

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2611号

土 木 研 究 所 資 料

仁淀川河口水理模型実験

報 告 書

昭和63年 3 月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1988) by P.W.R.I.

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

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

仁淀川河口水理模型実験

報告書

河川研究室 室長 福岡 捷二
高橋 晃
加賀谷 均

要 旨

本報告書は、仁淀川右支川の波介川河口導流計画および本川の河道改修計画案に対する河口砂州の影響、波介川の水位低減効果、河口出発水位、河床変動等の諸問題の把握と対策案等について、模型実験による水理的検討を行った結果を述べたものである。

キーワード：河口処理，砂州フラッシュ，河道計画，河床変動，波浪侵入

は じ め に

仁淀川右支川の波介川は、内水処理を目的として現在の合流点（約 2.0 km）から仁淀川河口砂州の上流まで導流し、洪水流の積極的排除によって、上流水位を低下させようとする改修計画が進められている。しかしながら、河口部の現象は非常に複雑であるため、波介川の河口導流計画や本川の河道改修計画の妥当性を判断することは困難であり、仁淀川河口域を含めた模型実験による検討が必要となった。

本模型実験は、この波介川河口導流計画および本川の河道改修計画案の水理的諸問題の把握と対策案等について、昭和58年度から昭和61年度の4カ年間にわたり検討を行ってきた。

本報告書は、これらの水理的検討結果についてとりまとめたものであり、波介川河口導流計画および本川の河道改修計画案に対する河口砂州の影響、波介川の水位低減効果、河口出発水位、河床変動等の諸問題の把握と対策案等の検討結果について述べたものである。

なお、本実験の実施にあたっては以下の方々が関係した。

土木研究所河川部長 橋 本 宏 （昭和58年～60年：室長）

中部地建木曾川下流工事事務所 加 藤 善 明 （昭和58年～60年：技官）

小 川 由 信 （昭和60年：研究員）

さらに、実験の遂行にあたっては、四国地建河川計画課、高知工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに厚く感謝の意を表す。

昭和63年3月

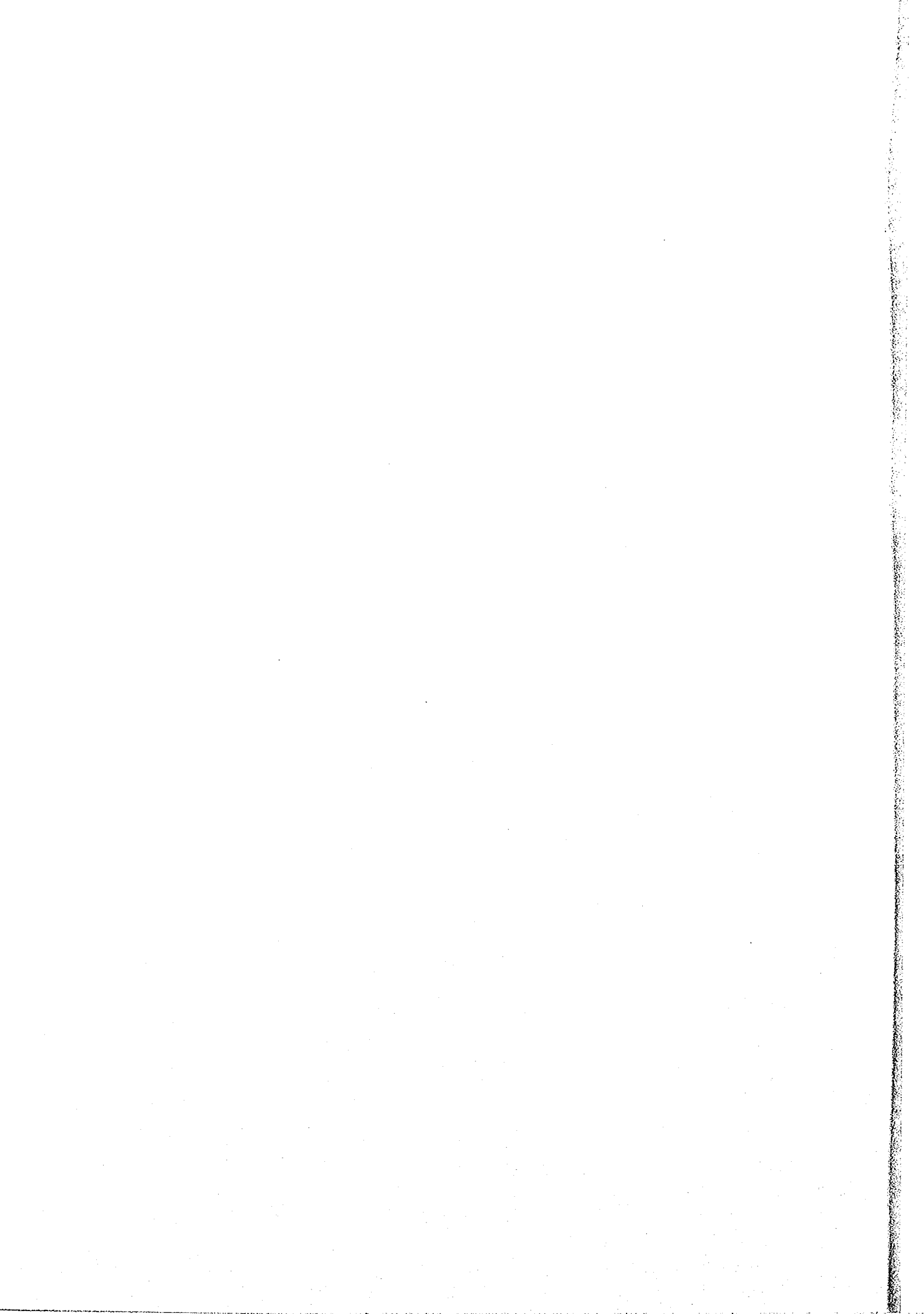
目 次

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	4
第2章 河道状況と海象特性	5
2. 1 河道状況	7
2. 2 河道および海部の底質材料	9
2. 3 既往洪水と水理状況	12
2. 4 潮位について	13
2. 5 波浪特性	13
2. 6 河口砂州の経年変化と海浜形状	15
第3章 模型実験の相似律	19
3. 1 相似律	21
3. 2 仁淀川河口模型の縮尺	25
第4章 模型および実験の概要	29
4. 1 模型の概要	31
4. 2 実験の概要と実験ケース	31
第5章 模型の相似性に関する検証実験	35
5. 1 概 要	37
5. 2 洪水時の現象の相似性に関する検討	37
5. 3 河口砂州形成の相似性に関する検討	41
5. 4 実験結果のまとめ	56
第6章 波介川改修計画案河道の検討	83
6. 1 概 要	85
6. 2 実験条件	85
6. 3 移動床洪水流実験	86

6. 4	河口砂州形成に関する実験	95
6. 5	固定床洪水流実験	99
6. 6	実験結果のまとめ	103
第7章 仁淀川、波介川改修計画案河道の検討		129
7. 1	概 要	131
7. 2	実験条件	131
7. 3	移動床洪水流実験	132
7. 4	河口砂州形成に関する実験	142
7. 5	固定床洪水流実験	146
7. 6	波浪侵入実験	149
7. 7	実験結果のまとめ	155
第8章 全体のまとめ		181
8. 1	現象の相似性と現況河道の水理特性について	183
8. 2	波介川改修計画案河道の諸現象について	183
8. 3	仁淀川、波介川改修計画案河道の諸現象と対策について	184

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

仁淀川は、四国山地の西部、西日本最高峰の石鎚山（標高 1,982 m）に源を発し、蛇行しながらほぼ南東に流れ、高知平野西部を貫流して土佐湾に注ぐ、流域面積 1,560 km²、幹川流路延長 124.0 km の一級河川である。その流れは図-1.1 の流域図に示すように、面河溪、御三戸嶽の景勝地を経て大渡ダムに至り、安徳天皇御陵として伝えられる横倉山の山すそを流れ、土佐和紙の町伊野町に至って平野部に出て、土佐市、春野町の高東平野、吾南平野を貫流している。

仁淀川の改修は、昭和18年4月、同20年9月（枕崎台風）、同21年7月の一連の洪水を契機に、昭和21年度から高知県施工による中小河川改修事業がスタートし、昭和23年11月建設省直轄河川改修事業に採択となり、本格的改修が行われてきた。当初計画における計画高水流量は基準地点の伊野（12.2 km+60 m）で 12,000 m³/s であったが、昭和38年の出水を機に流量改訂がなされ、基本高水流量を 13,500 m³/s（超過確率雨量 1/60）とし、流量増分は上流に建設される大渡ダムで調節する現在のような計画となった。この流量配分図を図-1.2 に示す。

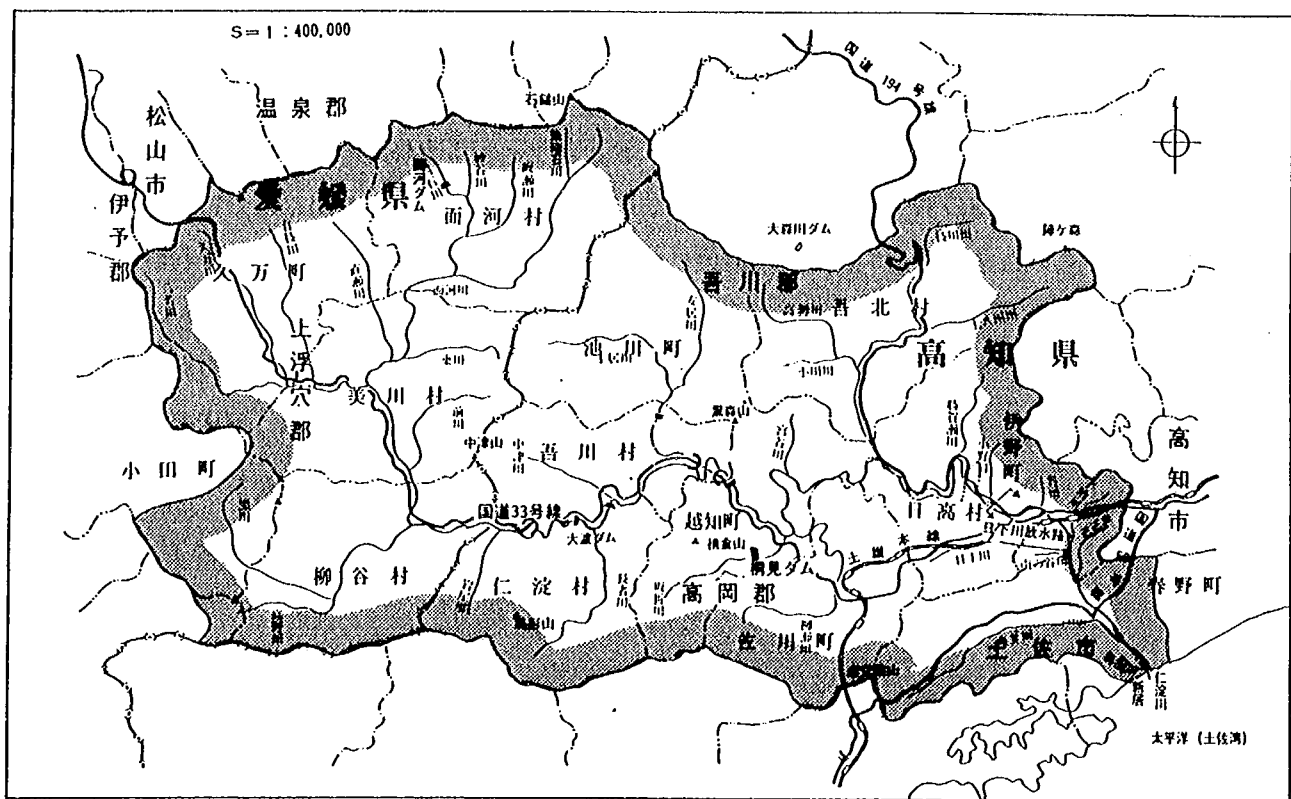
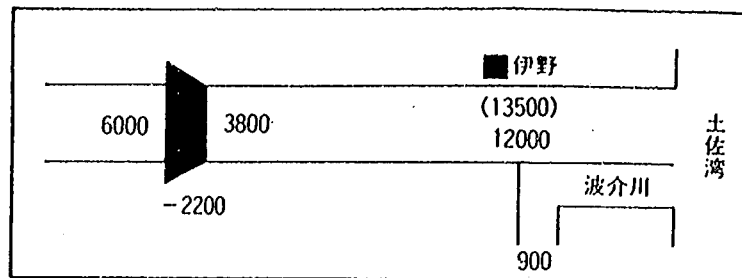


図-1.1 仁淀川流域図

現在、堤防については、一部を除き、暫定堤防を含めて左右岸ともほぼ河川堤として高さは概成しているものの、低水および高水護岸、河床掘削、高潮堤防等拡築補強を図る必要があり、順次改修が進められている。

いっぽう、仁淀川右支川の波介川は、流域面積72km²、流路延長19kmの仁淀川下流部最大の支川である。波介川が貫流する土佐市高東平野は、仁淀川に面した深い入江であった所に沖積形成されたもので、地盤は奥地に行くにつれ、低くなる特殊な地形となっており、河床勾配も約 1/5000 と極めて緩く、古

●流量配分 (m³/s)



図－ 1.2 流量配分図

くより水のはけぬ川と称され、改修が極めて難しい河川である。また、台風の常襲地帯という地理的条件も加わり、これまで洪水時には仁淀川からの逆流氾濫、あるいは波介川の内水によって、たび重なる被害をうけてきた。そこでこの波介川の治水計画として、現合流点（約 2.0 km地点）から仁淀川河口砂州の上流側まで導流し、仁淀川の影響から波介川を切り離すことにより、波介川の水位を低下させようとする河口導流計画が進められている。

この波介川河口導流事業は、計画流量 900 m³/s（1/70 確率年）、計画河床幅70mとして計画されている。

1.2 実験目的

仁淀川右支川の波介川は、内水処理を目的として現在の合流点（約 2.0 km地点）から仁淀川河口まで導流し、洪水流の積極的排除によって、上流水位を低下させようとする改修計画が進められている。しかしながら、河口部は、川と海の異質の作用を受け、そこに生ずる現象は個々の河川ごとの特殊性も強く、非常に複雑である。このため波介川の河口導流計画、および本川の河道改修計画の妥当性を判断することは困難であり、仁淀川河口域を含めた模型実験が必要となった。

ここでは仁淀川河口砂州との関連による波介川の合流位置と形状、および河口砂州への影響、河口導流に伴う波介川の水位低減効果、本川の河道改修計画に伴う河口維持、河口出発水位、河床変動等の水理的諸問題の把握と対策等について模型実験による検討を行うものである。

第2章 河道状況と海象特性

第2章 河道状況と海象特性

2.1 河道状況

仁淀川は、標高 1,500 m～2,000 m の四国山地から、幹川流路延長 120 km 余りで一気に南流して土佐湾に注ぐ著しい急流河川である。流路は山間部を蛇行し、直轄区間（河口から 15.0 km 間）においてようやく平野が見られ、流域における平地面積はわずかに 3 % である。直轄区間における川幅は、基準点伊野付近（約 12.2 km）から 8.0 km 付近までは約 400 m～450 m、8.0 km 付近から下流で 500 m～800 m となっている。このうち常水路幅は、10.0 km 付近から上流で約 100 m、8.0 km～3.0 km 付近が 130 m～250 m、3.0 km 付近から河口に向かって約 130 m から約 400 m と暫次広くなっている。この仁淀川河口部付近の平面図および縦断図を図-2.1、2.2 に示す。計画河床勾配は、上流の 15.0 km～9.0 km 間で 1/822、9.0 km～2.0 km 間で 1/987、2.0 km～河口で 1/2197 に設定されている。河道内には湾曲部に生ずる固定的な砂州と単列砂れき堆が形成され、みお筋もほぼ固定された状態となっている。とくに下流部河道の水衝部は、いずれも河道に山が張り出している場所となっており、洪水防御のうえからも地形がうまく考慮されている。

いっぽう、河床高の変化は、既往の横断測量成果より、最深河床高と平均河床高について調査されている。このうち昭和49年～57年の最深河床高および低水路の平均河床高縦断図を図-2.3 に示す。これによると平均、最深河床とも、その変化は非常に少ない。しかし、水衝部となっている区間では、平均および最深河床高とも他の場所にくらべ、変動がやや大きい傾向が見られる。

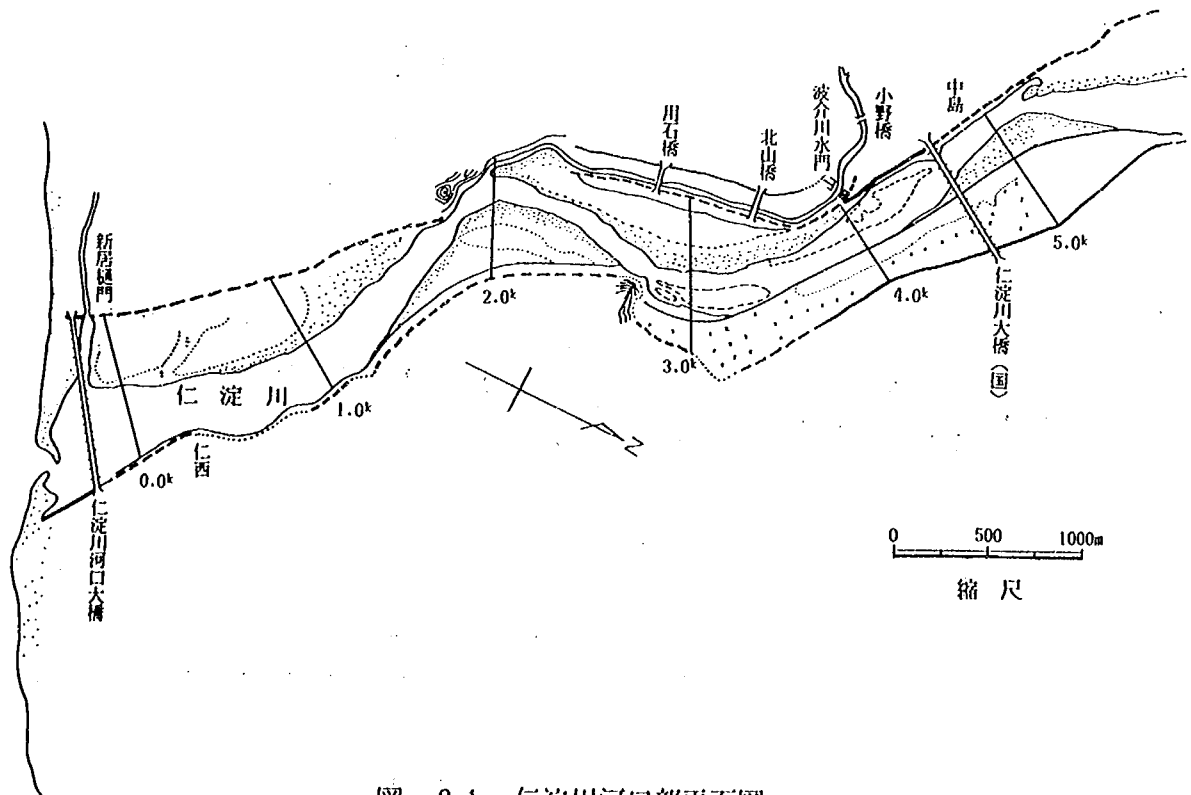


図-2.1 仁淀川河口部平面図

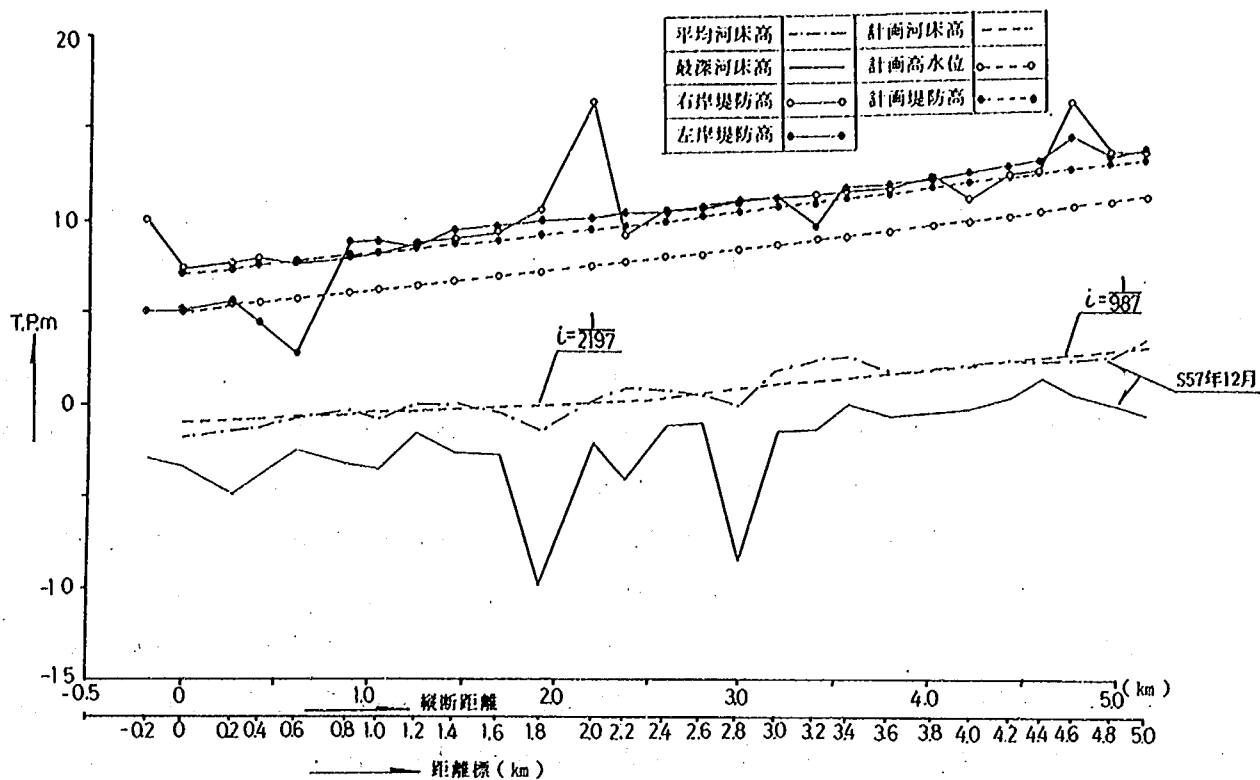


図-2.2 仁淀川河口部縦断図

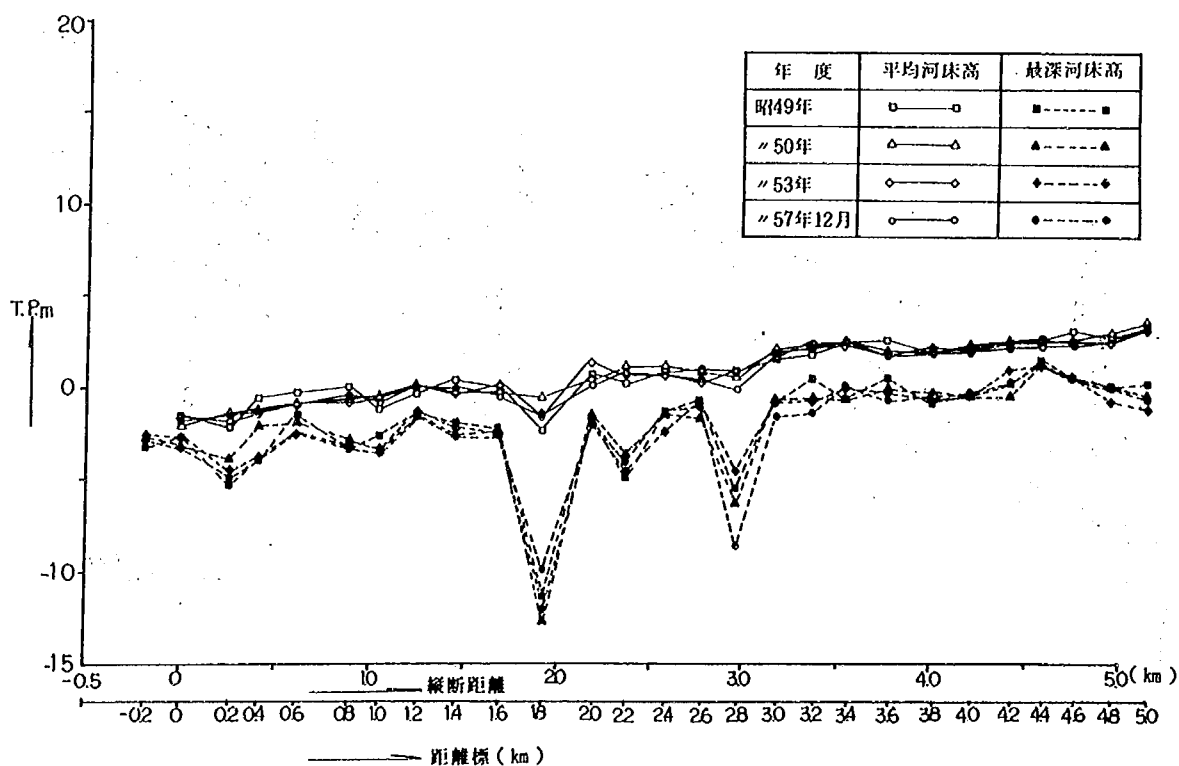


図-2.3 仁淀川河口部河床縦断比較図

2.2 河道および海部の底質材料

仁淀川河道における河床材料調査結果の調査位置図を図-2.4に、粒径加積曲線図を図-2.5.1～2.5.3に示す。河道内の河床材料は混合粒径分布となっているが、採取位置の違いによる粒度分布特性の変化は少ない。河床材料の平均粒径は、12mm～20mm前後の砂れきで構成され、これらの縦横断的な平均粒径は約17.0mm程度である。

いっぽう、河口砂州および海部における底質の平均粒径分布図を図-2.6に、主要測線方向の汀線付近から陸側および河口砂州部の粒径加積曲線を図-2.7.1～2.7.5に示す。これによると底質の粒径は、ほぼ海底の等深線と平行するように沖に向かうにつれて小さくなっている。汀線から水深7～8m付近まではれきが分布し、水深10m付近では中砂ないし細砂が分布する。さらに海部沖合500m付近より沖側の水深10m以深では、平均粒径が0.25mm以下とさらに粒径は小さくなる。これより海部汀線付近および河口砂州部の平均粒径は1.5mm～6.0mmの範囲となっている。この河口砂州部付近全体の平均は約4.0mmであり、河道内粒径に比してかなり小さくなっている。

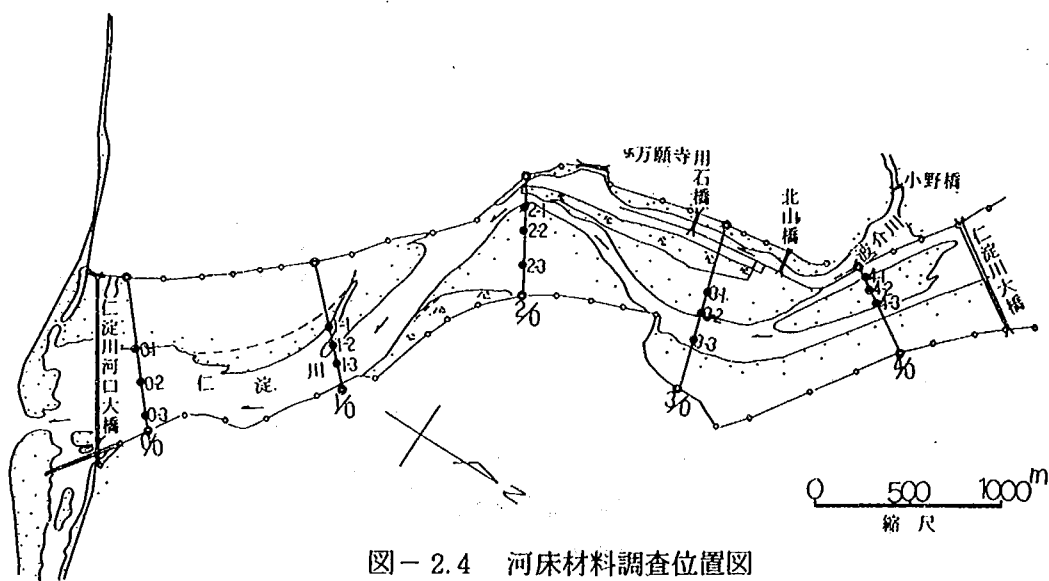


図-2.4 河床材料調査位置図

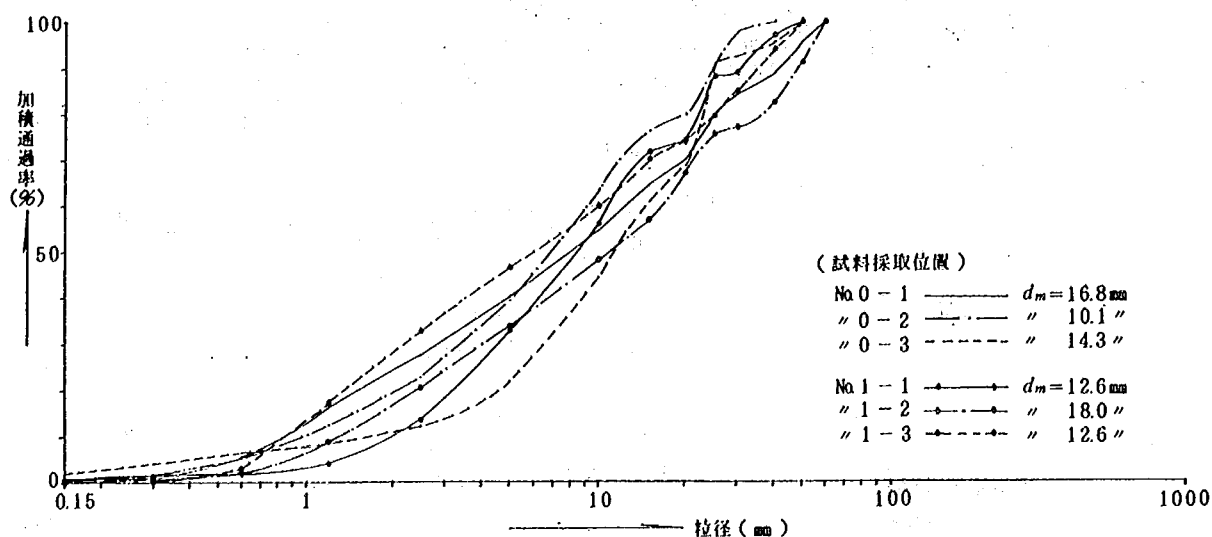


図-2.5.1 粒径加積曲線比較図

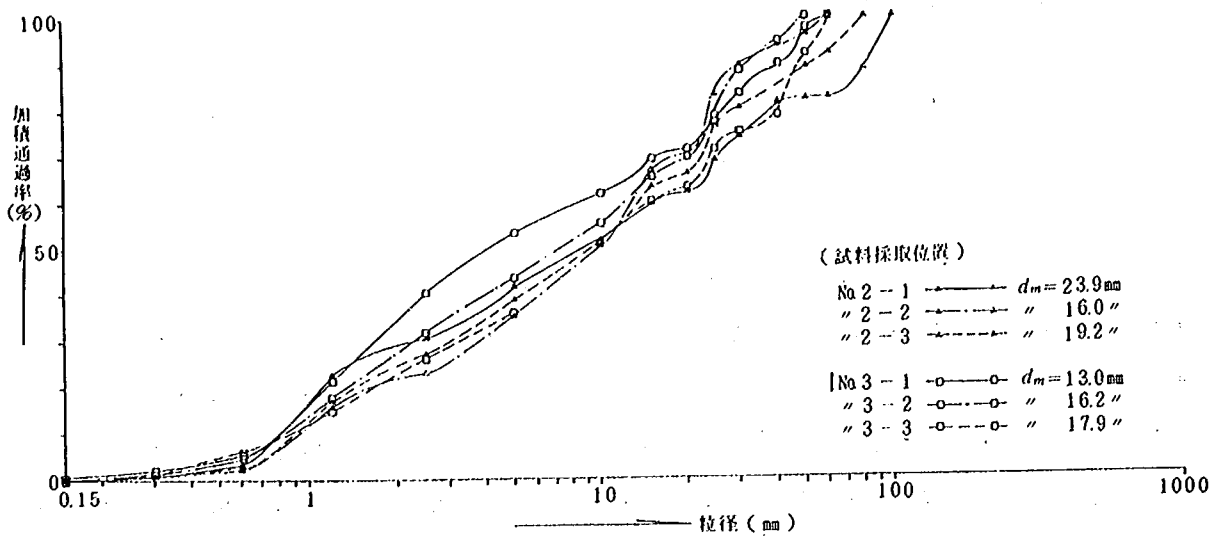


図-2.5.2 粒径加積曲線比較図

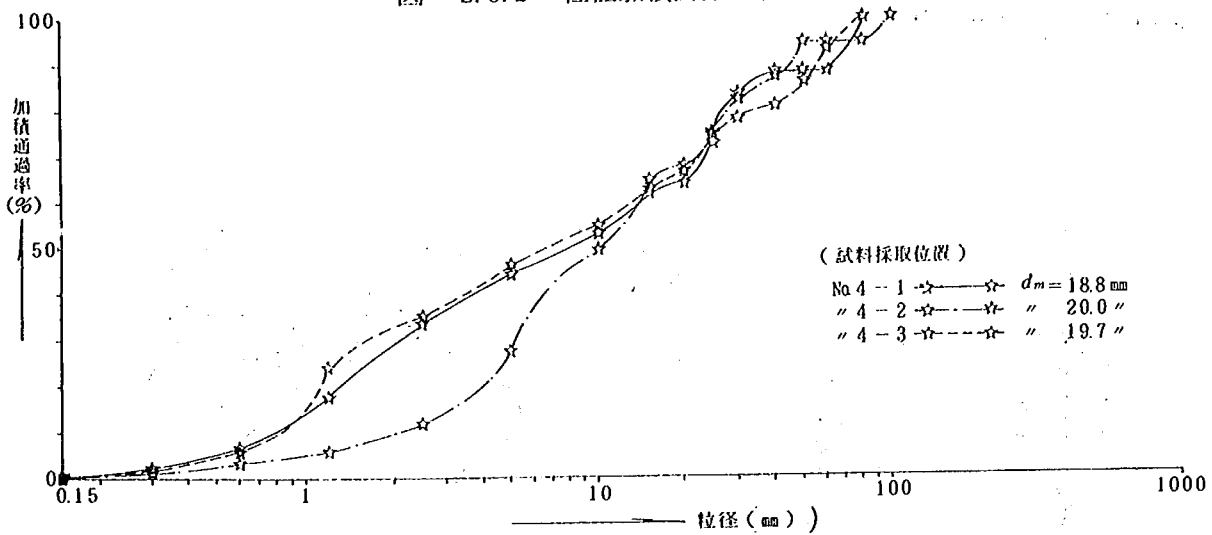


図-2.5.3 粒径加積曲線比較図

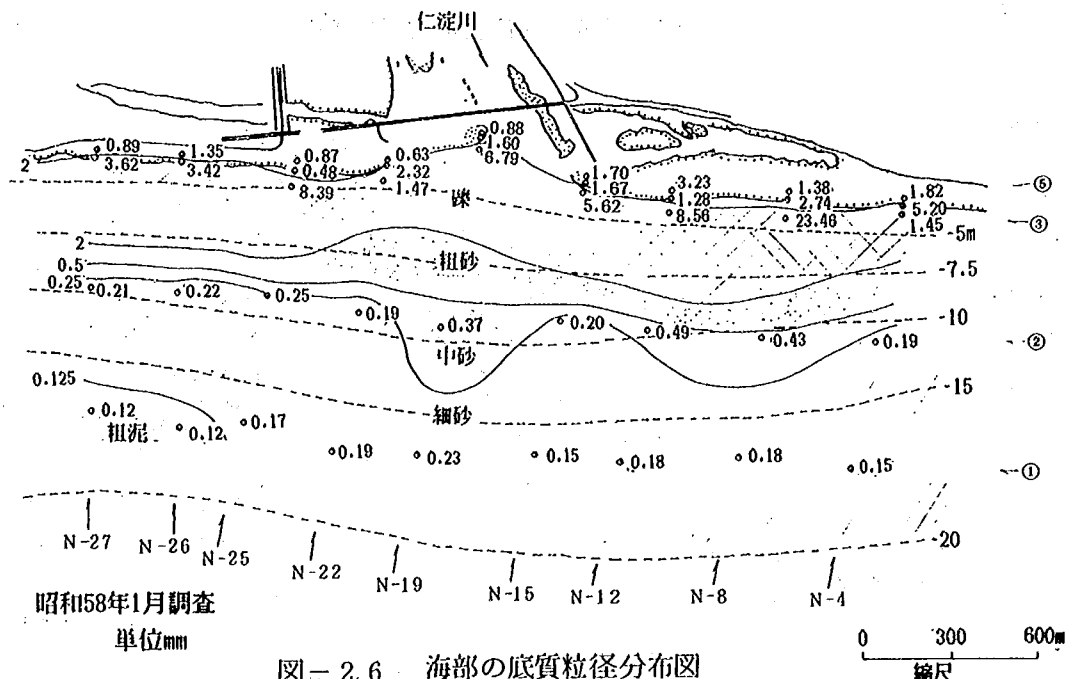


図-2.6 海部の底質粒径分布図

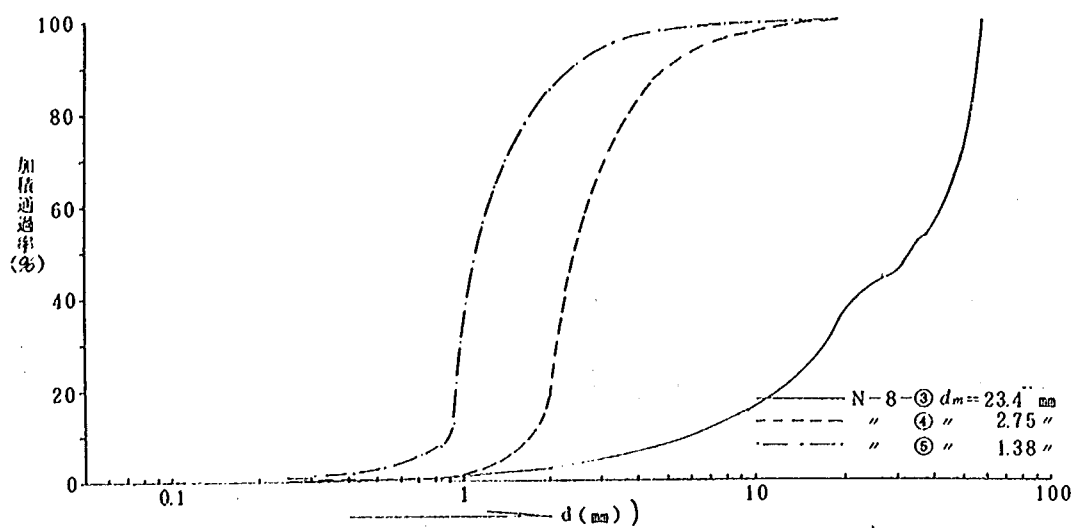


图-2.7.1 粒径加積曲線图

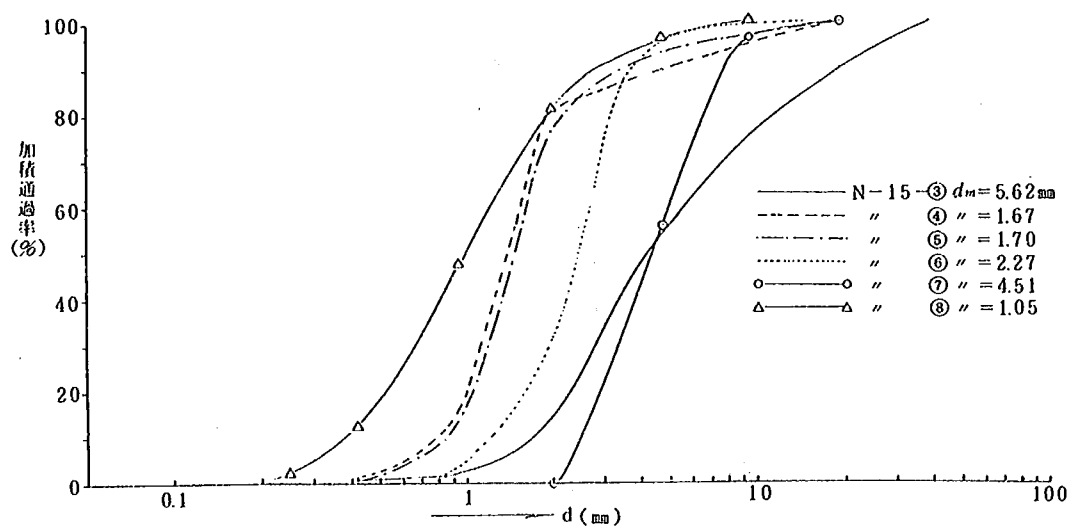


图-2.7.2 粒径加積曲線图

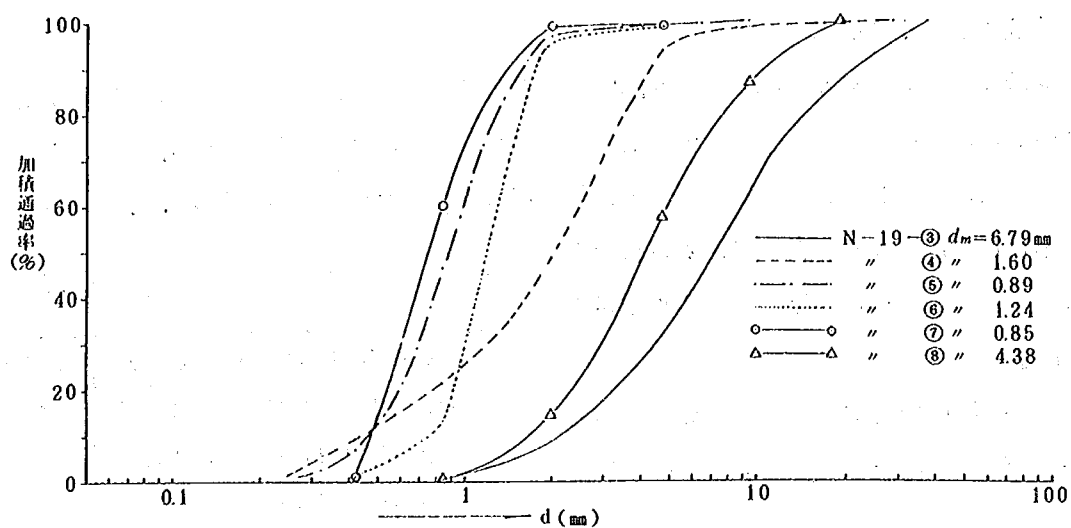


图-2.7.3 粒径加積曲線图

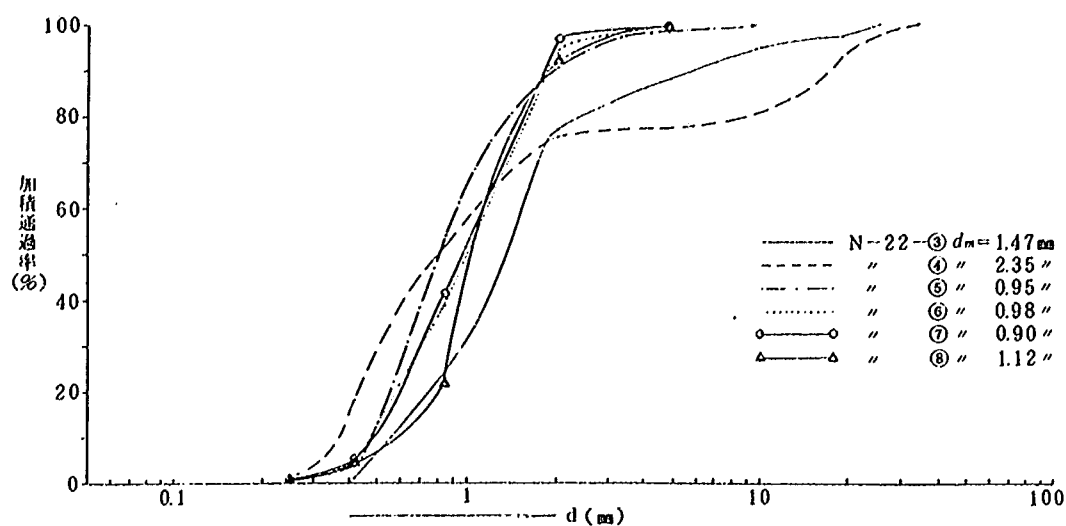


図-2.7.4 粒径加積曲線図

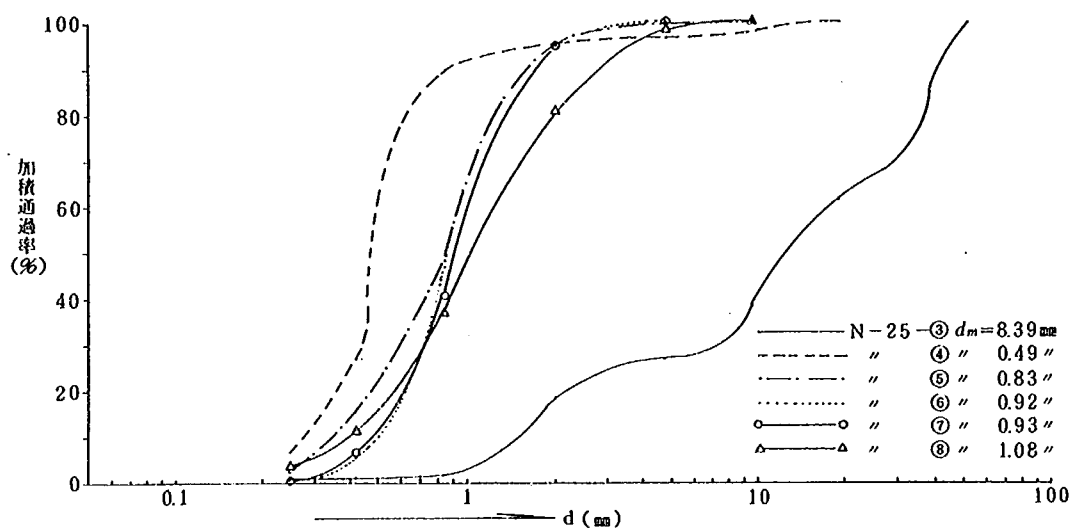


図-2.7.5 粒径加積曲線図

2.3 既往洪水と水理状況

仁淀川流域は、全国有数の多雨地帯、南四国の中央に位置し、台風銀座の名で知られる豪雨地帯である。年間の降雨量は、上流部で2,500～4,000 mm、下流平野部で2,000～3,500 mmとなっているが、その年の台風によって大きく左右される。したがって、仁淀川の主な洪水は、台風に起因するものが多く、近年では昭和50年8月の台風5号によって、未曾有の大災害をもたらした。これら近年の主要洪水記録を表-2.1に示す。

いっぽう、仁淀川の流況は、伊野地点の昭和32年～昭和59年間の平均値で以下のようになっている。

表-2.1 主要洪水記録

生起年月日	成因	伊野地点流量
昭和50年8月17日	台風5号	13,461 m ³ /s
昭和51年9月12日	台風19号	7,707 m ³ /s
昭和57年8月26日	台風13号	8,898 m ³ /s
昭和57年9月24日	台風19号	7,995 m ³ /s

• 豊水流量	86.9 m ³ /s
• 平水流量	50.0 m ³ /s
• 低水流量	30.9 m ³ /s
• 渇水流量	17.9 m ³ /s
• 年平均流量	103.6 m ³ /s

2.4 潮位について

高知港の桂浜検潮所における昭和25年から54年間の潮位記録は以下のようなものである。朔望平均満潮位（新月および満月の日から5日以内に現われる各月の最高満潮面を平均した潮位）と朔望平均干潮位（同じく最低干潮位を平均した潮位）との差は約1.8 mであるが、通常の干満潮位の差はこの値より小さい。いっぽう、計画高潮位は、土佐湾全沿岸を統一して過去の台風における最大の計算偏差に朔望平均満潮位を加え、T.P. 2.2 mと決定されている。

• 高 極 潮 位	T.P. 3.00 m (S45年8月21日, 8:45)
• 朔望平均満潮位	T.P. 0.77 m
• 平 均 潮 位	T.P. - 0.035 m (74~78年の平均)
• 朔望平均干潮位	T.P. - 1.07 m
• 低 極 潮 位	T.P. - 1.66 m

2.5 波浪特性

表-2.2は住吉波浪観測所（水深10.43 m）における昭和54年～56年の波高、周期別頻度表であり、図-2.8はこの波高、周期出現率図である。また月別最大の有義波高（ $H_{1/3}$ ）と周期の関係を図-2.9に示す。これらの資料によると波高0.25 m～1.0 m、周期7秒～9秒の波が最も卓越し、最大の波高では、6.0 m～6.5 mの波が生じ、また周期の長いものでは14秒～16秒の波も来襲する。この長周期の波は、夏季から秋季に来襲する頻度が高く、このため波高、周期のばらつきも大きい。これらの年間の平均波、月最大波の平均値およびその有義波高を表-2.3に示す。なお、波向の発生頻度は、いずれの波高においてもSおよびSSW方向が圧倒的に多い。

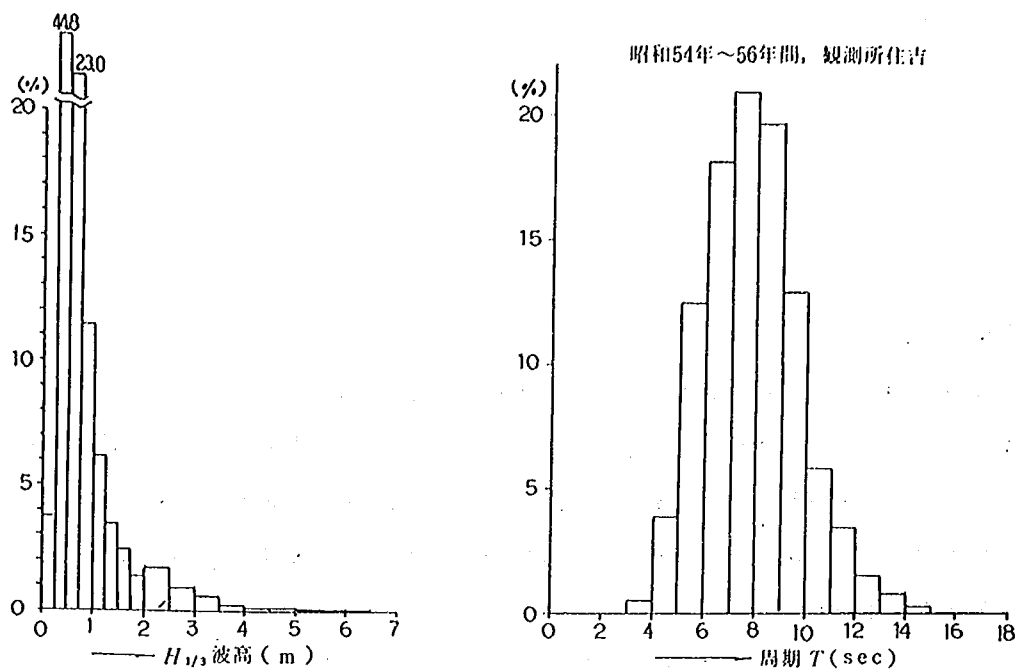


図-2.8 波高・周期出現率図

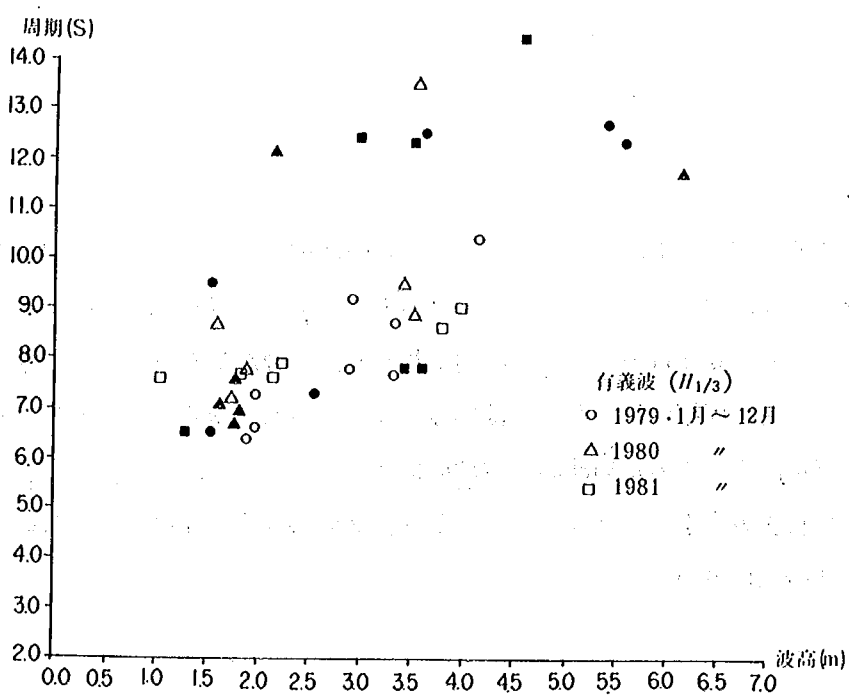


図-2.9 有義波高と周期の関係

表- 2.2 波高・周期別頻度表 (1979~1981年)

観測所名 住吉

波高(m) 周期(sec)	0~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12	12~13	13~14	14~15	15~16	16~17	17~18	計	%	累加%
0 ~ 0.25			1	7	20	79	135	107	58	18	1						426	3.68	3.68
0.25 ~ 0.50		15	157	533	940	1,266	1,239	754	208	50	16	2	2	1			5,183	44.81	48.49
0.51 ~ 0.75		27	169	491	529	509	436	284	120	73	19	4					2,661	23.10	71.49
0.76 ~ 1.00		19	96	255	244	232	167	138	67	62	36	1	1				1,318	11.39	82.88
1.01 ~ 1.25			21	99	167	108	105	62	75	48	20	9					714	6.17	89.05
1.26 ~ 1.50			1	37	104	64	45	60	48	28	9	2					398	3.44	92.49
1.51 ~ 1.75				9	41	59	33	38	48	34	11	8					281	2.43	94.92
1.76 ~ 2.00				2	27	37	28	12	15	21	14	8					164	1.42	96.34
2.01 ~ 2.50					14	33	38	16	17	26	14	31	6				195	1.69	98.03
2.51 ~ 3.00					2	19	22	4	6	12	12	12	13	2			104	0.90	98.93
3.01 ~ 3.50						5	10	5	4	14	8	11	8	1	1		66	0.57	99.50
3.51 ~ 4.00						1	1	3	1	6	7	1	3				24	0.21	99.71
4.01 ~ 4.50									1	2	5	2					10	0.09	99.80
4.51 ~ 5.00							1		2	4	2		1				10	0.09	99.89
5.01 ~ 5.50											4	2					6	0.05	99.94
5.51 ~ 6.00											3	2					5	0.04	99.98
6.01 ~ 6.50										1			1				2	0.02	100.0
計		61	445	1,433	2,088	2,412	2,260	1,483	670	399	181	95	35	4	1		11,567		
%		0.53	3.85	12.39	18.05	20.85	19.54	12.82	5.79	3.45	1.57	0.82	0.30	0.03	0.01				
累加%	0	0.53	4.38	16.77	34.82	55.67	75.21	88.03	93.82	97.27	98.84	99.66	99.66	99.66	100.0				

表- 2.3 年間の平均波、月最大の平均および有義波高

	平均波($H_{1/3}$)	月最大波の平均値 ($H_{1/10}$)		有義波 ($H_{1/2}$)	
		波高 (m)	周期 (sec)	波高 (m)	周期 (sec)
1979年	0.82	4.11	9.4	3.26	9.1
1980年	0.62	3.23	9.0	2.59	9.0
1981年	0.69	3.65	9.1	2.86	8.6

2.6 河口砂州の経年変化と海浜形状

図- 2.10.1 ~ 2.10.2 は昭和57年~58年の河口砂州形状の変化を示したものである。河口砂州は右岸側に高く形成され、左岸方向に伸びる状況となっている。このような河口砂州の発達、海域の標砂の卓越方向を推定する一つの材料とすることができ、傾向としては東向きの標砂が卓越しているものと考えられる。河口砂州は洪水時にフラッシュされ、再び河口に土砂を堆積させるというような消長を繰り返す。この河口周辺の汀線は、昭和37年当時に比べて後退傾向にあり、とくに河口砂州の後退が顕著となっている。

いっぽう、この河口砂州部から海側沖合方向の海浜形状を示したのが図- 2.11である。側線No.10は、河口開口部付近に位置するため変動が大きく、また沖合250 m付近にはT.P.-10m以下の深い部分が存在する。河口砂州部では、前浜勾配が約1/8、外浜勾配が約1/70となっており、T.P.-5.0~6.0 mの水深位置で勾配が変化する。なお、この海浜横断面図からも汀線が後退傾向であることが知れる。

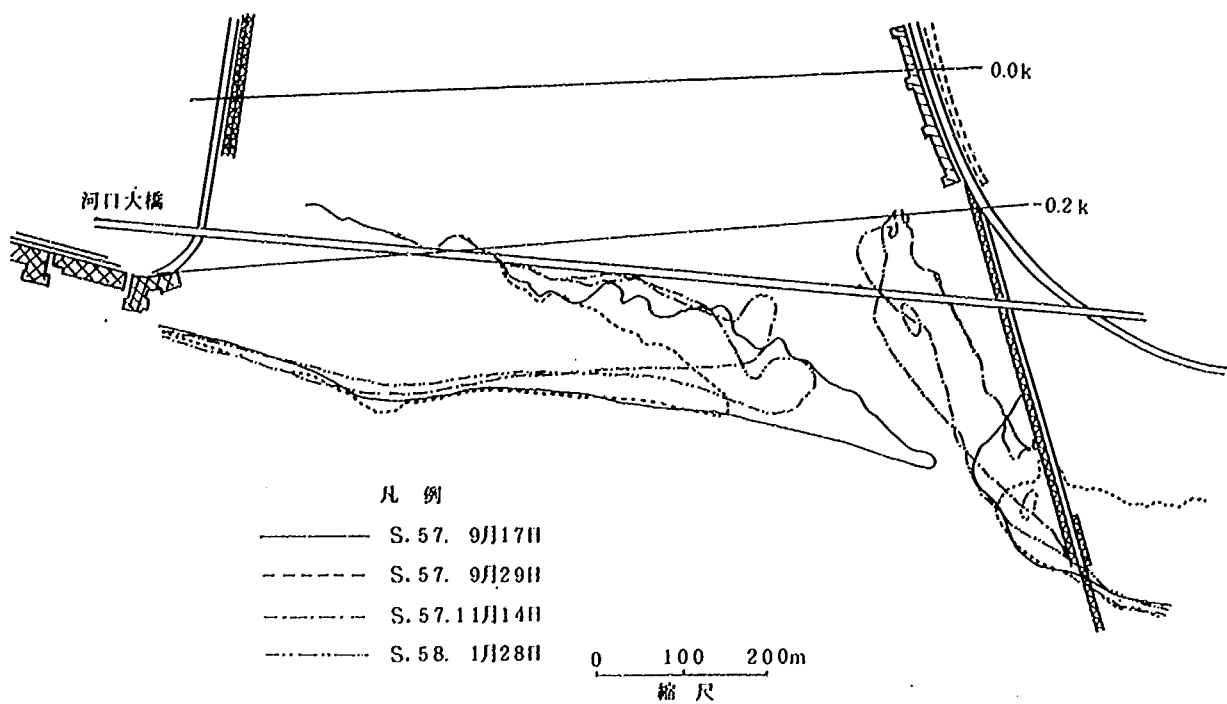


図- 2.10.1 河口部砂州形状図

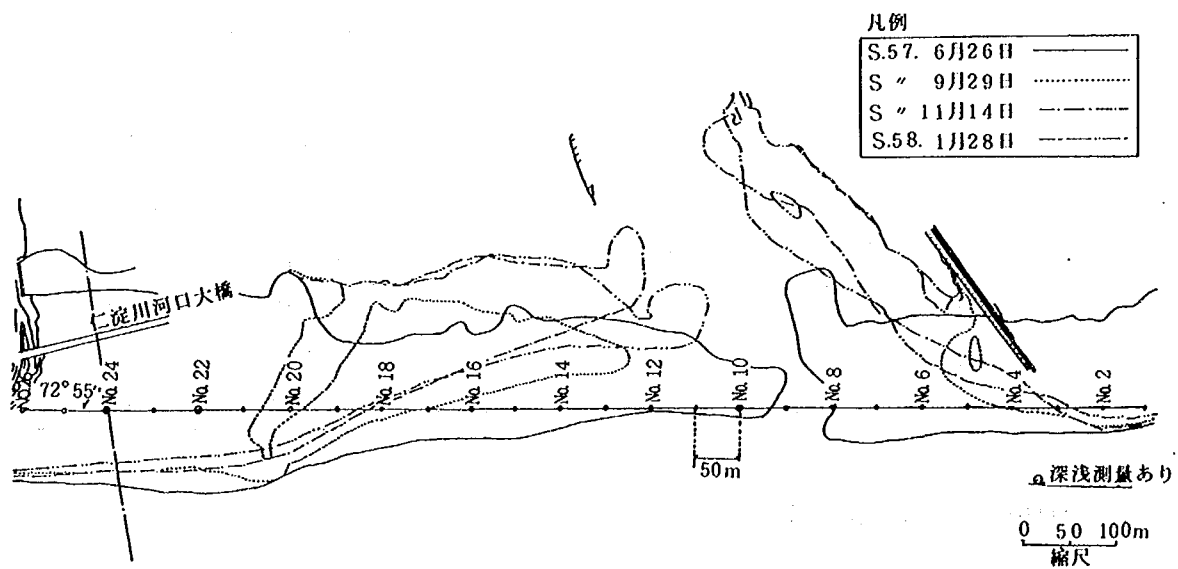


図- 2.10.2 河口部砂州形状図

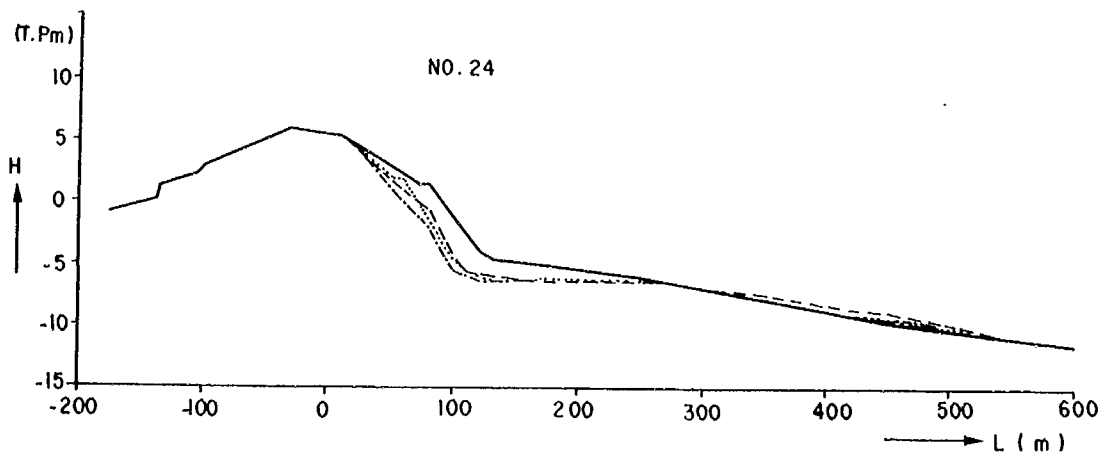
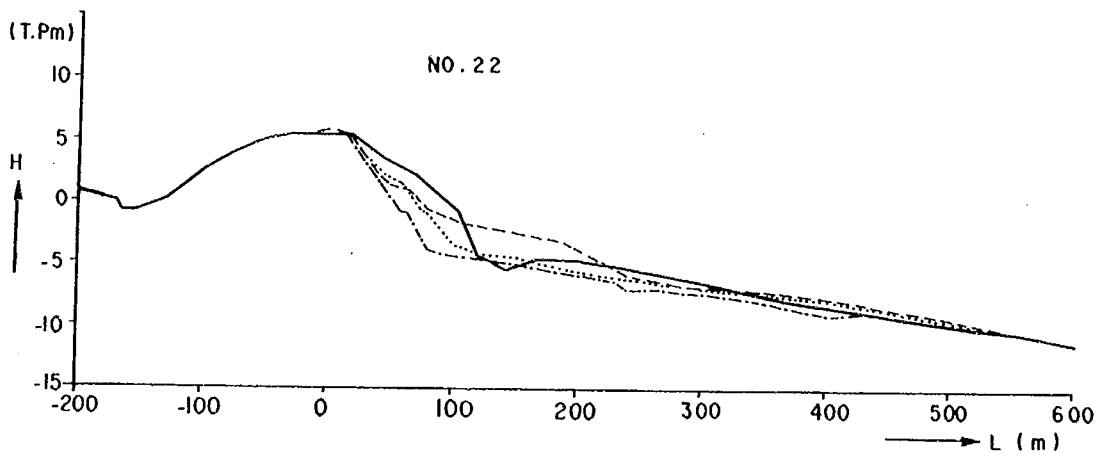
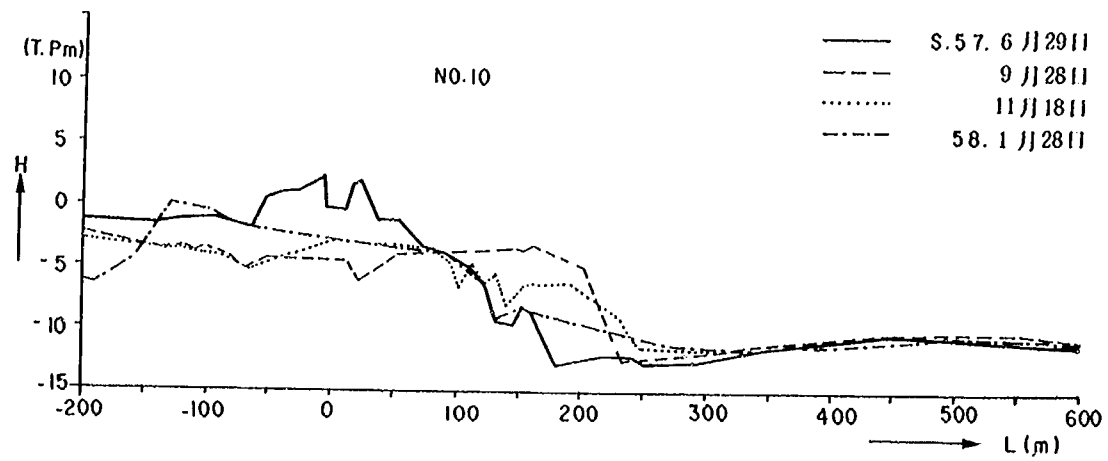
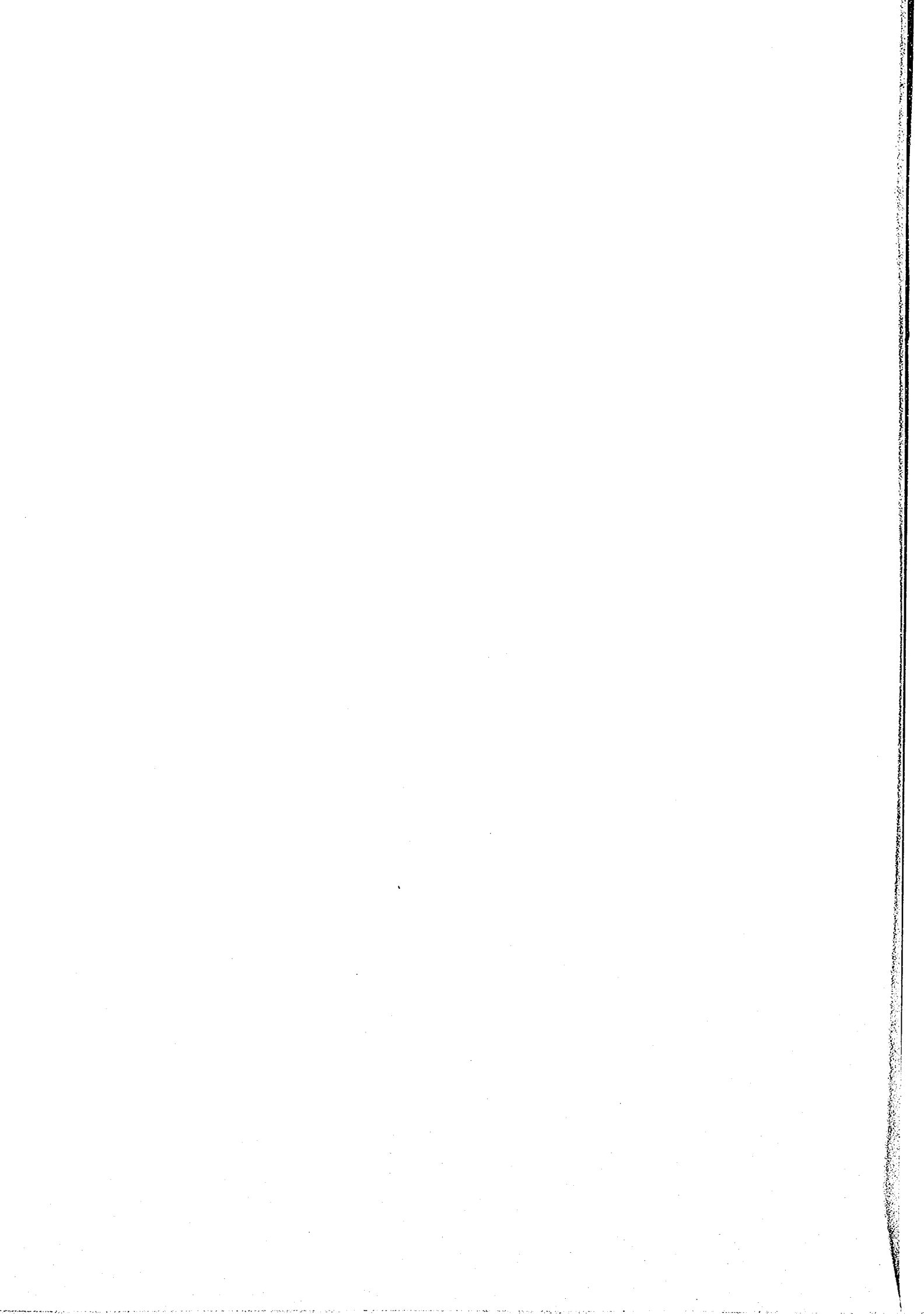


图2.11 海滨横断面图

第3章 模型実験の相似律



第3章 模型実験の相似律

3.1 相似律

模型実験は、現地に対して大きさを変えた模型を使って、実際に起こる現象を予測しようとするものであり、現地および模型に生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、

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

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (3-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。(3-1)式が流れの運動方程式、(3-2)式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち、

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

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (3-4)$$

ここでサフィックス p , m はそれぞれ現地、模型を示し、 u は流速、 h は水深、 x は距離、 i は河床勾配、 g は重力加速度、 n は粗度係数、 Q は流量、 A は河積、 t は時間である。

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

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

ここで、

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

とおくと(3-5)式は、

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

(3-6) 式において径深 $R \equiv h$ と表わされるものとすれば物理量は 6 個あり、関係式は 4 個である。
よって 2 つを選べば、あとはおのずから決まる。

水平縮尺 x_r 、鉛直縮尺 h_r を選べば、

(3-6) 式は、

$$\left. \begin{array}{ll} \text{流 速} & u_r = h_r^{-1/2} \\ \text{時 間} & t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \\ \text{河床勾配} & i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \\ \text{粗 度} & n_r = H_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \\ \text{断 面 積} & A_r = x_r \cdot h_r \\ \text{流 量} & Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3-7)$$

となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ、

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ってくる。(3-7) 式の関係フルードの相似則という。

(2) 移動床の相似律

移動床流れでは、模型河道と実河道における河床変動量が相似となる必要がある。断面平均の河床変動の式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial x}{\partial t_s} + \frac{1}{1-\lambda} \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (3-8)$$

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

$$t_{sr} = h_r (1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \cdot Q_{sr}^{-1} \dots\dots\dots (3-9)$$

となる。(3-9) 式の Q_s に対象とする流砂量式を導入すれば、模型河道での河床変動が現地河道の河床変動と相似になるには何時間何分必要とするかを求めることが出来る。

一般に無次元流砂量は次式の数関関係から決定される。

$$Q_s / u_* d \cdot B = f_1 \{ u / u_*, u_* d / \nu, u_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d, H / d, B / H, (\rho_s / \rho - 1), K \} \dots\dots\dots (3-10)$$

ここで (3-10) 式の名諸量は、流体密度 ρ 、粘性係数 ν 、河床材料の密度 ρ_s 、平均粒径 d 、粒度分布形状 K 、流速 u 、摩擦速度 u_* 、水深 H (あるいは河床勾配 I_b)、水路幅 B 、重力の加速度 g である。

(3-10) 式はまた

$$Q_s / u_* d \cdot B = f_2 \{ u / u_*, u_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d, u_* / w_0, H / d, B / H, (\rho_s / \rho - 1), K \} \dots\dots\dots (3-11)$$

と書くことができる。ここで、 w_0 は粒子の沈降速度である。(3-10) 式の各項のうち、流れの抵抗 u/u_* 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 $Re_* = u_* d / \nu$ 、無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d$ 、水深粒径比 H/d 、水中比重 $s = (\rho_s / \rho - 1)$ である。いま議論を簡単化するために、幾何学的相似条件が成立し、河床材料が均一な砂れき (K と S が一定値) の場合について考える。このとき、(3-7) 式の関係から (3-10) 式の右辺の項のうち $u_* d / \nu$ を除く他のすべての無次元項は現地と模型で同一の値をもつ。一方 $u_* d / \nu$ については、粒径 d が h_r 、 u_* が $h_r^{1/2}$ となるため、 ν が $h_r^{1/2}$ とならない限り模型河道と現地河道の $u_* d / \nu$ は一致しない。現実には、これは不可能であり、模型実験での $u_* d / \nu$ の値は現地河道より $h_r^{1/2}$ 倍小さくなる。従来数多くの実験的検討から、模型の河床材料が 0.6 mm 以上、または $u_* d / \nu$ が 20 倍以上であれば、現地と模型で生じる小規模河床形態はほぼ相似になることが知られている。このときには (3-10) 式において $u_* d / \nu$ の影響は無視でき、無次元流砂量は、両者で近似的に一致すると考えてよい。このときには (3-9) 式から定まる流砂量の時間縮尺 t_{sr} に一致する。すなわち (3-7) 式を用いて (3-9) 式を書きなおすと、

$$t_{sr} = h_r^{1/2} \dots\dots\dots (3-12)$$

となり、これはフルードの時間縮尺に一致する。

しかし、模型の河床材料が小さくなると、 Re_* の値が小さくなって小規模河床波が形成され、流れの抵抗が異なるばかりでなく河床形態も相似とはならない。また、 Re_* が大きく無視出来れば、 τ_* と H/d を実河道と模型河道とで等しくすれば流砂量は相似となるが Re_* が小さくなると前述のように、小規模河床波の発達によって異なってくる。浮遊砂形態の流砂量の多い河道では、(3-10) 式に示す摩擦速度と砂粒子の沈降速度の比 u_*/w_0 が現象を支配する因子となる。模型の材料が 0.2 mm 以下、または比重が軽くなると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、流砂形態の相似が得られず、流砂量も一致しない。実際には、移動床模型実験では上述のような無次元量はすべてを模型と実河道で一致させなくとも、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が同一形態領域の範囲にあれば、異なる形態の境界付近を除けば比較的相似になり易い。

(3) 河口から出た土砂の堆積の相似性について

河口から出た土砂は海浜部に堆積するが、掃流砂は別として、浮遊砂の堆積には、砂粒の沈降速度 w_0 と流れの速度 u の比が重要な要因となる。 w_0/u が大きいほど河口近くに沈積し、小さいほど河口からはなれたところで沈積する。それゆえ模型と現地で、 w_0/u の比が同一であることが望ましい。また、掃流砂と浮遊砂量の模型と現地の比も同一であることが望ましい。

(4) 表面張力の影響

波は波長が 5 cm 程度に短くなると、波速が深水重力波のそれに比べて約 5 % 程度増加する。したがって模型をあまり小さくして、模型上の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してはならない。

(5) 反射に対する相似性について

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）をもたなければならない。

(6) 砕波条件に対する相似性について

沿岸近くの海底地形の変形は、砕波によるエネルギーに基づくところが多い。したがって、砕波地点が模型と現地とで同一地点でなければ、海浜地形の変化の相似性を満足することができない。

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

(7) 海床変化の相似性について

均一粒径海床の場合、海床変化の相似性は、

$$h/L_0 = f(x/L_0, H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/w_0, S, \sqrt{\nu}(H_0)^{1/4} g^{3/4} w_0^2, i_0) \dots\dots (3-13)$$

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0.1 mm ぐらいまでであり、通常は移動床材料の幾何学的相似律を合わせることができない。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0.5 ぐらい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っている。なお、移動限界水深は底質が小さくなると $\sqrt{\nu}(H_0)^{1/4} \cdot g^{3/4}/w_0^2$ 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る。

(8) 河口密度流の相似性に及ぼす影響

河口には塩水くさびが存在し、この塩水くさびは模型実験の相似性に種々やっかいな問題を発生させる。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。

イ) 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は実物の方が大きい。

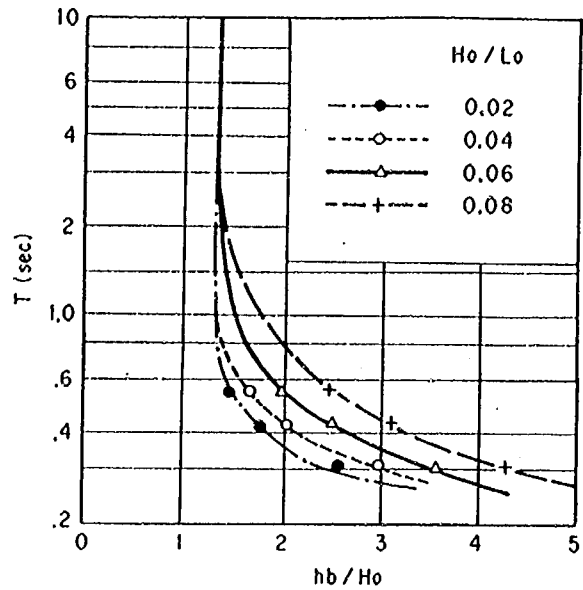


図-3.1 砕波水深に及ぼす周期の効果

ロ) 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。

ハ) 浮遊土砂の海浜部での堆積が密度流によって異なること。

ニ) 掃流砂の動きが二層流のため異なること。

などがある。洪水の実験の場合には、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は若干違いが生ずると思われる。波による砂州の形成の実験では、河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ためには、海浜部に塩水をためて実験を行う方法もあるが、実験施設等の制約もあって困難である。

3.2 仁淀川河口模型の縮尺

一般に模型の縮尺は、実験目的に対する必要精度、実験施設（面積、給排水設備の能力等）および相似性との関係等で決められる。とくに移動床模型では、現地の河床砂の粒径が小さい場合、その河床材料が相似となるような河床砂の入手が困難であるだけでなく、粒径が微細となるため、水の粘性の影響を大きく受け、現象の相似を得ることが難しい。このような場合には、河床形態、流砂量、流砂形態などのうち、最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち、流砂量に関しては、前にも述べたように時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち、河床形態を重視する場合には、現地と模型における無次元掃流力 τ_* を一致させること。流砂形態を重視する場合には、現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比を一致させることがそれぞれ重要な条件となると考えられる。仁淀川河口模型では現地の底質粒径、実験施設および造波装置の能力等から総合的に判断して縮尺 1/80（無歪）とした。模型河床材料には、現地河床材料の平均粒径を河道模型の縮尺と同じとするだけでなく、粒度分布形まで相似とできることが望ましい。しかしながら、仁淀川河口部の河床材料粒径は、河道内と河道砂州部で異なっており、これに対して模型実験では河道全域にわたって同一粒度分布形の河床材料を用いざるを得ないこと。また、粒度分布形も現地粒径の小さい領域まで相似にさせると模型粒径が微細となり、その場合相似性の問題や河床砂の入手が困難となる。したがって、ここでは河口砂州部の流砂形態を重視して、図-3.2のような粒度特性をもつ平均粒径 $d_m = 0.18 \text{ mm}$ 、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.4$ 、沈降速度 $w_0 = 2.3 \text{ cm/s}$ の砂を選定した。

(1) フルードの相似則

(3-7) 式を使って、仁淀川河

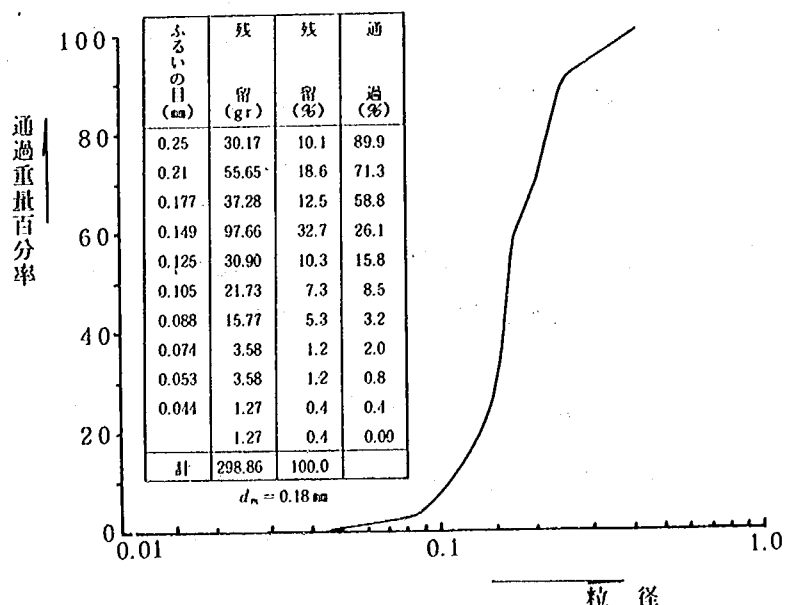


図-3.2 粒径加積曲線図

口模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし、前述のように水平、鉛直縮尺は共に 1/80 である。

$$\begin{aligned} x_r &= h_r = 80 & l_r &= x_r \cdot h_r^{-1/2} = 8.94 \\ A_r &= x_r \cdot h_r = 6400 & i_r &= h_r \cdot x_r^{-1} = 1 \\ Q_r &= x_r \cdot h_r^{3/2} = 57243 & n_r &= h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 2.08 \\ u_r &= h_r^{1/2} = 8.94 \end{aligned}$$

(2) 河床面の相似性

現地河道の河床材料粒径は、先の図-2.5, 2.6 に示すように河道内の平均粒径が $d_m \approx 17.0\text{mm}$ 、河口砂州部付近の平均粒径が $d_m \approx 4.0\text{mm}$ である。模型河床砂の平均粒径は、図-3.2 に示してあるように $d_m = 0.18\text{mm}$ であるので、無次元掃流力 τ_* および摩擦速度と河床砂の沈降速度の比 u_*/w_0 の現地と模型の比は、

$$\tau_{*r} = \frac{u_{*r}^2}{(\rho_s/\rho-1)_r \cdot g_r \cdot d_r} = \frac{h_r^2}{s_r \cdot g_r \cdot d_r \cdot x_r} = 0.85 \text{ (河道部)} \sim 3.6 \text{ (河口砂州部)}$$

$$(u_*/w_0)_r = h_r/x_r^{1/2} \cdot w_{0r} = 0.46 \text{ (河道部)} \sim 0.95 \text{ (河口砂州部)}$$

となる。ここに $u_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_r} = h_r/\sqrt{x_r}$ 、 $s_r = (\rho_s/\rho-1)_r$ である。これより $\tau_{*r} = 1$ となるためには、 $h_r = s_r \cdot d_r$ という条件が必要となる。このため流砂の移動に関する無次元掃流力は、河口砂州部では模型の方が小さい。また、模型の河床材料が小さいため、小規模河床波が形成されることによって河床抵抗が大きくなり、河床形態の相似性はあまりよくないと考えられる。しかし、河口砂州部の u_*/w_0 は現地と模型ではほぼ一致しており、砂州フラッシュ時の流砂形態に関する相似性は得られると考えられる。

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

$$Q_T = B \cdot q_T = B \cdot 10 \left\{ \frac{u_*^5}{(\rho_s/\rho-1)^2 \cdot g^2 \cdot d} \right\} \dots\dots\dots (3-14)$$

ここで Q_T は全流砂量、 q_T は単位幅当たりの全流砂量である。

(3-14) 式より現地と模型の比を求めると、

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\rho_s/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \dots\dots\dots (3-15)$$

(3-15) 式を (3-9) 式に代入すると t_{sr} は、

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\rho_s/\rho-1)_r^2 \cdot d_r \cdot x_r^{1/2}}{h_r^4} \dots\dots\dots (3-16)$$

となる。これより時間縮尺を求めると $t_{sr} = 2.6$ となる。したがって、時間縮尺は $t_{sr} = 8.9 \sim 2.6$ の範囲

で検証実験を行い、その相似性を検討することによって妥当な時間縮尺を求めることにした。

(3) 河口から出た土砂の堆積の相似性

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

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

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

(4) 表面張力の影響

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

(5) 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、護岸等が完全には幾何学的相似に作らず簡略化してあるため、多少の反射率の相違があると考えられる。

(6) 砕波点に関する相似性

この実験は、波形勾配 H_0/L_0 が $0.01 \sim 0.03$ の範囲で行ったので $T \geq 0.7 \text{ sec}$ であれば砕波点に関する相似性は成立する。実験は周期 1 sec 以上で行ったので砕波点に関する相似性は満足している。

(7) 海床変化の相似性

これまでに述べたように、波の運動の相似はほぼ成立すると考えられるが、これに応じる海床変化、河口砂州の形成に関する相似性が問題となる。よって、ここでは仁淀川河口砂州部の波による底質の主要な移動範囲と海浜形状等が現地と相似となるための波浪条件について検討を行った。まず、図-2.11の現地海浜形状図および河口砂州の変動状況より、砂の移動している範囲の砂州高を T.P. 4.0 m とした。これより前浜勾配を $1/8$ とし、その変化点（水深 T.P. -6.0 m ）で砕波し、T.P. 4.0 m まで打ち上げる波浪条件を選定した。なお、潮位は平均潮位とし、打ち上げ高は Saville の仮想勾配法により、砕波条件は合田による波形勾配と砕波水深との関係から波高と周期を求めた。この結果を図-3.3に示す。

これより波浪条件は、沖波波高 $H_0 \approx 3.4 \text{ m}$ 、周期 $T \approx 13.3 \text{ sec}$ 、波形勾配 $H_0/L_0 = 0.012$ が得られる。これは先に述べた年間の月最大波の平均値に近い結果となる。また、砂州部の現地

