

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3721号

土木研究所資料

那珂樋管迷入防止対策に関する水理模型実験報告書

平成12年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright©(2000)by P.W.R.I.

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

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

那珂樋管迷入防止対策に関する水理模型実験報告書

河川研究室	室 長	藤田 光一
	主任研究員	松尾 和巳*
	主任研究員	坂野 章
	主任研究員	平林 桂**
	研 究 員	平舘 治
		二村 貴幸

要 旨

霞ヶ浦導水事業は、那珂川と利根川を霞ヶ浦を介して導水路で結び、片方の河川が渇水時に他方の河川から導水するとともに、周辺の水瓶である霞ヶ浦の水質浄化を図るものであるが、那珂川の水を霞ヶ浦へ導水する際に孵化直後の仔アユが導水路側に迷入して那珂川水系全体の生態系等へ影響を及ぼす等の懸念がある。そのため仔アユの迷入を軽減する対策工を検討することが求められている。

本報告書は、上記検討の一資料を得ることを目的として、1/50縮尺の河道模型を用いた水理実験による検討結果を取りまとめたものである。

キーワード：那珂川、仔アユ、対策工、模型実験、低水路法線形、置換工

*：現 建設省北陸地方建設局阿賀野川工事事務所 所長

**：現 株式会社サンポー 技術管理部

目次

目次

図・表・写真目次

第1章 序論	1
1. 1 本検討の目的	1
1. 2 本検討の項目と内容	1
第2章 那珂川の河道特性	3
2. 1 河川および流域の概況	3
2. 2 水文特性	4
2. 3 河道特性量	5
第3章 模型および実験の概要	17
3. 1 水理模型実験の役割および特徴	17
3. 2 模型の概要	17
3. 3 実験ケース	20
3. 4 模型の検証	22
第4章 対策工の工種と低水路法線形の検討	35
4. 1 対策工の工種と低水路法線形の概略検討	35
4. 2 低水路法線形の詳細検討	38
4. 3 洪水による影響把握検討	40
第5章 浮子の迷入割合から見た最適案河道の検討	65
5. 1 仔アユと浮子の流下に関する相似性	65
5. 2 最適案河道における検討（実験V）	67
第6章 現況河道における代替案の検討	105
第7章 全体のまとめ	119
おわりに	122
参考文献	123

図・表・写真目次

図 2.1	那珂川水系流域平面図	7
図 2.2	水戸市周辺の地形区分	8
図 2.3	地形・地質模式断面図	9
図 2.4	地層横断面図 (17.0km)	10
図 2.5	地層横断面図 (18.7km)	11
図 2.6	河道特性量の縦断分布図	13
図 2.7	流路変遷図	14
図 2.8	河床材料の粒度分布図	15
図 2.9	河床横断形状の経年変化図	16
表 2.1	水戸市周辺の地質層序表	9
表 2.2	下国井 (19.8km) の流況	12
表 2.3	主要洪水一覧表	12
図 3.1	τ^* 、 $(U^*/W_o)_c$ と縮尺の関係	24
図 3.2	現地および模型の河床材料の粒度分布図	24
図 3.3	粒径集団別の流量 Q と無次元掃流力 τ^* の関係	25
図 3.4	実験施設平面図	25
図 3.5	局所洗掘深経時変化図	27
図 3.6	流速ベクトル図 (現地、実験 I-1 ~ I-3)	29
図 3.7	洗掘堆積平面図 (現地、実験 I-1 ~ I-3)	33
表 3.1	模型実験の特徴	17
表 3.2	実験ケース一覧	26
写真 3.1	流況写真 (実験 I-1 ~ I-3)	31
図 4.1	低水路法線形比較図 (現況河道法線および改修原案法線、大掘削案法線、中掘削案法線)	43
図 4.2	非越流型水制工の配置平面図 (実験 II-1)	44
図 4.3	ベーン工の配置平面図 (実験 II-2)	46
図 4.4	置換工の配置平面図 (実験 II-3)	48
図 4.5	改修原案法線での表面流速ベクトル図 (実験 III-1)	50
図 4.6	非越流型水制工を設置した大掘削案法線での表面流速ベクトル図 (実験 II-1)	50
図 4.7	ベーン工を設置した中掘削案法線での表面流速ベクトル図 (実験 II-2)	51
図 4.8	置換工を設置した中掘削案法線での表面流速ベクトル図 (実験 II-3)	51

図 4.9	低水路法線形の比較図(改修原案法線、中掘削案法線 1・2、最適案法線)・	52
図 4.10	各法線形の河床横断および置換工位置図	53
図 4.11	低水路法線形の違いによる表面流速ベクトル比較図(実験Ⅲ-1、Ⅲ-3-1、Ⅲ-3-2、Ⅲ-4-1)	57
図 4.12	流量の相違による表面流速ベクトル比較図(実験Ⅲ-4-1、Ⅲ-4-2、Ⅲ-4-3)・	59
図 4.13	洪水時の表面流速ベクトル比較図(実験Ⅳ-1、Ⅳ-2、Ⅳ-3)	60
図 4.14	水位および平均河床高の縦断状況比較図(実験Ⅳ-1、Ⅳ-2)	61
図 4.15	改修原案法線と最適案法線での河床横断形状比較図(実験Ⅳ-1、Ⅳ-2)	61
図 4.16	洪水時の洗掘堆積平面比較図(実験Ⅳ-1、Ⅳ-2、Ⅳ-3)	62
図 4.17	置換工有無による水位および平均河床高の比較図(実験Ⅳ-2、Ⅳ-3-1)	63
図 4.18	置換工有無による河床横断形状比較図(実験Ⅳ-2、Ⅳ-3-1)	63
図 4.19	洪水前後の表面流速ベクトル比較図(実験Ⅲ-4-1、Ⅳ-3-2)	64
写真 4.1	非越流型水制工の配置状況(実験Ⅱ-1)	45
写真 4.2	ベーン工の配置状況(実験Ⅱ-2)	47
写真 4.3	置換工の配置状況(実験Ⅱ-3)	49
図 5.1	仔アユ個数の横断分布(19.5km 地点での現地観測より)	72
図 5.2	浮子流下の現地観測位置	73
図 5.3	浮子の現地観測時の水位	72
図 5.4.1	浮子の現地観測結果(第2回)	74
図 5.4.2	浮子の現地観測結果(第4回)	75
図 5.5.1	浮子の実験結果(干潮時)	77
図 5.5.2	浮子の実験結果(満潮時)	79
図 5.6	浮子の個数分布	81
図 5.7	取水しないときの浮子の軌跡(干潮時)	83
図 5.8	取水しないときの浮子の軌跡(満潮時)	85
図 5.9	台形堰設置図	87
図 5.10	浮子の迷入割合の算出方法	88
図 5.11.1	最適案河道での浮子の軌跡(干潮時)	89
図 5.11.2	最適案河道での浮子の軌跡(満潮時)	91
図 5.12.1	改修原案河道での浮子の軌跡(干潮時)	93
図 5.12.2	改修原案河道での浮子の軌跡(満潮時)	95
図 5.13	台形堰設置時の浮子の軌跡(35m ³ /s 取水可能水位)	97
図 5.14	浮子の迷入割合の算出結果(実験Ⅴ)	99
図 5.15	浮子の迷入割合一覧表(実験Ⅴ)	104

図 6.1	浮子の迷入割合一覧表 (実験VI)	109
図 6.2	最適案河道での表面流速ベクトル図 (実験V-1-2、V-2)	110
図 6.3	現況河道での表面流速ベクトル図 (実験V-4-2、VI-1-3)	111
図 6.4	取水口幅 8 門および 4 門時の表面流速ベクトル図 (実験VI-2-1、VI-2-2)...	112
図 6.5	浮子の迷入割合の算出結果 (実験VI)	113
図 6.6	取水口位置 19.1km とした時の表面流速ベクトル図 (実験VI-3-1)	116
図 6.7	表面と河床近傍の流速ベクトル比較図.....	117

第1章 序論

1. 1 本検討の目的

霞ヶ浦導水事業計画は、那珂川と利根川を霞ヶ浦を介して導水路で結び、片方の河川が渇水時に他方の河川から導水してまかなうとともに、周辺の水瓶である霞ヶ浦の水質浄化を図るものである。那珂川はアユが豊富に生息していることで知られており、アユは回遊魚で、その産卵・孵化の場所が那珂川の取水予定地点より上流にある。また仔アユ（孵化直後のアユ）はほとんど遊泳能力がないため、那珂川の水を霞ヶ浦へ導水する際に孵化直後の仔アユが導水路側に迷入して那珂川水系全体の生態系等へ影響を及ぼす等の懸念がある。本報告書は、河道の低水路法線形の変更や対策工の設置によって取水地点近傍の流れを制御し、それによって仔アユの迷入をどの程度軽減することができるかについて、縮尺1/50の河道水理模型実験によって検討した結果を報告するものである。

1. 2 本検討の項目と内容

本検討を進めるにあたっては、模型実験を行うだけでなく現地の河道特性や仔アユの現地観測状況等の分析結果と合わせて全体を考察することが重要である。以下にその検討項目と内容についての概要を示す。

(1)河道特性

模型実験結果を解釈する際には実験の信頼性や位置付けを明確にすることが必要であり、そのために河道特性の把握として以下に示す項目についての条件や特性を整理した。

①河川および流域の概況

流域面積、地形、地質、地形発達史、河道変遷史、流域の土地利用の変遷、河川利用状況

②水文特性

洪水の特性、流出特性、流量と水位、出水記録、被災記録

③洪水時の営力と河道

河床材料、低水路幅、高水敷幅、河床勾配と河床高、洪水時の河道特性量、河道特性量から見た河道のセグメント区分

(2)水理模型実験

現地観測結果より主流部（流速の大きい流線沿い）で仔アユの密度が高いことが判明されており、これより「なるべく主流部以外の水塊から取水することで仔アユの迷入割合を減少させる可能性がある」ことを前提とし、主流部から取水口に向かう水量を極力減らすような河道諸元を仔アユの迷入軽減という観点での最適案河道と考えた。この考えの基に、模型実験での流況と浮子の流下状況および取水口への迷入状況を判断指標に最適案河道を検討した。

実際の仔アユは遊泳能力がなく中立浮子的な挙動をするという前提の上に、これを模した浮子を流してその挙動を把握しようとした。しかし浮子を完全に中立にする事は困難で

河床に接触しないようにするために若干軽く（浮き気味）したため湾曲部の二次流により外岸主流部に乗りやすくなり、また実際の仔アユとは形状や大きさが異なる等の原因によって実際の仔アユの挙動とは異なる可能性がある。このような課題を考慮しつつ実験結果を解釈する必要がある。つまり迷入割合等の定量的判断は困難であるものの、対応策の違いによる定性的・相対的な判断は充分可能と言える。

本検討では、平水時の実験が主となり模型上での流速や水深が小さくなるために、模型の相似性の問題が顕在化しやすい。したがってできる限り大きな模型とし、かつ風雨の影響を少なくするとともに、相似できない事象に関しては実験結果を解釈するにあたって留意すればそれほど大きな問題はないと考え、水理模型実験による検討を行うこととした。

平水時の実験では、取水流量を最大 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ 、取水後の本川流量を $Q=30\text{m}^3/\text{s}$ （低水流量程度）として取水量の本川流量に対する割合を最大の条件とすると、取水前の本川流量は $Q=65\text{m}^3/\text{s}$ となり、この流量条件を基本に流況および浮子の迷入状況等を見ながら仔アユの迷入軽減にとって有効な河道法線形や対策工について試行錯誤的に検討した。この平水時の実験は、河床形状が変化しない固定床模型で行った（河道模型の低水路内に移動床材料の石炭粉が入っている移動床模型でも平水実験を行ったが、流れによる河床変動がないためこれも実質的には固定床模型と同様である。なお現地河道でも平水時にはほとんど河床変動しない）。

平水時の実験で仔アユの迷入軽減にとって有効な対応策を施した河道で、洪水時に問題となるような洗掘堆積等が生じるか否か治水上の安全性についても確認する必要がある。さらに洪水後の河床が変動した河道条件下でも仔アユの迷入軽減効果が発揮されるかどうかを確認する必要がある。これらの検討のために、移動床模型に改造して（低水路内に粒径 $d_{60}=0.24\text{mm}$ の石炭粉を敷き込む）計画高水流量を定流で流し流況および河床変動等を把握するとともに、この通水直後に前述と同様な平水時の実験を行った。

第2章 那珂川の河道特性

2. 1 河川および流域の概況

那珂川は、図 2.1 に示すように、栃木県那須岳（標高 1,917m）に源を発し、茨城県ひたちなか市と大洗町の間で太平洋に注ぐ。本川の流路延長 150km（栃木県内 103.5km、茨城県内 46.5km）、流域面積 3,270km²で 176 の支川を有する 1 級河川である。以下に河道の変遷および地形・地質に関して記述する。

〔河道の変遷〕

河道の変遷に係わる古い文献はあまりなく、下流部の水戸市付近まで太古の時代は海であったとの記録が見られる程度である。記録に残されている古いものは、1610 年に支川桜川と備前堀用水路の開削、1656 年に小場江堰の設置、1885 年（明治 18 年）に那須疎水の開通である。その後 1896 年（明治 29 年）4 月に「旧河川法」が公布され、同年 9 月に那珂川の大洪水で当時の水戸駅等が浸水した。

大正時代から昭和初期にかけては大きな治水事業はないが、1938 年（昭和 13 年）の大洪水による被害を契機に 1941 年（昭和 16 年）に河川改修計画が立てられた。これに基づいて翌年から 2 年にわたり河口部の拡幅工事、1946 年～1950 年にかけて築堤工事等を実施した。この間にカスリーン台風、アイオン台風等による洪水によって施工中の堤防が被害を受けた。1950 年（昭和 25 年）に着手した桜川の新川開削改修工事は 6 年の歳月を費やし 1955 年（昭和 30 年）に完成している。

1953 年（昭和 28 年）に「改修改定計画」、1963 年（昭和 38 年）には「総体計画」がそれぞれ策定され、1965 年（昭和 40 年）の新河川法の施行を受けて翌年「工事実施基本計画」が策定された。これに基づいて支川藤井川の新川開削工事に着手した。

1967 年（昭和 42 年）に直轄管理区間が 85.5km まで延長され、翌年栃木県小川町、馬頭町等で築堤工事に着手した。1969 年（昭和 44 年）からは支川のダム工事の着工が相次ぎ藤井川ダム（昭和 52 年竣工）、塩原ダム（昭和 54 年竣工）、寺山ダム（昭和 59 年竣工）、飯田ダム（平成 2 年竣工）、東荒川ダム（平成 2 年竣工）が造られた。

1986 年（昭和 61 年）に、水戸市の水府橋観測所で計画高水位を 1m 上回る水位（T.P.9.15m）の大洪水に見舞われ、同年から 1990 年（平成 2 年）にかけて激特事業が行われた。1987 年（昭和 62 年）に「那珂川改修計画大臣承認」、翌年に「工事実施基本計画部分改定」が行われた。

1998 年（平成 10 年）8 月には、昭和 61 年洪水に次ぐ大洪水（水府橋観測所で最高水位 T.P.8.43m）による被害が発生した。この洪水で堤防のない箇所からの氾濫・浸水による被害が生じたため「直轄河川災害復旧等関連緊急事業」が採択され、早急な対応策がなされている。

〔地形・地質〕

地形・地質に関する情報を得ることは、河床変動に大きな影響を与える河床より下の難侵食層の存在等を確認することによって土砂の流出量等の推定が容易になり、河道の安定

性を検討する上で大きく役立つ。

那珂川は、図 2.2 に示すように北に接する那珂台地と南に接する東茨城台地に挟まれた那珂川低地に位置している。那珂台地は、最終間氷期の海面上昇期（下末吉海進期）で形成された海成層（見和層＝成田層上部）で構成された隆起海岸平野で那珂川低地との標高差は約 30m～40m である。水戸段丘はその後の海面低下に伴って形成された河岸段丘である。これらの台地および段丘の表面はいずれもローム層で覆われている。

表 2.1 及び図 2.3 に、地質層序および地形・地質の模式断面図を示す。水戸層は、この周辺の基盤をなす第三紀層で、よく固結した塊状・均質な泥岩からなる。見和層は、東茨城台地および那珂台地を構成する地層で、第四紀後期の下末吉海進に伴って形成されたものであり、砂層やシルト層を主体とし、県南西部に分布する成田層に対応する。上市層は、水戸段丘を構成する河岸段丘堆積物で、砂混じりの礫層からなりレンズ状にクロスラミナのある砂層を挟むことがある。本層は常総台地の竜ヶ崎砂層や南関東の武蔵野段丘に対応する。関東ローム層は、東茨城台地や那珂台地では 3m～4m、水戸段丘では 2m～3m 堆積している。関東ローム層中には、鹿沼軽石層が約 30cm の厚さで挟まれる。低位段丘礫層は、上国位段丘や埋没段丘を構成する段丘礫層である。厚さは 5m 程度しかない基底は標高・14m～・17m 付近にある。本層は立川段丘に対比される。沖積層は那珂川低地に分布し埋没谷を埋積している軟弱な地層で、下部は砂とシルトの互層を主とし、上部は貝の化石を含む海成シルト層を主体とする。

以上のように、那珂川は埋没谷を埋めた沖積層上を流れているが、埋没段丘等、礫を主体とした層及び難侵食層の粘性土層が河床と同等の標高に存在しており、これらが河床変動を規定している可能性がある。特に、模型対象区間の 19km 付近では砂礫質低地から三角州性低地に急変し河床勾配や河床材料が変化しており、基底礫層・沖積粘性土層が砂河床のすぐ下に存在して深掘れを規定している可能性もある。そこで、まず河床の横断形状に着目し、水理学的に見て不自然な形状をなしているところを絞り、ボーリング調査を実施してこの基底礫層や沖積粘性土層の有無について確認した。

図 2.4 は河道が大きく湾曲して左岸側に深掘れのある 17km 地点の断面形状である。洗掘箇所が 2 つ存在し、水理学的に不自然な断面形をなしている。同図にはこれまでに行われたボーリング調査に今回新たに実施したボーリング調査結果を合わせて作成した地質層序が描かれている。これによれば、最深河床高と同等の標高に沖積粘性土層が迫っていることがわかる。この層はシルト～粘土を主体とした組成を持っており、耐侵食性が高いと推定されるので、この層が同地点の最大洗掘深を規定しているものと考えられる。

図 2.5 は、上下流に比べ川幅が比較的狭い 18.7km 地点の断面形状およびボーリング調査結果をもとに描いた地質構造である。これによれば河岸に耐侵食性の高い洪積層が迫っており、これが川幅を規定していると考えられる。

2. 2 水文特性

下国井(19.8km)における流況は表 2.2 に示すように、昭和 51 年(1976)～平成 3 年(1991)間を平均すると、年最大流量は $Q=1,152\text{m}^3/\text{s}$ 、豊水流量は $Q=94\text{m}^3/\text{s}$ 、平水流量 $Q=57\text{m}^3/\text{s}$ 、低水流量は $Q=37\text{m}^3/\text{s}$ である。また主要な洪水は表 2.3 に示すように、特に昭和 22 年 9 月洪水、昭和 61 年 8 月洪水は大きく、下流の水戸市周辺では浸水による被害が顕著であった。

2. 3 河道特性量

図 2.6 は、河床材料の 60%粒径、低水路幅、低水路水深、平均河床高、無次元掃流力 τ_* (低水路満杯時の水深 $\times$ 河床縦断勾配 $\div$ 河床材料 60%粒径 $\div$ 水中比重) 各項目の河道縦断分布について示したものである。これより、河床材料粒径、河床高、 τ_* は 19km 付近を境にその上下流で大きく異なっていることより、上流がセグメント 2-1、下流がセグメント 2-2 と判断される。これは前述のように地形・地質がこの付近で急変することと一致する。

図 2.7 は、低水路内流路の平面形状の経年変化として、15.5km～26km 間の昭和 35 年、昭和 56 年、平成 4 年の状況を空中写真から判読したものである(黒く塗りつぶした部分が流路)。これよりこの区間の全体的な流路形状の経年的変化はあまり大きくはないが、21km 付近を境に上流では下流に比べて経年的な変化が若干大きいことがわかる。18.5km の取水地点より上流の 19km、20km、20.5km 各湾曲部での流路形状は経年的に変化がほとんどないことより、安定した流況条件下での取水が容易であるということが言える。

移動床模型実験を行う場合には、まず現地の河床材料粒径を把握しなければならない。図 2.8 は、平成 7 年度に行われた河床材料調査結果に基づいて 13km～24km 間における場所別の低水路中央の河床材料粒度分布を示したものである。これによると、13km～18km と 18.5km～24km の 2 種類に大きく分けられ、前者の各地点の粒度分布を平均するとその材料の 60%粒径は $d_{60}=0.63\text{mm}$ で、同様に後者は $d_{60}=22\text{mm}$ となる。さらにその粒度構成は、19km から下流のセグメント 2-2 では、0.25～0.85mm が A 集団、0.075～0.25mm が B 集団、0.85～27mm が C 集団で、19km から上流のセグメント 2-1 では、10～40mm が主な集団(A 集団)、0.075～0.85mm が B 集団となる。なお粒径 0.25mm 未満の粒径集団の割合が少ないが、0.25mm 未満の粒径集団は洪水時に浮遊形態での流送が卓越し、水裏などの流速の小さい箇所以外は堆積しないことが主な原因と考えられる。

図 2.9 は、対象区間で河床変動の顕著な断面として 18.5km、18.0km、17.5km、17.0km、15.0km の河床横断形状の経年変化を示したものである。昭和 61 年 8 月洪水(洪水ピーク流量 $Q=4,200\text{m}^3/\text{s}$)と平成 3 年 9 月洪水(洪水ピーク流量 $Q=2,966\text{m}^3/\text{s}$)の 2 洪水の直前および直後のデータではないため同図から洪水との関連を検討するには精度が落ちるが、模型の検証としての定性的な現地の河床変動特性の把握という点からは必要充分と言える。同図より断面別に次のような特徴が見られる。18.5km 断面ではほとんど河床変動が見られない。18.0km 断面では、昭和 61 年洪水によって平均で約 0.5m 低水路河床が低下し、その後は 61 年より小さな洪水でも河床低下が進行する傾向がある(低水路左岸寄りの部分で

最大約 1.5m の河床低下)。17.5km 断面では、昭和 61 年洪水によって平均で約 0.7m 河床低下するとともに低水路右岸で堆積が生じ川幅が狭くなる。その後は昭和 61 年より小さな洪水によってもこの傾向が進行する。17.0km 断面では、昭和 61 年洪水での河床変動は小さく、昭和 61 年～平成 2 年の間での変化が低水路の右岸で大きく（堆積）、平成 2 年～平成 8 年ではほとんど変化しないことがわかる。15.0km 断面では、昭和 61 年洪水によって約 2m の河床低下が生じるが、その後平成 2 年までの間に昭和 61 年洪水前の河床高付近まで埋め戻り、その後はあまり大きな変化は見られない。以上のように場所によって洪水による河床変動特性は異なるが、必ずしも大きな洪水で大きな河床変動（洗掘・堆積）が生じるとは限らない。このような河道の特徴は、「種々の河道特性を規定する主要因子として平均年最大流量である」と山本⁹⁾は指摘しており、まさにこのことと関連している。

表2.1 水戸市周辺の地質層序表

地 質 時 代			地 層 名		地 形 面 [※]
第 四 期	完 新 世	× 10 ³ YB.P	沖 積 層		・ 那珂川低地
		10			
	更 新 世	20	底位段丘礫層 (立川礫層に相当)	関東ローム層	・ 上国位段丘・埋没 段丘 (立川面)
			上市層 (中位段丘礫層)		・ 水戸段丘・ (武蔵野面)
				見 和 層	・ 那珂台地・東茨城 台地 (下末吉面)
第 三 期			水 戸 層		

※ () 内は南関東での相当地形面

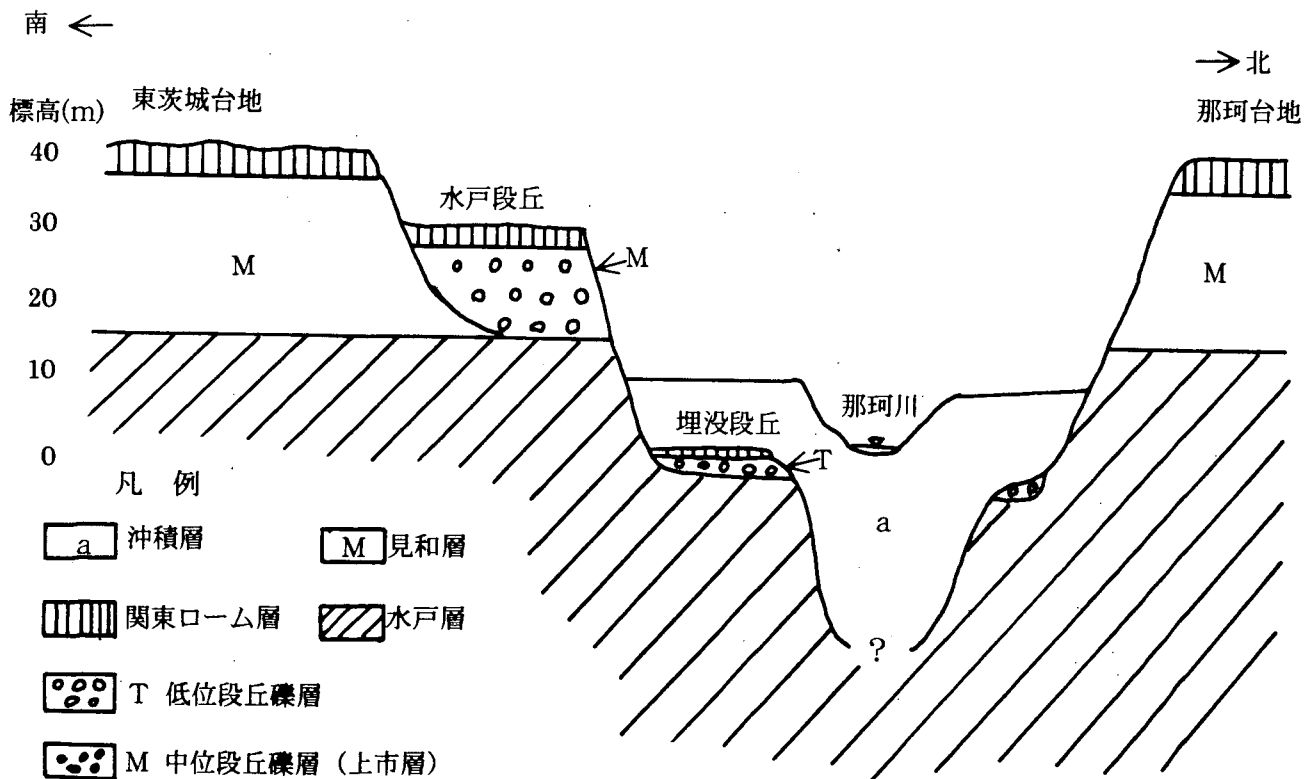


図2.3 地形・地質模式断面図

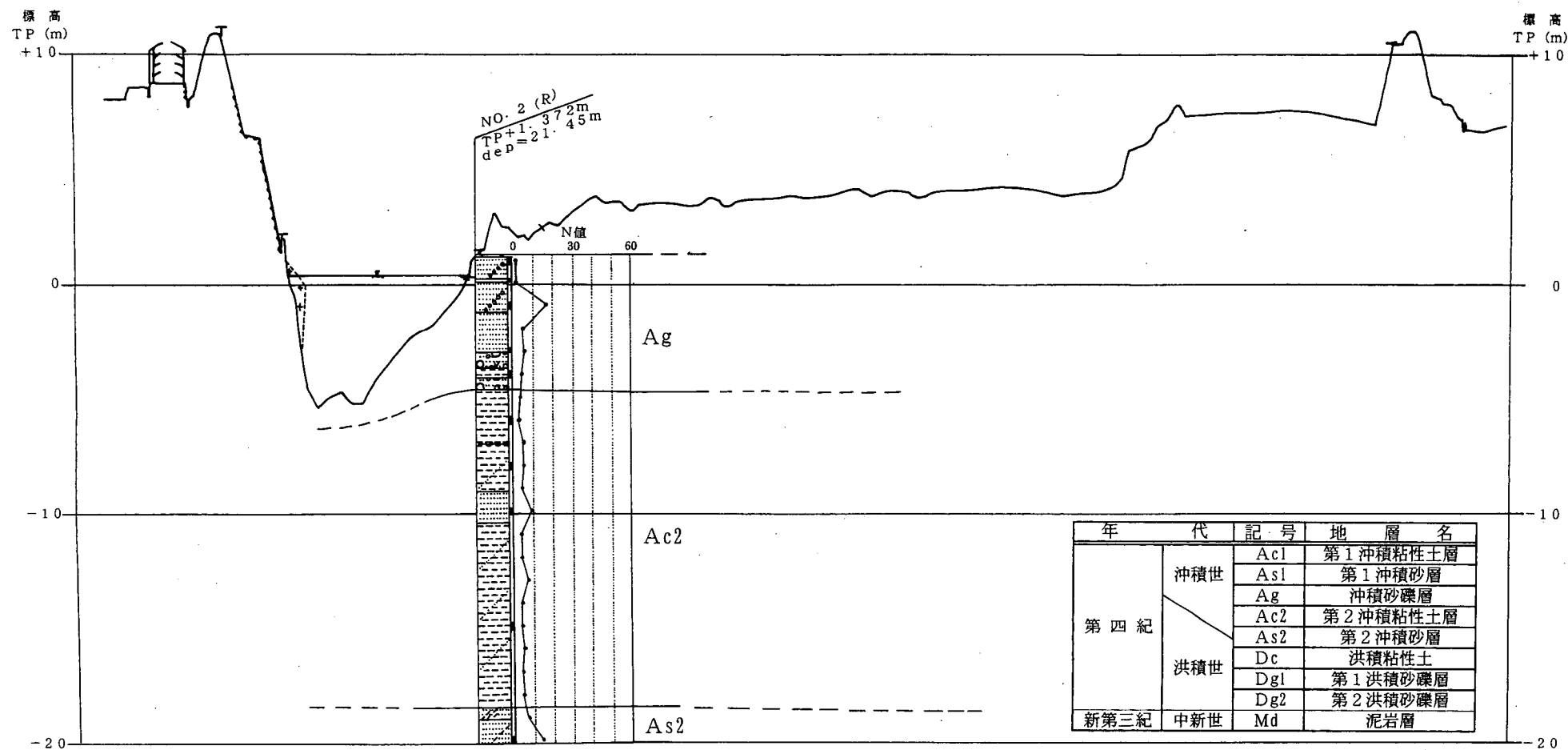


図2.4 地層横断面図 (17.0km)

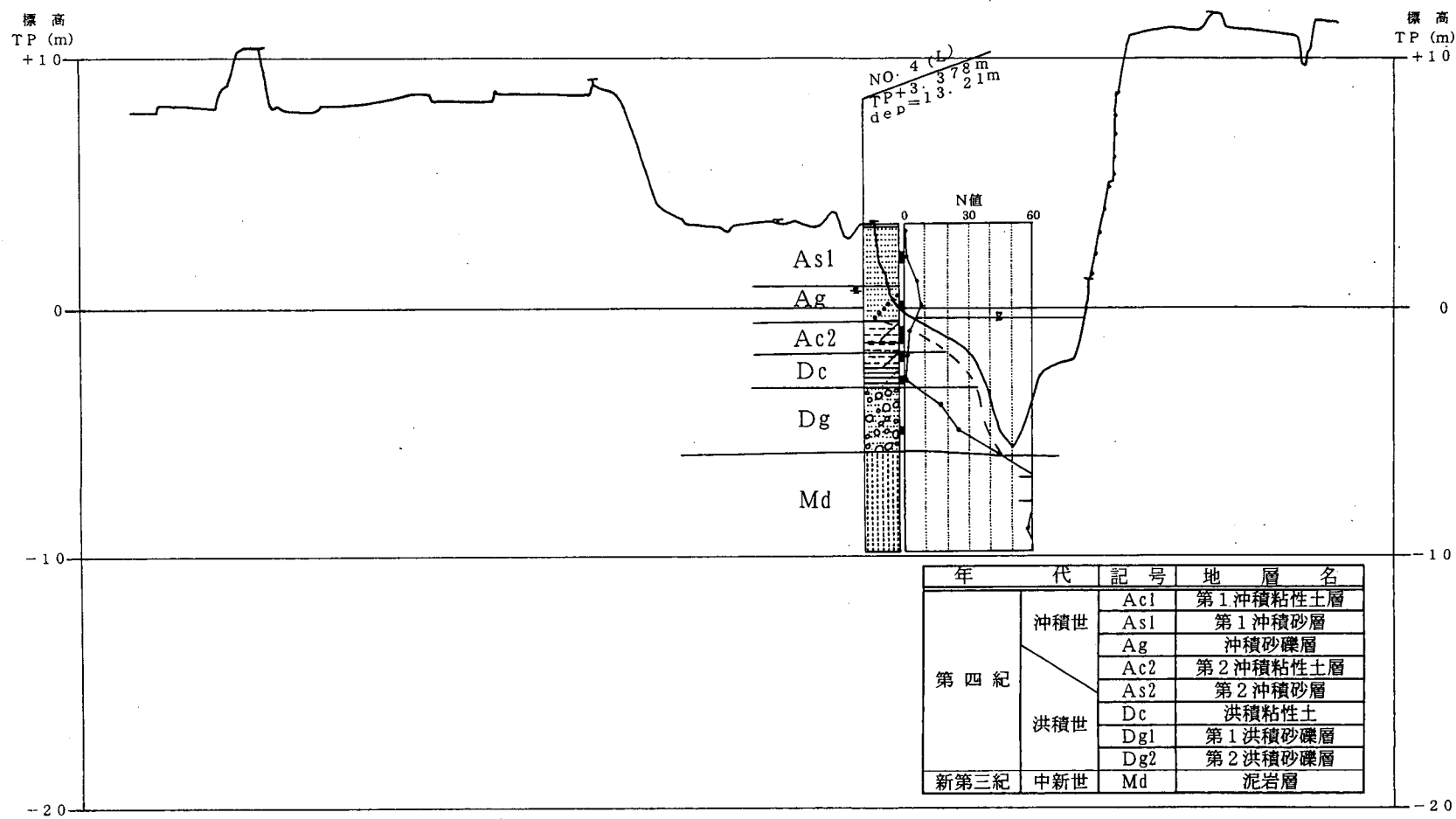


図2.5 地層横断面図 (18.7km)

表2.2 下国井 (19.8km) の流況

単位: m³/s

	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小	年平均	年流量(×10 ⁶)
S51	193.41	84.33	62.04	40.31	30.70	23.59	67.08	2,121.10
S52	1,139.41	100.00	56.46	32.28	11.02	1.13	91.14	2,874.24
S53	696.66	61.30	38.40	24.17	14.55	10.89	52.94	1,669.40
S54	743.01	82.94	55.67	29.70	15.22	3.47	71.51	2,255.11
S55	701.43	82.99	57.21	38.21	24.98	21.53	78.71	2,489.06
S56	897.20	109.13	56.91	45.24	33.49	25.58	82.85	2,612.61
S57	1,276.58	108.48	54.72	34.57	27.60	25.72	114.66	3,615.84
S58	965.74	89.32	55.42	36.70	27.47	19.32	80.29	2,532.08
S59	209.77	46.40	33.72	27.03	20.37	17.61	42.65	1,348.60
S60	1,393.64	79.14	50.05	35.99	23.14	17.56	73.11	2,305.56
S61	3,317.43	75.34	43.30	28.47	19.36	13.41	74.66	2,354.59
S62	1,235.68	66.48	41.34	28.90	7.35	3.35	65.35	2,060.92
S63	1,070.36	105.61	53.04	34.56	22.64	22.00	93.68	2,962.28
H1	1,251.90	109.54	65.95	42.03	32.55	30.00	96.66	3,048.34
H2	747.42	91.22	61.14	36.81	26.70	19.63	79.79	2,516.22
H3	1,437.23	110.82	73.15	41.56	25.18	12.06	109.47	3,452.18
全体平均	1,151.79	93.54	57.23	37.10	24.15	17.79	84.97	2,681.21

注) 下国井の流量については野口の流量を参考に常陸工事事務所による換算式により算出している。換算式については以下に示すとおりとする。

灌漑期(4月18日～9月3日)

下国井 = $1.0416 \times \text{野口流量} - 3.173$

非灌漑期(9月4日～4月17日)

下国井 = $1.0081 \times \text{野口流量} - 0.153$

表2.3 主要洪水一覧表

観測所	洪水名 項目	昭和22年9月 カスリーン台風	昭和36年6月 梅雨前線	昭和57年9月 台風第18号	昭和61年8月 台風第10号	平成3年9月 台風第18号	平成5年8月 台風第11号	平成6年9月 台風第26号	備考
野口	水位(m)	6.80	4.68	4.00	5.98	3.96	2.01	2.25	計画高水位(H.W.L.) 7.371
	流量(m ³ /s)	推定6,832	4,101	2,212	5,368	2,952	1,240	1,410	計画高水流量 6,600

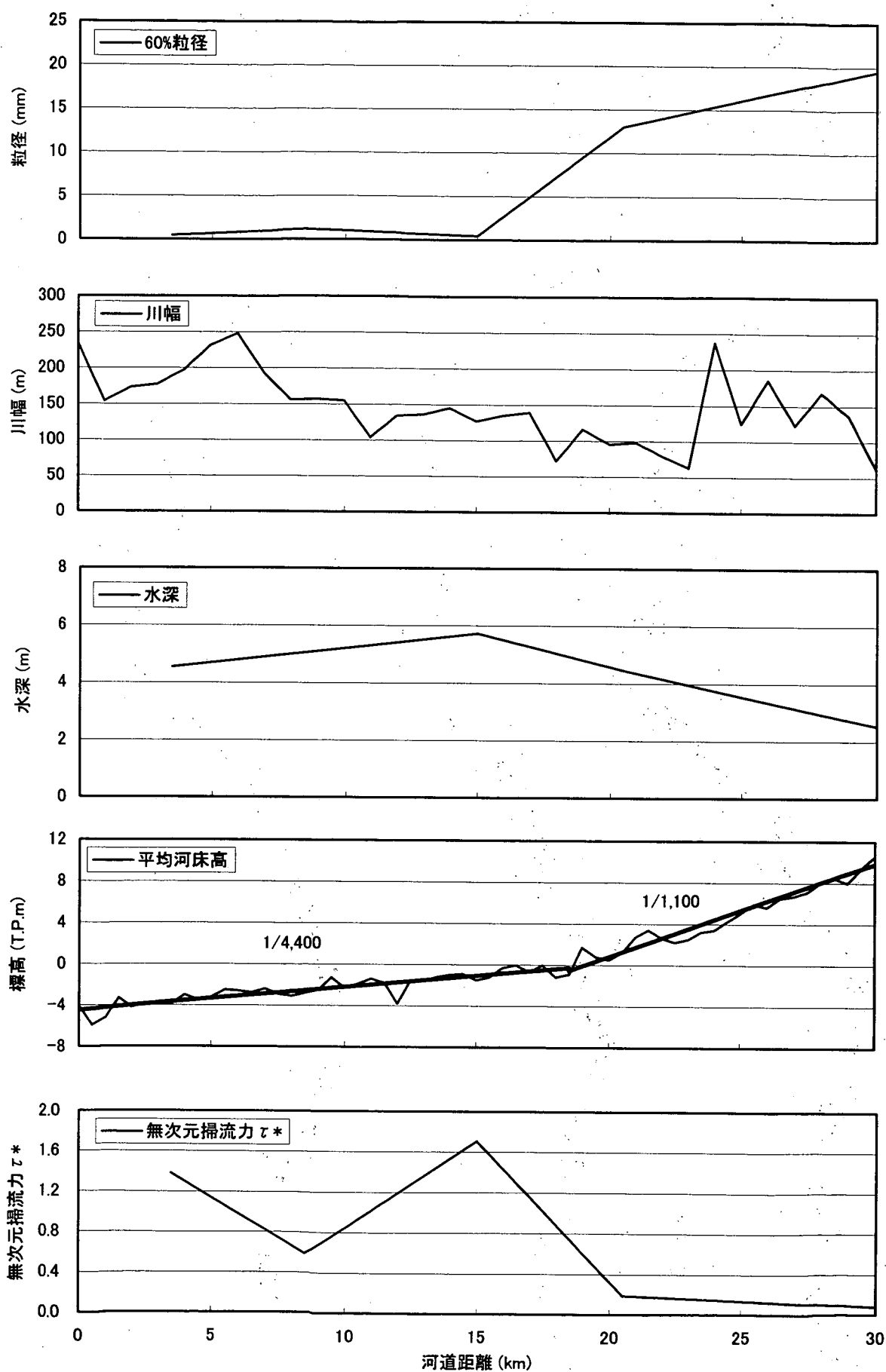


図2.6 河道特性量の縦断分布図

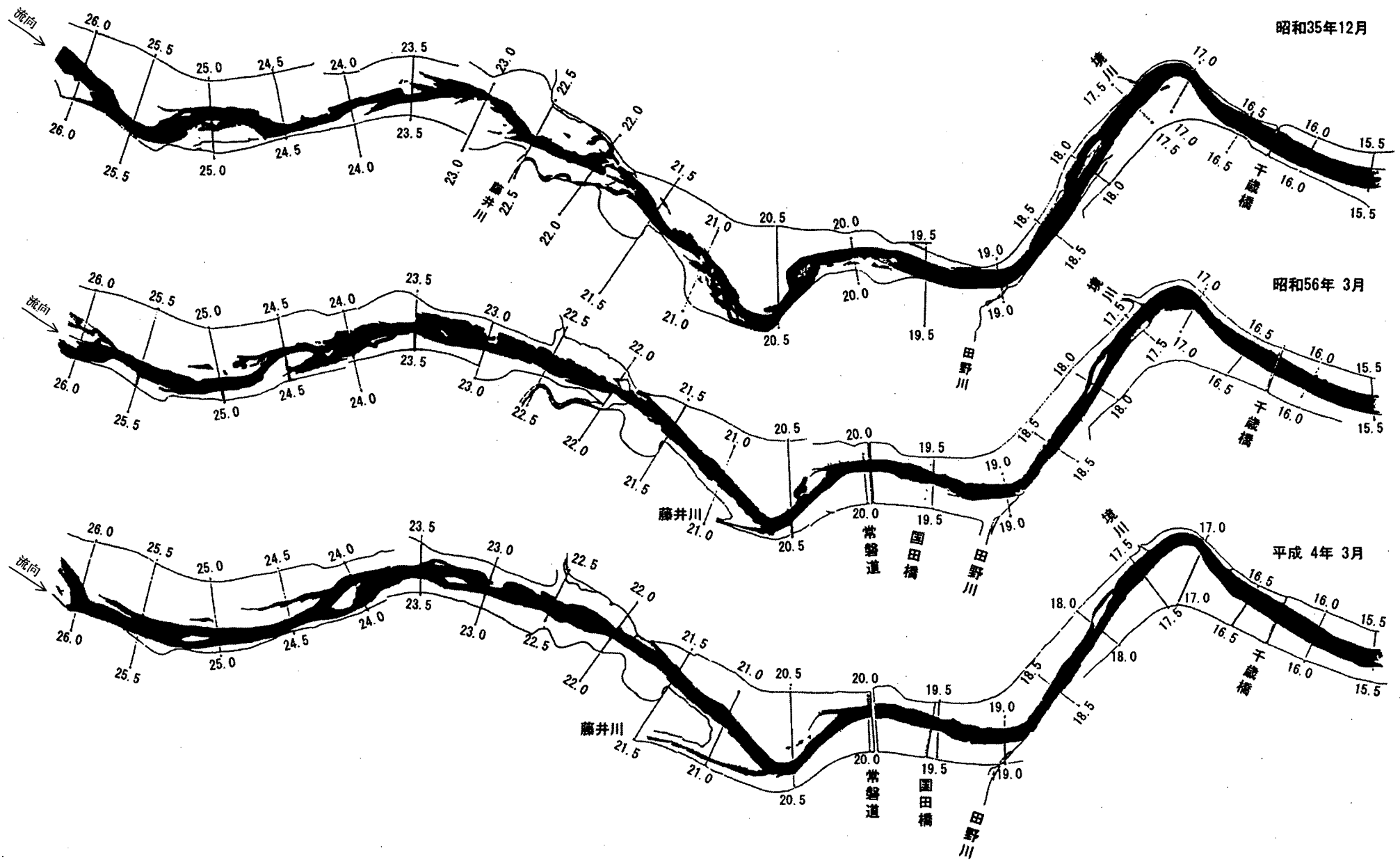


図2.7 流路変遷図

出典：平成6年度 那珂川河道計画検討業務報告書

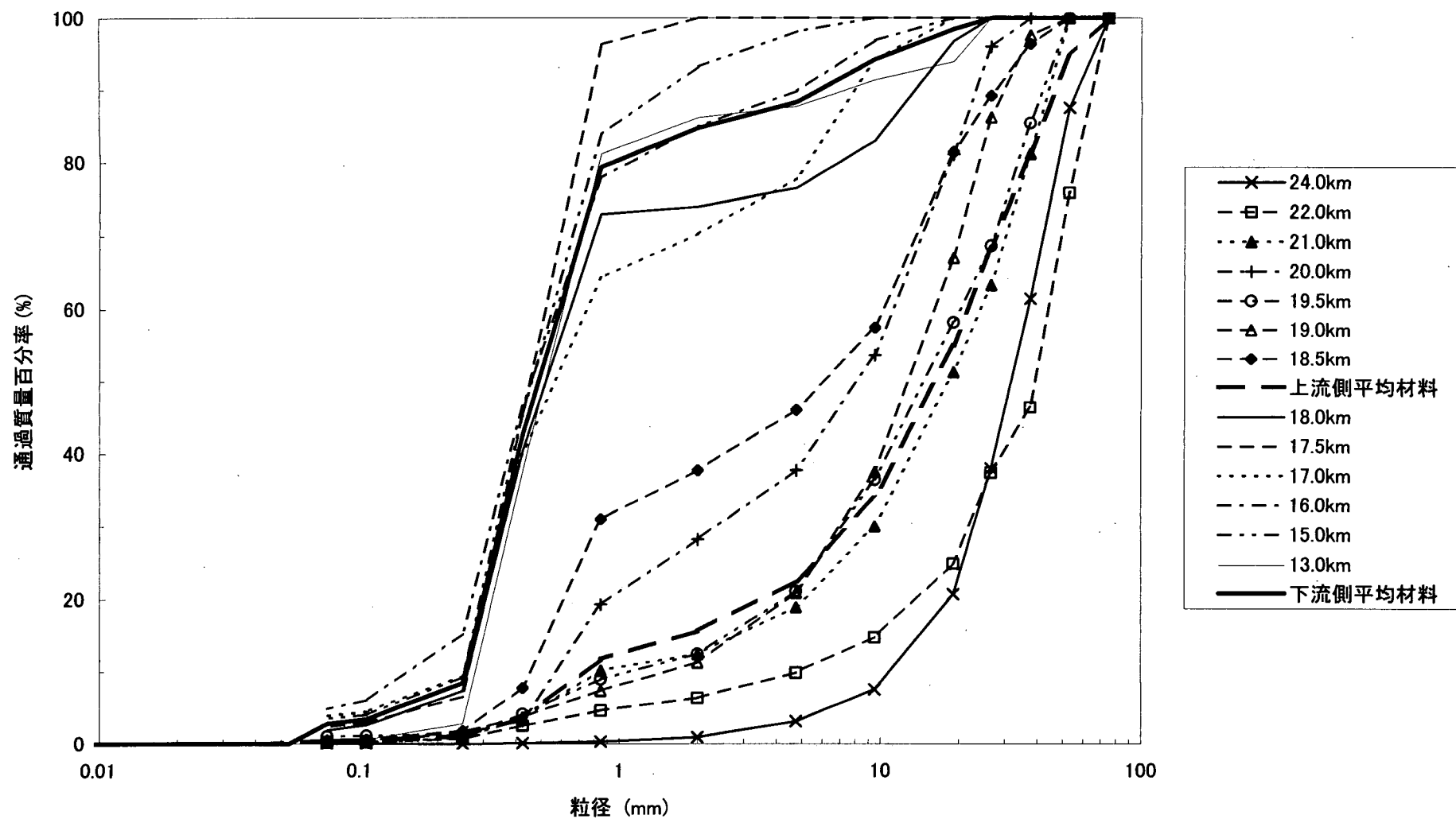


図2.8 河床材料の粒度分布図

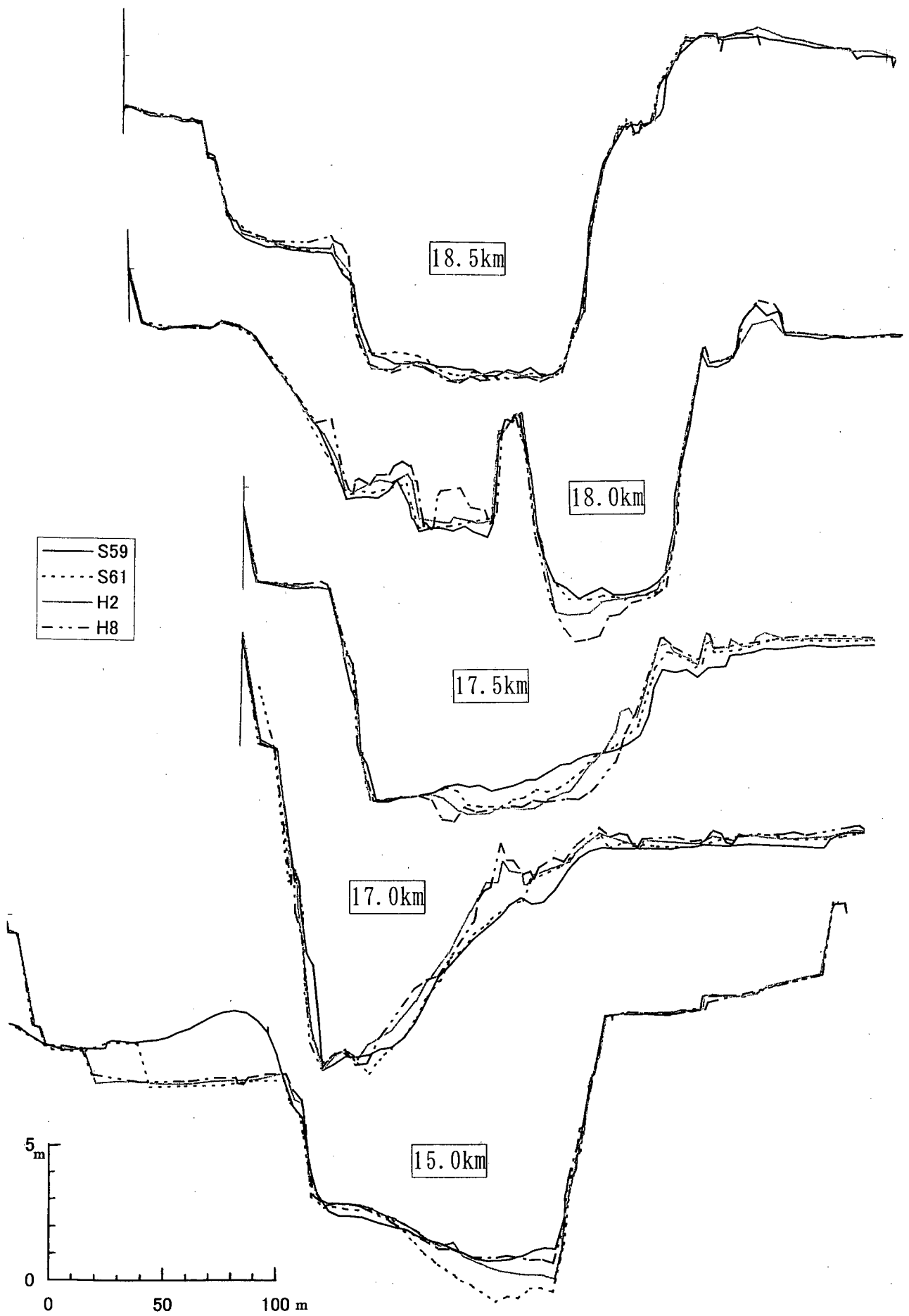


図2.9 河床横断形状の経年変化図

第3章 模型および実験の概要

実験の目的に応じて、模型の種類（固定床模型または移動床模型、模型底質材料の材質および大きさ）、模型縮尺、通水方法（定流または不定流、流量、通水時間）等が選定される。本検討は平水時の取水時に関することが主であるが、洪水による河床変動と洪水後の平水時の状況についても対象とすることより、固定床模型と移動床模型の両者を用いて実験した。以下に模型および実験の概要を示す。

3.1 水理模型実験の役割および特徴

模型実験を行う理由は、一般には実物において起こった現象あるいは起こるべき現象を知り、予知するためである。河川の水理模型実験における実験手法は、大別して固定床模型実験と移動床模型実験に分けられる。固定床模型実験では、河床が流水によって移動しないモルタル等の材料で造られた模型を、また移動床模型実験では、河床が流水によって移動する砂や石炭粉等の材料で造られた模型を、それぞれ用いて行うものである。その主な特徴は表3.1に示す通りである。

また水理模型実験は、通水する流量の設定方法によって定流実験と不定流実験に分かれる。定流実験は現象の時間変化の過程を重視しない場合、不定流実験はそれを重視する場合のそれぞれにおける水理量や流下能力の検討に適している。

以上のように、水理模型実験の手法は目的とする現象によって異なるため、その現象を解明するための水理諸量を充分検討した上で実験することが重要である。なお、その他の詳細については山本・高橋（1989）の文献²⁾を参照されたい。

表3.1 模型実験の特徴

	主 な 実験内容	境界条件の与え方		問題となる 相似律	費用	備 考
		水位・流量 条件の変化	形状の変化			
固定床実験	水位、流速 流量、流況	易	難	歪の影響 粗 度	小	現地河川に大きな 変化のないことが 前提
移動床実験	流況、洗掘 堆積	難	易	歪の影響、砂漕 限界掃流力 流 砂	大	

3.2 模型の概要

●検討対象区間の設定

河道模型の製作にあたっては、まず移動床模型の場合には対象とする現地の代表的な河床材料を把握する必要がある。那珂川の現地河道では前述のように 19km 付近を境にその

上下流で河床材料粒径が急変しこれが地形・地質と大きな係わりがあることが分かっている。検討対象区間に上記のような条件がある場合には、模型において場所別に河床材料を変えて上流から下流まで連続的に通水することは特に実験の費用や期間の面で非合理的・非現実的であるため、以下のような3通りの方法で実験することが一般的である。

- ①区間別に対応した材料を敷き詰めて区間別の実験する。
- ②支配的と考えられる区間の材料を全区間に敷き詰め、上流から下流まで連続して通水する。
- ③支配的と考えられる区間の材料をその区間にだけ敷き詰め、それ以外は固定床として、上流から下流まで連続して通水する。

本検討の場合には、取水口の設置予定地点が 19km より下流区間にあり、仔アユの迷入軽減対応策として低水路平面形の変更や対策工について当該区間で河床変動も考慮して検討することになるため、19km より下流区間を移動床模型の対象とした。実際には移動床の助走区間として下流から 19.5km まで移動床模型とし、それより上流区間については、河床材料粒径が大きく取水地点の流況に影響を与える程の河床変動が洪水時に生じないとして、モルタルコンクリートの固定床模型とした。

●模型縮尺の設定

模型の縮尺を決めるにあたっては、河床形態や流水抵抗等の相似性を考慮することが重要である。これを満足するには模型上で水の粘性の影響をできるだけ小さくするように（移動床模型の場合には河床材料の粒径を大きくするように）、模型の縮尺と移動床の材料を選択しなければならない。また、実験施設の給水能力や敷地等に関する制約があるため、これらも考慮して模型の縮尺と範囲を決めなければならない。

移動床模型の場合、「河床形態や河床変動量の相似性を高めるために無次元掃流力 τ_* を現地に一致させる」とすると、模型河床材料は水中比重が小さい分大きな粒径にすることができ、水の粘性の影響を小さくできることより、模型上で河床材料粒径が小さい場合には石炭粉等の軽量材料を用いることにより対応することが一般的である³⁾。また河床砂の流送形態の相似性を判断する指標として摩擦速度と沈降速度の比 U_*/W_0 があり、これも現地に一致させる必要がある。上記の τ_* と U_*/W_0 の両者を現地に一致させることは、厳密には実物大の大きさで実物と同じ河床材料を用いる以外には成立はしない。また固定床模型で小縮尺の場合、模型上の流速や水深が小さすぎ水の粘性の影響を受けやすく取水量や河床抵抗の相似性が得られなくなるため、流速や水深がなるべく大きくなるような模型縮尺や水理量で検討する必要がある。

那珂川の 19km 付近より下流区間の平均河床材料は前述のように、メインとなる粒径は 0.25~0.85mm ($d_{60} \cong 0.63\text{mm}$) と細かく、これを単純に縮小すると模型上ではシルト成分となり河床変動の相似性が得られないため、実際には石炭粉（水中比重 $S \cong 0.45$ 、粒径 $d_{60} \cong 0.24\text{mm}$ 、 $W_0 \cong 1\text{cm/s}$ ）を用いた。この石炭粉を用いた場合の縮尺の考え方について次に示す。

