

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第3211号

土木研究所資料

那珂川河口処理に関する 実験的検討

平成5年8月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © 1993 by P.W.R.I

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

那珂川河口処理に関する 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
		深谷渉

要 旨

那珂川河口部の現況河道、および改修計画案河道の流下能力やそれらの水理的諸問題を実験的に検討し、洪水疎通を図り、かつ波浪侵入防止に対して有効な対策工案の検討結果を示した。

キーワード：河口処理、水理模型実験、河道計画、波浪侵入

は じ め に

那珂川は、茨城県那珂湊市において太平洋に注ぐ一級河川である。その河口部の両岸には台地が迫り、狭窄部となっている。また、河口には導流堤が設置されているが、この導流堤は平面配置上、洪水疎通の妨げになっている。このため導流堤の一部（中導流堤）の撤去や河道の拡幅・掘削による改修が計画されている。しかしながら、水位低減効果の大きな改修計画案とそれらの水位低減効果、および改修計画案と波浪侵入との関係については十分明らかにされていない。そこで、本研究では現況河道の水理特性と改修計画案河道の水位低減効果、および対策案について一次元河床変動解析と水理模型実験により検討した。本報告書は、これらの検討結果を取りまとめたものである。

なお、本実験の実施にあたっては筆者以外に山本晃一河川管理総括研究官（当時河川研究室長）が平成3年～4年の期間、実験方針の決定および実験の遂行にあたって指導していただいた。また、実験を進めるに際しては、建設省関東地方建設局常陸工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに記して厚く謝意を表する次第である。

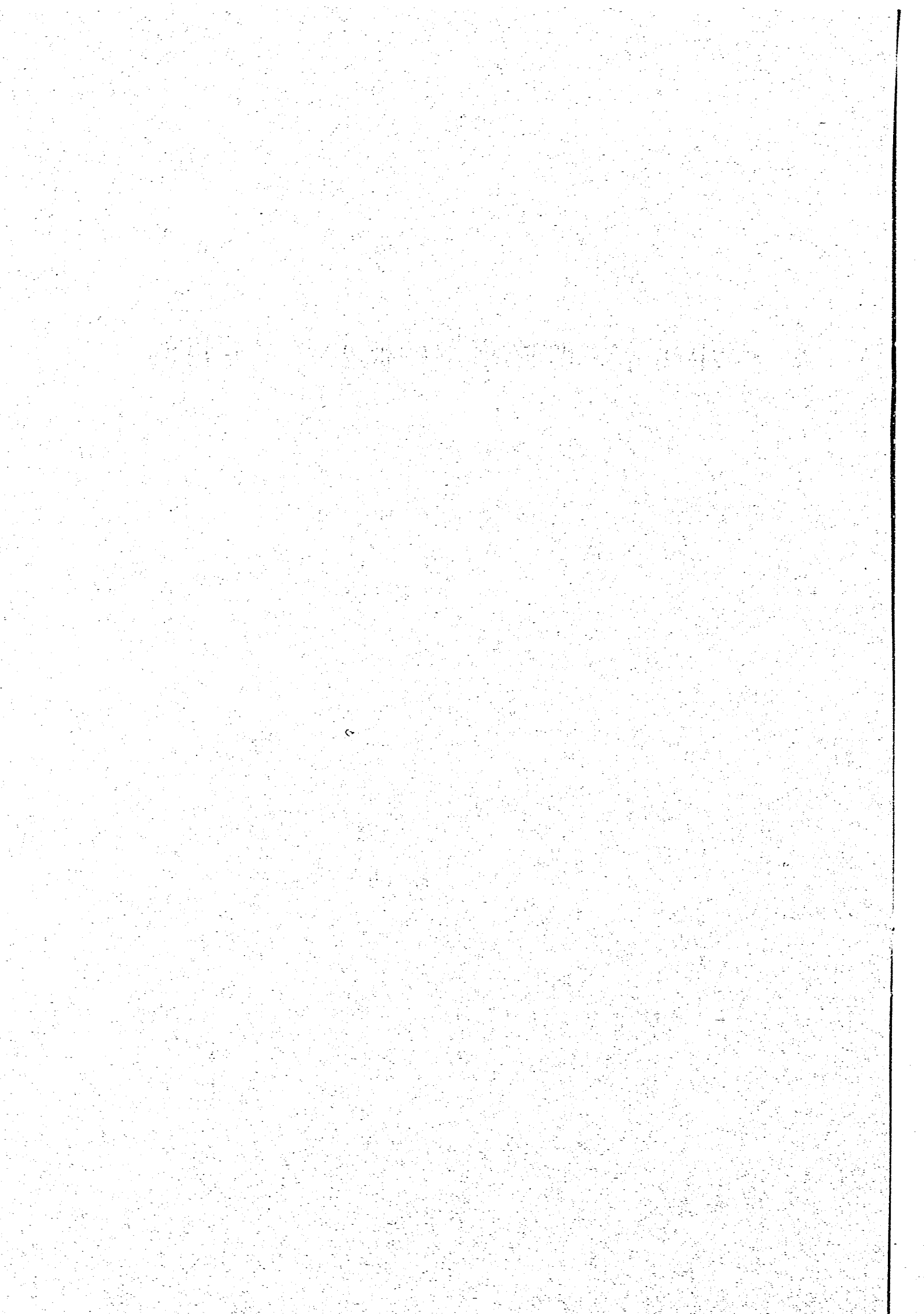
平成5年8月

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	3
1.2 実験目的	5
第2章 河口部の河道状況と海象特性	7
2.1 河口部地形・地質の概要	9
2.2 河道および海域の底質特性	16
2.3 水文特性	20
2.4 潮位	21
2.5 波浪特性	21
2.6 河口砂州形状の経年変化と海浜形状	25
2.7 河口処理の経緯	27
2.8 河口における問題点	29
第3章 模型実験の相似則および実験の概要	35
3.1 模型実験の相似則	37
3.2 那珂川河口模型の縮尺	41
3.3 模型の概要	42
3.4 実験の概要と実験ケース	43
第4章 現況河道の水理特性	45
4.1 まえがき	47
4.2 実験条件	47
4.3 検証実験	47
4.4 洪水流実験	52
4.5 波浪侵入実験	60
4.6 まとめ	80
第5章 対策案河道の検討	83
5.1 まえがき	85
5.2 実験条件	85
5.3 中導流堤撤去案	85
5.4 河道整正案	110
5.5 最終対策案	133
第6章 結論	167
参考文献	170

第1章 改修事業の概要と実験目的



第1章 改修事業の概要と実験目的

1.1 改修事業の概要

那珂川は、栃木県北東部・茨城県北部を流れる一級河川であり、図-1.1の流域図に示すように、流路延長2,008km(幹川150km、支川1,858km)、流域面積約3,270km²を有する河川である。本川は栃木県那須岳(標高1,917m)にその源を発し、同県黒磯市油井において那須高原を出たあと幅200m~300mの侵食谷を形成しつつ南東向きに流れる。その後余笹川との合流後、流路を南に転じて箒川を合流し、さらに武茂川、荒川等の支流を合わせてから山間部に入り、同県芳賀郡茂木町牧野から流路を南東に変え、茨城県東茨城郡御前山村に至ってようやく平地に出、緒川、藤井川を合わせ水戸市に入り、ここで桜川を合流し、河口付近においてさらに酒沼川を合わせ、那珂湊市と大洗町の間より太平洋に注いでいる。

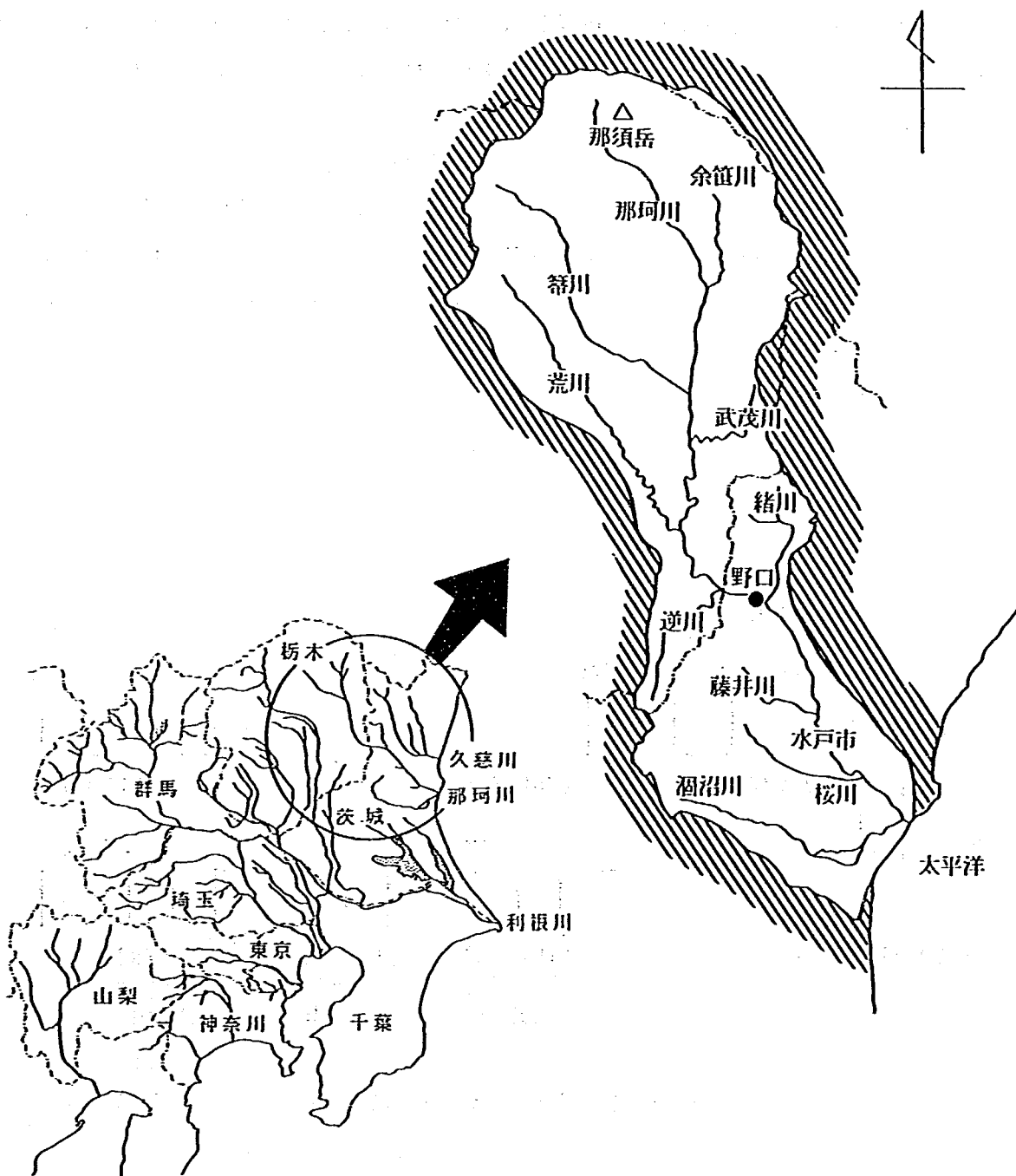


図-1.1 那珂川の流域

戦前、那珂川の河川改修は十分な水準にまで達しておらず、ひとたび洪水に見舞われると濁流はたちまち平野部に氾濫し、大災害を被る状態にあった。このため国の直轄工事として1941年に改修計画が立案され、工事が着手された。当時の計画高水流量は基準地点の野口において $4,300\text{m}^3/\text{s}$ (基本高水流量 $5,200\text{m}^3/\text{s}$ で上流ダムにおいて $900\text{m}^3/\text{s}$ の調節)と定め、大場遊水地において $200\text{m}^3/\text{s}$ の調節を行い、潤沼川合流点まで $4,100\text{m}^3/\text{s}$ として潤沼川の合流量 $400\text{m}^3/\text{s}$ を加え河口まで $4,500\text{m}^3/\text{s}$ と定められた。直轄工事区間は、東茨城郡御前山村から河口に至る延長59km(幹川40km、支川19km)であった。その後、1941年、1947年の台風時の出水は計画高水流量を上回る大洪水であったために、1953年に改修計画が改訂された。その結果、図-1.2の流量配分図に示すように、基準地点(野口)での計画高水流量が $5,200\text{m}^3/\text{s}$ (基本高水流量 $6,200\text{m}^3/\text{s}$ で上流ダムにおいて $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 調節)とし、大場遊水地において $200\text{m}^3/\text{s}$ を調節し、それより下流、河口まで $5,000\text{m}^3/\text{s}$ として河道改修が進められてきた。1967年には改修区域が延長され、直轄区域の上流端を栃木県那須郡湯津上村までとし、また支川部の改修区間の延長も行われ、直轄区域の延長は98.3km(幹川85.5km、支川12.8km)となった。

那珂川の中流および下流部には霞堤が多く作られているものの、下流部は自然堤防が発達していることもあって無堤区間が多く、改修はあまり進んでいない。特に河口部は、流下能力が不足しているため抜本的な河道改修が必要とされ、1986年8月の大洪水を契機として計画高水流量が改訂され、河口部で $6,700\text{m}^3/\text{s}$ と決定された。なお、土木研究所での水理模型実験は1991年～1992年(平成3,4年)に、流量改訂の作業と並行して行われたものである。したがって実験の前提となる計画高水流量は $5,000\text{m}^3/\text{s}$ としたが、一部の実験では改訂流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ での検討も行った。

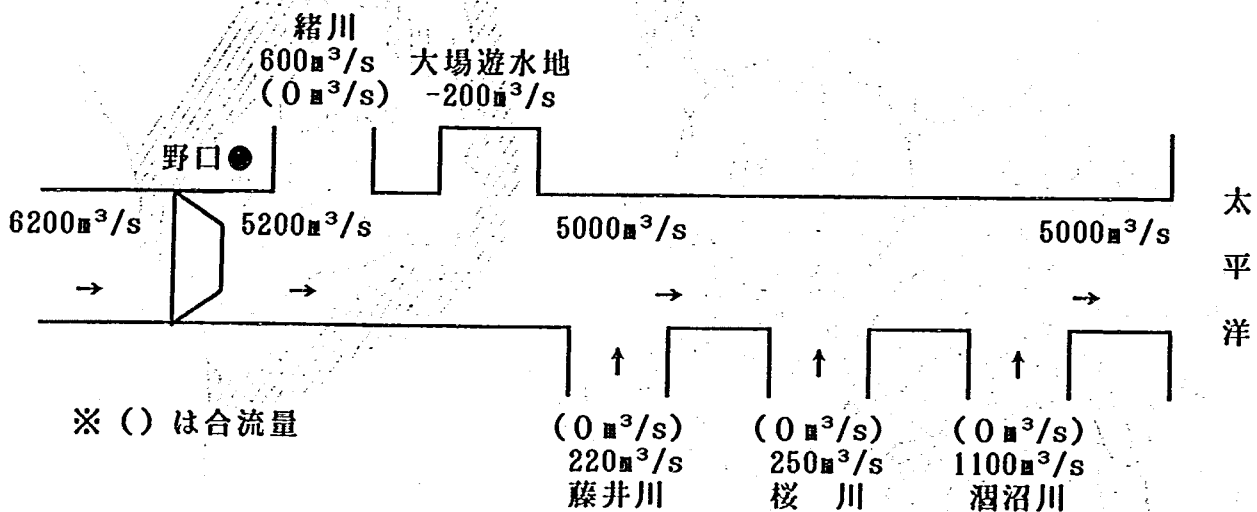


図-1.2 那珂川の流量配分計画

1.2 実験目的

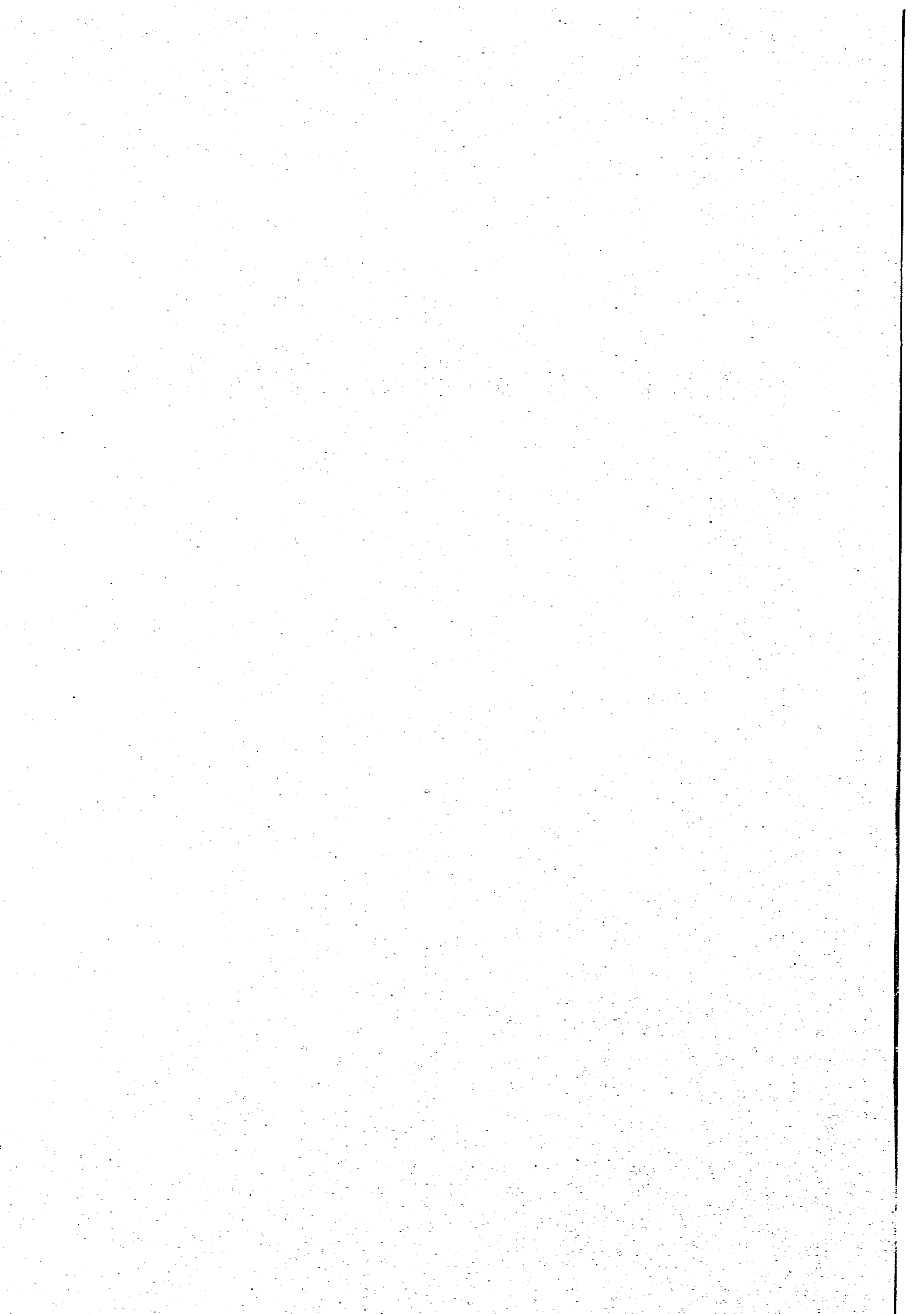
那珂川河口部は、図-2.1に示すように礫岩で構成される2つの台地に囲まれている。0.5km付近の河道内にはこの礫岩が露出し、かつ狭窄部となっている。また、0.0km、1.0km付近にも狭窄部が存在し、これらの狭窄部が上流への水位堰上げを引き起こしていると考えられている。また、航路維持のために設置された中導流堤は、既にその役目を終えているが、洪水時には流下能力を低下させると考えられる。このため、河口部では中導流堤の撤去ならびに河道の拡幅および掘削による河道改修と河口処理対策が検討されている。しかしながら、河口部は一般に河川流と波浪の作用を受けるため、そこで生じている現象は個々の河川ごとの特殊性も大きく非常に複雑である。このため、那珂川河口部における河道改修や河口処理対策の妥当性を机上検討のみで判断することは困難であり、水理模型実験による検討が必要となった。

そこで、次の事項を明らかにすることを目的として検討を行った。

- ①現況河道における洪水時の水理特性と問題点の把握
- ②中導流堤が上流部の水位に及ぼす影響
- ③河道の拡幅および掘削による水位低下の効果と問題点
- ④波浪侵入対策の効果と水位に及ぼす影響

ここに、①は、現況河道における洪水時の水理特性を検討し、その問題点について明らかにするものである。②は既設のカギ型の中導流堤を撤去した場合における、水位低下の効果を調べようとするものである。③は、H.W.L.を満足し得る河道の拡幅・掘削の位置および範囲について検討を行う。④は、波浪の侵入を軽減させる対策工について検討し、さらにその対策工が水位に対して悪影響を及ぼさないものであるかを検討、確認するものである。

第2章 河口部の河道状況と海象特性



第2章 河口部の河道状況と海象特性

2.1 河口部地形・地質の概要

(1) 河口部地形

那珂川は、図-2.1に示すように那珂湊と大洗の2つの台地に挟まれた峡谷を通して太平洋に注いでおり、河口での低地幅は500m以下である。これに対し那珂川上流部の低地幅は、2~3kmと河口部に比べ広い。これらの低地は那珂川の氾濫原である。那珂川の下流部河道(0~21km)は河床勾配が約1/2600であり、21km付近で勾配は急変し、約1/1000となる。低水路幅は河口から10km付近までは150m~200m、21km付近では約100mとなっている。21kmより下流の河道は水深がかなりあるが、高水敷の存在する区間は少なく、堤防の整備も遅れているため氾濫原となっている。

図-2.2は、那珂川河口部の-0.5kmから0.5kmにおける1984年11月、1987年1月および1990年1月の河道横断形状である。これらの断面図によれば、河口にある中導流堤の中央を切る断面(-0.5km)では、1984年から1987年までに約2.5m、1990年までに約3.0m河床高が低下している。海門橋の下流約150mにあり、河口砂州のほぼ中央を切る断面(0.0km)では、右岸側の砂州の変動が大きく、1984年から1987年の間に砂州の先端が約50m右岸側に後退したが、1987年から1990年の間には約30m再び張り出した。一方、右岸側から張り出した岩により河道が狭められている0.5km断面での最深部はT.P. -17mに達する。この地点での河床の変動は少なく、最深部で若干の変動が見られる程度である。

次に、那珂川河口右岸側の図-2.3に示す測線に沿う海浜縦断面形を図-2.4に示す。これによれば水深5~7m付近に勾配の急変点が見られ、それより沖の沖浜勾配は1/150~1/230と緩やかである。

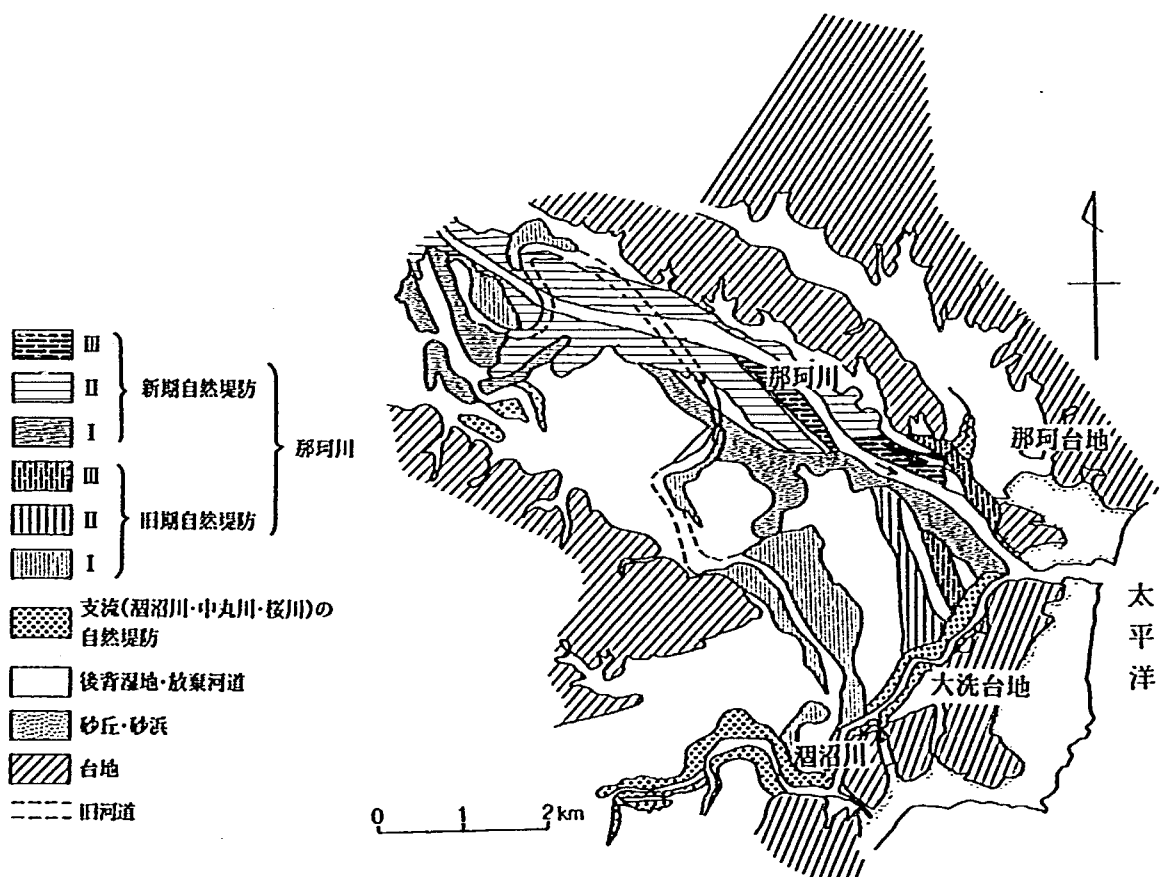


図-2.1 那珂川河口部の地形分類

(2) 地質¹⁾

那珂川下流部には、河岸段丘が発達している。この段丘は上市段丘と呼ばれ、那珂川の北岸に沿って海岸線まで続いている。南岸における段丘の発達は北岸より劣る。上市段丘の構成層は主として赤褐色を呈する河成の礫層である。この礫層の上部には厚さ2~3mの関東ローム層がのる。

那珂川沿いの沖積層に関して、既存のボーリング資料より河口部の柱状図を作ると図-2.5となる。河口上流域右岸側のNa①、②、③の柱状図では、シルト、砂質シルト、シルト質砂、砂が互層をなしており、軟弱な層が続く。また、下層には礫層が存在する。同様に那珂川左岸にある船員会館から海門橋を経て対岸までの範囲の地質柱状図を図-2.6に示す。那珂台地上のNa⑦、⑧では、シルト、砂を主とする層に礫層をはさんでいる。河口部河道内のNa⑩では、上部に貝殻混じりのシルト層があり、下層は砂層およびシルトと砂の互層が存在する。なお、大洗海岸一帯に岩礁を作っている岩石は、大洗層と呼ばれている礫岩である。基質は石英質の砂で、礫種は砂岩、粘板岩、頁岩、花崗岩、石英斑岩などが大きな礫で、小さい礫にはチャート、硬砂岩、ホルンフェルスなどがある。礫はこの付近の構成層の基質とは異なる、よく円摩された円礫であり、遠方から運ばれてきたことが推測できる。大洗層は、那珂川の右岸の海門橋上流付近にも露出している。

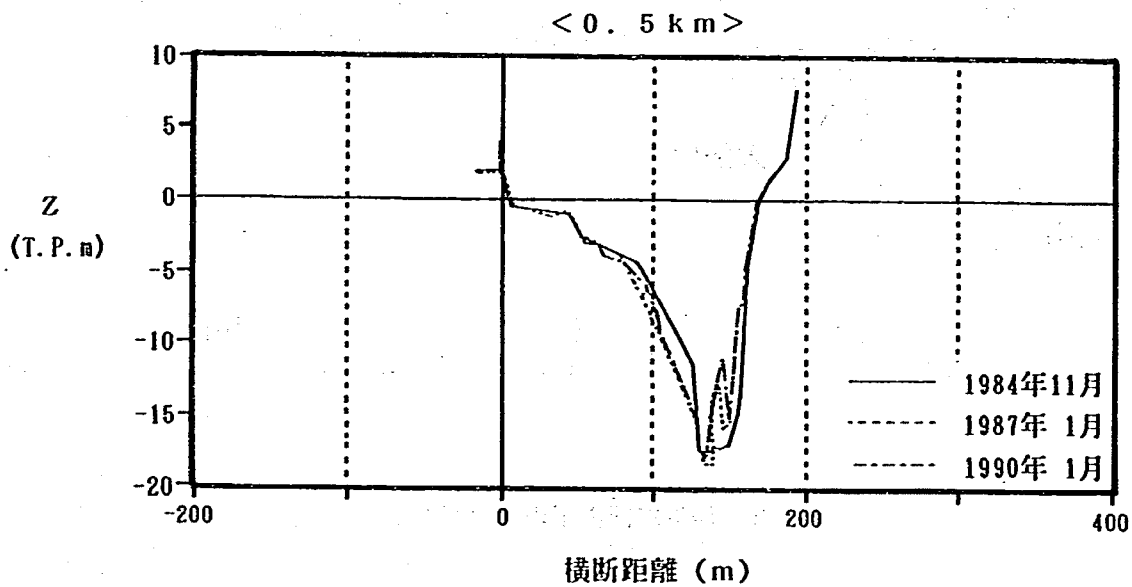
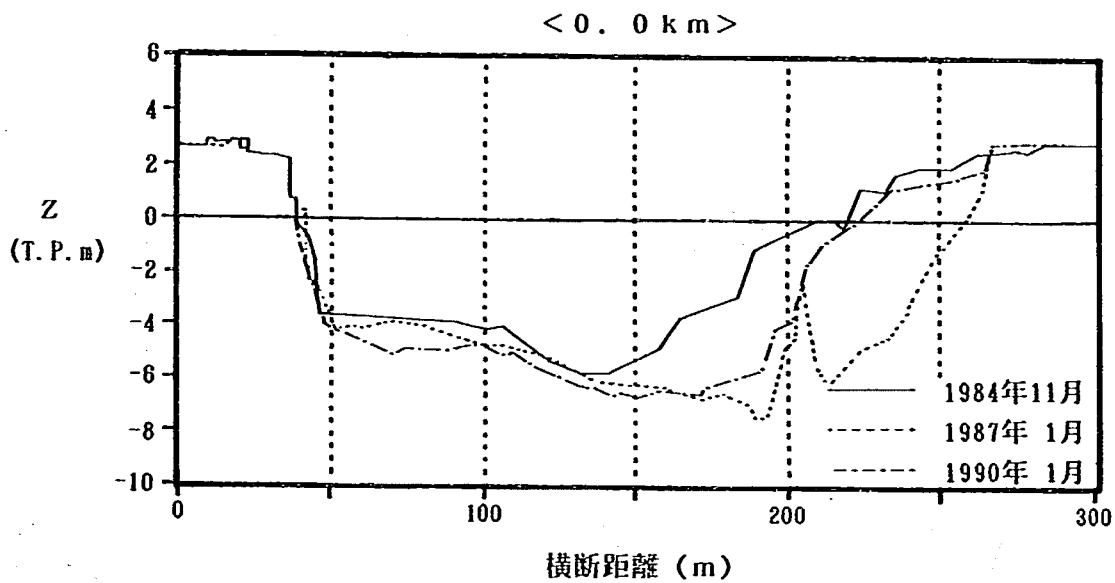
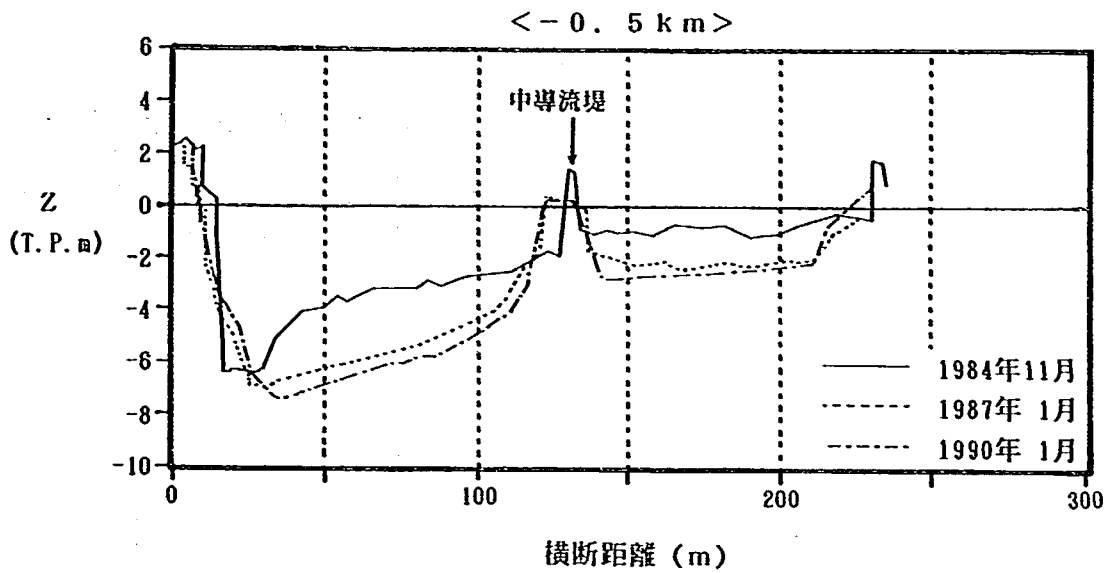


図-2.2 那珂川河口部の-0.5km、0.0kmおよび0.5km断面における横断形状の経年変化

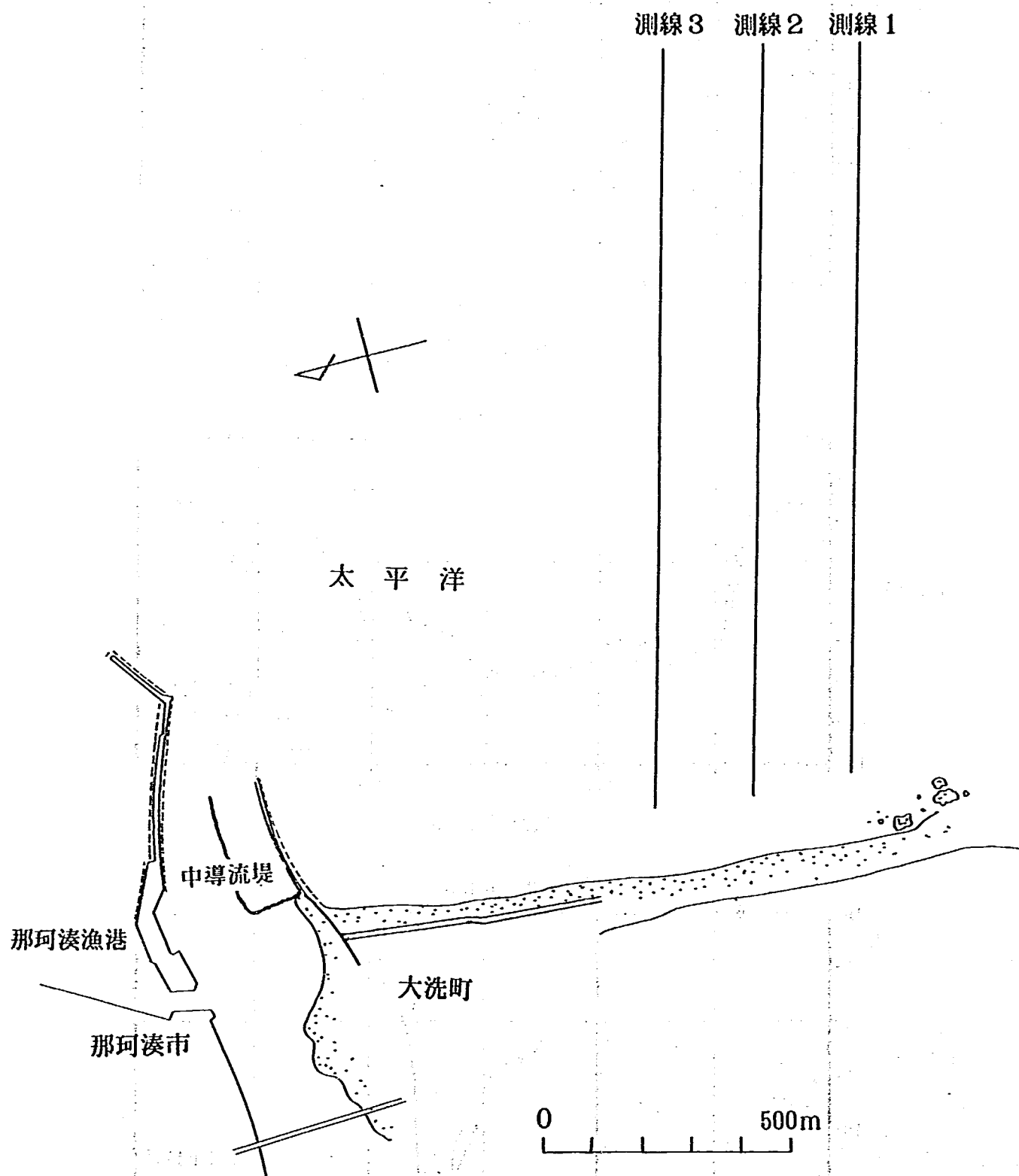


図-2.3 海浜縦断面形の測線配置

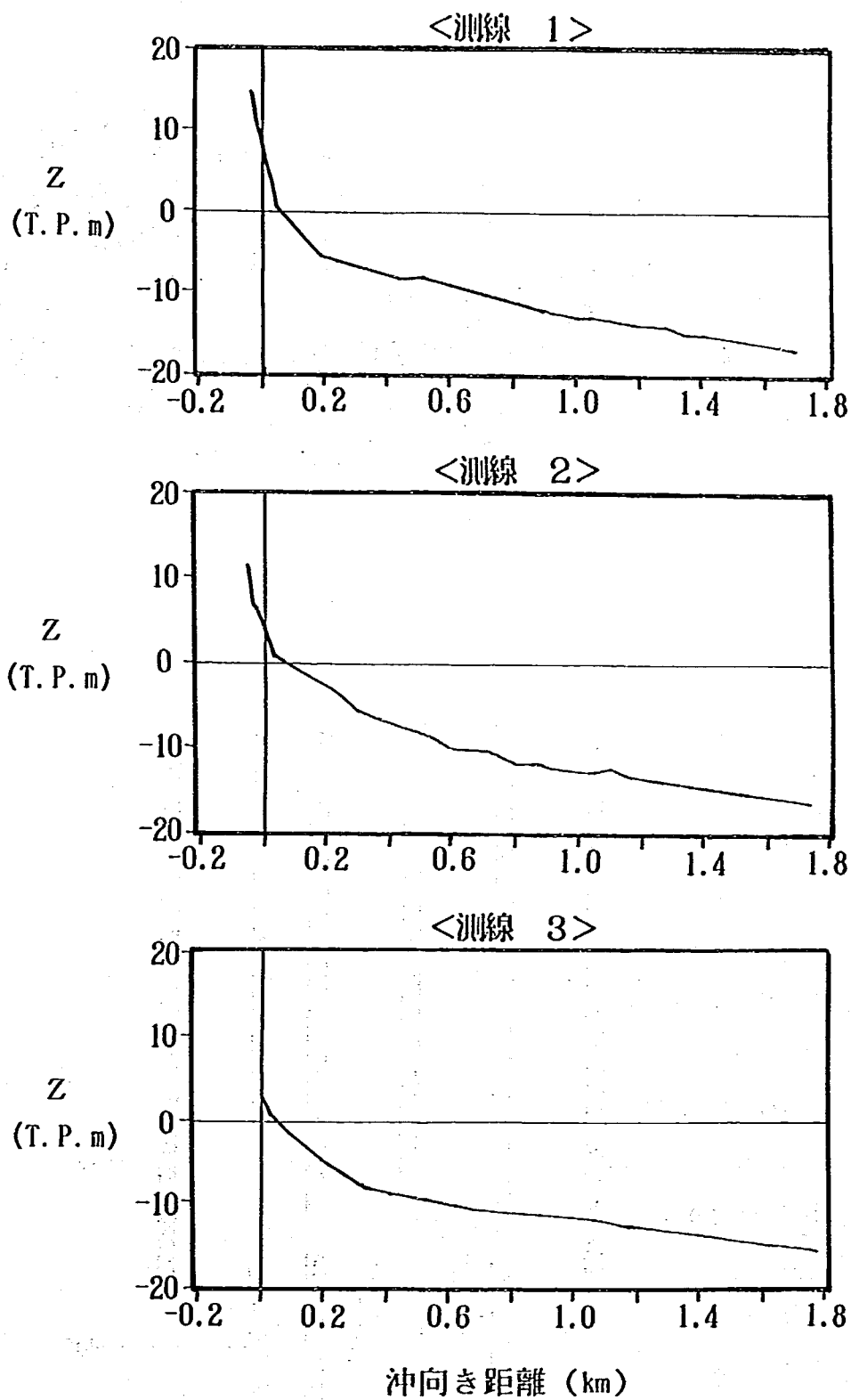


図-2.4 海浜縦断面形

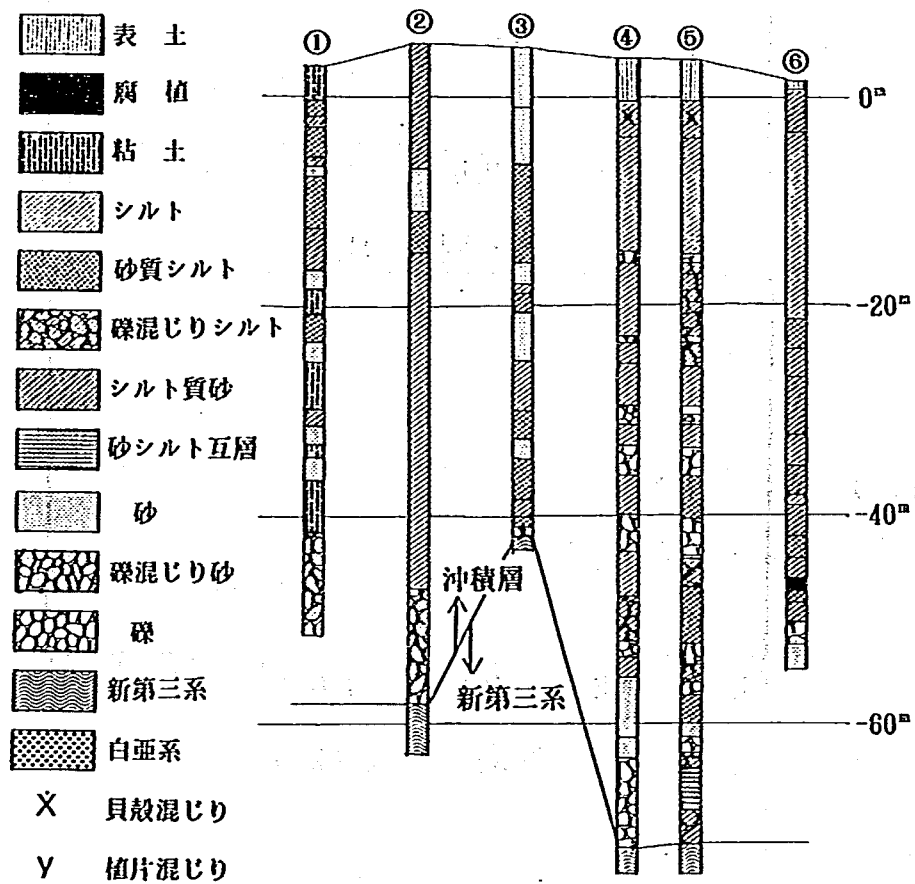
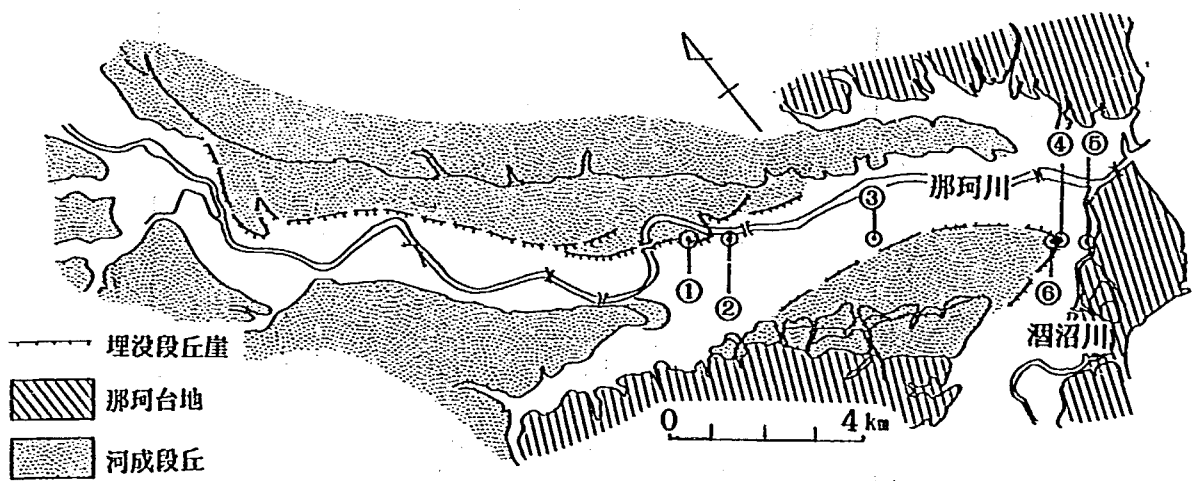


図-2.5 那珂川河口部の地質柱状図

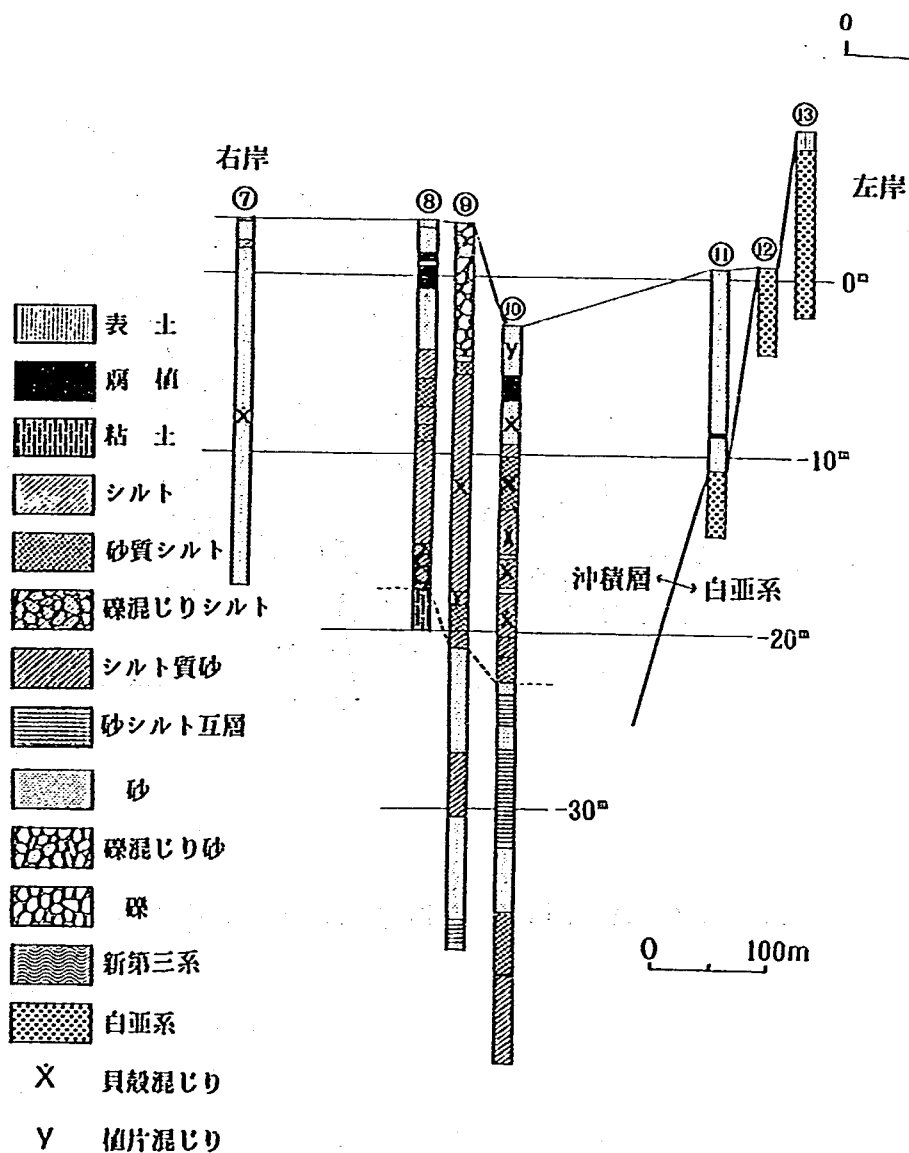
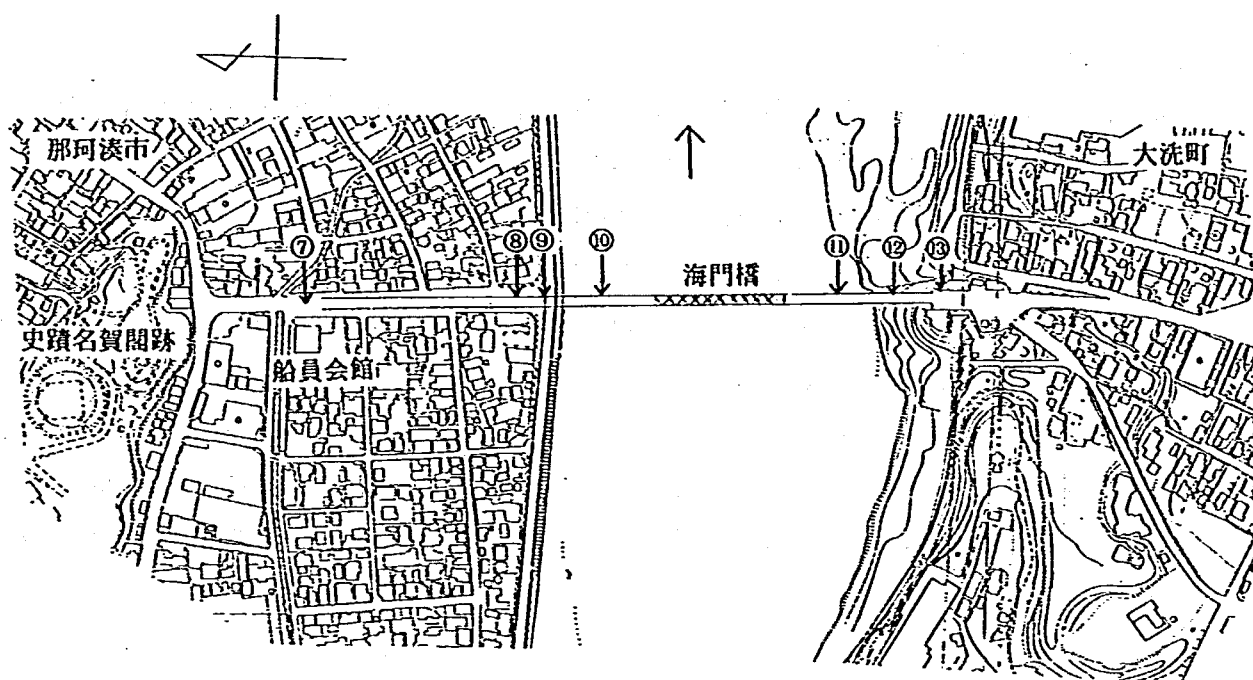


図-2.6 海門橋付近の柱状図

2.2 河道および海域の底質特性

那珂川河口部河道において1981年9月および1991年10月に調査された平均粒径(d_m)の分布図を図-2.7、2.8に、1991年調査による粒径加積曲線を図-2.9に示す。これらによると、調査年および採取地点の違いによる粒度分布特性の変化は少なく、河床材料の平均粒径はほぼ0.4~0.5mmの中砂で占められている。1981年調査では、那珂湊漁港内の底質も調べられており、平均粒径は左岸導流堤の開口部付近では著しく大きく、漁港の港口へ向かって次第に小さくなる。このような分布は、洪水時に開口部を経由して漁港内へ土砂が運び込まれ堆積したことを示唆している。

同様に、海域における底質の中央粒径(d_{50})の分布を図-2.10に示す。これによると、水深15m付近のかなり沖まで0.15~0.12mmの細砂ないし微細砂が分布している。これに対し、河口左右岸の海浜部は、水深6mより陸側で4~10mmの砂礫が分布し、それより以深では急激に粒径は小さくなり、河口沖合と同程度の中央粒径となる。

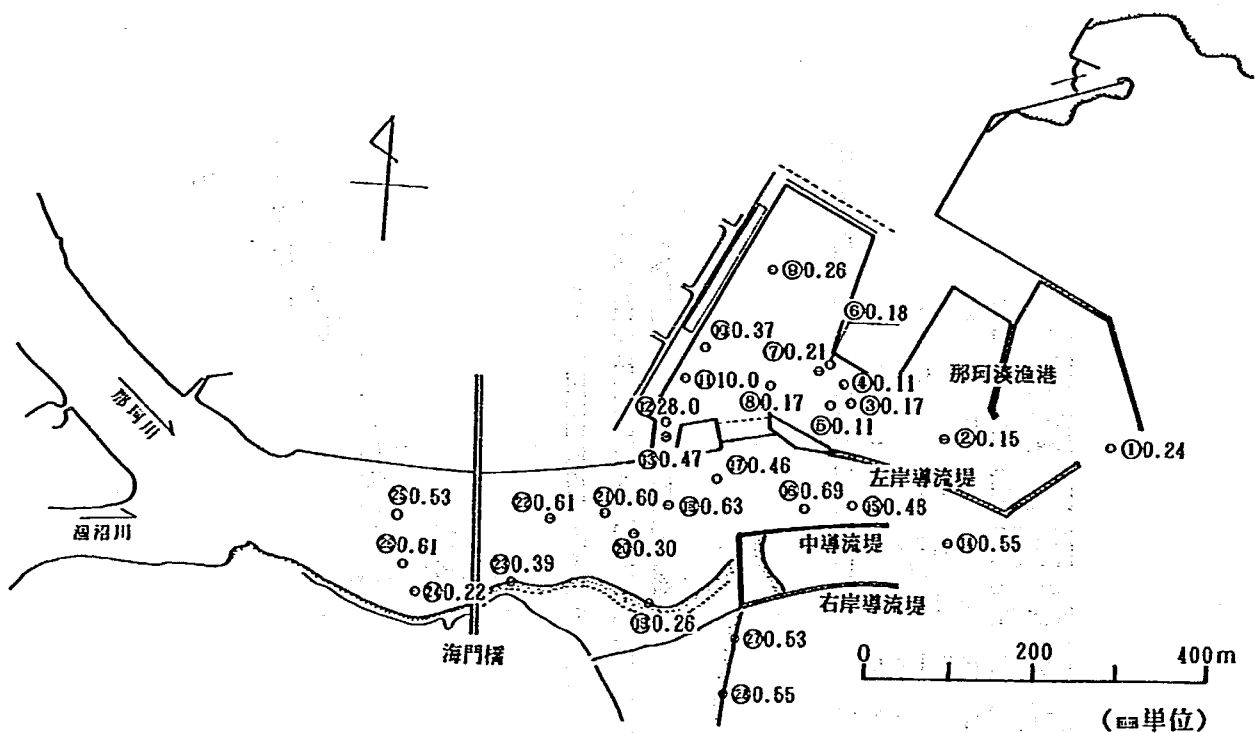


図-2.7 底質平均粒径の平面分布(1981年9月調査)

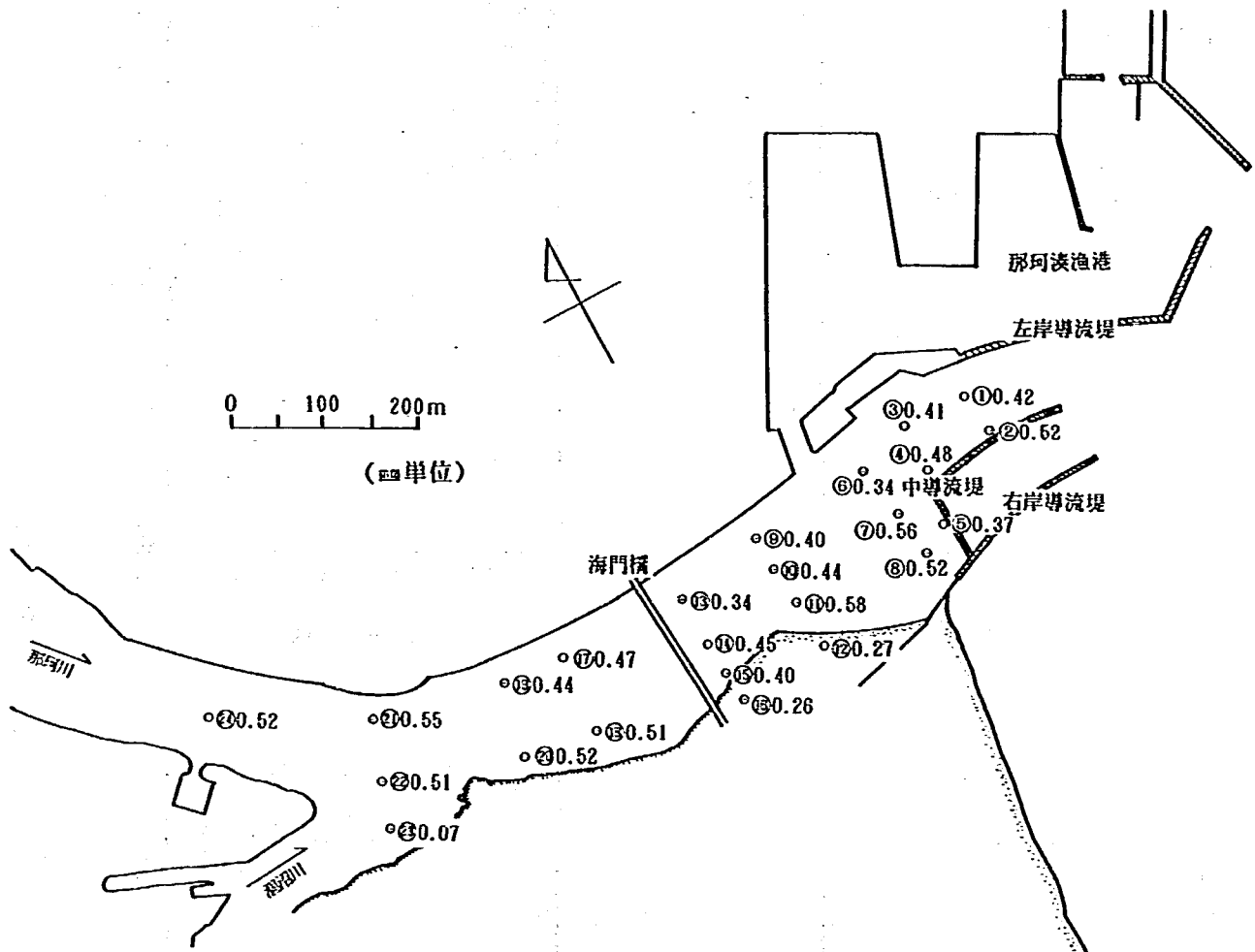


図- 2. 8 底質平均粒径の平面分布(1991年10月調査)

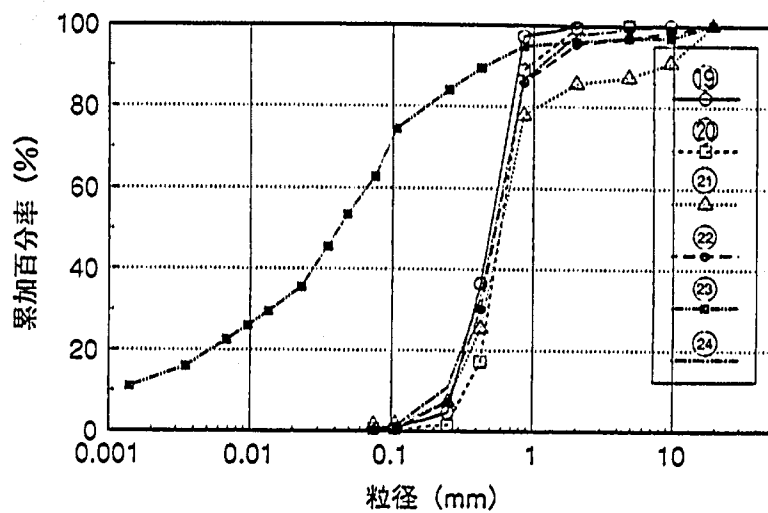
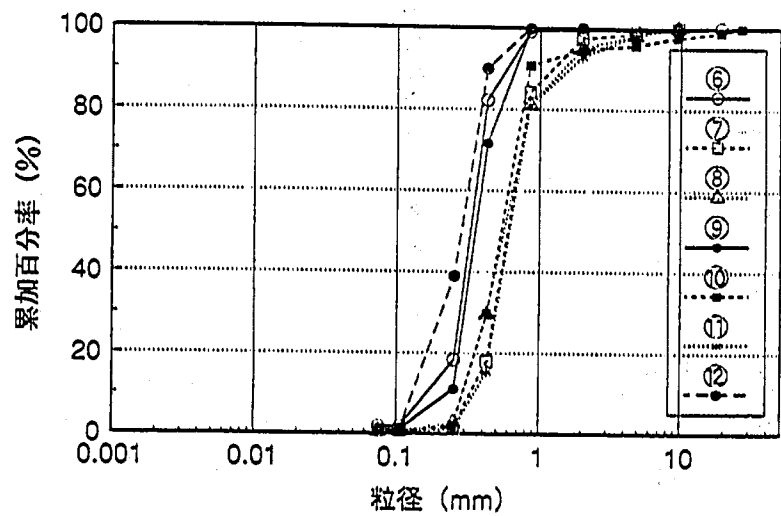
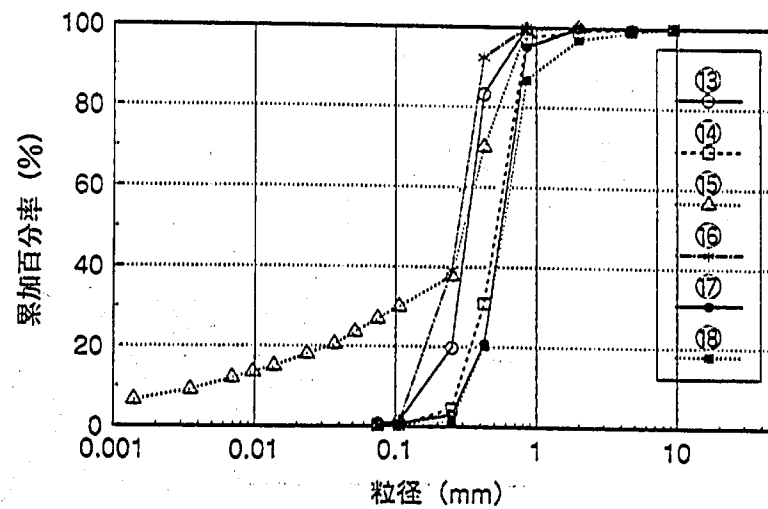
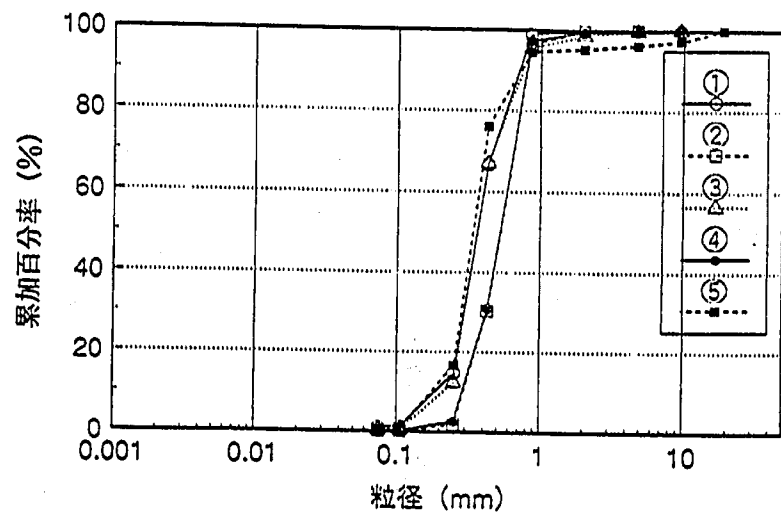


图-2.9 粒径加积曲线

2.3 水文特性

(1) 雨量

那珂川流域における年間の平均雨量分布は図-2.11に示すとおりである。これによれば、流域の年間降水量は1300mm～1900mmの範囲にあり、降水量の多いのは栃木県那須・塩原の東斜面から那須野原台地にかけての地域であり、1500mm～1900mmである。また、筑波山地北側の栃木・茨城県境の山地で1500mm程度の雨量となっている。茨城県内の流域の雨量は1300mm～1400mmで比較的に少ない。

(2) 既往洪水

那珂川流域は、昔からたびたび洪水に見舞われてきている。明治以降から昭和初期の65年間に約30回の水害記録があり、これは約2年に1回の割合で水害を受けてきたことになる。昭和に入ってからのも有名な洪水は表-2.1に示すとおりである。これらのうち、1986年（昭和61年）8月の洪水は戦後最大規模の洪水である。この洪水は、フィリピン東沖で7月29日に発生した熱帯低気圧が発達した台風10号によってもたらされたもので、那珂川流域各地の総雨量としては、大田原で313mm、その他の地点でも160～300mmと著しく多かったため、那珂川流域の各所で甚大な被害を被った。

一方、那珂川の野口地点における流況は、1968年～1988年の平均で、豊水流量が79.0m³/s、平水流量が49.5m³/s、低水流量が34.2m³/s、渇水流量が22.6m³/s、年平均流量が71.2m³/sである。なお、河道形成に大きな影響を与える平均年最大流量は、1977年～1988年の平均で1,800m³/sとなっている。