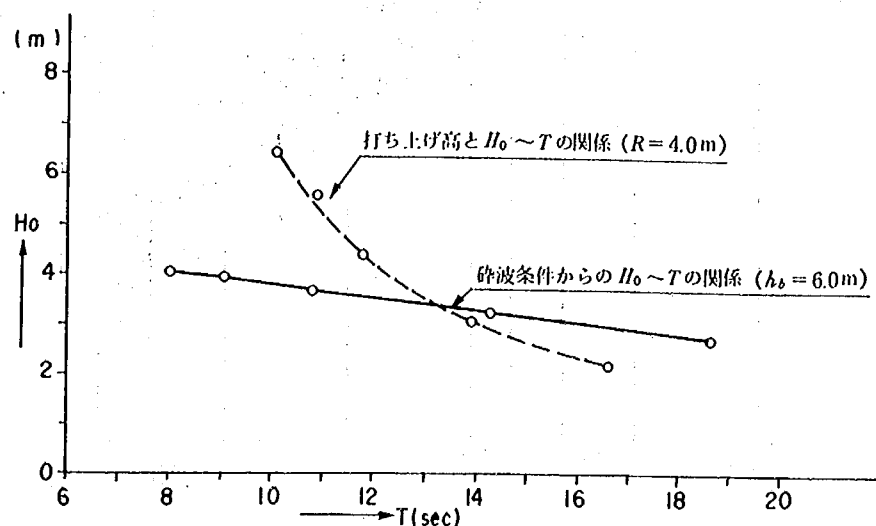


図-3.3 打ち上げ高、砕波条件からの波高、周期の関係

平均粒径 4.0 mm を用い、この波浪条件に対して Swart の次式により、侵食型の海浜変形の顕著でなくなる深さ h_m を求めると、

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

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

一方、この現地波浪条件より模型縮尺を 1/80，模型河床砂の平均粒径 0.18 mm を用いた時の模型における砂の打ち上げ高，および前浜勾配がどの程度になるかその概略を求めた。最終的に平衡となる砂州高 H_R は、これまでの研究成果より図-3.4 が得られている。これより現地換算の砂州高を求めると約 T.P. 4.0 m ~ T.P. 6.0 m となる。前浜勾配はこれまで実験資料によれば約 1/6 ~ 1/4 となり、現地より若干急勾配になると予想される。また、模型での海浜変形に対する限界水深は、現地換算で約 7.9 m となり、移動範囲は模型の方が大きい傾向となる。しかし、現地底質粒径は沖に向かって小さくなることなどからほぼ相似性は得られるものと考えられる。なお、海床変化の相似性は H_0/L_0 とともに $\sqrt{gH_0}/w_0$ を現地と模型で一致させることが望ましいとされている。この関係は、

$$(\sqrt{gH_0}/w_0)_r = (\sqrt{H_0}/w_0)_r = 0.95$$

となり、概略一致する。

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

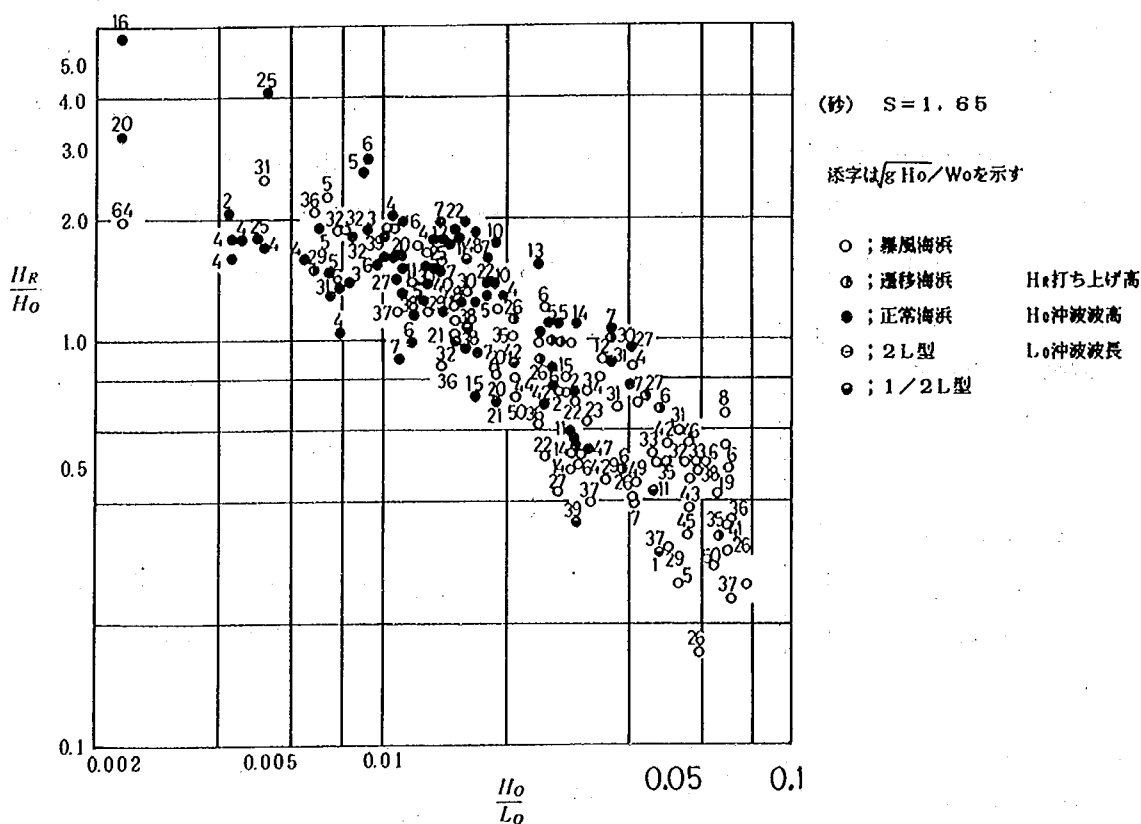


図-3.4 砂の打ち上げ高と波形勾配との関係

第4章 模型および実験の概要

第4章 模型および実験の概要

4.1 模型の概要

仁淀川河口部の模型製作に際しては、第3章で述べたように、現地の底質粒径および実験施設等から模型縮尺を1/80（無歪）とした。模型対象範囲は、河道部と海浜部とにより構成され図-4.1に示すように、河道部3.2km、海浜部沖合い約1.6km、汀線方向は2.8km（うち河口幅を含む造波可能海浜部幅約2.0km）である。模型は、半固定床模型で現地で既に高水敷が造成されている部分や、植生等で出水時においても河床変動がないと推察される箇所は、モルタル固定床とし、出水時に移動すると考えられる部分を移動床とした。移動床部分は河床材料敷厚分だけ低い所に平坦なモルタル面を設け、その上に砂を敷き河床面としている。河道部の平面および横断形は、昭和57年度の測量成果に基づいて製作した。なお、海浜部の整形においては、T.P.-15mまで現地と相似に整形し、約1/30の勾配で平面水槽床版に（T.P.-28.8m）にすりつけられている。

河川流量は、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用ゲート、および平面水槽用給水管からの補給により調整されている。波浪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ジュラム形式の可動型平面造波機であって、この実験では3基連結して用いられる。

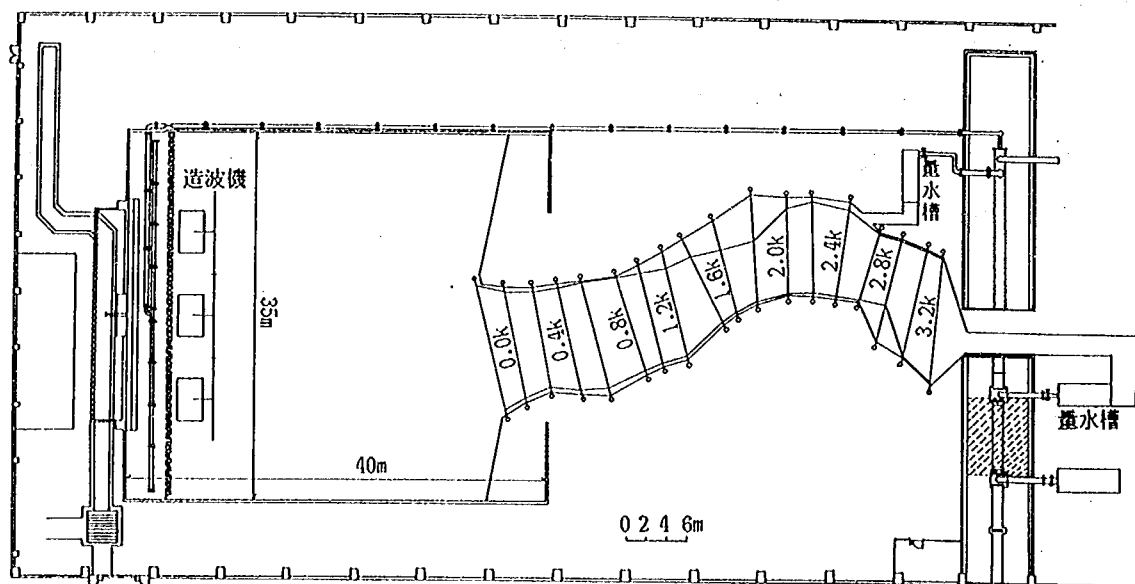


図-4.1 仁淀川模型平面図

4.2 実験の概要と実験ケース

仁淀川右支川の波介川の河口導流計画に伴う水位低減効果、および河口砂州への影響、本川の河道改修計画に伴う河口維持、河口出発水位、河床変動等の水理的諸問題の把握と対策案等について模型実験による検討を行った。実施した実験は表-4.1～4.2に示すように、大別して3種類であり、各河道形状に対

して所定の水理条件を与え、水位、流速、流況、河床変動状況、波高等の測定を行うことにより、実験目的についての検討を行った。ここにそれぞれの実験目的や検討事項をまとめると、次のとおりである。

(1) 検証実験（実験Ⅰ）

検証実験は、現地と模型との水理現象の相似性を調べるために行ったものである。検証の対象とした物理量は、3-2で述べたフルードの相似則から得られにくい河床変動量である。ここでは洪水流実験による河口砂州のフラッシュ、および波による河口砂州の形成に関する検討を行った。洪水流実験は、既往洪水を模型に通水して、砂州フラッシュ状況、河床変動等が相似となるような時間縮尺について検討した。砂州フラッシュ後の波による砂州形成に関する実験では、砂州形状および砂州の打ち上げ高等が相似となる波浪条件を検討した。

(2) 河道改修計画案移動床実験（実験Ⅱ～Ⅲ）

河道改修計画案実験は、2種の河道改修案形状に対する検討を行った。ここで波介川改修計画案実験（実験Ⅱ）は、仁淀川現況河道に対して、波介川を河口導流案河道としたものであり、仁淀川、波介川改修計画案実験（実験Ⅲ）は波介川河口導流案河道に対し、仁淀川を改修計画案河道（計画流量 12,000 m³/s, 0 km地点計画河床高 T.P. - 1.0 m）としたものである。

以上の河道案に対し、ここでは洪水流および波による河口砂州の形成に関する実験を実施した。洪水流実験は、各改修案河道の河床変動および局所洗掘状況等を把握し、その対策案を検討した。河口砂州形成実験は、洪水流実験による河口砂州フラッシュ後の砂州形成状況、および波介川合流部への影響の可能性等について検討した。

(3) 河道改修計画案固定床実験（実験1～2）

移動床洪水流実験の河道内水位に関しては、小規模河床波が形成され、相似性に問題があることから、河口出発水位および流下能力や水位縦断変化、波介川の河口導流による水位低下の効果を把握するため、固定床模型による検討も実施した。また、砂州フラッシュ後形状の波浪侵入実験により、河口堤防への波の打ち上げ高を把握し、高潮堤の必要範囲を検討した。

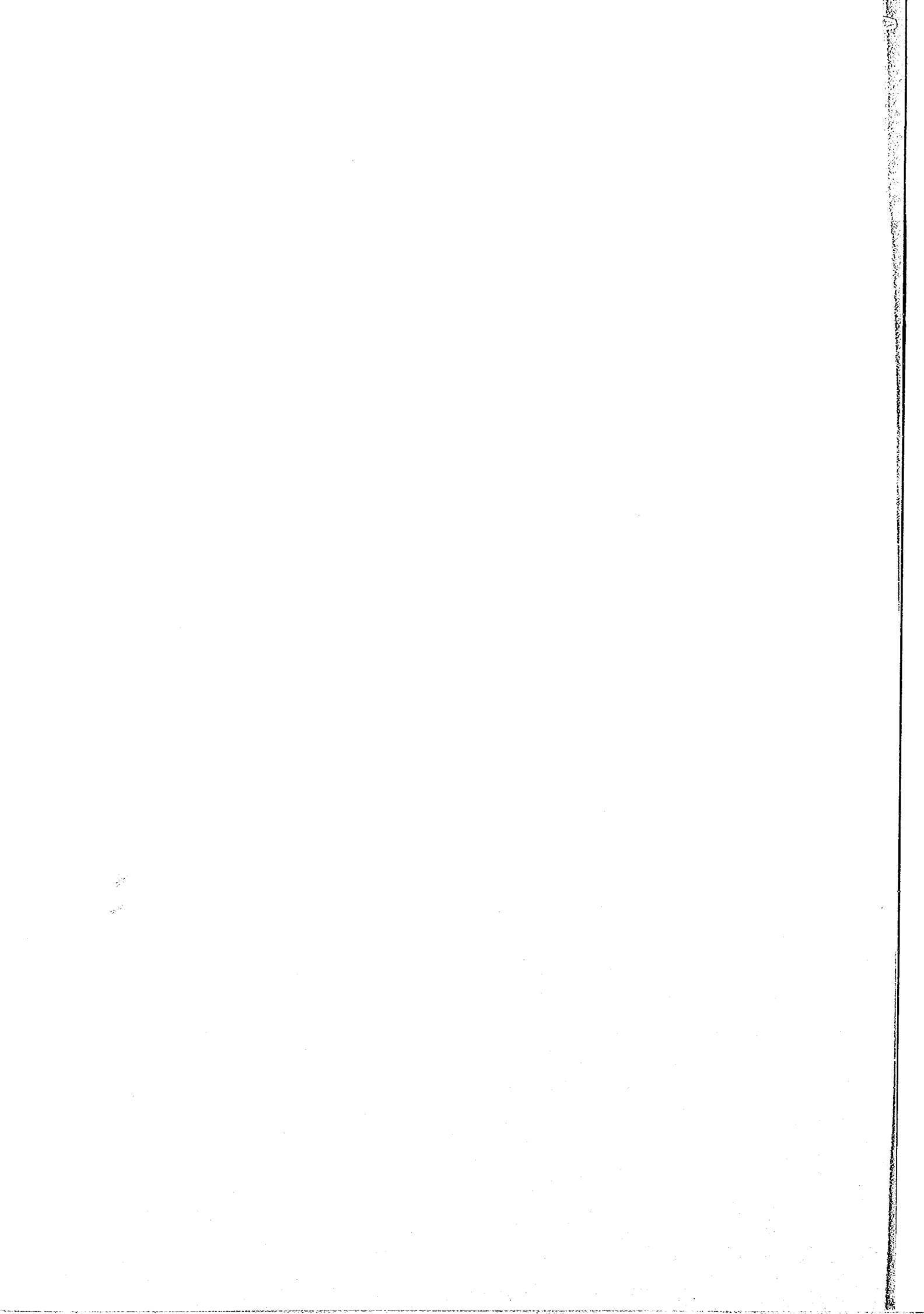
表-4.1 移動床実験ケース一覧表

実 験 名	実 験 ケース		実 験 種 別	河 道 条 件		流 量 (m ³ /s)		潮位 (T.P.m)	波 浪 条 件			備 考		
				本川	波介川	本 川	波介川		沖波 波高 (m)	波形 勾配	波向			
検 証 実 験	I	1-1	洪水流	現況	現況	Q _p =7995	Q _p =190	実績				t _{sr} =8.9 t _{sr} =2.6 t _{sr} =5.0 { t _{sr} の違い による相似 性の検討		
		1-2	"	"	"	"	"	"						
		1-3	"	"	"	"	"	"						
		2-1	砂州形成	現況	現況	豊水 (94)	平水(0)	0.77	3.40	0.010	S	波形勾配、波向の違いによる相似性の検討		
		2-2	"	"	"	"	"	"	"	0.015	"			
		2-3	"	"	"	"	"	"	"	0.020	"			
		2-4	"	"	"	"	"	"	"	0.015	SSE			
		2-5	"	"	"	"	"	"	"	0.015	S- 11.3°E			
		波 介 川 改 修 計 画 案 実 験	II	1-1	洪水流	現況	計画	Q _p =12000	Q _p =900	2.20				複合出水時の検討 仁淀川単独出水の検討 波介川単独出水の検討 潮位の違いによる検討
				1-2	"	"	"	"	平水(0)	"				
1-3	"			"	"	平水 (47)	Q _p =900	0.77						
1-4	"			"	"	Q _p =12000	"	0.77						
2-1	砂州形成			現況	計画	豊水 (94)	平水(0)	0.77	3.40	0.015	S	ケースII-1-4のフラッシュ後の砂州形成 ケースII-1-2のフラッシュ後の砂州形成		
2-2	"			"	"	"	"	"	"	"	"			
仁 淀 川 波 介 川 改 修 計 画 案 実 験	III			1-1	洪水流	計画	計画	Q _p =12000	Q _p =900	2.20				複合出水時の検討 対策案Ⅰの検討 対策案Ⅱの検討 中小洪水の検討
				1-2(1)	"	"	"	"	"	"				
		1-2(2)	"	"	"	"	"	"						
		1-4	"	"	"	Q _p =6300	平水(0)	"						
		2-1	砂州形成	計画	計画	豊水 (94)	平水(0)	0.77	3.40	0.015	S	ケースⅢ-1-1のフラッシュ後の砂州形成		

表-4.2 固定床実験ケース一覧表

実験名	実験 ケース	実験 種別	河道条件		流量 (m ³ /s)		潮位 (T.P.m)	波浪条件			備 考
			本川	波介川	本 川	波介川		沖波 波高 (m)	波形 勾配	波向	
波介川改 修計画案 実験	1-1	洪水流	現況	計画	12000	900	2.20				•粗度検証含む、主として水位の検討 (流下能力導流効果) •ケース1-2は砂州部を移動床としたフラッシュ状況検討
	1-2	"	"	"	$Q_p=12000$	平水(0)	"				
仁淀川波 介川改修 計画案実 験	2-1-1	洪水流	計画	計画	12000	900	2.20				
	2-1-2	"	"	"	"	平水(0)	"				
	2-1-3	"	"	"	"	"	4.50 (0 km)				
	2-2-1	波浪侵入	計画	計画	平水(47)	平水(0)	2.20	10.1 ^m	0.028	SSE	- 河川堤防への波の打ち上げ高の検討 •砂州なしの検討
	2-2-2	"	"	"	"	"	"	5.0	0.015	"	
	2-2-3	"	"	"	"	"	"	10.1	0.028	"	

第5章 模型の相似性に関する検証実験



第5章 模型の相似性に関する検証実験

5.1 概 要

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っている。模型実験の縮尺を決め、河床材料を一種に選んでしまうと、現地と模型での現象は完全に相似に保つことはできない。それゆえ検証実験によって模型上で起こる現象がはたして現地で起こる現象とどれだけ相似しているかを確認し、相似性の程度を明らかにしておかねばならない。したがって、移動床模型の検証実験は、河床抵抗、流砂量、あるいは三次元流況の相似を検討することであり、また現況河道の水理現象を把握し、計画河道における実験結果を検討する際の比較資料を得ることである。よって、ここでは洪水時の現象の相似性と波による河口砂州形成の相似性に関する検討を行った。

5.2 洪水時の現象の相似性に関する検討

5.2.1 実験条件

洪水流実験は、図-5.1に示す既往の昭和57年9月洪水（本川 $Q_p \approx 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川 $Q_p \approx 190 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を通水して、洪水後の現地の河床変動結果に適合する時間縮尺を検討した。また、河口砂州開口幅と砂州の上流水位観測所（仁西、約0.3 km左岸）の資料との相似性について検討した。時間縮尺はフルード則による $t_{sr} = 8.9$ 、Brown式により河口砂州部の河床変化に対して求めた $t_{sr} = 2.6$ 、および前2ケースの結果から判断した $t_{sr} = 5.0$ の3ケースについて実施した。この実験条件一覧表を表-5.1に示す。

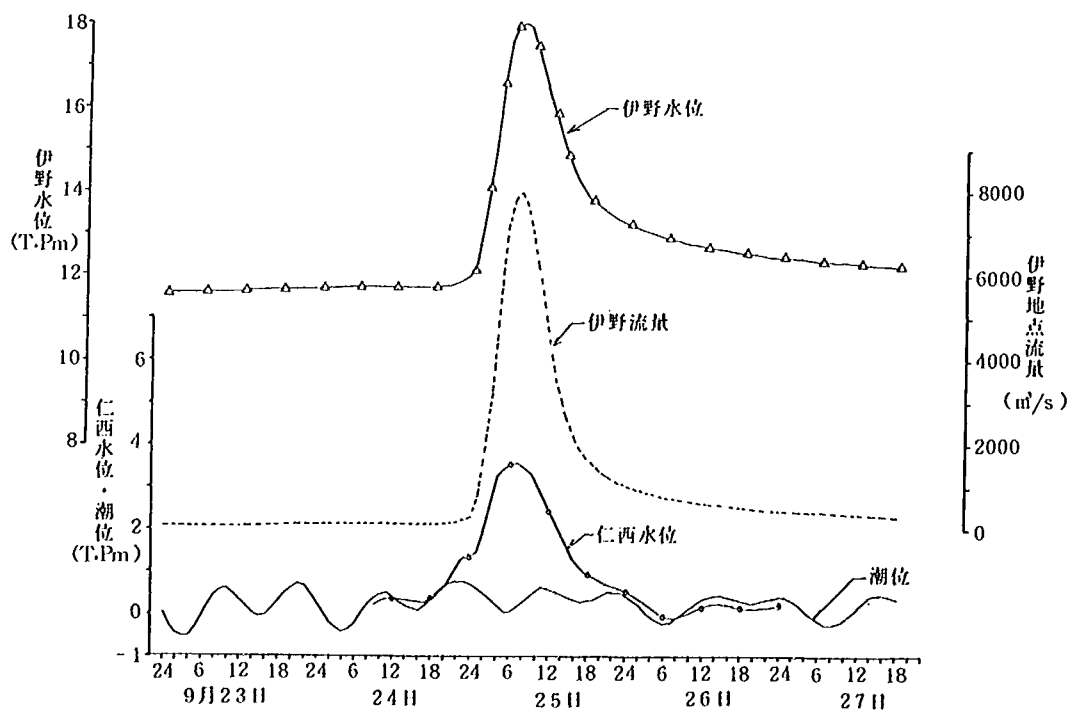


図-5.1 S57年9月洪水ハイドログラフ

表-5.1 実験条件一覧表

実験ケース	河 道 条 件		流 量 (m^3/s)		潮 位	時間縮尺
	本 川	波 介 川	本 川	波 介 川		
I-1-1	現 況	現 況	$Q_p = 7995$	$Q_p = 190$	実 績	$t_{sr} = 8.9$
I-1-2	"	"	"	"	"	$t_{sr} = 2.6$
I-1-3	"	"	"	"	"	$t_{sr} = 5.0$

5.2.2 実験結果

(1) 水位について

各ケースの河道内断面の水位時間変化図を図-5.2.1～5.2.3に、ピーク水位縦断面図を図-5.3.1～5.3.3に示す。

河口砂州上流部の水位は、流量の増加に砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、急激に上昇する。その後砂州フラッシュの進行によって、水位は一旦下降傾向となり、再び水位が上昇して流量ピーク以前に水位ピークが生じている。なお、ケースI-1-3の初期水位が高いのは、砂州開口部の河床高を他のケースのT.P.-5.0 mに対しT.P.-2.5 mとしたためである。河道内水位は、いずれのケースも河床抵抗に大きく関係する小規模河床波が卓越し、粗度係数が大きくなるため(現地粗度係数換算で $n=0.05\sim0.06$)、ピーク水位は河道上流でH.W.L.を越える状況となり、相似性は満足されなかった。しかしながら、砂州部付近ではフラッシュ時の掃流力が大きいことにより、河床抵抗は小さく、粗度係数も現地($n=0.033\sim0.035$)とほぼ一致する。したがって、図-5.3に示すように砂州直上流の水位を用いた不等流計算によって、河道内水位を補足する必要があった。これによると河道内水位は、いずれもH.W.L.以下となり、1.8 km～2.0 km付近でのH.W.L.までの余裕は0.4 m～0.8 m程度となる。

一方、図-5.4は現地仁西地点の実績水位と実験値を比較したものである。実績値のピーク水位は、流量ピーク時に生じているのに対し、ケースI-1-1($t_{sr}=8.9$)では流量ピーク以前に水位ピークとなり、相似性はよくない、ケースI-1-3($t_{sr}=5.0$)では流量ピーク時に水位ピークとなるものの、実験値の水位が先に述べた小規模河床波の影響によって高い傾向となっている。しかし、河口砂州部付近は河床抵抗が小さいことにより、流量ピーク時に水位がピークとなっていれば、砂州フラッシュ状況はほぼ再現されていると考えられる。

(2) 流況について

不定流通水初期の $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近では、低水路内を主流部が蛇行した流れとなり、その後流量の増大とともに直進する傾向が強くなる。この流量ピーク時付近の流況図を図-5.5.1～5.5.3に示す。全体的な流況は各ケースとも同様であり、水衝部となる2.8 km左岸および1.8 km右岸は、上流側に対して河岸が突き出た形となっており、このため河岸沿いの上下流で水位差が生ずる。この水位差は、2.8 km左岸で約0.8 m、1.8 km右岸で約1.5 m程度となり、この部分の下流側の河岸沿いには剥離渦が発生する。1.2 kmから下流右岸側の高水敷上は、ほぼ真直ぐに流下する流れと、1.0 km～0.6 km間付近から高水敷上に乗る流れが生じ、その後0.2 km～0.0 km付近で低水路側へ流れ込む。低水路内では仁西地点(0.3 km)付近で

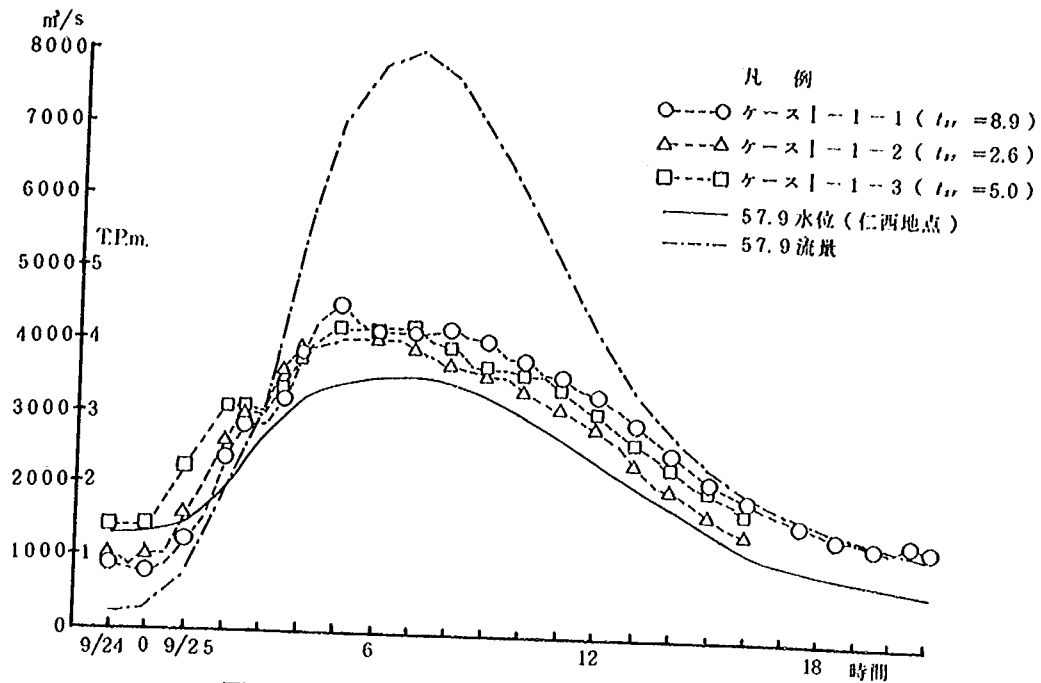


図-5.4 水位時間変化図(0.3 km地点)

左岸寄りが主流部となり、この付近の河岸が張り出しているため、その下流0.0 km間の左岸沿いが死水域となる。河口砂州部付近では、写真-1にも示すように、河道中央寄りのNo.10の基線位置付近が主流部となり、海部へと流出する。

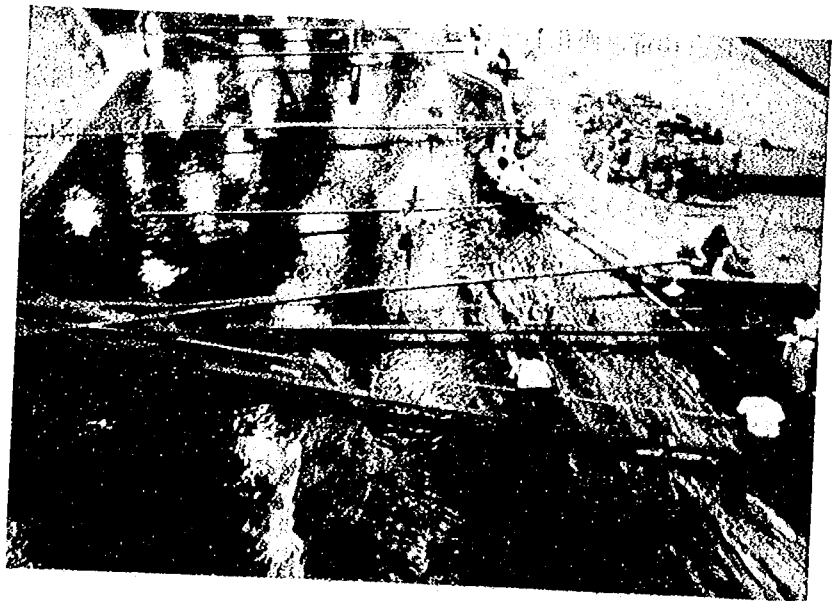


写真-1 河口砂州のフラッシュ状況(ケースI-1-3)

一方、砂州フラッシュ状況は、ケースI-1-1, I-1-2とも $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近で開口幅が約200 m、ケースI-1-3が約300 mとなり、その後流量の増大と共に急激に砂州がフラッシュされる。流量ピーク時付近の開口幅はケースI-1-1で約440 mとなり、通水時間の長いケースI-1-2およびI-1-3でそれぞれ約500 m, 470 mにも達する。しかし、流量ピーク以降の減水期での開口幅はあまり増大しない。海部への河口流出状況は、各ケースとも $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近までは開口部となる左岸寄りが主流部となって流出する。その後、流量の増大とともに砂州がフラッシュされ、開口部中央付近に主流が移り、流量ピーク時には、No.10の基線に沿って流出する。さらにピーク流量が過ぎ、 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近の減水期には、右岸高水敷寄りが主流となって流出する傾向にあった。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動横断比較図を図-5.6.1～5.6.11に、河口部等深線図を図-5.7.1～5.7.3に、低水路内の平均河床高および最深河床高縦断は先の図-5.3のピーク水位縦断図に示した。

河道内の河床変動状況は、現地の洪水前後と同様にいずれも少ない。模型上流端の3.2 km～3.0 km間は、上流からの土砂供給分の補給砂を行わなかったこと、および模型上流端砂止め等の影響を受けるため、補給砂区間と考えるべきである。2.8 km断面では、左岸側の河岸が山によって張り出しているため、低水路幅も上下流に比して狭い。このため左岸沿いが水衝部となり、局所洗掘が生じる。この傾向は現地洪水後の河床と同じであるが、通水時間の長いケースI-1-2の最深河床高がやや過大となっている。2.6 km～2.4 km間の河床変動は少なく、現地・模型とも2.6 kmの右岸が若干の洗掘、左岸側および2.4 km右岸が堆積傾向となり、ケースI-1-3が現地洪水後にはほぼ合致し、ケースI-1-2は堆積量が多い。2.2 km～2.0 km間では、河道の湾曲によって、左岸側に固定砂州が形成されるため、この領域で若干の堆積傾向となる。この堆積はケースI-1-2が多く、ケースI-1-1、I-1-3が同程度である。ただし、現地洪水後河床は2.0 km～1.8 kmの左岸砂州部で河床低下となっており、これは形状からしても、人工掘削によるものと思われる。1.8 km断面では右岸側の河岸が張り出しており、2.8 kmと同様、上下流に比して河道幅が狭く、右岸沿いが水衝部となる。このため右岸側が深掘れ部となっているが、現地洪水後の最深河床高はT.P.-10 mと変化していないのに対し、実験では洗掘がさらに進行している。この原因は、現地右岸側の河岸沿いには岩が露出しており、これらの岩によって洗掘が防止されているとも考えられる。

1.6 km～0.6 km間断面は、現地洪水後の河床変動も少なく、断面内で若干生じている堆積、洗掘領域に対し、通水時間の短いケースI-1-1の河床変動がやや少ない傾向となっている。これに対し通水時間の長いケースI-1-2では、堆積および洗掘領域の変動が大きく、ケースI-1-3がより相似性が得られている。0.4 km～0.2 km断面では左岸側が洗掘傾向となっており、0.2 km～0.0 km間の洗掘が実験では大きく、ケースI-1-1、I-1-2とも現地洪水後より過大となっている。これは仁西地点(0.3 km)付近で、左岸寄りが水衝部となっており、0.4 km～0.2 kmの左岸沿いに洗掘が生じ、流れの集中によって、下流の0.0 km付近まで洗掘が増大したものと考えられる。これに対し、現地仁西地点付近の河岸水際沿いは岩が露出しており、左岸側河床部も現地ではこのような岩によって洗掘が防止されているとも考えられる。ケースI-1-3では仁西地点付近の河岸沿いを砕石により保護し、洗掘を防止させたことによって、先のケースより相似性は良い結果が得られている。また、砂州フラッシュに伴う河床変動によって、河口大橋の橋脚周辺には局所洗掘が生じる。ケースI-1-1およびI-1-3では河道内左岸からNo.5、No.6の橋脚基礎(天端高T.P.-6.7 m)が露出する状態となり、ケースI-1-2ではNo.4～No.7の橋脚基礎が露出する。河口砂州部の河床変動状況は、図-5.8.1～5.8.3の時間変化図に示すように、各ケースとも $Q \approx 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近までは初期開口幅(約65 m)が維持されていたが、 $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近から砂州先端部の越流によってフラッシュが急激に進行する。流量ピーク時付近の開口幅は、ケースI-1-1が約440 m、通水時間の長いケースI-1-2が約500 m、ケースI-1-3で約470 mとなる。流量ピーク時以降の減水期では、開口幅の拡大は見られず、また河床変動も少なくなる。この砂州フラッシュ後の開口形状は、図-5.9の比較図に示すように、いずれも上流の右岸高水敷延長上近くまでフラッ

シュされている。なお、このときの砂州部における河床高の変化は、通水初期の増水期に初期開口部位置の洗掘が進行する。しかし、その後開口幅の拡大とともに主流部が河道中央付近から右岸寄りとなって、この地点の洗掘が進行し、左岸側の初期開口部付近の洗掘箇所は埋め戻される。河口砂州部の最大洗掘深は、ケースⅠ－１－１が開口部の中央付近に生じ、約T.P.－7.8 mとなる。ケースⅠ－１－２およびⅠ－１－３では、右岸寄りが最大の洗掘となり、両者ともT.P.－6.0 m前後の洗掘となっている。

一方、砂州フラッシュに伴う海部の堆積状況は、ケースⅠ－１－１で海部測線No.4～No.14の範囲に沖合約300 m付近まで舌状に堆積し、約T.P.－3.0～T.P.－4.0 m高となる。これに対し、ケースⅠ－１－２では測線No.4～No.16の範囲に沖合約500 m付近まで、ケースⅠ－１－３では沖合約400 m付近まで舌状に約T.P.－4.0 m高の堆積が生ずる結果が得られた。この海部の堆積状況は、現地の昭和57年11月の地形によると沖合約400 m付近となっていることから、ケースⅠ－１－３がほぼ相似となっているものと判断される。

以上の結果より、河床変動状況は、各断面とも現地洪水前後であまり大きな変化は見られず、模型においても河口砂州部や水衝部を除けばその変動は少ない。しかし、通水時間の長いケースⅠ－１－２では、堆積傾向部分および水衝部の洗掘が過大となり、ケースⅠ－１－１では反対に若干少なく、ケースⅠ－１－３の $t_{sr}=5.0$ がほぼ相似となっている。よって、水位変化も含め、河床変動および河口砂州フラッシュ状況が相似となる時間縮尺は $t_{sr}=5.0$ がほぼ妥当な値と判断し、計画案実験等に採用して検討を行う方針とした。

5.3 河口砂州形成の相似性に関する検討

5.3.1 実験条件

波による底質の主要な移動範囲と海浜形状等から選定した沖波波高 $H_0=3.4$ mに対する波形勾配、および波向変化による河口砂州形状の相似性について検討を行った。このときの初期海床形状は、洪水流検証実験結果より相似性の得られた河口砂州フラッシュ後の形状である。河川流量は平水流量を与えるべきであるが、河口部の下層には海水が侵入し、表層流速が大きくなることを想定して豊水流量($Q=94\text{ m}^3/\text{s}$)を与え、潮位は朔望平均満潮位T.P. 0.77 m一定とした。これらの実験条件一覧表を表－5.2に示す。

表－5.2 実験条件一覧表

実験ケース	流 量 (m^3/s)		潮 位 (T.P.m)	沖波波高 H_0 (m)	波形勾配 H_0 / L_0	波 向
	本 川	波 介 川				
Ⅰ－２－１	94	0	0.77	3.40	0.010	S
Ⅰ－２－２	"	"	"	"	0.015	S
Ⅰ－２－３	"	"	"	"	0.020	S
Ⅰ－２－４	"	"	"	"	0.015	S S E
Ⅰ－２－５	"	"	"	"	0.015	S－11.3°E

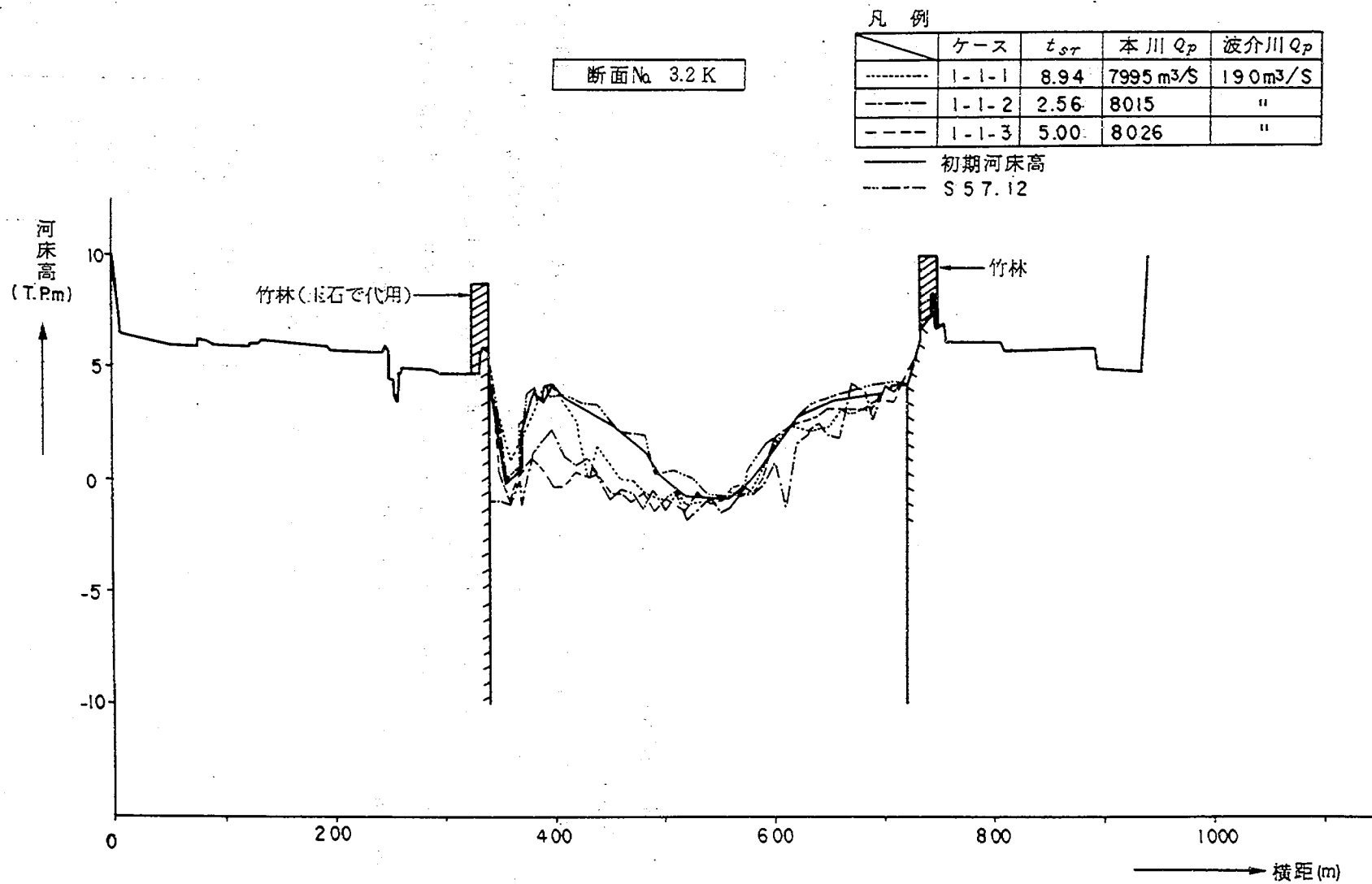


図-5.6.1 河床変動横断面図

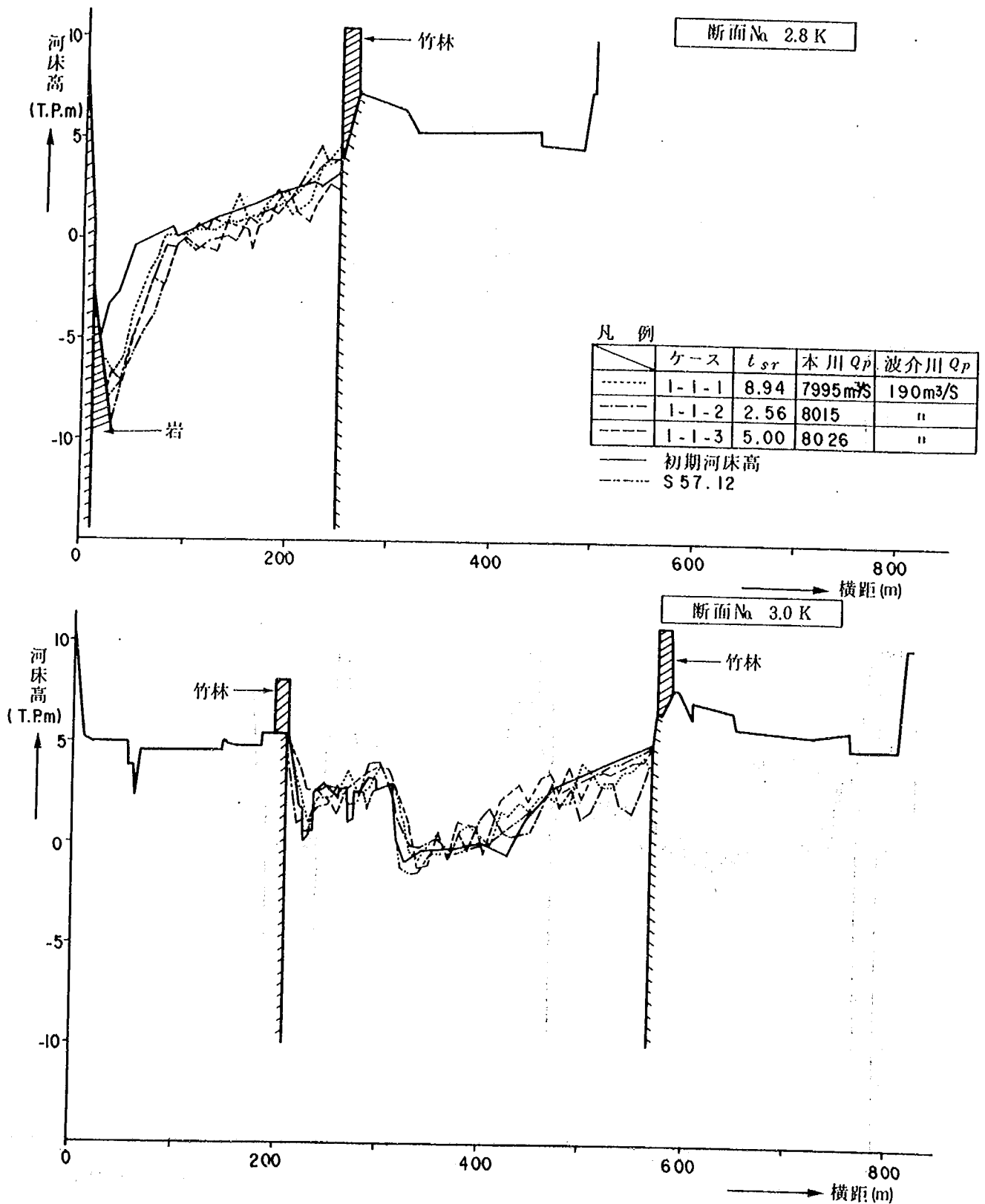


図-5.6.2 河床変動横断図

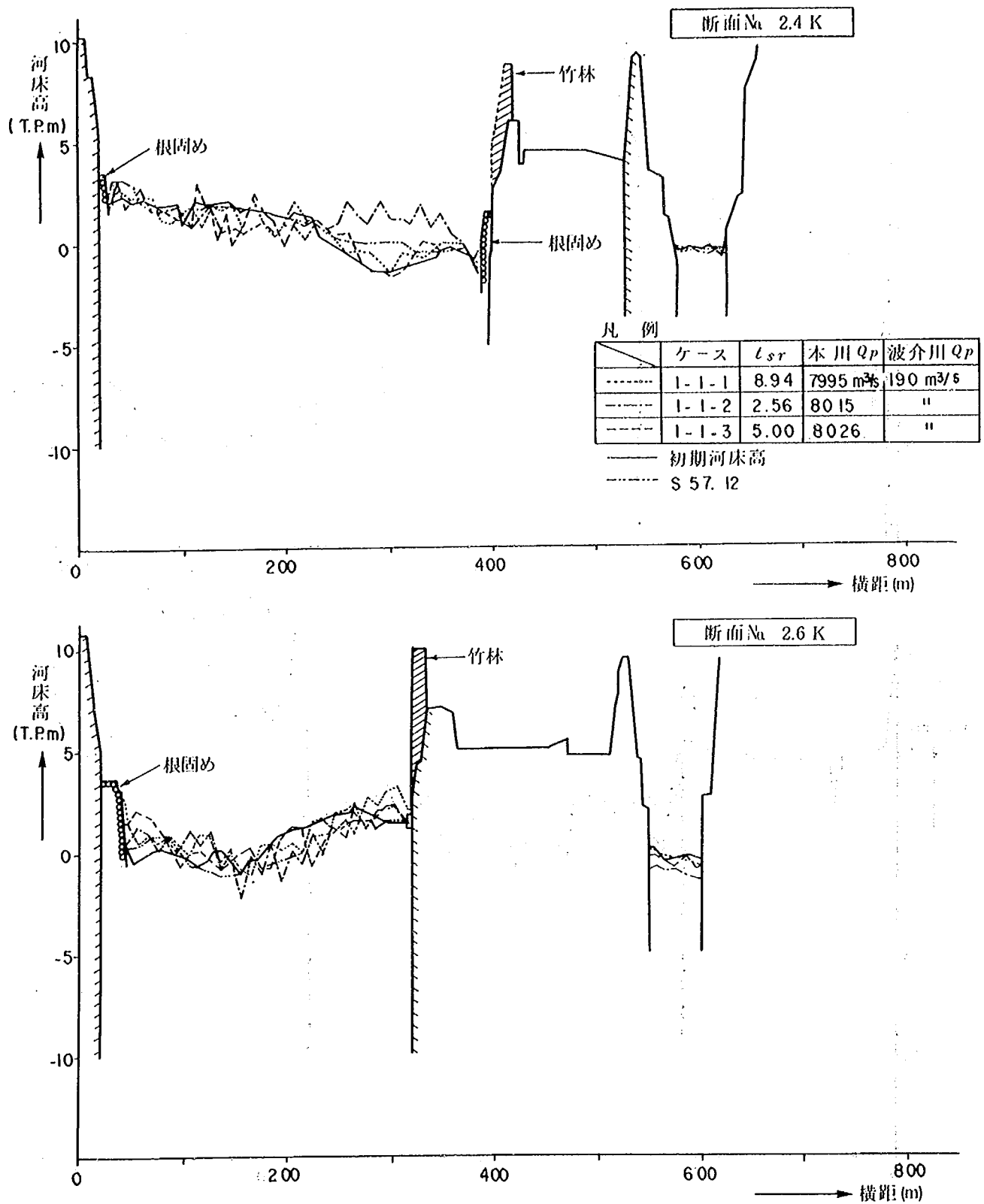


図-5.6.3 河床変動横断面図

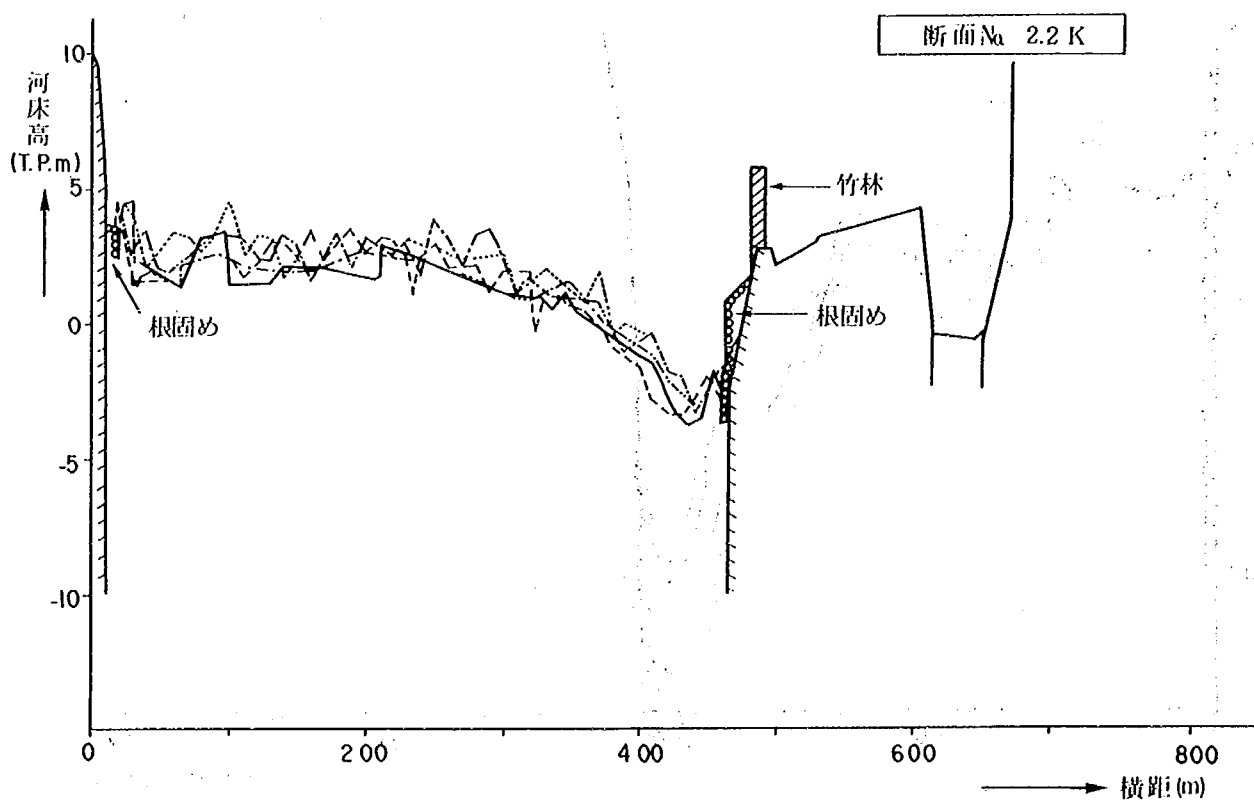
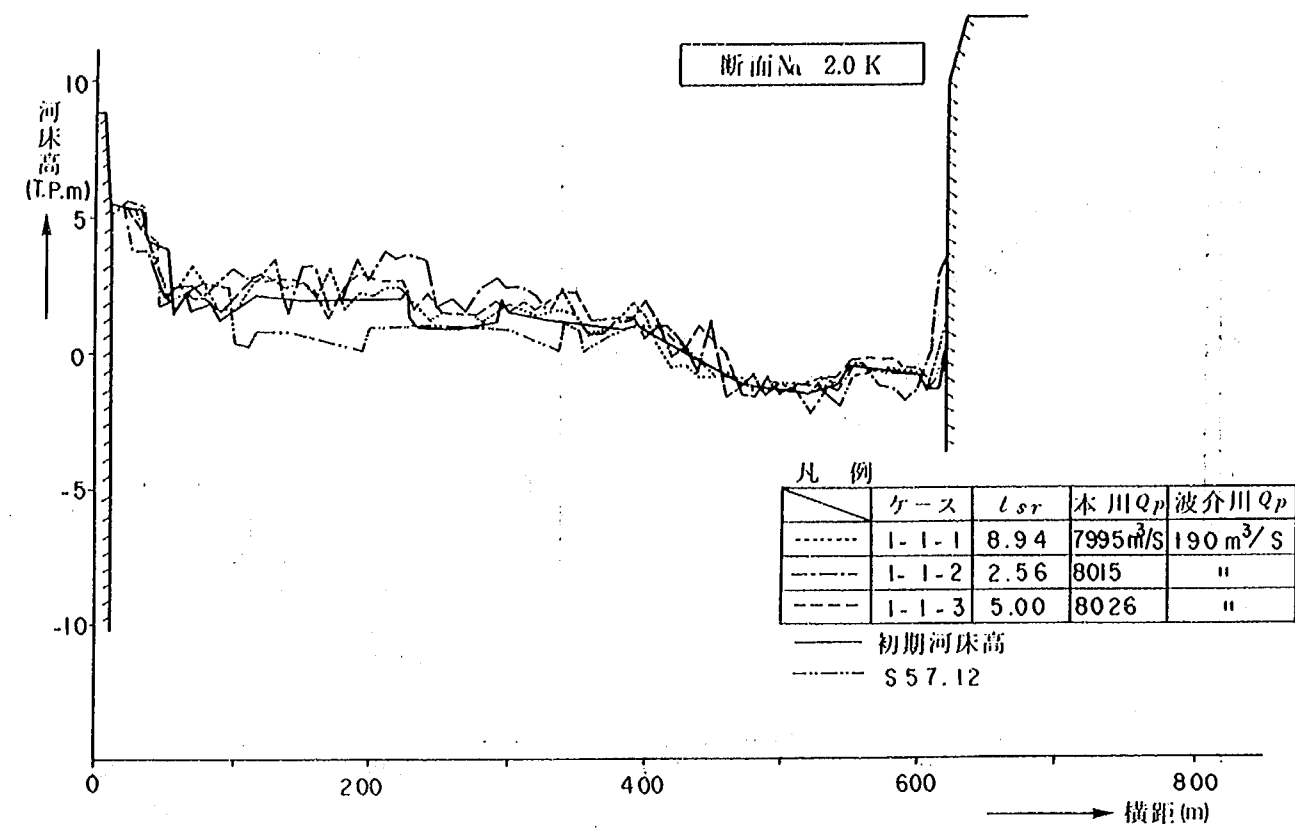


図-5.6.4 河床変動横断面図

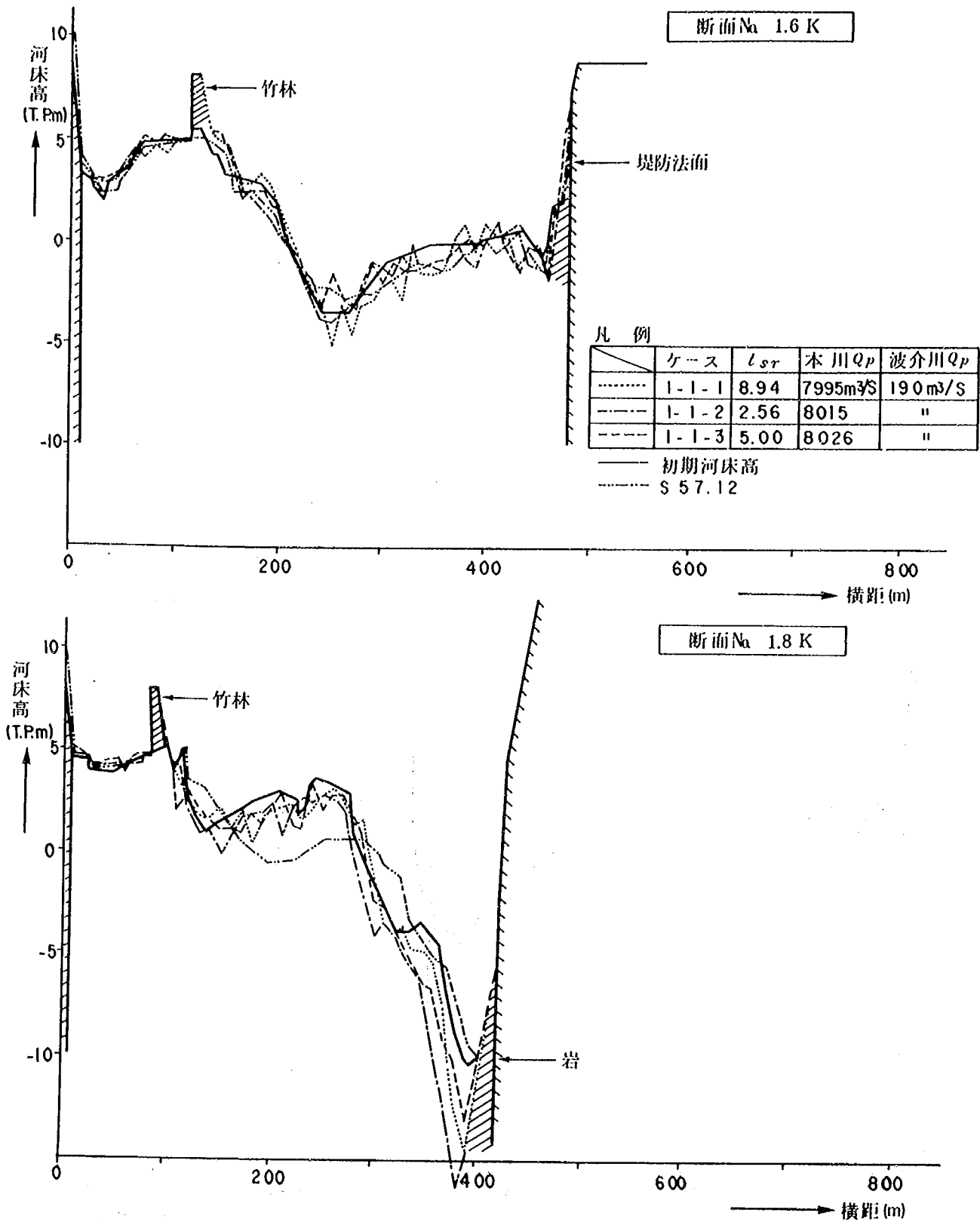


図-5.6.5 河床変動横断図

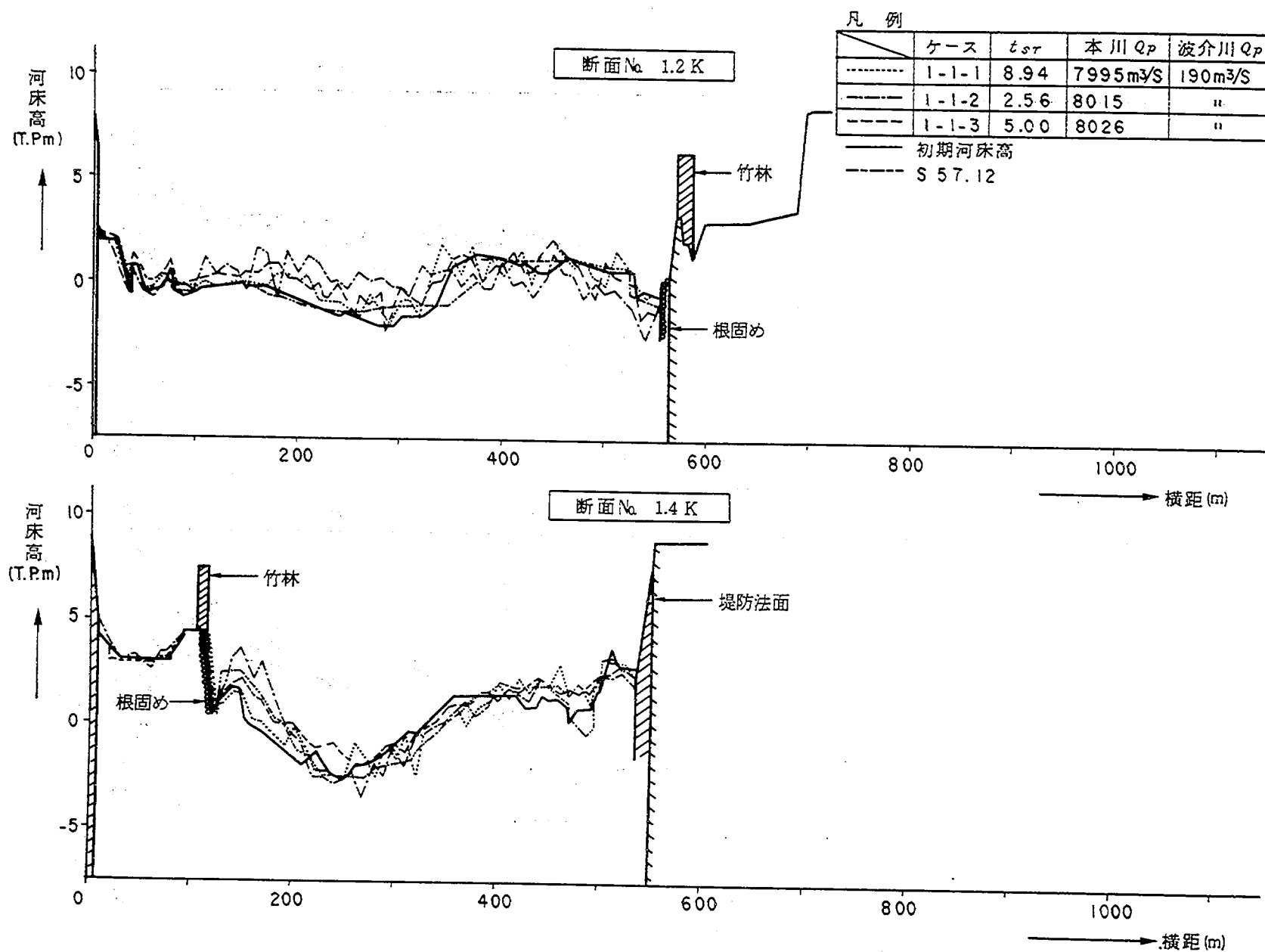


図-5.6.6 河床変動横断図

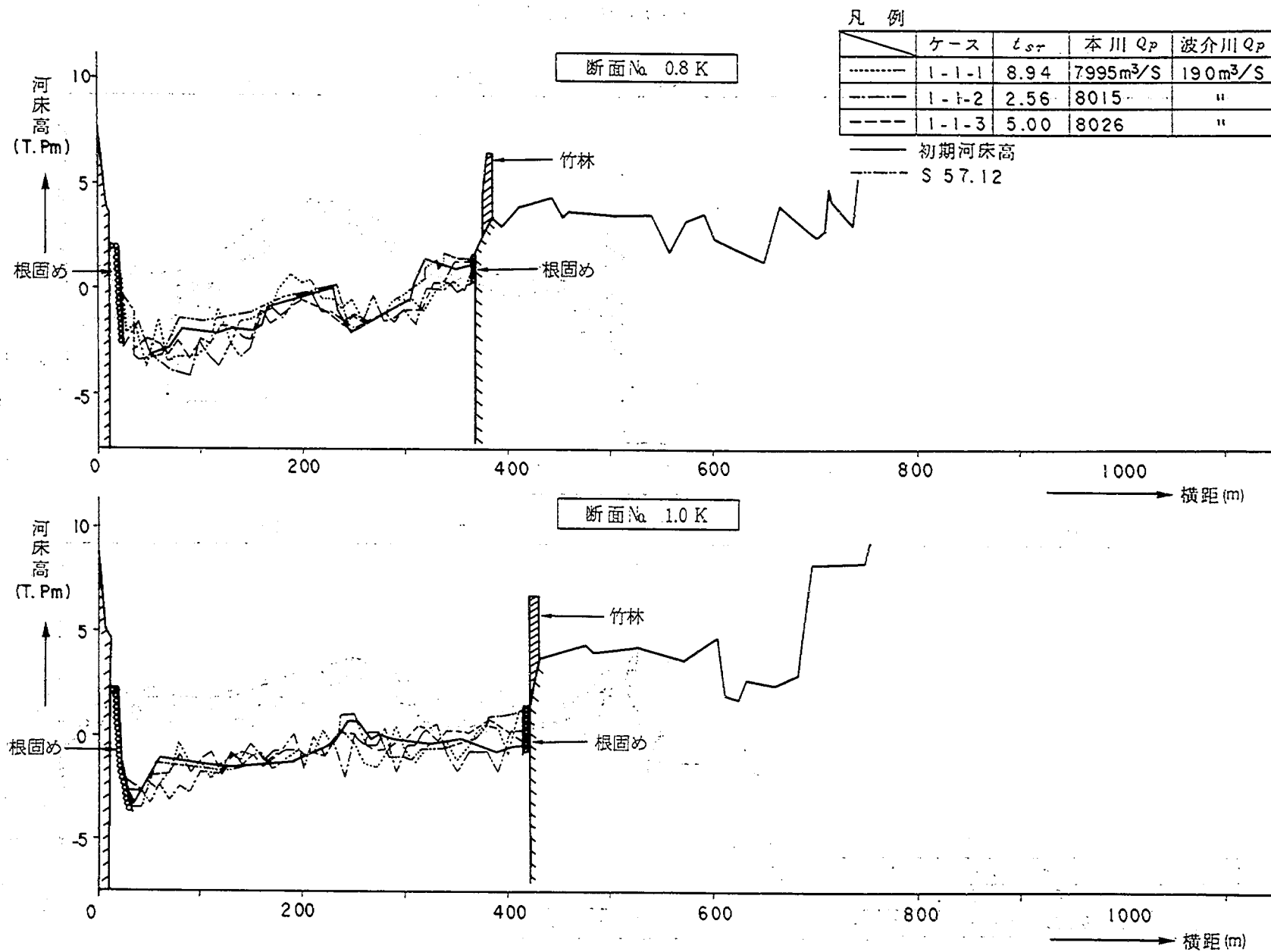


図-5.6.7 河床変動横断面図

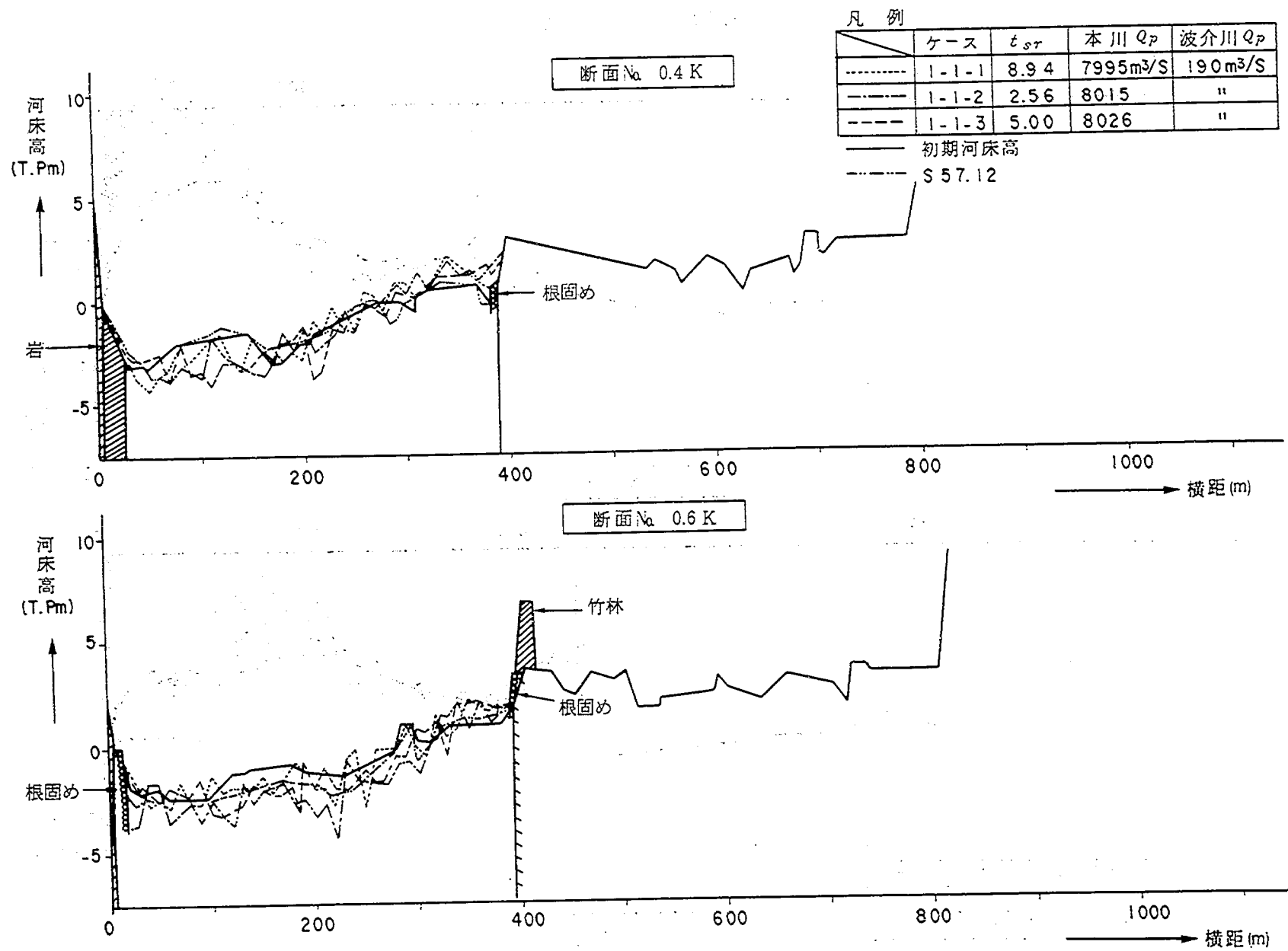


図-5.6.8 河床変動横断面図

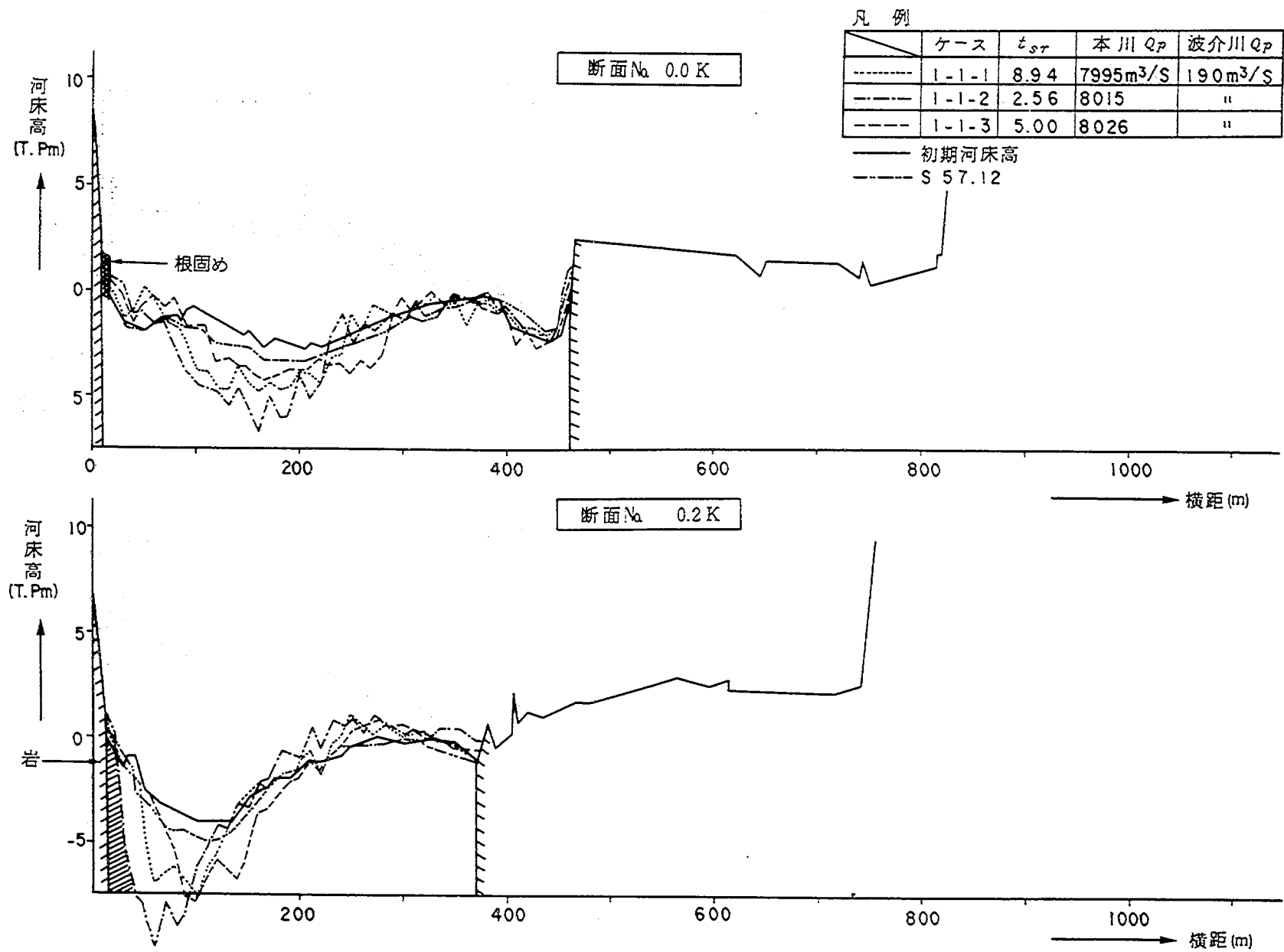


図-5.6.9 河床変動横断図

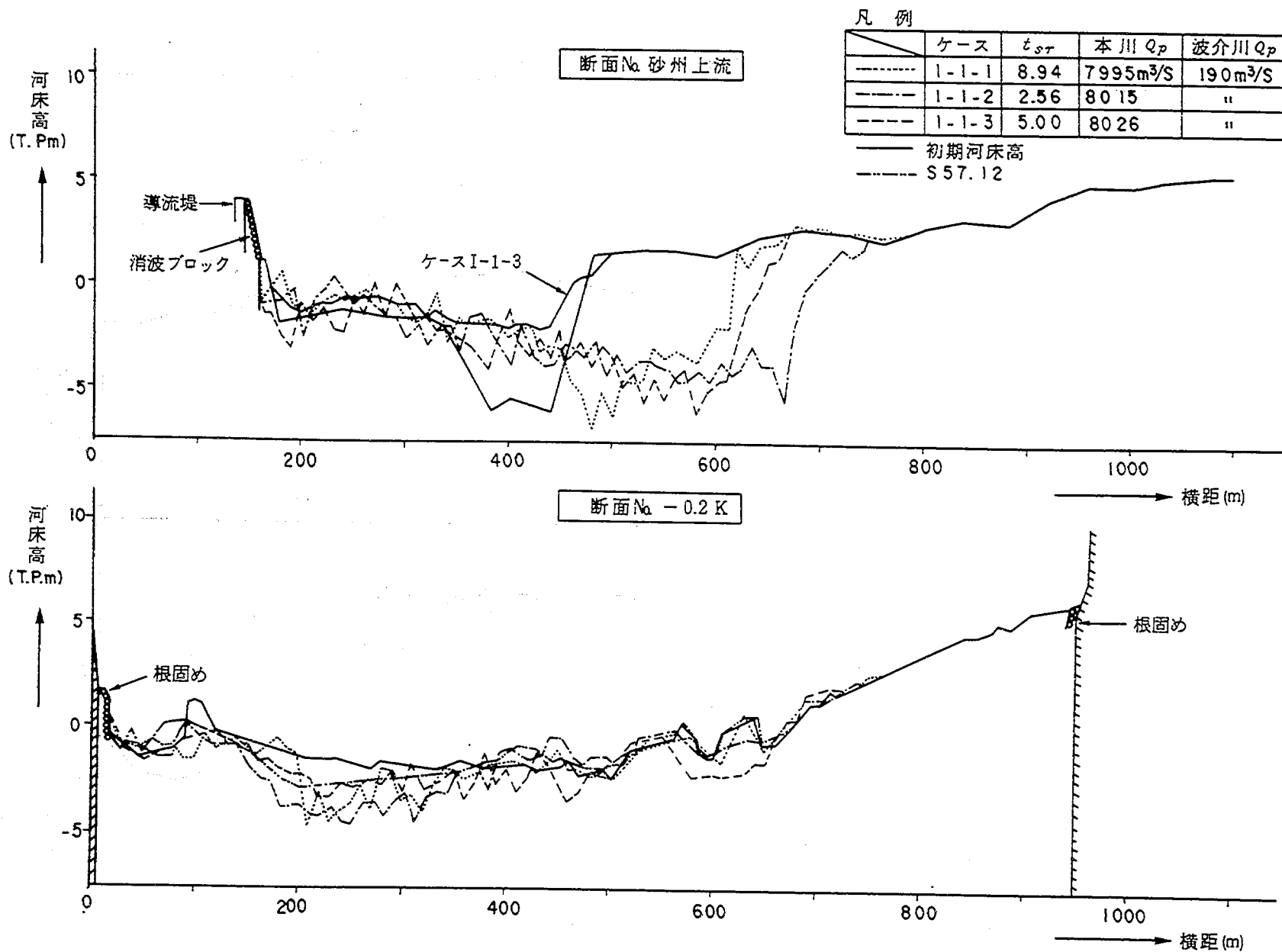


図-5.6.10 河床変動横断面図

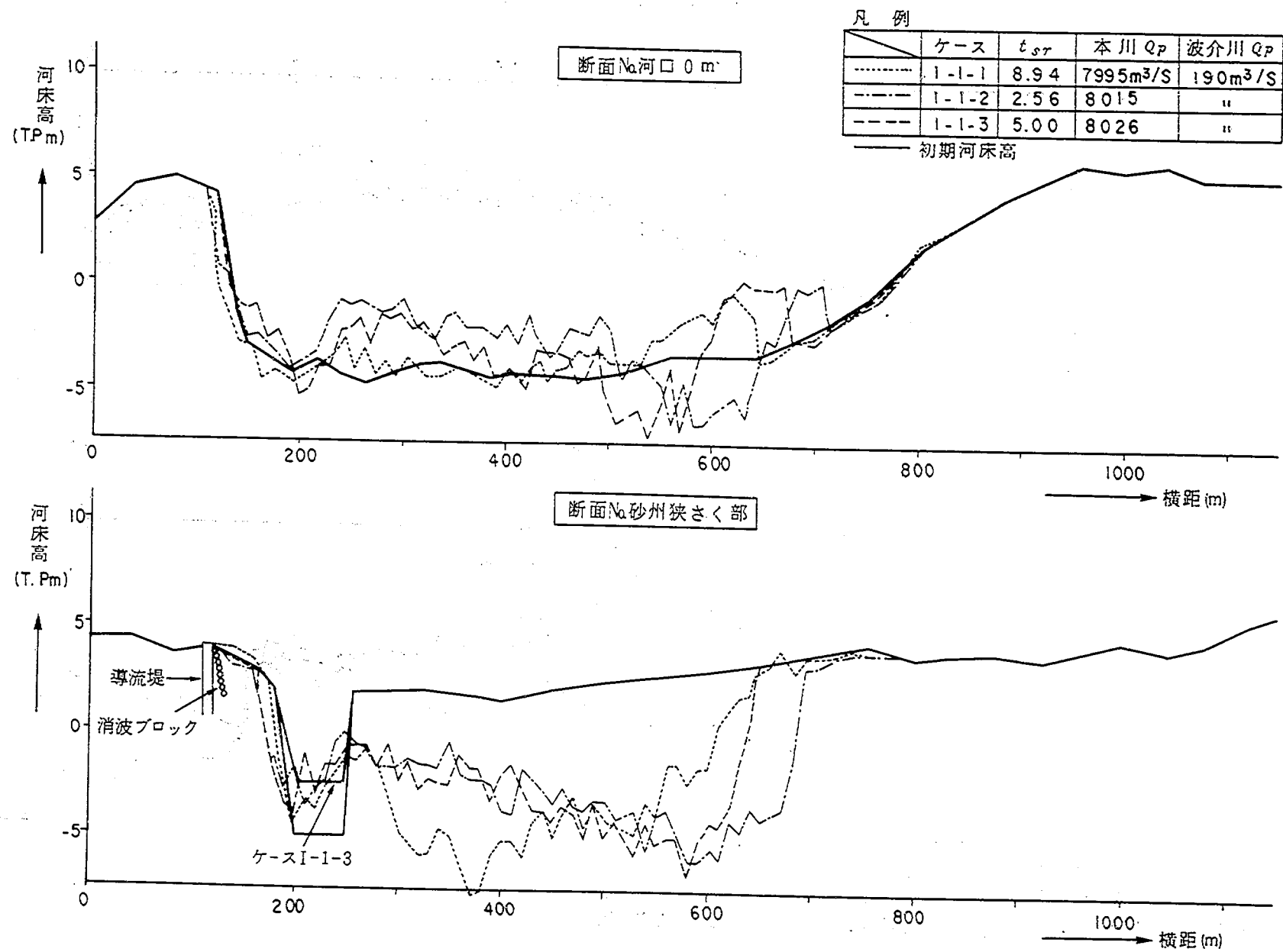


図-5.6.11 河床変動横断面図

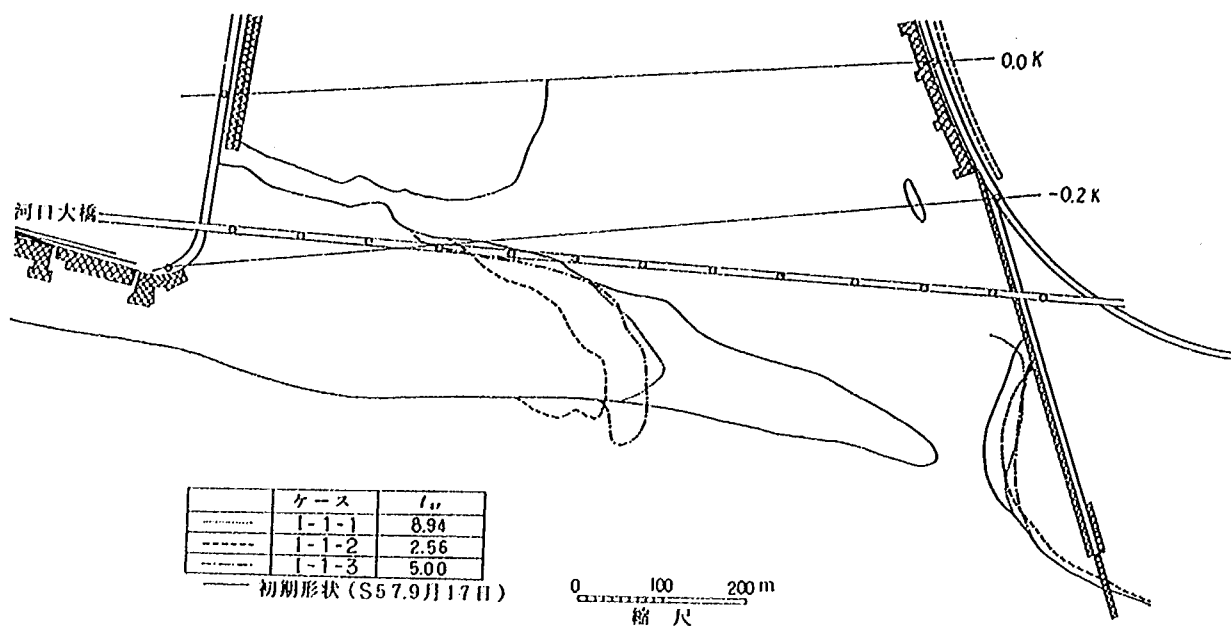


図-5.9 河口砂州形状比較図

5.3.2 実験結果

(1) 河道内水位および波浪侵入状況

河口に砂州が存在する場合、波浪が大きい時には河口水位が上昇する。波は海岸に近づくと砕波し、波高は小さくなる。この波高の変化は波による運動量輸送に変化を与え、砕波点近くでの平均海面の低下 (Wave set down) と汀線付近の平均海面の上昇をもたらす (Wave set up)。河口部の水位も、この波による set up の影響で上昇する。砂州形成時の波による河道内水位の set up 量は、砂州部開口幅がかなり狭くなるまでは、沖波波高の約 6～7% 程度であった。しかし、河口閉塞が進行し、開口幅が狭くなると (70m 以下) 沖波波高の約 12% 程度水位が上昇する結果が得られた。

一方、河道内への波浪侵入は、開口幅の広い実験開始時には波向 S 方向の場合、0.6 km 付近まで見られる。しかし、図-5.10.1～5.10.5 の海浜流況図に示すように、河口閉塞が進行した状態では 0.0 km 付近で消波し、波浪侵入はかなり少なくなる。また、波向が汀線とほぼ直角方向になるケース I-2-4, I-2-5 では、実験開始時に約 1.0 km 付近まで波浪侵入が見られ、実験終了時においても河口閉塞があまり進行しないため、0.4 km～0.6 km 付近まで波浪が侵入する。

(2) 河口砂州形成状況について

各ケースの河口砂州形状の時間変化図を図-5.11.1～5.11.5 に、河口砂州形成後の河口部等深線図を図-5.12.1～5.12.5 に、河口砂州形状比較図を図-5.13.1～5.13.2 に示す。現地の卓越波向と考えられる S 方向に対し、波形勾配の違いによる河口砂州形状の顕著な差は見られない。河口砂州は、右岸側から河口大橋にほぼ平行に発達し、いずれのケースも現地形状とほぼ相似となる結果が得られた。また、このとき波による底質の移動が顕著な範囲は、約 T.P.-6.0 m より浅い所であり、海浜変形はこの外浜および前浜領域で生じている。とくに砂州は、河口近傍のフラッシュ土砂および右岸側の汀線後退による土砂の供給で発達・形成する。この河口砂州がほぼ安定形状となる実験時間は約 20 時間を要した。このときの河口

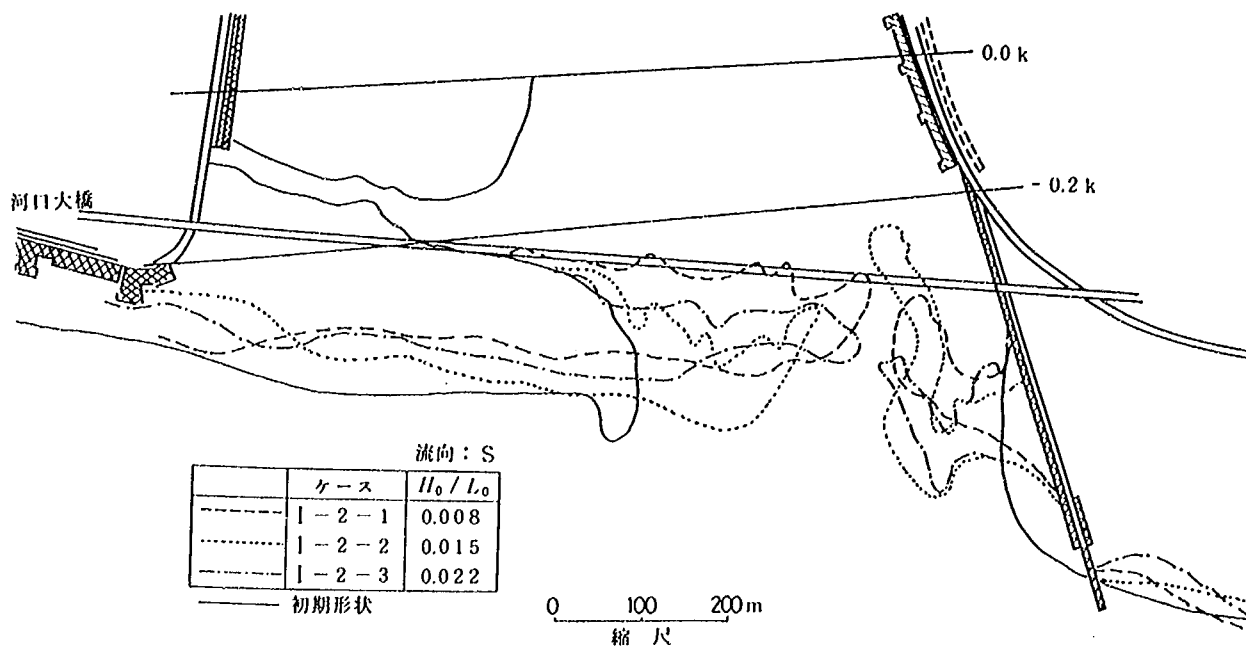


図- 5.13.1 河口砂州形状比較図

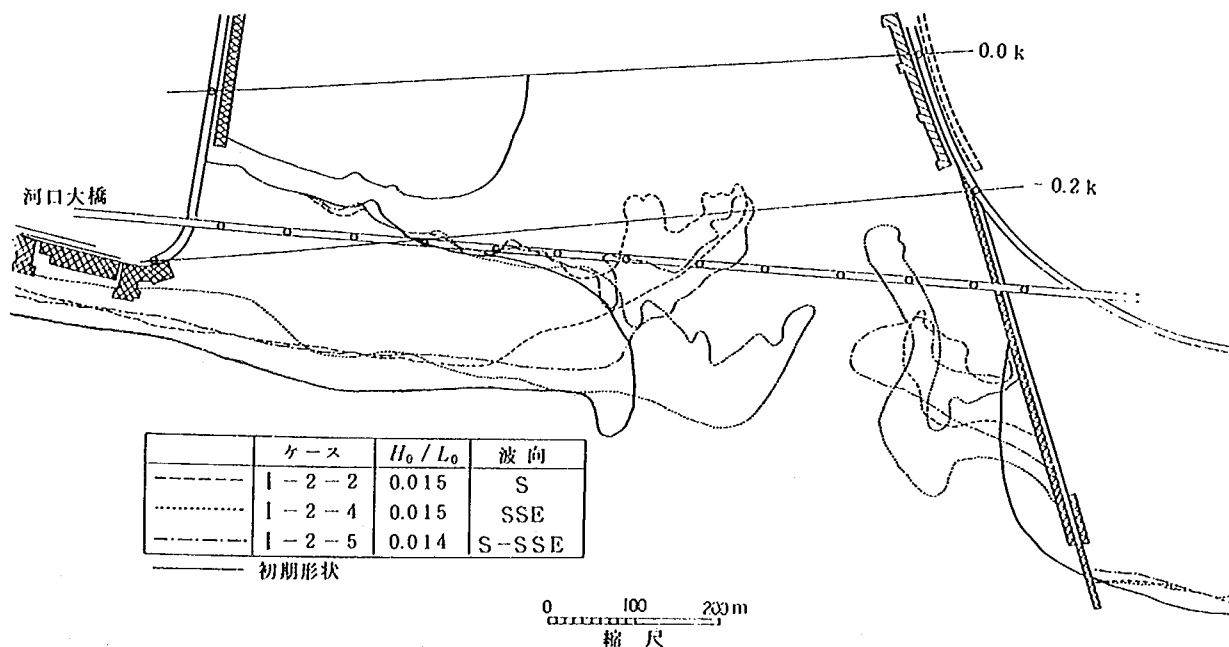


図- 5.13.2 河口砂州形状比較図

砂州形成状況を写真-2に示す。一方、S方向の波向に対し、東寄りの河口に真直ぐ入射する波向では、河口砂州が河道内に入り込む傾向が強く、再現性はあまり良くないようである。

