瀬遊水地を調節地化して洪水調節を行うとともに、利根川下流部の負担を軽減するために利根川本川から東京湾に直接注ぐ放水路を開削し、かつ利根運河を放水路化することであった。増補計画における流量配分を図-3.3に示す。ところが当時の軍拡政策による予算縮小のため工事は思うように進捗せず、本川下流の堤防嵩上げ、浚渫や田中・菅生遊水地の囲ぎよう堤工事などが行われたに止まった。

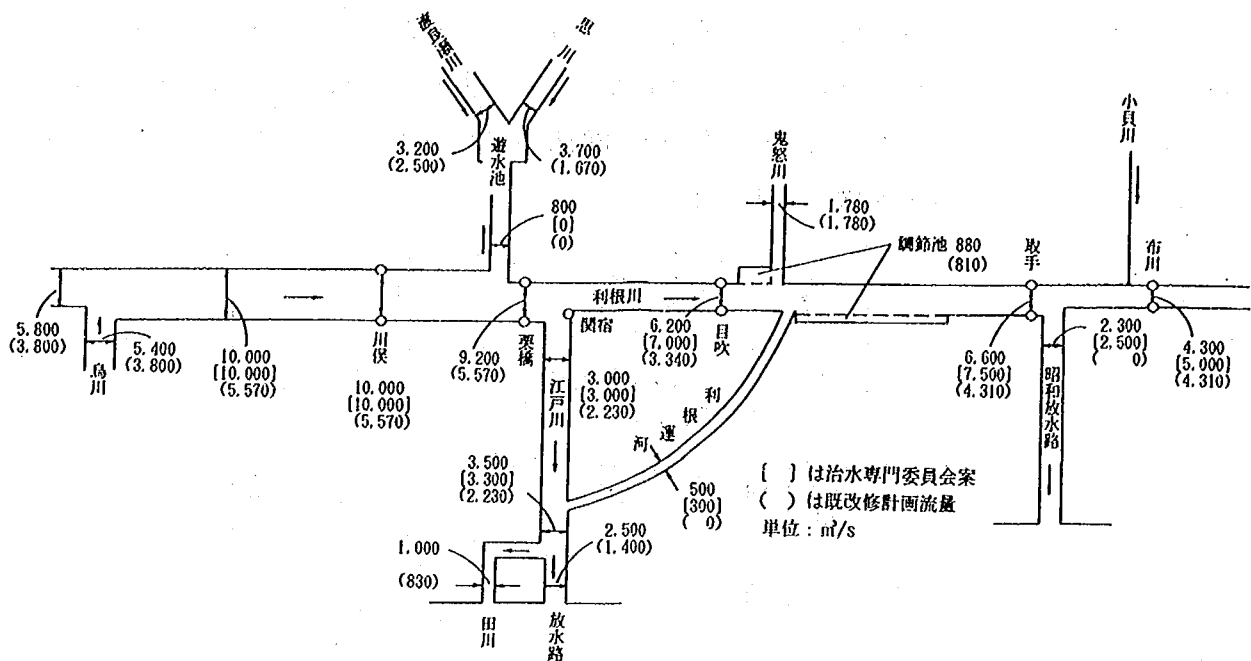
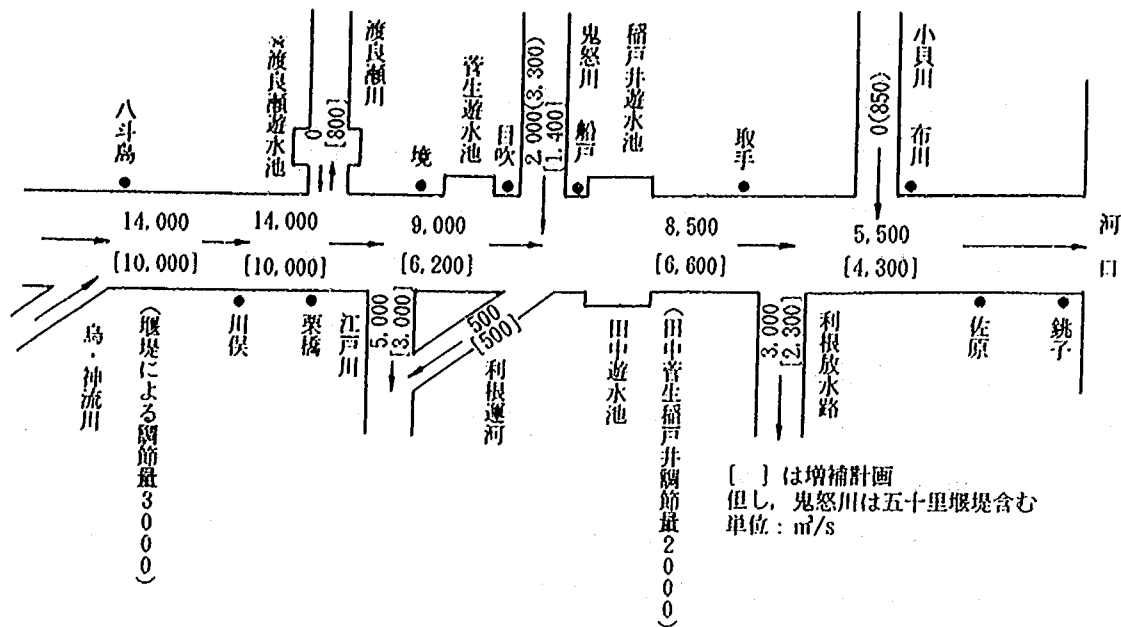


図-3.3 増補計画の流量配分 (出典：利根川百年史(1987))

戦後の1937年、カスリーン台風が来襲し、利根川にとって近代最大の被害をもたらした。埼玉県東村地先での破堤による洪水は東京都葛飾区、江戸川区にまで到達した。この大災害を契機に1949年に利根川改修改訂計画が立案された。その要点は、八斗島での基本高水流量を $17,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、上流にダム群を設置し計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とすること、増補計画の積み残しである渡良瀬遊水地の調節地化、利根川本川および江戸川の大規模な引堤、掘削、浚渫である。改修改定計画における流量配分を図-3.4に示す。

30年代後半に始まる我が国の経済高度成長は流域の資産・人口を増大させ、災害ポテンシャルを著しく増大させた。このため改修改訂計画の見直しが必要とされ、1970年、利根川水系工事実施基本計画(新治水計画)が定められた。この計画に従い利根川上流域でのダム建設、渡良瀬遊水地の容量増大、利根川・江戸川の河道改修などが進められ、現在に至っている。



図－3.4 改修改訂計画の流量配分（出典：利根川百年史(1987)）

3.2 利根川水系工事実施基本計画の概要

3.2.1 計画策定の基本方針

基本高水流量は、利根川水系各河川の治水安全度（本川1/200、支川1/100）に対する確率流量と既往最大洪水の推算流量のうち、いずれか大きい方を採用することになった。この基本方針に従うと、各河川の基本高水流量は利根川の八斗島地点で22,000m³/s、渡良瀬川の高津戸で4,600m³/s、巴波川の中里地点で950m³/s、思川の乙女地点で4,000m³/s、小貝川の黒子地点で1,200m³/sとなった。このうち巴波川については既に計画高水流量を1,200m³/sとして工事が実施されているため1,200m³/sとされ、小貝川について内水合流量100m³/sを見込み1,300m³/sとされた。鬼怒川については既に1973年に計画が改定され、石井地点における基本高水流量は8,800m³/sと決定された。中川については流域全体が一様に低平地で、流域の治水施設の配置により流出量が大幅に異なるため、基本高水流量の概念は取り入れられていない。

3.2.2 河道およびダムの流量配分

現況河道の流下能力は、利根川本川の取手より下流で4,000～6,000m³/s程度、取手から江戸川分派点までが4,000～7,000m³/s程度、江戸川分派点から八斗島までが10,000～16,000m³/s程度である。

基本高水流量を流下する容量をもたせる方法としては、引堤、堤防嵩上げ、河道掘削等が挙げられるが、引堤については多額の事業費を要すること、堤防嵩上げは堤防の安全性を低下させたり橋梁の付け替えを伴うことから、本計画においては河道掘削で対応することとなった。堤防の安全度を低下させないための高水敷幅の確保、河床の維持・安定を考慮した上での限界流下能力は次のように計算された。

利根川	取手～河口	約 8,000m³/s
	関宿～取手	11,000～12,000m³/s

八斗島～関 宿 16,000～17,000 m^3/s

江戸川 関 宿～河 口 6,000～7,000 m^3/s

ダムによる流量配分については、河道とダムの合計の事業費を最小とする考え方により決定された。この検討により、八斗島地点における流量を16,000 m^3/s とすれば最も経済的な組み合わせであると判断された。この場合のダムカット率は27%であるが、これは全国の事例からみても平均的な値である。

3.2.3 ダムによる洪水調節計画

利根川上流域の洪水調節計画は、既計画6ダムに新規ダムを組み合わせ、八斗島地点における調節後の最大流量16,000 m^3/s の年平均超過確率を1/200以下にするとともに、カスリーン台風の実績降雨による流出量を16,000 m^3/s 以下とするものである。このために必要な治水容量は約59,000万 m^3 であり、既計画ダムの容量を除くと新たに26,000万 m^3 が必要となった。

渡良瀬川流域の洪水調節計画は、高津戸地点最大流量の超過確率を1/100以下にし、かつカスリーン台風の実績降雨に対して高津戸・藤岡地点の計画高水流量（それぞれ3,500 m^3/s 、4,500 m^3/s ）以下にするものである。これには既設の草木ダム（治水容量2,000万 m^3 ）のほかに新たに1,000万 m^3 程度の治水容量の確保が必要であると判断された。思川でも、同様の考え方にに基づき南摩ダム（600万 m^3 ）のほかに新たに2,500万 m^3 が必要となった。

鬼怒川流域においては、1973年に計画改定がなされており、五十里、川俣、川治ダムによって石井・水海道地点における計画高水流量（それぞれ6,200 m^3/s 、5,000 m^3/s ）の超過確率を1/100にすることができるようになっていた。しかし、今回の利根川流域全体の計画改定に伴い、新たに治水容量を2,000 m^3/s 確保することにより、利根川本川の計画高水流量に対する影響をゼロとすることができることが明らかにされた。

3.2.4 洪水調節地計画

新治水計画においては、従来の計画の基本的考え方を踏襲し、渡良瀬川、思川、巴波川は渡良瀬遊水地で、鬼怒川は田中・菅生・稲戸井調節地で洪水調節を行い、利根川本川の計画高水流量への影響をゼロとしている。

渡良瀬遊水地では工事実施基本計画の改定に伴い治水容量の増加が必要となったが、増加量は以下のように定められた。1947年9月洪水（カスリーン台風による）、1939年8月洪水を対象に基準点川俣でのピーク流量が計画高水流量17,000 m^3/s になるようなハイドログラフを作成し、渡良瀬遊水地の治水容量を1,500万 m^3 とした場合に栗橋地点での流量が計画高水流量17,000 m^3/s を下回るかどうかを評価した。その結果、いずれの洪水もこの条件を満たし、治水容量の増加分は1,500万 m^3 で良いことが明らかになった。

田中・菅生・稲戸井調節地の治水容量や越流堤の諸元は利根川のハイドログラフと鬼怒川のハイドログラフを合計した総合ハイドログラフに基づき決定された。得られた各貯水池の治水容量は、田中調節地が約9,200万 m^3 、菅生調節地が約2,750万 m^3 、稲戸井調節地が約2,800万 m^3 であった。さらに、この治水容量で31の様々な波形を有する洪水に対しても取手地点での調節後流量の超過確率が1/20

0 になるかどうか検討され、全ての洪水でこの条件が満足されることが確認された。

3.2.5 河道計画

1) 計画高水流量

利根川における主要流量観測地点の計画高水流量の決定方法は、1/200 確率洪水と既往最大洪水の大きい方をとるものであった。表-3.1 に既往最大流量、1/200 確率流量および計画流量を示す。

この検討に基づき決定された流量配分を図-3.5 に示す。

表-3.1 既往最大流量、1/200 確率流量および計画高水流量（出典：利根川百年史(1987)）

	八斗島	川 俣	栗 橋	目 吹	取 手	関 宿
既往最大流量 (m ³ /s)	15,642	16,318	15,403	9,909	9,033	5,364
1/200確率流量 (m ³ /s)	13,900	15,100	15,800	10,200	9,700	5,500
計画高水流量 (m ³ /s)	16,000	17,000	17,000	11,000	10,500	6,000

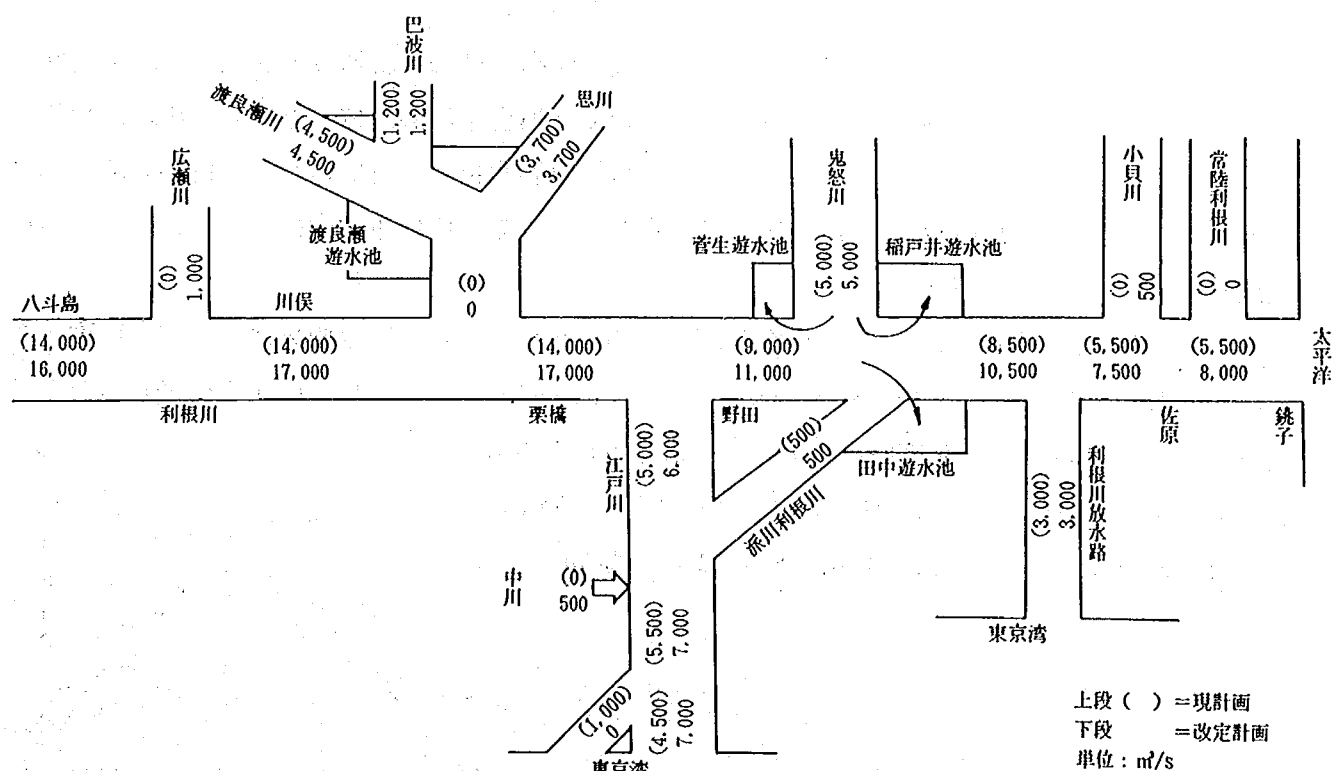


図-3.5 新治水計画の高水流量配分（出典：利根川百年史(1987)）

新治水計画に基づく利根川および江戸川の流下能力の増大については、両河川とも堤防が概成していることから河道掘削によることになった。出発水位は、利根川が外海潮位、江戸川が妙典潮位観測所で1937年以降に得られた資料をもとに、超過確率1/200の潮位を求め、さらに前計画を勘案して定められた。その値は、利根川がY. P. +1.8m、江戸川がY. P. +2.5mである。

表-3.2 新治水計画の粗度係数（出典：利根川百年史(1987)）

河川名	地 点 名	秆 杭	粗度係数
利根川	八 斗 島	181.5	0.026
	中 瀬	175.0	0.024
	間 々 田	167.5	0.020
	目 吹	102.0	0.024
	布 川	76.5	0.022
	金 江 津	54.5	0.020
	横 利 根	40.0	0.018
	太田新田	16.5	0.016
	銚 子	0.5	0.025
	河 口	—1.5	

河川名	地 点 名	杭	粗度係数
江戸川	関宿閘門	59.5	0.025
	松 戸	19.5	
	河 口	0.5	0.020

H. W. Lは、既定計画の値を踏襲することになった。利根川河口部の計画高水位はY. P. + 2.3 m、江戸川の計画高潮位は1951年から1960年における台風期の朔望平均満潮位Y. P. + 1.8mに、台風による最大偏差3.00mを加えた値Y. P. + 4.8 mが用いられた。

高水敷高は概ね現況通りとされたが、下流部については朔望平均満潮位、近年の各年最高潮位、河口堰の湛水位等が考慮され、河口から57.5km区

間がY. P. 2.0mに変更された。計画河床高は、現況において河床低下傾向にあることなどから現況河床高を重視して設定された。

断面形については、図-3.6に示す標準断面が定められた。また、高水敷幅については原則として片岸で最低50m確保するように決められた。また、底水路幅については次のように設定された。

利根川上流：栗橋より上流で300～500m，下流で200～300m

利根川上流：佐原地点より上流で300m，下流で300～700m

江戸川：松戸地点より上流で150m，下流で150～250m

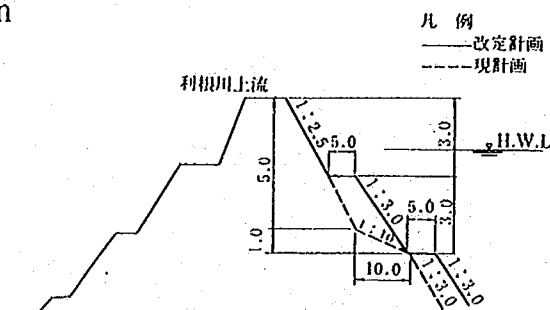


図-3.6 新治水計画の堤防断面図
(出典：利根川百年史(1987))

第4章 洗掘対策工としてのベーン工・置換工の機能と設計法

4.1 概 要

利根川の洗掘対策を考える場合、洗掘対策工の水理機能を十分に把握しておかねばならない。そこで、本章においては緩流河川の洗掘対策として機能的にふさわしいと考えられるベーン工および置換工の水理機能について記すとともに、それらの水理設計の考え方および施工上の留意点、さらには洗掘対策以外の応用の可能性について述べる。

4.2 ベーン工

4.2.1 ベーン工の概要

ベーン工は湾曲河道の外岸側の河岸近傍に発生する洗掘や河岸侵食、内岸側に発生するポイントバー等を軽減するための新しい工法の一つである。図-4.1に湾曲河道へのベーン工の設置状況を概念的に示す。ベーン工はそれ自身が小さな板状の形状を有しており、通常、湾曲河道の外岸側に縦断的に並べられる。このように設置されたベーン工は河床近傍における横断方向の掃流力や横断方向流速を減少させる機能を有しており、外岸側の土砂の内岸側への輸送を促進して外岸側の洗掘および内岸側のポイントバーの形成を軽減することができる。

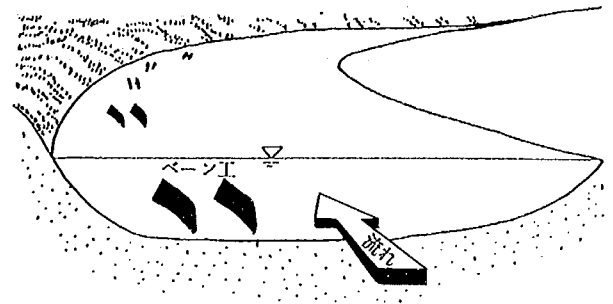


図-4.1 湾曲河道へのベーン工の設置状況

ベーン工は、その施工の容易さや経済性にも際だった特徴を有しているが、従来工法と異なる最大の点は、洗掘や堆積の原因である二次流を軽減させることにある。従来工法がいずれも「流れに耐える」工法であるのに対し、ベーン工は原因を除去する「積極的な」工法であると言えよう。

4.2.2 ベーン工による渦流の発生原理

一様流中にある角度を持ったベーン工が置かれた場合の流線を図-4.2に示す。図において、ベーン工の左岸側では流速が遅く、右岸側では速くなる。これに応じベーン工の左岸側の圧力は増大し、右岸側では低下する。ベーン工は水面下に没するように設置するため、ベーン工の左右岸の圧力および流速差はベーン工の頂でゼロとなる。この状態での圧力分布を図-4.3に示す。図-4.3の圧力場において生じる流れを考えるには、鉛直

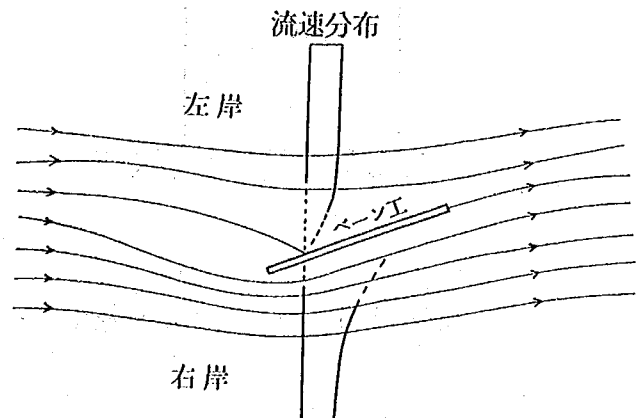


図-4.2 一様流中にベーン工を設置した場合の流線（出典：福岡ほか(1988)）

ある。流下方向である x 軸方向以外の成分を消去した鉛直方向の流速 w についての運動方程式は次式で与えられる。

$$u \frac{\partial w}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g + \varepsilon \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (4.1)$$

ここに、 u は x 方向の流速成分、 ρ は水の密度、 p は圧力、 g は重力加速度である。図-4.3の圧力分布に対応し、式(4.1)の右辺第1項+2項で表される加速度は図-4.4に示す向きに作用する。この加速度に応じて流体は加速され、その結果ベーン工の左岸側で上向きの、右岸側で下向きの流れが発生する。この流れがベーン工の下流に図-4.5に示すような渦流を形成する。

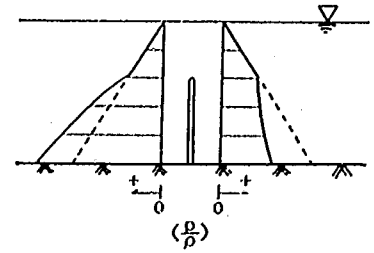


図-4.3 ベーン工にかかる圧力分布（出典：福岡ほか(1988)）

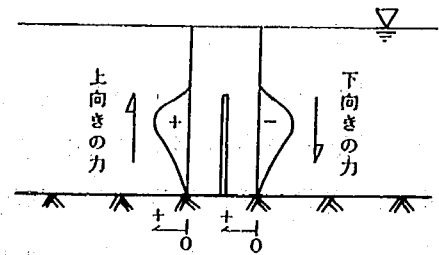


図-4.4 ベーン工より流体に作用する力（出典：福岡ほか(1988)）

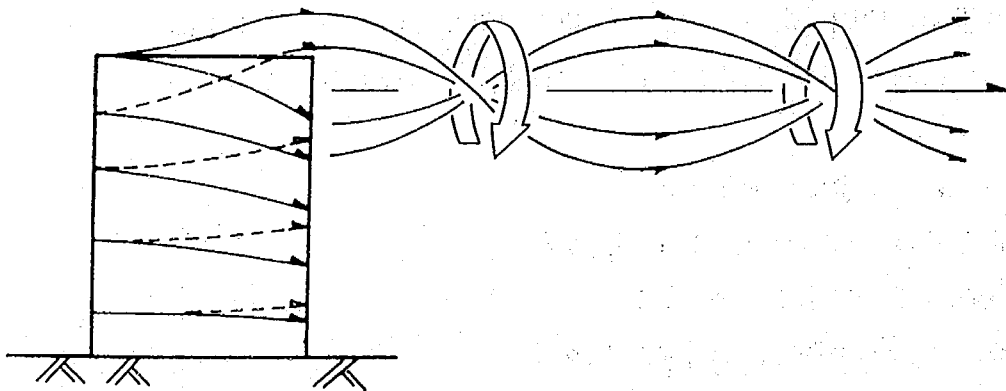


図-4.5 ベーン工から放出される渦流（出典：福岡ほか(1988)）

4.2.3 ベーン工による洗掘抑制作用

湾曲河道にベーン工を設置しない場合と設置した場合での河床横断形状および二次流の流向を図-4.6, 4.7に示す。一般に、湾曲河道の外岸側の洗掘および内岸側の堆積の発生原因は次のように説明されている。湾曲流の流下方向成分（主流）は河岸近傍を除いてほぼ対数分布を持ち、水面近傍で流速は大きく、河床近傍で流速は小さい。湾曲流には遠心力が作用するが、遠心力は主流方向の流速の2乗に比例するので、流速の対数分布に応じて水面近傍では大きく、河床近傍では小さくなる。この結果、水面近傍では外岸側に、河床近傍では内岸側に向かう二次流が発達する。この流れが外岸側の砂を内岸側に運搬し、結果として外岸側に局所洗掘を、内岸側に堆積をもたらす。

前述のように、流れに対してある角度を持ってベーン工を配置すれば下流に渦流が放出されるので、これを利用して湾曲河道にベーン工を設置すれば、放出される渦流により遠心力に起因する二次流を相殺することができる。実際には、ベーン工は河道のスケールと比べかなり小さいので、ベーン工の発生する渦流の影響範囲はベーン工周辺に限られる。この場合、図-4.7に示すように二次流の流向はベーン工の周辺およびその左右で異なる方向を持ち、これに対応して河床の横断形状はベーン工の内岸側で河床が低下し、外岸側では上昇する。

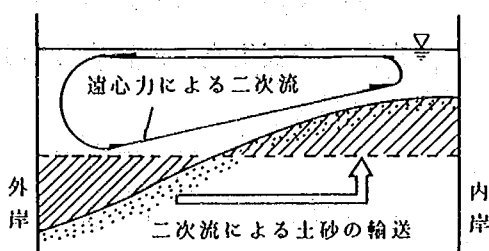


図-4.6 ベーン工がない場合の二次流（出典：福岡ほか(1988)）

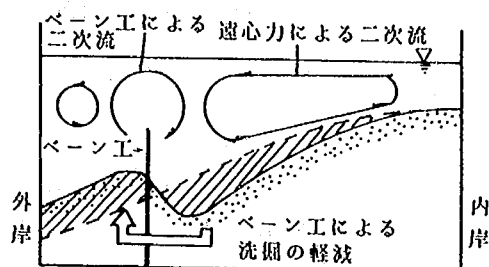


図-4.7 ベーン工がある場合の二次流（出典：福岡ほか(1988)）

図-4.7に示した二次流のパターンは主流方向の流れの横断分布にも影響を与える。水面での大きな運動量をもった流れが二次流により河岸側に輸送されるのをベーン工の生成する渦流が防ぐので、主流の横断流速分布に注目すると最大流速がベーン工列の内岸側で発生する。

結局、ベーン工の水理機能は次の3点に要約できる。

- ① 湾曲河道において、遠心力により発達する二次流の強度を弱める。
- ② 湾曲河道において、外岸側壁沿いに形成される主流の最大流速発生位置をベーン工列の内岸側に押し出す。
- ③ ベーン工の下流に形成される渦流によりベーン工列内岸の土砂を外岸側に輸送することによって、河岸近傍に発生する洗掘を軽減する。

4.2.4 ベーン工の水理設計法

ここでは、ベーン工の簡易的な水理設計法の要旨を述べる。詳細については参考文献（福岡ほか, 1988）を参照されたい。ベーン工の水理設計の項目は、設計目標とする二次流相殺率 γ を得るための

ベーン工の面積や形状およびベーン工設置位置である。二次流相殺率とは、概念的には遠心力による二次流強度に対するベーン工が生成する渦流強度の比を表しており、 γ が大きいほどベーン工の効果が強くなる。外岸側河岸近傍の河床高を平均河床高程度に保ち、かつベーン工の内側に発生する局所洗掘の洗掘深が大きくなり過ぎないようにするとの観点から定められた設計条件は以下のとおりである。

- ① $\gamma = 0.5 \sim 0.6$
- ② $b/B = 0.2 \sim 0.25$ (単列), $0.4 \sim 0.5$ (複列)

ここに、 b は水路外岸からベーン工までの距離、 B は水路幅である。また、 γ は次式で表される。

$$\gamma = f \frac{(\phi - 2/\kappa)^2 \kappa r}{(\phi - 0.5/\kappa) 6B} \frac{\beta_0 \ell_0 \pi \sin \alpha}{\Delta s} \times \text{列数} \quad (4.2)$$

式(4.2)において、 γ を0.5~0.6にするようにベーン工の諸元である β_0 、 ℓ_0 、 $\sin \alpha$ 、 Δs および列数を決定する。ただし仰角 α は 20° が最も効果的であることが水路実験により確認されているので、この値を用いる。また、ベーン工の長さ L と高さ H_1 (平均河床からの突出高)は従来の研究結果より、

$$L = (0.5 \sim 2) h_a, \quad H_1 = (1/4 \sim 1/3) h_a \quad (4.3)$$

とする。ここに、 h_a はベーン工設置地点の水深である。また、補正係数 β_0 については図-4.8より求める。

ベーン工の縦断間隔については、実験結果によれば長さの6~9倍とするのが望ましい。設計上、この間隔を取れない場合は列数を増やす。配置方法は千鳥配置が最も効果的である。なお f は通常1とするが、設計上ベーン工の縦断間隔が狭くなる場合には0.8~0.9とする。

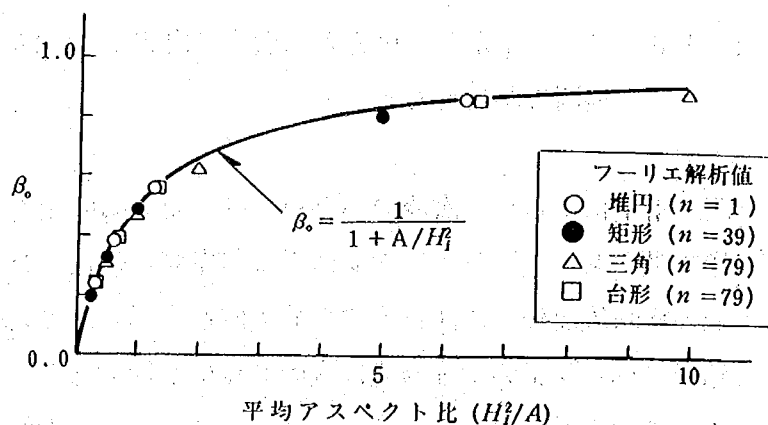


図-4.8 アスペクト比と β_0 の関係(出典:福岡ほか(1988))

4.2.5 ベーン工の利用法

4.2.3に述べたベーン工の3つの機能を考慮すれば、ベーン工の利用方法は次のようである。

① 湾曲部の局所洗掘対策

ベーン工本来の利用方法である。事前にベーン工を設置して洗掘を未然に防ぐのにも、既に洗掘が発達している箇所の埋め戻しにも利用可能である。

② 自然河岸の形成

これから高水敷を造成したい箇所にベーン工を設置すれば、内岸の土砂を外岸に運搬する作用により自然河岸を形成させることができる。

③ 分流堰等の前の堆積土砂の除去

分流堰等の前面には土砂が堆積して分流に支障をきたすことが少なくないが、土砂堆積域にベーン工を設置すれば、こうした土砂堆積を除去できる。

④ 多自然型川づくりへの対応

ベーン工は水中に没して設置されるために、河川の景観を損ねることがなく、また、護岸等の従来工法に比べ人工工作物としてははるかに小規模であるため、自然環境に与えるインパクトは小さい。さらには土砂を輸送する機能を利用して砂州を形成したり、みお筋をコントロールして瀬と淵を作ることでもある。

4.2.6 ベーン工利用上の注意、適用限界

ベーン工を計画する上での注意点は次のようである。

1) 流れの集中による洗掘への不適合

洗掘の原因は、主として二次流と流れの集中の2つに分類される。二次流による洗掘に対してベーン工が効果を発揮するのは前述したとおりであるが、流れの集中による洗掘に対しては十分な効果を発揮することができない。その理由は以下のとおりである。一般に二次流による横断流速は主流速の高々数%のオーダーである場合が多いのに対し、流れの集中箇所では横断方向の流速成分が主流速の数10%に及ぶ場合がある。この場合、主流の運動量は横断方向の慣性力によりベーン工上を通過し外岸側河岸近傍に輸送される。一旦ベーン工上を乗り越えた流れは本来ならば河床近傍を内岸側に向かう。ところがベーン工が設置してあると、ベーン工が障害となるため大きな運動量を持つ流れがベーン工と外岸側河岸との間に取り残され、流速が増大し河床を低下させる。もちろん、流れの集中箇所でもベーン工はその内岸の土砂を外岸に運搬する機能を発揮することができるが、これよりも大きな運動量の流れがベーンを乗り越える現象により洗掘を助長する作用の方が大きい場合にはベーン工は十分な洗掘抑制機能を発揮できないことになる。したがって、ベーン工を計画しようとする場合には、設置予定地点の洗掘の原因を十分に理解した上でベーン工が適当かどうかを判断しなければならない。その判断は、厳密には数値計算や現地の二次流観測に基づかねばならないが、平面図から概略推定することもできる。すなわち、河道の曲率半径がほぼ一定であり、かつ曲率があまり大きくない箇所がベーン工の機能が十分発揮される所である。

2) 下流の水衝部位置の変化

ベーン工は本来流れの構造を変化させることにより局所洗掘を軽減しようとするものであるから、ベーン工を設置すればそれより下流の流況に変化が現れ、場合によっては下流に新たな水衝部が発生することも考えられる。これが重大な問題となるのは蛇行河道である。蛇行河道にベーン工を設置した場合の流況変化を予測するのは難しく、現在のところ模型実験か数値計算に頼るしかないが、利根川の模型実験を見る限り、洗掘位置は上流側に移行する傾向が見られるようである。

蛇行河道におけるベーン工の施工に際しては、施工後の流況の変化を模型実験によりあらかじめ十分に予測しておき、施工順序等を検討するとともに、下流への影響があると判断される地点へベーン工を施工する際には河床横断測量等により下流側への影響を見ながら段階的にベーン工の設置密度を高めていくなどの工夫が必要である。

4.3 置換工

4.3.1 置換工の設計の基本的考え方

置換工は、洗掘発生箇所の河床面にその河川で生じ得るいかなる掃流力に対しても移動しないだけの大きさ・重さを持つ材料（置換材料と呼ばれる）を敷き詰めることにより、それよりも洗掘が進行しないようにする工法である。この点では捨石工と同一であり、また置換工と捨石工を明確に区別することはできないと思われるが、河床を覆う面積の大きなものを置換工と呼ぶ傾向があるようである。

置換工は、上記のように既存の局所洗掘をこれ以上進行させないために設置するのが最も一般的な施工方法であるが、それ以外にも次の利用法がある。

- ① 新しく開削した河道において、洗掘が将来発生すると予想される箇所に設置して、将来とも洗掘の発生を許さないようにする。
- ② 既に洗掘が発生している箇所を一旦埋め戻し、埋め戻し土の表面に置換工を設置して再び洗掘が進行しないようにする。

置換工の設計項目としては置換材料の粒径、設置範囲、厚さ、および高さの4つが挙げられる。以下にこれら4項目の設計のあり方について考察する。

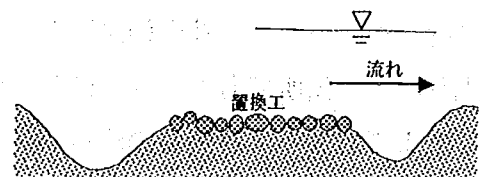
置換材料の粒径については、粒径が小さ過ぎると洪水時に置換材料が流出してしまい、洗掘抑止効果が失われる。逆に粒径が大き過ぎると、特に自然石を用いる場合に置換材料の単価が著しく増大し不経済である。

設置範囲については、洗掘範囲に対して狭すぎると図-4.9に示すような破壊が生じる恐れがある。すなわち、①置換工周辺で新たな洗掘が発生し、②それに伴い置換材料が崩れ、③置換材料間の間隔が増大してそこから土砂が吸い出される。逆に設置範囲が広すぎるのは不経済である。

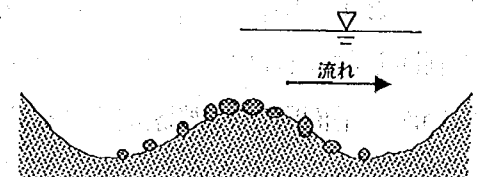
置換工の設置厚さについては、厚さが薄すぎると置換材料の移動を伴わなくとも吸い出しが発生することになる。

置換工の設置高さの決定に際しては、設置箇所の堤防・河岸のすべり破壊に対する安定性および置換工がもたらす下流への影響についても配慮しなければならない。堤防・河岸の前面に発生する洗掘は、堤防・河岸の土質的安定性を考えたときには受動土圧の減少を意味し、す

① 置換工上下流に洗掘発生



② 置換工が崩れ間隔が拡大



③ 間隙からの河床材料の吸い出し発生

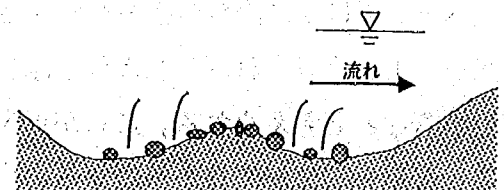


図-4.9 置換工の被壊プロセス

べり破壊の危険度が増大する。したがって、洗掘箇所を埋め戻して置換工を設置すれば、堤防・河岸のすべり破壊に対する安全度も向上させることができる。しかしその反面、置換工により洗掘を埋め戻すとそれまで洗掘地点に集中していた流れを分散させ、下流の流況に影響を与える。流れの分散は、洗掘箇所の下流が直線河道である場合には好都合であるが、蛇行している場合には下流の水衝部位置を変化させかねないので問題である。このため、蛇行河道においては置換工の高さは下流に影響を与えない範囲としなければならない。

4.3.2 施工上の留意点

置換工は、流路を新たに開削する場合などを除いて水面上から投入される。このため、机上で意図したとおりに置換材料を敷き詰めることはかなり難しい。一般に、置換材料は水面上から洗掘の位置を想定しつつ投入されることになるので、出来高は図-4.10のようになりがちである。ところがこの場合は置換工周辺に局所洗掘が発生し易いので図-4.9に示した過程を経て破壊に至る可能性が高い。理想的な設置状態は図-4.11に示すように置換工の端部に土砂が被る状態であるが、これは水面上から置換材料を投入する方法では実現できないので、図-4.12に示すように端部を厚くして将来発生するであろう洗掘形状の変形にも追従できるようにしておくことが望ましい。

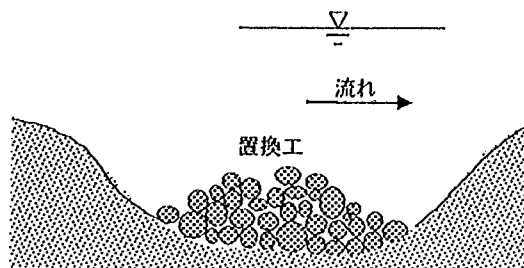


図-4.10 置換工設置の失敗例

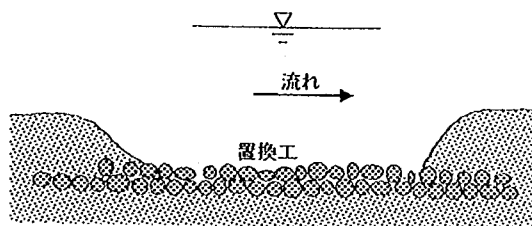


図-4.11 置換工の理想的な設置状況

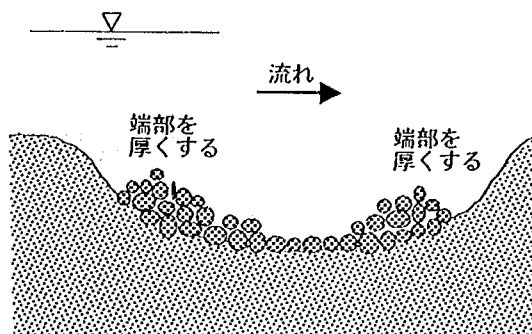


図-4.12 置換工の現実的な設置方法

4.3.3 置換材料の粒径

置換工の設計法は現在のところ確立されていないが、ここでは既存の情報をもとに水理設計を試みることにする。粒径を評価するには、図-4.13に示すように施工が悪く河床面に突出した場合とそうでない場合について考える必要がある。

(1) 河床面より置換工が突出する場合

平坦に敷き詰められた置換工の上に置換材料が一つだ

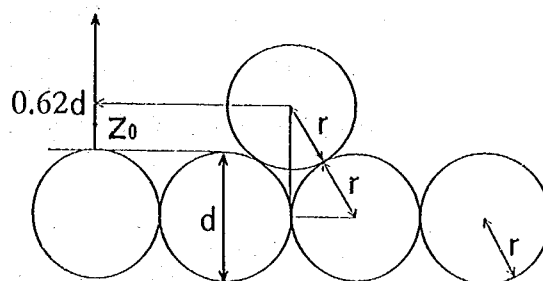


図-4.13 突出した置換材料の諸元

け突出した場合には、突出した置換材料に作用する流体力について考えなければならない。この場合には、突出した置換材料近傍の流速より流体力を評価する。

まず、福岡ほか(1988)と同様、式(4.4)に示すマンニングの平均流速公式から基準流速 V_s を求める。

$$V_s = \frac{1}{n} h_d^{2/3} I_c^{1/2} \quad (4.4)$$

次に式(4.5)より代表流速 V_0 を求める。

$$V_0 = \alpha V_s \quad (4.5)$$

ここに、 α は基準流速を設計地点の代表流速に補正するための係数で、設計地点が湾曲部の外岸や砂州の水衝部に当たっているかで値が異なる。

当該地点が湾曲外岸に当たる場合の α は次のように表される。

$$\alpha = 1 + \frac{B}{R} \quad (4.6)$$

ここに、 B は川幅、 R は湾曲の曲率半径である。

一方、当該地点が砂州による水衝部に当たる場合の α は次のように表される。

$$\alpha = 1 + \frac{D}{2H} \quad (4.7)$$

ここに、 H は平均水深、 D は洗掘深である。

それ以外の場合の α は、

$$\alpha = 1 \quad (4.8)$$

である。次に、置換工上の流速分布について考える。図-4.13に示すように置換材料を半径 r 、直径 d の球と仮定する。岡本ほか(1988)は、直径 3.8cm の半球を用いた風洞実験において、相当粗度 k_s 、および対数則の成立を仮定した場合の原点位置について次のように表している。敷き詰められた半球の頂をゼロとし、鉛直上向きに z 軸を取り、粗面の対数分布則

$$\frac{u}{u_*} = 8.5 + 5.75 \log \frac{z + z_0}{k_s} \quad (4.9)$$

が成り立つとした場合の対数則の原点位置 z_0 および k_s は、粒径 d で無次元化したとき $z_0/d = 0.15$ 、および $k_s/d = 0.38$ である。この値は粒子レイノルズ数が約 1000~4000 の領域で求められたもので

あり、粒子レイノルズ数がより大きな現地河川の場合に拡張するには注意が必要であるが、実験の範囲においては z_0/d , k_s/d 共に概ね一定であったのでこの値をそのまま用いることにする。

次に図-4.13に示すように、平坦に敷き詰められた置換材料の上に一つだけ置換材料が突出して置かれた場合の重心の高さを評価する。重心の高さは幾何条件により、

$$\sqrt{d^2 + \frac{d^2}{4}} - \frac{d}{2} \approx 0.62d \quad (4.10)$$

と表すことができる。式(4.10) および $z_0/d = 0.15$, $k_s/d \approx 0.38$ を式(4.9) に代入することにより、突出して置かれた置換材料の重心の高さにおける流速 $u_{z=0.62d}$ は、

$$\begin{aligned} \frac{u_{z=0.62d}}{u_*} &= 8.5 + 5.75 \log \frac{0.62d + 0.5d}{0.38d} \\ &\approx 10.3 \end{aligned} \quad (4.11)$$

となる。

次に、式(4.11)の u_* を消去する。式(4.9)を鉛直方向に積分することによって得た平均流速式

$$\frac{\bar{u}}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log \frac{H}{k_s} \quad H: \text{水深} \quad (4.12)$$

の $\bar{u}$ に式(4.5)の V_0 を代入し、式(4.11)とともに u_* を消去すると、

$$u_{z=0.62d} = \frac{10.3V_0}{6.0 + 5.75 \log \frac{H}{0.38d}} \quad (4.13)$$

を得る。これが突出して置かれた置換材料の重心の高さにおける流速 $u_{z=0.62d}$ の評価式である。

次に、突出した置換材料に働くモーメントの釣り合いについて考える。突出した置換材料に作用する抗力を D 、揚力を L 、置換材料の質量を M 、重力加速度を g 、水の密度を ρ_w 、置換材料の密度を ρ_m とし、図-4.13に示した突出した置換材料と敷き詰められた置換材料の接点P回りのモーメントの釣り合いを考えると、突出した置換材料が移動しないための条件は、

$$1 \geq \frac{Lr \sin 30^\circ + Dr \cos 30^\circ}{Mg r \sin 30^\circ} = \frac{0.5L + 0.87D}{0.5Mg} \quad (4.14)$$

$$L = \frac{1}{2} C_L \rho_w \frac{\pi d^2}{4} u_{z=0.62d}^2 \quad (4.15)$$

$$D = \frac{1}{2} C_D \rho_w \frac{\pi d^2}{4} u_{z=0.62d}^2 \quad (4.16)$$

$$M = \frac{4}{24} \pi d^3 \left(\frac{\rho_m - \rho_s}{\rho_s} \right) \quad (4.17)$$

である。工学的な見地から設計法を作成する必要があるので、式(4.14)の左辺を安全率 F_s に置き換えた

$$F_s \geq \frac{0.5L + 0.87D}{0.5Mg} \quad (4.18)$$

が置換工の設計条件である。

この式を利用するに際しては次の注意が必要である。例えば、置換材料として土壌袋に河床材料を詰めたような変形可能なものを利用した場合、球を仮定した本設計法では置換材料の抗力を過大に見積もり、ひいては過大な粒径を算出することとなる。水理学的に厳密に考えれば、この場合は式(4.18)を修正しなければならないが、現実的には F_s の値を小さくすることによって対応するのがよい。また、土壌袋に砂を詰めた場合には ρ_m が石の標準値2.65よりも小さくなる。砂の間隔率を考えた場合、均一砂ならば1.5程度まで減少する。

(2) 置換工が平坦に置かれている場合

ここでは、置換材料が河床面から突出することなく平坦に置かれている場合の安定性を評価する。評価方法には限界掃流力の概念を用いる。移動限界を与える置換材料の粒径 d は式(4.19)より求める。

$$d > \frac{F_s \tau_d}{\tau_c (\rho_s - 1)g} \quad \tau_d = \rho_w V_0^2 \left\{ 6 + 5.75 \log \left(\frac{H}{0.38d} \right) \right\}^2 \quad (4.19)$$

ここに、 τ_d は設計掃流力、 τ_c は置換材料の無次元限界掃流力であり、岩垣の式を用いて評価するものとする。また g は重力加速度である。なお、岩垣の式の意味する無次元限界掃流力は河床材料の若干の移動を見込んでいるので、岩垣式よりもやや大きめの値 $\tau_c = 0.05$ とする方法もある。式(4.19)は陰形式であるため、 d を求めるには繰り返し計算が必要となる。

最後に(1)、(2)で求めた粒径を比較し、大きい方を採用する。(1)と(2)の設計法の違いは(1)が限界状態設計法であるのに対し、(2)が通常状態設計法であると言え、治水的に重要度が高いと判断される箇所での置換工の粒径選択に際しては(1)の限界状態設計法を選択する。治水的に重要度が低い箇所については、置換工の最上層のみ限界状態設計法を適用する。

第5章 水理模型実験の相似則

5.1 相似則の基本的な考え方

河川水理模型実験の相似則は、流れの相似則と移動床の相似則に大別される。ここではこれらの基本的な考え方（山本ほか，1989）について述べる。

5.1.1 流れの相似則

流れの相似則は、流れの運動方程式と連続式を用いて考えることにする。対象とする流れを非圧縮性・重力場での流れとすると、流体運動は式（5.1）～（5.4）に示す Navier-Stokes 式と連続式により表現できる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \nabla^2 u \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial(uv)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2)}{\partial y} + \frac{\partial(vw)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \nabla^2 v \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial(uw)}{\partial x} + \frac{\partial(vw)}{\partial y} + \frac{\partial(w^2)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \nabla^2 w - g \quad (5.3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (5.4)$$

ここに、 u, v, w はそれぞれ x, y, z 方向の流速、 t は時間、 ρ_w は水の密度、 p は圧力、 g は重力加速度である。模型と現地において流速分布が相似であるためには、式（5.1）～（5.4）において対応する項の比が等しくなければならない。その条件は、現地と模型の物理量の比をサフィクス r で表すと、

$$\left(\frac{u}{t}\right)_r = \left(\frac{u^2}{x}\right)_r = \left(\frac{uv}{y}\right)_r = \left(\frac{uw}{z}\right)_r = \left(\frac{p}{\rho_w x}\right)_r = \left(\frac{\nu u}{x^2}\right)_r = \left(\frac{\nu u}{y^2}\right)_r = \left(\frac{\nu u}{z^2}\right)_r \quad (5.5)$$

$$\left(\frac{v}{t}\right)_r = \left(\frac{uv}{x}\right)_r = \left(\frac{v^2}{y}\right)_r = \left(\frac{vw}{z}\right)_r = \left(\frac{p}{\rho_w y}\right)_r = \left(\frac{\nu v}{x^2}\right)_r = \left(\frac{\nu v}{y^2}\right)_r = \left(\frac{\nu v}{z^2}\right)_r \quad (5.6)$$

$$\left(\frac{w}{t}\right)_r = \left(\frac{uw}{x}\right)_r = \left(\frac{vw}{y}\right)_r = \left(\frac{w^2}{z}\right)_r = \left(\frac{p}{\rho_w z}\right)_r = \left(\frac{\nu w}{x^2}\right)_r = \left(\frac{\nu w}{y^2}\right)_r = \left(\frac{\nu w}{z^2}\right)_r = g_r = 1 \quad (5.7)$$

$$\left(\frac{u}{x}\right)_r = \left(\frac{v}{y}\right)_r = \left(\frac{w}{z}\right)_r \quad (5.8)$$

となる。これらより、

$$\left(\frac{y}{x}\right)_r = \left(\frac{z}{x}\right)_r = 1 \quad \left(\frac{v}{u}\right)_r = \left(\frac{w}{u}\right)_r = 1 \quad (5.9)$$

$$\left(\frac{u}{\sqrt{gx}}\right)_r = 1 \quad (5.10)$$

$$\left(\frac{ux}{\nu}\right)_r = 1 \quad (5.11)$$

$$\left(\frac{x}{tu}\right)_r = 1 \quad (5.12)$$

$$\left(\frac{P}{\rho_w u^2}\right)_r = 1 \quad (5.13)$$

となる。より物理的に表現すると、式(5.9)の条件は模型と現地河道との間での3次元的な幾何形状の相似を、式(5.10)はフルード数が一致することを、式(5.11)はレイノルズ数が一致することを、式(5.12)はオイラー数が一致することを要求している。式(5.13)は時間の縮率を表している。これらの条件を厳密に満足しようとした場合、模型実験に水を用いるとすると $\nu_r = 1$ であり、しかも Π 定理によれば式(5.9)～(5.13)に示した8つの無次元量は互いに従属関係となることから、粘性の影響のある流れを対象とした実験を厳密に行うためには実大模型が必要となる。

次に、レイノルズ数が高い乱流場での相似条件について考えてみる。乱流場では、流体の運動はレイノルズ応力を考慮した式(5.14)～(5.16)

$$\bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \nu \nabla^2 \bar{u} - \left\{ \frac{\partial \overline{u'^2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial z} \right\} \quad (5.14)$$

$$\bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \bar{p}}{\partial y} + \nu \nabla^2 \bar{v} - \left\{ \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'^2}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial z} \right\} \quad (5.15)$$

$$\bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \bar{p}}{\partial z} + \nu \nabla^2 \bar{w} - \left\{ \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w'^2}}{\partial z} \right\} - g \quad (5.16)$$

で表すことができる。ここに、 $u = \bar{u} + u'$ で、 $\bar{u}$ は時間平均流速、 u' は乱れ速度であり、 v, w につ

いても同様である。式 (5.14) ～ (5.16) において、分子粘性による応力項 (右辺第 2 項) が乱れによる付加的な応力項 (右辺第 3 項) よりも十分小さく無視し得るものであれば、前述と同様の方法により式 (5.17) ～ (5.20) が得られる。

$$\left(\frac{y}{z}\right)_r = \left(\frac{z}{x}\right)_r = 1 \quad \left(\frac{\bar{v}}{\bar{u}}\right)_r = \left(\frac{\bar{w}}{\bar{u}}\right)_r = 1 \quad (5.17)$$

$$\left(\frac{\bar{u}}{\sqrt{gx}}\right)_r = 1 \quad (5.18)$$

$$\left(\frac{\bar{P}}{\rho \bar{u}^2}\right)_r = 1 \quad (5.19)$$

$$(\bar{u}^2)_r = (\bar{u}^i \bar{v}^i)_r = (\bar{u}^i \bar{w}^i)_r = (\bar{v}^2)_r = (\bar{v}^i \bar{w}^i)_r = (\bar{w}^2)_r = (\bar{u}^2)_r \quad (5.20)$$

ここで、式 (5.20) の条件は、レイノルズ数が十分に大きな乱流場では式 (5.17) ～ (5.19) を満たせばおのずと成立することが経験的に知られている。また、レイノルズ数が小さい場ではオイラー数はレイノルズ数によって強く支配されることが知られているが、式 (5.19) の条件は、式 (5.20) と同様レイノルズ数が十分に大きくかつ式 (5.17) と (5.18) が満たされていればおのずと成立する。

以上を総括すると次のようである。

- ① 流れの厳密な相似を得る必要がある場合には、相似条件式 (5.9) ～ (5.13) をすべて満足する必要がある。すなわち、実大模型が必要となる。
- ② 実験内容が粘性の影響を無視できる現象を対象とし、かつ模型上でレイノルズ数が十分に大きい乱流場を実現できる場合、式 (5.17), (5.18) の条件を満足すれば良い。換言すれば、模型の幾何形状を相似とし、かつ現地と模型との間でフルード数を一致させればほぼ完全な相似状態が得られる。
- ③ 粘性の影響が無視できない現象としては、粗さのレイノルズ数が 70 以下となる (水理的な滑面) と判断される場合の壁面近傍の流れ (移動床模型における砂の移動を含む), レイノルズ数が小さい場合の越流・オリフィスや水門を通過する流れなどである。これらを対象とした実験を実施する際にはレイノルズ数が大きくなるよう十分に配慮する必要がある。

5.1.2 歪模型の相似則

歪模型は、河床材料の移動の相似性向上のために、鉛直縮尺と水平縮尺を変えて製作した模型のことである。

歪模型の場合、厳密な相似性が成立しないことは式 (5.9) から自明であるが、実際の河道の断面が薄く幅の広い形状をしていることから鉛直方向の流れを無視して相似条件について考えることにす

る。この場合、式 (5.21) , (5.22) に示す浅水流方程式により流体運動を表現することができる。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \varepsilon_x \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right) \right\} + \frac{g^2 n^2}{h^{3/4}} U^2 \quad (5.21)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \varepsilon_y \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} \right) \right\} + \frac{g^2 n^2}{h^{3/4}} V^2 \quad (5.22)$$

ここに、 U 、 V は、水深方向に平均した流速のそれぞれ流下 (x) 方向、横断 (y) 方向成分、 ε_x 、 ε_y はそれぞれ x 方向、 y 方向の渦動粘性係数、 n は粗度係数である。渦動粘性係数が模型と現地とで等しいと仮定し、式 (5.21) , (5.22) , (5.4) より上記と同様の手順によって相似条件を導くと、

$$U_r = V_r = h_r^{1/2} \quad (5.23)$$

$$t_r = x_r h_r^{-1} \quad (5.24)$$

$$n_r = h_r^{2/3} x_r^{-1/2} \quad (5.25)$$

を得る。これらは、鉛直流れの影響が無視できる領域、例えば側壁近傍や湾曲部を除いた領域においては、平面流速分布の相似が得られることを表している。

5.2 移動床の相似則

5.2.1 底面を動く粒子の運動の相似性

底面上を動く粒子の運動は式 (5.26) で表現される。

$$\begin{aligned} \rho_s \frac{\pi}{6} d^3 \frac{du_s}{dt} &= C_D \frac{\rho_w}{8} \pi d^2 |u - u_s| (u - u_s) - \left\{ (\rho_s - \rho_w) \frac{\pi}{6} g d^3 - C_L \frac{\pi}{8} \rho_w d^2 |u - u_s| \times \right. \\ &\quad \left. (u - u_s) \right\} \mu_s - \frac{1}{2} \rho_w \frac{\pi}{6} d^3 \left(\frac{du_s}{dt} - \frac{du}{dt} \right) + \frac{\pi}{6} \rho_w d^3 \frac{du}{dt} + \\ &\quad \frac{3}{2} \rho_w d^2 \sqrt{\pi \nu} \int_{t_0}^t \left\{ \frac{du}{dt_1} - \frac{du_s}{dt_1} \right\} / \sqrt{t - t_1} dt_1 \end{aligned} \quad (5.26)$$

ここに、 u_s は粒子の移動速度、 μ_s は粒子の摩擦係数、 C_D 、 C_L は粒子の抗力および揚力係数である。今、 d を代表距離スケールとし、河床から高さ d の位置の流速を u_a 、代表時間スケール T を T

$= t/t'$ とおき, Navier-Stokes式の場合と同様の方法で相似条件を求めると, 式 (5.27) ~ (5.30) を得る。

$$(C_D - \mu_s C_L)_r = 1 \quad (5.27)$$

$$S_r = 1 \quad (5.28)$$

$$\left(\frac{\mu_s g d}{u_d^2} \right)_r = 1 \quad (5.29)$$

$$\left(\frac{u_d d}{\nu} \right)_r = 1 \quad (5.30)$$

レイノルズ数が小さい場合には C_D , C_L , u_d/u_s はレイノルズ数によって変化するので, 相似条件としては式 (5.27) ~ (5.30) すべてを満足させる必要がある。レイノルズ数が大きい場合にはこれらの諸量はレイノルズ数が増加してもほぼ一定となることから, 相似条件としては式 (5.28), (5.29) だけとなる。なお, 無次元限界掃流力の相似条件はレイノルズ数が大きければ式 (5.29) で与えられる。ただし, s が大きい領域については無次元限界掃流力が s によって変化することが知られている。

5.2.2 浮遊砂運動の相似性

ここでは便宜的に二次元等流の流れ場を対象に考える。 x , y 方向の濃度拡散を無限すれば, 浮遊砂の濃度分布に関する基礎式は次のように表される。

$$\frac{d}{dz} \left(\epsilon_z \frac{dc}{dz} \right) + w_0 \frac{dc}{dz} = 0 \quad (5.31)$$

ここに, c は濃度, ϵ_z は鉛直 (z) 方向の拡散係数, w_0 は浮遊砂の沈降速度である。 $z/H = z_*$, $a/H = a_*$ とし, $z = a$ で $c = C_a$ の境界条件を導入すれば次の積分方程式を得る。

$$c/C_a = \exp \left\{ - \int_{a_*}^{z_*} \left(w_0 \frac{H}{\epsilon_z} \right) dx \right\} \quad (5.32)$$

ここで, ϵ_z に運動量の渦動粘性係数

$$\epsilon_z = u_* \kappa H x (1 - x) \quad (5.33)$$

を用いると, 相似条件

$$\left(\frac{w_0}{\kappa u_*}\right)_r = 1 \quad (x_a)_r = 1 \quad (5.34)$$

を得る。なお、式(5.34)には s_r が入っていないので、例えば軽量河床材料を用いて($s_r \approx 1$ として)式(5.34)を満たすことも可能であるが、実際のところ $s_r \approx 1$ とすると前項で述べた粒子の運動の相似性が損なわれ、濃度分布の相似性にも影響があるものと推定されるので、なるべく $s_r = 1$ とするのが望ましい。

5.3 利根川模型の相似性

5.3.1 模型諸元の選択

1) 縮尺の選択

河道の検討対象範囲と実験場の利用可能な広さを考えると模型の水平縮尺は $1/100$ 程度とする必要がある。流れの相似条件を満足させるにはまず無歪模型すなわち鉛直縮尺として $1/100$ が要求される。しかし、模型の河床材料として石炭粉しか選択できない制約から、鉛直縮尺を $1/100$ とすると現地よりも模型の方が河床材料の限界掃流力が大きくなるため、現地では砂が移動する流量を模型で通水しても石炭粉が移動しないという問題が生じる。そこで流れの相似性を多少低下させても流砂の相似性を含めた総合的な相似性を高めるべく鉛直縮尺として $1/50$ を選択した。

2) 河床材料の選択

河床材料については、相似性を確保するために比重を歪めないことが望ましいが、現地河道の河床材料の平均粒径が 0.2mm であることを考えると、比重の小さい河床材料を選ばざるを得ない。本模型の縮尺を考慮すると τ_* 等の相似条件を模型と現地とで一致させることはもはや不可能であり、河床材料としてなるべく限界掃流力の小さい材料、すなわち粒径および比重がなるべく小さい材料を選択することが必要となる。ただし比重が軽すぎると水と河床材料が密度流のような挙動を示すので、模型の河床材料として実用可能な範囲でこの条件を満たす粒径 0.2mm 、比重 1.5 の石炭粉を選択することにした。

5.3.2 河床形態の相似性に関する検討

1) 実験条件の検討

河床変動の相似性を得るには、河床形態の相似性を確保することが極めて重要である。そこで、現地河川および現地と同様の条件で通水した模型の河床形態を推定し、その相似性を評価した。最初に、洪水時における現地河道の河床形態を推定した。現地河道の河床材料の平均粒径を 0.2mm とし、模型区間の中央にあたる 37.0km 地点の流量 $3500 \sim 8000\text{m}^3/\text{s}$ のもとでの流速係数 ϕ および無次元掃流力 τ_* を不等流計算によって求め、小規模河床形態領域分類図に図示すると図-5.1となる。これより、現地河道では $3500 \sim 6000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量で砂漣・砂堆領域から平坦・反砂堆領域への遷移領域、 $6000\text{m}^3/\text{s}$ 以上で平坦・反砂堆領域にあることが判断される。

次に模型の河床形態を推定する。模型の河床材料を平均粒径 0.2mm 、比重 1.5 の石炭粉とし、現地河道と同様の手順で ϕ および τ_* を求め、図示したのが図-5.2である。これによれば、いずれの流量においても模型の河床形態は砂澁・砂堆領域に属することが判断される。

上記の検討により、模型の河床形態の相似性は十分に得られないことが明らかになった。そこで模型の下流端水位を下げ、模型区間全体の掃流力を上昇させることによって河床形態の相似性を高める方法を採用し、その妥当性は次の方法で確認した。流量を $6000\text{m}^3/\text{s}$ とし、模型下流端水位をそれぞれY. P. 3.367m 、 2.0m 、 1.5m として不等流計算を行い、各水位に対する 37.0km 地点の ϕ および τ_* を前記と同様の手順により図-5.3に示す河床形態領域分類図に図示すると、いずれの下流水位の場合においても河床形態は平坦・反砂堆領域になる。しかし、いずれも遷移領域に近いため、河床形態を確実に平坦・反砂堆領域にする下流端水位Y. P. 1.5m を選択した。

2) 流砂形態の相似性

ここでは、上記の検討を通じ決定した実験条件のもとでの流砂形態の相似性について検討した。なお、利根川の模型区間においては洪水時に浮遊砂が卓越するので、浮遊砂量に密接な関係のある無次元量である摩擦速度と沈降速度の比 u_* / w_0 を用いて推定した。表-5.1に現地河道および模型の u_* / w_0 を記す。沈降速度はRubeyの式を用いて計算している。表-5.1において現地と模型の u_* / w_0 を比較すると現地の方が大きな値となる。このことは、流砂現象の相似性に対し次の2つの影響を及ぼすと考えられる。

- ① 砂のピックアップレイトが低下するとともに浮遊砂の濃度分布が水面近くで薄く、底面近くで濃い分布形となるため浮遊砂量が減少する。
- ② 模型の河床変動速度が現地と比べ遅くなる。すなわち、模型の通水時間を調節して河床変動量の相似性を高めようとした場合の時間縮尺は、流水の相似則から求まる時間縮尺 $t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$ よりも大きくなる。

