

企画課長

ISSN 0386-5878
土研資料第1444号
マイクロフィルム第 号

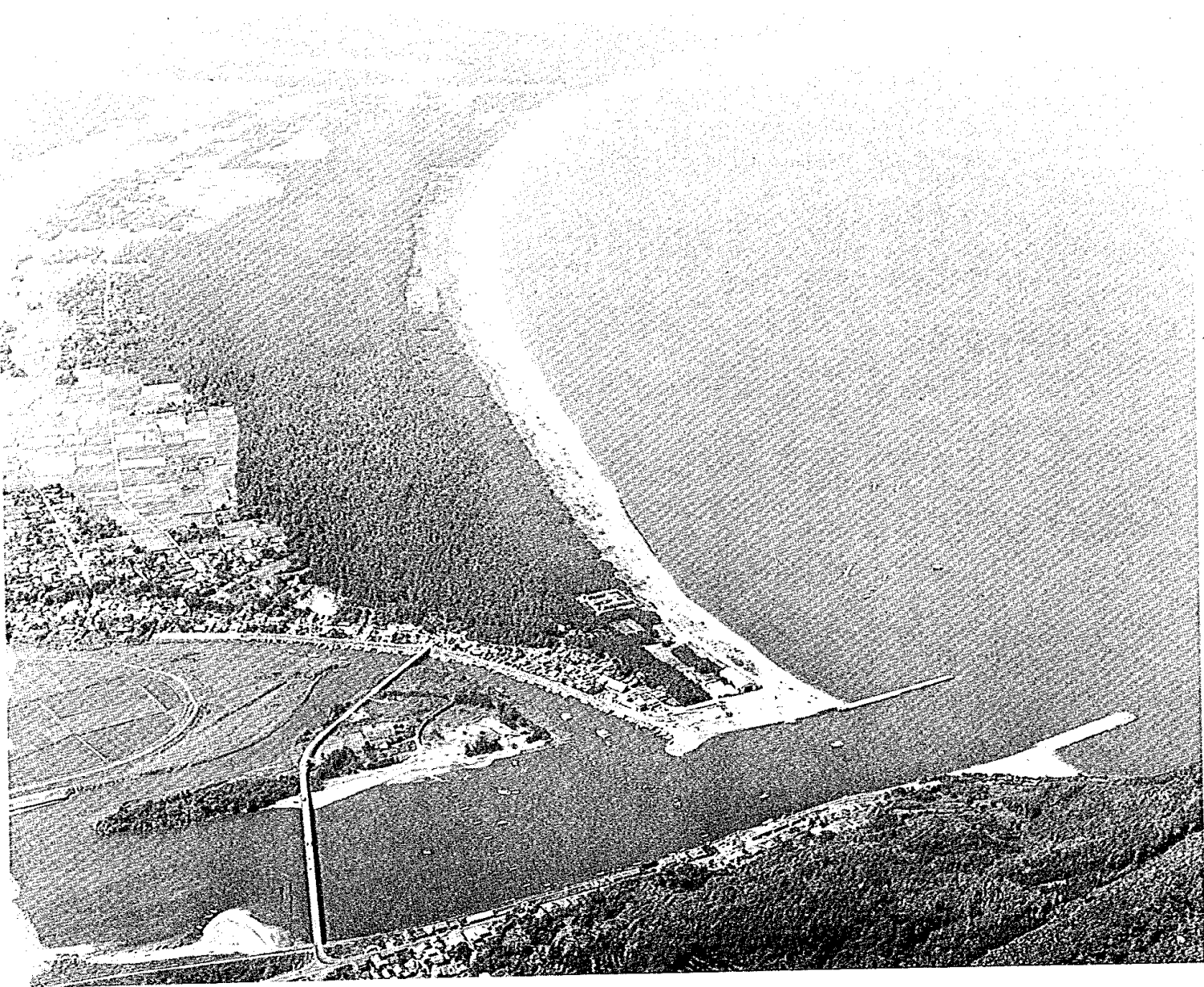
土木研究所資料

志布志湾開発に伴う肝属川河口処理模型実験報告書

昭和54年 2月

建設省土木研究所

鹿島試験所



提供：九州地方建設局大隅工事事務所（昭和 53 年撮影）

序

鹿児島県大隅半島志布志湾地域は、昭和44年に策定された新全国総合開発計画において、外洋性工業基地として有望視され、基礎資源型工業の導入を図ることとされていた。さらに、昭和52年には第三次全国総合開発計画により、定住圏構想を基本とする地域振興基盤整備計画が提唱され、この中で志布志湾地域は西日本地区における大規模工業基地として位置づけられるに至った。

このような状況に呼応して鹿児島県では、昭和51年に提案した新大隅開発計画（案）において、港湾・工業用団地として志布志湾に大規模な埋立計画を立案し、肝属川河口部左岸側に石油貯蔵施設及び石油精製基地建設の構想を発表した。したがって、これらの大規模基地が志布志湾あるいは肝属川などに与える影響を、事前に調査検討する必要性が生じてきた。

一方、建設省では従来より、肝属川改修事業の一環として、将来の河口処理対策の基礎資料とするために諸調査を実施してきた。そこでこれらの成果をふまえて、新たに鹿児島県から提案された埋立計画及び導流堤形状について、二種の埋立（陸続き式埋立及び出島式埋立）を想定し、河口水理模型実験を実施するとともに、これらの実験データを解析することにより河口処理計画の検討を行うこととなった。すなわち、河口水理模型実験により、二種の埋立計画のそれぞれについて、砂州等河口部の河状変化を把握し、また河口部の水位及び流下能力の変化を明らかにしたうえで、河口処理計画検討を行い、河川改修計画と埋立計画との調整を図り、河口処理対策（埋立計画及び導流堤計画等）を提示しようとするものである。

これらのうち、土木研究所鹿島試験所では河口水理模型実験を担当し、本報告書は実験結果について詳述するとともに若干の検討を加えたものである。本報告書は次の4章より構成されており、各章の概要を簡単に述べると以下のようなものである。

まず、第1章では、鹿児島県が提案した志布志湾開発の概要、及び建設省九州地方建設局が従来より実施してきた肝属川河口処理の概要を述べ、さらに志布志湾開発とくに肝属川河口部左岸側の埋立地が河口処理に与える問題点を摘出し、本報告書を意義づけることとする。

以上のようにして指摘された問題点を検討する場合、種々の取り組み方が考えられるため、第2章でその方法論を述べることとする。すなわち、現地資料の調査、水理計算及び模型実験についてその概略を説明することとする。なお、現地資料の調査に基づく検討結果及び検証実験については別報（土木研究所資料第1445号）に詳述しているため、本報告では簡単に述べることにする。

第3章は、第2章で述べた方法に基づき得られた一連の結果より、第1章で指摘した問題点について検討したものであって、本報告書の中枢をなすものである。

最後にこれらの結果を取りまとめ、第4章を結論とする。

なお、本報告書の作成にあたっては、土木研究所赤羽支所長豊島修氏、河川部長土屋昭彦氏、河川研究室長須賀堯三氏及び海岸研究室長橋本宏氏から有益なる御助言を賜わり、また九州地方建設局大隅工事事務所前調査課長横田穰二氏、調査課長吉竹正致氏、調査係長横尾整司氏を初めとする調査課の皆様からは貴重なデータを御提供いただき深く感謝致します。

また、困難な実験業務の遂行にあたり誠意をもって御尽力いただいた建設技術研究所古賀興一氏に対し謝意を表します。

昭和54年2月

土木研究所鹿島試験所

馬 場 洋 二

浅 野 富 夫

葛 西 敏 彦

目 次

1. 序 論	1
1.1 志布志湾開発の概要	1
1.2 肝属川河口処理の概要	3
1.3 肝属川河口部埋立に伴う問題点	6
2. 現地資料の調査と問題点の検討方法	8
2.1 現地資料の調査	8
2.1.1 流量及び流出土砂	8
2.1.2 風、波浪と潮位	8
2.1.3 河口砂州と海浜の変形	14
2.2 水理計算	14
2.2.1 不等流計算	16
2.2.2 波の変形	17
2.3 模型実験	19
2.3.1 相似律	19
2.3.2 模型及び実験の概要	20
2.3.3 実験水理条件	25
3. 問題点の把握	27
3.1 洪水位	27
3.1.1 鹿児島県案と九州地方建設局案	27
3.1.2 導流堤形状に関する修正案	33
3.2 洪水流況	38
3.2.1 導流堤形状の効果	38
3.2.2 埋立地の影響	43
3.3 土砂の流出・移動状況	46
3.3.1 導流堤形状の効果	46
3.3.2 埋立地の影響	62
3.4 平水流況と波高	69
3.4.1 平水流況	69
3.4.2 波 高	74
4. 結 論	79
参 考 文 献	81

1. 序 論

1.1 志布志湾開発の概要

志布志湾は、図-1.1に示されるように、鹿児島県本土の南東部を占める大隅半島の東岸に位置し、新大隅開発計画の実施にあたって重要な役割を担っている。すなわち、

- 1) 緑につつまれた良好な生活環境を保つ地域づくり
- 2) 魅力ある就業機会の創出による活力ある地域社会の育成
- 3) 健康で幸せな社会環境づくり
- 4) 地域社会づくりの基盤となる交通網の整備

を目指す新大隅開発計画において、志布志湾沿岸地域は、

- a) 自然環境保全地区
- b) 臨海工業地帯
- c) レクリエーション基地
- d) 港湾地区

としてその整備がすすめられようとしている¹⁾。

とくに、b) 臨海工業地帯の育成にとって、沿岸部の埋立による工業地帯の取得は必要条件であって、図-1.2に示されるように、三箇所の埋立計画が立案されている。すなわち、志布志港から安楽川河口にかけては180haの1号用地が、安楽川河口から菱田川河口にかけては250haの2号用地が、また田

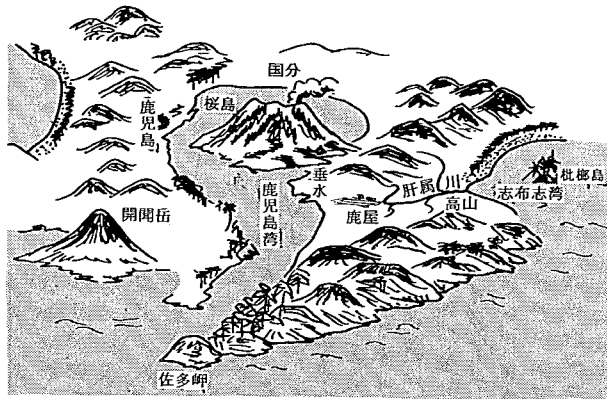


図-1.1 志布志湾の概要

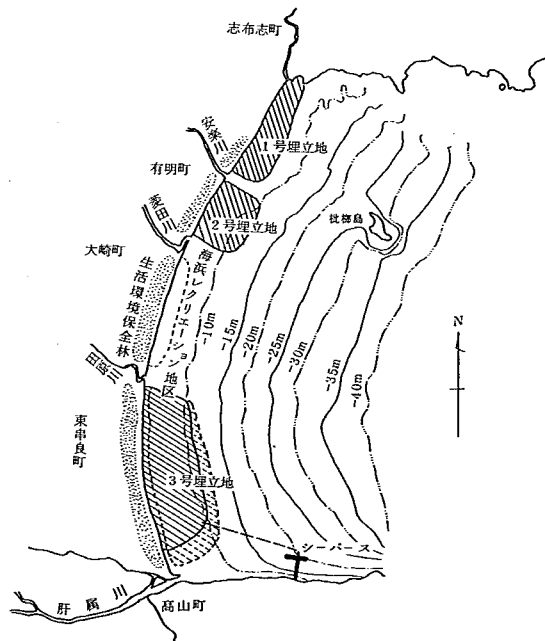


図-1.2 志布志湾埋立計画の概要

原川河口から肝属川河口にかけては730haにも及ぶ3号用地が、それぞれ、計画されている。

とくに、3号用地は石油貯蔵施設及び石油精製基地建設のために、沖合1,800mまでを埋立てようとする大規模なものであり、またその南縁は肝属川河口に極めて近く、肝属川の河口処理計画に何らかの影響を与えようとしている。図-1.3は、肝属川河口部付近に関する鹿児島県案を示したものであって、海水浄化及び海浜部の環境保全的見地から、3号用地は図-1.3(b)に示されるような出島式の採用も検討されている。しかしながら、陸続き式あるいは出島式のうち、いずれの形

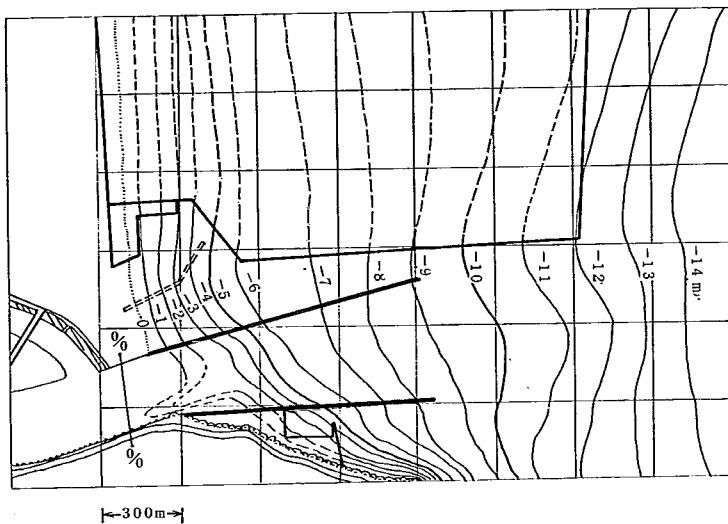


図-1.3(a) 3号埋立地に関する鹿児島県案（陸続き案）

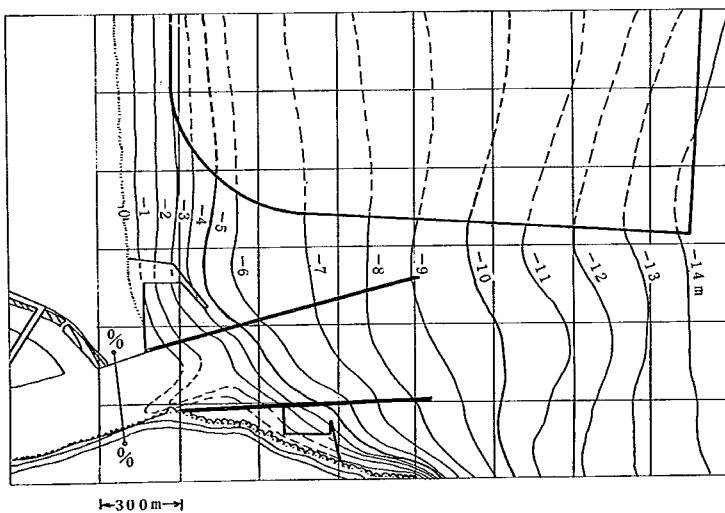


図-1.3(b) 3号埋立地に関する鹿児島県案（出島案）

状にするかは未だに決定されていない。なお、出島式の場合には汀線との間隔が問題となるが、一応200mあるいは300m離す計画が提案されている。

一方、鹿児島県はこのような埋立地を造成するにあたり、肝属川河口部左岸側に位置する柏原漁港及び右岸側の波見漁港をそれぞれ河口外に移設しようとするとともに、図-1.3に併示されているような導流堤形状を提起している。左岸導流堤は後述(図-1.6参照)の九州地方建設局案と同位置に設定されているが、その長さは $L=1200\text{m}$ (肝属川0kmよりの距離)とさらに長く、また右岸導流堤は左岸導流堤とはほぼ同じ長さであるが、約12.5度の角度をもって開いた形状を呈している。

1.2 肝属川河口処理の概要

肝属川は、図-1.4に示されるように、標高1181mの高隅山脈御岳に源を発し、大隅半島を東流して志布志湾に注ぐ、幹川延長34km、総流域面積485km²、計画高水流量2100m³/sec(改訂予定)の河川である。肝属川の改修工事は、昭和12年に直轄河川に指定されて以来本格的に進められ、典型的な蛇行河川であった中流部は、昭和28年度までに幹支川合計14箇所にあつた捷水路工事が実施された。

一方、肝属川河口は、河川による流出土砂及び沿岸漂砂により砂州の形成が著しく、洪水の疎通能力あるいは平水時の低水路確保に大きな影響を与えている。したがって、昭和31年度以来、図-1.5のような種々の河口部周辺工事が

実施されてきた。いま、これらの工事の経緯を簡単にまとめると次のようである²⁾。

まず、昭和31年度から33年度にかけて、第一試験導流堤(延長170m)及び第二試験導流堤(延長66m)が施工された。これは、左岸寄州及び州崎の堆積防止、河口河積の増大、河口流路の安定等を目的としたものであったが、詰杭構造であり、昭和34年2月の出水により大半が流

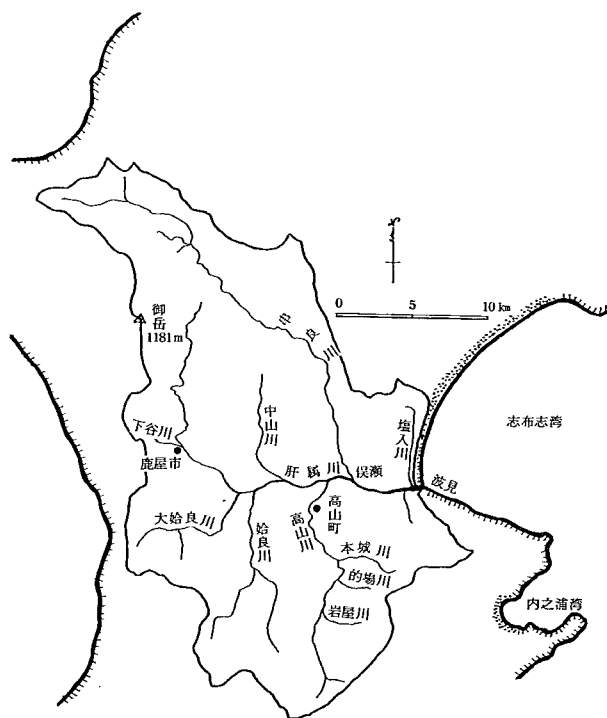


図-1.4 肝属川の概要

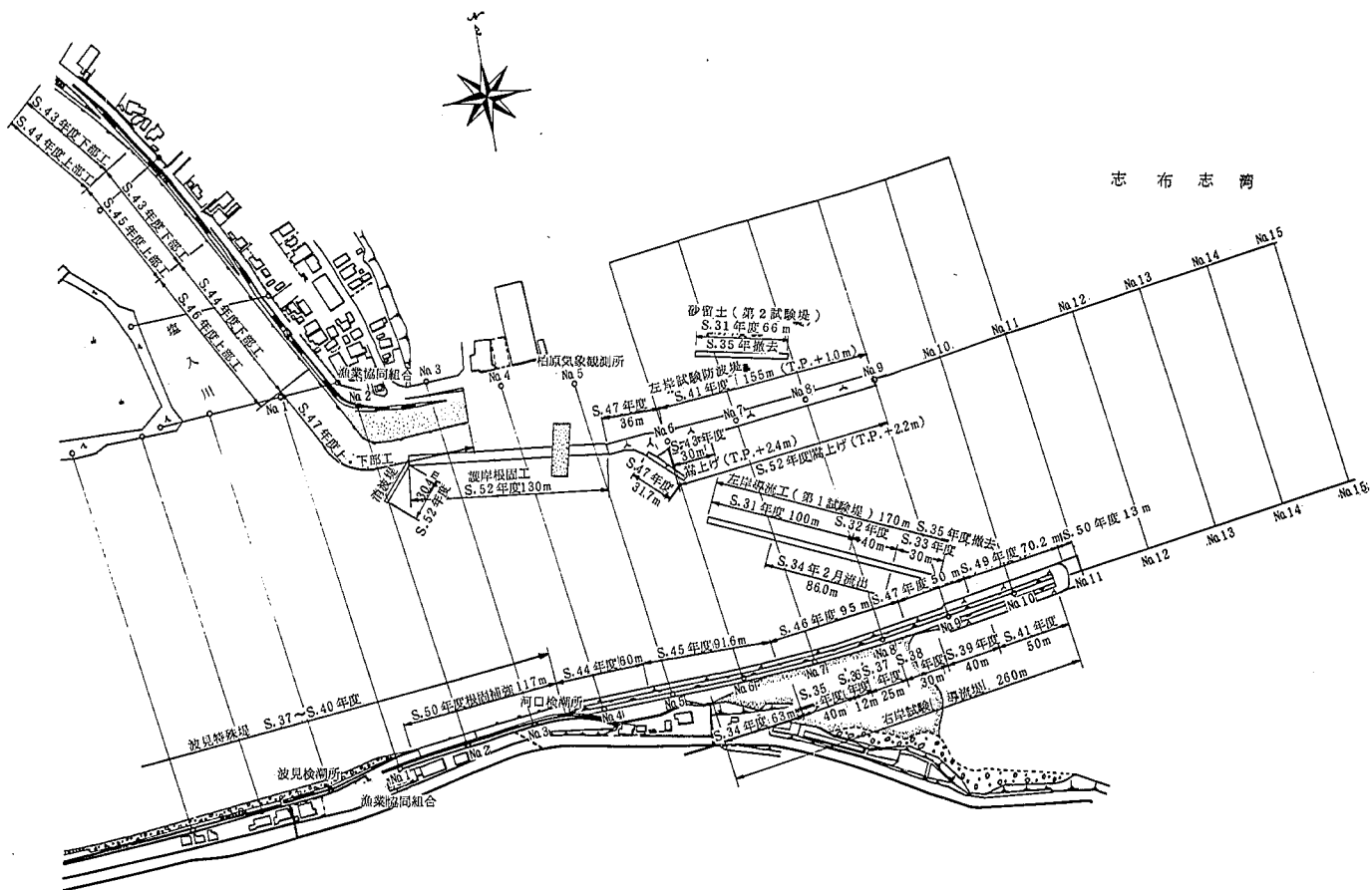


図-1.5 肝属川河口部周辺工事の経緯

出してしまい、その後復旧することなく、昭和35年度には完全に撤去されてしまった。

さらに、右岸側の砂州移動の防止及び渚の安定化を図るため、昭和34年度より41年度にかけて右岸導流堤（延長260m、導流堤先端は-0.38km）が施工され、また昭和44年度からは不透過構造に改築され、現在もその役割を果たしている。

これに対し、左岸側についても、右岸導流堤より170mの位置に、半透過式試験防砂堤（延長155m、防砂堤先端-0.275km）

が昭和41、42年度に施工された。さらに、昭和47年度には突堤が、また昭和52年度には護岸根固工及び消波堤がそれぞれ追加施工されたが、河口維持には困難をきたし、実際上は昭和47年度より浚渫工事を行い、航路維持に努めている。

そこで、新たな導流堤計画により河口処理を容易にしようとする試みが成され、その一方法として、図-1.6のような間隔 $B=250$ m、長さ $L=840$ m（河口0kmよりの距離）とする導流堤が提案されている。これは、洪水疎通を重視したものであって、図-1.7に示される流量と河口開口幅との関係より提示された形状である。一方、平水時を重視した場合には導流堤間隔を狭めたものがあげられるが、これらの各種導流堤については土木研究所資料第1445号に詳述されている。

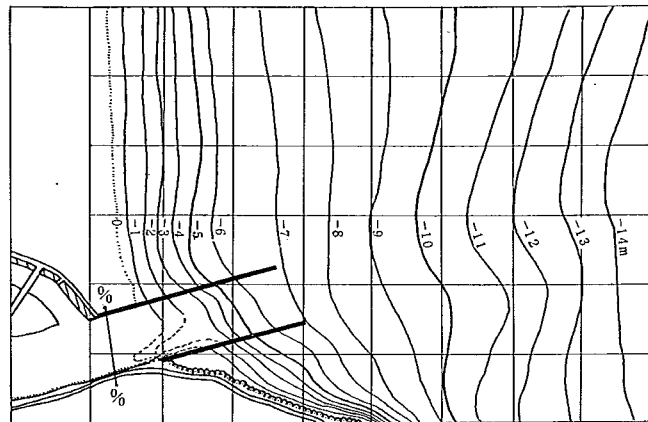


図-1.6 九州地方建設局案の導流堤

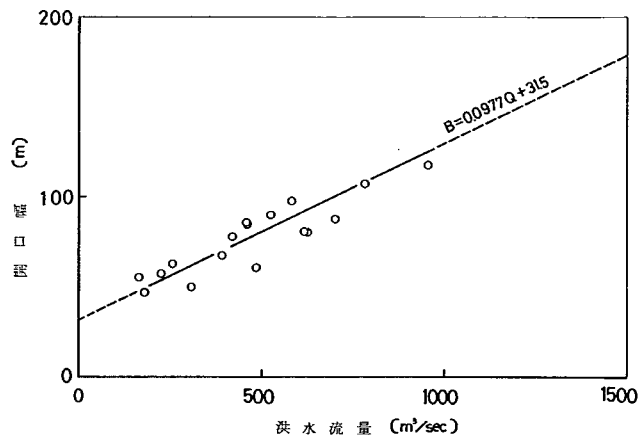


図-1.7 流量と河口開口幅との関係

1.3 肝属川河口部埋立に伴う問題点

1.1で述べたような埋立事業が実施された場合、肝属川の河口処理に何らかの影響がもたらされると予想され、本節ではこれらの問題点を探ることとする。

まず、図-1.3に示されるように、堤長の長い導流堤が設置されると、河道が沖側へ延長されることになり、大規模導流堤がない場合に比べ、洪水位の上昇がみこまれる。したがって、洪水の疎通能力という観点からみた場合、導流堤を極端に延長することには問題があろう。ただし、このような導流堤により河口部兩岸の港湾区域内の静穏度は高められ、また肝属川より流出する土砂の港湾への侵入は少なくなるであろう。

次に、埋立地の存在により、河口から海域部へ流出した洪水の流況は大きな変化を示すと予想される。通常、図-1.8に示されるような領域、すなわち河口から10～15度の角度で開いた扇形の領域には、河川構造物（導流堤など）以外の構造物は設置しない方が望ましいとされている。図-1.8は、構造物が設置されても洪水流況が変化しない限界を概略的に示したものであるが、志布志湾開発に伴う3号埋立地はこの扇形領域内になり侵入した形状を呈しており、この影響についても検討を行う必要があろう。

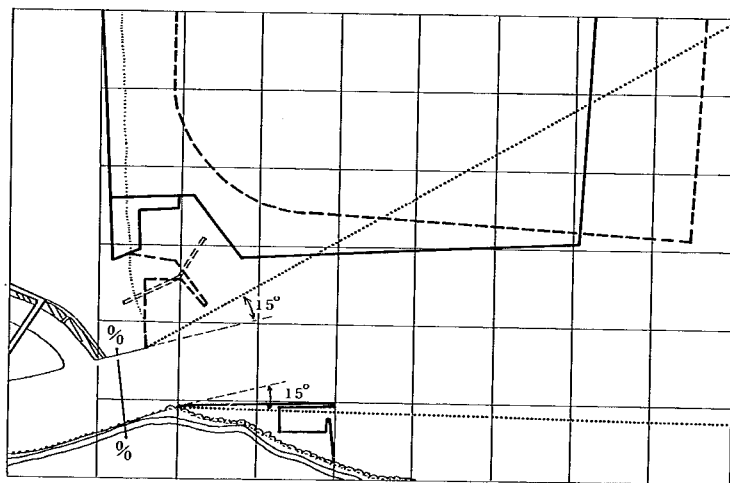
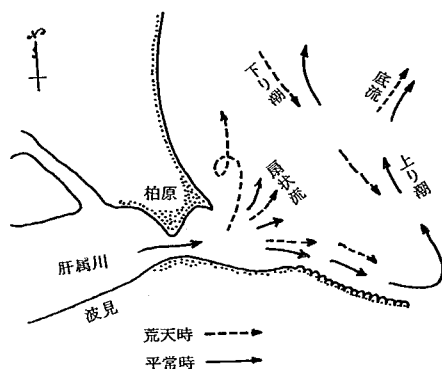


図-1.8 洪水流況のモデル

また、埋立地により河口部前面の海域が狭められ、肝属川上流から流送されてくる土砂の堆積・拡散のスペースが不足する可能性がある。すなわち、埋立地がない場合、河口から海浜部へ流出した土砂は、図-1.9に示されたような沿岸流によって、志布志湾全体へ広がっていくが³⁾、河口部左岸近傍に大規模な埋立地が施工されると、河口部付近の沿岸流は変化し、その結果志布志湾へ広がる土砂量は減少すると予測される。すなわち、河川からの土砂は埋立地沖に運ばれるまでに沈降し、志布志湾内の潮流による輸送効果は期待されず、結局埋立地、河口及び右岸側の山岳部によって囲まれた領域内に堆積していくであろう。たとえば、2.1で詳述するように、肝属川から年間15万 m^3 の土砂が流出され、これらがT.P.-2mまで一様に堆積すると仮定した場合、約40年間で埋立地前縁までが埋没してしまうこと



図一 1.9 洪水時における土砂の流出状況

になり、洪水疎通能力の減少あるいは航路維持の困難性などをもたらすと推測される。

一方、波浪の侵入という見地からみた場合、3号埋立地の施工により河口部付近の波高は一般に小さくなり、護岸、根固工等の河川構造物にとって有利になると考えられる。しかしながら、波の回折、反射などにより部分的にはかえって高くなる場合も予測される。

本報告書では以上の問題点、すなわち、

- 1) 洪水位
- 2) 洪水流況
- 3) 土砂流出と河口砂州の形成
- 4) 平水流況と波高

を取りあげ、検討を加えることとする。

なお、埋立地により河口部前面の海域は三角形となるため、高潮などに対する考慮も必要となろう。

2. 現地資料の調査と問題点の検討方法

2.1 現地資料の調査

肝属川及び志布志湾に関する種々の資料を調査した結果については、別記土木研究所資料第1445号に詳しく記載されているので、ここでは流量及び流出土砂、風、波浪及び潮位、砂州及び海浜形状の変化について簡単にまとめることとする。

2.1.1 流量及び流出土砂

近年における肝属川俣瀬観測所（3.88 km）の出水記録（指定水位（流量約180 m³/sec）以上）を、流量順にまとめると表-2.1 のようになる。このような資料に基づき算定された確率洪水は表-2.

