

土 木 研 究 所 資 料

仁淀川河口砂州対策に関する実験的検討

平成7年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1995) 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。

仁淀川河口砂州対策に関する実験的検討

河川研究室 室 長 宇 多 高 明

主任研究員 高 橋 晃

研 究 員 藤 井 政 人※

要 旨

仁淀川の右支川である波介川の河口導流計画、および仁淀川の改修計画案河道に及ぼす河口砂州の影響、河道の流下能力、河口砂州の変動特性、河口砂州固定化のための対策工とその効果について、水理模型実験により検討した結果について述べる。特に、河口部の水理特性と、河口砂州の変動要因を実験的に明らかにするとともに、支川合流部の閉塞防止のために河口砂州の固定化を図る手法の有効性について調べる。最後に、最適工法として中導流堤案を選択し、それらの設計諸元を提案する。

キーワード：河口処理，砂州フラッシュ，河道計画，河床変動，波浪侵入

はじめに

仁淀川は、高知県土佐市において太平洋に注ぐ一級河川である。仁淀川右支川の波介川では、内水処理を目的として現在の合流点（約 2.0 km）から仁淀川河口砂州の上流まで導流し、洪水流を積極的に排除することによって、上流部の水位を低下させようとする改修計画が進められている。この河道改修計画については、すでに昭和 58 年度～昭和 61 年度の 4 カ年にわたる検討が行われた。この検討では仁淀川河口砂州の開口位置が恒久的に左岸側に位置することを前提として、河口砂州の影響、波介川の水位低減効果、河口出発水位、河床変動などの観点から、計画の妥当性と対策工の調査が行われた。ところが、その後河口砂州の開口位置は右岸側へと大きく移動し、河口砂州が河道内に後退してきたことを契機として、波介川河口導流後の波介川河口の閉塞、新堀川合流部の閉塞が懸念され、河口閉塞に対する対策工とその効果についての検討が必要となった。また、仁淀川の計画高水流量が $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ から $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に改訂されるに伴い、計画高水流量に対する現河道改修計画の妥当性についての検討が必要となった。しかしながら、河口部の現象は非常に複雑なため、机上の検討だけで対策工の効果やその妥当性について検討することは困難であり、仁淀川河口域を含めた模型実験による検討が必要となった。

本模型実験では、仁淀川河口砂州の変動特性について調査し、この河口砂州が波介川河口導流計画と本川の河道改修計画案に及ぼす影響と対策工、およびその対策工の効果、水理的諸問題について、平成 4 年度～平成 6 年度の 3 年間にわたって検討した。

本報告書は、これらの水理的検討についてとりまとめたものであり、波介川の河口導流計画および本川の河道改修計画案に対する河口砂州の影響、計画高水流量時の流下能力、河口砂州の変動特性、河口砂州固定化のための対策工とその効果などの検討結果について述べたものである。

なお、本実験の実施にあたっては筆者ら以外に以下の者が関係した。

現、土木研究所河川部 河川管理総括研究官 山本 晃一（平成 4 年：河川研究室長）

現、土木研究所下水道部 下水道研究室 深谷 渉（平成 5 年：技官）

さらに、実験の遂行にあたっては、四国地方建設局河川計画課、高知工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに厚く謝意を表する次第である。

平成 7 年 1 月

目 次

はじめに

第1章 改修事業の概要と実験目的	1
1.1 改修事業の概要	1
1.2 実験目的	2
1.3 1983年(昭和58年度)～1986年度(昭和61年度)の検討結果(抜粋)	2
第2章 河口部の河道状況と海象特性	6
2.1 河口部地形と地質の概要	6
2.2 河床縦断面形	6
2.3 低水路幅と堤間幅	12
2.4 河口部の横断面形	12
2.5 河道および海域の底質特性	14
2.6 洪水時の営力と河道	18
2.7 水文特性	19
2.8 潮位	20
2.9 波浪特性	21
2.10 河口砂州形状と海浜形状の経年変化	23
2.11 河口における問題点	31
第3章 模型実験の相似則および実験の概要	33
3.1 模型実験の相似則	33
3.2 仁淀川河口模型の縮尺	37
3.3 模型の概要	41
3.4 実験の概要と実験ケース	42
第4章 模型の相似性に関する検証実験	45
4.1 まえがき	45
4.2 固定床模型の粗度検証に関する検討	45
4.3 洪水時の河床変動現象の相似性に関する検討	47
4.4 河口砂州形成の相似性に関する検討	56
4.5 実験結果のまとめ	61

第5章 河口砂州の変動特性に関する検討	63
5.1 まえがき	63
5.2 実験条件	63
5.3 河口砂州変形に関する実験	65
5.4 実験結果のまとめ	90
第6章 対策案河道の検討	95
6.1 まえがき	95
6.2 実験条件	95
6.3 対策工なし（現況河道）の場合の諸現象	97
6.4 対策工①（中導流堤案）の検討	110
6.5 対策工②（人工砂州案）の検討	121
6.6 対策工③（右岸導流堤案）の検討	130
6.7 最適対策工案の検討	138
6.8 実験結果のまとめ	147
第7章 仁淀川、波介川改修計画案河道の検討	154
7.1 まえがき	154
7.2 実験条件	154
7.3 改修計画案河道の検討	155
7.4 暫定河道案の検討	185
7.5 実験結果のまとめ	192
第8章 結 論	197
8.1 現象の相似性について	197
8.2 現況河道の水理特性と諸現象について	198
8.3 河口砂州の変動特性について	198
8.4 最適対策工案の効果と河口部に及ぼす影響	199
8.5 仁淀川、波介川改修計画案河道および暫定河道案の諸現象と対策について	200
参考文献	201

第1章 改修事業の概要と実験目的

1.1 改修事業の概要

仁淀川は、四国山地の西部、西日本最高峰の石鎚山（標高1,982 m）に源を発し、蛇行しながら南東に流れ、高知平野西部を貫流して土佐湾に注ぐ、流域面積1,560 km²、幹川延長124.0 kmの一級河川である。その流れは図-1.1の流域図に示すように、面河川を経て大渡ダムに至り、横倉山の山すそを流れ、伊野町に至って平野部に出て、土佐市、春野町の高東平野、吾南平野を貫流している。

仁淀川では、1943年（昭和18年）4月、1945年（同20年）9月（枕崎台風）、1946年（同21年）7月の一連の洪水を契機に、1946年（同21年度）から高知県施工による中小河川改修事業がスタートし、1948年（同23年）11月建設省直轄河川改修事業が採択となり、本格的改修が行われてきた。当初計画における計画高水流量は基準地点の伊野（12.2 km+60 m）で12,000 m³/sであったが、1963年（同48年）の出水を機に流量改訂がなされ、基本高水流量は13,500 m³/s（超過確率1/60）とされた。しかしながら、1975年（同50年）8月に四国西部を襲った台風5号は、仁淀川流域に記録的な豪雨をもたらし、基準地点の伊野において基本高水流量に匹敵する流量13,461 m³/sを記録した。その後、流域内の人口・資産などの増加に伴い、治水安全度を向上させる必要が生じ、1989年（平成元年）3月に流量改訂がなされ、基準地点伊野における基本高水流量を17,000 m³/s（1/100）とし、上流ダム群により3,000 m³/sを調節し、計画高水流量を14,000 m³/sとした。流量配分図を図-1.2に示す。

現在、堤防については一部を除き、暫定堤防を含めて左右岸ともほぼ河川堤防としての高さは概成して

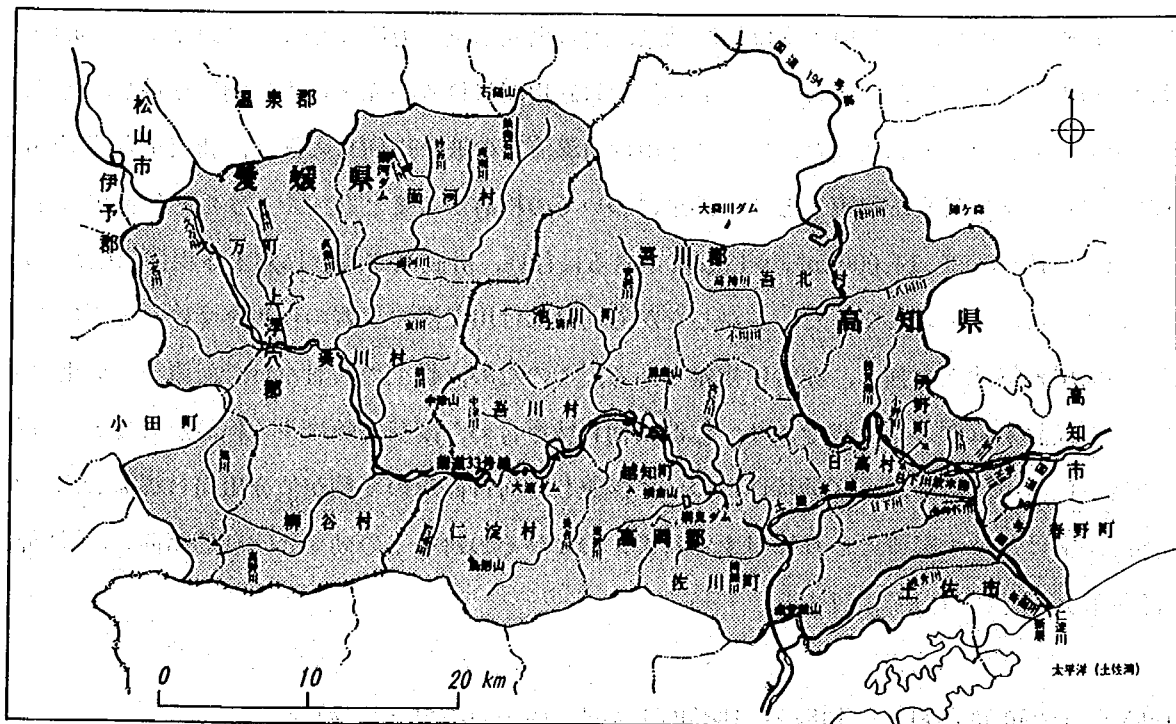
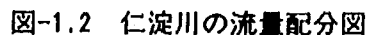


図-1.1 仁淀川の流域図

一方、仁淀川右支川の波介川は、流域面積 72 km²、流路延長 19 km の仁淀川下流部最大の支川である。波介川が貫流する土佐市高東平野は、仁淀川に面した深い入江に沖積形成されたもので、奥地に行くにつれ地盤が低



1.2 実験目的

仁淀川右支川の波介川では、内水処理を目的として現在の合流点（約 2.0 km 地点）から仁淀川河口砂州の上流まで導流し、洪水流を積極的に排除することによって、波介川上流の水位を低下させようとする改修計画が進められている。この河道改修計画については、1983 年（昭和 58 年度）～1986 年（昭和 61 年度）の 4 カ年にわたる検討により、仁淀川河口砂州の開口位置が恒久的に左岸側に位置することを前提として、河口砂州の影響、波介川の水位低減効果、河口出発水位、河床変動などの観点から、計画の妥当性と対策工の調査が行われた。ところが、その後河口砂州開口位置が完全に右岸側に移動し、河口砂州が河道内に後退してきたことを契機として、波介川河口導流後の波介川河口の閉塞、新堀川合流部の閉塞が懸念され、河口閉塞に対する対策工とその効果についての検討が必要となった。また、仁淀川の計画高水流量が $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ から $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に改訂されるに伴い、計画高水流量に対する現河道改修計画の妥当性についての検討も必要となった。しかしながら河口部は川と海の異質の作用を受け、そこに生じる現象は個々の河川の特異性も強く、非常に複雑である。このため、机上の検討だけで対策工の効果やその妥当性について検討することは困難であり、仁淀川河口域を含めた模型実験による検討が必要となった。

ここでは、仁淀川河口砂州の変動特性について調査し、河口砂州の変動が波介川河口導流計画と本川の河道改修計画案に及ぼす影響とそれに対する対策、およびその対策工の効果と水理的諸問題、計画高水流量時の流下能力などについて検討する。

1.3 1983年(昭和58年度)～1986年(昭和61年度)の検討結果(抜粋)²⁾

1983年（昭和58年度）～1986年（昭和61年度）には、仁淀川右支川波介川の河口導流計画、および

本川の改修計画の妥当性を判断することを目的として、波介川の合流位置と形状、および河口砂州への影響、河口導流に伴う波介川の水位低減効果、本川の河道改修計画に伴う河口維持、河口出流水位、河床変動などの水理的諸問題の把握と対策についての検討が行われた。以下に、その検討結果を示す。ただし、これらの検討結果は、当時の河口砂州が長年の間、左岸側を開口位置としており、その状態が恒久的なものであることを前提として導かれたものであることに注意する必要がある。

なお、現地および実験条件は以下の通りである。

現況河道 : 1983 年 (昭和 58 年) 当時の河道

本川計画高水流量: $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$

支川計画高水流量: $900 \text{ m}^3/\text{s}$

1.3.1 現況河道の水理特性について

- (1) 河床変動状況として、水衝部となる 2.8 km 左岸、1.8 km 右岸、仁西地点 (0.3 km) 左岸で洗掘が生じるが、他はあまり大きな変化は見られない。また、砂州フラッシュに伴う開口幅は約 470 m となり、フラッシュ土砂は河口の沖合約 400 m 付近にまで舌状に堆積する。
- (2) 河口砂州形成時の波による底質の移動が顕著な範囲は、約 T. P. -6.0 m 以浅である。海浜変形はこの外浜および前浜領域で生じ、特に河口砂州は、河口近傍のフラッシュ土砂および右岸側の汀線後退に伴う土砂供給によって発達、形成される。

1.3.2 波介川改修計画案河道 (本川現況) の水理現象と河道改修効果

- (1) 複合出水時 (本・支川計画高水流量通水) の流況として、本川側の流速に対し、波介川河道の流れは非常に緩やかであり、本川河口砂州直上流への合流によって流況的に問題となるような現象は見受けられなかった。また、波介川の合流によって河口砂州背後の侵食や局所洗掘も生じないことが明らかとなった。
- (2) 現合流点 (約 2.0 km) の締切部は、 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近まではこの締切堤防の前面に沿って洪水が流れる傾向があるものの、洗掘が生じるような状況は見受けられない。また、計画高水流量時では流れが直進することによって、影響は少なくなる傾向にあり、洗掘はほとんど生じない。
- (3) 水衝部となる 2.8 km 左岸、1.8 km 右岸および 0.3 km 左岸は現況最深河床高に対して洗掘深がかなり増大する。ただし、これらの水衝部は山が河道側に張り出した状態となっていることから、実際はある深さ以上は岩が露出して洗掘が防止される可能性も考えられる。
- (4) 河口砂州は、ほぼ上流右岸側の高水敷延長線上にまでフラッシュされ、開口幅は約 650 m となる結果が得られた。このときの最深河床位置は河道中央付近となり、約 T. P. -7.0 m まで洗掘される。
- (5) 砂州フラッシュに伴う河床変動によって、仁淀川河口大橋の橋脚周辺の局所洗掘がかなり増大する。この最大洗掘深は左岸側から No. 2 ~ No. 8 橋脚で約 T. P. -7.1 m ~ T. P. -9.2 m となり、橋脚基礎 (天端高 T. P. -6.7 m) が露出する状態となる。
- (6) 複合出水による河口砂州フラッシュ後の砂州は、右岸側のフラッシュ前の砂州位置に形成される。

しかし、その後開口部の洗掘深が大きいことによって、河道内上流方向に伸びる傾向となる。

(7) フラッシュ時の開口幅が広く、かつ洗掘深が大きいため、砂州形成後の開口幅は約 260 m と広い状態にあった。しかし、局所洗掘箇所は徐々に浅くなるので、長期的には現況の砂州開口幅程度にまで閉塞されると考えられる。この場合、砂州は若干河道内に侵入、形成されるが、波介川合流点前面の砂州が維持されていれば影響はないものと考えられる。なお、現地河口部周辺の汀線は後退傾向にあるので、砂州を維持するような配慮が必要である。

(8) 複合出水時の 0 km の水位は、本川 T. P. 4.0 m、波介川 T. P. 4.4 m で約 0.4 m 波介川の水位が高い。現合流点付近では、本川右岸側が T. P. 8.2 m、波介川が T. P. 5.3 m で約 2.9 m も波介川の水位が低い。この水位差が波介川の河口導流による効果である。ただし、本川河道の水位は 1.8 km から上流で H. W. L. を越え、疎通能力が不足することが明らかとなった。

1.3.3 仁淀川、波介川改修計画案河道の水理特性と河道改修効果

(1) 本川河道の主流部は、ほぼ河道中央を流下し、河道内の全体的な流線も河道法線に沿って流下する。波介川河道は、本川 0 km の水位の影響を受け、本川に対してかなり穏やかな流れであり、波介川流量が本川河道および砂州フラッシュ状況に与える影響は小さいことが明らかとなった。

(2) 複合出水時における砂州開口幅は約 700 m となり、このときの最深河床位置はほぼ河道中央付近に生じ、約 T. P. -7.8 m となる結果が得られた。

(3) 仁淀川改修計画案河道では、2.4 km～2.8 km 右岸および 0.7 km～1.6 km 間右岸の低水護岸前面が洗掘傾向となる。このため水制案および根固め工案による対策の検討を行ったところ、両者とも洗掘が防止される結果が得られた。

(4) 波介川の合流点 (2.0 km) の締切部は、計画河道への整正によって流れが集中するような状況は見受けられなかった。よって、洗掘も生じておらず、特に問題はないようである。

(5) 河口砂州のフラッシュに伴う河床変動によって、河口大橋橋脚周辺が局所洗掘され、河道内の左岸から No. 2～No. 8 の橋脚基礎が露出する。

(6) 河口砂州フラッシュ後の波による砂州形成時の開口幅は約 300 m と先の波介川改修案実験と同様、かなり広い状態であった。この場合、砂州は若干河道内へ侵入して形成される傾向となるが、波介川合流点前面の砂州が維持されていれば合流部へ影響を与えるような現象は生じないものと考えられる。

(7) 複合出水時における河道内水位は、1.8 km 右岸側の河岸沿いで局所的に計画高水位を約 0.3 m 越える箇所が生じるものの、ほぼ疎通可能であることが明らかとなった。

(8) 複合出水時の河口 0 km 地点水位は、本川 T. P. 3.9 m、波介川が T. P. 4.3 m となり、波介川の水位が約 0.6 m 高い結果が得られた。現合流地点 (2.0 km) の水位は、本川右岸で T. P. 7.1 m、波介川が T. P. 5.4 m となり、波介川の水位が約 1.7 m 低い。この水位差が波介川河口導流による水位低下の効果となる。

(9) 0 km 地点水位を計画河口出発水位 T. P. 4.5 m に設定した場合、水位上昇の影響は約 1.6 km 付近までであり、ここより上流側には影響がないことが明らかとなった。

- (10) 砂州フラッシュ後の河道内波浪侵入状況は、0.4 km から下流左岸堤へのうちあげ高が大きく、計画高水位を越える結果が得られた。よって、この区間は高潮堤が必要となろう。
- (11) 右岸の河口導流堤防へのうちあげ高は、0 km～0.4 km 間で約 T. P. 5.5 m となり、また 0.8 km から下流側で堤防の小段上に波がうちあがる。このため 0.8 km より下流側は消波対策等の配慮が必要と考えられる。

第2章 河口部の河道状況と海象特性

2.1 河口部地形と地質の概要¹⁾

(1) 河口部地形

仁淀川は、標高 1,500 m～2,000 m の四国山地から、幹川流路延長 120 km あまりで一気に南流して土佐湾に注ぐ著しい急流河川である。流路は山間部を蛇行し、直轄区間（河口から 15.0 km）においてようやく平野が見られ、流域における平地面積はわずかに 3% である。一方、日下川、宇治川、波介川などの下流支川は、構造線に沿った地質脆弱な地層を流れる緩流河川となっており、沿川は典型的なおぼれ谷地形を呈している。

仁淀川河口部付近の平面図を図-2.1 に示す。河口部における堤間幅は、8.0 km 付近から下流で 500 m～800 m となっている。このうち常水路幅は、3.0 km 付近までは 130 m～250 m、3.0 km 付近から河口に向かって約 130 m～400 m と漸次広くなる。

平均河床高の縦断形を計画河床高とともに図-2.2 に示す。計画河床勾配は、2.0～9.0 km 間で $1/987$ 、2.0 km から河口に向かって $1/2,197$ に設定されている。この図から明らかなように、河口部の平均河床高はいずれも計画河床高以下となっている。また、現況河道の平均河床勾配は、0.0～6.0 km で約 $1/1,300$ 、6.0 km より上流では約 $1/800$ である。

なお図-2.1 に示したように、仁淀川の河道内には湾曲部に生じる固定的な砂州と単列砂れき堆が形成され、みお筋もほぼ固定された状態となっている。特に下流部河道の水衝部は、いずれも河道に山が張り出した場所となっており、洪水防御の上からも地形がうまく考慮されている。

河口砂州の形状を写真-2.1（1990 年 3 月 6 日撮影）と写真-2.2（1991 年 3 月 23 日撮影）に示す。仁淀川の河口砂州の開口位置は、1990 年当時は河道中央付近からやや右岸寄りであったが、約 1 年後の 1991 年には完全に右岸側に寄っている。開口幅は、30～50 m であり、実験結果から得られた平水時の開口幅にほぼ一致している。

(2) 地 質

流域内の地質は、四国地方を縦断している御荷鉾構造線によって上流部と中・下流部に分けられる。図-2.3 に示すように上流部は中央構造線に挟まれた三波川帯であり、主として三波川結晶片岩類からなる。また、水源地の石鎚山付近は第三紀安山岩～玄武岩層が分布している。中下流部は仏像構造線との間に位置し、秩父古生層（千枚岩～粘板岩地帯）である。なお、愛媛県側の御荷鉾構造線を挟む両側の、特に北側の結晶片岩地帯には地すべり地帯が分布しており、また石鎚山周辺には第三紀層の地すべりが発生する。

2.2 河床縦断形

既往の横断測量結果より求められた 1969 年～1992 年の平均河床高と最深河床高の縦断形の経年変化を図-2.4、図-2.5 に示す。これらによると、平均・最深河床高とも、その変化は非常に小さい。8.0 km に

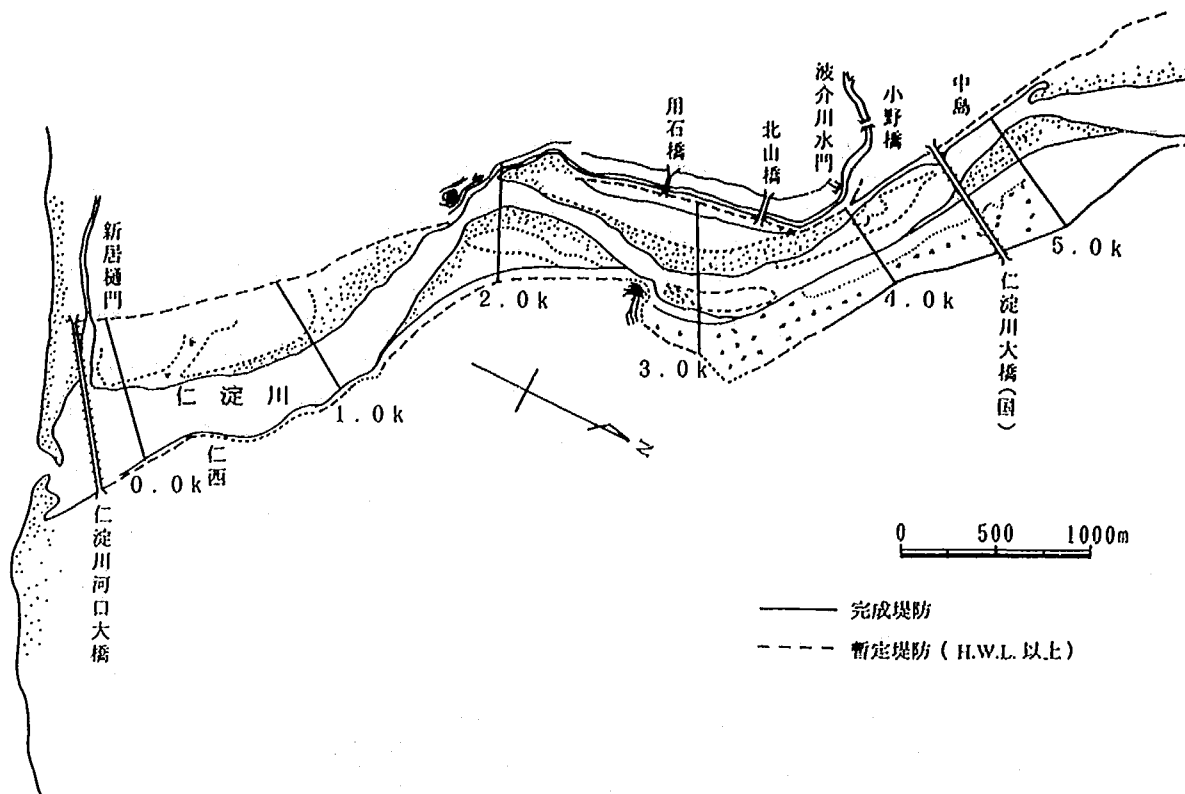


図-2.1 仁淀川河口部平面図

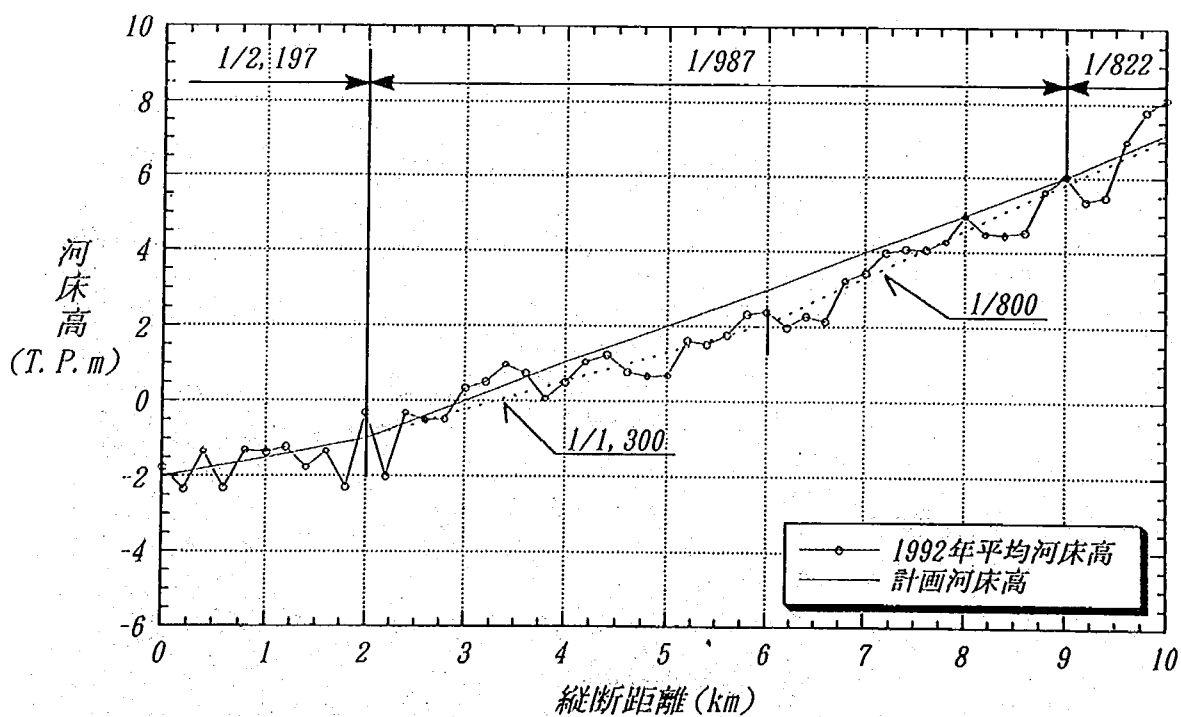


図-2.2 仁淀川の平均河床高および計画河床高縦断図 (0.0 km~10.0 km; 1992 年)



写真-2.1 1990年の河口砂州（3月6日撮影）



写真-2.2 1991年の河口砂州（3月23日撮影）

凡 例
(鮮新世及び洪積世の地層は一部省略)

	沖積層		構造線地状に分布する中生層群の陸棚層
	白亜紀花崗岩類 (銅害変成岩類を含む)		白亜～一部ジュラ紀の複合岩類
	第三紀火山岩類及び堆積岩		古第三紀～中新世の付加体
	和泉層群 (白亜紀層)		漸新世の陸棚層
	ジュラ紀の付加体*・ 白亜紀の変成作用		中新世の陸棚層
	秩父古生層		中新世花崗岩類

*プレートの沈み込みに伴って付け加わった海溝堆積物・海洋丘の火山岩・堆積岩類。

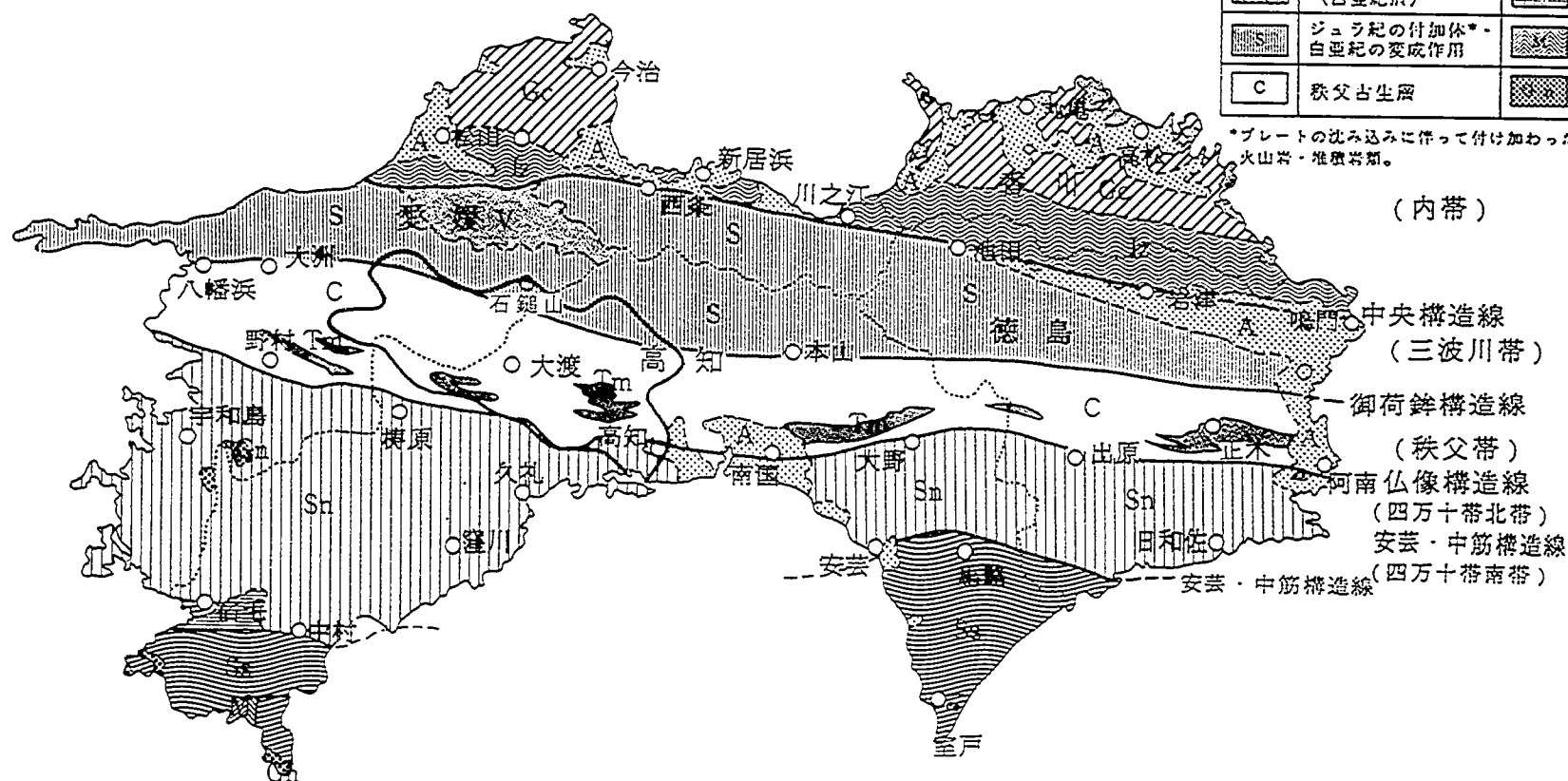


図-2.3 四国の地質図

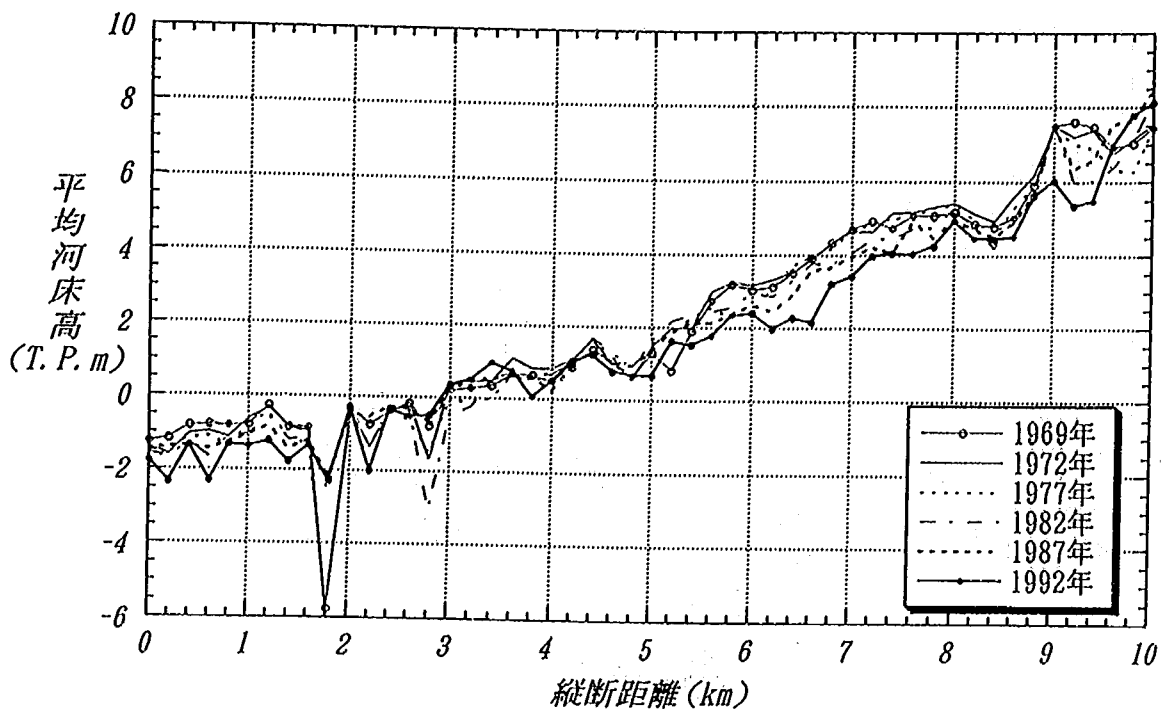


図-2.4 平均河床高の経年変化 (1969 年～1992 年)

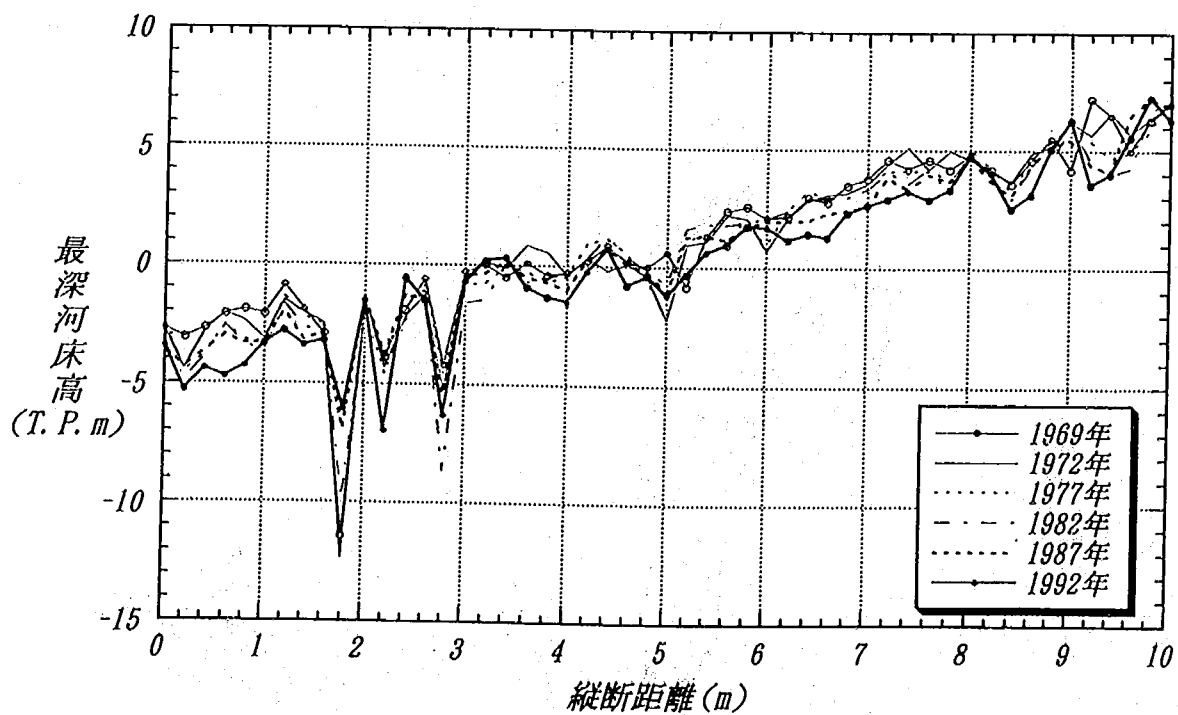


図-2.5 最深河床高の経年変化 (1969 年～1992 年)

は八田大堰があり、縦断形のコントロールポイントとなっている。その下流側では、5.0 km 付近まで若干の河床低下傾向にある。5.0～2.0 km 間では、ほとんど変動が見られない。しかし、水衝部となっている区間、特に、波介川合流点の下流にあたる 1.8 km 右岸側の新居山前面の水衝部では、1969 年を基準とすると平均河床高で約+3 m、最深河床高で約+8 m も変動していることが分かる。1.8 km から下流の河口部では、再び若干の河床低下傾向となり、最深河床高は最大で約 3 m、平均河床高は最大で約 1.5 m 低下している。

これらの河床低下が起こった原因として、河道内での砂利採取および上流でのダム建設に伴う供給土砂量の減少の 2 つが考えられる。図-2.6 は上流ダム群が全流域面積に占める割合を、図-2.7 は、1940 年以降の直轄区間内での砂利採取状況を示す。

図-2.6 より、1988 年に大渡ダムが完成したことにより、ダムの流域面積率は全流域面積の約 7 割を占めていることが分かる。これらのダム群より上流で発生する土砂は、すべてダム群によってカットされることになり、河床低下を引き起こす一原因となったと考えられる。また、図-2.7 より、直轄区間の全区間で砂利採取が行われていることが分かる。ダム建設に伴う河道縦断形の変化は、ダム直下流から徐々に進行して

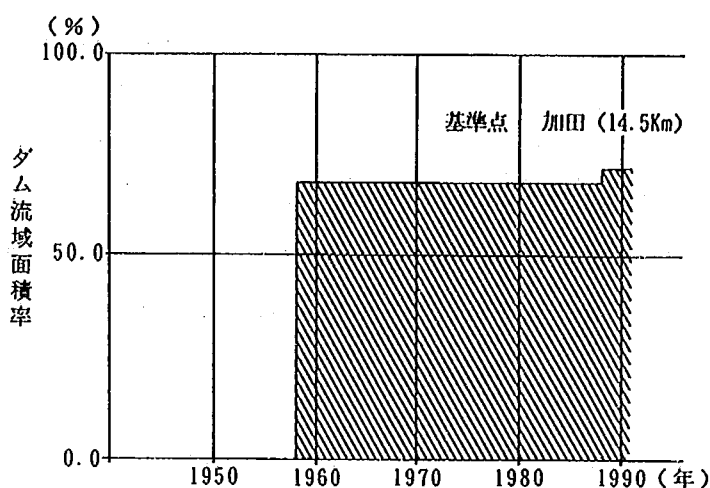


図-2.6 ダム群による流域面積のカット率の経年変化

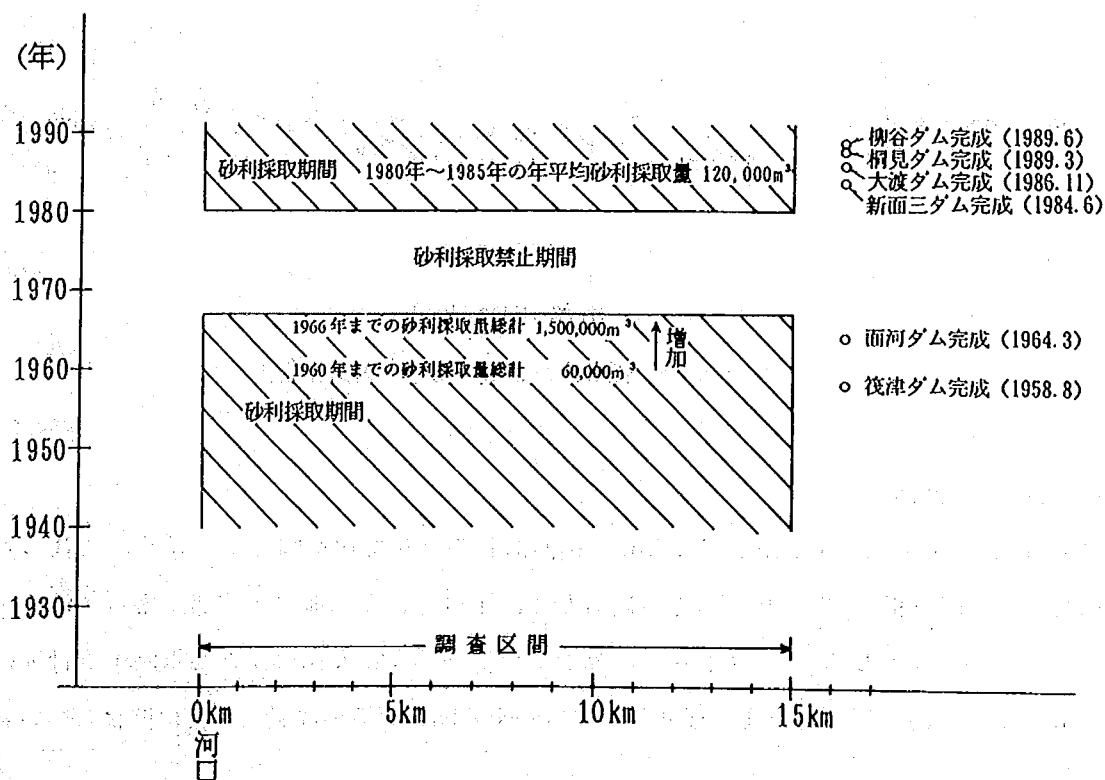


図-2.7 砂利採取の歴史 (1940 年～1990 年)

くるが、砂利採取による河道縦断形の変化は、砂利採取が行われている河道区間において同時に現れるため、縦断形は下方に平行移動することとなる。仁淀川の河道縦断形の変化は、後者の変化に類似していることから、河道内での砂利採取を主原因として河床低下が進行してきたと考えられる³⁾。

2.3 低水路幅と堤間幅

低水路幅と堤間幅の縦断変化を図-2.8に示す。仁淀川の低水路幅は、直轄管理区間の上流端となっている約15.0 km地点から基準地点である伊野(12.2 km+60 m)までは約350 m~400 m、伊野~八田大堰(8.0 km)では400 m~450 mである。八田大堰より上流の区間では、低水路幅と堤間幅はほぼ同程度であることから、高水敷がほとんど存在しないことが分かる。

八田大堰より下流5.0 kmまでは、低水路幅は約400 mでほぼ一定の値を持つ。4.0 km~5.0 kmでは、低水路幅は約300 mとなり若干狭まるが、4.0 kmより河口に向かって徐々に広がり約400~450 mとなる。特に、1.8 kmの水衝部前後で低水路幅が広く、約600 mの川幅を有する。これに対して、堤間幅は八田大堰より下流に向かって徐々に広がり、500 mから最大で約1 kmである。このことから、下流部では非常に広い高水敷を有していることが分かる。現在の波介川合流点(約2 km右岸)の直下流付近では、山(新居山)が河道に張り出しているため、その上・下流と比較して極端に堤間幅が狭くなっている。

1.0 km~河口の堤間幅は約800 m、低水路幅は約400 mであり、右岸側に広大な高水敷を有している。

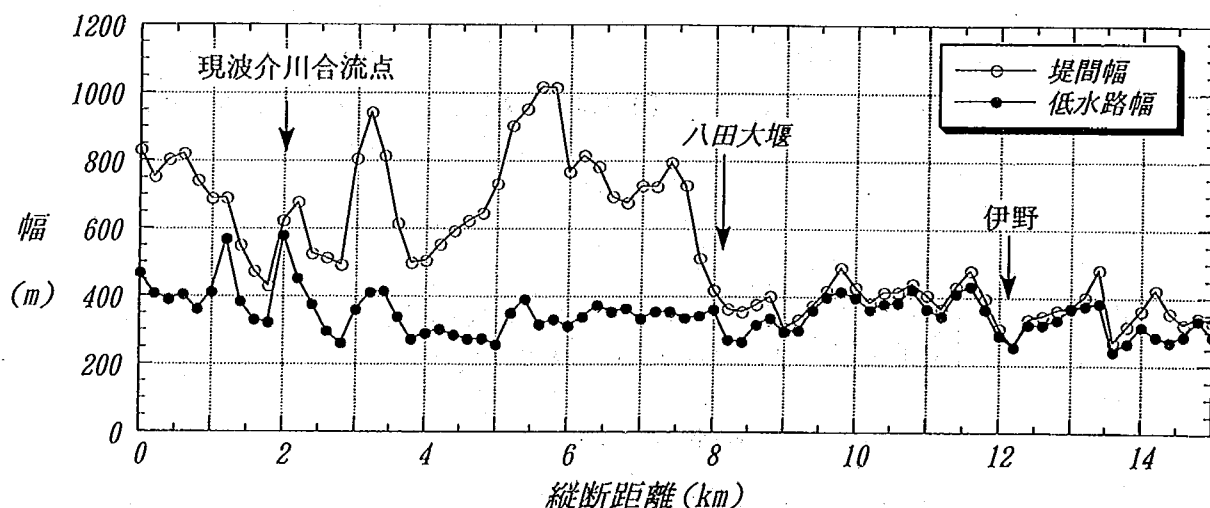


図-2.8 低水路幅および堤間幅の縦断変化

2.4 河口部の横断面形

河口部0.0 km, 0.6 km, 1.2 km, 1.8 kmの横断形状の経年変化を図-2.9に示す。これらの図から、1.8 km付近では主流部が右岸寄りであるのに対して、下流では左岸側に主流部が寄っていることが分かる。また、近年の変化を見ると、0.0 kmではみお筋位置が徐々に左岸側から低水路中央付近に移ってきたことが分かる。このようなみお筋の移動は、河口砂州の開口位置の移動と密接に関係していると考えられる。

1.2 kmから下流の3断面では、右岸側に自然堤防状の広い高水敷を有している。これらの高水敷の横

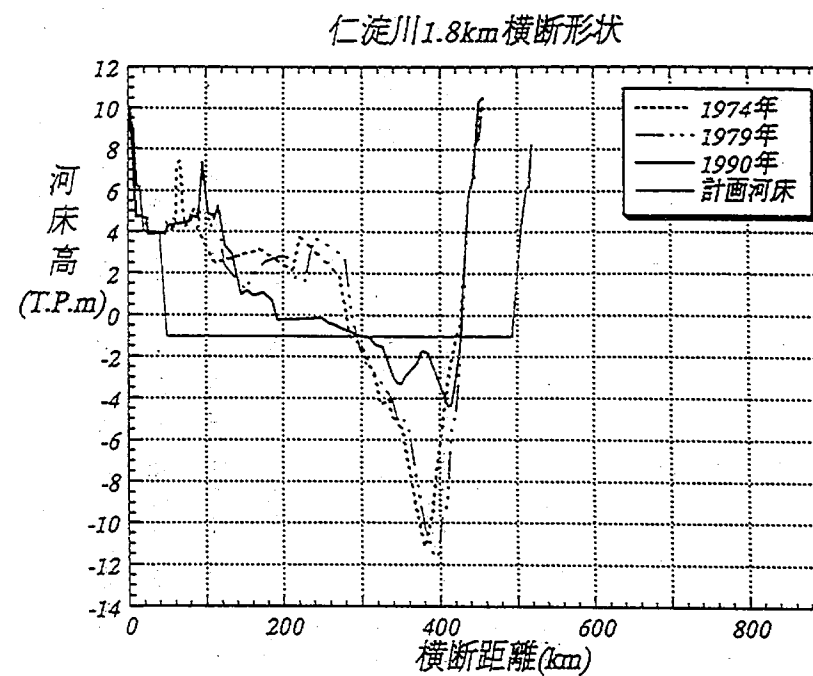
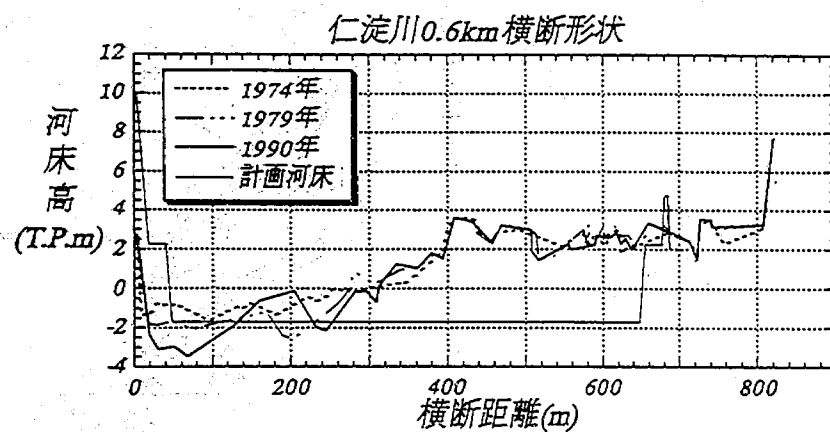
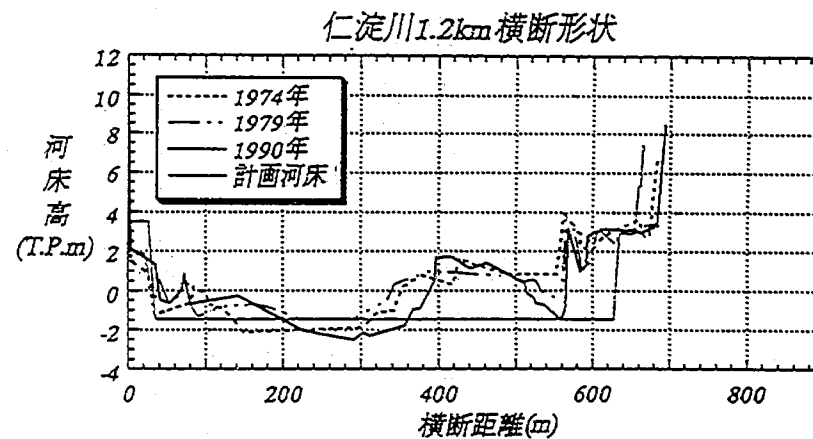
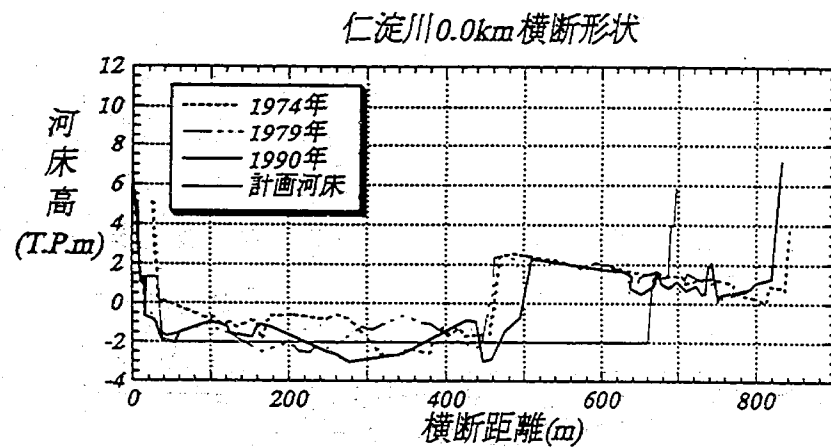


図-2.9 横断形状の経年変化

断勾配は約 1/200、低水路と高水敷の境界での段差は、0.0 km で約 5 m、0.6 km および 1.2 km では約 3 m である。

また、1974 年と 1990 年の横断形状を比較すると、この下流側 3 断面ではいずれも河床が低下している。これに対して 1.8 km では、1974 年当時は約 T. P. -12 m にまで達する局所洗掘が生じていたが、徐々に局所洗掘が軽減され、1990 年には最大洗掘深が約 T. P. -5 m となっている。また左岸側では、1974 年当時は砂州が発達して高水敷化していたが、1990 年までにこの砂州は完全に除去されている。

2.5 河道および海域の底質特性

仁淀川河道における河床材料調査の調査位置図を図-2.10 に示す。また、1978 年（昭和 53 年度）に調査した各地点の粒径加積曲線を図-2.11 (a)~(c) に、1992 年（平成 4 年度）に調査した各地点の粒径加積曲線を図-2.12 (a)~(c) に示す。河道内の河床材料は混合粒径分布となっているが、採取位置の違いによる粒度分布の変化は少ない。河床材料の平均粒径は、1978 年当時は 12~20 mm 前後の砂礫で構成され、これらの縦横断的な平均粒径は約 17 mm 程度である。しかしながら、1992 年の調査結果を見ると、測線 0 の河道中央部での材料の粗粒化が著しい。河床材料の平均粒径を横断方向に見ると、測線 2 を除き、ばらつきが大きい。粗粒化が著しいのは、いずれの測線でも洪水時に主流部となる位置である。各測線中央の平均粒径の縦断分布は、9~37 mm 前後の砂礫で構成されており、縦横断的な平均粒径は約 25 mm である。

一方、河口砂州および海域における底質材料の平均粒径の分布を図-2.13（1983 年実施）と図

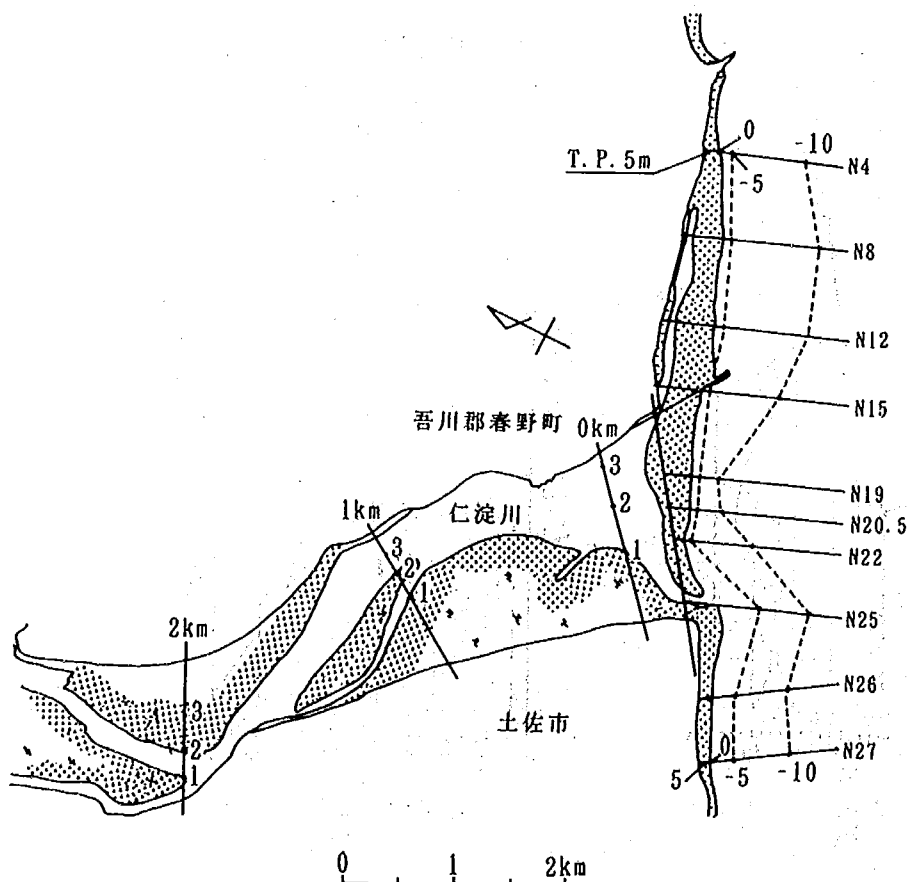


図-2.10 河床材料調査の調査位置図

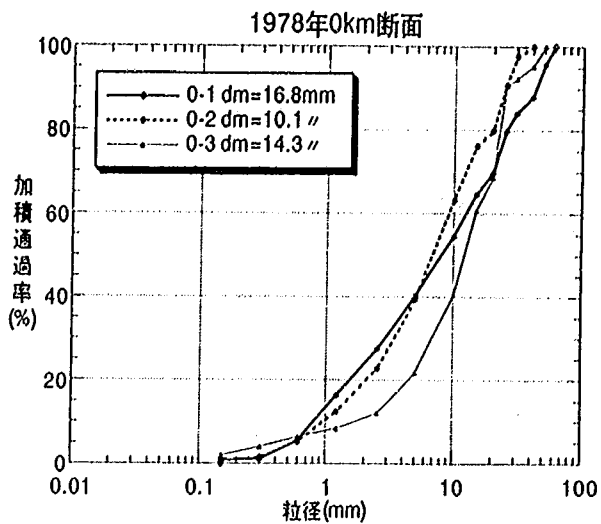


図-2.11 (a) 河床材料の粒径加積曲線

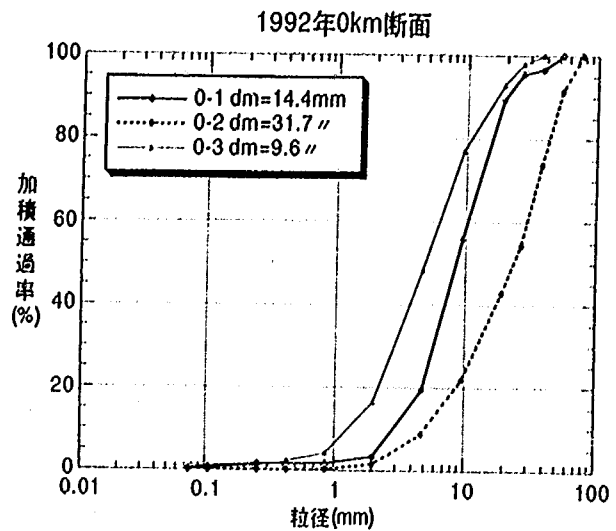


図-2.12 (a) 河床材料の粒径加積曲線

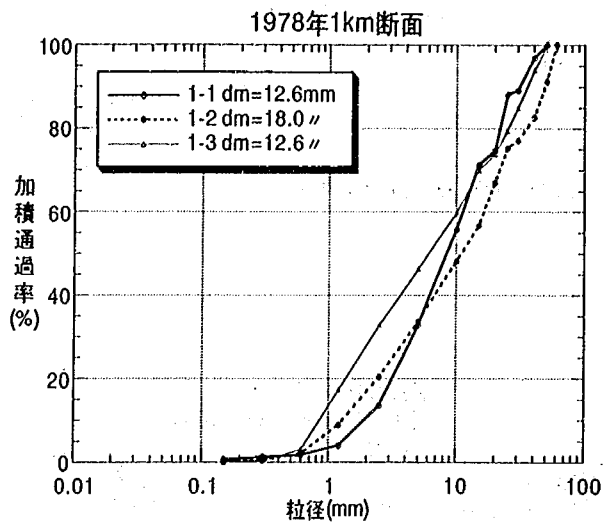


図-2.11 (b) 河床材料の粒径加積曲線

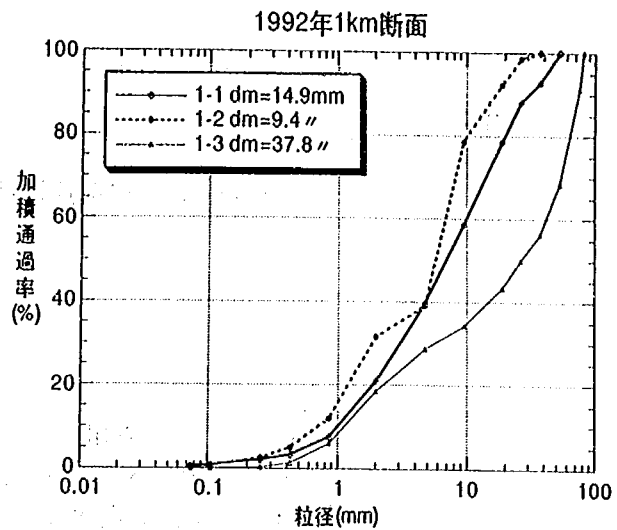


図-2.12 (b) 河床材料の粒径加積曲線

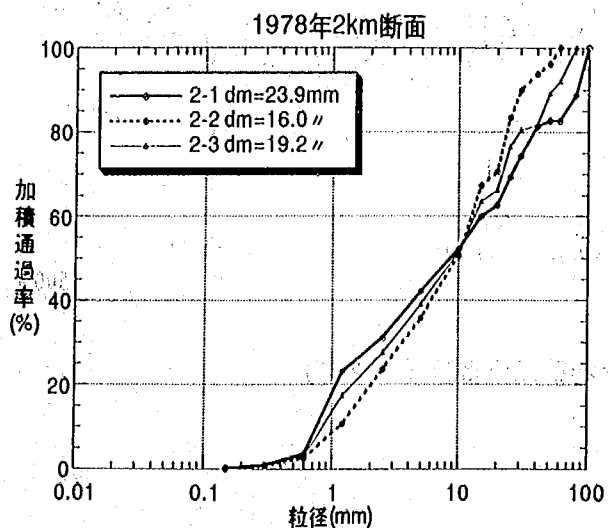


図-2.11 (c) 河床材料の粒径加積曲線

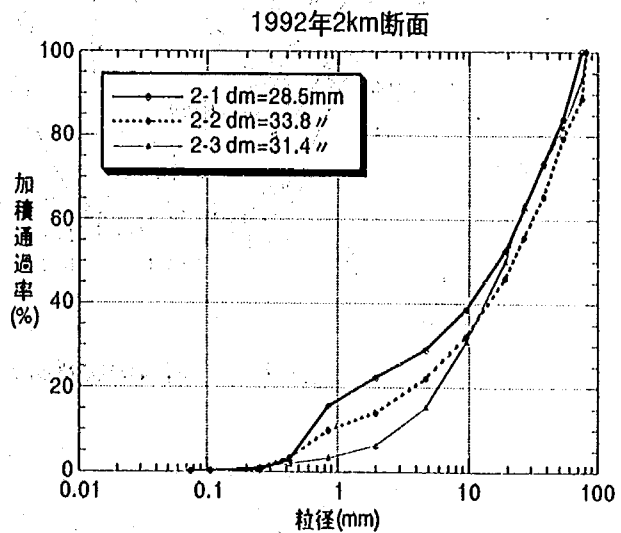


図-2.12 (c) 河床材料の粒径加積曲線

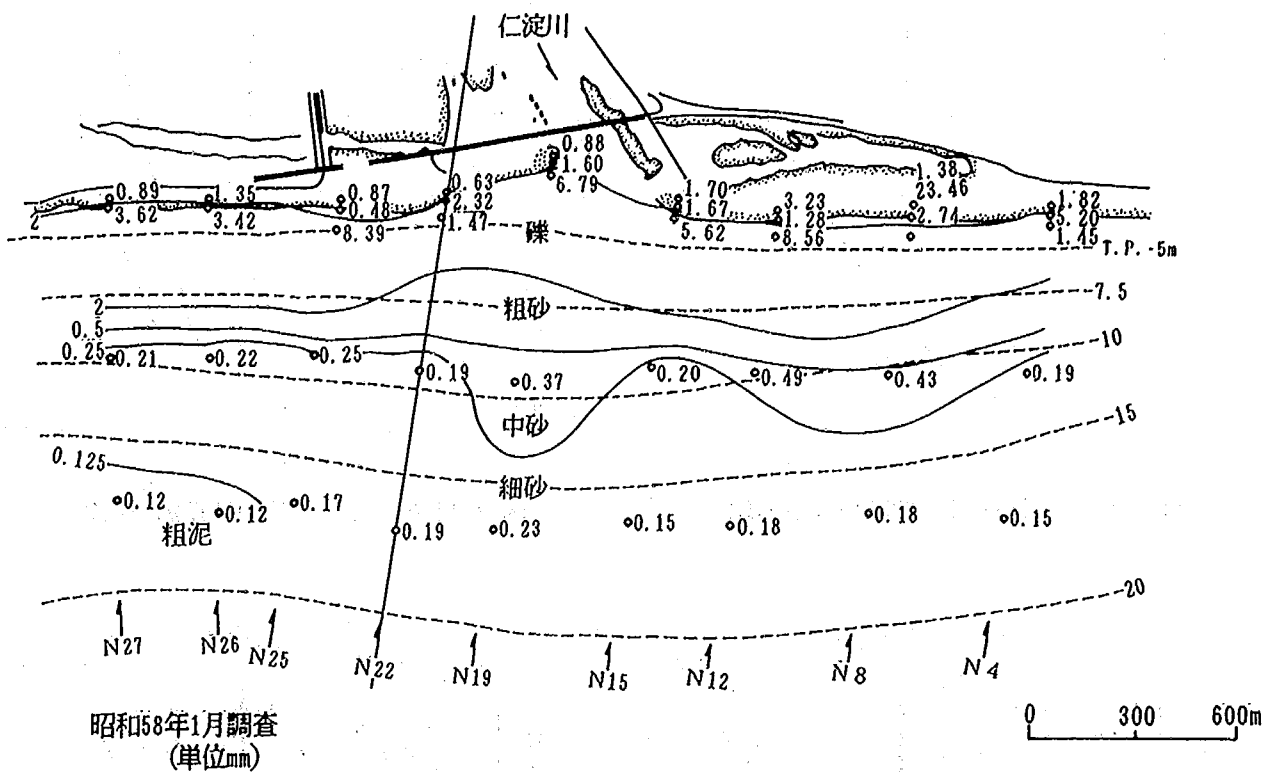


図-2.13 海域の底質材料の平均粒径分布図 (1983 年)

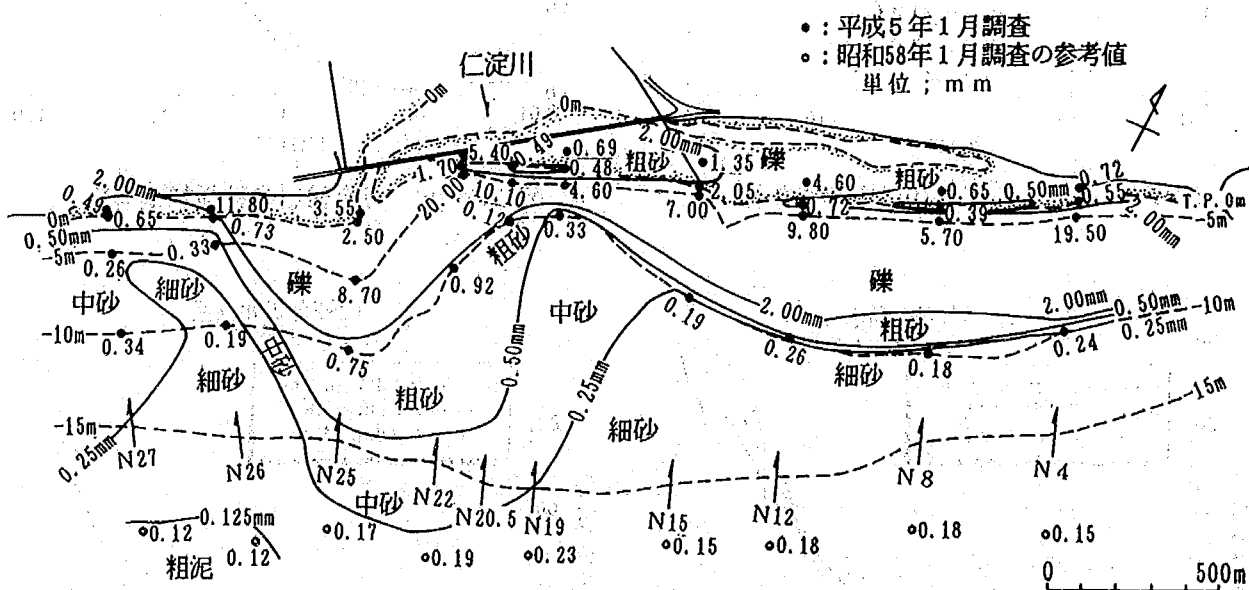


図-2.14 海域の底質材料の平均粒径分布図 (1992 年)

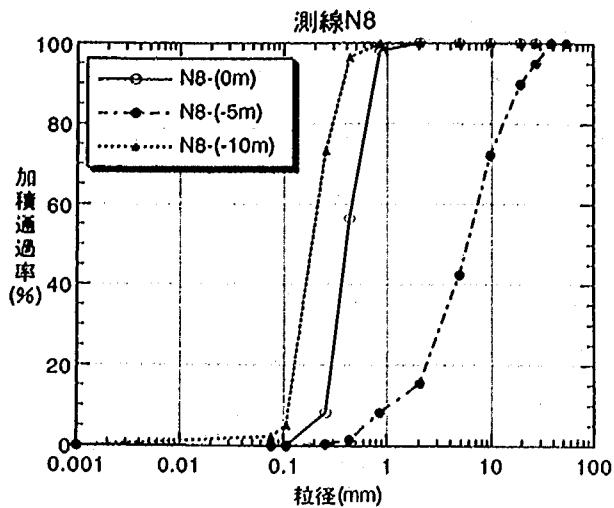


図-2.15 (a) 海域の底質材料の粒径加積曲線
(1992 年; 測線 N 8)

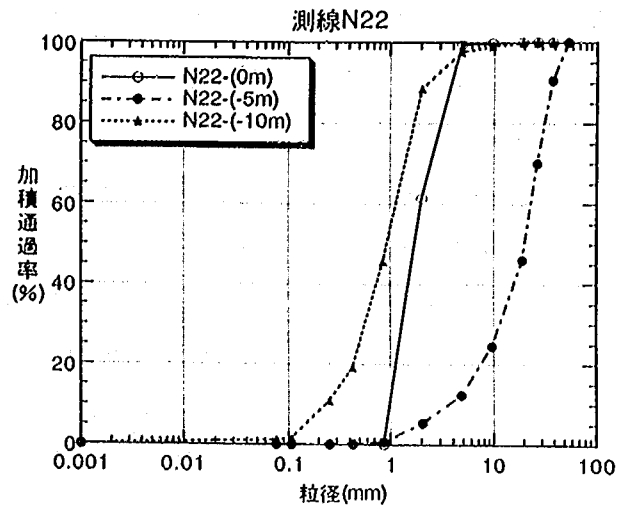


図-2.15 (d) 海域の底質材料の粒径加積曲線
(1992 年; 測線 N 22)

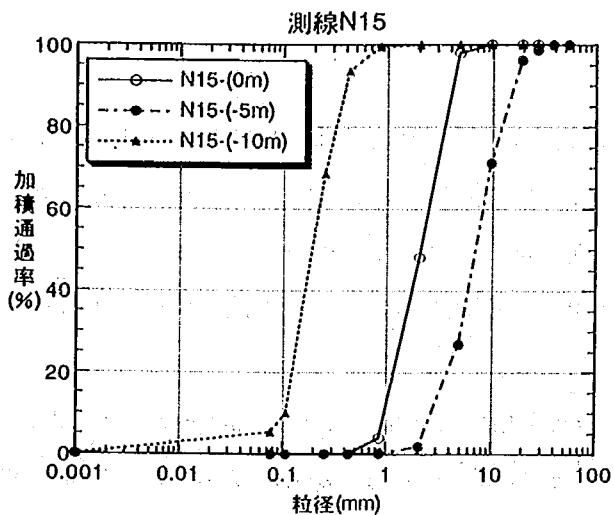


図-2.15 (b) 海域の底質材料の粒径加積曲線
(1992 年; 測線 N 15)

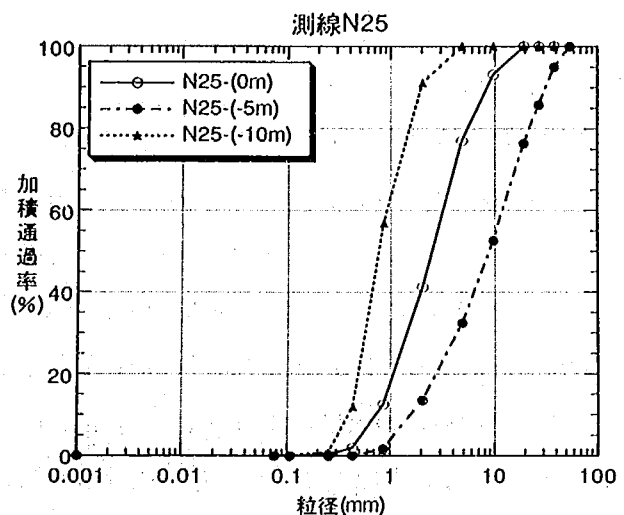


図-2.15 (e) 海域の底質材料の粒径加積曲線
(1992 年; 測線 N 25)

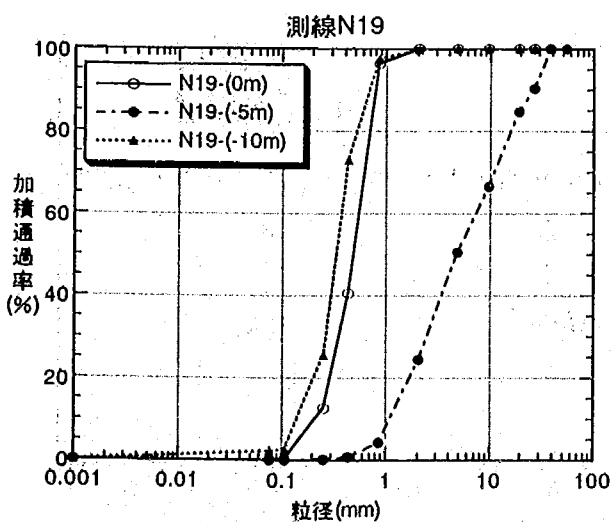


図-2.15 (c) 海域の底質材料の粒径加積曲線
(1992 年; 測線 N 19)

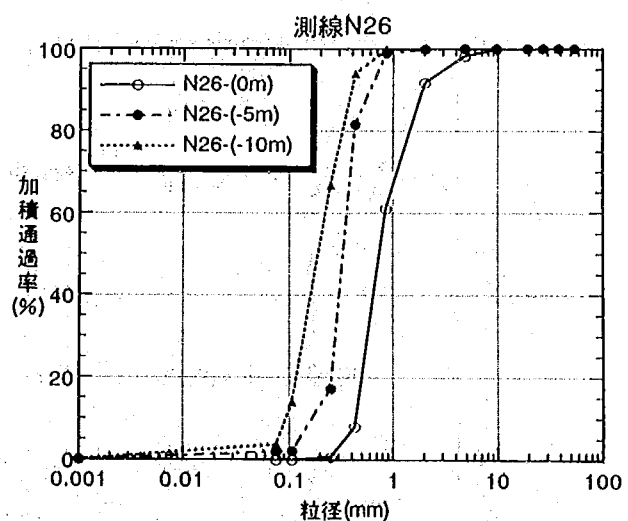


図-2.15 (f) 海域の底質材料の粒径加積曲線
(1992 年; 測線 N 26)

-2.14 (1992 年実施) に、1992 年の調査による底質の粒径加積曲線を図-2.15 (a)~(f)に示す。これらによると、1983 年時点での底質材料の粒径は、ほぼ等深線と平行するように分布しており、沖方向に向かって小さくなっていく。汀線から水深 7~8 m 付近までは礫および粗砂が分布し、水深 10 m 付近では中砂ないし細砂が分布する。河口の前面で中砂の領域が沖方向に舌状に伸びているのは、洪水時にフラッシュされた砂州の材料がこの領域付近にまで堆積した痕跡を示している。

さらに、汀線から 500 m 以上の沖合 (水深が 10 m 以深) では、平均粒径が 0.25 mm 以下 (細砂以下) とさらに小さくなる。しかしながら、1992 年の調査結果によると、粒径が等深線に平行に分布するという傾向にはあるが、掘削穴により等深線が河口方向に曲げられ、汀線からわずか 200 m で水深 10 m 以上となるため、粗砂以下の粒径の分布範囲も汀線より約 200 m のところまで迫っている。また、河口砂州がフラッシュされる際には、右岸側から砂州部の土砂が流出するため、底質材料の等粒径分布曲線は右岸側、S 方向に舌状に伸びている。この河口砂州部の全体の平均粒径は約 4.0 mm であり、河道内粒径に比べて小さくなっている。

2.6 洪水時の営力と河道

平均年最大流量 (約 $4,300 \text{ m}^3/\text{s}$) 時の摩擦速度 u_* (cm/s) の縦断変化を図-2.16 に、その時の低水路内平均水深 H と川幅水深比 B/H を図-2.17 に示す。河口部では、水深が 4.5~5.5 m であることから、ほぼ低水路満杯程度の状態である。摩擦速度は、直轄区間ではほぼ 20 cm/s であり、平均粒径 ($d_m = 2.5 \text{ cm}$) に対応する無次元掃流力 τ_* を算出すると 0.1 程度となる。これらの値を用いて小規模河床形態を評価すると砂堆河床であり、流速係数 ϕ は約 13 である。

一方、平均粒径の限界掃流力 ($\tau_c = \rho u_{*c}^2$) を岩垣の式を用いて評価すると、 $u_{*c}^2 = 80.9d = 202.3 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ である。上記より、平均年最大流量時には $u_{*c}^2 \approx 400 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ であるから、洪水時には完全に移動状態にある。計画河床勾配 ($I_b = 1/1,316$) を用いて、平均粒径が移動限界となるような水深を求めれば、 $H_c \approx 2.7 \text{ m}$ である。次式を用いて、平均粒径程度の河床材料の移動限界流量を求めると、

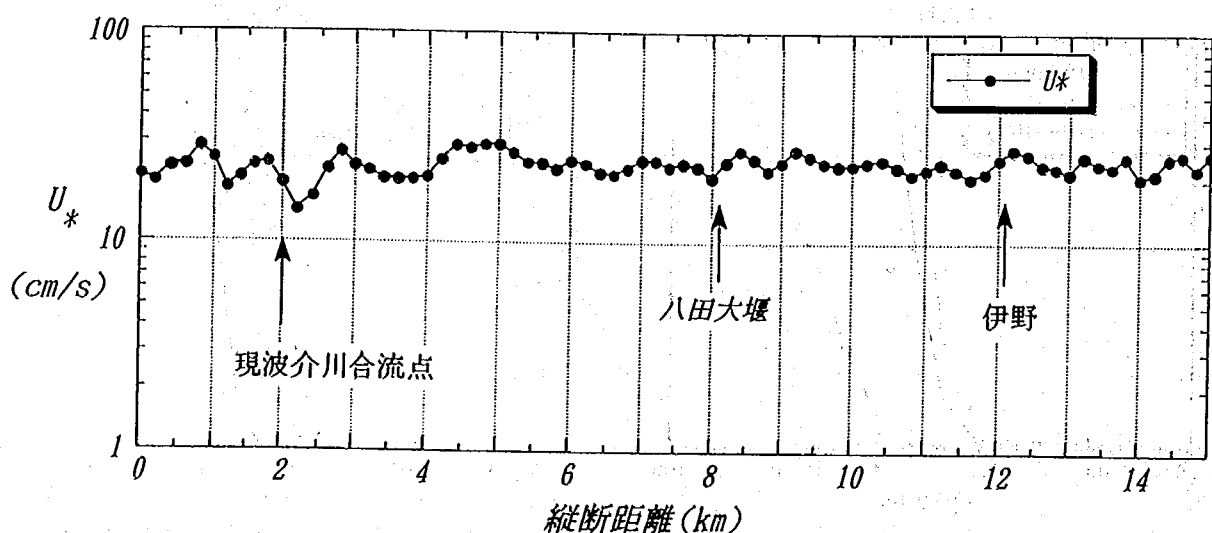


図-2.16 摩擦速度の縦断変化

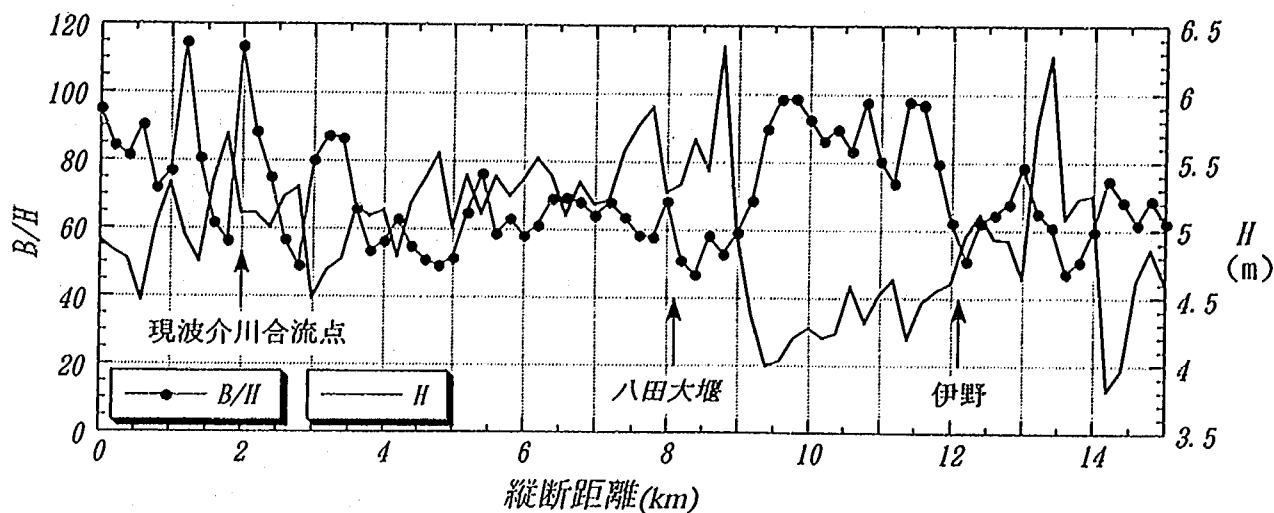


図-2.17 水深および川幅水深比の縦断変化

$$H_m = \left[\frac{Q}{\phi B \sqrt{g I_b}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (2.1)$$

$Q = 1,997 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

2.7 水文特性

仁淀川流域は、全国有数の多雨地帯である南四国の中央に位置し、台風銀座の名で知られる豪雨地帯である。図-2.18 に四国の年間の平均降水量を示す。この図に見られるように、仁淀川流域での年間の降雨量は、上流部で2,500～4,000 mm、下流の平野部で2,000～3,500 mmとなっているが、その年の台風に

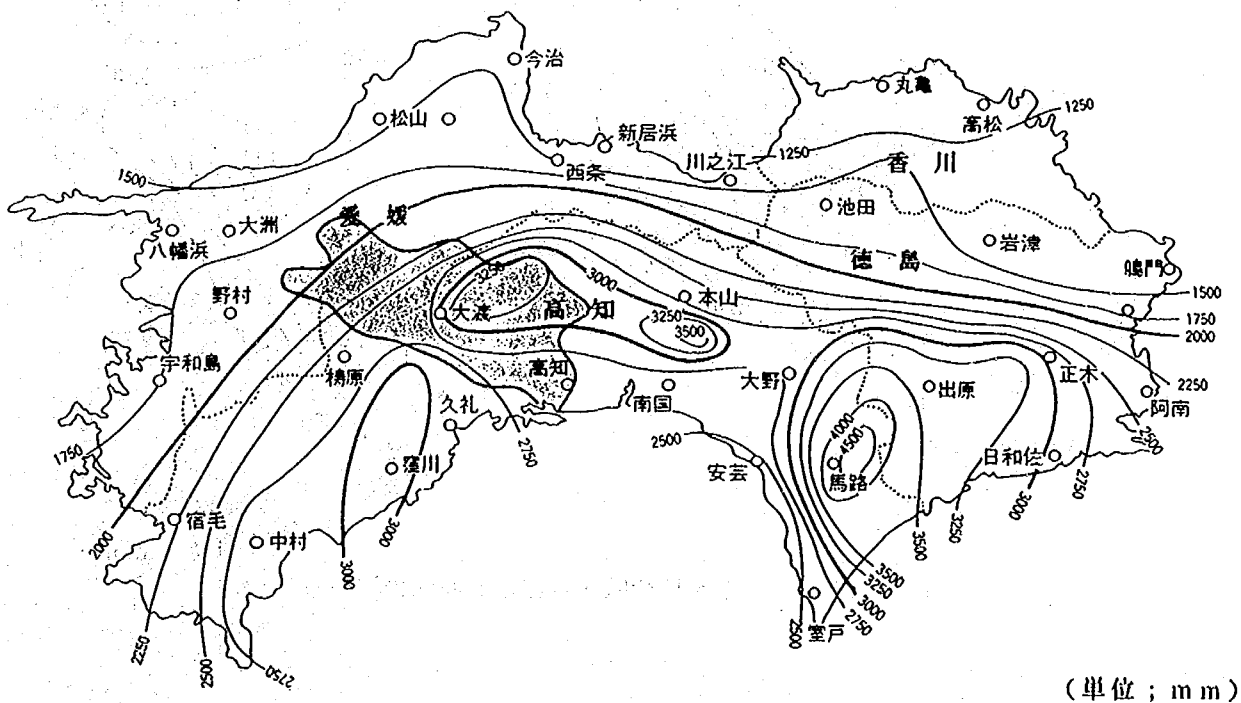


図-2.18 四国の年間の平均降雨量

よって大きく左右される。また沿川はおぼれ谷地形を呈しているので、特に南側に開いた谷筋では、台風が西側を通過する際に顕著な気流の収束が起こり、豪雨をもたらす。

1972年（昭和47年）以降の著名な洪水は表-2.1に示すとおりである。これらのうち1975年（昭和50年）8月の台風5号は高知県下全域に未曾有の大災害をもたらした。図-2.19にこの台風によりもたらされた総雨量の分布を示す。このように仁淀川中流域で600mmという集中的な豪雨を記録した台風は、支川の日下川、宇治川、波介川などでの内水被害、勝賀瀬川上流などでの土砂災害などを引き起こした。

一方、仁淀川の流況は、伊野地点の1972～1991年の平均値で、表-2.2に示すとおりである。

表-2.1 主要洪水記録（1975年以降）

生起年月日	原因	伊野地点流量 (m^3/s)
1975年8月17日	台風5号	13,462
1976年9月12日	台風19号	7,707
1982年8月26日	台風13号	8,898
1982年9月24日	台風19号	7,995
1993年8月12日	台風7号	10,387
平均年最大流量		4,277

表-2.2 仁淀川の各種流量
(1972年～1991年の平均値)

	流量(m^3/s)
豊水流量	94.8
平水流量	52.2
低水流量	28.5
渇水流量	15.4
最小流量	11.4
年平均流量	101.8

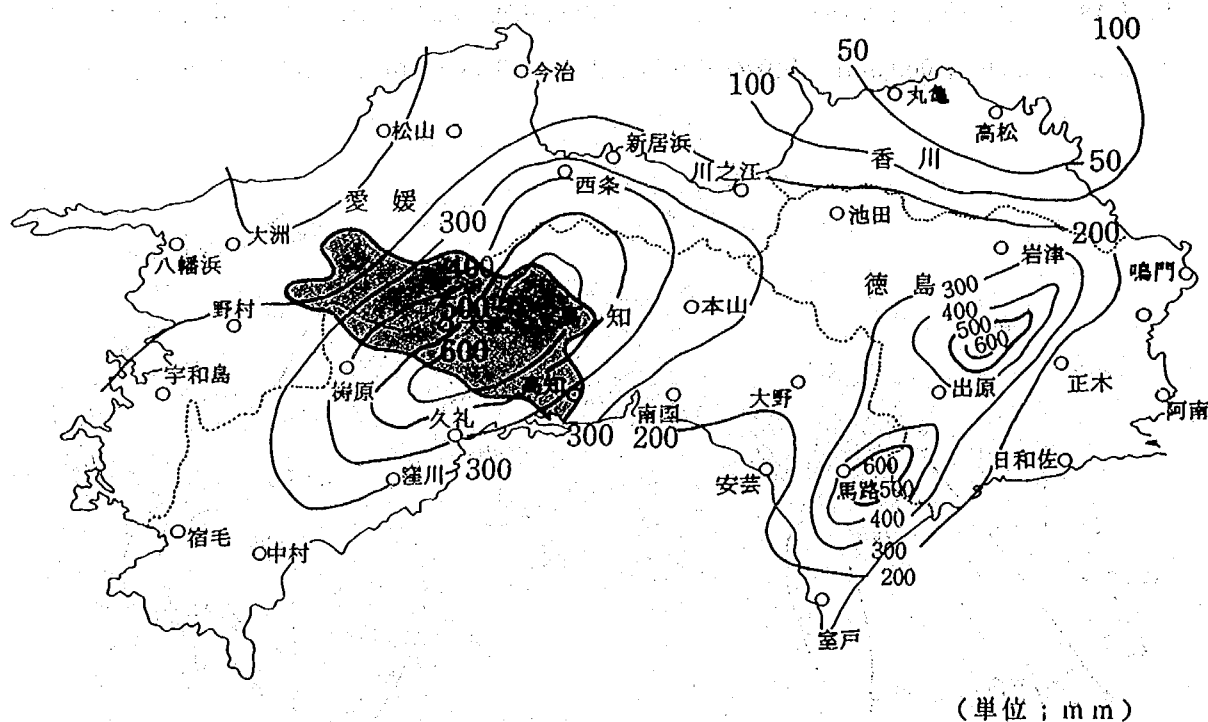


図-2.19 1975年8月台風5号による四国の総雨量

2.8 潮 位

高知港の桂浜検潮所における1950～1992年の潮位記録は表-2.3のとおりである。朔望平均満潮位（新

月および満月の日から5日以内に現れる各月の最高満潮位を平均した潮位)と朔望平均干潮位(同じく最低干潮位を平均した潮位)との差は約1.7 mであるが、通常の干満潮位の差はこの値より小さい。一方、計画高潮位は、土佐湾沿岸を統一して過去の台風における最大の計算偏差に朔望平均満潮位を加え、T. P. 2.2 mと決定されている。

表-2.3 仁淀川の各種潮位 (T.P.m)

高 極 潮 位	3.00 (1970年8月21日8:45)
朔望平均満潮位	0.73
平 均 潮 位	-0.17 (1980~1992年の平均)
朔望平均干潮位	-0.96
低 極 潮 位	-1.66

2.9 波浪特性

表-2.4は、住吉波浪観測所(水深10.43 m)における1980~1992年の有義波の波高および周期別頻度表であり、図-2.20(a)~2.20(d)はこの有義波高、周期の季節別出現率を示している。また表-2.5は各年の最大波高の記録を、図-2.21は月別最大の有義波高($H_{1/3}$)と周期の関係を示している。これらの資料によると、波高0~0.5 m、周期6~9 sの波が最も頻度が高い。最大波高を見ると、6~9 mの波が生じ、また長周期のものでは14~16 sの波が生じる。これらの出現時期を見ると、長周期の波は夏~秋にかけて来襲する頻度が高く、このため波高、周期のばらつきも大きい。これらの年間の平均波、月最大波の平均値および有義波高を表-2.6に示す。なお、波向の発生頻度は、いずれの波高においてもSおよびSSW方向が圧倒的に多い。

表-2.4 住吉観測所における周期別波高出現回数(1980年~1992年)

有義波高(m) 有義周期(s)	0.0 ~0.5	0.51 ~1.0	1.01 ~1.5	1.51 ~2.0	2.01 ~2.5	2.51 ~3.0	3.01<	計
0~4.9	1072	1366	104					2542
5.0~5.9	2718	2755	521	52	3			6049
6.0~6.9	4441	3118	1002	243	34	4	1	8843
7.0~7.9	5665	3026	792	386	120	40	14	10043
8.0~8.9	5021	2241	584	257	137	64	41	8345
9.0~9.9	3051	1292	394	169	63	37	38	5044
10.0~10.9	1019	638	323	179	78	35	24	2296
11.0~11.9	206	447	280	177	92	30	22	1254
12.0~12.9	53	197	187	132	91	58	43	761
13.0~13.9	23	63	67	59	60	34	33	339
14.0~14.9	6	16	27	22	16	13	23	123
15.0~15.9	1	3	12	9	6	5	5	41
16.0≤			4	5	1		1	11
欠 測								0
計	23276	15162	4297	1690	701	320	245	45691

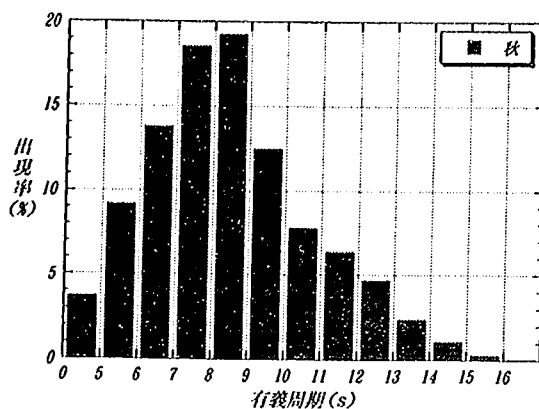
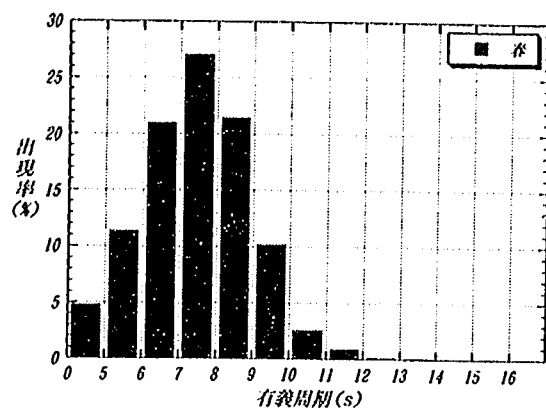
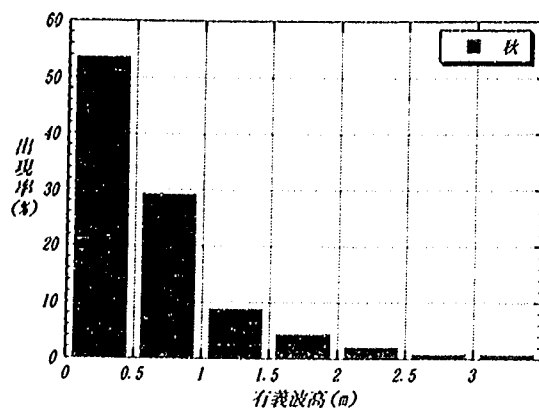
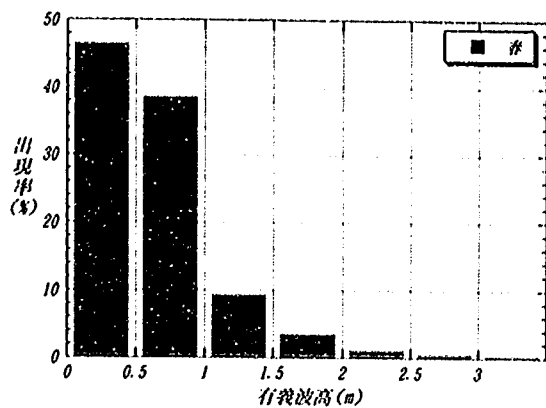


図-2.20 (a) 有義波高および周期の
季節別出現率 (春)

図-2.20 (c) 有義波高および周期の
季節別出現率 (秋)

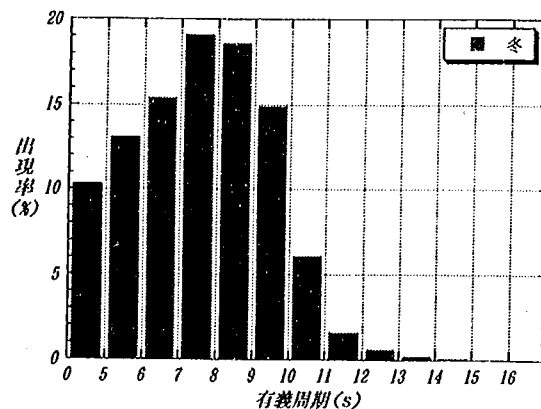
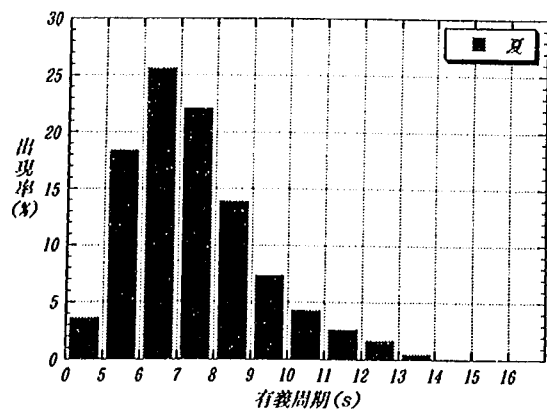
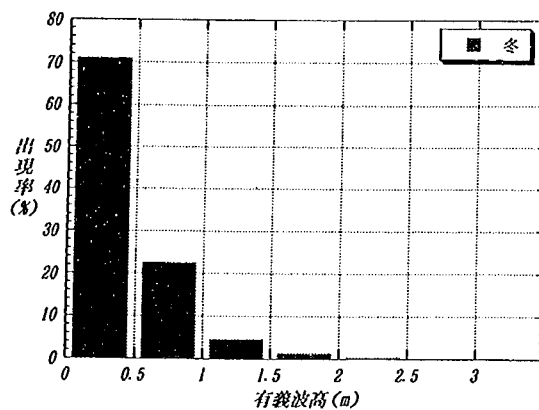
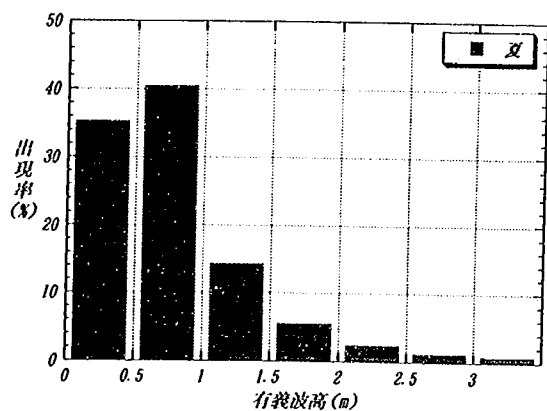


図-2.20 (b) 有義波高および周期の
季節別出現率 (夏)

図-2.20 (d) 有義波高および周期の
季節別出現率 (冬)

表-2.5 住吉観測所における各年の
最大波高 (1980 年～1992 年)

生起年月日	波高(m)	周期(s)
1980. 9.11	9.17	22.9
1981.10.22	9.53	17.0
1982. 2.27	8.37	7.3
1983. 5.16	6.24	8.9
1984. 4.19	5.07	7.1
1985. 6.30	9.92	14.8
1986. 4.10	5.22	8.0
1987. 8.31	7.70	6.9
1988. 4.13	6.84	9.3
1989. 8.27	8.43	18.0
1990. 8.22	9.16	16.8
1991. 9.27	8.82	11.5
1992. 8.18	7.26	10.3

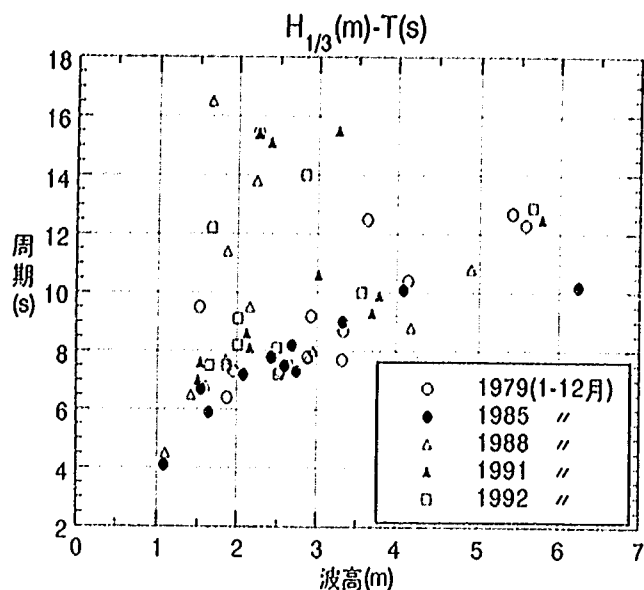


図-2.21 月別の最大有義波高 ($H_{1/3}$) と周期の関係

表-2.6 年間の平均波, 月最大の平均および有義波高

	平均波 ($H_{1/3}$)	月最大波の平均値 (1/10)		有義波 ($H_{1/3}$)	
		波高(m)	周期(s)	波高(m)	周期(s)
1979年	0.82	4.11	9.4	3.26	9.1
1981年	0.69	3.65	9.1	2.86	8.6
1985年	0.68	3.35	7.8	2.76	7.6
1988年	0.58	2.96	9.6	2.40	9.3
1991年	0.69	3.48	10.6	2.83	10.6
1992年	0.61	3.19	10.0	2.60	10.0

2.10 河口砂州形状と海浜形状の経年変化

ここでは、河口砂州形状と海浜形状の経年変化の実態を記述し、それらの変化の要因を分析する。

(1) 砂州形状の変化

図-2.22 (a), 2.22 (b)は、1982 年～1993 年の河口砂州形状の経年変化を示したものである。これらに示されているように、仁淀川の河口砂州は、長年右岸側に高く形成され、左岸方向に伸びる状態となっていた。このような河口砂州の発達は、この海域における沿岸漂砂の卓越方向が東向きであったことを示していると考えられる。ここでは、河口砂州の変化について砂州の開口位置、砂州幅の 2 点から述べることとする。

まず、河口砂州の開口位置の変化について考えてみる。図-2.22 (a)に示すように、1982 年 3 月～1987 年 11 月の砂州の開口位置は左岸側に固定されていた。開口幅は 30～50 m であり、実験結果から得ら

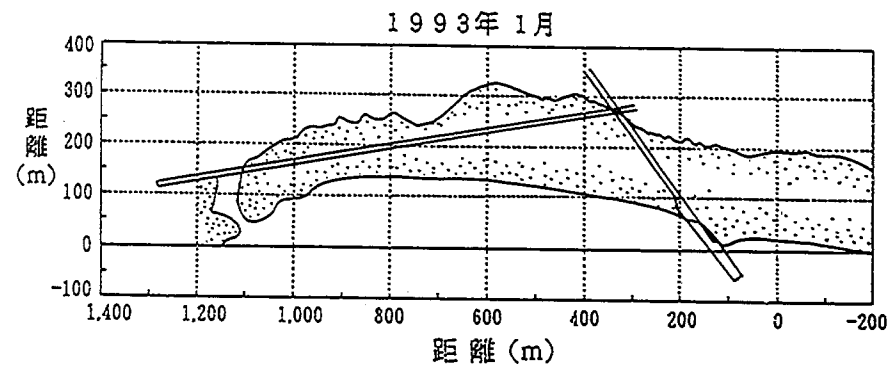
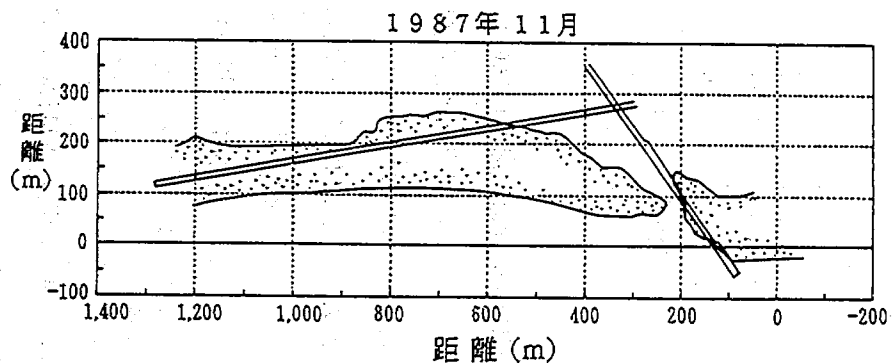
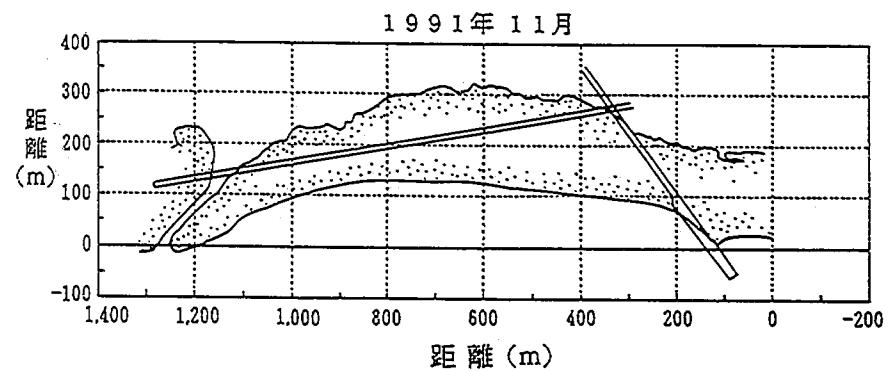
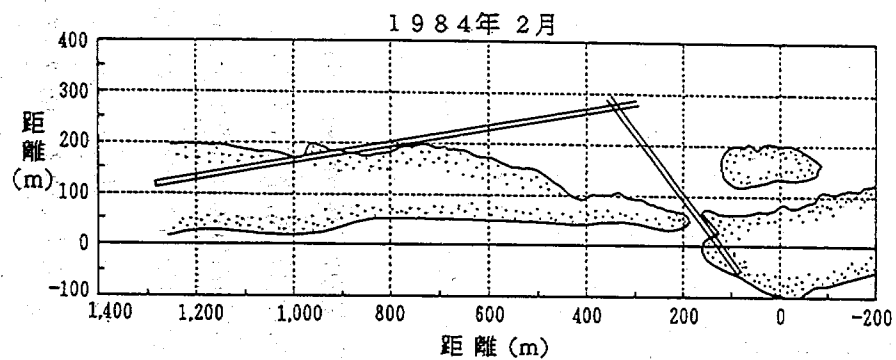
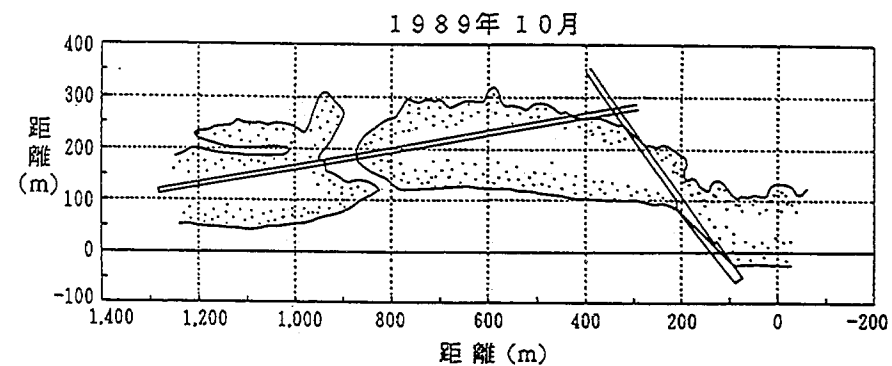
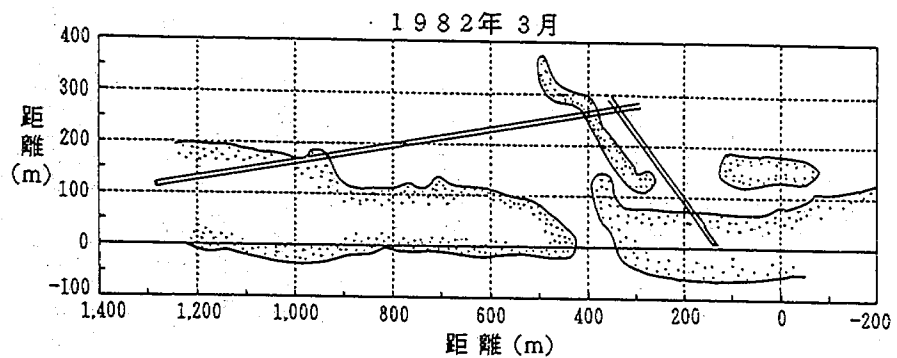


図-2.22 (a) 河口砂州形状の経年変化 (1982 年 3 月～1987 年 11 月)

図-2.22 (b) 河口砂州形状の経年変化 (1989 年 10 月～1993 年 1 月)

れた平水時の砂州開口幅にほぼ一致する。しかしながら、図-2.22 (b)では砂州の開口位置が1989年を境として右岸方向へ移動し始め、1989年には河道のほぼ中央に移動した。そして、1991年には右岸側に到達し、以後右岸側に固定されている。現在の仁淀川の河口砂州は、1993年1月の砂州形状とほぼ同じである。

海浜縦断の測線位置図を図-2.23に、砂州幅の変化を図-2.24に示す。砂州幅は1982年当時は右岸側が広がったが、1987年には右岸～河道中央にかけて狭くなり、逆に左岸側が広くなりつつある。特に、河道中央付近(900～1000 m地点)の砂州幅の変化が著しく、1982年3月の砂州幅は約200 mであったが、1987年には約70 mとなり、約1/3の砂州幅となっている。1989年には砂州幅が狭くなった河道中央付近に砂州の開口位置(図-2.23では1989年の河口砂州において、砂州幅の最も狭い位置が開口位置に相当する)が移動し、左岸側は完全に閉塞して広い砂州幅(約150 m)を有することとなった。1993年の砂州幅を見ると、ちょうど1982年当時の砂州幅を左右反転させた状態の砂州幅となっている。

(2) 砂州のフラッシュ状況

砂州フラッシュ時の状況を写真-2.3(1975年9月19日撮影)および写真-2.4(1993年8月12日撮影)に示す。1975年当時の河口砂州は左岸寄りに開口位置があり、河口砂州は左岸側がフラッシュされている。洪水時の流況を写真から判断すると、1975年の洪水では、ほぼ河道内を直進して海に流出

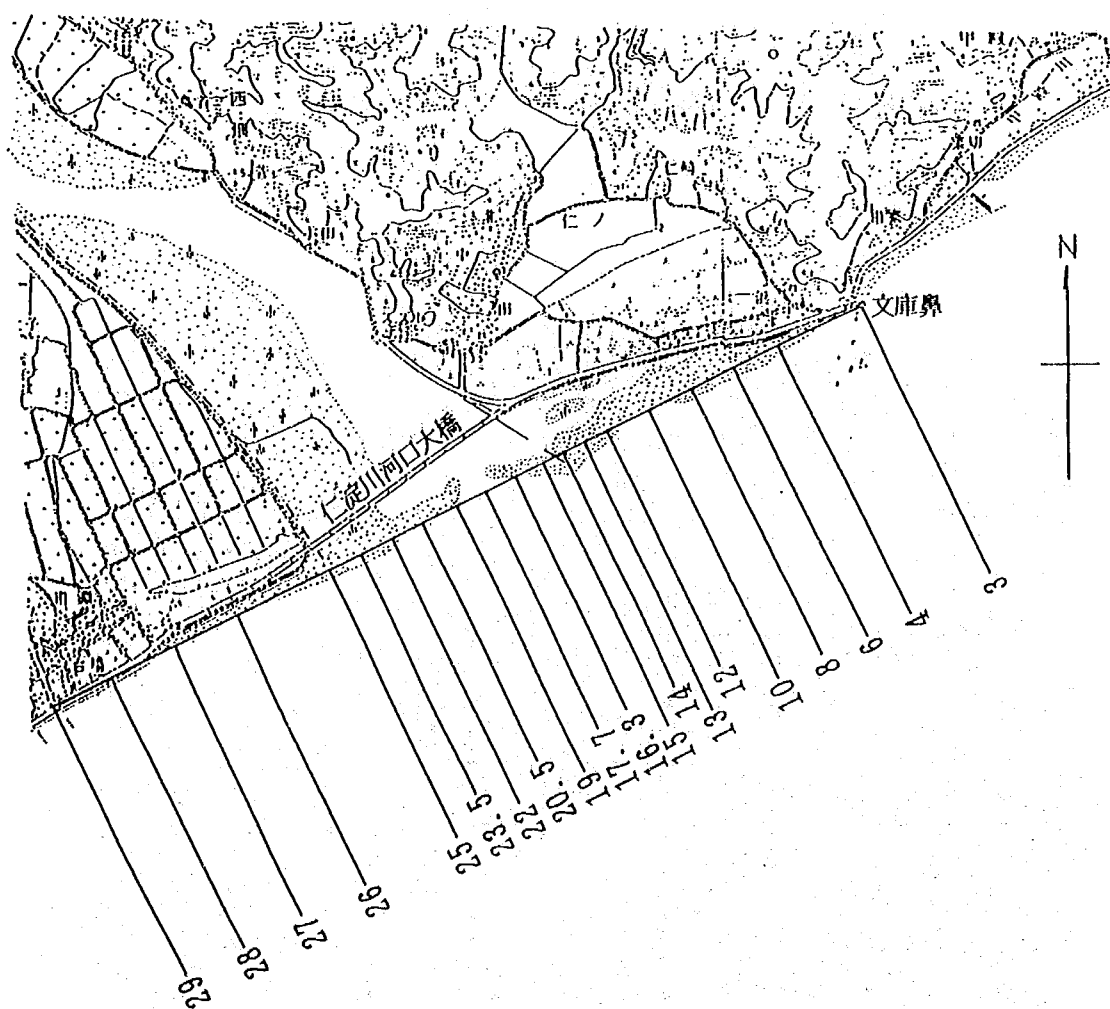


図-2.23 海浜縦断測量の測線位置図



写真-2.3 1975 年 9 月洪水時の河口砂州フラッシュ状況 (9 月 19 日撮影)