これらはいずれも模型の河床変動速度が遅くなることを示しており、十分な通水時間の確保が必要である。

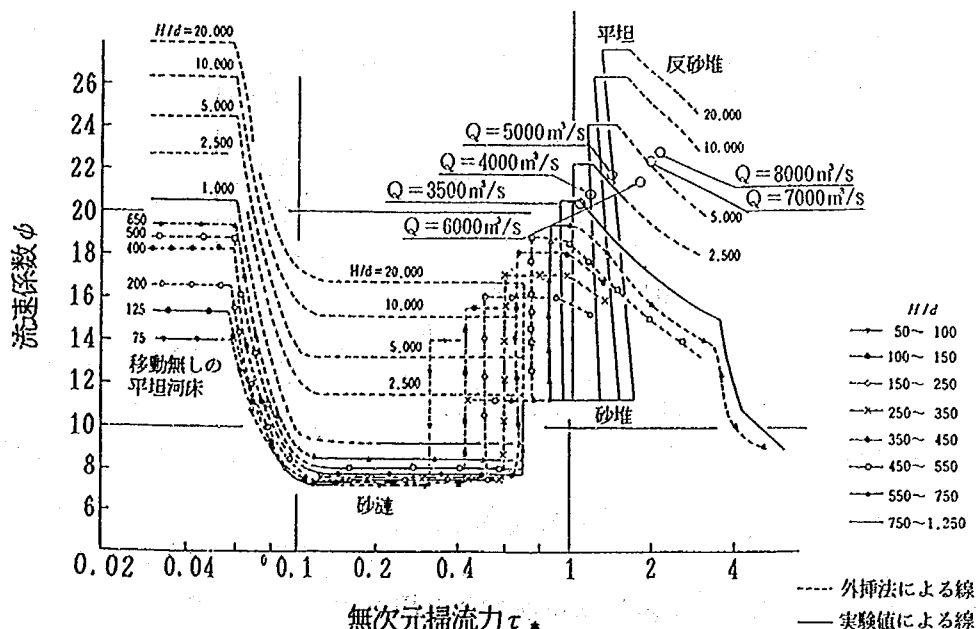


図-5.1 利根川の現地河道の河床形態

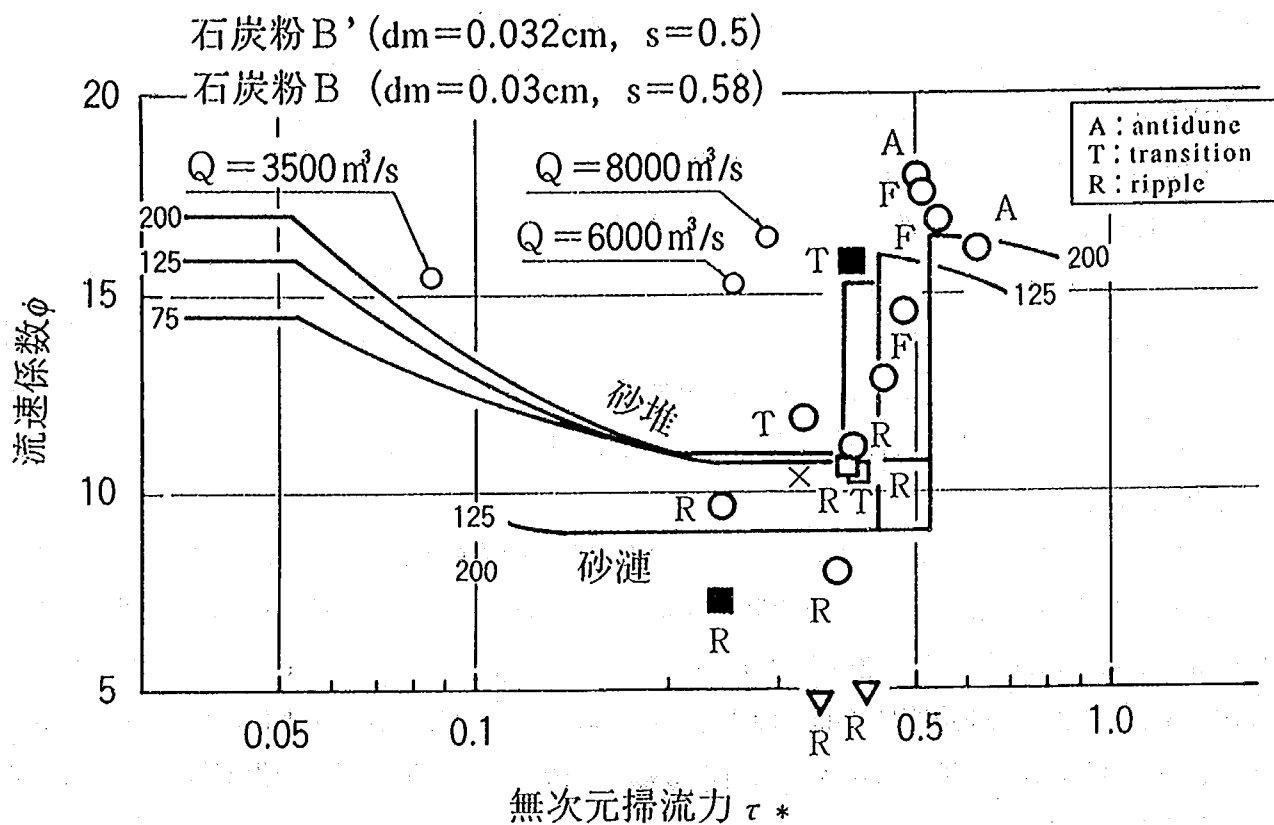


図-5.2 利根川模型の河床形態

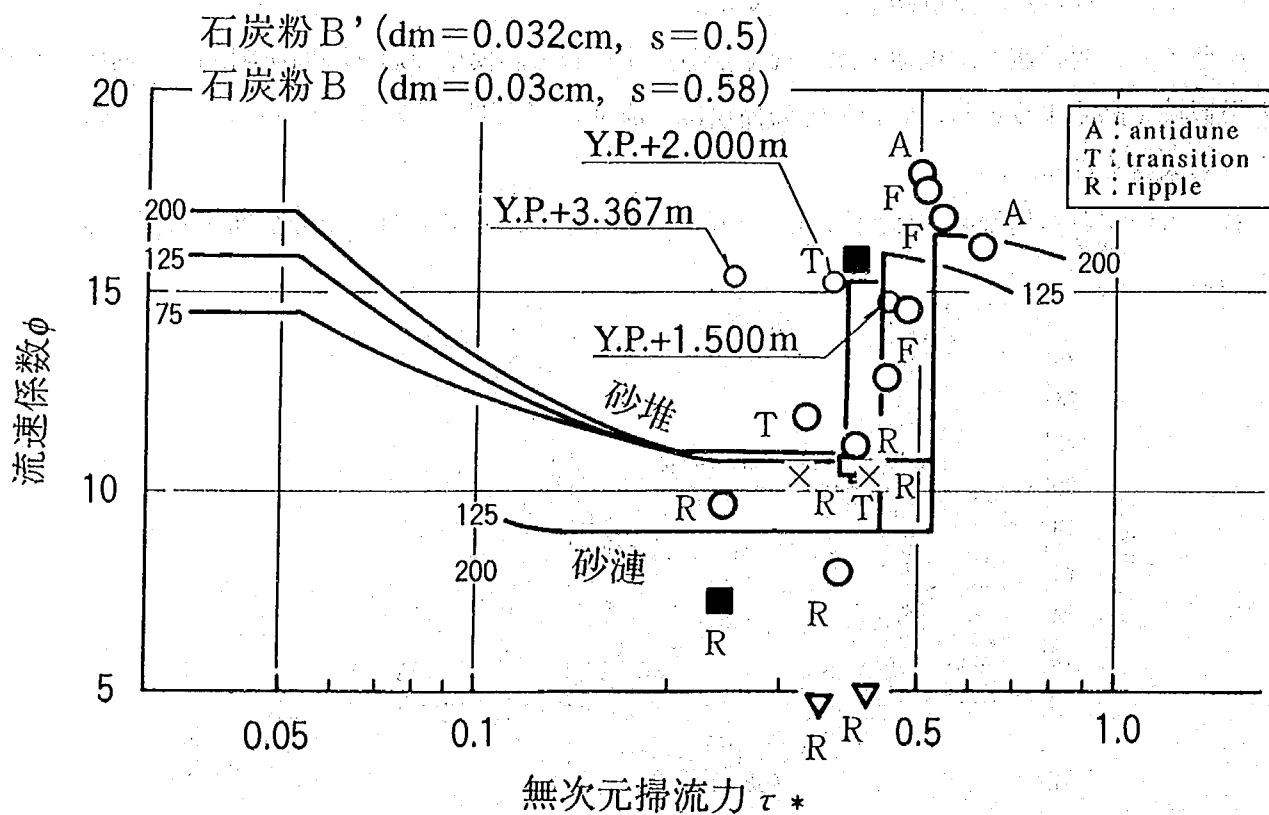


図-5.3 下流端水位を変えた場合の河床形態の変化

表-5.1 現地河道および模型の u_*/w_o

流量 Q (m^3/s)	現 地						模 型
	3500	4000	5000	6000	7000	8000	6000
沈降速度 w_o (cm/s)	2.15						0.76
摩擦速度 u_* (cm/s)	5.9	6.3	6.8	7.7	8.0	8.4	2.04
u_*/w_o	2.74	2.93	3.16	3.58	3.72	3.91	2.68

5.3.3 流れの相似性

本模型における流れの相似性に最も強く影響すると考えられる因子は歪縮尺の選択である。そこで、ここでは歪縮尺が流れの相似性に与える影響について評価する。5.1.2で述べたように、歪縮尺を採用した場合、鉛直流れが無視でき、かつ漸変流と見なせるところでは河道横断方向の流速分布は概ね相似となり、逆に剥離を伴う流れや2次流強度の強い地点の側壁近傍では相似性が低下する。利根川の場合、剥離を伴うような河道の屈曲部や曲率の大きな湾曲部はないこと、また断面形状は幅広であることから、相似性の低い領域は側壁近傍の狭い区間に限られるものと評価される。

5.3.4 局所洗掘深の相似性

流れの相似性の場合と同様、歪縮尺の選択は洗掘形状の相似性に多大な影響を及ぼすと考えられる。したがって、この観点から洗掘の相似性について論じておく必要がある。なお、議論を容易にするために洗掘原因を1)主流方向流線の集中と、2)湾曲部の遠心力に起因する二次流の2つに分けて考えてみる。

1) 流線の集中による局所洗掘

本模型では一部の区域を除いて横断流速分布の相似性は得られるので、横断方向の流線の集中度合い、ひいては流速分布も相似となる。したがって、河床材料の流送形態や限界掃流力に関する相似条件が満たされていれば模型においても洗掘形状は幾何的に相似になるはずである。しかし、本模型は鉛直方向の縮率が水平方向の縮率よりも小さい歪縮尺を採択しているので、現地スケールに換算する際に洗掘形状を横断方向に引き延ばして評価することになる。このため、洗掘範囲は横断方向に広めに評価される。洗掘深については、河床縦断勾配が異なること等の影響はあるものと考えられるが、それもわずかであり、概ね相似が得られると推定される。特に利根川のような砂河川では局所洗掘部の形状はその地点周辺の流速分布に応じた動的平衡状態になる傾向が強いので、流速分布および流砂形態の相似が概ね得られる本模型では洗掘深の誤差は小さいものと推定される。

2) 二次流の卓越する箇所での洗掘

二次流による局所洗掘の場合、歪縮尺の選択の影響は二次流および河床面上の砂粒に作用する力の釣り合いに及ぶので、相似性について考察するには両者を同時に扱わなければならない。池田(1974)の提案した単湾曲河道の河床横断形状を推定する式(5.35)、(5.36)は、二次流が十分に発達した単湾曲河道の横断形状を与えるものである。したがって、蛇行河道である本模型には厳

密には適用できないが、歪縮尺採用による二次流強度のずれの影響等を評価するのに適しているために、ここではこの式を利用することにする。

$$\frac{d\eta}{dR} = \left(\frac{3}{4} \mu \frac{C_D}{1 + \mu \frac{C_L}{C_D}} \right)^{1/2} \frac{U_r}{\left\{ \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) g d \right\}^{1/2}} \quad (5.35)$$

$$U_r = u_a \frac{1}{\kappa} F_{(0)} f^2 \frac{H}{R} \quad (5.36)$$

ここに、 η は河床高、 R は曲率半径、 μ は砂粒とのり面の摩擦係数、 C_D は抗力係数、 C_L は揚力係数、 ρ_s は砂の密度、 d は粒径、 u_r は二次流の R 方向成分、 u_a は主流の河床面での速度、 $F_{(0)}$ 、 f は係数、 H は水深である。式 (5.35)、(5.36) を用いて模型と現地の $d\eta/dR$ の比 $(d\eta/dR)_r$ を求めると、

$$\left(\frac{d\eta}{dR} \right)_r = \frac{(u_a \frac{H}{R})_r}{\left\{ \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) d \right\}_r^{1/2}} = \frac{h_r^{1/2} \frac{h_r}{x_r}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)_r^{1/2} d_r^{1/2}} \quad (5.37)$$

となる。これに模型の諸物理量を代入すると $(d\eta/dR)_r \approx 1.07$ を得る。これより、模型の洗掘深は実質 7% 程度、現地に換算すると 14% 程度小さめとなることがわかる。

5.3.5 相似性の総合評価

上記の検討を通じ、本模型の相似性については次のように評価することができる。

- ① 流速の横断分布は湾曲の曲率の大きな場所、側壁近傍等を除いて概ね相似が得られる。
- ② 洗掘や堆積の位置等はほぼ合う。
- ③ 二次流を原因とした局所洗掘の洗掘深はやや小さめになるが、その誤差は高々 10 数% であり、模型実験に要求される精度を考えれば十分無視し得る程度である。

第 6 章 模型実験

6.1 模型の概要

河川模型実験施設の概要を図-6.1に示す。これは大型の河川模型により河道計画上の問題を検討するための施設で、総面積15haを有している。実験場には、給排水施設として最大突出量 $2.2\text{m}^3/\text{s}$ のポンプ、高水槽、低水槽、帰還水路等が設けられている。給排水は循環経路を有し、低水槽内の実験水はポンプにより高水槽に導かれる。高水槽では余剰水を低水槽に戻すことによって水位が一定に保たれており、必要とされる流量は給水管から模型上流端にある量水槽へ導かれる。量水槽では流量調整バルブにより流量が調整され、四角堰により流量が計測される。量水槽からの流水は整流槽を通して安定化され、模型河道内へと導かれる。模型下流端では沈砂池で石炭粉が捕捉され、流水は水位調節用ゲートを通り排水路から帰還水路を経て低水槽へと戻る。

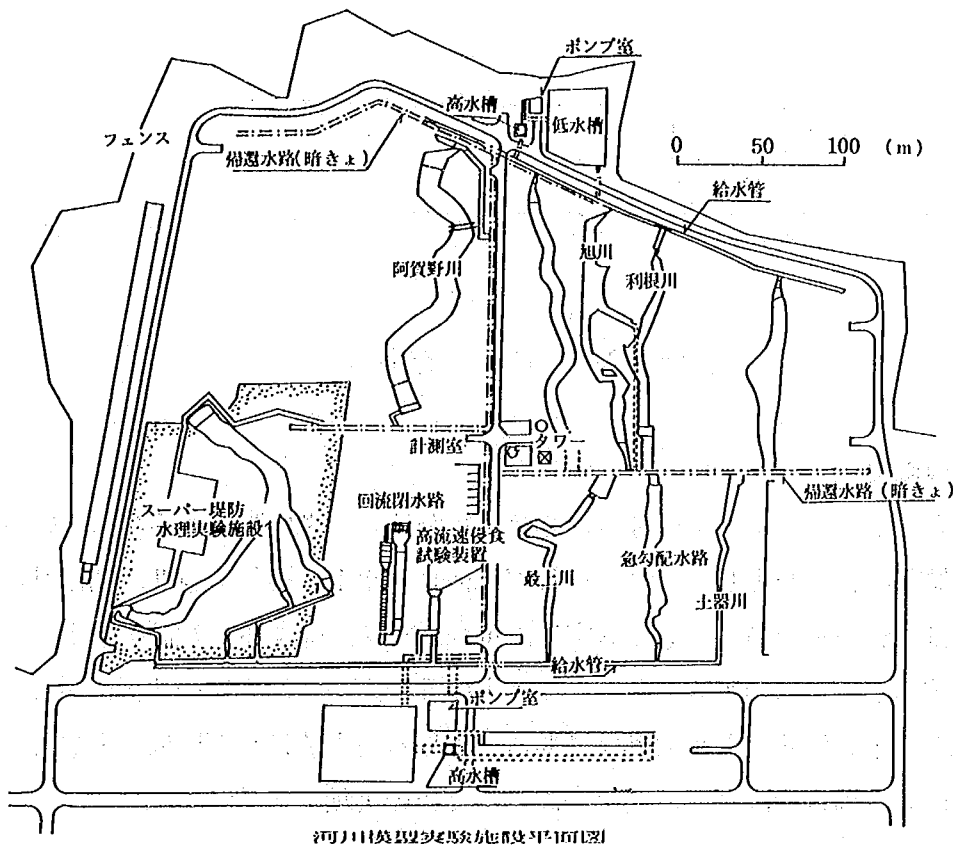


図-6.1 河川模型実験施設

図-6.2に利根川河道模型の概観を示す。模型製作範囲は利根川の32.5~43.0km間であり、模型の水平縮尺は $1/100$ 、鉛直縮尺は $1/50$ である。以下、実験結果の記述においては全て現地スケールを用いる。模型の代表横断面図を図-6.3に示す。歪縮尺を採用しているため河道模型は現地に比べ、のり面勾配および縦断勾配が急になっている。堤防および高水敷はモルタル製であり、高水敷にはいぼ型粗度を張り付けることによって現地の粗度係数に合わせている。低水路は移動床とし、大規模な洗掘が発生すると推定される地点では最大で約50cm（現地換算で25m）、それ以外の地点では約10cm

(現地換算で5 m) 確保できるよう平均河床高より低い位置にモルタル面を設けている。河床材料は、粒径0.2mm, 比重1.5の石炭粉である。

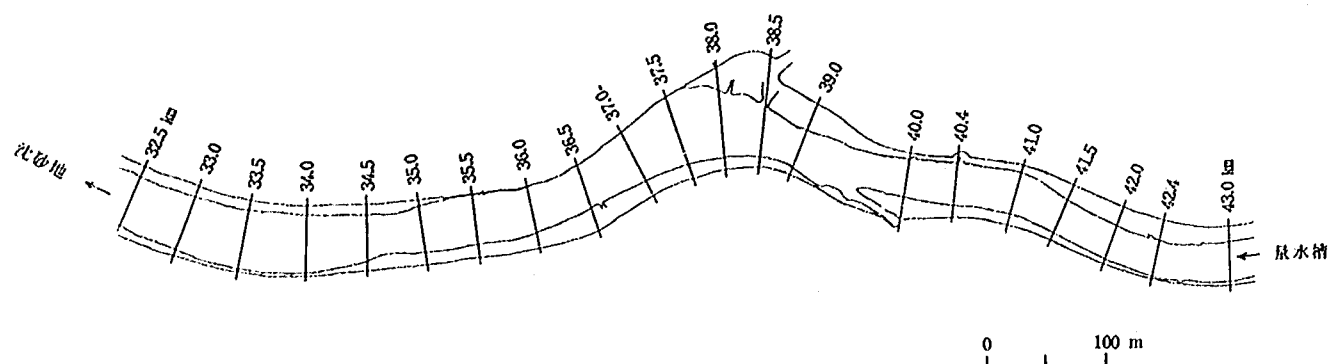


図-6.2 利根川河道模型

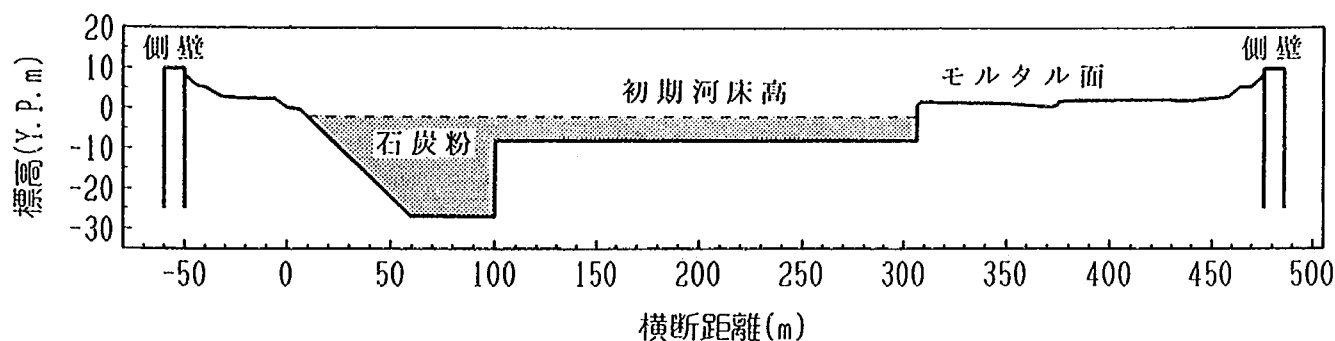


図-6.3 模型の横断形状

6.2 模型実験の概要

実験ケースを表-6.1に示す。ケース名は2ケタまたは3ケタの数字からなっている。Ⅰ, Ⅱ, Ⅲは実験ケースの概略の目的を表しており、それぞれ検証実験Ⅰ, 検証実験Ⅱ, 洗掘対策工実験を意味する。第2数字は実験順序である。第3数字は、重ね通水を意味する。検証実験Ⅰは、設定した実験条件の適合性を確認するための実験である。検証実験Ⅱは津の宮地先での洗掘に関して対岸のポイントバーが与える影響を評価するための実験である。洗掘対策実験は模型区間の洗掘群に対してベーン工・置換工を設置した場合の洗掘軽減効果を調べるための実験である。

6.3 検証実験Ⅰ

6.3.1 実験条件の概略検討

検証実験に先立ち、模型の相似性や現地河道の洪水特性・河道特性に配慮しつつ、模型実験における通水流量・下流端水位を決めるための概略検討を実施した。

1) 通水流量の検討

移動床模型実験では、洪水規模の変化に伴う粗度係数の変化、貯留効果、洪水減水期に生じる洗掘の埋め戻し現象などを再現するため不定流を通水するのが一般的である。したがって、模型の相似性を検証するための検証実験も、あらかじめ洪水前の河床形状に整形しておいた模型になるべく

表-6.1 実験ケース一覧

ケース名	流量 (m^3/s)	対 策 工 の 内 容					河岸の根 固 P. ナツ	非 侵 食 層 の 設 置
		石 納	佐 原	向 州	津の宮	草 林		
I-1-1	6000						なし	なし
I-1-2	3500						なし	なし
II-1	6000						あり	津の宮右岸のY. P. -5m以下固結
II-2	6000						あり	津の宮左右岸Y. P. -5m以下固結
II-3	6000						あり	上記に加え、左岸 P. イット P. -固結
III-1	6000						あり	津の宮右岸のY. P. -5m以下固結
III-2	6000		ベーン	ベーン	ベーン	ベーン	なし	なし
III-3	6000	ベーン	ベーン		ベーン	ベーン	あり	津の宮右岸のY. P. -5m以下固結
III-4	6000	ベーン				ベーン	あり	同上
III-5	6000	ベーン	ベーン	水制工	水制工	ベーン	あり	津の宮左岸 P. イット P. -固結
III-6	6000	ベーン	法線の 変更	ベーン	水制+ ベーン	ベーン	あり	津の宮右岸のY. P. -5m以下固結
III-7	6000	ベーン	ベーン		ベーン	ベーン	あり	同上
III-8	6000	ベーン	ベーン			ベーン	あり	同上
III-9	6000		置換工	置換工	置換工	置換工	あり	同上
III-10-1	6000	ベーン	ベーン	置換工	置換工	ベーン	あり	同上
III-10-2	6000	ベーン	置換工	置換工	置換工	ベーン	あり	同上

規模の大きなピーク流量を持つある洪水のハイドログラフに対応した不定流を通水して現地と模型の河床変動状況を比較し、相似性の判定を行うのが一般的である。ところが、本模型型実験の場合、以下に示す問題点があるため、この手順での検討は好ましくないと判断される。

- ① 上記の手法で検討する場合、洪水直後の河床横断測量結果が必要とされる。利根川で入手可能なデータは年1回の定期横断測量結果のみである。一般に砂河川の場合は小規模出水や平水でも河床材料が移動するので、洪水により形成された河床形状が長時間保たれることはない。利根川の場合は河床低下傾向にあり、供給土砂量が少ないので洪水後の河床の変形は少ないと推定されるものの、横断測量結果が洪水直後の河床形状を正確に表すかどうか疑問が残る。
- ② 実験には歪模型を用いていること、また河床材料の選択上の制限から移動床の相似則は十分に満足されていないことなどから洗掘深等の厳密な相似は期待できない。このため、実験に多大な労力を要する不定流実験により相似性を追求するよりも、むしろ流況や河床変動などの現象を大まかにとらえるための定流実験の方が有効である。

以上の理由より、ここでは定流を通水することにした。通水流量については、計画高水流量である $8000\text{m}^3/\text{s}$ を定流で通水するのは過大な結果を与えると推定される。一方、治水面からはなるべく大きな洪水のもとでの流況や河床変動状況を調べるのが望ましいので $6000\text{m}^3/\text{s}$ を通水することにした。

2) 下流端水位の検討

下流端水位は通常H～Q関係より定める。ところが本模型区間は感潮域に属するためH～Q関係は一意的には定まらない。そこで、下流端水位は河床形態の相似条件から定めることにした。

第5章「模型実験の相似則」で述べたとおり、模型では砂漣が卓越すると考えられる。一方、現地河道では6000m³/sの洪水発生時にはflatもしくはduneからflatへの遷移領域になると推定される。河床変動の相似性を高める上で河床形態の相似の確保は非常に重要な要因であるので、模型でも河床形態がflatもしくはduneからflatへの遷移領域になるよう下流端水位を下げて掃流力を高めることにした。この方法による河床形態の相似性の向上度を評価する具体的な手順は第5章に詳述したが、概ね以下のとおりである。まず、①下流端水位を低めに設定した条件のもとで不等流計算を行い、代表地点である津の宮地先37.0km地点での掃流力を求める。②これを第5章「模型実験の相似則」の図-5.2に示す流速係数 ϕ ～無次元掃流力 τ_* 関係図(山本, 1988)上に図示して河床形態を判断する。これより、下流端水位をY. P. 1.5mとした場合に河床形態の相似がほぼ得られることがわかる。

6.3.2 検討目的と実験ケース

検証実験Iは、机上で求めた実験条件の妥当性を確認するとともに、概略検討では見いだされなかった模型の問題点を見い出すために実施するものである。確認事項は次の3点である。

・通水流量の妥当性検討

流量6000m³/sにより十分な河床変動が生じるかどうかを現地河床横断形状と比較することによって検討する。

・洪水後の埋め戻し現象の有無の評価

洪水中に発達した洗掘の規模が洪水後期に縮小する埋め戻し現象が見られる河川においては、定期横断測量に見られる洗掘は洪水中の状態よりも小さいことになる。この場合、横断測量結果を基準に模型の相似性を議論するのは危険側の検討となる。このため、模型においては6000m³/s通水後に小さな流量を重ねて通水し、埋め戻し現象が見られるかを確認する。

・通水時間の決定

定流を通水する場合、通水時間は定常状態が得られるまでとすべきである。そこで、河道の各所における河床高の経時変化を測定し、定常状態が得られるまでの時間を調べる。

実験ケースを表-6.2に示す。通水流量は6000m³/sと3500のm³/sの2通りである。流量3500m³/s

表-6.2 実験ケース(検証実験I)

ケース名	流量(現地換算 m ³ /s)	下流端水位	初期河床
I-1-1	6000	Y. P. +1.5m	平坦
I-1-2	3500	Y. P. +0.5m	重ね通水

は模型河床材料の移動限界をやや上回る流量（模型において河床材料の移動を伴う最小流量）であり、流量が小さい場合の流れ・河床変動の特性を調べるものである。

6.3.3 実験結果

I-1-1の水位縦断分布を現地河道で河床形態がflatになった場合の粗度係数 0.019を用いて計算した不等流計算の結果とともに図-6.4に示す。これによると、計算水位と実験水位はほぼ一致していることから、河床形態に関する相似がほぼ成立していると判断される。また、水位の時間変動に注目すると、通水後10時間程度で一旦水位が上昇し、その後低下した。これは、通水後しばらくすると河床波が形成され河床抵抗が増すが、その後河床低下が進行するためと推定される。

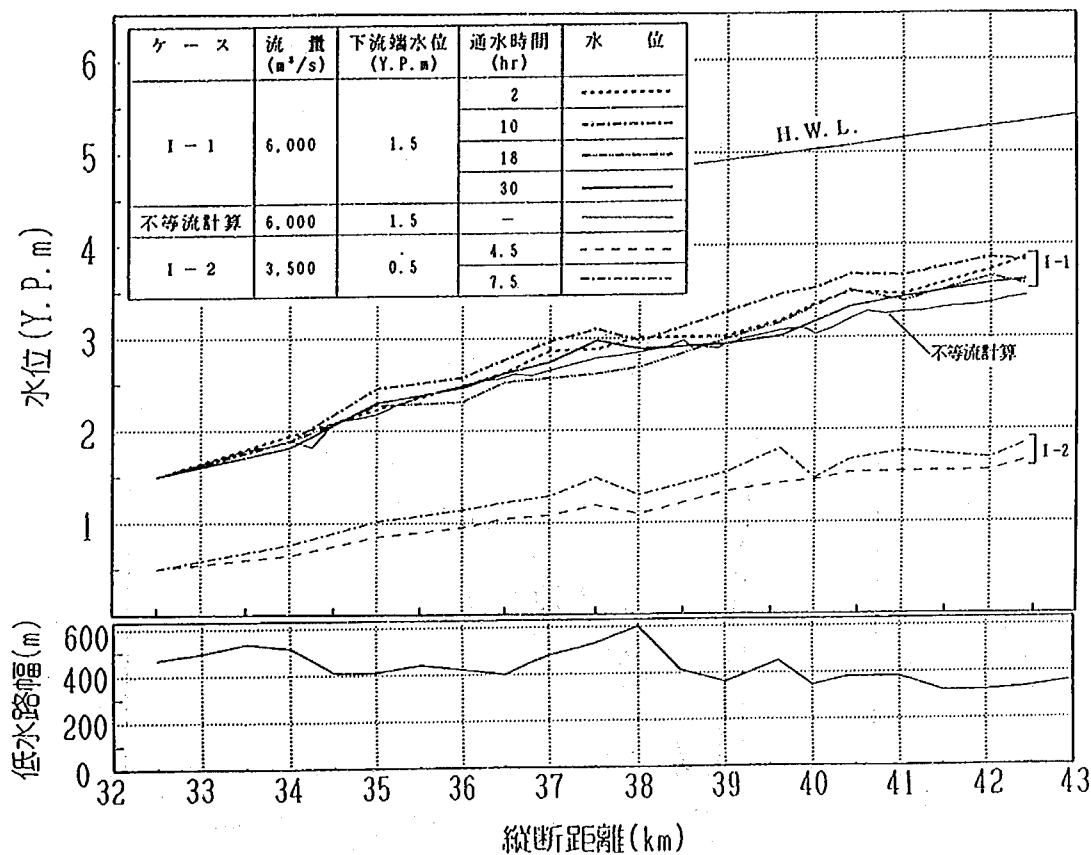
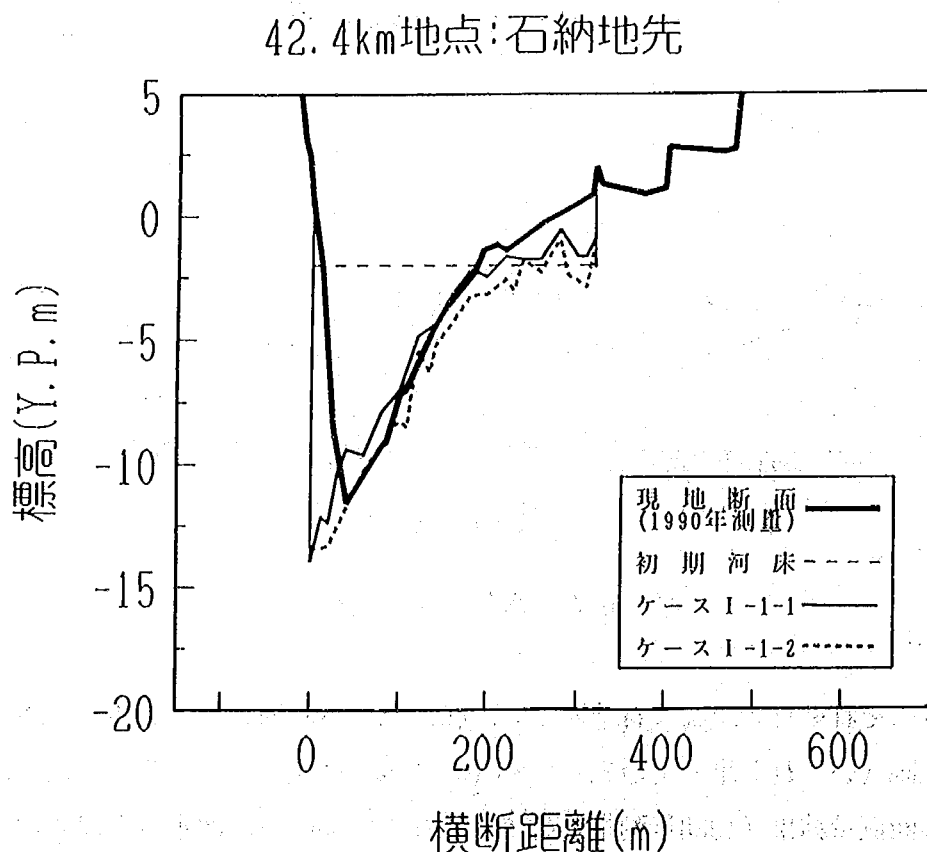


図-6.4 水位縦断の比較

図-6.5～6.11にそれぞれ42.4km（石納地先），40.0km（佐原地先），38.9km（向州地先），36.6, 36.4, および36.2km（いずれも津の宮地先），33.0km（草林地先）における通水後の河床横断形状および現地河川の横断測量結果（1988年測量）を示す。まず、3500m³/s通水後の埋め戻し現象に注目すると、全般的に6000m³/s通水後の河床形状と3500m³/s通水後の河床形状に有意な差が見られないことから、本模型実験では埋め戻し現象は無視できると判断される。

横断図からは河床変動の相似性についても調べられる。図-6.5によると、最大洗掘深については現地より大きく、かつその位置は現地測量結果よりも堤防側に近い。これは、現地では河岸沿いに設置してある根固めブロックが模型には設置されていなかったためと推定される。洗掘位置が堤防側に

近づく傾向は、向州地先38.9km地点（図－6.7），津の宮地先36.4km地点（図－6.9），草林地先36.2km地点（図－6.11）においても見られる。また，図－6.10に示した津の宮地先36.2km地点の河床変動状況によれば，現地河道では左岸から250m～350mの範囲において模型では再現できない河床の高まりが見られる。これは湾曲部の河床には通常見られない形状であって，非侵食層が河床に露出しているなどの特殊な条件が原因と考えられる。また，36.6km地点の横断形（図－6.8）によれば，実験河床は現地河道に比べ最大洗掘深が約10mも小さく，また左岸から約200mの範囲において現地河道には見られない河床低下が発生している。同地点は洗掘対策が必要とされる箇所であるので，このような河床変動特性の差異の原因については十分な検討が必要である。同様に，向州地先の38.9km地点（図－6.7）においても，実験後の河床は最大洗掘深が現地河道に比べ約5m小さい。この地点は平面的に見た場合，左岸側の低水路法線が河道中央側に突出している場所であり，鉛直流が大きいために歪縮尺の影響が表われたものと考えられる。洗掘対策工の検討の際には洗掘が小さめに表れる特徴に注意し，安全側の検討となるようにしなければならない。石納地先42.4km地点（図－6.5）および佐原地先40.0km地点（図－6.6）では現地および模型の河床形状はほぼ一致しており高い相似性が確認される。



図－6.5 河床横断形状（42.4km地点：石納地先）

40.0km地点:佐原地先

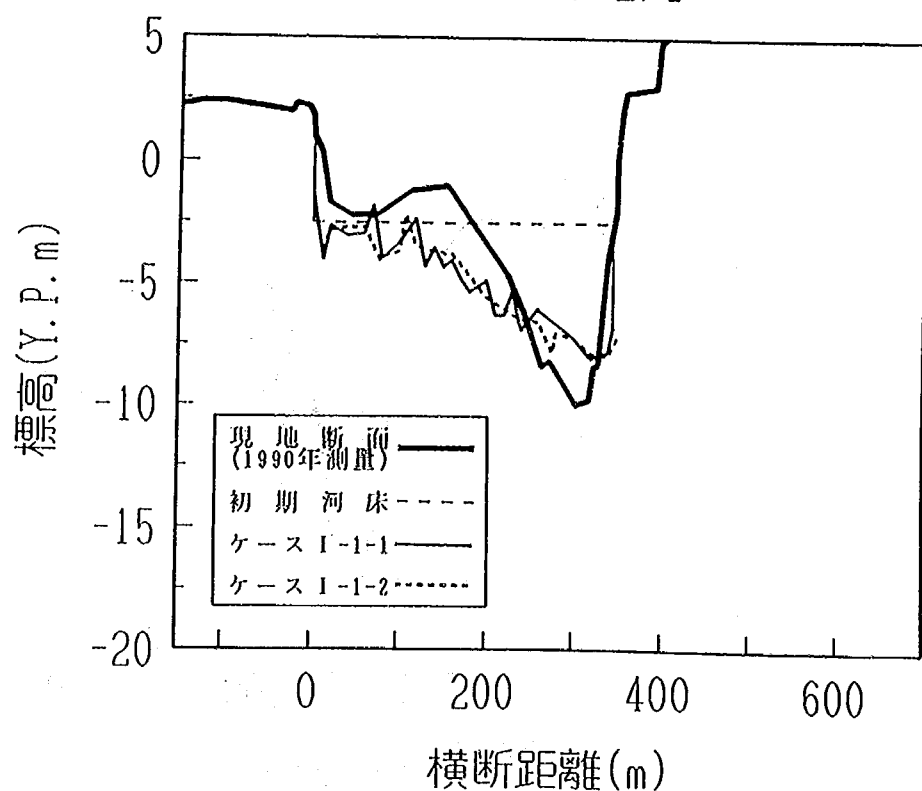


図-6.6 河床横断形状(40.0km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先

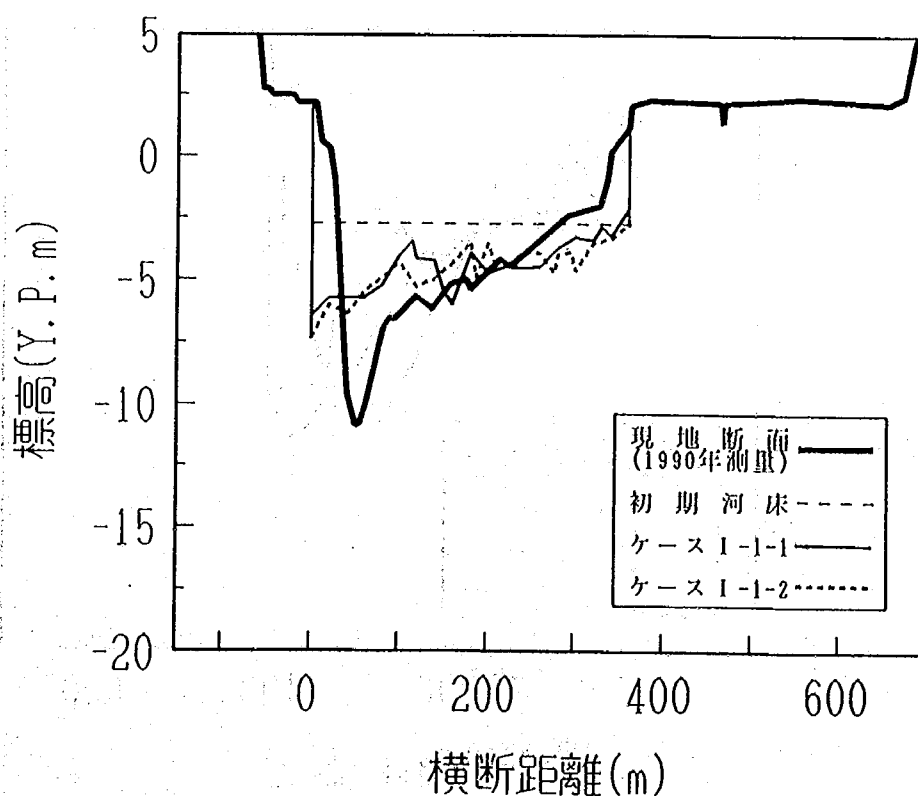


図-6.7 河床横断形状(38.9km地点:向州地先)

36.6km地点:津の宮地先

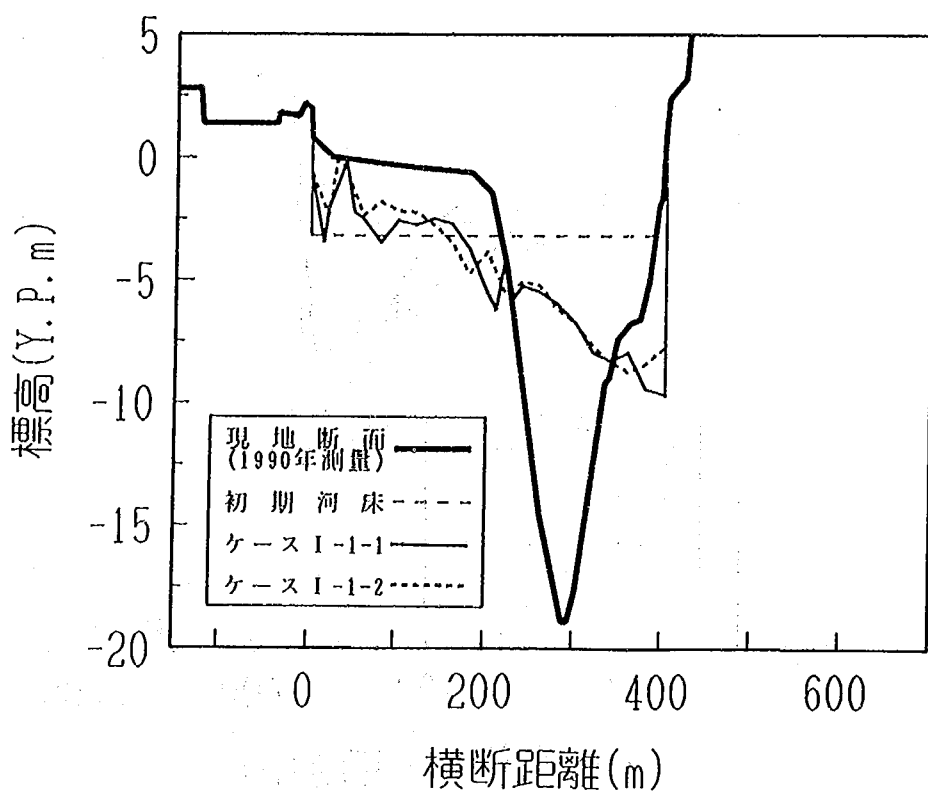


図-6.8 河床横断形状 (36.6km地点:津の宮地先)

36.4km地点:津の宮地先

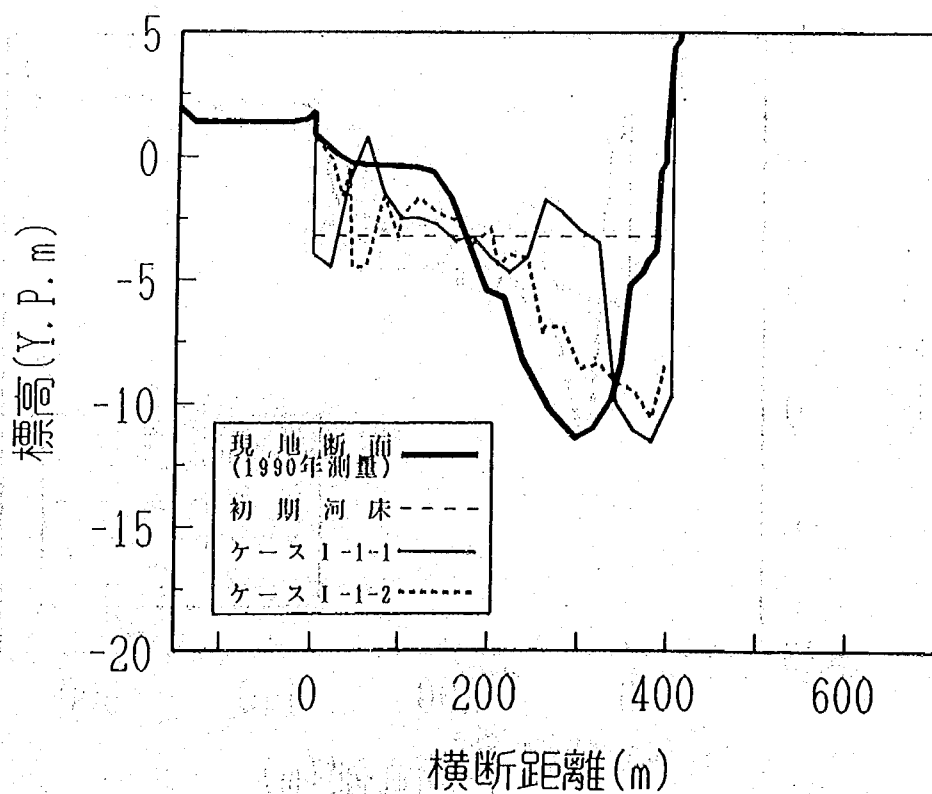


図-6.9 河床横断形状 (36.4km地点:津の宮地先)

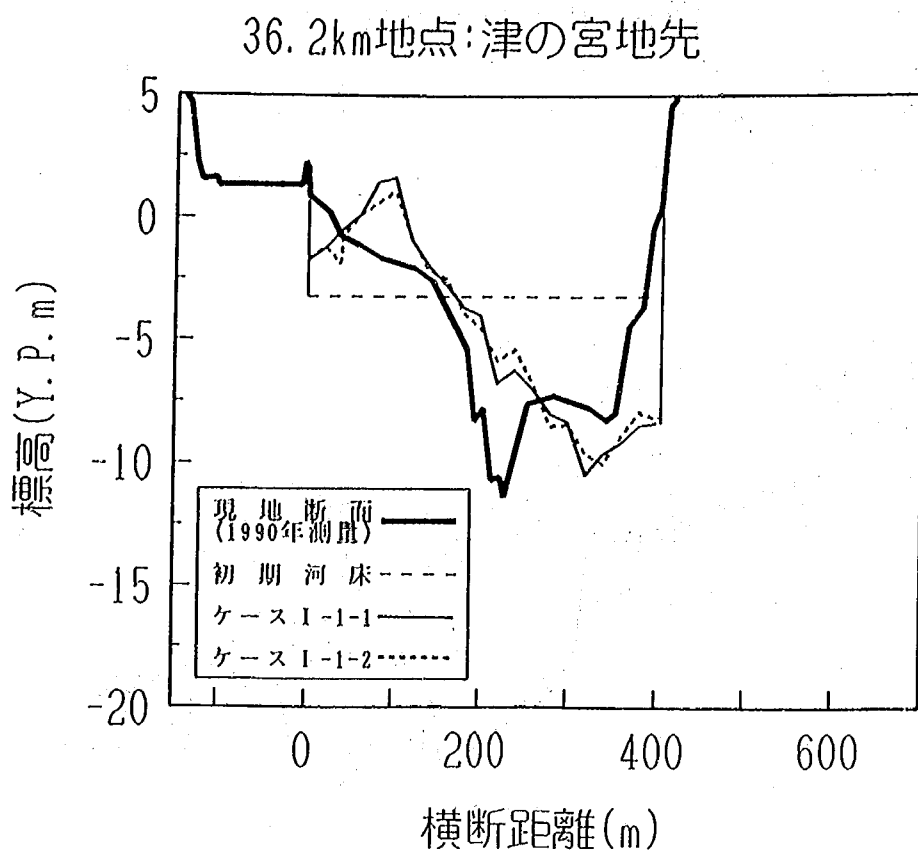


図-6.10 河床横断形状 (36.2km地点:津の宮地先)

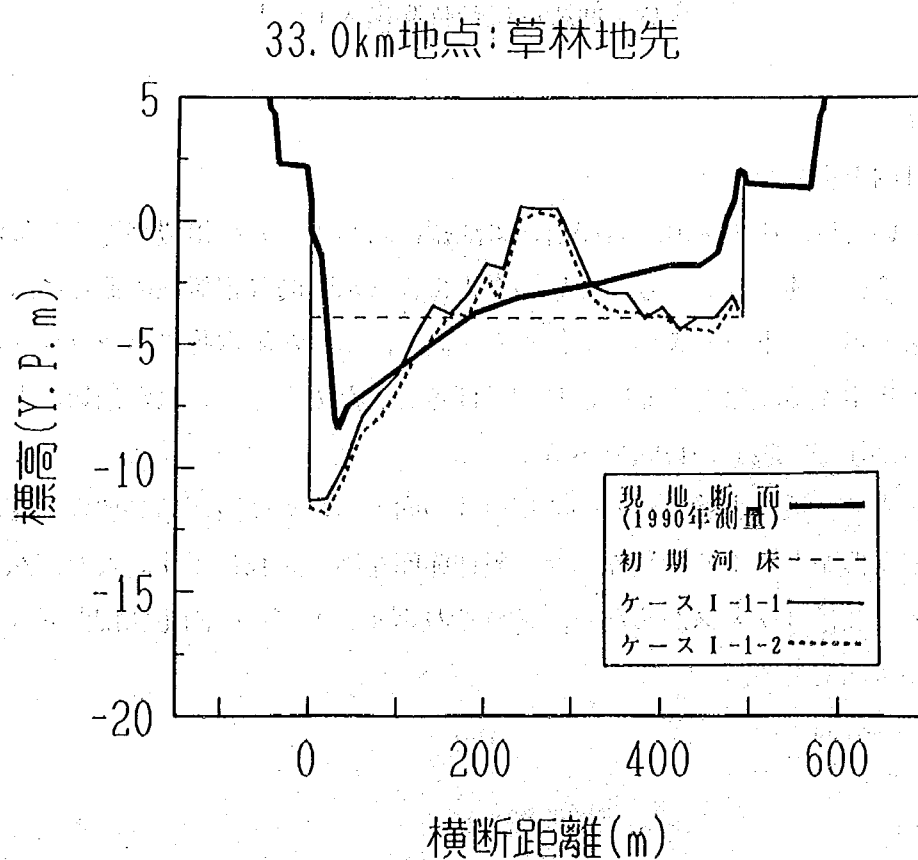


図-6.11 河床横断形状 (33.0km地点:草林地先)

次に、河床が動的平衡に達するまでの時間について調べた。代表地点の河床高の経時変化を図-6.12に示す。35.0km, 33.0kmは模型の上流端近傍であり、上流からの給砂がないため時間経過とともに低下し続けるが、それより下流の地点ではある程度河床が低下すると低下速度が鈍り平衡状態に近づく。平衡状態に近づくまでの時間については、地点によって多少のばらつきはあるが、約20時間である。したがって、通水時間としてはより確実に平衡状態が得られるよう30時間とすることにした。

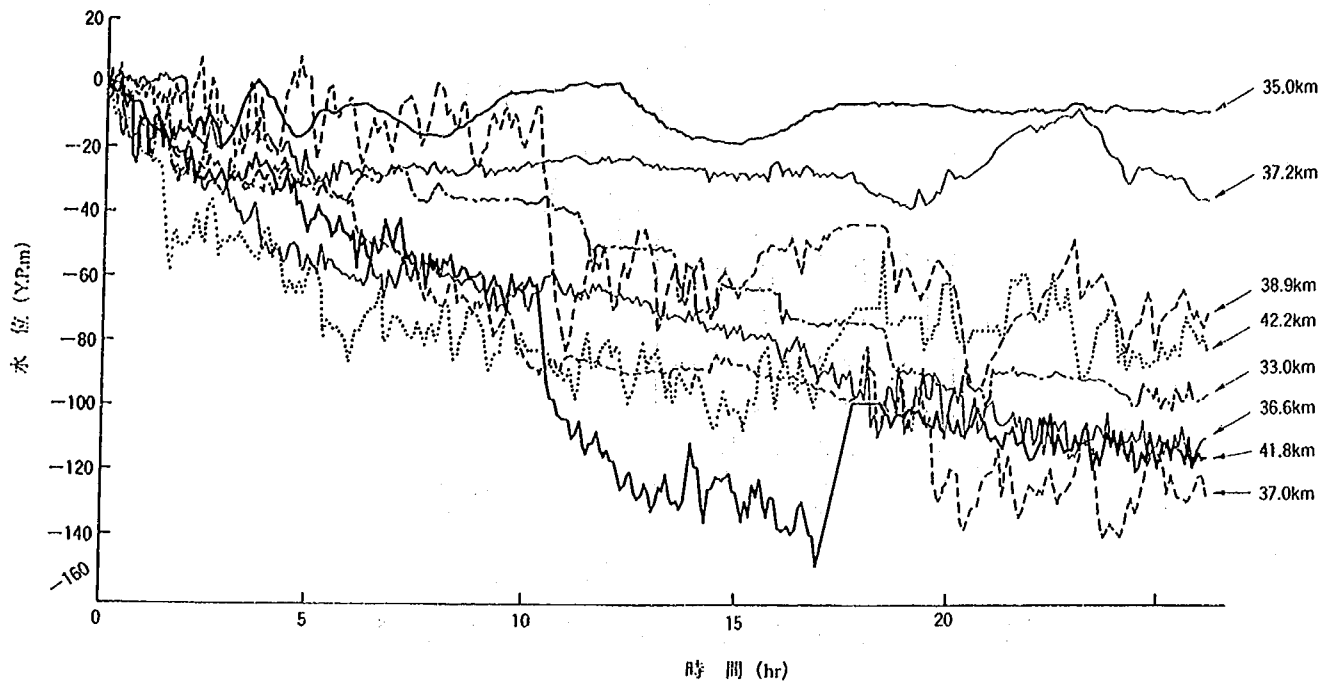


図-6.12 河床高の経時変化 (I-1)

6.4 検証実験Ⅱ

6.4.1 実験の目的と実験ケース

検証実験Ⅰにおいては、津の宮地先右岸沿いの洗掘に関して十分な相似が得られなかった。この原因としては、第5章にも述べたとおり歪縮尺の導入による水理的な相似性の低さにも起因するが、洗掘箇所の対岸にあるポイントバー表面の耐侵食性が高く、これが洪水時にフラッシュされないために洗掘箇所に流れが集中する現象を主原因として挙げることができる。これが適切かどうか模型実験を通じて確認するのが検証実験Ⅱの目的である。

検証実験Ⅱに先立ち、検証実験Ⅰにおいて相似性の向上のために設置の必要性が認められた河岸近傍の根固めブロック群をモルタルで製作した。製作範囲を図-6.13に示す。また、通水条件を表-6.3に示す。検証実験Ⅱは3ケースからなり、それぞれポイントバーの固定状況が異なる。流量はいずれのケースも6000m³/sである。

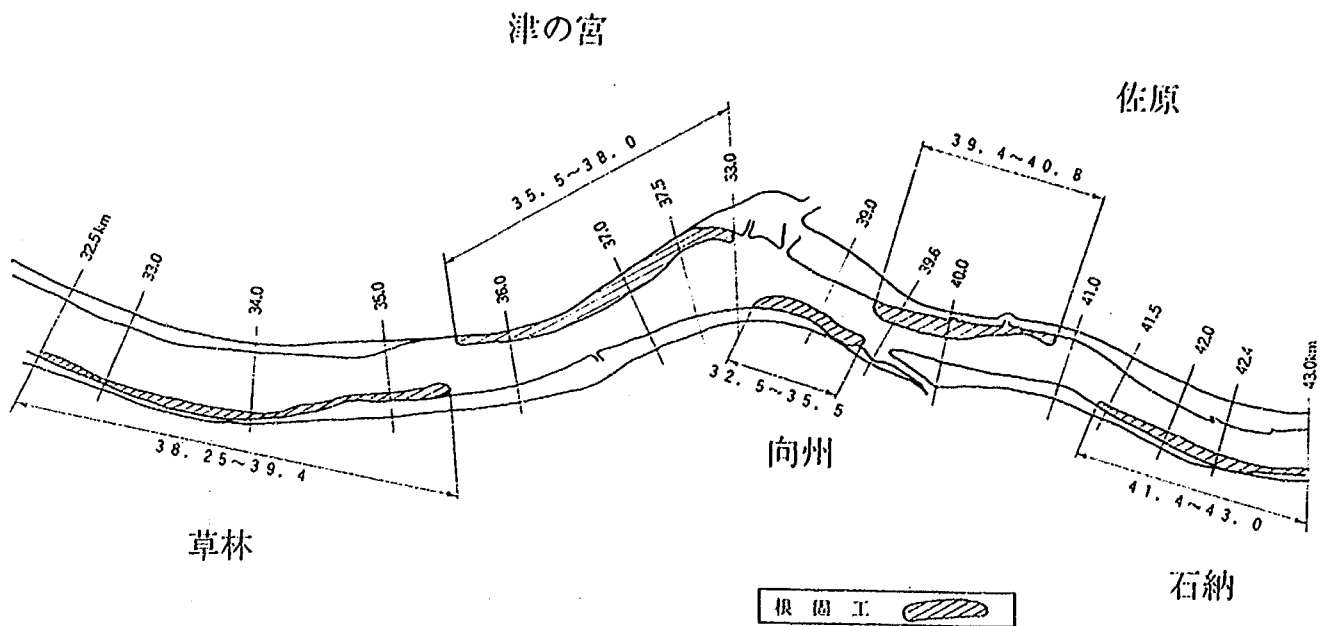


図-6.13 根固工の設置位置

表-6.3 通水条件(検証実験Ⅱ)

実験 ケース	流量 (m^3/s)	下流端水位 (Y. P. m)	通水時間 (hr)	水温 ($^{\circ}\text{C}$)
Ⅱ-1	6000	1.5	30	24
Ⅱ-2	6000	1.5	30	21
Ⅱ-3	6000	1.5	30	19

6.4.2 実験結果(Ⅱ-1)

第2章で述べたように、津の宮地先の河床には洪積砂層からなる難侵食層が露出していると推定されるので、これを模型に設置することにした。模型においては洪積砂層はモルタルで再現した。設置範囲は第2章の図-2.13に示す洪積砂層推定図に従った。なお、左岸側の洪積砂層の設置高さは次の事実を参考として決定した。1967年頃この地点では引き堤工事が実施され、その際に河床が計画河床高(Y. P. - 5 m)まで掘削された。したがってこれより上部は工事後に堆積したことはまちがいない。そこで洪積砂層の上面高さをY. P. - 5.0 mとした。模型における非侵食層の設置状況の一例として36.8 km地点の河床横断を図-6.14に示す。

通水末期の平面流速分布と主流の位置を図-6.15に示す。これによれば、津の宮地先で主流は右岸側に接近するものの、非侵食層の設置箇所(36.5~38.5 km左岸側)では横断流速分布の片寄りはいさしい。これは非侵食層上の土砂が洪水流によってフラッシュされたためである。

河床平面形状を図-6.16に、河床横断形状をⅠ-Ⅰでの結果とともに図-6.17~6.21に示す。Ⅰ-ⅠとⅡ-Ⅰの結果を比較することにより、相似性の向上度が評価できる。これらによれば、Ⅱ-Ⅰでは非侵食層の設置により最大洗掘深の再現精度は若干向上したものの、全般的には大きな差異は見られなかった。この原因としては、洪水流が内岸側のポイントバーをフラッシュするために外岸側への流れの集中がそれほど顕著にならないことが挙げられる。

36.8km地点:津の宮地先

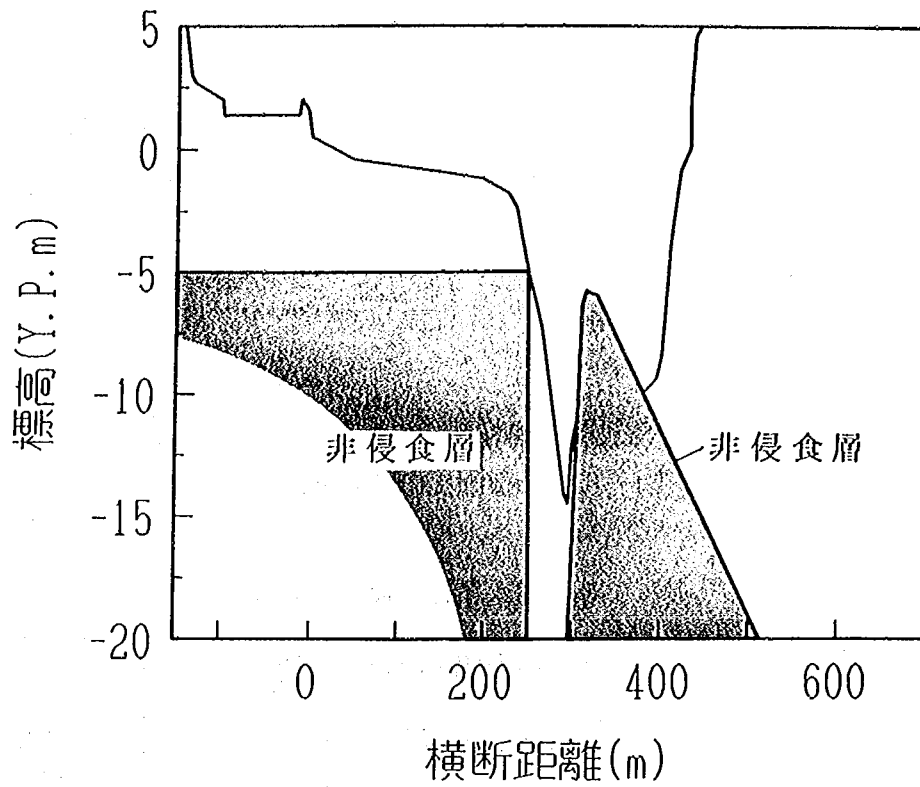


図-6.14 非侵食層の設置例(36.8km地点)

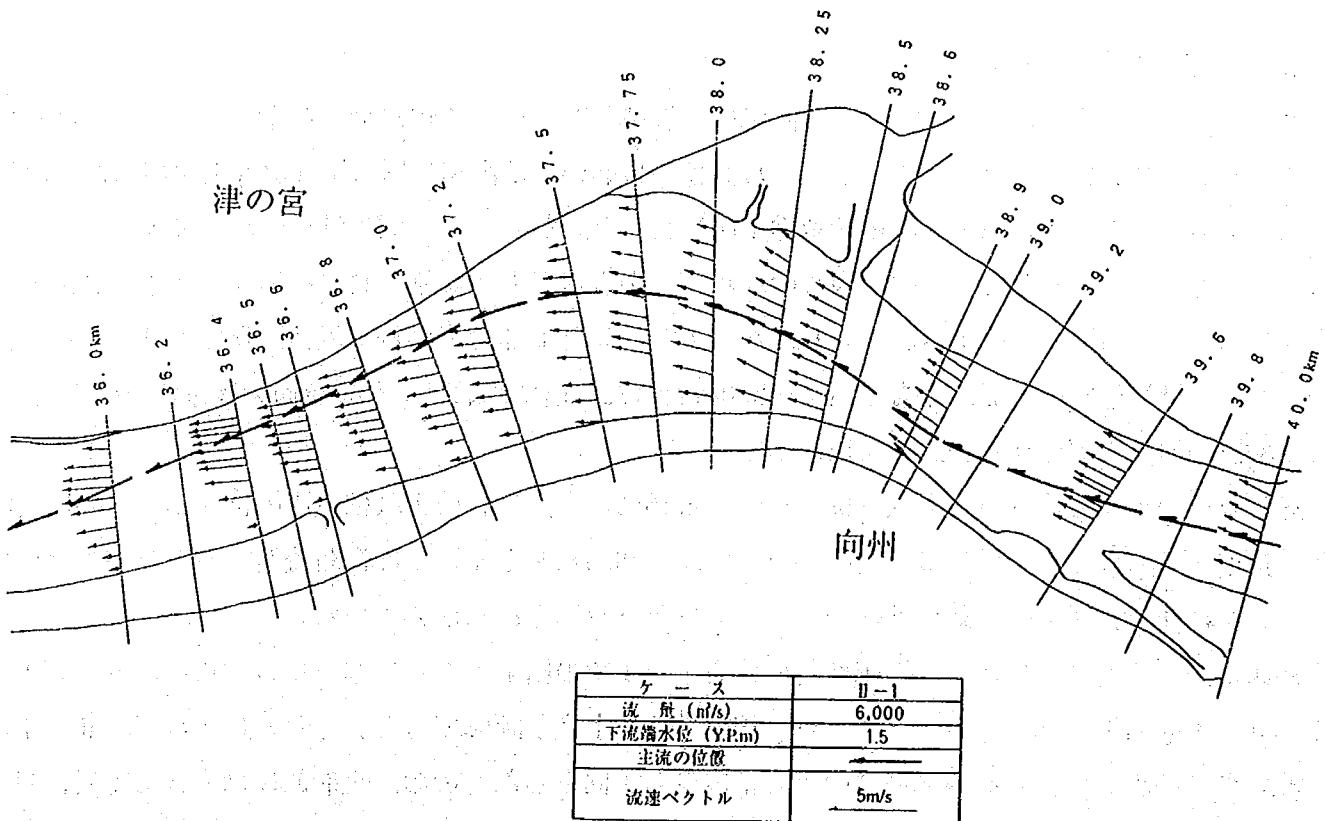


図-6.15 流況(II-1)

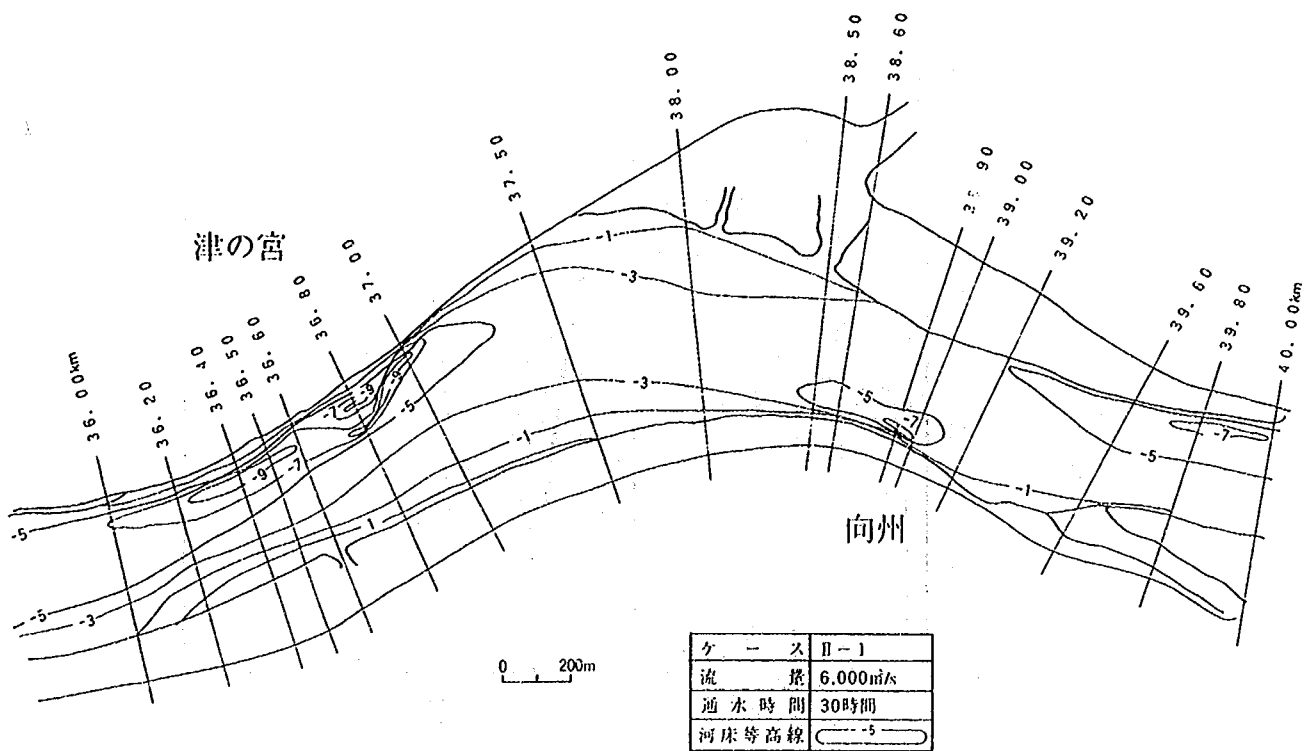


図-6.16 河床平面形状(Ⅱ-1)