2に示されるような値であって、現在、計画高水流量は河口付近で80年確率の1900 m³/secとされている。ただし、九州地方建設局では流量改訂の作業をすすめており、将来、基本高水を100年確率の2500 m³/secとし、河口部の計画高水流量も2100 m³/secにすることが予定されているため、本検討で対象とする計画高水流量は2100 m³/secとする。なお、肝属川の既往最大洪水は昭和13年10月に出水した約1600 m³/secである。

一方、低水流量及び平水流量（昭和44年）は、それぞれ、20 m³/sec及び24 m³/secであり、本検討でも波浪を対象とした場合の河川流量には、昭和44年9月から45年2月までの平均流量26 m³/secを用いることとする。また、潮位差に基づく入退潮量は、平水時において30～60 m³/sec（昭和33年、34年における現地観測結果）程度と推定され、平水流量よりもかなり大きな値を示しているが、本検討で対象としている諸現象に与える影響はあまり顕著ではないようなので、入退潮量は無視することとする。ただし、河口部付近の拡散混合現象などを取り扱う場合には極めて重要となる。

さらに、肝属川は、図-2.1にみられるように、流域の約7.0%がシラス層より構成されており、比較的定常な土砂の流出がみられる。年間流出土砂量は河口部付近で約15万 m³と推定されて⁴⁾、このうち約1.5%が掃流形態で輸送され、約8.5%が浮遊形態で流送されてくる²⁾。また、各地点での河床砂の粒度分布を示すと図-2.2のようであって、本川下流部における平均粒径は、汀線付近で0.8 mm、T.P.-4m付近で0.4 mm程度である。

2.1.2 風、波浪及び潮位

河口付近の風向及び風速は、河口部左岸側柏原観測所において計測されており、その結果を示し

表-2.2 肝属川の確率洪水流量

確率年	流量(m ³ /sec)
1	100
2	500
5	880
7	1000
10	1150
30	1600
50	1800
100	2100

表-2.1 肝属川における最近の出水記録(俣瀬, 昭和31年~51年)

順位	年月日	時刻	流 量	順位	年月日	時刻	流 量	順位	年月日	時刻	流 量	順位	年月日	時刻	流 量
1	46. 8.30,	4	m ³ /s 1,157	30	51. 7.20,	2	m ³ /s 458	59	43. 7. 9, 18		m ³ /s 323	88	44. 7. 2, 6~7		m ³ /s 254
2	46. 8. 5,	10~12	1,040	31	41.10. 8		445	60	35. 5.25		320	89	39. 7.19		252
3	41. 7. 9		955	32	40. 8. 6		437	60	43. 7. 9, 18		320	90	42. 7. 3, 15		249
4	46. 9.22,	8	814	33	45. 8.30,	6	433	62	42. 5. 6, 23		315	91	38. 7. 5		248
5	51. 6.24,	17	812	34	51. 9.11,	6	430	63	34. 6.17		310	92	37. 6.15		244
6	39. 8.23		796	35	40. 9.17		428	64	39. 8.20		308	93	36. 6. 3		241
7	34. 8. 8		784	36	46. 6. 9, 18		426	65	39. 6.20		306	94	34. 6.10		240
8	51. 9.13,	2	770	37	32. 8.19		422	66	34. 2. 6		305	94	50. 8.10, 19		240
9	36. 8. 2		704	38	47. 6.23,	19	417	66	43. 7. 3, 6		305	96	31. 9.26		238
10	47. 6.12,	12	683	39	43. 6. 5, 24		408	68	48. 9. 6, 8		303	96	35. 6.25		238
11	37. 5.27		628	40	49. 9. 8, 24		405	69	43. 8.29,	4	300	98	34. 7.15		234
12	44. 8.23,	15	615	41	32. 9. 6		404	70	44. 6.25,	20	298	99	44.10.21, 13		233
13	42. 7.26,	1	614	42	46. 5. 4, 18		399	71	37. 7. 1		292	100	41. 8.15		228
14	41. 6.23		613	43	33. 6. 7		394	72	34. 7. 3		290	101	45. 6.24,	6	227
15	43. 6.24,	9	596	44	39. 6.24		388	73	46. 7.24,	8	289	102	45. 5. 3, 20		225
16	41. 9. 1		585	44	41. 8.23		388	74	41. 6.16		284	102	45. 7. 5, 8		225
17	36. 9.16		583	46	40. 7. 5		377	75	34. 6. 5		278	104	32. 4.22		224
18	42. 7. 1, 11		577	46	46. 6.20,	22	377	75	51. 6. 5, 5		278	105	34. 8. 8		223
19	43. 7.11,	9	558	48	44. 7. 4, 18		372	77	31. 9.10		277	106	50. 6.20,	15	218
20	43. 7. 5, 22		540	49	44. 7. 7, 17		369	78	41. 9.24		274	107	43. 6.25,	4	216
21	37. 8.11		526	50	44. 7.11,	12	351	79	49. 8.29,	11	264	108	45. 8.18,	17	211
22	44. 6.30,	2	509	51	47. 7.26		349	80	37. 6.25		263	109	35. 4.20		196
23	40. 7. 3		508	52	37. 8. 1		347	81	45. 7. 5, 8		262	109	41. 5.11		196
24	45. 8.15,	3	500	53	41. 4. 9		346	81	45. 7.12,	23	262	111	35. 4.27		184
25	38. 5.13		497	54	48. 6.22,	9~10	340	83	50. 6.17,	11	260	112	32. 6.22		179
26	47. 6. 7, 19		465	55	38. 6.13		338	84	49. 6.18,	6	259	113	41. 5.31		172
27	38. 5.17		461	56	47. 7.21,	4	337	84	51. 7.25,	8~9	259	114	33. 5.19		164
28	45. 6.29,	11	460	57	45. 7.19,	12	327	86	39. 6.27		258	115	36. 4.15		161
29	40. 5.26		459	58	38. 8.15		324	87	44. 7. 2, 6~7		257	116	36. 5.12		115

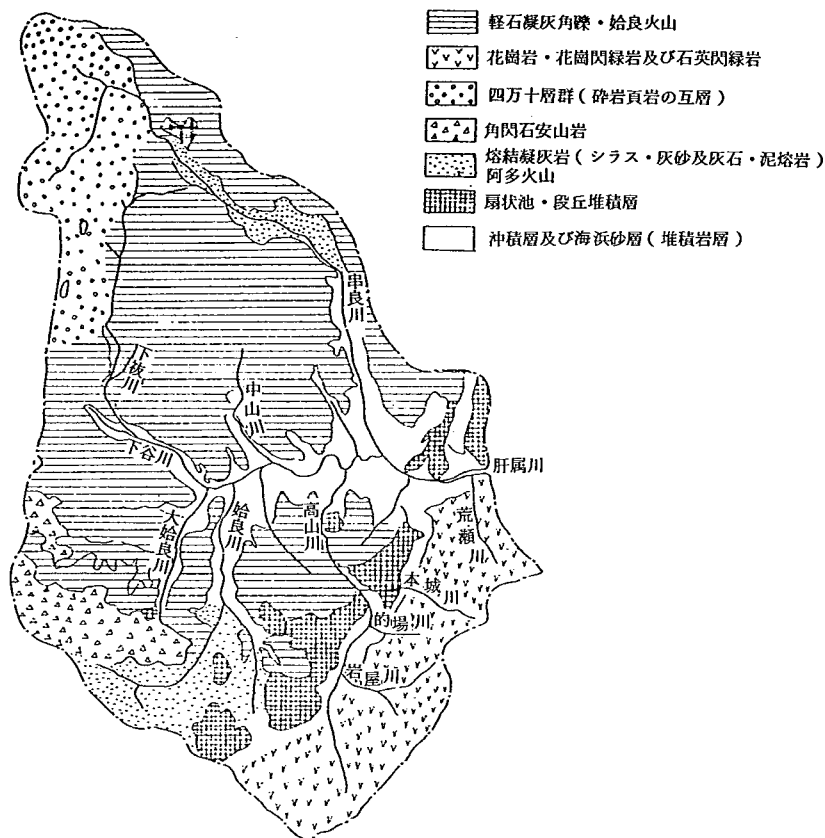


図- 2.1 肝属川流域の地質

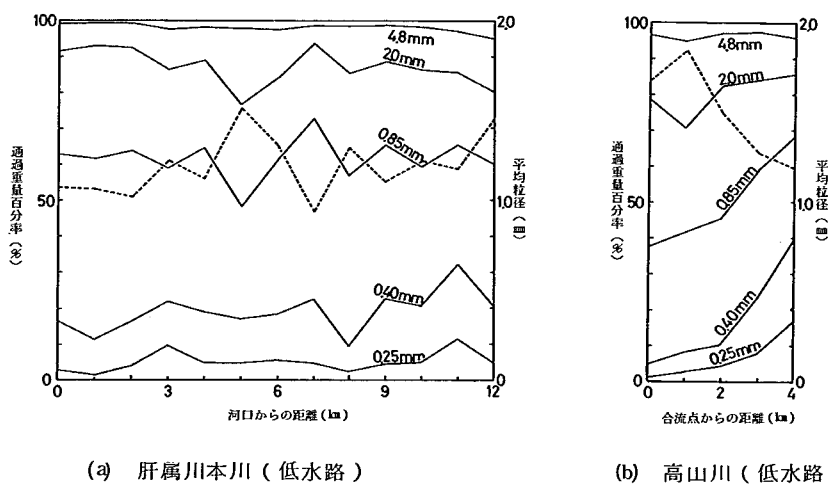
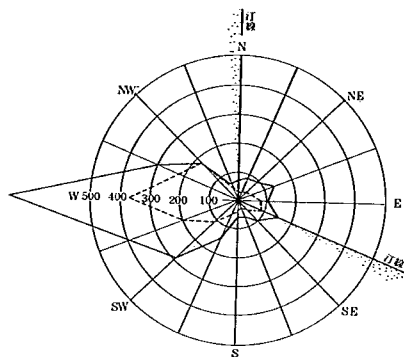


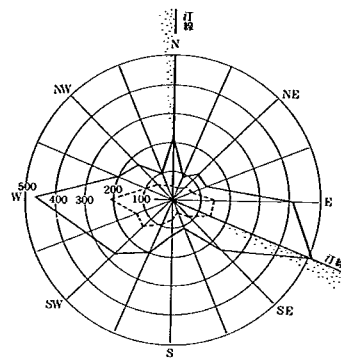
図- 2.2 河床砂の粒度分布

た図-2.3 (a)あるいは(b)より、夏期(5月~10月)には西方向と東南東方向とが卓越し、冬期(11~4月)には西方向のみが卓越していることが知られる。したがって、志布志湾の形状から判断して、河口部付近の波向は東方向が卓越するとともに、風速もそれほど大きくないことから、波高も比較的に小さいものと予想される。



凡例
--- 風向
— 風速
風向
風速
0 100 200 $\times 10^3$ m/s

図-2.3 (a) 河口付近の風向・風速図
(夏期: 5月~10月)



凡例
--- 風向
— 風速
風向
風速
0 100 200 $\times 10^3$ m/s

図-2.3 (b) 河口付近の風向・風速図
(冬期: 11月~4月)

このような推測を裏づけるものとして、運輸省第四港湾建設局枇榔島観測所(河口より北東へ約12kmの地点)の記録がある。図-2.4及び図-2.5は、第四港湾建設局より提供された資料⁵⁾を整理したものであって、図-2.4より波向分布は、肝属川河口付近の地形を考慮した場合、風向資料から予測された結果と同様の傾向を示し、また図-2.5より志布志湾内の波高は小さく、砂州の形成に関する実験においては、異常気象時を想定しても1mないし2m程度の波を考慮すれば充分であることが知られる。

一方、潮位は、硯石潮位観測所(河口より東南東へ約2kmの高山町硯石地先)において、昭和32年以後観測されており、これと河口部右岸の波見河口水位記録(肝属川0.2km)とを併せて示すと表-2.3のようになる。現在の改修計画においては、波見の朔望平均満潮位(洪水時)T.P. 1.20mに偏差1.0mを加えたT.P. 2.20mを外海計画潮位としている。

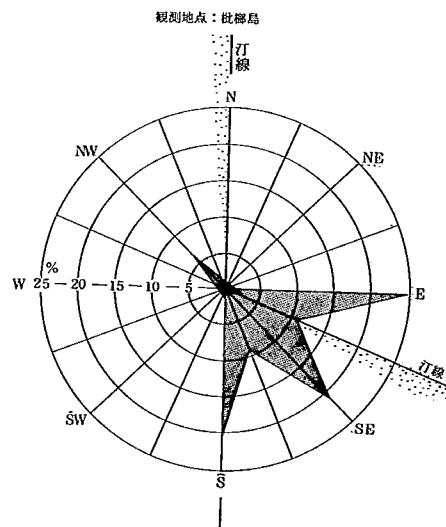


図-2.4 志布志湾内(枇榔島)における波向分布(運輸省第四港湾建設局提供)

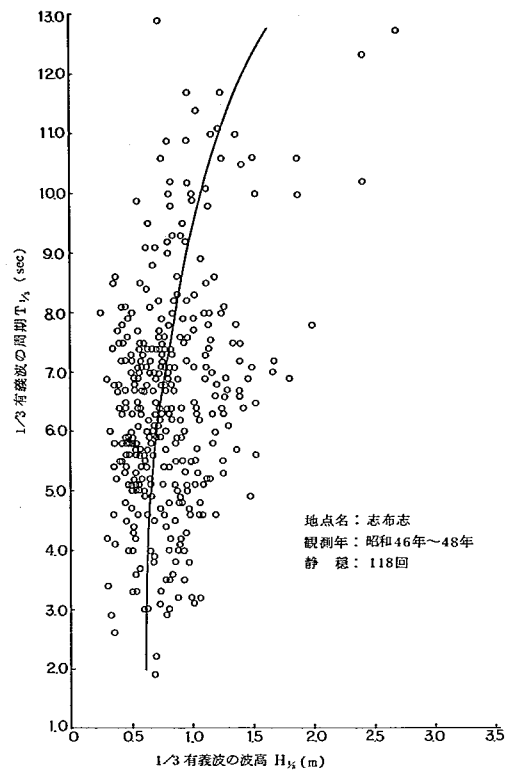


図-2.5 志布志湾内(枇榔島)における波高及び周期(運輸省第四港湾建設局提供)

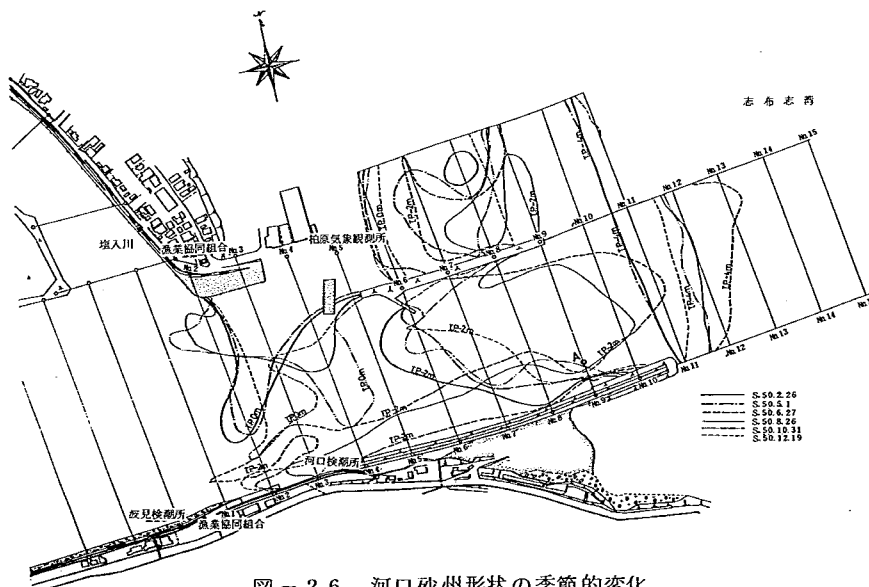


表-2.3 潮位（硯石）と河口水位（波見）

昭和 年	硯 石 潮 位				(T.P.m) 波 見 河 口 水 位		
	朔望平均 満 潮 位	平均満潮位	平均干潮位	平均 潮 位	平均満潮位	平均干潮位	平均 潮 位
25					0.744	-0.256	0.344
26					0.944	-0.256	0.344
27					0.894	-0.276	0.314
28					0.894	-0.296	0.304
29					0.914	-0.196	0.364
30					0.864	-0.396	0.234
31					0.904	-0.266	0.324
32	1.131	0.760	-0.400	0.180	0.794	-0.146	0.324
33	1.087	0.760	-0.460	0.150	0.774	-0.196	0.284
34	1.165	0.780	-0.440	0.170	0.784	-0.236	0.274
35	1.116	0.740	-0.550	0.100	0.744	-0.276	0.234
36	1.015	0.700	-0.570	0.060	0.744	-0.296	0.224
37	1.008	0.670	-0.610	0.030	0.714	-0.336	0.204
38	0.968	0.660	-0.550	0.060	0.724	-0.306	0.214
39	1.031	0.710	-0.480	0.120	0.784	-0.256	0.264
40	1.003	0.820	-0.390	0.075	0.684	-0.366	0.154
41	0.926	0.606	-0.604	0.004	0.704	-0.316	0.194
42	0.979	0.636	-0.574	0.026			0.164
43	0.891	0.546	-0.644	-0.054	0.644	-0.246	0.204
44	0.867	0.566	-0.604	-0.024	0.704	-0.236	0.234
45	0.880	0.586	-0.674	-0.044	0.704	-0.256	0.224
46	0.877	0.606	-0.614	-0.004	0.724	-0.226	0.244
47	1.072	0.676	-0.624	0.026			0.184
48	0.919	0.596	-0.604	-0.004	0.604	-0.456	0.074
49	0.901	0.616	-0.594	0.016			
50	0.953	0.706	-0.554	0.076			
51	0.819	0.566	-0.694	-0.064			
52	0.785	0.556	-0.644	-0.044			

2.1.3 河口砂州及び海浜の変形

河口砂州の季節的变化を T.P. 0m の等高線を用いて示すと図-2.6 のようであって、砂州は出水期（6月の梅雨期及び8月頃の台風期）にフラッシュされ、その後秋から翌年の春にかけて再び形成されるという周期的変化をしていることが知られる。このような周期性をさらに明確にするために、図-2.5に示された点 A における河床高の自己相関

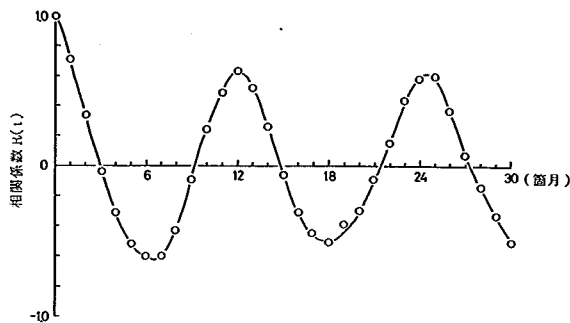


図 2.7 河床高の自己相関係数

係数を示すと図-2.7 のようになる。図は、昭和42年3月から46年2月までの48箇月間にわたる観測値から算定したものであって、河床高が1年周期で変動していることが確かめられる。

さらに、河口砂州及び河口部左岸側汀線の位置について、その経年的変化を検討すると図-2.8あるいは図-2.9のようになる。図-2.8は、図-2.6と同様に、砂州の形状を T.P. 0m の等高線で代表させて示したものであって、各年の観測値とも砂州が充分に発達した冬期（2月）におけるもので表されている。また、図-2.9は、河口最狭部の位置、及び左岸導流堤より北側へ120mの地点における汀線の位置を示したものであって、両図より、昭和46年8月の洪水以降砂州は上流側へ進み、塩入川を閉塞する傾向があることが知られる。このような現象が生ずる原因は現在のところ明確ではないが、上記洪水が戦後最大のものであることを考慮すると、上流から多量の土砂が短期間にもたらされたことが有力な原因ともされるが、詳細については今後の検討が必要である。ただし、昭和47年以降、河口部付近において掘削工事が施工され、上流側に形成され始めた砂州は再び下流側に移行する傾向がみられ、現在は0 km 付近が最狭部となっている。

一方、図-2.10は、このような砂州及び汀線の形状に関する長期的な変化特性を示したものであって、汀線は大正年間より沖合へ前進する傾向を示しているが、最近20年間においては顕著な変化を呈さず、河川の流出土砂量はかなり安定しているものと推察される。

2.2 水 理 計 算

前章で述べた諸問題のうち、洪水位と波浪とについては、水理計算によって検討することも可能であって、本節ではこれらによる検討方法について簡単にまとめてみよう。

なお、洪水位については不定流計算によって厳密に検討する必要があるが、簡略化のため不等流計算法を用いて水位の予測を行うことにする。また、波浪に関しては、本報告で言及するものに限って簡単に述べることとする。すなわち、浅水における波の変形、回折及び砕波などについて説明を加えている。

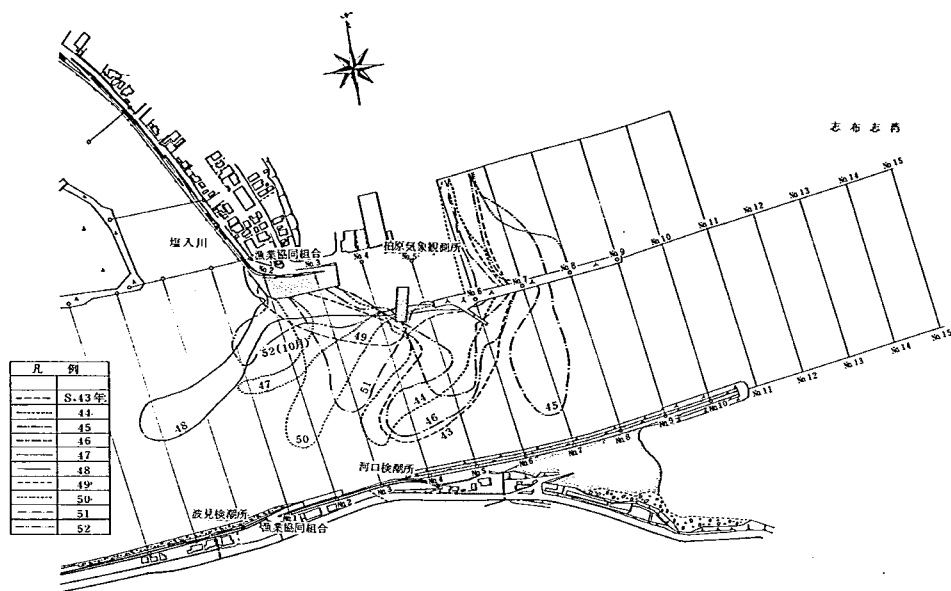


図-2.8 河口砂州形状の経年変化

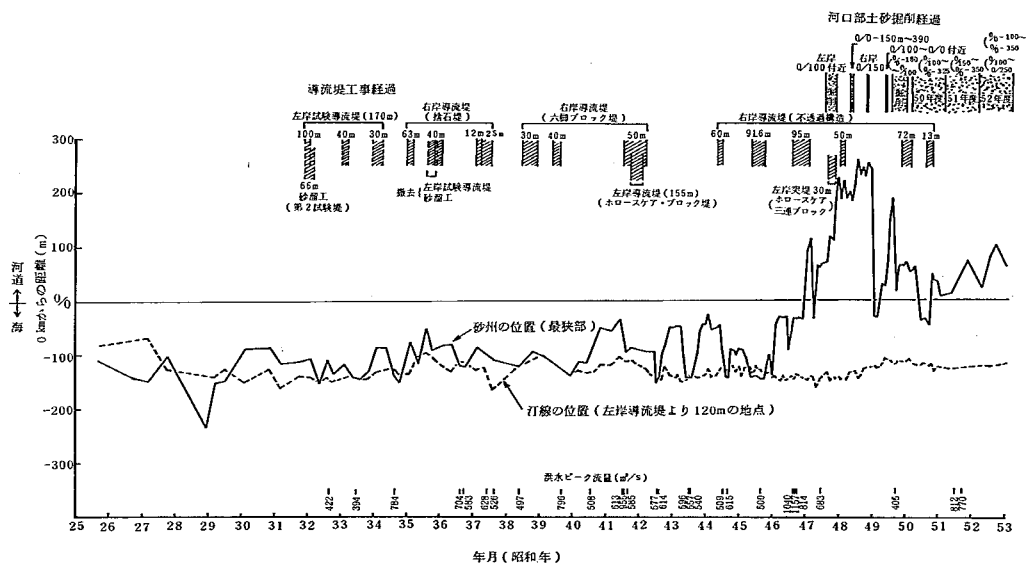


図 - 2.9 河口最狭部と左岸側汀線の経年変化

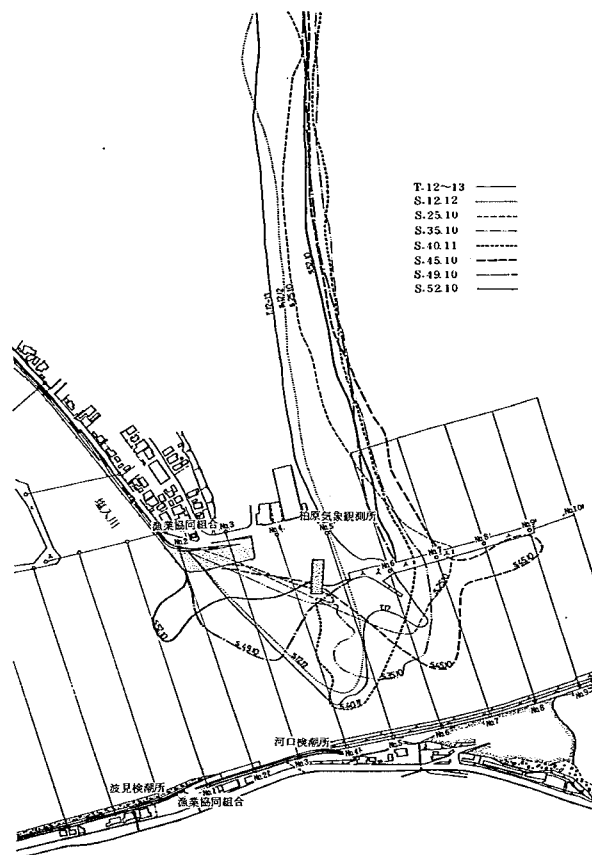


図 - 2.10 砂州及び汀線形状の長期的変化

2.2.1 不等流計算

水面形の方程式はベルヌーイの式を階差表示したものであって、基準面よりの全エネルギーの変化率を河床の摩擦抵抗と関連づけて表すと次のようになる。

$$\Delta \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + h \cos \theta + z \right) = - \overline{S_f} \Delta x \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 Q は流量、 A は流水断面積、 h は水深、 z は河床高、 θ は河床面とエネルギー基準面とのなす角、 g は重力加速度、 α はエネルギー補正係数、 $\overline{S_f}$ は摩擦勾配、 Δx は対象とした断面間の距離である。

さらに、河床のせん断応力に基づく流水抵抗を、レイノルズ数の大きさによる変化量が小さく、また河床状態によりほぼ一義的に決定される抵抗係数、たとえばマンニングの粗度係数 n を用いて表すと、

$\overline{S_f}$ は次のように表示される。

$$\overline{S_f} = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 R は径深である。

したがって、ある基準断面における流量及び水位が既知であれば、式(1)及び(2)より順次各断面の水位を計算することが可能となるが、常流においては下流より上流へ向かって計算をすすめねばならない。

いま、河口部付近の流れに式(1)及び(2)を適用する場合、一般にこのような計算の出発地点をいずれに選ぶかが重要となる。さらに、不等流計算を沖合より始めるときには、洪水流が流下する断面、すなわち仮想河道を設定する必要がある。

まず、仮想河道の設定では、海域における流水の広がり角 θ を選定しなければならない。図-2.11は、このような広がり角 θ の効果を、長さ $L = 400\text{m}$ 、間隔 $B = 250\text{m}$ の導流堤において、流量 $Q = 2100\text{m}^3/\text{sec}$ を対象とするとともに、水位の出発地点を沖合 -2km として検討したものである。ただし、各地点の断面特性としては、計画河道及び後述の図-2.21に示されるような河床

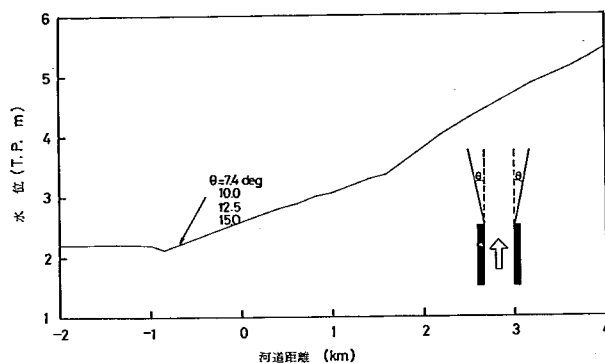


図-2.11 流水の広がり角の効果

状態を選定するとともに、式(1)における断面間隔は $\Delta x = 200\text{m}$ としている。また、導流堤には不透透構造のものを想定し、さらに流水は導流堤を越流しないものとしている。

図より、広がり角 θ が $7.4 \leq \theta \leq 15.0 \text{ deg}$ の範囲内では、 θ の効果がほとんど無視できることが知られる。したがって、以後の計算においては、一応二次元自由噴流の広がり角 $\theta = 7.4 \text{ deg}$ ⁶⁾ を便宜上用いることとする。

また、図-2.11にみられるように、 -1km より沖合の水位変化はほとんどなく、水位の出発地点は -1km 以遠にとればいずれにとってもよいことになる。したがって、本計算においては、硯石潮位観測所に相当する沖合 -2km を出発地点として採用することとする。

2.2.2 波の変形⁷⁾

(1) 浅水における波の変形

一般に、水深が小さくなると波高も減衰するが、このときの波高 H は沖波波高 H_0 に浅水係数 K_s を乗ずることによって得られる。ここに、浅水係数 K_s は、沖波の波長を L_0 、水深 h の地点における波長を L とすると、次のように与えられる。

$$K_s = \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{L}{L_0}} \sqrt{\frac{\sinh(4\pi h/L)}{\sinh(4\pi h/L) + (4\pi h/L)}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

なお、 L と L_0 との間には

$$\frac{L}{L_0} = \frac{C}{C_0} = \tanh(2\pi h/L) \quad \dots(4)$$

が成立し、これらの関係を示すと図-2.12 のようになる⁷⁾。ここに、 C_0 及び C は、それぞれ、沖波及び水深 h の地点における波の波速を表している。

(2) 回折

回折に伴う波高の変化は、光の回折理論を水の波に適用した理論⁸⁾より算定されるが、ここではこのようにして得られた回折図を示すことにする。図-2.13(a)及び(b)は、構造物による波の完全反射を想定したものであって、図中に示された回折係数 K_d を入射波高に乘ずることによって回折後の波高が求められる。

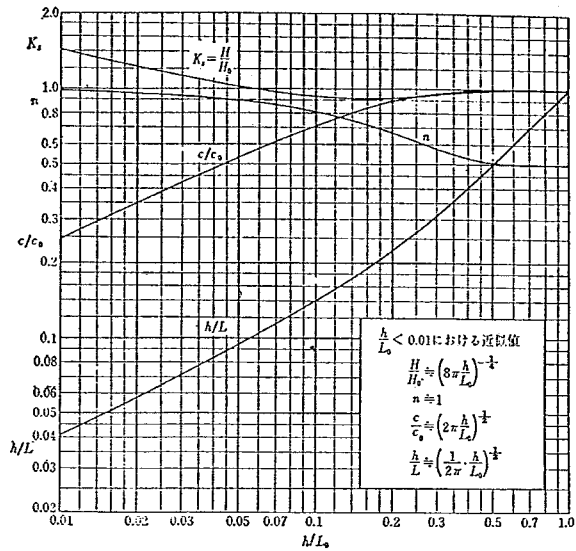


図-2.12 浅水における波の変形（水理公式集昭和46年度改訂版より）

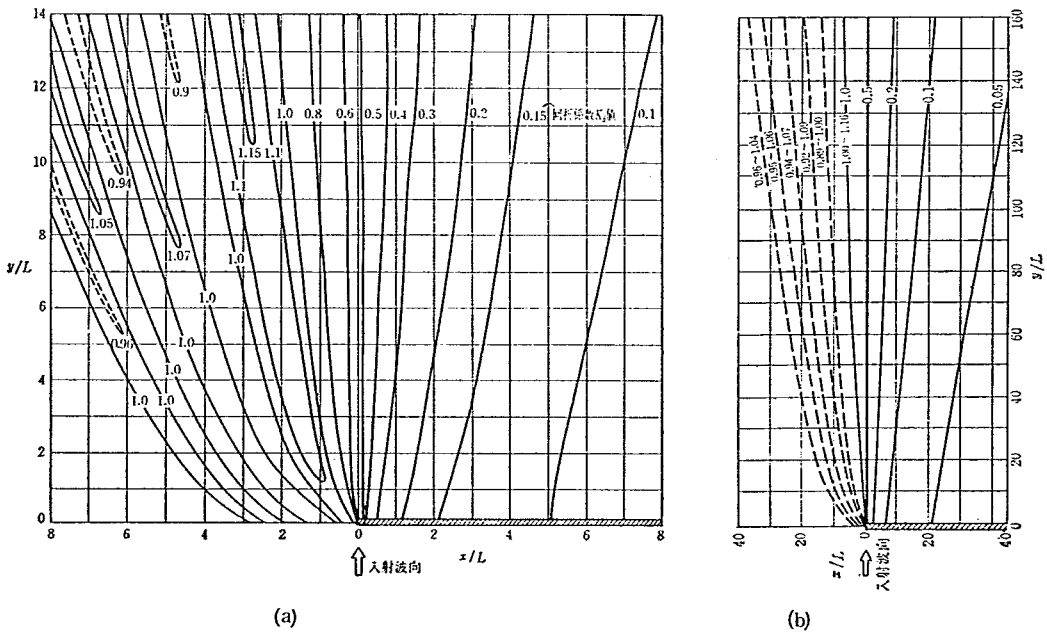


図-2.13 半無限防波堤による回折図（水理公式集昭和46年度改訂版より）

(3) 碎 波

海浜変形，とくに砂の移動を考える場合，碎波水深は極めて重要であって，碎波水深 h_b と相当沖波波高 H'_0 との関係については，従来の実験値及び理論計算によりかなり明らかにされている。たとえば，図-2.14 は， h_b と H'_0 との関係について図示したものであって⁹⁾，図より碎波水深の概略値が知られる。なお，図中の K_f ， K_d 及び T は，それぞれ，水底摩擦による波高減衰率，屈折係数及び周期を表している。