τ_* と U_*/W_0 の現地と模型値の比(現地/模型)をそれぞれ $(\tau_*)_r$ と $(U_*/W_0)_r$ として、これと模型縮尺との関係を示したものが図 3.1 である。これによれば、縮尺を小さくするほど $(U_*/W_0)_r$ が1に近づく傾向があり、 $(\tau_*)_r$ を1に近づけるためには非現実的な大縮尺にしなければならないことがわかる。これらより、 $(U_*/W_0)_r$ は縮尺に係わらずほぼ1近傍であるが $(\tau_*)_r$ は縮尺によって大きく異なるため、後者を縮尺決定の判断指標として優先的に考えることとした。また縮尺の最大値については特に模型で流しうる流量で制約を受け、模型の最大流量は約 $0.5\text{m}^3/\text{s}$ で現地流量を $4,200\text{m}^3/\text{s}$ とすると縮尺は最大で $1/40$ となる。また模型の対象範囲を現地河道の流況の再現性等を考慮して湾曲部等も含めた $12.5\sim 21.0\text{km}$ とし、これを模型敷地内に収めるには最大 $1/50$ の縮尺が必要となることより縮尺を $1/50$ に決定した。石炭粉を用いた場合の粒度分布は図 3.2 に示すようにほぼ均一であり、同図には 19km より下流区間の現地河床材料についても示した。現地河床材料は前述のように大きく3つの粒径集団からなっており、この粒径集団別に流量と τ_* の関係について図 3.3 に示すと、現地河床材料($13\text{km}\sim 18\text{km}$)について概ね次のようなことが言える。A粒径集団は流量 $Q\approx 1,000\text{m}^3/\text{s}$ 近傍で $\tau_*\approx 1$ となって浮遊砂が卓越し始めるようになり、またC粒径集団は流量 $Q\approx 4,000\text{m}^3/\text{s}$ でも浮遊状態にはならず掃流状態であることが推測される。さらにB粒径集団は小流量時から浮遊状態にあり低水路の河床変動にはほとんど寄与しないと考えられる。一方模型河床材料については、図 3.3 に示すように現地のC粒径集団とほぼ同様の掃流形態が卓越する状況である。

以上のように、限られた制約条件の中で模型の河床材料や縮尺等に関して最善を講じても完全に現地と相似にすることはできない。しかし、現地と模型の両者とも“洪水時には河床材料が移動する”という点では一致しているため、移動床実験の場合には通水時間を調節することによって河床変動の相似性を高めることが可能となる。

●縮尺 1/50 とした場合のフルード則

模型の縮尺を水平、鉛直共に $1/50$ にした場合の各物理量の縮尺(フルード則)は以下のようになる。

$$\text{水平縮尺}(1/X_r) = \text{鉛直縮尺}(1/h_r) : 1/50$$

$$\text{断面積縮尺} = (1/X_r) \times (1/h_r) : 1/2,500$$

$$\text{流量縮尺} = (1/X_r) \times (1/h_r)^{3/2} : 1/17,678$$

$$\text{流速縮尺} = (1/h_r)^{1/2} : 1/7.1$$

$$\text{時間縮尺} = (1/X_r) \times (1/h_r)^{-1/2} : 1/7.1$$

$$\text{粗度係数} = (1/h_r)^{2/3} \times (1/X_r)^{-1/2} : 1/1.9$$

以上は、流れが水の粘性係数の影響をあまり受けない、レイノルズ数の大きい十分に乱流が発達した水理量のフルードの相似則である。模型河道が小縮尺になるほどまた模型の流速が小さいほど、流れは水の粘性の影響を受けやすい。特に越流実験で越流水深が小さい場合等には流量係数等を正確に把握できない等の相似性の問題が生じる。那珂川河道模型実験においては平水時の実験が主となり水深や流速が小さくなるため、取水口近傍の局

所的な水面形や流速に影響を及ぼすため同様の問題が生じると考えられる。しかし所定の取水量になるように強制的に吸引しているため、河道全体の流況や水位に与える影響は小さくあまり大きな問題とはならない。

●模型施設概要

前述の模型に通水する実験水は、次のような循環経路を有している。まず低水槽（46m×36m×3m）の水をポンプによって高水槽（直径 10m、高さ 3m の円筒形状）に揚水する。この高水槽は、実験流量の大小に係わらず一定のエネルギー水頭を保持するように、実験で必要以上の流量が低水槽に戻る仕組みを有する。高水槽からの水は給水管と給水バルブを通じて各模型の上流に設置してある量水槽（流量を測定する水槽）へ導かれ、給水バルブの開閉によって所定の流量が模型に流れる。模型を通過した水は、帰還水路を通じて低水槽へと戻る構造になっている（図 3.4 参照）

3. 3 実験ケース

実験ケースは、表 3.2 に示すように移動床河道模型の検証（実験Ⅰ）、対策工の工種と低水路法線形の検討（実験Ⅱ、Ⅲ）、最適案河道の効果把握（実験Ⅳ、Ⅴ）、現況河道での代替案の検討（実験Ⅵ）の 4 種類に大別される。各種類の実験の位置付けを以下に示す。

平水時流量では検討対象の全区間で河床変動はほとんど生じないため、固定床模型だけを用いた検討で十分であり、移動床実験を行う必要性はあまりないと考えられる。しかし、仔アユの迷入軽減にとって有効な河道や対策工の条件下での洪水時の安全性も重要な検討の一つであるため、移動床実験を行うこととした。移動床実験を行うにあたっては模型での河床材料や通水時間等の設定が重要であり、河床材料については前述の机上検討の結果から石炭粉を用いることとしたが、実験Ⅰはこの妥当性を模型上でも確認するために次のようなケースを行った。ケースⅠ-1 では、昭和 61 年 8 月に水府橋地点(12.5km)で観測されたピーク流量 $Q=4,200\text{m}^3/\text{s}$ （洪水速報による）の洪水を対象とし、このピーク流量を定流で模型で 5 時間（湾曲部における洗掘が平衡になる時間）通水した。この実験で水位縦断、流速分布、代表地点（16.75km、18.6km）における河床高の時間変化、通水前後の河床変動等の状況を把握した。実験の初期河床は昭和 59 年度測量（500m ピッチ）に基づいて整形され、模型通水後河床と現地洪水後河床（昭和 61 年 12 月測量断面）を比較することによって河床変動の相似性を検証した。ケースⅠ-2 では、流量 $Q=2,966\text{m}^3/\text{s}$ （平成 3 年 9 月の水府橋地点の洪水ピーク流量、洪水速報による）を定流で 4.5 時間（模型値）通水し、ケースⅠ-1 と同様の測定を行った。実験の初期河床は平成 8 年測量の低水路断面を参考に縦断横断とも水平（T.P.1.5m）の平坦河床とした。ケースⅠ-3 では、平均年最大流量程度の $Q=1,000\text{m}^3/\text{s}$ を定流で 4.5 時間（模型値）通水し、他の模型条件および測定項目はケースⅠ-2 と同一とした。

現地観測結果より主流部（流速の大きい流線沿い）で仔アユの密度（単位流量当たりの仔アユの単体数）の高いことが判明されており、これより「なるべく主流部以外の水塊か

ら取水することで仔アユの迷入割合を減少させる可能性がある」ことを前提とし、主流部から取水口に向かう水量を極力減らすような河道諸元を仔アユの迷入軽減という観点での最適案河道と考えた。これに基づいて、実験ⅡおよびⅢでは河道内の流況を判断指標に、実験Ⅳ～Ⅵではさらに浮子の流下状況および取水口への迷入状況を判断指標に加えて最適案河道を検討した。

取水に伴う詳細な検討項目として取水口幅や台形堰設置等に関して不確定な部分があり、また那珂川本川の改修までにまだ時間があることを考慮して、実験Ⅵでは現況河道（改修原案法線：現況低水路法線形と同一で高水敷高を低く設定した河道で、平水時には現況河道と全く同じと考えて良い）においてこれらの検討を行った。

上記実験の測定項目や測定方法はケースによって異なるが、その概略を示すと次のようである。

- ・水位測定

ポイントゲージ（土研式水面測定器）を指定された断面の低水路中央にセットし、平水時の実験では水位安定後の1時点のみ、洪水時の実験では通水開始30分後（模型値）と通水終了直前の他に中間の1～5時点で測定した。

- ・流況観察

主流部、流線、分流境界線、水衝部、死水域の特性について、上空から写真撮影を行った。

- ・河床高測定

移動床模型の洪水時実験を対象として、通水直後に低水路内の500mピッチ（取水口周辺は100mピッチ）の各断面において、横断方向5cm（模型値）間隔でスケールを用いて横断測量を行った。なお、平水時の実験では河床がほとんど動かないことから、測定をしていない。

- ・河床変動測定

移動床模型の洪水実験Ⅰ-1～Ⅰ-3のみ、砂面計を16.75km、18.6kmの湾曲部外岸側に設置して、河床高を模型で1分間隔（実験Ⅰ-1,2）および3分間隔（実験Ⅰ-3）で測定した。

- ・流向流速測定

洪水流量通水時及び平水流量の実験Ⅱ-1～Ⅲ-2では、2次元電磁流速計（模型で0.005～2m/s、デジタル式）を用い、水面下0.5～0.75mの測点において、収録時間間隔0.05秒（模型値）、収録時間5秒（模型値）の平均を測定した。実験ケースⅢ以降の平水実験では、2次元電磁微流速計（模型で0.002～0.5m/s、アナログ式）を用いて、10秒間（模型値）連続収録した平均値を読みとった。

- ・浮子の迷入割合の測定

実験Ⅴ-1～Ⅵ-3において、浮子（ $\phi=10\text{mm}$ ）を投入し取水口へ迷入する割合を求めた。詳しい内容は5.2に示す。また、ケースⅥ-4ではトレーサーとして色素を用い河床付近近傍の流況を把握した。

3. 4 模型の検証

(1)検討内容

本実験の前に石炭粉を河床材料に用いた移動床模型河道の洪水時の相似性を検討した。前述のように石炭粉を用いても、無次元掃流力 τ_* は模型の方が小さいため(現地の約1/5)、河床変動速度が現地と一致しないため、フルードの時間縮尺に基づいた時間通水しても河床変動量は相似にならない。したがって、本ケースでは水衝部の発生位置と最大洗掘深を把握するために必要な模型河道での通水時間を決めることを主旨とし、これが流量や初期河床条件によってどのような違いがあるかを把握した。

(2)実験結果

河床高の経時変化として、16.75km、18.6km 近傍で洪水時に洗掘の発生が予想される箇所に河床高計を設置し、1分(模型値)間隔で河床高の時間変化を測定し、初期河床高からの変動高についてケース別に示したものが図3.5である。これより16.75km 断面付近ではケース別に次のような特徴がある。実験I-1では、通水約90分後に初期河床から約6m洗掘され、模型の床版が露出した(石炭粉が無くなりモルタルの基盤が露出)。実験I-2では、通水から約60分までは堆積傾向であるが、その後洗掘に転じ約230分後には初期から4m河床洗掘され、これ以降は変化が小さくなる。実験I-3では、両ケースの中間的な傾向を示し、約150分後程度で河床高の変化が小さくなる。一方の18.6km 断面付近では次のような特徴がある。実験I-3では、他のケースに比較して河床高の変化が少なく、周期的な河床変動があまり見られない。実験I-1及びI-2では、1~2mの振幅で5~10分の周期を有する河床変動が生じながら約150分程度まで河床低下が進行し、その後は細かな振幅および周期は続くが平均的には一定でほぼ平衡状態となる。

実験の流況については、図3.6及び写真3.1に示すように、18.8km、16.75km、15.0kmの外岸近傍で水衝部となり、実験I-1(流量 $Q=4,200\text{m}^3/\text{s}$)の17km 付近の湾曲部では、湾曲上流からの速い流れは、湾曲内岸の高水敷上を経て17kmの右岸低水河岸前面に落ち込むようになる。このような模型の状況は同図の現地の洪水(昭和61年8月洪水)と同一の傾向を示している。

洪水前後の河床変動について、洪水前の低水路平均河床高からの相対的な河床高変動量として断面毎に示したものが図3.7である。このうち現地河道のデータは、昭和61年洪水前の低水路平均河床高(昭和59測量)を基準として洪水後(昭和61年測量)の洗掘堆積分布を示したものである。また実験I-1~I-3のデータは、模型河道で通水前と通水後の河床測量データを用いて同様に整理したものである。これらの図より、次のことが言える。実験I-1では、現地洪水のピークと同一流量を定流で流したが、現地と比較して全体的な河床変動は大きく、断面によって洗掘・堆積の傾向がより明確になっている。特に湾曲部に位置する17km断面では現地では洗掘傾向にあるのに対して模型では堆積傾向を示し、その下流の16.5km断面では反対に模型の方が洗掘傾向が卓越する。これは前述のように、

17km 湾曲内岸の高水敷上からの落ち込み流れによる影響が模型の方で卓越したことや、現地の河床変動は昭和 61 年洪水の直前・直後のデータに基づいていないため昭和 61 年洪水より小さな洪水の影響も受けており、模型での通水時間や支配流量（河道形状を支配する代表流量）が過大になっていると考えられる。流量の小さい実験 I-2 および I-3 における方が洗掘位置や河床変動量の相似性が高いことより、現地河道は高水敷に流水が乗らないような中小規模の洪水で形成された可能性が高いと考えられる。

（3）まとめ

模型河床の初期条件や昭和 61 年洪水を再現するための通水時間については明確な検討結果は得られなかったが、石炭粉を模型の移動床材料に用いることが妥当であること及び模型河床が平衡状態に達する時間等について確認することができた。移動床実験で特に重要となるのは、河道法線形を変更し取水口を設置した河道での洪水後の河床変化で、特に取水口直上流右岸沿いの洗掘について注目する必要がある。これに関して安全側を考え、本実験では流量の大きい $Q=4,200\text{m}^3/\text{s}$ を河床が平衡になる時間（模型で 3 時間）通水することとした。

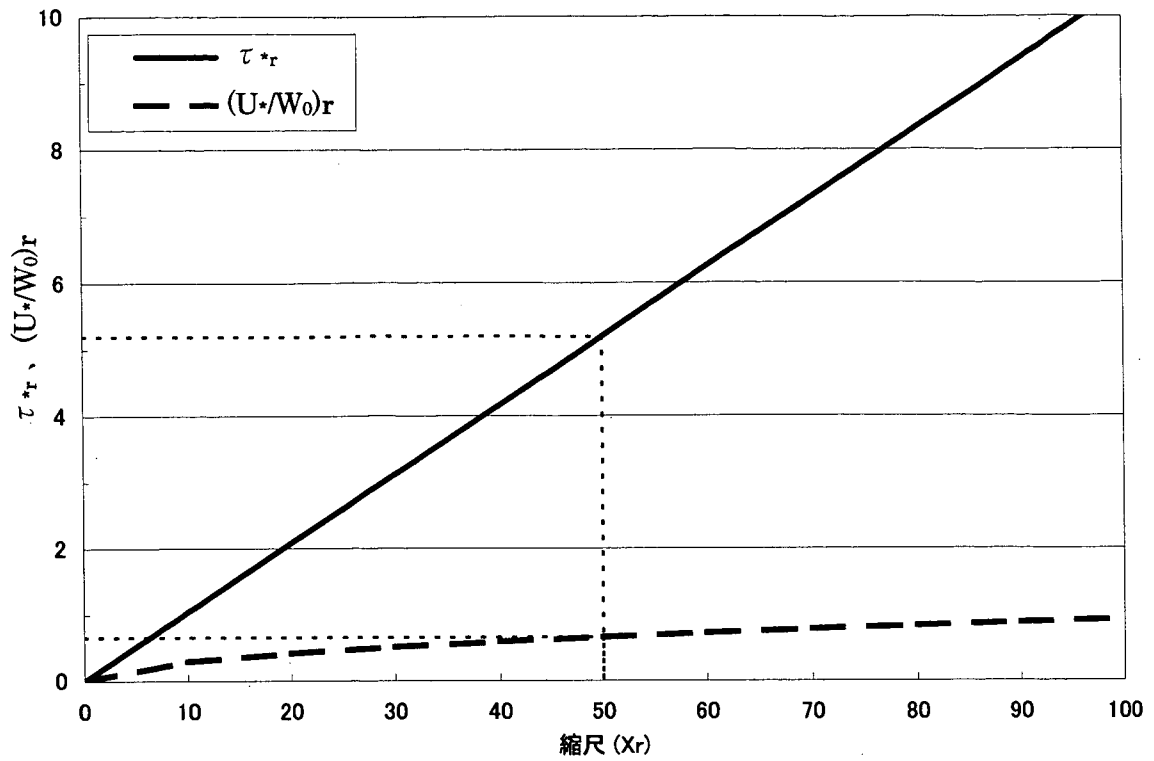


図3.1 τ_{*r} 、 $(U_{*}/W_0)_r$ と縮尺の関係

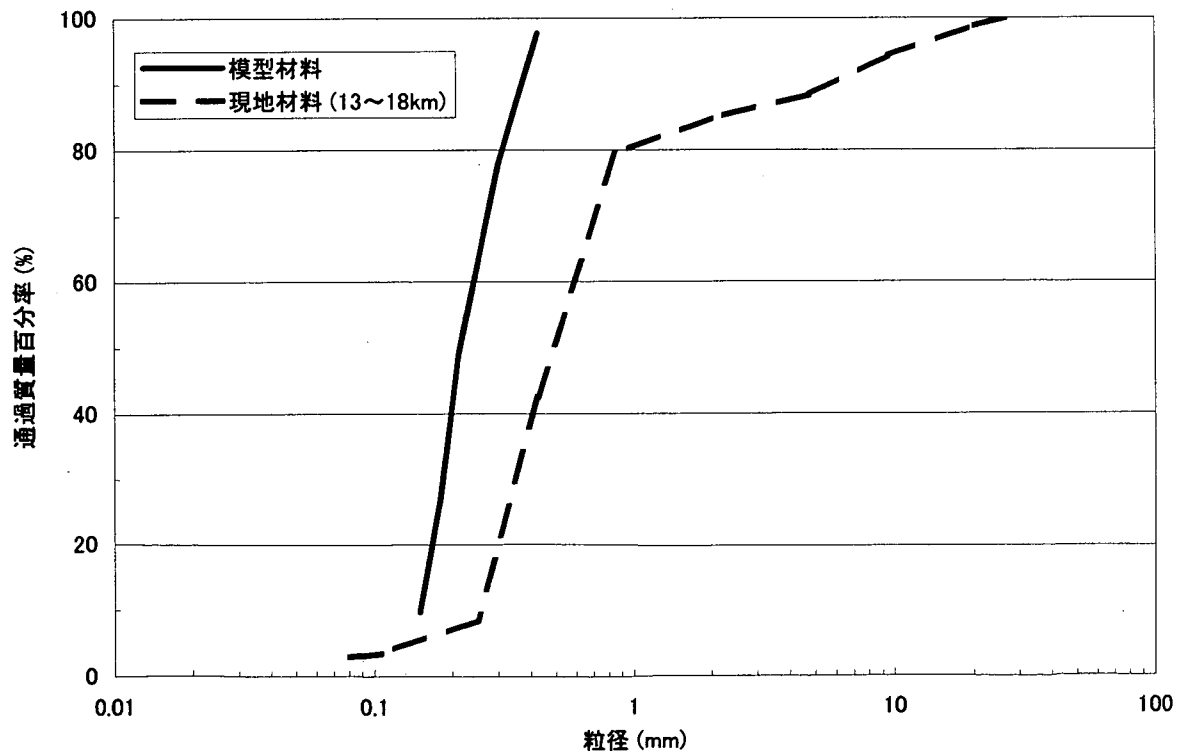


図3.2 現地および模型の河床材料の粒度分布図

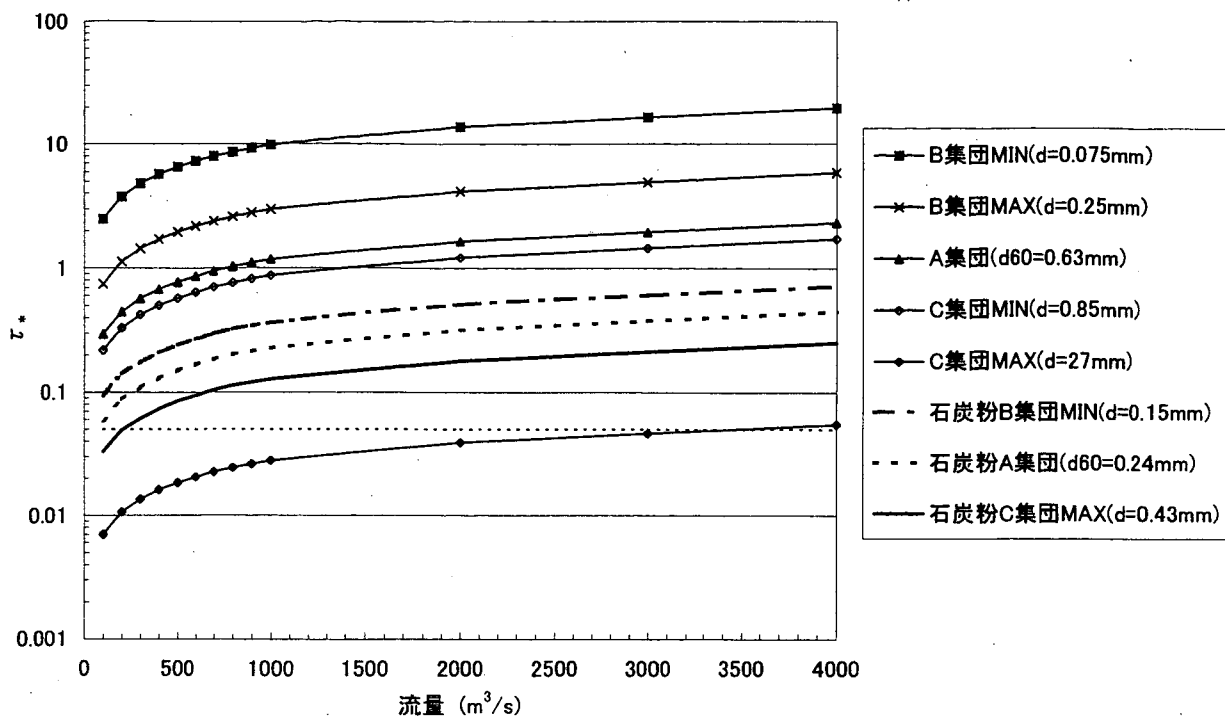


図3.3 粒径集団別の流量 Q と無次元掃流力 τ^* の関係

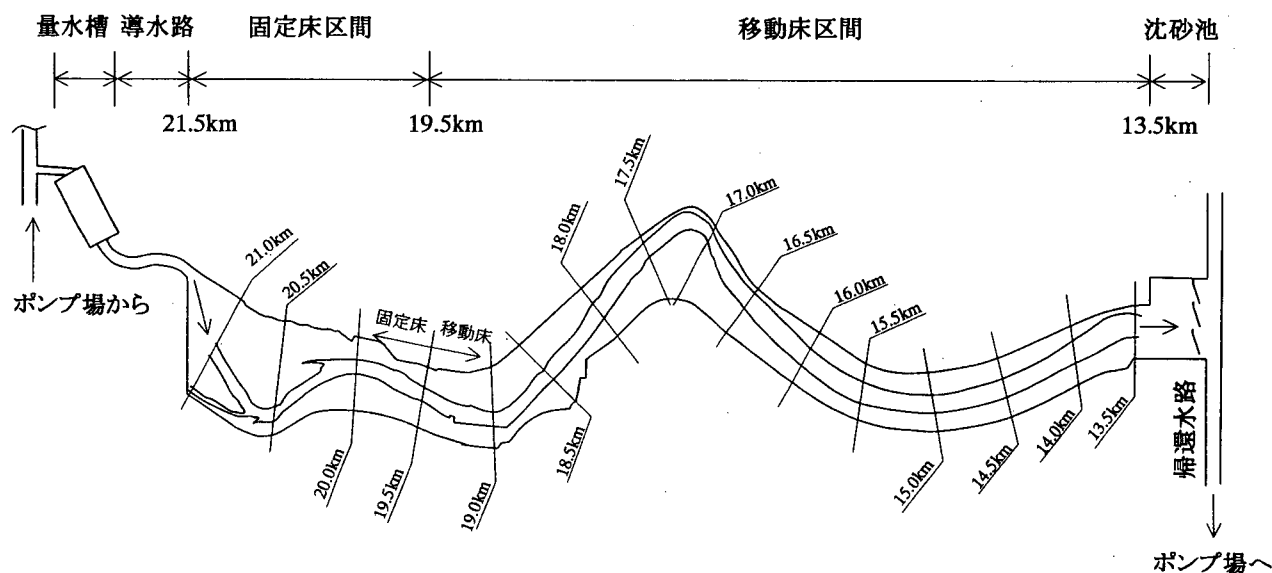


図3.4 実験施設平面図

表3.2 実験ケース一覧

	実験 ケース	検討目的	対策案の種類		流量 (m^3/s)	取水量 (m^3/s)	水位 (T.P.m) (18.3km)	測定項目					備考		
			低水路法線形	対策工				水位	流速	河床高	迷入割合	軌跡			
模 型 証 の	I-1	模型の相似性の検討 (通水時間、初期河床条件 の妥当性)	現況	—	4,200	0	+8.4(13.5km)	○	○	○					
	2				2,966	0	+6.7(13.5km)								
	3				1,000	0	+2.9(13.5km)								
最 適 案 河 道 の 検 討	II-1	対策工の検討	大堀削案法線	非越流型水制工	65	35	+0.27	○	○				移動床模型		
	2	低水路法線形の概略検討	中堀削案法線1	ペーン工											
	3			置換工1											
	III-1	低水路法線形の詳細検討	改修原案法線	—	65	35	+0.27	○	○						
	2		中堀削案法線1	—											
	3-1		中堀削案法線2	—											
	3-2		中堀削案法線2	置換工2											
	4-1		最適案法線												
	4-2														
	4-3				50	7.5									
		70	25												
最 適 案 河 道 の 効 果 把 握	IV-1	洪水時の流況把握	改修原案法線	—	4,200	0	+9.1(15.5km)	○	○	○					
	2		最適案法線	置換工3											
	3-1														
	3-2				洪水後の平水時流況把握	65	35	+0.27	○	○					
	V-1-1	浮子の流下分布状況と 取水口への迷入割合の把握	最適案法線	置換工3	65	35	-0.56	○	○		○	○	台形堰設置		
	1-2						+0.61								
	2		改修原案法線	—		0	+0.42					○			
	3-1						+0.66								
	3-2						-0.20								
	4-1						-0.56								
	4-2						+0.61								
	現 況 河 道 で の 代 替 案 の 検 討	VI-1-1	台形堰設置の影響	現況河道	—	65	35	-0.32	○	○		○	○	台形堰設置	
		1-2						+0.61							
		1-3						+0.42							
2-1		取水口幅の影響	+0.61					○	○		○		取水口幅8門		
2-2														取水口幅4門	
3-1		取水口位置の影響	+0.58(17.5km)					○	○		○		取水位置19.1km		
3-2														17.9km	
3-3														11.7×3	+0.58(17.5km)
4-1		河床面近傍の流況	現況河道			—	65	35	+0.61	○	○		○		取水口16門
4-2															取水口8門
4-3															取水口4門
4-4															台形堰設置

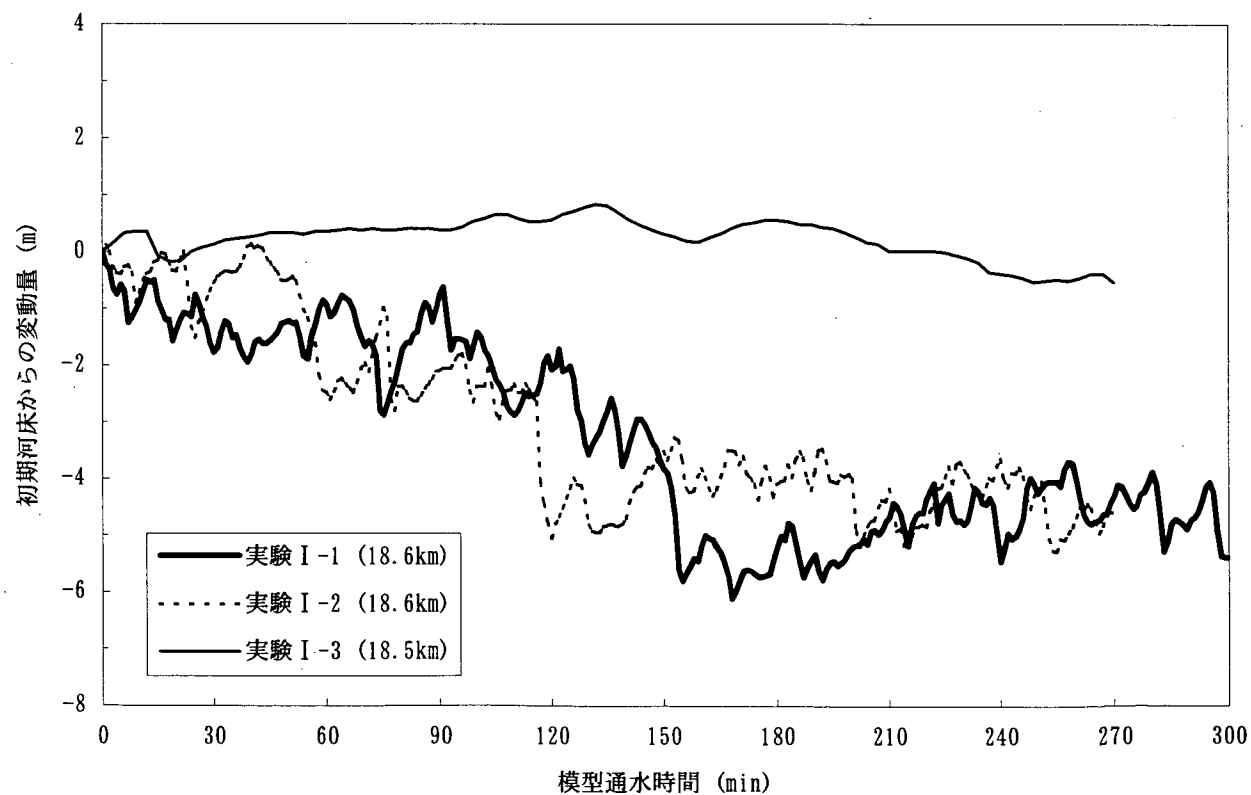
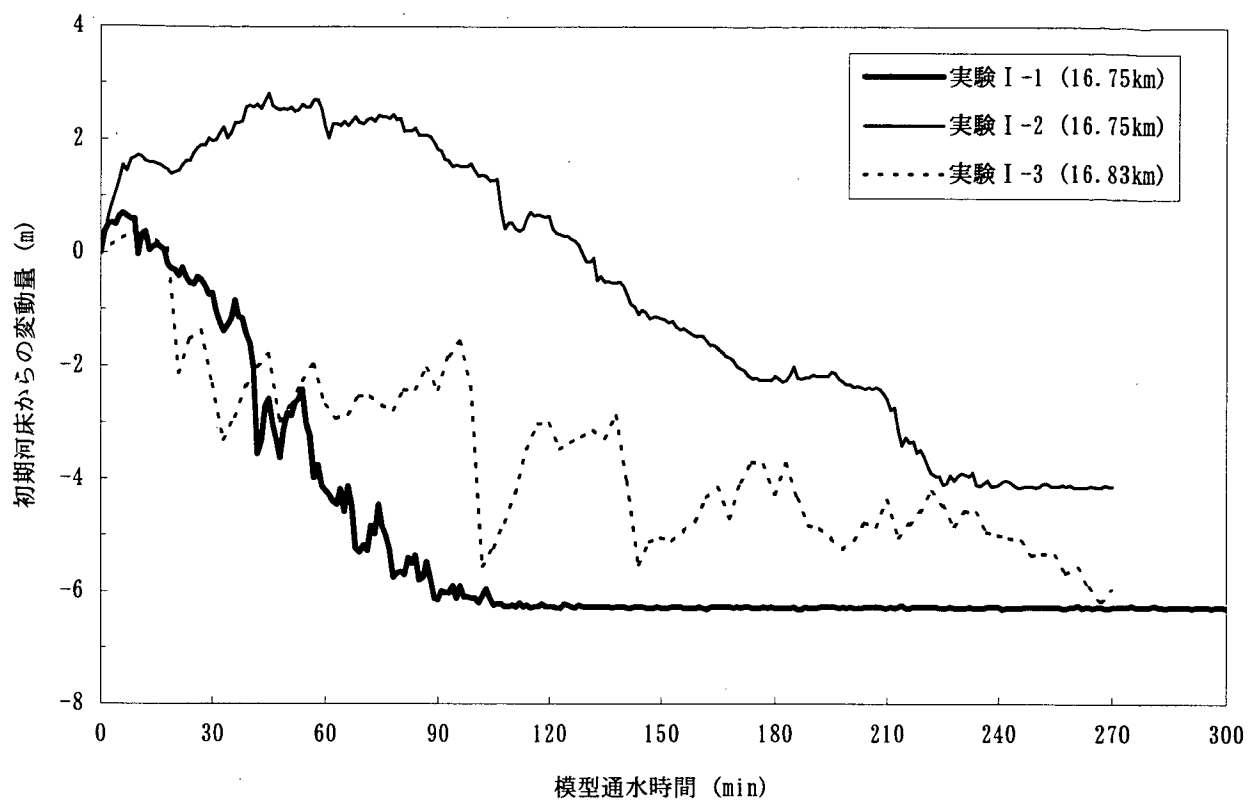


図3.5 局所洗掘深経時変化図

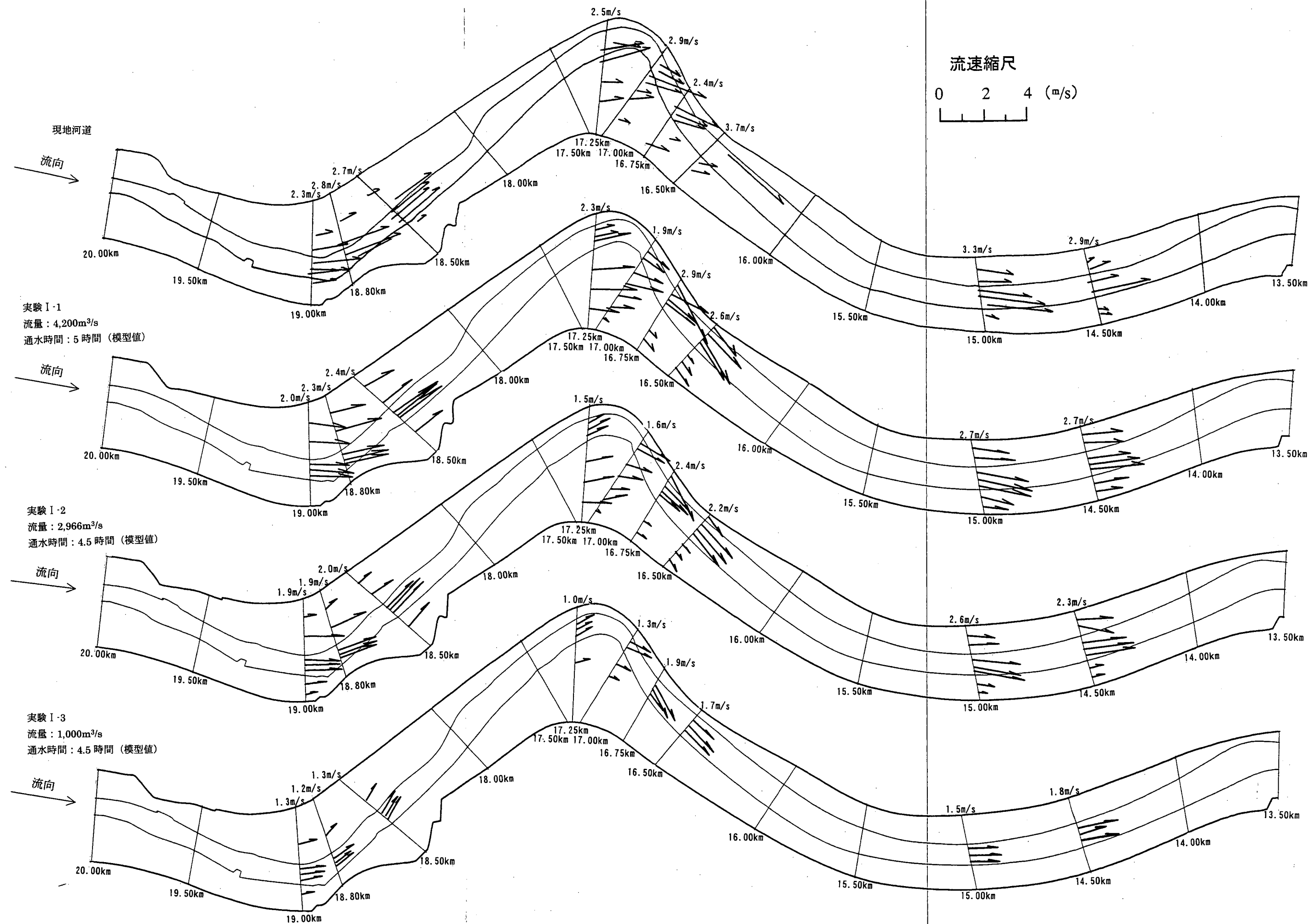
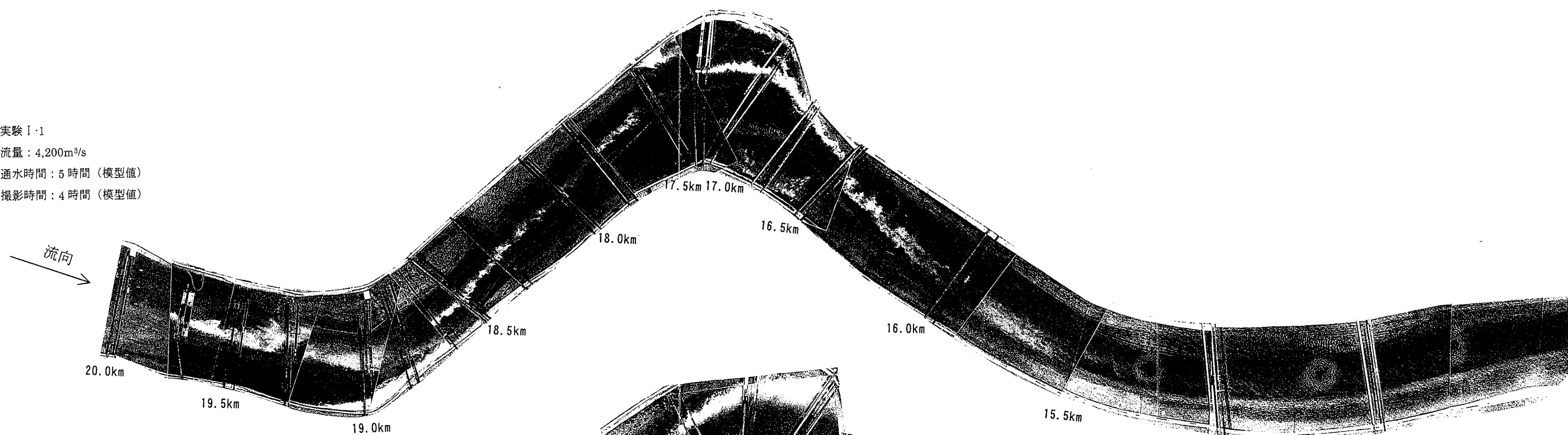


図3.6 流速ベクトル図 (現地、実験 I-1 ~ I-3)

実験 I-1
 流量：4,200m³/s
 通水時間：5 時間（模型値）
 撮影時間：4 時間（模型値）



実験 I-2
 流量：2,966m³/s
 通水時間：4.5 時間（模型値）
 撮影時間：4 時間（模型値）



実験 I-3
 流量：1,000m³/s
 通水時間：4.5 時間（模型値）
 撮影時間：4 時間（模型値）

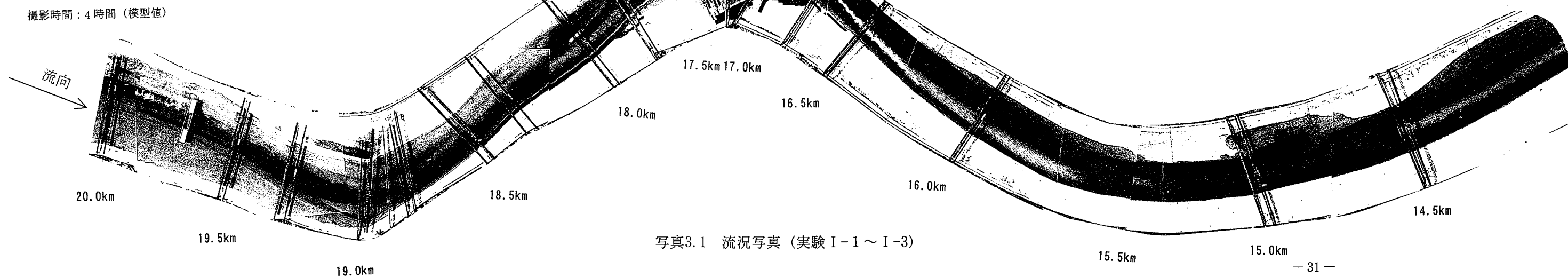


写真3.1 流況写真（実験 I-1 ～ I-3）

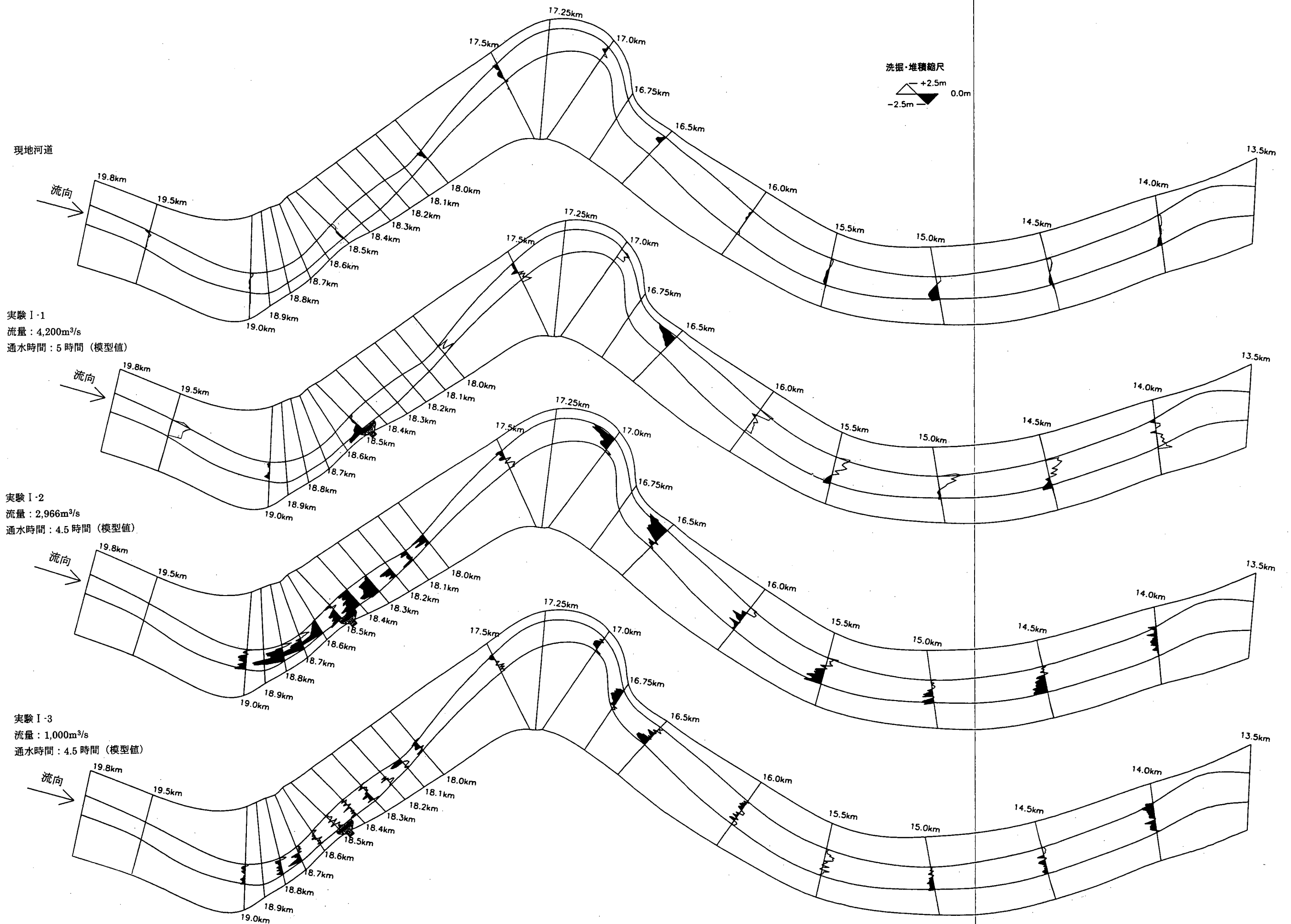


図3.7 洗掘堆積平面図 (現地、実験 I-1 ~ I-3)

第4章 対策工の工種と低水路法線形の検討

4. 1 対策工の工種と低水路法線形の概略検討

(1) 検討内容

最適案河道の立案に際しては、平成9年度に常陸工事事務所が作成した新河道法線（これ以降は、「改修原案法線」と呼ぶ）をなるべく考慮して対策工を検討するが、本課題は前述のように水理模型実験で詳細に検討するには相似性の観点から困難な点が多いため、まず主流部位置をどの程度変えられるかその目安を把握することとし、現場の施工性・経済性等にはあまりとらわれずに低水路法線形や対策工を極端な条件にして実験した。

上記の前提条件に基づいて試行錯誤的な実験を行い、現実的な対策として改修原案法線の他に最終的に以下に示す3案について検討した。なお模型の低水路横断形状は平成8年3月測量に基づいて石炭粉を整形したものであるが、大掘削案法線や中掘削案法線の低水路法線を堤防に引いた部分は現況低水路の平均河床高（T.P.+2m）で平坦に石炭粉を整形した。石炭粉を用いた実験でも平水時には河床変動しないため、固定床模型実験と考えて良い。また当該地点は感潮区間であり、水位は主として流量より潮位により影響されると考えて、平成7年の10月から11月の枝内観測所（18.3km）における平均水位のT.P.+0.27mを模型の水位条件として設定した。

①非越流型水制工+大掘削案法線

この案では、改修原案法線（現況河道低水路法線）のイメージを残しつつ左岸の法線のみを図4.1に示す低水路形状（以降「大掘削案法線」と呼ぶ）にし、取水口周辺の右岸側に図4.2及び写真4.1に示す非越流型の水制を配置した。水制は、本来洪水時の流れを対象とするものであり平水時の流れにはあまり影響を及ぼさないと考えられるが、仔アユが水の流れに追従して流送されることより、平水時に取水する際に取水口付近の流れを大きく変更すれば仔アユの取水口への流入状況も大きく変わると推定される。このことより、極端な河道条件（低水路形状を大きく変更し、大きな水制を設置）として平水時の流れがどの程度変更可能かを検討することとした。

具体的な設計諸元は以下のとおりである。

- ・水制の天端高は、水制が満潮位においても水面から出るようにT.P.1.0mとした。
- ・水制の向きは、先端に洗掘を引き起こさないことを最優先に考え、流向に対しほぼ直角とした。
- ・水制の適正な間隔は、洪水時の流れを対象とした時は長さの2～3倍程度と言われているが、平水時を対象とした場合には水制の下流側に流水が回り込みやすく十分な機能が発揮できないと考えられたため、間隔を50mと短くし、取水口前面ではその幅である90mとした。
- ・水制の長さは洪水時に悪影響を与えない範囲で主流部をできるだけ左岸側に寄せるように設置した。
- ・水制の天端幅は5mとした。

②ベーン工+中掘削案法線

この案では、取水口地点が湾曲部外岸側にあることにより、二次流による横断方向の運動量輸送を抑え、湾曲部入り口付近の内岸側に見られる局所的な流速の増大をなるべく下流まで継続させようというものである。ベーン工の基本設計は、基本的には土木研究所で考案されたベーン工の設計法⁴⁾に従った。この設計法は、本来洪水時の水理量を対象とするものであるが、特に平水時に効果を十分に発揮できるように、平水時の水理量を用いた条件下で以下のように設計した。

ベーン工の諸元と配置と水理量の関係は以下の式で表される。

$$\gamma = f \cdot \frac{(\varphi - 2/\kappa)^2 \cdot \kappa \cdot r \cdot \beta_0 \cdot \pi \cdot \ell_0 \cdot \sin \alpha}{6 \cdot (\varphi - 0.5/\kappa) B \Delta s} \cdot N \quad \dots\dots\dots(4-1)$$

$$\varphi = \frac{h^{\frac{1}{6}}}{n\sqrt{g}} \quad \dots\dots\dots(4-2)$$

ここに、 γ ：ベーン工によって造られる二次流の強さを表す無次元量、 f ：ベーン工の性能効率を表す係数（間隔が近いときに1よりも小さくなる）、 κ ：カルマン係数、 ℓ_0 ：ベーンの長さ、 Δs ：ベーンの間隔、 N ：ベーンの列数、 α ：ベーンと流れのなす角、 β_0 ：ベーンの形状に関する係数、 ψ ：流速係数、 h ：設計水深、 n ：マンニングの粗度係数、 B ：水面幅、 r ：湾曲の曲率半径である。

本実験の場合、二次流の抑制という観点からは各ベーンを湾曲外岸近傍に設置する必要はなく河道全体に平均的に設置すればよいと考えた。なお $\kappa=0.5$ 、 $\alpha=20$ 度、 $r=450\text{m}$ 、 $B=100\text{m}$ 、 $n=0.025$ とした。実際の設計にあたってまずベーンの高さを決定する。設計法では設計水深 h の $1/3 \sim 1/4$ を推奨しているが、ここでは設計水深は平水時における平均水深 $h=2\text{m}$ とし、ベーンは河床から 0.5m の高さとした。この高さであれば干潮位でもベーンが水面から頭を出して機能を失うことはない。本実験では、洪水時にベーン工が流れや河床に対してなるべく影響を及ぼさないように配慮して個々のベーンを小さくし、ベーンの長さ $\ell_0=2\text{m}$ 、ベーンの間隔 $\Delta s=20\text{m}$ 、ベーンの列数 $N=3$ 列という条件で図 4.3 及び写真 4.2 に示すように設置することとした。

このケースの低水路法線は、改修原案法線の $19.5\text{km} \sim 18.5\text{km}$ 左岸低水路法線のみを図 4.1 に示すように堤防側に引いた形状であり（以降これを「中掘削案法線」と呼ぶ）、取水口付近の低水路幅は大掘削案と比較すると約半分である。

③置換工+中掘削案法線

現況河道の取水予定地点は湾曲外岸に位置し洗掘が進行しているため、平水時その部分に流れが集中しやすいため仔アユの迷入軽減にとっては良くないと考えられる。この対応策としては湾曲外岸部の洗掘を埋める形の置換工の設置が有効と考え、次のような置換工を設置した。粒径の大きな置換材料（模型で直径約 0.9cm ）を低水路右岸側（取水口側）に図 4.4 および写真 4.3 に示すような帯状に横断勾配をつけて設置した（置換工の右岸側を取

水口の敷高 T.P.・1.3m に合わせ、置換工の左岸側は河道中央付近の河床にすり付けた)。

なお、低水路法線は中掘削案法線とした。

(2) 実験結果

現地観測結果より主流部(流速の大きい流線沿い)で仔アユの密度が高いことが判明されており、これより「なるべく主流部以外の水塊から取水することで仔アユの迷入割合を減少させる可能性がある」ことを前提とし、主流部から取水口に向かう水量を極力減らすような河道諸元を仔アユの迷入軽減という観点での最適案河道と考えた。この考えの基に模型実験での流速ベクトルの状況を判断指標として適切な対策工と低水路法線形を検討した。

①改修原案法線(実験Ⅲ・1、対策工なし)

実験により得られた流速ベクトルを図 4.5 に示す。これより主流部は、上流から 18.8km 付近までは低水路左岸側で卓越するが 18.7km から下流の取水口までは右岸側で卓越するようになり、主流部の大部分が取水口に向かう状況を示すため、仔アユの迷入防止の観点からはあまり良くないと考えられる。

②非越流型水制工+大掘削案法線(実験Ⅱ・1)

実験により得られた流速ベクトルを図 4.6 に示す。同図より上流から 18.8km の間では改修原案法線より河積が増加した分だけ平均的な流速は小さいが、18.7km～下流の取水口間では水制設置により河積が小さくなり平均的に流速が大きくなるのがわかる。また、上流から 18.8km の間では、右岸沿いに幅約 60m の範囲で流速が極端に小さい領域があるが、その左側では横断方向に一樣な流れを示す。一方 18.7km 断面では左岸側で主流部が卓越し、その下流の取水口までの間では流速が大きくなるが、再び横断方向に一樣な流れを示すようになる。

以上のように、改修原案法線と比較して主流部が左岸側に偏る傾向が見られるが、湾曲外岸側で流速の極端に小さな領域がみられ、また取水口直前では横断方向に一樣な流れになる。このような現象は低水路幅が過大であることが一因と考えられ、低水路法線形状等を変更する必要があると言える。

③ベーン工+中掘削案法線(実験Ⅱ・2)

実験Ⅱ・1 をふまえ低水路幅を狭めベーン工を設置した本ケースの流況を図 4.7 に示す。同図より、上流から 18.8km 右岸沿いの流速が極端に小さい領域は減少し、実験Ⅱ・1 より有効な法線形状と判断される。本ケースは他のケースと比較して、いずれの断面においても同様の流速分布を示す傾向が強く、また断面内の流速分布はほぼ一樣となっており、設計通りのベーン工の効果が発揮されていると判断される。仔アユの迷入にとっては主流の位置が重要であるが、取水口の 18.5km 断面を除けば左岸側で主流が卓越しており、この状況は実験Ⅱ・1 とほぼ同様である。

④置換工+中掘削案法線(実験Ⅱ・3)

低水路法線形は実験Ⅱ・2 の中掘削案法線ではほぼ妥当と考え、この河道に置換工を設置し

た場合の流速ベクトルの結果を図 4.8 に示す。これより、全体的な状況はベン工を設置した実験Ⅱ-2 と同様の傾向であるが、18.7km および 18.6km 低水路右岸側の置換工の箇所での流速が大きくなっている。これは、置換工が前述のように右岸の深掘れを埋めるようにして設置され、その個所の河積は小さくなったことが原因と考えられる。したがって、流速ベクトルからは主流部の位置が低水路左岸側で卓越していないように見えるが、断面内の主流は左岸側に偏る傾向があり結果的には実験Ⅱ-2 とほぼ同様であると考えられる。この置換工の効果については後述の「浮子の迷入割合」の検討でさらに明確にする。

(3) まとめ

低水路左岸法線を堤防側に引くと湾曲内岸側の流れが卓越することにより主流が取水口に向かう傾向が小さくなる。ただしあまり左岸法線を堤防側に引き過ぎると、湾曲外岸側で極端に流速の小さい領域が卓越し河積として有効でなくなる。またベン工と置換工ではほぼ同様の流況を示すが、実際にどちらが有効であるかは、洪水による河床変動、経済性、施工性、維持管理性等も考慮した総合的な判断が必要となる。

4. 2 低水路法線形の詳細検討

(1) 検討内容

前節の「対策工の工種と低水路法線形の概略検討」で、湾曲内岸側の法線を堤防側に引き過ぎないような「中掘削案法線」が有効であるとの結果が得られたが、この法線でも完全ではなく湾曲外岸側に流速の小さい領域が依然として見られたことから、さらに有効な形状を追求するために詳細な検討を実施することとした。また対策工としては実験の他に種々の面から判断して置換工が有効であると考え、これについても検討した。

実験方法は、前節の「中掘削案法線」をこれ以降は「中掘削案法線 1」と呼び、この他に図 4.9 に示すように、「中掘削案法線 2」、「中掘削案法線 3」を試行錯誤的な実験で流況を見ながら最適な法線形を見出すこととした。このうち「中掘削案法線 3」が検討シリーズの最終ケースであり、これを「最適案法線」とした。

実験は、まず 19.5km-17.0km の河道湾曲部の低水路法線形について試行錯誤的に検討し（実験Ⅲ-1～Ⅲ-3-1）、次に対策工について図 4.10 に示すような断面形に設置した（実験Ⅲ-3-2～Ⅲ-4-3）。さらに、得られた最適案河道が種々の流量条件でも良好であるかを確認するために本川流量 $65\text{m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35\text{m}^3/\text{s}$ の他に次の 2 種類の流量条件で実験した。一つは本川の平水流量である $50\text{m}^3/\text{s}$ に対して新規都市開発水量 $7.5\text{m}^3/\text{s}$ を取水する条件、もう一つは本川流量 $70\text{m}^3/\text{s}$ に対して取水量 $25\text{m}^3/\text{s}$ を取水する条件とした。水位の設定条件は実験Ⅱと同様に 18.3km 地点で T.P.+0.27m とした。