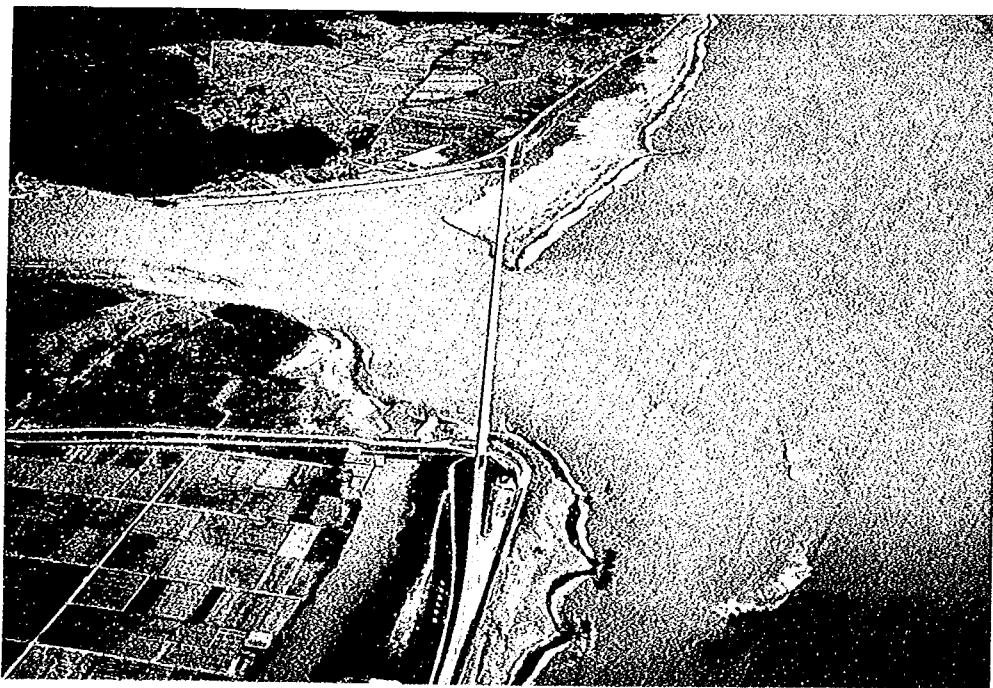


写真-2.4 1993 年 8 月洪水時の河口砂州フラッシュ状況 (8 月 12 日撮影)

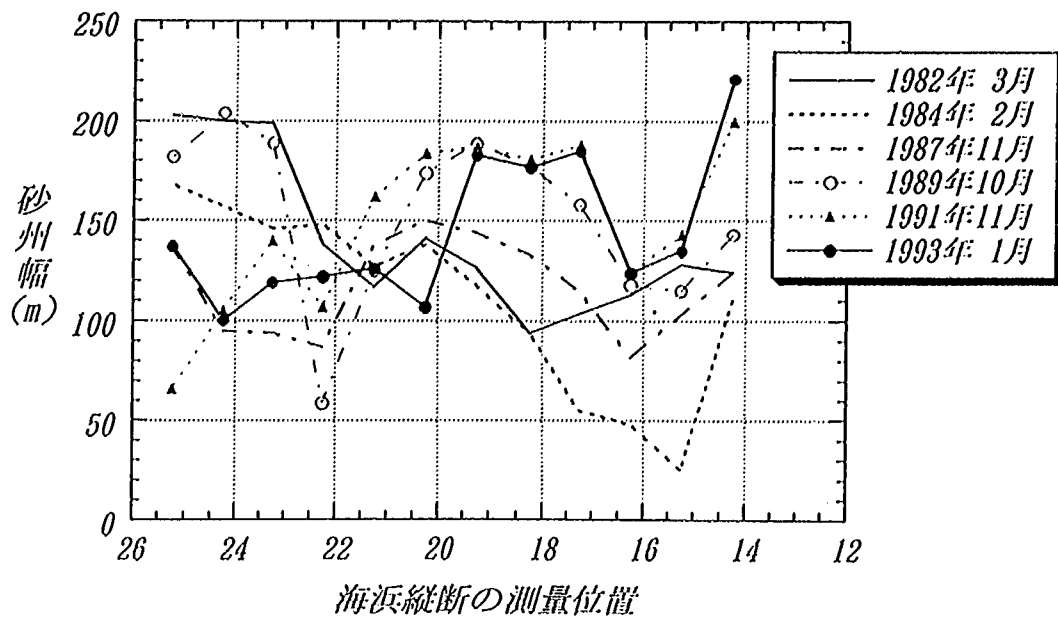


図-2.24 砂州幅の経年変化 (1982 年～1993 年)

している。当時の砂州高は右岸側が高く、約 T. P. 5 m であり、開口位置に向かって徐々に砂州高は低くなる。砂州フラッシュ時には砂州高の低い位置から越流し始めることから、左岸側からフラッシュが進行し、写真に示すような状態になったと考えられる。

一方、1991 年のフラッシュ状況を見ると、右岸側がフラッシュされている。洪水流も、河口砂州の直上流で大きく右岸側に曲げられ、海に流出している。右岸側に開口位置があり、砂州高が低いことから、このようなフラッシュ状況になったと考えられる。

(3) 汀線位置の変化

汀線変化を図-2.25 に示す。1982 年当時の汀線は、基準線 (縦軸の 0 m ライン) より海側に位置し

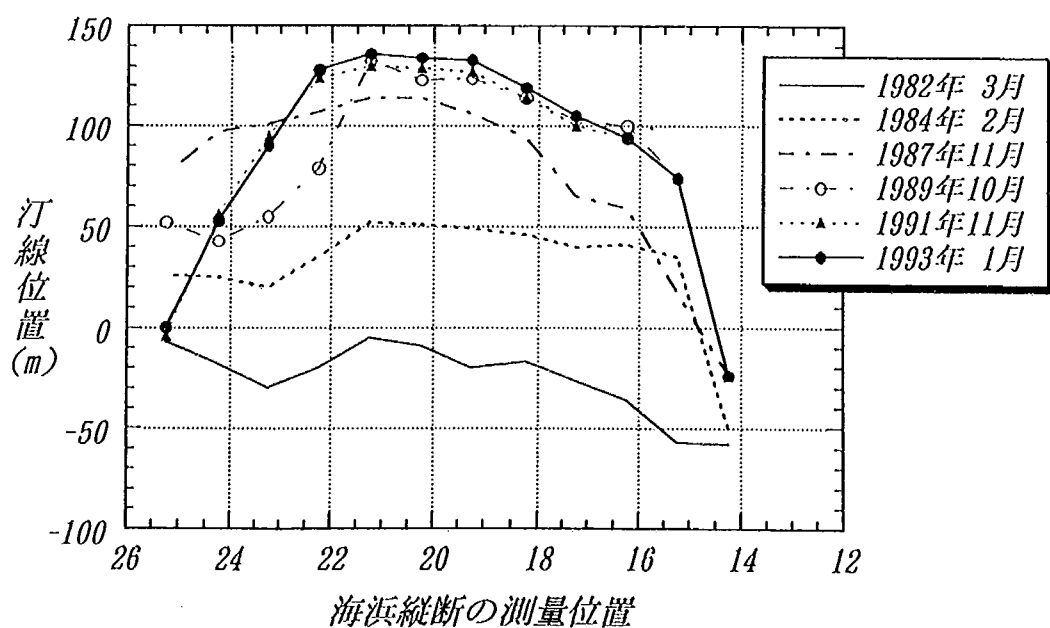


図-2.25 汀線変化図

ていた。しかし、1984年には1982年と比較して約50m後退し、さらに1987年には約130mも後退している。1987年以後は後退量が徐々に少なくなり、1991年以後はほとんど後退しておらず、河道中央付近を頂点とする弓状の汀線形状を示している。

左岸側から順に汀線の後退量を見ると、左岸端は左岸の導流堤で固定されているため、河道内への後退量は大きくない。左岸から河道中央へと向かうにしたがい汀線の後退量は大きくなり、中央からやや右岸寄りの800m付近で最も後退量が多い（約150m）。

(4) 海浜形状の変化

河口中央付近（測線22）の海浜縦断を図-2.26に示す。測線22は、汀線の河道内への後退量が最も大きい位置に相当する。これからも、河口砂州が1982年～1993年で河道方向に約150m後退していることが分かる。縦断方向の海浜形状の変化は、1981年当時の汀線から沖合約150mの変化が著しく、1981年当時は水深5～7mであったが、徐々に深くなり、1988年には最大規模（最大水深約14m）に達している。その後1992年までの4年間で、砂州フラッシュにより土砂がこの掘削穴に落ち込むなどして埋め戻されてはいるが、現在でも水深10mほどの掘削穴が存在している。

1981年と1984年の海浜形状の比較図を図-2.27に、また河川からの流出土砂量と砂州前面の土砂の総変化量を図-2.28に示す。これらによると、河口砂州からわずか約200mのところではT. P.-12m以上の深い掘削穴が現れている。この穴は、1988年まで平均して年間30万 m^2 づつ規模が大きくなり、総掘削土量は図-2.28より約250万 m^2 である。年間の河口からの流出土砂量は、平均して約11.5万 m^2 であることから、自然状態で放置してこの掘削穴が埋め戻されるには、約22年以上の年月を要することが分かる。

(5) 要因分析

T. P.-10mの等深線の変化をみると、陸側に約200m移動しており、河口砂州の河道内への後退量とはほぼ一致する。河口砂州の前面に水深の大きい大規模な掘削穴が形成されたことによって、従来は沖で碎波していた波浪が碎波せずに河口砂州のすぐ近くにまで到達するようになる。掘削穴がなければ、沖に運ばれた土砂は再び波により河口砂州にうちあげられるので、河口砂州は安定的に形成される。しかし掘削穴の水深が非常に大きいので落ち込んだ土砂が移動することは不可能である。したがって汀線は後退し、河口砂州は徐々にその砂州幅を狭くする。これらのことから、掘削穴が原因となって汀線が後退したと結論づけられる。

河口砂州が右岸側へと移動した原因も、河口砂州の前面に掘削穴が形成されたことにあると考えられる。仁淀川の場合、通常はS方向から波が侵入するが、掘削穴によって波は屈折し、左岸方向へはやや西よりの波が、右岸方向へはやや東よりの波がうちあげられる。これに伴い、漂砂の方向も左岸側では東方向が卓越することになるが、右岸側では西向きが卓越する。河道中央付近の砂州幅が非常に狭くなったのは、漂砂が両側に向いていること、また掘削穴に砂州形成のための供給土砂が落ち込み、戻り得なかったことが原因であると考えられる。洪水時には、河口砂州の最も低い部分から越流して砂州がフラッシュされる（写真-2.3, 2.4参照）。したがって、1989年は河道中央から越流して砂州がフラッシュされたあと、砂州形成時には先の理由により河道中央部付近に運ばれる土砂量は非常に少なくなる

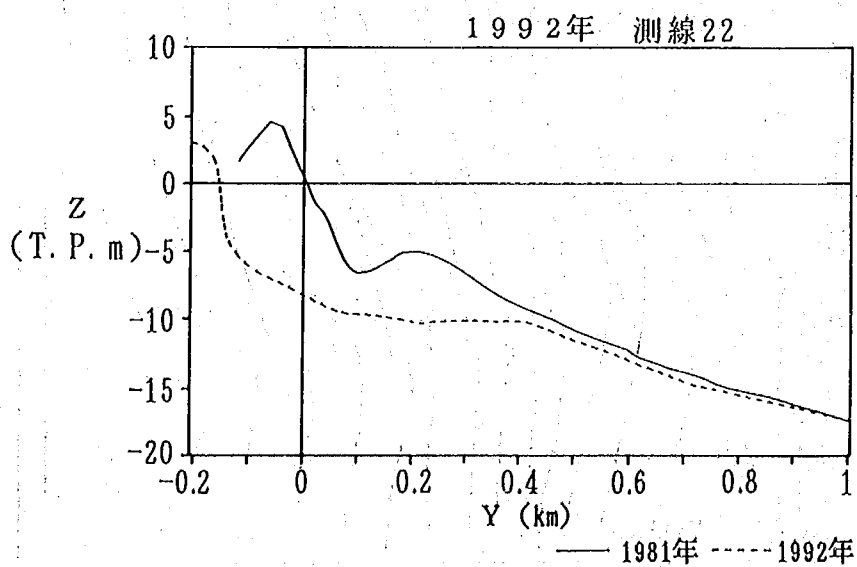
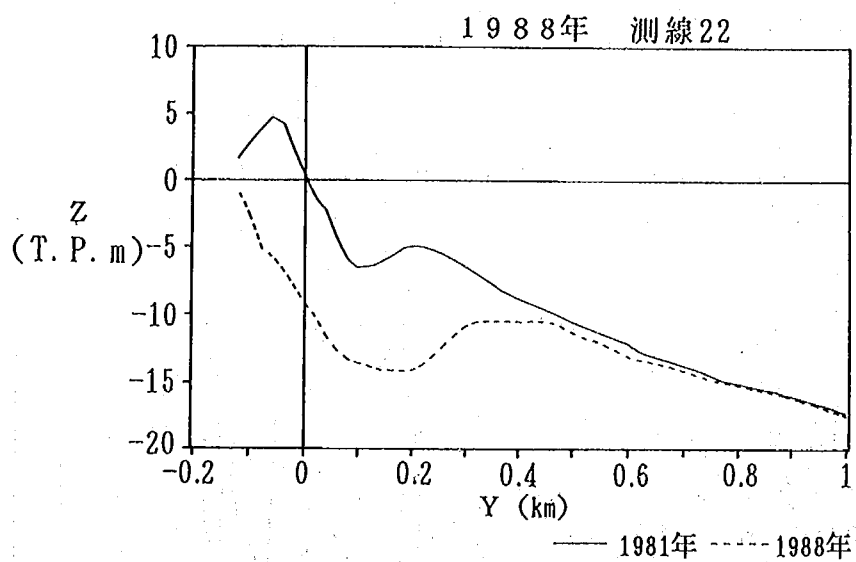
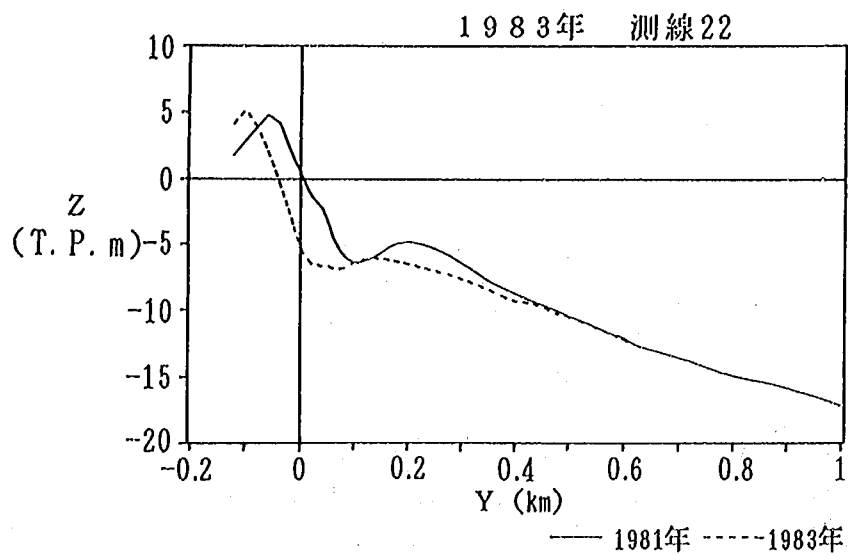


図-2.26 測線22の海浜縦断図(1983年~1992年)

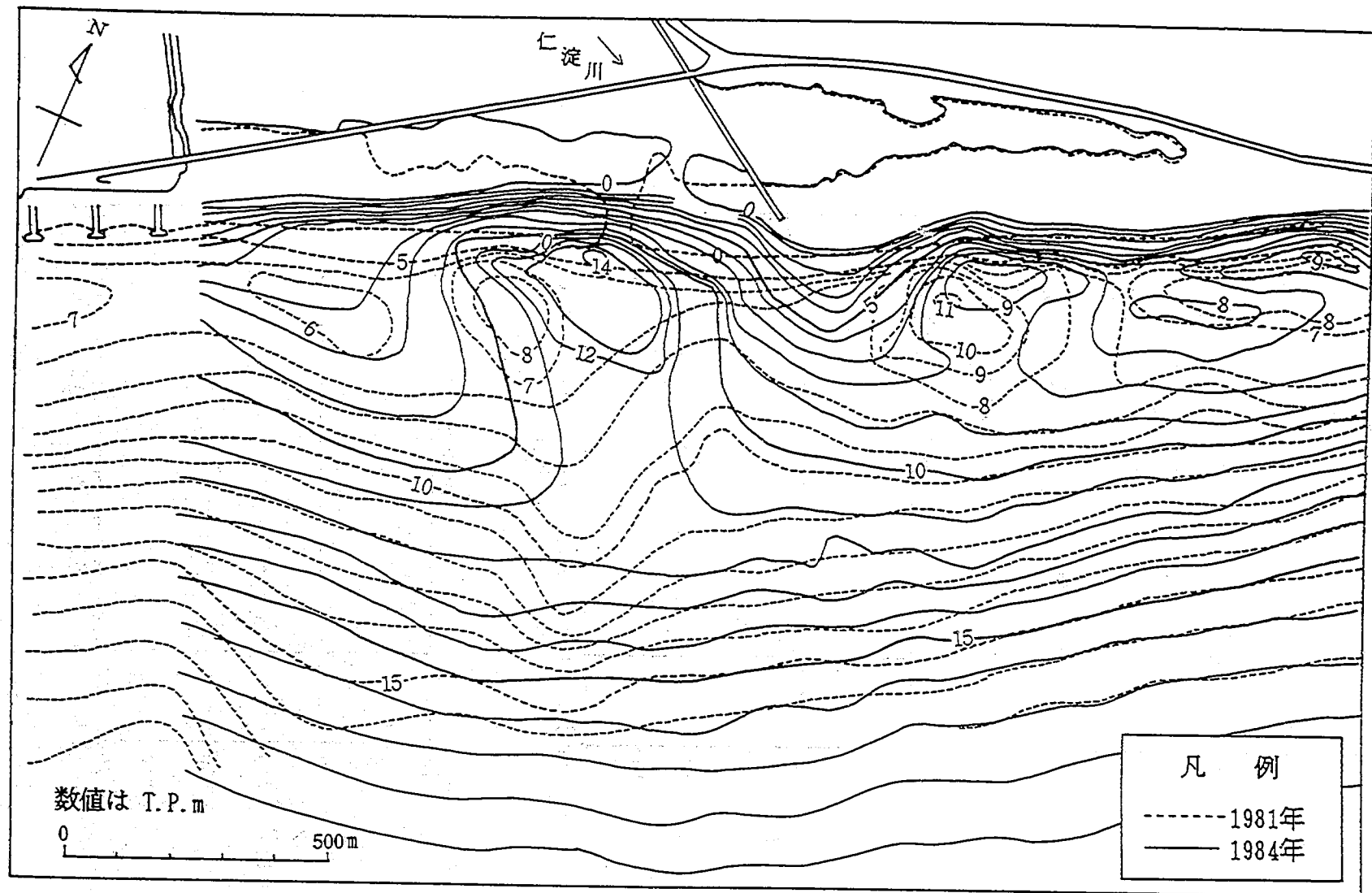


図-2.27 1981年と1984年の海浜形状比較図

仁淀川河口部の土量変化

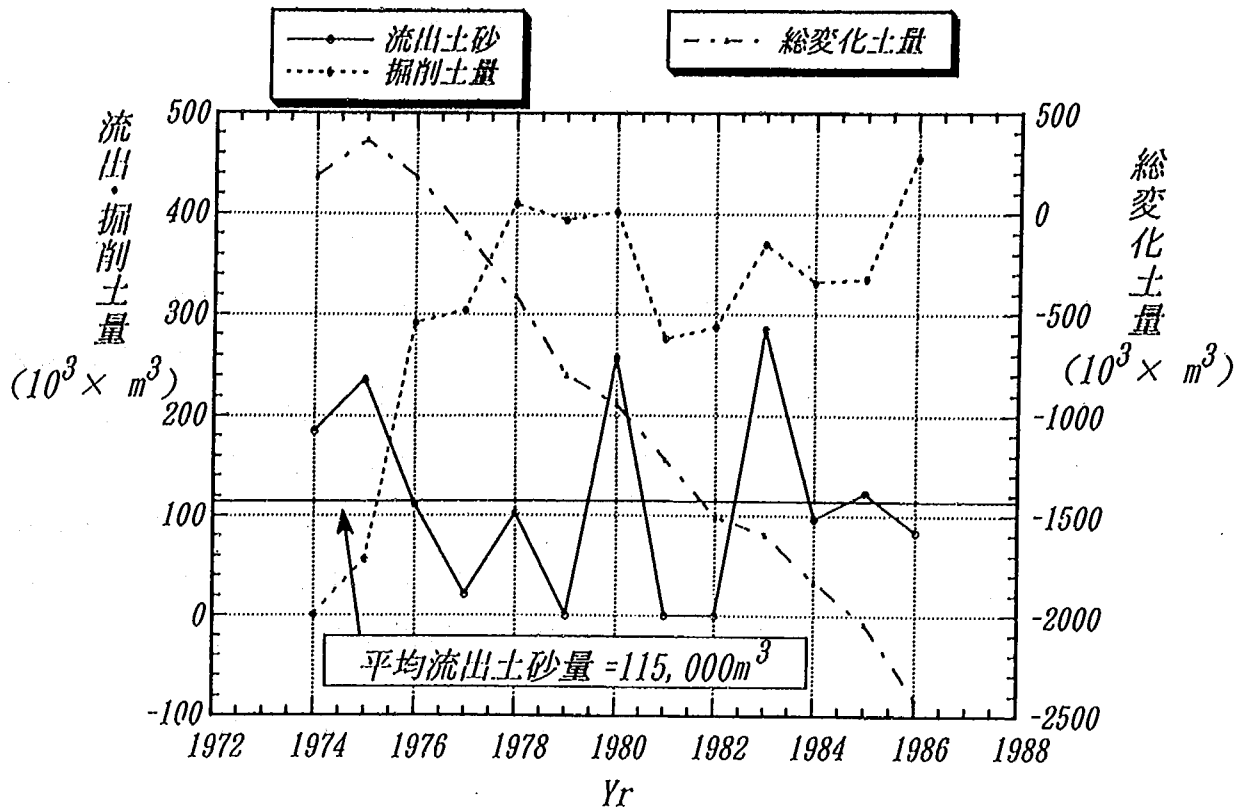


図-2.28 河口砂州前面の掘削穴の土量変化と河川からの流出土砂量 (1974 年～1988 年)

ので、開口したままになったと考えられる。また、掘削穴は河道中央のやや右岸寄りの位置に形成されたため、河口砂州の右岸側の後退量は他の位置に比較して非常に大きくなる。さらに、波浪は常に一定方向から侵入するわけではなく、時期によっては東から侵入することもあり得る。この場合には完全に西向き漂砂が卓越する。西向き漂砂が卓越したこと、河口砂州の河道内への後退量が非常に大きかったこと、砂州幅が非常に狭く砂州高が低かったことなどを原因として、砂州の開口位置が右岸側へ移動したと考えられる。

2.11 河口における問題点

(1) 波介川および新堀川河口の閉塞

2.10 節で論じたように、現在の仁淀川河口は河口砂州が左岸側から伸び、その開口部は右岸側に位置している。このため波浪は右岸側から河道内へ侵入し、波介川の河口導流予 positioning あるいは新堀川の合流部に土砂を運び込み、閉塞させる危険が生じている。実際、1993 年には冬季の河川流量が少ない時期に右岸側が完全に閉塞し、人工的に河口砂州を開削している。また、河口砂州の後退がさらに進めば、波介川の河口導流位置や新堀川の合流部が閉塞することは自明である。

このような現象が起こる原因として、先述したように河口前面に大規模な掘削穴が出現し、河口砂州の開口位置が変化したことが考えられる。したがって、この掘削穴を埋め戻せば、漂砂の卓越方向が東向きであるので、再び左岸側に開口位置は移動することは十分に予想できることである。しかし、掘削

穴は土砂量に換算して 250 万 m^2 にもなり、これだけの土砂を埋め戻すことは現実性に乏しい。また、河口からの流出土砂量は年間平均約 11 万 m^2 であるので、自然現象のみで埋め戻されるには数十年かかることから、放置することもできない。よって、波介川および新堀川の河口を閉塞させず、かつ右岸側の河口砂州をこれ以上後退させないような対策工を早急に立案する必要がある。

(2) 流下能力

仁淀川の計画高水流量は 1989 年に $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に改訂された。現在の仁淀川の河道計画は河口砂州を存置するものである。したがって、計画高水流量規模の洪水時には、河道内の水位が上昇することが危惧される。また、最近では河道内の自然環境を保全しようという動きもあり、河口部にある高水敷を残さねばならない状況も考えられる。このような場合には、河口部の流下能力は不足し、計画高水流量を安全に流下させることは不可能であり、河口砂州を完全に除去する河道計画を立てる必要が生じる。しかし、このような場合には河道内への波浪侵入が増大し、波介川河口導流堤防の安全性、堤防の越波することが考えられる。以上のことから、計画河道とした場合の仁淀川の流下能力を検討し、さらに上記のような種々の状況下における仁淀川河口部での諸現象を明確にする必要がある。

第3章 模型実験の相似則および実験の概要

3.1 模型実験の相似則⁵⁾

模型実験は、現地の縮小模型を使って実際に起こる現象を予測しようとするものであるから、現地および模型で生じる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾何学的に相似であることが必要であるとともに、物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから求められる。

(1) 流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次元的なものとみなせば、次式で表される。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}} = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (3.2)$$

式 (3.1) は流れの運動方程式、式 (3.2) は連続式である。ここに添字 p は Prototype: 実物の略である。

模型でも同様な式が成り立つので、添字 m (model: 模型の略) を付けると、式 (3.3), (3.4) となる。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}} = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (3.4)$$

ここに、 u は流速、 h は水深、 x は距離、 i は河床勾配、 g は重力加速度、 n は粗度係数、 Q は流量、 A は河積、 t は時間である。

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

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}} = \text{const} \quad (3.5)$$

が成立する。ここで、

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

とおくと、式 (3.5) は、

$$\frac{u_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{u_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot u_r^2}{R_r^{4/3}} = \text{const} \quad (3.6)$$

となる。さらに、式 (3.6) において径深 R と h と近似されるとすれば物理量は 6 個あり、関係式は 4 個である。よって 2 つを選べば、あとは自動的に定まる。

水平縮尺 x_r 、鉛直縮尺 h_r を選ぶと、式 (3.6) より、

$$\begin{aligned} \text{流 速} & \quad u_r = h_r^{1/2} \\ \text{時 間} & \quad t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \\ \text{河床勾配} & \quad i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \\ \text{粗 度} & \quad n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \end{aligned} \quad (3.7)$$

となる。また、断面積と流量の縮尺はそれぞれ、

$$\begin{aligned} \text{断 面 積} & \quad A_r = x_r \cdot h_r \\ \text{流 量} & \quad Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \end{aligned}$$

となる。なお、流速分布の相似まで考えると、模型の縮尺が歪んでないこと ($x_r = h_r$)、粗度要素の幾何学的相似などが必要となる。式 (3.7) の関係をフルードの相似則という。

(2) 移動床模型の相似則

人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では、流れの相似のためには、河床形態の相似が得られていなければならない。すなわち、平均流の相似を考えた場合、河床形態がいかなるパラメータにより支配されているかを知らなければ、移動床の相似性を検討することができない。一般に河床形態を含めた流れは次の無次元量に支配される。

$$q_s/u \cdot d \text{ or } \phi = f(R_{e*}, \tau_*, H/d, B/H, s) \quad (3.8)$$

ここに、 $q_s/u \cdot d$ は無次元流砂量、 ϕ は流速係数、 $R_{e*} = u_* d / \nu$ (粒子レイノルズ数)、 $\tau_* = u_*^2 / \text{sgd}$ (無次元掃流力)、 $s = \rho_s / \rho - 1$ (粒子の水中比重) である。

流砂量が相似でない場合には、フルード則による時間縮尺とは別に、模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を定める必要がある。断面平均の河床変動量の式は、次式で与えられる。

$$\frac{\partial x}{\partial t_s} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{1}{B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad (3.9)$$

ここで、 λ は空隙率、 Q_s は流砂量である。模型河道と実河道で上式が成り立つものとする、時間縮尺 t_{sr} は、

$$t_{sr} = h_r(1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \cdot Q_{sr}^{-1} \quad (3.10)$$

となる。式 (3.10) の Q_s に対象とする流砂量式を導入すれば、模型河道での河床変動が現地河道の河床変動と相似になるには何時間何分必要とすることを求めることができる。

移動床の流れでは、式 (3.8) の各項のうち河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 R_{e*} 、無次元掃流力 τ_* 、水深粒径比 H/d 、水中比重 s である。いま議論を簡単にするために、幾何学的相似が成立し、河床材料が均一な砂れきの場合について考える。この時、

式 (3.7) の関係から式 (3.8) の右辺の各項のうち $R_{0*} = u_* d / \nu$ を除く他のすべての無次元項は実河道と模型河道で同じ値を持つ。一方 R_{0*} については、粒径 d が h_r 、 u_* が $h_r^{1/2}$ となるため、 ν が $h_r^{1/2}$ とならない限りは模型河道と現地河道の R_{0*} は一致しない。現実にはこれは不可能であり、模型河道での R_{0*} の値は現地河道より $h_r^{3/2}$ 倍小さくなる。 R_{0*} が大きい時にはこの項を無視することができる。したがって現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では、河床材料の粒径を模型河道の幾何学的縮尺と同様に縮小したとき、模型材料の粒径が 0.6 mm 以上、または R_{0*} が 20 倍以上であれば、模型河道では実河道と同じような河床形態が生じ、フルードの相似関係を得ることができる。このときには、式 (3.8) において R_{0*} の影響は無視でき、無次元流砂量は両者で近似的に一致すると考えてよい。すなわち式 (3.7) を用いて式 (3.10) を書き直すと、次式が得られる。

$$t_{sr} = x_r^{1/2} \dots\dots\dots (3.11)$$

これはフルードの時間縮尺と一致する。

しかし、実河川で R_{0*} の値が十分大きく、無視できても、一般の模型では R_{0*} の値が小さくなり、この項が現象を支配することが希ではない。具体的には、 R_{0*} が小さいと実河川では発生しないと考えられる ripple と呼ばれる河床波が発生し、実河道と異なる河床形態となる。このような河床形態は、模型における粒径 d が小さく、摩擦速度が小さいほど生じやすい。

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

移動床におけるもう一つの問題は、流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表す関数の無次元表示も式 (3.8) と同様で、 R_{0*} が無視できれば流砂量は τ_* と H/d を実河道と模型河道とで等しくすれば、流砂量、流砂形態、つまり河床変動形態も流れと同じ縮尺で相似とすることができる。 R_{0*} が模型河道で無視できない場合には、実河道では生じていない ripple が模型河道で生じることがあり、河床抵抗と同様、流砂量の相似も得られなくなる。

また浮遊形態の流砂量が多くなると、摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比が現象を決める重要な要素となる。模型の砂粒子の径が 0.2 mm 以上あればこの点はそれほど問題とならない。しかしそれ以上あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は、沈降速度の縮尺がフルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似性が得られず、また一般に流砂量も相似にならない。

実際には、移動床模型実験で上述した全ての無次元量を模型河道と実河道で一致させなくても、支配的な無次元量を同一の河床・流砂形態の領域に入るよう設定すれば、実験結果は比較的容易に相似にすることができる。

(3) 河口流出土砂の堆積の相似性

河口流出土砂は海域に堆積するが、掃流砂は別として、浮遊砂の堆積には砂粒の沈降速度 w_0 と流れの速度 u の比が重要な要因となる。 w_0/u が大きいほど河口近くに沈積し、小さいほど河口から離れたところで沈積する。それゆえ模型と現地で、 w_0/u の比が同一であることが望ましい。

(4) 表面張力波の影響

波は波長が5 cm 程度に短くなると、波速が深水重力波の波長に比べて5%程度増加する。したがって模型を小さくして、模型波の波長を短くすると表面張力波の影響を受けるので模型の縮尺をあまり小さくすることはできない。

(5) 反射に対する相似性

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

(6) 砕波条件に対する相似性

沿岸近く海底地形の変形は、砕波によるところが大きい。したがって、砕波地点が模型と現地とで同一地点でなければ海浜地形変化の相似性を満足することができない。

砕波水深と沖波波高の比 h_b/H_0 は、周期が2秒より長いときは沖波の波形勾配 H_0/L_0 の関数であり、模型を幾何学的相似、フルード相似とすれば、砕波点の位置および砕波波高はほぼ相似となる。しかし模型が小さく、周期の短い波を使用すると、砕波水深に周期の効果が入り、Diephuisの実験によると図-3.1 のようになる。これによれば、 H_0/L_0 の値が0.02の場合、 $T \geq 0.7s$ であれば模型の縮尺の影響はないが、 $H_0/L_0 = 0.08$ にもなると $T \geq 2s$ でないと縮尺の効果が入ることを示している。

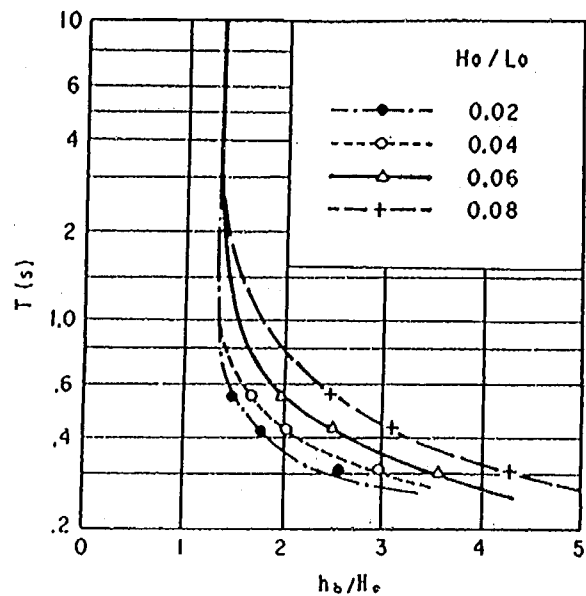


図-3.1 砕波水深に及ぼす周期の効果

(7) 海床変化の相似性

均一粒径海床の場合、海床変化の相似性は、

$$h/L_0 = f(x/L_0, H_0/L, \sqrt{gH_0}/w_0, s, \sqrt{\nu}(H_0)^{1/4}g^{3/4}/w_0^2, i_0) \quad (3.12)$$

で表わせる。ここで右辺第5項は、粒径が極端に小さくなればその影響は二次的である。ここに、 h は水深、 x は基準点よりの距離、 H_0 、 L_0 は沖波波高と波長、 w_0 は粒子の沈降速度、 s は粒子の水中比重 ($=\rho_s/\rho-1$)、 i_0 は海床の初期形状である。したがって、 H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ 、 s を同一とするように波と底質材料を選べば、海床変化の相似性が成立する。しかしながら現地海浜の粒径 d が小さい場合、模型の海浜移動床材料として使えるのは0.1 mm 程度までであり、通常は移動床材料の幾何学的相似を得ることができない。このような場合、 s の小さな材料を使い、 H_0/L_0 と $\sqrt{gH_0}/w_0$ のみを合わせるのが普通である。 s の効果は約0.5まででならそれほど大きいものではなく、ある程度海浜の相似が成立することが分かっている。なお、移動限界水深は底質が小さくなると $\sqrt{\nu}(H_0)^{1/4}g^{3/4}/w_0^2$ の影響を受けるが、模型実験の目的から言えば砕波点より岸側の現象が大切であるから、考慮しなくても良いと思われる。また $\sqrt{gH_0}/w_0$ は底質の動き易さを表わす指標と考えられている。

(8) 河口密度流の相似性に及ぼす影響

河口に存在する塩水くさびは模型実験の相似性に種々の問題点を発生させる。塩水くさびによる模型

と実物の違いは次のようなものがある。

- ① 塩水くさびの存在によって上層の流速が速くなり、砂州に対する侵食力が実物の方が大きくなる。
- ② 上層の流速が大きく、二層流となることによって波の変形が実物と模型で異なる。
- ③ 浮遊土砂の海浜部での堆積状況が密度流によって異なる。
- ④ 掃流砂の動きが二層流のため異なる。

洪水流実験の場合には、河水が海水を河道から押し出し、砂州のフラッシュ、河道の河床変動には影響を及ぼさないが、海浜部での堆積状態には若干の違いが生じると思われる。波による砂州の形成の実験では、河川水の影響が小さめになる恐れがある。これらの問題を解決するには、海浜部に塩水をためて実験を行う必要があるが、実験施設等の制約もあってこの手法を採用することは困難である。

3.2 仁淀川河口模型の縮尺

(1) 仁淀川河口模型諸元の決定

一般に、模型の縮尺は実験目的に対する必要精度、実験施設（面積、給排水設備の能力等）および相似性との関係より決められる。特に移動床模型では、現地の河床砂の粒径が小さい場合、その河床材料が相似となるような河床砂の入手が困難であるだけでなく、粒径が微細となるため、水の粘性の影響を強く受け、現象の相似を得ることが難しい。このような場合には、河床形態、流砂量、流砂形態などのうち最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち流砂量については時間縮尺を変えることにより調整できる。残りの河床形態と流砂形態のうち、河床形態を重視する場合には、現地河道と模型河道における無次元掃流力 τ_* を一致させること、また流砂形態を重視する場合には、現地河道と模型河道における摩擦速度と河床砂の沈降速度の比を一致させることが重要な条件となる。

仁淀川河口模型では、現地の底質材料の粒径、実験施設、造波装置の能力および前回（1983: 昭和 58 年～1986: 同 61 年）の実験条件などから総合的に判断し、縮尺 1/80（無歪み）とした。模型の河床材料には、現地の河床材料の平均粒径を模型河道の縮尺と同じとするだけでなく、粒度分布形まで相似とすることが望ましい。しかしながら、仁淀川河口部の河床材料粒径は、河道内と河口砂州部で異なっており、これに対して模型河道では河道全区間にわたって同一の粒度分布形の河床材料を用いざるを得ない。また粒度分布形も現地の河床材料粒径の小さい領域まで相似にさせると模型の河床材料粒径が微細となり、その場合相似性の問題や河床砂の入手が困難となる。したがって、ここでは河口砂州フラッシュ時の流砂形態に関する相似性を重視して、図-3.2 に示すような粒度分布を持つ平均粒径 $d_m = 0.18$ mm, $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.4$, 沈降速度 $w_0 = 2.3$ cm の砂を選定した。さらに、模型河道の上流部については、改定後の計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する流下能力を検討することが実験目的であることから、0.4 km より上流部は固定床模型とした。固定床区間と移動床区間の境界は、河床形態、粗度が急変することから、移動床区間において局所洗掘が発生することが考えられる。そこで模型上では、境界から移動床区間の 0.3 km にかけて碎石を徐々に粒径が小さくなるように敷き均し、条件の変化が緩和されるように配慮した。

(2) フルードの相似則

模型の水平・鉛直縮尺は $1/80$ であるから、式 (3.7) より各物理量の縮尺は表-3.1 のように求まる。

(3) 河床面の相似性

現地河道の河床材料粒径は、先の図-2.11 および図-2.12 に示したように河口砂州部付近の平均粒径が $d_m = 4.0$ mm である。模型河床砂の平均粒径は、図-3.2 に示したように $d_m = 0.18$ mm であるので、無次元掃流力 τ_* 、および摩擦速度と河床砂の沈降速度の比 u_*/w_0 の現地と模型の比は、

$$\begin{aligned}\tau_{*r} &= \frac{u_{*r}^2}{(\rho_s/\rho - 1)_r \cdot g_r \cdot d_r} \\ &= \frac{h_r^2}{s_r \cdot g_r \cdot d_r \cdot x_r} = 3.6\end{aligned}$$

$$(u_*/w_0)_r = h_r/x_r^{1/2} \cdot w_{0r} = 0.99$$

となる。ここに、 $u_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_r} = h_r \cdot \sqrt{x_r}$ 、 $s_r = (\rho_s/\rho - 1)_r$ である。これより $\tau_{*r} = 1$ となるためには、

$$h_r = s_r \cdot d_r$$

という条件が必要となる。このため流砂の移動に関する無次元掃流力は、模型河道の方が小さい。また、模型の河床材料が小さいため、小規模河床波が形成されることによって河床抵抗が大きくなり、河床形態の相似性はあまりよくないと考えられる。ただし、河口砂州部の u_*/w_0 は現地河道と模型河道ではほぼ一致しており、砂州フラッシュ時の流砂形態に関する相似性は得られるものと考えられる。

一方、模型河道と現地河道における河床変動量が相似となるためには、河床変動の連続式から求まる時間縮尺で洪水を流す必要がある。このとき流砂量の大きい場合には、 τ_* の違いは時間縮尺の中にある程度くりこんだ形で解決しうる。ここで無次元流砂量が現地と模型で近似的に一致すると考えた場合、フルードの時間縮尺と同一となり、 $t_{sr} = 8.94$ となる。また、河口砂州部の河床変動に対する時間縮尺を全流砂量を対象とした Brown 式から求めると次のようになる。

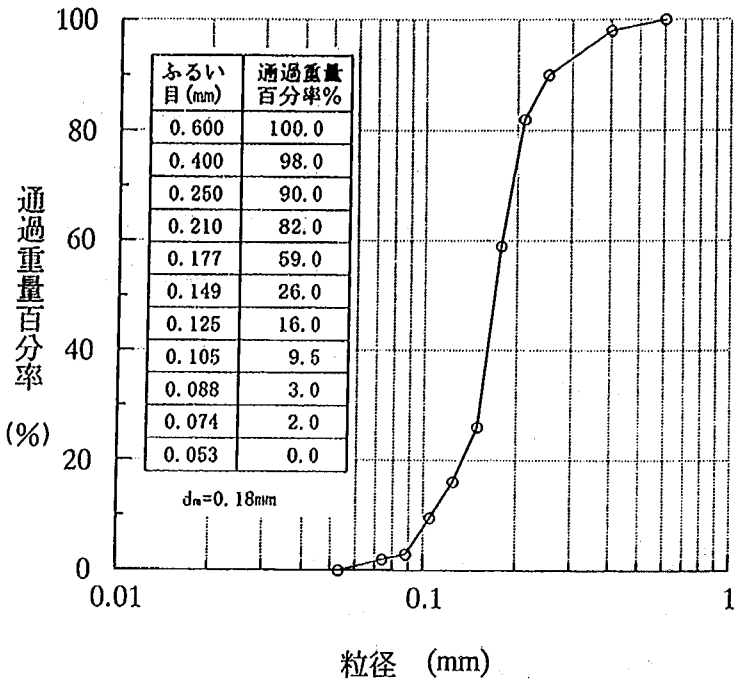


図-3.2 模型の河床材料の粒径加積曲線

表-3.1 各物理量の縮尺一覧

項目	縮尺	項目	縮尺
水平	$x_r = 80$	鉛直	$H_r = 80$
時間	$t_r = 8.94$	勾配	$i_r = 1$
流速	$u_r = 8.94$	流量	$Q_r = 57,234$
面積	$A_r = 6,400$	粗度	$n_r = 2.08$

$$Q_r = B \cdot q_r = B \cdot 10 \left\{ \frac{u_*^5}{(\rho_s/\rho - 1)^2 \cdot g^2 \cdot d} \right\} \dots\dots\dots (3.13)$$

ここで、 Q_r は全流砂量、 q_r は単位幅当たりの全流砂量である。

式 (3.13) より現地と模型の比を求めると、

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\rho_s/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \dots\dots\dots (3.14)$$

式 (3.14) を式 (3.10) に代入すると、 t_{sr} は、

$$t_{sr} = \frac{(1 - \lambda)_r \cdot (\rho_s/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r \cdot x_r^{7/2}}{h_r^4} \dots\dots\dots (3.15)$$

となる。これより時間縮尺を求めると $t_{sr} = 2.6$ となる。したがって、時間縮尺は $t_{sr} = 8.9 \sim 2.6$ の範囲で検証実験を行い、その相似性を検討することによって妥当な時間縮尺を求める必要がある。

(4) 河口から出た土砂の堆積の相似性

模型河床砂の沈降速度は、 $w_0 = 2.3 \text{ cm/s}$ であり、また現地河口砂州部の平均粒径 $d_m = 4.0 \text{ mm}$ の沈降速度は $w_0 = 20.7 \text{ cm/s}$ であるから、

$$(w_0/u)_r = w_{0r} \cdot u_r^{-1} = 1.00 \dots\dots\dots (3.16)$$

となる。この結果より現地と模型は同一に沈降すると考えられるため、河口から出た土砂の堆積状況は、海水の影響を無視すると現地と模型がほぼ相似であると考えられる。

(5) 表面張力の影響

表面張力の影響は、前述したように波長が 5 cm 以下の場合に生ずるが、この実験では波長が模型上で 1 m 以上であるため、表面張力の影響はほとんどないと考えられる。

(6) 反射に対する相似性

模型は幾何学的相似に作ってあるので反射の相似はほぼ成立していると思われるが、導流堤、護岸等の構造は完全には幾何学的相似に造られておらず簡略化してあるため、多少の反射率の違いがあると考えられる。

(7) 碎波点に関する相似性

この実験は、波形勾配 H_0/L_0 が $0.03 \sim 0.05$ に範囲で行ったので $T = 1.0 \text{ s}$ 以上であれば碎波点に関する相似性は成立する。実験は周期 1 s 以上で行ったので碎波点に関する相似性は満足している。

(8) 海床変化の相似性

これまでに述べたように、波の運動の相似はほぼ成立すると考えられるが、これに応じる海床変化、河口砂州の形成に関する相似性が問題となる。よって、ここでは仁淀川河口砂州部の波による底質の主要な移動範囲と海浜形状などが現地と相似となるための波浪条件について検討を行う。

まず、図-2.27 の現地海浜形状図および河口砂州の変動状況より、砂の移動している範囲の砂州高を T. P. 4.0 m とした。これより前浜勾配を $1/8$ とし、その変化点 (T. P. -6.0 m) で碎波し、T. P. 4.0 m までうちあがる波浪条件を選定した。なお、潮位は平均潮位とし、うちあげ高は Saville の仮想勾配法により、碎波条件は合田による波形勾配と碎波水深との関係から波高と周期を求めた。この結果を図-3.3

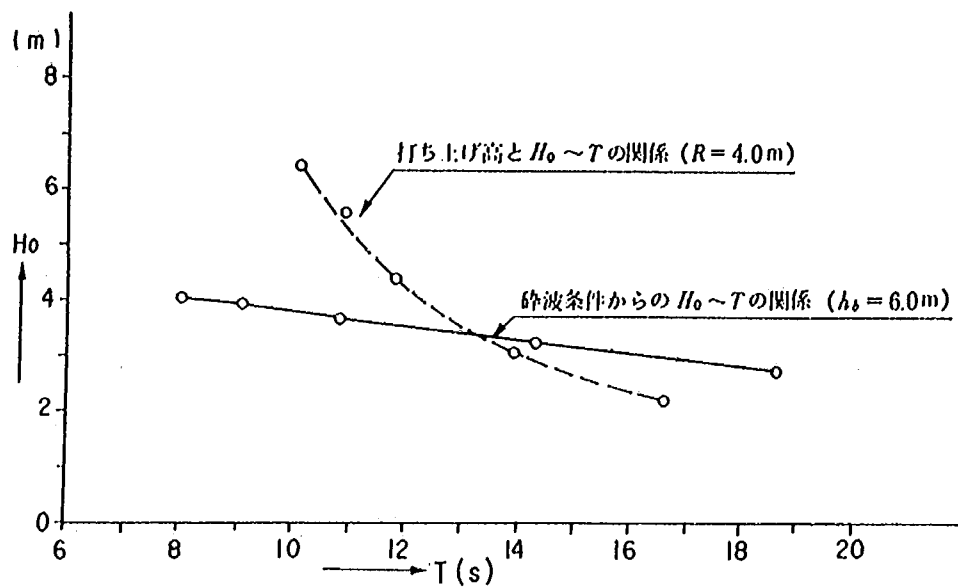


図-3.3 うちあげ高，砕波条件からの波高，周期の関係

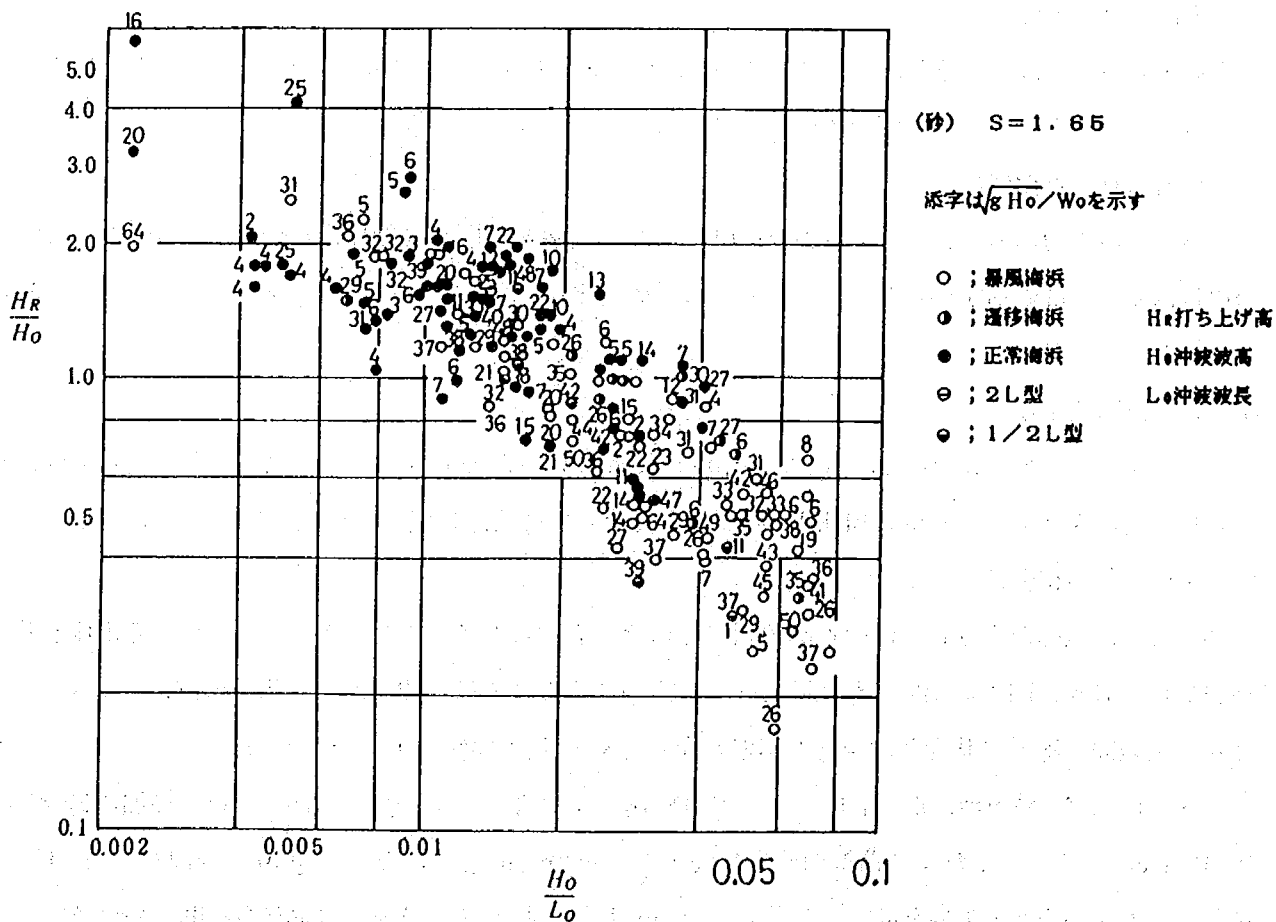


図-3.4 砂のうちあげ高と波形勾配との関係

に示す。これより、波浪条件は、沖波波高 $H_0 \approx 3.4$ m, 周期 $T \approx 13.3$ s, 波形勾配 $H_0/L_0 = 0.012$ が得られる。これは先に述べた年間の月最大波高の平均値に近い結果となる。また、砂州部の現地平均粒径 4.0 mm を用い、この波浪条件に対して Swart の次式により、侵食型の海浜地形の顕著でなくなる深さ h_m を求めると、

$$\frac{h_m}{L_0} = 0.0063 \exp \left(4.347 \frac{H_0^{0.473}}{T^{0.894} \cdot d_{50}^{0.093}} \right)$$

約 6.3 m となる (式中の周期 T は sec, 他は m 単位である)。

一方、この現地波浪条件より、模型縮尺を 1/80, 模型河床砂の平均粒径 0.18 mm を用いたときの模型における砂のうちあげ高, および前浜勾配がどの程度になるかその概略を求めた。最終的に平衡となる砂州高 h_m , これまでの研究成果より図-3.4 に示すように得られている。これより現地換算の砂州高を求めると約 T. P. 4.0 m ~ 6.0 m となる。前浜勾配はこれまでの実験資料によれば約 1/6 ~ 1/7 となり、現地より若干急勾配になると予想される。また、模型での海浜変形に対する限界水深は、現地換算で約 7.9 m となり、移動範囲は模型の方が大きい傾向となる。しかし、現地底質材料は沖に向かって小さくなることなどからほぼ相似性は得られるものと考えられる。なお、海床変化の相似性は H_0/L_0 とともに $\sqrt{gH_0}/w_0$ を現地と模型で一致させることが望ましいとされている。この関係は、

$$(\sqrt{gH_0}/w_0)_r = (\sqrt{H_0}/w_0)_r = 0.99$$

となり、概略一致する。

以上の検討により、ここでは沖波波 $H_0 = 3.4$ m に対する波形勾配および波向の変化についての検証実験を行い、河口砂州形成の相似性を検討する必要がある。

3.3 模型の概要

仁淀川河口部の模型製作に際しては、3.2 節で述べたように、現地の底質材料や測定精度および使用しうる実験施設の条件などから模型縮尺を 1/80 (無歪) とした。模型の対象範囲は、河道部と海浜部とで構成され、図-3.5 に示すように、河道部は仁淀川本川が -0.2 km ~ 3.0 km 間、支川の波介川については合流点から上流 1.0 km までを製作した。海浜部は岸沖方向に約 1.3 km, 汀線方向は 2.8 km (河口を含む造波可能海浜部幅は約 1.9 km) の範囲である。模型は本川 0.4 km から下流の河口部および海浜部は移動床とし、0.4 km より上流部は固定床で製作した。また、河道部の平面と横断形および海浜部地形は、1991 年 (平成 3 年) 4 月の測量成果に基づいて製作した。なお、海浜部の整形においては T. P. - 20.0 m まで現地と幾何学的相似に製作し、約 1/30 の勾配で平面水槽の床版 (T. P. - 28.0 m) にすり付けた。

河川流は、河道部上流端に設けられた量水槽に高水槽から送水することにより供給され、また潮位は河口と対面する側壁に設けられた潮位調節ゲート, および平面水槽用給水管からの補給により調節されている。波浪実験に使用される造波装置は、幅 8 m の造波板を有するペンジュラム形式の可動型平面造波機 (規則波) であって、この実験では 3 基連結して用いられる。

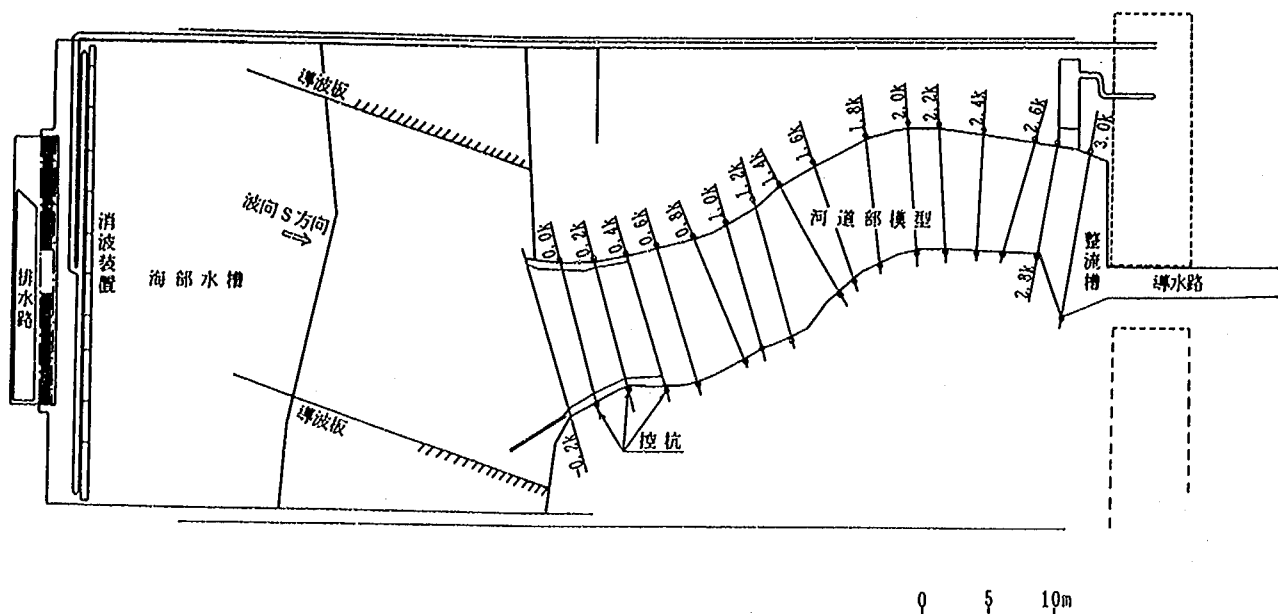


図-3.5 仁淀川河口模型の平面図

3.4 実験の概要と実験ケース

仁淀川河口砂州の変動特性について調査し、河口砂州の変動が仁淀川右支川の波介川河口導流計画案と本川の河道改修計画案に及ぼす影響を調べるとともに、対策工の効果と水理的諸問題、計画高水流量に対する現況河道あるいは計画河道の流下能力について模型実験により検討した。実験条件は、表-3.2に示すように大別して3種類であり、各河道形状に対して所定の水理条件を与え、水位、流速、流況、波高等の測定を行った。各ケースの実験の目的と検討項目は以下のようである。

(1) 検証実験（実験Ⅰ）

検証実験とは、模型で生じる現象が現地現象に対してどの程度の再現性が得られているか、すなわちその相似性を確かめる実験のことを言う。仁淀川模型では、模型河道が上流部の固定床区間と河口および海浜部の移動床区間から成り立っていることから、検証実験は固定床区間に対する実験と移動床区間に対する実験の2つに分けられる。

固定床区間の検証実験では、出水時における痕跡水位または粗度係数を合わせることで検証する。ここでは、後者による方法で既往の洪水を通水し、そのときの逆算粗度係数、不等流計算水位および流況等の相似性について検討した。

移動床区間の検証実験で検証の対象とした物理量は、3.2節で述べたフルードの相似則から得られにくい河床変動量である。ここでは洪水流実験による河口砂州フラッシュ、および波による河口砂州形成に関する検討を行った。洪水流実験は、既往洪水を模型に通水して、砂州フラッシュ状況、河口部の河床変動などが相似となるような時間縮尺について検討するものである。砂州フラッシュ後の波による砂州形成に関する実験では、砂州形状および砂州のうちあげ高などが相似となる波浪条件を検討するものである。ただし、前回の模型実験で、本模型と同一縮尺模型により、時間縮尺および波浪条件等についての検証実験が詳細に実施されている。したがって、ここではそのときに妥当とされた時間縮尺および

表-3.2 実験ケース一覧表

実験名	実験ケース		実験種別	河道条件		流量		潮位 T. P. m	波浪条件			備考
				本川	支川	本川 m^3/s	支川 m^3/s		沖波高 m	波形 勾配	波向	
検証実験	I	1	洪水流	1982年河道	現況	$Q_c=7,995$	—	4.55(0.0 k)	—	—	—	0 km で実績水位を設定
		2-1	"	"	"	$Q_p=7,995$	$Q_c=190$	現地実績潮位波形	—	—	—	$t_{tr}=5.0$
		2-2	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.41	0.0150	S	潮位は朔望平均満潮位
砂州変動実験	II	1	洪水流	1982年河道	現況	$Q_p=4,000$	—	-0.035	—	—	—	平均年最大流量, 平均潮位 河口沖に掘削穴を形成
		2	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.32	0.0146	S	
		3	洪水流	"	"	$Q_p=4,000$	—	-0.035	—	—	—	
		4	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.51	0.0155	S	埋め戻し分を浚渫
河口砂州対策工実験	III	1-1	洪水流	1992年河道	現況	$Q_p=14,000$	$Q_p=900$	2.20	—	—	—	対策工なし, 計画潮位
		1-2	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.24	0.0143	S	対策工なし
		2-1	洪水流	1993年河道	"	$Q_p=4,730$	$Q_c=110$	-0.035	—	—	—	対策工①(中導流堤) 1992年洪水 1993.8出水後の河道
		2-2	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.34	0.0147	S	
		3-1	"	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.49	0.0154	S	対策工②(人工砂州) 1993.8出水後の河道
		3-2	洪水流	"	"	$Q_p=4,730$	$Q_c=110$	-0.035	—	—	—	
		4-1	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.40	0.0150	S	対策工③(右岸導流堤) 1993.8出水後の河道
		4-2	洪水流	"	"	$Q_p=4,730$	$Q_c=110$	-0.035	—	—	—	
		5-1	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.39	0.0149	S	最適対策工(人工砂州はなし) ケースIII-1-1のフラッシュ 後河道を利用
		5-2	洪水流	"	"	$Q_p=14,000$	$Q_p=900$	2.20	—	—	—	
計画河道案実験	IV	1-1	洪水流	計画	計画	$Q_c=14,000$	$Q_c=900$	2.20	—	—	—	計画河道の粗度検証実験 (固定床部)
		1-2	"	"	"	$Q_c=8,000$	—	2.20	—	—	—	
		2-1	砂州形成	計画	計画	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.40	0.0150	S	最適対策工(人工砂州はなし) 計画河道+1993.8出水後の河 口
		2-2	洪水流	"	"	$Q_p=14,000$	$Q_p=900$	2.20	—	—	—	
		3	"	"	"	$Q_c=14,000$	$Q_c=900$	4.50(0.0 k)	—	—	—	定流(疎通能力検討)
		4	"	"	"	$Q_p=14,000$	$Q_p=900$	2.20	—	—	—	最適対策工の効果の検討
		5	波浪侵入	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	2.20	10.13	0.0281	SSE	波浪侵入の検討
		6-1	洪水流	"	"	$Q_c=4,730$	$Q_c=110$	-0.035	—	—	—	最適対策工の効果の検討 (中規模洪水)
		6-2	砂州形成	"	"	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.33	0.0146	S	
		7	洪水流	暫定	"	$Q_p=14,000$	$Q_p=900$	2.20	—	—	—	高水敷を一部カット, 他は現況

* Q_c : 定流通水, Q_p : 不定流通水

波浪条件を用いた検証実験を実施し、その相似性の程度を検討、確認することとした。

(2) 河口砂州変動および河口砂州対策工実験 (実験Ⅱ, Ⅲ)

仁淀川河口砂州は、元来左岸側を開口位置としていたが、近年、河口砂州前面での砂利掘削などにより開口位置が移動し、現在では右岸側を開口位置としている。河口砂州変動実験の実験Ⅱでは、現地と同様に河口砂州前面に掘削穴を設け、河口砂州フラッシュと砂州形成実験を繰り返すことにより、河口砂州の変動特性について検討した。さらに実験Ⅲでは、実験Ⅱの結果をもとに仁淀川河口砂州の開口位置を安定させる対策工として、①中導流堤案、②右岸導流堤案、③人工砂州案の3案を提案して各々について実験を行い、その効果について検討した。

(3) 河道改修計画案実験 (実験Ⅳ)

河道改修計画案実験では、2種類の河道形状に対する検討を行った。ここで実験Ⅳ-1～Ⅳ-5は、波介川を河口導流計画案河道とし、仁淀川本川河道を現在の改修計画断面（計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 0.0 km 地点計画河床高 T. P. -1.0 m ）としたものである。実験Ⅳ-6は、同様に波介川を河口導流計画案河道とし、この河口導流に伴う本川河道の河積縮小分を確保するため、本川河道の $1.6 \text{ km} \sim 0.0 \text{ km}$ 間右岸側高水敷について、計画河床高 $+2.7 \text{ m}$ 以上の部分を掘削した河道を暫定河道（他の部分は現況河道）とした実験である。

以上の河道案に対し、洪水流および砂州形成実験を行った。洪水流実験では、各改修計画案河道の流下能力と河口砂州対策工が水位、流況に及ぼす影響等について検討した。砂州形成実験では、洪水流実験による砂州フラッシュ後の砂州形成状況、波介川合流部への影響の可能性について検討した。

第4章 模型の相似性に関する検証実験

4.1 まえがき

第3章で述べたように、模型実験には種々の問題点が残されている。模型実験の縮尺を決め、河床材料を一種類に選んだ場合、現地と模型上での現象は完全に相似に保つことはできない。したがって、検証実験によって模型上で起こる現象が現地で起こる現象とどれだけ相似になっているかを確かめ、相似性の程度を明らかにしておかなければならない。また、本実験に用いた模型は、上流部河道が固定床で、河口砂州を含む河口および海浜部は移動床で製作されているため、検証実験は固定床模型の相似性と移動床模型の相似性の両者に関する検討を行う必要がある。すなわち、固定床模型の検証実験では、粗度係数、水位、流況の検討が、また移動床模型の検証実験では河床抵抗、流砂量、あるいは三次元流況の相似の検討が必要である。また、これらの検証実験では、現況河道の水理現象を明らかにし、計画河道における実験結果を検討する際の比較資料とするものである。なお、ここでは洪水時における現象の相似性のほかに、波浪による河口砂州形成の相似性に関する検討も行った。

4.2 固定床模型の粗度検証に関する検討

4.2.1 実験条件

固定床粗度検証実験では、既往洪水を定流で通水して、水位や流況などの相似性を検討した（ケース I-1）。ここでは、1982 年（昭和 57 年）9 月洪水のピーク流量（本川流量 $Q_p = 7,995 \text{ m}^3/\text{s}$ 、右支川波介川流量 $Q_p = 190 \text{ m}^3/\text{s}$ 、0 km 地点ピーク水位 T. P. 4.55 m）を定流で通水し、不等流計算水位と実験水位が合うように粗度を調節した。なお、河口部地形には通水する洪水の出水時における形状を用いるべきであるが、図-2.4、図-2.5 および図-2.9 に示したように、1982 年以後の河道縦断形および横断形はほとんど変化していないことから、後の検討項目を考慮して、1991 年の測量結果を用いた。ただし、河口砂州形状は上流の水位に及ぼす影響が大きいので、図-4.1 に示すような 1982 年当時の砂州形状を用いた。

4.2.2 洪水流実験（ケース I-1; 本川 $Q_c = 7,995 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川 $Q_c = 190 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(1) 水位について

ケース I-1 の水位縦断を図-4.2 に示す。これによると、実験水位は不等流計算水位に良く合致し、かつ現地の縦断的な河道特性に対応した水位変化を示している。ただし、0.4 km 付近では、実験水位が不等流計算水位と比較して約 0.15 m 低くなっている。この原因は、0.4 km 断面がちょうど固定床模型と移動床模型の接合部に相当するためである。移動床と固定床の接合部には碎石などを敷き均し、河床変動状況の急変による水位変化を極力軽減させるよう調節した。しかしながら、結果としては、このような若干の影響が残ったが、これ以上の調節は不可能であると判断し、実験を進めることとした。

なお、実験結果から粗度係数を求めると、模型上では $n = 0.032$ となり、ほぼ現地の粗度係数（ $n = 0.033$ ）と一致する。以上の結果より、本模型河道は水位の相似性を満足していると考えられる。

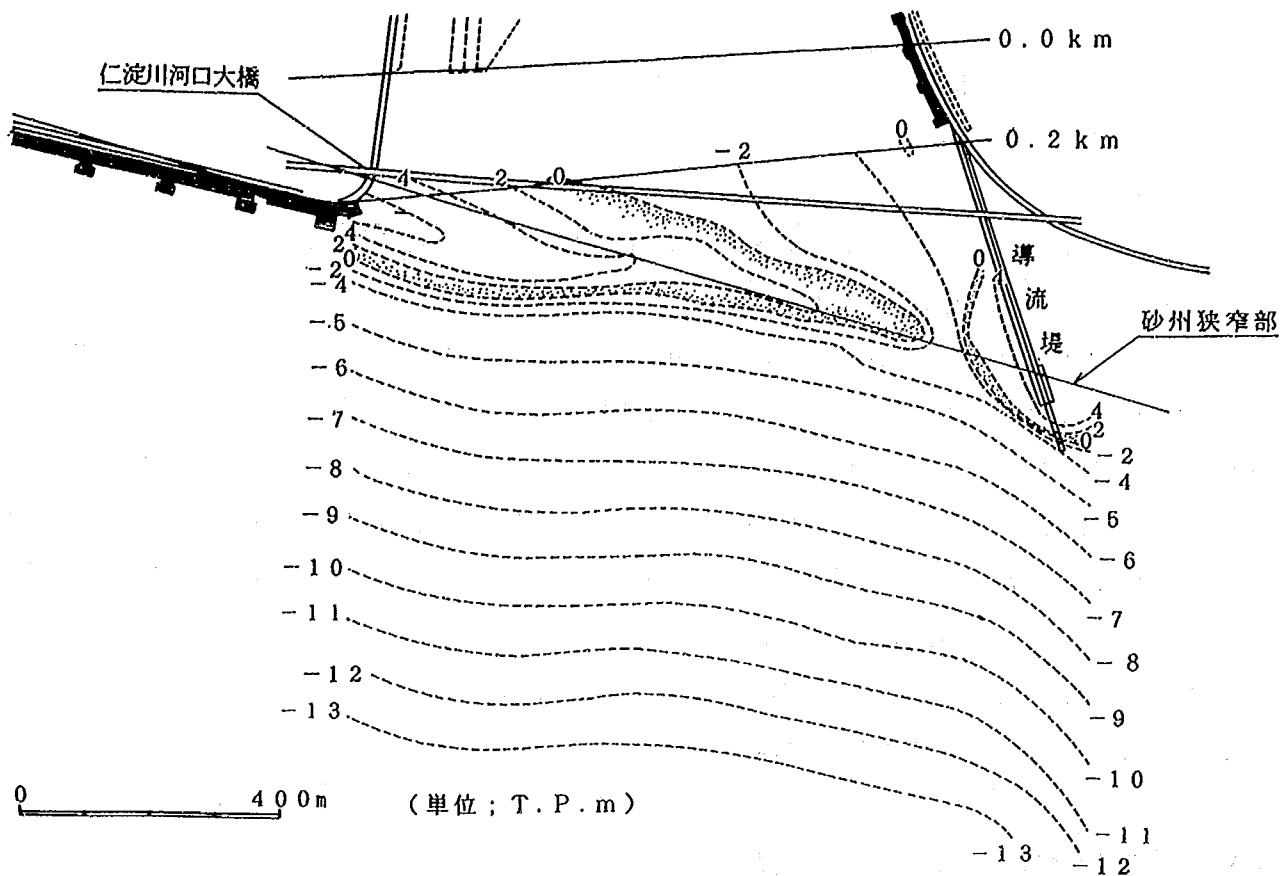


図-4.1 1982年の河口砂州形状

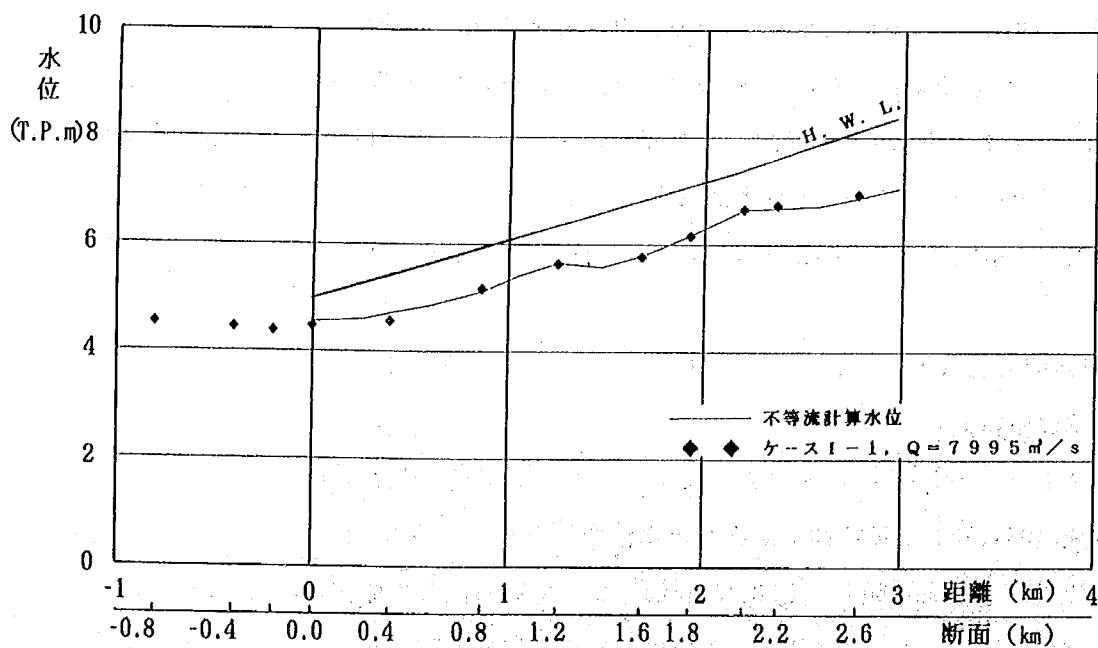


図-4.2 水位縦断図 (ケース I-1)

(2) 流況について

$Q_p = 7,995 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時の流況を図-4.3に示す。主流部の流れは2.2 km 付近まで直進し、ここか

ら 1.6 km 間付近で左岸方向に大きく曲げられる。1.8 km 付近右岸側は山が河道に張り出しているため、主流部がほぼ直接当たる水衝部となる。このため 1.8 km の直下流右岸沿いは、流れが剝離して死水域が形成されている。その後、主流部は徐々に左岸側に移動する。2.2 km～1.4 km 間の左岸側には、竹林が連なっていて自然堤防状態になっており、この背後の河岸沿いは死水域となっている。

0.8 km から下流では主流部が左岸寄りを流れ、0.3 km 付近左岸の仁西地点が水衝部となる。ここで流れは若干右に向けられ、その後ほぼ直進して海域に流出する。0.3 km～-0.1 km の左岸側は、1.8 km 右岸側と同様に、山が河道に張り出すような地形となっていて水衝部が形成されるため、水制が数基設置されている。これらの各部における流況は、前回（1983 年～1986 年）の検討結果や写真-2.3 から判断される河口部の流況とかなり良く一致している。

(3) まとめ

水位の縦断変化は、現地河道の河道特性に対応した水面形となっており、不等流計算水位ともかなり良く一致している。ただし、0.4 km で固定床模型から移動床模型に変化するため、河床状況の急変によって 0.2 km～0.4 km にかけて水面形が急勾配となる傾向がある。また、流況は、前回の実験結果とかなり類似する結果となり、剝離域・死水域・水衝部など、諸現象の生じる位置は河道の形状と良い対応を示している。

以上のことから、本模型河道の固定床区間は相似性を満足していると判断される。

4.3 洪水時の河床変動現象の相似性に関する検討

4.3.1 実験条件

移動床検証実験の洪水流実験（ケース I-2-1）は、図-4.4 に示す既往の 1982 年（昭和 57 年）9 月洪水（本川流量 $Q_p = 7,995 \text{ m}^3/\text{s}$ 、右支川波介川流量 $Q_c = 190 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を不定流で通水し、河口砂州のフラッシュ状況、河口部の河床変動などが相似となるような時間縮尺を検討するものである。ただし、本模型河道は前回の模型と同一縮尺であることから、前回用いた時間縮尺が適用可能である。よって、ここではそのときに妥当とされた時間縮尺 $t_{sr} = 5.0$ のケースについて実施し、その相似性の程度を検討、確認することとした。なお、初期海床地形は、図-4.1 に示す 1982 年当時の地形を用いた。

4.3.2 洪水流実験（ケース I-2-1; 本川 $Q_p = 7,995 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川 $Q_c = 190 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(1) 水位について

水位縦断図を図-4.5 に示す。同図中には、不等流計算水位と前回の実験水位を併せて示した。実験水位は、不等流計算水位と非常に良く合っている。ただし、前回の実験水位と比較すると、上流ほど水位が異なってくる。この原因には二つ考えられる。一つは、前回と今回とで用いた河床形状が異なることである。もう一つは、前回の模型河道は全て移動床としたときの実験結果であり、このときの模型河床は小規模河床波が卓越し、現地換算の粗度係数が $n = 0.05 \sim 0.06$ と大きくなってしまい、実際よりかなり高い水位になっているためである。これに対し、今回の実験結果は上流河道区間が固定床模型であり、粗度係数が現地と相似になっていることによる。

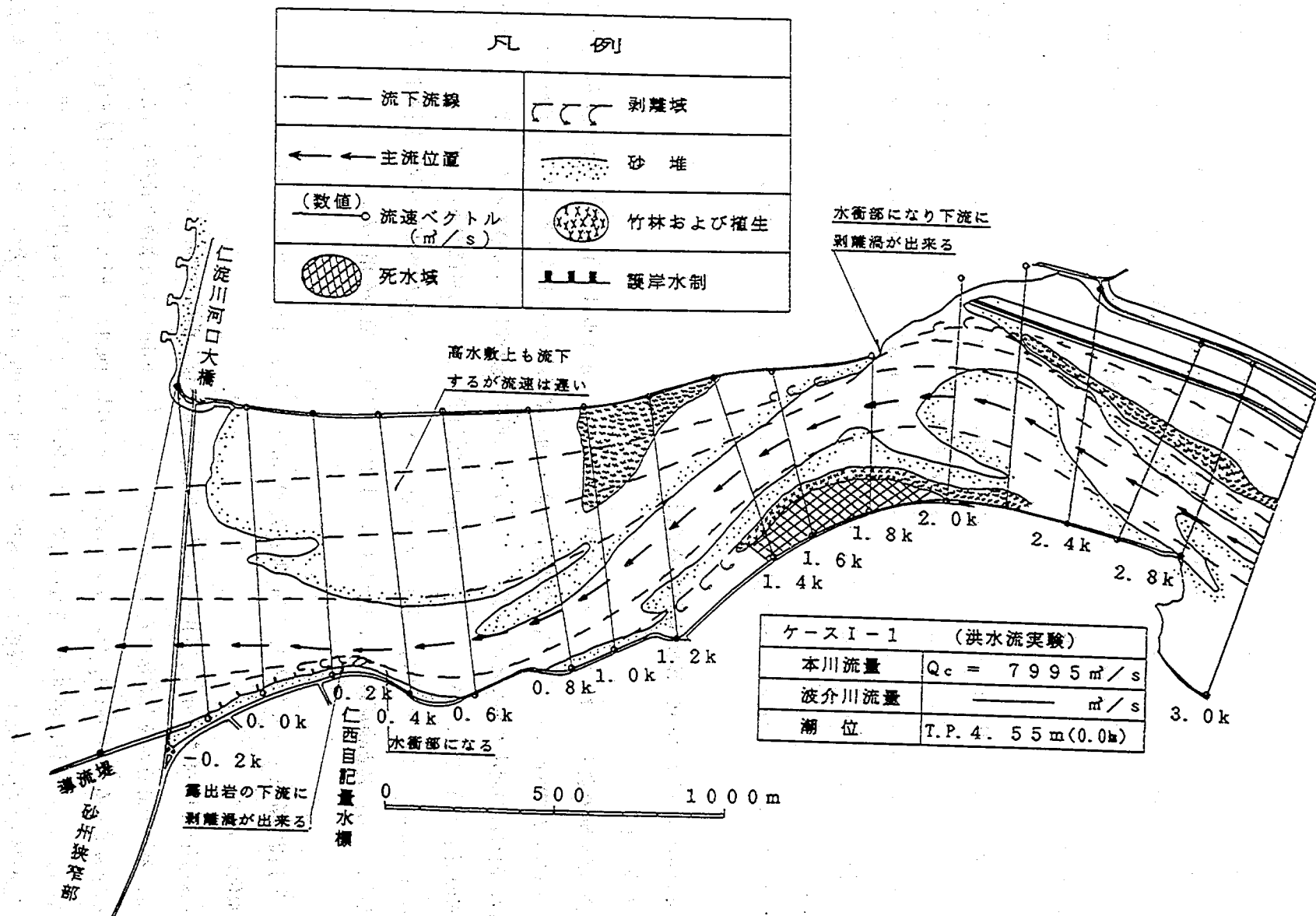


図-4.3 流況図 (ケース I-1)

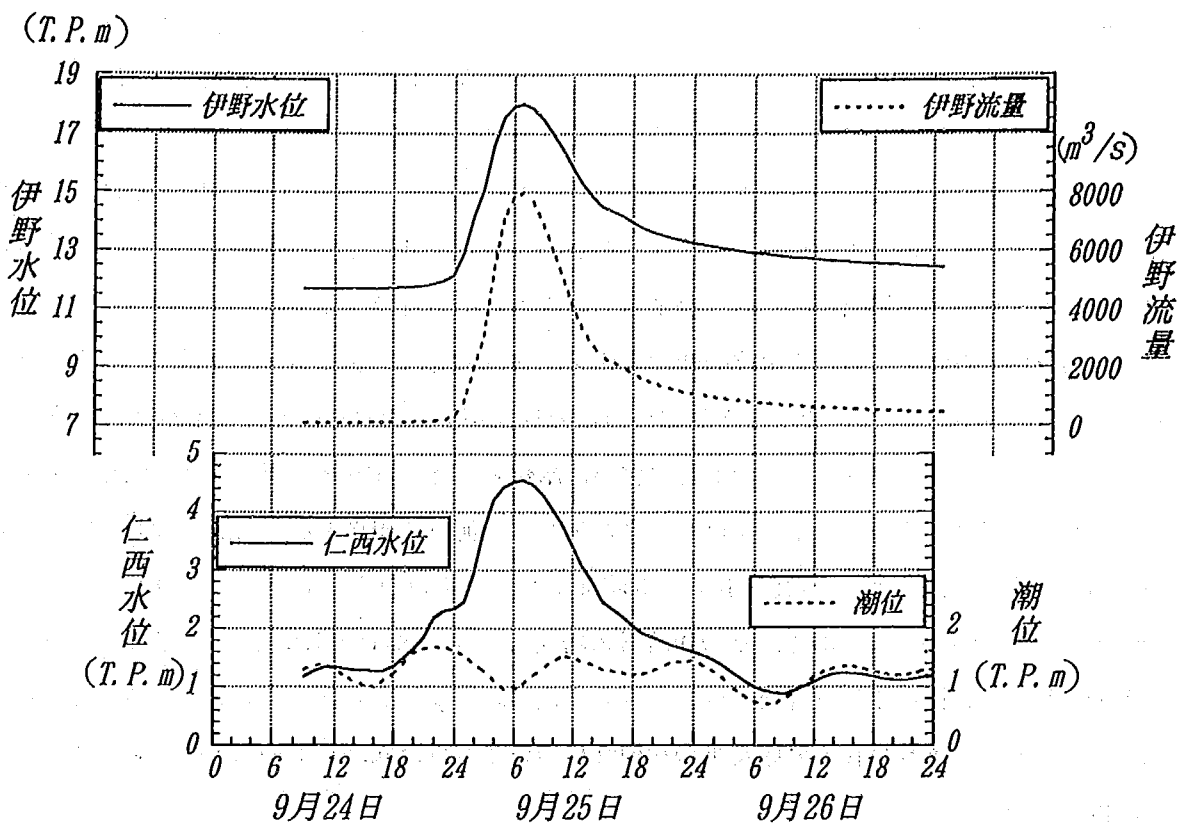


図-4.4 1982年（昭和57年）9月洪水のハイドログラフ

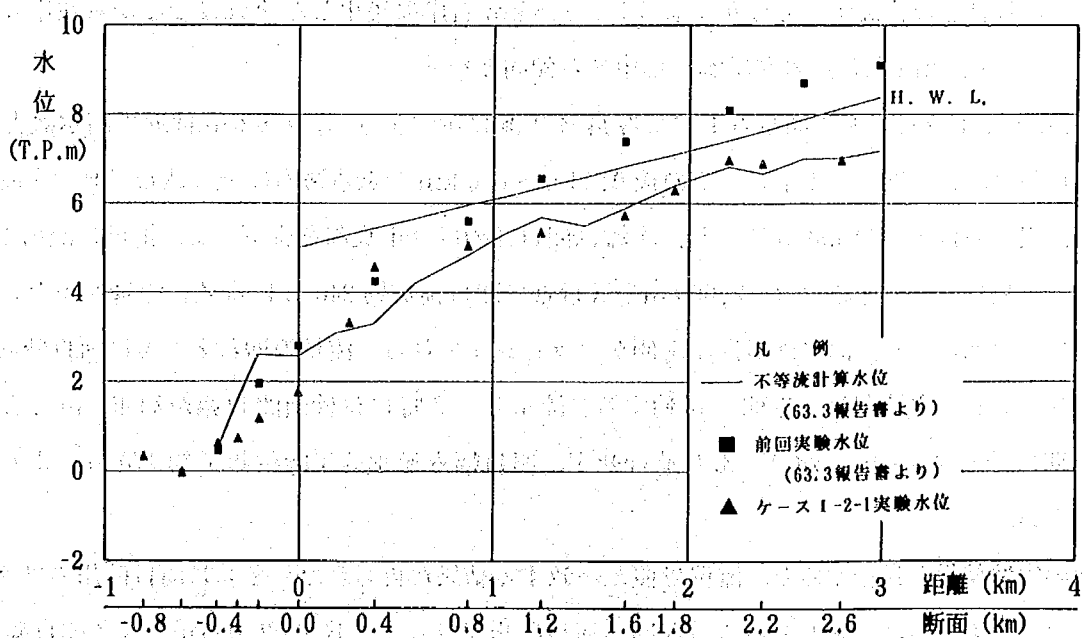


図-4.5 水位縦断面図（ケース1-2-1）

0.3 km 地点の水位の時間変化を図-4.6 に示す。同図中には、比較のために現地の水位時間変化についても示してある。これによると水位については、ほぼ現地と一致する結果が得られている。ピーク到達時間についてみると、現地水位は流量ピークの約2時間前に水位ピークとなり、その後流量ピーク時までほぼ一定水位となっている。本実験結果では、流量ピークの約2時間前に水位ピークとなっているが、水位上昇および水位ピーク後の下降が若干早い。この原因は、砂州開口幅や砂州開口敷高等の違いが若干影響しているものと考えられる。しかしながら、この結果によると砂州フラッシュに伴う河口部水位は、その変化も含め相似性をかなり満足していることが判断できよう。

一方、河道内の各断面における水位の時間変化を図-4.7 に示す。河口砂州直上流部（-0.2 km～0.3 km）の水位は、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、増水期に水位が急激に上昇する。その後、砂州フラッシュの進行に伴い、水位の上昇率は徐々に遅くなり水位ピークを迎えるが、いずれも流量ピーク時より早く水位ピークが生じる。河口に相当する-0.2 km および-0.3 km 断面の時間水位変化を追うと、現地時間の4～5時間でピーク水位が生じている。このときの洪水流量は $3,000 \text{ m}^3/\text{s} \sim 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ である。その後流量の増大とともに河口砂州は急激にフラッシュされる。

以上の結果より、模型水位は現地仁西における水位の時間変化とも良く一致していることから、河口砂州のフラッシュとそれに伴う河床変動の相似性についてもほぼ満足していると考えられる。

(2) 流況について

ピーク流量時の流況を図-4.8 に示す。通水開始当初の流量が少ない時期には、低水路内をその法線形に沿って蛇行しながら流下する。流量の増大とともに水位が上昇し、高水敷上に流れるようになると、流れは直進性が強くなる。このため山が河道に張り出すような状態となっている1.8 km 右岸および0.3 km 左岸に流れが集中し、その下流側の河岸沿いには剝離領域が生じるようになる。写真-4.1(a)のピーク流量時付近の状況からも分かるように、1.8 km 右岸に集中した流れはここから左岸方向に向かい、0.8 km～0.3 km 間付近の左岸側に集中する傾向となる。

1.6 km より下流右岸側の高水敷上では写真-4.1(b)に示すように、1.6 km 付近で高水敷上に乗り上げた流れがほぼ真っ直ぐに流下し、その後0.2 km～0.0 km で低水路内に流れ込む。ピーク流量付近では河口砂州の開口幅が約450 m に達し、主流は開口部のほぼ中央部を流下して、海域に流出する。

一方、砂州フラッシュ状況は、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近で開口幅が約240 m になる。流量が少ない時期は、左岸側に主流部があり、河口砂州は左岸側がフラッシュされる。流量の増大とともに河口砂州は急激にフラッシュされ、主流部は右岸側に移動する。流量ピーク時には砂州開口幅が約450 m となり、その後減水期は砂州フラッシュがほとんど進行せず、開口幅も通水終了時付近で約470 m であり、あまり広がらない。

前回の実験結果と比較すると、流況は概ね一致する結果が得られた。さらに河口砂州のフラッシュ状況、開口幅ともにほぼ一致している（前回の河口砂州フラッシュ状況: $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で開口幅約300 m、最終的な開口幅: 約470 m）。これらのことから、時間縮尺は、流況面から判断すれば $t_{sr} = 5.0$ で良いと考えられる。

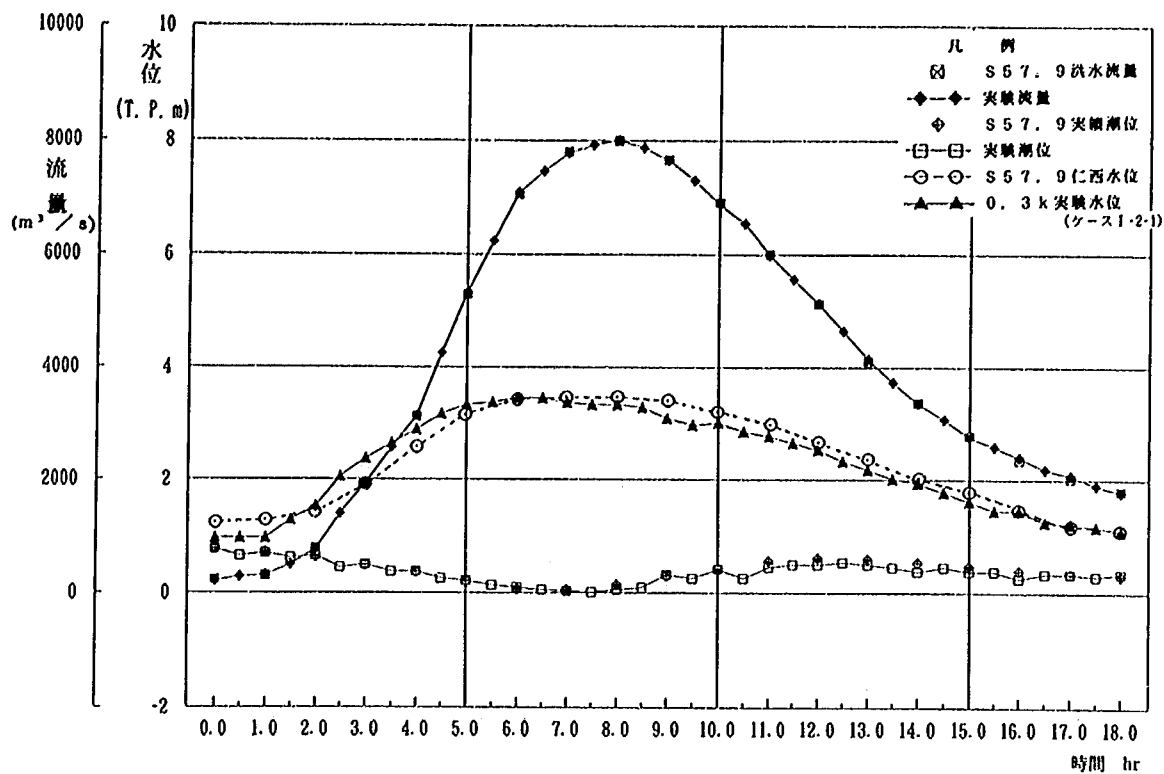


図-4.6 0.3 km の水位時間変化図 (ケース 1-2-1)

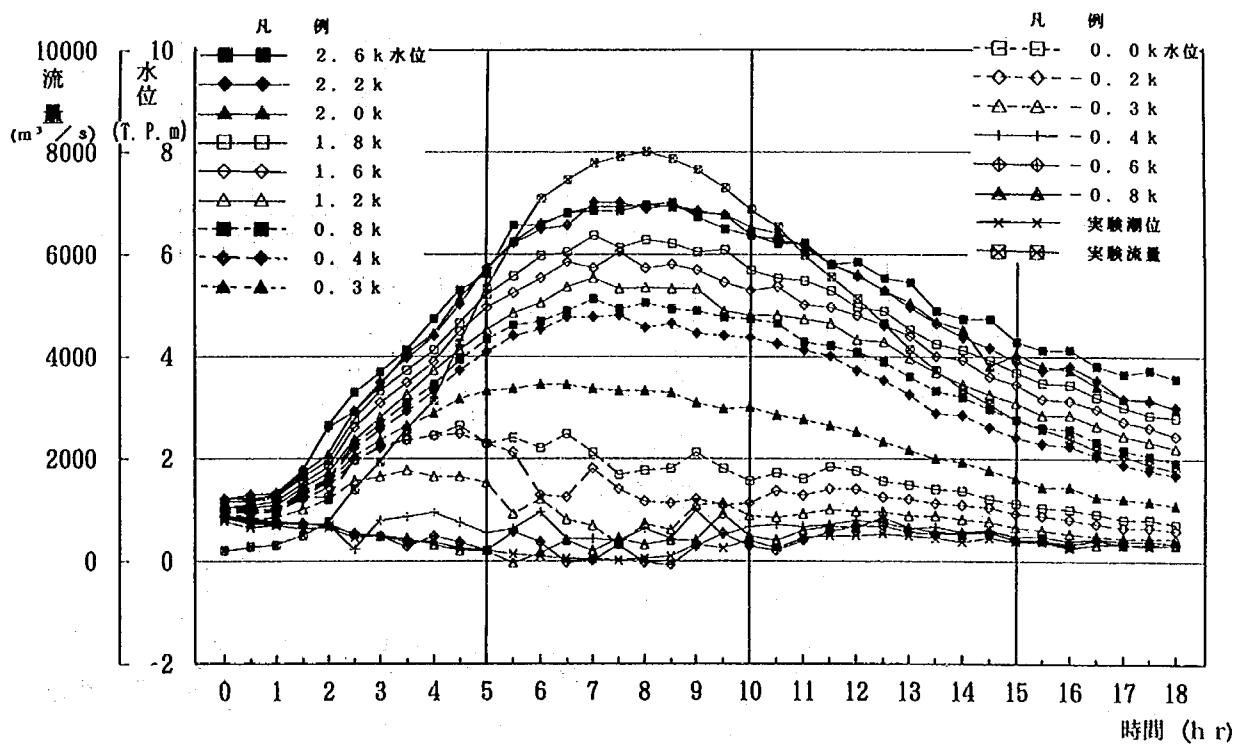


図-4.7 各断面の水位時間変化図 (ケース 1-2-1)

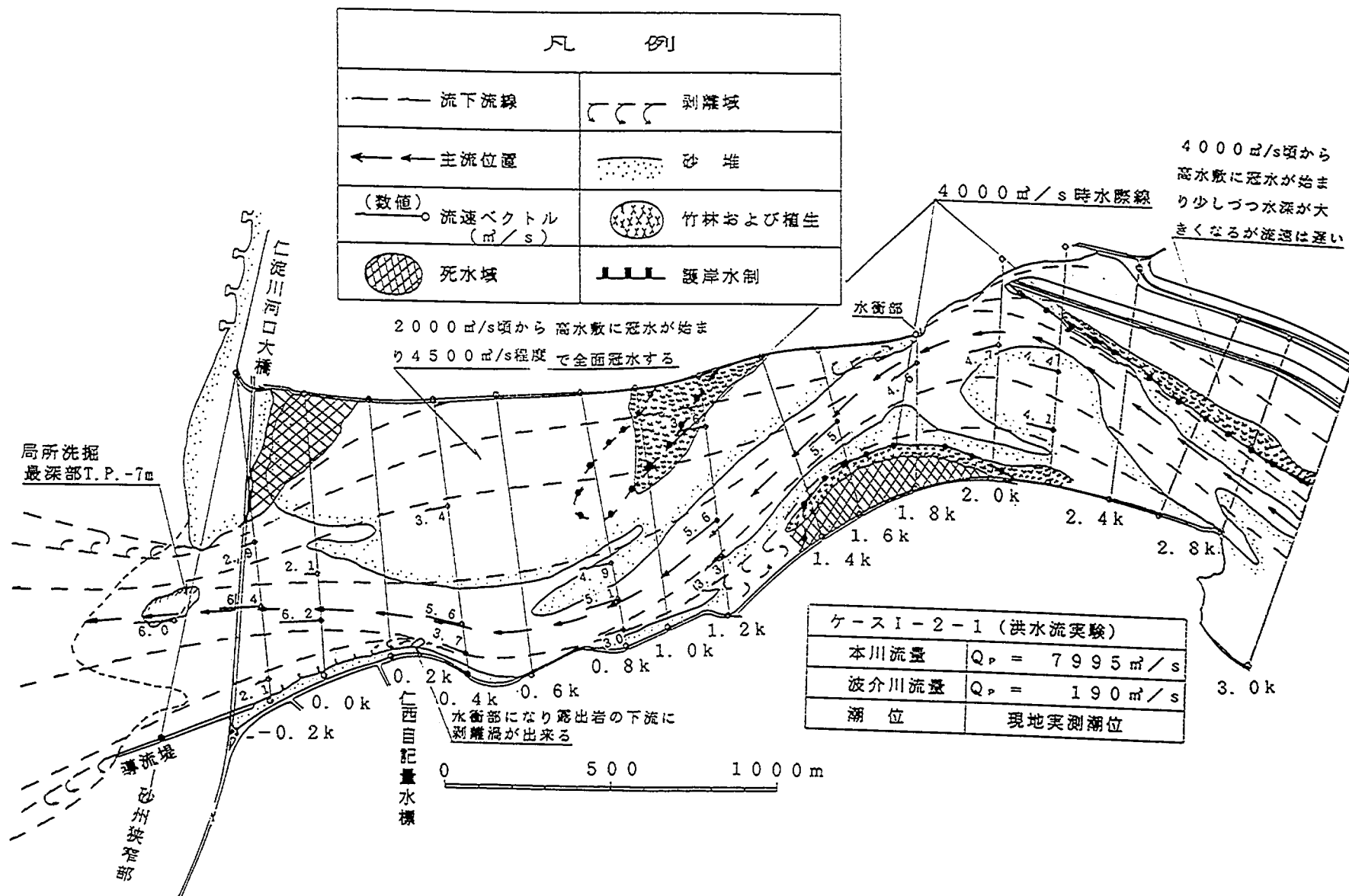


図-4.8 ピーク流量時の流況図 (ケース I-2-1)



写真-4.1 (a) ピーク流量時 ($7,995 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケース 1-2-1)



写真-4.1 (b) ピーク流量時 ($7,995 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケース 1-2-1)

(3) 河床変動について

実験による河床変動横断比較図を図-4.9 (a)～図-4.9 (d)に示す。0.2 km と 0.0 km の 2 断面は、左岸側が洗掘傾向となる。0.2 km の最深河床位置とその河床高は、左岸から約 130 m のところで約 T. P.-12 m, 0.0 km の最深河床位置と高さは、左岸から約 250 m のところで約 T. P.-9 m である。この結果は、前回の実験より最深河床高が約 1.4 倍程度に増大している。これは今回の模型が 0.4 km から上流河道が固定床であるため、上流から補給される土砂がないことに原因している。最深河床高は下流に向かって徐々に浅くなり、その位置も河道中央方向に移動していく。-0.2 km では、河道中央に移動し、左岸から約 300 m の地点が最深河床位置となり、その河床高は約 T. P.-5.0 m である。これらの最深河床高が発生した位置は、いずれの断面においても、ピーク流量時に主流部が流下する位置と

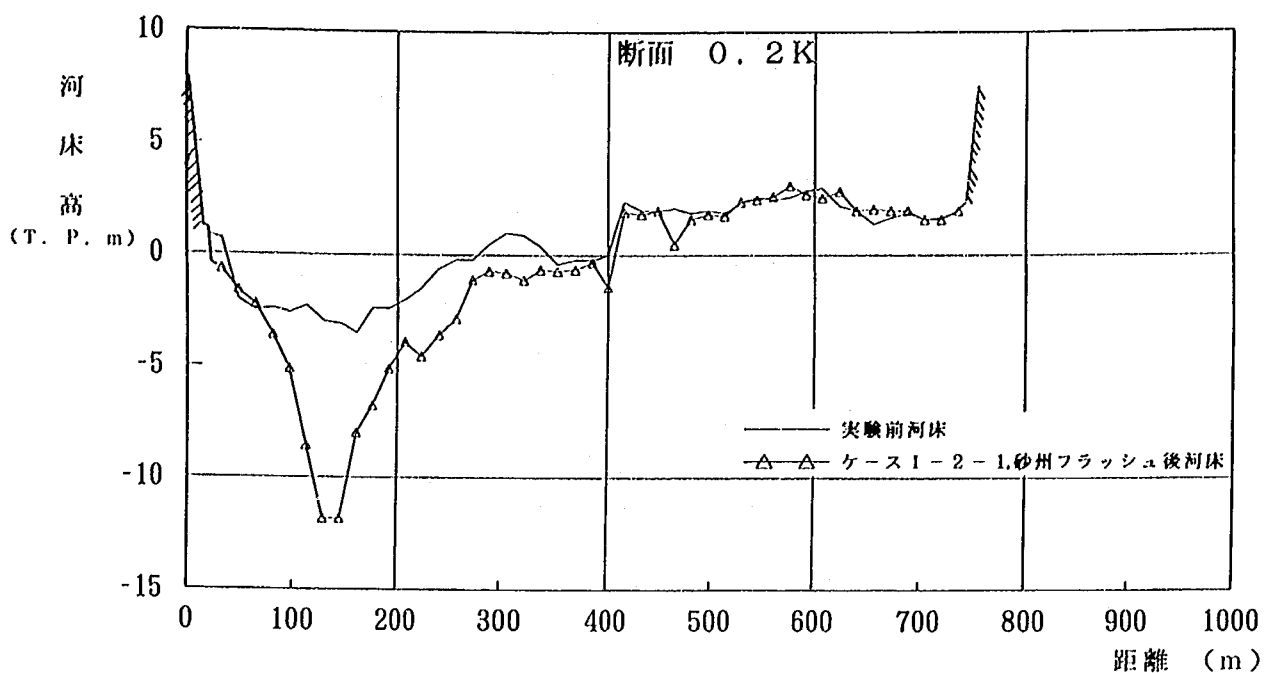


図-4.9(a) 河床変動横断比較図 (0.2 km; ケース 1-2-1)

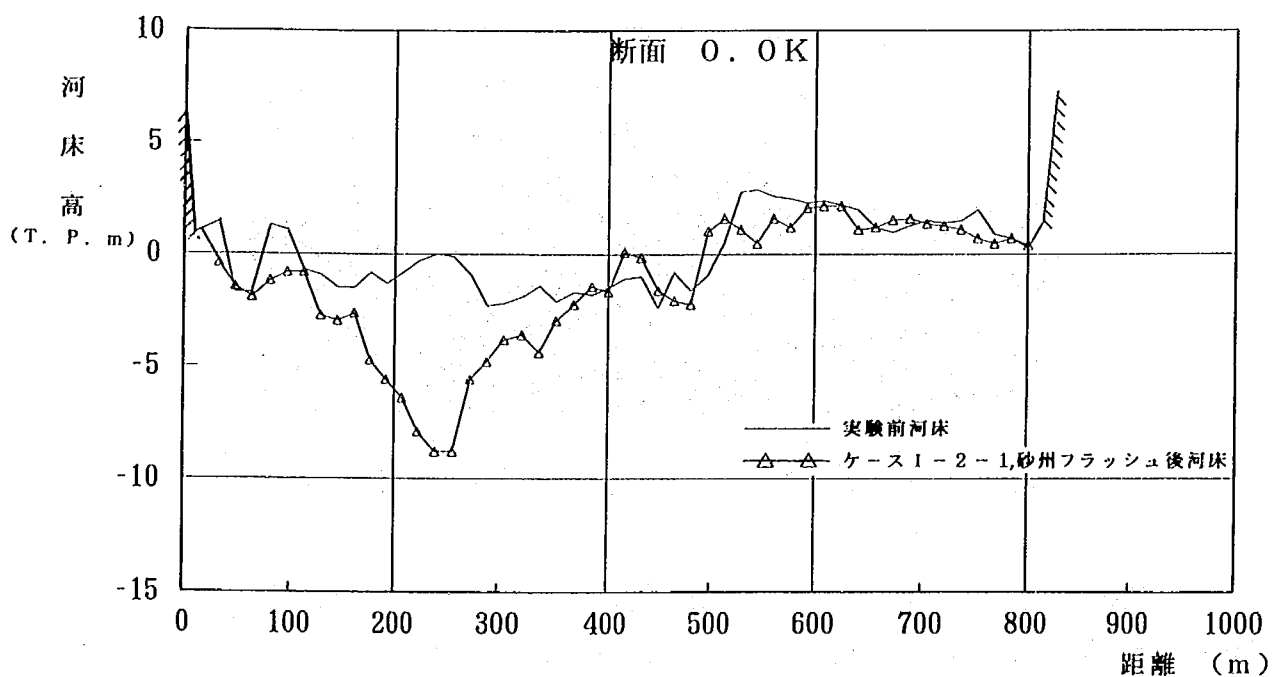


図-4.9(b) 河床変動横断比較図 (0.0 km; ケース 1-2-1)

ほぼ一致している。また、前回の実験結果に対して、最深河床位置が一致し、その河床高も -0.2 km から下流地点は本実験とはほぼ一致している。このようなことから、 0.4 km $\sim$ 0.2 km 付近の左岸側に流れが集中して水衝部になり、この左岸沿いに洗掘が生じ、下流 -0.2 km 断面付近まで洗掘が助長されたものと考えられる。ただし、現地河道では、洪水後において洗掘傾向にあるものの、実験結果ほどの顕著な洗掘は生じていない。この原因としては、 0.3 km 付近の左岸沿いに岩が露出しており、左岸の河

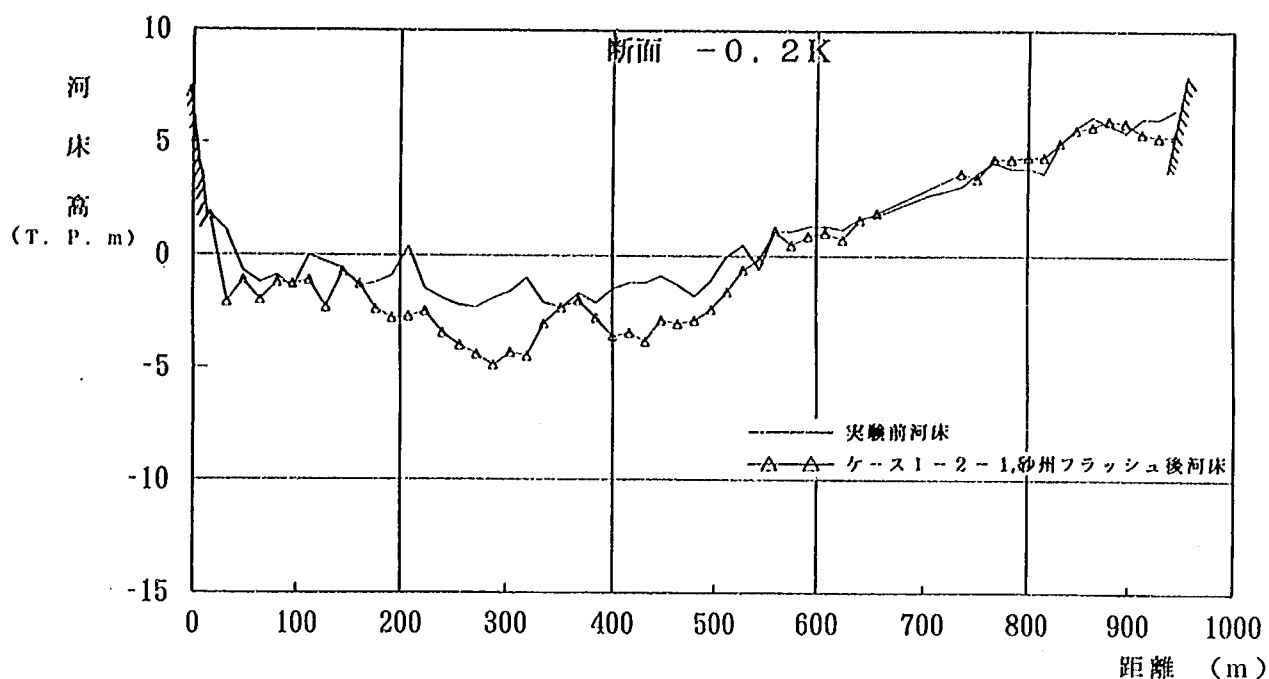


図-4.9(c) 河床変動横断比較図 (-0.2 km; ケース 1-2-1)

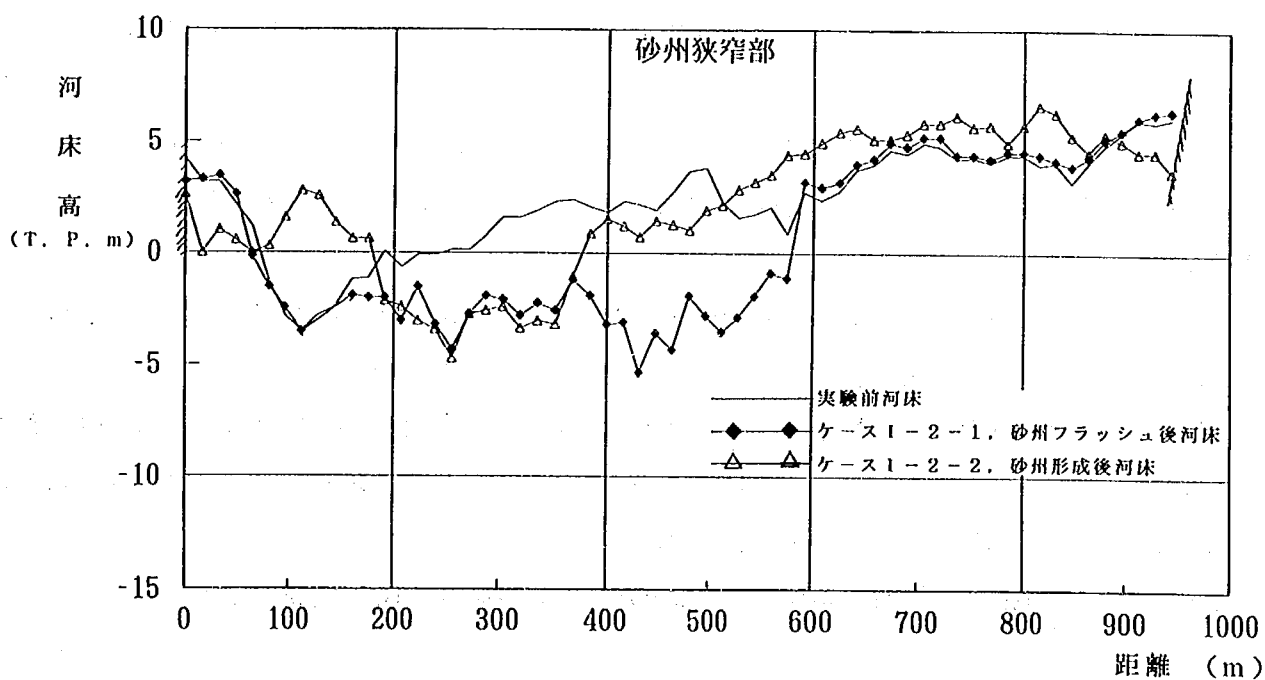


図-4.9(d) 河床変動横断比較図 (砂州狭窄部; ケース 1-2-1)