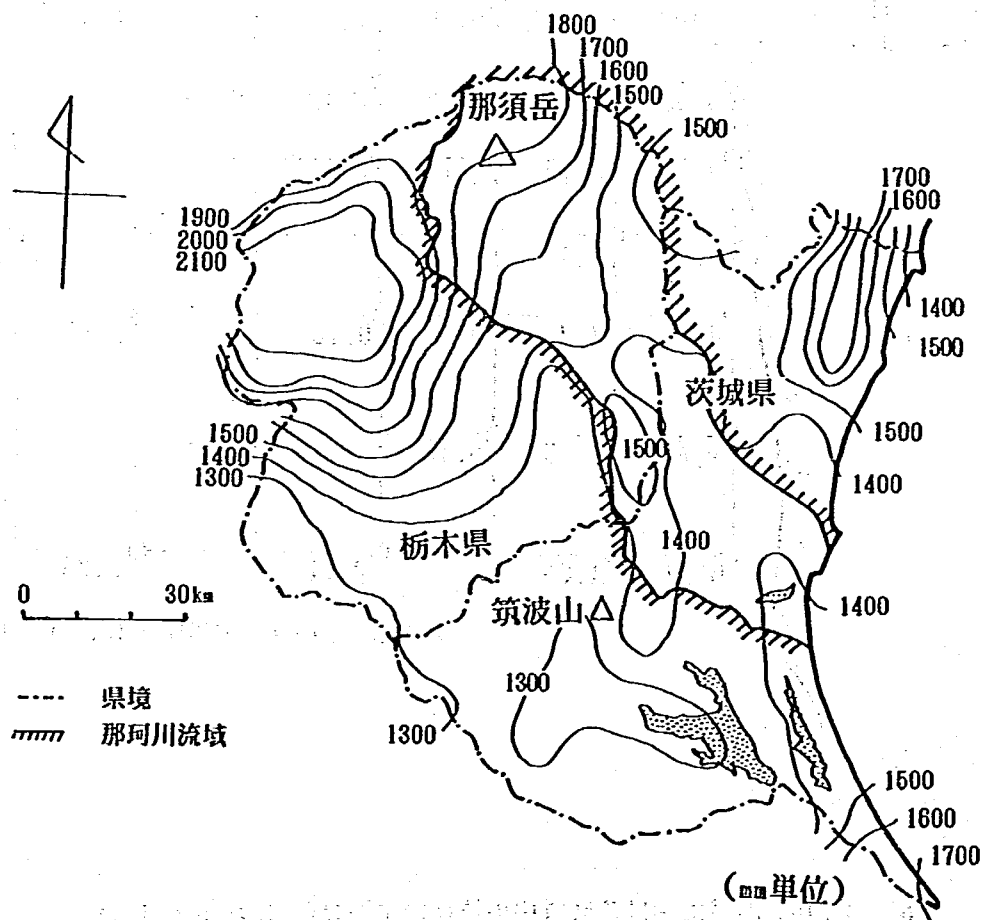


図-2.11 那珂川流域の平均雨量分布

表-2.1 那珂川の主要洪水の記録

生起年月	台風	2日雨量(mm)	野口地点流量(m ³ /s)
1938年7月	6月の長雨と台風	270	
1941年7月	台風8号	162	
1947年9月	カスリーン台風	231	
1958年9月	台風21号	164	
1961年6月	梅雨前線	231	
1966年6月	台風4号	195	
1982年9月	台風18号	145	2,504
1986年8月	台風10号	251	4,840 (6,170 ^{*1})

*1_不等流計算による推算値

2.4 潮位

潮位は、那珂川河口の南西約5kmに位置する大洗港で観測されており、1977年から1986年の測定値をまとめると表-2.2のようである。那珂川の河口出発水位の計画値は、大洗港の年最高潮位を統計処理し、確率年1/100に対応する潮位として、河口-1.5kmにおいてT.P.+1.092mとしている。

表-2.2 大洗港の潮位データ(1977年~1986年)

	潮位 (T.P.m)
高極潮位	1.13
朔望平均満潮位	0.58
平均潮位	-0.01
朔望平均干潮位	-0.82
低極潮位	-0.79

2.5 波浪特性

那珂川河口付近への入射波高に関しては、大洗港の沖合3.6km、水深約20mの地点で行われている観測資料より、1973年~1986年の周期別波高出現回数をまとめると表-2.3となる。また図-2.12、2.13には季節別の有義波高、周期の出現率を示す。

当海岸では、有義波高0.5~1.5m、周期6~10sの入射波が卓越している。季節別に見ると、春季および秋季において波高0.5mから2.0mの範囲の波が広く来襲する傾向にあり、夏季はやや静穏な1.5m以下の波が卓越する。周期については、一年を通じて7~9sが最も多く、冬季には6~11sの周期が幅広く分布している。なお、表-2.4には1979年~1986年の年最大波を示す。これによると、年最大波は5~6mである。

表-2.3 大洗港沖の周期別波高出現回数(1973年~1986年)

波高(m) 周期(S)	0.0 ~0.49	0.5 ~0.99	1.0 ~1.49	1.5 ~1.99	2.0 ~2.49	2.5 ~2.99	3.0<	計
0~4.9	34	523	358	27	2			944
5.0~5.9	112	2277	1567	515	73	1		4545
6.0~6.9	217	4830	2551	1016	362	81	8	9065
7.0~7.9	386	6477	3460	1175	500	146	72	12216
8.0~8.9	395	5790	3793	1449	550	228	130	12335
9.0~9.9	205	2963	2547	1363	610	236	155	8079
10.0~10.9	46	1014	1493	951	470	166	139	4279
11.0~11.9	15	374	630	527	253	125	115	2039
12.0~12.9	2	90	230	169	102	72	98	763
13.0~13.9		38	64	51	23	14	41	231
14.0~14.9		16	6	10	7		2	41
15.0~15.9		11		1	4			16
16.0<		5		3	1			9
欠測								0
計	1412	24408	16699	7257	2957	1069	760	54562

表-2.4 大洗港沖の年最大波の一覧(大洗港1979年~1986年)

生 起 年 月	波高(m)	周期 (s)
1979年10月	5.67	12.9
1980年12月	5.59	11.8
1981年4月	3.74	8.1
1982年10月	5.76	11.6
1983年2月	5.55	12.1
1984年10月	4.18	9.5
1985年4月	4.29	10.3
1986年3月	5.97	10.2

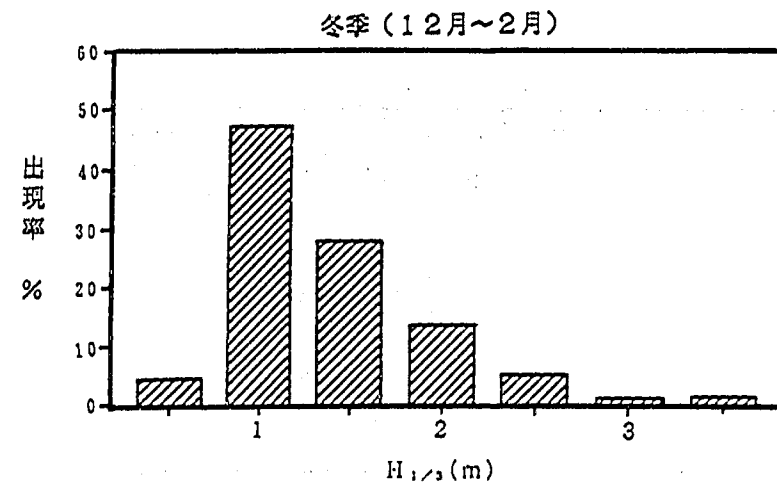
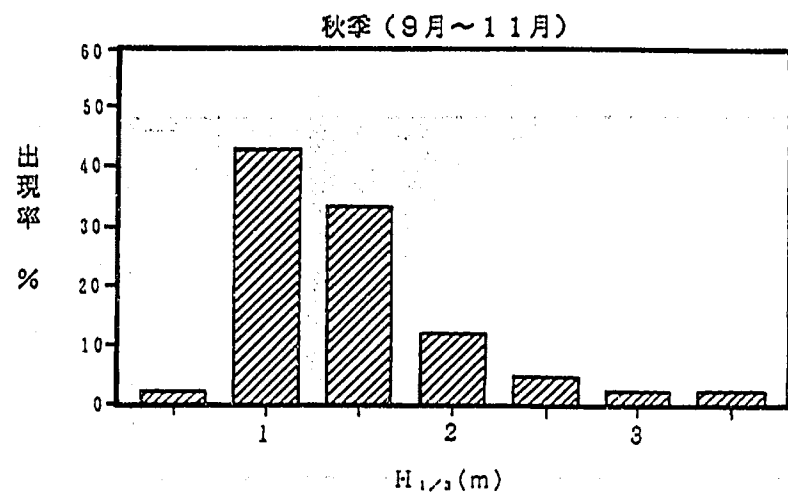
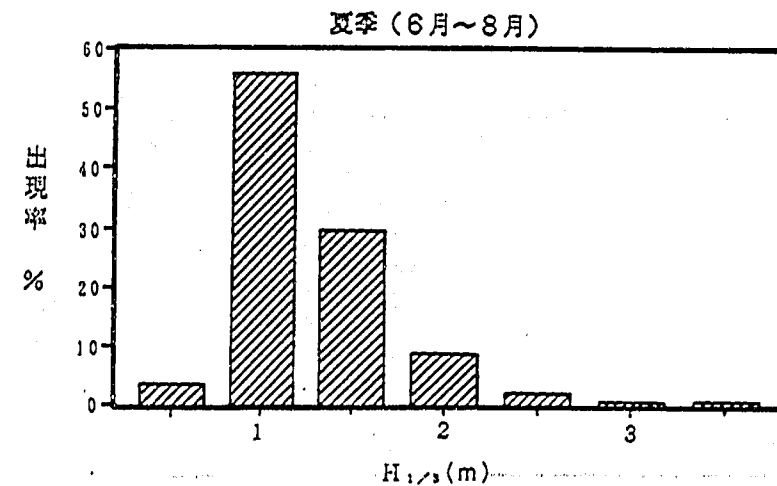
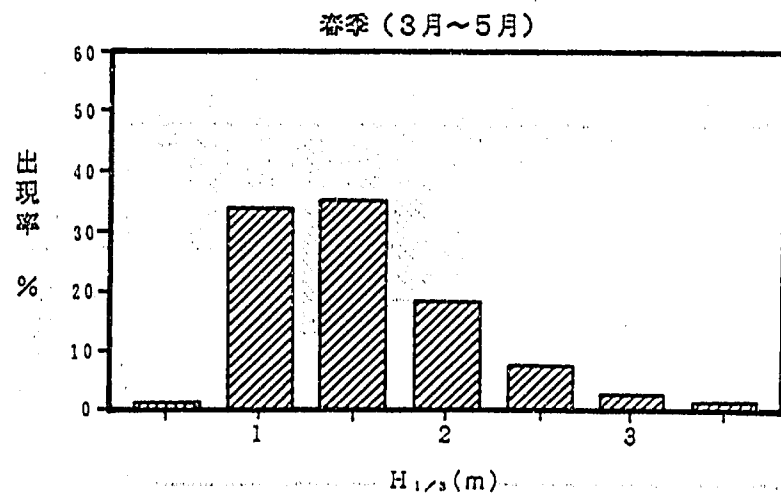


図-2.12 季節別の有義波高出現率

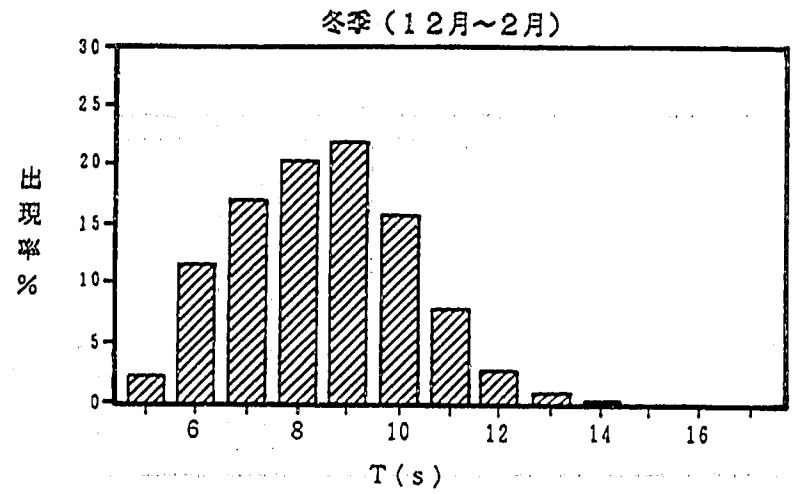
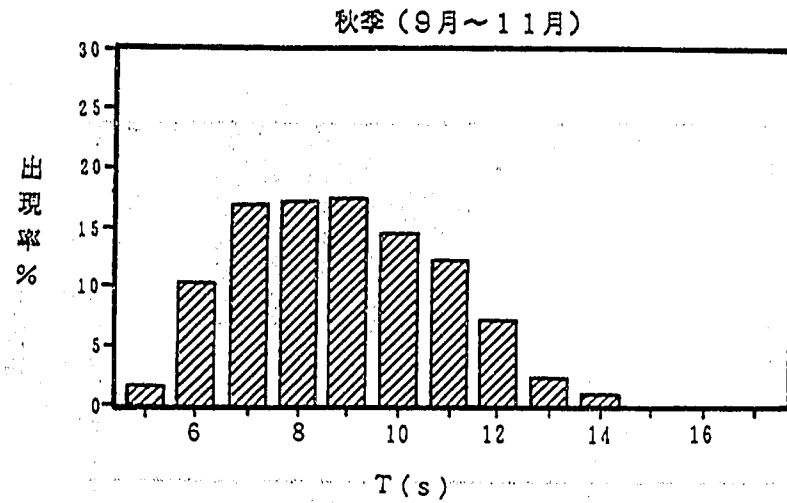
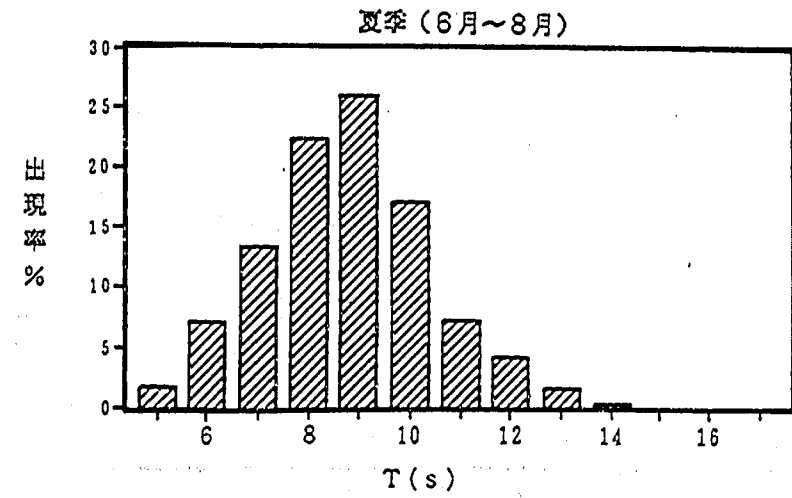
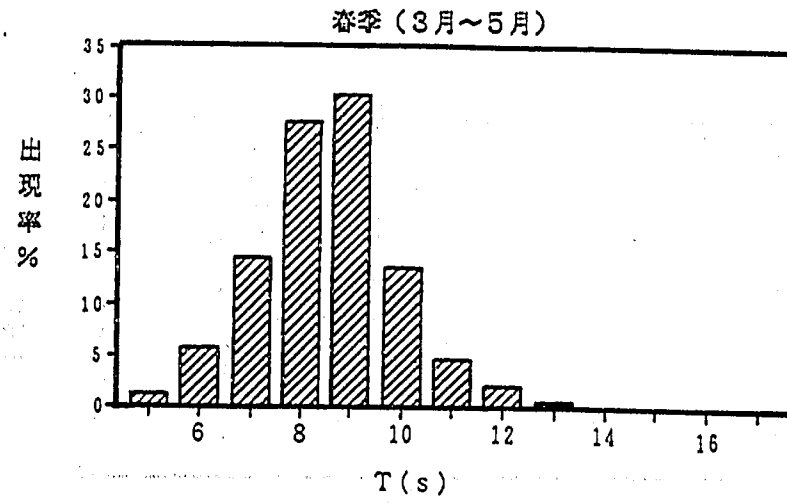


図-2.13 季節別の周期出現率

2.6 河口砂州形状の経年変化と海浜形状

那珂川河口では、海門橋の直下流付近の右岸側にT.P. 約2mの高さをもった砂州が形成されている。河道内へと侵入する波浪は、カギ型の中導流堤が存在するために左岸導流堤沿いに集中し、その後反射・回折により海門橋下流の右岸側に向かって波浪は減衰する。このため河口砂州は右岸側で発達が著しい。

那珂湊漁港が建設される以前は河口砂州の変動も激しかったと思われるが、近年は図-2.14の砂州経年変化に示すように最狭部位置の変動は少なく、かつ砂州規模も小さくなっている。ここで、図-2.14に細い破線で示すように、海門橋直下で砂州の変動が見られない位置より、中導流堤の横工の中央を横切る線を引けば、砂州の汀線との交点が定められるが、その上・下流で汀線が凸・凹状となった部分に区分される。そしてこの凹凸部分の面積はほぼ等しい。このことは、中導流堤の上流側端部からの回折波の状況によって砂州形状は変化し、波浪が強い時には土砂が上流側へ運ばれて砂嘴が延びるが、砂嘴が十分発達して河道が狭まると河川の掃流力が増して砂嘴の先端部が削られ、もとの状況が復元されることを示していると考えられる。図の斜線で示す部分は植生等により高水敷化しており、洪水前後でもほとんど変化しない。

河口部付近の海底形状を図-2.15に示す。右岸導流堤先端で水深約4mであり、また、右岸側海浜は約7mで勾配が変化し、前浜勾配が約1/10、沖浜勾配が約1/150である。

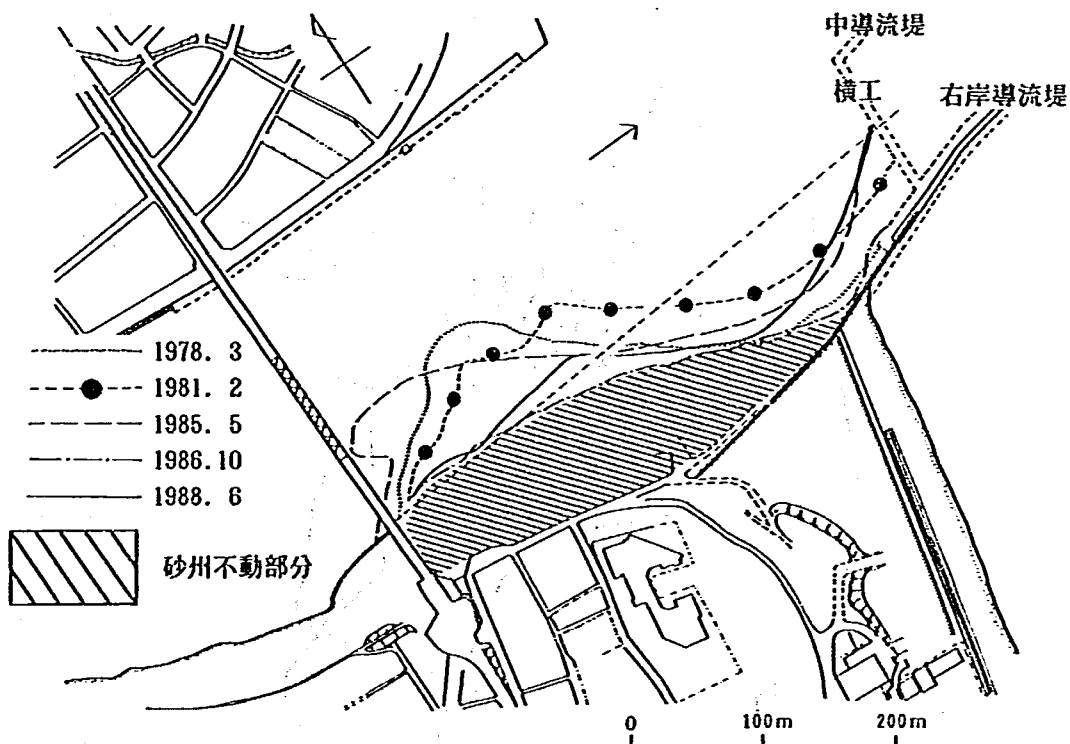


図-2.14 河口砂州の平面形状の経年変化

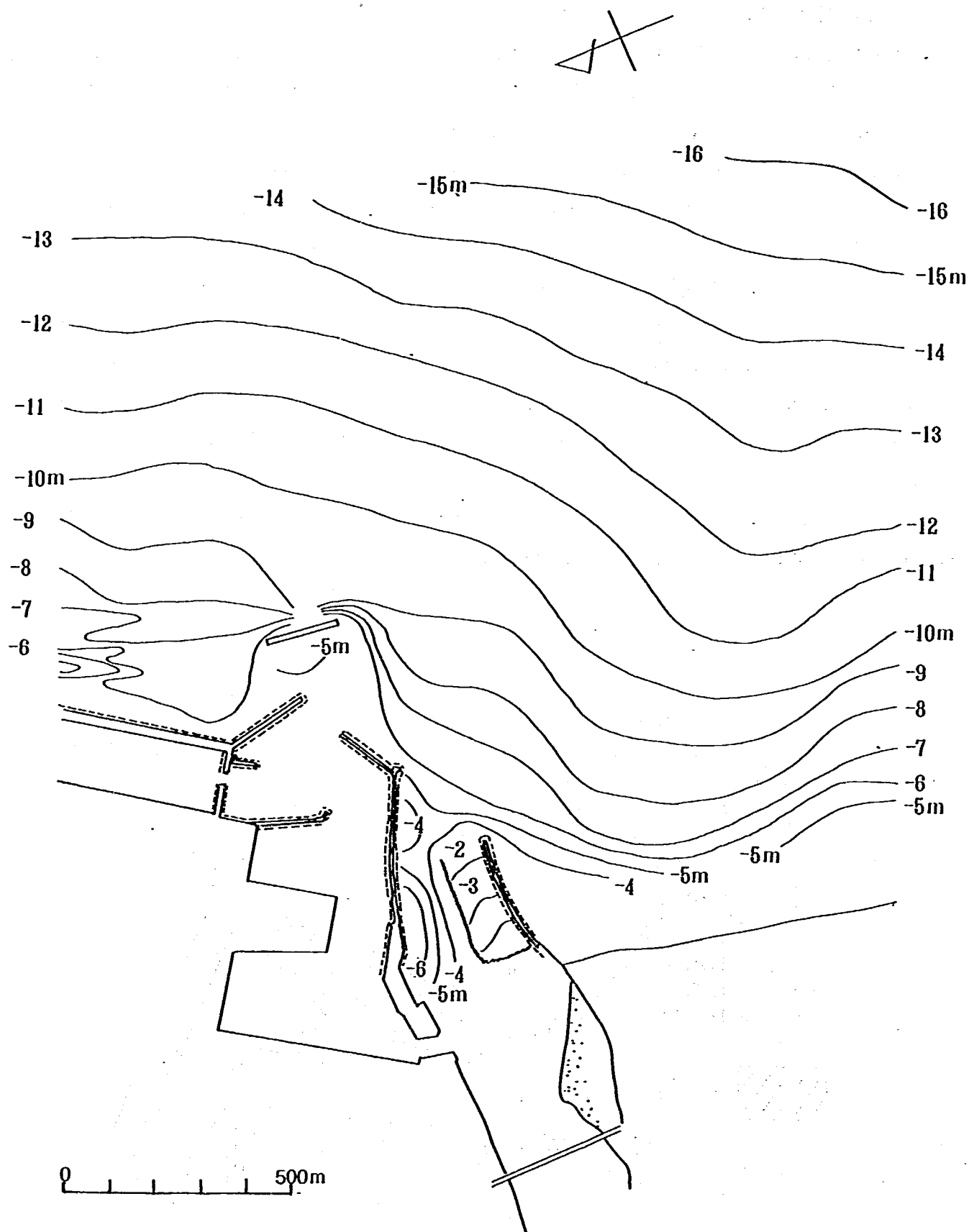


図-2.15 河口部の深浅図

2.7 河口処理の経緯²⁾

那珂川河口は、江戸時代から水戸藩の商港として利用されて繁栄・発展し、これに伴って河口を拠点とした港も順次拡張されてきた。しかし、那珂川の流出土砂および漂砂による河口閉塞のため、航路維持の問題も大きかった。そのため、現在の河口形状に至るまでの道のりは、長くそして険しかったことが種々の文献から推測される。

明治期に入り、河口を拠点とした築港計画が立てられ、現在の「姥の懐」に小規模な船溜りが建設された。その後、動力船に対応した漁港の整備が必要となり、1933年より漁港修築事業が開始された。この計画は、図-2.16に示すように、河口左岸および河道内の小川地区(0.5km~1.0km)に物揚場を建設しようとするものであった。

この築港工事は第2次世界大戦中中断されたが、戦後再開され、1950年の漁港法の公布により、第1・2次整備計画事業が実施され、小川物揚場の築造と船溜りの開削が行われた。これにより100t級の漁船の航路が維持されるようになった。

その後船舶の大型化に対応するために、第3次漁港整備計画によって、1964年より海港としての漁港整備が進められた。これは那珂川河口の左岸導流堤を利用し、河口港と分離した漁港施設を建設するものである。これにより350t級の漁船の利用が可能となった。以上に述べた那珂湊漁港の変遷は図-2.17のようである。図中の◎印の位置には1991年3月に水門が建設され、河道と漁港は分離された形となった。

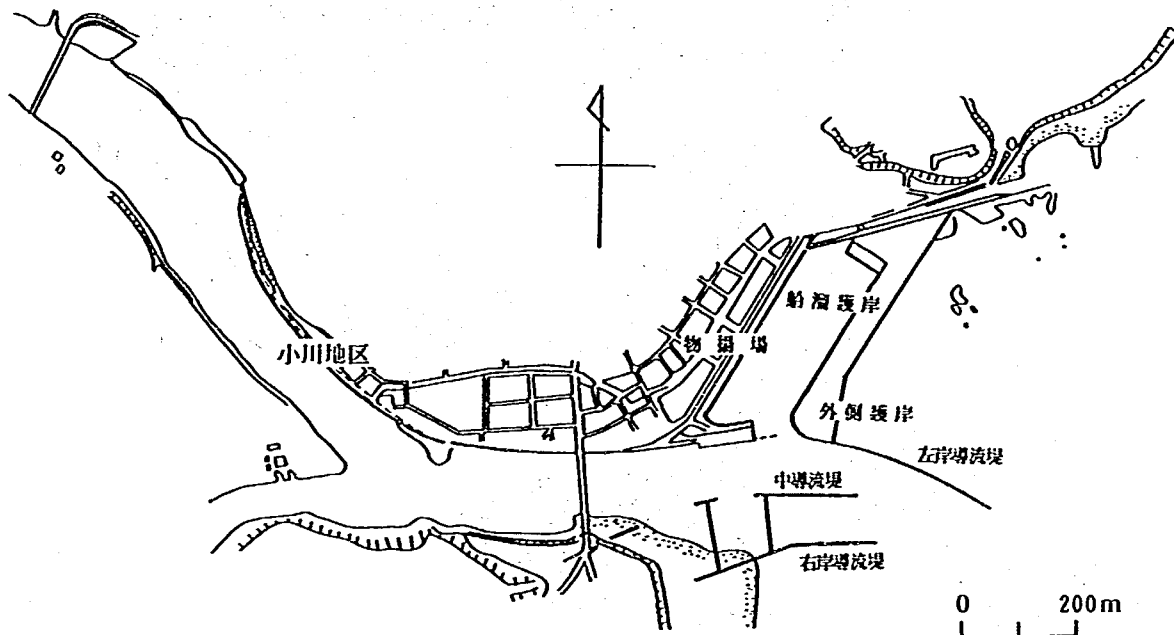
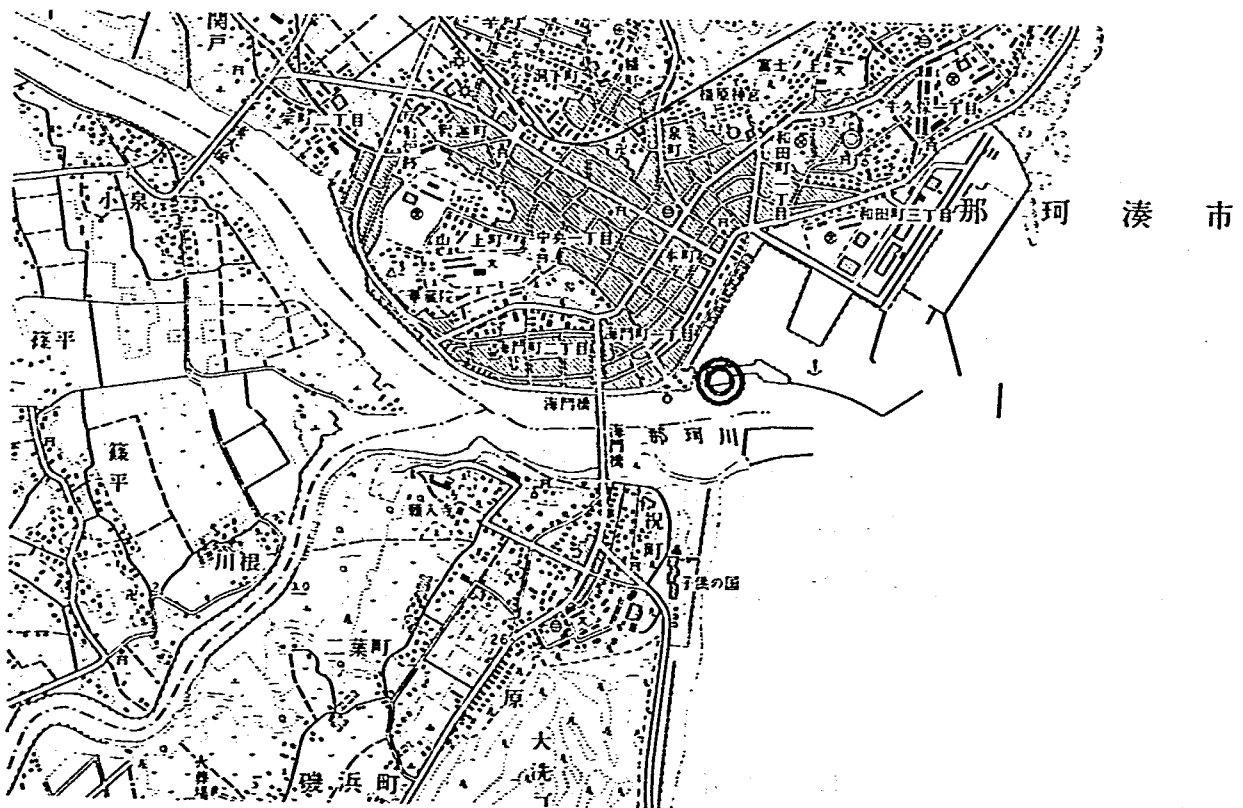


図-2.16 那珂湊漁港の施設平面配置(1949年頃)



1960年



1987年

図-2.17 那珂湊漁港の変遷

2.8 河口における問題点

(1) 流下能力

河口の水深を維持するために設置されたカギ型の中導流堤は河口の維持に役立ってきた。しかし導流堤間の流路幅は約100mであって、流量規模が大きい場合には河積が不足し、河道内の水位が上昇することが危惧される。

戦後最大規模である1986年8月洪水のピーク流量時に近い8月5日午後2時36分34秒に撮影された空中写真を写真-2.1に示す。これより中導流堤が洪水の流下に与える影響が以下のように読み取れる。

- ①カギ型の中導流堤の横工位置で主流は左岸側へと偏流し、左岸導流堤に沿って海域へと噴流状に流出している。このことは、海側の水位と河道内の水位に大きな差が生じていることを示唆する。
- ②洪水流の一部は、漁港内へも流入している。このこともまた、河道内水位が上昇し、海域との間に水位差が生じていることを示す。
- ③河口流は全体として右岸側沖に広がる傾向を示す。これは、洪水流が左岸導流堤により制約され、一方右岸導流堤の長さが左岸導流堤より短いためと考えられる。

以上のようにカギ型の中導流堤は洪水疎通上、かなり問題があることがわかる。

(2) 船舶の航行および那珂湊漁港内への堆砂

本来、中導流堤は船舶の安全航行を目的として建設されたものである。しかしながら、現況では船舶は那珂湊漁港内を航行して左岸導流堤末端の水門より河川側に入るため、航路維持の役目は終わっており、むしろ洪水疎通上障害となっている。しかし、河道内への波浪侵入の防止の意味では中導流堤は現在も大きく貢献していると判断される。一方、那珂湊漁港は、漁港の外側護岸が1970年2月に撤去され、漁港内と外海が直接つながったため、洪水時には那珂川の洪水流が漁港内へと流入し、堆砂が顕著となった。外海と漁港内が外側護岸により遮断されていた1967年では、図-2.18に示すように主流は濁沼川合流点から右岸寄りに流れ、海門橋を通過後北東に向かい、左岸導流堤に沿って流出していた。これに対し、漁港内と外海がつながった1970年には、図-2.19に示すように主流は海門橋を過ぎてすぐに左岸側に向かい、一部は漁港内に流入している。このような流況のために浮遊砂と掃流砂の一部は漁港内に流入し、それが漁港内に堆砂を引き起こしたと考えられる。

1986年8月洪水の直後における那珂湊漁港内の深淺図を図-2.20に示す。洪水流の流況を示す写真-2.1によると、左岸導流堤の末端の水門より流入した洪水流の一部は護岸とほぼ平行に流れたあと冲向きに流れを転じ、埠頭の隅角部で大部分は港口へ向けて冲向きに流出している。しかし、一部は埠頭と陸側の護岸の間で反時計回りの反流を形成する。こうした流れに対応し、図-2.20では写真-2.1で黒っぽく写されている主流部では深く、特に埠頭の隅角部は著しく洗掘されて深くなっている。これと対照的に濁った水の見られる部分では土砂堆積が著しい。このような深淺測量は過去に何回も行われてきているので、それらを利用して1969年を基準とした漁港内堆砂量を算出するとともに、浚渫土砂量と合わせて図-2.21に示す。港口からの土砂堆積量が小さいと仮定すれば、浚渫土砂量と堆積土砂量の和は水門からの流入土砂量に等しい。図-2.21によれば、流入土砂量は経年的に増加し、1970年から1980年の間の変化割合は、約8万 m^3/yr となる。なお、1991年3月には河道と漁港の間には水門が建設され、現在は洪水時の土砂の流入は阻止されている。



写真-2.1 那珂川河口部の空中写真(1986年8月5日洪水: $Q = 3,600 \text{ m}^3/\text{s}$)

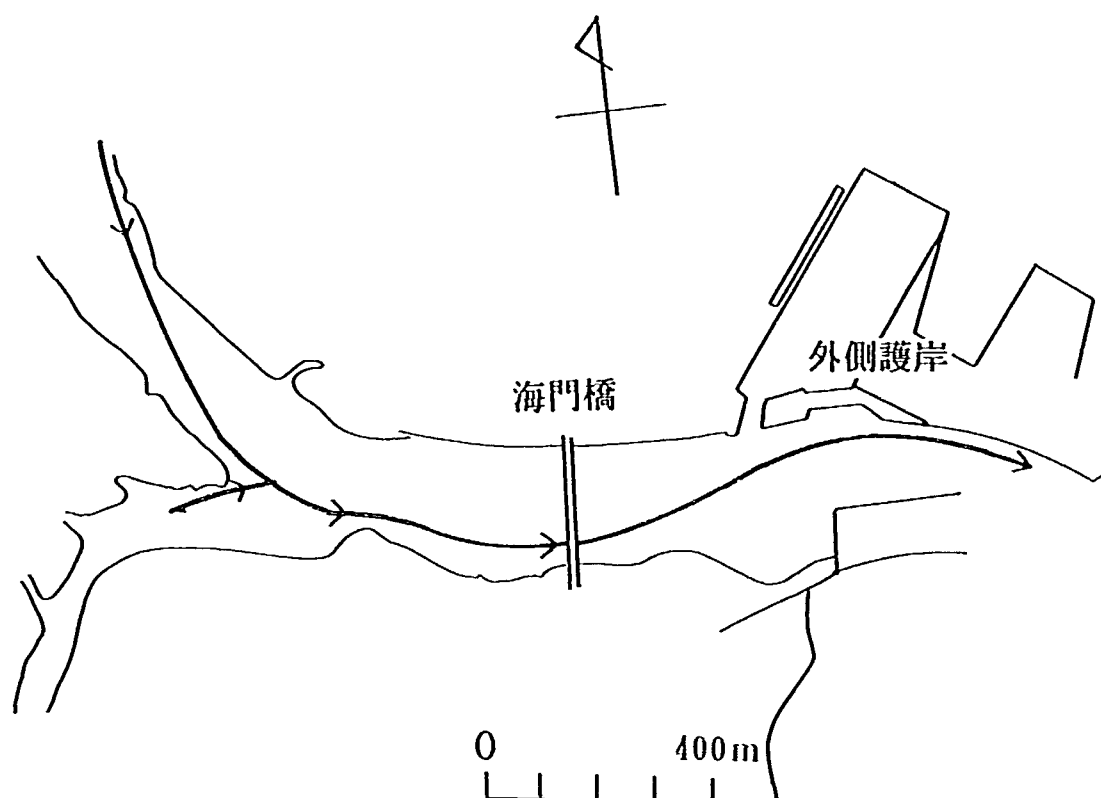


図- 2.18 河口部流況(1967年5月13日撮影の空中写真による)

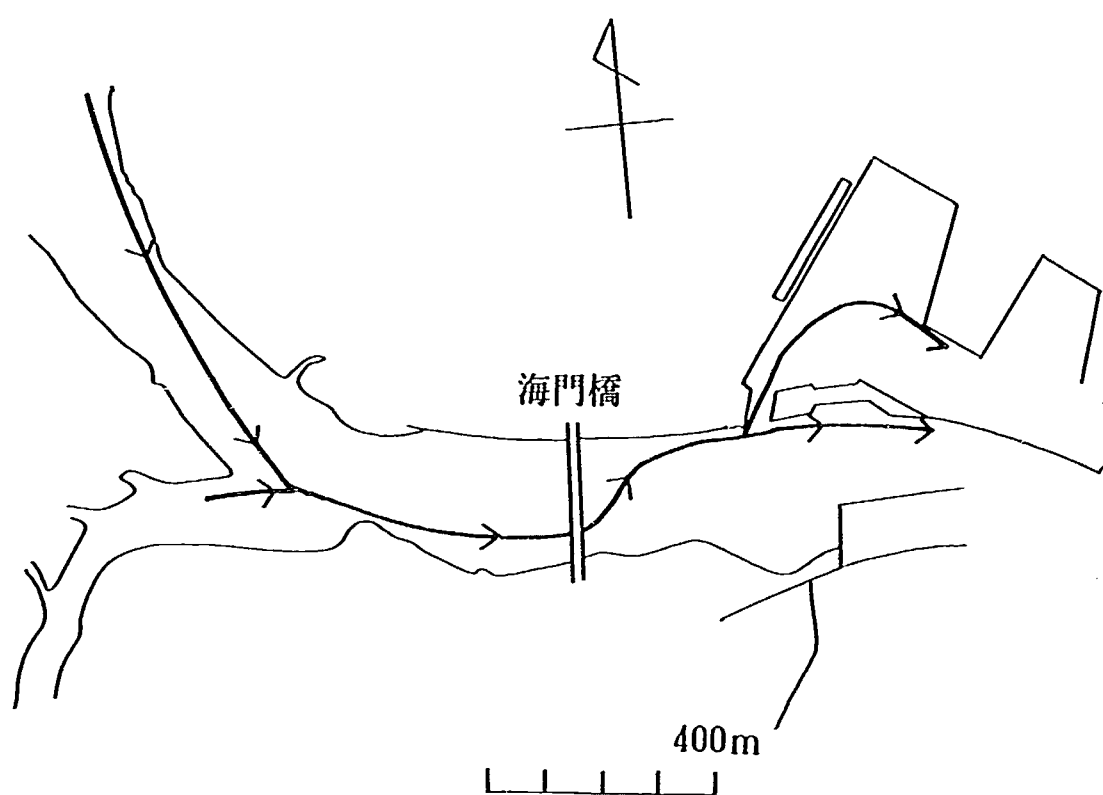


図- 2.19 河口部流況(1970年5月17日撮影の空中写真による)

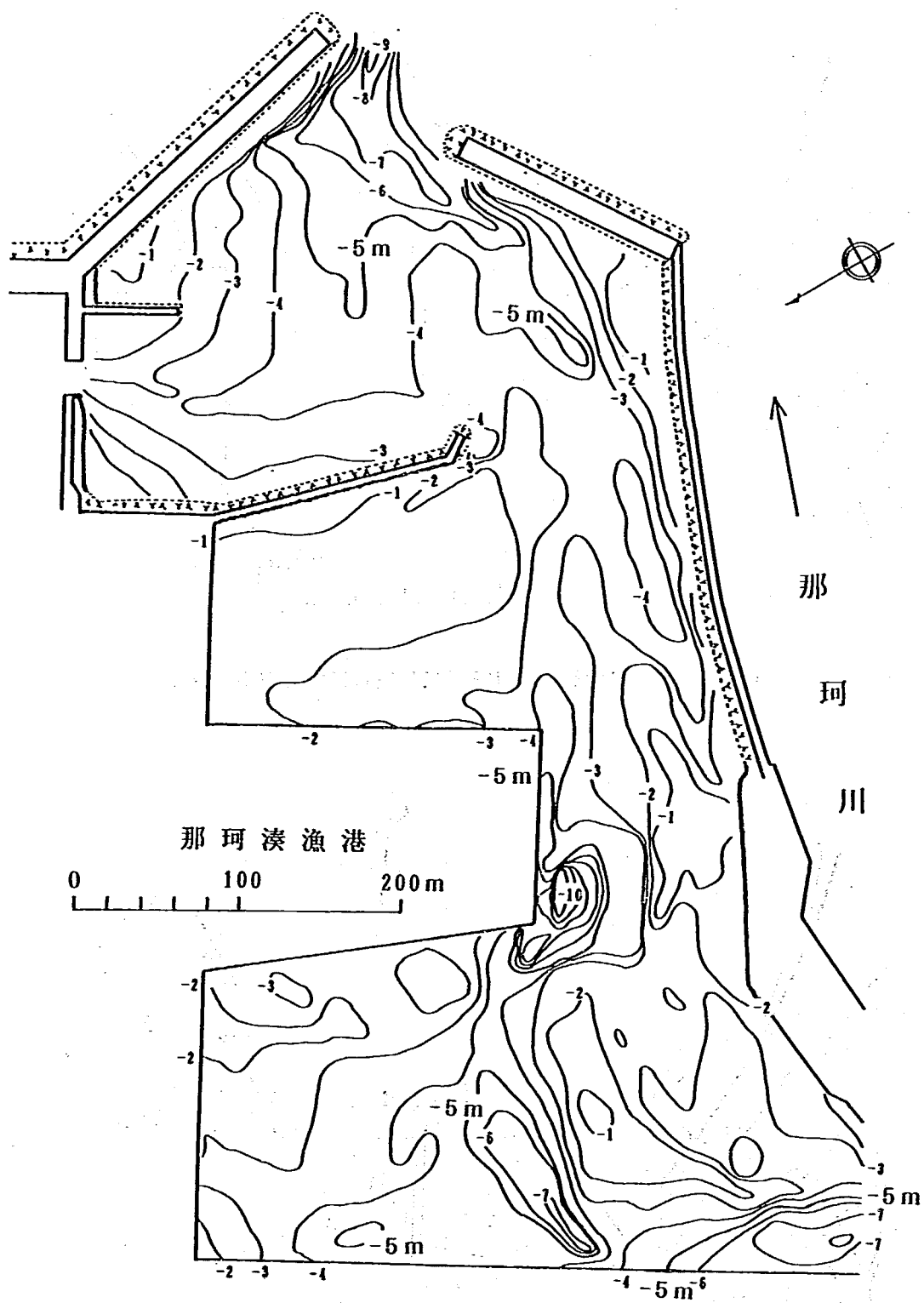


図-2.20 那珂湊漁港内の深浅図(1986年8月)

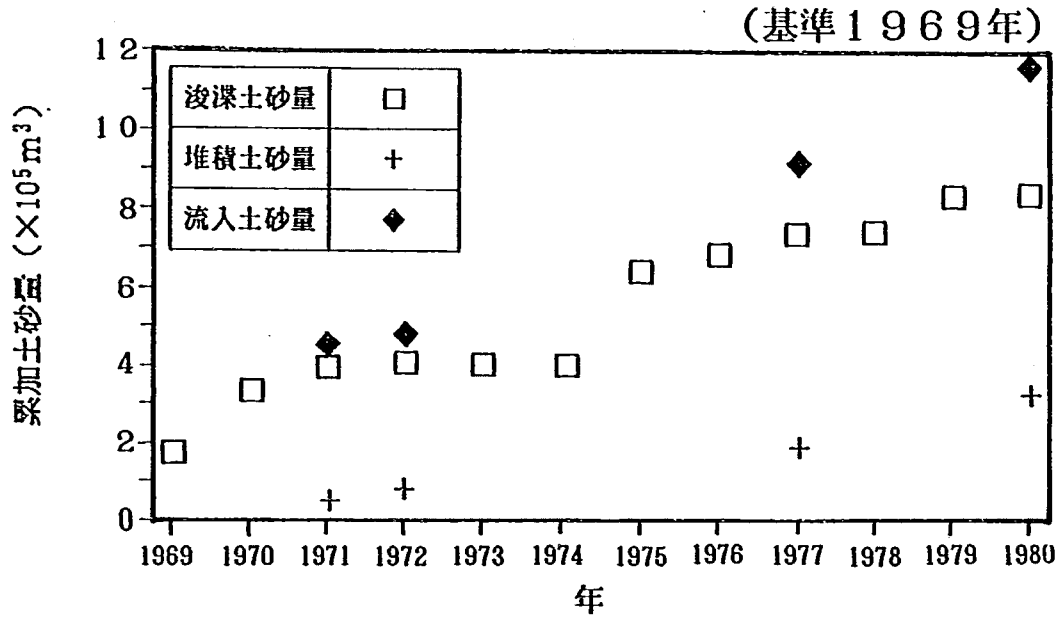
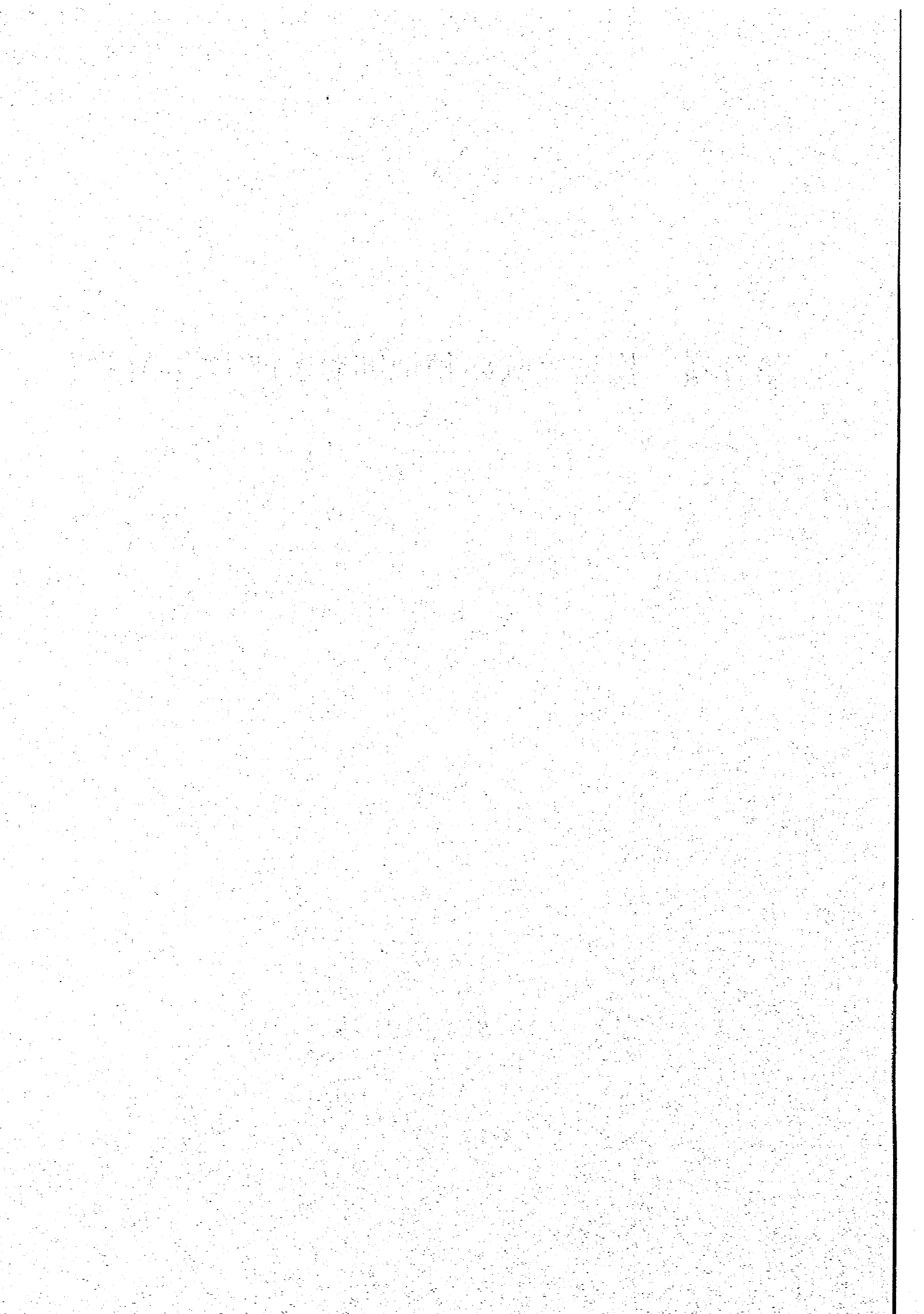


図-2.21 那珂湊漁港内の浚渫・堆積土量の経年変化

(3) 塩水の侵入

那珂川下流部における最深河床高は、12.0kmより下流でT.P. -3.0m以下である。このため低水時には12.0km付近まで塩水遡上が生じていると考えられる。12.0km地点ではJR水郡線橋梁の根固ブロックにより川幅全体にわたって河床高が高くなっており、これによって塩水遡上の防止効果が得られている。なお、那珂川は河口部で合流する右支川の潤沼川の入退潮量が混合形態や遡上距離に大きく影響している。このため、河口部河道を計画高水流量に対応するように整正し、河道断面を大きくした場合、現状より塩水が遡上し易くなるが、潤沼川の入退潮量が大きく卓越することから、現状より上流まで塩水遡上が及ぶことは少ないと考えられる。

第3章 模型実験の相似則および実験の概要



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²⁾

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ずる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾何学的に相似であることが必要であるとともに、物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから求められる。

(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。

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

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

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。

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

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

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、

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

が成立する。ここで、

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

とおくと、式(3.5)は、

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

となる。さらに、式(3.6)において径深 $R \approx h$ 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、

流 速	$u_r = h_r^{-1/2}$	
時 間	$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$	
河床勾配	$i_r = h_r \cdot x_r^{-1}$	$\dots\dots\dots (3.7)$
粗 度	$n_r = H_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$	

となる。また、断面積と流量の縮尺はそれぞれ、

$$\text{断 面 積} \quad \Lambda_r = x_r \cdot h_r$$

$$\text{流 量} \quad Q_r = u_r \cdot \Lambda_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$$

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。

$$q_s/u_*d \text{ or } \phi = f(Re_*, \tau_*, H/d, B/H, s) \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

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

移動床の流れでは、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 Re_* 、無次元掃流力 τ_* 、水深粒径比 H/d 、水中比重 s であると考えられ、 $Re_* = u_*d/\nu$ 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0.6mm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。しかし、実河川で Re_* の値が十分大きく無視できても、一般の模型では Re_* の値が小さくなり、この項が現象を支配することが希ではない。具体的には、 Re_* 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3次元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、 Re_* 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。 Re_* 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0.2mm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_s と流れの速度 u の比が重要な要因となる。 w_s/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_s/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5cm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

沿岸近くの海底地形の変形は、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_o は、周期が2秒より長いときは沖波の波形勾配 H_o/L_o 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_o/L_o 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、 $H_o/L_o = 0.08$ 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。

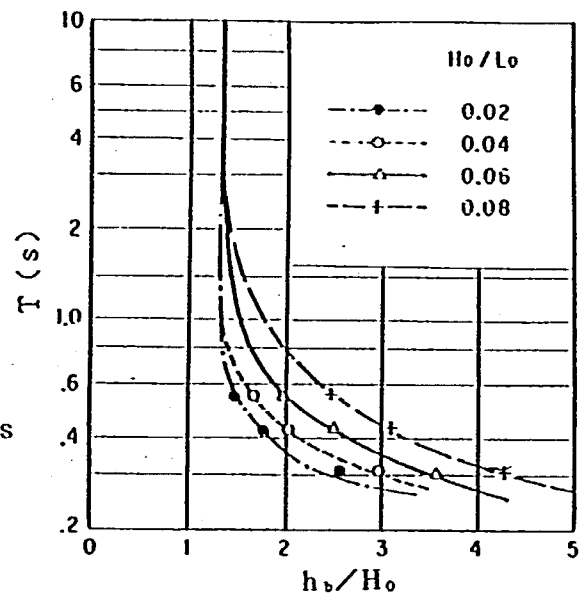


図-3.1 砕波水深に及ぼす周期の効果

(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、

$$h/L_0 = f(x/L_0, H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/w_0, s, \sqrt{\mu} (H_0)^{1/4} g^{3/4} / w_0^2, i_0) \dots\dots\dots (3.9)$$

で表わせる。ここで右辺第5項は、粒径が極端に小さくなければその影響は二次的である。ここに、 h は水深、 x は基準点よりの距離、 $H_0 \cdot L_0$ ：沖波波高と波長、 w_0 ：粒子の沈降速度、 s ：粒子の水中比重($=\rho_s/\rho-1$)、 i_0 ：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0.1mm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 $\sqrt{\mu} (H_0)^{1/4} g^{3/4} / w_0^2$ の影響を受けるが、模型実験の目的から言えば砕波点より岸側の現象が大切であるから、それほど考慮しなくても良いと思われる。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ずるとと思われる。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 那珂川河口模型の縮尺

(1) 那珂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、実験施設の構造と性能および相似性との関係より決められる。那珂川河口部における洪水時の流下能力と波浪侵入状況、およびこれらの対策効果の検討を行うには、固定床実験および移動床実験を実施することが望ましい。しかしながら、移動床模型実験を行うには現地河口部の河床材料の平均粒径が $0.3\text{mm} \sim 0.5\text{mm}$ とかなり小さく、現在用いられている軽量河床材料でも非常に細くなり入手不可能であり、かつ粘性の影響を受けるため相似性が得られない。このようなことから、ここでは固定床模型による実験を実施することにし、洪水時の河床変動については数値解析によって把握し、それを固定床模型に反映させた検討を行うこととした。よって、那珂川河口部模型は測定精度、実験施設の規模、および造波装置の能力などより総合的に判断して縮尺1/50（無歪）とした。

(2) フルードの相似則

模型の水平・鉛直縮尺は1/50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) 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 5cm 以下の場合に生ずるが、この実験では波長が模型上で 1m 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。

(4) 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作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。

(5) 碎波点に関する相似性

この実験は、波形勾配 H_o/L_o が $0.03 \sim 0.05$ の範囲で行ったので $T \geq 1.0\text{s}$ 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 1s 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。

表-3.1 模型の縮尺一覧

項 目	縮 尺	項 目	縮 尺
水 平	5 0	鉛 直	5 0
時 間	7 . 0 7	勾 配	1
流 速	7 . 0 7	流 量	1 7 , 6 7 7
面 積	2 , 5 0 0	粗 度	1 . 9 2

3.3 模型の概要

那珂川河口部の模型製作に際しては、3.2節で述べたように測定精度や使用しうる実験施設の条件などから模型縮尺を1/50（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-3.2に示すように、河道部は那珂川本川が-0.6km～2.0km間、支川の濁沼川については合流点から0.5km間を製作した。海浜部は岸沖方向に約1.2km、汀線方向は那珂湊漁港を含め、約1.75km（河口を含む造波可能海浜部幅は1.2km）の範囲である。模型はモルタル固定床とし、河道部の平面と横断形および海浜部地形は、1990年（平成2年）3月の測量成果に基づいて製作した。なお、海浜部はT.P.-10m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.-12m）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。波浪侵入実験に使用される造波装置は、幅8mの造波板を有するペンシ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。

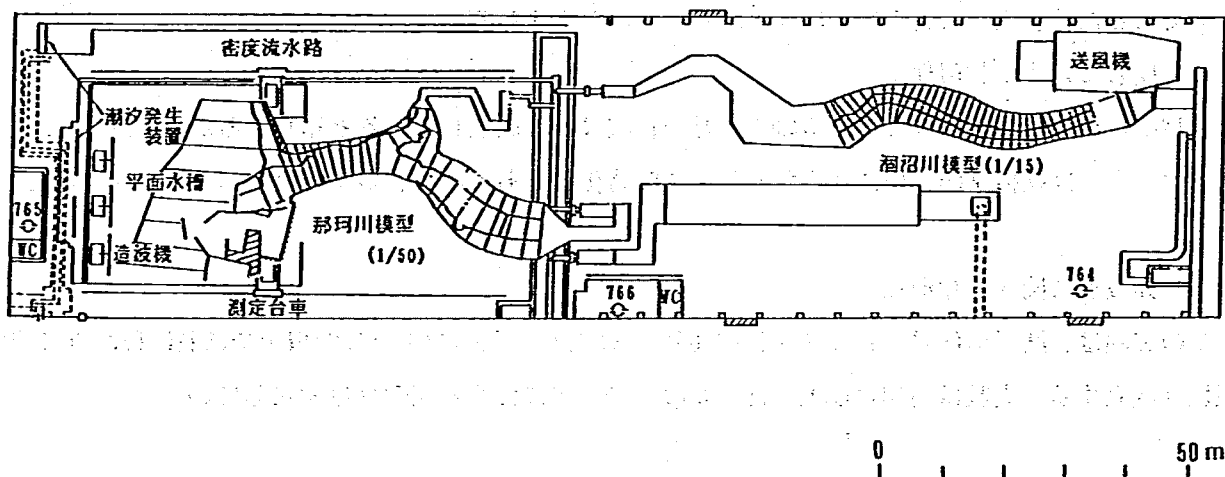


図-3.2 河川水理実験施設の平面図

3.4 実験の概要と実験ケース

那珂川河口部の洪水疎通能力を確保するため、中導流堤の撤去あるいは河道の拡幅・掘削による水位低減効果、およびその時の波浪侵入状況や、対策工について検討を行った。実験条件は、表-3.2に示すように4種類（Ⅰ～Ⅳ）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に要約される。

（1）検証および現況河道実験

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。固定床実験では、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、前者による方法で既往の洪水を通水し、そのときの痕跡水位や流況等の相似性について検討するとともに現況河道の問題点を調べた。検証実験の終了後、洪水流実験および波浪侵入実験を実施し、現況河道の流下能力や水理特性、さらには河道の持つ問題点を把握した。

（2）中導流堤撤去案実験

現況河道において、洪水疎通の障害になっていると考えられているカギ型の中導流堤を撤去した場合の水位低減効果を調べるものである。また、中導流堤内の河床を掘削した場合の効果、および右岸導流堤を140m延長した場合の波浪侵入防止効果について検討した。実験は各河道条件に対して洪水流と波浪侵入の両者について実施した。

（3）河道整正案実験

中導流堤撤去案の検討によれば、この方法では水位低減効果があまりないことが判明した。このことより、河口部河道の河積阻害断面の拡幅・掘削による河道整正案について検討した。実験は、不等流計算の結果から水位低下に効果的と考えられる箇所を順次拡幅・掘削した場合の効果について検討した。拡幅・掘削の箇所は洪水疎通の障害となっている中導流堤を含む、導流堤内河道の断面No1～No3の区間をT.P. -5.0mに掘削した案を検討した。引き続いて、河口砂州部までの断面No1～No7の区間を拡幅・掘削(T.P. -5.0m)した場合、および断面No13～No16の区間の右岸側を拡幅した案について検討した。実験はケースⅡと同様、洪水流と波浪侵入実験とからなる。

（4）最終対策案の検討

計画流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の疎通可能な河道拡幅・掘削案形状を最終的な対策工案とし、その効果を確認するとともに改訂案の計画流量時($6,700\text{m}^3/\text{s}$)における河道の問題点を検討した。さらに、河道の拡幅や掘削によって波浪侵入の増大が懸念されたため、その対策工案と効果についても検討を行った。なお、河口拡幅と掘削を行った場合、洪水時における掃流力が他のケースと比較して低下することから、その河床高は必ずしも維持し得ない。このため、最終対策工案では平均年最大流量時における河床変動の数値解析に基づいた河床高を設定し、そのときの疎通能力と効果等について検討した。

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 (m^3/s)	水位(T.P.m)	波浪条件			備考
			中導流堤 (波浪対象)	右岸導流堤	河口部水深 (T.P.m)	河口砂州	1.0m付近			沖波波高(m)	波形状	波向	
検証実験及び現況河道実験	I	1-1 1-2	検証	現況	現況	現況	現況	3600 2400	1.065 1.105				1986年8月洪水 1989年8月洪水
		2-1 2-2 2-3	洪水流	"	"	"	"	1800 5000 6700	0.693 1.092 "				平均年最大流量 河道法則 改訂案の計画流量
		3-1 3-2	波浪侵入	"	"	"	"	50 "	0.693 "	1.09(1.05) 3.28(2.82)	0.010 0.029	ESE "	波高を変化(最終2) "(幹流境界)
		4-1 4-2	"	"	"	"	"	" "	1.092 "	1.09(1.00) 3.28(2.93)	0.010 0.029	" "	水位を変化
		5-1 5-2	"	"	"	"	"	" "	0.693 "	1.09(1.03) 3.28(2.66)	0.010 0.029	E "	波向を変化
		6-1 6-2	"	"	"	"	"	" "	1.092 "	1.09(0.93) 3.28(2.97)	0.010 0.029	" "	
		1-1 1-2 1-3 1-4	洪水流	撤去	現況	現況	現況	2400 3600 5000 6700	1.105 1.065 1.092 "				
		2-1 2-2	"	"	"	-2	"	3600 6700	1.065 1.092				中導流堤内をT.P. -2.0mに掘削
		3-1 3-2	"	"	延伸	"	"	3600 6700	1.065 1.092				右岸導流堤を沖合 方向に約14m延伸
		4 波浪侵入	"	現況	現況	"	"	50	1.092	3.28(3.03)	0.029	ESE	
		5-1 5-2	"	"	"	-2	"	" "	" "	" (3.03) " (2.93)	" "	" "	
河道修正案	III	1	洪水流	撤去	拡張	-3	現況	5000	1.092				
		2-1 2-2 2-3	"	"	現況	-5	除去	" " "	" " "				
		3	波浪侵入	"	拡張	-3	現況	50	1.092	3.28(2.90)	0.029	ESE	
		4-1 4-2 4-3	"	"	現況	-5	除去	" " "	" " "	" (2.82) " (2.90) " (3.14)	" " "	" " "	
	IV	1	洪水流	撤去	現況	-6.5	除去	5000	1.092				
		2	"	消波+掘工	"	"	"	"	"				
		3	"	撤去	短縮	-5	"	"	"				
		4-1 4-2	"	消波+掘工	"	"	"	5000 6700	" "				
		5-1 5-2	"	消波+掘工	"	"	"	5000 6700	" "				0.51m付近右岸を約10m 拡張
		6 波浪侵入	撤去	現況	-6.5	"	"	50	"	3.28(3.07)	0.029	ESE	
最終対策案		7	"	消波+掘工	"	"	"	"	"	" (3.04)	"	"	
		8	"	消波+掘工	"	"	"	"	"	" (3.32)	"	"	
		9	"	撤去	短縮	-5	"	"	"	" (3.01)	"	"	
		10	"	消波+掘工	"	"	"	"	"	" (3.15)	"	"	
		11	"	消波+掘工	"	"	"	"	"	" (3.07)	"	"	
		12	"	"	"	"	"	"	"	" (2.91)	"	E	

※沖波波高の O 内は実験の入射波高

第4章 現況河道の水理特性

第4章 現況河道の水理特性

4.1 まえがき

ここではまず、粗度検証実験により現地と模型の相似性を調べる。次いで現況河道の河口部における水理特性と、中導流堤の機能および流下能力について検討し、河道の持つ問題点や河口処理対策の必要性について考察する。これらは次章で述べる対策案や河道改修の効果を検討する上で役立つものである。

4.2 実験条件

検証実験では、既往洪水の1986年(昭和61年)8月出水流量($Q=3,600\text{m}^3/\text{s}$)および1991年(平成3年)8月出水流量($Q=2,400\text{m}^3/\text{s}$)を通過し、痕跡水位や流況等の相似性を検討する。なお、河口部地形についてはその出水時における形状を用いるべきであるが、1986年(昭和61年)出水後より現在までの河道の経年変化状況によると、河口部地形は大きくは変化していないことから、ここでは1990年(平成2年)3月の測量結果を用いた。

現況河道の洪水流実験では、検証実験のほかに平均年最大流量 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ 、計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 、改訂案の計画流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ も通過した。

一方、波浪侵入実験では、高波浪は沖合で砕波減衰し、砕波限界付近の侵入波と同程度か、むしろ波高が低い波ほど危険となる。したがって、河道内への侵入波として河口地点で砕波限界近くの波を選択した。実験に用いた砕波限界付近の波高・周期は、大洗港における波浪観測資料と河口水深(4.5m~5.0m)からの推算、および予備実験などより、沖波波高 $H_o^*=3.28\text{m}$ 、周期 $T=8.5\text{s}$ とした。さらに、年間を通じて発生頻度の高い波浪として、 $H_o^*=1.09\text{m}$ 、周期 $T=8.5\text{s}$ の波も作用させた。なお、波向は発生頻度の最も高いESE方向と、河道に直接入射するE方向とし、潮位は朔望平均満潮位(T.P. 0.693m)と計画河口出発水位(T.P. +1.092m)とした。

4.3 検証実験

第3章で述べたように、模型実験には種々の相似性に関する問題点が残されている。模型実験の縮尺を定め、その通りに模型を製作したとしても、現地と模型での現象を必ずしも相似に保つことはできない。それゆえ検証実験により現地と模型の相似性を確かめておかねばならない。したがって固定床模型による検証実験では、粗度、水位、流況を検討することになる。