また，河川内へ侵入する波の波高変化を予測するためには，碎波後の波高変化に関する知識が必要となるが，これらについては，堀川・郭¹⁰⁾により図-2.15 のような実験曲線が得られている。

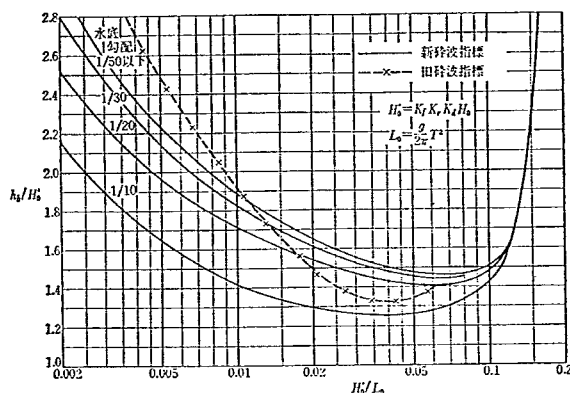


図-2.14 碎波水深と相当沖波波高との関係（合田⁹⁾の結果を示した水理公式集昭和46年度改訂版より）

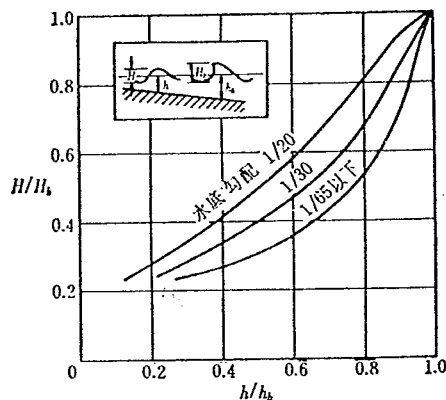


図-2.15 碎波後の波高変化（堀川・郭¹⁰⁾の結果を示した水理公式集昭和46年度改訂版より）

2.3 模型実験

2.3.1 相似律

模型実験により水理的検討を行う場合，相似律の問題が重要となる¹¹⁾。すなわち，現地の現象を完全に模型上で再現することは困難であって，相似律により現象を支配する条件を明確にし，種々の水量に関する模型縮尺を決定しなければならない。

現地と模型との間に相似性が保たれるためには，

- 1) 幾何学的相似
- 2) 運動学的相似
- 3) 力学的相似

のいずれもが満足される必要があるにもかかわらず，一般に，1) 及び 2) の条件が比較的容易に満足されるのに対し，3) の条件を完全に満たすことはむずかしい。すなわち，各種水理現象はニュートンの運動法則

$$F = ma \quad \dots\dots\dots (5)$$

によって記述されるが、現象に関与する力には圧力、重力、粘性力、表面張力、弾性圧縮力など種々のものがあって、式(5)の左辺は単一項のみによって表示されとは限らない。したがって、現地と模型との間で、各項の比をすべて一定にするという完全相似の達成は困難であり、実際上は取り扱う現象のなかで卓越する力のみを重視せざるを得ない。

一般に、レイノルズ数が極めて大きい開水路流れにおいては、式(5)左辺の各項のうち重力項 $\rho g L^3$ が卓越し、また右辺の慣性力を $\rho L^2 U^2$ で表すと、現地及び模型に関する式(5)より、

$$\frac{\rho_p g_p L_p^3}{\rho_m g_m L_m^3} = \frac{\rho_p L_p^2 U_p^2}{\rho_m L_m^2 U_m^2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

すなわち、フルードの相似則

$$\frac{U_p}{g_p L_p} = \frac{U_m}{g_m L_m} \quad \dots\dots\dots (7)$$

が満足される必要がある。ここに、 L は代表長、 U は代表速度、 g は重力加速度、 ρ は密度であり、また添字 p 及び m は、それぞれ、現地 (prototype) 及び模型 (model) の水理量を表している。

いま、フルードの相似則を適用すると、重力加速度 g はいずれの地点においてもほぼ一定であるとみなされるため、模型の縮尺は式(7)を用いてそれぞれ次のように決定される。

$$\left. \begin{aligned} L_r &= L_p / L_m \\ U_r &= U_p / U_m = L_r^{1/2} \\ T_r &= T_p / T_m = L_r^{1/2} \\ Q_r &= Q_p / Q_m = L_r^{5/2} \\ n_r &= n_p / n_m = L_r^{1/6} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 T は時間、 Q は流量、 n はマンニングの粗度係数であって、以後においては、とくに断らない限り、実験結果の説明では式(8)により現地の値に換算されたもので表示されている。

なお、移動床模型により実験を行う場合、1)幾何学的相似及び2)運動学的相似の条件すら満足できなくなることが多い。たとえば、河床材料の粒径及び沈降速度に対して、条件1)、2)の双方を満たすためには極めて微細な砂粒が必要となり、入手に多くの困難性を生ずる。また、砂粒レイノルズ数も極端に小さくなり、レイノルズ数の効果を見捨てることができず、実験結果に重大な影響を与えることになる。したがって、このような場合にはさらに相似性の条件を緩和し、通常、沈降速度を重視した一種の歪模型を採用することが多い。

2.3.2 模型の概要

本検討で対象とする区域は、河道部から埋立地沖までとかなり広く、唯一の模型により埋立法線及び導流堤形状に基づく洪水位、流況、河床変形、波の変形などを検討することはむずかしい。したがって、本報告では導流堤形状の効果に着目するとともに局所的な特性に重点を置いた大型模型

実験（土木研究所で実施），及び埋立法線の効果に着目するとともに全体的な特性に重点を置いた小型模型実験¹²⁾（九州地方建設局大隅工事事務所で実施）により種々の水理現象を検討することとした。いま，これら二種の模型の概要について簡単に述べると以下のようなものである。

(1) 大型模型

大型模型は縮尺 $L_r = 50$ の移動床模型であって，式(8)より他の水理量の縮率はそれぞれ次のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} U_r &= T_r = 7.07 \\ Q_r &= 1.77 \times 10^4 \\ n_r &= 1.92 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

模型の概要を示すと図-2.16 のようであって，本川河道部の模型範囲は 0 km より 3.2 km までであり，また海浜部については，汀線方向に 900 m（現河口部左岸側に 550 m，右岸側に 180 m），沖合方向に 1750 m が模型範囲とされている。

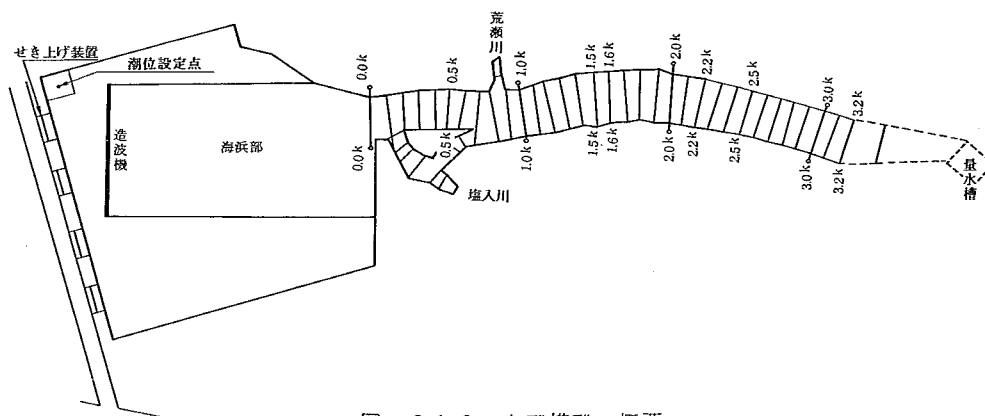


図-2.16 大型模型の概要

一方，移動床用材料としては，沈降速度の相似性を重要視して石炭粉が採用されている。すなわち，現地河道部における砂粒（平均粒径 1.1 mm）の沈降速度が $w_{op} = 10 \text{ cm/sec}$ であることより，模型においては，

$$w_{om} = w_{op} / U_r \approx 1.5 \text{ cm/sec} \dots\dots\dots (10)$$

の河床材料が必要となり，この条件を満足するものとして石炭粉が選定された。図-2.17 は，実験に用いた石炭粉の粒径加積曲線を示したものであって，平均粒径は $d_m = 0.032 \text{ cm}$ ， $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.4$ である。

また，河床材料の整形においては，本川を現況河道あるいは計画河道のいずれかとするとともに，高水敷上には玉砂利（平均粒径 $d_m = 5 \text{ mm}$ ）を敷きつめ，石炭粉の移動量が少なくなるようにさ

れている。一方、海浜部については、T.P. - 8mの深さまで現地（昭和44年8月）と相似に整形し、約1/33の勾配で平面水槽床版（T.P. - 2.0m）にすりつけられている。

さらに、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、海浜部模型の外周にめぐらされた平面水槽の水位により目標の値に設定されている。なお、流量は、四角ぜきを有する量水槽の越流水深が所定の値となるように、高水槽からの送中管途中に設けられた流量調節用バルブにより設定され、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、及び平面水槽用給水管からの補給により調整されている。

また、波浪実験に使用される造波装置は、幅6mの造波板を有するベンジラム形式の可動型平面造波機であって、この実験では三基連結して用いられている。波の入射方向については、2.1.2でも述べたように、東方向が卓越していることが知られたので、造波機を図-2.16のように設置することにより、東方向の波が与えられている。なお、このときの潮位は平均潮位（T.P. 0.3m）に設定されている。

(2) 小型模型¹²⁾

小型模型は、流況及び流出土砂の堆積傾向を埋立形状と関連づけて把握することを目的としているため、模型範囲は広い方が好ましく、縮尺は $L_r = 300$ とされている。したがって、各種水理量の縮尺は式(8)より次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} U_r &= T_r = 17.3 \\ Q_r &= 1.56 \times 10^6 \\ n_r &= 2.59 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

現地河川の粗度係数は $n_p = 0.033$ （m-sec単位）であることから、式(11)の第3式より、模型の粗度係数は、

$$n_m = n_p / n_r = 0.013 \text{ (m-sec単位)} \dots\dots\dots (12)$$

としなければならない。したがって、小型模型はモルタル製固定床で製作するとともに、ペイント塗装を施すことにより河床面の表面抵抗を小さくする努力がなされ、また河道部高水敷についても、細砂をニスで固着する方法により、比較的滑らかな形状とされている。

なお、模型の概要は図-2.18に示されるようであって、模型範囲は、河道部については0~1.5km、海浜部については汀線方向に1.8km、沖合方向に6kmとされている。ただし、海浜部につい

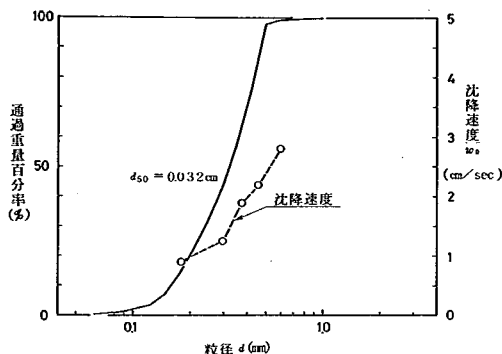


図-2.17 石炭粉の粒径加積曲線

ては沖合 2.1 km 付近までが現地と相似に製作され、約 1/10 の勾配で平面水槽床版 (T.P.-120m) にすりつけられている。

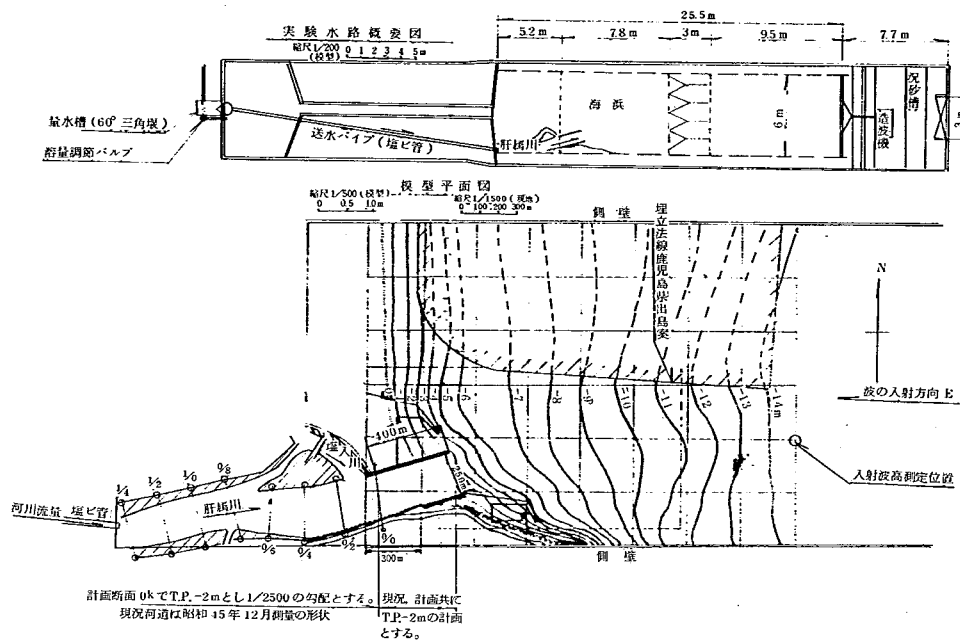


図 - 2.18 小型模型の概要

一方、土砂の堆積傾向を検討するために必要となる実験材料の沈降速度 w_{om} は、

$$w_{om} = w_{op}/U_r = 1.0 \text{ cm/sec} / 1.73 \approx 0.6 \text{ cm/sec} \quad \dots\dots\dots (13)$$

と与えられる。したがって、この実験ではおがくず ($w_o = 0.67 \text{ cm/sec}$) が用いられており、その粒径加積曲線は図 - 2.19 に示されるようである。

また、河川流量は、三角ぜきを有する高水槽より塩化ビニール製パイプにより導かれ、潮位は、潮位調節用ゲート及び給水装置により所定の値に設定されている。

さらに、波浪実験においては、幅 6 m の造波板を有する固定式フラッター型の造波機が使用され、大型模型と同様に、河口部付近には東方

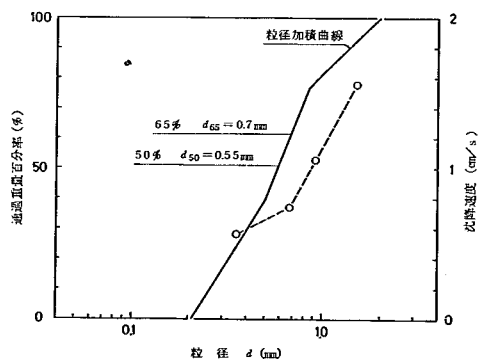


図 - 2.19 オガクズの粒径加速曲線

向の波が与えられている。

(3) 実験の概要

実験はいずれにおいても、まず洪水実験を行い、次に洪水後の河床状態のもとで波浪実験を実施して、導流堤形状あるいは埋立法線の効果を把握しようと努めている。

測定項目は、洪水実験については流量、水位、潮位、河床高、流況等であり、波浪実験については流量、潮位、波高、周期、河床高、流況等である。四角せきにおける流量は板谷・手島公式により、また三角形せきにおいては渡辺公式によりそれぞれ算定されており、水位あるいは潮位はサーボ式水位計及びポイントゲージにより、波高は容量式波高計及びスケールにより、さらに河床高はスケールによりそれぞれ計測されている。また、流況は、流水に染料を投入し、これを気球あるいはローリングタワー上から写真撮影することにより計測されている。

表-2.4 実験水理条件

実験ケース	導流堤	埋立	河道	導流堤内	流量	潮位	波高	周期	時間 (模型値)
	m				m ³ /s	T.P.m	m	sec	時間
L1-A	1200	陸続き	計画	計画	2100	0.3	—	—	—
L1-B ₁	1200	陸続き	L1-A	L1-A	26	0.3	0.98	7	20
L1-B ₂	1200	陸続き	L1-B ₁	L1-B ₁	26	0.3	2.11	11	5
L2-A	1200	出島	現況	計画	2100	0.3	—	—	—
L2-B	1200	出島	L2-A	L2-A	26	0.3	1.03	7	45
L3-B ₁	840	なし	計画	堆積	26	0.3	0.99	7	30
L3-A	840	なし	L3-B ₁	L3-B ₁	2100	2.2	—	—	—
L3-B ₂	840	なし	L3-A	L3-A	26	0.3	1.01	7	19
L4-A	400	なし	計画	計画	2100	2.2	—	—	—
L4-B	400	なし	L4-A	L4-A	26	0.3	1.30	7	20
L5-A	400	陸続き	計画	計画	2100	0.3	—	—	—
L5-B	400	陸続き	L5-A	L5-A	26	0.3	1.17	7	20
L6-A ₁	400	陸続き	現況	計画	1160	0.3	—	—	—
L6-A ₂	400	陸続き	L6-A ₁	L6-A ₁	1160	0.3	—	—	—
L6-B	400	陸続き	L6-A ₂	L6-A ₂	26	0.3	1.13	7	20
L7-A	400	陸続き	現況	計画	1600*	0.3	—	—	—
L7-B ₁	400	陸続き	L7-A	L7-A	26	0.3	1.13	7	4
L7-B ₂	400	陸続き	L7-B ₁	L7-B ₁	26	0.3	1.50	9.2	27
S1-A	400	出島	現況	計画	1600*	0.3	—	—	—
S1-B	400	出島	現況	計画	0	0.3	3.08	12	—
S2-A	400	なし	現況	計画	1600*	0.3	—	—	—
S2-B	400	なし	現況	計画	0	0.3	3.08	12	—
S3-A	400	出島	計画	計画	2100*	0.3	—	—	—
S3-B	400	出島	計画	計画	0	0.3	3.08	12	—
S4-A	400	なし	計画	計画	2100*	0.3	—	—	—
S4-B	400	なし	計画	計画	0	0.3	3.08	12	—

注1：*) 定流

注2：時間以外の数値は現地換算値

2.3.3 実験水理条件

実験水理条件の選定にあたっては、次の事項が前提とされている。すなわち、洪水水位あるいは導流堤内及び近傍の砂州形成に対する埋立形状の効果はほとんど無視されるものとし、大型模型では陸続き式埋立地を、また小型模型では海水循環に関する実験条件^{*})と一致させるため出島式埋立地を、それぞれ基本として実験がすすめられている。

表-2.4は実験水理条件の一覧表であって、実験シリーズL及びSは、それぞれ、大型模型(Large)及び小型模型(Small)での実験を表している。また、実験番号中の添字については、Aが洪水水位、洪水流況及び土砂の流出・堆積状況などに着目した洪水実験を、Bが砂州の形成過程、平水流況及び波高分布などに着目した波浪実験をそれぞれ表している。なお、表中現況河道とは昭和45年12月現在の河道を、計

画河道とは昭和51年3月策定の河道を意味しており、また導流堤内計画(図-2.20)とは九州地方建設局の提案した断面、すなわち0kmでT.P. -2.0m、勾配1/2500の河床面を想定し、これより高い部分のみを掘削したものであり、導流堤内埋没(図-2.21)

とは上記のように掘削した断面が河川から流出した土砂により導流堤内が1/2500、先端よりT.P. -6mまでが1/70、さらに沖合が1/200の勾配をもつ地形に変化したものを想定したものである。また、導流堤長 $L=1200$ mは鹿児島県が提案したものであり、 $L=400$ mは九州地方建設局が提案した $L=840$ mを洪水処理の観点から修正したものである。

なお、表-2.4は実験水理条件を

主体に考えたものであり、各ケース間の関係はあまり明確でない。そこで、実験条件を中心に書き直すと表-2.5のようになり、各実験ケース間の対応関係を簡単に説明すると次のようになる。

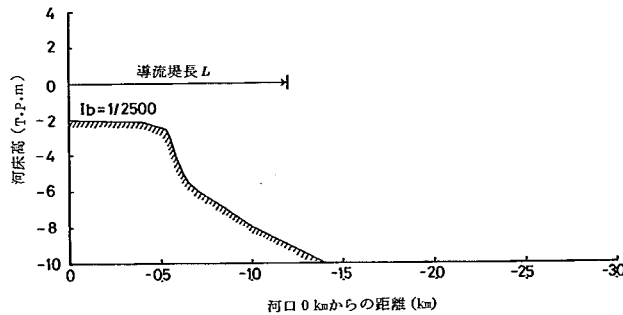


図-2.20 導流堤内計画

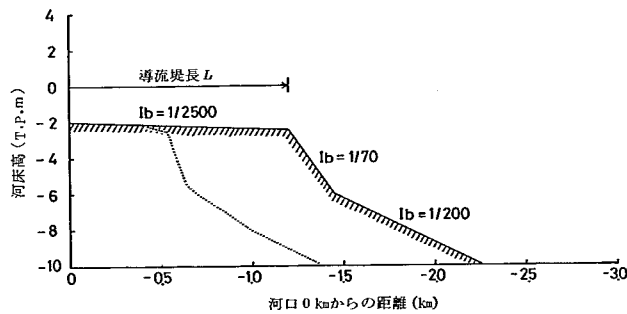


図-2.21 導流堤内埋没

*) 運輸省港湾技術研究所で実施

まず、実験 L1 と L2 とは埋立形状の効果及び河道条件の影響を比較検討するためのものであり、L3 と L4 あるいは L1 と L4 との比較より導流堤長の効果が明らかとなる。

つぎに、実験 L4 と L5 とは埋立の有無を比較しようとしたものであって、両者の検討より埋立計画が河口処理に及ぼす効果について知見が得られよう。

さらに、定流実験と不定流実験との比較は実験 L6 と L7 とより可能となり、L5 と L6 とからは河道条件の影響も知られる。

また、実験 L7 と S1 とを較べることにより大型模型と小型模型との比較ができ、L4 及び L5 あるいは S1～S4 より流出土砂の長期的な堆積傾向について検討が行われる。

一方、実験 S1 と S2 あるいは S3 と S4 との比較より埋立の有無による水理現象の相異を把握することができ、S1 と S3 あるいは S2 と S4 との比較より河道条件の影響が知られる。

以上の対応関係をまとめると表-2.6 のようになる。

表-2.5 実験水理条件の比較

導流堤	実験条件		埋立有		埋立無
	河道	洪水	陸続き	出島	
L=1200m	計画	不定流	L1		
	現況	不定流		L2	
L=840m	計画	不定流			L3
L=400m	計画	不定流	L5		L4
		定流		S3	S4
	現況	不定流	L6		
		定流	L7	S1	S2

表-2.6 実験ケース間の対応関係

L1													
L2	埋立形状 河道条件												
L3													
L4	導流堤長		導流堤長										
L5				埋立の有無									
L6					河道条件								
L7						堆積傾向							
S1							L-Sの比較						
S2								埋立の有無					
S3								河道条件					
S4				堆積傾向					河道条件	埋立の有無			
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	S1	S2	S3	S4		

3. 問題点の把握

3.1 洪水位

3.1.1 鹿児島県案と九州地方建設局案

(1) 不等流計算による検討

洪水位について、まず不等流計算により検討を行うと次のようである。ただし、河道条件としては河口（0 km）より上流側については計画断面を使用し、導流堤内は計画断面（0 kmにおいてT.P. -2mを通る勾配 $I = 1/2500$ の平面よりも浅い部分を掘削したもの、図-2.20参照）とした場合、及び流出土砂により河床が上昇した場合（導流堤内における上記平面より深い部分が流送土砂により埋没したと想定するもので

あって、現在の海底地形を考慮して導流堤先端からT.P. -6mまでは勾配 $I = 1/70$ 、これより深い部分については $I = 1/200$ となることを仮定している、図-2.21参照）の二種類の境界条件を選定して計算を試みている。

なお、計算において必要となる粗度係数としては、計画値であるマンニングの粗度係数 $n = 0.033$ （m-sec単位）を選定するとともに、現況河道については、別報（土木研究所資料第1445号）において詳述するように、計画高水流量を疎通する能力をほとんど有しないため、本報告では省略することとする。

a) 鹿児島県案

図-3.1(a)及び(b)は、それぞれ、埋立形状を陸続き案（図-1.3(a)）及び300m出島案（図-1.3(b)）とし、計画高水流量（ $Q = 2100 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）に対して出発水位をT.P.

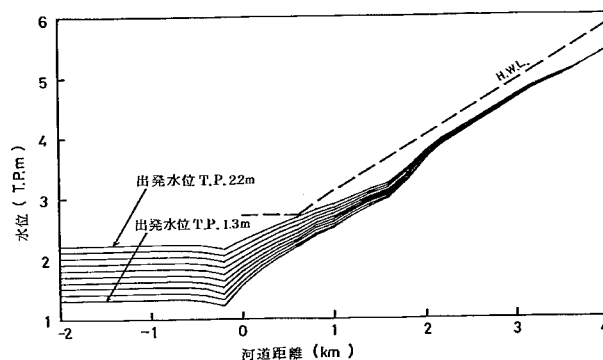


図-3.1(a) 鹿児島県案導流堤における洪水位
（陸続き式、導流堤内計画）

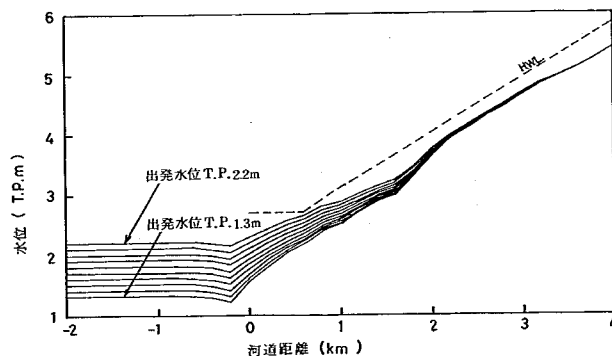


図-3.1(b) 鹿児島県案導流堤における洪水位
（出島式、導流堤内埋没）

1.3 m から T. P. 2.2 m まで 0.1 m 間隔で変化させた場合の計算水位であって、いずれにおいても破線で示した計画高水位を越えていない。したがって、計画実施直後においては洪水水位に関して問題点は指摘されない。

なお、両図を比較しても明らかのように、埋立法線形状の差異に基づく効果は顕著でない。したがって、以下においては、導流堤の形状のみについて洪水水位の検討を行うこととする。

さらに、図-3.2 は、導流堤内埋没の条件のもとで、図-3.1 と同様に、種々の出発水位について示したものであって、出発水位を朔望平均満潮位 T.P. 1.2 m に偏差 1 m を加えた T.P. 2.2 m とした場合には、0.6 km 付近において計画高水位を上まわる計算値が得られている。したがって、洪水水位を考慮して右岸導流堤を 12.5 度開いた場合においても、導流堤長を約 1200 m とすると将来洪水水位が計画高水位を越える可能性があることが知られる。

b) 九州地方建設局案

計画の安全性を考慮した場合、導流堤内の形状としては埋没状態を想定した方が妥当と考えられるため、図-2.21 のような断面形についてのみ検討を行う。図-3.3 は、a) の場合と同様にして、種々の出発水位に関する洪水水位について図示したものであって、T.P. 2.2 m では 0.6 km 付近において計画高水位を越える可能性があることが示唆される。ただし、九州地方建設局案においては埋立計画が対象とされていないため、図-3.3 でも埋立地は存在しないものとして計算が実行されている。しかしながら、図-1.3 に示された埋立地が洪水水位に及ぼす影響は極めて少なく、図-3.3 の結果は埋立計画を考慮した場合にも充分適用されるものである。

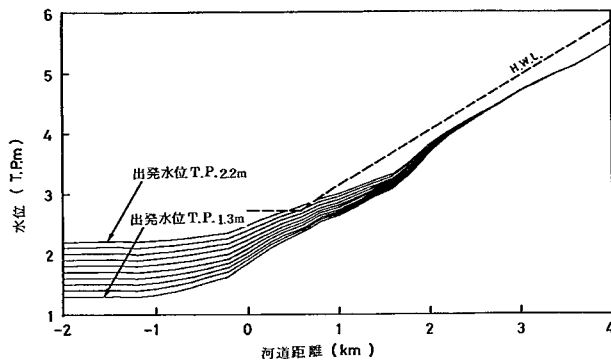


図-3.2 鹿児島県案導流堤における洪水水位
(陸続き式埋立地、導流堤内埋没)

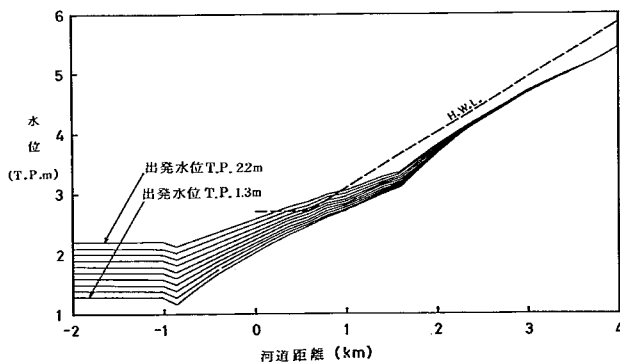


図-3.3 九州地方建設局案導流堤における洪水水位
(埋立地なし、導流堤内埋没)

(2) 模型実験による検討

a) 鹿児島県案

模型実験では流出土砂の堆積傾向及び砂州の形成状況を把握することにその重点を置いていたため、実験ケース L 1、L 2 のいずれにおいても流出土砂が多くなるように外海潮位は平均潮位 T.P. 0.3m に設定されている。したがって、模型実験からは平均潮位の場合について洪水位を検討することとし、これと不等流計算結果とを比較することにより、(1) で述べた事項の信頼性を高めることとする。

図-3.4(a) は実験ケース L 1 (陸続き式埋立地、計画河道に計画高水を通水したもの) における水位・時間曲線を示したものであって、外海潮位が低いためいずれの地点においても計画高水位を越えていない。また、図-3.4(b) は流量が最大値を示した時刻における実験水位と不等流計算による計算水位とを比較したものである。計算水位の算定にあたっては、断面特性として洪水前の計画断面形状を用いているため、実験値との適合性は必ずしもよくないが、実験値と計算値とは比較的よく一致しており、T.P. 2.2m に関する(1)の結果はかなりの信頼性があるものと考えられる。

一方、図-3.5(a)及び(b)は、それぞれ、実験ケース L 2 (300m 出島式埋立地、現況河道に計画高水を通水したもの) における水位・時間曲線及び水位縦断曲線を示したものであって、現況河道の場合には外海潮位が平均潮位程度であっても計画高水位を越える可能性があることが示されている。なお、図-3.5(a)において、実験開始直後の水位はかなり高い値を示しているが、これは実験初期において潮位の設定が高すぎたため(模型で約26mm)であろう。

b) 九州地方建設局案

九州地方建設局案に関する検討では、実験においても計画の安全性を期すため危険側の条件、すなわち導流堤内が埋没した状態を想定するとともに、設定潮位としては T.P. 2.2m を採用している。さらに、河道部は計画断面として計画高水を通水させた結果が図-3.6(a)であって、0.6km 地点の実験水位は計画高水位を越えており、不等流計算から類推された結果と一致している。

さらに、図-3.6(b)は、流量ピーク時における水位縦断曲線を示したものであって、計算水位と実験水位とはいずれの地点においても比較的よく一致しており、不等流計算による(1)の結果の妥当性がうかがわれる。なお、図-3.6(b)には、洪水・波浪実験後、流量 $2100 \text{ m}^3/\text{sec}$ の定流を流下させた結果も併示されており、不等流計算による検討がかなり有効であることが知られる。

以上の結果、鹿児島県が示した導流堤では、現況河道において問題があるばかりでなく、計画河道としても流出土砂により河床が上昇することを考慮すると将来に問題を残し、またこのような問題は九州地方建設局案に対しても指摘され、①導流堤を短くする、②導流堤をさらに開く、③導流堤内を浚渫する、④計画高水位を高める、等の対策が必要となろう。