つぎに各波形勾配と前浜勾配、および砂州打ち上げ高との関係は、図-5.14.1～5.14.2に示すとおりである。前浜勾配は、既存の砂州および新たに形成された砂州前面の勾配の平均値を用いた。これによると前浜勾配の違いによる顕著な傾向はあまり見られないものの、 H_0/L_0 の増加に伴って若干急勾配となる。しかし、その勾配は約 $\frac{1}{6}$ ～ $\frac{1}{6}$ の範囲にあり、現地よりやや急勾配となる結果であった。一方、砂州高は波形勾配が増すと小さくなる傾向となり、現地砂州高にはほぼ相似となる波形勾配は約0.015付近と考えられ

る。したがって、砂州高および左岸側砂州形状等も含め、比較的相似性の得られる波形勾配 H_0/L_0 は約 0.015 がほぼ妥当と考えられた。なお、図-5.15は現地の砂州フラッシュ後に形成された砂州形状との比較図である。洪水4日後の砂州形状は、模型の約10時間後の形状とはほぼ同じであり、これはフルードの時間縮尺とはほぼ同程度となっている。

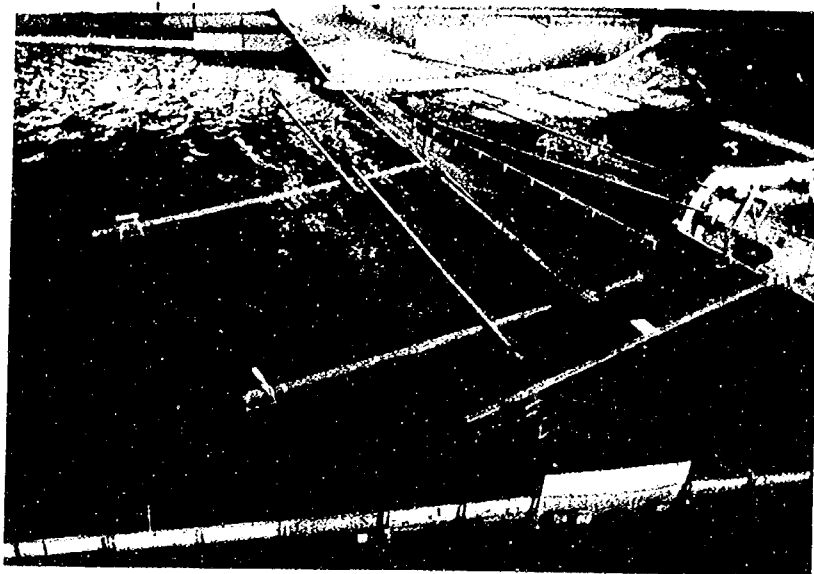


写真-2 河口砂州の形成状況 (ケース I-2-2)

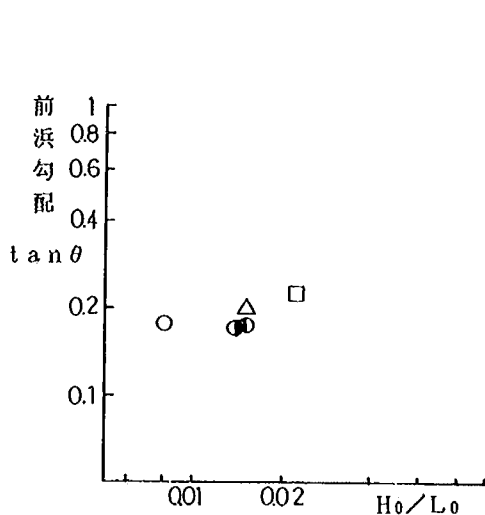


図-5.14.1 前浜勾配と波形勾配の関係

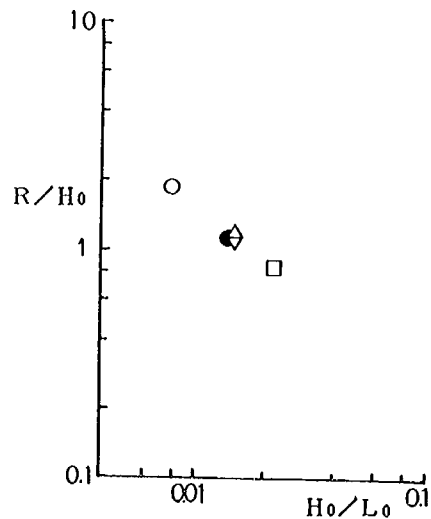


図-5.14.2 打上げ高と波形勾配の関係

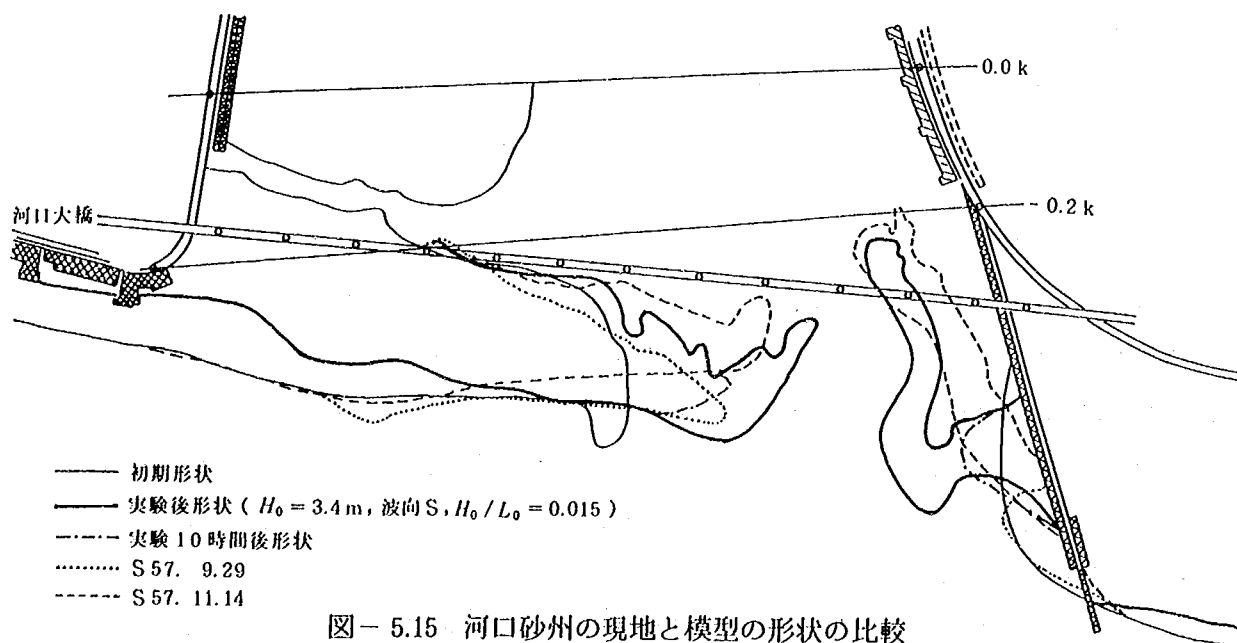


図-5.15 河口砂州の現地と模型の形状の比較

5.4 実験結果のまとめ

移動床洪水流実験による現象の相似性と波による河口砂州形成の相似性に関する検討を行った。これらの実験で得られた主な結果をまとめると次のようである。

5.4.1 移動床洪水流の現象の相似性について

(1) 河道内水位は、いずれのケースも河床抵抗に大きく関係する小規模河床波が卓越し、粗度係数が大きくなるため（現地粗度換算で $n = 0.05 \sim 0.06$ ）ピーク水位は河道上流で H.W.L. を越える状況となり、相似性は満足されなかった。しかしながら、砂州部付近ではフラッシュ時の掃流力が大きいことにより、粗度係数もほぼ現地（ $n = 0.033 \sim 0.035$ ）と一致することが明らかとなった。このため砂州直上流のピーク水位を用いた不等流計算によって、河道内水位を補足する必要があった。

(2) 砂州フラッシュ時のピーク水位は、現地仁西地点で流量ピーク時に生ずるのに対し、ケース I-1-1（ $t_{sr} = 8.9$ ）では流量ピーク以前に水位ピークとなり、相似性はよくない。ケース I-1-2（ $t_{sr} = 2.6$ ）および I-1-3（ $t_{sr} = 5.0$ ）ではほぼ流量ピーク時に水位ピークとなるものの、現地水位 T.P. 3.6 m に対し、約 T.P. 4.0 m ~ T.P. 4.2 m の結果が得られた。

(3) 河床変動状況は、各断面とも現地の洪水前後であまり大きな変化は見られず、模型においても河口砂州部や水衝部を除けばその変化は少ない。しかし、通水時間の長いケース I-1-2（ $t_{sr} = 2.6$ ）では、堆積傾向領域および水衝部等の洗掘が過大となり、他のケースではほぼ相似となる結果が得られた。

(4) 砂州フラッシュ後の開口形状も同様に t_{sr} の違いが見られるものの、各ケースともほぼ上流の右岸高水敷延長線上近くまでフラッシュされる。しかし、海部の堆積状況も含め、現地出水後形状に比較的一致する傾向となるのはケース I-1-3（ $t_{sr} = 5.0$ ）と判断される。

(5) 以上の結果より、水位の相似性については問題点が残されるものの、河床変動および河口砂州フラッシュ状況等の現象がほぼ相似となる時間縮尺は、 $t_{sr} = 5.0$ がほぼ妥当な値と判断される。

5.4.2 波による河口砂州形成の相似性について

(1) 砂州形成時の波による底質の移動が顕著な範囲は、約 T.P. - 6.0 m より浅い所である。海浜変形はこの外浜および前浜領域で生じ、とくに河口砂州は、河口近傍のフラッシュ土砂および右岸側の汀線後退による土砂供給によって発達、形成する。

(2) 実験結果の前浜勾配は、波形勾配の違いによる顕著な傾向が見られないものの、 H_0/L_0 の増加に伴って若干急となる。しかし、その勾配は約 $1/6 \sim 1/5$ の範囲にあり、現地勾配よりやや急となる結果であった（机上検討と同じ）。砂州高は波形勾配が増すと小さくなる傾向となり、現地砂州高にほぼ相似となる波形勾配は概略 $H_0/L_0 = 0.015$ となる結果が得られた。

(3) 現地河口部の卓越波向と考えられる S 方向の波形勾配変化による河口砂州形状は、いずれも現地とほぼ相似となる結果となったが、先に述べた前浜勾配、砂州高、左岸側砂州形状等も考慮すると $H_0/L_0 = 0.015$ が比較的相似となるようであった。

(4) S 方向の波向に対し、東側寄りの河口に真直ぐ入射する波向では、河口砂州が河道内に入り込む傾

向が強く，再現性はあまり良くなかった。

(5) 以上の結果より，現地河口砂州と比較的相似となる波浪条件は，波向 S，沖波波高 $H_0 = 3.4$ m の波形勾配 $H_0/L_0 = 0.015$ がほぼ妥当と考えられる。

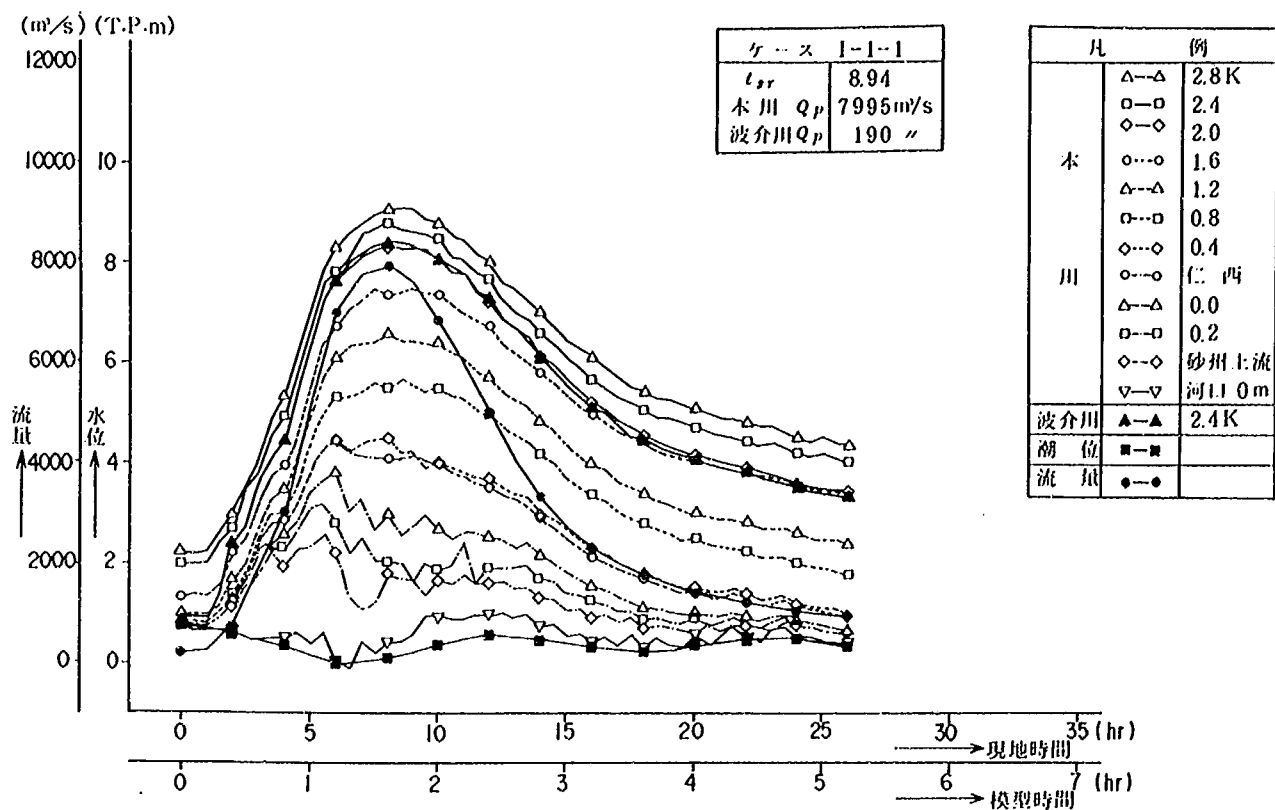


図-5.2.1 水位時間変化図

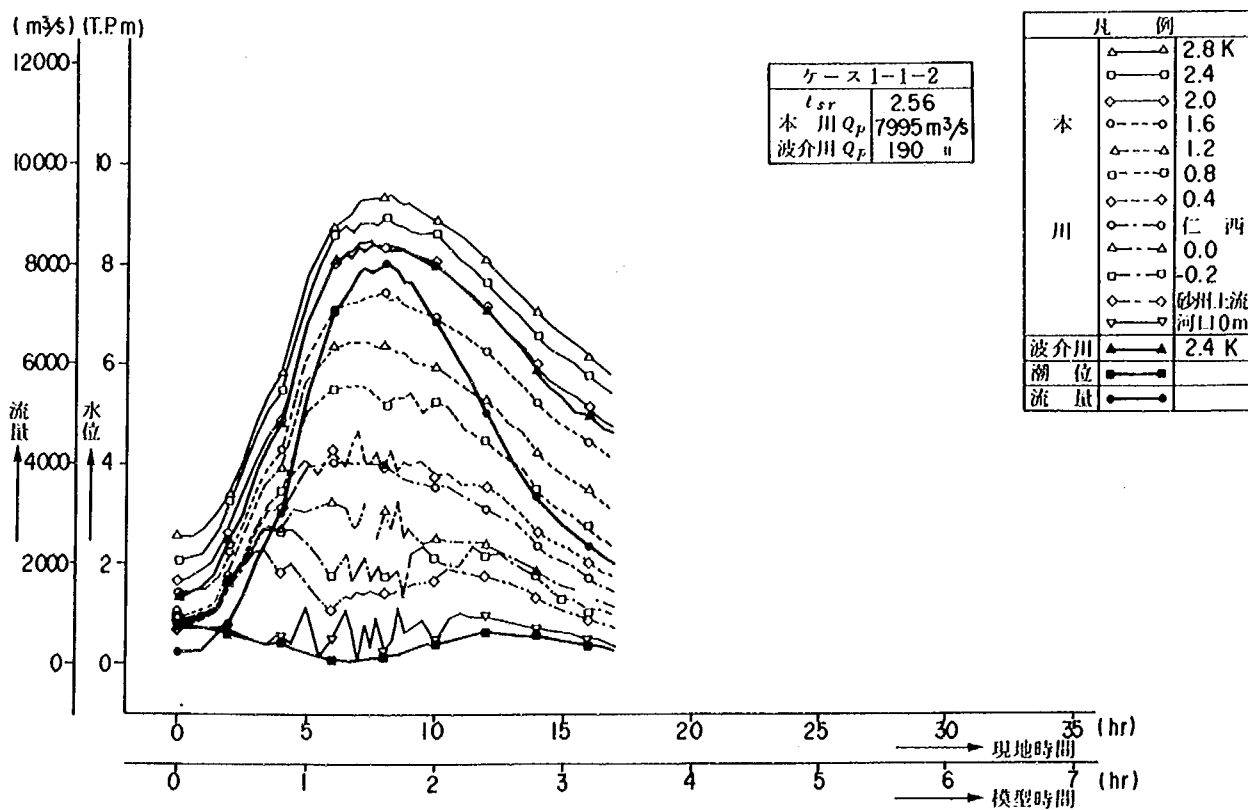


図-5.2.2 水位時間変化図

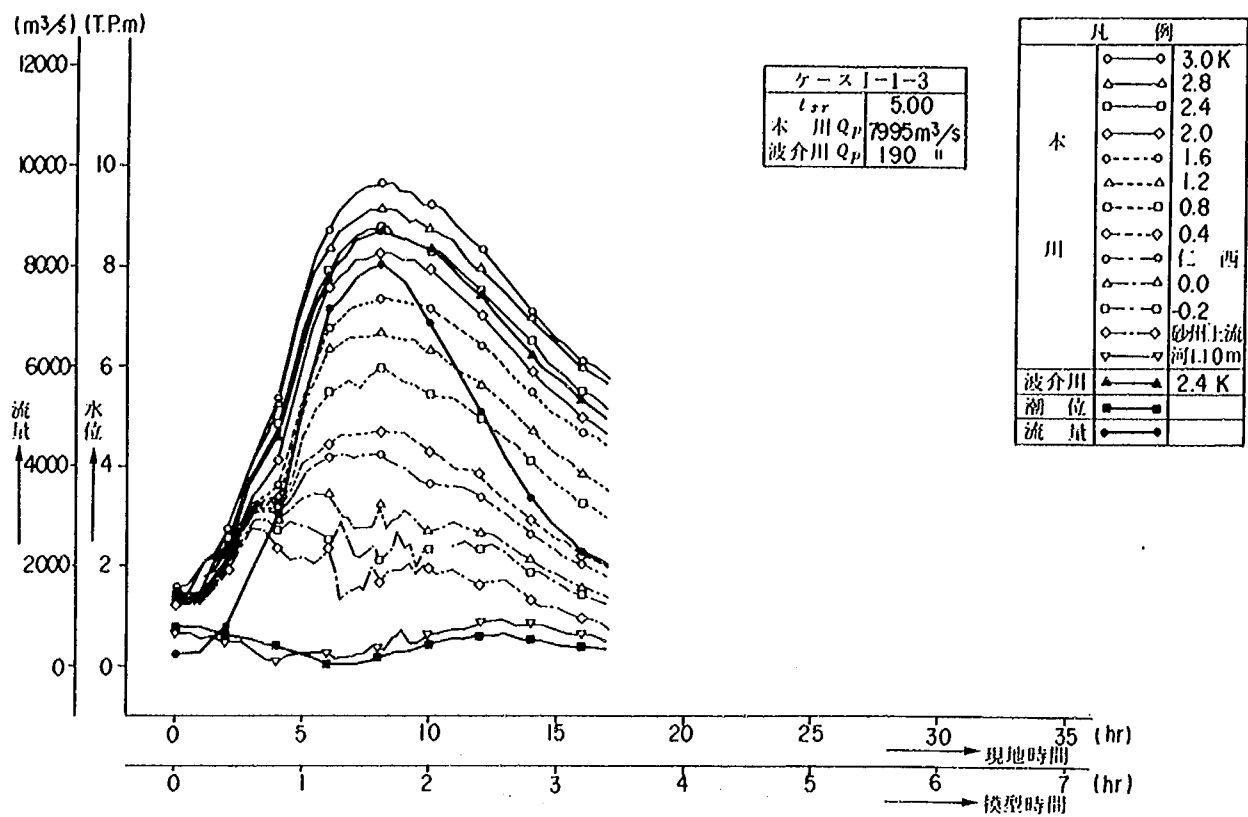


図-5.2.3 水位時間変化図

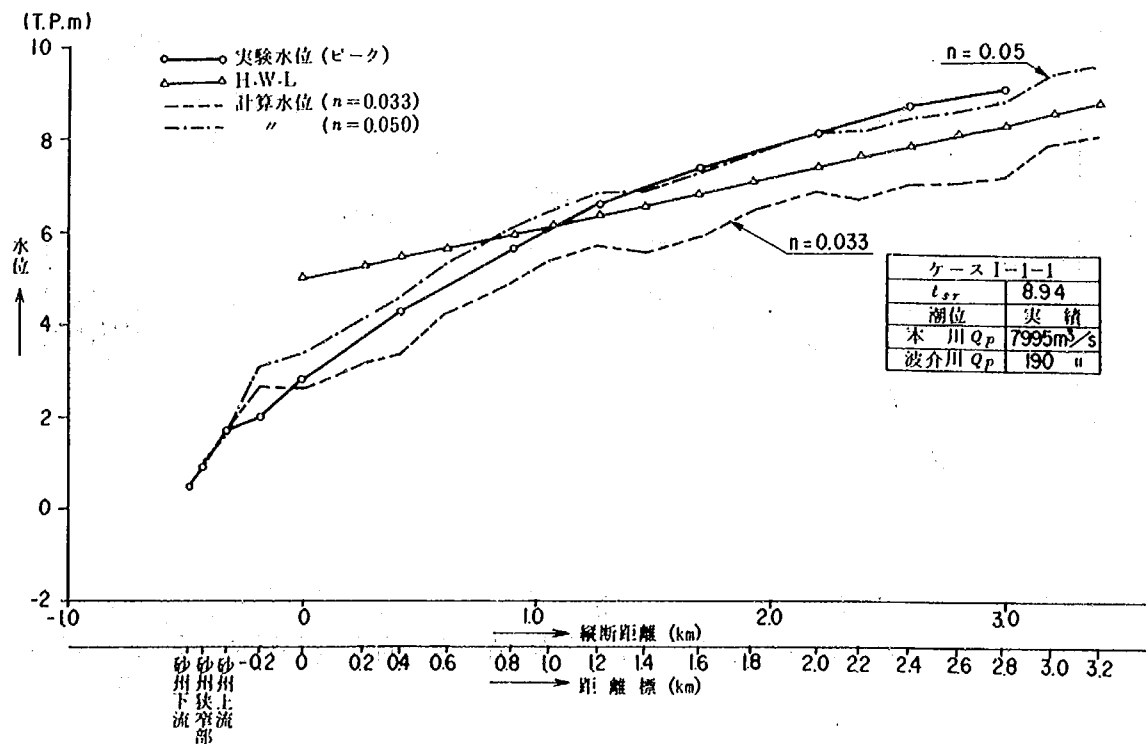


図-5.3.1 ピーク水位縦断図

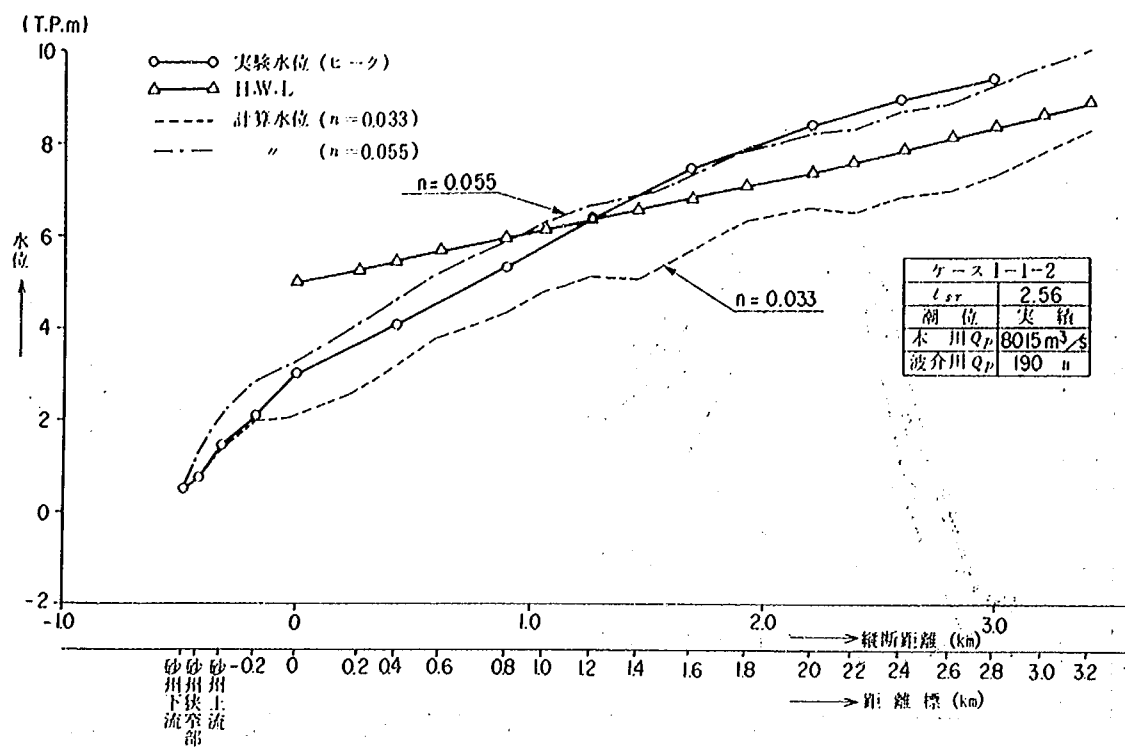


図-5.3.2 ピーク水位縦断面図

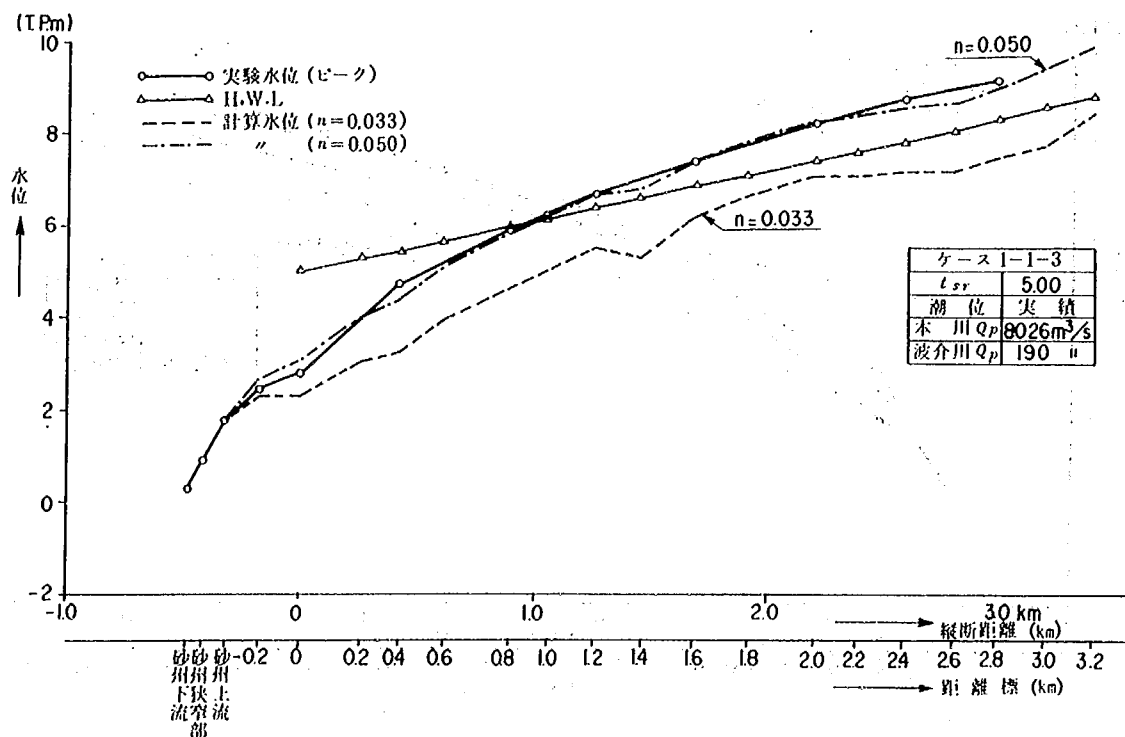


図-5.3.3 ピーク水位縦断面図

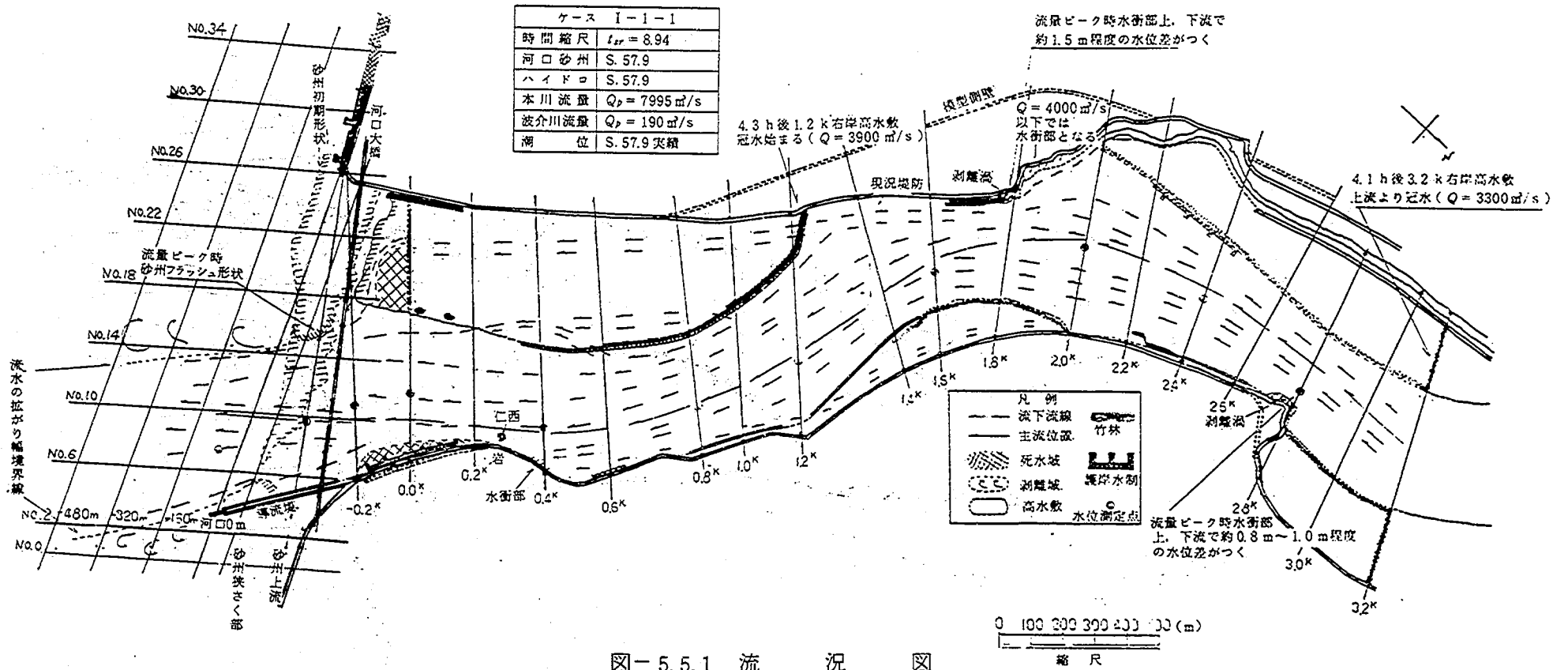


図-5.5.1 流況

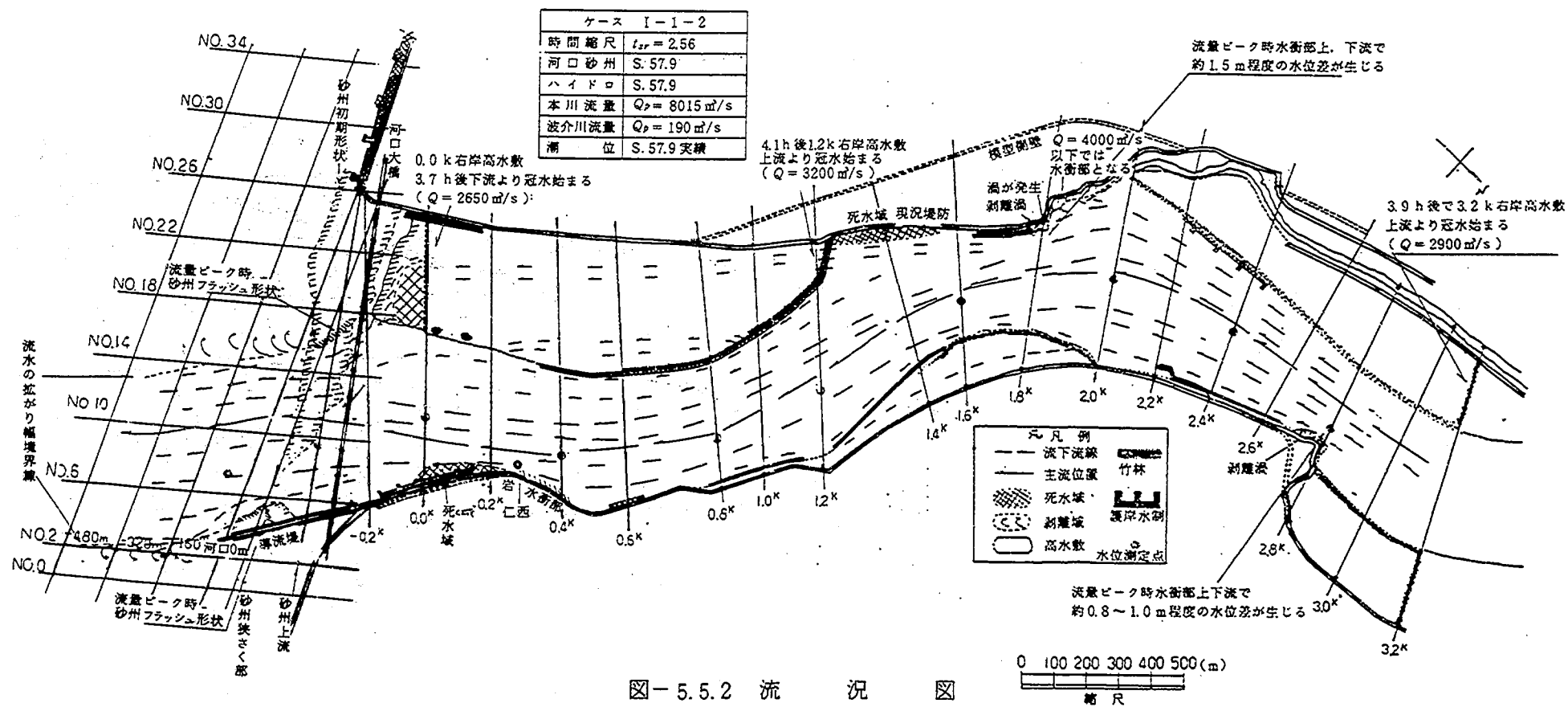


図-5.5.2 流況

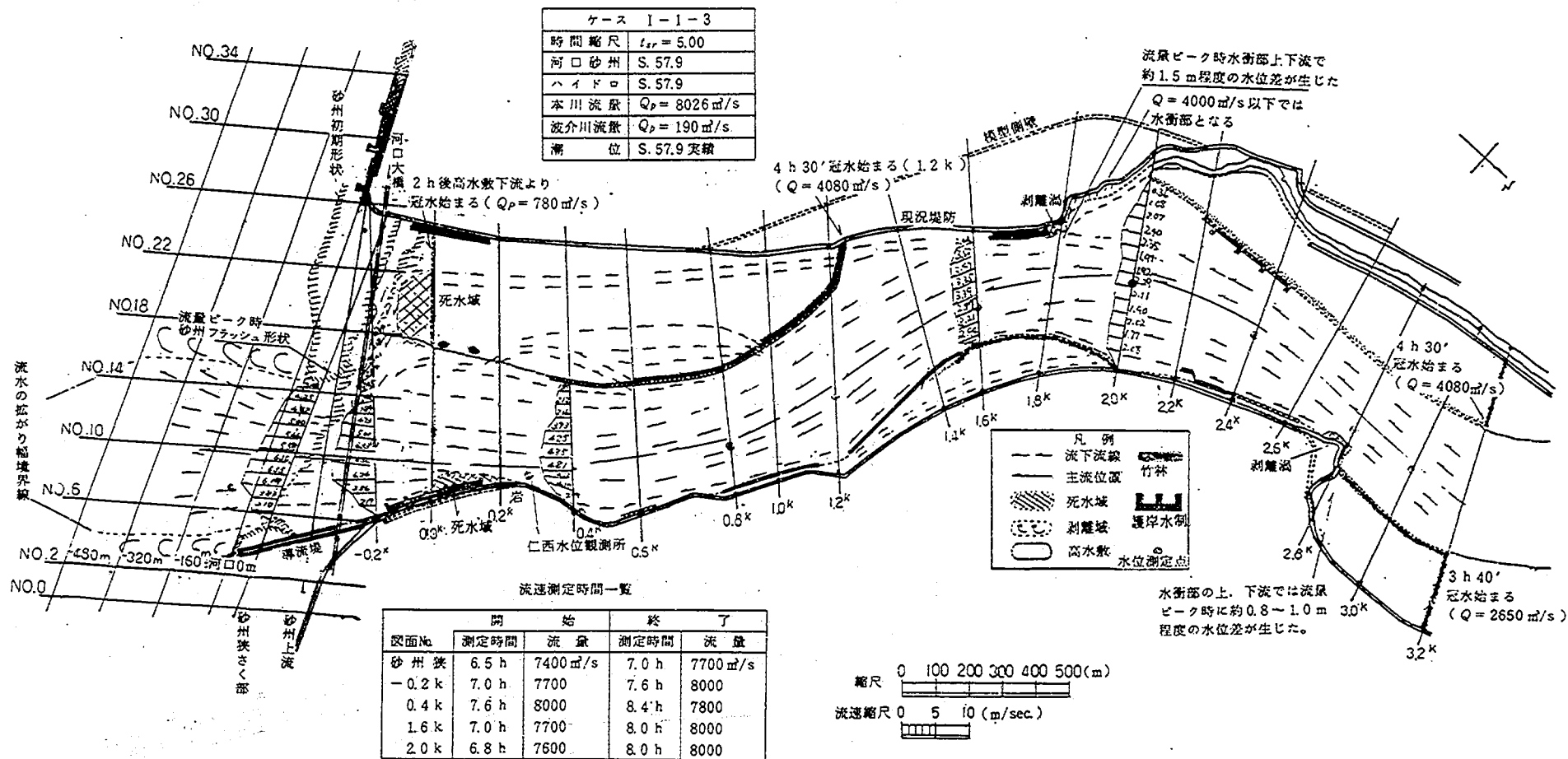


図-5.5.3 流 況 図

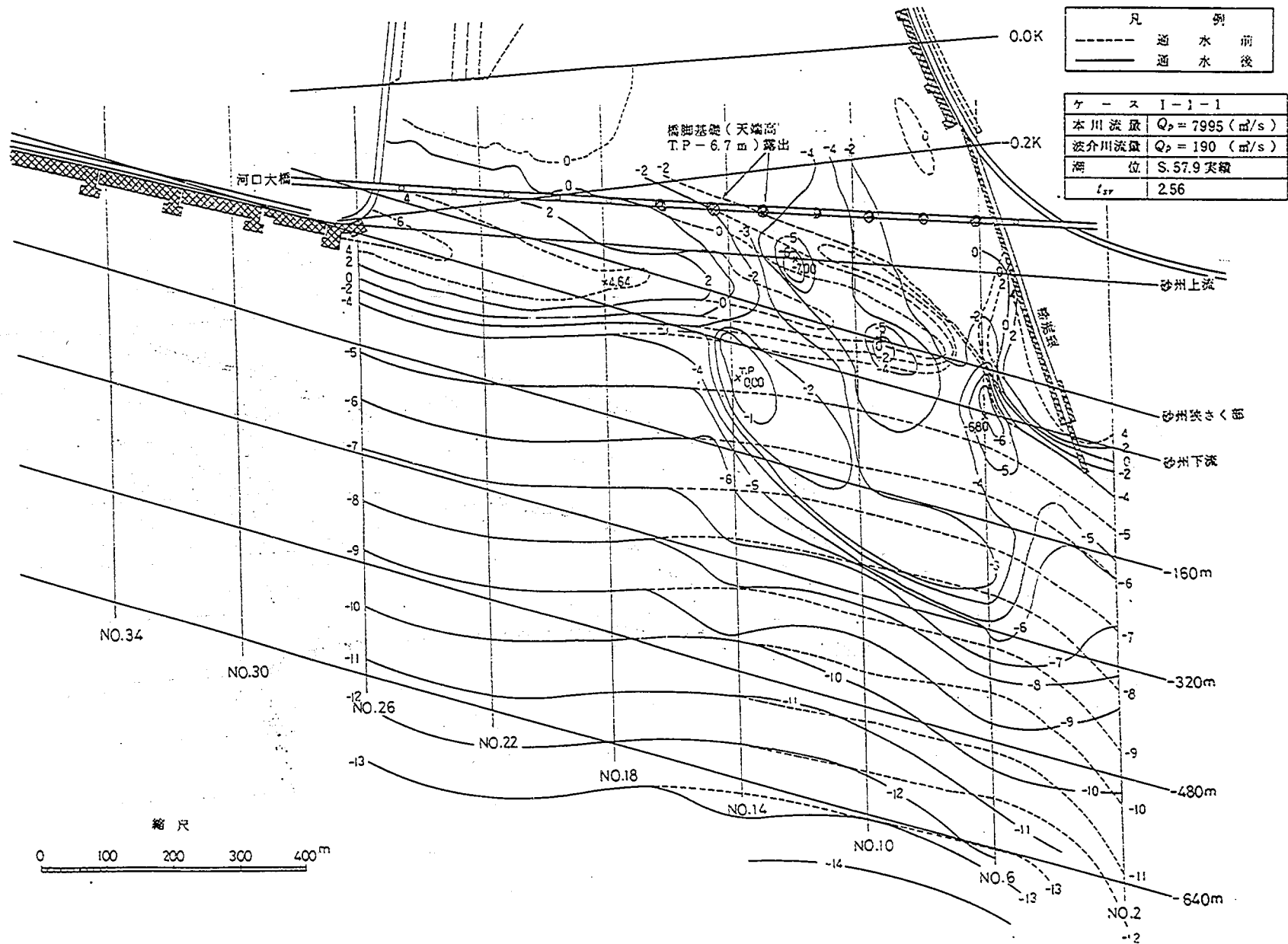


図-5.7.1 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

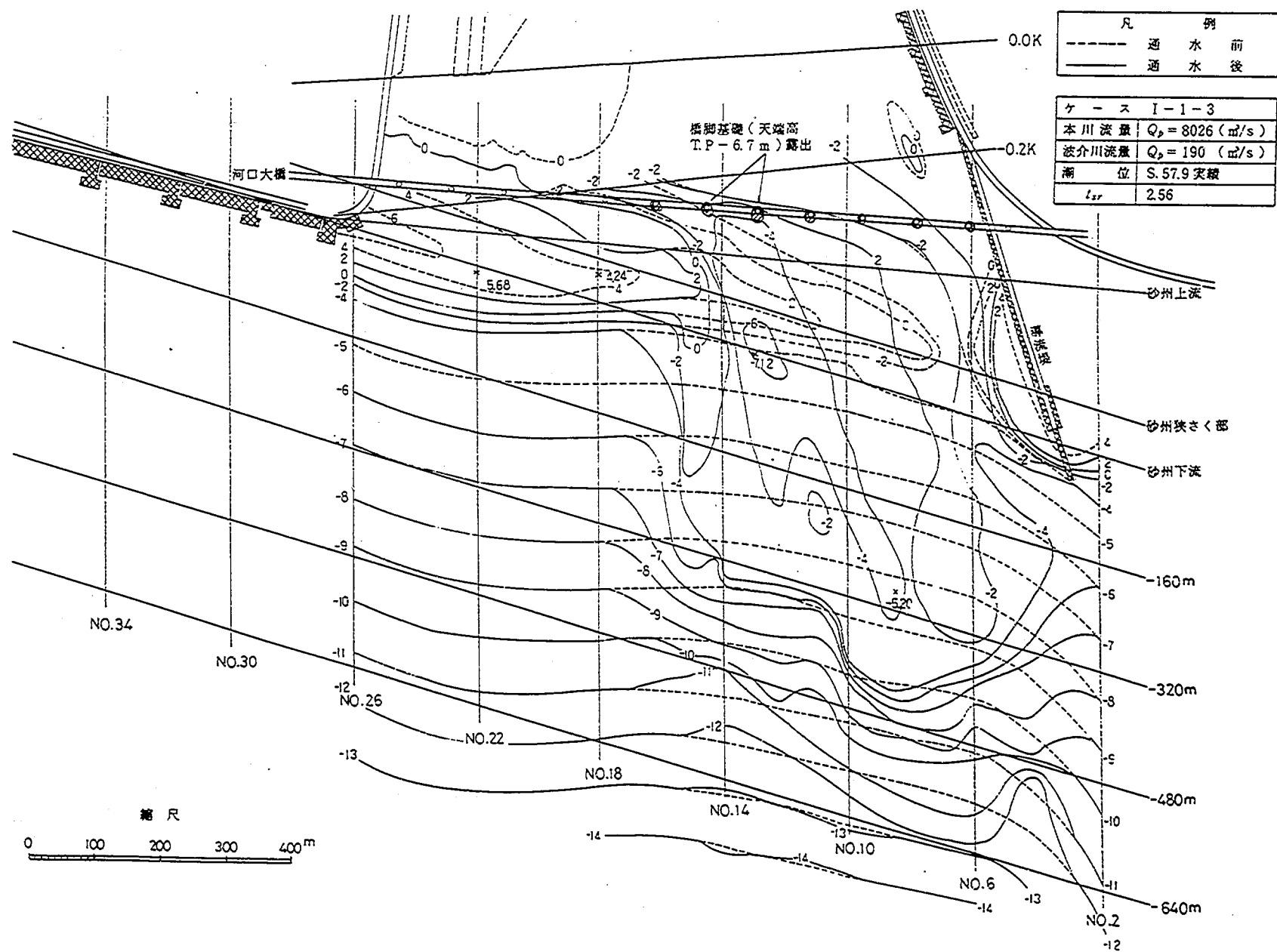


図- 5. 7. 3 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

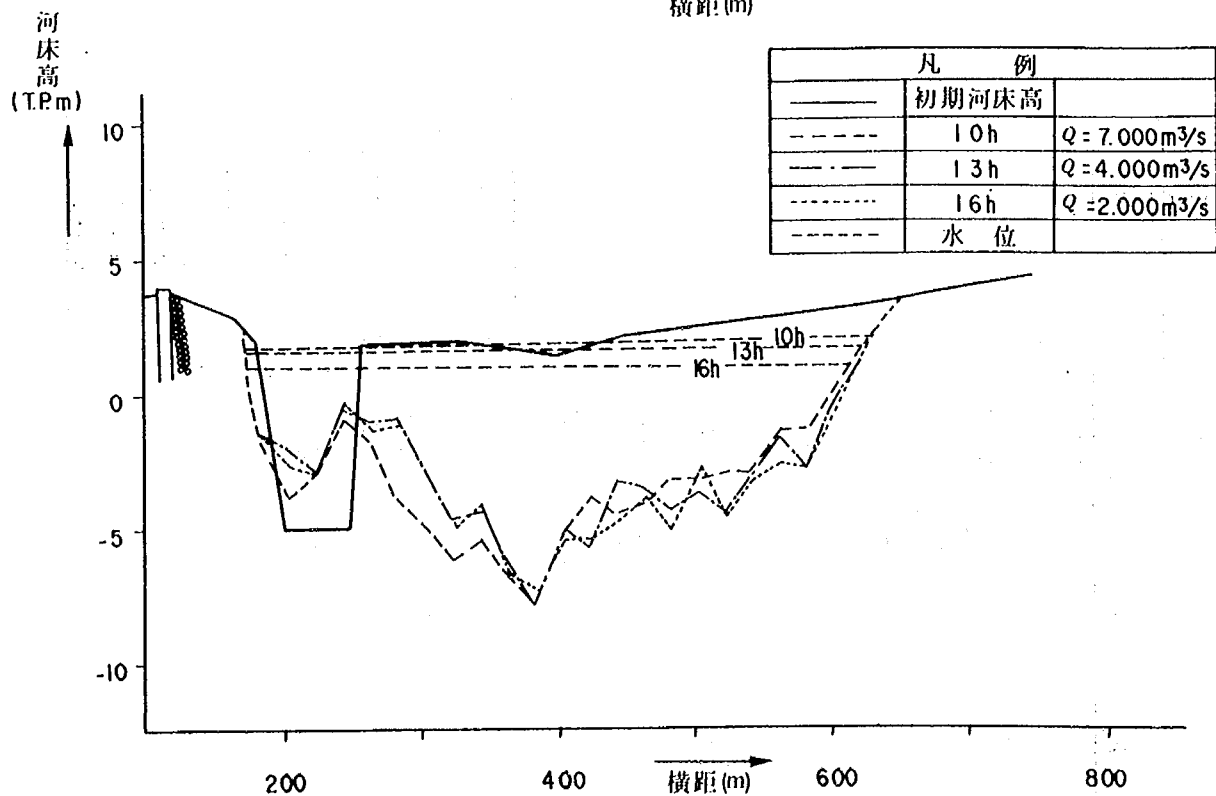
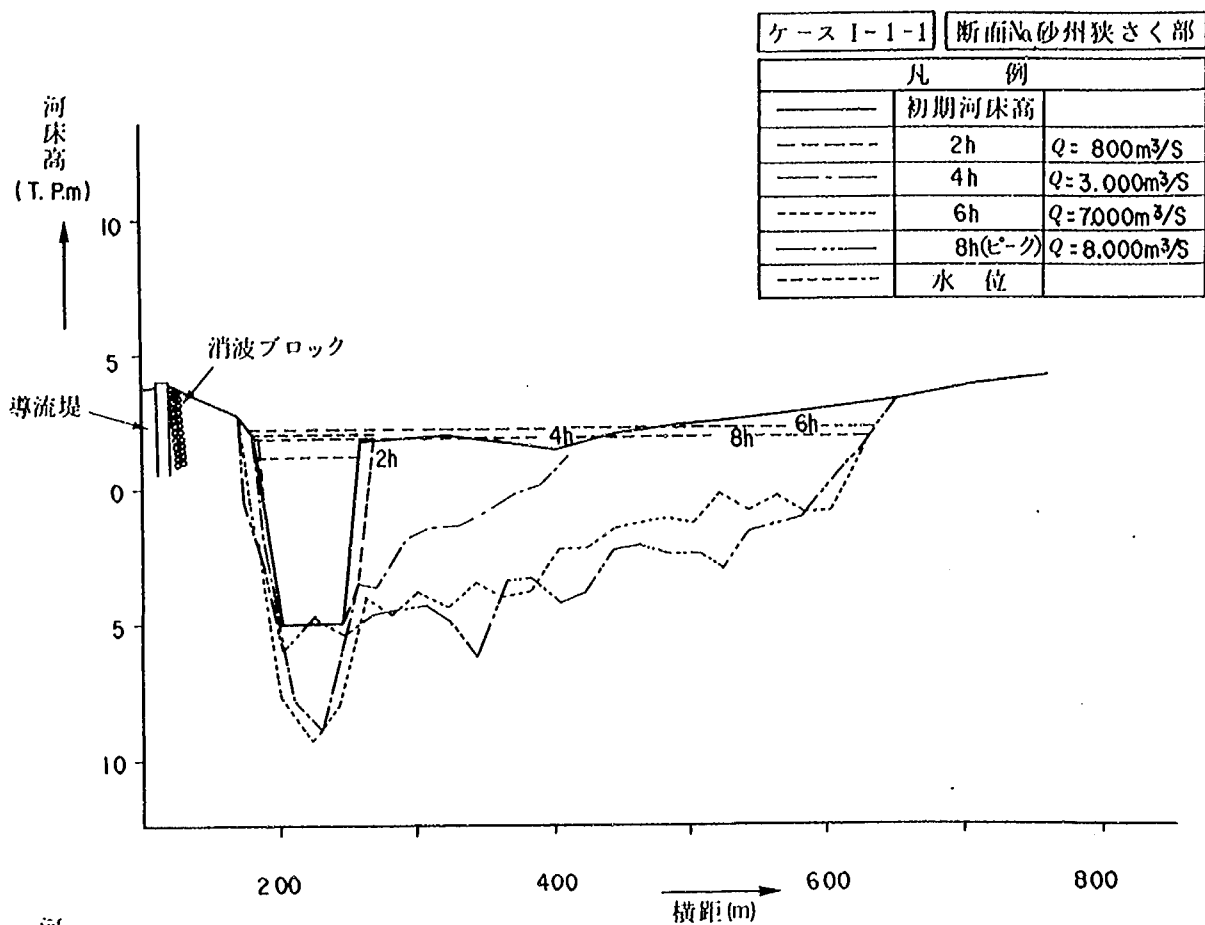
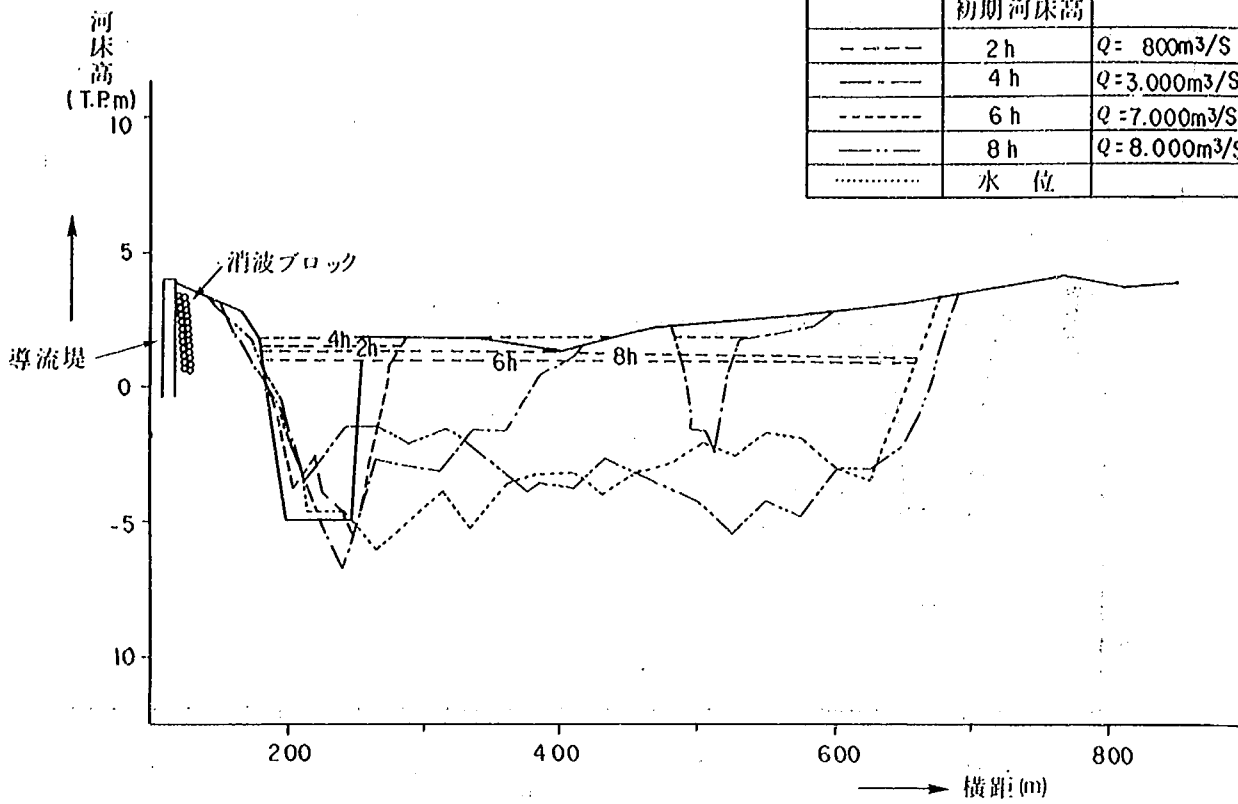


図-5.8.1 河床変動横断面図(経時変化)

ケース 1-1-2 断面No砂州狭さく部

凡 例		
	初期河床高	
----	2 h	$Q = 800 \text{ m}^3/\text{S}$
----	4 h	$Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{S}$
----	6 h	$Q = 7,000 \text{ m}^3/\text{S}$
----	8 h	$Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{S}$
.....	水 位	



凡 例		
	初期河床高	
----	10 h	$Q = 7,000 \text{ m}^3/\text{S}$
----	12 h	$Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{S}$
----	16 h	$Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{S}$
.....	水 位	

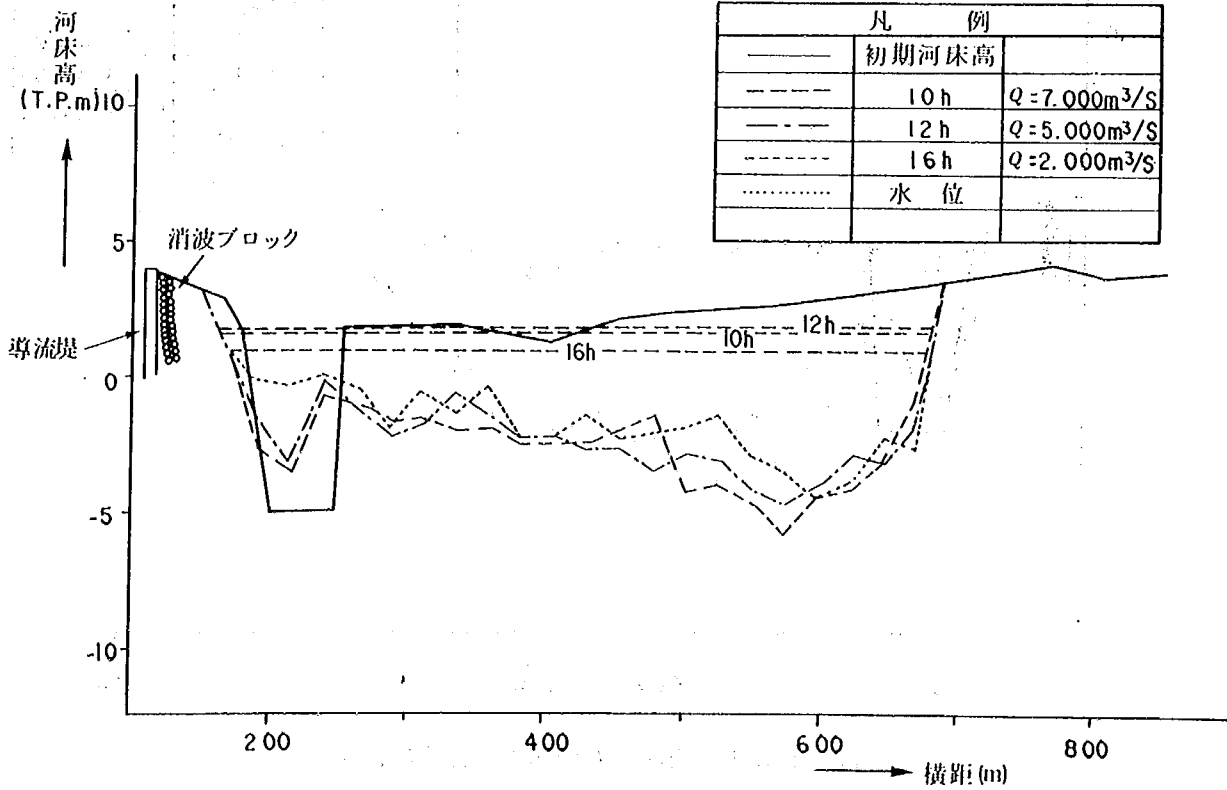


図- 5.8.2 河床変動横断面図(経時変化)

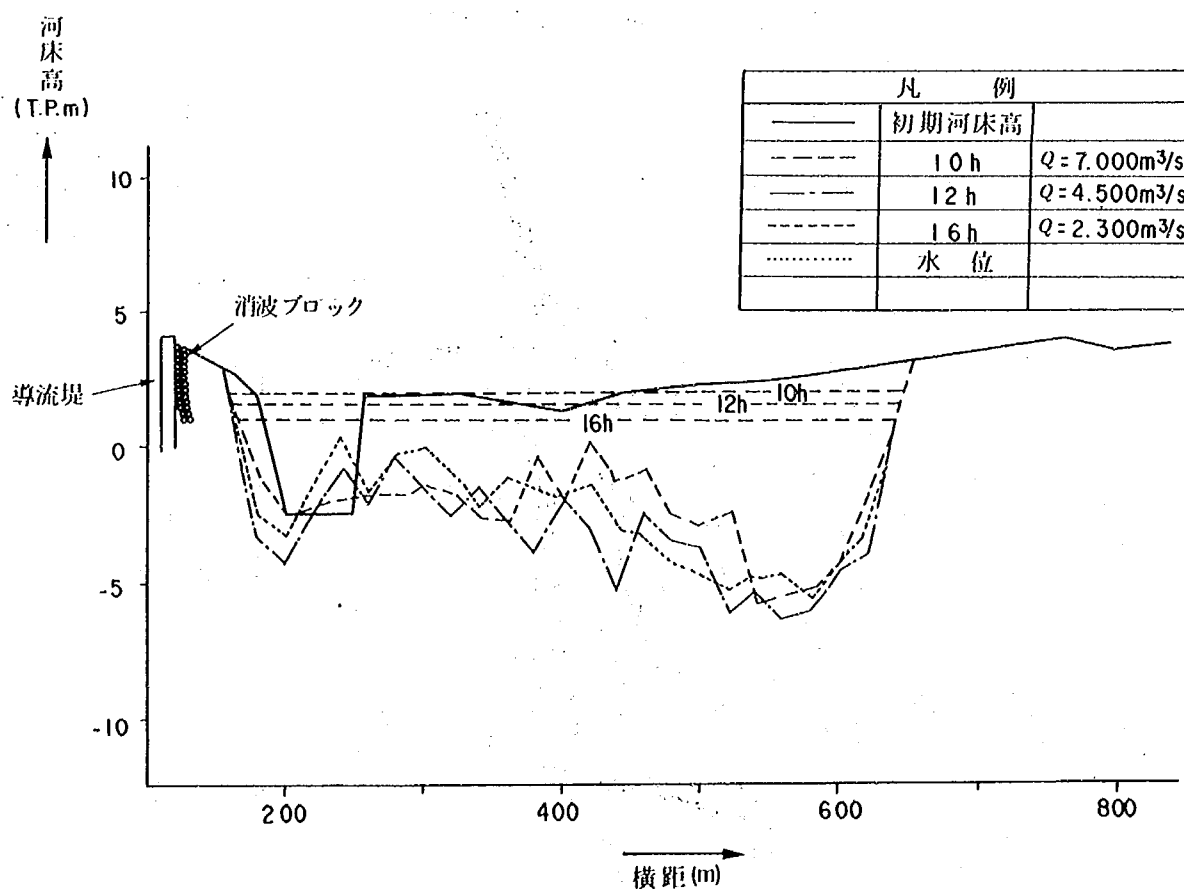
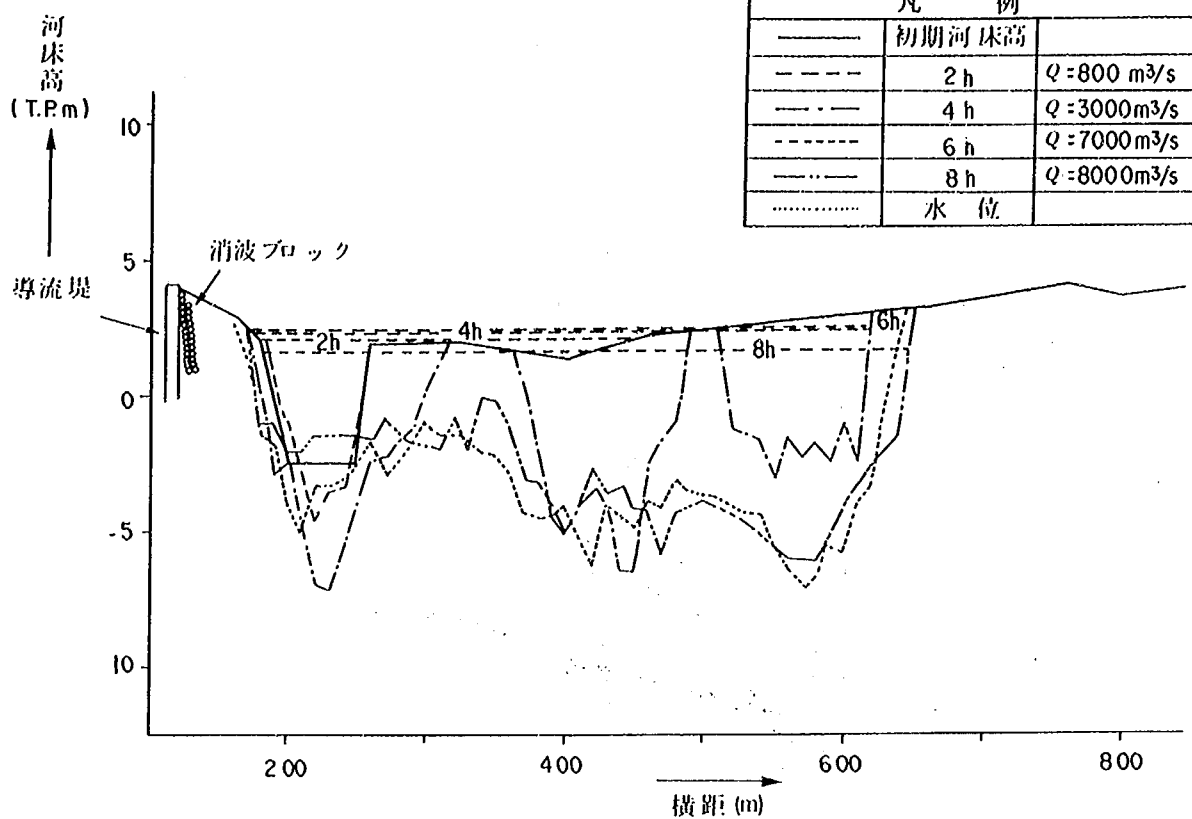


図- 5.8.3 河床変動横断面図 (経時変化)

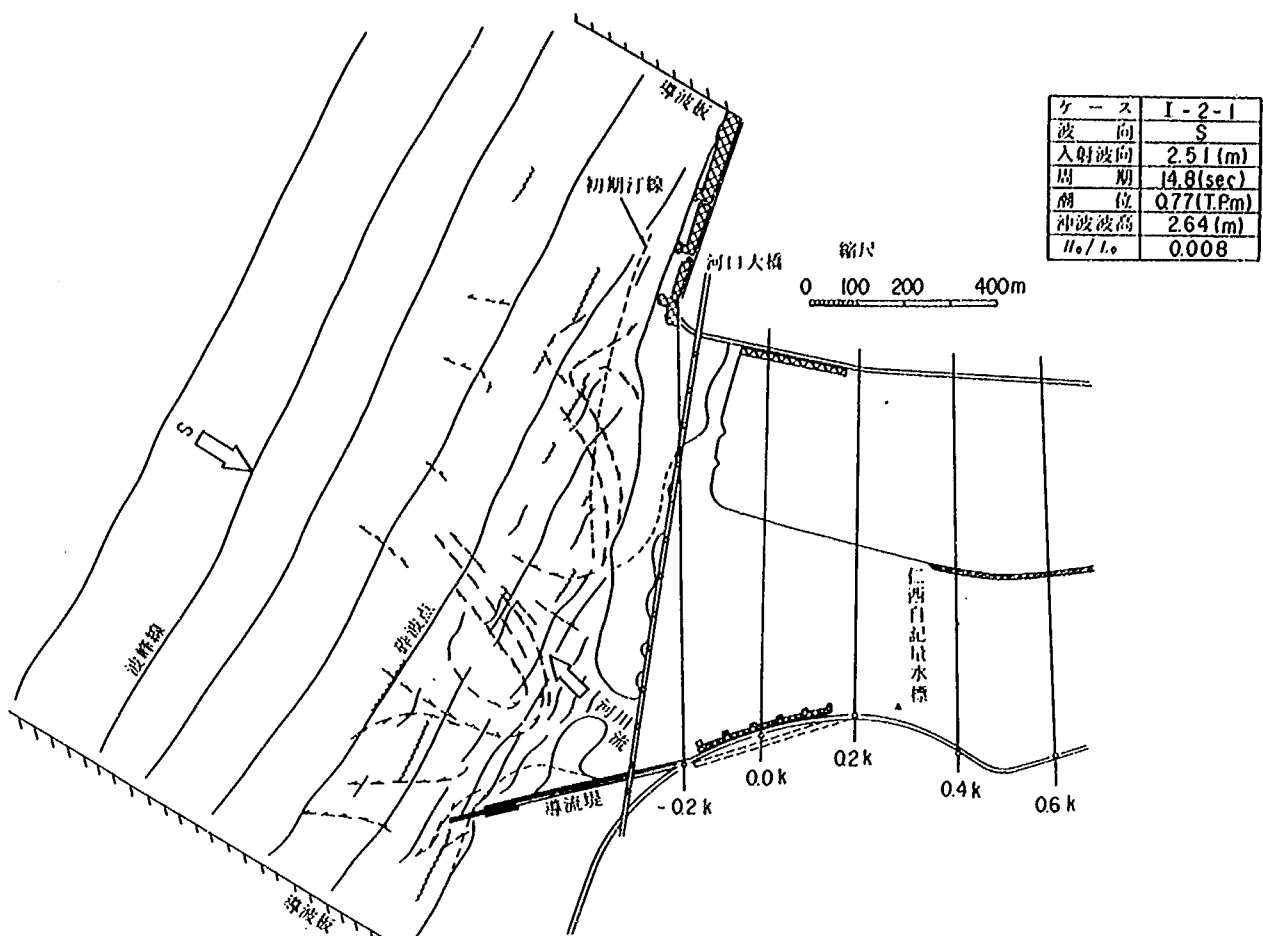


図-5.10.1 海浜流況図(18h後)

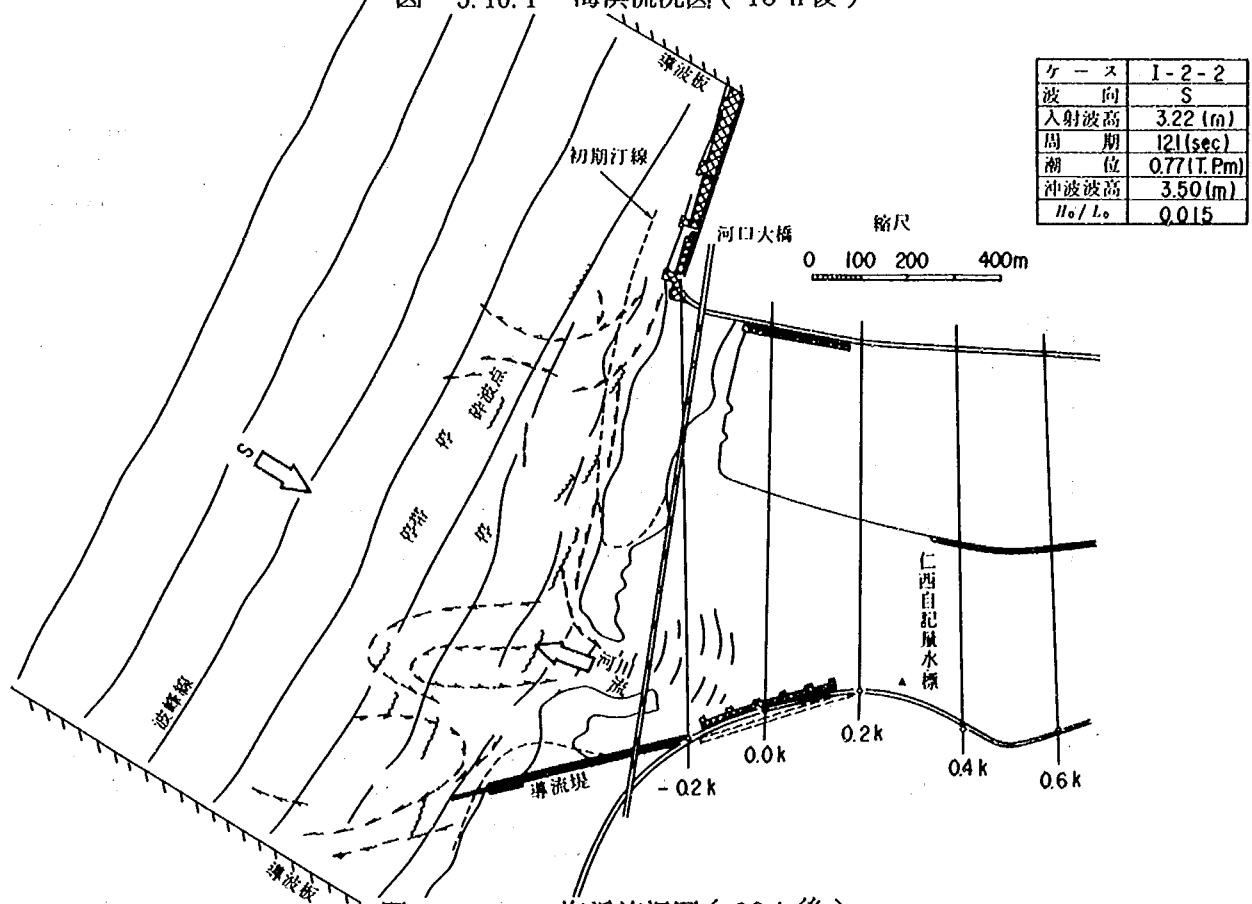


図-5.10.2 海浜流況図(22h後)

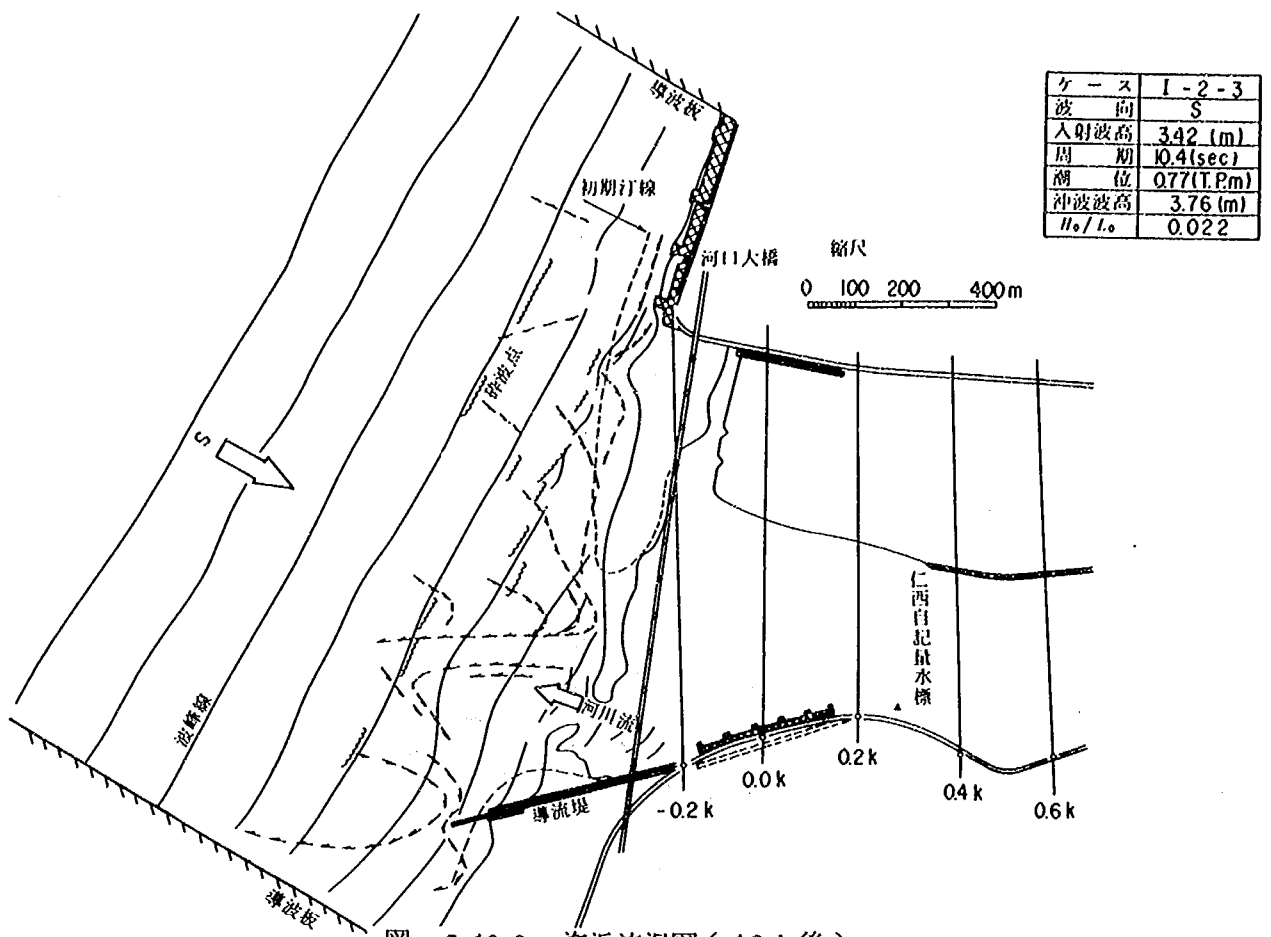


図-5.10.3 海浜流況図(18h後)

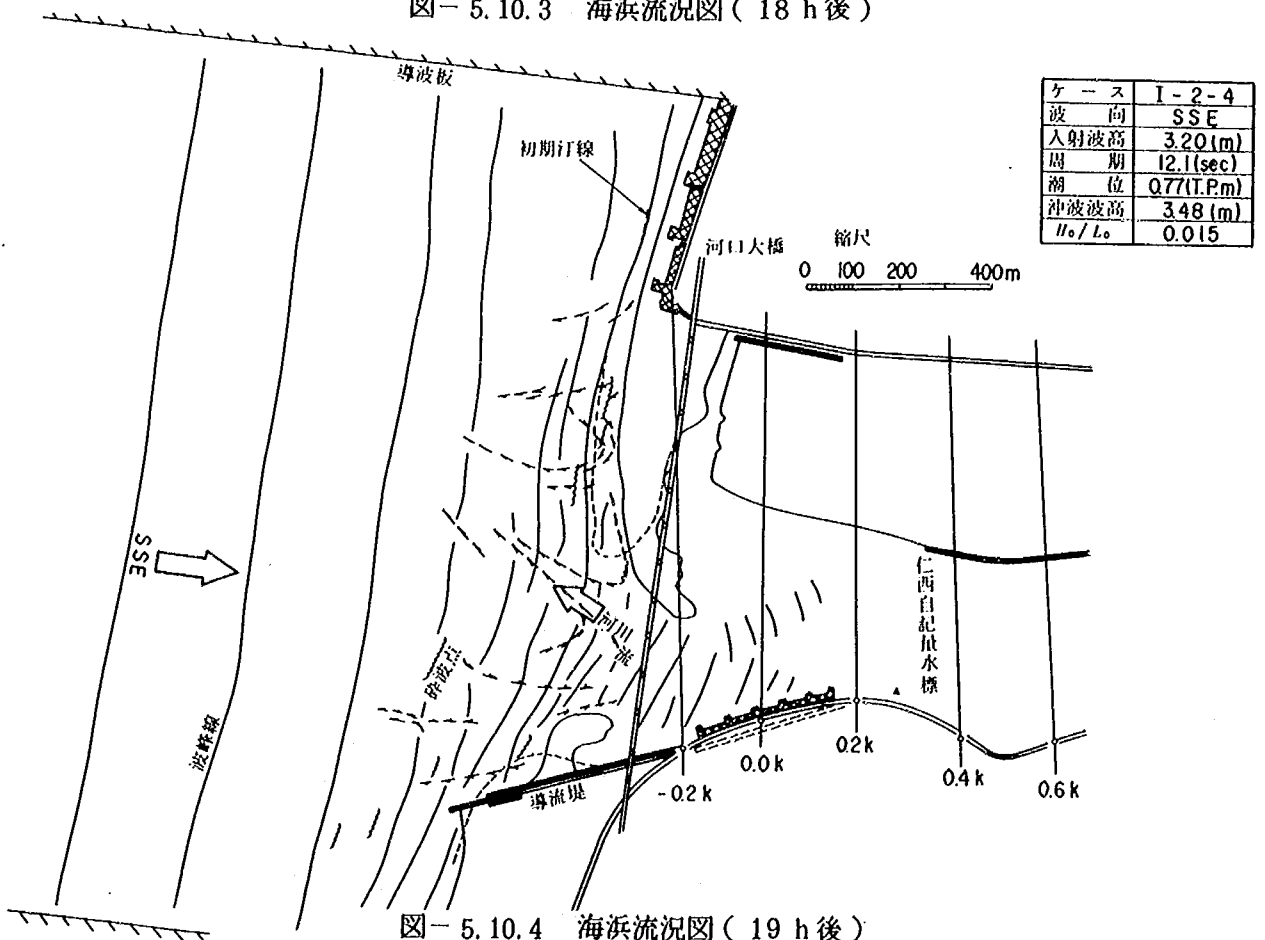


図-5.10.4 海浜流況図(19h後)

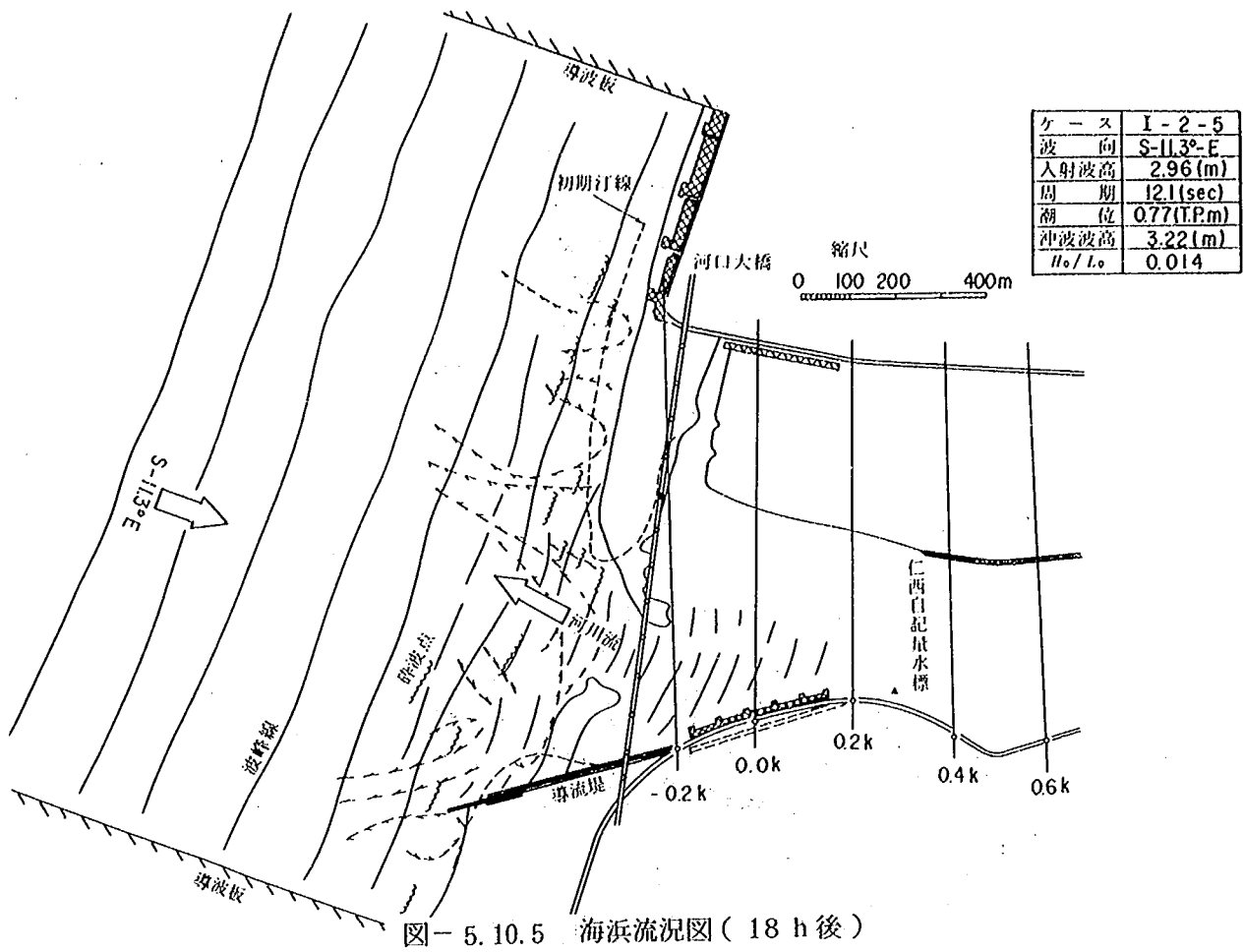
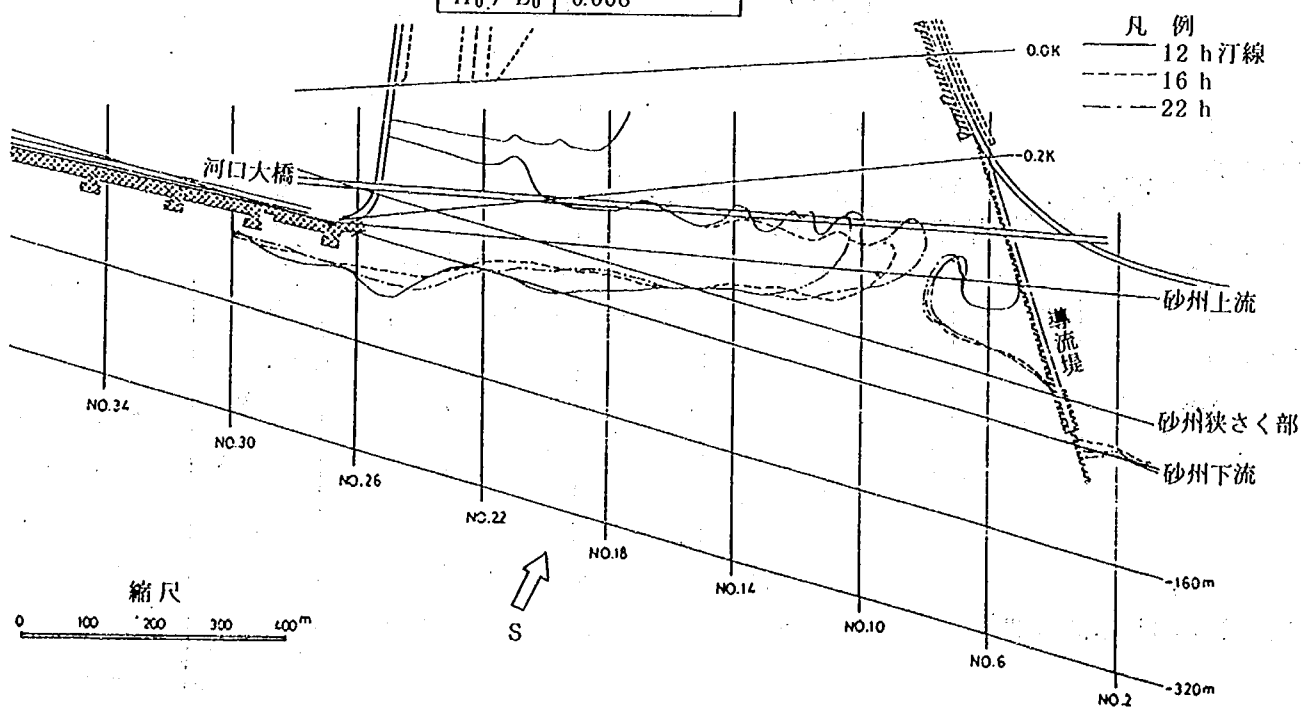
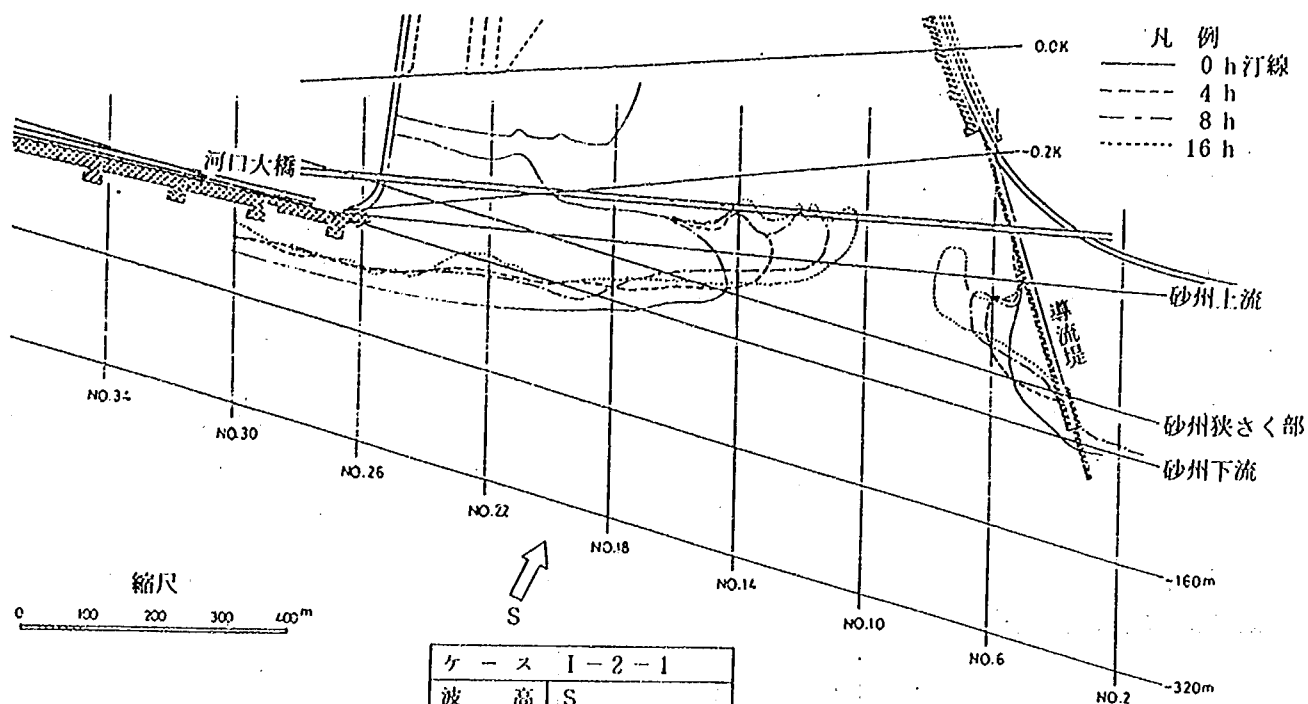