(1) 1986年8月洪水(ケースI-1-1)

那珂川河口部の粗度係数 n は、約0.02とかなり小さく、これを模型値に換算すると $n_m=0.0104$ となる。この値はモルタル表面を非常に平滑に仕上げなければ得られない。そこで、模型河道部をペイントで塗布することにより粗度調整を行った。当初はカギ型の中導流堤を建設当時(1949年)の図面に基づいて木製で製作し、1986年8月洪水(河口 $Q\approx 3,600\text{m}^3/\text{s}$)を通過した。この洪水時の痕跡水位は0.0kmから上流について観測されているが、この時の潮位は観測されていない。このため実験の下流端水位は、0.0km地点における痕跡水位T.P. 1.70mに設定することとした。しかし、この実験結果では、潮位をいくら低く設定しても0.0km地点の水位がT.P. 2.75mより下がらないことが分かった。この原因を調べた結果、カギ型の中導流堤によって水位が大きく堰上げられ、上流の水位が高くなることが判明した。これは、現在の中導流堤が建

設当時と比較してコンクリートブロックの崩落や沈下がかなり生じており、設定条件が実態とかけ離れているためであった。そこで中導流堤の透過性を考慮して碎石で中導流堤を製作し直し、かつ0.0kmの模型水位がT.P. 1.7mになるように中導流堤の天端を下げて実験を実施した(ケースI-1-1)。

得られた水位縦断を図-4.1に示す。実験水位は現地痕跡水位と良く一致し、かつ縦断的な河道変化特性に対応した水位変化を示している。これらを勘案すると、相似性はかなりよく満足されていると判断される。なお、0.0km地点の痕跡水位であるT.P. 1.7mに設定したときの潮位は、T.P. 1.065mとなる結果が得られた。これは計画河口出発水位にほぼ近い値である。水位の縦断変化によると、カギ型の中導流堤の設置区間であるNo.1～No.3間で約0.6m、低水路幅の狭い1.0km付近とその上流のNo.16間で約0.5mの水位差が生じている。後者の区間の水面勾配は約1/500と急なのに対し、これら2つの区間以外では1/2500以下である。また、横断方向の水位差に関しては、0.5km～No.13間の潤沼川合流部で左岸側が低く、さらにカギ型の中導流堤(横工)上下流(No.2・No.3)で右岸側の水位が低くなる傾向がある($\Delta h = 0.2 \sim 0.3m$)。計画高水位(H.W.L.)に対する最小水位差は、約0.3m(No.3)である。

流況を図-4.2に示す。1.5km付近から下流河道の右岸側河岸線の変化が大きく、河岸の張り出し部の直下流で流れが剥離したり、逆流渦や死水域が生じている。潤沼川の合流点付近のNo.12の右岸側、No.7～No.11の右岸側およびNo.2～0.0km間の右岸側で顕著である。極端に流れが集中するような箇所は見られないが、流路幅が狭いNo.13～1.0kmおよび導流堤先端付近で流速が大きい。最大流速は3.4m/sであり、縦断的な最大流速の平均値(約2.7m/s)より約25%大きい。

カギ型の中導流堤は、右岸側の流れをかなり阻害し、流況に悪影響を及ぼしており、これによって那珂湊漁港への洪水流入を助長しているとも考えられる。ただし、漁港内の流れは非常に遅く、構造物の安定性や船舶の係留に影響を与える意味で問題となるような流速ではない。

洪水流は、導流堤内の縮流の影響によって導流堤先端から海域へあまり拡がらず、そのまま外海へ直線的に流出する。

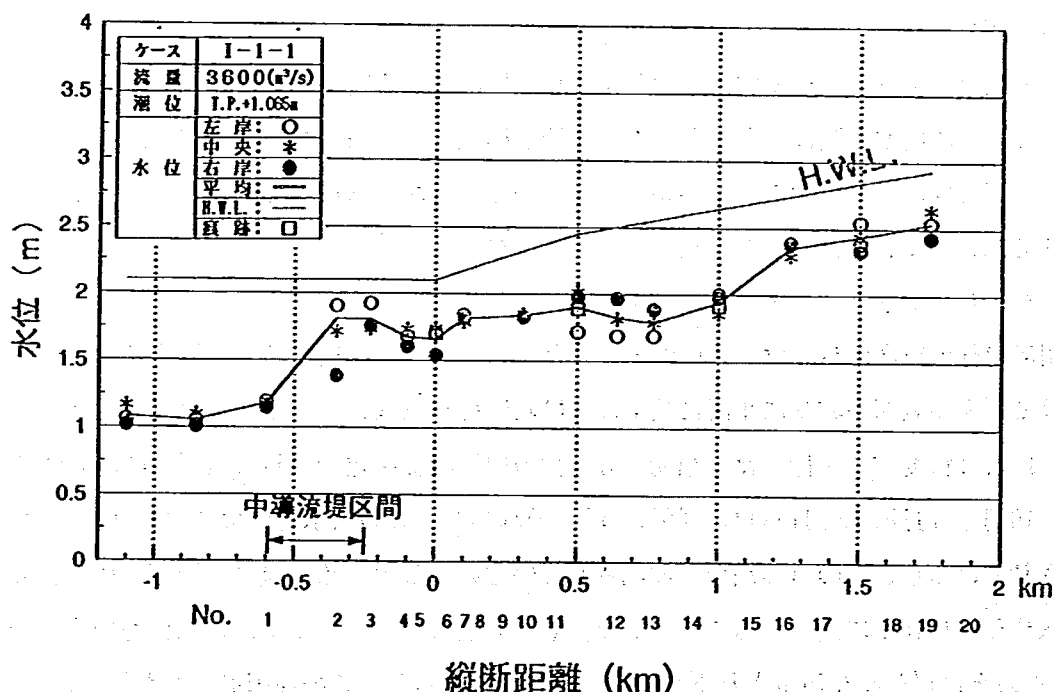


図-4.1 水位縦断(ケースI-1-1)

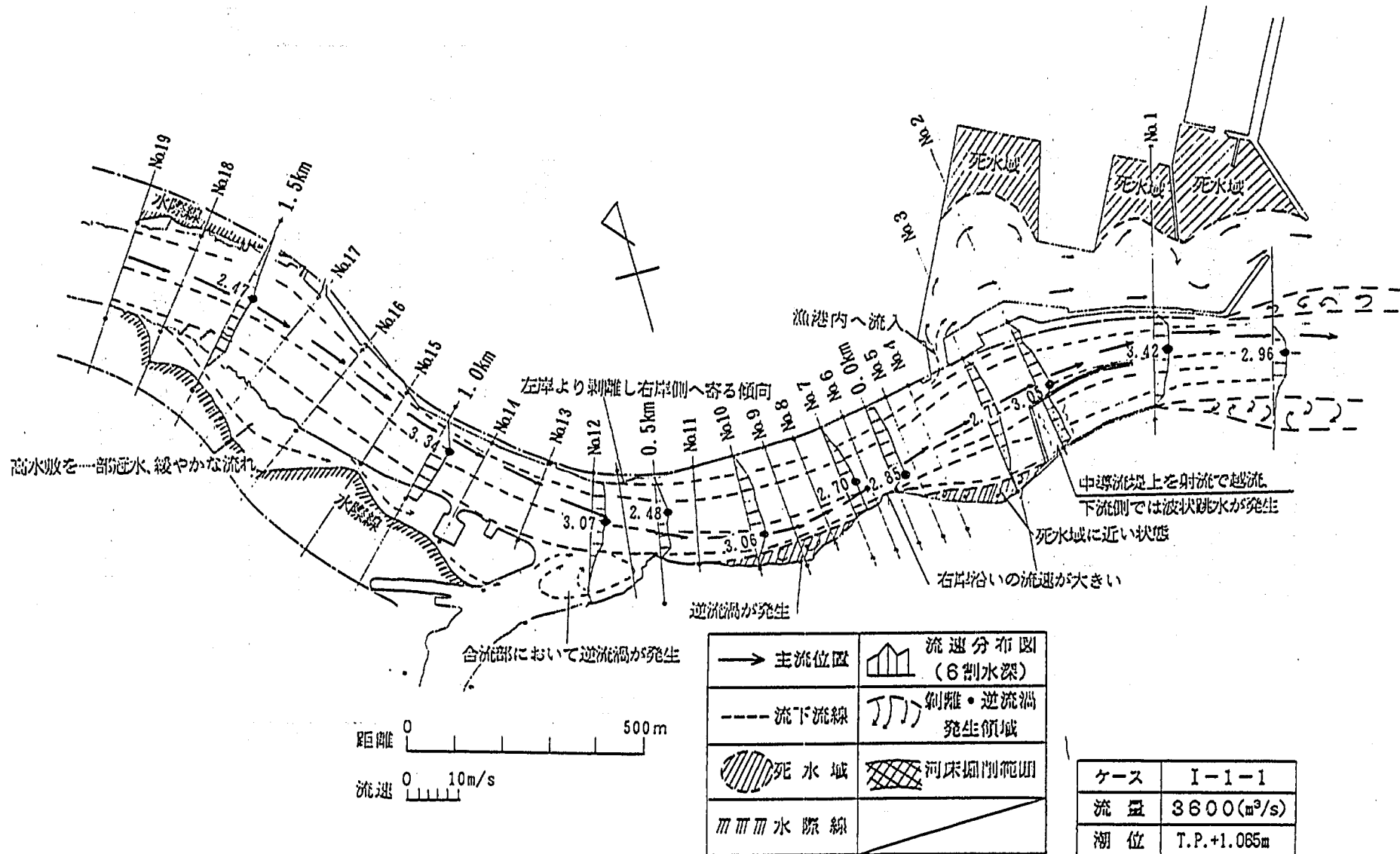


図-4.2 流況(ケースI-1-1)

(2) 1991年8月洪水(ケースI-1-2)

この実験は、ケースI-1-1に対して流量が異なる場合でも相似性が得られることを検討、確認するため、既往の1991年8月洪水(那珂川水府橋 $Q=2,400\text{m}^3/\text{s}$)を通水した実験である。

水位縦断を図-4.3に示す。先のケースI-1-1より流量規模が小さいため、水位が縦断的に変化する箇所も少なくなり、ほぼ様な水面勾配(約 $1/3300$)となる。流量 $3,600\text{m}^3/\text{s}$ に対して、No.16~No.19間付近は水位が約 0.7m 低く、その下流のNo.13からカギ型の中導流堤間付近が約 0.35m 低い。ただし、この実験でも中導流堤付近では水位が高く、その影響が生じている様子が見られる。なお、実験水位は痕跡水位と良く一致しており、流量の違いにかかわらず、その相似性を満足する結果が得られている。

流況を図-4.4に示す。潤沼川の合流点上流右岸側の高水敷ではほとんど冠水せず、潤沼川の合流点および河岸の張り出し部のNo.8~No.10の右岸沿い、No.3~No.4の右岸沿いは、死水域に近い状態が発生する。最大流速は縦断的にあまり変化せず、 $2.0\sim 2.2\text{m/s}$ であり、 1.5km 付近右岸、No.12付近左岸および $0.0\text{km}\sim\text{No.7}$ の右岸側が概して速い傾向となる。なお、那珂湊漁港への洪水流入状況、海域への拡がりは $3,600\text{m}^3/\text{s}$ の場合とほぼ同様である。

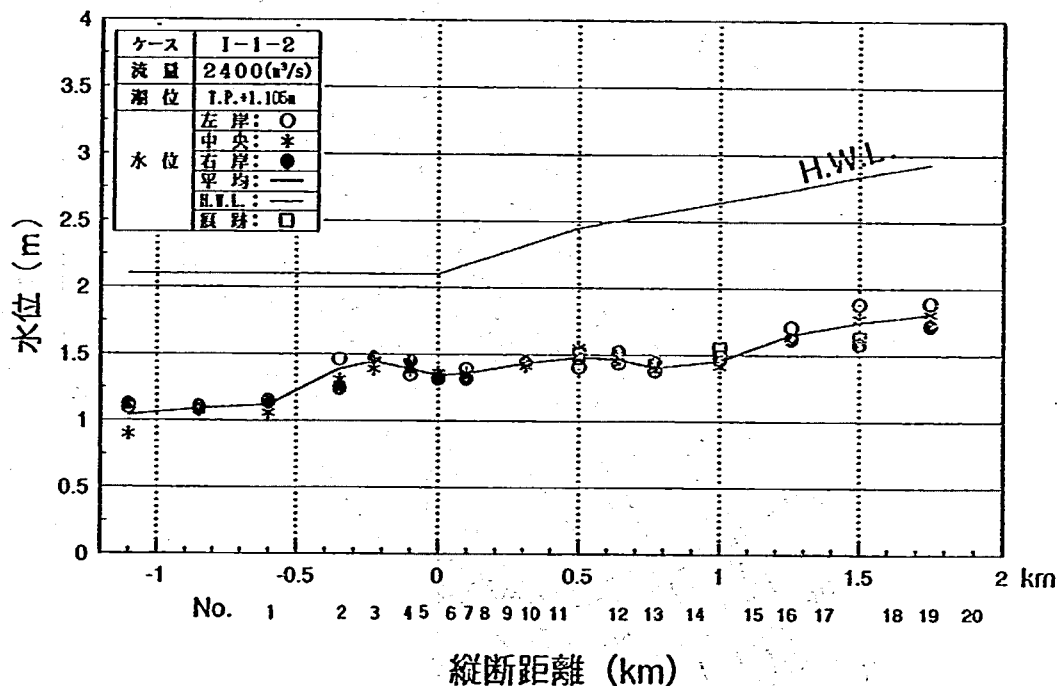


図-4.3 水位縦断(ケースI-1-2)

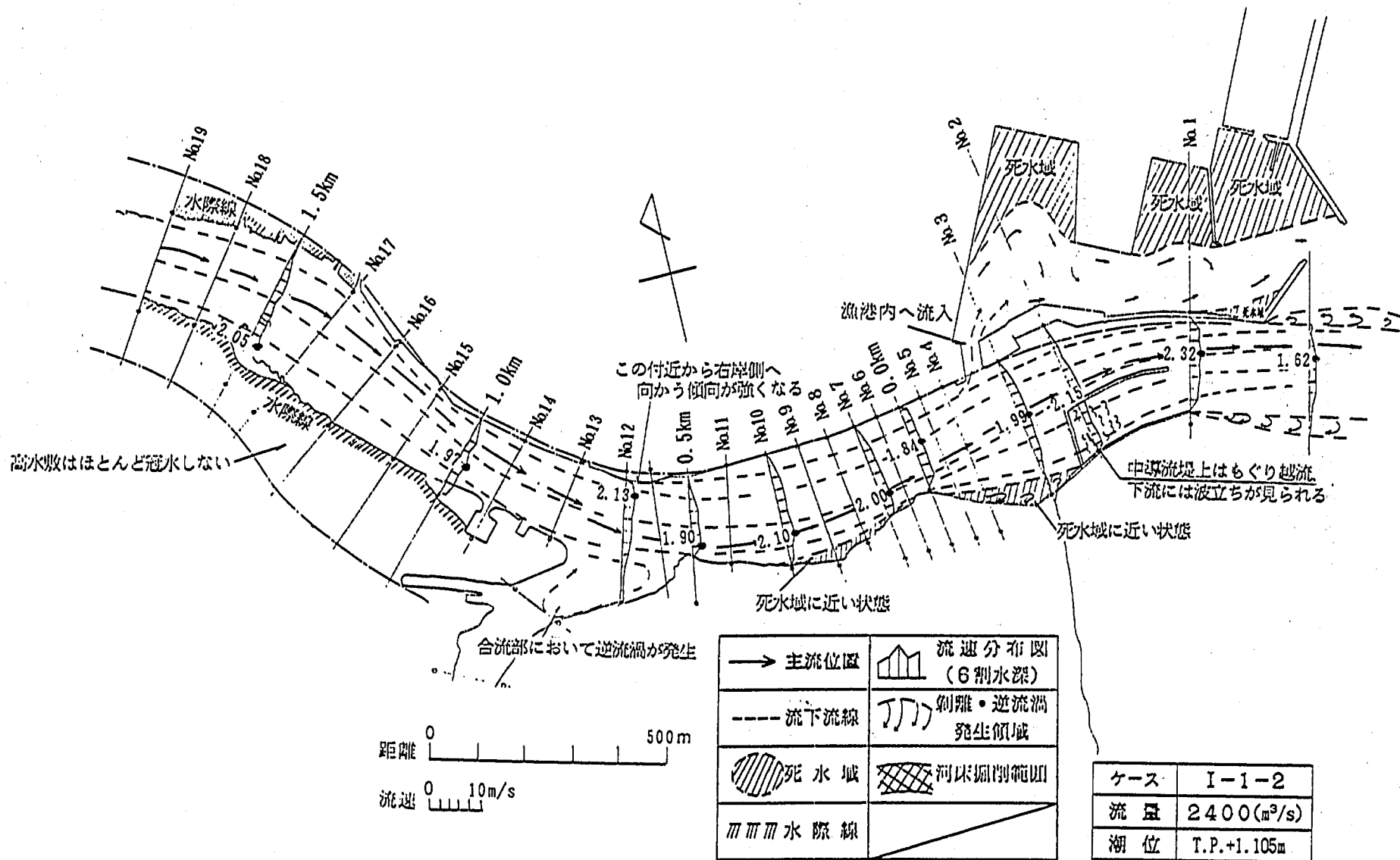


図-4.4 流況(ケースI-1-2)

(3) まとめ

検証実験の結果は以下に要約される。

- ①実験水位は、河道断面の縦断変化や構造物の存在と対応した変化を示し、かつこれが現地の痕跡水位と良く一致する結果が得られた。流量が異なる場合も痕跡水位とよい一致が見られたことから、実験の相似性は満足されていると判断される。
- ②流量 $3,600\text{m}^3/\text{s}$ の場合は、カギ型の中導流堤区間(Na1~Na3)および低水路幅の狭い1.0km付近とその上流断面間で水位の縦断変化が大きい(0.5~0.6m)。これに対し流量規模が小さい $2,400\text{m}^3/\text{s}$ の場合は、ほぼ一様な水面勾配(1/3300)となる。
- ③1.5km付近から下流河道の右岸側は河岸線の変化が大きいので、河岸の張り出し部の直下流で流れが剥離したり、逆流渦や死水域が生じる。これらの現象は流量が大きい場合に顕著に現われる。
- ④カギ型の中導流堤は、右岸側の流れをかなり阻害し、流況に悪影響を及ぼしているが、上流河道への影響は少ない。

4.4 洪水流実験

那珂川では、流下能力の確保のため拡幅および掘削による河道改修と河口処理対策が計画されている。ここでは、現況河道の流下能力や水理特性、河道の持つ問題点を把握するとともに、効果的な対策案とその効果について明らかにする。

(1) $Q = 1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流通水 (ケース I-2-1)

平均年最大流量($Q = 1,800 \text{ m}^3/\text{s}$)を通水した実験である。水位縦断を図-4.5に示す。先に行われた検証実験よりも流量が小さいために、ほぼ様な水面勾配でその勾配(約1/5500)も緩やかである。この実験では中導流堤付近で水位に若干影響が見られるものの、その変化は小さく、特に問題点はないようである。

この時の流況は、図-4.6に示すように、潤沼川の合流点上流右岸側の高水敷上は冠水せず、潤沼川の合流点および河岸の張り出し部のNo8~No10の右岸沿いと、No3~No4の右岸沿いで、 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と同様、死水域に近い状態が発生する。最大流速は上下流に比して河積が小さい1.0kmおよび導流堤先端のNo1で、 $2.0 \sim 2.1 \text{ m/s}$ の流速が発生するのに対し、他の断面では 1.7 m/s 前後である。なお、カギ型の中導流堤の横工上は、越流による若干の波立ちが見られる程度で、水面も穏やかである。

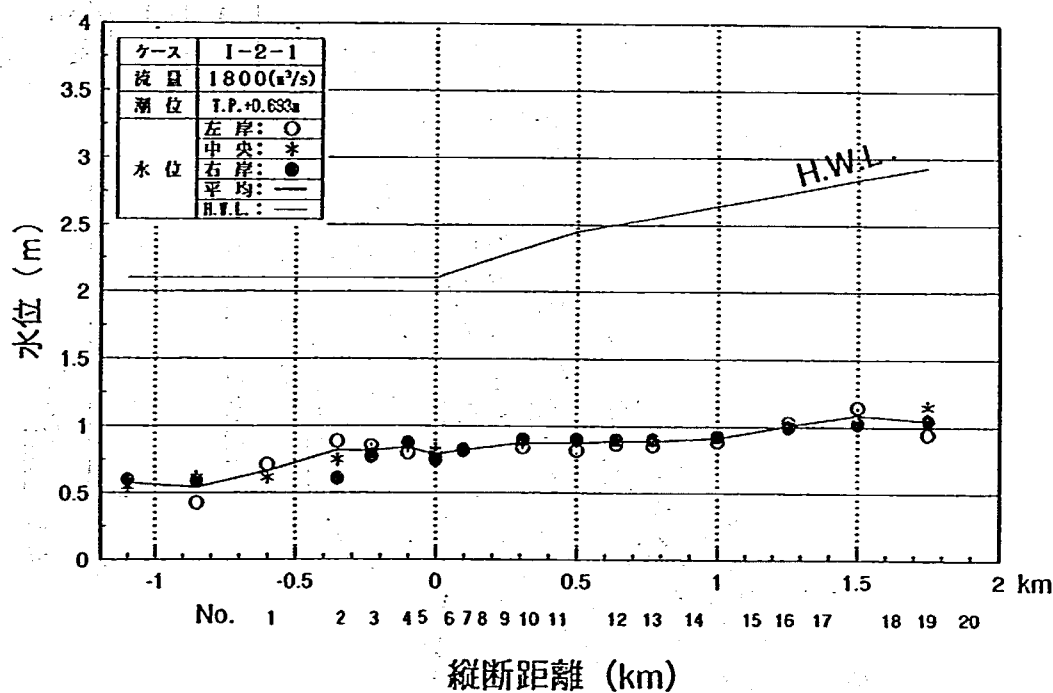


図-4.5 水位縦断(ケース I-2-1)

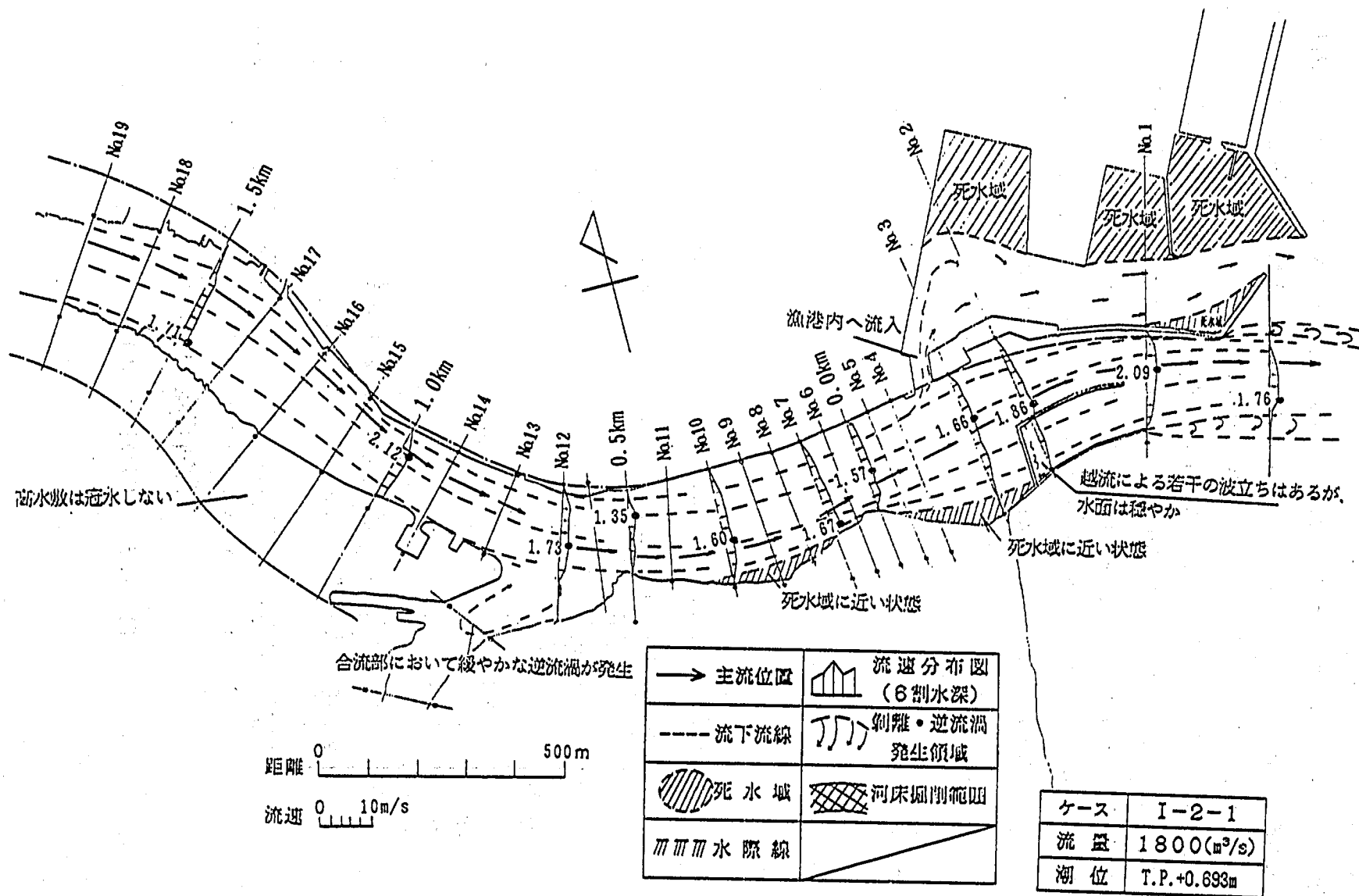


図-4.6 流況(ケースI-2-1)

(2) $Q_p=5,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流通水(ケース1-2-2)

計画高水流量($Q_p=5,000\text{m}^3/\text{s}$)を定流で通水した場合の水位縦断を図-4.7に示す。計画高水流量の条件では、いずれの断面でも計画高水位(H.W.L.)を上回ってしまい、流下能力が不足することが明らかである。特にNo3および1.5km付近の水位は、H.W.L.より0.4~0.5m高く、その下流部断面の河積が不足していることが明らかである。流量の増大による河積不足があるだけでなく、横断方向の水位差も大きく、0.5km~1.0km間では、右岸側水位が $\Delta h=0.3\sim0.5\text{m}$ も高い。なお、本模型実験は固定床のため、特に海側と河口導流堤内のNo2の間における水位上昇が顕著である。このように大きな水位差のある場合、実際には掃流力の増大に伴って河床が洗掘され水面勾配の急変が緩和されると考えられるが、ここでは固定床実験のためそれらが反映されていないことに注意する必要がある。

流況を図-4.8に示す。流量の増大によって直進傾向が強くなり、0.5km~1.0kmの左岸側およびNo5~No7の右岸側の流れが速く、流速は3.5~4.0m/sに達する。また、潤沼川の合流点より上流側右岸の高水数は全面冠水するが、その流れは弱く、下流側では流れの剥離によって逆流渦が発生する。この剥離現象は流量が増大するほど顕著である。また、カギ型の中導流堤の横工上を越流する流れは射流状となり、その直下流で波状跳水が発生し、かつ水位変動が激しい。さらに、那珂湊漁港への洪水流入もかなり著しく、流入部では速い流れとなって漁港内を大きく回り込みながら外海へと流出する。導流堤先端に向かって河道が狭くなるため、3,600 m^3/s の場合と同様、導流堤先端から海域への洪水流はあまり拡がらず、そのまま外海へ直線的に流出する。

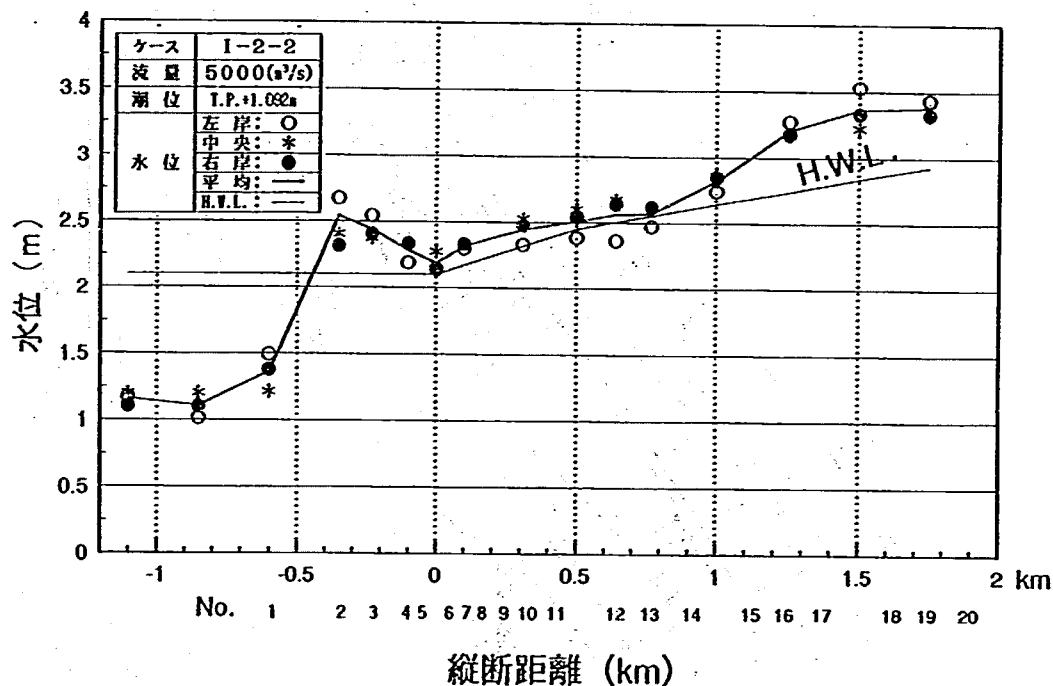


図-4.7 水位縦断(ケース1-2-2)

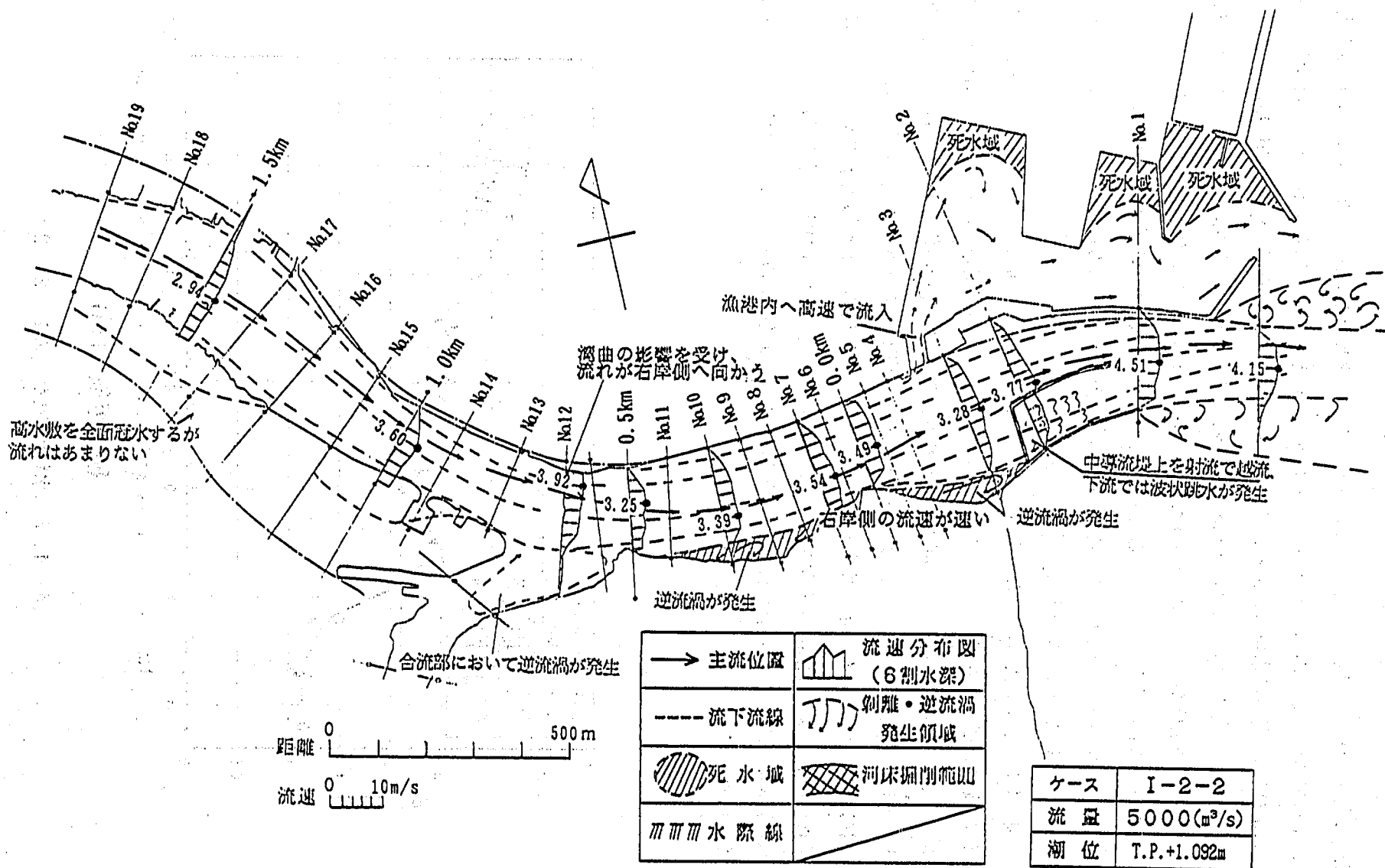


図-4.8 流況(ケースI-2-2)

(3) $Q_p=6,700\text{m}^3/\text{s}$ 定流通水(ケース1-2-3)

改訂案計画高水流量である $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を通水した場合の水位縦断を図-4.9に示す。水位はH.W.L.より1.0~1.5mも高く、先の現計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 時の水位縦断形を全体に上方へと平行移動させた形となった。このことより、 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を疎通可能とするには、抜本的な改修が必要なが分かる。横断方向の水位差は、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 時とほぼ同一であるが、海域と導流堤内のNo2の間の水面勾配はさらに急になる。なお、実際には、4.4.2節で述べたように、河床変動によって水面勾配は緩くなるものと考えられる。

流況を図-4.10に示す。計画高水流量の通水時に比べ、流れがさらに直進する傾向となり、0.5km~1.0kmの左岸側および導流堤先端付近では、5.0~5.3m/sの高流速となる。他の河道地点でも3.8m/s前後の高流速である。また、酒沼川との合流点を含めその下流右岸側は、河岸の張り出し部の下流側で流れが剥離し、逆流渦が発生する。カギ型の中導流堤の横工上は、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 時と同様に射流に近い状態で越流し、その下流で波状跳水が発生する。また、那珂湊漁港への流入部ではかなり速い流れが生じ、その後漁港内を大きく迂回しながら外海へ流出する。

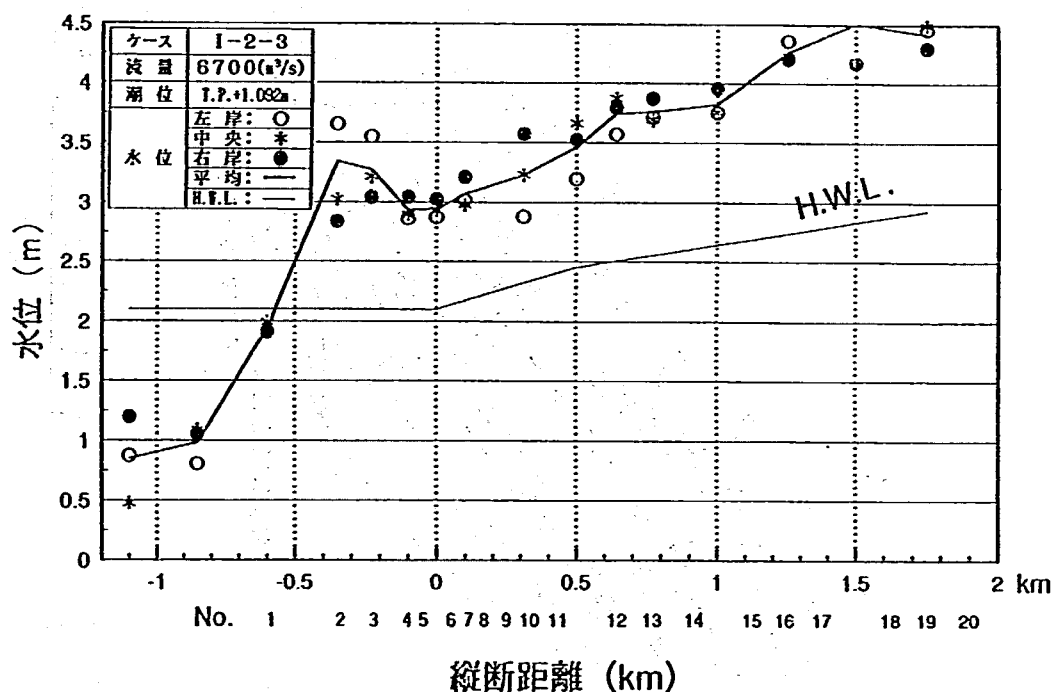


図-4.9 水位縦断(ケース1-2-3)

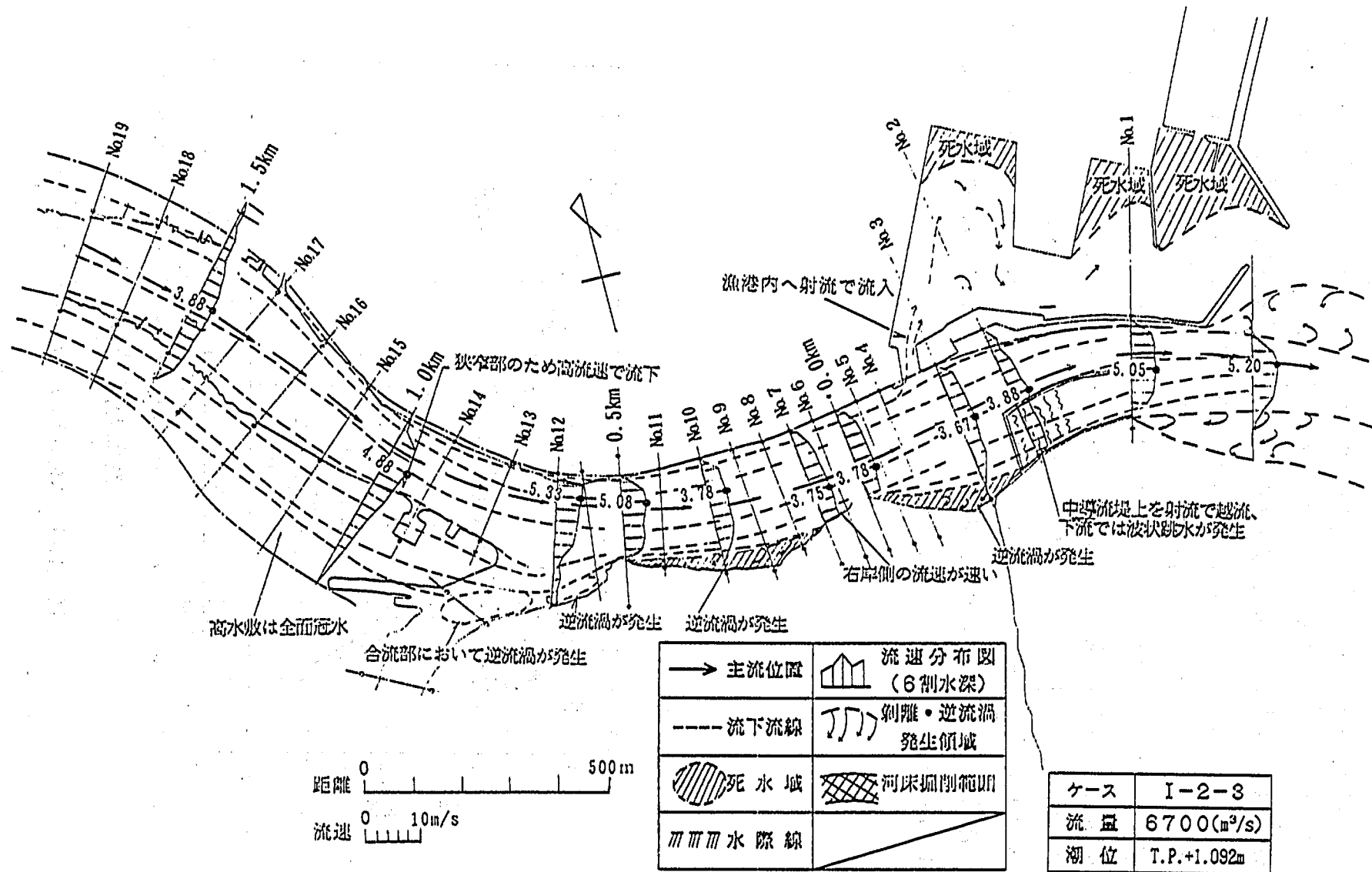


図-4.10 流況(ケースI-2-3)

(4) まとめ

現況河道における洪水流実験の結果は以下に要約される。

- ①洪水流実験によれば、現況河道の河口部における流下能力は約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 以下である。
- ②流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ および $6,700\text{m}^3/\text{s}$ 時では、河口(No1)から導流堤内のNo2間で水面勾配がかなり急になる。ただし、このように急な水面勾配がある場合、実際には掃流力の増大に伴って河床が洗掘されて河積が増えるので、水面勾配の急変が緩和されるものと考えられる。ここではそれらが反映されていないことに注意する必要がある。
- ③現況河道に現計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した場合、H. V. L. を $0.2\sim0.5\text{m}$ 上回り、さらに改訂案の $6,700\text{m}^3/\text{s}$ になるとH. V. L. を $1.0\sim1.5\text{m}$ も上回ることが明らかとなった。
- ④酒沼川との合流点の下流右岸側は、河岸線の変化が大きいため、河岸の張り出し部の下流側で流れが剥離し、逆流渦が発生する。この現象は流量の増大とともに顕著となる。
- ⑤河道内の流れは、流量の増大とともに直進する傾向となる。このため $0.5\sim1.0\text{km}$ 付近の左岸寄りが速くなり、流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 時で $3.5\sim4.0\text{m/s}$ 、流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ では $5.0\sim5.3\text{m/s}$ の高流速が発生する。
- ⑥カギ型の中導流堤は右岸側の流れを阻害し、流況にかなり悪影響を及ぼしている。したがって洪水疎通を図る上からは撤去が効果的である。
- ⑦洪水流は、導流堤による縮流の影響によりあまり拡がらず、そのまま外海へと直線的に流出する。また、流量の増大とともに左岸導流堤にある水門を通過する那珂湊漁港側への流入量が多くなり、流入部では流れがかなり速くなる。

4.5 波浪侵入実験

カギ型の中導流堤は、洪水時の流れを阻害する反面、波浪の侵入防止上大きな効果を有している。中導流堤は、もともと航路維持を目的として建設されたものであるが、現在は河口港と分離した外港が建設され、外港を経由した河道側との船舶航行が行われていることから、航路維持の役目は終えている。このことから、ここでは現況中導流堤の波浪侵入防止効果や中導流堤を撤去した場合の影響、およびそのときの消波対策の必要性などについて調べるものである。

(1) 波向ESE、潮位T.P. 0.693m (ケースI-3-1、2)

この実験では、波向を発生頻度の高いESE、潮位を朔望平均満潮位T.P. 0.693mとした。ケースI-3-1では年間を通じて発生頻度の高い波浪条件を考慮して $H_0 = 1.09\text{m}$ 、周期 $T = 8.5\text{s}$ の条件とし、ケースI-3-2では河口地点で砕波限界条件となる $H_0 = 3.28\text{m}$ 、 $T = 8.5\text{s}$ の波浪条件とした。

入射波高が $H_0 = 1.09\text{m}$ の場合(ケースI-3-1)の波浪侵入状況を図-4.11に示す。左岸導流堤に沿って侵入した波がNo2付近より右岸方向へ向かっている。また、河道内への侵入波は、カギ型の中導流堤上流側の右岸方向へ回折し、さらにその後0.5km付近の左岸方向へと反射する。河道内へは、No13付近まで波浪が侵入する。図-4.12には河道断面内の最大波高の縦断分布を示すが、0.0km付近では約0.4mの波高となる。図-4.13には河道内のうちあげ高の縦断分布を示す。No4付近の左岸側、0km付近の右岸側、0.5km付近の左岸側および潤沼川合流点付近の右岸でうちあげ高が高い。

入射波高が $H_0 = 3.28\text{m}$ の場合(ケースI-3-2)の波浪侵入状況を図-4.14に示す。河道内への侵入波高はケースI-3-1の場合より高くなるが、侵入経路についてはほぼ同一の特徴が見られる。断面内の最大波高は、図-4.15に示すように、右岸導流堤先端(No1)で3.0m、右岸導流堤末端のNo3付近で1.2m、0.0km付近で0.4mである。さらにNo7~0.5km間で0.5~0.7mとなり、それより上流では0.3m以下に減衰する。うちあげ高は、図-4.16に示すようにNo4付近の左岸側および0.0km付近の右岸側で高く、T.P. 1.7~1.8mである。さらに0.5km付近の左岸側でも高く1.4mとなる。ケースI-3-1の場合(図-4.13参照)と比べると、うちあげ高の高い地点はほぼ同じであるが、その高さが増す。

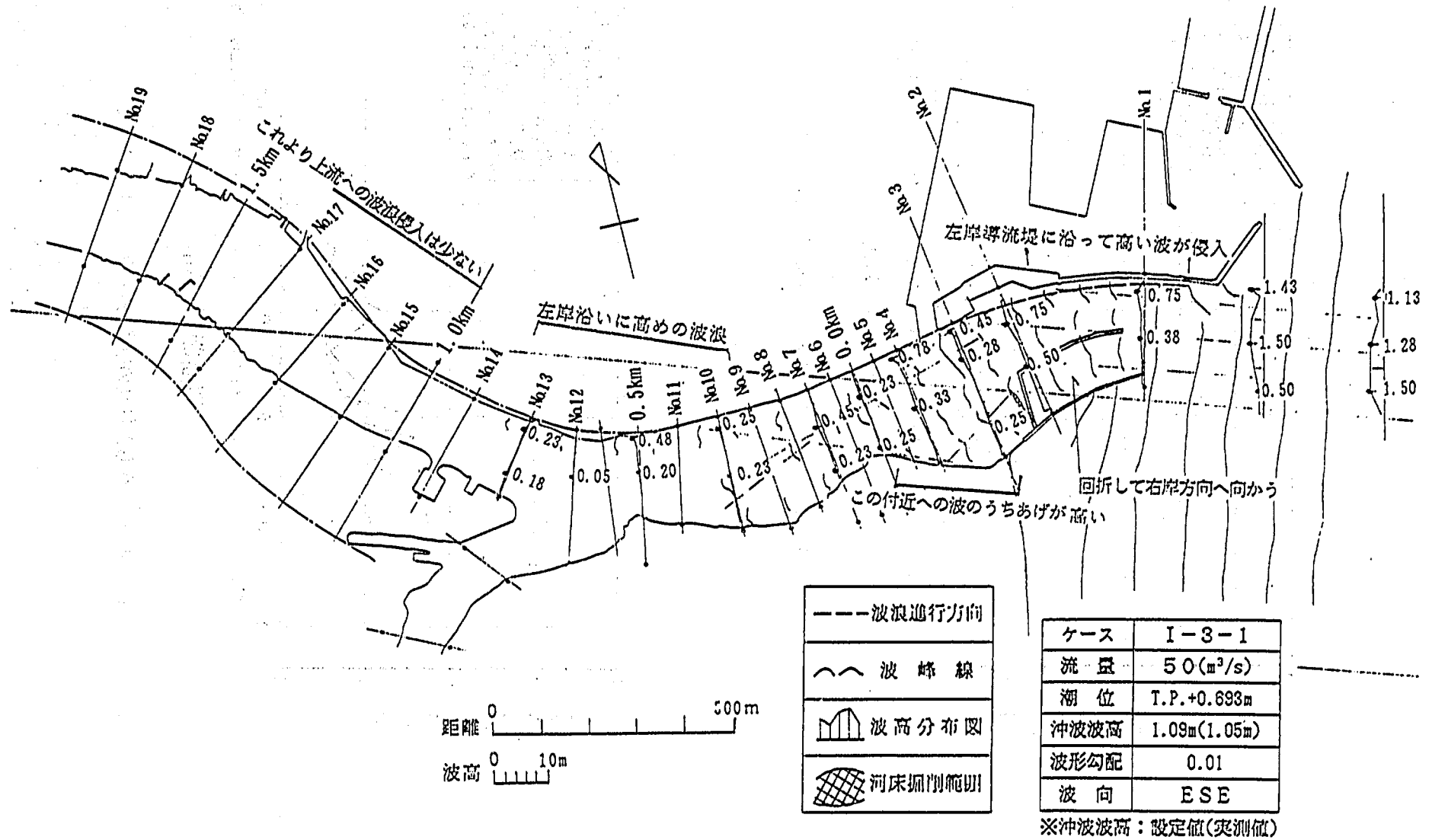


図-4.11 波浪侵入状況および波高分布(ケースI-3-1)

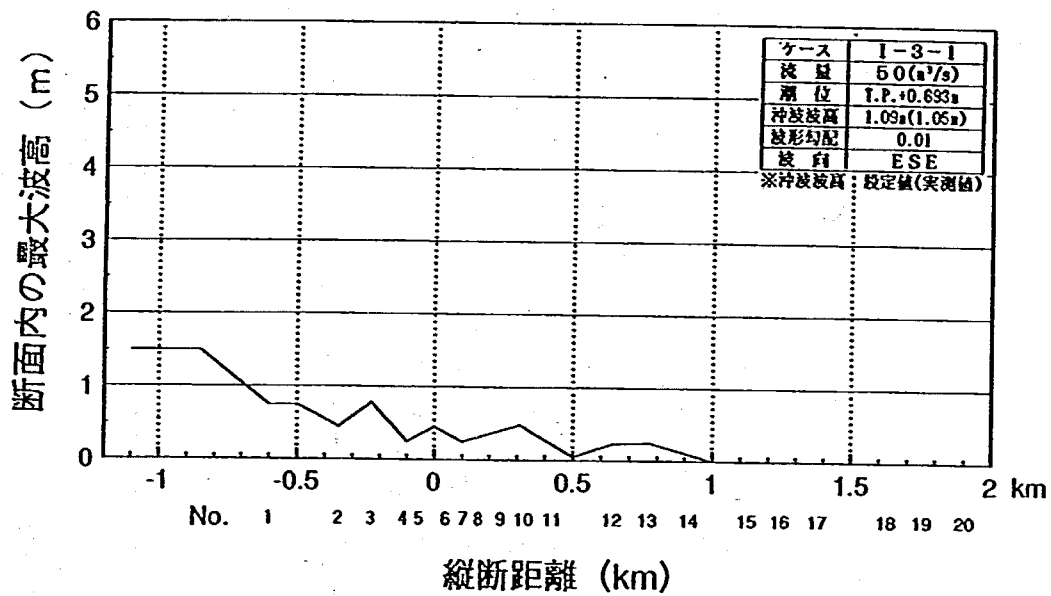


図-4.12 断面内の最大波高の分布(ケース1-3-1)

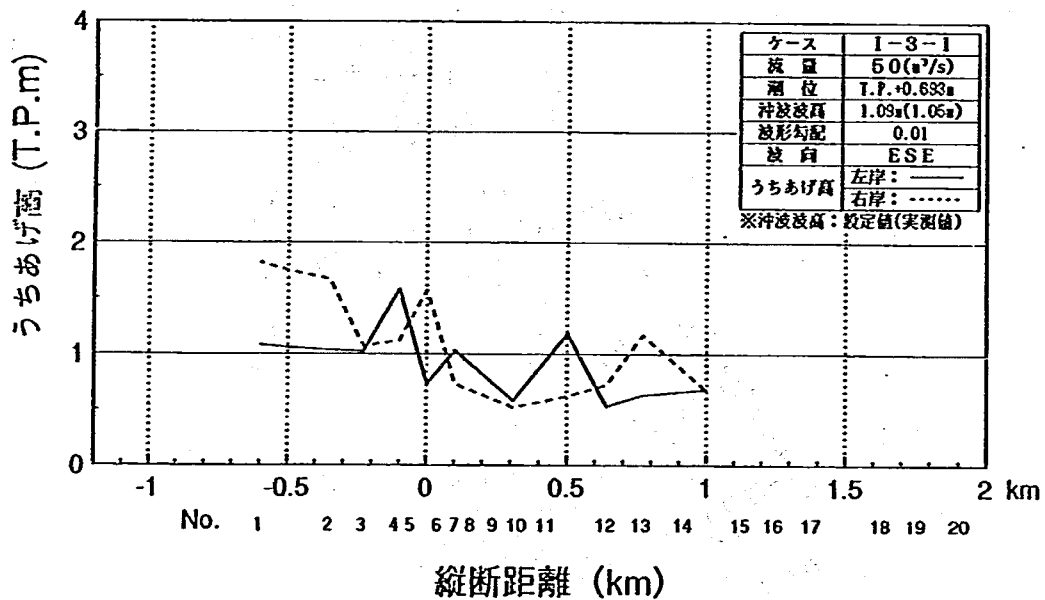


図-4.13 うちあげ高の縦断分布(ケース1-3-1)

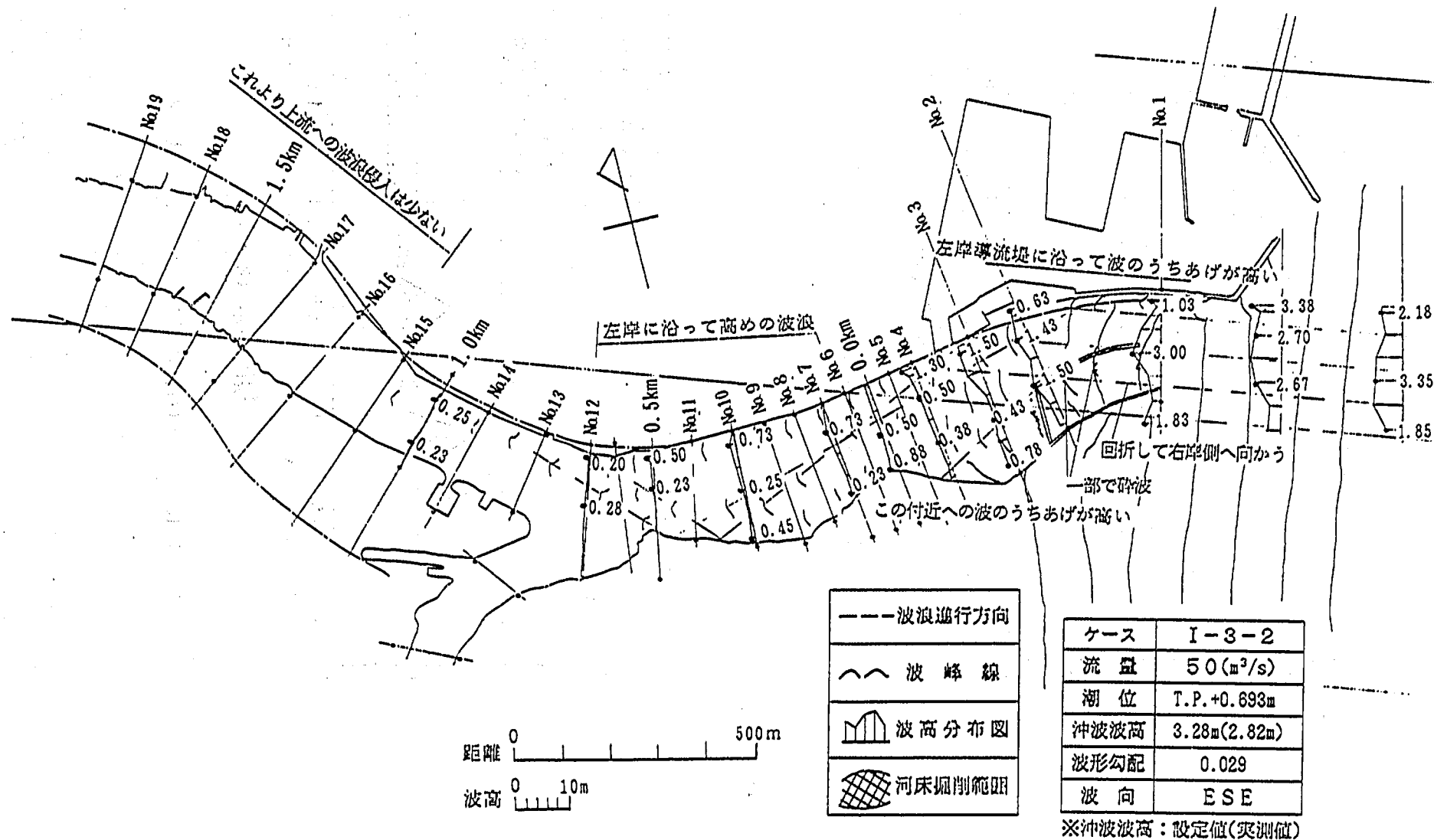


図-4.14 波浪侵入状況および波高分布(ケースI-3-2)

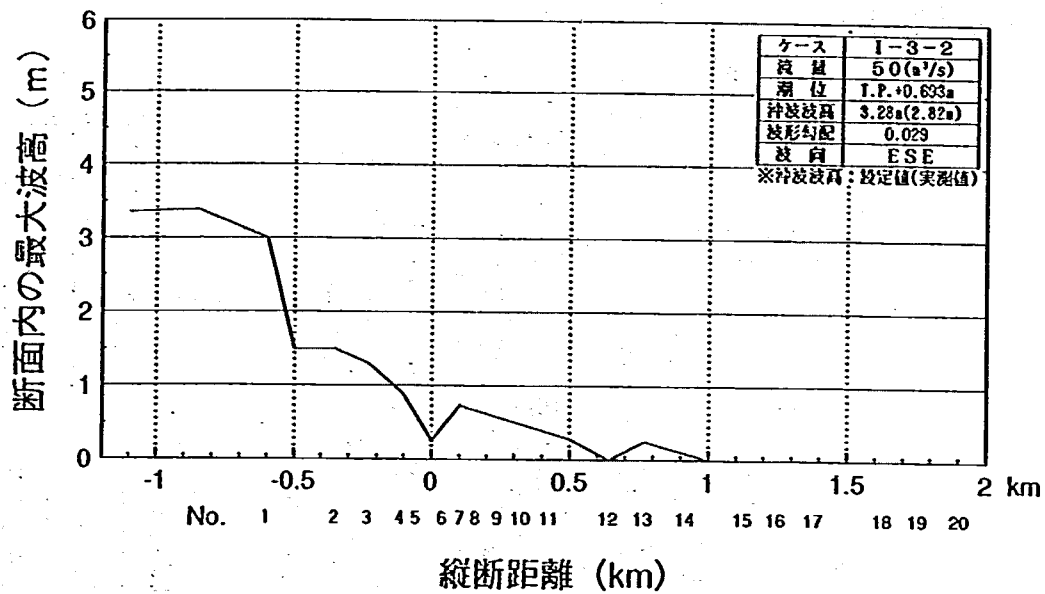


図-4.15 断面内の最大波高の分布(ケース1-3-2)

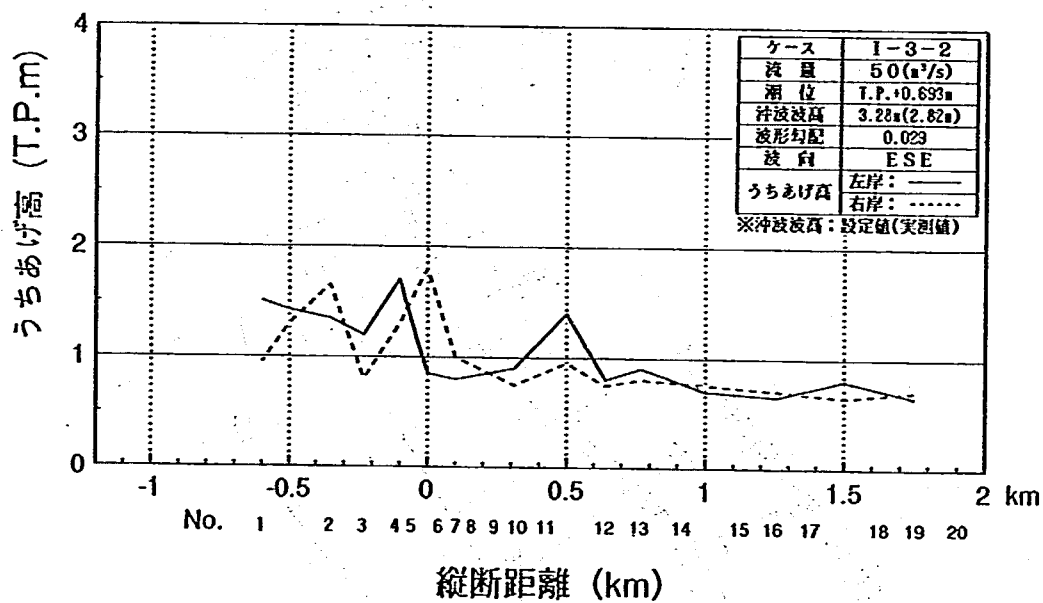


図-4.16 うちあげ高の縦断分布(ケース1-3-2)

(2) 波向ESE、潮位T.P. 1.092m (ケース1-4-1、2)

この実験では、波向を発生頻度の高いESE方向とし、潮位を計画河口出発水位のT.P. 1.092mとして検討を行った。ケース1-4-1では年間を通じて発生頻度の高い波浪条件を考慮して $H_o = 1.09\text{m}$ 、周期 $T = 8.5\text{s}$ とした。一方、ケース1-4-2では河口地点で砕波限界となる $H_o = 3.28\text{m}$ 、 $T = 8.5\text{s}$ の波浪条件とした。

入射波高が $H_o = 1.09\text{m}$ の場合(ケース1-4-1)の波浪侵入状況を図-4.17に示す。波浪の侵入経路は先のケース1-3-1とほぼ同じで、侵入波は $\text{No}2 \sim \text{No}3$ 付近の左岸導流堤に当り、そこより反射した波が $\text{No}10 \sim 0.5\text{km}$ 付近の右岸側に向かう。しかし河道内の波は潮位の上昇に伴う水深の増大によって $\text{No}16$ まで侵入する。断面内の最大波高は、図-4.18に示すように、導流堤先端付近でケース1-3-1より高くなる。しかし、河道内へ入ってからの最大波高はケース1-3-1とほぼ同じである。うちあげ高は、図-4.19に示すようにケース1-3-1(図-4.13参照)とほぼ同じである。

入射波高 $H_o = 3.28\text{m}$ の場合(ケース1-4-2)では、図-4.20に示すように、波浪侵入経路はケース1-3とほぼ同じであるが、河道内の波は潮位の上昇に伴う水深の増大によって $\text{No}19$ まで侵入する。断面内の最大波高は、図-4.21に示すように右岸導流堤先端で 4.2m であり、その後右岸導流堤末端の $\text{No}3$ 付近で 1.5m 、 0.0km 付近で 1.0m となる。さらに $\text{No}7 \sim 0.5\text{km}$ で $0.5 \sim 0.7\text{m}$ となり、それより上流では $0.2 \sim 0.5\text{m}$ の波高に減衰する。うちあげ高は、ケース1-3-2(図-4.16参照)より増大する結果となった。うちあげ高は、 $\text{No}1 \sim \text{No}4$ の左岸導流堤でT.P. $2.1 \sim 2.8\text{m}$ となる。さらにこの上流の $0.0\text{km} \sim 0.5\text{km}$ 付近の左岸側で 1.75m である。右岸側は、 $0.0\text{km} \sim \text{No}7$ 付近が高く、 2.25m のうちあげ高である。この上流の右岸側および左岸側の $\text{No}12$ 付近から上流は、うちあげ高が低く、 1.4m 以下となる。(図-4.22)

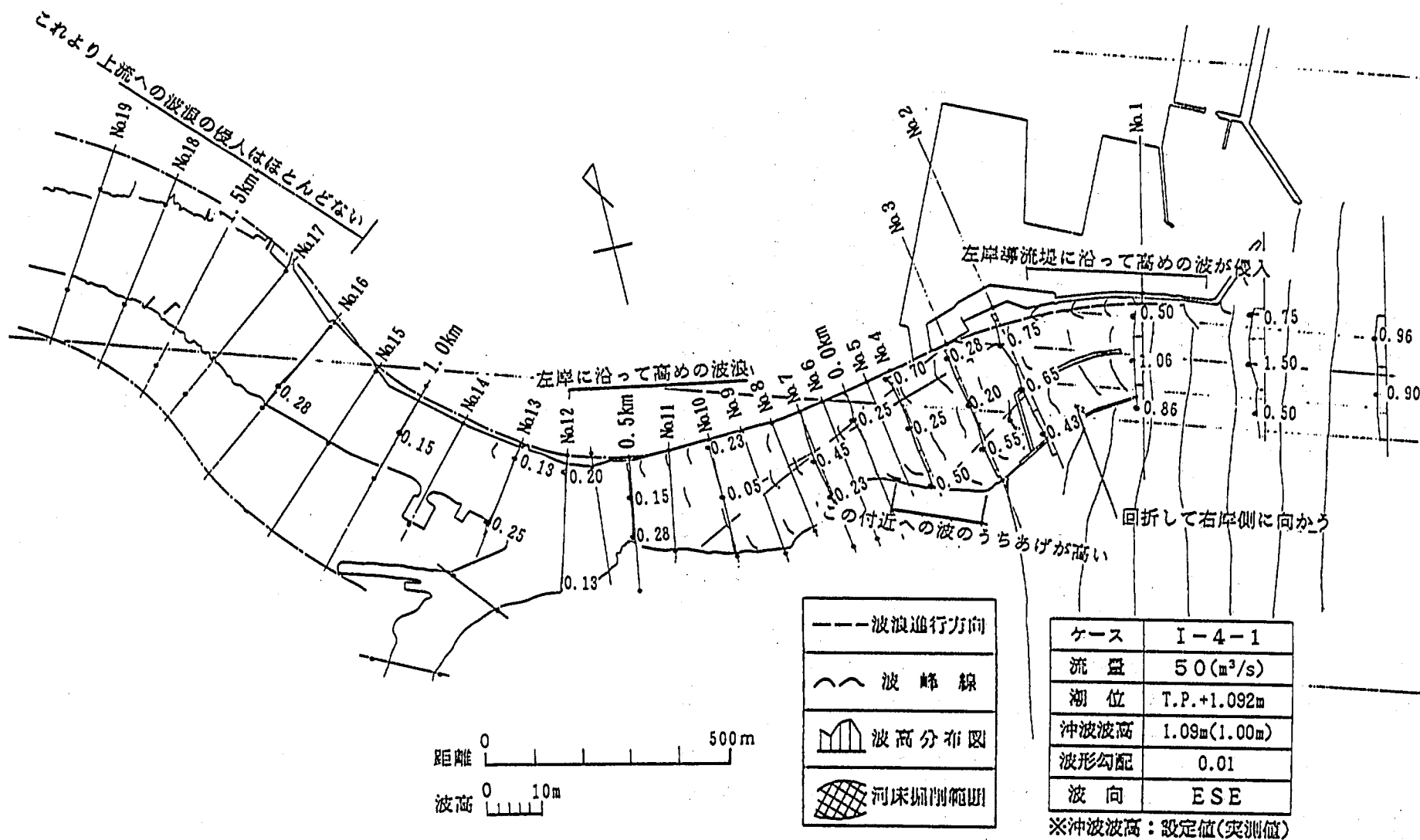


図-4.17 波浪侵入状況および波高分布(ケースI-4-1)