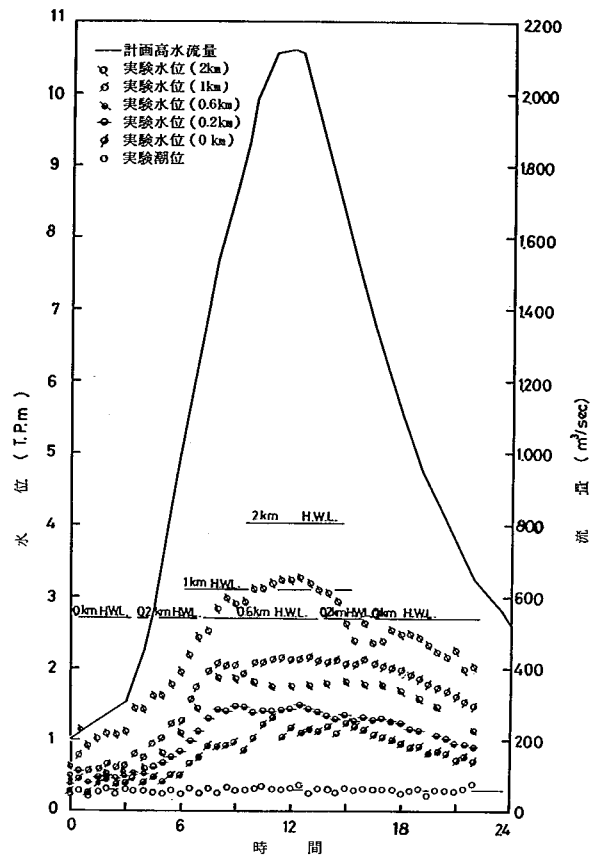


図-3.4 (a) 水位・流量一時間曲線 (実験ケース L 1)

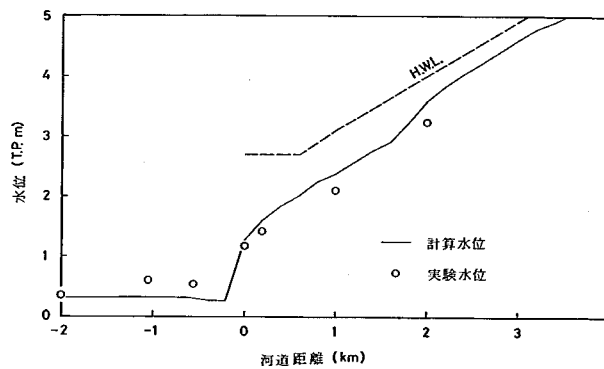


図-3.4 (b) 水位縦断曲線 (実験ケース L 1)

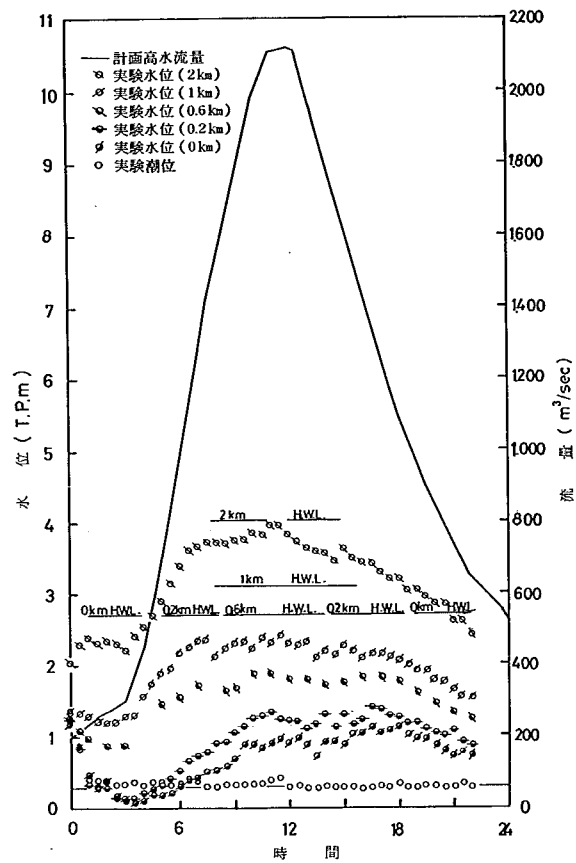


図-3.5 (a) 水位・流量—時間曲線 (実験ケース L 2)

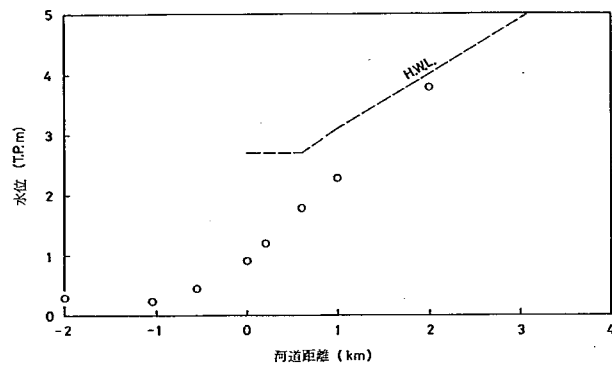
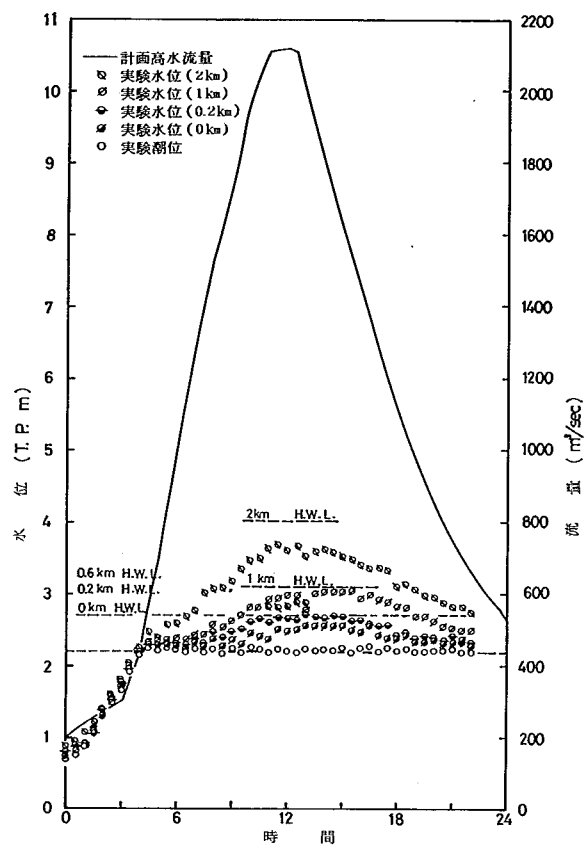
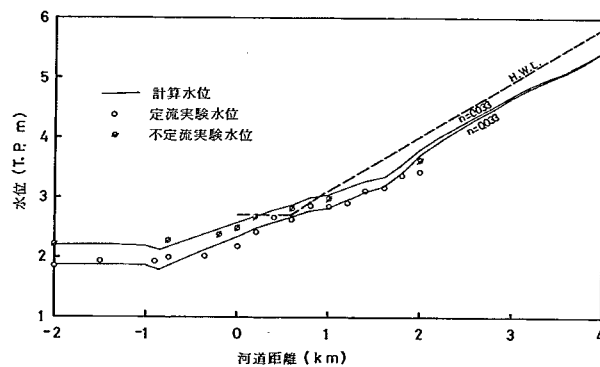


図-3.5 (b) 水位縦断曲線 (実験ケース L 2)



図一 3. 6 (a) 水位流量一時間曲線 (実験ケース L 3)



図一 3. 6 (b) 水位縦断曲線 (実験ケース L 3)

3.1.2 導流堤形状に関する修正案

前項で述べた対策のうち、②導流堤をさらに開く、という方法については、

- ④ 開度をさらに広角にしても、実際の洪水時には開いた導流堤近傍に死水域が存在し、有効河積の増大はあまり期待されない、
- ⑤ 河積が増大しても、その結果掃流力が低下し、河口部付近における流出土砂の堆積が著しくなる、
- ⑥ とくに右岸側の導流堤を開くと卓越波（東方向）の侵入が著しくなる。そのため、護岸・根固め工及び船舶航行に対して悪影響を及ぼすとともに、河口砂州も形成されやすくなり、平水時における河口維持にとって好ましくない、

等の問題が生ずる。現在、一般に河口導流堤は平行にしたものが多いが、ここでも平行な導流堤を考えておいた方が無難であろう。

また、③導流堤内を現在の計画河床高 T.P. -2m よりさらに深く浚渫する方法は、洪水の疎通能力に対しては問題がないが、

- ④ 浚渫河床高の維持計画の検討、
- ⑤ 塩分侵入などの影響に関する調査、

等がまだ行われていない。

一方、④計画高水位を高める方法は、

- ④ 内水排除、
- ⑤ 支川処理、
- ⑥ 堤防の安全性の低下、

など治水上の問題が生ずる。

したがって、ここでは右岸の導流堤を左岸と平行にするとともに、長さを短くした導流堤についてその規模の妥当性を検討することとする。

(1) 不等流計算

河道部を計画とし、導流堤内が図-2.2.1のように埋没した場合を想定して、導流堤間隔を $B = 250\text{m}$

（九州地方建設局案）とした場合の導流堤長 L の効果について検討を行うと図-3.7 のようになる。図は、計画高水流量 $Q = 2100\text{m}^3/\text{sec}$ に対して出発水位を T.P. 2.2m とした場合

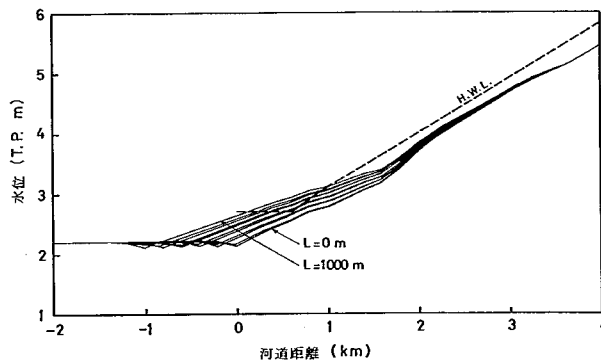


図-3.7 洪水水位に及ぼす導流堤長の効果

合の計算水位であって、導流堤長は $L = 0$ から 1000 m までの間について 200 m 間隔で選定されており、すべての地点で計画高水位以下であるためには、導流堤長 L がほぼ 400 m 以下でなければならないことが知られる。

したがって、以下においては図-3.8に示されるような導流堤長 $L = 400 \text{ m}$ をひとつの修正案として検討をすすめていくこととする。なお、 $L = 400 \text{ m}$ とした場合、導流堤先端水深は昭和53年2月時点で約 3.5 m となり、河口処理対策指針(案)に記されている条件(導流堤先端水深は 4 m 以上)をほぼ満足している。

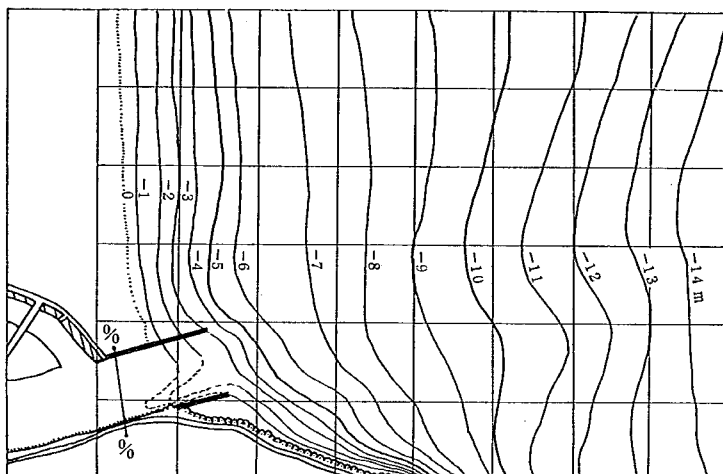


図-3.8 導流堤形状に関する修正案

(2) 模型実験による検討

不等流計算による検討に基づき、図-3.8のような形状をもつ導流堤について、移動床の大型模型実験により検討すると次のようになる。

a) 計画河道

実験ケースL4は、図-3.8に示された導流堤形状について基本的データを得るために、埋立地のない場合を想定したものであり、T.P. 2.2 m を外海潮位として実験が実施されている。

図-3.9(a)は水位・時間曲線を示したものであって、潮位が高いためいずれの地点においても、計画河道に関する実験ケースL1について示した図-3.4に較べ、かなり高い洪水位を記録している。なお、 0.6 km 及び 1 km 地点における実験水位は、流量ピーク時付近において計画高水位を越えており、計画河道とした場合の不等流計算結果(図-3.7)とは必ずしも一致していない。このような不一致の原因としては、高潮位に基づくエネルギー勾配の低下により河口部付近の掃流力が低下し、流量ピーク時前に河口部上流側の河床が上昇したことがあげられよう。

一方、図-3.9(b)は流量ピーク時における水位縦断面図を示したものであり、図-3.9(a)とともに、図-3.8に示されたような形状をもつ導流堤は実験からも最長規模であることが推測される。なお、図-3.9(b)においては、実験後の河道断面を用いた不等流計算結果との比較が望まれる。

次に、埋立地が存在する場合の洪水位について検討を加えることとする。

図-3.10(a)及び(b)は、それぞれ、陸続き式の埋立地に対して、図-3.8のような形状をもつ導流堤を設置した実験ケースL5における水位・時間曲線及び水位縦断面曲線を示したものであ

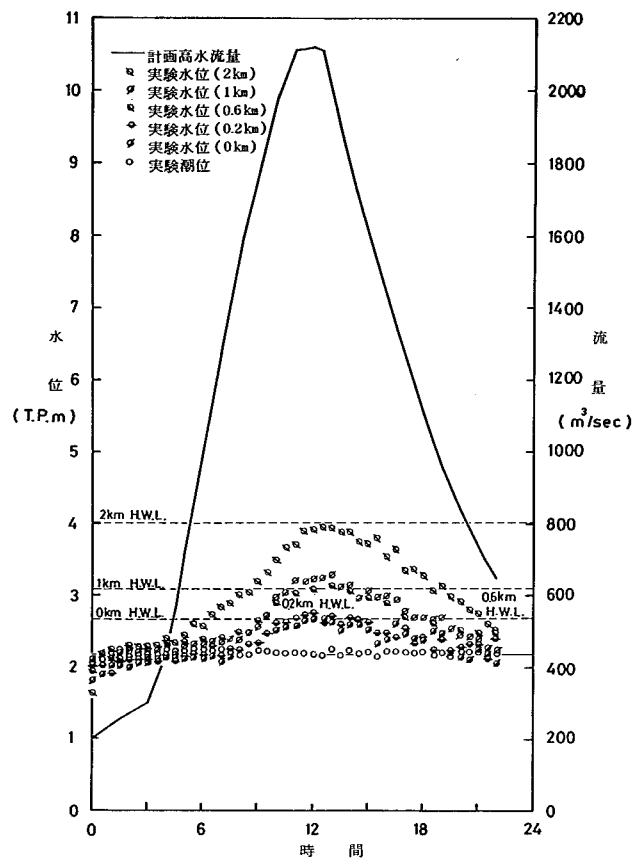


図-3.9(a) 水位・流量一時間曲線 (実験ケース L4)

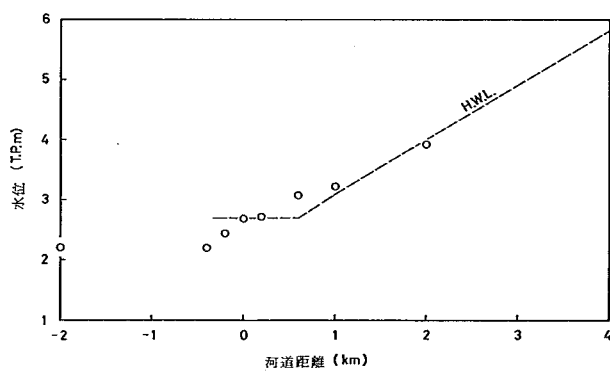


図-3.9(b) 水位縦断曲線 (実験ケース L4)

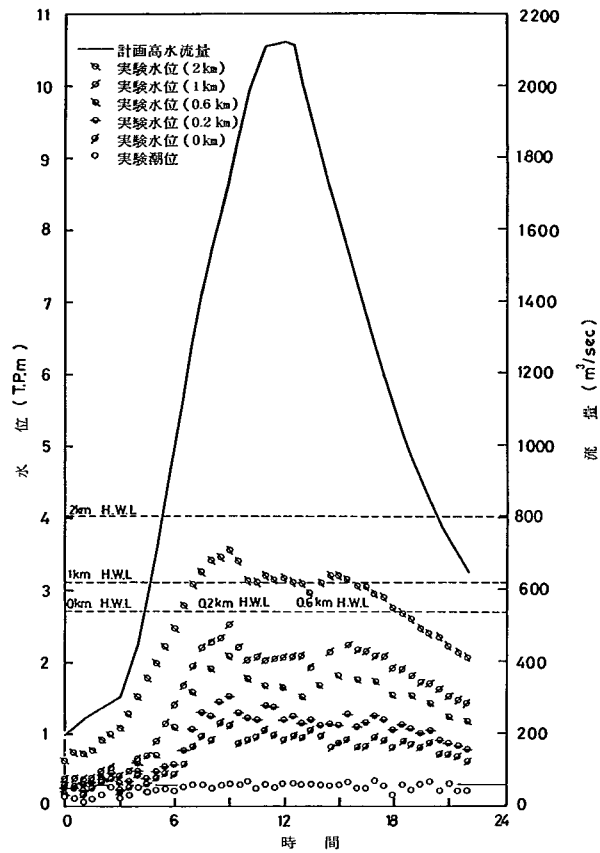


図- 3.10 (a) 水位・流量—時間曲線 (実験ケース L 5)

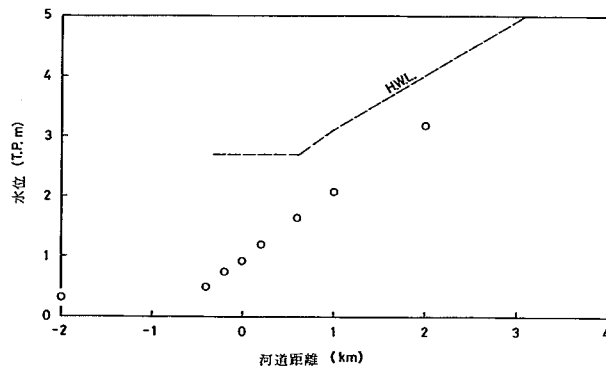


図- 3.10 (b) 水位縦断曲線 (実験ケース L 5)

て、外海潮位は T.P. 0.3m (平均潮位) に設定されている。なお、図-3.1 (a) 及び (b) の比較からも知られるように、洪水位に対する埋立形状の効果はほとんど無視されるため、実験ケース L5 の結果は出島式の埋立地に対しても適用できるものと考えられる。

図-3.1 0 (a) において、水位のピークは流量のピークよりかなり先に生じており、T.P. 2.2m を対象とした実験ケース L4 に較べ掃流力が大きく、河口部上流側の土砂が流量ピーク時にはかなり流出し、その結果水位が低下したものと推測される。

b) 現況河道

志布志湾開発はかなり具体化されている計画であるため、河道改修事業よりも早く埋立事業が実施される可能性が強い状況を鑑みると、現況河道についても考察をすすめる必要がある。したがって、以下においては、現況河道に 10 年確率程度の洪水が生起した場合及びさらに洪水が連続的に発生した場合、あるいは長期にわたる土砂流出を想定して検討を加えることとする。

近い将来を対象とした場合には生起確率の高い洪水を想定することも重要となるため、実験

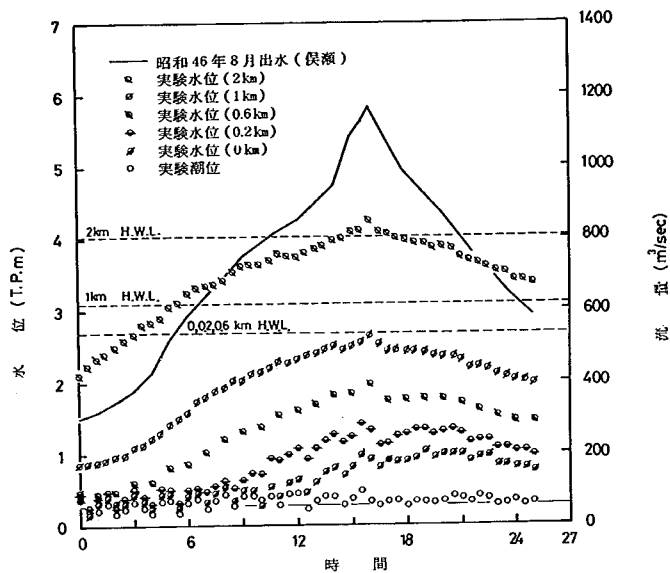


図-3.1 1 (a) 水位・流量一時間曲線
(実験ケース L6-1)

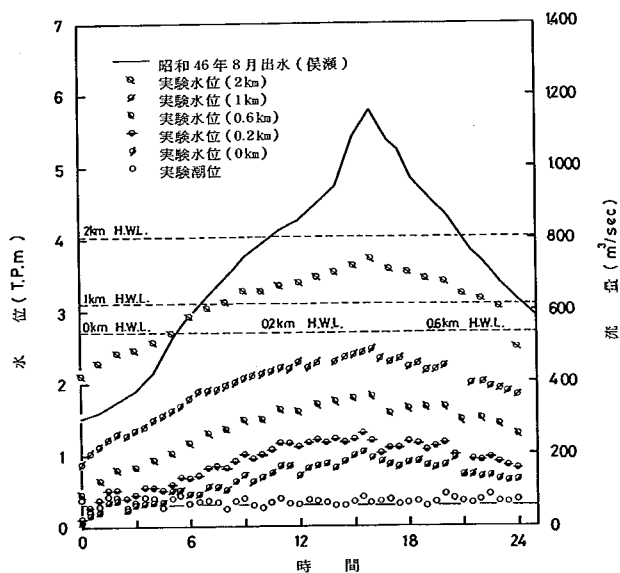


図-3.1 1 (b) 水位・流量一時間曲線
(実験ケース L6-2)

ケース L 6 では 10 年確率程度の洪水に相当する台風 7123 号出水（昭和 46 年 8 月）における既往洪水を対象とし、俣瀬地点での流量波形を二回通水したものである。なお、潮位については一定潮位（平均潮位）で実施されている。

図-3.1.1(a), (b) 及び (c) は、それぞれ、実験ケース L 6 における水位・時間曲線及び流量ピーク時の水位縦断曲線を示したものであって、現況河道の場合、導流堤間隔を広げ潮位が平均潮位程度であっても、約 $1000\text{m}^3/\text{sec}$ の流量により 2 km の地点では計画高水位程度となることが知られるとともに、潮位が低い場合には掃流力が大きく河床が低下し、二回目の出水時における水位は一回目に較べ若干低くなると予想される。

一方、図-3.1.2 は、30 年確率程度の $1600\text{m}^3/\text{sec}$ を定流で通水させた実験ケース L 7 における

水位縦断図を示したものであって、洪水により河口部上流側の河床が低下し、通水時間の増加とともに河道部の水位が低くなることが知られる。なお、通水 4 時間目（模型時間）の水位、河床高より評価したマンギの粗度係数は $n = 0.030$ (m-sec 単位) であって、現況河道での実測値と較べ妥当なようであり、本模型を用いた実験結果の有効性が確かめられる。

3.2 洪水流況

洪水時における流況について実験的に検討を加えると次のようになる。ただし、本報告書では埋立計画との関連に重点を置いているため、とくに導流堤内及び海域における洪水流況についてのみ考察することとする。

3.2.1 導流堤形状の効果

図-3.1.3 及び図-3.1.4 は、鹿児島県が提案した導流堤形状（図-1.3）における計画高水流

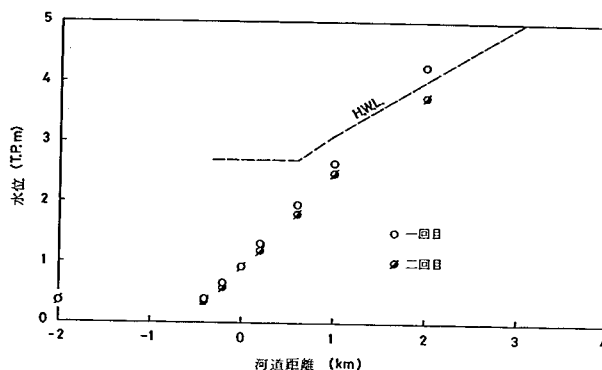


図-3.1.1(c) 水位縦断曲線（実験ケース L 6）

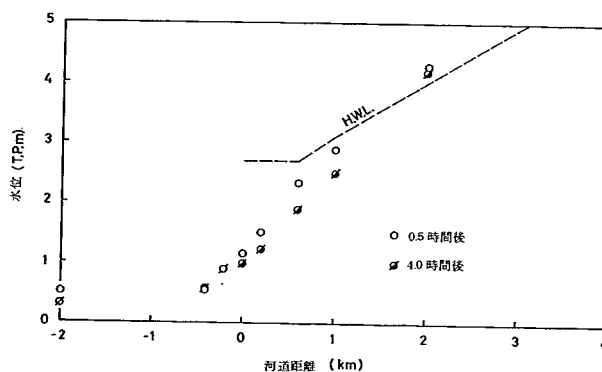


図-3.1.2 水位縦断曲線（実験ケース L 7）

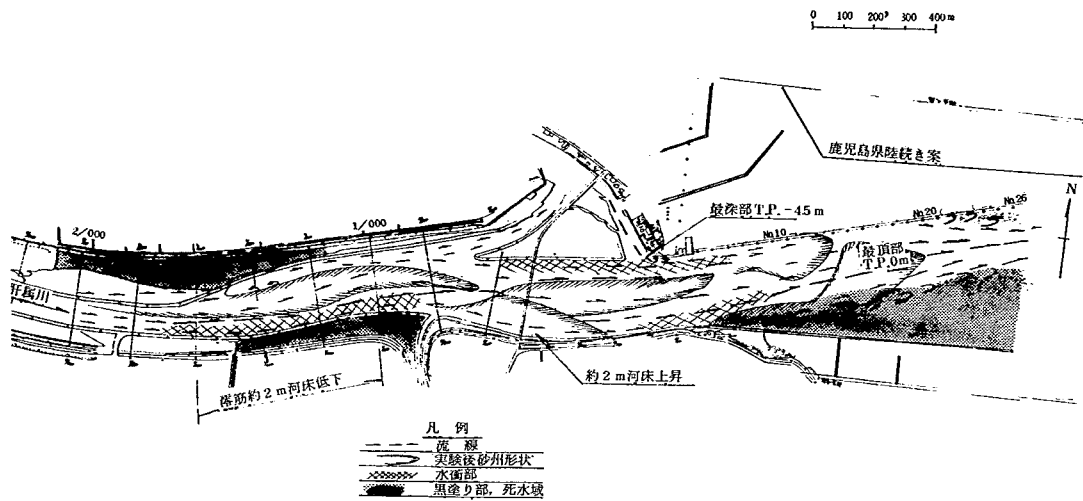


図- 3. 1 3 洪水流況 (実験ケース L 1)

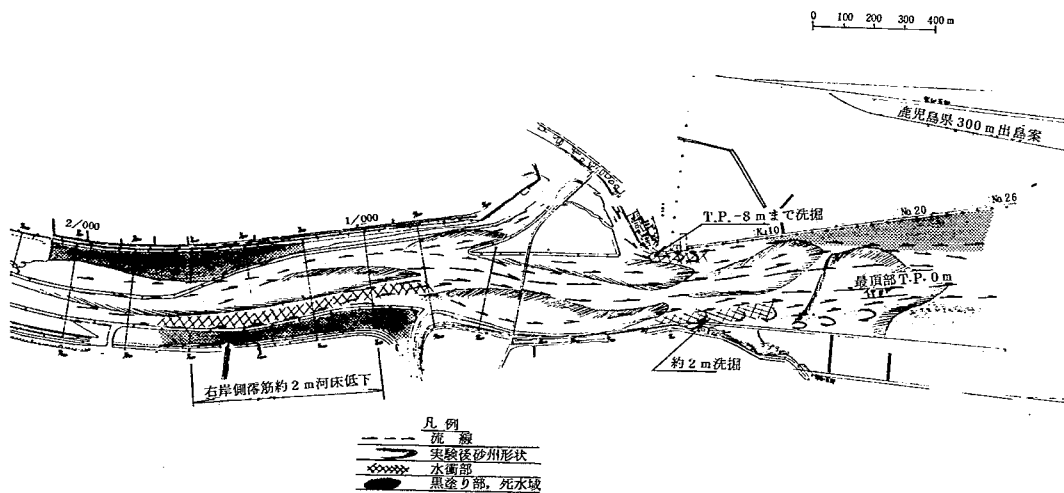


図- 3. 1 4 洪水流況 (実験ケース L 2)

量ピーク時の流況を実験ケース L 1 及び L 2 について示したものであって、計画河道あるいは現況河道のいずれにおいても、12.5度開いた右岸導流堤沿いには死水域あるいは逆流域が存在するとともに、導流堤中央付近から先端付近においては、むしろ縮流の傾向が認められ、洪水処理を目的として導流堤先端を開いた効果はほとんどないことが知られる。なお、計画高水流量のような大洪水を対象とした場合、上流側河道条件の相異に基づく導流堤内流況の変化は小さく、いずれにおい

ても0.4kmから0km付近にかけての流れに支配され、導流堤内をそのまま直進するようである。

これに対し、左右岸の導流堤が平行な場合の洪水流況として、まず図-1.6のような九州地方建設局案の場合について図示すると図-3.15のようになる。実験ケースL3では、とくに塩入川より回り込む流れが強く、導流堤内主流部は右岸側に偏っており、左岸側には死水域もみられるが、その領域は図-3.13あるいは図-3.14に較べ少ない。したがって、洪水流況から判断しても左右岸の導流堤は平行な方が望ましいようである。

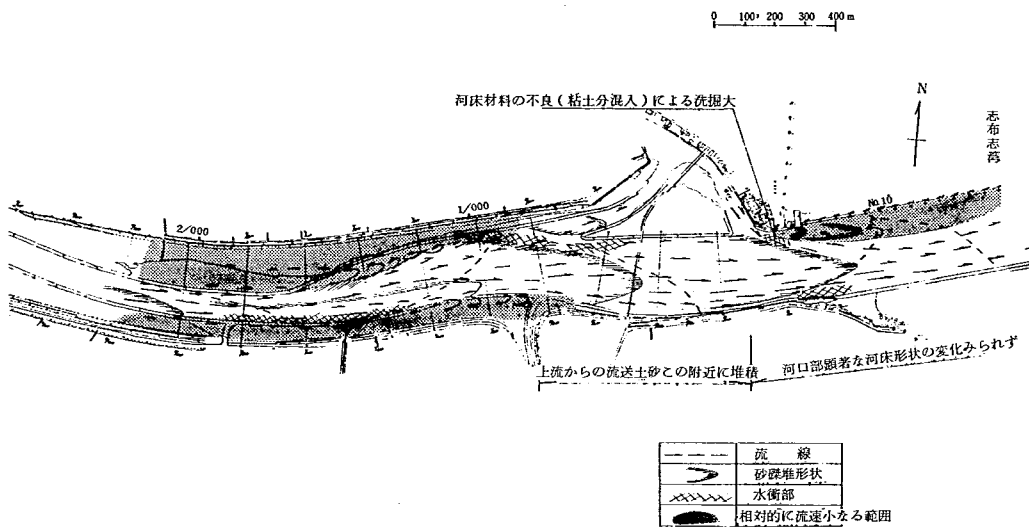


図-3.15 洪水流況(実験ケースL3)