図-5.10.5 海浜流況図(18h後)



図一 5.11.1 砂州形状時間変化図

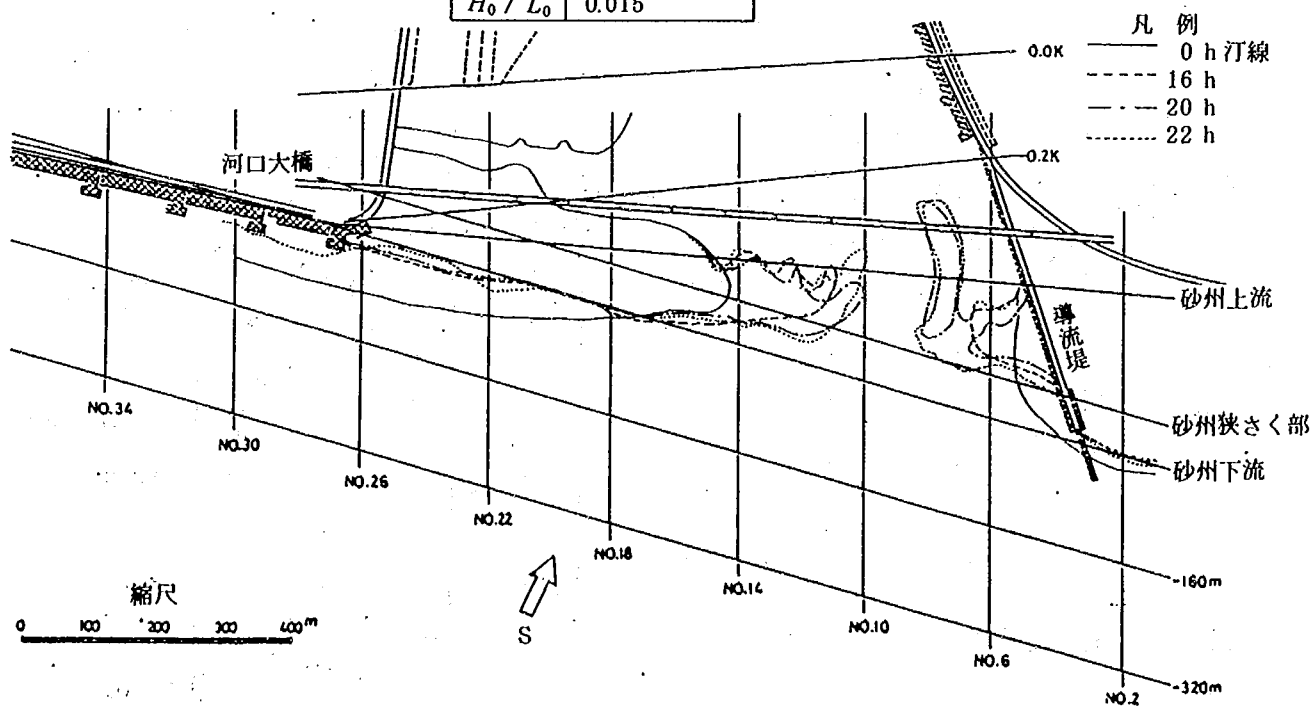
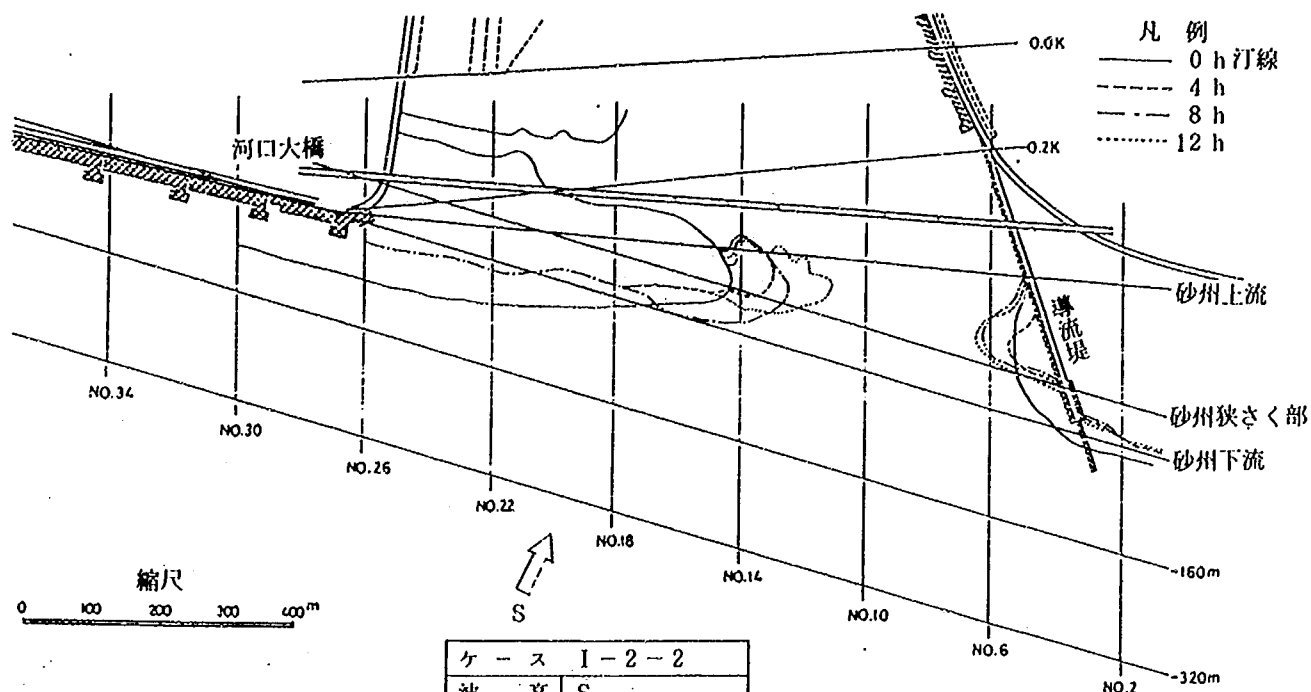


図 5.11.2 砂州形状時間変化図

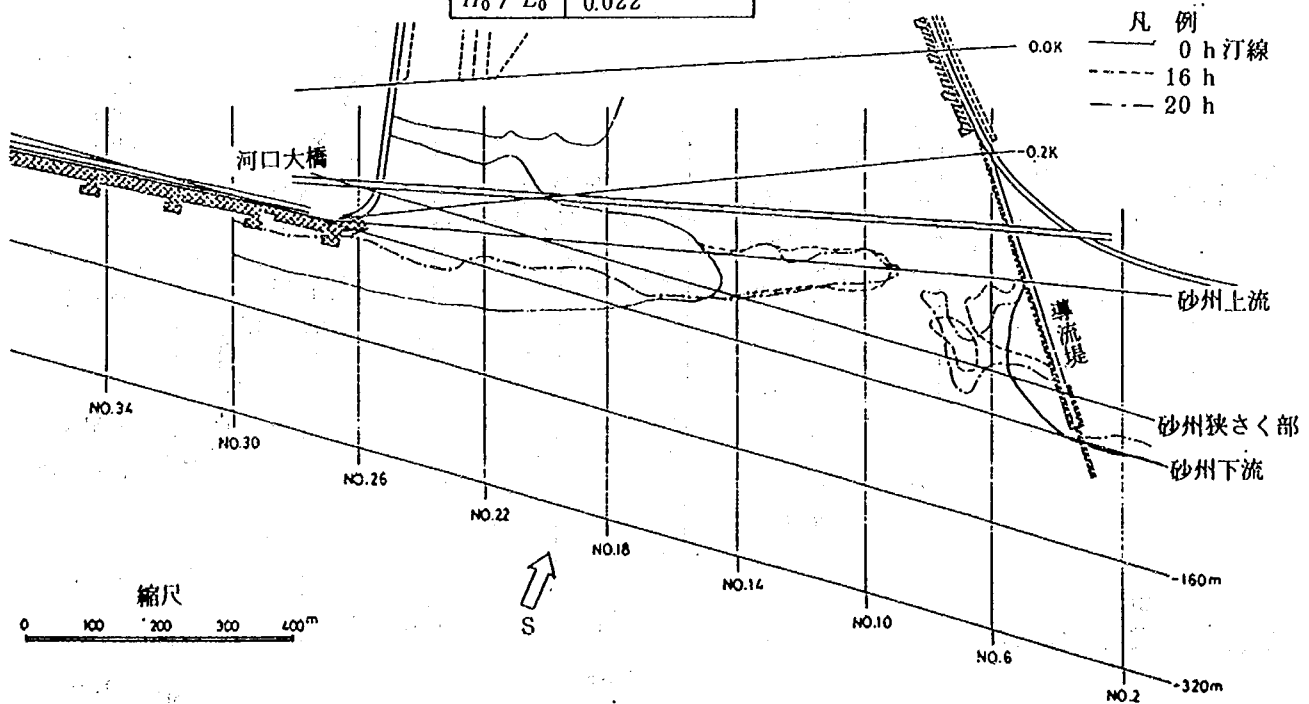
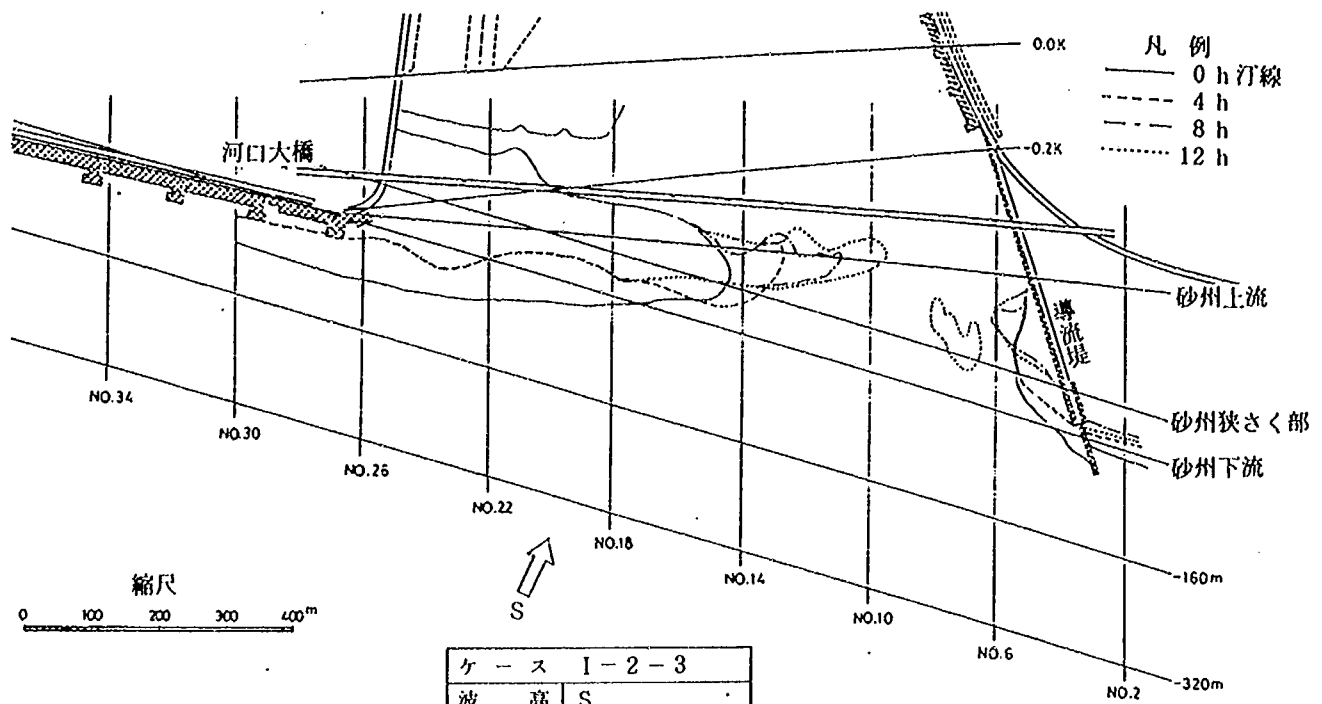


図-5.11.3 砂州形状時間変化図

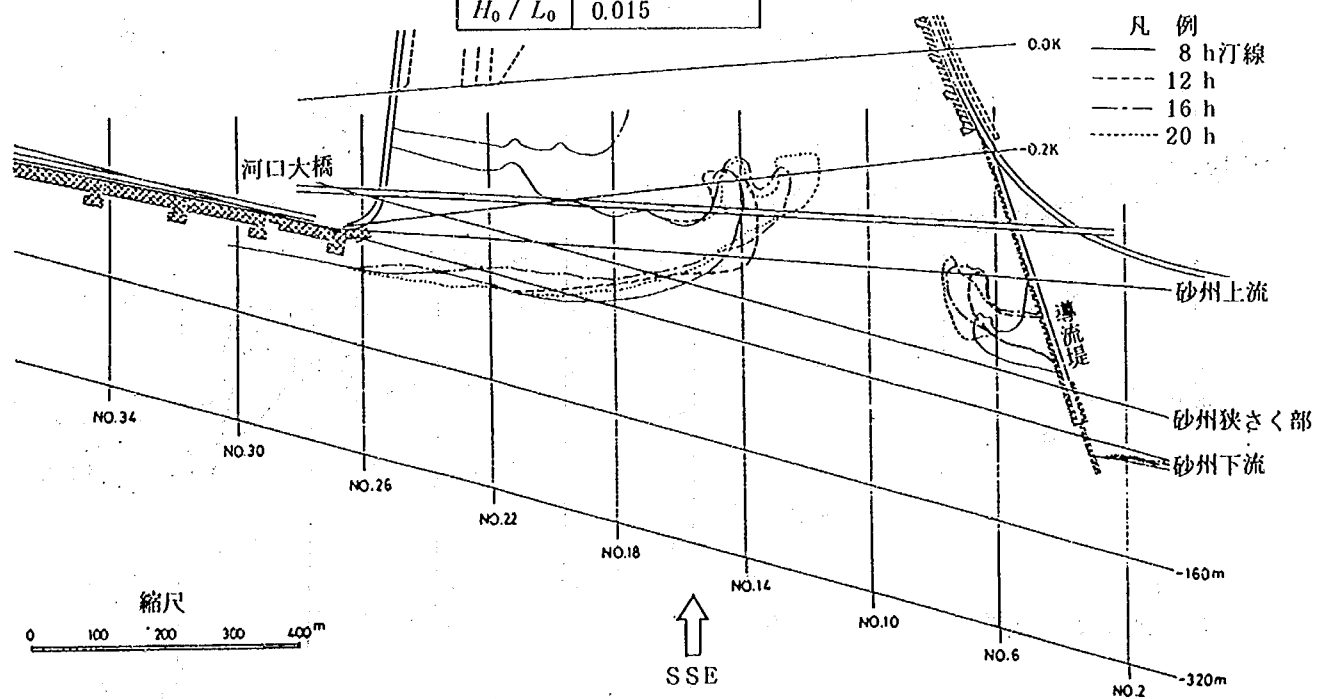
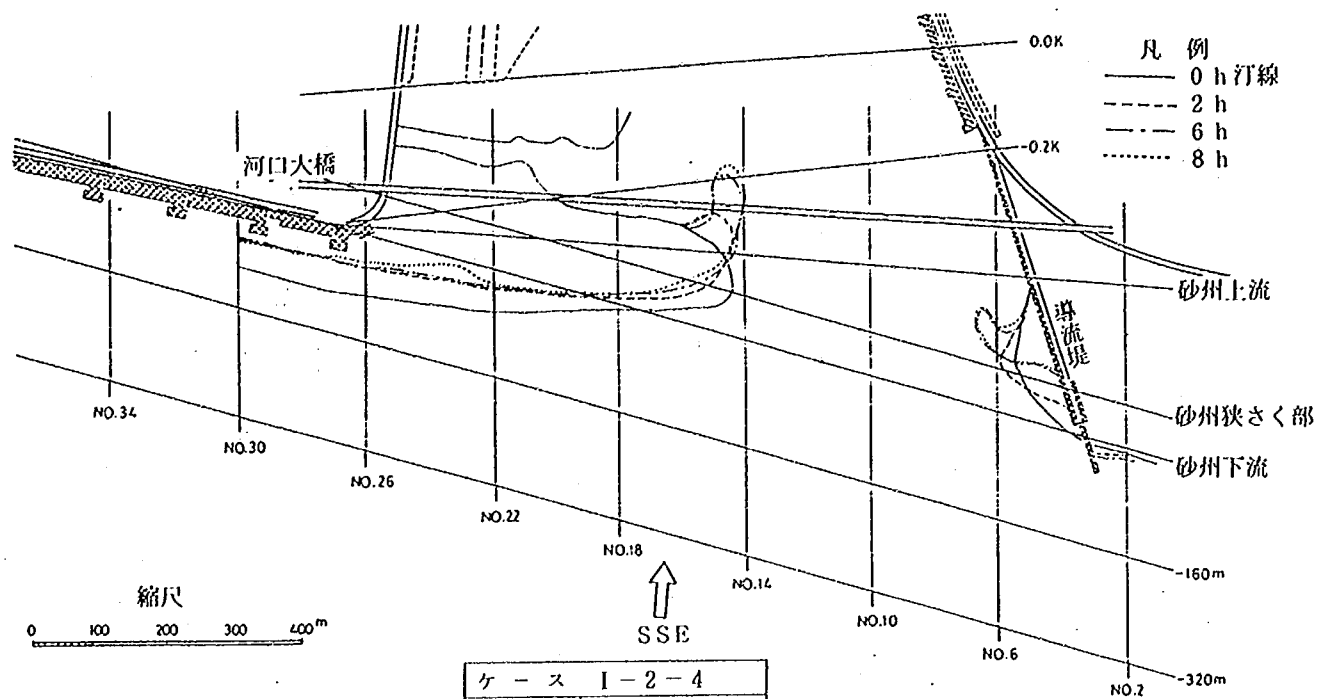


図- 5. 11. 4 砂州形状時間変化図

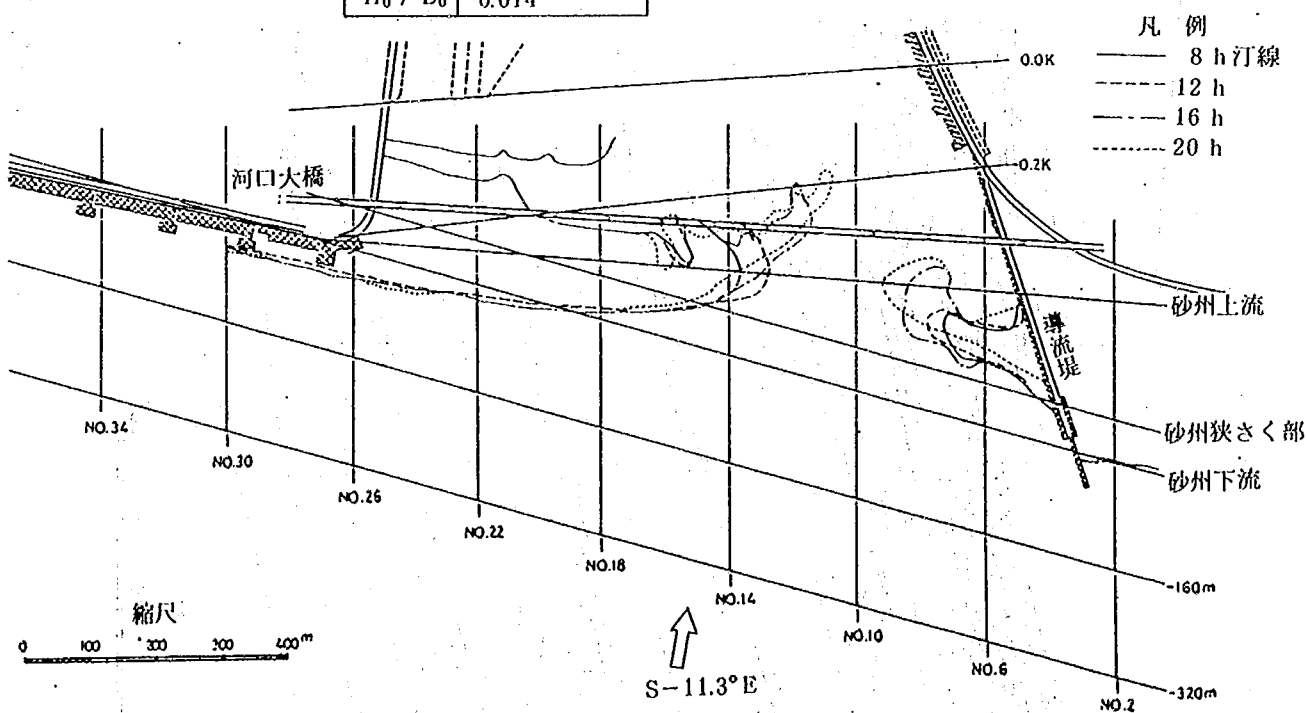
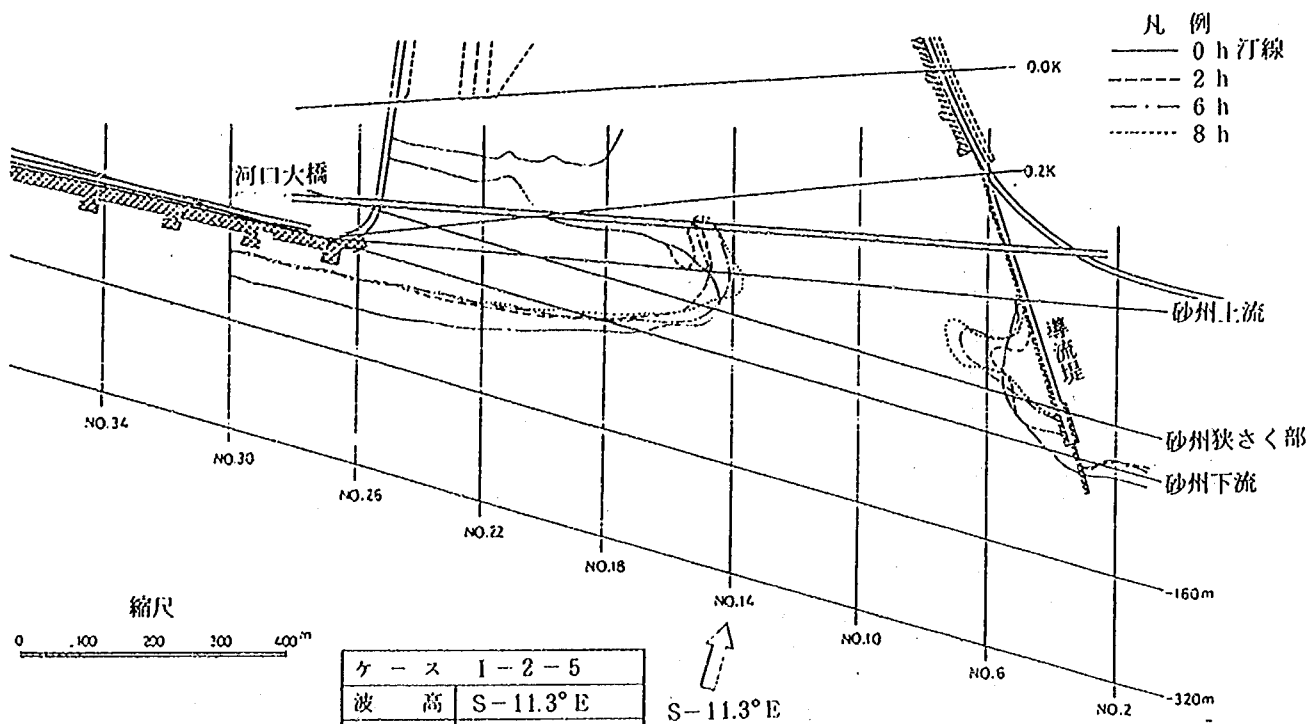


図- 5. 11. 5 砂州形状時間変化図

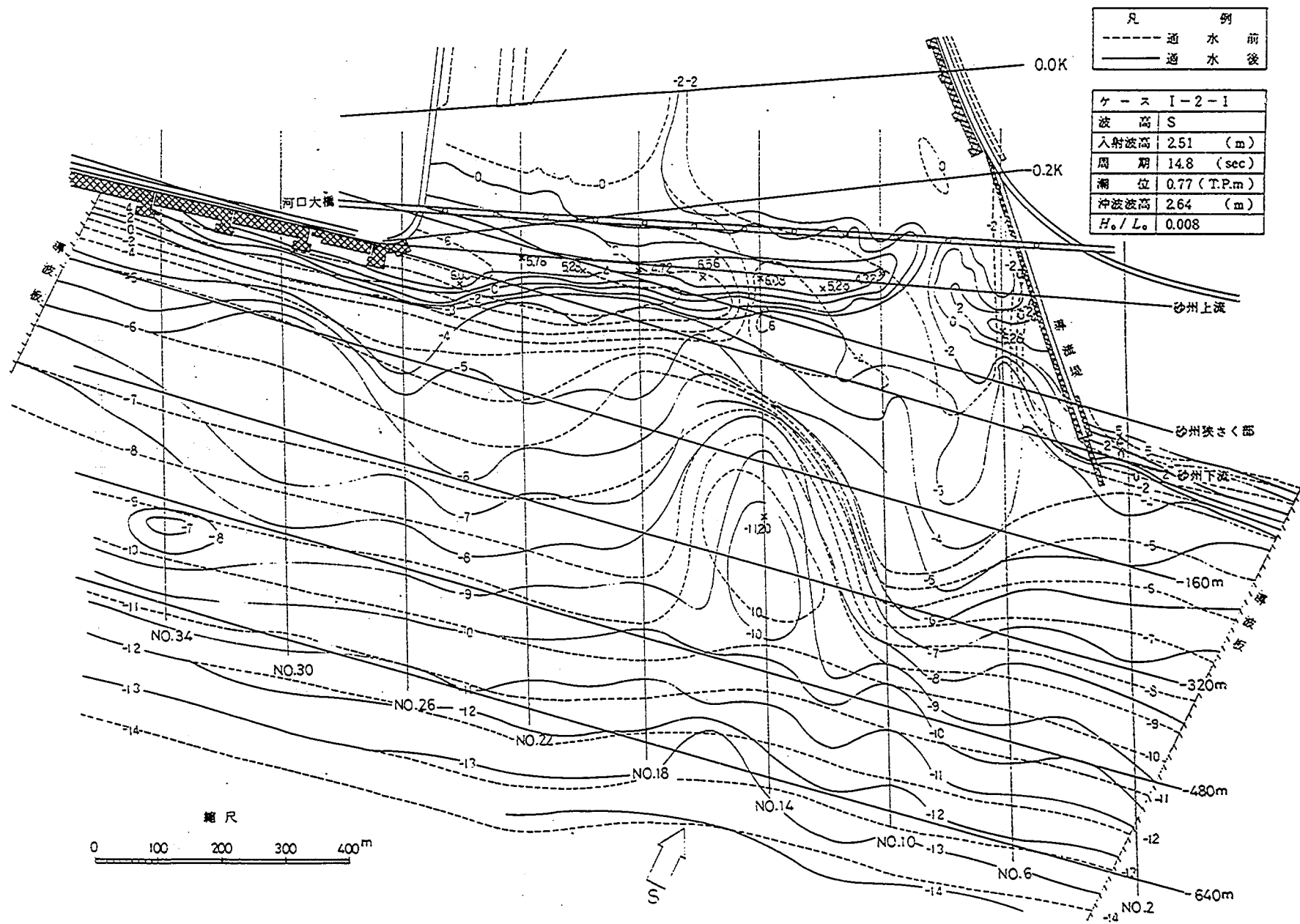


図- 5.12.1 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

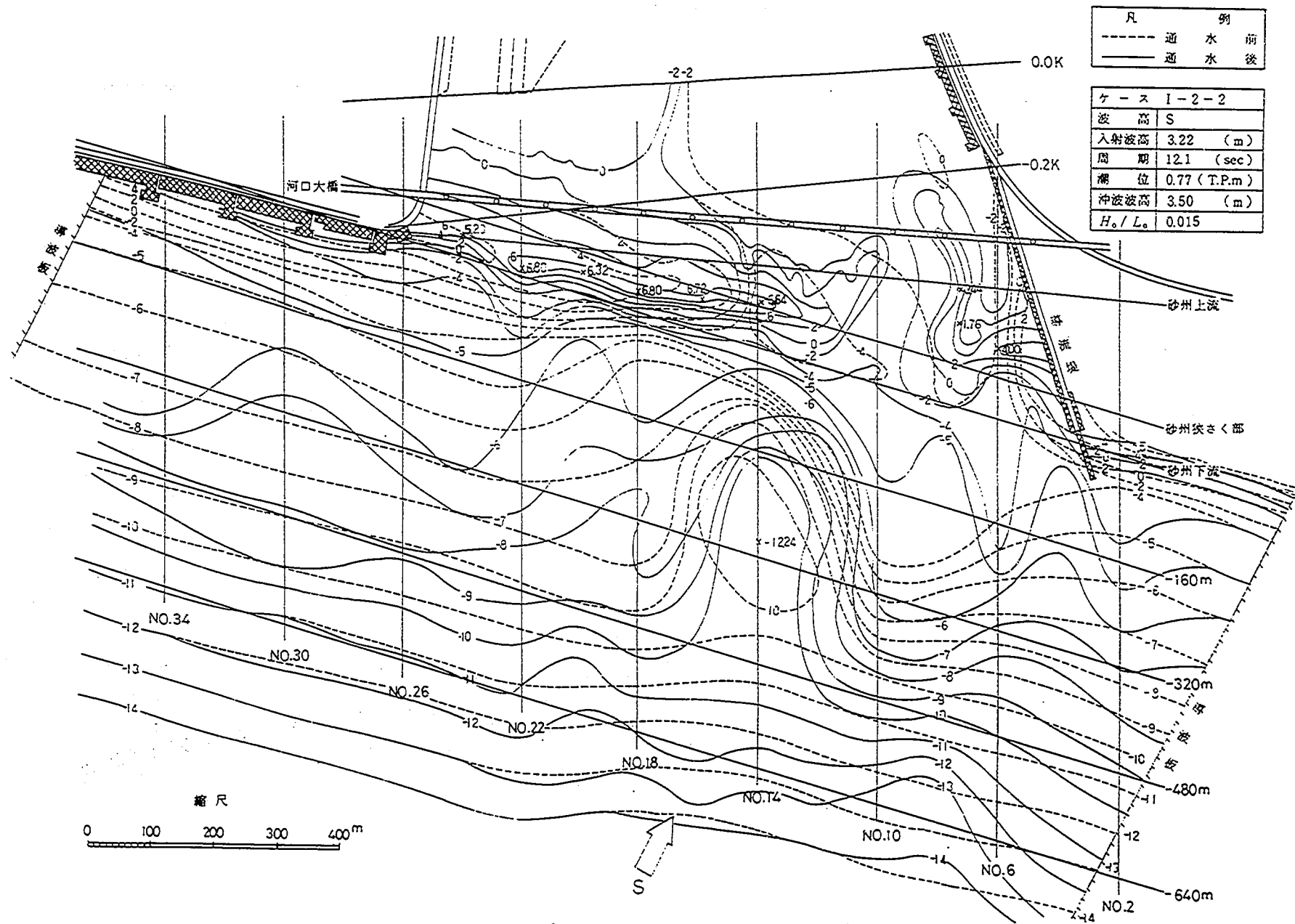


図-5.12.2 河口部等深線図(単位T.P.m)

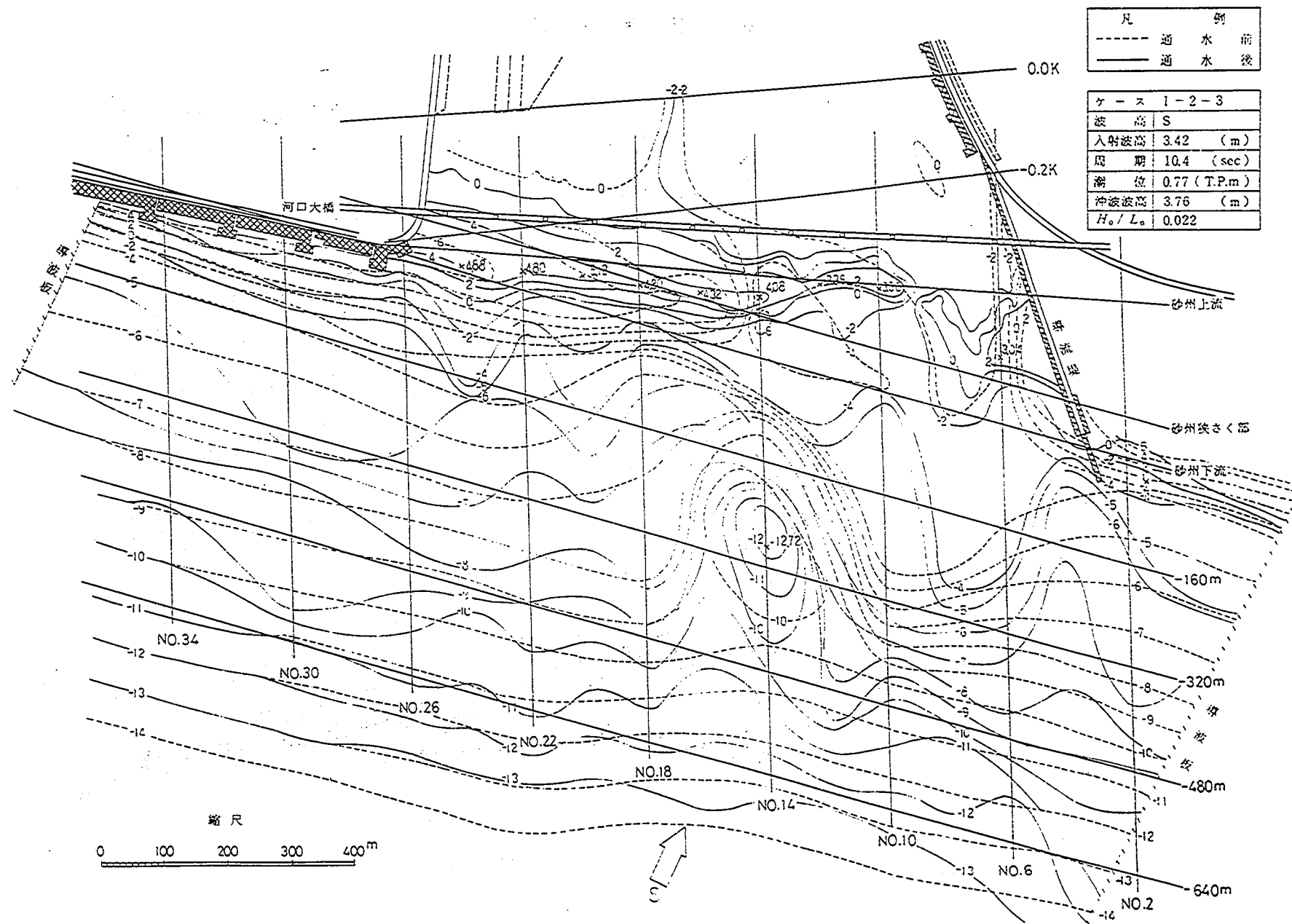


図- 5.12.3 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

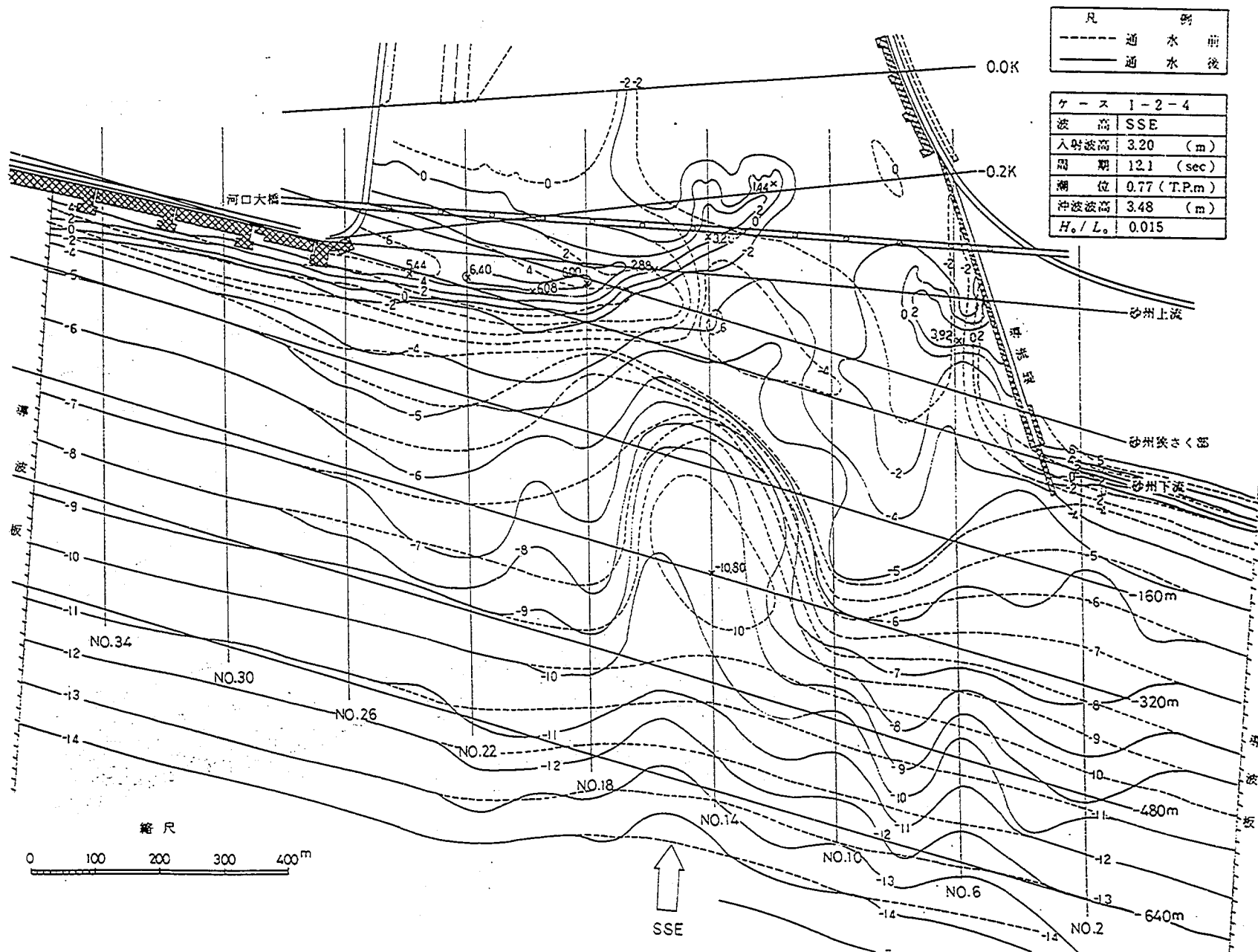


図- 5.12.4 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

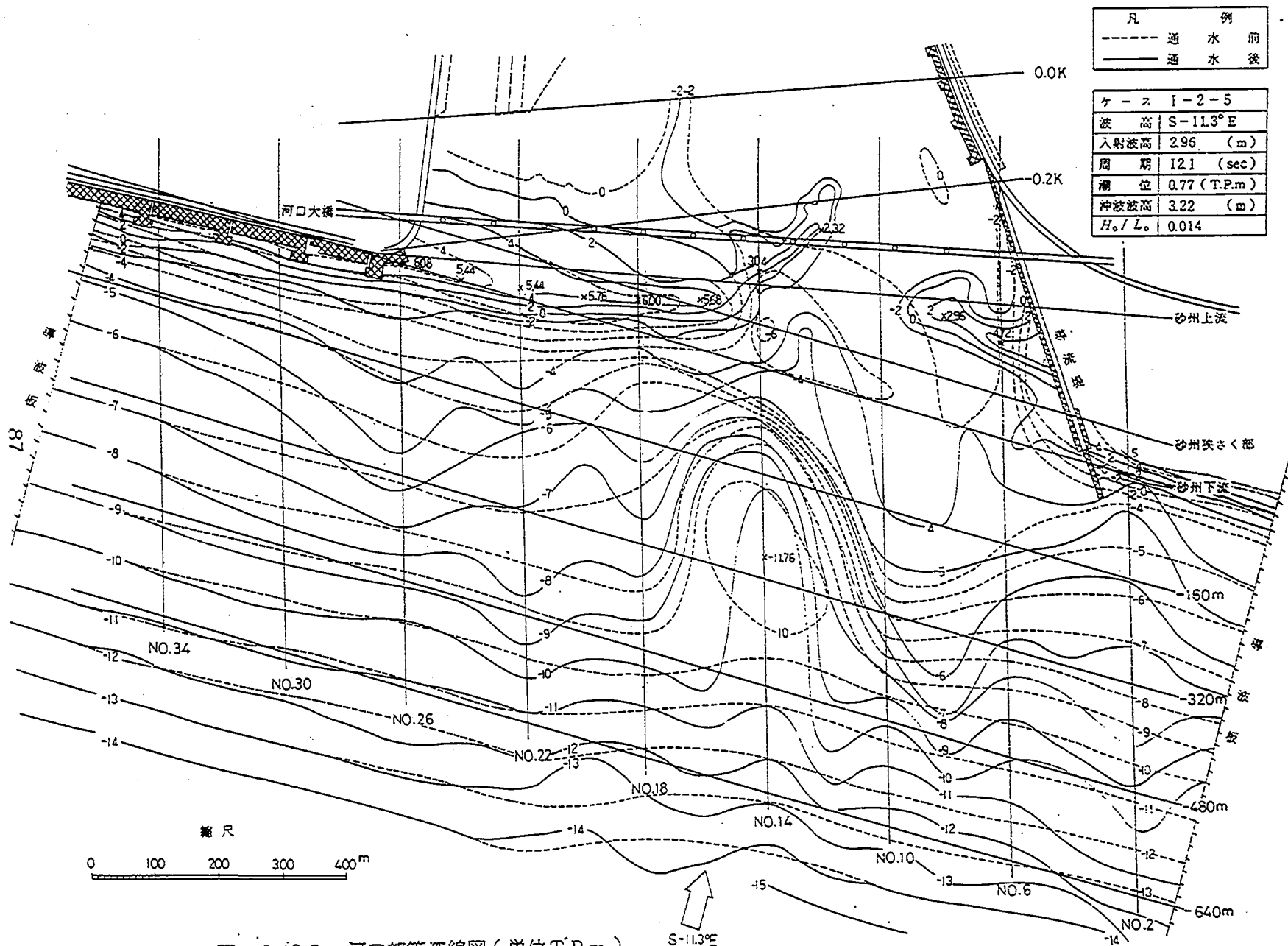


図-5.12.5 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

第6章 波介川改修計画案河道の検討

第 6 章 波介川改修計画案河道の検討

6.1 概 要

現況河道の仁淀川に対し、波介川を河口導流案河道とした場合の合流部の問題点、河口砂州への影響、波介川現合流点締切り部の安全性、河口出発水位等の検討を行なった。実験は移動床洪水流による河床変動および河口砂州のフラッシュ状況等についての検討を実施し、さらに、洪水流実験による河口砂州フラッシュ後の波による砂州形成に関する検討を行なった。また、移動床洪水流実験の河道内水位に関しては、相似性に問題があることから、河口出発水位および水位縦断変化や波介川の河口導流による水位低下の効果を把握するため、固定床模型による検討も実施した。

6.2 実験条件

移動床洪水流実験は、図-6.1に示すような本川計画高水流量 $Q_p = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川計画高水流量 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ のハイドログラフを通水した複合出水時とそれぞれの単独出水時の検討を行なった。なお、このときの本川側河道は、波介川河口導流に伴って、右岸高水敷を一部掘削して低水路幅を拡幅している。

潮位は、計画潮位のT.P. 2.2 mおよび朔望平均満潮位T.P. 0.77 mによる検討を実施した。

波による河口砂州形成実験は、計画高水流量時の砂州フラッシュ後の砂州再形成状況について検討した。固定床洪水流実験では、計画高水流量による河口砂州フラッシュ後の形状を固定床とし、定流実験の検討を実施した。これらの実験条件一覧表を表-6.1に示す。

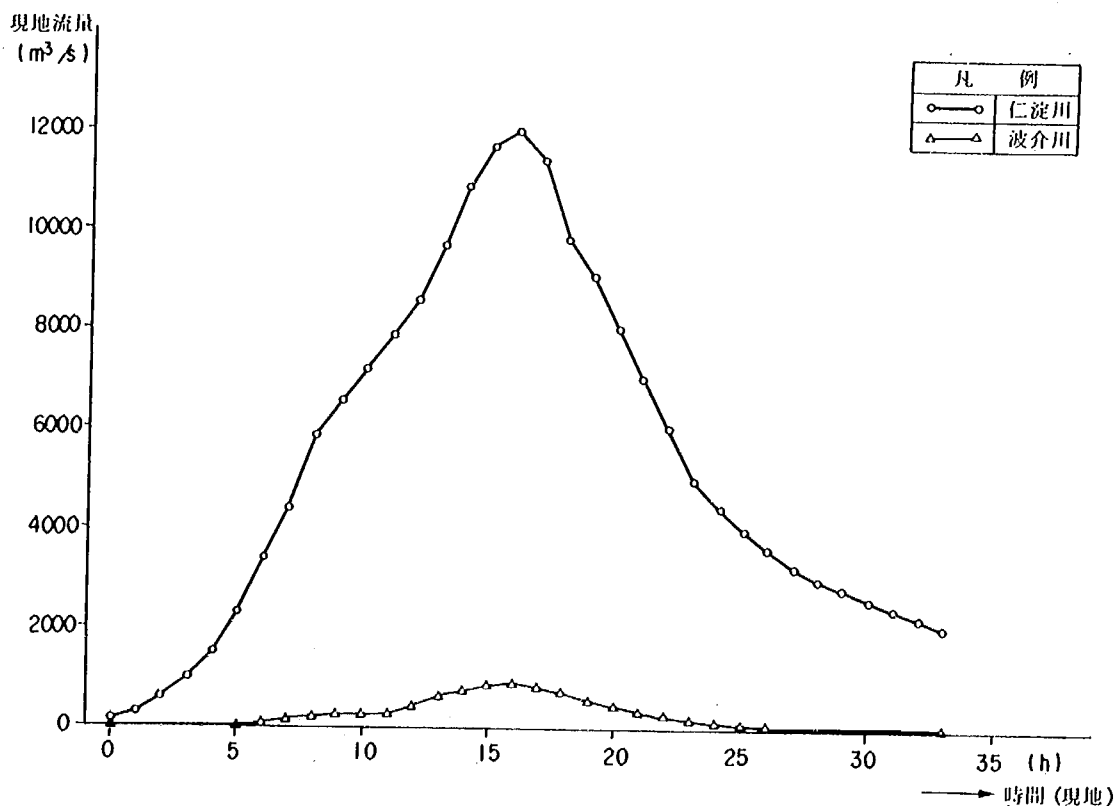


図-6.1 計画高水流量ハイドログラフ

表- 6.1 実験条件一覧表

実験 ケース	実験 種 別	河道条件		流 量 (m ³ /s)		潮 位 (T.P.m)	波 浪 条 件			備 考
		本川	波介川	本 川	波介川		沖波 波高 (m)	波形 勾配	波向	
II-1-1	移動床 洪水	現況	計画	$Q_p=12000$	$Q_p=900$	2.20				複合出水時の検討 仁淀川単独出水の検討 波介川単独出水の検討 潮位の違いによる検討
II-1-2	"	"	"	"	平水(0)	"				
II-1-3	"	"	"	平水(47)	$Q_p=900$	0.77				
II-1-4	"	"	"	$Q_p=12000$	"	0.77				
II-2-1	砂州形成	現況	計画	豊水(94)	平水(0)	0.77	3.40	0.015	S	ケースII-1-4のフ ラッシュ後の砂州形成
II-2-2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	ケースII-1-2のフ ラッシュ後の砂州形成
1-1	固定床 洪水	現況	計画	12000	900	2.20				- 粗度検証含む、主として水位の検討 (流下能力導流効果) - ケース1-2は砂州部を移動床としたフラッシュ状況検討
1-2	"	"	"	$Q_p=12000$	平水(0)	"				

6.3 移動床洪水流実験

6.3.1 複合出水時の検討(ケースII-1-1)

本実験は、本川 $Q_p = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ の計画高水流量波形を与え、河道内の河床変動と砂州フラッシュ状況および波介川合流部の水理現象について検討したものである。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図- 6.2.1 ~ 6.2.2 に、ピーク水位縦断図を図- 6.2.3 に示す。本川河道内水位は、検証実験結果と同様に小規模河床波の発生によって、相似性は満足されていない。このためピーク水位は0.4 km断面より上流でH.W.L.を越える状況となっている。波介川の河道内水位は、河口導流によって、本川0 km水位とはほぼ同じ変動を示し、水面勾配は非常に緩やかとなる。また、波介川の河口導流に伴い、現合流点(2.0 km)付近の水位差は流量ピーク時で約3.5 m程波介川水位が低くなる。しかしながら、本川水位は先に述べたように粗度係数の違いによって、実際の水位より高い値となっているため、この水位差そのものが波介川河口導流による水位低下の効果とはならない。ただし、現況河道2.0 km地点の計画高水位T.P. 7.4 mより波介川水位は約1.9 m低くなっており、実際の導流効果はこの程度ではないかと考えられる。いっぽう、河口砂州上流0 km地点の本川ピーク水位は、約T.P. 4.6 mであった。これに対し、波介川側河道の合流点(0 km)水位は、河口砂州後側で約直角に左偏して本川に合流すること、さらに本川側より流速がかなり遅いことなどから、本川側より水位が高くなる傾向が見られ、流量ピーク時付近では約0.4 mの水位差が生ずる結果が得られた。

(2) 流況および砂州フラッシュ状況について

流量ピーク時の流況図を図-6.2.4に、河口部の流況を写真-3に示す。本川の1.8 km右岸側は上下流に比して河岸が張り出しており、現況検証実験と同様にこの付近が水衝部となり、この形状抵抗による河岸沿い上下流の水位差が大きい(約1.5 m生ずる)。その後主流は下流左岸方向へと向かい、1.8 km直下流右岸沿いに剥離渦が生ずる。この水衝部の上流側となる波介川の現合流点(約2.0 km右岸)の締切り部は、低水路法面を碎石で保護したが、 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近まではこの締切り堤防前面に沿って流れる傾向があるものの、洗掘が生ずるような状況は見受けられない。また、流量の増大とともに流れが直進するため影響はかなり少なくなる状況にあり、流量ピーク時付近においても洗掘はほとんど生じなかった。いっぽう、河口砂州部では、 $Q = 1,500 \sim 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近から砂州のフラッシュが進行するが、その現象が顕著となるのは $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の砂州越流によってである。このとき初期開口部位置付近で洗掘が進行し、その後流量の増大とともに開口幅が拡大して、主流部が河道中央寄りに移行する。このため、初期河口部位置の最深部は埋め戻され、最深河床位置は河道中央部付近となり、約T.P.-6.5 mまで洗掘される。ただし、河口導流に伴う波介川河道内は、本川側の流速に対して、非常にゆるやかな流れであり、河床波の発生もなかった。したがって、本川の河口砂州上流部への波介川導流によって、流況的に問題となるような現象は見受けられなかった。また、河口導流によって、砂州部背後の侵食や局所洗掘は生じないことが明らかとなった。

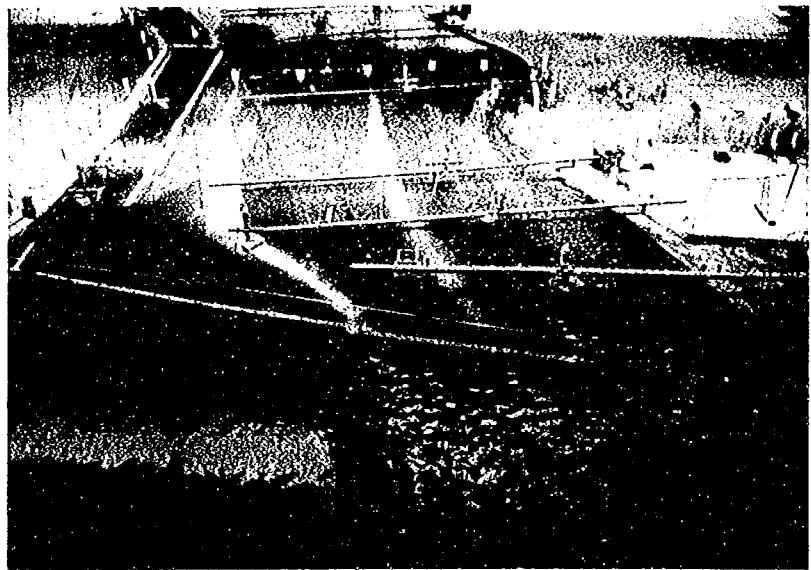


写真-3 ピーク流量時付近の流況(ケースII-1-1)

(3) 河床変動について

実験結果の河床変動平面図を図-6.2.5に、河口部の等深線図を図-6.2.6に、平均および最深河床高縦断面図を図-6.2.7に示す。水衝部地点における最大洗掘深は、2.8 km左岸で約T.P.-13.1 m, 1.8 km右岸が約T.P.-17.8 m, 仁西地点下流の0.2 km左岸でT.P.-7.2 mの結果となり、現況最深河床高に対して3~8 mも増大している。また、1.2 km~0.8 km右岸側の低水護岸前面は、流れが若干集中することと高水敷上へ乗る流れによって洗掘傾向となっている。この右岸高水敷上の流れは、波介川の合流による影響もあって、0.2 km付近で本川側低水路内へ落ち込む流れが生ずるため、この地点の護岸前面に局所的な洗掘が生ずる(ただし、これらの洗掘は大きいものではなく、護岸根固工を設置すれば防止可能と考えられる)。いっぽう、砂州フラッシュ時の開口幅は、現況検証実験に対し潮位および高水敷掘削等の違いによって、同流量時においても開口幅は広がる傾向にあった。通水後の開口幅は、ほぼ上流右岸掘削後の高水敷延

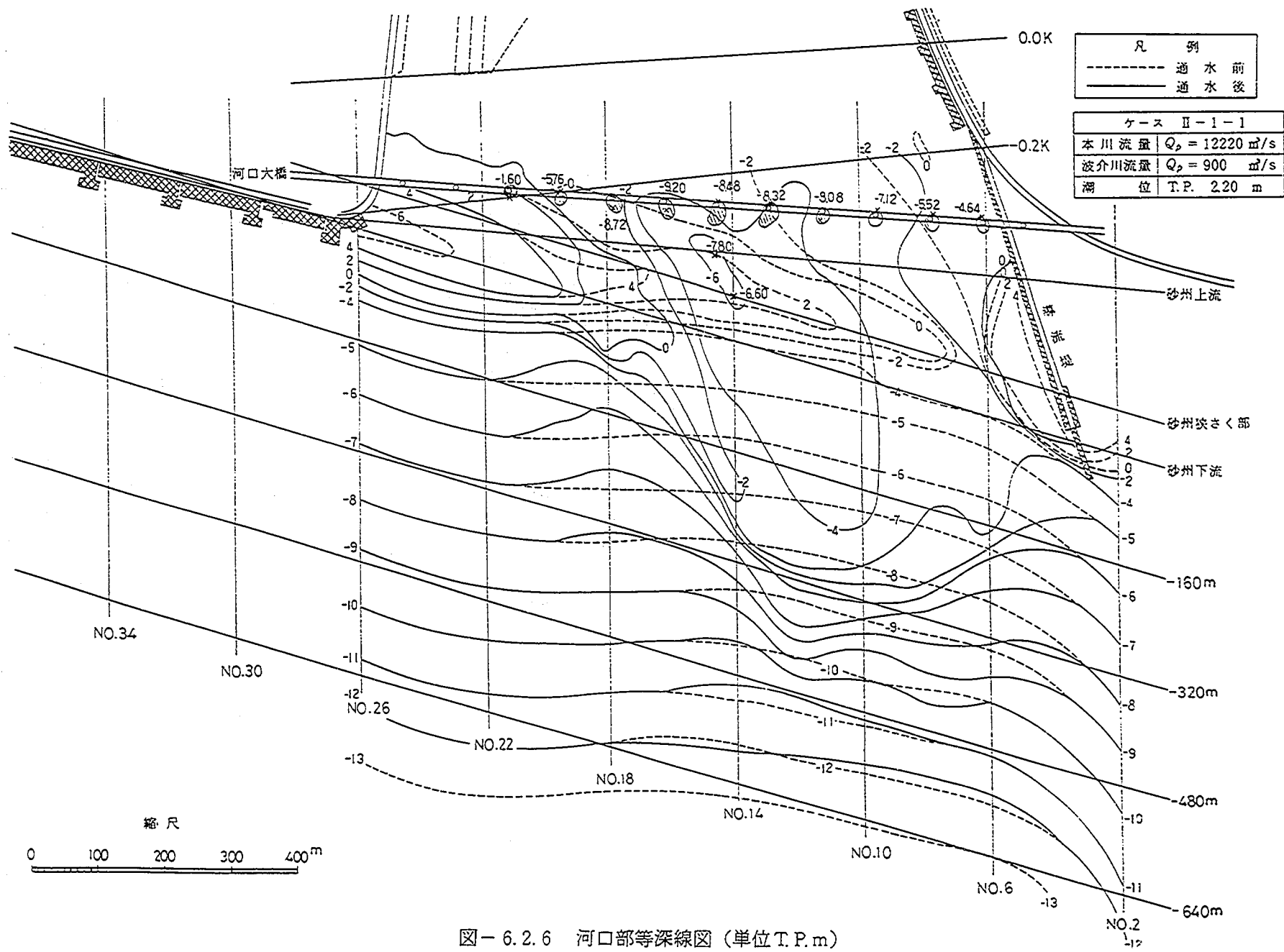


図- 6.2.6 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

長線上までフラッシュされ、砂州上流の低水路幅によって開口幅も変わるようであった。また、この砂州フラッシュに伴い、砂州上流の0.2 km付近まで河床低下傾向となり、河口大橋橋脚周辺の局所洗掘もかなり増大する。この最大洗掘深は、河道内左岸からNo.3～No.8橋脚で約T.P. - 7.1 m～T.P. - 9.2 mとなり、橋脚基礎（天端高T.P. - 6.7 m）が露出する状態となる。ただし、この局所洗掘は、出水後の波浪や密度流効果によって埋め戻されるものと考えられ、実際の場合は掘れたまま残ることはないと思われる。海部へ流出した土砂は測線No.6～No.18（約600 m）範囲の沖合約300～350 m付近まで舌状に堆積（T.P. - 3.0 m～T.P. - 5.0 m）する。

6.3.2 仁淀川単独出水時の検討（ケースⅡ-1～2）

この実験は、波介川を平水流量とした本川側単独出水時の水理状況を検討したものである。波介川の平水流量は明らかでないため、 $Q=5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度を考慮して行う予定であったが、実際は $Q=94 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えてしまった。ただし、河口砂州等におよぼす影響は、本川流量が圧倒的に大きいため、ほとんどないと考えられる。さらにこの実験では、1.8 km付近の流下能力増大のため、右岸側を拡幅（1.8 km地点で約70 m）した検討を行った。

(1) 水位について

各断面の水位時間変化図を図-6.3.1～6.3.2に、ピーク水位縦断図を図-6.3.3に示す。河道内水位は前ケースと同様に粗度係数が大きく、相似性は満足されていない。本川側0 km地点のピーク水位は、複合出水時に対して、若干低い傾向となるものの大差ない状況である。波介川河道内水位は、本川側0 km地点の水位変動の影響を受けて変化し、水面勾配はほとんどつかない。また、合流点（0 km）では本川側より水位が高くなる傾向となり、本川流量ピーク時付近で約0.5 mの水位差が生じている。

(2) 流況および砂州フラッシュ状況について

流量ピーク時付近の流況図を図-6.3.4に示す。1.8 km付近右岸側の拡幅によって、水跳ね効果は少なくなり、直下流右岸沿いの剥離渦も消滅し、掘削部上の流れはその下流1.6 km～1.4 km付近で低水路側へ流れ込む状況を呈する。このため下流右岸側高水敷の掘削と相まって、仁西付近の主流は河道中央寄りの傾向となっている。また、先の複合出水時では、0.2 km右岸の低水護岸前面で高水敷上から落ち込む流れによって、若干洗掘が生じたが、今回は波介川の流れの影響がほとんどないため、下流側へ真直ぐ流れ、洗掘は生じなかった。

いっぽう、砂州フラッシュ状況および開口幅も先の複合出水時と大きな違いは生じなかったが、砂州フラッシュに伴う開口部右岸側の洗掘は、波介川の流量が少ない本ケースの方が増大している。複合出水時では、波介川合流の影響によって、本川右岸高水敷上の流れを砂州部上流で若干左岸方向へ押している状態となり、砂州開口部の右岸側では概して流れが集中しない。これに対し、波介川の流量が少ない場合は主流が右岸側に若干寄る傾向になることが原因しているとも考えられる。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図、河口部等深線図および平均、最深河床高縦断図を図-6.3.5～6.3.7に示す。

河床変動状況は、先に述べた 1.8 km 右岸側の拡幅に伴う掘削部上の流れと水跳ね効果の減少によって、最深部とともに水衝域が下流側に移行し、最大洗掘深は T. P. - 11.7 m と減少する。しかし、洗掘範囲は反対にかなり増大している。また、その下流右岸側の低水護岸前面では、上流側の洗掘土砂によって、若干堆積傾向となるものの、長期的には護岸前面付近の洗掘も増大して広範囲に影響をおよぼすものと考えられる。なお、他の河床変動および砂州フラッシュ後の形状は、先のケース I - 1 - 1 と大差ない状況である。ただし、河口大橋橋脚周辺の局所洗掘は、右岸側 No. 9 ピアーの洗掘が増大し、No. 3 ~ No. 8 ピアーとともに橋脚基礎が露出する状態であった。

6.3.3 朔望平均満潮位時における波介川単独出水の検討（ケース II - 1 - 3）

本実験は、本川側を平水流量（ $Q = 47 \text{ m}^3/\text{s}$ ）とし、朔望平均満潮位 T. P. + 0.77 m に対して波介川単独出水時（ $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の合流部の状況と河口砂州への影響、河床変動等の水理状況を検討したものである。

(1) 水位について

水位測定結果は、水位縦断の時間変化図を図-6.4.1 に、各測点の水位時間変化図を図-6.4.2 に示した。

ピーク流量時付近の河道内水位は、本川が平水流量のため、合流点付近では、本川側へ若干落ち込むような流れが生じ、波介川の 0.4 km 断面付近が水面勾配の変化点となる。このため 0.4 km から上流部が約 1/2,100、下流部は約 1/380 の水面勾配となる。このときの波介川合流部の 0.0 km の水位は本川側が T. P. + 1.92 m、波介川が T. P. + 2.78 m で約 0.86 m の水位差が生ずる。

また、現合流点付近（2.0 km）の波介川ピーク水位は T. P. + 4.60 m、この時の本川側水位は 0.2 km 断面から上流部では、水面勾配は全くなく T. P. + 2.00 m であり、約 2.60 m 波介川の水位が高い。波介川単独出水時における現合流点付近の波介川ピーク水位を、同一河道条件の複合出水時の場合と比較すると、波介川単独出水では約 0.4 m 程水位は低下している。したがって、波介川の河道内水位は、本川側の流量および砂州フラッシュ状況とともに、本川の 0.0 km 断面水位の影響を大きく受ける。

(2) 流況について

増水時の 250 m^3/s 付近で、本川との合流地点の波介川 0.0 km 下流左岸側で小規模河床波が発生し始め、420 m^3/s 付近で 0.2 km 付近までこの小規模河床波が発生した。ピーク流量時の波介川合流部および砂州開口部の流況図を図-6.4.3 に示す。ピーク流量時付近の波介川河道内は、約 2.0 m/s 程の流速で本川に合流する。本川側が平水流量のため、波介川からの主流は、本川 0.0 km 断面の河道中央付近を迂回して砂州狭窄部へと流下する。このため河道中央付近の河口砂州裏側には死水域が生ずる。主流部の流速は本川河道中央で約 1.35 m/s、河口大橋付近が約 2.20 m/s、砂州狭窄部では最大約 3.2 m/s である。この時の砂州開口部の流水幅は 85.6 m、最深河床高は T. P. - 6.60 m であり、約 4 m 洗掘される。

(3) 河床変動状況について

通水後の河床変動状況を図-6.4.4 に、砂州開口部の河床変動横断図を図-6.4.5 に示す。

波介川河道の河床変動状況は、0.0 km 断面左岸から導流堤防先端付近で約 2 ~ 3 m 洗掘される。しかし波介川河道内は、水面勾配の変化点となる 0.4 km ~ 0.2 km 間で河床波が発生する程度で、河床変動はほと

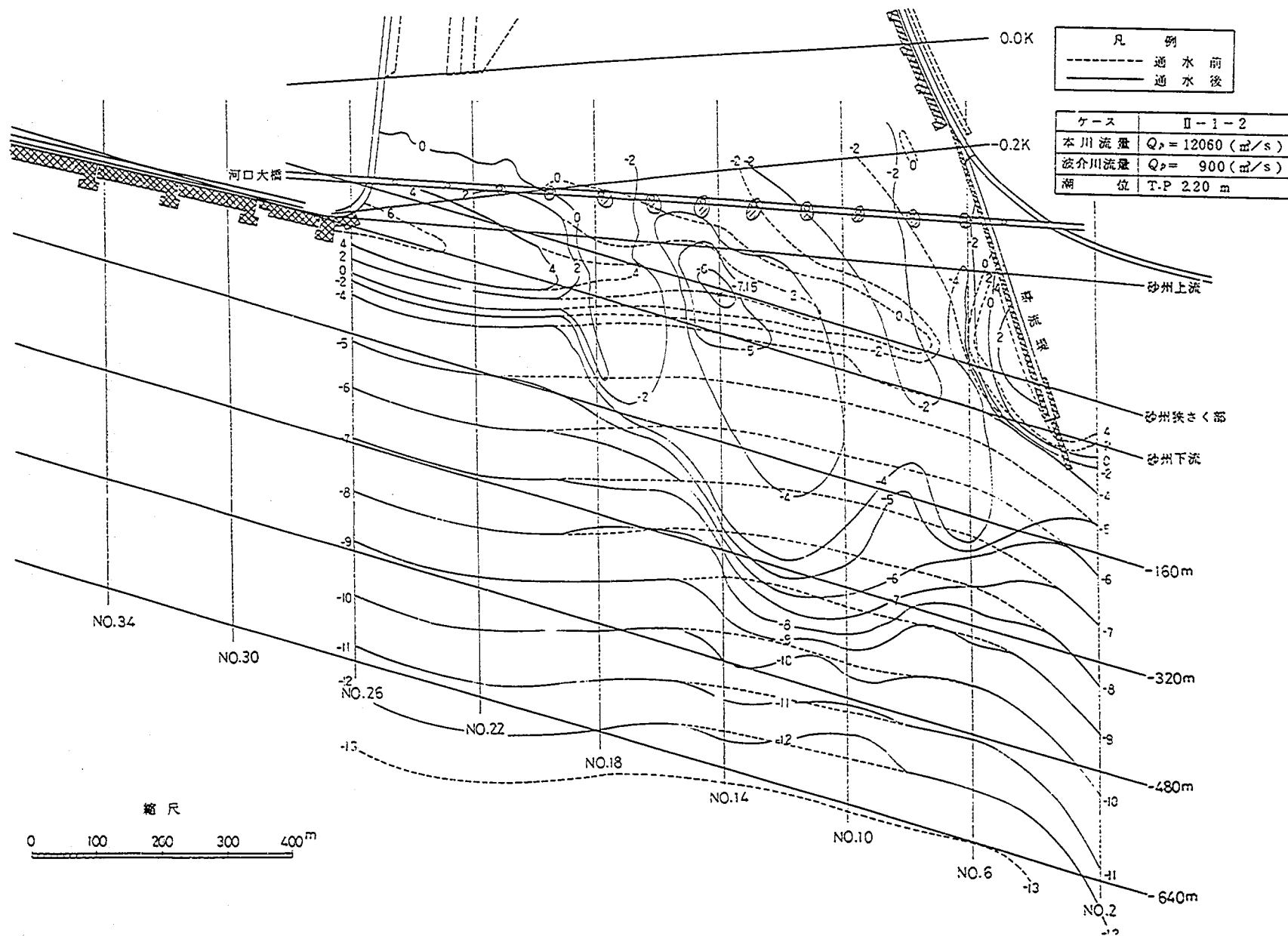
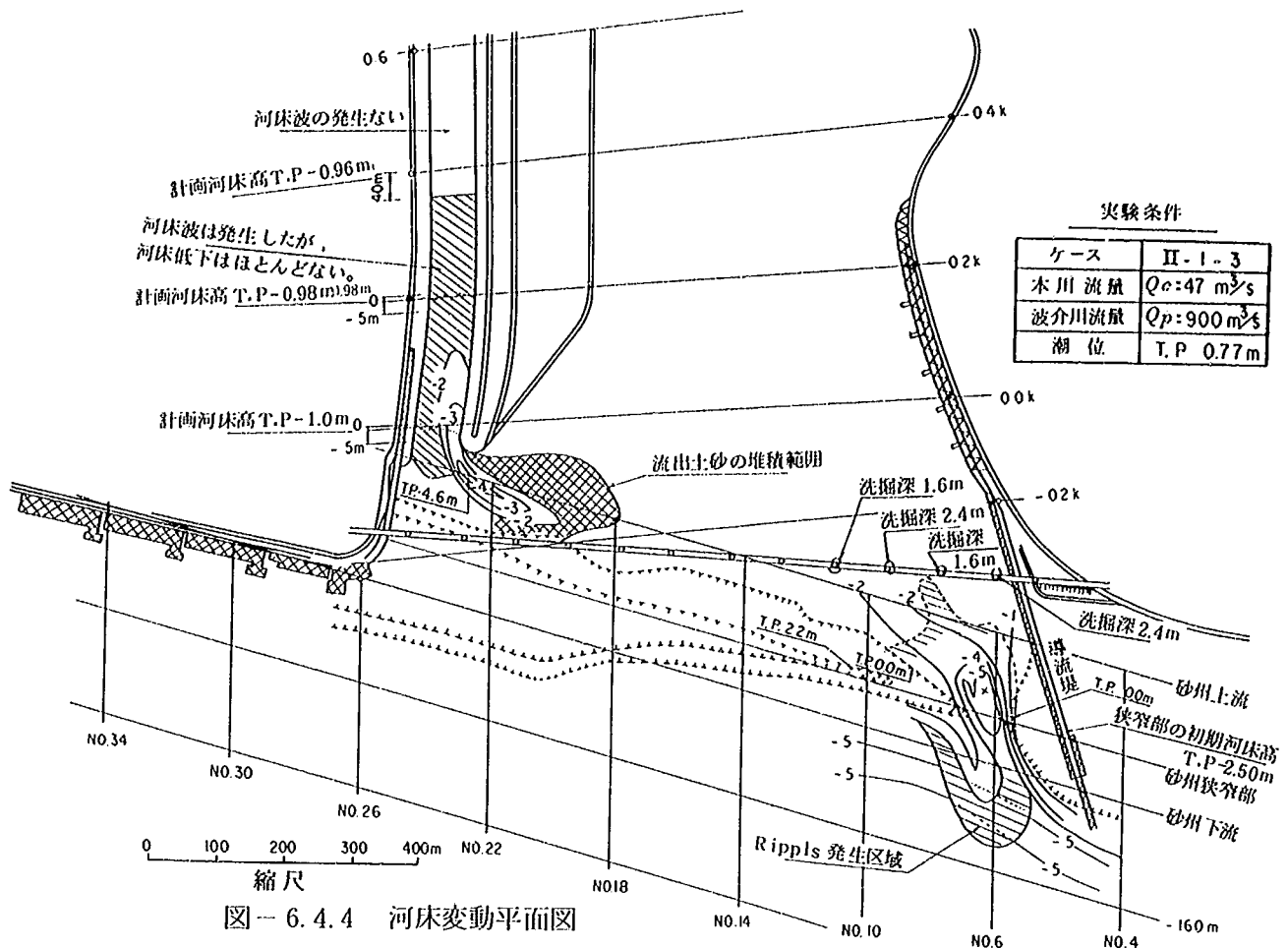


図- 6.3.6 河口部等深線図 (単位 T.P.m)



んど生じない状況であった。また、河口砂州背後への合流によって、この砂州が侵食されるような現象も見られない。

一方、河口部の砂州開口幅は流量増大に伴う水位上昇によって20m程度拡幅するものの、砂州開口部では深さ方向への侵食傾向が強く、側方侵食による開口幅の増大までは至らない。砂州開口部の最大洗掘深は、流量ピーク後に約T.P. - 7.8 mとなり、また最終開口幅も約90mとなる結果が得られた。

6.3.4 朔望平均満潮位時における複合出水の検討（ケースII-1-4）

この実験はケースII-1-1に対して潮位の違いによる現象を検討したものである。なお、先のケースII-1-2で本川1.8 km右岸側を掘削した場合、水衝域が下流側に拡大するとともに、低水護岸前面の洗掘等も増大し、その影響が大きいことから現況に戻して実験を行った。

(1) 水位について

実験結果の水位時間変化図およびピーク水位縦断面図を図一 6.5.1～6.5.3に示す。潮位の違いによる河道内水位への影響は、 $Q \approx 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下では約3.0 km地点付近まで生じている。しかし、流量が増大すると河床抵抗が実際河川よりかなり大きいこともあって、その差は少なくなり、ピーク水位時では約0.8 km付近までとなる。また、砂州上流の河口部水位は、潮位が低いことによって、流量ピーク以前に水位ピークとなる傾向があり、このときの水位は流量ピーク時とほぼ同程度となる。さらに砂州フラッシュ時は反砂堆状の河床波が形成され、水位変動も大きい。

(2) 流況および砂州フラッシュ状況について

通水初期の流量 $Q \approx 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近までは、主流部が低水路内を蛇行した流れとなり、潮位が低いこともあって、現況水衝部付近へ流れが集中する傾向が見られる。しかしながら、流量が増大すると流れは直線的となり、潮位の違いによる影響は少なくなる。この流量ピーク時付近の流況図を図-6.5.4 および写真-4 に示す。現合流点（約 2.0 km）締切り部は、ケースⅡ-1-1 と同様小流量時にこの河岸沿いを流れる傾向となるものの、洗掘を受けるような状況は流量ピーク時も含め見受けられない。しかし、その下流の 1.8 km 付近では右岸側に主流が寄る傾向と相まって、この地点で河岸が張り出しているため、河岸沿い上下流の水位差が流量の増大とともに大きくなり、流量ピーク時付近では約 1.5 ～ 2.0 m の水位差が生じる。また、1.2 km ～ 0.8 km 間右岸側の低水護岸前面は、ケースⅡ-1-1 と同様に流れが若干集中することと、高水敷上へ乗る流れより洗掘傾向となる。右岸高水敷上の流れは、波介川の合流による影響とともに、潮位が低いことによって、0.2 km 付近で高水敷上から本川側低水路へ落ち込む流れが生じ、洗掘がやや大きくなる。

いっぽう、河口砂州フラッシュ状況は、 $Q \approx 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近までは初期開口部位置で深さ方向への洗掘がかなり進行し、最大洗掘深近くまで洗掘（T.P. - 9.0 m）される。その後流量の増大とともに開口幅が拡大し、主流部が河道中央寄りに移行することによって、初期開口部位置の洗掘箇所は埋め戻され、 $Q \approx 8,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近以降ではこれまでの実験と同様に河道中央付近が最深河床部となる。



写真-4 ピーク流量時付近の流況（ケースⅡ-1-4）

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図、河口部等深線図および平均、最深河床高縦断図を図-6.5.5 ～ 6.5.7 に示す。2.8 km 左岸および 1.8 km 右岸水衝部の洗掘状況は、先のケースⅡ-1-1 とほぼ同程度である。しかし、0.2 km 右岸付近では潮位が低い影響によって、最大洗掘深が約 T.P. - 8.0 m とやや増大する。砂州フラッシュ後の開口幅は、これまでの実験と同様にほぼ右岸上流の高水敷延長線上までフラッシュされ、潮位の違いによる開口幅の差はあまりなかった。しかしながら、潮位が低いことによって、砂州上流の -0.2 km 付近までの河床低下が大きくなり、また海部沖合（350 ～ 400 m）への堆積範囲も広がっている。このため、河口大橋橋脚周辺の局所洗掘も計画潮位時より若干増大する。この最大洗掘深は河道内左岸からの No. 1 ～ No. 3 ピアーで橋脚基礎天端高（T.P. - 6.7 m）と同程度となり、No. 4 ～ No. 8 ピアーで T.P. - 8.5 m ～ T.P. - 9.2 m、No. 9 ピアーで T.P. - 7.6 m まで洗掘が生ずる結果が得られた。

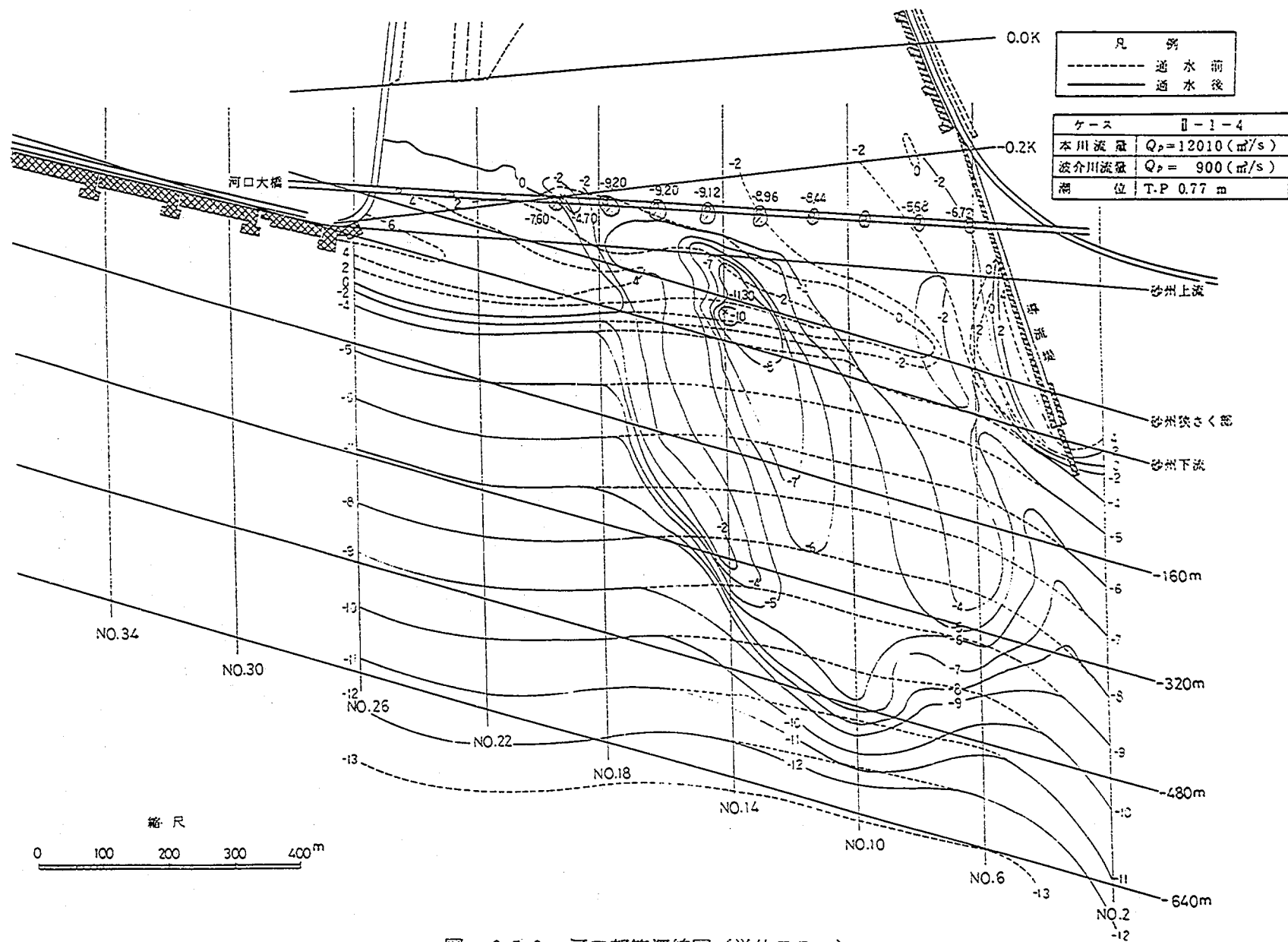


図-6.5.6 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

6.4 河口砂州形成に関する実験

6.4.1 朔望平均満潮位時の砂州フラッシュ後における砂州形成状況（ケースⅡ-2-1）

この実験は、計画高水流量時の河口砂州フラッシュ後の波による砂州形成状況、および波介川合流部等への影響について検討したものである。本実験の初期河口および海浜形状は、先の朔望平均満潮位の複合出水による砂州フラッシュ後の形状（ケースⅡ-1-4）に河口沖合いの砂利採取箇所形状も考慮したものを用いて実施した。

(1) 河道内水位と海浜流況について

河道内水位（仁西地点）の波による set up 量は、砂州フラッシュ後の初期開口幅（ $B \approx 680$ m）および砂州形成後の開口幅（ $B \approx 340$ m）とも広いことによって、沖波波高の約 6 割程度の上昇（T.P. 1.0 m）となっていた。河道内の波浪侵入状況も砂州フラッシュ後の開口幅が広いため、実験初期には波介川合流点付近まで回折現象によって砂州を回り込んで侵入する。また、本川河道では現況検証実験と同様に 0.6 km 付近まで侵入する。河口砂州形成後も図-6.6.1 の海浜流況図に示すように、開口幅がまだ広く、波介川合流点付近への波浪侵入は見られないものの、本川河道では実験初期とあまり変らなかった。海浜流況は、河口右岸側で左岸向きの沿岸流が卓越し、河口開口部の最深地点付近から河川流が流出する。

(2) 砂州形成状況について

砂州形成時の汀線の時間変化図を図-6.6.2 に、河口砂州形成と波浪状況を写真-5 に、砂州形成後の河口部等深線図を図-6.6.3 に示す。

実験初期の右岸側の砂州は、フラッシュ前の砂州位置方向（砂州狭窄部断面）に形成される。しかし、砂州フラッシュ後の河口部断面は、河口中央付近が最深部となっており、この最深部の影響によって、その後砂州は河道上流方向に伸延し、-0.2 km 断面付近が先端となる。また、波による底質移動は T.P.-6.0 m 以浅で多く生ずることから、

最深部付近は砂の移動が少なく、砂州形成後も開口部位置となり、その幅も約 330 m とかなり広い。いっぽう、河口左岸側の導流堤先端付近に残っていた砂州も、初期開口部断面が深いため、前面を沿う波によって河道内へ持込まれ、砂州直上流断面位置（河口大橋下流約 75 m 位置の実験前初期設定断面）付近に形成されたが右岸側へはあまり発達しなかった。