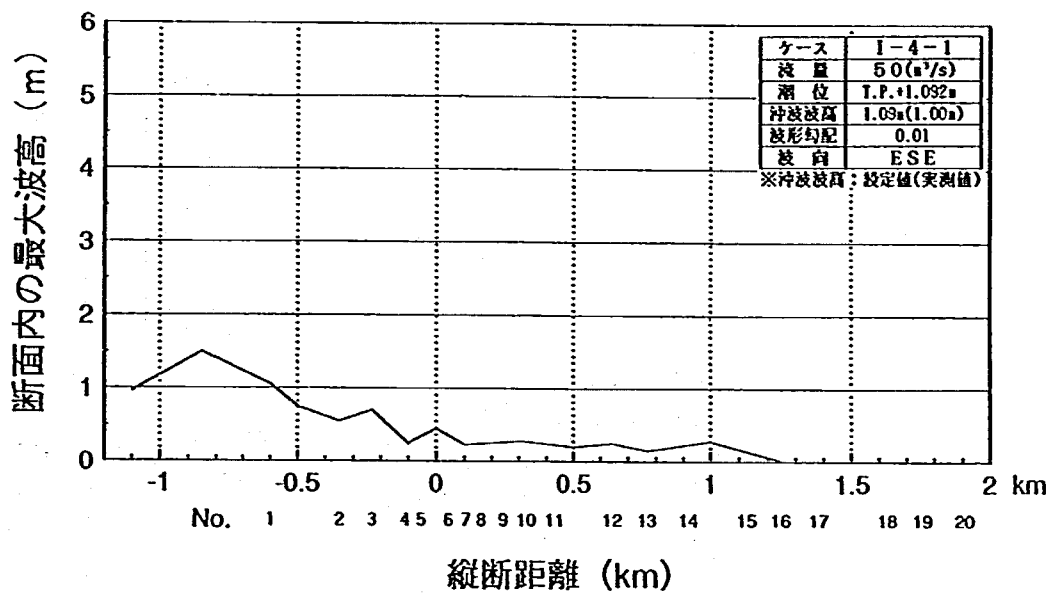


図-4.18 断面内の最大波高の分布(ケース I-4-1)

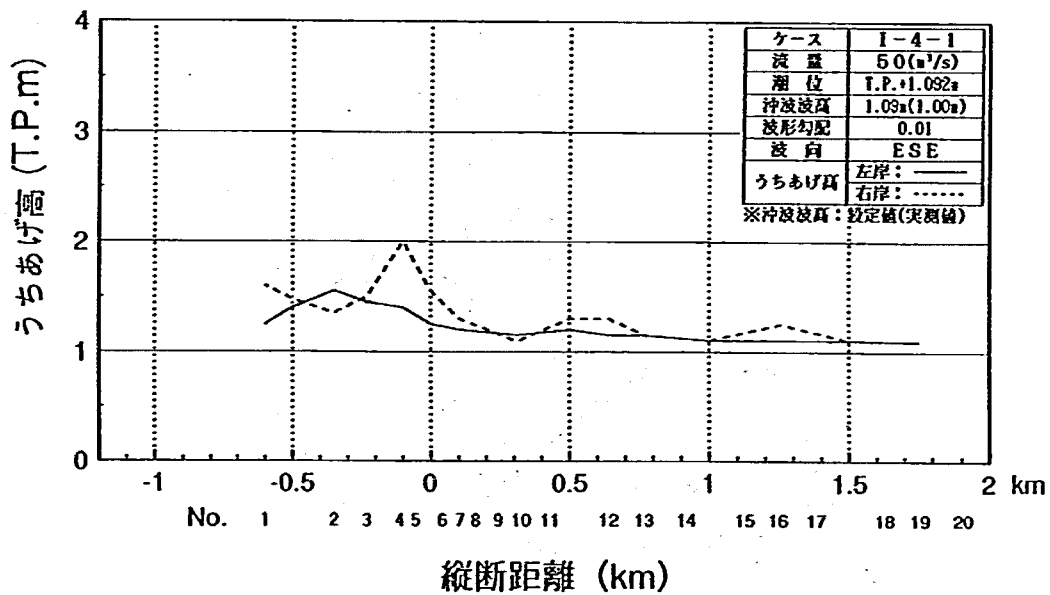


図-4.19 うちあげ高の縦断分布(ケース I-4-1)

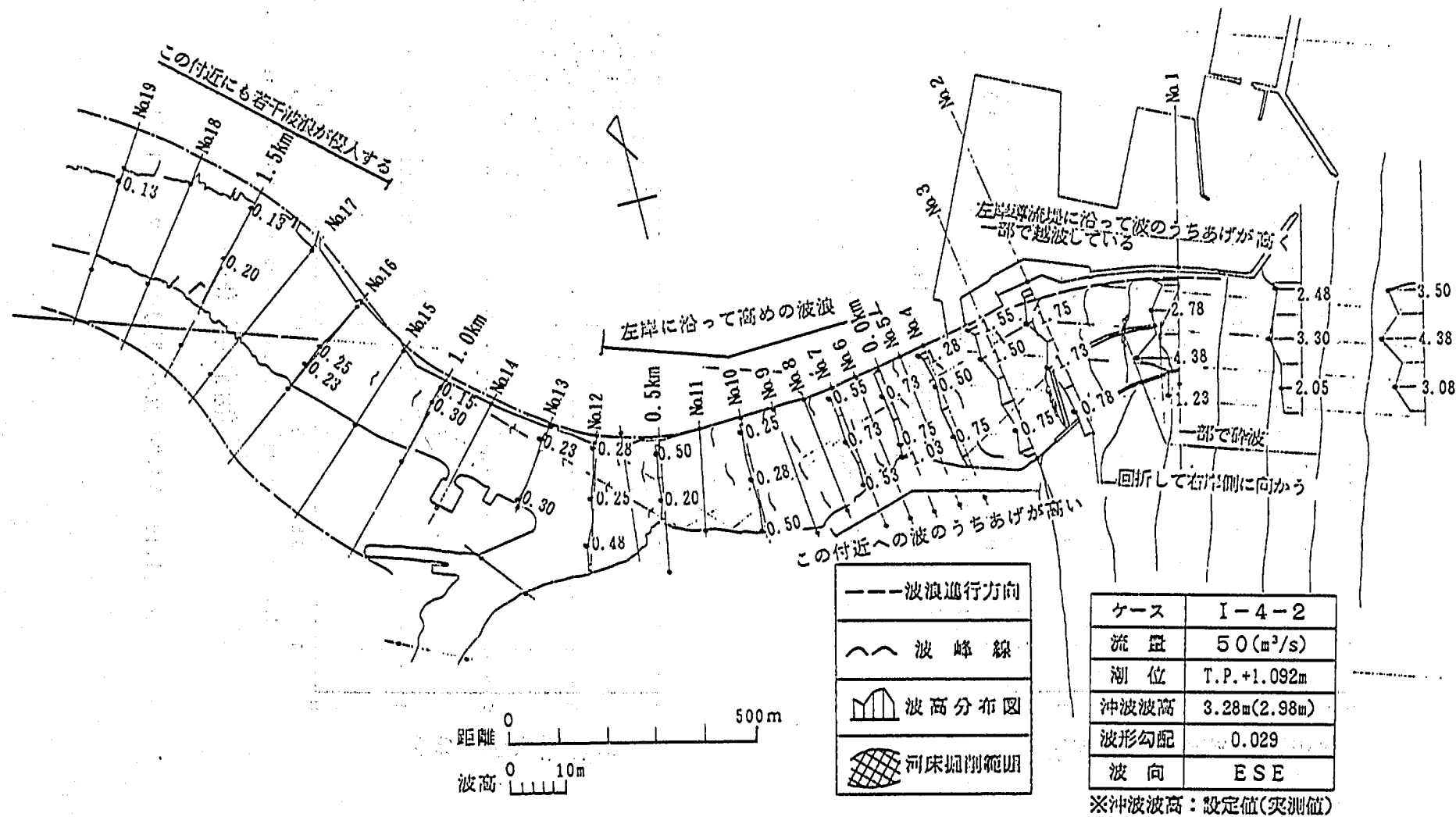


図-4.20 波浪侵入状況および波高分布(ケースI-4-2)

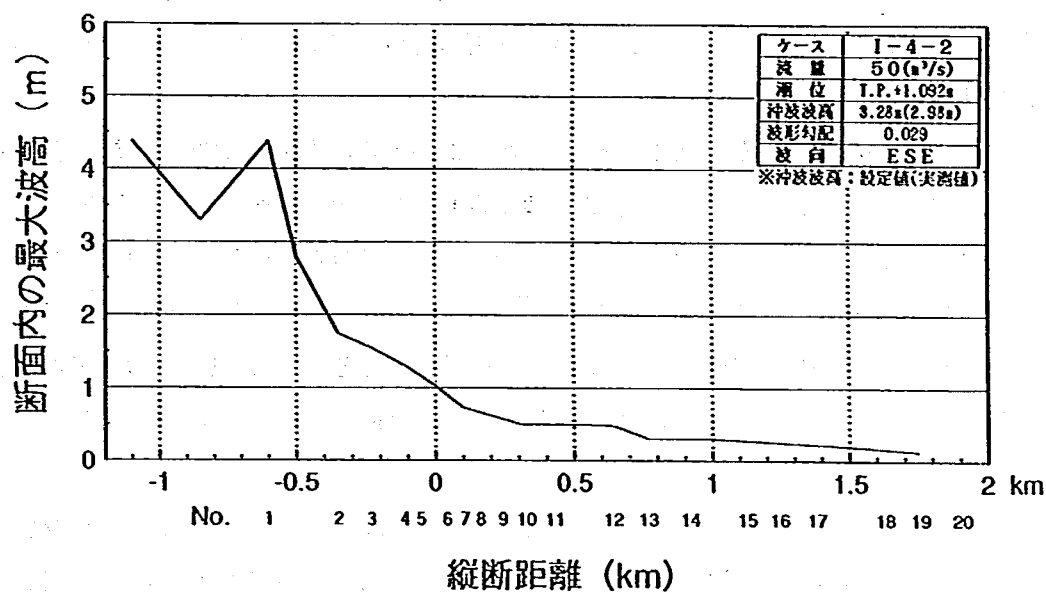


図-4.21 断面内の最大波高の分布(ケース1-4-2)

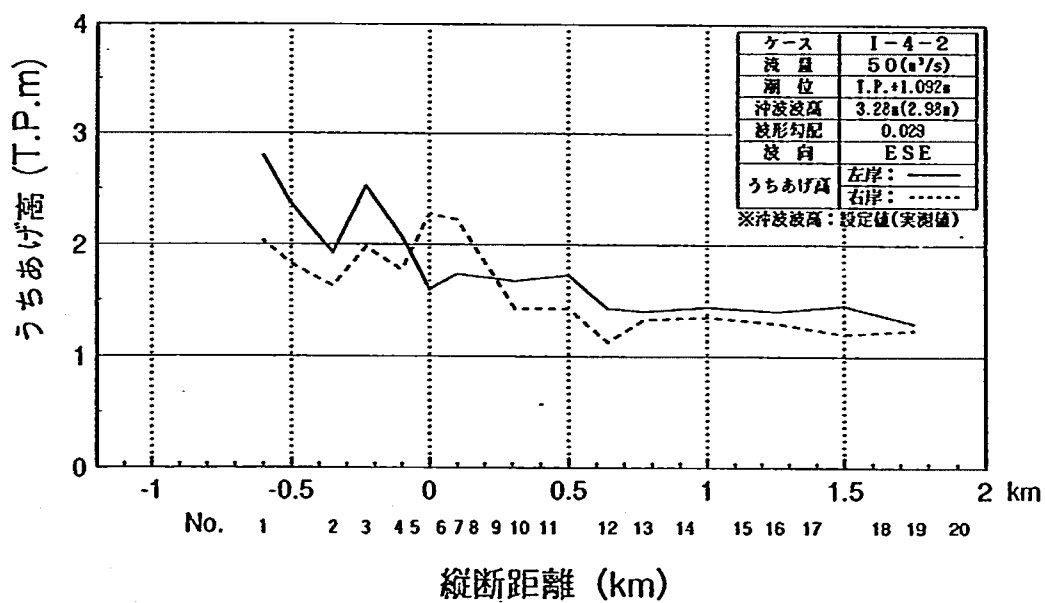


図-4.22 うちあげ高の縦断分布(ケース1-4-2)

(3) 波向E、潮位T.P.0.693m (ケースI-5-1、2)

この実験では、河道に波が直接的に入射するE方向からの波向とし、潮位を朔望平均満潮位のT.P.0.693mとして検討を行った。ケースI-5-1では年間を通じて発生頻度の高い波浪条件を考慮して $H_o' = 1.09\text{m}$ 、周期 $T = 8.5\text{s}$ とした。一方、ケースI-5-2では河口地点で砕波限界となる $H_o' = 3.28\text{m}$ 、 $T = 8.5\text{s}$ の波浪条件とした。

入射波高 $H_o' = 1.09\text{m}$ の場合(ケースI-5-1)の波浪侵入状況を図-4.23に示す。河道内へ直接入射する波は、カギ型の中導流堤によってその侵入が阻止され、左岸導流堤へ当たることや、さらにこの導流堤より波が反射することもない。このため、断面内の最大波高の分布図(図-4.24)に示すように、河道内への侵入波高は波向ESEのケースI-3-1より小さい結果となった。特に河道内の波高は低く、カギ型の中導流堤と右岸導流堤で囲まれた範囲内で最大波高が 0.75m となる以外は、 0.5m 以下であり、No13より上流への波の侵入は生じなかった。うちあげ高も、図-4.25の縦断分布に示すようにNo3付近の左岸でT.P.1.5m、それより上流では兩岸とも 1.0m 以下となる。

入射波高 $H_o' = 3.28\text{m}$ (ケースI-5-2)の場合も、図-4.26の波浪侵入状況および波高分布に示すように、カギ型の中導流堤による波浪侵入防止効果が大きく、河道内への侵入波高はESEの場合よりも小さく、侵入距離も 1.0km までである。河道断面内の最大波高は、図-4.27に示すように、No2~No4付近で最大波高が 1.3m であり、 0.0km より上流河道では 0.5m 以下となる。なお、うちあげ高は図-4.28に示すように、No3の左岸側でT.P.1.9mとなったがそのほかでは 0.0km より下流で 1.5m 以下、 0.0km より上流河道で 1.0m 以下である。

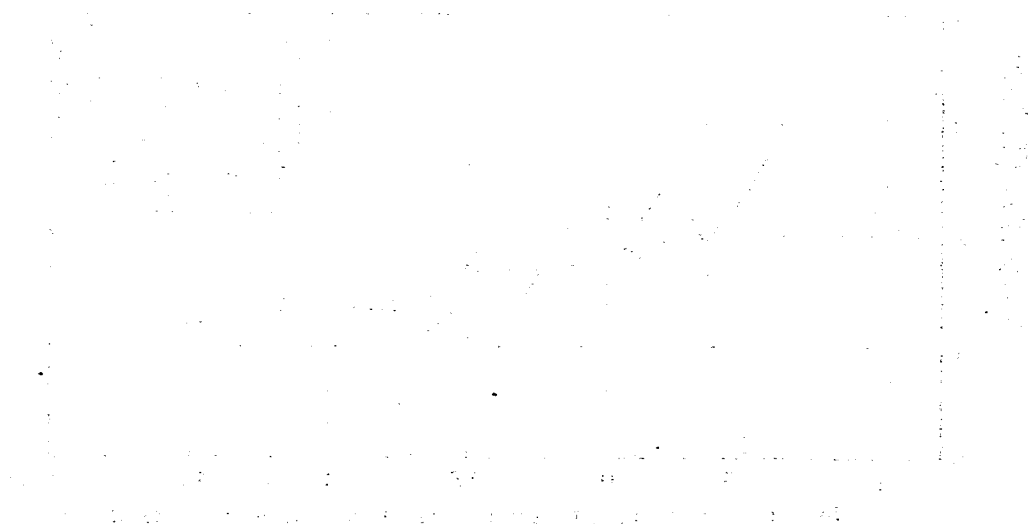


図-4.23 波浪侵入状況

図-4.24 断面内の最大波高の分布図

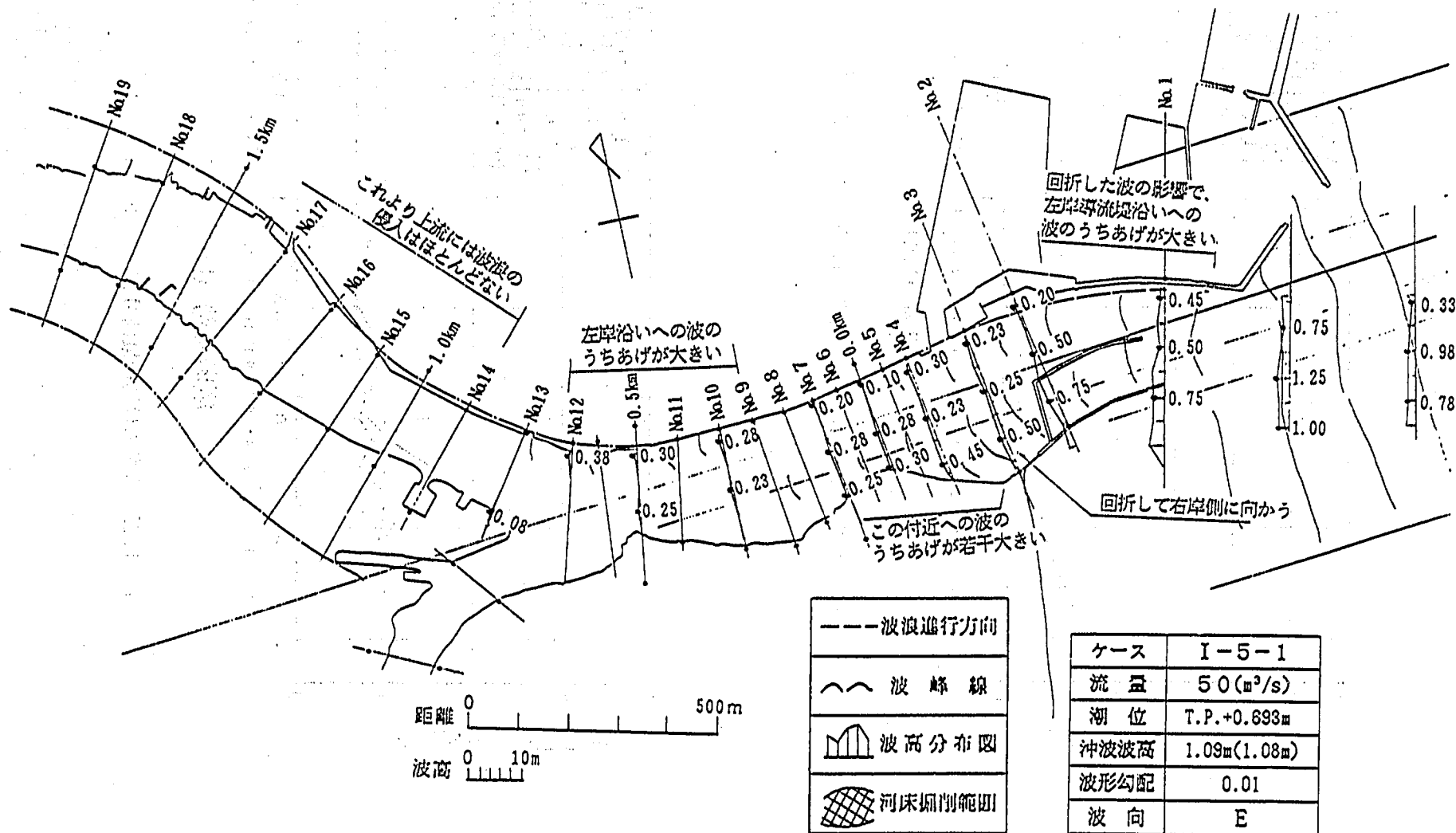


図-4.23 波浪侵入状況および波高分布(ケース I-5-1)

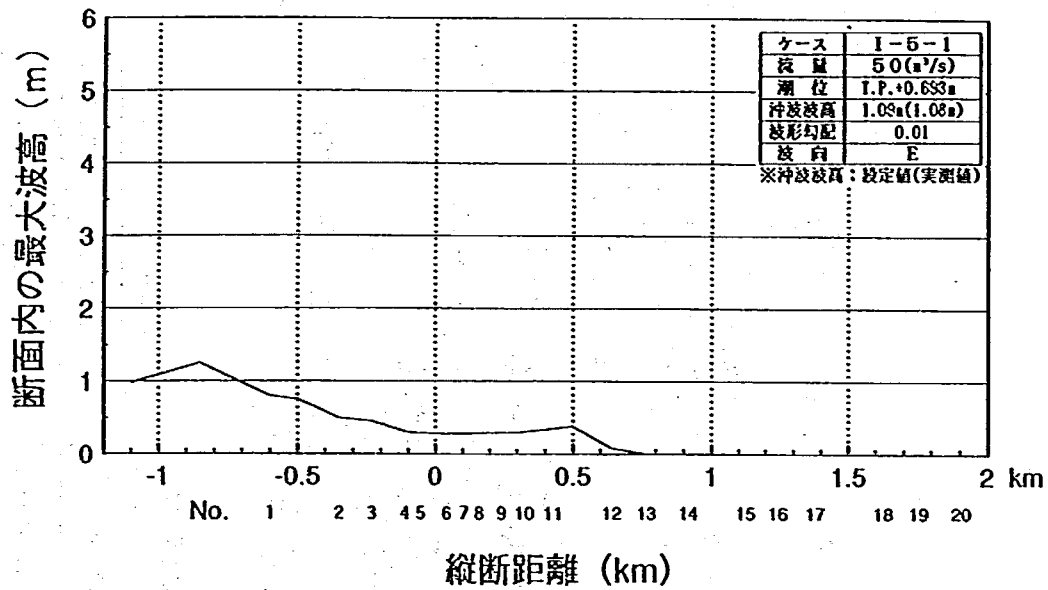


図-4.24 断面内の最大波高の分布(ケース1-5-1)

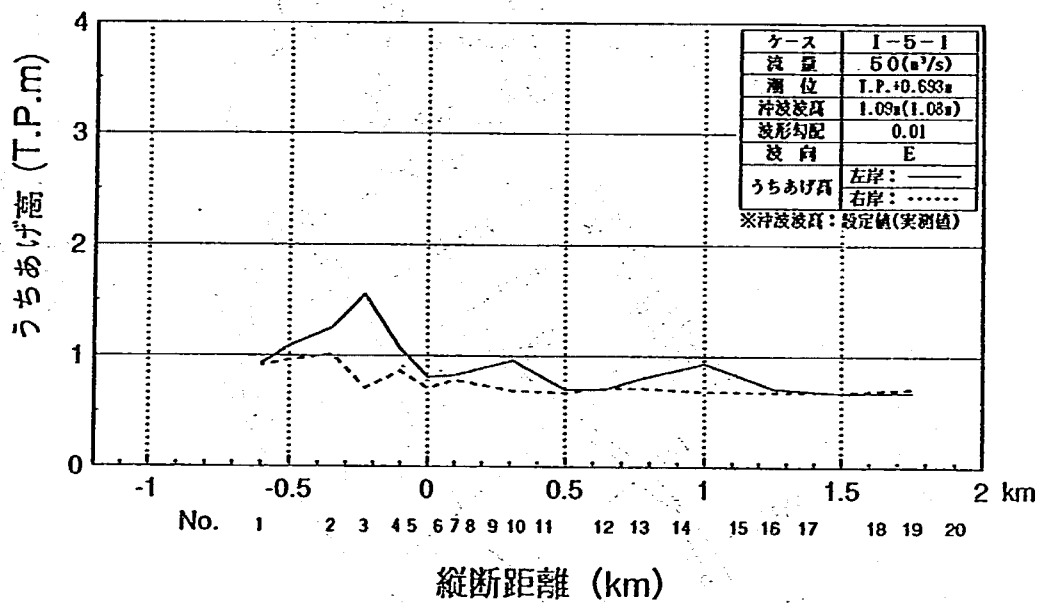


図-4.25 うちあげ高の縦断分布(ケース1-5-1)

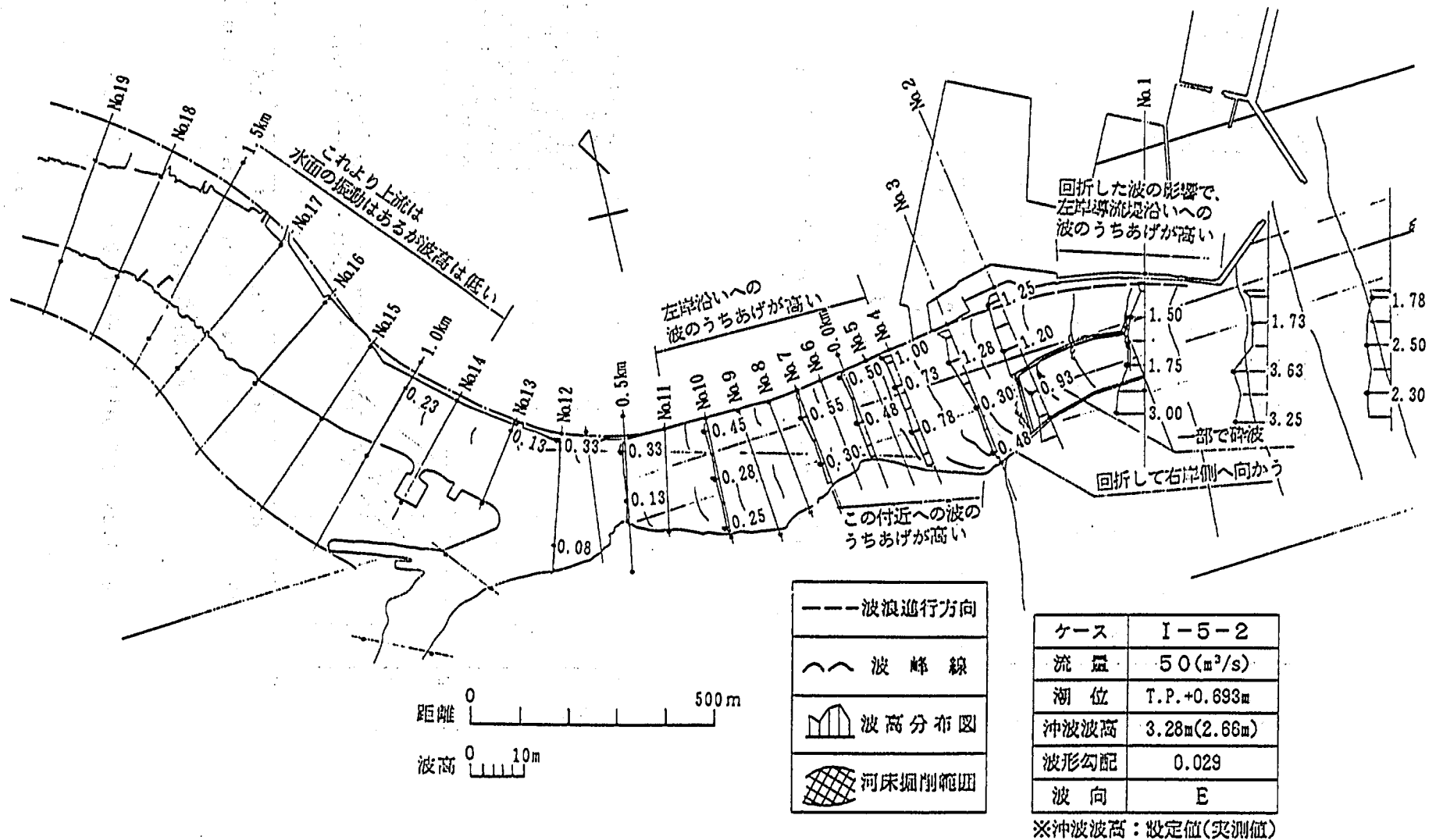


図-4.26 波浪侵入状況および波高分布(ケース I-5-2)

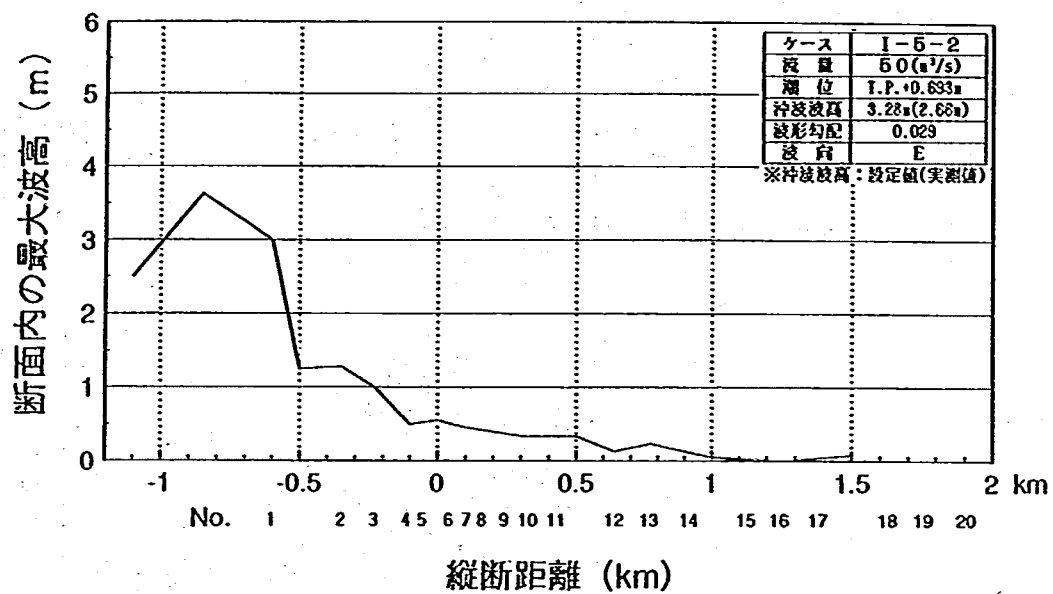


図-4.27 断面内の最大波高の分布(ケース1-5-2)

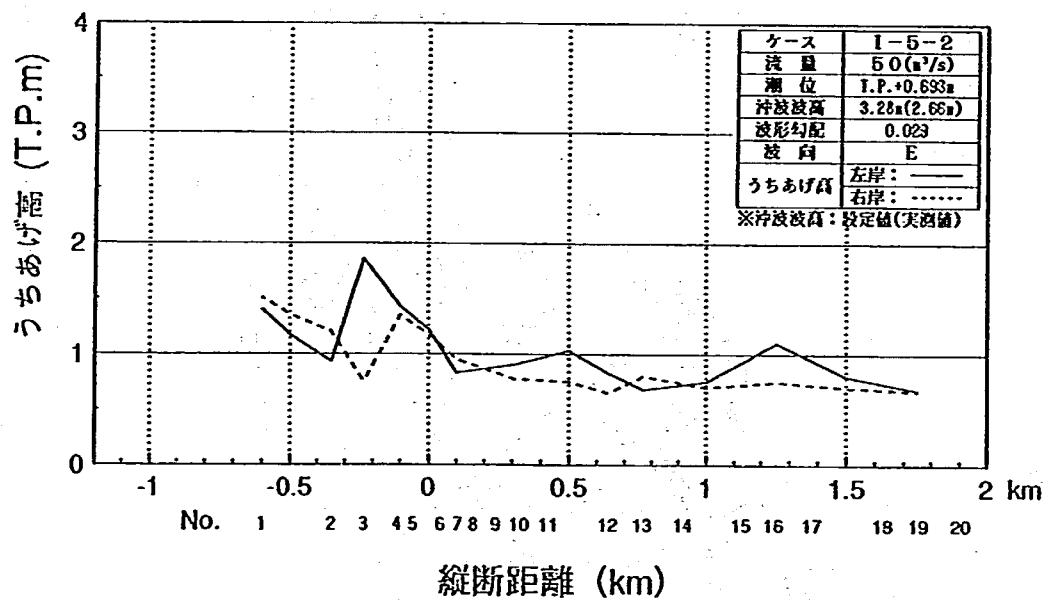


図-4.28 うちあげ高の縦断分布(ケース1-5-2)

(4) 波向E、潮位T.P. 1.093m (ケースI-6-1、2)

この実験では、河道に波が直接的に入射するE方向からの波向とし、潮位を河口出発水位のT.P. 1.092mとして検討を行った。ケースI-6-1では年間を通じて発生頻度の高い $H_o' = 1.09\text{m}$ 、周期 $T = 8.5\text{s}$ とした。一方、ケースI-6-2では河口地点で砕波限界となる $H_o' = 3.28\text{m}$ 、 $T = 8.5\text{s}$ の波浪条件とした。

$H_o' = 1.09\text{m}$ の場合(ケースI-6-1)、図-4.29の波浪侵入状況および波高分布に示すように、ケースI-5-1と同様、左岸導流堤に沿う波高が低く、かつカギ型の中導流堤による波浪侵入防止効果によって河道内への侵入波高がESEの場合より低い。河道内の最大波高は、図-4.30に示すように、 $\text{No}1 \sim \text{No}4$ で $0.5 \sim 0.6\text{m}$ となり、 0.0km から上流河道で 0.3m 以下である。またうちあげ高も低く、図-4.31のうちあげ高の縦断分布に示すように、両岸ともT.P. 1.3m以下であった。

$H_o' = 3.28\text{m}$ (ケースI-6-2)の場合も、図-4.32の波浪侵入状況および波高分布に示すように、河道内への侵入波高は波向ESEの場合よりも低くなっている。河道内における最大波高は、図-4.33に示すように、 $\text{No}2 \sim \text{No}4$ で $1.5\text{m} \sim 1.3\text{m}$ であり、 $0.0\text{km} \sim 0.5\text{km}$ 間が $0.5 \sim 0.75\text{m}$ となり、その上流では 0.3m 以下である。うちあげ高は、図-4.34に示すように、左右岸とも $\text{No}3 \sim 0.0\text{km}$ が高く、T.P. 2.1mとなる。さらに $\text{No}7 \sim \text{No}10$ の左岸で 1.5m のうちあげ高となるものの、他は 1.4m 以下である。

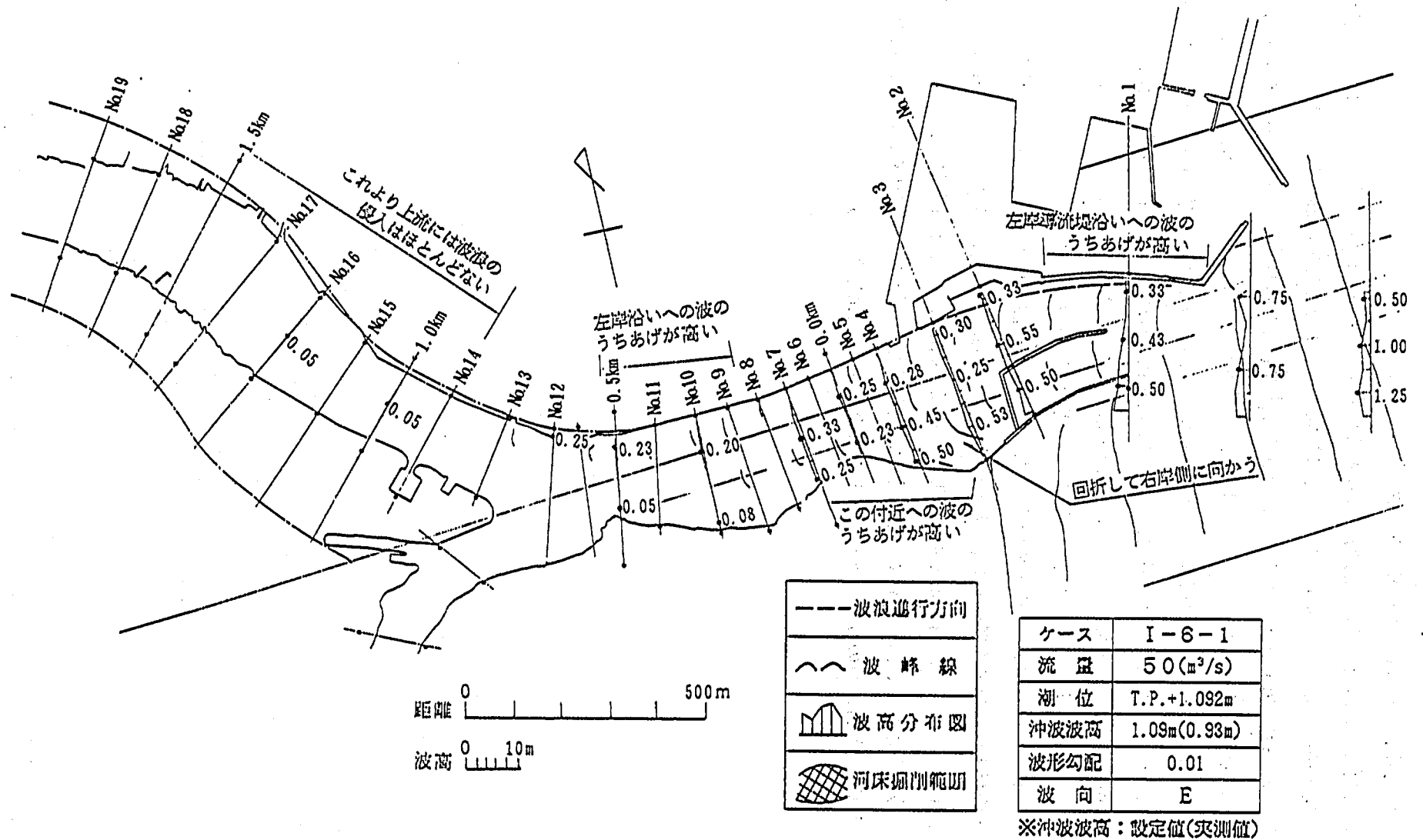


図-4.29 波浪侵入状況および波高分布(ケース I-6-1)

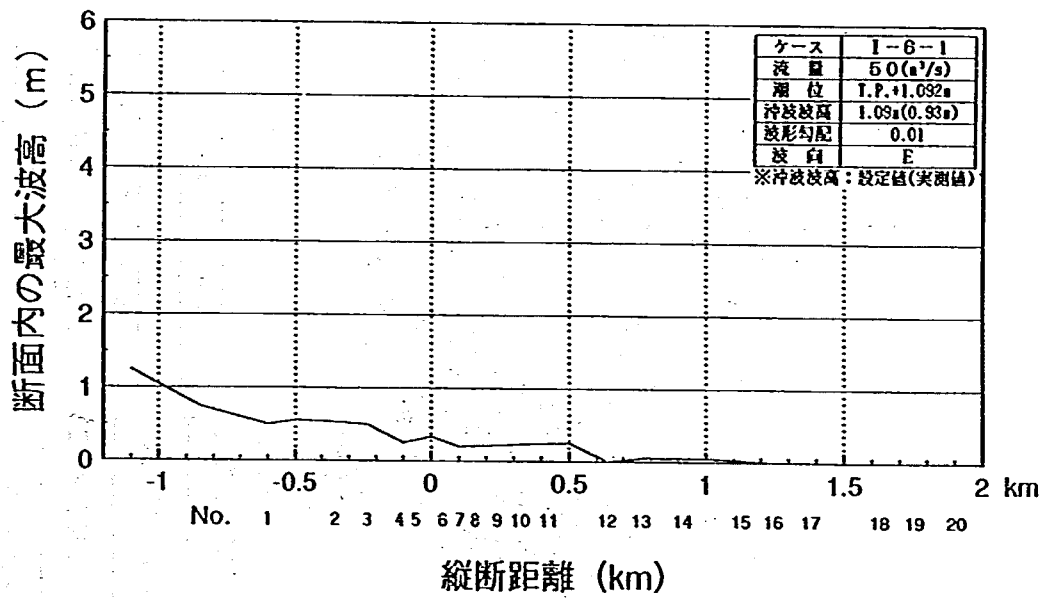


図-4.30 断面内の最大波高の分布(ケース I-6-1)

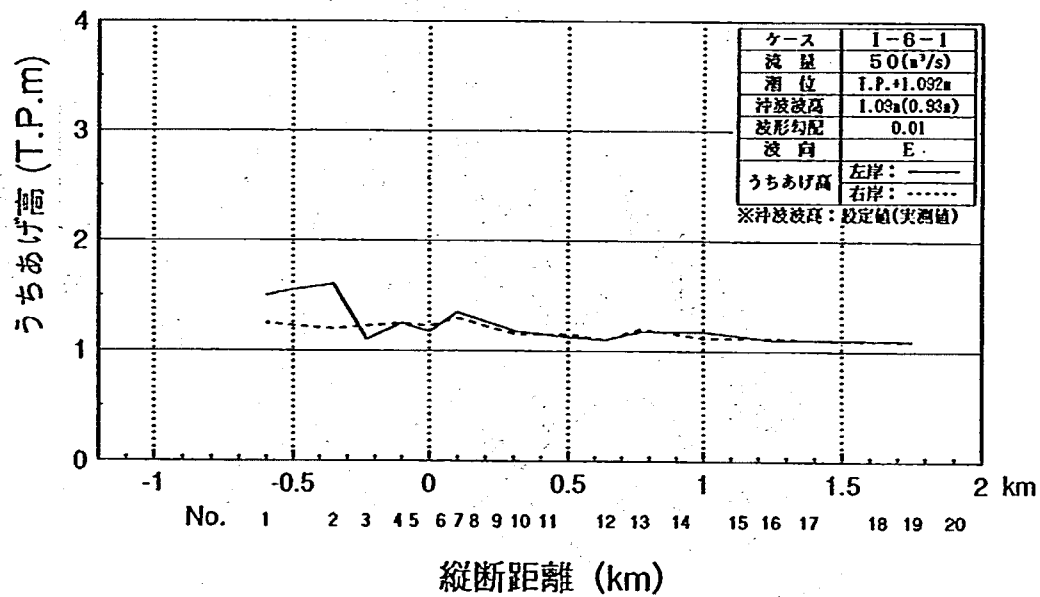


図-4.31 うちあげ高の縦断分布(ケース I-6-1)

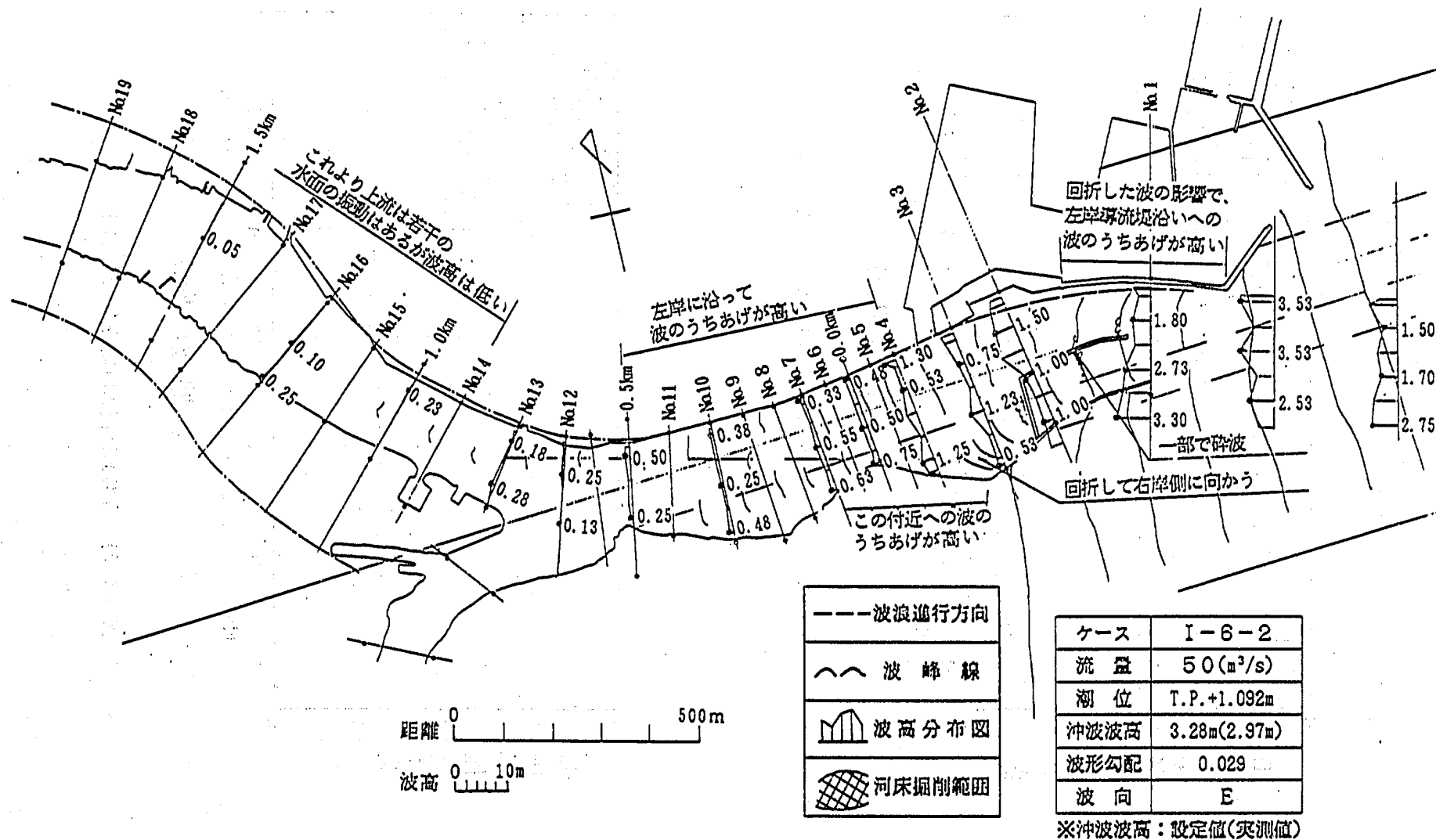


図-4.32 波浪侵入状況および波高分布(ケースI-6-2)

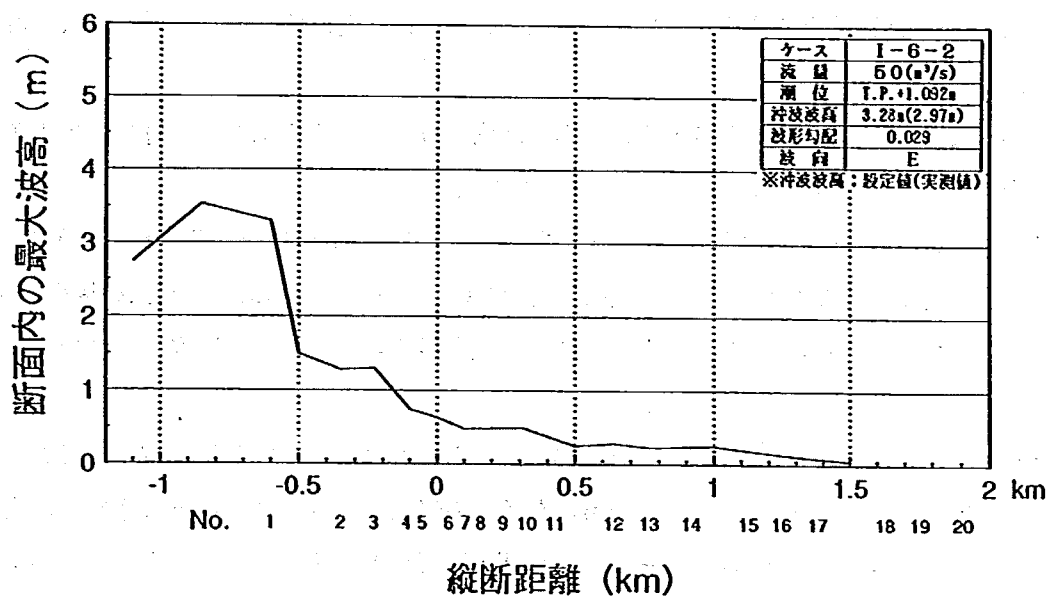


図-4.33 断面内の最大波高の分布(ケース I-6-2)

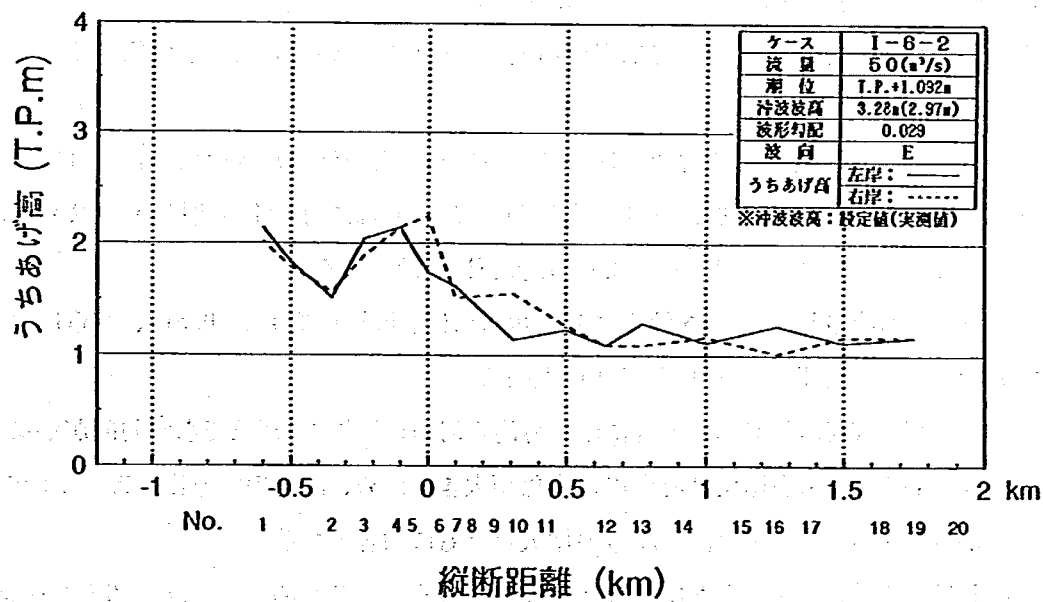


図-4.34 うちあげ高の縦断分布(ケース I-6-2)

(5) まとめ

現況河道の波浪侵入実験の結果は以下に要約される。

- ①河道内への波浪侵入は河口地点(右岸導流堤先端付近)で砕波限界近くの波が最も危険な波と考えられる。これより波高の高い波は沖合で砕波して減衰するため、河道内波高は砕波限界付近の侵入波と同程度かむしろ低くなる。
- ②現況河道では、河道に直線的に入射するE方向の波向よりも、やや南側から入射し、発生頻度が高いESE方向の場合の方が河道内の侵入波高、うちあげ高とも大きい。
- ③波向ESEの場合、河道内への侵入波は、No2～No3付近の左岸導流堤に当り、そこから反射した波がNo10～0.5kmの右岸側に向かう。このような波の反射、回折によって波高、うちあげ高が高い箇所が生じる。これに対し波向Eでは、カギ型の中導流堤によって波浪侵入が阻止され、かつ左岸導流堤に沿って侵入する波高もかなり低くなる。
- ④現況河道における波のうちあげ高は、No1～No4付近の左岸導流堤でT.P. 2.1m～2.8mである。さらにこの上流の0km～0.5km付近の左岸側がT.P. 1.75mとなる。右岸側は、0km～No7付近のうちあげ高が高く、T.P. 2.25mである。ここより上流の右岸側および左岸側のNo12付近から上流では、うちあげ高は低く、T.P. 1.4m以下である。
- ⑤カギ型の中導流堤は河道内への波浪侵入防止上大きな効果を有している。したがって中導流を撤去した場合や、河口部を掘削した場合は波浪侵入がかなり増大すると判断される。

4.6 まとめ

現況河道実験で明らかとなった事項は以下に要約される。

- ①洪水流実験によれば、約4,000 m^3/s までは現況河道の河口部において計画高水位(H.W.L.)以下の流下能力で流すことが可能である。
- ②流量3,600 m^3/s の場合、カギ型の中導流堤区間(No1～No3)および低水路幅の狭い1.0km付近とその上流断面間での水位の縦断変化が大きい(0.5～0.6m水位が上昇)。これに対し流量規模が小さい2,400 m^3/s および1,800 m^3/s の場合は、ほぼ一様な水面勾配1/3300および1/5500となる。
- ③現況河道で計画高水流量5,000 m^3/s を流下させる場合には、H.W.L.を0.2～0.5m、さらに改訂案の計画高水流量の6,700 m^3/s になるとH.W.L.を1.0～1.5m上回る。
- ④流量が5,000 m^3/s および6,700 m^3/s の場合には、外海と河口導流堤内のNo2で水面勾配がかなり急となる。
- ⑤酒沼川の合流点から下流の右岸側は河岸線の変化が大きいため、河岸の張り出し部の下流側で流れが剥離し、逆流渦が発生する。この現象は、流量の増大とともに顕著となる。
- ⑥河道内の流れは、流量の増大とともに直進する傾向となる。このため0.5～1.0km間の左岸寄りの流速が速くなり、流量5,000 m^3/s 時で3.5～4.0m/s、流量6,700 m^3/s では5.0～5.3m/sの高流速となる。
- ⑦カギ型の中導流堤は右岸側の流れを阻害し、流況にかなり悪影響を及ぼしている。したがって、洪水疎通を図る上からは撤去が有効と考えられる。
- ⑧洪水流は、導流堤による縮流の影響によって導流堤先端から海域へはあまり拡がらずにそのまま直進して外海へと流出する。また、流量の増大とともに那珂湊漁港への流入量が多くなり、流入部では流れがか

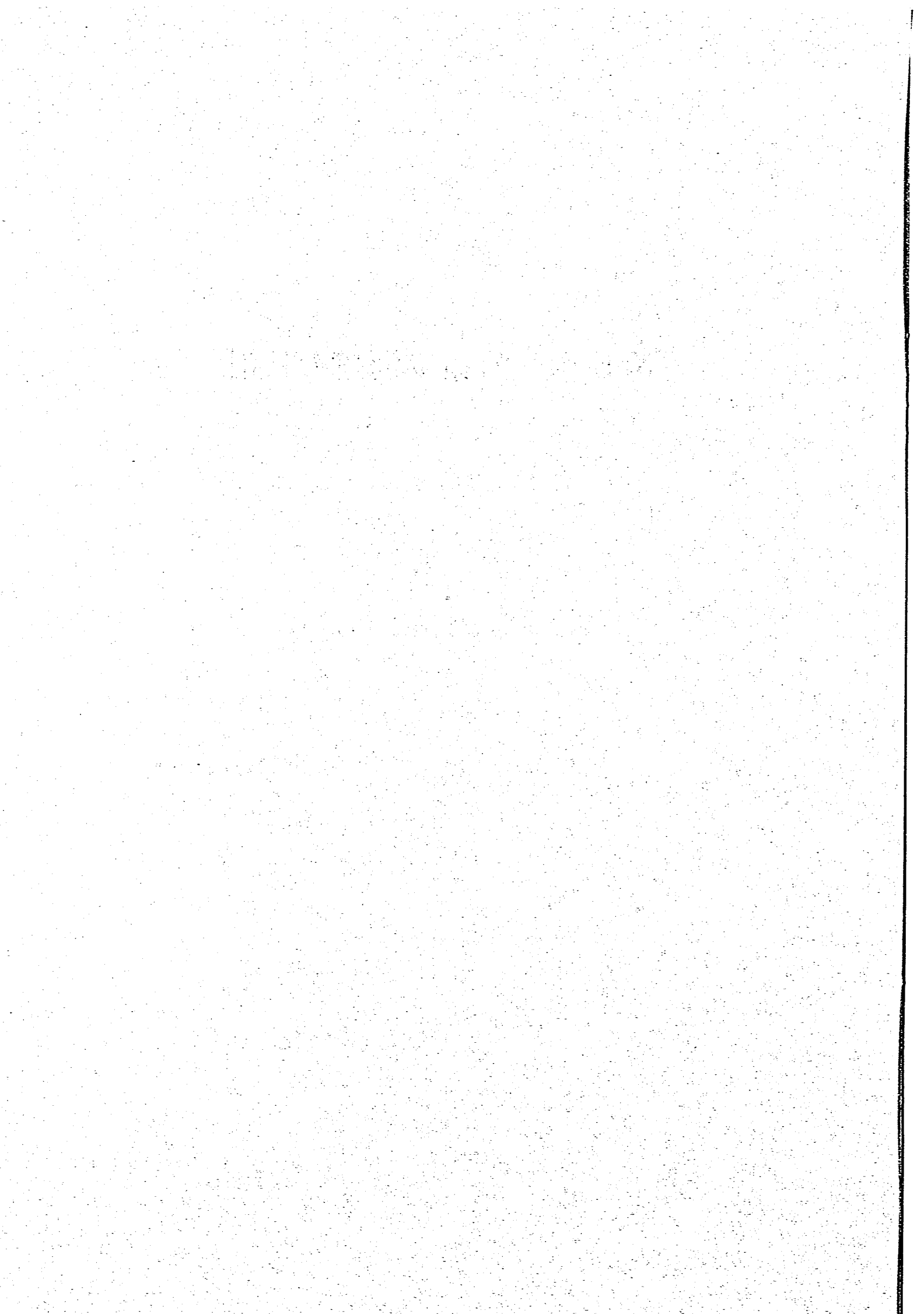
なり速くなる。

⑨現況河道では、E方向の波向よりも発生頻度の高いESE方向の場合の方が河道内の侵入波高、うちあげ高とも高い。

⑩波向ESEの場合、河道内へ侵入した波は、No2～No3の左岸導流堤に当り、その後ここより反射した波がNo10～0.5km付近の右岸側に向かう。このような波の反射、回折によって波高、うちあげ高が場所的に高くなる箇所が生じる。これに対し、波向Eではカギ型の中導流堤によって波浪の侵入が阻止され、かつ左岸導流堤に沿って侵入する波高もかなり低くなる。

⑪カギ型の中導流堤は、河道内への波浪侵入防止に大きな効果を有している。よって中導流堤を撤去した場合や、河口部を掘削した場合は波浪侵入がかなり増大すると判断される。

第5章 対策案河道の検討



第5章 対策案河道の検討

5.1 まえがき

ここでは、洪水時の流下能力を確保するため、河口部にあるカギ型の中導流堤を撤去する案と、河道拡幅および掘削による河道整正案について検討する。また、波浪侵入対策を考慮した最終的な河道形状についても検討する。

5.2 実験条件

各対策案の検討は洪水流実験と波浪侵入実験とからなる。中導流堤撤去案の洪水流実験では、現況河道の場合と比較する。1986年(昭和61年)8月の洪水流量($Q_p=3,600\text{m}^3/\text{s}$)および1991年(平成3年)8月の洪水流量($Q_p=2,400\text{m}^3/\text{s}$)、計画高水流量($Q_p=5,000\text{m}^3/\text{s}$)、改訂案の計画高水流量($Q_p=6,700\text{m}^3/\text{s}$)の4ケースを定流で通水する。ところで現況河道を改訂案の計画高水流量に対応した河道にするには大規模な河道改修が必要であり、その実現には今後相当長い年月を要すると考えられる。このことから、河道整正案と最終対策案の洪水流実験では、まず現計画高水流量が流下可能な河道形状について検討を行うものとし、通水流量は現計画高水流量のみとした。なお、最終対策案については現計画高水流量に加えて改訂案の計画高水流量も通水して検討する。

波浪侵入実験では、各河道に平水流量($Q_p=50\text{m}^3/\text{s}$)を通水し、現況河道実験の結果得られた最も危険と考えられる波浪条件(計画河口出発水位T.P. 1.092m、砕波限界波高3m、波向ESE)を与え、波浪侵入状況・河道内波高・うちあげ高について検討する。また、最終対策案の波浪侵入実験では、E方向からの入射波についても検討を加える。

5.3 中導流堤撤去案

第4章で述べたように、カギ型の中導流堤は河口港の建設とともに船舶の航路維持という役目を終えており、逆に洪水疎通の妨げになっている。また、現況河道の実験結果からも、中導流堤は洪水流の流下に悪影響を及ぼしており、洪水疎通を図る上からは撤去が望ましいと考えられる。しかし、中導流堤は河道内への波浪侵入をかなり防止しており、撤去により波浪の侵入を招くことが危惧される。ここでは、現況河道の実験結果を比較資料とし、中導流堤の撤去による水位低減効果や波浪侵入等の問題点を明らかにする。また、中導流堤撤去後の中導流堤と右岸導流堤により囲まれた区間における河床の変動状況を既往の洪水時の河床変動から推測し、流下能力と波浪侵入状況について検討を試みる。

5.3.1 洪水流実験

(1) 中導流堤を撤去し $2,400\text{m}^3/\text{s}$ を通水(ケースⅡ-1-1)

水位縦断を図-5.1に示す。図中には現況河道(中導流堤の撤去前)との比較のためケースⅠ-1-2の水位縦断も示す。各断面の水位を比較すると、中導流堤撤去後の水位低下は最大0.05m程度である(0.0km、0.5km、1.0km地点)。このことから判断すると、 $2,400\text{m}^3/\text{s}$ 程度の洪水時には中導流堤が存在することにより水位の堰上げが起こっているとは言い難い。

流況を図-5.2に示す。中導流堤が撤去されたことにより、中導流堤の設置区間では主流線の左岸側への偏りはなくなり、洪水はほぼ直線的に流下する。河口部の各断面(Na1~Na3)の流速は、横断方向にほぼ一

様である。中導流堤撤去前には主流線位置が左岸側に偏り、No1で2.32m/sの流速であったが、撤去後にはNo1で2.08m/sと約15%低下した。

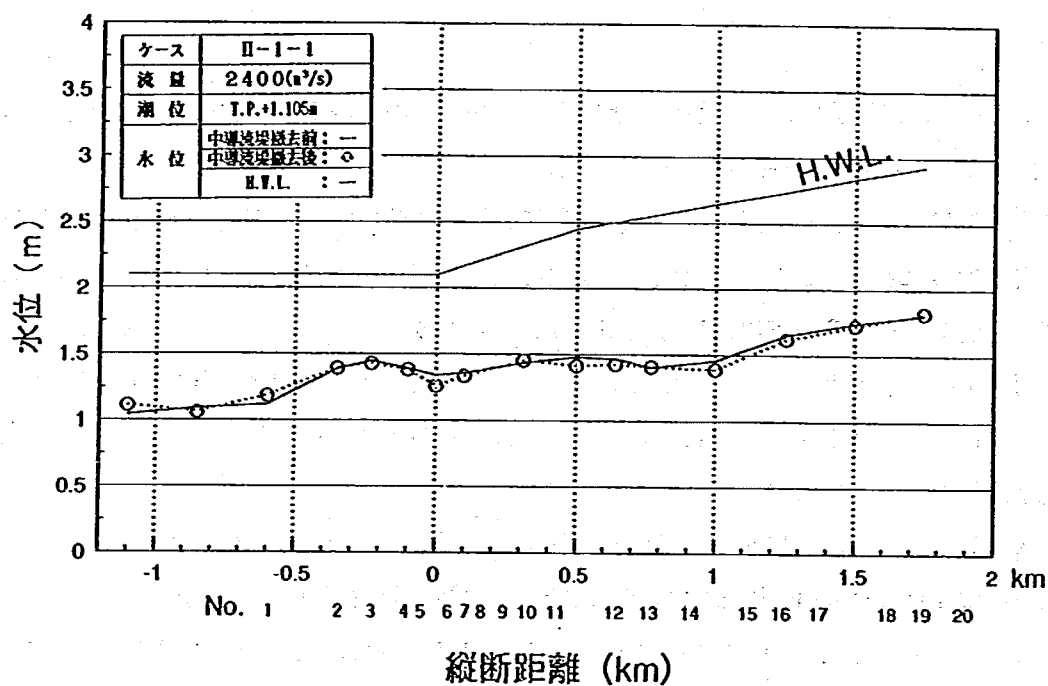


図-5.1 水位縦断(ケースII-1-1)