(2) 実験結果

前節と同様の考えの下に、流速ベクトル状況から判断して仔アユの迷入軽減にとって有効な対応策について検討した。実験結果として改修原案法線（置換工無）、中掘削案法線 2（置換工無）、中掘削案法線 2（置換工有）、最適案法線（置換工有）の 4 ケースにおける

取水口近傍の流速ベクトルの分布状況を図 4.11 に示す。また最適案法線（置換工有）での本川流量と取水量の割合の異なる条件での流速ベクトル分布状況を図 4.12 に示す。これらの図より項目別に比較検討した結果を次に示す。

①河道法線形の違いによる流況の変化（置換工無しの実験Ⅲ・1 と実験Ⅲ・3・1 の比較、置換工有の実験Ⅲ・3・2 と実験Ⅲ・4・1）

実験Ⅲ・1 とⅢ・3・1 は置換工無しのケースであり、両者を比較することによって置換工無の場合における法線形の影響がわかる。これより流速ベクトルに両者ともあまり大きな相違はなく主流部の位置が不明瞭であるが、後者の方が湾曲内岸よりの主流が卓越しかつ分流境界線よりも左岸側に位置することがわかる。このことより仔アユの迷入軽減にとっては中掘削案法線 2 の方が改修原案法線より有利と考えられる。

一方、置換工有の場合における法線形の影響は、実験Ⅲ・3・2（中掘削案法線 2）と実験Ⅲ・4・1（最適案法線）を比較することによってわかる。これより最適案法線の河道では、取水口直上流の 18.6km 断面では特に左岸寄りの流速が卓越し、主流は分流境界線より左岸側に位置することが明瞭である。

以上のように流速ベクトルから判断すると、改修原案法線、中掘削案法線 2、最適案法線の順で仔アユの迷入軽減効果が高くなると推定される。

②置換工による流況の変化（置換工無の実験Ⅲ・3・1 と置換工有の実験Ⅲ・3・2 の比較）

法線形を改修原案法線から中掘削案法線 2 にすることにより主流部の位置が左岸寄りになるが、18.4km 左岸の河岸全面で死水域が見られる。この死水域を小さくすることによって、取水口上流での主流がさらに左岸側で卓越すると考えられるため、実験Ⅲ・3・2 では対策工として置換工を取水口周辺に設置した。この実験と実験Ⅲ・3・1 を比較することによって置換工の効果を把握できる。置換工の設置によって 18.7km から下流の左岸側の流速が増大したことから、置換工の設置は仔アユの迷入軽減にとって有利と考えられる。

③流量条件による流況の変化（最適案法線で置換工有の実験Ⅲ・4・1 と実験Ⅲ・4・2 と実験Ⅲ・4・3 の比較）

①、②に示したように、流速ベクトルの平面分布状況から最適案法線に置換工を設置した最適案河道が有利であることを確認したが、流量条件が違っても問題がないか確認する必要がある。実験Ⅲ・4・2 では他のケースに比較して湾曲内岸側の流速が卓越する傾向が高く主流位置が若干明瞭であり、本川流量に対して取水量の割合が小さいほどこの傾向が高い。いずれのケースにおいても分流境界線より左岸側に主流部が位置することがわかる。

（3）まとめ

流速ベクトルの平面分布状況から判断すると、改修原案法線、中掘削案法線 2、最適案法線の順で主流が左岸側で卓越するため仔アユの迷入軽減効果が高くなると推定される。さらに最適案法線に置換工を設置することによって 18.7km から下流の左岸側の流速が増大し、より効果が高まると考えられる。また最適案法線で置換工を設置した河道では、流量の条件が変わっても本川流量 $65\text{m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35\text{m}^3/\text{s}$ のケースより流況は良くなることか

ら、流量条件が違ってもあまり問題がないことを確認した。

4. 3 洪水による影響把握検討

(1) 実験内容

4. 2 までの実験によって得られた低水路法線形と対策工に関する最適案河道は、洪水を受ける前の平水時の流速分布や流況から判断して試行錯誤的に検討したものである。ここで、最適案河道は取水口付近の河道平面形・断面形を大きく変更するため、洪水時の流況や水衝部位置の変化等によっては河道の安定性が損なわれる可能性がある。また、一度洪水を受けて滞筋の位置等が変わった場合には取水口に仔アユが迷入しやすくなる可能性があるため、洪水時の流況だけでなく洪水直後の河道に平水流量を通水した流況も把握した。通水流量は昭和 61 年 8 月洪水ピーク流量 $Q=4,200\text{m}^3/\text{s}$ であり、これを定流で 2 時間 40 分(模型値)通水した。また、平水時の流量条件は、本川流量 $Q=65\text{m}^3/\text{s}$ 、取水量 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ とした。この平水時には、洪水後の河床条件においても河床材料が動かないため固定床模型として扱ってよい(移動床模型であるが固定床模型の実験結果と単純に比較できる)。

検討ケースは、改修原案法線と 4. 2 の低水路法線形の詳細検討で得られた最適案法線に対して、洪水時における改修原案法線から最適案法線への低水路法線形の変更と置換工設置の効果を分離して把握するために、次の 3 ケース実施した。実験Ⅳ-1 は比較対象の基となる実験ケースとして改修原案法線(置換工無)で、実験Ⅳ-2 は最適案法線(低水路法線形のみ変更、置換工無)、実験Ⅳ-3 は最適案法線(置換工有)である。このうち実験Ⅳ-3 は洪水だけでなく平水時の実験も行った。

置換工は、設置範囲を 18.9km~18.2km とし、低水路右岸側(取水口側)から帯状に一定な横断勾配をつけて設置した(置換工の右岸側を取水口の敷高 T.P.1.3m に合わせ、そこからの勾配 1/30、幅 30m とした)。

(2) 実験結果

①河道法線形の違いによる流況および河床への影響(置換工無しの実験Ⅳ-1 と実験Ⅳ-2 の比較、)

実験Ⅳ-1 と実験Ⅳ-2 は置換工無しのケースであり、両者を比較することによって河道法線形のみの違いによる洪水時流況への影響がわかる。

図 4.13 は流速ベクトルの平面分布状況についての法線による比較を示したものであり、改修原案法線(実験Ⅳ-1)では、18.8km および 18.6km 地点の低水路右岸における流速ベクトルが河岸に水衝部を発生するような方向となっている。一方最適案法線(実験Ⅳ-2)では、このような現象は生じておらず低水路法線に沿った流れを示すようになる。

平均河床高の縦断状況の比較を図 4.14 に示す。改修原案法線では水衝部である 18.6km 付近を端にその上流 19.3km 間の範囲で約 1m 低下した。このような河床変動の状況は最適案法線でも同様である。一方、代表的な断面の河床横断形について比較した図 4.15 および断面別の洗掘堆積の平面分布について整理した図 4.16 により、法線形による河床変動の相

違が明らかとなる。改修原案法線では取水口上流の 18.6km 断面の右岸で初期河床から約 5m 河床低下するが、最適案法線では取水口下流の 18.4km の右岸で初期河床から約 3.5m 河床低下する。つまり改修原案法線から最適案法線にすると、平均河床高の縦断分布状況はあまり変わらないが最大洗掘の発生位置は下流に移り洗掘深も小さくなる。特に改修原案法線では最深部が 18.6km 右岸の河岸前面で大きい、最適案法線の同断面では低水路中央に最深部生じるようになる。18.6km 断面は取水口の直上流に位置し、同断面で右岸側に大きな洗掘が生じると仔アユの迷入軽減にとっては不利と考えられるため、この傾向のない最適案法線の方が仔アユの迷入軽減にとっては改修原案法線よりも有利と推測される。

②置換工による流況および河床への影響（実験Ⅳ-2 とⅣ-3-1 の比較）

前述の検討から最適案法線（実験Ⅳ-2）の有利性が高いことが得られたが、18.4km 右岸および 18.8km 右岸の河岸前面近傍での洗掘防止を図ることによって仔アユの迷入軽減効果がさらに高まると考えられる。そこで実際の洗掘対策工法として置換工を取り上げ、その設置範囲は模型実験の河床変動に関する相似性があり高くなくことおよび施工性も考慮して 18.4km と 18.8km 近傍だけでなく広めの 18.2km～18.9km とした。実験Ⅳ-2 とⅣ-3-1 は最適案法線の実験ケースであり、両者を比較することによって最適案法線での置換工の影響を把握できる。

洪水中の流況は、図 4.13 に示すように置換工の有無に係わらず同一の傾向を示す。また、図 4.17 に示すように水位および平均河床高の縦断分布についても有意な差は見られない。一方、代表的な断面の河床横断形について比較した図 4.18 および断面別の洗掘堆積の平面分布について整理した図 4.16 から、置換工を設置した個所の洗掘は防止され置換工前面での河床洗掘は大きい、置換工無しと同程度の洗掘であることがわかる。このように置換工の設置によって、平均的な流れや河床変動に関しては置換工無しと同一傾向であるが、低水路右岸前面の河床洗掘を河道中央へ追いやる傾向があるため、仔アユの迷入軽減の観点から効果的であると考えられる。

③洪水後河道の平水時の実験（実験Ⅲ-4-1 とⅣ-3-2）

最適案法線に置換工を設置しても、前述のように洪水時に河道中央であるものの置換工の前面で河床洗掘が生じた。この洪水後河道で平水時に取水する場合、仔アユの迷入軽減効果が洪水前と同様であるかを把握しておくことは重要であり、このために実験Ⅲ-4-1（洪水前）と実験Ⅳ-3-2（洪水後）を比較する。両者で置換工の設置範囲が異なるが、その相違は洪水による河床変動量と比較してあまり大きくないため、両者の比較によって洪水による河床変動の影響を定性的に判断することは十分可能と言える。

図 4.19 は、流速ベクトルの平面分布を比較したものである。これより、洪水前の実験Ⅲ-4-1 では断面に直角方向の一様な流れが卓越するが、洪水後の実験Ⅳ-3-2 では流向が同一断面内で場所別に異なる。後者のケースでは、特に 18.8km 断面の中央に集中する流れや 18.6km 断面の置換工前面の流れが卓越しており、これらは図 4.16 の河床の洗掘堆積状況と密接な関係を持っている。しかし、明確な主流部は形成されず極端な流れの偏りは見ら

れない。以上のように、いったん洪水を受けると、洪水前より主流部が取水口寄りの流況になるため、仔アユの迷入軽減の点からは効果が低下するものと考えられるが、流れの偏りは極端ではなく、また移動床実験結果は洗掘堆積が現地より強調される（検証実験結果より）こと等を考慮すると、仔アユの迷入軽減効果は洪水前と大きく変わらないと考えられる。

（３）まとめ

改修原案法線から最適案法線にすると（置換工無しの条件で）、平均河床高の縦断分布状況はあまり変わらないが最大洗掘の発生位置は下流に移り洗掘深も小さくなる。特に改修原案法線では最深部が 18.6km 右岸の河岸前面で大きい、最適案法線の同断面では低水路中央に最深部が生じるようになる。この断面は取水口の直上流に位置し、同断面で右岸側に大きな洗掘が生じると仔アユの迷入軽減にとっては不利と考えられるため、この傾向のない最適案法線の方が仔アユの迷入軽減にとっては改修原案法線よりも有利と推測される。

最適案法線で置換工を設置すると、平均的な流れや河床変動に関しては置換工無しとほぼ同一であるが、低水路右岸前面の河床洗掘を河道中央へ追いやる傾向があるため、仔アユの迷入軽減の観点から効果的であると考えられる。

いったん洪水を受けると、洪水前より主流部が取水口寄りの流況になるため、仔アユの迷入軽減の点からは効果が低下するものと考えられるが、流れの偏りは極端ではなく、また移動床実験結果は洗掘堆積が現地より強調される（検証実験結果より）こと等を考慮すると、仔アユの迷入軽減効果は洪水の前後で大きく変わらないと考えられる。

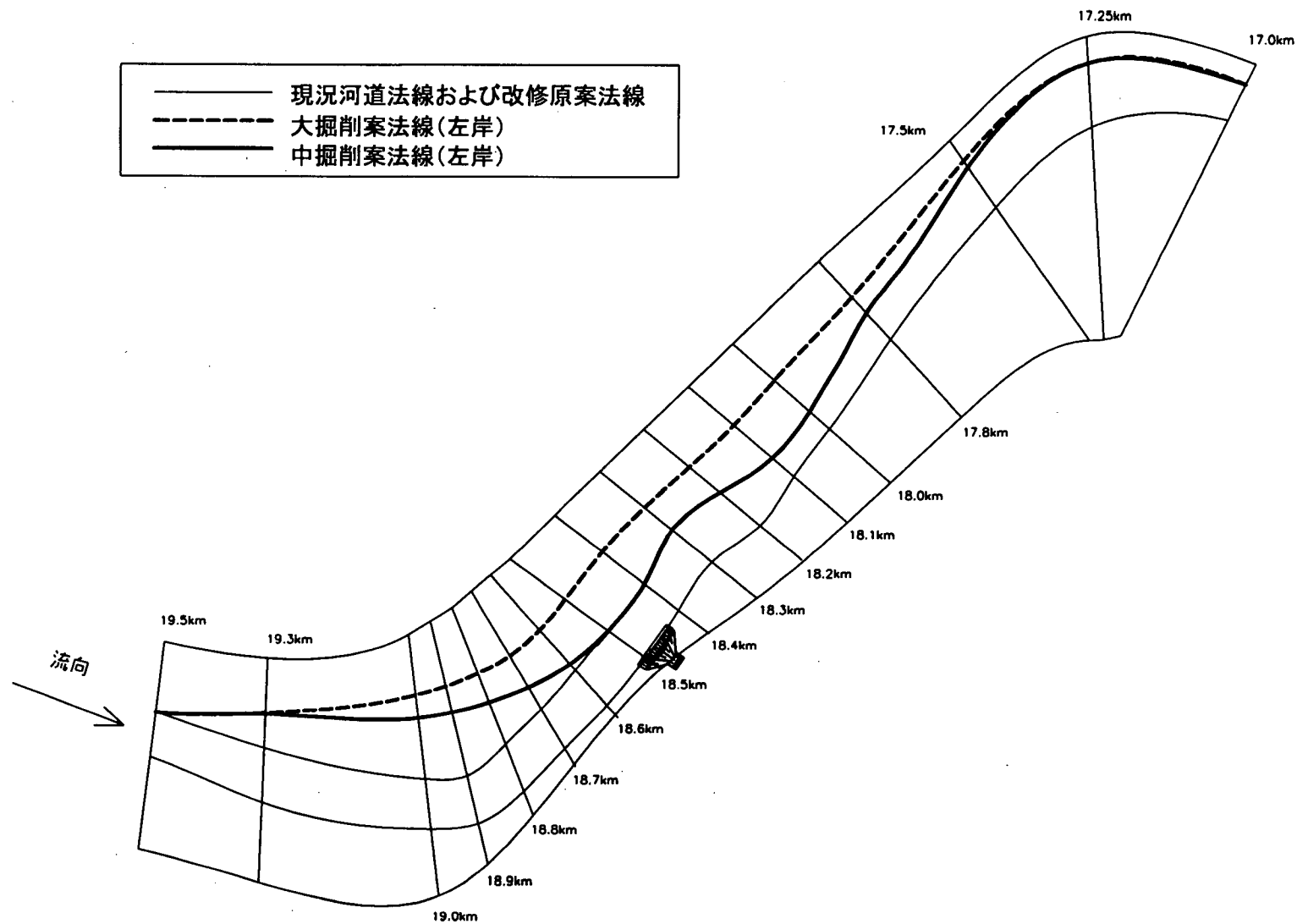
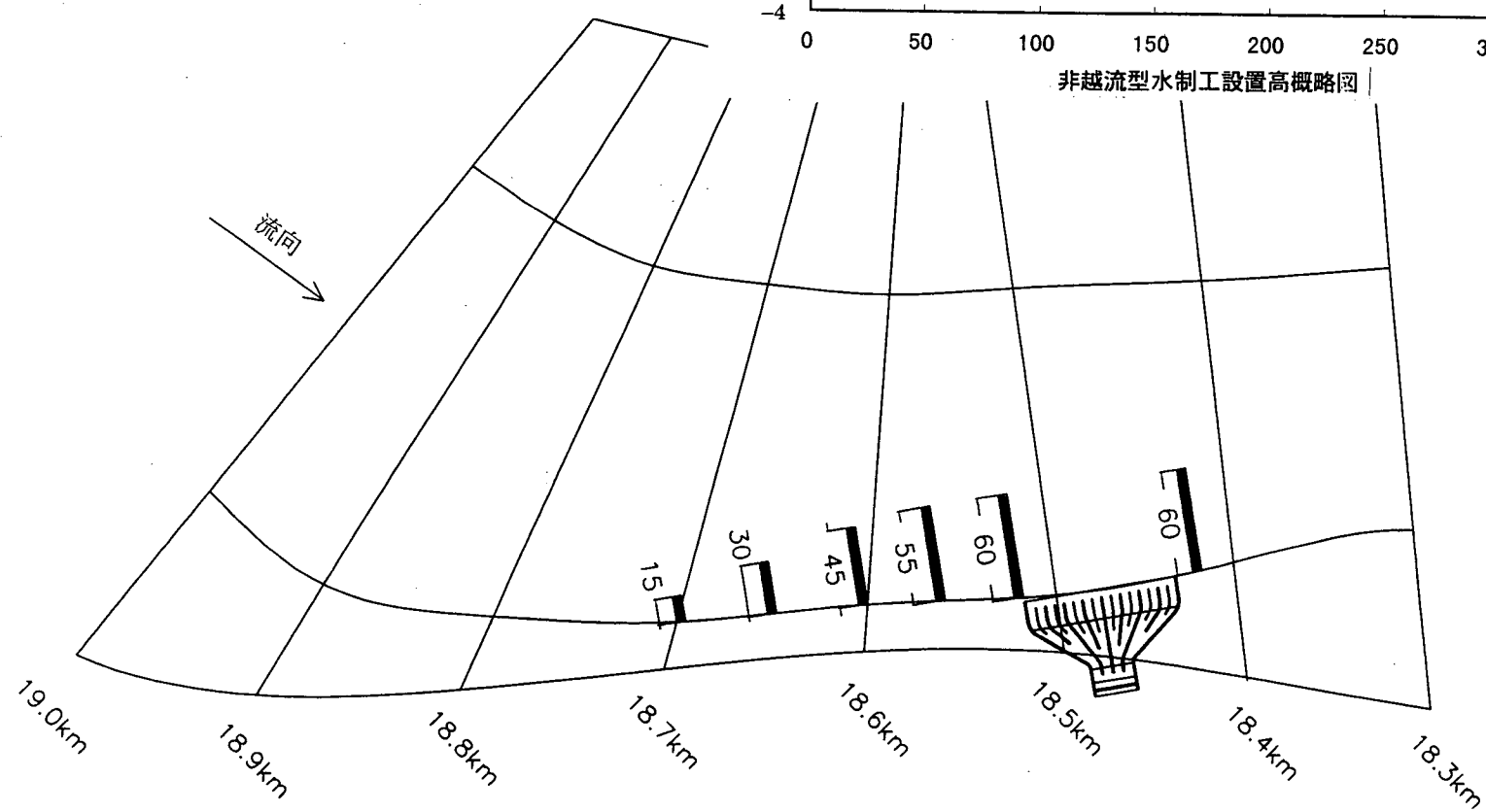
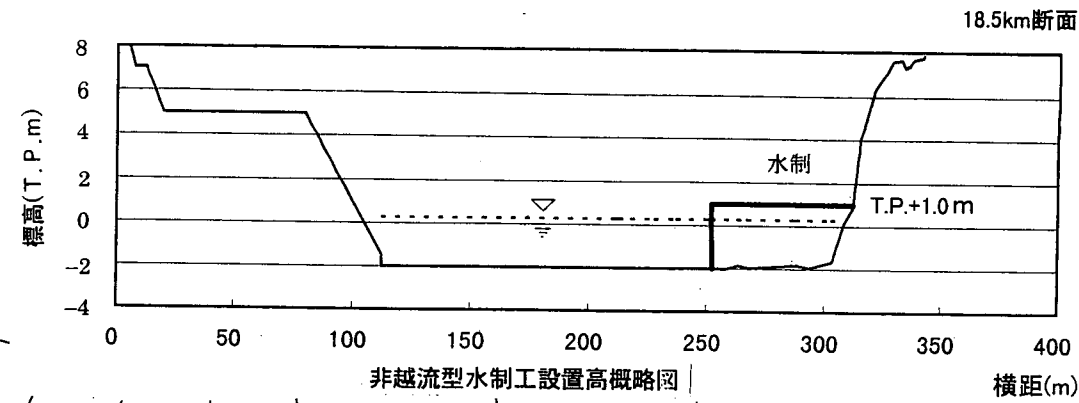
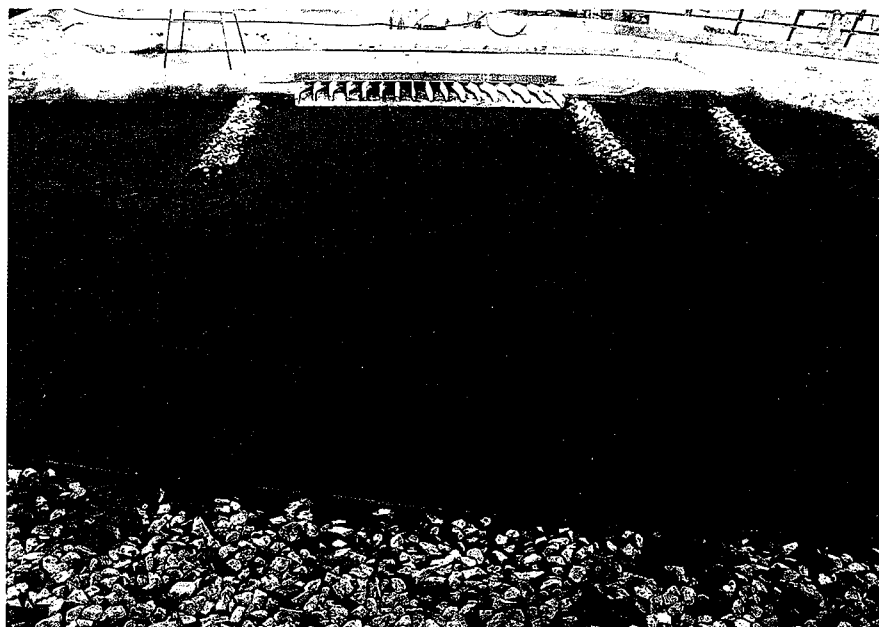


図4.1 低水路法線形比較図（現況河道法線および改修原案法線、大掘削案法線、中掘削案法線）



実験Ⅱ-1
 対策工: 非越流型水制工
 低水路法線形: 大掘削案法線

図4.2 非越流型水制工の配置平面図 (実験Ⅱ-1)



流向

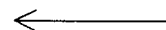
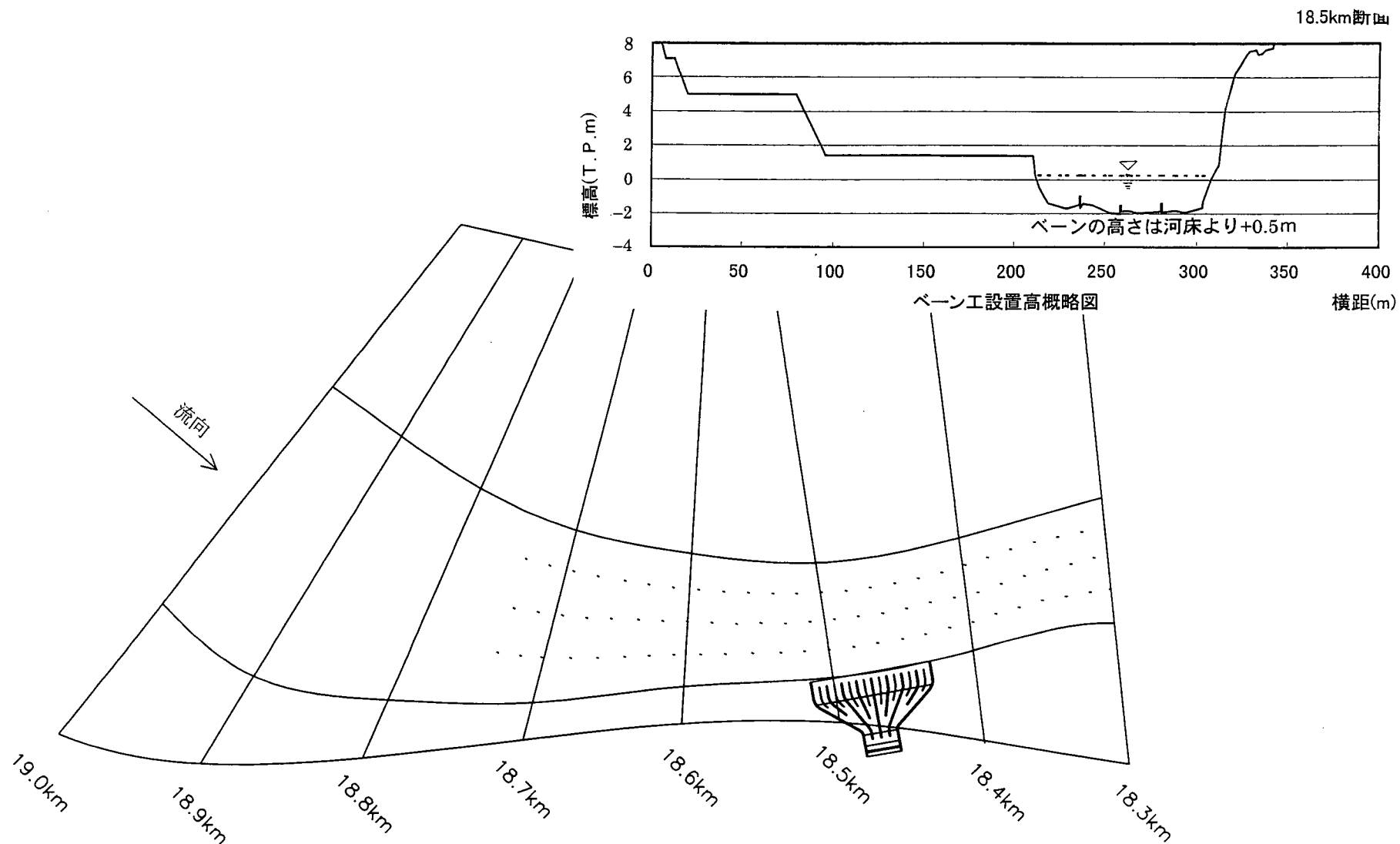


写真4.1 非越流型水制工の配置状況（実験Ⅱ-1）



実験Ⅱ-2
対策工: ベーン工
低水路法線形: 中掘削案法線

図4.3 ベーン工の配置平面図 (実験Ⅱ-2)

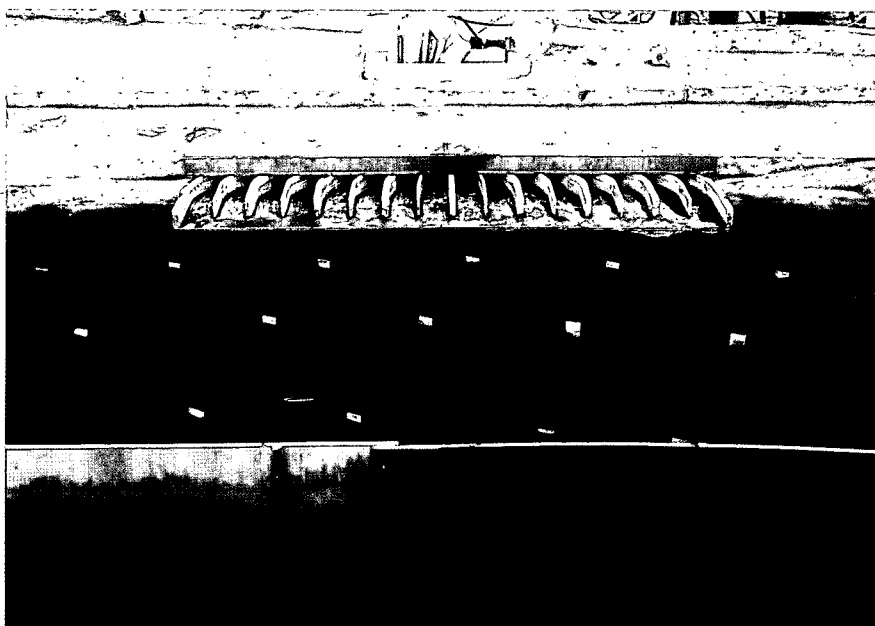
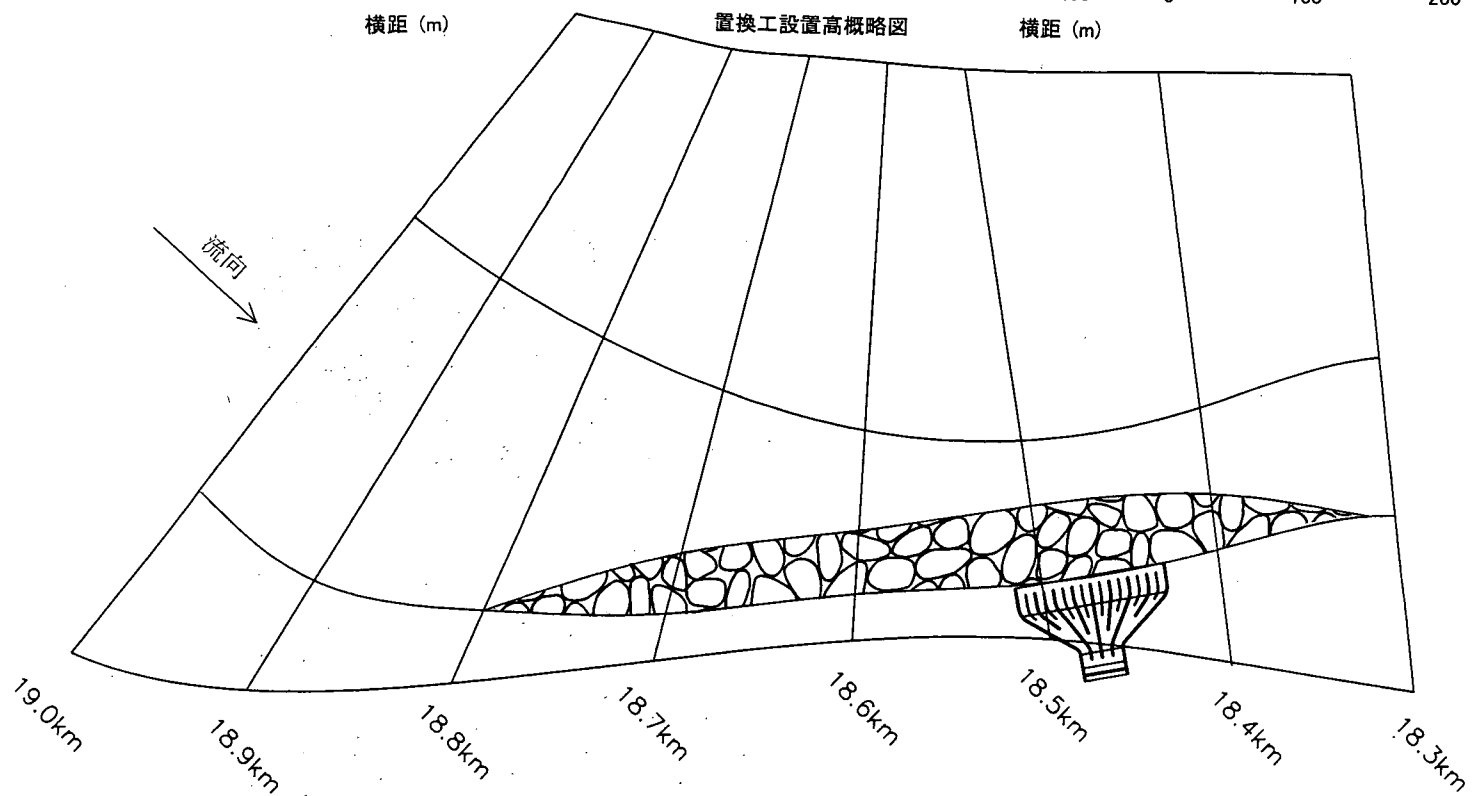
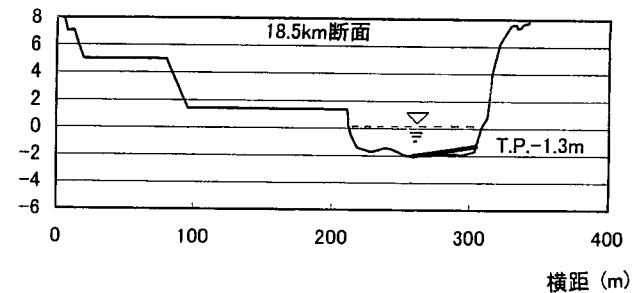
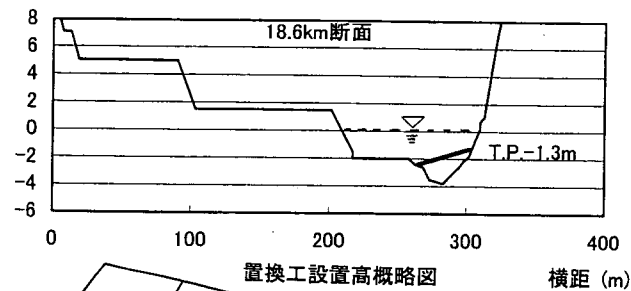
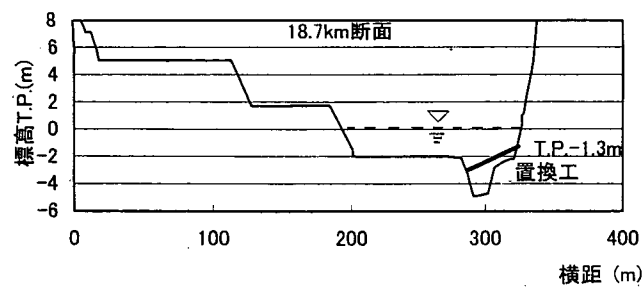


写真4.2 ベーン工の配置状況 (実験Ⅱ-2)



実験Ⅱ-3
対策工:置換工
低水路法線形:中掘削案法線

図4.4 置換工の配置平面図 (実験Ⅱ-3)

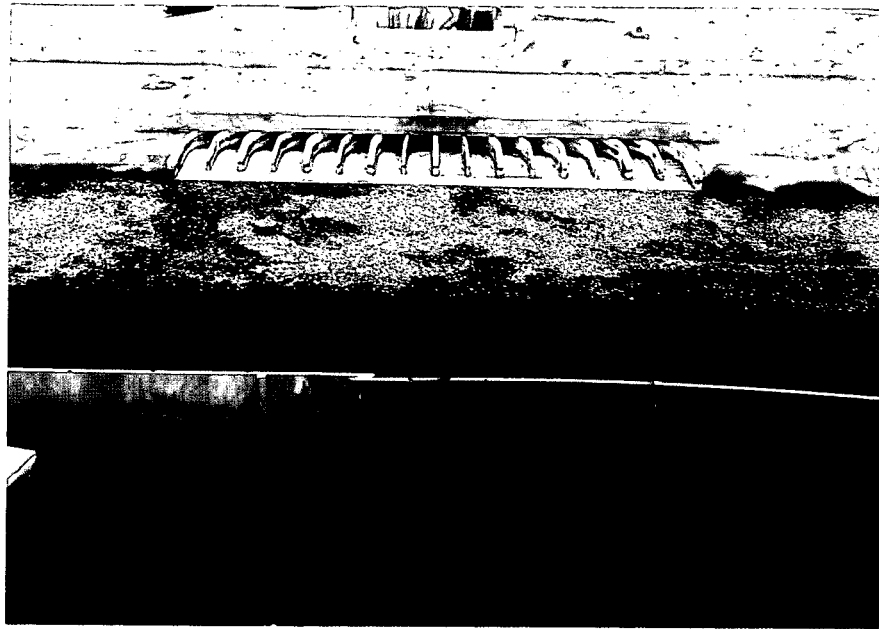


写真4.3 置換工の配置状況 (実験Ⅱ-3)

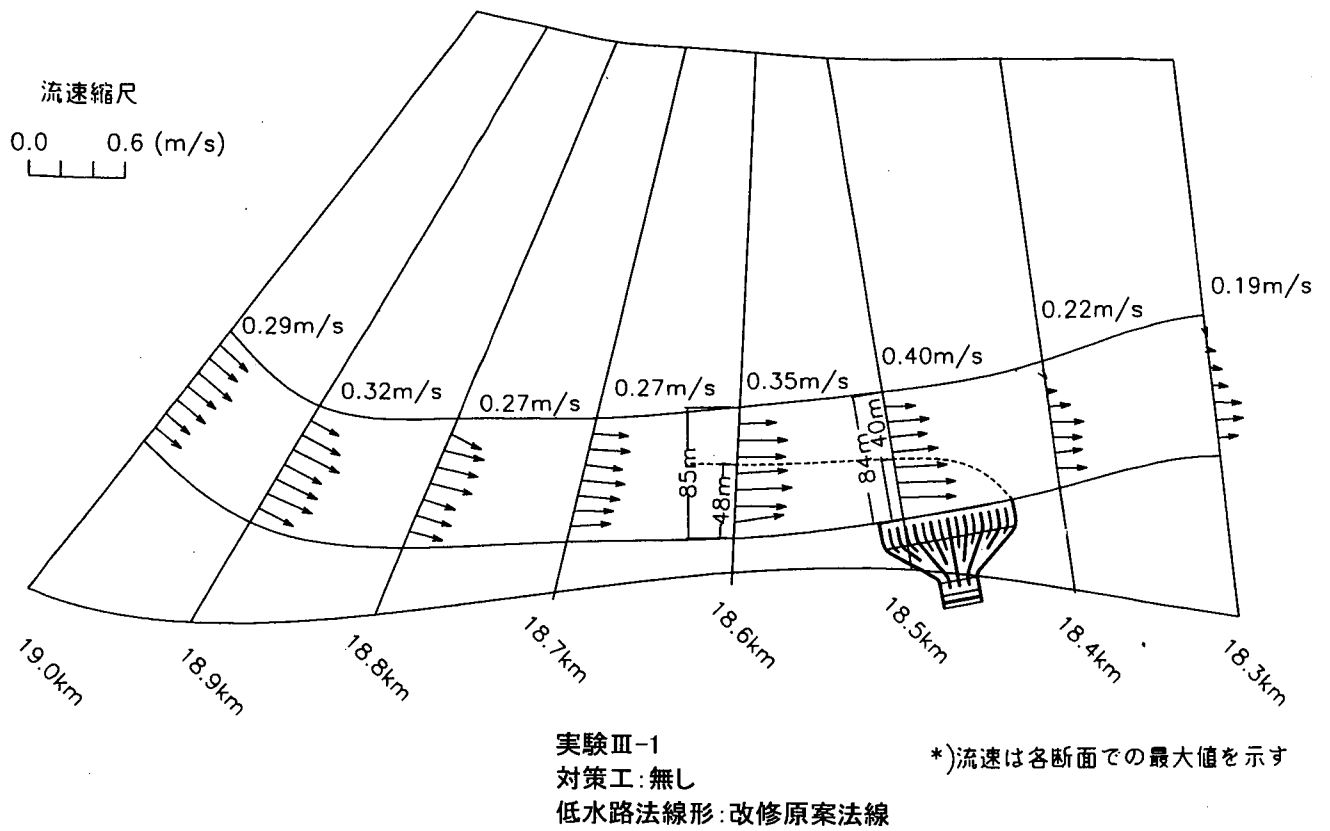


図4.5 改修原案法線での表面流速ベクトル図 (実験Ⅲ-1)

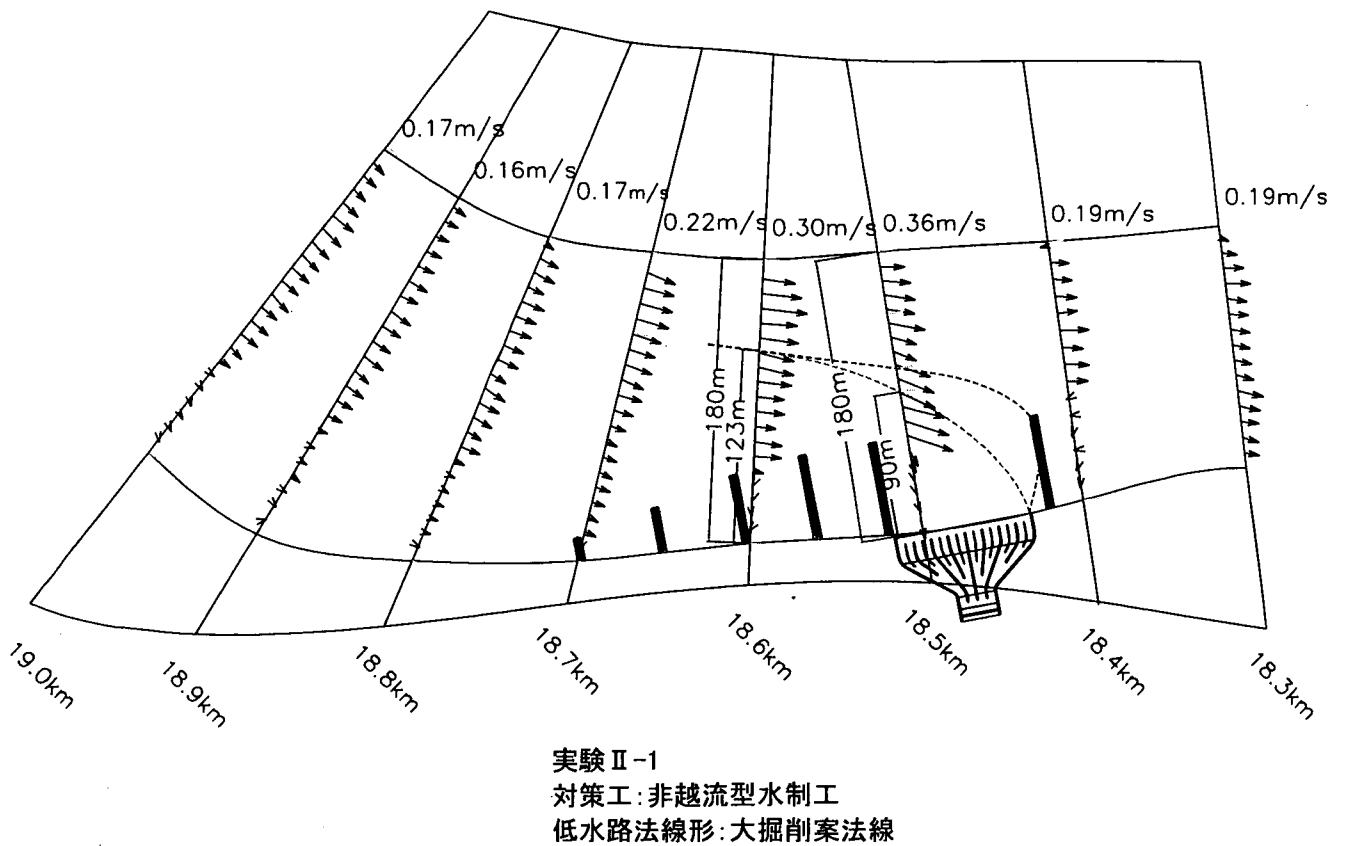


図4.6 非越流型水制工を設置した大掘削案法線での表面流速ベクトル図 (実験Ⅱ-1)

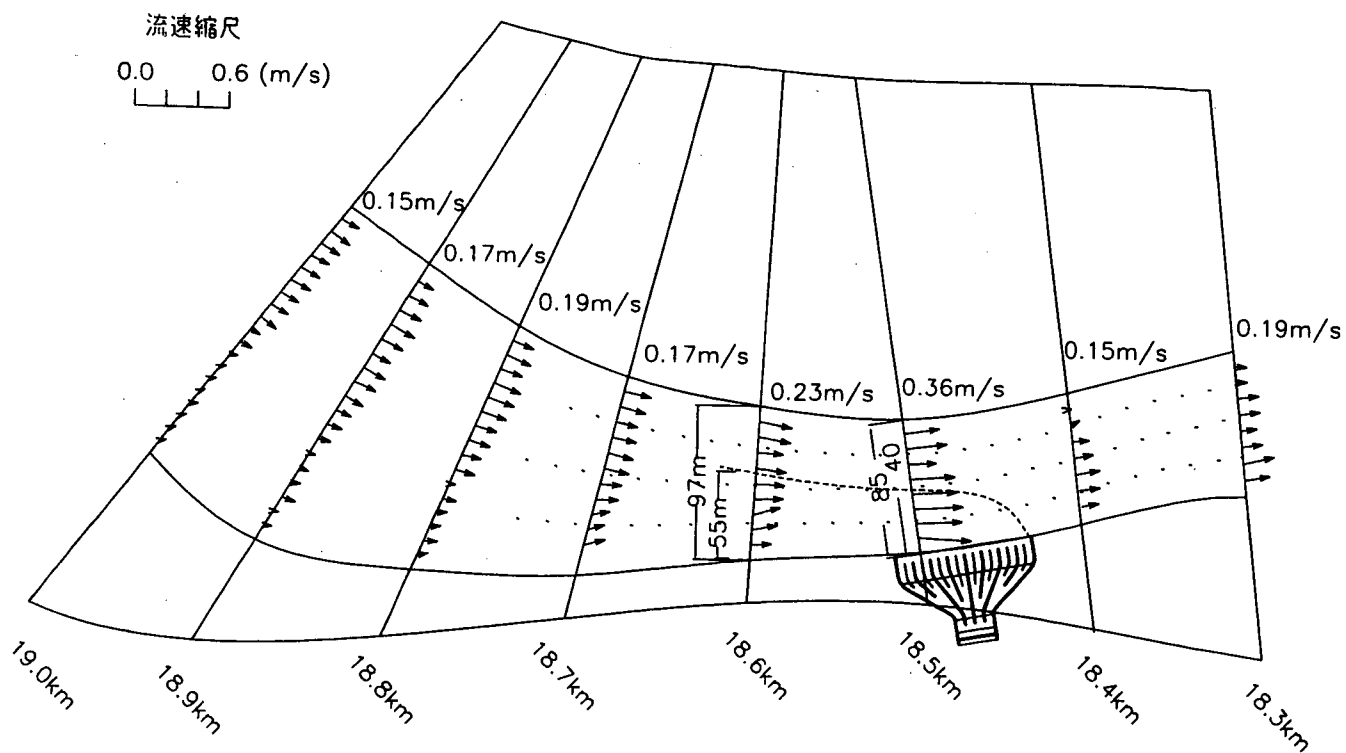


図4.7 ベーン工を設置した中掘削案法線での表面流速ベクトル図 (実験Ⅱ-2)

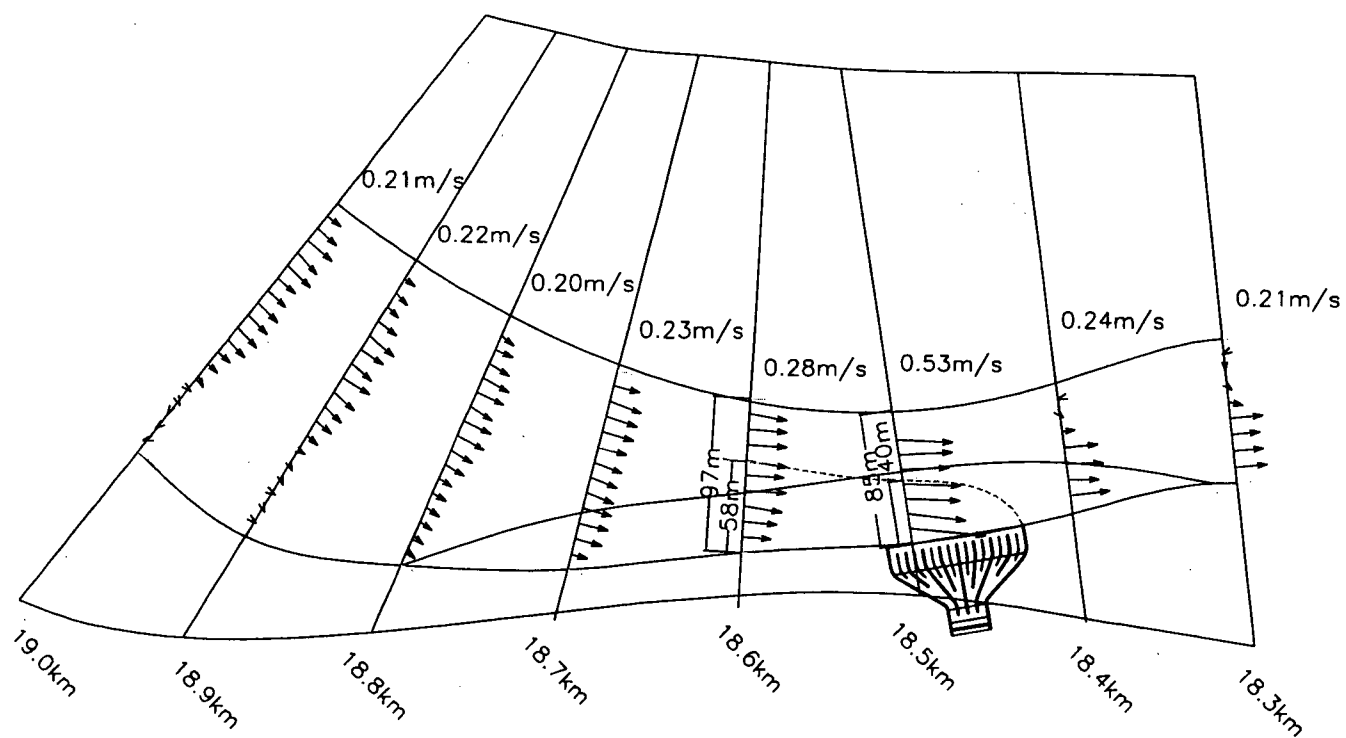


図4.8 置換工を設置した中掘削案法線での表面流速ベクトル図 (実験Ⅱ-3)

- 改修原案法線
(18.1~18.5kmは実験Ⅲ-1のみ対応し、これ以降の改修原案法線と異なる)
- - - 中掘削案法線1(左岸のみ)
- - - 中掘削案法線2
- 中掘削案法線3(最適案法線)

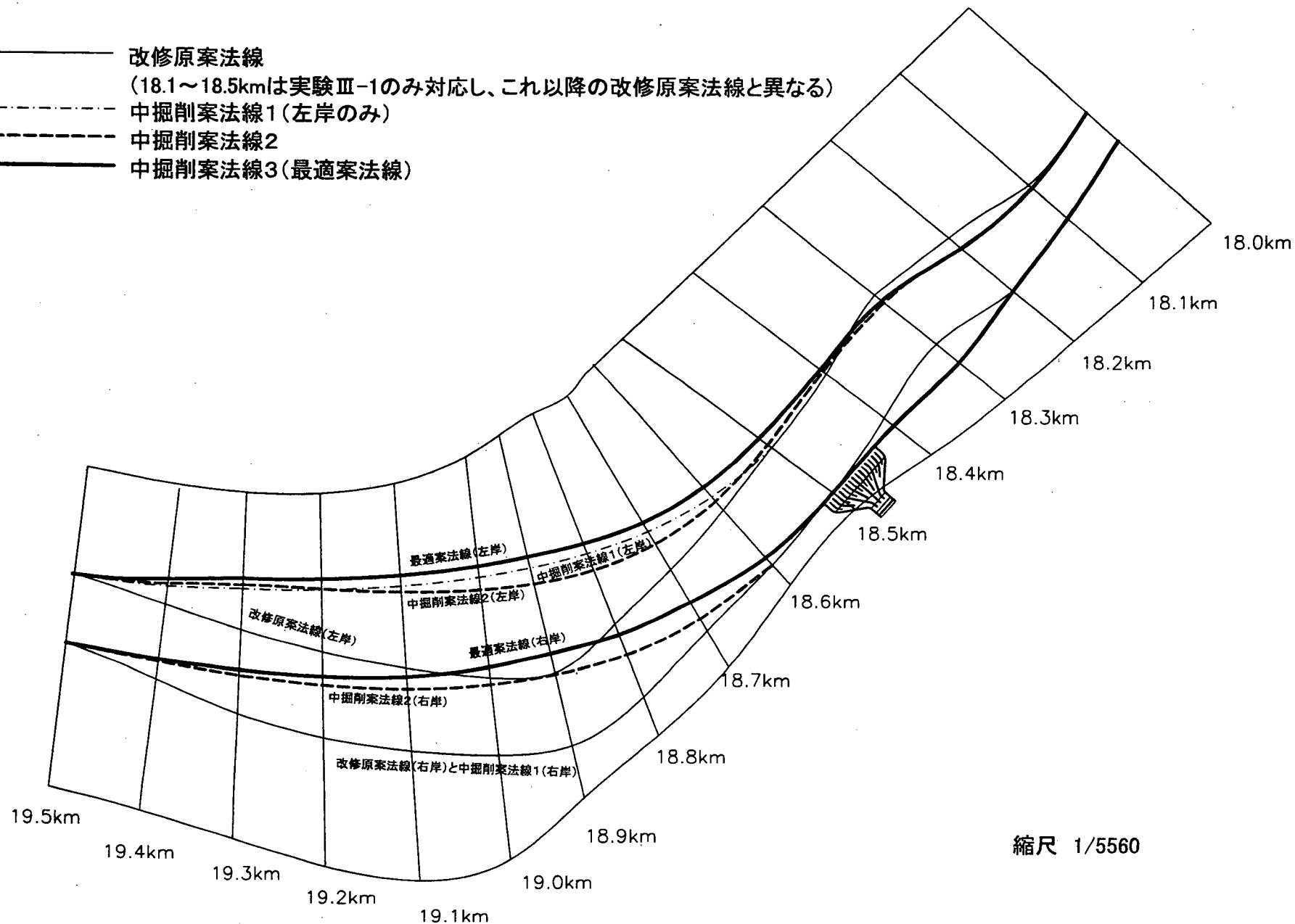


図4.9 低水路法線形の比較図(改修原案法線、中掘削案法線1・2、最適案法線)

