

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第2219号

土 木 研 究 所 資 料

離岸堤模型実験報告書

昭和60年 3 月

建設省土木研究所

河川部海岸研究室

Copyright © 1985 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

離岸堤模型実験報告書

海岸研究室 宇 多 高 明
古 川 博 一
筒 井 保 博

要 旨

離岸堤の効果と安定性を検討するため、離岸堤周辺の堆砂、洗掘について移動床平面実験、離岸堤の消波効果、副離岸堤周辺の波浪・流れについて固定床平面実験を行った結果をとりまとめた。実験結果から離岸堤周辺の地形変化は離岸堤開口部からの斜め離岸流の影響を強く受けていることが明らかになった。離岸堤背後の波高計算モデルの開発が行われ、実験結果との対比がなされている。

キーワード：離岸堤、模型実験、洗掘、消波、堆砂効果、波高計算モデル

ま え が き

侵食対策工法としての離岸堤工法は、海岸侵食が全国各地で顕著となった昭和40年代前半に登場して以来、全国各地の海岸で用いられるようになった。現在では侵食海岸において必ずと言ってよいほど離岸堤計画がなされている。しかし、離岸堤の計画、設計、施工等に関する未解決の問題も数多く残されている。このため、昭和58年度より3ケ年間、建設省技術研究会の指定課題として「離岸堤の効果及び安定性に関する研究」がとり挙げられ、土木研究所では下記に掲げる地方建設局の依頼により本省海岸課の指導のもと、模型実験により離岸堤の堆砂効果、消波効果、離岸堤周辺の洗掘および離岸堤の沈下、ブロックの散乱について検討することとなった。本報告書は昭和58、59年度に実施した模型実験結果をとりまとめたものである。

記 東北地方建設局、北陸地方建設局、中部地方建設局、近畿地方建設局、中国地方建設局、
四国地方建設局、九州地方建設局

目 次

まえがき

第 1 章 実験の目的	1
第 2 章 海浜断面の平均化	2
2.1 目 的	2
2.2 対象海岸	2
2.3 断面平均化手法 I	3
2.4 各海岸の海浜断面の分類	3
2.5 断面平均化手法 II	6
2.6 ま と め	8
第 3 章 波浪条件の設定	10
3.1 実験目的	10
3.2 相 似 則	10
3.3 実験方法	14
3.4 地形変化の相似性	18
3.4.1 駿河海岸	18
3.4.2 下新川海岸	18
3.4.3 新潟海岸	19
3.4.4 石川海岸	19
3.4.5 遠州海岸	20
3.4.6 富士海岸	20
3.4.7 皆生海岸	21
3.5 ま と め	21
第 4 章 移動床平面実験	23
4.1 ま え が き	23
4.2 離岸堤移動床模型実験	23
4.2.1 実験目的	23
4.2.2 実験条件および測定方法	24
4.2.3 実験結果（下新川海岸模型）	30
4.2.4 実験結果（新潟海岸模型）	35
4.3 富士海岸水理模型実験	42
4.3.1 研究の目的	42
4.3.2 漂砂捕捉率	42

4.3.3	実験条件	44
4.3.4	実験方法	46
4.3.5	実験結果	47
4.3.6	ま と め	55
4.4	ま と め	56
第5章	消波効果実験	59
5.1	まえがき	59
5.2	消波効果に関する実験	59
5.2.1	実験装置および実験方法	59
5.2.2	実験結果と考察	61
5.2.3	実験結果のまとめ	78
5.3	波高計算モデル	79
5.3.1	目 的	79
5.3.2	計算方法	79
5.3.3	計算結果	89
5.3.4	ま と め	94
第6章	副離岸堤周辺の波、流れ、地形変化の観測	96
6.1	まえがき	96
6.2	観測方法	96
6.3	観測結果	97
6.3.1	離岸堤背後の海浜断面の変化特性	97
6.3.2	離岸堤の波浪減殺効果	99
6.3.3	離岸堤および副離岸堤周辺の流れの特性	101
6.3.4	副離岸堤周辺の横断形状	105
6.4	副離岸堤周辺の流れに関する実験	106
6.4.1	実験方法	106
6.4.2	実験結果	107
6.5	結 論	108
	あとがき	110

1. 実験の目的

模型実験の検討項目は離岸堤の堆砂効果、消波効果、離岸堤周辺の洗掘および離岸堤の沈下、ブロックの散乱と非常に多岐に及んでいる。本報告書でとりまとめた範囲は離岸堤の堆砂効果、消波効果、離岸堤周辺の洗掘である。また副離岸堤の効果についても検討を行った。

以上の項目について模型実験を行うときに模型における現象と現地におけるそれとの相似性が問題となる。2章では、資料解析により各海岸の侵食の激しい区間について代表海浜断面を求め、その変動特性について明らかにした。3章では、移動床2次元実験により、2章で求めた代表海浜断面を再現する波浪条件についてとりまとめた。