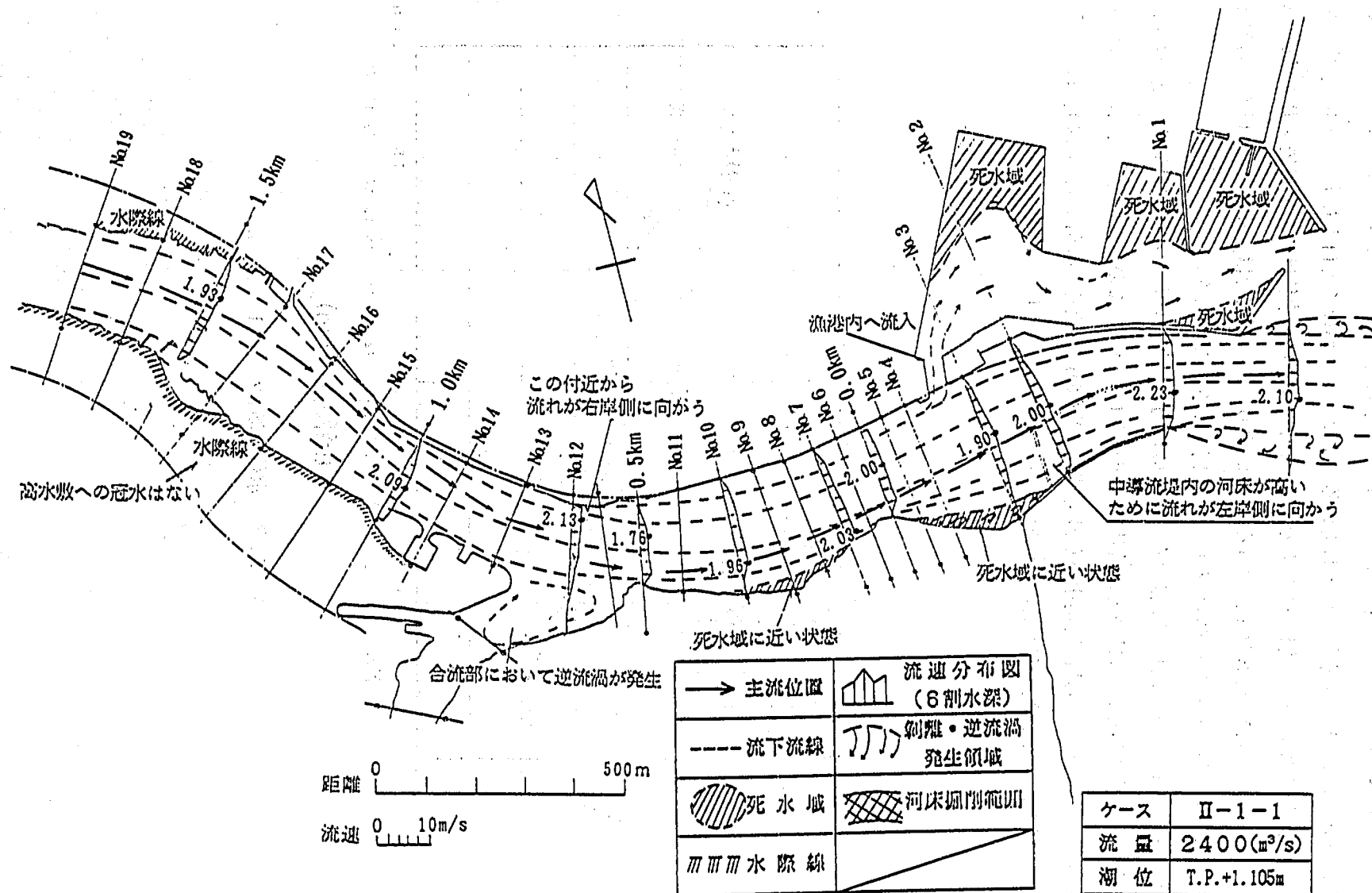


図-5.2 流況(ケースⅡ-1-1)

(2) 中導流堤の撤去後3,600 m^3/s を通水(ケースII-1-2)

水位縦断を現況河道(ケースI-1-1)の水位縦断とともに図-5.3に示す。現況河道の水位と比較すると、全体に0.1~0.15m水位が低下している。本ケースにおける河口より上流方向の水位変化を調べると、No1~No2区間で水面勾配が約1/200と急である。また、0.0kmの水位はその上下流よりも低い($\Delta h=0.3\text{m}$)が、No2~1.0kmの水面勾配は約1/3,000である。1.0kmより上流の区間では、1.0km~No15で水面勾配が約1/400と再び急になるが、その上流ではH.W.L.とほぼ同じ水面勾配となる。

流況を図-5.4に示す。河口部では洪水がほぼ直線的に流下するが、右岸側の河床が高いために主流線位置は若干左岸側に偏り、特にNo2では波状跳水が発生している。このことは導流堤前面での局所洗掘の発生を示唆する。河口部の流速は河道中央が最も速く、No1の最大流速は3.07 m/s 、No2のそれは2.67 m/s である。一方、No3の右岸側では、河口砂州下流の死水域の影響により2.13 m/s と流速が遅い。

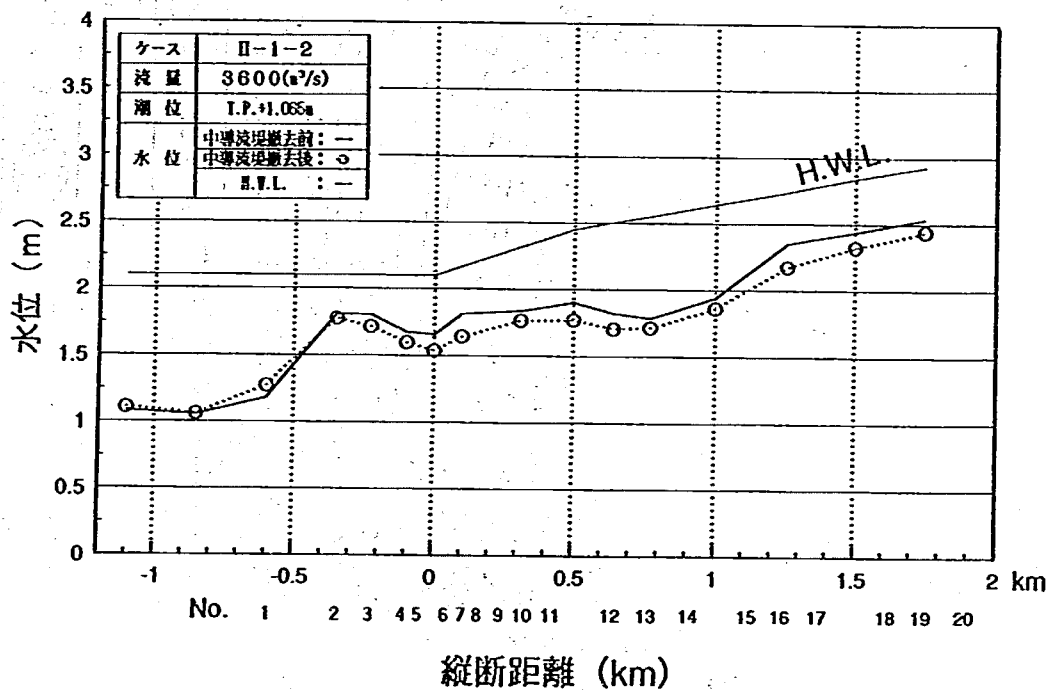


図-5.3 水位縦断(ケースII-1-2)

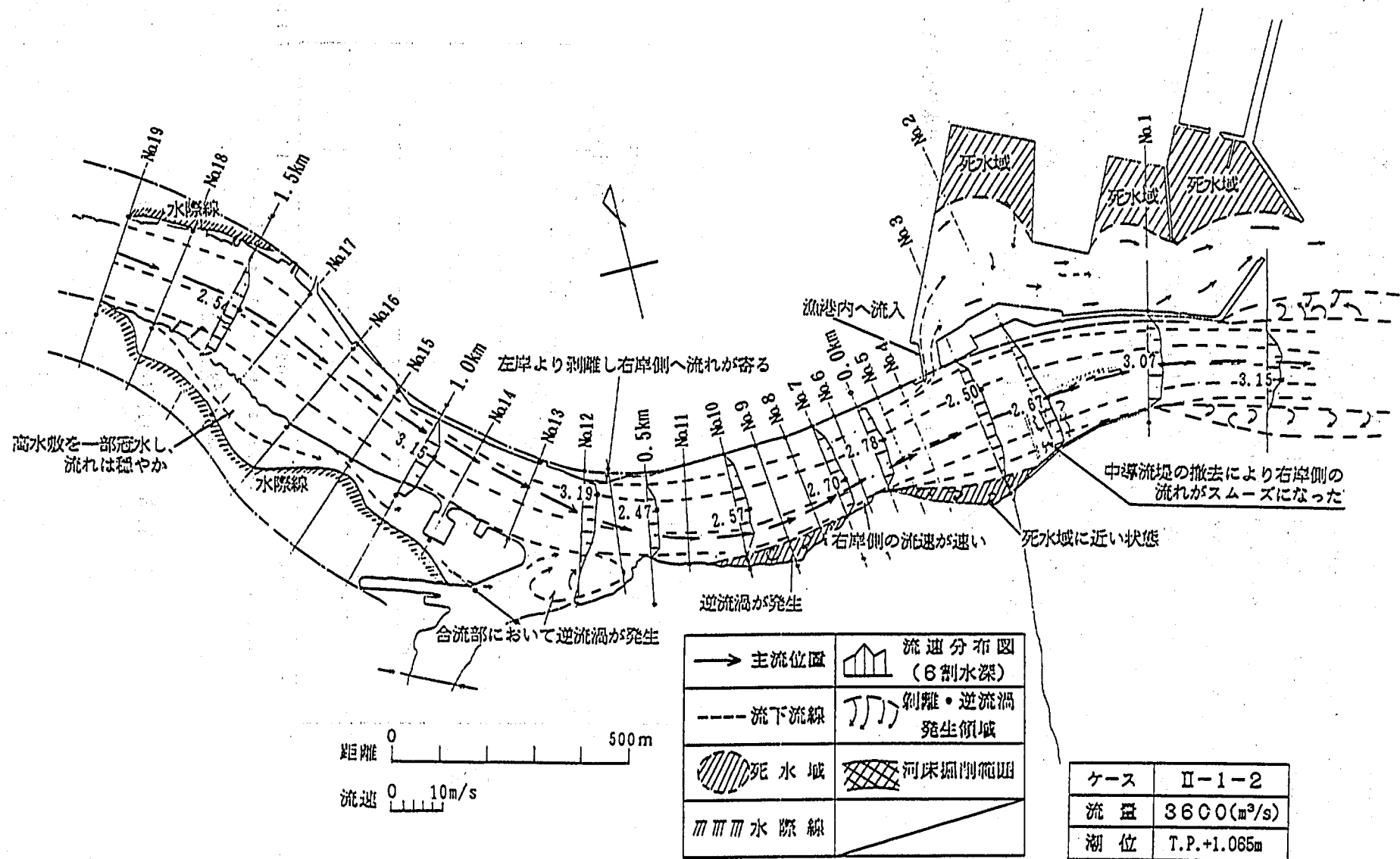


図-5.4 流況(ケースII-1-2)

(3) 中導流堤の撤去後 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水(ケースII-1-3)

水位縦断を図-5.5に示す。ケースI-2-2の水位縦断と比較すると、中導流堤の撤去により最大で約 0.3m (0.0km)水位が低下し、その他の断面でも $0.1\sim 0.2\text{m}$ 水位が低下する。しかし、右岸導流堤の取り付け位置である No.3 より上流の区間でH.W.L.以下にまで水位が低下したのは、 0.0km と No.13 の2箇所のみである。 0.0km より下流では、 $\text{No.1}\sim \text{No.2}$ の区間で約 0.8m も水位が変化し、 No.2 では水位がH.W.L.を約 0.2m 上回る。 $0.0\text{km}\sim \text{No.13}$ の間では、 $0.0\text{km}\sim \text{No.10}$ の区間で水位が急激に上昇し($\Delta h=0.4\text{m}$)、 No.10 では水位がH.W.L.を 0.2m 上回る。 No.13 より上流では、 No.13 でH.W.L.とほぼ同様の水位であるが、 $\text{No.13}\sim \text{No.16}$ で約 0.7m も水位が急激に上昇し、 No.16 より上流ではH.W.L.を約 0.7m も上回る。

流況を図-5.6に示す。河口部の主流線位置はほぼ河道中央にあり、左岸側に流れが偏ることなく噴流状に海域へ洪水流が流出する。河口 No.1 での最大流速は 4.22m である。また、 No.3 での流速は最大で 3.19m/s であるが、 0.0km で再び速くなり 3.40m/s となる。同様にして、 No.13 までで流速が徐々に遅くなるが、 No.13 の左岸側で 3.76m/s 、 1.0km で 3.39m/s となる。

これらの結果を見ると、河口部、河口砂州部、 0.5km 、 $\text{No.13}\sim \text{No.16}$ の各挟持部で水位が急激に上昇し、流速が速くなることが分かる。

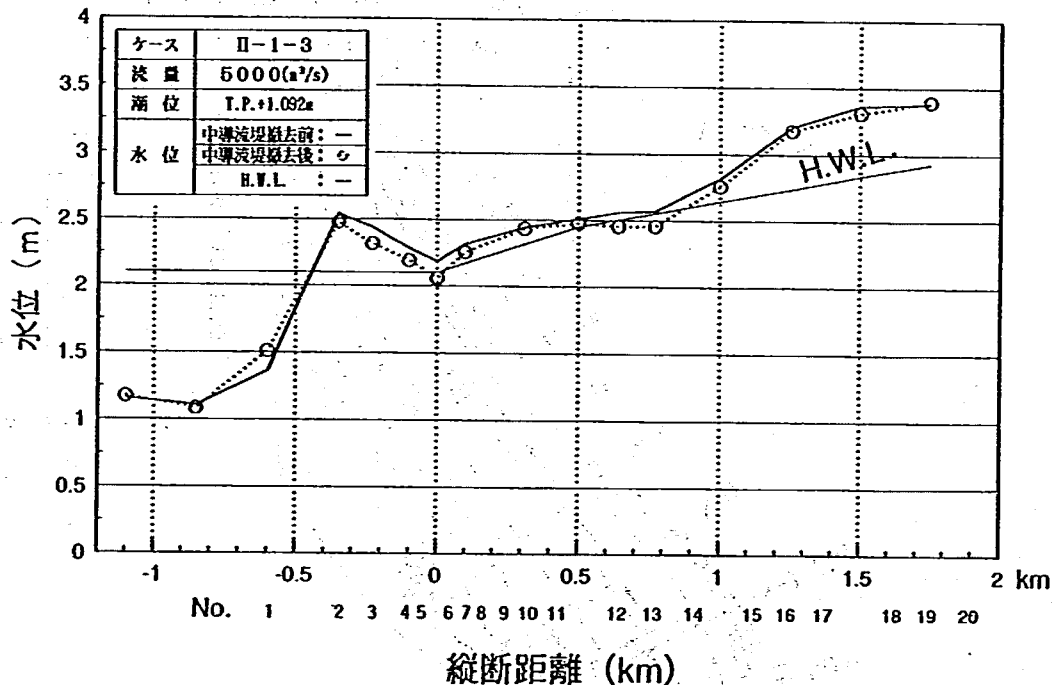


図-5.5 水位縦断(ケースII-1-3)

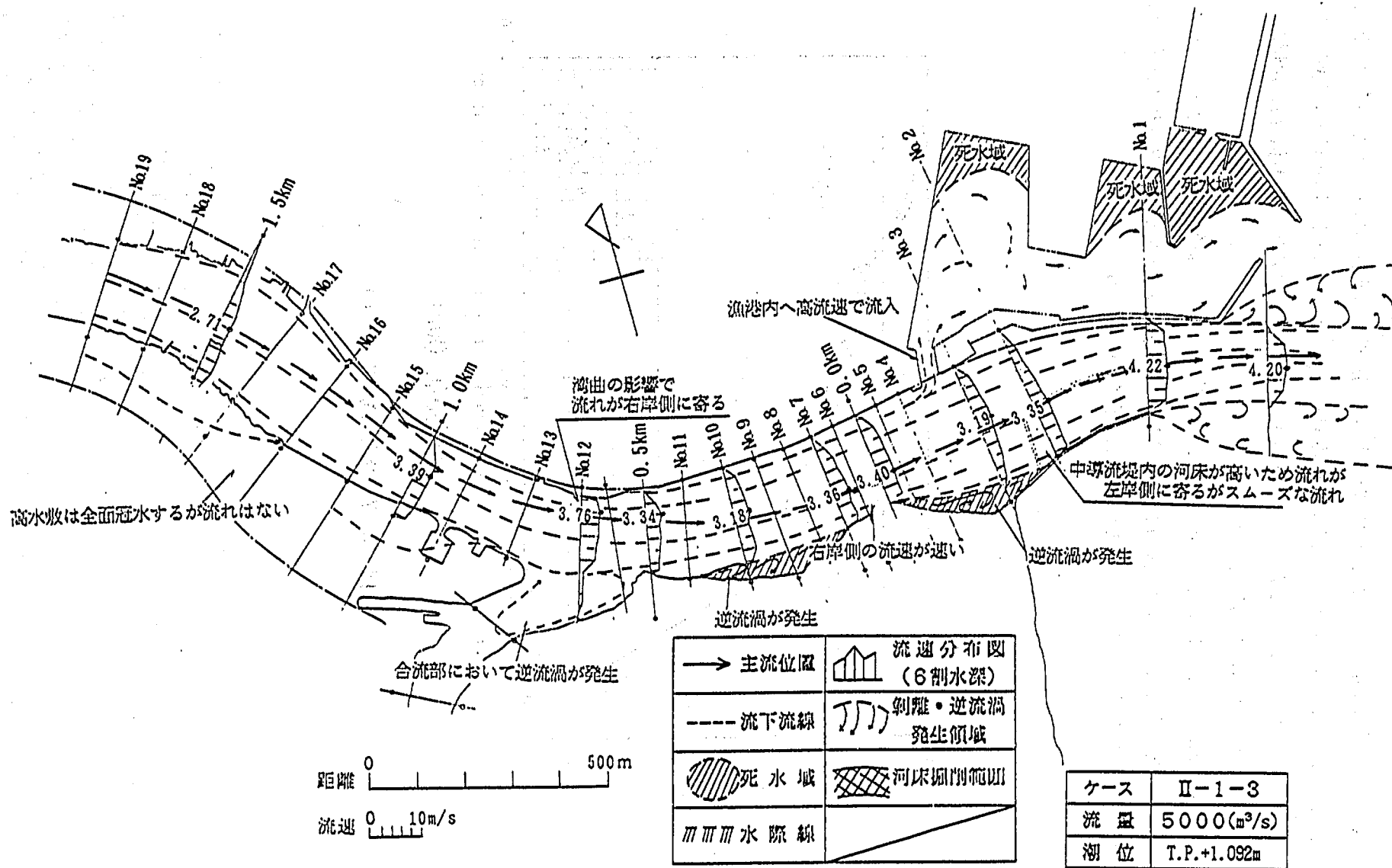


図-5.6 流況(ケースII-1-3)

(4) 中導流堤の撤去後 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を通水(ケースII-1-4)

水位縦断を図-5.7に示す。中導流堤の撤去によって局所的には水位の低下が著しい箇所も出てくるが、平均的には $0.1\sim 0.3\text{m}$ の水位低下が見られるのみであって、水位はH.W.L.を 1m 以上も上回ることから、依然として流下能力が不足する。また、ケースII-1-3で指摘した4箇所(河口部、河口砂州部、 0.5km 、No.13~No.16)では水位の急激な上昇が見られる。

流況を図-5.8に示す。河口部では洪水流の直進性が強く、海域へは噴流状に流出する。このために河道内と海域との間に大きな水位差が生じ(海域とNo.1とで $\Delta h=0.8\text{m}$)、那珂湊漁港内へと高流速で洪水流が侵入する。また、No.13より上流では右岸側の高水敷の全面が冠水する。

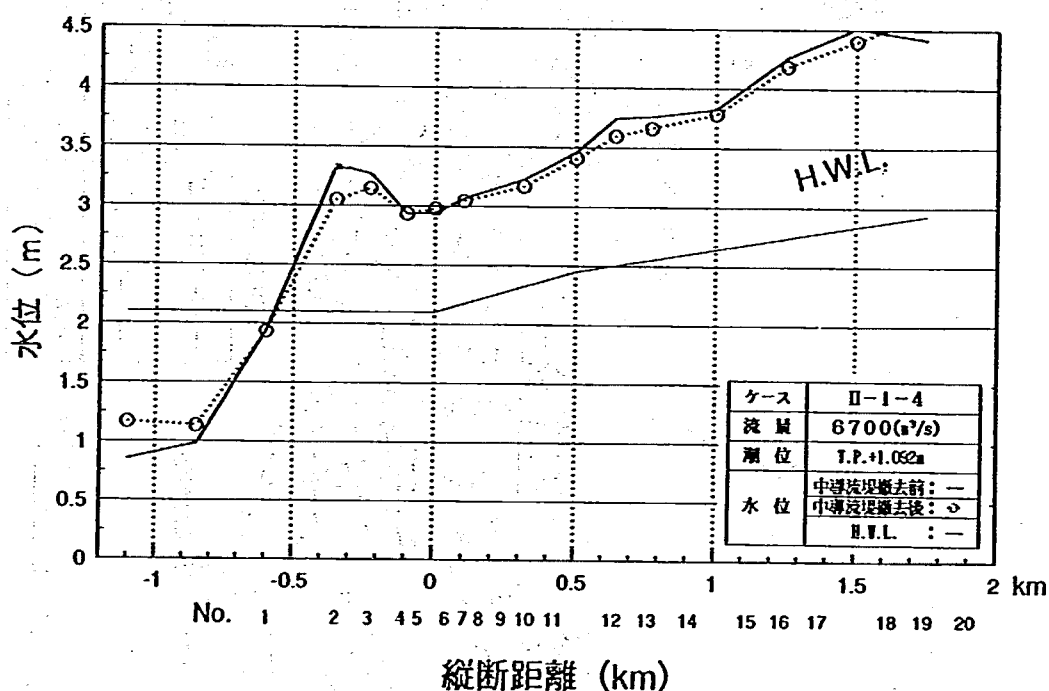


図-5.7 水位縦断(II-1-4)

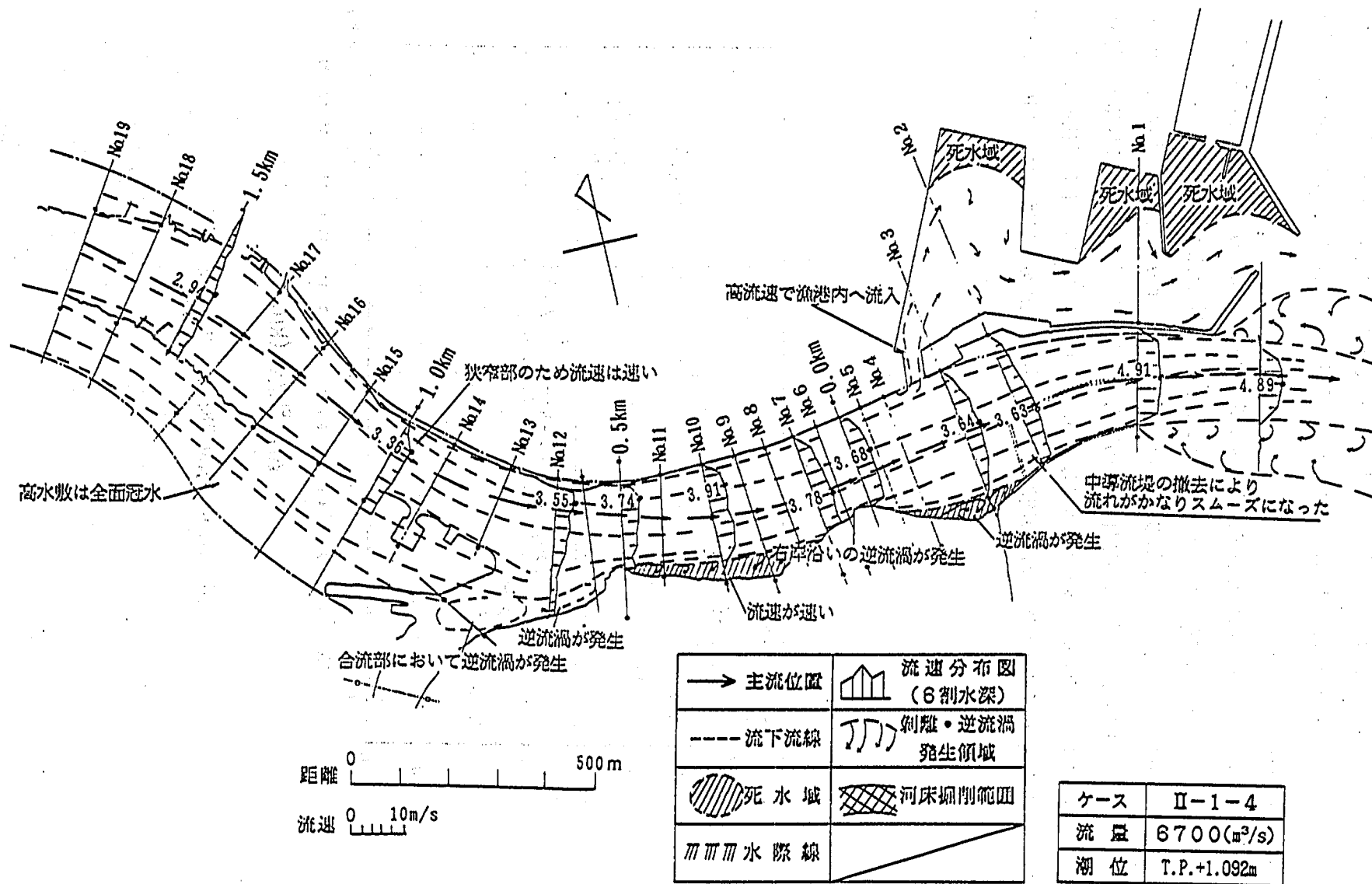


図-5.8 流況(ケースⅡ-1-4)

(5) 中導流堤の撤去により右岸側の河床が低下することを想定した場合(ケースⅡ-2-1)

中導流堤の撤去後には洪水流の直進性が増すことから、右岸側の河床は低下することが予想される。本ケースでは、1986年の洪水前後の断面-0.5kmの河床変動状況を参考として、河床が1m低下すると仮定する。通水流量は $3,600\text{m}^3/\text{s}$ である。

水位縦断を図-5.9に示す。河口部右岸側の河床が低下することにより河積が増大するので、河口部では水位が低下すると予想されたが、ケースⅡ-1-2(図-5.3参照)と比較しても水位の低下は大きくない。

流況を図-5.10に示す。河口部右岸側の河床が低下したことにより、洪水流の左岸側への偏りは全くなかった。これにより図-5.4と比較して河口部での洪水流の直進性が増し、洪水流はほぼ直線的に海域へと流出する。河口部の流速はNo3では 2.71m/s であるが、海に向かって急縮の平面形状となっているためにNo1では 3.63m/s と速い。0.0kmより上流部の流況および各断面の流速分布には、ケースⅡ-1-2と比較しても著しい変化は見られない。

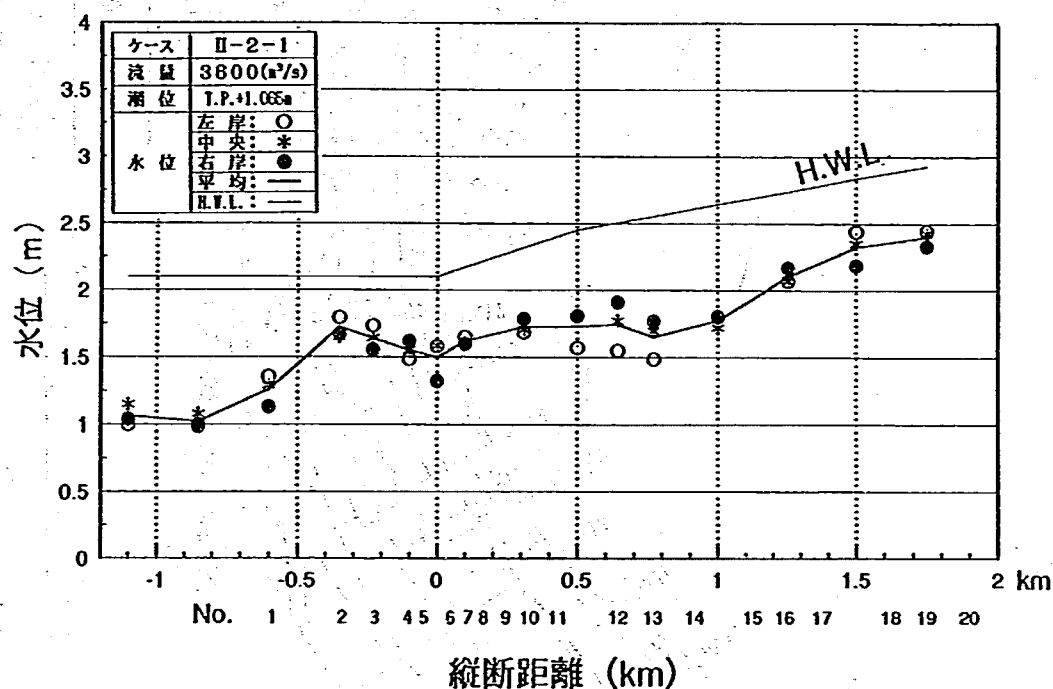


図-5.9 水位縦断(ケースⅡ-2-1)

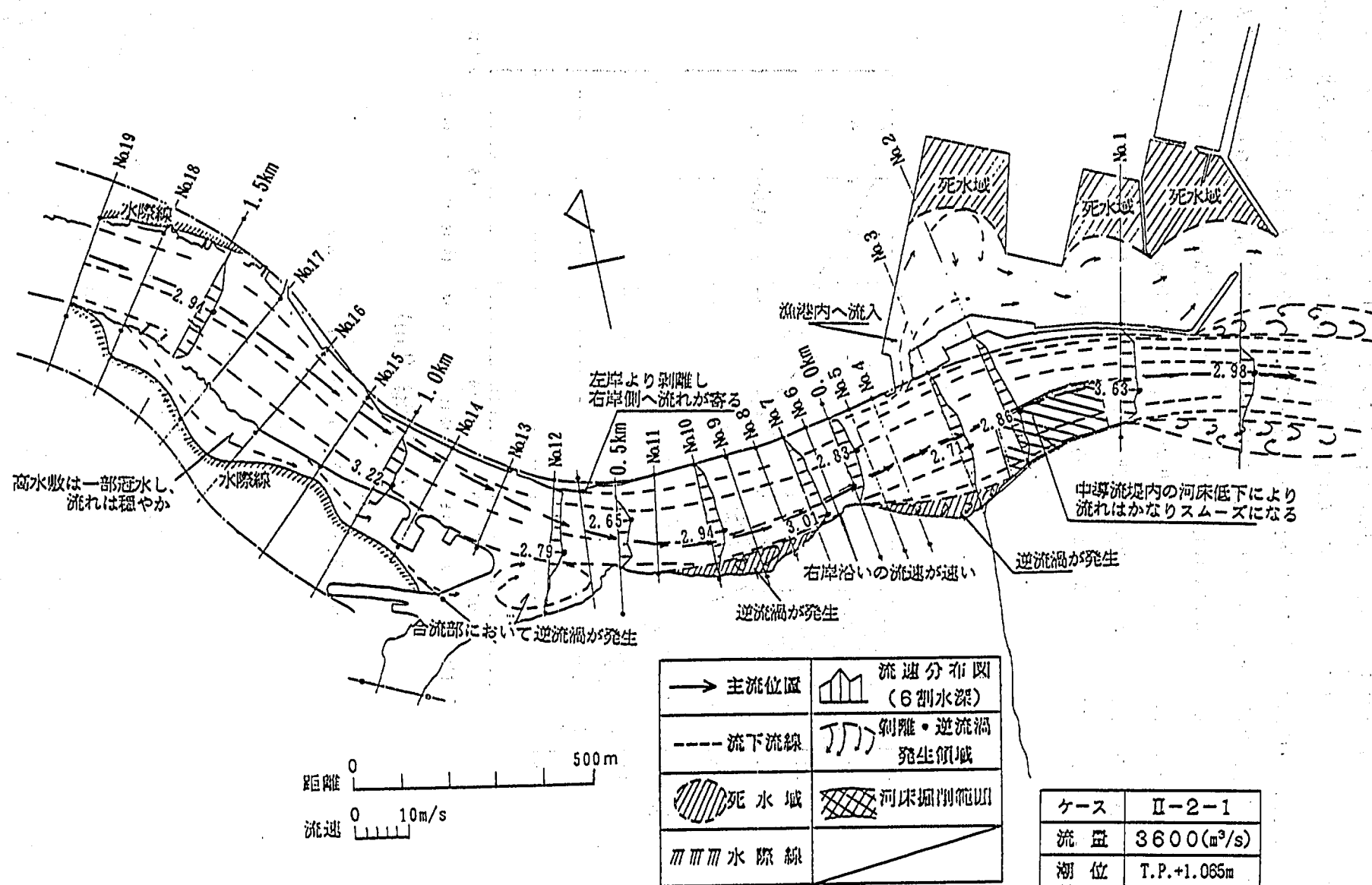


図-5.10 流況(ケースII-2-1)

(6) 中導流堤の撤去により右岸側の河床が低下することを想定した場合(ケースⅡ-2-2)

本ケースは、前ケースⅡ-2-1の河道条件で、改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を通水したものである。水位縦断を図-5.11に示す。中導流堤区間で水位が急激に上昇し、H.W.L.を約1m上回る水位に達する。このことから右岸側の河床が低下したとしても、この付近の河積不足の解消にはつながらないことが分かる。また場所によってはH.W.L.を1m以上も上回ることから、大幅な河道整正を行う必要があると考えられる。

流況を図-5.12に示す。ケースⅡ-1-4の流況(図-5.8参照)と比較すると、河道の各位置での流況にはほとんど変化がないが、流速は本ケースの方が速く、いずれの断面でもケースⅡ-1-4の約20%増しの流速である。特に河口部のNo1では最大流速が 5.55m/s と非常に速い。

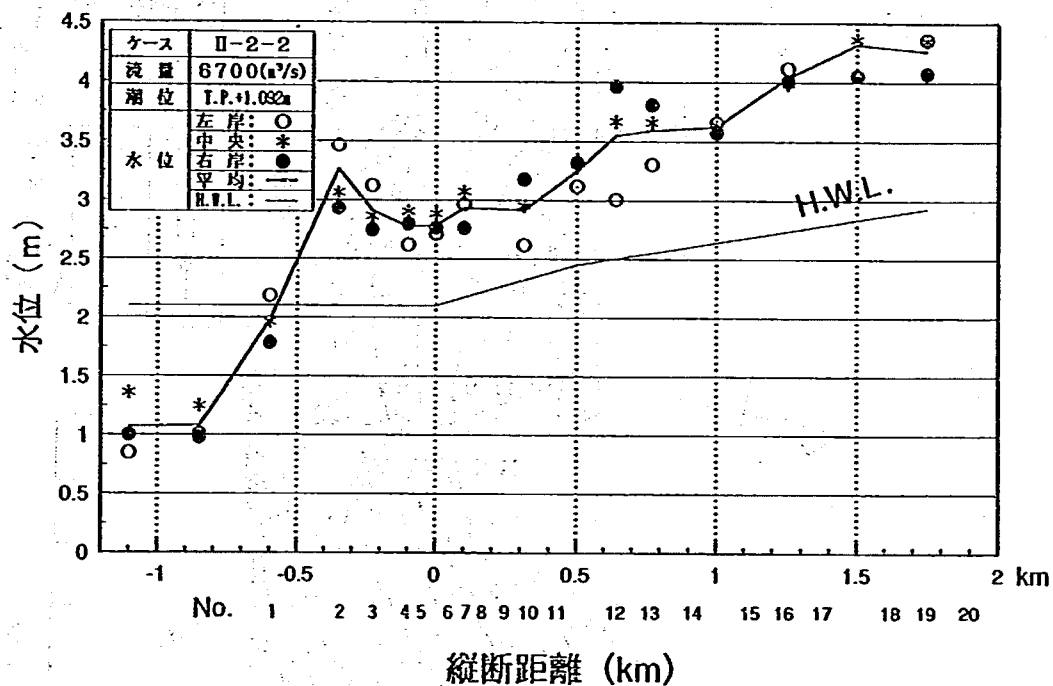


図-5.11 水位縦断(ケースⅡ-2-2)

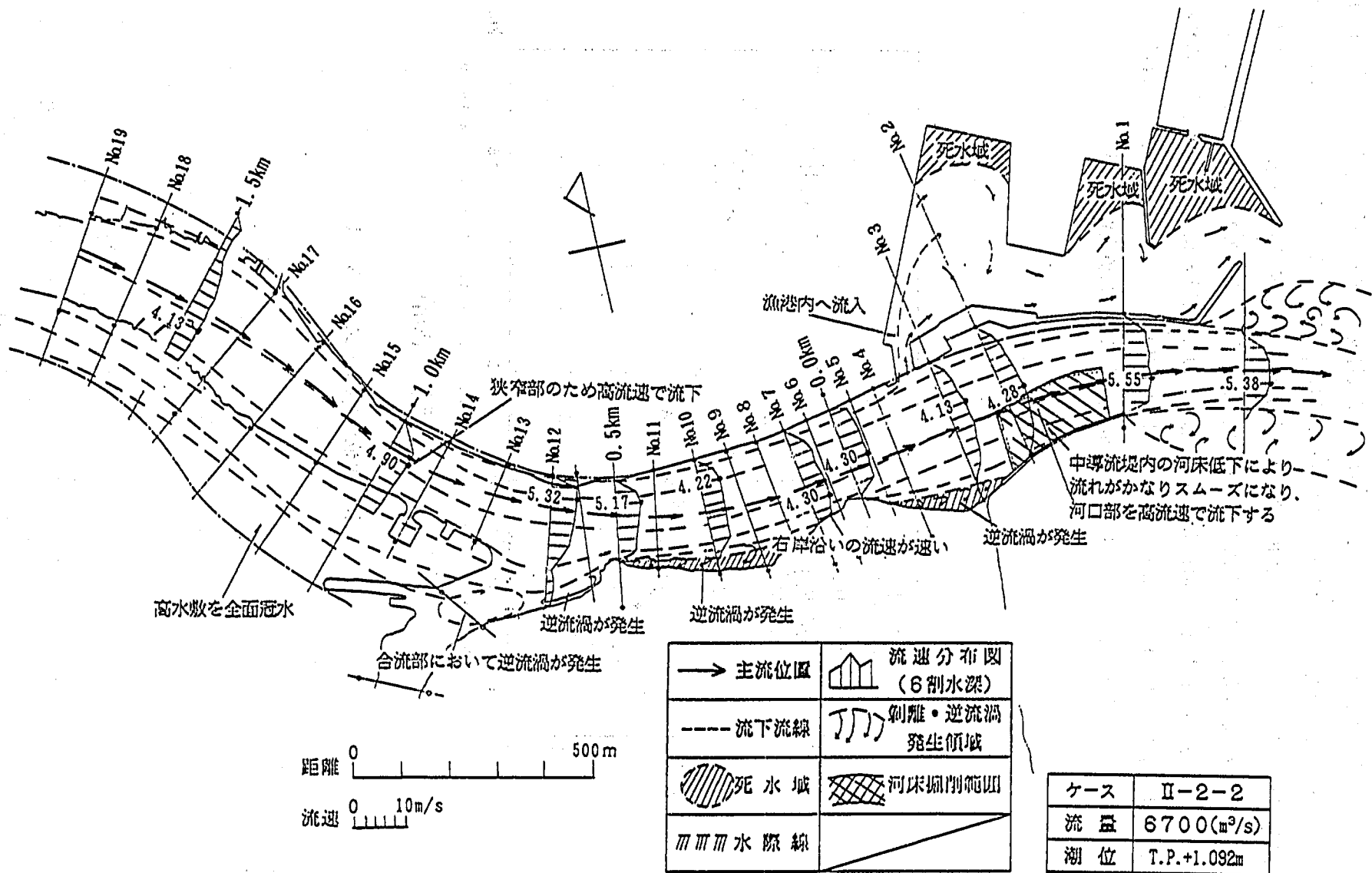


図-5.12 流況(ケースⅡ-2-2)

(7) 右岸導流堤延長時の検討(ケースⅡ-3-1)

ケースⅡ-3-1、2は、中導流堤撤去後の波浪侵入対策として右岸導流堤を左岸導流堤と同じ長さまで延長した場合の河道内水位および流況について検討したものである。本ケースでは $3,600\text{m}^3/\text{s}$ を通水した。

水位縦断を図-5.13に示す。ケースⅡ-2-1(図-5.9参照)と比較すると、水位が全体に $0.1\sim 0.2\text{m}$ 高い。これは右岸導流堤が延長されたことにより、導流堤の延長区間においてもともと海域へ流出していた流量が河道内に閉じ込められたために河口水位が上昇し、その影響が上流に及んだためと考えられる。

流況を図-5.14に示す。上流部の流況および流速はケースⅡ-2-1(図-5.10参照)とほぼ同一である。河口から海域への流出状況は、ケースⅡ-2-1に比較してさらに直進性が増す。

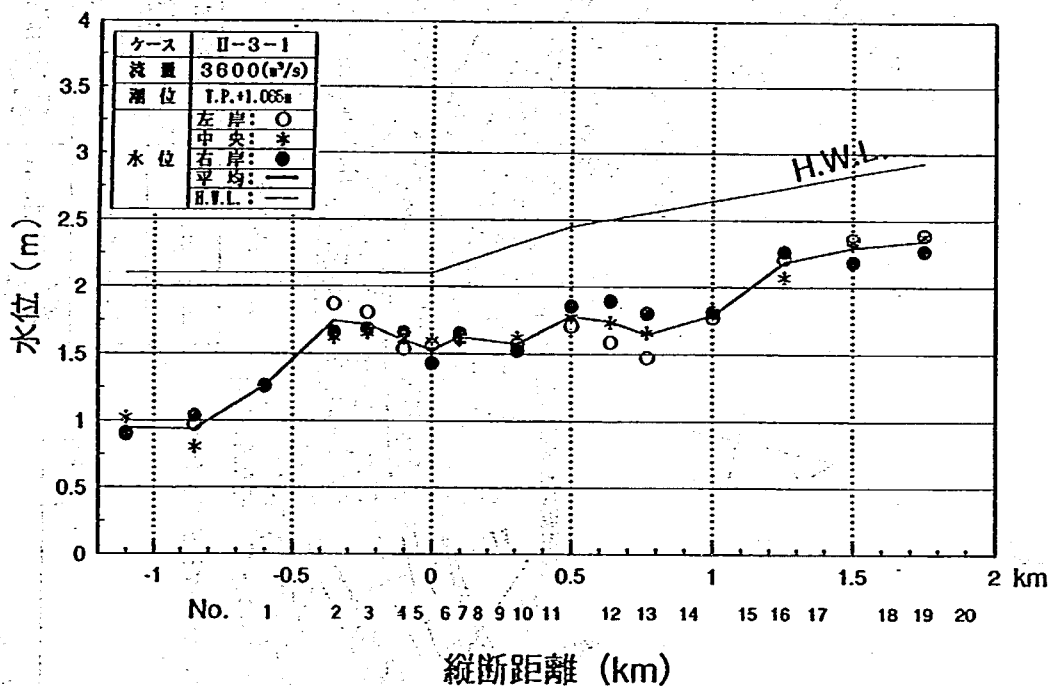


図-5.13 水位縦断(ケースⅡ-3-1)

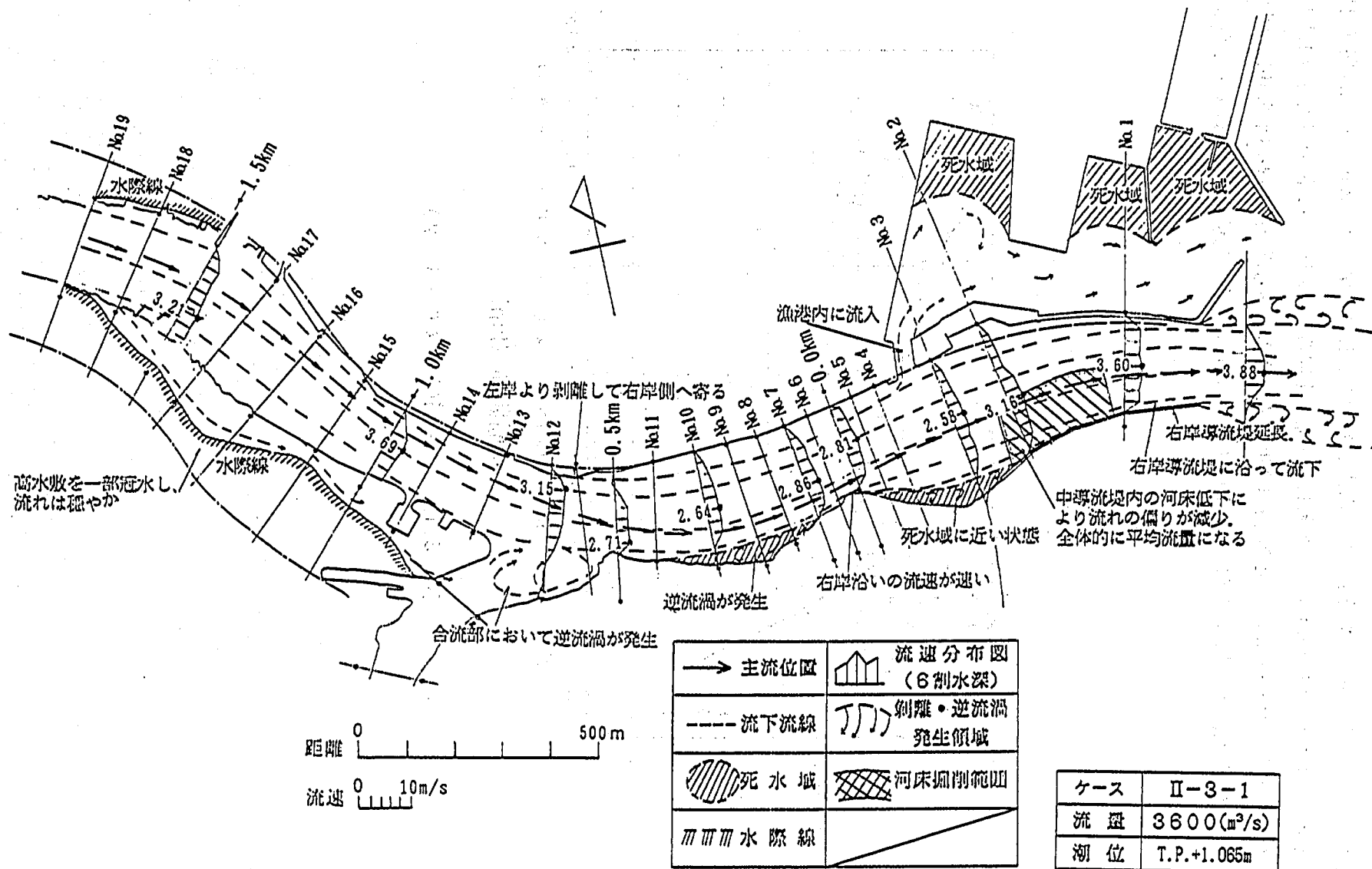


図-5.14 流況(ケースII-3-1)

(8) 右岸導流堤延長時の検討(ケースⅡ-3-2)

本ケースでは、 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を通水した。水位縦断を図-5.15に示す。ケースⅡ-2-2(図-5.11参照)と比較すると、水位が $0.1\sim 0.3\text{m}$ 上昇し、H.W.L.を大幅に上回る。この図より、波浪侵入対策工として右岸導流堤を延長する案は明らかに洪水流の流下を妨げるといえる。参考までに流況を図-5.16に示すが、河口から海域へ流出した直後の流速は 5.8m/s と非常に速く、河口の沖合で船舶航行にも影響を与えられ

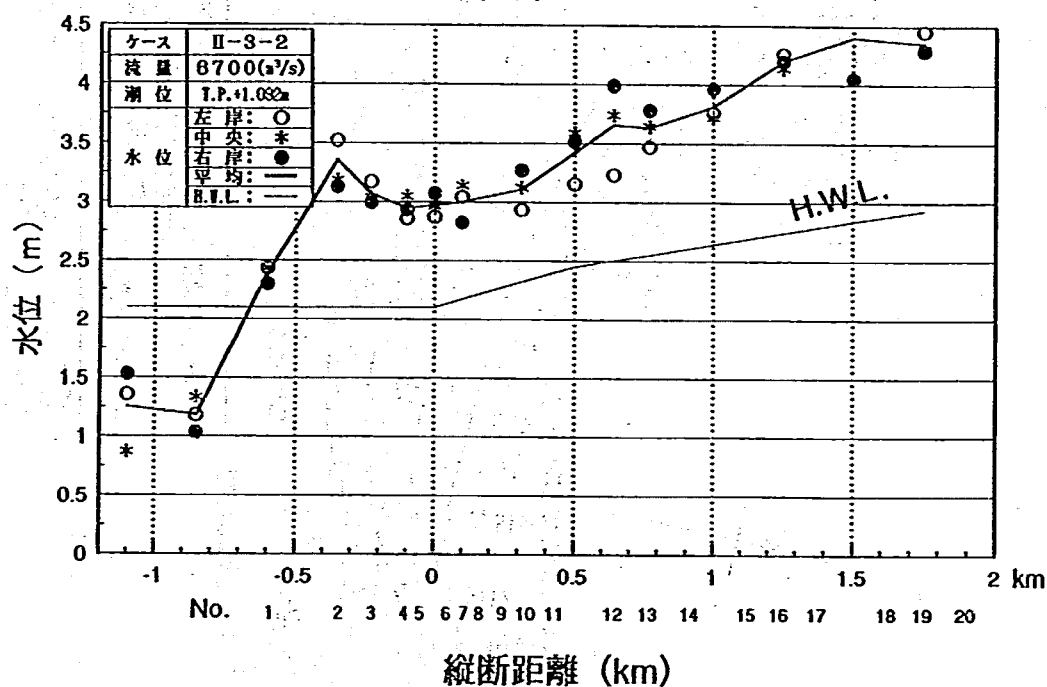


図-5.15 水位縦断(ケースⅡ-3-2)

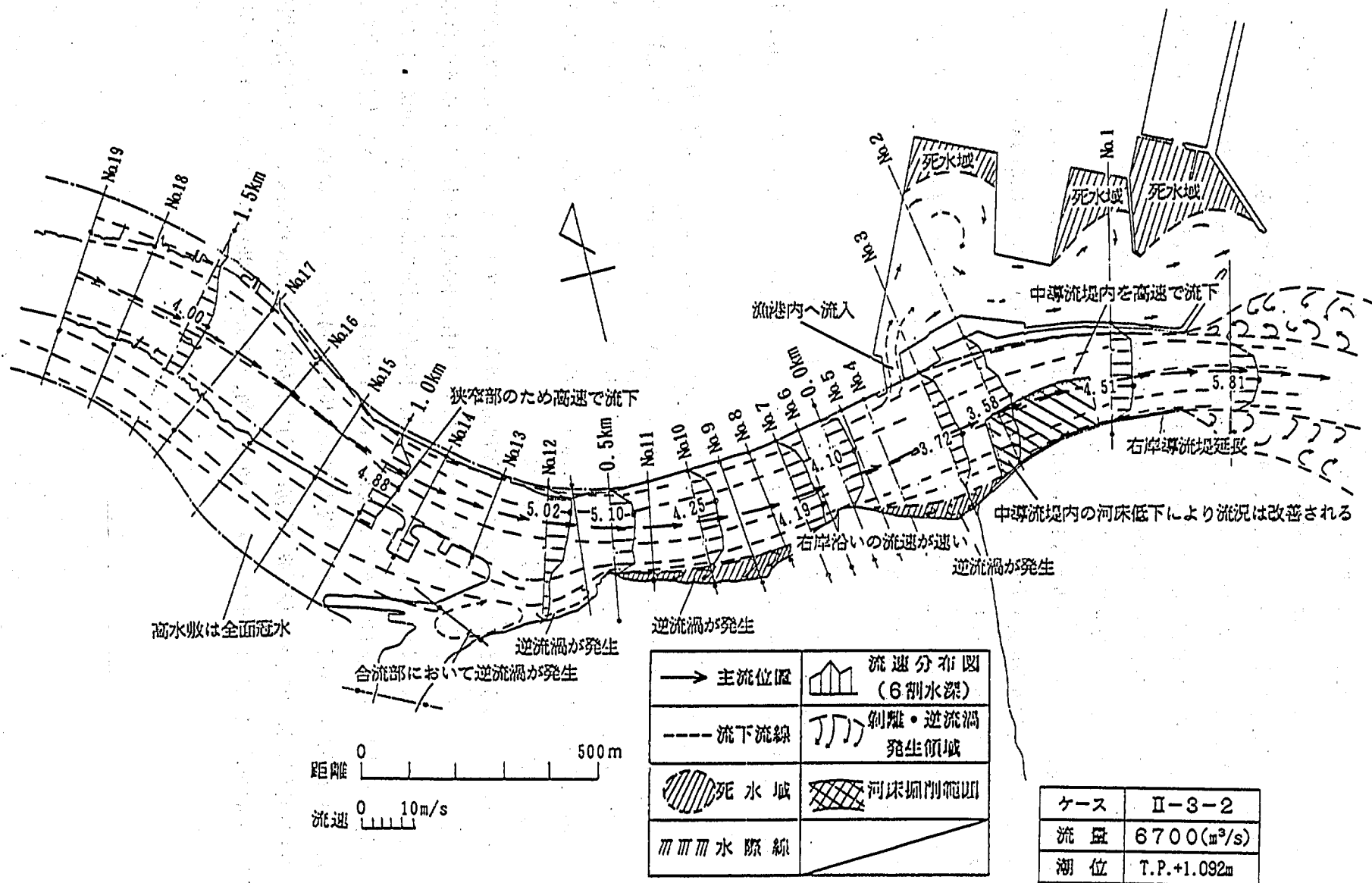


図-5.16 流況(ケースⅡ-3-2)

(4) まとめ

中導流堤撤去後の洪水流実験の結果は以下に要約される。

- ①中導流堤を撤去しても、No2付近において水位の増上がりが見られる。このことは、この付近の河積不足を示している。河積を確保する方法としては、河道の拡幅および掘削が考えられる。
- ②流量が改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ の場合、河道内水位は低くても1m、高いと2m以上もH.W.L.を上回る。このため、H.W.L.を満足し得る河積を確保するには、かなり大幅な河道整正が必要である。
- ③中導流堤の撤去によれば、河口部での横断方向の流速分布を一様化でき、左右岸の水位差も小さくなるので、洪水流をより安全に流下させることができる。
- ④現況河道と同様、潤沼川の合流点から下流の右岸側では河岸線の変化が大きく、河岸の張り出し部の下流側で流れが剥離し逆流渦が発生する。このような特徴は、流量の増大とともに顕著となることから、流量が大きいほど流下能力が不足すると考えられる。
- ⑤波浪侵入対策として右岸導流堤を延長すると、洪水時の河道内水位が上昇する。このため、洪水疎通を図る上からは右岸導流堤の延長は望ましくない。

5.3.2 波浪侵入実験

(1) 中導流堤の撤去による波浪侵入状況の変化(ケースII-4)

ここでは、中導流堤撤去時の波浪侵入状況を調べるために、現況河道で最も危険となる波浪条件を与えて実験を行った。

波浪侵入状況を図-5.17に示す。左岸導流堤に沿って侵入した波は、No2付近で反射し右岸方向へ向かう。河道内への侵入波は、低水路中央部付近で砕波しながらNo4の右岸方向へ回折し、さらにその後0.5km付近の左岸方向へと反射する。河道内の波高は、No2付近で約1.5m、0.0km付近が0.5~0.8mとなる。さらに、上流の0.5km付近までは0.3~0.75mとなり、それより上流では0.2~0.3mの波高に減衰する。侵入波は現況河道よりさらに上流の1.5km付近にまで侵入する。

断面内の最大波高の分布を図-5.18に示す。現況河道の場合(ケースI-4-2:図-4.21参照)に比べ、中導流堤付近(No1~No3)では最大波高は低下しているが、河口砂州の直下流付近(No4~No6)では増大している。これは河床高に大きく依存している。すなわち、中導流堤付近では右岸側の河床が高いために砕波により波高が低くなるが、河口砂州の直下流付近では左岸導流堤からの反射波と入射波とが干渉し、波高の増大が見られるからである。No6より上流部では現況河道の場合とほとんど変化はない。

うちあげ高を図-5.19に示す。侵入波が最初に反射する左岸導流堤沿いで高く、一部では導流堤(堤防高はT.P.2.4m)を越波している。また、No4~No8の右岸側、0.0km~No10の左岸側でもうちあげが高い。

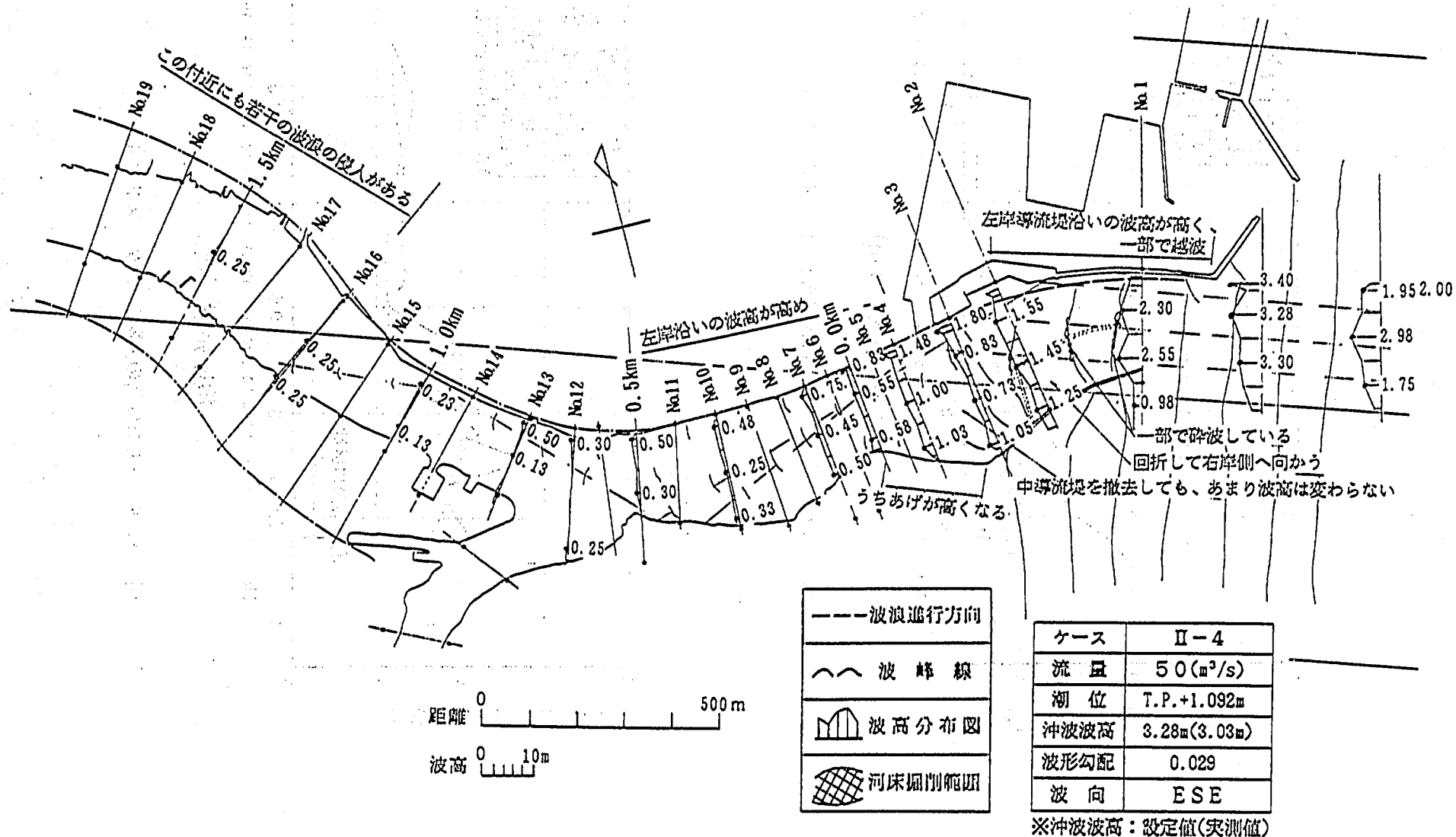


図-5.17 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅡ-4)

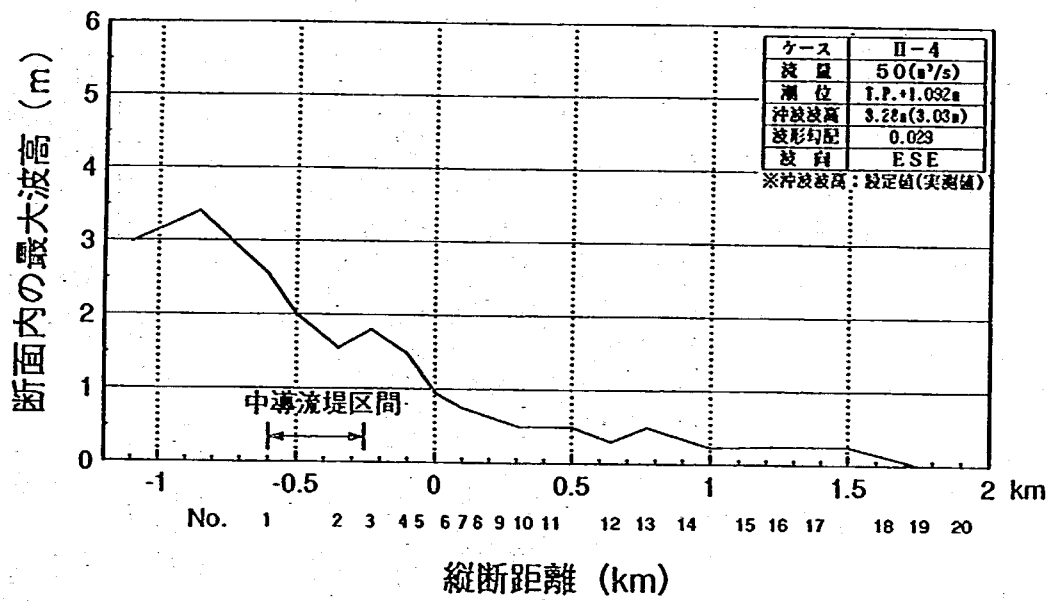


図-5.18 断面内の最大波高の分布(ケースII-4)

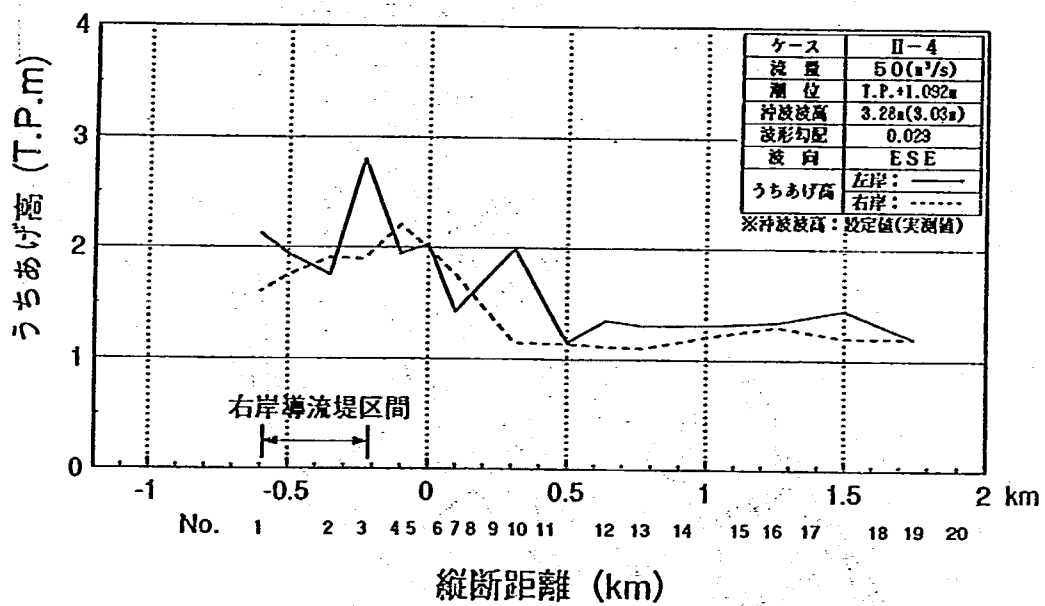


図-5.19 うちあげ高の縦断分布(ケースII-4)

(2) 河口部右岸側の河床低下が波浪侵入状況に及ぼす影響(ケースⅡ-5-1)

波浪侵入状況を図-5.20に示す。河道内への波浪の侵入経路は、ケースⅡ-4(図-5.17参照)とほぼ同じである。河道内の波高は、ケースⅡ-4より高く、No2付近で約2.0m、0.0km付近で約1.0mとなる。さらに、上流の0.5km付近までは0.5~1.5mとなり、それより上流では0.2~0.3mの波高に減衰し、1.5km付近まで波が侵入する。

断面内の最大波高の分布を図-5.21に示す。これは中導流堤撤去時(図-5.18参照)とほとんど変わらない。また図-5.22に示すうちあげ高の縦断分布によると、左岸導流堤沿いでうちあげ高が高く、一部では導流堤を越波するうちあげ高となっている。また、No4付近の左岸側、0.0km付近の右岸側、0.5kmおよび1.0km付近の左岸側でもうちあげ高が高い。