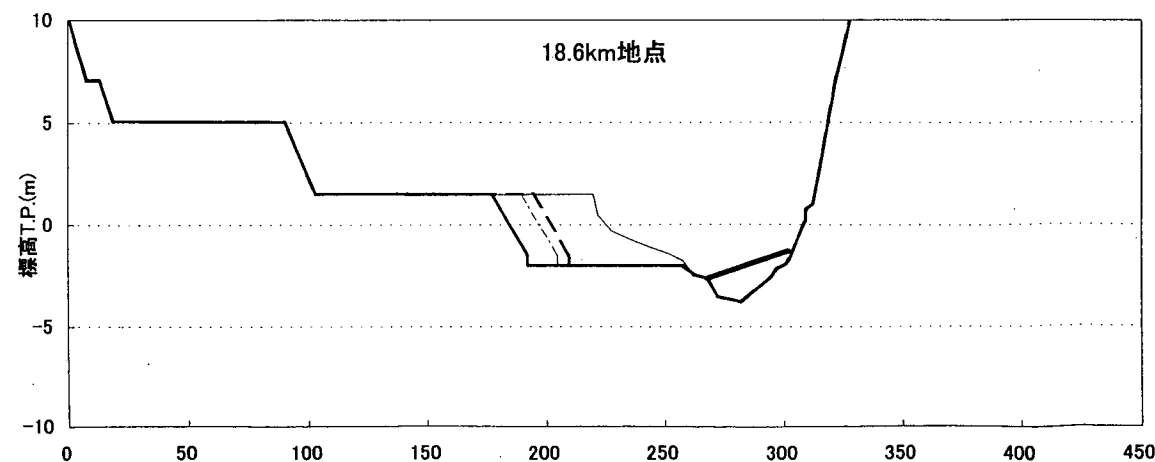
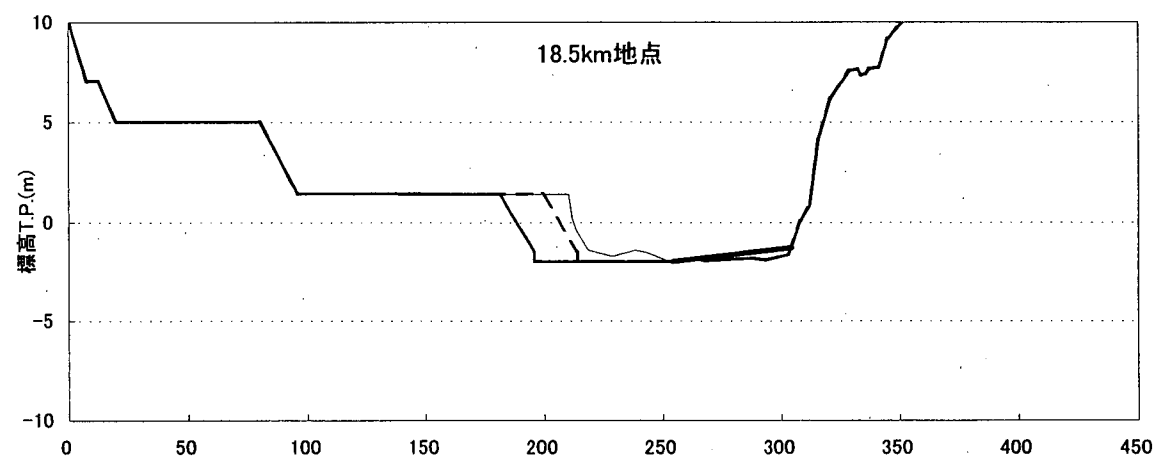
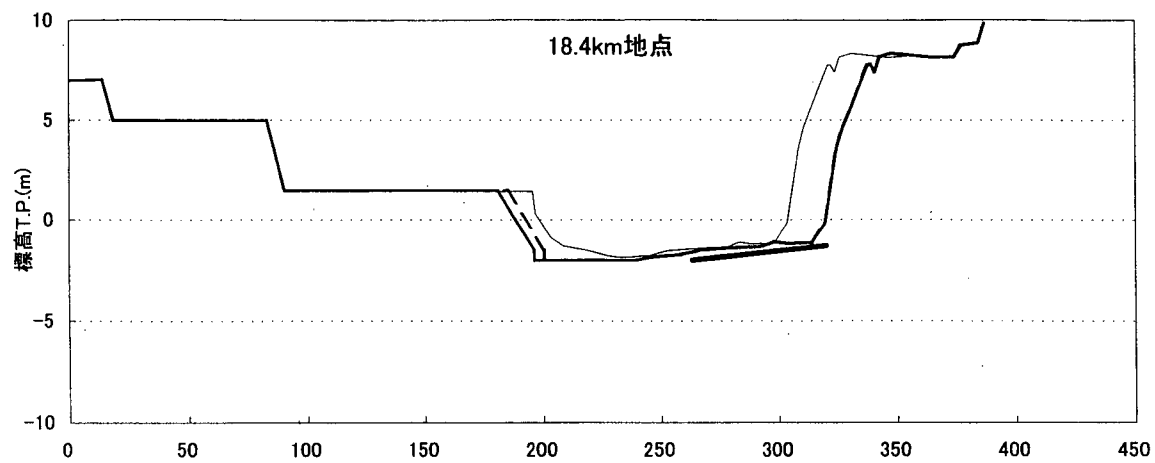
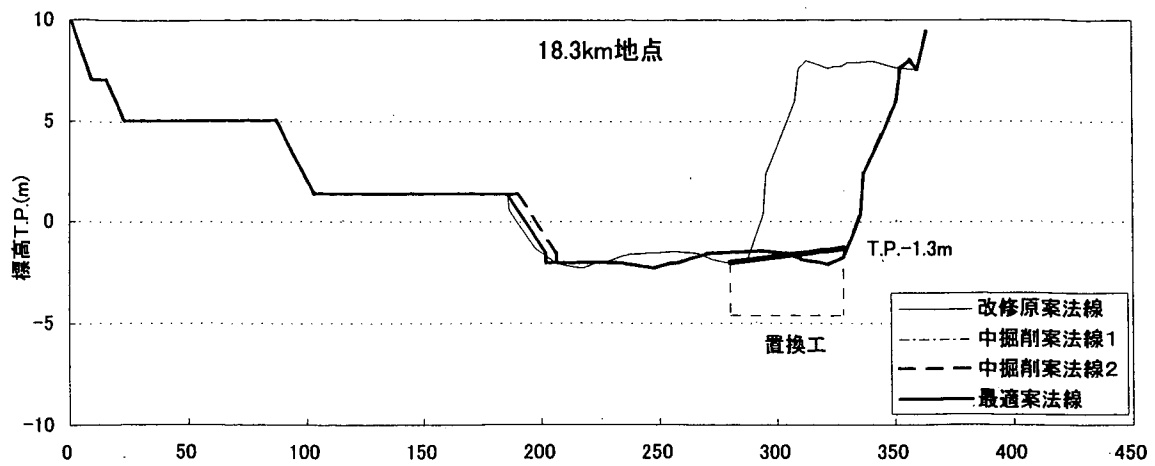
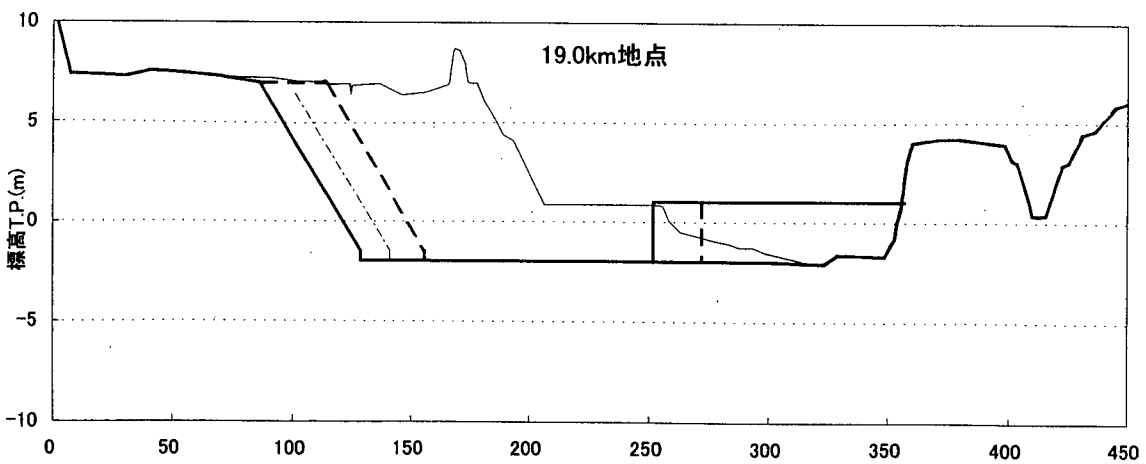
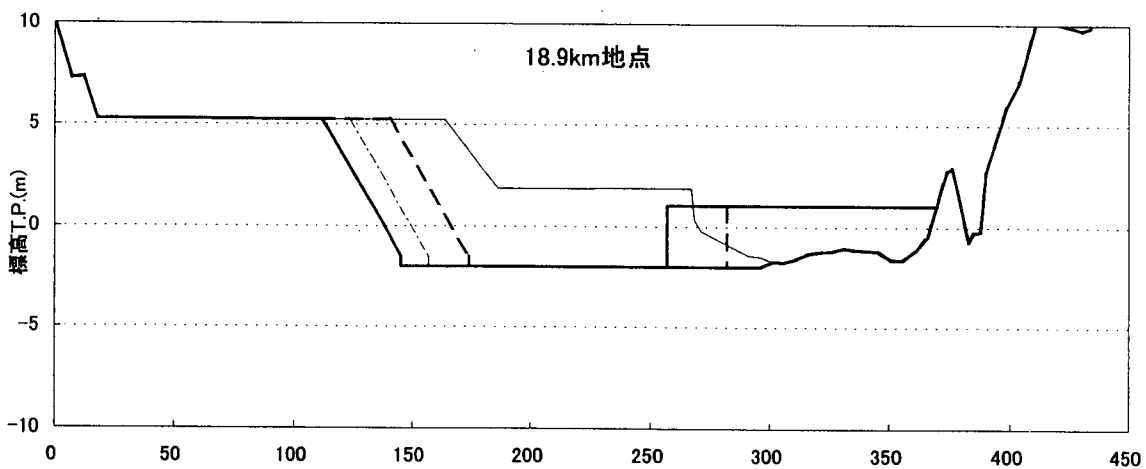
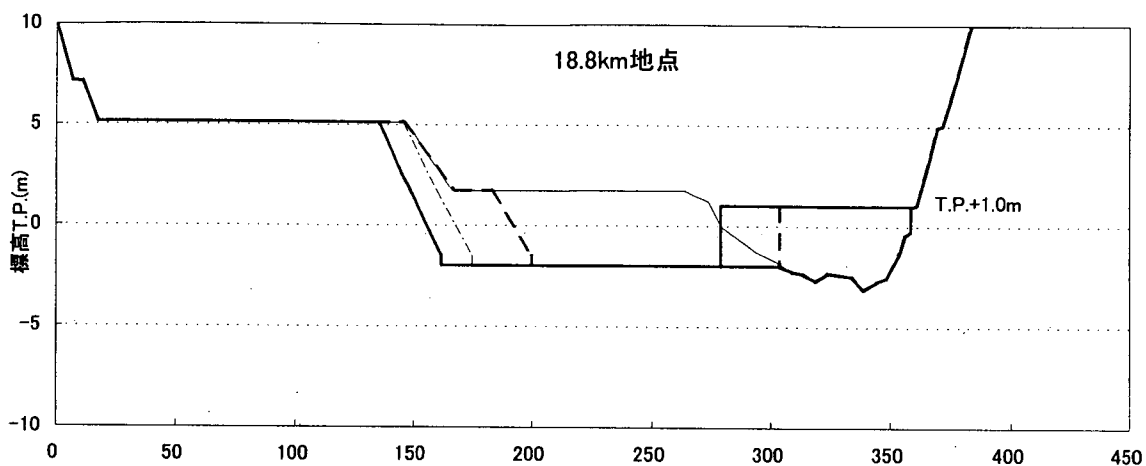
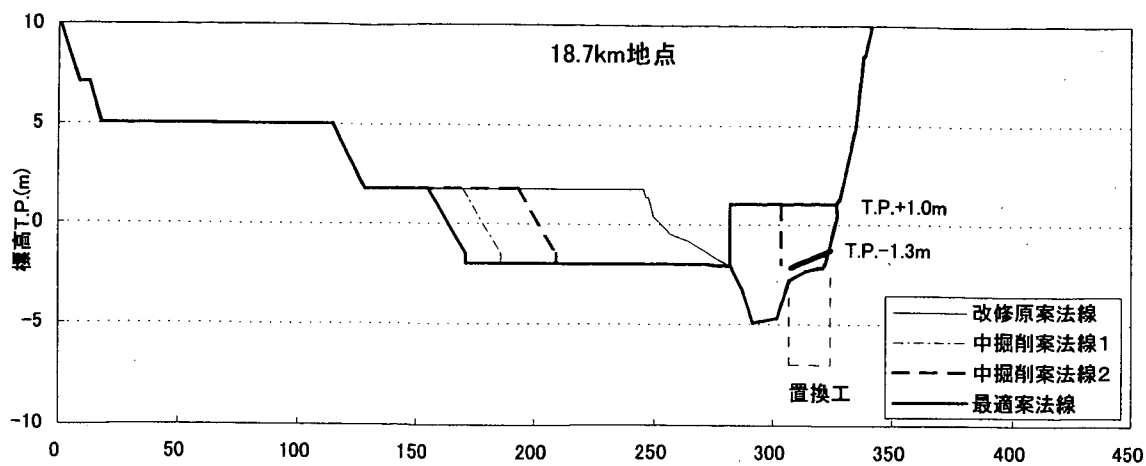
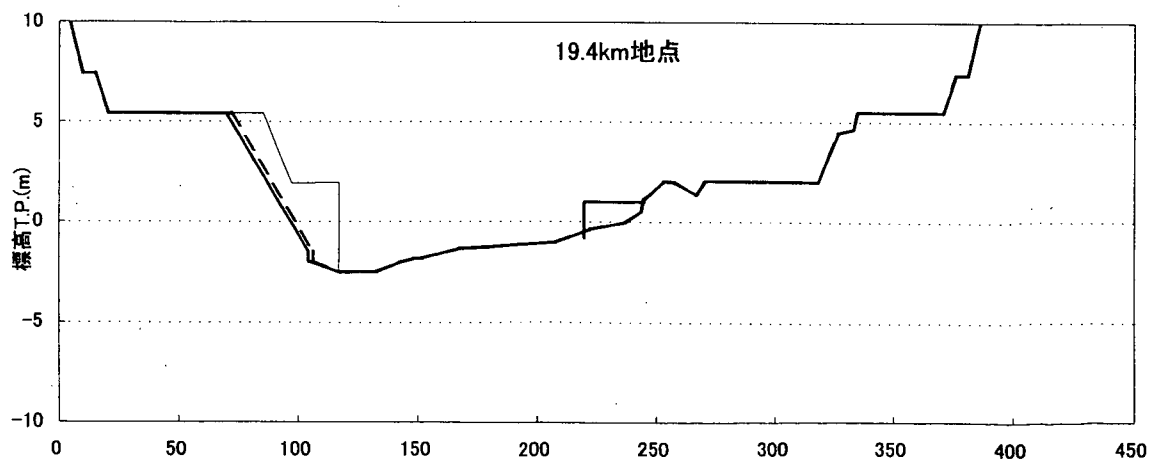
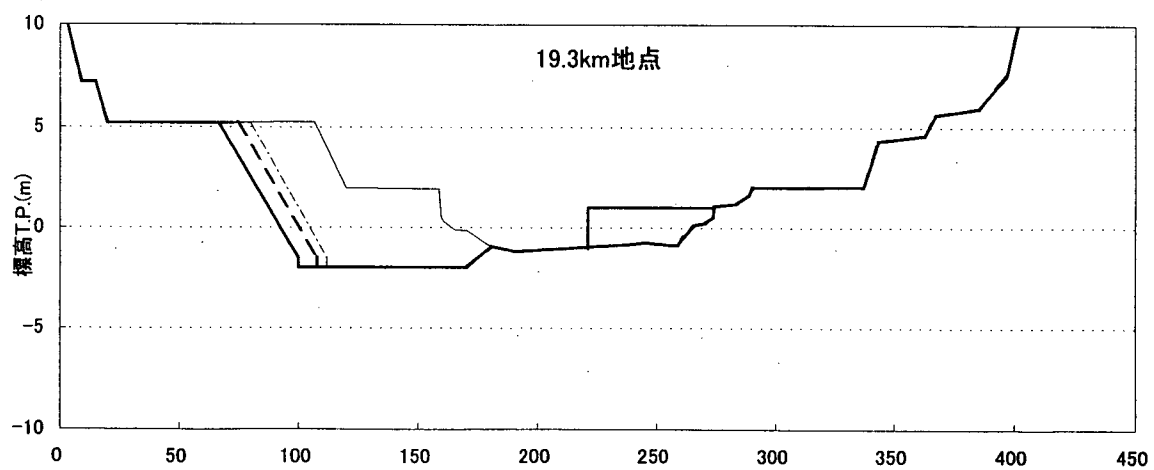
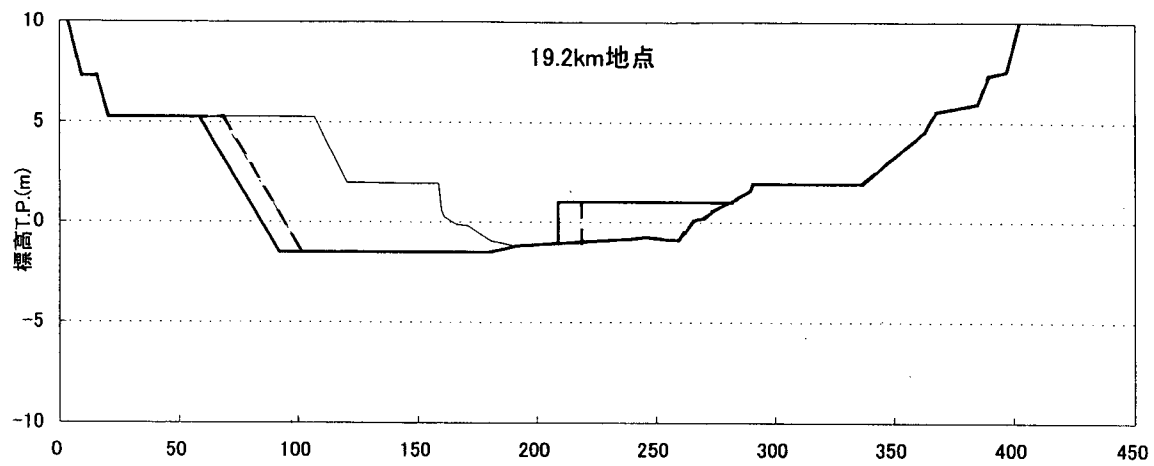
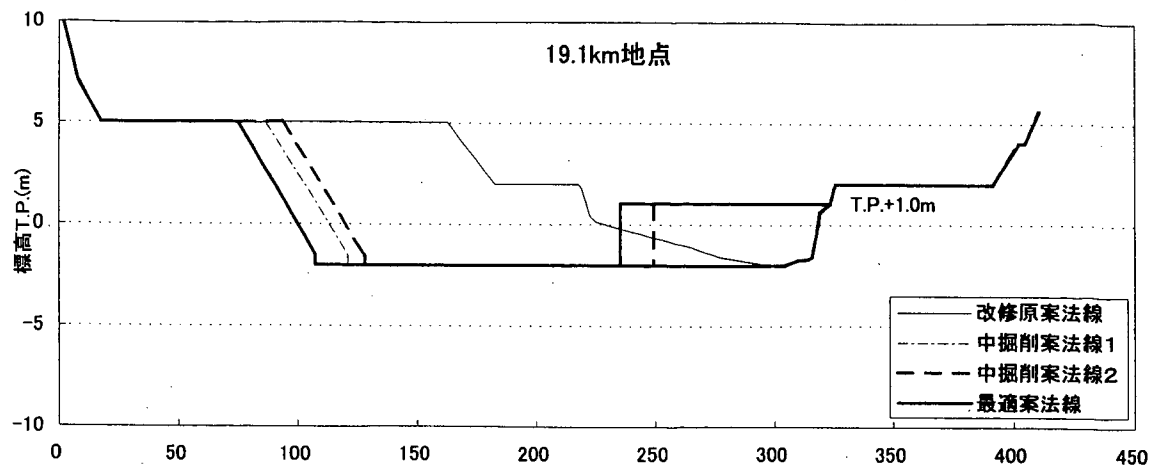
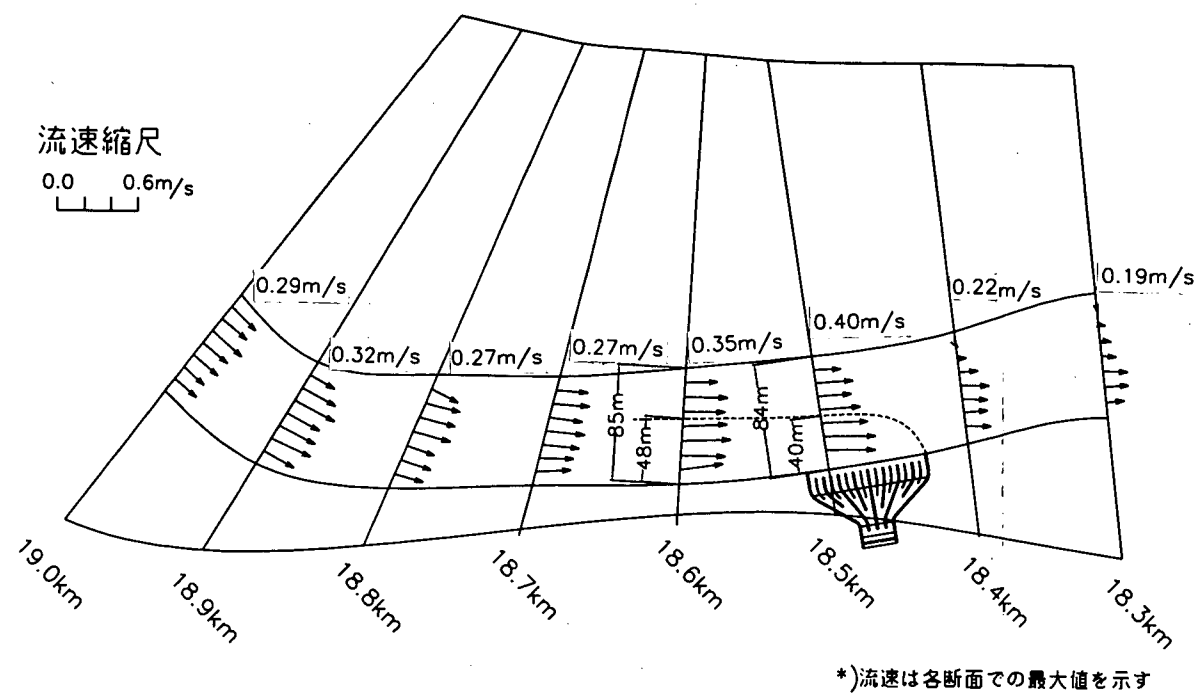


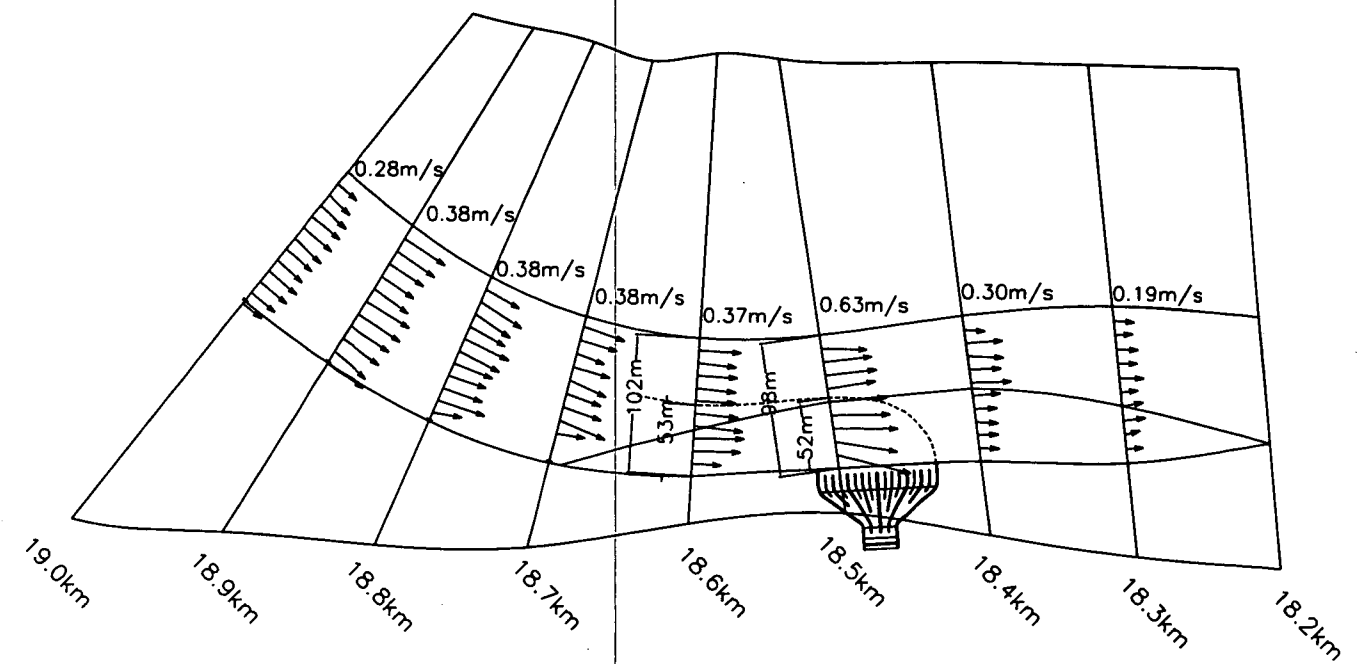
図4.10 各法線形の河床横断および置換工位置図



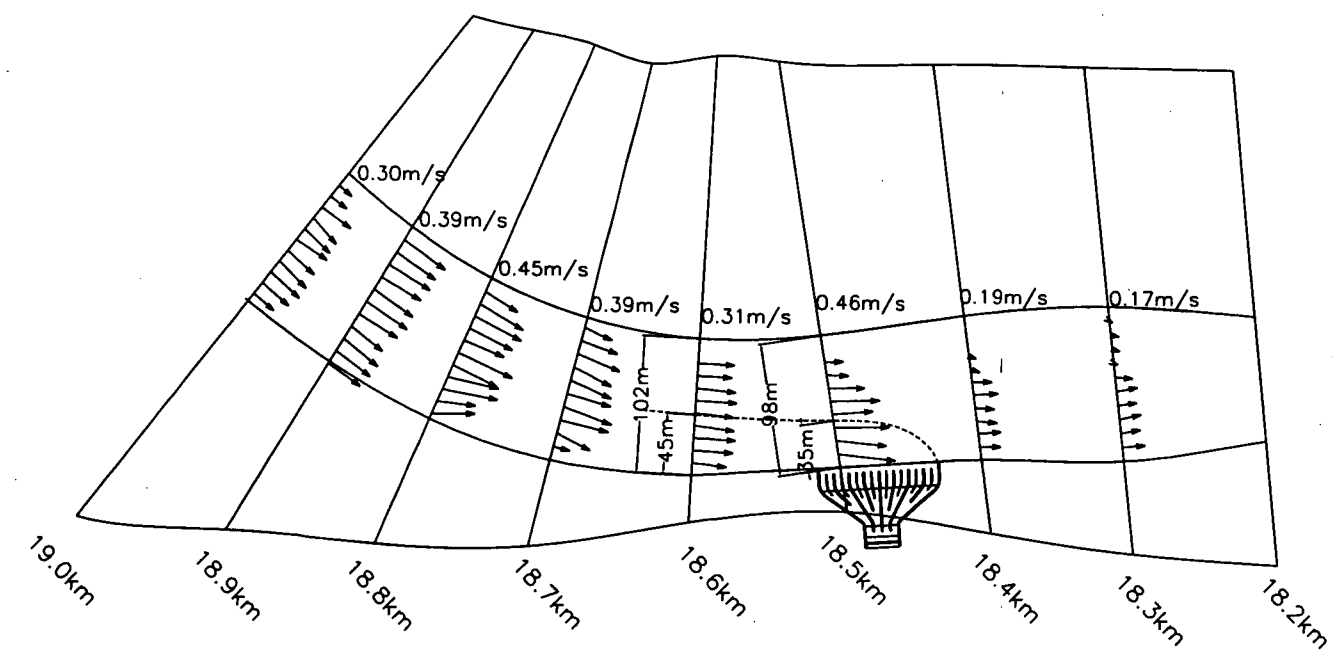




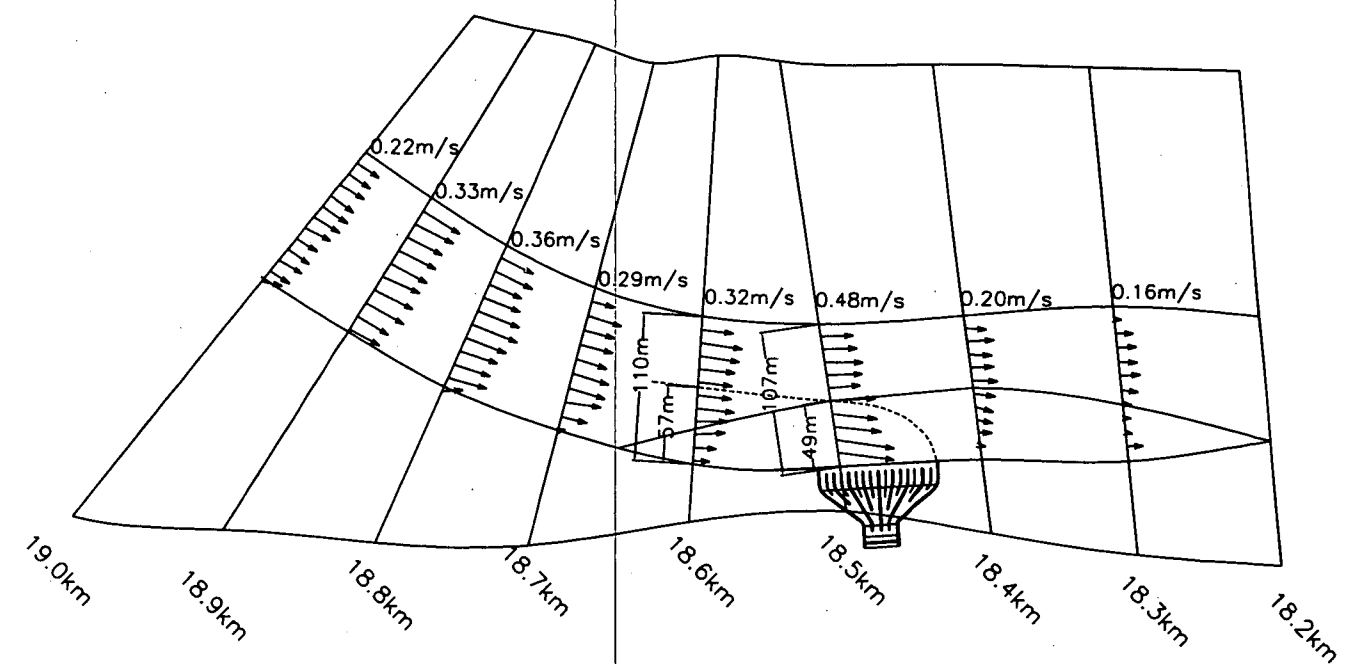
実験Ⅲ-1
対策工:無し
低水路法線形:改修原案法線



実験Ⅲ-3-2
対策工:置換工
低水路法線形:中掘削案法線2

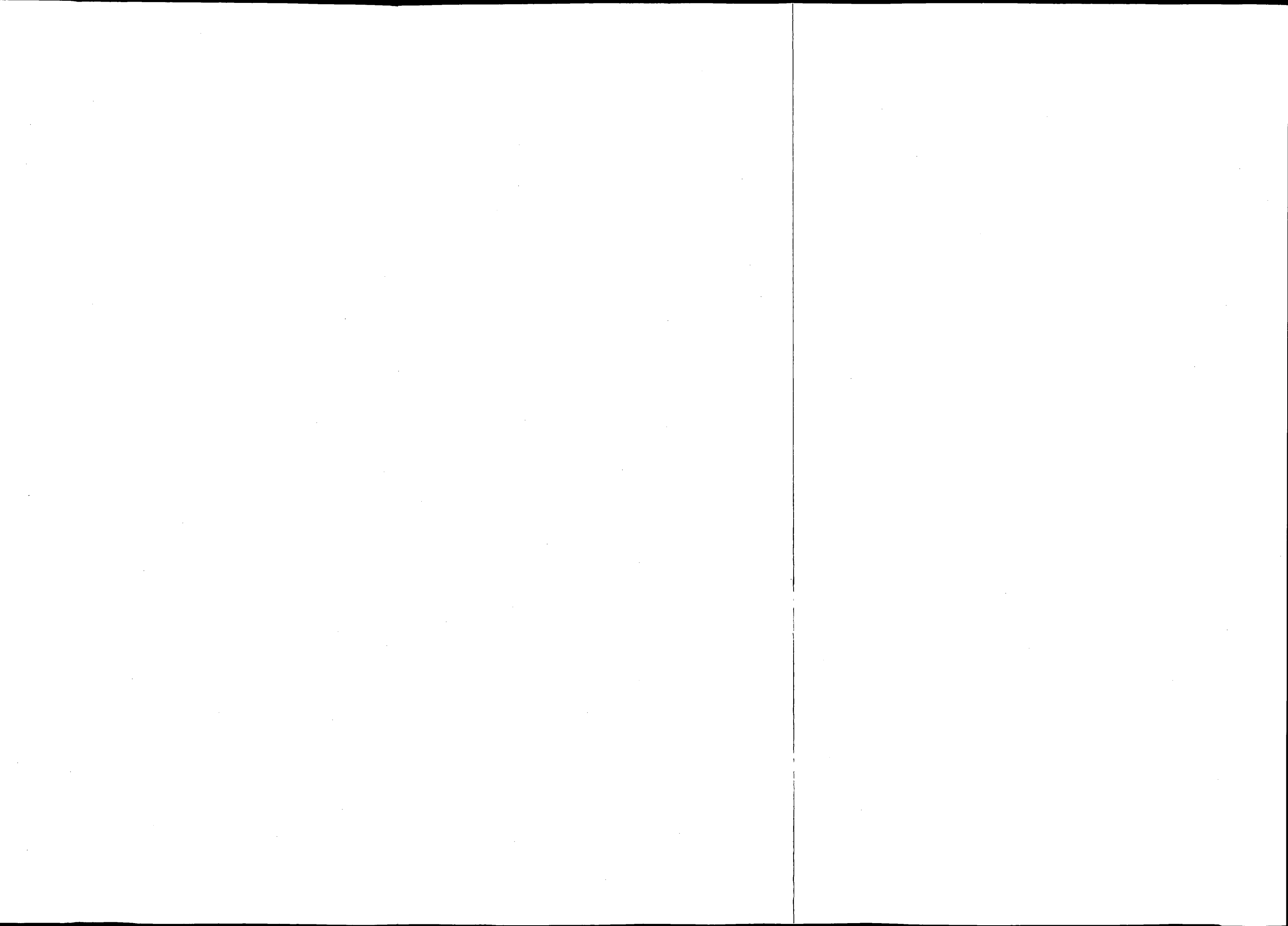


実験Ⅲ-3-1
対策工:無し
低水路法線形:中掘削案法線2



実験ケースⅢ-4-1
対策工:置換工
低水路法線形:最適案法線

図4.11 低水路法線形の違いによる表面流速ベクトル比較図 (実験Ⅲ-1、Ⅲ-3-1、Ⅲ-3-2、Ⅲ-4-1)



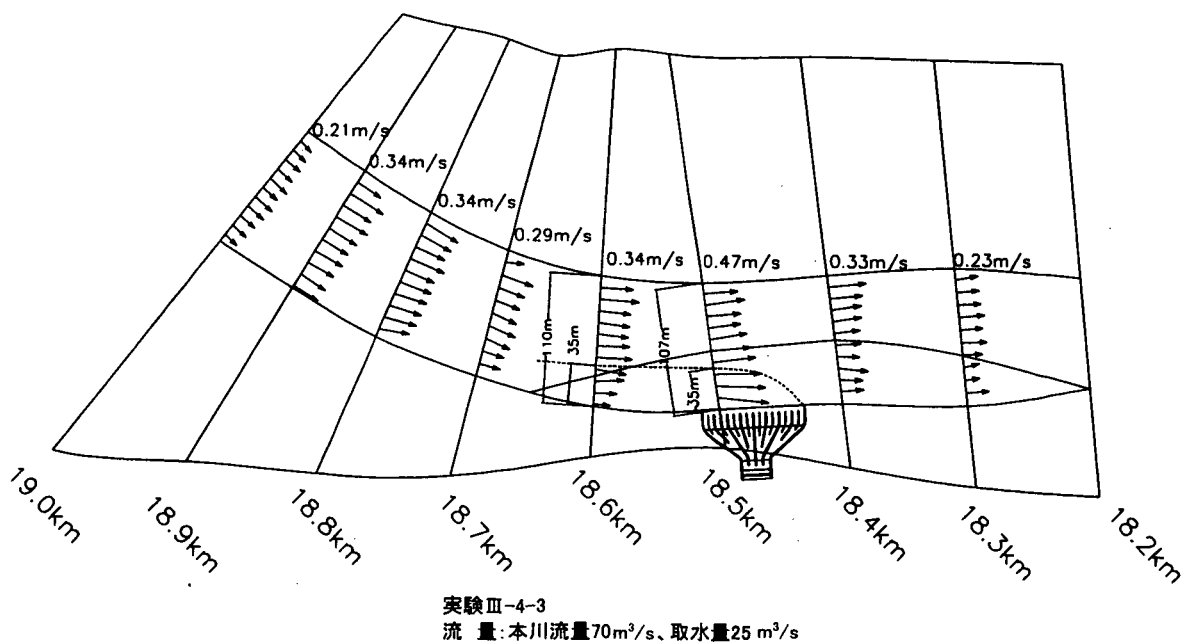
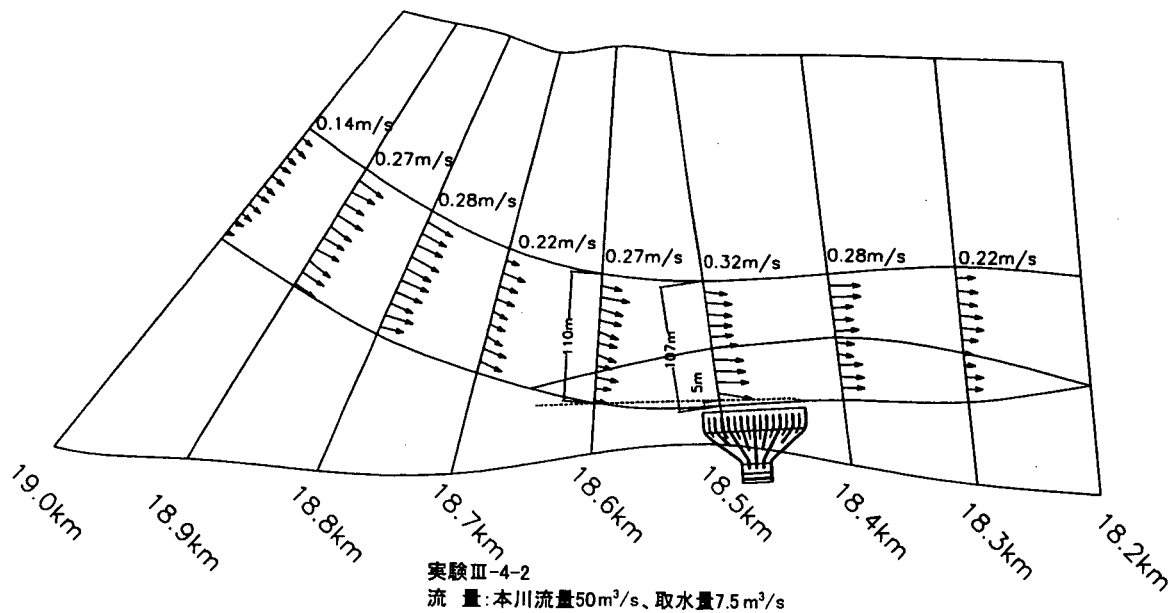
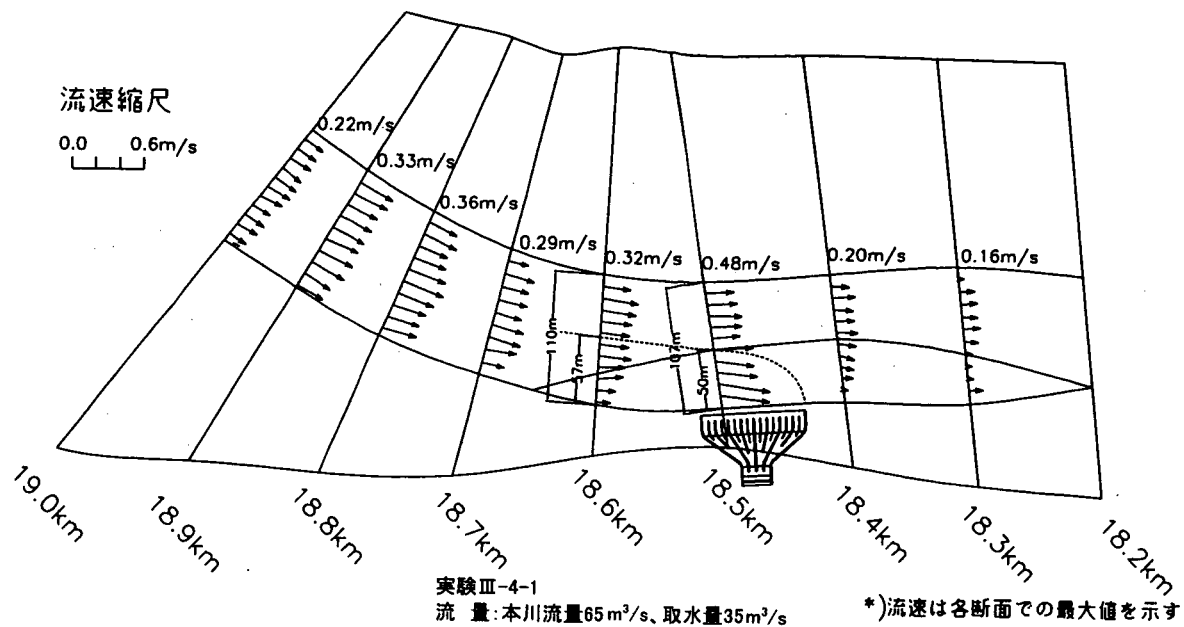


図4.12 流量の相違による表面流速ベクトル比較図 (実験Ⅲ-4-1、Ⅲ-4-2、Ⅲ-4-3)

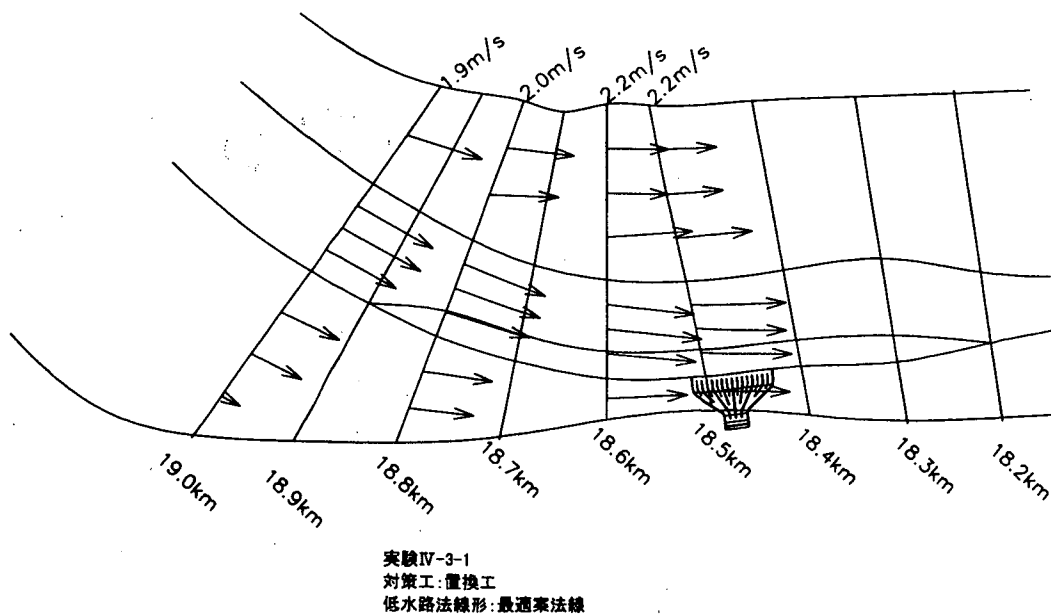
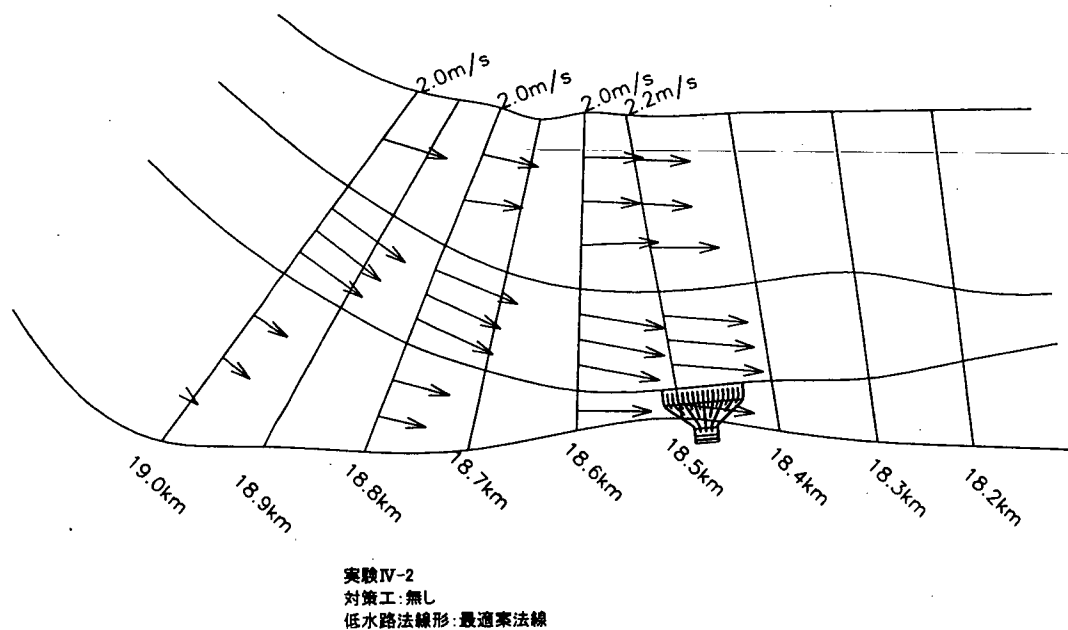
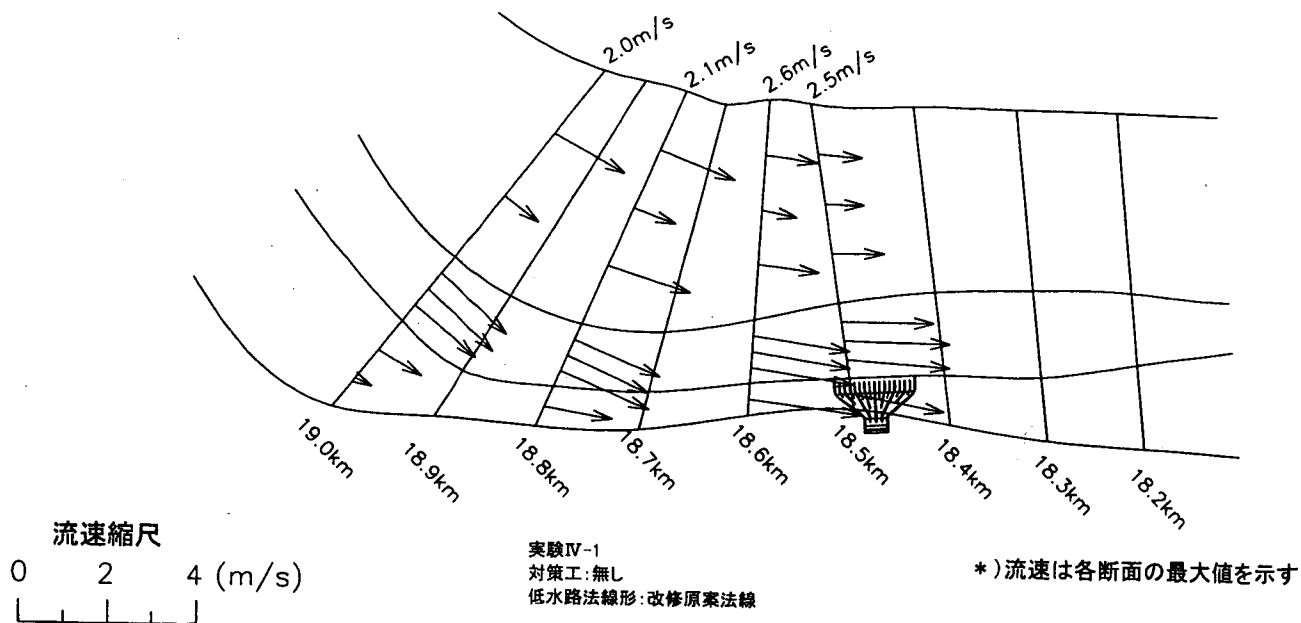


図4.13 洪水時の表面流速ベクトル比較図 (実験IV-1、IV-2、IV-3)

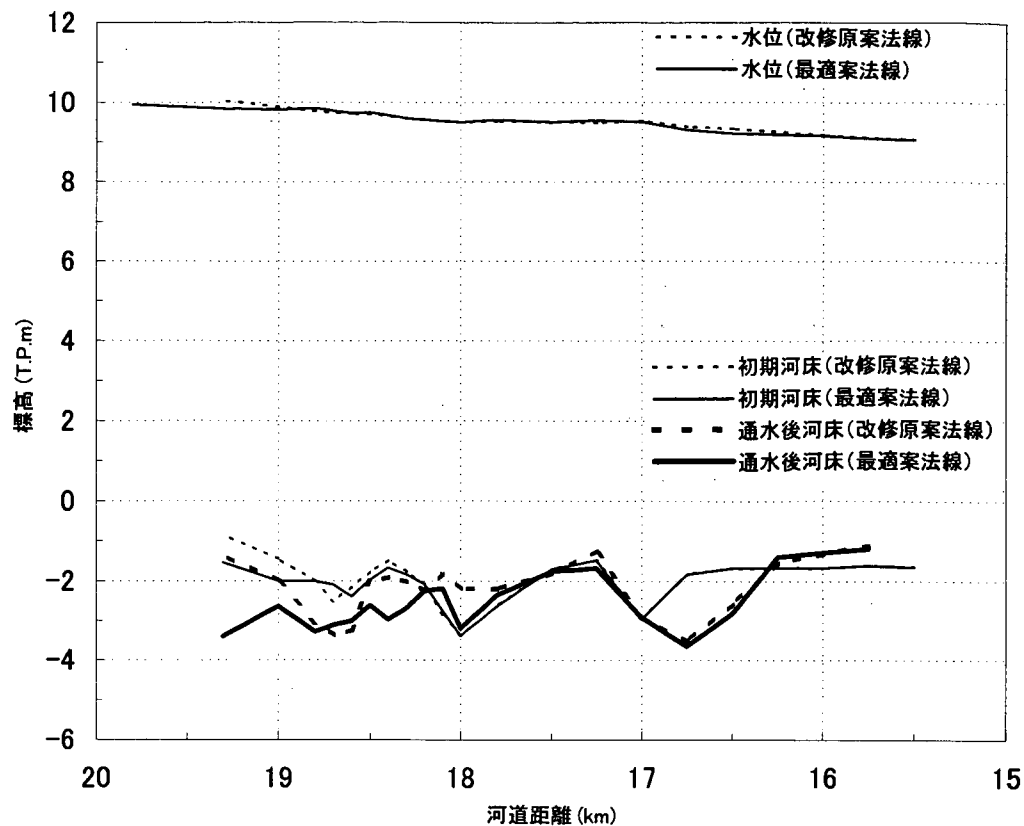


図4.14 水位および平均河床高の縦断状況比較図（実験IV-1、IV-2）

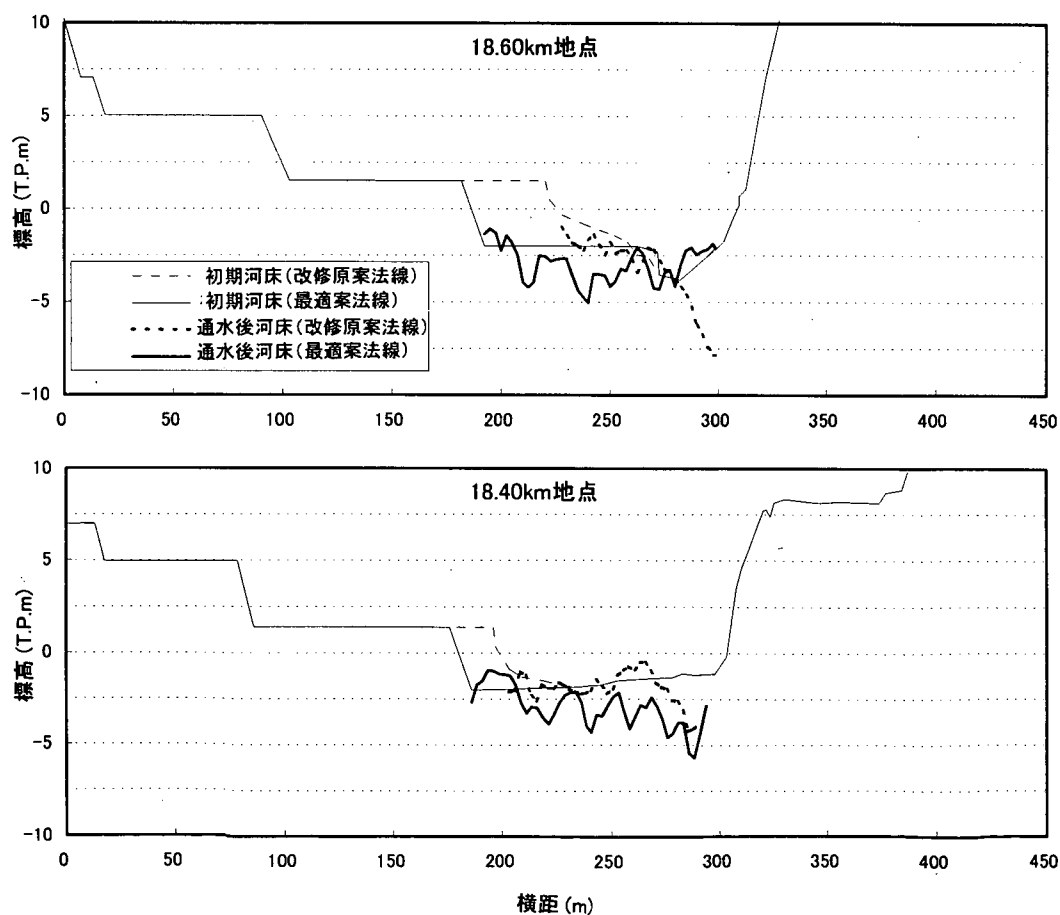
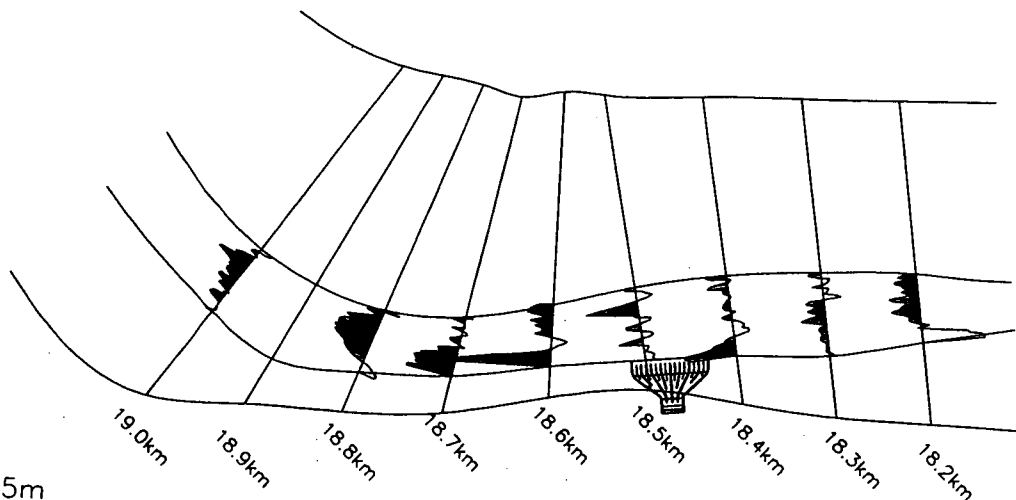
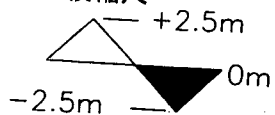
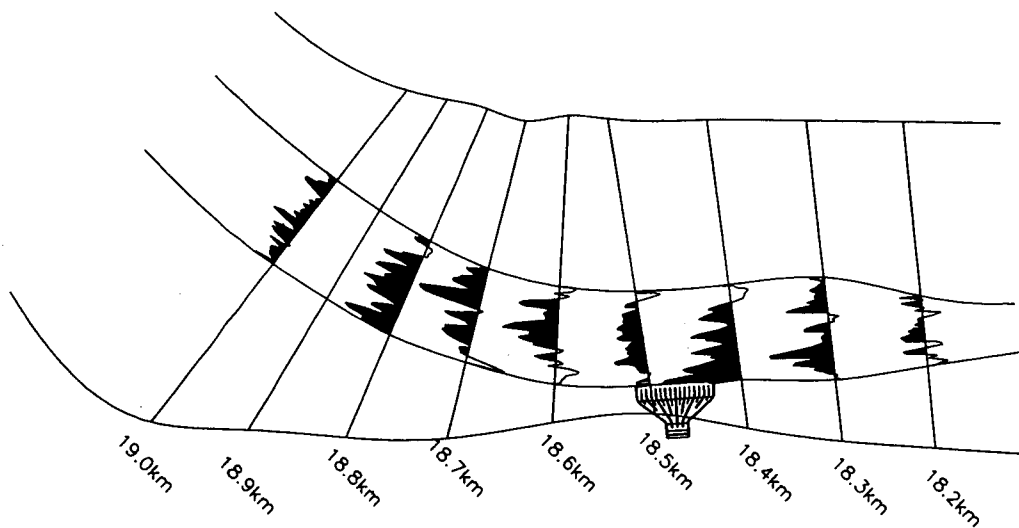


図4.15 改修原案法線と最適案法線での河床横断形状比較図（実験IV-1、IV-2）

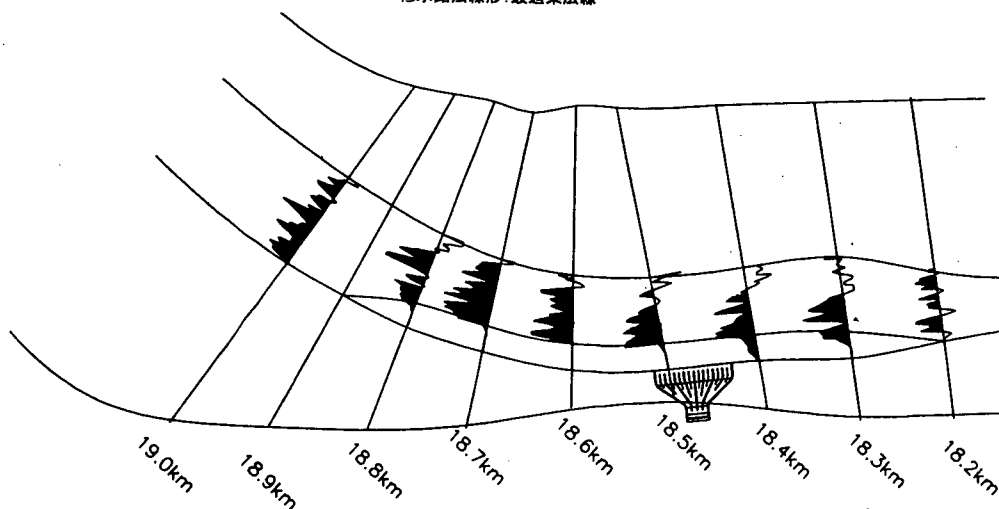
洗掘・堆積縮尺



実験IV-1
対策工:無し
低水路法線形:改修原案法線



実験IV-2
対策工:無し
低水路法線形:最適案法線



実験IV-3-1
対策工:置換工
低水路法線形:最適案法線

図4.16 洪水時の洗掘堆積平面比較図 (実験IV-1、IV-2、IV-3)