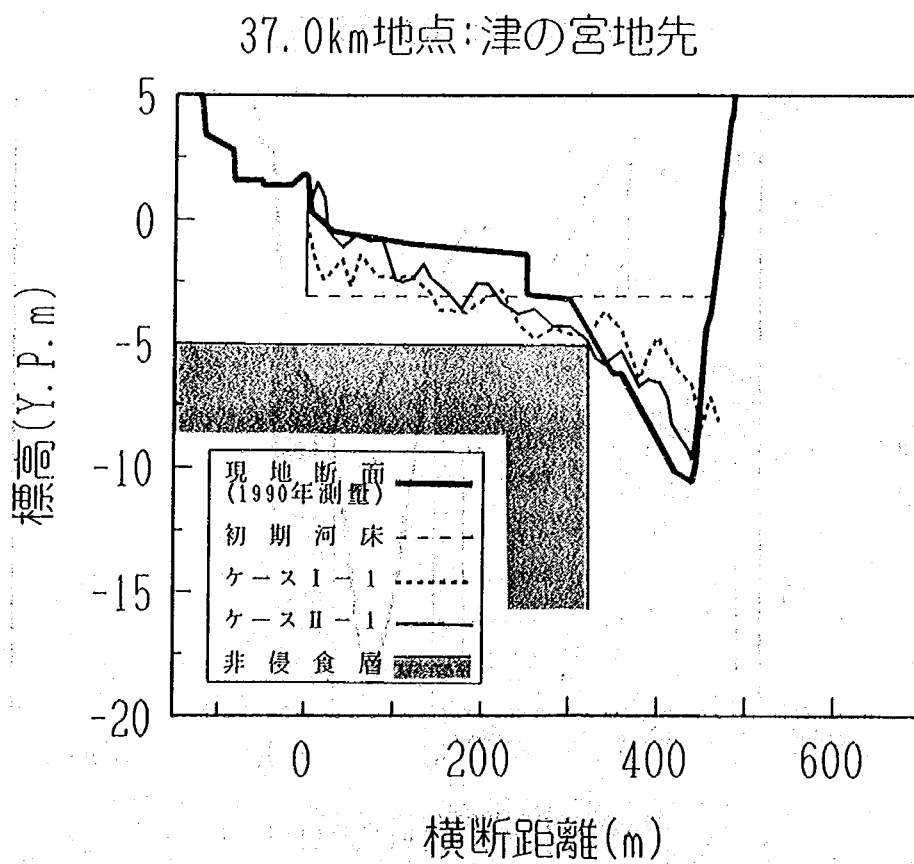


図-6.17 河床横断形状(37.0km地点:津の宮地先)

36.8km地点:津の宮地先

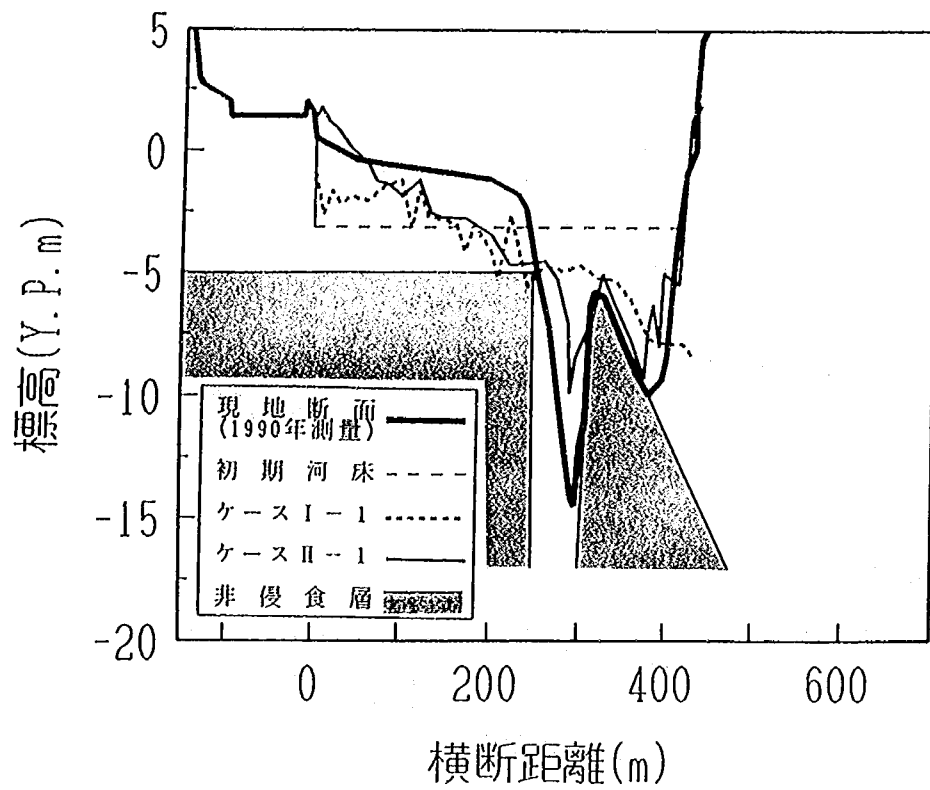


図-6.18 河床横断形状 (36.8km地点:津の宮地先)

36.6km地点:津の宮地先

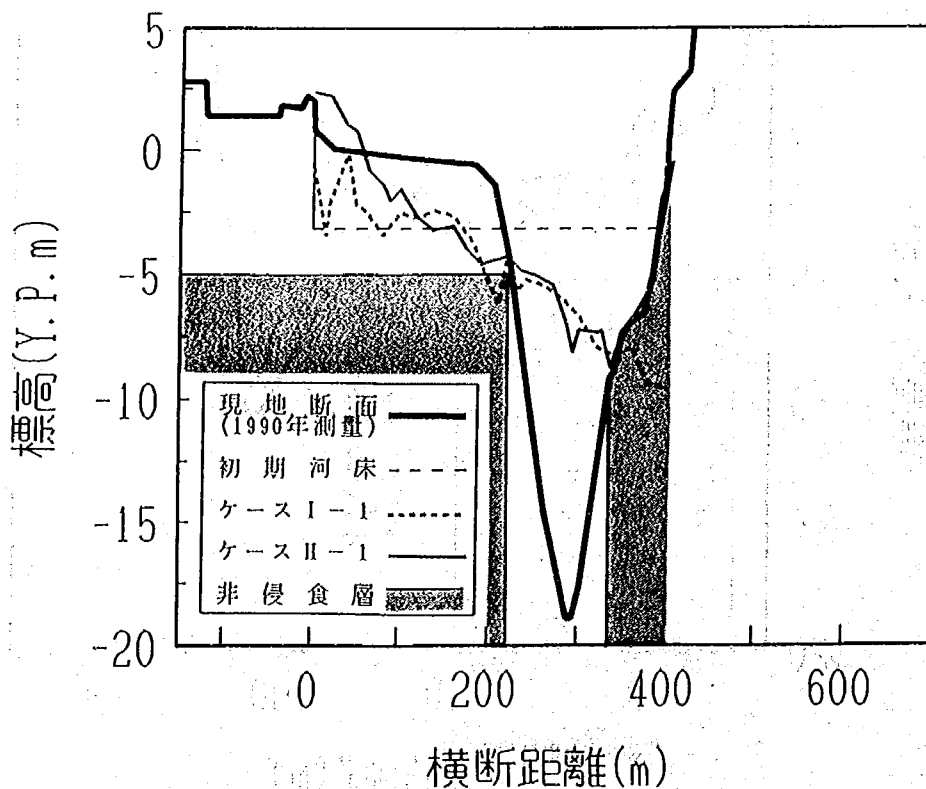


図-6.19 河床横断形状 (36.6km地点:津の宮地先)

36.4km地点:津の宮地先

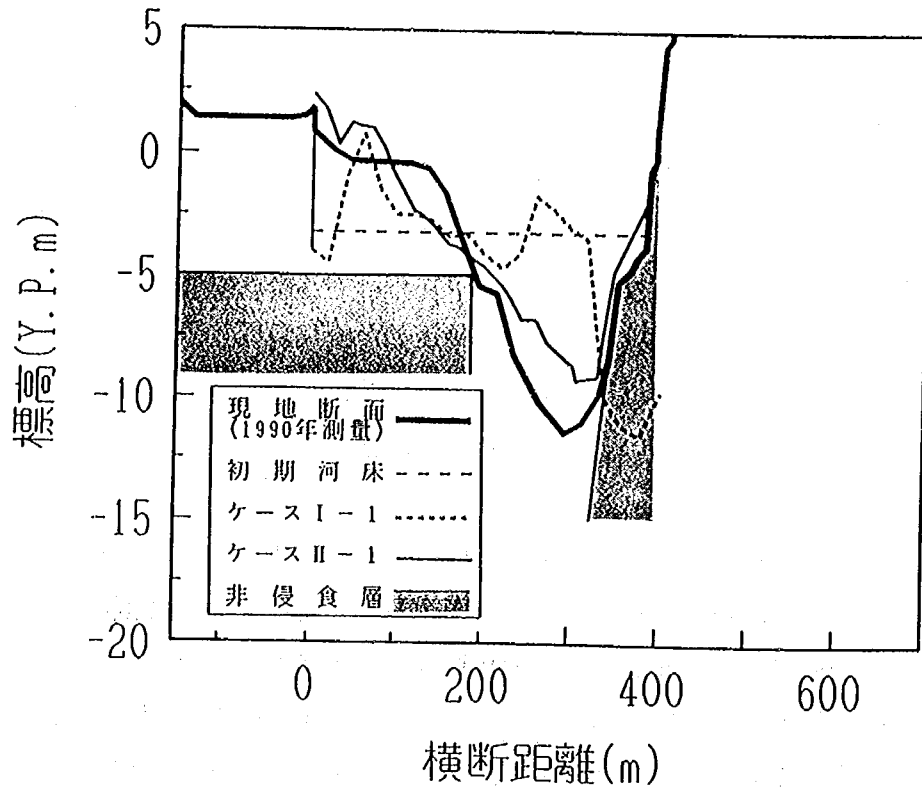


図-6.20 河床横断形状 (36.4km地点:津の宮地先)

36.2km地点:津の宮地先

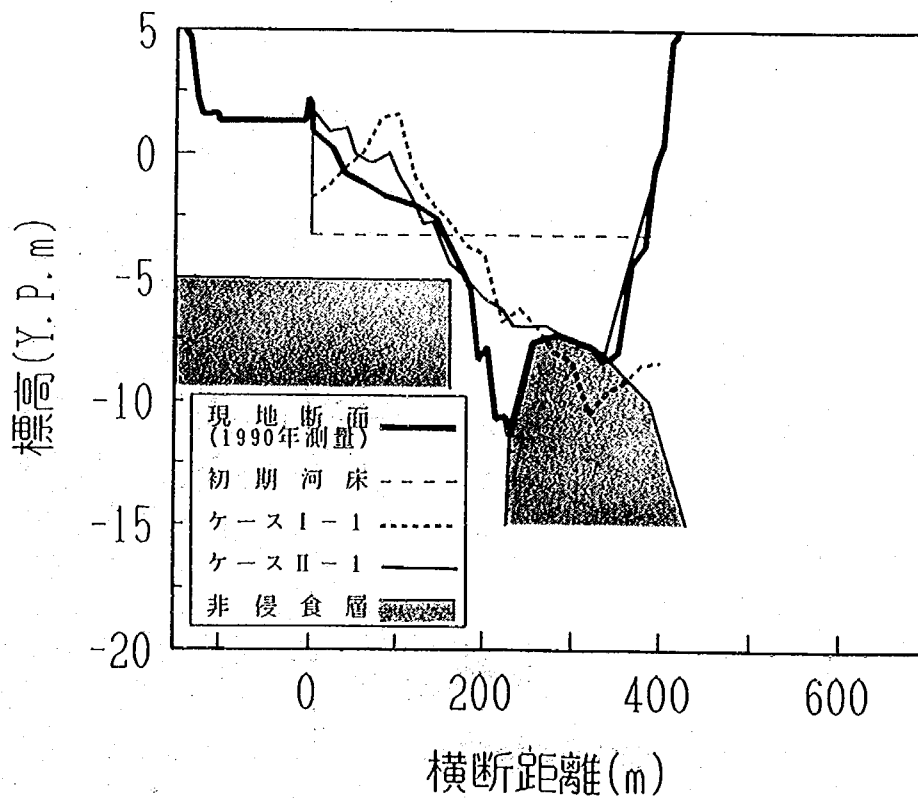


図-6.21 河床横断形状 (36.2km地点:津の宮地先)

6.4.3 実験結果 (Ⅱ-2)

Ⅱ-1の結果から、津の宮地先の洗掘深の再現精度を向上させるには内岸側ポイントバーの固結化が必要と推定される。実際のところ、同地点は小規模出水の際には水没し、SSなどの微小粒径の河床材料が堆積し易い環境にあることから、表面堆積土が粘着性を有し難侵食層となっている可能性が高い。そこで現地調査によりこの推定の真偽を確認した。第2章で詳述したとおり、調査結果によればこの地点の表土は流速 2.0m/s 程度まで耐えることが明らかとなった。侵食限界を表す適切な物理量はせん断力であるが、本試験で用いた供試体は境界層が十分に発達するだけの大きさを有していないためにせん断力の同定が困難である。しかし、境界層が未発達な領域においてはせん断力は発達領域でのそれよりも大きくなるので、境界層が十分発達した流れの侵食限界流速は 2.0m/s よりも大きいことは確実である。一方、現地河道で発生する流速は 3m/s 未満であるから、当該ポイントバーの表土が侵食されない可能性は十分高い。このことから、横型の当該ポイントバーの表面をモルタルで固結させることにした。

通水中に測定した横断流速分布と主流の位置を図-6.22に示す。これによれば、津の宮地先で主流は右岸側に接近するものの、横断流速分布はⅡ-1よりも一層均一化し洗掘の再現性は低下した。これはポイントバーを固結させたモルタル表面の粗度係数が小さすぎたためである。

河床平面形状を図-6.23に、河床横断形状をⅡ-1での結果とともに図-6.24~6.28に示す。これらによれば津の宮地先右岸の洗掘深はⅡ-1と比べさらに小規模となり相似性は低下した。このことはポイントバー上の粗度係数も相似にする必要があることを示している。

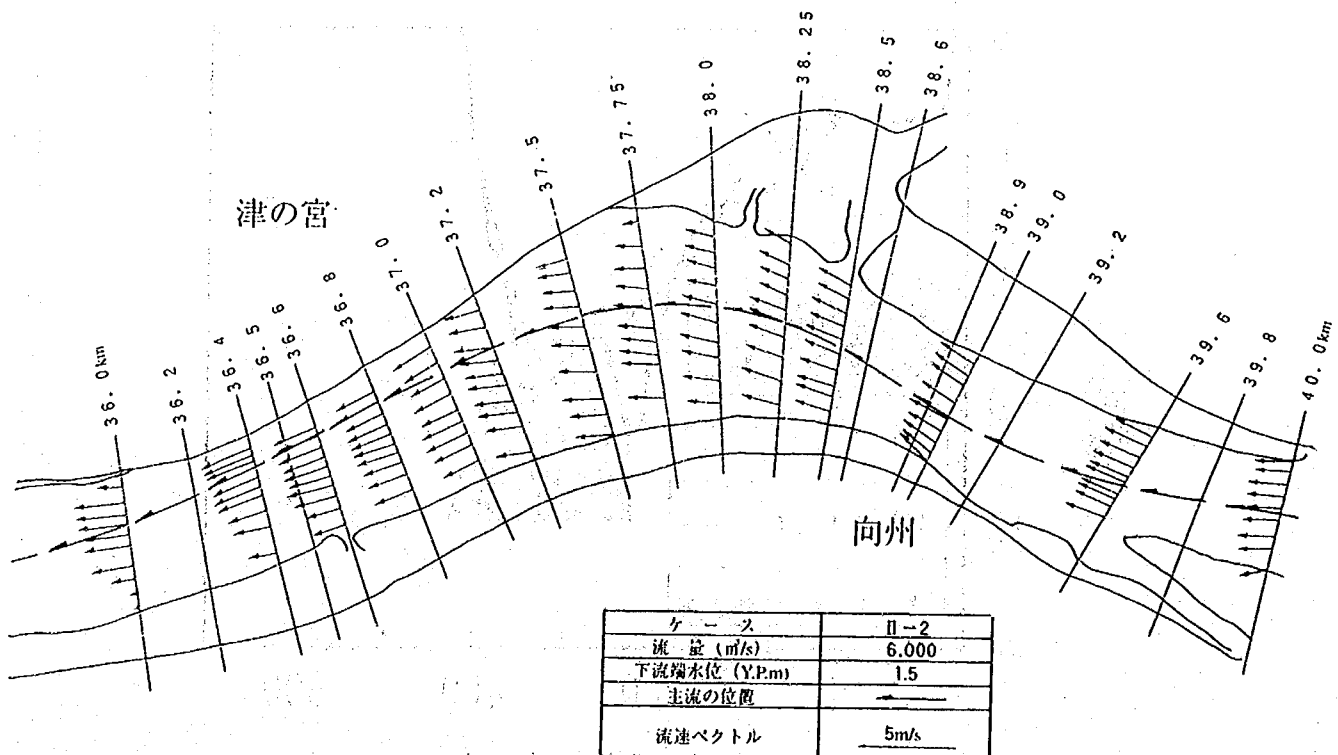


図-6.22 流況 (Ⅱ-2)

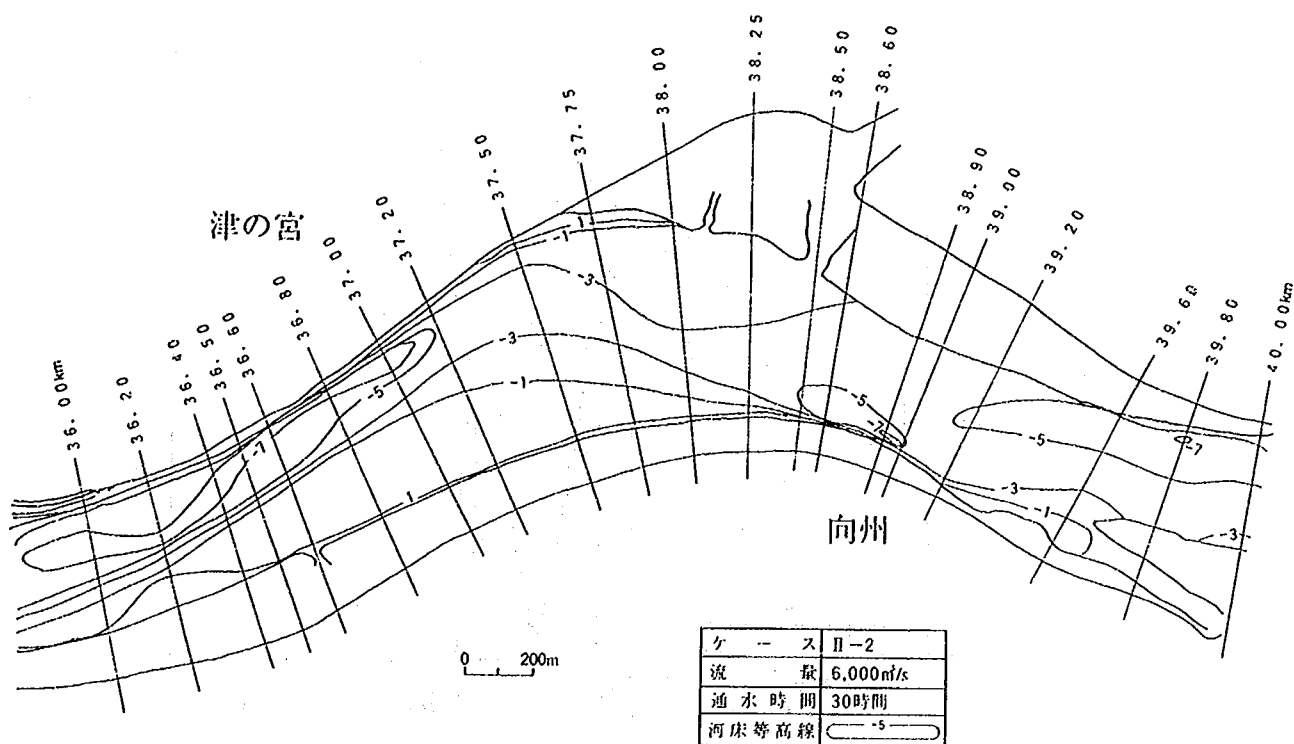


図-6.23 河床平面形状(Ⅱ-2)

36.8km地点:津の宮地先

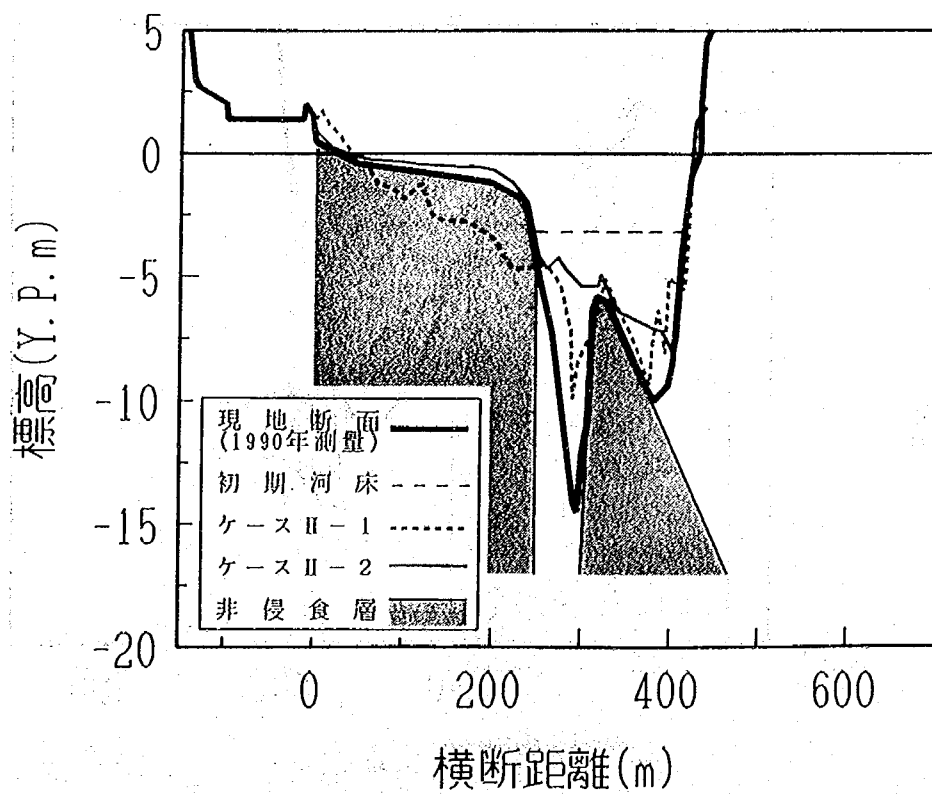


図-6.24 河床横断形状(36.8km地点:津の宮地先)

36.6km地点:津の宮地先

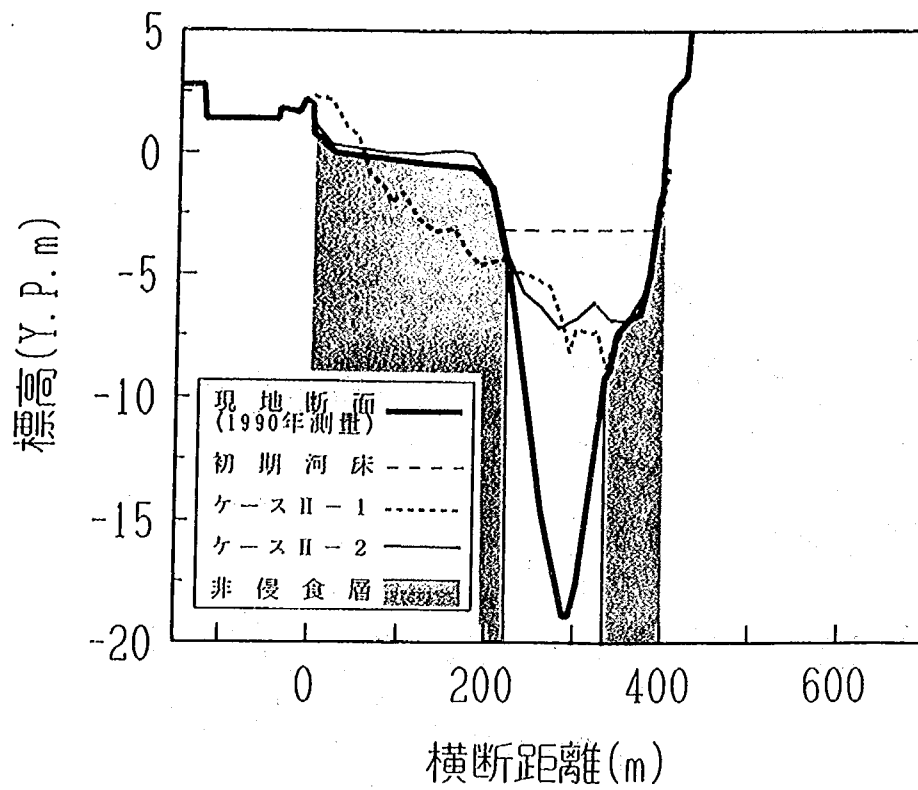


図-6.25 河床横断形状 (36.6km地点:津の宮地先)

36.4km地点:津の宮地先

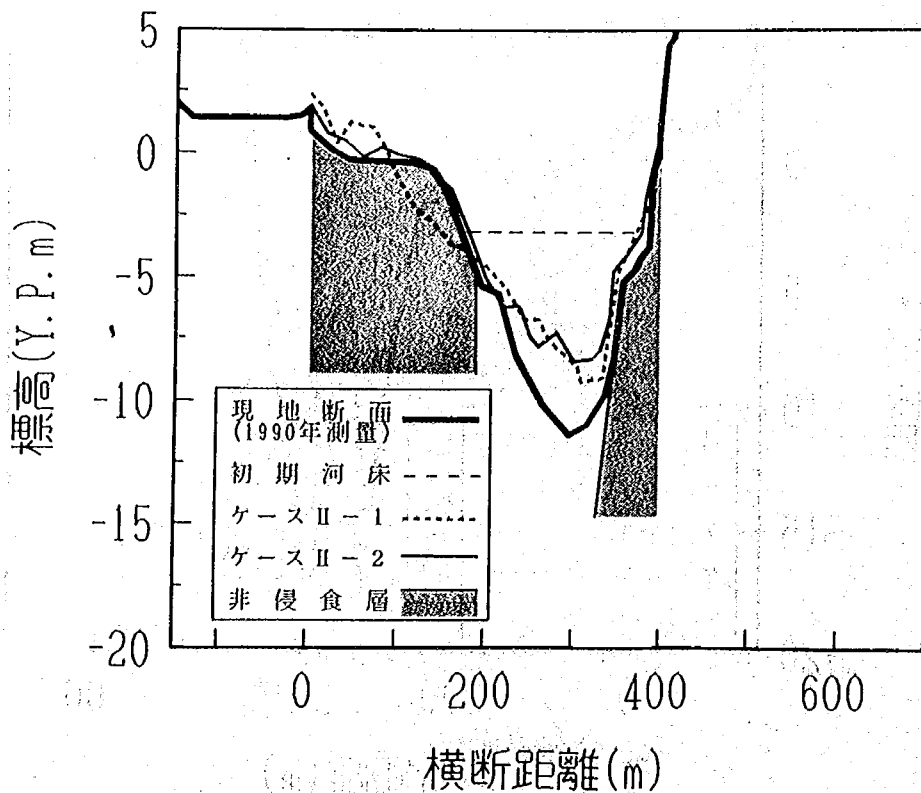


図-6.26 河床横断形状 (36.4km地点:津の宮地先)

36.2km地点:津の宮地先

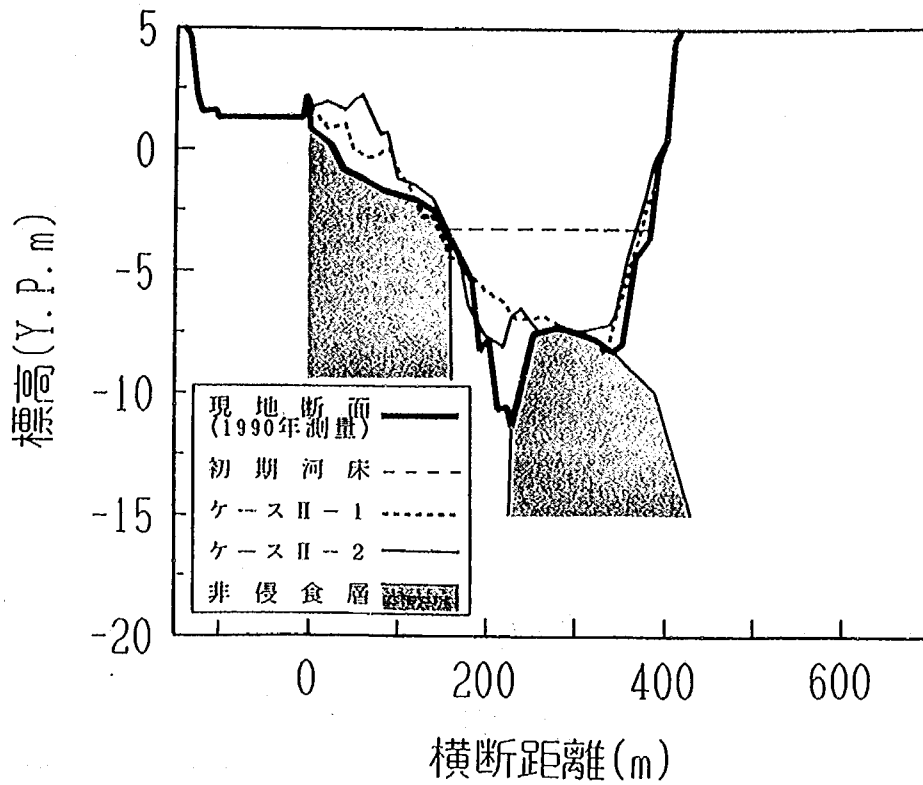


図-6.27 河床横断形状 (36.2km地点:津の宮地先)

36.0km地点:津の宮地先

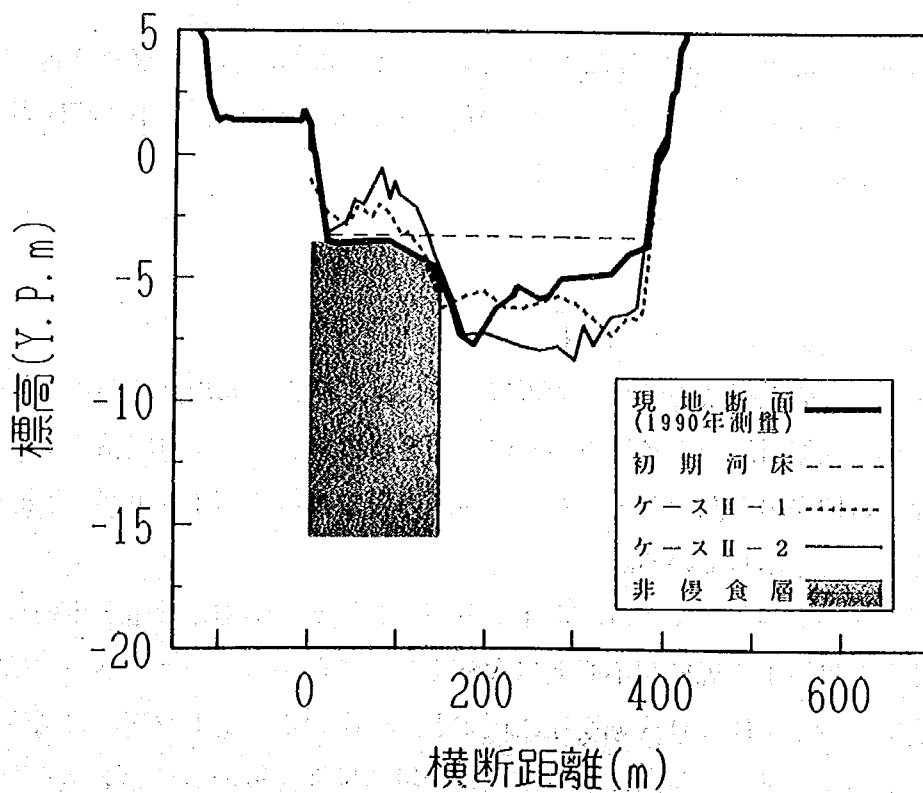


図-6.28 河床横断形状 (36.0km地点:津の宮地先)

6.4.4 実験結果 (Ⅱ-3)

Ⅱ-2の結果から、洗掘の相似性を向上させるにはポイントバー上の粗度係数を合わせる必要があることが推定された。そこでⅡ-3においてはポイントバー上に粗度付けして通水し、津の宮地先右岸側の洗掘形状を調べた。ポイントバーに付ける粗度要素は、従来より研究がなされ粗度係数の算定法が確立されている棧粗度とすることにした。棧粗度の諸元は次の手順で決定した。まず、目標とする粗度係数 n は地被状態等から $n=0.04$ とした。これを模型地 n_m に換算すると $n_m=0.029$ を得る。ポイントバー上の水深 h をⅡ-2における37.6, 37.0, 36.8, 36.6, および36.4km断面の水深の平均値6.1cmとすると、流速係数 ϕ は、

$$\phi = h^{1/6}/n_m/g^{1/2} = 6.9 \quad (6.1)$$

となる。一方、足立の提案した棧粗度の抵抗予測式は、

$$\phi = 1.5 \log\left(\frac{s}{k}\right) - 1.91 + \left\{5.75 + 0.12\left(\frac{s}{k}\right)^{0.8}\right\} \log\left(\frac{h}{k}\right) \quad (6.2)$$

である(足立, 1964)。ここに、 s は棧粗度の間隔、 k は棧粗度の高さである。この式において $\phi=6.9$ を与える k と s を選べば良い。 k と s の組み合わせは数多く存在し得るが、ポイントバーのスケールを考慮すると s は大きすぎない方がよいとの観点から $k=1\text{ cm}$, $s=30\text{ cm}$ を選んだ。

Ⅱ-3においては横断流速分布等を測定しなかったので定量的には表現できないが、棧粗度の効果によりポイントバー上の流速が減少し、津の宮地先右岸への流れの集中が増大したことが目視により確認された。

河床の平面形状を図-6.29に、河床横断形状を図-6.30~6.34に示す。模型実験の結果と現地の横断形状を比較すると、36.6km, 36.4km地点などは模型の方が洗掘深が若干小さめに表れているものの、全般に洗掘深は概ね相似が得られたと判断される。

6.4.5 まとめ

検証実験Ⅱの主要な結果は以下に要約される。

- ① 津の宮地先右岸での洗掘深を模型上で再現するには、河床に露出している洪積砂層等の難侵食層を設置し、かつ洗掘対岸のポイントバーの表面を侵食されないよう固結化する必要がある。このことは、津の宮地先の洗掘の要因として、河床の難侵食層やポイントバー表面の粘性土層が重要な役割をもつことを示している。
- ② 一方、洗掘対策の実験においては、ポイントバーを完全に固結させると津の宮地先での洗掘が過大となる結果、対策工の規模が不必要に大きくなることから、ポイントバーは固結しないこととする。一般に、対策工により洗掘を埋め戻すと、対岸のポイントバー上の掃流力が増すために、ポイントバー上はフラッシュ傾向になるが、この場合現地河道のポイントバー上にある粘性土は表面を覆っているのみなので、一旦剥がれはじめると破壊はポイントバー全域に波及するはずで

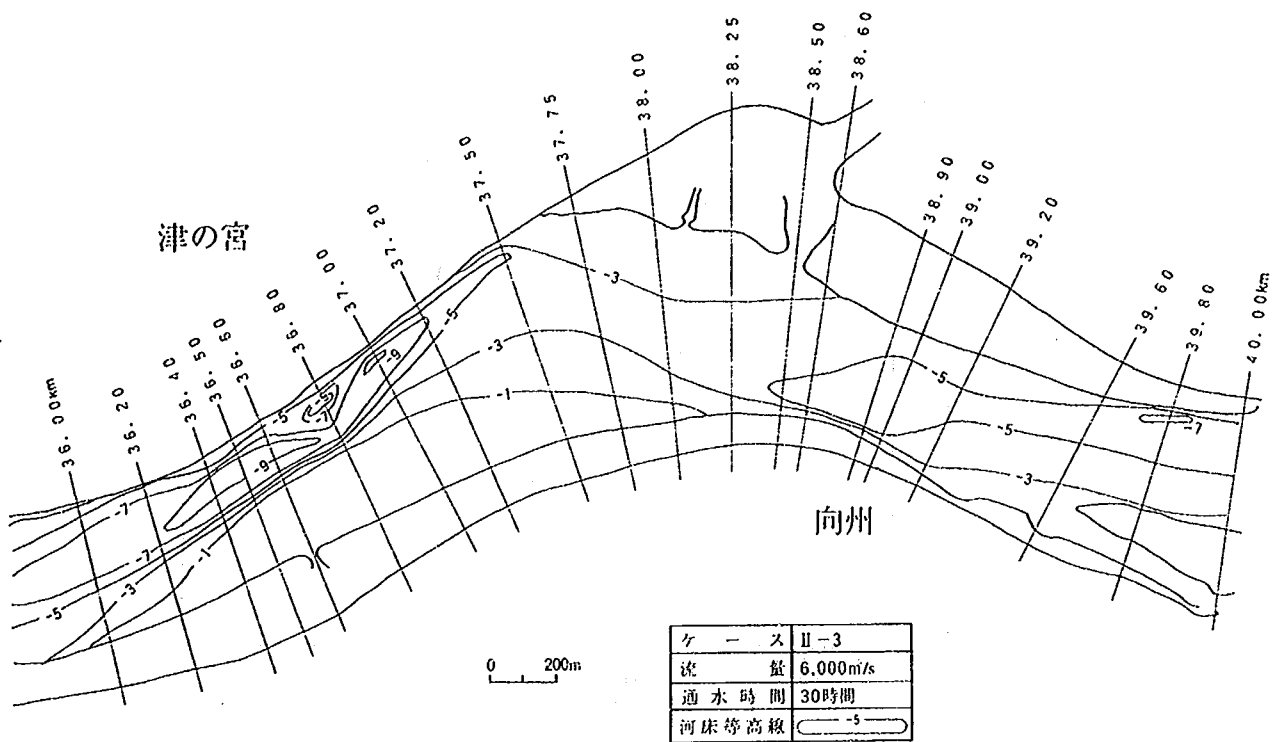


図-6.29 河床平面形状 (II-3)

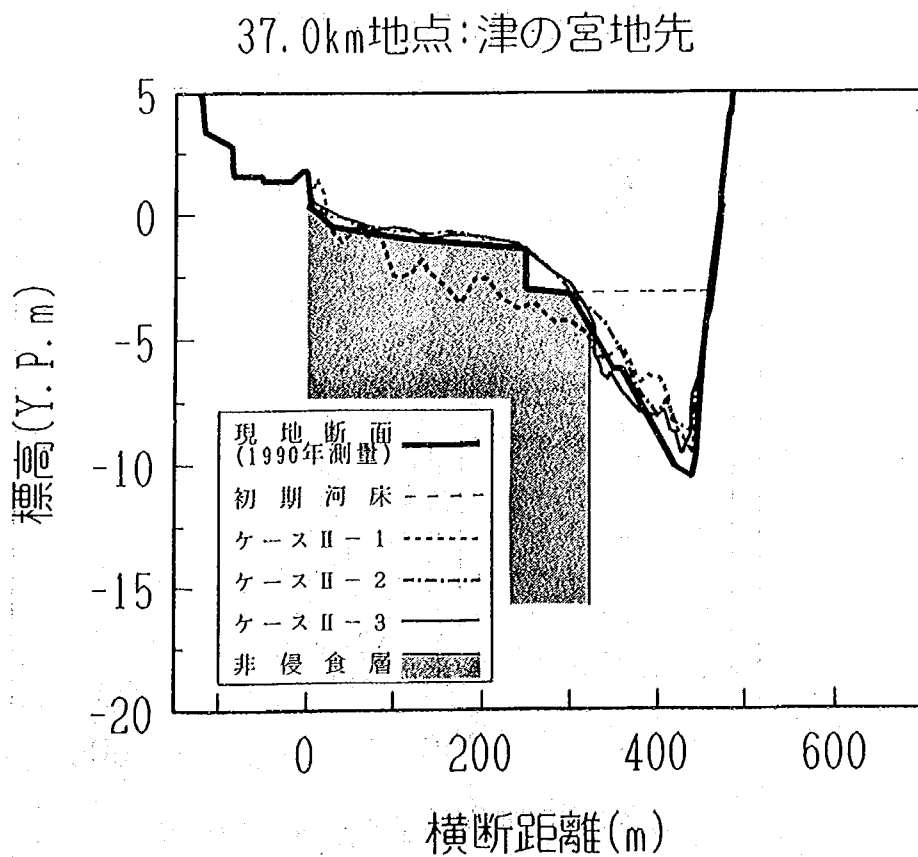


図-6.30 河床横断形状 (37.0km地点:津の宮地先)

36.8km地点:津の宮地先

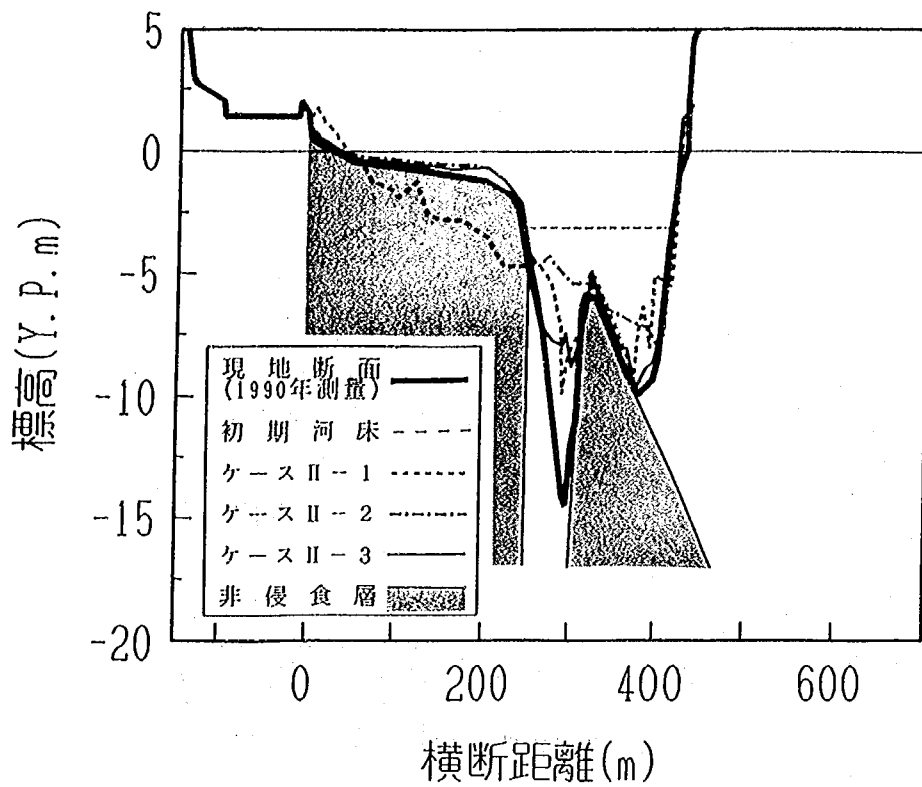


図-6.31 河床横断形状 (36.8km地点:津の宮地先)

36.6km地点:津の宮地先

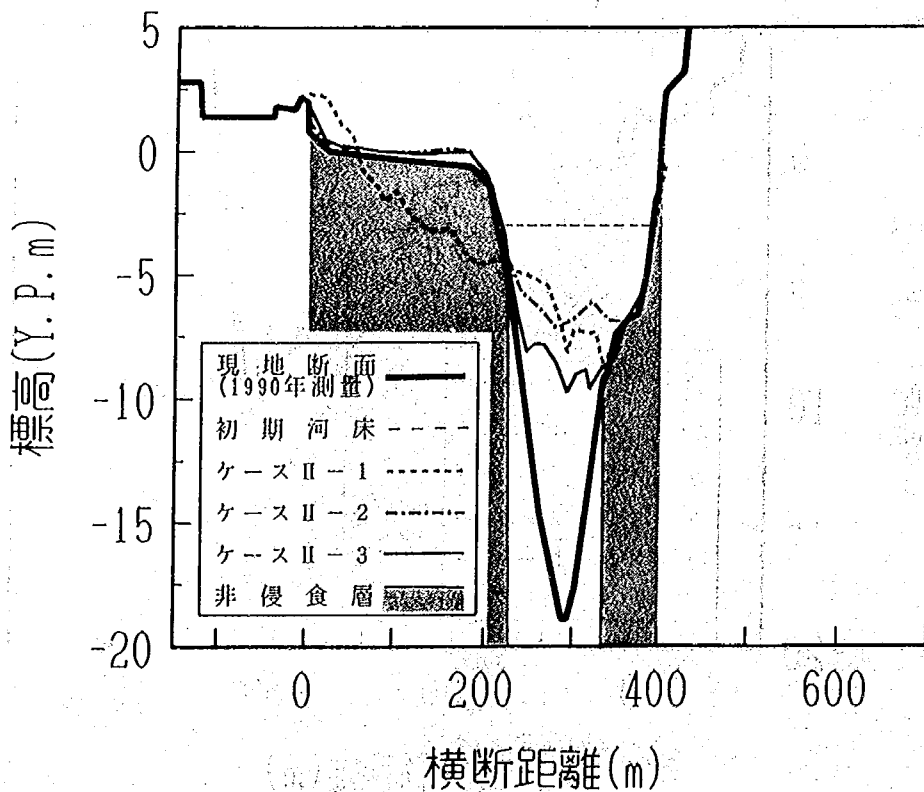


図-6.32 河床横断形状 (36.6km地点:津の宮地先)

36.4km地点:津の宮地先

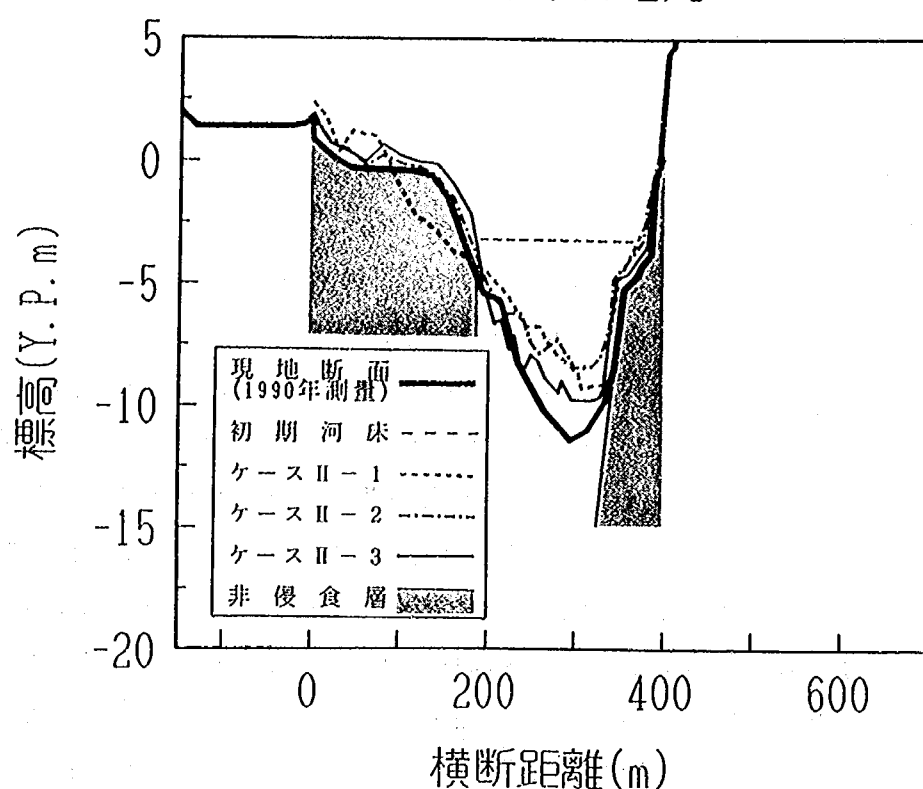


図-6.33 河床横断形状(36.4km地点:津の宮地先)

36.2km地点:津の宮地先

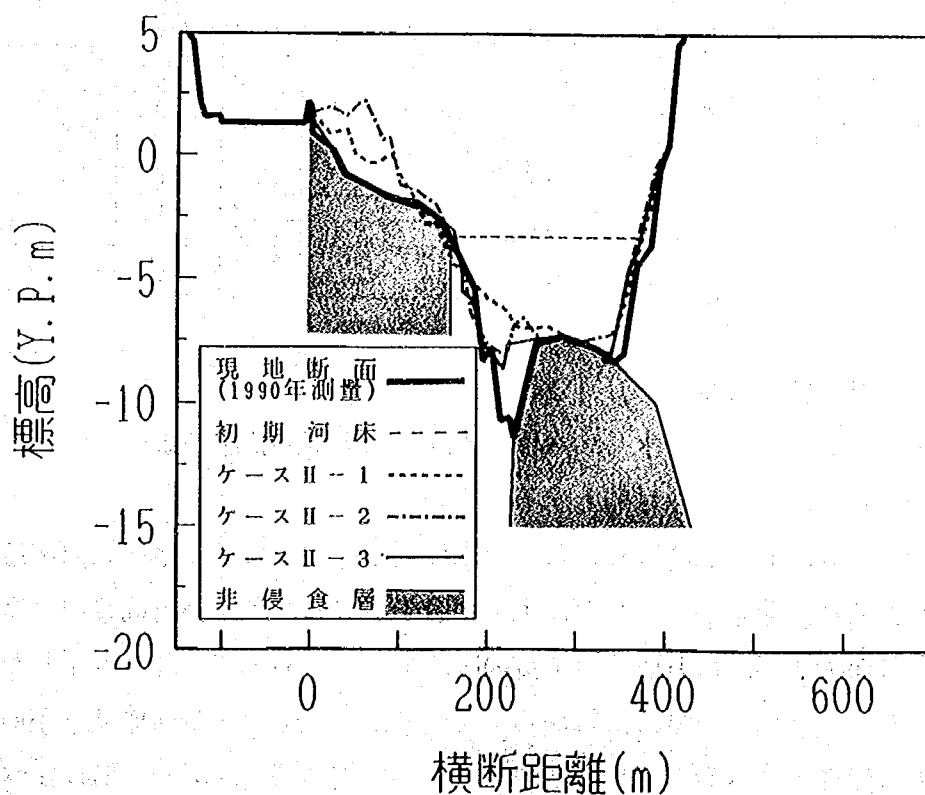


図-6.34 河床横断形状(36.2km地点:津の宮地先)

ある。このことから、洗掘対策に関する実験では、津の宮地先の洗掘の相似性を低下させてでもポイントバーを固結しておくことにする。これは、水制による河積の減少に伴いポイントバーがフラッシュされることによって、水制先端の局所洗掘など重点的に調べなければならない箇所の相似性が低下するのを防ぐためである。

6.5 洗掘対策工に関する実験

6.5.1 実験の概要

洗掘対策工の実験ケースを表-6.4に示す。通水流量はいずれも $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ である。Ⅲ-10-1のように、ケース番号が3つの数字からなるのは重ね通水を意味する。Ⅲ-1は対策工を設置しない条件での洗掘発生状況を調べたものであり、洗掘対策工に関する実験との比較対照の基礎となる。Ⅲ-2～Ⅲ-4は、洗掘群に対するベーン工の効果や下流の洗掘発生点の流況・河床変動に及ぼす影響を調べたものである。Ⅲ-5、Ⅲ-6は、津の宮・向州地先に注目し水制工や低水路法線形の変更による洗掘軽減効果を調べるのと同時に、津の宮地先の洗掘発生原因についても検討している。Ⅲ-7、Ⅲ-8は、ベーン工の二次流相殺効果を低減させた場合にベーン工が設置区間よりも下流の流況・洗掘に及ぼす影響、および設置地点での洗掘軽減効果を調べたものであり、ベーン工の諸元の最適化を目標としている。Ⅲ-9は、置換工の洗掘軽減効果について調べたものである。Ⅲ-10は、最適と見られる洗掘対策工を配置した場合の効果を確認したものであり、模型実験の総括ケースである。

表-6.4 実験ケース一覧（局所洗掘対策工実験Ⅲ）

ケース	流量 (m^3/s)	下流端水位 (Y.P.m)	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	初期河床	対 策 工 の 種 類					河岸の根 固 _り 度	非侵食層の設置
					石 納	佐 原	向 州	津の宮	草 林		
Ⅲ-1	6000	1.5	10	平 坦						あり	津の宮右岸のY.P.-5m以下固結
Ⅲ-2	6000	1.5	11	平 坦		ベーン	ベーン	ベーン	ベーン	なし	なし
Ⅲ-3	6000	1.5	9	平 坦	ベーン	ベーン		ベーン	ベーン	あり	津の宮右岸のY.P.-5m以下固結
Ⅲ-4	6000	1.5	8	平 坦	ベーン				ベーン	あり	同上
Ⅲ-5	6000	1.5	16	平 坦	ベーン	ベーン	水制工	水制工	ベーン	あり	津の宮左岸のY.P.-5m以下固結
Ⅲ-6	6000	1.5	14	平 坦	ベーン	法線の変更	ベーン	水制+ベーン	ベーン	あり	津の宮右岸のY.P.-5m以下固結
Ⅲ-7	6000	1.5	26	平 坦	ベーン	ベーン		ベーン	ベーン	あり	同上
Ⅲ-8	6000	1.5	17	平 坦	ベーン	ベーン			ベーン	あり	同上
Ⅲ-9	6000	1.5	7	重ね通水	置換工	置換工		置換工	置換工	あり	同上
Ⅲ-10-1	6000	1.5	14	平 坦	ベーン	ベーン	置換工	置換工	ベーン	あり	同上
Ⅲ-10-2	6000	1.5	15	重ね通水	ベーン	置換工	置換工	置換工	ベーン	あり	同上

6.5.2 現況河道実験の結果（Ⅲ-1）

本ケースは、洗掘対策工なしで通水し、水位、流況、河床変動状況を調べることににより現況河道の改善すべき点を明らかにすることを目的とする。

通水開始から 0.5, 3, 5, 23時間後における水位縦断を図-6.35に示す。河床波の発達に伴い粗度係数が増加したため通水開始から5時間は水位が若干上昇したが、23時間後には全体的に水位が下がった。特に低下量が大いのは41kmより上流の区間であり、最大で0.8m低下した。これは、通水中に給砂を行わなかったために模型上流端から下流に向かって進行する河床低下が原因と考えられる。一方、23時間後の水面形より水面勾配の縦断変化について調べると、36.5～37.5km区間の水面勾配は約 $1/2,000$ と模型区間で最も急であるが、これは37.5km付近の川幅がその上下流に比べ広いことに

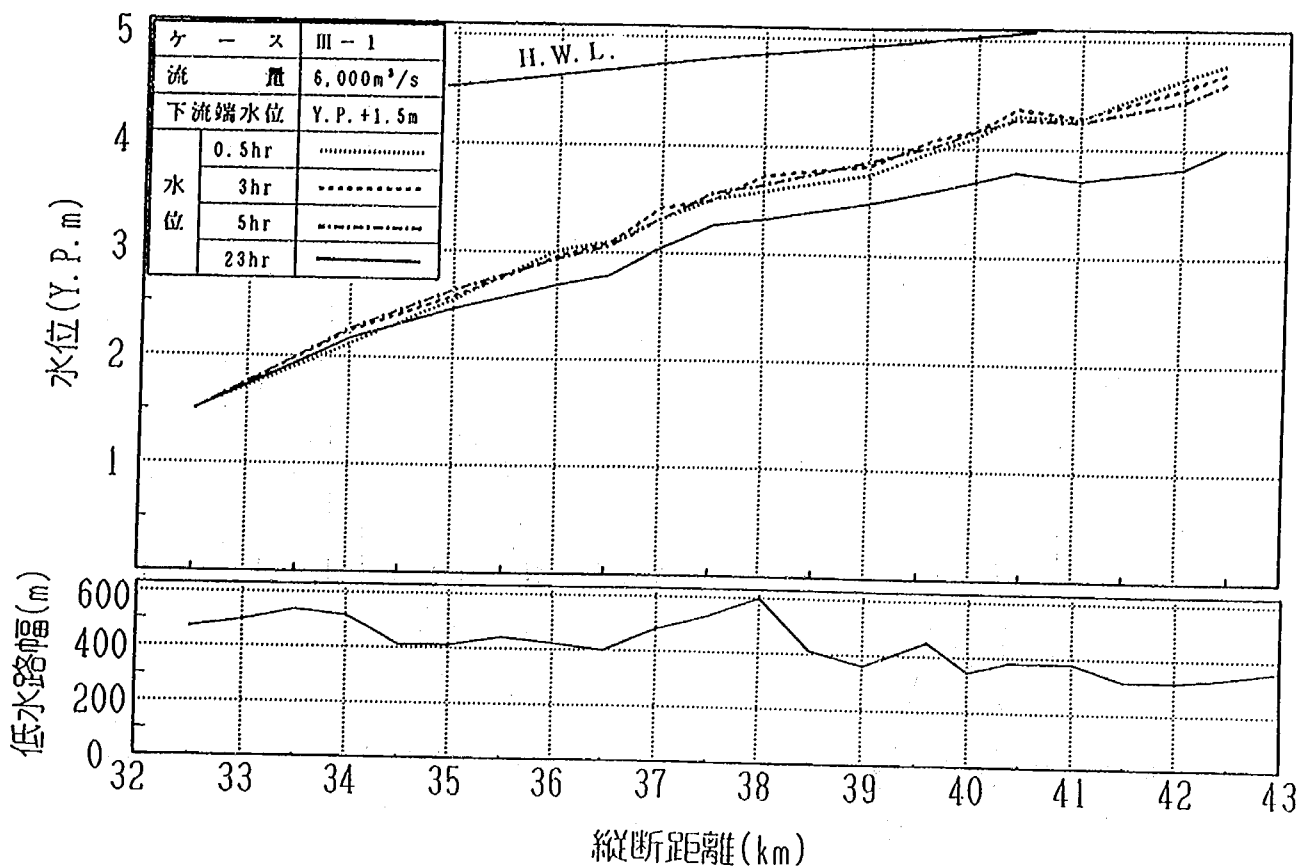


図-6.35 水位縦断(Ⅲ-1)

よる。35.0km地点より下流では、模型下流端での水深を等流水深よりもかなり低く設定したために、下流に行くにしたがい水面勾配が急になっている。

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.36に示す。主流が河岸に接近しているのは石納地先(41.0~42.4km区間の左岸)、佐原地先(39.6~40.2km区間の右岸)、向州地先(38.9~39.1km区間の左岸)、津の宮地先(36.0~37.0km区間の右岸)、および草林地先(32.5~35.0km区間の左岸)である。これらのうち石納、佐原、津の宮、および草林地先における偏流については河道法線の蛇行が原因と考えられる。特に津の宮地先の下流の36.5km地点では右岸側への流れの集中が顕著であり、横断方向の流速分布が著しく不均一となっている。向州地先の偏流については、上流の佐原地先の川幅が狭いために加速された洪水流が直進傾向を強めたのが原因と考えられる。

河床平面形状を図-6.37に示す。上記の偏流に対応して石納、佐原、向州、津の宮、および草林地先に大規模な洗掘が発生している。36.0kmから模型下流端の32.5kmの洗掘が特に広範囲に及んでいる。向州地先では、洗掘の範囲は38.9km地点の上下流 200m程度であり、これは流れの集中範囲とほぼ一致している。一方、堆積については津の宮および草林地先での洗掘の対岸にあたる36.2~37.5km区間の左岸側、および32.5~35.0km区間の右岸側でいずれも初期河床(Y.P. - 7m)より4~6m程度の河床上昇が見られる。図-6.38~6.42は洗掘発生箇所における河床横断形状を示したものである。各地先における洗掘の発生位置および洗掘深は次のとおりである。

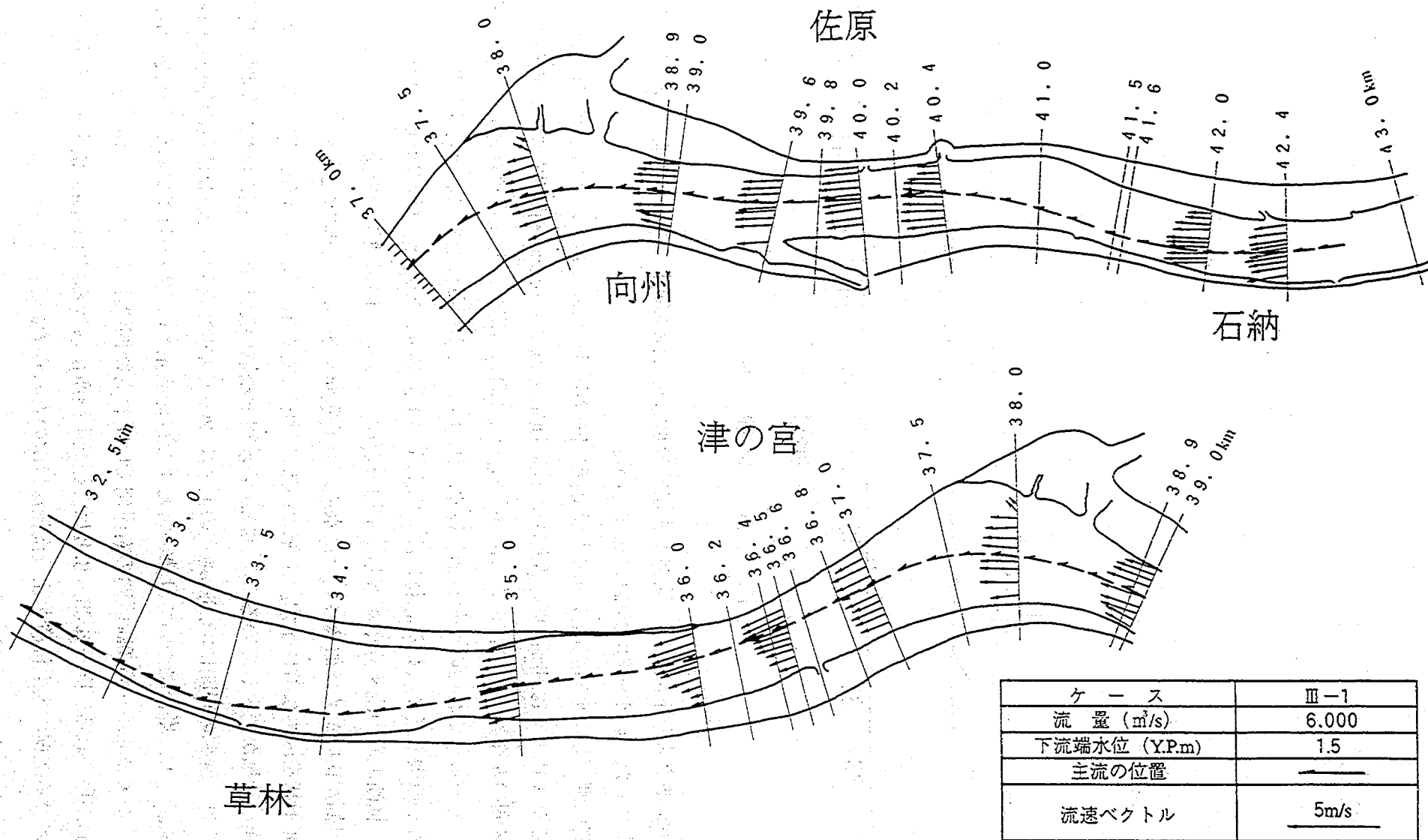


図-6.36 流況 (Ⅲ-1)

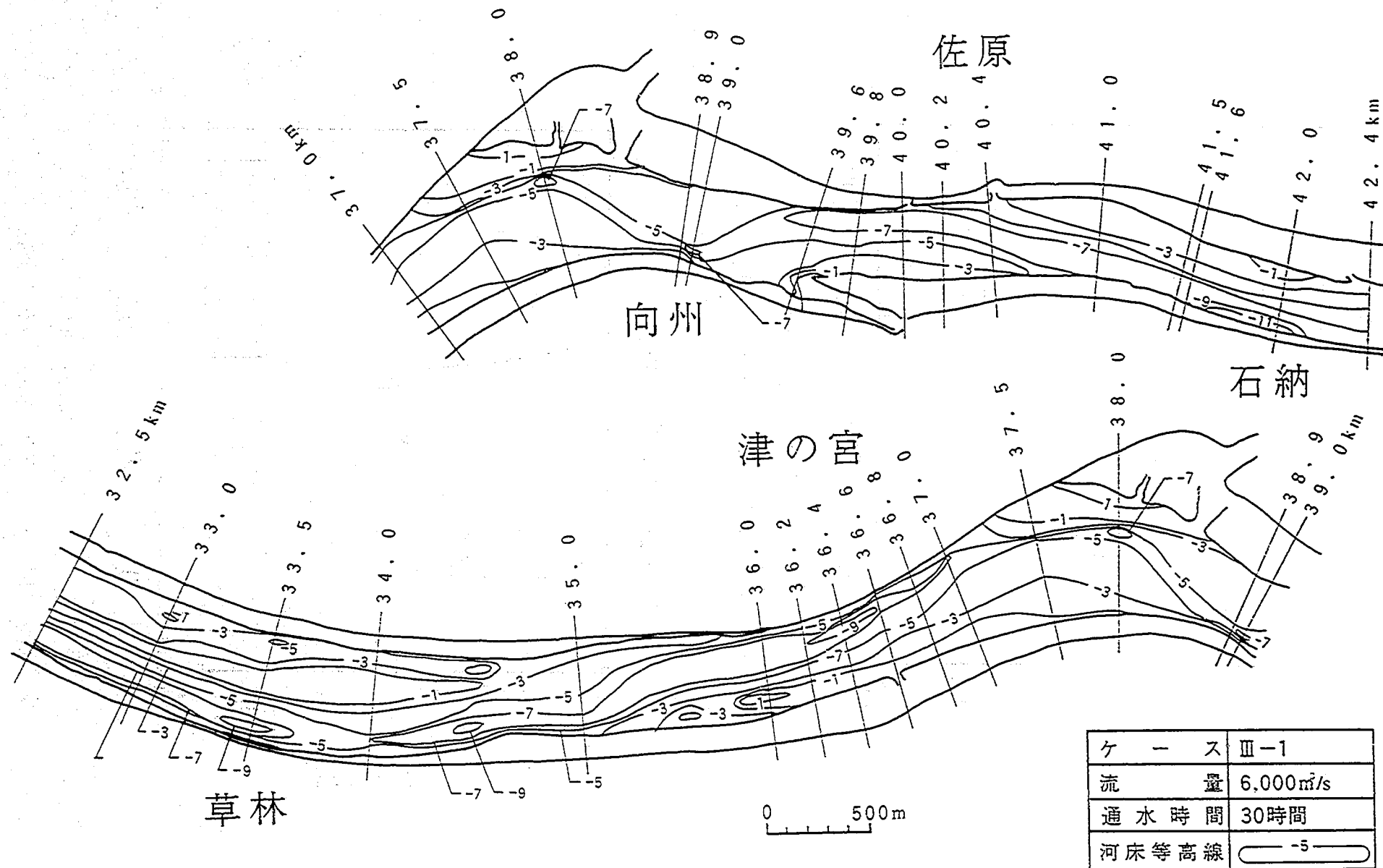


図-6.37 河床平面形状 (Ⅲ-1)