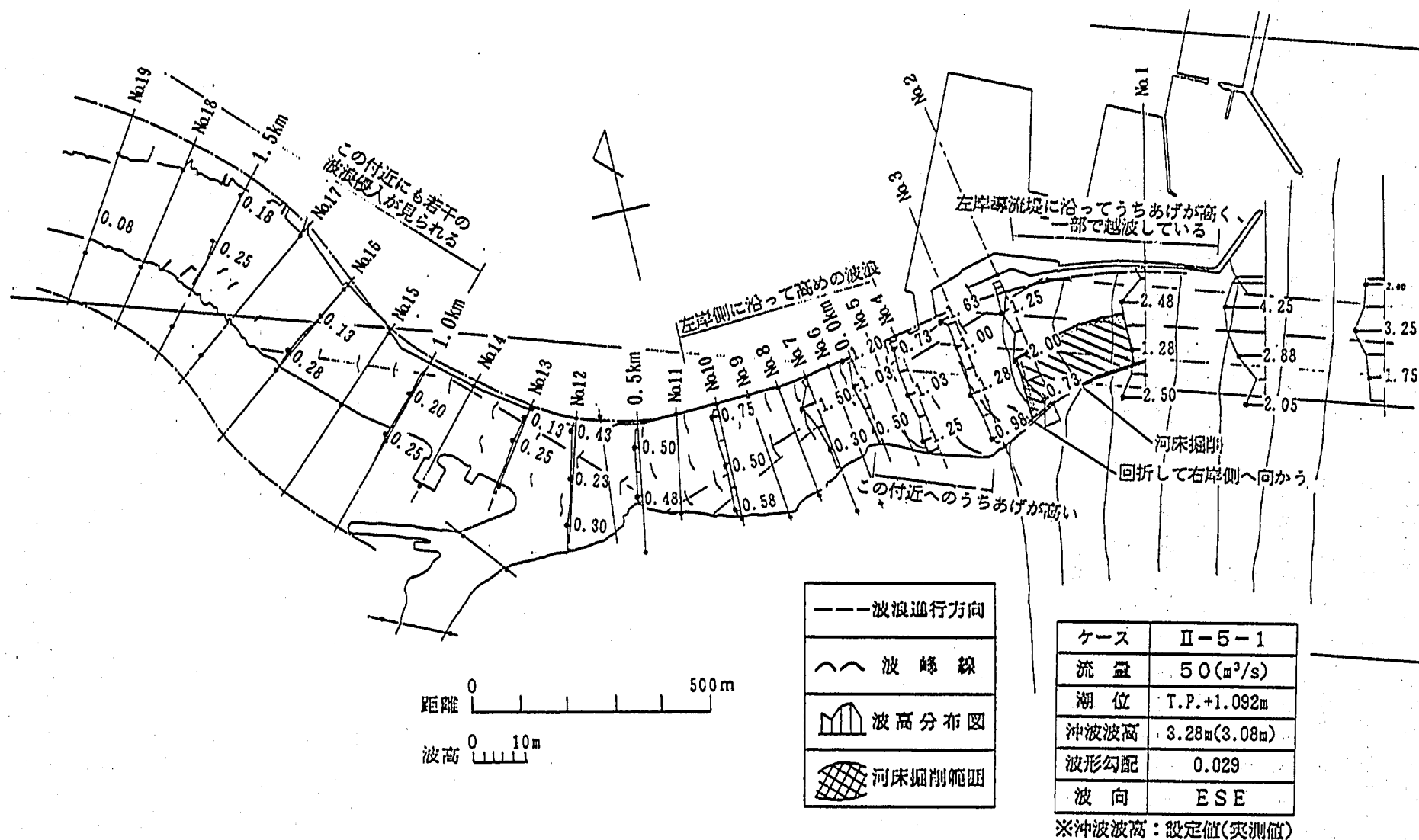


図-5.20 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅡ-5-1)

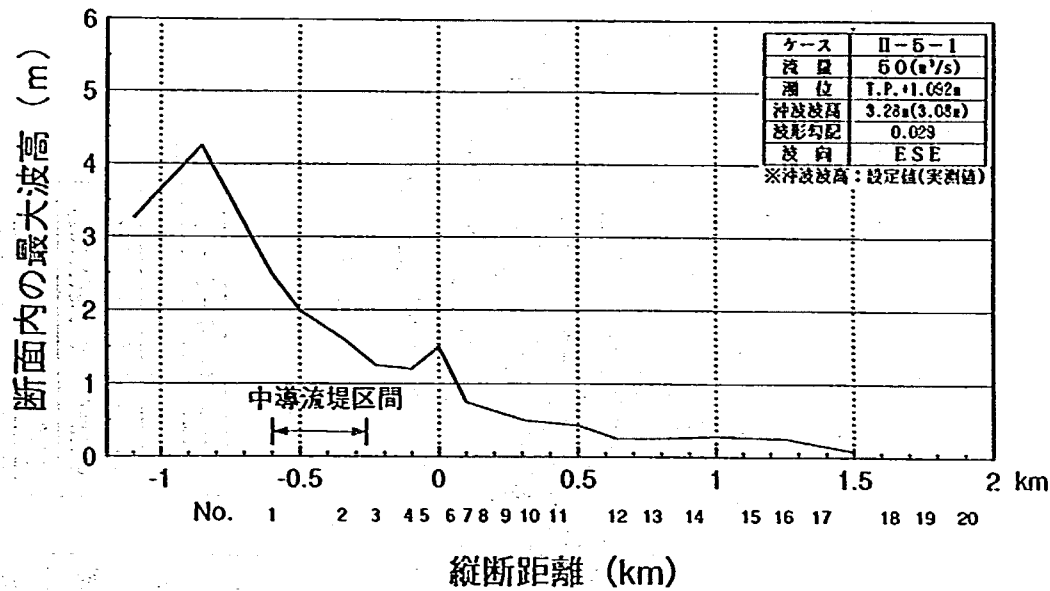


図-5.21 断面内の最大波高の分布(ケースII-5-1)

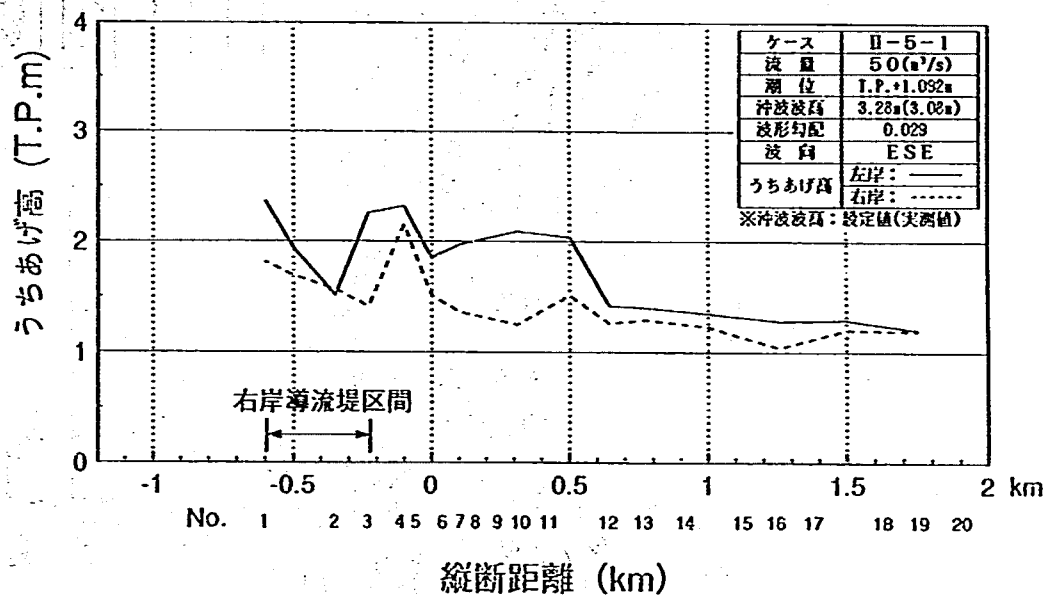


図-5.22 うちあげ高の縦断分布(ケースII-5-1)

(3) 右岸導流堤を延長した場合の波浪侵入状況(ケースII-5-2)

波浪侵入状況を図-5.23に示す。左岸導流堤に沿って侵入した波は、No2付近で反射し、No4の右岸方向へ回折する。さらにその後、0.5km付近の左岸方向へと反射する。河道内の波高は、ケースII-5-1(図-5.21)と比べると若干減少しており、No2付近で1.0~2.15m、0.0km付近が0.5~1.0mとなる。さらに、上流の0.5km付近までは0.5~0.8m、それより上流では0.3m以下の波高となる。同様に、断面内の最大波高の分布を図-5.24に示す。ケースII-5-1の場合とほとんど変わらない。

うちあげ高の分布を図-5.25に示す。うちあげ高は左岸導流堤沿いで高く、T.P. 2mを越えている。No10から酒沼川合流部の間でもうちあげ高は比較的高くT.P. 1.9mである。

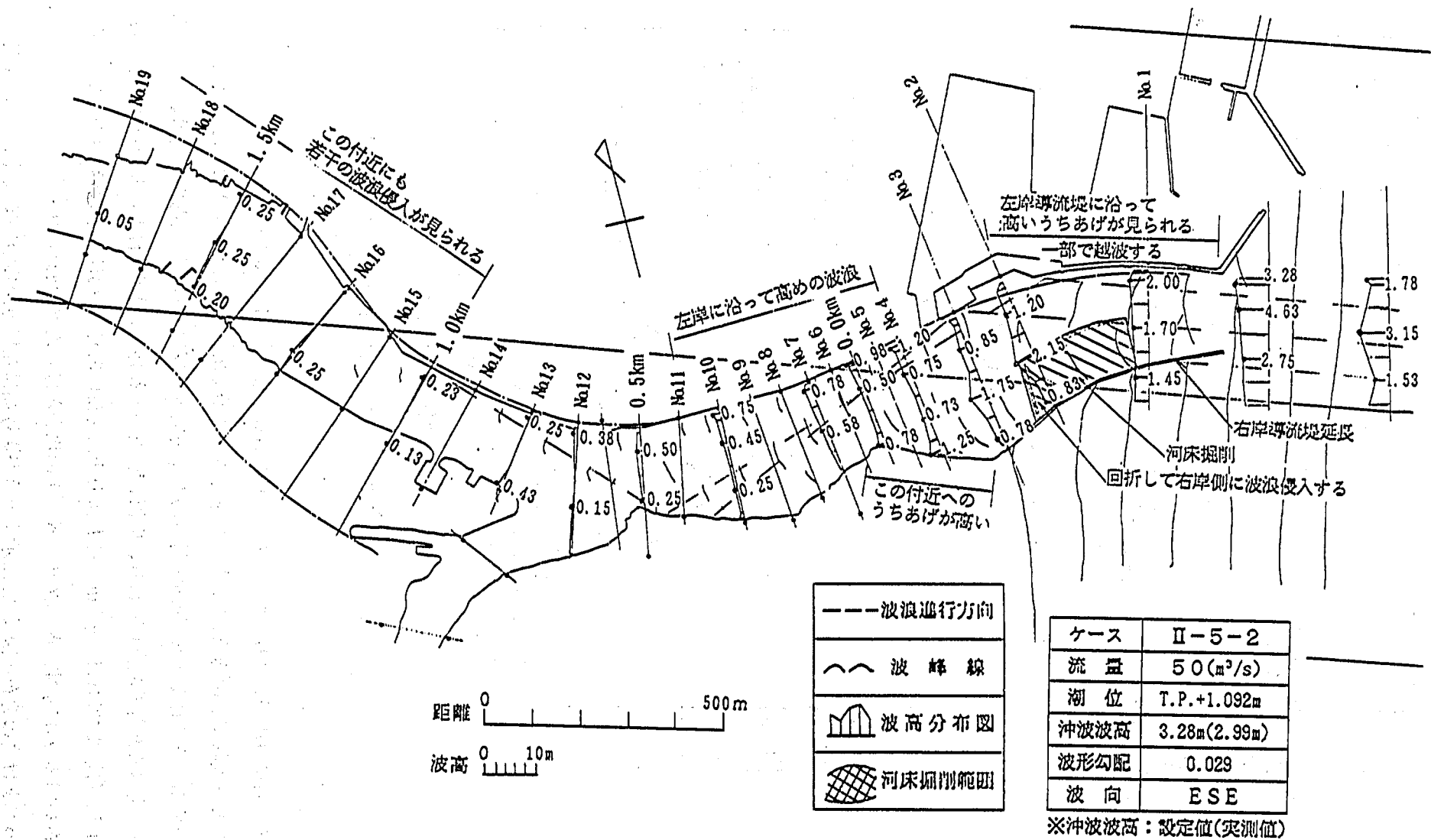


図-5.23 波浪侵入状況および波高分布(ケースII-5-2)

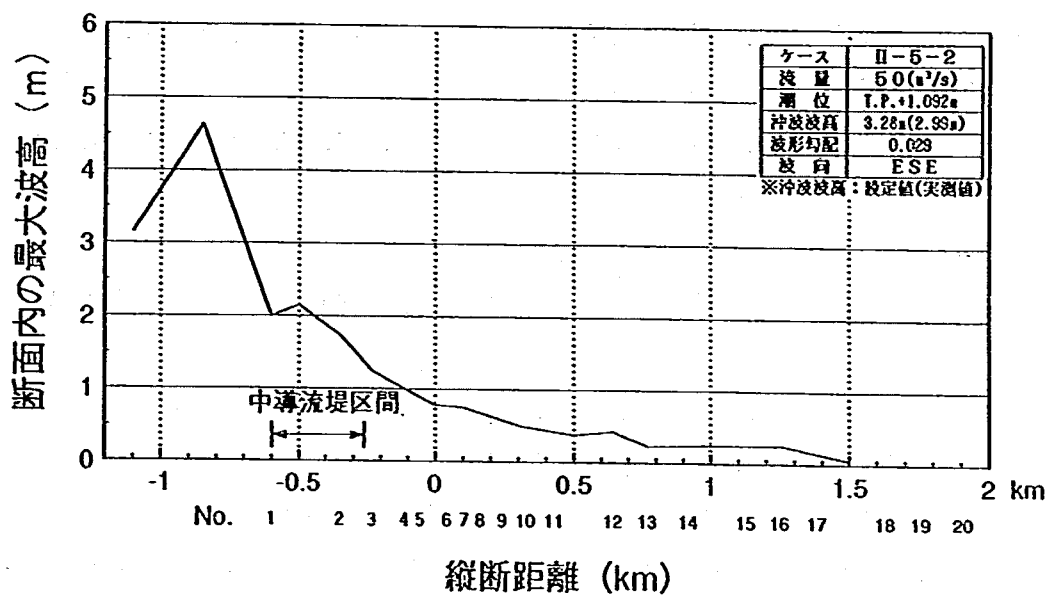


図-5.24 断面内の最大波高の分布(ケースⅡ-5-2)

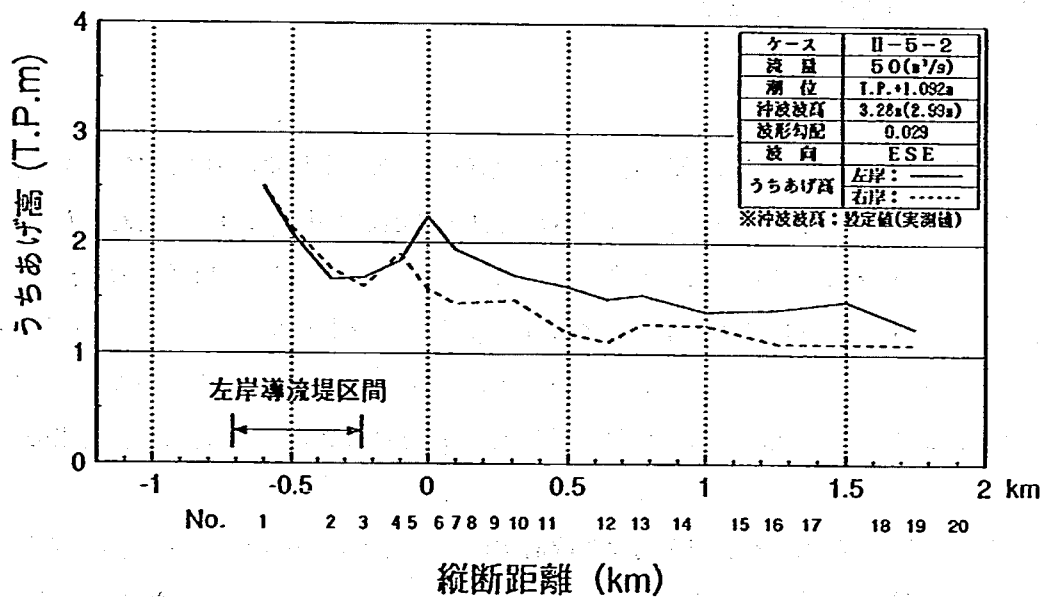


図-5.25 うちあげ高の縦断分布(ケースⅡ-5-2)

(4) まとめ

中導流堤撤去後の波浪侵入実験の結果は以下に要約される。

- ①中導流堤撤去後における河道内への入射波は、No4の左岸側で反射した後、0.5km付近の右岸側へと進行することから、現況河道とほぼ同じ侵入経路をたどる。ただし、波浪は中導流堤の撤去前(1.0kmまで侵入)より上流にまで侵入する(No16上流にまで侵入)。
- ②うちあげ高は、0.5km～1.0km間においてT.P. 2m以上の値を示しており、中導流堤は左岸側での波のうちあげ高を低下させる効果を有している。

5.3.3 中導流堤撤去案のまとめ

中導流堤を撤去したときの影響を洪水流実験と波浪侵入実験により検討した。その結果以下のことが明らかとなった。

- ①中導流堤を撤去しても河口付近の水位の堰上げは解消されない。このことより、河口部の河積不足の主要原因は中導流堤にあるのではなく、河口部が右岸導流堤により急縮となっている点にあると考えられる。
- ②一方、中導流堤の撤去により河道内、特に左岸側でのうちあげ高が高くなる。
- ③改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を通水すると、中導流堤の撤去後でもH.W.L.を1～2m上まわる。この流量を流し得る河積を確保するには、大幅な河道整正が必要とされる。
- ④中導流堤撤去後の水面形を見ると、水面勾配が急で水位が急激に上昇する箇所が4つある。それらは、中導流堤の設置されていた区間(No1～No3、急縮)、河口砂州区間(No4～No8、河口砂州による挟搾部)、0.5km付近(右岸側から岩が突出しており挟搾部)、No13～No16(右岸側が河道内に張り出しており挟搾部)。これらの箇所では流速も速く、構造物前面での局所洗掘や河道内の船舶航行に与える影響が大きいので、流況改善のために河道整正を行う必要がある。

5.4 河道整正案

2.0kmから下流の河口部河道には、水面勾配が急で水位が急激に上昇する地点が4箇所ある。1つは中導流堤設置区間であり、既に中導流堤撤去案実験で水理特性・波浪侵入状況について検討したところである(5.3節参照)。他の3地点を河口に近い順に示すと、河口砂州位置、0.5kmおよび1.0kmの挟搾部である。

ここでは、上記の4地点で川幅拡幅・河床掘削を行った場合の水位の低下について、まず不等流計算により検討し、拡幅・掘削範囲を決定する。そして決定された河道整正案について模型実験を行い、水位低下および波浪侵入状況について検討する。なお、不等流計算の詳細については省略し、結果のみ記述することとする。

また、これまでの実験結果より、現況河道で改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を流すことは非常に困難であるので、以後の実験は現計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を安全に流すことができる河道を見い出すことを条件として実験を行った。

5.4.1 不等流計算

(1) 計算ケース

河口部の水位をH.W.L.以下として現計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を安全に流下させるには、出発水位を低下させる必要がある。出発水位を低下させる方法としては、

①河口部河床の掘削

②河口幅の拡幅

が考えられる。不等流計算ではこれらによる水位低下をまず検討した。ここに掘削はT. P. -6mまで、拡幅は河口幅が300mとなるまで行うこととした。掘削深については河口No. 1の最深河床高がT. P. 約-6.0mであって、それ以上の掘削は維持が困難と考えられることから、T. P. -6.0mまでとした。また河口幅は、300mの川幅で左岸と右岸の法線が平行となることから300mに設定した。これらの限界まで掘削あるいは拡幅を行ったとしても水位をH. W. L. 以下にまで下げることができないことも考えられる。そこで、水位の急激な上昇が生じている4箇所において、下流から順に水位を低下させるように河道を修正し、H. W. L. を満足する修正範囲を決定することとした。ただし、0.5kmの狭搾部は右岸側の台地の上に建築物があることから河道修正は困難であるため、計算対象から除外した。

以上より、以下の6ケースの不等流計算を行った。

計算①(中導流堤区間)：右岸導流堤をその基部を中心として時計回りの方向に回転して川幅を拡げ、河口部(0.5kmより下流部)の河積を確保する。計算では、河口幅が50mずつ広がるようNo.3を中心として弧を描くように右岸導流堤の方向を変え、河口部でH. W. L. を満足する導流堤位置を検討した。

計算②(中導流堤区間)：中導流堤と右岸導流堤により囲まれている区域の河床を掘削することにより、河口部の河積を確保する。計算では、河口右岸側の河床を0.5mピッチで掘り下げ、河口部でH. W. L. を満足する河床高を検討した。

計算③(河口砂州の除去)：海門橋の下流に位置している河口砂州を除去することにより、0.0km付近の河積を確保する。計算では、河口砂州の上下流の川幅(300m)と同じになるまで河口砂州の範囲を10mピッチで拡幅した。なお、この時の右岸側の法線形は、左岸側に平行になるように設定した。

計算④(②+③；河床掘削+河口砂州の除去)：上記の②と③の計算結果から得られた条件を同時に適用し、模型河道区間の下流部の流下能力を検討した。

計算⑤(1.0km付近の拡幅)：狭搾部であるNo.13～No.16区間の右岸側を拡幅することにより、上流部の河積を確保する。計算では、最も川幅が狭いNo.14付近から右岸の法線形が左岸の法線形に平行になるように10mピッチで拡幅し、模型上流部でH. W. L. を満足する川幅を検討した。

計算⑥(④+⑤；河床掘削+河口砂州の除去+1.0km付近の拡幅)：上記の④と⑤を同時に適用し、模型河道区間の全体でH. W. L. を満足する条件を検討した。

(2) 計算結果

計算結果から、以下のことが明かとなった。

①右岸導流堤の設置区間での拡幅および河床掘削を行えば、1.0kmから下流の範囲では水位をH. W. L. 以下として洪水を流下させることが可能である(計算①、②)。

②河口部の河床掘削と河口砂州の除去を併用することにより、模型河道全体でH. W. L. を満足させることができる(計算④)。ただし、上流1.0km付近では狭搾部があるために水面勾配が急である。

③1.0kmより上流部の水位を下げるには、河口砂州および1.0kmにある狭搾部の河道を拡幅し、全河道区間にわたって左右岸がほぼ平行な法線形となるように川幅を修正する必要がある(計算③～⑥)。

④いずれの対策を行っても、拡幅・河床掘削により、水深の増大・流速の低下を招くので、土砂が堆積し

て元の河道に戻ることが予想される。したがって、整正河道の維持には維持浚渫が必要である。

⑤河口部の拡幅あるいは河床掘削により、波浪侵入が増大し、現在№4より上流の左岸側に設置されている特殊堤の堤防高以上の波のうちあげ高が予想されるので、波浪侵入対策を新たに検討する必要がある。

5.4.2 洪水流実験

不等流計算の結果得られた整正案河道について、水位の低下効果の確認実験を行った。これまでの実験結果より、改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を現況河道および対策案河道で流下させることは明らかに困難であるので、計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水して検討した。また、河道条件は不等流計算の結果から得られた整正条件をそのまま模型河道に適用した。またこれまでは、那珂湊漁港と那珂川本川の間の水門は開いた状態で実験したが、1991年(平成3年)に水門が完成し、今後は洪水時には水門が締められることから、以後の実験では水門が締められた状態で通水する。

(1) 河口幅300m (ケースⅢ-1)

水位縦断を図-5.26に示す。河口幅を300mに拡幅したことにより、№16より下流ではH. V. L. 以下で洪水が流下していることがわかる。特に右岸導流堤区間(-0.3kmより下流)では、現況河道では水面勾配が急であったが、河口幅を1.5倍にしたことにより、ほぼフラットな水面形となっている。この区間の横断方向の水位差を見ると左岸側の方が高く($\Delta h=0.3\sim 0.1\text{m}$)になっている。№7~№8の河口砂州がある区間では、水面勾配が依然としてその下流に比較して急であり、この区間より上流の水位に対して影響を及ぼしていると考えられる。しかし、№8~№13の区間では計画高水位と同程度の水面勾配でH. V. L. より0.5~0.7m低い水位で流下していることから、水位の面からは問題はないと考えられる。1.0kmより上流では、1.0km~№16付近の狭搾部で水面勾配が急であり、№16でH. V. L. と同程度にまで水位が上昇している。1.5kmではH. V. L. を約0.2m上回っているが、さらに上流では再び水面勾配が緩やかになり、H. V. L. にすりつくような水面形である。

流況を図-5.27に示す。河口部の左右岸の法線形が平行になるように整正されたことから、ほぼ法線形に沿った形で洪水が流下することがわかる。現況河道では、主流線が左岸側に寄っていたが、中導流堤の撤去により主流線は河道のほぼ中央部に寄る。横断方向の流速分布を見ても、河道中央部が最も速く、3.1~4.5m/sの流速である。上流側の流況は、中導流堤撤去後のケースⅡ-1-3の流況(図-5.6参照)とほぼ同様であり、主流線位置は1.0km~1.5km付近で右岸側、№12付近で左岸側、№10付近で右岸側である。主流線位置での流速は3.5~5.2m/sである。また河口砂州の下流では、河口砂州先端部で流れが剥離し逆流渦が発生する。

導流堤先端から海域への洪水流の流出状況は、河口幅が広がったことにより、№15付近から流速分布が一様になっており、導流堤先端位置では右岸側へ緩やかに広がりながら外海へと流出している。

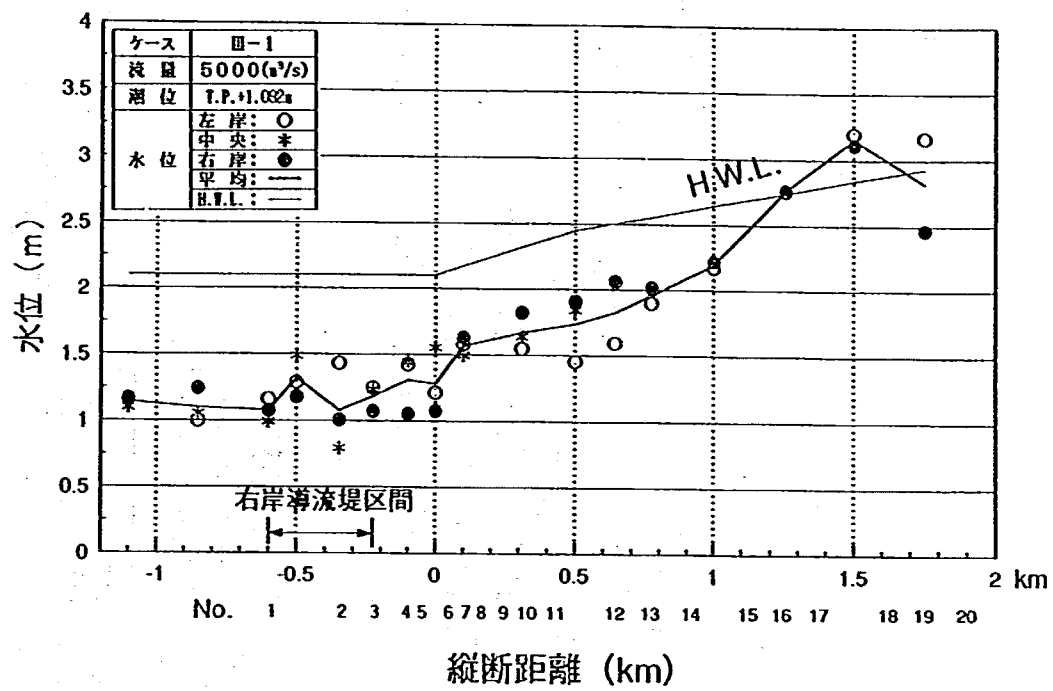


図-5.26 水位縦断(ケースⅢ-1)

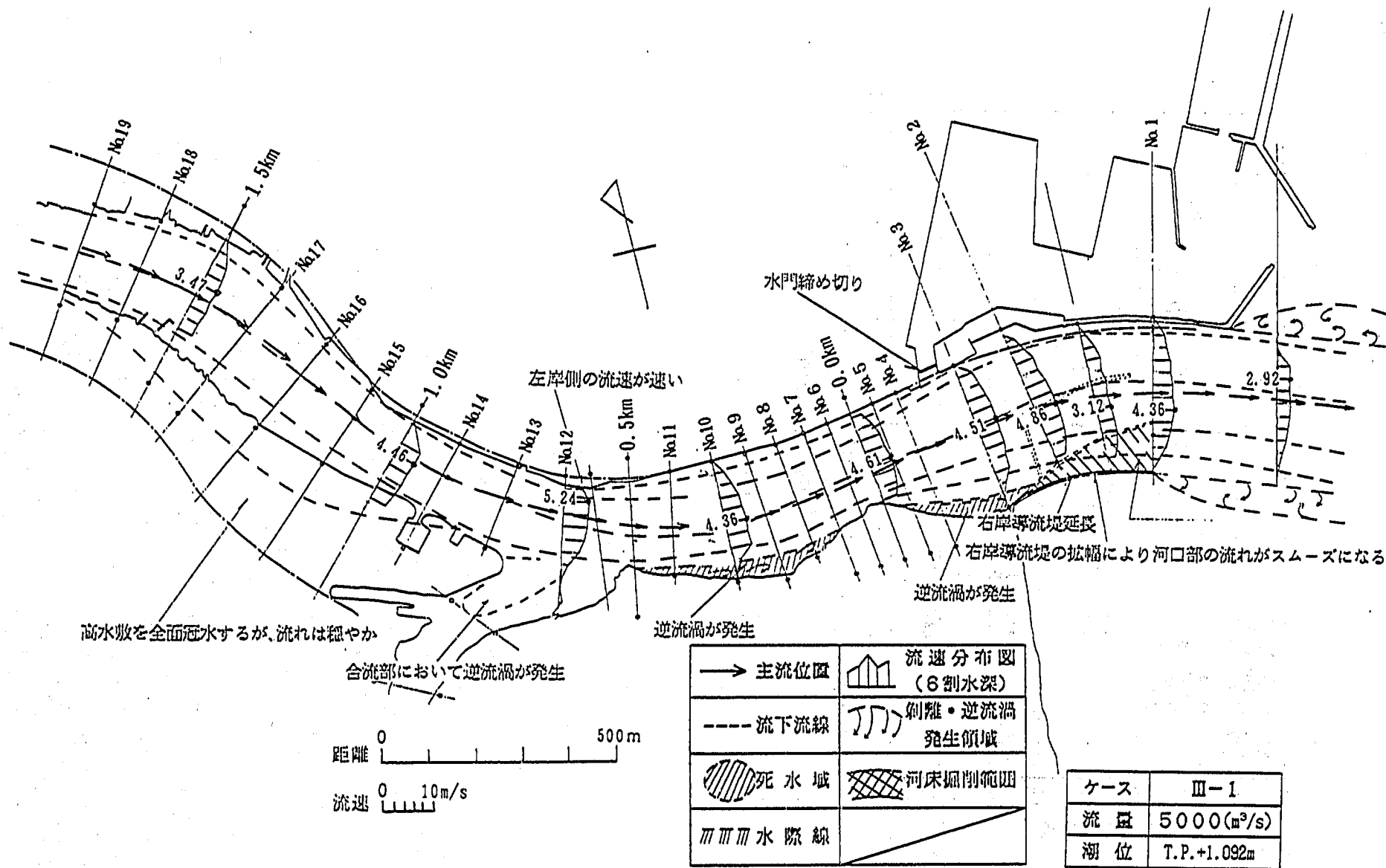


図-5.27 流況(ケースⅢ-1)

(2) 中導流堤区間の河床をT.P. -5.0mまで掘削(ケースⅢ-2-1)

水位縦断を図-5.28に示す。導流堤先端位置から海域へと流出時に水面勾配が急になるが、右岸導流堤区間(№1~№3)では水面勾配は緩やかになる。ただし、№1ではH.W.L.を満足しているものの、それより上流ではH.W.L.を若干上回る($\Delta h=0.1\sim 0.2\text{m}$)。また、0.0kmまでは水面勾配が逆勾配となっている。この区間では特に右岸側が左岸側に比べて水位が高い($\Delta h=0.4\text{m}$ 程度)。河口~№12の水面勾配はほぼ計画高水位と平行な勾配であるが、H.W.L.を約0.2m上回っており、依然として流下能力不足がうかがえる。№13より上流では水面勾配がほぼ1/1,000であり、1.0kmより上流ではH.W.L.を完全に越えて洪水が流下している。特に1.5km付近では約0.4mもH.W.L.を越えている。

流況を図-5.29に示す。ケースⅢ-1(図-5.27参照)と同様に、0.5km~1.0kmの左岸側で流速が速く約4.5m/sである。0.5kmより下流では0.5kmおよび河口砂州の直下流で流れの剥離と逆流渦があり、実質の川幅は約150mと狭い。中導流堤区間(撤去された中導流堤と右岸導流堤に囲まれた範囲)では、河床掘削により横断面形状がほぼ矩形になったために、主流線がほぼ河道中央部に位置し、流速は3.5~4.0m/sである。ただし、右岸側は河口砂州直下流の逆流渦の影響を受け、№3で約100m、№2でも約50mが死水域となっている。

導流堤先端から海域への洪水流の流出状況は、左岸側では左岸導流堤の影響を受け、右岸側へと流れが偏る。右岸側では海域へと緩やかに広がりながら流下する。

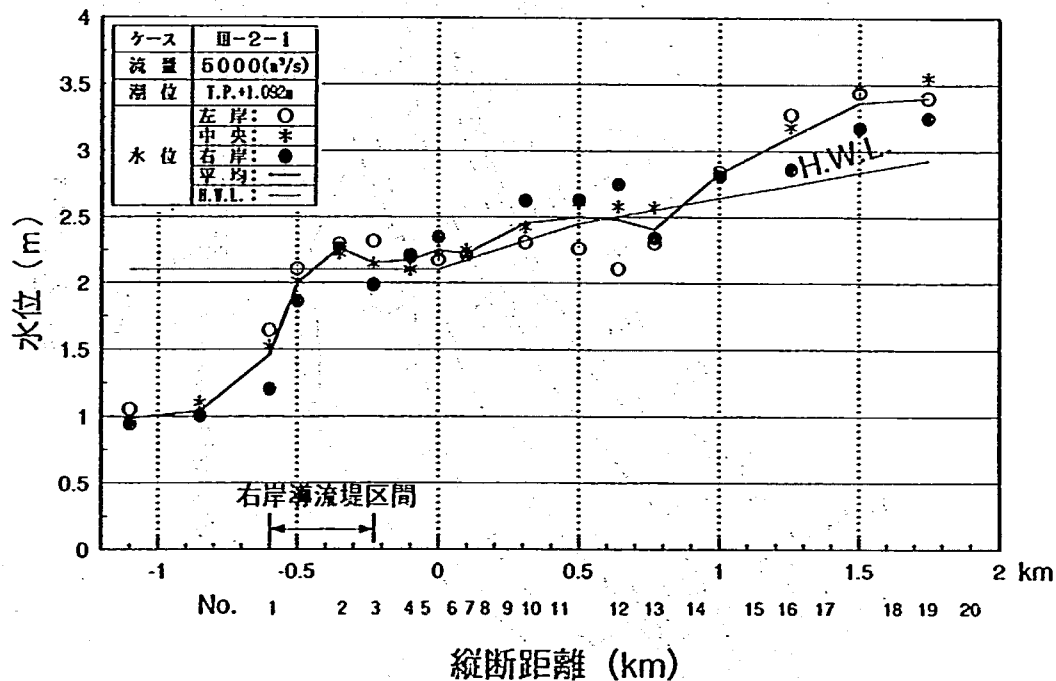


図-5.28 水位縦断(ケースⅢ-2-1)

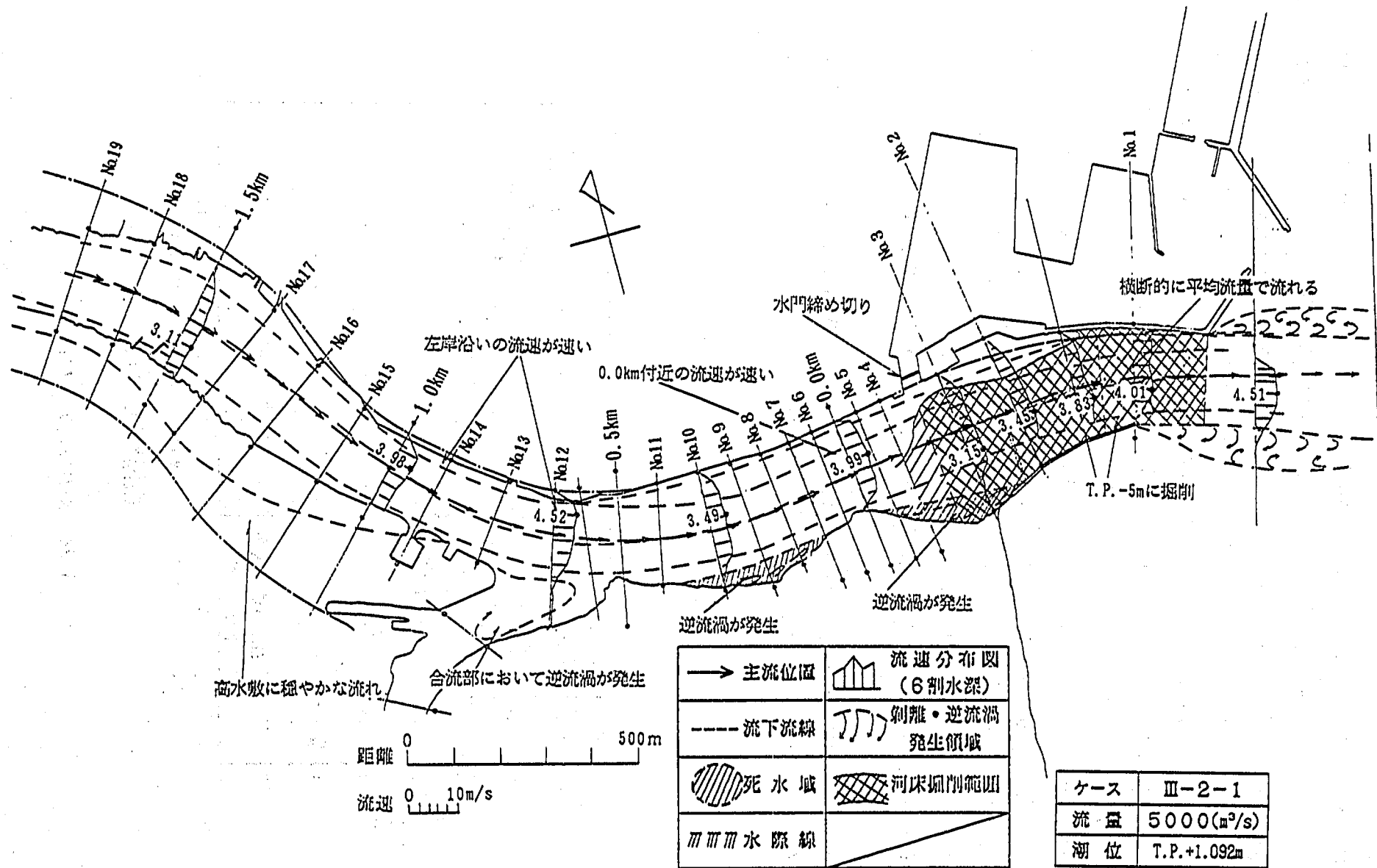


図-5.29 流況(ケースⅢ-2-1)

(3) ケースⅢ-2-1 + 河口砂州の掘削 (ケースⅢ-2-2)

水位縦断を図-5.30に示す。導流堤先端付近では、水位が急激に上昇する。No2~0.0kmの間では、河口砂州部が拡張されたことによりケースⅢ-2-1 (図-5.28参照)と比較して河積が増大し、水面勾配がほぼフラットになった。ただしH.W.L.を0.2mほど越えることから、河口部で洪水をH.W.L.以下で安全に流下することはできない。0.0kmより上流の水位状況を見ると、No9付近からH.W.L.を下回る。これは河口砂州による狭搾部を拡張したことにより、上流への水位の堰上げ効果が解消された結果と言える。H.W.L.を最も下回ったのはNo12で、横断方向の平均水位がH.W.L.の下約0.1mである。しかし横断方向の水位変化を見ると、右岸側の水位はH.W.L.+0.2mであり、この河道区間で洪水がH.W.L.以下で安全に流下しているとは必ずしもいえない。また、1.0kmより上流ではケースⅢ-2-1と同様にH.W.L.を約0.4m上回って流下し、依然として流下能力が不足しているといえる。

流況を図-5.31に示す。1.5km付近では河道中央に主流線が位置し、1.0kmにかけて徐々に左岸側へと主流線の位置が移る。流速もNo12の左岸側で4.7m/sと非常に速い。No6~No8付近では、砂州を除去した範囲に逆流渦が発生する。海門橋の橋脚付近では右岸側の砂州の一部の掘削が困難であり、上流に向かって砂州が突き出すような形でとり残されたことがその原因である。それより下流では、これまで河口砂州により左岸側へと偏流していた主流線がほぼ河道中央部からむしろ右岸寄りに固定される。特に、No2~No4の間では、砂州により形成されていた死水域が消滅しており、河道全幅にわたって洪水が流下している。この区間の流速は河道中央部が最も速く、No2では中央やや右岸よりの位置で3.93m/sである。No1から下流の海域への洪水の流出状況は、最大流速が4.4~4.7m/sであり、洪水が海域へと直線的に流下する。

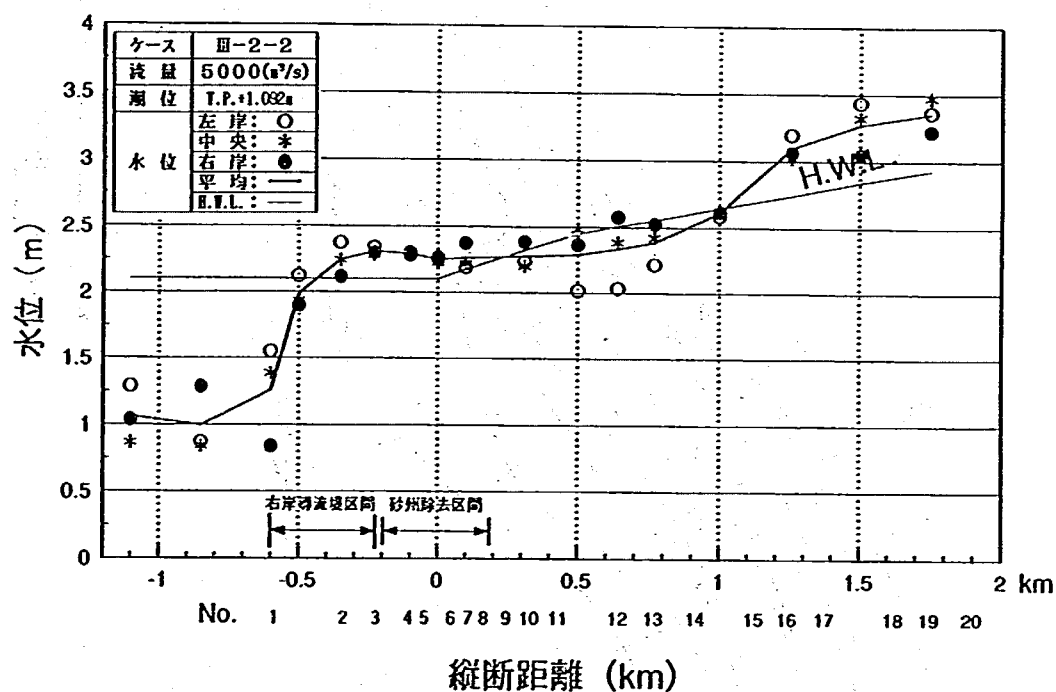


図-5.30 水位縦断(ケースⅢ-2-2)

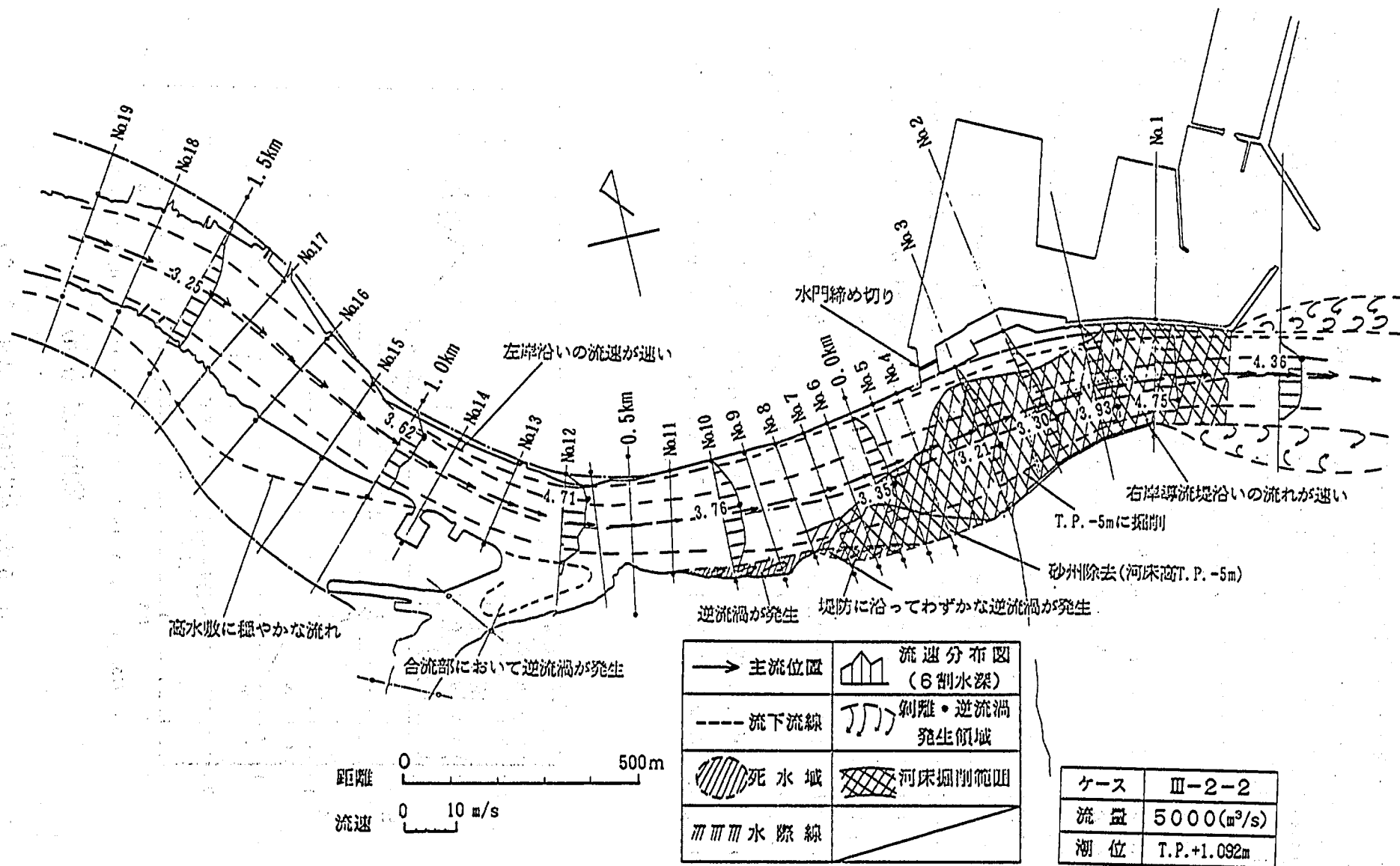


図-5.31 流況(ケースⅢ-2-2)

(4) ケースⅢ-2-2の河道条件+上流1.0km付近の河道改正(ケースⅢ-2-3)

水位縦断を図-5.32に示す。これまでの3つのケースと同様に、導流堤先端位置で水面勾配が急である。河口より-0.45kmでH.W.L.と同等の水位に達し、それより上流ではH.W.L.を下回ることではない。No10までの水位はH.W.L.より0.1~0.3m高い水位である。No13~No16の拡幅・河床掘削を行った範囲ではH.W.L.にほぼ平行な水面形になったが、H.W.L.と実験水位の水位差は約0.3mある。横断方向の水位差を見ると、No10より下流側では左右岸の水位差は0.1m以下となっているが、0.5kmから1.0kmでは右岸側の水位が高い($\Delta h=0.15\sim0.4m$)。一方、1.0kmより上流では逆に左岸側の水位が高い。

流況を図-5.33に示す。1.0km以上ではやや左岸寄りを流下しており、流速は2.0~2.5m/sである。0.5~1.0kmの狭窄部にかけて流速が速くなり、No12では最大流速が4m/s近くまで上昇する。0.5kmの狭窄部を通過した後は、主流線はほぼ河道中央部に固定される。酒沼川合流点付近に形成されていた逆流渦は、0.1kmの狭窄部が撤去されたことにより小さくなる。0.5kmの狭窄部の直下流・海門橋右岸側取付部での死水域・逆流渦の発生は依然として顕著である。しかし、河道全体の流れを見ると法線形が整備されたことにより、前節までの実験で見られたような左右岸への局所的な偏流は解消された。

導流堤先端から海域への流出状況は、左岸導流堤の影響を受けて右岸側へと偏ってはいるが、最大流速4.9m/s~4.75m/sという非常に速い流速で流出する。

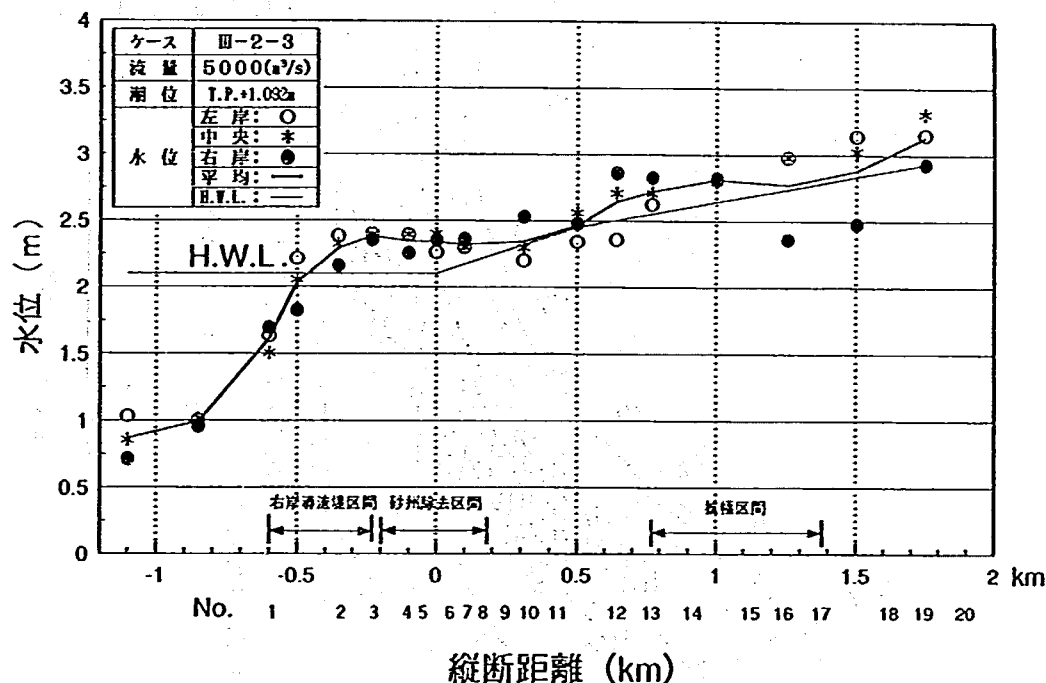


図-5.32 水位縦断(ケースⅢ-2-3)

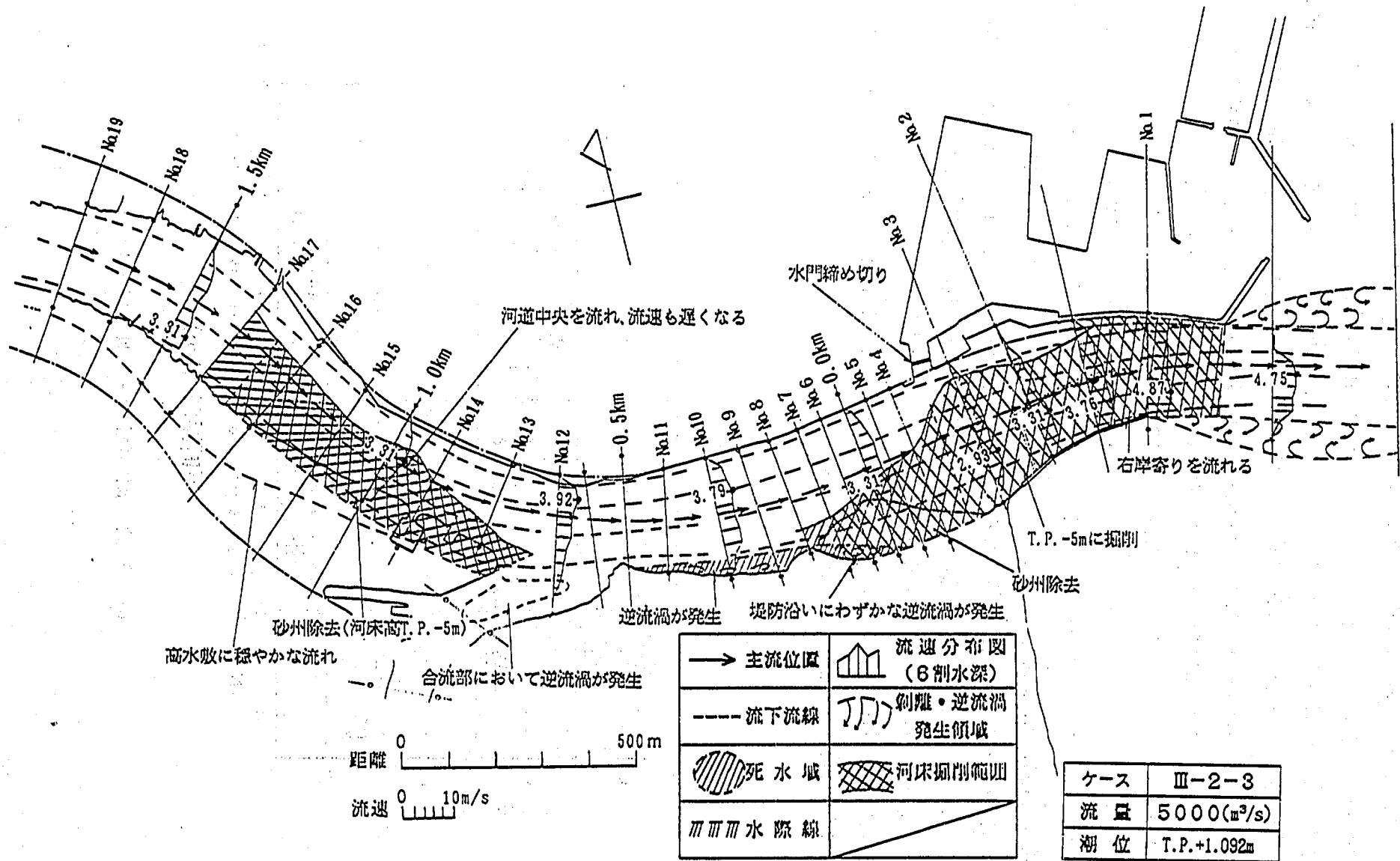


図-5.33 流況(ケースⅢ-2-3)

(5) まとめ

洪水流実験の結果をまとめると、以下の4点に要約される。

- ①右岸導流堤を海側へ開き、河口幅を1.5倍にすれば河口部の水面勾配を緩やかにすることが可能である。ただし、河口幅を大きくすることで、波浪侵入の増大を招くことが予想される。
- ②河口部の河道整正(河床の掘削・河口幅の拡幅)を行ったとき、水位低減効果が現れる範囲は1.0km付近までである。したがって1.0km以上の区間の水位をH.W.L.以下に抑えるには、他の対策を併用する必要がある。
- ③河口砂州の除去とNo13～No16の拡幅により、水面形をH.W.L.にほぼ平行とすることができ、流況も改善することができるが、H.W.L.以下で洪水を流下させることは不可能である。
- ④河口砂州の除去とNo13～No16の拡幅を行い、さらに実験で検討した条件以上に河口部河床の掘削もしくは拡幅を行って河口の出発水位をさらに下げることができれば、模型河道区間の全域にわたって洪水時の水位をH.W.L.以下に抑えることができると考えられる。
- ⑤いずれの対策(河口幅の拡幅・河口部河道の河床掘削・河口砂州の除去・No13～No16の拡幅)を行っても、水深の増大・流速の低下を招くので、河道整正を行った箇所での土砂の堆積により河積阻害が再発することが考えられる。したがって整正された河道を維持するには浚渫を継続的に行う必要がある。

5.4.3 波浪侵入実験

不等流計算により決定された河道整正の条件は、洪水の流下能力を向上させるという意味では大きな効果を有している。しかし河道内の水深が増大し、河口より侵入した波浪が砕波することなく上流まで遡上する可能性がある。ここでは、洪水流実験を行った各河道整正案について、波浪の侵入状況について検討する。なお、本実験では現況で最も危険な波浪状況である沖波波高 $H'_{\text{0}}=3.28\text{m}$ (砕波限界波高)、周期 $T=8.5\text{s}$ 、波向ESE、潮位T.P.1.092mを実験条件とする。

(1) 河口幅300m (ケースⅢ-3)

波浪侵入状況を図-5.34に示す。左岸導流堤に沿って侵入した波の一部はNo2～No6の広い範囲で右岸側へ反射する。これは河口幅が現況河道の1.5倍となったためである。侵入波の一部は左岸で反射することなく左岸に沿って0.5km付近まで侵入する。No2付近で反射した波は、河口砂州の先端付近(0.0km)で左岸側へ反射し、0.5km付近で再び右岸側へと反射した波は、No14付近まで到達している。また、No3～No6で反射した波は河口砂州の上流側～0.5km付近で左岸側へと反射する。特に、No11付近で反射した波は最も侵入距離が長く、No16付近まで侵入する。

断面内の最大波高の分布を中導流堤撤去後の河道(ケースⅡ-5-2)の場合とともに図-5.35に示す。No1～No7付近まではケースⅡ-5-2より0.5～1.0m高く、特にNo4より下流では最大波高は2.5m以上である。No7より上流では、中導流堤を撤去したケースとほぼ同じ波高である。

うちあげ高の縦断分布を図-5.36に示す。波が反射する範囲が非常に広い範囲に及ぶことから、波のうちあげ高も広い範囲で高い値を示している。特にNo5～0.5kmの左岸側でのうちあげ高が高いが、これは波の一部が左岸に沿って上流へと侵入し、さらに右岸からの反射波と干渉した結果であると考えられる。逆にNo3の左岸では、入射波と反射波が干渉したためかうちあげ高がT.P.2.0mと低い。右岸側のうちあげ高はNo5付近(河口砂州のほぼ先端部の川幅が最も狭い位置)で最大値T.P.2.85mを示している。No7～0.5kmでは、No5からの反射波と河口付近の左岸からの反射波との干渉によりうちあげ高は低く、T.P.1.3～1.9mである。

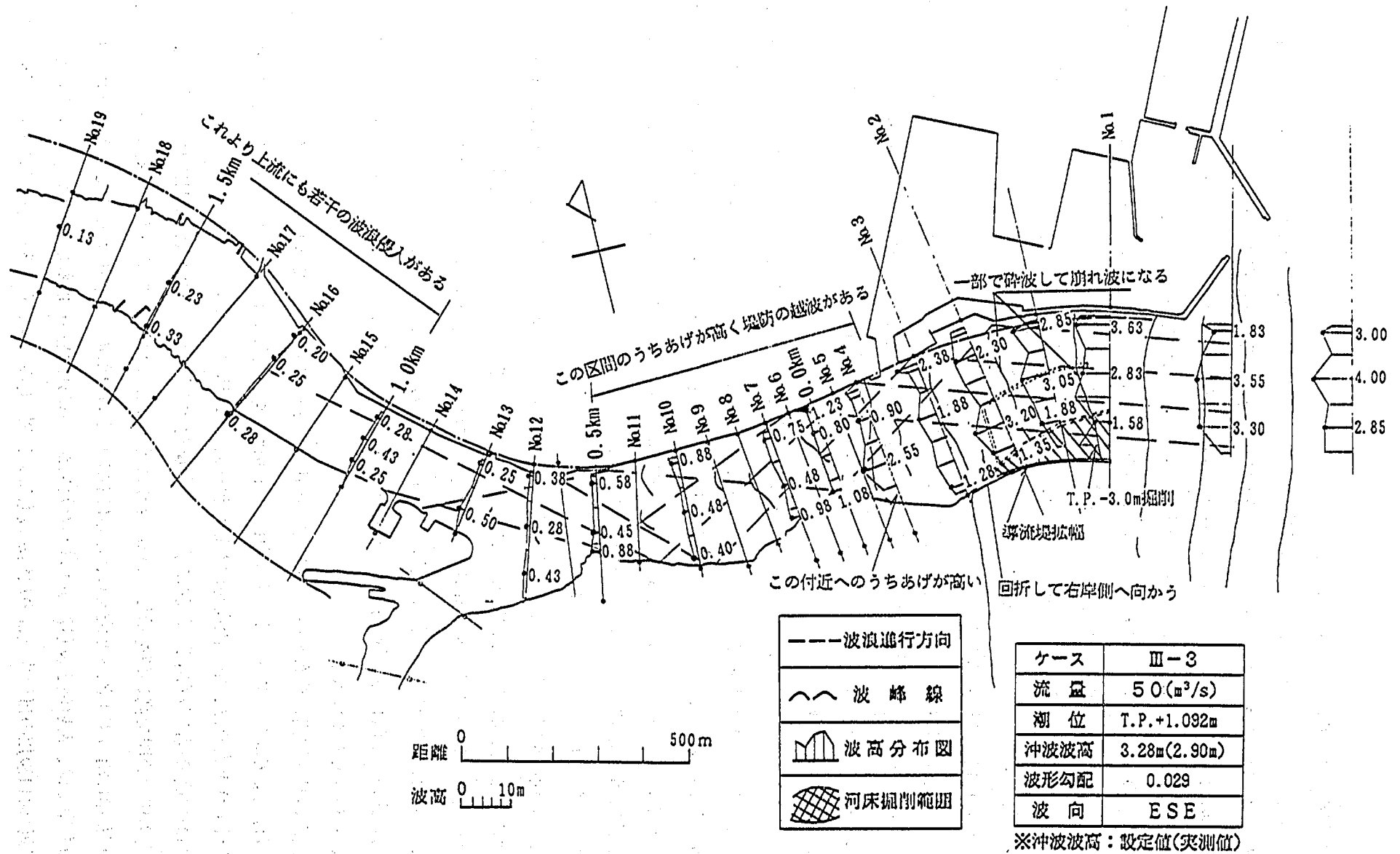


図-5.34 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅢ-3)

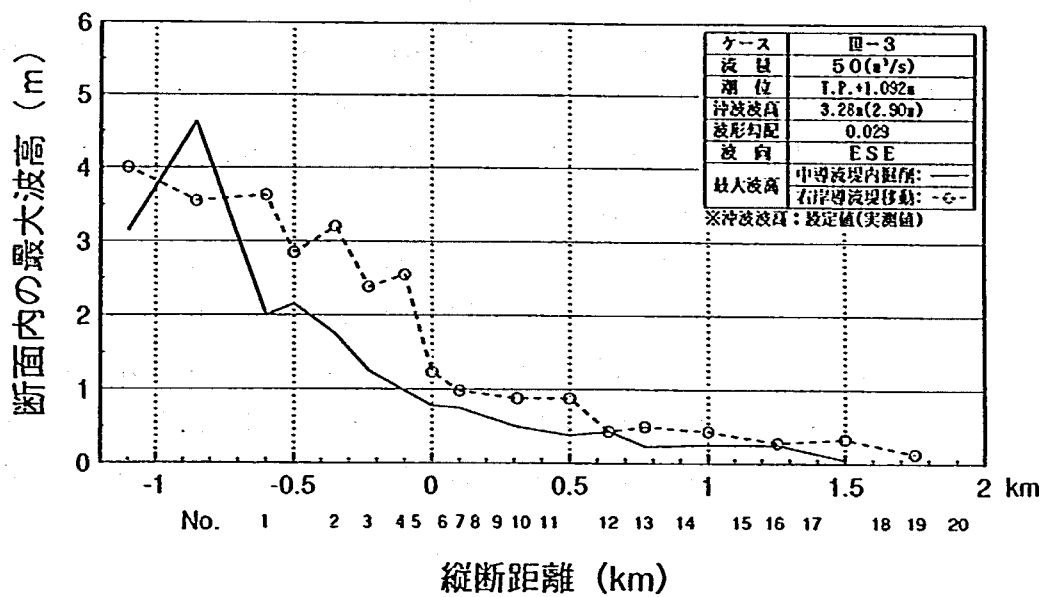


図-5.35 断面内の最大波高の分布(ケースⅢ-3)

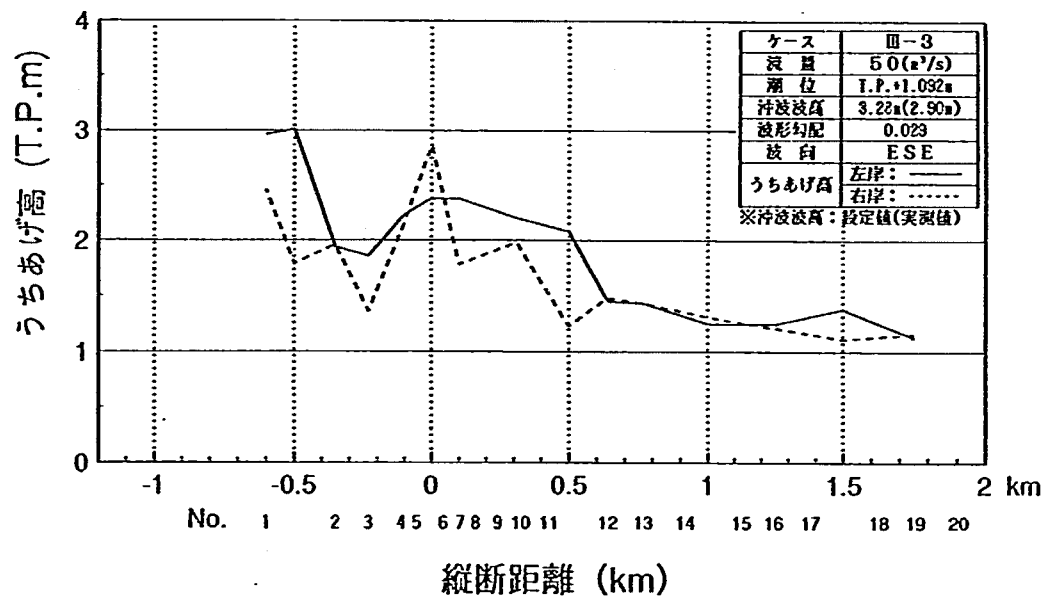


図-5.36 うちあげ高の縦断分布(ケースⅢ-3)

(2) 中導流堤区間の河床をT. P. -5.0mまで掘削した場合(ケースⅢ-4-1)