床も岩によって洗掘が防止されている可能性があると考えられる。

図-4.9(d)は、河口砂州狭窄部の横断変化を示したものである。左岸側から約 100 m までの範囲は変化が生じていない。左岸側から約 200 m 位置付近まで右岸方向から伸びていた砂州は、約 580 m 位置付近までフラッシュされ、開口幅は約 470 m となっている。河口砂州部の河床高は、左岸側から約 120 m 地点が最深河床高 (約 T. P. -7 m) であり、400 m~500 m 付近でも T. P. -4 m~T. P. -5 m と深

くなっている。他の部分では、概ね T. P.-3 m~T. P.-4 m である。左岸側が深くなっている原因は、流量の少ない時期の開口部であるこの位置に流れが集中し、側方侵食よりも深さ方向への洗掘が進んだためと考えられる。400 m~500 m 付近の洗掘は、洪水後期に主流部がほぼ河口中央を流下するために生じたものと考えられる。

河口砂州形状の変化図を図-4.10 に、河口部の等深線図を図-4.11 に示す。右岸側から伸びていた河口砂州は、砂州先端部から約 390 m がフラッシュされ、左岸側に若干形成されていた砂州もその規模を縮小している。砂州フラッシュ後の海域への土砂流出状況は、図-4.11 に如実に示されている。砂州フラッシュは左岸側で顕著に進むため、左岸側では実験前と比較して約 400 m 沖合 (T. P.-9 m の等深線) まで、流出した土砂が舌状に堆積している。舌状のテラスの平均的な海床高は T. P.-3 m 程度である。現地の 1982 年 11 月の海底地形によると、沖合約 400 m 付近まで舌状に堆積していることから、ほぼ相似になっているものと考えられる。

流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると河口中央付近が主流部となるため、砂州フラッシュ後の河床高は T. P.-7 m 程度まで洗掘されている。ここよりその沖合約 200 m ほどにかけて逆勾配となって徐々に海床が高くなり、前述の舌状テラスにすりついている。等深線は、砂州開口幅 (約 470 m) に相当する範囲で海側に大きく曲げられており、その影響範囲は約 T. P.-9 m までである。

(4) まとめ

水位変化状況とピーク水位について、前回の実験結果や不等流計算結果、現地水位と比較すると 0.4 km 付近を除いてほぼ一致する結果が得られた。0.4 km 付近で水位に若干の差が生じた原因は、模型河道が固定床模型 (0.4 km より上流区間) と移動床模型 (0.4 km より下流および海域) の複合模型であり、固定床と移動床の接合部で河床状況が急変することなどが考えられ、以後の実験ではこれらを考慮した判断が必要である。

流況は、前回の実験結果と非常に良い対応を示した。また、現地の洪水写真と比較しても、ほぼ相似性を満足していると考えられる。

河道内の河床変動状況は、洪水前後で大きな変化は見られず、模型においても河口砂州部や水衝部を除けば変動が少ないといえる。また、河口砂州フラッシュ状況、フラッシュ後の地形変化などは現地の変化状況や前回実験結果と非常に良い対応を示した。

以上のことから判断して、時間縮尺は $t_{sr}=5.0$ がほぼ妥当な値であると判断し、以降の実験ケースに適用して、検討を行うこととした。

4.4 河口砂州形成の相似性に関する検討

4.4.1 実験条件

前回の模型実験では、波による底質の主要な移動範囲と海浜形状から選定した沖波波高 $H_0=3.4 \text{ m}$ に対する波形勾配、波向変化の検討より、現地の河口砂州形状、砂州高に比較的相似となる波浪条件は、波向 s 、波形勾配 $H_0/L_0=0.015$ であるとの結果が得られている。よって、ここではこの波浪条件を与えて河口砂州形成の相似性の程度について検討した。なお、このときの初期海床形状は、先のケース I-2-1

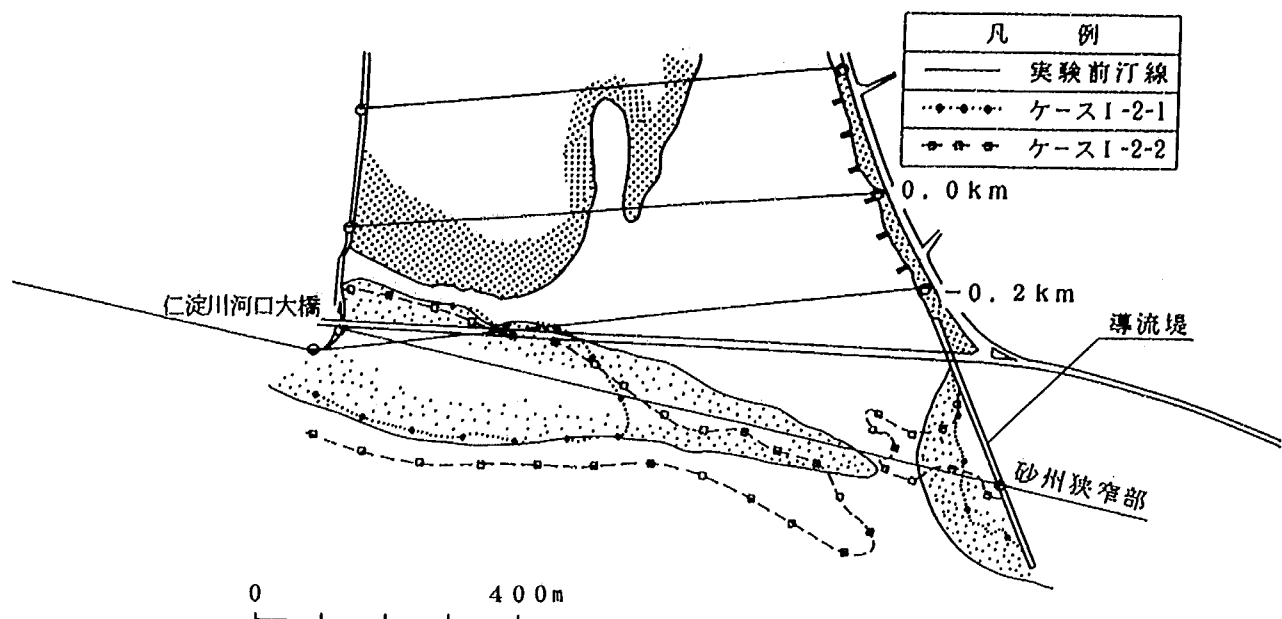


図-4.10 河口砂州形状変化図 (ケース I-2-1)

ケース I-2-1 (洪水流実験)	
本川流量	$Q_r = 7995 \text{ m}^3/\text{s}$
波介川流量	$Q_o = 190 \text{ m}^3/\text{s}$
潮位	現地実験潮位

実験後河床

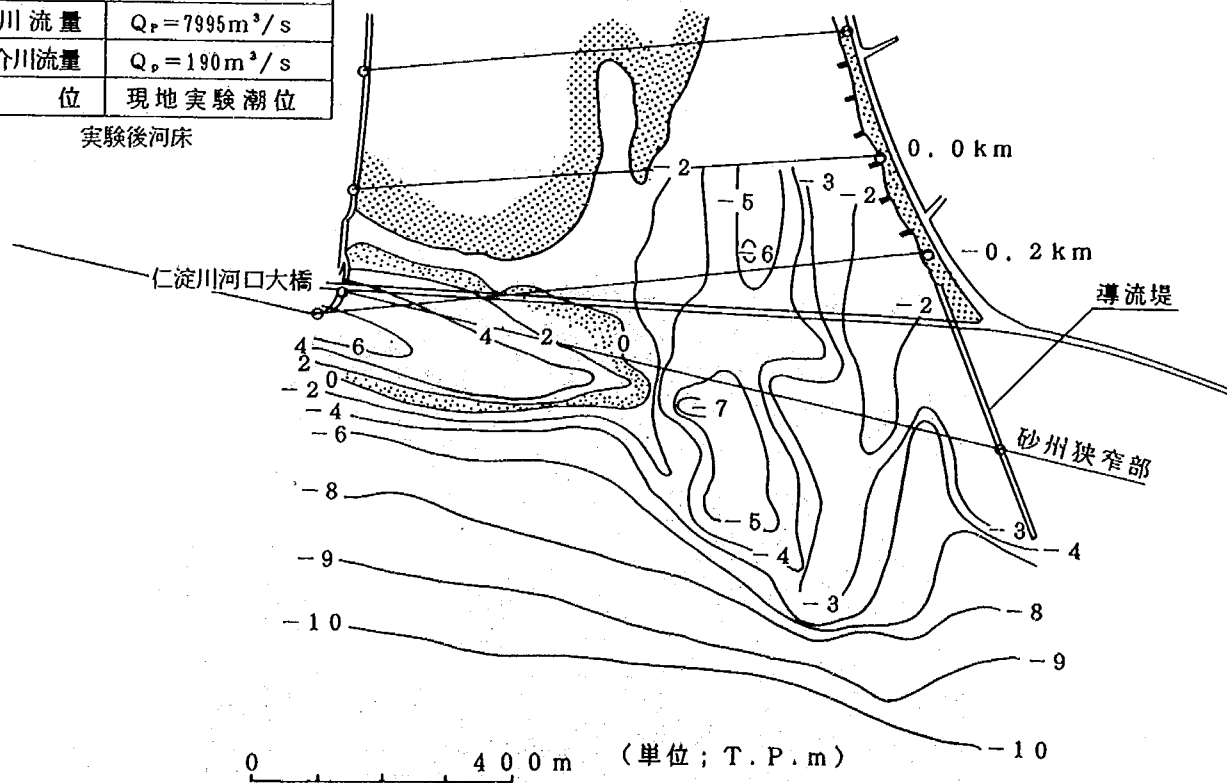


図-4.11 河口部等深線図 (ケース I-2-1)

の実験により得られた河口砂州フラッシュ後の地形である。河川流量は平水流量を用いるべきであろうが、河口部の下層には海水が侵入し、表層流速が速くなることを想定して豊水流量 ($\approx 94 \text{ m}^3/\text{s}$) を与え、潮

位は朔望平均満潮位 T. P. 0.77 m を一定として与えた。

4.4.2 砂州形成実験 (ケース I-2-2; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = 3.41 \text{ m}$, $T = 12.1 \text{ s}$)

(1) 河口砂州形成状況について

河口砂州形状の時間変化図を図-4.12 に、河口砂州形成後の河口部等深線図を図-4.13 に示す。河口砂州は、右岸側から河口大橋に対して約 15° の傾きを持って発達し、現地形状とほぼ相似となる結果が得られた。河口砂州の延伸速度は実験初期が比較的速く、2 時間 (模型時間, 以下同じ) で約 150 m 延伸し、時間の経過とともに徐々に遅くなり、実験開始 14 時間後ではほぼ平衡状態となり、写真-4.2 に示すような河口砂州形状となった。最終的に形成された河口砂州は、砂州フラッシュ前の地形に対して砂州先端位置が約 100 m ほど沖側に形成された程度で、その形状はかなり似ている。形成された砂州高は概ね T. P. 6 m であり、砂州フラッシュ前の平均的な砂州高 (T. P. 4~5 m) と比較してやや高いが、最高砂州高は約 T. P. 6.5 m であり、ほぼ一致している。砂州形成後の開口幅は約 70 m であり、砂州フラッシュ前の開口幅にほぼ一致する結果となった。

左岸導流堤の河道側の砂州は、河道内に向かって形成されるが、その延伸速度は非常に遅い。この原因は、河口部の沿岸漂砂の卓越方向が右岸から左岸方向 (東向き) であり形成方向が逆であること、左岸導流堤に沿って侵入してくるわずかな波浪によって形成されることなどが考えられる。

図-4.11 に示したケース I-2-1 と図-4.13 のケース I-2-2 の等深線図を比較すると、波による底質の移動が顕著な範囲は、T. P. -6 m 以浅のところであり、海浜変形はこの外浜および前浜領域で生じている。河口砂州は、河口近傍のフラッシュ土砂および右岸側の汀線後退による土砂の供給により発達し、形成される。河口砂州がほぼ安定した形状となるまでに、約 15 時間の実験時間を要した。

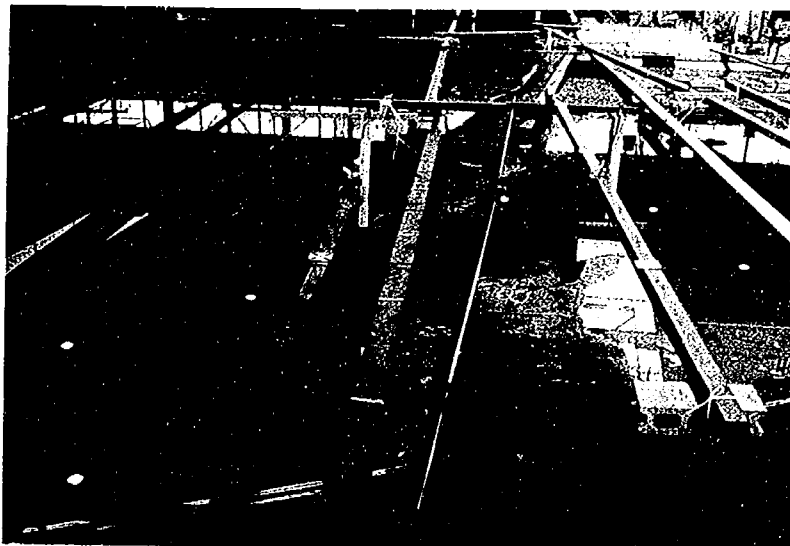


写真-4.2 河口砂州の形成状況 (14 時間経過後; ケース I-2-2)

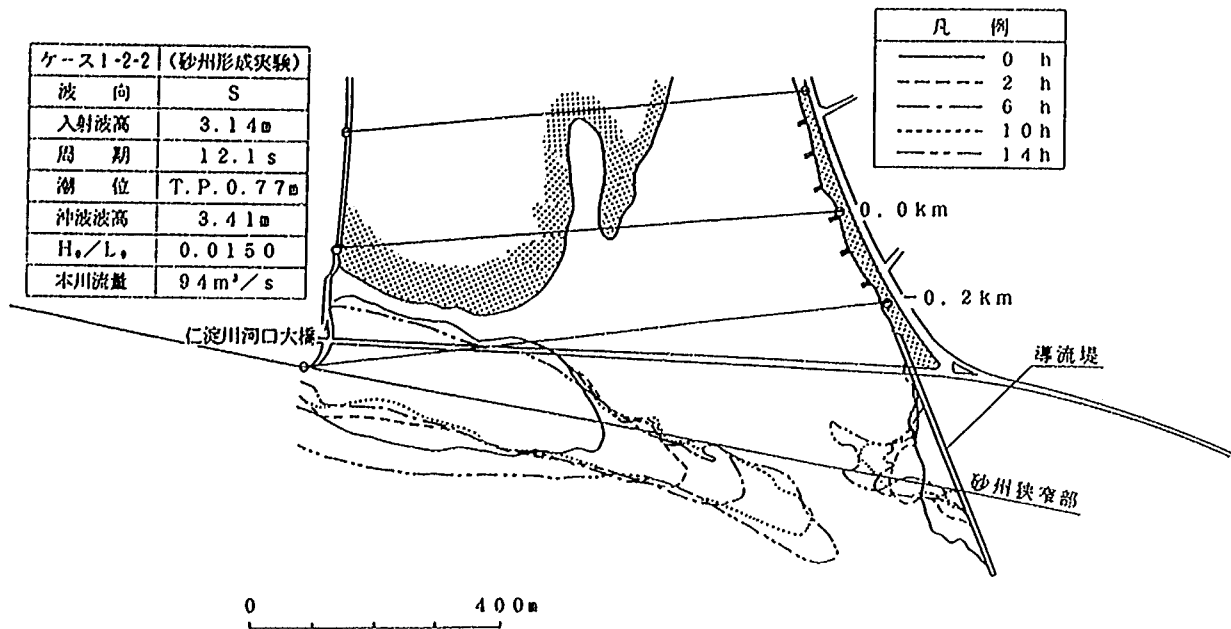


図-4.12 河口砂州形状時間変化図 (ケース1-2-2)

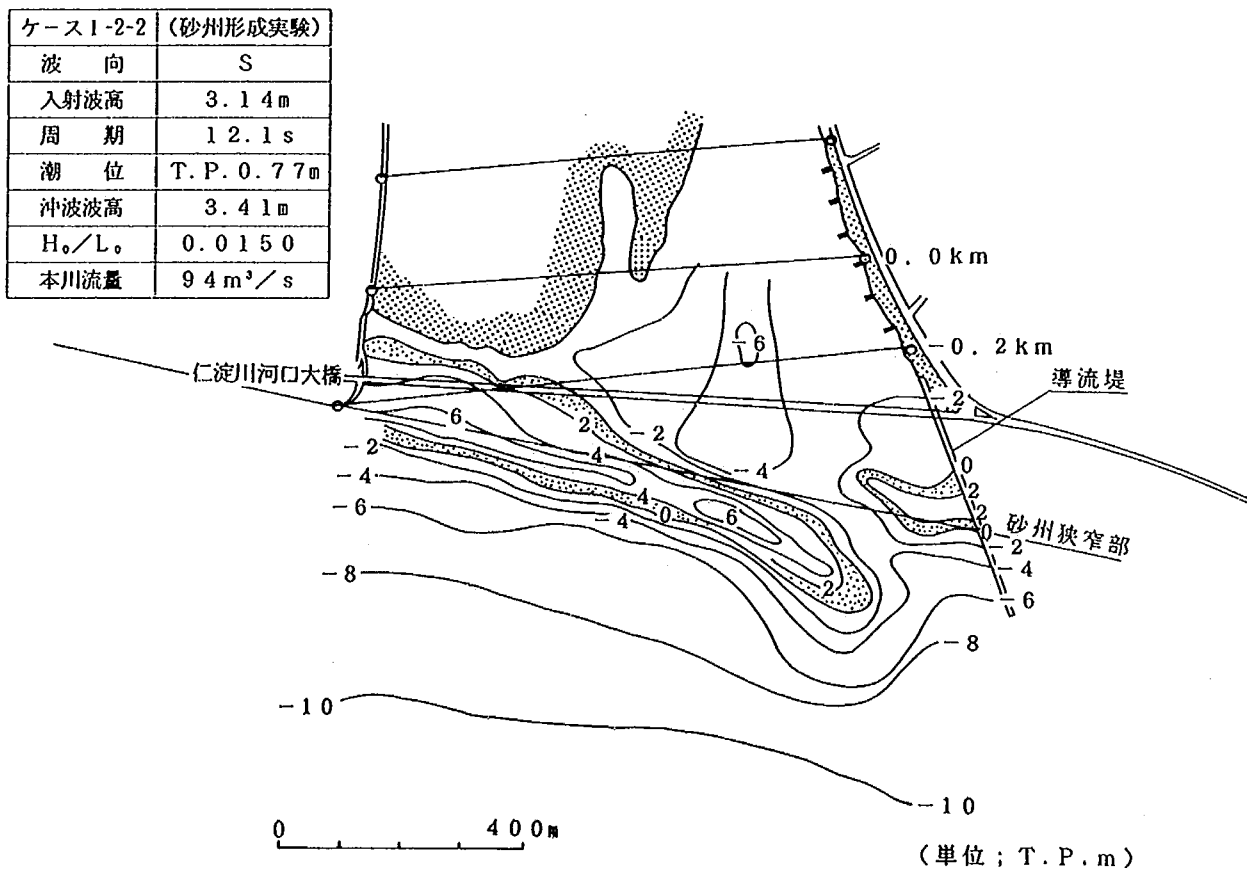


図-4.13 河口部等深線図 (ケース1-2-2)

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始後8時間経過時における波峰線形状と海浜流の流況図を図-4.14に示す。左岸導流堤付近に到達する波は、河口に接近するにしたがって徐々に河道方向に向きを変えて河道内に侵入する。実験開始当初は開口幅が約450mであり、河道内の0.2km付近にまで波浪が侵入する。河口中央部の沖合では、砂州フラッシュにより舌状の堆積地形が形成されているために、沖合約300m付近で砕波し、河道内に侵入する。侵入波浪の波高は-0.2km付近では1.5mと高いが、0.2km付近では0.5m以下である。右岸側では、侵入波浪が河口砂州に対して約 10° の角度を持ってうちあがり、東向き海浜流を生じる。海浜流は河口砂州先端で河川流と合流し、再び沖方向に向かう。この海浜流により、河口砂州は左岸方向へ延伸する。

実験開始後8時間経過時点では、河口砂州の沖合約100mのところで波峰線が河口砂州汀線に平行となるように屈折する。このときの河口砂州の開口幅は約150mであり、河道内への波浪侵入は-0.2km付近で若干見られる程度である。また、河口砂州開口位置の沖合では、波浪により舌状の堆積地形が小さくなったため、砕波位置は沖合約200m付近となり、河口に近くなった。右岸側の海浜流は、実験開始当初と同様に東向きに生じているが、河口砂州の先端付近では、河川流によって沖合に向かうため、河口砂州に供給される底質土砂は少なくなり、河口砂州の延伸速度はかなり遅くなる。

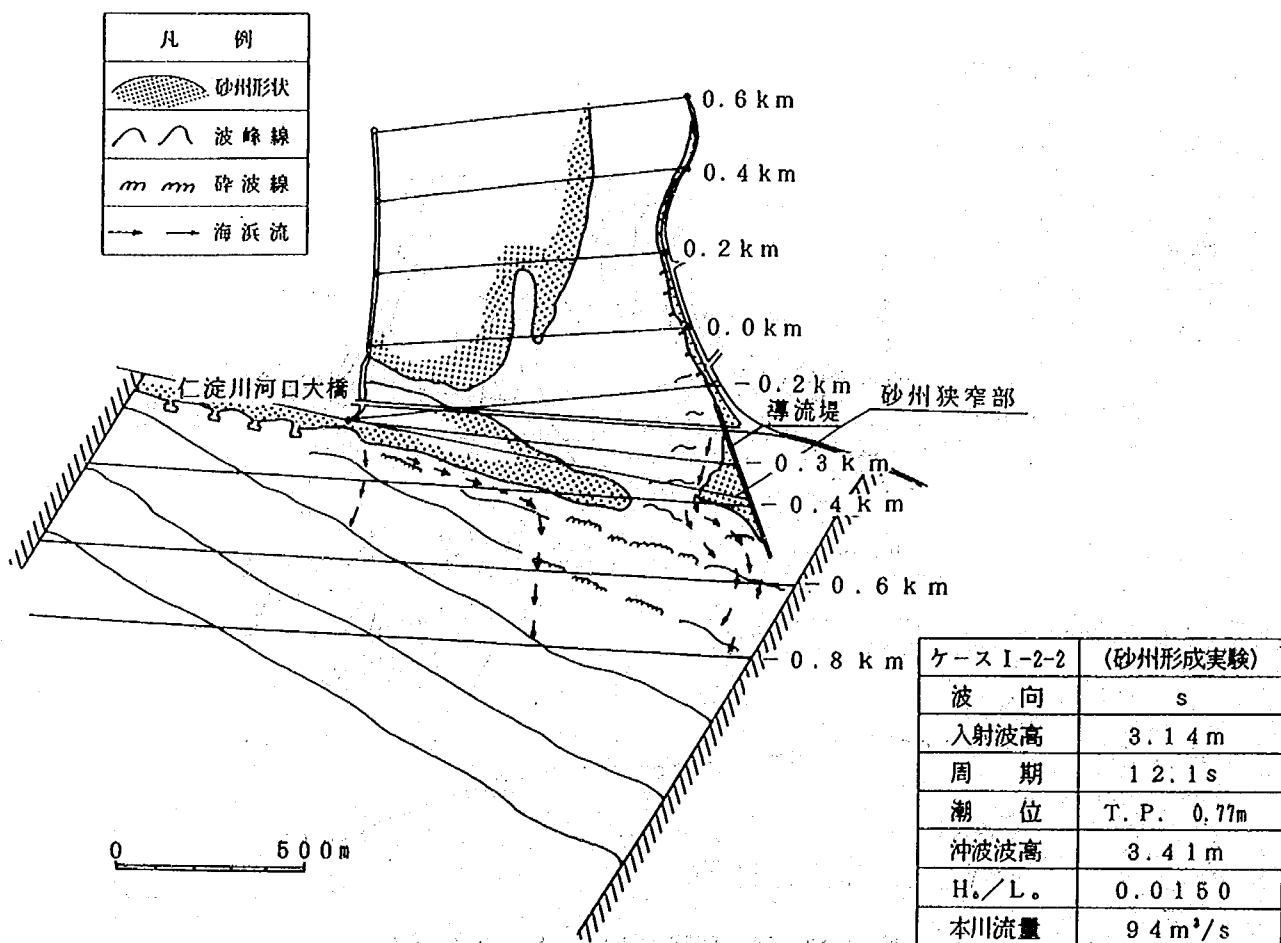


図-4.14 海浜流の流況図 (ケース I-2-2)

(3) まとめ

河口砂州は、模型時間の約 15 時間でほぼ安定形状となる。前回の実験時でも約 16~20 時間で安定形状となっている。安定形状となった河口砂州は、仁淀川河口大橋に対して約 15° の角度を持って形成され、フラッシュ前の砂州とほぼ同一形状に復元される。砂州高は概ね T. P. 6.0 m であり、フラッシュ前の砂州高よりやや高く形成されたが、最高砂州高は砂州フラッシュ前と同程度である。形成された河口砂州の開口幅も約 70 m であり、現地の砂州フラッシュ前の開口幅とほぼ一致している。

波浪は、河口砂州に対して約 10° の角度を持って侵入する。砕波位置は、河口砂州の沖合約 300 m ~ 200 m であり、砂州形成の進行とともに徐々に河口に近くなる。河道内への波浪侵入は、開口幅が狭くなるとともに少なくなり、実験終了時にはほとんど侵入しない。

海浜流は東向きに発生し、これにより運ばれた底質土砂が堆積することにより砂州は延伸する。実験開始当初は砂州先端付近まで海浜流が見られるが、砂州形成に伴い先端付近まで到達しなくなる。これにより、砂州の延伸速度は徐々に遅くなる。

以上の結果から、現地河口砂州と比較的相似となる波浪条件は、沖波波高 $H_0 = 3.4$ m, 周期 $T = 12.1$ s, 波形勾配 $H_0/L_0 = 0.015$, 波向 S 方向がほぼ妥当であると考えられる。

4.5 実験結果のまとめ

固定床の粗度検証実験と、移動床洪水流実験による河口砂州フラッシュの相似性および波による河口砂州形成の相似性について検討を行った。これらの実験から得られた主な結果をまとめると以下のようである。

4.5.1 固定床粗度検証実験について

(1) 水位の縦断変化は、現地河道の河道特性に対応した水面形となっており、不等流計算水位ともかなり良く一致している。ただし、0.4 km 地点で固定床模型から移動床模型に変化するため、河床状況の急変によって、0.2 km~0.4 km にかけて急勾配の水面形になる傾向があった。なお、 $7,995 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時には、全断面で H. W. L. を下回るものの水位に余裕はほとんどなかった。したがって、仁淀川河口部の現況河道における流下能力は約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であるといえる。

(2) 流況は、前回の実験結果とかなり類似する結果が得られ、剥離域・死水域・水衝部など、諸現象の生じる位置は河道の形状と良い対応を示している。

(3) 以上の結果から判断すると、本模型河道の固定床区間は相似性を満足していると考えられる。

4.5.2 移動床洪水流の相似性について

(1) 水面形・水位のピーク到達時間について、前回の実験結果や不等流計算結果、現地水位と比較するとほぼ一致する結果が得られた。特に、0.3 km 地点の水位時間変化は、現地と模型とが良く一致していることから、河口砂州のフラッシュも含め相似性をかなり満足しているものと考えられる。

(2) 流況は、前回の実験結果と非常に良い対応を示した。また、現地の洪水写真と比較しても、ほぼ相

似性を満足しているものと考えられる。

- (3) 通水開始当初の流量が少ない時期には、洪水流は低水路内をその法線形状に沿って蛇行しながら流下し、河口砂州部では左岸側に沿って海域に流出する。しかし、洪水流量の増加とともに直進性が強くなり、河口砂州のフラッシュが進行して左岸寄りにあった主流部は河道中央方向に移動する。また、1.8 km 右岸および 0.3 km 左岸に流れが集中し、ここに水衝部が形成される。
- (4) 河口砂州は、 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度から徐々にフラッシュが進行し、河口砂州部を越流するようになると急激にフラッシュが進行する。砂州フラッシュ後の開口幅は約 470 m であり、前回の実験値とほぼ一致した。
- (5) 河道内の河床変動状況は、洪水前後で大きな変化は見られず、模型においても河口砂州部や水衝部を除けば変動が少ないといえる。また、河口砂州フラッシュ状況、フラッシュ後の地形変化などは現地の変化状況や前回実験結果と非常に良い対応を示した。
- (6) 以上の結果から、時間縮尺は $t_{sr} = 5.0$ がほぼ妥当な値であると判断し、以降の実験ケースに適用して、検討を行うこととした。

4.5.3 波による河口砂州形成について

- (1) 河口砂州は、模型時間の約 15 時間でほぼ安定形状となる。前回の実験時でも約 16～20 時間で安定形状となっている。この河口砂州は、仁淀川河口大橋に対して約 15° の角度を持って形成され、現地形状とほぼ相似となる結果が得られた。
- (2) 砂州高は概ね T. P. 6.0 m であり、フラッシュ前の砂州高よりやや高く形成される。しかし、最高砂州高は砂州フラッシュ前と同程度である。
- (3) 砂州形成後の砂州部開口幅は約 70 m であり、現地砂州フラッシュ前の開口幅とほぼ一致する結果が得られた。
- (4) 波浪は、河口砂州に対して約 10° の角度を持って侵入する。砕波位置は、河口砂州の沖合約 300 m ～ 200 m であり、砂州形成の進行とともに徐々に河口に近くなる。河道内への波浪侵入は、開口幅が狭くなるにしたがって少なくなり、実験終了時にはほとんど侵入しない。
- (5) 以上の結果から、現地河口砂州と比較的相似となる波浪条件は、沖波波高 $H_0 = 3.4 \text{ m}$ 、周期 $T = 12.1 \text{ s}$ 、波形勾配 $H_0/L_0 = 0.015$ 、波向 S 方向がほぼ妥当であると考えられる。

第5章 河口砂州の変動特性に関する検討

5.1 まえがき

仁淀川の河口砂州は、1982年当時においては左岸側に開口位置を有していた。しかしながら、1989年には開口位置が河口中央に移動し、1993年には完全に右岸側に移動してしまった（図-2.22 参照）。この間、河口砂州は河道内に後退し、1982年当時と比較して最大約150mも汀線が後退した（図-2.25 参照）。このような現象が今後も進行した場合、波介川河口導流時の波介川河口や右支川新堀川の本川への合流位置が河口砂州により完全に閉塞する可能性がある。したがって、現在の河口砂州をこれ以上河道内に後退するのを防止し、河口砂州を安定的に維持するための対策工を早急に立案する必要がある。このような対策工を立案する場合、河口砂州が変動した要因を明確にしておく必要がある。

河口砂州形状が長期的に見て変化し、汀線や開口部位置が後退したり、あるいは砂州高・規模が変化する主な要因としては、河口部の海底が深くなり、それにより侵入波浪エネルギーの増大が生じたことが考えられる。なぜなら、長い年月の間卓越波の作用によって安定していた河口形状が急激に変化する他の要因は見受けられないからである。しかし、この要因も定性的には成立するとしても、定量的に明確にするには実験的検討が必要である。

5.2 実験条件

上述したように、本実験では海底地形の変化と河口砂州変形の因果関係について検討することとし、洪水流実験と河口砂州形成実験を繰り返した。

洪水流実験では、砂州のフラッシュ状況、水位、流況、海域への土砂の流出状況と掘削穴の影響などについて検討した（ケースII-1とII-3）。まず、図-4.1に示す1982年当時の開口位置が移動する前の河口部および海底地形を復元し、そこに図-5.1に示すような1988年の掘削穴（規模が最も大きく、開口位置が変動する直前の状況）を海底に設けて砂州フラッシュ実験を行った。このとき通水した洪水流は、河道特性と最も密接に関係していると言われている平均年最大流量規模の $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、図-5.2に示すような階段状の疑似不定流（5分毎に $500 \text{ m}^3/\text{s}$ ずつ流量を増加させる）で通水した。また、流量が $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に達した時点で、60分間にわたって定流を通水した。

河口砂州形成実験では、河口砂州の形成状況、海浜流況、波浪の侵入状況などについてと、それらに及ぼす掘削穴の影響について検討した（ケースII-2とII-4）。ここでは洪水流実験による砂州フラッシュ後の地形に、検証実験の結果相似性の得られた卓越波浪（ $H_0 = 3.4 \text{ m}$ 、 $T = 12.1 \text{ s}$ 、 $H_0/L_0 = 0.015$ 、波向S）を与えた。潮位は朔望平均満潮位のT. P. 0.77 m で一定とした。なお、ここでは特にケースII-2において、掘削穴に落ち込んだ土砂の移動状況について検討した。また、現地では砂利採取によって経年的にも土砂量が減少していることから、ケースII-4では掘削穴に落ち込んだ土砂を浚渫し、現地条件により近い状態を再現して、砂州変形状況について検討した。

以上の実験のフローチャートを図-5.3に、また表-5.1には実験ケースと各実験条件を示す。

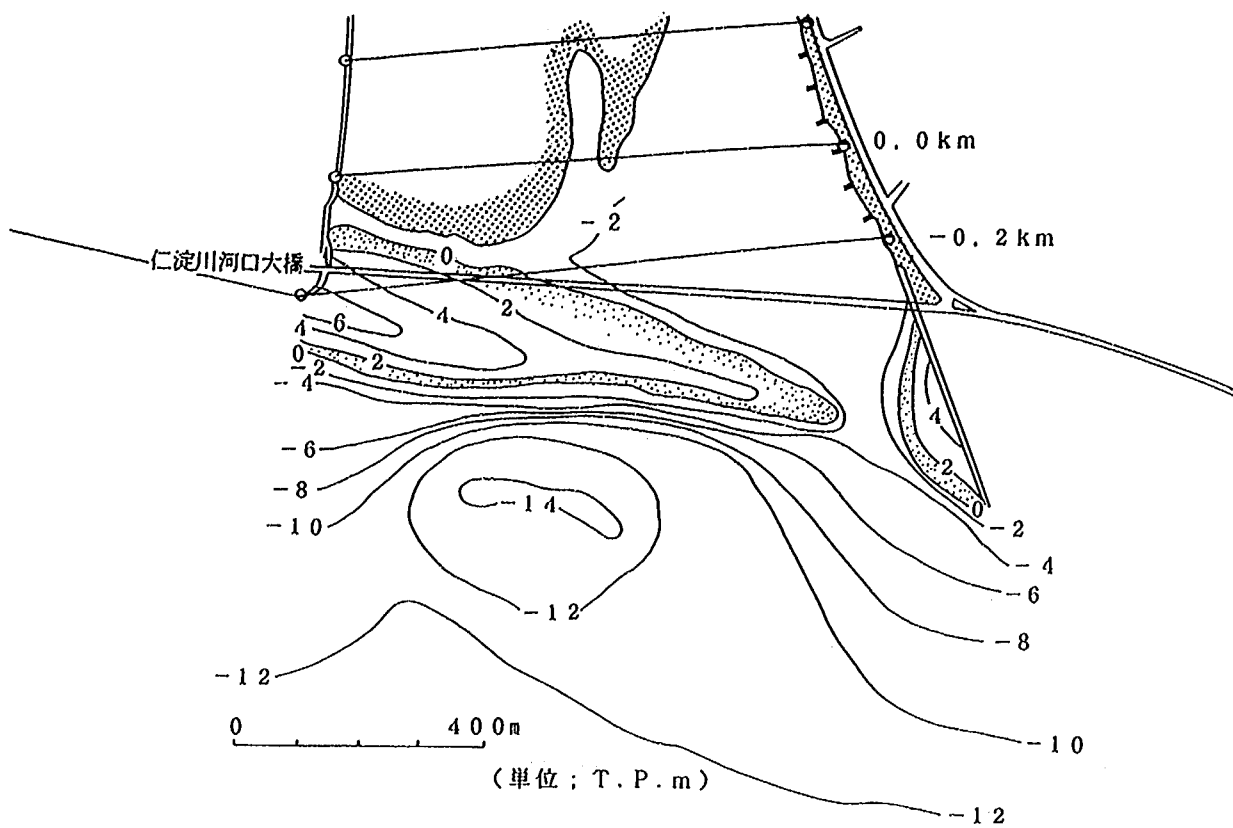


図-5.1 河口部等深線図 (海底の掘削穴の位置と規模)

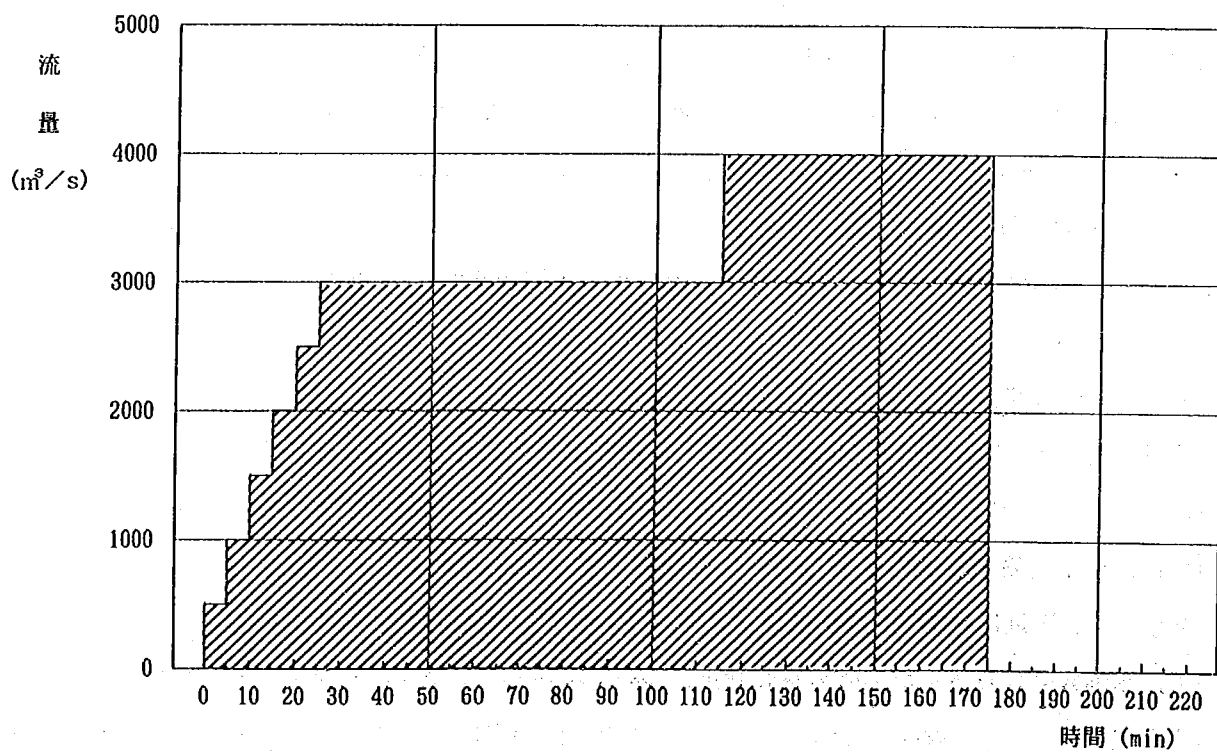


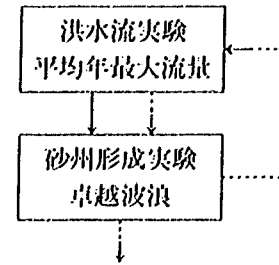
図-5.2 平均年最大流量 4,000 m³/s の疑似不定流ハイドログラフ

5.3 河口砂州変形に関する実験

5.3.1 洪水流実験 (ケースII-1; $Q_p=4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

(1) 水位について

ケースII-1の水位縦断面図を図-5.4に示す。この水位縦断面図には、不定流の $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 到達時のピーク水位縦断面と $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ をさらに60分間定流で通水した後の水位縦断面を示した。これによると60分間定流通水後の水面形の方が2.0 kmの水位を除いて約0.2 m低い。不定流の $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追従できず、河道内に



——→ 1 サイクル目ケースII-1, 2
→ 2 サイクル目ケースII-3, 4

図-5.3 実験フローチャート

表-5.1 実験ケース一覧表

ケース	種 別	流 量		潮 位 T. P. m	波 浪 条 件			備 考
		本 川 m^3/s	支 川 m^3/s		沖 波 波 高 m	波 形 勾 配	波 向	
II-1	洪水流	$Q_p=4,000$	—	-0.035	—	—	—	平均年最大流量 河口砂州沖に掘削穴形成
II-2	砂州形成	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.32	0.0146	S	ケースII-1の砂州フラッシュ 後の河道
II-3	洪水流	$Q_p=4,000$	—	-0.035	—	—	—	ケースII-2の砂州形成後の河 道
II-4	砂州形成	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.51	0.0155	S	ケースII-3の砂州フラッシュ 後の河道、掘削穴への埋め戻し 分を浚渫

※ Q_c : 定流通水, Q_p : 不定流通水

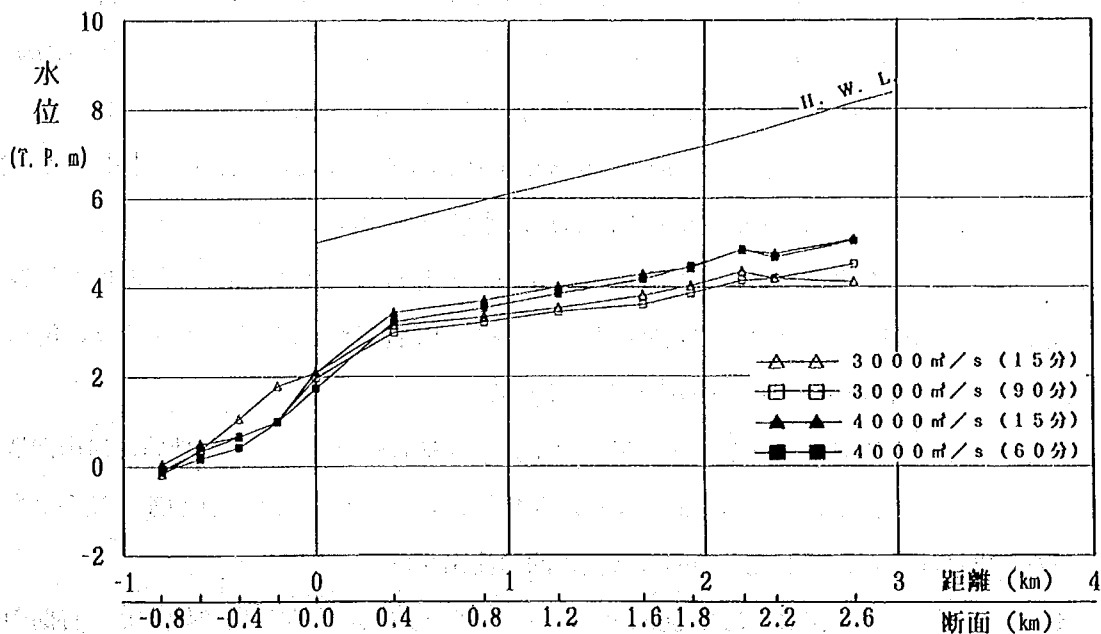


図-5.4 水位縦断面図 (ケースII-1)

洪水が貯留されて水位が急上昇する。しかし、60分間の定流通水後では河口砂州が十分にフラッシュされているため、不定流の $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 到達時より水位が低くなったものと考えられる。なお、2.0 kmより上流の水位が両者でほぼ一致しているのは、1.8 km付近が狭窄部となっていて上流の水位を規定しているためと、河口水位の影響がここより上流河道へは及ばないためと考えられる。

0.4 kmより上流では、水面勾配が約 $1/1300$ でほぼ一定である。2.0 kmでの水位は、その上下流と比較して、突出するように若干高くなっている。これは、1.8 kmの低水路幅がその上下流と比較して非常に狭く、そのためにせき上げられた結果であると考えられる。

0.4 kmを境としてその下流では急激に水位が低下している。砂州上流（ $-0.2 \text{ km} \sim 0.4 \text{ km}$ ）の水面勾配は、約 $1/400$ である。このように0.4 kmで水面形が急変しているこの原因は、第4章で述べたように、固定床から移動床模型へ変化するために生じた模型上の現象である。

H. W. L.と比較すると、概ね2 m下回っており、 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の洪水では流下能力には、なんら問題はないと言える。

(2) 流況について

流況図を図-5.5に示す。主流は低水路河道の法線形に沿って、蛇行しながら海域に流出する。上流2.2 km付近における主流は、右岸沿いを流下する。このとき右岸側の高水敷上にはほとんど流れは見られない。右岸側の低水路河岸沿いは、模型上流端から林立している竹林が2.2 kmまで続き、2.2 kmの直下流の河岸沿いには剥離渦が生じている。このため2.2 kmの主流部の流速は 3.4 m/s であるが、右岸沿いでは 0.7 m/s と極端に遅くなる。2.0 km付近で川幅が若干広くなるため、流速は 3.1 m/s とやや低減するが、1.8 km右岸側の水衝部では流れの集中によって再び 3.4 m/s と速くなる。

1.8 kmを境として、主流は左岸方向へと流向を変える。1.2 km～1.8 kmの区間は兩岸に高水敷が広がり、流水の乗り上げが若干見られた。右岸側の高水敷では、1.4 km付近から流水が乗り上げ、低水路近傍を低水路法線形に沿って流下し、0.0 km付近で低水路内に流れ込む。特に1.2 kmより下流では、右岸側にのみ広大な高水敷が広がる。この高水敷の低水路側斜面は緩やかな勾配を持って低水路に落ち込んでいるため、高水敷と低水路の境界付近において $2.3 \text{ m/s} \sim 2.6 \text{ m/s}$ の比較的速い流れが生じる。主流部は低水路のほぼ中央を流下し、その流速は $3.4 \text{ m/s} \sim 3.5 \text{ m/s}$ である。

0.8 km付近から主流部は左岸寄りを流れ、0.3 km～0.4 kmで流れが左岸側に集中して水衝部が形成される。0.4 kmの横断流速分布を見ると、右岸高水敷近傍の流速が 2.3 m/s であるのに対して、主流部は低水路のやや左岸寄りにあって流速 3.6 m/s 、左岸近傍では 2.8 m/s と右岸と比較して速い。

0.3 kmの左岸側直下流河岸沿いには剥離渦が生じる。主流部は、左岸寄りから徐々に河道中央付近に移動し、0.0 kmでは河道中央付近の流れが速くなる。

河口砂州部では、主流部の流れが非常に速くなる。これは砂州フラッシュに伴い、河床が洗掘されて流れが集中するためであると考えられる。また、左岸側に比して右岸側の流れが速い傾向となっている。海域へは左右岸に緩やかに広がるもののほぼ直線的に流出する。

河口砂州のフラッシュ状況は、流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ の通水開始時点から左岸側で始まり、時間の経過および流量の増加とともに徐々に右岸側に広がっていく。流量が $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の場合、流量の増加に

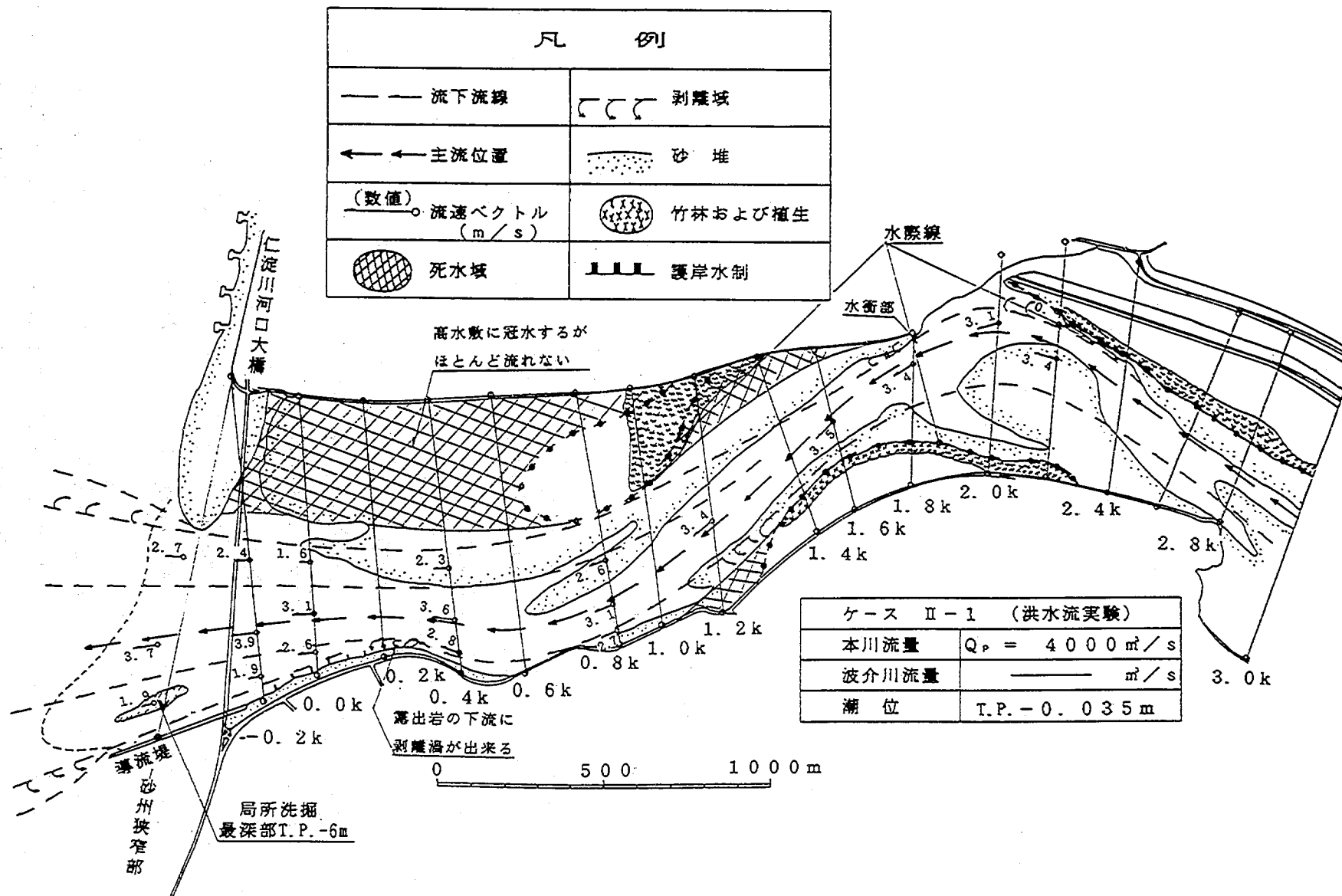


図-5.5 ピーク流量時の流況図 (ケースII-1)

伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、河道内水位が急上昇する。流量が約 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になると、河口砂州を越流してフラッシュが急激に進行する。 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水時の開口幅は約 280 m 、 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を 60 分間通水した後の開口幅は約 550 m となった。図中には、フラッシュされた河口砂州の土砂が堆積してできた舌状地形の前縁線が示してある。これを見ると、河口部の流速分布に応じて、流れが速い場所で海域に長く伸びている様子が分かる。

(3) 河床変動について

実験結果の河床横断比較図を図-5.6(a)～図-5.6(d)に示す。 0.2 km (図-5.6(a)) では、左岸から約 100 m の位置が最も洗掘されており、河床高は約 T. P. -6 m である。また、他の場所の河床高変動量は大きくないことから、ここに流れがかなり集中して流下したことが分かる。 0.0 km (図-5.6(b)) でも同様に、左岸から約 200 m の位置が最深河床となり、河床高は約 T. P. -6 m である。 -0.2 km (図-5.6(c)) になると、河床高の変化は全体的に小さくなる。

砂州狭窄部 (図-5.6(d)) は河口砂州がフラッシュされるため、横断形状の変化が著しい。河口砂州は、先に述べたように、左岸から約 600 m のところまでフラッシュされており、開口幅は約 550 m となっている。最深河床位置は左岸から約 120 m であり、河床高は T. P. -6.5 m である。この位置の河床変動量は約 3 m である。一方、他の位置では、河床変動量はさらに大きく、左岸より約 600 m の位置では約 6 m も変動しており、概ね $3\sim 5 \text{ m}$ 変動した。フラッシュ後の河床高は、概ね T. P. $-3\sim -4 \text{ m}$ である。

河口砂州形状の比較図を図-5.7に、河口部の等深線図を図-5.8に示す。また、比較のため砂州フラッシュ前の河口部の等深線図を図-5.9に示す。図-5.9と図-5.7を比較することにより、砂州高が T. P. 3 m 以下の砂州部分がフラッシュされたことが分かる。図-5.8から、フラッシュされた土砂は左岸導流堤より $200 \text{ m}\sim 400 \text{ m}$ 、沖合約 400 m の範囲に舌状に堆積している。舌状の堆積地形の前縁線位置での海床高は約 T. P. -8 m であり、平均的な高さは T. P. $-3\sim -4 \text{ m}$ である。これらの実験結果は、ケース I-2-1の実験結果とほぼ一致する。

また、河口部中央沖にある掘削穴の等深線を比較すると、フラッシュ後には河口側の等深線が海側に凸状に張り出していることから、河口砂州からフラッシュされた土砂の一部は掘削穴に落ち込んだことが分かる。河口砂州汀線から約 100 m 沖にあたる T. P. -4 m 付近まではテラス状の地形を形成してフラッシュされた土砂が堆積し、それ以遠では、掘削穴により海床高が急に深くなり、汀線からわずか 200 m のところで T. P. -14 m まで一気に深くなる。このように、河口砂州中央付近からフラッシュされた土砂は、河口砂州汀線からわずか 200 m のところで、非常に急勾配の前置斜面を形成しながら、掘削穴の河口側の縁から徐々に埋め戻すように堆積していくことが分かる。

(4) まとめ

平均年最大流量規模程度の洪水 ($Q=4,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 時には、河口の水位変化の影響が及ぶのは 1.8 km までである。流況は、低水路の法線形に沿って河道内を蛇行して流れ、 1.8 km 右岸、 0.3 km 左岸は水衝部となる。水衝部以外の断面の流速は概ね 3.0 m/s であるが、水衝部ではやや速くなり 3.5 m/s 前後である。河口砂州部では、主流部が河道中央付近となり、河口砂州は急激にフラッシュされ

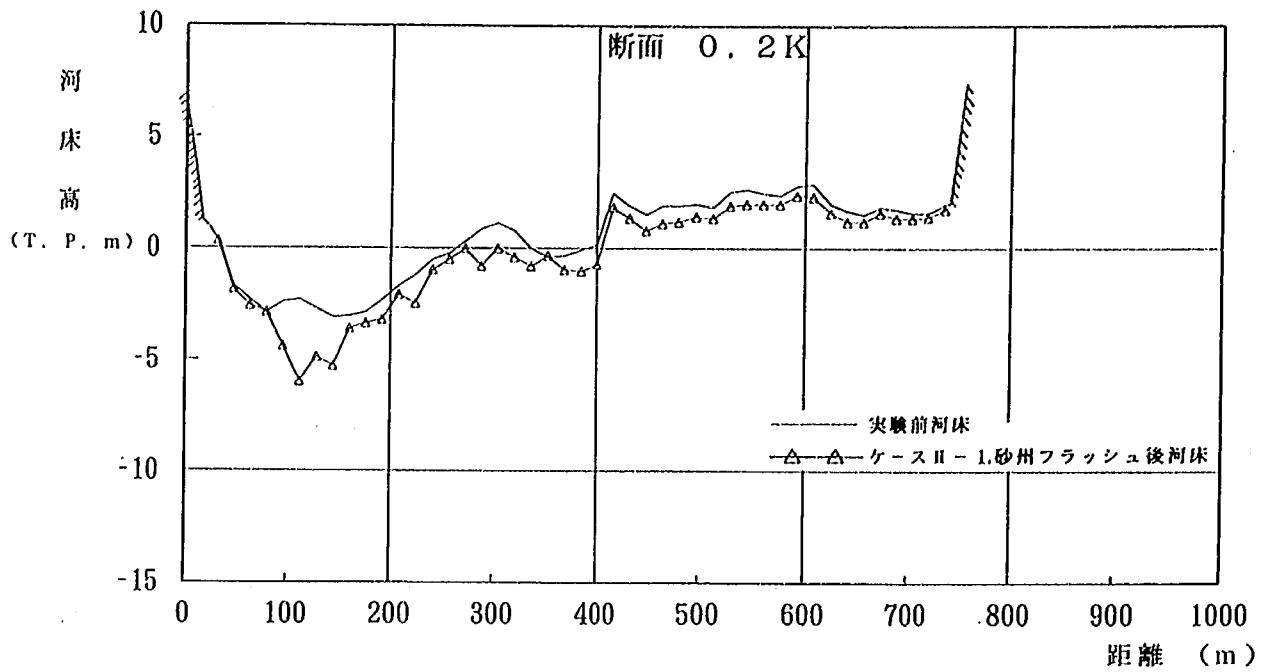


図-5.6 (a) 河床変動横断比較図 (0.2 km; ケースⅡ-1)

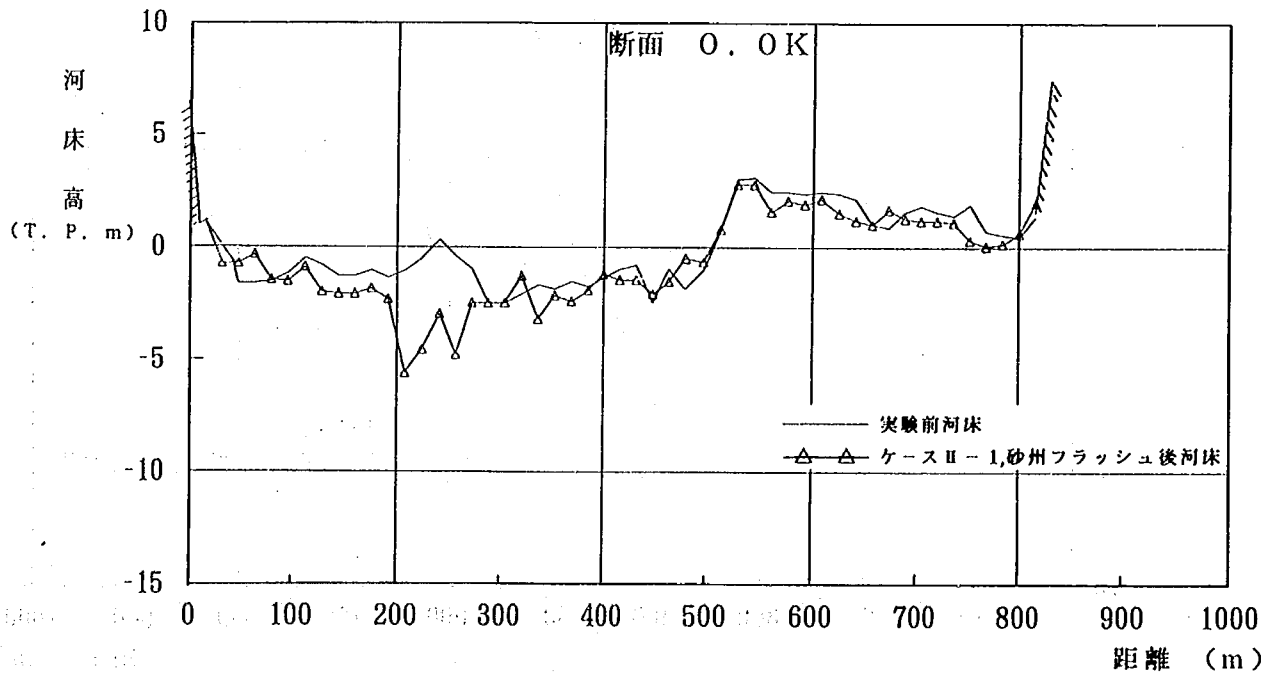


図-5.6 (b) 河床変動横断比較図 (0.0 km; ケースⅡ-1)

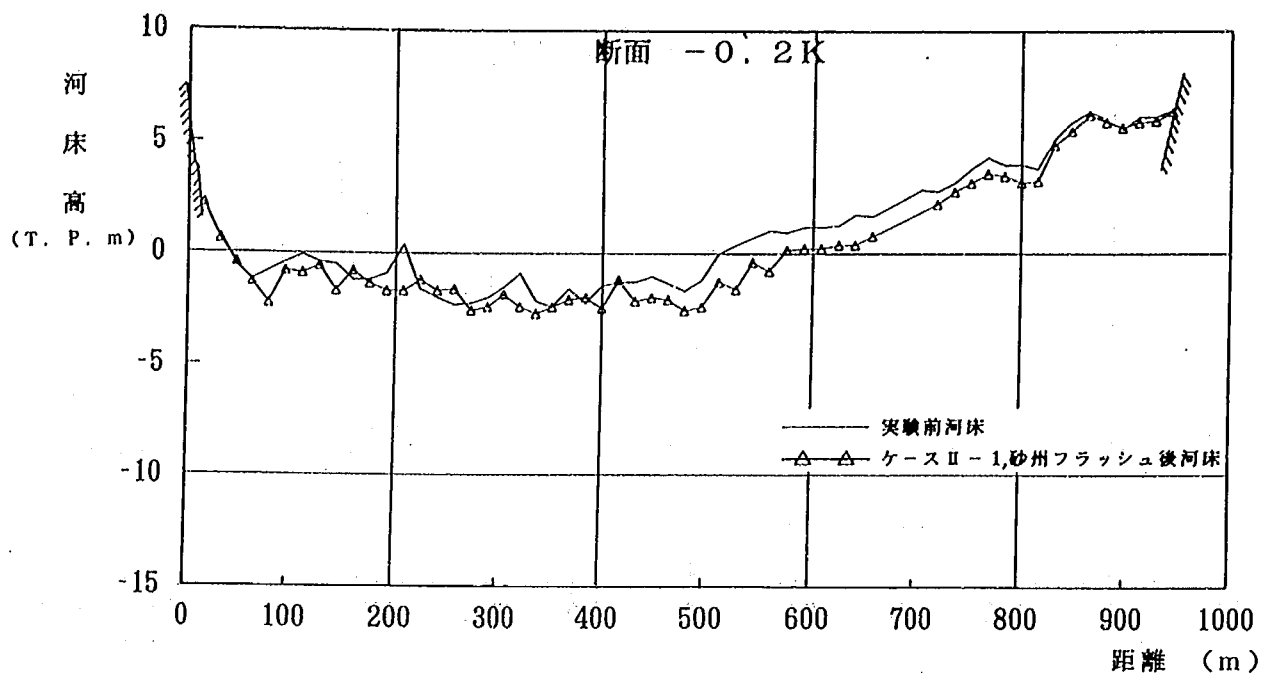


図-5.6 (c) 河床変動横断比較図 (-0.2 km; ケースII-1)

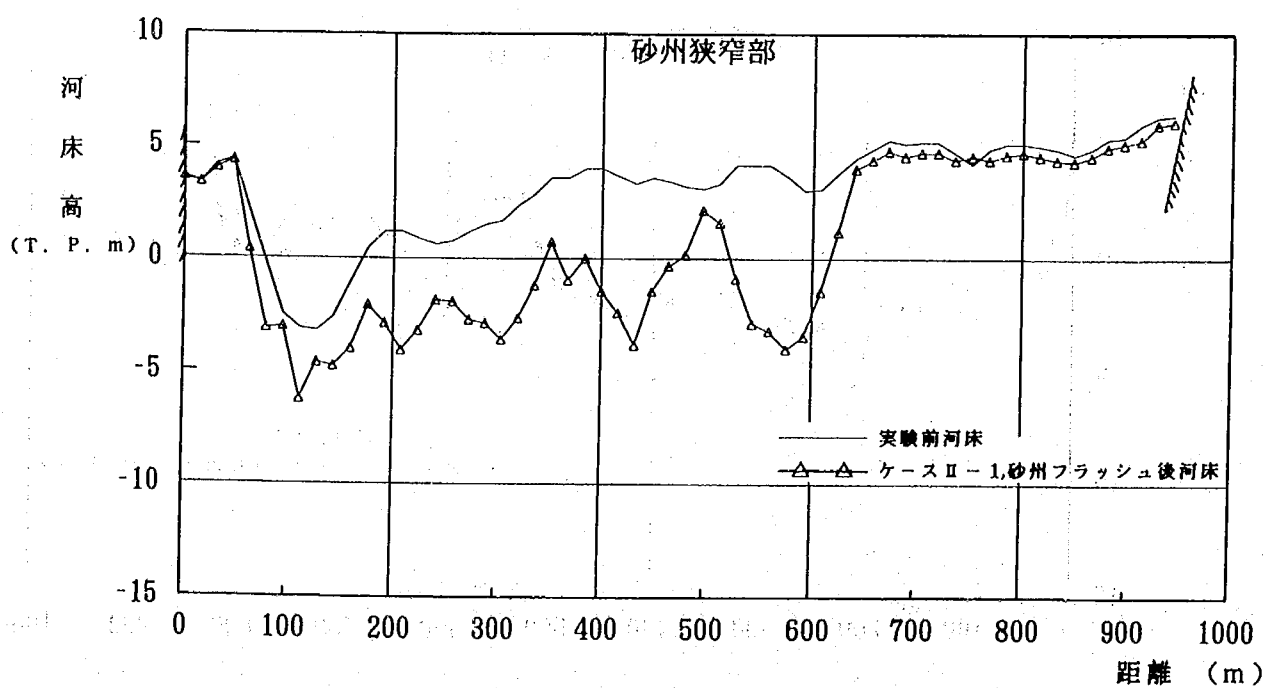


図-5.6 (d) 河床変動横断比較図 (砂州狭窄部; ケースII-1)

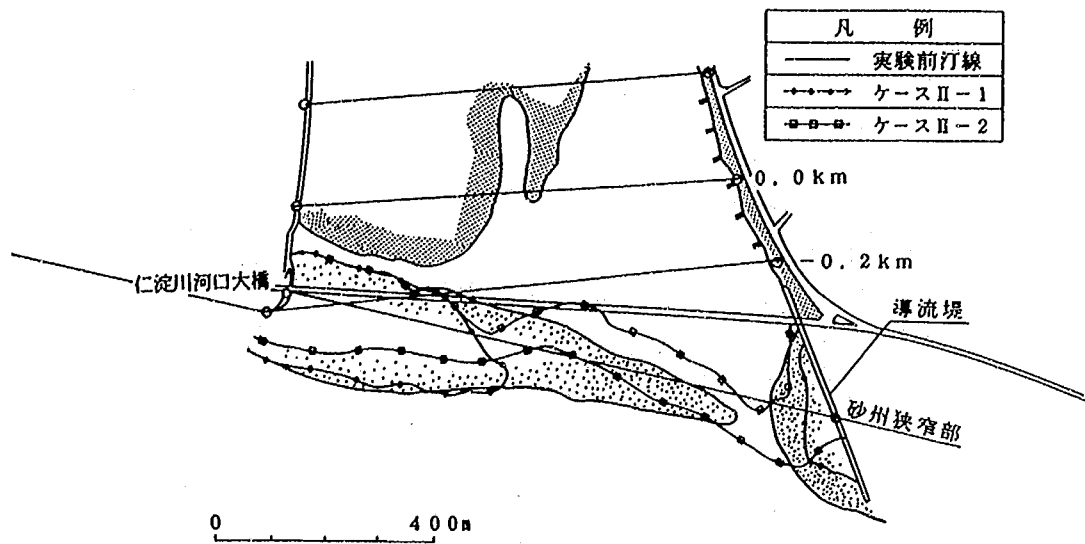


図-5.7 河口砂州形状比較図（ケースII-1）

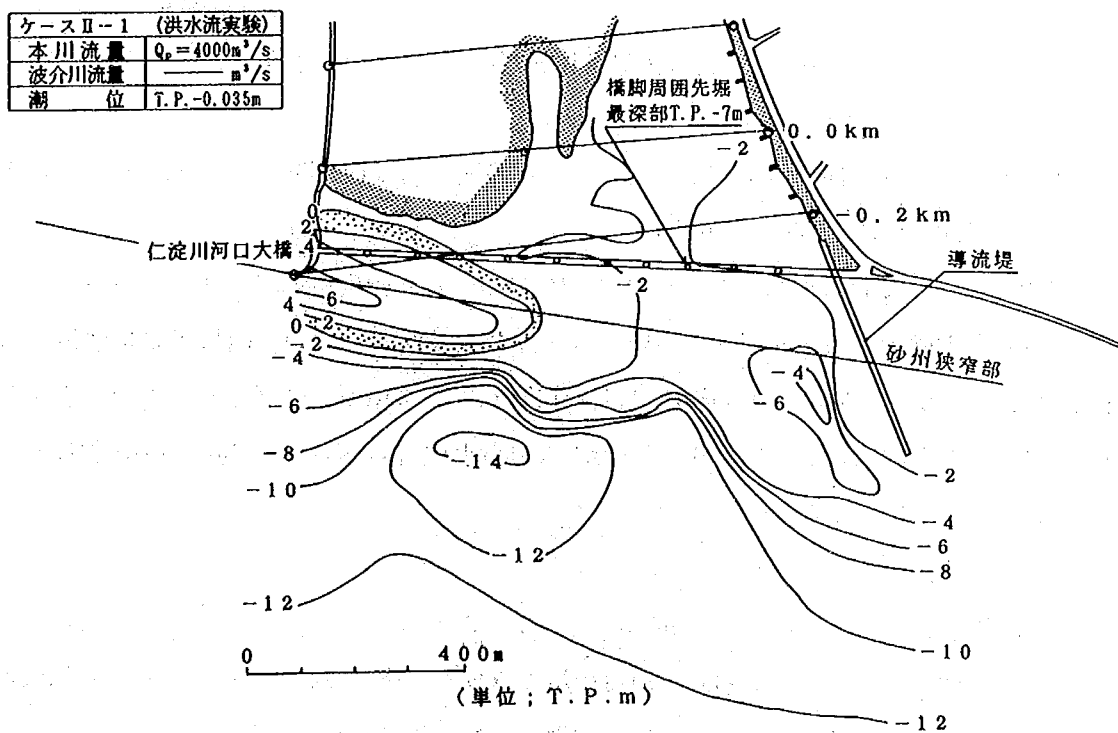


図-5.8 河口部等深線図（砂州フラッシュ後；ケースII-1）

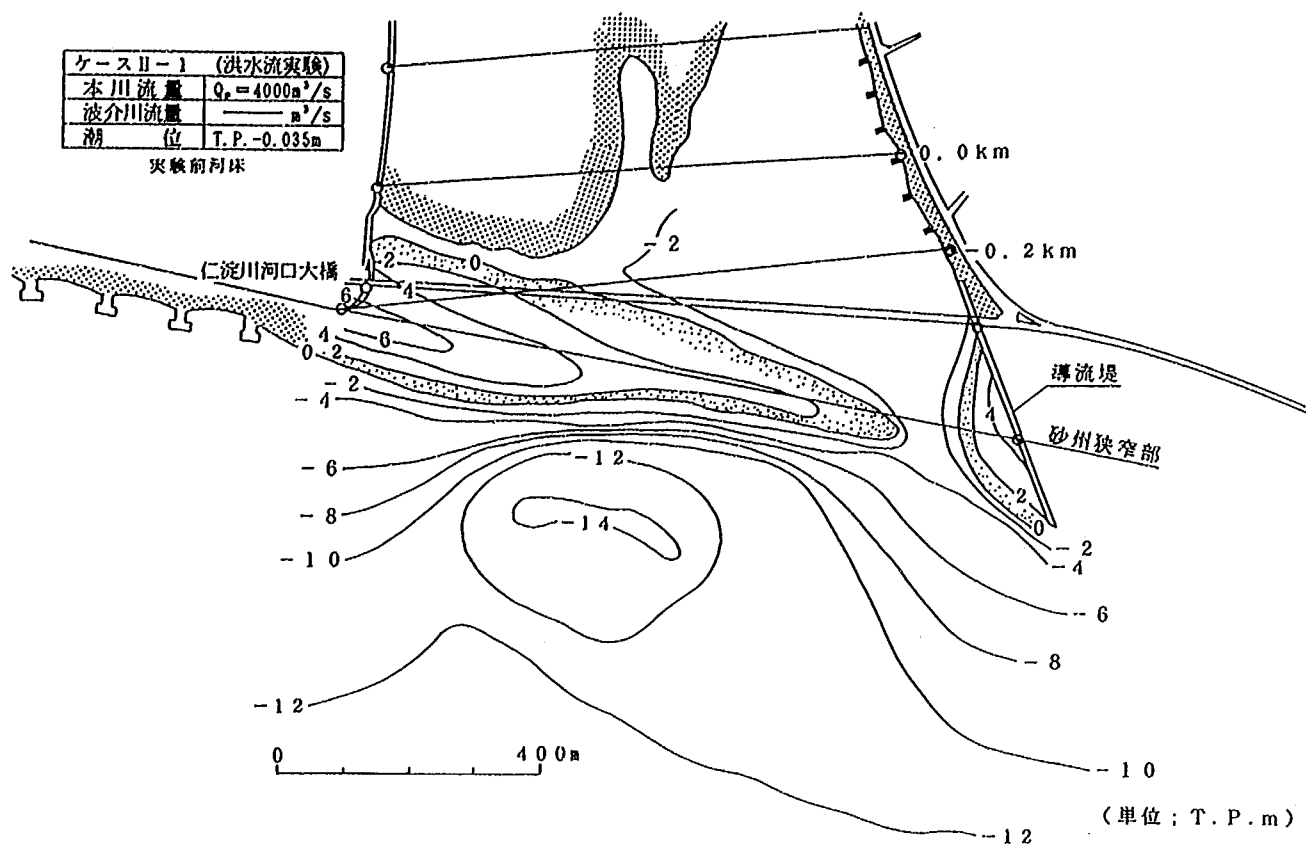


図-5.9 河口部等深線図 (砂州フラッシュ前)

る。4,000 m^3/s を 60 分間定流通水し、安定した時の開口幅は約 550 m であり、ケース I-2-1 ($Q_p = 7,995 \text{ m}^3/\text{s}$) と比較して、80 m 余り広い。

砂州狭窄部においては、河口砂州が概ね T. P. $-3 \sim -4 \text{ m}$ 程度にまで砂州がフラッシュされる。フラッシュされた土砂のうち、左岸側については、沖合約 400 m までの範囲に舌状に堆積する。河道中央付近では、汀線から 100 m ほどの範囲では海床高 T. P. -3 m 程度の舌状テラスを形成するが、それ以遠には掘削穴が存在することにより、土砂がこの掘削穴に落ち込み、急勾配の前置斜面を形成しつつ、穴を埋め戻すことが明らかとなった。

5.3.2 砂州形成実験 (ケース II-2; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = 3.32 \text{ m}$)

本実験は、洪水流実験 (ケース II-1) の河口砂州フラッシュ後の地形に、検証実験より相似性の得られた波浪条件を与え、河口砂州の形成に及ぼす掘削穴の影響を検討した。

(1) 河口砂州形成状況について

河口砂州形状の時間変化図を図-5.10 に、河口砂州形成後の河口部等深線図を図-5.11 に、また実験前との河口砂州形状の比較図を図-5.12 に示す。図-5.10 によると、河口砂州は汀線が後退しつつ右岸側から左岸方向へと伸びていく。実験開始後 2 時間経過した時点で、河口部に高さの低い砂州が形成され、砂州長は約 250 m 伸びている。その後も左岸方向に伸び、8 時間経過した時点で砂州の延伸は止まり、ほぼ安定した状態となった。このときの砂州形状は、フラッシュ前の砂州汀線と比較して約 50 m

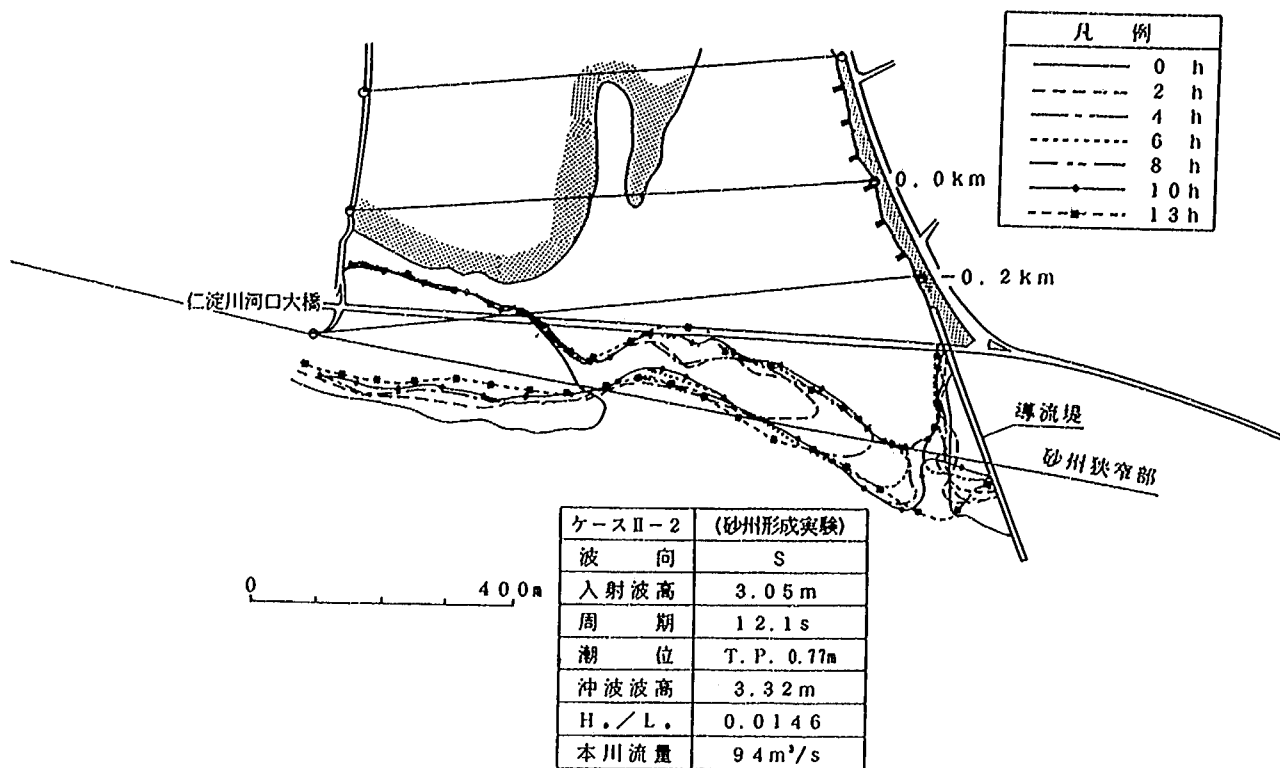


図-5.10 河口砂州形状時間変化図 (ケースII-2)

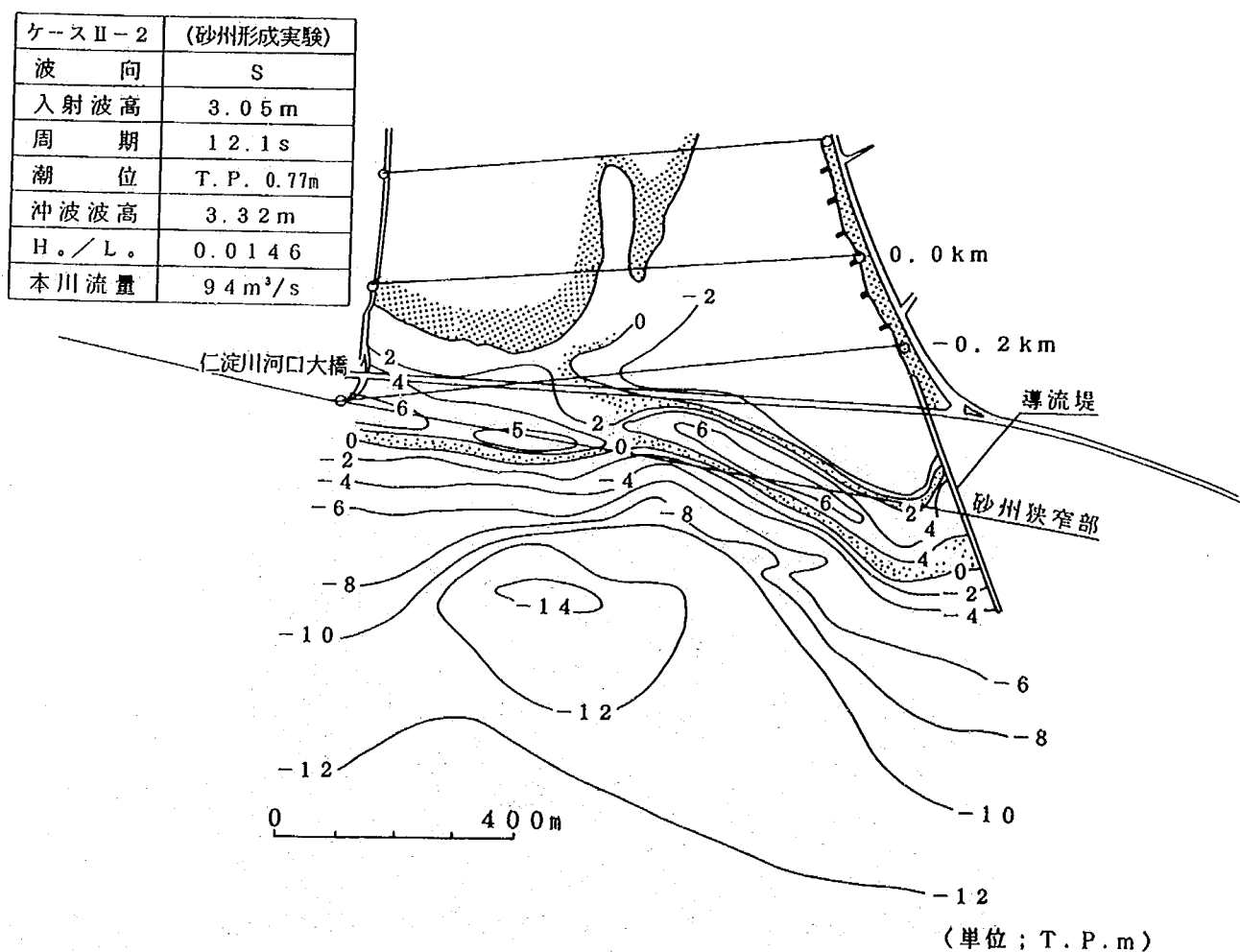


図-5.11 河口部等深線図 (ケースII-2)

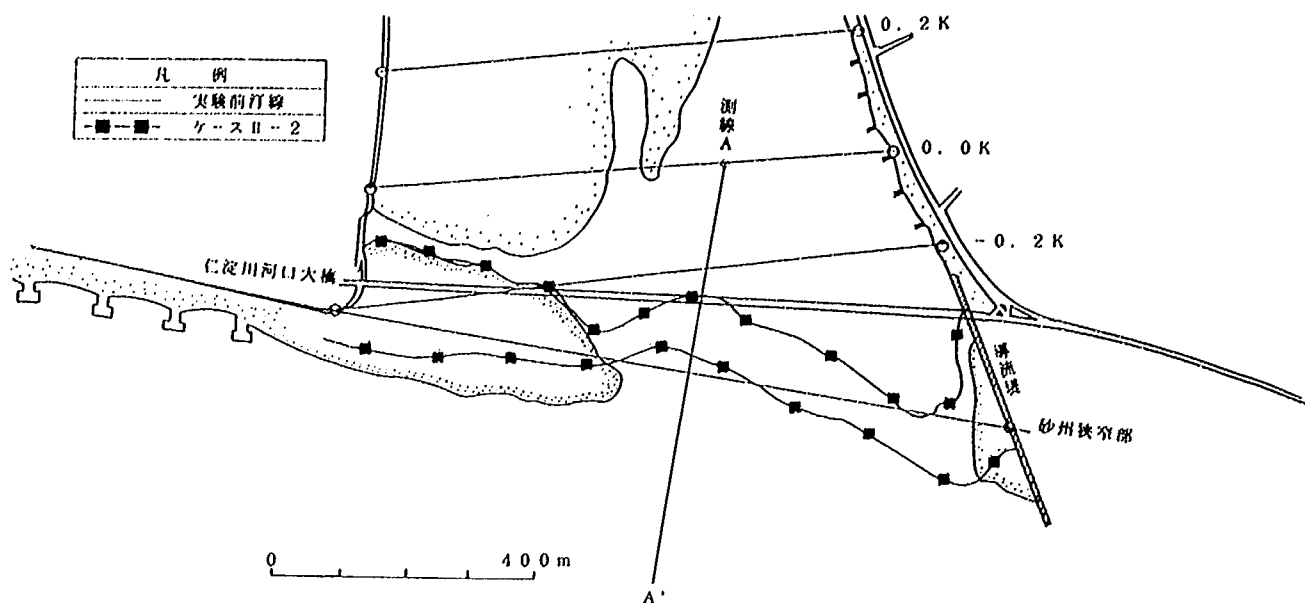


図-5.12 河口砂州形状比較図 (ケースII-2)

河道内に後退し、砂州高は河口中央付近が低く約 T. P. 2 m であった。左岸側の砂州はほとんど形状が変わらず、左岸導流堤前面で砂州高がやや高く (約 T. P. 4 m) になったのみである。8 時間経過時点での砂州部開口幅は約 50 m まで閉塞した。

8 時間以降は、本川流量を豊水流量 (約 $94 \text{ m}^3/\text{s}$) から平水流量の約 $50 \text{ m}^3/\text{s}$ に低下させ、さらに実験を継続したところ、10 時間経過した時点で開口部は完全に閉塞した。13 時間経過した時点では写真-5.1 に示すように、河口砂州が安定形状となり、このときの砂州形状は左岸導流堤近傍に非常に広い砂州幅を有するまでに至った。

最終形状の砂州高は、河口中央部が最も低く T. P. 1~2 m である。河口部右岸側の砂州高は概ね T.



写真-5.1 河口砂州の形成状況 (13 時間経過後; ケースII-2)

P. 6 m であり、現状の左岸側の砂州高にはほぼ一致する。最高砂州高は T. P. 7.0 m 弱であった。左岸導流堤近傍では砂州高がやや低く T. P. 4 m 程度である。また、この河口部左岸側の砂州高は概ね T. P. 4 m で、最高砂州高は T. P. 6.5 m であった。

掘削穴周辺では、砂州フラッシュ時に掘削穴の汀線側に形成された急勾配の前置斜面が消失している。T. P. -8 m の等深線を砂州形成前後で比較すると、砂州形成前には掘削穴方向に凸状に張り出していたが、砂州形成後には河口方向に凹んだ。掘削穴の中央付近を通る A-A' 断面の海浜縦断面図を図-5.13 に示す。砂州フラッシュにより前置斜面は沖方向に 50 m 程度移動し、その勾配は約 $1/2$ と非常に急である。この岸側の土砂は、砂州を形成する材料としてうちあがり、掘削穴の最深部を先端とする勾配 $1/40$ の前置斜面が形成された。このように掘削穴が存在することにより、フラッシュされた土砂の一部がその穴を埋め戻し、また穴の最深部を先端として前置斜面が再形成されることなどにより、再形成された砂州はフラッシュ前と比較して約 80 m 後退することになったと考えられる。

汀線変化を見ると（図-5.12 参照）、右岸側で汀線が最大 80 m 後退した。これは先に述べたように、河口砂州を形成するための土砂が河口沖の掘削穴に落ち込み、波による顕著な地形変化が見られる範囲の沖合限界を定める水深（以降、地形変化の限界水深と呼ぶ）より深く、うちあがり得なかったことにより、右岸側の海浜および河口部の汀線を後退させつつ河口砂州が再形成されたためと考えられる。河口中央付近では、さらに汀線後退が著しく、最大後退量は約 100 m に達する。汀線が最も後退した位置の沖に掘削穴があり、右岸側と同様の原因により汀線後退が著しいと考えられる。左岸側では、汀線後退は顕著ではない。しかしながら、右岸側の河口砂州の延伸方向に対して、約 10° 海側に傾いた方向に砂州が形成されている。これは掘削穴により波浪が屈折し、砂州に対する侵入角度が異なったためであると考えられる。

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

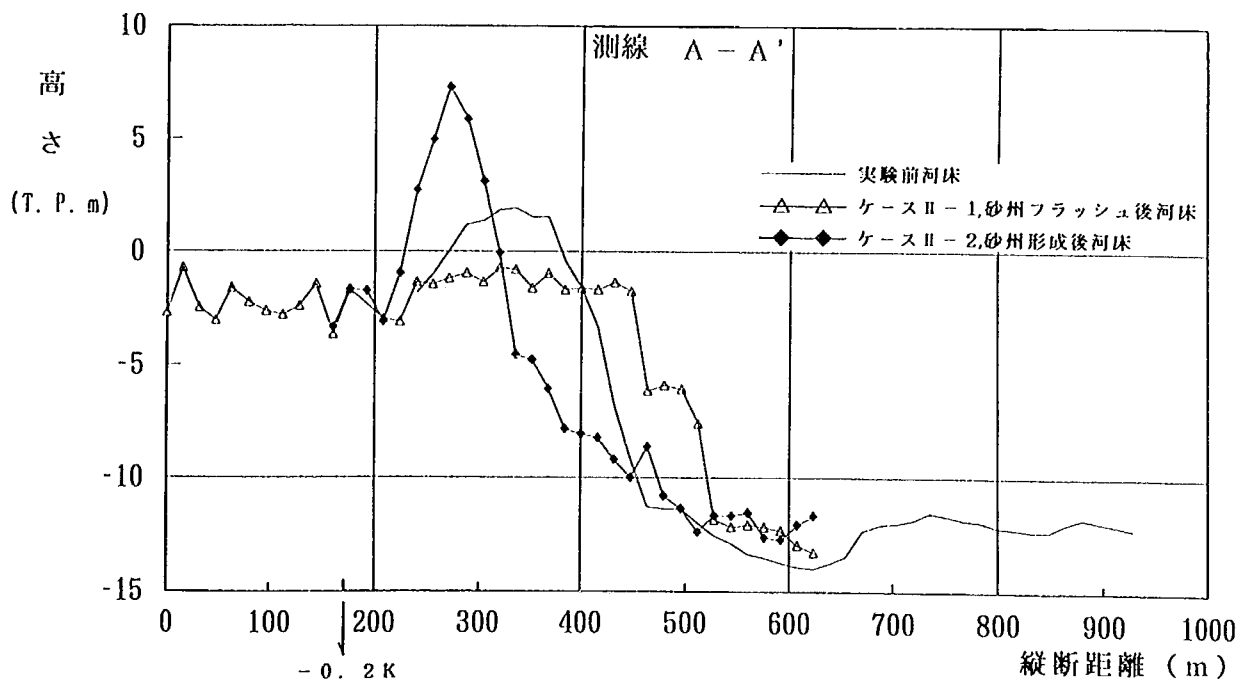


図-5.13 海浜縦断比較図（測線 A-A'；ケースII-1 およびII-2）

実験開始後6時間経過時の海浜流の流況図を図-5.14に示す。波浪は、検証実験と同様に砂州部汀線に対して約 10° の傾きで侵入してくる。河口中央付近では掘削穴の位置にまで波峰線が達すると、河道方向に張り出すような波峰線の形状となる。海浜流は河口砂州汀線沿いに右岸方向から左岸方向に向けて発生する。このため河口砂州汀線付近の土砂は、河口砂州の先端付近に運ばれて河口閉塞が進行する。碎波位置は、河口砂州汀線から約100 m沖であるが、河口中央部では水深が深い掘削穴があるために碎波しないまま河口砂州にうちあがる結果となった。

一方、左岸側では、河口砂州に接近するに伴い、波峰線は徐々に河口砂州に平行となるように屈折する。左岸側導流堤近傍では開口部から流出する河川流のために、顕著な海浜流の発生は確認できなかった。開口部の右岸側では左岸方向に向かう海浜流が発生する。

実験開始後6時間経過時の等波高線図を図-5.15に示す。掘削穴周辺では、波高約5 mの非常に高い波浪が河口部に侵入することが分かる。このように高い波浪が直接河口部に侵入することにより、砂州高は非常に高くなり、また底質材料が沖方向にも運ばれ汀線はさらに後退することとなる。

(3) まとめ

掘削穴のある状態で河口砂州を再形成させた場合、以下のような現象が生じることが明らかとなった。まず、河口前面の沖合にフラッシュされた土砂は、波による地形変化の限界水深以深に落ち込んだ場合は掘削穴を埋め戻したままととなる。一方、地形変化の限界水深以浅の土砂は、砂州を再形成するための

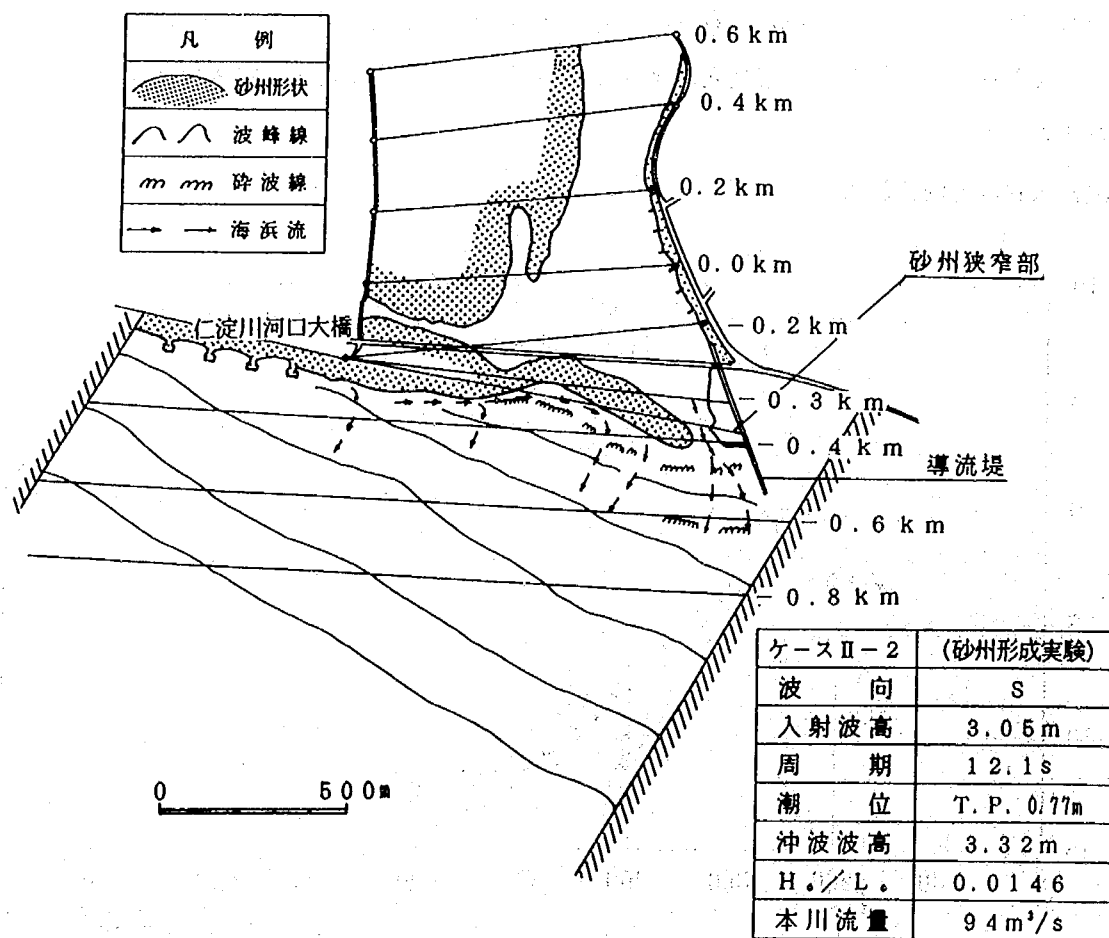


図-5.14 海浜流の流況図 (ケースII-2)

ケースⅡ-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.14 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77m
沖波波高	3.41 m
H./L.	0.0150
本川流量	94 m ³ /s

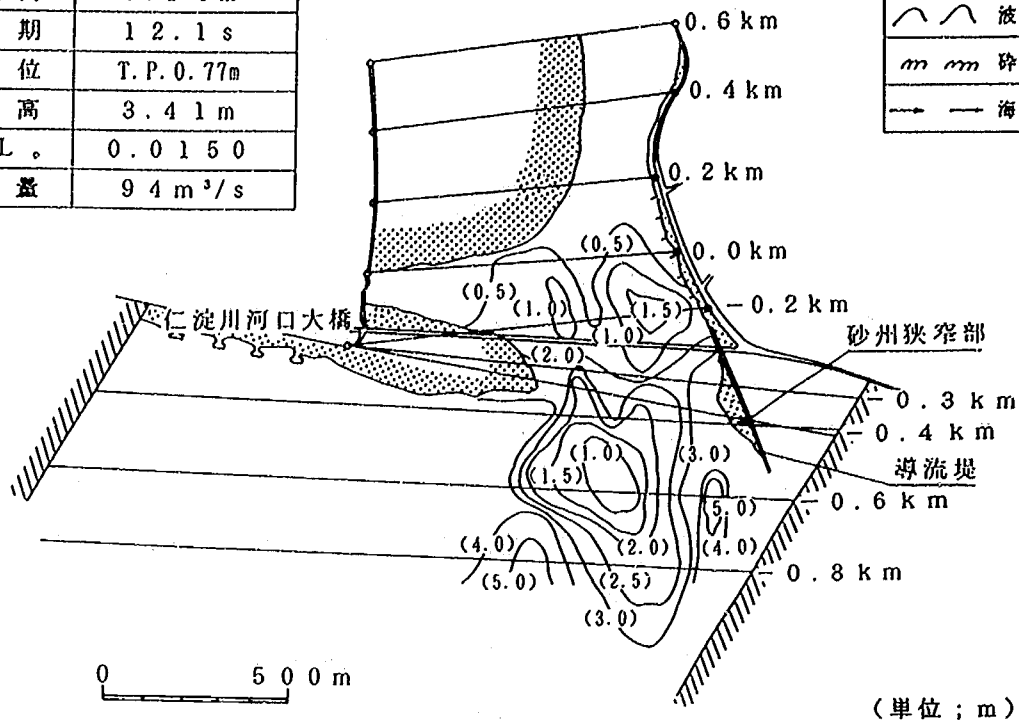


図-5.15 等波高線図 (ケースⅡ-2)

材料として岸側に運ばれるため (図-5.16 参照), 前置斜面の勾配が緩くなる。

河口砂州右岸側では, 砂州フラッシュにより沖に運ばれた土砂が掘削穴に落ち込むため, 砂州形成時には十分土砂が戻り得ず, 供給する土砂が不足することとなる。このために汀線付近の土砂が河口砂州形成のための供給源となって, 汀線後退が進む。河口中央付近では, 砂州形成のための土砂不足が最も顕著に現れ, 砂州高もかなり低い状態にあった。このような過程を経て汀線は約 100 m 後退する。

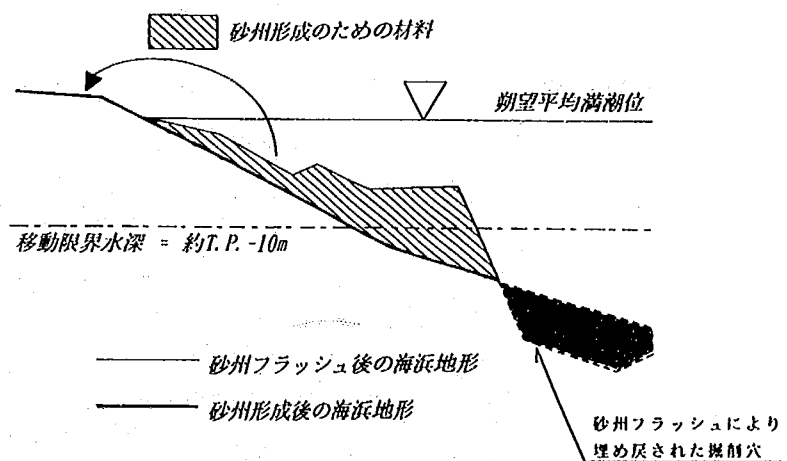


図-5.16 砂州変形の模式図

実験では平水流量 (約 50 m³/s) を通水した場合, 完全閉塞する結果となった。したがって, 海からの営力が強くなった場合 (波高が高い, あるいは流量が少ないなどの現地条件), 河口が完全に閉塞する場合もあるということが分かる。また, 河口中央の砂州高が非常に低く, 左岸の開口部が閉塞した場合, 開口部が左岸から河口中央付近に移動することが十分予想される。

掘削穴の周辺では水深が深いために、波は碎波することなく河口部汀線の直前まで到達し、そこで碎波して河口部にうちあがる。このため右岸側の砂州高はかなり高くなる。また、掘削穴付近に波浪が侵入すると、波峰線は河道内方向に張り出すような形状に変形する。これにより河口砂州右岸側は、汀線の後退が生じ、左岸側では右岸に対して約 10° 海側に傾いた方向に砂州が形成される。

5.3.3 洪水流実験 (ケース II-3; $Q_p=4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

本実験は、ケース II-2 によって形成された河口砂州および河口部地形に対して、平均年最大流量約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の不定流を再度通水し、砂州のフラッシュ状況と河口部地形の変化状況について検討した。なお、水位については、先のケース II-1 と大きな違いはないものとして測定しなかった。

(1) 流況について

ピーク流量時の流況図を図-5.17 に示す。通水開始当初は、河口砂州によって河道内に流水が貯留されるが、流量が約 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度に達すると、砂州高の低い河道中央付近と左岸側導流堤沿いから越流を開始し、同時に砂州のフラッシュが急激に進行する。このため河口砂州は、写真-5.2 のピーク流量時 ($4,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の状況からも分かるように、左岸側の砂州高の高い部分が島状に残り、その両側でフラッシュが進行する。開口幅は右岸側の方が広く約 150 m となり、左岸側は約 100 m である。

フラッシュされた土砂は、両開口部の沖合約 200 m の範囲に堆積し、島状に残った河口砂州の背後においても、両端部から回り込む流れによって土砂が運ばれ、沖合約 100 m の範囲に堆積する。

0.2 km 断面より上流の流況は、ケース II-1 と同様である。 0.2 km 断面より下流では、主流が2方向に分かれ、一方はケース II-1 よりやや右岸寄りを、他方は左岸導流堤沿いを流下する。 0.0 km 断面における右岸寄りの主流部の流速は 3.0 m/s 、左岸沿いでは 2.7 m/s であり、右岸寄りの方が若干速い。河口砂州の狭窄部では、右岸側開口部の流速が 3.9 m/s 、左岸側の開口部で 2.4 m/s である。

右岸側の開口部から海域に流出した洪水は、緩やかに広がりながらもほぼ直線的に流下する。一方、左岸側の開口部から流出した洪水は、開口部から出た直後に急激に広がり、島状砂州の背後や導流堤先

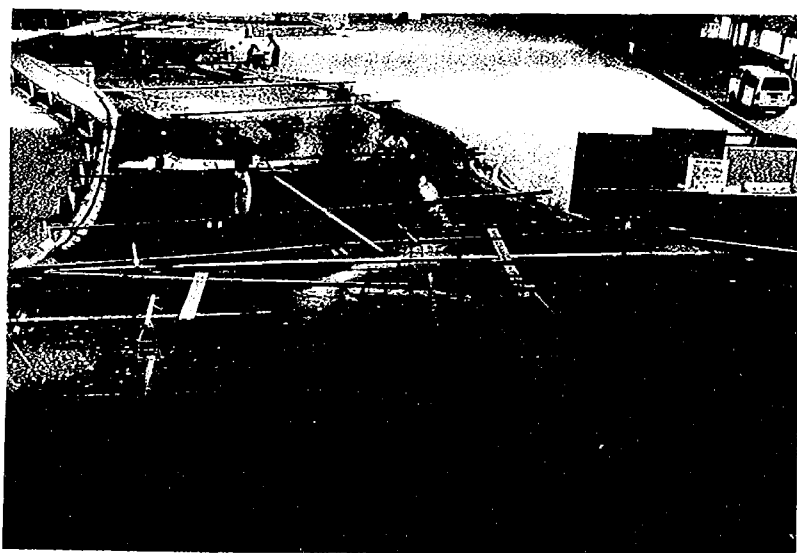


写真-5.2 ピーク流量時 ($4,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケース II-3)

凡 例	
—— 流下流線	〔 〕 剥離域
← 主流位置	砂 堆
(数値) 流速ベクトル (m/s)	竹林および植生
死水域	護岸水制

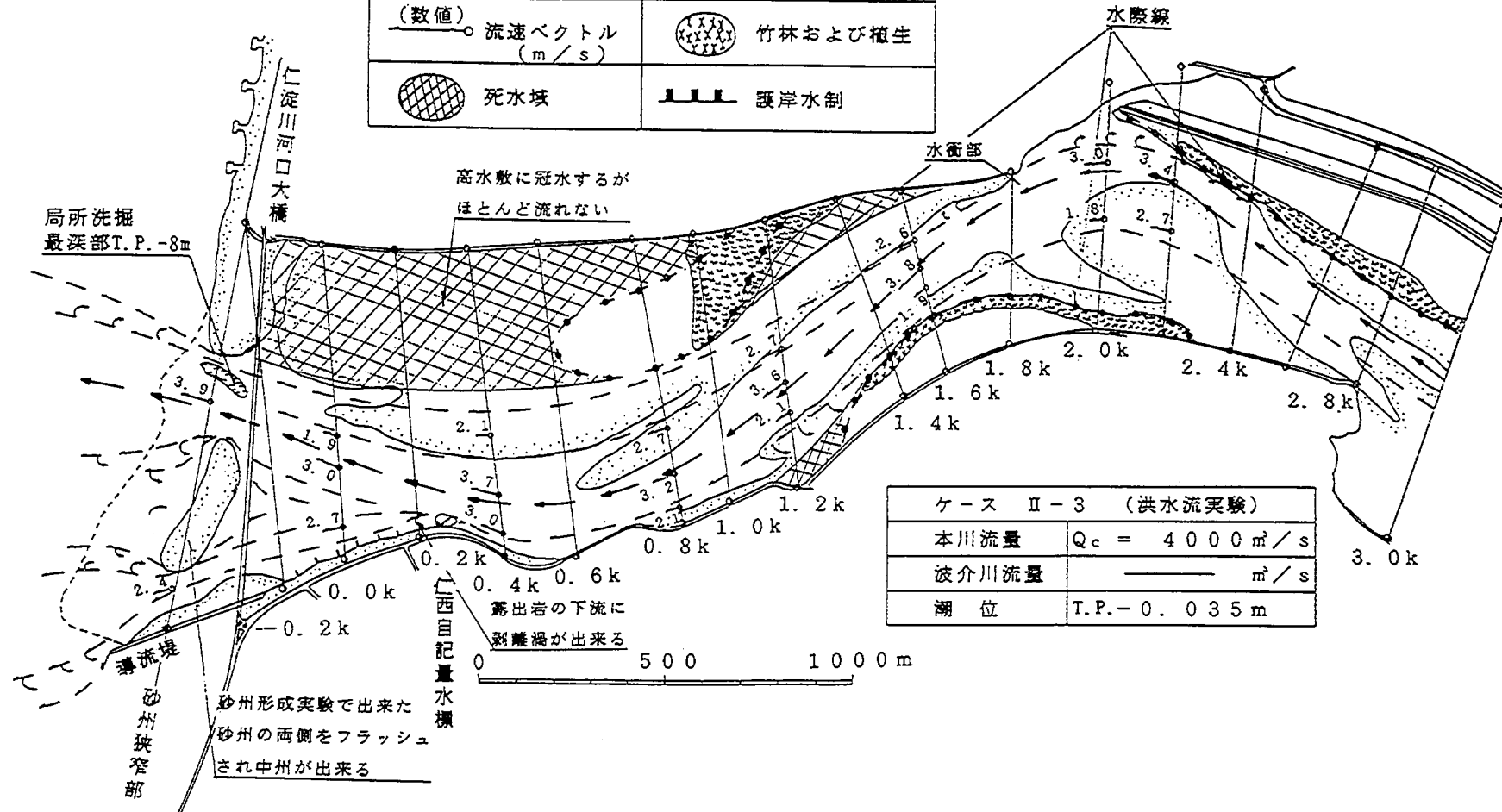


図-5.17 ピーク流量時の流況図 (ケースII-3)

端部に剝離渦を生じながら流出する。

(2) 河床変動について

実験による河床変動横断比較図を図-5.18 (a)~図-5.18 (d)に示す。0.2 km 断面 (図-5.18 (a)参照) では、主流部が左岸寄りに位置しているため、ここに局所洗掘が発生する。最深河床位置は左岸から約 130 m にあり、最深河床高は約 T. P. -7.5 m であった。0.0 km 断面 (図-5.18 (b)参照) になると、主流部が右岸方向と左岸方向の 2 つに分かれるため、顕著な洗掘は見られない。-0.2 km (図-5.18 (c)参照) では、最深河床高位置が左岸から約 430 m の所にあり、その河床高は約 T. P. -4 m である。河口砂州狭窄部 (図-5.18 (d)) では、河口中央から右岸寄りと左岸導流堤沿いに顕著な洗掘が見られる。左岸から 150 m~400 m にあるマウンド状の地形が島状に残った河口砂州に相当する。左岸側の導流堤沿いにおける最深河床高は約 T. P. -5.0 m であるのに対し、右岸側開口部の最深河床高は約 T. P. -8 m となり、かつ開口河積も大きい。

次に河口砂州形状の比較図を図-5.19 に、河口部の等深線図を図-5.20 に示す。砂州フラッシュ後の開口幅は、右岸側で約 150 m、左岸沿いで約 100 m であり、ピーク流量時の開口幅とほとんど変化はない。図-5.20 を見ると、河口沖の掘削穴がさらに埋め戻されていることが分かる。右岸開口部は掘削穴の直上流にあり、ここでフラッシュされた土砂がこの掘削穴に落ち込んだことを示している。掘削穴の最深海床高は約 12.5 m であり、砂州フラッシュ前と比較して約 2 m も埋め戻されている。海域に流出した土砂は、開口部から約 400 m 沖合までの範囲に舌状に堆積している。舌状地形の海床高は概ね T. P. -4 m~-5 m である。ケース II-1 (図-5.8 参照) では掘削穴の縁に急勾配の前置斜面を形成して堆積していたが、本実験結果では一部を除きそれほど急勾配の前置斜面は見られない。図-5.19 に示す測線 A-A' および測線 B-B' の海浜縦断図を図-5.21 (a) および図-5.21 (b) に示す。測線 A-A' では、島状に残った河口砂州の背後に相当するので、著しい土砂の堆積は認められない。測線 B-B' では、前置斜面の先端位置が砂州フラッシュ前と比較して約 70 m ほど沖に前進しており、さらにその先でも、掘削穴を埋めるように約 2 m の土砂の堆積が認められる。このようなことから、掘削穴の直上流がフラッシュされたことにより、かなりの量の土砂がこの掘削穴に落ち込んだことが分かる。

左岸側では、開口部から約 300 m 沖合の範囲にフラッシュされた土砂が舌状に堆積している。舌状地形の海床高は概ね T. P. -3 m~-4 m であり、右岸側に比較して若干高い。