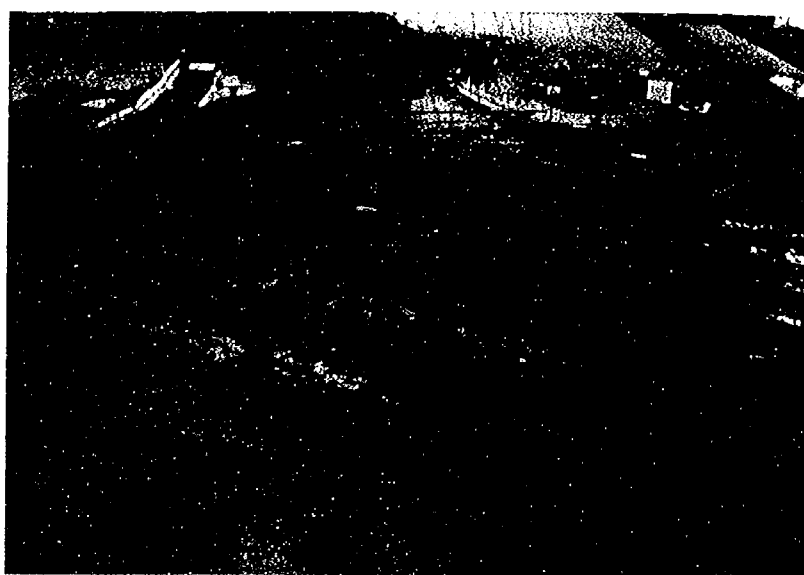


写真-5 河口砂州形成と波浪の状況（ケースⅡ-2-1）

以上の結果より、河口砂州形成状況は、沖合も含めた砂州フラッシュ後の開口断面形の影響が大きいこ

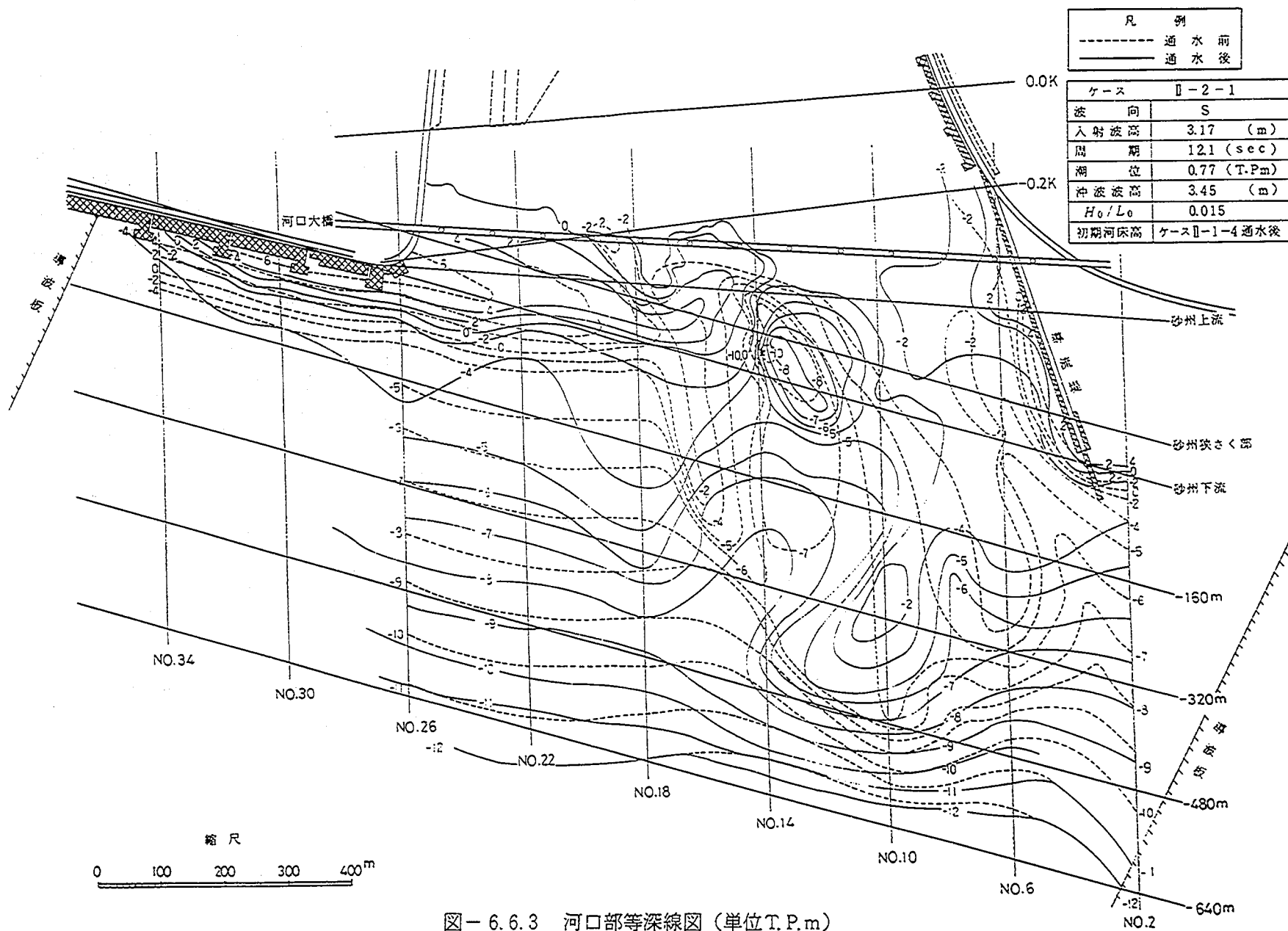


図-6.6.3 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

とが明らかとなった。今回の砂州フラッシュ後の形状は朔望平均満潮位時であるため、砂州フラッシュに伴う河口中央部付近の洗掘がかなり大きく、この水深の深い所では砂の移動が少なく、河口閉塞はあまり進行しなかった。したがって、計画流量規模によって大量に土砂がフラッシュされ、河口水深が増大した場合、その水深は徐々に浅くなるものの、すぐに河口閉塞状態とはならず、ある程度の期間は開口部が維持されるものと考えられる。また、この場合砂州は河道内へ形成される傾向となる。ただし、今回砂州が河道内上流に入り込むものの、砂州先端は-0.2 km付近までであり、波介川合流点へ影響を与えるような問題は生じなかった。

6.4.2 計画潮位時の砂州フラッシュ後における砂州形成状況（ケースⅡ-2-2）

この実験は、波介川河口導流案に対し、計画潮位時における砂州フラッシュ後の波による砂州形成状況について検討したものである。初期河口および海浜形状は複合出水時のケースⅡ-1-1を用いるべきであったが、実験上の失敗（後に実験をやり直した）があったため、波介川の合流による砂州フラッシュ形状への影響は少ないと判断し、単独出水時のケースⅡ-1-2の砂州フラッシュ後の形状について検討を行った。

(1) 河道内水位と海浜流況について

河道内水位の波による set up 量は、砂州形成過程とも先のケースⅡ-2-1と同様に沖波波高の約6%程度であった。また、河道内への波浪侵入は、実験初期の開口幅が広い状態では0.6 km付近まで見られる。しかし、図-6.7.1の流況図に示すように、開口幅が狭まった実験終了時（ $B \approx 260$ m）では、若干少なくなり、0.4 km付近までの侵入となる結果が得られた。いっぽう、海浜流況は河口右岸側で先のケースⅡ-2-1と同様に左岸向きの沿岸流が卓越し、開口部で河川流とともに沖合へ向かう流れとなっている。河口左岸側では、砂州先端に向かう向岸流が左右に分れ、導流堤先端付近から外側海浜で離岸流となる。

(2) 砂州形成状況について

河口砂州形状の時間変化図を図-6.7.2に、砂州形成後の河口形状を写真-6に、河口部等深線図を図-6.7.3に示す。

河口砂州は、洪水によってフラッシュされた河口外近傍（主として左右岸沿い）の堆積土砂とともに、右岸側の汀線後退による土砂の供給となって形成される。右岸側砂州は、フラッシュ前の砂州位置

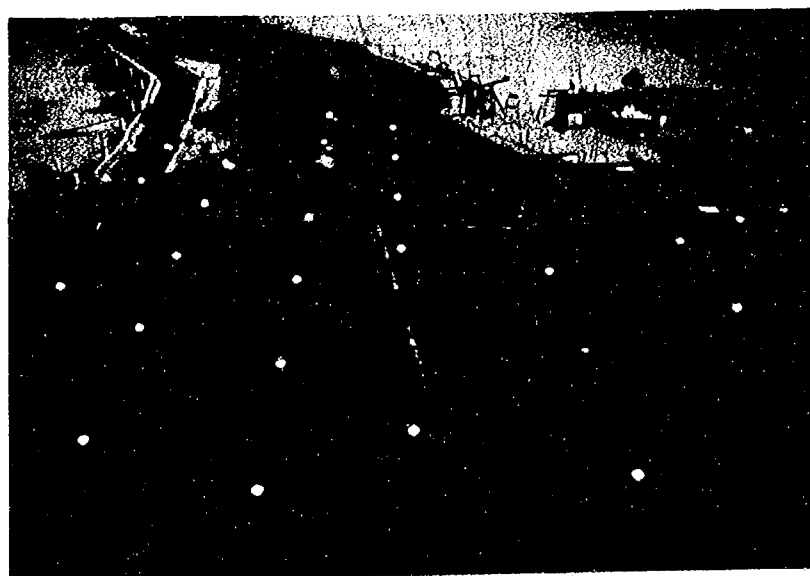


写真-6 河口砂州形成状況（ケースⅡ-2-2）

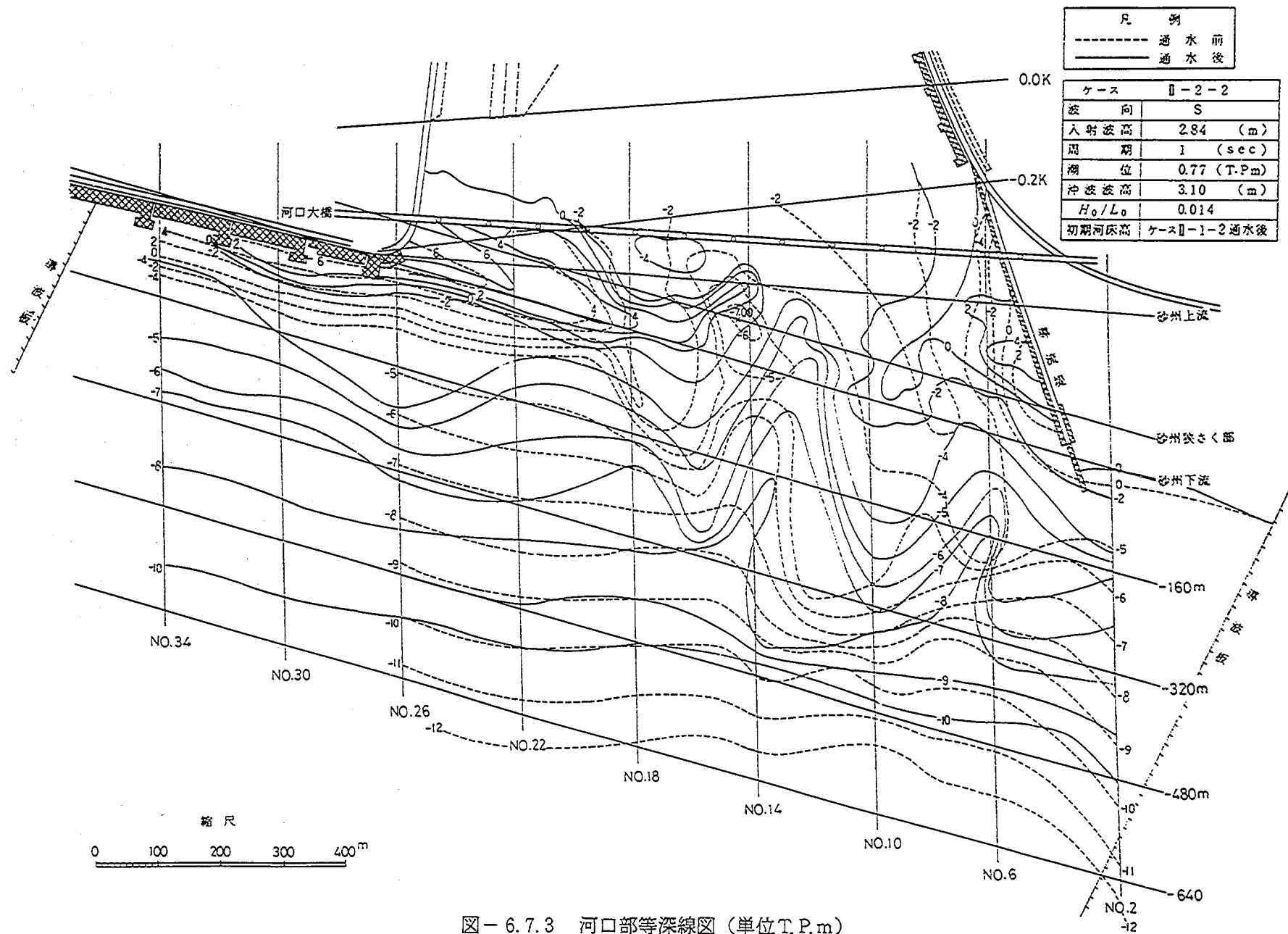


図-6.7.3 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

方向に復元するが、砂州先端部は前ケースと同様、河道内上流方向に伸びる傾向となり、河道中央部の河口大橋直下流付近が先端となる。左岸側砂州は、若干河道内に入り込む程度で右岸方向に約 180 m 伸びた状態でほぼ安定し、このときの最終開口幅は約 260 m となった。

以上の結果より、先のケースⅡ-2-1と同様に、砂州形成時の開口幅は現況よりもかなり広い状態であった。しかしながら、砂州フラッシュ時の局所洗掘箇所は徐々に浅くなり、長期的には現在の開口幅程度の砂州が形成されるものと考えられる。

6.5 固定床洪水実験

移動床模型実験結果の河道内水位に関しては、河床抵抗に関する小規模河床波が卓越し、相似性が十分には満足されなかった。このため、河口出発水位、水位縦断変化や波介川の河口導流による水位低下等の効果を把握するため、現地の粗度係数と相似にした固定床模型での検討を行った。

6.5.1 粗度検証実験

実験に先立って、本川側の現況河道固定床に対して、現況河道の粗度係数 $n = 0.033$ が得られるように粗度調整を行った。

0.0 km～3.2 km区間のモルタル河床面に所定の粗度付けをした状態で $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流を通水した。この結果を水位縦断比較図として図-6.8に示す。これによると0.0 km断面の実験水位を用いて $n = 0.033$ とする不等流計算水位とはほぼ一致する結果となり、所定の粗度係数が得られたものと判断される。

6.5.2 複合出水時の検討（ケース1-1）

検証実験で得られた $n = 0.033$ とする本川現況河道に対して、本川計画高水流量 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川計画高水流量 $Q = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流量を通水した検討を行った。

なお、河口部は、後述するケース1-2の砂州フラッシュ後の形状を固定床とし、0 km断面から砂州の沖合 200 m の範囲を河道内と同様の粗度付けを行った。

(1) 水位について

河道内の水位縦断図を図-6.9.1に示す。1.8 km付近は上下流の河道幅に比して狭くなっているため、水面勾配が大きい。このため1.8 km断面から上流側でH.W.L.を越えて疎通能力が不足する結果が得られた。

波介川の河道内水位は、約 $1/2300$ の水面勾配でありH.W.L.に0.4 m程余裕がある。複合出水時における合流点（0.0 km）の水位は本川側がT.P. 4.0 m、波介川T.P. 4.4 mで、移動床実験結果と同様に約0.4 m波介川水位が高い。現合流点付近（2.0 km）の水位は本川右岸側がT.P. 8.2 m、波介川がT.P. 5.3 mで約2.9 m波介川の水位が低い。この水位差が波介川の河口導流による効果となる。

また、先の粗度検証実験における本川側単独出水時と比較すると、0 km断面で約0.2 mの水位上昇が見られる程度で、ほとんど変らない結果であり、波介川流量が本川河道に与える影響はさほどない事がわかる。

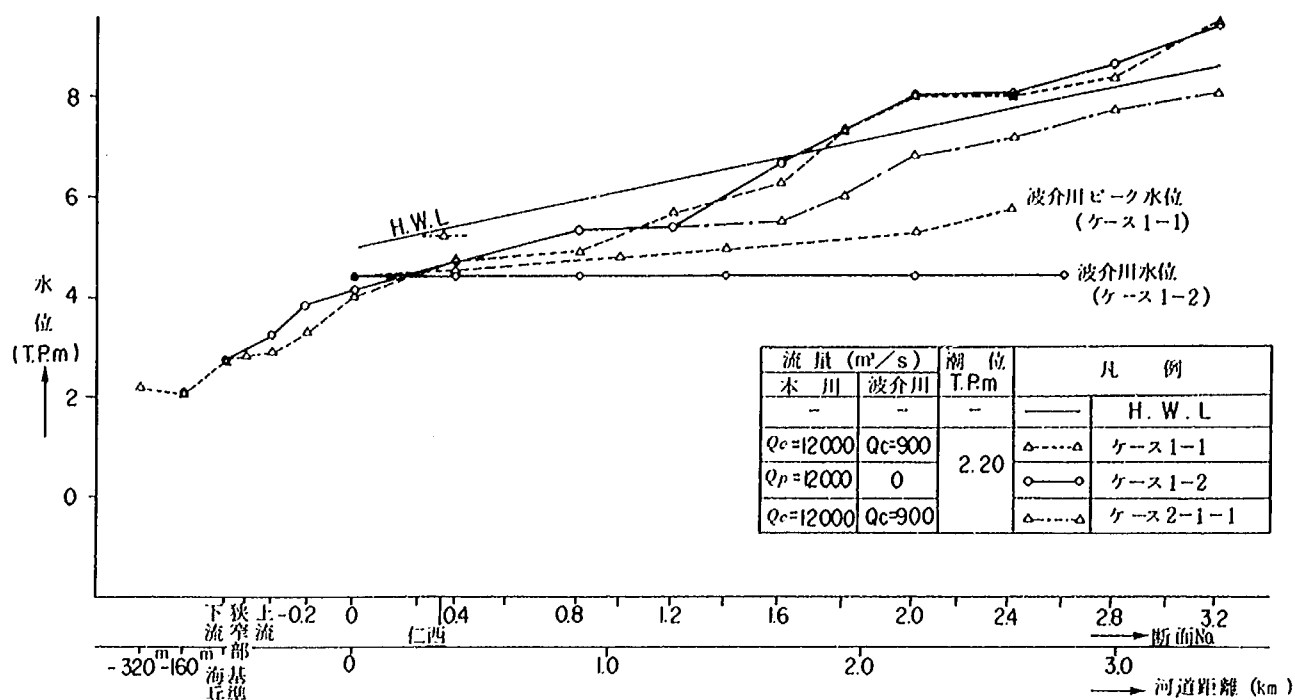


図-6.9.1 水位縦断比較図(波介川改修計画河道)

(2) 流況および流速について

2.0 km付近より上流側河道の主流部は、図-6.9.2の流況図および写真-7に示すように、現況低水路のほぼ中央付近を約4.5～5.0 m/sの流速で河道法線に沿って流下し、狭窄部となる1.8 kmから下流側では主流部が若干右寄りとなる。この河道幅の狭い1.8 kmから下流1.2 km付近での最大流速は約6.0 m/s弱となっている。また、1.4 km左岸砂州部の高水敷から低水路へ入り込む流れがあり、この左岸高水敷と湾曲流の影響で1.2 km左岸側にほぼ死水域に近い領域が発生する。ここより主流部は若干左寄りになる傾向が見られる。

波介川河道は約2 m/sの流速であり、流況的に問題となるような現象は見受けられない。合流部では、写真-8にも示すように、河口砂州の影響によってほぼ直角に左偏して本川へ合流するため、左岸側に流れが集中する傾向となり、導流堤防先端付近で約3 m/sの流速が発生する。

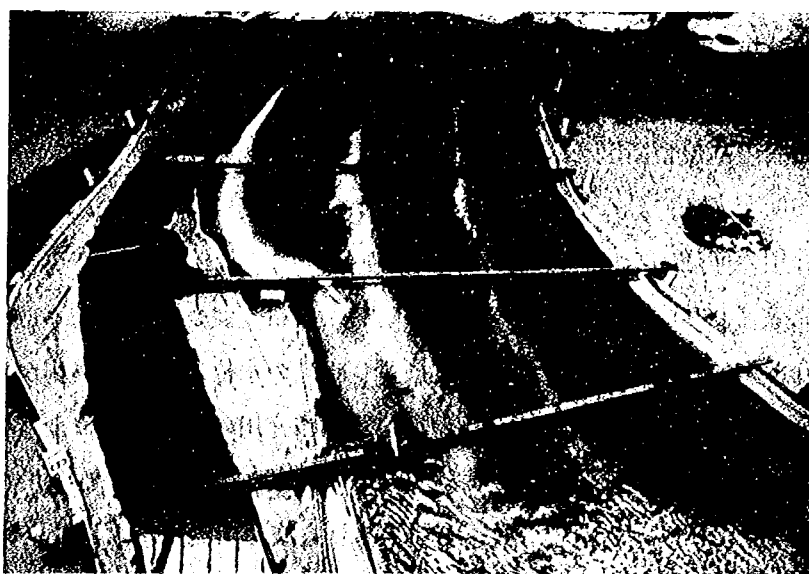


写真-7 1.6 km～2.0 km付近の流況(ケース1-1)

6.5.3 本川単独出水時の

砂州フラッシュ状況

の検討 (ケース1-2)

このケースは、波介川河口導流案の本川現況河道固定床に対し、河口砂州部の0.0 kmから下流および海部を移動床として本川側 $Q_p=1,200\text{ m}^3/\text{s}$ の計画高水流量波形を通水して、河道内水位および砂州フラッシュ状況を把握したものである。

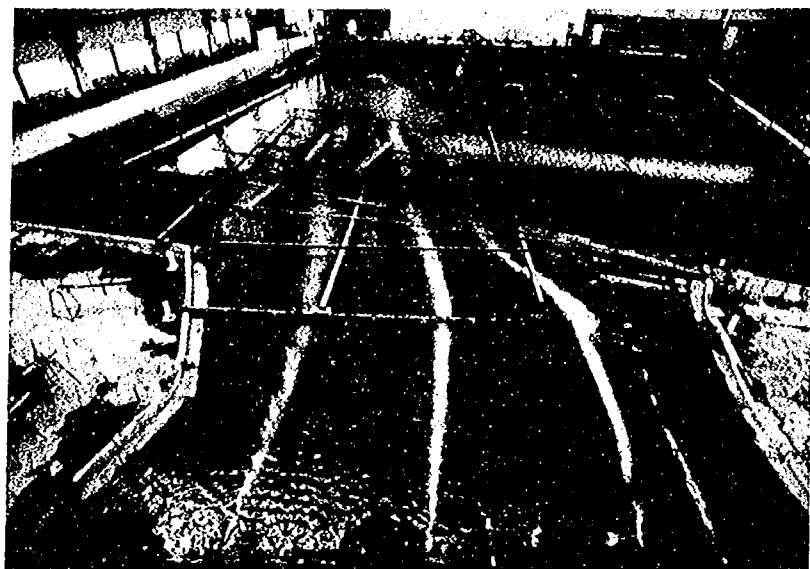


写真-8 河口部の流況 (ケース1-1)

(1) 水位について

水位測定結果のピーク水位縦断比較図を先の図-6.9.1に、水位時間変化図を図-6.10.1に示す。

本川河道の0 kmより上流を固定床とした場合のピーク流量時の本川0.0 km水位はT.P. 4.00 m、2.0 kmがT.P. 8.08 mである。波介川河道は平水流量であるため、波介川0 km地点の水位と2.0 km地点の水位は同じとなる。この水位はT.P. 4.43 mであり、現合流点付近の波介川水位は本川側水位に対し約3.7 m低い。なお、移動床模型との大きな相違点は、河床波の発生による水位の上昇がなく2.0 km地点から上流部で同流量における増水期と減水期の水位がほぼ一致していることである。

ピーク流量時における河道内水位を先のケース1-1と比較すると、全体的には同一水面形と見られる。河道内の0.8 km～1.6 km区間および河口部に若干水位の違いが生じているが、これは定流実験の場合はポイントゲージ3点法、不定流実験の場合は触針型水位計による1点法で測定している関係上、横断方向の水位差による影響等が原因しているものと考えられる。

(2) 流況について

低流量時の河道内は、非常に穏やかに低水路内をみお筋に沿って流下している。3,000 m^3/s 付近に達すると、3.0 km右岸高水敷および1.8 km左岸高水敷に侵水が始まり、河岸の張り出している2.8 km左岸と1.8 km右岸では上下流で水位差が生じ、その直下流の河岸沿いに剥離渦が発生する兆候が現われる。流量の増大に伴って高水敷上の侵水域は徐々に拡大し、4,000 m^3/s 時で高水敷上は全面冠水する。

ピーク流量時の流況は図-6.10.2に示すように、固定床河道であることから先のケース1-1と全く同様の流況となるものの、波介川からの流水がないために、波介川の合流点付近は死水域となっている。

減水時は砂州フラッシュに伴って0.8 km～0.2 km付近の主流部が若干河道中央寄りとなり、3,000 m^3/s 付近の減水時に高水敷から低水路へ流れ込む状況が発生する程度の違いで大きな変化は生じていない。

(3) 砂州のフラッシュ状況について

流量の増大に伴う開口幅の変化および開口部の洗掘状況を時間変化図として図-6.10.3に、河口砂州の流況を写真-9に、河口部等深線図を図-6.10.4に示す。

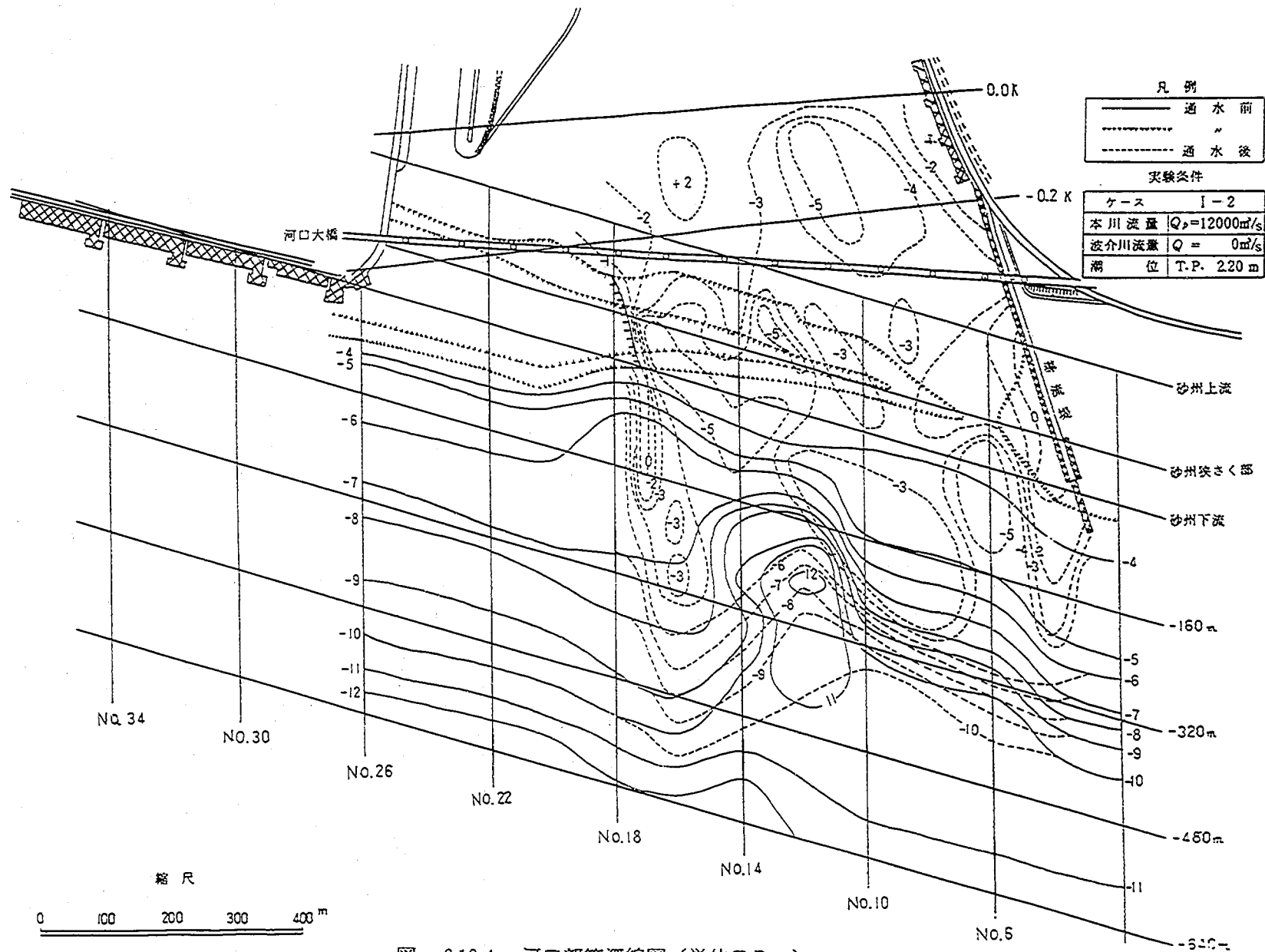
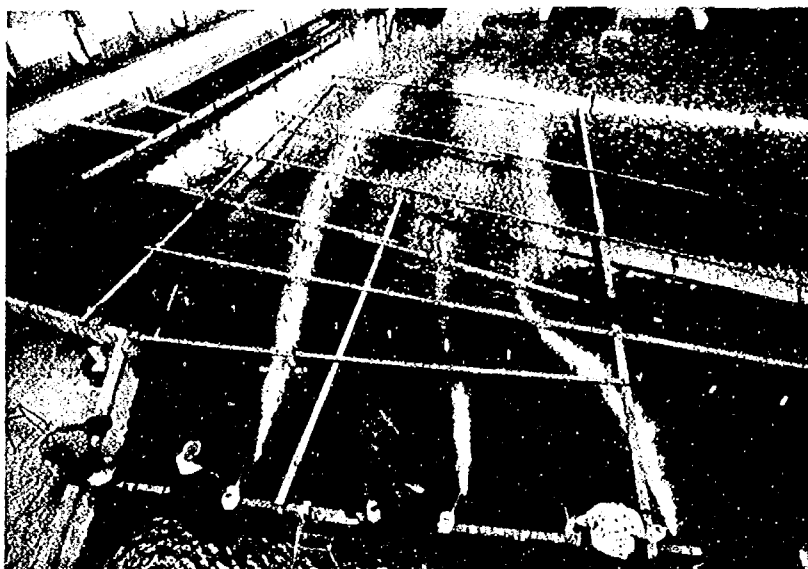


図-6.10.4 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

砂州フラッシュ状況は、流量の増大に伴って流水幅が拡大するものの、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近までは初期開口部位置の河床洗掘が著しい。 $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近で海浜測線No.14～No.16の砂州天端を越流する状況が見られたが、砂の移動はほとんどなく、砂州の崩壊が顕著に現われたのは $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上となってからである。



写真－9 河口砂州部のフラッシュ状況（ケース1－2）

$6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近の増水時に開口幅は約 500 m となり、ほ

ぼ河口中央付近に砂州を残す形となる。その後も砂州は徐々にフラッシュされて、ピーク流量時には河口大橋の河道内左岸から8号橋脚下流に達し、開口幅は約 650 m となる。この開口幅は右岸低水路法線形の延長上付近となる。最深河床高は、開口部のほぼ中央で約 T.P.－ 7.0 m となり、減水時は開口部が広いことによって若干埋め戻される傾向となるものの、大きな変化は生じなかった。

砂州フラッシュに伴う河口大橋橋脚周囲の局所洗掘は、 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 増水時に河道内左岸からNo.2～No.4橋脚の基礎（T.P.－ 6.7 m ）が露出し、ピーク流量時付近でNo.5～No.8号橋脚基礎が露出した。この橋脚周囲の洗掘箇所は、減水時に若干埋め戻される傾向を示すが、さほど変化は生じていない。

6.6 実験結果のまとめ

波介川改修計画案河道に対する移動床洪水流実験、波による河口砂州形成実験および固定床洪水流実験による河道内水位の検討を行った。これらの実験により明らかとなった主要な結果をまとめると次のようである。

(1) 波介川河口導流案による複合出水時（本・支川計画流量通水）の流況は、本川側の流速に対し、支川側の流れは非常に緩やかであり、河床波の発生もなかった。したがって、本川河口砂州直上流への波介川合流によって流況的に問題となるような現象は見受けられなかった。また、波介川合流による河口砂州背後の侵食や局所洗掘も生じないことが明らかとなった。

(2) 現合流点（約 2.0 km ）の締切り部は、 $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近まではこの締切り堤防前面に沿って流れる傾向があるものの、洗掘が生じるような状況は見受けられない。また、計画流量時付近では流れが直進するため、影響はより少なくなる状況にあり、洗掘はほとんど生じなかった。

(3) 水衝部となる 2.8 km 左岸、 1.8 km 右岸および 0.3 km 左岸は、現況最深河床高に対して、洗掘深がかなり増大する。これらの各水衝部は、山が河岸に張り出した場所であり、水際付近は岩が露出した状態になっている。これに対し、模型低水路内では、場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このた

め、局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響等は実験結果に反映されていない。したがって、実際はある深さ以上は岩によって洗掘が防止されている可能性もあり、実験結果ほどの洗掘は生じないとも考えられる。

(4) 砂州開口幅は、上流右岸側の高水敷延長線上付近までフラッシュされ、約 650 m となる結果が得られた。このときの最深河床位置は河道中央部付近となり、約 T.P. - 7.0 m まで洗掘される。

(5) 砂州フラッシュに伴う河床変動によって、河口大橋橋脚周辺の局所洗掘がかなり増大する。この最大洗掘深は河道内左岸から No. 2 ~ No. 8 橋脚で約 T.P. - 7.1 m ~ T.P. - 9.2 m となり橋脚基礎（天端高 T.P. - 6.7 m）が露出する状態となる。ただし、この局所洗掘は出水後の波浪や密度流効果によって、短期間のうちの埋め戻されることが多く、実際の場合は掘れたまま残ることはないと思われる。

(6) 波介川単独出水では、導流堤防先端付近が約 2 ~ 3 m 洗掘される以外は特に問題点はなかった。このときの砂州部流水幅は約 90 m、最深河床高は約 T.P. - 7.8 m であった。

(7) 砂州フラッシュ後の河口砂州形成状況は、フラッシュされた河口外近傍の堆積土砂とともに、右岸側の汀線後退による土砂の供給となって砂州が形成される。右岸側砂州は当初フラッシュ前の砂州位置方向に形成される。しかし、その後開口部の洗掘深が大きいことによって、河道内上流方向に伸延する傾向となって砂州が形成される。

(8) 計画流量時の砂州フラッシュ後の開口幅は広く、また主流部となる河道中央付近の洗掘が大きい。このため、砂州形成時の波による底質の移動は、約 T.P. - 6.0 m 以浅で多く生ずることから、現況時の河口砂州と同程度の閉塞とはならず、砂州部開口幅は約 260 m とかなり広い状態であった。しかし、砂州フラッシュ後の局所洗掘箇所は、徐々に浅くなり、長期的には現況の開口幅程度まで閉塞されるものと考えられる。なお、この場合砂州は若干河道内へ侵入形成されるものの、波介川合流点前面の河口砂州が維持されていれば合流部への影響はないと思われる。ただし、現地河口部付近の汀線は後退傾向であり、合流点前面の砂州を維持するような配慮が必要であろう。

(9) $n = 0.033$ とする複合出水時の 0 km 水位は本川 T.P. 4.03 m、波介川が T.P. 4.42 m で約 0.4 m 波介川水位が高い。現合流点（2.0 km）付近の水位は本川右岸が T.P. 8.24 m、波介川 T.P. 5.3 m で約 2.9 m 波介川水位が低い。この水位差が波介川河口導流による効果となる。ただし、本川河道内水位は、1.8 km から上流で H.W.L. を越え、疎通能力が不足することが明らかとなった。

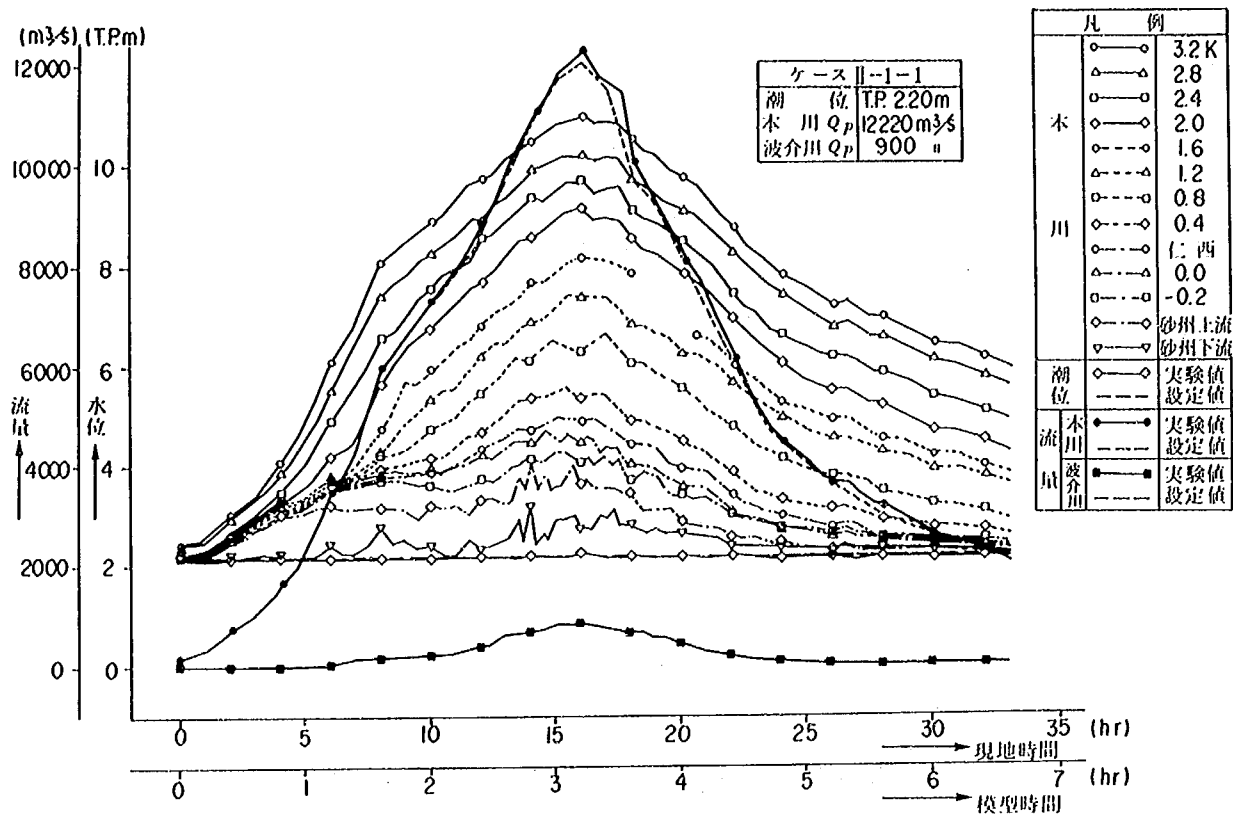


図-6.2.1 水位時間変化図

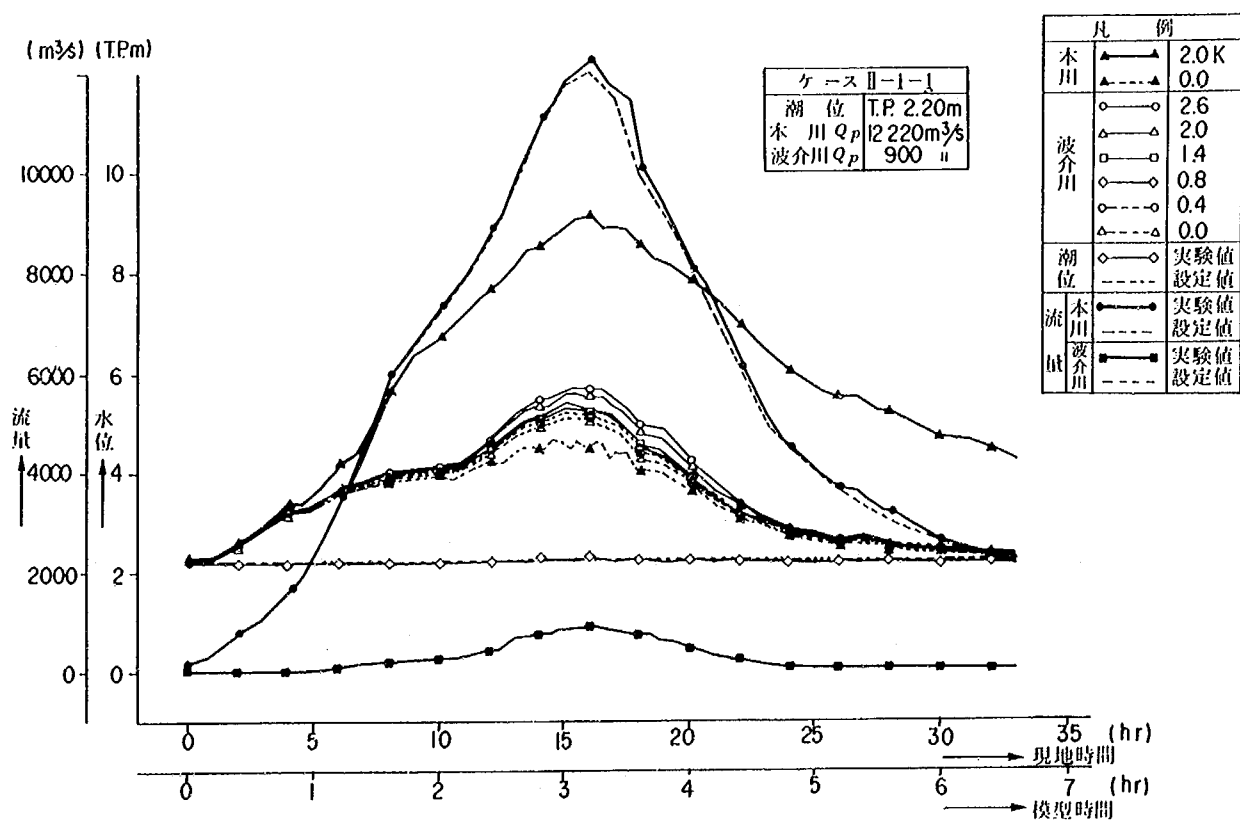


図-6.2.2 水位時間変化図

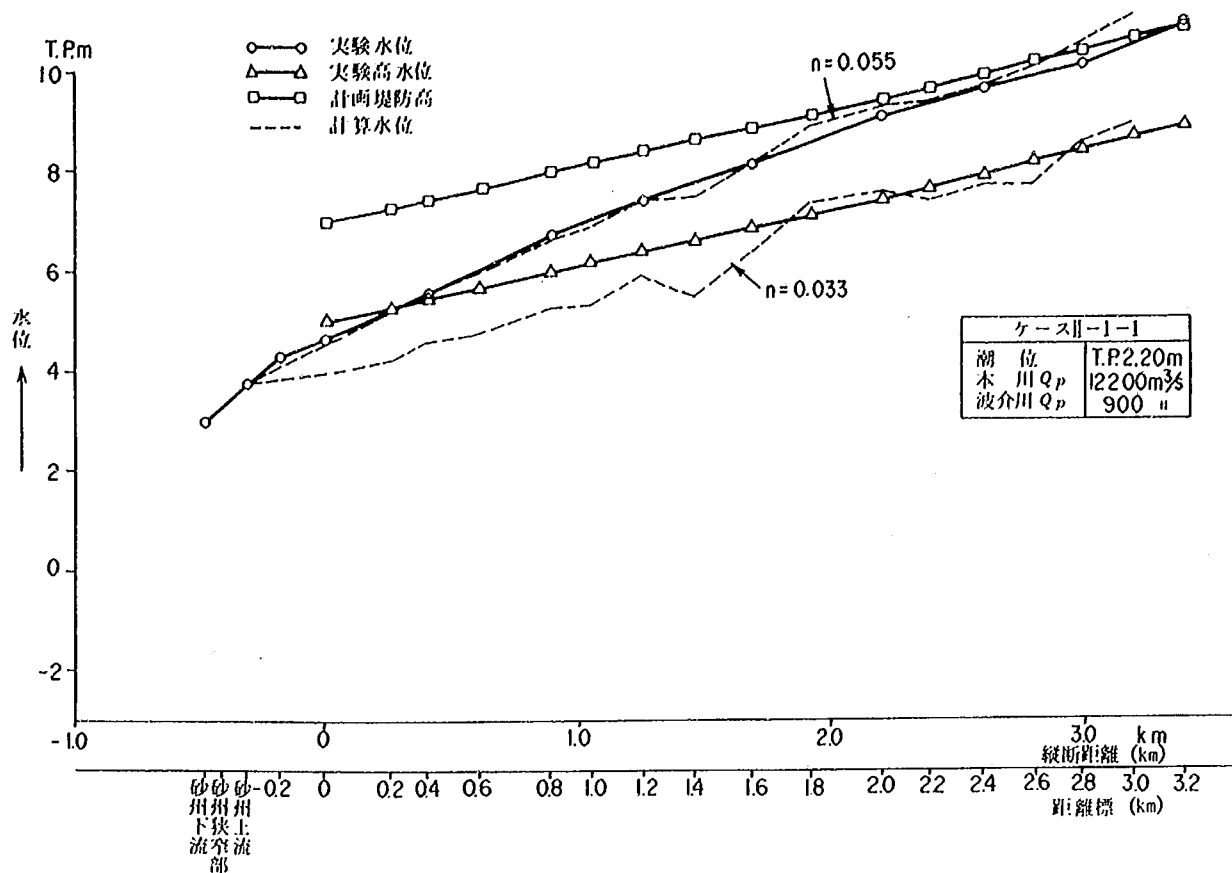


図- 6. 2. 3 ピーク水位縦断図

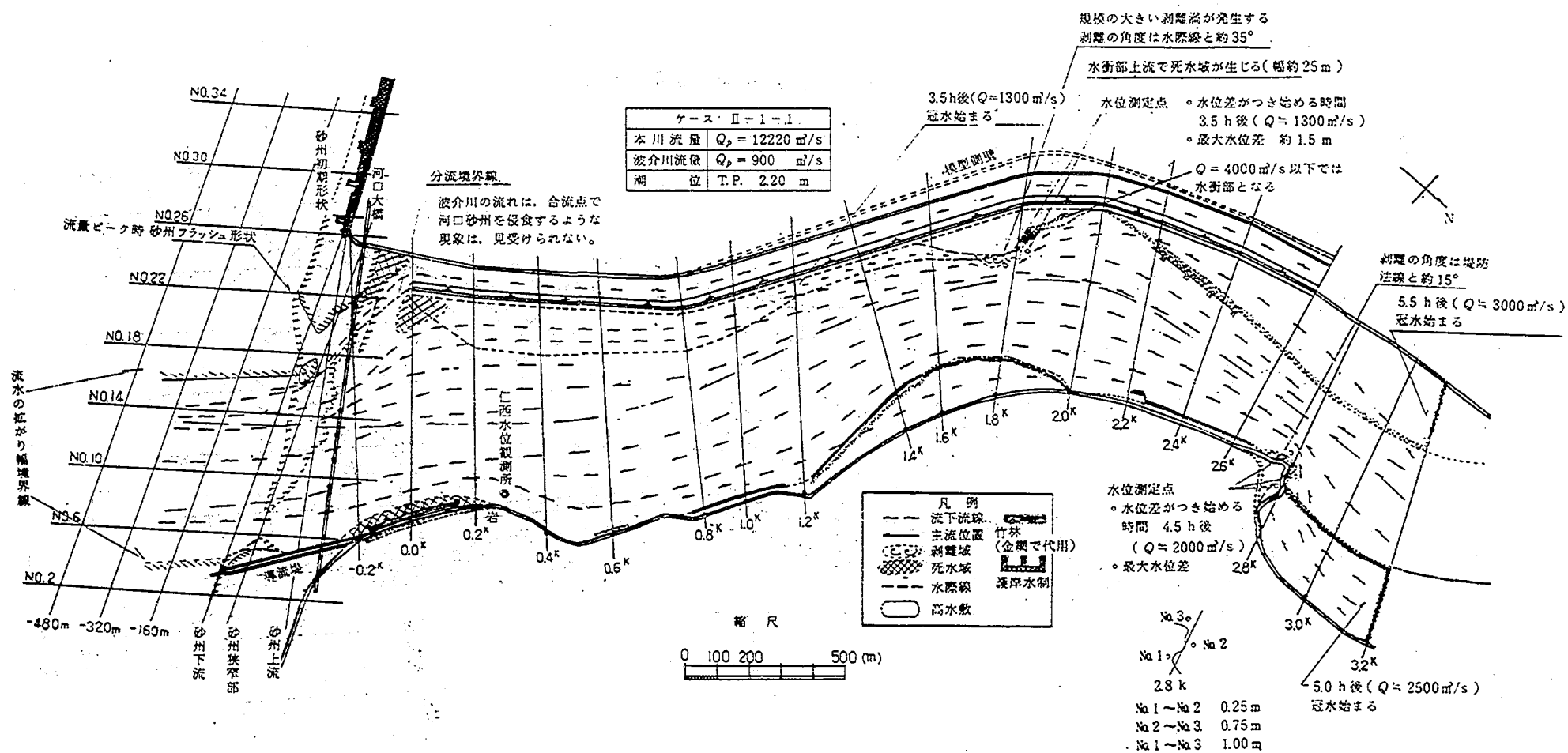


图-6.2.4 流 況 図

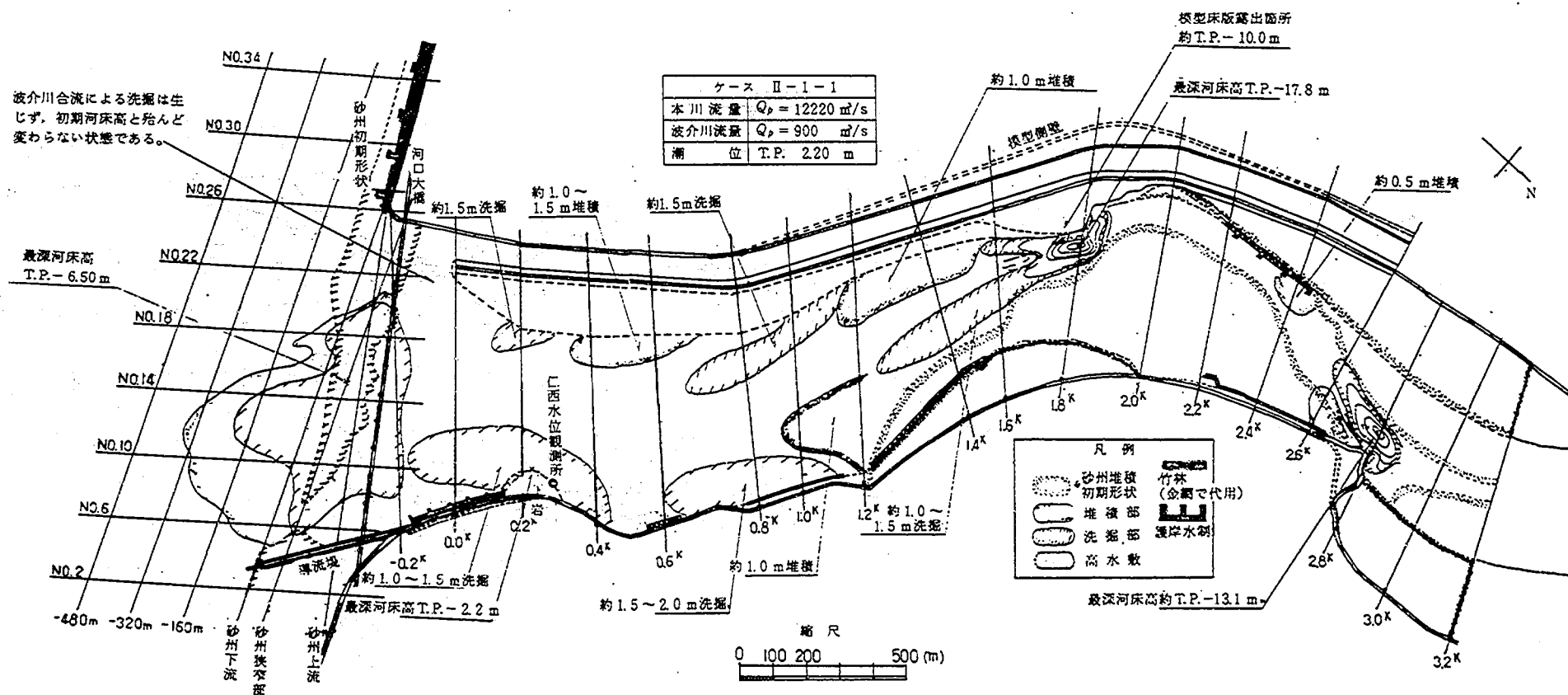


図-6.2.5 河床変動平面図

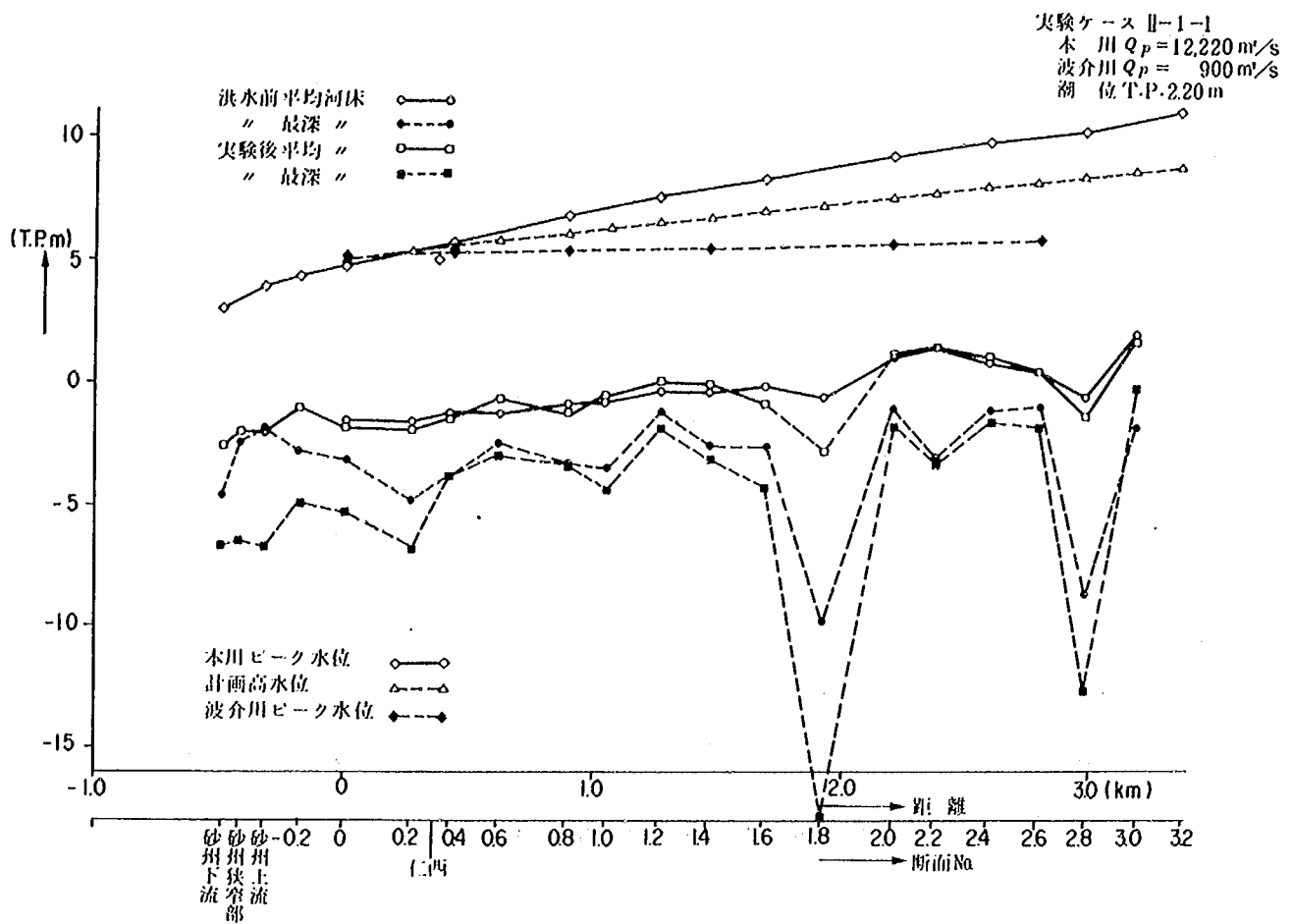


図-6.2.7 水位河床高縦断図

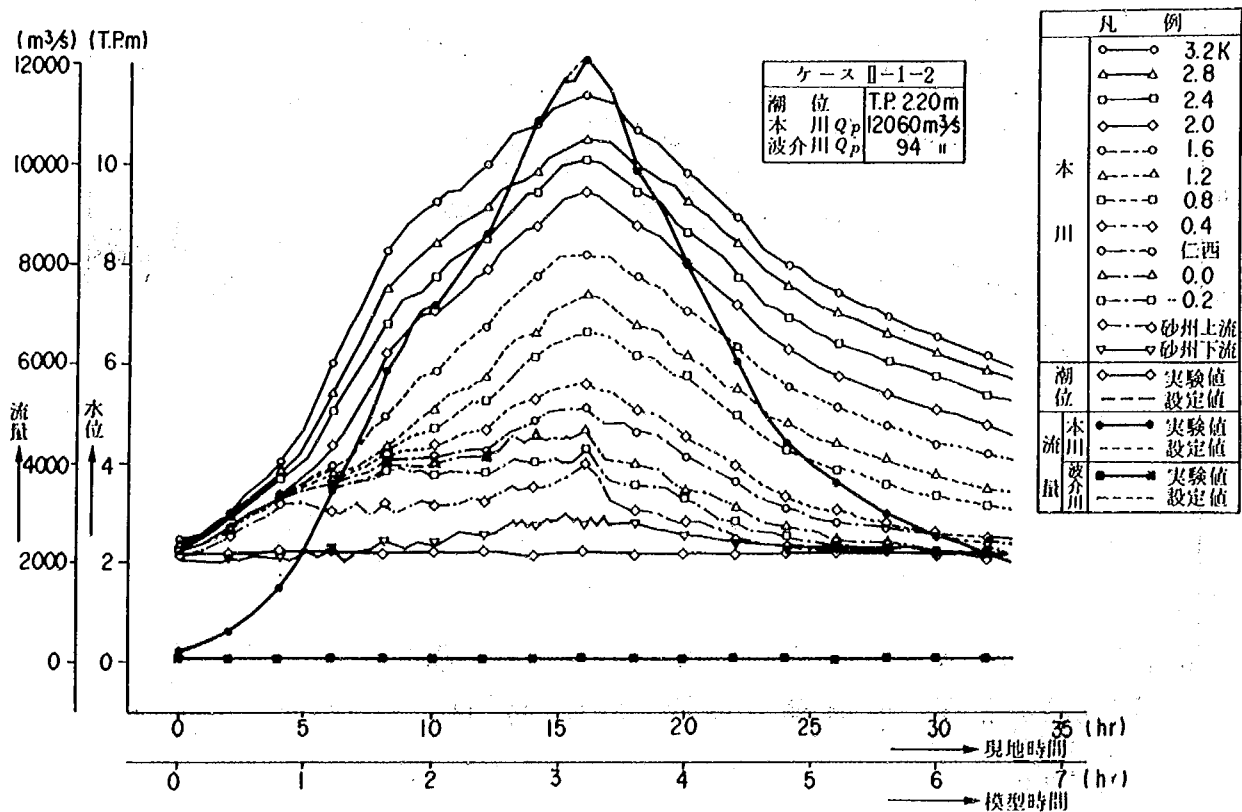


図-6.3.1 水位時間変化図

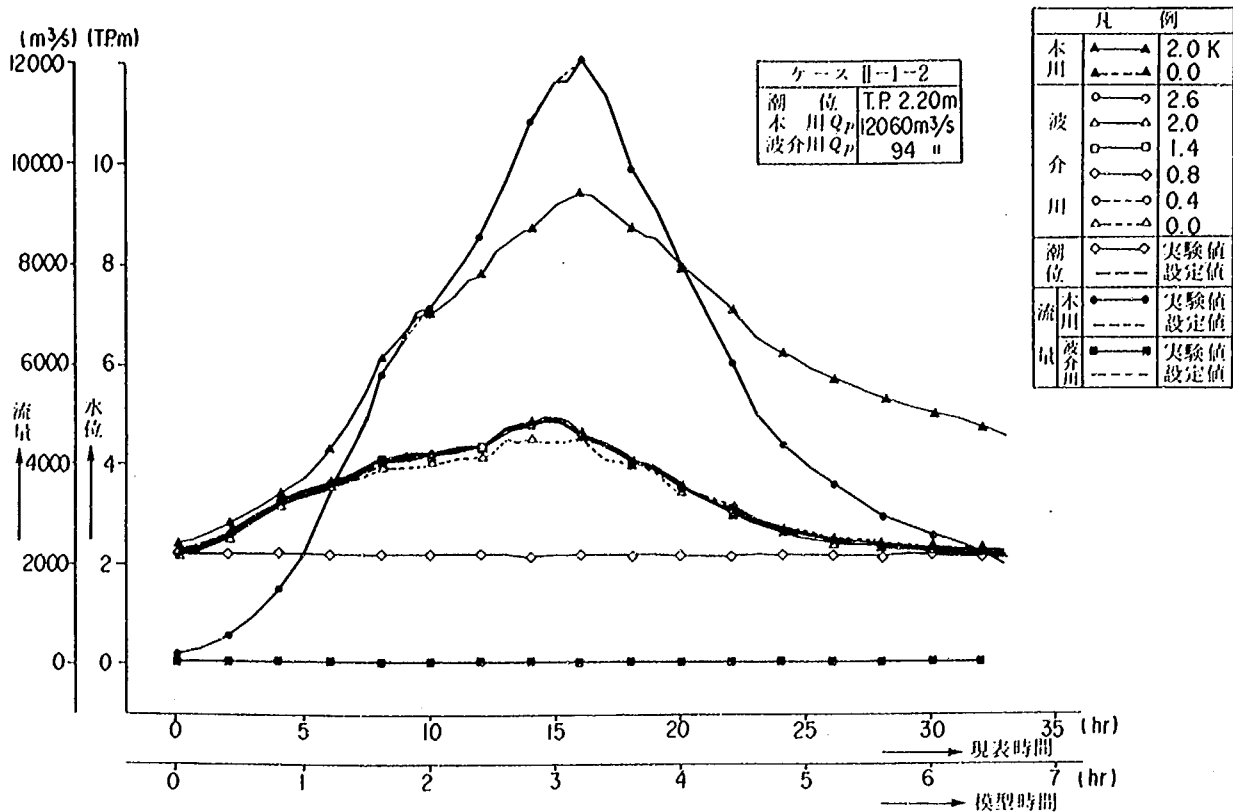


図-6.3.2 水位時間変化図

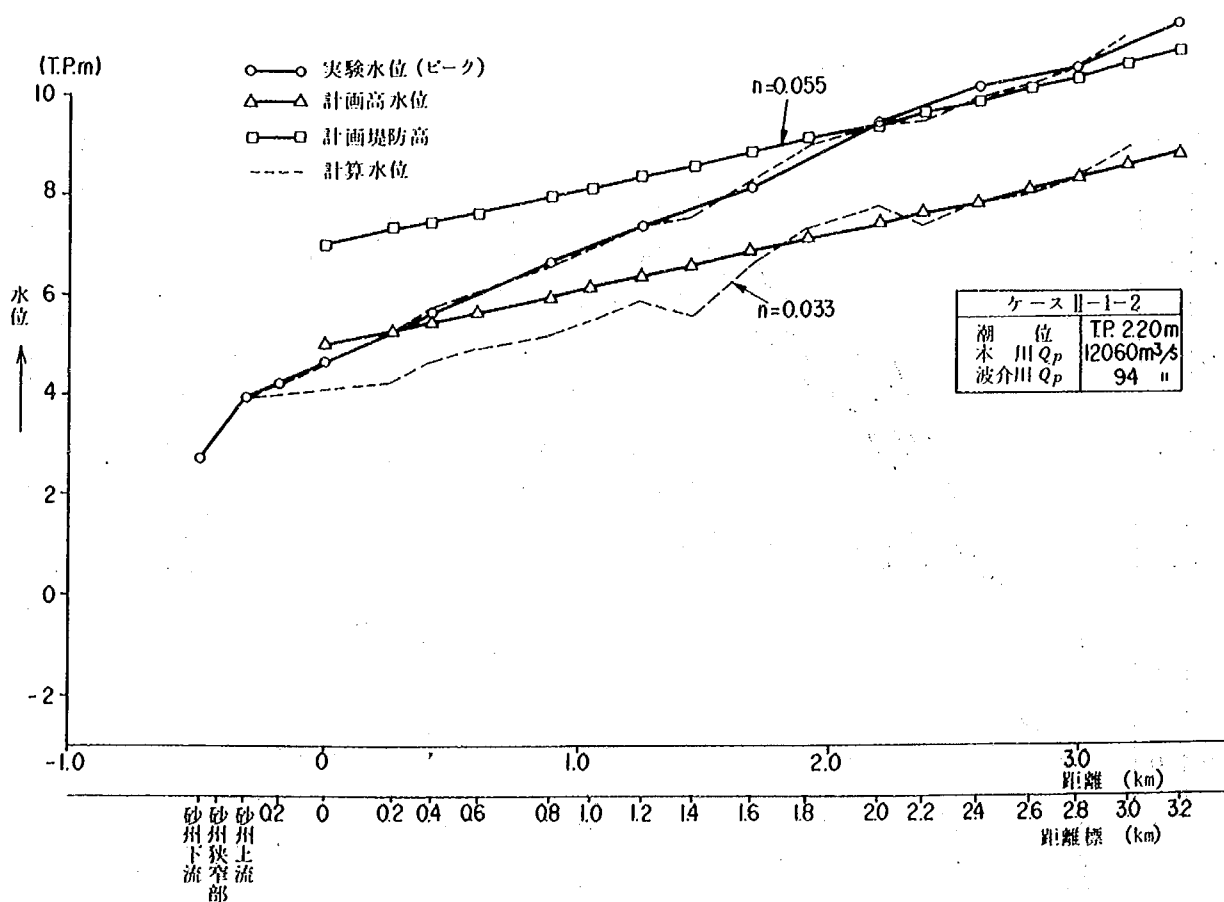


図-6.3.3 ピーク水位縦断図

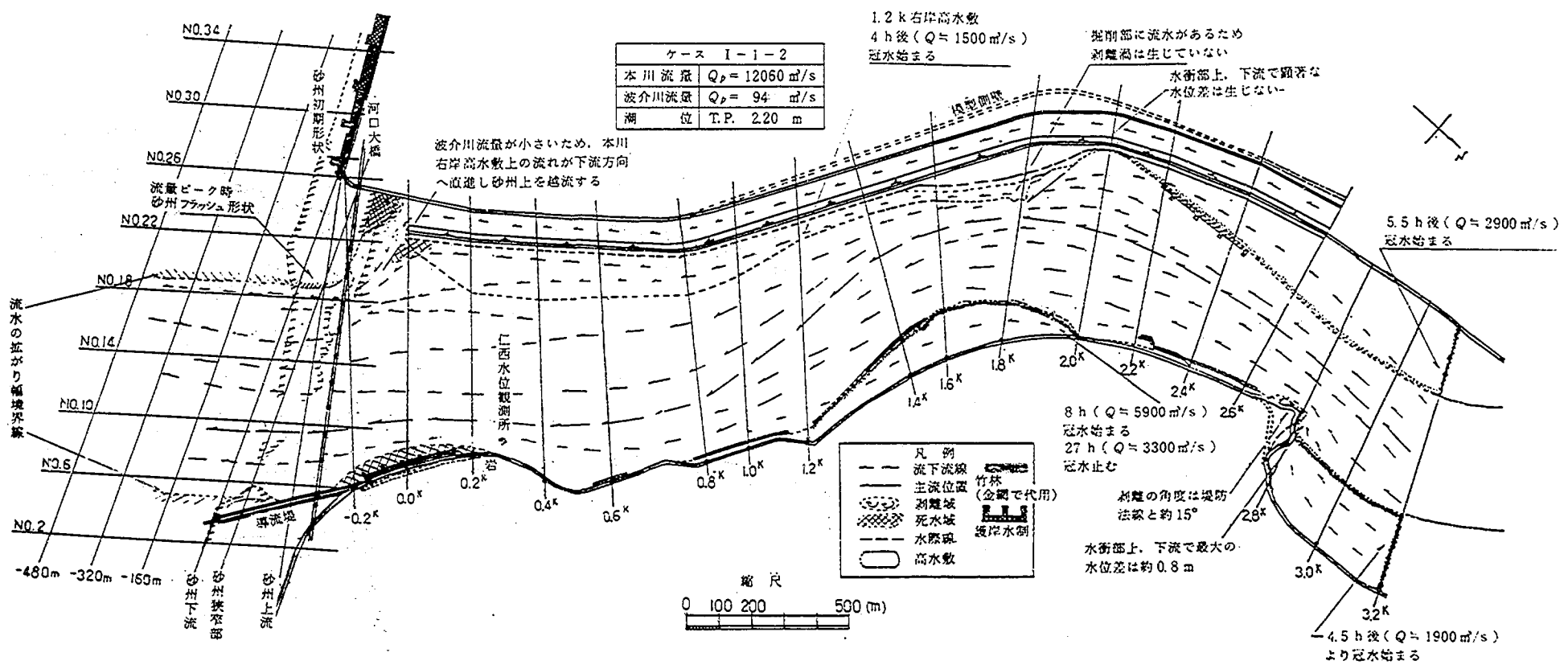


図-6.3.4 流況図

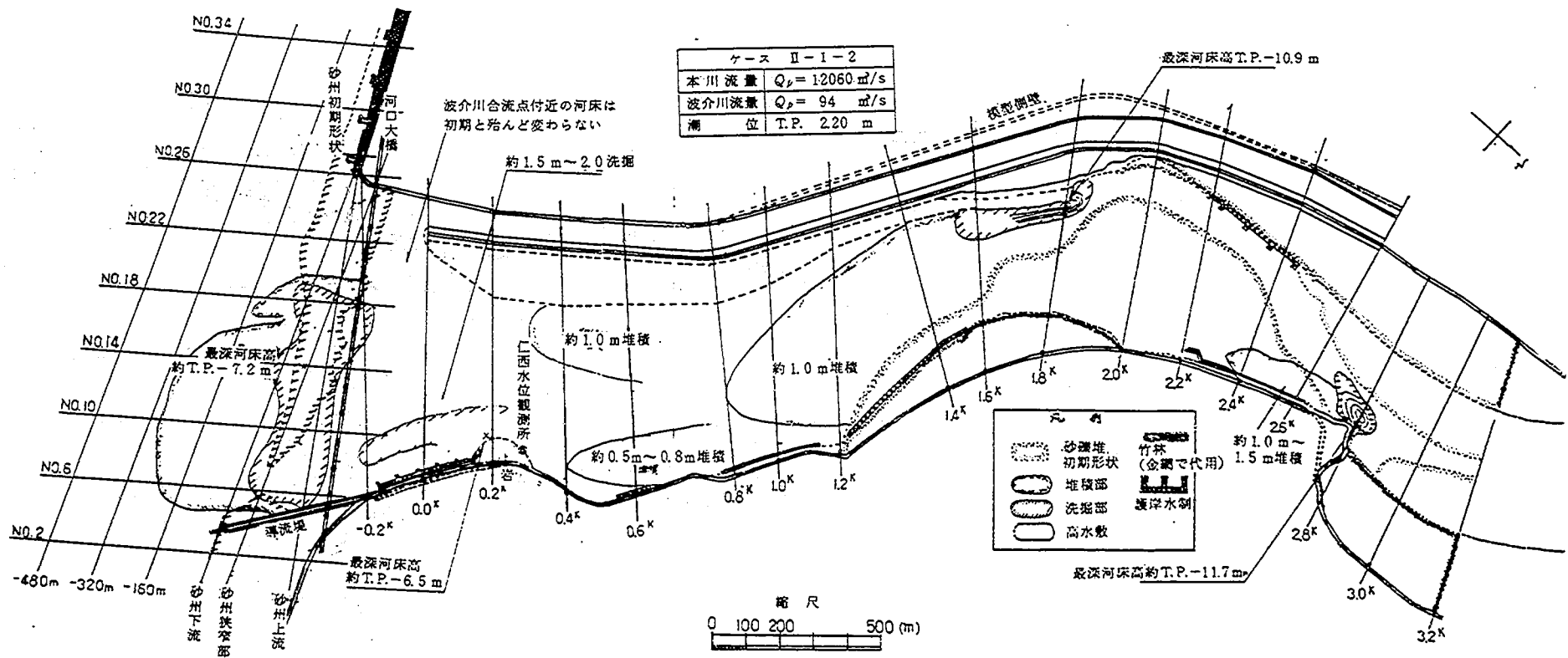


圖-6.3.5 河床變動平面圖

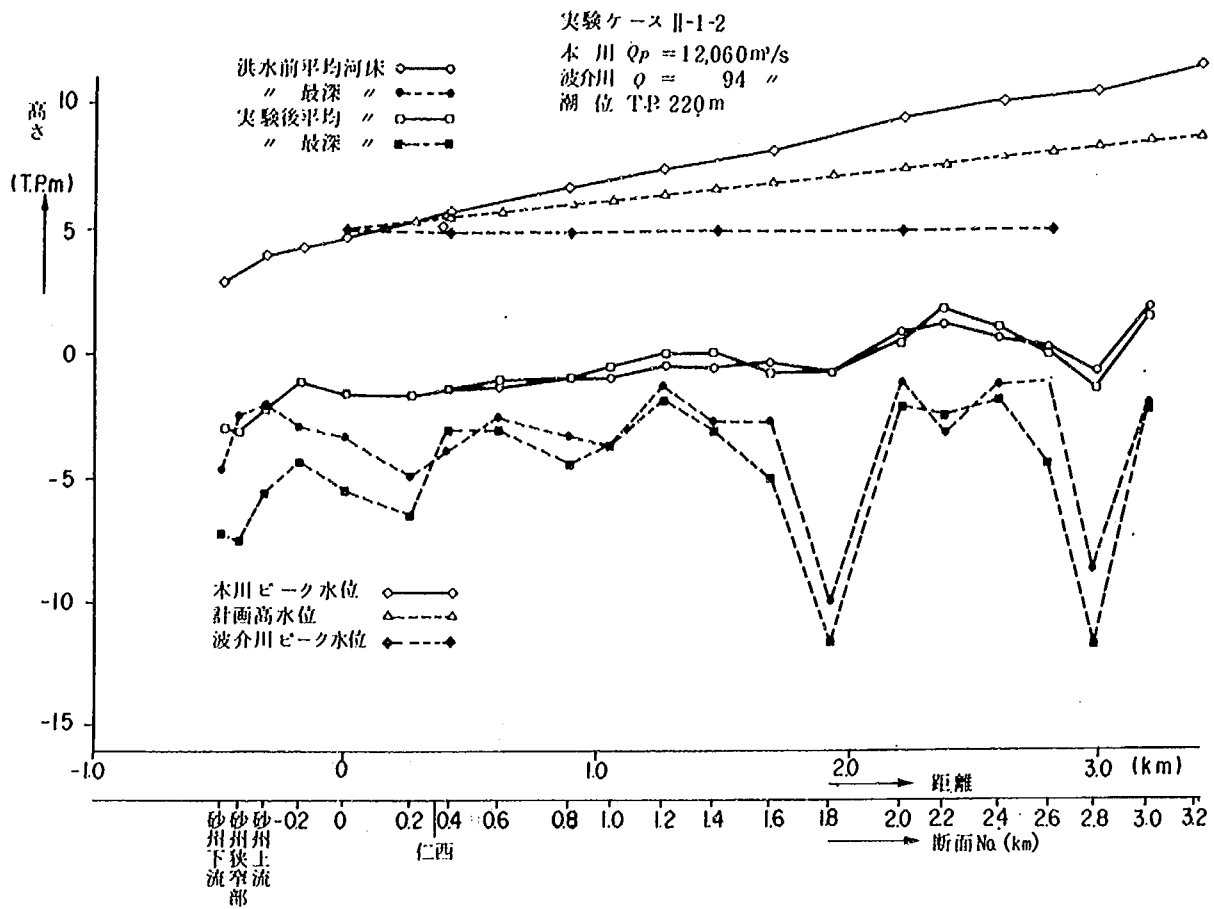


図-6.3.7 水位河床高縦断図

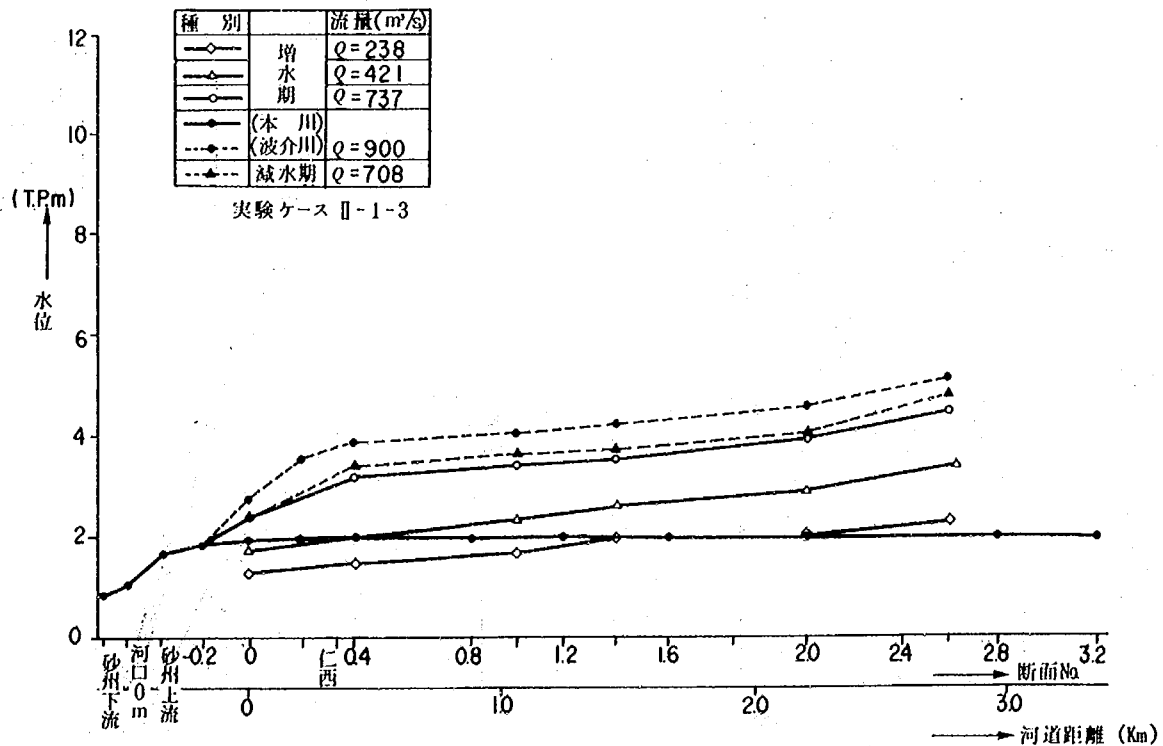


図-6.4.1 水位縦断時間変化図(実験II-1-3)

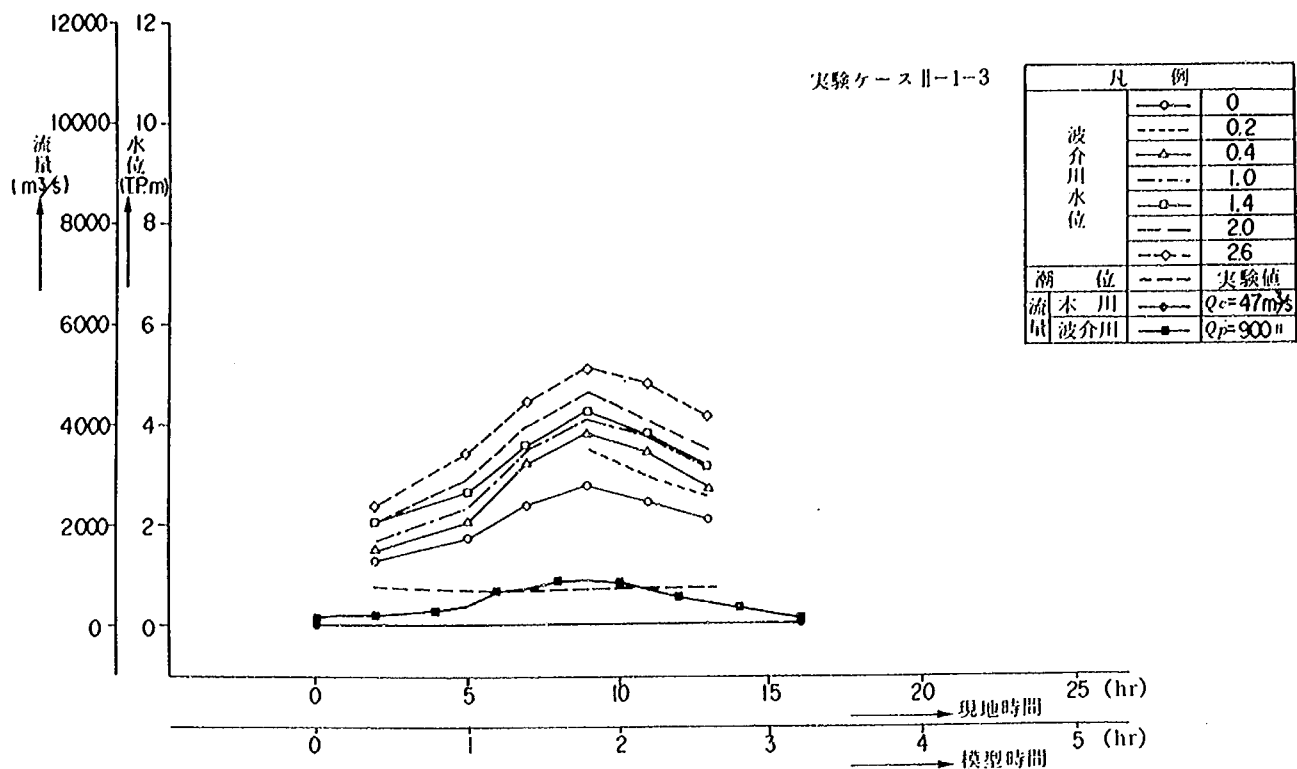


図-6.4.2 水位時間変化図(実験II-1-3)

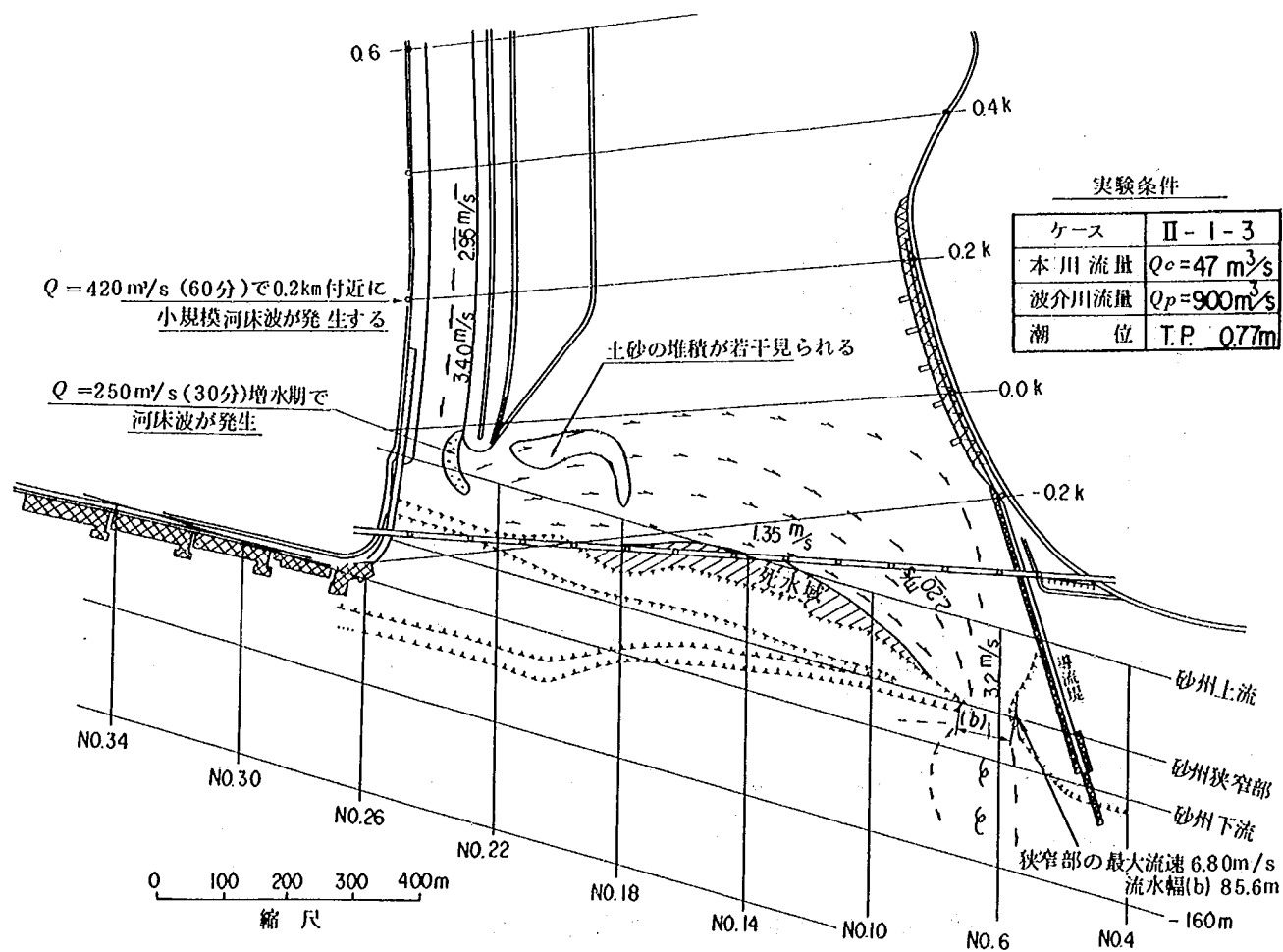


図-6.4.3 流 況 図

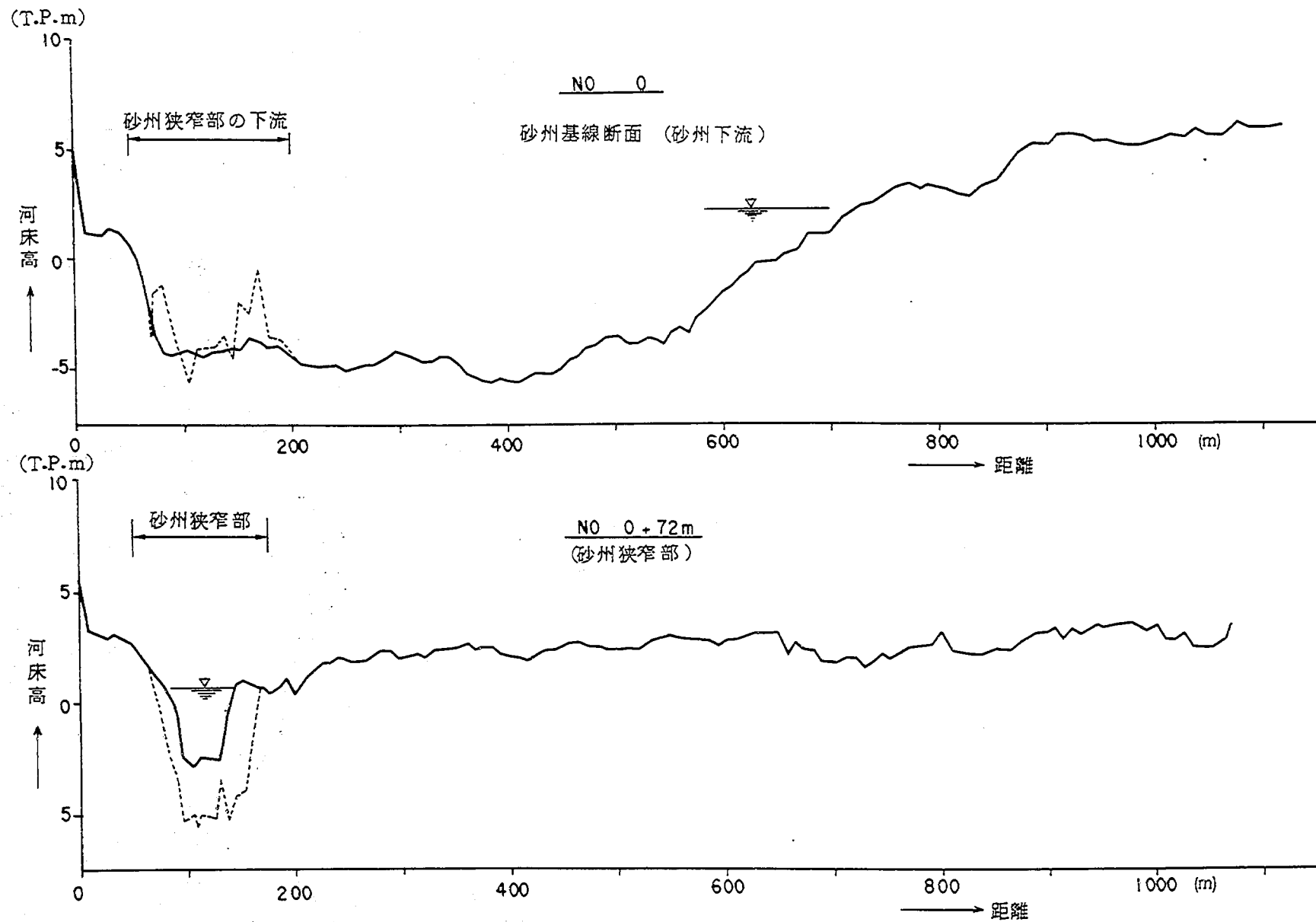


図-6.4.5 河床変動横断面(ケースⅡ-1-3)