波浪侵入状況を図-5.37に示す。ケースⅢ-3(図-5.34参照)と比較して海域からの侵入波の反射範囲がNo2~No4と狭い。No2付近で反射した波は、ケースⅢ-1と同様に、右岸側の河口砂州先端付近(0.0km付近)・左岸側0.5km付近で反射している。また、No3~No4付近で反射した波はNo10~No11付近で左岸側へ反射する。これらの反射波のうち、No11付近で反射した波はNo16付近まで遡行している。

断面内の最大波高の分布を図-5.38に示す。最大波高はNo1で約5mであるが、No2では2.2mと急激に低下し、これより上流では単調に低くなり1.0km付近では0.4~0.5mとなる。

うちあげ高の縦断分布を図-5.39に示す。No3~No4の左岸でのうちあげ高はT. P. 2.3mである。0.0kmの左岸側ではT. P. 1.9mとやや低くなるが、No7~0.5kmの左岸ではほぼ同じ高さのうちあげ高(2.0~2.1m)を示しており、左岸側の市街地への越波が考えられる。0.5kmより上流の左岸側のうちあげ高は、2.0mを越えない。1.0km付近でのうちあげ高は1.3mほどに落ち着く。また、右岸側では左岸側より0.5~0.8m低いうちあげ高である。ただし、河口砂州のあるNo4~0.0kmでは左岸側とほぼ同じ2.0mのうちあげ高となる。



図-5.37 波浪侵入状況

図-5.37 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅢ-4-1)

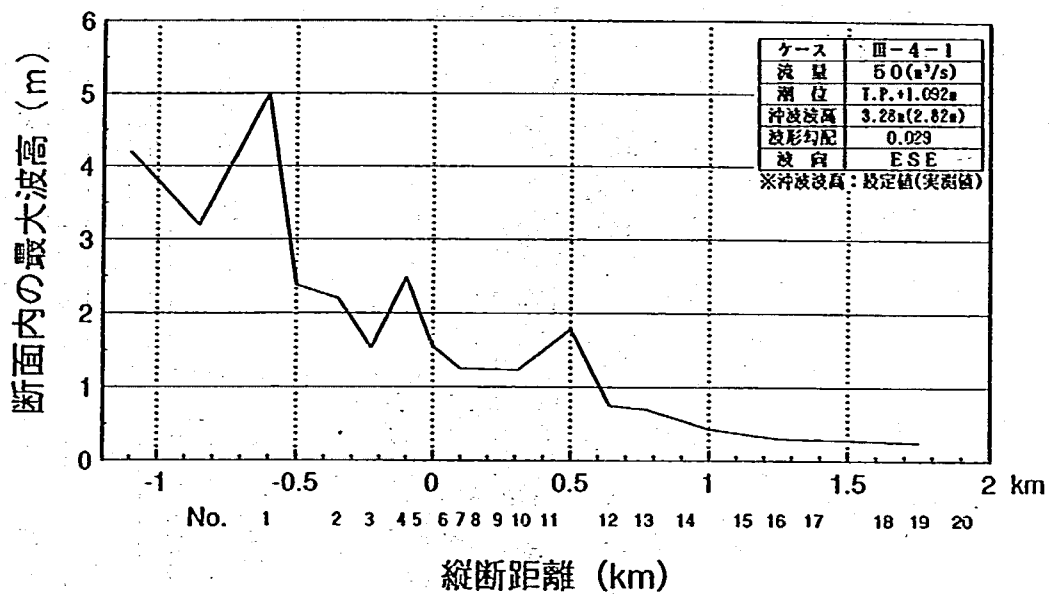


図-5.38 断面内の最大波高の分布(ケースⅢ-4-1)

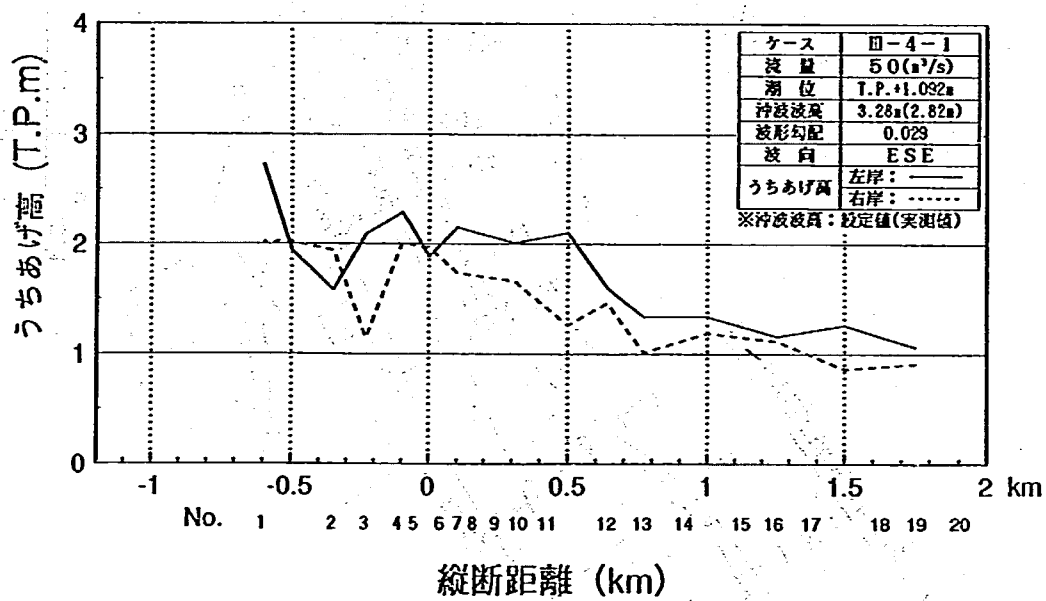


図-5.39 うちあげ高の縦断分布(ケースⅢ-4-1)

(3) ケースⅢ-4-1の河道条件+河口砂州の除去(ケースⅢ-4-2)

波浪侵入状況を図-5.40に示す。波浪侵入状況は、ケースⅢ-4-1(図-5.37参照)とほとんど差がない。ただし、河口砂州の前縁線(0.0km付近)で反射していた波は、砂州が除去されたためそのまま直進し、№8～№9に侵入している。しかし、海門橋の取付部に位置する№8は河道内へ突出し、その前縁線が波向の入射方向に対して直角であるため、左岸側への波の反射は見られない。

断面内の最大波高の分布をケースⅢ-4-1の結果とともに図-5.41に示す。最大波高は局所的にケースⅢ-4-1の値を上下するが、河道全体としては大きな変化はない。

うちあげ高の縦断分布を図-5.42に示す。左岸側では№3～№10のうちあげ高は、T.P. 2.6～2.7mと非常に高い。左岸導流堤に沿って河道内に入射してきた波の一部は反射するが、一部は左岸に沿って河道内を遡上する。№10より上流についてはうちあげ高が急激に低くなっており、№12以降はT.P. 1.3m程度に落ち着く。右岸側では河口砂州が除去された範囲のうちあげ高の上昇が顕著である。特に0.0kmへのうちあげ高は、砂州除去前(ケースⅢ-4-1、図-5.39参照)と比較して1.2m程うちあげ高は高く、3.2mである。№4～№8では2.0m以上のうちあげ高であるが、№8より上流では2.0m以下であり、№10以上では1.4～1.3m程度である。

図-5.40 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅢ-4-2)

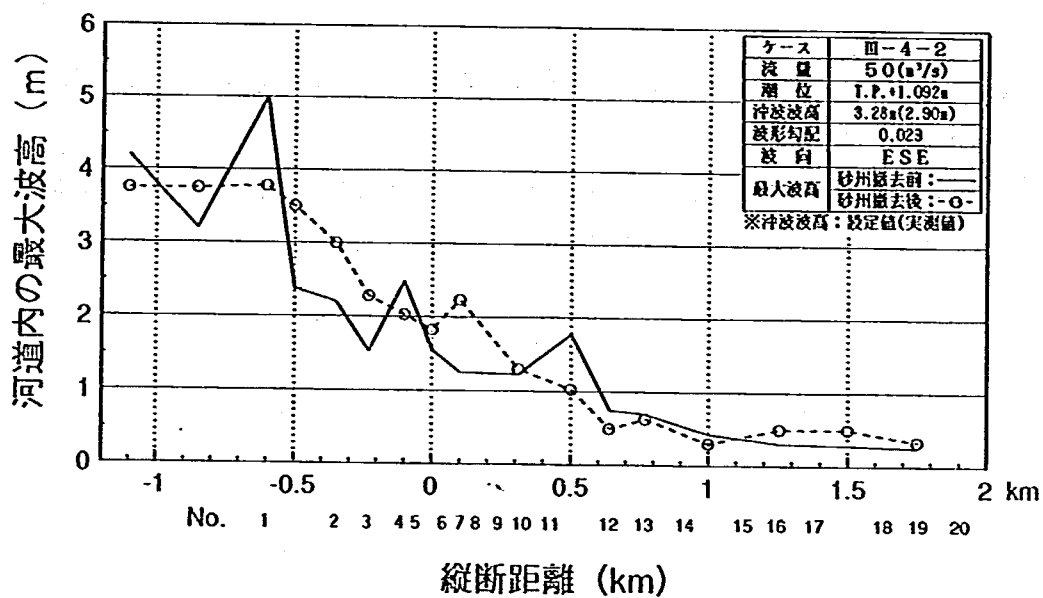


図-5.41 断面内の最大波高の分布(ケースⅢ-4-2)

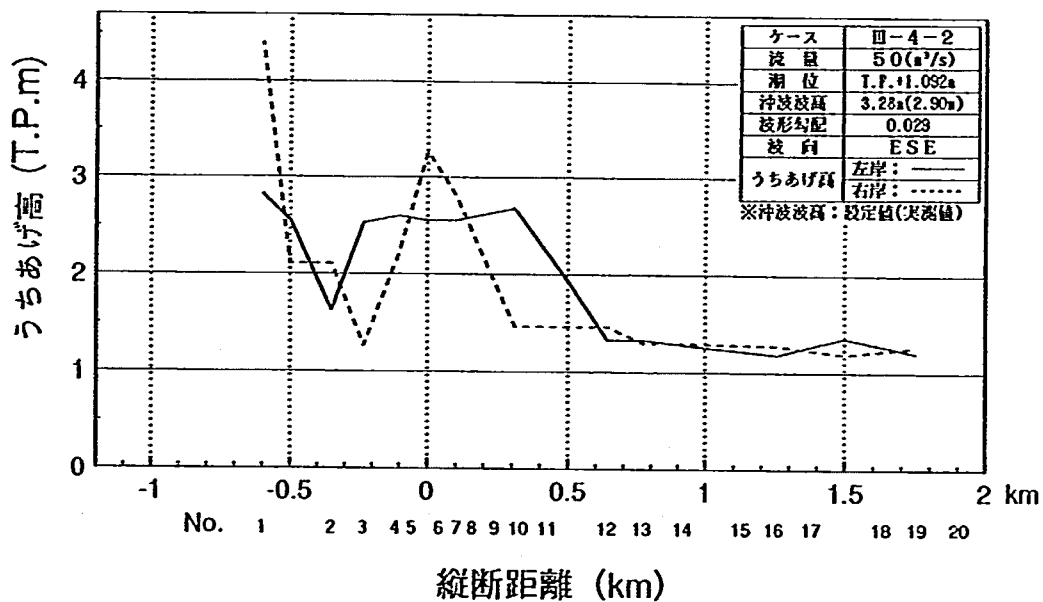


図-5.42 うちあげ高の縦断分布(ケースⅢ-4-2)

(4) ケースⅢ-4-2の河道条件+上流1.0km付近の河道整正(ケースⅢ-4-3)

波浪侵入状況を図-5.43に示す。波浪侵入状況は、ケースⅢ-4-2の場合(図-5.40参照)とほぼ同じであるが、波浪の侵入距離は上流河道が拡幅・河床掘削により水深が深くなったために延伸し、No17付近にまで至っている。

断面内の最大波高の分布をケースⅢ-4-2の結果とともに図-5.44に示す。最大波高はケースⅢ-4-2とほぼ同じ高さとなっている。

うちあげ高の縦断分布を図-5.45に示す。うちあげ高についてはケースⅢ-4-2とほぼ同様であり、左岸側ではNo10付近まで、右岸側では河口砂州部の拡幅された範囲のうちあげ高が高い



図-5.43 波浪侵入状況

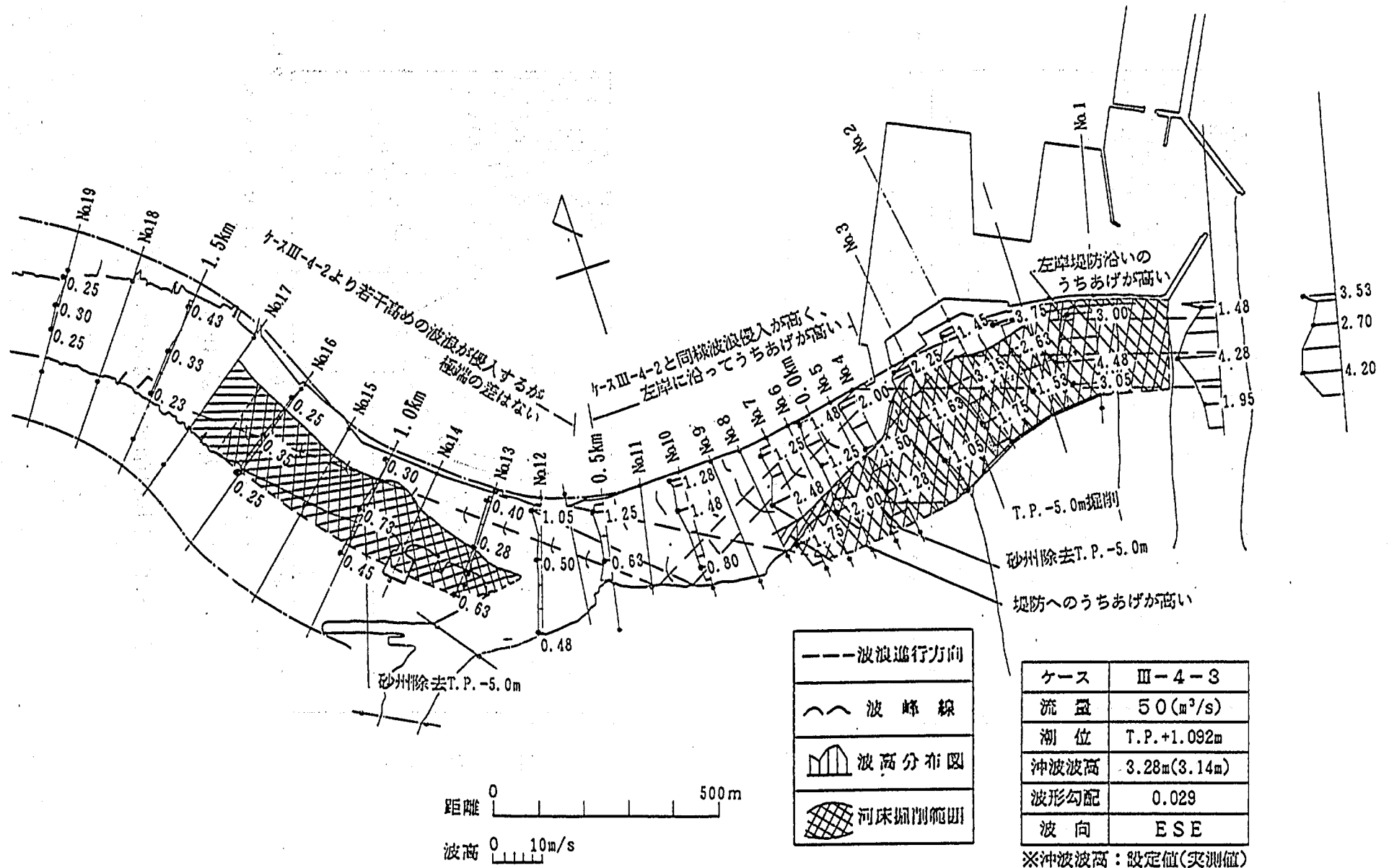


図-5.43 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅢ-4-3)

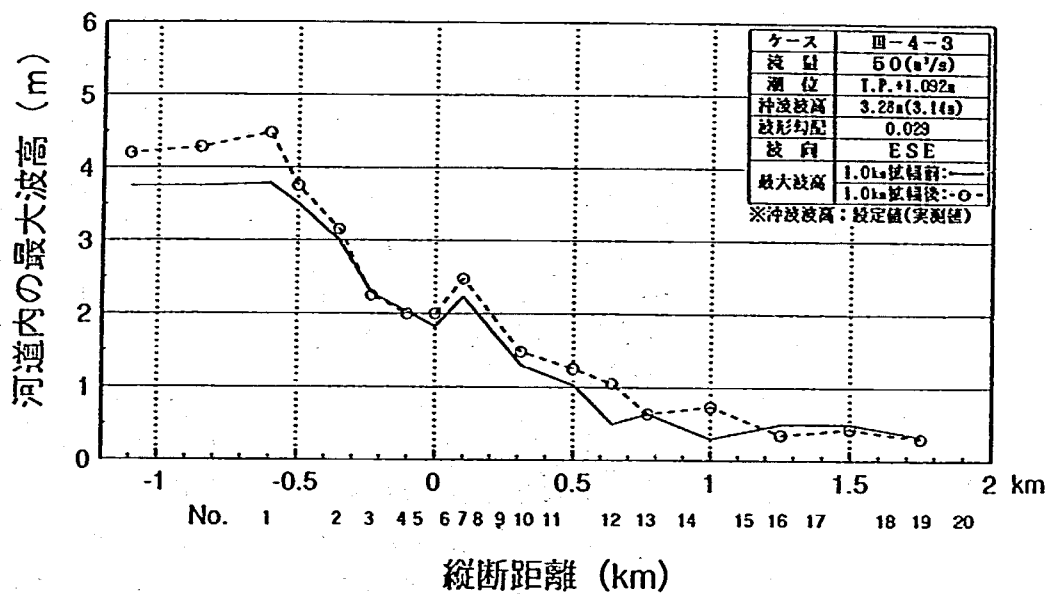


図-5.44 断面内の最大波高の分布(ケースⅢ-4-3)

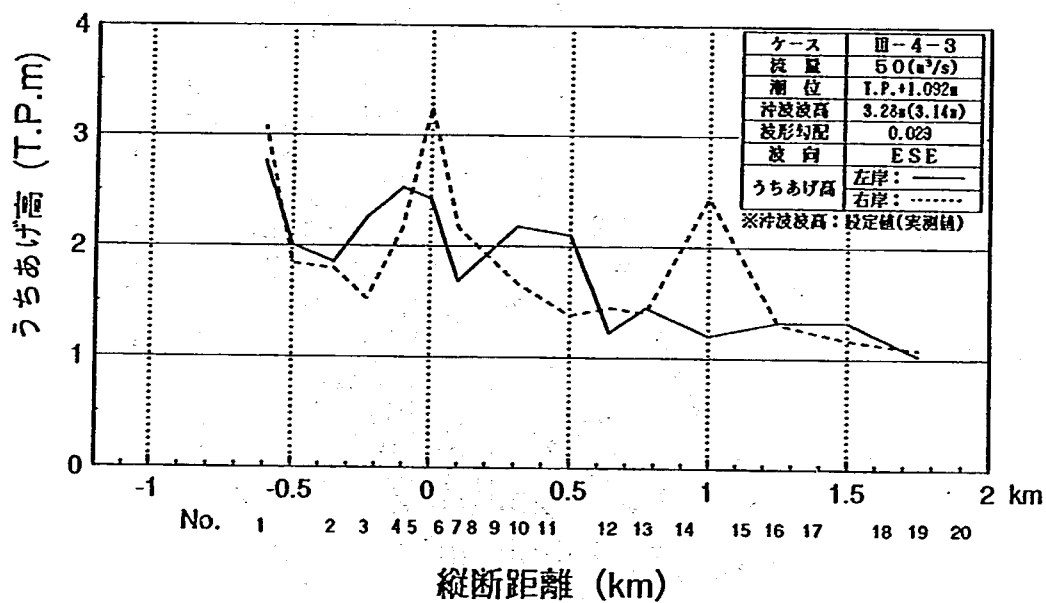


図-5.45 うちあげ高の縦断分布(ケースⅢ-4-3)

(5) まとめ

波浪侵入実験の結果については、以下に要約される。

- ①河口幅を300mにすると、入射波が減衰することなく№6付近まで侵入する。したがって、左岸の№4より上流の特殊堤を越波する可能性があり、現況河道に比較して危険性が増す。
- ②河口部河床を掘削すると、河口部の水深が深くなるので波は砕波することなく上流へと侵入する。このため左岸側では波が左岸導流堤に沿って侵入し易くなるので、非常に高いうちあげ高を示す。このことより、中導流堤撤去後よりも危険性が高くなる。
- ③河口砂州を除去することにより、右岸側から左岸側への反射波が減少する。このため、左岸側0.0km～№10付近で入射波と反射波の干渉効果(減衰)により抑えられていたうちあげ高が高くなる。また、右岸側へのうちあげ高も高くなる。
- ④1.0km付近の拡幅・河床掘削により波浪侵入距離はさらに伸びる。ただし、うちあげ高は低いので越波の危険はない。

5.4.4 河道整正案のまとめ

現計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ に対応した流下能力を持つ河道となるよう河道整正の条件を検討した結果、河道整正条件は以下の4つに絞られる。

- ①河口幅を300mに拡幅する
 - ②河口部(№1～№3)の河床を掘削する(T.P. -5.0mまで)
 - ③河口砂州部を拡幅し、川幅を300mにする
 - ④上流№13～№16の区間を拡幅し、川幅を250mとするとともに、河床高をT.P. -5.0mまで掘削する
- これらの案は単独で用いたとしても効果はなく、①+③+④もしくは②+③+④のように併用する必要がある。これらの対策を施したとしても、H.W.L.を完全に満足することはできないが、ほぼH.W.L.に平行な水面形で洪水を流下させることができる。これ以降の検討では、河口出発水位を下げる方法を考えることとする。その1つとして、河口部河床を掘削して河口出発水位を下げることが考えられる。ただし河口部の水深が増大するので、波の侵入度が増加し、平水時には河口部に土砂が堆積するので、波浪侵入対策を考慮しておかなければならない。同時に河口部の維持浚渫を併用する必要がある。

他の案として、右岸導流堤を短縮して洪水を速やかに流出させ、水位を下げる方法が考えられる。ただし、この方法を行った場合、短縮する長さによっては波浪の侵入が著しくなることが予想されるので、この場合には波浪侵入対策を考慮する必要がある。

5.5 最終対策案

前節までの検討により、現況河道、中導流堤撤去後および河道整正時における洪水時の水理特性・波浪侵入特性などが明らかになった。これらより、那珂川河口部の流下能力を向上させ、かつ波浪を現況河道以上に侵入させない方法として、

- ①中導流堤の設置区間の河床をT.P. -5.0mまで掘削する
- ②河口砂州を掘削する
- ③1.0km付近の狭窄部を拡幅し、河床を掘削する

案が見い出された。

ここでは、上記の3案を基本とし、水位がH. W. L. 以下で現計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を流下させることのできる対策として、河口No1の河床掘削と右岸導流堤の短縮の効果について検討する。なお、河床の掘削深と右岸導流堤の短縮長さは、不等流計算および河床変動計算を行って決定した。また、これらの対策を施した河道について、波浪侵入状況を現況河道以下に抑える対策について検討する。

5.5.1 計算結果

(1) 河床掘削深の決定

まず、現計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 、ケース1-2-2の実験結果から逆算して求めた粗度係数 $n=0.025$ を計算条件として不等流計算を実施した。不等流計算の結果、No1の河床高をT. P. -6.5mまで掘削することにより、模型河道区間全域にわたってH. W. L. を満足させることが明らかになった。このことから、実験ではNo1の河床をT. P. -6.5mに設定し、河口から海域までは海床が-6.5m以上の範囲を-6.5mでフラットに整形し、河口より上流の河床は0.0kmでT. P. -5.0mですりつくように整形して、水位に与える効果を検討することとした。

(2) 右岸導流堤の短縮長さの決定

波浪侵入を防止する意味で河口部(No1~No3)の初期河床をT. P. -3.0mと設定し、No3~0.0kmの区間は0.0kmでT. P. -5.0mという河床高とした。これに平均年最大流量 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ を流して河床変動計算を行い、平衡河床高を求めた河床高縦断面図が図-5.46である。この河床高は平衡河床高であるので、河口の継続的な浚渫を行わなくても河床高を維持することが可能であると考えられる。また、No2~No4の河床高が現況河道のNo2の河床高とほぼ等しい高さになっていることから、現況河道から中導流堤を撤去した場合の波浪の侵入状況以上には、波浪の侵入は増大しないと考えられる。

次に、右岸導流堤の短縮長さを求めるために不等流計算(計算条件は(1)と同じ)を行った。この結果、右岸導流堤の短縮距離は100mと算定された。

本実験では、模型河床を図-5.46の河床変動後の河床高に改造して、右岸導流堤の短縮効果を検証することとした。また右岸導流堤は100m短縮し、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水して実験を行った。通水したときにH. W. L. を越えているときは、さらに右岸導流堤を短縮し、模型河道区間の全域にわたってH. W. L. を満足する短縮長さを検討することとした。

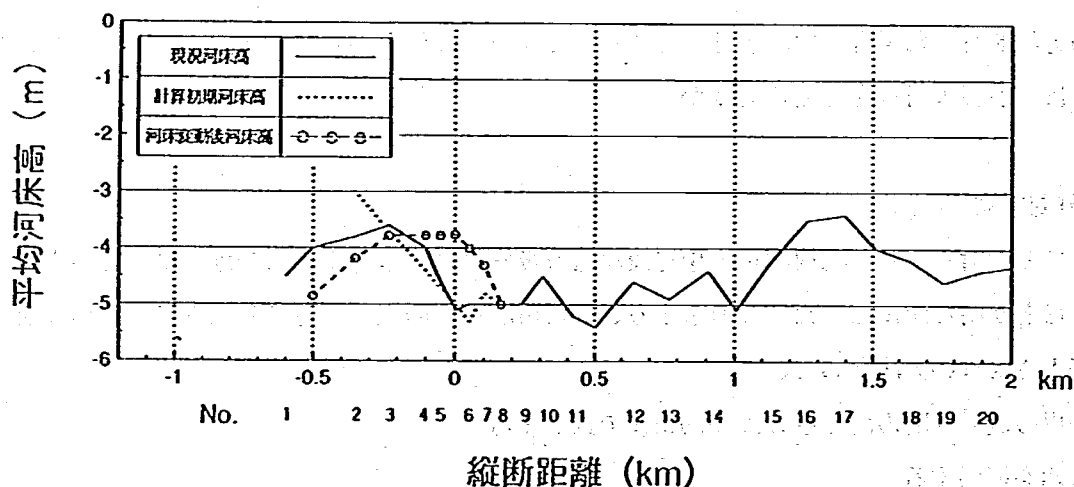


図-5.46 河床変動計算による河床高縦断

5.5.2 洪水流実験

(1) №1をT.P. -6.5mまで掘削、波浪侵入対策工は無し(ケースⅣ-1)

水位縦断を図-5.47に示す。各断面の平均水位をケースⅢ-2-3(図-5.32参照)と比較すると、最大で0.73m(№10)、最小でも0.33m(№1)水位が低下した。これにより、模型河道区間内ではH.W.L.以下で洪水を流すことができた。この実験結果を下流から順に見ていくと、№3で最もH.W.L.に接近しており約0.2m下の水位である。河口～№3の区間で水面勾配が急(約1/600)であるが、ケースⅢ-2-3と比較すると幾分緩やかな勾配である。横断方向の水位を見ると、№1で左岸側が約0.55m右岸より高いが、上流に向かうにしたがいそれらの差はなくなり、№3では右岸側の方が0.15m高い。また、№3～№10では水面が逆勾配となる。この区間の各断面の横断面内水位は右岸側の方が0.1～0.2m高い。№10より上流ではほぼ計画水面勾配と同じ勾配を持つ水面形となる。この区間の水位は、H.W.L.より0.4～0.5m下であり、流下能力は十分確保されたといえる。各断面の断面内水位は、1.0kmまでは右岸側の方が高く($\Delta h=0.2\sim0.4$ m)、№16で水位差がなくなるが、№19では左岸側が0.1m高くなる。

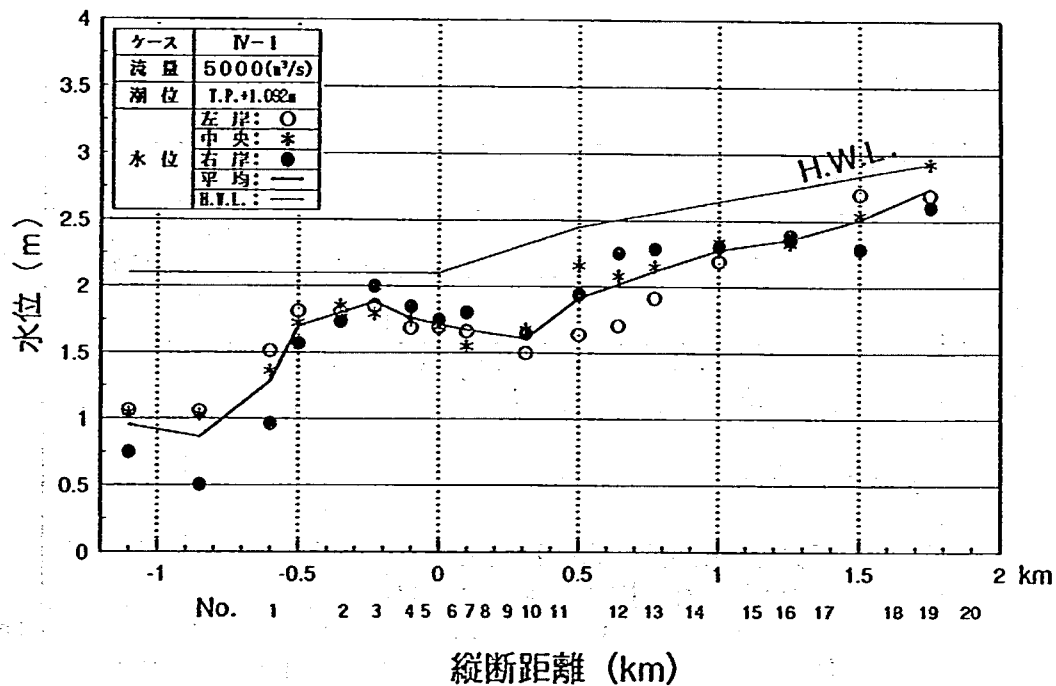


図-5.47 水位縦断(ケースⅣ-1)

(2) №1をT.P. -6.5mまで掘削、消波工+縦工を設置(ケースⅣ-2)

水位縦断を図-5.48に示す。本ケースは、ケースⅣ-1に波浪対策工として河道中央に縦工を3基(1基の長さは80m、80m間隔に3基設置した)と№4~№13に消波工を設置した案である。水面形はケースⅣ-1(図-5.47参照)とほとんど同じであり、対策工が水位に及ぼす影響はほとんどないようである。

流況を図-5.49に示す。№3より下流では、主流線は河道中央のやや右岸寄りである。この区間の流速は、№1の4.02m/sが最大であり、これまでのケースに比較して河口部の流速が小さい。№5~0.5kmの右岸側の2箇所(№5~0.0kmと№8~0.5km)で流れが剥離し逆流渦が生ずるが、その影響範囲は小さく、ほぼ河道全幅にわたって流れるといってよい。この区間の主流線はやはり河道中央やや右岸寄りであり、最大流速は3.8m/sである。左岸側では消波工が設置されたので流速が低下する。№12~1.0kmでは主流線は左岸側にあり、特に№12では左岸側に消波工が設置してあるにも係わらず、流速が4.22m/sと速い。これは流れが河道の平面形状の影響を受け、№12が水衝部であること、0.5kmが狭窄部となっており№12はそれに向かう急縮部であること、の2点が原因であると考えられる。上流では主流線位置は再び右岸側に移る。この区間の流速は1.5kmで3.85m/sが最大であり、下流に比較して、ゆったりとした流れであることが分かる。

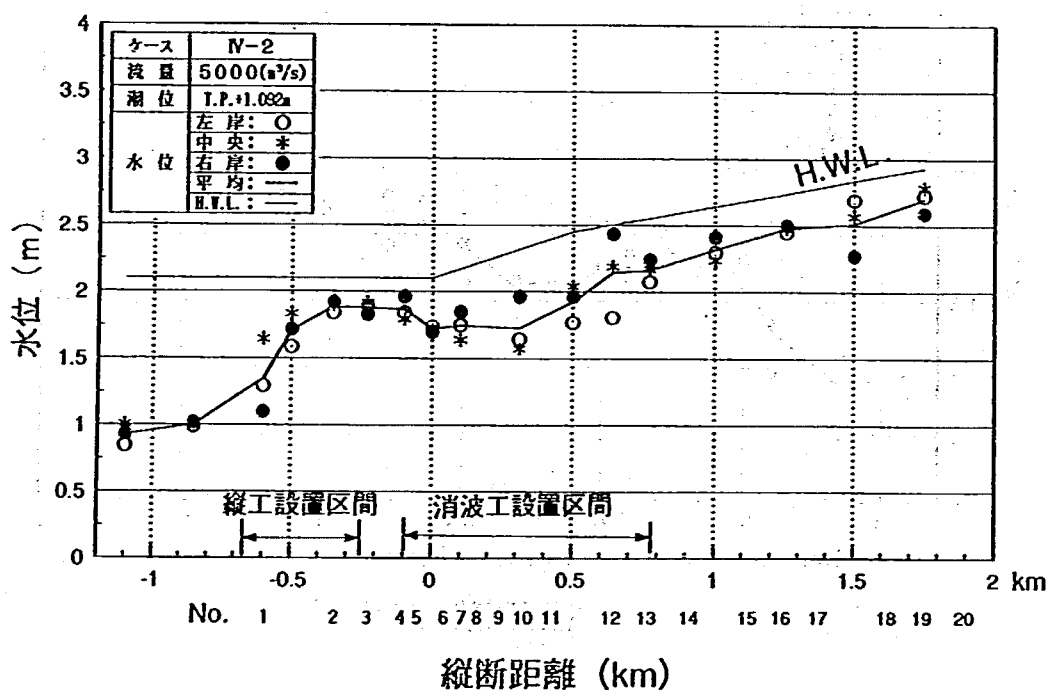


図-5.48 水位縦断(ケースⅣ-2)

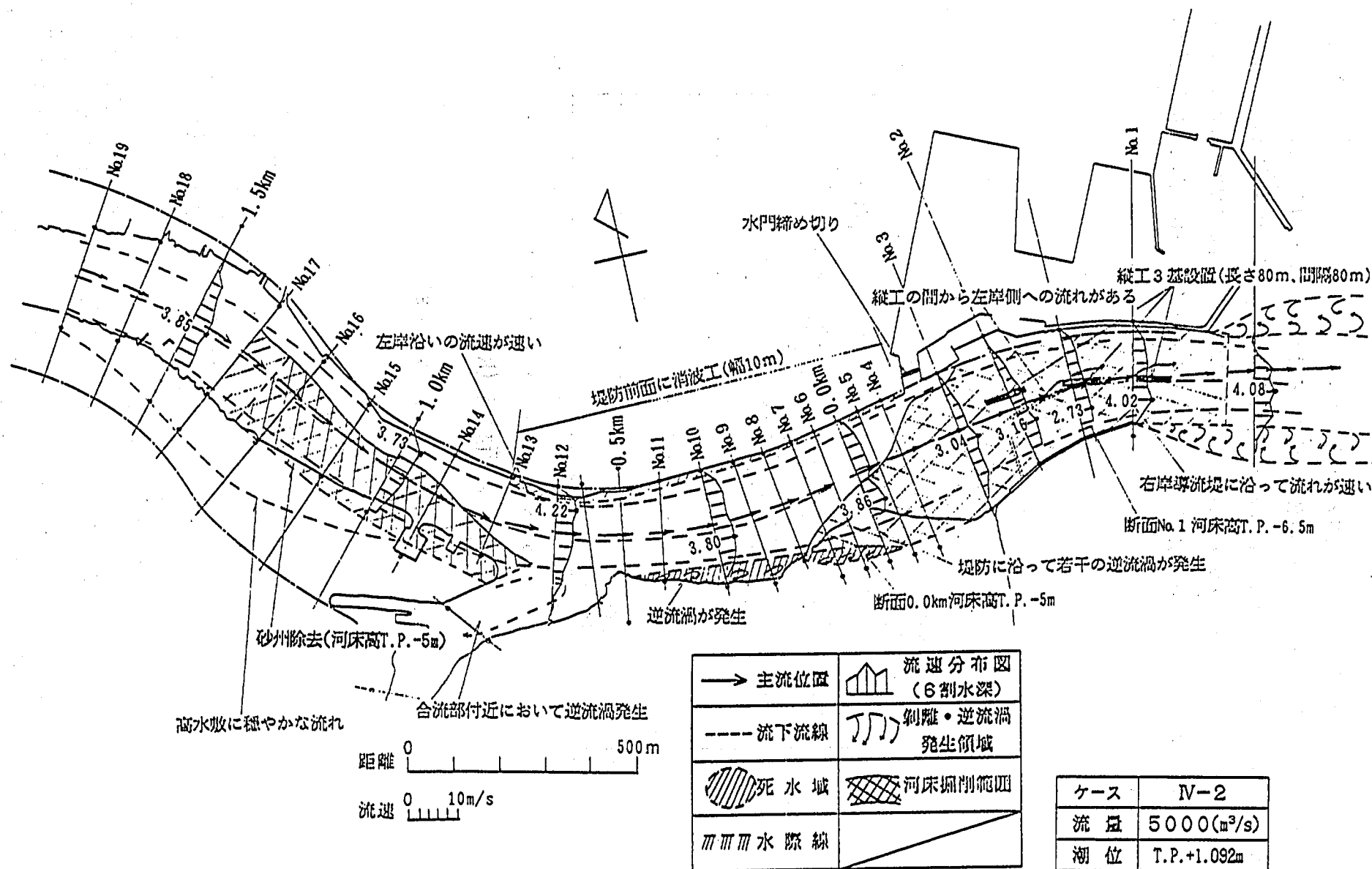


図-5.49 流況(ケースIV-2)

(3) 右岸導流堤を短縮、波浪侵入対策工無し(ケースⅣ-3)

不等流計算では右岸導流堤を100m短縮すればH.W.L.を満足することが示されたが、実験の結果によると150m短縮しなければH.W.L.以下で計画高水流量を流すことはできないことが明かとなった。

水位縦断を図-5.50に示す。河口のNo1~No3では水位が急激に上昇し、No3でH.W.L.の約0.1m下の水位に達する。No3~0.0kmの区間はほぼフラットな水面形であるが、それより上流ではH.W.L.より約0.1m下の水位をもつ水面形である。各断面の横断方向の水位を見ると、左岸と右岸の水位差はそれほど大きくはない($\Delta h=0\sim0.3$ m)。

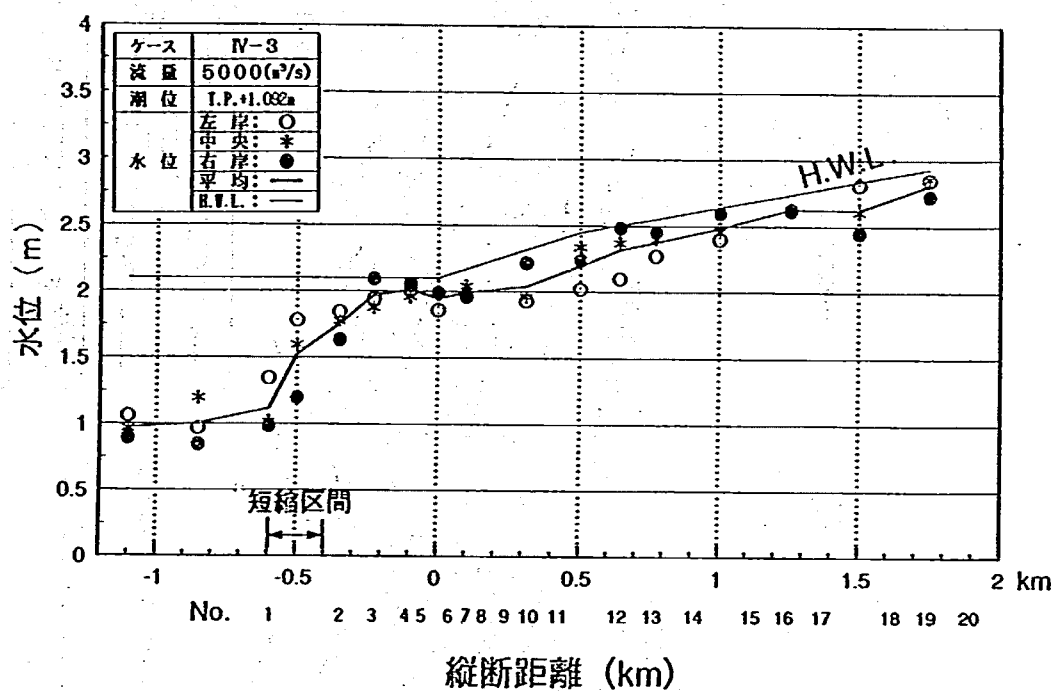


図-5.50 水位縦断(ケースⅣ-3)

(4) 右岸導流堤を150m短縮、消波工+縦工設置(ケースⅣ-4-1)

水位縦断を図-5.51に示す。このケースは、ケースⅣ-3に波浪侵入対策工を設置したものである。水面形は、ケースⅣ-3(図-5.50参照)とほとんど同じであり、波浪侵入対策工が設置されても、洪水を安全に流下させることが可能である。

流況を図-5.52に示す。河口部(№1~№3)の流況を見ると、№3ではほぼ一様な流速分布を示している。下流に向かうにしたがい、縦工の影響を受け河道中央の流速が落ちている。逆に、右岸側の流速が速く、№1では5.28m/sである。№5~0.5kmでは右岸側の2箇所流れが剥離し逆流渦が生じているが、この範囲の実質的な川幅は約250mであり、流下能力の阻害には至っていない。この区間の断面内の流速分布はほぼ一様であり、断面内の最大流速はいずれの断面でも約4m/sである。また、この区間の左岸側には消波工が設置されたため、特に№10~0.5kmでは最大流速よりも約2m/s遅い流速である。酒沼川の合流点付近(0.5km~№13)では主流部が左岸側に寄る。1.0km付近までは主流線位置が左岸側にあるが、1.5km付近では主流部が右岸側に移り、最大流速は約4m/sである。

河口から海域への流出状況は、右岸導流堤が150m短縮されたことにより、洪水は右岸側へ広がるように流出する。

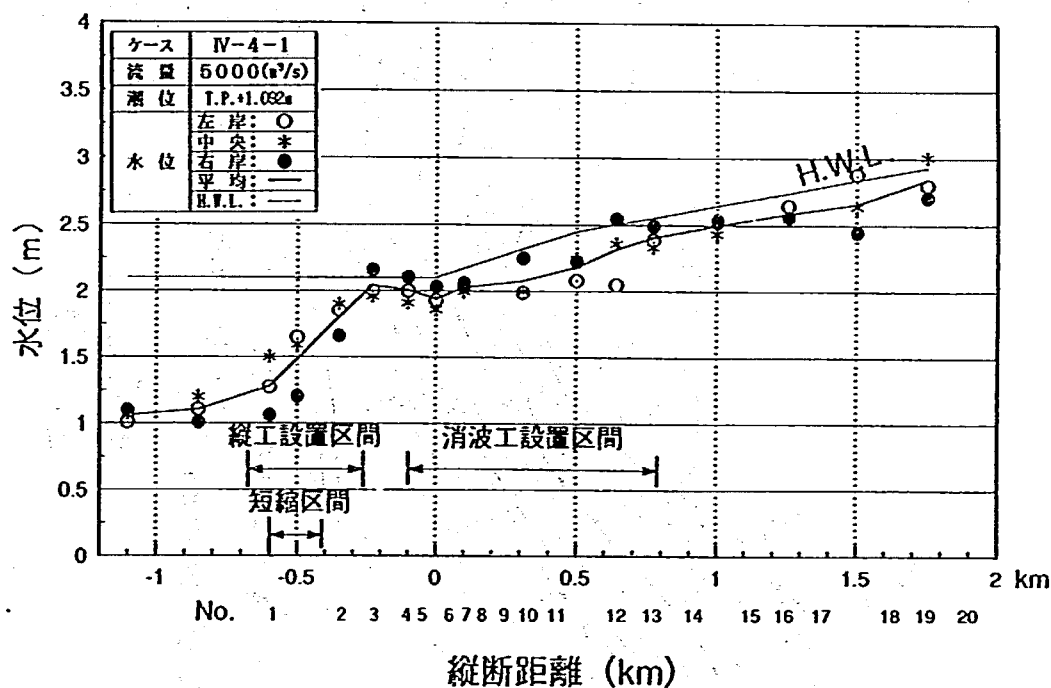


図-5.51 水位縦断(ケースⅣ-4-1)

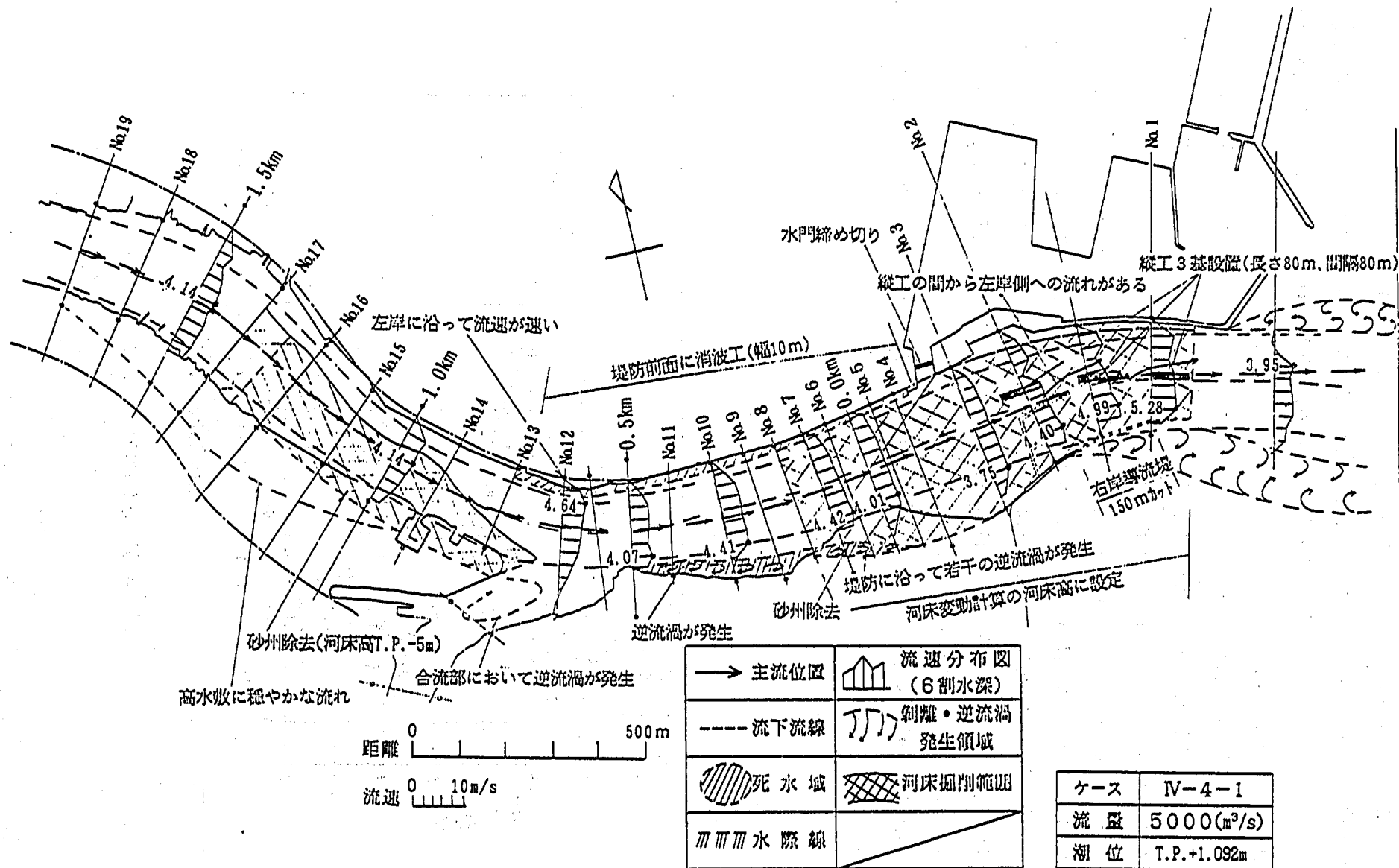


図-5.52 流況(ケースIV-4-1)

(5) 右岸導流堤を150m短縮、消波工+縦工設置 (ケースⅣ-4-2)

この実験は、改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を定流で通水したものである。水位縦断を図-5.53に示す。 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ の場合、河口で急激に水位が上昇し、No2でH.W.L.を越えることから、現状の河道整正案では改訂案の計画高水流量を流下させることは困難である。No10付近で、H.W.L.を0.3m上回るのが最小の水位差であり、0.5km以上の上流部ではH.W.L.を約1mも越える。また、注目すべき箇所として、河口部、0.5kmが挙げられる。両者ともに水面勾配が急であり、流量に対して河積が明らかに不足している。河口部では右岸導流堤をさらに短縮する、あるいは拡幅するなどの対策を取らない限り水位を下げることは困難であろう。0.5km地点は、これまで拡幅しないことを前提としていたが、 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を流すには0.5km地点の拡幅も考えざるを得ないであろう。そればかりでなく他の地点でも、さらなる河道整正を行う必要がある。

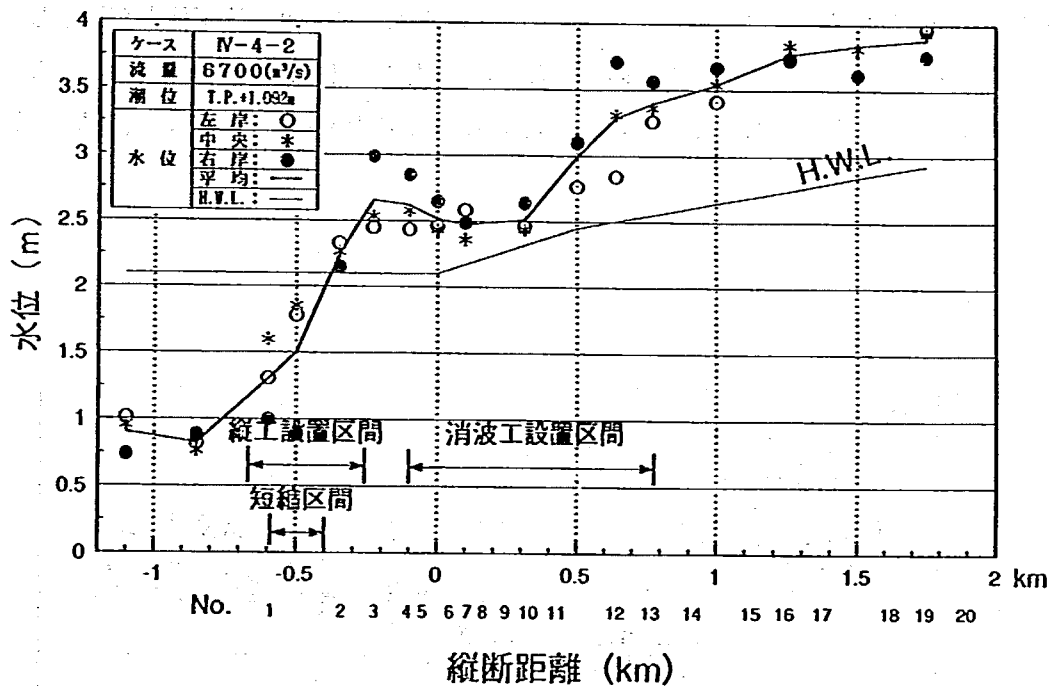


図-5.53 水位縦断(ケースⅣ-4-2)

(6) ケースⅣ-4-2+0.5km右岸を100m拡幅した場合(ケースⅣ-5-1、2)

ケースⅣ-4-2より、改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を最終対策案河道で安全な水位以下で流下することは困難であることが示された。この2ケースでは、これまでの検討では河道改正の対象外とされていた0.5km付近を拡幅し、流下能力について検討したものである。

ケースⅣ-5-1では、計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水して流下能力を検討した。水位縦断を図-5.54に示す。0.5kmが拡幅されたことにより、0.0kmより上流の水面形はほぼ一様な約 $1/2,600$ の水面勾配となり、かつH.W.L.以下で流下する。左右岸の水位差を見ると、No12で約0.5mの水位差があるが、他の断面では約0.3mの差以内である。No2およびNo3では左岸側の水位がH.W.L.以上であり、No3より下流部の水面勾配は非常に急である。このような水面勾配の時には掃流力が非常に大きくなるので、河床が洗掘されることが予想される。したがって実際の洪水時には、河積が増加し水面勾配はもっと緩やかになると考えられるので、左岸側の水位もH.W.L.以下となると考えられる。

ケースⅣ-5-2では、改訂案の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を通水して流下能力を検討した。水位縦断を図-5.55に示す。この図からNo2より上流ではH.W.L.を完全に上回っており、流下能力が不足していることが分かる。特に1.5kmではH.W.L.を約1mも上回っており、最終案河道と0.5kmの拡幅を行うだけでは $6,700\text{m}^3/\text{s}$ は流下し得ないといえる。したがって $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を流下させるためには、さらに大幅な河道改正を考慮する必要があると考えられる。

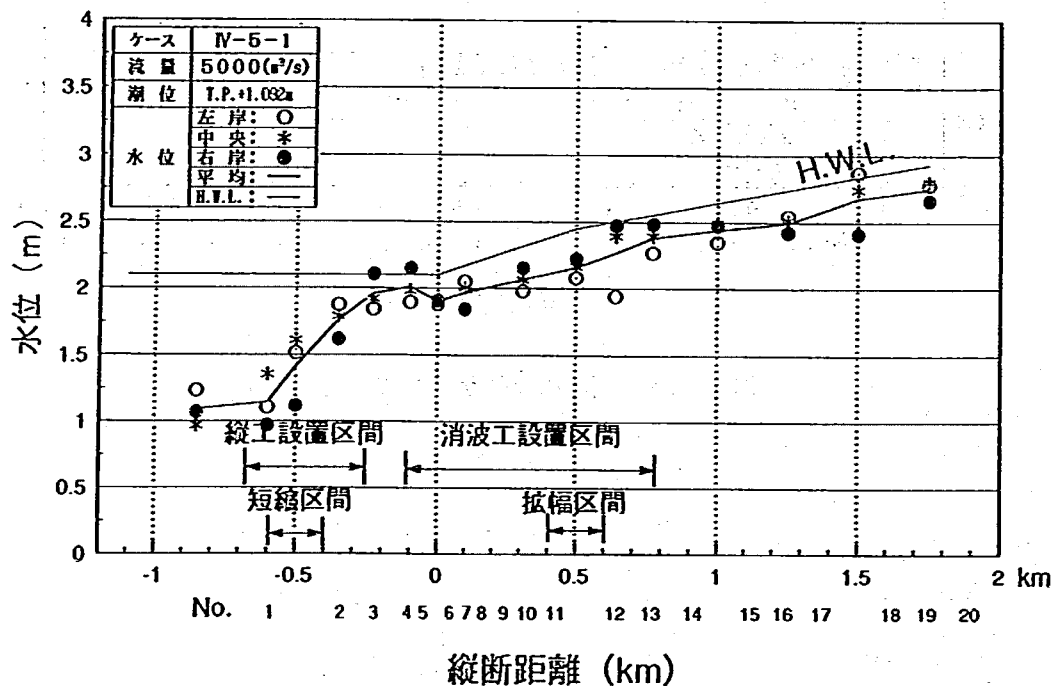


図-5.54 水位縦断(ケースⅣ-5-1)

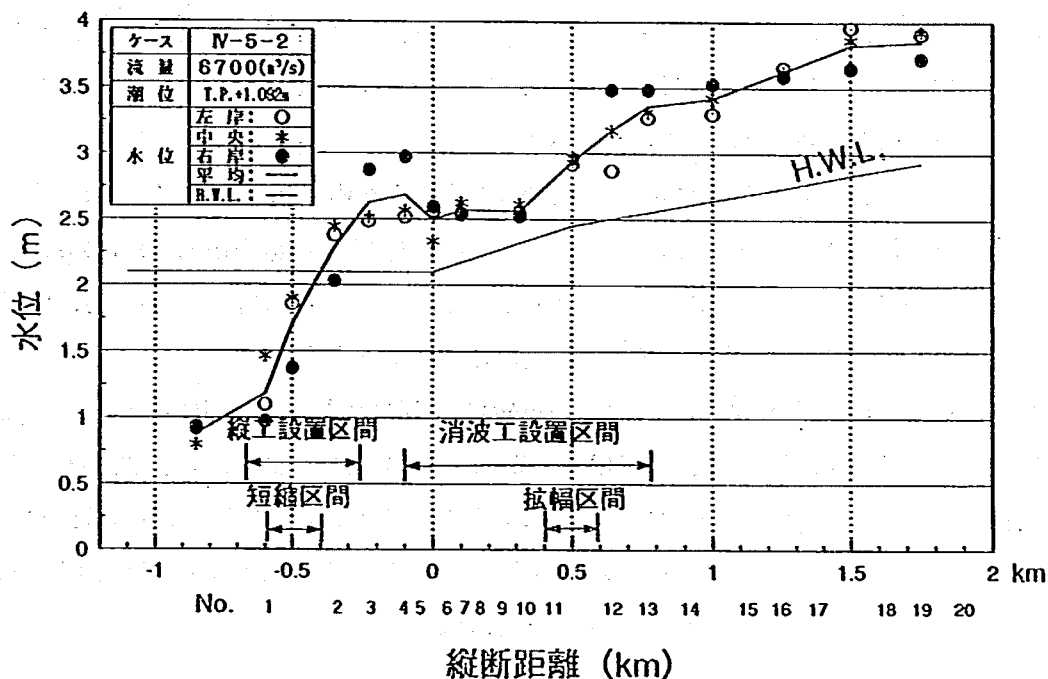


図-5.55 水位縦断(ケースIV-5-2)

(7) まとめ

最終対策案の洪水流実験の結果は以下に要約される。

- ①河口No1をT.P. -6.5mまで掘削することにより模型河道区間全体にわたって現計画高水流量5,000m³/sをH.W.L.以下で安全に流下させることができる。しかしながら、洪水時以外には水深が増大し流速が遅くなるために土砂が堆積することが考えられる。したがって、河床高維持のために継続的な浚渫が必要となる。またT.P. -6.5mという河床は非常に深いので工費がかさむと予想される。
- ②右岸導流堤を現在の長さから150m短縮すれば、洪水をH.W.L.以下で安全に流下させることができる。ただし、150m短縮した際には河口幅が現況河道の約1.3倍(約260m)になることから、河道内へ侵入する波浪が増大することが予想される。したがって、波浪侵入を防止する対策工をあわせて考える必要がある。
- ③波浪侵入対策工として、消波工の設置と縦工を設置した場合でも、水位に何ら影響を及ぼすことなく洪水を安全に流下させることができる。
- ④改訂案の計画高水流量6,700m³/sを流下させるには、これまで検討してきた河道整正案では明らかに不十分である。那珂川の河口部河道を大幅に変更するなど抜本的な対策を取らない限り、流下能力不足は解消されない。

5.5.3 波浪侵入実験

(1) №1をT.P. -6.5mまで掘削、波浪侵入対策工無し(ケースⅣ-6)

波浪侵入状況を図-5.56に示す。河口から侵入した波は№2～№4の左岸で反射する。これらの反射波のうち、№2付近で反射した波は、№8の右岸で再反射し、0.5km付近まで至る。また、№3～№4で反射した波は、№10～№11の右岸で再反射し、1.0km付近に至る。さらに、№2～№4で反射した波の一部は左岸側に沿って遡上し、№4～0.5kmの左岸側ではほとんどが越波する。

断面内の最大波高の分布を図-5.57に示す。№1では最大波高が約4.8mに達する。№2～№4では約3mの波高を有し、№7付近まで同一の波高で侵入する。これは河口付近の河床を掘削したために水深が深くなり、波が減衰しないためであると考えられる。それより上流では水深が徐々に浅くなり、特に№8付近および沼川合流点付近の左岸側では河床が高いので、波高は徐々に低下する。

うちあげ高の縦断分布を図-5.58に示す。№2～№4の左岸側のうちあげ高が最も高くT.P. 3.2mである。0.5kmまでの左岸側では、波が左岸に沿って侵入するため、うちあげ高は2.0m以上である。この付近の特殊堤の堤防高はT.P. 2.1～2.4mであるので、場所によっては完全に越波する。0.0km付近の右岸側は左岸側より反射した波が当たる箇所であり、うちあげ高も3.3mと高い。右岸側のうちあげ高は№10より上流になると2.0m以下になる。0.5kmより上流でのうちあげ高は低い。

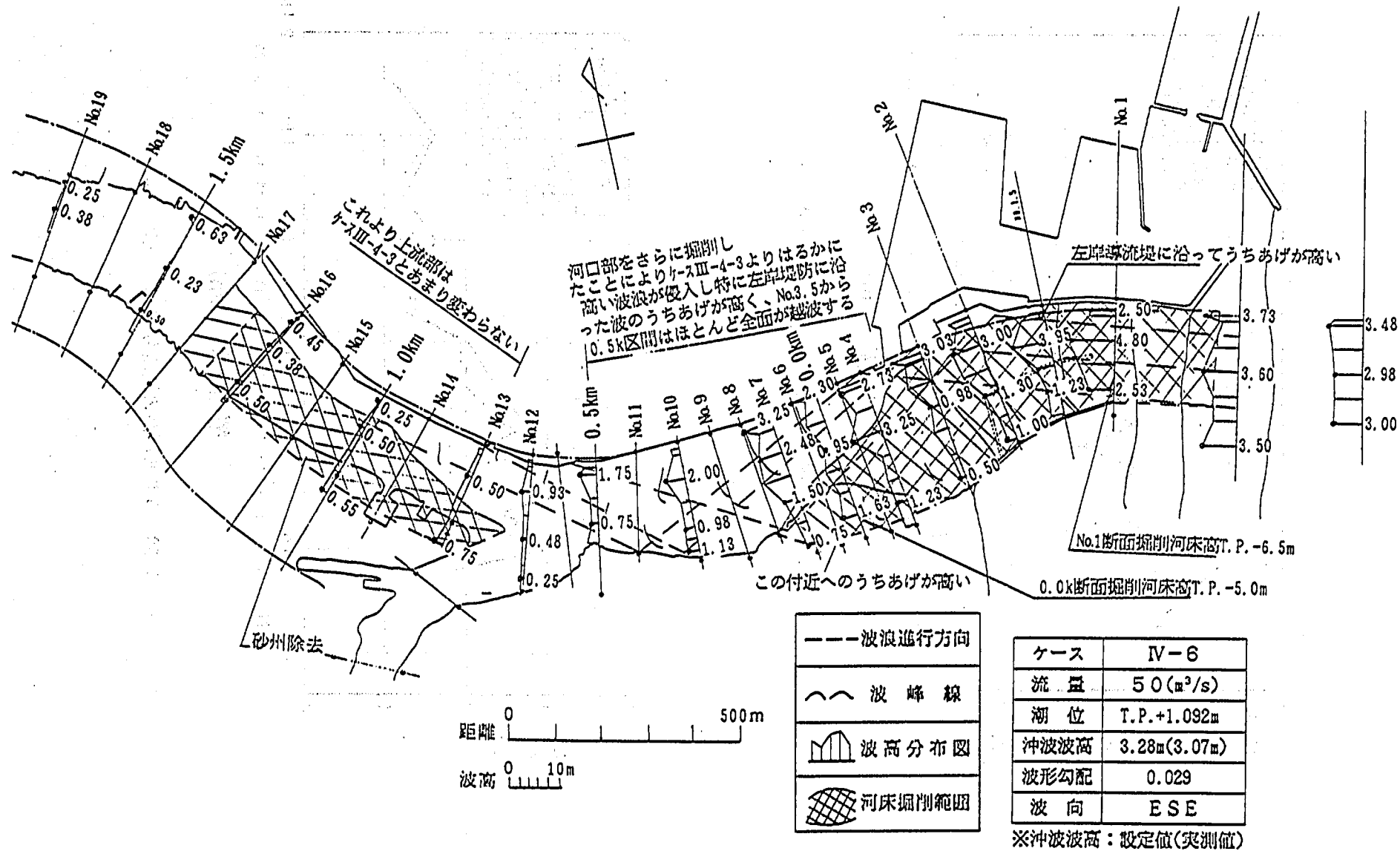


図-5.56 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅣ-6)

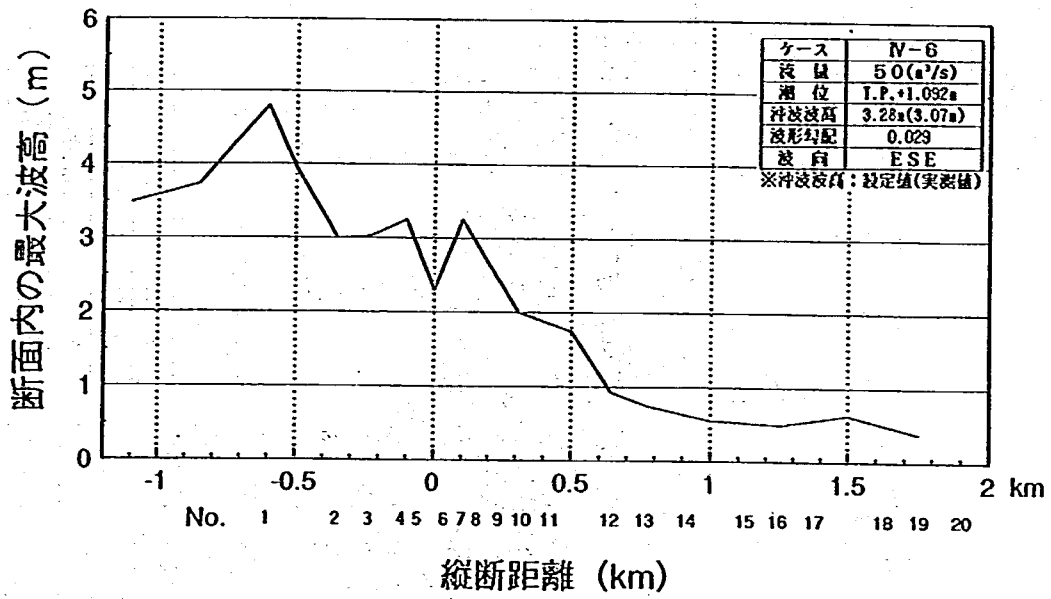


図-5.57 断面内の最大波高の分布(ケースIV-6)