(3) まとめ

河口砂州は、流量が約 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えると、砂州高の低い場所からフラッシュされ始める。フラッシュ開始当初は急激に開口幅が拡大したが、左岸寄りの砂州高の高い部分が島状に残り、その両側の開口幅は、左岸側で約 100 m、右岸側で約 150 m となる結果が得られた。

河口砂州のフラッシュに伴い、右岸寄りの開口部から流出した土砂は、沖合約 400 m までの範囲に舌状に堆積する。このとき沖合の海底の掘削穴が埋め戻され、掘削穴の最深海床高が約 2 m 上昇した。舌状地形の海床高は概ね T. P. -4 m~-5 m である。左岸側の開口部からの流出土砂は、沖合約 300 m の範囲に舌状に堆積し、海床高は概ね T. P. -3 m~-4 m となる結果が得られた。

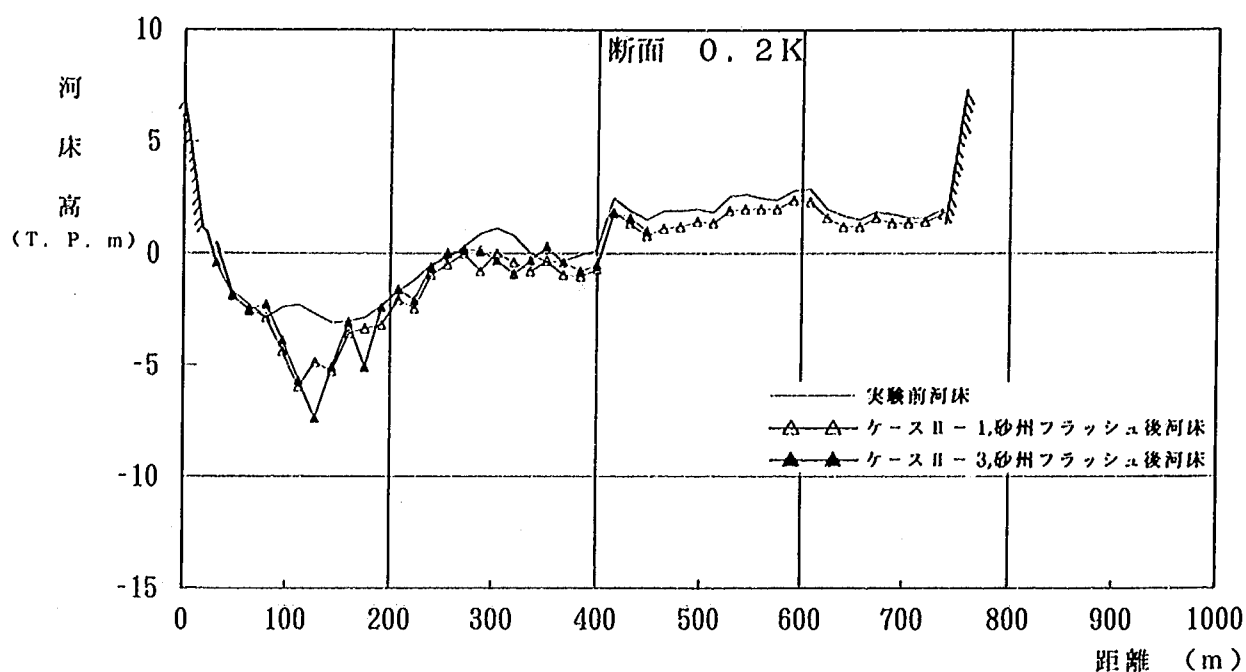


図-5.18 (a) 河床変動横断比較図 (0.2 km; ケースII-3)

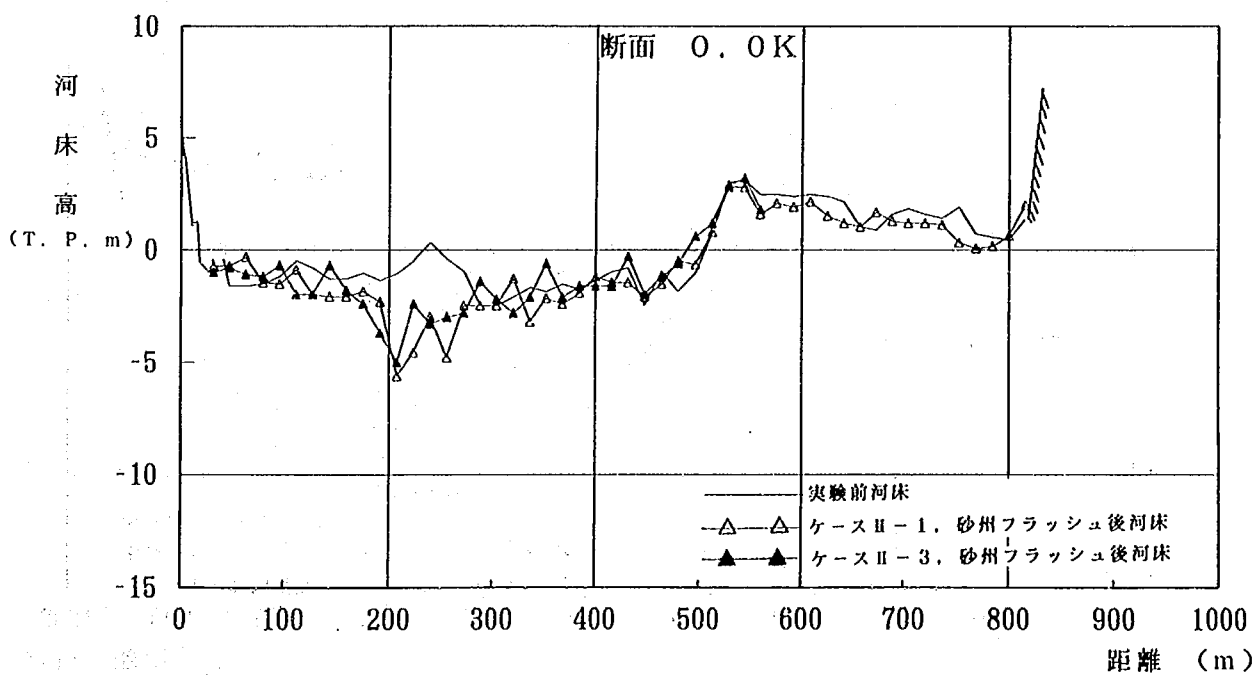


図-5.18 (b) 河床変動横断比較図 (0.0 km; ケースII-3)

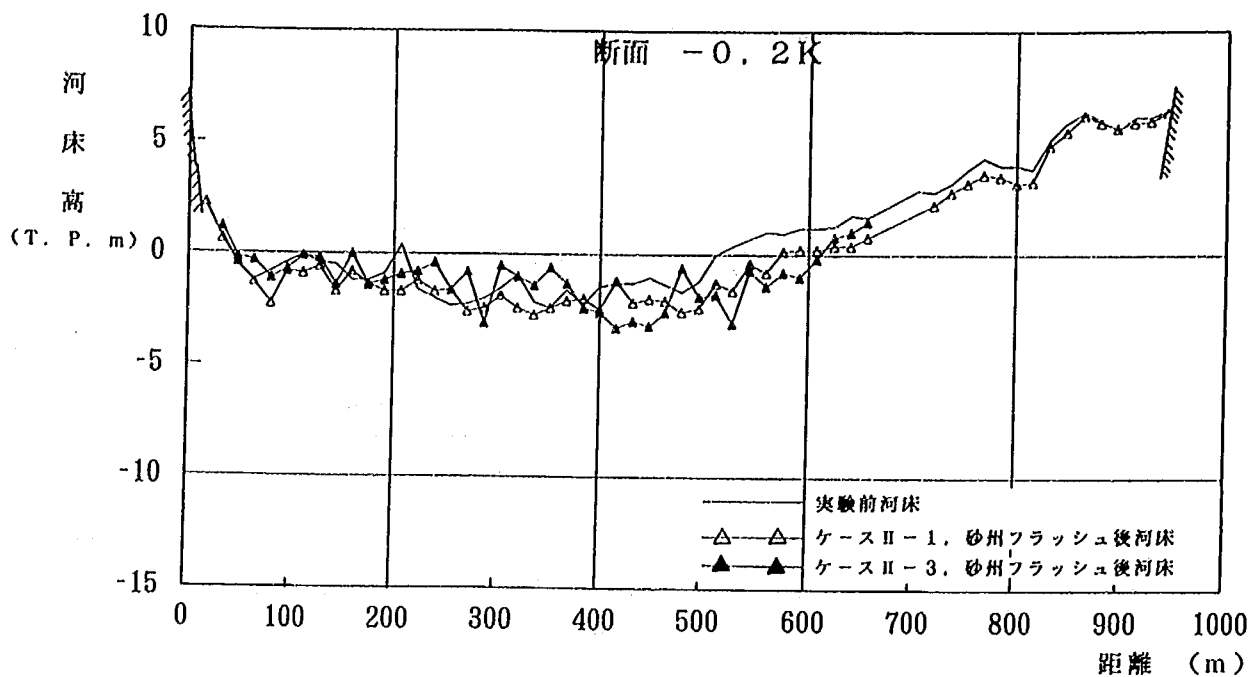


図-5.18 (c) 河床変動横断比較図 (-0.2 km; ケースII-3)

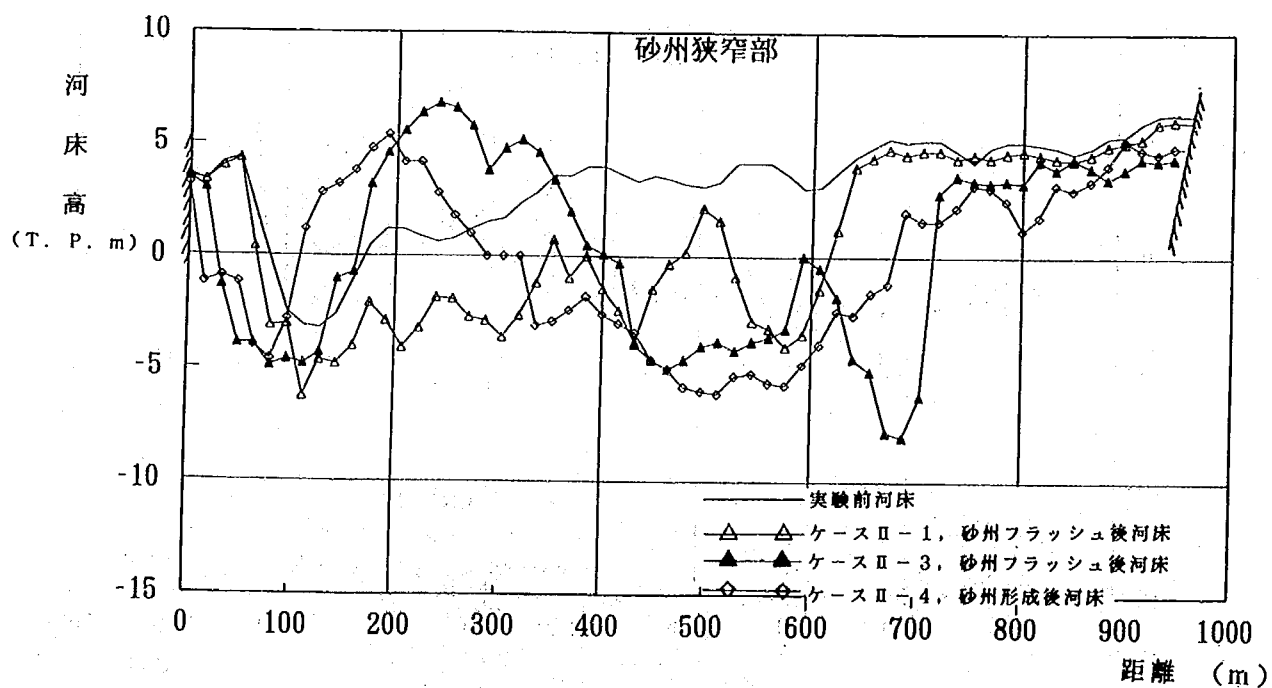


図-5.18 (d) 河床変動横断比較図 (砂州狭窄部; ケースII-3)

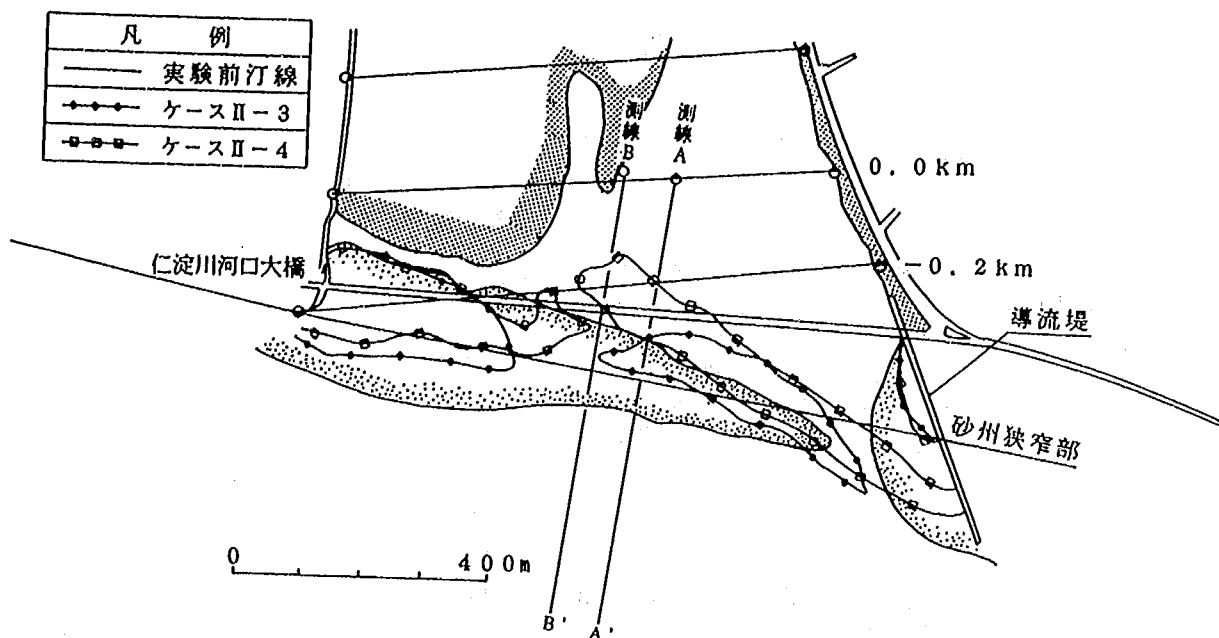


図-5.19 河口砂州形状比較図 (ケースⅡ-3)

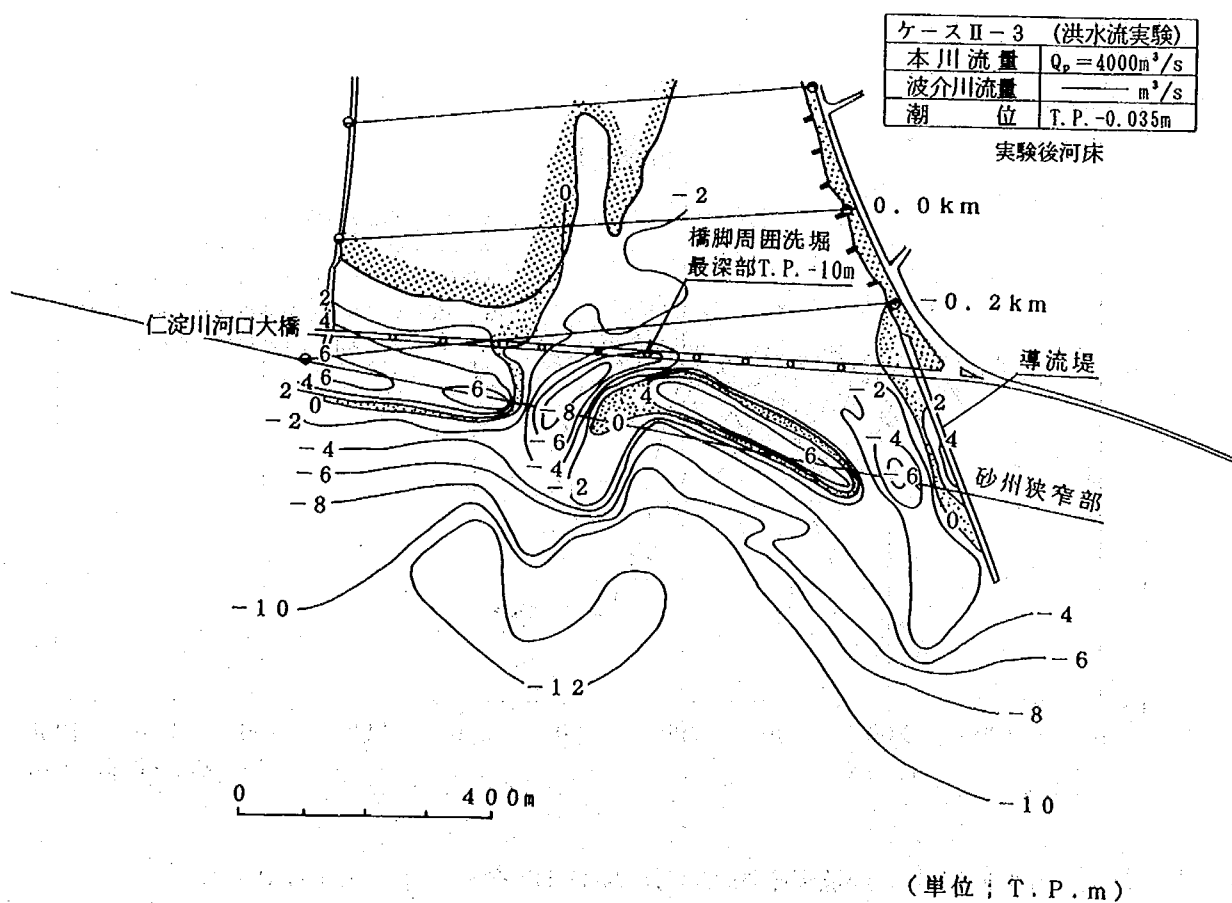


図-5.20 河口部等深線図 (砂州フラッシュ後; ケースⅡ-3)

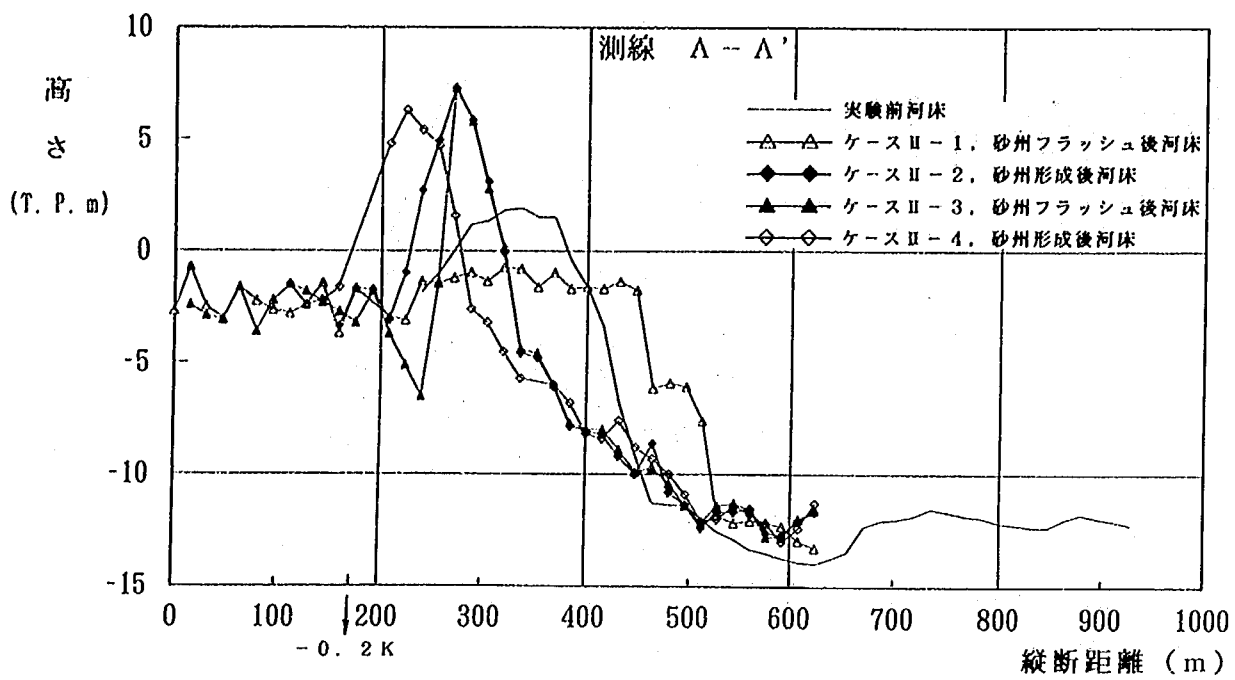


図-5.21(a) 海浜縦断比較図 (測線 A-A'; ケースⅡ-2 およびⅡ-3)

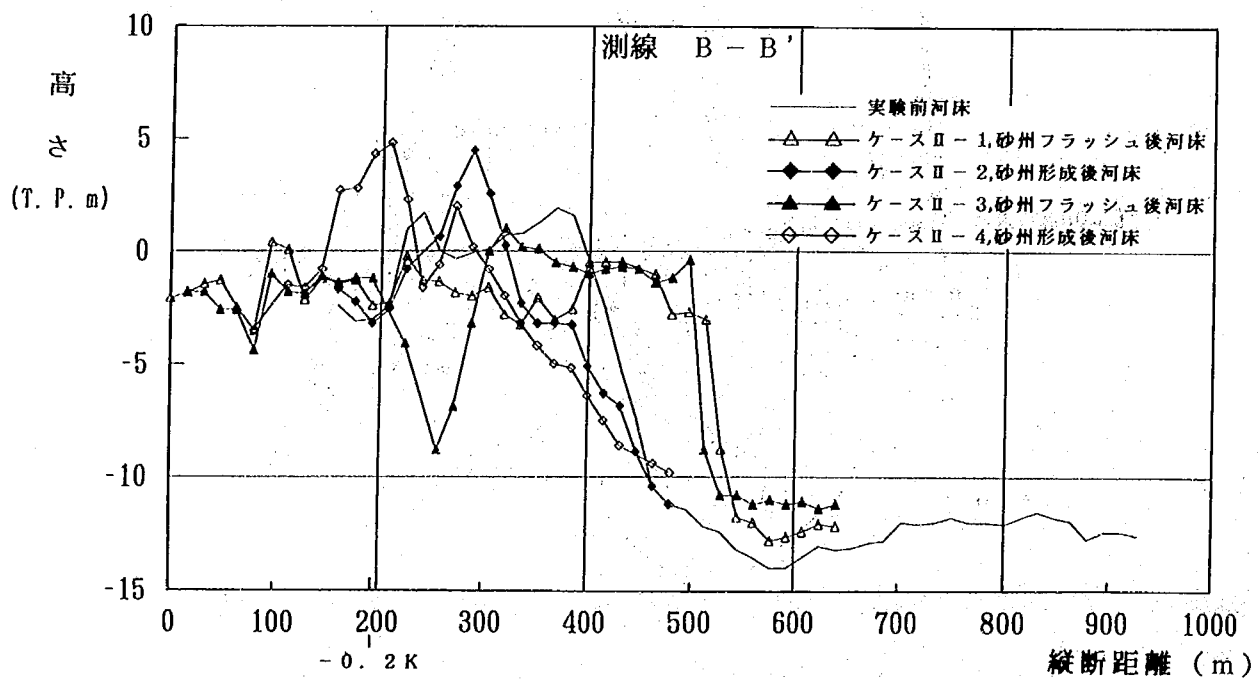


図-5.21(b) 海浜縦断比較図 (測線 B-B'; ケースⅡ-2 およびⅡ-3)

5.3.4 砂州形成実験 (ケース II-4; $Q_c=94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o=3.51 \text{ m}$)

本実験はケース II-3 の実験後の形状, すなわち河口砂州フラッシュ後の河口部地形のうち, 河口沖合の掘削穴に落ち込んだ土砂を浚渫し, 波による河口砂州の再形成とその変動状況について検討した。土砂の浚渫範囲は, 図-5.22 に示すとおりである。

(1) 河口砂州形成状況について

河口砂州形状の時間変化図を図-5.23 に示す。河口右岸側は, 汀線を後退させつつ河道内に向かって河口砂州が形成される。砂州の延伸速度は, 実験開始 2 時間後で約 100 m である。しかし, その後は非常に遅くなり, 砂州形状の変化は少ない。島状に残った砂州は汀線を後退させながら, 左右両方向に延伸し, さらに洪水によってフラッシュされ, 沖合に堆積した土砂のうち, 地形変化の限界水深以浅のものが再びうちあがって砂州が形成される。これらの砂州形成状況は, 実験開始後 2 時間でほぼ原型が固まり, その後の変化は非常に少ない。左岸側の砂州は, 島状に残った砂州が左岸導流堤方向に伸び, その延伸速度は実験開始 2 時間後で約 30 m であり, 4 時間後には左岸導流堤にまで達した。しかし, その後の汀線変化はほとんどない。

河口部の等深線図を図-5.24 に示す。右岸側の海底地形および砂州高にはほとんど変化がない。河口中央部では, 沖方向に舌状に張り出していた T. P. -10 m 以浅の等深線が再び河道方向に曲がったことから, 舌状地形を形成していた地形変化の限界水深以浅にあった土砂が再び河口砂州を形成する材料としてうちあがったことが分かる。同様に, 左岸側でも T. P. -8 m 以浅の等深線が河口砂州汀線と平行となっている。左岸側から伸びてきた砂州高は概ね T. P. 4 m であり, 最高砂州高は約 T. P. 6.5 m である。ただし, 左岸導流堤との接続部分では砂州高が低く, 約 T. P. 3 m である。

次に形成された河口砂州形状を写真-5.3 に, 河口砂州形状の比較図を図-5.25 に示す。最終的に形成された河口砂州は, 河口中央部が約 30° の角度で河道内側に折れ曲がり, その折れ曲がり点が開口部となっている。開口幅は約 50 m と非常に狭い。河口砂州の汀線は, 開口部付近で最も後退量が大きく, 初期汀線から約 150 m 後退している。

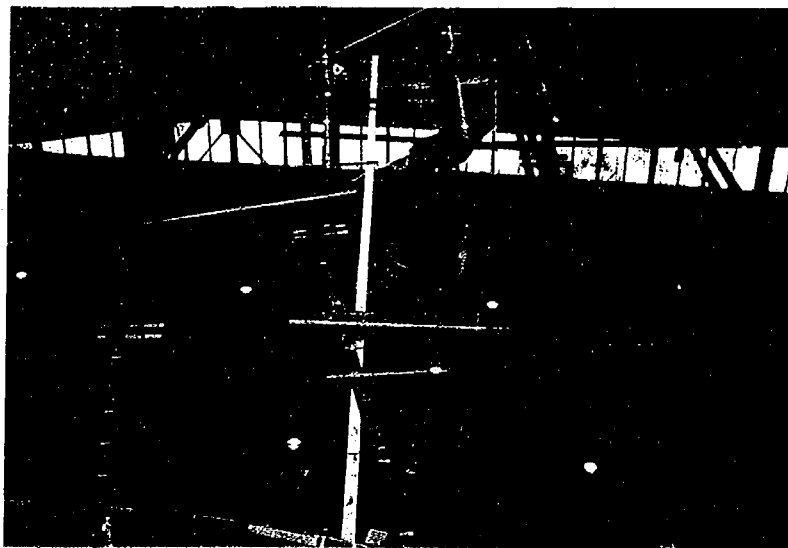


写真-5.3 河口砂州の形成状況 (10.5 時間経過後; ケース II-4)

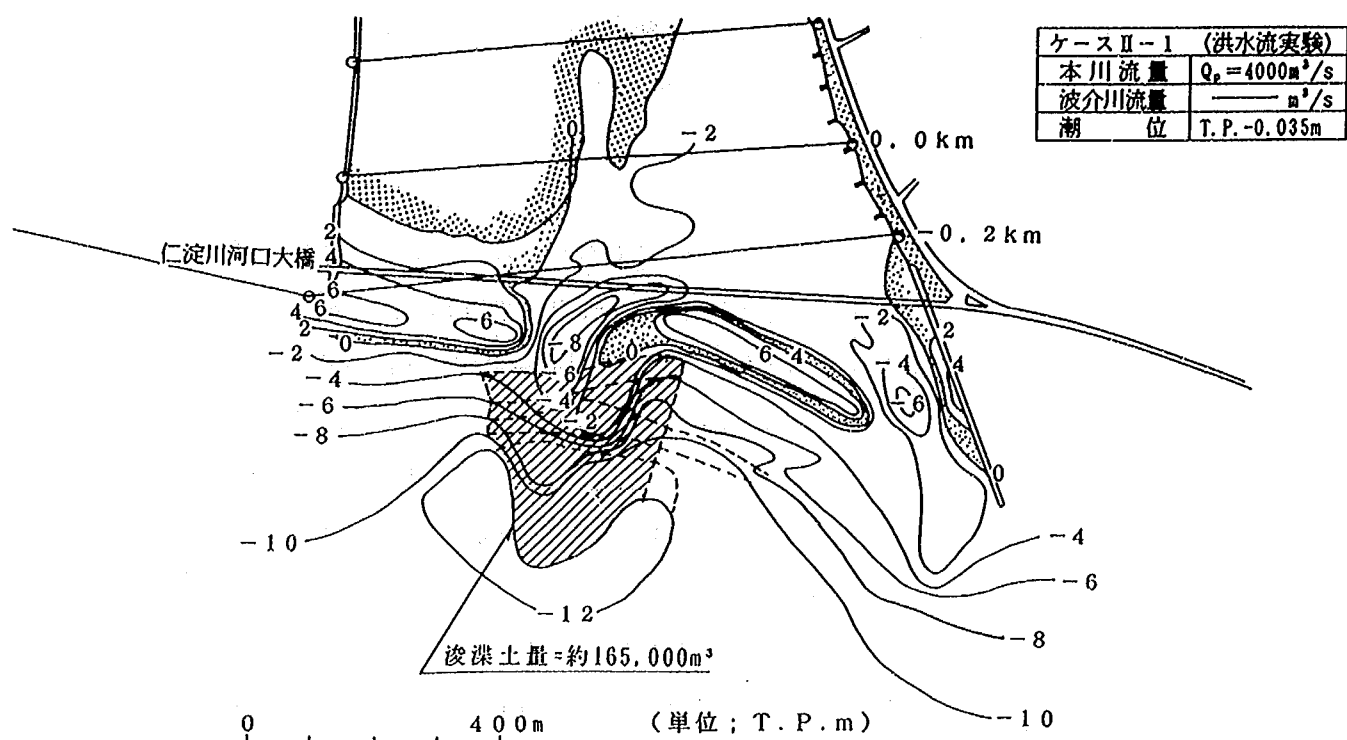


図-5.22 土砂の浚渫範囲

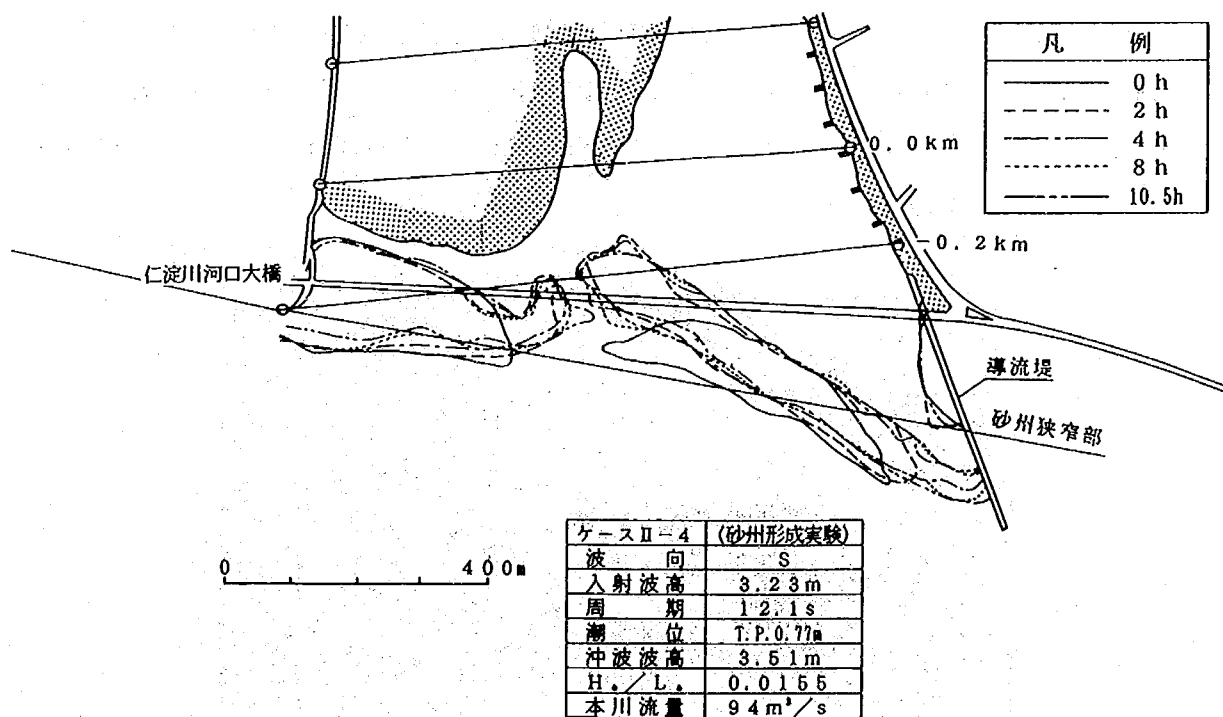


図-5.23 河口砂州形状時間変化図 (ケースⅡ-4)

ケースⅡ-4	(砂州形成実験)
波 向	S
入射波高	3.23 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77m
沖波波高	3.51 m
H./L.	0.0155
本川流量	94 m ³ /s

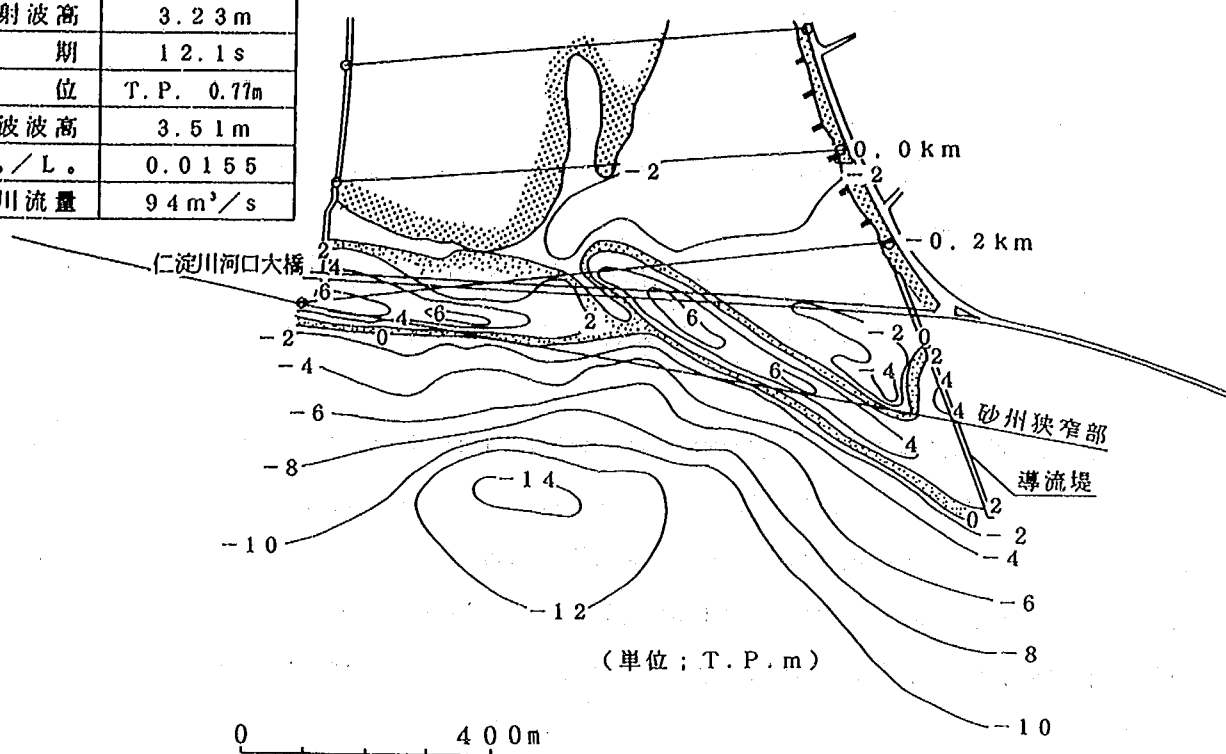


図-5.24 河口部等深線図 (ケースⅡ-4)

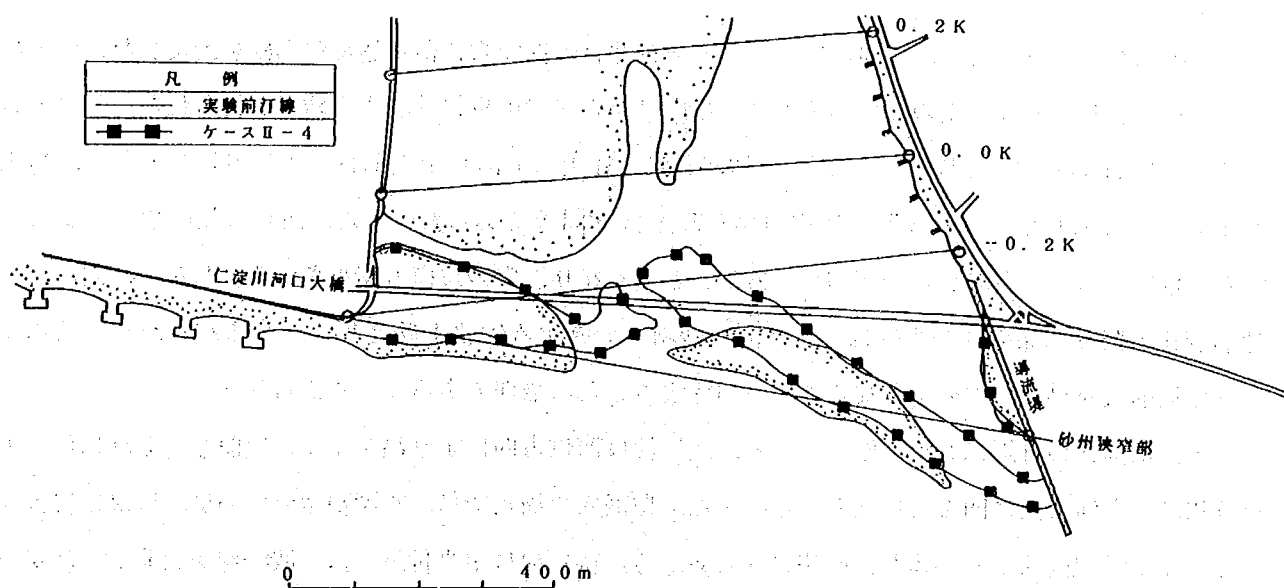


図-5.25 河口砂州形状比較図 (ケースⅡ-4)

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始当初の海浜流の流況図を図-5.26 に、実験開始後 8 時間経過時の海浜流の流況図を図-5.27 に示す。実験開始当初は、開口幅が広いために河道内の 0.0 km 付近にまで波浪が侵入する。このため河川流は、開口部の両端に沿って海域に流出する。

波峰線は、河口砂州の汀線に対して約 10° の傾きで侵入し、右岸側から徐々に河道方向に屈折して、ほぼ河口砂州汀線に平行となって波がうちあがる。ただし、左岸導流堤の前面ではさらに屈折し、波峰線は導流堤に対して直角になる。

海浜流は、右岸側の河口砂州汀線沿いに右岸から左岸方向に向けて発生する。この海浜流により、右岸側の河口砂州は、汀線を後退させながら形成される。砕波位置は河口砂州汀線より約 100 m 沖である。

実験開始後 8 時間経過すると、河口砂州の開口位置は河口中央のみとなるため、河道内への波浪侵入はほとんど見られない。実験開始当初と大きく異なる点は、波峰線の変化である。実験開始後 8 時間経過時点では、河口中央の掘削穴付近で大きく河道側に屈曲した波峰線となる。この掘削穴は約 T. P. -14 m と非常に深く、高波浪が砕波せずに河口砂州の汀線付近にまで侵入することに原因している。このため河口砂州汀線も、波峰線とほぼ平行となるように変形する。砕波位置は、汀線から約 100 m 沖である。

実験開始後 6 時間経過時点の等波高線図を図-5.28 に示す。等波高線の分布状況を見れば、海底地形をよく反映しており、水深が深い部分ほど波高が高くなる傾向がよく表れている。汀線より 300 m 以上沖では、波高はほぼ 3 m であるが、汀線に近づくにつれて徐々に高くなる。特に掘削穴のある河口中央付近では、波峰線の屈曲位置でもあり、左右からの波が集中するので、波高が 5 m 以上と非常に高くなる。

(3) まとめ

河口砂州フラッシュ後の河口部地形のうち、河口沖合の掘削穴に落ち込んだ土砂を浚渫した条件下において形成された河口砂州の開口部位置は、左岸側から河口中央に移動する結果が得られた。このときの開口幅は約 50 m まで閉塞した。汀線は初期形状と比較して河口中央部付近の後退量が大きく、最大約 150 m も後退した。この後退量は現地のそれとほぼ同等であった。また、河口砂州のフラッシュにより、掘削穴の最深海床高が約 T. P. -12.5 m と浅くなり、穴の規模も縮小される。しかし、波による地形変化の限界水深で浅い土砂は、再び河口砂州を形成する供給土砂としてうちあがるため、洪水によって掘削穴が早急に埋め戻されることを期待することは無理であろうと考えられる。

一方、掘削穴の付近に波浪が侵入すると、波峰線は河道方向に張り出すように屈曲し、それに伴い河口砂州汀線も河道内に凹んだ形状となる。また、掘削穴の周辺では、水深が深いために、波浪は砕波することなく汀線直前まで到達し、砂州にうちあがる。特に河口中央付近では、波峰線が屈曲して波が集中するため、5 m 以上の非常に高い波浪となる。このため砂州高も非常に高くなる。

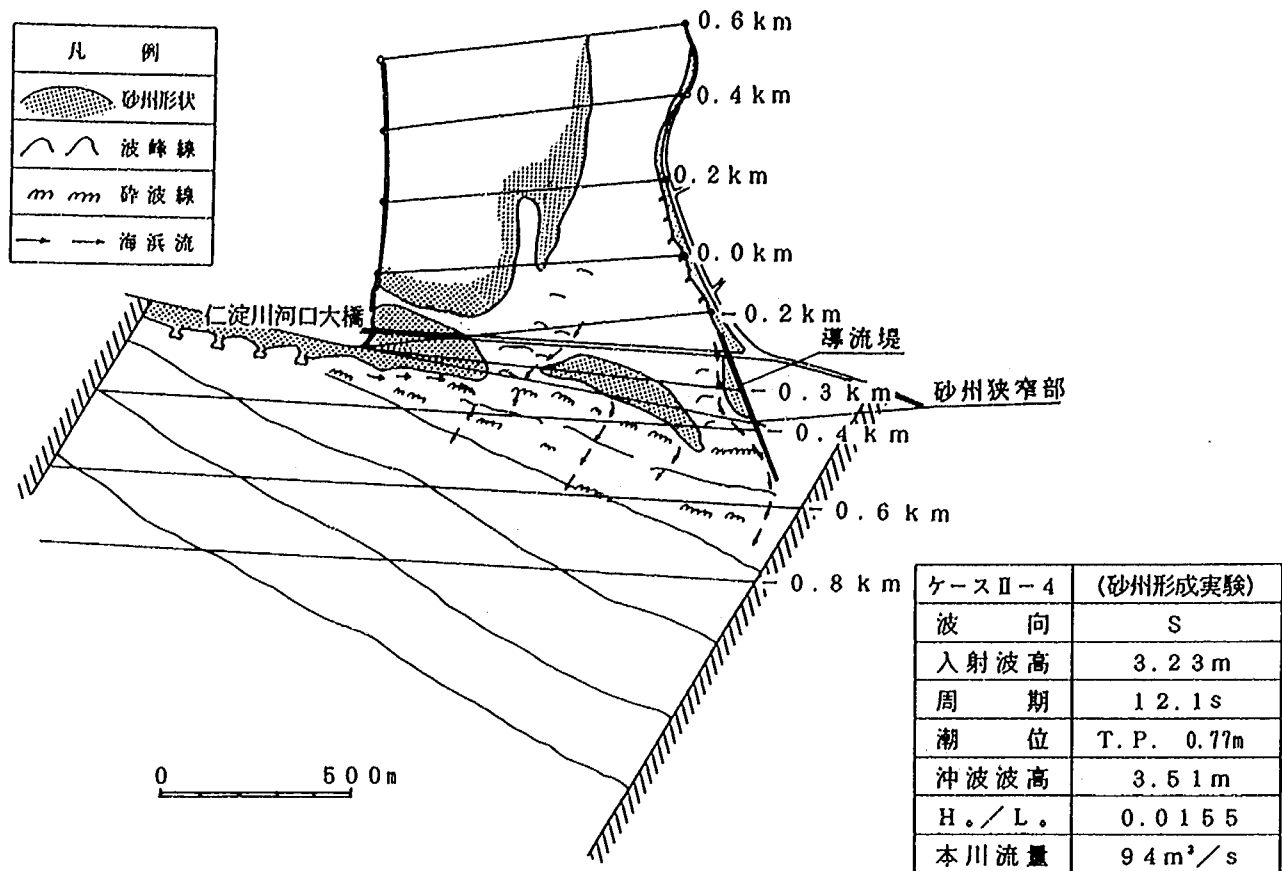


図-5.26 海浜流の流況図 (ケースII-4; 実験当初)

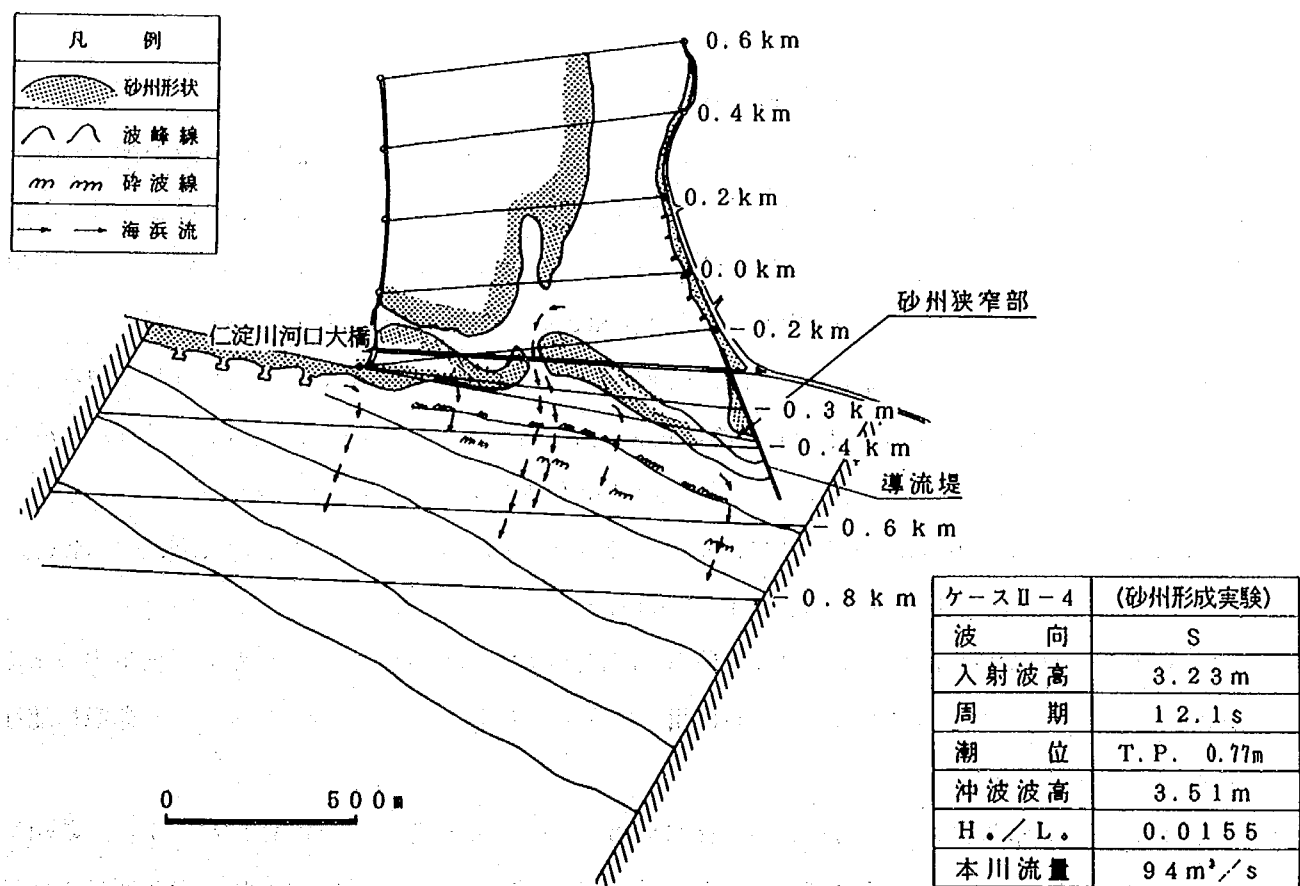


図-5.27 海浜流の流況図 (ケースII-4; 実験開始8時間後)

ケースII-4	(砂州形成実験)
波 向	S
入射波高	3.23 m
周 期	12.1 s
潮 位	T. P. 0.77 m
沖波波高	3.51 m
H./L.	0.0155
本川流量	94 m ³ /s

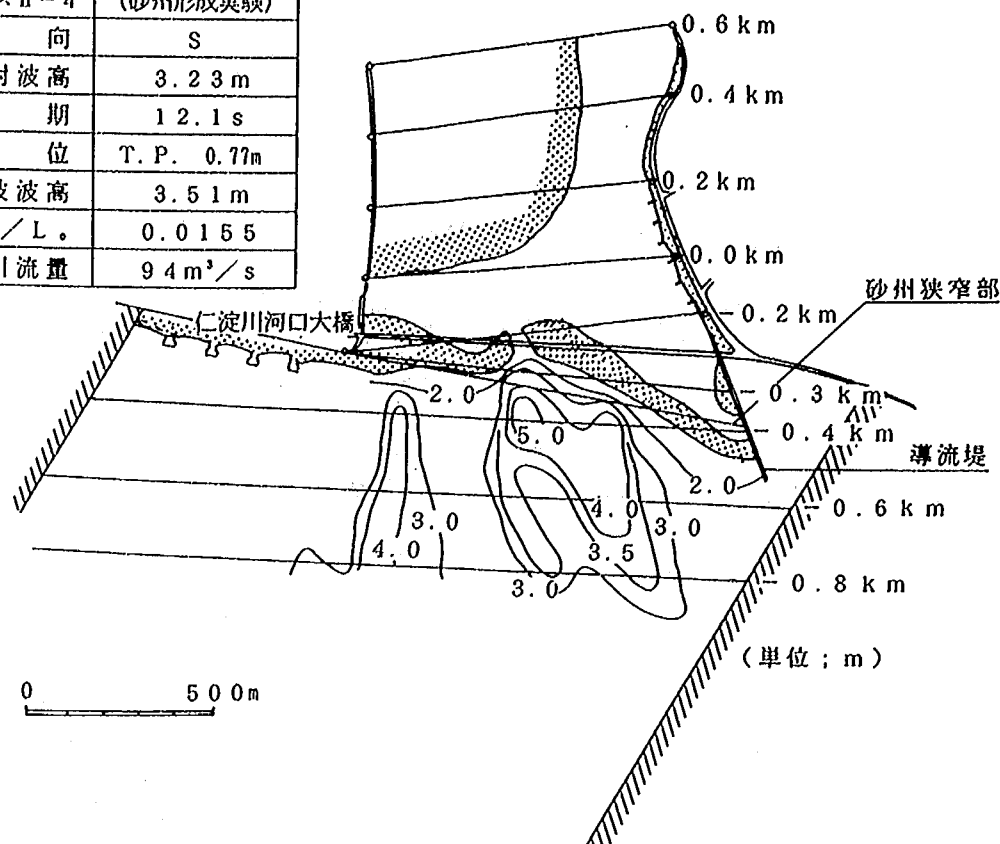


図-5.28 等波高線図 (ケースII-4; 実験開始6時間後)

5.4 実験結果のまとめ

5.4.1 平均年最大流量時の洪水の流下特性について

- (1) 平均年最大流量規模の約 4,000 m³/s を通水した場合、0.4 km より上流部の水面勾配は約 1/1,300 であるのに対し、0.4 km から下流の水面形は急変し、約 1/400 となる結果が得られた。ただし、0.4 km 地点における水面形の急変は、固定床模型から移動床模型へ変化するために生じた模型上の現象であり、実際は水面形の急変がこれより緩和されるものと考えられる。
- (2) 平均年最大流量程度の洪水時には、主流は低水路の河道法線形に沿って低水路を蛇行しながら海域に流出する。また、1.8 km より下流右岸側の低水路河岸沿いの高水敷上には、1.4 km 付近から流水が乗り上げ、低水路の法線形に沿って流下し、0.0 km 付近で低水路内に流れ込む。
- (3) 1.8 km 右岸および 0.3 km 左岸には、水衝部が形成される。水衝部付近の主流部の流速は 3.4~3.6 m/s であり、他の地点 (流速は約 3.0 m/s) と比較してやや速い。
- (4) 洪水初期の河口部は、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、河道内の水位が急上昇する。流量がさらに増大し、河口砂州を越流するようになると砂州フラッシュが急激に進行する。
- (5) 4,000 m³/s 通水後における河口砂州の開口幅は約 550 m となる結果が得られた。また、砂州フラッシュにより海域に流出した土砂は、左岸導流堤より 200~400 m、沖合約 400 m の範囲に舌状に堆積する。

5.4.2 掘削穴の存在による河口砂州形状の変化について

各ケースの実験開始前後の河口砂州の平面形状を重ね合わせたものを図-5.29に示す。掘削穴の存在による河口砂州形状の変化についてまとめると以下のようである。

- (1) ケースII-1では、砂州フラッシュにより海域に流出した土砂が、河口沖の掘削穴に落ち込み、その外縁部に急勾配の前置斜面を形成する。河口砂州フラッシュ後の砂州形成実験では、この前置斜面において波による地形変化の限界水深（約10m）以浅の土砂が砂州を再形成させる材料としてうちあがり、地形変化の限界水深以深の土砂は、掘削穴に落ち込んだままとする。
- (2) 河口砂州フラッシュ後に再形成された砂州の汀線は、フラッシュ前の汀線と比較して約50m河道内に後退した。これはフラッシュされた土砂のうち、掘削穴に落ち込んで戻り得ない土砂の代わりに汀線を後退させ、河口砂州形成のための土砂供給源になったことが原因していると考えられる。
- (3) 豊水流量（約 $94\text{ m}^3/\text{s}$ ）を通水して河口砂州を形成させた後、流量を平水流量（約 $50\text{ m}^3/\text{s}$ ）に低下させて実験を続けたところ、河口砂州は完全閉塞状態となった。このようなことから海からの営力が強くなった場合（流量が少なく、波高が高い場合）、河口が完全に閉塞することもあることが示された。
- (4) ケースII-2の砂州形成後における砂州フラッシュ実験（ケースII-3）では、砂州フラッシュが左岸導流堤沿いと、河口中央の右岸寄りで同時に進行した。通水後のそれぞれの開口幅は、左岸側が約100m、河口中央の右岸寄りでは約150mとなる結果が得られた。
- (5) 河口中央の右岸寄りでフラッシュされた土砂の一部は、その沖合の掘削穴に落ち込む。したがって、掘削穴は洪水によって徐々に埋め戻される傾向にあるが、掘削前の地形に復元するまでにはかなりの長期間を要するものと考えられる。
- (6) ケースII-3の河口砂州フラッシュ後の地形に対して、さらに再形成された河口砂州形状（ケース

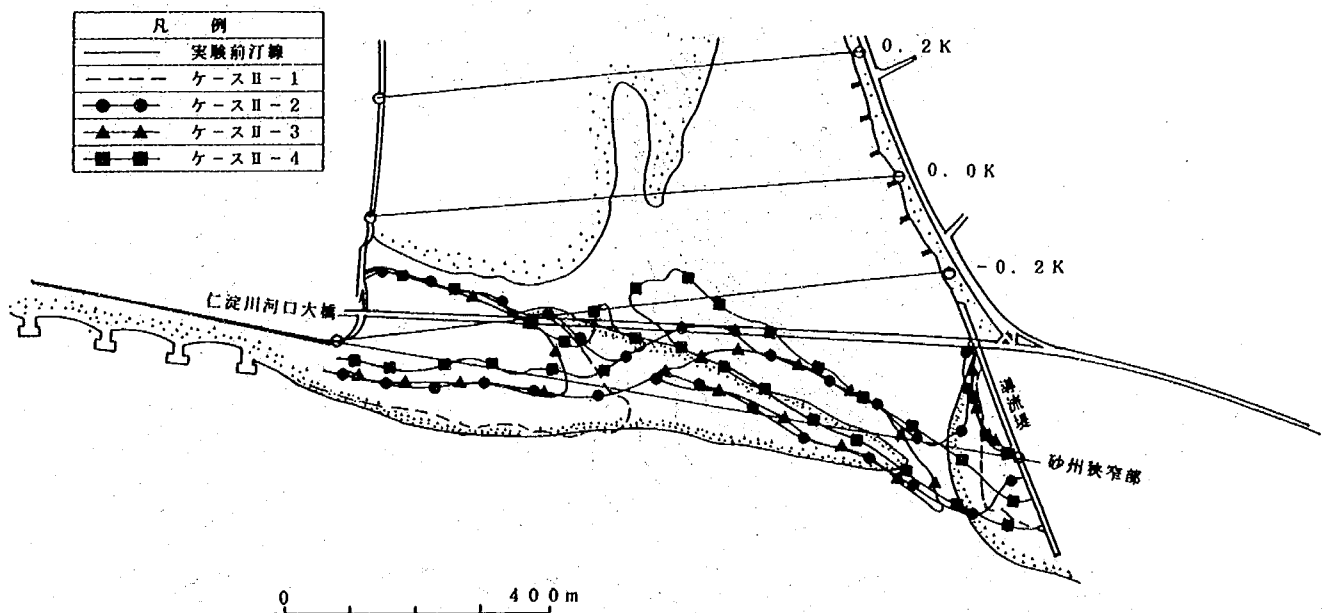


図-5.29 河口砂州形状の比較図（全ケース）

II-4) は、開口部位置が当初の左岸側から河口中央に移動する結果が得られた。また砂州部の汀線は、河口中央部付近で後退量が大きく、初期汀線に比して最大約 150 m も河道内に後退した。

(7) 以上の結果より、河口砂州の開口部位置が左岸沿いから右岸側へと移動した第一の要因は、河口沖に出現した掘削穴であることが実験的にも確かめられた。

5.4.3 右岸側の河口砂州を安定させるための対策工法について

現在の仁淀川河口の問題点としては、右岸側の河口砂州が現状より河道内へ後退することによる新堀川および河口導流後の波介川河口の閉塞と波浪の侵入が挙げられる。実験結果からも明らかなように、河口前面の掘削穴を埋め戻すことが可能であれば、以前の海底地形条件となるので、河口砂州の河道内への後退が防止され、かつ砂州部の開口位置は再び左岸側に戻ることが予想される。しかしながら、2.10 節で検討したように、掘削穴の規模と河川からの流出土砂量を考慮すれば、自然状態で上記の状態に復元するのに数十年の年月を要し、かつ人工的に埋め戻すにも莫大な土砂と労力を必要とすることから、現実的な対策とは言い難い。

河口砂州の後退を制御する対策法としては、汀線付近の左岸方向への漂砂を止めることが考えられる。すなわち、砂州形成のための土砂が掘削穴に落ち込むことによって供給土砂が不足することに加えて、汀線付近の沿岸漂砂による土砂移動が汀線の後退とともに、河口砂州を河道内へ後退させる要因となる。したがって、この漂砂を止めることにより、少なくとも右岸側の河口砂州がこれ以上河道内へ後退するのを防ごうとするものである。このような対策工法としては図-5.30～5.32 に示すように、

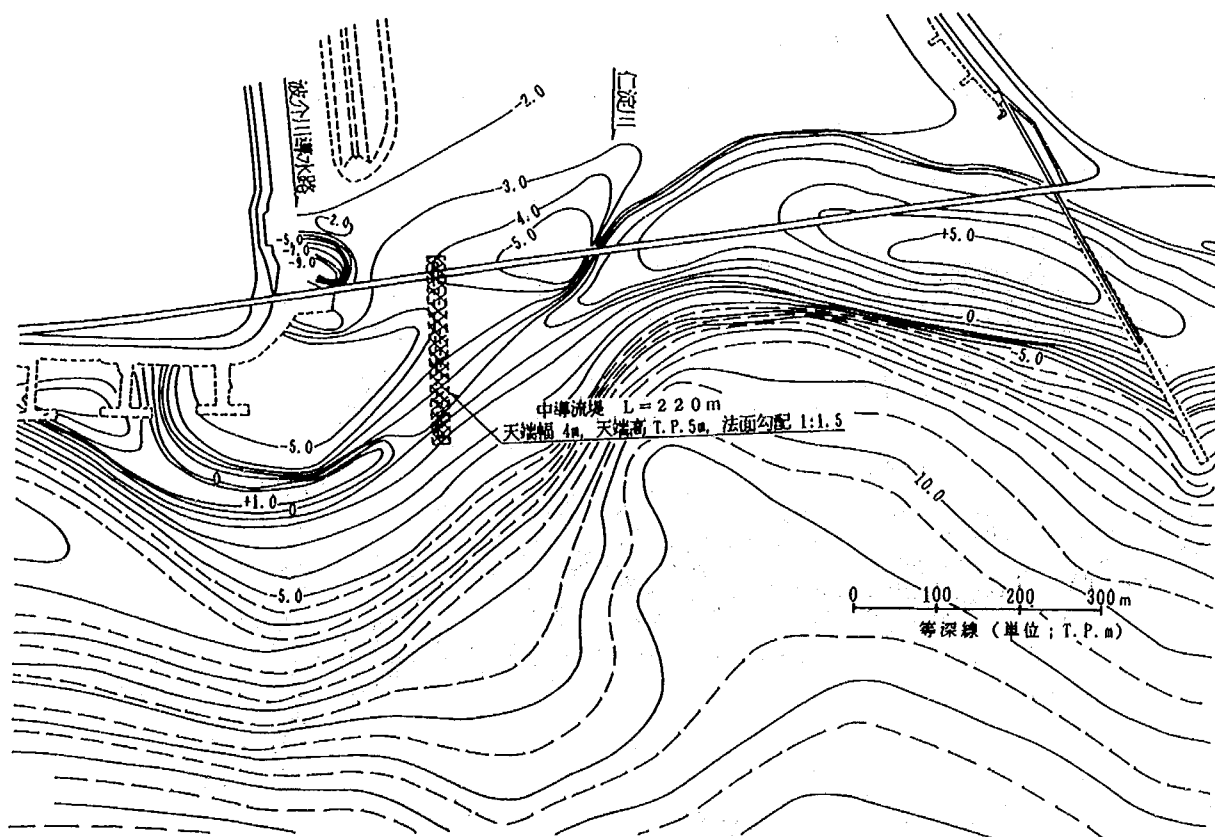


図-5.30 中導流堤案の概要図

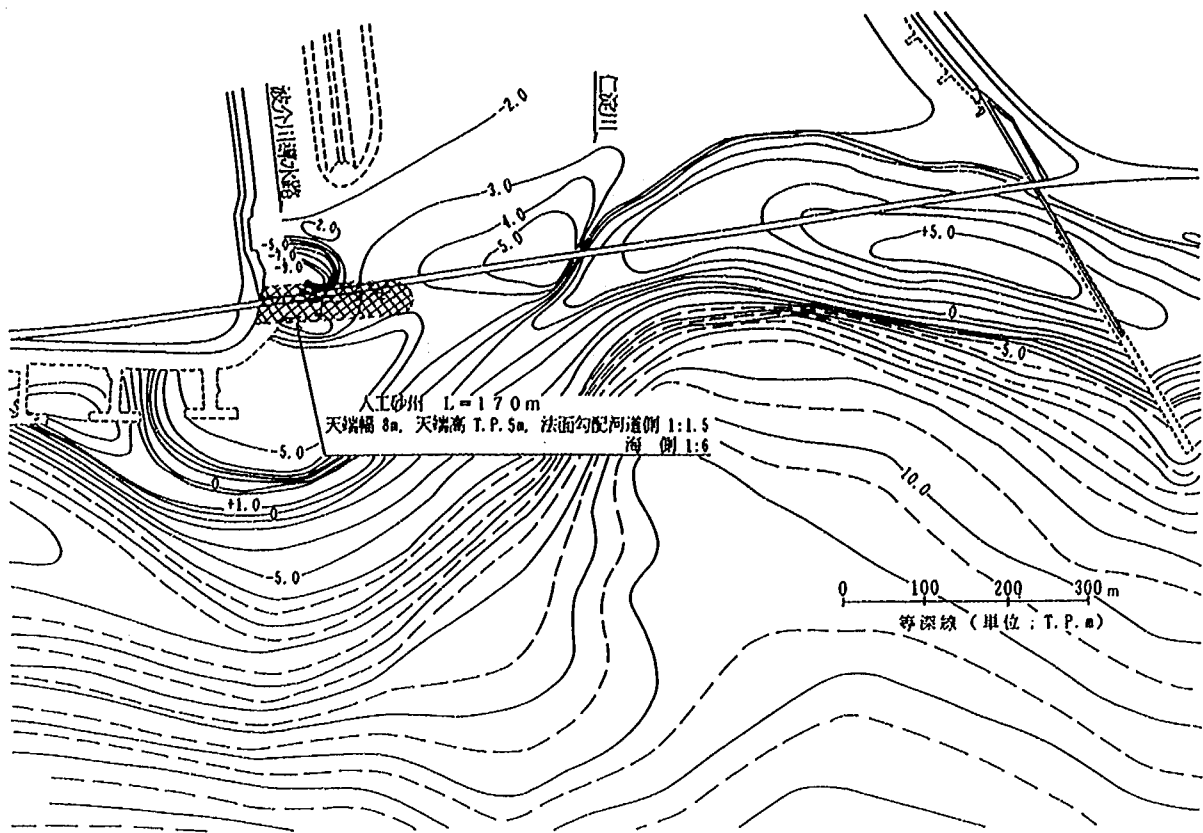


図-5.31 人工砂州案の概要図

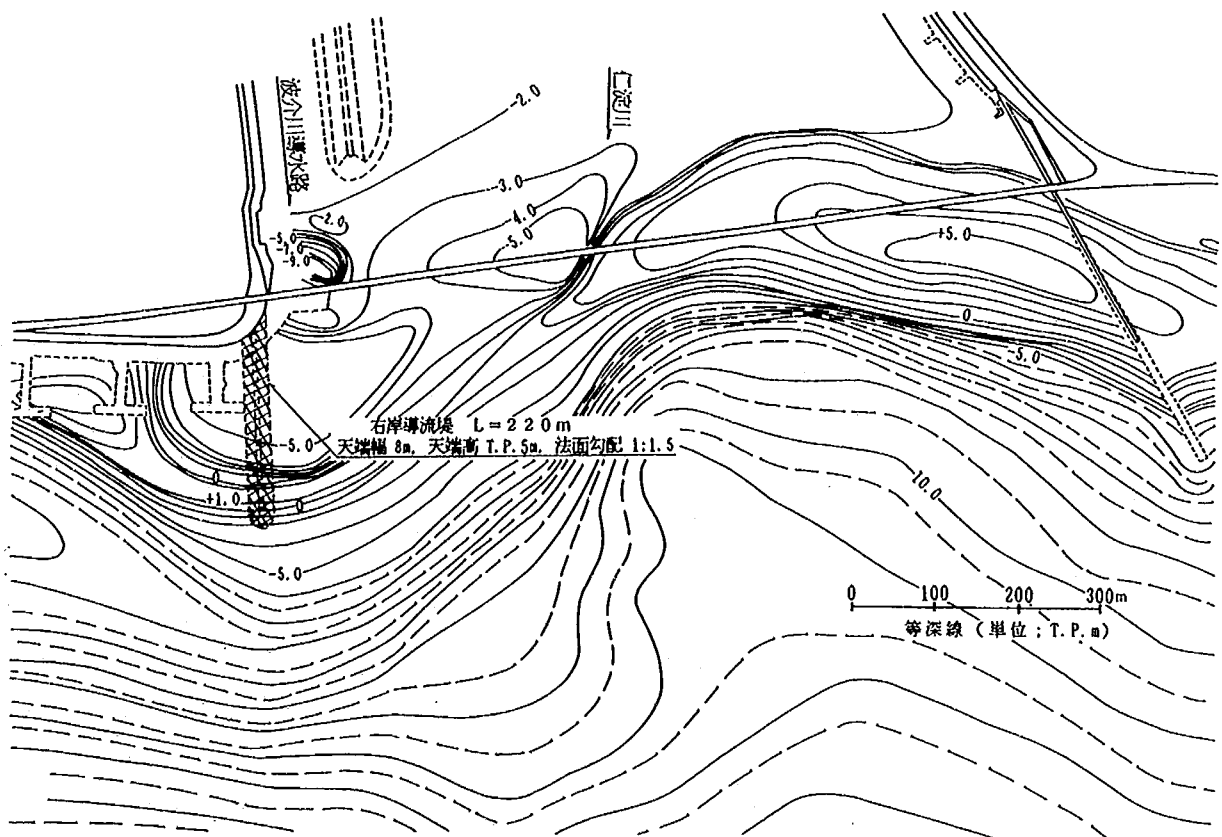


図-5.32 右岸導流堤案の概要図

- ① 中導流堤の設置
- ② 人工砂州の設置
- ③ 右岸導流堤の設置

などが考えられる。導流堤の設置案は、河口部に突堤状の構造物を設置して漂砂を止め、右岸側の波介川・新堀川河口の前面の砂州を安定させようとするものである。人工砂州案は、右岸側の砂州を異形コンクリートブロックなどにより強固にし、砂州が移動しないようにすることを目的としたものである。

第6章では、これらの対策工案の効果と仁淀川河口に与える影響について検討することとする。

第6章 対策案河道の検討

6.1 まえがき

仁淀川の河口砂州開口部は、河口前面の沖合約200 m付近で大規模な掘削が行われたことによって、左岸側から右岸側へと移動した。また、この掘削に伴って、河口砂州の汀線は約150 mも河道内方向に後退した。このような現象によって、河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部が閉塞する可能性が指摘されている。

仁淀川河口砂州の変形過程から考えれば、河口前面の掘削穴を埋め戻すことにより、再び以前のような河口部地形に回復することが予想される。しかし、この考え方が現実性に乏しいことは、先の5.4節に述べた通りである。さらに仁淀川河口部の砂州対策工法として、以下の3案を提案した。

- ① 中導流堤の設置 (図-5.30 参照)
- ② 人工砂州の設置 (図-5.31 参照)
- ③ 右岸導流堤の設置 (図-5.32 参照)

これらの対策工案は、仁淀川河口部の沿岸漂砂を制御しようとするものである。①、③は、沿岸漂砂の移動を突堤により防止し、右岸側に安定した河口砂州を形成させようとするものである。一方、②は河口右岸側の砂州を異形コンクリートブロックなどにより人工的に固定して保護しようとするものである。

本章では、これらの対策工の効果と仁淀川河口に及ぼす影響について実験的に検討するものである。

6.2 実験条件

表-6.1に実験ケースと各実験条件を、実験のフローチャートを図-6.1に示す。

上記①～③の対策工案の効果、仁淀川河口部に及ぼす影響を検討するには、これらの対策工がなかった

表-6.1 実験ケース一覧

ケース	種 別	流 量		潮 位 T. P. m	波 浪 条 件			備 考
		本 川 m ³ /s	支 川 m ³ /s		沖 波 波 高 m	波 形 勾 配	波 向	
III-1-1	洪 水 流	$Q_p=14,000$	$Q_p=900$	2.20	—	—	—	対策工なし、計画潮位
III-1-2	砂州形成	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.24	0.0143	S	対策工なし
III-2-1	洪 水 流	$Q_p=4,730$	$Q_c=110$	-0.035	—	—	—	対策工①(中導流堤) 1992年洪水
III-2-2	砂州形成	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.34	0.0147	S	1993.8出水後の河道
III-3-1	砂州形成	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.49	0.0154	S	対策工②(人工砂州) 1993.8出水後の河道
III-3-2	洪 水 流	$Q_p=4,730$	$Q_c=110$	-0.035	—	—	—	
III-4-1	砂州形成	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.40	0.0150	S	対策工③(右岸導流堤) 1993.8出水後の河道
III-4-2	洪 水 流	$Q_p=4,730$	$Q_c=110$	-0.035	—	—	—	
III-5-1	砂州形成	豊水($Q_c=94$)	—	0.77	3.39	0.0149	S	最適対策工(人工砂州はなし)ケースIII-1-1の フラッシュ後の河道利用
III-5-2	洪 水 流	$Q_p=14,000$	$Q_p=900$	2.20	—	—	—	

※ Q_c : 定流通水, Q_p : 不定流水

場合に現在の仁淀川河口がどのような応答を示すかを知っておく必要がある。そこでここではまず、対策工を設置しない場合における洪水時の河口砂州フラッシュ状況および河口砂州の形成状況等について検討した（実験ケースIII-1-1～2）。洪水流実験は、1993年3月測量時の河口砂州形状に対して、本川の計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および波介川の計画高水流量 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水（不定流）し、現況河道の計画高水流量に対する流下能力・流況・河床変動状況などについて検討した。砂州形成実験は、仁淀川の河口砂州を形成している卓越波浪（ $H_0 = 3.4 \text{ m}$, $T = 12.1 \text{ s}$, $H_0/L_0 = 0.015$, 波向 S）

を与え、河口部への波浪侵入状況・砂州の形成状況・河道内への砂州の後退量などについて検討した。なお、砂州形成実験では、今後の仁淀川河口部の動向を検討するには、最新の河口部地形を用いるのが妥当であると判断し、図-6.2 に示す 1993 年 10 月測量時の河口砂州形状を用いた。

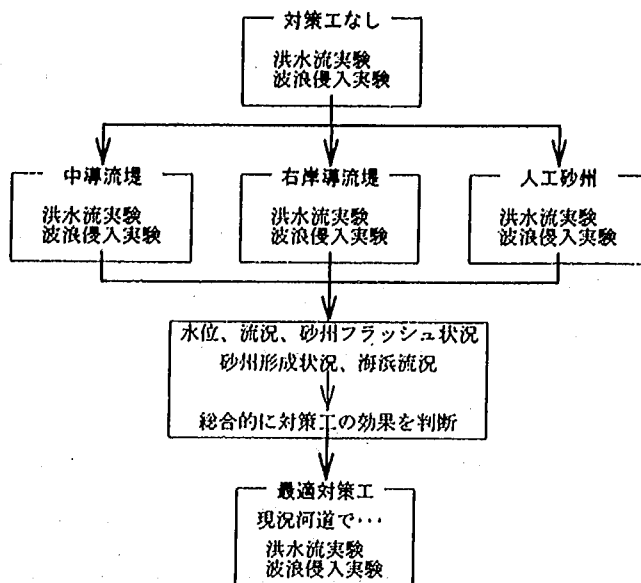


図-6.1 実験のフローチャート

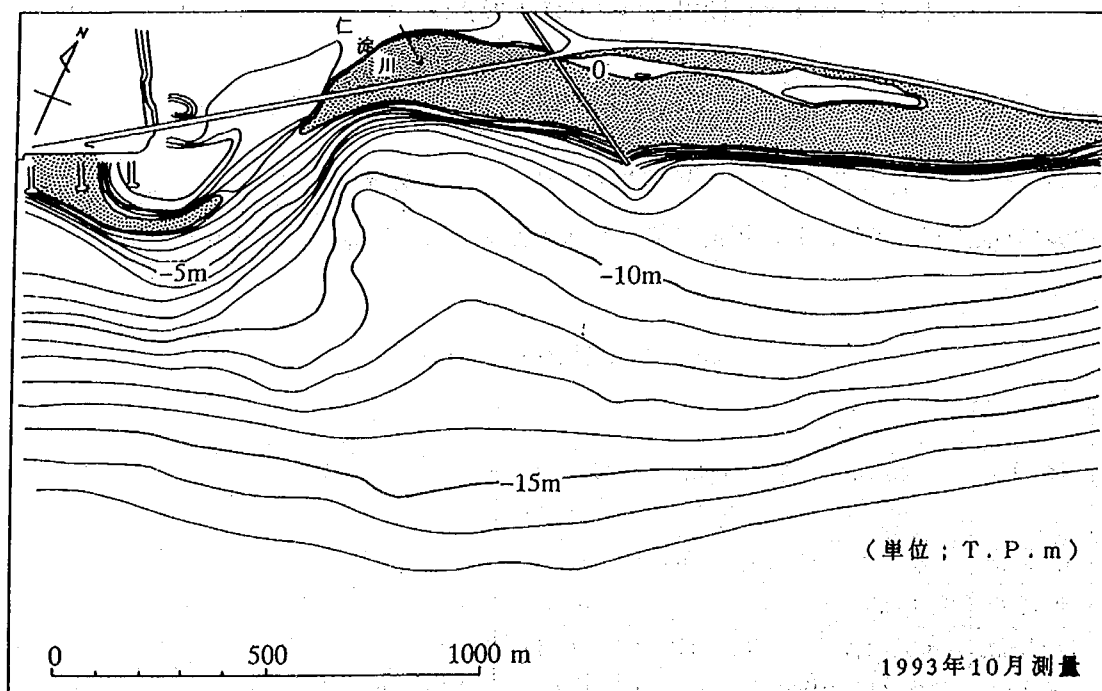


図-6.2 1993 年 10 月の河口砂州形状

対策工実験のうち中導流堤案では、1993 年 10 月測量による河口砂州形状に対して平均年最大流量程度の出水規模として、図-6.3 に示す 1992 年 9 月洪水（約 $4,730 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を不定流で通水し、砂州のフラッシュ状況について検討した（ケースIII-2-1）。砂州形成実験では、河口砂州フラッシュ後の地形に対して、

卓越波浪を与えた実験を行った（ケースIII-2-2）。

人工砂州案実験，右岸導流堤案実験では，1993年10月の測量成果を用いて砂州形成実験を行い，砂州形成後の地形に図-6.3に示す1992年9月洪水を通水して実験を行った（ケースIII-3およびIII-4）。

これらの実験結果から，最も効果的で，かつ仁淀川河口部に与える影響がより小さい対策工案を最適対策工案と位置づけ，ケースIII-1-1の実験によって得られた計画高水流量による河口砂州フラッシュ後の地形に最適対策工案を設置して砂州形成実験を行った（ケースIII-5-1）。また，洪水流実験では，砂州形成後の地形に $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し，水位に及ぼす影響，河口砂州のフラッシュ状況について検討した（ケースIII-5-2）。

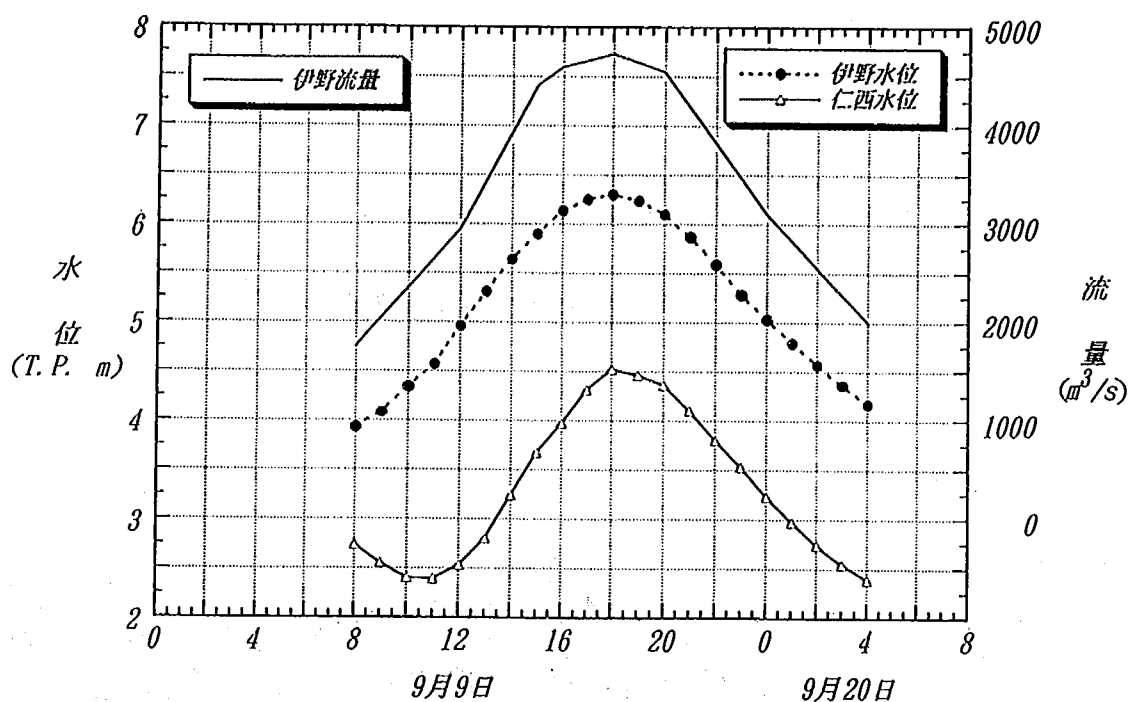


図-6.3 1992年9月洪水ハイドログラフ

6.3 対策工なし（現況河道）の場合の諸現象

本実験では，対策工のない現況河道の場合に，仁淀川河口部がどのような応答を示すか検討したものである。洪水流実験は，図-6.4に示すように本川の計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および波介川の計画高水流量 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ を不定流で通水し，現況河道における流下能力，流況，河床変動状況などについて検討した。また，ここでは計画河道に対する比較資料を得ることも目的の一つである。

砂州形成実験は，同様に対策工なしの場合における河口砂州の形成状況，波浪侵入状況等について検討した。

6.3.1 洪水流実験（ケースIII-1-1；本川 $Q_p = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，波介川 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(1) 水位について

河道内の各断面における水位時間変化図を図-6.5に示す。河口砂州上流部（ $-0.2 \text{ km} \sim 0.2 \text{ km}$ ）の

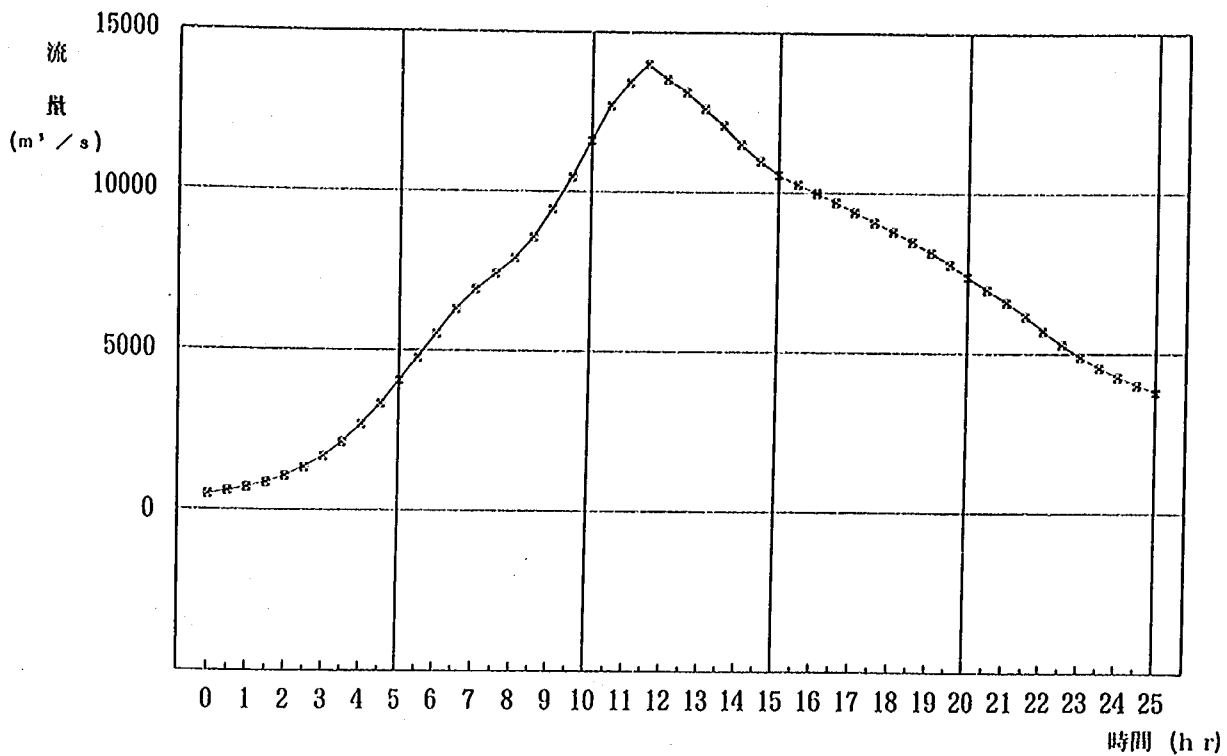


図-6.4 計画高水流量のハイドログラフ

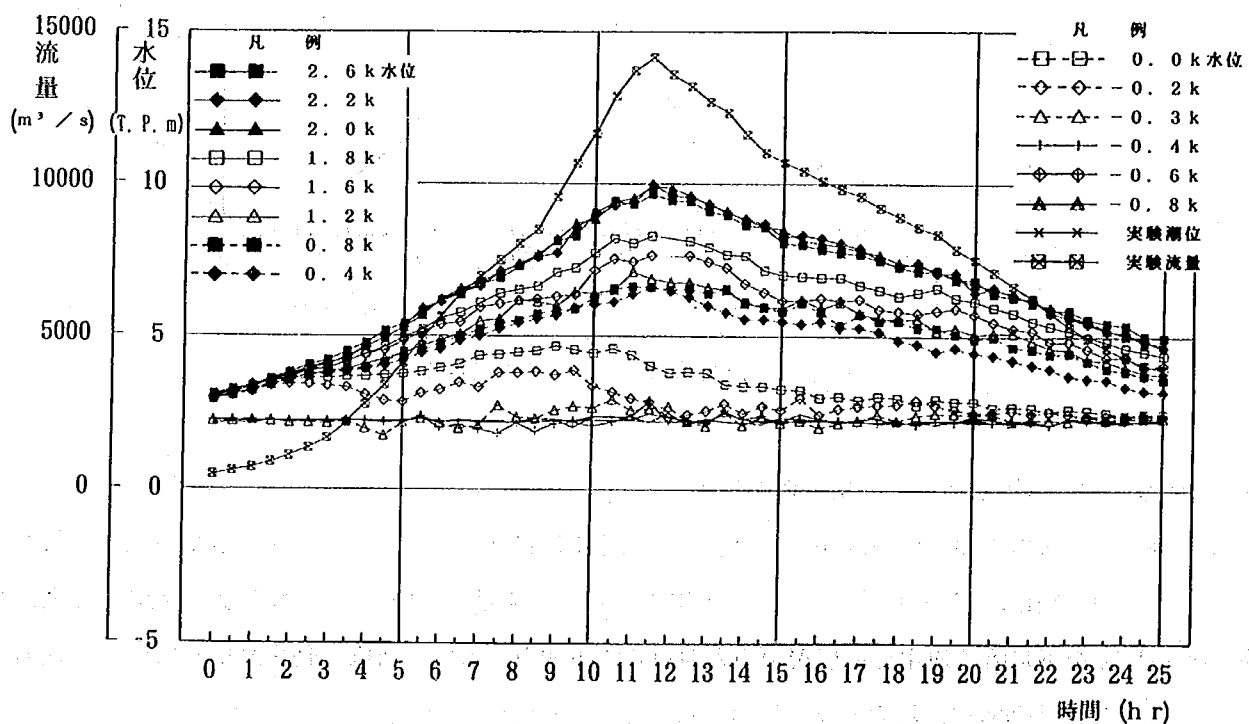


図-6.5 各断面の水位時間変化図(ケースⅢ-1-1)

水位は、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、増水期に水位が急上昇する。流量がさらに増大して河口砂州を越流するようになると、砂州フラッシュが急激に進行し、水位は一旦下降傾向となる。その後再び水位が上昇し、河口砂州の存在によって、ピーク流量時間よりも早くピーク水位を迎える。これに対し0.3 kmより上流の各断面では、流量の増加とともに水位も上昇し、ほぼ同

時刻に流量、水位ともにピークを迎えている。

水位縦断を図-6.6に示す。図中には、流量が約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時および約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位縦断も併せて示した。これによると流量が約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では、 0.0 km より上流の水面勾配は約 $1/1,300$ である。 0.0 km より下流では水位が急激に低下し、海域へと続いている。流量が約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近になると、 2.0 km および 0.3 km 付近で水面勾配がやや急となる。 0.0 km から上流の平均的な水面勾配は約 $1/2,200$ であり、ほぼH. W. L.と同一の勾配である。ただし、 0.3 km および 2.0 km 付近はその上下流と比較して川幅が狭く、かつ水衝部であるため、その前後の水位と比較して、 0.3 km では約 30 cm 、 2.0 km では約 50 cm の水位の堰上げが見られる。実験水位とH. W. L.を比較すると、模型河道区間では概ね 30 cm 程度低い水位であるが、水衝部ではほぼH.W.L.と同じ水位である。したがって、現況河道の流下能力は約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であることが分かる。

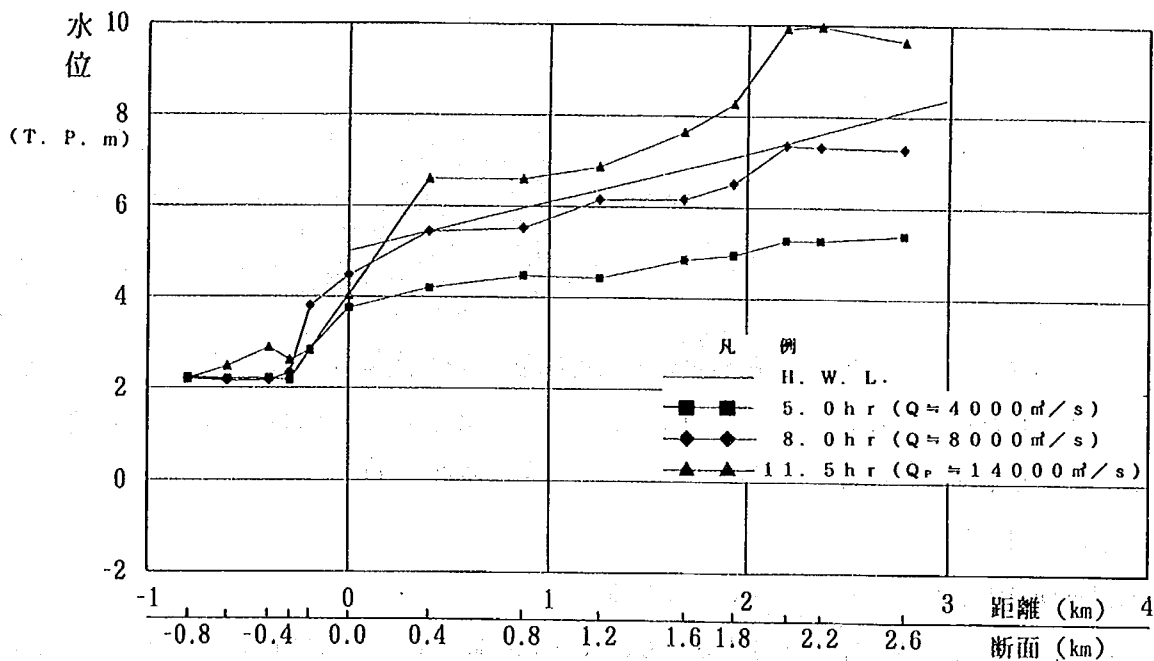


図-6.6 水位縦断図(ケースⅢ-1-1)

流量が $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、 0.2 km より下流を除いてH. W. L.を越える結果となった。 0.2 km より下流では、河口砂州がフラッシュされたものの、狭い開口部から縮流状態となって海域へと流出するため、水面勾配は約 $1/170$ と非常に急となっている。ただし、 0.4 km から上流河道は固定床模型となっており、実際は河床変動が生じることから、河口部の水面形は実験結果よりもやや緩やかになると考えられる。

0.3 km の水位は、H. W. L.に対して約 1 m も高い。これは先に述べたように、模型上の問題による影響もあって、水位が実際より高くなっている可能性がある。 $0.4 \text{ km} \sim 1.6 \text{ km}$ 間の水位は、H. W. L.より $0.5 \text{ m} \sim 1.0 \text{ m}$ 高くなっている。 1.8 km より上流ではさらに水位が上昇し、特に 2.0 km の水位はH. W. L.より約 2.5 m も高くなっている。 1.8 km は、その上下流に比べて非常に川幅が狭く、かつ湾曲外岸側の右岸側からは山が張り出すような地形となっている。このため、 $1.8 \text{ km} \sim 2.0 \text{ km}$ で急縮河

道となり水位が上昇するものと考えられる。この水衝部の水面勾配は約 $1/180$ であることから、現地河道では河床変動の進行によって、水面形の急変はこれより緩和されるものと考えられる。2.0 kmより上流の水面形は一転して穏やかとなるが、水位は依然として高いままで、H. W. L.より約2.0 mも高くなっている。

現在の波介川は、2.0 km地点右岸で仁淀川に合流し、本川の3.0 km付近までは本川に平行に流れている。背割堤の天端高は、仁淀川のH. W. L.+1 mの位置にあることから、1.8 km付近より上流では背割堤を越流することとなる。

(2) 流況について

4,000 m^3/s 時の流況を図-6.7(a)に、ピーク流量(14,000 m^3/s)時の流況を図-6.7(b)および写真-6.1に示す。4,000 m^3/s 時における2.2 km付近の主流部は右岸寄りにあり、流速は3.4 m/s である。2.0 kmでは、右岸側から波介川が合流して川幅がやや広くなるために、流速が3.1 m/s とやや低減する。しかし、この下流側断面の1.8 kmで左に湾曲しながら急激に川幅が狭くなるので、右岸近傍で流速が3.4 m/s と再び速くなる。

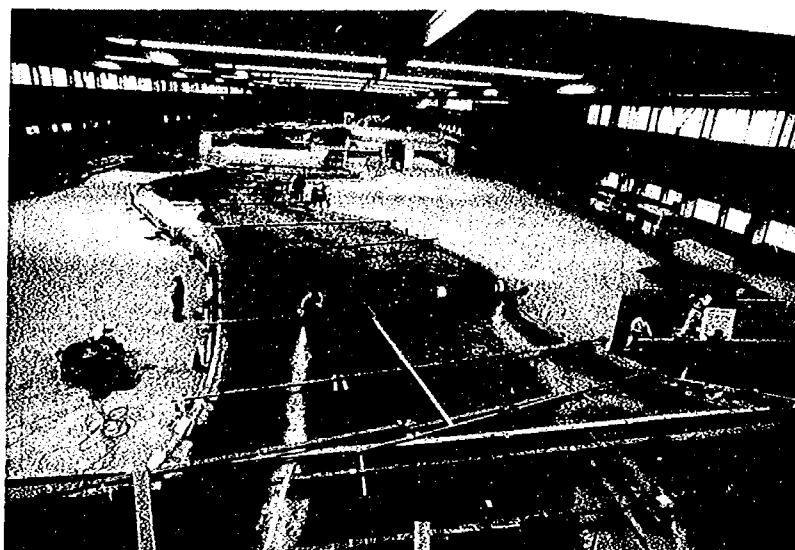


写真-6.1 ピーク流量時(14,000 m^3/s)付近の流況
(ケースⅢ-1-1)

1.6 kmより下流では、右岸側に高水敷があり、また主流部は徐々に左岸方向へと移動する。1.0 km付近では主流部が左岸寄りを流下する。この間の主流部の流れは3.4 m/s ~3.5 m/s である。右岸側の高水敷上には低水路との境界付近のみ冠水する程度である。0.3 km付近の左岸側水衝部を通り過ぎた流れは、その直下流河岸沿いに剥離域を生じながら、流向を河道中央方向に変える。河口砂州部付近では流速が増大し、-0.2 kmの砂州上流部では河口中央が速く、約3.9 m/s である。さらに砂州開口部の-0.4 km付近では、流速が4.8 m/s と増大する。

ピーク流量の14,000 m^3/s 時になると、流れは直進性を増し、高水敷上もほぼ全域が冠水する。2.0 kmより上流河道では、主流部が低水路中央付近を流下し、その流速は4.6 m/s と速い。主流は1.8 kmの湾曲部となっている右岸側に直進し、ここに水衝部を形成する。1.8 km右岸側に集中した流れは、その後左岸方向へと向きを変える。この右岸側への流れの集中とともに、狭窄部による河積縮小によって、主流部の流速は1.8 kmで約6.0 m/s 、1.6 kmで約6.7 m/s の高流速が発生する。

1.6 kmから下流では、右岸側の高水敷上に乗り上げた流れがそのまま直進する。また、主流部は、1.6 kmの河道中央付近から0.8 kmの左岸方向に向かって直進する。0.8 km~0.3 kmにかけては主流

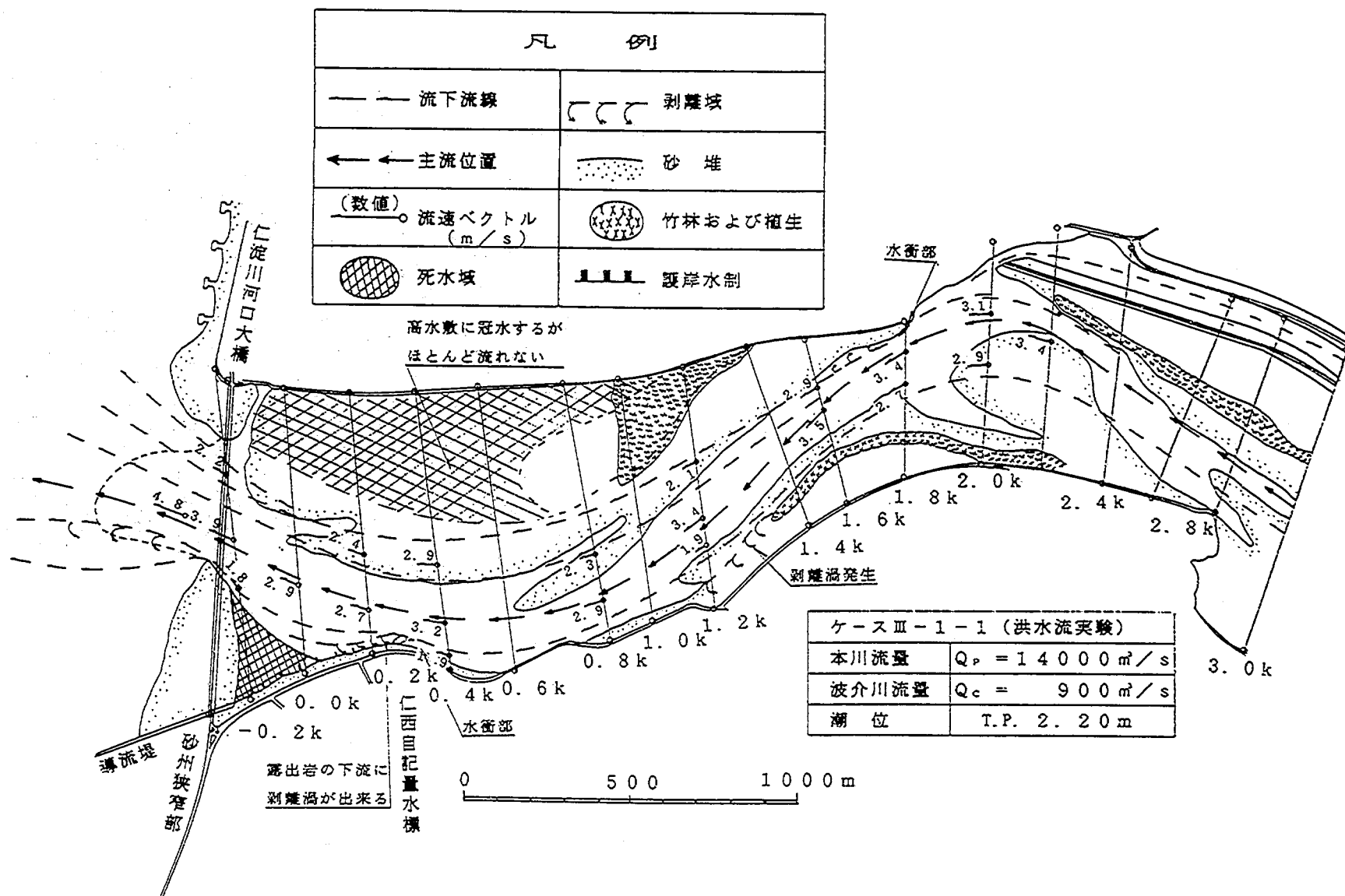


図-6.7(a) 流況図(ケースⅢ-1-1, 流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

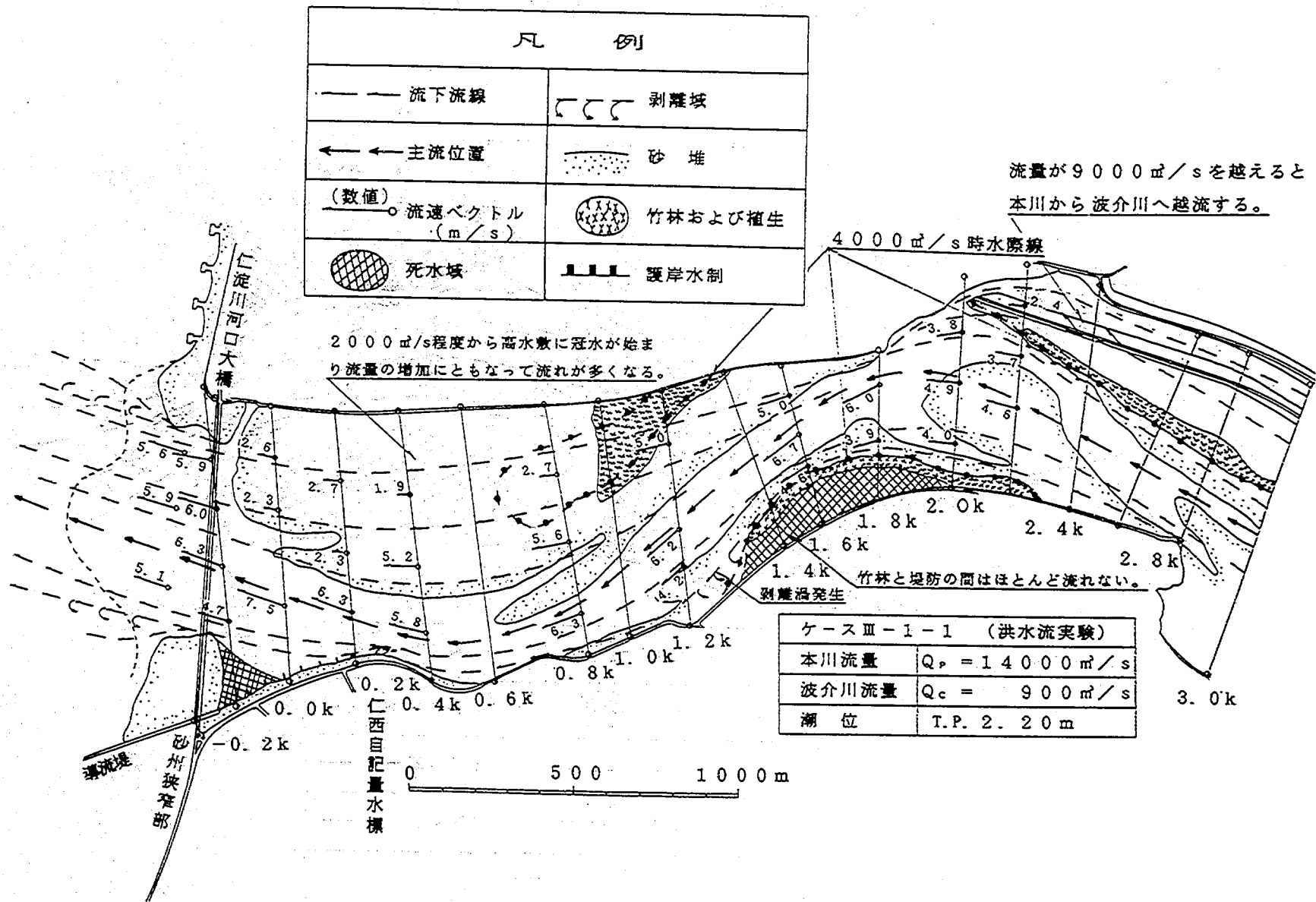


図-6.7(b) ピーク流量時の流況図(ケースⅢ-1-1)

が左岸沿いを流れ、0.3 km 付近の仁西地点で河岸が河道内に張り出しているため、ここで流れが右岸方向に曲げられ、かつ水衝部となる。

0.3 km 付近の左岸側に集中した流れは、その後河口中央へと向かい、海域にほぼまっすぐに流出する。また、0.2 km～0.0 km 付近で高水敷上の流れが低水路内に落ち込み、河口砂州開口部に流れが集中する。

河口砂州のフラッシュ状況は、実験当初は右岸側の開口部を流下するが、流量が約 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の少ない段階に砂州高の低い河口中央付近から越流が始まり、右岸の開口部とあわせた2カ所で砂州フラッシュが進行する。流量の増大とともに、砂州フラッシュが河口中央部から徐々に右岸方向に広がり、流量が $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると開口幅は約 350 m に達する。さらにその後は、左岸方向へも開口部が広がり、ピーク流量時には約 600 m に達する。

(3) 河床変動について

河口部の各断面における河床変動横断比較図を図-6.8 (a)～図-6.8 (c)に示す。0 km 断面 (図-6.8 (a)) では、河道中央付近が大きく洗掘され、ここに流れが集中していることが分かる。この洗掘は、上流 0.4 km の固定床から移動床模型へ接合する影響と、上流からの供給土砂を考慮していないための実験上の問題もあって、過大な結果になっているものと判断される。

-0.2 km 断面 (図-6.8 (b)) になると、左岸から 250 m～750 m 間の河床が大きく低下し、このうち 250 m～550 m 間の河床高は概ね T. P.-5.0 m まで洗掘されている。

砂州狭窄部断面 (図-6.8 (c)) では、左岸から 200 m～800 m 間の河口砂州がフラッシュされ、河床が著しく低くなっている。河口砂州フラッシュ後の河床高は、-0.2 km と同様に約 T. P.-5 m 程度である。

次に、河口部の初期河床の等深線図を図-6.9 (a)に、実験後河床の等深線図を図-6.9 (b)に示す。両図中の T. P.-6 m の等深線を比較すると、実験後にはちょうど掘削穴の最深位置であった付近にまで等深線が張り出しており、仁淀川河口大橋から沖方向に約 400 m、沿岸方向の幅約 500 m の範囲にフラッシュされた土砂が舌状のテラスを形成して堆積したことが分かる。テラスの上面の高さは、概ね T. P.-4 m であり、砂州開口部の河床高より若干高い。河口砂州前面にある掘削穴は、このように河口砂州フラッシュに伴う大量の土砂の堆積により、かなり埋め戻される。これらの状況は、図-6.9 (a)に示す測線 A-A'と B-B'の海浜縦断比較の図-6.10 (a)、6.10 (b)からも良く分かる。測線 A-A'では舌状テラスの前置斜面が実験前の砂州汀線から約 300 m、測線 B-B'では約 400 m 海側に出ている。この前置斜面の勾配は約 $1/3$ である。これらの海浜縦断図から、砂州フラッシュにより海域に流出した土砂は、掘削穴の位置で急激に水深が深くなり、かつ流速が低減して堆積したことが分かる。

(4) まとめ

現況河道に計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が流れた場合、1.6 km から下流側で H. W. L.を 0.5 m～1.0 m 上回る。ここより上流の 1.8 km は川幅が狭く、右岸側から山が張り出すような平面形となっているため、ここで水位がせき上げられて H. W. L.を約 2.5 m も上回り、さらに上流でもこの影響を受けて H. W. L.を約 2.0 m も上回る結果となった。また、各流量時の水位縦断より、現況河道の流下能力は

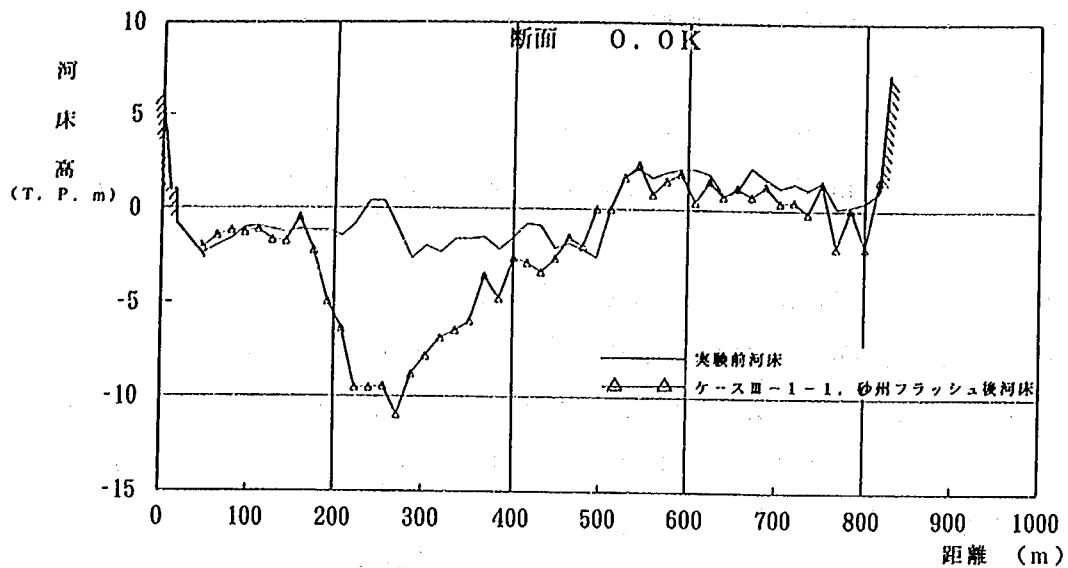


図-6.8 (a) 河床変動横断比較図(0.0 km; ケースⅢ-1-1)

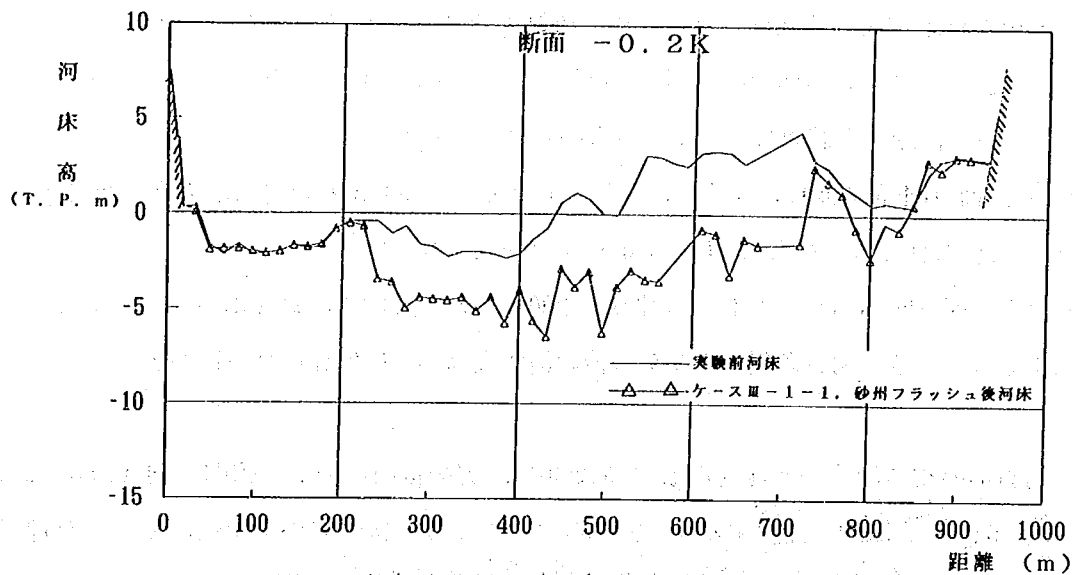


図-6.8 (b) 河床変動横断比較図(-0.2 km; ケースⅢ-1-1)