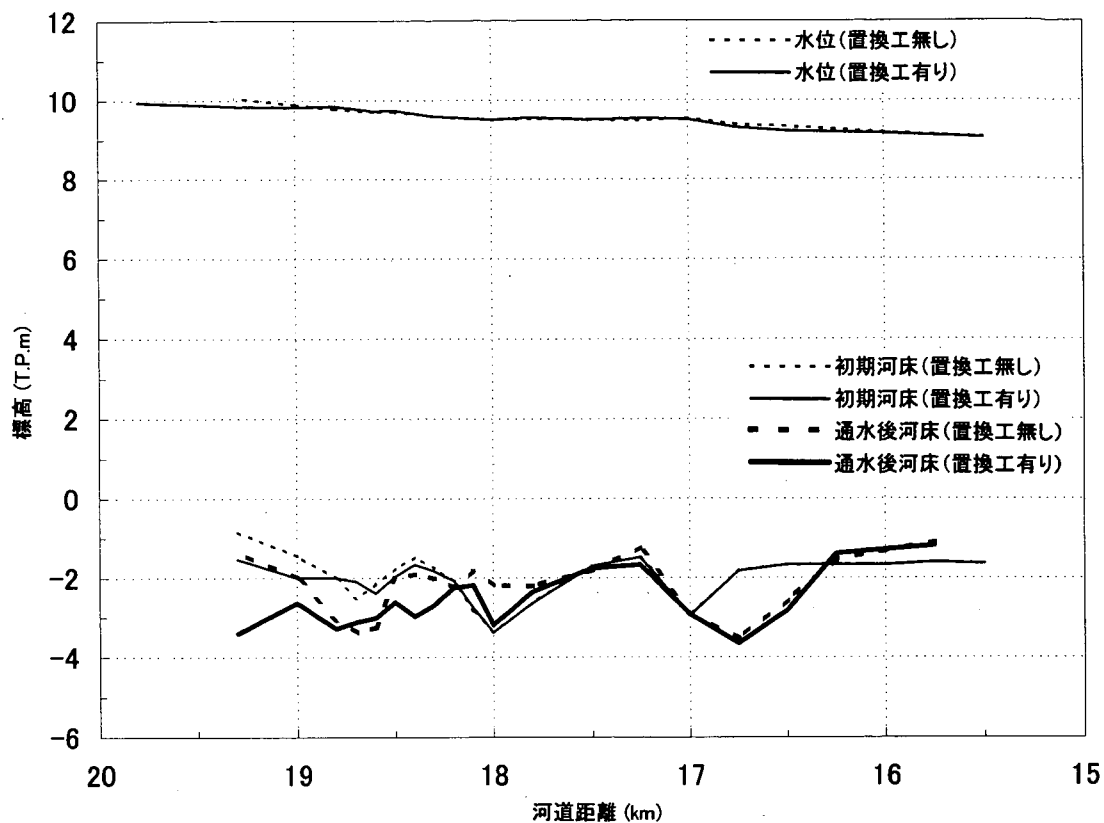


図4.17 置換工有無による水位および平均河床高の比較図 (実験IV-2、IV-3-1)

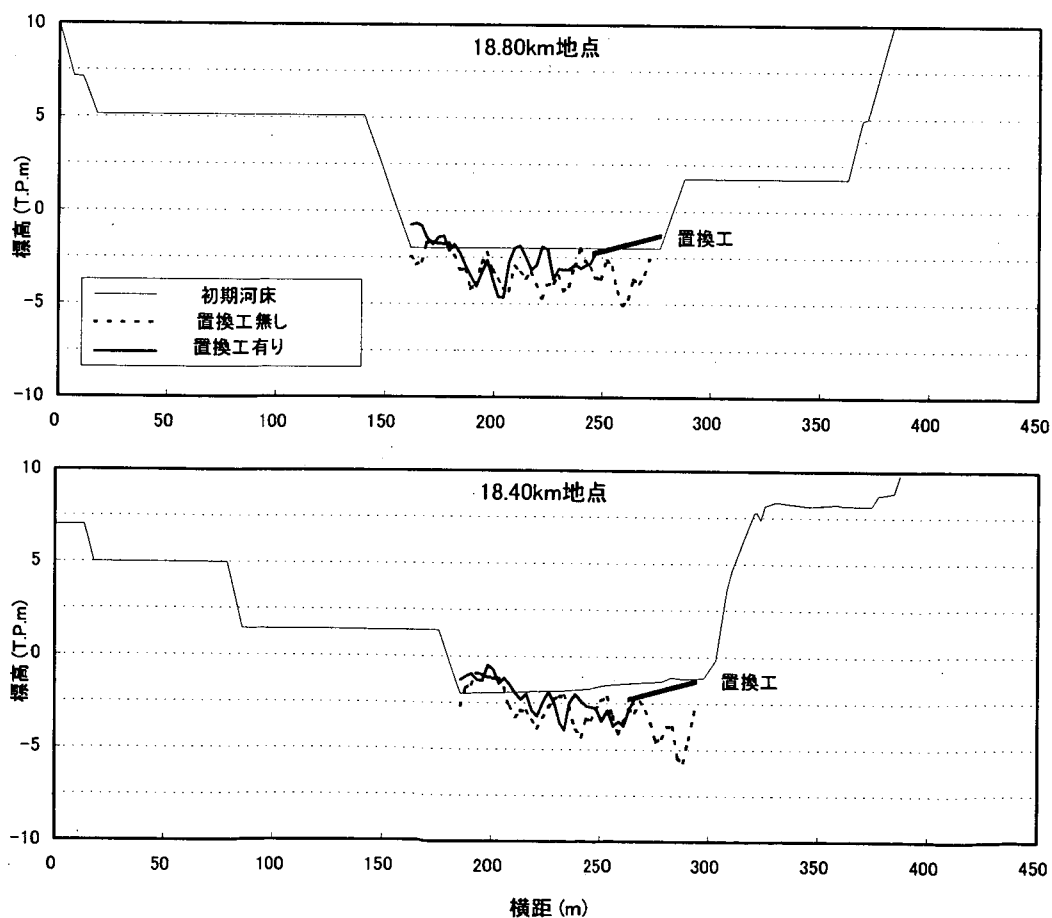


図4.18 置換工有無による河床横断形状比較図 (実験IV-2、IV-3-1)

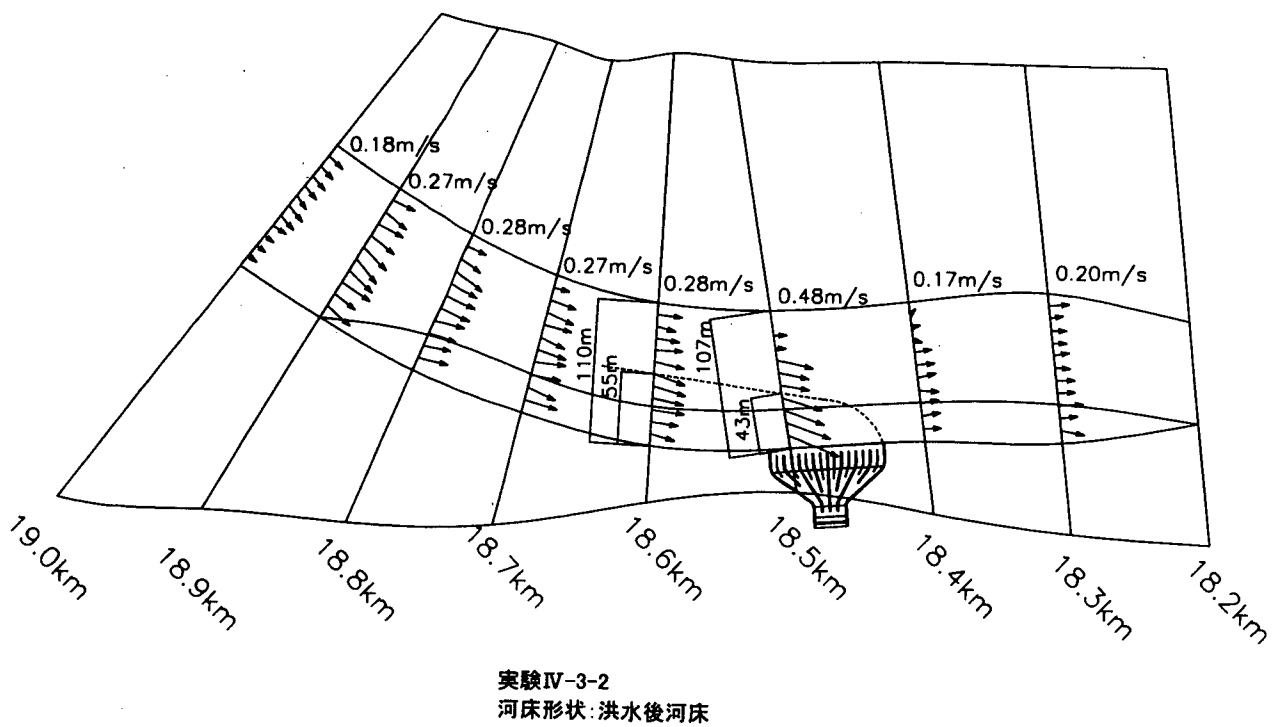
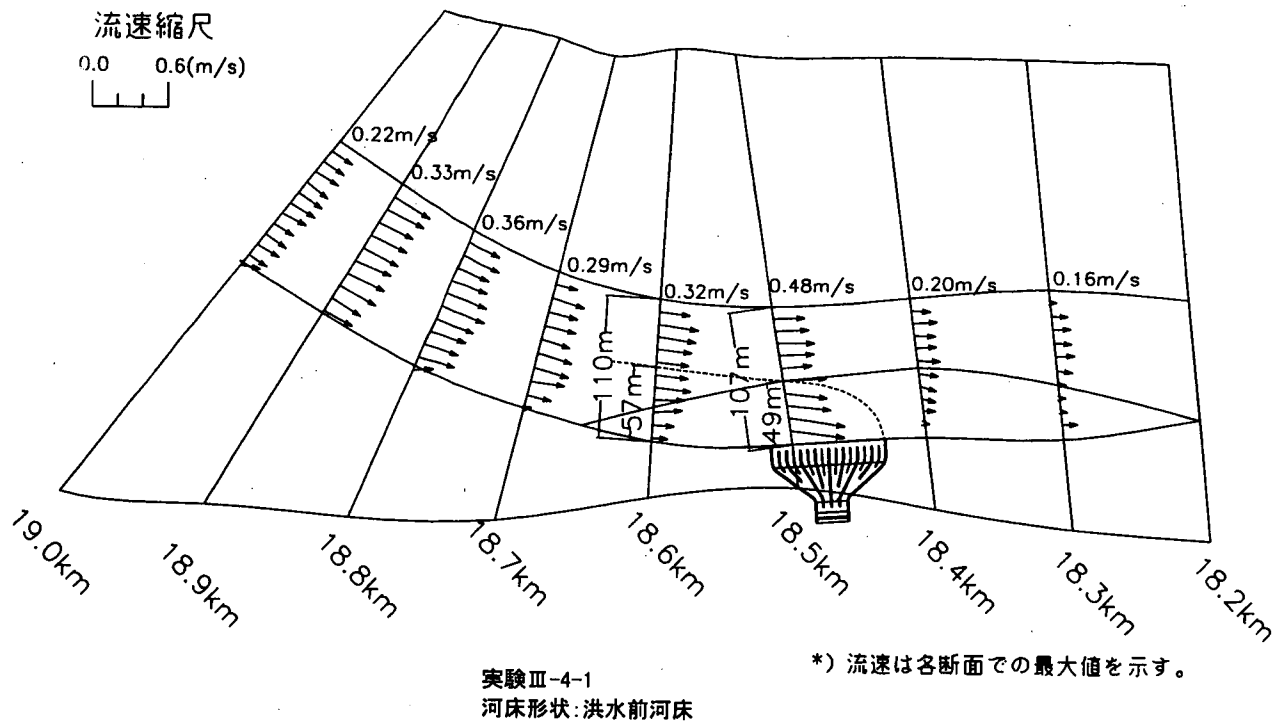


図4.19 洪水前後の表面流速ベクトル比較図 (実験Ⅲ-4-1、Ⅳ-3-2)

第5章 浮子の迷入割合から見た最適案河道の検討

前章までの実験より、仔アユの密度が主流部で高いことを前提にした場合、平水時および洪水時における流速分布や流況等から判断して仔アユの迷入軽減にとって最適な法線形および対策工を見出した（最適案法線に置換工を設置、以下「最適案河道」と呼ぶ）。仔アユの迷入軽減の効果についてより精度高く検討するには仔アユの模型を流すことも考えられるが、実物の仔アユの全長は約6mmでかつその流下特性の解明が不十分であること等から、仔アユの模型を河道模型上で流すことは不可能である。そこで、浮子を上流から投入しその取水口への流入割合を、仔アユの迷入軽減にとっての最適案河道検討の一指標とした。しかしこの方法には後述のように相似性等の問題があるため、現地の仔アユ及び浮子の観測データを再整理し実験の相似性を確認した上で最適案河道を見出そうとした。つまり浮子の迷入割合は仔アユの迷入割合と同一ではないが、最適案河道を検討するにあたって浮子の迷入割合が判断指標の一つとして重要であり、この観点から最適案河道を検討した。

5. 1 仔アユと浮子の流下に関する相似性

(1) 現地観測方法および結果

現地河道における仔アユのフラックス分布を把握するために、平成5年の10月7～8日、19～20日、26～27日、11月1～2日、9～10日、17～18日、25～26日、12月3～4日、15～16日、27～28日、1月6～7日、25～26日の18時～6時の間で2時間ピッチに19.5km断面において仔アユの流下個数調査が霞ヶ浦導水工事務所にて実施された。この観測方法については、断面の左、中央、右の3箇所の各位置で水深中央にてプランクトンネット（口径45cm、目合約0.3mm）を用い、5分～12分間仔アユを捕獲した。観測結果は19.5km断面での仔アユのフラックス分布を得るために、プランクトンネットでの仔アユの捕獲個数をネットの流下断面積、ネット前面での流速、捕獲時間で除した値（単位体積当たりの仔アユの捕獲個数）を用いて整理した。

図5.1は、観測結果の一例として、仔アユのフラックスの大きい観測時の10月19～20日、26～27日、11月1～2日の3回の観測での18時～6時の2時間毎データ（7個）を左、中央、右に分けて各々の平均値を示したものである。これより、仔アユのフラックスは左岸で卓越する傾向が見られる。現地河道で仔アユが孵化する場所は概ね22～36kmと範囲が広く仔アユが流体と同様に移動流下することから、20.5km断面近傍では仔アユのフラックス分布は時間によって異なっているものと考えられる（20.5km断面でも同様の観測をしていれば確実である）。それにも係わらず19.5km断面の左岸で仔アユが卓越する傾向があるということは、20.5kmより上流で仔アユが孵化し仔アユが低水路内のどこを流下しようとも19.5km断面までくると左岸寄りになる傾向は普遍的であると言える。那珂川の20.0km付近の低水路平面形は右に大きく湾曲しておりこれが19.5km断面の仔アユのフラックス分布形状を支配的にしていると考えられる。つまり、対象地点での仔アユのフラックス分布は、直上流の河道平面形の影響が支配的であり、それより上流の河道平面形によ

る流れの偏りの履歴はあまり支配的ではないと言える。

さらに現地の流況を把握するために浮子の現地観測が霞ヶ浦導水工事事務所にて4回実施された（1回目は平成9年11月9日8時、第2回目は同日11時、3回目は同日14時、4回目は平成9年11月11日8時）。観測方法は、図5.2に示すように、19.2km付近断面の横断方向に一定間隔で5個の浮子（長さ30cm）を船上から投入し、その浮子が18.5km断面まで流下する間で浮子の流下位置と時刻を計測した。流下位置の計測にあたっては、浮子に反射板を取付け、浮子観測員2人ペアとして18.95km右岸の河岸と18.5km左岸の河岸に配置し、18.95km右岸の河岸から約19.2km～18.95kmの範囲、18.5km左岸の河岸から約18.95km～18.5kmの範囲を流れる浮子の角度と距離と時刻を測量した（角度はセオドライト、距離はレーザー測距儀で測量）。なお観測時の流量は、約 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ である（浮子の流下速度から算出）。

現地調査時の18.3km地点の水位は図5.3に示すとおりであるが、4回実施した観測のうち満潮時と干潮時の代表としてそれぞれ2回目と4回目の浮子の観測結果を図5.4に示す。同図は浮子の流跡線を示したもので、19.2km断面で均等に投入した浮子のほとんどが18.8km右岸付近に集中し、この傾向は満潮時及び干潮時にあまり係わらないことがわかる。

（2）模型実験方法および結果

模型河道においては、浮子を20.5km断面で投入し19.5km断面で通過する位置を求め、19.5km断面における浮子のフラックス分布を得ることとした。実際に現地河道で仔アユが孵化する場所は概ね22～36kmの範囲と言われており、これは模型範囲外となるため本来はさらに上流まで模型を造りそこから浮子を流下させる必要がある。本検討ではこれを考慮して、20.5km断面において、低水路の左岸、中央、右岸に分けて、かつ浮子の投入回数を多くすることによって、仔アユの孵化場所が異なった場合の19.5km断面における浮子のフラックス分布についてなるべく精度良く把握することとした。また、模型範囲は感潮区間であり、仔アユの流下特性は河道内の流速や取水口近傍の形状等に左右され易いと考え、河口の満潮位および干潮位に応じた18.3km地点における不等流計算水位（T.P.+0.61m、T.P.-0.56m）を実験条件として設定した。実際に模型上では、20.5km断面で、左岸・中央・右岸に等分割した3点で浮子を同時に投入し、19.5km断面における浮子の通過位置を計測し、この3点同時投入を満潮時20回、干潮時10回繰り返した。実験結果は、19.5km断面における浮子のフラックス分布として整理した。なおここで用いた浮子は比重が0.98で直径 $\Phi=1.0\text{cm}$ （模型値）の球状である。本来は比重1.0の中立浮子を用いることが理想であるが、実験水の温度の変化等によって浮子が河床面に接触することを避けるために比重を1.0よりわずかに小さい0.98とした。また浮子の大きさについては、あまり小さすぎると写真撮影や肉眼での識別が困難となることより直径 $\Phi=1.0\text{cm}$ （模型値）とした。

図5.5.1および図5.5.2は模型河道の20.5km断面で投下した浮子の19.5kmまでの流下軌跡を示し、図5.6はその19.5km断面での浮子のフラックス分布を浮子の投下位置別に示したものである。これより19.5kmのフラックス分布形状は左岸側が卓越し、この傾向は

20.5km の浮子の投下位置や水位にあまり係わらないことがわかる。このことは、もし 20.5km より上流で浮子を投入して、現地河道の仔アユの流下状況とほぼ同様に、浮子が低水路内のどの位置にあっても 19.5km 断面まで流下してくると浮子の大部分が左岸寄りになると言える。

図 5.7 および図 5.8 は 19.5～18.0km までの浮子の流下軌跡を示したものである。これより上流からの流れが 18.7km 右岸に集中する現象は、潮位や測定回数によって若干の相違が見られるが、概ねその傾向は同一であるとともに現地の図 5.4 の現地観測結果ともほぼ一致していることがわかる。

(3) まとめ

仔アユの孵化は那珂川の 22～36km の範囲が対象となり、その範囲内で孵化する地点やタイミングにばらつきがあるため、観測時期によって 19.5km 断面での仔アユのフラックス分布に同一の傾向がないと思われたが、現地観測 3 回ともに左岸で卓越する傾向が見られた。これより、仔アユには遊泳能力があまりなく、20.0km で河道が湾曲しておりこの河道平面形に支配的に影響されることがわかった。つまり模型において 20.5km 断面で浮子を投入しても、現地の 22～36km の範囲内で時空間的にランダムに孵化した状況がある程度再現でき、19.5km 断面での模型の浮子のフラックス分布と現地の仔アユのフラックス分布と概ね相似であることがわかった。また 19.5km～取水口近傍までの間で 18.7km 右岸に集中する流れの特徴は、現地と模型で概ね一致していることがわかった。

以上のことから、取水しない条件下では現地と模型で次の 3 つの相似性がほぼ満足されていると言える。①模型で 20.5km にて浮子を投入することが現地におけるそれより上流域での仔アユの孵化現象（フラックス的な）をほぼ再現している。②模型での 19.5km 断面のフラックス分布（浮子の）が現地のフラックス分布（仔アユの）をほぼ再現している。③ 19.5km 断面から取水口近傍までの浮子の流下軌跡は模型と現地ではほぼ同一傾向である。

一方、実際に本川流量の半分程度を取水する条件下の取水口近傍においては、流線が急激に曲がるとともに浮子が大きいく（現地の仔アユ 6mm に対して直径 1cm の浮子）等により浮子と水流の移動流下特性はあまり一致しないと考えられる。このため取水口地点では浮子と仔アユのフラックス分布の相似性は、取水しない場合より劣ると言える。したがって、「浮子の取水口への迷入割合＝現地の仔アユの迷入割合」は厳密には成立せず、上記のような理由による誤差を伴うことが考えられるが、河道法線形や対策工を検討するにあたっての一つの判断指標としては充分と言える。最終的には先に述べた流速ベクトル等と合わせた総合的な判断が必要と考えられる。

5. 2 最適案河道における検討（実験 V）

(1) 検討内容

最適案河道（最適案法線＋置換工）の妥当性について、さらに「浮子の取水口への迷入割合」を判断指標として検討することとした。前節（5. 1）で 20.5km 断面から投入した場

合の 19.5km 断面における浮子のフラックス横断分布が把握されているため、本検討の段階では 19.5km 断面で浮子を投入しそこから下流の浮子の流下特性として取水口への迷入割合等を把握した。この検討のために表 3.2 に示す実験 V のケースについて実施した。実験条件として 5. 1 (2) と同様に 18.3km 地点で河口の満潮位および干潮位に応じた水位 (T.P.+0.61m, T.P.-0.56m) を設定するとともに、図 5.9 に示すように取水施設の 16 水門のうち中央 2 門を除く 14 門のクレストを 1.5m (T.P.-1.3m から T.P.+0.2m) 嵩上げた (以降「台形堰」と呼ぶ) 形状の条件で実験した (実験 V-2)。さらに実験 V-4 は最適案河道の比較対象として改修原案法線の河道で実験したケースである。

なお、実験で測定した「浮子の迷入割合」 λ は、以下の式および図 5.10 に示すような方法で算定した。

$$\lambda = \alpha / \beta \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

$$\alpha = \sum_{i=1}^{15} \rho_i \gamma_i \quad \beta = \sum_{i=1}^{15} \rho_i \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

λ : 浮子の迷入割合

α : 浮子の取水口への迷入個数

β : 浮子の総流下個数 (20.5km 断面での浮子の投入個数→断面総数 : 60 個、左岸 : 20 個、中央 : 20 個、右岸 20 個)

ρ_i : 20.5km 断面から投入した浮子の 19.5km 断面の i セクションを通過する個数

20.5km 断面より、左岸・中央・右岸に等分割した 3 点で浮子の同時投入を 20 回 (満潮時) および 10 回 (干潮時) 繰り返し、1km 下流の 19.5km 断面の i セクションを通過する浮子の個数を計測した。なお添え字 i はセクションの番号であり、断面の横断方向に 5m ピッチで低水路を 15 分割した。

γ_i : 19.5km 断面の i セクション毎に投入した浮子の迷入確率

取水口上流からの浮子が取水口に入る確率は流況との関係が深いため、浮子の流下軌跡を把握する実験を行った。この結果から流況があまり定常的ではないことがわかったため、精度良く迷入確率を求めるには浮子の投入回数を多くしてデータ数を増やす必要があると考え、次に示すような方法で浮子の投入とその迷入確率を求めることとした。

まず 19.5km 断面の 15 分割の $i = 1 \sim 8$ の各セクションから浮子の同時投入 (1 個/セクション) を 10 回繰り返し、次に $i = 9 \sim 15$ の各セクションで同様に 10 回、さらに $i = 1 \sim 8$ の各セクションで同様に 10 回、その後さらに $i = 9 \sim 15$ の各セクションで同様に 10 回繰り返した。つまり 19.5km 断面の中央より左の 8 セクションで 8 個と右の 7 セクションで 7 個の浮子を同時に投入することを 20 回繰り返した。これによってセクション毎の浮子 20 個のうち迷入する浮子の個数の割合を迷入確率として求めた。

さらに浮子の流下軌跡を把握するために、実験 V-1 および実験 V-3 において 19.5km

断面の低水路左岸から 5m、10m、15m、20m、25m、45m、80m の各地点から前述の浮子を投入して、各浮子の断面毎の通過位置を計測した。実際には、19.5km 断面の 5m、10m、15m、20m の 4 箇所と 25m、45m、80m の 3 箇所に分けて各々で浮子を同時投入し、流れの非定常性を考慮して同一の計測を 3 回実施した。

(2) 実験結果

浮子の迷入割合の結果について比較検討するにあたっては、流れが定常的であるかどうかを確認することが重要である。つまり浮子の流下軌跡の平面形状が時間に係わらずほぼ一定であれば流れの定常性は高く、浮子の迷入割合の結果は信頼性が高いと考えられる。また浮子の流下軌跡の把握は、河道の法線形や取水口の位置の妥当性をまず検討する際に重要な判断材料の一つと考えられる。これらの理由から、浮子の流下軌跡の結果について検討した上で浮子の迷入割合について述べることにする。

①浮子の流下軌跡の比較検討

図 5.11.1 および図 5.11.2 は最適案河道（最適案法線＋置換工）、図 5.12.1 および図 5.12.2 は改修原案河道（法線のみ）それぞれにおける干潮時および満潮時の浮子の流跡線を示したものであり、これより以下のことが言える。

- ・最適案河道では、改修原案河道に比較して 19.5km～取水口近傍までは浮子の流跡線が低水路法線にほぼ平行であり流れがスムーズであることがわかる。改修原案河道では湾曲上流からの浮子の 18.7km～18.6km 右岸への集中が卓越する（干潮時に特に顕著）。このことが、後述の浮子の迷入割合を高める要因と考えられる。
- ・最適案河道で潮位による相違について見ると、干潮時には 19.5km 断面で投入した浮子のうち迷入する浮子の流跡線の数はいずれの時点によっても（1 回目、2 回目、3 回目）異なるものの、分流境界と同様に迷入境界位置が明確に存在する傾向がある。一方満潮時には、迷入する流跡線の数がいずれの時点毎にもばらつきを有することは干潮時と同様であるが、各時点での迷入境界位置は明確ではなく、19.5km 断面の最も左岸寄りの浮子はその右岸側の浮子の流跡線を乗り越えるように取水口へ向かって迷入する場合があります、流れの非定常性が高いと考えられる。
- ・改修原案河道では、迷入する流跡線の数がいずれの時点毎にもばらつきを有することは最適案河道と同様であるが、各時点での迷入境界位置は明確であり最適案河道の満潮時とは異なることがわかる。

さらに最適案河道の取水口に台形堰を設置した場合の実験（実験 V・2）を行った。この実験では、取水口近傍での流線に与える影響は低い水位時の方が大きいと考え、本川流量 $Q=65\text{m}^3/\text{s}$ の時に $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ が取水できる限界の水位（T.P.+0.42m で、この水位以下では $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ の取水は不可能）を設定した。浮子の流跡線を図 5.13 に示す。同図より、迷入する浮子の時間毎のばらつきは最適案河道と同一の傾向にあるが、迷入する浮子の範囲は最適案河道より広く、18.5km 付近で流跡線が急激に取水口側に向く傾向が卓越することがわかる。このことが、後述の浮子の迷入割合を高める要因となると考えられる（水位条件

が異なるため厳密に比較できないが、この現象が要因であることは明らかであると考えられる)。

②浮子の迷入割合の比較検討

最適案河道（最適案法線＋置換工、実験V-1）、最適案河道に台形堰を設置した場合（実験V-2）、改修原案河道（改修原案法線、実験V-4）の各ケースでの浮子の迷入割合を図5.14に示す。同図は20.5km断面での浮子の投下位置別（左岸、中央、右岸、3箇所全部）の結果を19.5km断面での浮子のフラックス分布と迷入確率とともに整理したものである。またその各ケースの比較を図5.15に示す。

これらの図から浮子投下位置の3箇所の平均および左岸で比較すると、最適案河道の方が改修原案河道と比べて潮位に係わらず迷入割合が低いことがわかる。一方、浮子の投下位置が右岸での比較では、反対に最適案河道の方が高い場合がある（干潮時のみ）。つまり、最適案河道の干潮時に、20.5km断面での浮子投下位置が右岸の場合にはそのほとんどが迷入するが、左岸の場合にはほとんど迷入せず、この傾向は他のケースより顕著である。このような浮子の迷入割合が浮子の投下位置によって極端に差が生じることは、前述の浮子の流下軌跡で示したように、最適案河道の干潮時には浮子は低水路法線にそってスムーズに流れるとともに、浮子の迷入の境界位置がいつも明確であることと対応関係が高く、このケースでは、取水口上流の湾曲部（20.5km～19.5km 近傍）で左岸側に偏るフラックス分布形状が卓越する程、浮子の迷入割合が極端に低くなる傾向があることがわかる。換言すれば、最適案河道は浮子の迷入割合を極端に小さくできる可能性を有していると言える。

最適案河道に台形堰を設置したケース（実験V-2）では、同じ河道の台形堰が無い場合の満潮時（実験V-1-2）と比較すると、浮子の投下位置が左岸、右岸、中央の順に迷入割合が高くなることは同一であるが、いずれの投下位置においても台形堰の有る方が約13%迷入割合は高い。このことは両者で水位条件が同一でないため厳密ではないが、前述の浮子の流下軌跡状況の「台形堰がある場合には、18.5km付近で流跡線が急激に取水口側に向く傾向が卓越する」との対応関係が高く、このような取水口近傍のみの局所的な流況の相違が、前述のような迷入結果をもたらしたものと解釈される。

（3）まとめ

浮子の迷入割合は仔アユの迷入割合と同一ではないが、最適案河道を検討するにあたって浮子の迷入割合が判断指標の一つとして重要であり、この観点から最適案河道を検討した。浮子の迷入割合についての比較検討の前に、浮子の流下軌跡の観察により流れの非定常性が高いことがわかったため、19.5km断面から数多くの浮子（15セクション×20個）を流して迷入確率を求めた。次にその迷入確率を式（5-1）、（5-2）に代入して迷入割合を算出した。

最適案河道では、改修原案河道に比較して19.5km～取水口近傍までは浮子の流跡線が低水路法線にほぼ平行であり流れがスムーズである。一方改修原案河道では、湾曲上流からの浮子の18.7km～18.6km右岸への集中が卓越する（干潮時に顕著）ため、最適案河道よ

り浮子の迷入割合が高くなる。

最適案河道の干潮時には、取水口上流の湾曲部（20.5km～19.5km 近傍）で浮子のフラックス分布形状が左岸側に偏る度合いが大きいほど浮子の迷入割合が極端に低くなる傾向があり、最適案河道の方が浮子の迷入割合を極端に小さくできる可能性を有していると言える。

最適案河道に台形堰を設置すると、同じ河道で台形堰が無い場合の満潮時と比較すると、浮子の投下位置が左岸、右岸、中央の順に迷入割合が高くなることは同一であるが、いずれの投下位置においても台形堰の有る方が約 13% 迷入割合は高い。このことは両方で水位条件が同一でないため厳密ではないが、「台形堰がある場合には、無い場合に比較して 18.5km 付近において浮子の流跡線が急激に取水口側に向く傾向が卓越する」という流況の相違が見られ、取水口近傍の局所的な流況の相違が迷入割合を支配的に左右するものと言える。

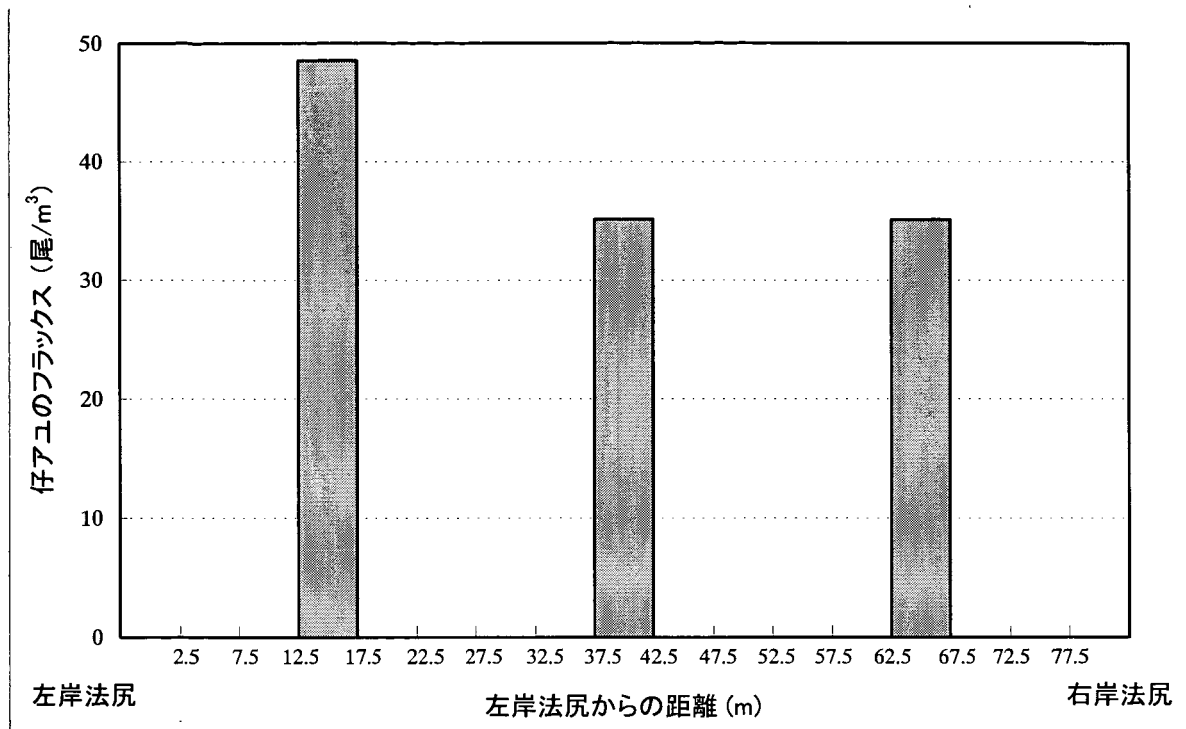


図5.1 仔アユ個数の横断分布 (19.5km地点での現地観測より)

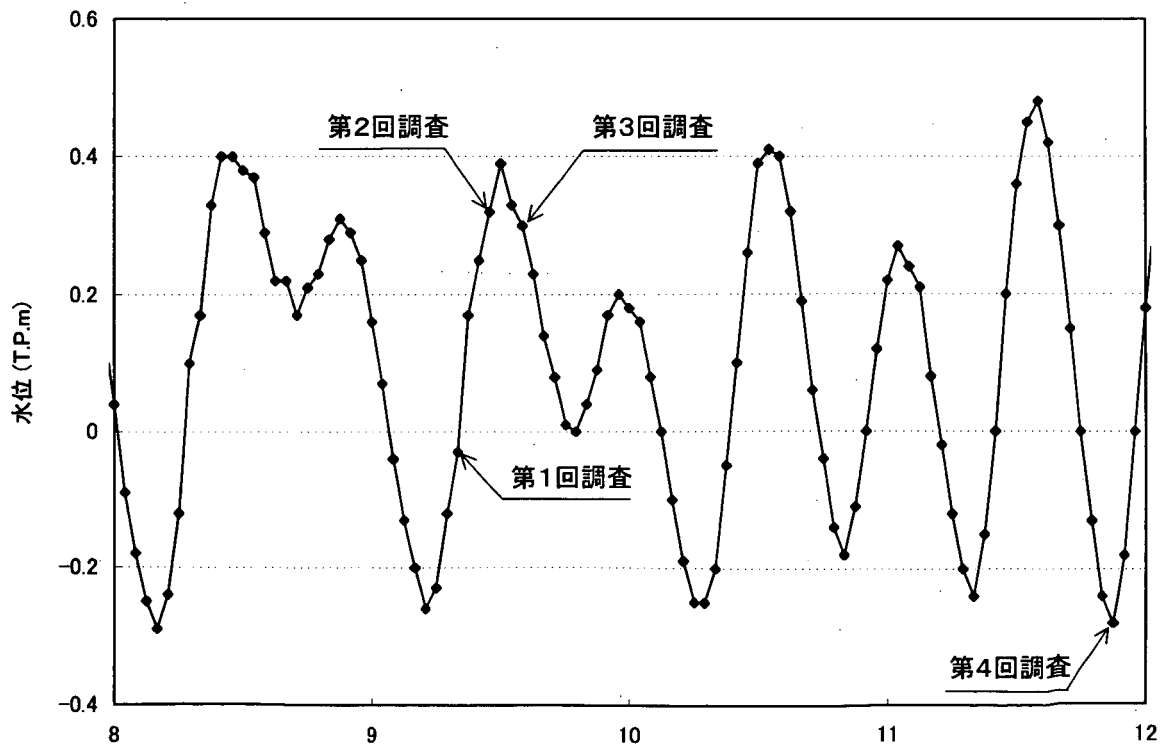
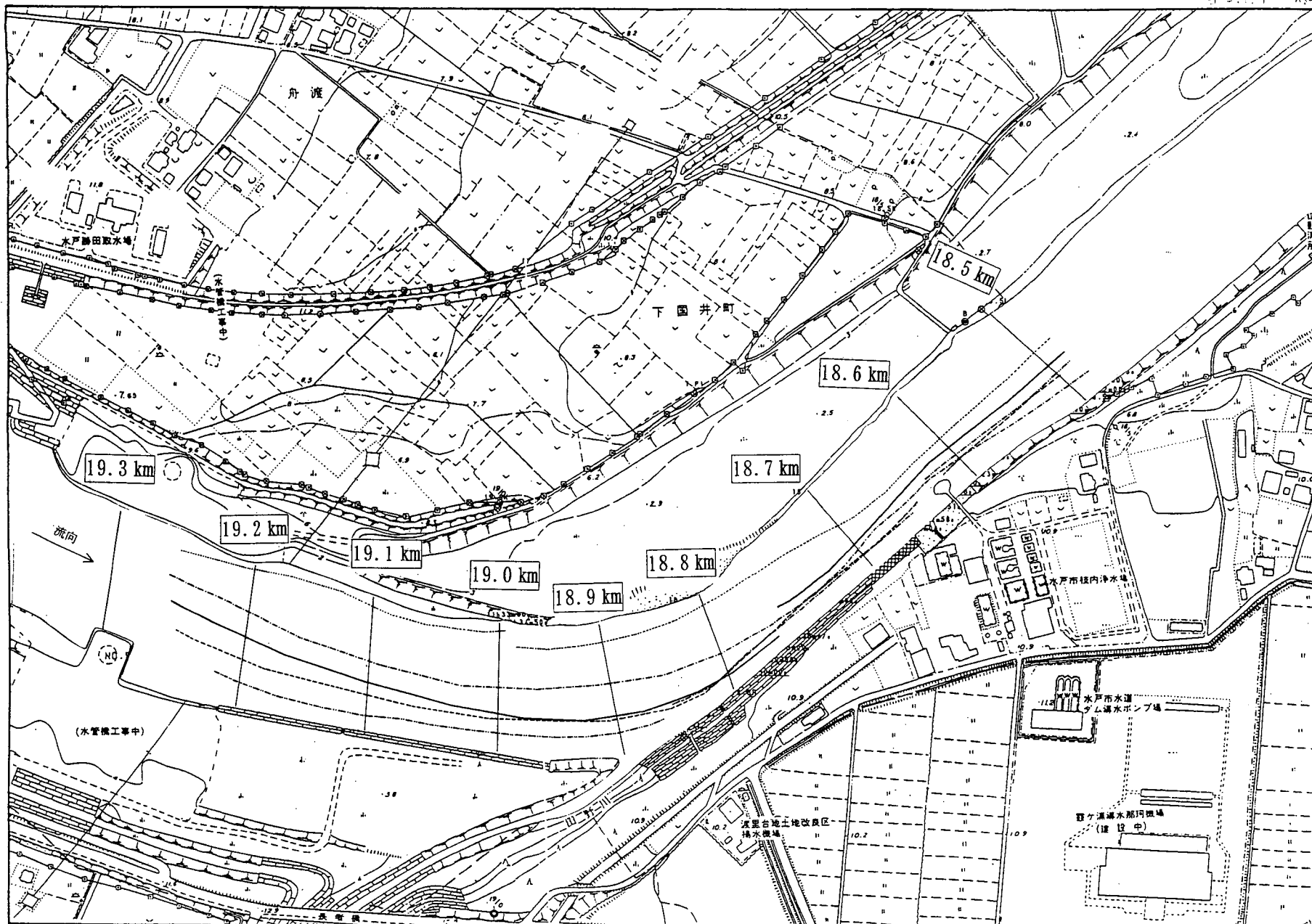


図5.3 浮子の現地観測時の水位

図5.2 浮子流下の現地観測位置



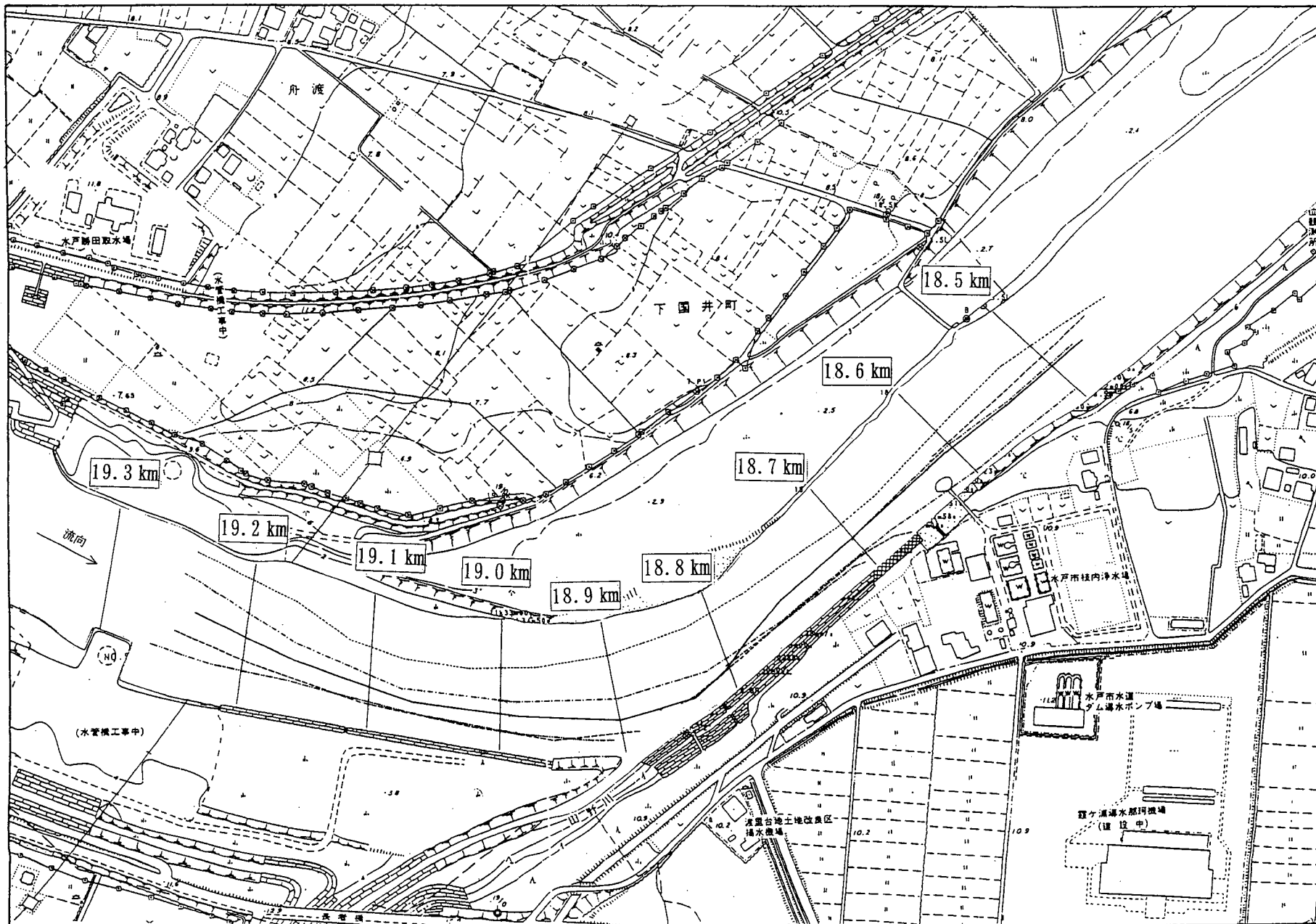


図5.4.2 浮子の現地観測結果 (第4回)

実験V-1-1

流量: 本川流量 $65 \text{ m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35 \text{ m}^3/\text{s}$

下流端水位: T.P.-0.56m (18.3km地点)

河道: 改修原案河道

20.5km地点投入位置

左岸より投入

—— 中央より投入

—— 右岸より投入

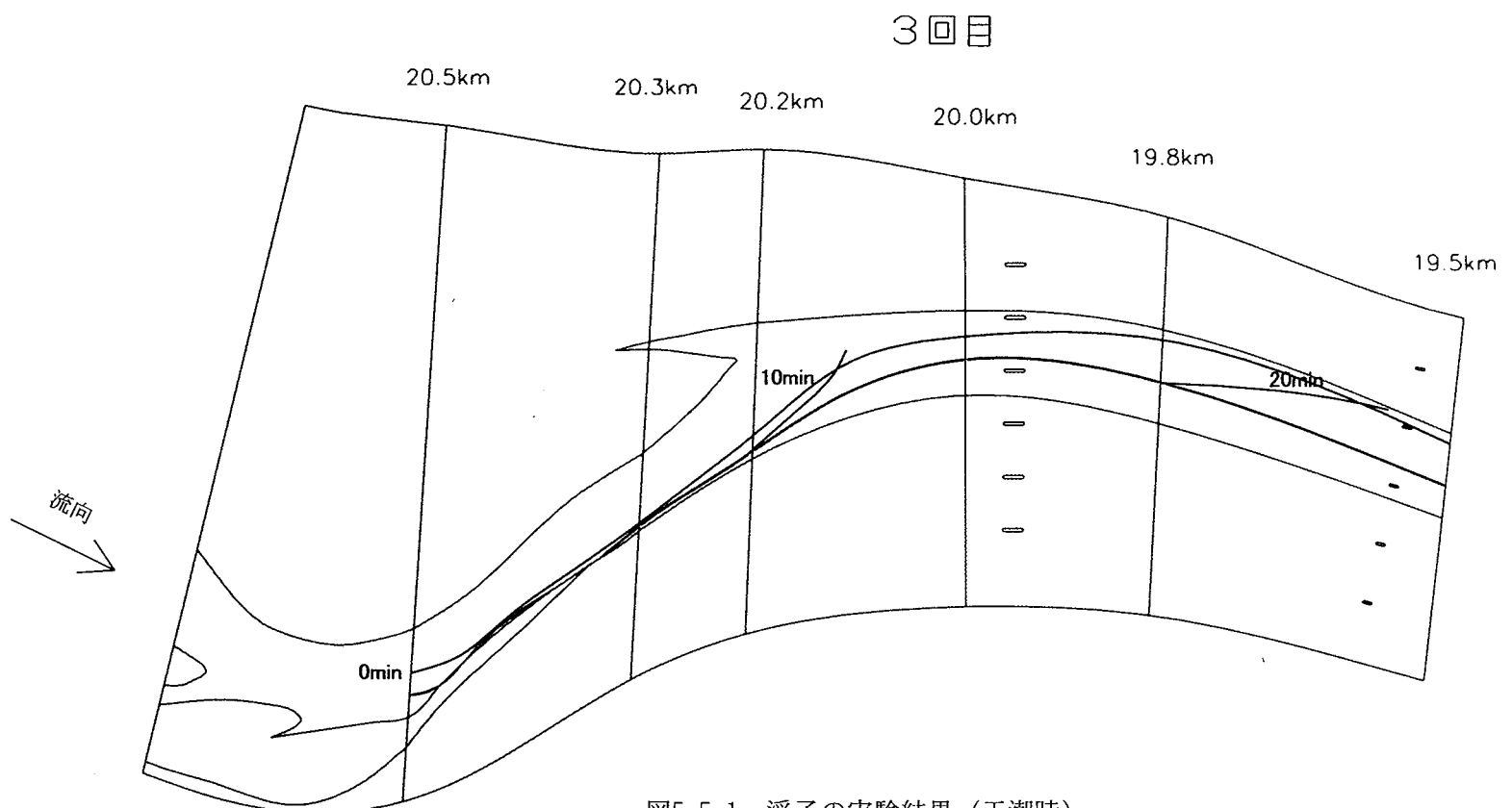
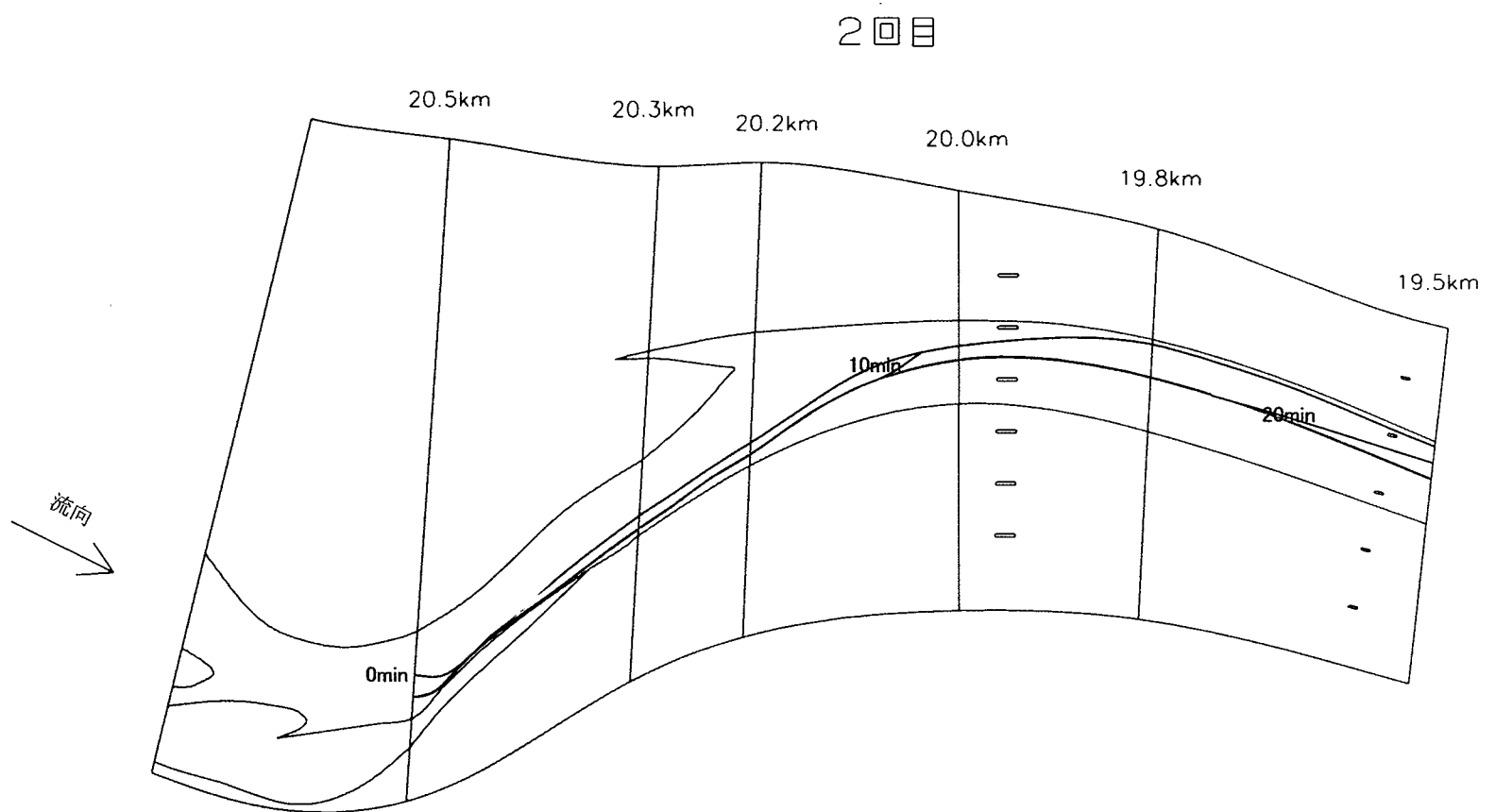
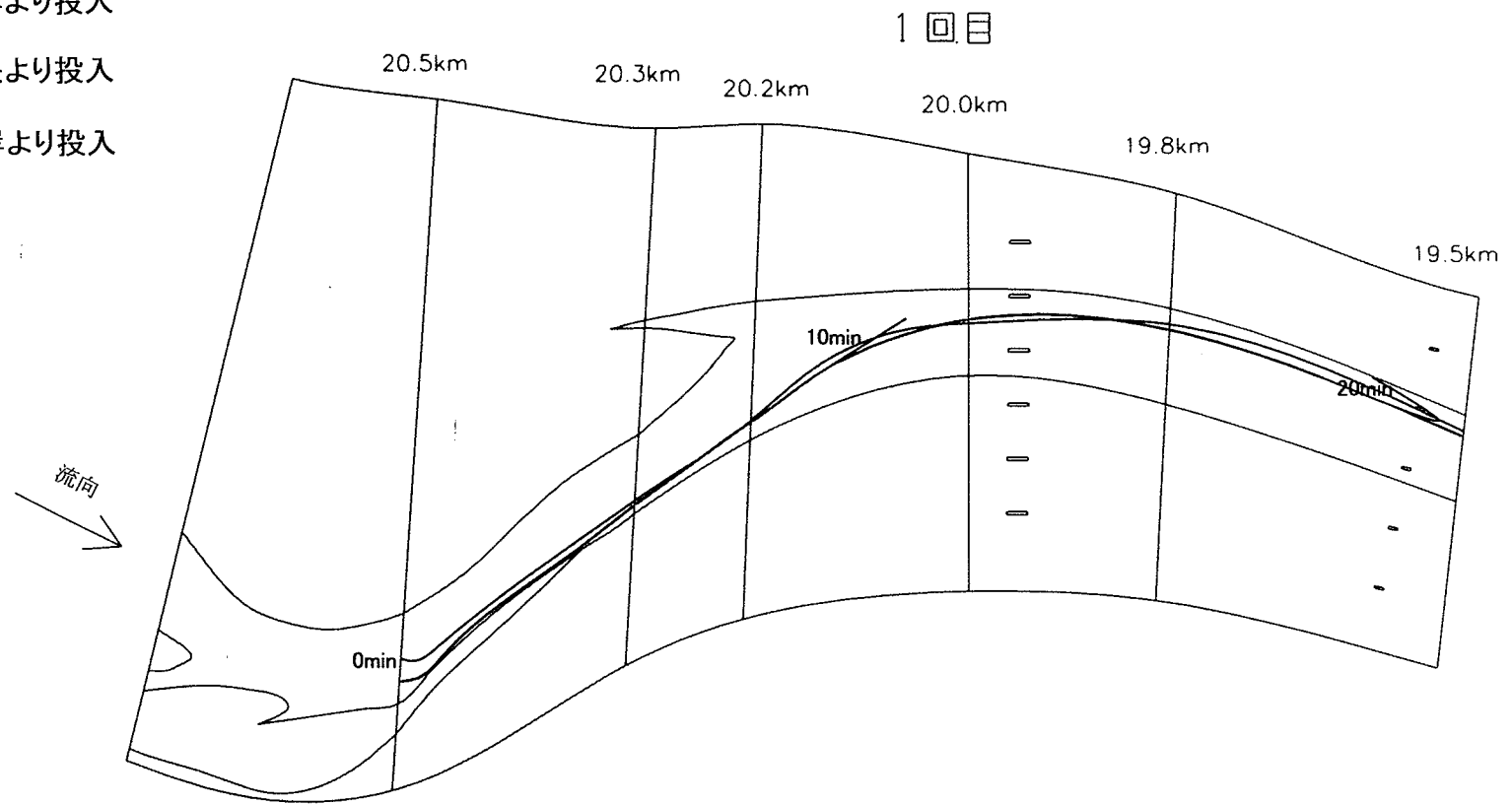


図5.5.1 浮子の実験結果 (干潮時)