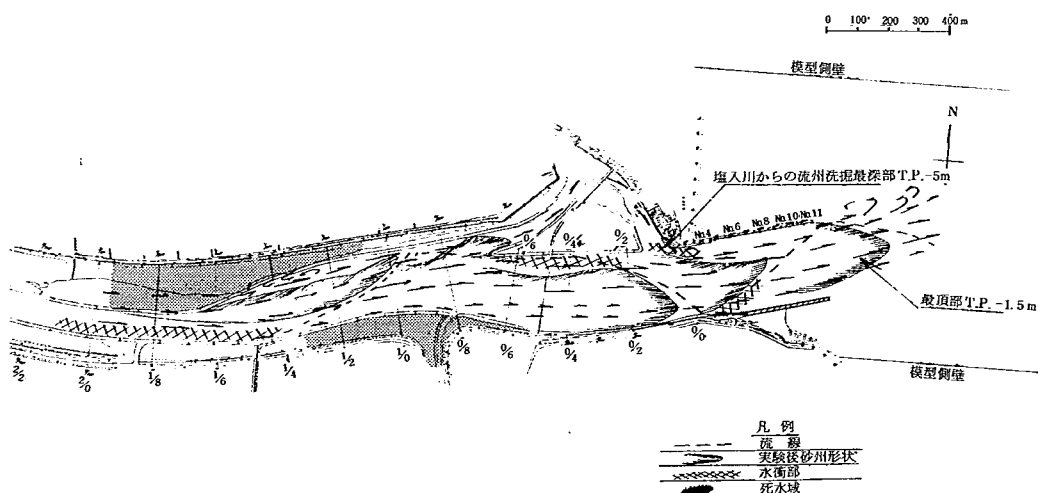


図-3.16 洪水流況(実験ケースL4)

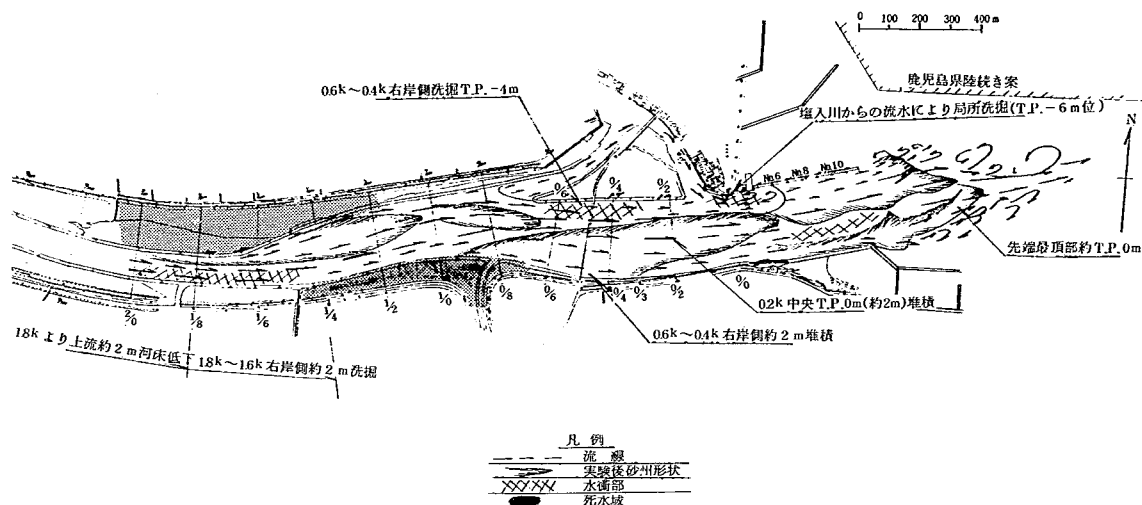


図-3.17 洪水流況（実験ケースL5）

さらに、導流堤長を短くした場合の効果を実験ケースL4～L7より検討すると次のようになる。
 なお、図-3.13及び図-3.14でもみられたように、流量が大きい場合河口部上流側の河道条件の効果はあまり大きくないため、ここでは流量の大小について着目することとする。

図-3.16及び図-3.17は、それぞれ、実験ケースL4及びL5に関するものであり、いずれも計画高水を対象としているが、設定潮位はL4についてはT.P.2.2m、L5についてはT.P.0.3m（平均潮位）とされている。しかしながら、導流堤内における両者の流況は比較的によく似ており、とくに相異点を指摘するならば、導流堤先端から先の流況を較べた場合、流れは潮位が高い方が広がりやすい傾向が強いようである。このような傾向は平均潮位の方が導流堤内の平均流速が速いことから容易に想像されるが、淡水と塩水との密度差を考慮した場合には、淡水のみで実験した上記結果よりもさらに大きな広がりををもって流出すると推測される。

また、図-3.18(a)及び(b)は、10年確率程度の出水（台風7123号出水；昭和46年8月）を対象とした実験ケースL6における流況を示したものであって、一回目の出水時における図-3.18(a)では縮流する傾向が認められるのに対し、二回目の出水時における図-3.18(b)では、とくに導流堤先端から左側に広がる傾向が示されており、埋立法線と衝突する付近には岸側へ向かう流れと沖側へ向かう流れとの分流水が存在し、沈砂を促すと予想される。

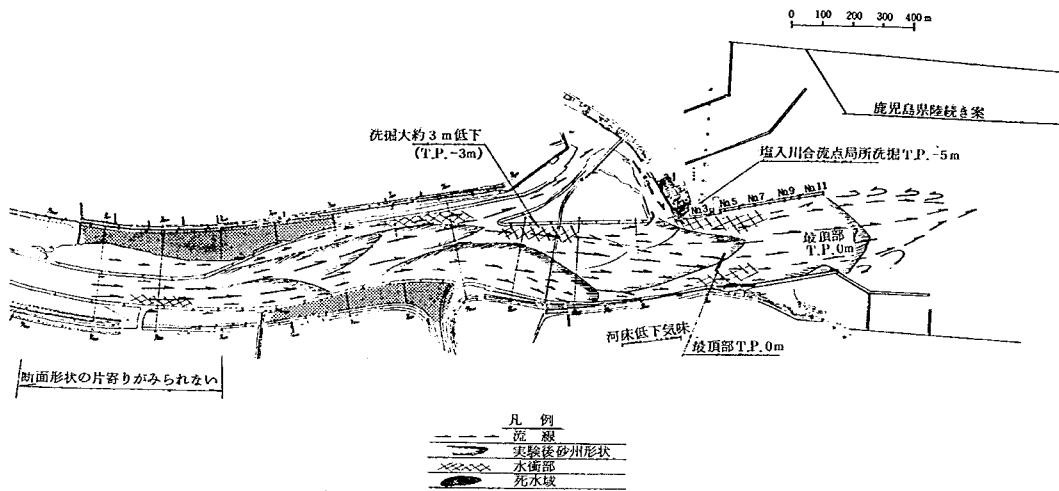


図-3.18(a) 洪水流況 (実験ケース L6-1)

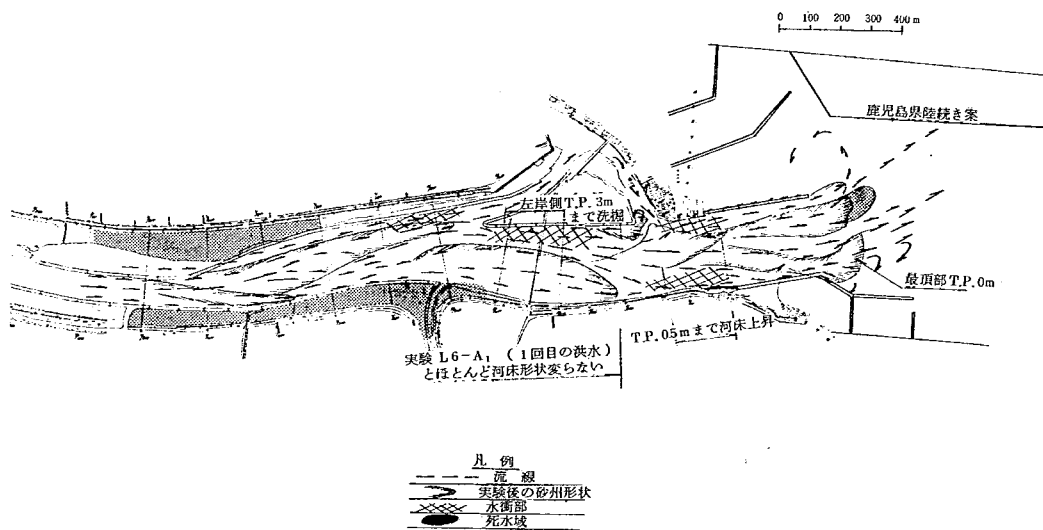


図-3.18(b) 洪水流況 (実験ケース L6-2)

さらに、図-3.19は $1600\text{m}^3/\text{sec}$ の定流を模型で4時間流下させた時点における流況であるが、この実験ケースL7は多量の土砂を流出させることにより土砂の堆積傾向を検討することに重点を置いていたため、図に示されている流況も導流堤先端部の堆積土砂により大きく屈曲させられている。とくに、実験ケースL6の場合と同様に、左へ曲がった流れは陸続き案の埋立地に衝突し、

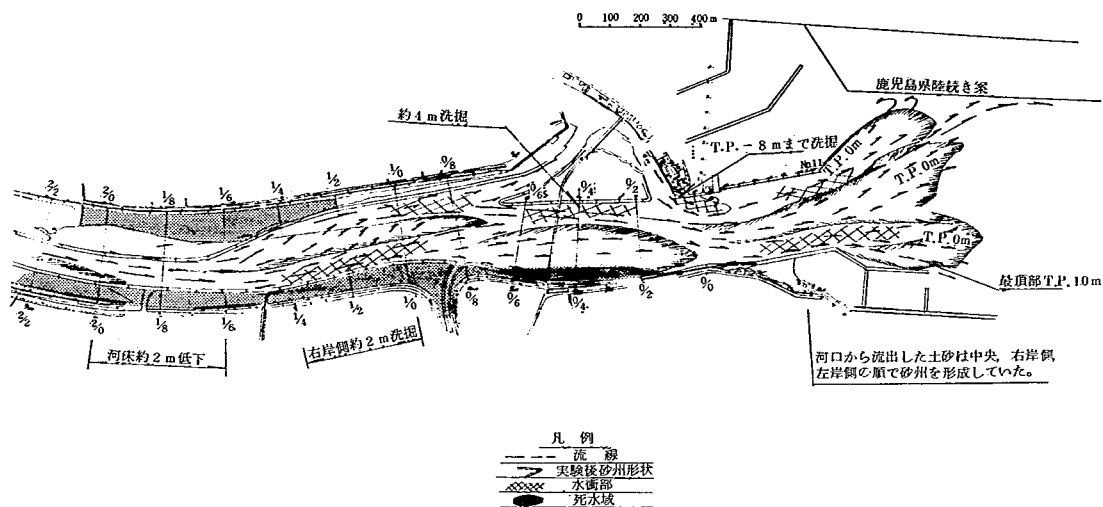


図-3.19 洪水流況（実験ケースL7）

埋立法線に沿って沖へ向かうとともに、一部は逆流して左岸側港湾部に向かっている。したがって、これら両者の分流点となる付近には多量の土砂が沈降し、埋立地の存在による影響が現れている。

3.2.2 埋立地の影響

3.2.1では主として導流堤内の流況について検討を加えてきたが、さらに海域をも含めた広範囲の領域を対象として、小型模型の実験結果より、とくに埋立地の存在による影響を考察すると次のようになる。なお、小型

模型実験では、左右岸の導流堤先端からの痕跡線を用いて流れの広がり の程度を比較し、流況を検討することとした。

図-3.20及び図-3.21は、現況河道に図-3.8のような導流堤を設置した場合の流況を、流量 $1600\text{ m}^3/\text{sec}$ の定流に対して、埋立地（300m出島式）が存在する実験ケースS1及び埋立地

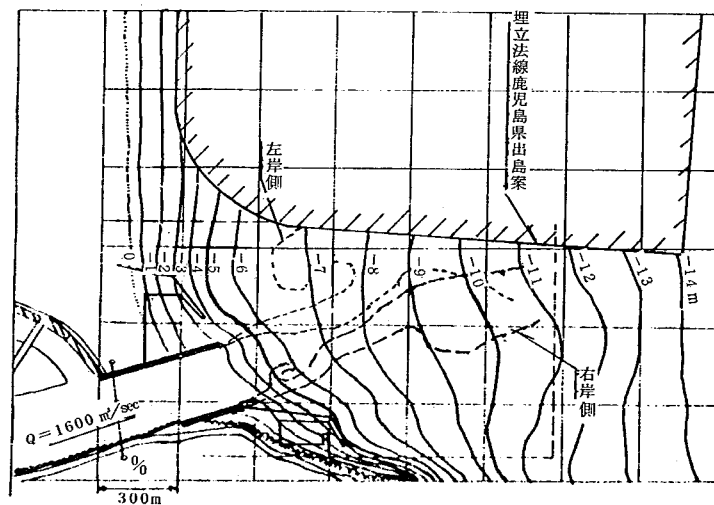


図-3.20 洪水流況（実験ケースS1）

がないS2における痕跡

線を示したものである。

なお、図では拡散幅を考慮して示されているが、

両図の比較より埋立地の存在のため導流堤から流出した流れは東北東方向より東方向へ曲げられていることが知られる。

このような傾向をさらに検討するために、種々の時刻における痕跡線をその中心線によって示すと図-3.2.2及び図-3.2.3のようになる。と

くに、図-3.2.2において左岸導流堤から流出した流れは埋立地に衝突し、一部は左岸港湾部側へ逆流しており、移動床の大型模型実験L7でみられた傾向が確認される。なお、図-3.2.3より判断すると、埋立地を300m程度北側へ平行移動すると洪水流況はあまり影響を受けないようである。

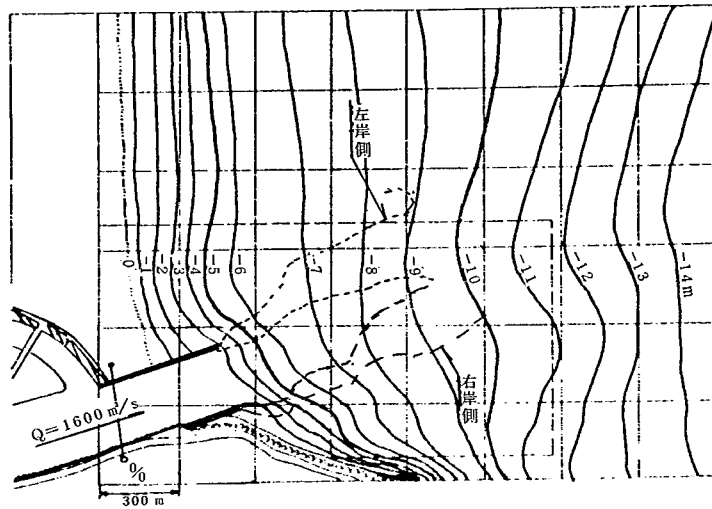
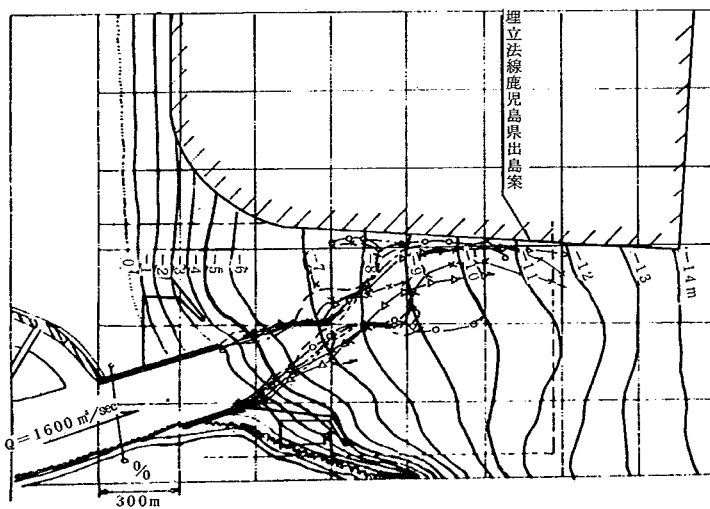


図-3.2.1 洪水流況（実験ケースS2）



- 凡例
- 0 sec
 - 10 sec 後
 - - - 20 sec 後
 - · - 30 sec 後
 - 40 sec 後
 - △ 50 sec 後
 - × 60 sec 後
- （模型時間）
（左右岸別々の時間に染料を流す）

図-3.2.2 洪水流況（実験ケースS1）

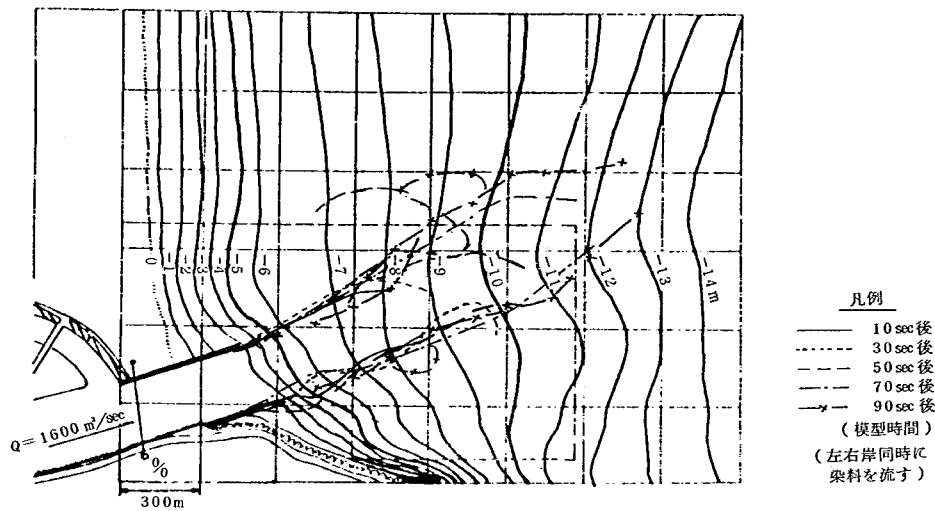


図-3.2.3 洪水流況(実験ケースS2)

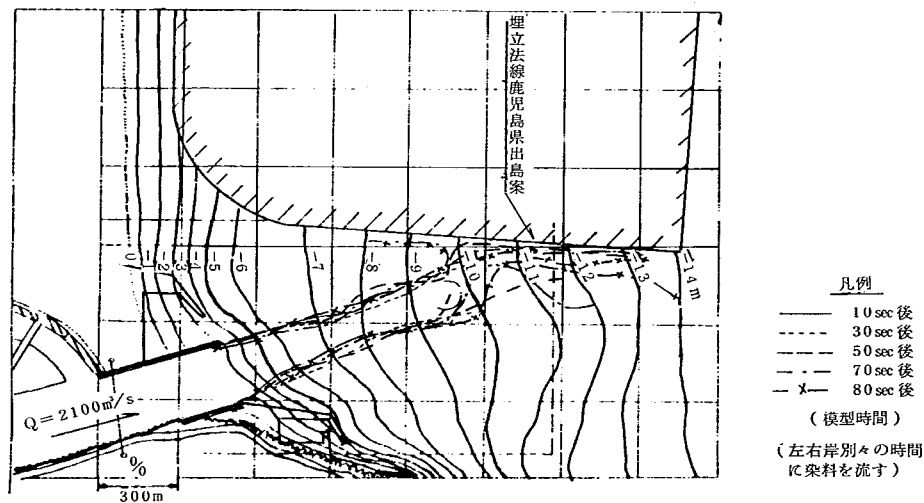


図-3.2.4 洪水流況(実験ケースS3)

また、図-3.2.4及び図-3.2.5は、計画河道に関する実験ケースS3及びS4の結果を図-3.2.2及び図-3.2.3と同様に示したものであって、埋立地の影響が明確に示されている。同図によれば、埋立地の南側約300mがやはり洪水流況に影響を及ぼしていると考えられる。

なお、図-3.2.3及び図-3.2.5より、導流堤から流出した流れの広がり角度は10～20度と見込まれ、従来から指摘されている事実とはほぼ一致している。ただし、図-3.2.3における右岸側

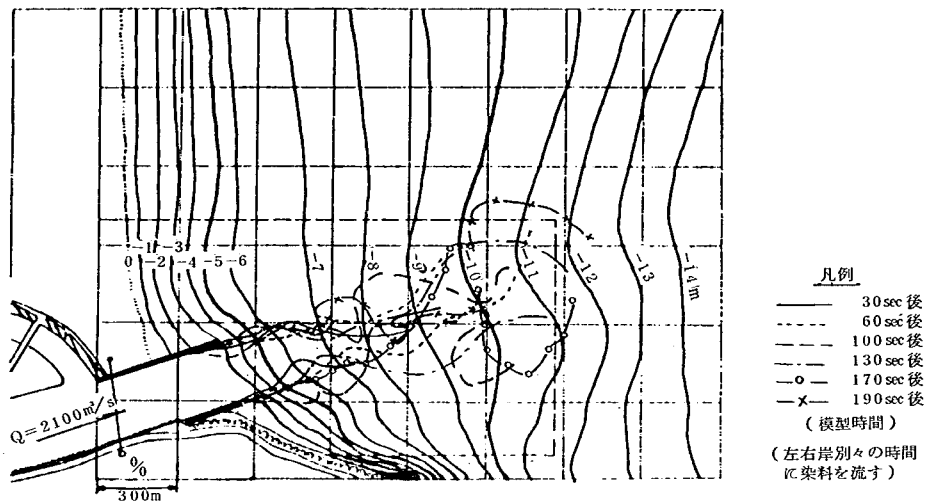


図-3.25 洪水流況(実験ケースS4)

の流れは、逆に内側に向くような傾向を示しているが、これは野外実験のため風により若干の吹送流が発生していたためと推測される。

3.3 土砂の流出・移動状況

洪水により上流部から流送されてきた土砂は、導流堤内及び海域に堆積し、洗掘部とともに新しい河床形状を形成する。さらに、このようにして生じた地形のもとに波が作用すると、土砂粒子は波のエネルギーにより移動し、導流堤内河床の上昇、砂州の形成あるいは港湾部の水深減少等をもたらすことが予想され、以下においては土砂の流出及び移動の状況を実験的に検討することとする。

3.3.1 導流堤形状の効果

(1) 鹿児島県案と九州地方建設局案

a) 鹿児島県案

図-1.3に示されるような鹿児島県の提案した導流堤形状の場合について、等深線図及び河幅方向に平均した河床高により検討すると図-3.26あるいは図-3.27のようになる。

図-3.26は実験ケースL1に関するものであって、図-3.26(a)に示される計画河床(0 kmでT.P. -2mを通る勾配 $I = 1/2500$ の平面よりも浅い部分を掘削したもの)に、図-3.4のような計画高水を通水すると図-3.26(b)のような深浅図となる。このときの流出土砂量は肝属川の年間流出土砂量にほぼ匹敵しているが、導流堤が大規模なため、掃流砂による河床の変化は河道部及び導流堤内にはほぼ限られており、埋立地の影響は明確ではない。なお、土砂堆積による河床上昇は-0.8 km付近で6 m程度と最も著しく、0 km地点とともにT.P. 0 m程度までの堆積を

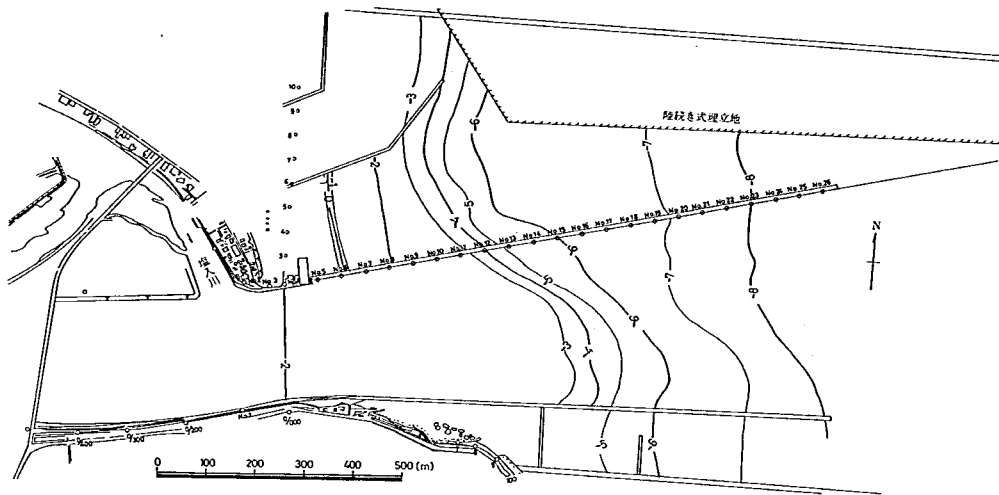


図-3.2 6(a) 河口部深浅図(実験ケースL1, 洪水実験前)

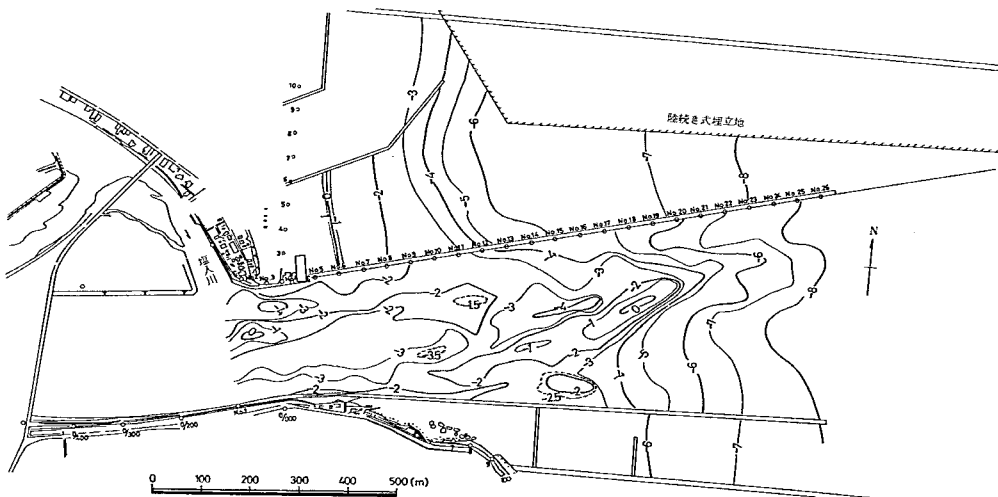


図-3.2 6(b) 河口部深浅図(実験ケースL1, 洪水実験後)

生じている。

このような河床状態のもとに、沖波波高0.98m、周期7 secの波を模型で20時間作用させると図-3.2 6(c)のようになり、導流堤内は平坦化されるとともに、全体的に土砂が上流側へ移動する傾向がみられる。さらに、沖波波高2.11m、周期11 secの波を模型で5時間作用させると図-3.2 6(d)のようになり、土砂はさらに上流側へ移動しているが、明瞭な砂州形成は認められない。

したがって、洪水によって導流堤先端付近にまで流出した土砂は短時間で砂州を形成することはないが、将来には問題を残すと予想される。すなわち、導流堤規模が小さい場合には、後述す

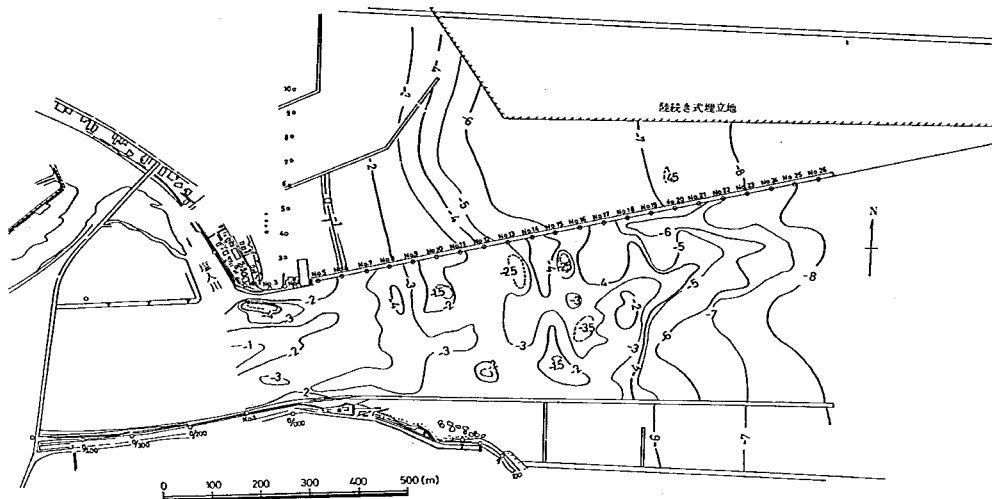


図-3.26(c) 河口部深浅図(実験ケースL1, 波浪実験20時間後)

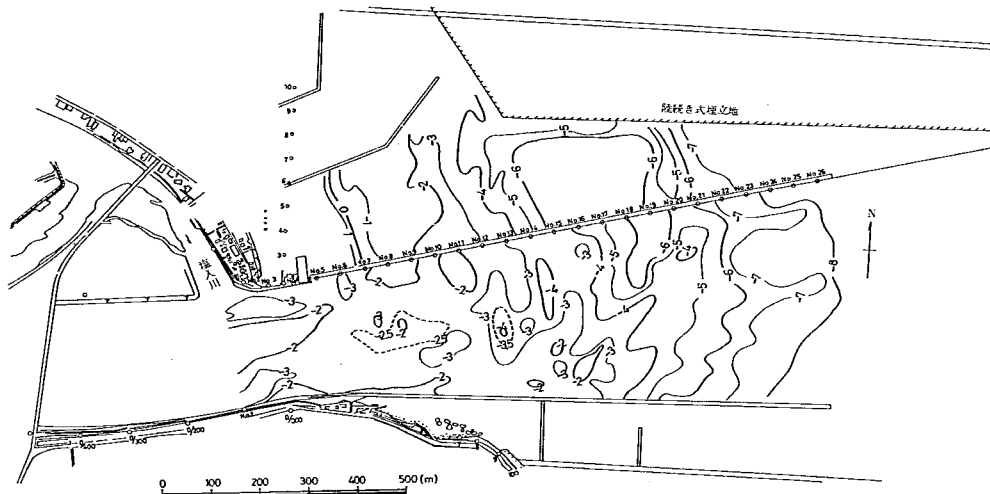


図-3.26(d) 河口部深浅図(実験ケースL1, 波浪実験25時間後)

るように、海域部とくに北側の海浜部に分散していくと推測される土砂が、ほぼ全量導流堤内に閉じこまれる結果、砂州形成の可能性は大きくなると予測される。

また、図-3.26(e)は導流堤内の河幅方向平均河床高を流下距離に対して示したものであって、平均的には河口部近傍(0 km ~ 0.55 km)の河床が低下して導流堤先端部付近の河床が上昇するとともに、波により土砂が上流側に移動する傾向がうかがわれる。

なお、計画河道に関する以上のような特性は、陸続き式の埋立地に対してのみでなく、出島式埋立地についても同様に適用されると考えられる。

これに対して、0 km より上流側を現況河道とした場合の状況を、出島式埋立に関する実験ケース L 2 より検討すると次のようになる。

図 - 3.27(b)は、図 - 3.27(a)に示される計画河床のもとに、図 - 3.5のような計画高水を通水し

た直後の河床状況を示したものであって、T.P. 0 m以上あるいはT.P. -2m 以上の区域は図 - 3.26(b)の場合よりも広範囲にわたるとともに、若干下流側に位置しているようである。また、T.P. -2mから-6 mにかけては等高線が密に分布しており、土砂が台地状に堆積してきたものと推測される。

さらに、図 - 3.27(c)は上記河床状態のもとに沖波波高1.03m、周期7 sec の波を模型で45時間作用させた場合の河床高分布を示したものであって、台地状に形成された砂堆が破壊されるとともに、T.P. -2mの等深線は大幅に後退し、-0.7km~-1.0km付近は深くなることが知られる。また、あまり明確ではないが、左岸導流堤近傍の-0.6km付近においてT.P. 0m程度の区域が存在し、さらに長時間波を作用させた場合、この付近から砂州が形成され始め、上流側に移

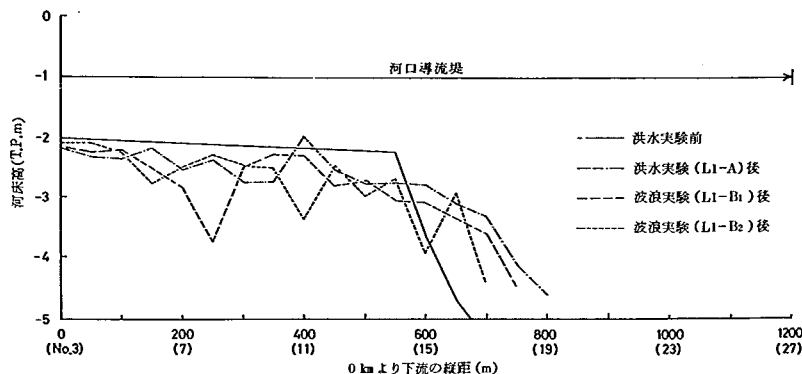


図 - 3.26(e) 平均河床高分布 (実験ケース L 1)