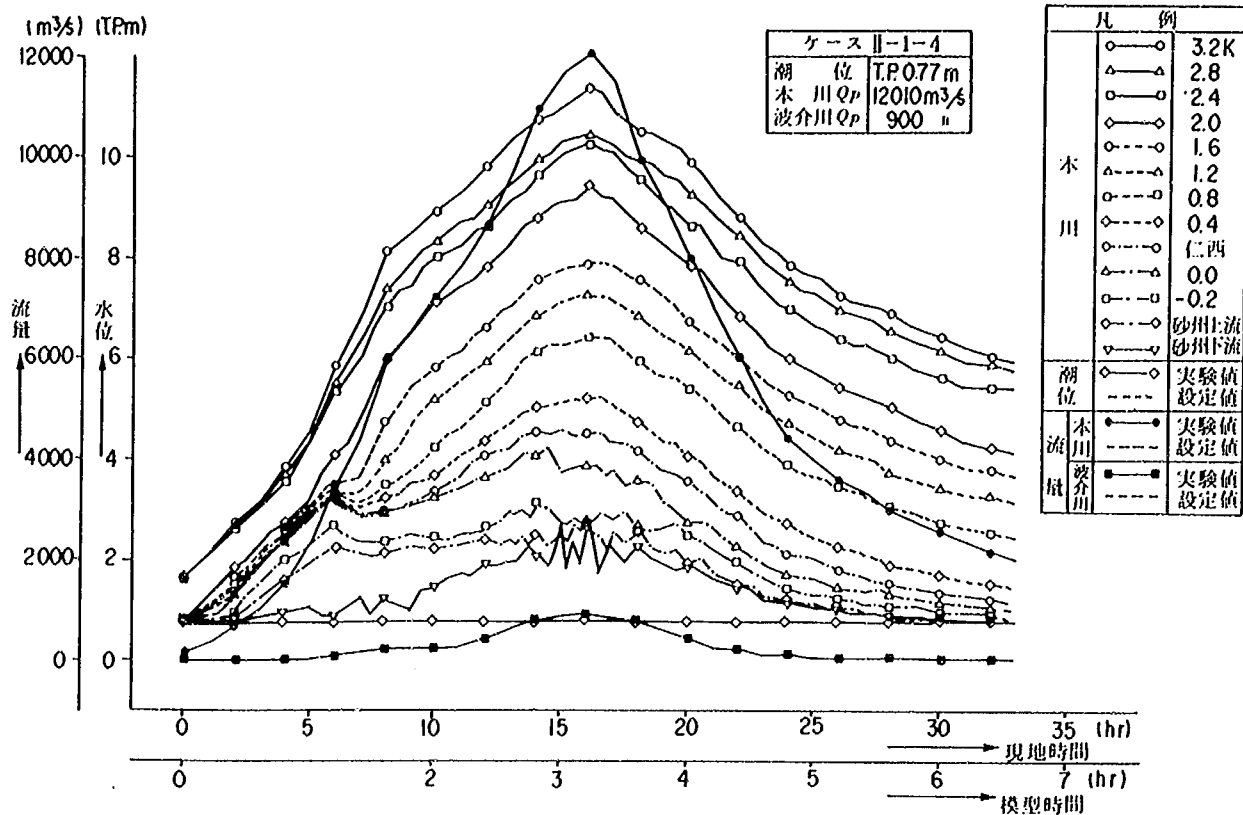


図-6.5.1 水位時間変化図

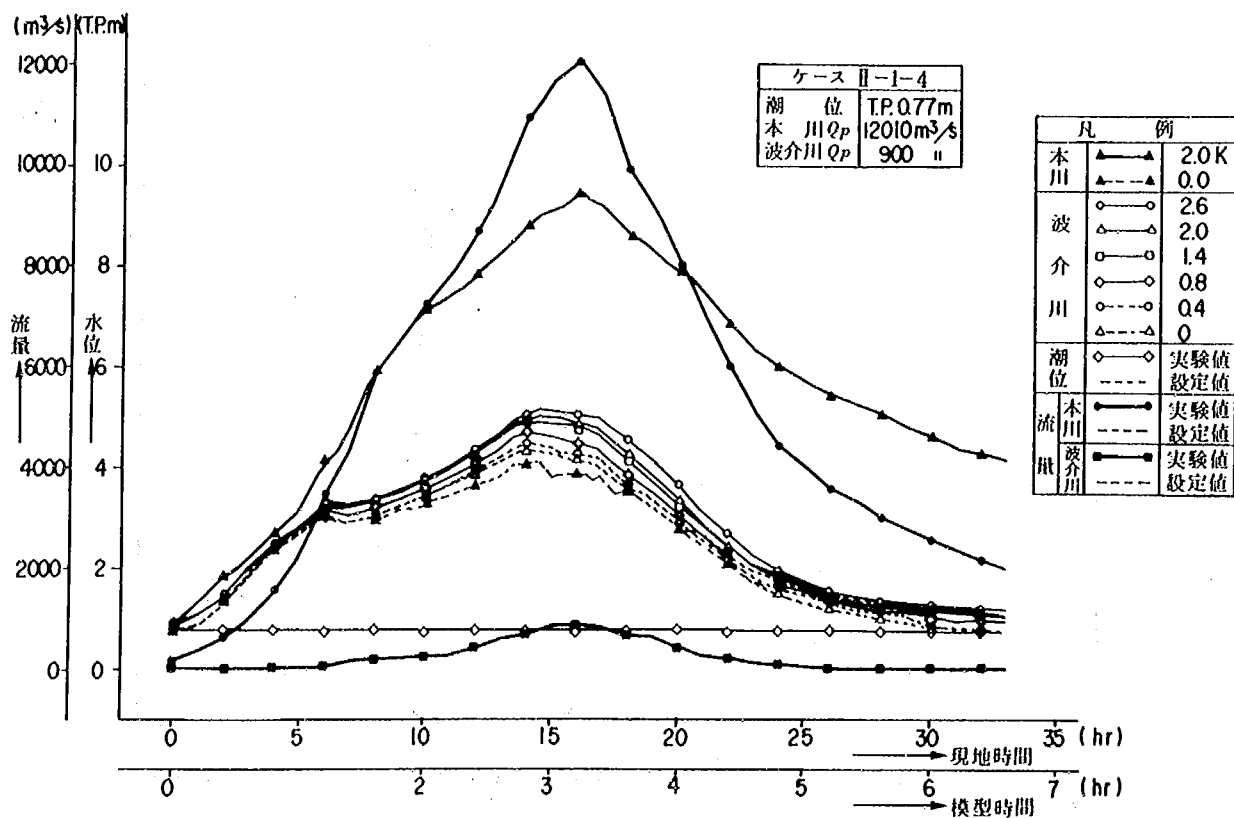


図-6.5.2 水位時間変化図

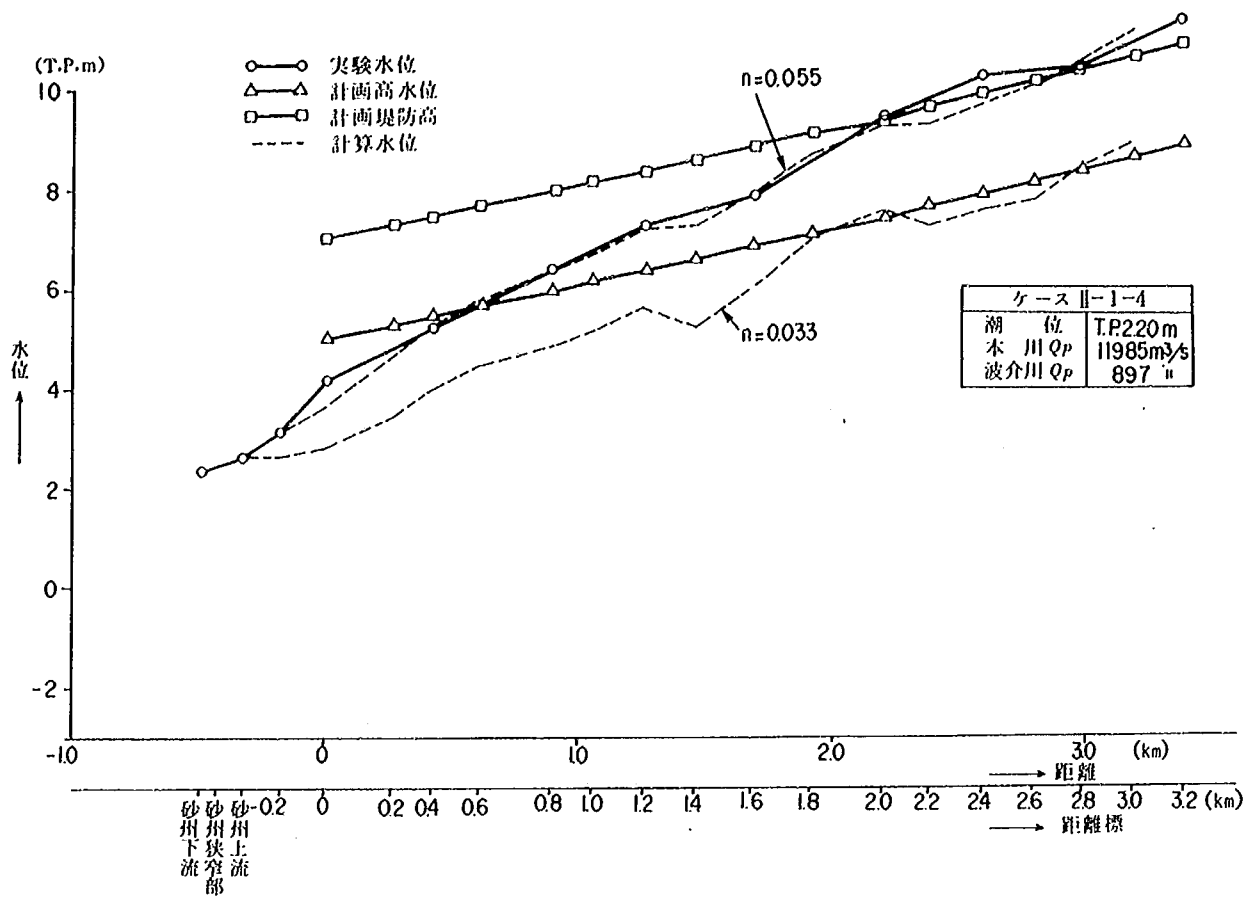


図- 6.5.3 ピーク水位縦断図

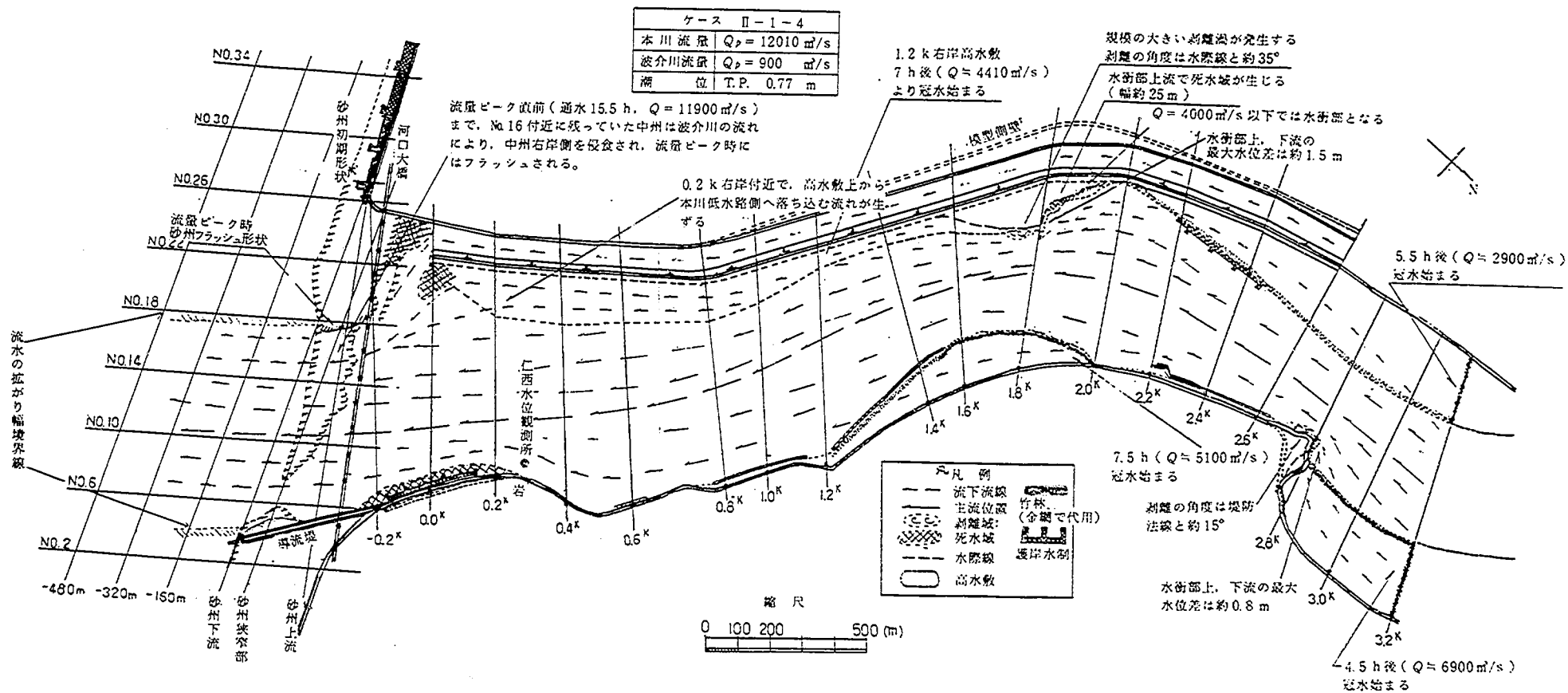


図-6.5.4 流況

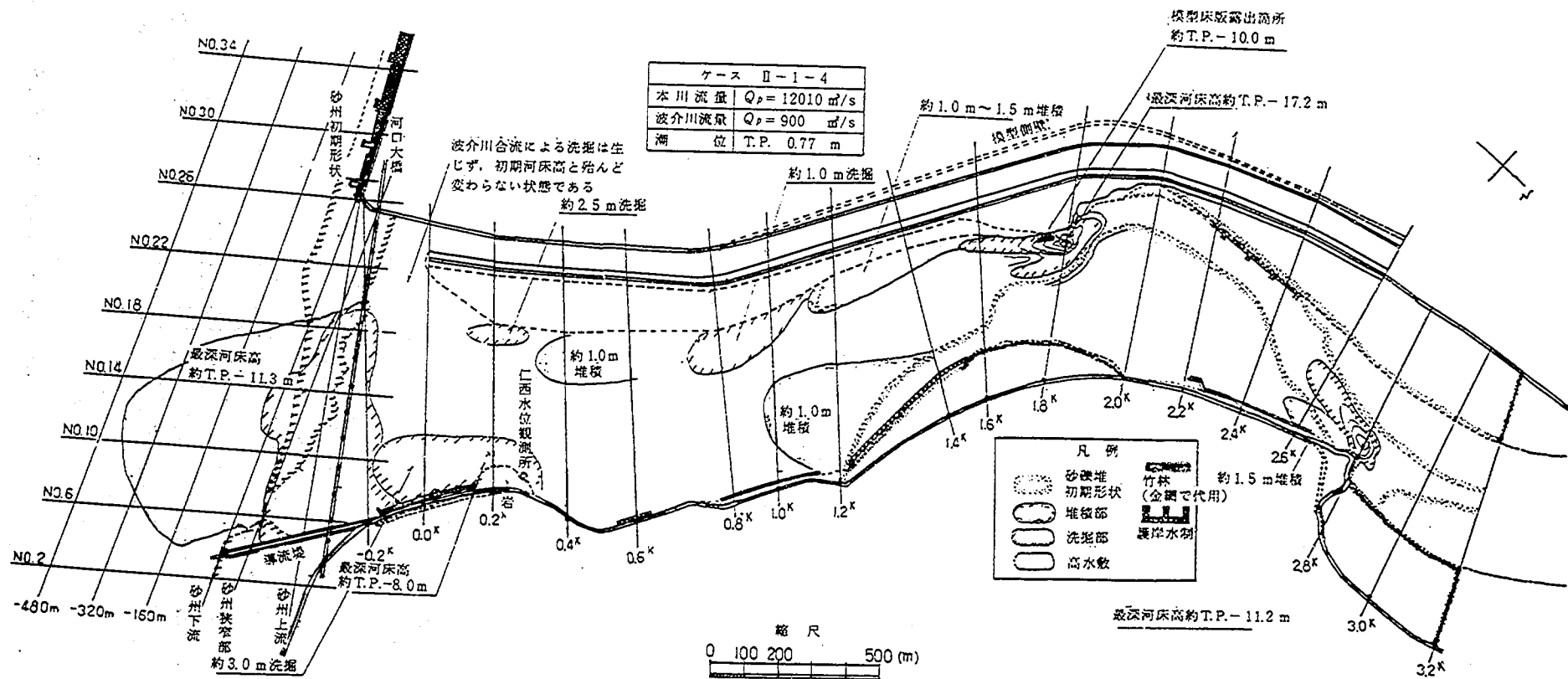


図-6.5.5 河床変動平面図

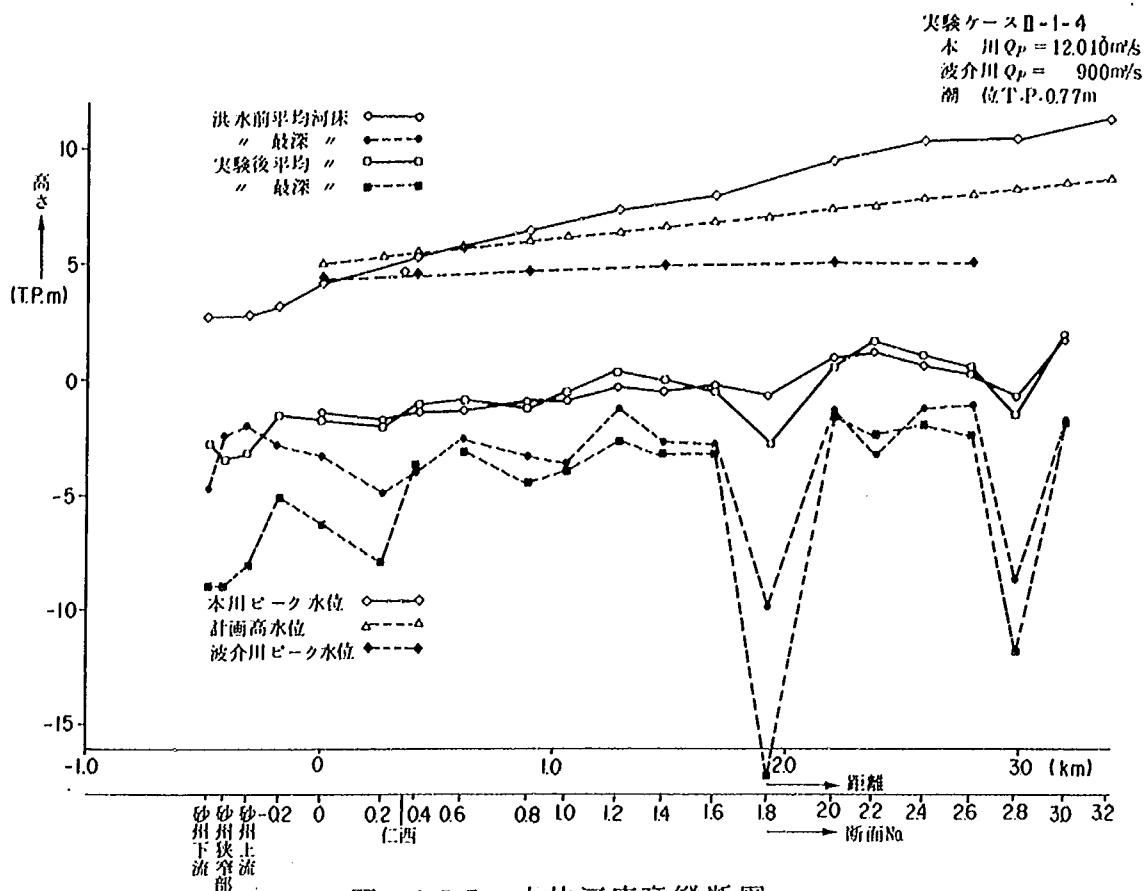


図-6.5.7 水位河床高縦断図

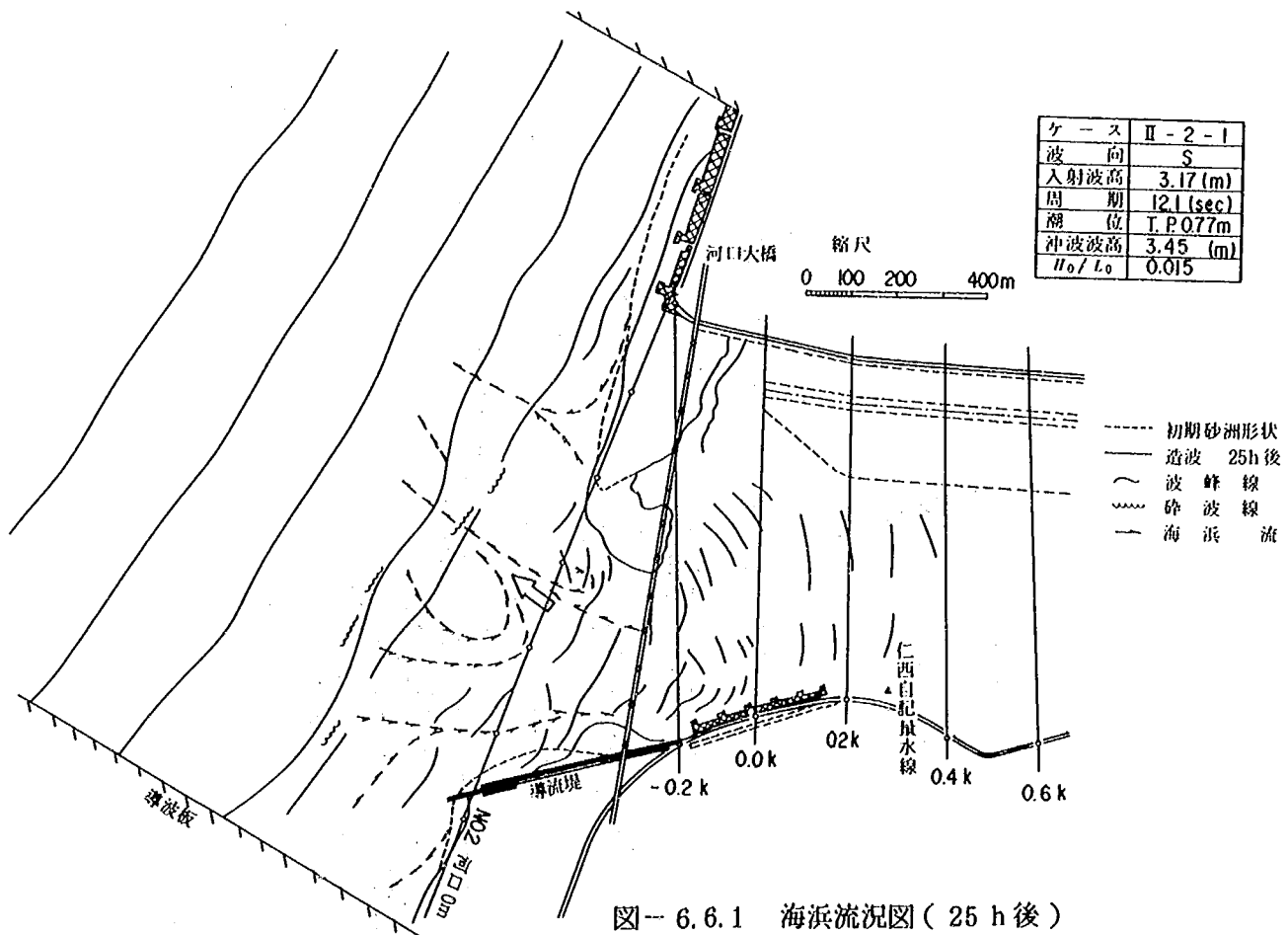


図-6.6.1 海浜流況図(25h後)

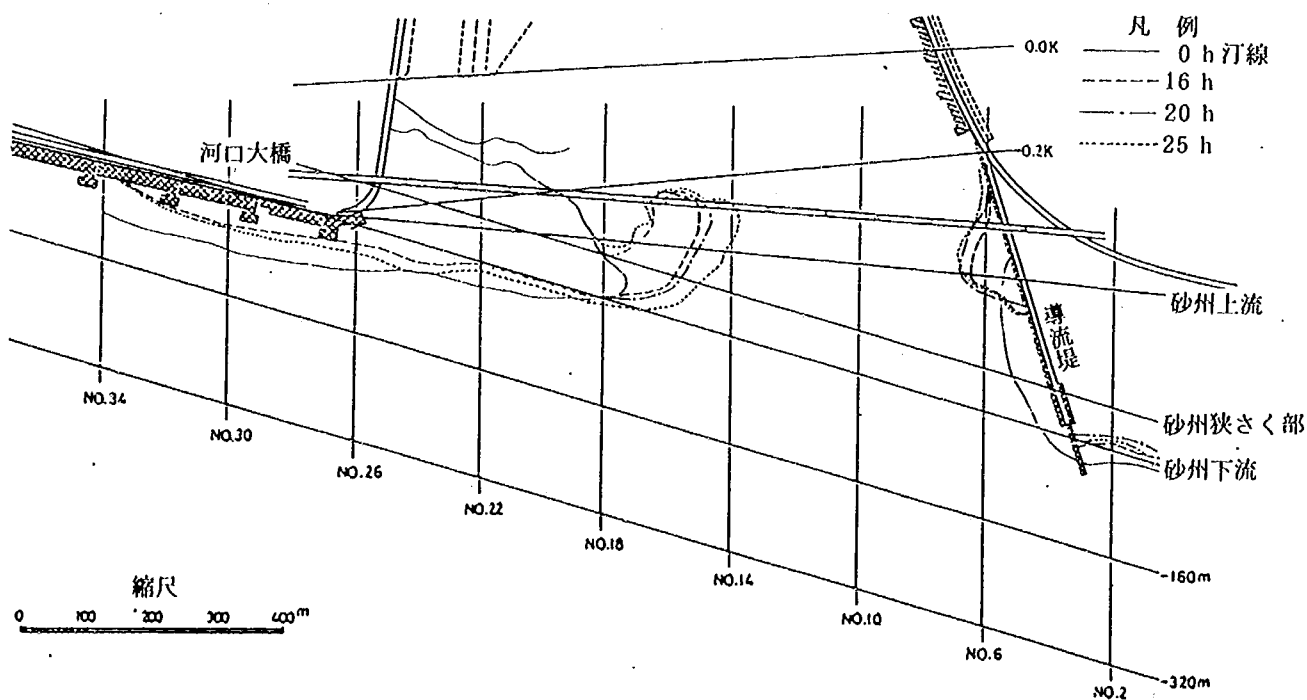
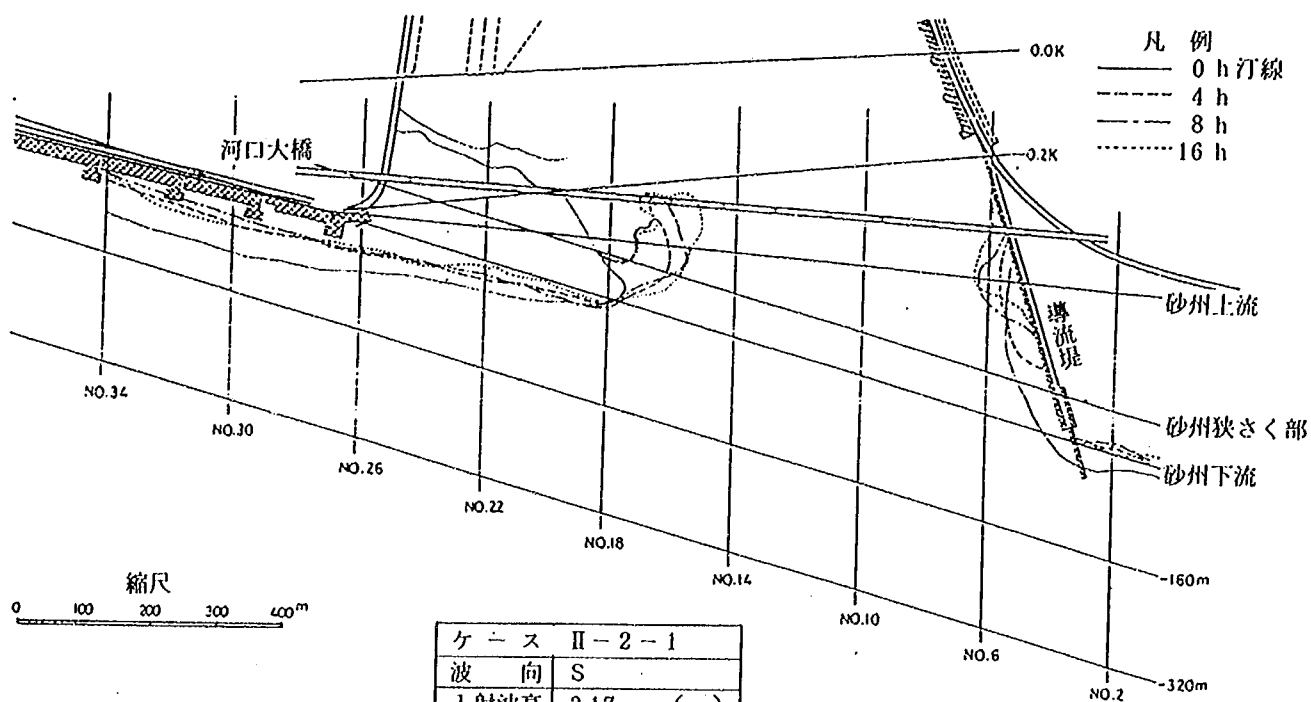


図- 6. 6. 2 砂州形状時間変化図

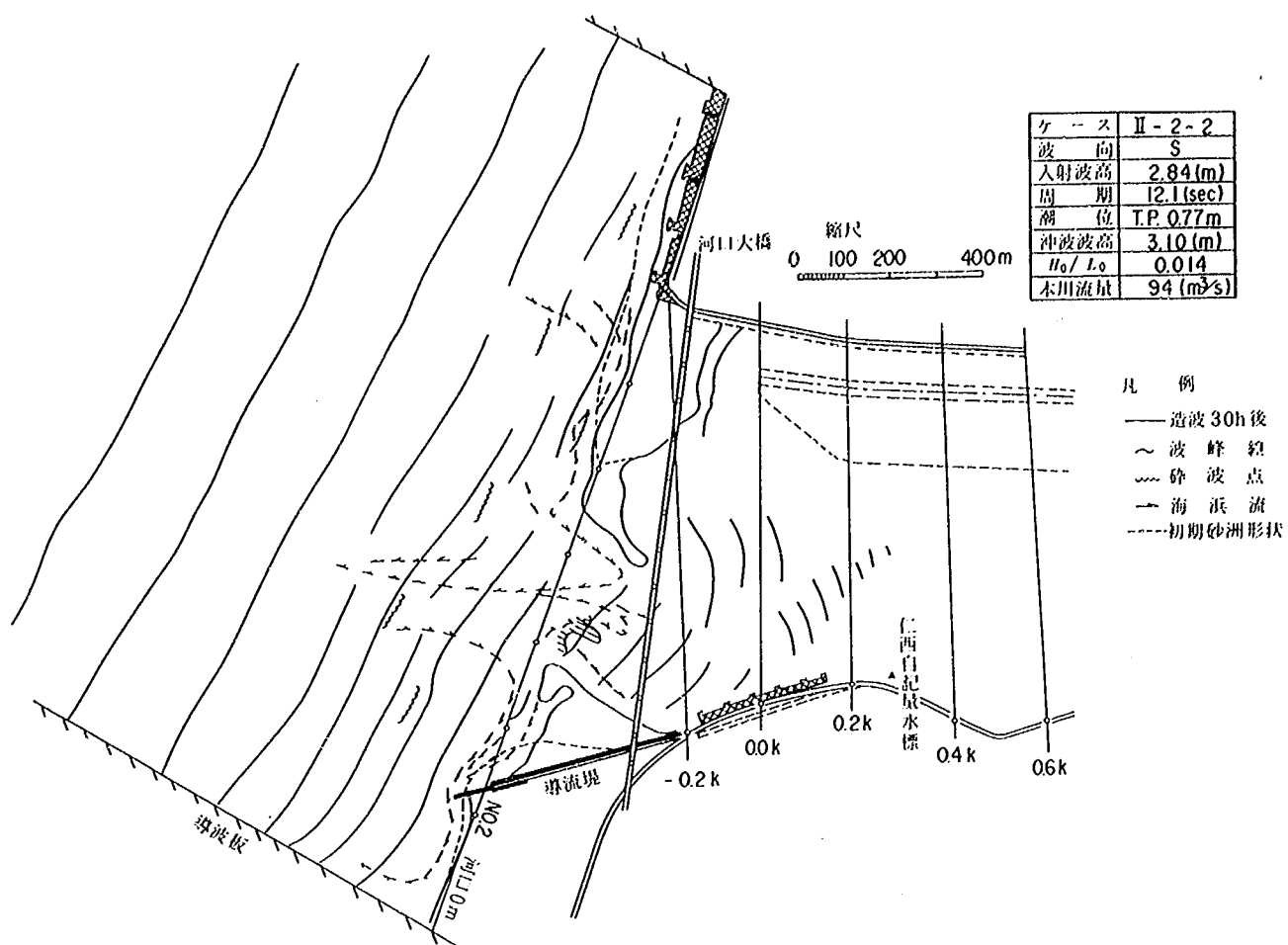


図-6.7.1 海浜流況図(30h後)

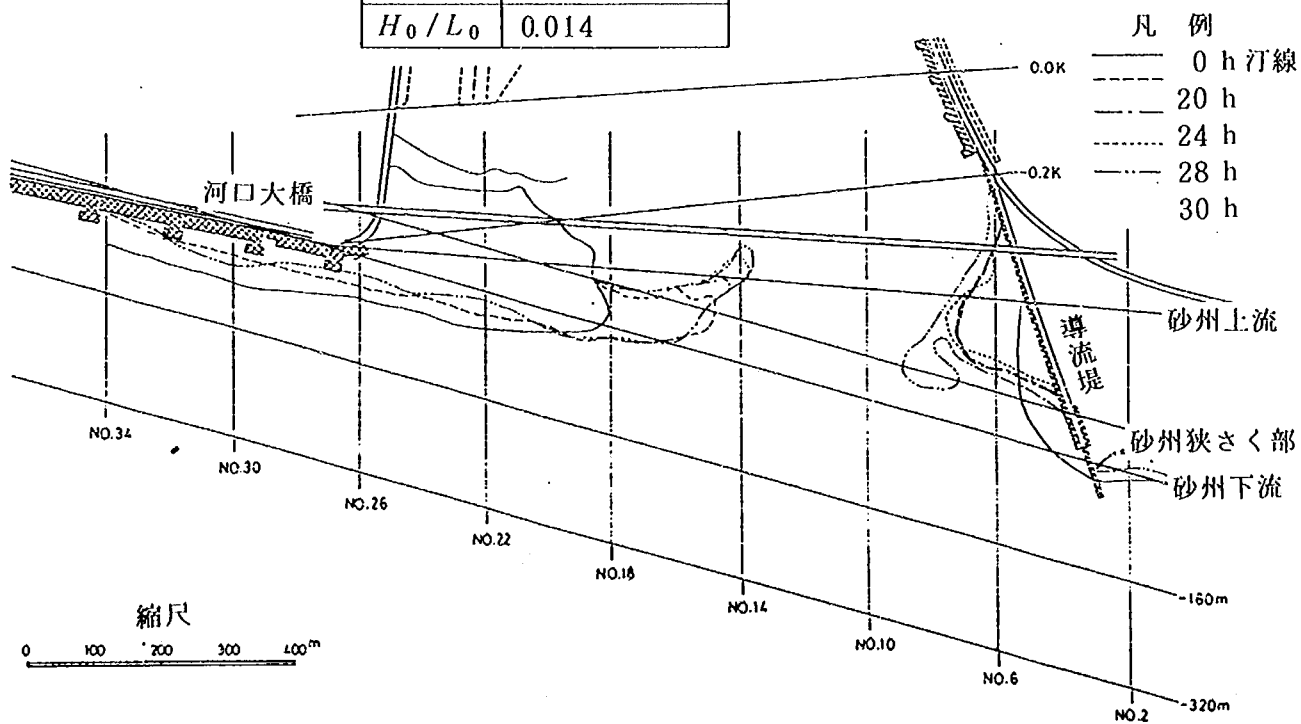
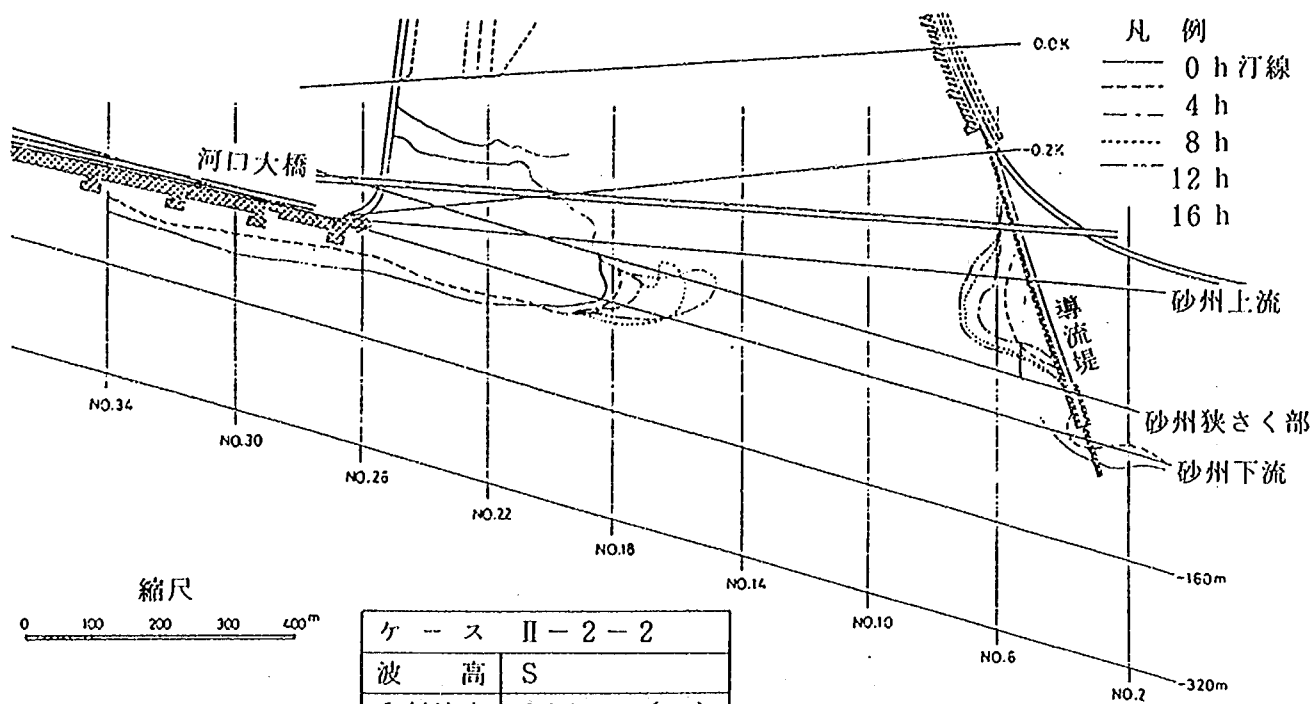


図- 6.7.2 砂州形状時間変化図

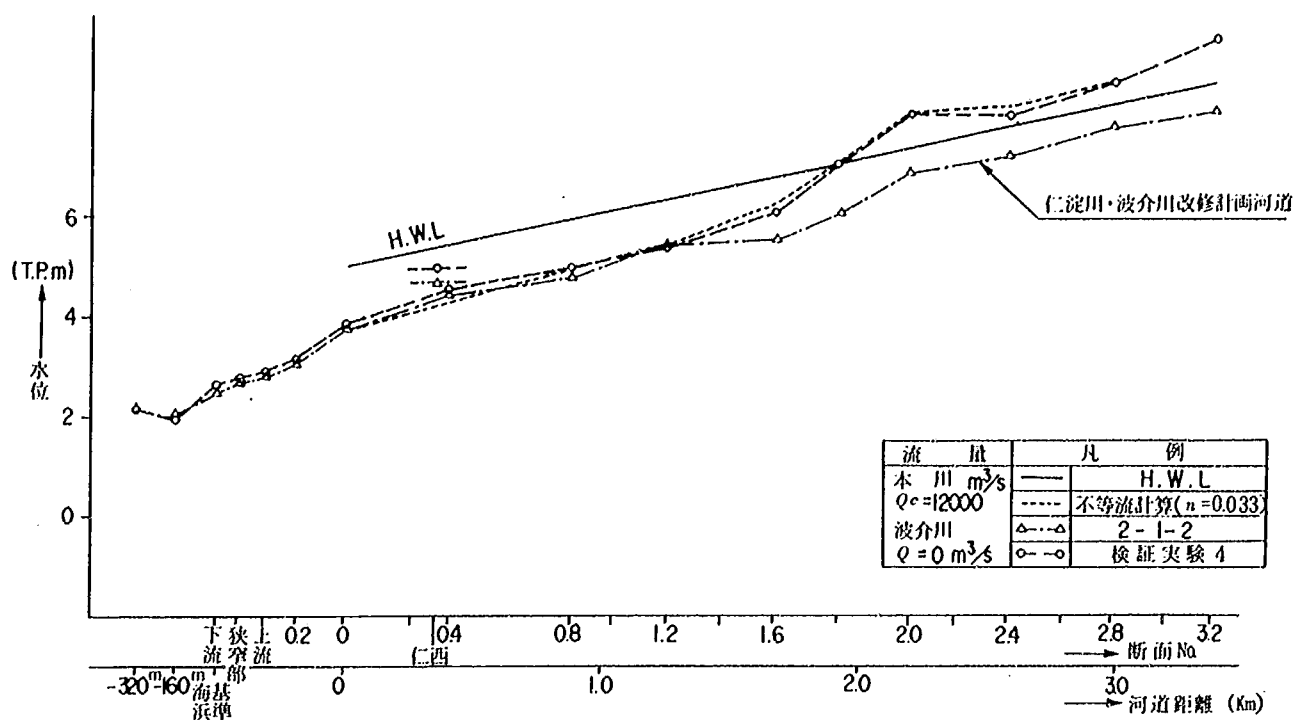


図-- 6.8 水位縦断比較図 (検証実験 4, 波介川改修計画河道)

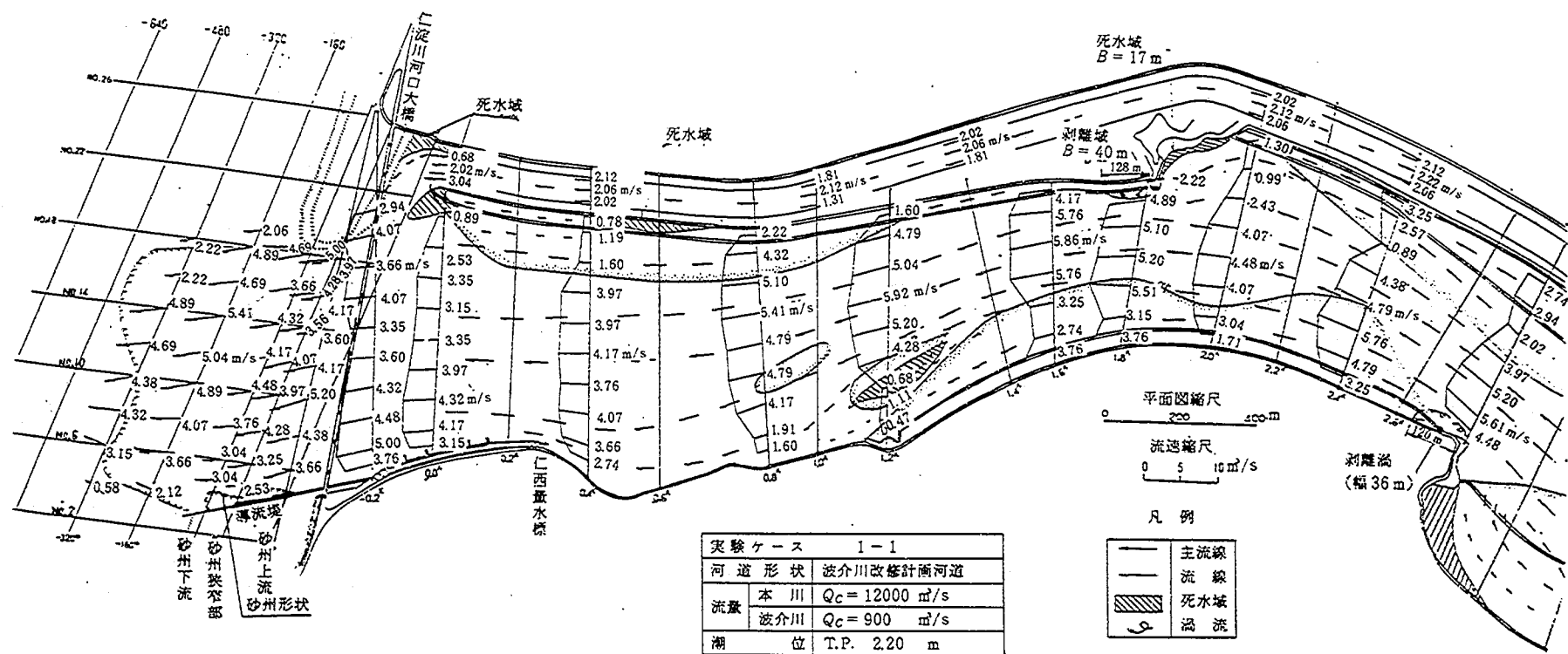


図-6.9.2 流況

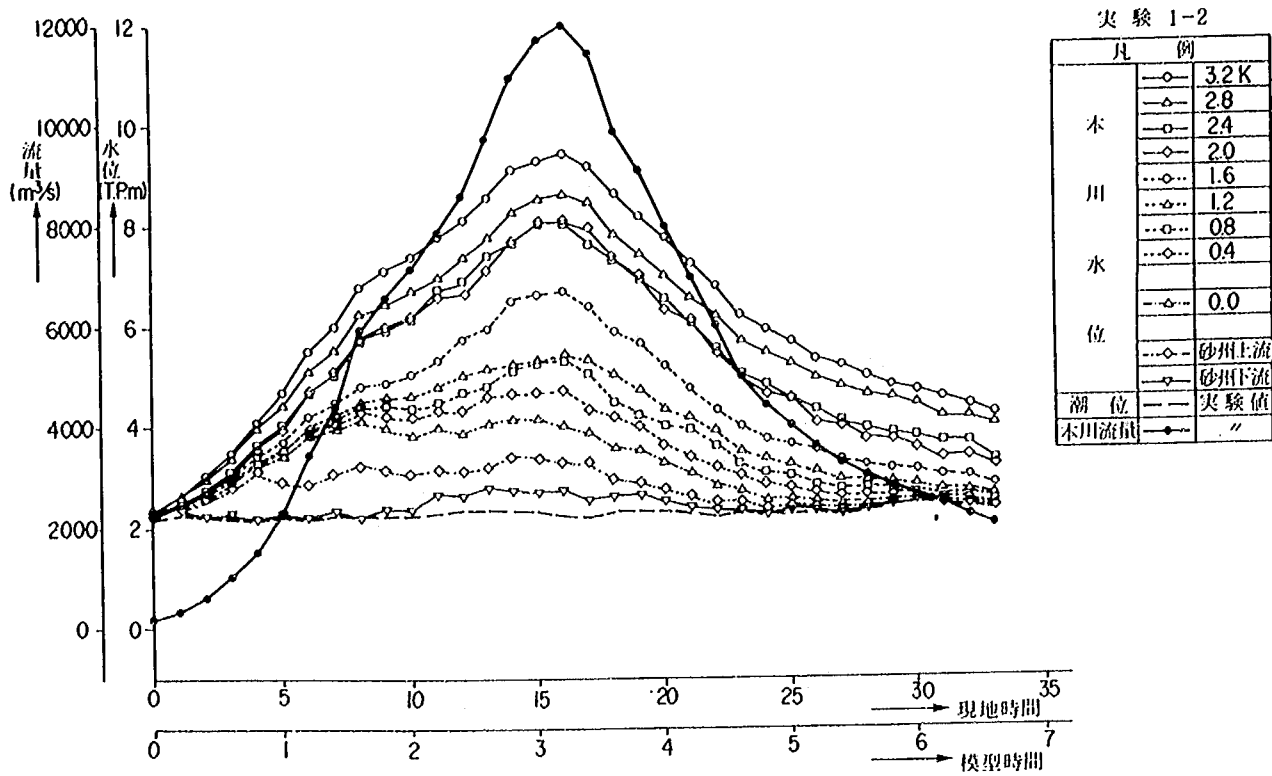


図- 6.10.1 水位時間変化図(本川)

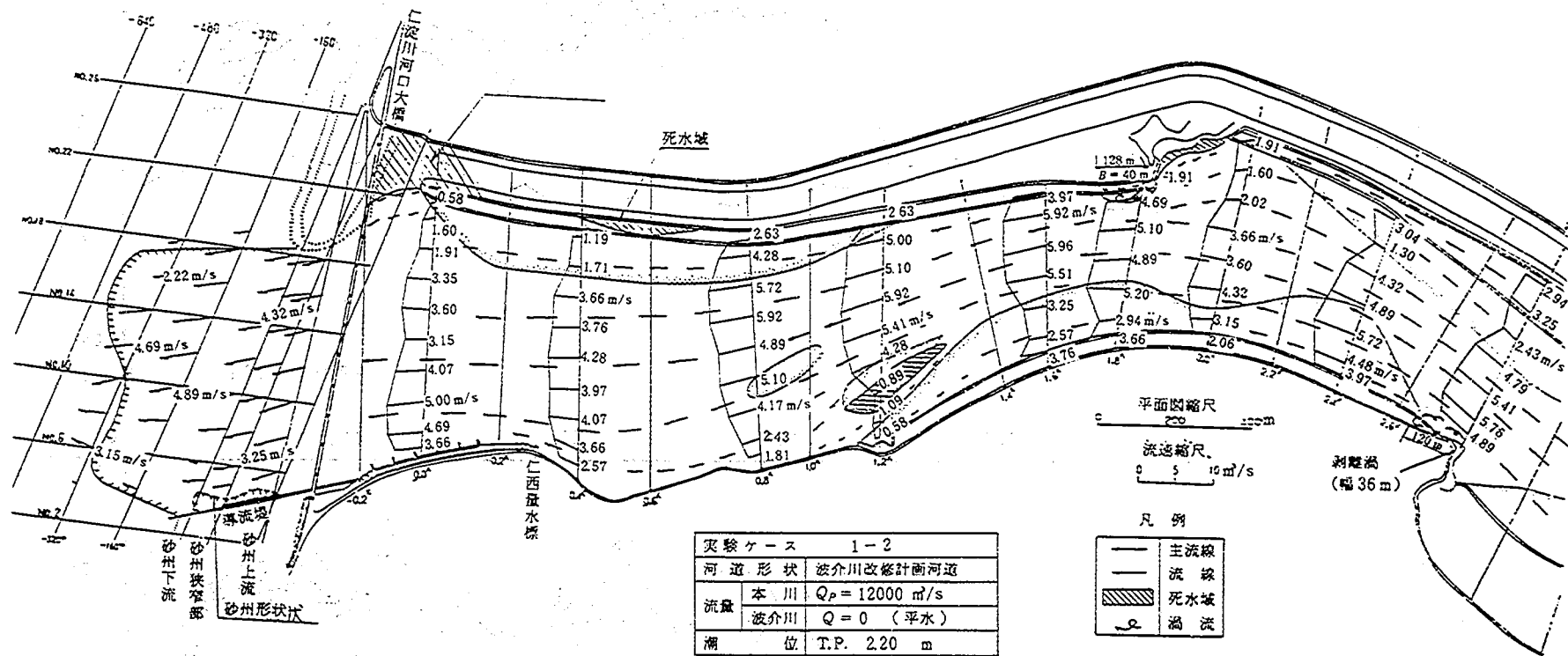


図-6.10.2 流況図

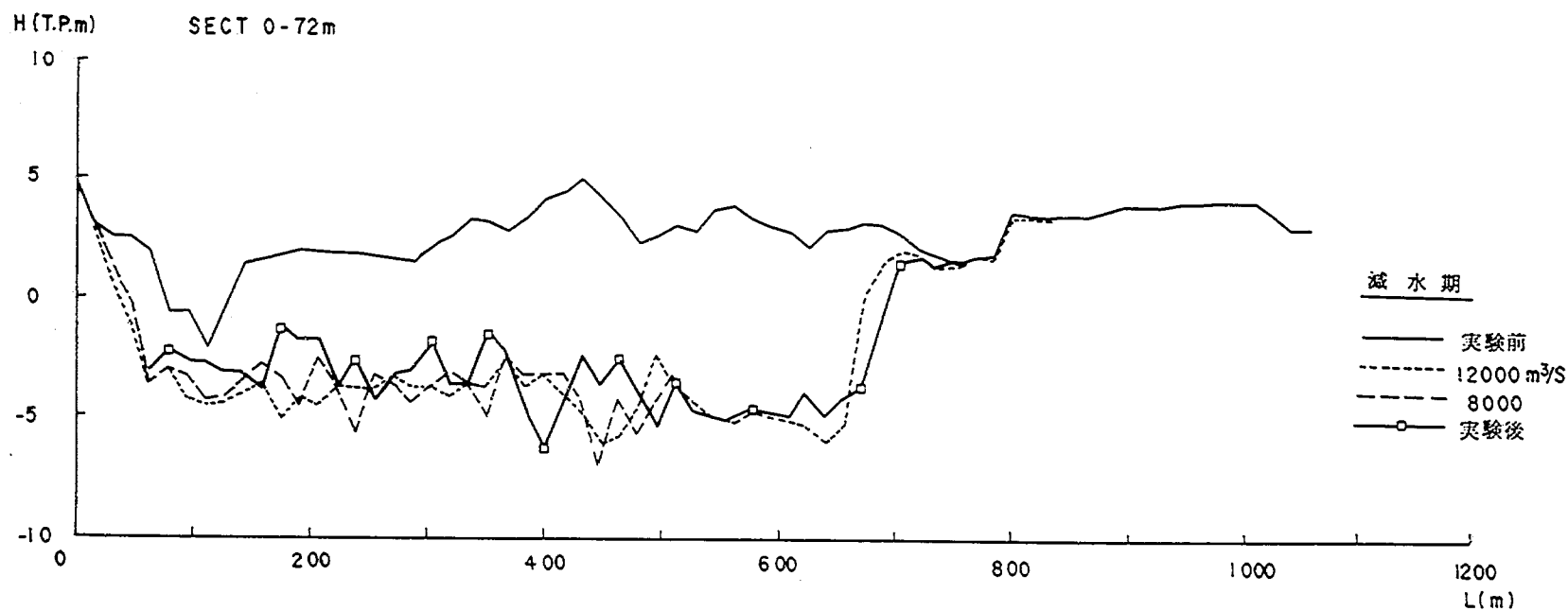
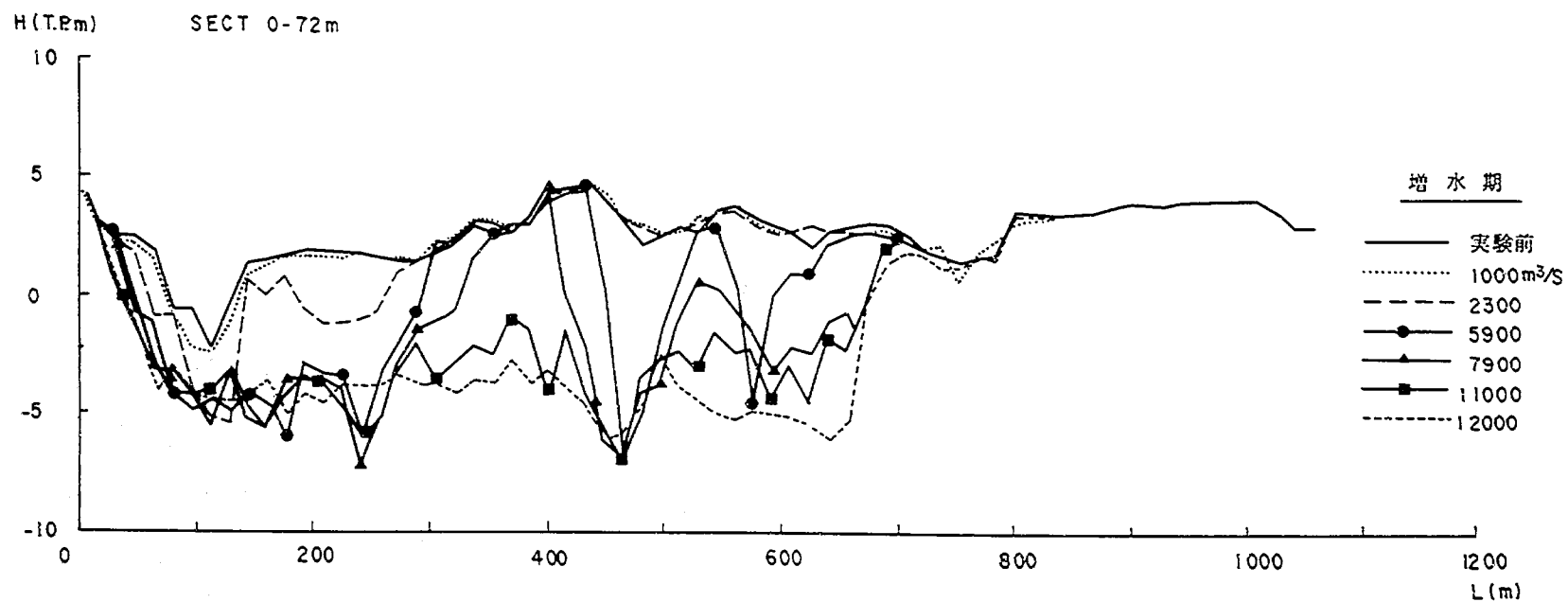
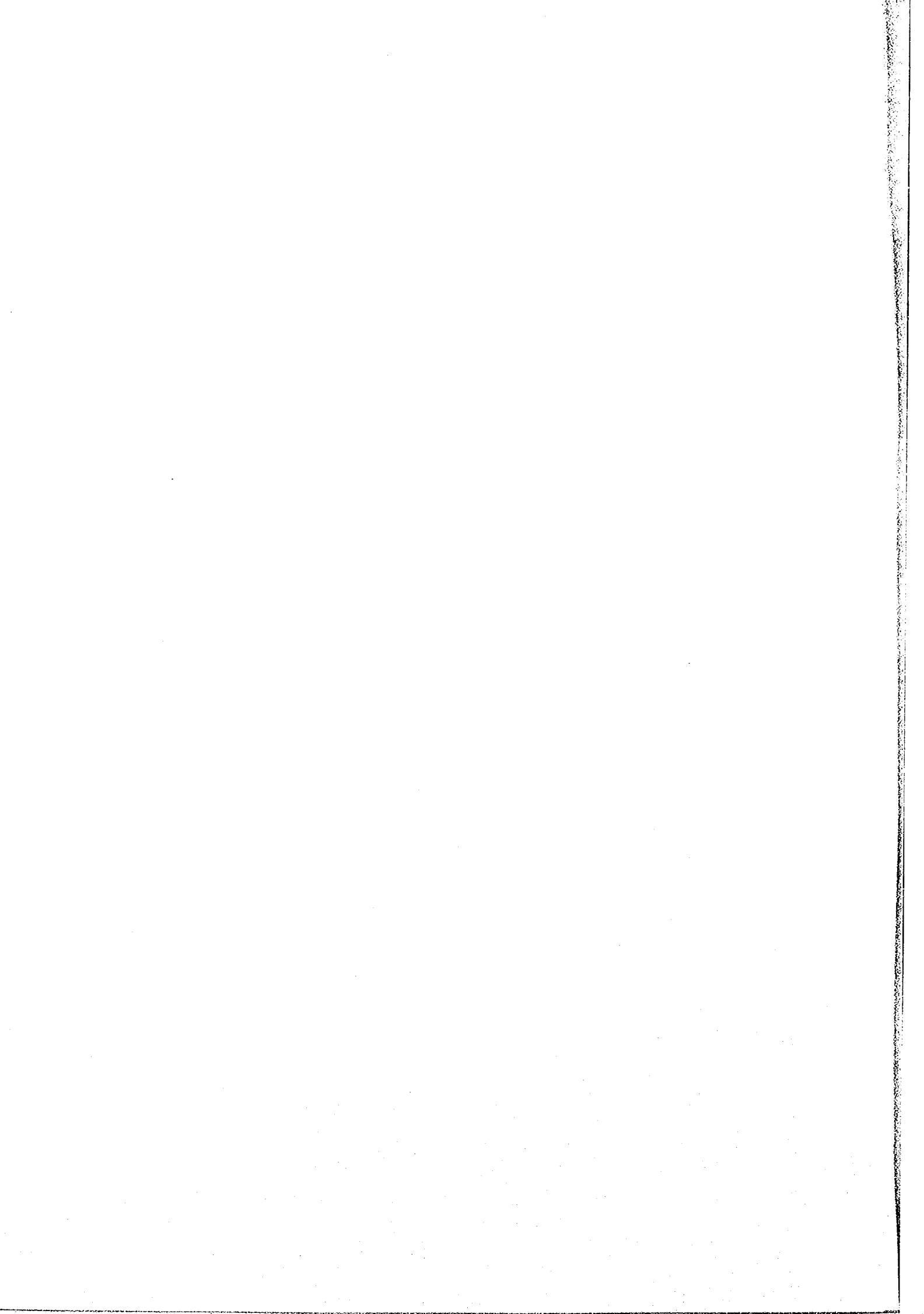


図-6.10.3 砂州形状時間変化横断図(実験1-2)

第7章 仁淀川、波介川改修計画案河道の検討



第7章 仁淀川，波介川改修計画案河道の検討

7.1 概 要

波介川の河口導流案河道に対し，仁淀川を改修計画案河道（計画高水流量は $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，0 km地点計画河床高 T.P. - 1.0 m）とした場合の水理現象について検討した。実験は移動床洪水流による河床変動と河口砂州のフラッシュ状況についての検討，砂州フラッシュ後の波による砂州形成実験，固定床洪水流および波浪侵入実験について実施した。

7.2 実験条件

移動床洪水流実験は，本川計画高水流量 $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，波介川計画高水流量 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ の複合出水時における対策案を含めた実験を実施した。河口潮位は計画潮位 T.P. 2.2 m とし，他に中小洪水流量のハイドログラフを通水した検討を行った。砂州形成実験は沖波波高 $H_0 = 3.4 \text{ m}$ ，波向 S とし，移動床洪水流実験による砂州フラッシュ後（ケースⅢ-1-1）の形状について行った。固定床洪水流は同様に計画高水流量の定流実験の検討を行い，波浪侵入による河口堤防への波の打ち上げ高の検討は，計画沖波波高 $H_0 = 10.1 \text{ m}$ および河道内への波浪侵入が著しい沖波波高 $H_0 = 5.0 \text{ m}$ について行った。これらの実験条件一覧表を表-7.1 に示す。

表-7.1 実験条件一覧表

実験 ケース	実験 種 別	河 道 条 件		流 量 (m^3/s)		潮位 (T.P.m)	波 浪 条 件			備 考
		本川	波介川	本 川	波介川		沖波 波高 (m)	波形 勾配	波向	
Ⅲ-1-1	移 動 床 洪 水 流	計画	計画	$Q_p = 12000$	$Q_p = 900$	2.20				複合出水時の検討
Ⅲ-1-2(1)	"	"	"	"	"	"				対策案Ⅰの検討
Ⅲ-1-2(2)	"	"	"	"	"	"				対策案Ⅱの検討
Ⅲ-1-4	"	"	"	$Q_p = 6300$	平水(0)	"				中洪水の検討
Ⅲ-2-1	砂州形成	計画	計画	豊水(94)	平水(0)	0.77	3.40	0.015	S	ケースⅢ-1-1の フラッシュ後の砂州 形成
2-1-1	固 定 床 洪 水 流	計画	計画	12000	900	2.20				
2-1-2	"	"	"	"	平水(0)	"				
2-1-3	"	"	"	"	"	4.50 (0 km)				
2-2-1	波浪侵入	計画	計画	平水(47)	平水(0)	2.20	10.1	0.028	SSE	河口堤防への波の
2-2-2	"	"	"	"	"	"	5.0	0.015	"	打ち上げ高の検討
2-2-3	"	"	"	"	"	"	10.1	0.028	"	・砂州なしの検討

7.3 移動床洪水流実験

7.3.1 複合出水時の検討（ケースⅢ-1-1）

この実験は本川 $Q_p = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川 $Q_p = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ の計画高水流量波形を通水し、河道内の河床変動と砂州フラッシュ状況、および波介川合流部の水理現象について検討したものである。

(1) 水位について

各断面の水位時間変化図を図-7.1.1～7.1.2に、ピーク水位縦断図を図-7.1.3に示す。

ピーク流量時付近における0.0 km断面の水位は約T.P. 3.8 mとなる。また仁西地点（0.3 km左岸）の水位は、河岸がやや張り出しているため、この河岸岩礁の影響で水位のせき上げ現象が見られ、ほぼ0.4 km断面と同水位であった。ピーク流量時の本川側水位を先の波介川改修計画案実験（ケースⅡ-1-1）と比較すると、河道内は約0.5 m水位が低下し、河口付近でも約0.7 m低下している。この原因は河道改修によって、疎通能力が増大したこと、また、河口砂州部の開口幅が現況河道時より拡大したことなどによる。

いっぽう、波介川河道のピーク流量時の水位は、0.0 kmでT.P. 4.7 mこのとき本川側の0 kmの水位は約T.P. 3.8 mであり、波介川は河口砂州裏側への合流によって、本川側より水位が高くなり約0.9 mの水位差が生じている。現合流点付近（2.0 km）は、波介川がT.P. 5.50 m、本川側がT.P. 8.60 mで本川側との水位差は約3.1 m波介川水位が低く、先の波介川改修計画案実験とはほぼ同じ水位差を示す。

なお、本川河道内水位はこれまでに述べたように、実河道では生じない小規模河床波が卓越し、粗度係数が $n = 0.050$ となり、現地よりかなり大きくなってしまったため、実際より高い水位になっている。したがって、現合流点付近の波介川と本川側との水位差が導流効果とはならない。この河道内水位については、現地と粗度係数を相似にした固定床模型による検討結果を後述する。

ただし、砂州フラッシュ時のピーク流量時付近の河口部水位は、砂州フラッシュに伴う高流速によって、河床波の波高もかなり小さくなるため、粗度係数は現地とはほぼ相似になっているものと思われる。

(2) 流況について

ピーク流量時付近の流況図を図-7.1.4に、河口砂州部の流況を写真-10に示した。

本川河道の主流部はほぼ河道中央を流下し、河道内の流線も河道法線に沿っている事がわかる。しかし、増水時の $4,000 \text{ m}^3/\text{s} \sim 6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ においては2.0 km～1.6 km付近で

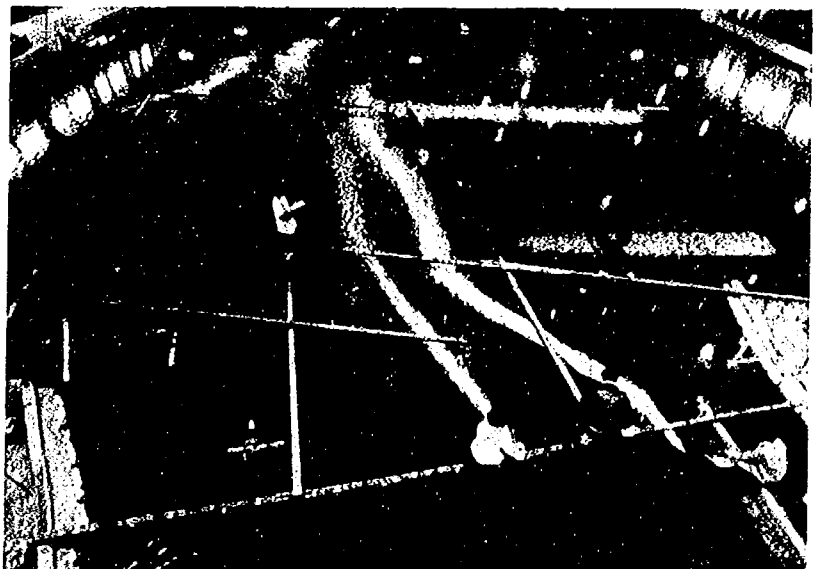


写真-10 ピーク流量時付近の河口砂州フラッシュ状況
（ケースⅢ-1-1）

主流部が右岸側に若干寄る傾向が見られた。また、現況河道で水衝部となる2.8 km左岸および1.8 km右岸は、山によって河岸が張り出しているため、水位がせき上げられ、その下流側へやや落ち込むような流れが生じ、直下流河岸前面に剥離渦が発生する。ピーク流量時における両地点での剥離渦規模はほぼ同程度であり、幅35～40 m、長さ120～130 mである。さらに、仁西地点も河岸岩礁の影響による水位のせき上げと、規模は小さいが剥離渦の発生が見られる。

砂州ラッシュが進行したピーク流量時における0.0 kmでの流速は、本川左岸側で約4.5 m/s、河道中央で約3.5 m/s、右岸側および波介川が約2.0 m/sであり、砂州開口部では約3.5～4.0 m/s程度で流下している。

(3) 河床変動について

改修計画案河道では局所的な流れの集中が緩和され、河床変動も少ない。これらの通水後の河床変動平面図を図-7.1.5に、通水後の平均・最深河床高縦断比較図を図-7.1.6に示す。計画河道断面によって、比較的真っ直ぐな流れとなるため、2.4 km～2.8 km右岸および0.8 km～1.6 km間右岸の低水護岸前面では洗掘傾向となっている。この洗掘は大きいものではないが、護岸根固工等の配慮が必要と考えられる。水衝部となる1.8 km断面は、右岸の局所洗掘に伴う河床低下であるが、実河道では岩が張り出しており、実際は実験結果ほどの洗掘は生じないものと考えられる。したがって、河道内の全体的な河床変動に関しては、大きな問題となるような現象は見られなかった。いっぽう、波介川河道は本川0 km水位の影響によって、河床変動はほとんど生じなかった。

(4) 砂州フラッシュ状況について

砂州のフラッシュ状況は、砂州形状時間変化横断図を図-7.1.7に、河口部等深線図を図-7.1.8に示

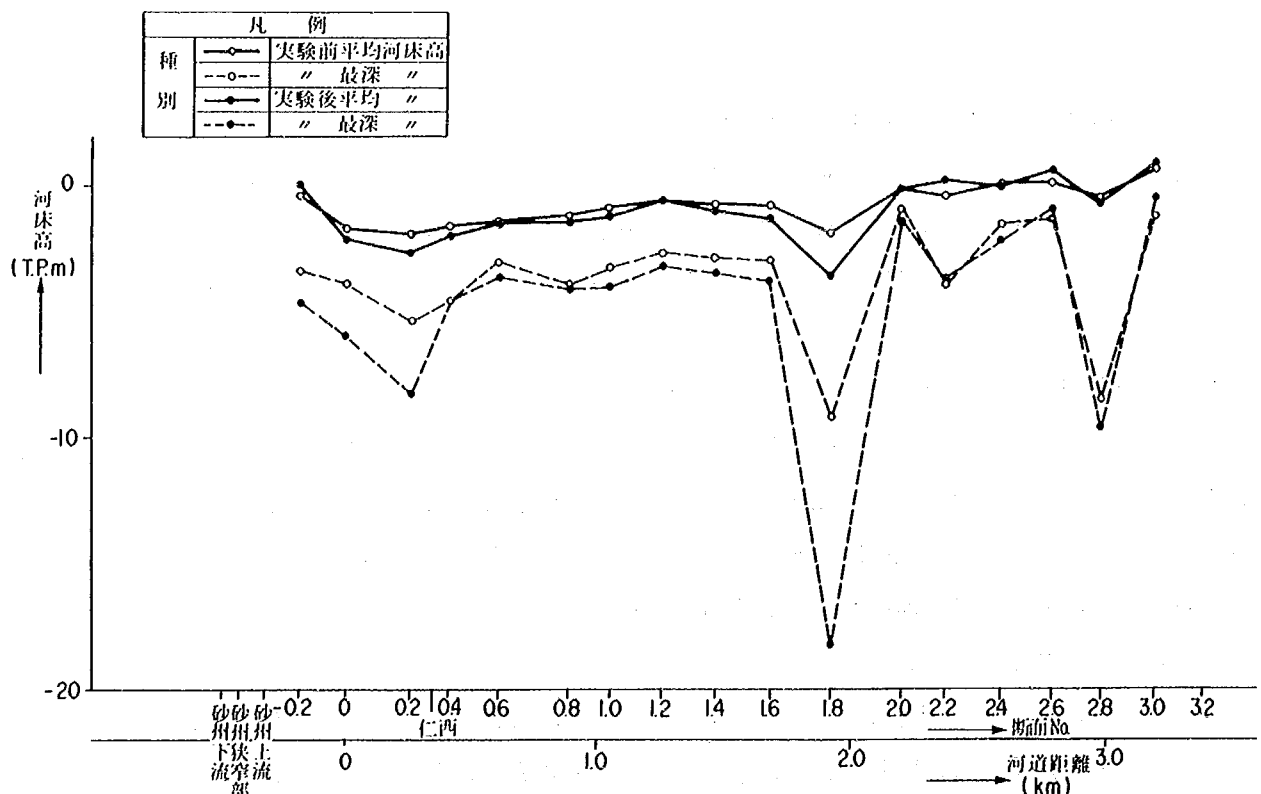


図-7.1.6 平均・最深河床高縦断図(実験Ⅲ-1-1)

す。流量の増大に伴って開口幅が拡大し、2,300 m³/s で約 200 m、3,450 m³/s で 400 m、6,000 m³/s で 550 m、ピーク流量時では 700 m（河口大橋の河道内左岸から 9 号橋脚下流）に達する。このときの最深河床高は開口部のほぼ中央付近で生じ、約 T.P. - 7.8 m となる。減水時は砂州フラッシュに伴って主流部が河道中央付近に移り、砂州開口部右岸側が洗掘、左岸の初期開口部付近は堆積する傾向が見られるが大きな変化は生じない。

砂州のフラッシュによる開口幅を先のケースⅡ-1-1と比較すると、砂州開口幅は約50 m程度増大し、開口部右岸側の河床変化が若干多い程度である。また、海部への土砂の流出範囲も砂州の沖合約 400 m 付近であり、大きな違いは生じていない。

(5) 局所洗掘について

2.8 km左岸および 1.8 km右岸水衝部の洗掘状況は、河道改修によって剥離渦の規模が若干緩和されるものの、計画流量通水後の最大洗掘深は、2.8 km左岸が T.P. - 10.2 m、1.8 km右岸が T.P. - 18.2 m（初期最深河床高 T.P. - 9.2 m）である。

また、0 km左岸（仁西）水衝部の河岸前面は、T.P. - 9.8 mの最大洗掘深となっている。しかし、各水衝部には、前述したように河岸には岩が露出しており、実験結果ほどの局所洗掘は生じないとも考えられる。この水衝部の洗掘は、砂州のフラッシュ状況に直接影響はないが、実河道の岩の状況を考慮した形状にする必要があったものと考えられる。

また、砂州のフラッシュに伴う河口大橋橋脚周囲の局所洗掘は、増水時の 6,000 m³/s 付近に河道内左岸から No. 2 ～ No. 3 の橋脚基礎（T.P. - 6.7 m）が露出する。ピーク流量時付近では No. 9 ～ No. 10 橋脚周囲にも洗掘が生じるものの、橋脚基礎の露出は見られない。この洗掘箇所は、減水期に若干埋め戻される傾向を示すが、さほどの変化は生じない。

7.3.2 低水護岸前面の洗掘対策案の検討

複合出水時の実験結果（ケースⅢ-1-1）より、2.6 km～2.2 km右岸の低水護岸前面、および 1.6 km～1.0 km右岸の低水護岸前面に洗掘（最大 2 m）が生じることが明らかになった。本実験はこの洗掘箇所に対して、水制工あるいは護岸根固工を設置してその効果を明らかにして、必要対策範囲と規模並びに問題点を把握したものである。

1) 水制案対策工の検討〔ケースⅢ-1-2(1)〕

このケースは、先の洗掘箇所区間に対策案として水制工を設置した場合の実験であり、2.5 km～2.3 km右岸の低水護岸前面に水制 5 基と 1.4 km～1.0 km右岸の低水護岸前面に水制 8 基を設置した。水制は、水制長 20 m、天端幅 5 m、水制間隔は水制長の 3 倍で 60 m とした。また水制高は護岸前面で計画河床高より 1.6 m 高で水制先端を計画河床高とする構造である。

(1) 水位および流況について

各測点の水位時間変化図を図-7.2.1～7.2.2に示す。これらの結果を先のケースⅢ-1-1と比較すると、河道部の水位はほぼ同じであり、水制設置による影響はほとんど生じていない。

いっぽう、ピーク流量時付近の流況を写真-11および図-7.2.3に示す。本川河道内の主流部はほぼ河

道中央を流れ、河道内の流線も河道法線に沿って流下している。現況河道で水衝部となる2.8 km左岸および1.8 km右岸の水位のせき上げ状況および直下流の河岸前面に発生する剥離渦の規模等は、先のケースⅢ-1-1と同程度であり、波介川河道を含めてとくに水制設置に伴う流況変化は見受けられなかった。

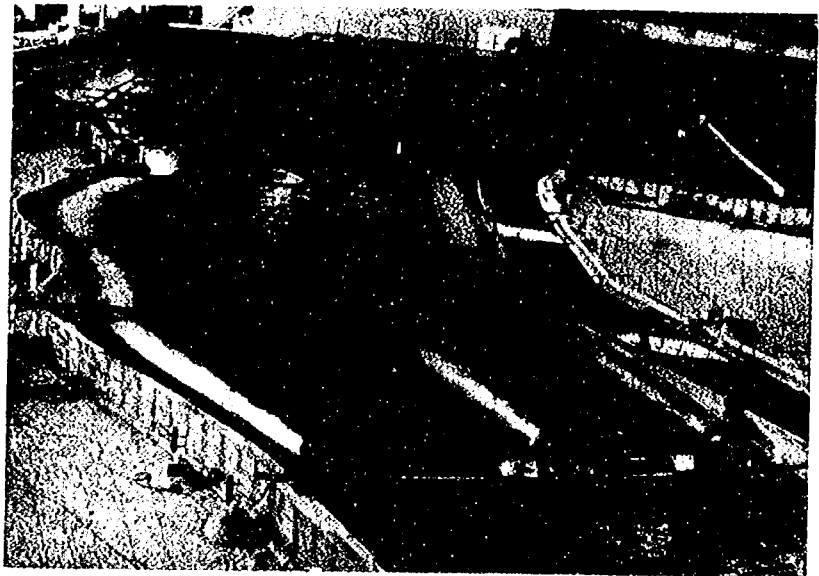


写真-11 ピーク流量時付近の流況（ケースⅢ-1-2(1)）

(2) 河床変動および砂州フラッシュ状況について

通水後の河床変動平面図を図-7.2.4、通水前後の平均・最深河床高縦断図を図-7.2.5に、河口部等深線図を図-7.2.6に示す。河道内の全体的な河床変動は少なく、水制設置に伴って他に影響を及ぼすような河床変動は見受けられない。また、砂州フラッシュ状況は、2,300 m³/sで約450 m、6,000 m³/sで550 m、8,000 m³/sで650 mの開口幅となり、最終開口幅は約680 mとなる結果が得られた。この最深河床高は約T.P.-8.0 mで開口部の中央よりやや右岸側に生じている。海部への土砂流出範囲は砂州の沖合400 m付近までに舌状に堆積した。この結果をケースⅢ-1-1と比較すると、開口部中央付近の最深河床高

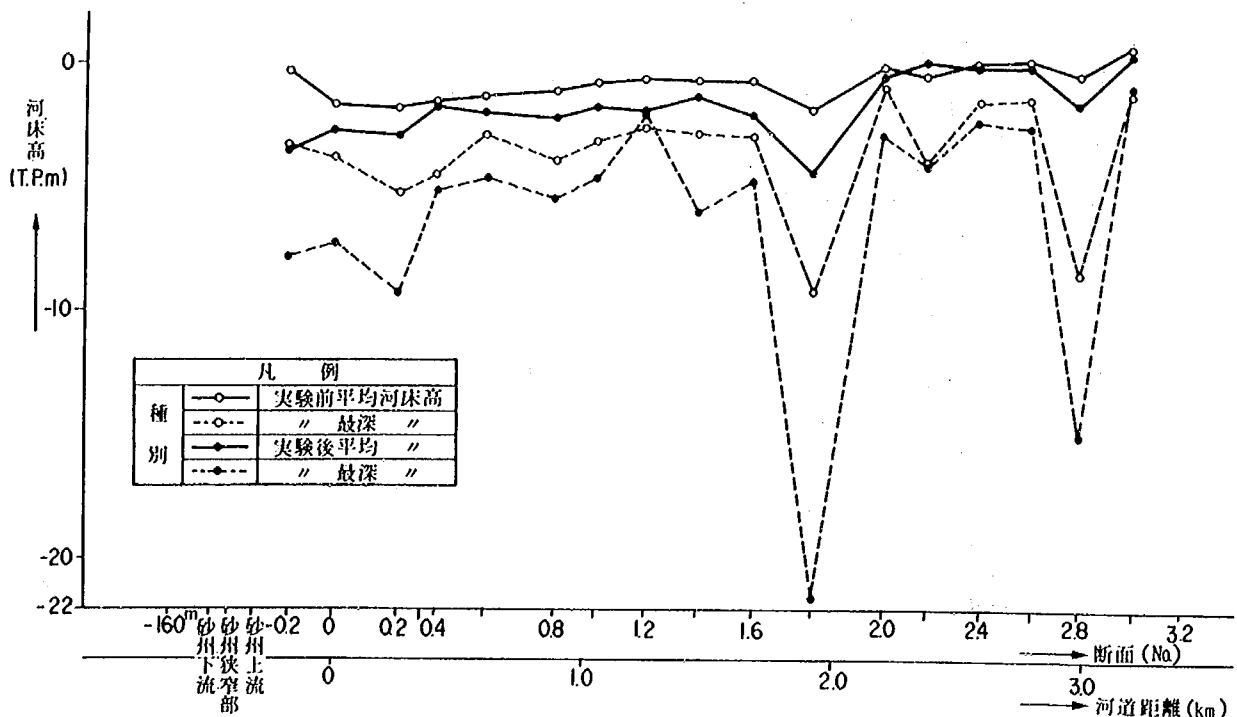


図-7.2.5 平均・最深河床高縦断図（実験Ⅲ-1-2-(1)）

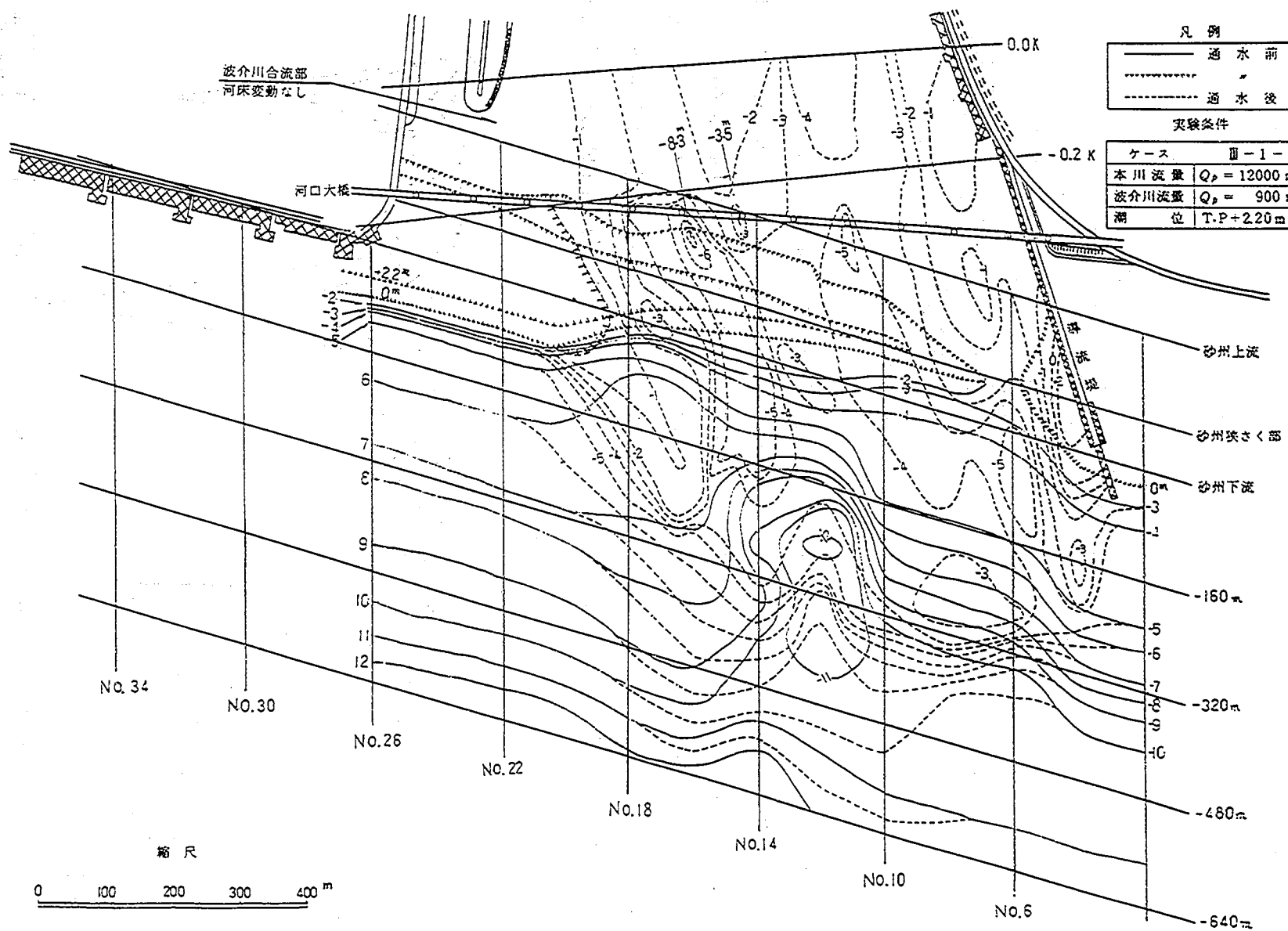


図-7.1.8 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

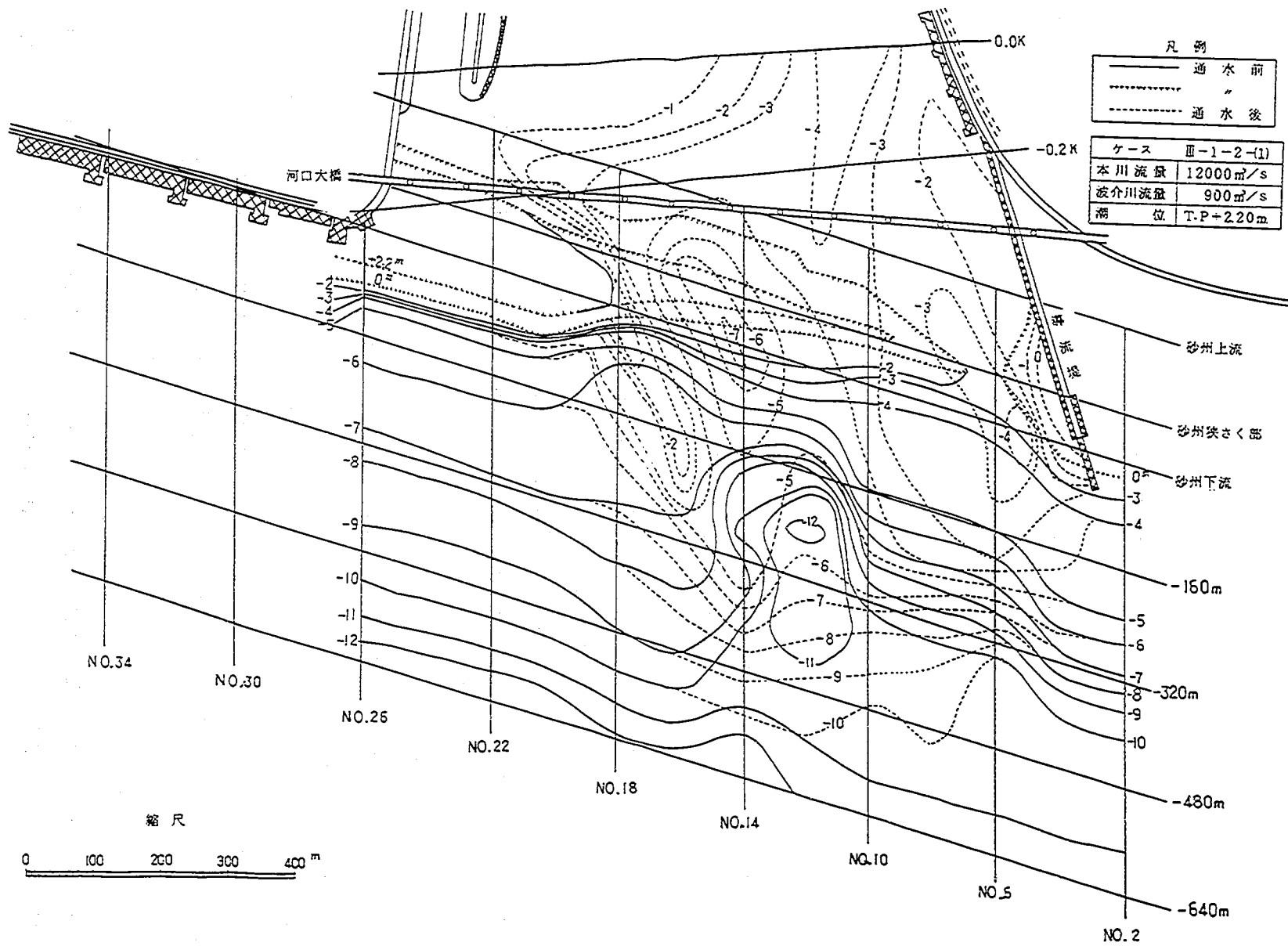


図-7.2.6 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

に若干相違がみられるが、ほぼ同様の結果であると言える。

(3) 水制案による対策効果について

水制周辺の河床変動状況を図-7.2.7～7.2.8に示す。低水護岸前面の洗掘が防止され、その効果が得られている。ただし、いずれも水制上流で若干洗掘が生じていることから、水制間隔を水制長の2倍程度に短くする必要があるものと考えられる。