42.0km地点:石納地先

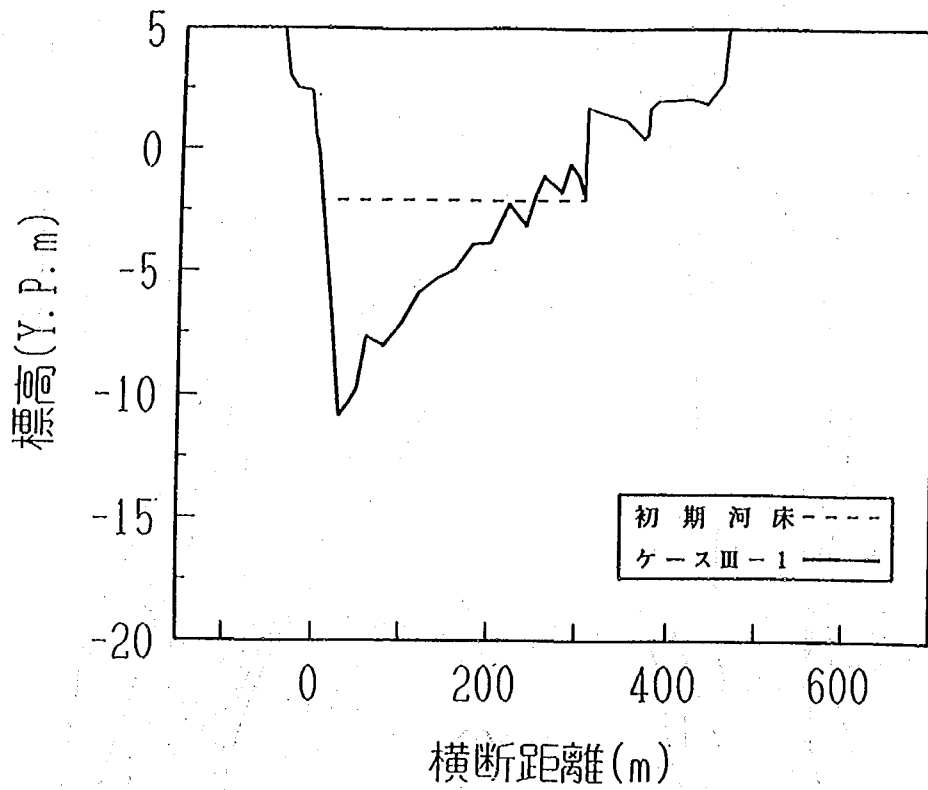


図-6.38 河床横断形状(42.0km地点:石納地先)

40.0km地点:佐原地先

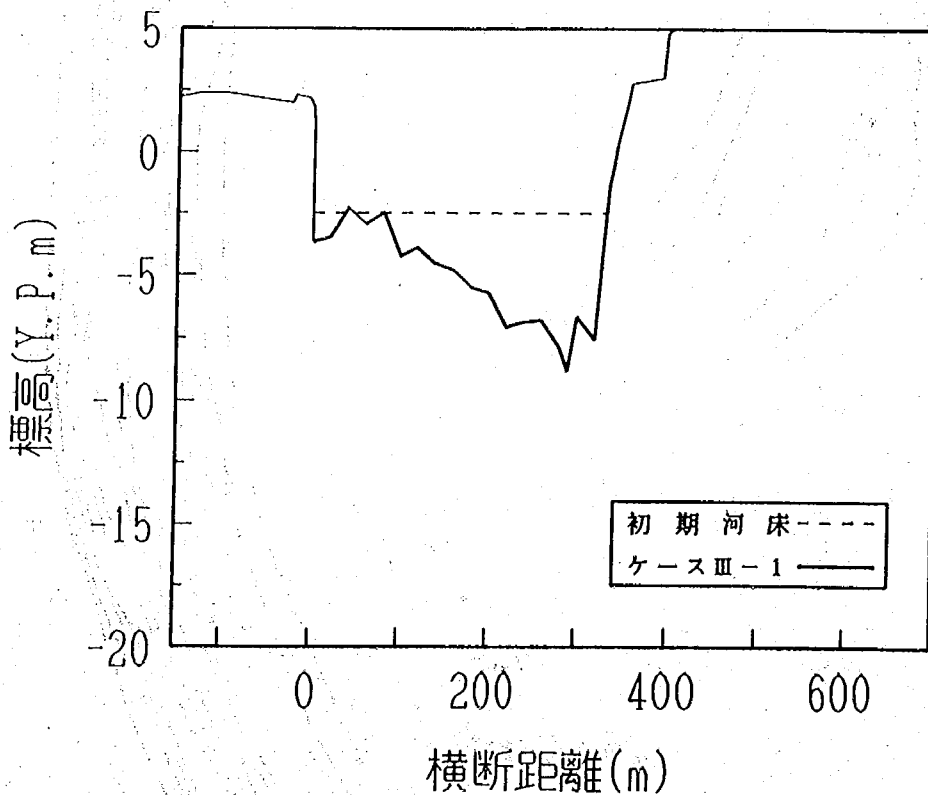


図-6.39 河床横断形状(40.0km地点:佐原地先)

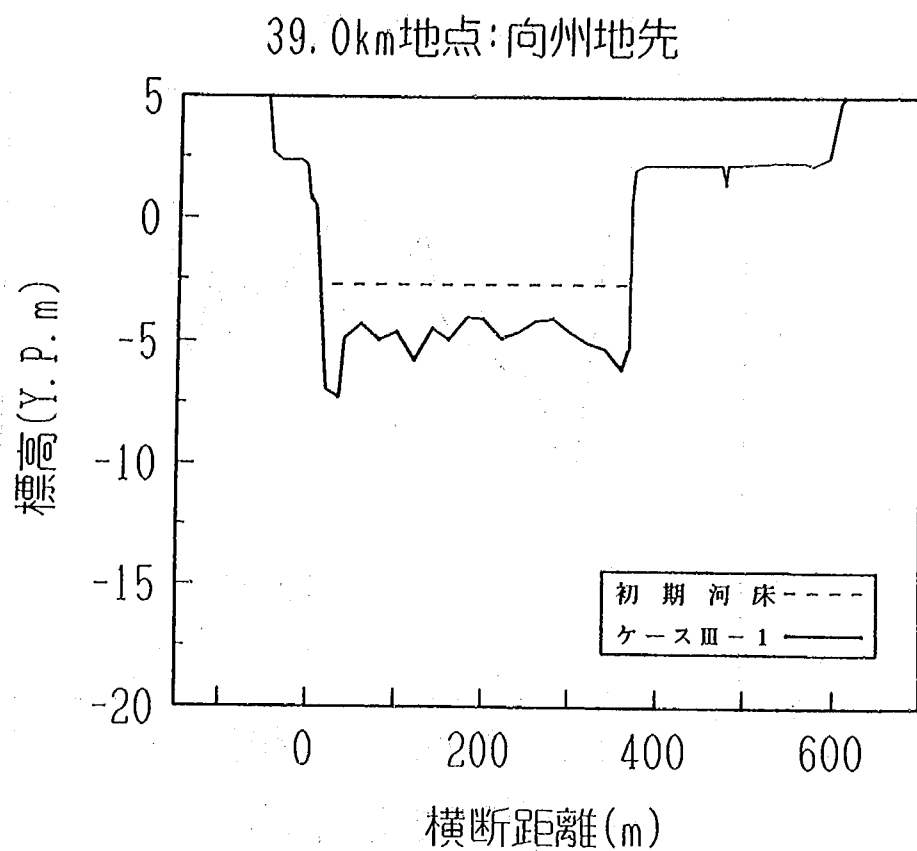


図-6.40 河床横断形状 (39.0km地点:向州地先)

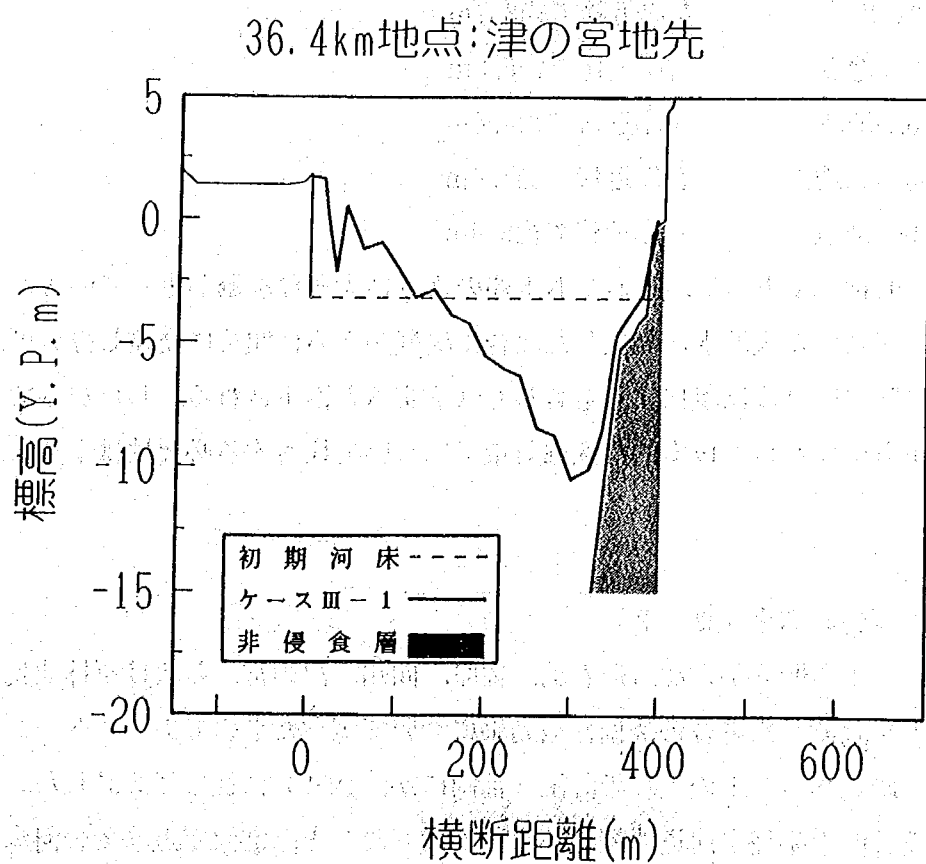


図-6.41 河床横断形状 (36.4km地点:津の宮地先)

33.5km地点:草林地先

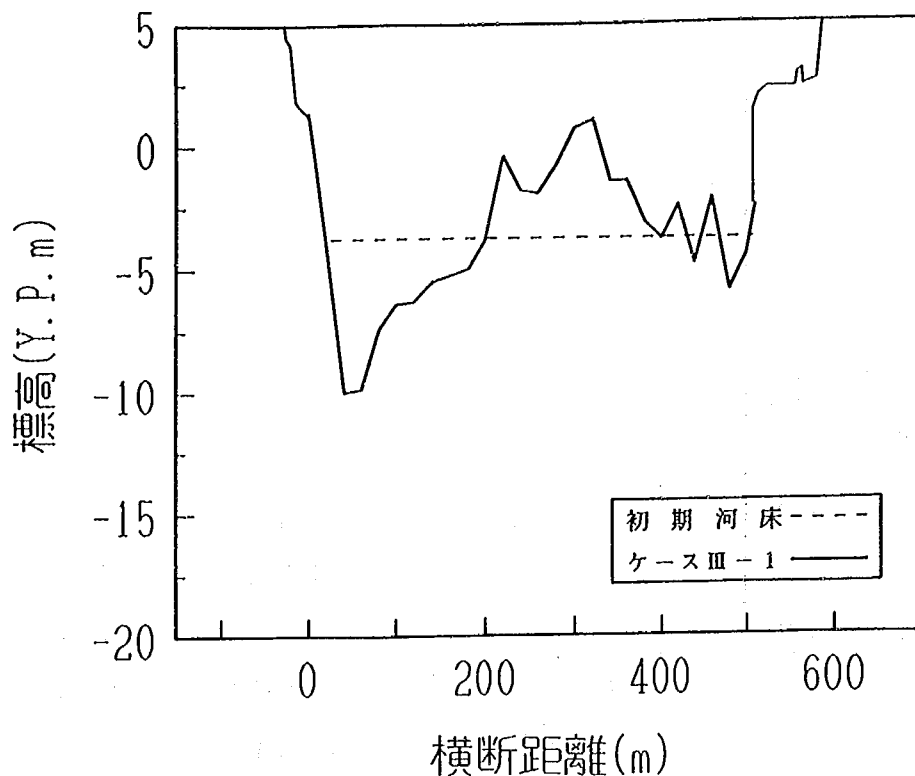


図-6.42 河床横断形状 (33.5km地点:草林地先)

- ・石納地先42.0km地点 左岸近傍で約8.7m
- ・佐原地先40.0km地点 右岸近傍で約6.3m
- ・向州地先39.0km地点 左岸近傍で約4.6m
- ・津の宮地先36.4km地点 右岸近傍で約7.4m
- ・草林地先33.5km地点 左岸近傍で約6.4m

実験流量は $6,000\text{m}^3/\text{s}$ であって、それでも上述のように大きな洗掘が生じていることは、計画高水流量 $8,000\text{m}^3/\text{s}$ に匹敵する大洪水が発生した場合に洗掘がさらに顕著に発達し得る可能性を示している。この場合、堤防の安全度は現状よりも著しく低下すると推定される。したがって、このような災害ポテンシャルを考慮すれば、抜本的な洗掘対策工について検討する必要性は十分に高いと考えられる。

6.5.3 ベーン工実験の結果 (Ⅲ-2)

本ケースは、Ⅲ-1で明らかとなった石納、佐原、向州、津の宮、および草林地先での洗掘への対策としてベーン工を設置した場合の洗掘軽減効果について調べたものである。ベーン工は、土木研究所で開発された土研式ベーン工の水理設計法 (福岡ほか, 1988) に従って設計した。設計上の特記事項としては、①設計曲率半径を河道法線形から読み取ったこと、②河岸近傍での河床高が平均河床高程度で維持されるよう二次流相殺率 γ を0.5としたこと、などである。

設定条件を表-6.5に示す。この設計諸元に基づきベーン工を佐原、向州、津の宮、および草林地先の洗掘発生箇所を設置した。ベーン工の平面配置を図-6.43に示す。ベーン工形状は初期河床面からの高さ1.5m、幅20mの長方形タイプとした(図-6.44参照)。なお、石納地先には洗掘が発生しているにもかかわらずベーン工を設置しなかった理由は以下のようなものである。

表-6.5 ベーン工の配置諸元(ケースⅢ-2)

地 区	設 置 範 囲	縦断間隔 Δs (m)	設置位置 b (m)	ベーン数	
				列	基
佐 原	39.4~41.0km	150	30~150	3	32
向 州	38.6~39.3km	200	70	2	6
津の宮	35.5~37.5km	100	60	4	72
草 林	32.5~34.5km	200	80	4	44

設置位置 b は、低水路河岸からベーン工までの距離を表す。

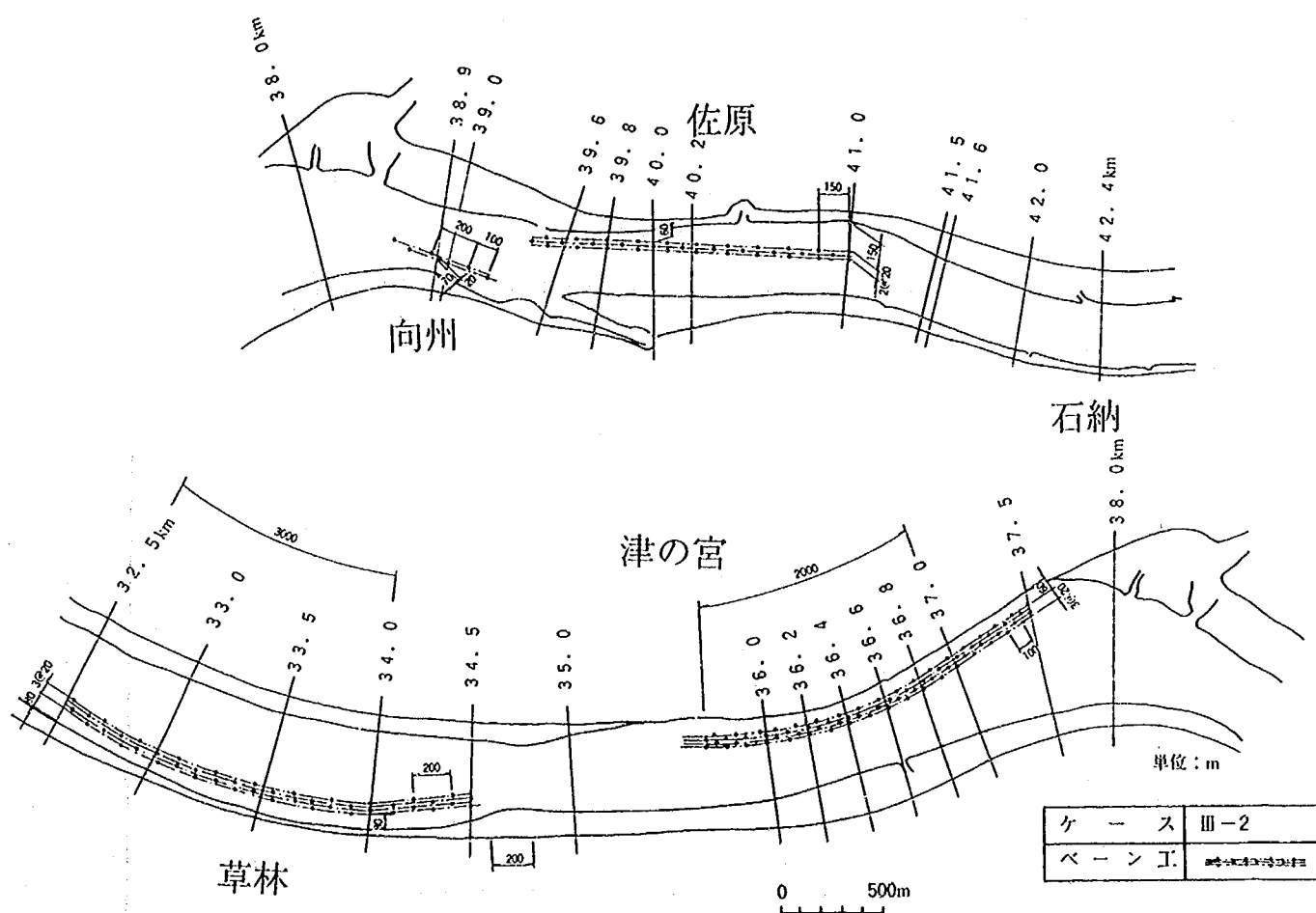


図-6.43 ベーン工の配置(Ⅲ-2)

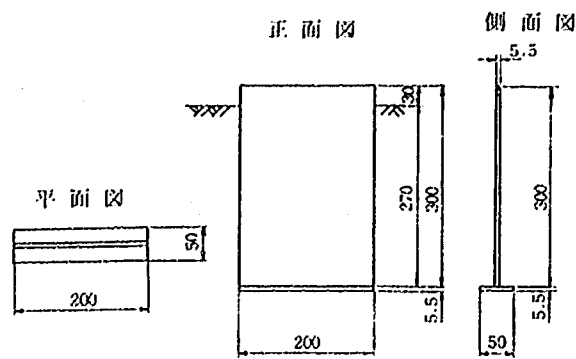


図-6.44 ベーン工の構造 (単位:mm)

・石納地先は模型最上流端に位置し、下流への土砂の給砂源となっている。本実験では、ベーン工を設置していないⅢ-1の河床変動状況と比較してベーン工の効果を評価するのがねらいであるため、石納地先にベーン工を設置して下流への給砂条件を変化させるのは問題があると判断されること。

・石納地先は、草林地先と河道平面形状が似ているため、草林地先での実験結果から石納地先にベーン工を置いた場合の洗掘軽減効果の推定が可能なこと。

通水後23時間に測定された水位縦断を図-6.45に示す。津の宮地先の水面勾配が他の箇所 비해急なのは、この地先に設置したベーン工による河積阻害が原因と推定される。また、この堰上げの影響で、ベーン工設置区間の直上流にあたる37.0~39.0km区間では水面勾配が非常に小さくなっている。ベーン工を設置した他の箇所では水面形に及ぼす影響は見られないことから、津の宮地先でのベーン工の設置法、特にその向きに問題があったと推定される。

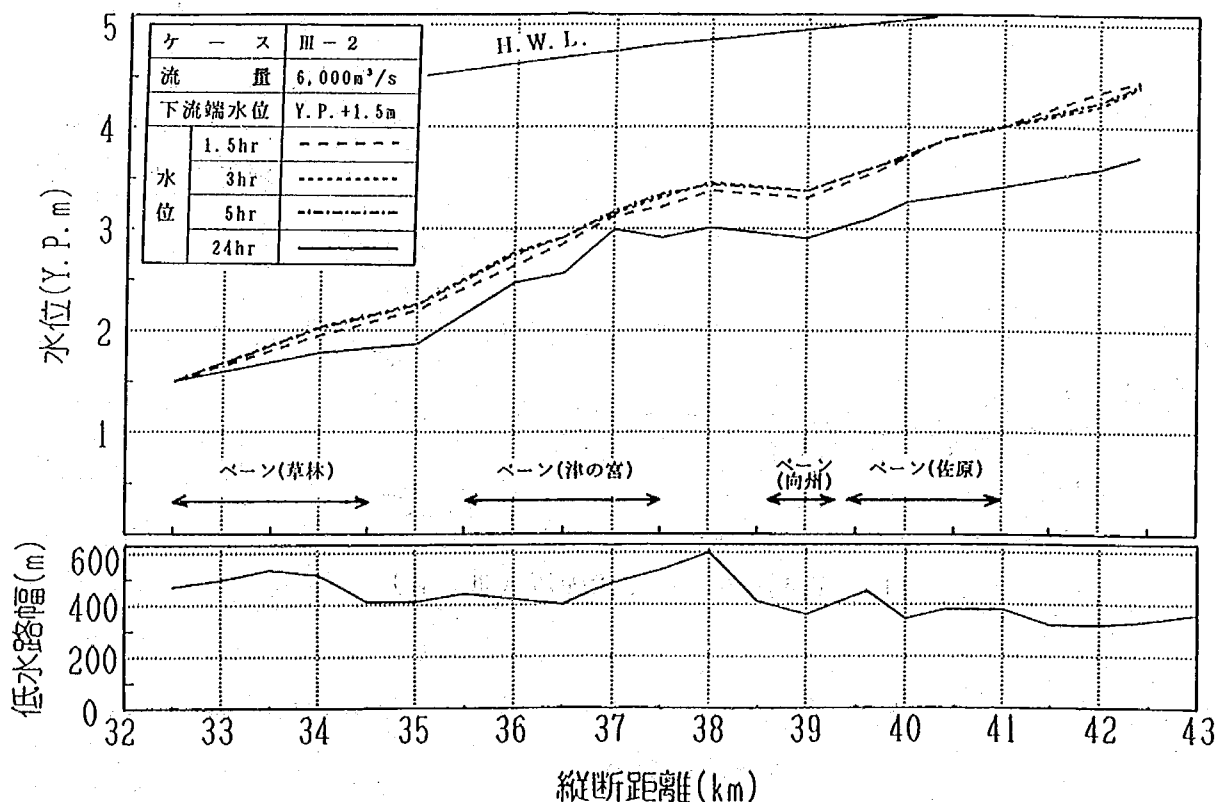


図-6.45 水位縦断 (Ⅲ-2)

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.46に示す。ベーン工を設置しないⅢ-1の流況(図-6.36)と比較してみる。佐原地先において、Ⅲ-1では右岸寄りを流下していた主流が、Ⅲ-2ではベーン工の作用により河道中央側に約100m押し出された。これに伴い、対岸に位置する向州地先への流れの集中度がⅢ-1のそれよりも大きくなった。津の宮地先でも、Ⅲ-1では主流は右岸近傍を流れていたが、Ⅲ-2ではベーン工により津の宮地先の下流で急激に左岸側に曲げられ、36.0kmより下流では左岸近傍へと移行した。草林地先では、ベーン工により主流は左岸沿いから河道中央まで押し出され、草林地先の下流にあたる33.0km地点では湾曲の内岸側である右岸側の河岸近傍に移行した。

河床平面形状を図-6.47に示す。ベーン工のないⅢ-1の河床形状(図-6.37)との比較によりベーン工が河床変動に及ぼす影響を調べることができる。洗掘位置の顕著な差異が見られるのは佐原地先である。佐原地先においては40.1~40.3km区間の右岸沿いの洗掘が軽減され、代わりにベーン工の河道中央側に新たな洗掘が形成された。向州地先においては、Ⅲ-1では河岸近傍で多少の洗掘がみられた程度であったが、Ⅲ-2では38.9~39.0km区間に小範囲ながらもかなり深い洗掘が形成された。津の宮地先においては、36.2~37.0kmのベーン工周辺で顕著な洗掘が形成された。草林地先においては、左岸沿いの洗掘は洗掘深を減じたが、33.5kmより下流では右岸側で河床低下が見られる。また、ベーン工列の上流端では洗掘が発生したことから、ベーン工列の上流への延長が必要と考えられる。

次に、河床横断面図より各洗掘位置におけるベーン工の効果について調べてみる。図-6.48、6.49は佐原地先40.2、40.0km地点におけるⅢ-1、Ⅲ-2の河床横断面図を重ね書きしたものである。図-6.48によれば、Ⅲ-2ではベーン工の河道中央側で河床低下し河岸側で上昇している。また、Ⅲ-1で見られた右岸近傍での洗掘は軽減され、最大洗掘深は5.4mから2.4mへと減少した。これは、ベーン工の河道中央側の土砂を河岸側に運搬する機能が発揮されたためである。これとは逆に、ベーン工より左岸側の河床低下量は5.4mに及んでいる。一方、図-6.49によれば、ベーン工を設置したⅢ-2では河道全幅にわたって河床低下傾向となった。特に、ベーン工の設置によって本来維持されるべきベーン工と右岸の間の区間で河床が低下したことは改善しなければならない問題点として指摘される。なお、ベーン工と右岸の間の河床低下は、ベーン工と河岸までの距離が小さすぎたために流れが縮流され、流速が増大したことが原因と考えられる。これらは、ベーン工列の向きを修正する必要があることを示唆している。

向州地先38.9km地点では、図-6.50に示すように、左岸近傍でベーン工なしのⅢ-1よりも2.7m深い6.2mの洗掘が形成されている。これは、佐原地先に設置したベーン工により主流が河道中央側に押し出されて向州地先の左岸近傍への流れの集中が助長されたこと、および向州地先のベーン工が十分に機能しなかったことが原因と考えられる。このことは、向州地先での河床変動状況を改善するには、まず佐原地先のベーン工の改良が必要であることを示している。

津の宮地先36.6および36.0km地点における河床横断面形状を図-6.51、6.52に示す。図-6.51によれば、右岸近傍では洗掘深は8.9mに達しており、ベーン工のないⅢ-1と比べて約3.5m増大した。これは、ベーン工周辺の局所洗掘が最大12.3mに達するほど発達したためであり、ベーン工列の向きを流向に沿うように修正する必要があることを示唆している。また図-6.52によれば、ベーン工の設

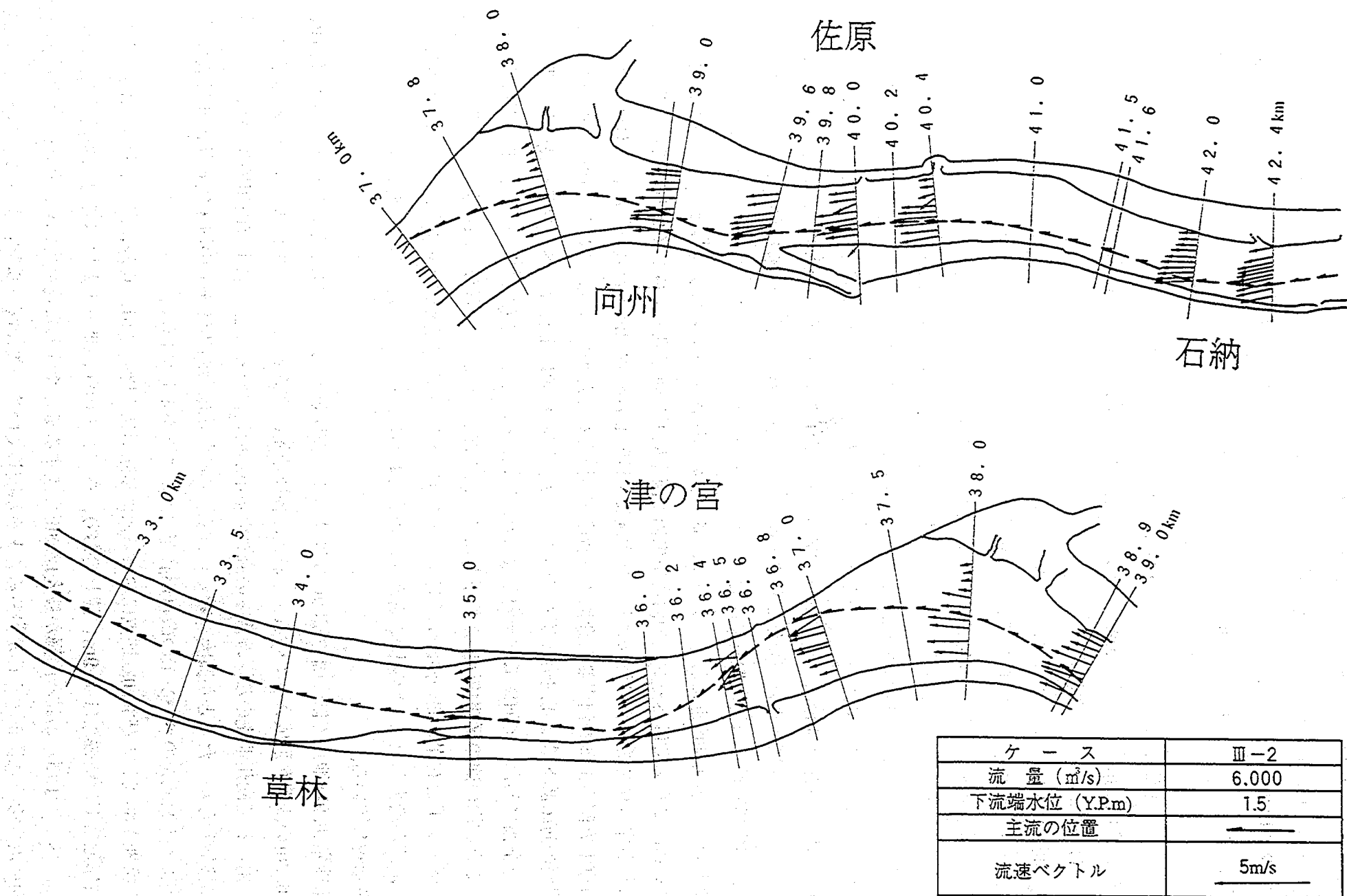


図-6.46 流況 (Ⅲ-2)

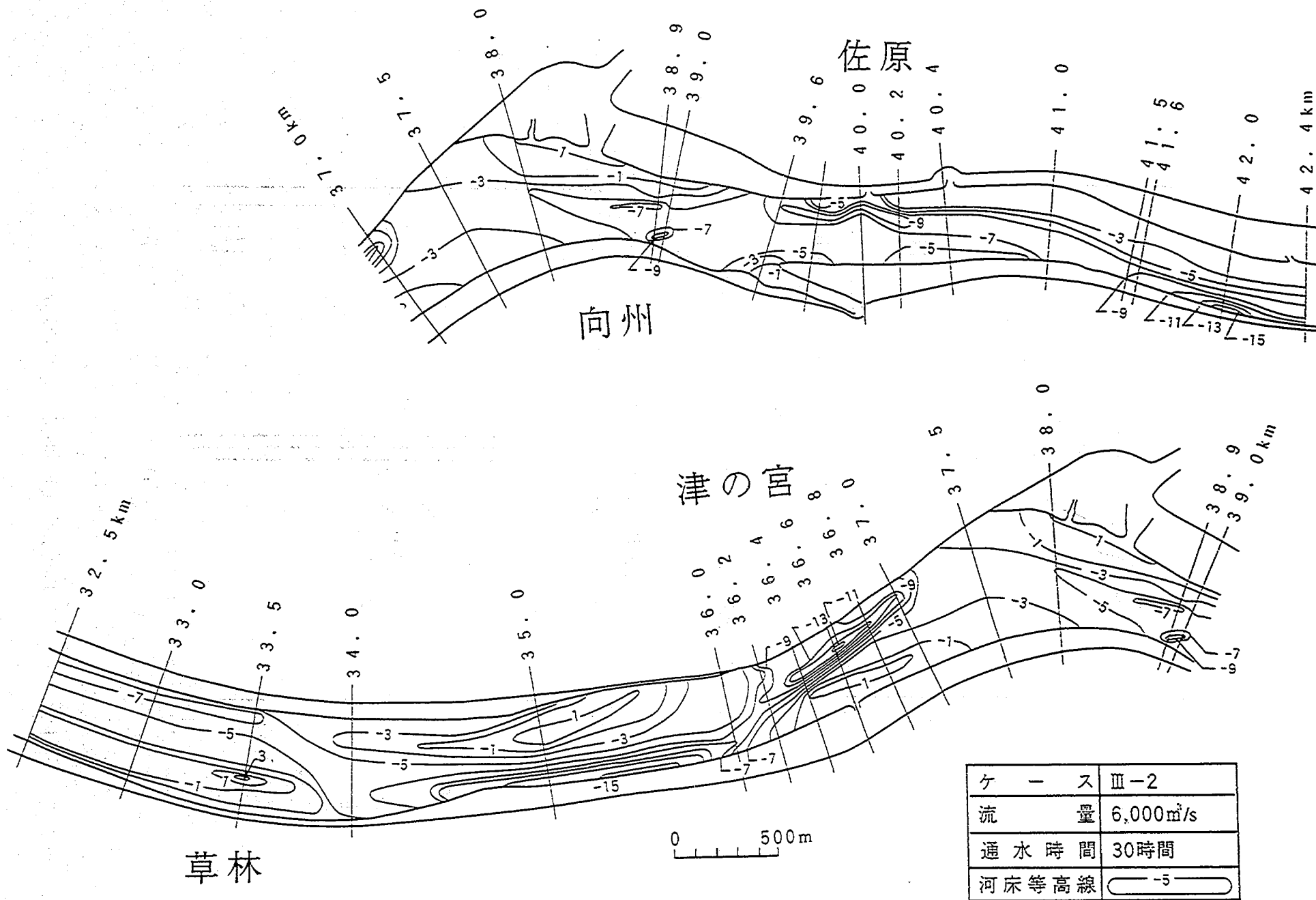


図-6.47 河床平面形状 (Ⅲ-2)

40.2km地点:佐原地先

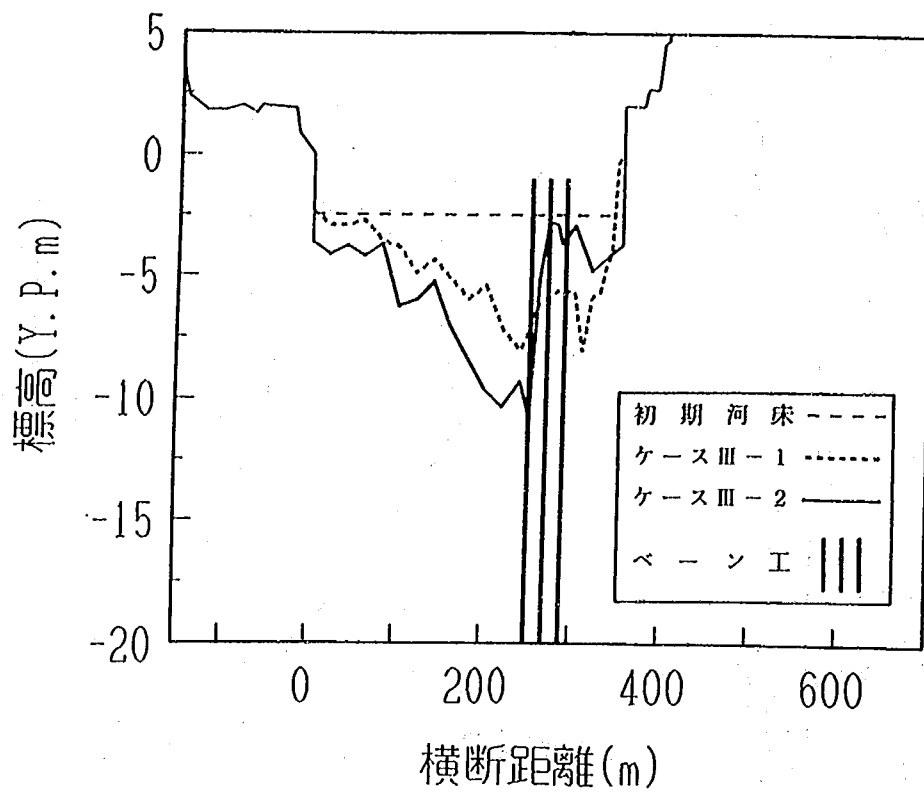


図-6.48 河床横断形状 (40.2km地点:佐原地先)

40.0km地点:佐原地先

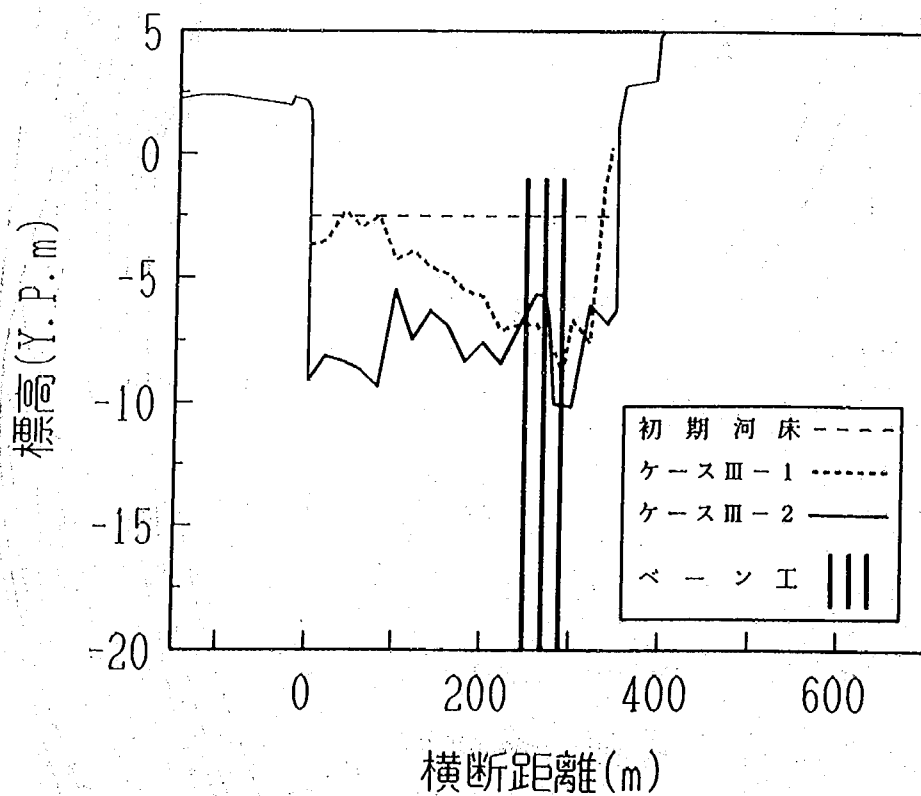


図-6.49 河床横断形状 (40.0km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先

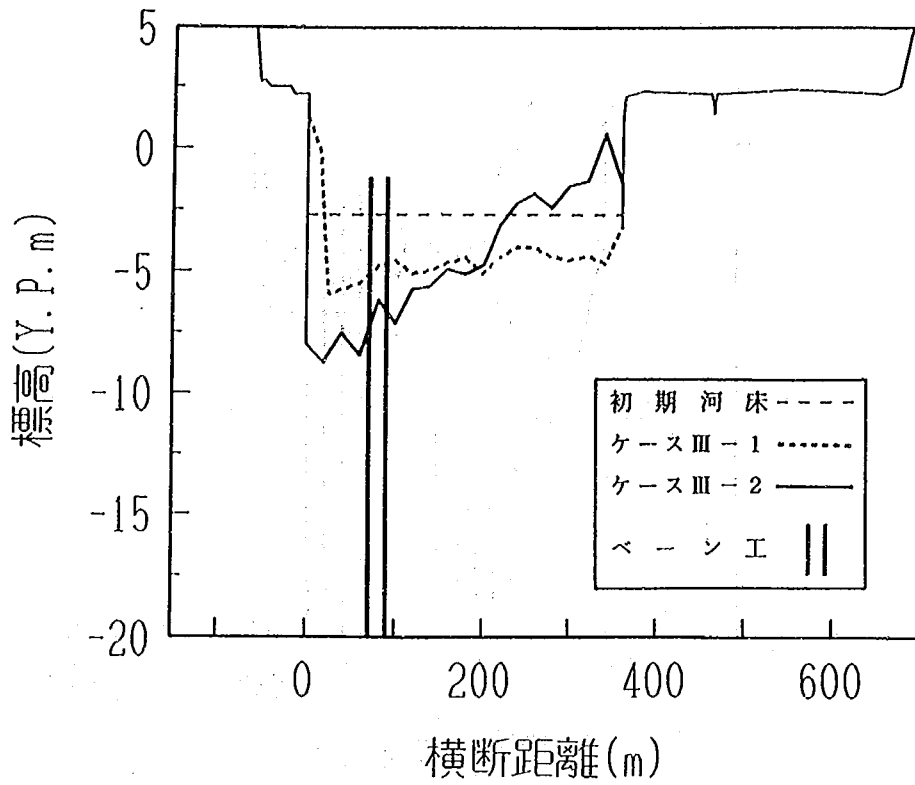


図-6.50 河床横断形状 (38.9km地点:向州地先)

36.6km地点:津の宮地先

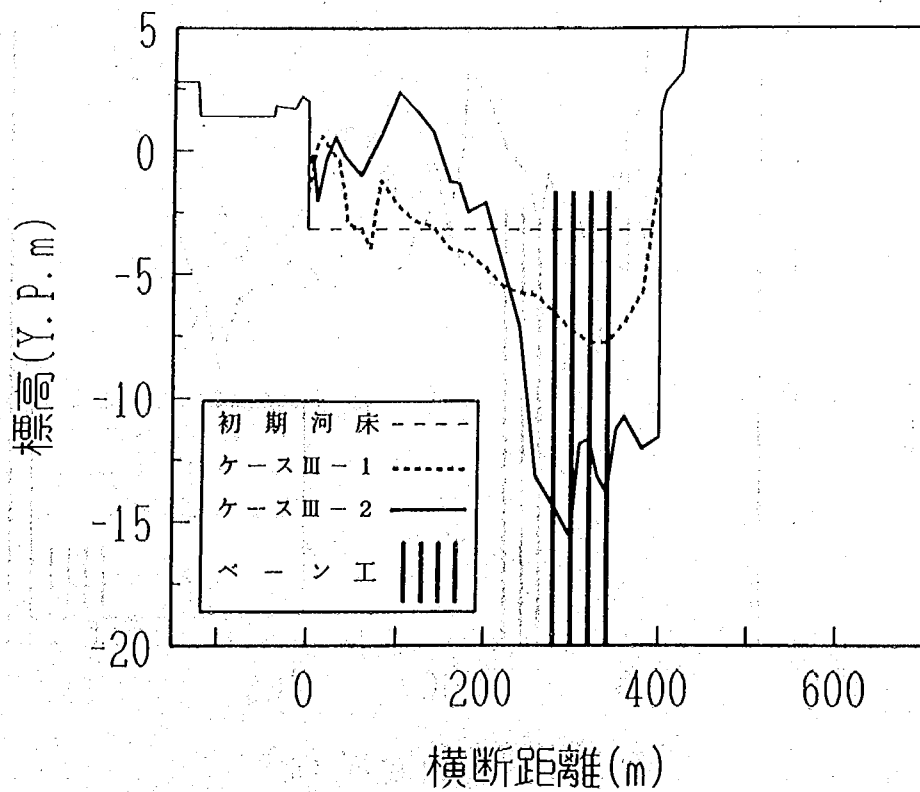


図-6.51 河床横断形状 (36.6km地点:津の宮地先)

36.0km地点:津の宮地先

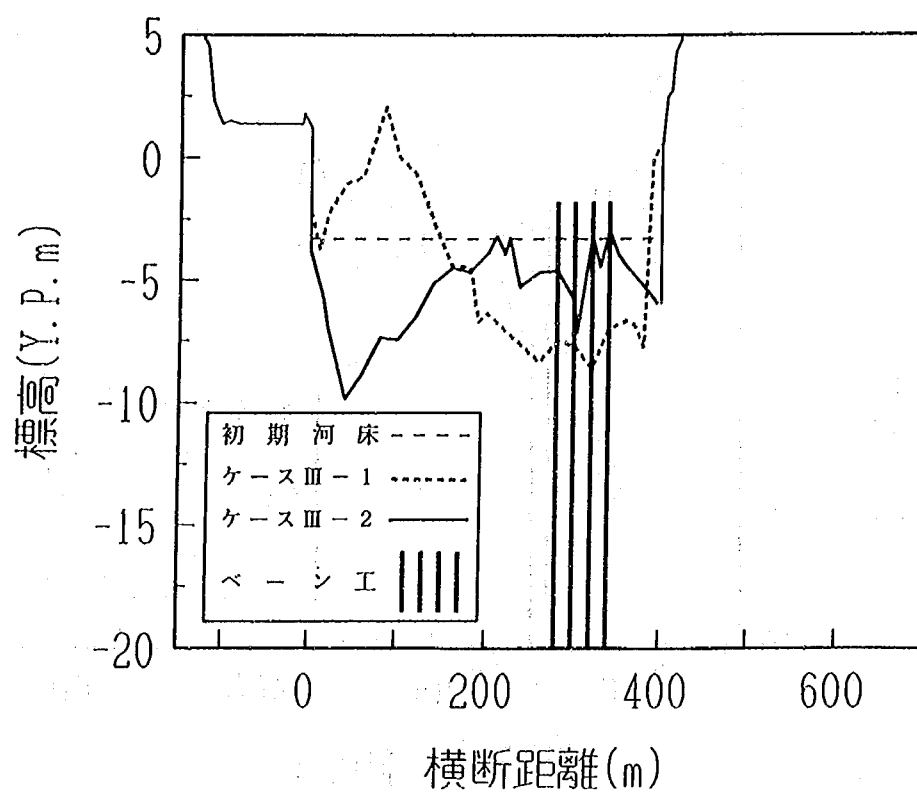


図-6.52 河床横断形状 (36.0km地点:津の宮地先)

33.5km地点:草林地先

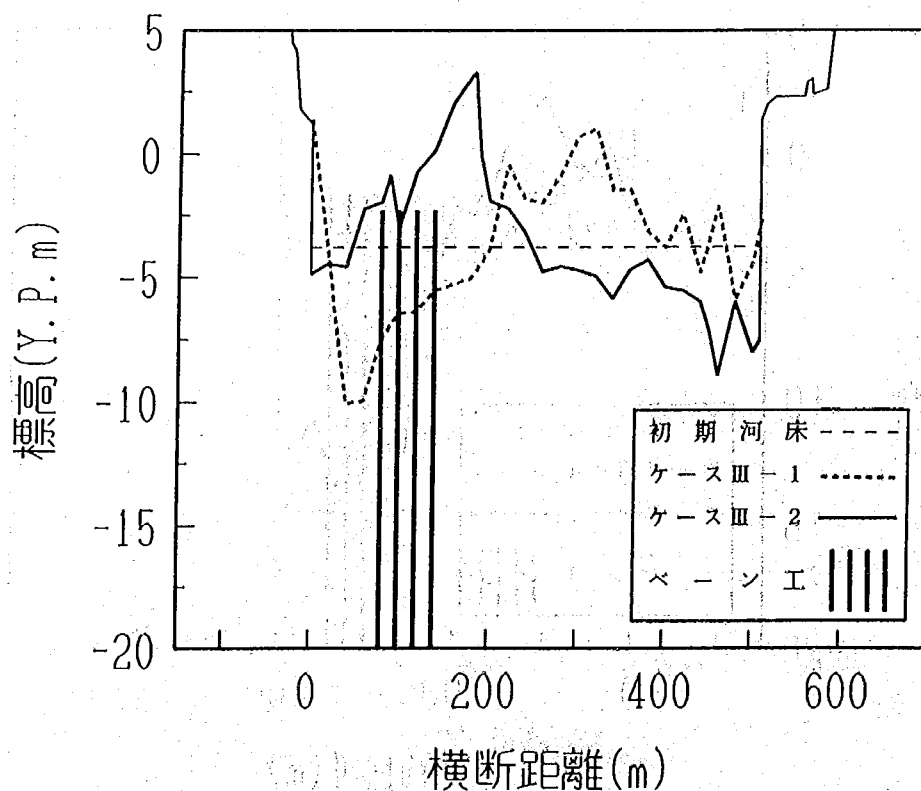
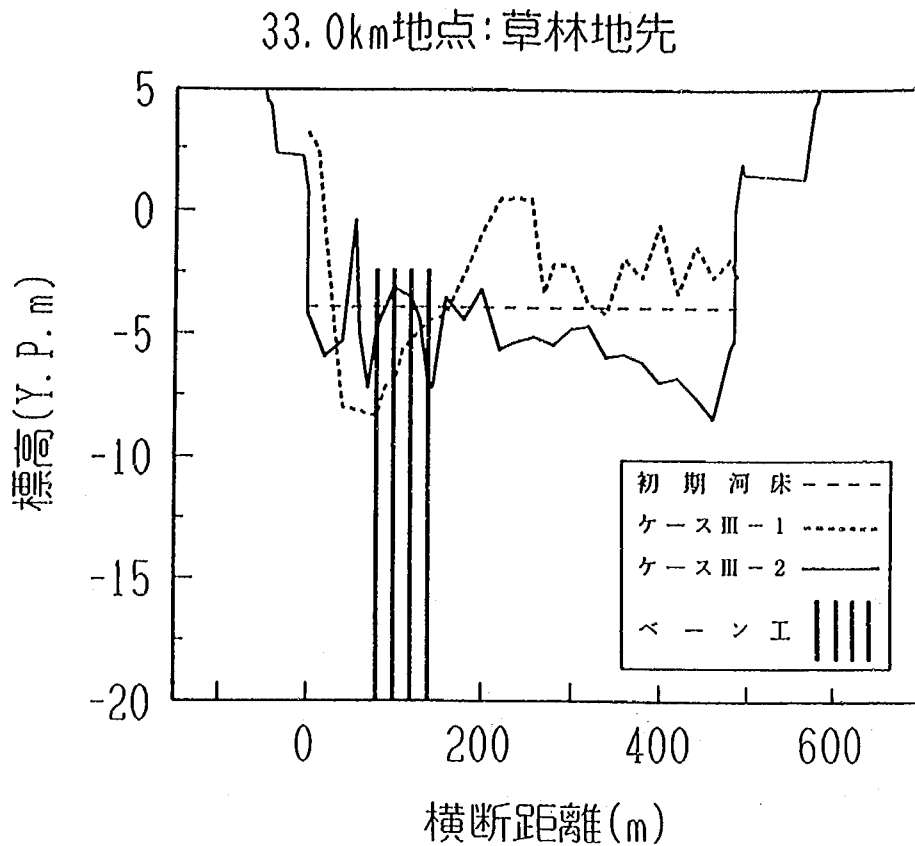


図-6.53 河床横断形状 (33.5km地点:草林地先)



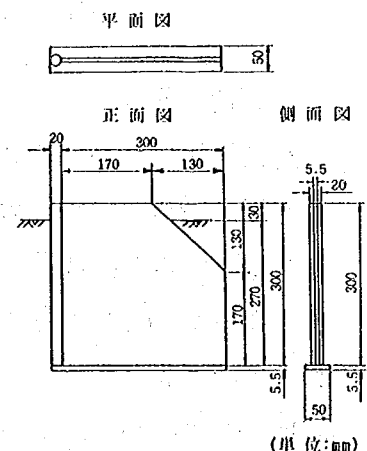
図－6.54 河床横断形状 (33.0km地点：草林地先)

置前は堆積域であった左岸側の河床が洗掘域に変化した。これは津の宮地先のベーン工が主流を河道中央側に強く押し出した結果、この区間での水当たりが強まったためである。

草林地先33.5および33.0km地点での河床横断形状を図－6.53, 6.54に示す。両地点とも、Ⅲ－1では主流は左岸寄り流れ、河床低下を起こしていたが、Ⅲ－2ではこの洗掘は軽減された。しかし、ベーン工の効果が必要以上に強すぎた結果、主流が右岸側まで押し出され、湾曲部の内岸側にあたる右岸近傍で河床が低下傾向となった。

6.5.4 ベーン工実験の結果 (Ⅲ－3)

本実験ケース以降、ベーン工がより効果的になるよう、ベーン工の形状を長方形から台形（土研式ベーン工、図－6.55参照）へと改良した。土研式ベーン工は台形であり、上流端に円柱を有する点が長方形ベーン工と異なっている。土研式ベーン工とアイオワ式を初めとする長方形ベーン工との機能上の違いは、上流端の円柱によりベーン工周辺への土砂堆積が抑制され、ベーン工が埋没せずその機能が常に確保されること、また台形のために河床低下とともにベーン工の面積が増大し、ベーン工の機能が一層高められることである。ベーン工の配置を図－6.56に、配置諸元を表－6.6に示す。Ⅲ－2からの変更点は次の通りである。



図－6.55 ベーン工の構造

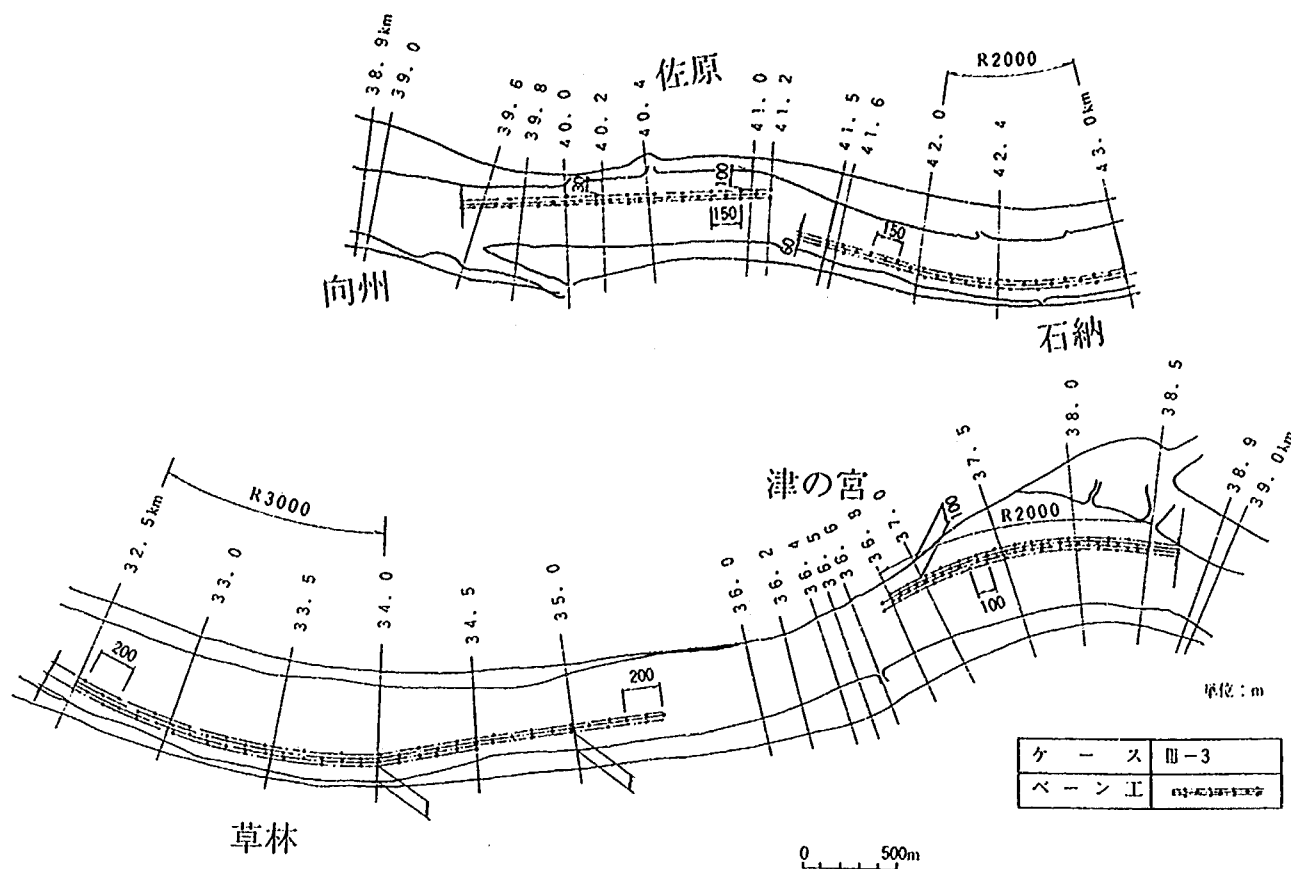


図-6.56 ベーン工の配置 (Ⅲ-3)

表-6.6 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-3)

地 区	設 置 範 囲	縦断間隔 Δs (m)	設置位置 b (m)	べーん数	
				列	基
石 納	41.5~43.0km	150	60	3	33
佐 原	39.6~41.2km	150	60~100	3	30
津の宮	36.7~38.5km	100	100~240	4	60
草 林	32.5~34.5km	200	80	4	44
	34.5~35.4km	200	90	3	17

設置位置 b は、低水路河岸からべーん工までの距離を表す。

① 石納地先

石納地先は模型の給砂区間に属することからⅢ-2においてはべーん工を設置しなかったが、べーん工を設置した場合の下流への影響は予想よりも大きいことが確認されたので、石納地先にもべーん工を設置し、洗掘の抑制効果および下流の佐原地先への影響を評価する。べーん工の設置区間は41.5~43.0kmであり、河岸より60m離して設置した。

② 佐原地先

Ⅲ-2において、べーん工列の上流端近傍での堆積および下流端近傍で洗掘が発生したのは、べーん工列の向きに問題があったためと推定される。そこで、べーん工の設置方向を、上流端である

41.0km地点では約50m河岸側に近づけ、下流端である39.6km地点では約30m河岸から離すよう修正した。また、石納地先へのベーン工の設置の影響によって、主流が右岸に接近する位置が上流側に移行すると考えられるため、ベーン工の設置範囲を20m上流に延ばした。一方、ベーン工列の下流端側は、向州地先への水当たりを緩和するために20m短くした。

③ 向州地先

向州地先の流況、河床変動は佐原地先に設置したベーン工に大きく依存することが推定されたため、向州地先に設置したベーン工を撤去して佐原地先のベーン工設置の影響を直接調べる。

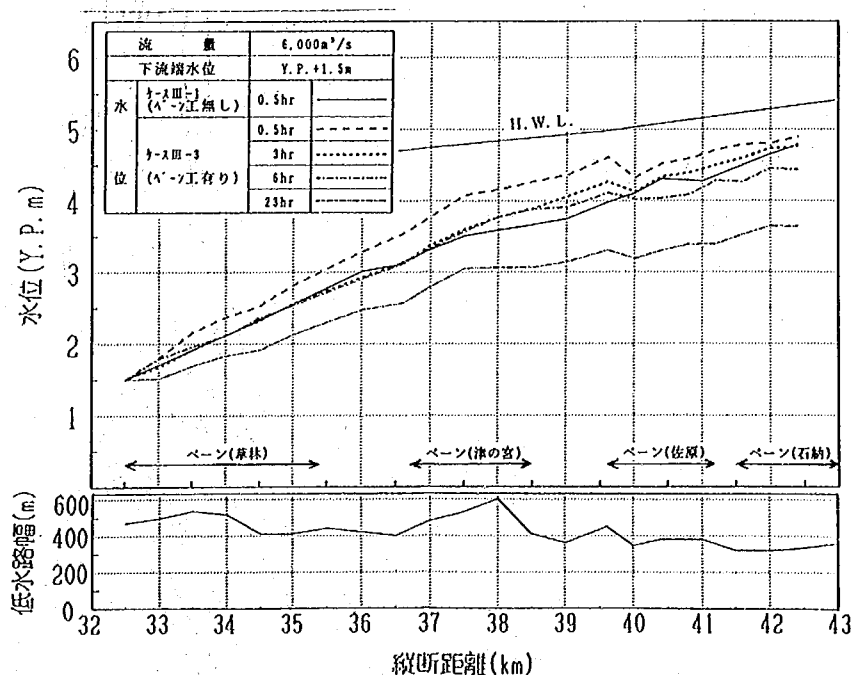
④ 津の宮地先

ベーン工周辺での局所洗掘を軽減するため、主流線を上流から徐々に曲げることができるようベーン工列自体も流線に沿って曲げるよう再配置した。なお、津の宮地先の下流にあたる35.4km地点より下流での左岸への流れの集中を軽減するために、ベーン工列下流側の設置範囲を大幅に縮小し、38.5～36.7kmとした。

⑤ 草林地先

ベーン工列上流にあたる草林地先34.5～35.0kmでの洗掘を軽減するため、ベーン工列を上流に0.9km延ばし、上流端が35.4km地点に達するように設置した。

本ケースの水位縦断をⅢ－1の結果とともに図－6.57に示す。両者を比較することにより、ベーン工が洪水流に与える抵抗の大きさの推定が可能である。この際、河床形状が等しい条件のもとで水位を比較する必要があるが、ここでは河床変動がさほど進行していないと考えられる通水後 0.5時間 に測定されたデータを用いて比較した。ベーン工の設置により39.0km地点では水位上昇量が60cmに達しているが、その上流ではベーン工が無い場合に徐々にすりつく水面形となっている。これは、津の宮地先38.5～36.7km区間に設置したベーン工への流れの集中が著しく、ベーン工の受ける抗力が大きかったことが原因と推定される。模型最上流域に位置する42.4km地点では水位上昇量は10cmに、また35.4km地点では20cmに止まっている。



図－6.57 水位縦断（Ⅲ－3）

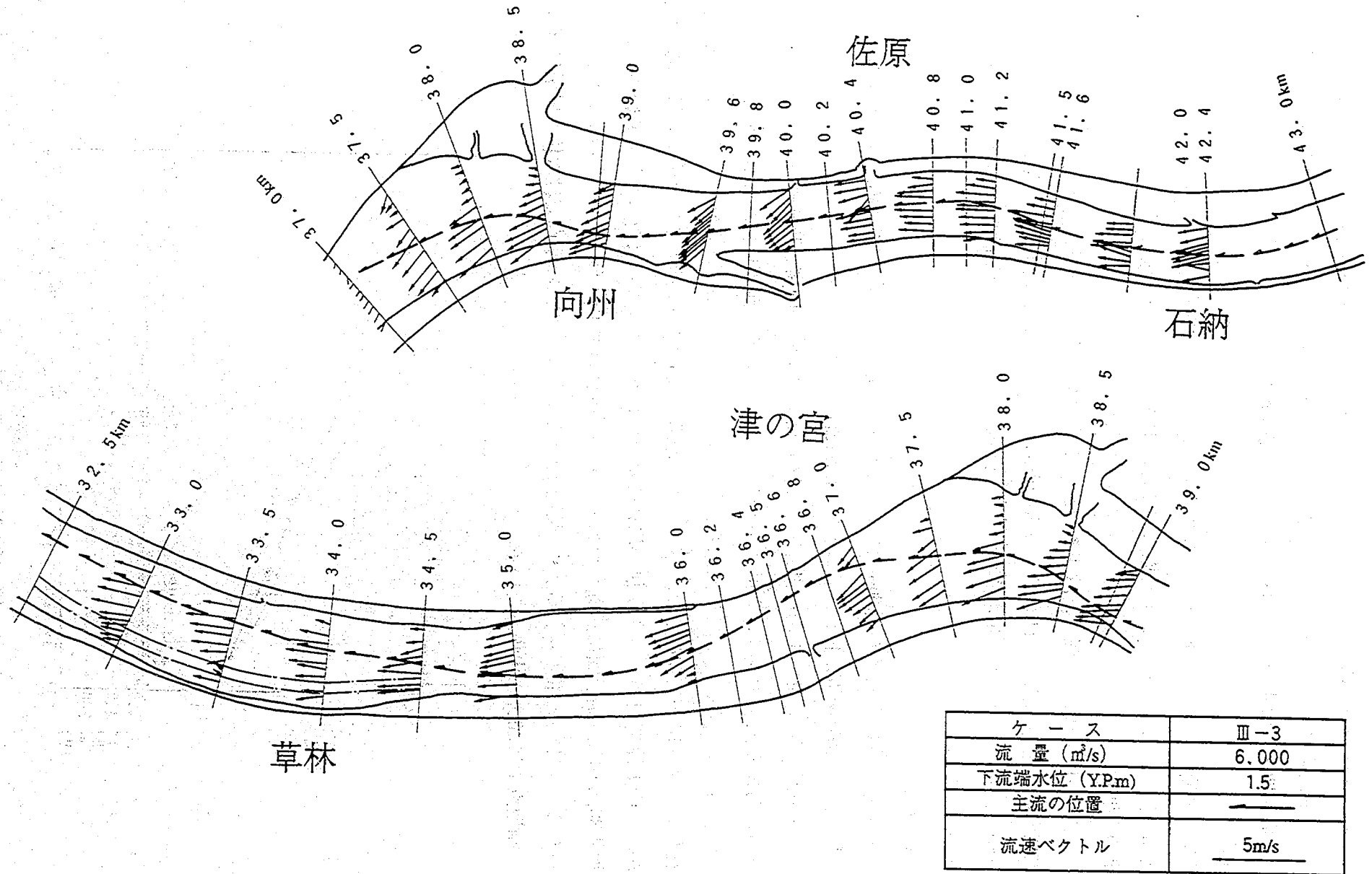


図-6.58 流況 (Ⅲ-3)