実験V-1-2
 流量: 本川流量 $65\text{ m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35\text{ m}^3/\text{s}$
 下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
 河道: 改修原案河道

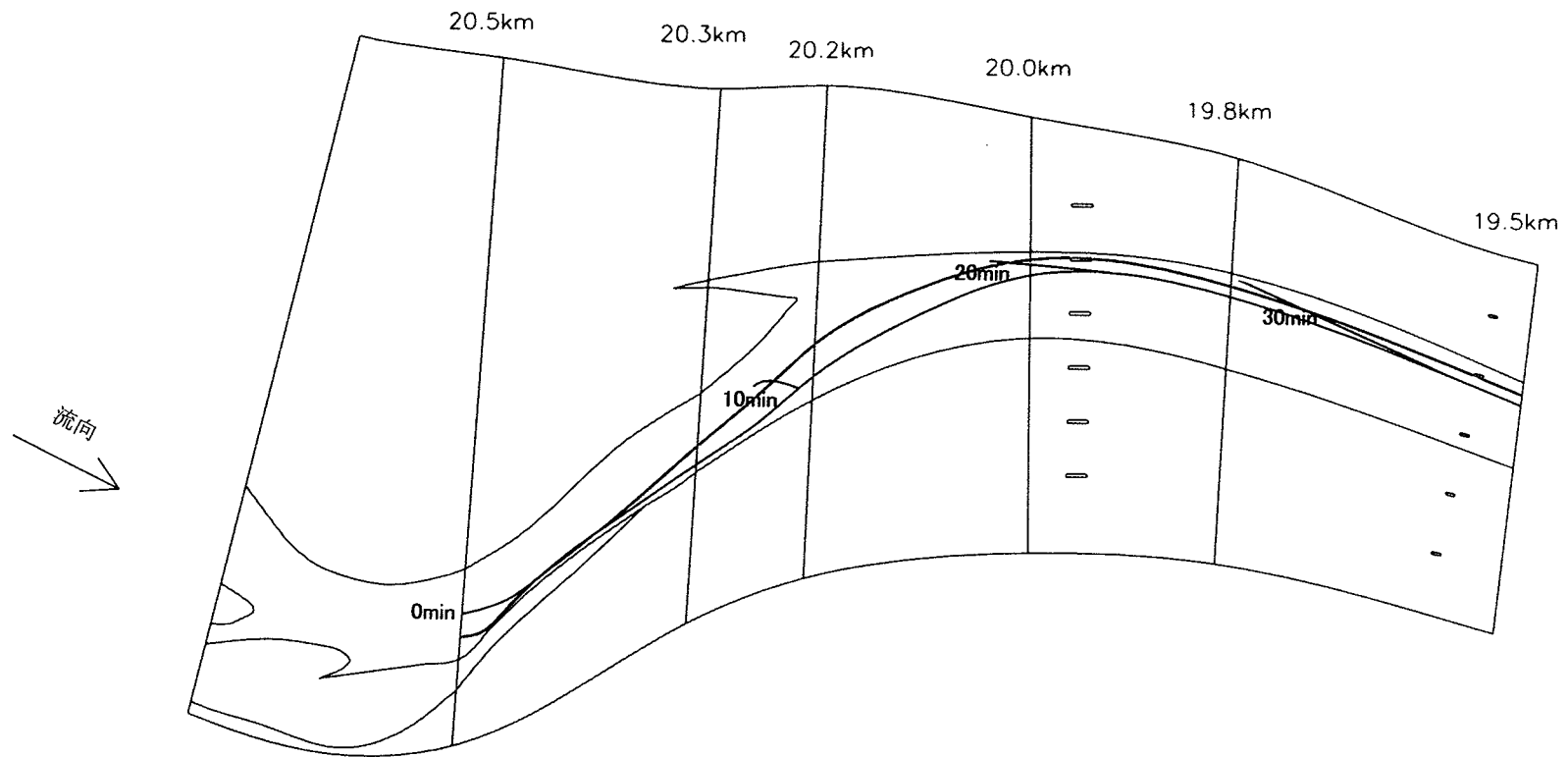
20.5km地点投入位置

左岸より投入

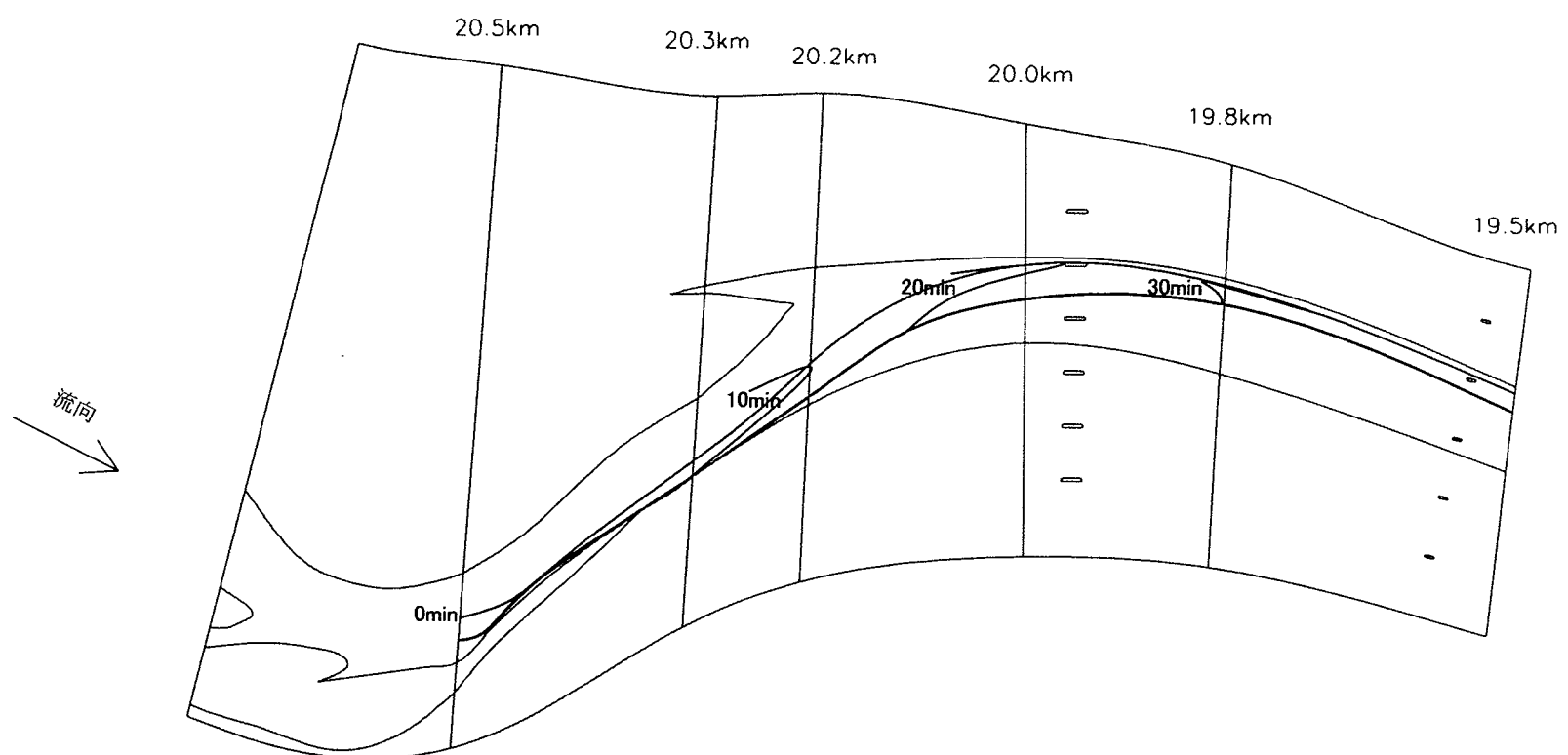
—— 中央より投入

—— 右岸より投入

1回目



2回目



3回目

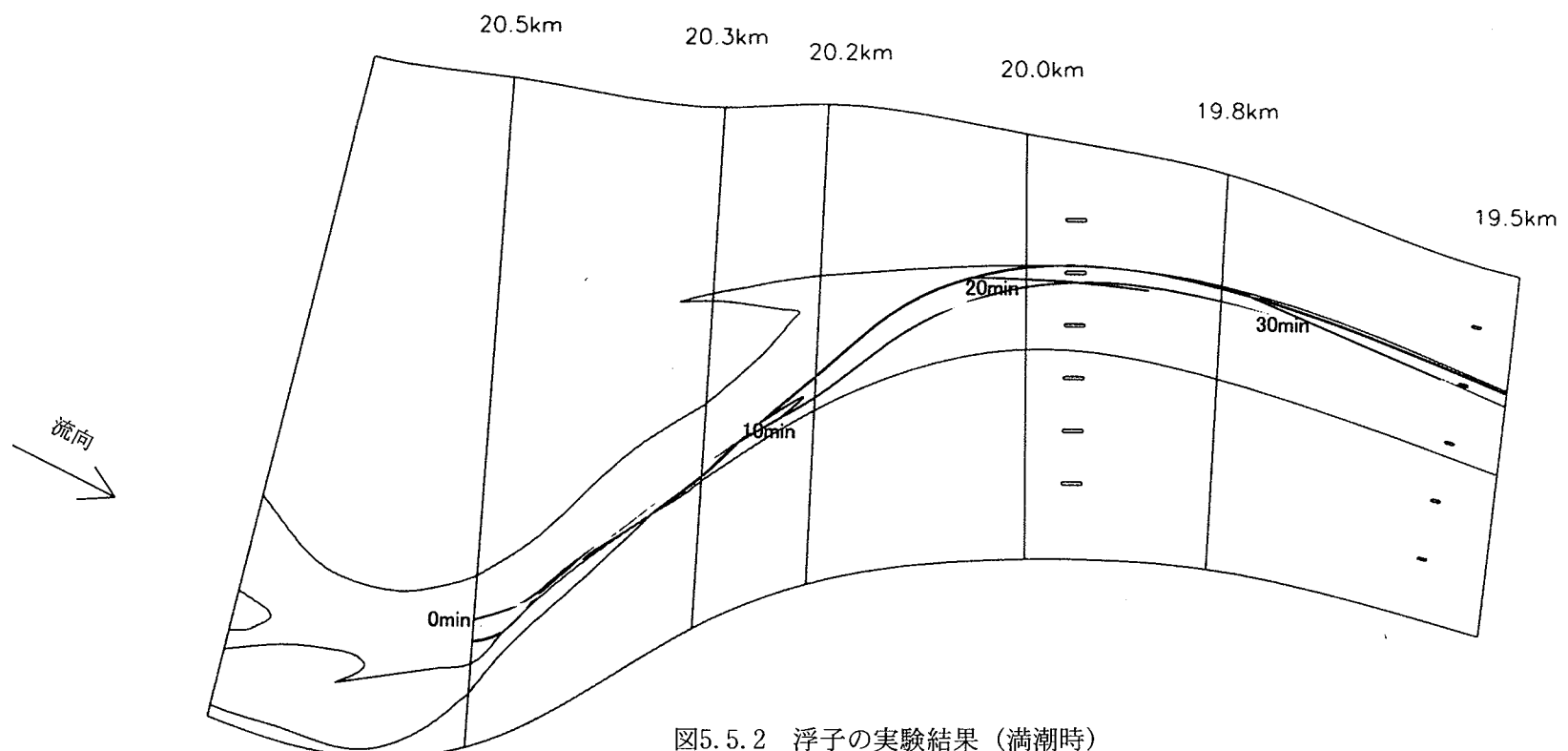


図5.5.2 浮子の実験結果 (満潮時)

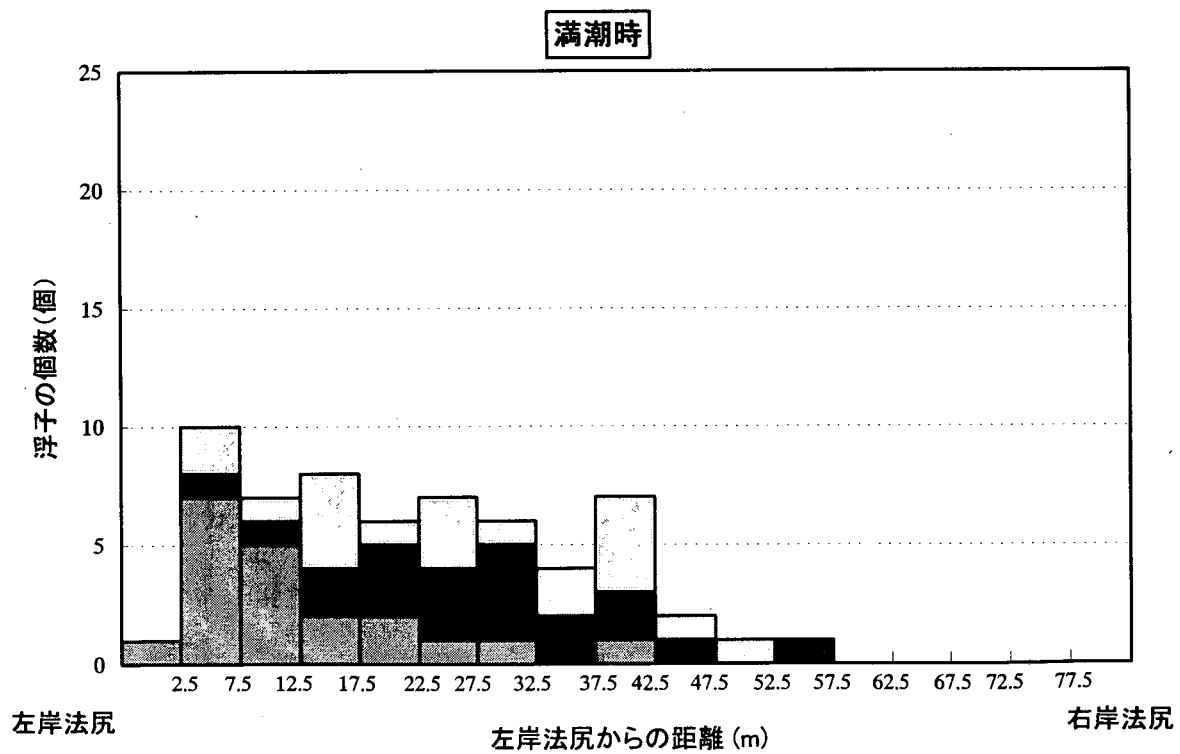
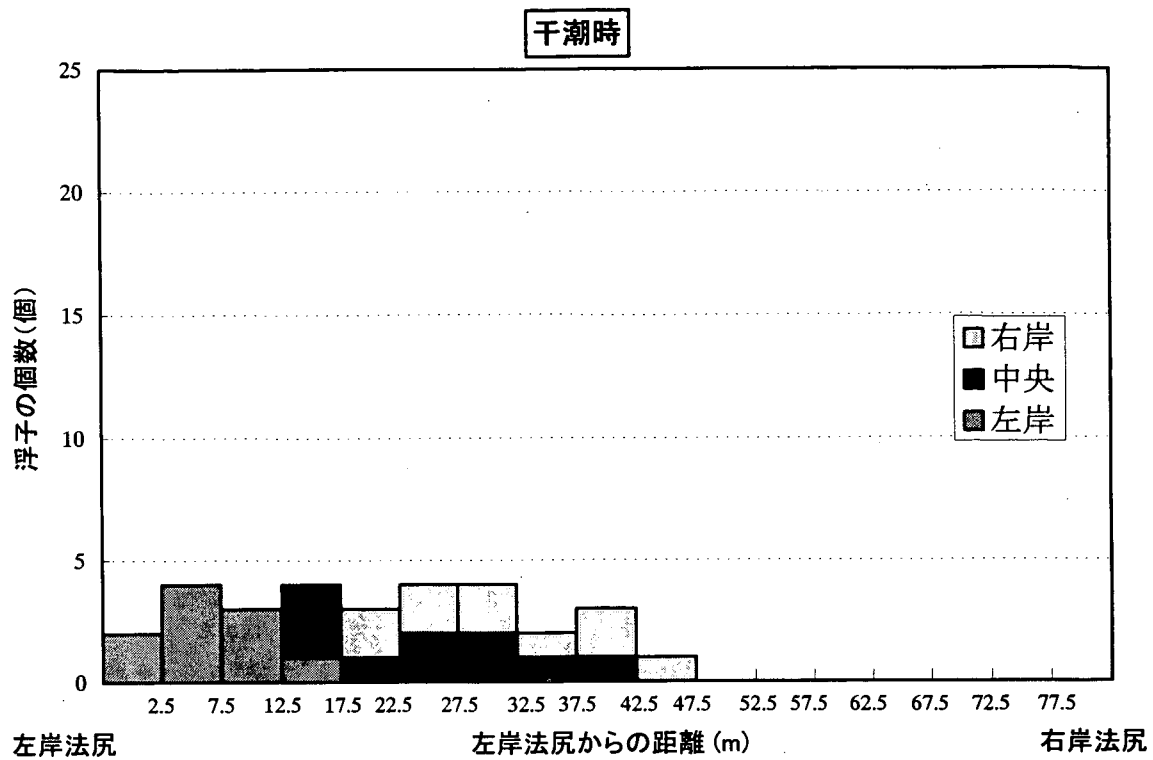


図5.6 浮子の個数分布

実験V-3-1
 流量: 本川流量 $65\text{m}^3/\text{s}$ 、取水量 $0\text{m}^3/\text{s}$
 下流端水位: T.P.-0.20m (18.3km地点)
 河道: 改修原案河道

19.5km地点投入位置(左岸より)

5m
 15m
 25m
 35m
 45m
 55m
 65m
 75m

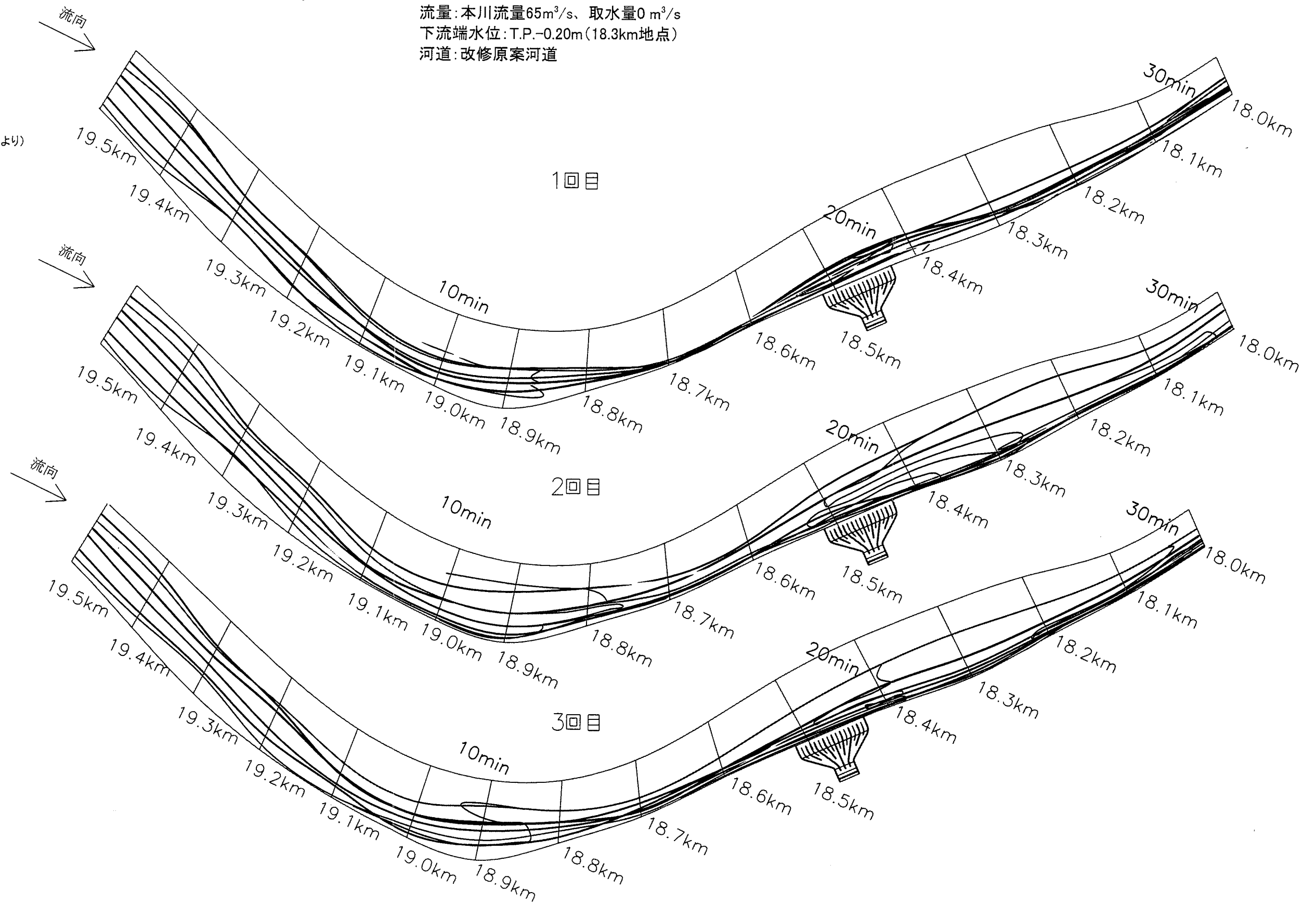


図5.7 取水しないときの浮子の軌跡(干潮時)

実験V-3-2
 流量: 本川流量 $65\text{m}^3/\text{s}$ 、取水量 $0\text{m}^3/\text{s}$
 下流端水位: T.P.+0.66m(18.3km地点)
 河道: 改修原案河道

19.5km地点投入位置(左岸より)

5m
 15m
 25m
 35m
 45m
 55m
 65m
 75m

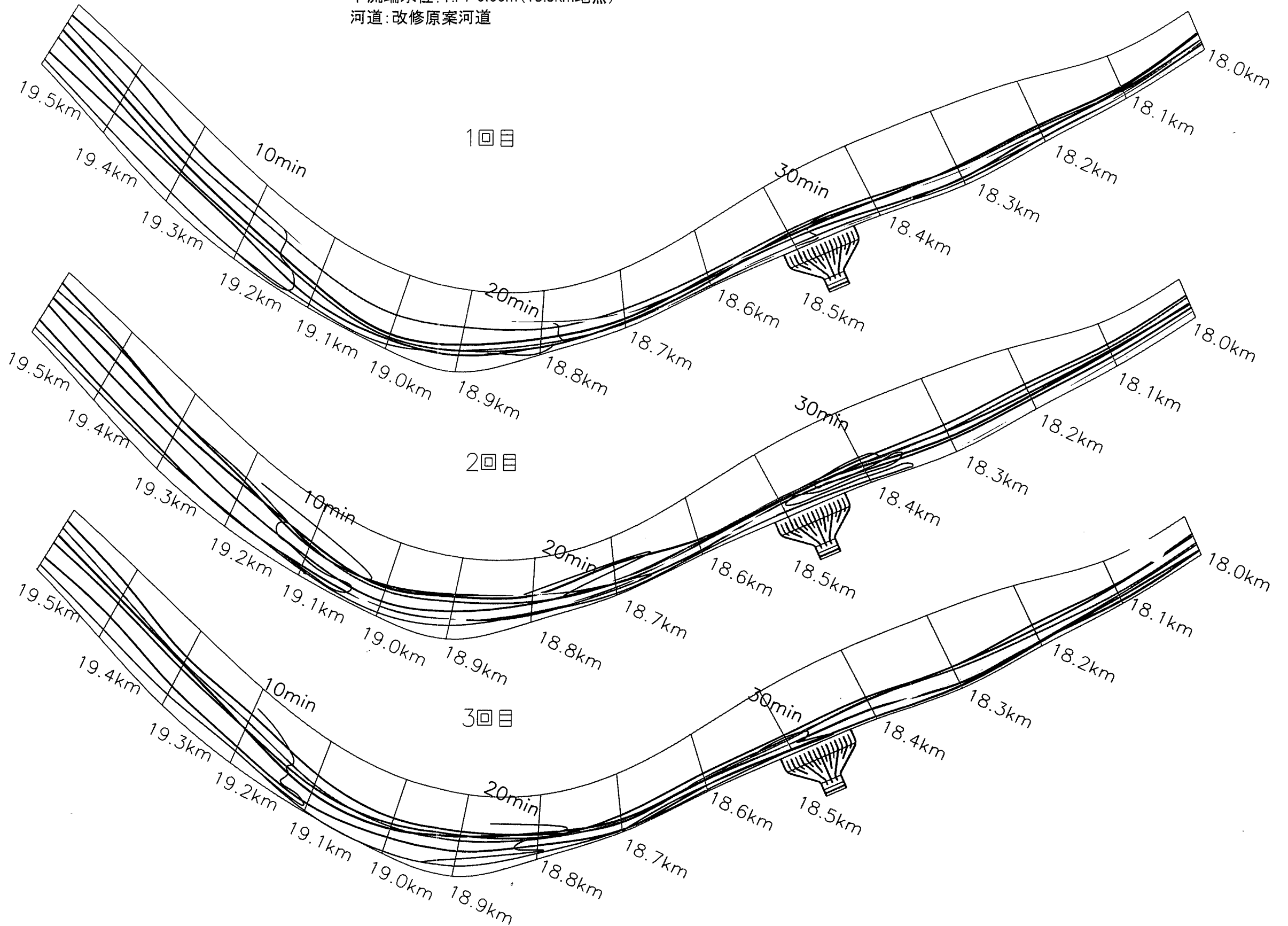
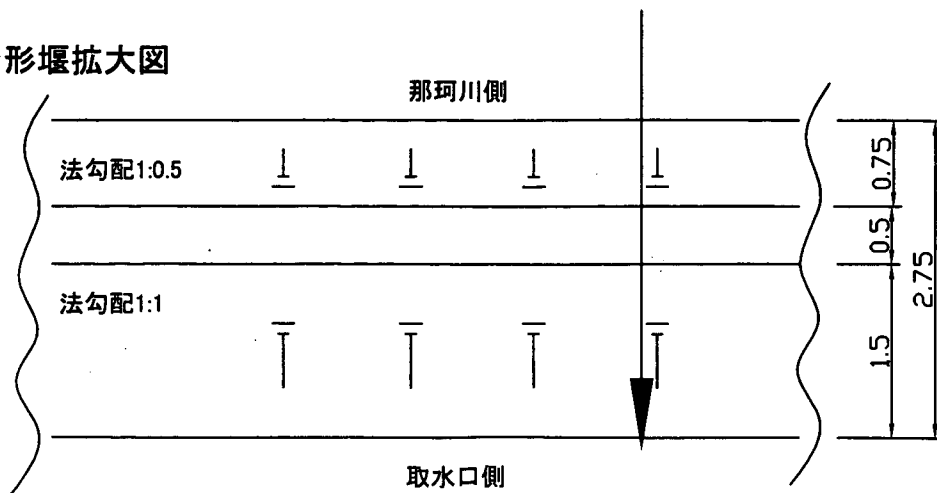
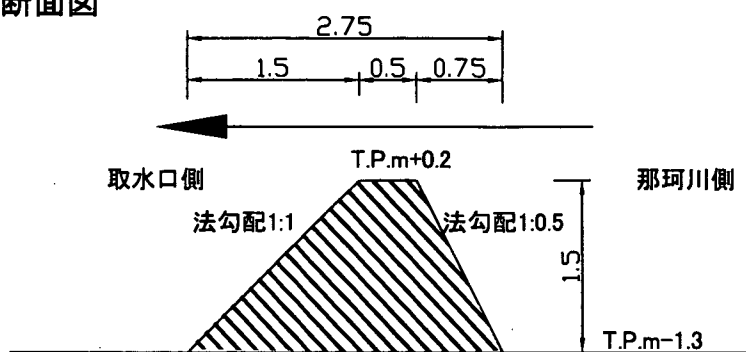


図5.8 取水しないときの浮子の軌跡(満潮時)

台形堰拡大図



台形堰断面図



台形堰平面図

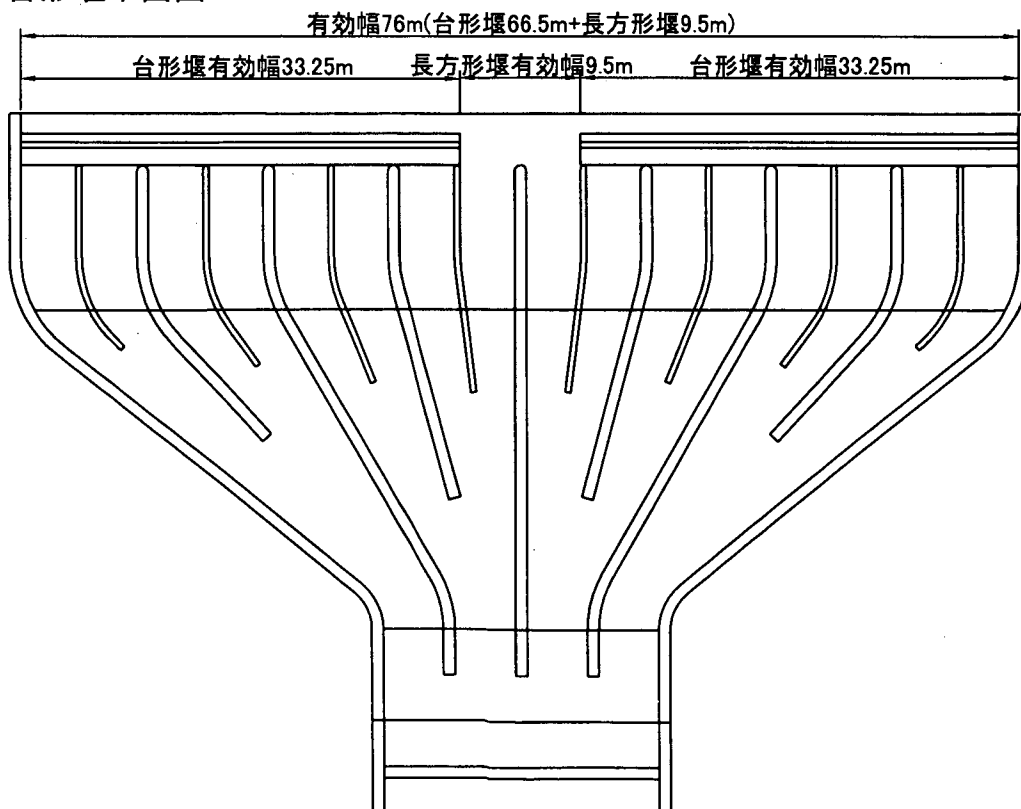


図5.9 台形堰設置図

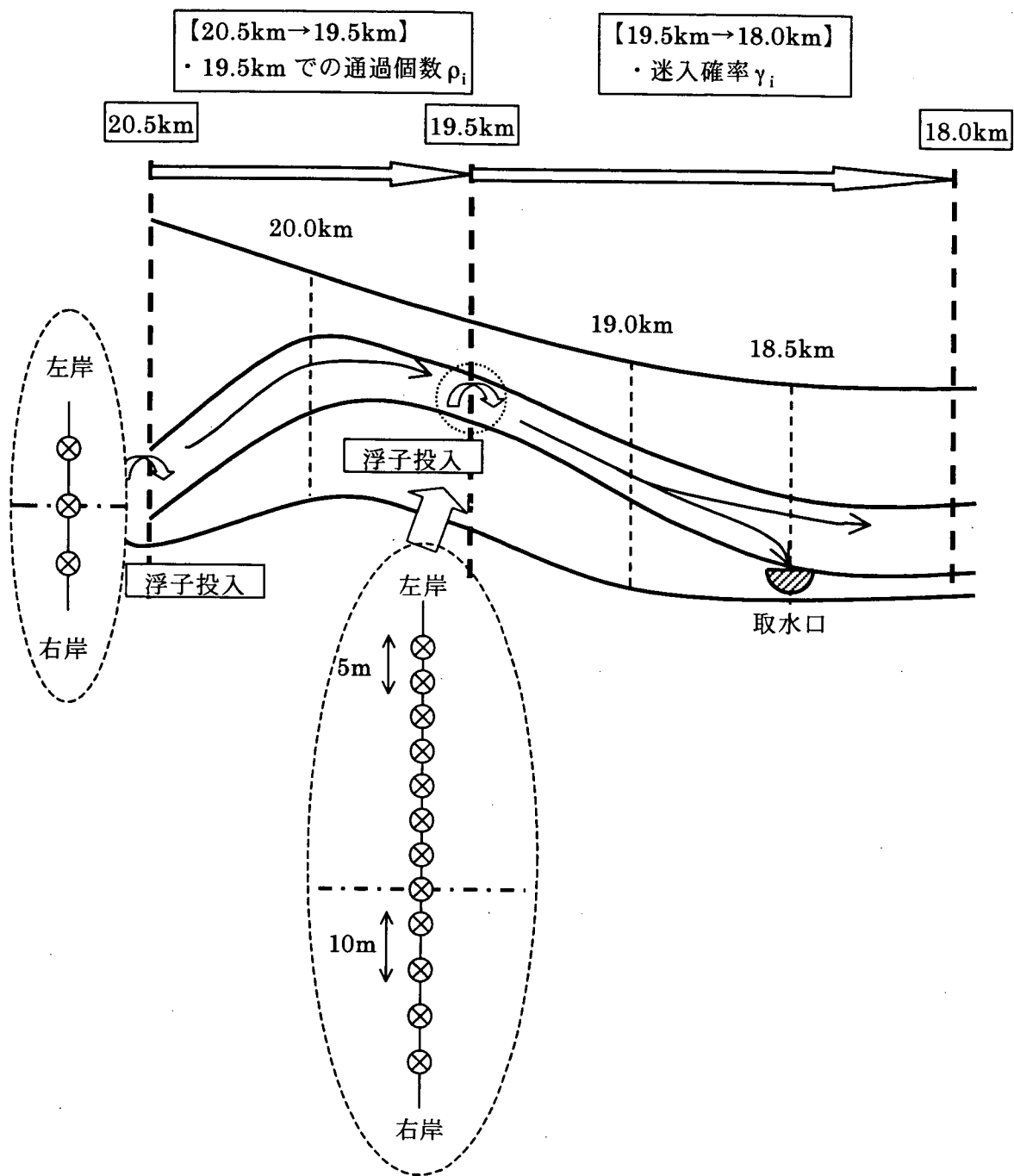


図5.10 浮子の迷入割合の算出方法

実験 V-1-1

流量: 本川流量 $65 \text{ m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35 \text{ m}^3/\text{s}$

下流端水位: T.P. -0.56m (18.3km地点)

河道: 最適案河道

19.50km地点投入位置(左岸より)

5m
10m
15m
20m
25m
45m
80m

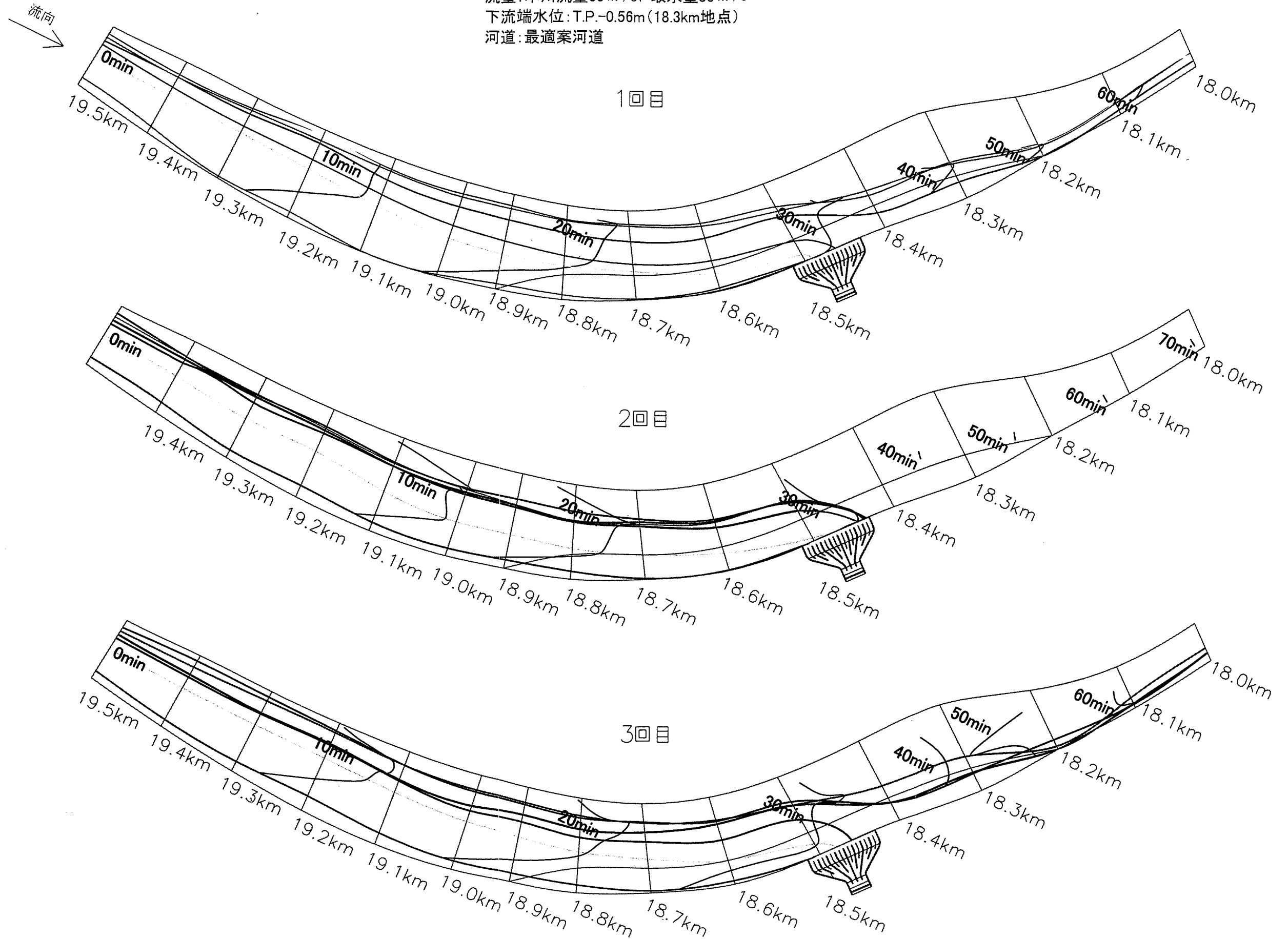


図5.11.1 最適案河道での浮子の軌跡 (干潮時)

実験 V-1-2
 流量: 本川流量 $65 \text{ m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35 \text{ m}^3/\text{s}$
 下流端水位: T.P.+0.61m (18.3km地点)
 河道: 最適案河道

19.5km地点投入位置(左岸より)

5m
 10m
 15m
 20m
 25m
 45m
 80m

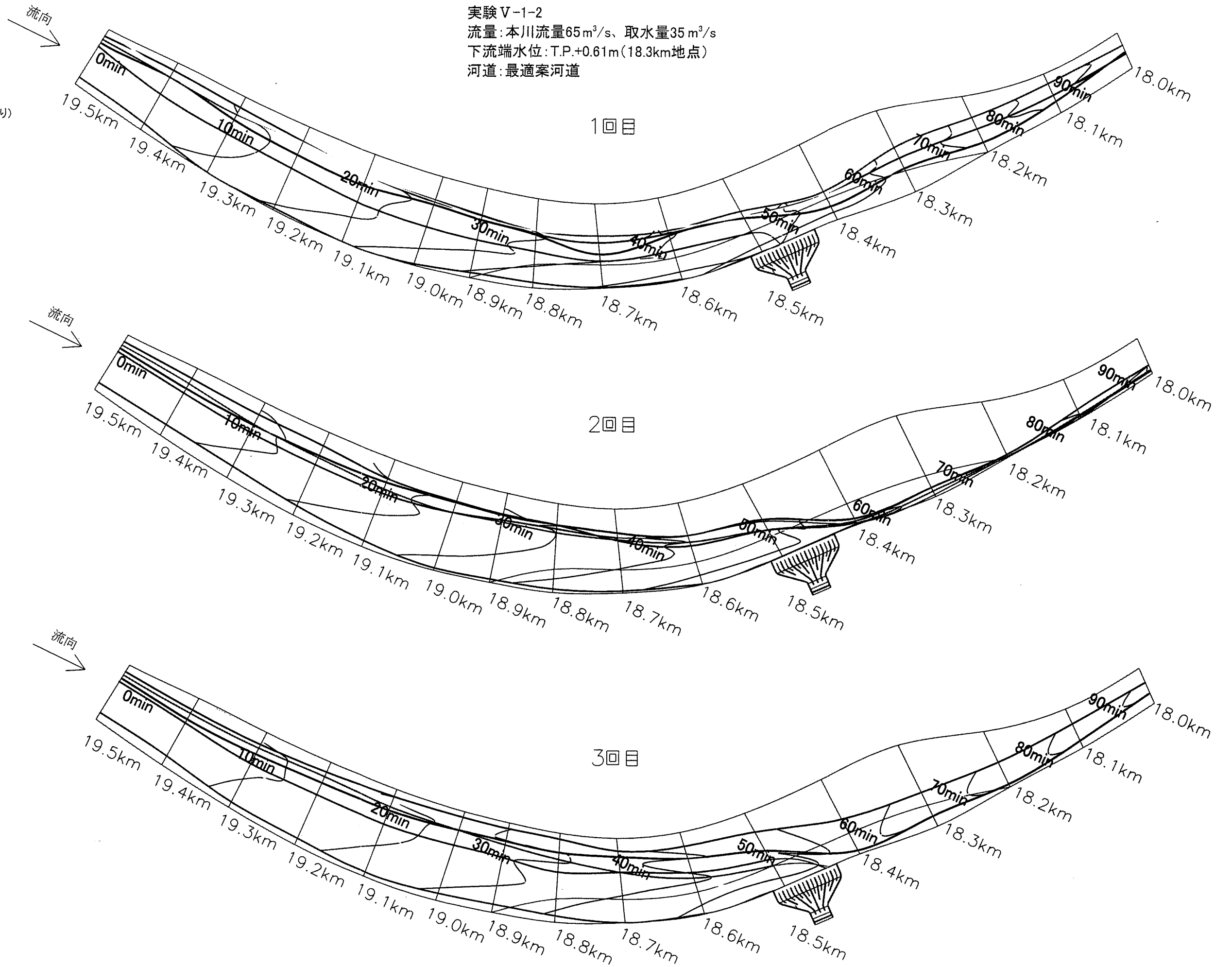
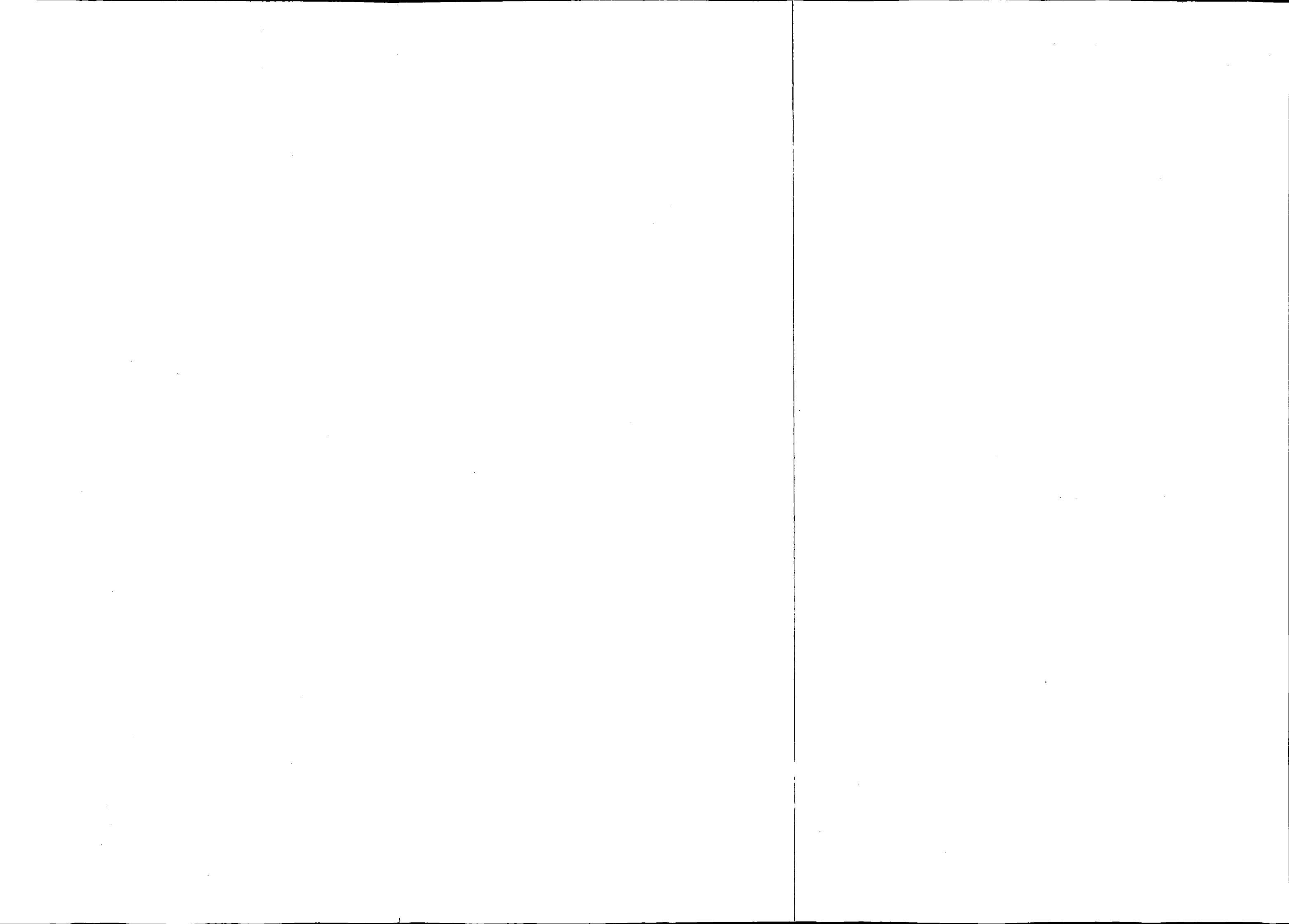


図5.11.2 最適案河道での浮子の軌跡(満潮時)



実験V-4-1
 流量: 本川流量 $65\text{ m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35\text{ m}^3/\text{s}$
 下流端水位: T.P.-0.56m(18.3km地点)
 河道: 改修原案河道

19.5km地点投入位置(左岸より)

5m
 10m
 15m
 20m
 25m
 45m
 80m

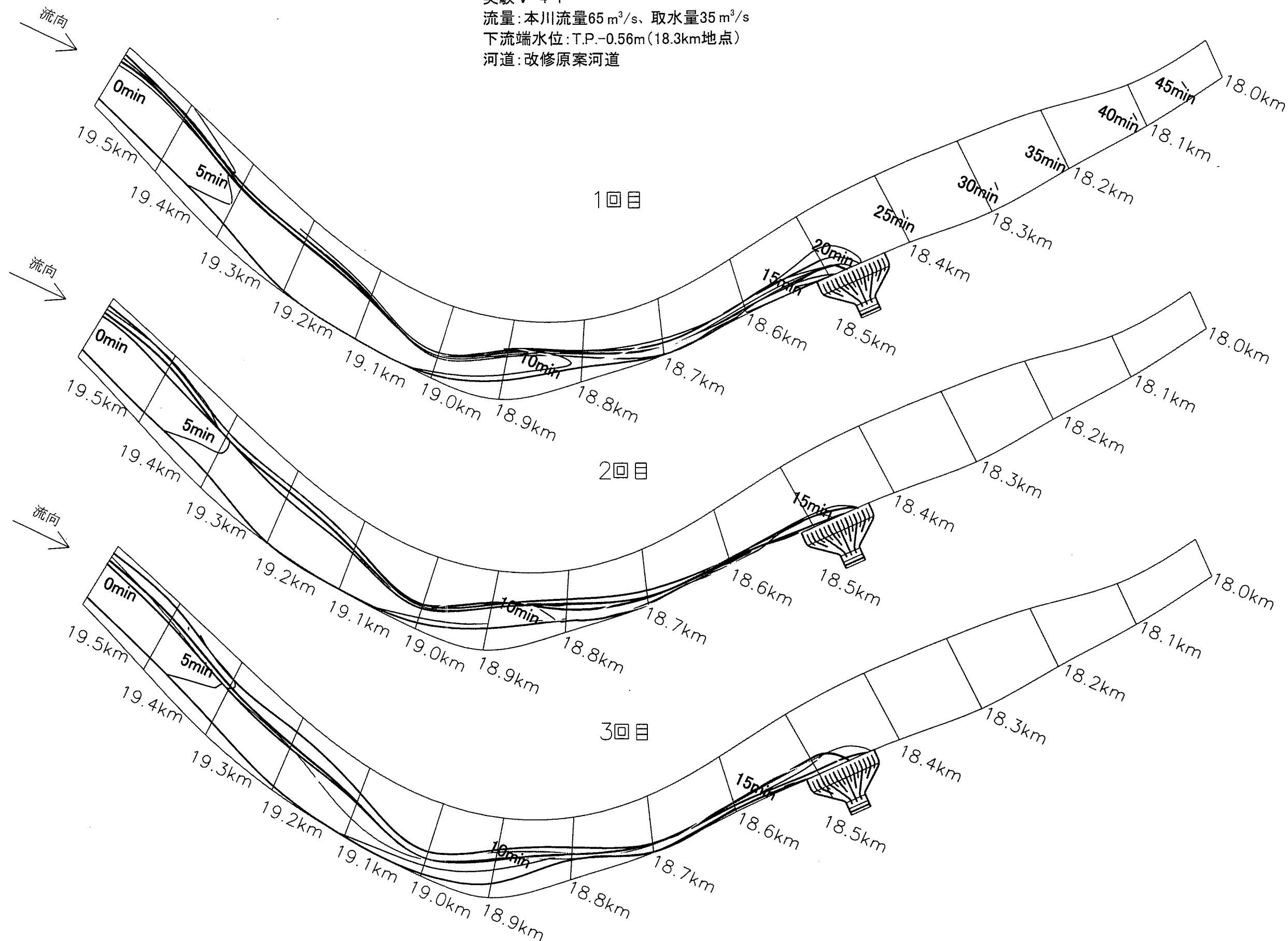


図5.12.1 改修原案河道での浮子の軌跡(干潮時)

実験V-4-2

流量: 本川流量 $65 \text{ m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35 \text{ m}^3/\text{s}$

下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)

河道: 改修原案河道

19.5km地点投入位置(左岸より)

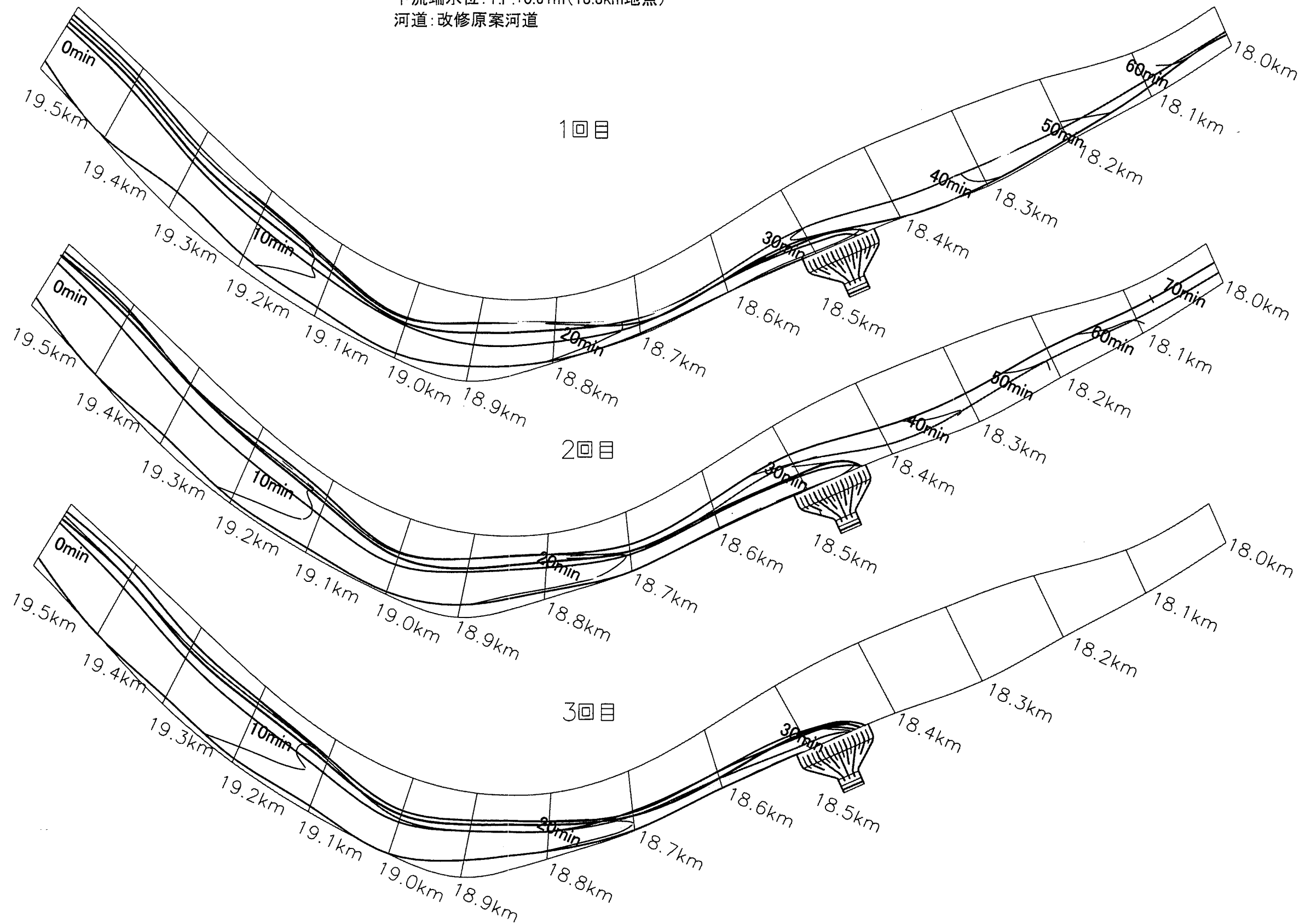
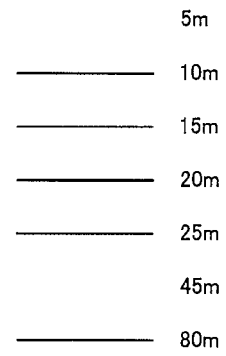


図5.12.2 改修原案河道での浮子の軌跡(満潮時)

19.5km地点投入位置(左岸より)

- 5m
- 10m
- 15m
- 20m
- 25m
- 45m
- 80m

実験V-2
流量: 本川流量 $65\text{ m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35\text{ m}^3/\text{s}$
下流端水位: T.P.+0.42m(18.3km地点)
河道: 最適案河道
取水口形状: 台形堰設置