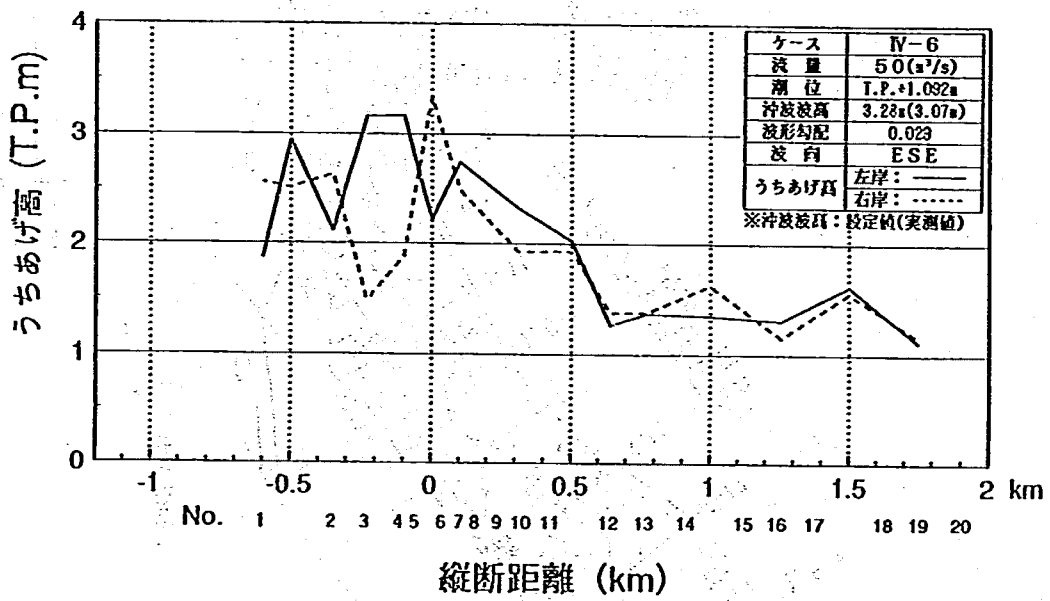


図-5.58 うちあげ高の縦断分布(ケースIV-6)

(2) №1をT.P.-6.5mまで掘削、消波工のみ設置(ケースⅣ-7)

この実験では、まず消波工の設置範囲を検討した。消波工の設置候補地点としては、波が岸に沿って侵入する左岸側の№4~0.5kmが考えられる。№4より下流では港湾施設、水門など施設利用上の問題があり、消波工の設置は困難である。また0.5kmより上流では№13付近に右岸からの反射波が到達するので消波工の設置区間の上流端は№13とした。したがって、消波工の設置区間は№4~№13である。

波浪侵入状況を図-5.59に示す。波浪の侵入経路、反射位置はケースⅣ-6(図-5.56参照)とほとんど同じである。ただし、左岸側に沿って侵入する波は、消波工を設置したことにより減衰し、越波がほとんど見られなくなった。

断面内の最大波高の分布を図-5.60に示す。河口から№2の範囲の最大波高は依然として高く、常に4.0mを越える状態である。消波工の設置区間では最大波高がケースⅣ-6と比較して低く、№4地点の波高は約1m低い2.1m、特に№7付近は約1.3m低い約2mの波高である。それより上流でもケースⅣ-6に比較して0.2~0.3m低く、1.0km付近でケースⅣ-6と同程度の波高となる。

うちあげ高の縦断分布を図-5.61に示す。うちあげ高を見ると消波工の効果がより顕著に現れており、左岸側に沿って侵入する波は0.0km付近でほとんど減衰し、T.P.2.0m以下である。左岸側からの反射波は低く、0.0km右岸のうちあげ高は約2.5mであり、ケースⅣ-6(図-5.58参照)と比較して約0.8m低い。0.0km~0.5kmのうちあげ高もケースⅣ-6に比較して0.3~0.5m低い。0.5kmより上流では、うちあげ高が1.5m前後であり、波のうちあげはほとんど無い。

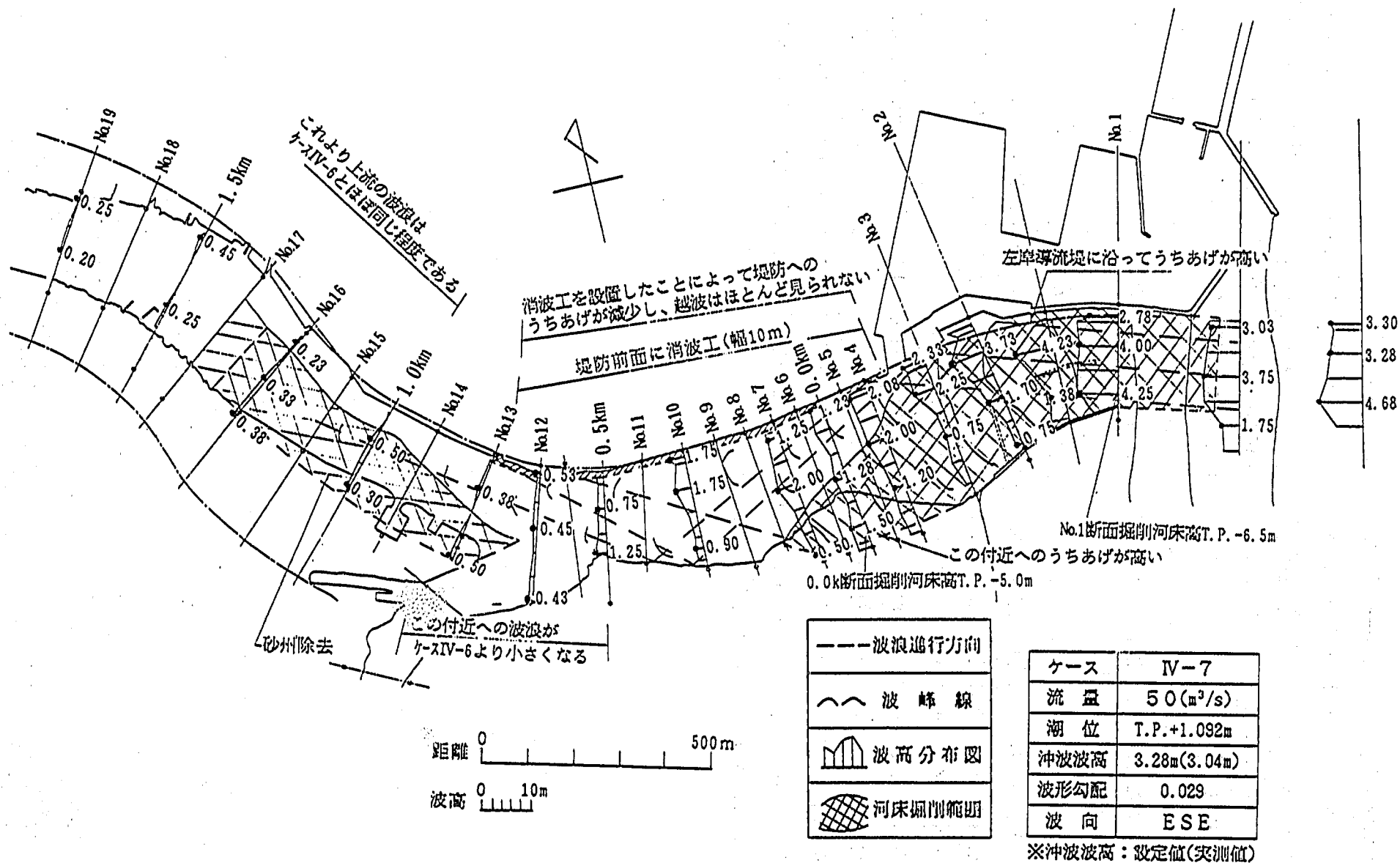


図-5.59 波浪侵入状況および波高分布(ケースIV-7)

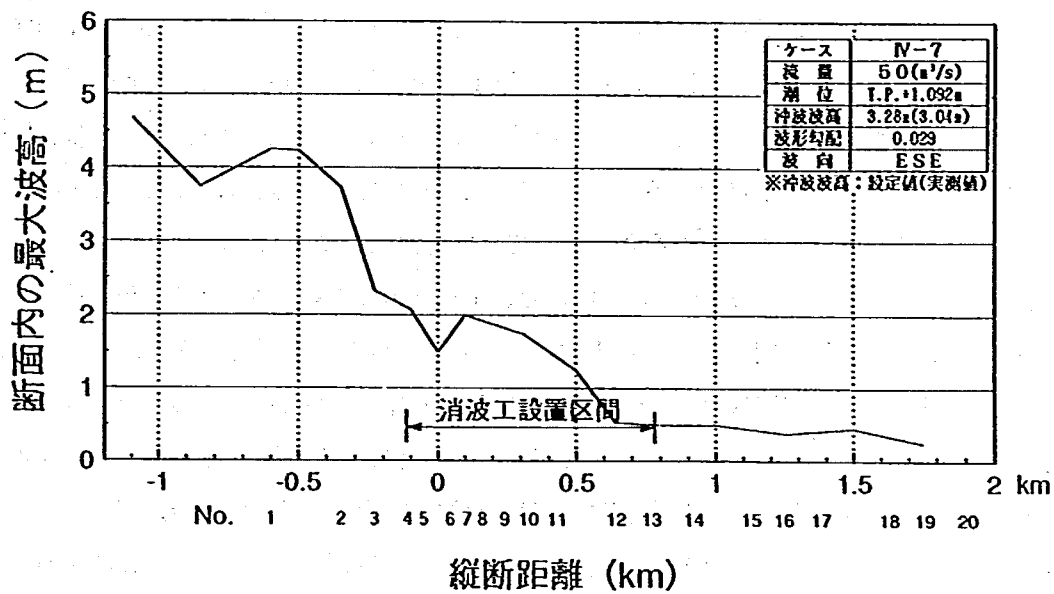


図-5.60 断面内の最大波高の分布(ケースIV-7)

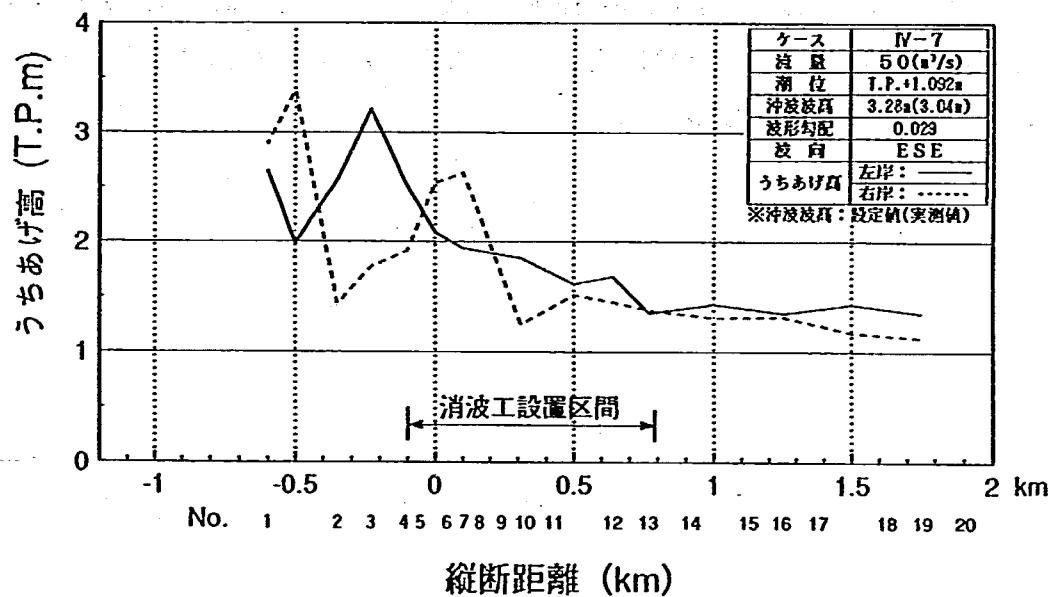


図-5.61 うちあげ高の縦断分布(ケースIV-7)

(3) №1をT.P.-6.5mまで掘削、消波工+縦工を設置(ケースⅣ-8)

この実験では、まず縦工の設置位置・長さを模型河道内にコンクリートブロック(1個:長×高×幅=390×190×100(mm)、現地で約20×10×5(m))を並べて検討した。当初は、現況の中導流堤の縦工を改良することを考えたが、実験の結果、縦工と右岸導流堤の間で反射を繰り返すだけで、侵入波の波高は小さくならないことが明らかとなった。そこで、図-5.62に示す縦工の形状(長さ80mの縦工を80m間隔で3基設置)とした。縦工の利点は、縦工間を通過して左岸で反射する波と縦工で反射する波とが干渉し、位相のずれから波高を小さくすることができる点である。縦工の長さ、間隔、設置位置は、最大波高を小さくでき上流への波浪侵入を抑えることができることを基準として、試行錯誤の結果より決定した。

波浪侵入状況を図-5.62に示す。縦工の設置により、主な波の侵入経路が2つに分かれる。右岸側から侵入した波は縦工と右岸導流堤の間を通過して侵入する。この波は縦工間で反射を繰り返し、一部は№4の左岸へと向かい、一部は下流より2基目の縦工で反射して№11の右岸へと向かう。一方、左岸側から侵入した波は、№2付近で反射して№7付近へと向かう。また侵入波の一部は左岸に沿って上流へ侵入するが、この波は次第に減衰し、越波は生じない。№4の左岸で反射した波は、№11の右岸で反射する。ここで縦工で反射してきた波を合わせ、1.0km付近まで侵入する。№7付近の右岸で反射した波は、№12に至る。

断面内の最大波高の分布を図-5.63に示す。各断面の最大波高を見ると、№1では6m弱の波高であるが、先頭の縦工と右岸導流堤の反射波が干渉し、増幅したためと考えられる。№2～№7では縦工設置以前(ケースⅣ-7)と比較して0.1～0.8m波高が低くなっている。№7より上流では№10付近で波高が1.0mまで落ち、№12より上流では0.5m以下である。

うちあげ高の縦断分布を図-5.64に示す。縦工が設置されたことにより、縦工なしのケースⅣ-7(図-5.61参照)と比較して№2左岸でのうちあげ高が約1m低下した。左岸側では0.0kmより上流のうちあげ高は2m以下であり、越波の可能性はない。右岸側でも、0.0kmで2.5mのうちあげ高であるが、上流では2.0m以下に抑えられており、うちあげ高は現況以下である。

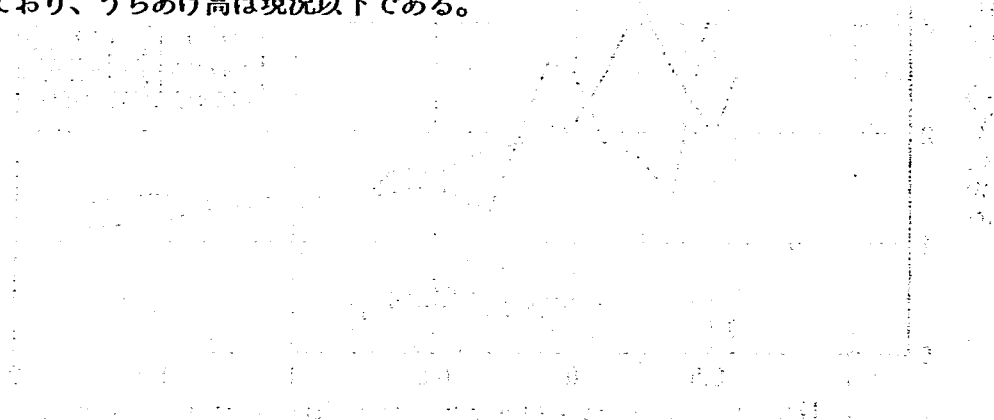


図-5.62 縦工の設置位置

図-5.63 断面内の最大波高の分布

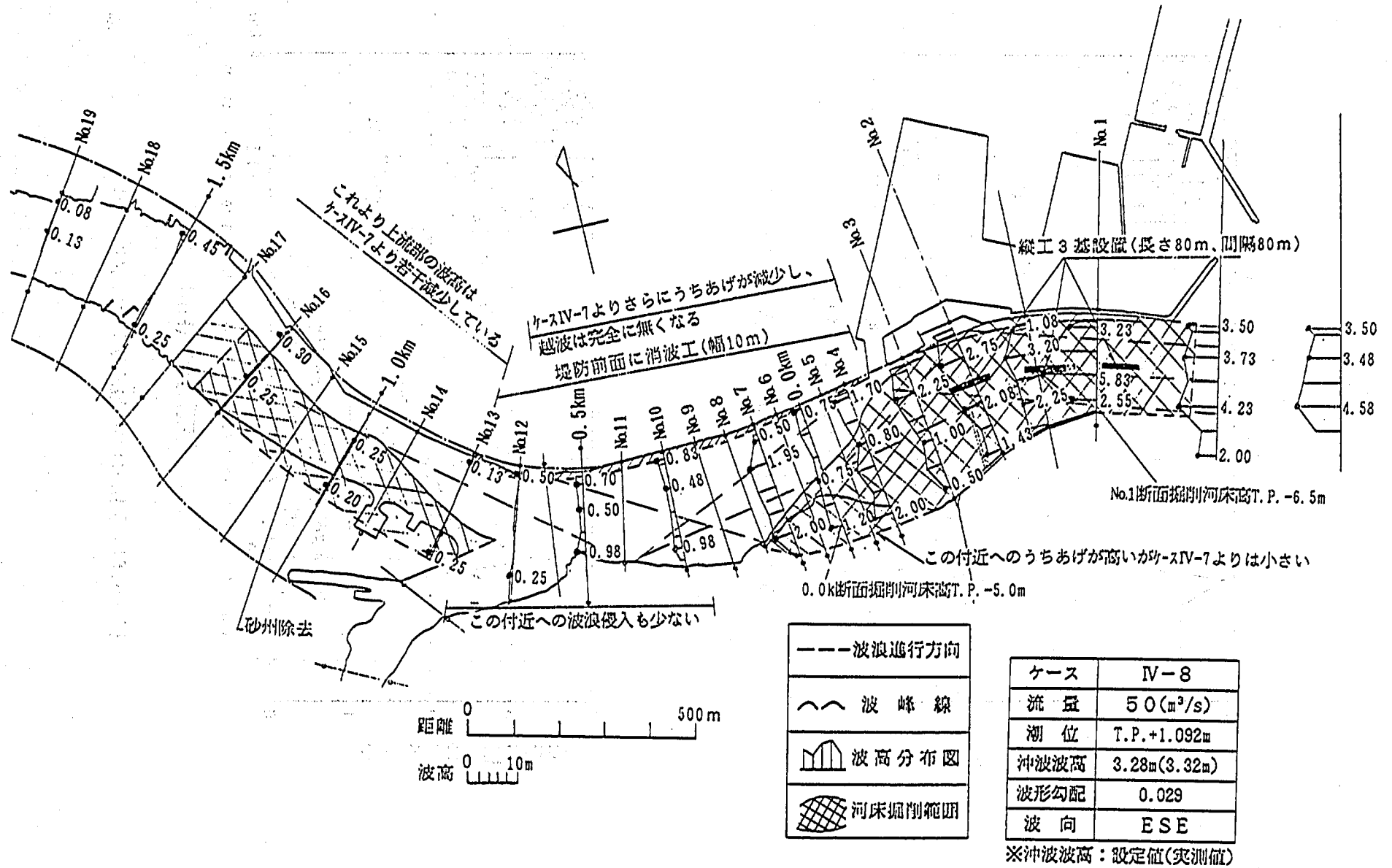


図-5.62 波浪侵入状況および波高分布(ケースIV-8)

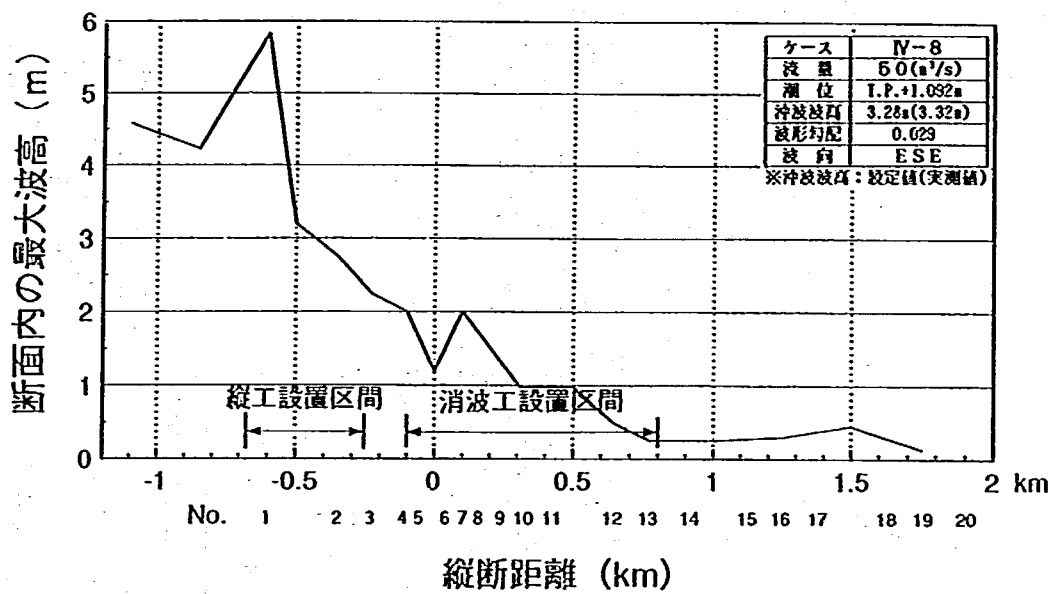


図-5.63 断面内の最大波高の分布(ケースIV-8)

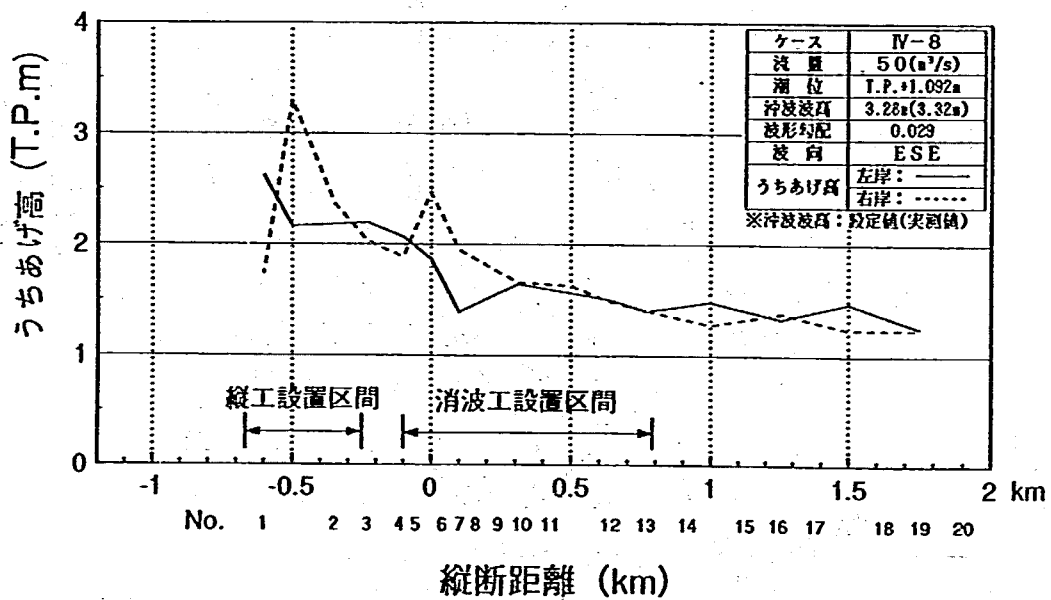


図-5.64 うちあげ高の縦断分布(ケースIV-8)

(4) 右岸導流堤を150m短縮、波浪侵入対策工なし(ケースⅣ-9)

波浪侵入状況を図-5.65に示す。右岸導流堤を150m短縮したことにより、波浪侵入の経路が変化すると考えられたが、侵入経路に変化は見られない。河口(№1)から侵入した波は、一部は左岸に沿うように上流へ侵入するが、大半は№2～№4の左岸で反射する。反射した波は№9～№11の右岸に達し、さらに1.0km地点に達する。

断面内の最大波高の分布を図-5.66に示す。ケースⅣ-6と比較すると、河口部の水深が浅いために、河口部各断面(№1～№4)の最大波高は低く、№1では3.75m、№4では2mである。それより上流では№10で2mの波高となるが、№13の0.8mまでほぼ単調に減少する。

うちあげ高の縦断分布を図-5.67に示す。左岸側では、波が当たる№10でのうちあげ高が最も高く、T.P. 3.0mである。他の地点でも河口～№12の区間では2.0m以上であり、越波する危険性がある。右岸では、№4～№7でのうちあげ高が高い(T.P. 2.5～3.3m)。この区間は波が直接当たる訳ではないが、右岸導流堤より回折した波が導流堤に沿って侵入するためうちあげ高が高くなっていると考えられる。№12以上の上流では、うちあげ高はT.P. 2.0m以下であるので、越波の危険はない。

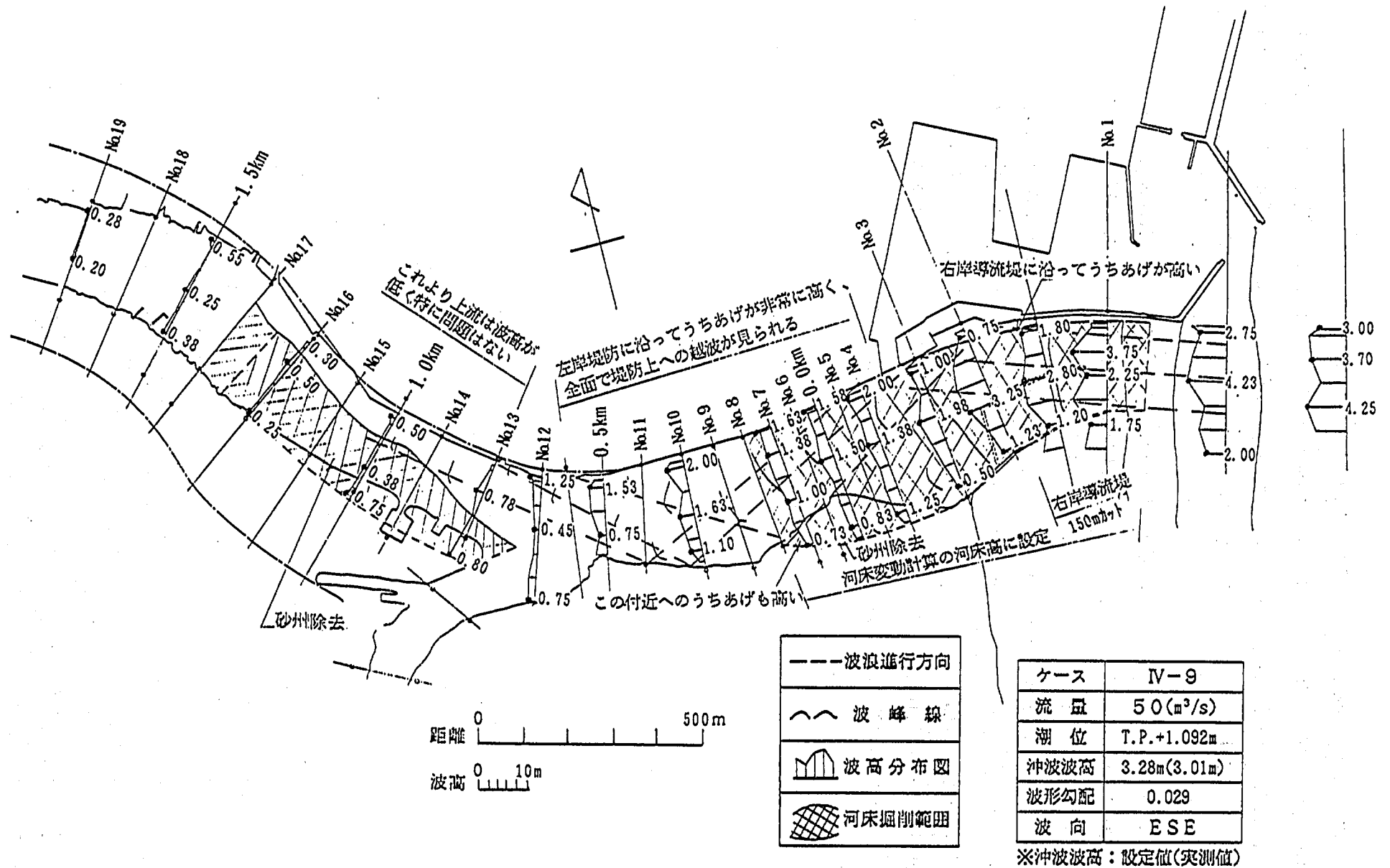


図-5.65 波浪侵入状況および波高分布(ケースIV-9)

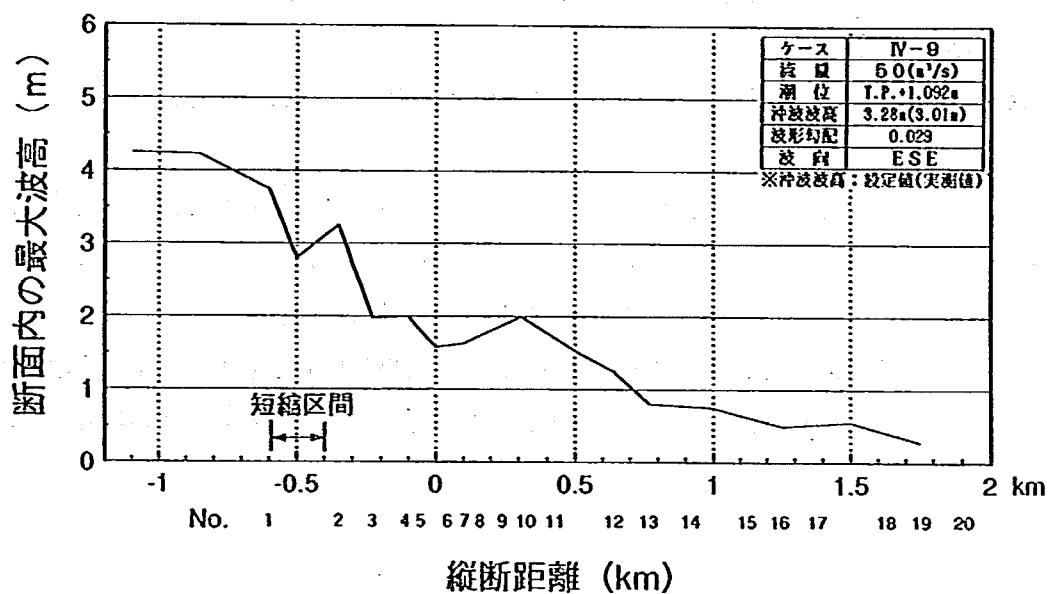


図-5.66 断面内の最大波高の分布(ケースIV-9)

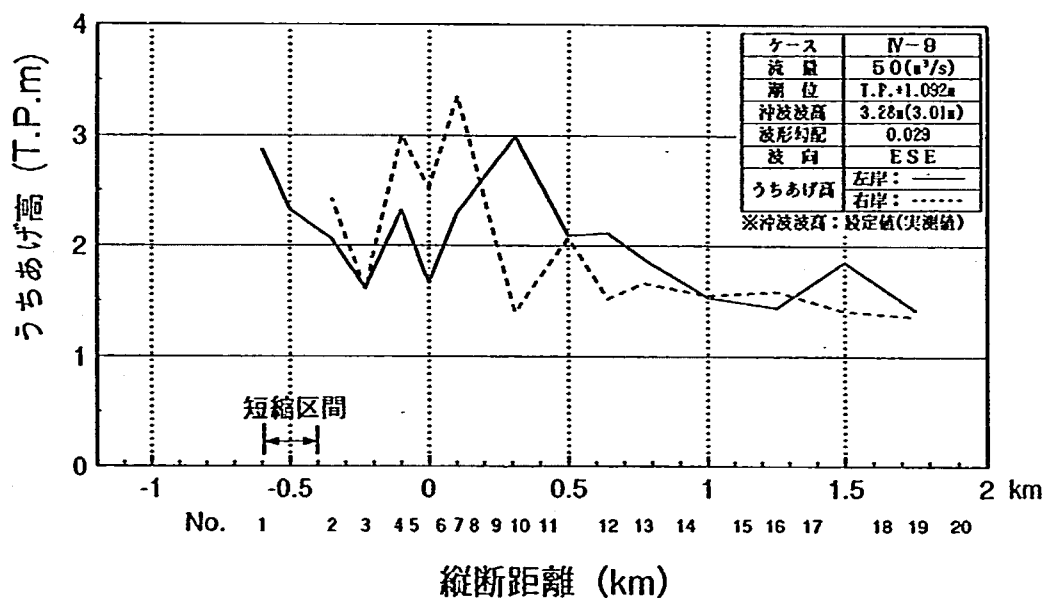


図-5.67 うちあげ高の縦断分布(ケースIV-9)

(5) 右岸導流堤を150m短縮、消波工のみ(ケースⅣ-10)

波浪侵入状況を図-5.68に示す。波浪侵入経路は前ケースと同じである。左岸側に設置された消波工の部分では、河道の中央に比較して波高が低くなっており、No4の1.98mを最高としてNo12では0.25mである。したがって左岸側では越波する危険はない。

断面内の最大波高の分布を図-5.69に示す。河口No1の最大波高は4.5mであり、No12の0.5mまで単調に減少する。

うちあげ高の縦断分布を図-5.70に示す。左岸側のうちあげ高を見るとNo3で最も高く、T.P.3.1mである。しかし、No4ではT.P.1.8mと低くなり、No7より上流では約1.5mである。したがって、左岸への越波の可能性はない。右岸では、前ケースと同様に右岸導流堤先端で回折した波が岸に沿って侵入するので、断面0.0kmより下流部ではうちあげ高が高い(2.05~2.65m)。No10の右岸でうちあげ高が高くなるが、これは左岸からの反射波が当たるためである。0.5kmより上流の右岸では、左岸側と同様に約1.5mのうちあげ高である。

図-5.68 波浪侵入状況および波高分布(ケースⅣ-10)

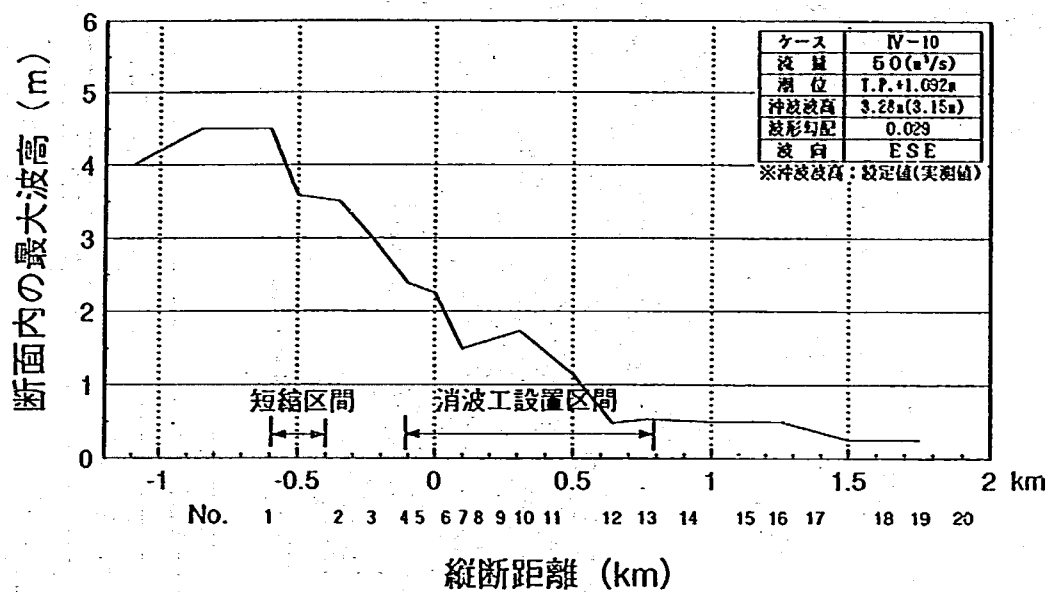


図-5.69 断面内の最大波高の分布(ケースIV-10)

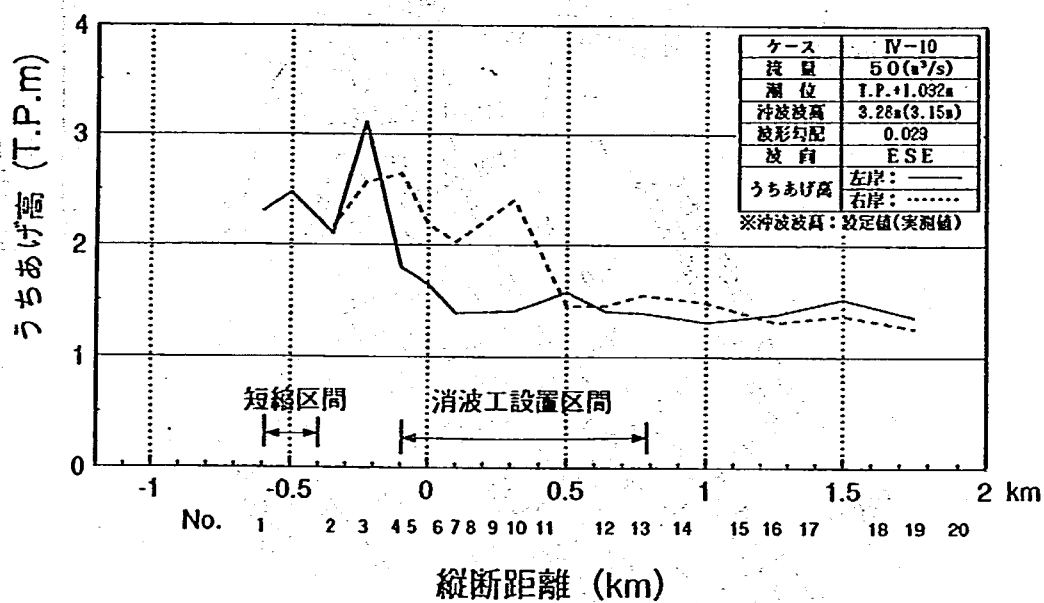


図-5.70 うちあげ高の縦断分布(ケースIV-10)

(6) 右岸導流堤を150m短縮、消波工+縦工設置(ケースⅣ-11)

波浪侵入状況を図-5.71に示す。№1の左岸側では、縦工と左岸の防波堤の間で反射を繰り返して増幅することにより波が高く4.25mである。しかし上流に向かうにしたがい波高は低くなり、№2では2.38mとなる。河口から侵入した波は、縦工により侵入経路が左岸側と右岸側の2つに分けられる。左岸側から侵入した波は、波高を低下させながら、№2の左岸で反射し、№7の右岸へと向かう。右岸から侵入した波は、一部は下流より2基目の縦工で反射して№11の右岸へと向かうが、他は直接№4の左岸で反射して№11へと向かう。№4～№7の間では、左岸からの反射波、右岸からの侵入波、縦工からの反射波の3波が複雑に干渉する状況となる。№7の右岸で反射した波は、№12に向って減衰する。№11の右岸で反射した波は、上流1.0km付近にまで達する。また左岸に沿って上流へ侵入する波は、消波工により減衰し、0.0km付近では波高が約0.5mになる。

断面内の最大波高の分布を図-5.72に示す。№1～№2では縦工からの反射波と右岸からの侵入波が干渉して増幅し3～4mの波高になる。しかし、№3では最大波高は2.25mと低くなり、それより上流では2.0m以下の波高となる。また、№3～№7の区間の最大波高は縦断方向に上下しているが、これは先にも記した3種類の波が複雑に干渉しあっているためと考えられる。

うちあげ高の縦断分布を図-5.73に示す。河口左岸でのうちあげ高が大きいものの、№3より上流左岸では、T.P. 約1.5mのうちあげ高である。右岸側では、右岸導流堤先端で回折した波のうちあげがあるが、№7でのうちあげ高T.P. 2.3mが最高値であり、前ケースに比較して0.3m低い。№11より上流の右岸では、左岸と同様に約1.5mのうちあげ高である。

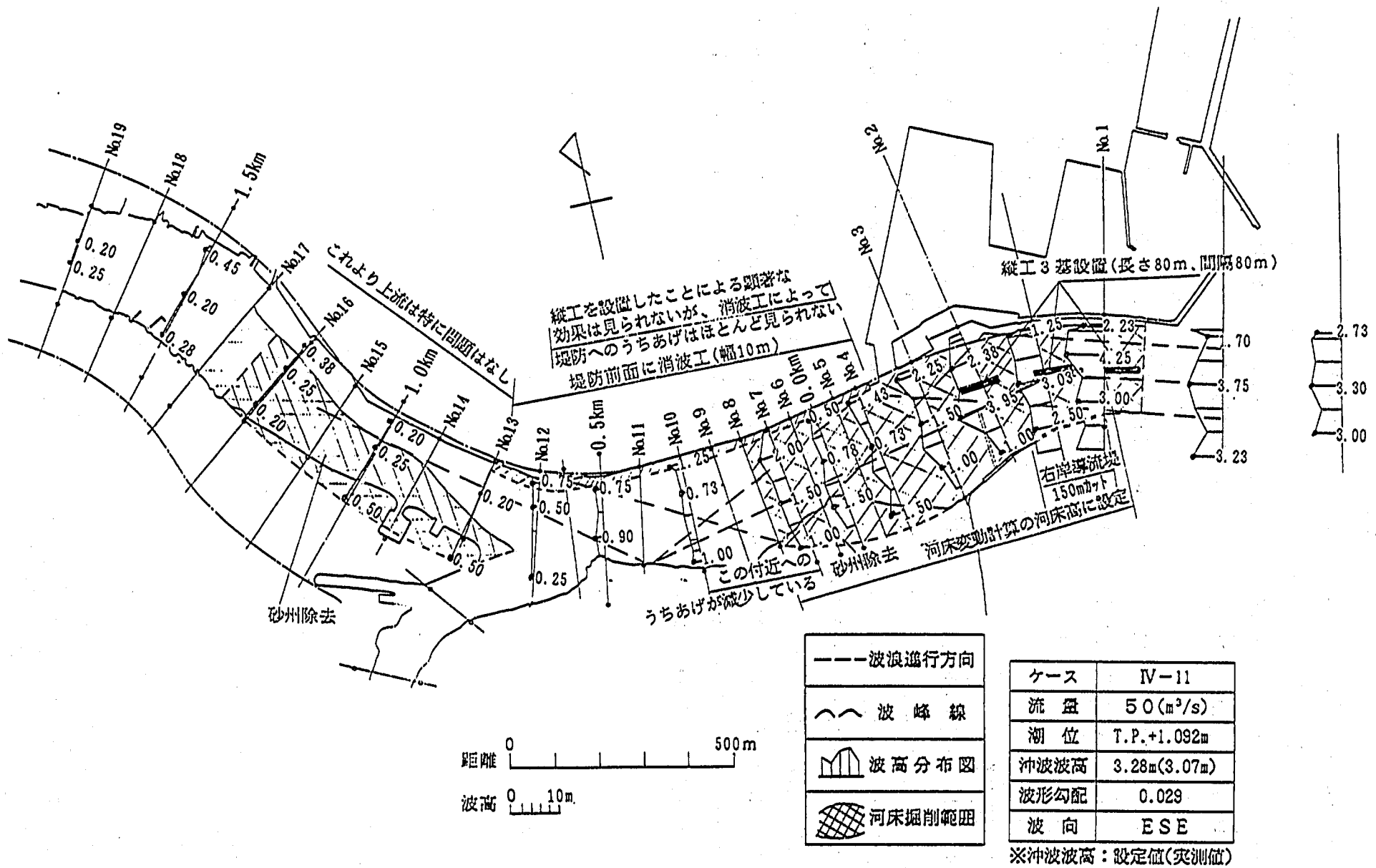


図-5.71 波浪侵入状況および波高分布(ケースIV-11)

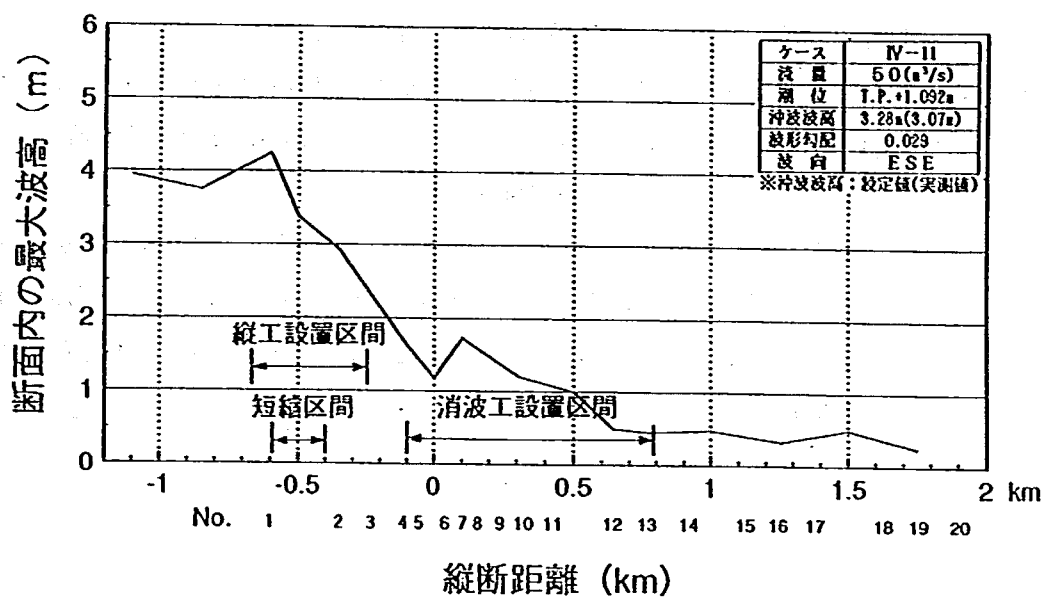


図-5.72 断面内の最大波高の分布(ケースIV-11)

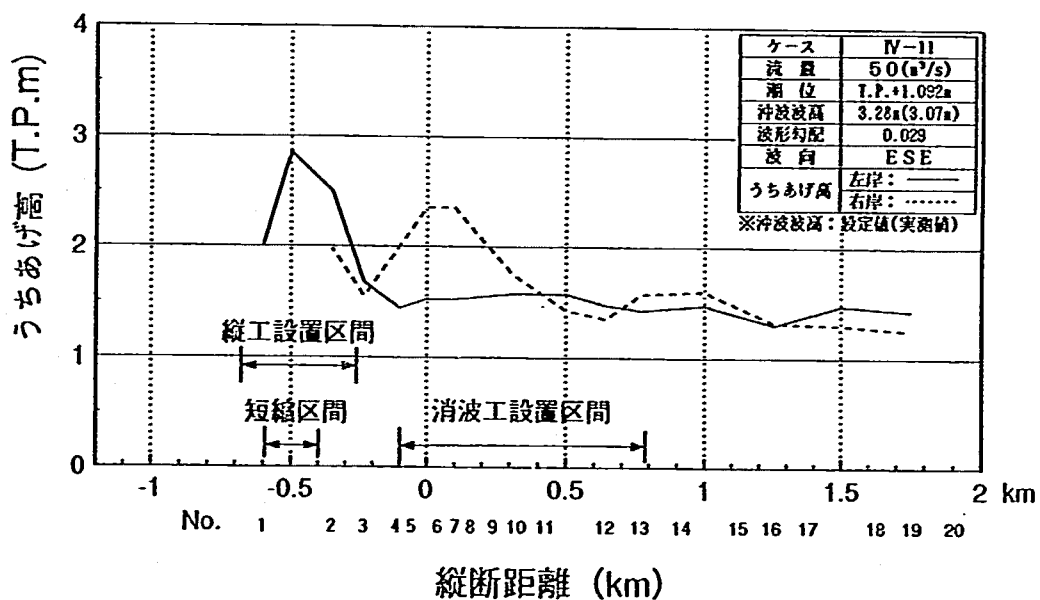


図-5.73 うちあげ高の縦断分布(ケースIV-11)

(7) 右岸導流堤を150m短縮、消波工+縦工設置、波向：E方向（ケースⅣ-12）

波浪侵入状況を図-5.74に示す。波向が変わったことにより、右岸側から侵入する波は直接No11付近に至る。ここで反射して1.0km付近まで侵入する。一方左岸側から侵入した波は2基目の縦工で反射し、No3左岸で再び反射する。その後No9右岸、0.5km左岸で反射し、No13付近で消失する。

断面内の最大波高の分布を図-5.75に示す。波向ESEと比較して河口の最大波高はほとんど同じであるが、E方向の場合、0.0kmで1.2mになるまで波高が小さくなる。その後No7で1.7mと高くなるが、上流に向かって再び低くなりNo12より上流では約1.5mである。

うちあげ高の縦断分布を図-5.76に示す。左岸側はNo2でT.P. 2.7mのうちあげ高を示すが、No3では約2.0mとなり、それより上流ではT.P. 2.0m以下である。したがって越波する危険は低いと考えられる。右岸側では、No2で最高のうちあげ高T.P. 3.0mとなる。No4～No7で2.0mのうちあげ高であるが、特にNo10より上流では1.5m以下のうちあげ高である。

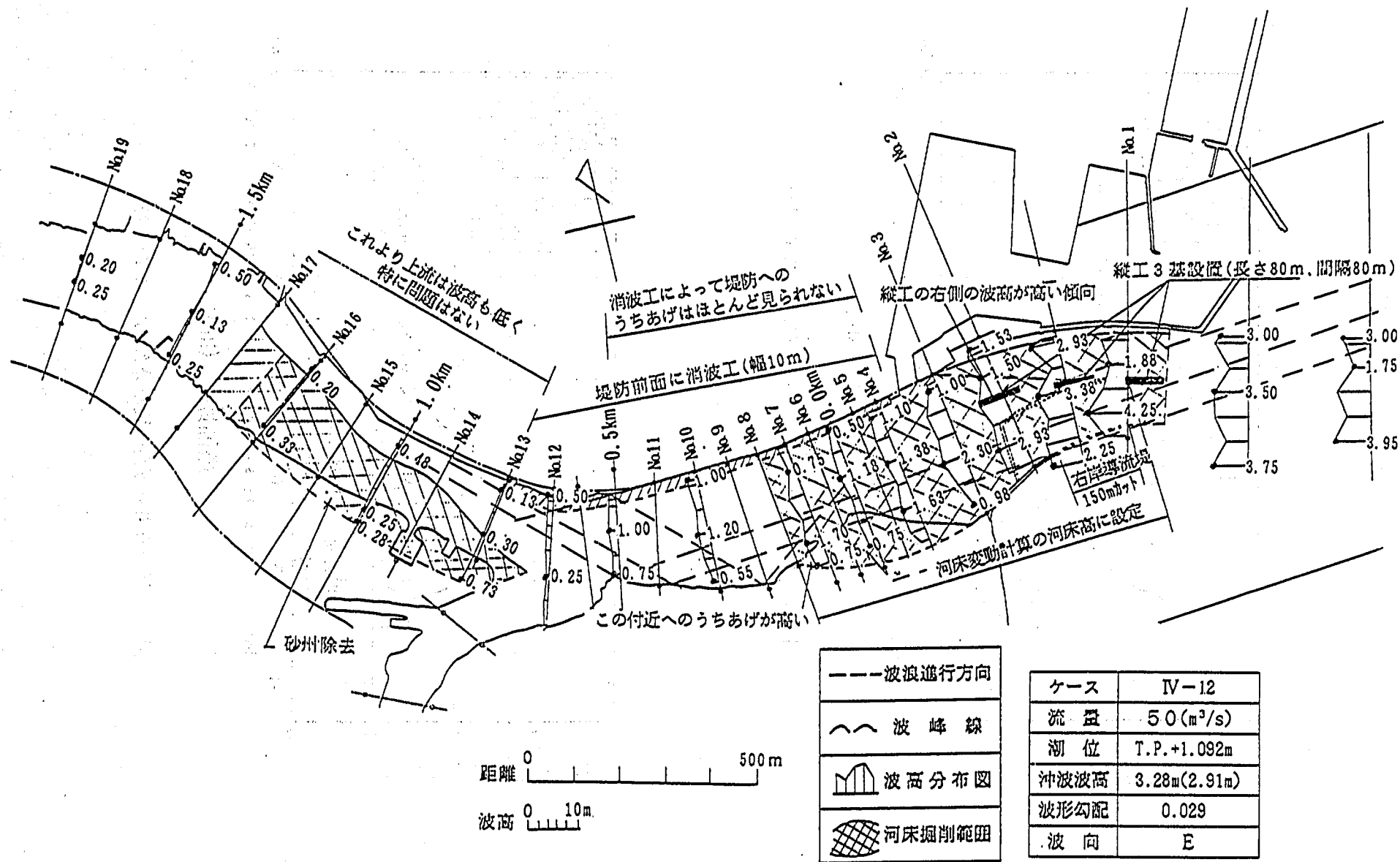


図-5.74 波浪侵入状況および波高分布(ケースIV-12)

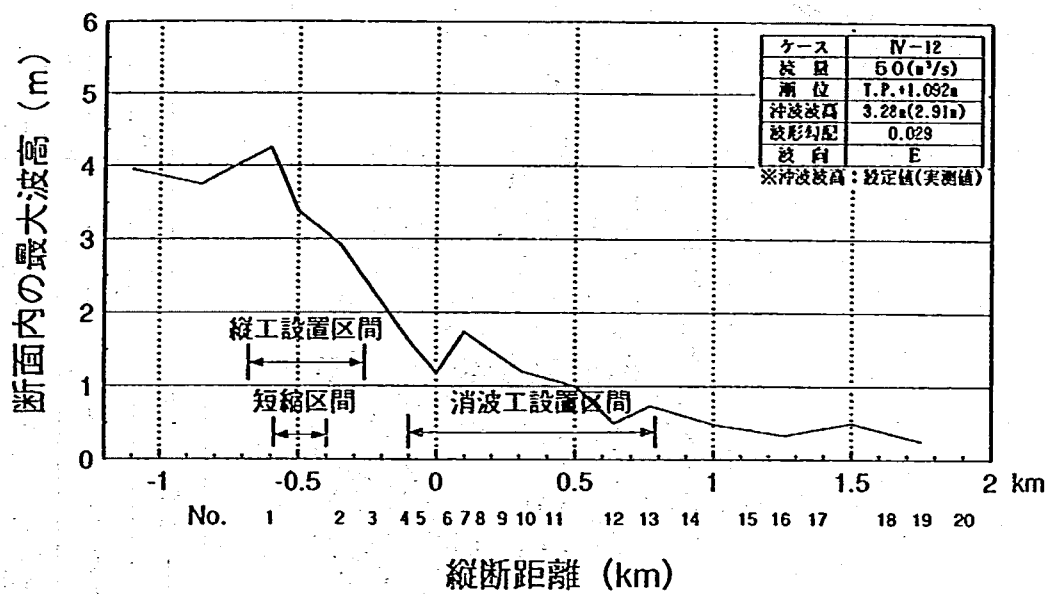


図-5.75 断面内の最大波高の分布(ケースIV-12)

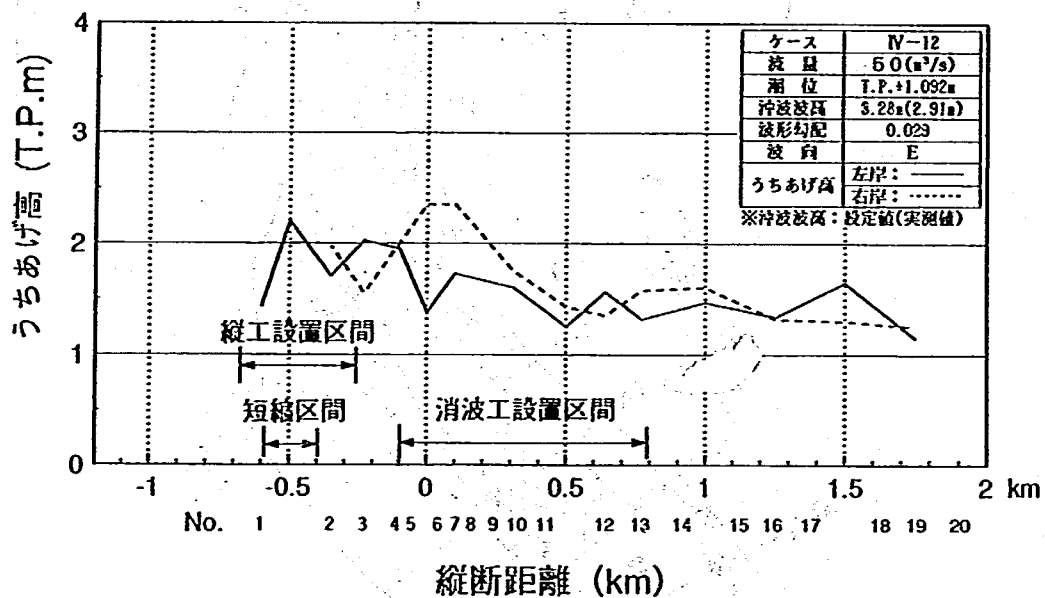


図-5.76 うちあげ高の縦断分布(ケースIV-12)

(8) まとめ

波浪侵入実験の結果は以下に要約される。

- ①波浪侵入状況から見ると、河口河床を掘削し、水深を増大させることは、高い波浪の侵入を助長することになるので好ましくない。
- ②右岸導流堤を短縮しても波浪の侵入経路に変化が見られなかったことから、右岸導流堤を短縮する方がよい。
- ③河岸に沿って消波工を設置すれば、左岸側へのうちあげ高を小さくすることができ、越波を防止できる。
- ④河口部に縦工を設置することにより、河口部の断面内の最大波高を低くすることができる。また河岸への消波工の設置と併用すれば、左岸側へのうちあげ高をさらに低くすることができる。
- ⑤右岸導流堤の短縮により導流堤先端で回折した波による河口部右岸側へのうちあげ高が高くなるが、河口部右岸側は重要な構造物がなく、海門橋～0.5kmにかけては河岸が岩で覆われているので、問題はないと考えられる。

5.5.4 最終対策案河道のまとめ

最終対策案として河口の№1をT.P. -6.5mまで掘削する案と右岸導流堤を150m短縮する案を取り上げ、各々洪水流実験、波浪侵入実験を行った。その結果、いずれの対策案も洪水時の流下能力を向上させ、かつH.W.L.以下で洪水(計画高水流量5,000m³/s)を安全に流下させることができることが明らかとなった。波浪侵入に対しては、河口№1の河床をT.P. -6.5mまで掘削すると河口部水深が深くなるため、河道内に侵入してきた波浪が砕波することなく上流の0.5km付近まで侵入する。左岸へのうちあげ高は特殊堤の堤防高のT.P. 2.0m以上であるので非常に危険な状態である。右岸導流堤を150m短縮した場合には、河口№1の河床高が高いので河道上流にまで侵入する波は波高が低いもののみに限られる。左岸へのうちあげ高は、№10より上流ではT.P. 2.0m以下である。

波浪侵入対策工としては、河岸に消波工のみ設置した場合と消波工と縦工を設置した場合について検討した。左岸側の河岸に沿って消波工を設置した場合には左岸側へのうちあげ高を低くするとともに、右岸側への反射波の波高を低くすることができるが、侵入波の波高自体が高いので、波浪は0.5km地点上流まで比較的高い波高(約1.0m)のまま侵入する。河岸への消波工と縦工をあわせて設置した場合には、侵入波の波高を低くすることができるので、上流まで高い波高のまま侵入することはない。

これらのことから、洪水時の流下能力を向上させ、かつ波浪侵入を防止する対策案は以下のように集約できる。

- ①右岸導流堤を150m短縮する
- ②河口部河床は、№1～№3をT.P. -3.0m、№3～0.0kmは0.0kmでT.P. -5.0mにすりつくように河床を掘削する(平均年最大流量に対応した平衡河床になる)
- ③№4～№13の区間の左岸側に消波工を設置する
- ④長さ80mの縦工を80m間隔に3本設置する(設置位置は最終対策案の波浪実験のケースⅣ-8、11、12を参照)

第6章 結 論

第 6 章 結 論

各章において、すでに個々の問題についての検討結果を述べた。ここでは、これらの実験によって得られた主要な結果と問題点を流下能力と波浪侵入の面より取りまとめることとする。

(1) 流下能力

那珂川河口部の現況河道の流下能力は約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、現況河道で改訂後の計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を安全に流下させることは不可能であり、改訂前の計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ ですら流すことは困難である。中導流堤が洪水時の水位および流況に与える影響については、小流量($2,400\text{m}^3/\text{s}$ 以下)の場合には流れを左岸側へ偏流させるが、大流量($3,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上)の場合には洪水流は中導流堤を越流するために、洪水時水位に対してもほとんど影響を及ぼさないことが示された。これに対して現況河道で洪水の流下を妨げているのは、むしろ河口部に存在する4つの狭搾部であることが明らかとなった。

那珂川河口部の流下能力を向上させる対策についての実験では、改訂計画高水流量の $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を通水して行う必要性はあるものの、計画高水流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ に対応する現況河道でもH.W.L.に対して1~2mも水位が高いことから、 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ 対応の河道改修をただちに行うことは困難と考え、当面の対策としてまず $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を安全に流すことができる河道整正条件について検討した。この結果、以下のように河道を整正すれば $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の洪水をH.W.L.以下で安全に流すことができることが示された。

- ①右岸導流堤を150m短縮する。
- ②河口部河床は、No1~No3をT.P. -3.0m、No3~0.0kmは0.0kmでT.P. -5.0mにすりつくように河床を掘削する(時間が経過すれば平均年最大流量に対応した平衡河床になる)。
- ③河口砂州部分において川幅が300mとなるよう拡幅する。
- ④No13~No16の右岸側を川幅が250mになるよう拡幅する。

改訂計画高水流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ については、上記の整正を行った河道で流下能力を検討したが、現在のH.W.L.を約1m上回り、明らかに流下能力が不足する。これに対する対策としては、以下の4点が考えられる。

①河道を大幅に拡幅する：最終案河道($5,000\text{m}^3/\text{s}$ 対応)では、川幅が0.5kmより下流では約300m、0.5kmより上流では約250mとなるよう設定したが、上・下流ともにさらに拡幅する必要がある。また実験では拡幅の対象から除外した0.5kmについても、拡幅を考える必要があろう。拡幅幅は不等流計算(流量 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ 、粗度係数0.025)により逆算すれば算定できる。

②河床を大幅に掘削する：最終案河道では、河床掘削は河口、1.0km付近以外では行わなかったが、 $6,700\text{m}^3/\text{s}$ をH.W.L.以下で流すためには河床を掘削する必要がある。河床の掘削深を変えた場合の流下能力の変化については、不等流計算により算定することができる。ただし、掘削部では土砂が堆積して河床が現況に戻ることが予想されるので、浚渫を継続的に行う必要が出てくる。また、河床が深くなることにより塩水の遡上が予想されるので、塩止め対策なども併せて考える必要がある。

③放水路を開削する：那珂川本川のみで $6,700\text{m}^3/\text{s}$ を流すことを断念し、放水路を開削する。放水路に $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量を流すことができれば、本川において残りの流量を現在のH.W.L.以下で安全に流すことが可能であろう。

④H.W.L.を上げる： $6,700\text{m}^3/\text{s}$ の洪水が流れたときの水位がH.W.L.以下になるようにH.W.L.を変更する。変更後のH.W.L.は現H.W.L.の上約1mが妥当であろう。この対策は、表現上は最も簡単ではあるが、将来的に

は左岸特殊堤のかさ上げ、河道内構造物(橋梁、水門等)の移動、計画堤防高のかさ上げなどの問題があり、さらに那珂川水系の全支川の河道計画の見直しが必要とされる。

(2) 波浪侵入

現況河道では、中導流堤がかなりの波浪侵入防止効果を有している。このため中導流堤の撤去後には、中導流堤が果たしていた波浪侵入対策工としての機能を肩代りする対策工を設置する必要がある。波浪侵入対策工として、左岸沿いに消波工のみを設置した場合と消波工と縦工を設置した場合について検討したが、左岸側へのうちあげ高を特殊堤の堤防高以下とし、侵入波の波高を下げるには、消波工と縦工を設置する方法が最も望ましいことが明らかとなった。この場合、消波工は、No4～No13の左岸側に敷設幅10mで設置すればよい。実験ではブロックの形状・重量までは言及できなかったので、今後さらに具体的に検討する必要がある。

縦工の概略の形状(設置位置、長さ)は最終対策案実験により定められたが、詳細な形状は決定されていない。実験に用いたブロックは、幅が10cmであり、実河道では5mに相当する。したがって幅5m程度の構造物であれば洪水時に流下能力を阻害することはないと言える。また縦工の高さとしては朔望平均満潮位+H/2の高さが必要である。洪水時には縦工周辺で局所洗掘が発生すると考えられるので、縦工の安定性を確保するには縦工周囲に護床工などを施す必要がある。

参考文献

- 1)地質調査所(1972): 那珂湊地域の地質.
- 2)国井通太郎(1955): 那珂湊市史料第7集、那珂湊大漁港 修港史.
- 3)山本晃一・高橋 晃(1989): 河川水理模型実験の手引、土木研究所資料、第2803号、p. 151.

那珂川河口処理に関する
実験的検討

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3211号

平成5年8月 (1993年)

宇多 高明、高橋 晃

藤井 政人、深谷 渉

要 旨

那珂川河口部の現況河道、および改修計画案河道の
流下能力やそれらの水理的諸問題を実験的に検討し、
洪水疎通を図り、かつ波浪侵入防止に対して有効な対
策工案の検討結果を示した。

キーワード：河口処理、水理模型実験、河道計画、波浪侵入

郵便はがき

下を41
さは門
いっ切
て手

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御 中

No. _____

土研資料第3211号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料 第3211号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏名

⑩

土木研究所資料第3211号