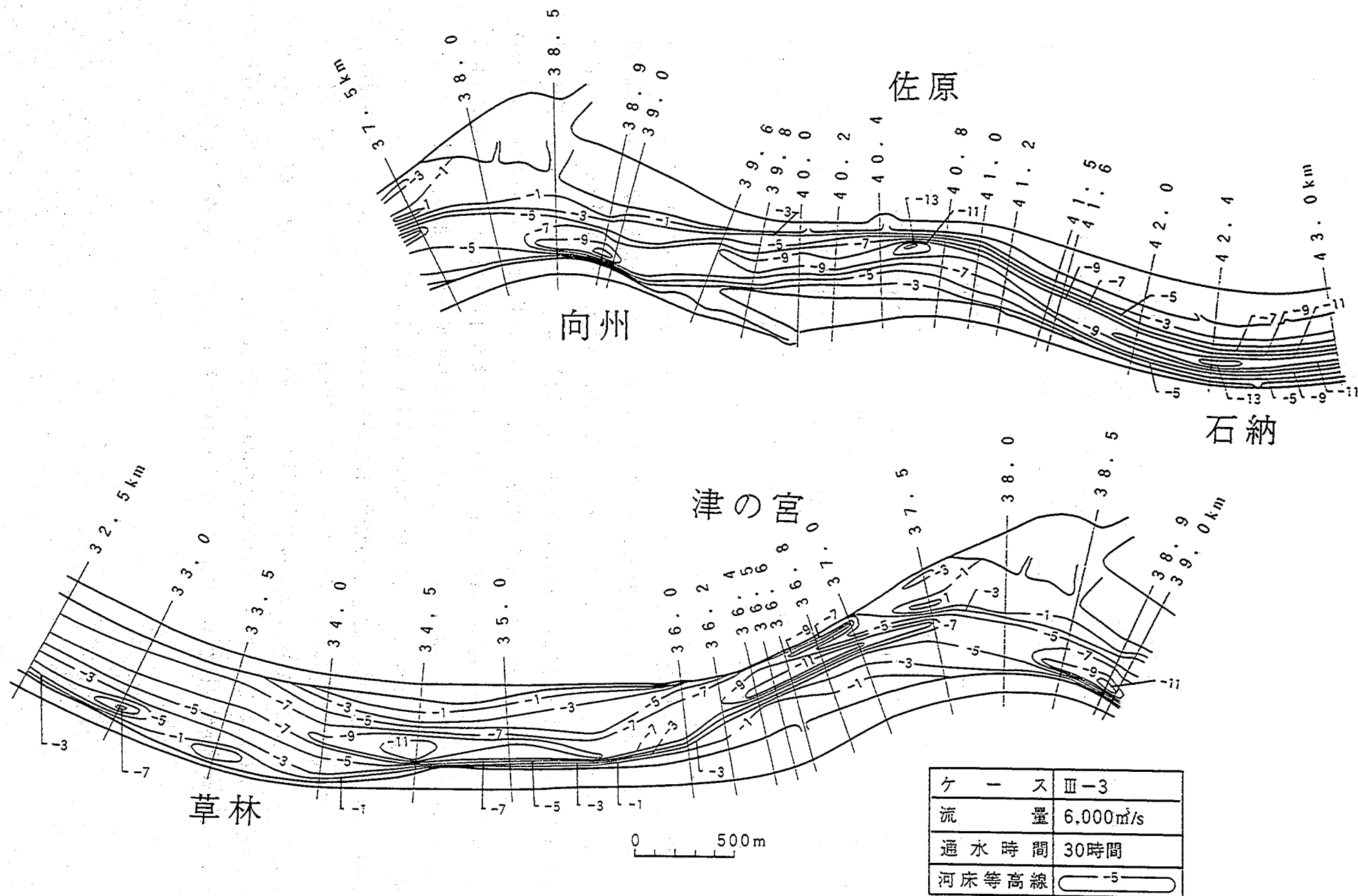


図-6.59 河床平面形状(Ⅲ-3)

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.58に示す。石納地先では、Ⅲ-2（図-6.46参照）で左岸沿いにあった主流がベーン工により河道中央に押し出された。佐原地点でも同様であり、石納～佐原地先間では全体的に主流が直線化された。一方、向州地先では佐原地先のベーン工列の下流部を短くすることにより水当たりを緩和しようとしたものの、これまでの実験ケースの中で一番水当たりが強くなってしまった。この原因としては、石納および佐原地先に設置されたベーン工によって、主流の蛇行がⅢ-1の場合より小さくなり、慣性力を増加させたためと考えられる。津の宮地先では、Ⅲ-2と比べ特に大きな差は見られない。35.4～34.5km地点では、草林地先のベーン工の設置範囲を上流に延ばしたために主流は河道中央側に押し出された。草林地先下流部にあたる34.5～33.0km地点では、Ⅲ-2の場合とほぼ同様に主流が湾曲の内岸側である右岸側へと向かう結果となった。

河床平面形状を図-6.59に示す。石納地先においては、左岸近傍の洗掘がベーン工の河道中央側に移動した。佐原地先においても、Ⅲ-2と同様、河岸近傍の洗掘がベーン工の河道中央側に移動した。一方、向州地先には佐原および石納地先のベーン工によって直線化した主流が接近するので左岸沿いの洗掘が一層顕著となった。またその範囲も広がり、河床高がY. P. - 9 m以上掘れている箇所は38.3～39.1kmとなった。津の宮地先では、Ⅲ-2で見られた36.6km地点上下流のベーン工周りの局所洗掘は軽減されたものの、洗掘の範囲は一層広く拡大し、河床高がY. P. - 9 m以上掘れている箇所は36.2～37.5kmとなった。草林地先については、35.4～34.5km区間にベーン工を延長したことで、同区間河岸近傍の洗掘をベーン工の内岸側に押し出すことができた。

次に、河床横断形状より洗掘状況の詳細を調べ、問題がある場合は対策を立案することにする。まず、石納地先42.0km地点における河床横断形状を図-6.60に示す。ここでは左岸近傍の洗掘深は約6.0mとなり、ベーン工を設置しないⅢ-1と比較して約2.7m減少した。佐原地先39.6kmでは、図-6.61に示すように、ベーン工列の向きの変更によりⅢ-2で顕著であったベーン工と右岸の間の洗掘は解消した。ただし、図-6.62に示すように、40.6km地点ではベーン工近傍で最大洗掘深約12.6mの局所洗掘が発生した。ここは、石納地先に設置したベーン工により河道中央側に押し出された主流が当たる場所であることから、石納地先のベーン工が下流に与える影響を十分に把握した上で対策を立てる必要がある。向州地先38.9km地点では、図-6.63に示すように最大洗掘深は上流にベーン工を設置しないⅢ-1よりも3.6m増大した。この原因は佐原地先へのベーン工設置の影響と考えられる。図-6.64に示す津の宮地先36.8km地点では、ベーン工周辺の局所洗掘深は、8.7 mに、右岸近傍でも6.4 mに達しており、規模の大きさゆえに抜本的な対策が必要と考えられる。草林地先35.0km地点においては、図-6.65に示すようにベーン工の左岸側約30mの箇所は河床が上昇したものの、左岸に近接するにしたがい河床が低下しているので、ベーン工の配置を修正する必要があると考えられる。

42.0km地点:石納地先

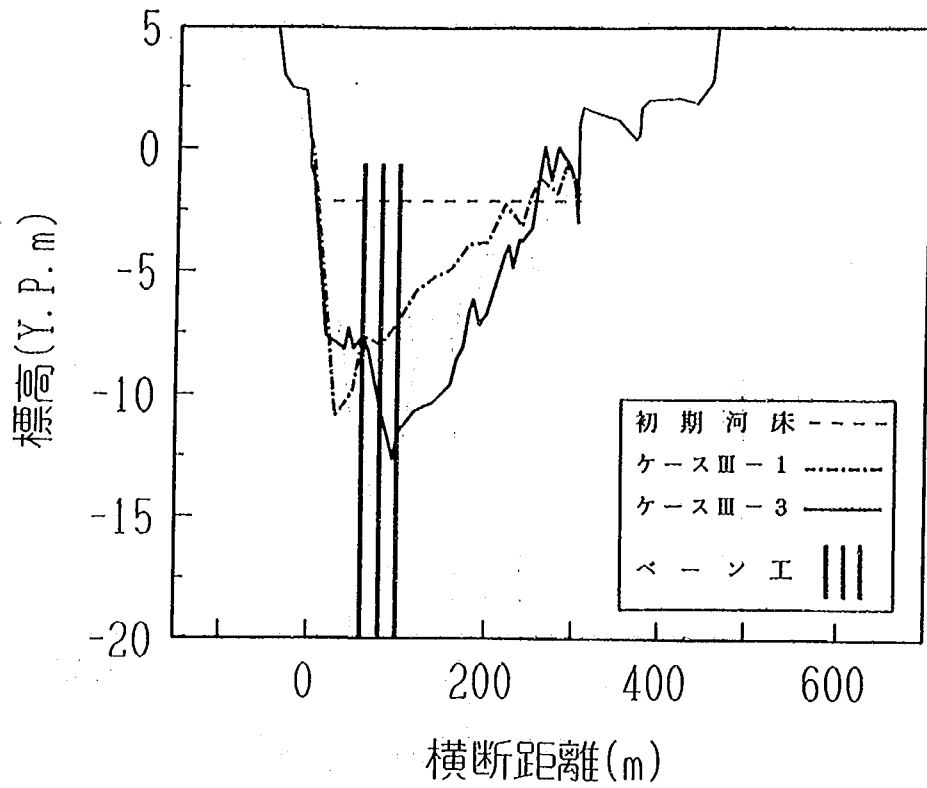


図-6.60 河床横断形状(42.0km地点:石納地先)

39.6km地点:佐原地先

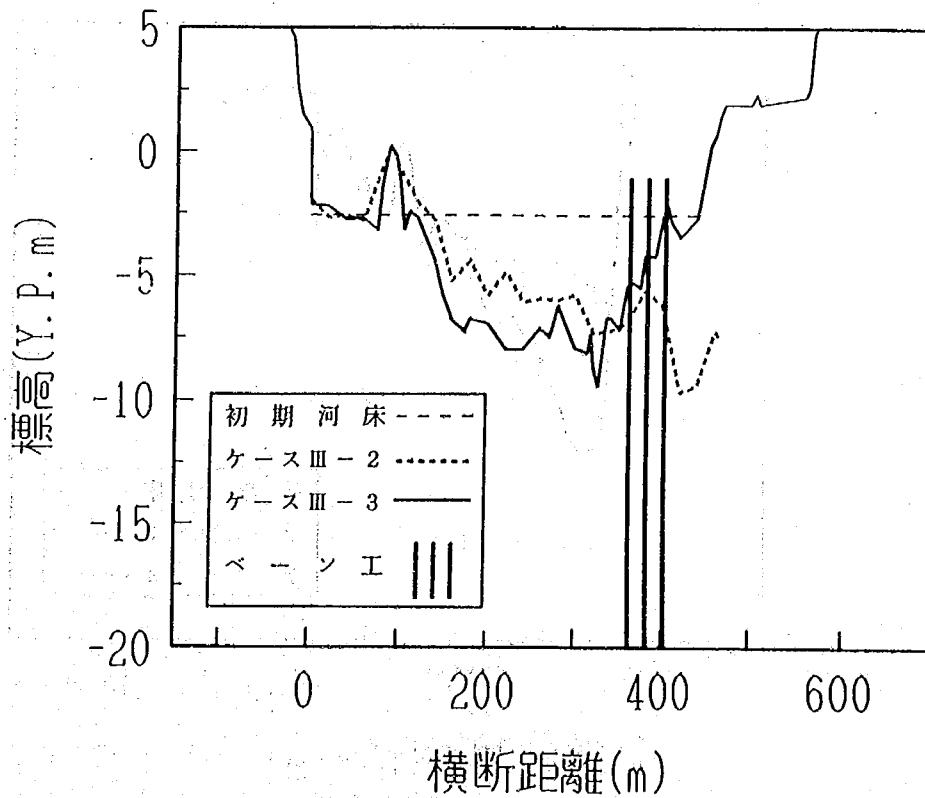


図-6.61 河床横断形状(39.6km地点:佐原地先)

40.6km地点:佐原地先

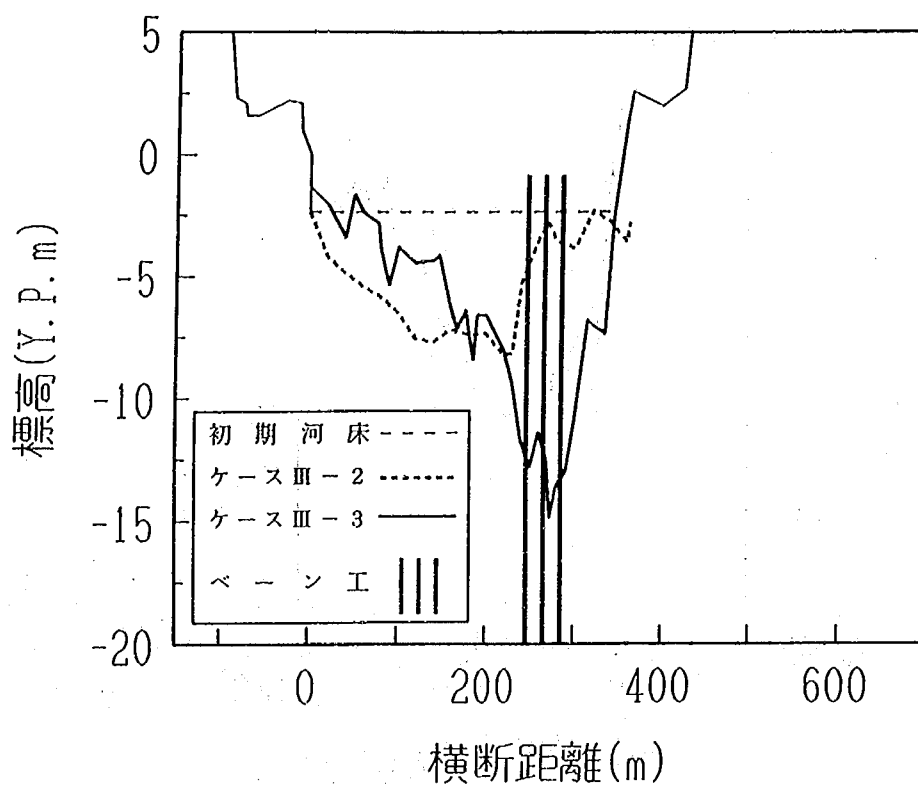


図-6.62 河床横断形状(40.6km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先

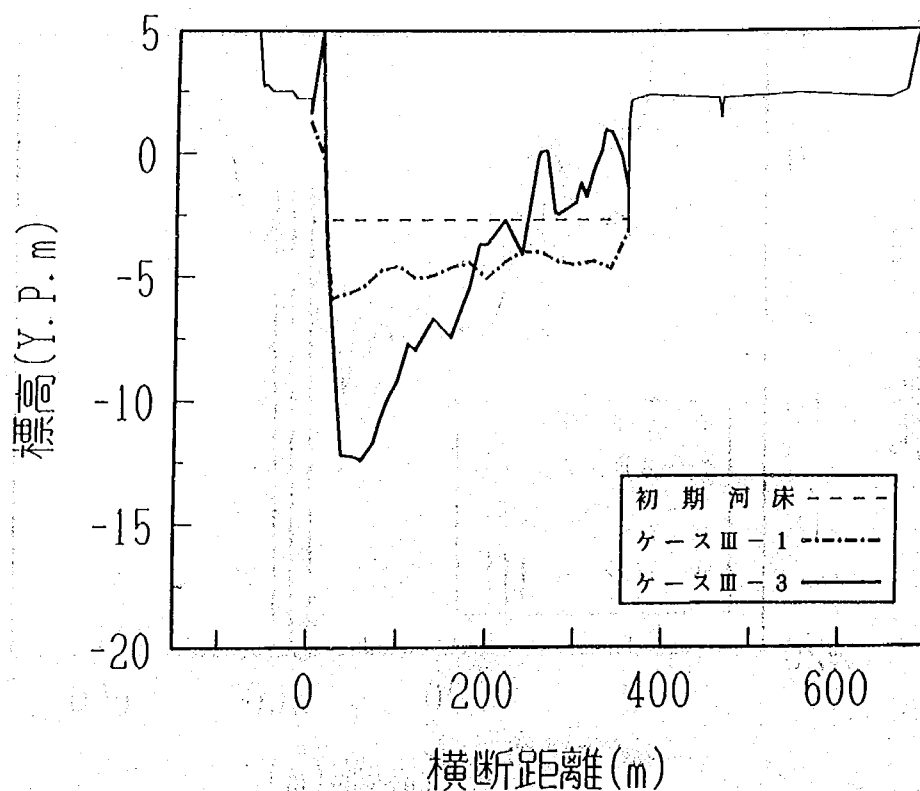


図-6.63 河床横断形状(38.9km地点:向州地先)

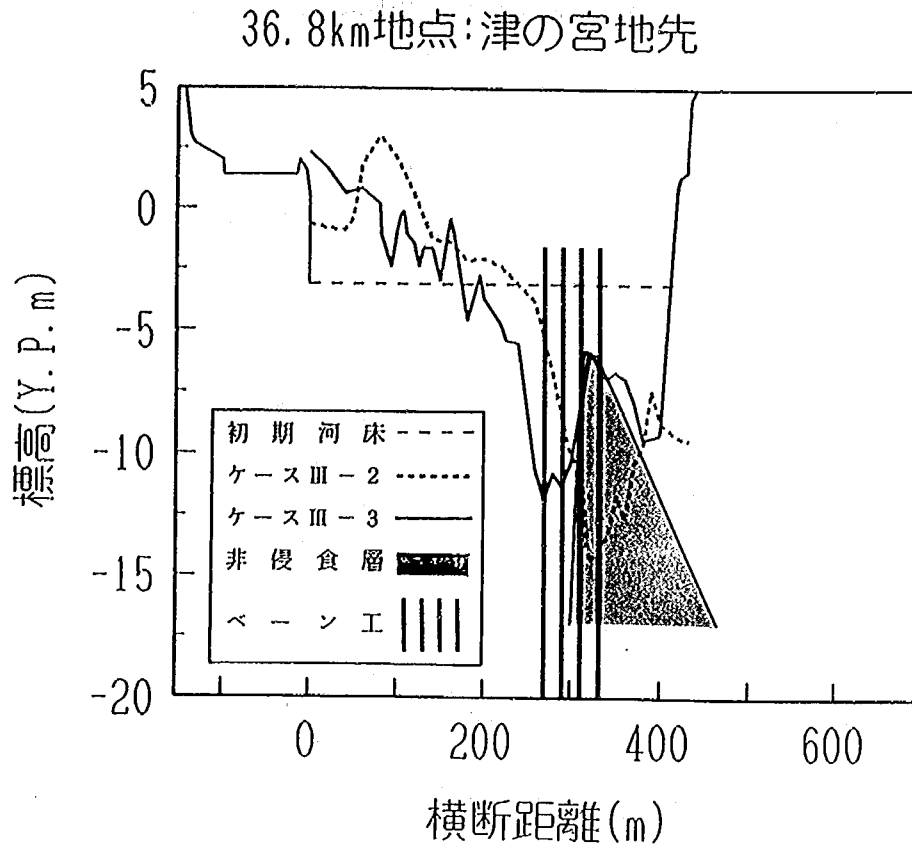


図-6.64 河床横断形状 (36.8km地点:津の宮地先)

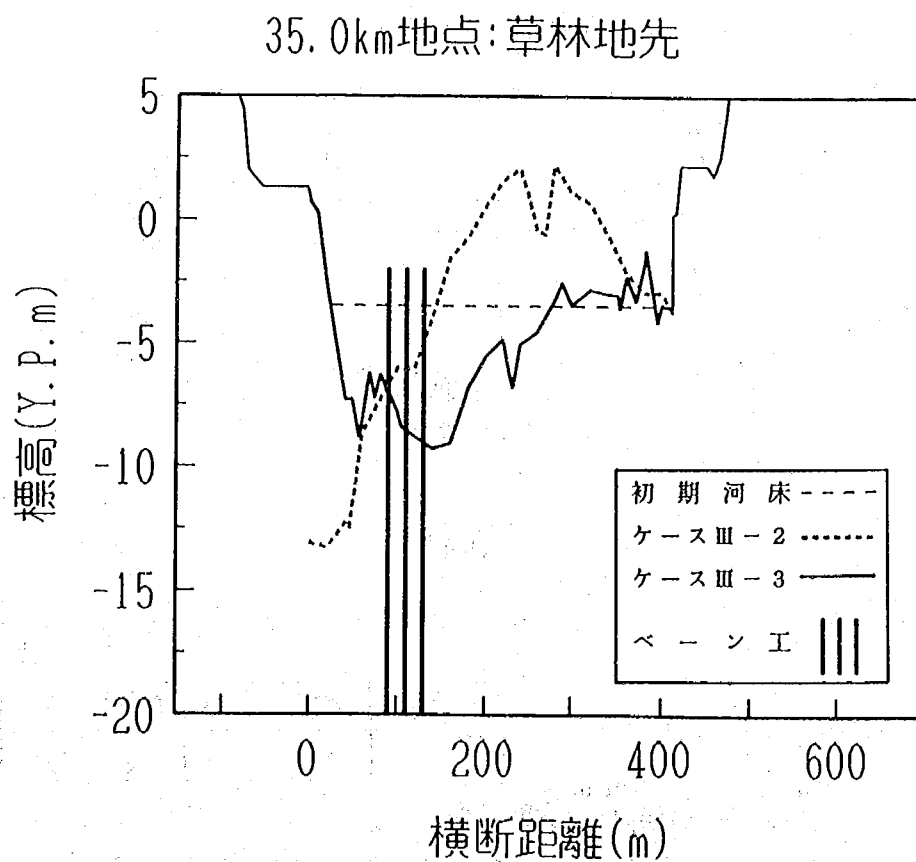
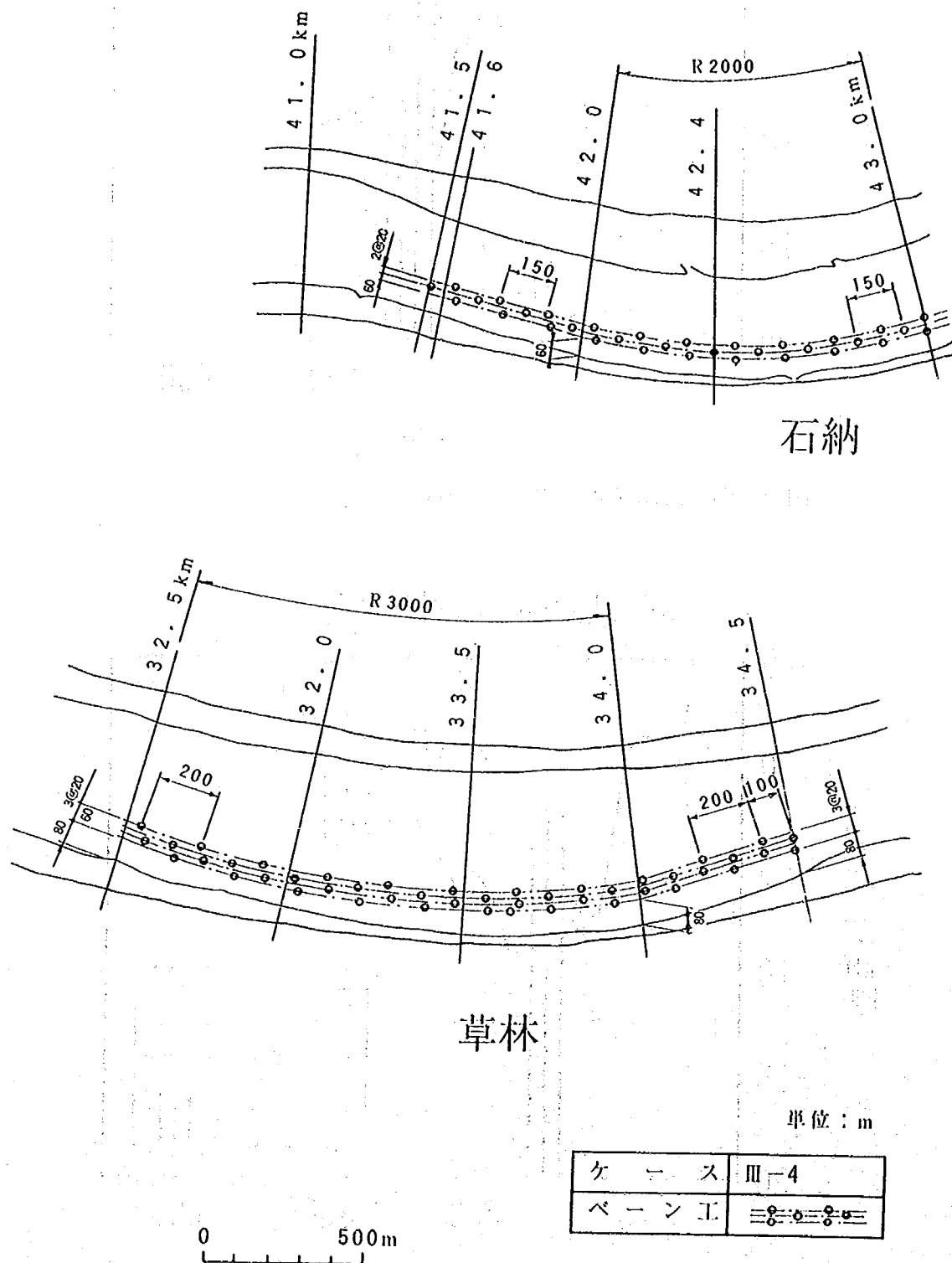


図-6.65 河床横断形状 (35.0km地点:草林地先)

6.5.5 ベーン工実験の結果（Ⅲ－４）

本ケースでは、石納地先へのベーン工の設置による佐原地先より下流への影響を調べるとともに、津の宮地先にベーン工を設置しない状態における草林地先のベーン工の適切な配置方法を調べる。

ベーン工の配置を図－6.66に示す。石納地先に設置したベーン工の配置諸元はⅢ－３と同一である。また、津の宮地先にベーン工を設置しない場合には草林地先上流部の左岸側への流れの集中は起こらないと推定されることから、草林地先のベーン工列の上流端を34.5km地点までに短縮した。



図－6.66 ベーン工の配置（Ⅲ－４）

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.67に示す。これとⅢ-1の結果(図-6.36)との比較によりベーン工が周辺の流れに及ぼす影響を調べることができる。石納地先においては、左岸沿いにあった主流がベーン工により河道中央に押し出された。その結果、佐原地先においては主流が右岸にさらに接近した。また、津の宮地先37.0km断面の流速分布を比較するとⅢ-1とⅢ-4では大きな差異があり、ベーン工の影響は津の宮地先にまで及ぶことがわかる。草林地先においては、左岸沿いに位置していた主流が河道中央側に押し出され、良好な流況となった。なお、草林地先34.5~35.4km区間のベーン工を撤去しても新たな問題は生じなかった。

河床平面形状を図-6.68に示す。石納地先については、ベーン工を設置したⅢ-2、Ⅲ-3と同様、河岸沿いの洗掘をベーン工の内岸側にまで押し出すことができた。佐原地先では、右岸近傍での洗掘が縦断方向に延びる傾向となった。草林地先においては、ベーン工を設置したⅢ-3と同様に、河岸沿いの洗掘をベーン工の内岸側にまで押し出すことができた。

次に、河床横断形をもとに各洗掘発生地点の河床変動状況およびベーン工の効果について調べてみる。石納地先42.0km地点における河床横断形状を図-6.69に示す。これによれば、左岸近傍の洗掘深は約5.0mとなり、ベーン工のないⅢ-1と比較して約3.7m減少している。佐原地先40.2km地点では、図-6.70に示すとおり右岸近傍で洗掘深約9.1mの洗掘が発生しており、Ⅲ-3と比較して約5.7m洗掘深が増加している。これは、石納地先のベーン工により主流が右岸側に移動したためと考えられる。草林地先34.5km地点では、図-6.71に示すように同地点の河岸法線がやや河道中央側に突出しているため河岸近傍に深さ約7.8mの洗掘が発生しており、改善が必要である。

次に、図-6.68とベーン工のないⅢ-1の河床形状(図-6.37)を比較し、石納地先へのベーン工の設置が津の宮地先の河床変動に及ぼす影響を調べてみる。図-6.37において津の宮地先での最大洗掘深の発生地点は36.4km付近であるのに対し、図-6.67では36.8kmと上流に移動している。このことから、石納地先へのベーン工設置の影響は、津の宮地先にまで及ぶことがわかる。ベーン工の設置により下流の洗掘位置が変化することは問題であり、石納地先のベーン工の諸元は再検討の余地があるといえる。

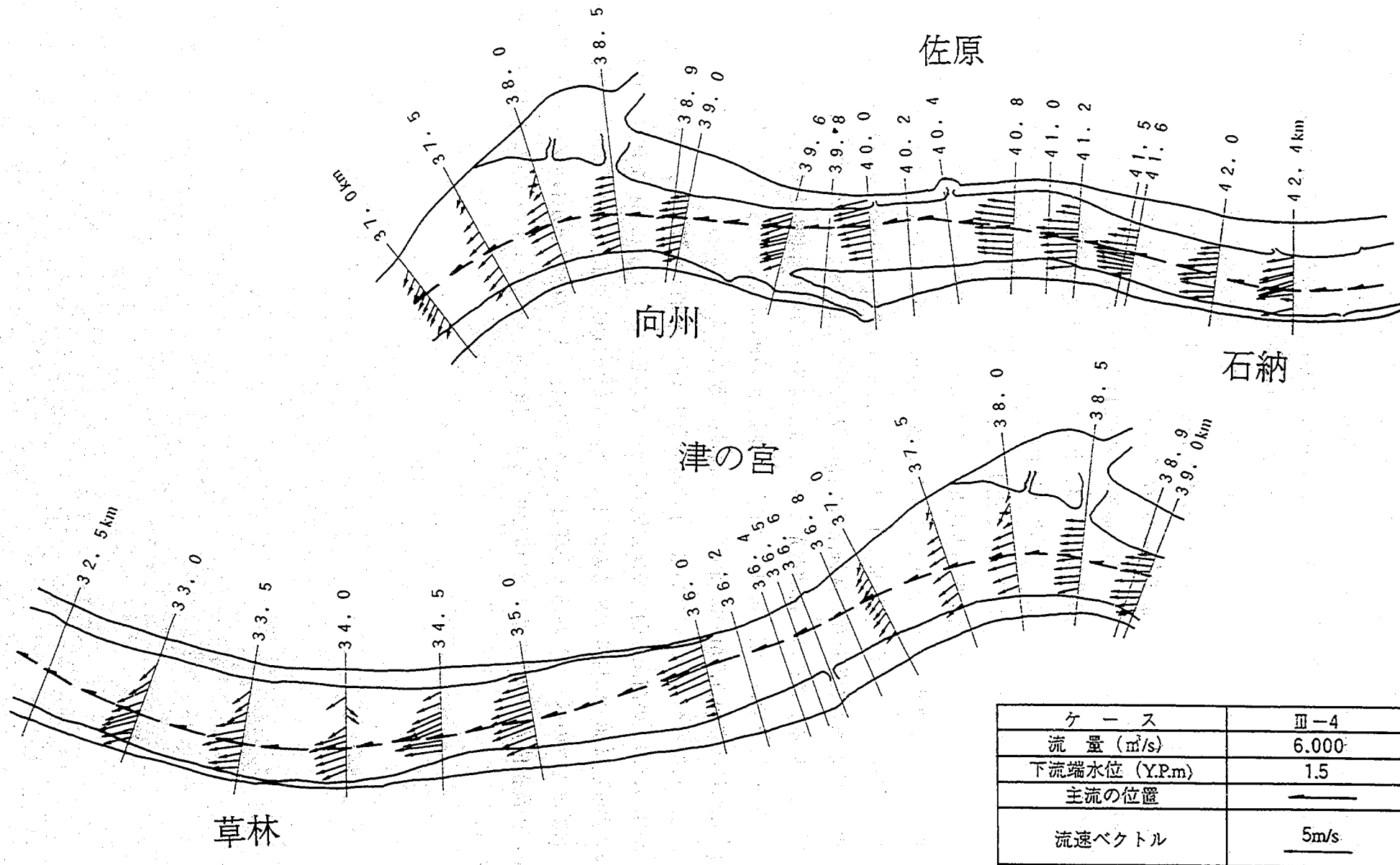


図-6.67 流況 (Ⅲ-4)

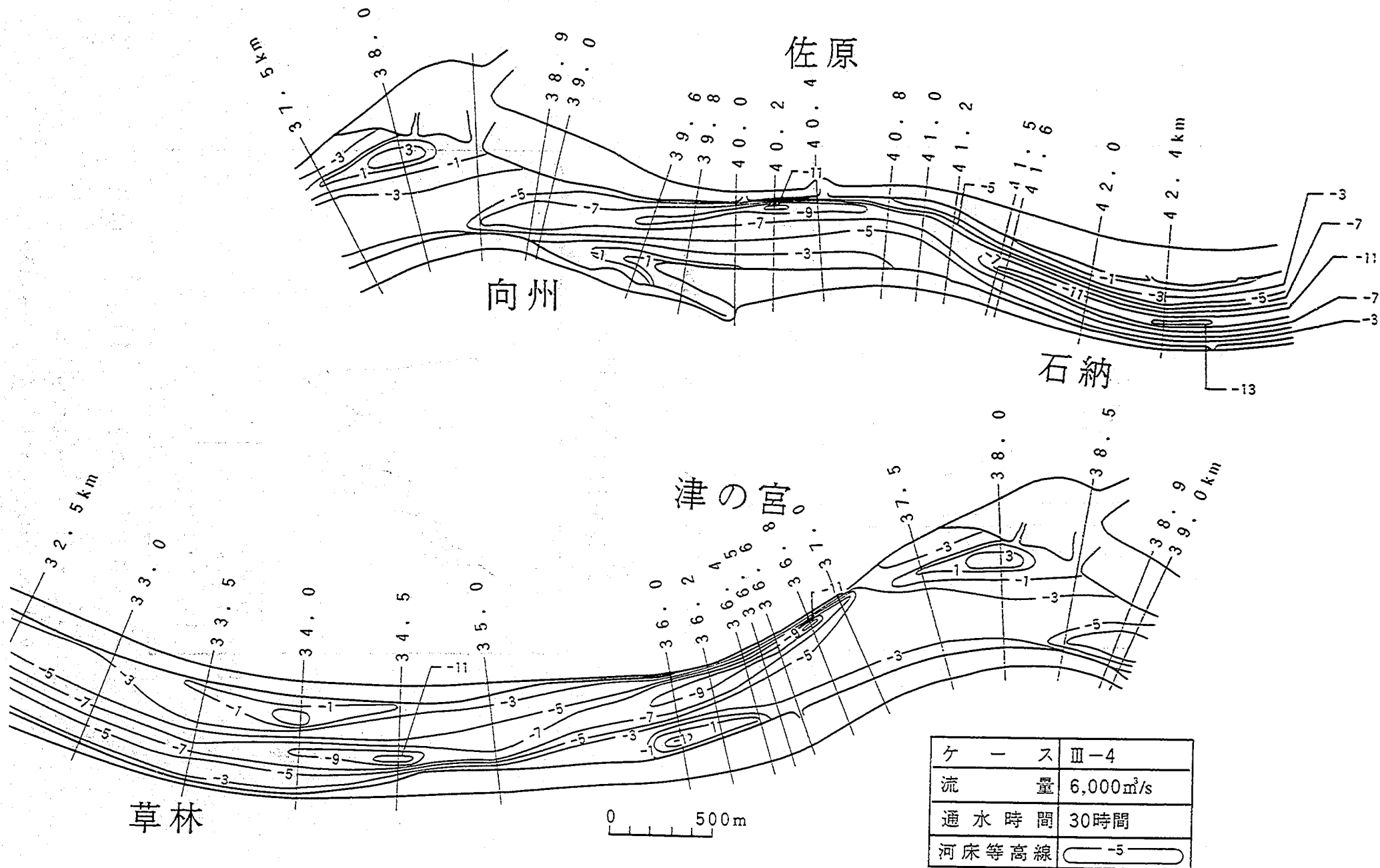


図-6.68 河床平面形状 (Ⅲ-4)

42.0km地点:石納地先

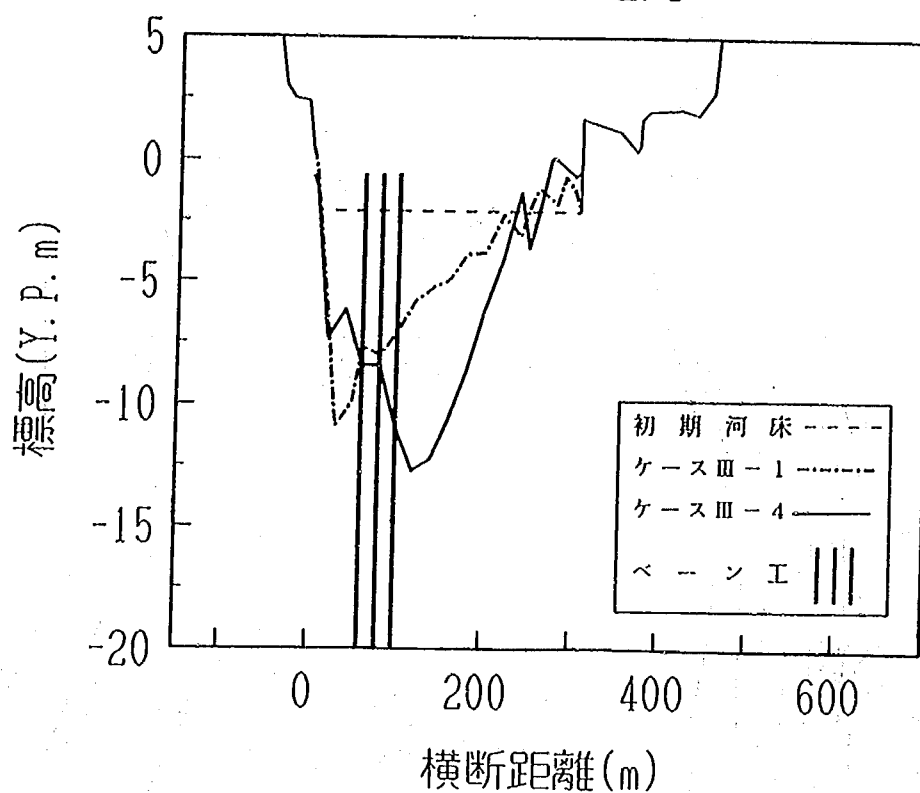


図-6.69 河床横断形状 (42.0km地点:石納地先)

40.2km地点:佐原地先

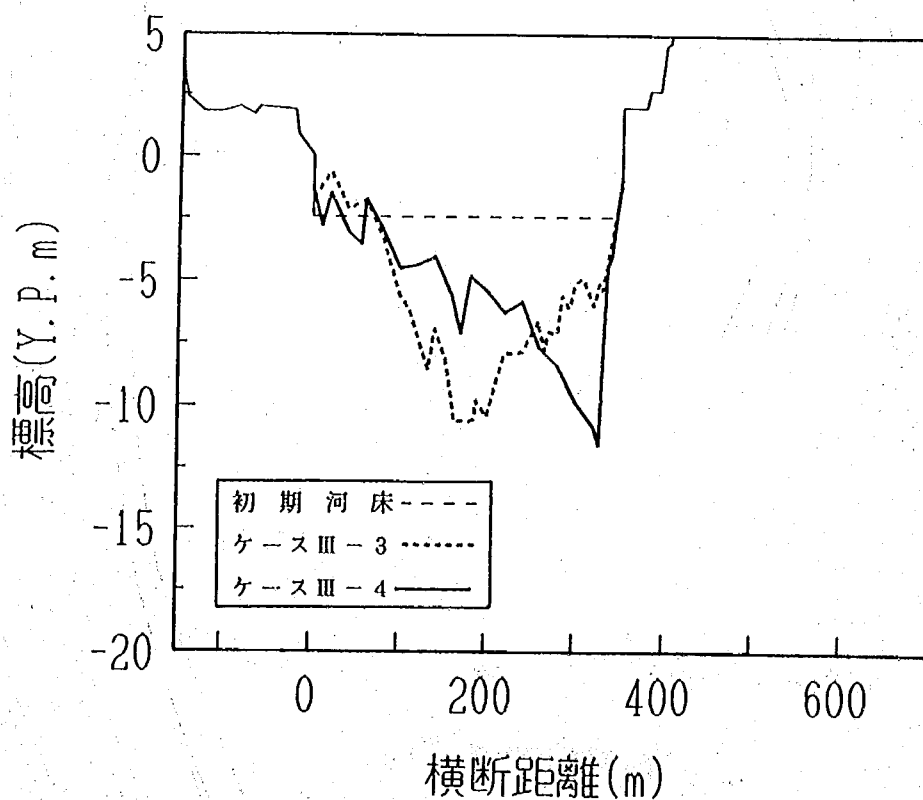


図-6.70 河床横断形状 (40.2km地点:佐原地先)

34.5km地点:草林地先

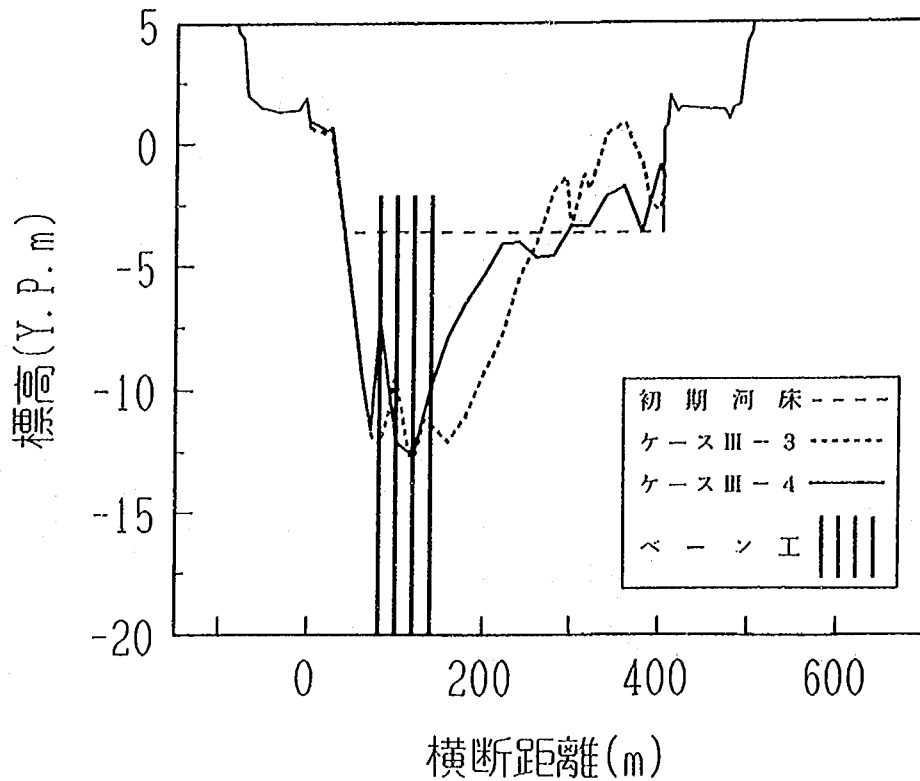


図-6.71 河床横断形状 (34.5km地点:草林地先)

6.5.6 水制実験の結果 (Ⅲ-5)

Ⅲ-3の実験を通じ、石納、佐原、および草林地先では若干の問題は残されるものの、ベーン工により洗掘を軽減できることがわかった。そこで、本ケースでは、これまでの実験で十分な対策法を立て得なかった向州および津の宮地先の洗掘に焦点を絞り、洗掘対策工としての水制の効果を調べることにした。各地先での洗掘対策工の設置状況は次の通りである。

① 石納地先

Ⅲ-3と同様にベーン工を設置した。

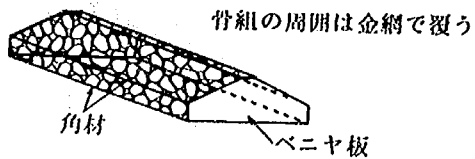
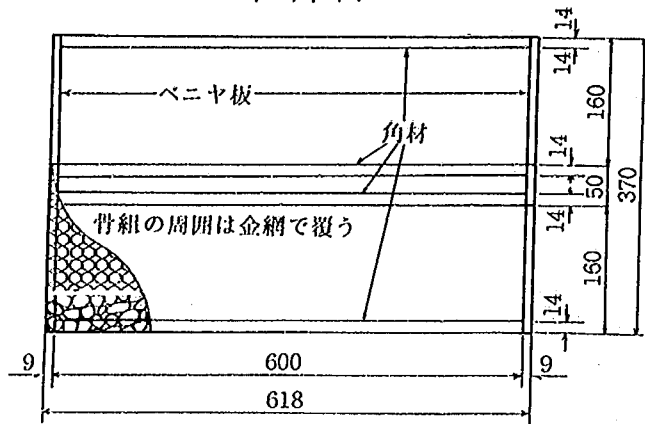
② 佐原地先

佐原地先にベーン工を設置すると、向州地先の左岸に主流が接近するなどの影響があるが、佐原地先自身の洗掘対策としては効果を発揮しているので、向州地先における洗掘は向州地先に設置する対策工で解決する方針で検討を進めることとし、佐原地先にはⅢ-3と同じ諸元でベーン工を設置した。

③ 向州地先

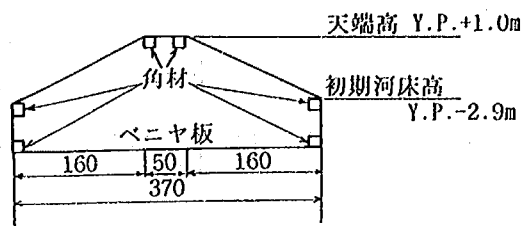
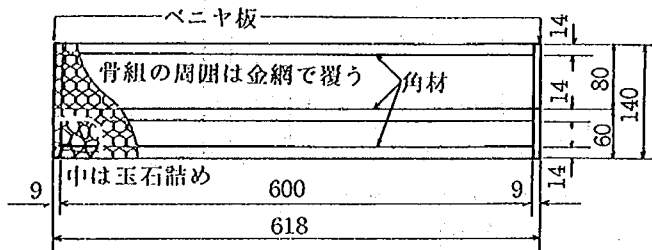
向州地先の左岸近傍に発生する洗掘の原因は、主流が河岸近傍を通過するためである。そこで、水制を設置して主流を河岸から離す方法について検討することにした。水制の形状を図-6.72に示す。水制の設置範囲は図-6.73に示すように向州地先の左岸側39.2~39.6kmとした。

平面图



側面図

正 面 图



(单位: mm)

図-6.72 水制工の構造

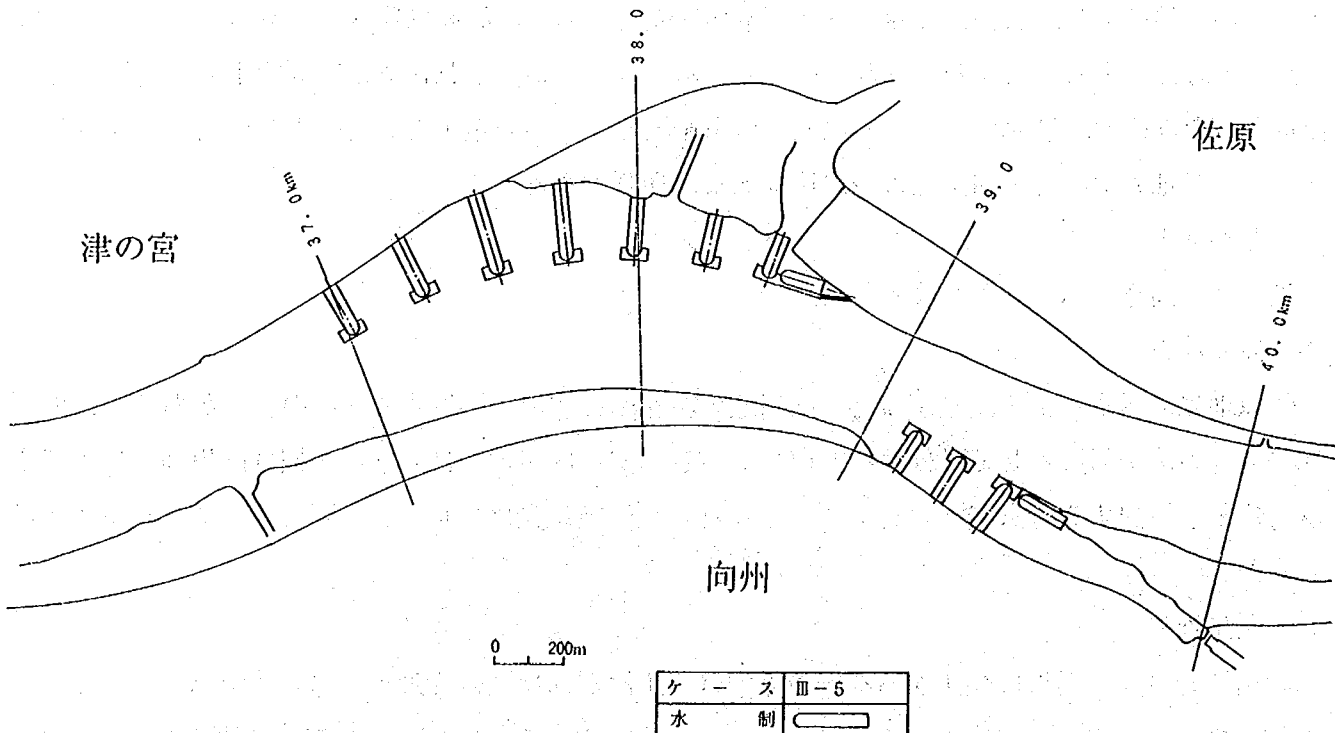


図-6.73 水制工の配置 (Ⅲ-5)

④ 津の宮地先

津の宮地先での洗掘の発生の原因は、河道法線形の屈曲に起因する流れの集中と推定される。そこで図-6.73に示すように津の宮地先の右岸側34.0~38.0km地点に水制を設置して河岸法線形状を滑らかな曲線にすることとした。

⑤ 草林地先

Ⅲ-4では、ベーン工設置区間の上流端である草林地先34.5km地点の左岸近傍で洗掘が生じたので、これを改善するためにベーン工の設置範囲を再び上流へと延長した。諸元はⅢ-3と同一とした。

⑥ 津の宮地先左岸側のポイントバーの固結

一般に、水制を設置した場合には、まず水制の先端での洗掘に注意すべきである。津の宮地先の場合、水制群の設置に伴う河積の減少により左岸側ポイントバーがフラッシュされることによって、水制先端での洗掘深を過小評価する危険がある。この条件の下では治水対策上危険側の検討となるため、ポイントバー表面を固結しフラッシュを防ぐことにした。

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.74に示す。向州地先においては、水制のないⅢ-3（図-6.58）で左岸沿いに集中していた主流が水制によって河道中央側に押し出された。しかし、水制先端での流速は4 m/s以上となり、周辺と比べかなり速い。また、水制の下流端では実質の川幅が急拡するために剝離領域が形成されている。津の宮地先についても同様で、主流は水制によって河道中央側に押し出されたものの、流下に従い下流側で強制渦型の流速分布へ移行し、水制先端での流速が増大している。

河床平面形状を図-6.75に示す。向州地先では、水制の先端に発生する高流速によって水制の直下流で大規模な洗掘が発生した。Y. P. - 9 m（洗掘 7.5m）以上掘れた範囲は水制直下流から38.25 km付近にまで及んでいる。津の宮地先においても、向州地先と同様に水制の直下流で大規模な洗掘が発生し、Y. P. - 9 m（洗掘 7.5m）以上掘れた範囲は水制直下流から36.3kmにまで及んでいる。

次に、横断図を用いて各洗掘発生地点の河床変動状況および対策工の効果、問題点等を調べることにする。向州地先38.9km地点の通水後の河床変動状況を図-6.76に示す。これによれば、左岸近傍の洗掘深は約11.0mに達しており、洗掘対策工を設置しない場合とほとんど変わらない。この洗掘に対する改善策としては、水制先端での高流速を軽減させる工夫が必要である。

図-6.77~6.78は津の宮地先37.0km地点および36.6km地点の通水後の河床変動状況を示したものである。図-6.77において横断距離340m~400mの範囲に固結層による凸形状が見られる。水制先端の洗掘の側方への拡大がこれにより阻止されていると推定できる。また、図-6.78によれば、最大洗掘深は右岸近傍で約 9.5mであったが、左岸側ではY. P. - 5 mにある固結層によりこの高さで洗掘が止められた。一般に水制先端での流れは著しく加速されるので、現地河道においては水制先端の土砂が多少の粘着性を有していても浸食される可能性が高い。そこで次のケースからは固結層を撤去し、移動床に戻すことにした。

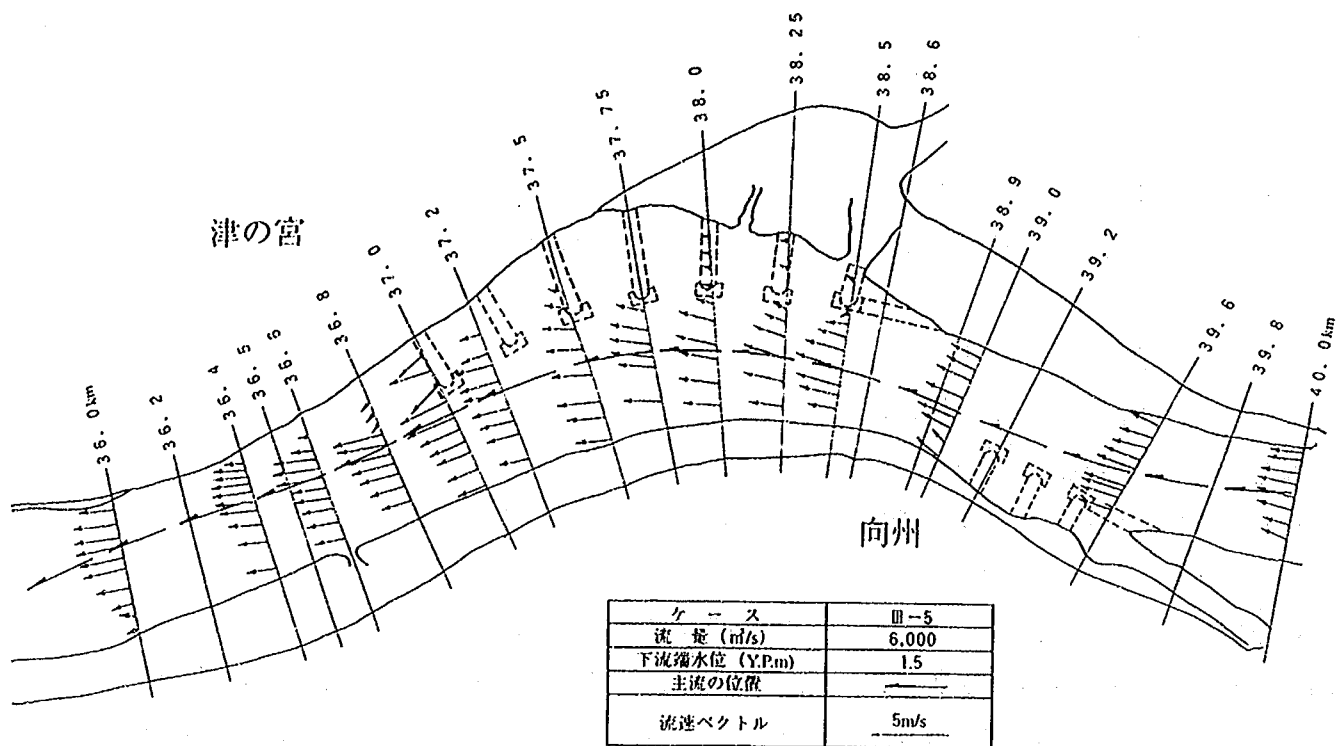


図-6.74 流況 (Ⅲ-5)

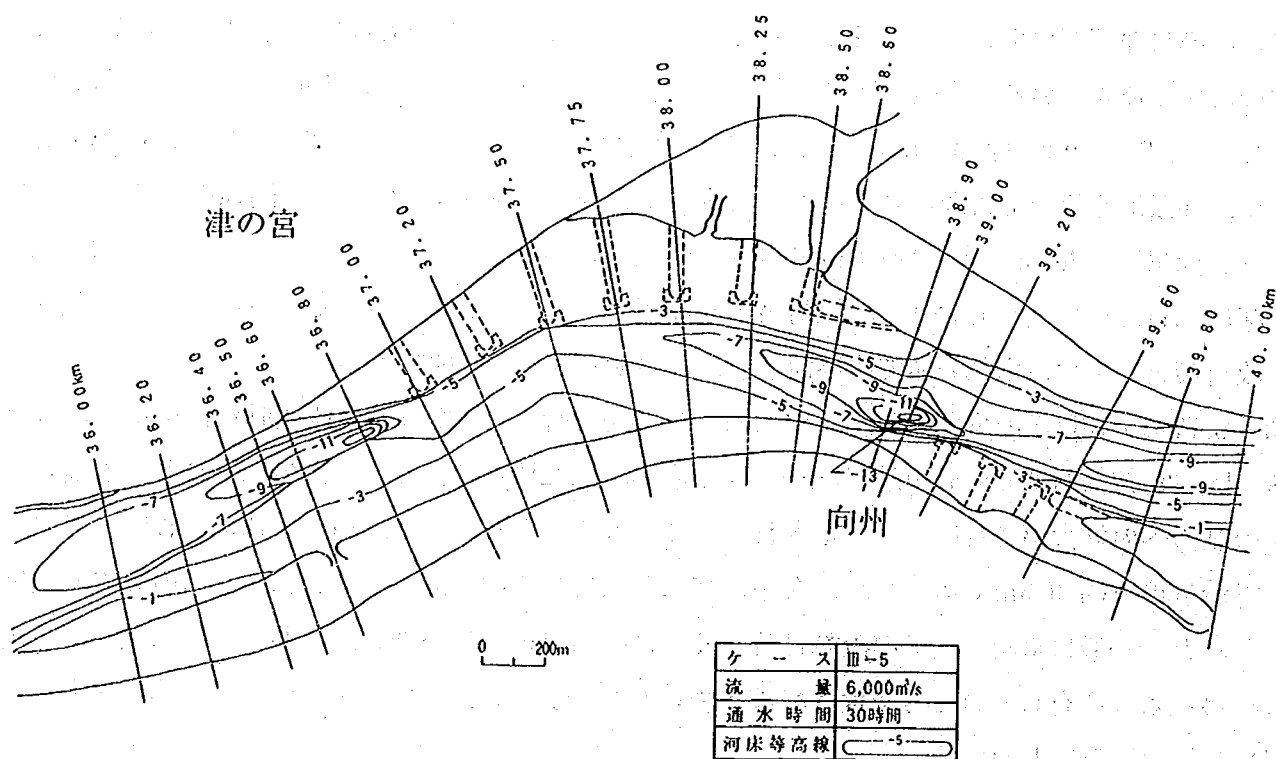


図-6.75 河床平面形状 (Ⅲ-5)

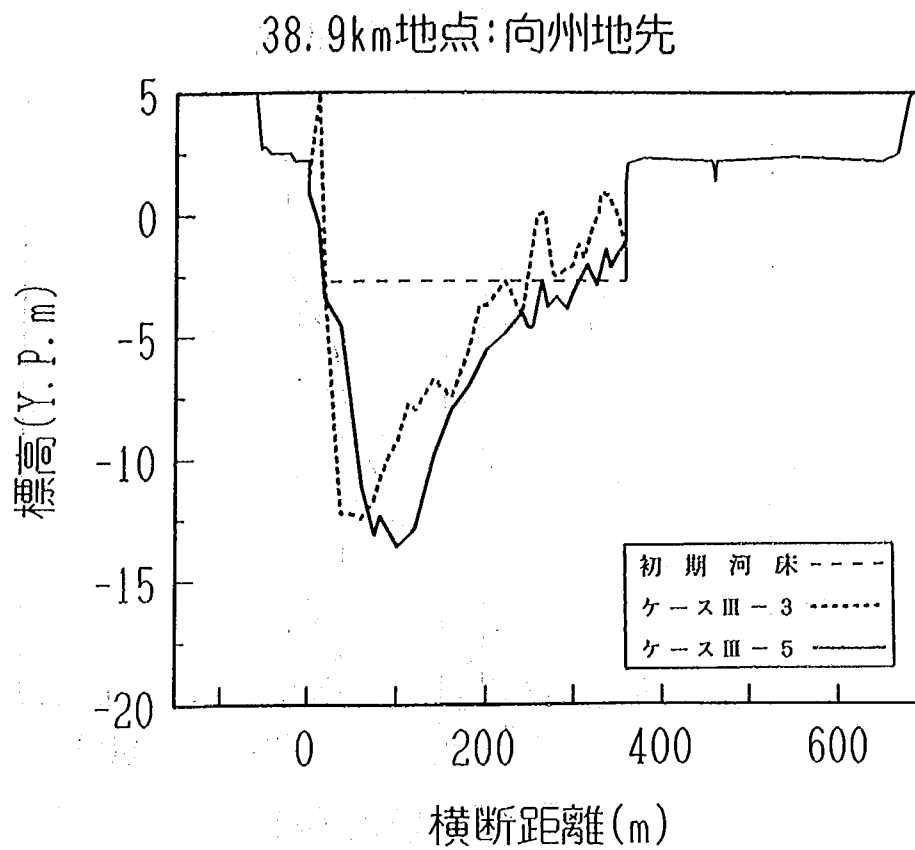


図-6.76 河床横断形状 (38.9km地点: 向州地先)

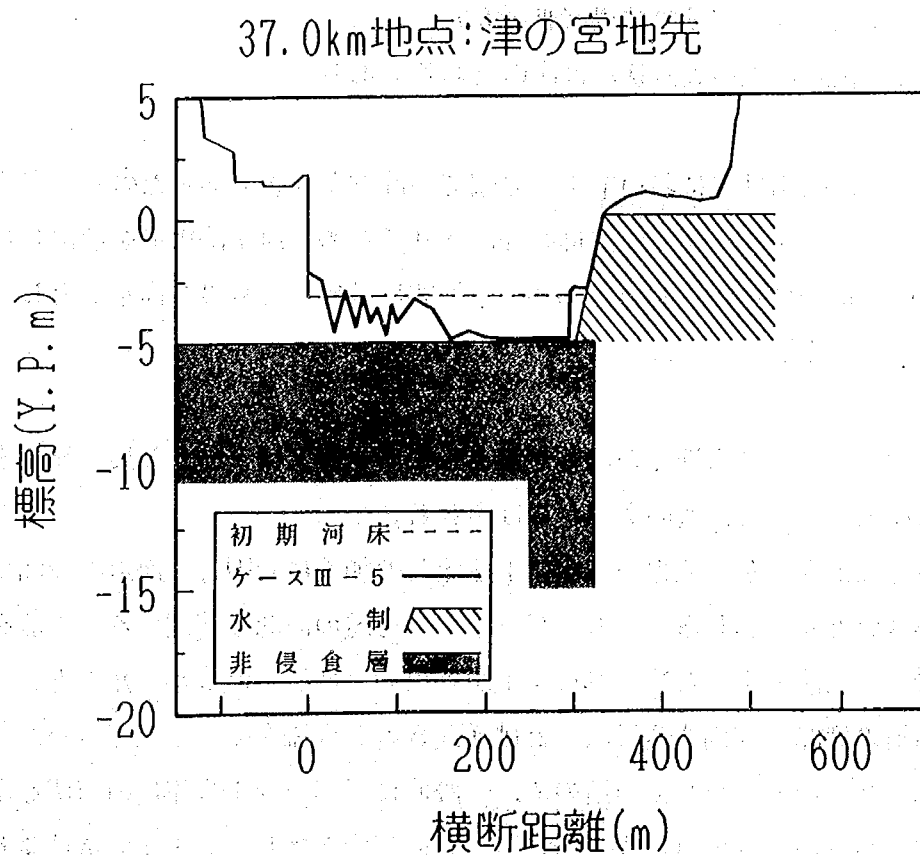


図-6.77 河床横断形状 (37.0km地点: 津の宮地先)

36.6km地点:津の宮地先

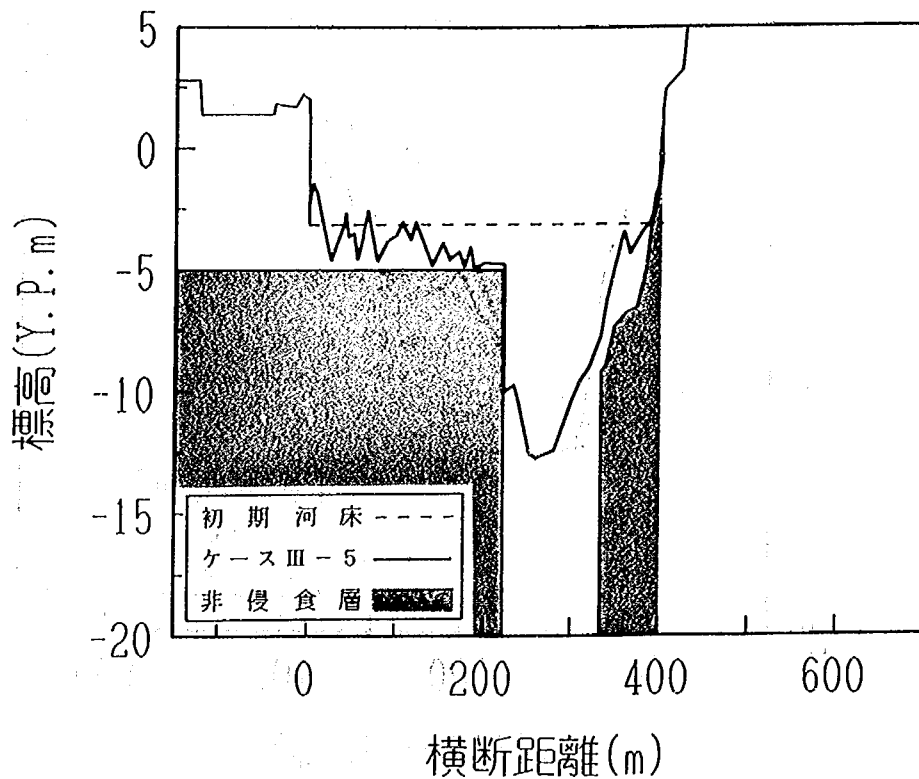


図-6.78 河床横断形状 (36.6km地点:津の宮地先)

6.5.7 水制とベーン工の併用実験の結果 (Ⅲ-6)

本ケースにおける洗掘対策工の設置状況は次のとおりである。

① 向州地先

Ⅲ-5の実験では、向州地先において水制先端での洗掘が顕著であったので、主流を河道中央に押しやる効果を保持し、かつ先端での洗掘を軽減させるために河岸法線形を前出した。河道整正後の法線形状を図-6.79に示す。38.3~39.6kmの範囲には碎石を敷設し高水敷とし、その法線は上下流と滑らかにすりつく形状とした。

② 津の宮地先

これまでの実験では、津の宮地先の洗掘対策としてベーン工は十分な効果を発揮することができなかった。この原因としては、次の2点が挙げられる。

- ・津の宮地先の洗掘は主として流線の集中による流れの加速に起因し、河道の湾曲に起因する二次流の作用は小さいと考えられる。一方、ベーン工は河道の湾曲に起因する二次流を逆向きの二次流により相殺する工法であるため、ベーン工が効果的に機能し得なかったこと。
- ・ベーン工は河道の湾曲に起因する二次流とは逆向きの二次流を発生させてベーン工内岸の土砂を外岸側に移動させる機能を有しているため、一般的にはベーン工外岸側の河床を上昇させることができるはずであるが、津の宮地先では特に流れの集中が著しく、上記の機能よりもベーン工の周辺に発生する局所洗掘が卓越したこと。