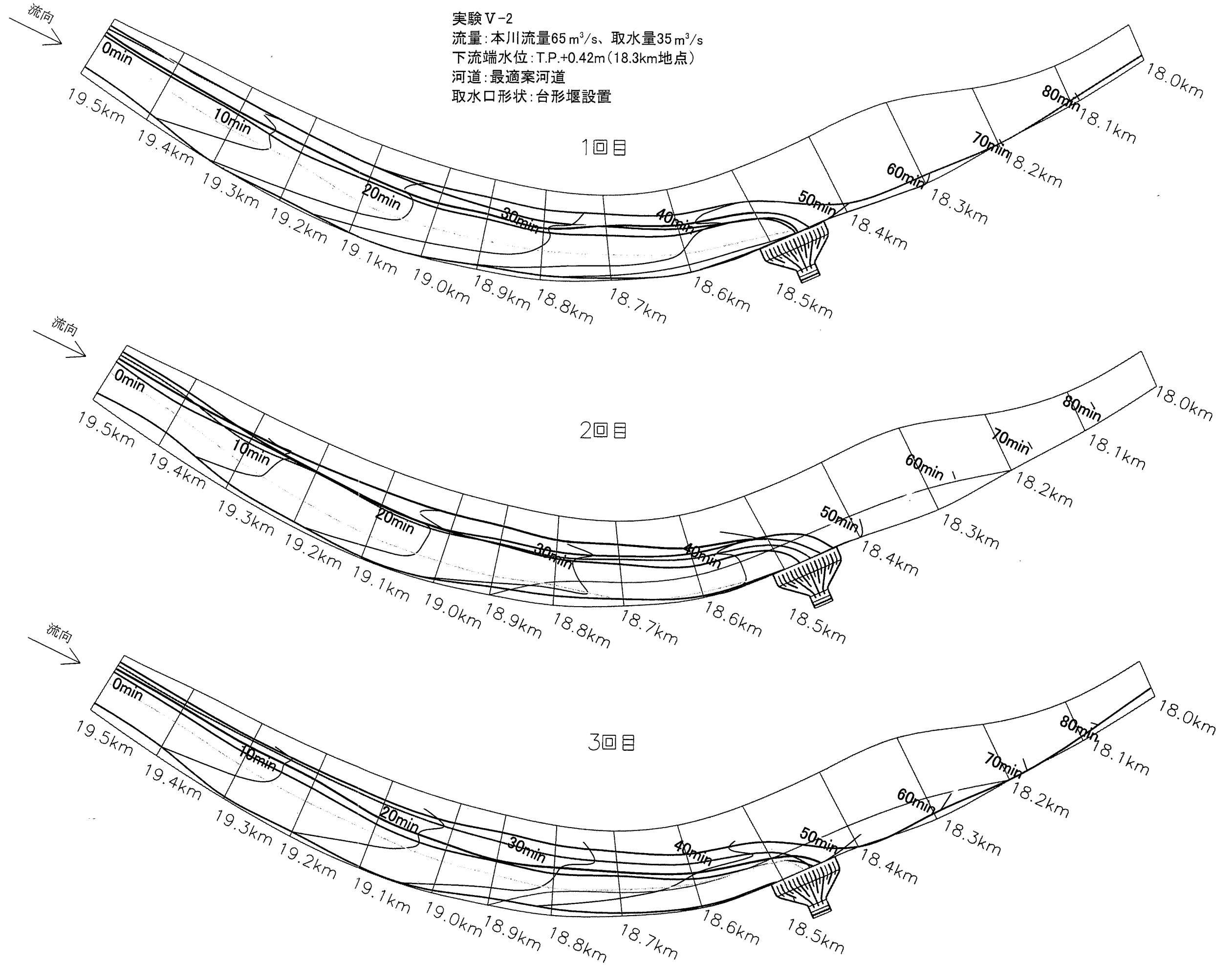
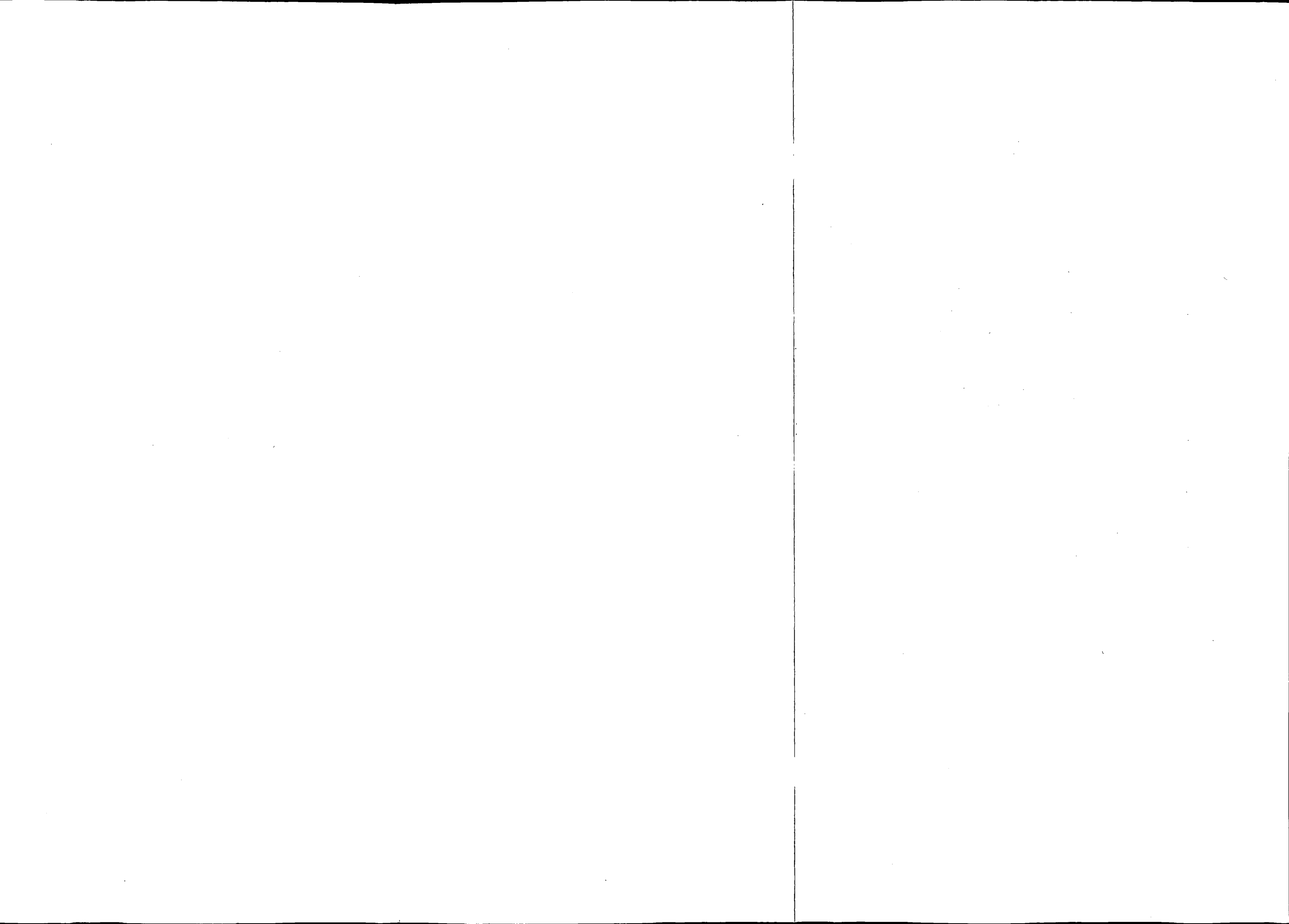
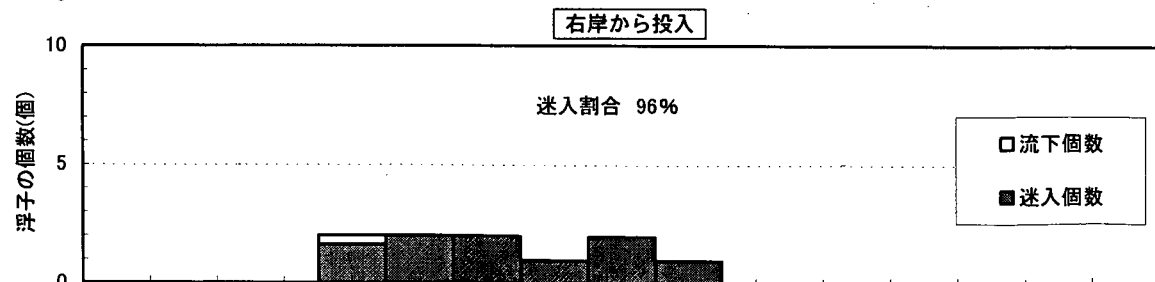
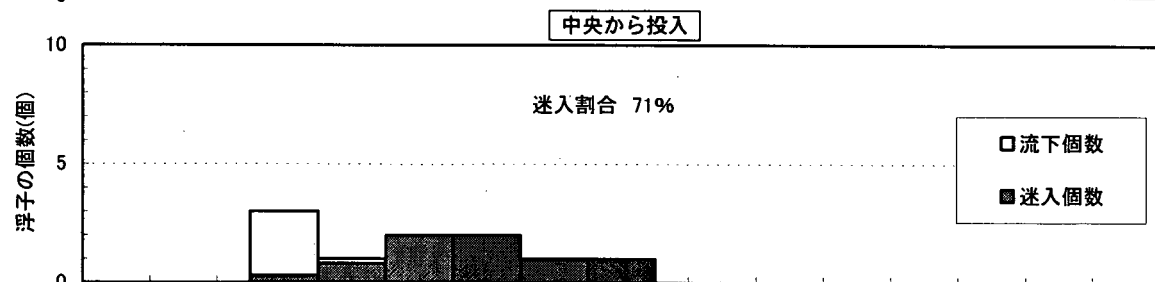
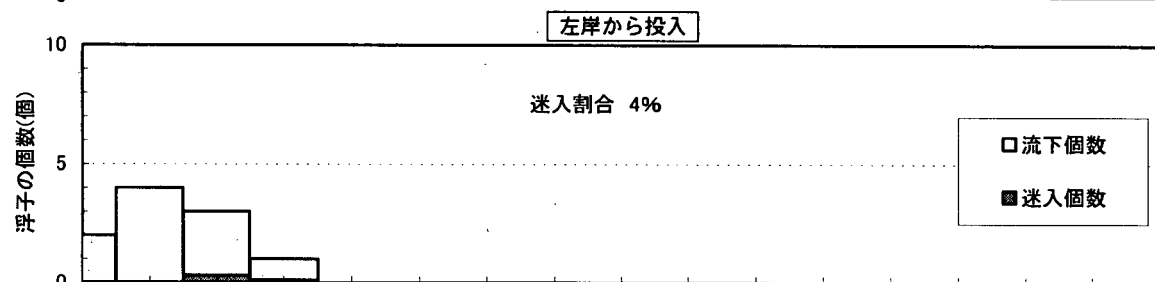
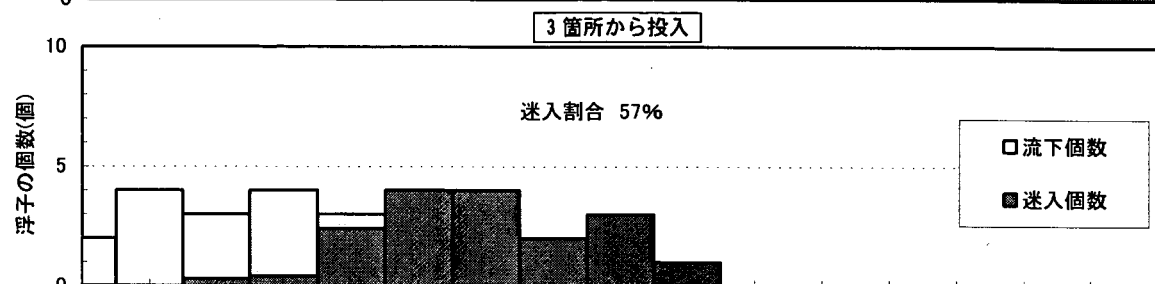
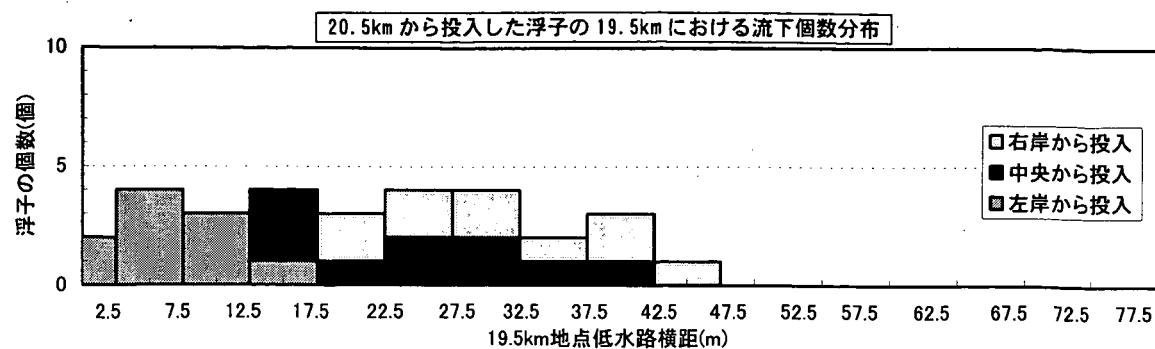


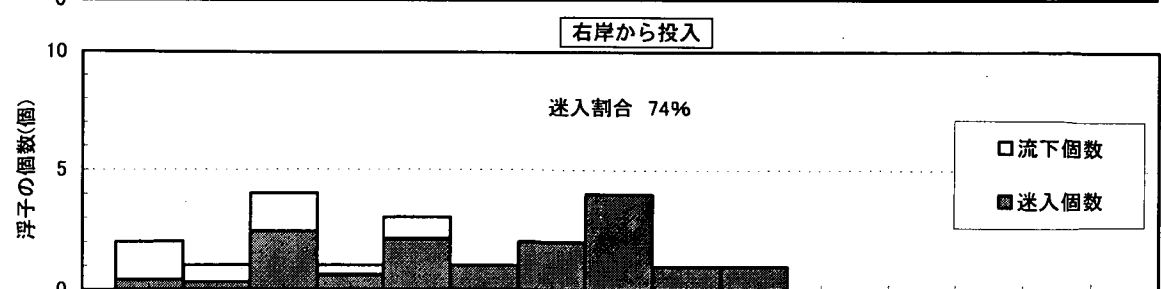
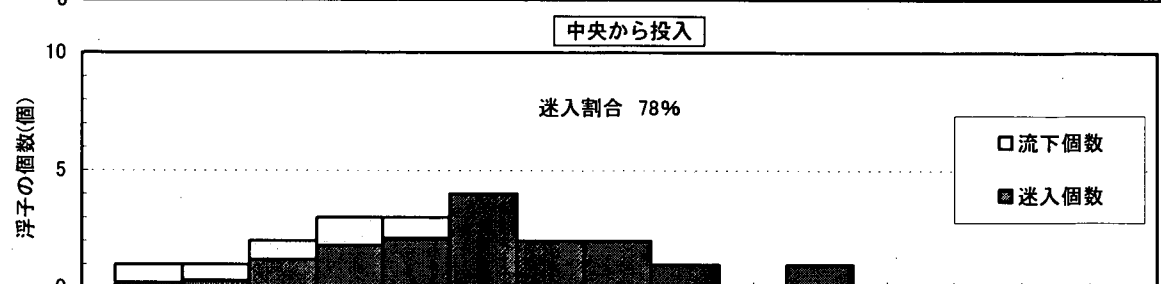
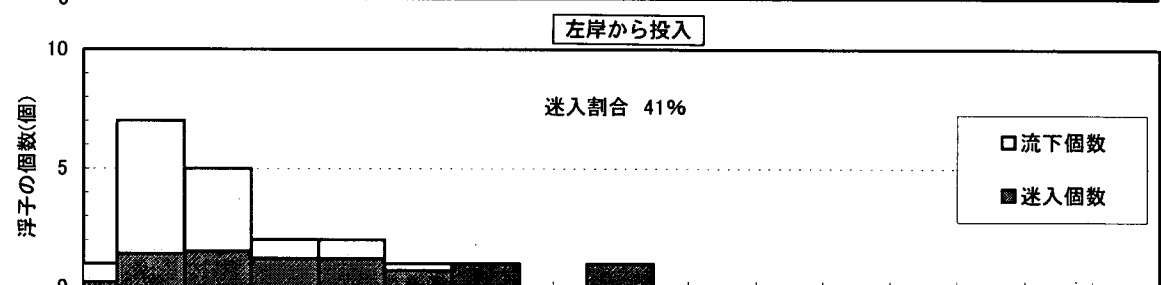
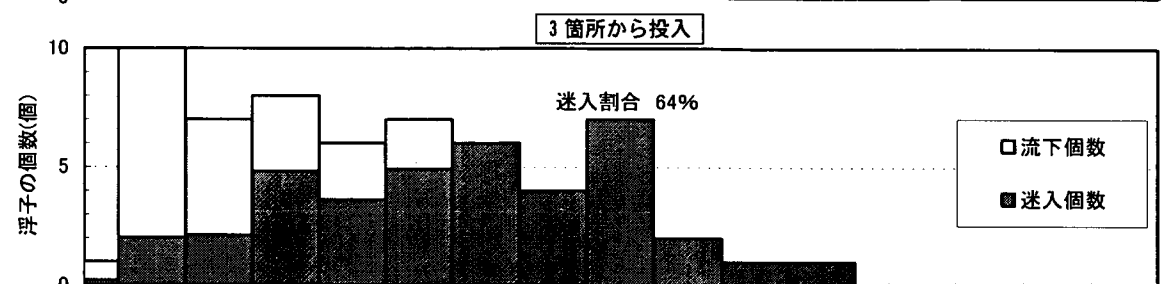
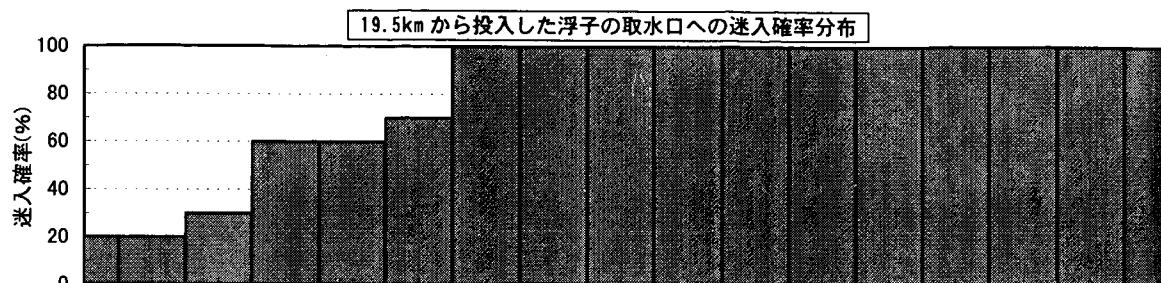
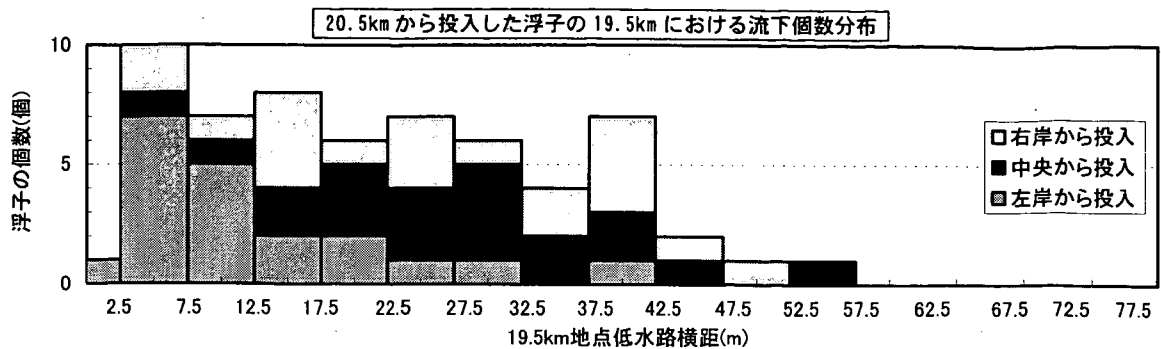
図5.13 台形堰設置時の浮子の軌跡 ($35\text{ m}^3/\text{s}$ 取水可能水位)





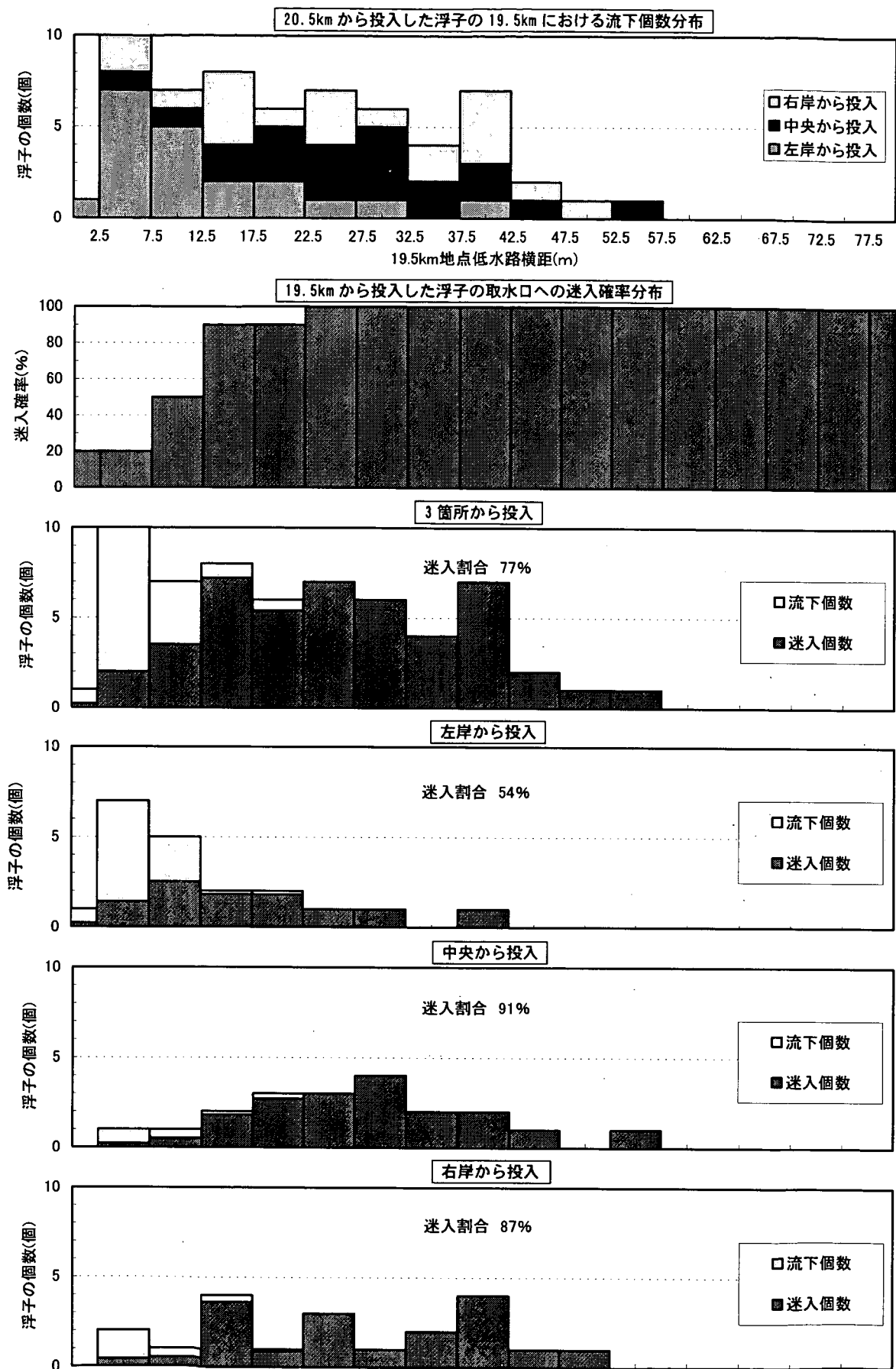
実験V-1-1
 下流端水位:T.P.-0.56m(18.3km地点)
 河道:最適案河道
 取水口形状:台形堰無し

図5.14.1 浮子の迷入割合の算出結果 (実験V-1-1)



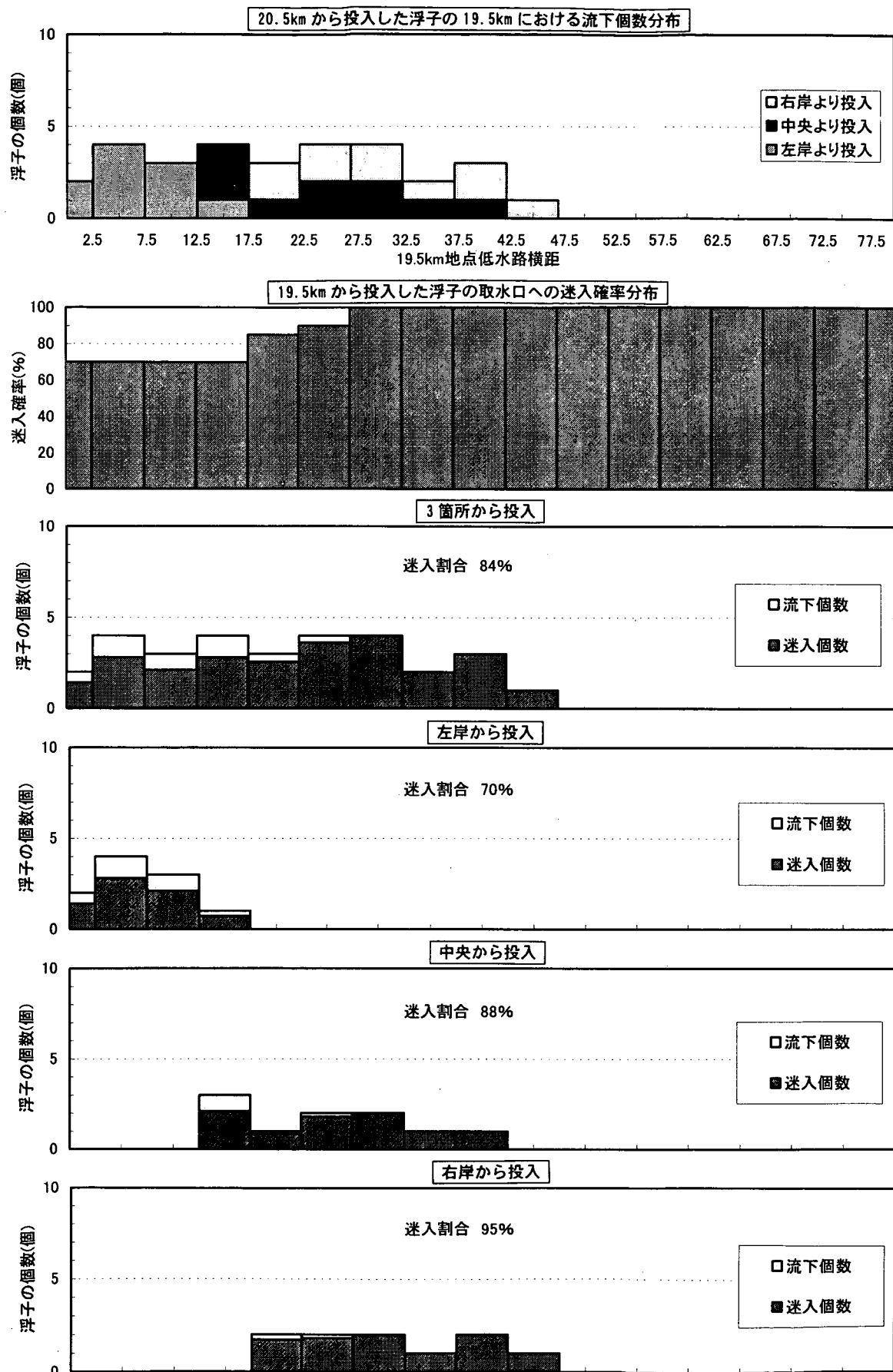
実験V-1-2
下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
河道: 最適案河道
取水口形状: 台形堰無し

図5. 14. 2 浮子の迷入割合の算出結果 (実験V-1-2)



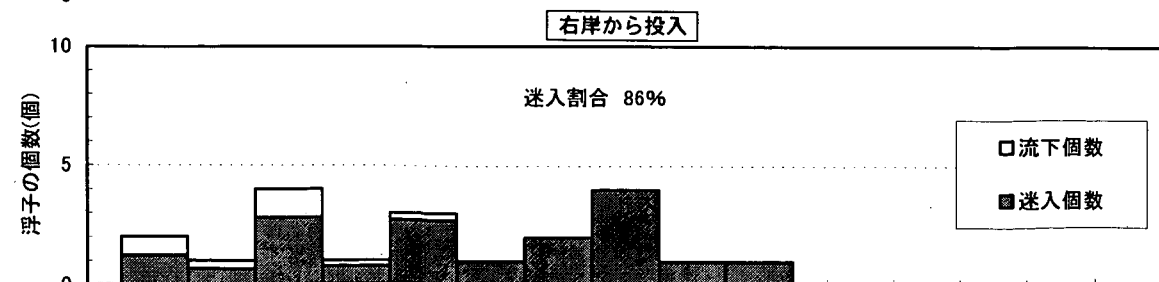
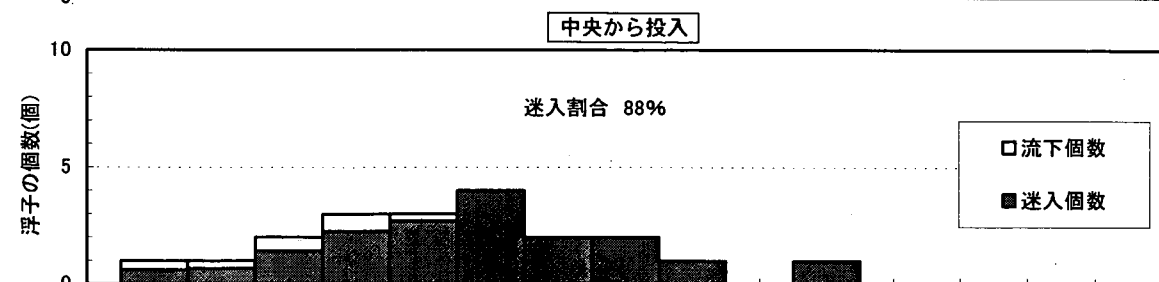
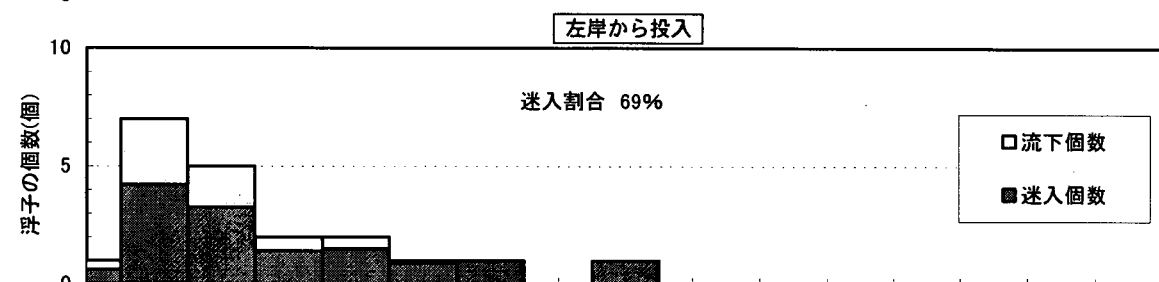
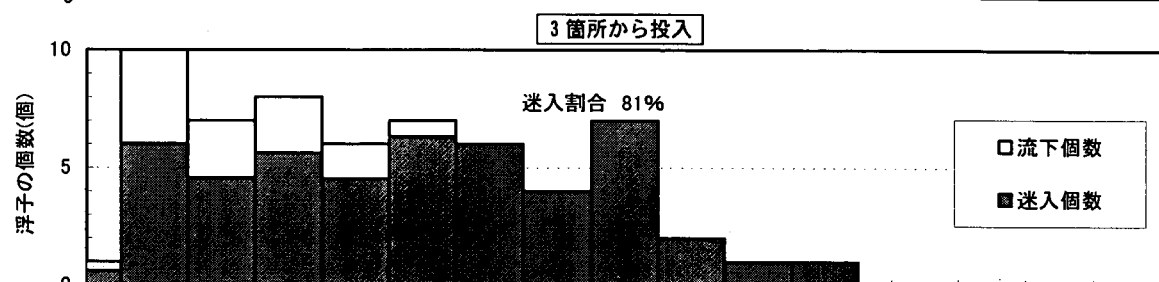
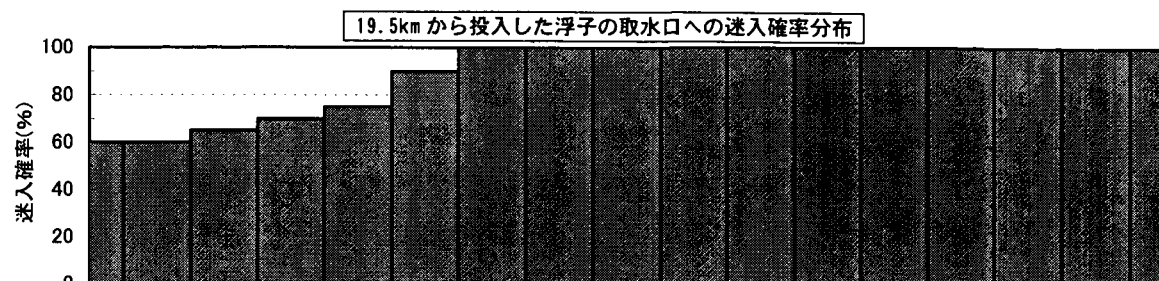
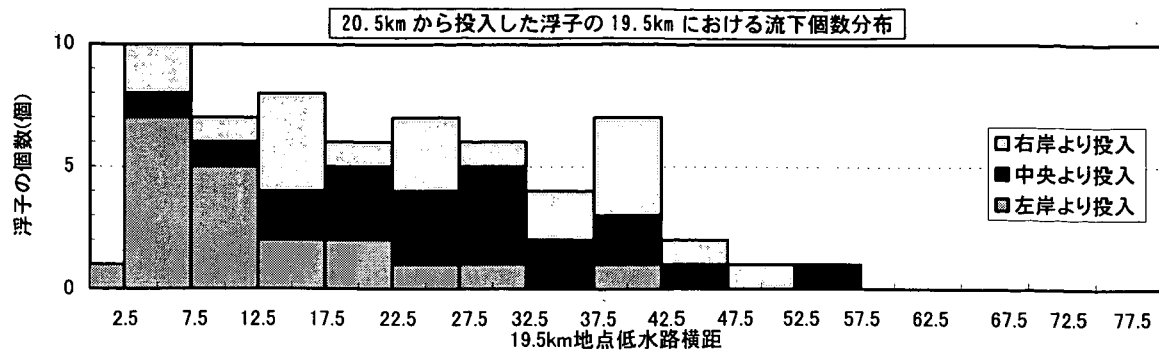
実験 V-2
 下流端水位: T.P.+0.42m(18.3km地点)
 河道: 最適案河道
 取水口形状: 台形堰有り

図5. 14. 3 浮子の迷入割合の算出結果 (実験 V-2)



実験V-4-1
 下流端水位: T.P.-0.56m(18.3km地点)
 河道: 改修原案河道
 取水口形状: 台形堰無し

図5.14.4 浮子の迷入割合の算出結果 (実験V-4-1)



実験V-4-2
下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
河道: 改修原案河道
取水口形状: 台形堰無し

図5.14.5 浮子の迷入割合の算出結果 (実験V-4-2)

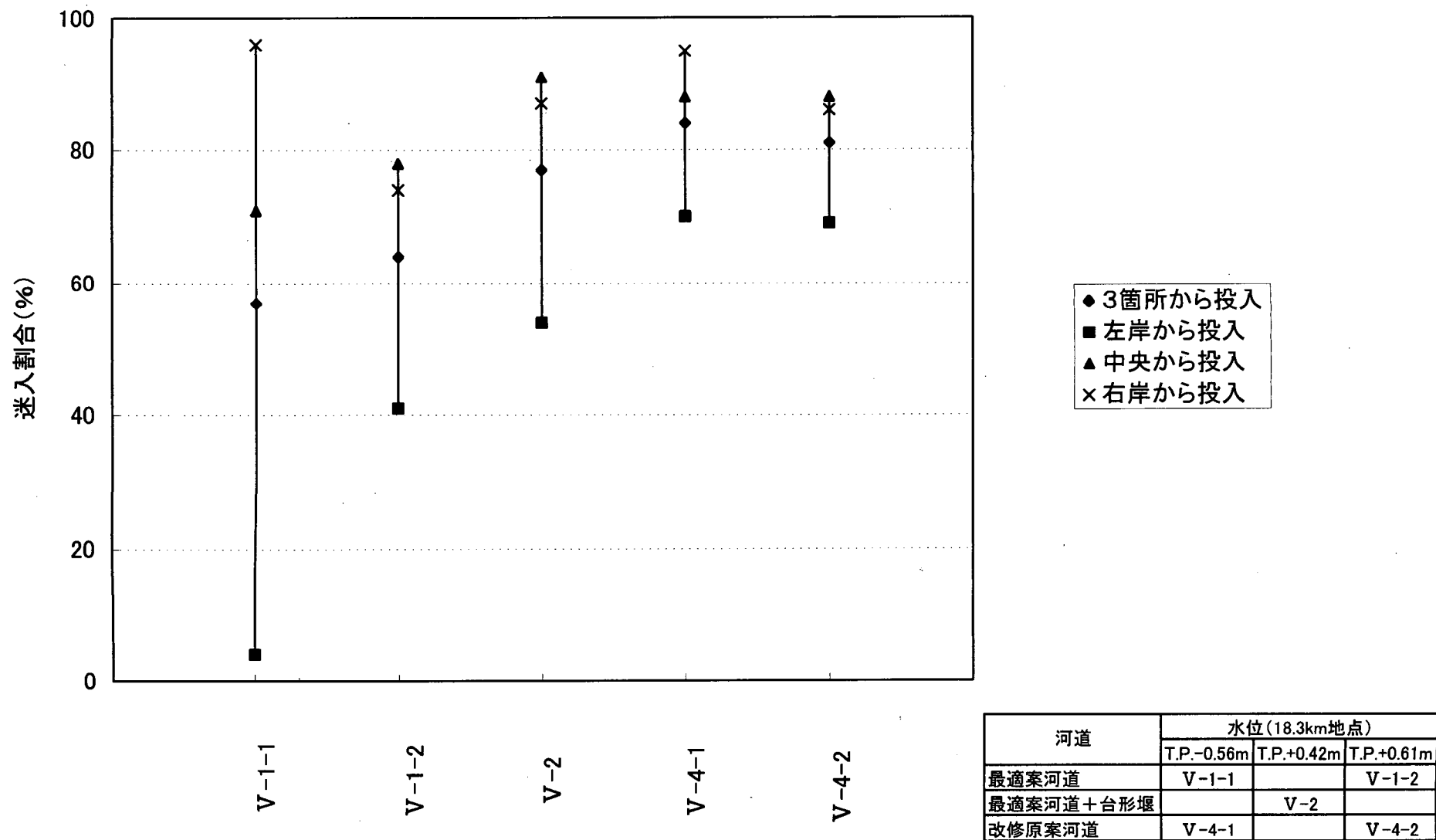


図5.15 浮子の迷入割合一覧表 (実験V)

第6章 現況河道における代替案の検討

前章において、最適案河道（最適案法線＋置換工）は浮子の取水口への迷入割合を判断指標としてもほぼ妥当であることが確認された。実際に現況河道を最適案河道にするには、低水路の大幅な改修を必要とすること等から改修が終了するまでには相当な期間を要するとなると、現況河道で何処まで対応可能であるか、また取水口の位置や幅等の設計諸元等が基本的に妥当であるかを確認しておくことは重要である。本検討で用いた模型は改修原案河道であるが、低水路内の河床高および平面形状は現況河道と同一であるため（高水敷高のみ異なる）、平水時の実験を行う限り現況河道として扱ってよい。この河道模型を用いて、台形堰の設置（実験VI-1）、取水口幅の変更（実験VI-2）、取水口位置の変更（実験VI-3）による流況や浮子の迷入割合等を把握した。

（1）検討内容

実験VIは、表3.2に示す4ケースからなる。実験VI-1は、台形堰を設置し水位や流量条件による取水口近傍での流況および浮子の迷入割合への影響を把握したケースである。このうち実験VI-1-1では、干潮時水位での取水可能な限界流量は $Q=11\text{m}^3/\text{s}$ であり（堰の越流計算結果⁵⁾より）、この流量条件に対応する干潮位に対応した18.3km地点の不等流計算水位（取水後流量 $Q=54\text{m}^3/\text{s}$ ）T.P.-0.32mを設定した。実験VI-1-2では流量 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ を満潮時の水位で、実験VI-1-3では流量 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ が取水可能な最低水位（18.3km地点、T.P.+0.42m、以下「限界水位」と呼ぶ）をそれぞれ設定した。

実験VI-2は、取水口幅の妥当性を検討したケースである。実際上は水門前面への流木の集積や水門のメンテナンス等を想定した場合には特に重要なケースである。計画原案の取水口幅76m（16門×@4.75m）でのケースは実験V-4-2で実施済みであり、この他に38m（中央8門、実験VI-2-1）と19m（中央4門、実験VI-2-2）の実験を追加した。

実験VI-3は、取水口の位置の妥当性を検討したケースである。取水口の位置を計画原案の18.5kmの他に19.1km、17.9kmとし、各箇所での取水流量 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ を設定した2ケース（実験VI-3-1、VI-3-2）と3箇所全体で流量 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ を取水するケース（実験VI-3-3）を実施した。実験VI-3-3では、各箇所での取水位置は取水口全幅の1/3（25.3m）の取水幅中央部とした。

実験VI-4では、電磁流速計とトレーサーを用いて河床近傍の流速ベクトル（河床から約0.5m）および分流境界線を求め、同一条件実験の表面近傍データと比較することによって三次元的な流れ状況を把握し、これが取水口の幅や台形堰の有無によってどの程度異なるかを検討した。

（2）実験結果

①台形堰設置の影響

現況河道で台形堰無しの場合における浮子の迷入割合は、満潮時に81%（図5.15の実験V-4-2の3箇所全体での値）で、この河道に台形堰を設置し限界水位で実験すると浮子の迷入割合は73%に若干低下する（実験VI-1-3、図6.1参照）。一方、最適案河道では前章で

述べたように台形堰のある方が無い場合に比較して約 13% 迷入割合が高い。つまり、最適案河道の方が現況河道よりも台形堰設置によって迷入割合が高くなる傾向がある。

上記のように河道別に迷入割合が異なる理由の一つとして次のことが考えられる。図 6.2 および図 6.3 は、それぞれ最適案河道と現況河道の満潮位時の表面流速ベクトル分布について、台形堰の有無別に示したものである（台形堰有りのケースは限界水位を設定）。同図の取水口直上流の 18.6km 断面に注目すると、最適案河道では現況河道に比較して、左岸側の流れが卓越し全体として流速が小さい（約 0.25m/s）ことがわかる。一方取水口位置での平均流速を断面積と取水量から求めると、台形堰の無い場合に 0.2m/s、台形堰が有る場合に 1.2m/s である（これは河道条件にはあまり係わらない）。これらより、取水口直上流の本川で流速が小さくかつ左岸側の流れが卓越する最適案河道では、台形堰を設置すると取水口位置での流速が増大し本川下流に直進する流れが弱くなるために、取水口側に浮子が迷入しやすくなると考えられる。

②取水口幅の影響

現況河道における 18.5km の取水位置において、満潮時に取水流量 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$ の条件で取水口幅を変えたとき（8 門、4 門）の浮子の迷入割合の結果を図 6.1 に示す。浮子投入 3 箇所全体での迷入割合で比較すると、16 門で 81%（図 5.15、実験 V-4-2）、8 門で 51%（実験 VI-2-1）、4 門で 62%（実験 VI-2-2）となり、取水口幅と浮子の迷入割合の間に一定の関係はないようである。取水口位置での平均流速を前述のように求めると、16 門で 0.2m/s、8 門で 0.4m/s、4 門で 0.8m/s であり、これに対して 18.6km 断面の右岸での流速は図 6.4 のようにいずれのケースでも約 0.5m/s である。これらより、取水口位置での流速が取水口直上流での流速と同程度の場合に浮子が迷入しにくい傾向を示す。このように、取水口幅に関しても台形堰の場合と同様に、取水口近傍での流速（本川での流速と取水口位置での流速の比）が浮子の迷入割合を決める重要な要素であると考えられる。

③取水口位置が浮子の迷入に及ぼす影響

現況河道で取水しない場合の浮子の流況は、図 5.8 で示したように浮子の流れに偏りや非定常性が場所毎に異なっていることより、取水口の位置によって浮子の迷入割合がかなり異なると予想され、実際に実験結果は図 6.5 に示すように予想通りとなった。つまり、19.1km に取水口がある場合に最も迷入割合が低く、浮子投入 3 箇所の全体で 18% と他のケースの約半分である。これはこのケースでは、18.5km に取水口がある場合に比較して、図 6.6 に示すように取水口直上流で左岸側の流れが卓越し主流部が取水口側に近づかないためであり、この状況は図 6.5.1 の迷入確率分布に明瞭に現れる。つまり、このケースでは、本川河道の 19.5km 断面の河道中央付近に明確に浮子の迷入境界が存在する。これに対し、17.9km に取水口がある場合には、浮子の迷入境界の位置が明確に存在せず（19.5km 断面で最も左岸のセクションを通過した浮子でも迷入する場合があり、19.5km 断面で最も右岸のセクションを通過した浮子でも迷入しない場合がある）、これは前述のような 18.5km 付近より下流で浮子の流れ方向が一定でないことと関係が深い。

3箇所の取水口から同時に同量を取水した場合には（実験VI-3-3）、図 6.5.3 に示すように、19.1km の取水口にはほとんど浮子が迷入しない。また 20.5km 左岸から投入して迷入した浮子は最下流の 17.9km 取水口におけるものがほとんどであり、17.9km の取水口では 20.5km 断面での浮子の投下位置に係わらず同程度の迷入割合を示すことがわかる。

以上のように、現況河道においては上流からの流れは 18.7km 右岸付近に集中し偏るため、それより上流に取水口を設置することが浮子の迷入割合の低減効果を高めるには有利と考えられる。一方の最適案河道では、取水口位置を変えたケースを行っていないため詳細に比較検討できないが、第5章で述べたように集中し偏った流れがあまり生じないことから、取水口位置を上流に変えても浮子の迷入低減効果はあまり変わらないと考えられる。

④河床近傍の流況について

前述の①、②では現況河道の満潮時における台形堰と取水口幅が浮子の迷入に与える影響について水面付近の流向・流速の状況からの検討したが（実験VI-1、VI-2）、取水口近傍の流況をより詳細に把握することが重要であると考え、実験VI-4 では同一実験条件で河床付近の流向・流速を把握した。

図 6.7 は河床面付近と水面付近の流速ベクトル及び分流境界線をケース別に比較したものである。これより、いずれのケースにおいても、18.6km 及び 18.5km 断面を除き河床面付近と水面付近の流向・流速は同程度である（台形堰設置と取水口幅 16 門のケースにおいて 18.8km と 18.9km 断面で右岸向きの表面流が卓越するようであるが、18.7km 断面の状況は他のケースと同様でこれを越えてその上流まで台形堰の影響が及ぶとは考えにくく、流れの非定常性が原因による一時的な現象であると考えられる）。18.6km と 18.5km 断面の取水口に近い右岸側の流速については、いずれのケースでも水面付近の方が大きい傾向が見られる。一方、同箇所での流向についてはケースによって次のような違いがある。取水口幅 16 門の場合には（実験V-4-2 と実験VI-4-1 の比較）、水面付近は取水口側に寄っているが河床付近では河道法線にほぼ平行な流れである。これに対し、取水口幅が 8 門（実験VI-2-1、実験VI-4-2、）及び 4 門（実験VI-2-2、実験VI-4-3）のケースでは、水面付近の方が河床付近と比較して河道法線にほぼ平行な流れである。このような取水口直上流での流速ベクトルの相違は分流境界線の形状にも現れ、特に取水口幅 8 門の場合には河床付近では大きく回り込むように取水口側に流入する形状を示しており、水面付近と河床付近の流れに位相差が生じていると推定できる。このケースにおける浮子の迷入割合は 51% と他のケースより小さいが、上記の分流境界線の平面形状から判断すると、河床付近に浮子があるとすると迷入割合は高くなるものと考えられる。

以上のように、取水口幅の変更や台形堰の設置によって取水口直上流での流速・流向に影響を与え、水面付近と河床付近の流れが不均一となる傾向が大きくなるため、これらのケースでの浮子の迷入割合については断面平均としての代表性が劣ると考えられることから、現地に適用するにあたってはこれを十分に考慮する必要がある。

(3) まとめ

18.5km の取水口位置での流速が取水口直上流での流速と同程度の場合に浮子が迷入しにくい傾向にあり、河道条件や取水口の諸元（取水口幅の変更や台形堰設置）による取水口近傍の流況の相違を把握することが重要である。

現況河道においては、上流からの流れは 18.7km 右岸付近に集中し偏るため、それより上流に取水口を設置する方が浮子の迷入低減効果を高めるには有利と考えられる。最適案河道では、取水口位置を変えたケースを行っていないため詳細に比較検討できないが、18.7km 右岸付近に集中し偏った流れがあまり生じないことから、取水口位置を上流に変えても浮子の迷入低減効果はあまり変わらないと考えられる。

取水口幅の変更や台形堰の設置によって、取水口直上流での流速・流向が影響を受け、水面付近と河床付近の流れに位相差が生じ易くなるため、浮子の迷入割合は断面平均としての代表性が劣ると考えられることから、現地に適用するにあたってはこれを充分に考慮する必要がある。

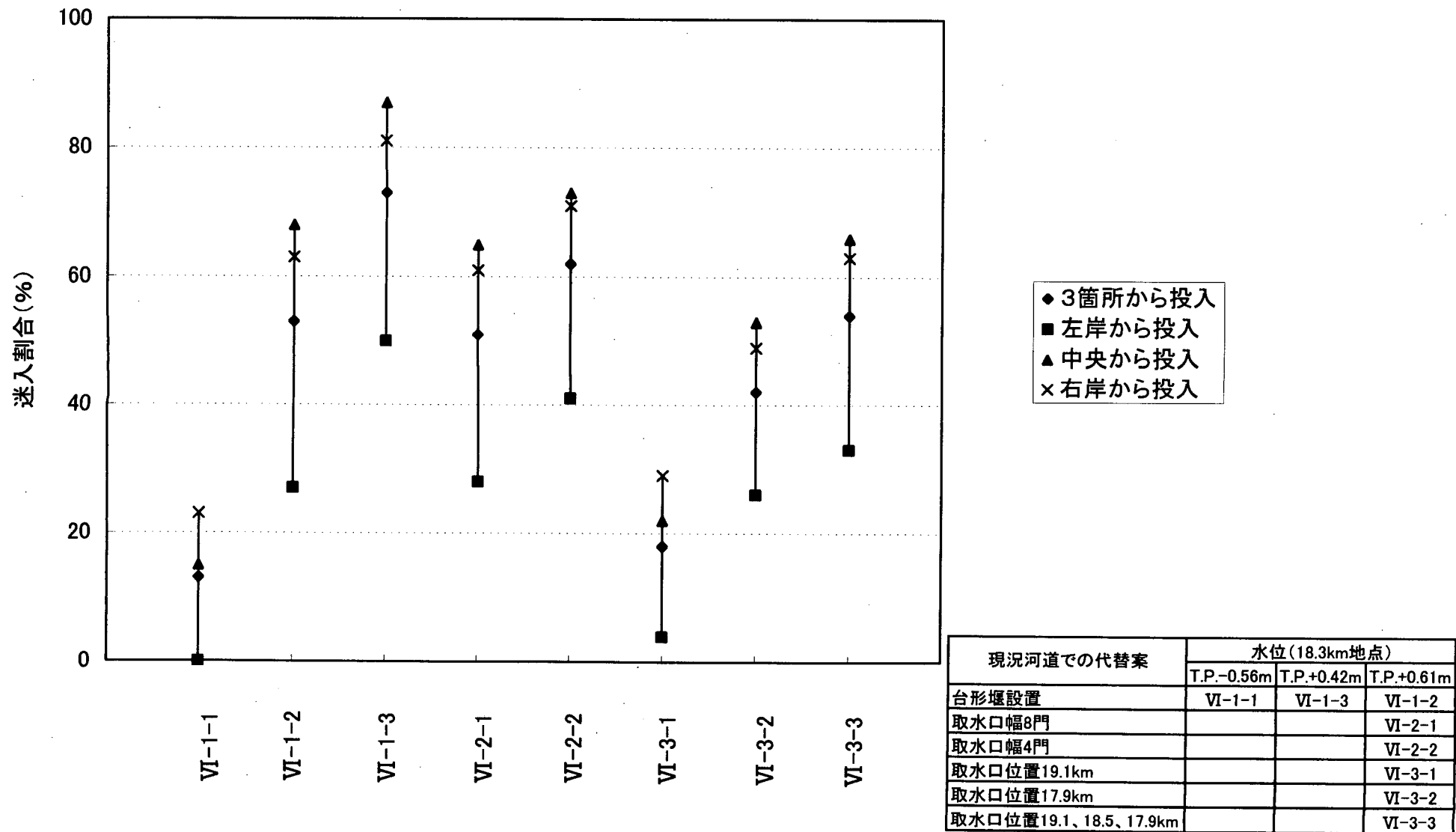
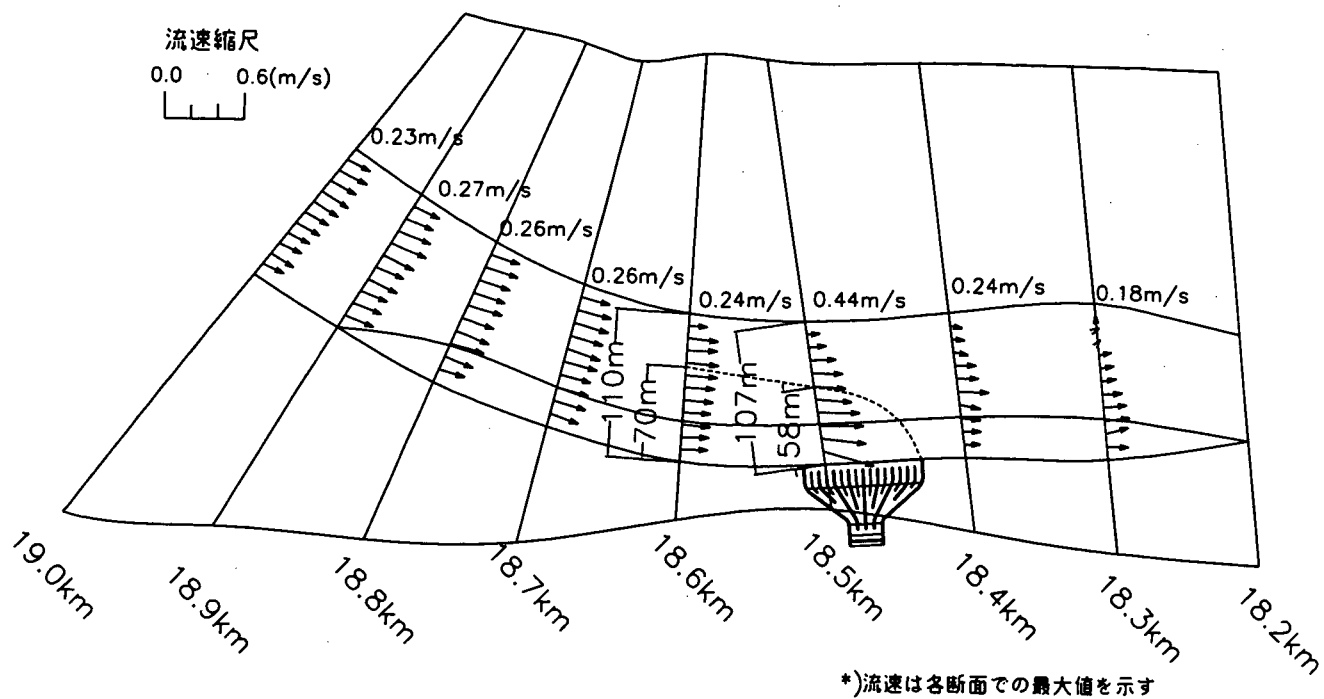
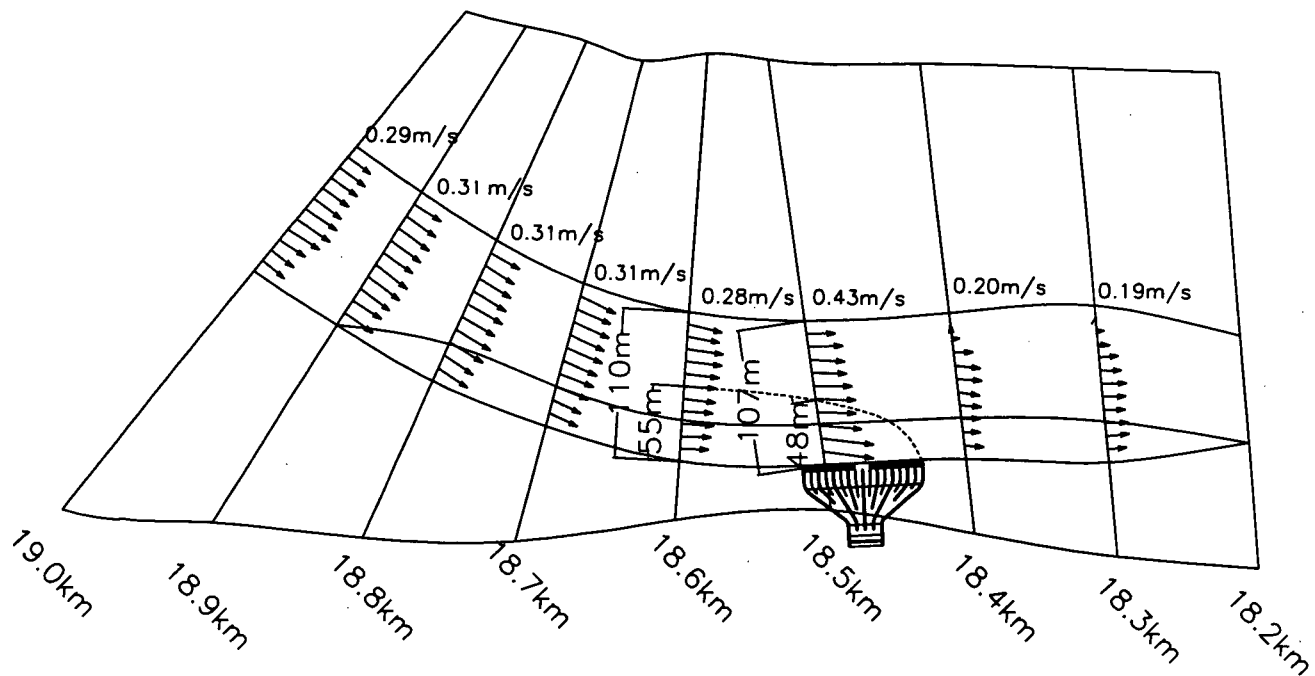


図6.1 浮子の迷入割合一覧表 (実験VI)