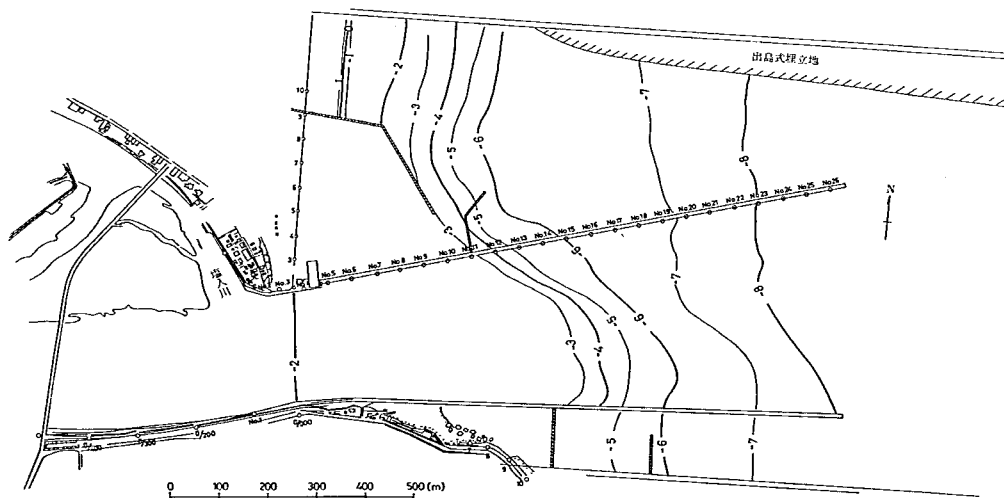


図 - 3.27(a) 河口部深浅図 (実験ケース L 2, 洪水実験前)

動しながら発達していくことも予想される。したがって、計画河道に較べ現況河道の方が砂州が形成されやすいとも判断されるが、与えた波の種類及び作用時間が異なるため断定はできない。

現況河道に関するこのような傾向は、陸続き式埋立地の場合についても同様であると考えられる。

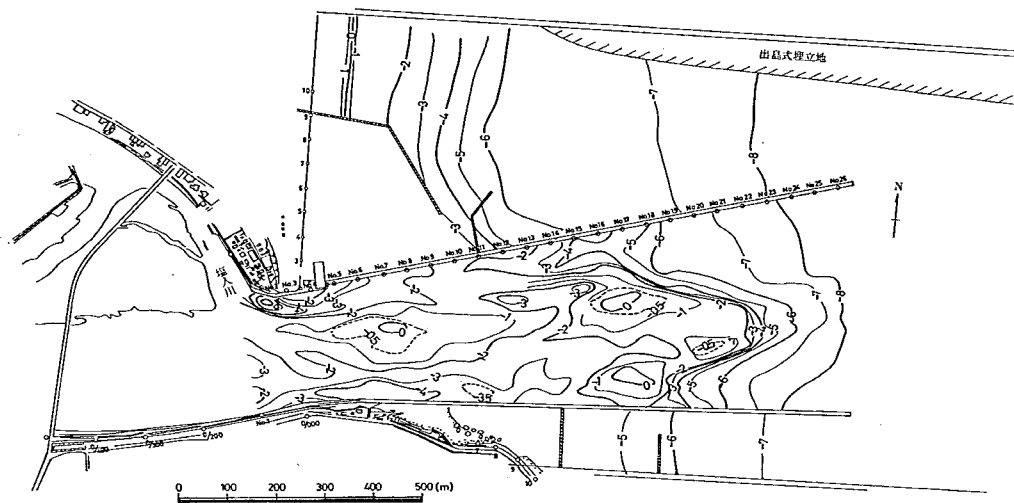


図-3.27(b) 河口部深浅図(実験ケースL2, 洪水実験後)

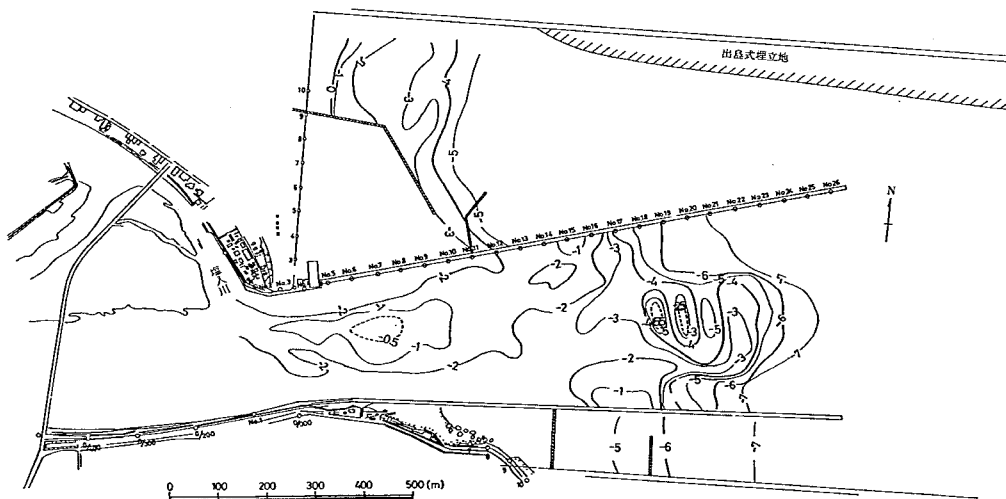


図-3.27(c) 河口部深浅図(実験ケースL2, 波浪実験45時間後)

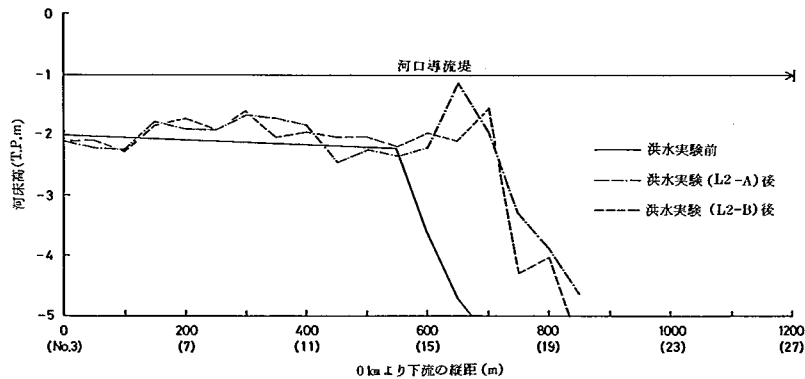


図- 3.27 (d) 平均河床高分布 (実験ケース L 2)

b) 九州地方建設局案

次に、図- 1.6 のような九州地方建設局案の導流堤の場合について検討してみよう。なお、この実験ケース L 3 では、洪水実験の前にも波浪実験を実施し、砂州の形成状況について調査されている。

図- 3.28(a)は、0 kmで T.P. -2.0 m の河床を導流堤先端まで $1/2500$ の勾配で延長した図- 2.21 の断面形を平面的に示したものであり、このような状態のもとに沖波波高 0.99 m、周期 7 sec の波を模型で 30 時間作用させると図- 3.28(b) のようになる。図にみられるように、明確な砂州の形成は認められなかったが、T.P. -2 m 以上の区域が数箇所が存在し、さらに長時間にわたって波が作用した場合には、導流堤先端付近の砂が河口付近まで移動し、将来砂州が形成されるものと推測される。

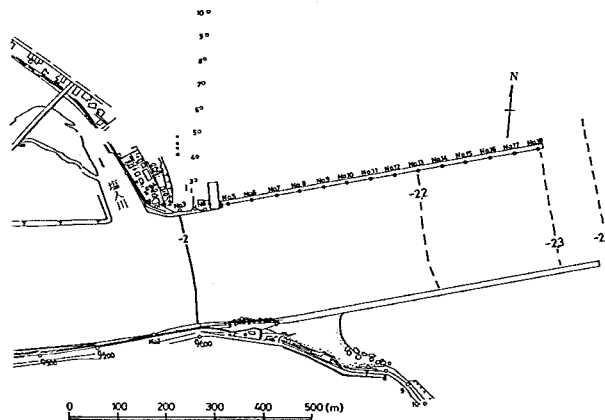


図- 3.28(a) 河口部深浅図 (実験ケース L 3, 波浪実験前)

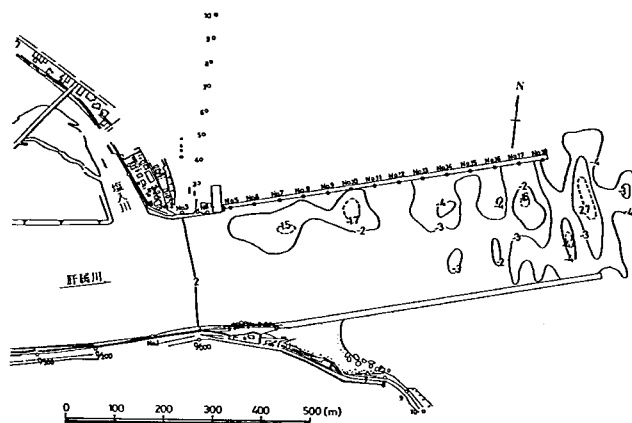


図-3.28(b) 河口部深浅図(実験ケースL3, 第一次波浪実験30時間後(洪水実験前))

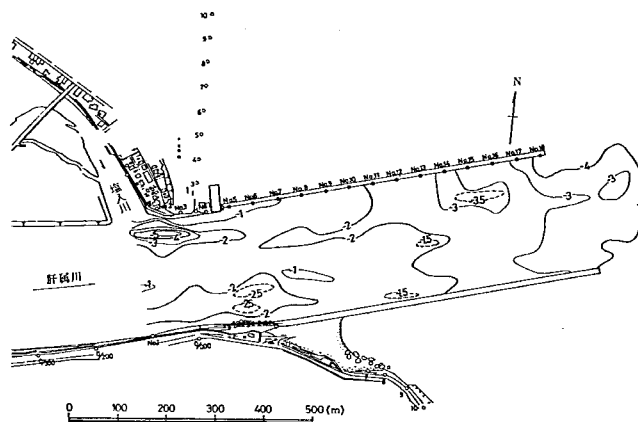


図-3.28(c) 河口部深浅図(実験ケースL3, 洪水実験後)

しかしながら、実験においては時間上の制約もあるため、図-3.28(b)の河床状態のもとに計画高水を通水することとした。図-3.28(c)は洪水実験後の等深線であって、導流堤内の河床高は図-3.28(e)に示されるように平均的にみて若干低下しているようである。このような状態のもとに再び沖波波高1.01m, 周期7secの波を模型で19時間作用させると図-3.28(d)のようになる。図-3.28(c)及び(d)を比較した場合、導流堤先端部付近の形状が異なるだけで、砂州の形成は顕著ではない。



図- 3.28(d) 河口部深浅図 (実験ケース L3, 第二次波浪実験 19 時間後)

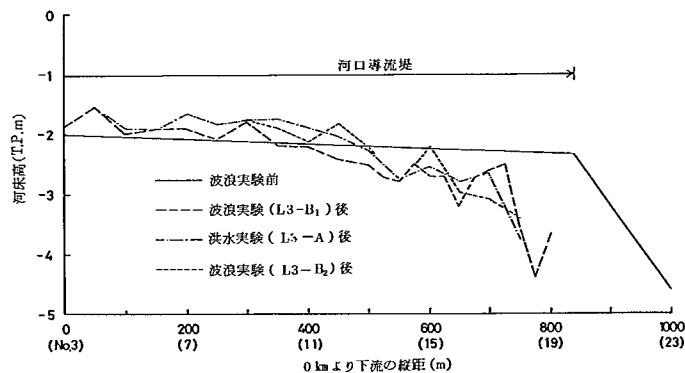


図- 3.28(e) 平均河床高分布 (実験ケース L3)

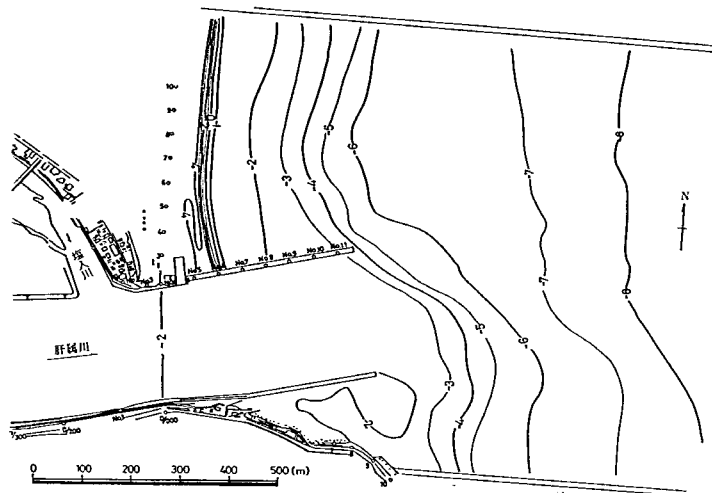
このように、砂州形成を防止するという観点からみた場合には、図- 1.6 のような長さ 840m の導流堤によりその目的が達成されるようであるが、導流堤長がさらに短い場合にも同様の効果が期待される。

(2) 修正案

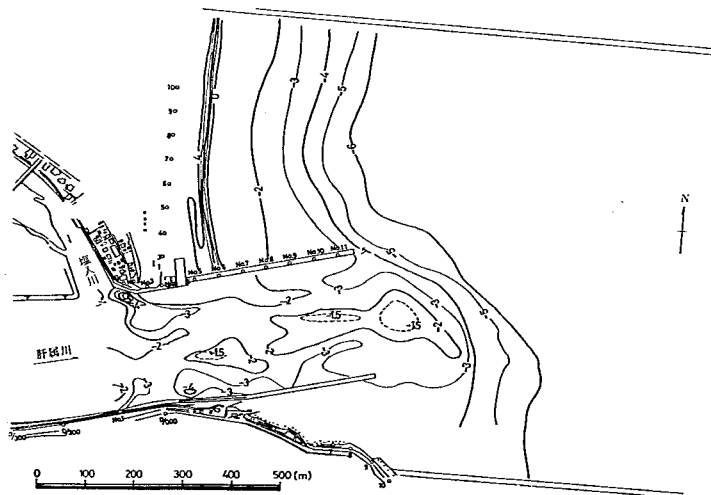
洪水位に関する検討より修正された図- 3.8 のような導流堤形状の場合について、土砂の流出及び移動の傾向を、まず移動床模型実験より検討すると次のようになる。

a) 計画河道

実験ケース L4 は、埋立地の存在の有無を比較するために、埋立地がない場合について実施されたものであって、洪水位の検討に重点を置いたので外海潮位は T.P. 2.2 m に設定されている。



図－3.29(a) 河口部深浅図（実験ケースL4，洪水実験前）



図－3.29(b) 河口部深浅図（実験ケースL4，洪水実験後）

埋立地及び河口部両側の港湾がない場合，図－3.29(a)のような計画河床のもとに図－3.9(a)のような計画高水を通水させると，導流堤先端から流出した土砂は海域に大きくかつ薄く広がるため，T.P. -2m以上の等深線は前進しているものの，導流堤外のT.P. -3m以下の等深線は顕著な移動を示していない。なお，このような傾向は平均河床高に関する図－3.29(e)においても

認められる。ただし、実験ケース L 4 では設定潮位が高いため、河口部付近におけるエネルギー勾配が低下することにより掃流力が減少し、導流堤内にまで流下してきた土砂量は低潮位の場合に較べ少なかったものと判断される。

また、図-3.29(c)は、図-3.29(b)に示される河床状態のもとに沖波波高1.30m、周期7secの波を模型で20時間作用させたものであり、また図-3.29(d)は、さらに引き続いて沖波波高1.56m、周期9.2secの波を模型で10時間作用させた後の河床状況を示したものである。これらの図において、一度T.P. -3m程度まで深くなった導流堤先端付近は、とくに右岸側において再びT.P. -1.5m程度まで浅くなっ

ているが、供給土砂量が少ない場合、砂州が形成されるまでには相当の期間を要するであろう。

一方、図-3.30は陸続き式の埋立地が存在する場合の実験ケース L 5 に関するものであって、実験ケース L 4 に対応するものである。ただし、外海潮位としては平均潮位 (T.P. 0.3m) を選定しており、必ずしも実験ケース L 4 と直接的な比較はできない。しかしながら、洪水後の河床高を示した図-3.30(b)における右岸導流堤前方付近に認められる多量の土砂堆積は、定性的には埋立地の存在により左岸側前方が拘束されたためと判断される。

このような河床状態のもとに、沖波波高1.17m、周期7secの波を模型で20時間作用させる

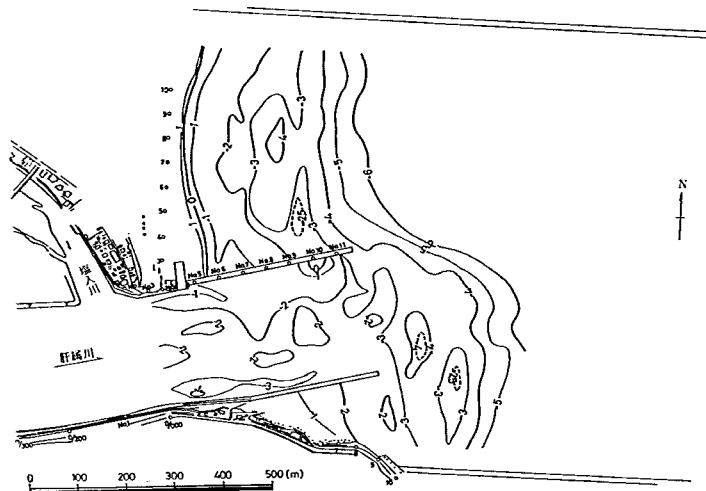


図-3.29(c) 河口部深浅図 (実験ケース L 4, 波浪実験 20 時間後)

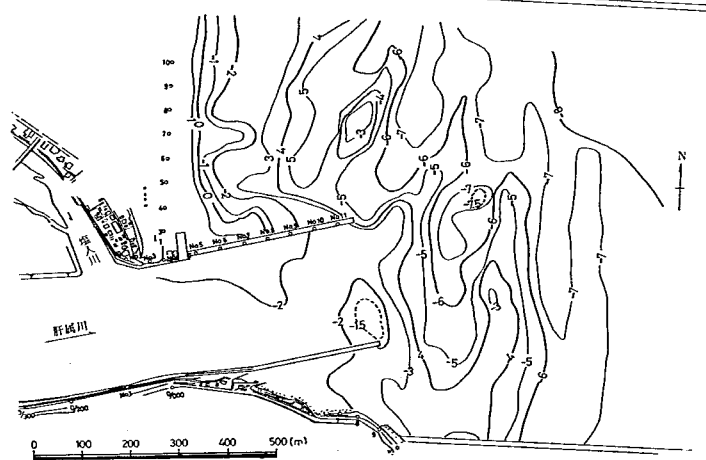


図-3.29(d) 河口部深浅図 (実験ケース L 4, 波浪実験 30 時間後)

と図-3.30(c)のようになり、導流堤内は比較的平坦化され、この程度の実験時間内では明確な砂州は形成されなかった。

なお、図-3.30(d)は平均河床高の分布を示したものであるが、有意な変化は認められない。

b) 現況河道

図-3.31は、10年確率程度の台風7123号出水(昭和46年8月)を対象とした実験ケースL6に関するものであって、一回目の洪水によって生じた河床状態のもとに同じような洪水が連続して発生した場合を想定している。

まず、図-3.31(b)は一回目の洪水後の河

床形状を示したものであって、流量が小さいため流出土砂量は比較的少なく、導流堤内で部分的な河床上昇がみられる程度である。さらに、図-3.31(c)は二回目の洪水後の河床高分布を示したものであり、0 km 付近にはかなり広範囲にわたってT.P. 0m以上の区域が認められるとともに、導流堤前方にもかなり高い部分が形成されている。

このような状況のもとに沖波波高1.13m、周期7secの波を模型で20時間作用させると、流出土砂は上流側へ押しもどされ、図-3.31(d)のような形状となる。図-3.31(c)で認められた0 km 付近の砂堆は、若干上流側へ移動するものの高さはあまり変化しないが、将来河口を閉塞するような砂州に発達するものと推測される。なお、流出土砂の一部は左岸側港湾部に流入し、複雑な海底形状となっている。

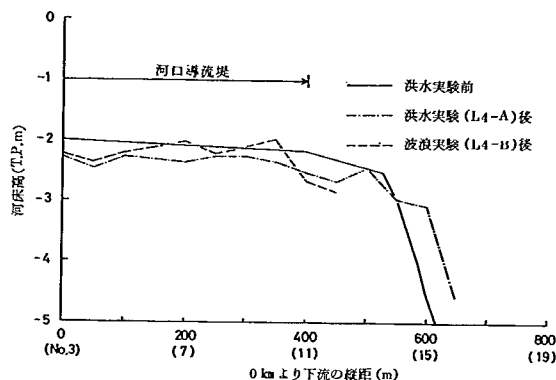


図-3.29(e) 平均河床高分布(実験ケースL4)

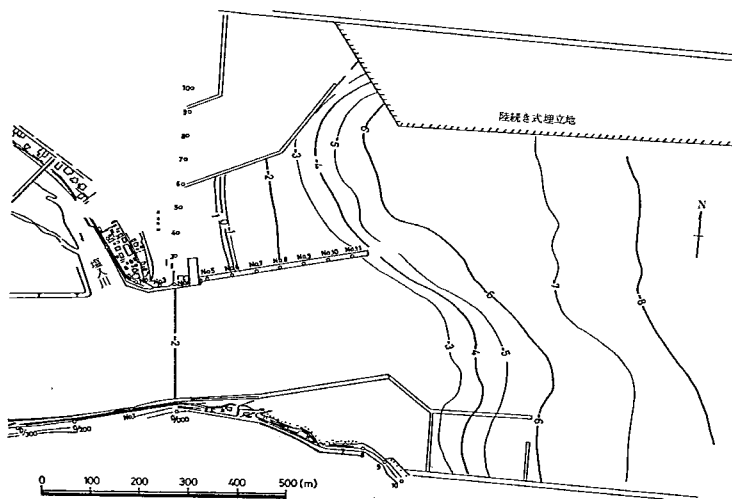


図3.30(a) 河口部深浅図(実験ケースL5, 洪水実験前)

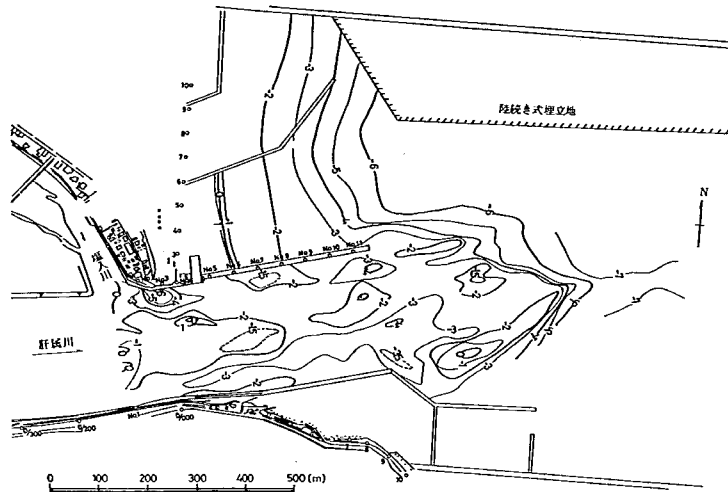


図-3.3.0(b) 河口部深浅図(実験ケースL5, 洪水実験後)

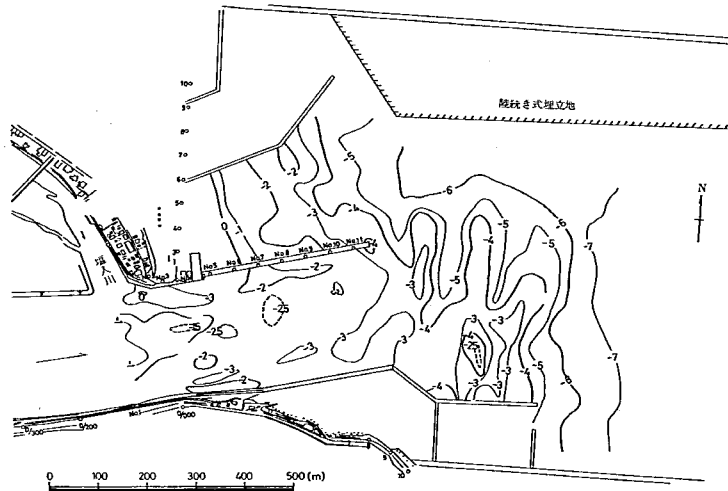


図-3.3.0(c) 河口部深浅図(実験ケースL5, 波浪実験20時間後)

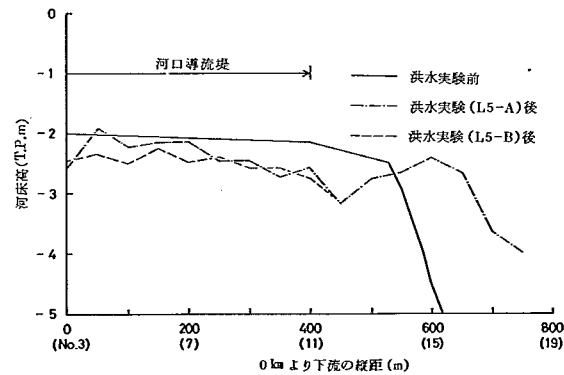


図-3.3.0(d) 平均河床高分布(実験ケースL5)

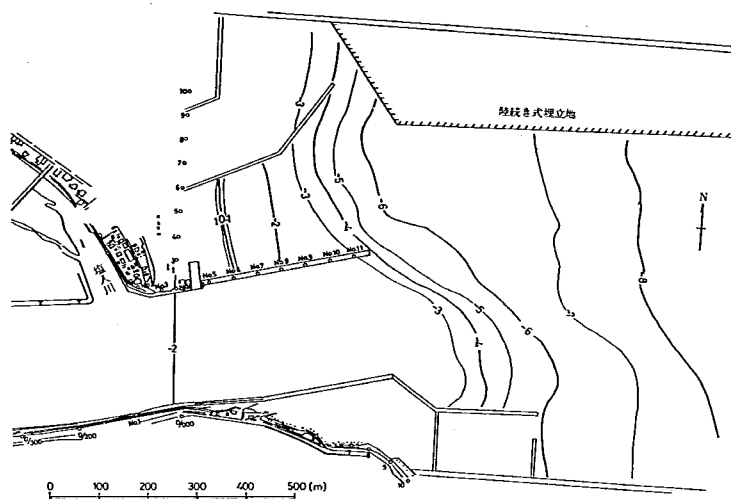


図-3.3 1(a) 河口部深浅図(実験ケース L 6, 洪水実験前)

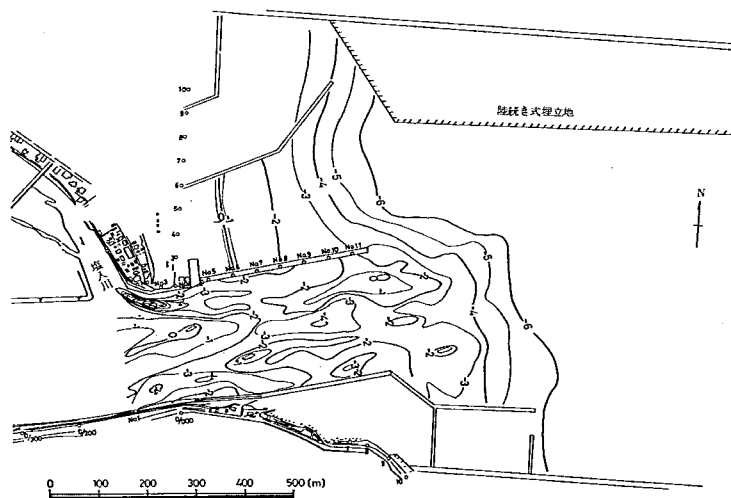


図-3.3 1(b) 河口部深浅図(実験ケース L 6, 第 1 回洪水実験後)

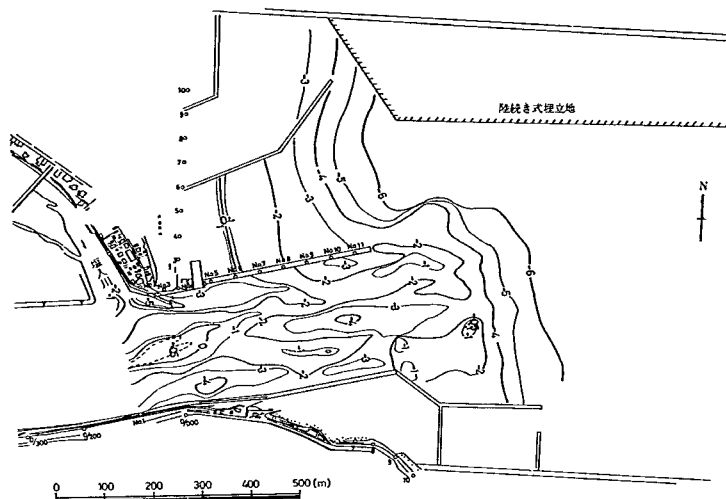


図-3.3.1(c) 河口部深浅図(実験ケース L 6, 第2回洪水実験後)

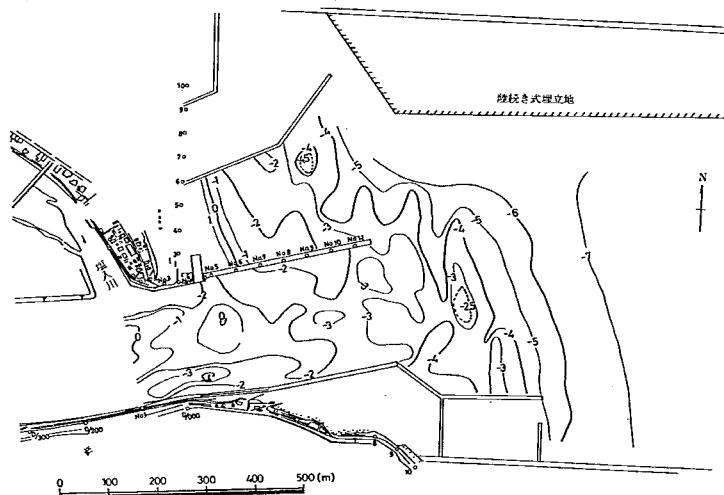


図-3.3.1(d) 河口部深浅図(実験ケース L 6, 波浪実験後)

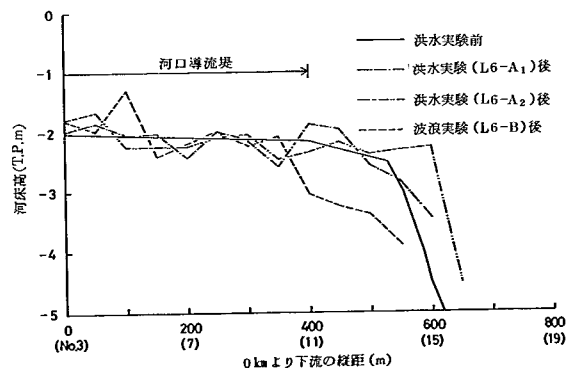


図-3.3.1(e) 平均河床高分布(実験ケース L 6)

また、平均河床縦断を示した図-3.3 1(e)には、二回目の洪水により前進した土砂が波により押しもどされ、とくに-0.1km付近では平均的にみて河床がかなり上昇していることが示されている。

実験ケースL 7はさらに連続した洪水あるいは長期にわたる砂の堆積傾向に着目したものであって、これらの結果は図-3.3 2及び図-3.3 3にまとめられている。

図-3.3 2(b)は、図-3.3 2(a)の河床状態のもとに流量 $1600\text{m}^3/\text{sec}$ の定流を模型で4時間通水させたものであって、極めて多量の土砂（現地で約2年分に相当）が流出している。このときの流出状況を時間的に追ってみ