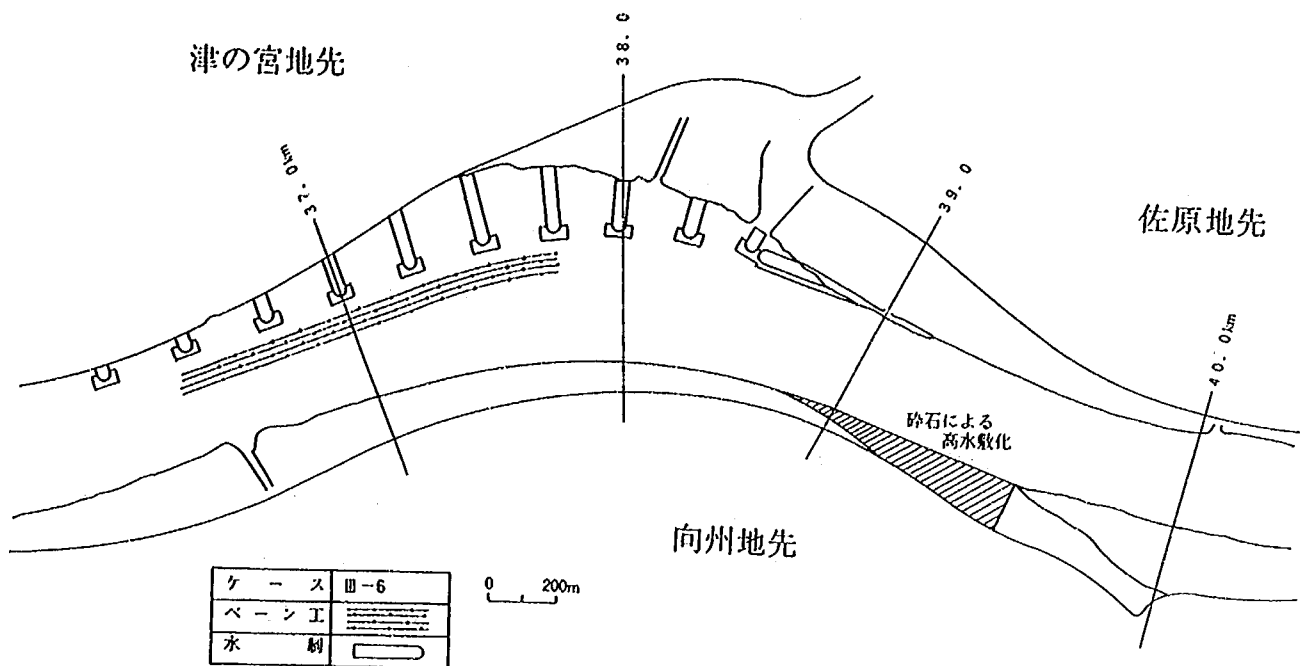


図-6.79 局所洗掘対策工の配置 (Ⅲ-6)

一方、Ⅲ-5の実験結果によれば、水制の設置によって洗掘位置が下流に移動している。これは、水制によりこの区間の流れが徐々に湾曲し、二次流の発達に伴い強制渦型に移行して湾曲外岸側河岸近傍を掘る、いわば典型的な湾曲流れになったためと考えられる。このことは、ベーン工が洗掘軽減効果を発揮する下地が作られたことを意味する。そこで本ケースにおいては前ケースと同様に水制を配置した上でその前面にベーン工を設置し、その効果を調べることにした。水制およびベーン工の配置状況を前出の図-6.79に示した。水制直下流部の急拡流れを解消するため、水制の設置範囲を下流に延長し水制先端の包絡線が右岸法線と滑らかにすりつくようにした。また、水制の先端は半径15mで丸めるとともに河床には碎石を敷設し水制先端の局所洗掘の軽減を図った。水制の前面にはベーン工を36.5~39.0kmの範囲に設置した。ベーン工列は4列、列の間隔は20m、ベーン工の間隔は200mとした。なお、Ⅲ-5の実験結果に基づき、水制工先端での洗掘に影響を及ぼさないように津の宮地先内岸のポイントバーを固結状態から移動床に戻した。

③ 石納, 佐原, および草林地先

これらの地点ではⅢ-5と同一諸元でベーン工を設置した。

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.80に示す。向州地先においては、水制を設置した場合(図-6.74)に比べ主流の位置はさほど変化がないが、図-6.79のように左岸を河道中央側に張り出したため主流が相対的に河岸に近づき、向州地先39.0km地点の左岸に著しい水当たりが生じた。津の宮地先では、水制およびベーン工によって主流が河道中央に押し出されたが、

逆にこの影響により津の宮地先の下流の36.0km地点の左岸では著しい水当たりが発生した。

河床平面形状を図-6.81に示す。向州地先における洗掘は、Ⅲ-5(図-6.75)に比べ洗掘深・範囲ともに増大し、かつその位置は河岸側に接近した。津の宮地先では、バーン工の設置位置が水制に接近しすぎたために水制の先端で洗掘が生じている箇所があるものの、Ⅲ-5に比べ全体的に洗掘を河道中央側に押し出すことができた。

向州地先39.2および38.9km地点の河床変動状況をそれぞれ図-6.82、6.83に示す。これらによれば、Ⅲ-5に比べて洗掘深が最大で約3m大きくなるとともに、洗掘位置は相対的に河岸に30mほど近づいた。本ケースまでの実験結果を総括すると、向州地先の洗掘を軽減するには同地先での対策だけでは難しく、佐原地先のバーン工の効果を緩めるなどして水当たりを軽減する必要があると考えられる。

図-6.84~6.86には津の宮地先37.5km、37.0km、および36.6km地点での河床変動状況を示す。これらによれば、バーン工の河道中央側で洗掘、河岸側で堆積し、バーン工が効果を発揮した場合の典型的な形状となっている。水制により流れを湾曲流に近づけるとバーン工の洗掘軽減効果が発揮されたことから、水制のない場合における津の宮地先の洗掘原因は、湾曲による二次流ではなく、流れの集中によると推定される。

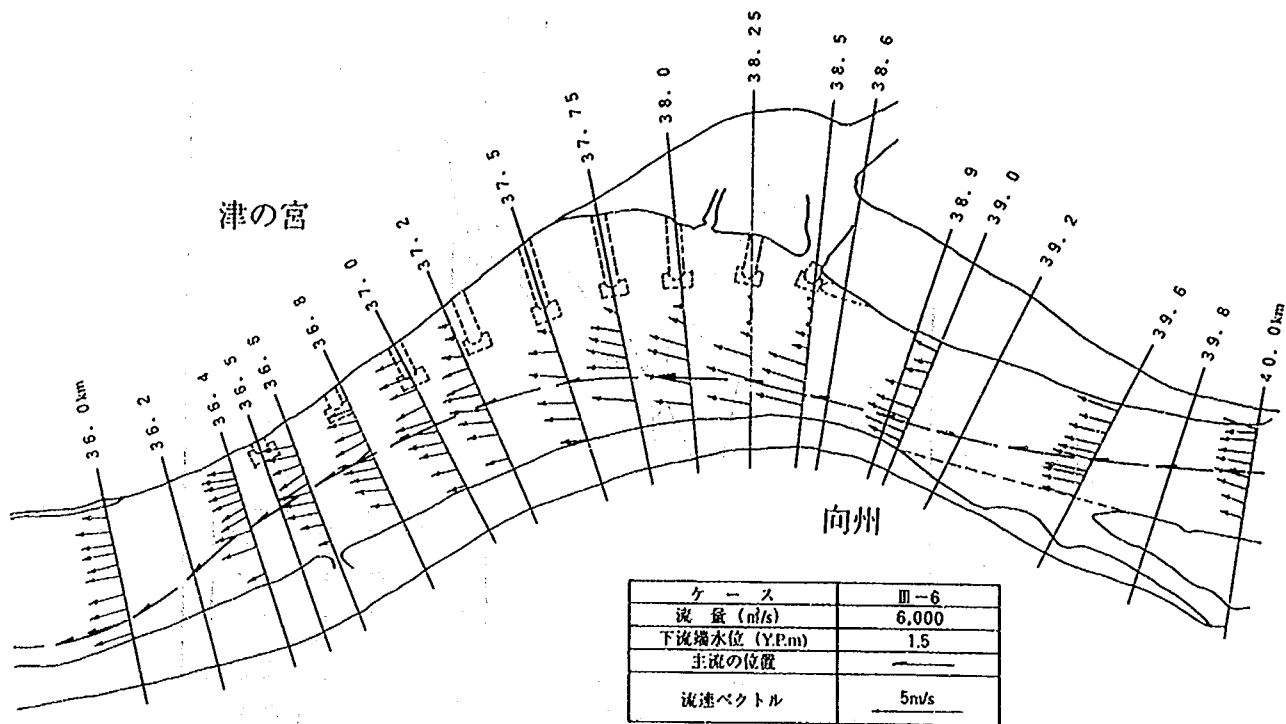


図-6.80 流況 (Ⅲ-6)

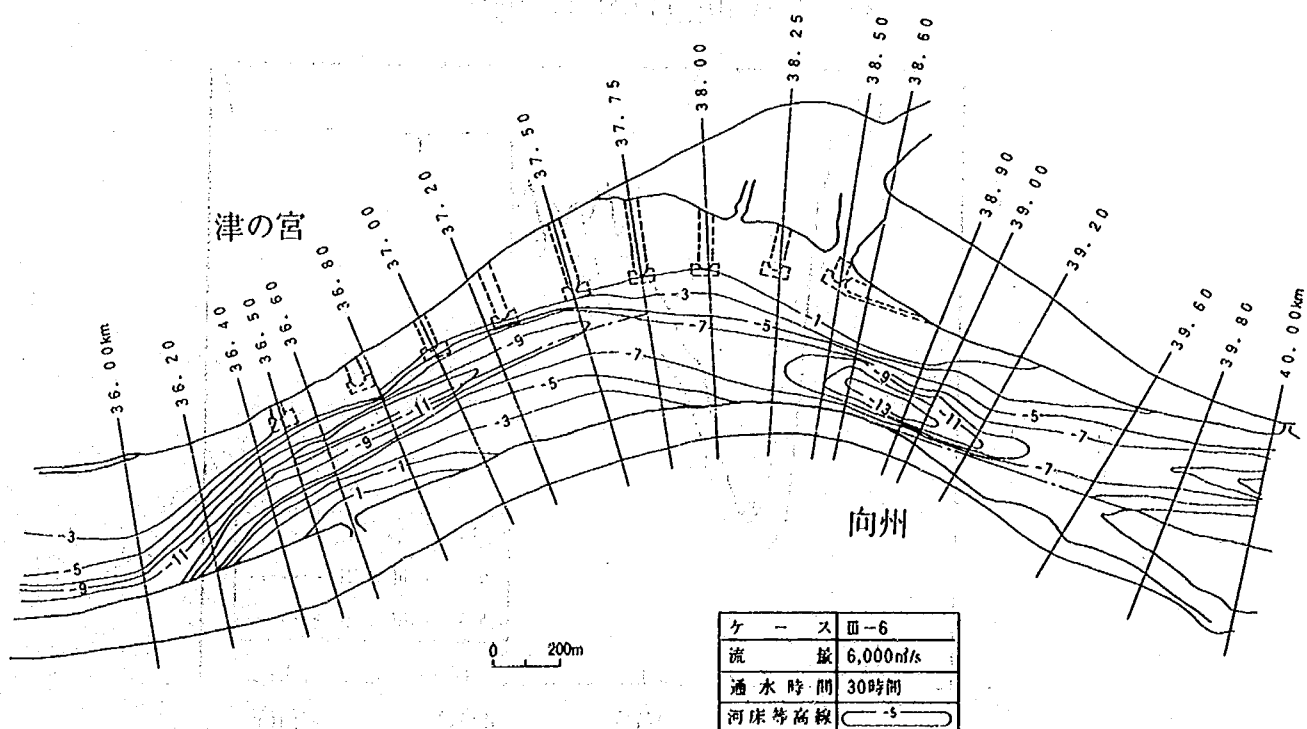


図-6.81 河床平面形状 (Ⅲ-6)

39.2km地点:向州地先

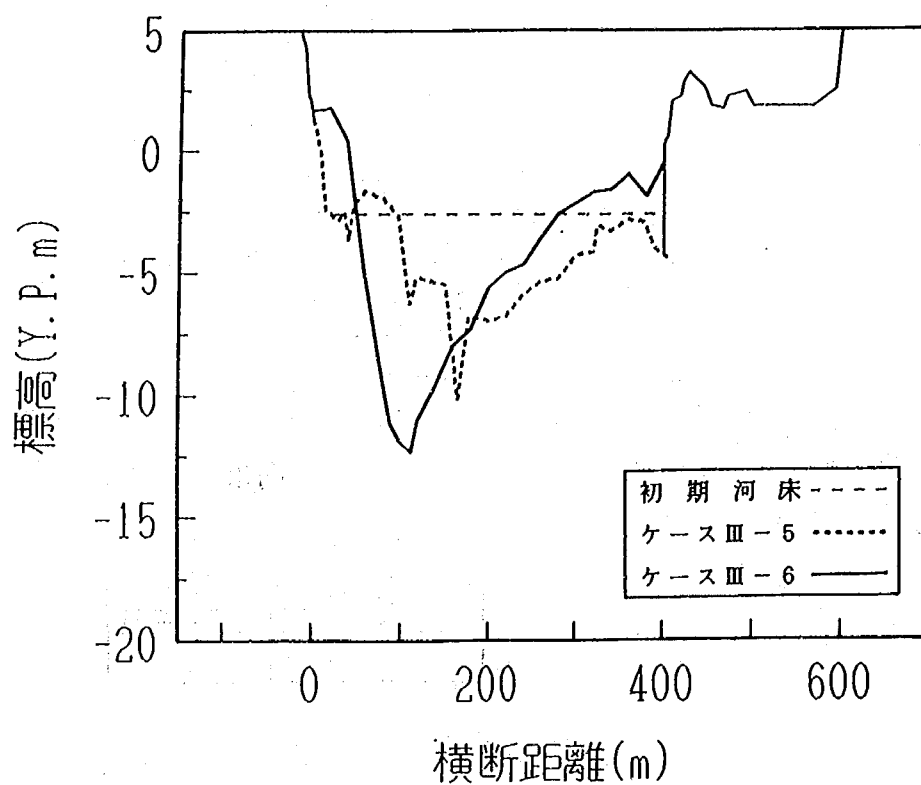


図-6.82 河床横断形状 (39.2km地点:向州地先)

38.9km地点:向州地先

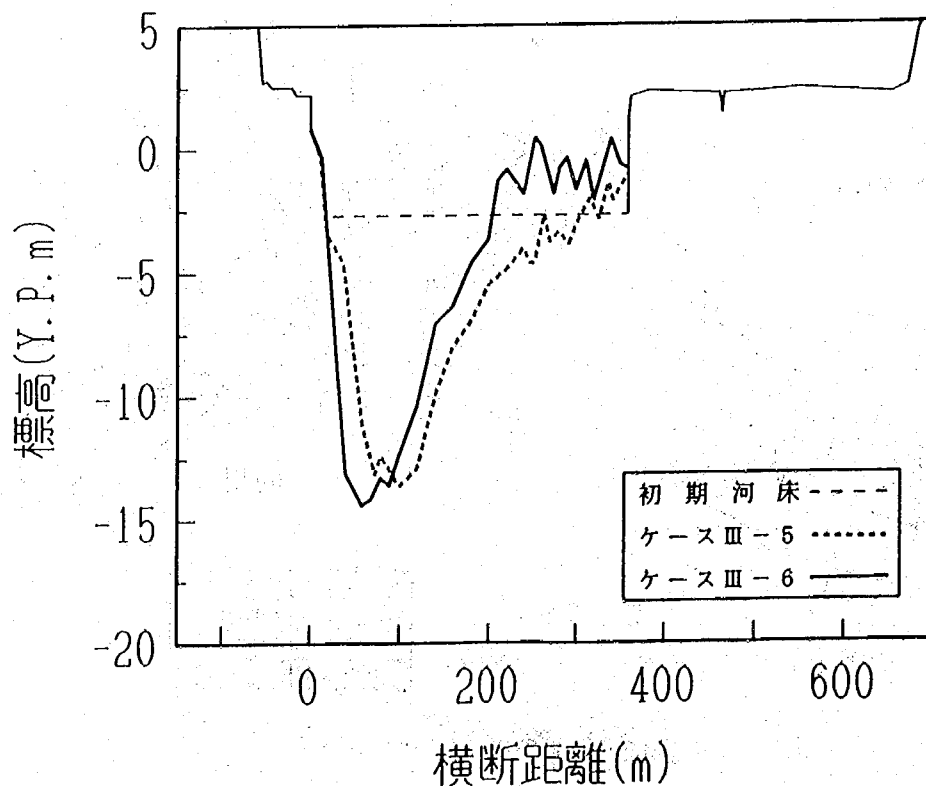


図-6.83 河床横断形状 (38.9km地点:向州地先)

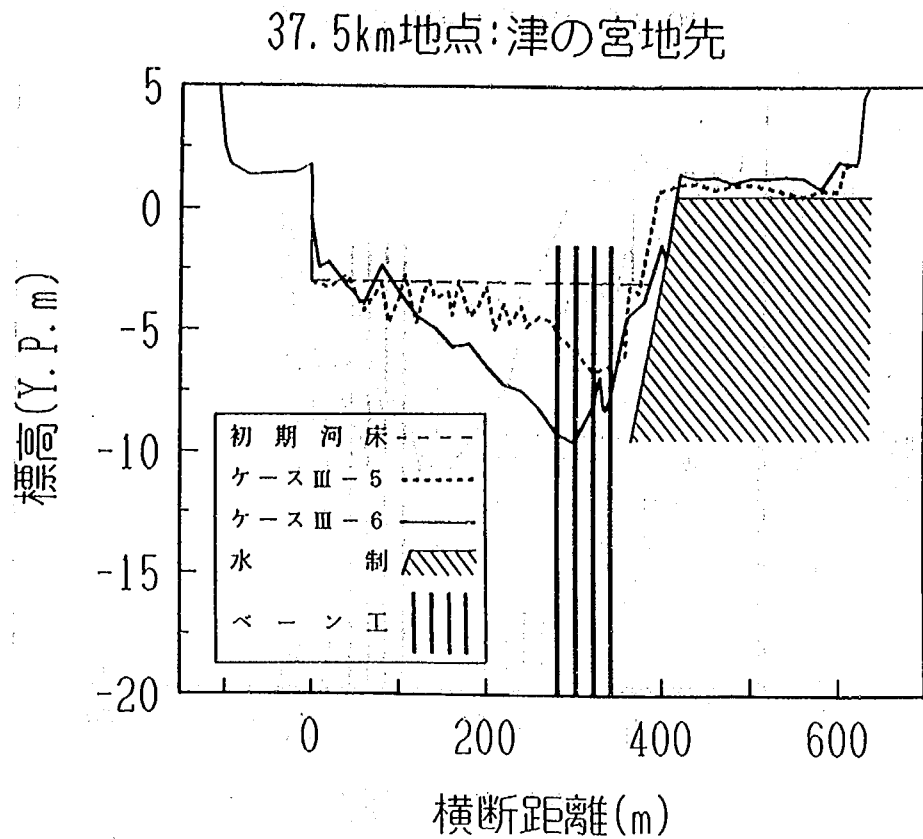


図-6.84 河床横断形状 (37.5km地点:津の宮地先)

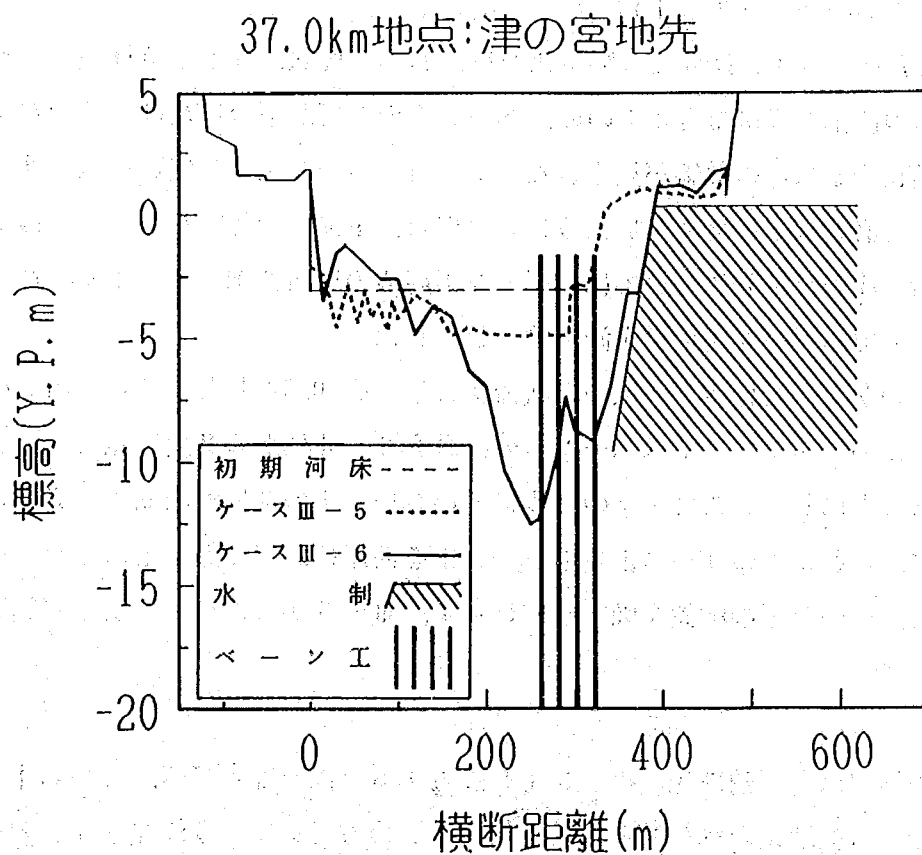


図-6.85 河床横断形状 (37.0km地点:津の宮地先)

36.6km地点:津の宮地先

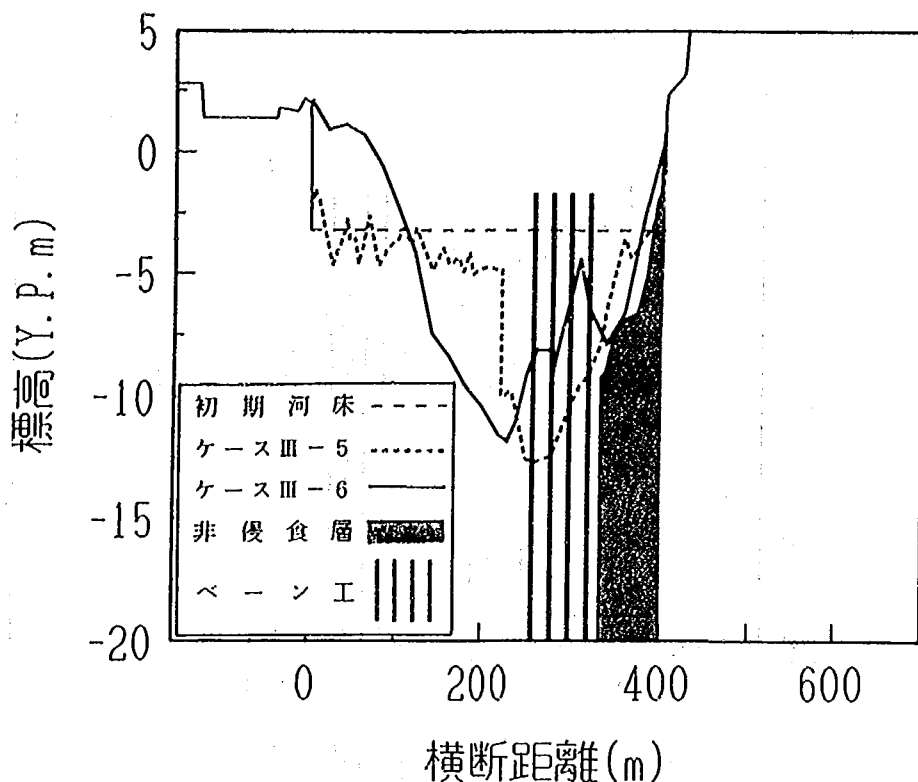


図-6.86 河床横断形状 (36.6km地点:津の宮地先)

6.5.8 ベーン工実験の結果 (Ⅲ-7)

これまで実施したベーン工に関する実験によれば、石納、佐原、および草林地先についてはベーン工により設置地点の洗掘を軽減できるものの、ベーン工の影響が下流に及び、新たな水当たりの発生を招いて洗掘を助長するなどの弊害が見られた。そこで、ベーン工の設置数を減らすことによりその効果を弱め、流況を必要以上に変えないようにした場合、下流への弊害をどの程度改善できるか調べることにした。特に津の宮地先については、ベーン工周辺の局所洗掘を軽減するため、河岸近傍での多少の洗掘を許してでもベーン工の数を減らすことにした。

また、これまでのケースではベーン工の二次流相殺率 γ を0.5としたところ、流れの変化が大きすぎる傾向となったため、本ケースではベーン工の列数を3~4列から2列に減らすことによって γ を0.2~0.3に抑えることにした。また、 γ の減少に伴いベーン工の洗掘軽減効果が必要以上に低下するのを抑えるために、これまでのケースよりもベーン工を河岸に近づけることにした。ベーン工の配置諸元を表-6.7に、ベーン工の配置を図-6.87に示す。Ⅲ-3からのベーン工設置範囲の変更点は次の通りである。

① 石納地先

これまでの実験では、石納地先にベーン工を設置すると佐原地先での洗掘が若干ではあるが助長された。そこで、石納地先のベーン工の効き具合を弱めることにより佐原地先への影響は軽減されるものと考え、Ⅲ-3と同様の範囲で列数を1列減らして2列とし、かつ河岸に10m近づけベーン

表-6.7 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-7)

地 区	設 置 範 囲	縦断間隔 Δs (m)	設置位置 b (m)	ベーン数	
				列	基
石 納	41.5~43.0km	150	50	2	23
佐 原	39.6~40.2km	150	50	2	9
津の宮	36.2~38.0km	150	60	2	23
草 林	34.0~36.0km	200	50	2	21

設置位置 b は、低水路河岸からベーン工までの距離を表す。

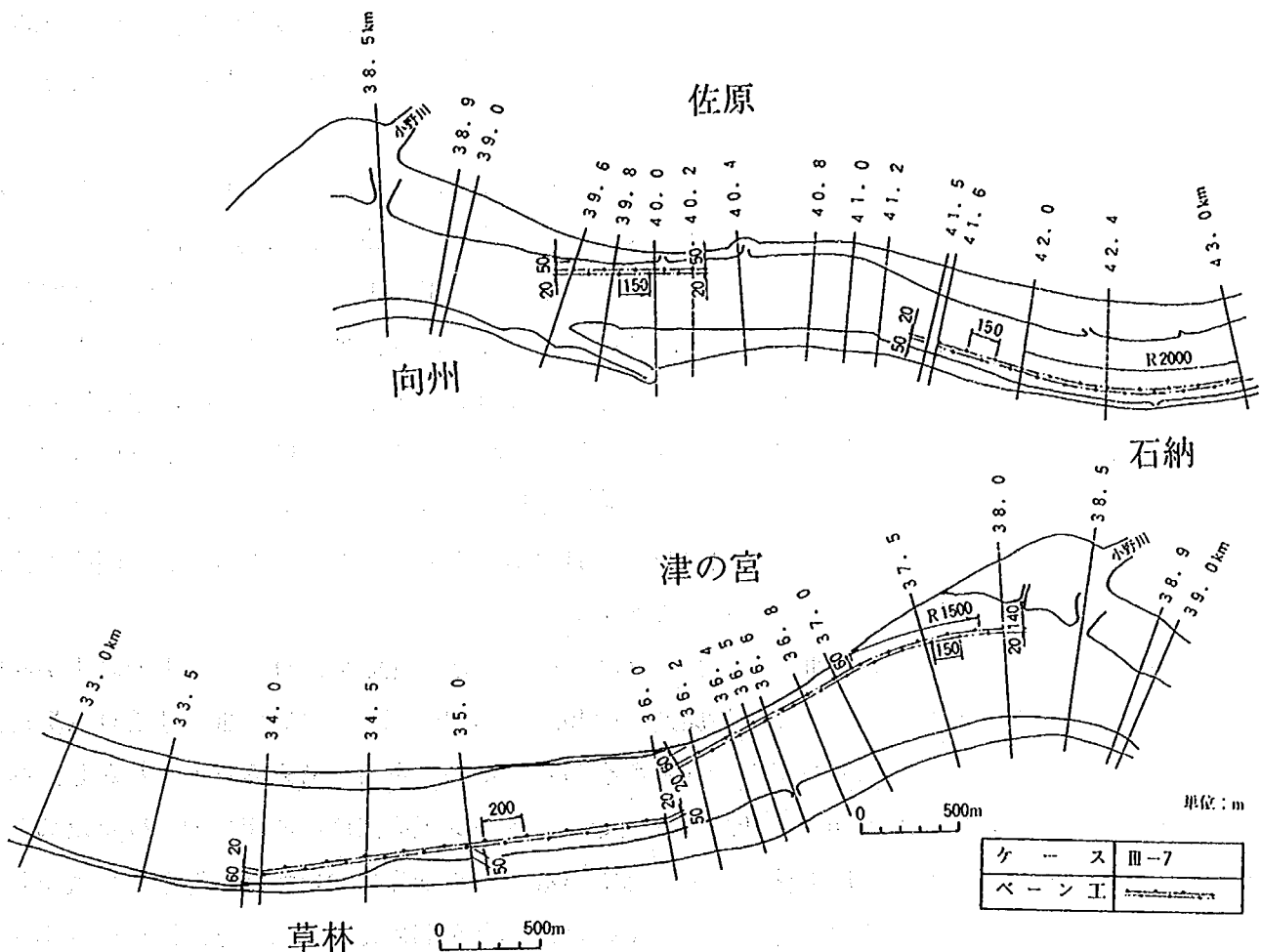


図-6.87 ベーン工の配置 (Ⅲ-7)

工を設置することにした。

② 佐原地先

佐原地先へのベーン工の設置は向州地先への水当たりを著しく強めるので、佐原地先のベーン工の設置範囲を短くし、向州地先への影響をなるべく軽減する。また、ベーン工列の上流端域は石納地先のベーン工による河岸への流れの集中を軽減するために設置したものであるから、石納地先のベーン工の効きを弱めた本ケースにおいてはその必要性はないと考えられる。そこで、ベーン工列の上流端をⅢ-3よりも1.0km短縮した。

③ 津の宮地先

Ⅲ-3においては、ベーン工周辺に発生する局所洗掘が河岸近傍の洗掘を軽減できなかった原因

と考えられる。そこで津の宮地先での多少の洗掘を許してでもベーン工の数を減らし、ベーン工周辺における局所洗掘の軽減を試みた。また、主流の流線に沿うようベーン工の配列を修正すればベーン工が効果を発揮する可能性は残されていると考え、ベーン工を津の宮地先36.2~38.0km区間に設置することにした。

④ 草林地先

これまでの実験結果によれば、津の宮地先にベーン工を設置すると草林地先36.0km地点で新たな水当たりが生じ、河岸近傍での洗掘を招いた。そこで、Ⅲ-3よりもベーン工の設置範囲を0.6km上流に延長し、36.0km地点での水当たりの軽減を試みた。また、ベーン工の効果が強すぎたために主流が湾曲の内岸である右岸側にまで接近したので、これを軽減すべくベーン工列の下流側を1.5km短くした。

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.88に示す。ベーン工を大量に配列したⅢ-3の流速分布(図-6.58)との比較により、ベーン工の効果を弱めたことが流況に及ぼす影響を評価することができる。佐原地先については、Ⅲ-3ではベーン工によって大きく河道中央に押し出されていた主流がベーン工に沿って流れるようになった。これにより、Ⅲ-3で向州地先に生じていた水当りは若干軽減されたが、依然として左岸近傍で大流速が発生している。津の宮地先においては、Ⅲ-3ではベーン工によって急激に曲げられていた主流が、緩やかに曲げられるように変化した。草林地先では、津の宮地先のベーン工の効き具合が弱められた影響でⅢ-3で生じていた36.0km地点左岸への水当りは解消された。また草林地先32.5~34.0km地点では、ベーン工の設置範囲の下流側を短くしたために主流の右岸側への接近を防ぐことができた。

河床平面形状を図-6.89に示す。Ⅲ-3の結果(図-6.59)との比較によりベーン工の減少が河床変動に及ぼす影響を調べることができる。佐原地先の40.2~40.8km地点においてⅢ-3よりも洗掘が軽減された。これは石納地先のベーン工の効き具合を弱めたためであると考えられる。しかし、ベーン工列の上流端にあたる佐原地先40.0~40.2km地点では、ベーン工を過度に河岸に近づけたため、ベーン工周辺で生じた局所洗掘が河岸近傍にまで及んでいる。向州地先においては、洗掘の規模がⅢ-3よりも小さくなった。これは佐原地先のベーン工の効き具合を弱めたことにより河岸への水当たりが軽減されたためと考えられる。津の宮地先においては、ベーン工周りの局所洗掘は改善されず、洗掘範囲が河岸にまで及んだ。草林地先においては、ベーン工の数を減らしたことでベーン工列の右岸側の局所洗掘は軽減されたものの、本来守るべきベーン工列と河岸の間に洗掘が発生した。

次に横断図より各洗掘箇所の河床変動状況を調べてみる。石納地先42.0km地点(図-6.90)では、ベーン工の効き具合を弱めたにもかかわらず、ベーン工を河岸に近づけた効果によりⅢ-3よりも河岸近傍での洗掘深が約4.2m軽減された。ベーン工の河道中央側においては、ベーン工の数を減らしたことによりベーン工周辺の局所洗掘は軽減され、Ⅲ-3よりも最大洗掘深は約2.7m減少した。しかし、ベーン工列の下流にあたる石納地先41.6km地点(図-6.91)では河岸近傍で洗掘が生じているため、ベーン工の設置範囲を下流に延長する必要があると考えられる。

図-6.92に示す佐原地先40.6km地点における河床変動状況からは、右岸近傍で洗掘深がⅢ-3よりも約7.3m軽減されたことがわかる。40.0km地点では図-6.93に示すように洗掘深はⅢ-3とほとん

ど変わらないものの、ベーン工周辺の局所洗掘範囲が河岸にまで及んでいる。この原因としては、ベーン工列の上流端から速い流れが入り込みベーン工の河岸側の流速が速くなったことが考えられる。これを改善するには、ベーン工列の上流側を延長してベーン工列の河岸側への流れの侵入を阻止する必要があると考えられる。

向州地先38.9km地点においては、図-6.94に示すように左岸近傍の洗掘深はⅢ-3よりも約3.1m軽減し、かつ右岸側での土砂の堆積も若干ではあるが軽減された。

津の宮地先36.8km地点では（図-6.95参照）、ベーン工周辺の局所洗掘深はベーン工の数を減らしたにも関わらずⅢ-3とほぼ同じであり、また、河岸への土砂の堆積は見られなかった。このことは、ベーン工の数を減らしてもベーン工周りの局所洗掘は改善されず、ベーン工の内岸側の土砂を外岸側へ運ぶ機能は低下したことを示している。

本ケースを含むこれまでの実験結果を総括すると、津の宮地先ではベーン工の効果を上げるとベーン工周辺の局所洗掘が著しくなり、逆にベーン工の数を減らすことで周辺の局所洗掘を軽減しようとするとベーン工内岸側の土砂を外岸側に運ぶベーン工本来の機能が十分に発揮されず、河岸近傍への土砂の堆積を促進することができない。すなわち、ベーン工の数の増減により河岸近傍の洗掘の軽減を図ることは困難と考えられる。そこでⅢ-9以降の実験では、向州地先と同様に置換工によって河岸近傍の洗掘の進行を止めることにする。

津の宮地先36.0km地点および草林地先34.5、33.0kmにおける河床変動状況を図-6.96～6.98に示す。図-6.97によれば、ベーン工周辺の局所洗掘はⅢ-3よりも最大で約4.7m減少しているものの、ベーン工と河岸の間では土砂が堆積しておらず、ベーン工のないⅢ-1とほぼ同じ河床高となった。これは、ベーン工の効きを弱めすぎたためと考えられる。また、36.0km地点（図-6.96）では、河岸近傍で最大6.0m堆積した。この地点はベーン工のない場合にも堆積が発生することがⅢ-1より明らかにされているため、津の宮地先にベーン工を設置しない場合には、ベーン工を36.0km地点まで延長するのは過剰であることが再確認された。したがって次のケースにおいてはベーン工の設置延長を再度短縮することにする。また、33.0km地点では図-6.98に示すように河岸近傍の洗掘深がⅢ-3より約2.2m増加した。これはベーン工列の長さが不足したためであるので、次のケースからはベーン工列の下流側を再び32.5km地点まで延ばすこととする。

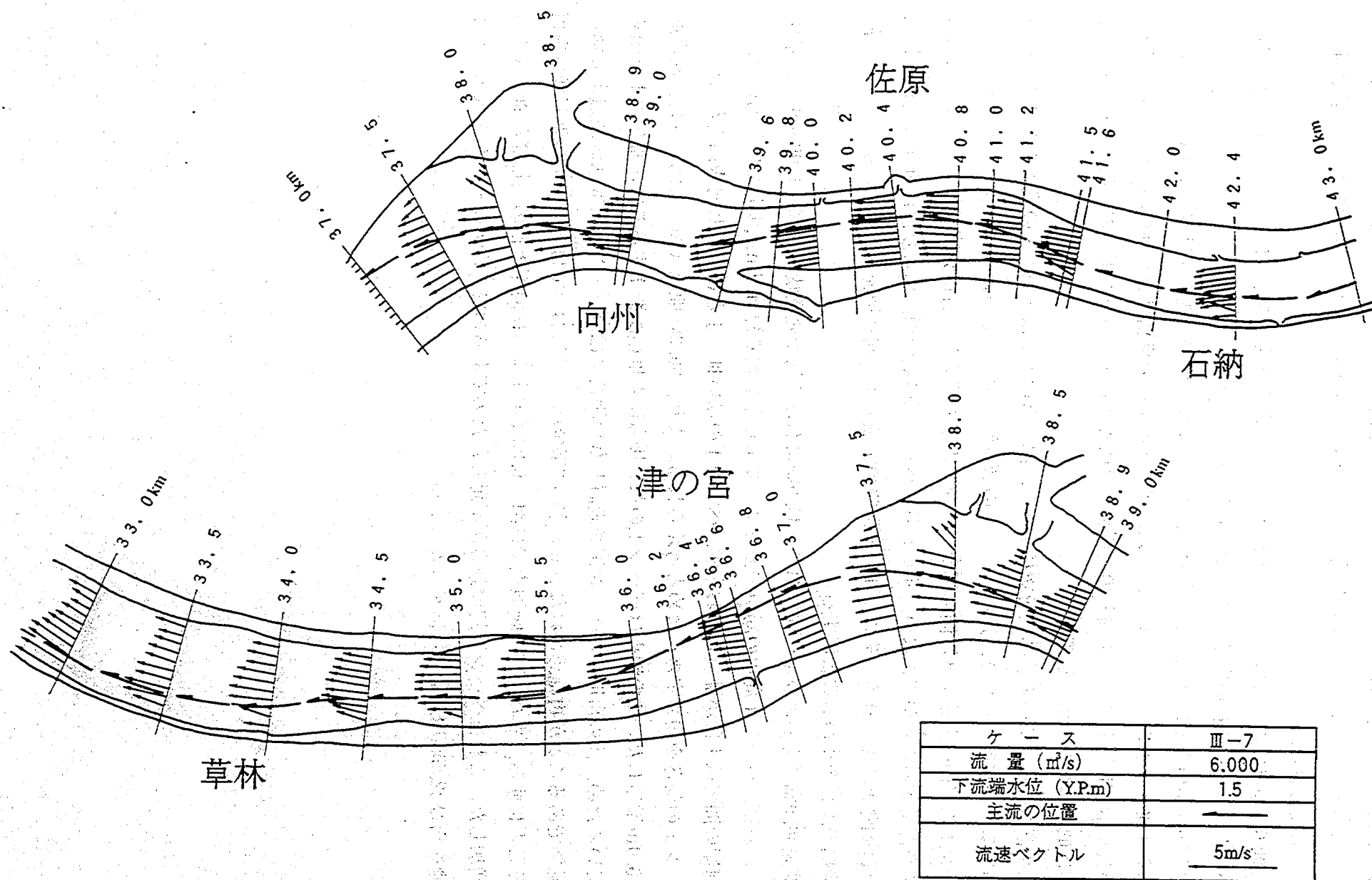


図-6.88 流況 (Ⅲ-7)

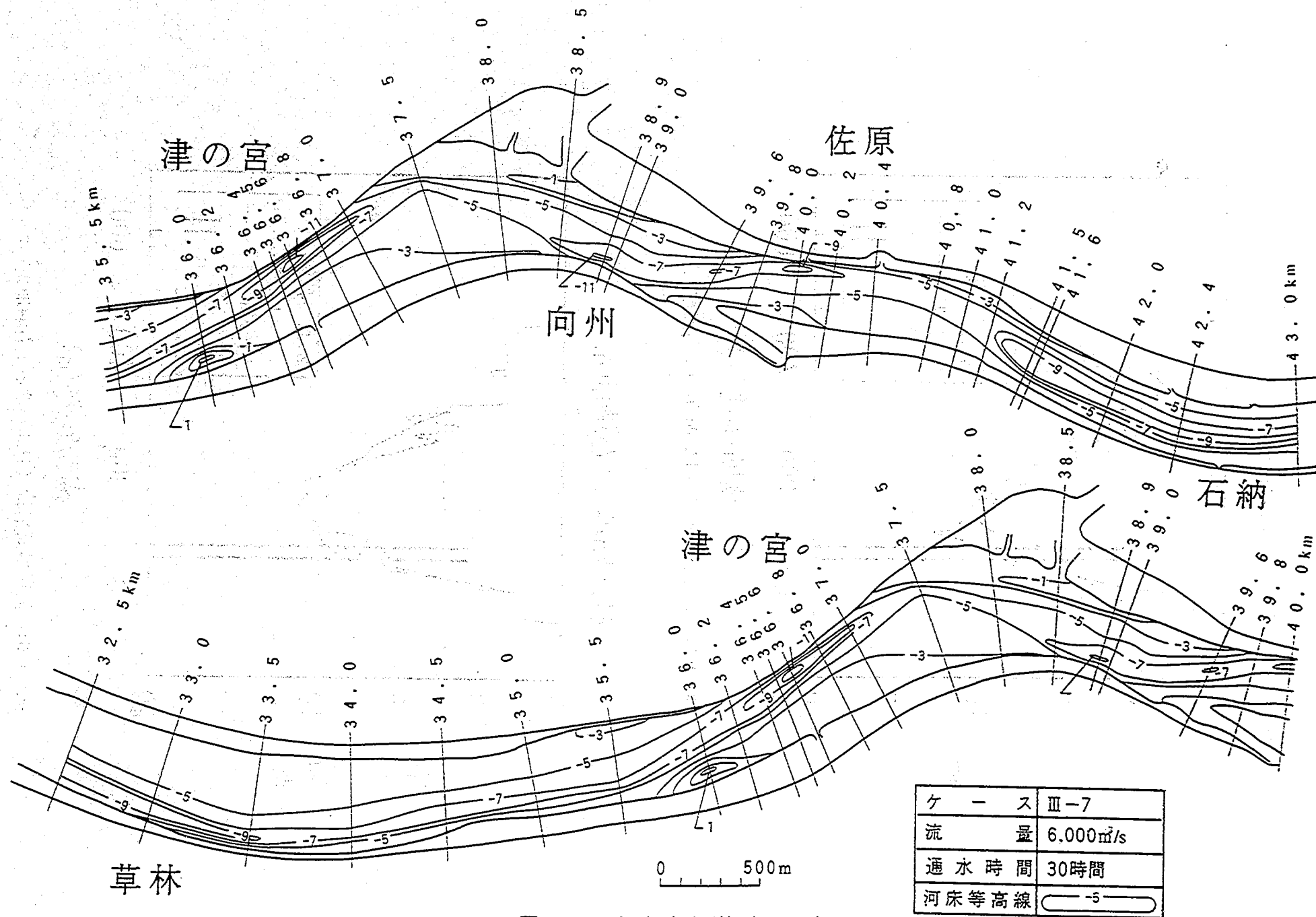


図-6.89 河床平面形状 (Ⅲ-7)

42.0km地点:石納地先

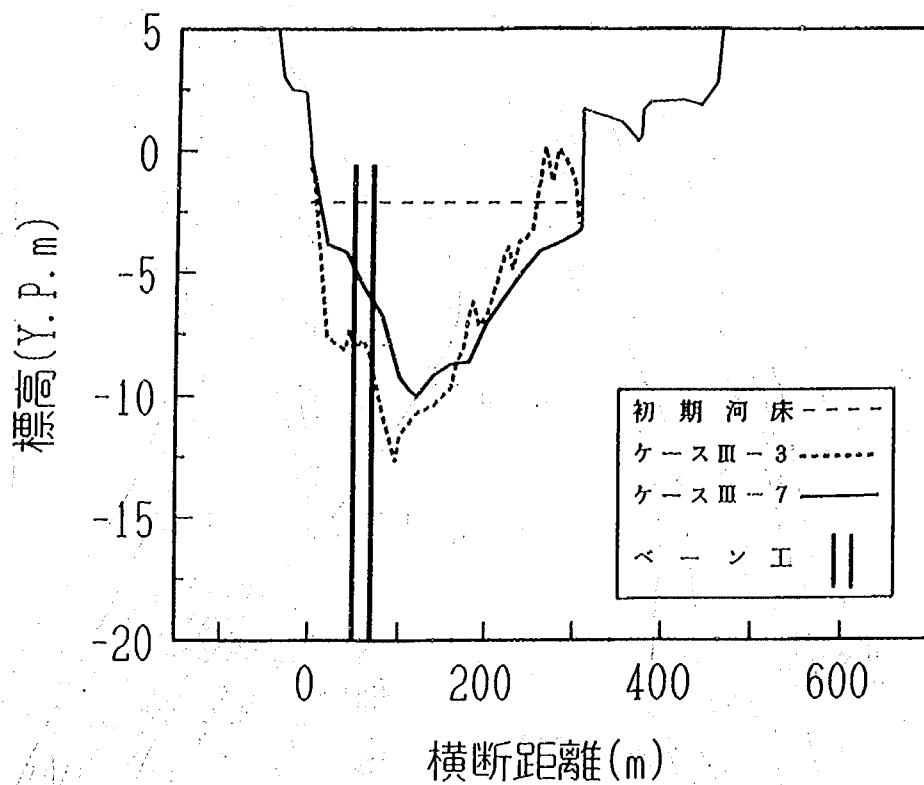


図-6.90 河床横断形状 (42.0km地点:石納地先)

41.6km地点:石納地先

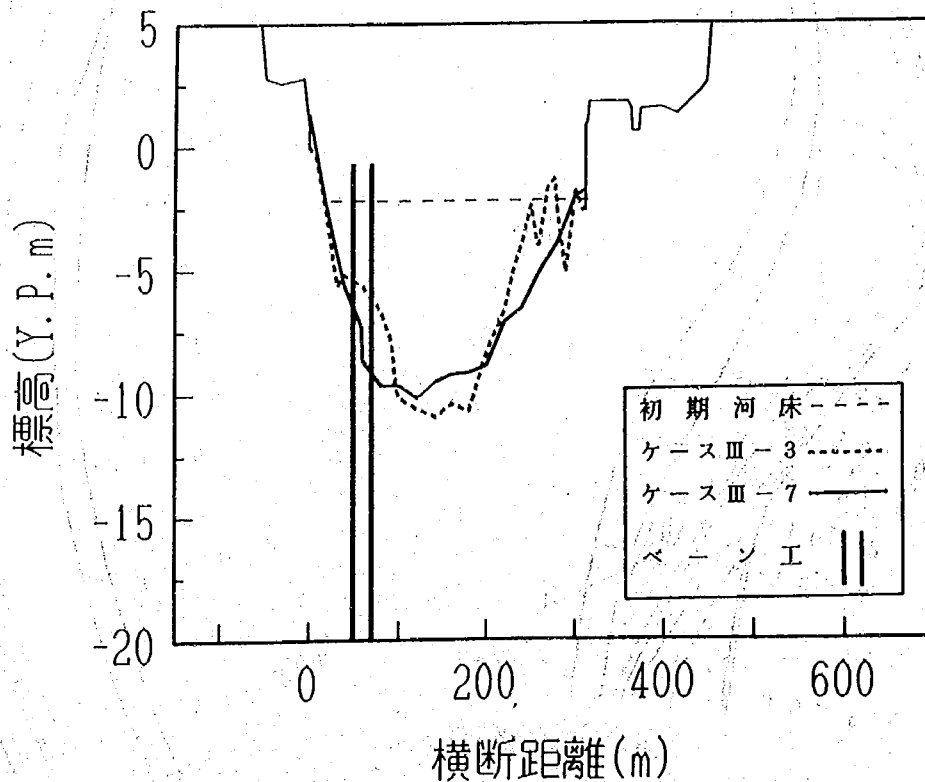


図-6.91 河床横断形状 (41.6km地点:石納地先)

40.6km地点:佐原地先

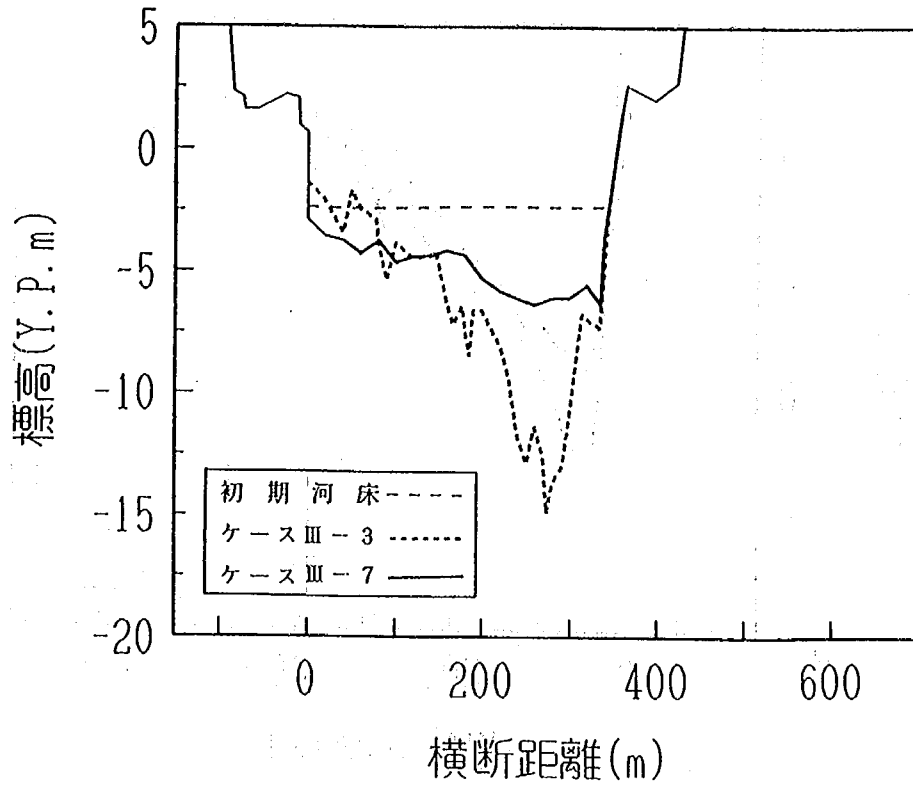


図-6.92 河床横断形状(40.6km地点:佐原地先)

40.0km地点:佐原地先

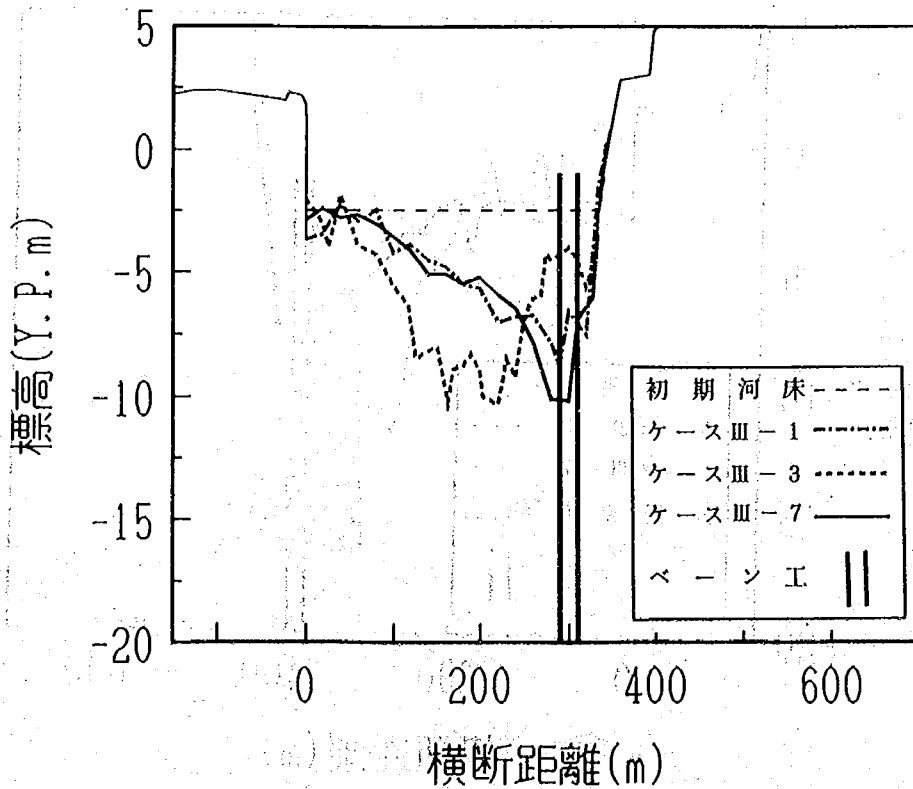


図-6.93 河床横断形状(40.0km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先

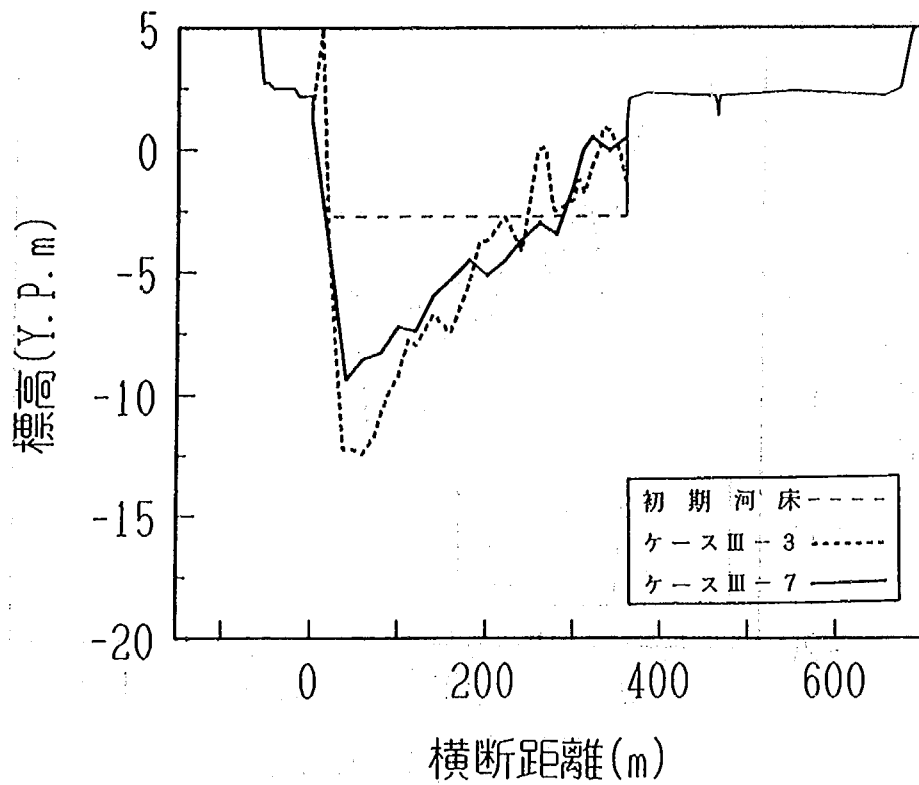


図-6.94 河床横断形状 (38.9km地点:向州地先)

36.8km地点:津の宮地先

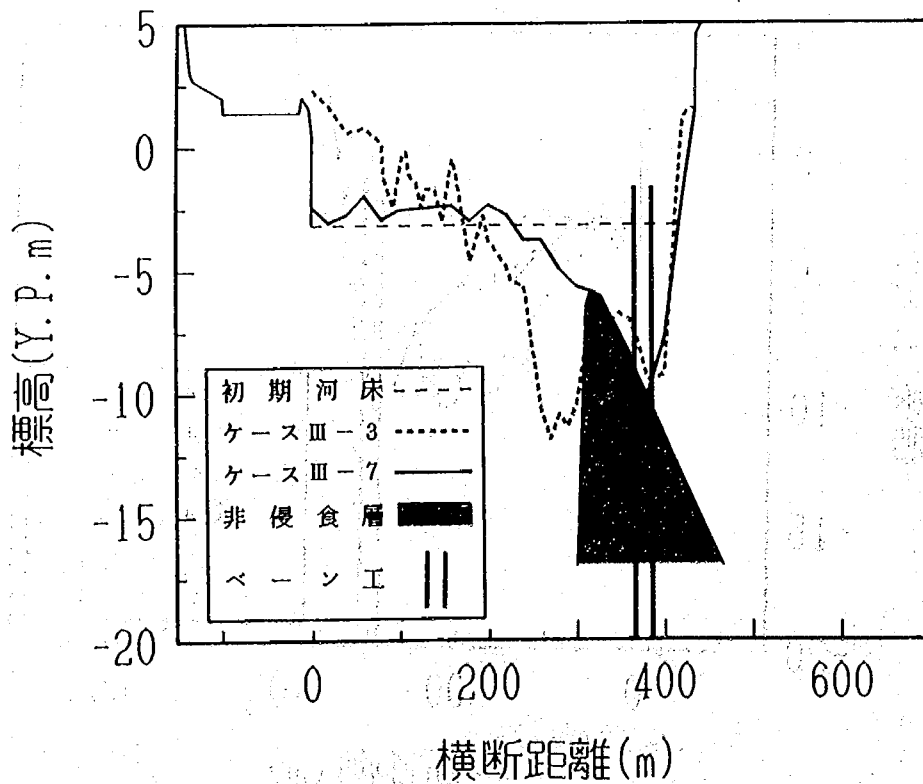


図-6.95 河床横断形状 (36.8km地点:津の宮地先)

36.0km地点:津の宮地先

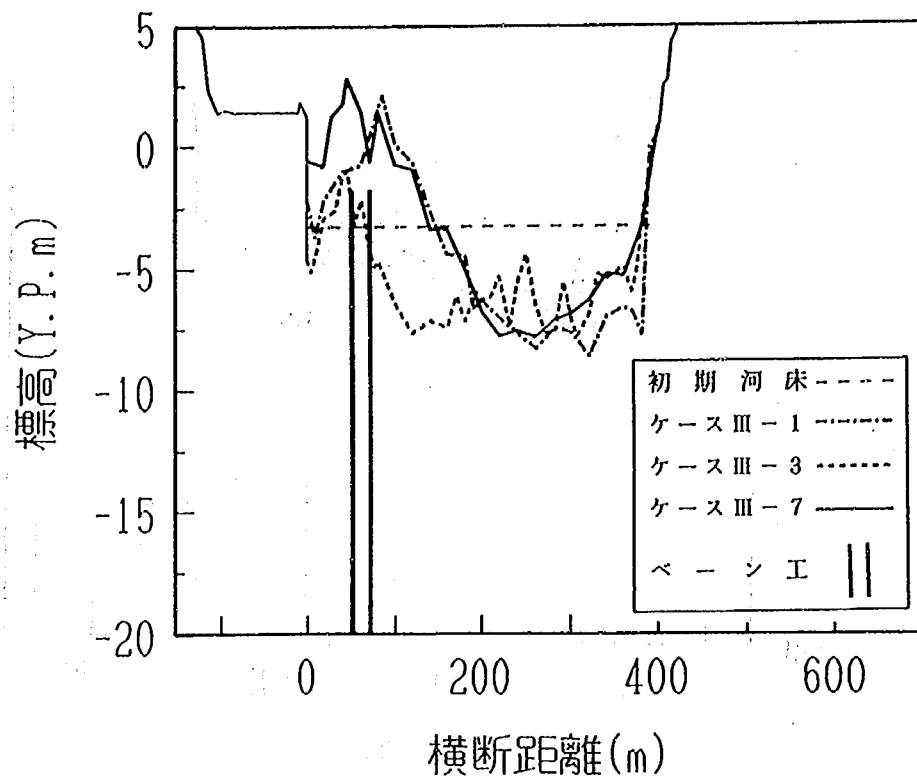


図-6.96 河床横断形状 (36.0km地点:津の宮地先)

34.5km地点:草林地先

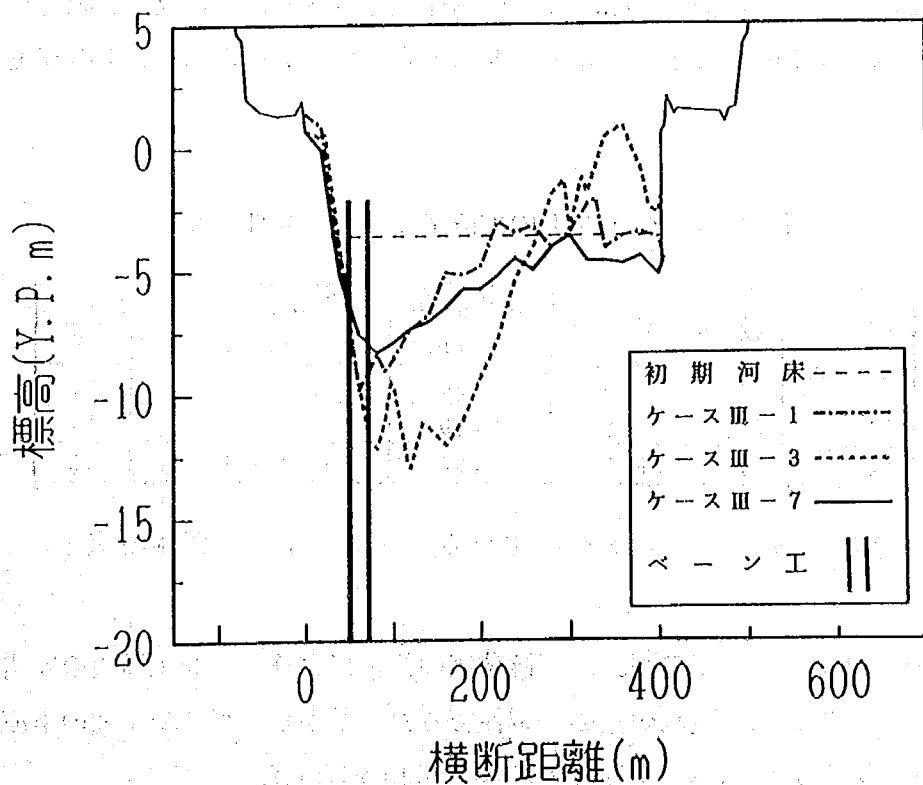


図-6.97 河床横断形状 (34.5km地点:草林地先)

33.0km地点:草林地先

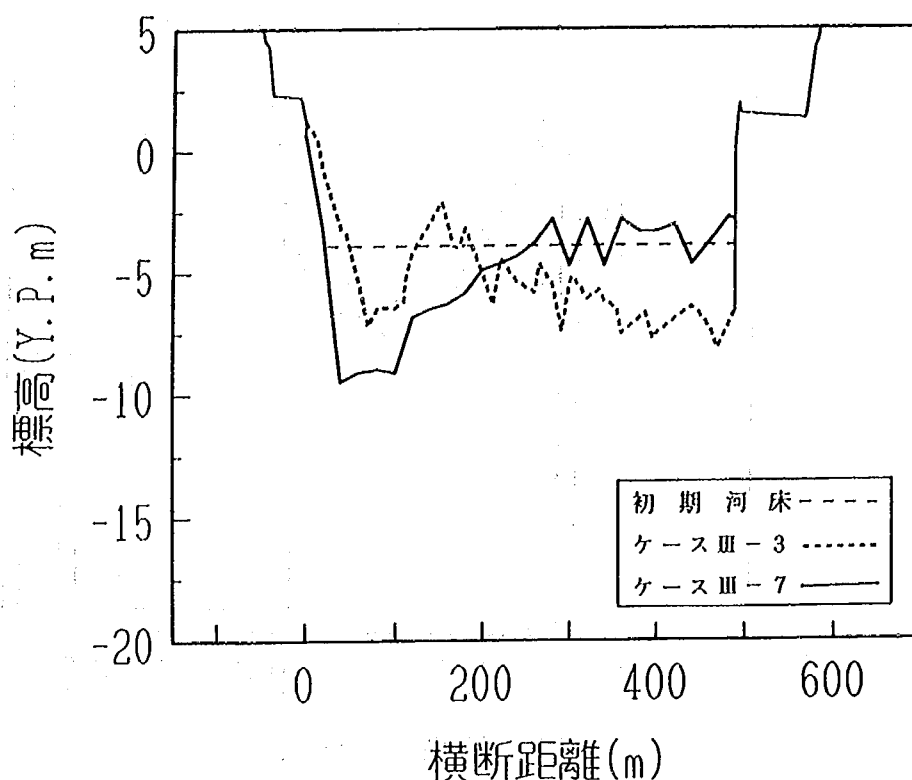


図-6.98 河床横断形状 (33.0km地点:草林地先)

6.5.9 ベーン工実験の結果 (Ⅲ-8)

Ⅲ-8においては主として石納, 佐原, および草林地先のベーン工の改良を図った。ベーン工の配置を図-6.99に, ベーン工の配置諸元を表-6.8に示す。Ⅲ-7とのベーン工の変更点は次の通りである。

表-6.8 ベーン工の配置諸元 (ケースⅢ-8)

地 区	設 置 範 囲	縦断間隔 Δs (m)	設置位置 b (m)	ベーン数	
				列	基
石 納	41.2~43.0km	150	50	2	26
佐 原	39.6~40.8km	150	50	2	17
草 林	32.5~36.0km	160	50~100	2	40

設置位置 b は、低水路河岸からベーン工までの距離を表す。

① 石納地先

Ⅲ-7においては, ベーン工の列数, 配置位置の修正によりベーン工周辺の局所洗掘, 河岸近傍の洗掘, 下流の佐原地先への流れの集中を軽減できた。しかし, ベーン工列の下流端付近で河岸近傍の洗掘が発生したため, ベーン工列の下流側を300m延長した。