いっぽう、1.4 km～1.0 km右岸側の低水護岸前面に配置した水制は、低水護岸前面の洗掘防止効果は得られたが、水制先端付近は約2.5 m～3.5 m洗掘され、水制設置箇所の下流側となる0.8 km付近の護岸前面に洗掘が生ずる。このため、水制を0.8 km付近まで設置する必要があった。なお、波介川の現合流点付近は、本川側の計画断面による河道整正で流れの集中する傾向は緩和され、洗掘は見られずに特に問題はないようであった。

2) 根固工による対策案の検討〔ケースⅢ-1-2(2)〕

このケースは先の洗掘箇所区間に護岸根固工を設置した場合の効果を検討したものである。根固工は、2.6 km～2.3 km右岸低水護岸前面と波介川の現合流部となる締切り部、および1.8 km～0.8 km右岸の低水護岸前面に設置した。

根固工諸元は幅5.0 m、敷厚1.5 m、現地重量2～3 tブロックを想定した碎石を用いた。なお、0.8 km右岸湾曲部付近は流れの集中する傾向が見られ、1.1 km～0.8 km区間の根固工は幅7.0 mとした。

(1) 水位、流況について

水位時間変化図を図-7.3.1～7.3.2に、ピーク流量時付近の流況図を図-7.3.3に示す。これらの結果を先のケースⅢ-1-2(1)と比較すると、水位の違いはほとんど見受けられない。また、流況も河道内の左右岸高水敷への冠水状況、および河道内の全体的な流況はケースⅢ-1-2(1)と同様である。しかし、先のケースⅢ-1-2(1)では、水制を越流する流れや水制間の乱流が生ずるが、根固工の場合、低水護岸前面では流況的に水制工より穏やかである。

(2) 河床変動および砂州フラッシュ状況について

通水後の河床変動平面図を図-7.3.4、通水前後の平均・最深河床高縦断図を図-7.3.5、河口部等深線図を図-7.3.6に示す。河道内の河床変動状況は先のケースⅢ-1-2(1)と非常に類似しており、特に大きな違いは見受けられない。砂州フラッシュに伴う最終開口幅は約680 mであり、この最深河床高は開口部のやや右岸側で約T.P.-8.0 mである。また、海部への土砂流出範囲も砂州の沖合400 m付近である。この結果をケースⅢ-1-2(1)と比較すると、河口大橋橋脚周囲の局所洗掘を含めてほぼ同様の結果となっている。

(3) 対策工の効果について

2.6 km～2.2 km右岸の低水護岸前面および波介川の現合流点付近の洗掘対策として設置した根固工周辺には、問題となるような洗掘あるいは根固工の崩れ等は見られなかった。とくに、波介川の現合流点付近は、計画断面への河道整正によって流れの集中する傾向は緩和されており、むしろ洗掘防止対策工の必要性はないように見受けられる。一方1.6 km～0.8 km右岸側の低水護岸前面は、根固工の設置によって、洗掘が防止される結果が得られた。ただし、0.8 kmの下流が若干洗掘傾向であり、0.7 km付近まで根固工

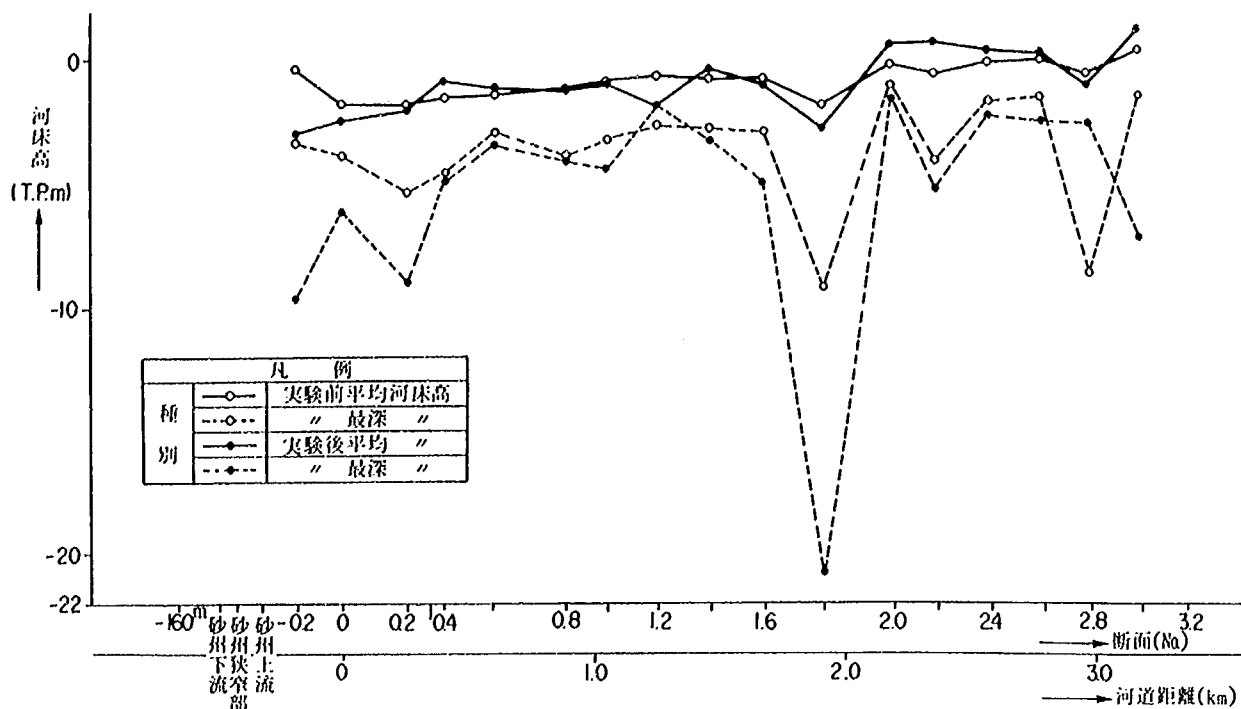


図-7.3.5 平均・最深河床高縦断図（実験Ⅲ-1-2-(2)）

を設置する必要があった。なお、水制工と根固工の両対策工を比較した場合、洪水流に対しては根固工だけでも十分対処できるものと考えられる。しかし、波浪侵入に伴う波高の減勢効果も考慮するとすれば、水制工との併用も考えられよう。

7.3.4 中洪水時の検討（ケースⅢ-1-4）

波介川の現合流点は、中洪水に水衝部となって洗掘される懸念がある。したがって、ここでは中洪水における河道内の河床変動状況を把握し、波介川の現合流点締切り部付近および他の護岸近傍を含めた洗掘対策の必要性について検討した。先の計画高水流量時において、水衝部となって洗掘が見られた2.5 km～2.3 km右岸の低水護岸前面に先のケースⅢ-1-2(1)と同様の水制5基、および1.4 km～0.8 km右岸の低水護岸前面に水制10基（先のケースⅢ-1-2(1)で0.8 km付近の湾曲部が洗掘傾向となったので下流側に2基追加）を設置し、図-7.4.1の $Q_p = 6,300 \text{ m}^3/\text{s}$ （昭和49年8月31日出水）の洪水ハイドログラフを、波介川からは $Q = 190 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流量を通水した検討を行った。なお、潮位は朔望平均満潮位のT.P. 0.77 mとした。

(1) 水位、流況について

水位時間変化図を図-7.4.2～7.4.3に、ピーク水位縦断図を図-7.4.4に示す。ピーク流量時の本川0.0 km断面の水位はT.P. 3.86 mとなり、波介川の0.0 km断面はT.P. 3.98 mであり、波介川の水位が0.12 m高い結果が得られた。いっぽう、ピーク流量時付近の流況は図-7.4.5および写真-12に示すように、現況河道時における水衝部も、計画断面への河道整正によって穏やかな流れを呈する。ピーク流量時にお

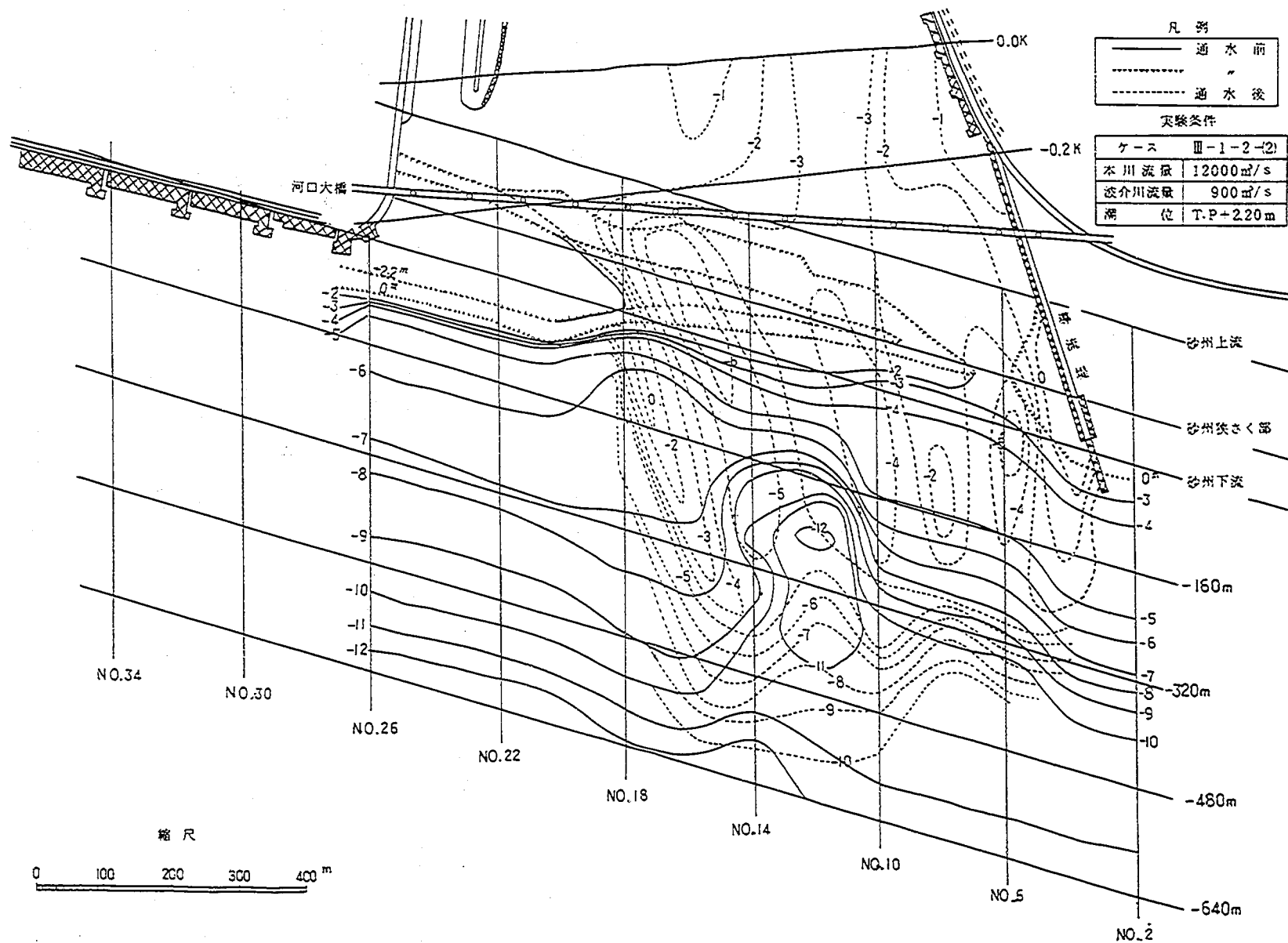


図-7.3.6 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

ける本川の主流部は、1.0 kmより上流部ではほぼ河道中央を約2.4 m/sの流速で流れ、2.0 km～1.6 km間左岸の護岸前面に若干寄る流れが見られる程度である。2.2 km～2.0 km右岸の波介川現合流点の締切り部付近に流れが集中することもなく、水制設置に伴う流況変化も特に見受けられない。

1.0 kmより下流部では、12,000 m³/s時に比べ砂州開口幅が狭い関係で、主流部は河道中央よりやや左岸寄りを約2.6 m/s前後の流速で海部へ流出する。いっぽう、波介川河道は約0.6 m/sの流速であり、河口砂州背後より本川に合流し、砂州開口部右岸側を流下する。合流部の右岸および導流堤防先端部の本川側には死水域が見られる。

以上の結果より、改修計画案河道に対しては、中洪水程度の出水では流下能力も十分あり、流況的にも特に問題はないようである。

(2) 河床変動について

実験結果の河床変動平面図を図-7.4.6に、通水前後の平均・最深河床高縦断図を図-7.4.7に、河口部等深線図を図-7.4.8に示す。河道内の河床変動状況は、2.6 km～2.4 kmおよび1.6 km～1.2 kmの河道中央付近に洗掘傾向が見られる程度で、計画高水流量時と比較するとかなり緩慢である。局所洗掘が生じる1.8 km右岸の新居山前面は最大洗掘深がT.P. -14.0 mと洗掘されたが、2.8 km左岸および0.3 km(仁西)の河岸前面はほぼ初期河床高が維持されている。また、低水護岸前面に設置した各水制先端は、若干洗掘傾向となるものの、低水護岸沿いの洗掘は生じなかった。

河口部の砂州フラッシュ状況は、流量の増大に伴って砂州開口幅も徐々に拡幅し、最終開口幅は約380

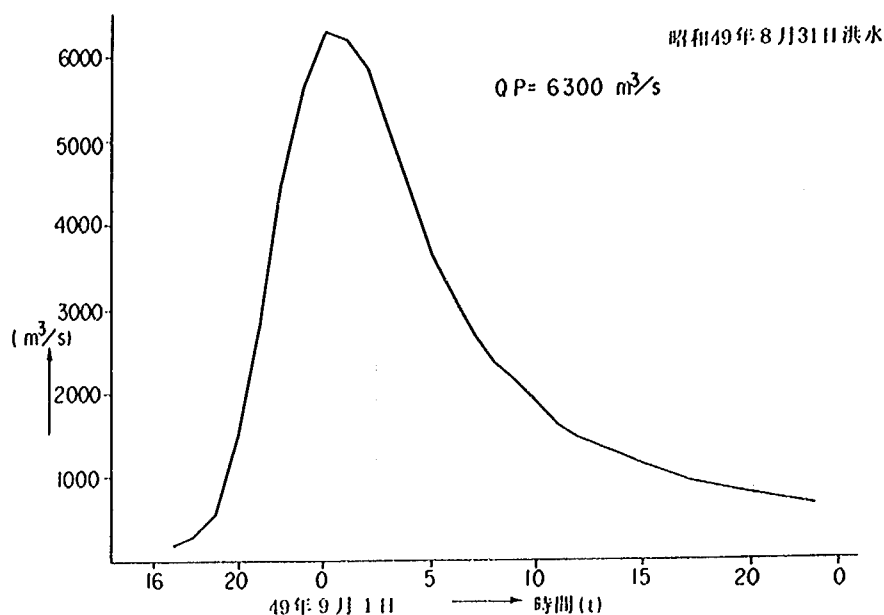


図-7.4.1 中小洪水波形

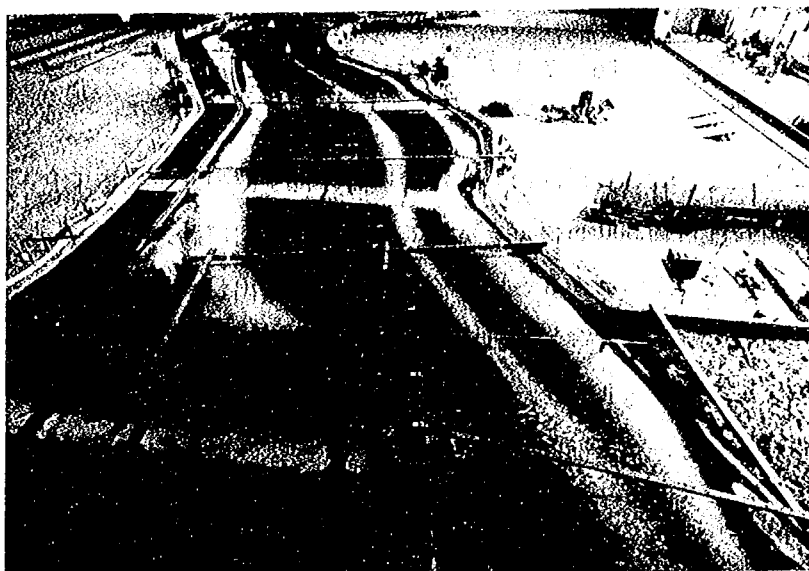


写真-12 ピーク流量時付近の流況(ケースⅢ-1-4)

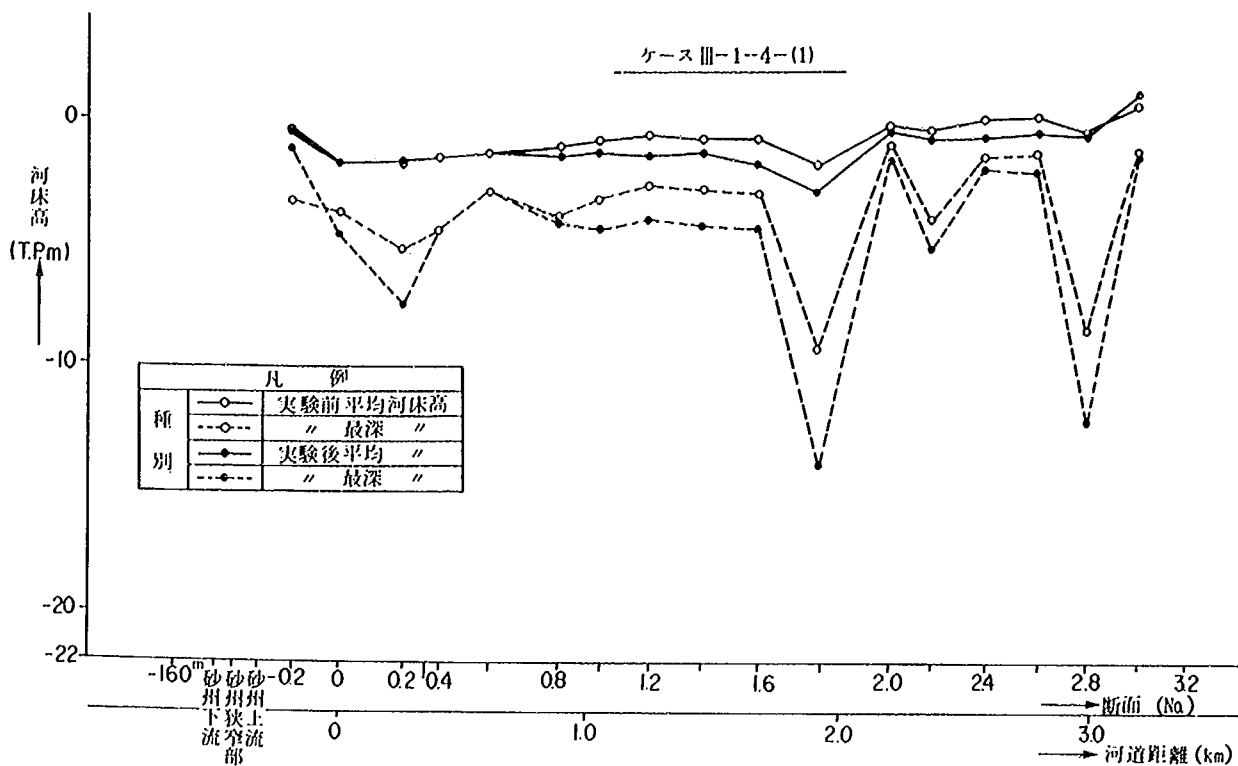


図-7.4.7 平均・最深河床高縦断面図

mとなり、このときの最深河床高は初期開口部位置の左岸側でT.P. - 8.7 mである。海部への土砂流出範囲は砂州の沖合約300 m付近となっている。この河口砂州のフラッシュに伴う河口大橋橋脚周囲の局所洗掘は、河道内左岸からNa.3～Na.6橋脚で基礎が露出し、Na.1～Na.2およびNa.7橋脚周囲に若干洗掘が生じる。この最大洗掘深は3号橋脚でT.P. - 9.0 mである。

次に、このケースⅢ-1-4の通水後河道に本川 $Q=8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、波介川 $Q=190 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流を3時間(模型時間)通水し、護岸前面の洗掘防止効果と河床変動状況を調べた(潮位はT.P. 2.2 mとした)。この結果は先のケースⅢ-1-2(1)より河床変動が若干少ない傾向を示す程度で、ほぼ類似した状態であった。洗掘防止工として設置した各水制群は、先のケースⅢ-1-2(1)と同様に、水制先端および、水制上流側で若干洗掘傾向となるが、水制背後には堆積が見られ、低水護岸前面の洗掘防止効果が得られている。よって、先のケースⅢ-1-2(1)の結果も含め、水制配置としては、水制間隔を水制長の2倍程度とし、水制長も10 m程度あれば護岸前面の洗掘は防止でき、水制先端部の洗掘の問題も軽減されるものと考えられる。

7.4 河口砂州形成に関する実験

7.4.1 複合出水後の砂州形成に関する検討(ケースⅢ-2-1)

本実験は、先のケースⅢ-1-1の複合出水時の河口砂州フラッシュ後形状および海浜形状に対し、波による砂州形成状況と波介川合流部への影響について検討したものである。

波浪条件は、波向S方向、沖波波高 $H_0=3.4 \text{ m}$ 、周期 $T=12.1 \text{ sec}$ 、波形勾配 $H_0/L_0=0.015$ であり、

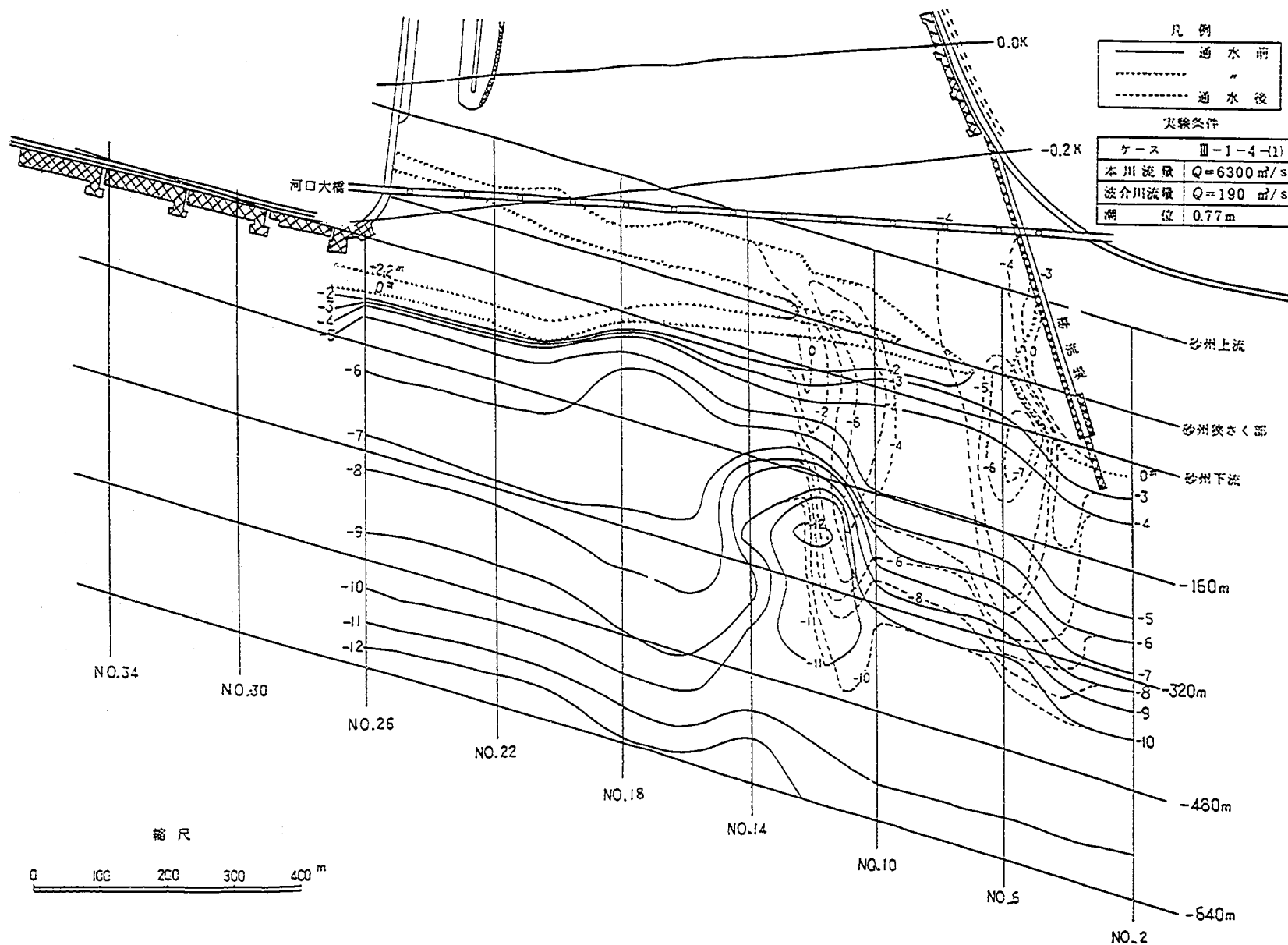


図-7.4.8 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

河川流量は本川側から豊水流量 ($Q=94 \text{ m}^3/\text{s}$) を与え、潮位は朔望平均満潮位の T. P. 0.77 m で行った。

(1) 海浜流況について

波による河道内水位 (仁西地点) の set-up 量は、砂州フラッシュ後の初期開口幅 (700 m) で約 0.20 m、砂州形成後の開口幅 (330 m) で約 0.24 m であり、沖波波高の 6%~7% の上昇である。この砂州形成後の流況図を図-7.5.1 に、河口部の波高分布を図-7.5.2 に示す。

実験初期における河道内への波浪侵入は、0.0 km 断面で大きく減衰するものの、河道中央付近に約 1.0 m の最大波高が見られ、本川河道の 0.6 km 付近まで達する。また、開口幅が広いため、波介川合流点付近には 0.40 m~0.50 m 程度の波高が見られた。河口砂州形成後は、波介川合流部付近の波高が若干減少するが、砂州開口部中央付近の波高が増大し、本川河道への波浪侵入状況は実験初期とさほど変わらない。さらに、左岸導流堤前面の砂州形成に伴って、砂州に沿う波が集中する 0.0 km 断面の左岸の河岸前面に当る波浪が顕著に現われる。

(2) 砂州形成状況

砂州形成時の汀線時間変化図を図-7.5.3 に、砂州形成後の形状を写真-13 に、河口部等深線図を図-7.5.4 に示す。

河口右岸側の砂州形成状況は、造波開始20時間後まではフラッシュ前の砂州位置方向に形成される。しかし、20時間以降は砂州フラッシュによる開口部の洗掘深が大きいので、河道内上流方向に伸延する傾向となって、砂州が形成される。その後、開口部中央よりやや右岸寄りに天端高が T. P. -1.0 m 程度に発達した砂州が現われたものの、それ以上の発達はなく30時間の造波で砂州形状はほぼ安定した。この右岸側砂州先端は、No.14 海浜測線上で河口大橋の No.7 橋脚 (左岸から) の下流約60 m であった。

いっぽう、河口左岸側はケース II-2-1 と同様に、導流堤前面に砂州が形成され、砂州先端は -0.2 km 断面まで伸延し、35時間造波後でも若干伸延する兆しが見受けられた。

新しく形成された砂州は、開口部右岸側で天端高 T. P. 4.0~5.0 m、左岸側導流堤前面で約 T. P. 3.0 m の高さとなっている。

以上の実験結果より、先の本川現況河道の検討と同様に計画流量時の砂州フラッシュ後の形状は、河道中央付近の洗掘が大きく、砂州形成時の波による底質移動は T. P. -6.0 m 以浅で多く生じることから、現況時の河口砂州と同程度の閉塞とならず、砂州部開口幅は約 350 m とかなり広い状態であった。ただし、砂州フラッシュ時の局所洗掘箇所は徐

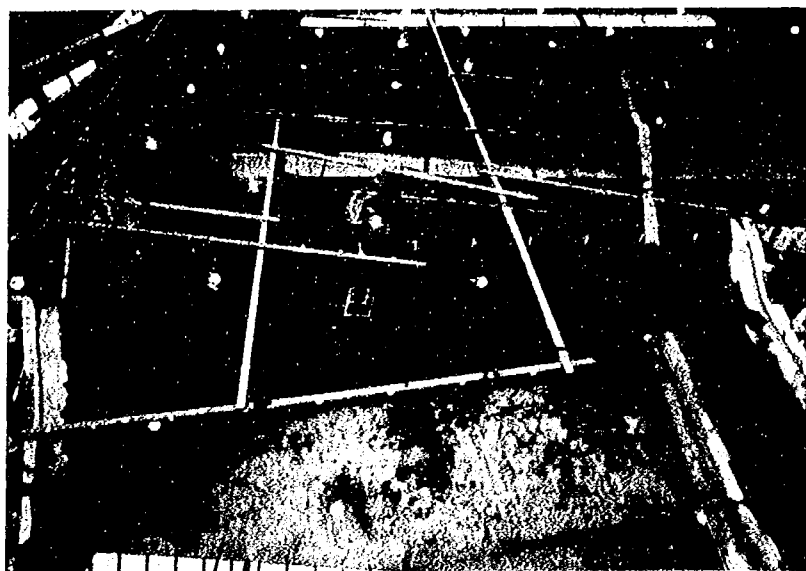


写真-13 河口砂州形成状況 (ケース III-2-1)

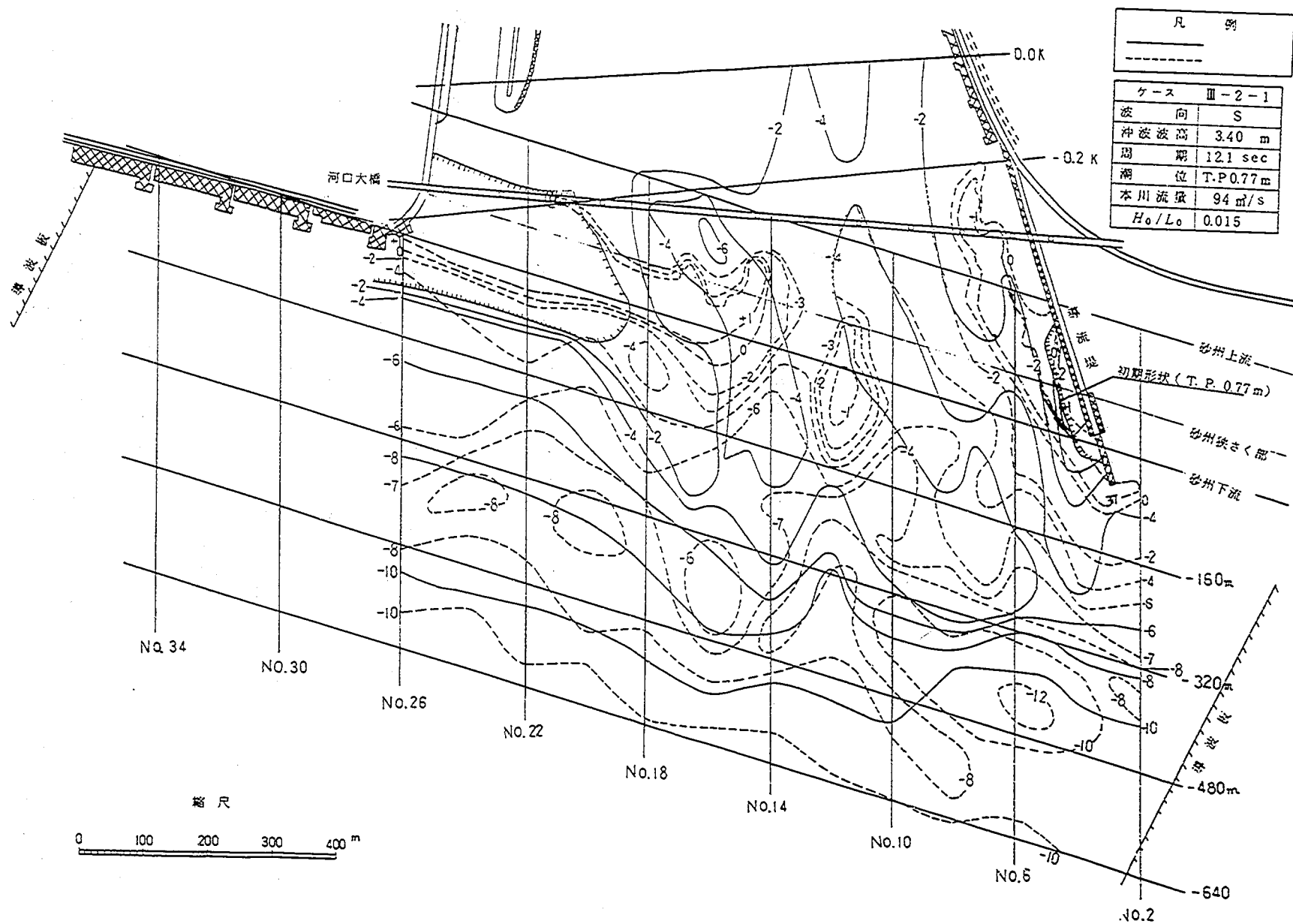


図-7.5.4 河口部等深線図 (単位 T.P.m)

々に浅くなり、長期的には現在の開口幅程度まで閉塞されるものと考えられる。なお、この場合砂州は若干河道内へ侵入形成されるものの、波介川合流点前面の砂州が維持されていれば合流部への影響はないと思われる。

7.5 固定床洪水流実験

移動床模型実験結果の中で述べたように、ここでは河口出発水位、水位縦断変化や波介川河口導流による波介川の水位低下等の効果を把握するため、現地の粗度係数と相似にした固定床模型での検討を行った。実験は河口砂州部をケースⅢ-1-1の砂州フラッシュ後の形状とし、定流実験による水理現象の把握を行った。

7.5.1 粗度検証実験

実験に先立って、本川計画河道固定床模型に対し、計画粗度係数 $n = 0.033$ が得られるように河床面への粗度付け、およびその調整を行った。検証流量は、河道水位を把握する目的を兼ねて $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の2流量について行った。その結果、図-7.6.1に示すように、0.0 km断面の実験水位を用いて $n = 0.033$ とする不等流計算水位とはほぼ一致する結果を得た。各区分毎の粗度係数は多少のバラツキは見られ

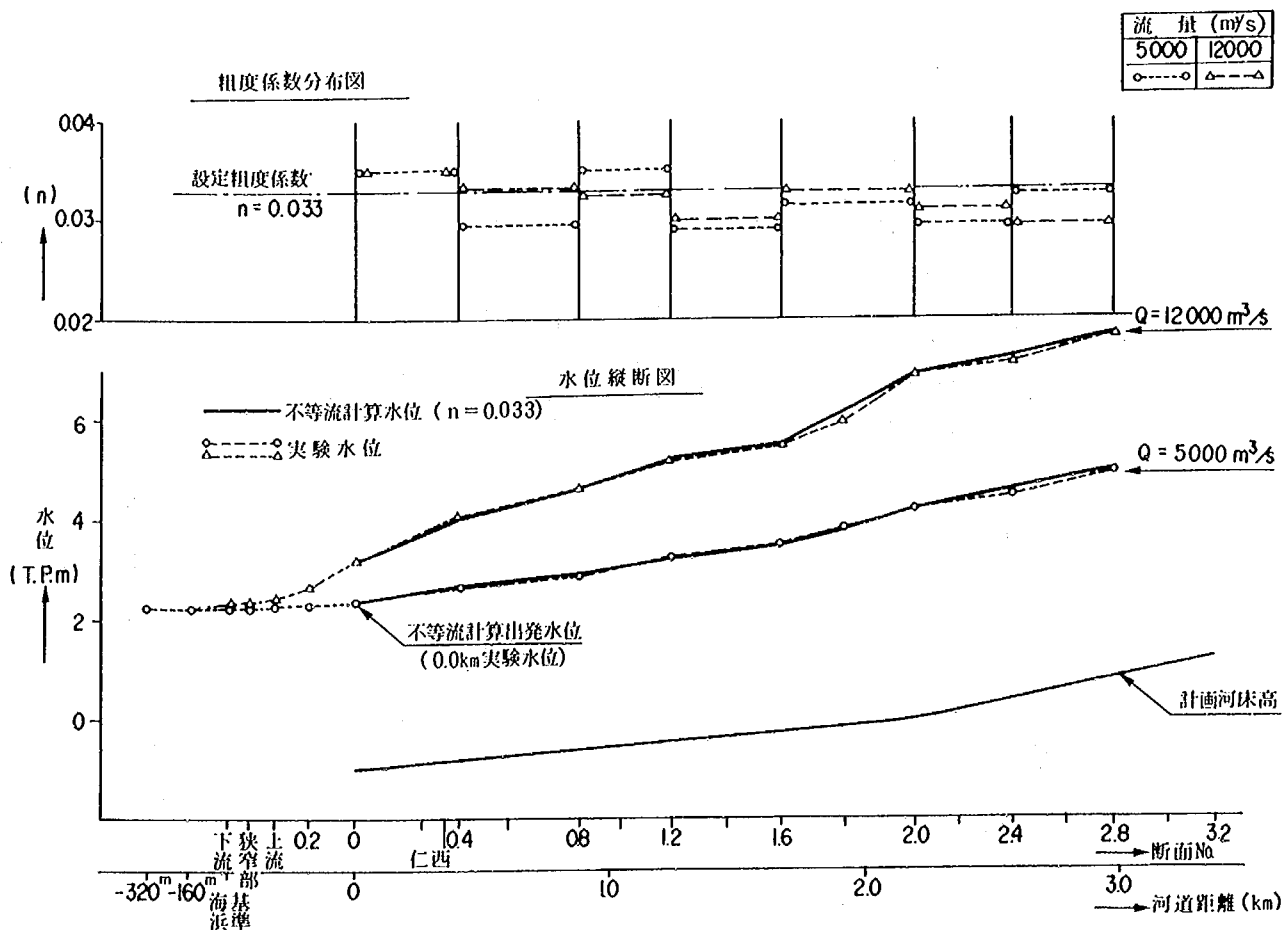


図-7.6.1 水位縦断比較図(検証実験3)

るものの、所定の河道粗度が得られたものと考えられる。

次に図-7.6.2は、所定の粗度係数が得られた検証実験3-2の水位縦断形を同一河道条件における移動床実験（ケースⅢ-1-1）でのピーク水位と比較すると共に、河口部の粗度係数を検討した。

移動床実験では小規模河床波の発生に伴う水位上昇の影響が大きく、固定床実験では移動床よりかなり水位が低い結果となった。また、河口部付近の粗度係数は砂州部の形状損失等も含まれているため、若干大きな値となった。移動床実験で $n = 0.056$ ，固定床では粗度付けを行わない状態で $n = 0.041$ であったが、0.0 km断面から砂州の沖合200 m区間を河道内と同様の粗度付けを行った結果、0.0 km断面から海部における水位縦断は、移動床実験によるピーク流量時の水位とほぼ一致する結果となった。

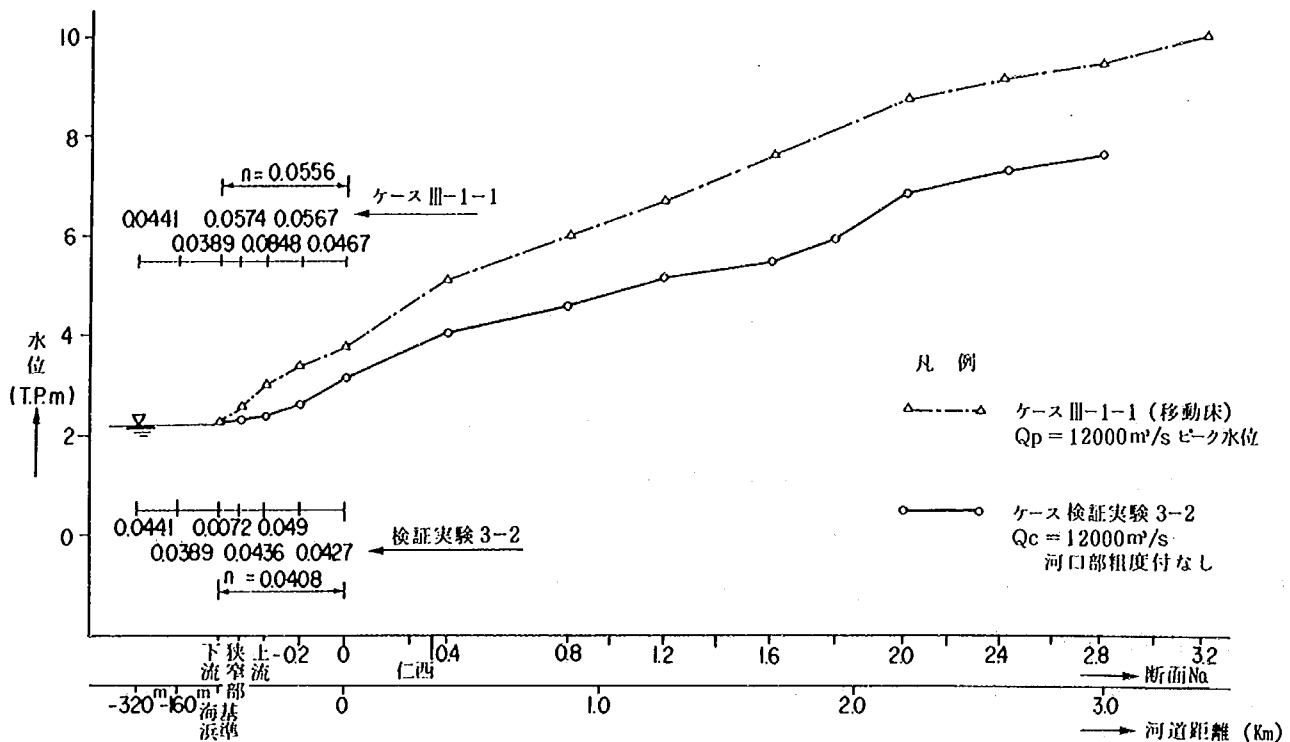


図-7.6.2 水位縦断比較図

7.5.2 複合出水および本川単独出水時の検討

検証実験によって得られた河道形状に対して、次に示す検討を行った。

- ① ケース2-1-1 …… 複合出水時の検討（本川 $Q = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，波介川 $Q = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ ）
- ② ケース2-1-2 …… 本川単独出水時の検討（本川 $Q = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，波介川 $Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ ）
- ③ ケース2-1-3 …… 本川単独出水時に対し，0.0 km断面水位を計画の河口出発水位 T.P. 4.50 mまで上昇させた検討（本川 $Q = 12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ，波介川 $Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ ）

(1) 水位について

実験結果の水位縦断比較図を図-7.6.3に示す。河道内水位は，1.6 km～2.0 km断面間の水面勾配が大きくなっており，ここより上・下流の水面勾配は $1/860$ 前後でさほど変らない。1.6 kmから下流部では平均1.2 m，2.0 mから上流部では平均0.6 m程H.W.L.に余裕があるが，1.8 km右岸側水位は山の張り出しによる影響で最高水位はT.P. 7.44 mとなり，局所的にH.W.L.を0.30 m程越える状態であった。

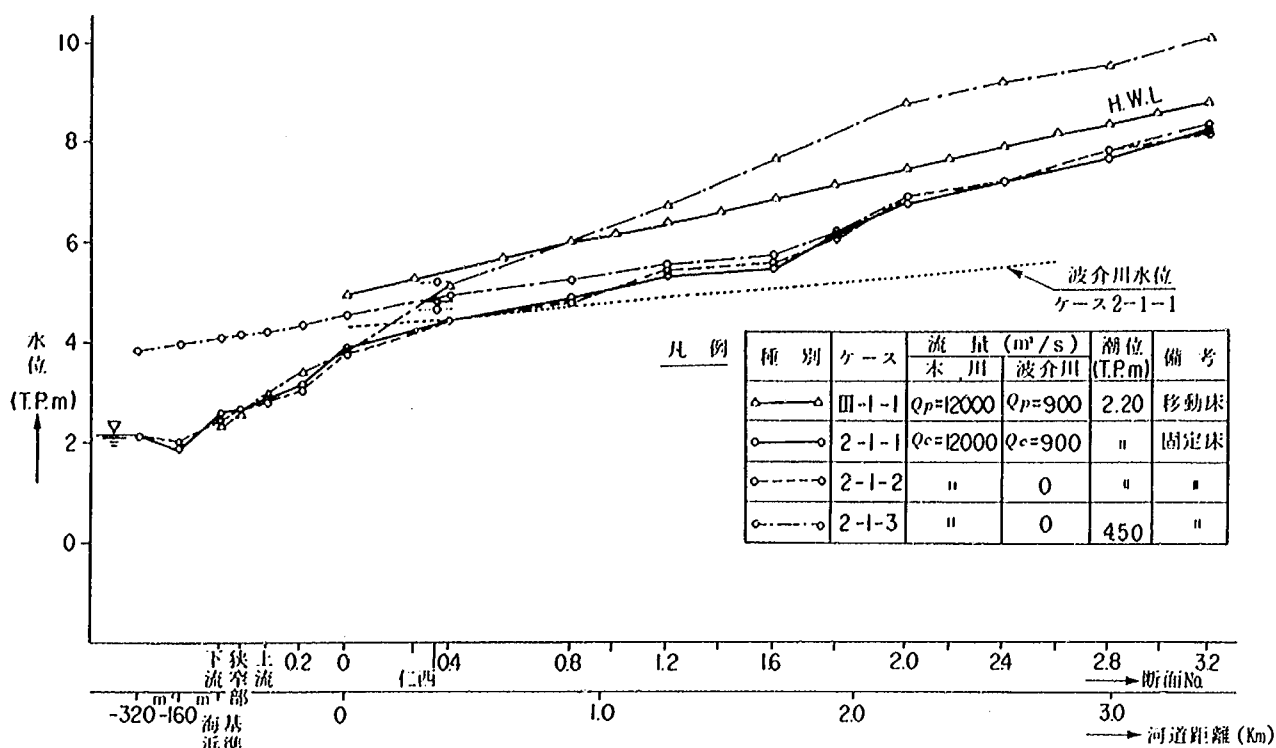


図-7.6.3 水位縦断比較図

波介川河道は、河口砂州背後で本川に合流するため、本川側より水位は高くなる傾向となる。複合出水時の合流地点（0.0 km）の水位は、本川がT.P. 3.9 m、波介川がT.P. 4.3 mで、約0.6 m波介川水位が高い。現合流点（2.0 km）の水位は、本川右岸がT.P. 7.1 m、波介川がT.P. 5.4 mで約1.7 m波介川水位が低い。この水位差が本川計画河道時における複合出水時の波介川河口導流による水位低下の効果となる。

砂州開口部付近の水位は、右岸側より左岸側が約0.30 m低く、さらに河道内水位も左右岸で水位差が見られる。0.4 kmおよび0.8 km断面では、左岸側の水位が約0.2 m～0.3 m高く、他の断面は逆にいずれも右岸側が高い傾向を示し、とくに1.8 kmおよび2.0 km断面では0.4～0.8 mの水位差が生じている。

なお、現況河道の水衝部となる2.8 km左岸および1.8 km右岸の形状抵抗による上下流の水位差は前者で約0.7 m、後者が約1.7 mであった。

同一河道条件における移動床実験と比較すると、海部～0.0 km区間はほぼ一致しているが、河道内は1.2 km地点で約1.5 m、1.6 kmから上流部では平均約1.8 m水位が低く、移動床実験での水位の相似性は満足されていない。

いっぽう、本川単独出水時における現合流点付近の水位は、本川右岸側がT.P. 7.3 mとなるのに対し、波介川は流量0 m³/sであるため、本川0 km右岸水位と同じ値のT.P. 3.9 mであった。

また、本川単独出水時の河道内水位を複合出水時と比較すると、波介川の合流点となる0.0 km～砂州開口部の区間で水位が約0.10 m低い程度で、波介川出水が本川河道に与える影響はほとんどないようである。

次に、0.0 km断面水位を計画河口出発水位T.P. 4.5 mに設定した場合、水位上昇の影響は約1.6 km断面ではほぼ消滅しており、0.0 km水位がT.P. 4.50 mに上昇しても1.8 km断面から上流部にはその影響は現れない事が明らかになった。

(2) 流況について

各ケースの流況図を図-7.6.4～7.6.5に、流況写真の一部を写真-14～16に示す。複合出水時と本川単独出水時を比較すると、波介川合流部付近および砂州開口部右岸側に若干違いが見られる程度で、波介川出水が本川河道内に及ぼす影響はほとんどないようである。

本川河道の全体的な流況は、0.8 km～0.0 km区間で主流部が河道中央からやや左岸に寄る傾向が見られるが、ほぼ河道法線に沿って流下している事がわかる。しかし、現況河道の水衝部となる2.8 km左岸、1.8 km右岸では河岸の張り出しによる影響によって、河岸沿い下流へ落ち込む流れが生じ、この下流側には剥離渦が発生している。両地点の剥離渦規模はほぼ同程度であり、幅35 m～40 m、長さ120 m～130 mである。

また、河道幅が狭い1.8 km～1.6 km付近では、流速が約2割程度大きくなり、その下流の河道幅が広がる1.2 km断面付近左岸沿いの幅約50 mの領域に死水域が生ずる。これより下流部では、最大約4.5 m/s前後の流速が生じ、仁西地点での下流側で小規模の剥離渦が見られる。

いっぽう、複合出水時における波介川河道は、約2 m/sの流速であるが、0.4 km付近で約2.5 m/sと若干速い流れとなる。合流部では右岸側河岸前面に若干死水域を残す形で砂州背後から砂州開口部右岸沿いを流下する。したがって、波介川出水に伴って砂州開口部右岸寄りには、本川単独出水時に比べ約1割程度流速が大きくなる結果が得られた。

7.6 波浪侵入実験

波介川・仁淀川改修計画案河道時において、河口砂州の



写真-14 1.6 km～2.0 km付近の流況（ケース2-1-1）

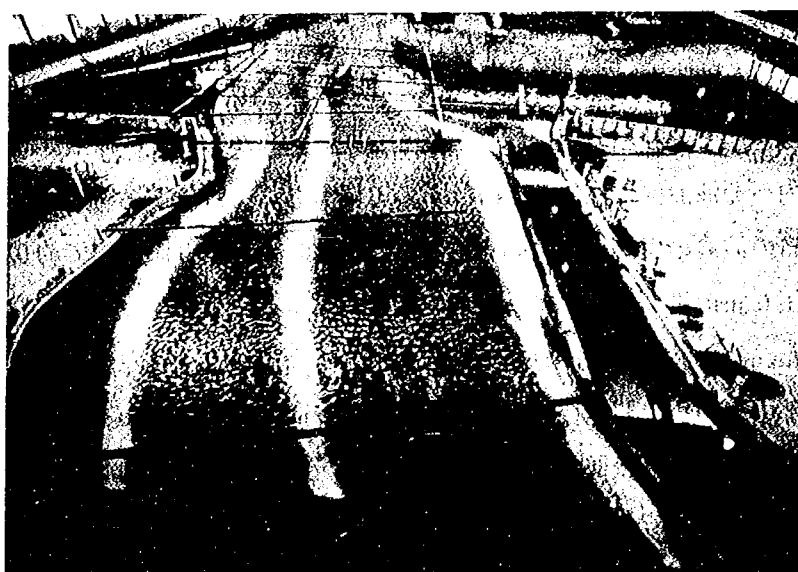


写真-15 河口部付近の流況（ケース2-1-1）

フラッシュ後では開口幅と水深の増大によって、河道内の波浪侵入が大きくなる事が予想される。

よって、ここでは砂州フラッシュ後形状の河道、および河口砂州を計画河床高 (T.P. - 1.0 m) で掘削した状態における河道内への波浪侵入状況と、堤防への打ち上げ高を把握し、高潮堤の必要性等について検討しようとするものである。

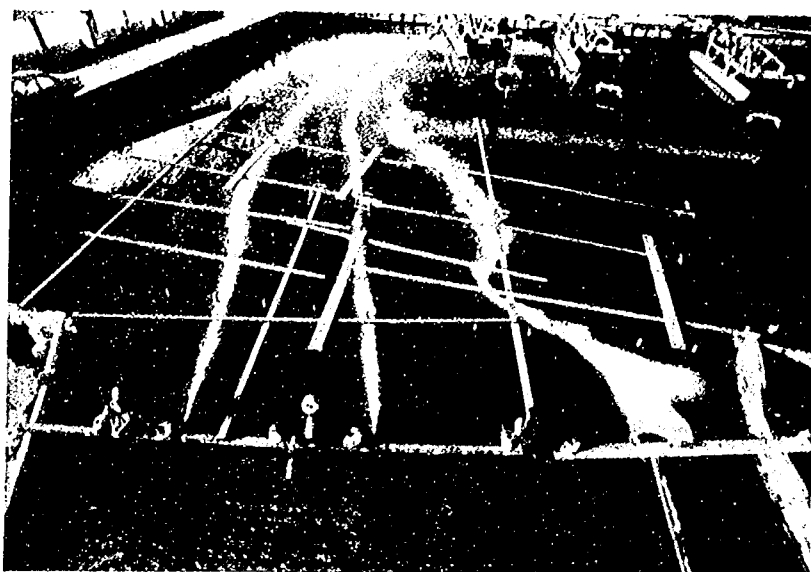


写真-16 河口砂州部の流況 (ケース 2-1-2)

模型は、固定床の粗度係数を $n = 0.033$ とする河道であるが、河口部の波浪減衰を考慮して 0.0 km から海部の粗度石を撤去して行った。

波浪条件は、河道にはば真直ぐに入射する S S E の波向とし、計画沖波波高 $H_0 = 10.1$ m, 周期 $T = 15.2$ sec, 波形勾配 $H_0/L_0 = 0.028$ とする計画波浪と、河道内への侵入波高が比較的大きい沖波波高 $H_0 = 5.0$ m の検討を行った。

7.6.1 河口砂州フラッシュ後の形状における波浪侵入の検討 (ケース 2-2-1, 2-2-2)

この実験は、先のケース III-1-1 の複合出水時における砂州フラッシュ後の河口部形状に対し、河道内への波浪侵入状況と堤防への波の打ち上げ高を検討した。

(1) 波浪侵入状況について

河道内への波浪侵入状況は、図-7.7.1 ~ 7.7.2 の流況および最大波高分布図に示す。入射波高は海部での波高減衰が著しく、砂州開口部で計画波浪が最大 5.4 m, $H_0 = 5$ m の波浪で最大 3.2 m であり、特に沖合で砕波する計画波浪の減衰が顕著である。しかし、砕波後の波高の減衰は計画波浪の方が少ないため、河道内への波浪侵入による set up の影響もあって計画波高時の方が侵入波高が大きい結果となった。 $H_0 = 5$ m の波浪の場合、0.8 km 右岸付近で約 0.8 m, 1.8 km 右岸で約 0.50 m の波高となるが、計画波浪の場合、1.0 m 前後の波高が 1.6 km 右岸に見られる。

また、計画波浪では、写真-17にも示すように、0.0 km 左岸堤前面に当たる波が見られ、この反射波は開口部中央からの波と合成し、0.8 km 右岸に向かい、0.8 km 右岸の導流堤防小段付近で減衰する。砂州背後となる波介川合流部では開口部からの回折によって、計画波浪で約 1.0 m, $H_0 = 5.0$ m の波浪で約 0.8 m の波高が到達するが、波介川河道内への影響は少なく、とくに問題はないものと考えられる。

なお、波浪侵入に伴う河道内の set up 量は計画波浪で約 1 m (T.P. 3.24 m), $H_0 = 5.0$ m で約 0.40 m (T.P. 2.60 m) である。

(2) 堤防への打ち上げ高について

左岸堤防および右岸側導流堤防への最大打ち上げ高測定結果を、打ち上げ高縦断面図として図-7.7.3～7.7.4に示した。

入射波高に対し、砂州開口部付近では波高の減衰が著しいが、河口導流堤からの沿い波が比較的大きく、計画波浪では河口導流堤を越波する波が見られる。このため、-0.2

km～0.3 km左岸への打ち上げ高が特に大きく、計画波浪で最大T.P. 7.80mと計画高水位を越え、 $H_0 = 5.0$ mの波高でT.P. 6.50mの打ち上げ高となる。したがって、この区間は高潮堤が必要となろう。

いっぽう、右岸の波介川導流堤防への最大打ち上げ高は、計画波浪の場合、0.0 km～0.4 km間で約T.P. 5.50 mとなり、0.8 kmから下流側で導流堤防の小段上に波が打ち上がる。 $H_0 = 5.0$ m波浪の場合は、波による set up 量も少なく、0.0 km付近だけが、若干導流堤防の小段上に波が打ち上がる程度である。

河道内上流の堤防への打ち上げ高は、波高の減衰に伴って打ち上げ高も減少する傾向となる。1.2 km断

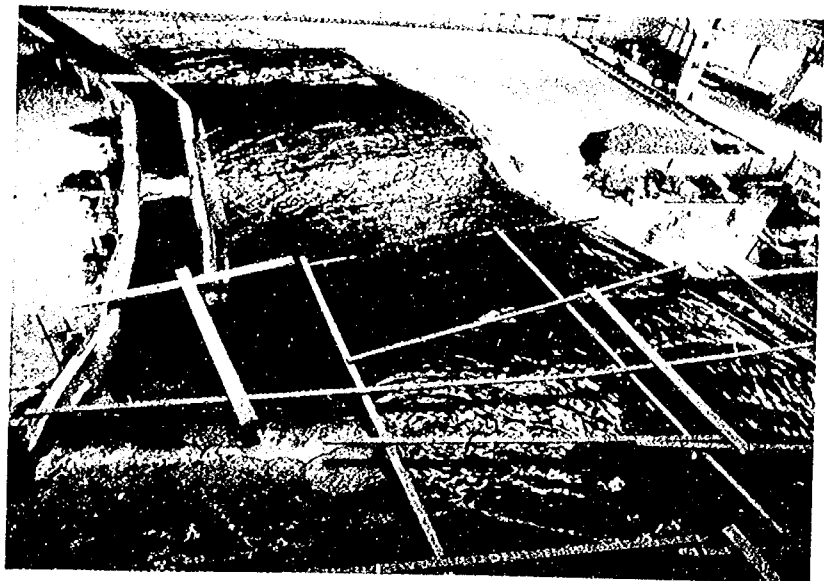


写真-17 波浪侵入状況 (ケース2-2-1)

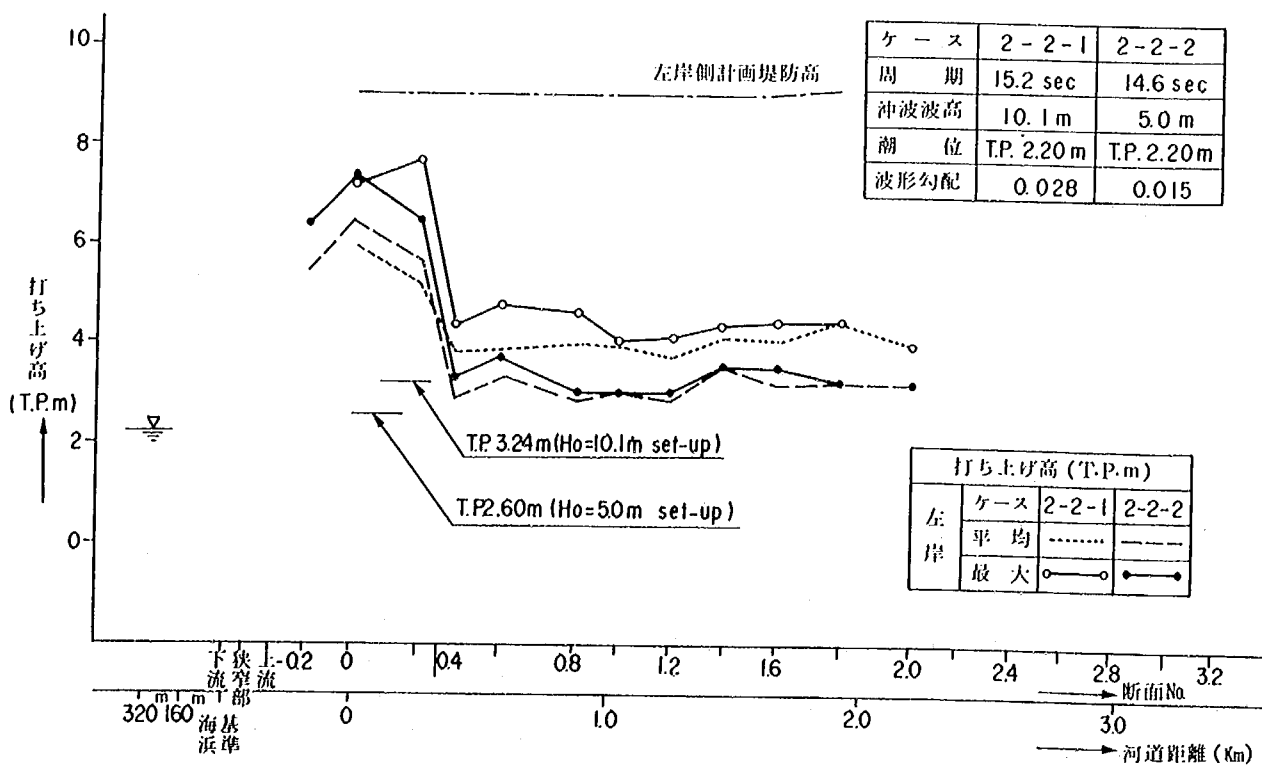


図-7.7.3 平均・最大打ち上げ高縦断面図

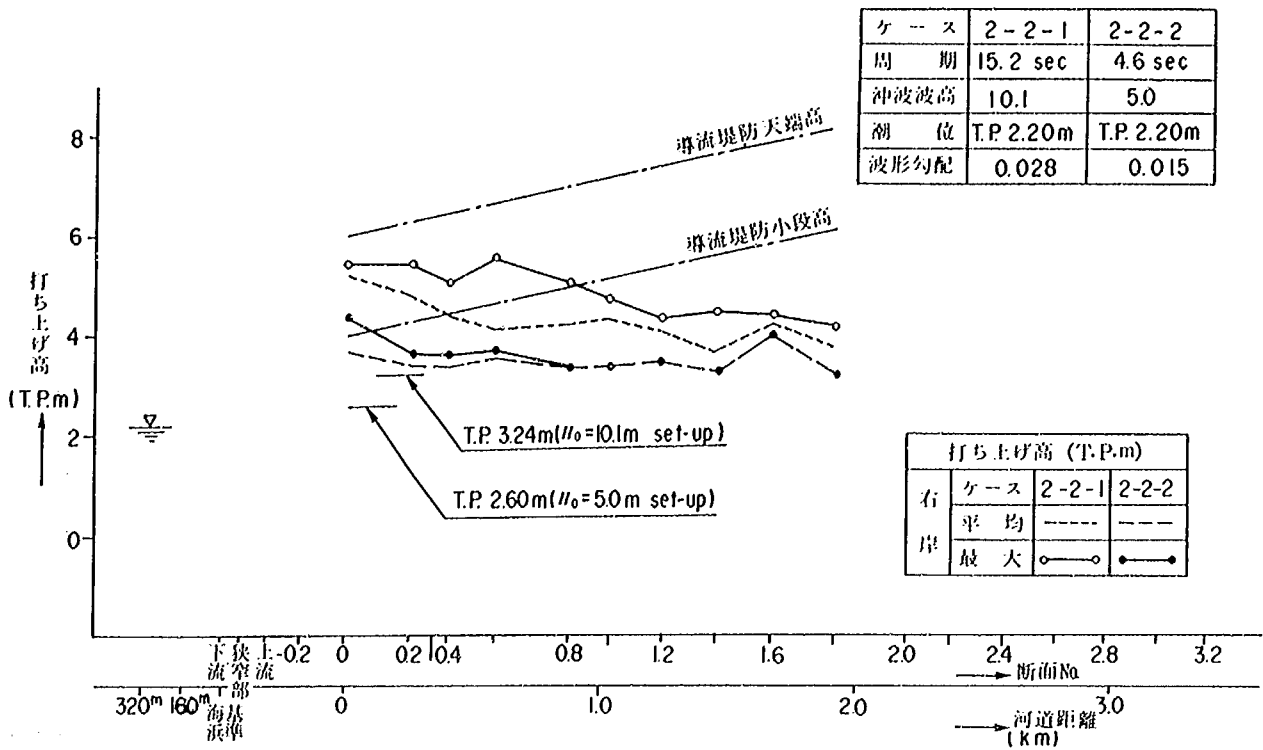


図-7.7.4 平均・最大打ち上げ高縦断図

面における計画波浪時の最大打ち上げ高は、左岸でT.P. 4.1 m, 右岸でT.P. 4.3 m, $H_0 = 5.0$ mの場合が、左岸でT.P. 3.0 m, 右岸でT.P. 3.4 mである。しかし、1.6 km断面付近の左右岸では、河道幅が狭くなり、また湾曲する河道形状によって合成波が到達し、打ち上げ高が若干大きくなる傾向が見られる。

7.6.2 河口砂州を計画河床高で掘削した場合の波浪侵入の検討 (ケース2-2-3)

仁淀川および波介川改修計画案河道において、最悪の条件として、河口砂州を計画河床高 (T.P. -1.0 m) で掘削した場合の河道内への波浪侵入状況と堤防への打ち上げ高を検討した。

(1) 波浪侵入状況について

河道内への波浪侵入状況を図-7.8.1, 写真-18に、各断面の最大波高を先のケース2-2-1 (砂州フラッシュ後) と比較した最大波高縦断比較図として図-7.8.2に示す。

河道内へ侵入した波浪は0.0 km~0.2 km左岸堤前面に当たり、この反射波が河道中央からの侵入波と合成されて

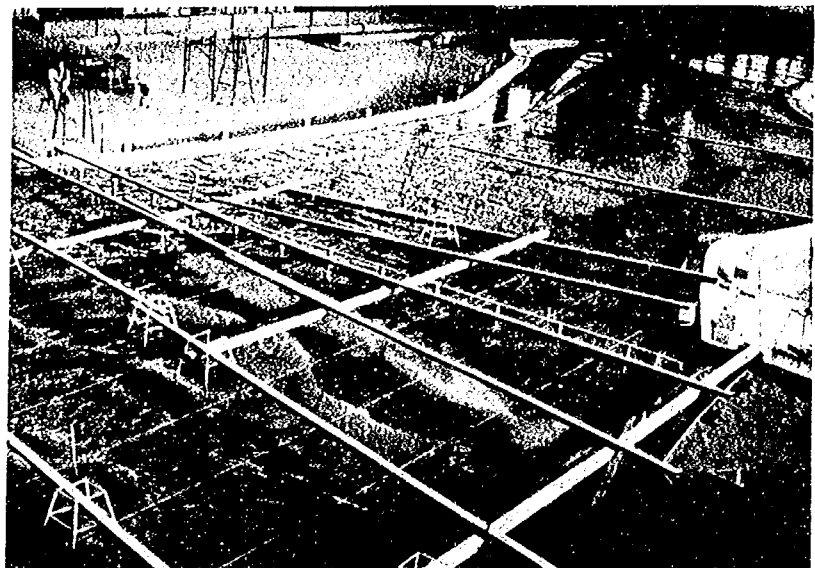
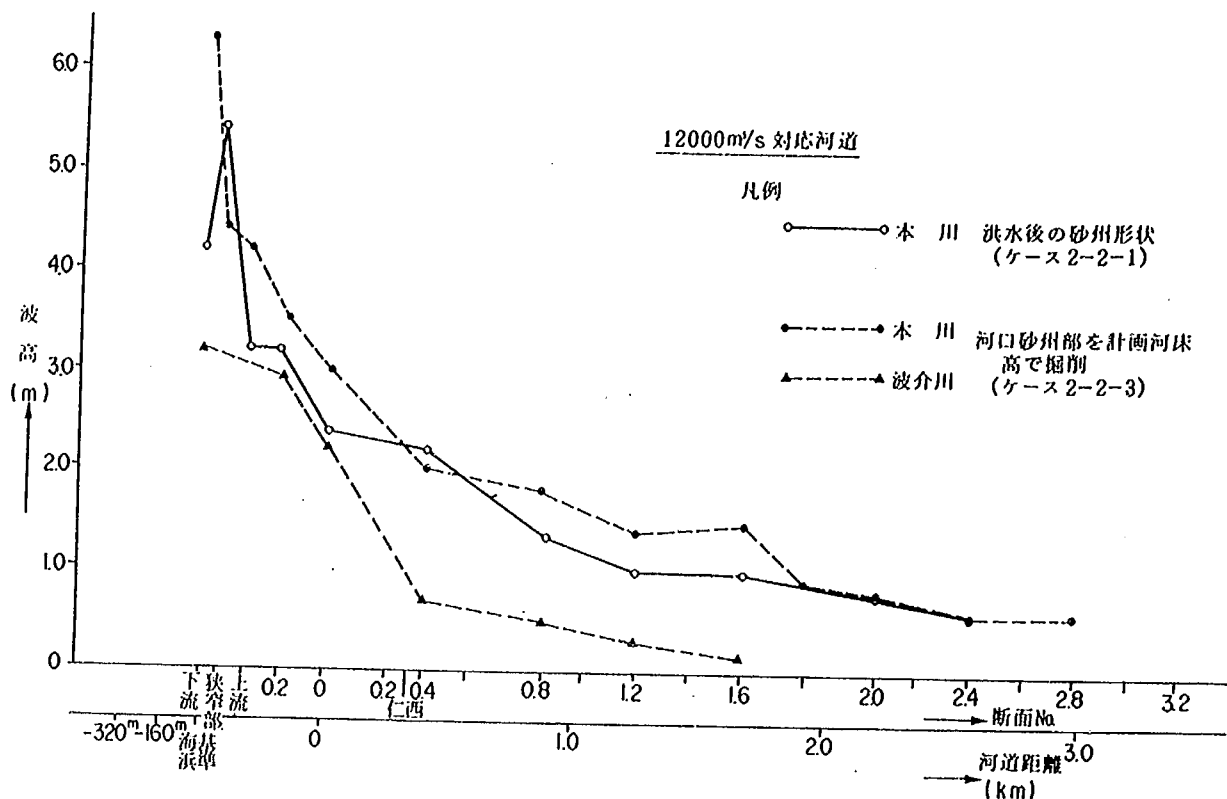


写真-18 波浪侵入状況 (ケース2-2-3)



図－7.8.2 波高縦断比較図（各断面の最大波高）

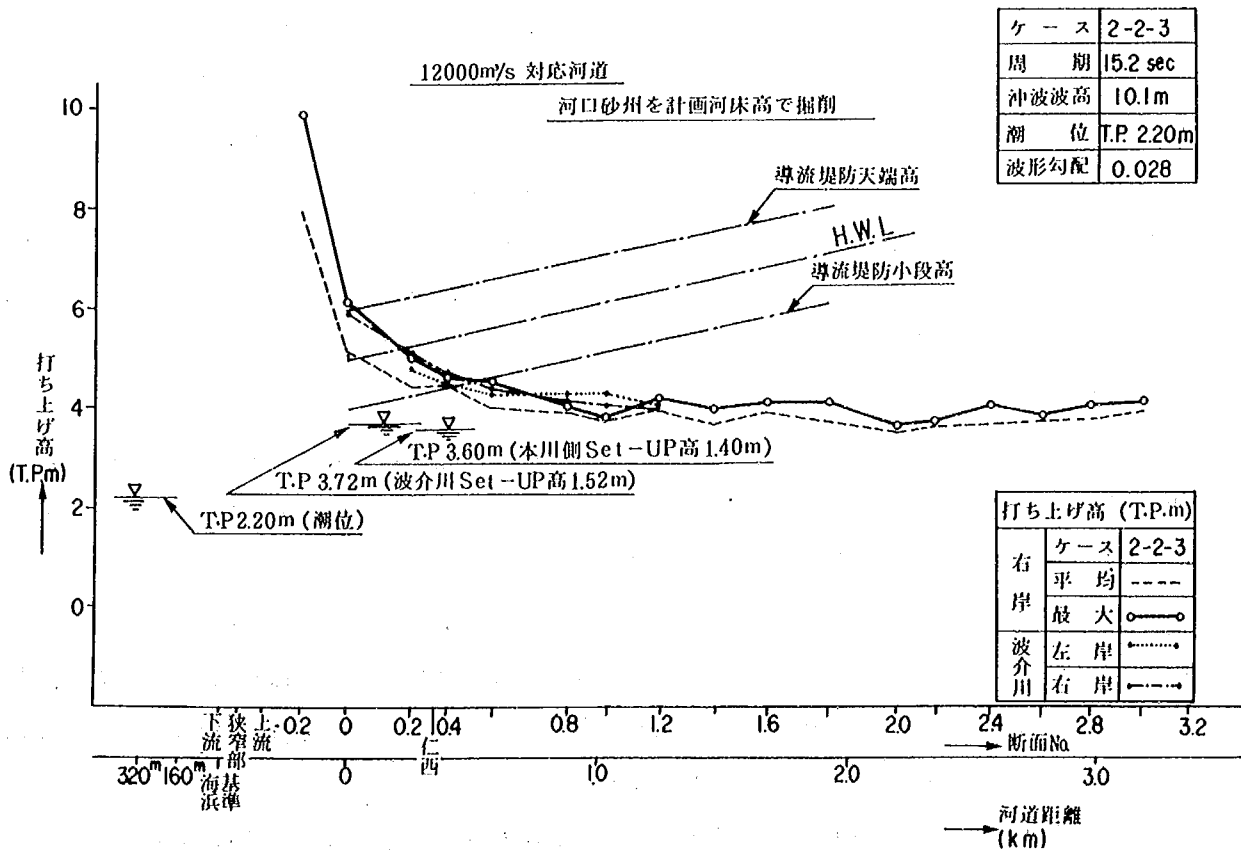
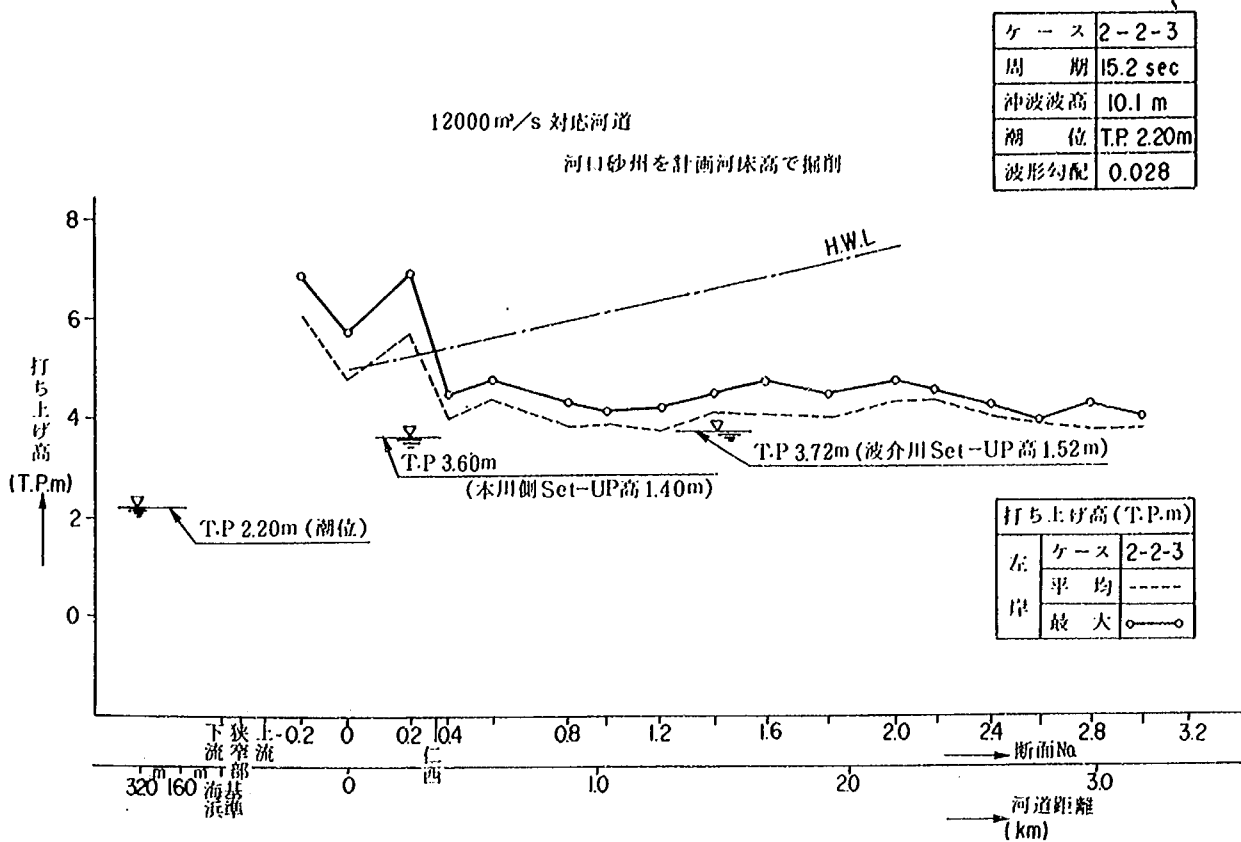
1.8 km右岸に集中する傾向が見られる。計画沖波波高10.1 mに対する河口沖合160 m地点の最大波高は約8.8 m、河口砂州部では最大約4.4 mとなっている。河道内への最大侵入波高は、0.0 km断面の右岸側で約3.0 m、0.8 km断面右岸側で約1.8 mに減衰するが、1.8 km右岸の新居山前面に最大約1.5 mの波高が到達する。河口部では砂州掘削部の水深が浅く、波高の減衰が著しい。

いっぽう、波介川合流部は、導流堤防先端に約2.3 mの最大波高が見られる。また波介川河道内は0.4 kmで0.7 m、0.8 km断面で0.5 m、1.2 km断面では0.3 mに減衰する。波浪侵入に伴う河道内の set up 量は、本川側が1.4 m、波介川側が1.52 mで若干波介川側が大きい。

(2) 堤防への打ち上げ高について

左岸堤防及び右岸導流堤防並びに波介川堤防への打ち上げ高縦断図として図－7.8.3、7.8.4に示した。河道内への侵入波は、左岸側では河口導流堤を越波するとともに、-0.2 km～0.3 km左岸堤への打ち上げ高は最大T.P. 7.00 mに達する。右岸側では河口大橋右岸堤付近への打ち上げ高は最大T.P. 10.0 mに達するが、この付近での波浪の減衰が著しく、波介川導流堤防への打ち上げ高は導流堤先端でT.P. 6.20 mである。本川河道内の堤防への打ち上げ高は、河口部での波浪の減衰が著しく、0.6 kmから下流で導流堤防小段に波が打ち上がる程度である。1.0 kmから上流側では左右岸ともにT.P. 4.0 m前後であり、set up による水位高より換算すると約0.4 m程度の打ち上げ高となる。

いっぽう、波介川河道内は0.8 km断面でT.P. 4.3 m、1.6 km断面ではT.P. 3.9 m程度の打ち上げ高である。先に述べたように河口大橋の右岸堤付近での波高の減衰が大きいために、河口砂州を開削した場合でも波介川河道内の打ち上げ高はそれほど大きくならない。しかし、-0.2 km～0.3 km左岸堤区間および河



口大橋右岸堤付近は、堤防前面に消波工を設置するとともに、高潮堤を考慮する必要がある。

7.7 実験結果のまとめ

仁淀川、波介川改修計画案河道における河床変動と河口砂州のフラッシュ状況、および波による砂州形成、固定床実験による河道内水位、および波浪侵入状況の検討を行った。これらの実験により明らかとなった主要な結果をまとめると次のようである。

(1) 複合出水時における砂州フラッシュ状況は、流量の増大に伴って開口幅が拡大し、 $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 200 m 、 $3,450 \text{ m}^3/\text{s}$ で 400 m 、 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で 550 m 、流量ピーク時以降の開口幅は約 700 m となる結果が得られた。この最深河床高は開口部のほぼ中央に生じ、約 T.P. - 7.8 m となる。また土砂の流出範囲は、砂州開口部の沖合約 400 m 付近まで舌状に堆積する。

(2) 仁淀川改修計画案河道への河道整正によって、 $2.4 \text{ km} \sim 2.8 \text{ km}$ 右岸および $0.7 \text{ km} \sim 1.6 \text{ km}$ 間右岸の低水護岸前面が洗掘傾向となる。このため水制案および根固工案による対策の検討を行い、両者とも洗掘が防止される結果が得られた。この場合、水制案では先端部に若干洗掘が生ずるため、根固工案の方が問題はないようであった。また、実験における水制配置は規模が大きいようであり、間隔を水制長の2倍程度とし、水制長は 10 m あれば洗掘防止が可能と考えられる。

(3) 波介川現合流点 (2.0 km) の締切り部は、本川の計画断面への河道整正によって、流れが集中するような状況は見受けられない。よって、洗掘も生じておらず、とくに問題はないようであった。

(4) 河口砂州のフラッシュに伴う河床変動によって、河口大橋橋脚周囲が局所洗掘され、増水時の $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近で河道内左岸から No. 2 ~ No. 4 橋脚基礎が露出し、その後、No. 5 ~ No. 10 橋脚周囲も洗掘される。

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

(6) $n = 0.033$ とする計画河道における複合出水時の河道内水位は、 1.6 km から下流部で平均 1.2 m 、 2.0 km から上流部では平均 0.6 m 程 H.W.L. に余裕があるが、 1.8 km 右岸側水位は河岸形状によるせき上げで、局所的に H.W.L. を 0.3 m 程越える箇所が生ずることが明らかとなった。

(7) 複合出水時の河口 0.0 km 地点の水位は、本川 T.P. 3.9 m 、波介川 T.P. 4.3 m で約 0.6 m 波介川水位が高い。現合流地点 (2.0 km) の水位は、本川右岸 T.P. 7.1 m 、波介川 T.P. 5.4 m となり、約 1.7 m 波介川水位が低い。この水位差が波介川河口導流による水位低下の効果となる。

(8) 本川単独出水時の河口 0.0 km 地点水位は、本川 T.P. 3.8 m 、波介川が T.P. 3.9 m であった。また、現合流点付近の水位は、本川側が T.P. 7.3 m 、波介川が T.P. 3.9 m となり、約 3.4 m 波介川水位が低い結果が得られた。

(9) 0.0 km 断面水位を計画河口出発水位 T.P. 4.5 m に設定した場合、水位上昇の影響は約 1.6 km 付近で消滅し、 0.0 km 水位が T.P. 4.50 m に上昇しても 1.8 km から上流側には影響はないことが明らかになった。

なお、このときの波介川 0 km 水位は本川右岸側水位が高くなるため、T. P. 4.7 m となる(本川単独出水時)。

(10) 河口砂州フラッシュ後の河道内波浪侵入状況は、河口左岸導流堤沿いからの沿い波が比較的大きく、- 0.2 km から 0.3 km 間では左岸堤への打ち上げ高が特に大きい。計画波浪で最大 T. P. 7.80 m と計画堤防高を越え、 $H_0 = 5.0$ m の波高で T. P. 6.5 m の打ち上げ高となる。したがって、この区間は高潮堤が必要となる。

(11) 右岸の河口導流堤防への打ち上げ高は、計画波浪の場合が 0.0 km から 0.4 km 間で T. P. 5.50 m となり、0.8 km から下流側で導流堤防の小段上に波が打ち上がる。このため 0.8 km より下流側は消波対策の配慮が必要と考えられる。 $H_0 = 5.0$ m の波浪の場合は、波による set up 量も少なく、0.0 km 付近だけが若干導流堤防の小段上に波が打ち上がる状況であった。

(12) 計画河床高 (T. P. - 1.0 m) で河口砂州を掘削した状態の波浪侵入は、- 0.2 km ~ 0.3 km 左岸堤への打ち上げ高が最大 T. P. 7.0 m に達する。右岸側では河口大橋右岸堤付近で最大 T. P. 10.0 m となり、0.6 km より下流で河口導流堤防の小段に波が打ち上がる。よって、この場合も河口砂州フラッシュ後と同様の対策が必要であることが明らかとなった。

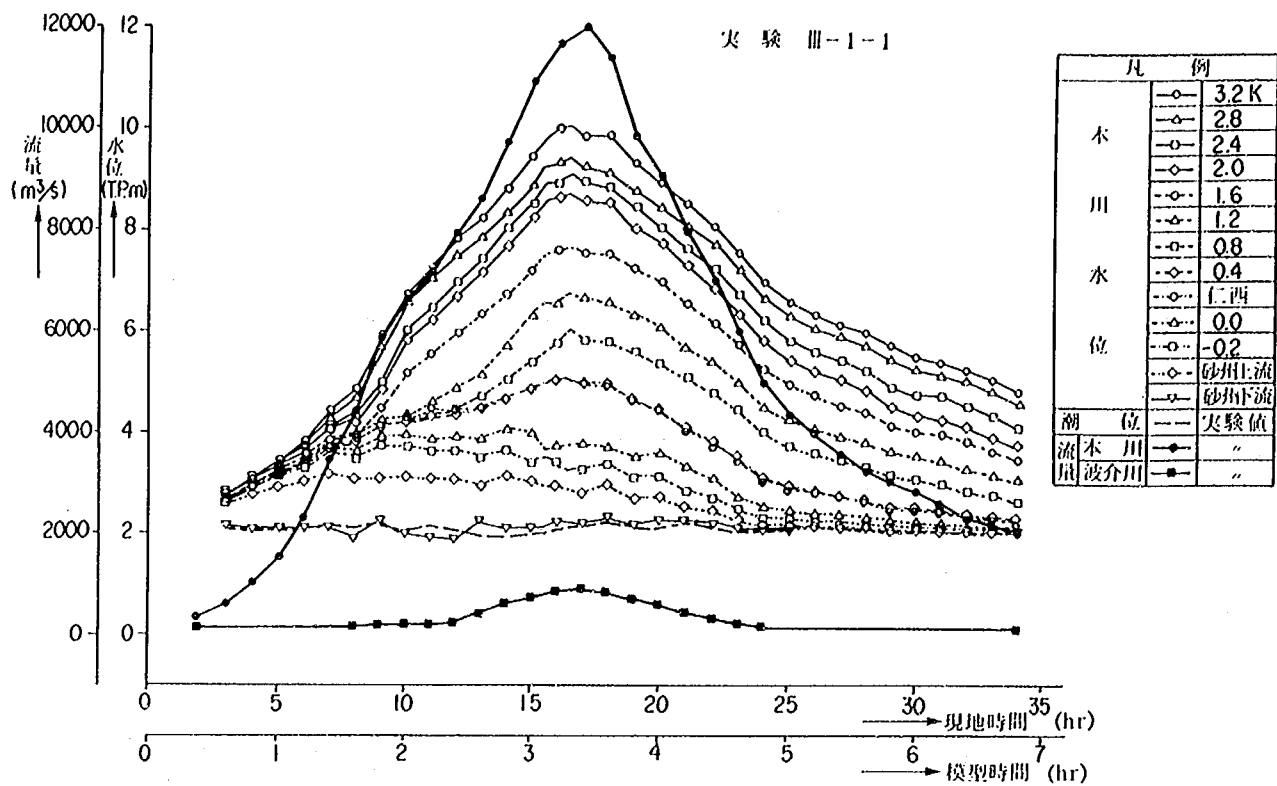


図- 7. 1. 1 水位時間変化図(本川)