たものが図-3.3 3(a)であって、まず最初に左岸側導流堤前方①に多くの土砂が流出し、次に右岸側導流堤前方②及び左岸側導流堤やや左前方③の順に堆積地が形成されており、堆積地③を除きT.P. 0m以上の部分が認められる。とくに、③の部分における堆積土砂は埋立地直前にまで近づいているが、埋立法線に沿う流れの存在により埋立地際はT.P. -6m程度とかなり深くなったままである。なお、図-3.3 2(b)では堆積地①と②の間及び①と③の間にT.P. -5m程度の深部が存在しているが、これは堆積地①により二箇所に分かれた主流部がこの付近を走ったためであろう。

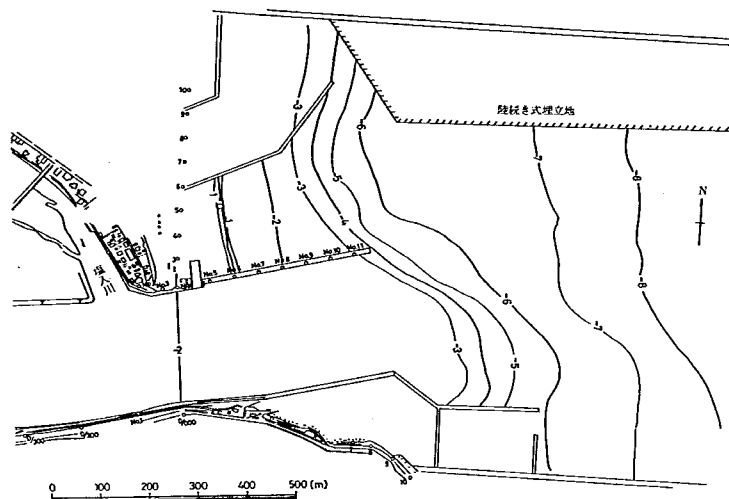


図-3.3 2(a) 河口部深浅図 (実験ケースL 7, 洪水実験前)

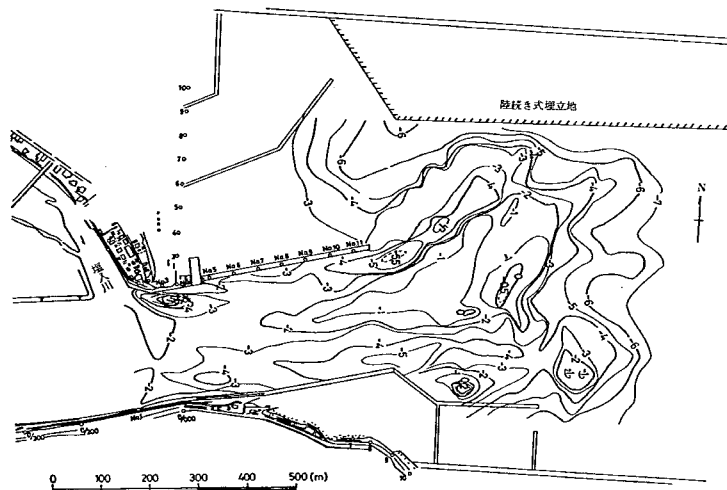


図-3.3 2(b) 河口部深浅図 (実験ケースL 7, 洪水実験4時間後)

このような河床形態のもとに、沖波波高 1.13m, 周期 7 sec の波を模型で 4 時間、さらに沖波波高 1.50m, 周期 9.2 sec の波を模型で 2 7 時間作用させると図-3.3 2(c)のようになり、左岸導流堤沿いに T.P. 0.5m 程度の砂州が形成されるとともに、左岸側港湾部の埋立地沿いは T.P. -

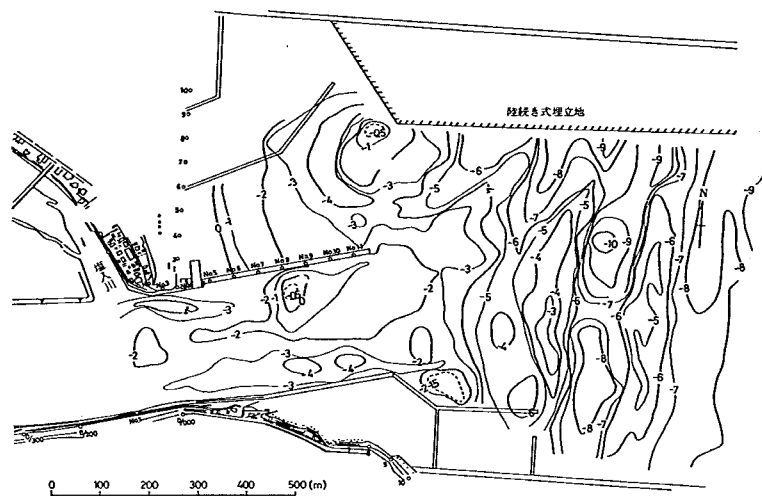


図-3.3 2(c) 河口部深浅図(実験ケース L7, 波浪実験 3 1 時間後)

0.5m 程度まで浅くなり、船舶航行に支障をきたすものと予測される。なお、このときの土砂の移動状況を示すと図-3.3 3(b)のようであって、さらに実験を継続した場合、導流堤内の砂州は発達して 0 km 付近まで遡上すると見込まれ、また左岸側港湾部入口にも水面にまで達するような砂州が形成されるものと推測される。

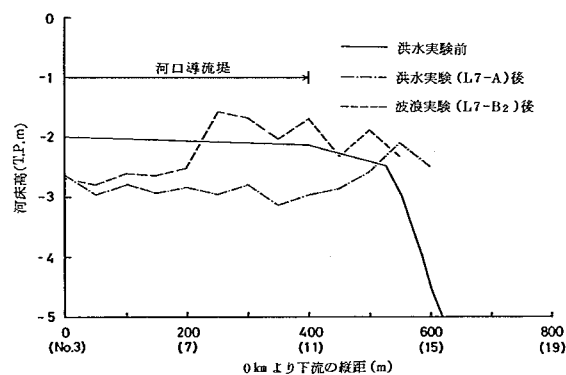


図-3.3 2(d) 平均河床高分布(実験ケース L7)

一方、図-3.3 2(d)は平均河床高の分布を示したものであって、波により多くの土砂が導流堤内に押しもどされていることが確認される。

以上のように、将来多量の土砂が肝属川から流出した場合、河口に接近した埋立地の存在により志布志湾全体に広がりにくくなった土砂は、導流堤内に返送されるとともに、港湾区域内にも輸送され、河川あるいは港湾のいずれに対しても不利益が予想される。埋立地の存在が大きな要因と考えられるこのような影響を、固定床の小型模型実験結果によりさらに検討を加えてみよう。

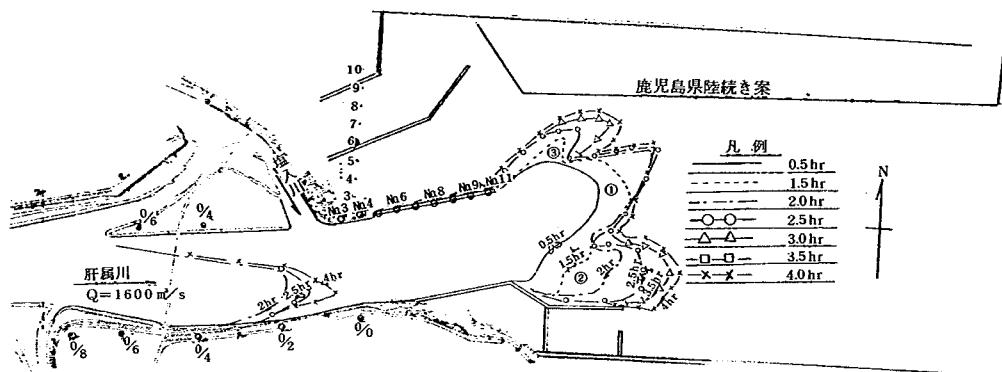


図-3.3.3(a) 土砂の流出状況

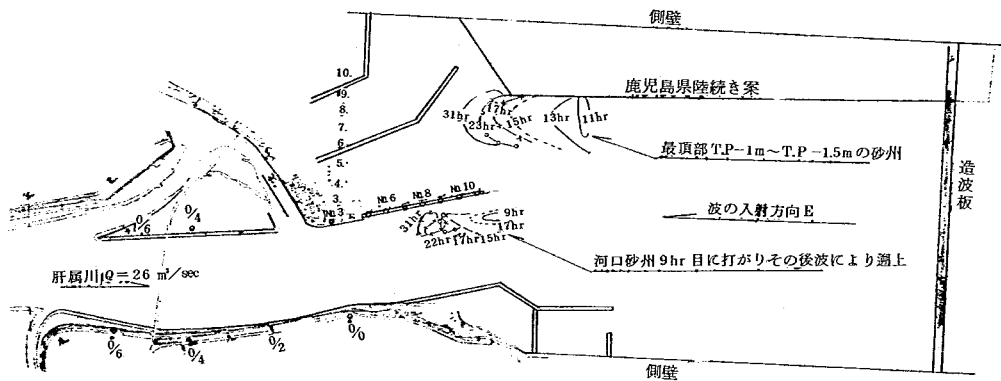


図-3.3.3(b) 流出土砂の移動状況

3.3.2 埋立地の影響

縮尺 1/300 の固定床小型模型実験結果に基づき、とくに出島式埋立地の存在の有無を対比させながら検討すると次のようになる。

図-3.3.4(a), (b), (c)及び(d)は、それぞれ、現況河道あるいは計画河道における土砂堆積の傾向を示したものである。なお、このときの流出土砂量は現地における約15年分に相当するものである。まず、図-3.3.4(a)及び(b)を比較することにより埋立地の効果を検討すると、埋立地が存在する(a)においては右岸導流堤やや右前万の東方向に土砂堆積が伸びていき、埋立地が存在しない(b)に較べ進路が強制的に右側に曲げられていることがうかがわれる。このような傾向は計画河道に関する図-3.3.4(c)においてもほぼ同様であり、浮遊砂の堆積状況の相異とともに流出土砂の堆積傾向

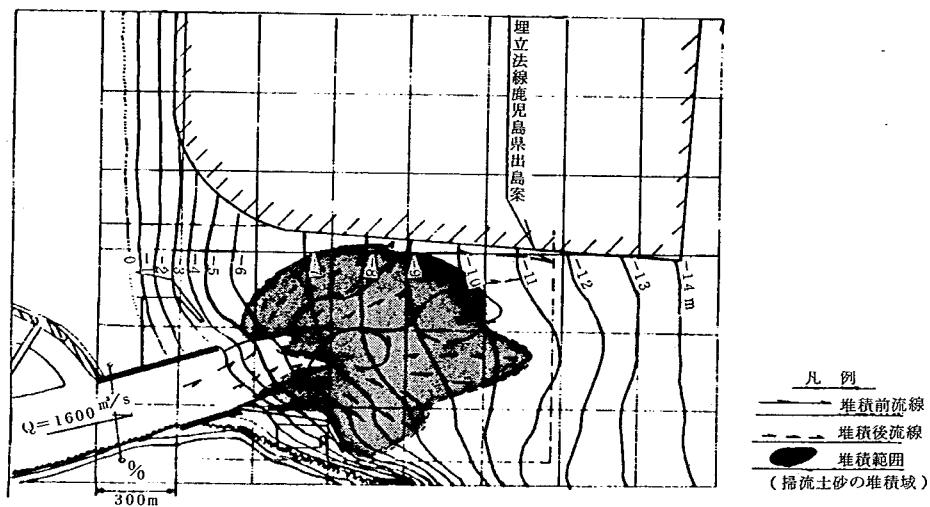


図-3.3.4(a) 土砂堆積の傾向(実験ケースS1)

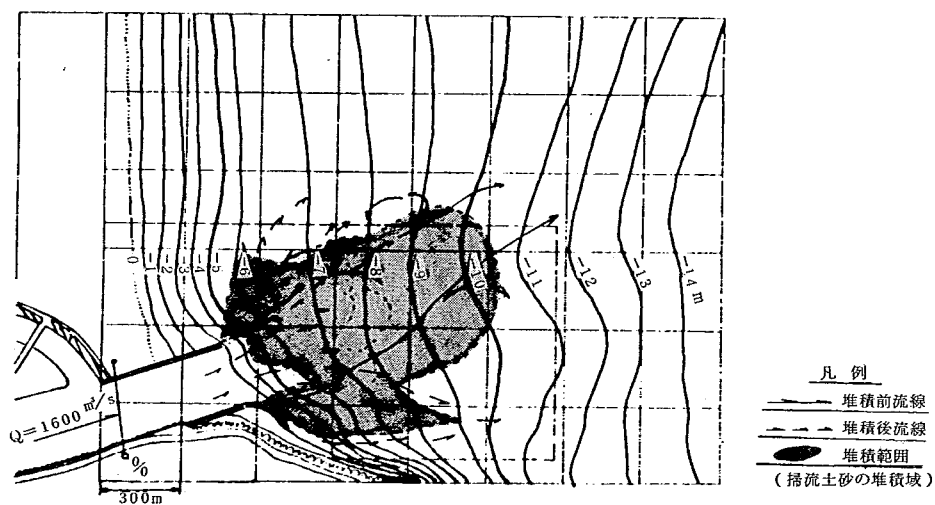


図-3.3.4(b) 土砂堆積の傾向(実験ケースS2)

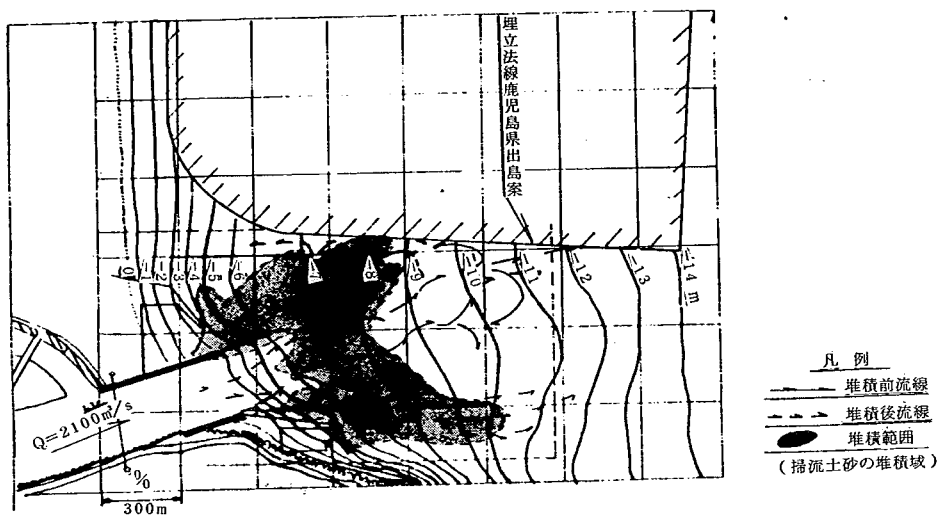


図-3.34(c) 土砂堆積の傾向 (実験ケース S 3)

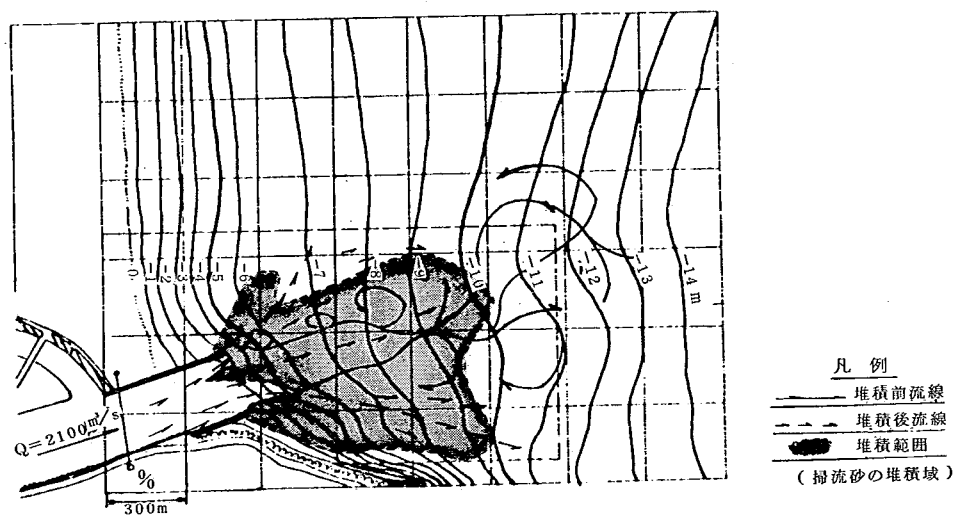


図-3.34(d) 土砂堆積の傾向 (実験ケース S 4)

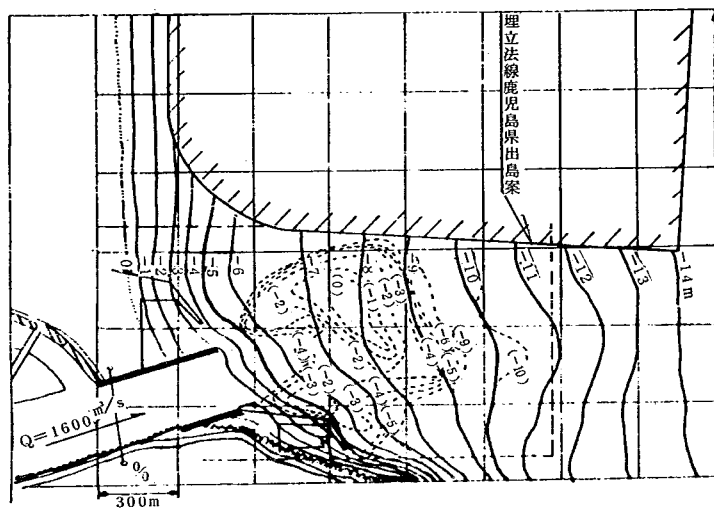


図- 3.3 5(a) 海浜部深浅図 (実験ケース S 1)

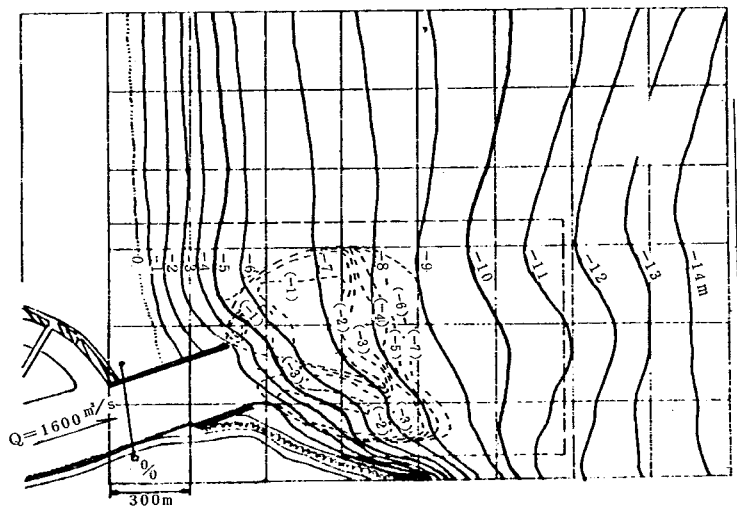


図- 3.3 5(b) 海浜部深浅図 (実験ケース S 2)

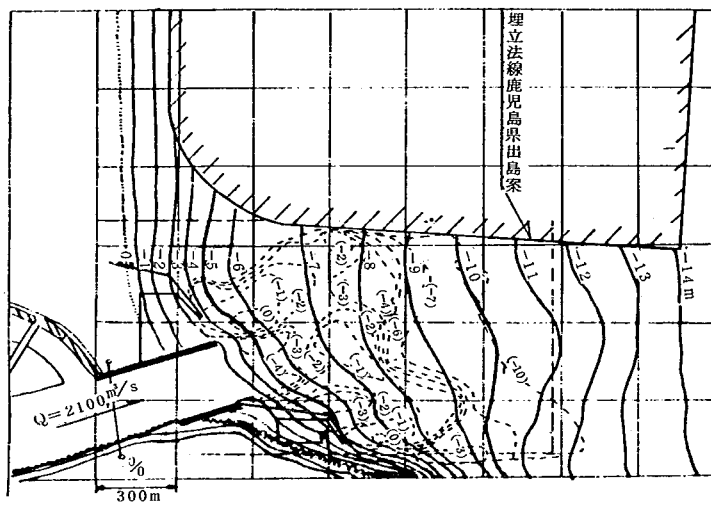


図-3.35(c) 海浜部深浅図(実験ケースS3)

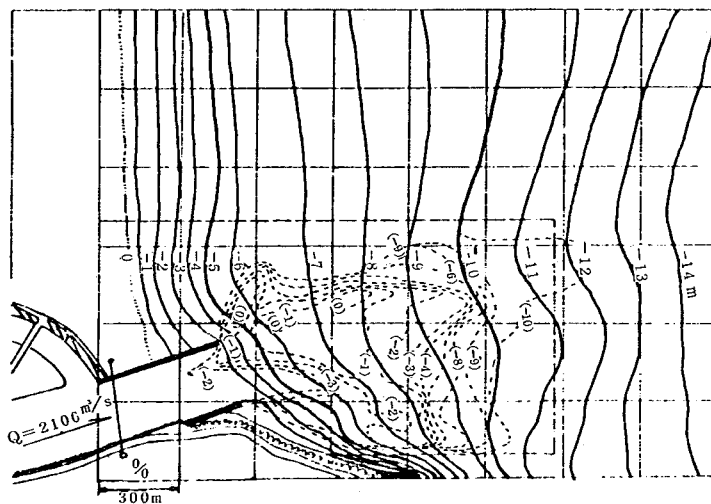


図-3.35(d) 海浜部深浅図(実験ケースS4)

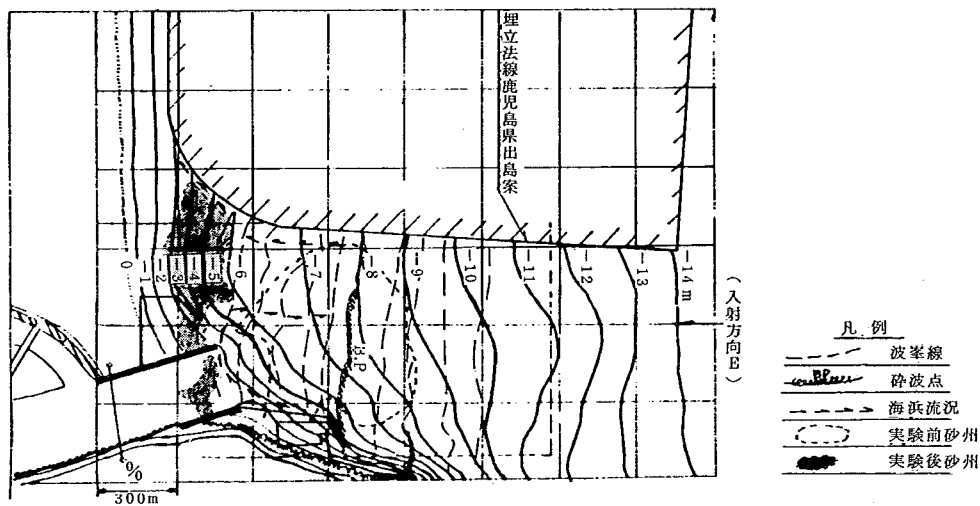


図-3.36(a) 流出土砂の移動状況(実験ケースS1)

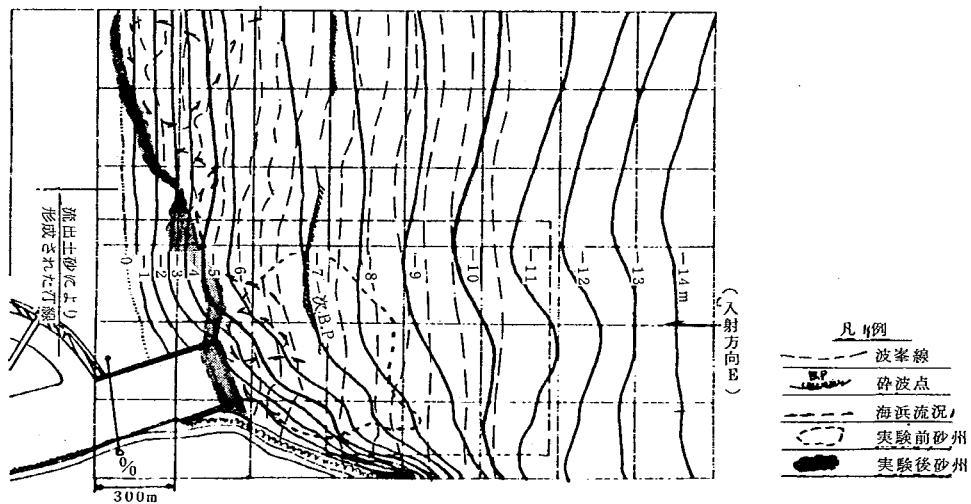


図-3.36(b) 流出土砂の移動状況(実験ケースS2)

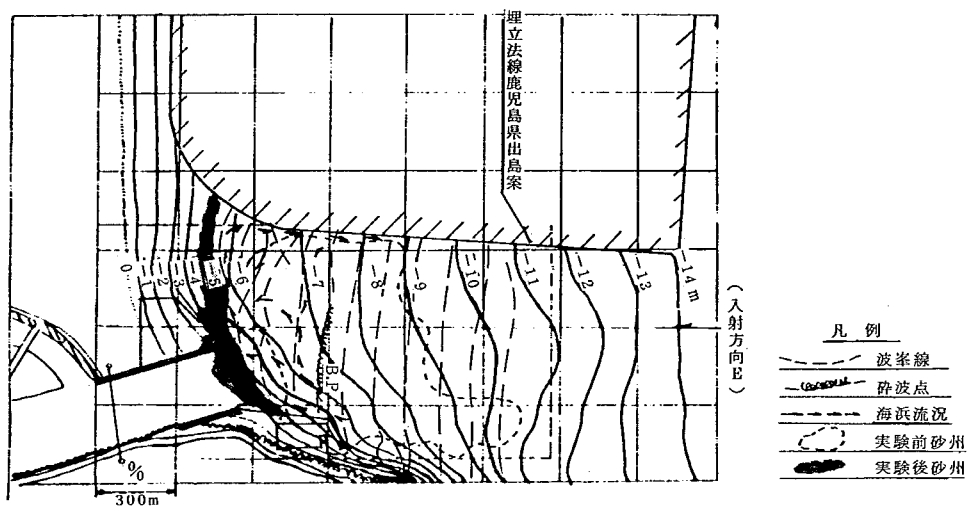


図- 3.3 6(c) 流出土砂の移動状況 (実験ケース S 3)

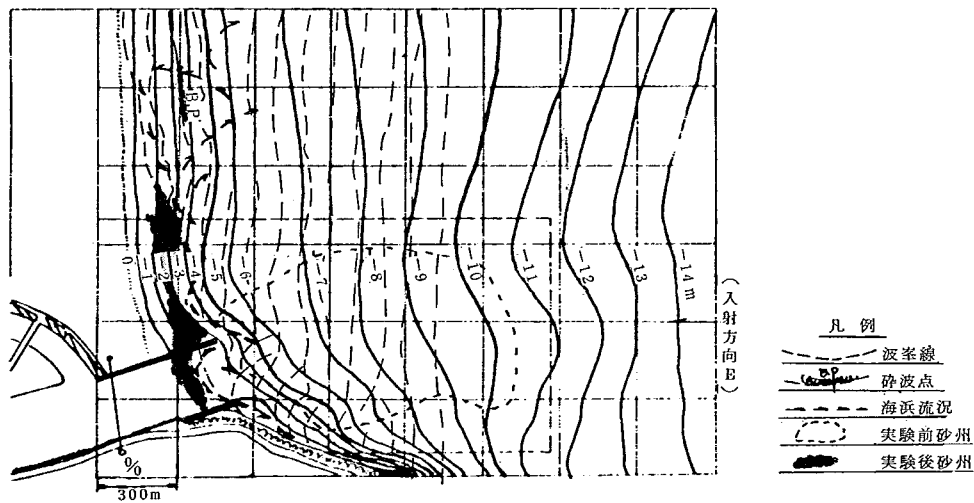


図- 3.3 6(d) 流出土砂の移動状況 (実験ケース S 4)

に対する埋立地の存在効果がよく現れている。

さらに、このときの等深線を示したものが図-3.35であって、とくに埋立地が存在する場合の河床状況は移動床大型模型実験における図-3.32(b)と酷似しており、小規模模型実験の有効性が知られる。

また、以上のように堆積した土砂の波による移動について検討すると次のようになる。

図-3.36(a), (b), (c)及び(d)は、それぞれ、図-3.34(a), (b), (c)及び(d)に対応したものであって、いずれにおいても流出土砂は波により岸方向に輸送され、一部は再び導流堤内に押しもどされるとともに、残りは左岸側海浜部あるいは港湾内に移動している。このような輸送特性は、約1年分の流出土砂量を図-3.34のような形状に与えることによって得られたものであって、導流堤内に返送される土砂量は、埋立地が存在する場合の方が若干多く、全流出土砂量の約1/5となっている。したがって、港湾部の方へ輸送される土砂量はかなり多く、将来港湾の機能維持のために多くの努力が必要となることが知られる。

なお、埋立地がない場合、とくに図-3.36(b)において、流出土砂により左岸側砂浜が形成される状況がよく示されており、現地の現象をよく再現しているものと解される。

3.4 平水流況と波高

3.4.1 平水流況

洪水後の平水時における導流堤内の流況及び海浜流況について、移動床の大型模型実験より検討すると次のようになる。

まず、鹿児島県が提案した図-1.3に示される導流堤形状の場合について示すと図-3.37及び図-3.38のようになる。図-3.37は実験ケースL1における18時間（模型時間、以下同じ）

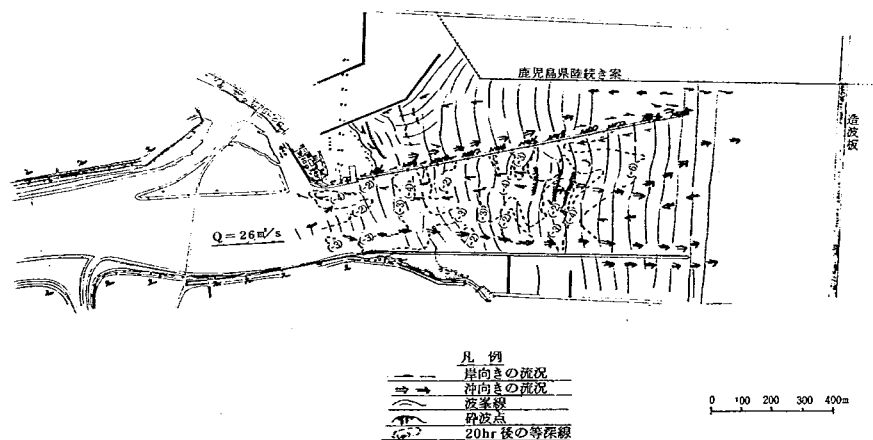


図-3.37 平水流況（実験ケースL1，波浪実験18時間後）

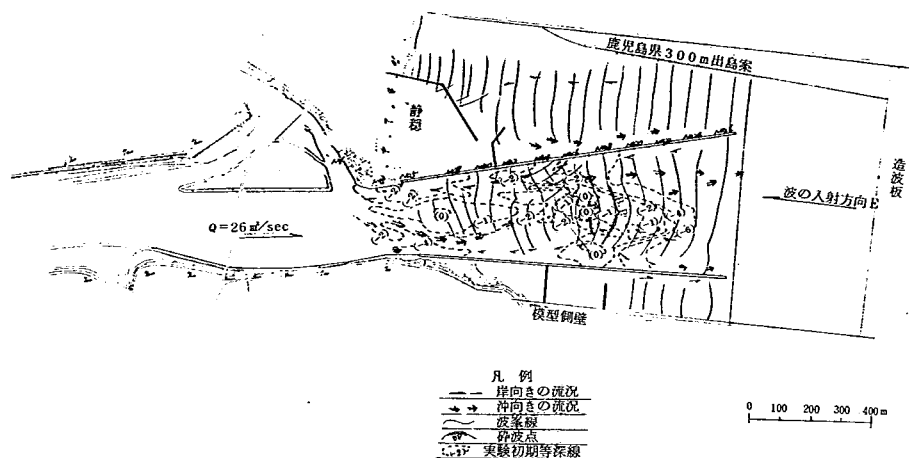


図-3.38(a) 平水流況 (実験ケースL2, 波浪実験10時間後)