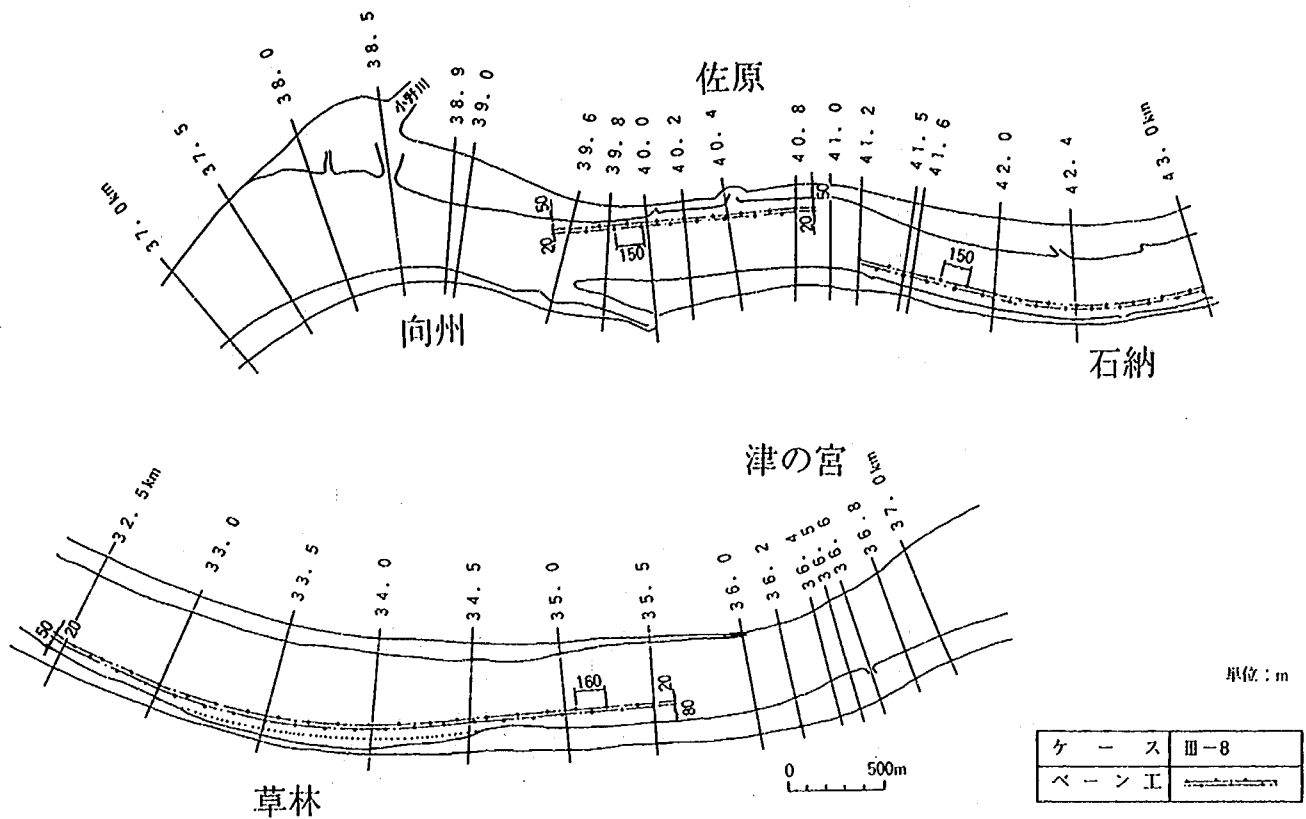


図-6.99 ベーン工の配置 (Ⅲ-8)

② 佐原地先

Ⅲ-7では、ベーン工列の上流端から速い流れがベーン工列の河岸側に入り込んだことによってベーン工周辺の局所洗掘が増大する結果となった。これを改善するために、ベーン工列を600m延長した。

③ 津の宮地先

石納および佐原地先にベーン工を置いた場合の影響を調べるために対策工を置かないものとした。

④ 草林地先

Ⅲ-7においてはベーン工の効果が弱すぎたために河岸近傍での洗掘を十分に軽減できなかった。そこで、 γ を大きくしてベーン工の効き具合を強めた。 γ 値については、草林地先と河道平面形状が似ている石納地先で $\gamma=0.32$ とした場合(Ⅲ-7)に河岸近傍の洗掘を軽減できた事例を参考とし、 $\gamma=0.3$ とした。具体的には、ベーン工の縦断間隔を40m縮め160mとし、かつベーン工の数を19個増やした。ベーン工の設置範囲については、Ⅲ-7においてベーン工列の上流側の河岸近傍で堆積が、下流側の河岸近傍で洗掘が発生しているため、ベーン工列の上流側を0.5km短縮し、下流側を1.5km延長した。ベーン工列の平面形については、河岸法線が河道中央側に突出している地先34.6km地点左岸においてベーン工列が必要以上に河岸に接近せず、かつ滑らかな曲線となるよう配慮した。

通水末期に測定した主流の位置を図-6.100に示す。津の宮地先においては、ベーン工を設置しな

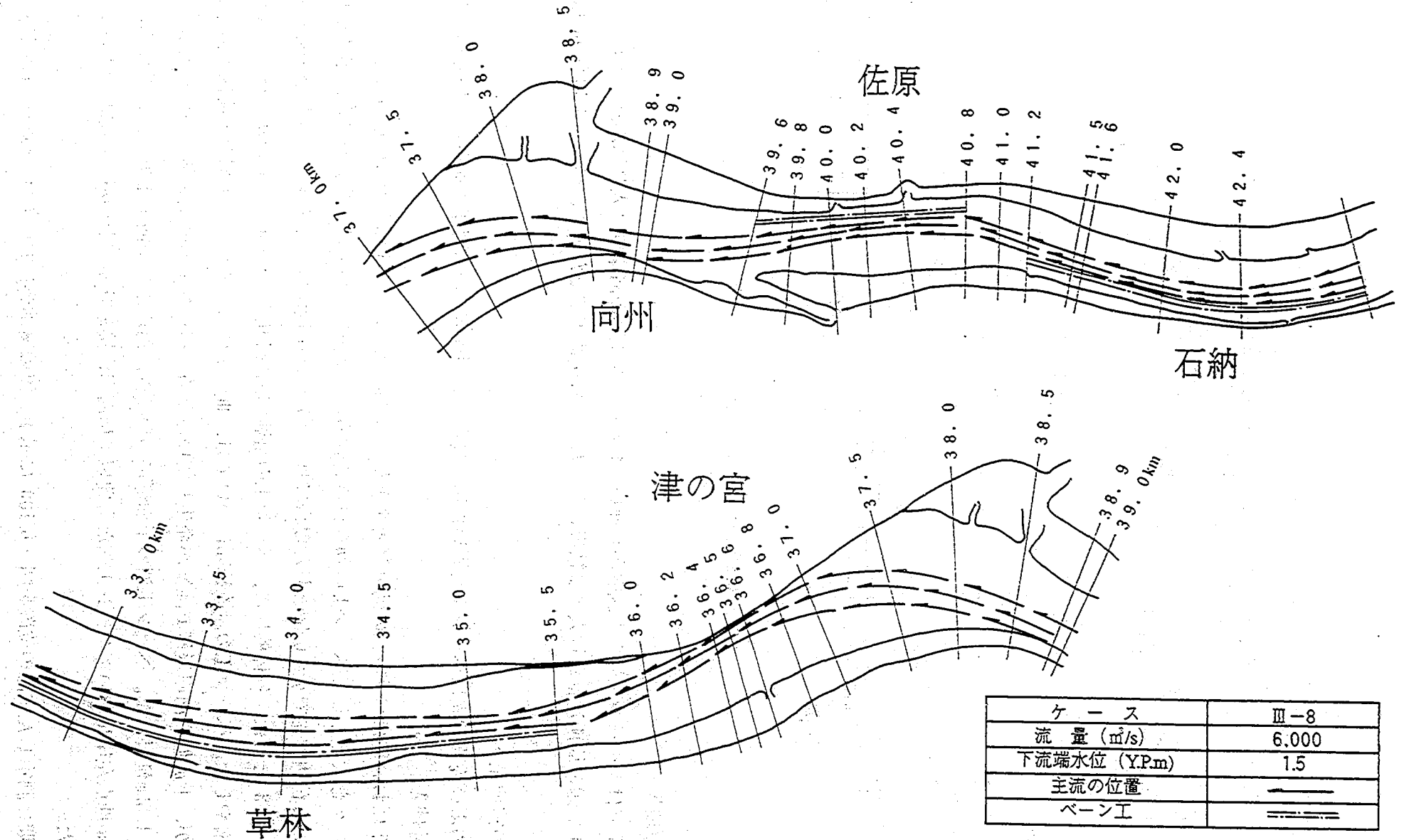


図-6.100 流況 (Ⅲ-8)

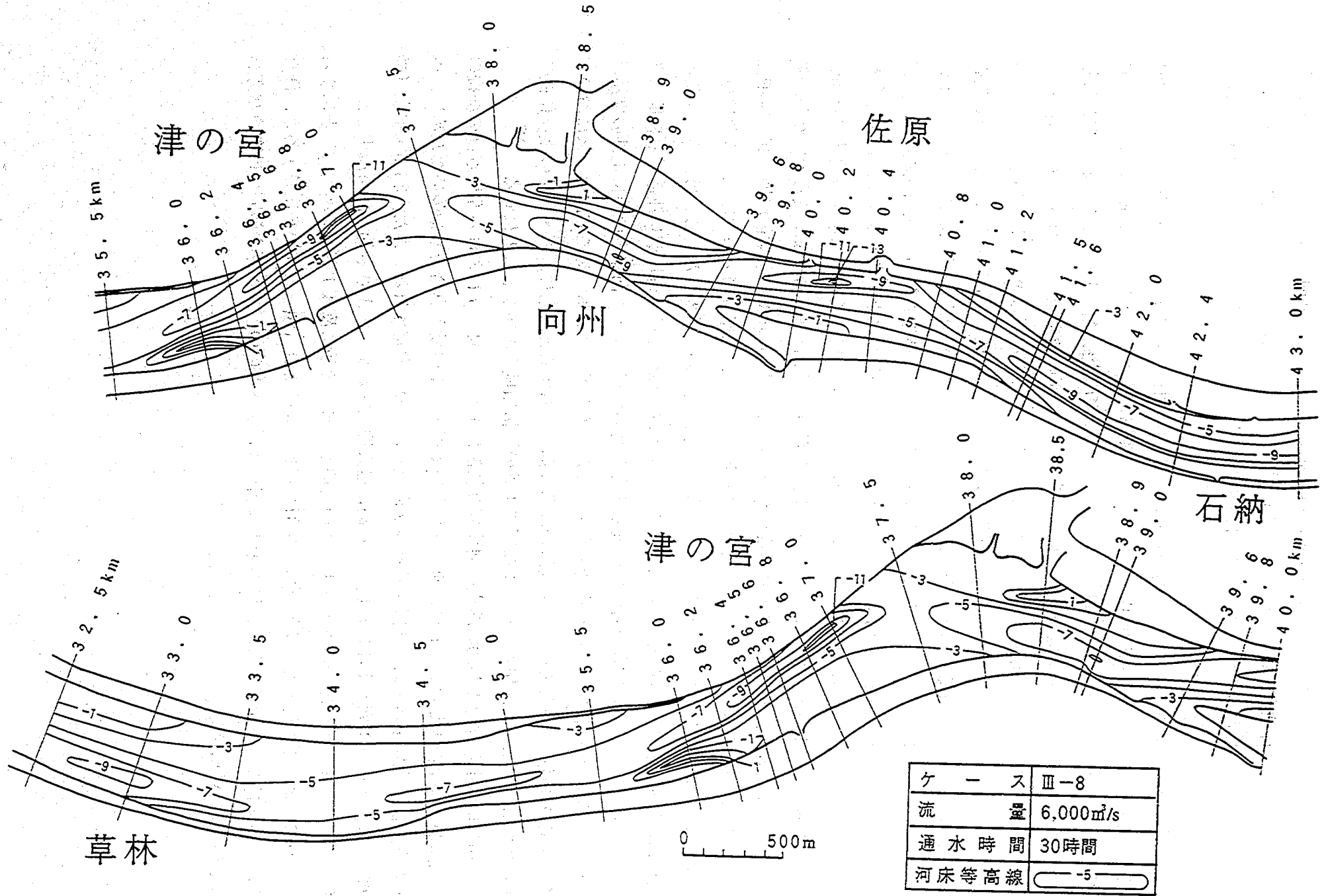


図-6.101 河床平面形状 (Ⅲ-8)

かったためにⅢ-7（図-6.88参照）よりも主流が河岸に接近し、津の宮地先36.6km地点周辺では水当たりが発生した。草林地先においては、ベーン工を下流に延長した32.5～34.0km地点で、Ⅲ-7では河岸に沿って流れていた主流を河道中央側に押し出すことができた。その他の箇所についてはⅢ-7と有意な差異は認められない。

河床平面形状を図-6.101に示す。石納地先では、Ⅲ-7（図-6.89参照）においてベーン工列の下流端から41.2kmまでの範囲の河岸近傍で発生していた洗掘を、ベーン工列の下流側の延長によって河道中央側に押し出すことができた。向州地先については、河床変動傾向はⅢ-7のそれと有意な差異は認められない。これまでの実験を通じ、佐原地先のベーン工の数を減らして向州地先への流れの集中を弱めても、向州地先の洗掘軽減効果は顕著には表れないことが明らかにされているので、佐原地先のベーン工数をさらに減らすとともに、向州地先においても置換工を設置するなど2重の対策を立てる必要があると判断される。草林地先では、Ⅲ-7で生じていた河岸近傍の洗掘は、ベーン工の効き具合を強めたことによって軽減された。またⅢ-7において草林地先32.5～34.0km区間の左岸近傍に見られた主流の接近や洗掘の発生は、ベーン工列の下流側の延長によって軽減することができた。

次に横断図より各洗掘箇所の河床変動状況を調べることにする。図-6.102に示す石納地先41.6km地点の河床変動状況によれば、Ⅲ-7ではベーン工内岸側の洗掘が河岸近傍にまで及んでいたが、Ⅲ-9ではベーン工と左岸近傍の間への土砂の堆積が見られた。図-6.103に示す佐原地先40.2km地点の河床変動状況においてⅢ-7および8の河床形状を比較すると、河岸近傍での河床高に変化は見られないが、ベーン工の内岸側に発生する洗掘の最大洗掘深は約5.6m増大した。これは、ベーン工の主流を河岸から河道中央側へ押し出す機能およびベーン工内岸側の土砂を外岸側に運搬する機能は発揮されたものの、ベーン工の位置を河岸に接近しすぎたためにベーン工と河岸との間に土砂の堆積域を確保できず河岸近傍の初期河床高を維持できなかったためと考えられる。そこで次ケースにおいては、ベーン工の列数を減らしてベーン工周辺の局所洗掘を軽減するとともに、ベーン工の設置位置を河岸から離すことによって河岸とベーン工の間に土砂の堆積領域を確保することにする。

図-6.104に示す草林地先35.0km地点の河床変動状況によれば、Ⅲ-7における左岸近傍の洗掘の最大洗掘深が3.3m減少した。これは、Ⅲ-8においてベーン工の効き具合をやや強めたために、ベーン工の内岸側の土砂を外岸側に運搬する機能が向上したものと推定される。また、33.5km地点（図-6.105）では、ベーン工列を下流に延長したために最大洗掘深がⅢ-7よりも約5.0m減少した。

最後に、石納および佐原地先のベーン工が津の宮地先の河床変動に及ぼす影響を調べることにする。ベーン工のないⅢ-1の河床変動状況（図-6.37）とⅢ-8のそれ（図-6.101）を比較すると、洗掘の位置についてはベーン工のある場合に若干上流側へ移行するものの、洗掘深や範囲には有意な差は見られないことがわかる。

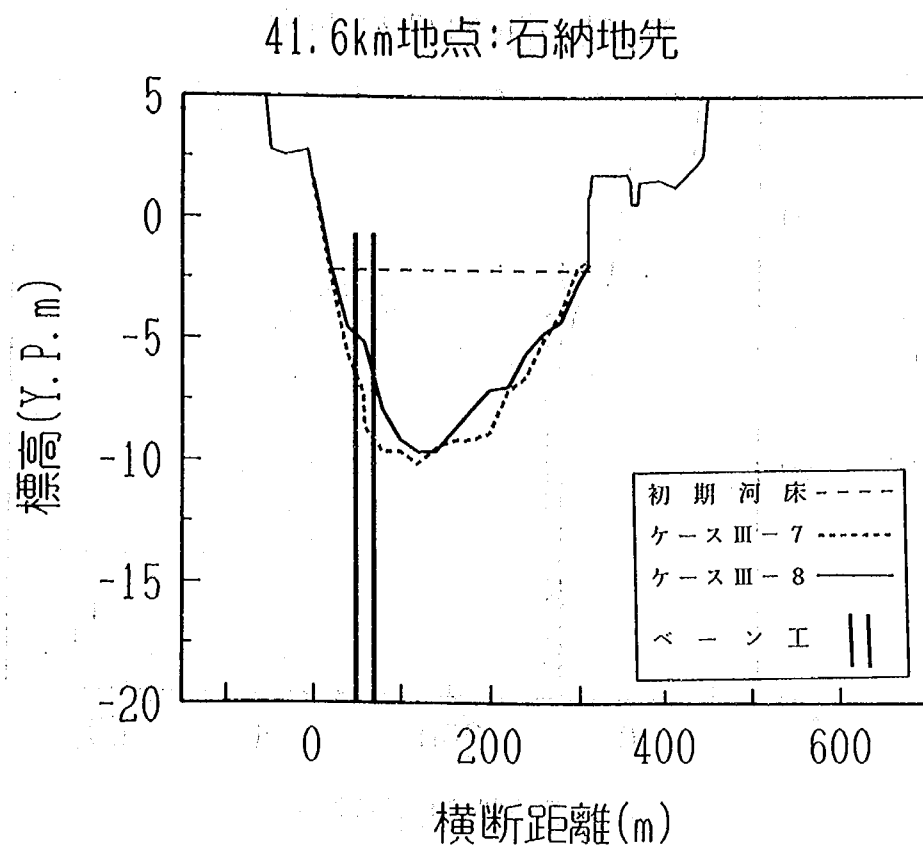


図-6.102 河床横断形状(41.6km地点:石納地先)

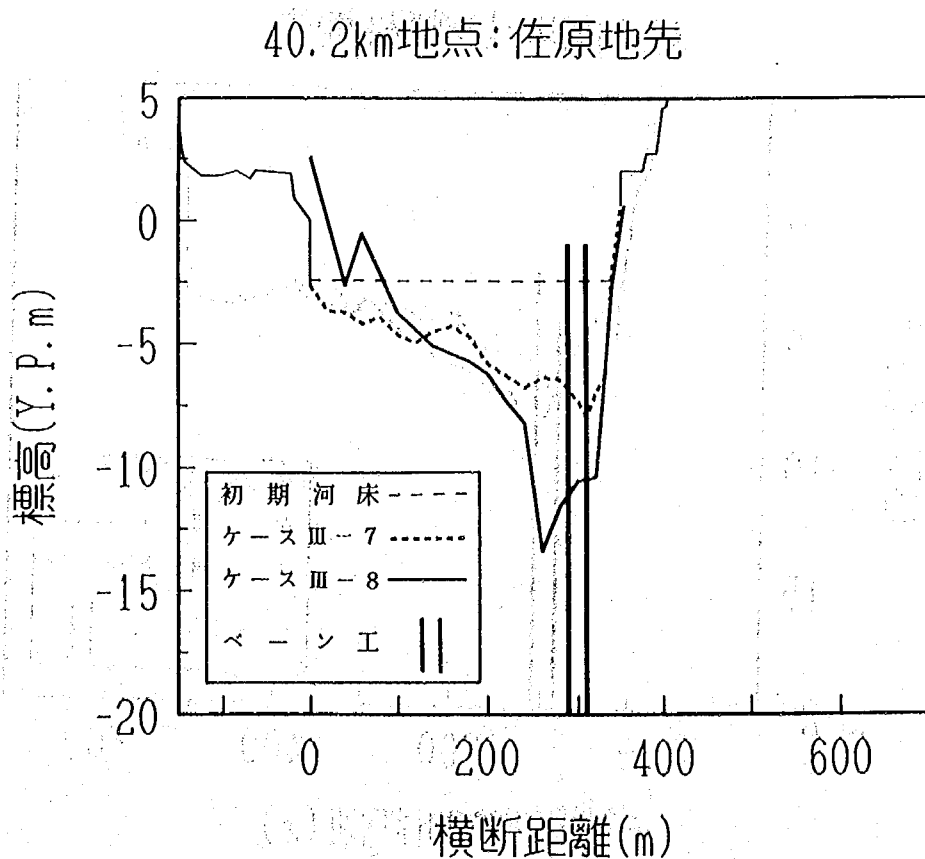


図-6.103 河床横断形状(40.2km地点:佐原地先)

35.0km地点:草林地先

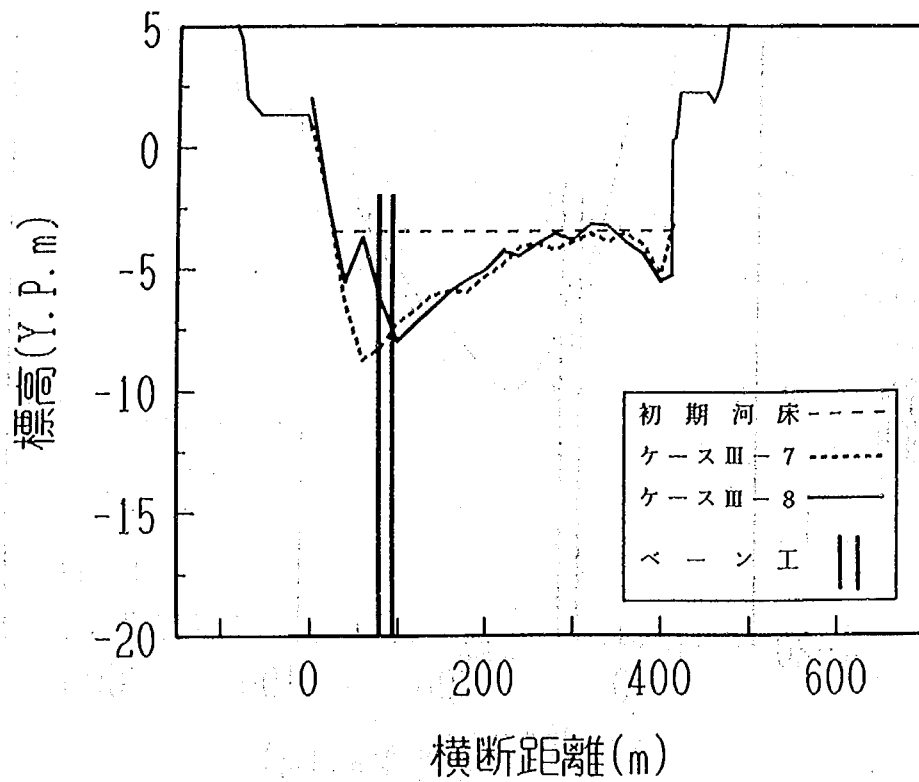


図-6.104 河床横断形状 (35.0km地点:草林地先)

33.5km地点:草林地先

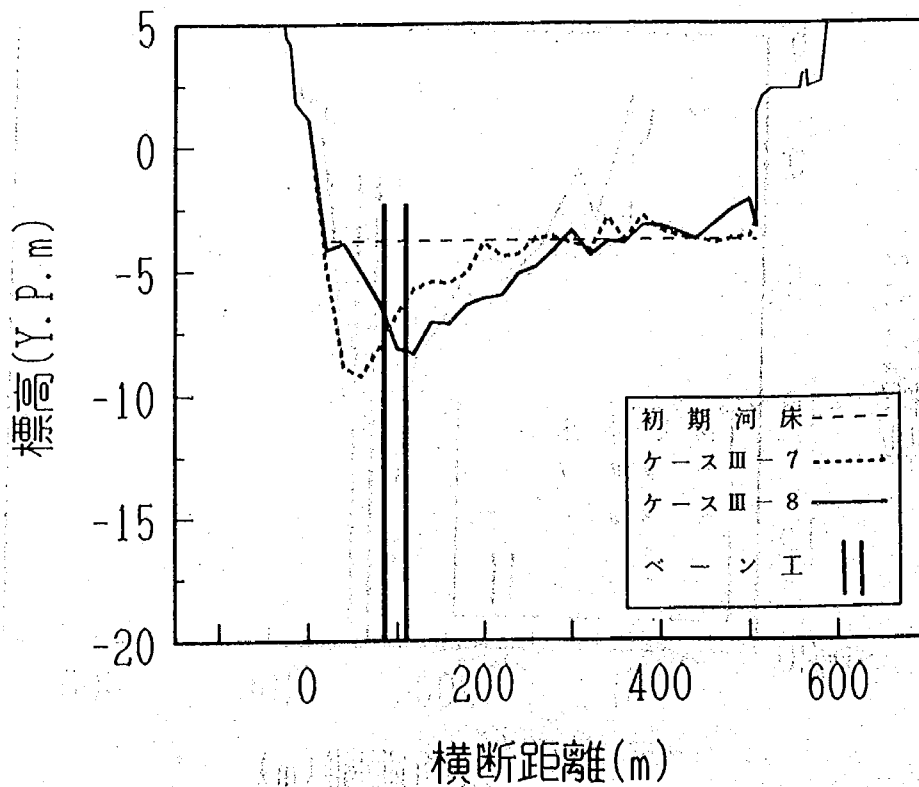
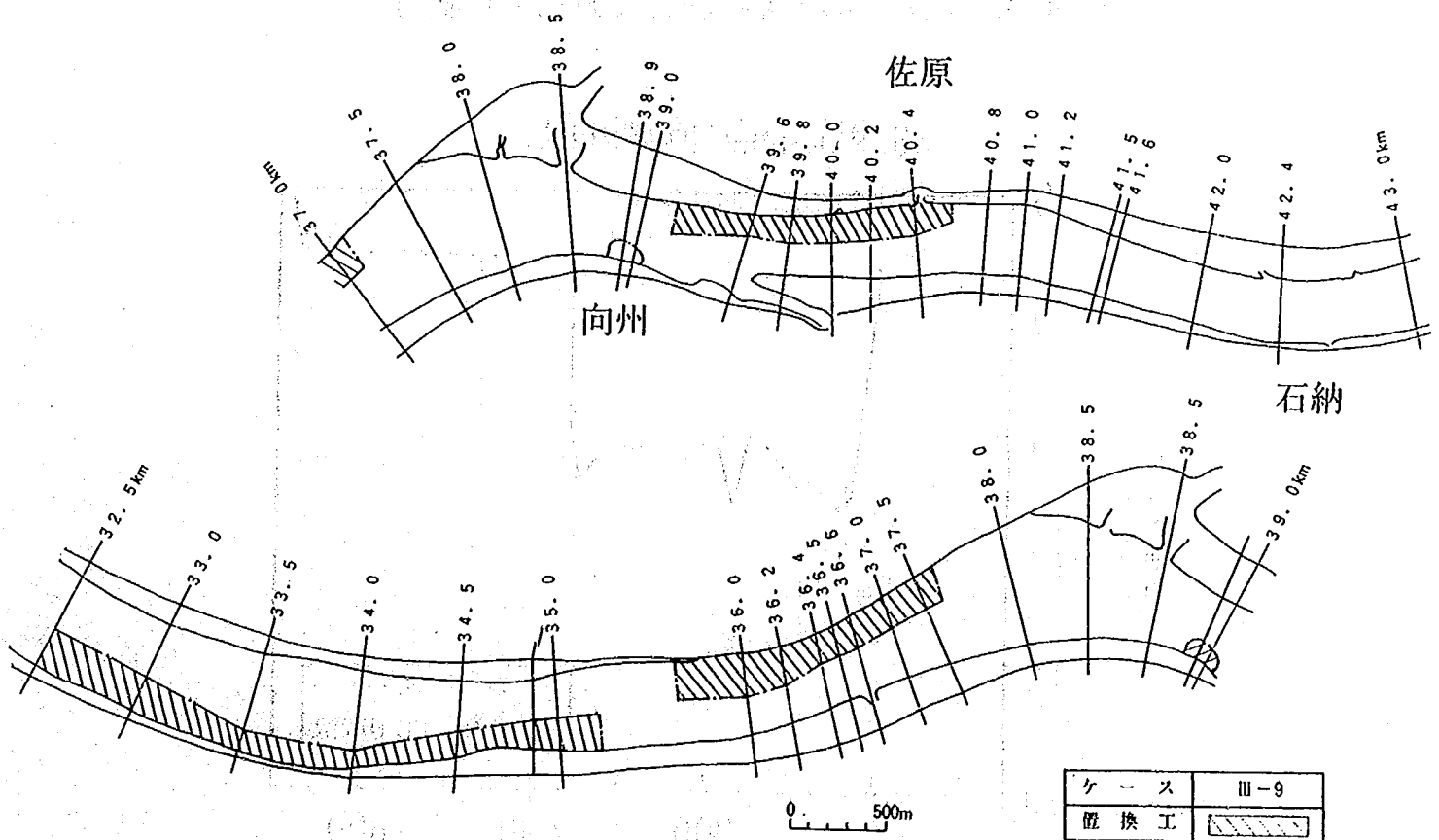


図-6.105 河床横断形状 (33.5km地点:草林地先)

6.5.10 置換工実験の結果（Ⅲ－9）

Ⅲ－8までの実験によれば、場所によってはベーン工による洗掘対策が困難と見られる地先の存在が明らかとなった。そこで、ベーン工と比べると経済性は劣るものの、過去に多くの河川で実績のある捨石工（ここでは、その規模が大きいことから置換工と称する）を用いて、洗掘軽減効果および周辺への影響を調べることにした。一般に、置換工は洗掘が既に形成されている場所に設置するものであるから、実験手順を以下のように変更することにした。まず河床を平坦に整形し、流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水して洗掘を起こさせる。これを初期河床形状として、洗掘発生域に置換工（粒径 $5 \sim 7 \text{ cm}$ の碎石）を設置する。そして模型上流端河床に石炭粉を追加し、再度通水して置換工の洗掘軽減効果を調べるものである。

置換工の平面配置と高さを図－6.106～6.110に示す。置換工の設置地点は佐原、向州、津の宮、および草林地先である。第2章で述べたとおり、洗掘により堤脚近傍の土砂が除去されると受動土圧が減少し堤体の滑り破壊に対する安全度が低下する。この面からは置換工の設置高さはなるべく高くするのが望ましい。しかし、逆に置換工を高くしすぎると流速分布が著しく変形して下流での水衝部の変化をもたらすと予想される。そこで、洗掘の発生範囲等を考慮しつつ平均河床高と最深河床高の差の $2/3 \sim 3/4$ 程度まで埋め戻すことにした。具体的には、いずれの地点においても洗掘を Y. P. -7 m まで埋め戻すように置換工の設置高さで範囲を決定した。



図－6.106 置換工の平面配置（Ⅲ－9）

40.2km地点:佐原地先

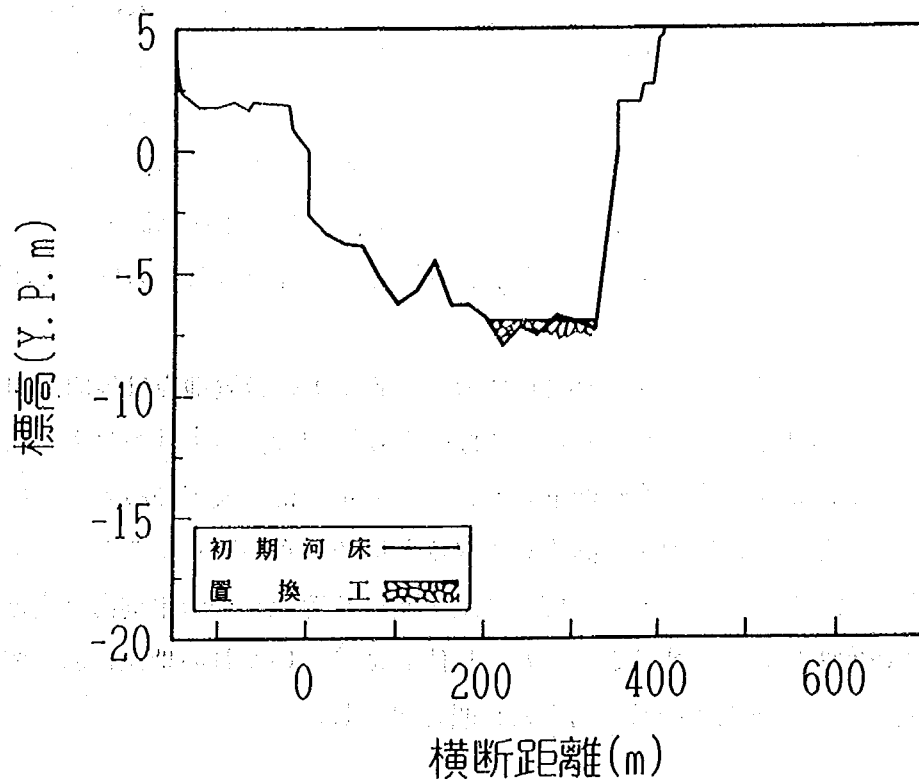


図-6.107 置換工の設置断面 (40.2km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先

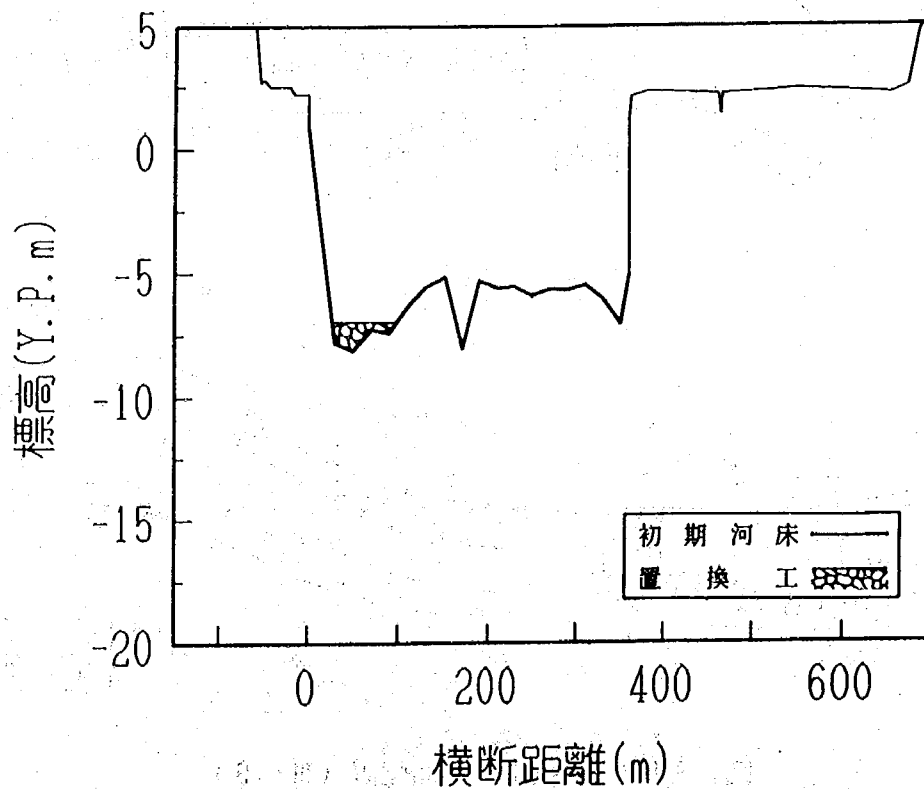


図-6.108 置換工の設置断面 (38.9km地点:向州地先)

36.8km地点:津の宮地先

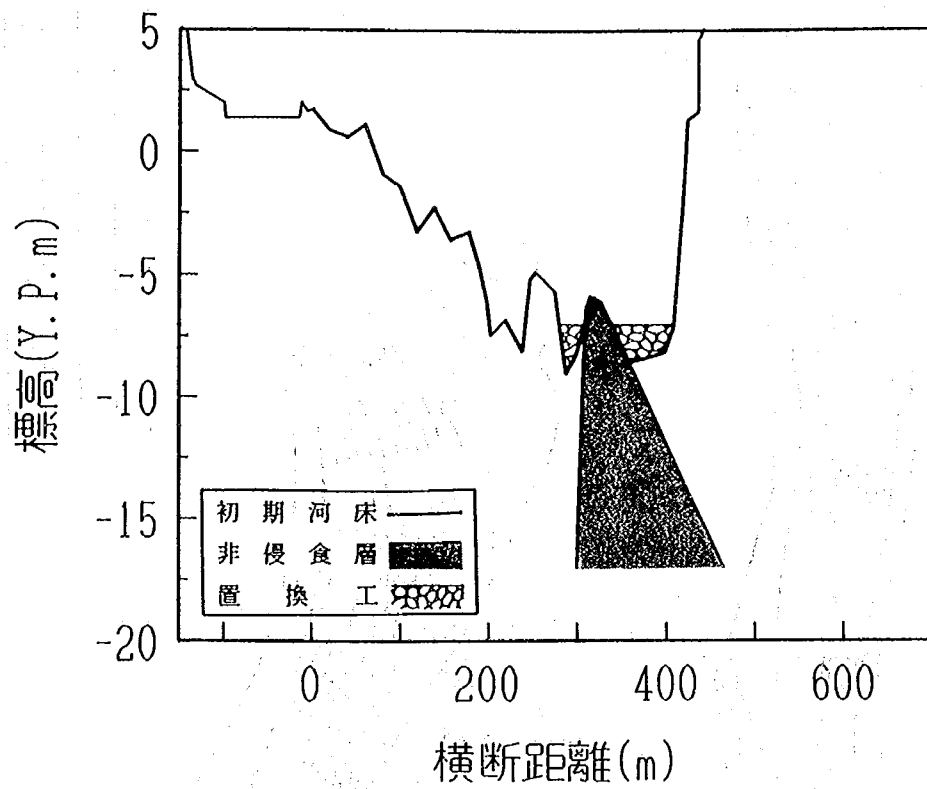


図-6.109 置換工の設置断面 (36.8km地点:津の宮地先)

33.0km地点:草林地先

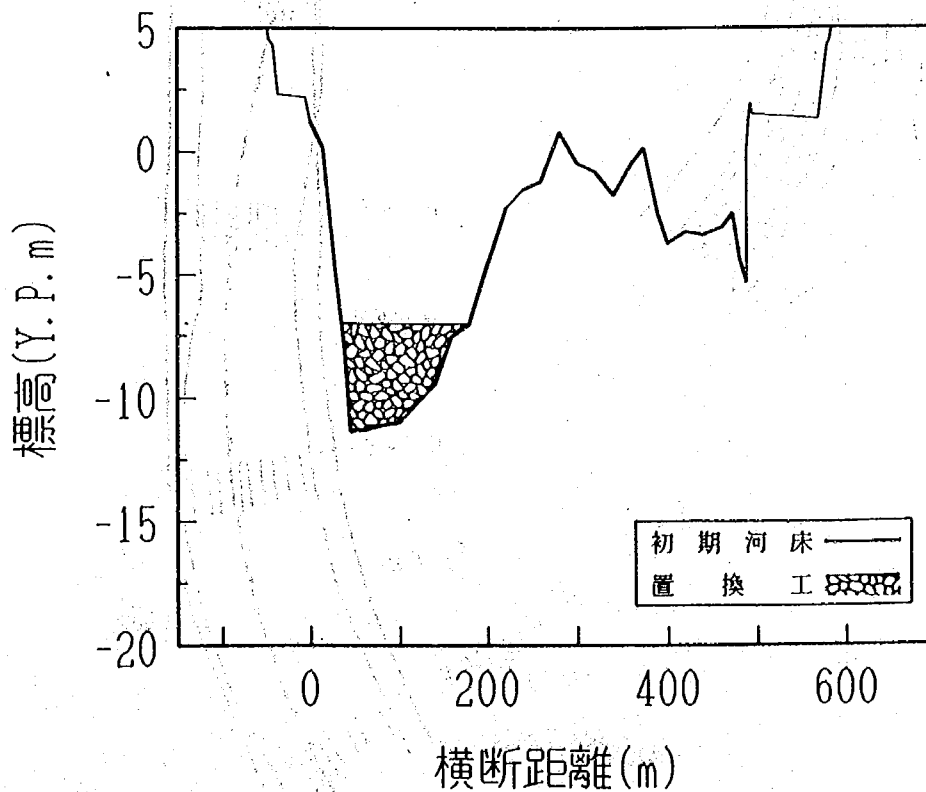


図-6.110 置換工の設置断面 (33.0km地点:草林地先)

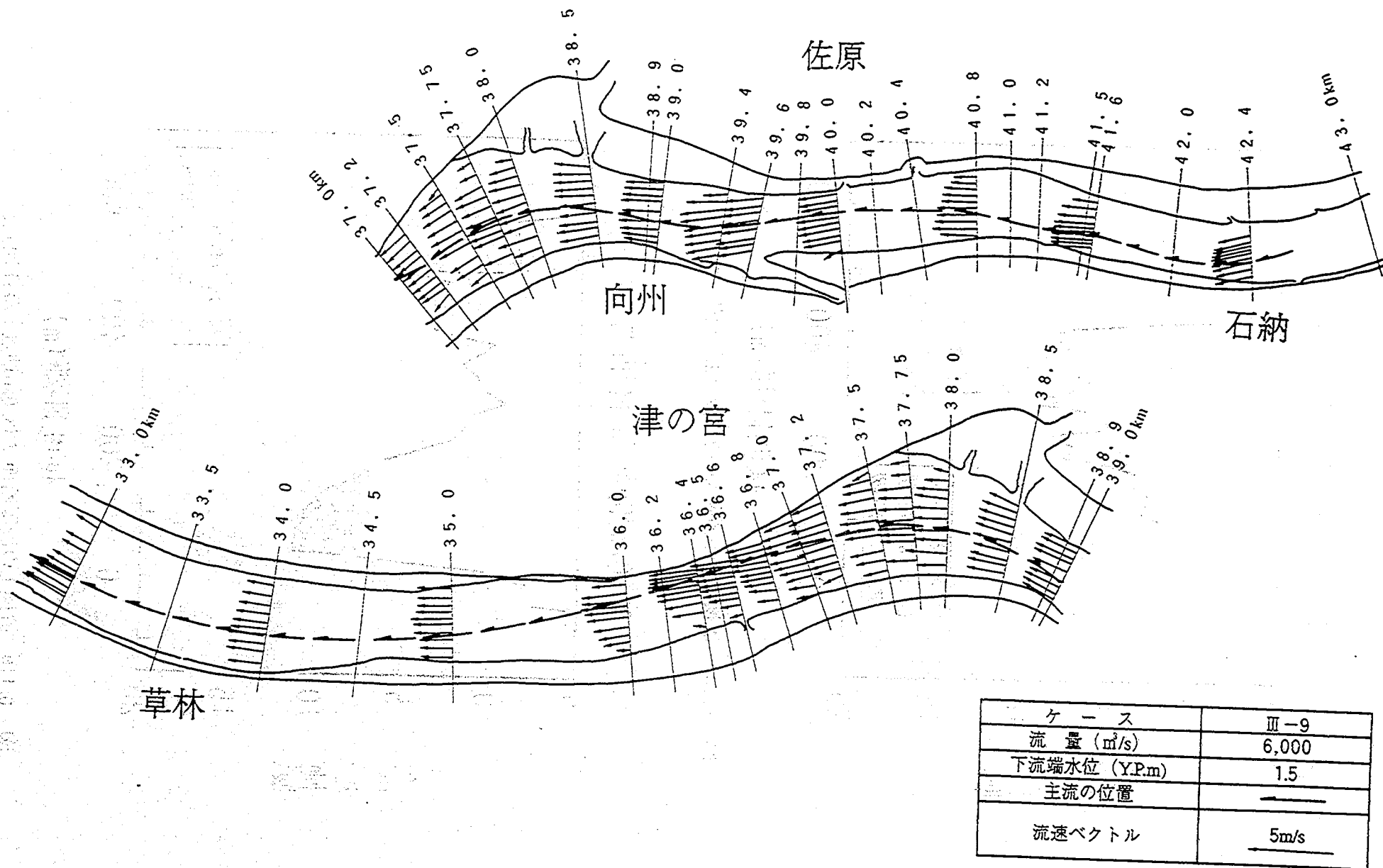


図-6.111 流況 (Ⅲ-9)

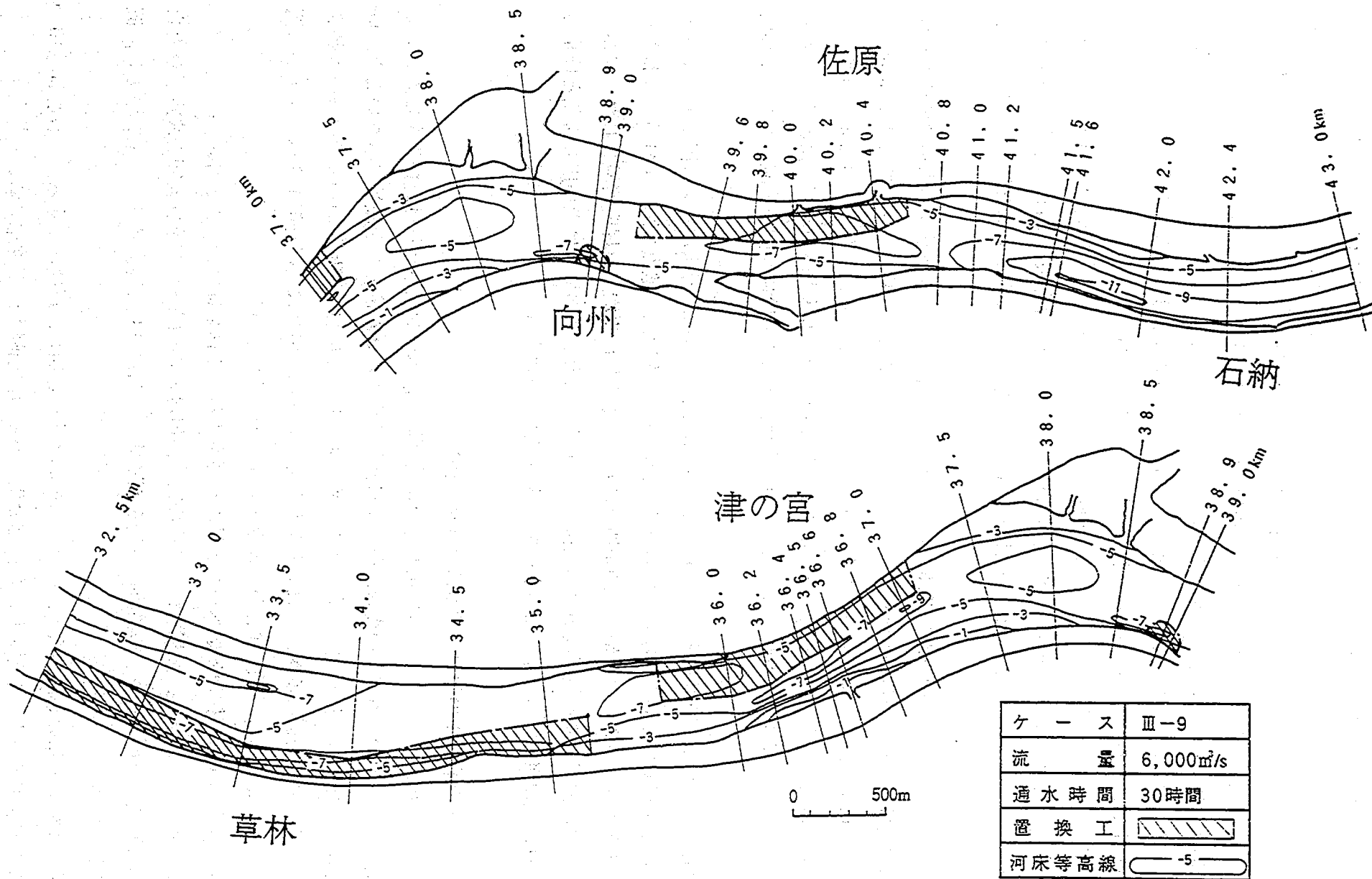


図-6.112 河床平面形状 (Ⅲ-9)

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.111に示す。洗掘対策工なしのⅢ-1の流速分布(図-6.36)との比較により置換工が流れに及ぼす影響が評価される。Ⅲ-9では佐原、向州地先の横断流速分布の一様化がⅢ-1よりも進んでいる。津の宮地先においては主流の位置は依然として右岸沿いにあるものの、左岸側の砂州高の減少に伴い、横断流速分布の一様化が進んだ。草林地先では、横断流速分布の一様化が進み、主流の位置が河岸より遠ざけられた。

河床平面形状を図-6.112に示す。Ⅲ-1の結果(図-6.37)と比較すると、石納、佐原、向州、津の宮、草林のいずれの地先においても置換工によって洗掘の進行がほぼ完全に止められたのと同時に、洗掘の対岸側に見られた土砂の堆積が軽減されているのがわかる。

次に、河床横断図により各洗掘箇所の河床変動状況を調べることにする。佐原地先40.2km地点の河床変動状況を図-6.113に、向州地先38.9km地点における河床変動状況を図-6.114に示す。いずれの地先においても、置換工が初期高を保つのと同時に対岸側の堆積が若干ながらも軽減されていることがわかる。

図-6.115、6.116に示す津の宮地先36.8kmおよび36.0km地点の河床横断形状からも他の地点と同様、置換工の初期高は保たれていることがわかる。洗掘対岸にある堆積の軽減量は、津の宮地先36.8km地点では平均1.5m程度、36.0km地点では平均2m程度で、最も軽減量の大きかったのは36.0km地点の横断距離100mの箇所で5mに及んでいる。なお、置換工の下流端の沈下量を測定したところ、河床との境界で最大1.4m程度の沈下が見られた。このことは、置換工の設置範囲を下流に拡大する必要性を示している。

図-6.117、6.118に示す草林地先34.5kmおよび33.0km地点の河床横断形状からも、置換工の設置地点の対岸の堆積を軽減する効果が顕著に見られる。特に草林地先34.5km地点(図-6.117)ではおおむね平坦な河床が形成された。草林地先33.0km地点においても堆積は平均2m程度軽減された。なお、33.0km地点では置換工の初期設置高が河岸近傍で0.6m低下した。この原因は吸い出し現象と推定されるが、これは現地河道でも発生し得るものであるので注意を要する。

6.5.11 ベーン工と置換工の併用実験の結果(Ⅲ-10)

Ⅲ-10-1、2は、これまでの実験結果をもとに洗掘箇所にベーン工もしくは置換工を設置してその効果を確認するものである。その場合、置換工は洗掘を発生させた後でしか設置できないこと、向州地先の流況・河床変動へ及ぼす影響を抑えるため、Ⅲ-10-1においては佐原地先のベーン工数を大幅に減じてその効果を弱めるが、それでもなお問題が見られる場合は洗掘対策工をベーン工から置換工へ変更する必要があること、などから通水手順を次のように変更した。

- ① 石納、佐原および草林地先にベーンを設置し通水する。これをⅢ-10-1と呼ぶ。
- ② 通水後河床高を測定し、洗掘形状から津の宮、向州地先での置換工の設置範囲を決定するとともに、佐原地先でのベーン工の設置の適否を判断する。問題がある場合はベーン工を撤去し、置換工を設置する。
- ③ 石納地先に給砂用の石炭粉をY.P.-7mの高さまで追加し、再度通水する。これをⅢ-10-2とする。通水後河床高を測定し、各洗掘発生箇所での洗掘軽減度を確認する。

40.2km地点:佐原地先

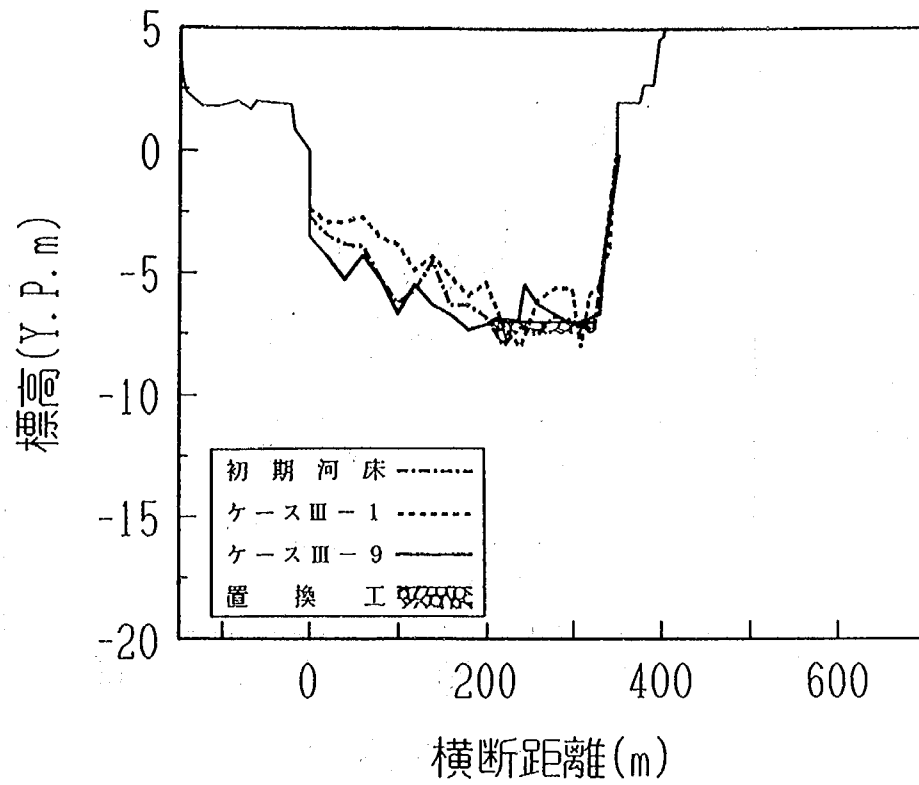


図-6.113 河床横断形状 (40.2km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先

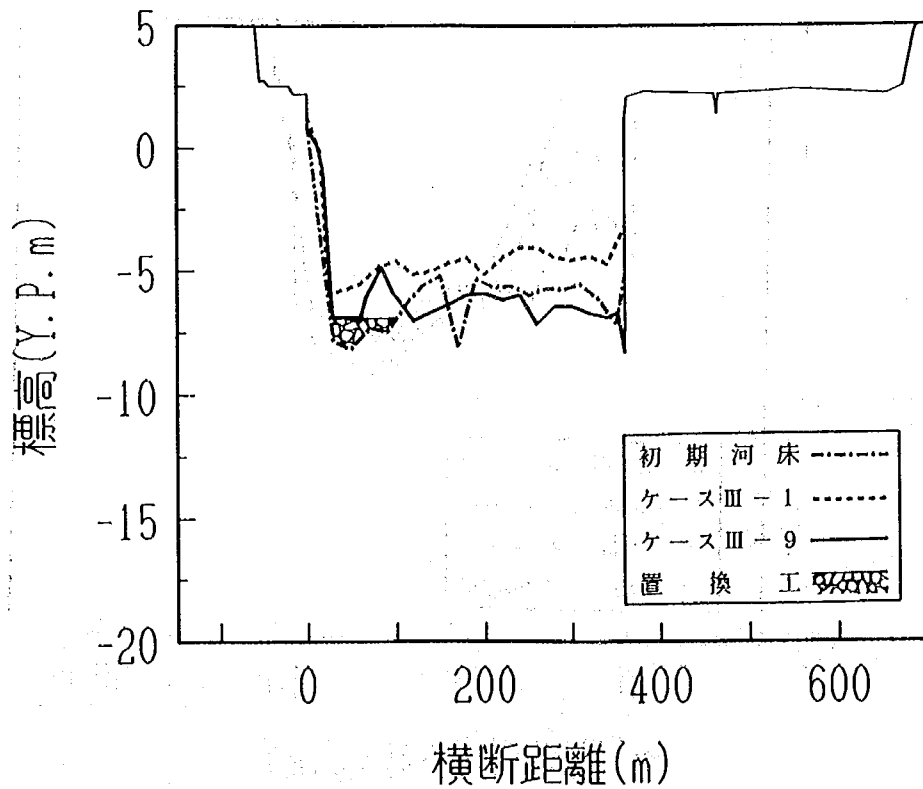


図-6.114 河床横断形状 (38.9km地点:向州地先)

36.8km地点:津の宮地先

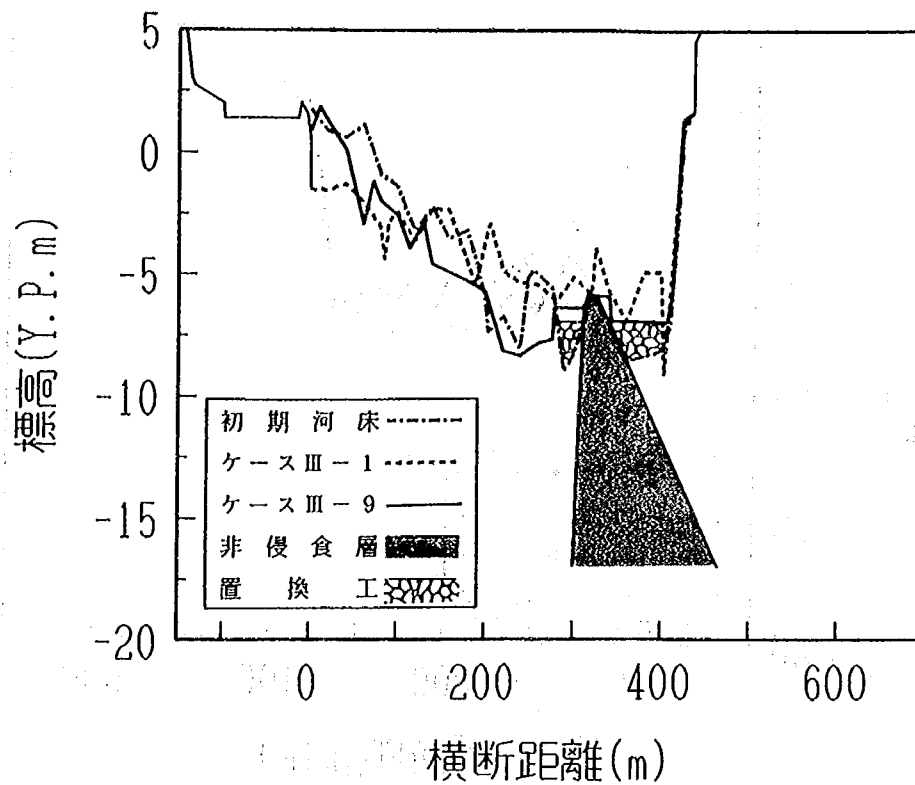


図-6.115 河床横断形状 (36.8km地点:津の宮地先)

36.0km地点:津の宮地先

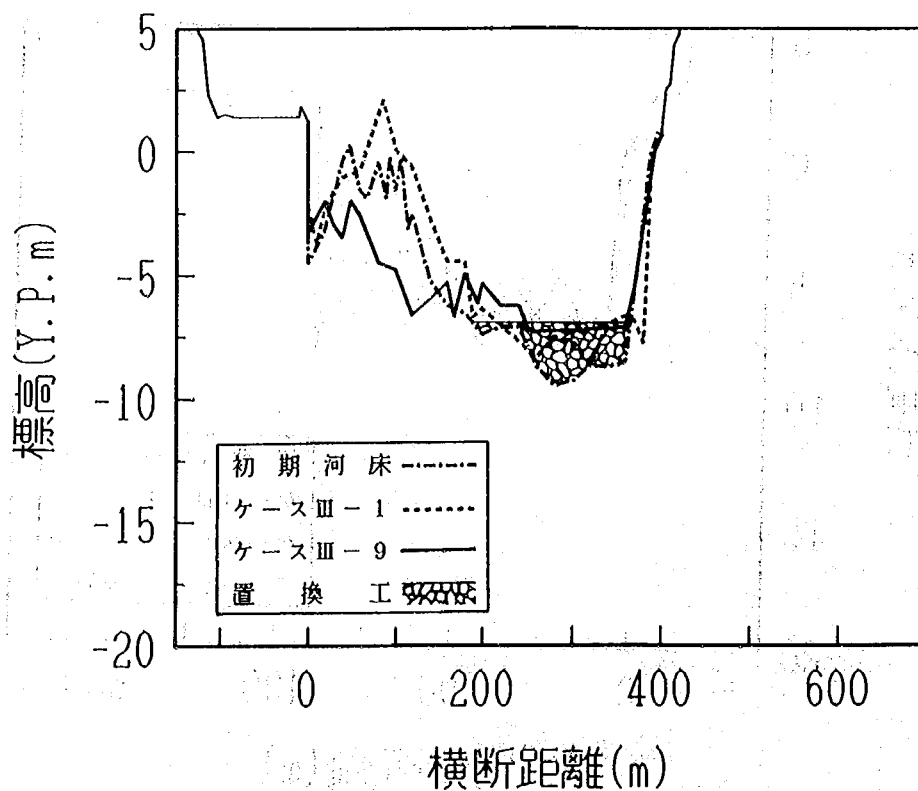


図-6.116 河床横断形状 (36.0km地点:津の宮地先)

34.5km地点:草林地先

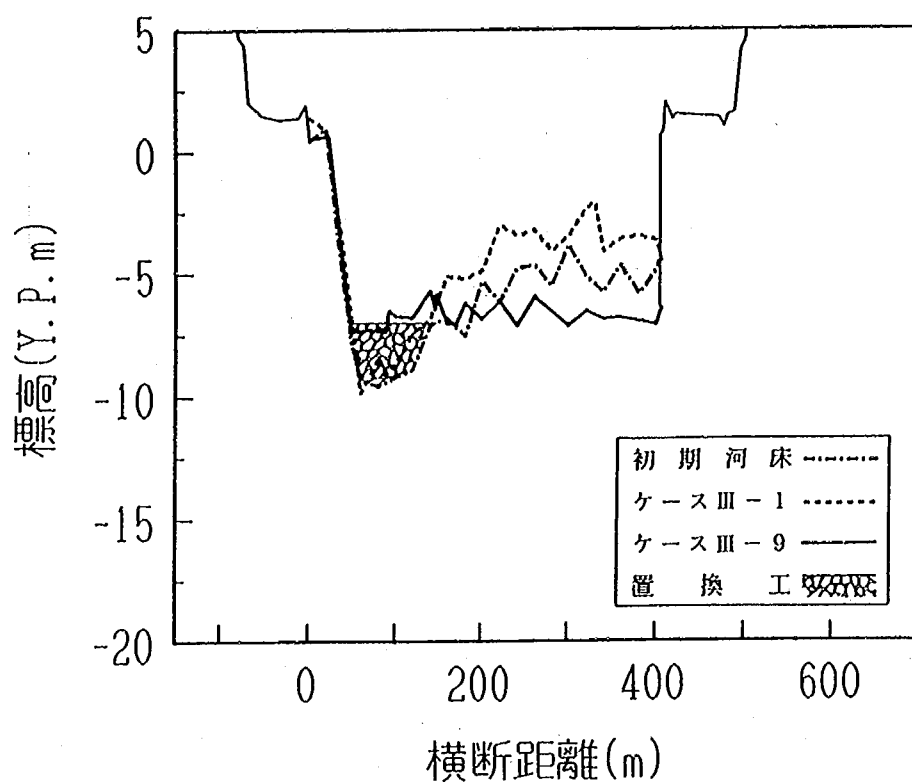


図-6.117 河床横断形状 (34.5km地点:草林地先)

33.0km地点:草林地先

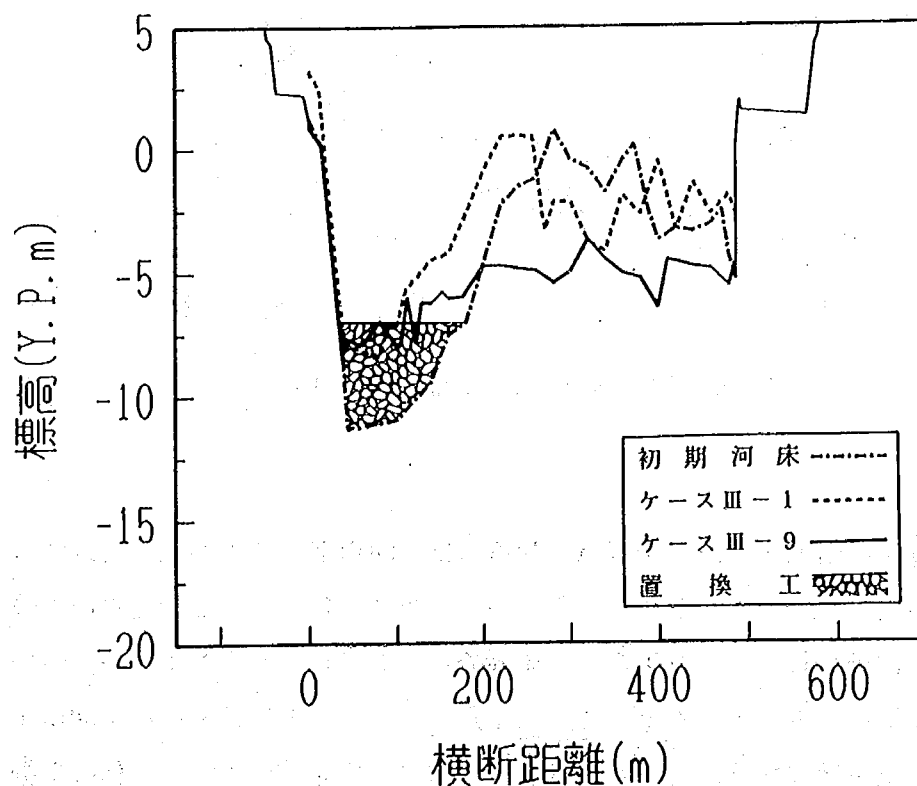


図-6.118 河床横断形状 (33.0km地点:草林地先)

Ⅲ-10-1におけるベーン工の配置を図-6.119 に、配置諸元を表-6.9に示す。Ⅲ-8からのベーン工の変更点は次の通りである。

表-6.9 ベーン工の配置諸元（ケースⅢ-10-1）

地 区	設 置 範 囲	縦断間隔 Δs (m)	設置位置 b (m)	ベーン数	
				列	基
石 納	41.2～43.0km	150	50	2	26
佐 原	40.0～40.8km	100	70	2	9
草 林	32.5～36.0km	160	50～100	2	40