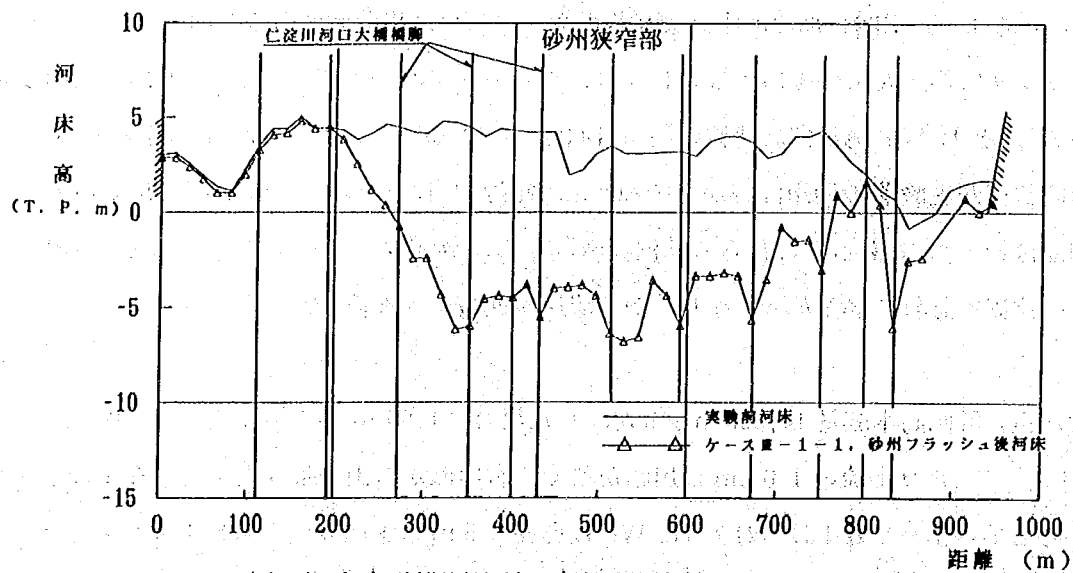


図-6.8 (c) 河床変動横断比較図(砂州狭窄部; ケースⅢ-1-1)

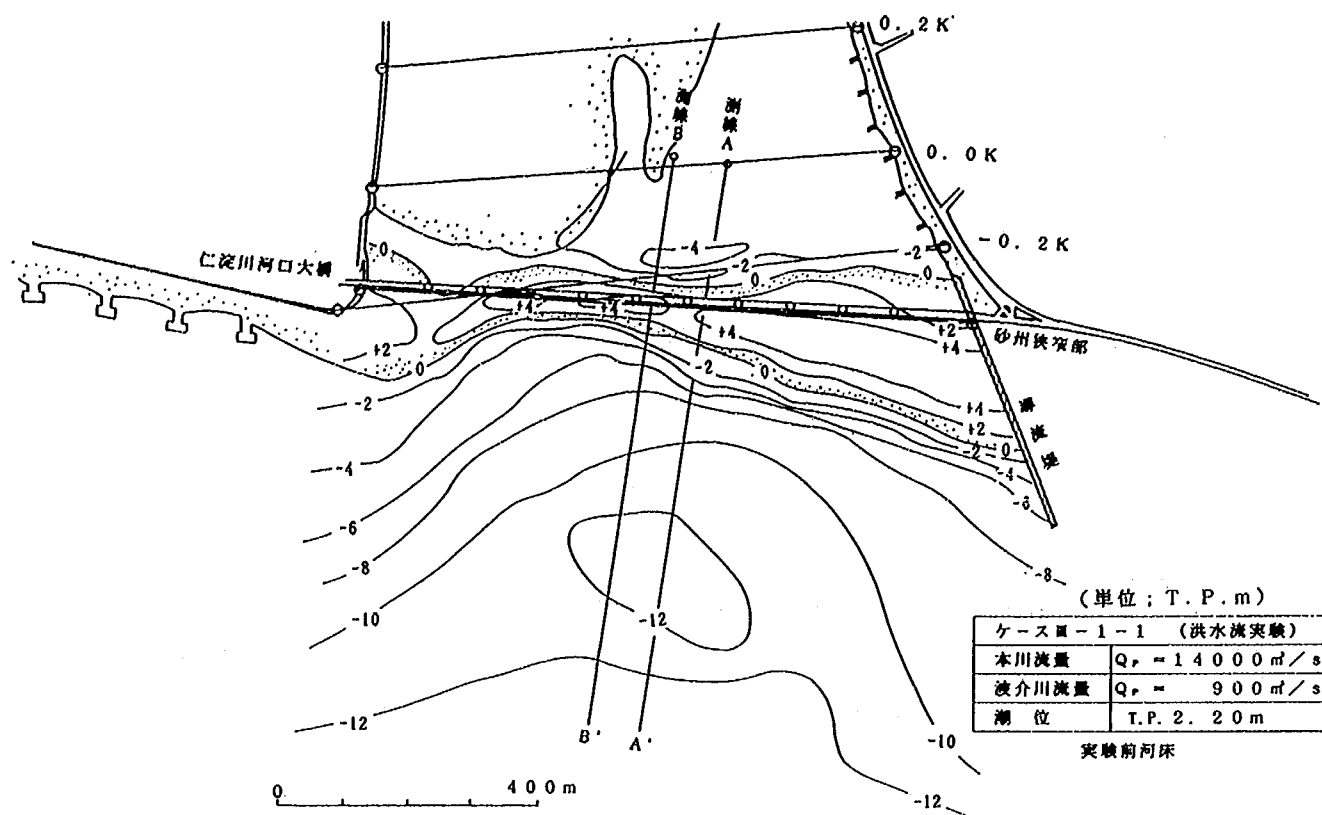


図-6.9(a) 河口部等深線図(ケースⅢ-1-1; 初期河床)

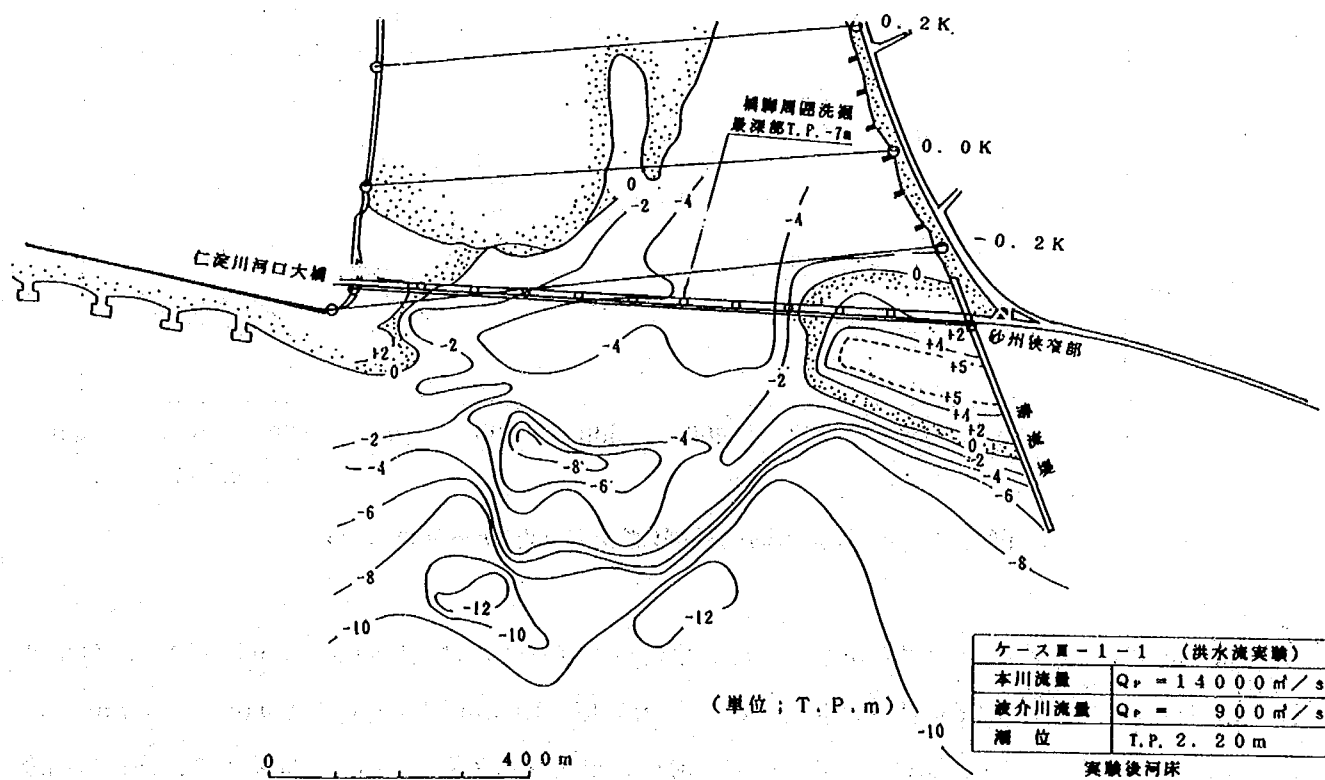


図-6.9(b) 河口部等深線図(ケースⅢ-1-1; 実験後)

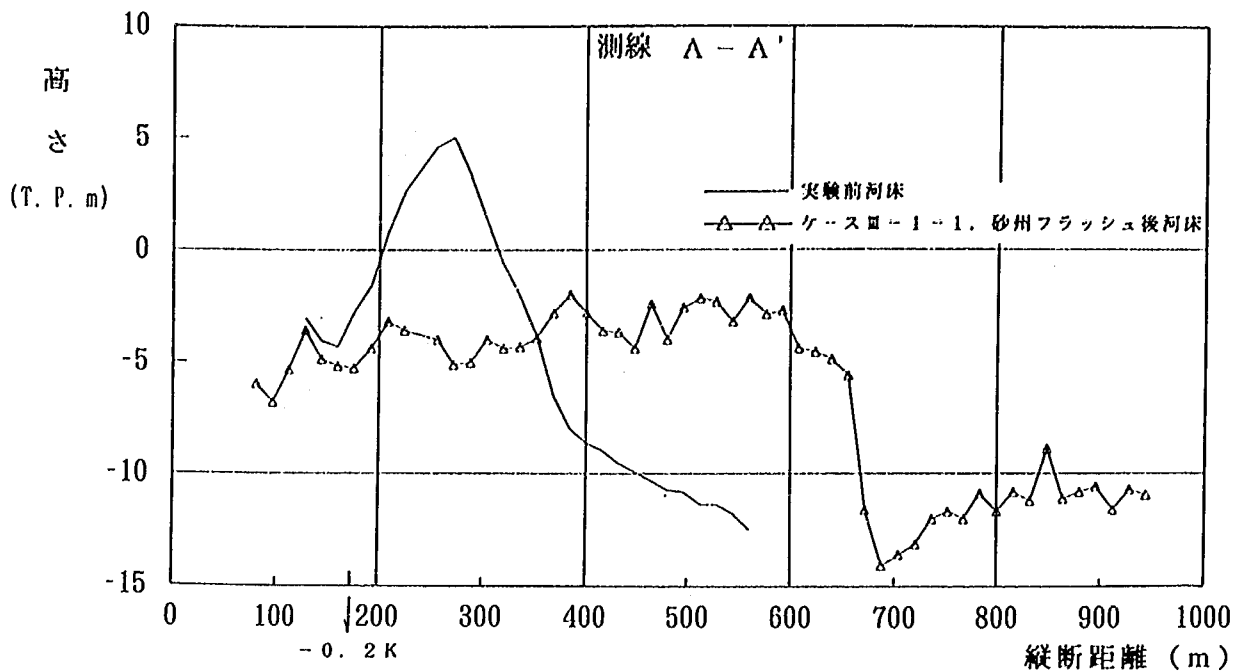


図-6.10(a) 海浜縦断比較図(測線 A-A'; ケースⅢ-1-1)

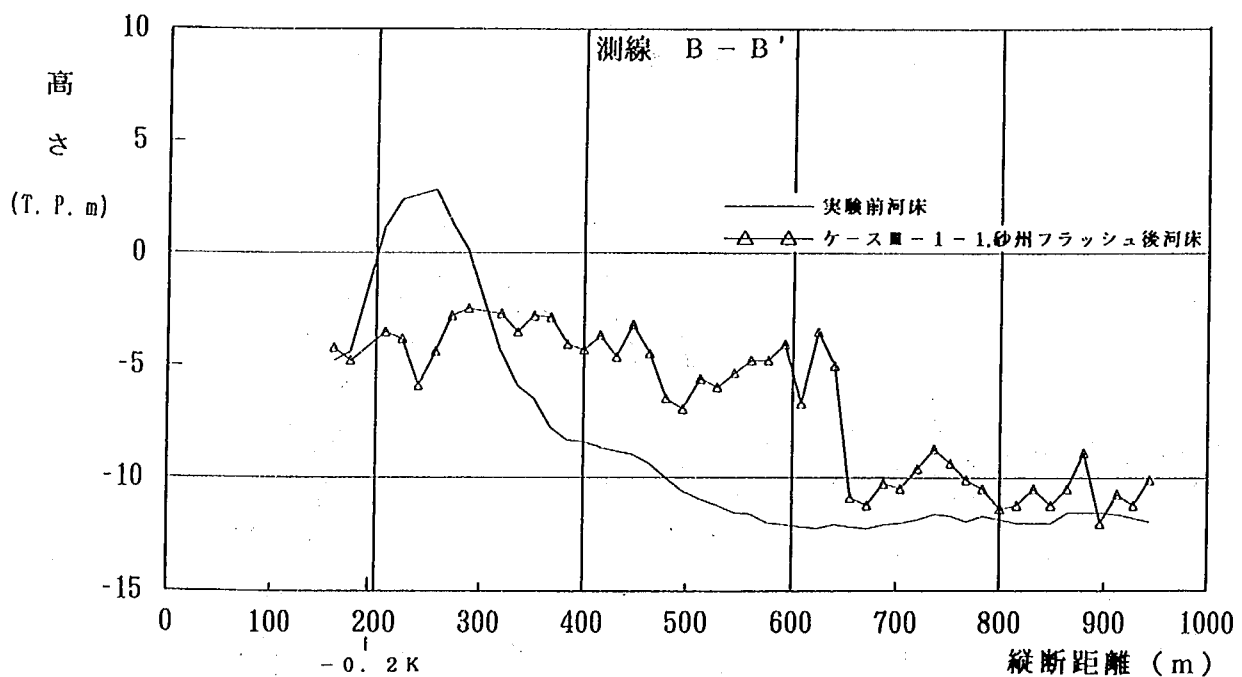


図-6.10(b) 海浜縦断比較図(測線 B-B'; ケースⅢ-1-1)

約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であることが明らかとなった。計画高水流量時には、 $1.8 \text{ km} \sim 1.6 \text{ km}$ の右岸および 0.3 km 付近左岸の水衝部で高流速が発生する。その流速は $2.0 \text{ km} \sim 1.8 \text{ km}$ で $4.9 \text{ m/s} \sim 6.7 \text{ m/s}$ 、 0.3 km 付近で $5.8 \sim 6.3 \text{ m/s}$ にもなる。一方、河口砂州地点では著しい縮流となるので、同様に高流速が発生する。

河床変動状況は、特に 0.0 km から上流断面で著しい局所洗掘が見られた。これは 0.4 km から上流の河道模型が固定床であるため、その接合部の影響と上流から供給土砂がないため、河床低下がより助

長されたものと考えられる。

増水期の流量の少ない段階における河口砂州のフラッシュ状況は、初期開口部箇所において側方侵食よりも鉛直方向のフラッシュが進行する。流量がさらに増大し、砂州部を越流するようになると河口砂州のフラッシュが急激に進行する。流量が約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、開口幅は約 350 m にまで広がり、さらに流量の増加とともに左岸方向に開口幅が拡大し、ピーク流量時には開口幅は約 600 m に達する。砂州フラッシュ後の開口部の河床高は、概ね T. P. -5 m である。

海浜地形は、河口砂州前面に掘削穴が形成されているため、その周辺での変化が著しい。砂州フラッシュにより海域に流出した土砂は、開口部前面の沖合約 400 m の範囲に海床高 T. P. -4 m 程度の舌状テラスを形成する。このテラスにより掘削穴の河口側がかなり埋め戻される。

6.3.2 砂州形成実験（ケースIII-1-2; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = 3.24 \text{ m}$ ）

(1) 河口砂州形成状況について

砂州形状の時間変化図を図-6.11 に、河口砂州形成後の河口部等深線図を図-6.12 に示す。

左岸側の河口砂州は、砂州先端付近を河道内に後退させながら、右岸方向に伸びていく。右岸方向へは、実験開始から8時間で約 100 m 程度延伸し、8時間以後はほとんど形状、汀線位置に変化はなくほぼ安定状態となった。左岸側砂州の最終形状を初期地形と比較すると、砂州先端部は河道内に後退しつつ約 100 m 伸び、先端部の河道内への後退量は約 100 m であった。

一方、右岸側の砂州も、河道内へ後退しながら左岸方向へと形成された。砂州の延伸速度は、実験開始から12時間経過時点まで約 20 m/hr でほぼ一定であった。12時間以後は砂州部開口幅が非常に狭くなり、開口部から流出する河川流によりそれ以上の閉塞は生じなかった。最終的に形成された右岸側砂州は、左岸方向に約 200 m 伸び、河道内への後退量は約 100 m であった。

実験開始当初の開口幅は約 250 m であったが、時間経過とともに河口閉塞が進行し、最終的には写真-6.2 に示すとおり、約 50 m 程度の非常に狭い開口幅となった。

図-6.12 から、砂州高は約 T. P. 6 m であることが分かる。仁淀川河口砂州は、元来、砂州高が T. P. $5 \sim 6 \text{ m}$ であることから、この砂州高が大きく変化することはないと考えられる。砂州高は、左岸導流堤付近で最も高く、途中河口中央付近では約 T. P. 4 m で平坦となるが、概ね右岸に向かって徐々に低くなる。右岸側の砂州は右岸沿いが高く、右岸から約 150 m の

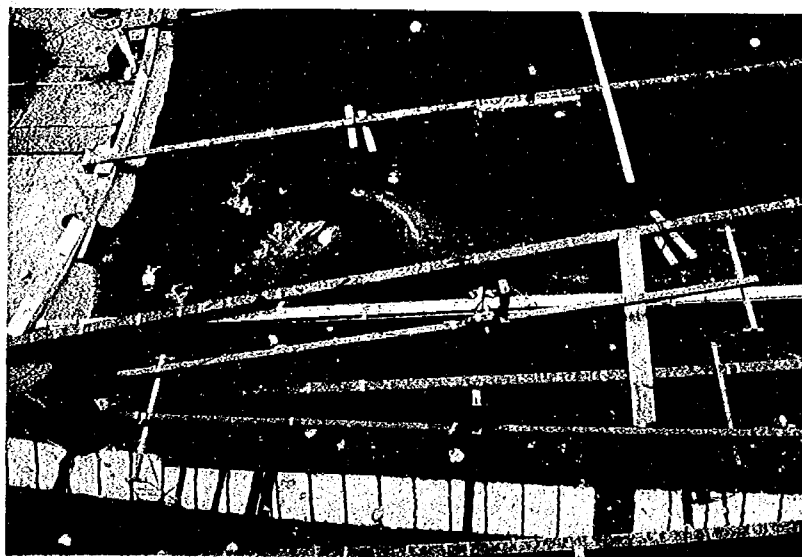
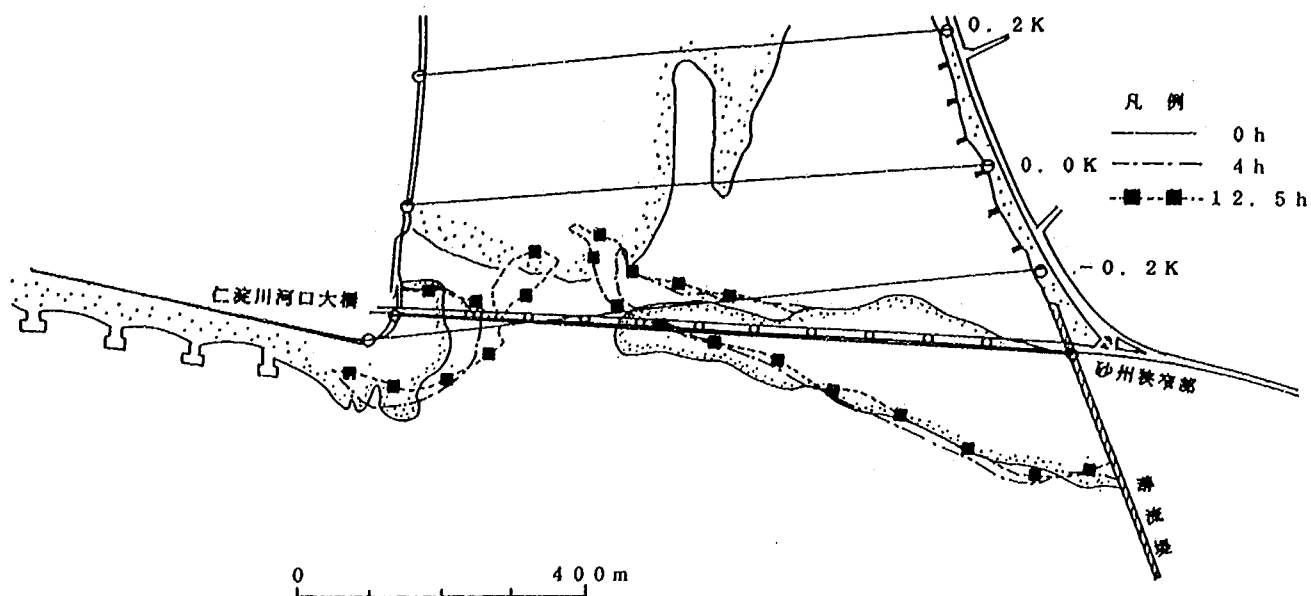
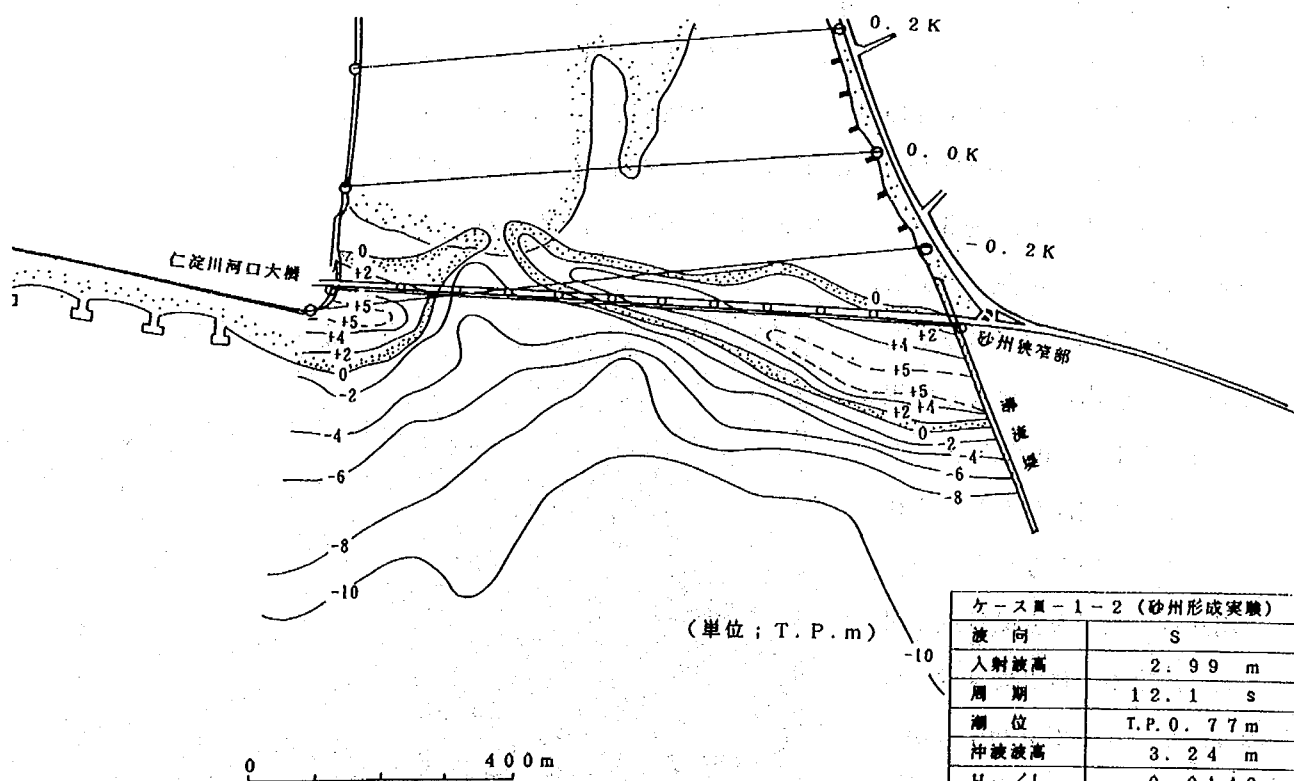


写真-6.2 河口砂州の形成状況（12.5時間経過後；ケースIII-1-2）



ケースⅢ-1-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	2.99 m
周 期	12.1 s
潮 位	T. P. 0.77 m
沖波波高	3.24 m
H_o / L_o	0.0143
本川流量	94 m ³ /s

図-6.11 河口砂州形状時間変化図(ケースⅢ-1-2)



ケースⅢ-1-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	2.99 m
周 期	12.1 s
潮 位	T. P. 0.77 m
沖波波高	3.24 m
H_o / L_o	0.0143
本川流量	94 m ³ /s

実験後河床

図-6.12 河口部等深線図(ケースⅢ-1-2)

位置から開口部に向かって高さが急激に低くなる。

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始1時間後の等波高線図を図-6.13に、12時間経過後の海浜流の流況図を図-6.14に示す。

実験開始当初の波峰線は、河口砂州に近づくとともに、河口砂州汀線に平行になるように向きを変えて河口部に侵入してくる。実験開始当初は開口部が約250mと広いため、河道内の0.0km断面付近まで波が侵入する。図-6.13を見れば、左岸側砂州の前面で約5mの高い波高となっている。これは砂州先端部付近が他の場所と比較して深いため、波が砕波せずに河口前面まで侵入してくるためと考えられる。さらに等深線は、開口部付近で河道内に凹むような形状となっているため、そこに侵入してきた波浪は砂州に近づくにしたがって収束するため、波高が高くなる。

12時間経過時点では、海域での波峰線の変化状況は実験開始当初とほぼ同じである。しかし、河口閉塞が進行し、開口部から河道内に侵入する波浪は全くなくなる。開口部から流出する河川流は、海域に出た直後に左右両方向に広がる。特に左岸側砂州の前面では、波の作用によりほぼ汀線と平行となるように流向が曲げられ、海浜流となって沿岸方向に流れる。

(3) まとめ

現況河道における河口砂州の形成および変形状況は、左岸側の河口砂州が河道内に大きく入り込むような形状に形成され、河道内への後退量は約100mであった。同様に、右岸側から伸びる砂州も、河道内に後退しつつ形成され、その後退量は約100mであった。兩岸から延伸する河口砂州は、先端付

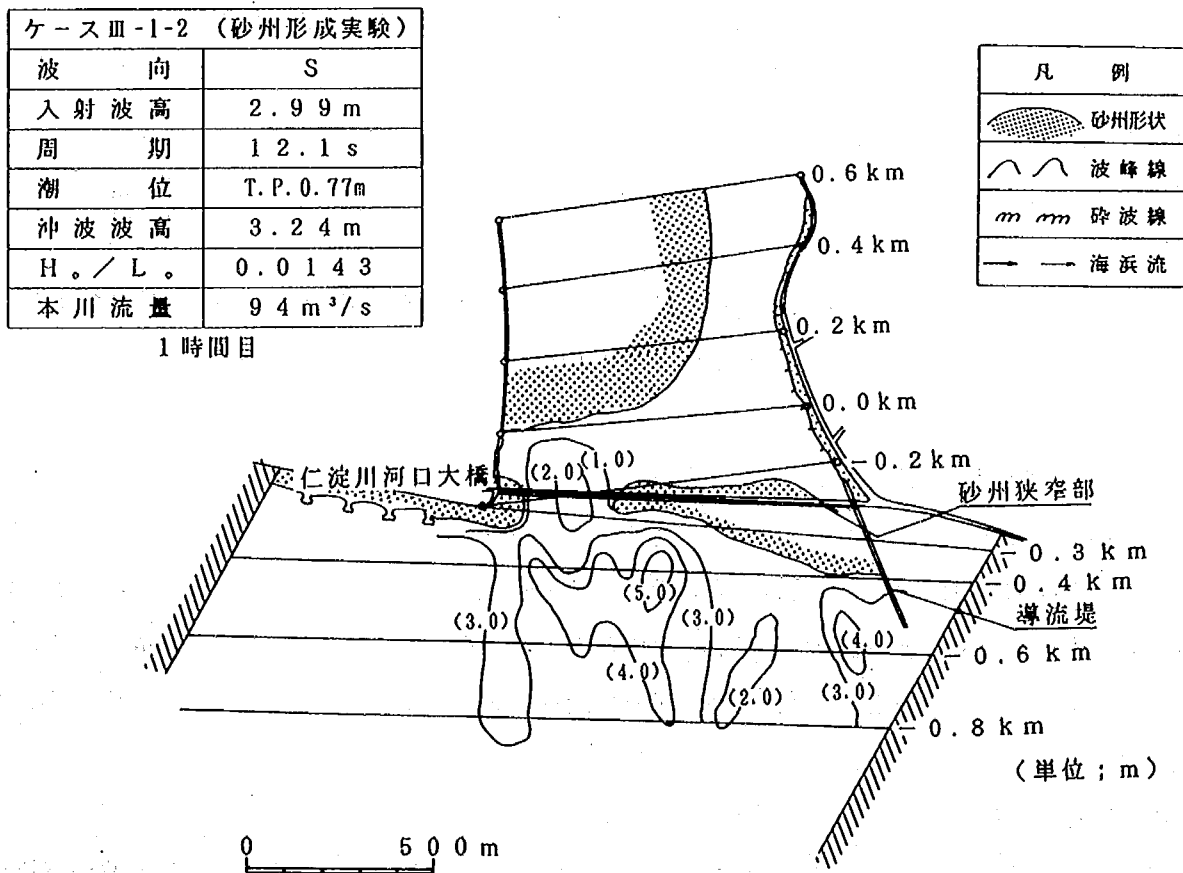


図-6.13 等波高線図(ケースⅢ-1-2)

ケースⅢ-1-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	2.99 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77 m
沖波波高	3.24 m
H./L.	0.0143
本川流量	94 m ³ /s

12時間目

凡 例	
	砂州形状
	波峰線
	砕波線
	海浜流

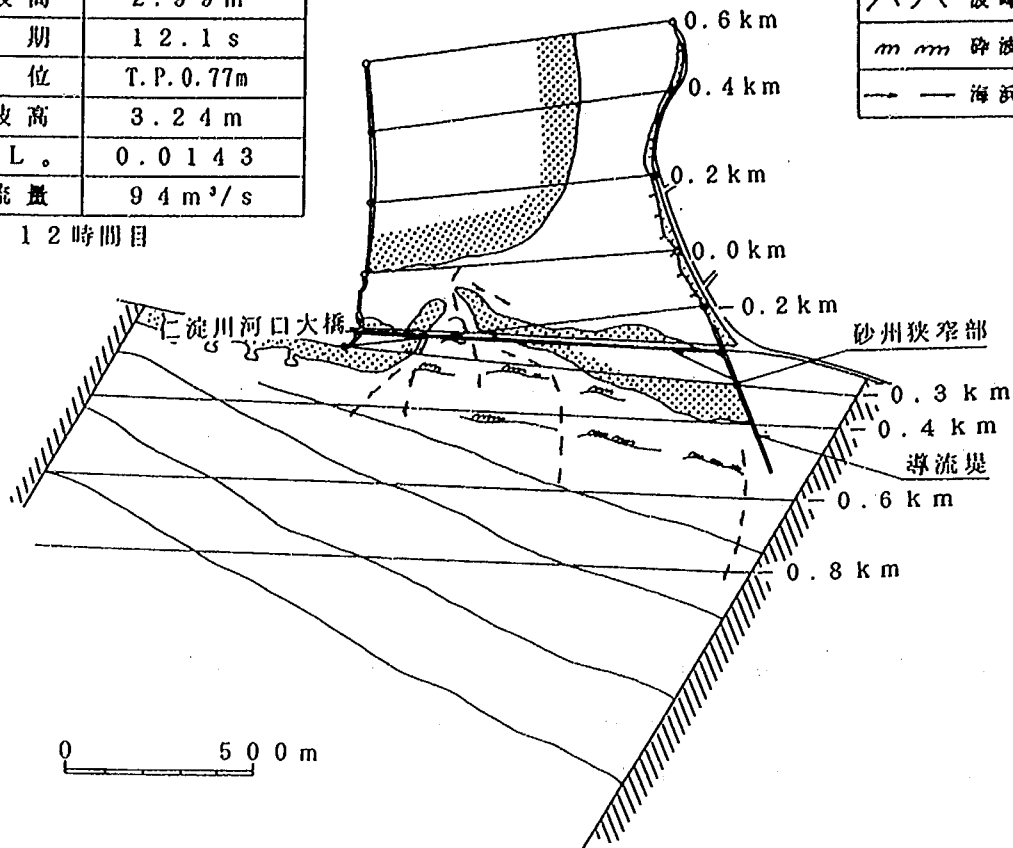


図-6.14 海浜流の流況図(ケースⅢ-1-2; 実験開始12時間経過後)

近で若干の汀線後退が見られるものの、新たに形成された砂州以外の部分では、汀線変化はほとんど生じていない。最終的に形成された砂州部の最高砂州高は約 T. P. 6 m であり、ほぼ現地と同レベルである。

以上の結果より、対策工のない現況河道の場合には、右岸側の河口砂州が河道内にさらに後退し、波介川および新堀川の本川への合流部の維持に支障を来すことが明らかとなった。

6.4 対策工①(中導流堤案)の検討

6.4.1 中導流堤の設置位置

中導流堤を設置する目的は、右岸方向からの沿岸漂砂を中導流堤で捉え、ポケットビーチ的に右岸側と中導流堤間に安定した河口砂州を形成させようとするものである。河口砂州を安定的に形成させるには、横断的な設置位置、先端部の水深、導流堤高を慎重に選択しなければならない。ここでは、中導流堤の設置諸元を以下のように決定した。

(1) 横断的な設置位置

右岸側から非常に近い位置に中導流堤を設置した場合、右岸側とこの中導流堤間には砂州が急速に形成される。しかし、中導流堤先端から回折してくる波浪やそこを回り込む漂砂によって中導流堤の左岸

側に砂州が形成される可能性がある。この場合、中導流堤の左岸側に形成された砂州が伸びて、河道内にさらに後退することになり、中導流堤の効果が期待できない。一方、右岸から非常に離れた位置に設置した場合、沿岸漂砂を阻止して安定した河口砂州を形成させることができず、結局河道内に砂州が後退してしまい同様の問題が生じる。

また、洪水時の河口部の流況は、河口中央から右岸方向へ向かって流出する状態となっているので、右岸から離れた位置に中導流堤を設置することは、洪水の流下を妨げることになる。この場合中導流堤側面に流れが集中して大規模な局所洗掘が生じ、その維持が困難となる。さらに波介川が河口導流された後のことを考えれば、波介川からの洪水を問題なく流下する位置でなくてはならない。

以上4つの条件を考慮して、河口導流後の波介川河口幅の1.5倍の位置に中導流堤を設置することとした。なお、設置角度は右岸側堤防法線に平行となるようにした。

(2) 先端部の水深

沿岸漂砂の移動を完全に阻止するための中導流堤先端部の水深は、地形変化の限界水深となる約 T. P. -10 m 位置とすれば良いと考えられる。しかしながら、T. P. -10 m 程度の水深で動きうる底質材料は、かなり細かい粒径である。現在の河口砂州の平均粒径は約 4.0 mm であるから、必ずしも T. P. -10 m まで伸ばす必要はない。そこで波による海浜変形の激しい範囲は、T. P. -3.0 m 以浅であることから、ここでは先端部の水深を T. P. -3 m とした。また、河道内の末端位置については、波介川からの洪水の流下を妨げない位置として、波介川の背割堤の先端位置から波介川の河口幅分だけ下流の位置とすることにした。

(3) 導流堤高

現在の仁淀川の河口砂州高は、最大で約 T. P. 6 m であるが、概ね T. P. 5 m 以下である。したがって、土砂が T. P. 5 m を越えて大量に移動することはほとんどないと考えられる。よって、中導流堤天端を T. P. 5 m とすればそこを乗り越える土砂は少ないものと判断される。

以上の検討結果より、中導流堤の設置位置、諸元を示したのが先の図-5.30 である。

6.4.2 洪水流実験 (ケースIII-2-1; 本川 $Q_p=4,730 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_c=110 \text{ m}^3/\text{s}$)

本実験は、上述した中導流堤案に対し、平均年最大流量規模の洪水による河口砂州のフラッシュ状況等について検討したものである。

(1) 水位について

1992年9月洪水のハイドログラフ ($Q_p=4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) とともに、各断面の水位時間変化図を図-6.15 に示す。これらの図から、0.3 km より下流断面では、ピーク流量より早くピーク水位に到達することが分かる。0.3 km 断面がピーク水位に達したときの流量は、約 $4,200 \text{ m}^3/\text{s}$ である。これは流量が $4,200 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近になると急激に河口砂州のフラッシュが進行し、砂州部開口河積が増大するため、水位はむしろ低下してしまう。この傾向は下流の河口砂州に近い断面ほど顕著に現れる。

次にピーク流量時の水位縦断図を図-6.16 に示す。同図中には、計画高水流量を不定流で通水した実験 (ケースIII-1-1) における流量 $4,775 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位縦断も併せて示した。ただし、ケースIII-1-1

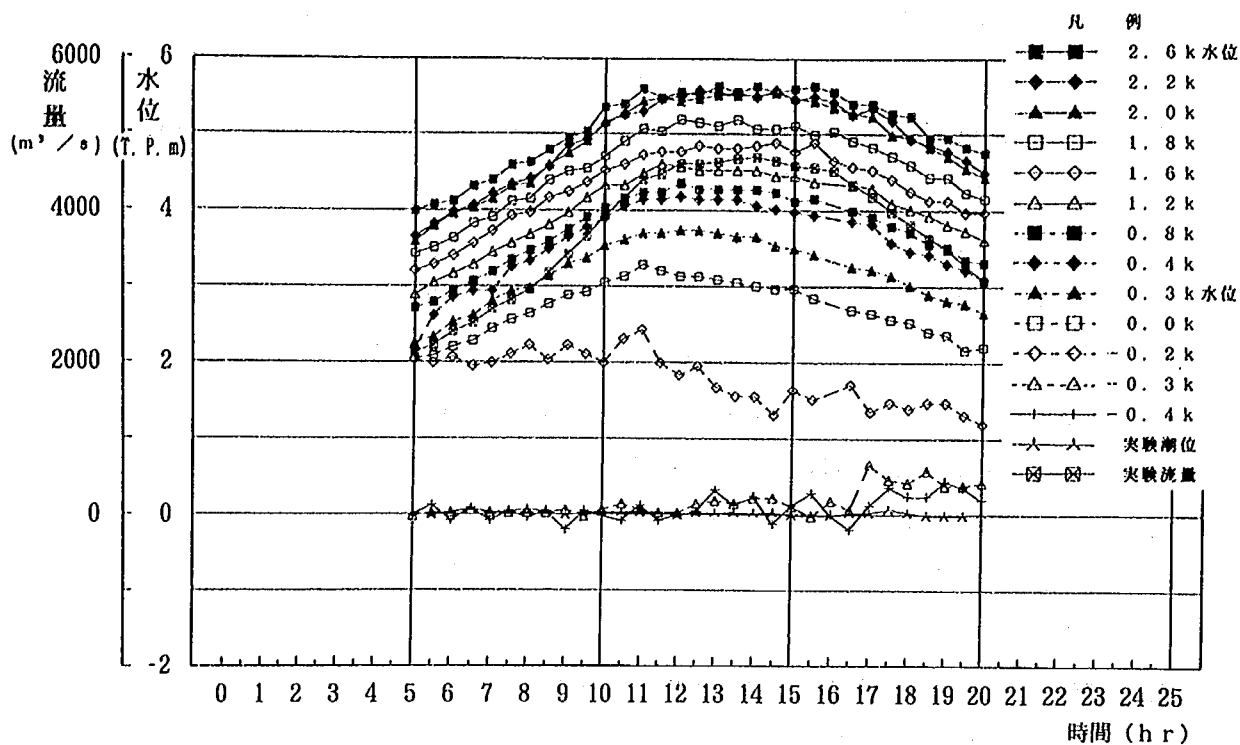


図-6.15 各断面の水位時間変化図(ケースⅢ-2-1)

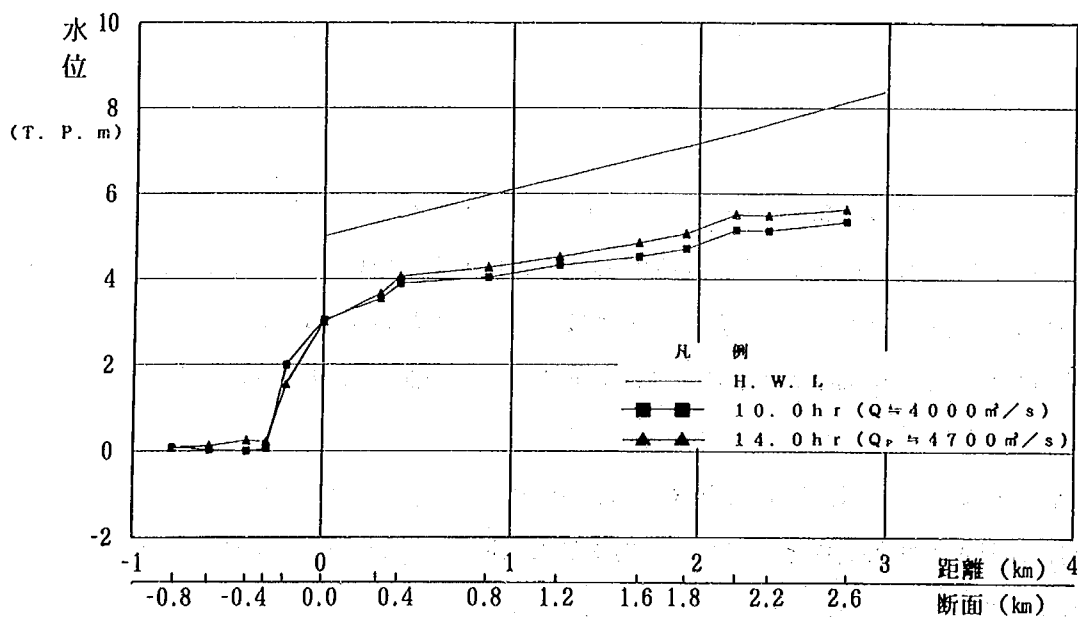


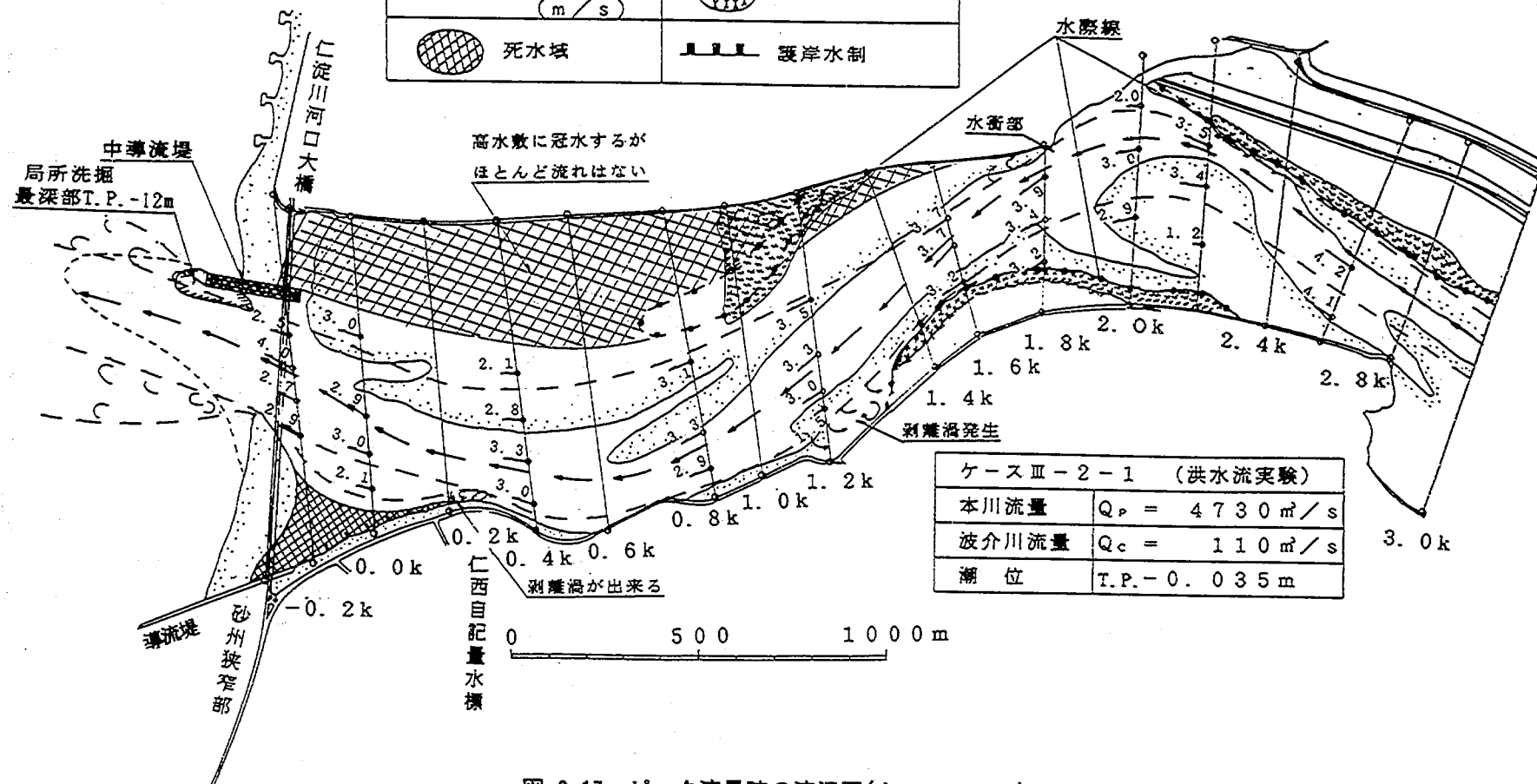
図-6.16 ピーク流量時の水位縦断図(ケースⅢ-2-1)

の潮位は計画潮位の T. P. 2.2 m で実施しているのに対し、本ケースは平均潮位 (T. P. -0.035 m) で実施している。このため、河口部の水位は潮位が大きく異なるので比較することはできない。しかし、0.4 km より上流の水位について比較すると、中導流堤を設置した場合、ほぼ $4,775 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位と同じである。したがって、中導流堤設置による水位に及ぼす影響は極めて小さいと考えられる。

(2) 流況について

ピーク流量時の流況を図-6.17 および写真-6.3 に示す。0.0 km より下流部に注目すると、0.0 km の

凡 例	
—— 流下流線	剥離域
← 主流位置	砂 堆
(数値) 流速ベクトル (m/s)	竹林および植生
死水域	護岸水制



主流部は低水路中央付近にあり、その流速は約 3.0 m/s であるものの、横断方向にもほぼ様な流速分布である。しかし、 0.2 km では右岸側に中導流堤が設置されているため、若干縮流となって主流部の流速は 4.0 m/s と速くなる。中導流堤のない場合の主流部は、河口中央付近から右岸方向へと流出していたが、本ケースの場合中導流堤によって右岸方向への流れが妨げられ、やや左岸方向に曲が



写真-6.3 ピーク流量時 ($4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況
(ケースⅢ-2-1)

りながら海域へと流出する。このため中導流堤の先端付近では、流れが集中するような流況となる。図中には、砂州フラッシュにより流出した土砂の堆積範囲を破線で示すが、主流の方向に長く舌状テラスが伸びる結果となった。

(3) 河床変動について

河口部断面の河床変動横断比較図を図-6.18 (a)～図-6.18 (c)に示す。 0 km 断面 (図-6.18 (a)) では、左岸から $150 \text{ m} \sim 350 \text{ m}$ の位置で洗掘が生じている (約 $T. P. -4 \text{ m}$)。 -0.2 km 断面 (図-6.18 (b)) では、砂州先端部がフラッシュされた様子が明瞭に現れている。砂州は先端から約 300 m の幅にわたってフラッシュされており、左岸側に 200 m ほど残っているのみである。砂州狭窄部断面 (図-6.18 (c)) では、左岸から約 500 m 位置付近に局所洗掘が生じており、最深河床高は約 $T. P. -10 \text{ m}$ である。砂州は約 200 m 程度フラッシュされたに止まり、中導流堤の設置によって、右岸方向への砂州フラッ

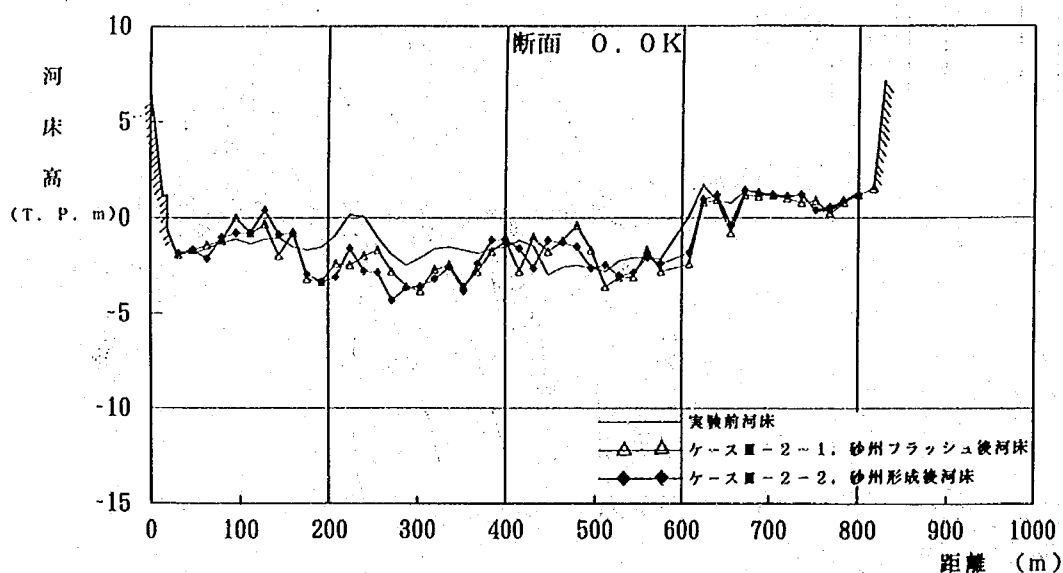


図-6.18 (a) 河床変動横断比較図 (0.0 km ; ケースⅢ-2-1)

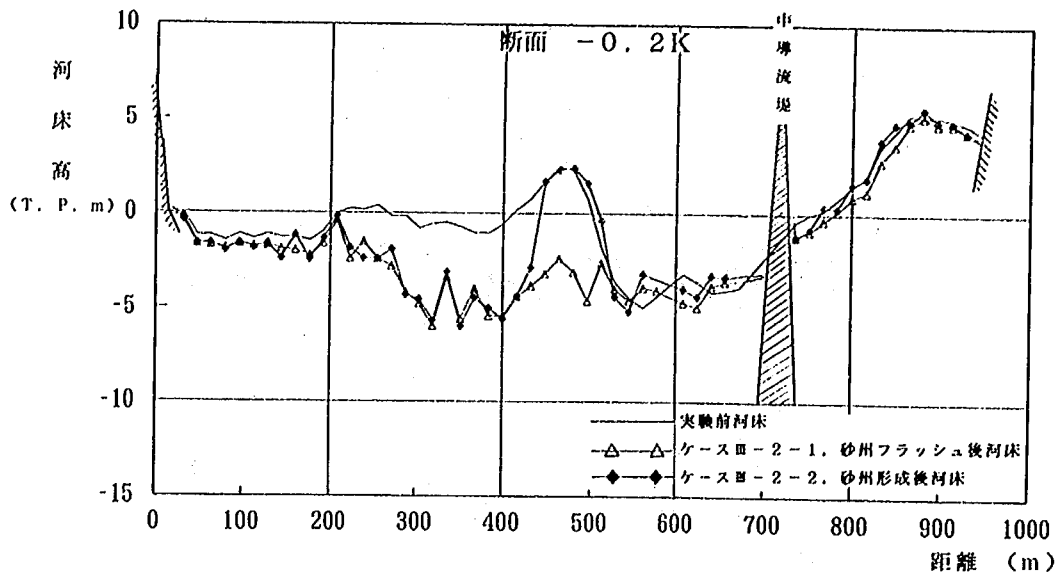


図-6.18 (b) 河床変動横断比較図(-0.2 km; ケースⅢ-2-1)

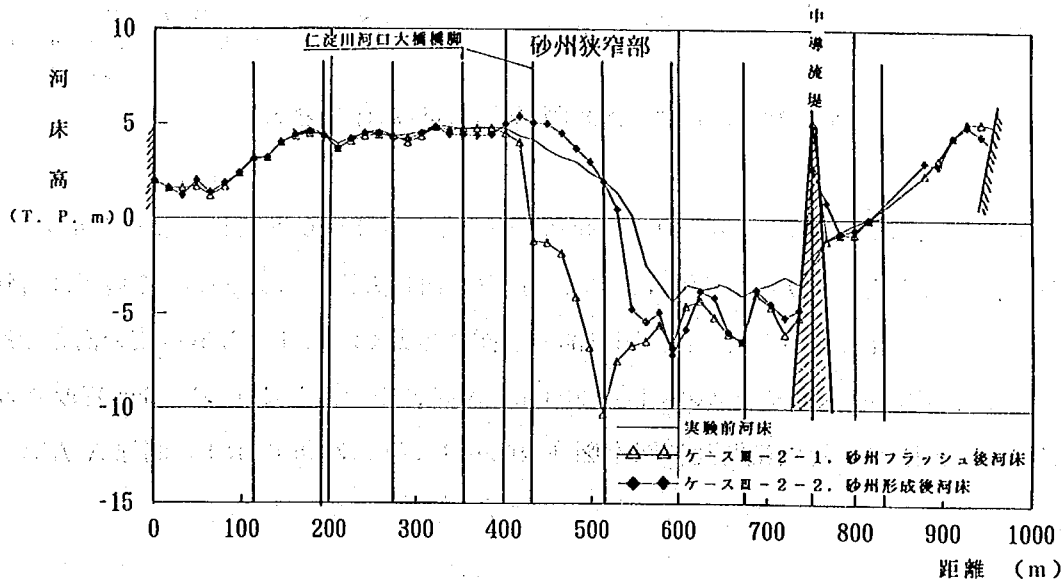


図-6.18 (c) 河床変動横断比較図(砂州狭窄部; ケースⅢ-2-1)

シュ、河床変動が防止されたため、鉛直方向への侵食が進行したことが示されている。

河口部等深線図を図-6.19に示す。これによると主流が中導流堤の先端付近に集中し、ここに局所洗掘が生じたことが分かる。中導流堤先端部の河床高は約 T. P. -12 m であり、既往洪水時に仁淀川河口大橋の橋脚周辺で同規模の洗掘が発生していることを考えれば、信頼性のある数字である。開口部の河床高は、これまでの実験結果によれば、概ね T. P. -5 m であったが、本ケースの場合は、T. P. -6 m ～ -7 m と若干深い。このことは中導流堤の設置によって側方侵食が防止され、鉛直方向へ洗掘が進んだことを示している。

砂州フラッシュによって流出した土砂は、フラッシュ後の砂州先端部から右岸方向に T. P. -2 m 程度の高さで細長く舌状に堆積している地形により示されている。この部分は、開口部端部の流速が遅い

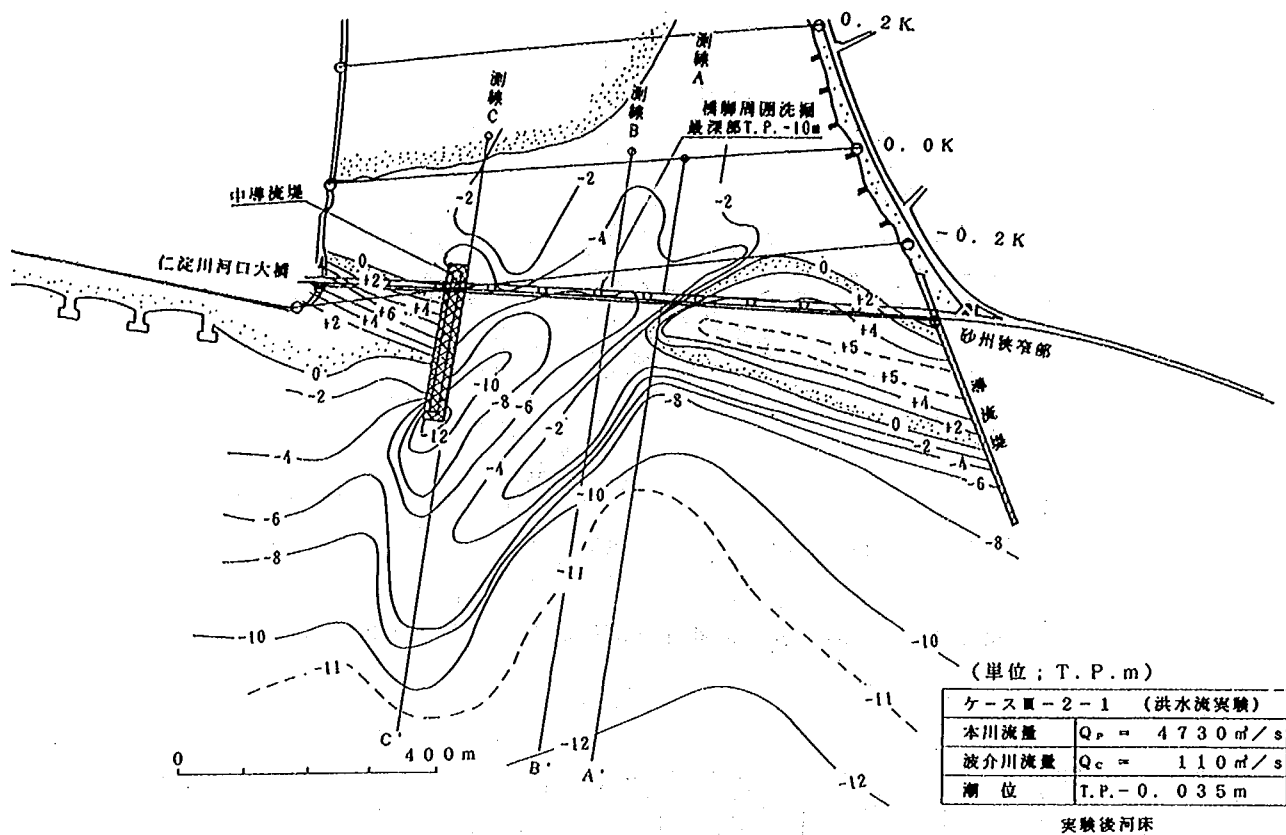


図-6.19 河口部等深線図(ケースⅢ-2-1; 実験後)

部分に相当するため、河口からあまり離れない位置にフラッシュ土砂が堆積したものである。主流部に位置する付近は、高流速によりかなり沖合にまで運ばれ、河口大橋から約 500 m の範囲に舌状の地形をなして堆積する。これまでの実験では、開口部の前面に幅広く、T. P. -5 m 程度の高さで堆積していたが、本ケースの場合、舌状テラスの幅は約 200 m と狭く、その高さは T. P. -6 m 程度であった。

次に測線 A-A' と B-B' の海浜縦断比較図を図-6.20 (a) および 6.20 (b) に示す。測線 A-A' は、左岸側

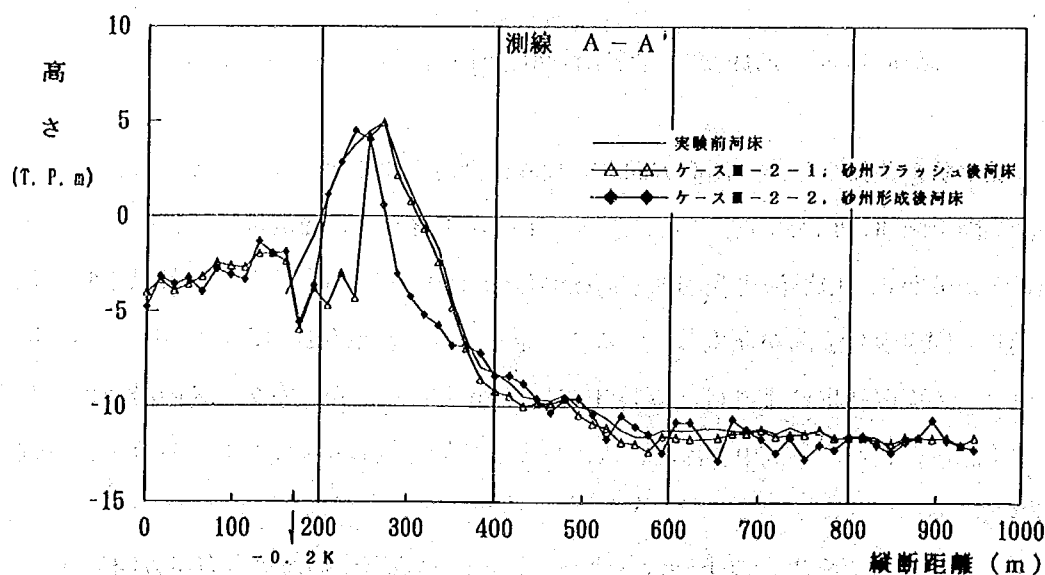


図-6.20 (a) 海浜縦断比較図(測線 A-A'; ケースⅢ-2-1)

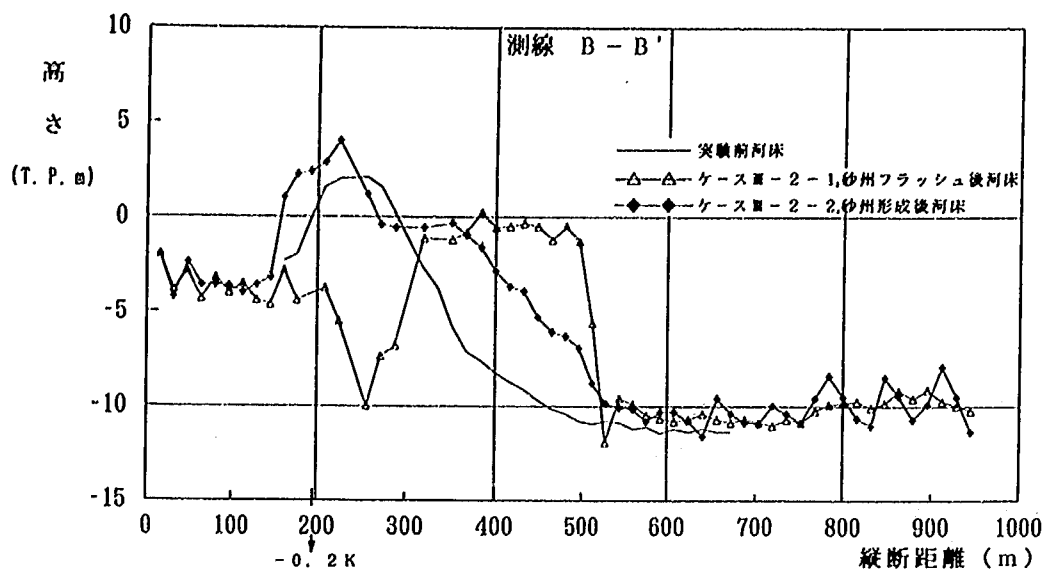


図-6.20 (b) 海浜縦断比較図(測線 B-B'; ケースⅢ-2-1)

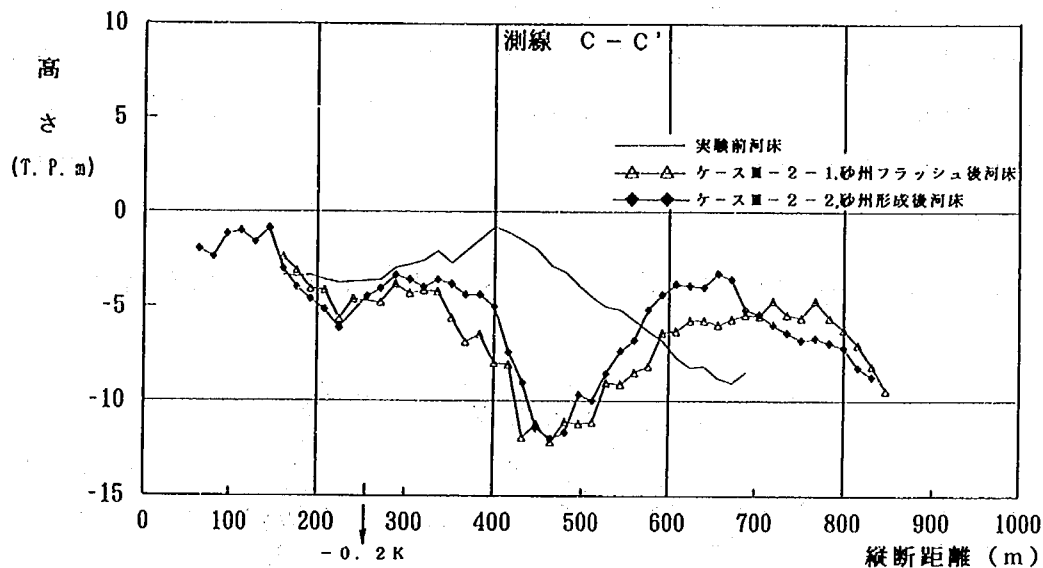


図-6.20 (c) 海浜縦断比較図(測線 C-C'; ケースⅢ-2-1)

河口砂州の先端部分である。砂州の河道側が約 50 m ほど侵食されているが、この部分は洪水によってフラッシュされた部分である。しかし他の部分では、ほとんど形状に変化はない。測線 B-B' では、約 T. P. -1 m のテラスが形成されており、これが砂州先端から細長く舌状に堆積したフラッシュ土砂である。このようにこれまでの実験ケースと比較して、テラスの沖方向の長さは小さいが、右岸方向への流れの集中によって左岸側砂州先端部の下流側は流速が低減して土砂が堆積し、テラス上面の高さがかなり高くなっている。さらに、図-6.20 (c) は測線 C-C' の海浜縦断図である。この測線は、中導流堤の左岸側に位置しており、中導流堤の周辺 (400 m ~ 500 m 位置) では流水の集中により著しい局所洗掘が生じ、その深さは T. P. -12 m にまで達している。

(4) まとめ

河口部の砂州対策工案として中導流堤を設置した場合、上流河道の水位に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。したがって、現況河道の流況に与える影響も極めて小さい。河床変動状況は、中導流堤の先端付近に流水が集中するために、最深河床高約 T. P. -12 m の局所洗掘が生じることが明らかとなった。この河床高は、既往洪水時の河口大橋の橋脚周辺で生じた局所洗掘と同規模であることから、ほぼ妥当な数字であるといえる。したがって、中導流堤を適用する場合には、局所洗掘対策に十分留意する必要がある。

6.4.3 砂州形成実験 (ケースⅢ-2-2; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = 3.34 \text{ m}$)

この実験は、ケースⅢ-2-1 の河口砂州フラッシュ後の地形に対し、波による河口砂州形成状況等について検討したものである。

(1) 河口砂州形成状況について

砂州形状の時間変化図を図-6.21 に、河口砂州形成後の河口部等深線図を図-6.22 に示す。

右岸側と中導流堤間の砂州は、汀線が前進して砂州幅が徐々に広がる。また、中導流堤の左岸側へ砂州が形成される様子もなく、中導流堤の右岸側に安定的に砂州が形成されることが明らかとなった。一方、左岸側の砂州は徐々に右岸方向に伸び、17 時間で約 100 m 延伸したものの、写真-6.4 に示すように開口幅は約 200 m もあり、これまでの実験結果と比較するとかなり広い状態となった。

等深線図によると、右岸と中導流堤間に形成された砂州高は約 T. P. 5 m であり、横断方向にほぼ一定の高さで形成された。

左岸側の河口砂州先端付近から細長く舌状に伸びていたフラッシュ土砂の堆積地形は、その高さが若

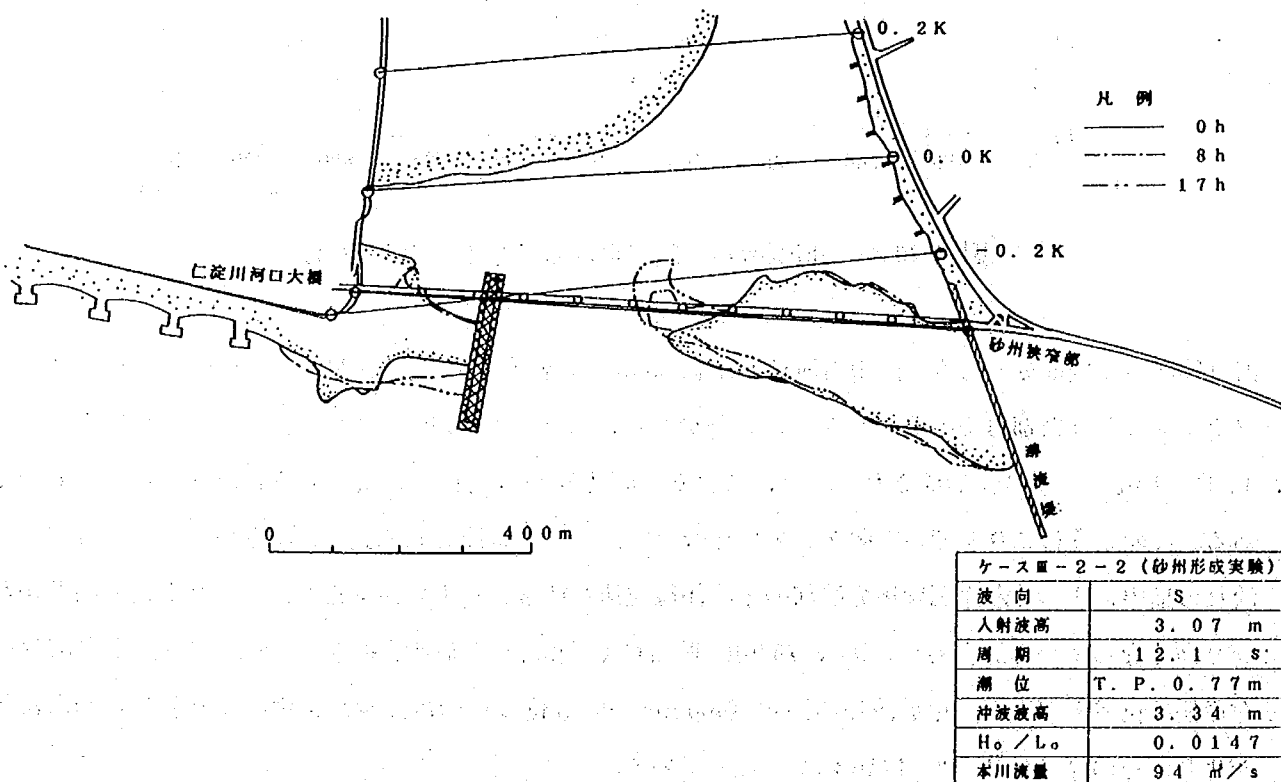


図-6.21 河口砂州形状時間変化図(ケースⅢ-2-2)

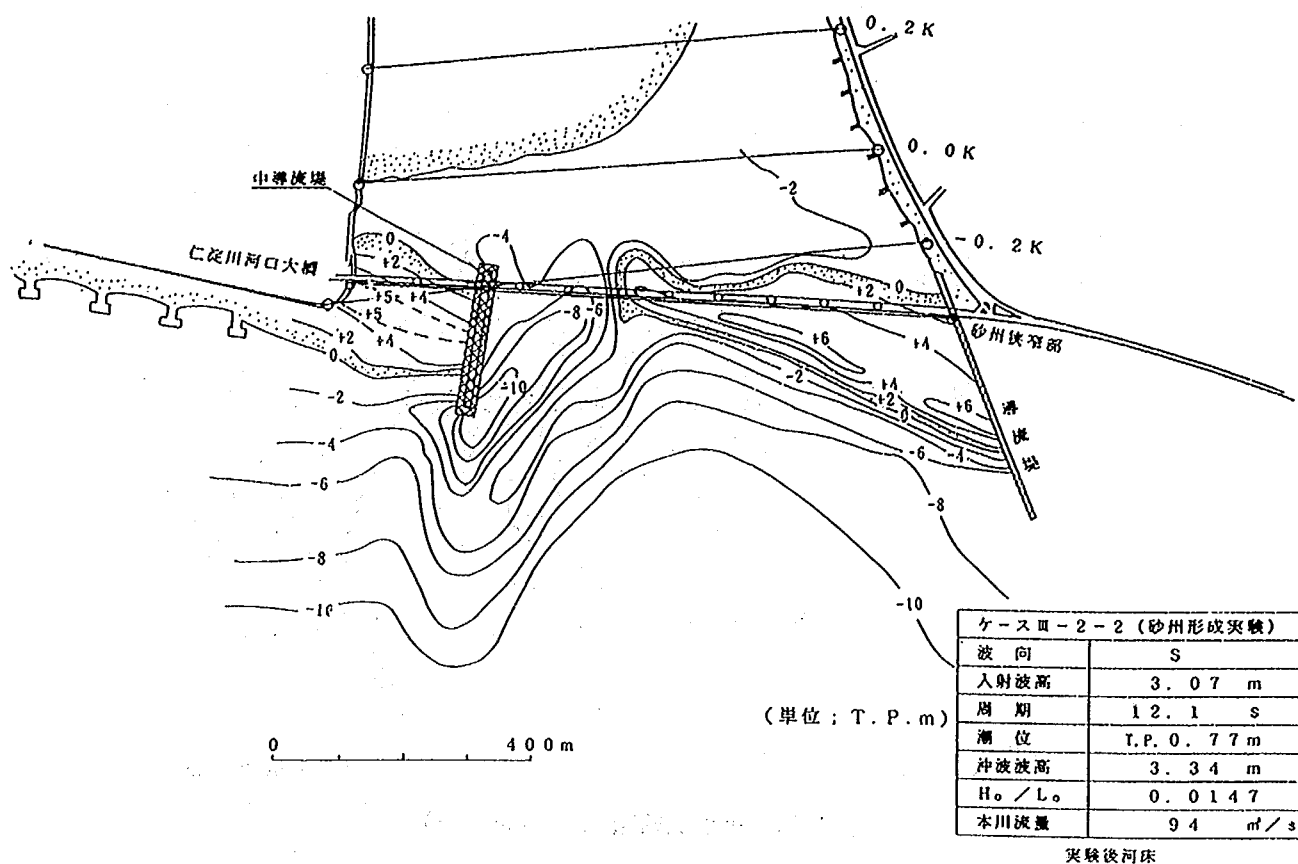


図-6.22 河口部等深線図(ケースⅢ-2-2)

干低くなり (約 T. P. -4 m) , 右岸方向に移動する結果となった。これにより開口部は, 砂州フラッシュ後と比較して若干狭くなったが, 依然として T. P. -6 m ~ -10 m の深い水深の状態である。中導流堤の先端付近も含め, 長期的には河川流量に見合った河積にまで開口部は閉塞するものと考えられるが, 実験では水深の深い領域にはほとんど土砂が供給されずそのままの状態であった。

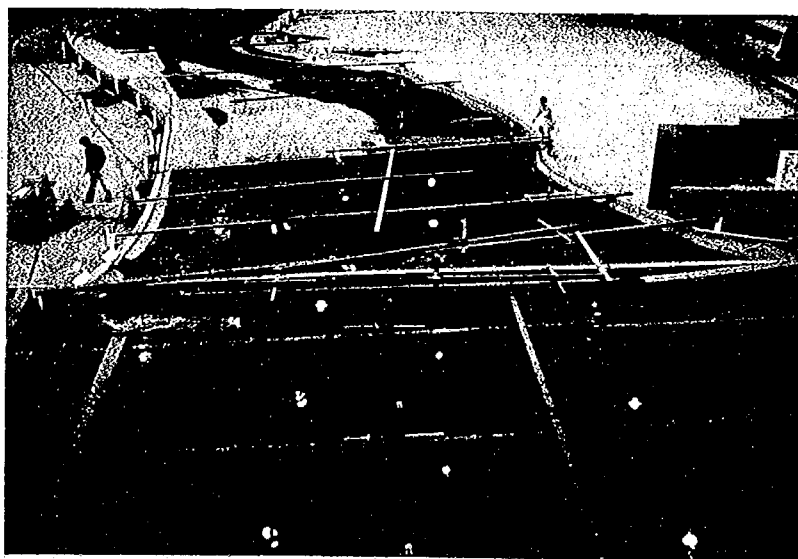


写真-6.4 河口砂州の形成状況 (17 時間経過後; ケースⅢ-2-2)

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始直後の等波高線図を図-6.23 に, 実験開始 15 時間後の海浜流況図を図-6.24 に示す。

実験開始当初は, 開口幅が約 300 m あるため, 河道内への波浪侵入が著しい。波高約 0.5 m の波が 0.2 km 付近まで侵入している。海域での波峰線の変化は, 中導流堤の先端付近に到達すると, 徐々に

ケースⅢ-2-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.07 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P.0.77m
沖波波高	3.34 m
H ₀ /L ₀	0.0147
本川流量	94 m ³ /s

2 時間目

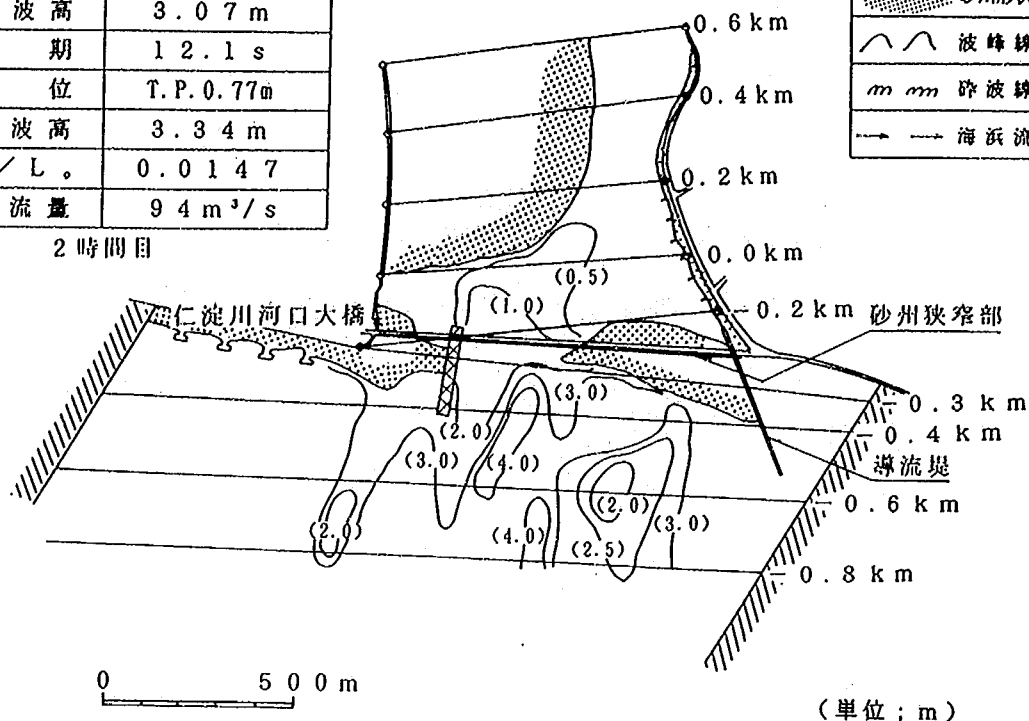


図-6.23 等波高線図(ケースⅢ-2-2)

ケースⅢ-2-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.07 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P.0.77m
沖波波高	3.34 m
H ₀ /L ₀	0.0147
本川流量	94 m ³ /s

15 時間目

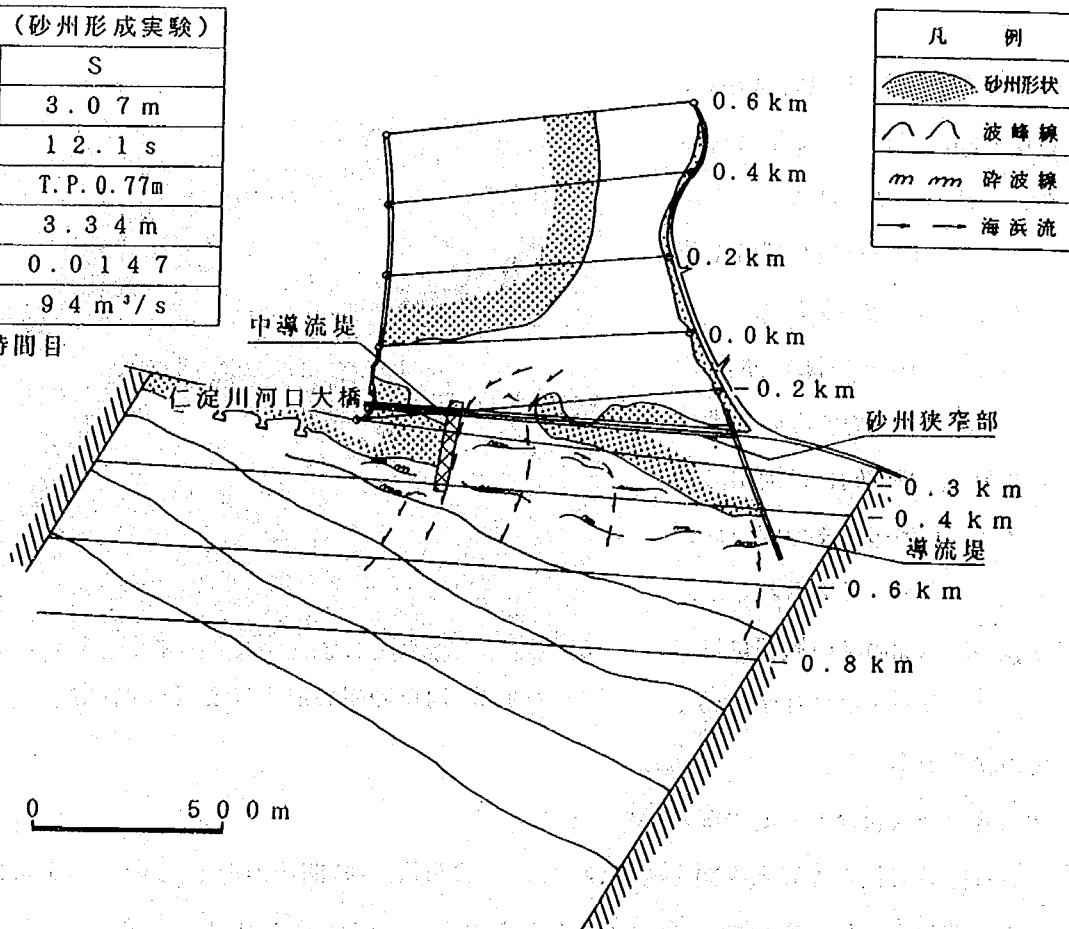


図-6.24 海浜流の流況図(ケースⅢ-2-2; 実験開始 15 時間後)

汀線と平行になるように屈折する。中導流堤先端では、右岸方向と左岸方向に分かれ、右岸へは波高約 2 m 程度の波がうちあがる。左岸方向へは、沖に張り出したテラス上で一端砕波し、その後波高は 1 m 程度に低くなり河道内に侵入する。

実験開始 15 時間後では、左岸側砂州前面のテラスの変形とともに、波峰線の形状も複雑に変化する。開口部では、一端砕波した波が河道内に侵入する。しかし、開口幅が若干狭くなったため、河道内への波浪の侵入は少なくなり、 -0.2 km に若干見られる程度である。開口部の左岸側では、汀線の直前まで水深が深い状態であるため、波はほとんど砕波せずに河口砂州にうちあがる状態となっている。なお、河川流は、河口部から出た直後に左岸方向に広がり海域に流出する。

(3) まとめ

河口砂州形成後の開口部幅が広がった原因としては、砂州フラッシュによって開口部が非常に深くなったことと、その沖側に水深の浅いテラスが形成されたことが考えられる。沖から侵入してきた波浪は、水深の浅いテラス上で砕波して波高が減衰する。波によって沖から運ばれてきた土砂は、テラス背後の部分に堆積し、徐々に砂州方向に移動することになる。一方、開口部では、一端砕波した波が再び侵入してくるが、すでに波高は小さくなり、水深も深いためにほとんどの土砂は移動しない状態にある。したがって、開口部の水深の大きい領域には土砂が供給されないため、開口部の幅が広いままの状態である。しかしながら、実際にはこの開口部の深い部分も徐々に埋め戻され、長期的には河口流量に見合った河積にまで閉塞するものと考えられる。

右岸側と中導流堤間に形成された砂州は、砂州高も高くほぼ安定的に形成されるものと判断される。ただし、計画規模の大流量の洪水時には、河口部水位が T. P. 3 m $\sim$ 4 m にも達するため、これが維持できるかさらに検討する必要があると考えられる。

6.5 対策工②（人工砂州案）の検討

6.5.1 人工砂州の設置位置

人工砂州案は、河口右岸側から左岸方向に横工状に人工砂州を設置し、河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部の閉塞を防止しようとするものである。人工砂州案の配置、諸元は以下のとおりである。

(1) 人工砂州の位置

人工砂州は、波介川の河口閉塞を防止するとともに、洪水の流下に対しても支障のない位置でなければならない。この位置は、先の中導流堤案と同様に、波介川の背割堤の先端位置から波介川の河口幅以上の距離を離す必要がある。よって、ここでは右岸側の一部に形成されている河口砂州と同位置とし、これを異形コンクリートブロックなどにより人工的に固定することを考慮して、仁淀川河口大橋の直下付近に平行に設置することとした。

人工砂州の長さは、中導流堤案と同様に波介川河口導流後の河口幅の約 1.5 倍の 170 m とした。

(2) 人工砂州の形状

人工砂州の天端高は、中導流堤案と同じ T. P. 5.0 m とし、その天端幅は 8 m とした。人工砂州の海

側の法面勾配は、現地の前浜勾配（約 $1/8$ ）と同一程度が安定性の上からも望ましいと考えられる。したがって、ここでは前浜勾配に近い $1:6$ の勾配の形状とした。なお、模型に用いた人工砂州は粒径 $2\sim 3\text{ cm}$ の碎石を代用して固定した。

以上の人工砂州案の配置、形状を示したのが先の図-5.31 である。

6.5.2 砂州形成実験（ケースⅢ-3-1; $Q_c = 94\text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = 3.49\text{ m}$ ）

本実験は、実験初期河床として 1993 年 8 月に発生（ $Q_p = 10,387\text{ m}^3/\text{s}$ ）した洪水後の 1993 年 10 月測量の地形に人工砂州を設置し、そのときの河口砂州形成状況について検討したものである。

(1) 河口砂州形成状況について

砂州形状の時間変化図を図-6.25 に、実験前および河口砂州形成後の河口部等深線図を図-6.26 (a), 6.26 (b) に示す。実験開始 2 時間後には、右岸側海浜からの漂砂によって人工砂州の前面へ砂州が形成され始める。それと同時に左岸からの砂州が右岸方向に伸びてくる。

実験開始 10 時間頃になると、人工砂州前面に形成されていた砂州が人工砂州先端を回り込むように河道内に侵入を始める。一方、左岸側の砂州も発達し、約 100 m 程度延伸した。

実験開始 20 時間後には、写真-6.5 に示すような河口砂州形状となりほぼ平衡状態となった。このときの右岸側の砂州形状は、先端部位置が人工砂州から約 100 m 河道内へ侵入して形成されている。左岸側の砂州は約 150 m 延伸し、砂州部開口幅は約 40 m にまで閉塞する結果となった。

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始直後の等波高線図を図-6.27 に、河口砂州形状がほぼ安定した実験開始 18 時間後の海浜流

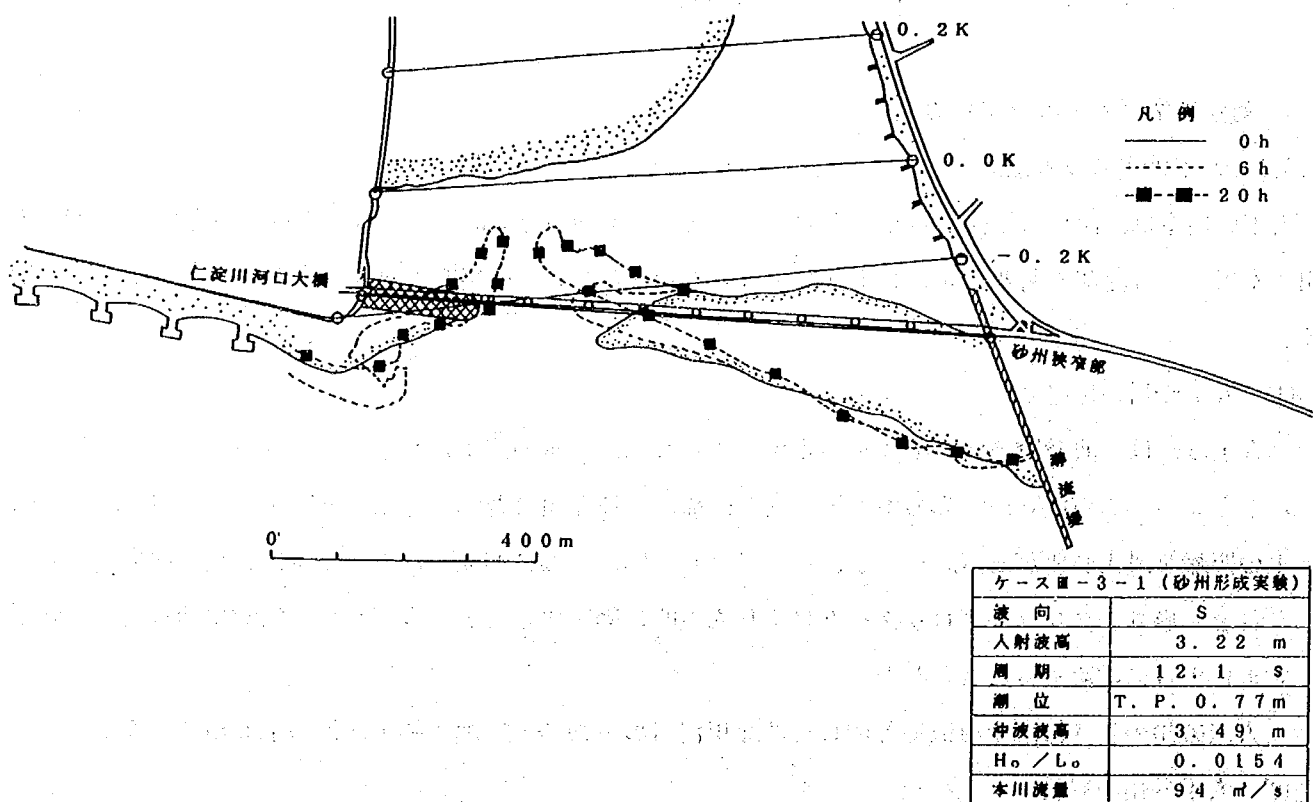


図-6.25 河口砂州形状時間変化図(ケースⅢ-3-1)

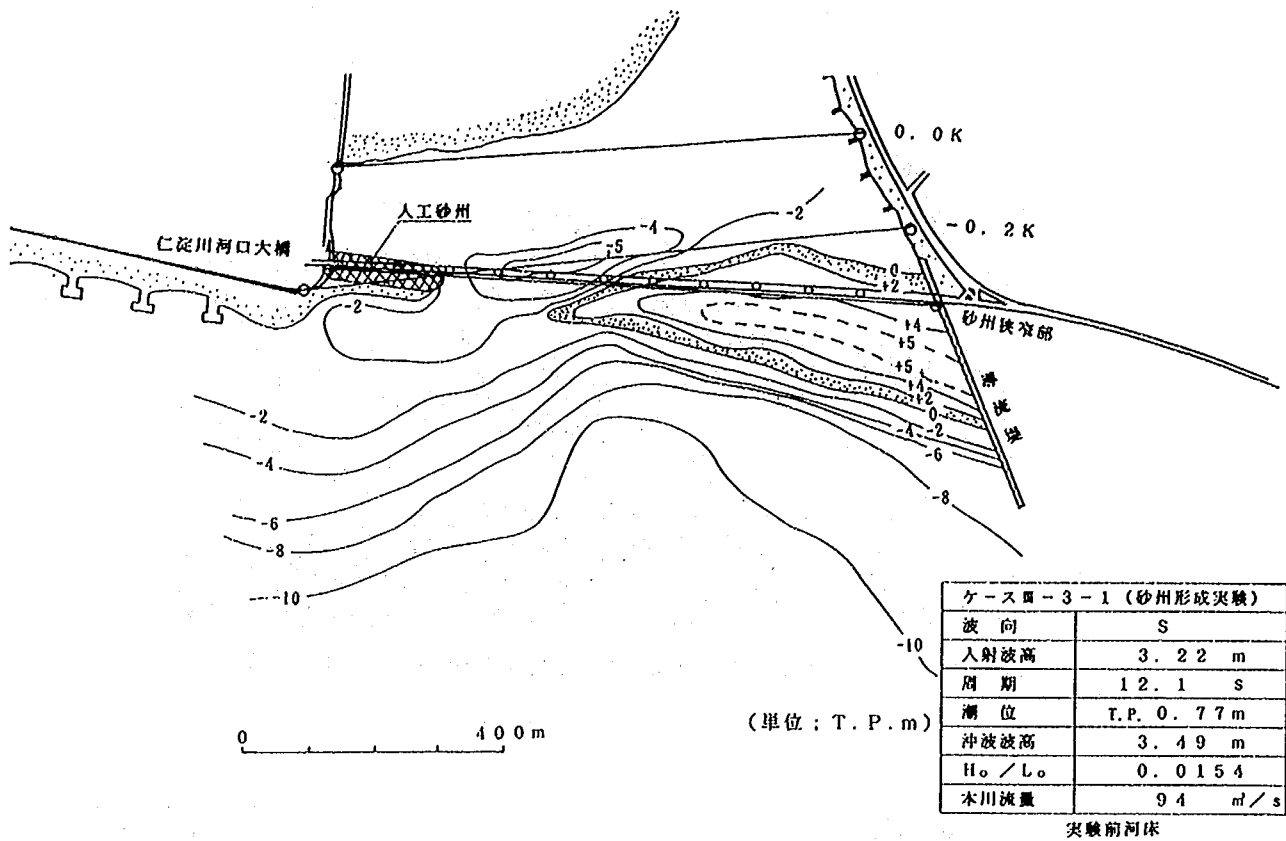


図-6.26 (a) 河口部等深線図(ケースⅢ-3-1; 実験前)

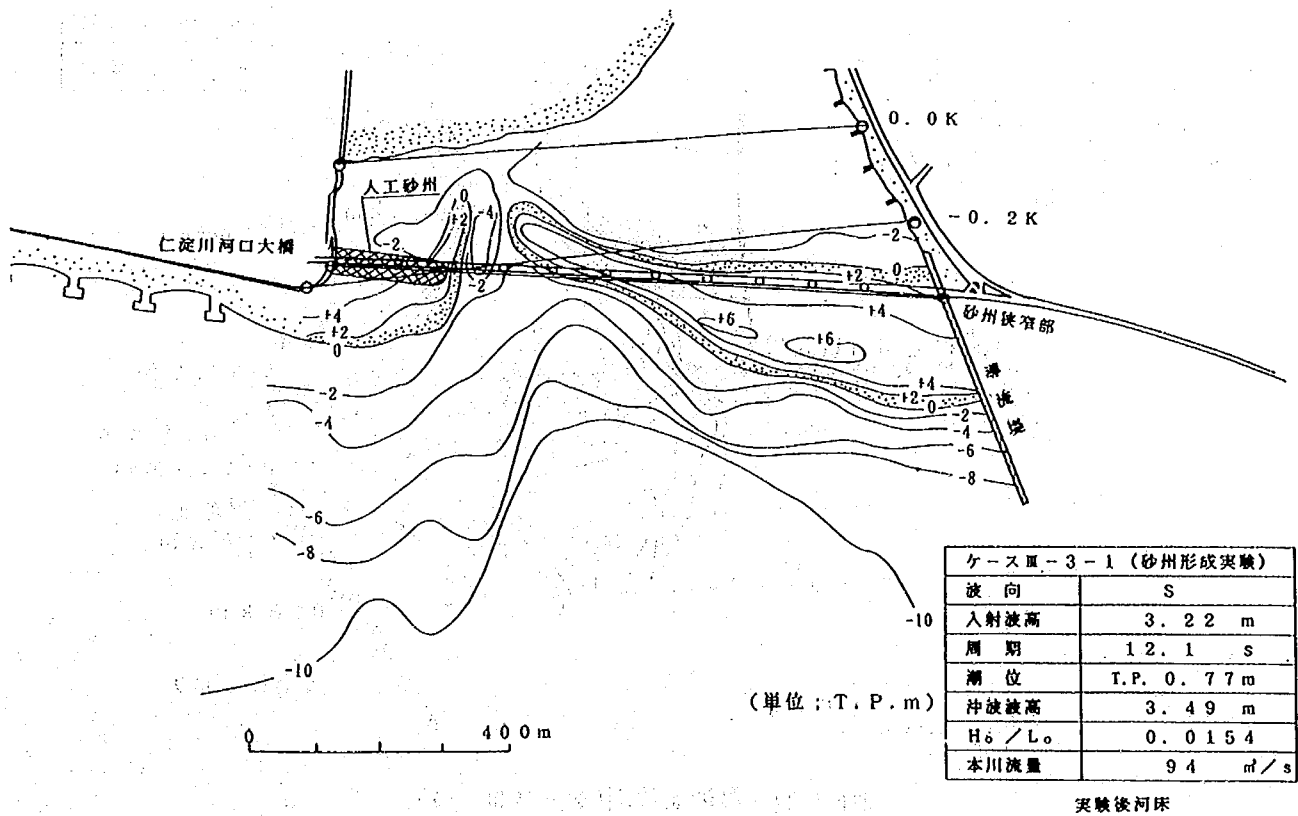


図-6.26 (b) 河口部等深線図(ケースⅢ-3-1; 実験後)

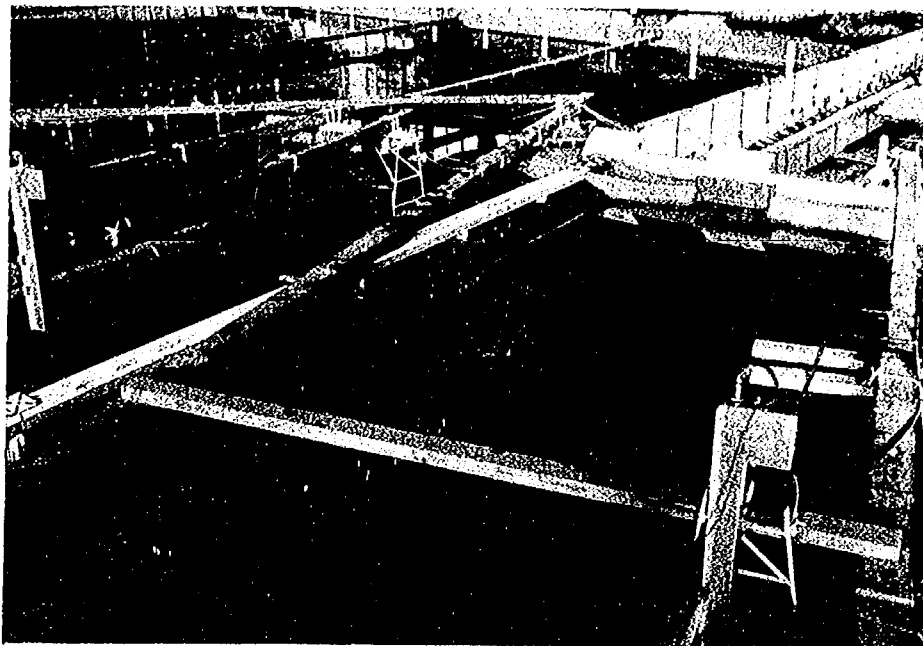


写真-6.5 河口砂州の形成状況 (20 時間経過後; ケースⅢ-3-1)

ケースⅢ-3-1 (砂州形成実験)	
波 向	S
入 射 波 高	3.22 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77m
沖 波 波 高	3.49 m
H. / L.	0.0154
本 川 流 量	94 m ³ /s

3 時間目

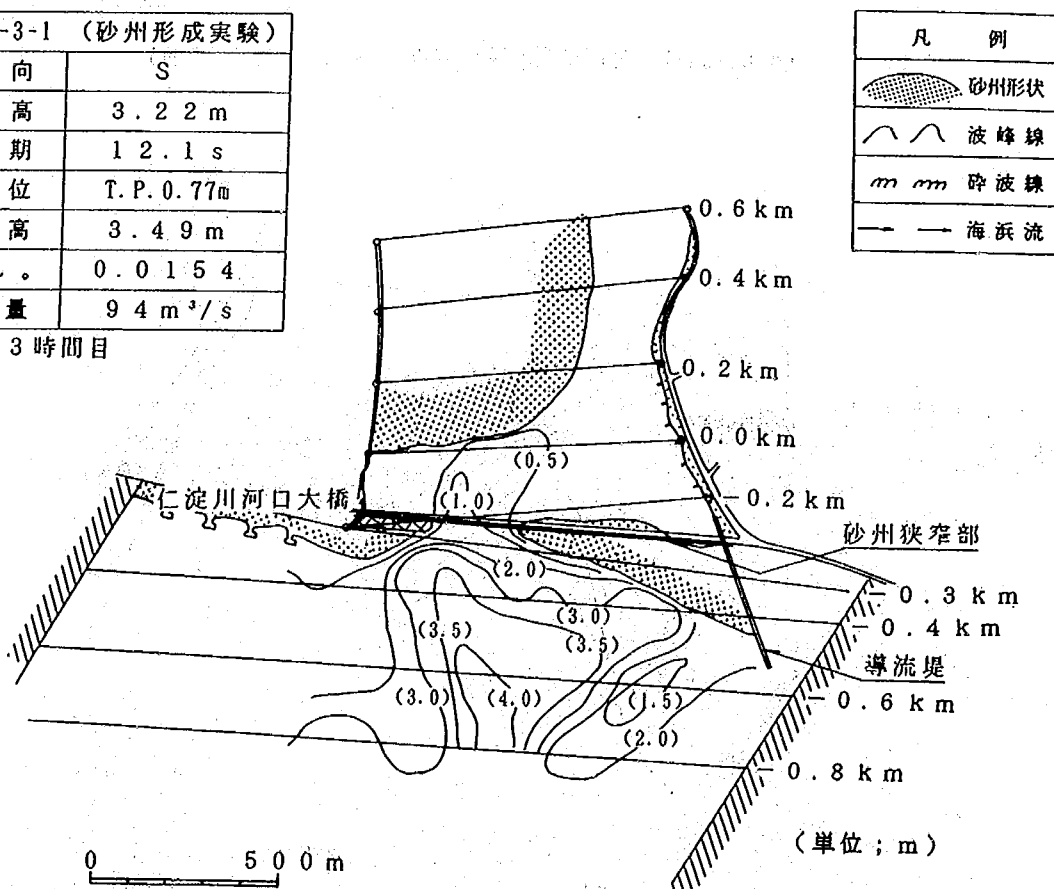


図-6.27 等波高線図(ケースⅢ-3-1)

の流況図を図-6.28に示す。実験開始当初は、波峰線が岸に近づくにつれて、汀線と平行になるように屈折する。波は河口前面で一端砕波するものの、河道内への波浪侵入が著しい。波高0.5mの波が0 km 付近の右岸側高水敷状の末端部にまで侵入する。実験開始18時間後になると、砕波点は実験開始直後より岸側に近づき、砕波後の波が河口砂州にうちあがる。しかし、開口幅がかなり狭くなったため、河道内へ波はほとんど侵入しなくなる。河川流は、砂州直上流で右岸方向に向かい、右岸側の開口部から出た直後に左右岸に広がって海域に流出する。

(3) まとめ

人工砂州によって、河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部の閉塞防止効果が得られるか試みた。しかし、人工砂州先端を回り込んで砂州が河道内へ侵入し、合流部を容易に閉塞してしまうことが明らかとなった。よって、対策工案としての効果は期待できないと言える。

6.5.3 洪水流実験（ケースⅢ-3-2; 本川 $Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_c = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

ケースⅢ-3-1の河口砂州形成後の地形に対し、平均年最大流量規模の洪水（ $Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を通水し、河口砂州のフラッシュ状況と対策効果等について検討したものである。

(1) 水位について

各断面の水位時間変化図を図-6.29に示す。中導流堤案では、-0.2 kmの水位が約 T. P. 2.5 m まで上昇したのに対し、本ケースは河口砂州が河道内へ後退したため、外海潮位（T. P. -0.035 m）とほぼ

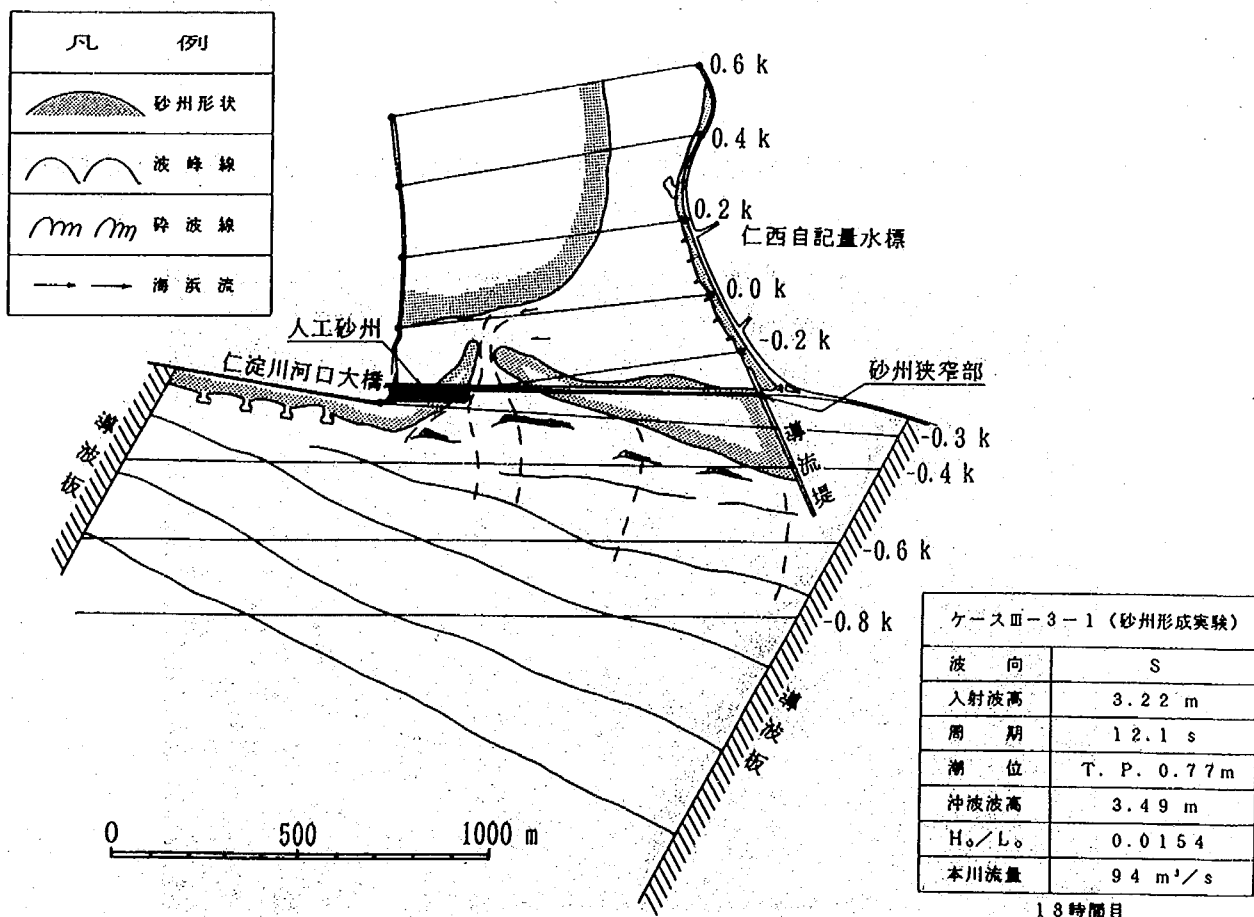


図-6.28 海浜流の流況図(ケースⅢ-3-1; 実験開始18時間後)

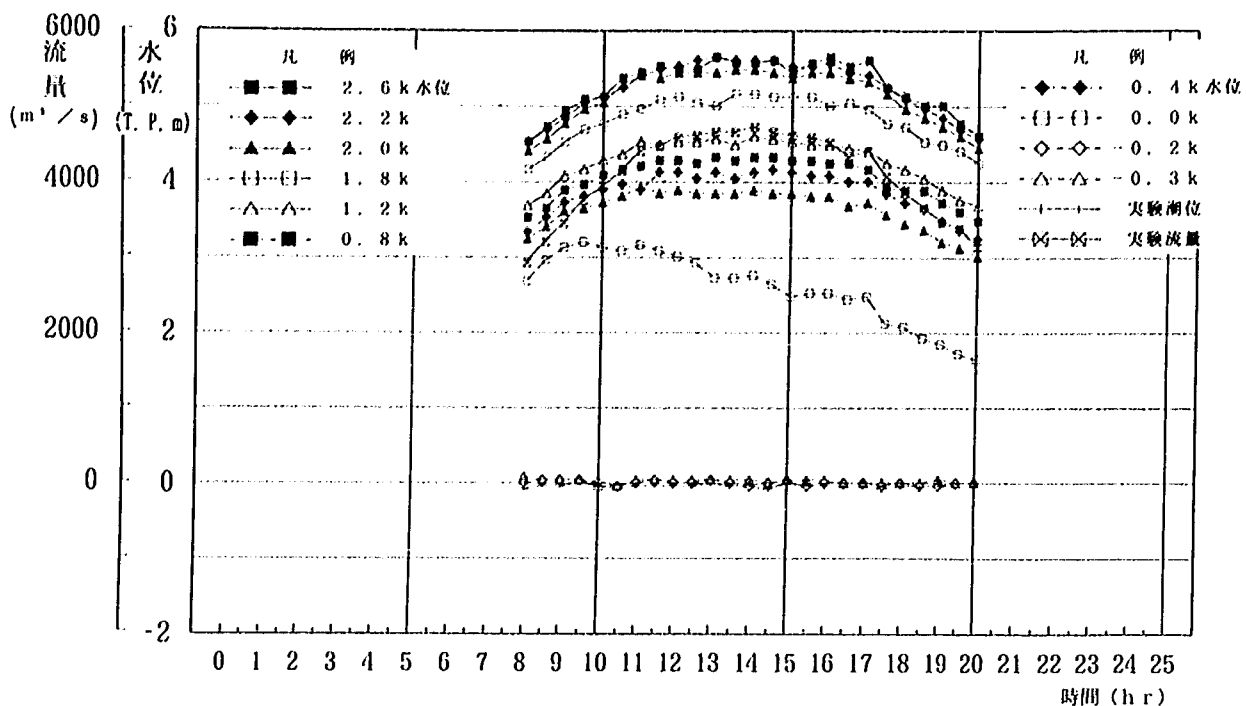


図-6.29 各断面の水位時間変化図(ケースIII-3-2)

同じとなっている。砂州上流の水位は、T. P. 3.0 m 程度になると、開口部に近い付近から砂州上を越流し始め、開口部が大きく広がる。このためさらに流量が増大しても水位は上昇しない。この河口砂州が上流河道の水位に及ぼす影響は 0.3 km 付近までである。したがって、0.4 km より上流の水位は、中導流堤案のケースIII-2-1 とほとんど同じである。

(2) 流況について

ピーク流量時の流況を図-6.30 および写真-6.6 に示す。主流部は、低水路法線に沿って低水路内を流



写真-6.6 ピーク流量時 (4,730 m³/s) 付近の流況 (ケースIII-3-2)