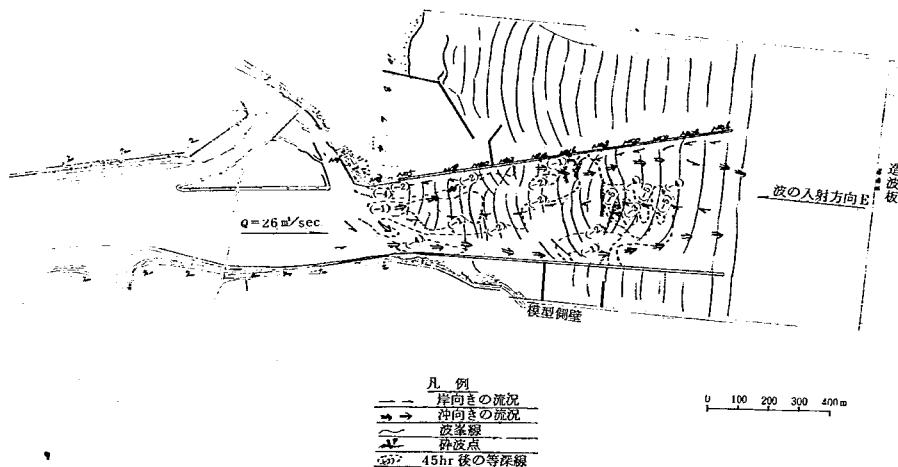


図-3.38(b) 平水流況 (実験ケースL2, 波浪実験43時間後)

後の流況, 図-3.38(a)及び(b)はそれぞれ実験ケースL2における10時間後及び43時間後の流況であって, いずれにおいても導流堤内に逆流域がみられるとともに, 河口部両側の港湾部においては導流堤に沿う沖向きの流れが生じ, さらに左岸側の埋立法線に沿って岸向きの流れが発生し循環流が形成されている。したがって, 洪水により海域部にまで流出した微細砂 (wash load あるいは浮遊砂) はこの流れにより港湾部に流入し, 将来水深の減少をもたらす可能性があることが知られる。なお, 導流堤内の砕波点はほぼ中央 (-0.75 km) 付近であって, これより上流側において河床変化が大きくなっている。

一方、図-3.39は、九州地方建設局案の導流堤に関する実験ケースL3における平水流況であって、第一次波浪実験27時間目の状況で示されている。図において、右岸側では順流を、また左岸側では逆流をそれぞれ呈しており、鹿児島県案の場合と比較的によく似た流況となっている。

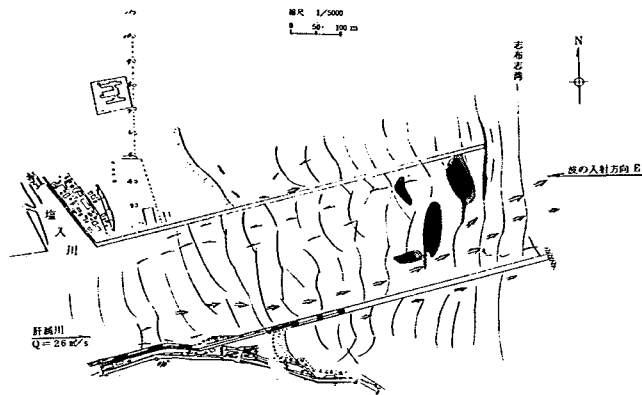


図-3.39 平水流況（実験ケースL3，第一次波浪実験27時間後）

これに対し、図-3.40～図3.43は、図-3.8に示された導流堤修正案における平水流況を示したものである。

とくに、埋立地が存在しない実験ケースL4に関する図-3.40(a)（10時間後）及び(b)（30時間後）と、陸続き式の埋立地が存在する実験ケースL5の図-3.41（17時間後）、L6の図-3.42（20時間後）及びL7の図-3.43(a)（3時間後）、(b)（9時間後）及び(c)（29時間後）とを比較した場合、導流堤内の平水流況について顕著な差異は認められず、また逆流域も比較的少ないようである。ただし、埋立地が存在する場合、導流堤から流出後左岸側港湾内に向かった流れは閉鎖水域内で循環流となり、左岸海浜部の砂浜を形成してきた土砂の多くは港湾防波堤と左岸導流堤との間に堆積するものと予想される。なお、碎波点は流出土砂量の多少に基づく海床形状によって異なるため、埋立地の存在の有無による直接的な差異は明確でない。

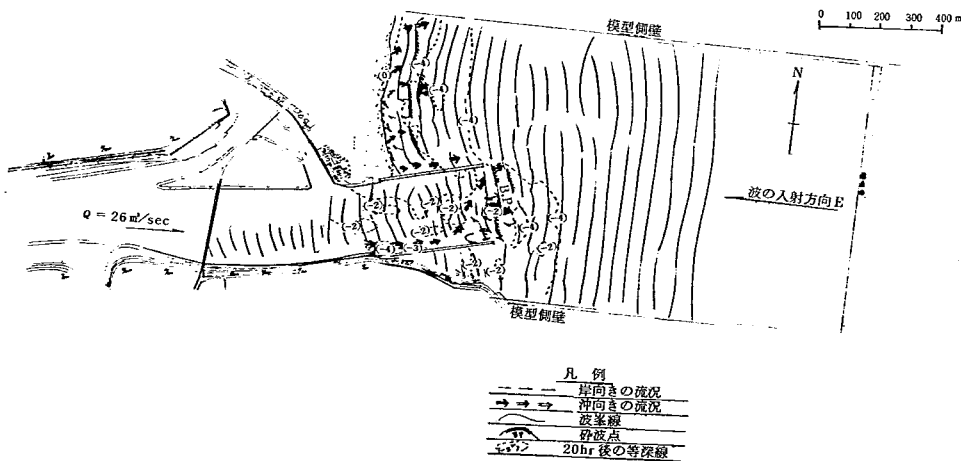


図-3.40(a) 平水流況（実験ケースL4，波浪実験10時間後）

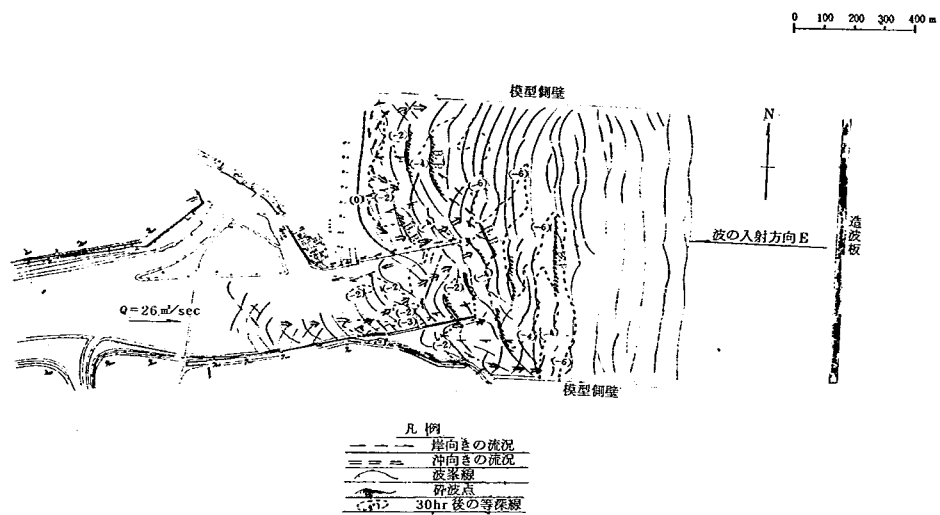


図-3.40(b) 平水流況 (実験ケース L4, 波浪実験 30 時間後)

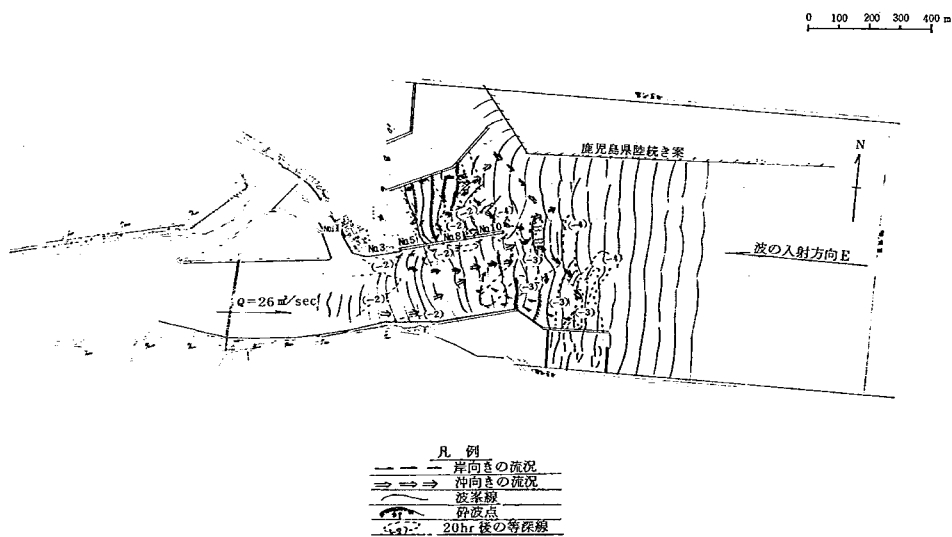


図-3.41 平水流況 (実験ケース L5, 波浪実験 17 時間後)

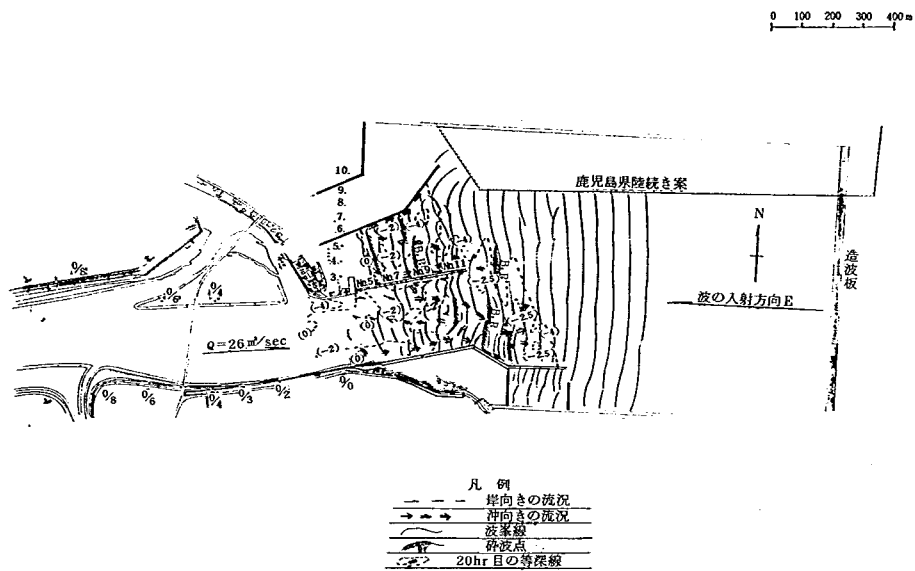


図-3.4.2 平水流況 (実験ケース L6, 波浪実験 20 時間後)

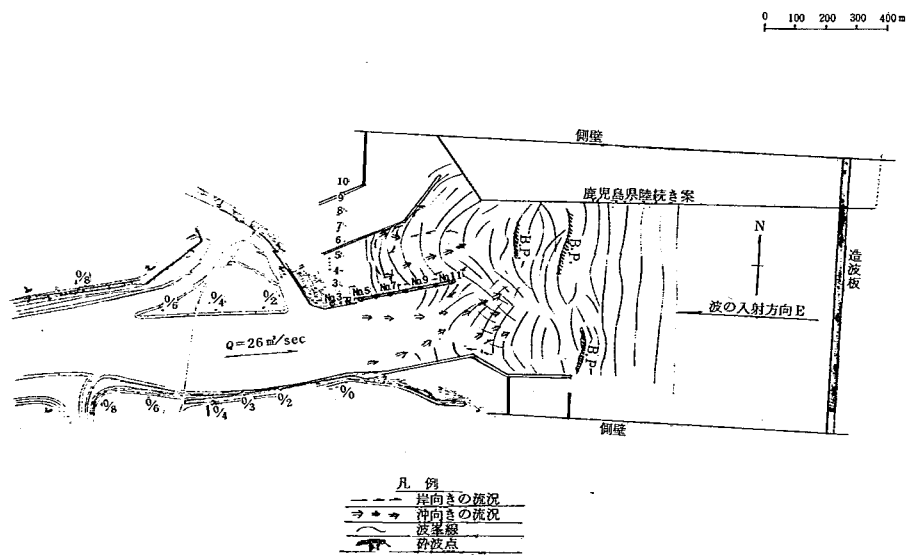


図-3.4.3(a) 平水流況 (実験ケース L7, 波浪実験 3 時間後)

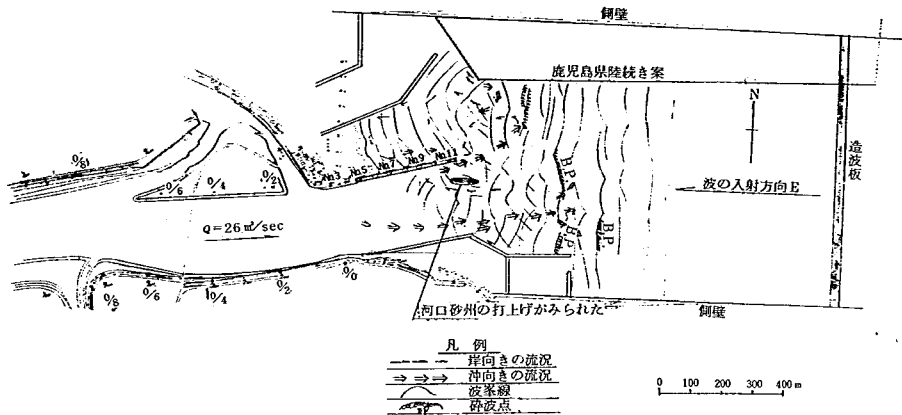


図-3.4.3(b) 平水流況 (実験ケース L7, 波浪実験 9 時間後)

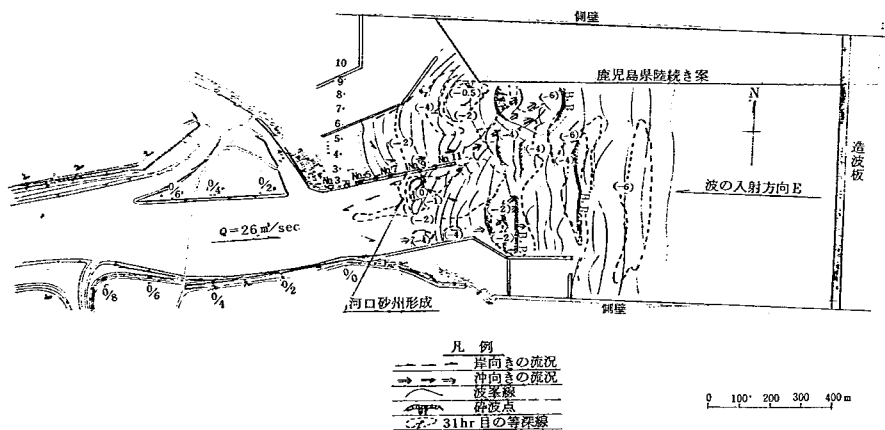


図-3.4.3(c) 平水流況 (実験ケース L7, 波浪実験 29 時間後)

3.4.2 波 高

荒天時には波高の分布も重要となるため、各地点における波高と入射波高（沖波波高）との比を検討すると次のようになる。

図-3.4.4 及び図-3.4.5 は、それぞれ鹿児島県案の導流堤（図-1.3）における波高の分布を示したものであって、導流堤先端部付近では沖波波高よりも大きくなる可能性もあることが知られるとともに、出島案の場合には左岸側港湾部における波の減衰が小さいと推測される。

また、図-3.4.6 は九州地方建設局案の導流堤（図-1.6）に関するものであって、やはり左岸

側導流堤先端付近ではかなり大きな波が示されている。なお、後述の修正案の場合との比較より知られるように、塩入川合流点付近の波高は導流堤長が長い方が小さくなる。

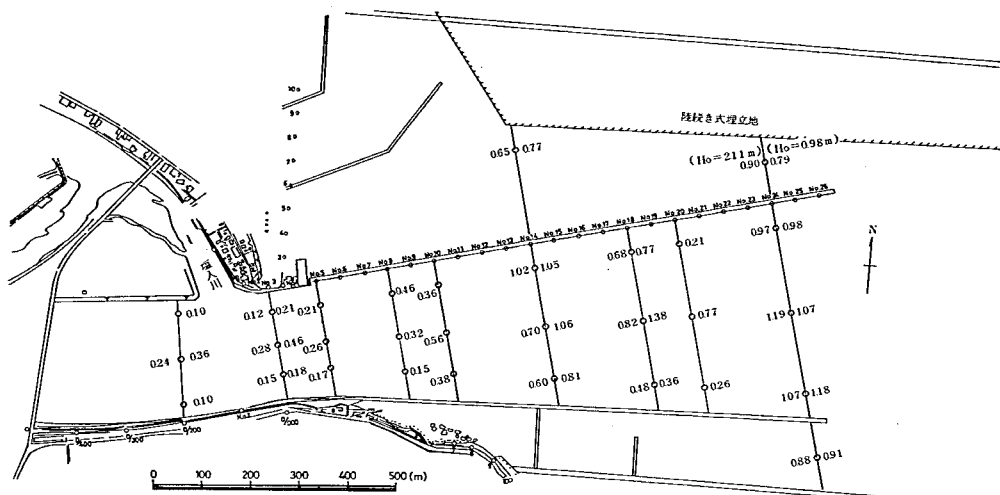


図-3.44 波高分布(実験ケースL1)

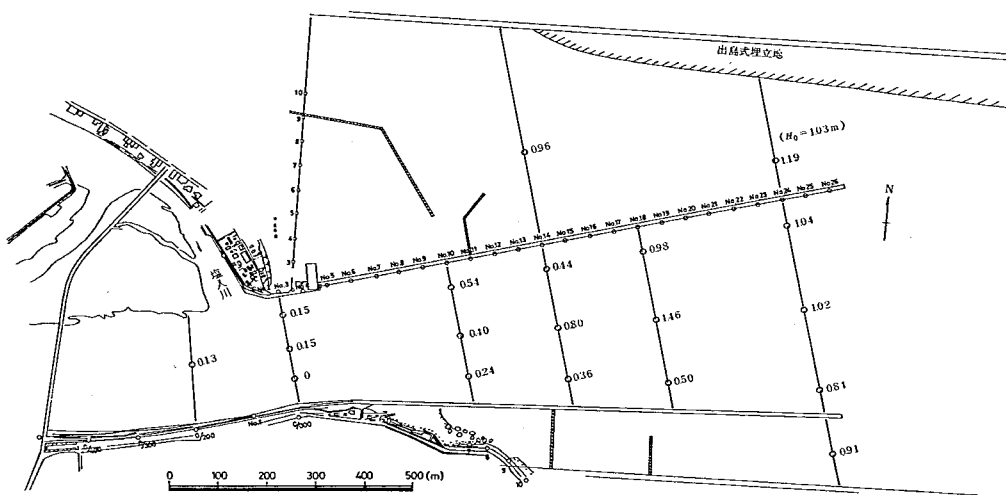


図-3.45 波高分布(実験ケースL2)

一方、図-3.47～図-3.50は導流堤修正案(図-3.8)に関する波高分布を示したものであって、本来波高分布は入射波高及び海底地形によって異なるため定量的な比較は困難であるが、埋立地のない図-3.47と埋立地が存在する図-3.48～図-3.50とを比較することより、定性的には次のことが明らかとなる。すなわち、埋立地により土砂堆積の傾向が変化し、導流堤先端部付近においては、埋立地がない場合に較べ波高が高くなりうるということが知られる。

さらに、埋立地による波の回折効果を、固定床の小型模型実験の結果より検討すると次のようになる。なお、この場合の波高分布は洪水による土砂流出がない場合の結果であって、海底地形の変化に伴う波高変化は含まれていない。

図-3.5 1は、出島式埋立地の効果を、実験ケースS 1及びS 3における各地点の平均波高をS 2及びS 4における平均波高で除した値で示したものであって、回折のみの効果によっても、導流堤先端付近及び左岸側港湾部では波高が高くなる可能性が示唆されている。このような傾向は回折図-2.1 3からも部分的には予想されることであり、また埋立地のない場合の海域部における波高も図-2.1 2と比較的よく一致しており、実験誤差のみとすることはできない。

したがって、埋立地の存在に基づく土砂堆積傾向の変化及び回折現象により、埋立地の存在は必ずしも河口付近の波高に有利であるとは限らないことが知られる。

さらに、先に示された平水流況図より碎波水深を検討すると、概略的には図-2.1 4から推定される結果と一致しており、これらの実験結果の有効性が確かめられる。

また、碎波後の波高変化については、河床面形状が複雑であるため、図-2.1 5との直接的な比較は困難であるが、初期河床面がほぼ平面とみなされる図-3.4 6に関する限り、実験結果はほぼ

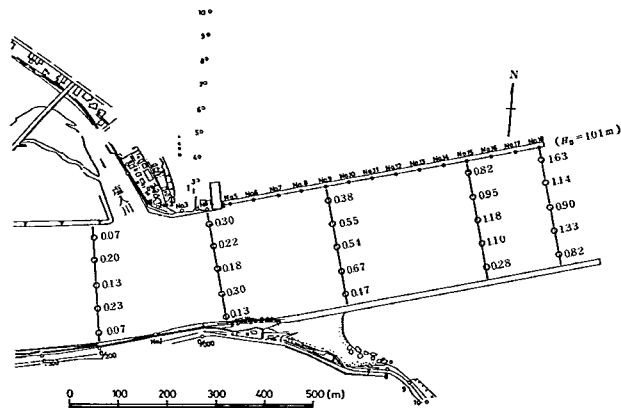


図-3.4 6 波高分布 (実験ケースL 3)

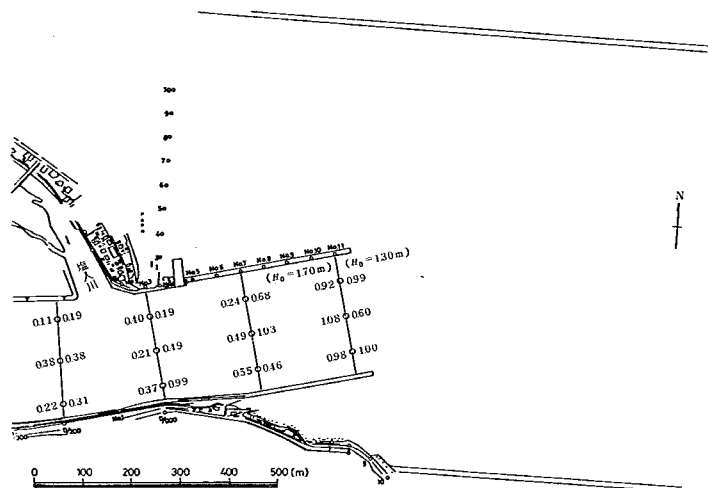


図-3.4 7 波高分布 (実験ケースL 4)

妥当なようである。

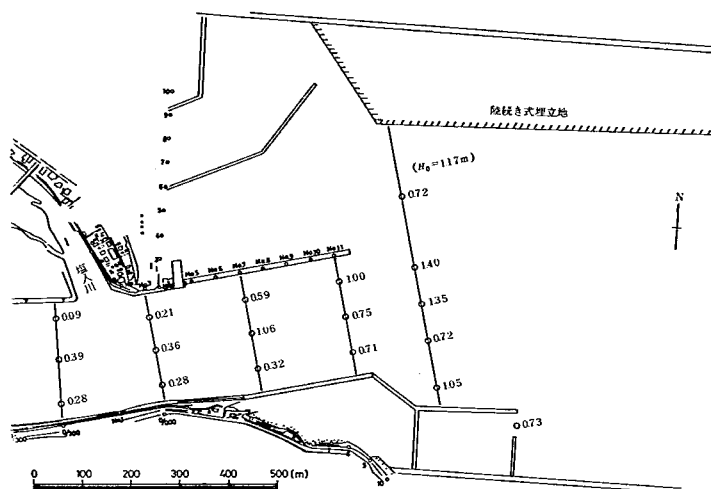


図- 3. 4 8 波高分布 (実験 ケース L 5)

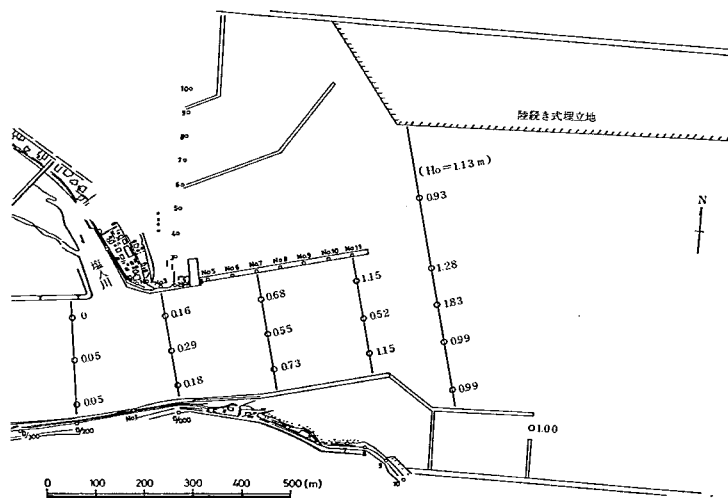


図- 3. 4 9 波高分布 (実験 ケース L 6)

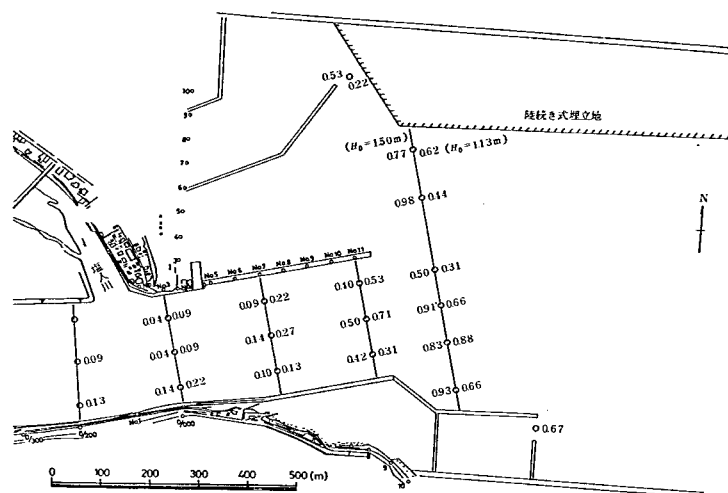


図-3.50 波高分布(実験ケースL7)

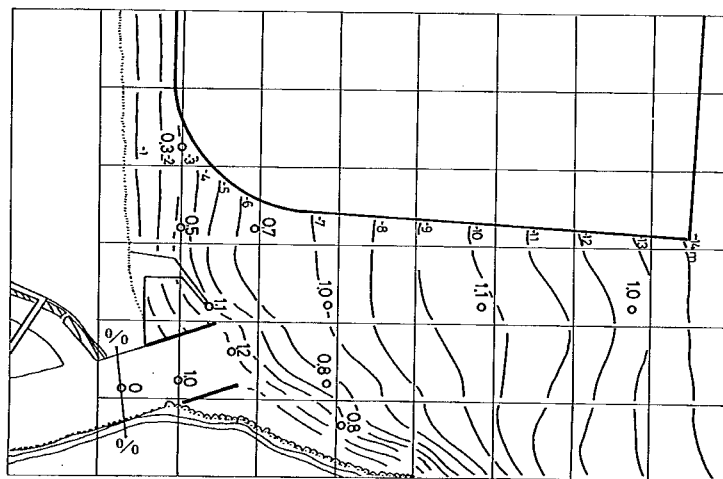


図-3.5.1 波高分布に及ぼす埋立地の影響

4. 結 論

本報告書は、移動床の大型模型実験及び固定床の小型模型実験により、肝属川河口部左岸側に建設が予定されている埋立地が河口処理対策に与える影響について検討したものであって、以下においてその重要点をまとめ結論とする。

1) 洪水位について

鹿児島県あるいは九州地方建設局が提案した導流堤は、河道を海側に大きく延長することになり、河川からの流出土砂により導流堤内が埋没するような場合には、洪水位の上昇をもたらす原因となる。したがって、河口部及び導流堤内の浚渫を考慮しない場合、導流堤長は長くても河口（0 km）より400 m程度とすべきである。また、右岸導流堤は、卓越波向が東方向であることを考慮すること、開いた形状よりもむしろ左側と平行にした方が適当であるため、本報告書では間隔250 m、長さ400 mで左右岸とも現況導流堤に平行なものを修正案とした。

なお、埋立地存在の有無は河道の洪水位に対してそれほど大きな影響は与えない。

2) 洪水流況

鹿児島県が提案した導流堤の場合、とくに右岸側導流堤近傍では死水域あるいは逆流域が形成され、左右岸の導流堤はむしろ平行の方が望ましい。一方、修正案の導流堤においても、流量が小さい場合には縮流して流出する傾向が認められるが、流量が大きい場合には噴流的な流れの様相を呈し、導流堤内の逆流域は少なくなる。

また、埋立地が存在すると、導流堤から流出した流れは埋立地に衝突し、その後埋立法線に沿って沖方向に向かう流れと逆に岸方向に向かう流れとに分かれ、埋立地が存在しない場合に較べ岸側にもたらされる微細砂（wash load あるいは浮遊砂）は多くなると予想される。したがって、河口両岸に計画されている港湾部については、比較的早い時期に水深減少が問題となろう。

3) 土砂の流出・移動の状況

埋立地が存在すると、導流堤から流出した土砂は主として東方向に前進するとともに、埋立地近傍にも多量の土砂が堆積し、これらが波により押し戻される結果、将来導流堤内には砂州が形成され、また港湾部の水深は著しく減少するものと判断される。なお、埋立地が存在する場合、導流堤内へ返送される土砂量は埋立地がない場合に較べ若干多くなり、全流出土砂量のほぼ1/5が導流堤内に押し戻されるようである。

4) 平水流況と波高

埋立地の存在の有無による平水流況はそれほど変化しないが、波高は埋立地の存在により必ずしも減少しないことが知られた。すなわち、導流堤先端及び港湾入口付近においては、部分的にはあるが逆に波高が大きくなるという結果が得られており、埋立地の存在により消波が必要となるような大きい波までが小さくなるであろうという判断には十分な検討が必要である。

以上のように、洪水流況、土砂の流出・移動、波高から判断して、埋立地を河口部左岸側に近接して造成することは、河口維持あるいは港湾機能の維持等に対して不利益も考えられる。したがって、これらの諸問題解決のための対応策を明確にしたうえで、埋立地の規模を再検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 鹿児島県：新大隅開発，昭和52年5月。
- 2) 建設省九州地方建設局大隅工事事務所：肝属川河口調査解析業務報告書，昭和53年8月。
- 3) 肝属川工事事務所：肝属川河口調査報告書，昭和44年2月。
- 4) 建設省九州地方建設局大隅工事事務所：肝属川流出土砂量検討報告書，昭和51年7月。
- 5) 運輸省第四港湾建設局：管内波浪整理報告書，昭和50年1月及び波浪観測台帳，昭和46年8月～昭和51年2月。
- 6) Schlichting, H.: Boundary Layer Theory, McGraw-Hill, 1966.
- 7) 土木学会：水理公式集，昭和46年度改訂版，昭和46年11月。
- 8) Putnam, J.A. and R.S. Arthur: Diffraction of water waves by breakwaters, Trans. A.G.U., Vol. 29, No. 4, pp. 481-490, 1948.
- 9) 合田良実：砕波指標の整理について，土木学会論文報告集，第180号，pp. 39-49，昭和45年。
- 10) Horikawa, K. and C.T. Kuo: A study on waves transformation inside surf zone, Coastal Engineering in Japan, Vol. 9, pp. 69-81, 1966.
- 11) たとえば，岩佐義朗：水理学，朝倉土木工学講座3，朝倉書店，昭和42年8月。
- 12) 建設省九州地方建設局大隅工事事務所：肝属川河口部小縮尺模型実験報告書，昭和54年1月。