設置位置 b は、低水路河岸からベーン工までの距離を表す。

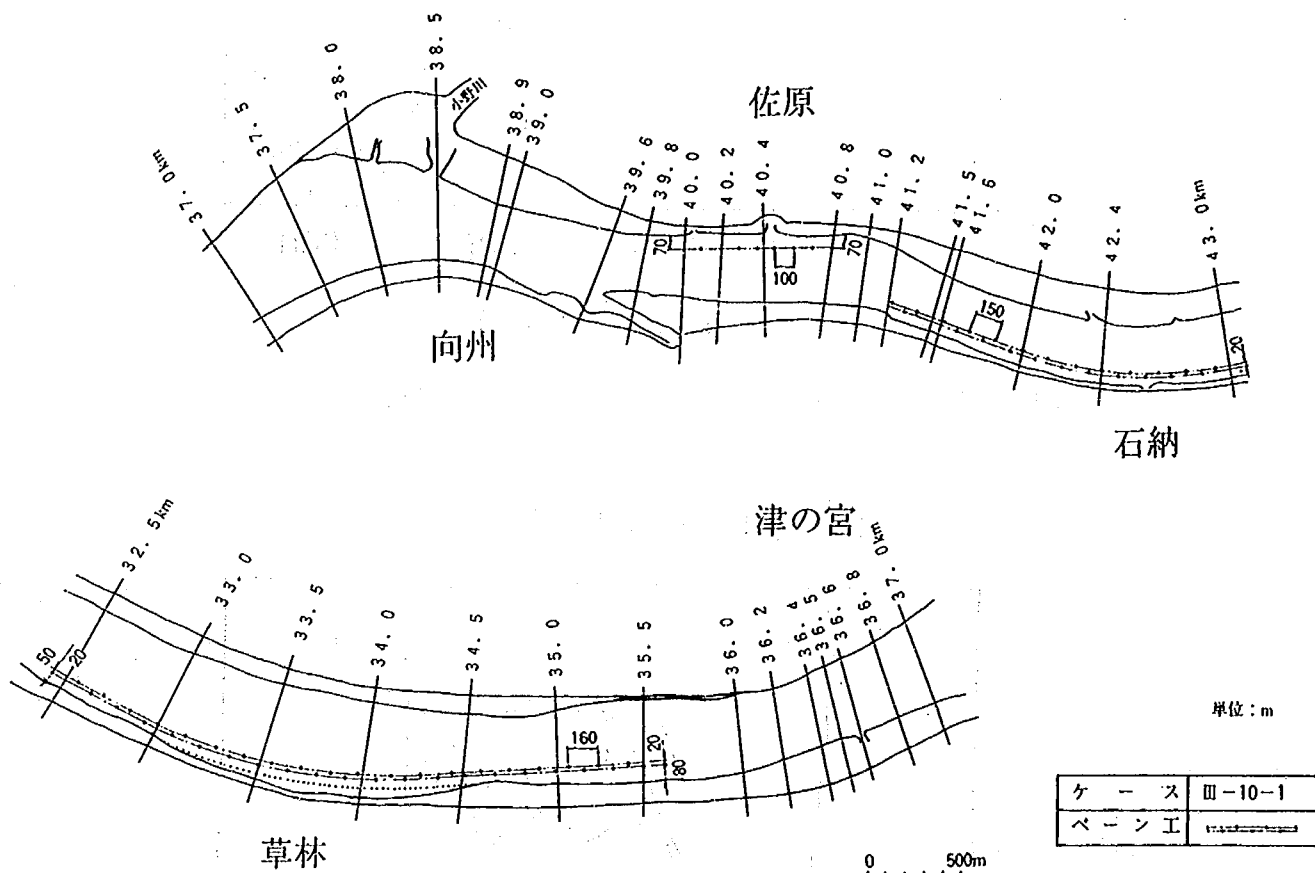


図-6.119 ベーン工の配置（Ⅲ-10-1）

① 佐原地先

Ⅲ-8により、向州地先の洗掘を軽減させるには、向州地先に置換工を設置するとともに佐原地先のベーン工の効果を弱める必要があることが明らかにされた。そこで佐原地先のベーン工の列数を2列から1列に減らしてベーン工の効きを弱めた。ただし、ベーン工列の減少により佐原地先の洗掘の軽減効果が減少しすぎると考えられるため、ベーン工の縦断間隔を50m小さくしベーン工1列当たりの効果を増大させた。また、Ⅲ-8において佐原地先の右岸近傍の洗掘を軽減できなかったのは、ベーン工が河岸に接近しすぎていたために河岸とベーン工の間に土砂の堆積域を確保で

きなかったためと考えられるので、ベーン工を河岸から20m離れた。さらに、向州地先への水当たりを軽減するために、ベーン工列の下流側を400m短くし、設置範囲を40.8~40.0kmとした。

② 石納および草林地先

Ⅲ-8と同一の諸元とした。

③ 向州および津の宮地先

対策工なし。

通水末期に測定した主流の位置を図-6.120に示す。対策工の配置がⅢ-8とおおむね一致しているので、流況についてはⅢ-8（図-6.100参照）と有意な差異は認められない。若干ではあるが差異の見られるのは向州地先であり、佐原地先のベーン工列の下流側を短縮したことによって左岸への水当たりが緩和される傾向にある。

河床平面形状を図-6.121に示す。佐原地先においては、Ⅲ-8の場合（図-6.101参照）よりも洗掘範囲が拡大し、Y.P. -7.0mの範囲は41.0kmから向州地先にまで及ぶに至った。向州地先においては、佐原地先にベーン工を設置しないⅢ-1の場合よりも洗掘が進行し、河床高がY.P. -7.0m以下となる範囲は38.2kmから佐原地先の洗掘に連続するまでに拡大した。

次に各洗掘箇所の河床変動状況の詳細および対策工の効果や改善点について調べてみる。図-6.122に示す佐原地先40.0km地点の河床変動状況によれば、右岸とベーン工の間の距離を広げ堆積域を確保したにもかかわらず、河岸近傍における洗掘深はⅢ-8よりも増大している。この原因としては、ベーン工の効果を過度に弱めたためにベーン工内岸側の土砂を外岸側に運ぶ機能が十分に発揮されなかったためと考えられる。向州地先39.0km地点においては、図-6.123に示すように左岸より60mの箇所の洗掘深はⅢ-1に比べ4.5m大きくなった。このことから、佐原地先のベーン工の効きを強くすると佐原地先の洗掘を軽減できる反面、向州地先の河岸近傍の洗掘を増大させることがわかる。この逆も成立することから、佐原地先へベーン工を設置する際には向州地先への影響がないことを確認しながら段階的にベーン工の設置数を増やすのが望ましい方法と言える。ただし、第5章で述べたとおり本模型の相似性は必ずしも高くはないので、この検討を模型実験で行うのは難しい。そこで、Ⅲ-10-2では佐原地先における洗掘対策工の代替案として、Ⅲ-9でその効果が確認されている置換工の適用を試みることにする。

Ⅲ-10-2は、Ⅲ-10-1により形成された佐原、向州、および津の宮地先での洗掘箇所に置換工を設置し、重ね通水を行うことによって、各地点の洗掘対策工の効果を確認するものである。置換工の設置範囲を図-6.124に、設置高さを図-6.125~6.127に示す。設置範囲は、Ⅲ-9と同様Y.P. -7.0m以下の部分を埋め戻すことができる範囲とした。石納および草林地先については、Ⅲ-10-1で設置したベーン工が十分な機能を発揮したので特に修正は施していない。

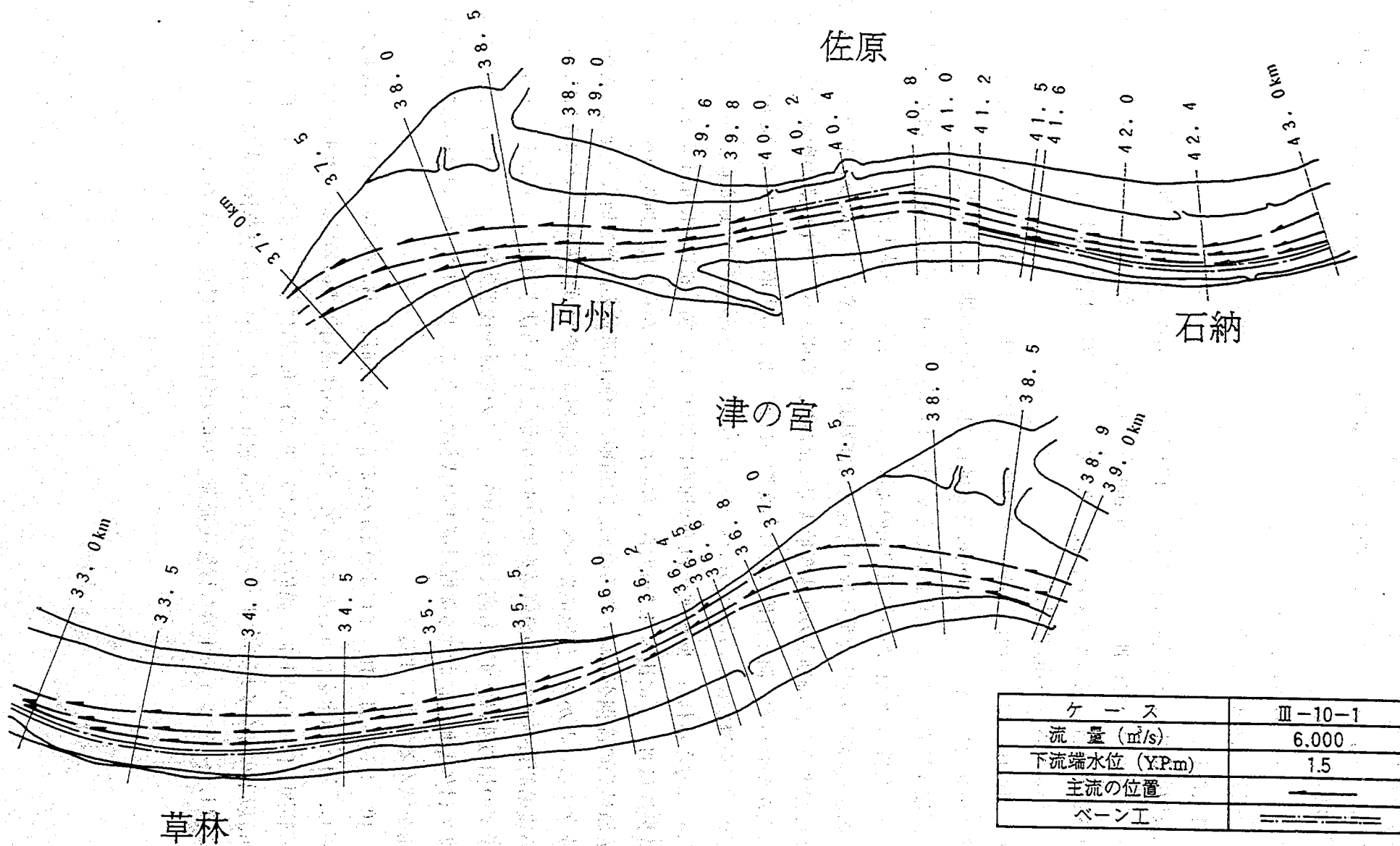


図-6.120 流況 (Ⅲ-10-1)

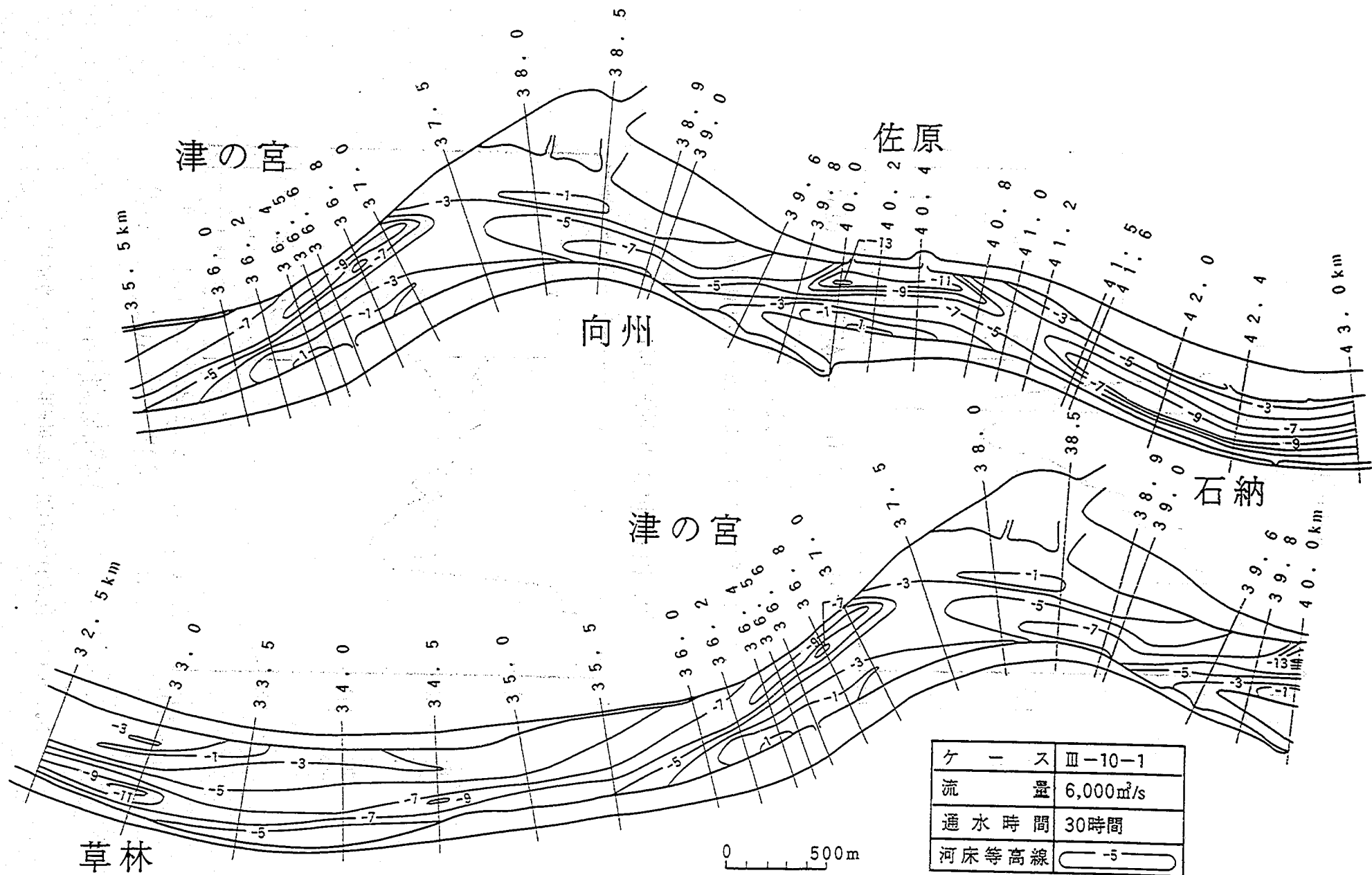


図-6.121 河床平面形状 (Ⅲ-10-1)

40.0km地点:佐原地先

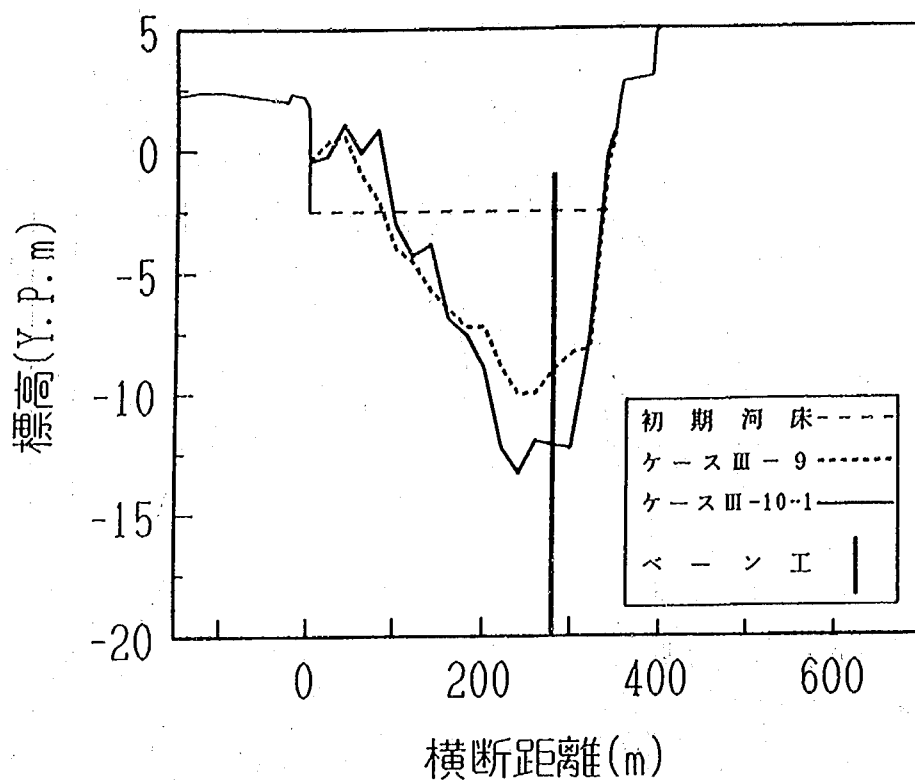


図-6.122 河床横断形状 (40.0km地点:佐原地先)

39.0km地点:向州地先

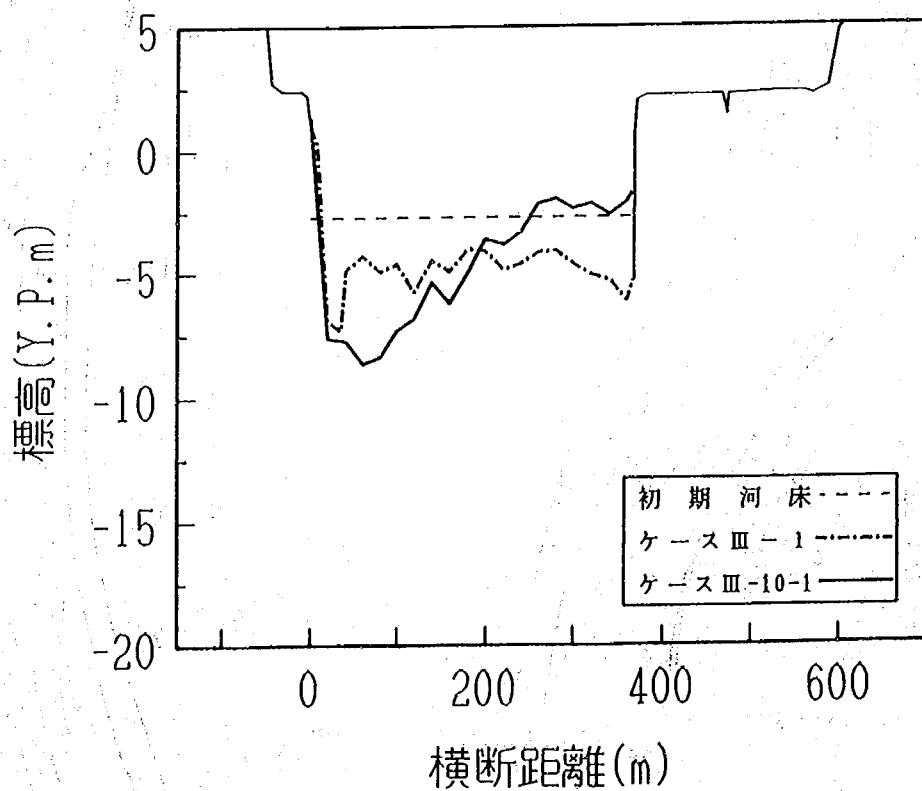


図-6.123 河床横断形状 (39.0km地点:向州地先)

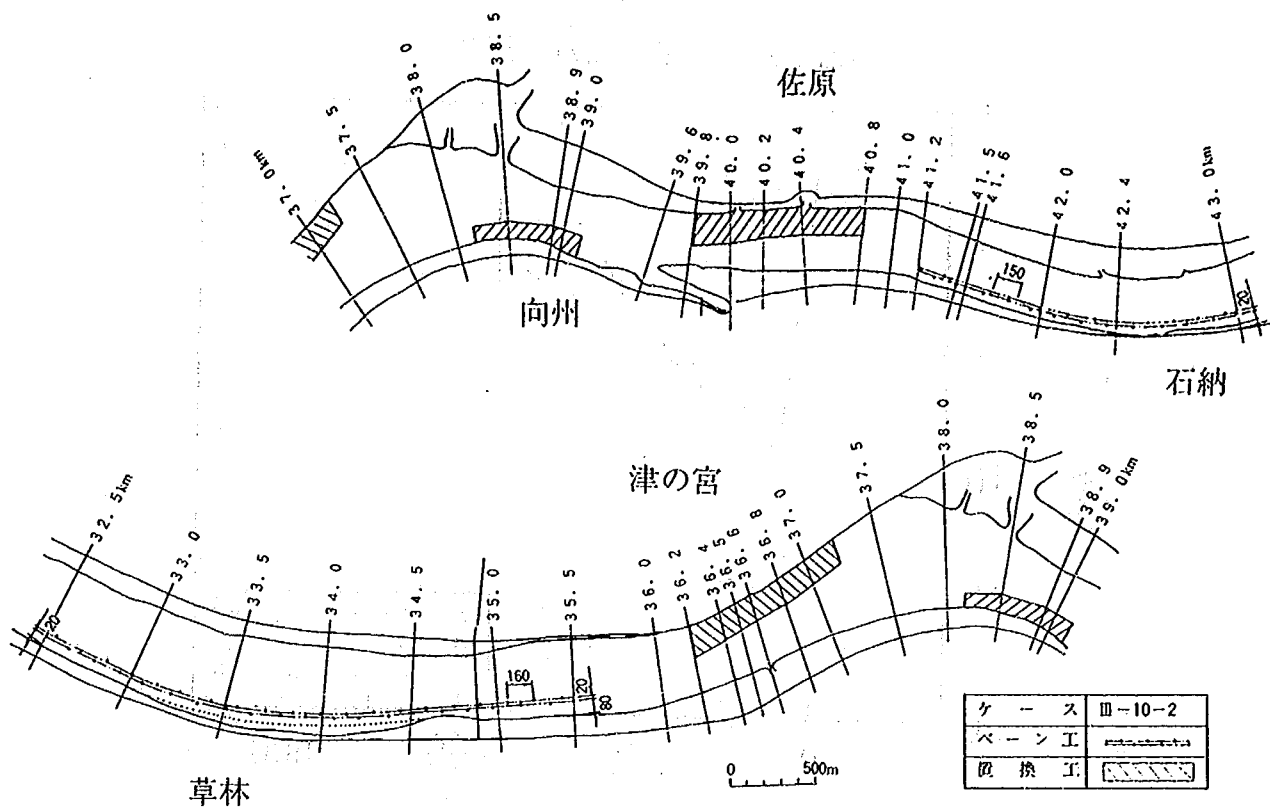


図-6.124 洗掘対策工の配置 (Ⅲ-10-2)

40.0km地点:佐原地先

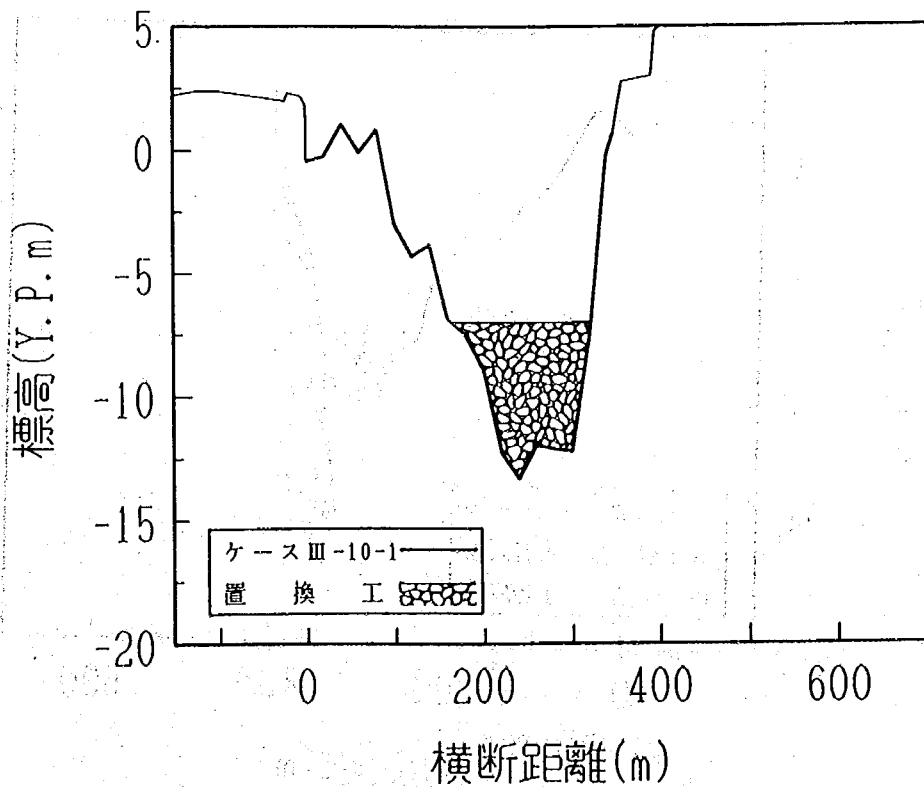


図-6.125 置換工の設置断面 (40.0km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先

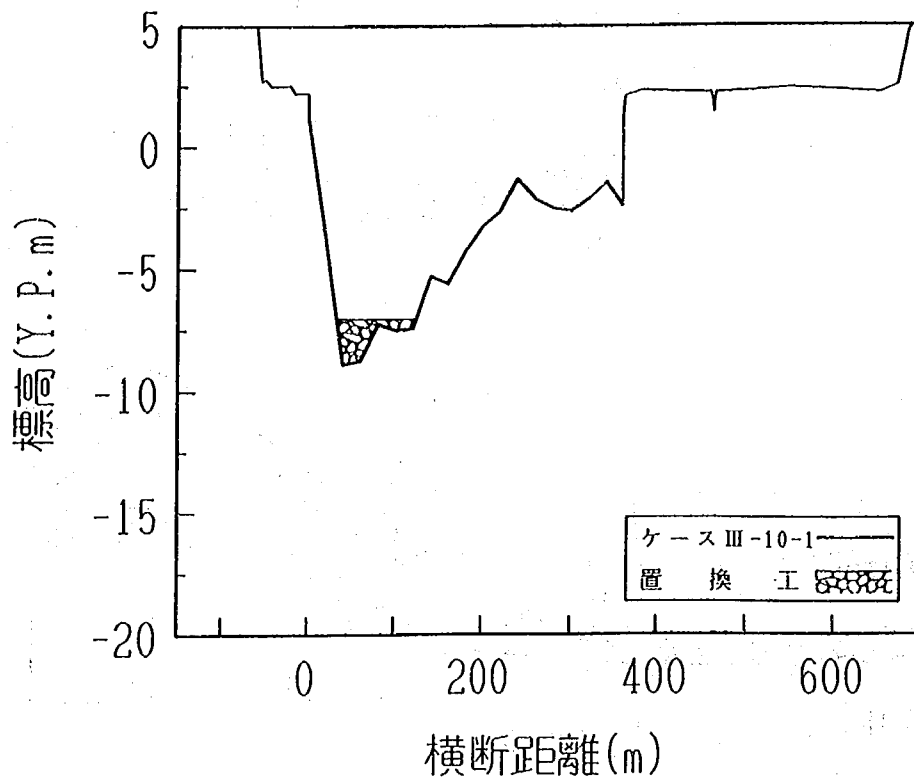


図-6.126 置換工の設置断面 (38.9km地点:向州地先)

36.4km地点:津の宮地先

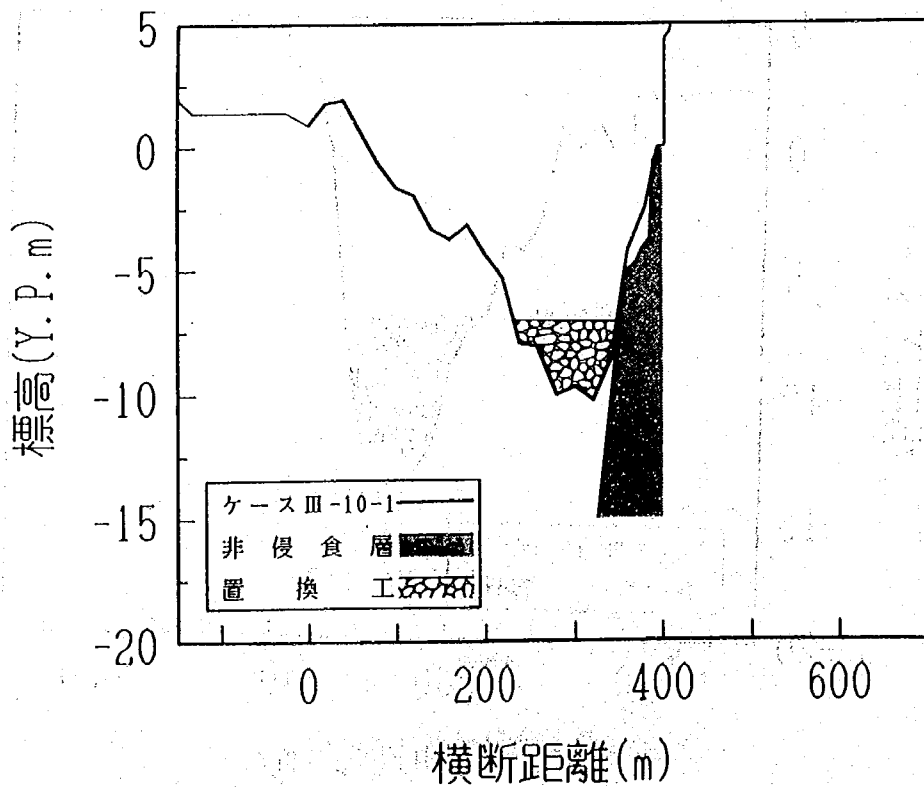


図-6.127 置換工の設置断面 (36.4km地点:津の宮地先)

通水末期に測定した平面流速分布および主流の位置を図-6.128 に示す。全般的にⅢ-10-1 と有意な差異は認められないが、佐原地先においてはベン工を撤去し置換工を設置したことにより、向州地先への流れの集中が緩和される傾向が見られる。

河床平面形状を図-6.129 に示す。佐原、向州、および津の宮地先については、いずれも置換工によって洗掘の進行が止められ、かつ洗掘の対岸側における土砂の堆積が軽減された。また、石納、草林地先についてはベン工により湾曲外岸側の河岸近傍の洗掘をⅢ-10-1 の状態のまま維持することができた。

次に河床横断形状から、各地先の洗掘や置換工の変形状況について調べてみる。佐原地先40.0km地点の河床横断形状を図-6.130 に示す。左岸側に見られた土砂の堆積は最大で 2.0m 軽減された。なお、置換工の初期設置高は最大で約 1.3m 低下した。これは吸い出し現象によるものと推定される。向州地先38.9km地点においては、図-6.131 に示すように置換工が初期設置高を保ったと同時に、右岸側における土砂の堆積は最大で約 2.2m 軽減されたことがわかる。津の宮地先36.4km地点においては、図-6.132 に示すように右岸側での土砂の堆積は最大で約 2.7m 軽減された。なお、佐原地先と同様に置換工の初期設置高が最大で 0.8m 低下しており、現地河川への施工に関しては注意が必要である。

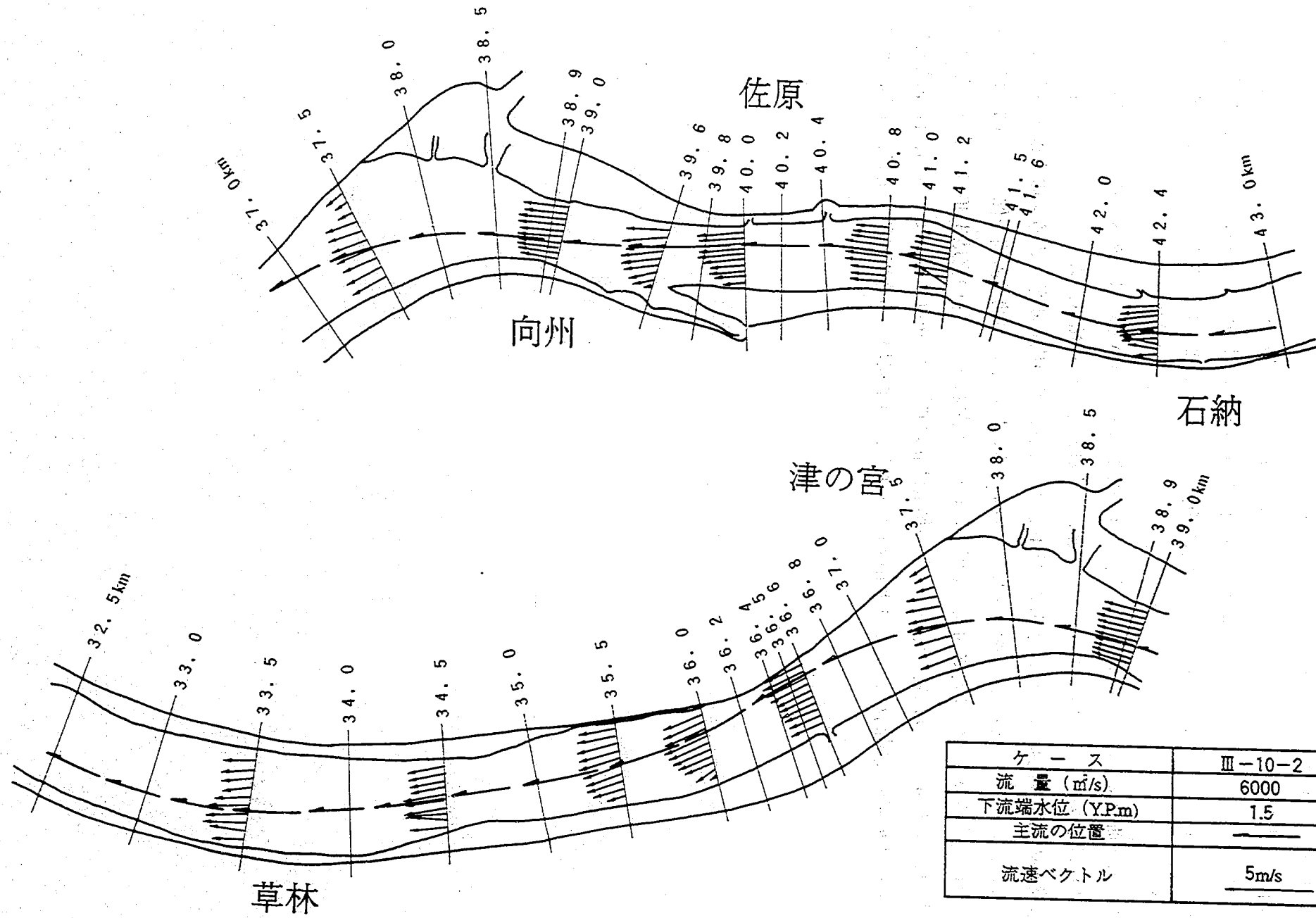


図-6.128 流況 (Ⅲ-10-2)

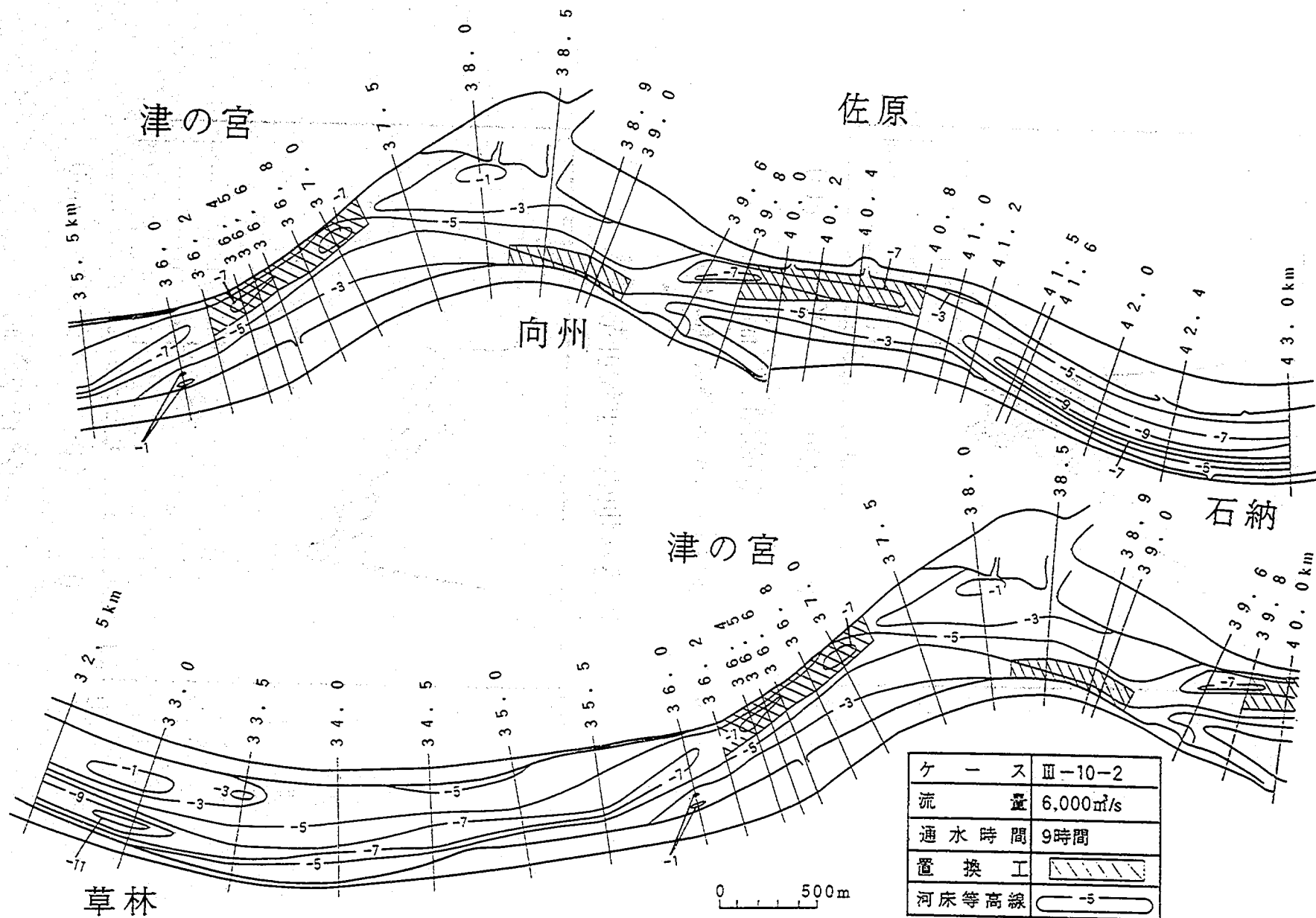
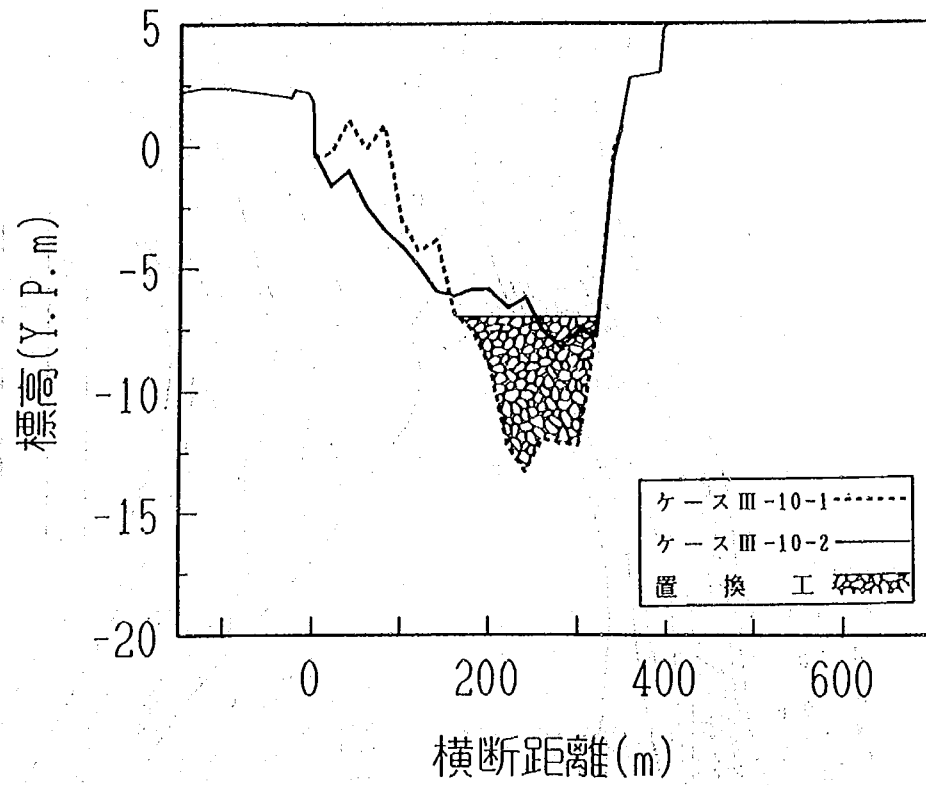


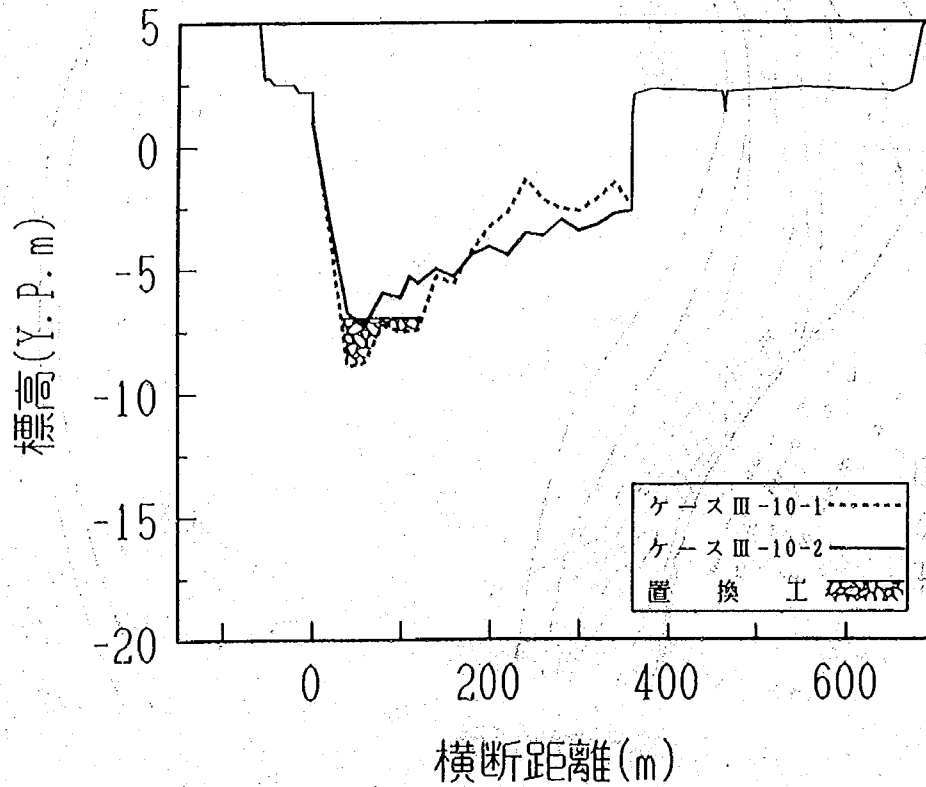
図-6.129 河床平面形状 (Ⅲ-10-2)

40.0km地点:佐原地先



図一 6.130 河床横断形状 (40.0km地点:佐原地先)

38.9km地点:向州地先



図一 6.131 河床横断形状 (38.9km地点:向州地先)

36.4km地点:津の宮地先

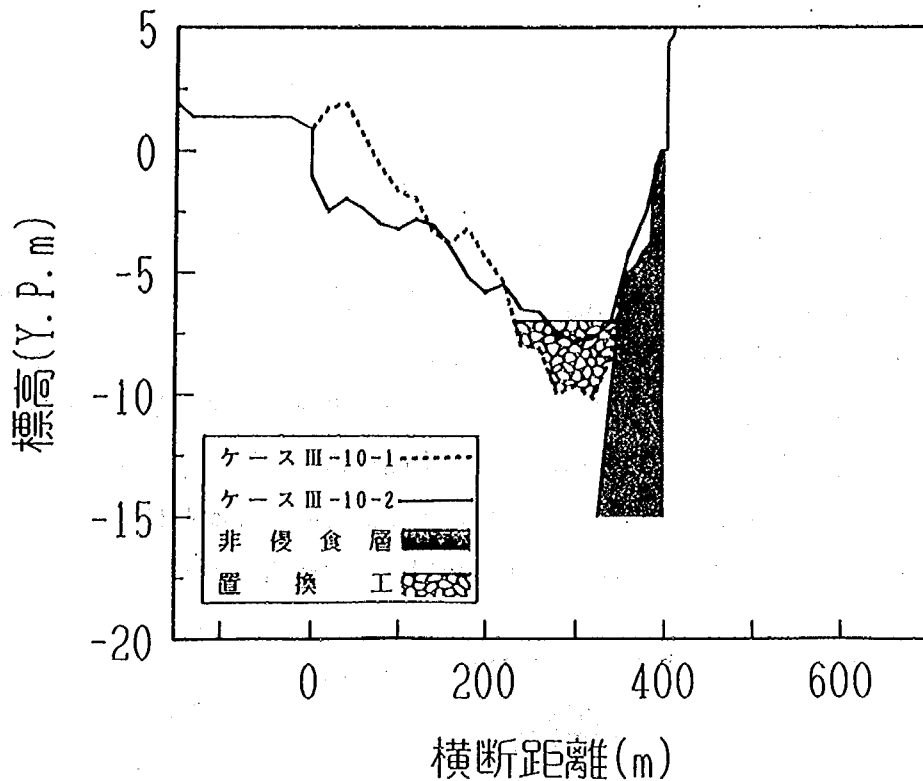


図-6.132 河床横断形状 (36.4km地点:津の宮地先)

6.5.12 洗掘対策工実験のまとめ

洗掘対策工実験を通じ明らかになった点は以下に要約される。

- ① 石納, 草林地先においては, 洗掘対策工としてベーン工が有効である。ベーン工により洗掘深を軽減させるとともに, 洗掘発生位置および主流の位置を河岸から河道中央側に移動させることができる。
- ② 向州, 津の宮地先においては, ベーン工の設置は洗掘の増大を招く。これは, 両地先での洗掘の発生原因が二次流によるものではなく, 流れの集中によるものであることに起因すると推定される。
- ③ 佐原地先でも, ベーン工は洗掘軽減効果を発揮する。しかし, ベーン工により主流が河道中央に押し出されるため, 下流の向州地先での洗掘が助長される。一方, 向州地先への影響が完全になくなるまで佐原地先のベーン工の数を減らすと佐原地先での洗掘軽減効果が消失してしまう。このことから, 実際にベーン工を施工するにしても, 向州地先への影響が無視できる範囲であることを確認しつつベーン工の設置数を段階的に増やしていくことが必要である。
- ④ いずれの洗掘箇所とも, 置換工を設置すれば洗掘の発達を止め, かつ洗掘発生箇所対岸側の堆積をフラッシュし流れを横断的に均一化する方向に変えることができる。

第7章 洗掘原因とその対策

7.1 洗掘原因

7.1.1 洗掘原因の分類

洗掘の発生原因を水理学的見地から推定することは、設計時に期待される効果が長期にわたって発揮される対策方法を立案する上で極めて重要である。そこで、ここでは石納、佐原、向州、津の宮、および草林地先の洗掘原因について推定することにした。

一般に、洗掘の発生には次の原因が考えられる。第一は、湾曲河道の二次流によるものである。湾曲河道の鉛直流速分布と遠心力の分布を図-7.1に示す。湾曲河道においても側壁近傍を除けば主流の流速分布は対数則に従うとされている。一方、遠心力は流速の二乗に比例し、曲率半径に反比例した大きさを持ち、流れと直角方向に作用するので、遠心力の分布は図-7.1に示すように河床近傍で小さく、水面近くで大きくなる。この分布の偏りが水面近傍で外岸側に、河床近傍で内岸側に向かう流れを生み出す。これが二次流であり、河床近傍の内岸側に向かう流れにより外岸側の土砂が運搬され外岸側の河床が低下する。以上が二次流による洗掘発生の機構である。

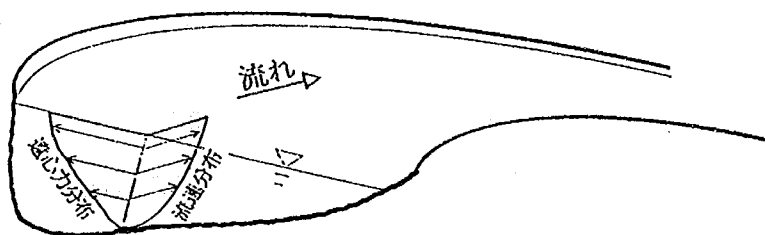


図-7.1 湾曲河道の鉛直流速分布と遠心力の分布

実際の河道は直線部と曲線部が連続した平面形状を有しているので、洗掘の特徴を把握するには、直線部～曲線部～直線部と法線形状が変化する河道における二次流の発達・減衰過程を知らねばならない。湾曲部の上下流に直線部を有する水路の流線の分布を図-7.2に示す。湾曲部の入り口に接近すると、流線の曲がりとともに先に述べた遠心力が発生するため二次流が発生し始める。湾曲部の入り口では二次流はまだ未発達であり、横断流速分布は内岸側が速くなっている。これは内岸側の流下経路が短く、水面勾配が急であるからである。しかし二次流の発達とともに水面近傍の大きな運動量を持った流れが外岸側に輸送され、外岸側の流速が増大し内岸側よりも速くなる。それとともに外岸側壁近傍では局所洗掘が発生し、横断流速分布の偏りを助長する。発達した二次流は湾曲が終わり再び直線河道になっても慣性力によってただちに消失しないため、局所洗掘範囲は直線部にも及ぶ。

洗掘の第二の原因は流れの集中によるものである。図-7.3に示すように直線河道が急に屈曲した場合を考えると、直線部を流下していた流れはその慣性力により屈曲部に至ってもなお直進しようとし、外岸側に流線が集中する。流線の集中した箇所では局所的に流速が増大し、これが局所洗掘の原因となる。

以上のように、洗掘の原因は2つあるが、それらの厳密な分類は困難である。流れの集中による洗

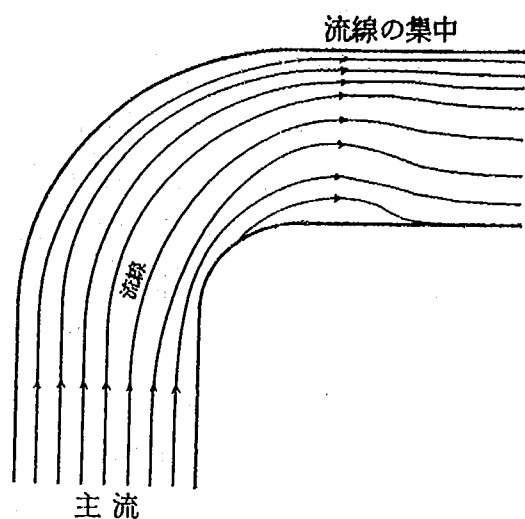


図-7.2 流線の分布

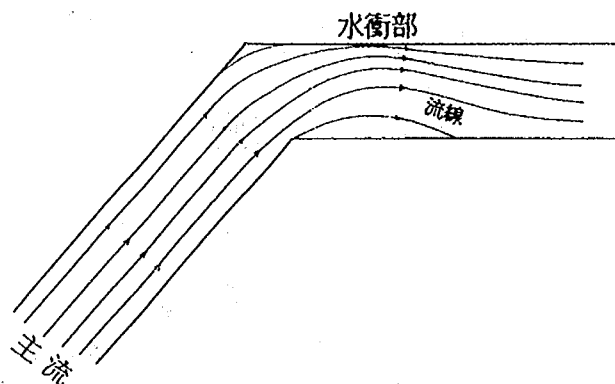


図-7.3 屈曲した河道と流線の分布

掘の場合、より細部の現象に着目すると、例えば外岸側の側壁近傍では水面近くの流線の一部は壁に沿って河床の方向に潜り込み、河床近傍での側壁側から内岸側へ向かう流れを生み出す原因となる。この流れは厳密に言えば二次流である。また屈曲の上流で側壁近傍まで直進した流れも流下過程でいずれは曲げられるので、遠心力による二次流も発生する。すなわち、洗掘発生原因の中には二次流も含まれていると言える。逆に、二次流による洗掘原因の中にも慣性力による流れの集中も含まれている。しかし、実河道のような幅の広い薄い流れの場合においては、上記の流れの集中する場に見られる二次流の作用よりも流線の集中による流れの加速の方が洗掘の進行に対して圧倒的に大きな影響を与えていると考えられることから、本検討では洗掘の原因を、二次流によるものと流れの集中によるものの2つのカテゴリーに分類することにする。

7.1.2 各地先における洗掘原因の推定

石納、佐原、向州、津の宮、および草林地先の洗掘発生原因を上述の2つのカテゴリーに分類する方法について述べることにする。模型実験では、水面近傍の流向と河床近傍の流向を比較し、その差の大小によって二次流の発達状況が評価できる。図-7.4は利根川模型の各断面に定めた3～4点に

おける水面近傍および河床近傍での流向差の平均値を示したものである。前節で述べたように、側壁近傍では洗掘の原因に係わらず、水面近傍と河床近傍での流向が異なる場合があるので、側壁近傍のデータを除いた点も含わせて示す。なお、流速の測定に際しては、測定を容易にするために模型を固定化している。図-7.4によれば、石納、草林地先で流向差の絶対値が大きく、次いで津の宮地先となっている。洗掘の原因を推定するには、二次流の強度と流れの集中度の受持割合を調べなければならないので、この結果のみから洗掘原因を解明したことにはならないが、河道法線形が滑らかな曲線であり急激な流線の集中は起こりにくいことを考え合わせれば、石納、および草林地先の洗掘原因は二次流である可能性が高い。津の宮地先については、屈曲した法線形のために流れの集中度も大きいと推定されることから、この結果だけでは評価は難しい。佐原地先では $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に二次流が強くなるものの、その絶対値は草林、石納地先のそれに比べ小さいので、洗掘発生原因は流れの集中と二次流の両方が考えられる。向州地先では、外岸近傍のみ二次流が強く、断面平均的には二次流が弱いことから、洗掘発生原因は流れの集中と考えられる。

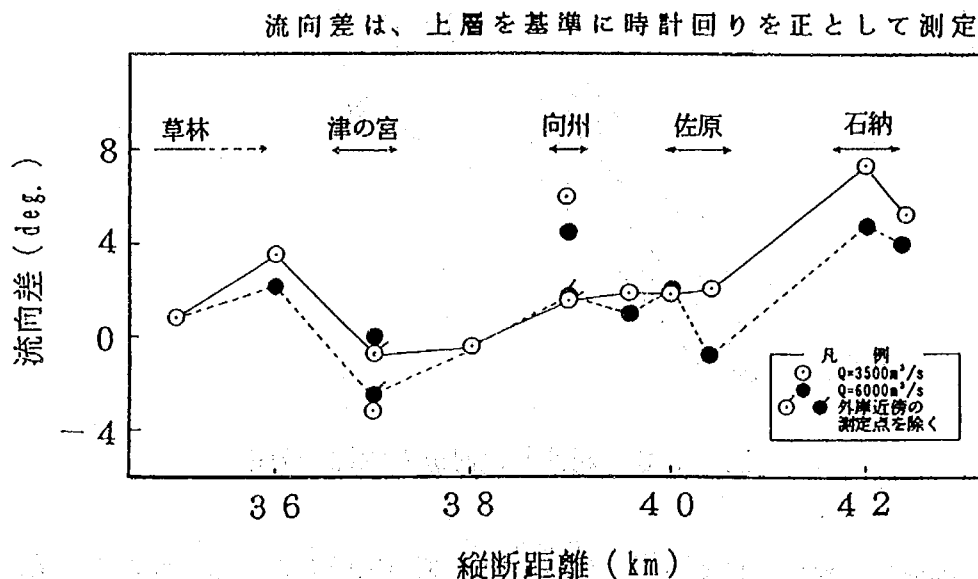


図-7.4 水面近傍および河床近傍での流向差

洗掘の形成については、河床に露出する難侵食層やポイントバーも大きく関与していると考えられる。第6章に述べたように、津の宮地先の洗掘形状を現地河道のそれに近づけるためには河床下に難侵食層を設置するとともに洗掘対岸のポイントバーの表面を固結し、流れを洗掘発生地点に集中させる必要がある。向州地先についても最大洗掘深は河床下の難侵食層に依存していることが実験を通じ明らかになっている。

以上の結果を総合すると、各地点における洗掘の原因は次のように推定される。

- ① 石納および草林地先では、両地点とも河道法線形が単湾曲に近い形状をしていること、二次流が発達していることから湾曲による二次流であると推定される。
- ② 佐原地先では、表面流向と河床近傍の流向の差が小さいことから、流れの集中および二次流の両者が洗掘原因と考えられる。
- ③ 向州地先では、その法線形状から流れの集中が洗掘の主因であって、洗掘箇所の最深河床は難

侵食層によって規定されていると考えられる。

- ④ 津の宮地先では、洗掘箇所の対岸のポイントバーの洪水時におけるフラッシュを防ぎ、洗掘箇所での流れの集中を助長することによって模型の洗掘深の再現性が高まったことから、流れの集中が主原因であると考えられる。また、固定床実験の結果から二次流も大きいことが明らかになっているが、これは河道の屈曲角がかなり大きいためと考えられる。もちろん洗掘の発達には二次流も重要な役割を果たしていると考えられるが、表面流の集中度や流向が河岸と平行でないことから流れの集中が主原因であると考えべきであろう。なお、最深河床高は河床の難侵食層により規定されている。以上を総合すると、津の宮地先の洗掘は主原因が流れの集中、副次的な原因が二次流や河床の難侵食層の影響であると言える。

7.2 洗掘対策

7.2.1 対策工検討の基本方針

本章においては、石納、佐原、向州、津の宮、および草林地先の洗掘対策について検討した結果を総括し、最適と思われる対策工案について考察する。ここではベーン工および置換工の効果を列挙するとともに、水理的な観点からはもちろんのこと、経済性や施工性等についても加味しつつ両対策工の長所・短所等について評価する。

7.2.2 石納地先の洗掘対策

石納地先においては、洗掘原因が河道の湾曲に起因する二次流であるため、ベーン工が有効である。図-6.90に示すⅢ-7での石納地先42.0km地点の河床変動状況によれば、当初左岸近傍に発生していた洗掘をベーン工により内岸側に移動させることができた。ベーン工設置の下流への影響は、佐原地先での洗掘の助長として表れる。ベーン工なしのⅢ-1（図-6.37）と石納・佐原地先のみにベーン工のあるⅢ-4（図-6.68）を比較すると、Ⅲ-4において佐原地先の洗掘が増大していることがわかる。しかし、これも石納地先へのベーン工の設置数を減らすことによって大きく改善できる。ベーン工のないⅢ-1、石納地先にベーン工を縦断間隔 150cm・3列で設置したⅢ-3、およびベーン工を縦断間隔 150cm・2列で設置したⅢ-7における佐原地先40.0km地点の河床変動状況を示した図-6.93によれば、3列配置のベーン工を有するⅢ-3では河道全幅にわたる河床低下が発生したのに対し、2列配置のⅢ-7ではⅢ-1とほぼ同一の河床形状になった。佐原地先への影響をより確実に除去するには、ベーン工を設置する際に佐原地先の洗掘状況を追跡調査しながら設置基数を次第に増加させる必要がある。さらに言えば、佐原地先での対策を十分に施した後で石納地先の対策工に着手するのがより安全である。

一方、置換工については実験を実施していないが、河道法線形が草林地先とよく似ていることから、草林地先と同様に優れた洗掘軽減効果を発揮すると予想される。

結局、対策工としては、ベーン工、置換工のいずれも選択可能であるが、置換工では追跡調査を要しない分だけ手間がかからず、一方ベーン工は置換工に比べ経済性に勝れると評価されよう。これらの特徴を考慮すれば、次に示す手順で対策工を施工するのが望ましい。まず、石納地先において少な

目の基数でベーン工を設置し、佐原地先への影響について河床形態が平坦となる洪水を対象に追跡調査を実施する。これで問題がなければベーン工の設置基数を増加させる。

7.2.3 佐原・向州地先の洗掘対策

佐原地先の洗掘原因は河道の湾曲による二次流および流れの集中と推定されるので、ベーン工を設置すれば洗掘を軽減することができると推定されるが、実際に佐原地先へベーン工を設置すると、ベーン工により河道中央に押し出された流れが下流の向州地先に強く当たるようになり洗掘を発生させる。佐原地先38.9km地点でのⅢ-1とⅢ-3の河床横断面(図-6.63)を比較すると、ベーン工のあるⅢ-3の方が左岸近傍の洗掘が大きい。このため、佐原地先でのベーン工の数を、同地先での局所洗掘軽減効果が失われない範囲で減らし、向州地先に当たる流れを弱めることが課題となる。佐原地先に最小限のベーン工を設置したⅢ-10-1とⅢ-1での向州地先40.0および39.0km地点の河床横断面は図-6.122、6.123に示したが、図-6.122のように、佐原地先での洗掘軽減効果が見られなくなるまでベーン工の数を減らしても、図-6.123のように向州地先での洗掘はベーン工を設置しない場合よりも大きくなる。

一方、置換工は、佐原、向州地先のいずれにおいても洗掘の進行をくい止め、かつ洗掘の対岸側での堆積を軽減する。天端高Y.P.-7.0mで置換工を設置したⅢ-9およびⅢ-1における佐原地先40.20km地点および向州地先38.9km地点の河床横断面はそれぞれ図-6.113、6.114に示したが、いずれにおいても置換工の設置により洗掘の進行は止められ、かつ洗掘発生地点の対岸側の堆積が軽減されたことがわかる。

結局、佐原、向州地先とも置換工の設置が望ましいと判断できる。ただし、施工順序は向州地先が先行されなければならない。なお、佐原地先においてはベーン工の適用も考え得る。向州地先の対策を完了後、少な目の基数でベーン工を設置し、向州地先の河床の変形およびベーン工周りの局所洗掘の発達状況を見ながら徐々に設置基数を増やしていく。設置の適否は河床形態が平坦となる規模の洪水での向州地先の洗掘形状の変化を調べることによって判定する。悪影響が見られる場合には、平水および小洪水時でのベーン工の埋め戻し作用が十分発揮されるのを待って、ベーン工を撤去し置換工に切り替える。

7.2.4 津の宮地先の洗掘対策

津の宮地先においては、洗掘の主原因が流れの集中と見られるため、ベーン工が洗掘を軽減する効果よりも個々のベーン工周りで発生する局所洗掘の方が卓越し、全体としては河床低下傾向となってしまう。図-6.95、6.20はそれぞれベーン工周りの局所洗掘を軽減するために最小限のベーン工を設置したⅢ-7と、ベーン工のないⅢ-1の津の宮地先36.8km地点における河床横断面図であるが、両者の比較により右岸近傍ではⅢ-7の方が洗掘が進行していることがわかる。

一方、置換工の効果に着目すると、津の宮地先においても他の地点と同様に、洗掘の進行を止め、かつ洗掘対岸の堆積を軽減することができる。天端高Y.P.-7.0mで置換工を設置したⅢ-9とⅢ-1の津の宮地先36.0km地点における河床横断面形(図-6.116)によれば、置換工の設置により洗掘の

進行は止まり、かつ洗掘発生地点の対岸側の堆積が軽減されたことがわかる。

結局、津の宮地先では置換工が望ましいと言える。ベーン工については、この地点における洗掘発生の原因として河道の湾曲に伴う二次流も関与しているので、流向等を十分に調べれば洗掘を軽減する効果を発揮させることも可能と考えられるが、選択は難しい。なぜなら、この地点は $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時には右岸側に剝離を伴う流れであることから、洪水規模により剝離のスケールと流向が微妙に変わると考えられ、ある流量のもとではベーン工が洗掘軽減効果を有していても、他の流量では効果がない場合が想定されるからである。

7.2.5 草林地先の洗掘対策

草林地先は、洗掘原因が河道の湾曲による二次流と考えられるから、洗掘対策としてはベーン工が有効である。ベーン工なし（Ⅲ－１）とベーン工あり（Ⅲ－７）での草林地先34.5km地点の河床変動状況は図－6.97に示したが、ベーン工の設置に伴い河岸近傍の洗掘が軽減されていることがわかる。ベーン工は流況を変化させるので、一般にベーン工設置地点の下流側への影響については十分な配慮が必要である。しかし、草林地先の場合、下流は直線河道でしかもその区間長が比較的長いのでベーン工の影響は小さいと考えられる。ただし、湾曲部で発達した二次流は河道が再び直線に戻ってもなかなか消失しないので、湾曲部に連続する直線部での河岸近傍の洗掘に注意し、発見次第対策を講じる必要がある。

一方、置換工は、洗掘の進行を止めると同時に湾曲内岸側（右岸側）のポイントバーを低める効果を有する。置換工を天端高Y. P. -7.0mで設置したⅢ－9の草林地先34.5km地点の河床変動状況（図－6.117）によれば、置換工により洗掘の進行は防がれたと同時に湾曲内岸側（右岸側）でのポイントバーの高さが低下し、結果として河道全幅でほぼ平坦な河床を形成することができた。

結局、草林地先にはベーン工、置換工ともに有効であると言える。しかし、ベーン工の方が経済性で勝ること、河岸の安全度を一層向上させるためには将来34.5kmよりも下流区間の左岸側に高水敷を形成させることが望ましく、それにはベーン工を設置して河岸を守りつつ河岸に土砂を堆積させて自然河岸の発達を促すのが有効と考えられることなどから、ベーン工の施工が望ましいと評価できる。

本研究は、関東地方建設局利根川下流工事事務所からの依頼により平成2～5年度に行われたものであると同時に、平成3～4年に開催された利根川下流部河道安定調査検討委員会（委員長：福岡捷二東京工業大学土木工学科助教授）の検討を引き継いだ形で実験が行われたものである。研究を進めるに当たり、事務所および委員会の資料を使わせていただいた。また、本研究の行われた平成2年度から平成5年度の間には多くの職員の異動があった。山本晃一河川管理総括研究官は平成2年～4年の期間河川研究室長として本研究に携わり、模型の相似性の検討に始まり本報告書に記載した多くの実験の方針決定に至るまでを実質的に担った。平成2年度に在籍した渡辺明英研究員、大森徹治技官は模型の設計・製作、固定床実験を行った。平成2～4年度に在籍した有沢俊治研究員は現地調査、実験のデータのまとめなど多くの役割を担った。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 浅野富夫・A. J. Odgaard・J. F. Kennedy (1984) : わん曲部局所洗掘対策工としてのアイオワ式ベーン工, 土木技術資料, Vol. 26, No. 2, pp. 4-8.
- 足立昭平 (1960) : 人工粗度の実験的研究, 土木学会論文集, 第104号, pp. 33-44.
- 池田駿介 (1974) : 移動床河川の湾曲部における二次流と動的横断平衡河床について, 土木学会論文報告集, Vol. 229, pp. 55-65.
- 岡本俊彦・植松龍二・斉藤陽一・吉川秀夫 (1989) : 球状粗度の水理現象の解明, 第44回年講講演概要集Ⅱ, pp. 430-431.
- 利根川百年史編集委員会編 (1987) : 利根川百年史, pp. 501-1200.
- 福岡捷二・渡辺明英・黒川信敏 (1988) : ベーン工の洗掘軽減効果と設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第2644号, 80p.
- 福岡捷二・藤田光一・森田克史 (1988) : 護岸法覆工の水理設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第2635号, pp. 54-56.
- 山本晃一 (1988) : 河道特性論, 土木研究所資料, 第2662号, 260p.
- 山本晃一・高橋 晃 (1989) : 河川模型実験の手引, 土木研究所資料, 第2803号, pp. 20-34.
- 山本晃一 (1991) : 沖積地河川の河道特性に関する研究ノートー沖積低地河川の河道処理のためにー, 土木研究所資料, 第2912号, pp. 47-79.
- Odgaard, A. J. and J. F. Kennedy (1982) : Analysis of Sacramento River Bend Flows and Development of a New Method for Bank Protection, IIHR Report, No. 241.

利根川下流部洗掘対策
模型実験報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3267号

平成6年2月(1994)

宇多高明・藤田光一・平林 桂
・服部 敦・伊藤克雄

要旨

利根川の32.5~43.0km区間の石納、佐原、向州、津の宮、および草林地先を対象とした洗掘に関する水理模型実験を行い、同区間に形成されている大規模な洗掘群の形成原因を推定した。また、洗掘対策としてベーン工・置換工を設置した場合の効果を調べ、各地先ごとに最適工法を選択するとともに、それらの設計諸元を提案した。

キーワード：利根川、水理模型実験、洗掘対策、ベーン工、置換工



郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3267号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印