実験V-1-2
下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
河道: 最適案河道
取水口形状: 台形堰無し



実験V-2
下流端水位: T.P.+0.42m(18.3km地点)
河道: 最適案河道
取水口形状: 台形堰有り

図6.2 最適案河道での表面流速ベクトル図 (実験V-1-2、V-2)

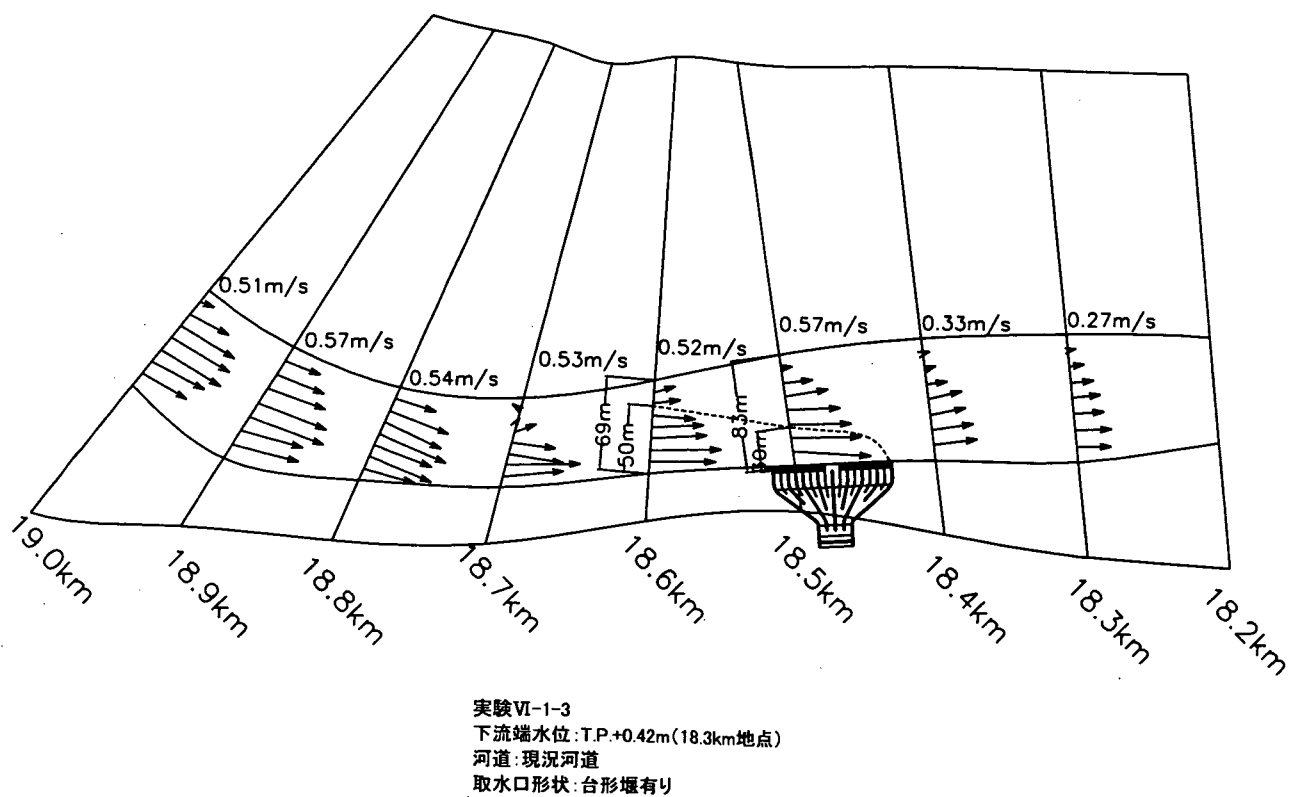
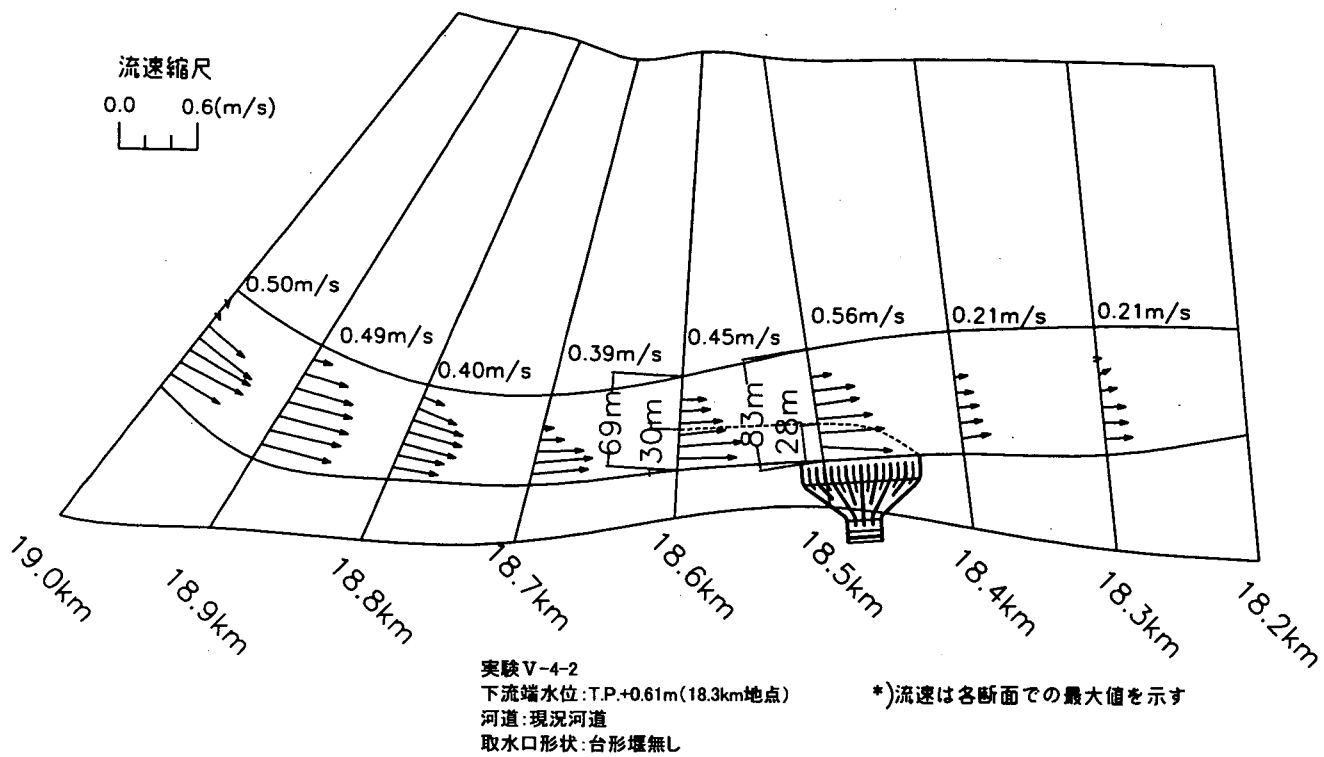
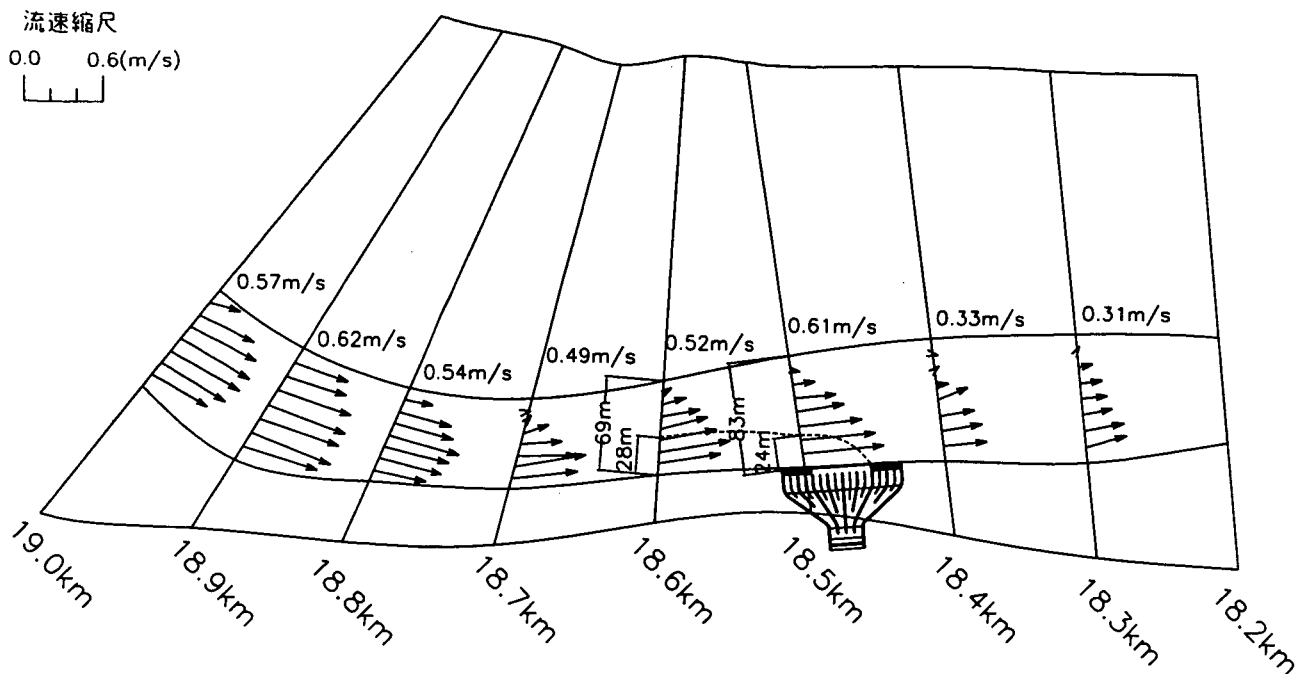


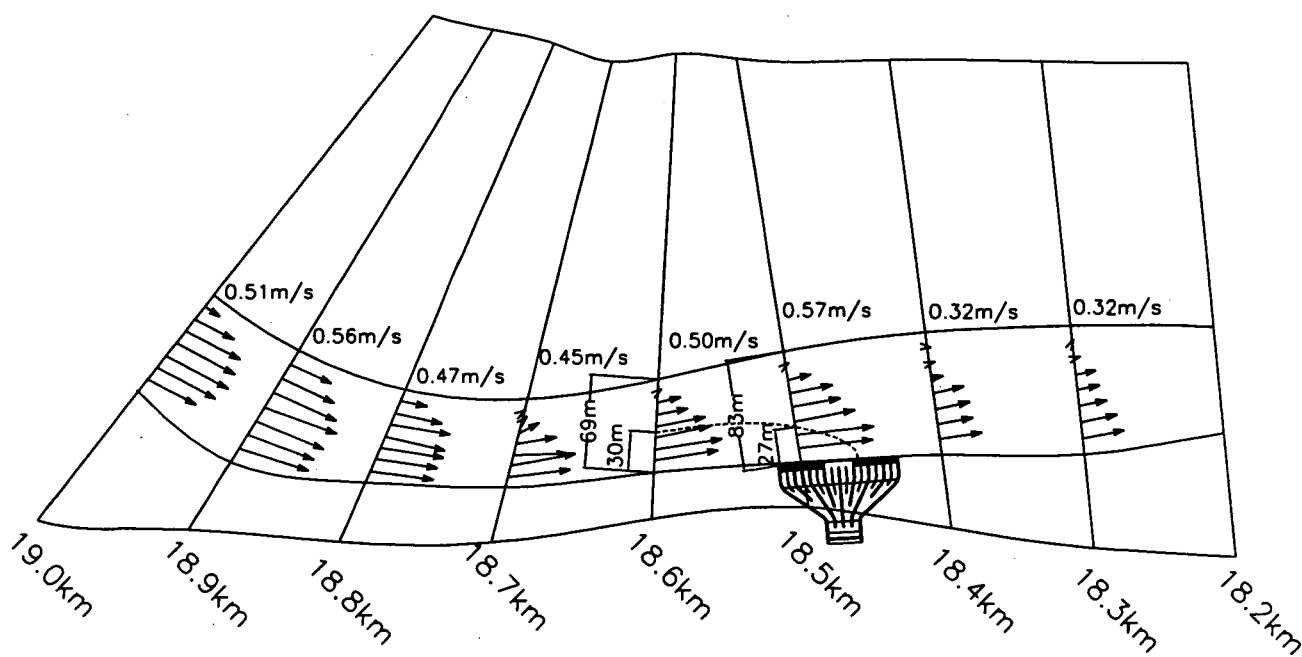
図6.3 現況河道での表面流速ベクトル図(実験V-4-2、VI-1-3)

流速縮尺
0.0 0.6(m/s)



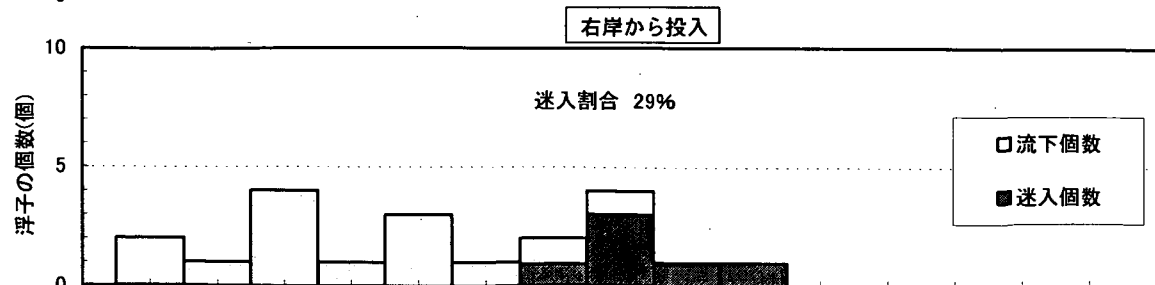
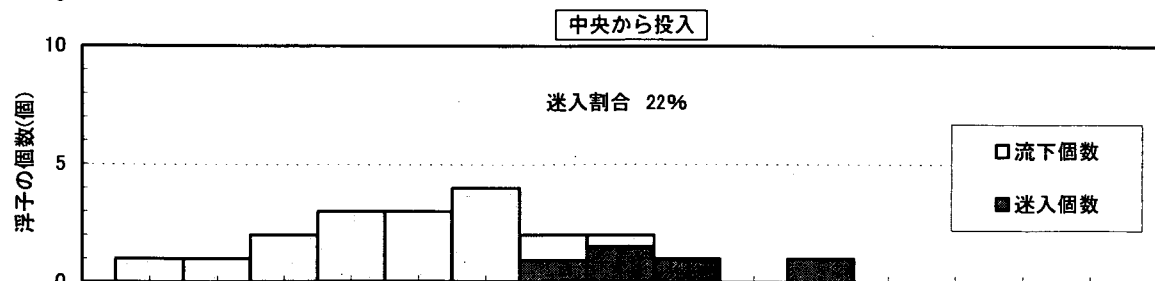
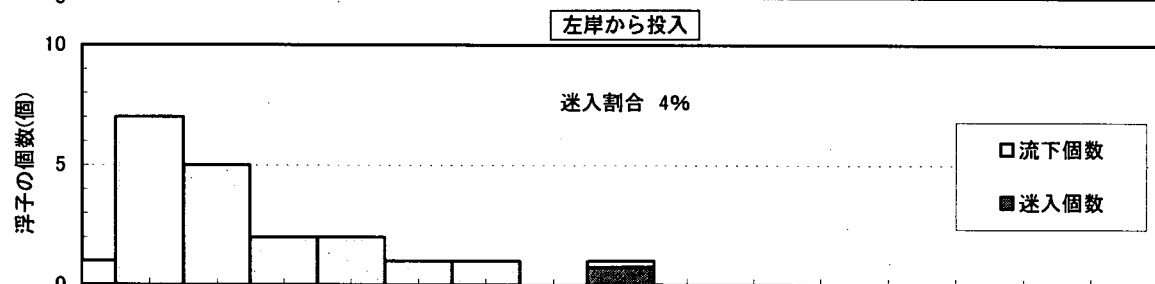
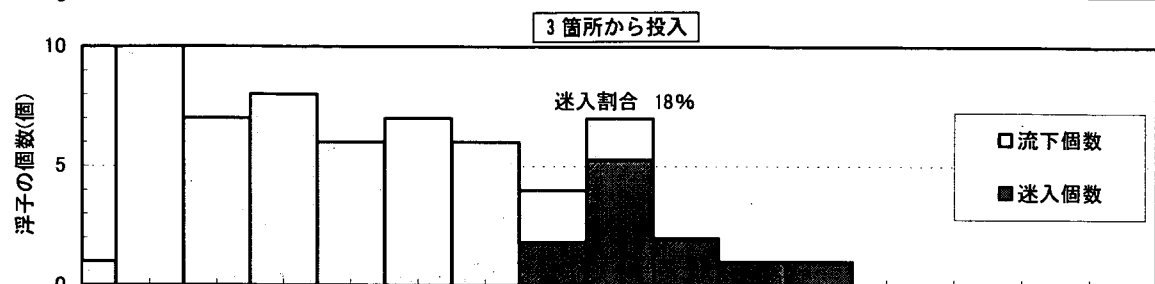
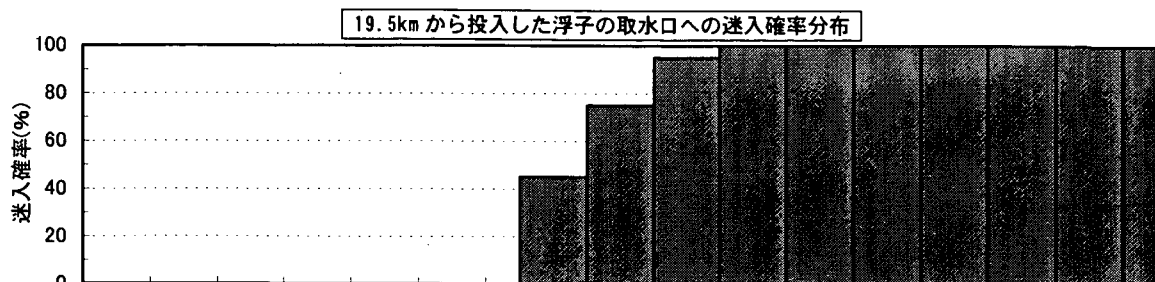
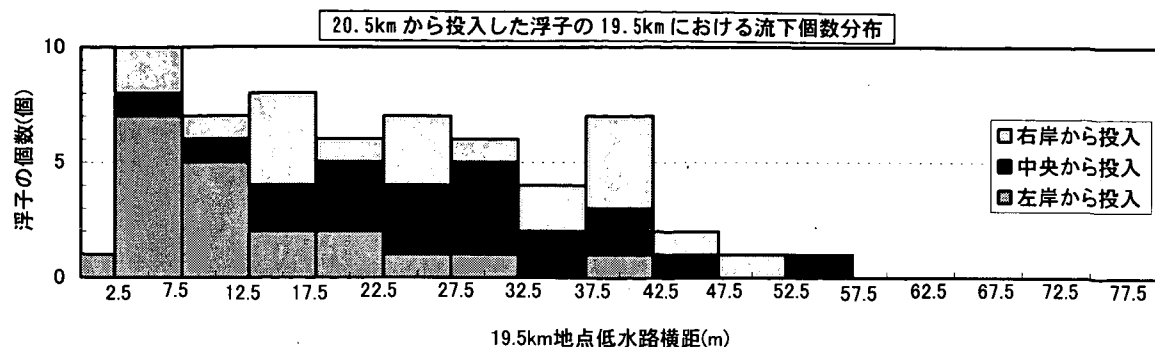
*)流速は各断面での最大値を示す

実験VI-2-1
下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
河道: 現況河道
取水口形状: 幅8門



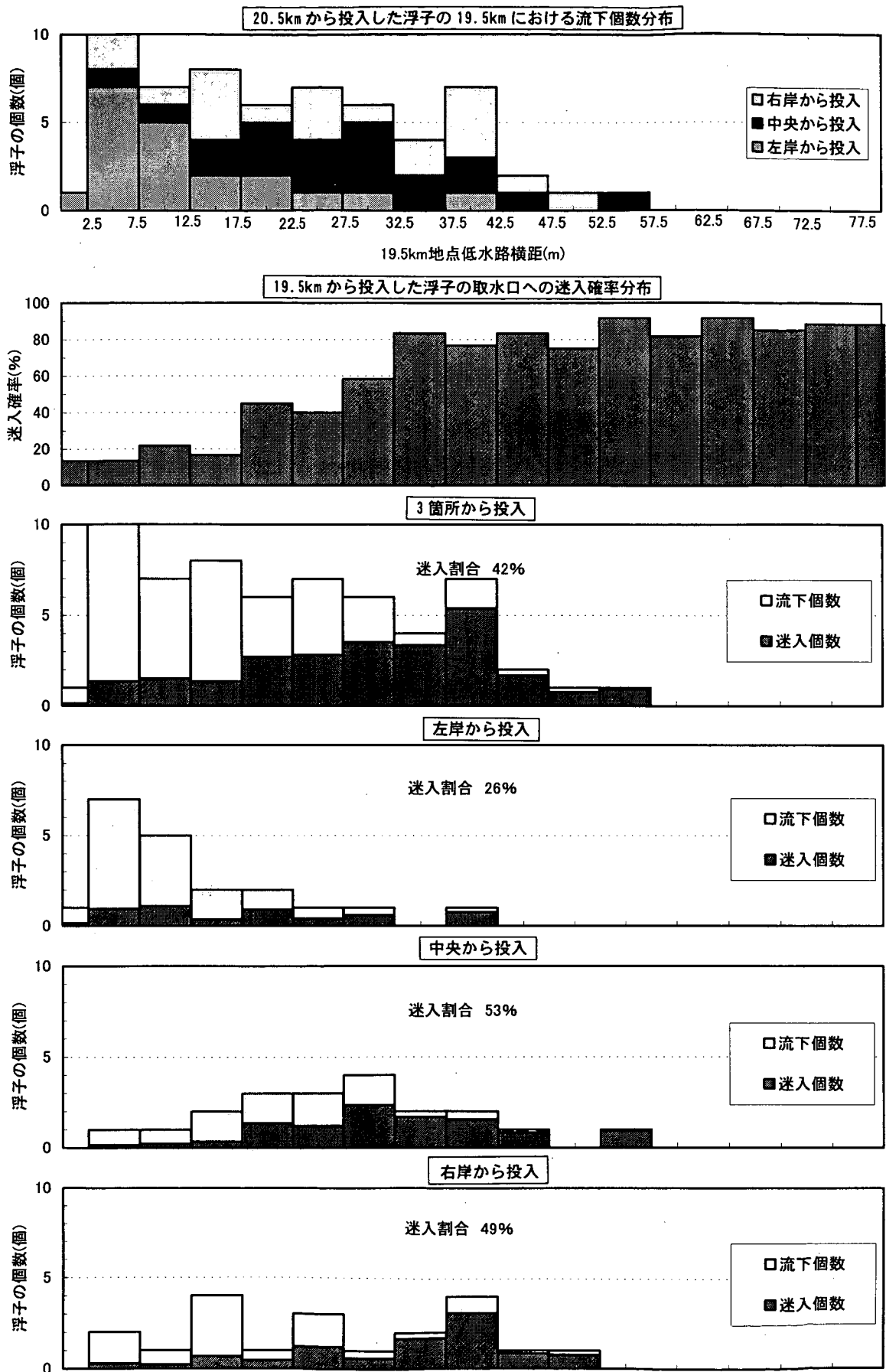
実験VI-2-2
下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
河道: 現況河道
取水口形状: 幅4門

図6.4 取水口幅8門および4門時の表面流速ベクトル図 (実験VI-2-1、VI-2-2)



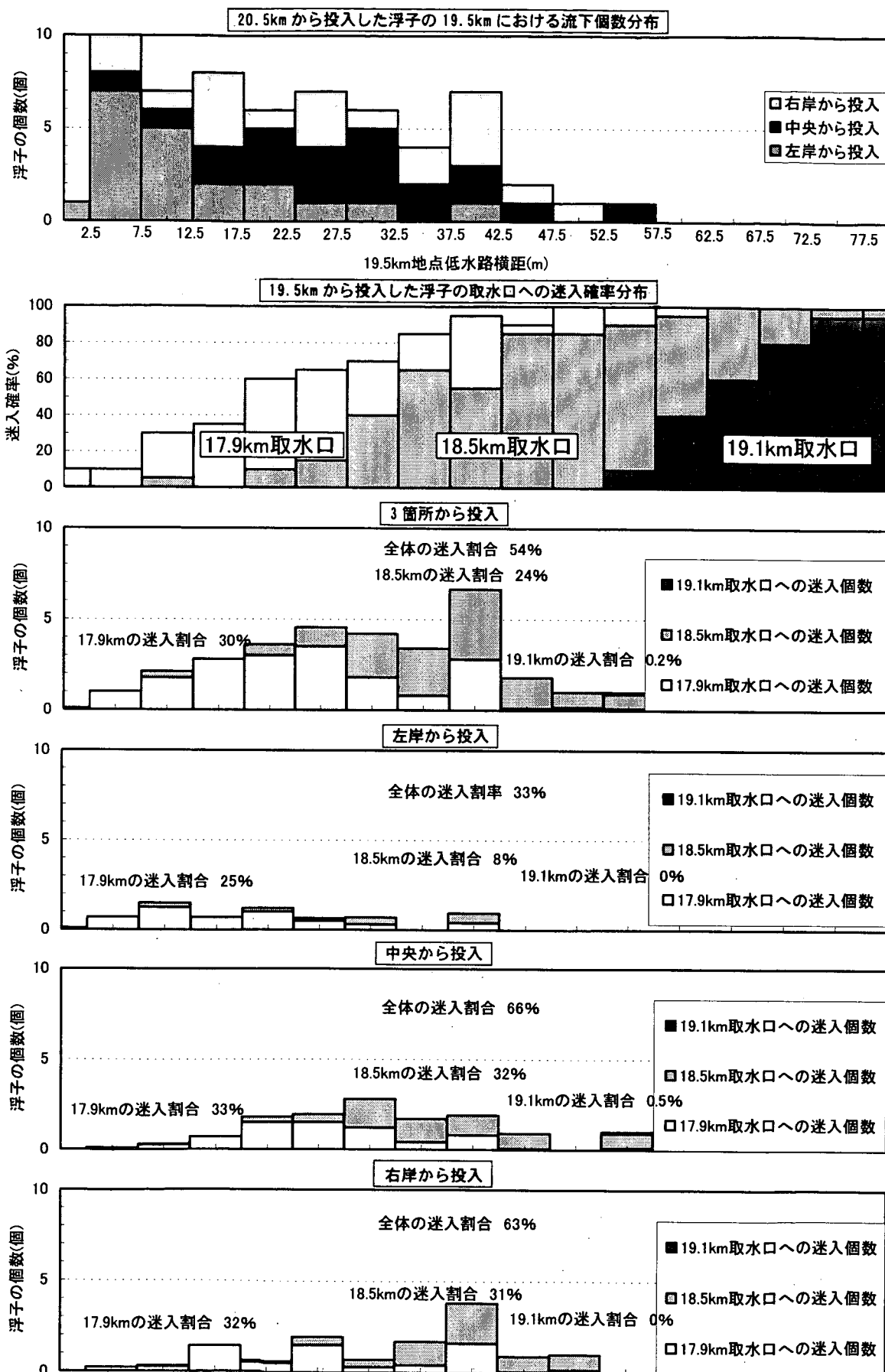
実験VI-3-1
下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
河道: 現況河道
取水口位置: 19.1km

図6.5.1 浮子の迷入割合の算出結果 (実験VI-3-1)



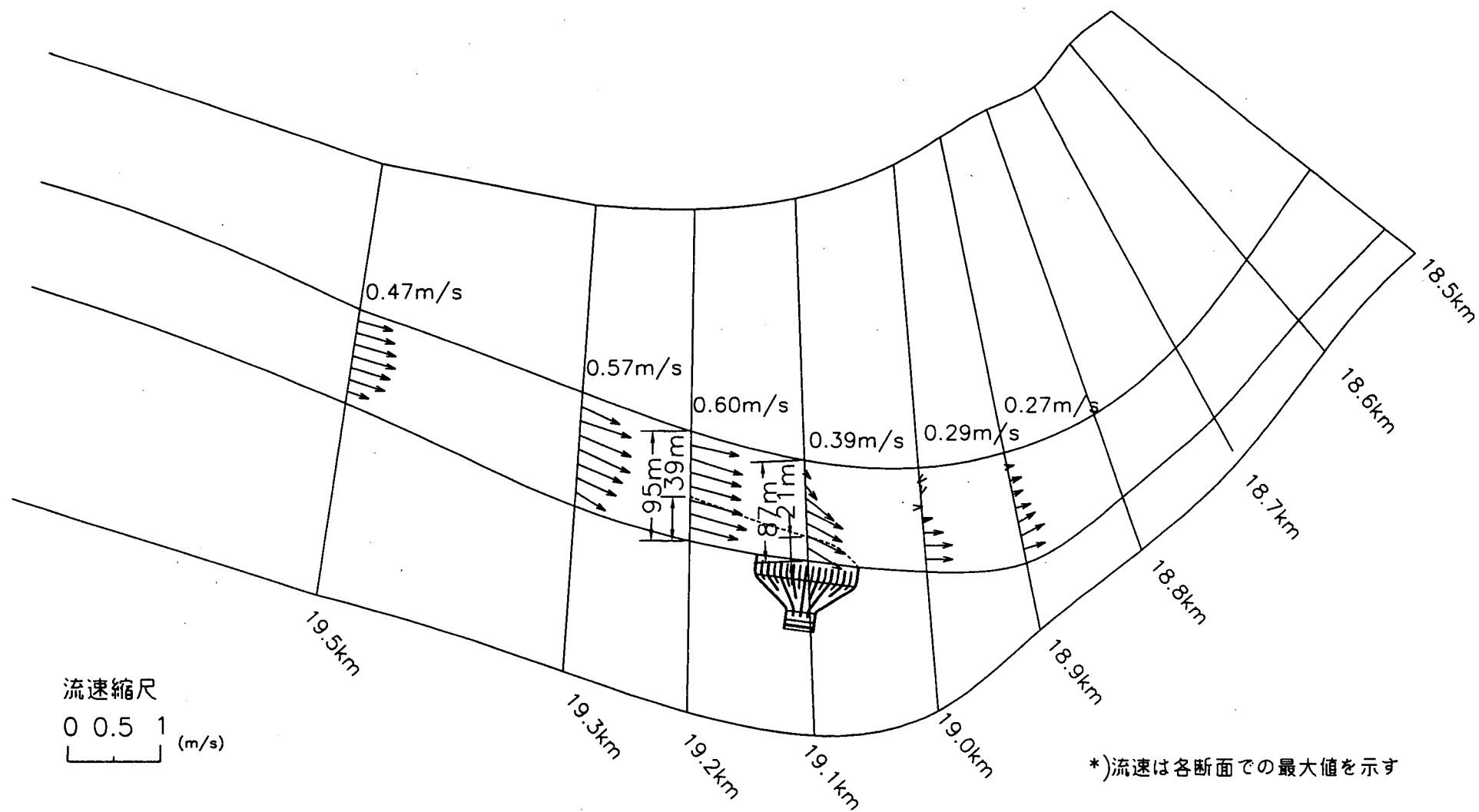
実験VI-3-2
 下流端水位: T.P.+0.58m(17.5km地点)
 河道: 現況河道
 取水口位置: 17.9km

図6.5.2 浮子の迷入割合の算出結果 (実験VI-3-2)



実験VI-3-3
 下流端水位: T.P.+0.58m(17.5km地点)
 河道: 現況河道
 取水口位置: 19.1km、18.5km、17.9km

図6.5.3 浮子の迷入割合の算出結果 (実験VI-3-3)

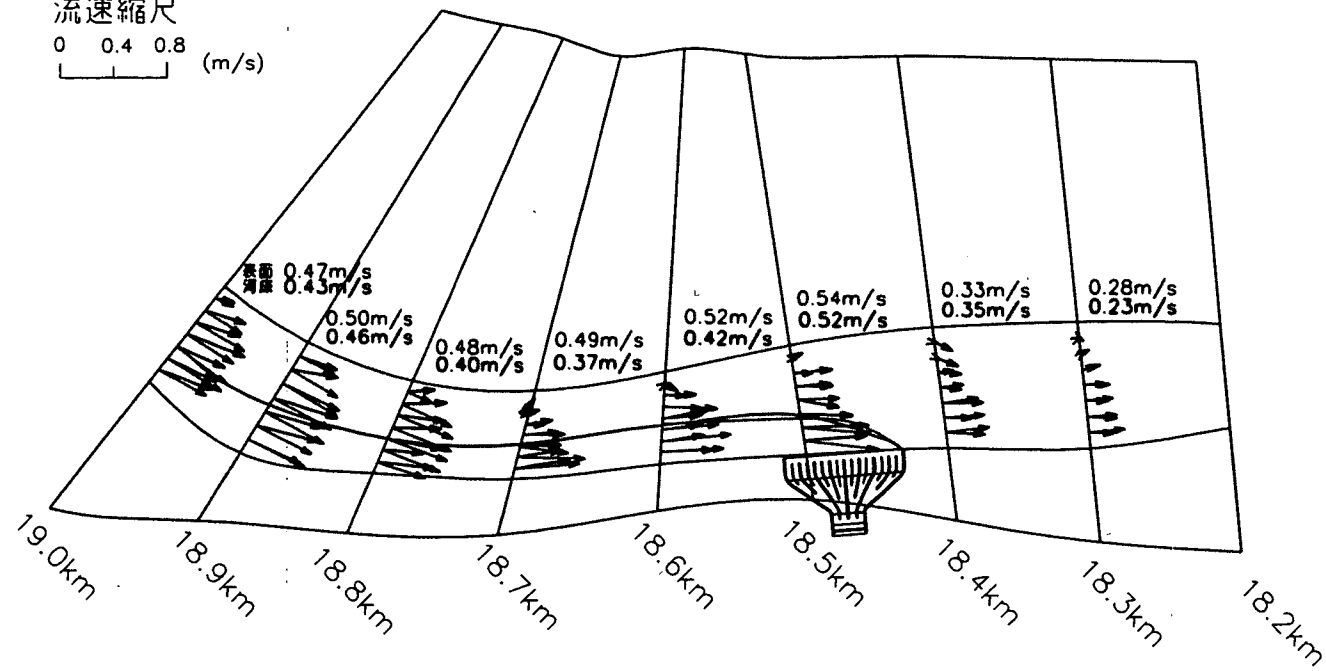


実験VI-3-1
下流端水位: T.P.+0.61m(18.3km地点)
河道: 現況河道
取水口位置: 19.1km地点

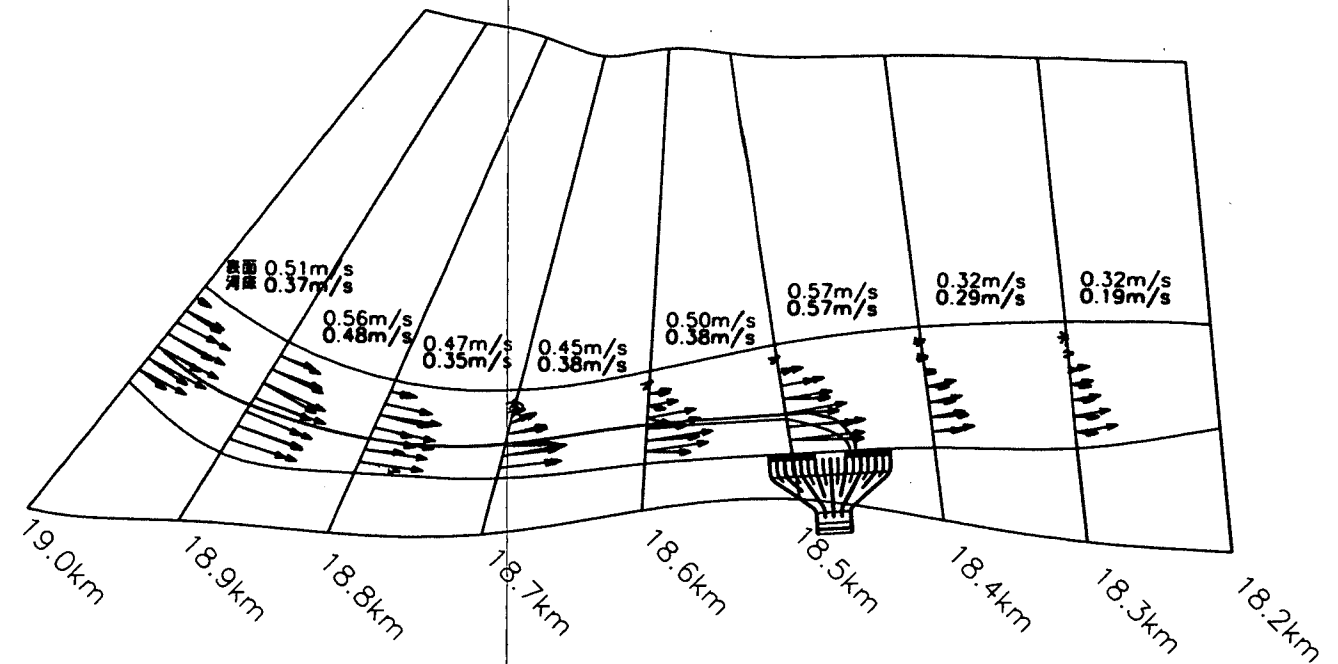
図6.6 取水口位置19.1kmとした時の表面流速ベクトル図 (実験VI-3-1)

- 表面流速
- 表面分流境界線
- 河床流速
- 河床分流境界線

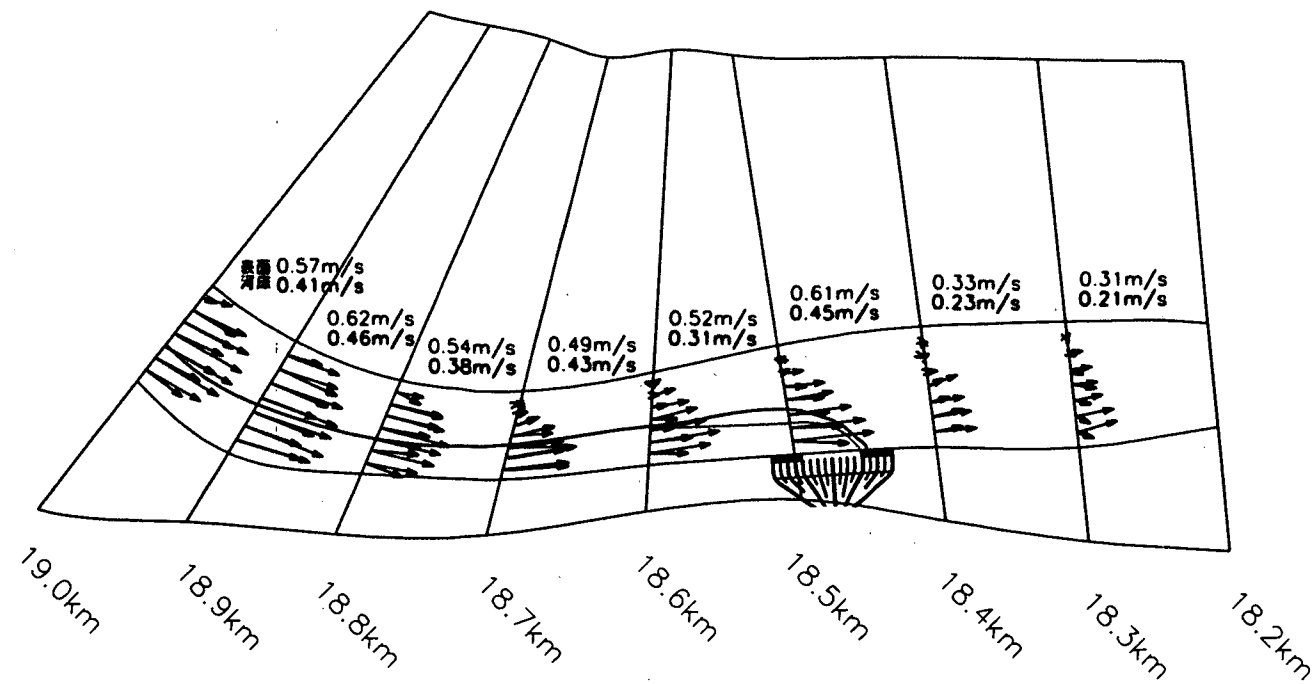
流速縮尺
0 0.4 0.8 (m/s)



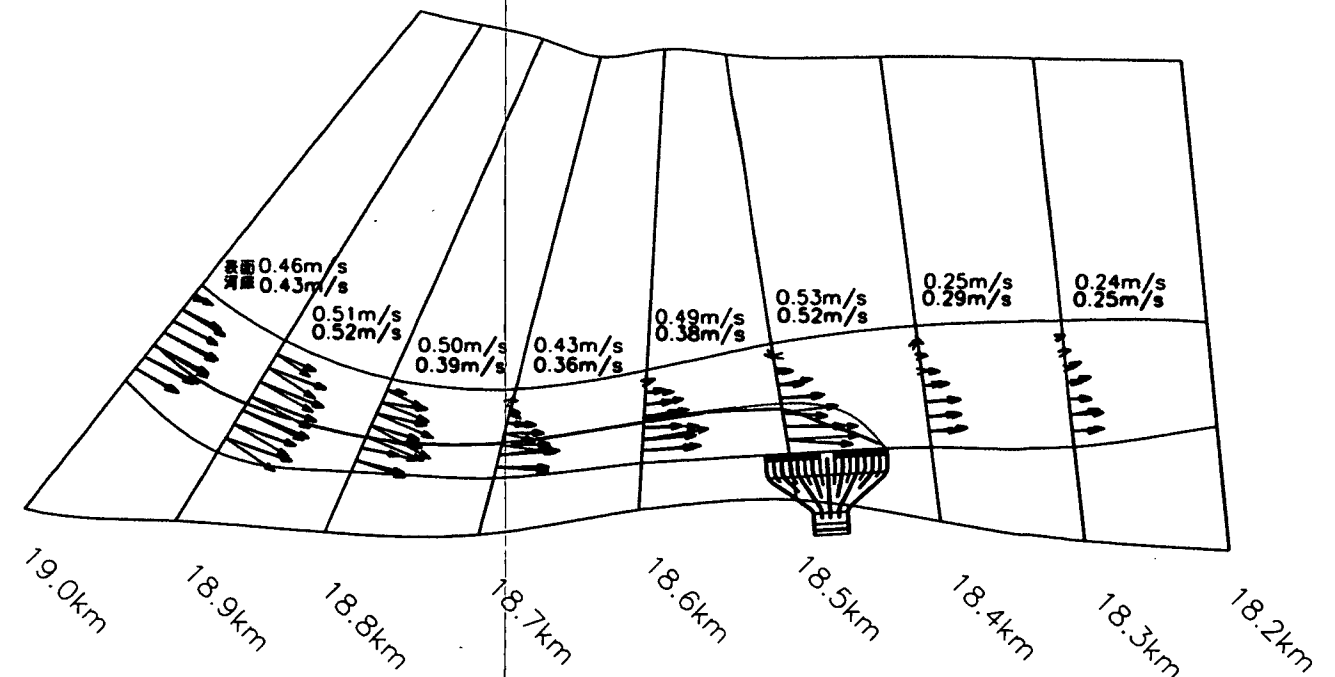
実験V-4-2(表面:青)と実験VI-4-1(河床:赤)
取水口幅:16門
取水口形状:台形堰無し
*)流速は各断面での最大値を示す



実験VI-2-2(表面:青)と実験VI-4-3(河床:赤)
取水口幅:4門
取水口形状:台形堰無し

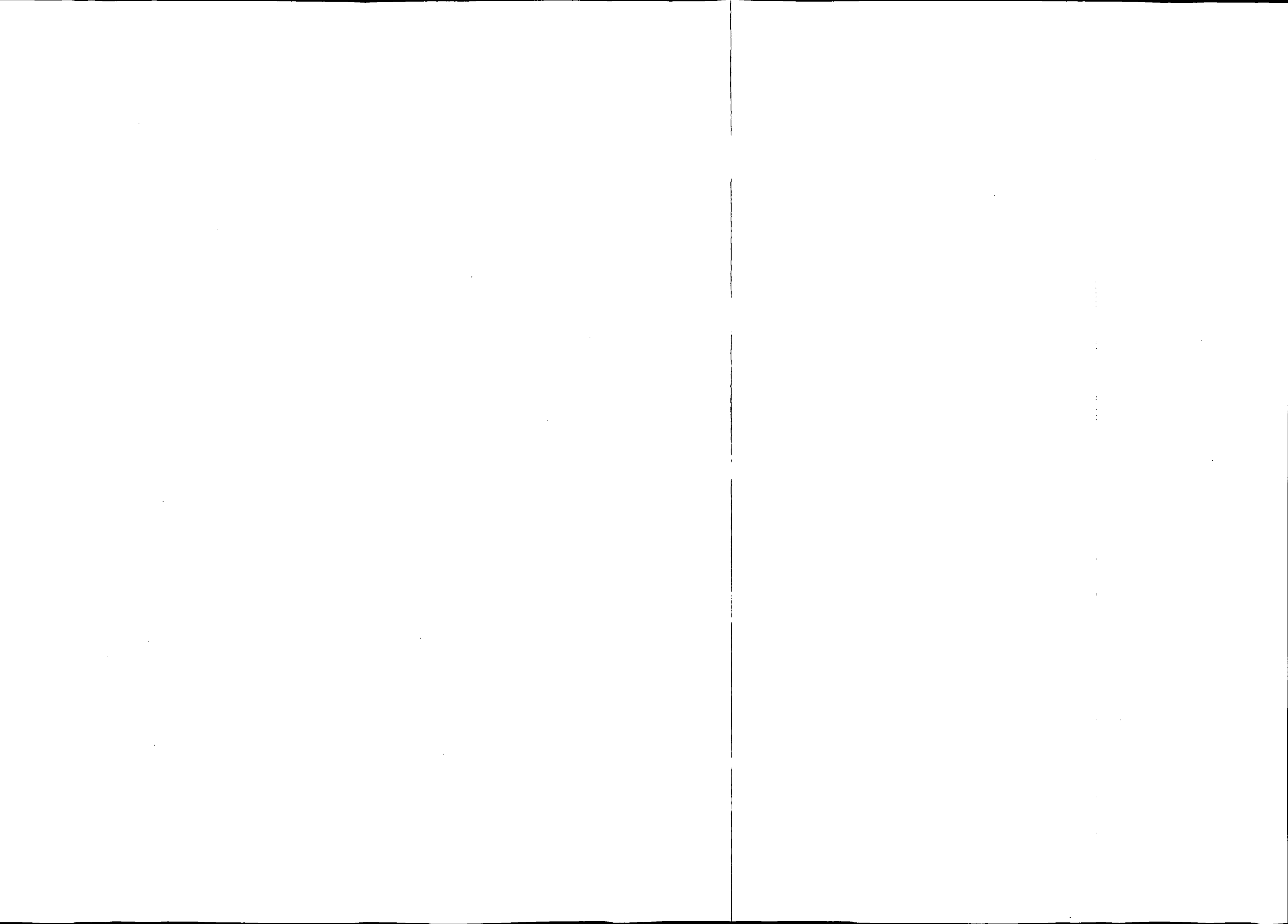


実験VI-2-1(表面:青)と実験VI-4-2(河床:赤)
取水口幅:8門
取水口形状:台形堰無し



実験VI-1-2(表面:青)と実験VI-4-4(河床:赤)
取水口幅:16門
取水口形状:台形堰有り

図6.7 表面と河床近傍の流速ベクトル比較図



第7章 全体のまとめ

〔河道特性及び模型実験の位置づけ〕

- (1)那珂川の現地河道では 19km 付近を境にその上下流で河床材料が急変しこれが地形・地質と大きな係わりがある。検討対象区間に上記のような条件がある場合には、模型において場所別に河床材料を変えて上流から下流まで連続的に通水することは特に実験の費用や期間の面で非合理的・非現実的であるため、19.5km から下流を移動床模型（石炭粉を模型河床材料）とし、それより上流区間については河床材料粒径が大きく取水地点の流況に影響を与える程の河床変動が洪水時に生じないとして、モルタルコンクリートの固定床模型とした。
- (2)現地観測結果より主流部（流速の大きい流線沿い）で仔アユの密度が高いことが判明されており、これより「なるべく主流部以外の水塊から取水することで仔アユの迷入割合を減少させる可能性がある」ことを前提とし、主流部から取水口に向かう水量を極力減らすような河道諸元を仔アユの迷入軽減という観点での最適案河道と考えた。この考えの基に、模型実験での流況と浮子の流下状況および取水口への迷入状況を判断指標に最適案河道を検討した。
- (3)実際の仔アユは遊泳能力がなく中立浮子的な挙動をするという前提の上に、これを模した浮子を流してその挙動を把握しようとした。しかし浮子を完全に中立にする事は困難で河床に接触しないようにするために若干軽く（浮き気味）したため湾曲部の二次流により外岸主流部に乗りやすくなり、また実際の仔アユとは形状や大きさが異なる等の原因によって実際の仔アユの挙動とは異なる可能性がある。このような課題を考慮しつつ実験結果を解釈する必要がある。つまり迷入割合等の定量的判断は困難であるものの、対応策の違いによる定性的・相対的な判断は充分可能と言える。

〔法線形と対策工の概略検討〕

- (4)低水路左岸法線を堤防側に引くことにより 19km 湾曲内岸側の流れが卓越し主流が取水口に向かう傾向が小さくなる。ただしあまり左岸法線を堤防側に引き過ぎると、湾曲外岸側で極端に流速の小さい領域が卓越し河積として有効でなくなる。またベーン工と置換工ではほぼ同様の流況を示すが、実際にどちらが有効であるかは、洪水による河床変動、経済性、施工性、維持管理性等も考慮した総合的な判断が必要となる。
- (5)流速ベクトルの平面分布状況から判断すると、改修原案法線、中掘削案法線2、最適案法線の順で主流が左岸側で卓越するため仔アユの迷入軽減効果が高くなると推定される。さらに最適案法線に置換工を設置すると 18.7km から下流で左岸側の流速が増大し、より効果が高まると考えられる。また最適案法線に置換工を設置した河道（最適案河道）で流量条件が変わった場合、本川流量 $65\text{m}^3/\text{s}$ 、取水量 $35\text{m}^3/\text{s}$ の条件より流況が良くなるためあまり問題がないと考えられる。

〔法線形と対策工の詳細検討〕

- (6)洪水実験において、低水路法線形を改修原案法線から最適案法線にすると（置換工無し）、平均河床高はあまり変わらないが最深部については相違が見られた。18.6km 断面における最深部の位置を両者で比較すると、改修原案法線では右岸側にあるが、最適案法線では河道中央にある。同断面は取水の直上流に位置し、ここで右岸側に洗掘が生じると仔アユの迷入軽減にとっては不利と考えられるため、最適案法線の方が仔アユの迷入軽減に取って有利と考えられる。
- (7)最適案法線に置換工を設置して洪水実験を行うと、平均的な流れや河床変動に関しては置換工無しと同一傾向にあるが、(6)で述べた 18.6km 断面の深掘れが河道中央に集中する傾向がさらに助長される。
- (8)いったん洪水（最適案法線に置換工設置しての洪水実験）を受けた後の平水時には、洪水前よりも主流部が取水口寄りとなるが、その流れの偏りは小さく河床変動量は模型の方が現地より強調される（検証実験より）こと等を考慮すると、仔アユの迷入軽減効果については洪水前後であまり変わらないものと考えられる。

〔浮子の迷入割合を判断指標にする意味〕

- (9)仔アユの迷入軽減の効果についてより精度高く検討する方法の一環として、浮子を上流から投入しその取水口への流入割合を把握した。この方法には相似性の問題があるため、まず現地の仔アユの観測データを再整理するとともに実験結果を解釈するにあたっての留意点について検討した。
- (10)仔アユの孵化は那珂川の 22～36km の範囲が対象となり、その範囲内で孵化する地点やタイミングにばらつきがあるため、観測時期によって 19.5km 断面での仔アユのフラックス分布に同一の傾向がないと思われたが、現地観測 3 回ともに左岸で卓越する傾向が見られた。これより仔アユは遊泳能力があまりなく、20.0km で河道が湾曲しておりこの河道平面形に支配的に影響されることがわかる。つまり模型において 20.5km 断面で浮子を投入しても、現地の 22～36km の範囲内で時空間的にランダムに孵化した状況がある程度再現していると言える。
- (11)模型において 20.5km 断面で浮子を投入した場合、浮子が低水路内のどの位置にあっても 19.5km 断面まで流下してくると浮子の大部分が左岸寄りになる。これは現地河道の仔アユの流下状況とほぼ同様であり、19.5km 断面での浮子のフラックス分布については現地の仔アユとの相似性が得られたものと言える。
- (12)19.5km～取水口近傍までの間で 18.7km 右岸に集中する流れの特徴は、現地と模型での浮子を用いた観測および実験によって概ね一致することがわかり、19.5km 断面から取水口近傍までの浮子の流下特性の相似性はほぼ満足されていると言える。
- (13)実際に本川流量の約半分を取水する条件での取水口近傍においては、3 次元的な流況を示すことより、浮子が平均的な水流の移動流下特性を反映していない可能性が他の箇所よ

り高いと考えられる。したがって「浮子の取水口への迷入割合＝現地の仔アユの迷入割合」は厳密には成立しないが、河道法線形や対策工について定性的に比較検討するための一つの判断指標としては充分と考えられる。

〔浮子の迷入割合から見た最適案河道の検討〕

- (14)最適案河道（最適案法線＋置換工）では、改修原案河道（法線のみ）に比較して 19.5km～取水口近傍までは浮子の流跡線が低水路法線にほぼ平行であり流れがスムーズである。一方改修原案河道では、湾曲上流からの浮子の 18.7km～18.6km 右岸への集中が卓越する（干潮時に顕著）ため、最適案河道より浮子の迷入割合が高くなる。
- (15)最適案河道の干潮時には、取水口上流の湾曲部（20.5km～19.5km 近傍）で浮子のフラックス分布形状が左岸側に偏る度合いが大きいと浮子の迷入割合が極端に低くなる傾向があり、最適案河道の方が浮子の迷入割合を極端に小さくできる可能性を有していると言える。
- (16)最適案河道に台形堰がある場合には、無い場合に比較して浮子の迷入割合が約 13% 高くなる。これは 18.5km 付近において浮子の流跡線が急激に取水口側に向く傾向が卓越するためであり、取水口近傍の局所的な流況が迷入割合を支配的に左右すると考えられる。

〔現況河道における代替案の検討〕

- (17)現況河道においては、上流からの流れは 18.7km 右岸付近に集中し偏るため、それより上流に取水口を設置する方が浮子の迷入低減効果を高めるには有利と考えられる。最適案河道では、取水口位置を変えたケースを行っていないため詳細に比較検討できないが、18.7km 右岸付近に集中し偏った流れがあまり生じないことから、取水口位置を上流に変えても浮子の迷入低減効果はあまり変わらないと考えられる。
- (18)取水口幅の変更や台形堰の設置によって、取水口直上流での流速・流向が影響を受け、水面付近と河床付近の流れに位相差が生じ易くなるため、浮子の迷入割合は断面平均としての代表性が劣ると考えられることから、現地に適用するにあたってはこれを十分に考慮する必要がある。

おわりに

仔アユの取水口への迷入を低減させるために、水理的な観点から低水路法線形や対策工について適切な河道諸元を模型実験によって検討した。これは、あくまでも「なるべく主流部以外の水塊から取水することで仔アユの迷入割合を減少させる可能性がある」ことを前提とし、主流部から取水口に向かう水量を極力減らすような河道諸元を仔アユの迷入軽減という観点での最適案河道と考えた。この考えの基に、模型実験で流況だけでなく浮子の取水口への迷入状況も判断指標にして検討した。模型実験では完全には現地を再現できないという相似性の問題を常に含んでいる。特に流れの非定常性および浮子を仔アユの代用とすることの妥当性だけでなく、現地の仔アユの流下特性に関する課題が完全に解明されていないことから、本検討で得られた流速・流向や浮子の迷入割合については一般の水理模型実験よりも定量的な精度は下がると考えられる。さらに精度を上げるには、現地の仔アユの流下特性として、多地点での同時観測等による仔アユの孵化と流下位置に関した面的な把握が重要である。これによって「浮子の迷入割合」が「仔アユの迷入割合」に近づくことになると言える。

最後に、本検討の遂行にあたっては建設省関東地方建設局霞ヶ浦導水工事事務所の関係各位に多大の便宜をはかっていただいた。ここに記して厚く謝意を表する次第である。

参考文献

- 1)山本晃一：沖積河川学－堆積環境の視点から－、三海堂、1994年9月.
- 2)山本晃一、高橋晃：河川水理模型実験の手引き、土木研究所資料第2803号、1989年10月.
- 3)山本晃一、坂野章：斐伊川移動床模型実験材料としての石炭粉の移動特性と斐伊川模型への応用、土木研究所資料第1802号、1982年3月.
- 4)渡辺明英：ベーン工の設計法に関する調査、土木研究所資料第2956号、1991年3月.
- 5)霞ヶ浦導水工事事務所：那珂樋管関係資料とりまとめ業務報告書、1996年3月.