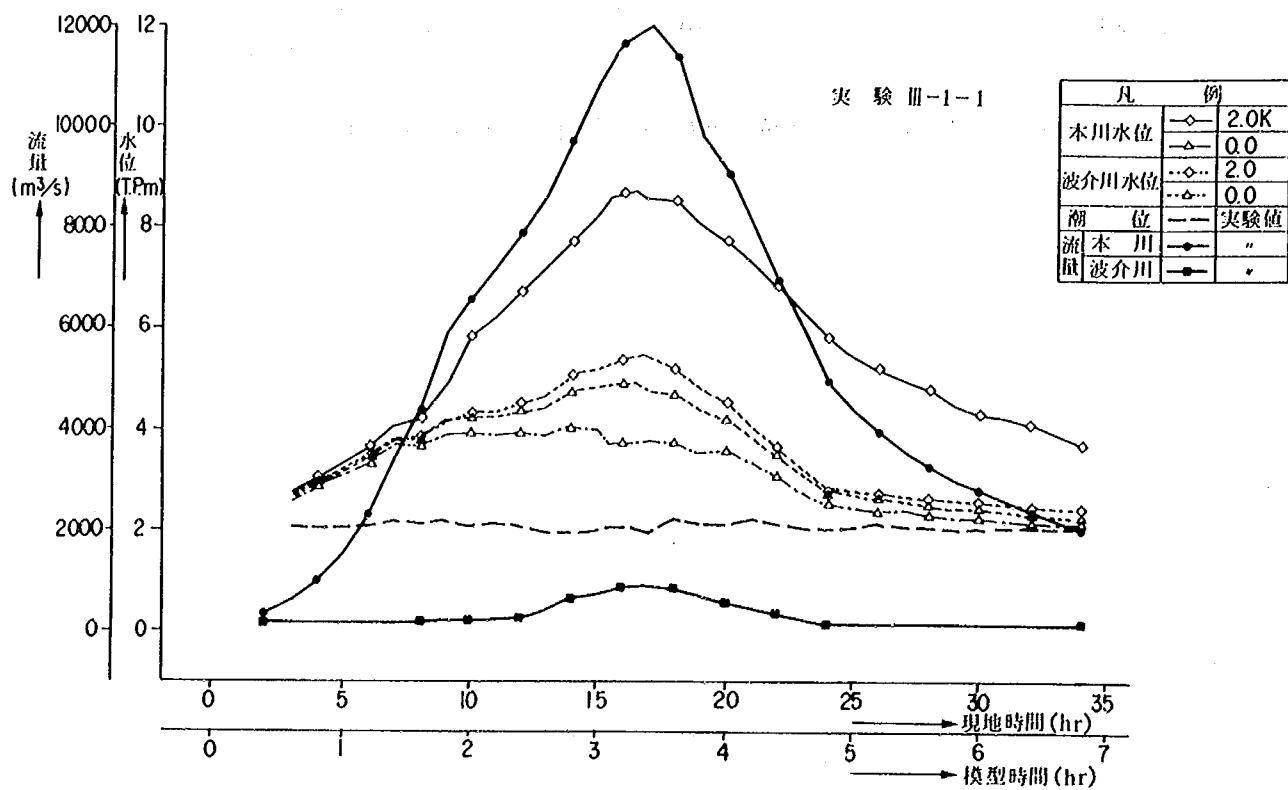


図- 7. 1. 2 水位時間変化図(波介川)

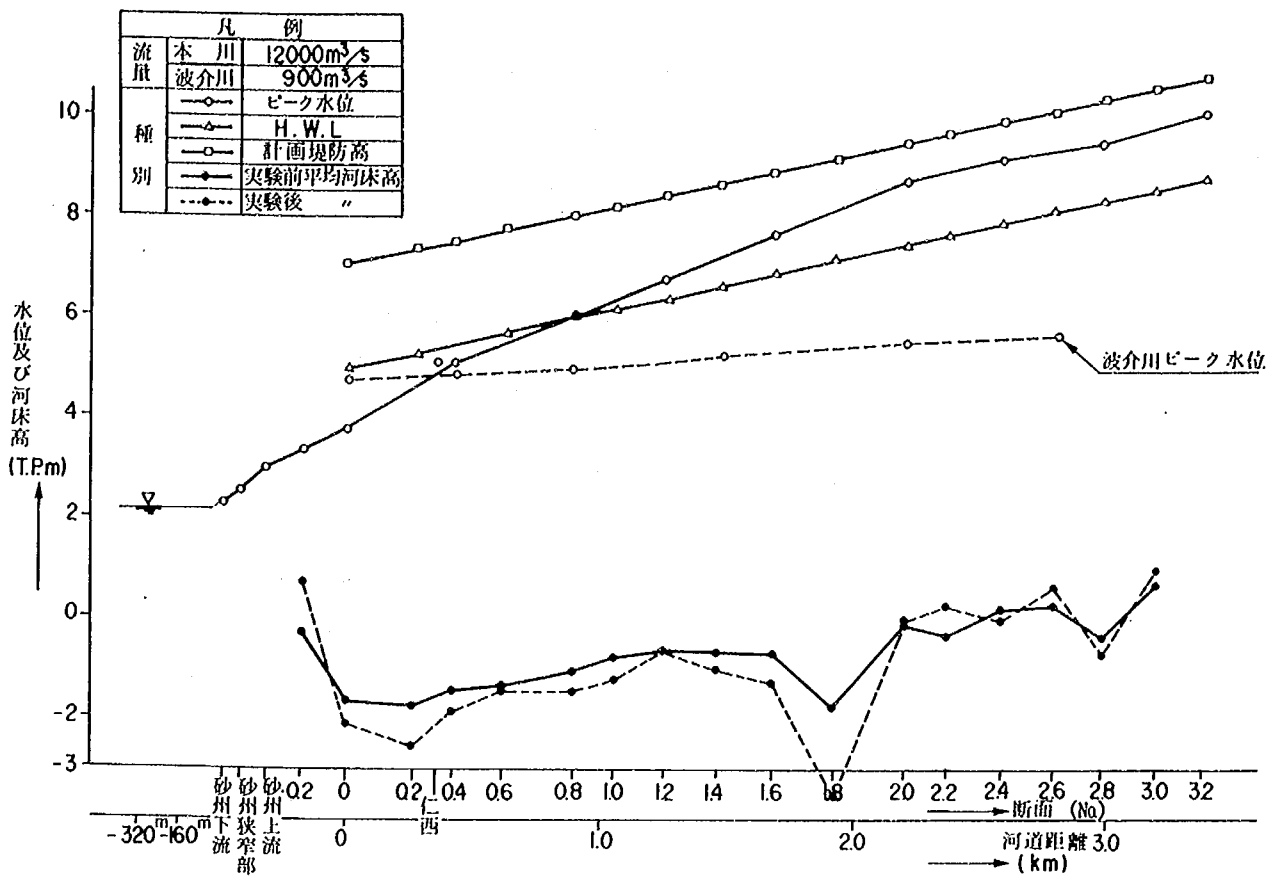


図-7.1.3 水位・河床高縦断図(実験Ⅲ-1-1)

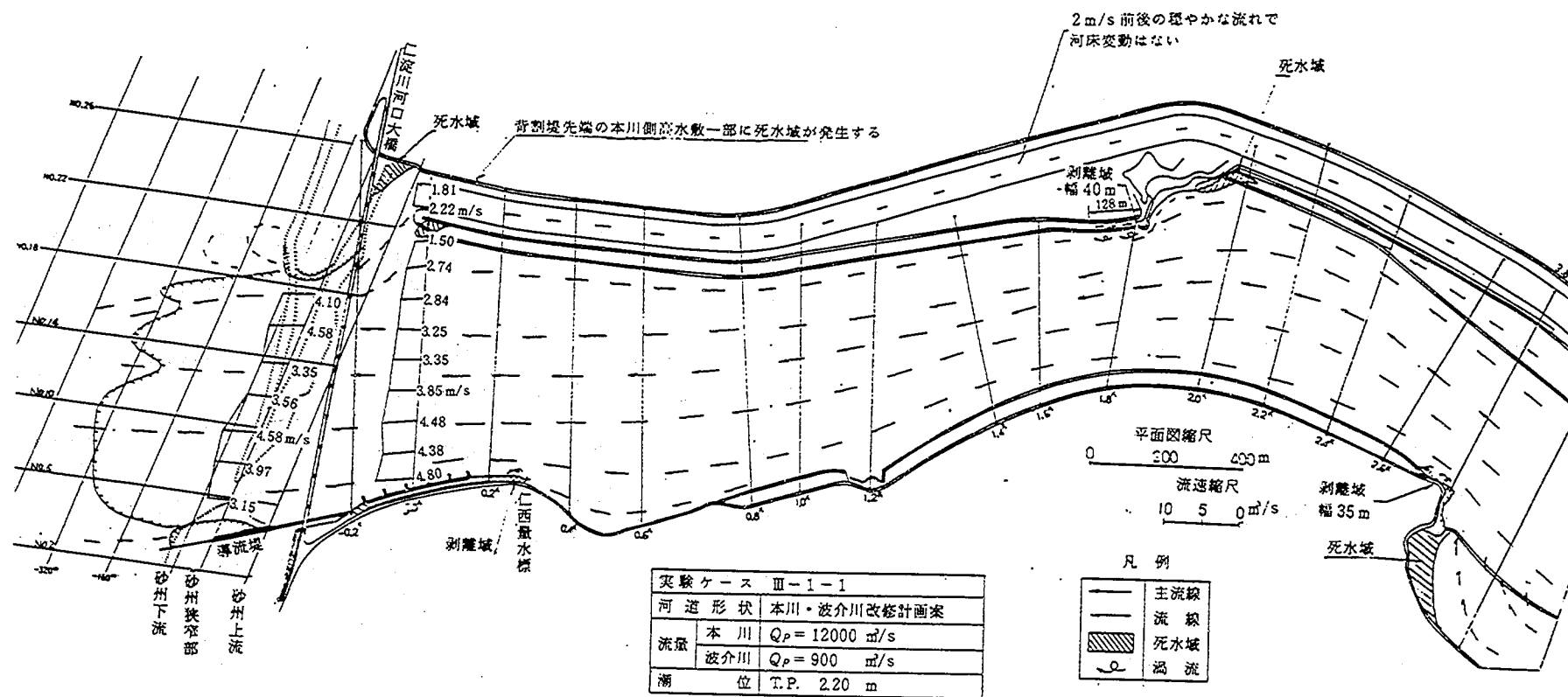


図-7.1.4 流況図

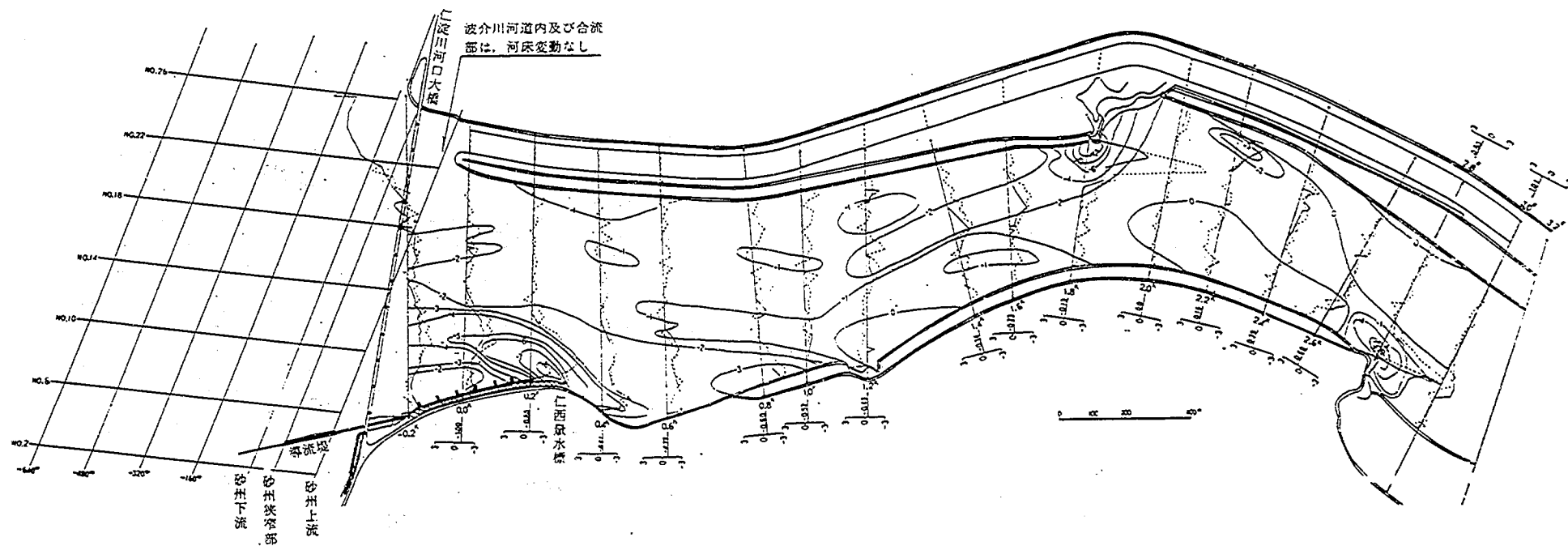


図-7.1.5 河床変動平面図(実験Ⅲ-1-1)

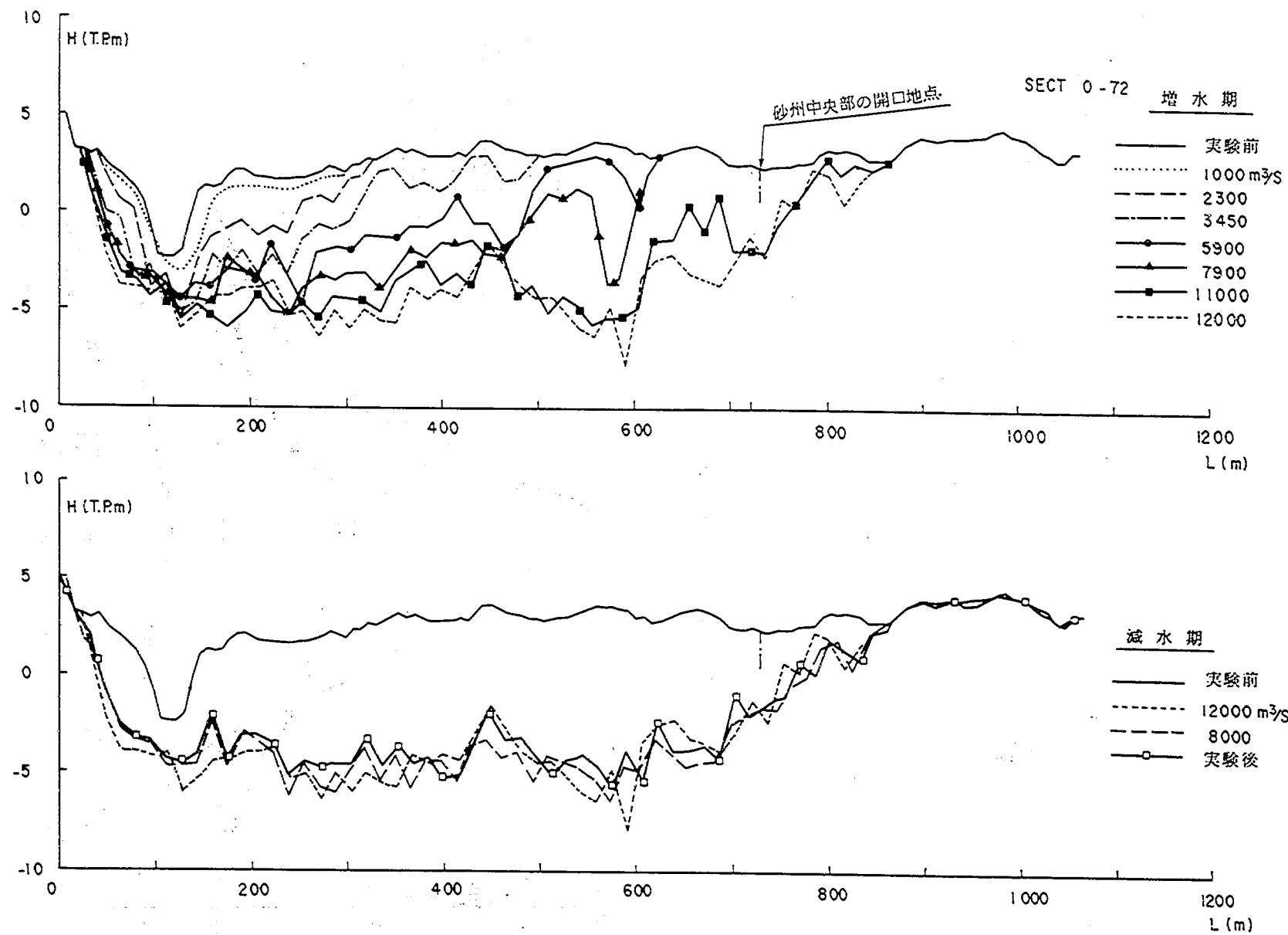


図-7.1.7 砂州形状時間変化横断図(実験Ⅲ-1-1)

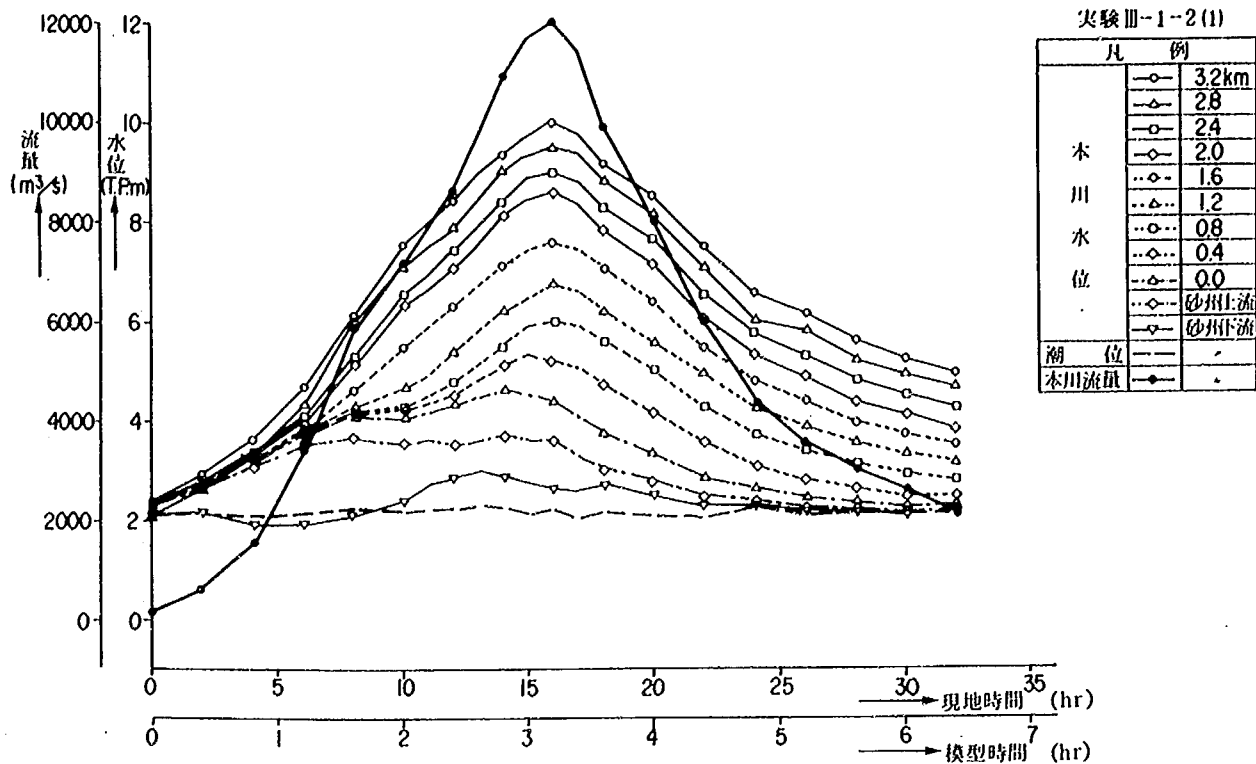


図- 7.2.1 水位時間変化図 (本川)

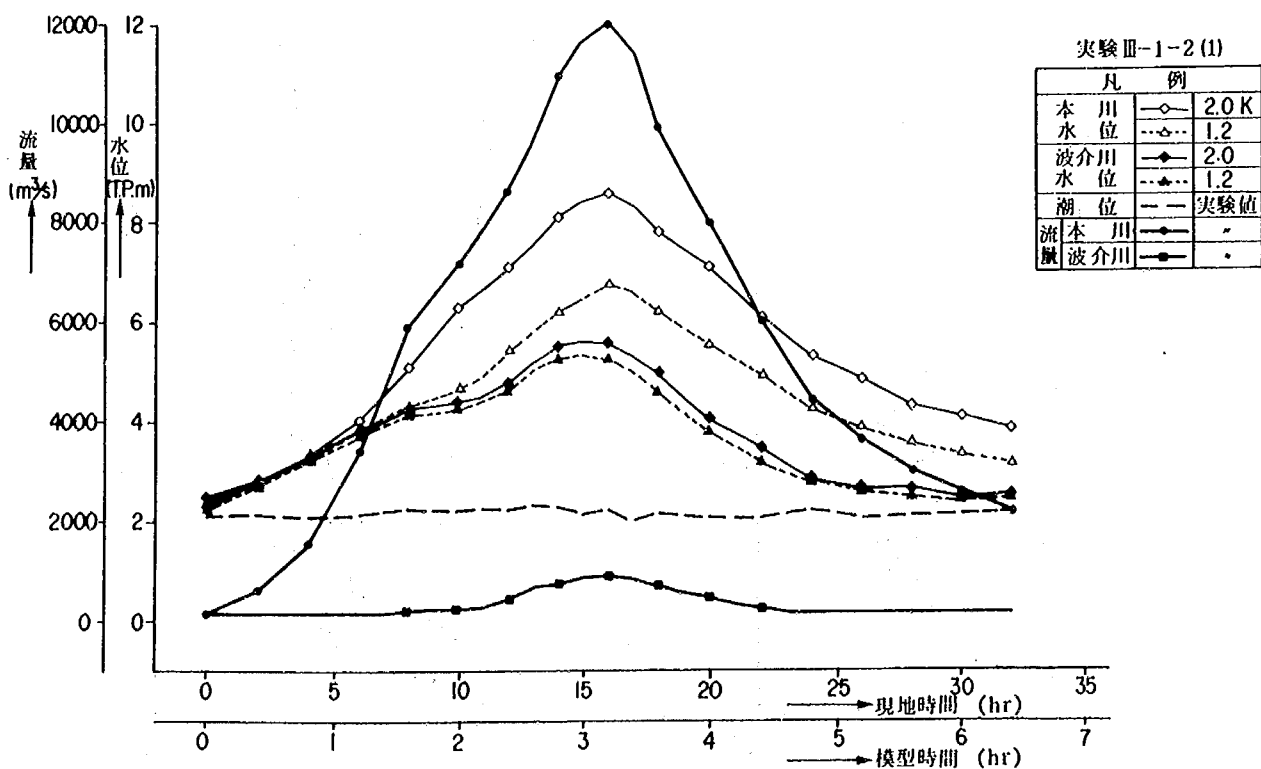


図- 7.2.2 水位時間変化図 (波介川)

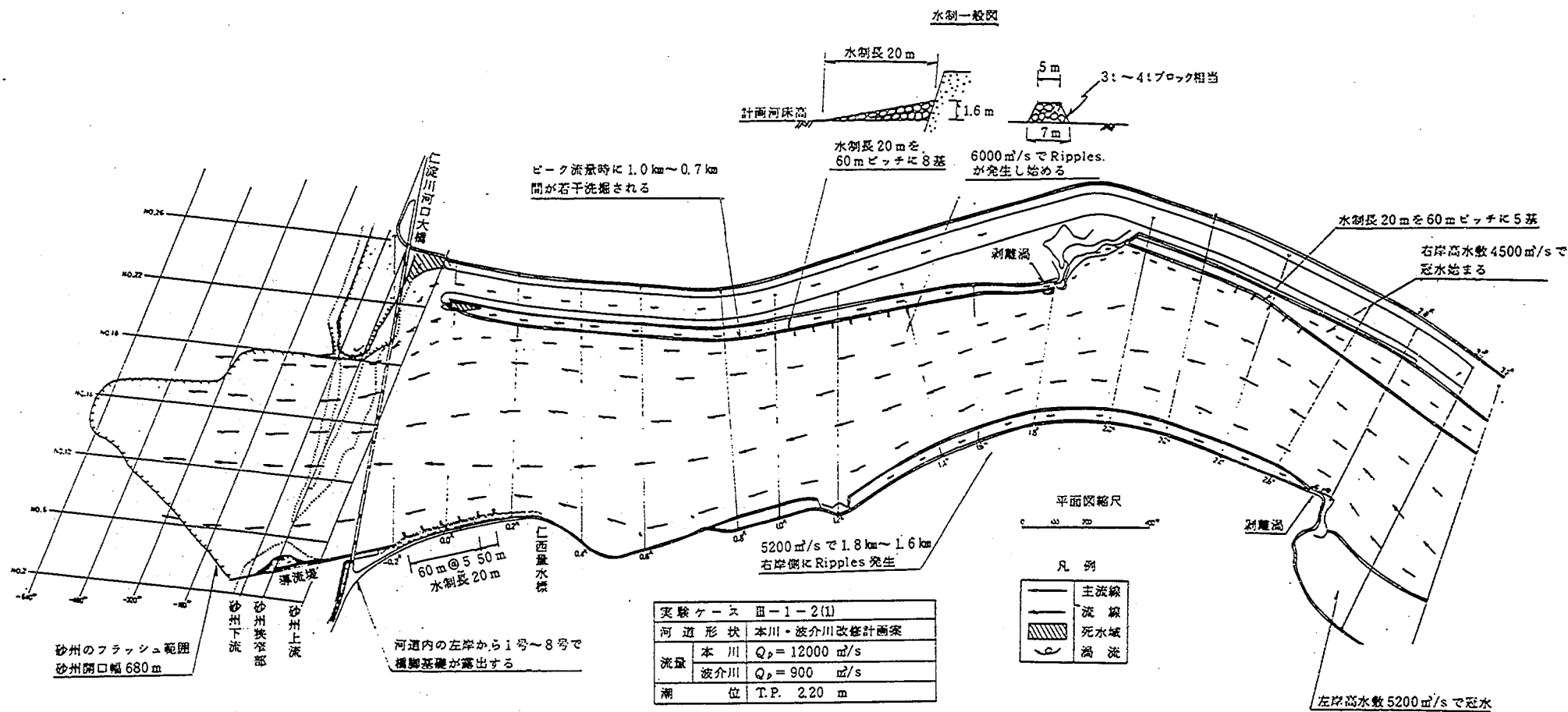


図-7.2.3 流況図

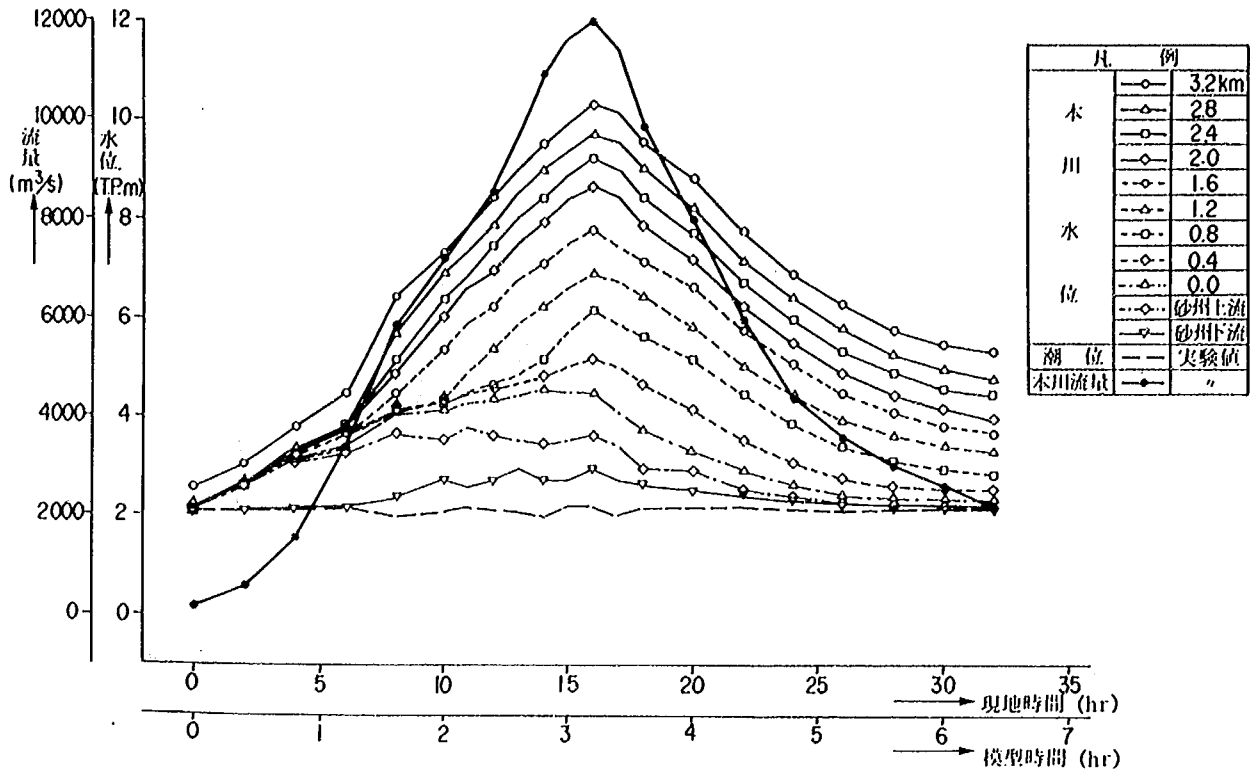


図-7.3.1 水位時間変化図(本川)

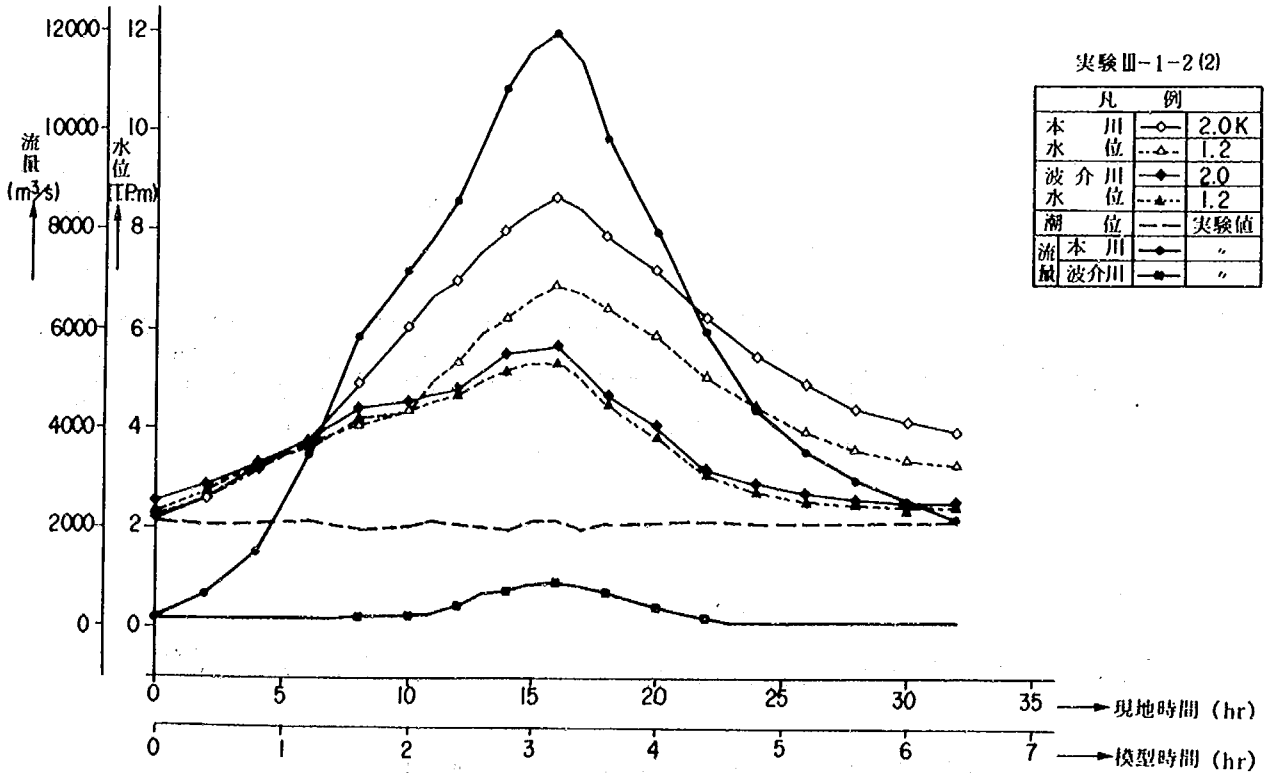


図-7.3.2 水位時間変化図(波介川)

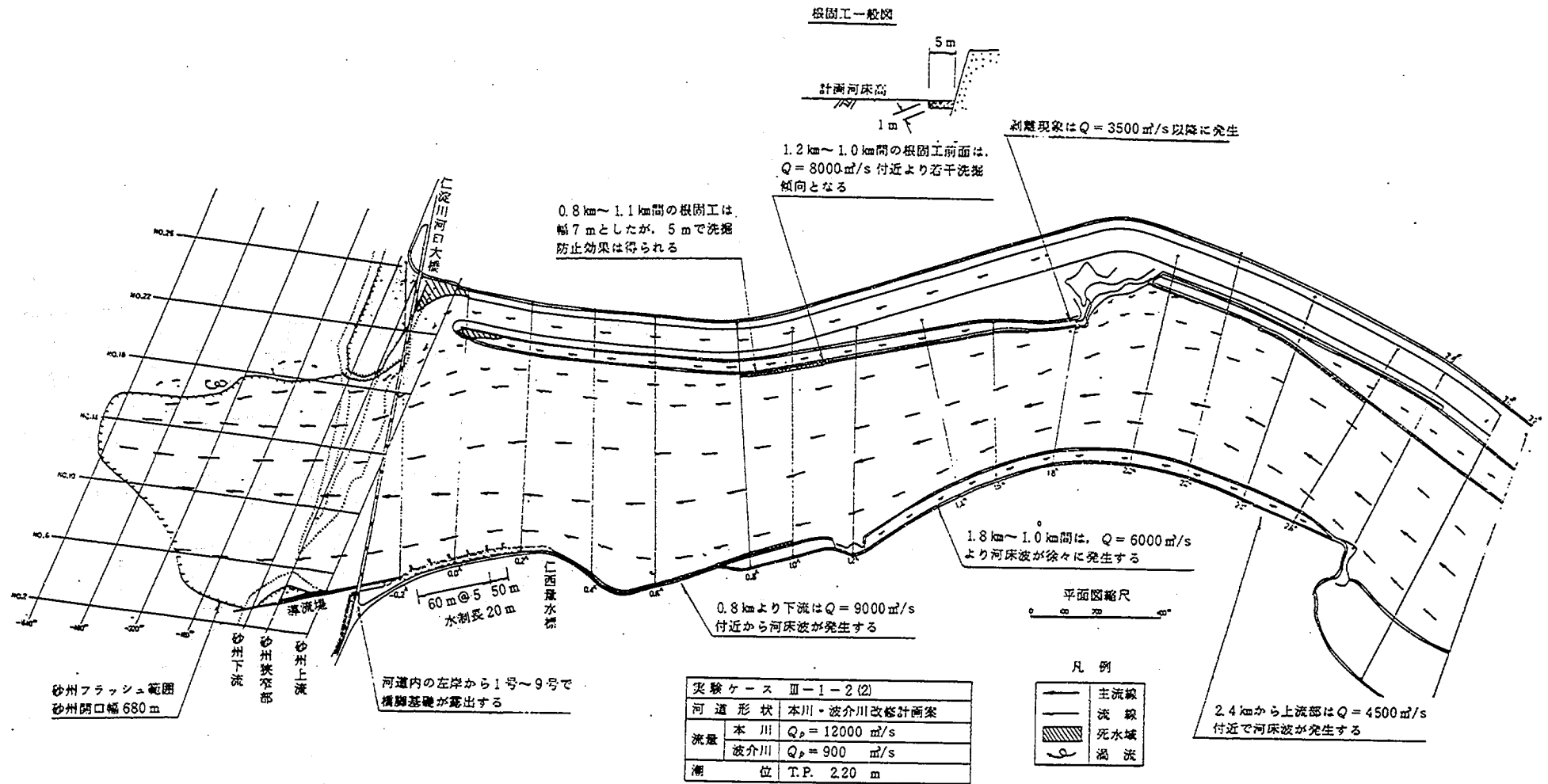


図-7.3.3 流 況 図

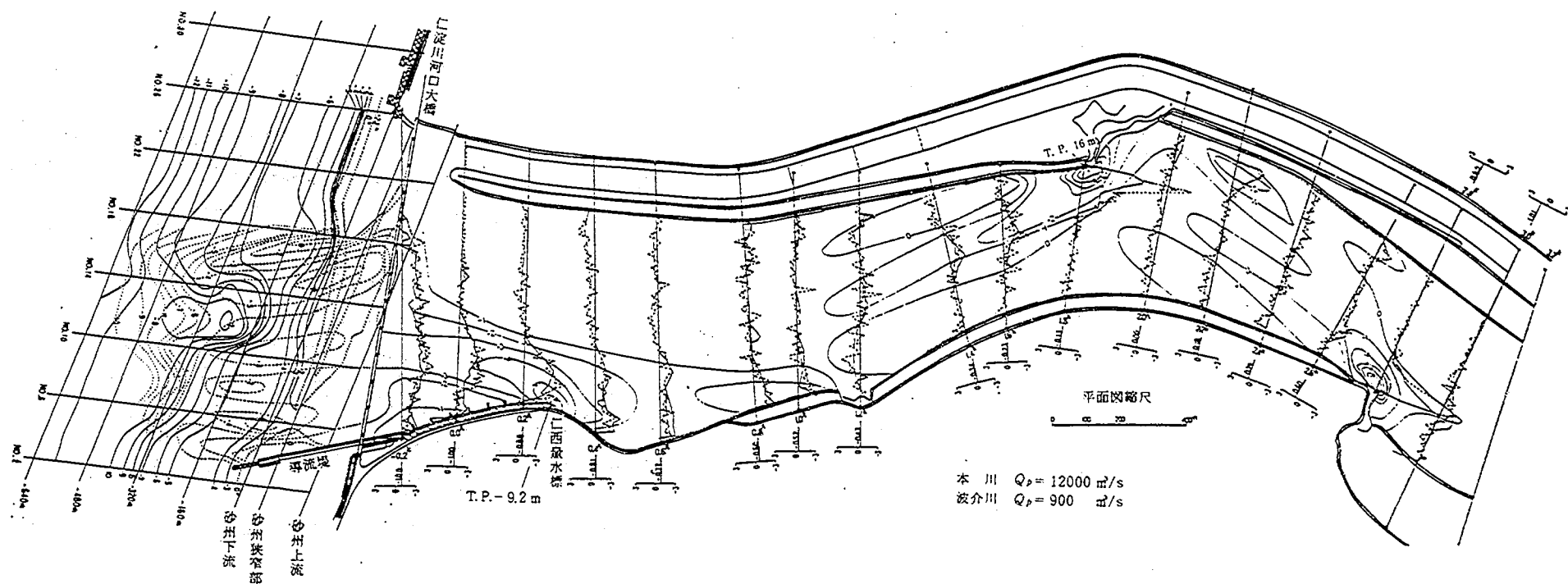


図-7.3.4 河床変動平面図(実験Ⅲ-1-2-(2))

実験 III-1-4-(1)

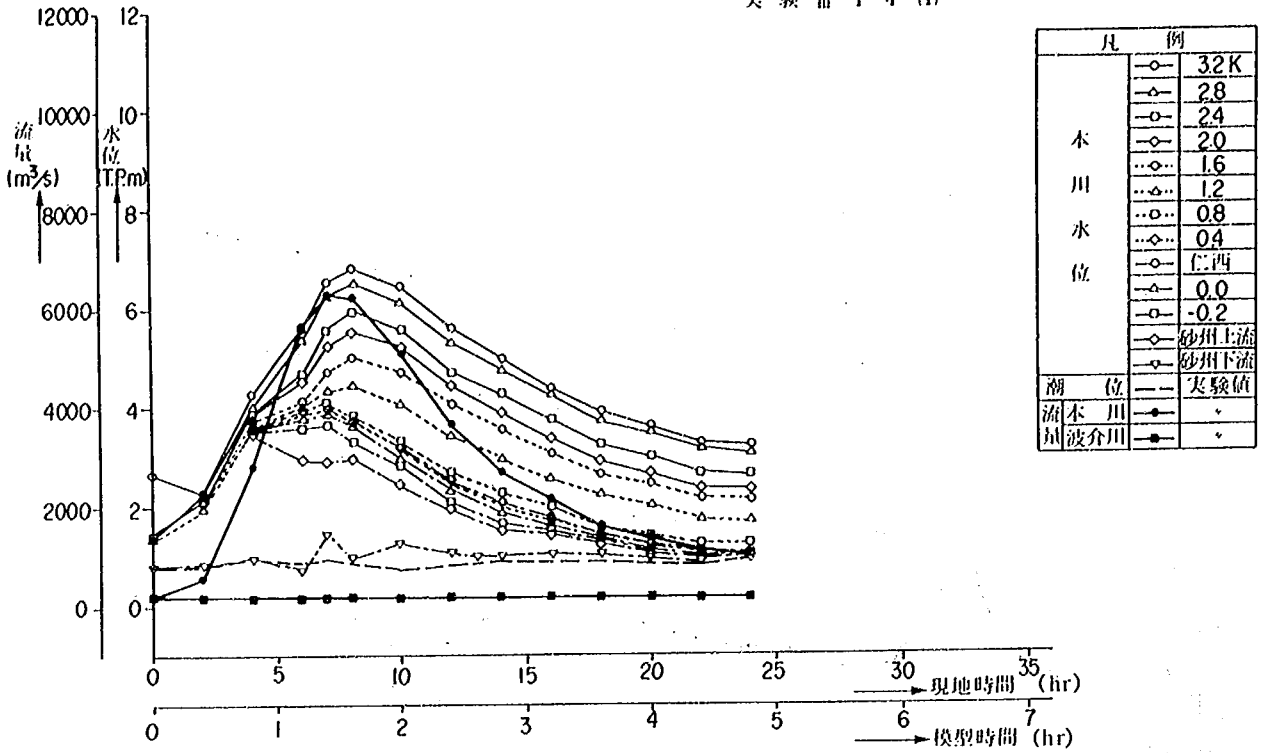


図-7.4.2 水位時間変化図(本川)

実験 III-1-4-(1)

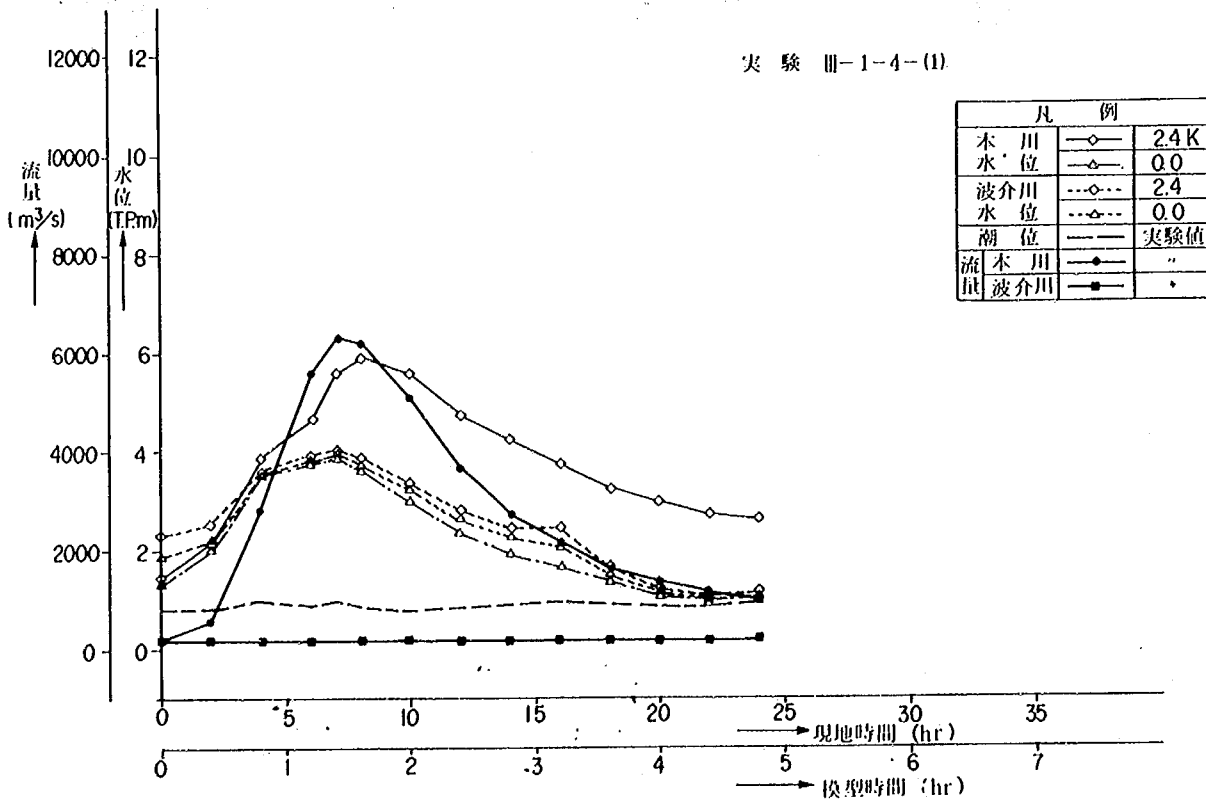


図-7.4.3 水位時間変化図(波介川)

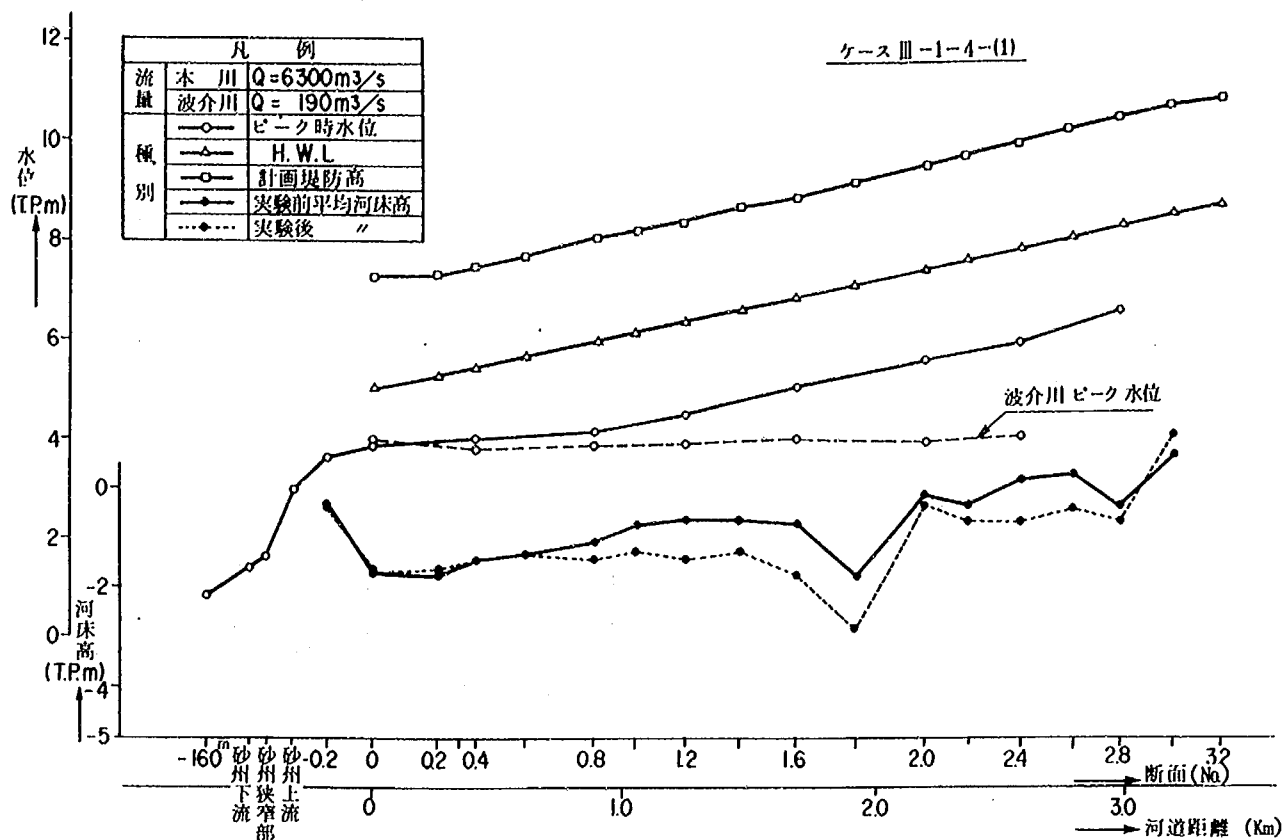


図-7.4.4 ピーク水位縦断図

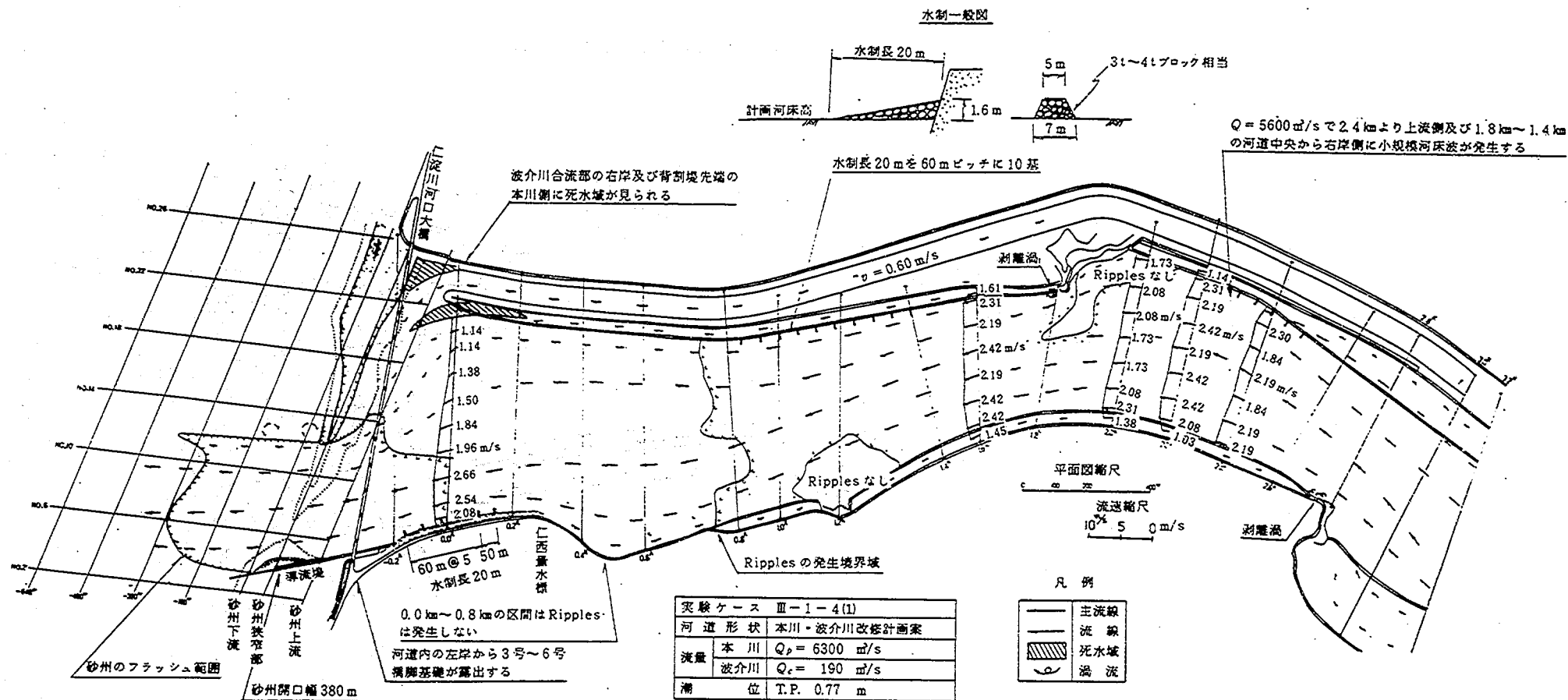
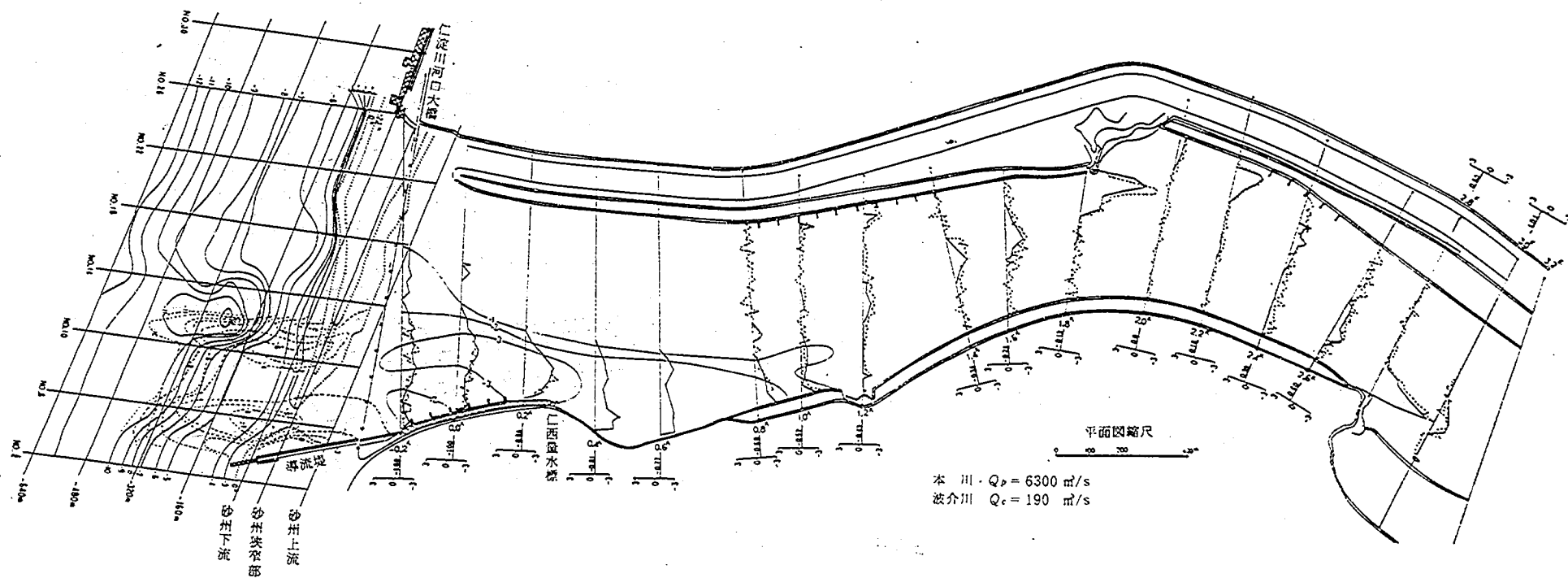


図-7.4.5 流況図



図—7.4.6 河床変動平面図(実験Ⅲ-1-4-(1))

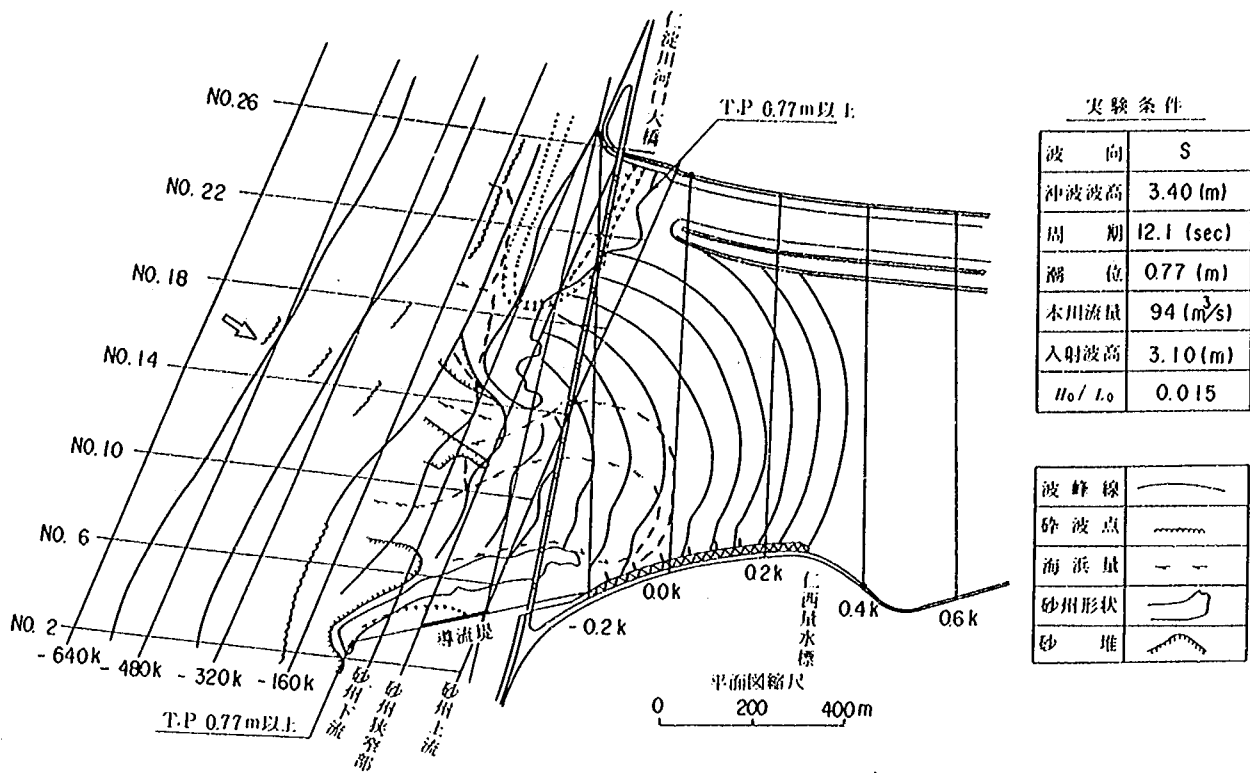


図-7.5.1 流況図(ケースⅢ-2-1, 35時間後)

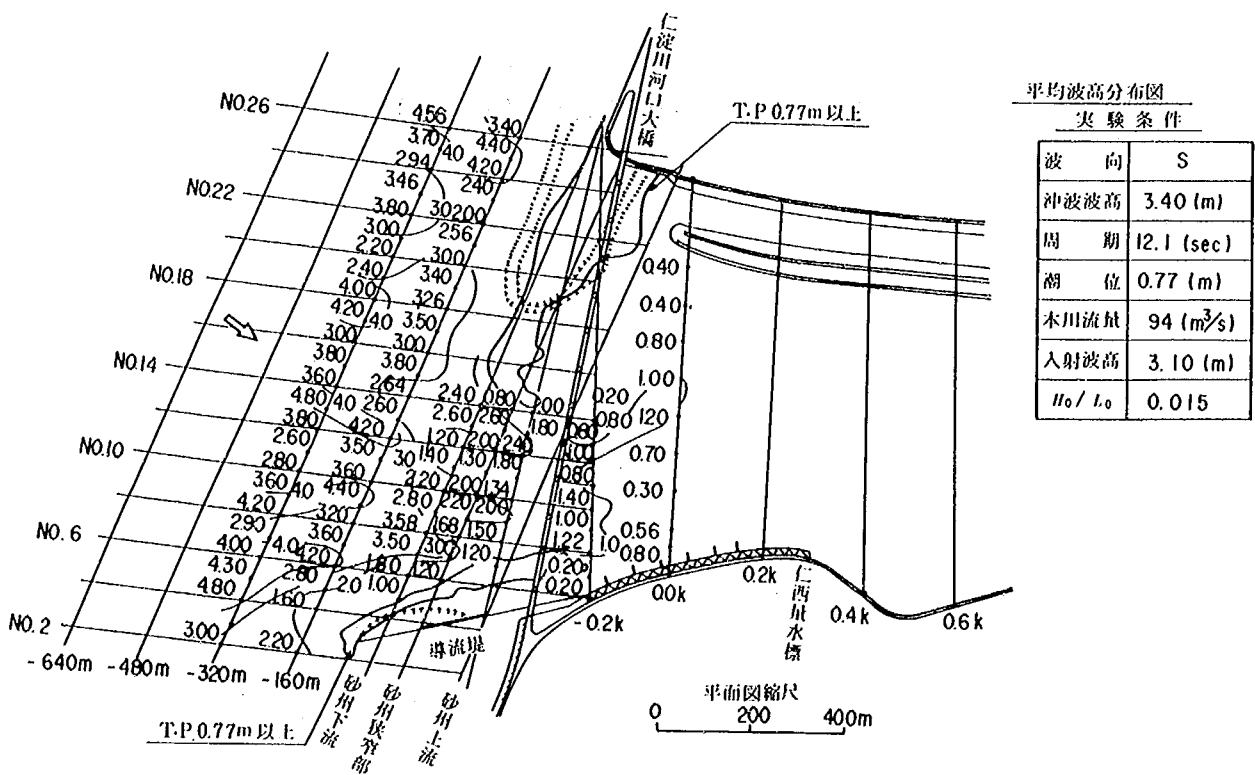
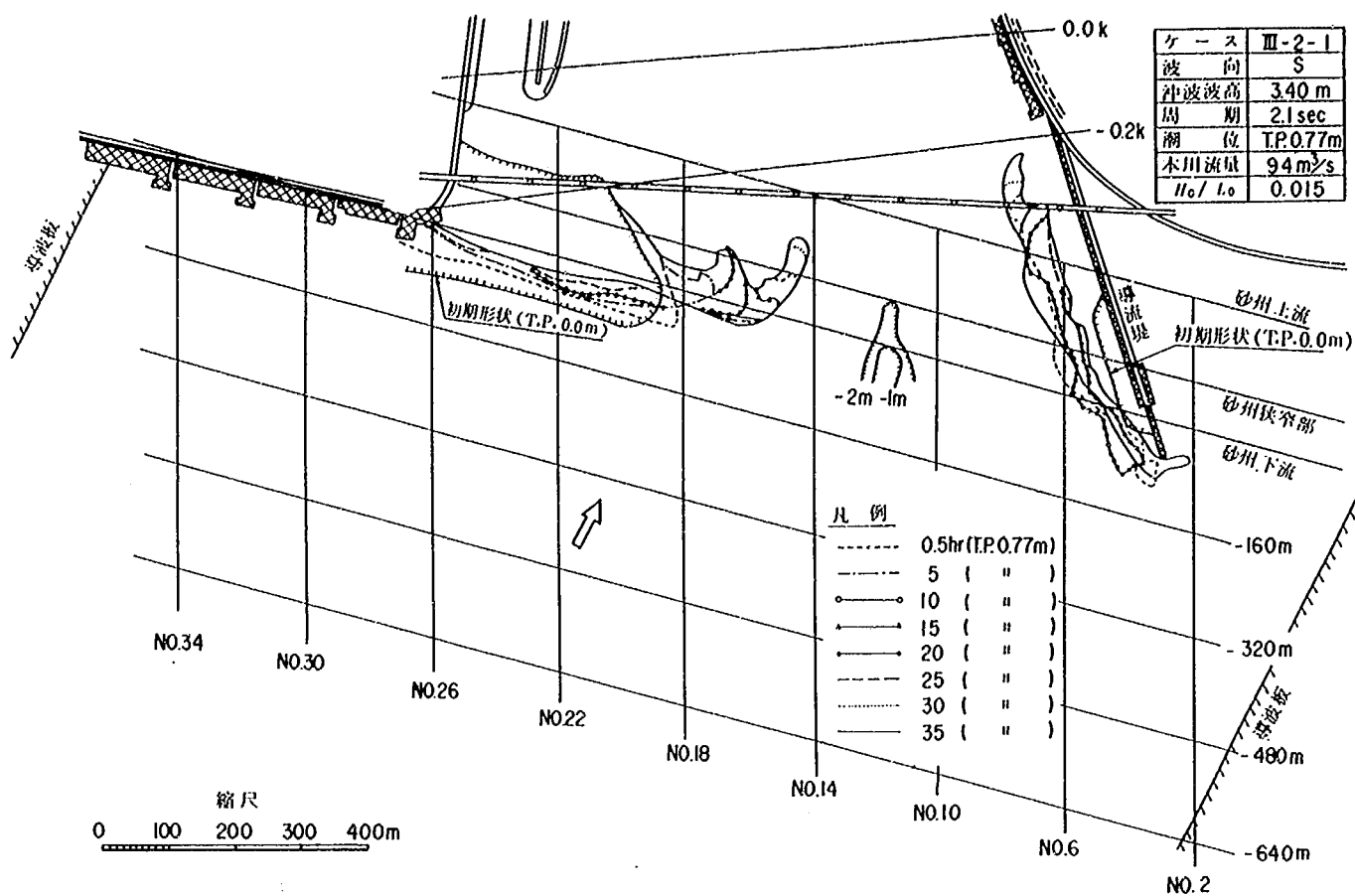


図-7.5.2 波高分布図(ケースⅢ-2-1, 35時間後)



図一 7.5.3 砂州形成時間変化図 (汀線)

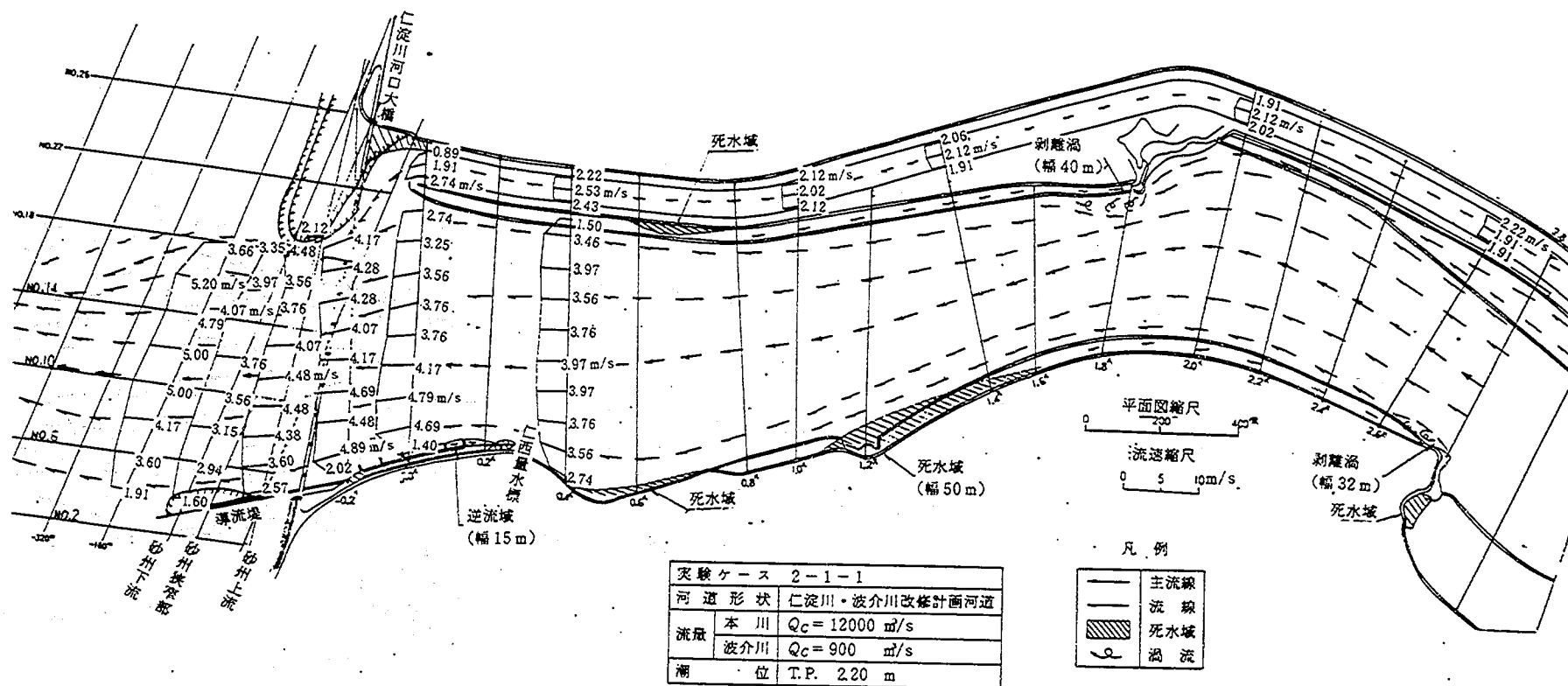
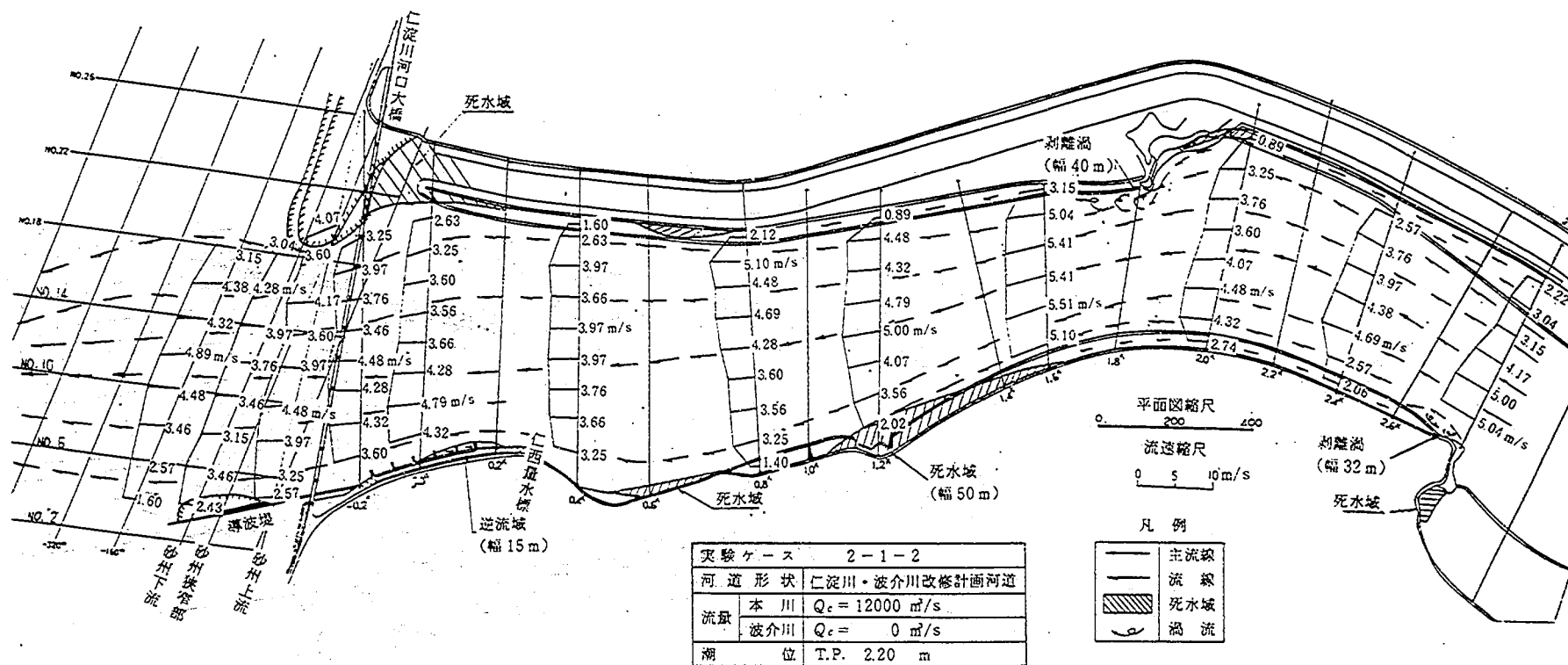


図-7.6.4 流況図



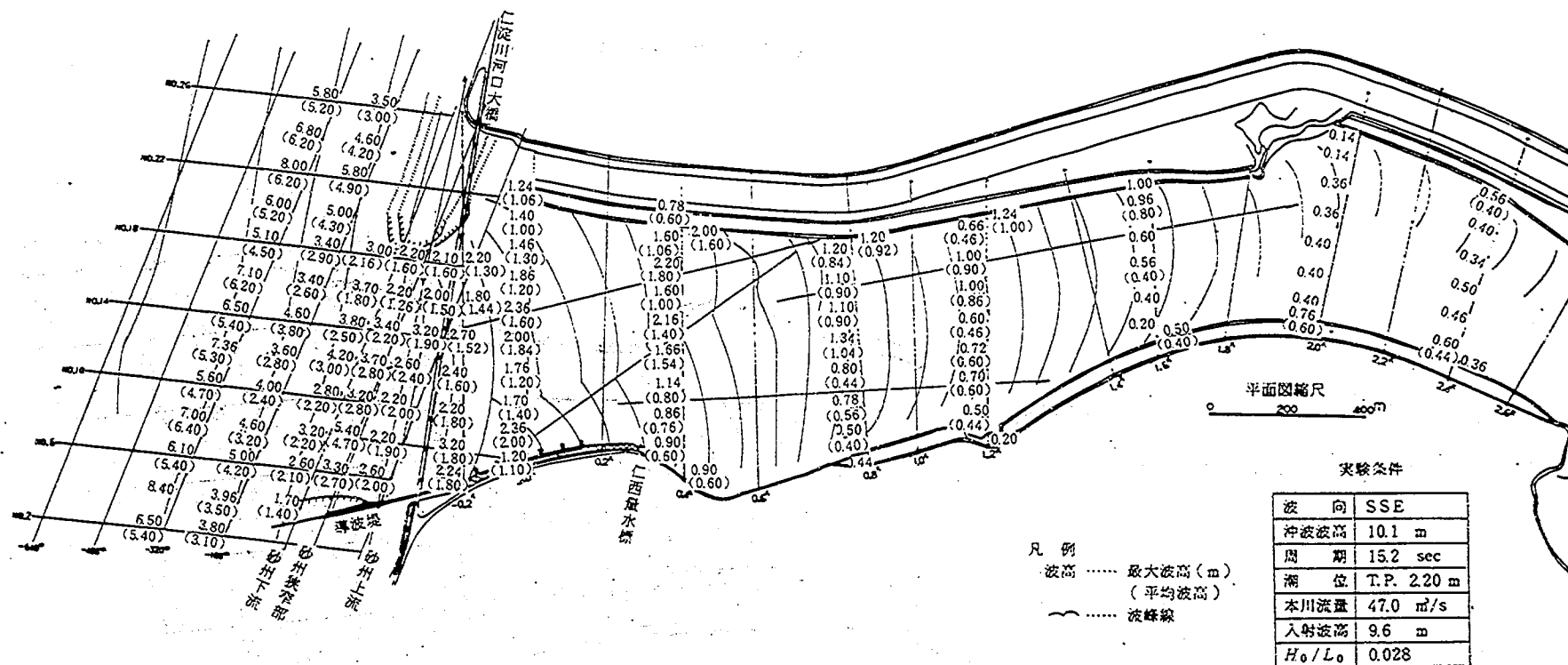


図-7.7.1 流況及び波高分布図 (ケース2-2-1)

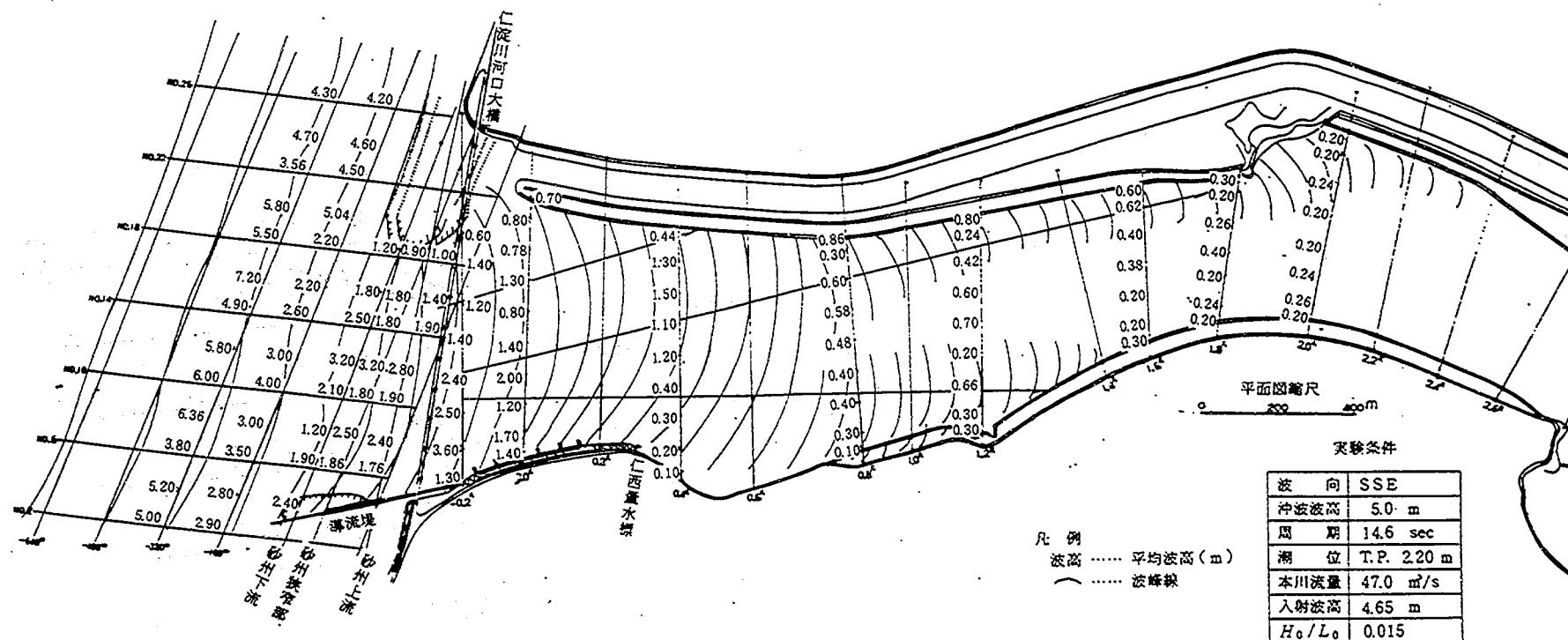


図-7.7.2 流況及び波高分布図 (ケース2-2-2)

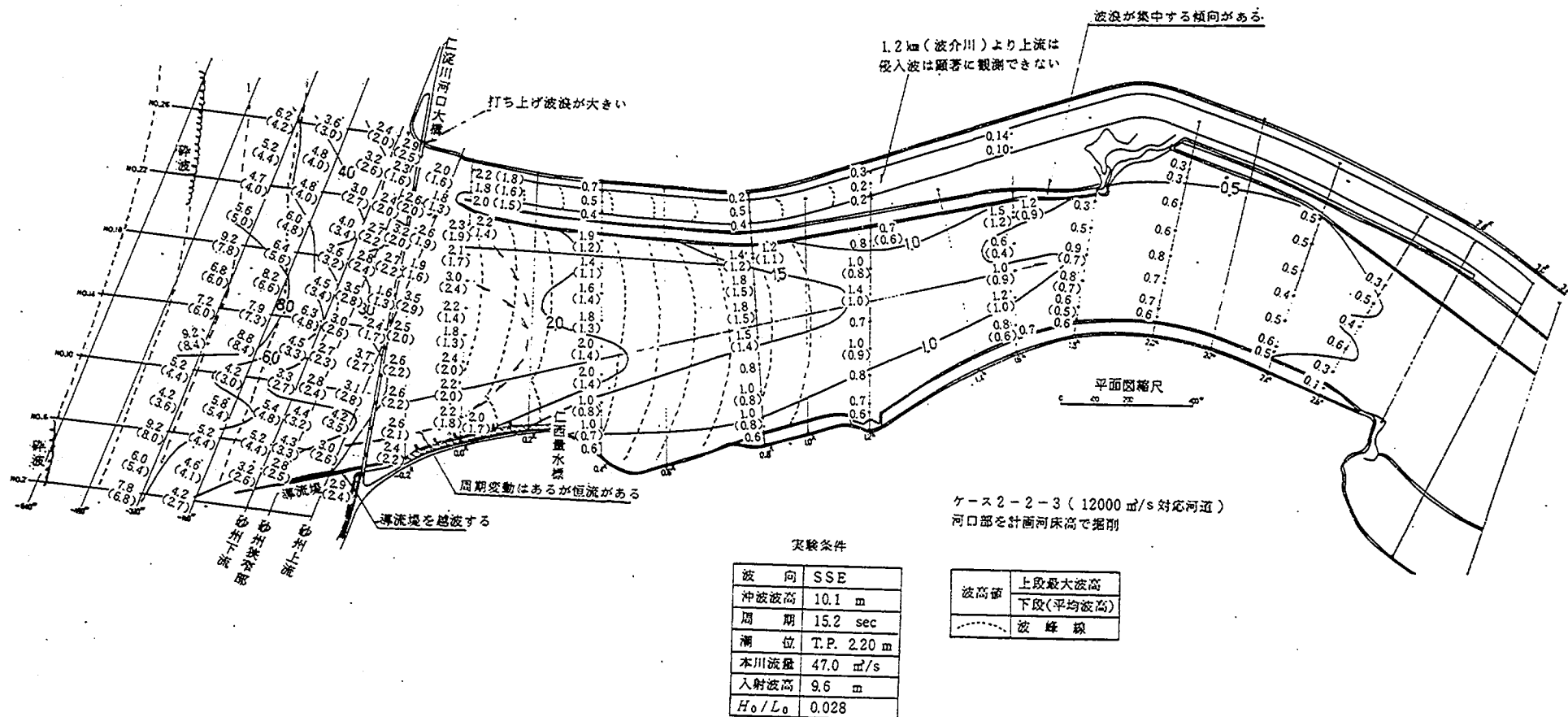


図-7.8.1 流況及び波高分布図

第8章 全体のまとめ

第8章 全体のまとめ

各章において、すでに個々の問題についての検討結果をこれまでに述べた。ここでは重複するが、実験によって得られた主要な結果と問題点を以下に述べる。

8.1 現象の相似性と現況河道の水理特性について

(1) 移動床洪水流実験は、既往の昭和57年9月洪水（本川 $Q_p=8,000\text{ m}^3/\text{s}$ ，波介川 $Q_p=190\text{ m}^3/\text{s}$ ）を通水し、現地洪水後の河床変動に適合する時間縮尺を検討した。この結果、河道内水位は河床抵抗に関係する小規模河床波が卓越し、粗度係数が大きいため相似性は満足されなかった。しかしながら、砂州部付近ではフラッシュ時の掃流力が大きいことにより、粗度係数がほぼ相似となることが確かめられ、また、河床変動および砂州フラッシュ状況等の現象が相似となる時間縮尺は、 $t_{sr}=5.0$ が妥当である結果が得られた。

(2) 河床変動状況は、水衝部となる2.8 km左岸、1.8 km右岸、仁西地点（0.3 km）左岸で洗掘が生ずるが、他はあまり大きな変化は見られない。また砂州フラッシュに伴う開口幅は約470 mとなり、このフラッシュ土砂は河口沖合約400 m付近まで舌状に堆積する。

(3) なお、実際河川では河床材料粒径が場所的に異なるのに対し、模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響等は実験結果に反映されていないことを考慮した適切な判断が必要である。

(4) 河口砂州形成時の波による底質の移動が顕著な範囲は、約T.P. - 6.0 mより浅い所である。海浜変形はこの外浜および前浜領域で生じ、とくに河口砂州は、河口近傍のフラッシュ土砂および右岸側の汀線後退による土砂供給によって発達、形成する。

(5) 波による底質の主要な移動範囲と海浜形状等から選定した沖波波高 $H_0=3.4\text{ m}$ に対する波形勾配、および波向変化の検討より、現地河口砂州形状、砂州高と比較的相似となる波浪条件は、波向S、波形勾配 $H_0/L_0=0.015$ がほぼ妥当である結果が得られた。

8.2 波介川改修計画案河道の諸現象について

(1) 複合出水時（本・支川計画流量通水）の流況は、本川側の流速に対し、波介川河道の流れは非常に緩やかであり、本川河口砂州直上流への合流によって流況的に問題となるような現象は見受けられなかった。また波介川の合流によって、河口砂州背後の浸食や局所洗掘も生じないことが明らかとなった。

(2) 現合流点（約2.0 km）の締切り部は、 $Q=4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 付近まではこの締切り堤防前面に沿って流れる傾向があるものの、洗掘が生ずるような状況は見受けられない。また、計画流量時では流れが直進することによって、影響はより少なくなる状況にあり、洗掘はほとんど生じなかった。

(3) 水衝部となる2.8 km左岸、1.8 km右岸および0.3 km左岸は現況最深河床高に対して洗掘深がかなり増大する。これらの各水衝部は、山が河岸に張り出した場所であり、水際付近は岩が露出した状態になっ

ている。したがって、実際はある深さ以上は岩によって洗掘が防止されていて、実験結果ほどの洗掘は生じない可能性も考えられる。

(4) 砂州開口幅は、ほぼ上流右岸側の高水敷延長線上までフラッシュされ、約 650 m となる結果が得られた。このときの最深河床位置は河道中央付近となり、約 T.P. - 7.0 m まで洗掘される。

(5) 砂州フラッシュに伴う河床変動によって、河口大橋橋脚周辺の局所洗掘がかなり増大する。この最大洗掘深は河道内左岸から No. 2 ~ No. 8 橋脚で約 T.P. - 7.1 m ~ T.P. - 9.2 m となり、橋脚基礎（点端高 T.P. - 6.7 m）が露出する状態となる。ただし、この局所洗掘は出水後の波浪や密度流効果によって、短時間のうちに埋め戻されるものと考えられ、実際の場合は掘れたまま残ることはないと考えられる。

(6) 波介川単独出水時では、導流堤防先端付近が約 2 m ~ 3 m 洗掘される以外は特に問題点はなかった。このときの砂州部開口幅は約 90 m、最深河床高は約 T.P. - 7.8 m であった。

(7) 複合出水による河口砂州フラッシュ後の砂州形成状況は、右岸側の当初フラッシュ前の砂州位置に形成伸延する。しかし、その後開口部の洗掘深が大きいことによって、河道内上流方向に伸延する傾向となって砂州が形成される。

(8) 計画流量時における砂州フラッシュ後の開口幅は広く、また主流部となる河道中央付近の洗掘が大きいため、波による砂州形成後の開口幅は約 260 m とかなり広い状態であった。しかし、砂州フラッシュ後の局所洗掘箇所は徐々に浅くなり、長期的には現況の開口幅程度まで閉塞されるものと考えられる。この場合砂州は若干河道内へ侵入形成されるものの、波介川合流点前面の砂州が維持されていれば合流部への影響はないものと思われる。なお、現地河口部付近の汀線は、後退傾向であり、合流点前面の砂州を維持するような配慮が必要である。

(9) 河道水位については固定床模型による検討を実施した。複合出水時の 0 km 水位は本川 T.P. 4.0 m、波介川が T.P. 4.4 m で約 0.4 m 波介川の水位が高くなることが明らかとなった。現合流点（2.0 km）付近の水位は本川右岸が T.P. 8.2 m、波介川が T.P. 5.3 m で約 2.9 m 波介川の水位が低い。この水位差が波介川河口導流による効果となる。ただし、本川河道内水位は 1.8 km から上流で H.W.L. を越え、疎通能力が不足することが明らかとなった。

8.3 仁淀川、波介川改修計画案河道の諸現象と対策について

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

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

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

(4) 波介川の合流点（2.0 km）締切り部は、計画河道への整正によって流れが集中するような状況は見

受けられなかった。よって、洗掘も生じておらず、とくに問題はないようである。

(5) 河口砂州のフラッシュに伴う河床変動によって、河口大橋橋脚周囲が局所洗掘され、河道内左岸からNa 2 ～Na 8 橋脚基礎が露出する。

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

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

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

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

(10) 砂州フラッシュ後の河道内波浪侵入状況は、0.4 km から下流左岸堤への打ち上げ高が大きく、計画高水位を越える結果が得られた。よって、この区間は高潮堤が必要となろう。

(11) 右岸の河口導流堤防への打ち上げ高は、0 km ～ 0.4 km 間で約 T. P. 5.5 m となり、また 0.8 km から下流側で堤防の小段上に波が打ち上がる。このため 0.8 km より下流側は消波対策等の配慮が必要と考えられる。

仁淀川河口水理模型実験
報告書

ISSN 0386-5873
土木研究所資料 第2611号
昭和63年3月(1988年)
福岡捷二, 高橋 晃
加賀谷 均

要旨

本報告書は, 仁淀川右支川の波介川河口導流計画, および本川の河道改修計画案に対する河口砂州の影響, 波介川の水位低減効果, 河口出発水位, 河床変動等の諸問題の把握と対策案等について, 模型実験による水理的検討を行った結果を述べたものである。

キーワード: 河口処理, 砂州フラッシュ, 砂州形成, 河道計画, 河床変動, 波浪侵入

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2611 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 2611 号