凡 例	
—— 流下流線	⌋ ⌋ ⌋ 剥離域
← ← 主流位置	⋯ 砂 堆
(数値) 流速ベクトル (m/s)	⊗ 竹林および植生
⊗ 死水域	▬▬▬ 護岸水制

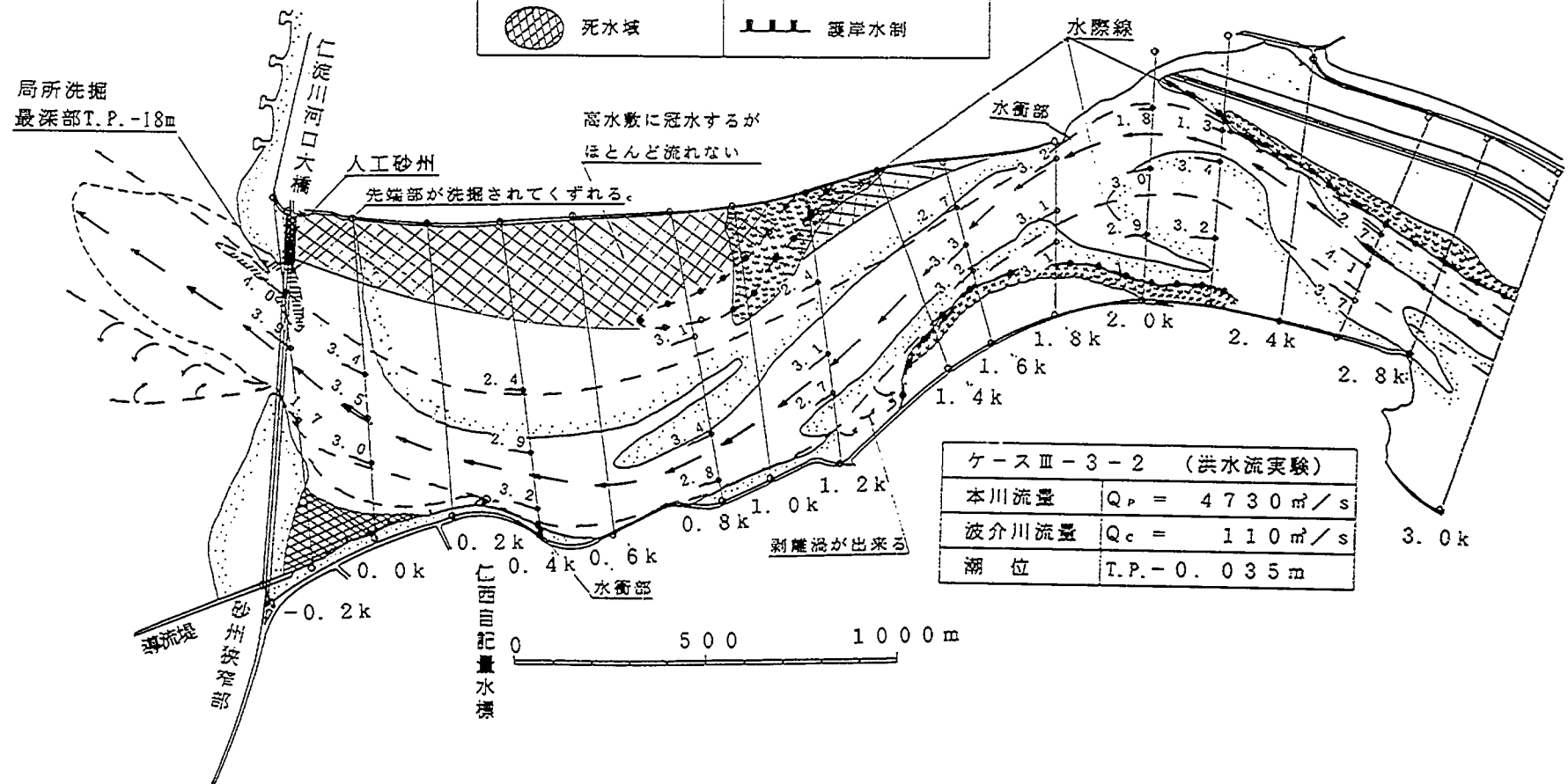


図-6.30 流況図(ケースⅢ-3-2; ピーク流量時)

下する。このときの主流部における流速は $3.0 \sim 3.5 \text{ m/s}$ である。水衝部はこれまでのケースと同様に、流れの集中する $1.8 \text{ km} \sim 1.6 \text{ km}$ 間付近の右岸側、 $0.4 \text{ km} \sim 0.2 \text{ km}$ 間付近の左岸側に形成される。 0.3 km 付近の左岸側に集中した流れは、ここから河口砂州の右岸側開口部に向かい、河口砂州をフラッシュする。人工砂州の先端から河道内へ回り込んで形成されていた砂州は、小流量時にフラッシュされてしまい、流量の増加とともに人工砂州の先端部が激しく洗掘され、流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{s} \sim 3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の時点には人工砂州先端部が崩落するような状況であった。河口を出た流れは、広がりながらそのまま南方向にほぼ真直ぐに流出する。

(3) 河床変動について

河口部断面の河床変動横断比較図を図-6.31(a)~6.31(c)に示す。 0 km 断面 (図-6.31(a)) では、河道中央付近の幅約 250 m で洗掘が生じており、洗掘深は約 $T. P. -5.0 \text{ m}$ である。 -0.2 km 断面 (図

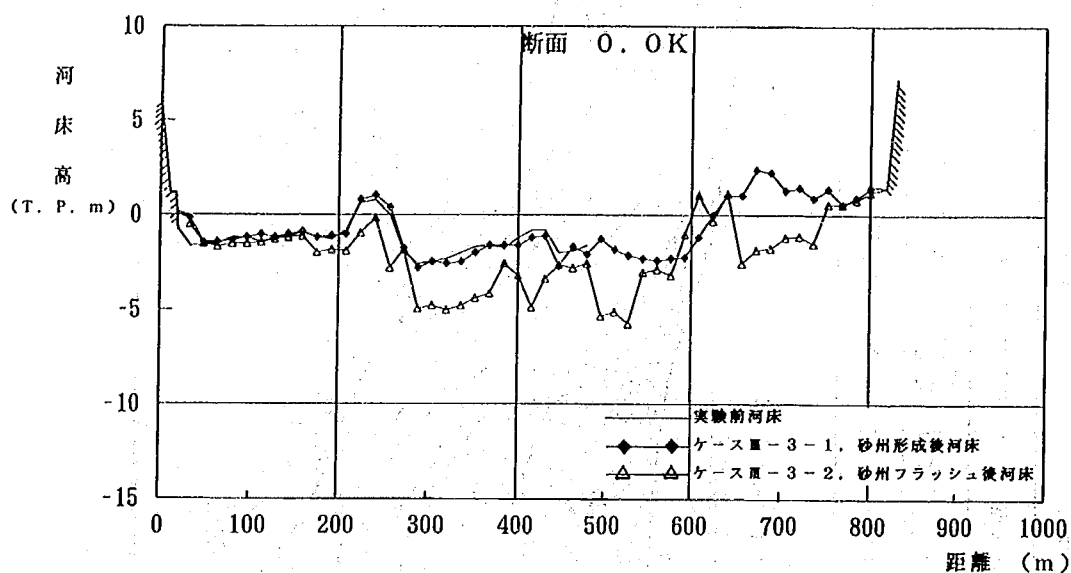


図-6.31(a) 河床変動横断比較図(0 km ; ケースⅢ-3-2)

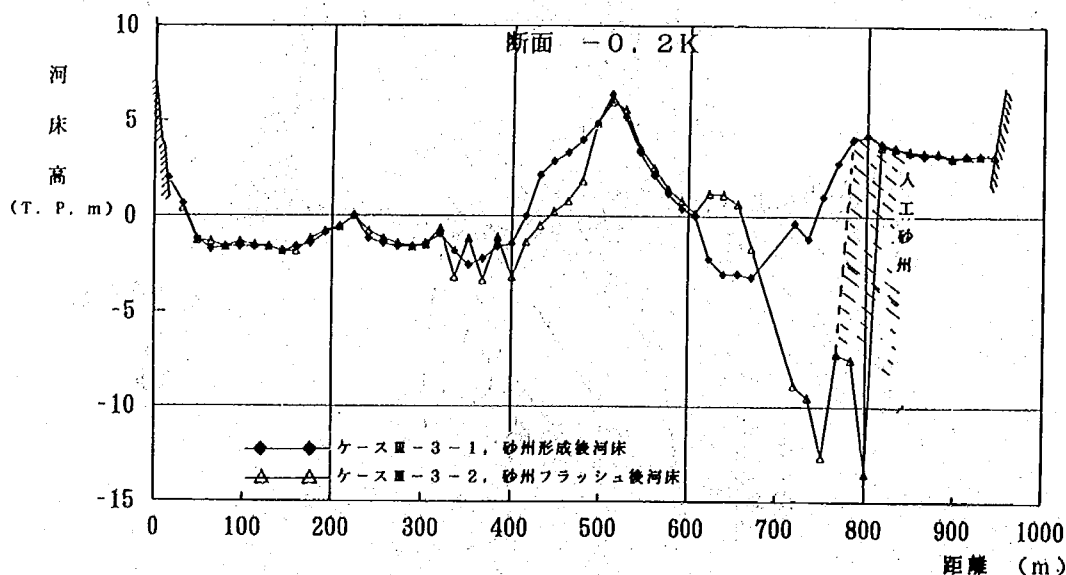


図-6.31(b) 河床変動横断比較図(-0.2 km ; ケースⅢ-3-2)

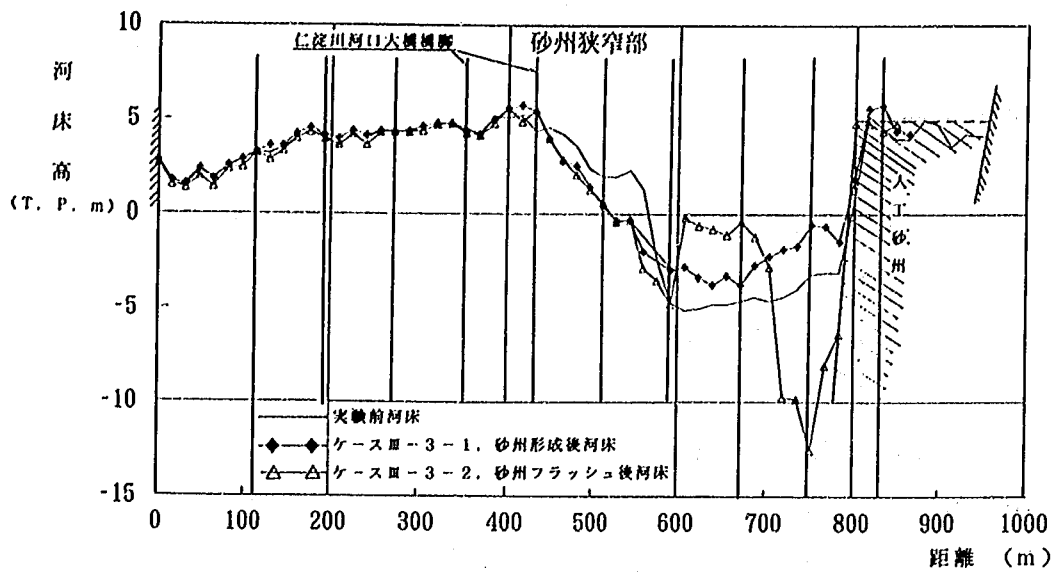


図-6.31 (c) 河床変動横断比較図(砂州狭窄部; ケースⅢ-3-2)

-6.31 (b)) では、左岸側の砂州先端部と右岸側の人工砂州先端の間で大きな洗掘が生じている。特に人工砂州先端の局所洗掘が激しく、最大洗掘深は約 T. P. -12 m に達している。砂州狭窄部断面 (図-6.31 (c)) も同様に、人工砂州先端部の直下流付近の局所洗掘が著しい。この局所洗掘箇所以外、左岸側の砂州先端部の下流側に位置しているため河床変動は少ない。

次に河口部等深線図を図-6.32 に示す。これによると人工砂州先端とその上下流に非常に大きな局所洗掘が生じていることが分かる。この局所洗掘に伴う河積拡大によって、砂州部の開口幅は約 250 m に止まり、あまり拡大しなかった。

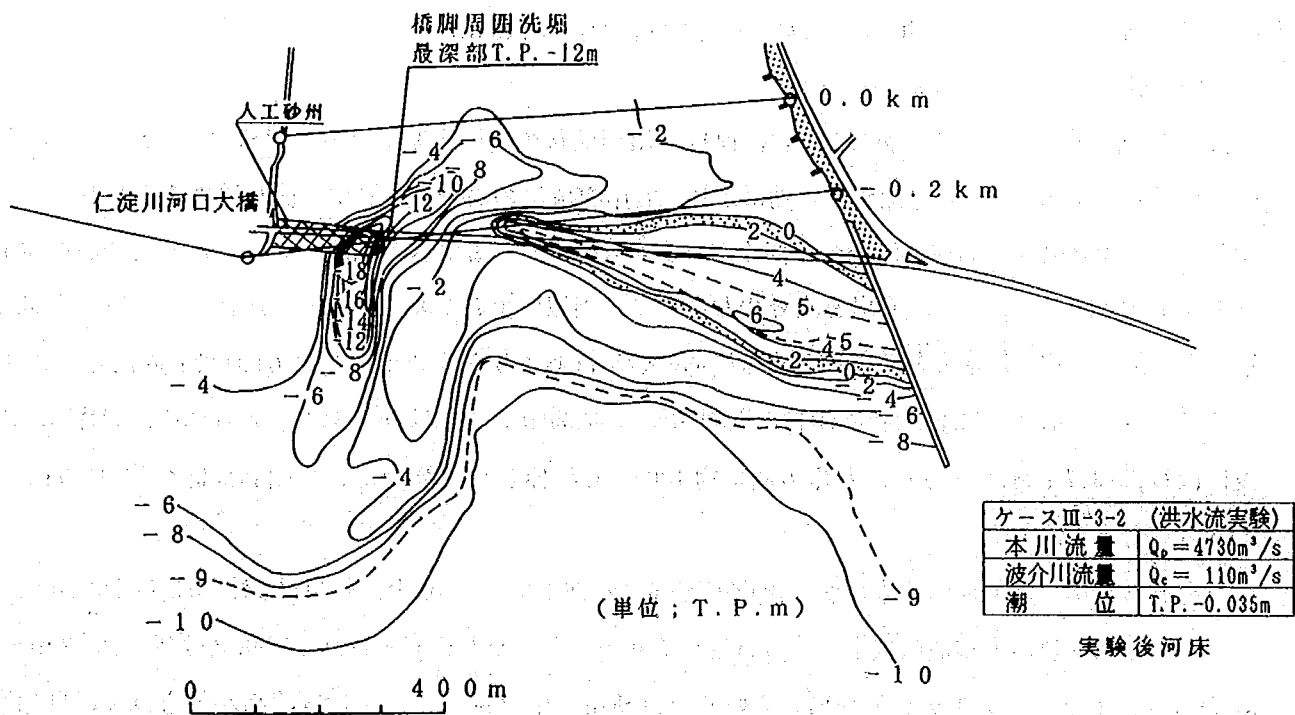


図-6.32 河口部等深線図(ケースⅢ-3-2)

砂州フラッシュによって流出した土砂は、中導流堤案と同様、左岸側砂州先端の下流から右岸方向に T. P. -2 m 程度の高さで細長く舌状に堆積している。また、主流部に位置する付近は、河口大橋から下流約 500 m 範囲に舌状地形をなして堆積している。

(4) まとめ

人工砂州案は、その先端部への流れの集中が激しく、非常に大きな局所洗掘が生じる結果が得られた。したがって人工砂州自体の維持が困難であり、また仁淀川河口大橋と同位置であることから橋脚への影響も大きく、対策工案としては効果的でないことが判明した。

6.6 対策工③（右岸導流堤案）の検討

6.6.1 右岸導流堤の設置諸元

右岸導流堤案は、右岸方向からの沿岸漂砂を阻止し、仁淀川河口の右岸側に河口砂州が形成されるのを防止しようとするものである。右岸導流堤案の設置諸元は以下のとおりとした。

(1) 先端水深

導流堤の先端水深は、中導流堤案と同様に、沿岸漂砂の移動を完全に阻止するための波による地形変化の限界水深である約 T. P. -10 m にまで設置する必要はない。よって、ここでは中導流堤案と同じ T. P. -3 m までの先端水深とし、延長 220 m とした。

(2) 導流堤高

導流堤の天端高は、中導流堤案と同様に T. P. 5 m とした。また、導流堤の設置角度は、右岸側の海岸堤防に対してほぼ直角方向とした。

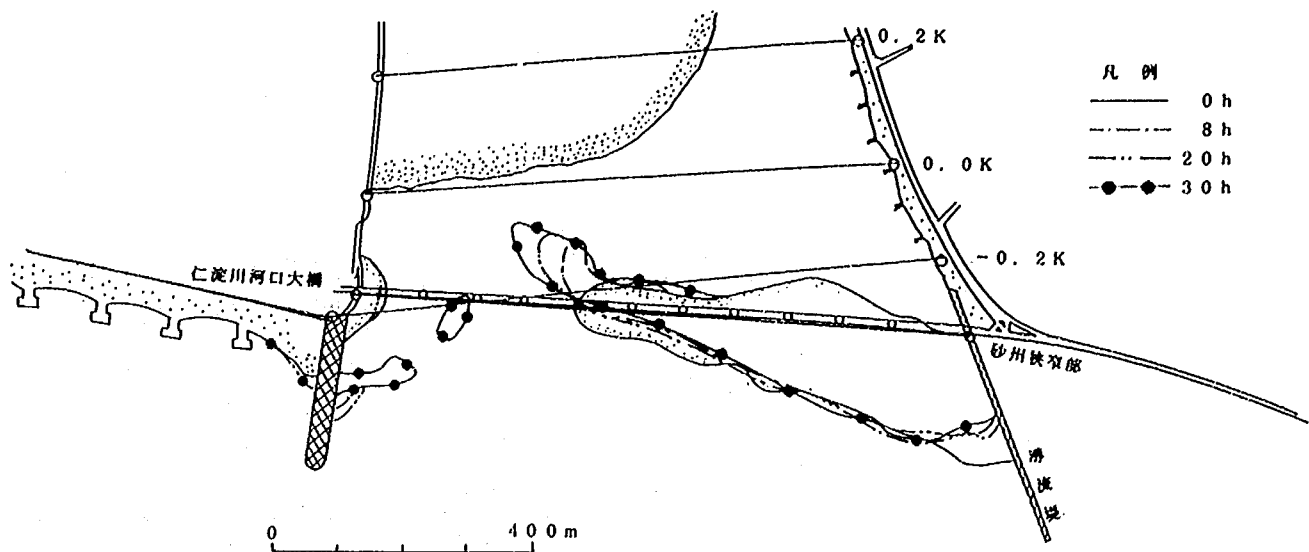
以上の右岸導流堤案の配置諸元等は、先の図-5.32 に示すとおりである。

6.6.2 砂州形成実験（ケース III-4-1; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = 3.40 \text{ m}$ ）

(1) 河口砂州形成状況について

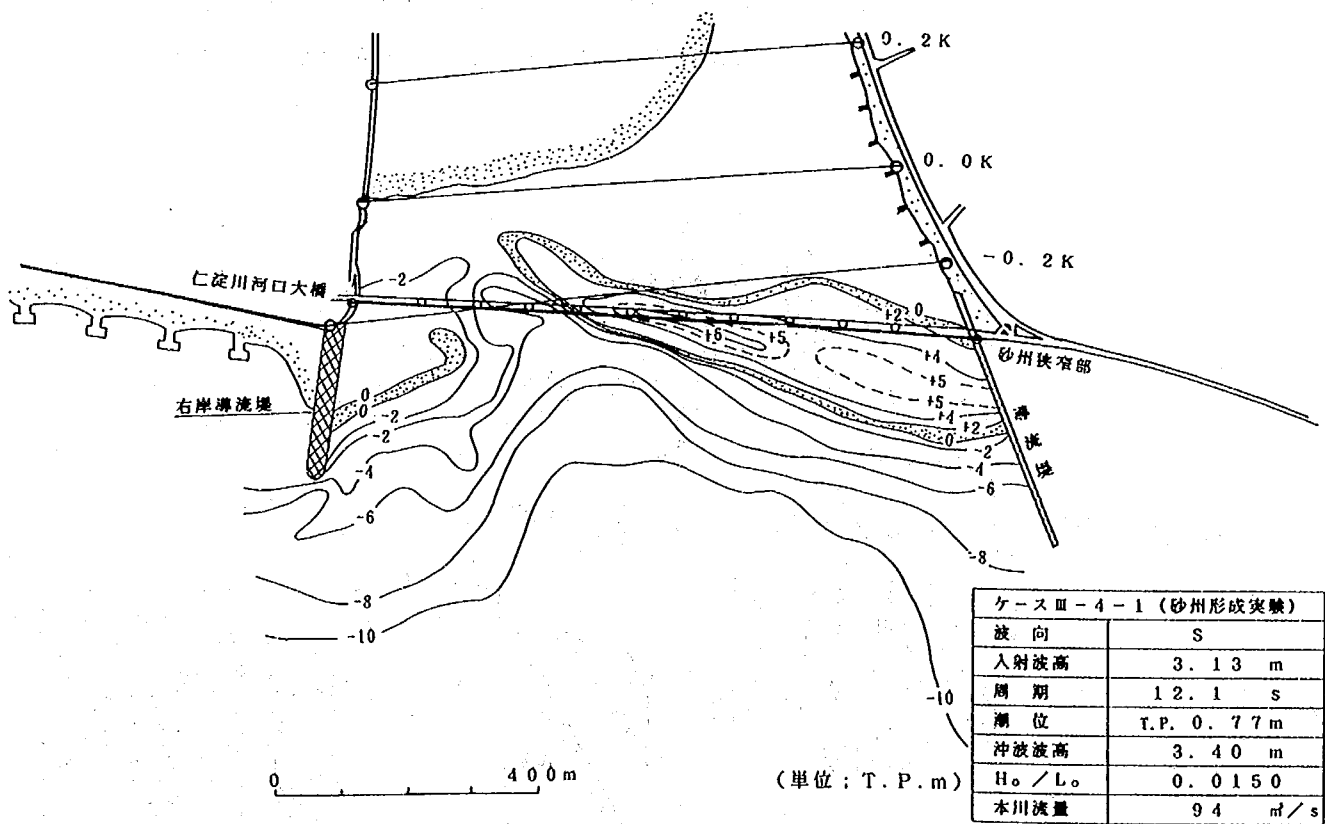
砂州形状の時間変化図を図-6.33 に、河口砂州形成後の河口部等深線図を図-6.34 に示す。実験開始直後から右岸側海浜からの漂砂の移動により、右岸導流堤の右側の汀線が前進し始める。しかし、汀線はあまり前進せず、右岸導流堤の中間ぐらいまでで停止し、導流堤の先端を回り込んで土砂が移動するようなことはない。一方、右岸導流堤の左側では、周辺の土砂が波によって運ばれ、導流堤の中間付近と末端部に砂州が形成される。導流堤末端部の砂州はあまり発達せず、左岸方向に約 50 m 張り出すだけである。導流堤中間付近の砂州は、実験開始 20 時間頃から土砂がうちあげられ始め、30 時間経過後には写真-6.7 に示すように、左岸方向に約 100 m も延伸した。ただし、砂州高は低く T. P. 0 m ~ 1 m 程度である。

左岸側の砂州は、実験開始直後から河道内方向に延伸する。実験開始後 30 時間後には約 200 m 延伸し、右岸側高水敷の末端部に接する位置付近まで発達した。新たに形成された砂州高は T. P. 2 m ~ 3 m である。また、左岸側から張り出している河口砂州の中央付近へのうちあげ高が最も高く、砂州高は T. P. 6 m 以上にまで発達する。



ケースⅢ-4-1 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.13 m
周 期	12.1 s
潮 位	T. P. 0.77 m
沖波波高	3.40 m
H_o / L_o	0.0150
本川流量	9.4 m ³ /s

図-6.33 河口砂州形状時間変化図(ケースⅢ-4-1)



ケースⅢ-4-1 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.13 m
周 期	12.1 s
潮 位	T. P. 0.77 m
沖波波高	3.40 m
H_o / L_o	0.0150
本川流量	9.4 m ³ /s

実験後河床

図-6.34 河口部等深線図(ケースⅢ-4-1)

なお、右岸側の高水敷末端部の汀線形状も変化した。これは開口部幅が広く、中導流堤設置時のように波を遮るような構造物がないため、侵入してきた波が直接右岸側高水敷部末端にうちあがるためである。したがって、波介川を河口導流した場合、波介川河口部に波がうちあがることになり、その結果波介川河口に砂州が形成されて閉塞することもある。

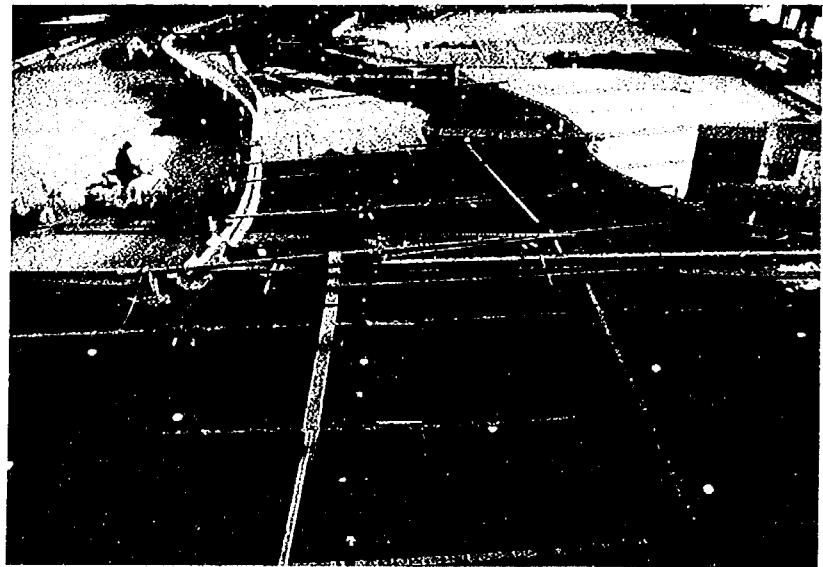


写真-6.7 河口砂州の形成状況 (30 時間経過後; ケースⅢ-4-1)

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始直後の等波高線図を図-6.35 に、30 時間経過後の海浜流の流況図を図-6.36 に示す。

実験開始当初は、開口部幅が大きく、かつ右岸側の砂州形成が遅いため、河道内の 0 km 付近の右岸側高水敷部末端まで波が侵入する。左岸から張り出している河口砂州先端部付近の沖合で波高が特に高く、河口砂州前面で砕波する。砕波後に河道内へは -0.1 km 付近で波高約 1.0 m、0 km で波高 0.5 m の波が侵入する。河口砂州形状がほぼ安定した 30 時間経過後では、河口砂州の延伸によって河道内への波浪侵入がかなり少なくなる。しかし、河口砂州の沖側における波峰線や砕波点は実験初期と大きな

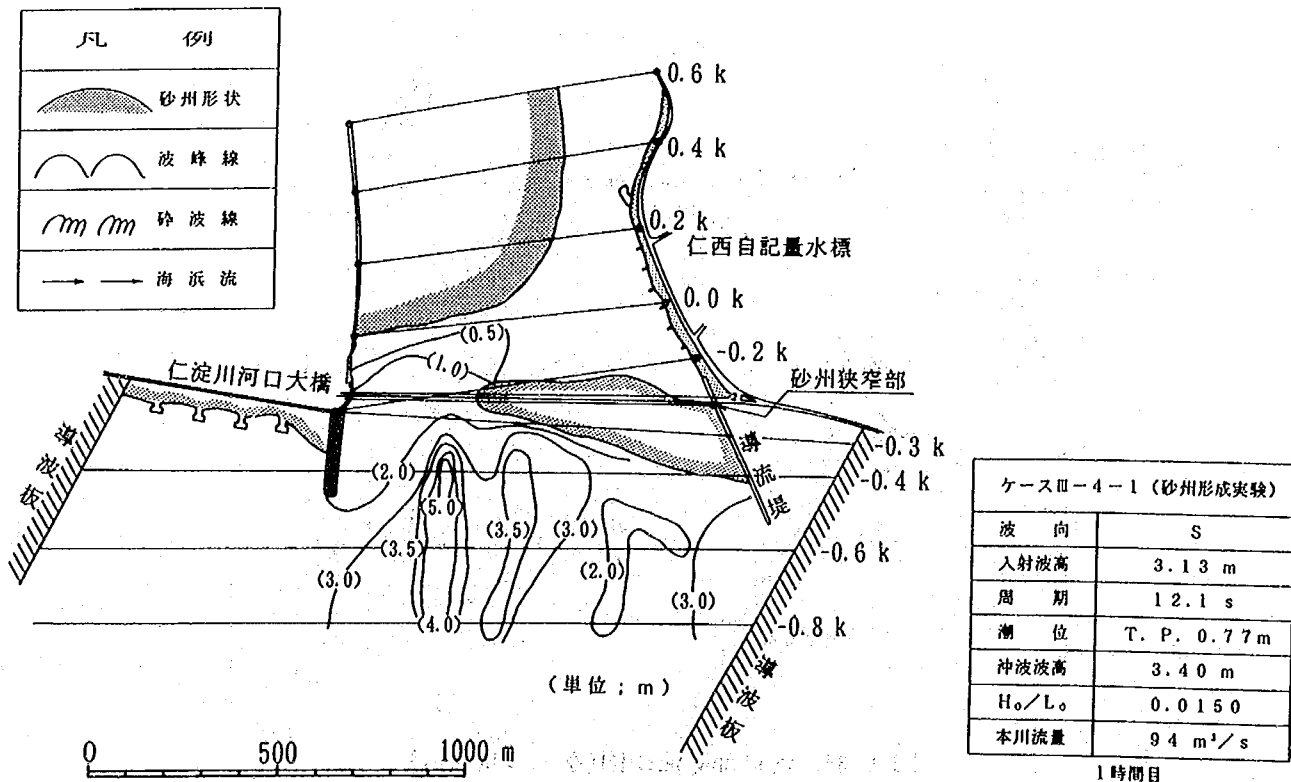


図-6.35 等波高線図(ケースⅢ-4-1)

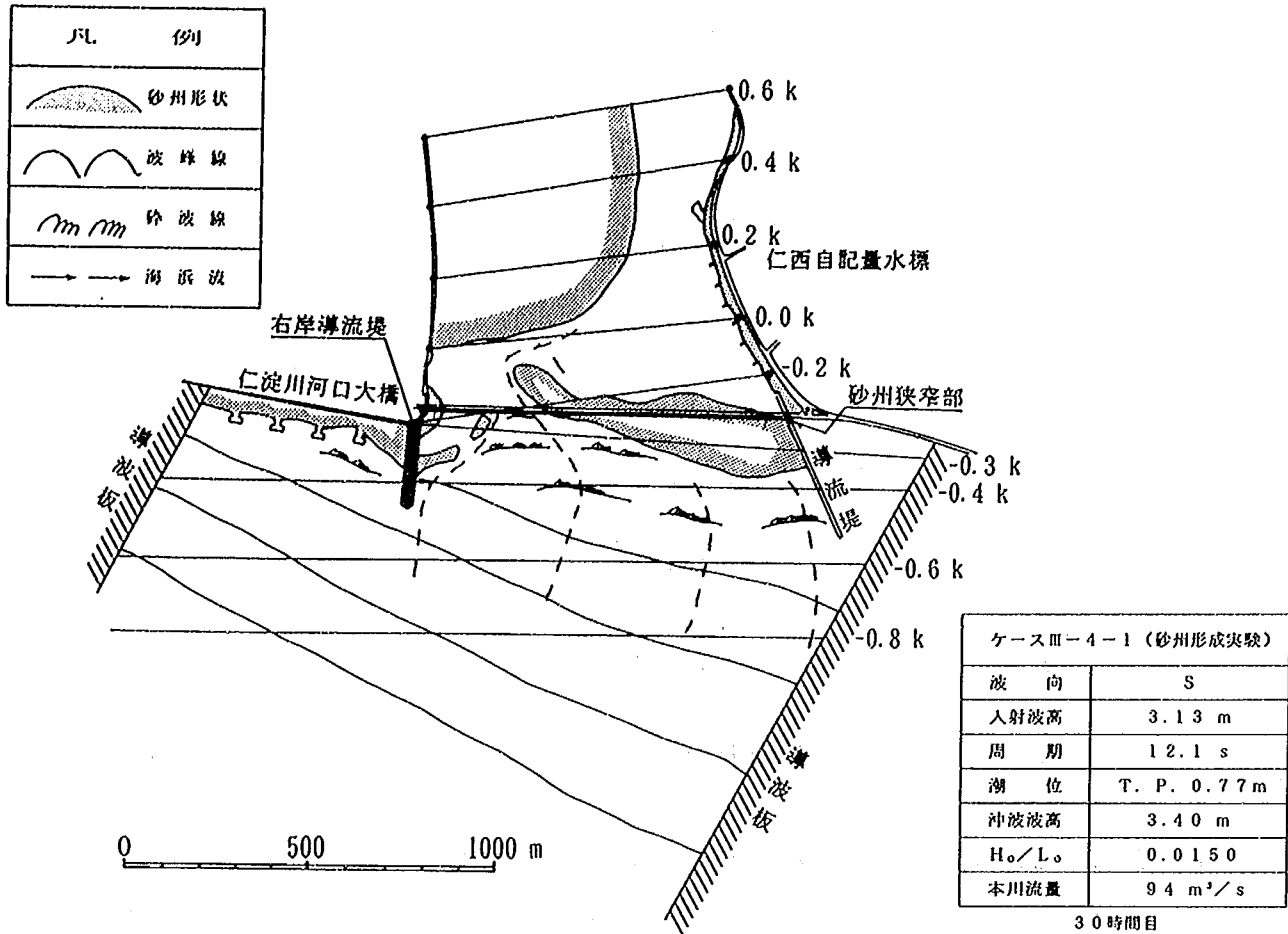


図-6.36 海浜流の流況図(ケースⅢ-4-1; 実験開始 30 時間後)

違いは見られなかった。

(3) まとめ

右岸導流堤案では、波介川河口導流後の河口部に波が直接侵入する。このため右岸側に形成される河口砂州は、河道内へより後退することになり、結局は波介川河口が閉塞するような事態になってしまい、河口の維持は非常に困難であろうと判断される。なお、波介川が河口閉塞した場合、波介川の河川流のみによって砂州をフラッシュすることも困難であると考えられる。

6.6.3 洪水流実験 (ケースⅢ-4-2; 本川 $Q_b = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_c = 110 \text{ m}^3/\text{s}$)

ケースⅢ-4-1 の河口砂州形成後の地形に $Q_b = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、河口砂州のフラッシュ状況について以下に検討した。

(1) 水位について

各断面の水位時間変化図を図-6.37 に示す。河口砂州地点や砂州直上流の水位は、河口砂州の形成状況によってかなり異なる。本ケースは、右岸沿いの河口砂州はあまり高く形成されていなかったため、流量の増加とともに砂州フラッシュが進行し、かつ河道内水位もそれに応じて上昇している。したがって、河口砂州の影響による水位の急上昇(水位のせき上げ)も少なく、砂州直上流のピーク水位は先の人工砂州案より約 0.6 m 低い。これに対し、0.4 km から上流河道の水位は人工砂州案とほとんど同じ

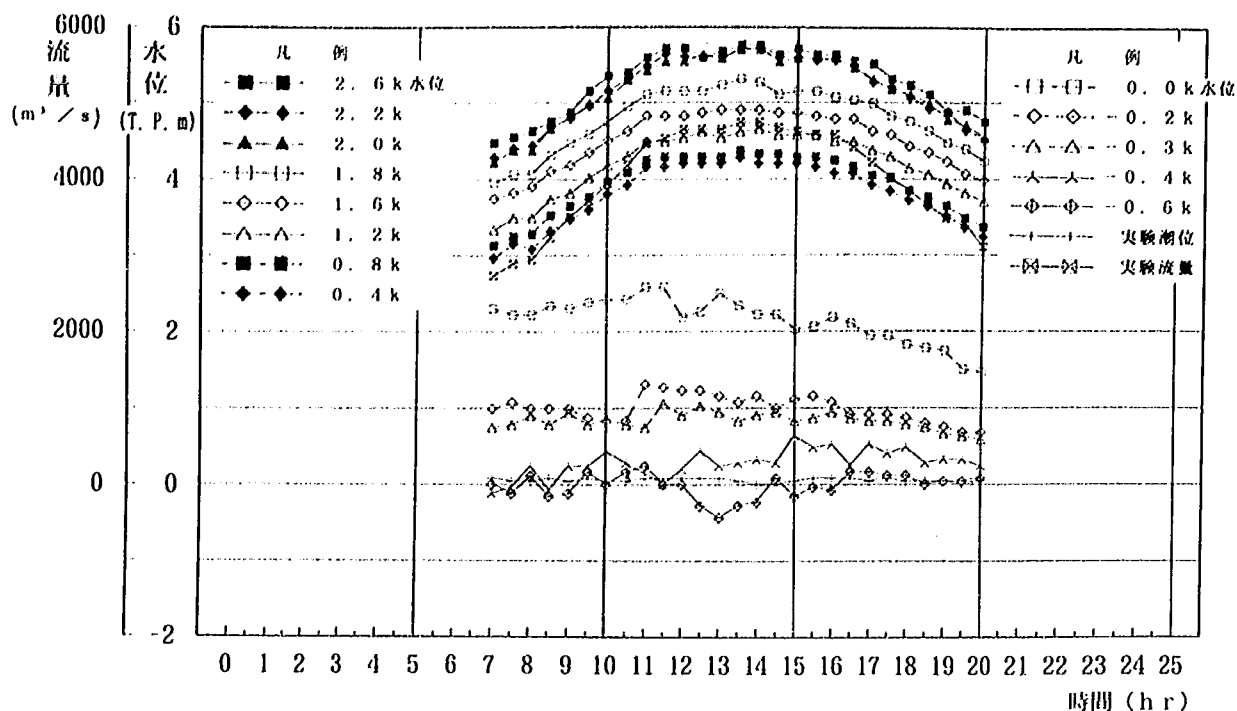


図-6.37 各断面の水位時間変化図(ケースⅢ-4-2)

であり、河口砂州形状の違いによる影響は生じていないことが分かる。

(2) 流況について

ピーク流量時の主流部は、図-6.38の流況図および写真-6.8に示すように低水路内をその法線に沿って流下する。河道内における主流部の流速や水衝部等の位置も先の人工砂州案のケースⅢ-3-2と同じである。ただし、河口砂州地点では開口幅が広く、かつ河積の増大によって主流部の流速が1割程度低減している。また、速い流れの発生位置は、人工砂州案が砂州開口部の中央から右岸寄りに生じている

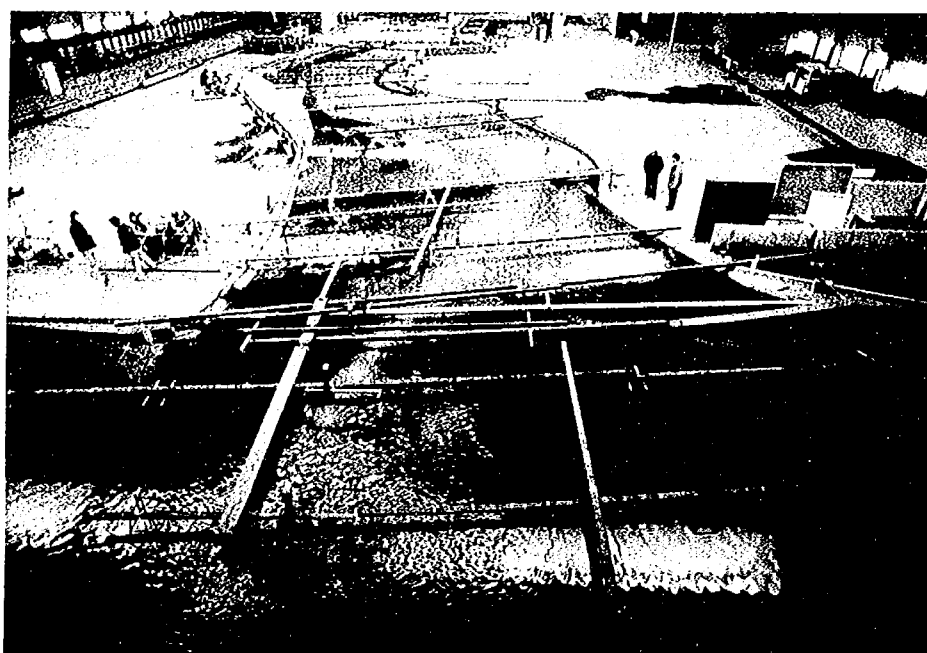


写真-6.8 ピーク流量時 ($4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケースⅢ-4-2)

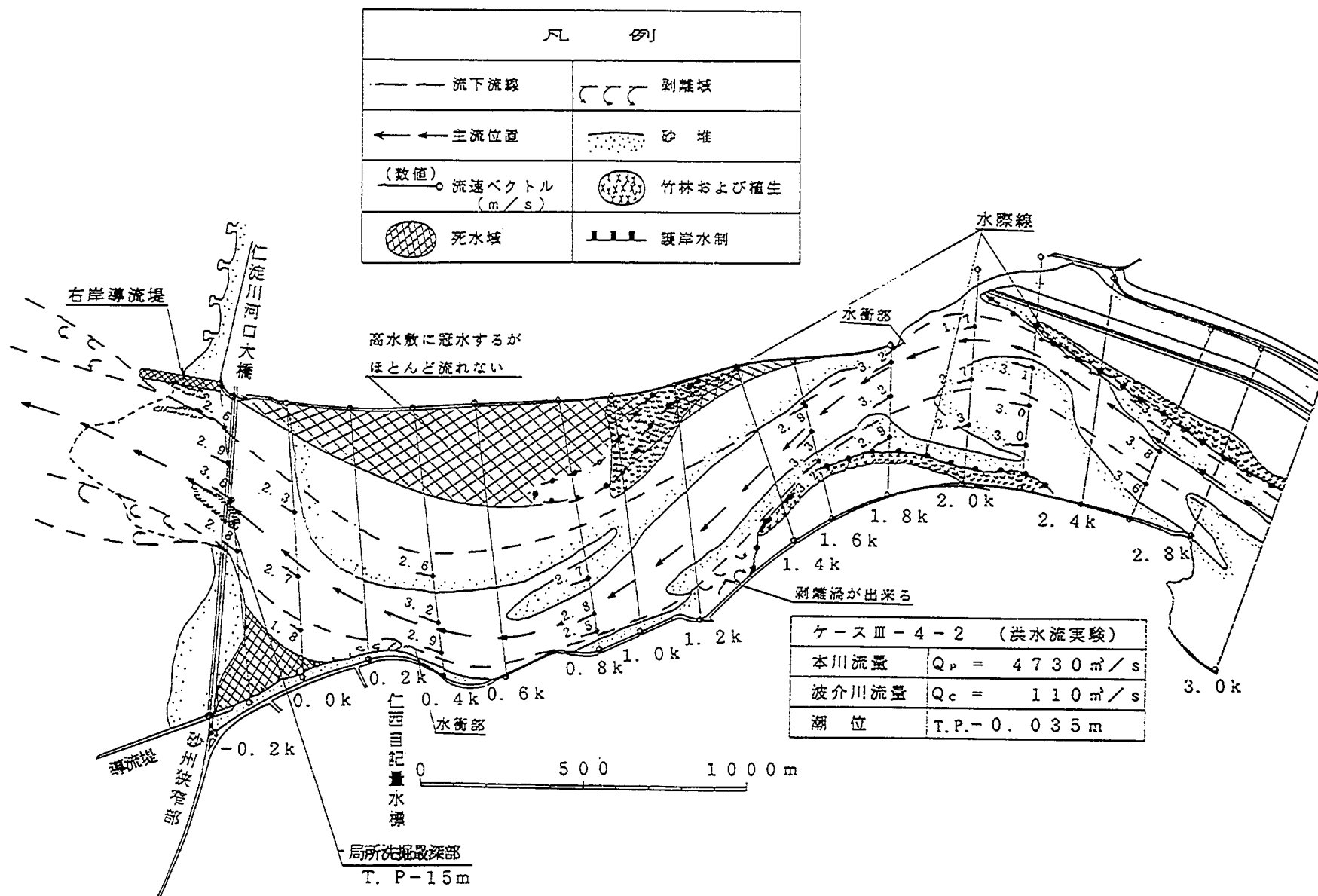


図-6.38 流況図(ケースⅢ-4-2; ピーク流量時)

のに対し、本ケースでは砂州開口部の中央から左岸寄りに発生している。河口から出た流れは、右岸導流堤によって右岸方向への流れが妨げられ、やや左岸方向へ曲がりながら流出する。

(3) 河床変動について

河口部断面の河床変動横断比較図を図-6.39(a)~6.39(c)に示す。0 km 断面 (図-6.39(a)) では、河道中央付近の幅約 250 m にわたって洗掘が生じ、その洗掘深は T. P. 5 m である。これは先の人工砂州案とほとんど同じである。-0.2 km 断面 (図-6.39(b)) では、左岸から張り出している河口砂州先端の河道中央付近がフラッシュされ、大きな局所洗掘が生じていることが分かる。この洗掘は左岸から 450 m~600 m の範囲が著しく、最深河床高は約 T. P. -14 m にも達している。砂州狭窄部断面 (図-6.39(c)) では、局所洗掘領域が上流の-0.2 km 断面付近から下流に向かって右岸方向に伸びているため、洗掘範囲が河道中央からやや左岸寄りとなり、最深河床高は約 T. P. -15 m に達している。

このような洗掘状況は、図-6.40 に示す河口部等深線図からも良く分かる。また、これによると最深

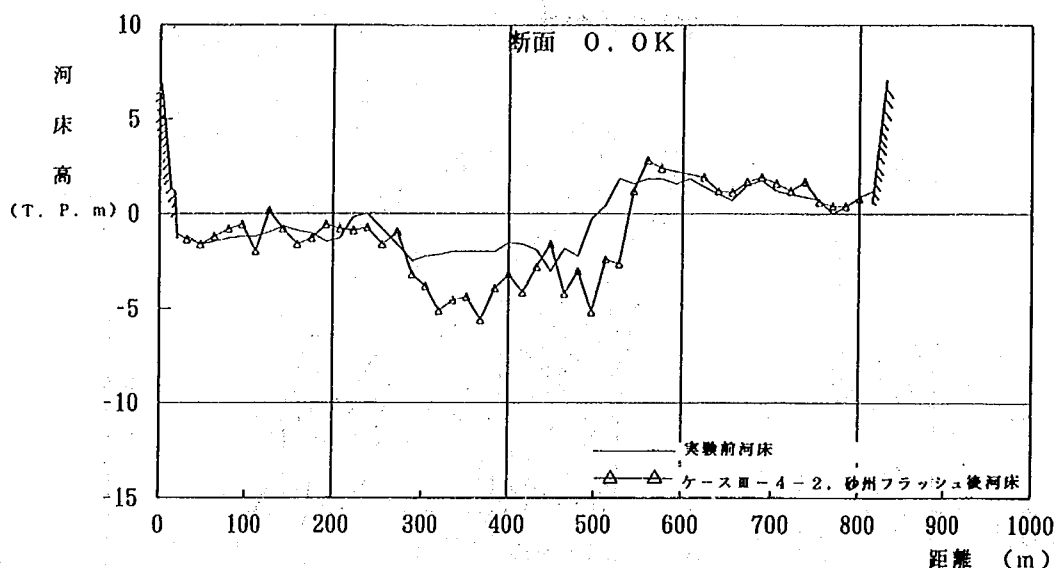


図-6.39(a) 河床変動横断比較図(0 km; ケースⅢ-4-2)

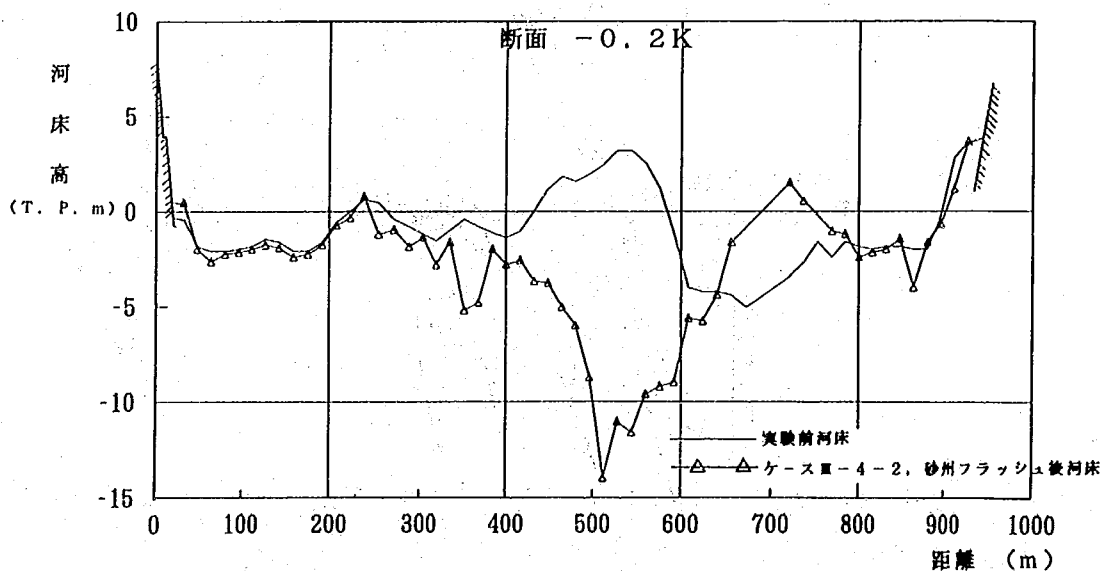


図-6.39(b) 河床変動横断比較図(-0.2 km; ケースⅢ-4-2)

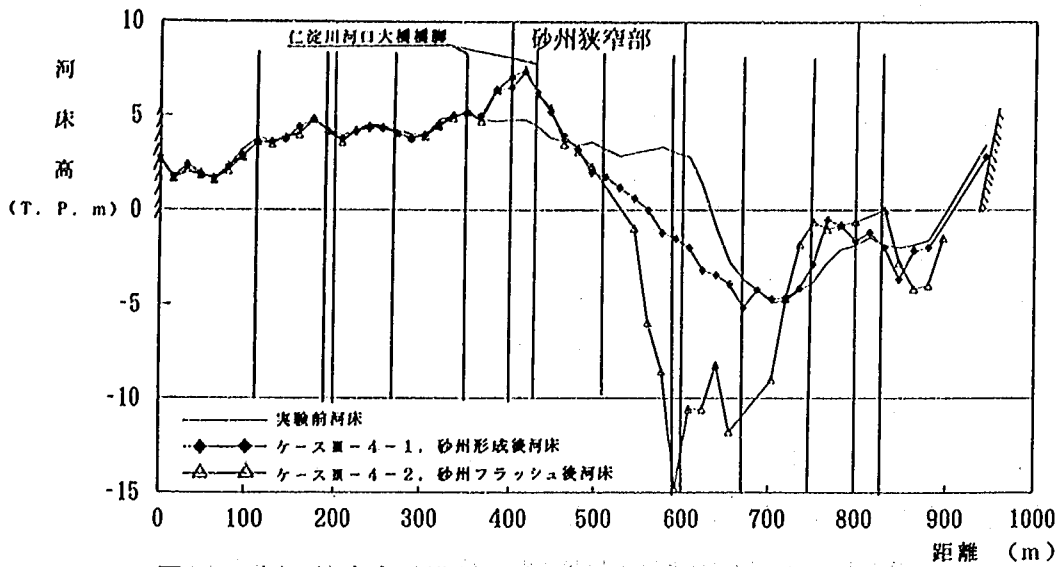


図-6.39 (c) 河床変動横断比較図(砂州狭窄部; ケースⅢ-4-2)

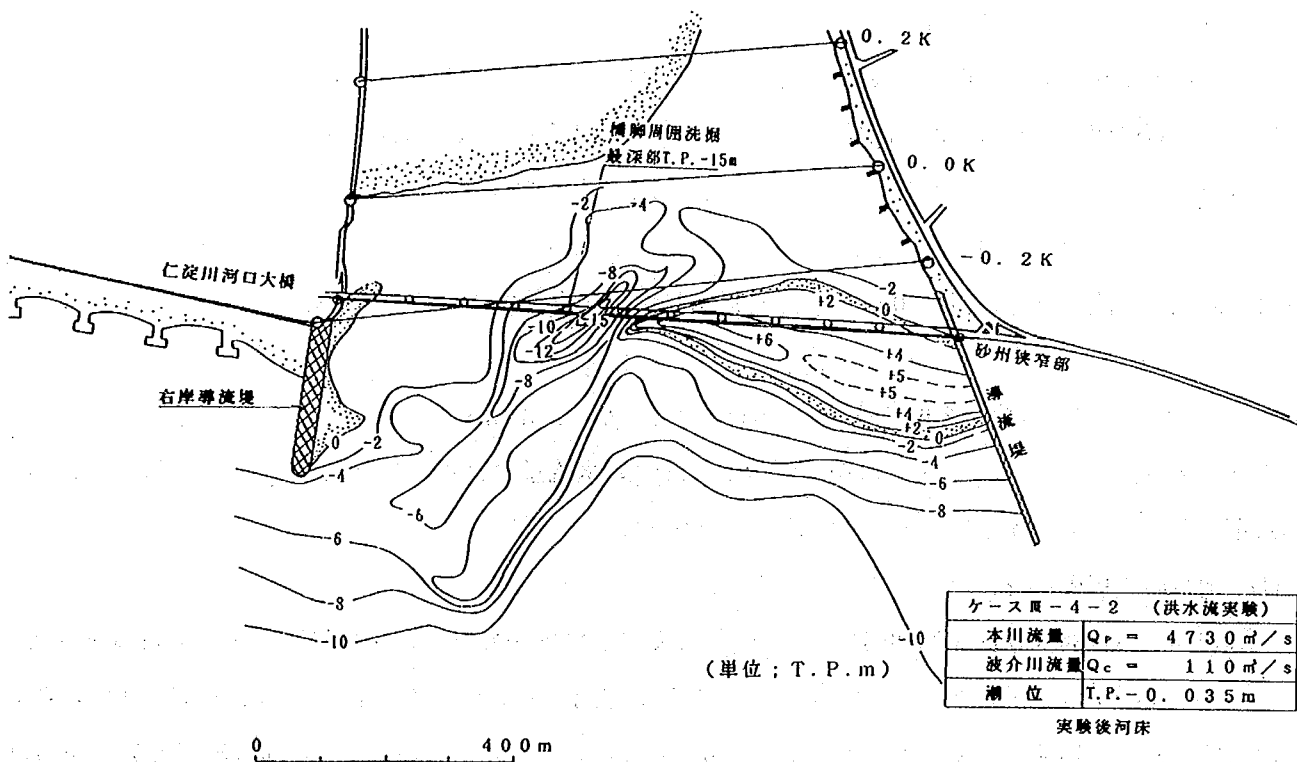


図-6.40 河口部等深線図(ケースⅢ-4-2)

部の領域が河口大橋付近に生じていることから、橋脚に対する影響も懸念される。砂州フラッシュによって流出した土砂は、河口大橋から下流約 400 m、幅約 400 m 範囲に舌状地形をなして堆積した。

(4) まとめ

右岸導流堤案は、仁淀川本川の洪水時に関しては特に問題がないようである。しかしながら、仁淀川河口大橋付近に非常に大きな局所洗掘が生じることから、橋脚の洗掘に対する保護が必要になると考えられる。

6.7 最適対策工案の検討

6.7.1 各対策工案の効果と最適対策工について

前節までに、河口導流後の波介川および新堀川の本川合流部における維持対策の各案について検討してきた。その結果によると、各対策工案とも洪水時における本川上流河道の水位に及ぼす影響はほとんど見られなかった。ただし、河口部では、中導流堤案、人工砂州案ともにその先端付近に流水が集中するため、著しい局所洗掘が生じる。特に人工砂州案は、仁淀川河口大橋と同位置であることから橋脚への影響が大きい。これに対し右岸導流堤案は、その周辺の洗掘は少ない。しかし、この場合も河口大橋付近で非常に大きな局所洗掘が生じる。

支川合流部の維持対策効果としては、中導流堤案は右岸側との間に安定した河口砂州が形成され、その効果が得られた。しかし、人工砂州案は、その先端を回り込んで砂州が侵入し、支川合流部を容易に閉塞してしまう。右岸導流堤案は、支川合流部に直接波が侵入する。このため右岸側に形成される河口砂州は、より河道内へ後退することになり、結局新堀川と波介川導流後の河口が閉塞してしまい、河口の維持はかなり困難であろうと判断される。

以上の結果より、中導流堤案は波介川導流堤後の河口付近へ波が直接侵入するのを防止し、また中導流堤によって右岸側海浜からの沿岸漂砂が阻止されるため、波介川合流部の河口が閉塞するようなこともなく、合流部の維持対策工としてかなり有効な工法であることが判明した。

よって、ここではこの中導流堤案を最適対策工案とし、以下に河口部地形の違いによる砂州形成状況、および計画高水流量 ($Q_p = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) を通水した洪水流実験の検討を行った。

6.7.2 砂州形成実験 (ケースIII-5-1; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = 3.39 \text{ m}$)

本ケースは、先のケースIII-1-1の現況河道時の計画高水流量による河口砂州フラッシュ後の地形に最適対策工とした中導流堤案を設置して検討したものである。

(1) 河口砂州形成状況について

砂州形状の時間変化図を図-6.41に、実験前および河口砂州形成後の河口部等深線図を図-6.42(a), 6.42(b)に示す。実験開始後、右岸側の海浜から左岸方向への沿岸漂砂によって、河口右岸側と中導流堤の間に砂州が形成されて発達していく。一方、左岸側は、左岸から伸びている河口砂州の先端が河道内の上流へ折れ曲がるようにして侵入発達する。

実験開始約12時間後頃になると、右岸から伸びた砂州は中導流堤に達し、右岸堤防と中導流堤間は完全閉塞状態となった。左岸側の砂州は河道内へ延伸し、0 km地点から約50 m下流位置付近にまで達し、ほぼ停止した状態となる。さらに実験を続行すると、中導流堤の左側にも砂州の発生が若干見られた。この砂州は中導流堤を乗り越えて形成されたものではなく、中導流堤左側周辺の浅い領域の土砂がうちあがったものである。したがって、砂州は供給土砂が少ないために、大きくは発達せず、河道内に侵入するようなこともなかった。実験開始20時間後には、砂州形状の変化がほとんどなくなり、ほぼ安定した状態である。

砂州形成後の地形は、図-6.42(b)および写真-6.9に示すように、右岸側と中導流堤間の砂州が河口大

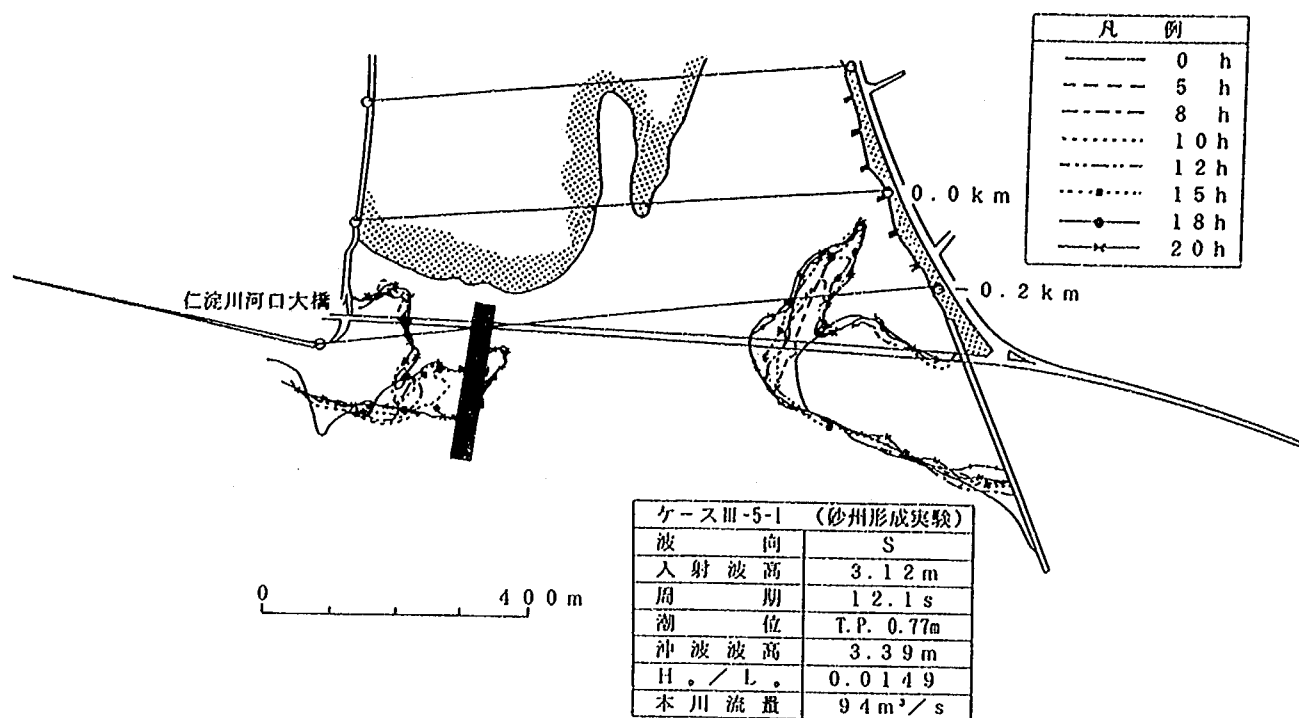


図-6.41 河口砂州形状の時間変化図(ケースⅢ-5-1)

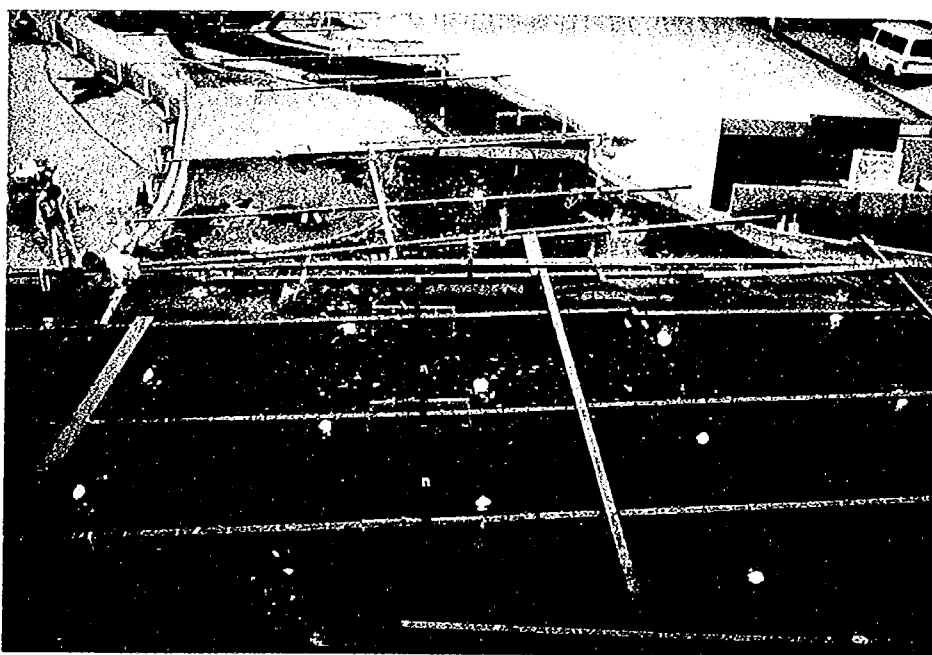


写真-6.9 河口砂州の形成状況 (20 時間経過後; ケースⅢ-5-1)

橋下流約 100 m 付近に形成され、砂州高は T. P. 4.0 m までうちあがった。なお、本ケースは砂州フラッシュ後の地形変化が大きく、河口中央部付近の河床は T. P. -5.0 m 以上の深さまで洗掘されている。このため、実験的には水深の深い領域にまでは土砂が運ばれないことから、実験結果の砂州形成後の開口幅はかなり広い状態 (約 400 m) となっている。しかし、実際にはこの開口部の深い部分も徐々に埋め戻され、長期的には河口流量に見合った河積にまで閉塞するものと考えられる。

ケースⅢ-5-1 (砂州形成実験)	
波 向	S
入 射 波 高	3.12 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77m
沖 波 波 高	3.39 m
H。/ L。	0.0149
本 川 流 量	94 m ³ /s

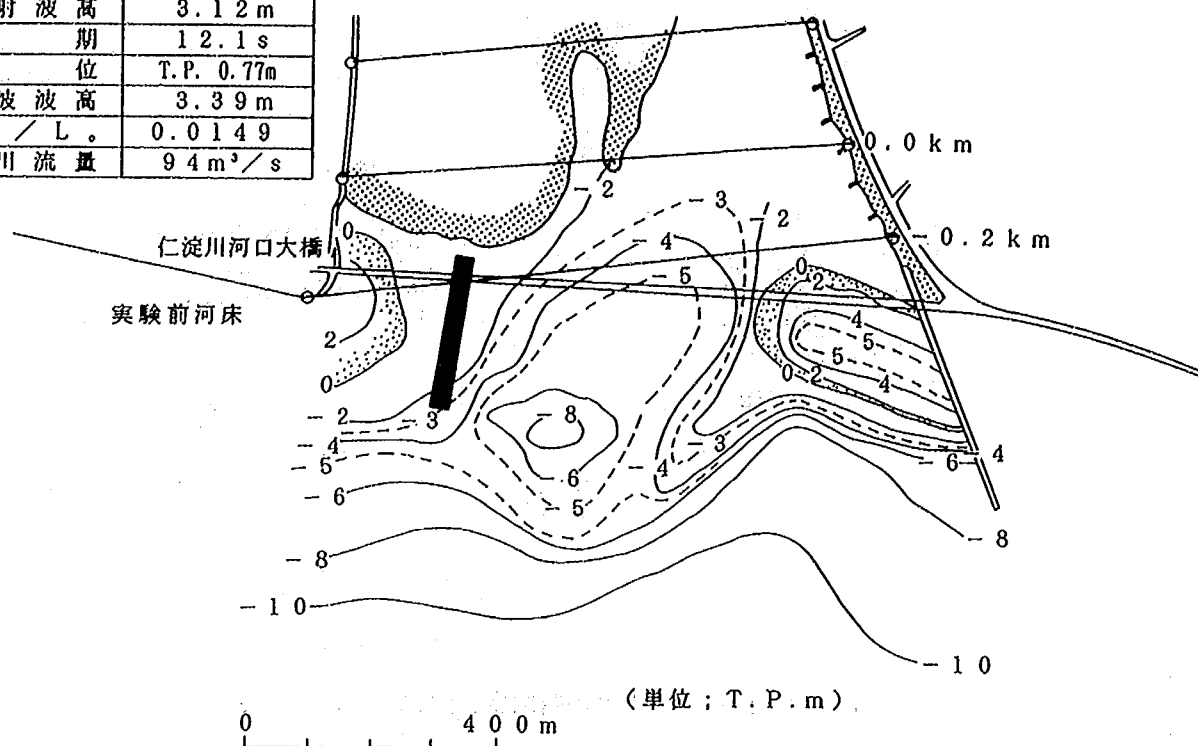


図-6.42 (a) 河口部等深線図(ケースⅢ-5-1; 実験前)

ケ-スⅢ-5-1 (砂州形成実験)	
波 向	S
入 射 波 高	3.12 m
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77m
沖 波 波 高	3.39 m
H。/ L。	0.0149
本 川 流 量	94 m ³ /s

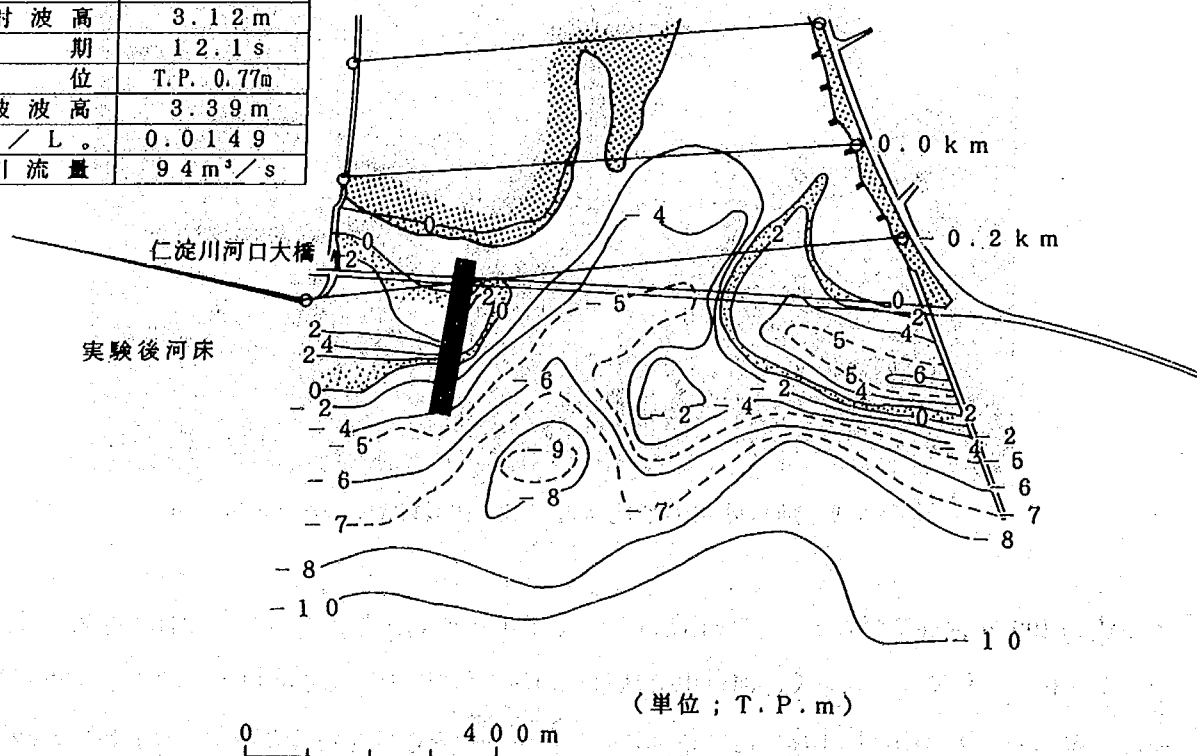


図-6.42 (b) 河口部等深線図(ケースⅢ-5-1; 実験後)

(2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始直後の等波高線図を図-6.43 に、実験開始 14 時間後の海浜流の流況図を図-6.44 に示す。これらによると、実験開始当初は開口幅がかなり広い（約 550 m）ため、波高 0.5 m の波は 0.2 km まで侵入し、0 km 地点には波高 2.0 m～1.0 m の波が侵入する。波峰線は、岸に近づくにつれて河口砂州部の汀線と平行になるように変化し、中導流堤先端位置付近の河口前面で砕波する。一方、河川流は、左岸側の砂州先端部から海域に出た直後に左岸方向へ広がる流れと、開口部をほぼ真っ直ぐ沖合に向かう流れが生じる。また、右岸側海域では左岸方向に向かう沿岸流が発生し、中導流堤先端付近に達すると河川流によって沖方向へ向かう流れになる。

実験開始 15 時間後では、河口砂州が形成された状態であるものの、開口幅が依然として広いために河道内への波浪侵入が著しい。また、波峰線の変化や砕波点の位置も実験初期と大きな違いは見られなかった。

(3) まとめ

計画高水流量による河口砂州フラッシュ後の地形は、砂州部開口幅が非常に広くかつ深いため、実験的には水深の大きい領域にまで土砂が供給されず、砂州形成後の開口幅もかなり広い状態（約 400 m）であった。ただし、実際にはこの開口部の深い部分も徐々に埋め戻され、長期的には河口流量に見合っ

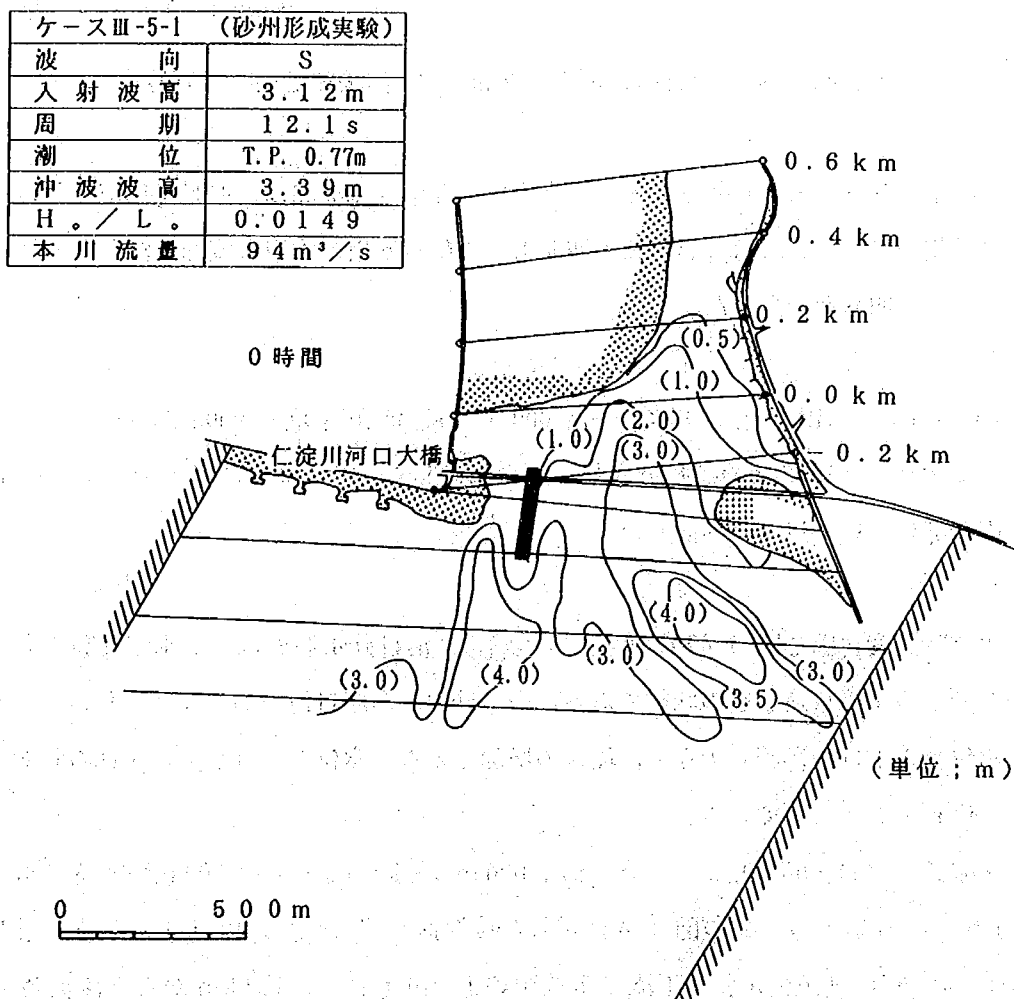


図-6.43 等波高線図(ケースⅢ-5-1)

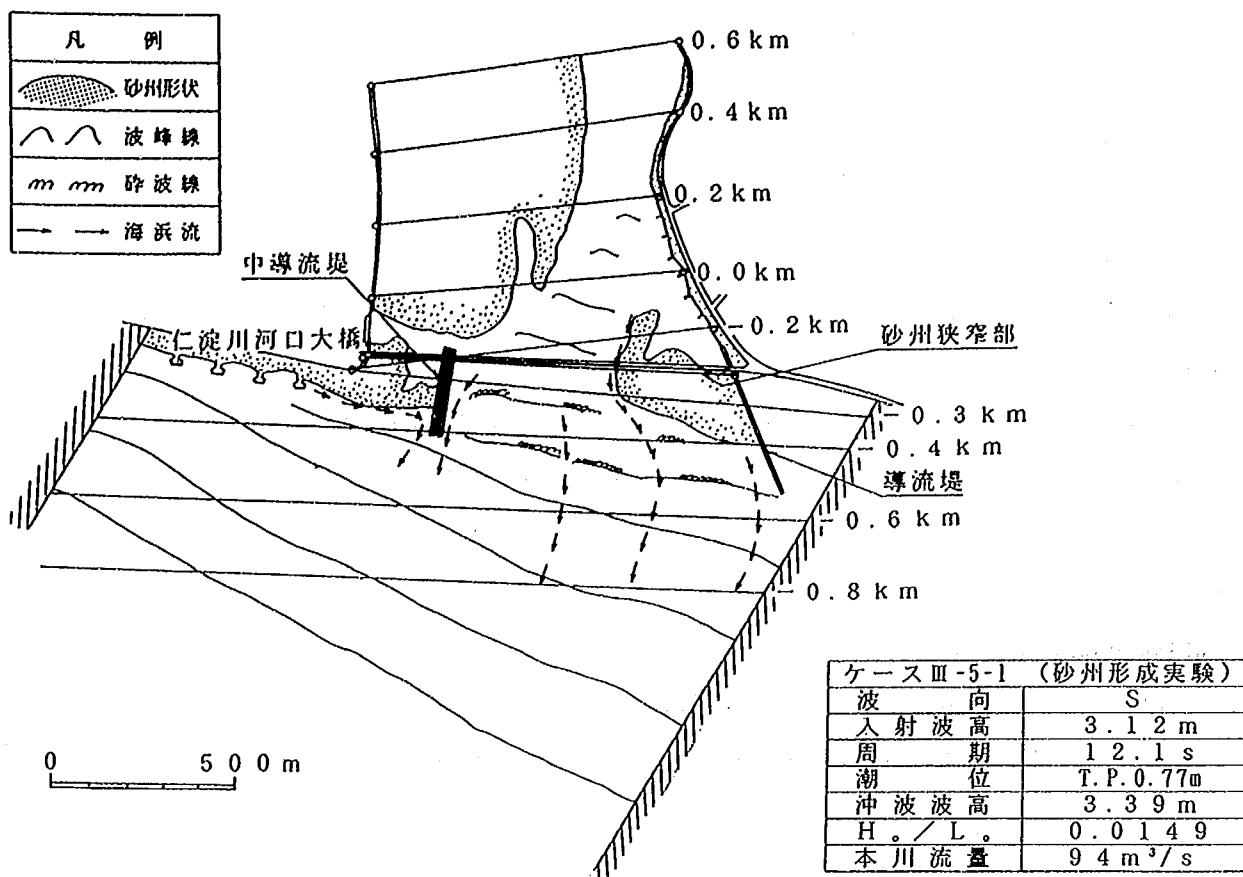


図-6.44 海浜流の流況図(ケースⅢ-5-1; 実験開始 14 時間後)

た河積にまで閉塞されるものと判断される。右岸側堤防と中導流堤間は、地形変化が大きいにもかかわらず、すぐに砂州が形成され、河口導流後の波介川および新堀川の本川合流部は海からの直接的な影響が防止されることが明らかとなった。

6.7.3 洪水流実験 (ケースⅢ-5-2; 本川 $Q_p = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$)

本ケースは、先のケースⅢ-5-1の砂州形成後の地形に対して、計画高水流量を通水し、中導流堤の洪水流に与える影響等について以下に検討した。

(1) 水位について

各断面の水位時間変化図を図-6.45に示す。本実験は、河口砂州形成後の洪水流実験であるが、元々の河口地形が計画高水流量通水後の状態であるため、砂州部の開口河積がかなり大きい。このため河口砂州による水位せき上げの影響も少なく、流量の増加とともに水位が上昇し、いずれの断面もほぼ流量ピーク時に水位ピークとなっている。

次にピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$)、流量約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時および約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位縦断図を図-6.46に示す。これによると先の図-6.6に示した現況河道時のケースⅢ-1-1の水位に対し、流量が約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では、1.0 km より下流で水位が約 1.0 m も低く、1.2 km から上流河道でも水位が 0.5 m ~ 0.3 m 低下している。これは河口砂州部の開口河積が大きく異なる場合、上流河道にまで水位

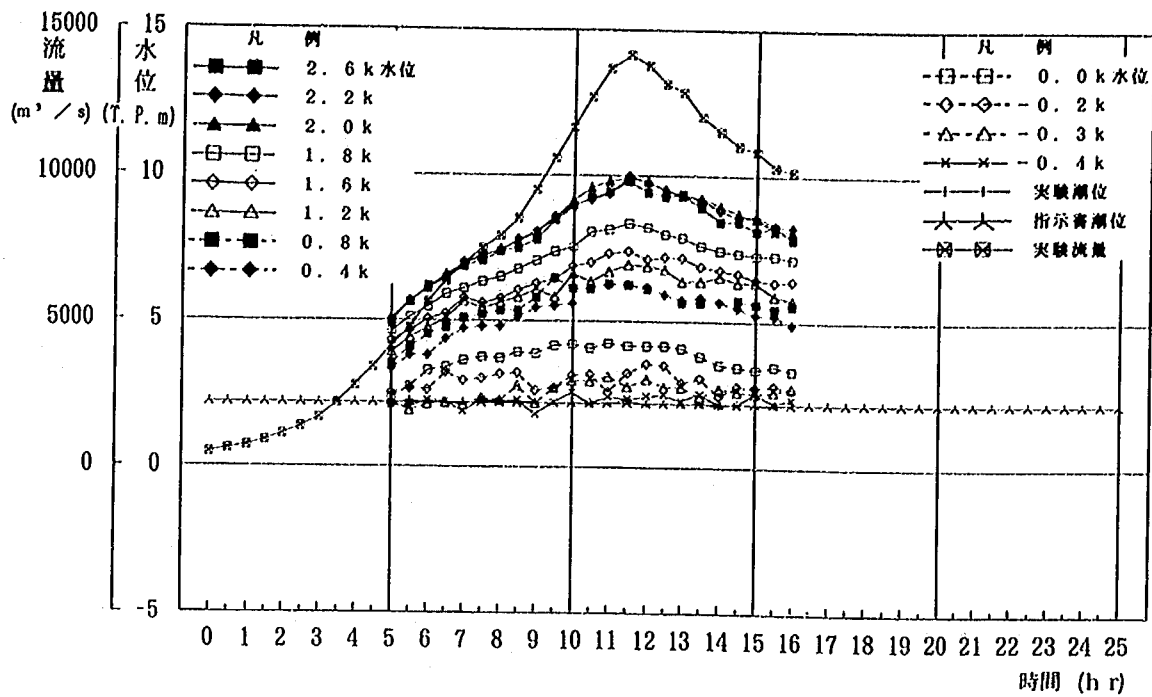


図-6.45 各断面の水位時間変化図(ケースIII-5-2)

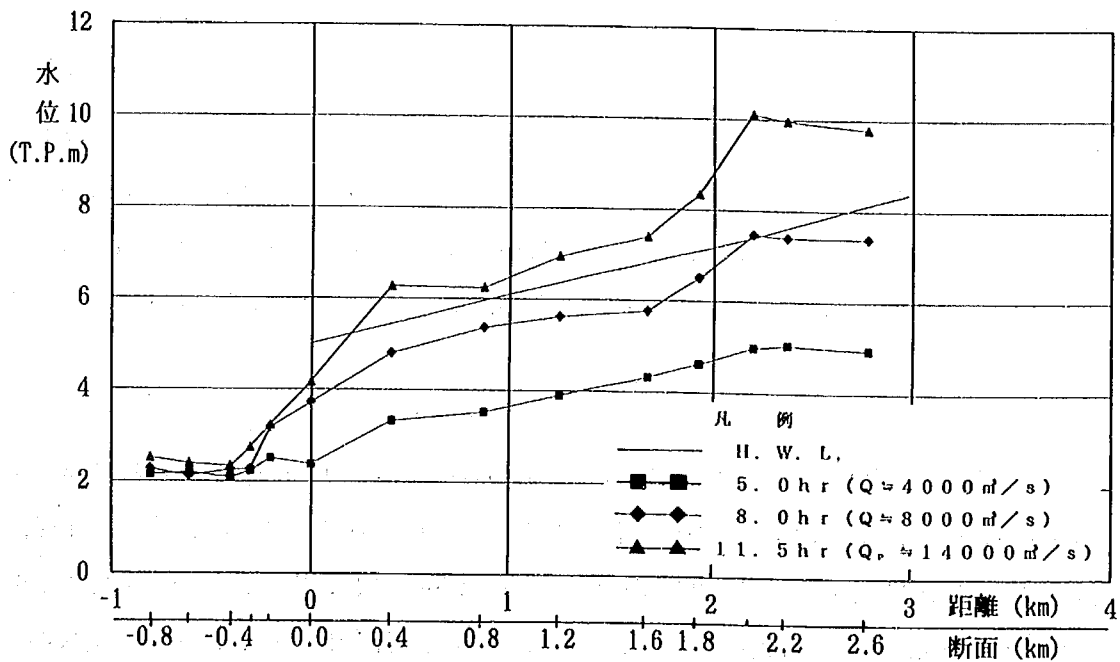


図-6.46 水位縦断面図(ケースIII-5-2)

変化の影響があることを示している。流量約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では、 1.8 km から上流河道の水位はケースIII-1-1と同じであるのに対し、 1.6 km から下流河道では水位が約 0.5 m 低下し、河口砂州部の開口河積の違いによる影響が現れている。流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、水位はケースIII-1-1とほとんど同じであり、いずれも H. W. L. を越える。よって、 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の河口河積は、ケースIII-1-1 とほぼ同じ状態であろうと考えられる。

(2) 流況について

ピーク流量 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 時付近の流況を図-6.47 および写真-6.10 に示す。これによると河道内の水衝部位置 (1.8 km 右岸側付近および 0.3 km 左岸側付近) や主流部位置は先のケース III-1-1 とほとんど同じである。ただし、図中の流速は不定流実験のため、測定時間の差異によってかなり異なっている。本ケースでは全体に流速が小さめになっているようであり、ピーク流量時の流速は、先のケース III-1-1 と同程度発生するものとして判断した方が良いと考えられる。

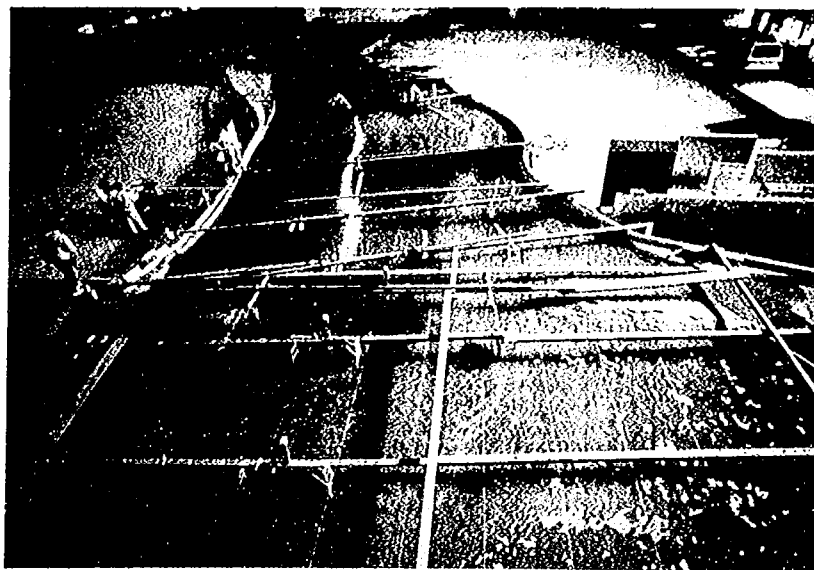


写真-6.10 ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況
(ケース III-5-2)

河口砂州のフラッシュ状況は、流量が約 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に達すると右岸側堤防と中導流堤間の砂州上から越流を開始し、フラッシュが進行する。左岸側の砂州は、砂州形成実験で発達した部分が流量の増加とともにフラッシュされた。しかし、開口河積がかなり大きいため、流量約 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になっても砂州のフラッシュはあまり進行せず、概ね砂州形成実験前の砂州形状に近い状態で実験が終了した。なお、中導流堤周辺の流れは、流量が比較的小さい時期には中導流堤に対して斜めに当たっていたが、流量が大きくなると流れは中導流堤に平行に近づくため、洪水流に対する影響はあまりないようであった。

(3) 河床変動について

河口部断面の河床変動横断比較図を図-6.48 (a)~6.48 (c) に示す。0 km 断面 (図-6.48 (a)) では、左岸から 200 m~400 m 間の低水路河道の中央付近が大きく洗掘される。この洗掘範囲、洗掘深は先のケース III-1-1 とほぼ同じである。-0.2 km 断面 (図-6.48 (b)) では、実験前後の河床変化が非常に小さい。これはケース III-1-1 の実験後河床であるため、計画高水流量に対応した河床変化状態となっていて、その後同一流量を通水しても、河床変動はほとんど生じなかったものと考えられる。砂州狭窄部断面 (図-6.48 (c)) も、実験前後の河床変化は少なく、砂州形成実験で形成された左岸側の砂州先端部分がフラッシュされて変化した程度である。なお、河道中央付近の局所洗掘箇所は、河口大橋の橋脚による洗掘である。

次に河口部等深線図を図-6.49 に示す。この結果も先のケース III-1-1 の砂州フラッシュ後の地形 (図-6.9 (b)) とほぼ同じである。ただし、河口砂州部を含む河道内の洗掘がやや進行し、河口沖の舌状地形がより沖合にまで張り出して洗掘穴も縮小している。計画流量規模の洪水時には、河口の主流部の位置がほぼ中央付近にあることから、中導流堤周辺で局所洗掘が生じるようなこともなく、特に問題はな

凡 例	
—— 流下流線	〓 剥離域
← 主流位置	⋯ 砂 堆
(数値) 〇 流速ベクトル (m/s)	⊗ 竹林および植生
⊗ 死水域	▬ 護岸水制

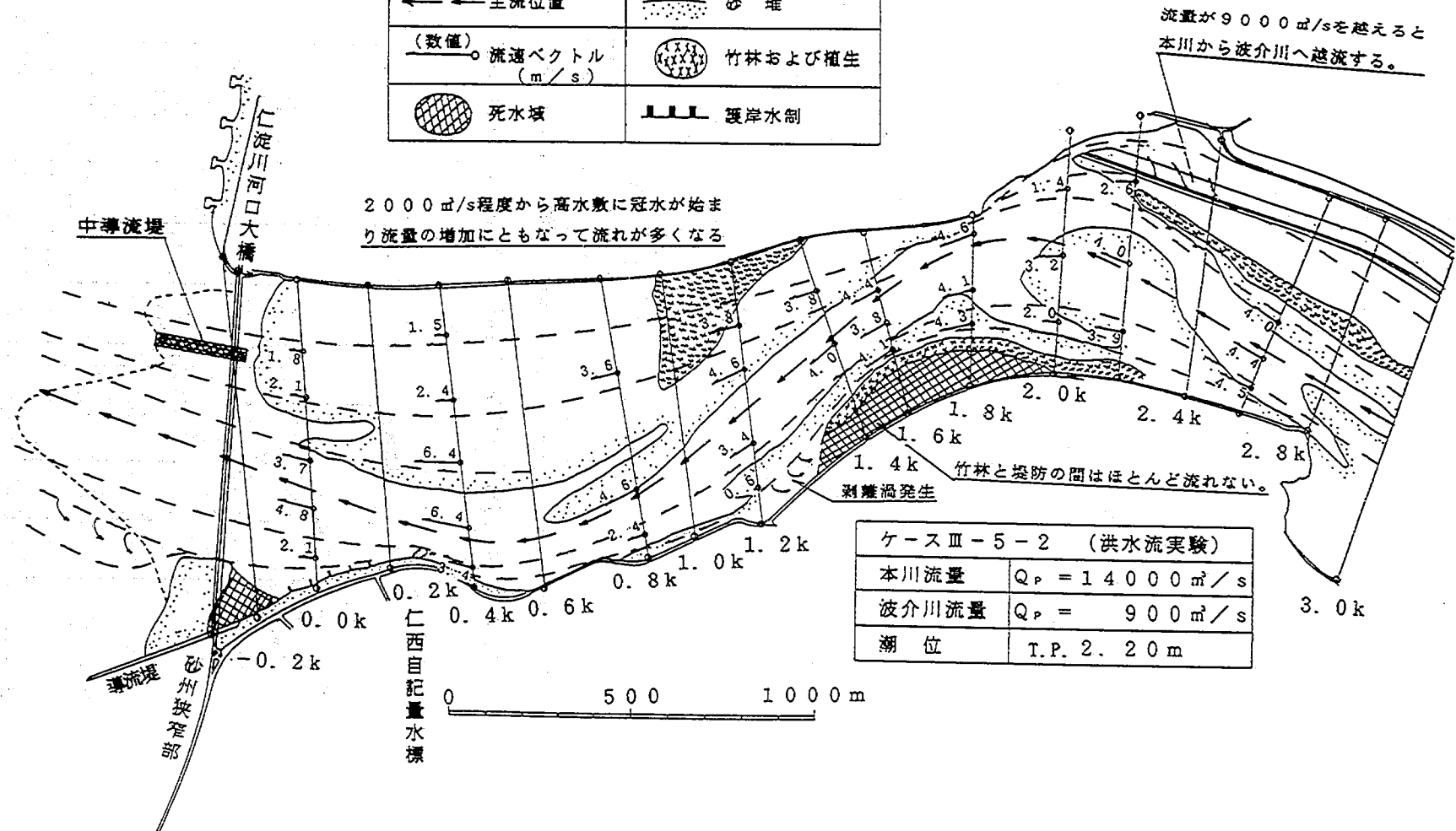


図-6.47 流況図(ケースⅢ-5-2; ピーク流量時)

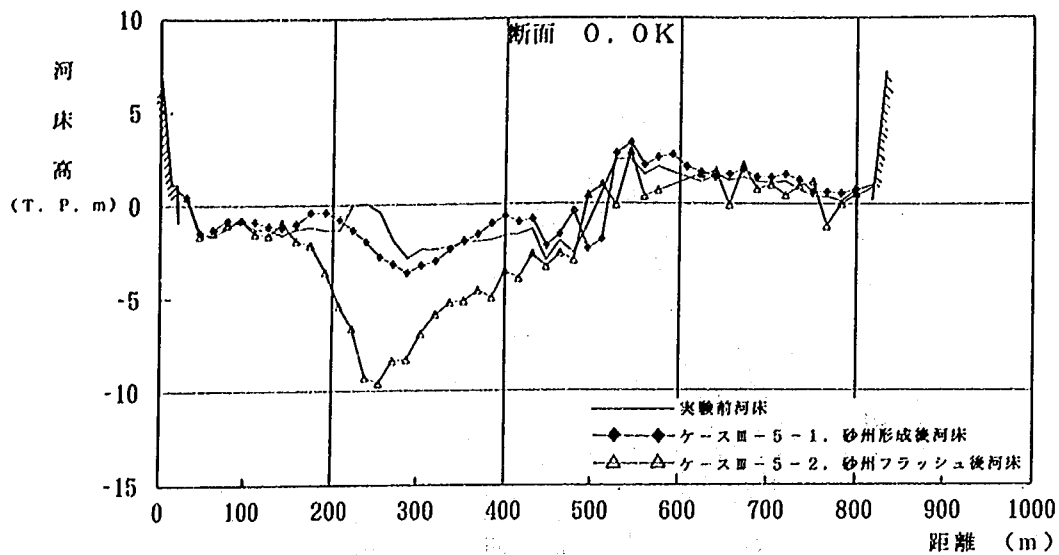


図-6.48 (a) 河床変動横断比較図(0 km; ケースⅢ-5-2)

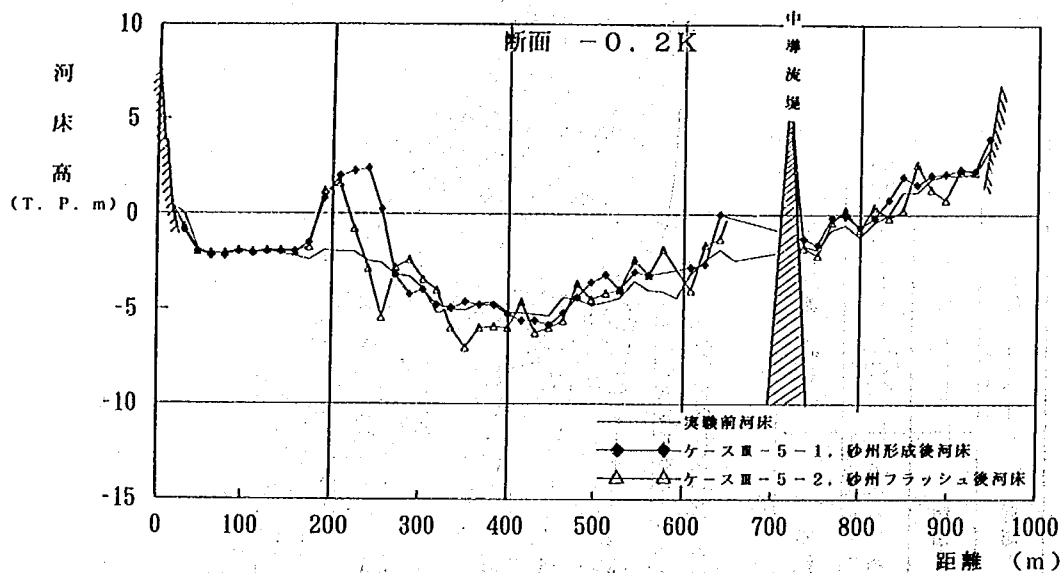


図-6.48 (b) 河床変動横断比較図(-0.2 km; ケースⅢ-5-2)

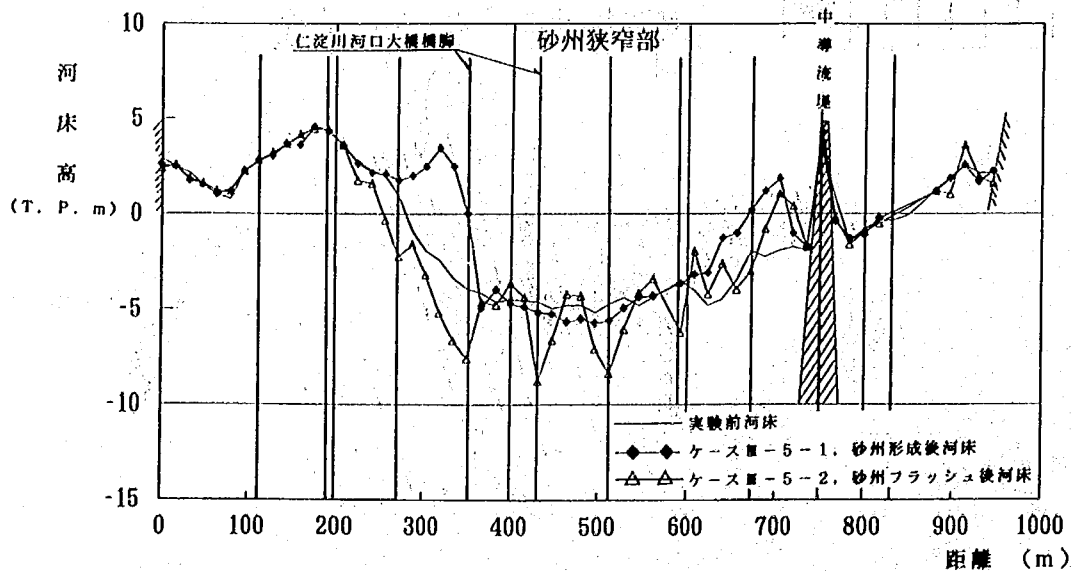


図-6.48 (c) 河床変動横断比較図(砂州狭窄部; ケースⅢ-5-2)

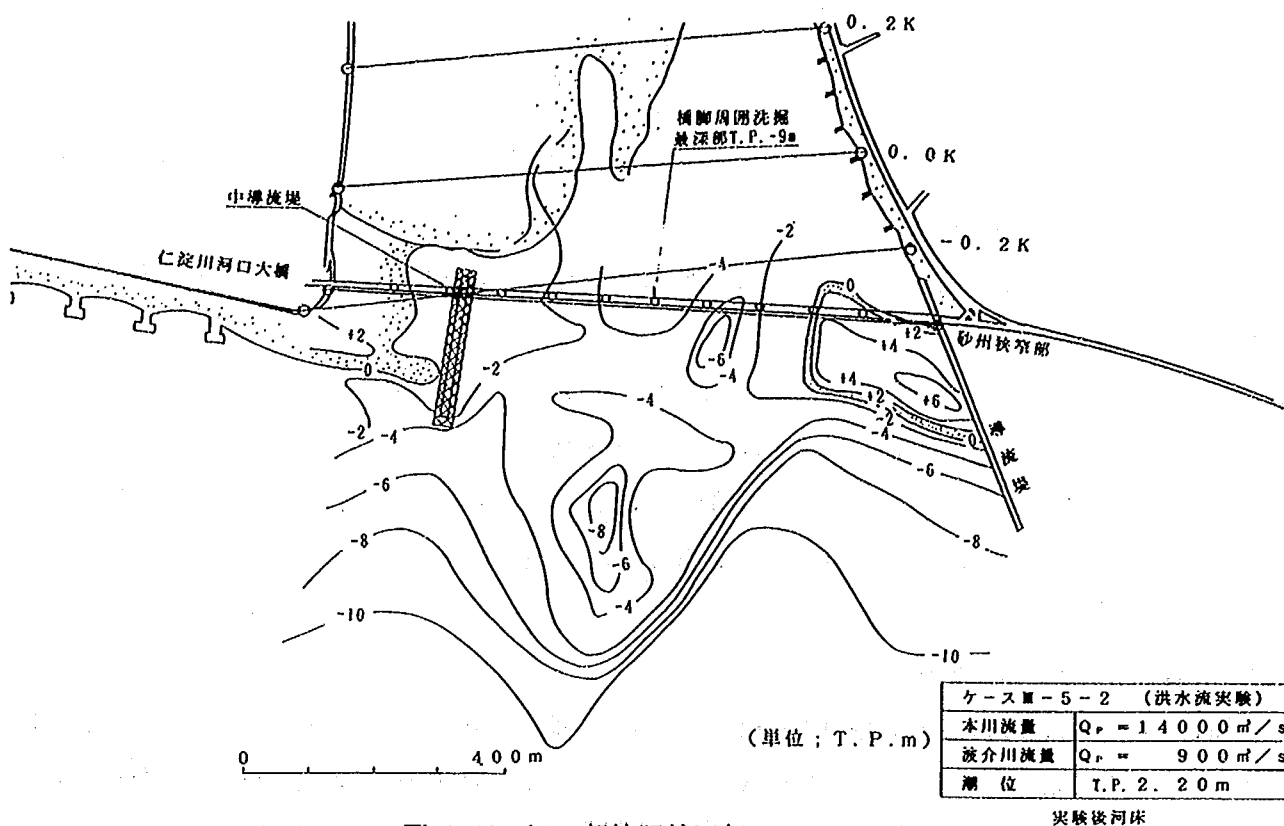


図-6.49 河口部等深線図(ケースⅢ-5-2)

いようである。

(4) まとめ

河口部河道の水位は、河口砂州形状やその高さ、砂州部開口河積によってかなり異なる。したがって、中導流堤を設置することによる水位への影響より河口砂州の影響の方がはるかに大きく、中導流堤が上流河道の水位に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。右岸側堤防と中導流堤間の砂州高が低い場合、この砂州は洪水時に容易にフラッシュされる。出水後波によって砂州がすぐに形成されるものの、高波浪時の越波による支川への影響等も考えられ、それらを防止するためには砂州高を高くし、かつ固定すればより効果的である。また、大出水時には主流部が河口中央付近にあることから、中導流堤が洪水流に与える影響や中導流堤周辺で局所洗掘が生じることもなく、特に問題はなかった。

6.8 実験結果のまとめ

現況河道および対策案河道実験の結果は以下に要約される。

6.8.1 現況河道の水理特性と諸現象

- (1) 現況河道に計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が流れた場合、1.6 km から下流河道で H. W. L. を 0.5 m ~ 1.0 m 上回り、1.8 km から上流河道で H. W. L. を約 2.0 m も上回る結果となった。また、各流量時の水位縦断より、現況河道の流下能力は約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であることが明らかとなった。
- (2) 計画高水流量時の場合も他の流量時と同様に、狭窄部となっている 1.8 km ~ 1.6 km 付近の右岸側

および0.3 km 付近の左岸側が水衝部となり、ここで高流速（約6.0 m/s 前後）が発生する。また、河口砂州地点でも著しい縮流状態となるため、同程度の高流速が発生する。

- (3) 河口砂州のフラッシュ状態は、流量約4,000 m³/s で砂州部開口幅が約350 m となり、ピーク流量時（14,000 m³/s）には約600 m に達する。減水期には開口幅はほとんど拡大せず、砂州フラッシュ後の河床高は約T. P.-5.0 m である。
- (4) 砂州フラッシュによって海域に流出した土砂は、砂州開口部前面の沖合約400 m の範囲に海床高T. P.-4.0 m 程度の舌状テラスを形成する。
- (5) 河口砂州フラッシュ後における河口砂州の再形成状況は、左岸側の河口砂州が河道内へ大きく入り込むような形状となる。同様に右岸側から伸びる砂州も河道内へ後退しつつ形成され、両岸から延伸した砂州先端部の河道内への後退量は約100 m となった。このような河道内への砂州の後退は、波介川河口導流後および新堀川の本川への合流部の維持に大きな障害になるものと考えられる。

6.8.2 最適対策工案の効果と河口部に及ぼす影響

- (1) 河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部の維持対策案について検討した。その結果、洪水時の河口部河道の水位は、河口砂州形状やその高さ、砂州部開口河積によってかなり異なり、かつその影響も大きい。このため対策工の各案が水位へ及ぼす影響よりも河口砂州の影響の方がはるかに大きく、各対策工案とも本川河道の水位に及ぼす影響はほとんどないものと判断して良いと考えられる。
- (2) 現況河道時のように河口砂州の開口部が右岸側に形成されている場合、中導流堤案、人工砂州案とも平均年最大流量規模の出水時には、その先端付近に流水が集中し、大きな局所洗掘が生じる。特に人工砂州案は、仁淀川河口大橋と同位置付近となるため、橋脚への影響が大きい。右岸導流堤案は、導流堤周辺で洗掘が生じないものの、同様に河口大橋周辺で大きな局所洗掘が生じる。
- (3) 本川への合流部の維持対策工案としては、中導流堤案が右岸側堤防との間に安定した河口砂州が形成され効果が得られた。人工砂州案は、その先端を回り込んで砂州が形成されるため、結局合流部が閉塞してしまう。右岸導流堤案も波が直接侵入し、支川の河口が閉塞してその維持は非常に困難であろうと考えられる。
- (4) 中導流堤案は、本川への合流部へ波が直接侵入するのを防止し、またこの中導流堤によって右岸方向からの沿岸漂砂を捉え、ポケットビーチ的に右岸側堤防と中導流堤間に安定した砂州が形成される結果が得られた。よって、本川合流部の維持対策工案として中導流堤案が効果的な工法であり、ここではこれを最適対策工案と呼ぶこととした。
- (5) 計画高水流量による河口砂州フラッシュ後の地形変化の大きい場合においても、中導流堤案（最適対策工案）は、右岸側堤防との間にすぐに砂州が形成され、本川への合流部は海からの直接的な影響が防止されることが明らかとなった。
- (6) 右岸側堤防と中導流堤間の砂州高が低い場合、流量規模の大きい出水時には容易にフラッシュされてしまう。出水後波によって砂州がすぐに形成されるものの、高波浪時の越波による影響も懸念され

ることから、砂州高を高くし、かつ固定すればより効果的である。

- (7) 河口砂州の開口部が右岸側にある場合、平均年最大流量規模の出水時には中導流堤先端付近が洗掘を受ける。しかし、大出水時には流れが直進することにより主流部が河口中央部付近となることから、中導流堤が洪水流に与える影響や中導流堤周辺で洗掘が生じるようなこともなく、特に問題のないことが明らかとなった。また、中小洪水時の場合も砂州開口部が右岸側に生じていなければ洗掘は発生しないものと判断される。

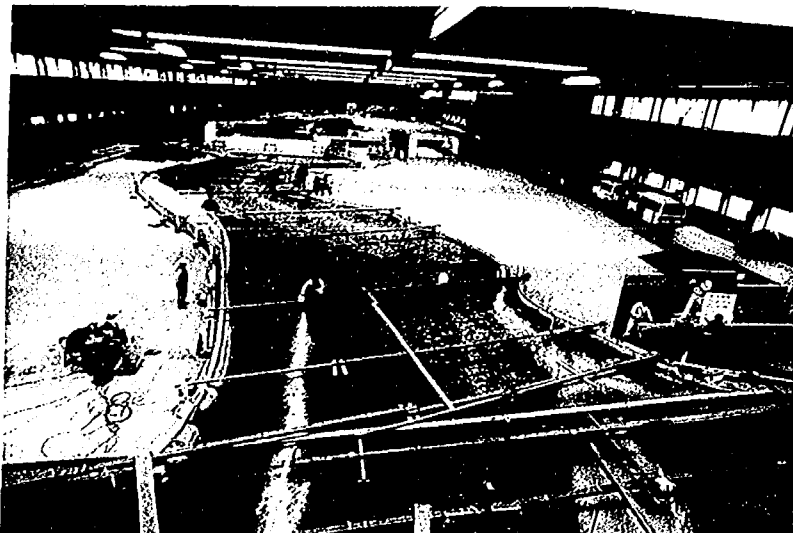


写真-6.1 ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケースⅢ-1-1)

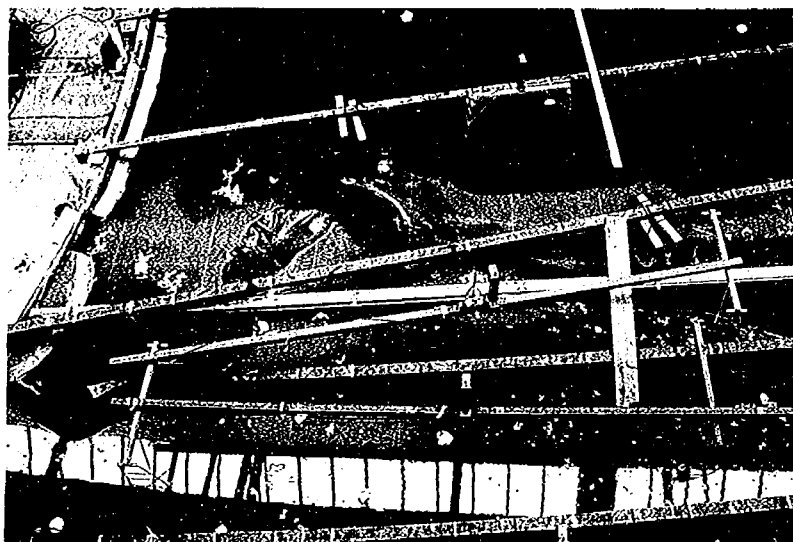


写真-6.2 河口砂州の形成状況 (12.5 時間経過後; ケースⅢ-1-2)



写真-6.3 ピーク流量時 ($4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケースⅢ-2-1)