離岸堤の堆砂効果、離岸堤周辺の洗掘に関して移動床実験により調査した結果を4章にとりまとめた。下新川海岸、新潟海岸、富士海岸を対象とした模型実験を行った。下新川海岸、新潟海岸に対する実験は離岸堤周辺の洗掘を主として検討するために行った。富士海岸に対する実験は離岸堤の漂砂捕捉効果を明らかにするために行った。いずれの実験も沿岸漂砂を考慮した条件の下で、群堤として離岸堤を3基以上配置して行った。現地離岸堤周辺の流れ、地形変形との対比も4章で行われている。

離岸堤の消波効果について検討した結果を5章にとりまとめた。固定床平面実験により離岸堤背後の波浪特性について検討するとともに、簡単な波高計算モデルを作成し、実験結果との比較検証を行った。

副離岸周辺の波高分布と流況を固定床平面実験により調査した結果を6章にとりまとめた。下新川海岸における現地観測結果との比較を行った。

2. 海浜断面の平均化

2.1 目 的

水理模型実験に用いるため、外海に面した直轄海岸の侵食の激しい区間を対象として、各海岸を代表する海浜断面の検討を行った。得られた海浜断面が水理実験に用いられるだけでなく、検討の過程から各海岸の地形変動特性が明らかになった。また各海岸の断面を系統的に分類することにより、類似海岸の特性の推測が可能となった。

2.2 対象海岸

表一2.2.1 対象区間一覧表

海 岸 名	対象区間（測線番号）	断面数	断面区間距離（m）	測量年月	資 料 名
駿 河	大井川工区 No. 30 ～No. 42	7	400	57.2	昭和56年度 深浅測量
下 新 川	春 日 No. 131 ～No. 147	5	400	56.7	昭和56年度 深浅測量
皆 生	No. 1 ～No. 24	24	100	57.3	皆生海岸侵食対策調査 S 58.1
石 川	No. 504 ～No. 560 No. 12 ～No. 155	27	800	57.9	石川海岸深浅横断面図
新 潟	No. 88 ～No. 110	12	200	56.9	新潟海岸離岸堤部測量横断面図
遠 州	No. 145 ～No. 159	8	400	58.1	昭和57年度 深浅測量
富 士	No. 70 ～No. 81	12	200	58.2	
高 知	No. 28 - 1, 3, 5, 11, 13, 15, 30, 32, 34	9		48	S 58.3 高知海岸離岸堤模型 実験報告書
青 森	野田工区	—	—	—	S 54.12 青森海岸今津工区 消波工模型実験報告書

海浜断面の検討を行った海岸は図一2.2.1に示す9海岸であり、対象とした区間および使用した資料を表一2.2.1にまとめる。青森海岸¹⁾、高知海岸²⁾については、以前土木研究所で移動床実験を行った資料を用いた。

2.3 断面平均化手法 I

解析には深浅測量データを用いる。深浅測量データを用いる場合、データの整理方法として大きく分けると2つの方法がある。1つは一定距離間隔で水深データがまとめられているもので、もう1つは一定高さ間隔で距離データがまとめられているものである。断面平均化手法Iとして前者のデータを用いた。いずれの方法を用いても基本的な方法は同じであるが、得られる成果としては若干の相違が見られる。この相違等については2.5で検討する。

沖合の等深線がほぼ平行な、新潟海岸、下新川海岸、石川海岸、皆生海岸、駿河海岸、遠州海岸の6海岸を対象とする。富士海岸は他の海岸と異なり沖合の海底地形が陸上の尾根筋、谷筋のように種々変化していることから、他の方法を用いる。沖合の漂砂の移動限界水深（ここでは有意な地形変化が生ずる意味での限界水深を考える）より深い部分の地形は、波が作用しても変化は生ずることはなく一定の形状を保つ。

ここで扱う方法はこのことに着目し、沖合の海底形状が一致するよう各海浜断面を岸沖方向に移動して重ね合わせ、平均化断面を求める方法である。具体的手順は次のとおりである。

- ① 各海浜断面を移動限界水深より深い位置1点で一致させる。
- ② その点を基準点として、基準点から岸沖方向に一定間隔で各断面における水深を求める。
- ③ 水深データを平均して代表断面を求めるとともに、水深データの変動の標準偏差を計算する。

2.4 各海岸の海浜断面の分類

図一2.2.1に示す9海岸は大きく次の5つのタイプに分けられる。

- (1) 青森海岸タイプ
- (2) 新潟海岸、石川海岸、遠州海岸タイプ
- (3) 下新川海岸、駿河海岸、皆生海岸タイプ
- (4) 富士海岸タイプ
- (5) 高知海岸タイプ

これらの海岸タイプの特徴は次のとおりである。

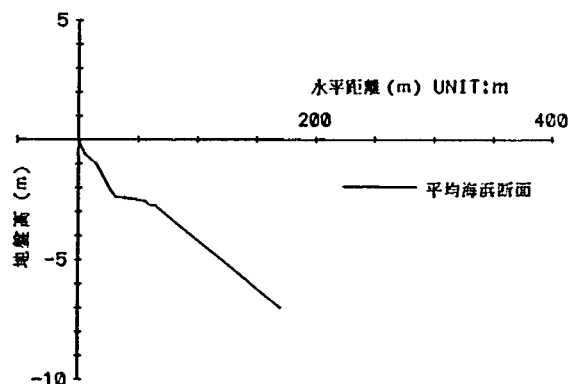
- (1) 青森海岸タイプ

図一2.4.1は青森海岸の北端に位置する野田工区の海浜形状である。汀線より30m沖合までの海底こう配は比較的急であり、30mより60mまでの区間は水深約2.5mではほぼ平坦である。