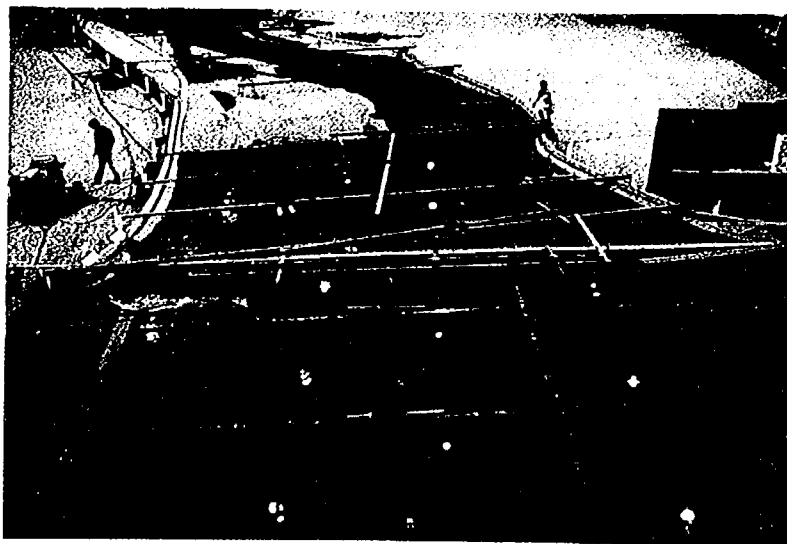


写真-6.4 河口砂州の形成状況（17 時間経過後；ケースⅢ-2-2）

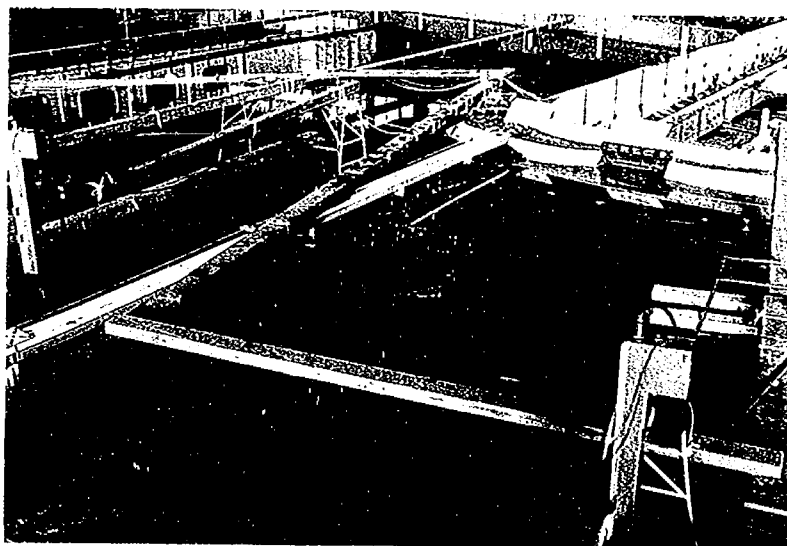


写真-6.5 河口砂州の形成状況（20 時間経過後；ケースⅢ-3-1）



写真-6.6 ピーク流量時（ $4,730 \text{ m}^3/\text{s}$ ）付近の流況（ケースⅢ-3-2）

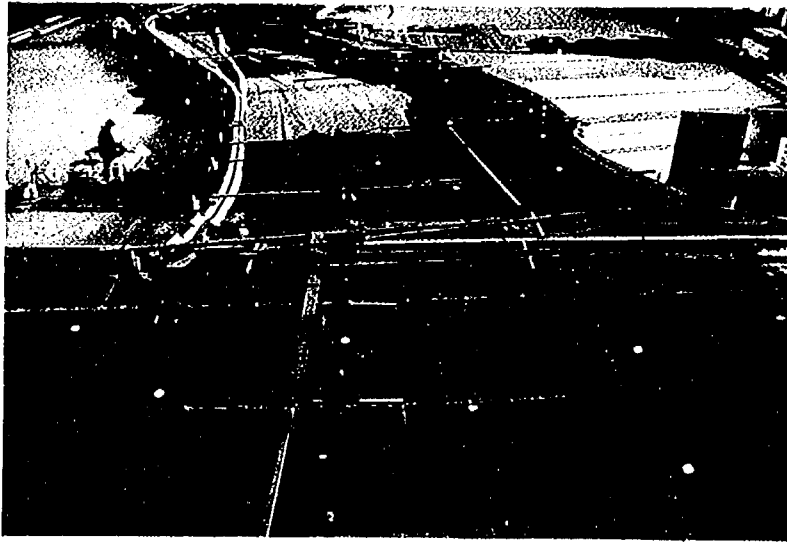


写真-6.7 河口砂州の形成状況 (30 時間経過後; ケースⅢ-4-1)

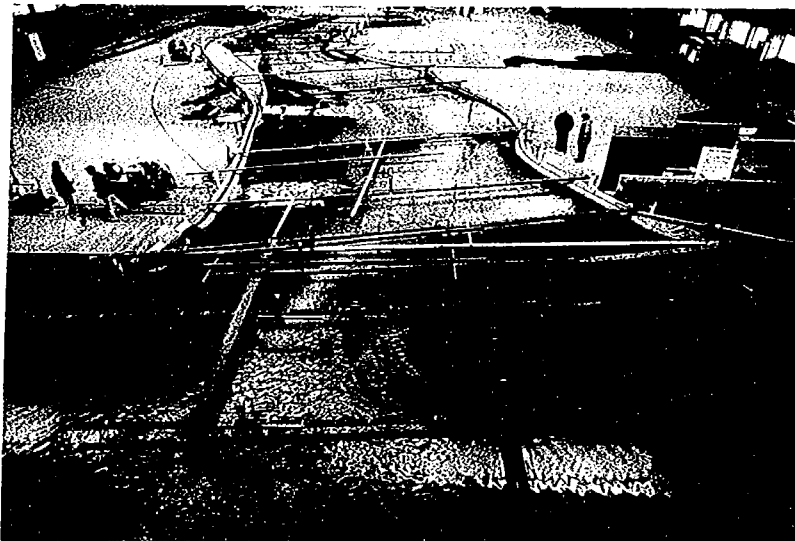


写真-6.8 ピーク流量時 (4,730 m³/s) 付近の流況 (ケースⅢ-4-2)

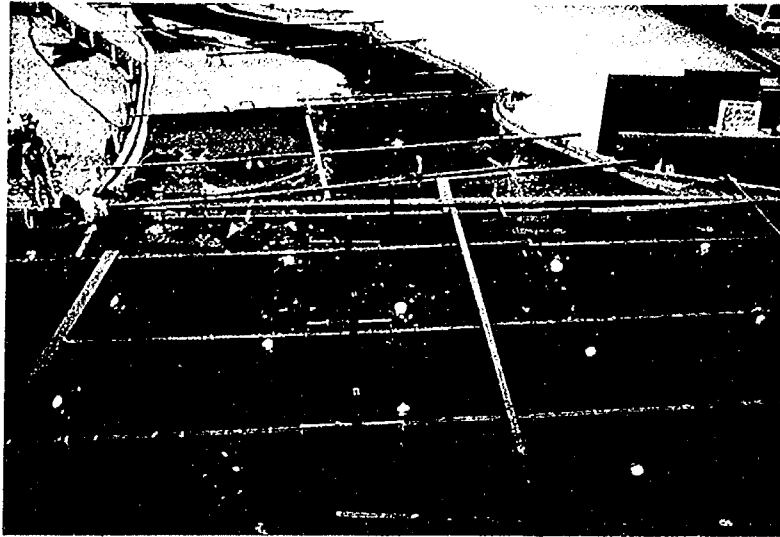


写真-6.9 河口砂州の形成状況（20 時間経過後；ケースⅢ-5-1）

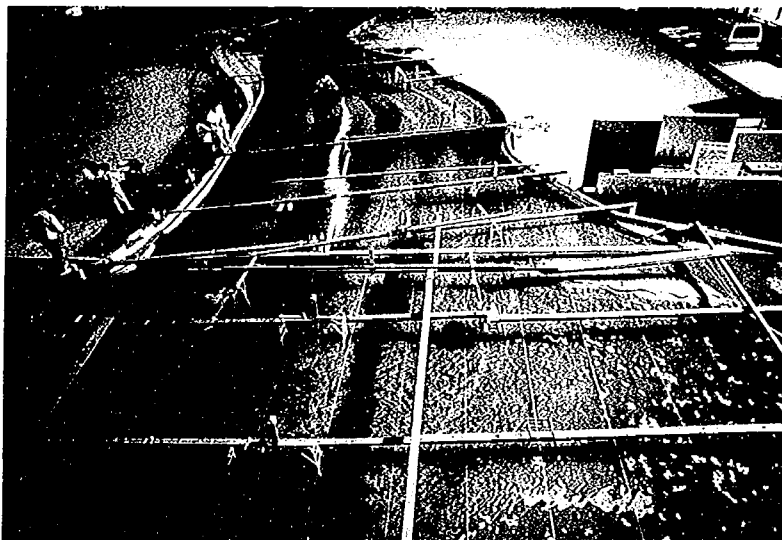


写真-6.10 ピーク流量時（ $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）付近の流況（ケースⅢ-5-2）

第7章 仁淀川、波介川改修計画案河道の検討

7.1 まえがき

仁淀川および波介川を改修計画案河道（本川計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川計画高水流量 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ 、0 km 地点計画河床高 T. P. -2.0 m）としたときの水理的諸現象、河道の流下能力等について検討するものである。なお、ここでは第6章で検討した河口導流後の波介川、および新堀川の本川への合流部の維持対策工の最適対策工案（中導流堤+人工砂州案）を改修計画案河道に適用した場合の水理的諸問題や対策効果等を解明することも目的とした。さらに、本川を現況河道のままとして波介川を河口導流案河道にした場合、本川の1.8 kmから下流河道は、波介川河道分の河積が阻害されることから、それを確保した河道とする必要がある。よって、この河積阻害分について、右岸側高水敷部を掘削した河道を暫定河道案とし、そのときの流下能力、河口砂州フラッシュ状況および河口導流効果等についての検討も行った。

7.2 実験条件

表-7.1 に実験ケースと各実験条件の一覧を示す。

実験は、まず計画河道の固定床模型部分（3.0 km～0.4 km 間）の粗度検証実験を実施した（ケースIV-1-1, IV-1-2）。粗度検証後の洪水流実験は、本川計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川計画高水流量 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した複合出水時における対策工案を含めた検討（ケースIV-2-2, IV-3-2, IV-6）を実施した。他に0 km 河口出発水位 T. P. 4.5 m としたときの定流通水による疎通能力の検討（ケースIV-3-1）、中規模洪水（平均年最大流量規模、 $Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を通水した対策効果等についての検討（ケースIV-5-1）を行った。砂州形成実験は、これまでと同様に沖波波高 $H_o = 3.4 \text{ m}$ 、波向 S とし、1993年8月出

表-7.1 実験ケース一覧

ケース	種 別	流 量		潮 位 T. P. m	波 浪 条 件			備 考
		本 川 m^3/s	支 川 m^3/s		沖 波 波 高 m	波 形 勾 配	波 向	
IV-1-1	洪 水 流	$Q_c = 14,000$	$Q_c = 900$	2.20	—	—	—	計画河道の粗度検証実験 (固定床部)
IV-1-2	洪 水 流	$Q_c = 8,000$	—	2.20	—	—	—	
IV-2-1	砂州形成	豊水 ($Q_c = 94$)	—	0.77	3.40	0.0150	S	最適対策工（人工砂州は なし）計画河道+1993.8 出水後の河道
IV-2-2	洪 水 流	$Q_p = 14,000$	$Q_p = 900$	2.20	—	—	—	
IV-3	洪 水 流	$Q_c = 14,000$	$Q_c = 900$	4.50 (0.0 K)	—	—	—	定流（疎通能力検討）
IV-4	洪 水 流	$Q_p = 14,000$	$Q_p = 900$	2.20	—	—	—	最適対策工の効果の検討
IV-5	波浪侵入	豊水 ($Q_c = 94$)	—	2.20	10.13	0.0281	SSE	波浪侵入の検討
IV-6-1	洪 水 流	$Q_p = 4,730$	$Q_c = 110$	-0.035	—	—	—	最適対策工の効果の検討 (中規模洪水)
IV-6-2	砂州形成	豊水 ($Q_c = 94$)	—	0.77	3.33	0.0146	S	
IV-7	洪 水 流	$Q_p = 14,000$	$Q_p = 900$	2.20	—	—	—	高水敷一部カット、他は 現況

※ Q_c : 定流通水, Q_p : 不定流水

水 ($Q_p = 10,387 \text{ m}^3/\text{s}$) 後の河口地形による検討 (ケースIV-2-1), 洪水流実験による河口砂州フラッシュ後の形状について行った (ケースIV-2-1)。波浪侵入による河口堤防への波のうちあげ高の検討は, 計画沖波波高 $H_0 = 10.1 \text{ m}$, 波向 SSE, 潮位 T. P. 2.2 m について行った。

7.3 改修計画案河道の検討

7.3.1 固定床部の粗度検証実験 (ケースIV-1-1, IV-1-2)

現況河道から計画河道模型に改造した固定床模型部分について, 模型と現地の粗度係数が相似となるように模型の粗度係数が相似となるように模型の粗度を調整するものである。

粗度調整は, 模型の粗度係数を現地の計画粗度係数 $n = 0.033$ に合わせるもので, モルタル河床面に所定の粗度付け (粒径約 10 mm の豆砂利を 15 cm 間隔の千鳥状態に接着) をした状態で流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流を通水した。この実験結果を水位縦断比較図として図-7.1 に示す。これによると各流量時とも $n = 0.033$ とした不等流計算水位に良く一致する結果が得られている。よって, 所定の粗度係数になっているものと判断し, 以後の実験を実施することにした。

7.3.2 改修計画案河道+対策工案実験

(1) 砂州形成実験 (ケースIV-2-1; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = 3.4 \text{ m}$)

本ケースは, 先の現況河道時において右岸側の支川合流部の閉塞を防止し, かつ河口砂州の固定化を図るための対策工案として効果の得られた中導流堤案を計画河道に設置し, そのときの河口砂州形成状況と対策効果等について検討するものである。河口形状は, 1993 年 8 月出水 ($Q_p = 10,387 \text{ m}^3/\text{s}$) による砂州フラッシュ後の河口地形とし, 河道部は 0 km 断面の低水路河床高を T. P. -2.0 m とする計画断面形である。この河道形状に中導流堤案 (図-5.30) を設置して砂州形成実験を実施した。

1) 河口砂州形成状況について

河口砂州形状の時間変化図を図-7.2 に, 実験前および河口砂州形成後の河口部等深線図を図-7.3 (a), 7.3 (b) に示す。

実験開始後右岸側海浜から左岸方向への沿岸漂砂により, 河口右岸側から中導流堤に向かって砂州が発達し始める。しかし, 中導流堤先端付近の海床が高いため, 波が沖で碎波してしまい, 河口右岸側と中導流堤間へ供給される土砂は少ない。このため砂州形成には長時間 (模型で 26 時間) を要し, ほぼ安定状態になった砂州高もあまり高くはならず, 中導流堤に近い付近の砂州高は約 T. P. 2.0 m 程度であった。

一方, 左岸側の河口砂州は写真-7.1 に示すように, これまでと同様に河口砂州の汀線を後退させつつ右岸方向へ大きく発達し, 中導流堤との間の開口部をほとんど埋め戻すような状態にまで達し, 開口部幅は約 30 m 程度にまで閉塞した。しかし, この開口部より河川流が海域へ流出するため, 完全閉塞することはない, また波介川導水路河口が閉塞するような直接的な影響もないようであった。

2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始直後の等波高線図を図-7.4 に, 25 時間経過後の海浜流の流況図を図-7.5 に示す。

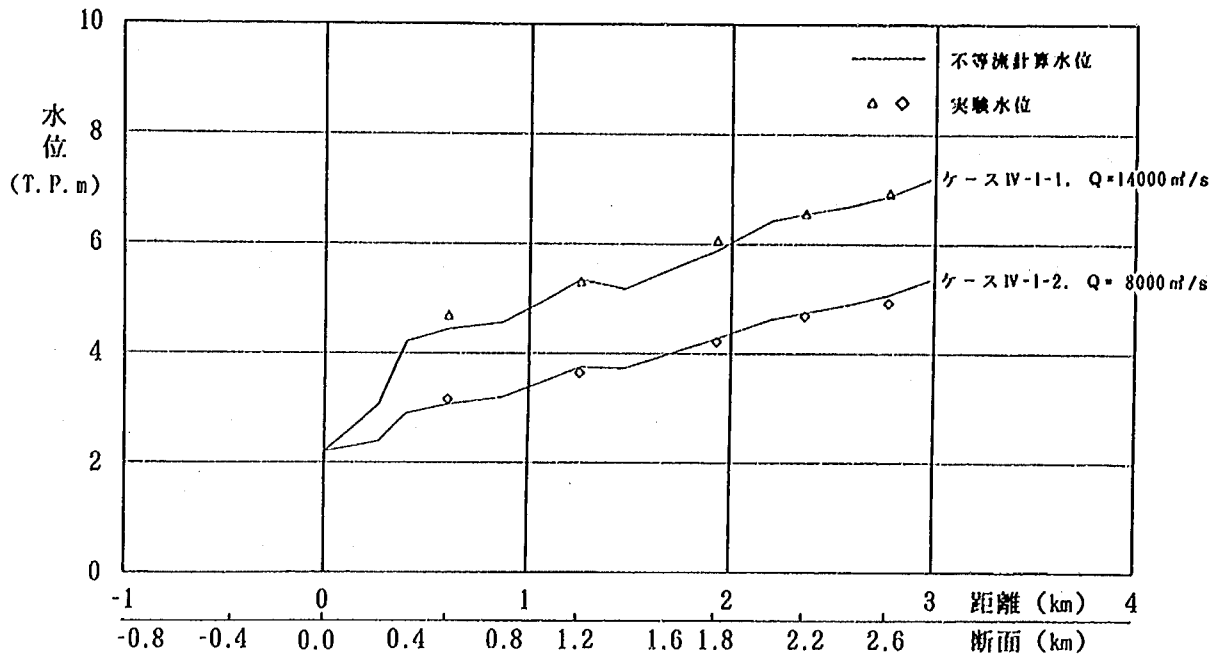


図-7.1 水位縦断比較図 (ケース IV-1-1, IV-1-2)

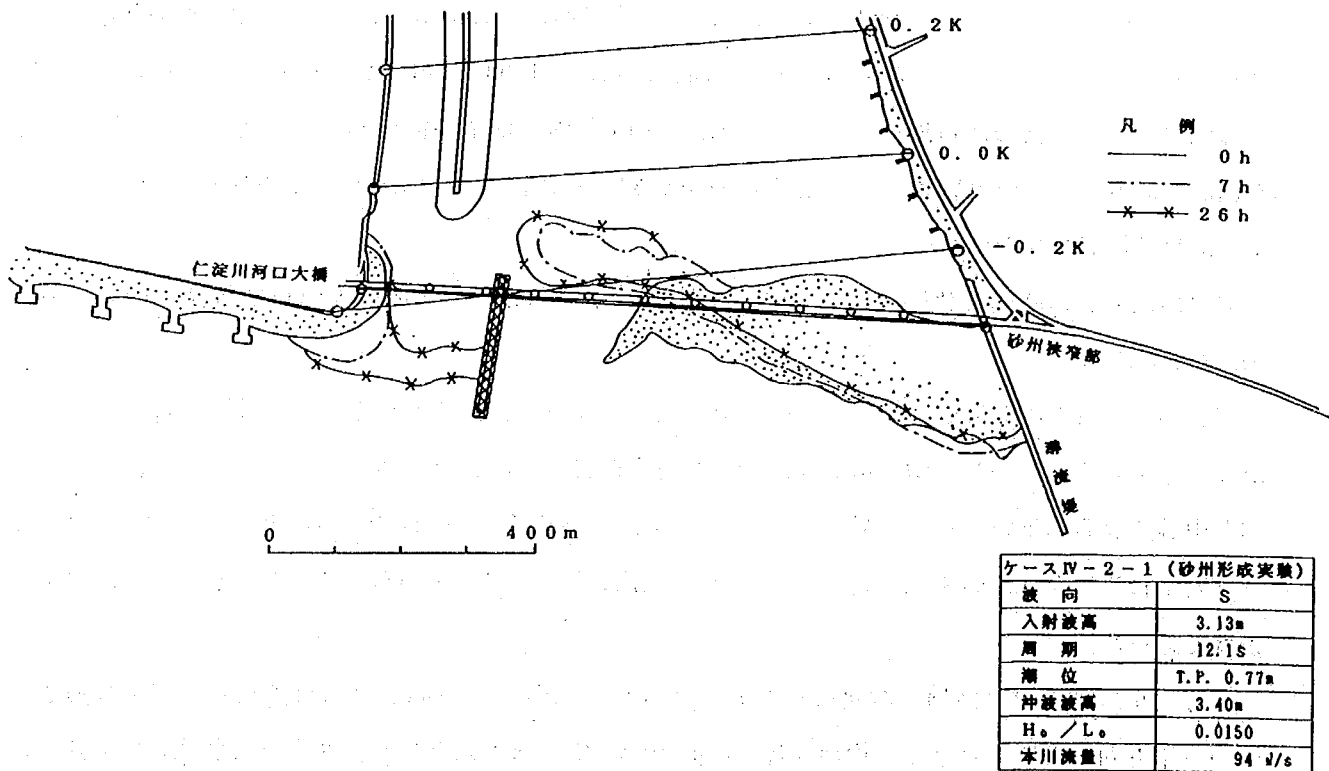


図-7.2 河口砂州形状の時間変化図 (ケース IV-2-1)

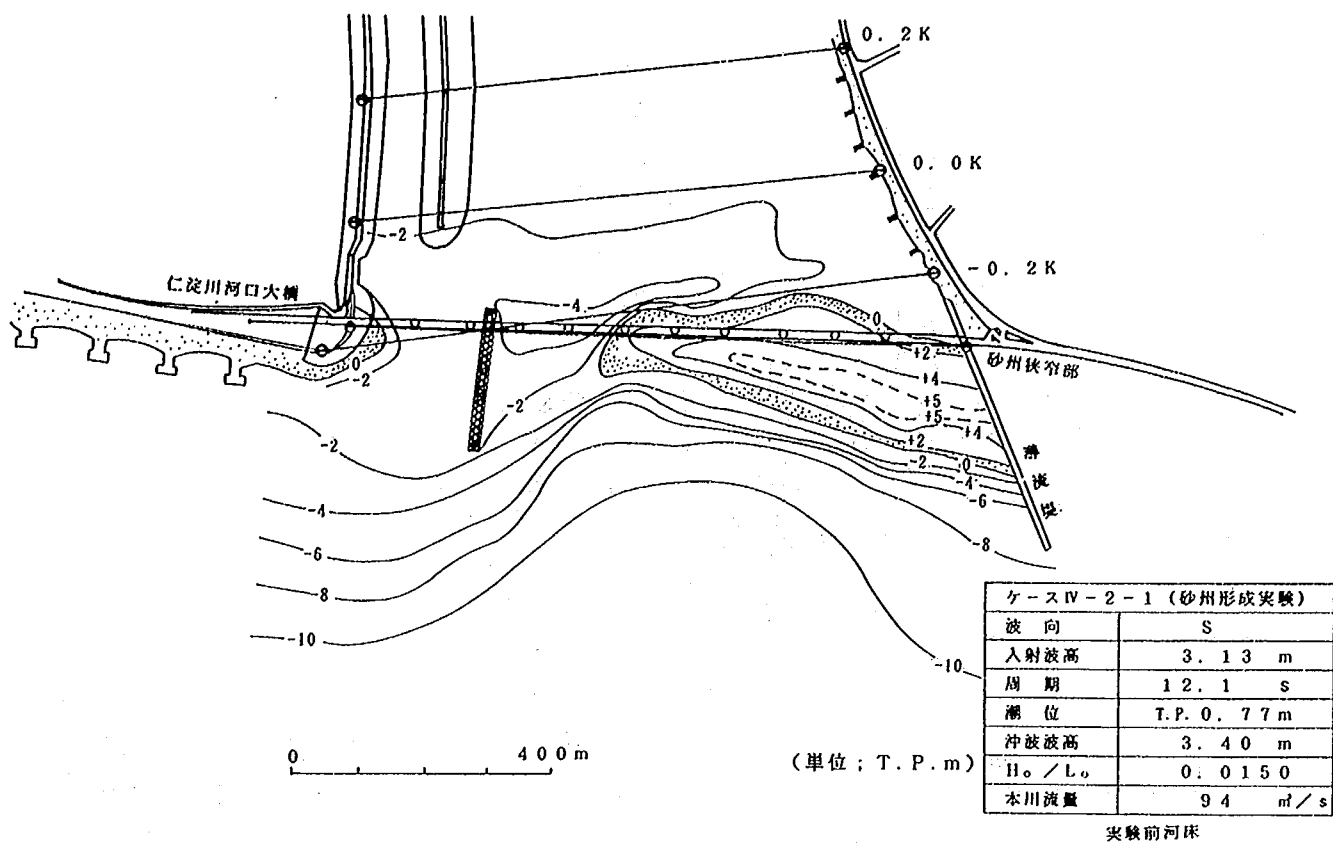


図-7.3(a) 河口部等深線図 (ケースⅣ-2-1; 実験前)

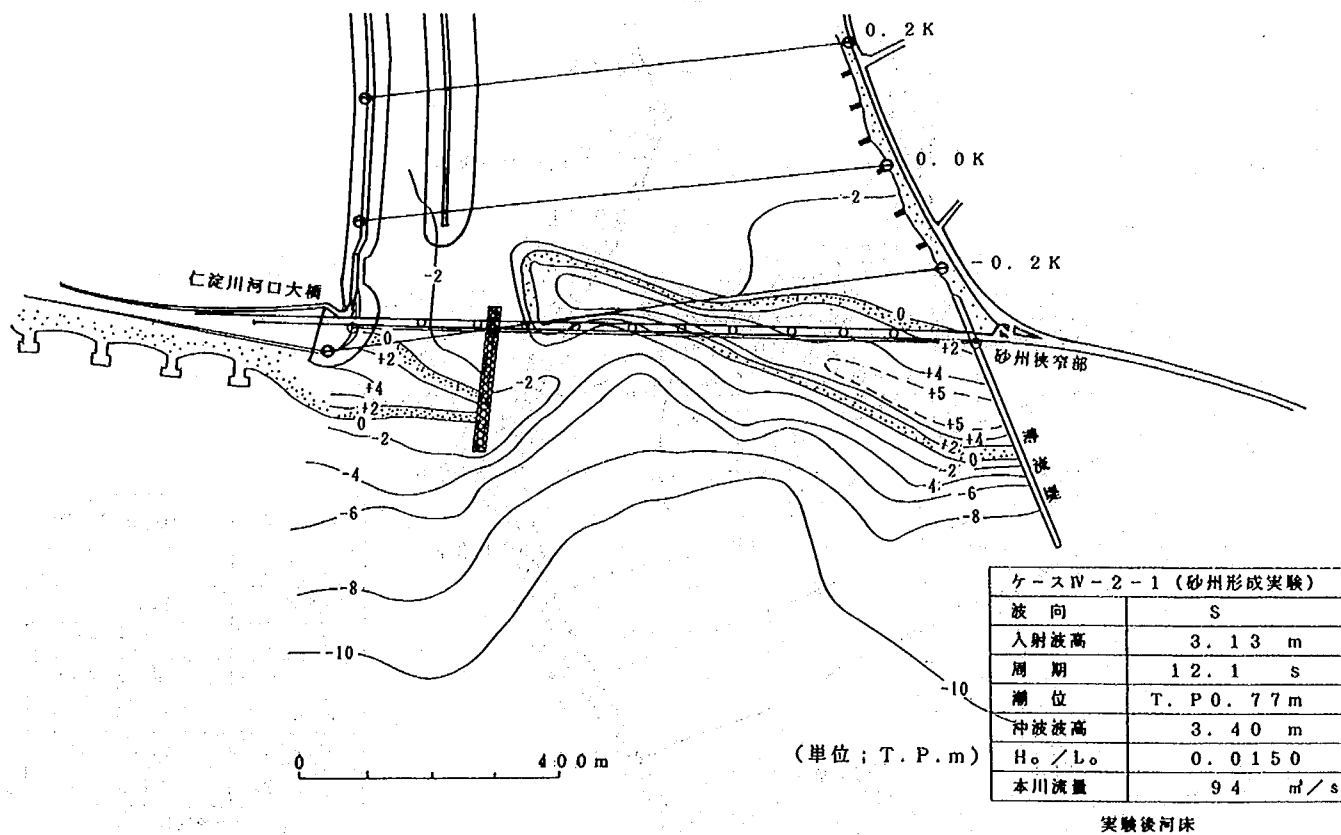


図-7.3(b) 河口部等深線図 (ケースⅣ-2-1; 実験後)

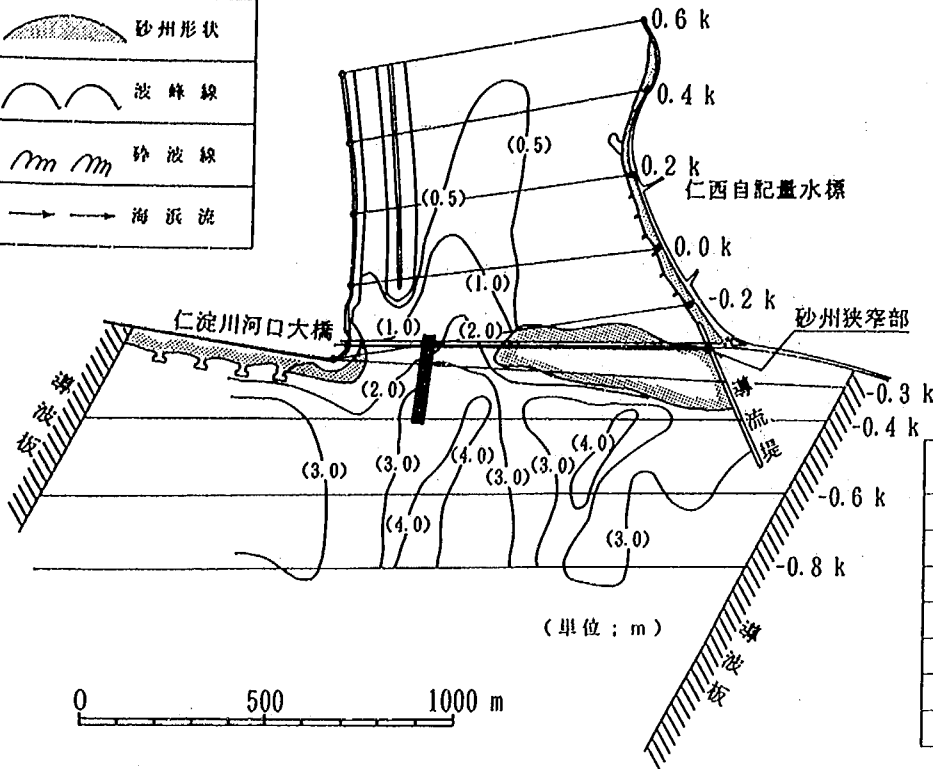
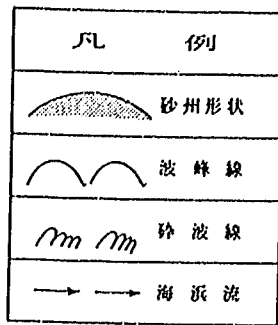


図-7.4 等波高線図 (ケースⅣ-2-1; 実験開始直後)

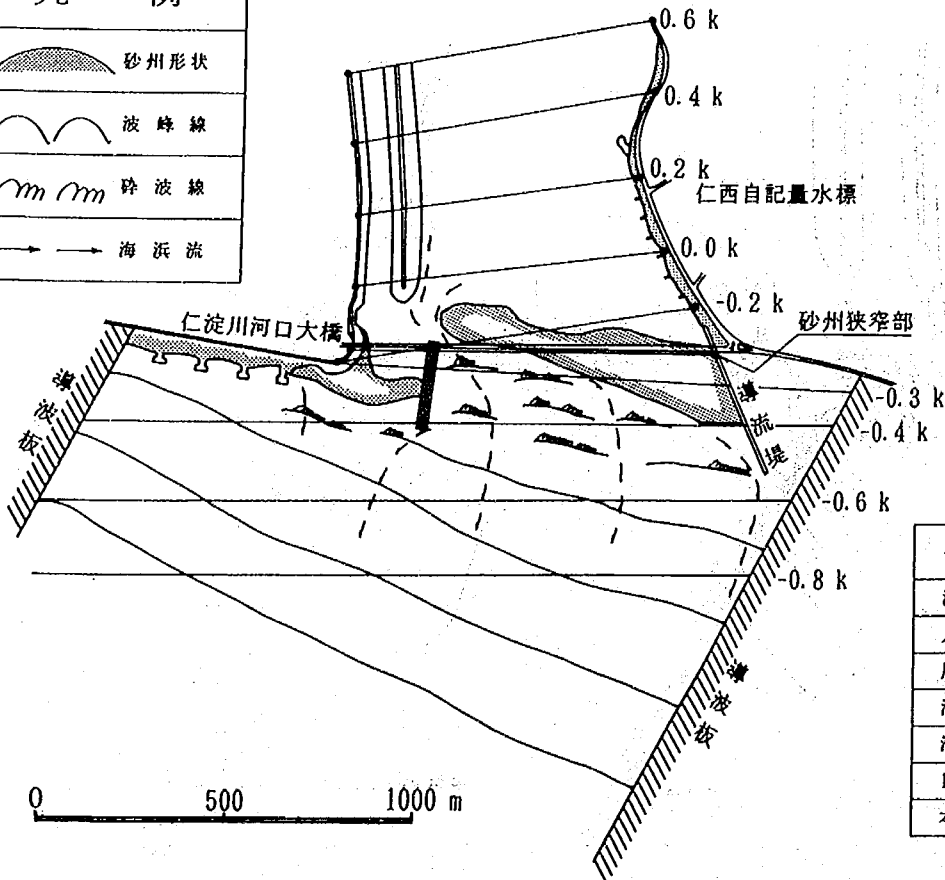
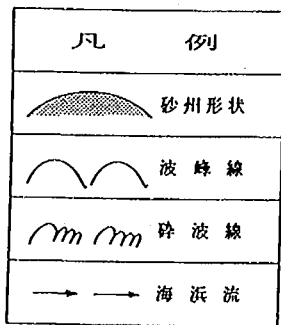


図-7.5 海浜流の流況図 (ケースⅣ-2-1; 実験 25 時間経過後)

実験開始当初は、中導流堤の左右両側の開口部から河道内へ波が侵入する。河道内へ侵入する波浪は、開口幅が広く（約 330 m）かつ計画河道であるため、0.1 km 断面付近まで波高約 1.0 m の波が侵入し、波高約 0.5 m の波は 0.5 km 断面付近にまで到達する。また、波介川導流後の河口部へも約 0.5 m の波が侵入する。しかし、河口閉塞の進行とともに、河道内への

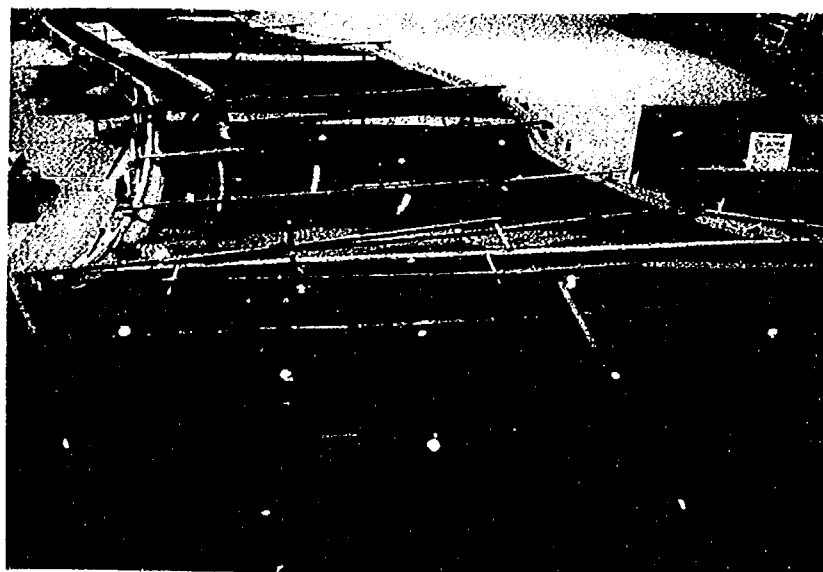


写真-7.1 河口砂州の形成状況（26 時間経過後；ケース IV-2-1）

波浪侵入は少なくなり、実験開始 20 時間以降になると波浪侵入はほとんど見られなくなる。河口砂州がほぼ安定状態となった 25 時間経過後では、河道内への波浪侵入はほとんど見られなくなったものの、波峰線の変化や碎波点の位置は実験初期と大きな違いはなかった。なお、河川流は右岸側の開口部から出た直後にやや左岸方向へ向かい、その後沖合いに真っ直ぐ流出する。

3) まとめ

0 km から上流河道を計画断面形とし、1993 年 8 月の大出水（ $Q_p = 10,387 \text{ m}^3/\text{s}$ ）による河口砂州フラッシュ後の地形に中導流堤案を設置したにもかかわらず、この河口右岸側と中導流堤間には現況河道時と同様に安定した砂州が形成される。したがって、河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部は、閉塞することなく、海からの直接的な影響が防止され、河口維持対策工の機能を十分有することが明らかとなった。また、形成された河口砂州は、計画河道であるにもかかわらず河道内に後退するのが助長されることもなく、現況河道時とほぼ同じである結果が得られた。

(2) 洪水流実験（ケース IV-2-2；本川 $Q_p = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

本実験は、先のケース IV-2-1 による河口砂州形成後の形状に対して、本川および波介川に計画高水流量を通水した検討である。

1) 水位について

河道内の各断面の水位時間変化図を図-7.6 に示す。これによると河口砂州部から河口砂州直上流（-0.2 km ~ 0 km）の水位は、河口砂州の影響によって流量の増大とともに急上昇する。しかし、流量約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上では、砂州フラッシュの進行に伴う河積の増大によって水位は上昇せず、ピーク流量時までほぼ一定水位となっている。これに対し、0.3 km より上流河道の各断面は、流量の増大とともに水位が上昇し、ほぼピーク流量時に水位ピークとなっている。このような水位変化状況は、先の現況河道時（ケース III-1-1）とほぼ同じである。

次に実験結果より水位縦断図として示したのが図-7.7 である。これによると現況河道時では 0.2

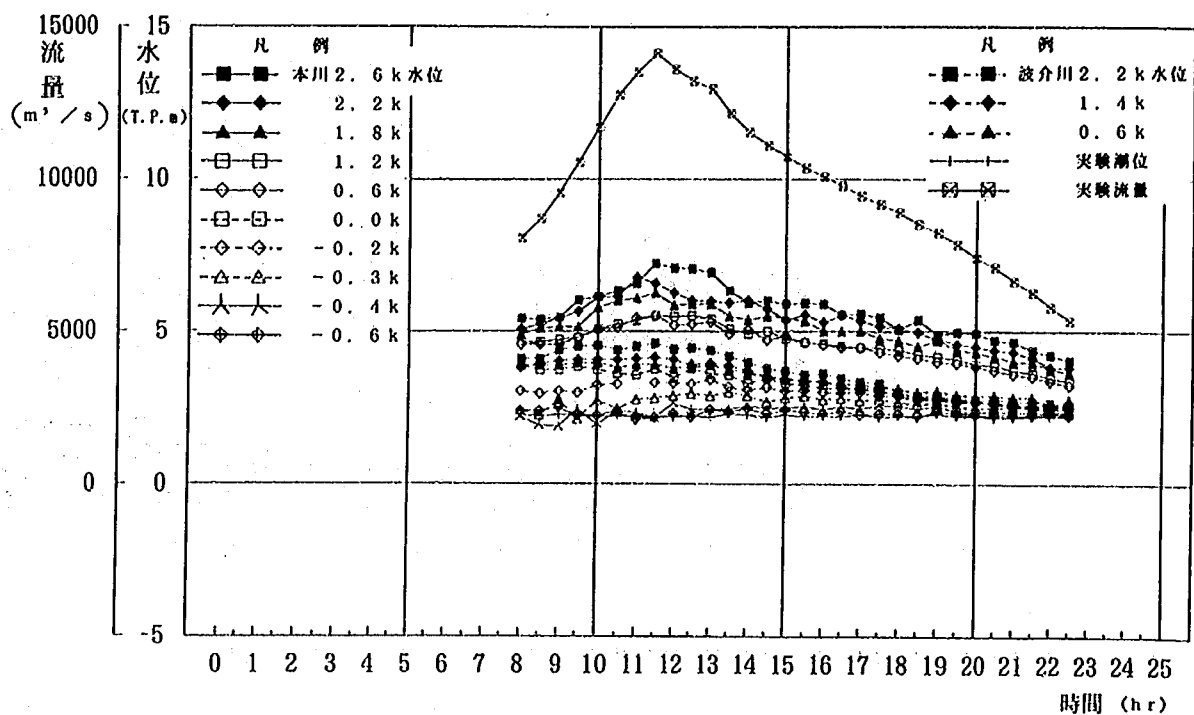


図-7.6 水位時間変化図 (ケースIV-2-2)

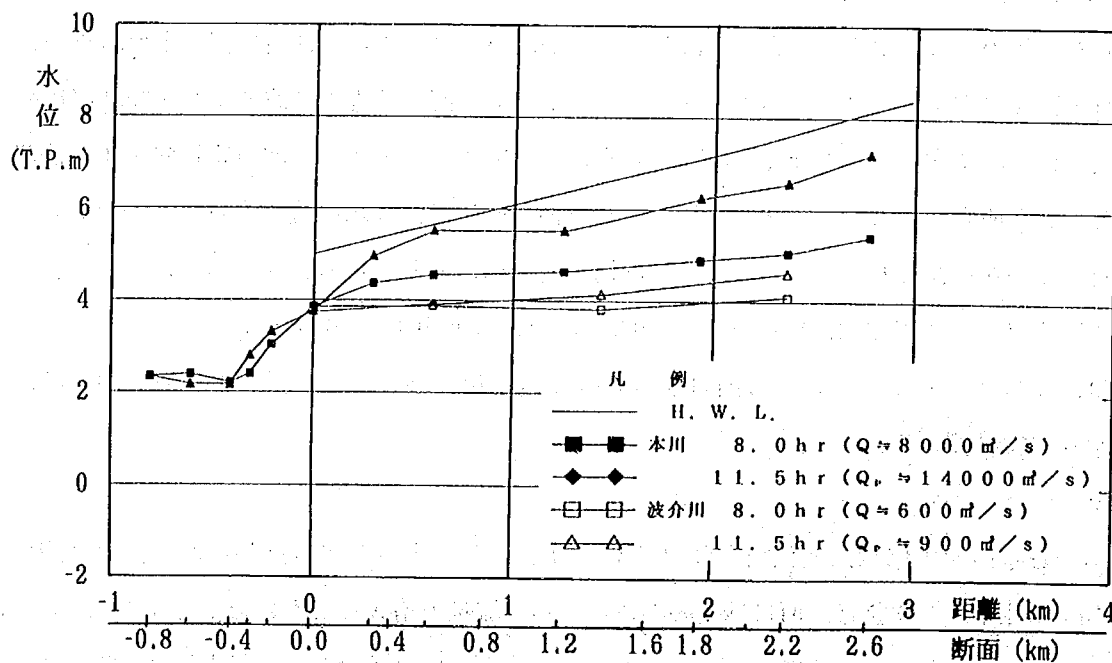


図-7.7 水位縦断図 (ケースIV-2-2)

kmより上流河道でH. W. L.をかなり上回っていたのに対し、改修計画案河道ではいずれもH. W. L.以下の水位となっており、計画高水流量が疎通可能である結果が得られた。なお、ピーク流量時における本川の水面勾配は約 $1/1,000$ であるのに対し、波介川の水面勾配は約 $1/3,000$ と緩やかである。

一方、波介川の現合流部は約2.0 km地点であり、波介川河口導流後の本川と波介川のこの断面における水位差が波介川河口導流による水位低減効果となる。ここでは2.0 km地点の水位は得られていないため、その上下流断面の水位縦断より内挿して求めると約1.9 mの水位差となる。この水位差が本川の改修計画案河道時における複合出水時の波介川河口導流による水位低下の効果である。

2) 流況について

ピーク流量時($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$)の流況を図-7.8および写真-7.2に示す。

これによると主流部の流れは、河道内の中央付近からやや左岸寄りにあるものの、特に片寄った流れも見られず、河道法線に沿ってほぼ一様に流下する。主流部の流速は $4.0 \text{ m/s} \sim 4.8 \text{ m/s}$ であり、現況河道時の水衝部で発生した高流速(約 6.0 m/s 前後)に対して、かなり低減したことが分かる。

波介川河道の流れは、本川に対してかなり穏やかであり、主流部の流速は約 2.5 m/s 前後と本川の約 $1/2$ 程度である。

中導流堤周辺の流れは、左岸側の砂州が完全にはフラッシュされずに残るため、流量が比較的小さい時期(約 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度)に中導流堤の左側付近へ集中する傾向

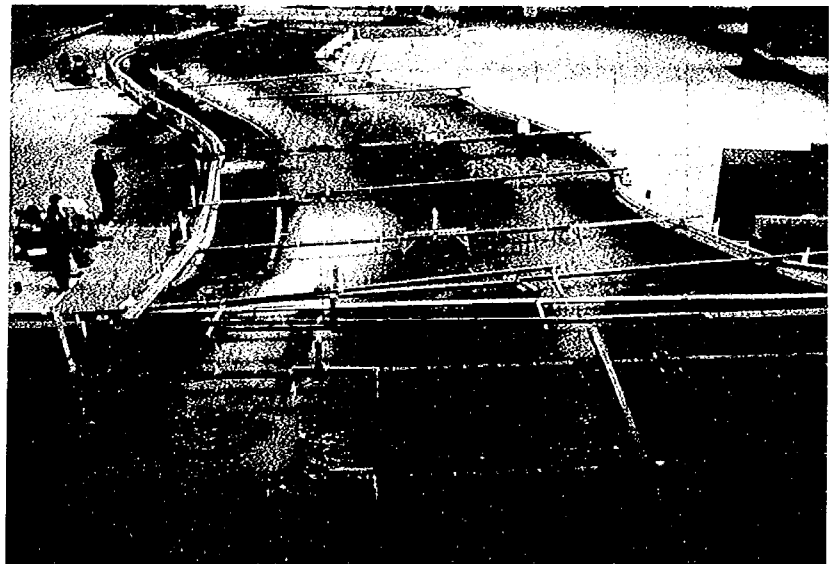


写真-7.2 ピーク流量時($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$)付近の流況(ケースIV-2-2)が強く、このときに局所洗掘が生じる。流量が増大すると

主流部は左岸側へと移り、開口部の左岸側が洗掘され、中導流堤への流れの集中は弱まる。また、波介川導水路からの流れは、河口前面の砂州が早い時期にフラッシュされたため、何の障害もなく真っ直ぐに海域へと流出する。

3) 河床変動について

河口部の各断面における河床変動横断比較図を図-7.9(a)~7.9(c)に示す。0 km断面(図-7.9(a))では、先の流況図から分かるように、主流部位置が右岸寄りにあり、かつ河口砂州の初期開口部位置が右岸側であったため、右岸側が全体に洗掘傾向(2~3 mの洗掘)となっている。-0.2 km断面(図-7.9(b))では、中導流堤を挟んだ両側の約100 m間および左岸から250 m~450 m間の河床が大きく洗掘され、最深部は約T. P.-5.0 mの河床高となっている。砂州狭窄部断面(図-7.9(c))にな

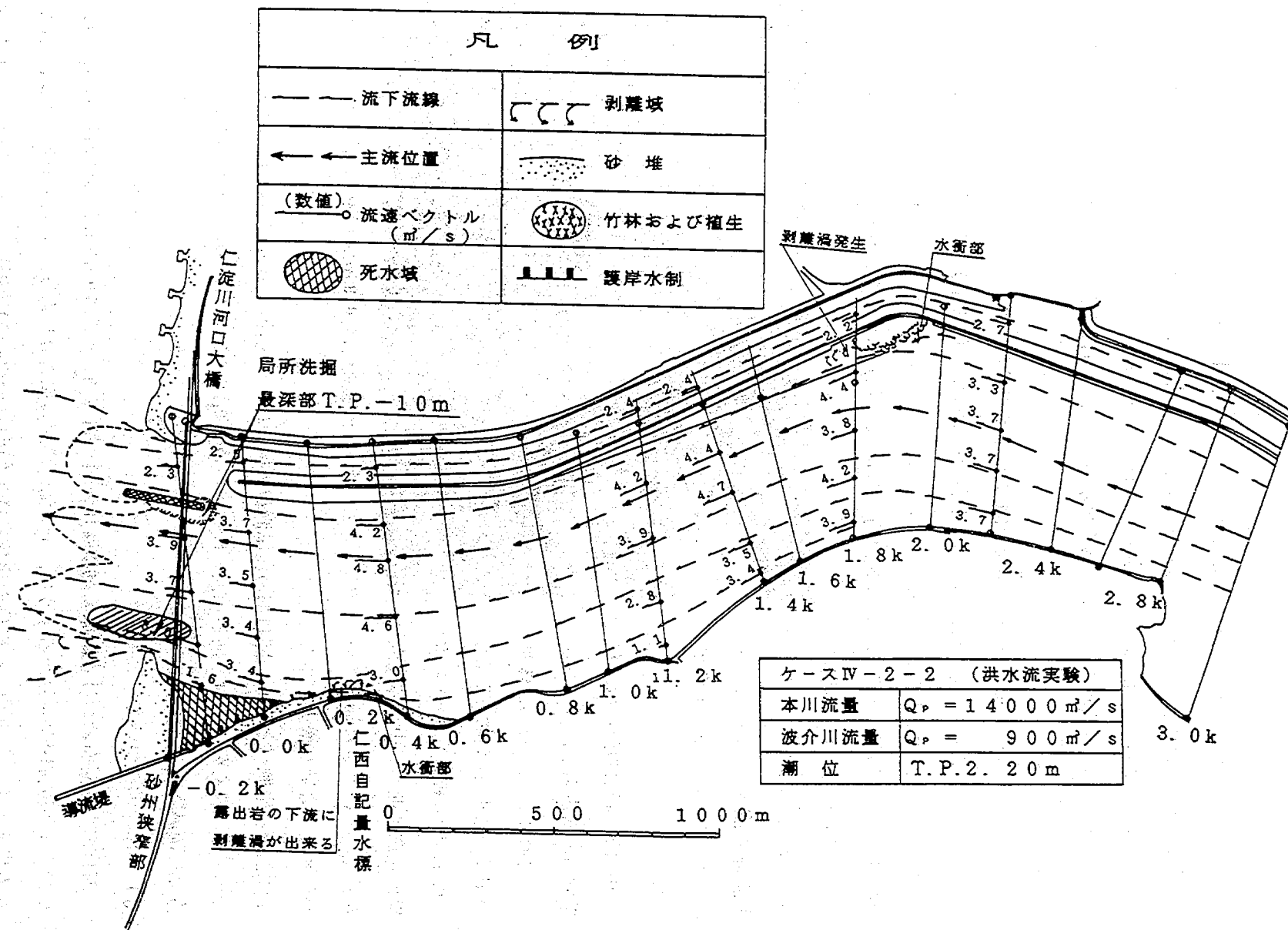


図-7.8 ピーク流量時の流況図 (ケースIV-2-2)

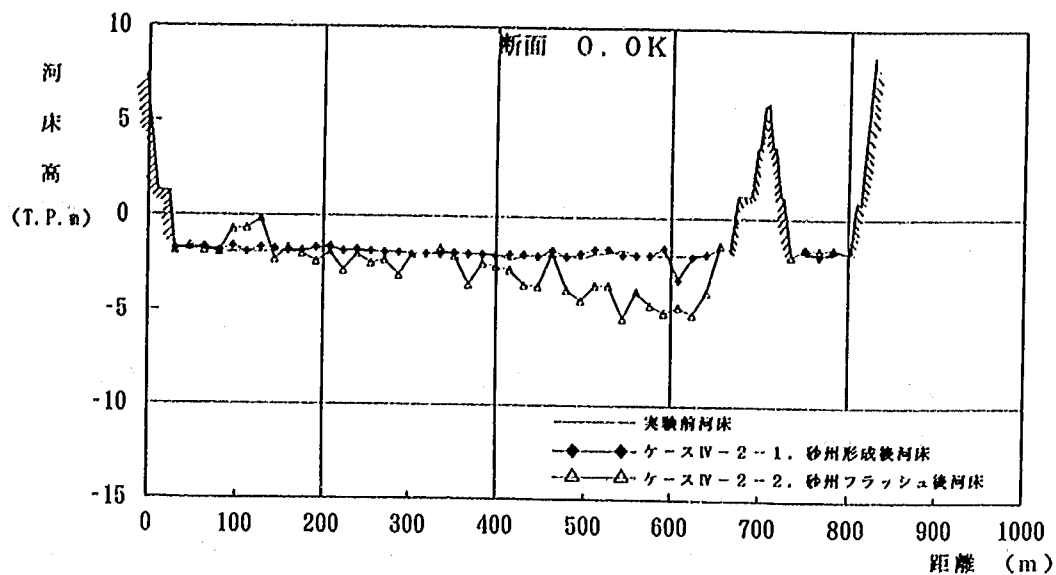


図-7.9(a) 河床変動横断比較図 (0 km 断面; ケースⅣ-2-2)

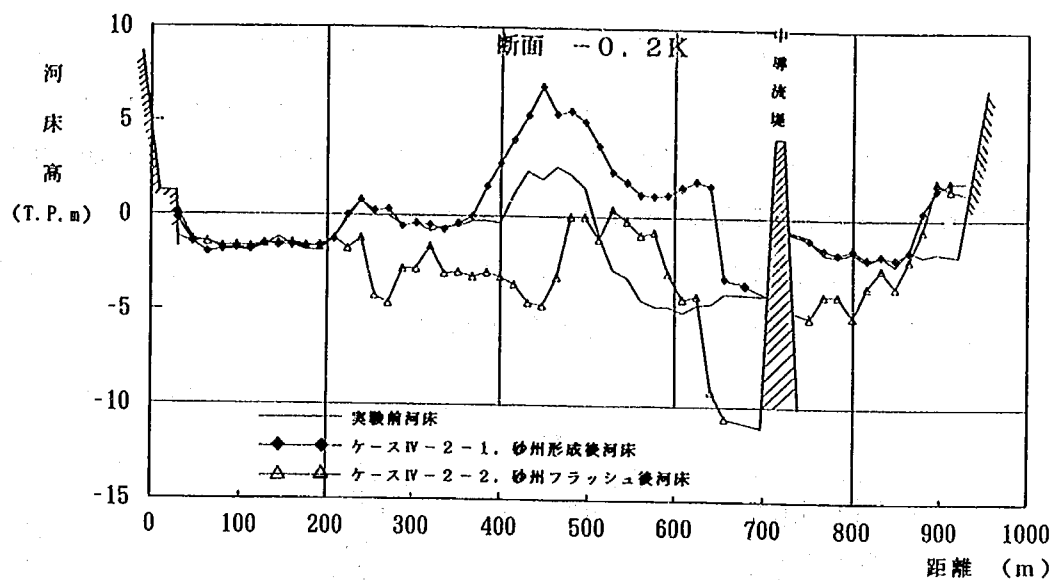


図-7.9(b) 河床変動横断比較図 (-0.2 km 断面; ケースⅣ-2-2)

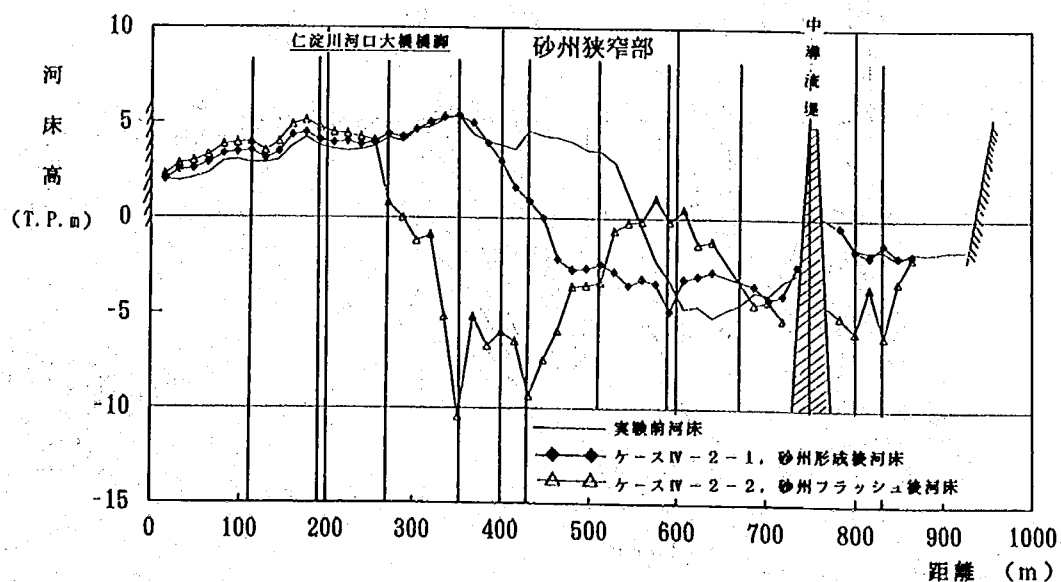


図-7.9(c) 河床変動横断比較図 (砂州狭窄部断面; ケースⅣ-2-2)

ると、-0.2 km 断面の傾向がさらに強調され、中導流堤の両側および左岸から 300 m~500 m 間の洗掘が著しい。中導流堤周辺の洗掘深は約 T. P. -8.0 m に達し、開口部の左岸側（左岸から約 350 m）では約 T. P. -10 m にも達している。

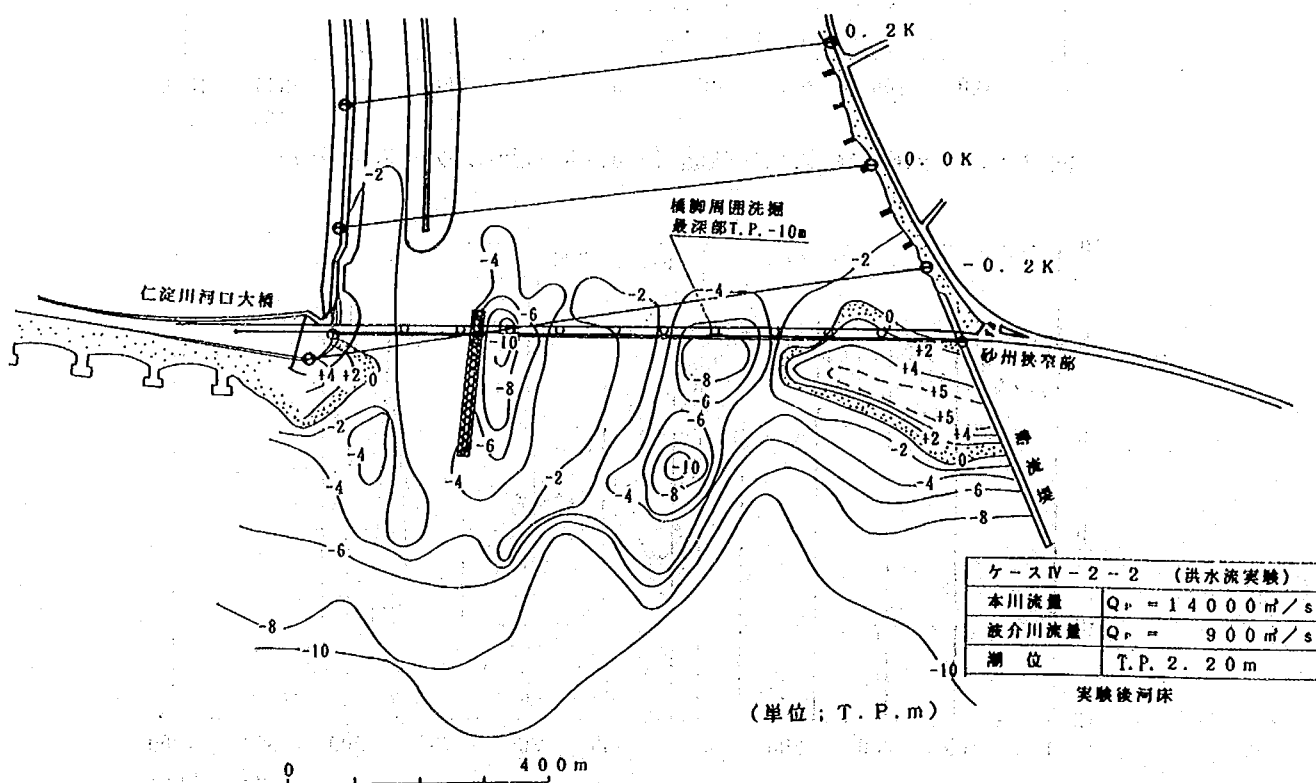
次に河口部の等深線図を図-7.10 に示す。これによると中導流堤末端部周辺および砂州先端付近から河口中央の沖合い方向の約 300 m 間に大きな局所洗掘が生じている。この洗掘の発生原因は、流況で述べたとおりである。また、河口砂州のフラッシュによって、河口大橋から沖方向に約 400 m、横断方向の幅約 500 m の範囲に舌状のテラスを形成して堆積し、これによって河口前面の洗掘穴もかなり埋め戻されている。

4) まとめ

改修計画案河道では、河口砂州が形成されている場合においても、計画高水流量が疎通可能である結果が得られた。また、波介川の河口導流に伴い、本川改修計画案河道の計画高水流量時における波介川の現合流部（2.0 km 地点）の水位低減効果は約 1.9 m となることが明らかとなった。

河道内の流れは、河道法線に沿ったほぼ一様な流れとなり流況が改善される。なお、中導流堤周辺および砂州開口部の左岸側（砂州先端部）に大きな局所洗掘が生じる。このため中導流堤は、実験結果程度の洗掘に耐え得る根固め等が必要と考えられる。ただし、砂州開口部が右岸側に生じていなければ洗掘深はもっと軽減されるものと判断される。

以上の結果より、中導流堤案は洪水疎通に及ぼす影響はほとんどないようであり、現況河道時と同様に、支川合流部の維持対策工案としてかなり有効であると言えよう。



(3) 洪水流実験 (ケースIV-3; 本川 $Q_c = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_c = 900 \text{ m}^3/\text{s}$)

本ケースは、改修計画案河道の流下能力について検討したものである。実験は、0 km 断面の河口出発水位を T. P. 4.5 m として設定し、計画高水流量 (本川 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $900 \text{ m}^3/\text{s}$) を定流で通水して水位を測定した。

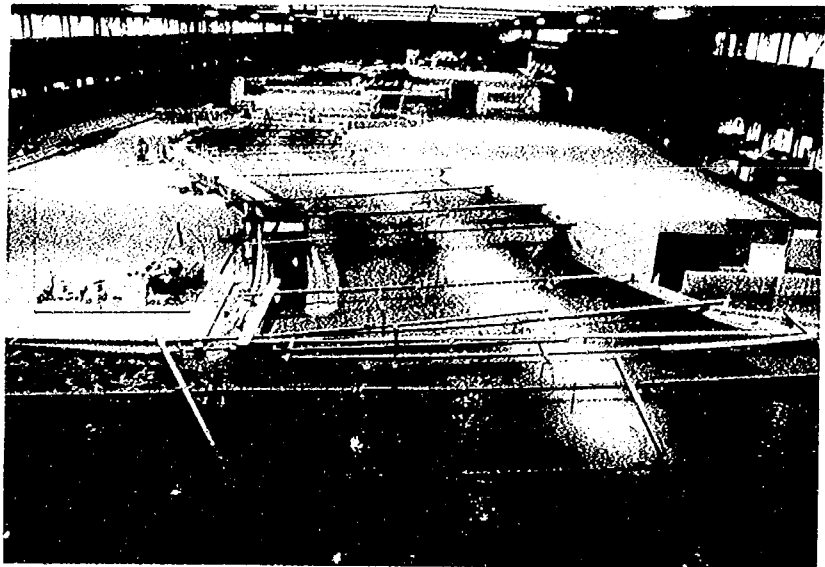


写真-7.3 $Q_c = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況 (ケースIV-3)

水位縦断面図を図-7.11 (a), 7.11 (b)に、流況を写真-7.3に示す。

粗度係数が相似となっていることから、不等流計算水位と実験水位は良く一致している。河道内の水位は、2.6 km~1.6 km 間で右岸側が高く、0.8 km~0.4 km 間は反対に左岸側の水位が高い。この左右岸の水位差は、両者とも 0.4 m~0.6 m 生じる結果が得られた。ただし、河道内の水位は、いずれも H.W.L.以下であり、計画高水流量が疎通可能である。なお、現合流点 (2.0 km) 付近の水位は、本川右岸側が T. P. 6.85 m, 波介川が T. P. 5.22 m となり、約 1.63 m 波介川の水位が低い。この水位差が波介川河口導流による水位低下の効果である。

(4) 洪水流実験 (ケースIV-4; 本川 $Q_p = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$)

本ケースは、先のケースIV-2と同様に中導流堤案を設置し、さらに河口右岸側とこの中導流堤間に人工的に砂州を設置した場合の洪水流に与える影響等について検討したものである。

河口右岸側と中導流堤間に設置した人工砂州は、長さ約 170 m, 天端幅 8 m, 天端高 T. P. 5.0 m とし、法面勾配は海側が 1:6, 河道側が 1:1.5 の台形断面である。河口形状は 1993 年 8 月出水 ($Q_p = 10,387 \text{ m}^3/\text{s}$) 後の地形とし、河道部は計画断面形である。

1) 水位について

河道内各断面の水位時間変化図を図-7.12に、ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) および流量約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位縦断面図を図-7.13に示す。

これによると流量が $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度に達するまでは、河口砂州フラッシュの進行が遅く、砂州上流部の水位が急上昇する。その後砂州フラッシュの進行に伴う河積増大によって、水位の上昇速度が遅くなり、ほぼピーク流量時に水位ピークとなっている。

ピーク流量時の水位は、図-7.13に示すとおりいずれも H. W. L.以下であり、計画流量が疎通可能である結果となっている。ただし、0 km 地点の波介川水位は本川側水位より約 0.3 m 高く、H. W. L.とほぼ同じである。なお、各流量時とも 0 km と -0.4 km 間の水位縦断面変化が大きく、急勾配の水面形となっている。現合流点付近の 2.0 km 地点における水位は、本川側が T. P. 6.43 m, 波介川が

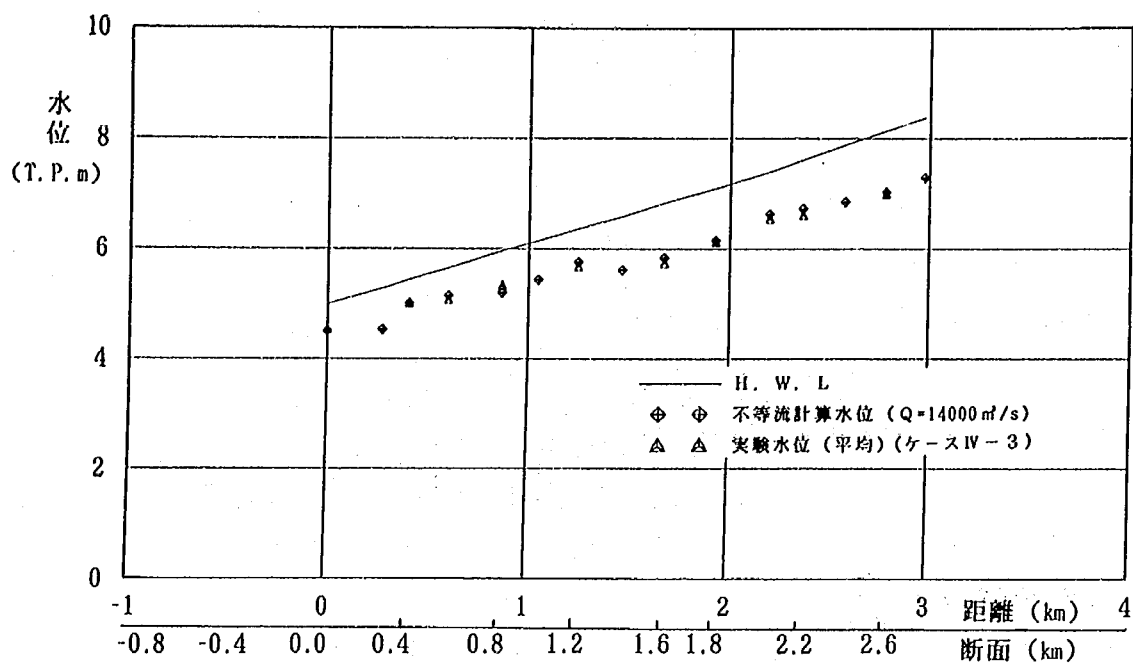


図-7.11(a) 水位縦断面図 (ケースIV-3; 仁淀川)

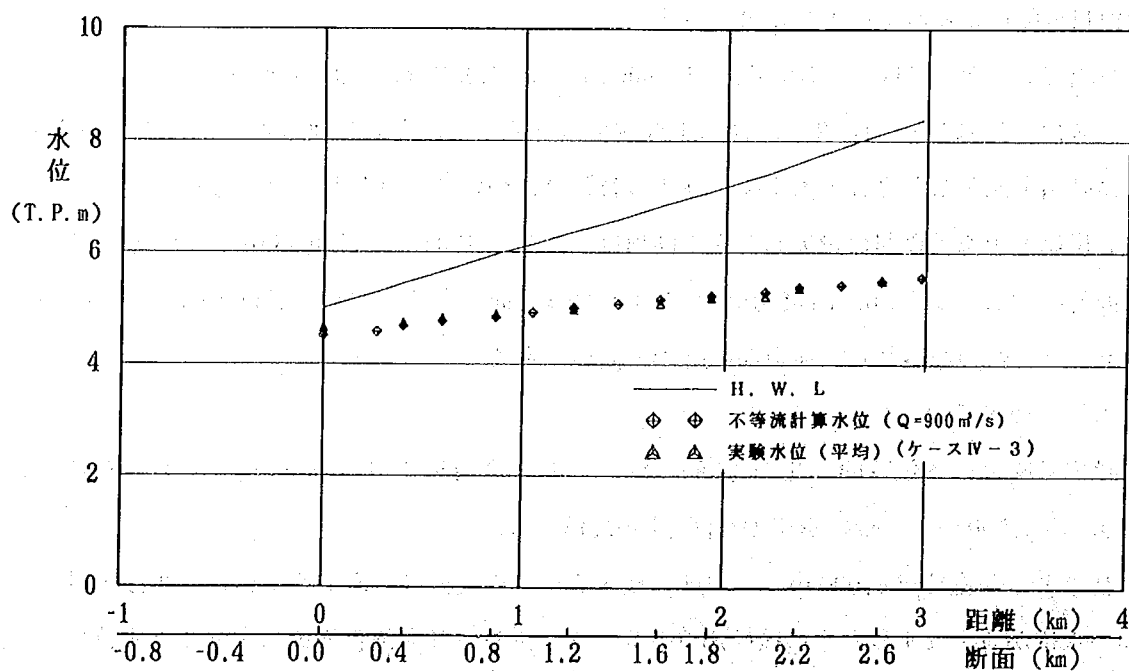


図-7.11(b) 水位縦断面図 (ケースIV-3; 波介川)

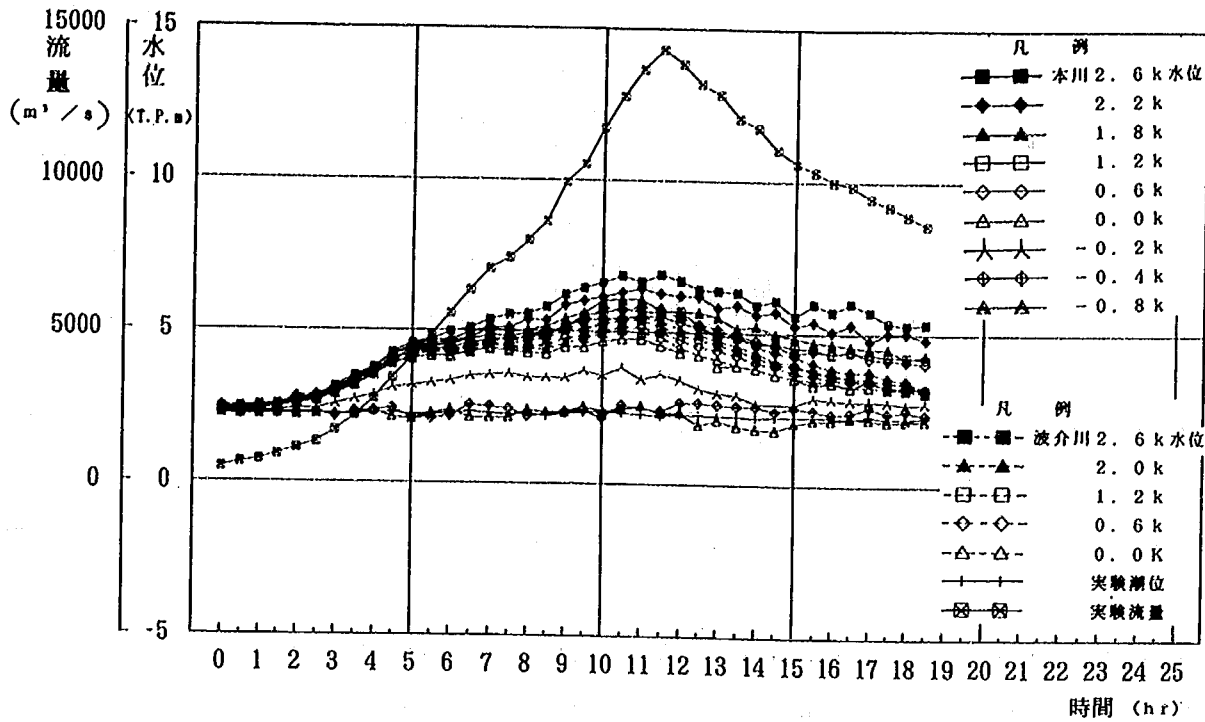


図-7.12 水位時間変化図 (ケースIV-4)

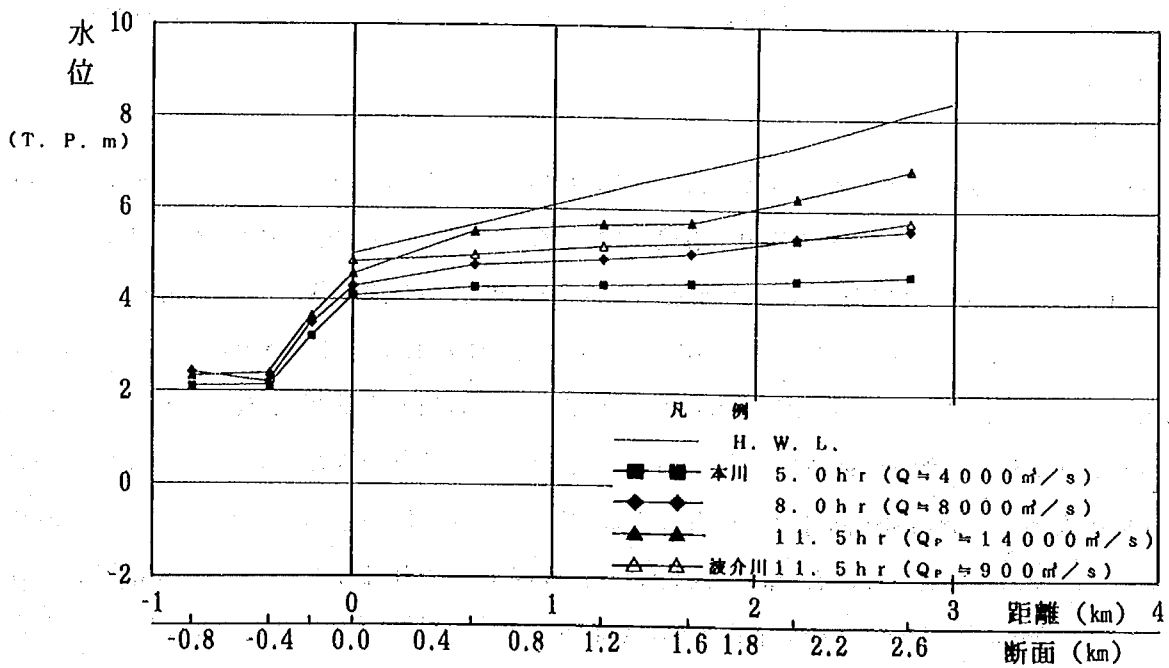


図-7.13 水位縦断面図 (ケースIV-4)

T. P. 5.46 m となり、その水位差は約 0.97 m と先のケース IV-3 の結果より小さくなった。これは波介川の河口水位が上昇したことに原因している。

2) 流況について

ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) の流況図を図-7.14 に、河口砂州部付近の流下状況を写真-7.4 に示す。

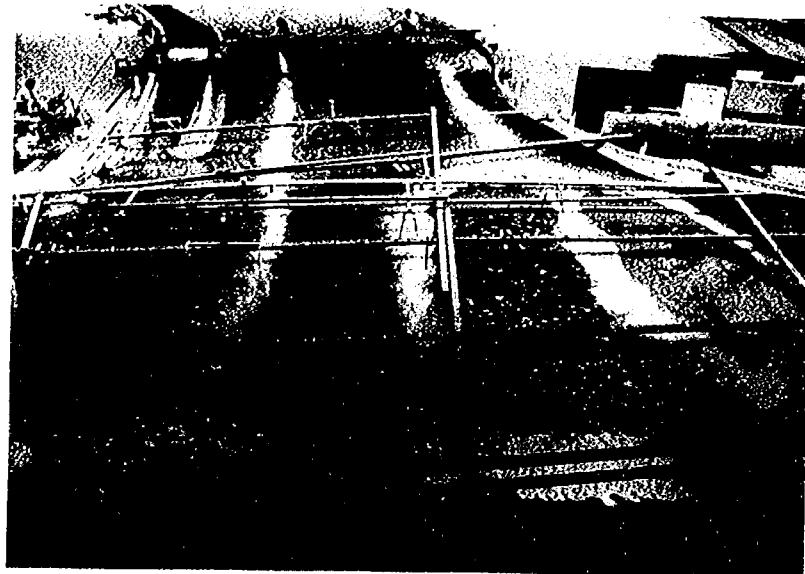


写真-7.4 ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケース IV-4)

河道内の流れは先のケース IV-2-2 とほぼ同じであり、主流部は河道中央付近からやや左岸

寄りに生じている。しかし、特に片寄った流れも見られず、河道法線に沿ってほぼ一様に流下している。主流部の流速も本川が $4.0 \text{ m} \sim 4.8 \text{ m}$ で、波介川は 2.3 m 前後である。河口部においては、 0.2 km 付近から砂州開口部に向かって集中する流れとなり、左岸に沿った流れが右岸方向に向かって流下し、左岸側の 0 km 付近から下流の砂州との間は死水域状態となる。

一方、波介川の流れは、中導流堤間の人工砂州によって左方向に急変し、本川右岸の流れへ合流する。また、この中導流堤は、本川河道に位置するため、その流れによって上流端付近が水衝部となり、洗掘が著しい。

3) 河床変動について

河口部における各断面の河床横断比較図を図-7.15 (a)~7.15 (c) に示す。 0 km 断面 (図-7.15 (a)) では、河道中央部からやや右岸寄りが洗掘傾向となっているものの、河床変動は非常に少ない。 -0.2 km 断面 (図-7.15 (b)) では、左岸から $350 \text{ m} \sim 650 \text{ m}$ 間が洗掘される。初期河床の高い箇所は、河口砂州であり、そのフラッシュによる洗掘である。洗掘深は約 T. P. -4.0 m 程度であるが、中導流堤沿いの最深河床高は約 T. P. -8.0 m に達している。砂州狭窄部断面 (図-7.15 (c)) では、河口砂州のフラッシュに伴う洗掘が著しい。河口中央付近から右岸側 (左岸から $350 \text{ m} \sim 700 \text{ m}$ 間付近) の洗掘が大きく、最深河床高は河口砂州部で約 T. P. -8 m 、中導流堤沿いで約 T. P. -17 m にも達している。なお、中導流堤の右側沿いが洗掘されているが、これは砂州設定時の初期河床が低かったため、ここで一部越流したために生じた洗掘である。

次に河口部の等深線図を図-7.16 に示す。これによると中導流堤末端の左側沿いおよび砂州開口部の右岸寄りの河口大橋から下流約 300 m 間に非常に大きな局所洗掘が生じている。この実験では、左岸側の河口砂州高が高く、かつ河口右岸側と中導流堤間に人工砂州を設置したため、初期の砂州開口部へより流れが集中して洗掘が助長されたものと考えられる。特に中導流堤末端近くの最深部は約 T. P. -19 m にも達することから、中導流堤周りの洗掘防止工が必要である。

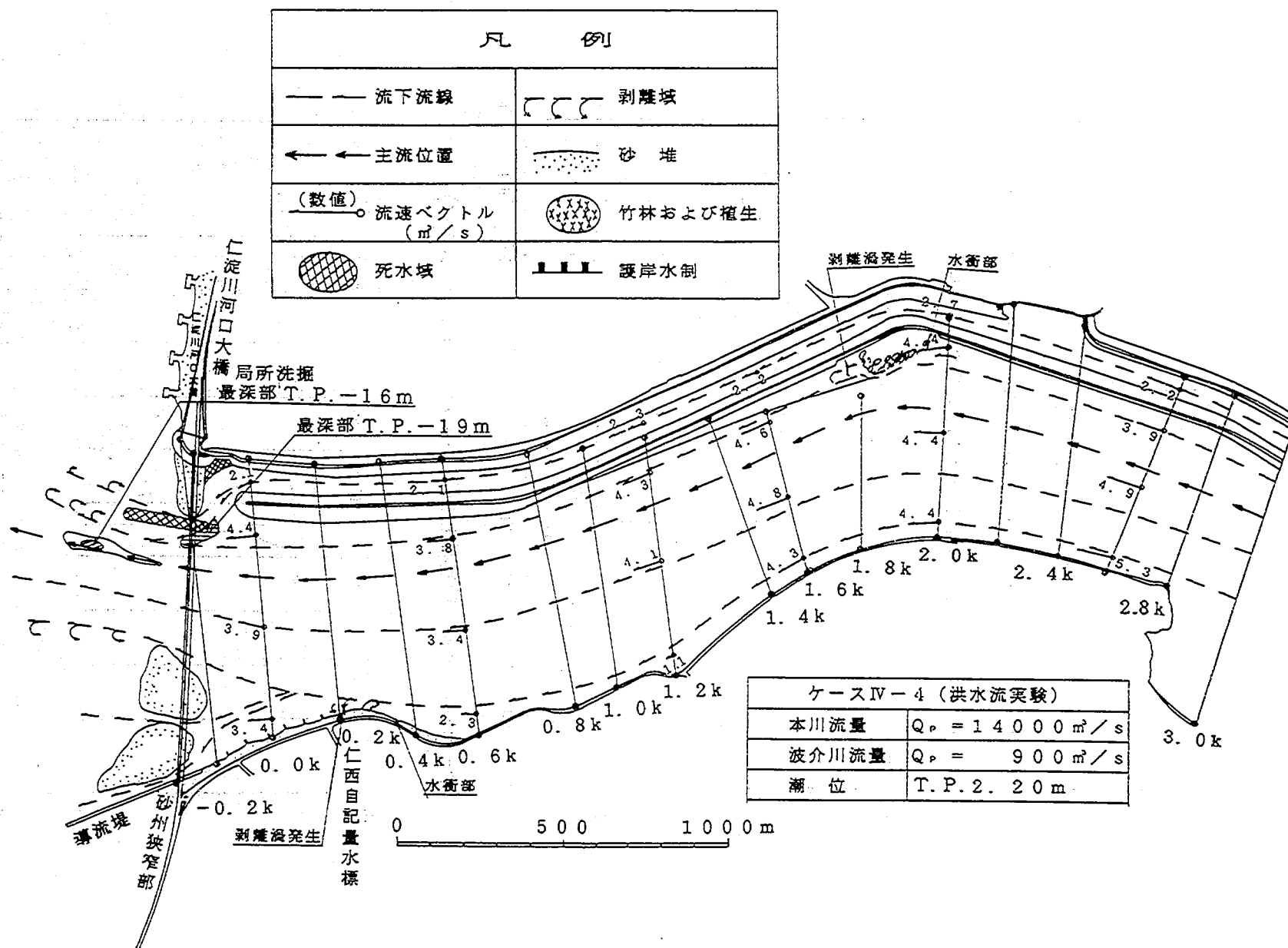


図-7.14 ピーク流量時の流況図 (ケースIV-4)

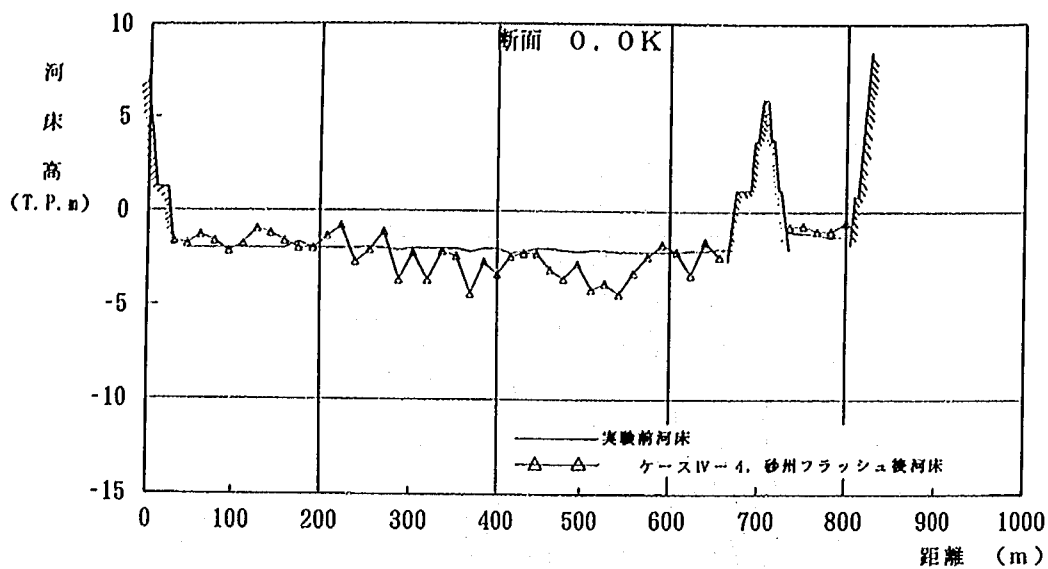


図-7.15(a) 河床変動横断比較図 (0 km 断面; ケースIV-4)

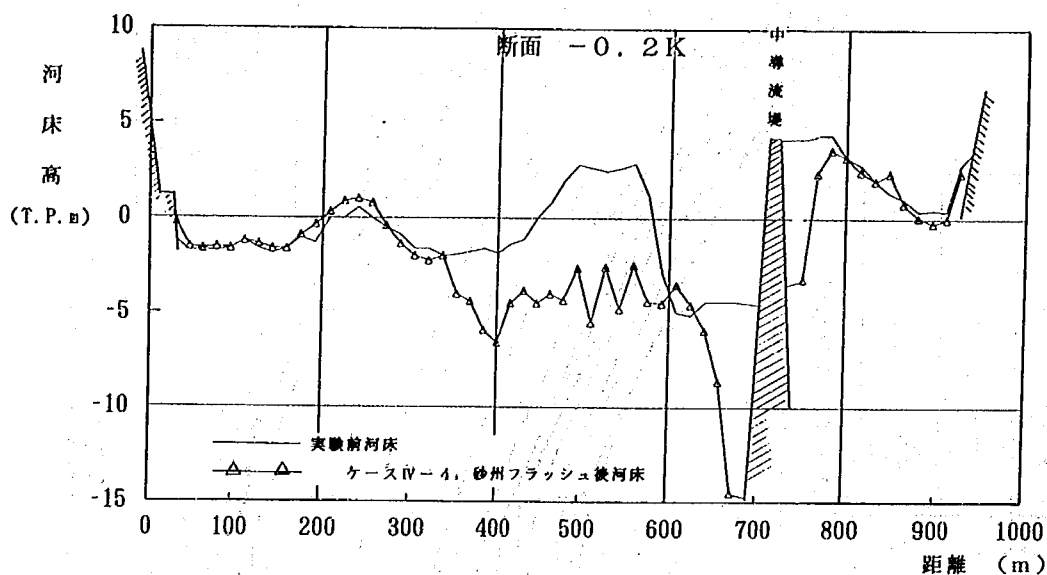


図-7.15(b) 河床変動横断比較図 (-0.2 km 断面; ケースIV-4)

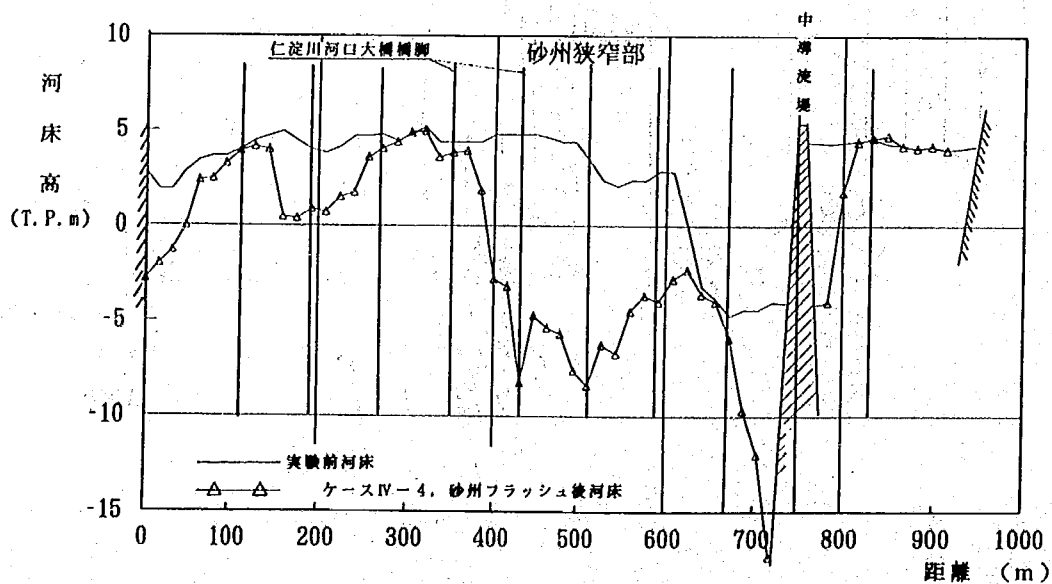


図-7.15(c) 河床変動横断比較図 (砂州狭窄部断面; ケースIV-4)

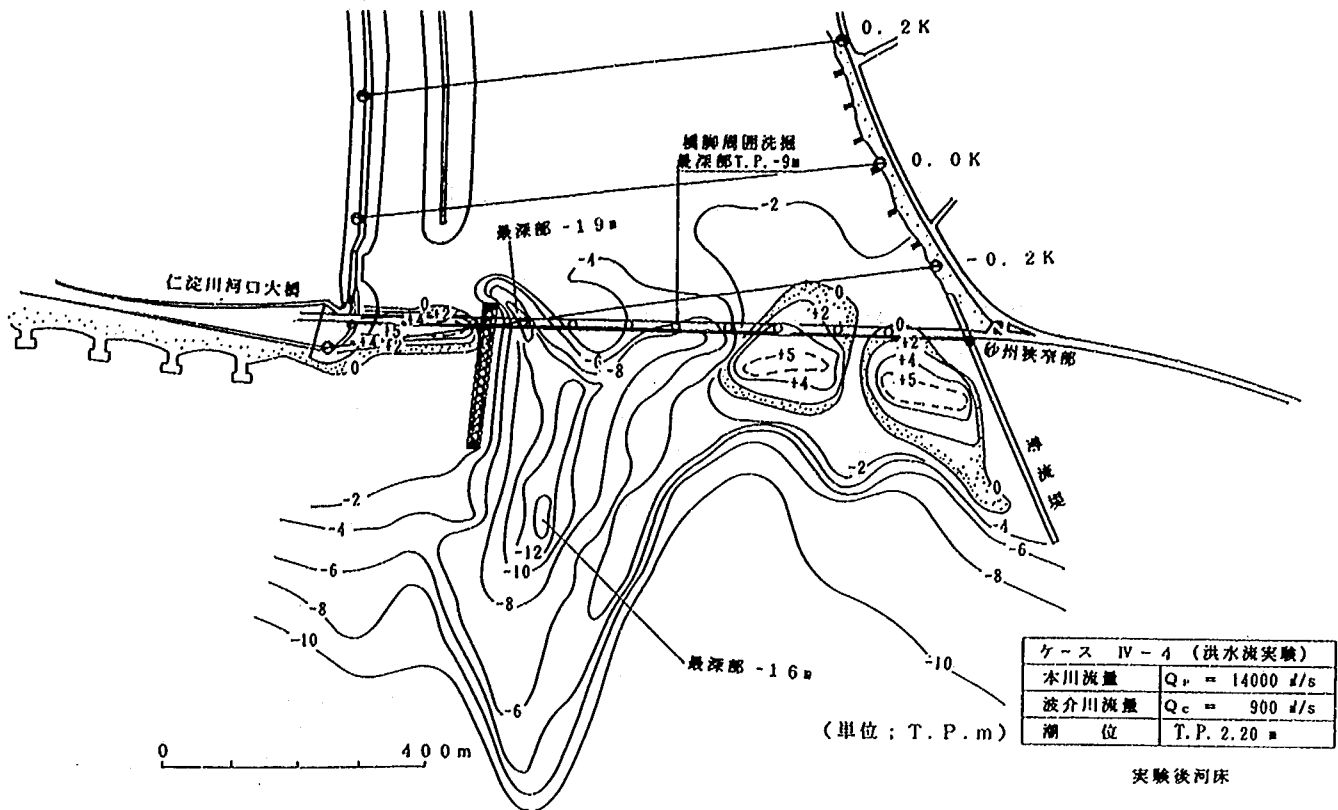


図-7.16 河口部等深線図 (ケースIV-4)

4) まとめ

河口右岸側と中導流堤間に人工的に砂州を設置し、洪水時にここが越流しない状態での検討を実施した。その結果、この場合でも計画高水流量が疎通可能であることが明らかとなった。ただし、0 km 地点の波介川水位は、本川水位より約 0.3 m 高くなり、H. W. L. とほぼ同じとなった。しかし、この実験は、本川および波介川の計画高水流量を同時に通水した複合出水時の検討であり、実際は両河川でピーク流量が同時に発生することはないと考えられる。

一方、中導流堤周辺は、非常に大きな局所洗掘が発生した。これは 1993 年 8 月のかなり大きな出水後の地形に中導流堤案を設置したため、この中導流堤沿いの初期開口部の水深が大きかったことから、より洗掘が助長されたものと判断される。しかし、いずれにしても中導流堤を保護するための洗掘防止工は必要と考えられる。

(5) 波浪侵入実験 (ケースIV-5; $H_0 = 10.1 \text{ m}$, $T = 15.2 \text{ s}$, 波向 SSE)

改修計画案河道の河口砂州フラッシュ後では、開口幅と水深の増大によって河道内へ侵入する波浪はかなり大きくなることが予想される。ここでは河口砂州フラッシュ後の形状における河道内への波浪侵入状況と堤防へのうちあげ高を把握し、高潮堤の必要性等について検討しようとするものである。河口砂州フラッシュ後の地形は、先のケースIV-4の計画高水流量通水後の形状を基本とし、砂州開口部の局所洗掘箇所のうち約 T. P. -8 m 以深の部分は埋め戻し、反対に沖合に堆積した舌状のテラスの約 T. P. -8 m 以浅の領域の土砂は除去した形状とした。また、中導流堤案およびこれと右岸側の間はケースIV-4と同じ人工砂州を設けた状態である。この河口部等深線図を図-7.17 に示す。波浪条件は、

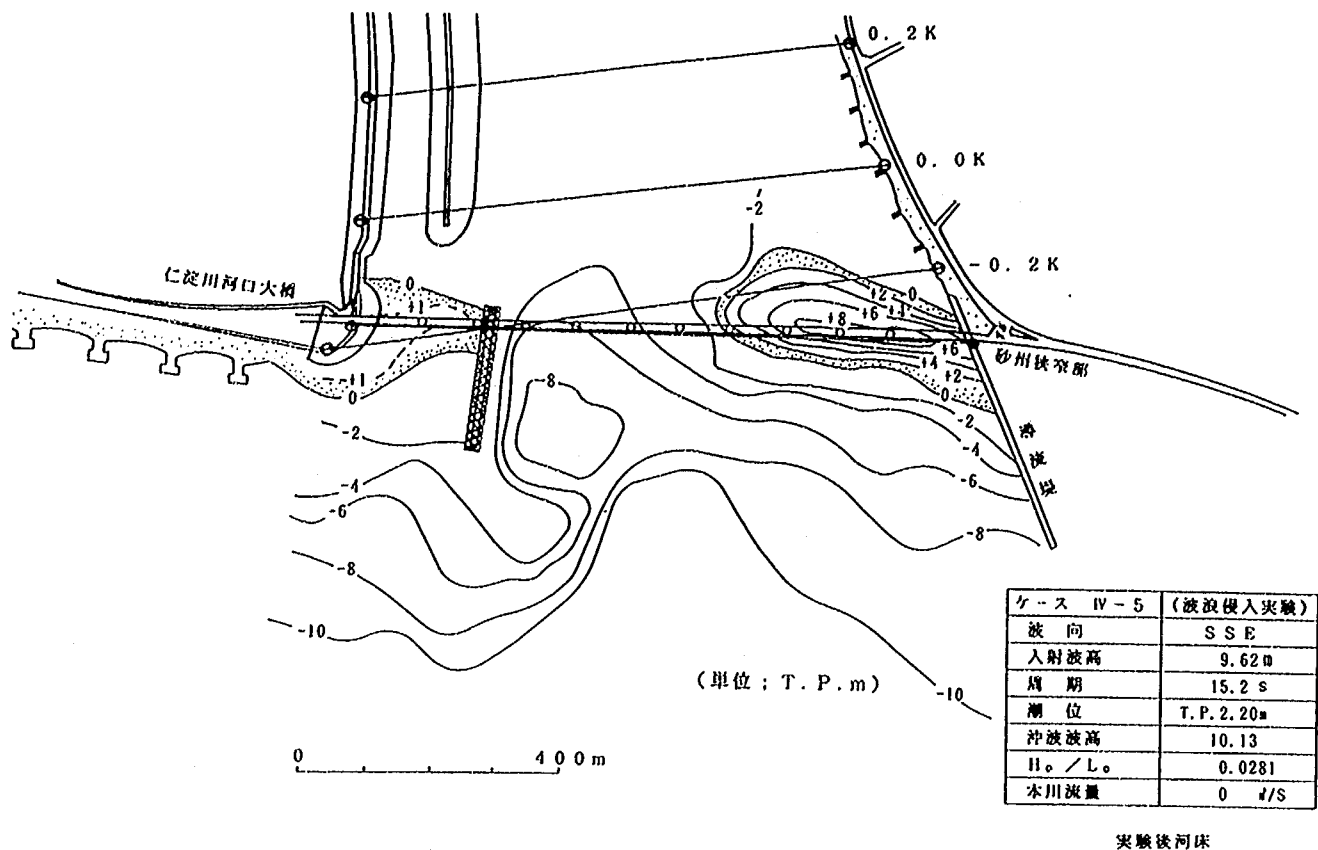


図-7.17 河口部等深線図 (ケースIV-5)

河道にほぼ真っ直ぐに入射する SSE の波向とし、計画潮位 T. P. 2.2 m、計画沖波波高 $H_0 = 10.1$ m、周期 $T = 15.2$ s、波形勾配 $H_0/L_0 = 0.028$ とする計画波浪による検討を行った。

1) 波浪侵入状況について

河道内への波浪侵入状況を図-7.18 および写真-7.5(a), 7.5(b)に、等波高線図を図-7.19に示す。入射波高は、沖合で碎波するため、波高減衰が著しく、砂州開口部付近では約 5 m の波高となって侵入してくる。波は河道に対してほぼ真っ直ぐに入射してくるが、中導流堤沿いを沿う波が比較的大きく、中導流堤および左岸の砂州から河道内へ入ると左右に回折する。河道内へ侵入した波は、0 km~0.4 km 間付近の右岸側、0.6 km~1.0 km 間の左岸側および 1.4 km~1.8 km 間の左岸側へ向かい、ここで反射してさらに河道内奥へ侵入する。河道内の波高は、砂州開口部が右岸側に位置していることから、0.4 km 付近までは河道中央付近から右岸寄りが多い。0 km 断面の右岸寄りには波高 3.5 m~4.0 m の波が侵入し、波高約 2 m の波は 0.5 km 付近まで侵入する。さらに波高約 1.0 m の波は、1.5 km 付近の河道中央にまで到達している。

一方、波介川の河口部では、前面の人工砂州を越波した波が侵入する。波介川の導流堤防先端付近には、波高約 2 m の波が侵入し、波高 0.5 m の波は 0.3 km 付近まで到達する。なお、波浪侵入に伴う河道内の wave set up 量は約 1.05 m (T. P. 3.25 m) である。

2) 堤防へのうちあげ高について

実験結果の左右岸堤防への最大うちあげ高の縦断図を図-7.20に示す。これによると堤防へのうちあげ高は、河口近くの右岸側で特に大きく、波介川の導流堤防先端付近 (0 km 付近) では堤防天端

までうちあがる状況が見られた。このため $-0.2\text{ km}\sim 0.2\text{ km}$ 間付近の左岸堤防へのうちあげ高は、最大約 T. P. 6.4 m にも達する結果が得られた。河道内の堤防へのうちあげ高は、波高の減衰に伴って $0.2\text{ km}\sim 0.6\text{ km}$ 間付近で急激に減少する。このためこの上流の $0.6\text{ km}\sim 2.0\text{ km}$ 間付近のうちあげ高は T. P. 4.0 m $\sim$ T. P. 3.5 m となる。ただし、河口から侵入する波は、 $0.6\text{ km}\sim 2.0\text{ km}$ 間付近の左岸側に向かって侵入するため、左岸側の堤防へのうちあげ高が大きい傾向となっている。なお、本ケースでは、左岸側に河口砂州が残っている状態における波浪侵入状況であり、もし左岸側が開口していれば左岸側堤防へのうちあげ高もかなり大きくなるものと考えられる。よって、いずれにしても高潮堤防は左右岸とも必要となろう。

3) まとめ

河口砂州フラッシュ後の河道内波浪侵入状況は、中導流堤沿いを沿う波が比較的大きく、波介川導流堤防先端付近では堤防天端までうちあがる。また、この導流堤防の本川側は、 0.6 km 付近より下流側のうちあげ高が大きいことから消波対策の配慮が必要と考えられる。同様に $-0.2\text{ km}\sim 0.2\text{ km}$ 間付近の本川右岸側堤防へのうちあげ高は、最大約 T. P. 6.4 m にも達する。本ケースは、左岸側に河口砂州が残っている状態の波浪侵入状況であり、左岸側が開口していれば左岸堤防へのうちあげ高もかなり大きくなるものと考えられる。よって、左右岸とも計画案の高潮堤は必要であろう。

(6) 洪水流実験 (ケースIV-6-1; 本川 $Q_p = 4,730\text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_c = 110\text{ m}^3/\text{s}$)

本ケースは、先のケースIV-4 と同一の中導流堤案を設置し、さらに河口右岸側とこの中導流堤間に人工砂州を設置した場合の中規模洪水に対する現象等について検討したものである。

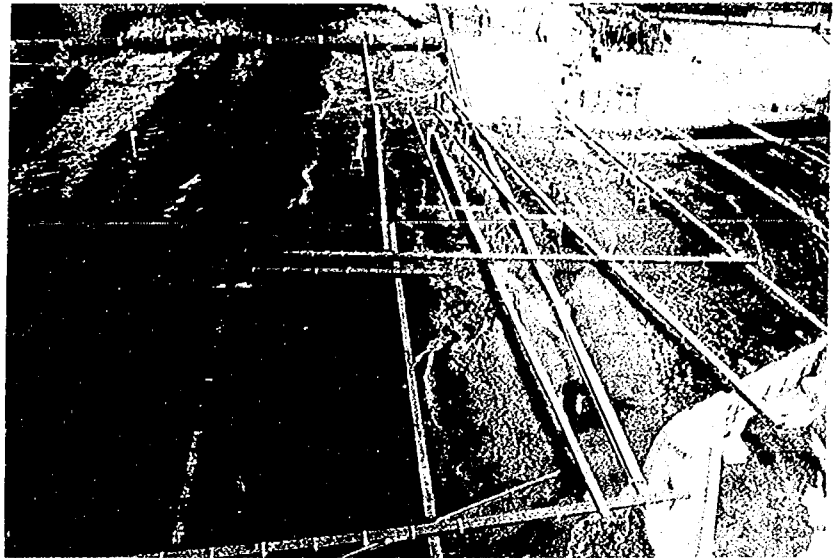


写真-7.5 (a) 河道内への波浪侵入状況 (ケースIV-5)

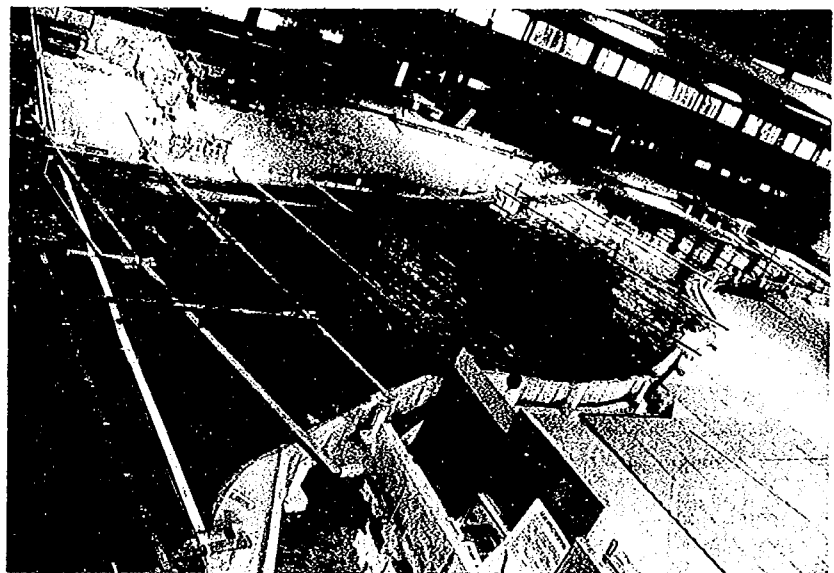


写真-7.5 (b) 河道内への波浪侵入状況 (ケースIV-5)

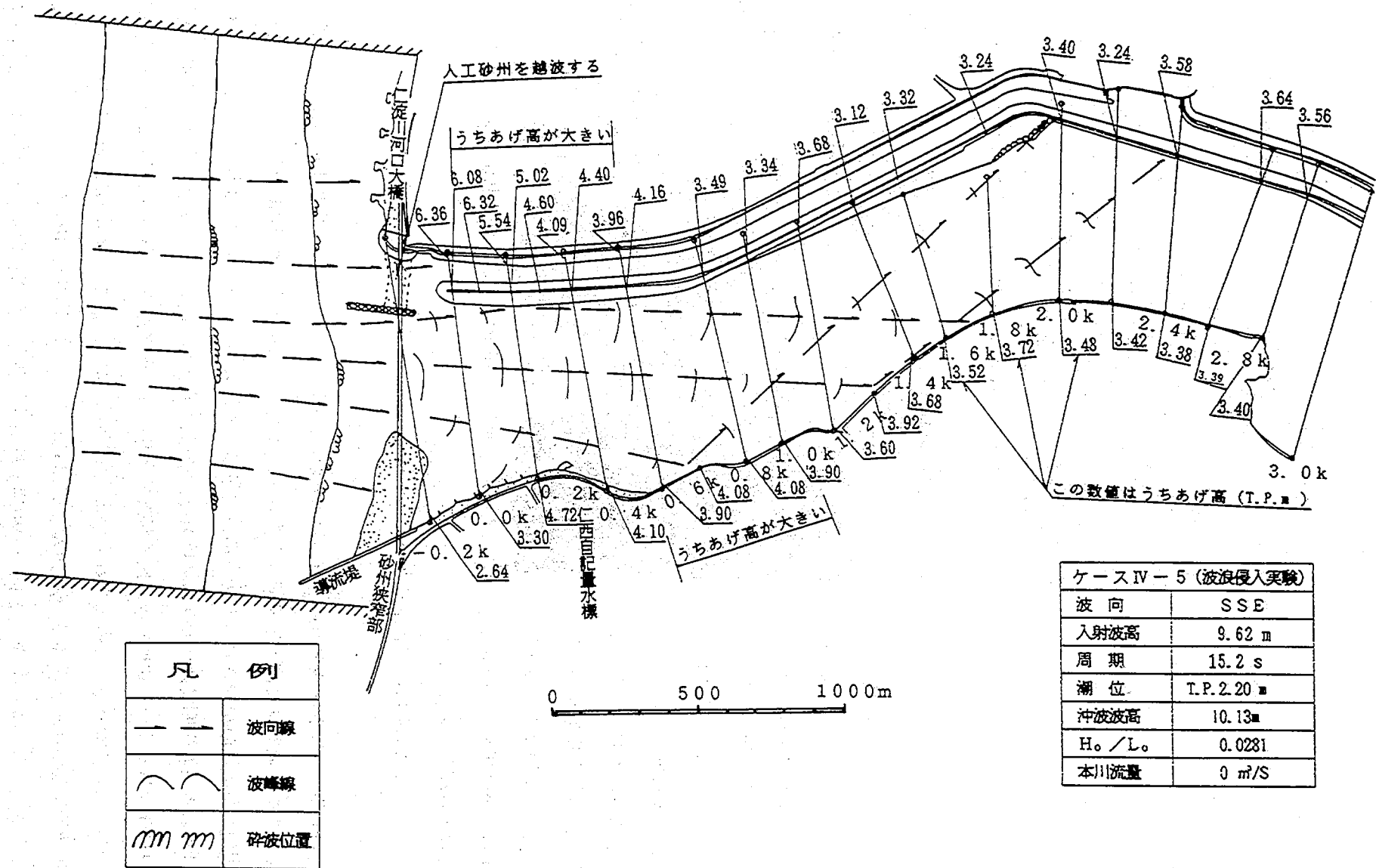


図-7.18 波浪侵入状況図 (ケースⅣ-5)

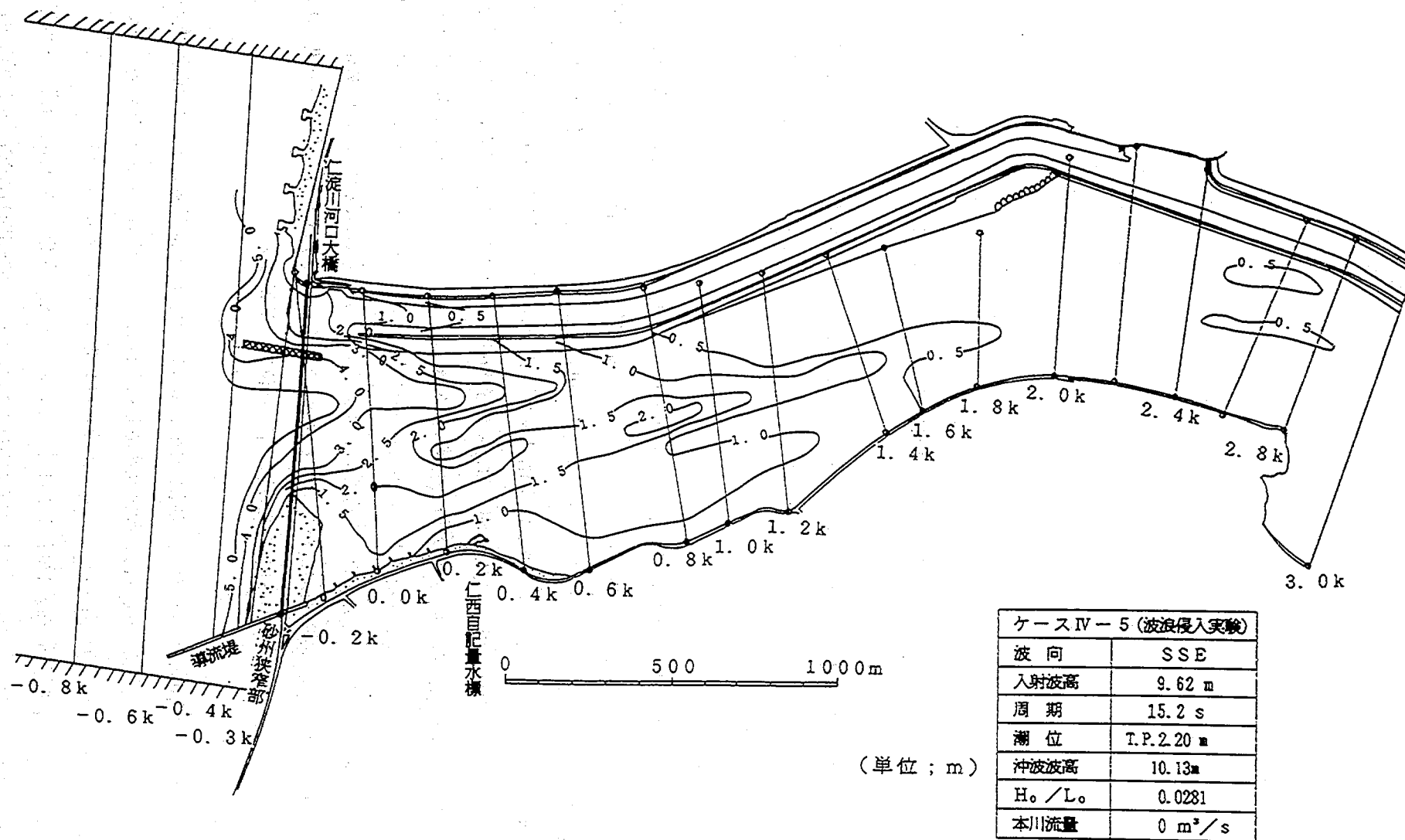


図-7.19 等波高線図 (ケースⅣ-5)

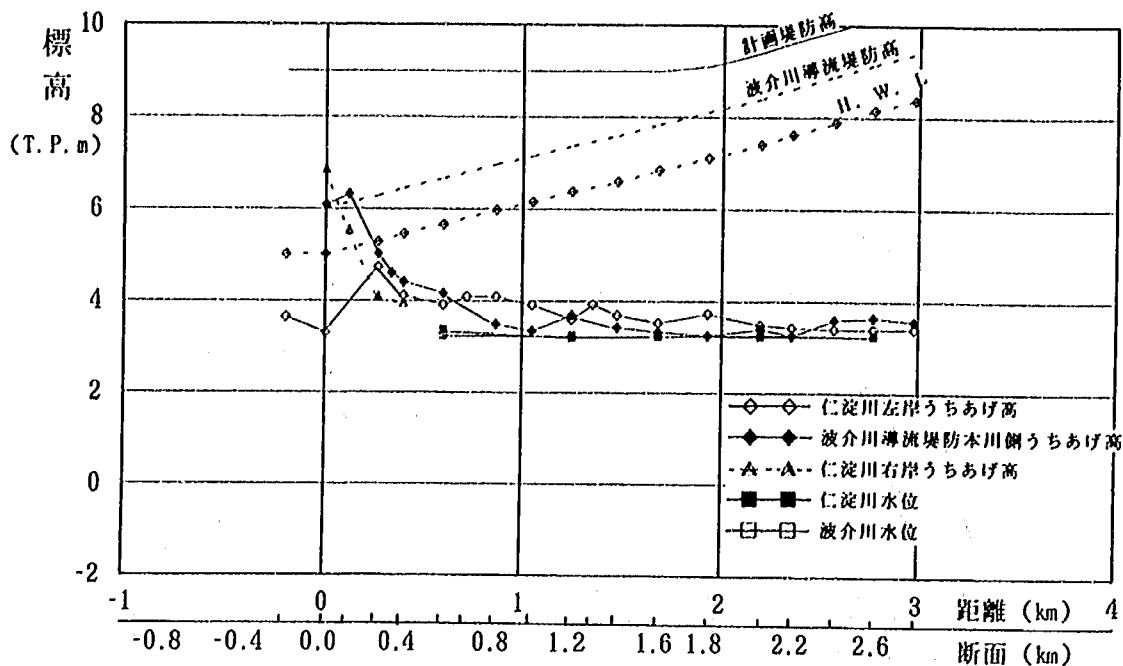


図-7.20 最大うちあげ高縦断面図 (ケースⅣ-5)

河口形状は、1993年8月出水 ($Q_p = 10,387 \text{ m}^3/\text{s}$) 後の地形とし、河道部は計画断面形である。実験は1992年9月に発生した中規模洪水 (図-6.3, 本川 $Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$, 波介川 $Q_c = 110 \text{ m}^3/\text{s}$) を通水し、潮位は T. P. -0.035 m 一定とした。

1) 水位について

各断面の水位時間変化図を図-7.21に、ピーク流量時 ($4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) の水位縦断面図を図-7.22に示す。これによると0 km から上流断面の水位は、ピーク流量時付近が水位ピークとなり、かつ流量変化に追従した水位変化となっている。これに対し、 -0.2 km から下流地点の水位は、ピーク流量時付近に水位ピークとなるもののその水位変化は少ない。一方、水位縦断面図から明らかなように、0 km から中導流堤先端付近の -0.4 km 間における水面勾配がかなり大きい。さらに0 km 断面のピーク流量時付近の水位は、本川側より波介川河道の方が低くなっている。これは波介川の流量を定流で通水したためである。このようなことから中規模洪水程度では、0 km 地点の本川および波介川河道の水位はほぼ同じと判断した方が良いと考えられる。なお、現合流点付近の2.0 km 地点の水位は、本川側が T. P. 3.28 m 、波介川河道が T. P. 2.05 m である。この水位差約 1.2 m が中規模洪水時 ($Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) における波介川河口導流に伴う水位低減効果である。

2) 流況について

ピーク流量時 ($4,700 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況を図-7.23に、河口砂州部付近の流下状況を写真-7.6に示す。これによると主流部の流れは、計画高水流量時と同様に特に片寄った流れも見られず、河道法線に沿ってほぼ一様に流下している。主流部の流速は $2.5 \text{ m/s} \sim 3.2 \text{ m/s}$ である。

河口部では、左岸側に河口砂州が形成されているため、上流の左岸側の流れが0.2 km 付近から急に右方向へと向きを変えて中導流堤左岸側の開口部へ集中する。砂州開口部幅はあまり広がらず、また流れが集中するため、河床洗掘がかなり進行する。一方、波介川の流れは、流量が $110 \text{ m}^3/\text{s}$ と少

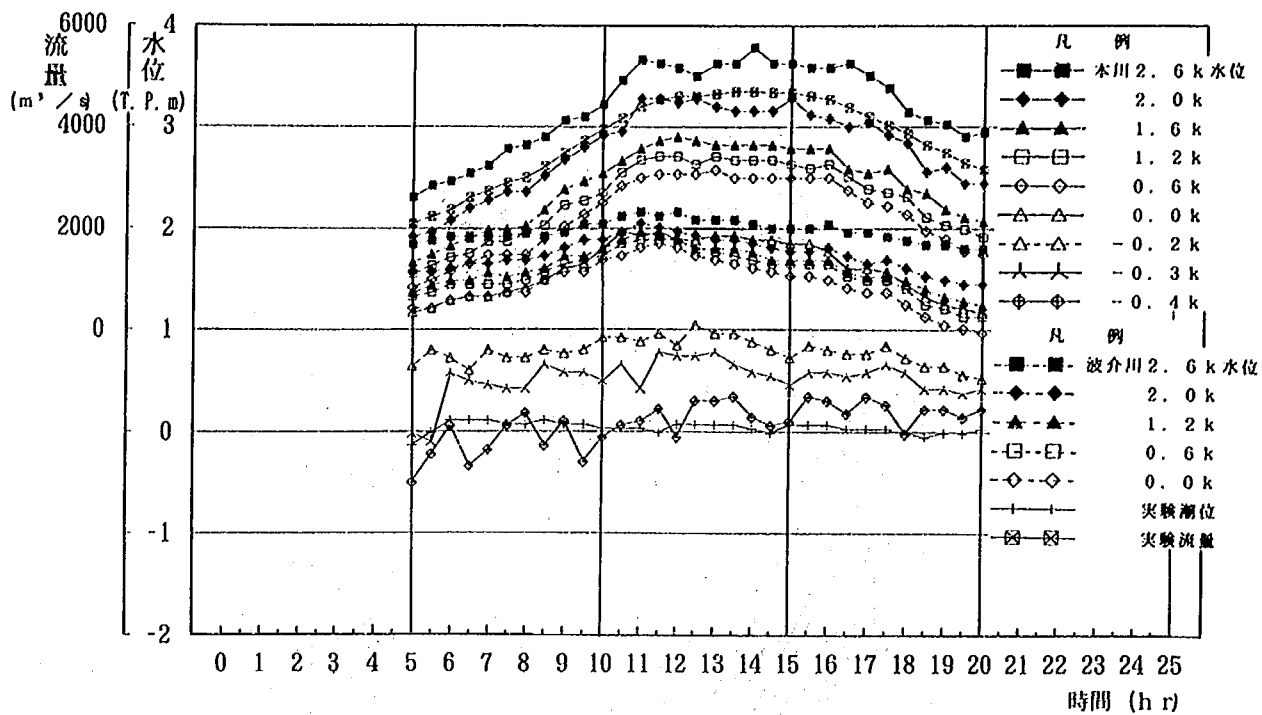


図-7.21 水位時間変化図 (ケースIV-6-1)

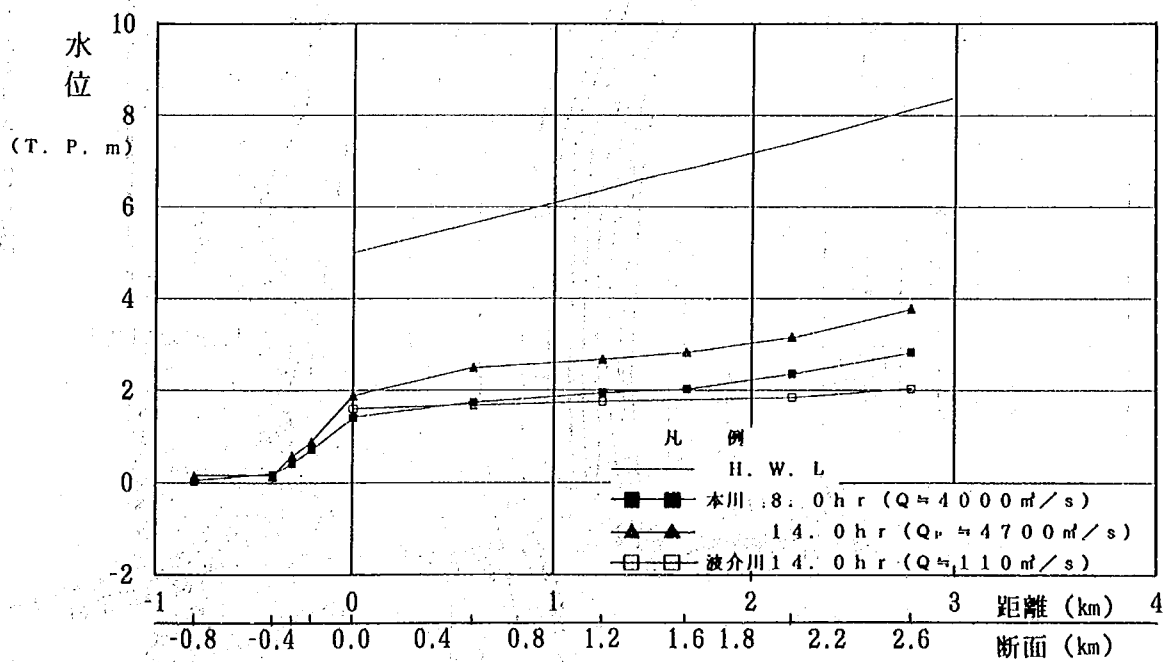


図-7.22 水位縦断面図 (ケースIV-6-1)

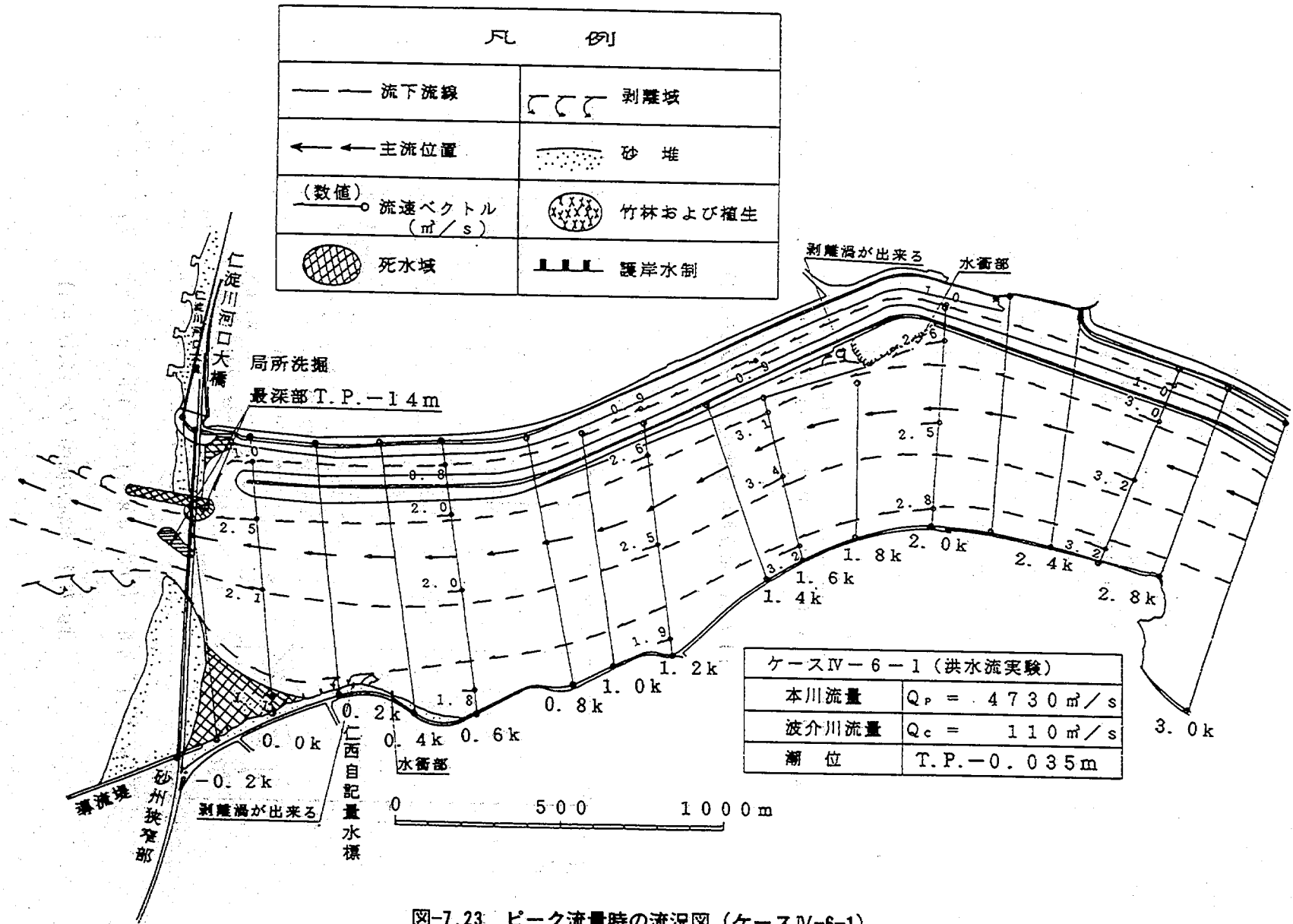


図-7.23 ピーク流量時の流況図 (ケースIV-6-1)

ないこともあって、流速約 1 m/s 程度で流下する。波介川河口部は、中導流堤間の人工砂州によって流れが左方向へ急変し、本川右岸側の流れと合流する。中導流堤上流端付近は水衝部となる。

3) 河床変動について

河口部における各断面の河床変動横断比較図を図-7.24 (a)~7.24 (c)に示す。0 km 断面 (図-7.24 (a)) では、河道中央付近から右岸側で洗掘傾

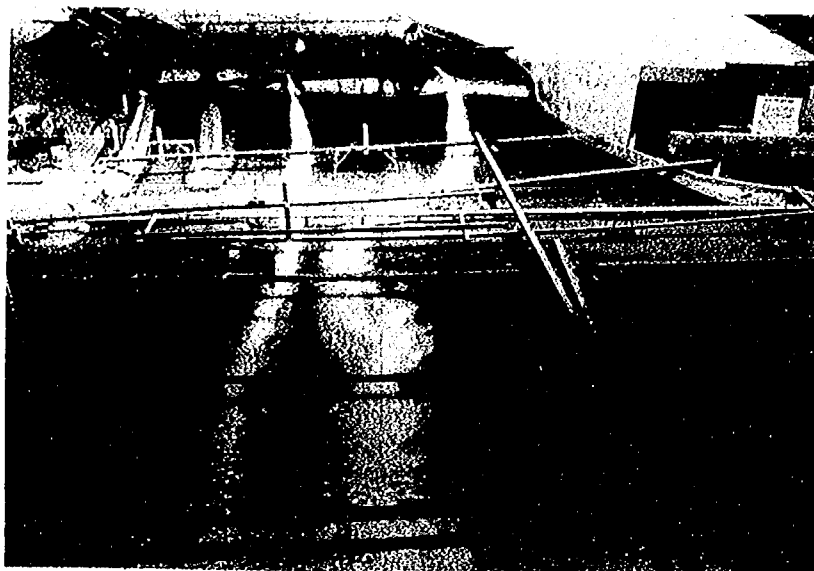


写真-7.6 ピーク流量時 ($4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケースIV-6-1)

向となっているが、河床変動はかなり少ない。-0.2 km 断面 (図-7.24 (b)) では、左岸側から伸びている河口砂州の先端付近がフラッシュされ、かつ洗掘が著しい。最深部は左岸から約 550 m 付近に生じ、洗掘深は約 T. P.-11 m である。ただし、中導流堤沿いでは洗掘はほとんど進行していない。砂州狭窄部断面 (図-7.24 (c)) では、砂州部の開口幅はあまり広がらず、洗掘が進行したことが分かる。最深部は左岸から約 600 m 付近に生じ、その河床高は約 T. P.-12 m にも達している。

一方、河口部の実験前後の等深線図を示したのが図-7.25 (a), 7.25 (b) である。これによると河口砂州の開口部幅はあまり広がらず、鉛直方向へ洗掘が進んだことが分かる。特に左岸側の砂州先端部付近から下流右岸方向の約 300 m 間に大きな局所洗掘が生じている。また、中導流堤の上流端付近でも最深部が約 T. P.-14 m に達する局所洗掘が生じているものの、その範囲はかなり狭い。しかし、いずれにしても根固め工等の洗掘防止対策は必要と考えられる。

4) まとめ

本川の改修計画案河道時における中規模洪水 ($Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) では、波介川河口導流に伴う水位低減効果は約 1.2 m (2.0 km 地点) となる結果が得られた。また、河道内の流れはほぼ一様に流下し、流況がかなり改善される。

中導流堤周辺は、計画高水流量通水時と同様に局所洗掘が発生した。これは中導流堤沿いの初期開口部の水深が大きく、ここに流れが集中するため開口部幅はあまり拡大せず、河床洗掘がより進行したものと考えられる。よって中規模洪水時でも中導流堤を保護するための洗掘防止工は必要であることが明らかとなった。

(7) 砂州形成実験 (ケースIV-6-2; $Q_c = 94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = 3.33 \text{ m}$)

本ケースは、先のケースIV-6-1の中規模洪水 ($Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) の河口砂州フラッシュ後の地形に対し、波による河口砂州形成状況と波介川の本川への合流部の維持対策効果等について検討したものである。

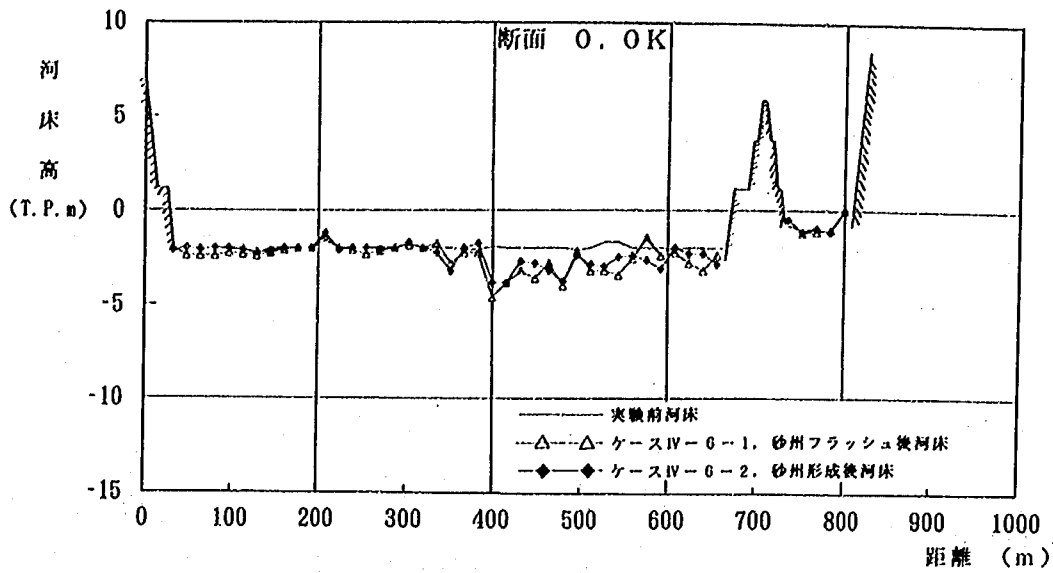


図-7.24 (a) 河床変動横断比較図 (0 km 断面; ケースIV-6-1)

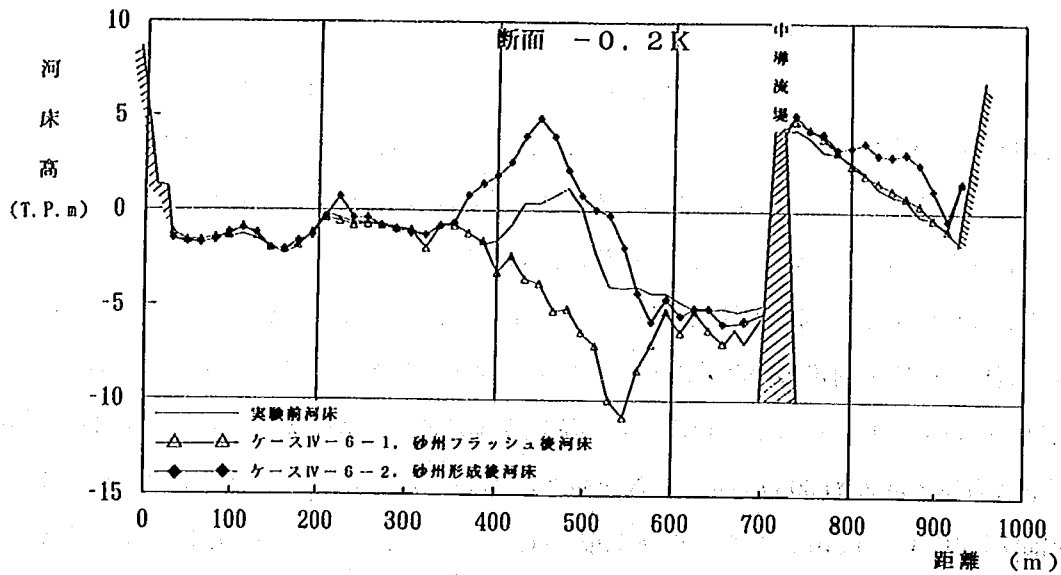


図-7.24 (b) 河床変動横断比較図 (-0.2 km 断面; ケースIV-6-1)

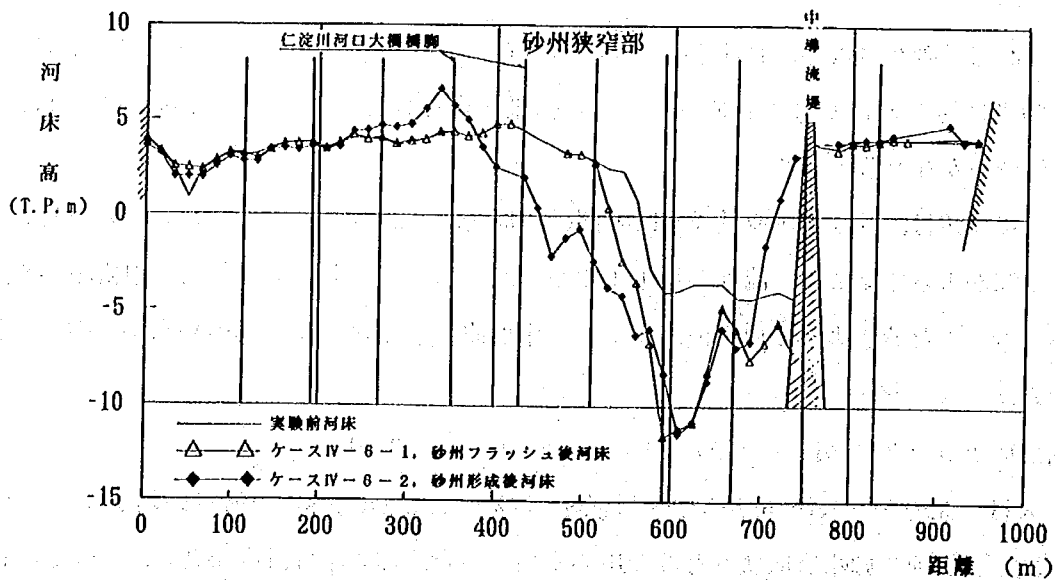


図-7.24 (c) 河床変動横断比較図 (砂州狭窄部断面; ケースIV-6-1)

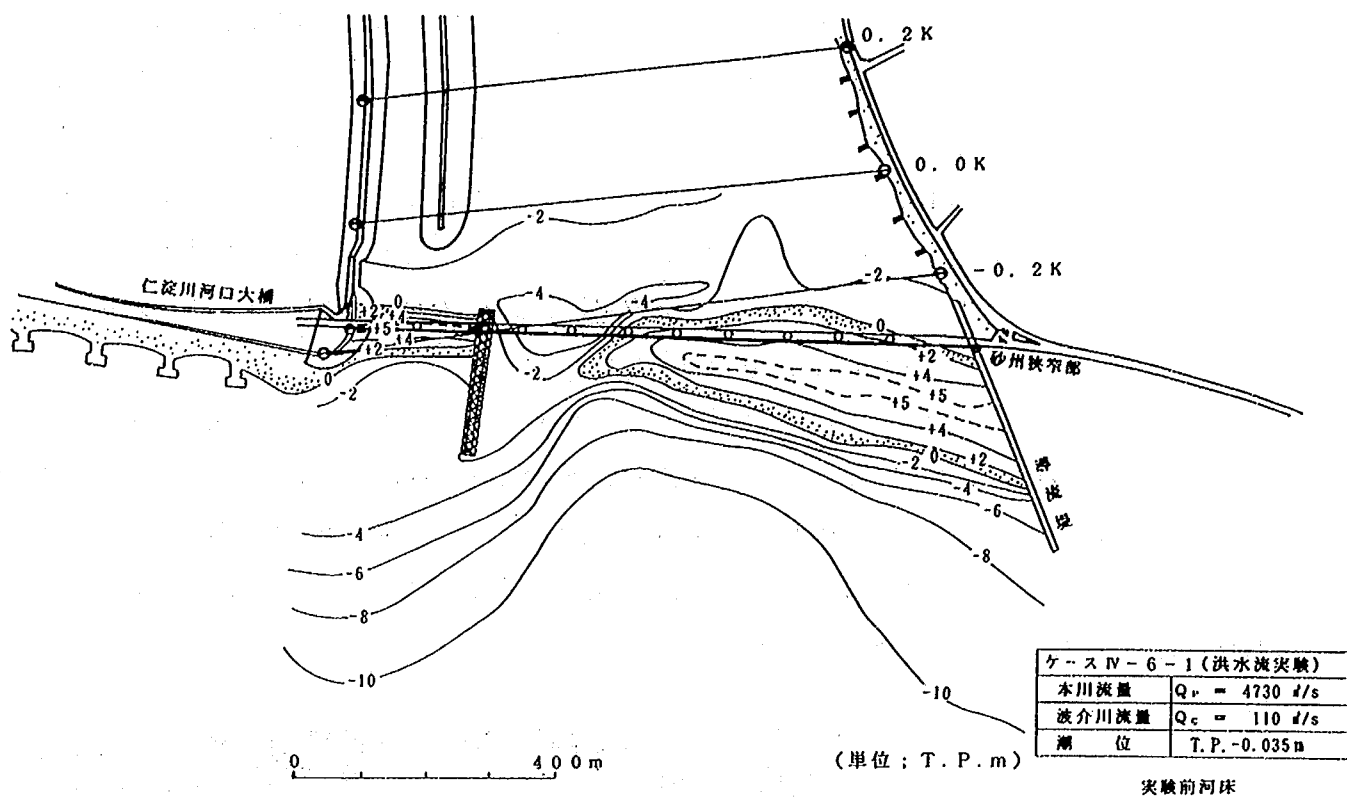


図-7.25(a) 河口部等深線図 (ケースIV-6-1; 実験前)

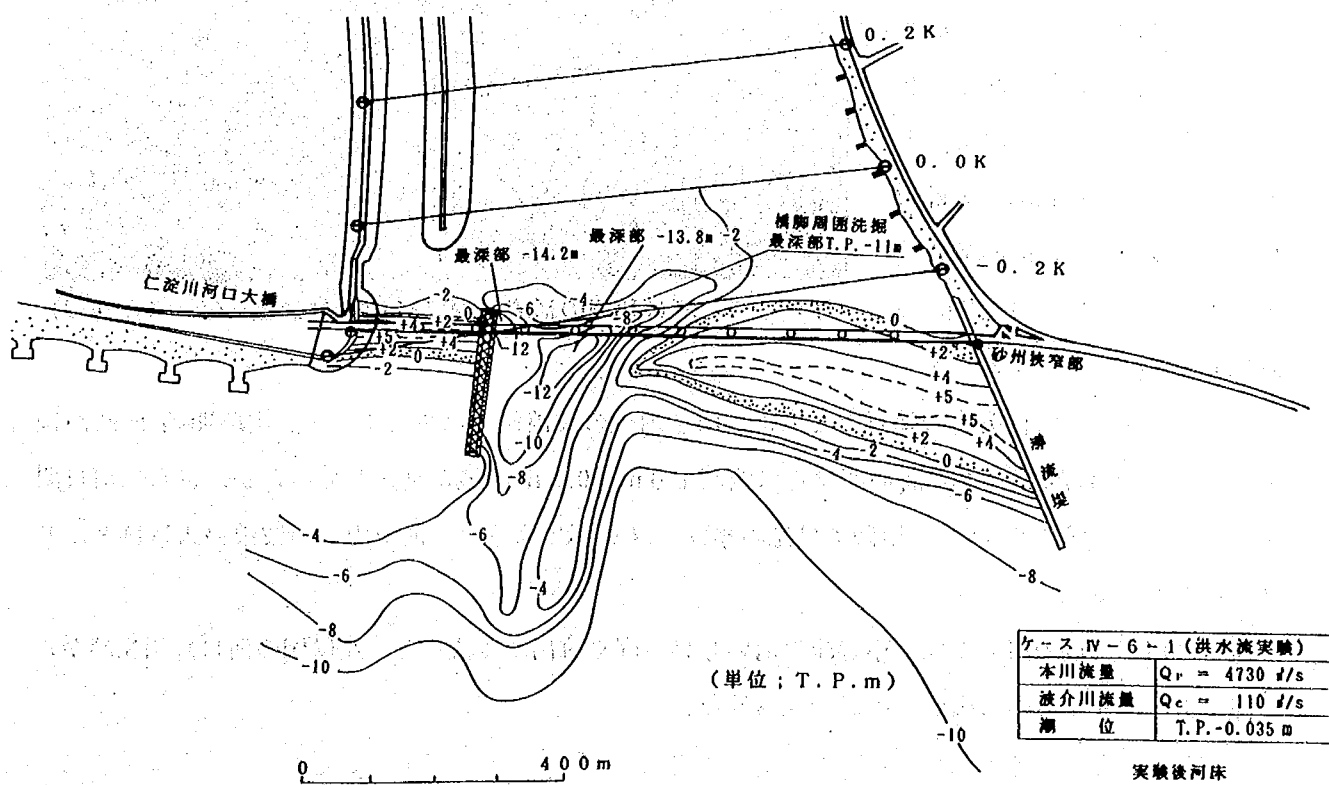


図-7.25(b) 河口部等深線図 (ケースIV-6-1; 実験後)

1) 河口砂州形成状況について

河口砂州形状の時間変化図を図-7.26 に、河口砂州形成後の河口部等深線図を図-7.27 に示す。

実験を始めると右岸側海浜から左岸方向への沿岸漂砂により、河口右岸側と中導流堤間の人工砂州の前面付近に砂州が少しずつ形成され、時間の経過とともに人工砂州前面の汀線が前進する。しかし、この砂州は中導流堤先端を回り込んで形成される様子もなく、中導流堤の右岸側に安定した砂州が形成される結果が得られた。また、中導流堤末端部付近の左岸側沿いに発生していた局所洗掘箇所も埋め戻され、中導流堤上流部の左側沿いに小規模な砂州が発生した。ただし、これが河道内に後退し、波介川の合流部が閉塞するような直接的な影響は生じなかった。

一方、左岸側の河口砂州は、フラッシュされずに残っていた砂州の先端を河道内へ後退させつつ右岸方向へ大きく発達する。特に実験開始 20 時間頃までは、河道内へ向かって発達したが、その後右岸方向へ延伸する傾向が強まる。実験開始 30 時間を経過した頃には、河口砂州の先端が中導流堤の上流端より若干河道内の位置まで侵入し、開口幅は約 30 m 程度まで閉塞して写真-7.7 に示すように、河口砂州形状がほぼ安定した状態となった。

2) 波浪侵入状況と海浜流況について

実験開始直後の等波高線図を図-7.28 に、25 時間経過後の海浜流の流況図を図-7.29 に示す。

砂州開口部の約 100 m~200 m 沖合で最大約 4 m の波高となり、その後開口部前面で碎波してさらに河道内に波浪が侵入する。実験開始当初は波高約 1.0 m の波が 0.1 km 断面付近まで侵入し、波高約 0.5 m の波は 0.5 km 断面付近まで達し

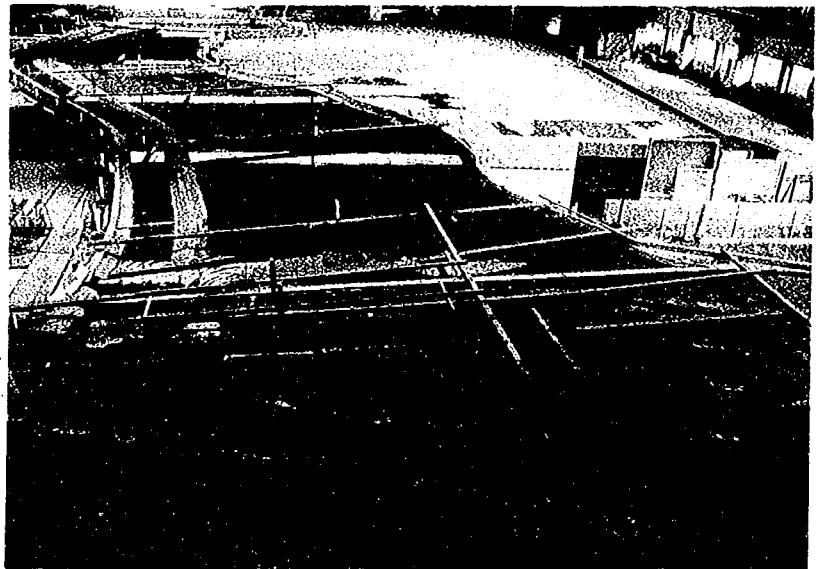


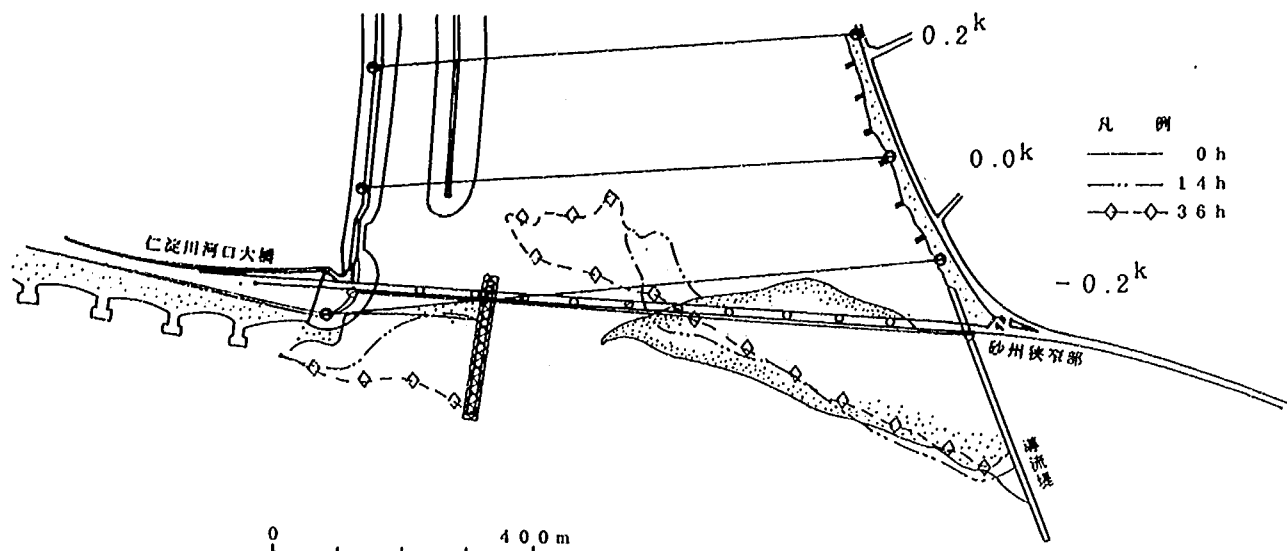
写真-7.7 河口砂州の形成状況 (34 時間経過後; ケース IV-6-2)

ていた。しかし、河口閉塞の進行とともに、河道内への波浪侵入は少なくなる。実験開始 25 時間後付近では、開口部から 0 km 断面間付近に波高 1.0 m~0.5 m の波が到達していたが、さらに河口閉塞が進行した実験開始 30 時間以降では先の写真-7.7 に示すように、河道内への波浪侵入はほとんど見られなくなる。

河口砂州形成後の河川流は、中導流堤沿いを真っ直ぐ流出する流れと、左岸側の河口砂州先端から汀線に沿って左岸方向に広がる流れが見られた。

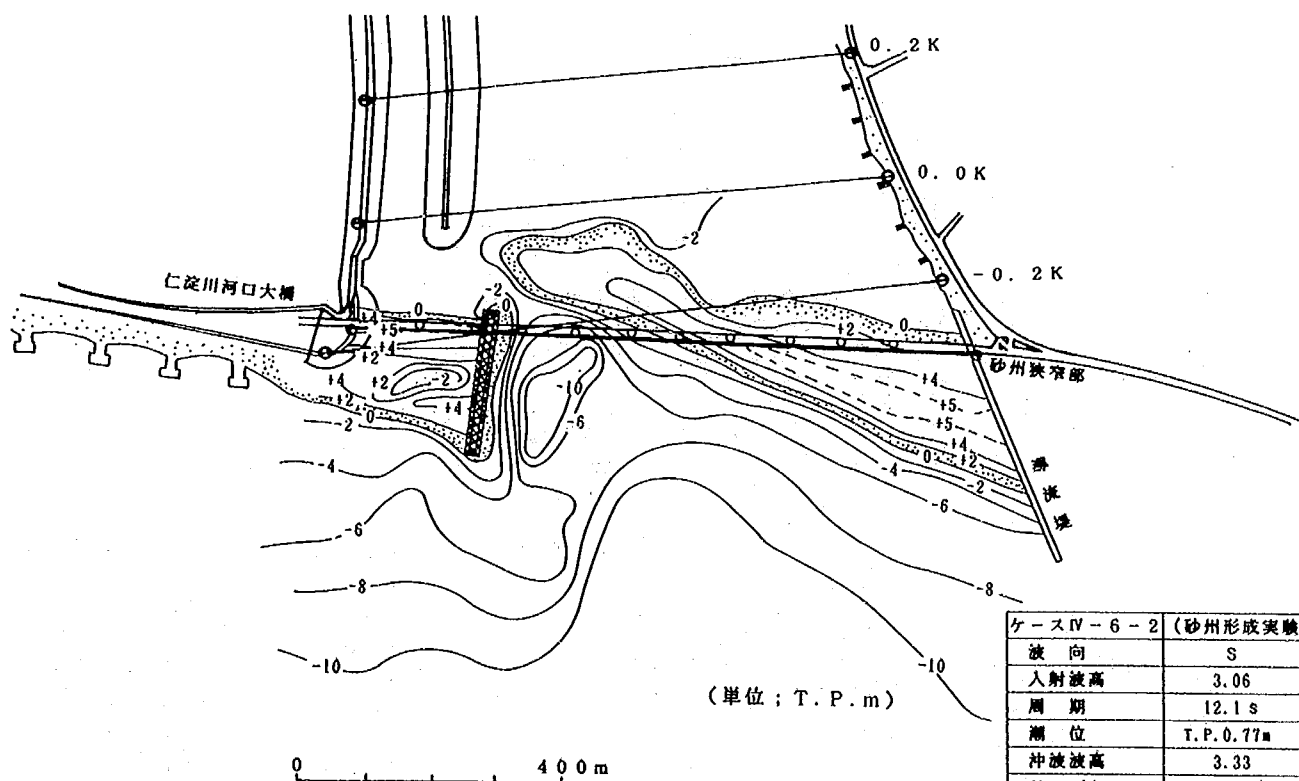
3) まとめ

中規模洪水による河口砂州フラッシュ後の波による河口砂州の再形成状況は、河口右岸側と中導流堤間の人工砂州前面の汀線が前進し、ここに安定した砂州が形成される。また、この砂州が中導流堤



ケースⅣ-6-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.06
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77m
沖波波高	3.33
H ₀ /L ₀	0.0146
本川流量	94 m ³ /s

図-7.26 河口砂州形状の時間変化図 (ケースⅣ-6-2)



ケースⅣ-6-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.06
周 期	12.1 s
潮 位	T.P. 0.77m
沖波波高	3.33
H ₀ /L ₀	0.0146
本川流量	94 m ³ /s

実験後河床

図-7.27 河口部等深線図 (ケースⅣ-6-2)

ケースIV-6-2 (砂州形成実験)	
波 向	S
入射波高	3.06m
周 期	12.1s
潮 位	T.P. 0.77m
沖波波高	3.33m
H_o / L_o	0.0146
本川流量	94 m ³ /s

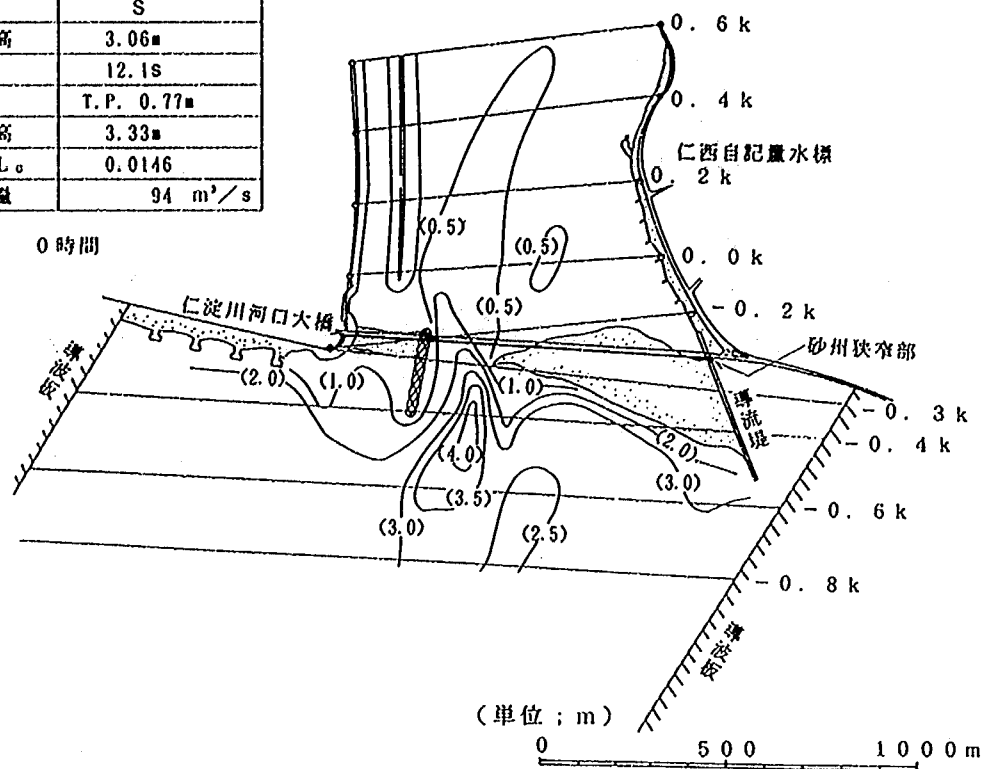
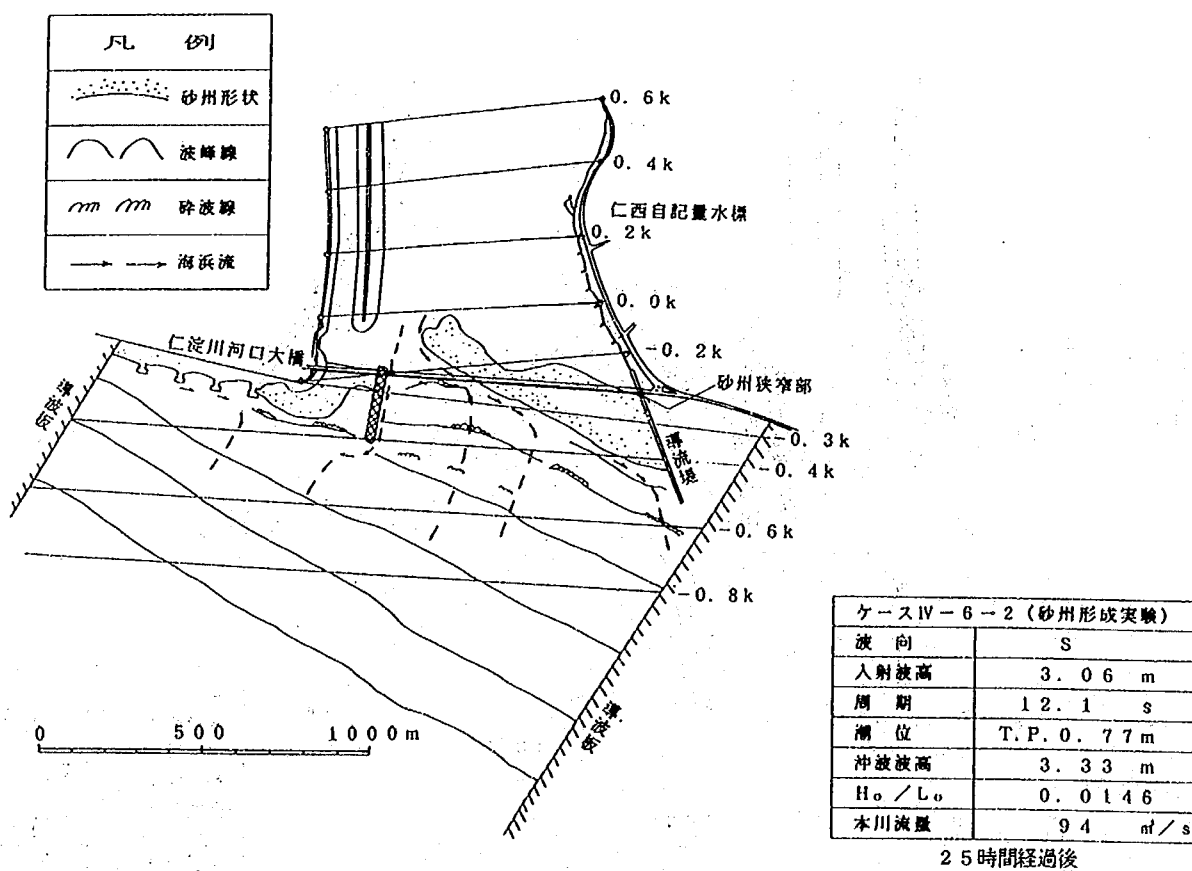


図-7.28 等波高線図 (ケースIV-6-2; 実験開始直後)



25時間経過後

図-7.29 海浜流の流況図 (ケースIV-6-2; 実験25時間経過後)

先端を回り込んで河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部を閉塞させるようなこともなく、海からの直接的な影響が防止される結果が得られた。なお、改修計画案河道の河口砂州フラッシュ直後の開口幅が広い状態では、河道内への波浪侵入が著しく、波高 0.5 m の波が 0.5 km 断面付近まで侵入する。

7.4 暫定河道案の検討（ケースⅣ-7；本川 $Q_p = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，波介川 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

本川が現況河道時において、波介川を河口導流案河道とした場合、本川の 1.8 km 付近から下流河道では波介川河道分の河積が阻害されることになる。このため河積不足分を確保した河道とする必要がある。よって、ここでは 1.8 km から下流河道の右岸側高水敷部について、計画河床高 +2.7 m 以上の部分を掘削した河道を暫定河道案とし、そのときの流下能力、河口砂州フラッシュ状況および河口導流効果等について検討した。なお、1.8 km から下流河道の右岸側高水敷の掘削箇所以外の本川河道は、現況河道のままである。この暫定河道案の標準横断面図を図-7.30 に、河道平面図を図-7.31 に示す。

以上のような暫定河道案に対し、河口形状を 1993 年 8 月出水（ $Q_p = 10,387 \text{ m}^3/\text{s}$ ）後の地形とし、波介川の本川への合流部の維持対策工案は、本川の改修計画案河道時に設置したものと同一中導流堤＋人工砂州案を設置した。さらにこれまでの検討で中導流堤の本川側沿いの局所洗掘が大きいことから、その洗掘防止対策として、中導流堤の末端から先端の本川側沿いに幅 16 m，天端高 T. P. -2.0 m の根固め工を敷設した。なお、通水した流量は本川，波介川とも計画高水流量である。

1) 水位について

各断面の水位時間変化図を図-7.32 に、ピーク流量時（ $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）および流量約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位縦断面図を図-7.33 に示す。

砂州上流部の水位は、流量が約 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度に達するまでは流量の増大とともに上昇する。改修計画案河道時では約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であったことから、河口砂州フラッシュの進行は本ケースの方がやや遅い。その後砂州フラッシュに伴う河積の増大によって、水位の上昇が少なくなり、0 km の水位はピーク流量以前（約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）に水位ピークとなっている。一方、河道上流部の水位は、ピーク流量時付近に水位ピークとなり、図-7.33 から明らかなように、1.8 km 付近から下流の暫定掘削区間では H. W. L. 以下であり、計画高水流量が疎通可能である。しかし、1.8 km 付近から上流河道の水位は、現況河道のままであるため、H. W. L. を 1.0 m～1.5 m も上回る結果となった。このため 2.0 km 付近から上流の波介川と本川との背割堤は、流量約 $10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近から越流して波介川側に流入する状況にあった。なお、流量約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の水位は、H. W. L. 以下であり、本川河道の流下能力は現況河道時と同じである。

2) 流況について

ピーク流量時（ $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）付近の流況図を図-7.34 に、河口砂州部付近の流下状況を写真-7.8 に示す。

2.0 km 付近から上流河道の主流部は、低水路内のほぼみお筋に沿って流下している。2.0 km～1.8 km 間付近の河道は、湾曲かつ狭窄部となっているため、外岸である右岸側に流れが集中して水衝部と

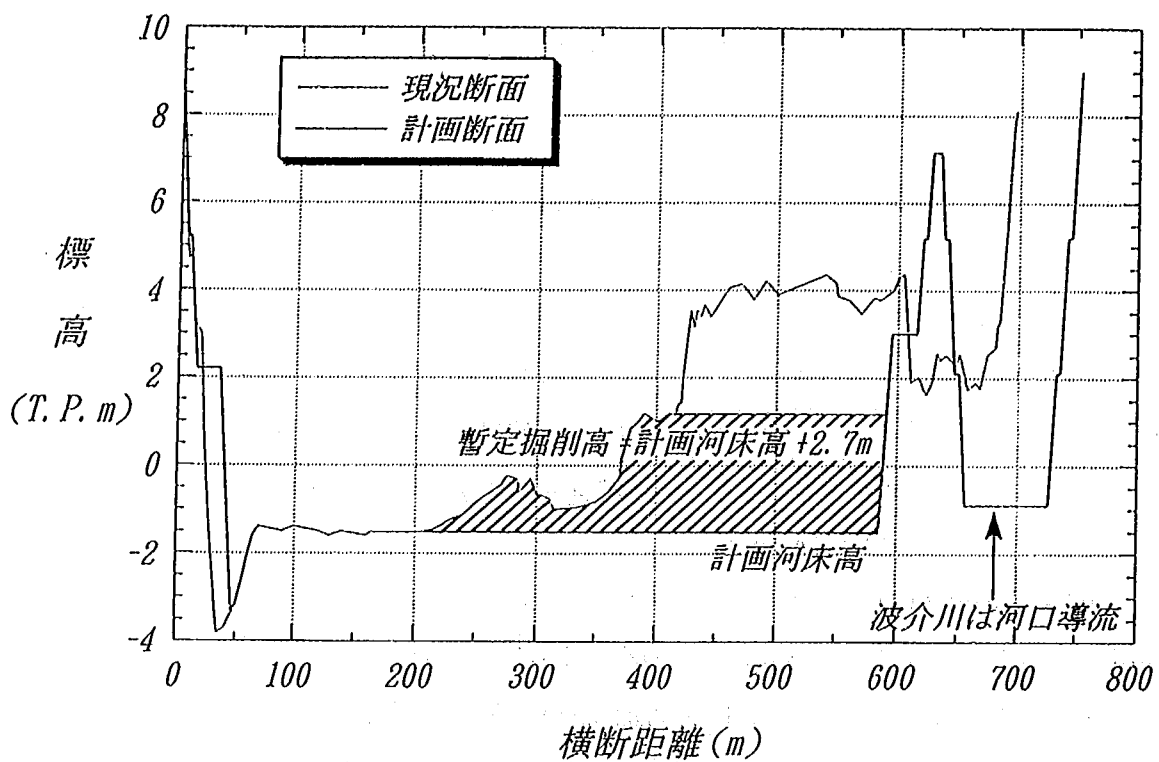


図-7.30 暫定河道案標準横断面図

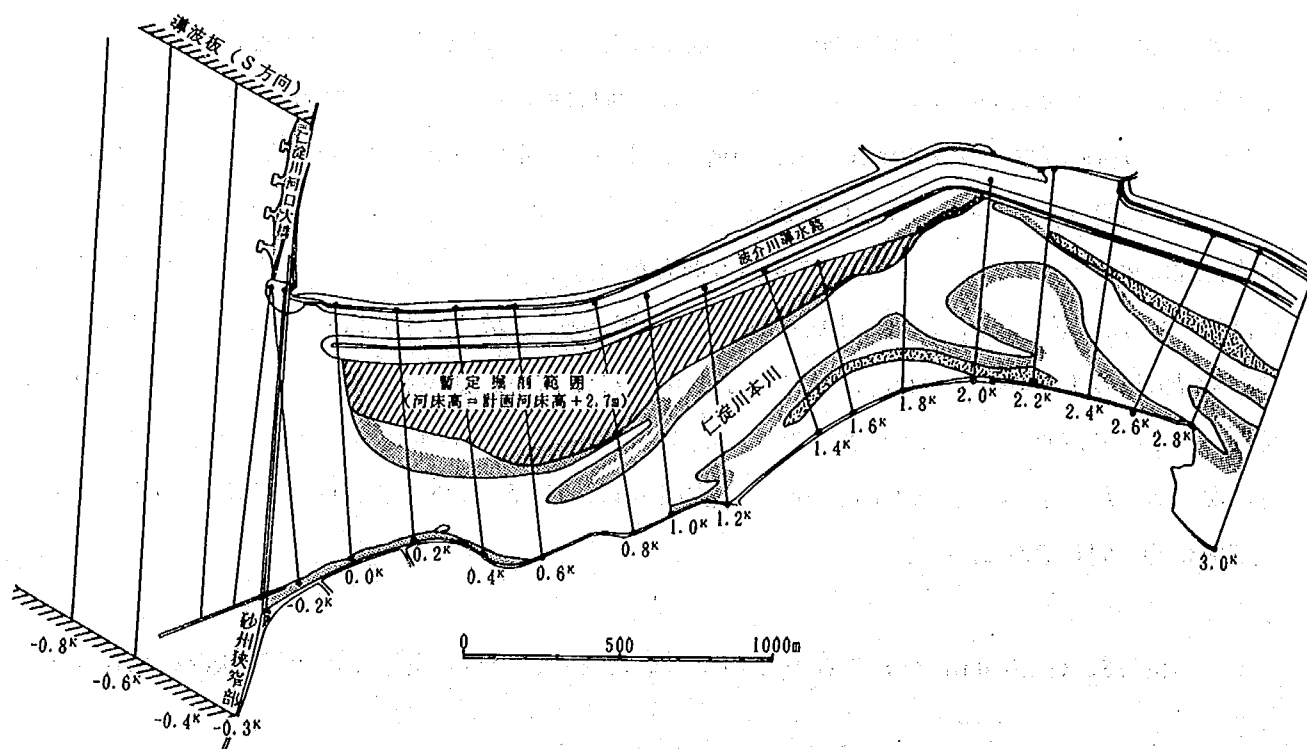


図-7.31 仁淀川暫定河道案平面図

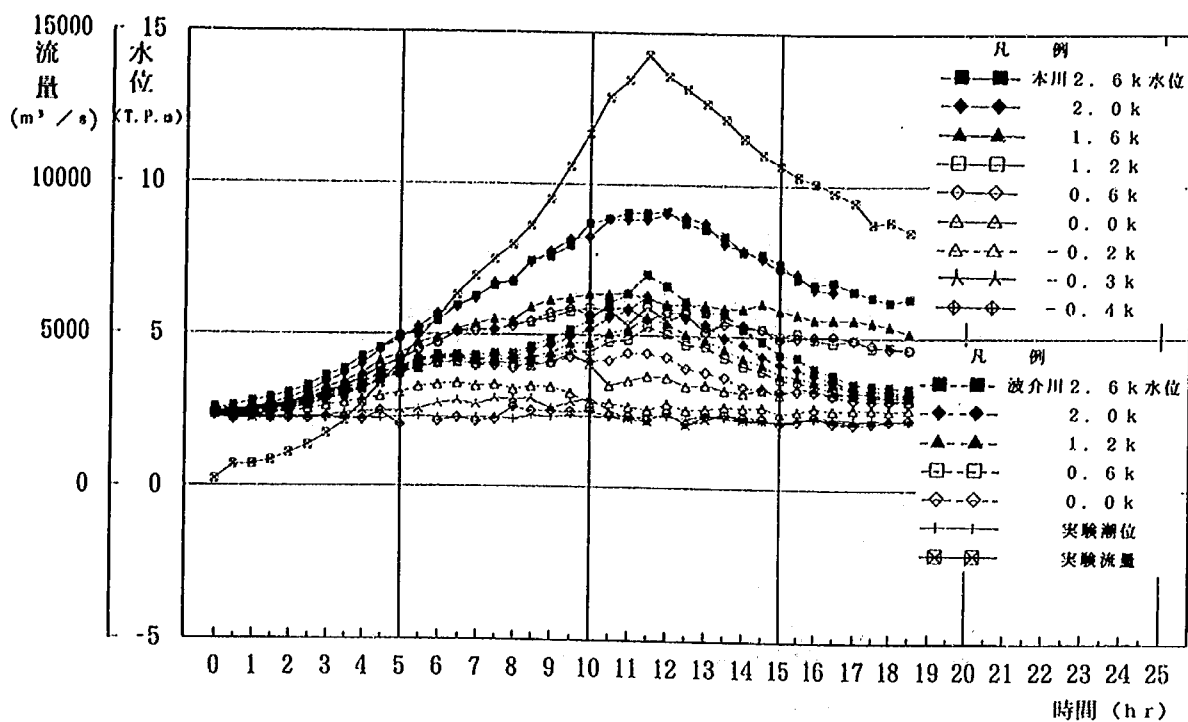


図-7.32 水位時間変化図 (ケースIV-7)

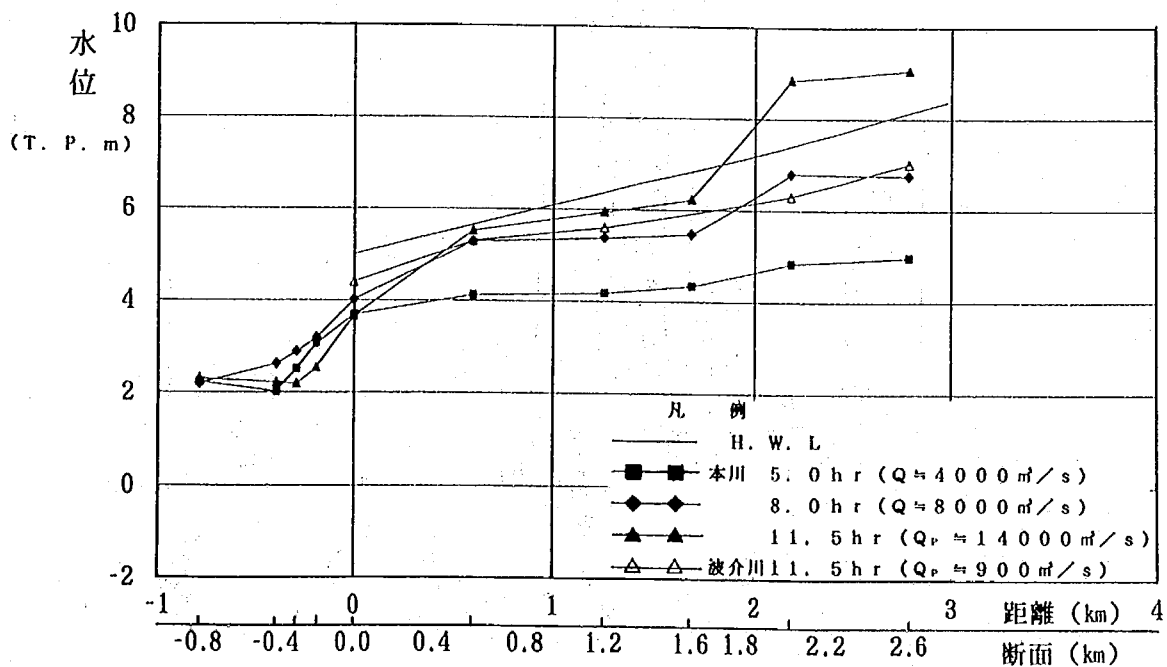


図-7.33 水位縦断図 (ケースIV-7)

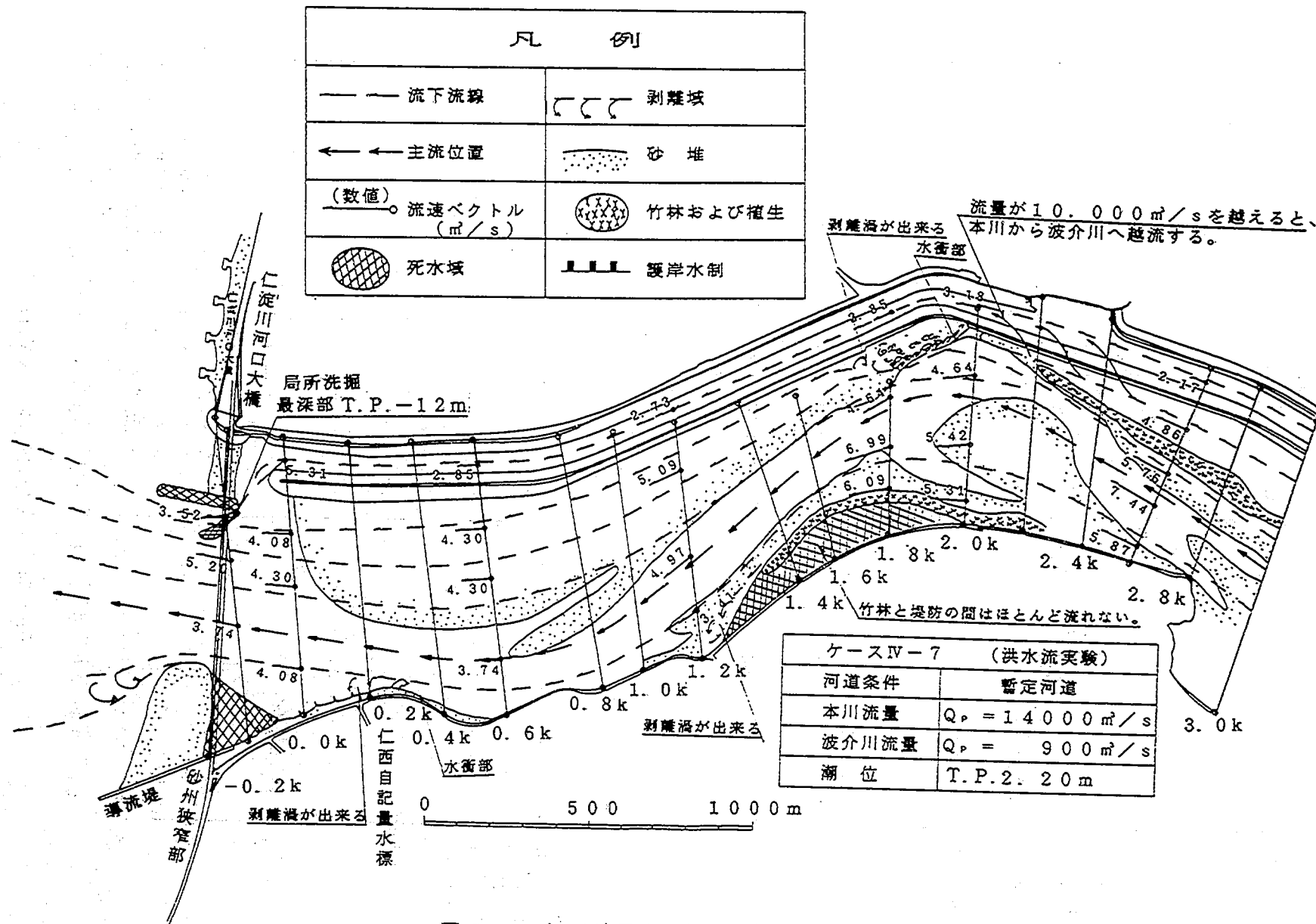


図-7.34 ピーク流量時の流況図 (ケースIV-7)

なる。ここから主流部は、左岸方向へ向かい、0.6 km～0.2 km 間付近の左岸側に流れが集中する。さらにここから河口砂州開口部の右方向に向きを変えて流下する。これらの河道内の主流部における流速は、5.0 m/s～7.0 m/sにも達し、かなりの高流速が発生する。

河口砂州部では、流量が比較的小さい時期に初期開口部位置へ流れが集中し、河床洗掘が進

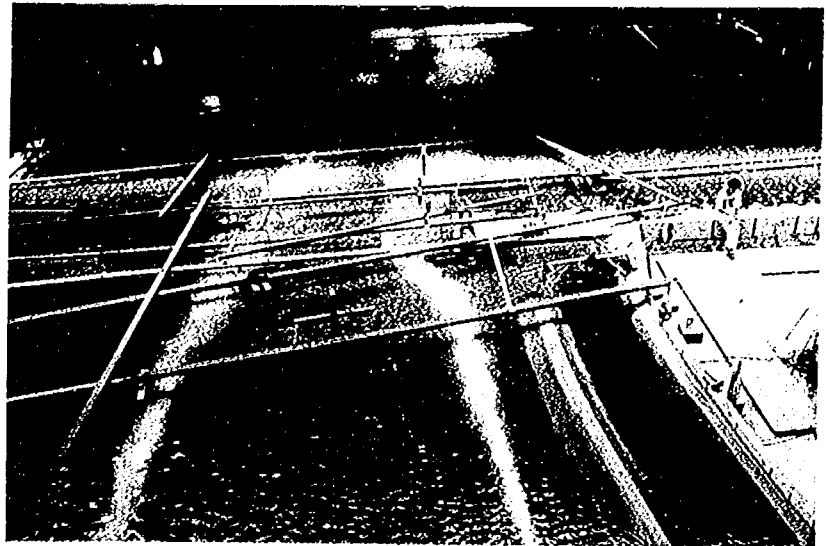


写真-7.8 ピーク流量時 (14,000 m³/s) 付近の流況 (ケースIV-7)

行する。しかし、流量の増大とともに開口部幅が左岸側に広がり、それとともに主流部は開口部の中央付近へと移動する。

3) 河床変動について

河口部における各断面の河床変動横断比較図を図-7.35 (a)～7.35 (c)に、河口部の実験前後の等深線図を図-7.36 (a), 7.36 (b)に示す。

0 km 断面 (図-7.35 (a)) では、その上流部 (0.6 km～0.2 km 間付近) の左岸側に流れが集中し、ここから砂州開口部の右岸側方向に流れが向かうため、やや左岸寄り (左岸から 150 m～400 m 間付近) の洗掘が大きい。-0.2 km 断面 (図-7.35 (b)) では、左岸から 200 m～700 m 間で洗掘傾向となり、特に左岸から 650 m 付近の最深河床高が約 T. P.-12 m にも達し、局所洗掘が著しい。この地点は河口大橋の橋脚位置になっているため、洗掘がより助長されたものと考えられる。砂州狭窄部 (図-7.35 (c)) は、河口砂州が大量にフラッシュされ、かつ洗掘が著しい。河口砂州地点のフラッシュ後における河床高は、約 T. P.-4 m 前後であるのに対し、初期開口部位置の河床洗掘が特に大きく、左岸から約 680 m 付近の最深河床高は約 T. P.-12 m に達している。この洗掘は-0.2 km 断面の洗掘箇所と同一地点である。

一方、図-7.36 (b)の河口部等深線図によると、依然として初期開口部付近の局所洗掘が非常に大きいものの、先の改修計画案河道時 (ケースIV-4) よりは T. P.-6 m 以深の範囲がかなり縮小している。これは中導流堤周辺の洗掘が根固め工の対策によって防止されたこと、および暫定河道のため主流部が左岸側に寄る傾向となり、河口砂州のフラッシュが進行し、開口部幅が広がったためと考えられる。なお、河口砂州フラッシュに伴う舌状テラスは、河口大橋から下流約 350 m、幅約 550 m 範囲に形成されている。

4) まとめ

暫定河道時では、1.8 km から下流河道区間の右岸側高水敷を掘削してあるため、この河道区間の洪水疎通能力は若干増大している。しかし、他は現況河道のままであるため、1.8 km から上流河道で H.

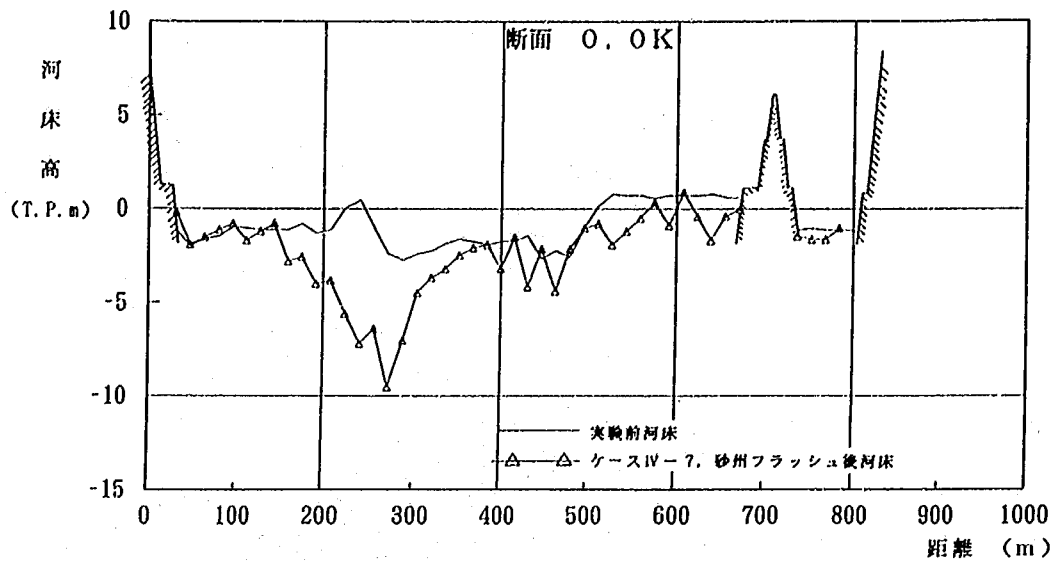


図-7.35(a) 河床変動横断比較図 (0 km 断面; ケースIV-7)

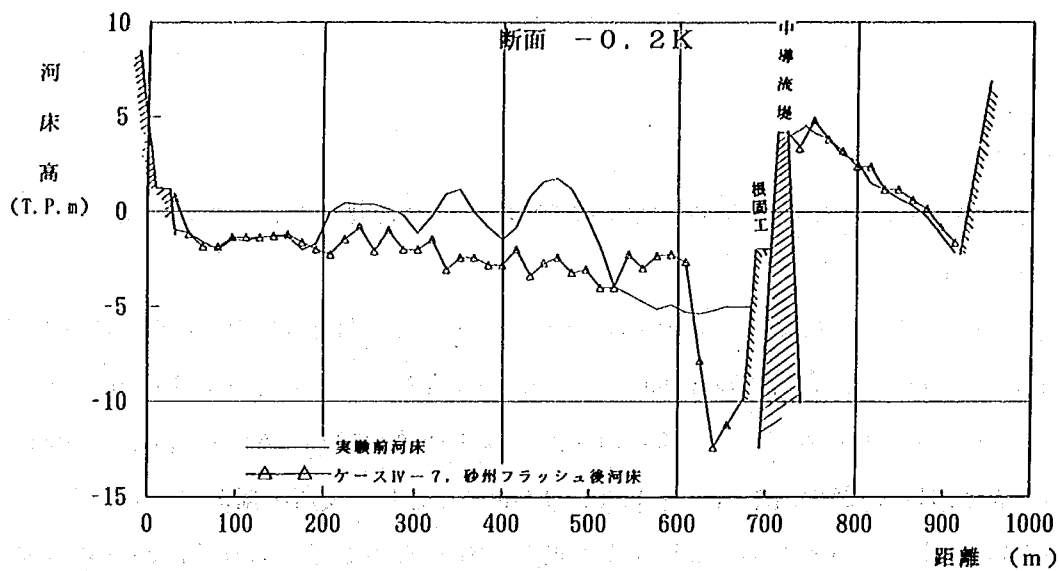


図-7.35(b) 河床変動横断比較図 (-0.2 km 断面; ケースIV-7)

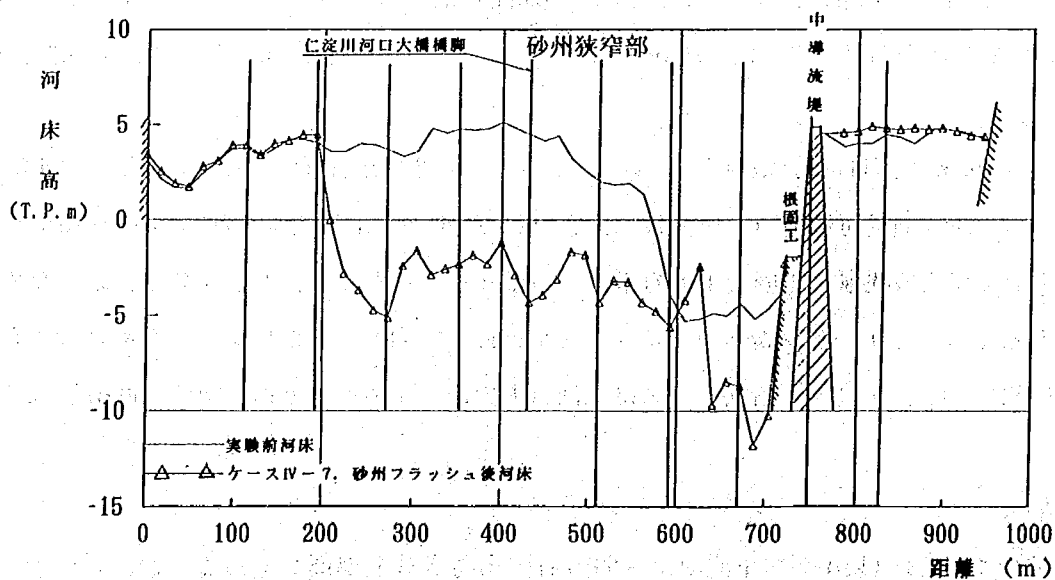


図-7.35(c) 河床変動横断比較図 (砂州狭窄部断面; ケースIV-7)

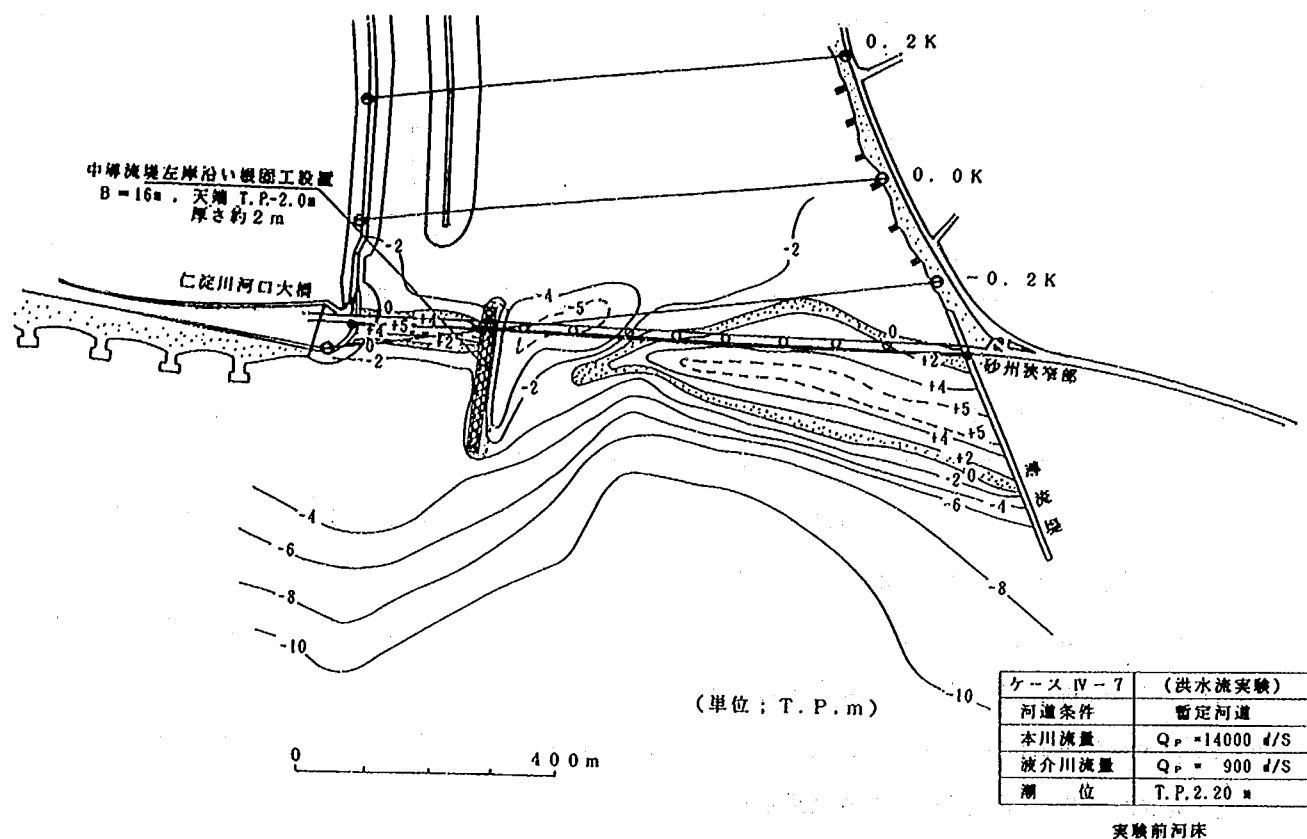


図-7.36(a) 河口部等深線図 (ケースIV-7; 実験前)

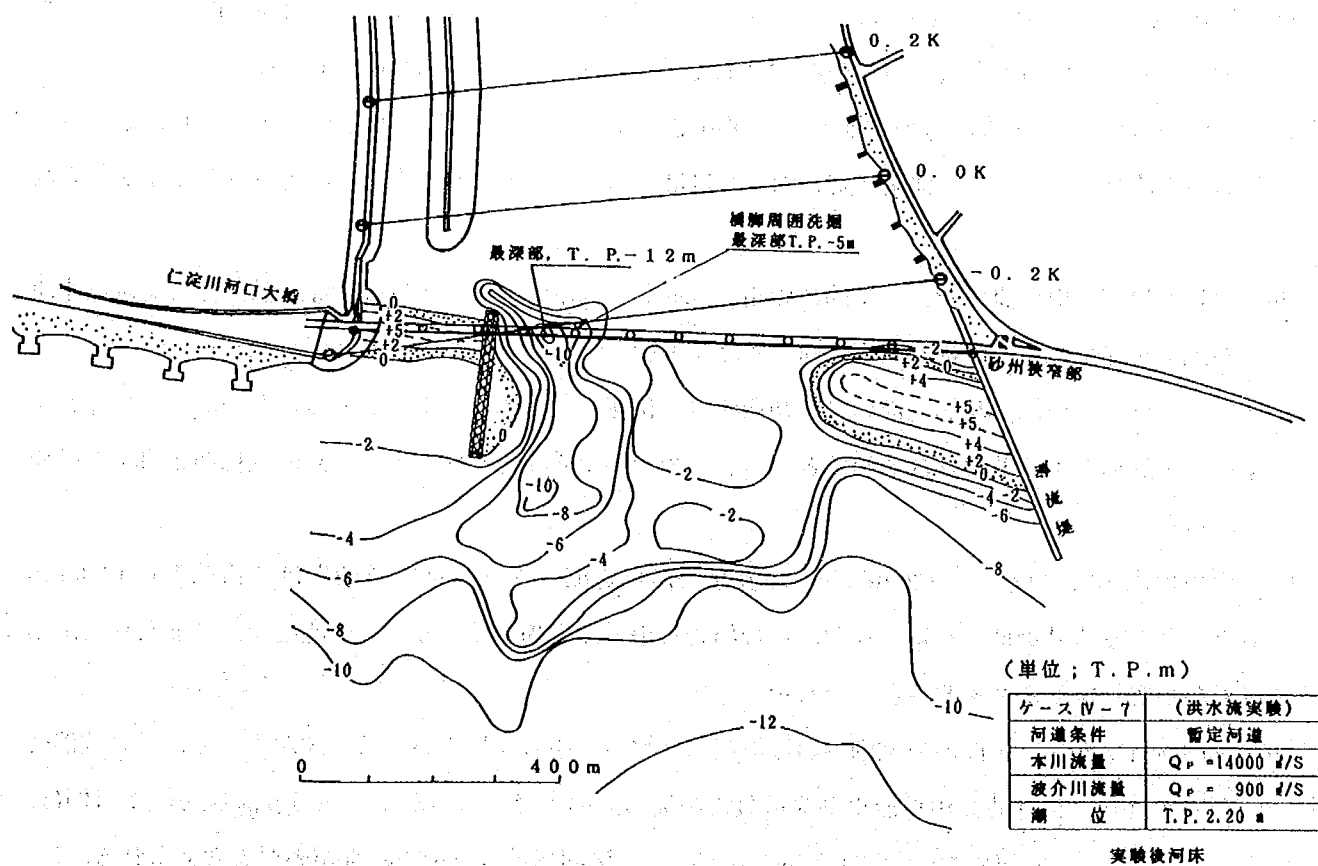


図-7.36(b) 河口部等深線図 (ケースIV-7; 実験後)

W. L.を上回る。よって、暫定河道時における本川河道の流下能力は現況河道時と同程度の流量（約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）であると判断した方が良いと考えられる。

河道内の主流部の流れは、現況河道時と同様に $2.0 \text{ km} \sim 1.8 \text{ km}$ 間付近の右岸側および $0.6 \text{ km} \sim 0.2 \text{ km}$ 間付近の左岸側へ片寄る傾向となる。河口砂州部では、初期開口部付近の局所洗掘がかなり大きくなる。このため中導流堤周辺では、根固め工の対策によって洗掘が防止されるものの、洗掘深が依然として大きいことから、その根入れあるいは洗掘防止のための根固めを十分行う必要がある。

7.5 実験結果のまとめ

仁淀川、波介川改修計画案河道および暫定河道案実験の結果は以下に要約される。

- (1) 仁淀川、波介川を改修計画案河道とし、河口砂州フラッシュ後の地形に中導流堤案を設置した検討では、右岸側堤防と中導流堤間に現況河道時と同様に安定した砂州が形成される。したがって、河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部は閉塞することなく海からの直接的な影響が防止され、河口維持対策工の機能を十分有することが明らかとなった。
- (2) 改修計画案河道における河口砂州の形成状況として、河道内への砂州の後退が助長される様子もなく、現況河道時とほぼ同じである結果が得られた。
- (3) 改修計画案河道では、河口砂州が形成されている状態でも計画高水流量が疎通可能である。また、この改修計画案河道の計画高水流量時において、現在の波介川の合流点（ 2.0 km ）の水位低減効果は約 1.9 m となる結果が得られた。
- (4) 0 km 地点の河口出発水位を T. P. 4.5 m とした場合でも、計画高水流量が疎通可能であり、またこのときの波介川の現合流点（ 2 km ）における水位は本川より約 1.63 m 低下する。
- (5) 2.0 km 付近から下流河道の主流部は、河道中央付近からやや左岸寄りを流下する。しかし、特に片寄った流れも見られず、河道法線に沿ったほぼ一様な流れとなり、流況が改善される結果が得られた。
- (6) 河口右岸側と中導流堤間に人工的に砂州を設置し、洪水時にここが越流しない状態でも計画高水流量が疎通可能であり、これが洪水疎通に及ぼす影響は少ないことが明らかとなった。
- (7) 中導流堤の本川側（左側）沿いは、初期開口部位置となっていて水深が大きいため、ここに流れが集中して洗掘がより助長される傾向となる。このため中導流堤を保護するための洗掘防止対策が必要であった。
- (8) 中規模洪水時（ $Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の波介川河口導流に伴う水位低減効果は、約 1.2 m （ 2.0 km 地点）となる結果が得られた。なお、この場合も中導流堤周辺で大きな局所洗掘が生じるため、洗掘対策が必要となることが明らかとなった。
- (9) 河口砂州フラッシュ後の河道内への波浪侵入状況は、中導流堤沿いを沿う波が大きく、計画波浪時（ $H_o = 10.1 \text{ m}$ ）には波介川導流堤防先端付近の堤防天端までうちあがる。この導流堤防の本川側は、 0.6 km 付近から下流側でうちあげ高が大きく、この区間は消波対策の配慮が必要と考えられる。
- (10) 河口砂州フラッシュ後の開口部は河口右岸側となったため、 $-0.2 \text{ km} \sim 0.2 \text{ km}$ 間付近の本川右岸

側へのうちあげ高が最大約 T. P. 6.4 m にも達した。本ケースは、左岸側に河口砂州が残っていたため、左岸側堤防へのうちあげ高は小さかった。しかし、左岸側が開口した場合、うちあげ高は同様にかなり大きくなるものと判断される。よって、左右岸とも計画案の高潮堤は必要と考えられる。

- (11) 暫定河道時では、1.8 km から下流河道区間の右岸側高水敷を掘削してあるため、この区間の洪水疎通能力は若干増大する結果が得られた。しかし、他は現況河道のままであるため、計画高水流量時には 18 km より上流河道で H. W. L. を上回る。よって、本川河道の流下能力は現況河道時と同じ流量の約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であると考えておいた方が良いと判断される。
- (12) 暫定河道時の流況は、現況とほぼ同じである。また、河口砂州部では、初期開口部の左岸側の局所洗掘が依然として大きい。このため中導流堤周辺の洗掘対策を十分行う必要がある。

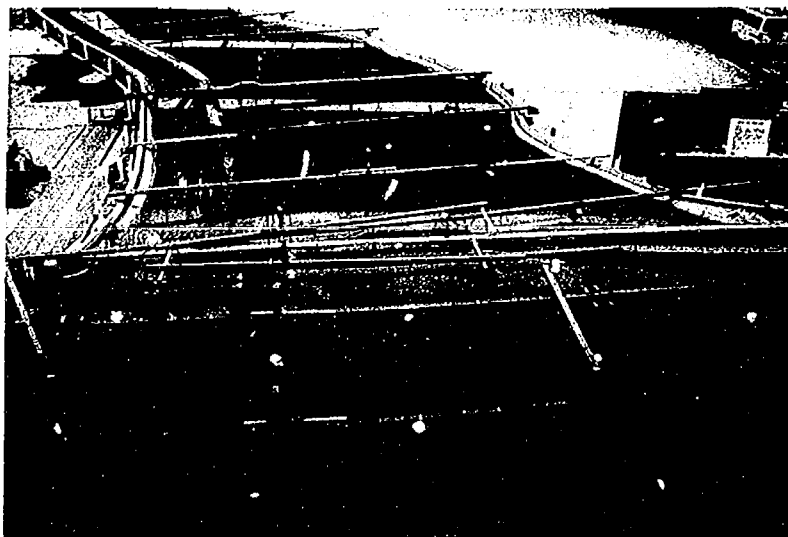


写真-7.1 河口砂州の形成状況 (26 時間経過後; ケース IV-2-1)

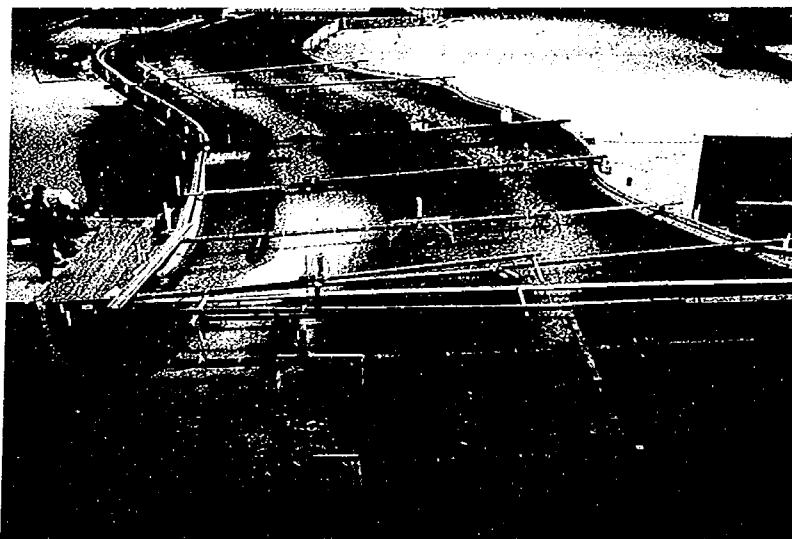


写真-7.2 ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケース IV-2-2)

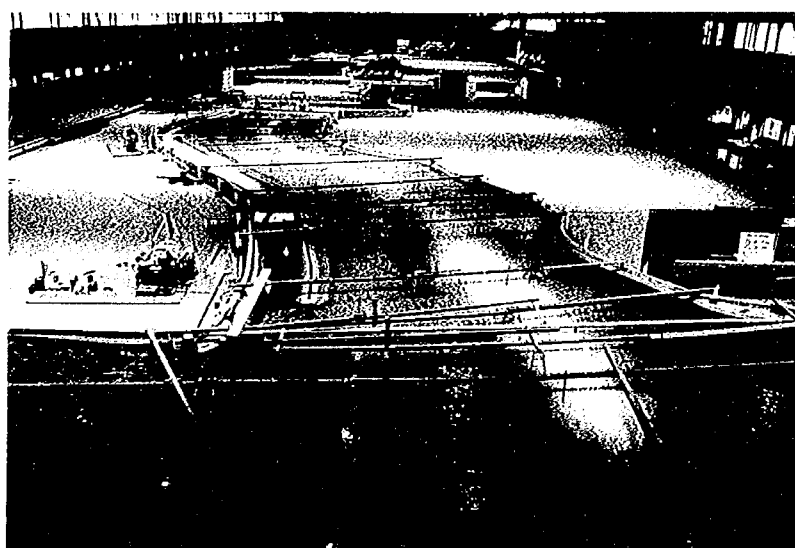


写真-7.3 $Q_c = 14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の流況 (ケース IV-3)

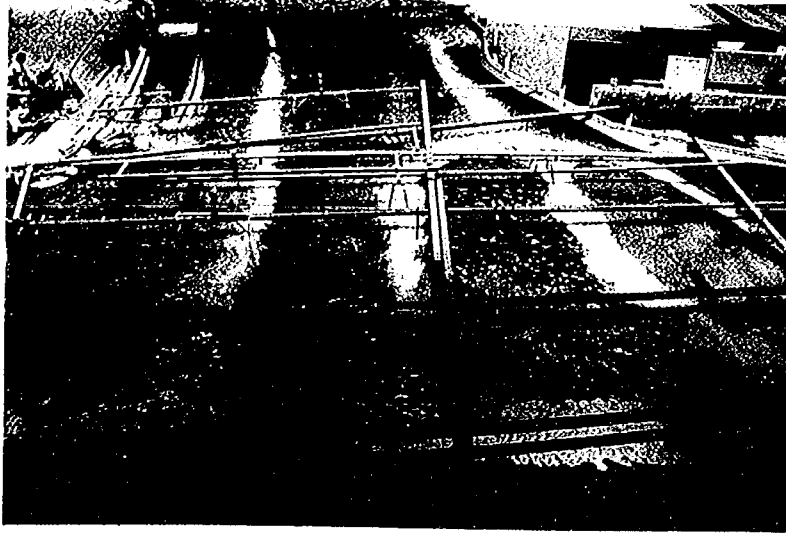


写真-7.4 ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケースIV-4)

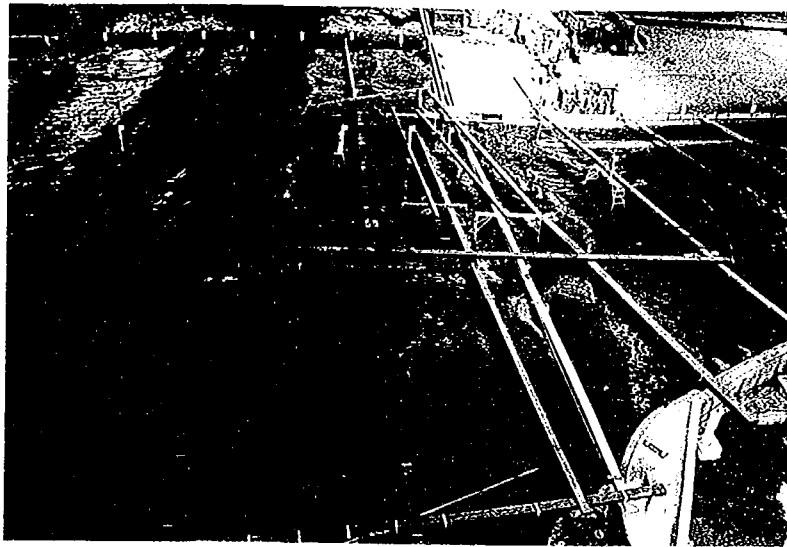


写真-7.5(a) 河道内への波浪侵入状況 (ケースIV-5)



写真-7.5(b) 河道内への波浪侵入状況 (ケースIV-5)



写真-7.6 ピーク流量時 ($4,730 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケースIV-6-1)

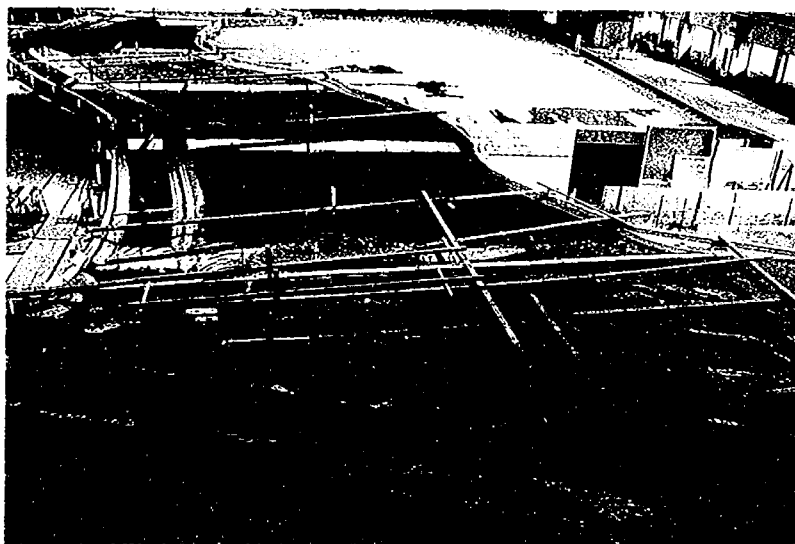


写真-7.7 河口砂州の形成状況 (34 時間経過後; ケースIV-6-2)

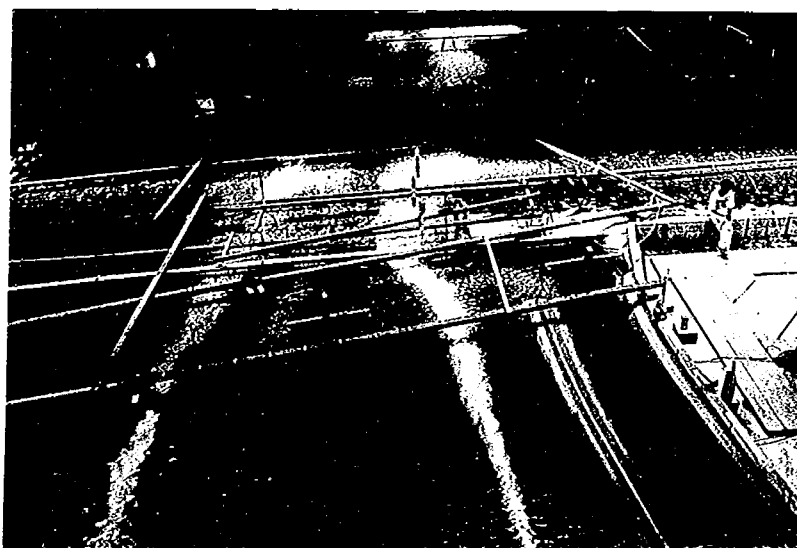


写真-7.8 ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 付近の流況 (ケースIV-7)

第8章 結 論

各章において、仁淀川河口部における河道特性と海象特性、河口砂州固定化のための対策工とその効果、改修計画案河道の水理特性や河道改修効果等の検討結果について述べてきた。ここでは、これらの検討で明らかとなった主要な結果と問題点等を全体のまとめとして以下に述べ結論とする。

8.1 現象の相似性について

- (1) 本検討に用いた模型は、0.4 km 地点から上流河道区間が固定床で、0.4 km から下流の河口砂州を含む河口部および海浜部は移動床である。このため固定床と移動床模型の境界部で水面形がやや急勾配となる傾向があった。しかし、全体的には河道特性に対応した水面形となっており、 $n=0.033$ の不等流計算水位と良く一致する結果が得られた。
- (2) 現況河道に既往の 1982 年 9 月洪水の流量 $Q=7,995 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水したところ、H. W. L.以下で疎通可能である結果が得られた。しかし、水位の余裕はほとんどないことから、仁淀川河口部における現況河道の流下能力は約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であると言える。
- (3) 模型の時間縮尺を $t_{sr}=5.0$ とし、河口砂州フラッシュ時の水面形、ピーク水位の到達時間について、前回の実験結果や不等流計算水位、現地水位と比較したところほぼ一致する結果が得られた。特に 0.3 km 地点の水位時間変化は、現地と模型が良く一致することから、河口砂州のフラッシュも含め、相似性をかなり満足しているものと判断される。
- (4) 河口砂州は、流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度から徐々にフラッシュが進行し、河口砂州を越流するようになると急激にフラッシュが進行する。砂州フラッシュ後の開口幅は約 470 m であり、前回の実験値とほぼ一致した。
- (5) 現地河道の洪水前後における河床変動は少なく、模型においても河口砂州部や水衝部を除けば変動は少ないと言える。また、河口砂州のフラッシュ状況、フラッシュ後の地形変化などは、現地の変化状況や前回の実験結果と非常に良い対応を示した。よって、相似性の得られる時間縮尺は、 $t_{sr}=5.0$ が妥当であると判断し、以後の実験にこれを適用して検討を行うこととした。
- (6) 河口砂州の形成実験は、前回適用して相似性の得られた沖波波高 $H_0=3.4 \text{ m}$ 、周期 $T_0=12.1 \text{ s}$ 、波形勾配 $H_0/L_0=0.015$ 、波向 S の波浪条件による検討を実施した。その結果、河口砂州は仁淀川河口大橋に対して約 15° の角度をもって形成され、現地形状とほぼ相似となることが明らかとなった。よって、この波浪条件の適用の妥当性が明らかとなった。
- (7) 形成された河口砂州高は概ね T. P. 6.0 m であり、フラッシュ前の砂州高より若干高く形成された。しかし、最高砂州高は、砂州フラッシュ前と同程度となっており、また砂州開口部も幅 70 m まで閉塞し、現地の河口砂州フラッシュ前の開口幅とほぼ一致する結果が得られた。

8.2 現況河道の水理特性と諸現象について

- (1) 平均年最大流量規模 ($Q_p = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$) の洪水時には、1.8 km 右岸および 0.3 km 付近左岸に水衝部が形成される。水衝部付近の主流部の流速は $3.4 \sim 3.6 \text{ m/s}$ であり、他の地点 (流速は約 3.0 m/s) と比較してやや速い。
- (2) 洪水初期の河口部は、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、河道内の水位が急上昇する。流量がさらに増大し、河口砂州を越流するようになると砂州フラッシュが急激に進行する。
- (3) $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後における河口砂州の開口幅は約 550 m となる結果が得られた。また、砂州フラッシュにより海域に流出した土砂は、左岸導流堤より 200~400 m、沖合約 400 m の範囲に舌状に堆積する。
- (4) 現況河道に計画高水流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が流れた場合、1.6 km から下流河道で H. W. L. を $0.5 \sim 1.0 \text{ m}$ 、1.8 km から上流河道で約 2.0 m も上回る結果となった。また、各流量時の水位縦断より、現況河道の流下能力は約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ であることが明らかとなった。
- (5) 計画高水流量時の場合も他の流量時と同様に、狭窄部となっている 1.8~1.6 km 間付近の右岸側および 0.3 km 付近の左岸側が水衝部となり、ここで高流速 (約 6.0 m/s 前後) が発生する。また、河口砂州地点でも著しい縮流状態となるため、同程度の高流速が発生する。
- (6) 河口砂州部の開口幅は、流量約 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 350 m となり、ピーク流量時 ($14,000 \text{ m}^3/\text{s}$) には約 600 m に達する。減水期には開口幅はほとんど拡大せず、砂州フラッシュ後の河床高は約 T. P. -5.0 m である。この砂州フラッシュによって海域に流出した土砂は、砂州開口部の沖合約 400 m の範囲に海床高 T. P. -4.0 m 程度の舌状テラスを形成する。
- (7) 計画高水流量による河口砂州フラッシュ後、左岸側に形成された河口砂州は河道内へ大きく入り込むような形状となる。同様に右岸側から伸びる砂州も河道内へ後退しつつ形成され、両岸から延伸した砂州先端部の河道内への後退量は約 100 m となった。このような河道内への砂州の後退は、波介川河口導流後および新堀川の本川への合流部の維持に大きな障害になるものと考えられる。

8.3 河口砂州の変動特性について

- (1) 平均年最大流量規模 ($Q_p = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$) の洪水では、砂州フラッシュにより海域に流出した土砂が河口沖の掘削穴に落ち込み、その外縁部に急勾配の前置斜面を形成する。河口砂州フラッシュ後の砂州形成実験では、この前置斜面の波による顕著な地形変化が見られる範囲の沖合限界水深 (約 10 m、ここでは地形変化の限界水深と呼ぶ) 以浅の土砂が、砂州を再形成させる材料としてうちあがり、地形変化の限界水深以深の土砂は、掘削穴に落ち込んだままとなる。
- (2) 河口砂州フラッシュ後に再形成された砂州の汀線は、フラッシュ前の汀線と比較して約 50 m 河道内へ後退した。これはフラッシュされた土砂のうち、掘削穴に落ち込んで戻り得ない土砂の代わりに汀線を後退させつつ河口砂州形成のための土砂供給源になったことが原因していると考えられる。
- (3) 河口中央の右岸寄りでフラッシュされた土砂の一部は、その沖合の掘削穴に落ち込む。したがって、

掘削穴は洪水によって徐々に埋め戻される傾向にあるが、掘削前の地形に復元するまでにはかなりの長期間を要するものと考えられる。

- (4) $Q_p = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ による河口砂州のフラッシュと、砂州フラッシュ後の波による河口砂州の再形成実験を2回ずつ繰り返した検討を実施したところ、河口砂州の開口部は当初の左岸側から河口中央に移動する結果が得られた。また、砂州部の汀線は、河口中央部付近で後退量が大きく、初期汀線に対して最大約150mも河道内に後退した。
- (5) 以上の結果より、河口砂州の開口部位置が左岸沿いから右岸側へと移動した第一の要因は、河口沖に出現した掘削穴であることが実験的にも確かめられた。

8.4 最適対策工案の効果と河口部に及ぼす影響

- (1) 右岸側の支川（新堀川）合流部の閉塞を防止し、かつ河口砂州の固定化を図るための対策工案について検討した。その結果、洪水時の河口部河道の水位は、河口砂州形状やその高さ、砂州部開口河積によってかなり異なり、その影響も大きい。このため各種対策工案が水位へ及ぼす影響よりも河口砂州の影響の方がはるかに大きく、各対策工案とも本川河道の水位に及ぼす影響はほとんどないものと判断される。
- (2) 現況河道時のように河口砂州の開口部が右岸側に形成されている場合、中導流堤案、人工砂州案とも平均年最大流量規模の出水時にはその先端付近に流水が集中し、大きな局所洗掘が生じる。特に人工砂州案は、仁淀川河口大橋と同位置付近となるため、橋脚への影響が大きい。右岸導流堤案は、導流堤周辺で洗掘が生じないものの、同様に河口大橋周辺で大きな局所洗掘が生じる。
- (3) 本川への合流部の維持対策工案としては、中導流堤案が右岸側堤防との間に安定した河口砂州が形成され効果が得られた。人工砂州案は、その先端を回り込んで砂州が形成されるため、結局合流部が閉塞してしまう。右岸導流堤案も波が直接侵入し、支川の河口が閉塞してその維持は非常に困難である。
- (4) 中導流堤案は、本川への合流部へ波が直接侵入するのを防止し、またこの中導流堤によって右岸方向からの沿岸漂砂を捉え、ポケットビーチ的に右岸側堤防と中導流堤間に安定した砂州が形成される結果が得られた。よって、本川合流部の維持対策工案として中導流堤案が効果的な工法であり、ここではこれを最適対策工案と呼ぶこととした。
- (5) 計画高水流量による河口砂州フラッシュ後の地形変化の大きい場合においても、中導流堤案（最適対策工案）は、右岸側堤防との間にすぐに砂州が形成され、本川への合流部は海からの直接的な影響が防止されることが明らかとなった。
- (6) 右岸側堤防と中導流堤間の砂州高が低い場合、流量規模の大きい出水時には容易にフラッシュされてしまう。出水後波によって砂州がすぐに形成されるものの、高波浪時の越波による影響も懸念されることから、砂州高を高くし、かつ固定すればより効果的である。
- (7) 河口砂州の開口部が右岸側にある場合、平均年最大流量規模の出水時には中導流堤先端付近が洗掘を受ける。しかし、大出水時には流れが直進することにより主流部が河口中央部付近となることから、

中導流堤が洪水流に与える影響や中導流堤周辺で洗掘が生じるようなこともなく、特に問題のないことが明らかとなった。また、中小洪水時の場合も砂州開口部が右岸側に生じていなければ洗掘は発生しないものと判断される。

- (8) 現在河口砂州の開口部位置は右岸側に形成されている。しかし、河口沖合の掘削穴は河川からの流出土砂によって徐々に埋め戻される傾向にあることから、長期的には汀線が前進し、砂州開口部位置は以前形成されていた左岸寄りに移動する傾向になるものと考えられる。

8.5 仁淀川、波介川改修計画案河道および暫定河道案の諸現象と対策について

- (1) 仁淀川、波介川を改修計画案河道とし、河口砂州フラッシュ後の地形に中導流堤案を設置した検討では、右岸側堤防と中導流堤間に現況河道時と同様に安定した砂州が形成される。したがって、河口導流後の波介川および新堀川の本川への合流部は閉塞することもなく海からの直接的な影響が防止され、河口維持対策工の機能を十分有することが明らかとなった。
- (2) 改修計画案河道における河口砂州の形成状況は、砂州が河道内へ後退するのが助長される様子もなく、現況河道時とほぼ同じである結果が得られた。
- (3) 改修計画案河道では、河口砂州が形成されている状態でも計画高水流量が疎通可能である。また、波介川の河口導流に伴い、この改修計画案河道の計画高水流量時における波介川の現在の合流点(2.0 km)における水位低減効果は約1.9 mとなる結果が得られた。
- (4) 0 km地点の河口出発水位を T. P. 4.5 mとした場合でも、計画高水流量が疎通可能であり、またこのときの波介川の現合流点(2 km)における水位は本川より約1.6 m低下する。
- (5) 2.0 km付近から下流河道の主流部は、河道中央付近からやや左岸寄りを流下する。しかし、特に片寄った流れも見られず、河道法線に沿ったほぼ一様な流れとなり、流況が改善される結果が得られた。
- (6) 河口右岸側と中導流堤間に人工的に砂州を設置し、洪水時にここが越流しない状態でも計画高水流量が疎通可能であり、これが洪水疎通に及ぼす影響は少ないことが明らかとなった。
- (7) 中導流堤の本川側(左側)沿いは、初期開口部位置となっていて水深が大きいため、ここに流れが集中して洗掘がより助長される傾向となる。このため中導流堤を保護するための洗掘防止対策が必要であった。
- (8) 中規模洪水時($Q_p = 4,730 \text{ m}^3/\text{s}$)の波介川河口導流に伴う水位低減効果は、約1.2 m(2.0 km地点)となる結果が得られた。なお、この場合も中導流堤周辺で大きな局所洗掘が生じるため、洗掘対策が必要となることが明らかとなった。
- (9) 河口砂州フラッシュ後の河道内への波浪侵入状況は、中導流堤沿いを沿う波が大きく、計画波浪時($H_0 = 10.1 \text{ m}$)には波介川導流堤防先端付近の堤防天端までうちあがる。この導流堤防の本川側は、0.6 km付近から下流側でうちあげ高が大きく、この区間は消波対策が必要と考えられる。
- (10) 河口砂州フラッシュ後の開口部は河口右岸側となっているため、-0.2 km~0.2 km間付近の本川右岸側へのうちあげ高が最大約 T. P. 6.4 mにも達した。本ケースは、左岸側に河口砂州が残ってい

たため、左岸側堤防へのうちあげ高は小さかった。しかし、左岸側が開口した場合、うちあげ高は同様にかなり大きくなるものと判断される。よって、左右岸とも計画案の高潮堤は必要と考えられる。

(11) 暫定河道時では、1.8 km から下流河道区間の右岸側高水敷を掘削してあるため、この区間の洪水疎通能力は若干増大する結果が得られた。しかし、他は現況河道のままであるため、計画高水流量時には1.8 km より上流河道で H. W. L.を上回る。よって、本川河道の流下能力は現況河道時と同じ流量の約 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であると考えておいた方が良いと判断される。

(12) 暫定河道時の流況は、現況とほぼ同じである。また、河口砂州部では、初期開口部の左岸側の局所洗掘が依然として大きい。このため中導流堤周辺の洗掘対策を十分に行う必要があろう。

参考文献

- 1) 建設省四国地方建設局高知工事事務所 (1993): 仁淀川管内事業概要パンフレット。
- 2) 福岡捷二・高橋 晃・加賀谷 均 (1988): 仁淀川河口水理模型実験報告書, 土木研究所資料, 第 2611 号, 185 p.
- 3) 山本晃一・藤田光一・赤堀安宏・太田知章 (1993): 沖積河道縦断形の形成機構に関する研究—水系環境変化に伴う河道縦断形変化の長期予測のために—, 土木研究所資料, 第 3164 号, 136 p.
- 4) 宇多高明・高橋 晃・松田英明 (1994): 河口地形特性と河口処理の全国実態, 土木研究所資料, 第 3281 号, 123 p.
- 5) 山本晃一・高橋 晃 (1989): 河川水理模型実験の手引き, 土木研究所資料, 第 2803 号, 151 p.

仁淀川河口砂州対策に
に関する実験的検討

ISSN 0386-5878

土木研究資料 第3345号

平成7年3月 (1995年)

建設省土木研究所

河川研究室 室長 宇多 高明

主任研究員 高橋 晃

研究員 藤井 正人

要 旨

仁淀川の右支川である波介川の河口導流計画、および仁淀川の改修計画案河道に及ぼす河口砂州の影響、河床の流下能力、河口砂州の変動特性、河口砂州固定化のための対策工とその効果について、水理模型実験により検討した結果について述べる。特に、河口部の水理特性と、河口砂州の変動要因を実験的に明らかにするとともに、支川合流部の閉塞防止のために河口砂州の固定化を図る手法の有効性について調べる。最後に、最適工法として中導流堤案を選択し、それらの設計諸元を提案する。

キーワード：河口処理，砂州フラッシュ，河道計画，河床変動，波浪侵入

郵便はがき

305-□□

50円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究資料第 3345 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3345号