また60mより沖合では約1/29のほぼ一様な海底こう配になっている。図一2.4.1に示すよう



図一2.2.1 対象海岸位置図



図一2.4.1 青森海岸海浜形状

に水深 2.5 m 以深の海底を岸側に延長して考えると、海浜形状は図-3.2.2 に示すⅢ型に分類される。青森海岸の特徴は海底形状が平坦な部分の水深が浅いことであり、このことは来襲する波浪が比較的小さいことに対応している。

(2) 新潟海岸、石川海岸、遠州海岸タイプ

図-2.4.2～2.4.4 にそれぞれ新潟、石川および遠州海岸の平均断面形状を実線で示した。また図中には水深の変動を平均値±標準偏差の形で破線で示した。これらの図より各海岸の移動限界水深がそれぞれ新潟 6 m、石川 7 m、遠州 10 m 程度と読みとられる。このタイプの特徴はバーがよく発達してい

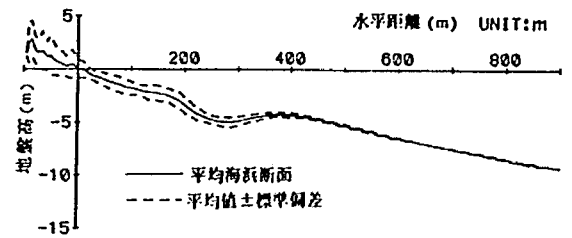


図-2.4.2 新潟海岸平均海浜形状

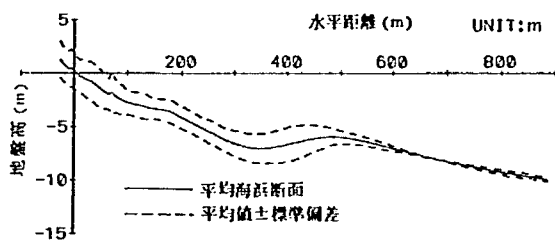


図-2.4.3 石川海岸平均海浜形状

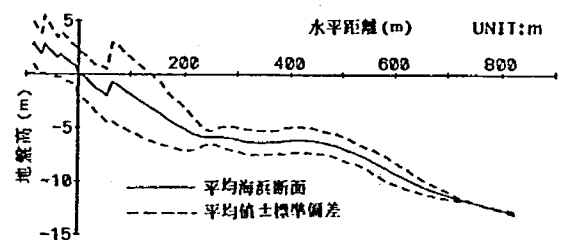


図-2.4.4 遠州海岸平均海浜形状

ることと、移動限界水深以浅の海底こう配が緩いことである。新潟、石川、遠州の順に海底地形の変動が大きくなり、移動限界水深も大きくなっている。これより、この順に来襲波浪が大きくなっていると推定される。

(3) 下新川海岸、駿河海岸、皆生海岸タイプ

図-2.4.5 および図-2.4.6 はそれぞれ下新川海岸および駿河海岸の平均断面と標準偏差を示したものである。また図-2.4.7 と図-2.4.8 に皆生海岸の離岸堤上の測線の平均断面と開口部および離岸堤の施工されていない区間の平均断面を示した。

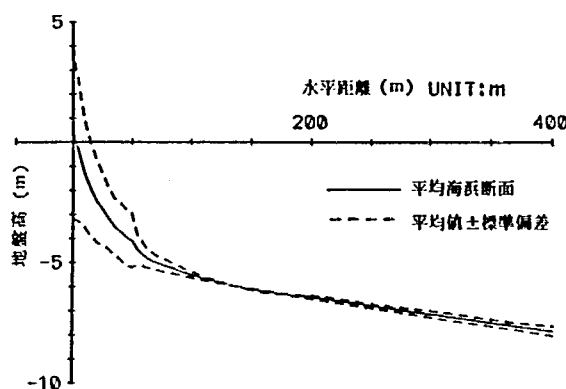


図-2.4.5 下新川海岸平均海浜形状

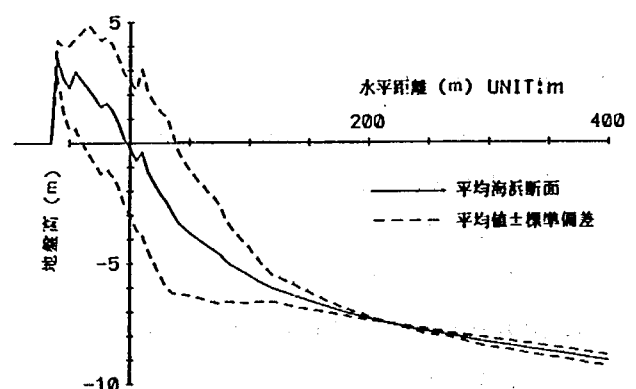
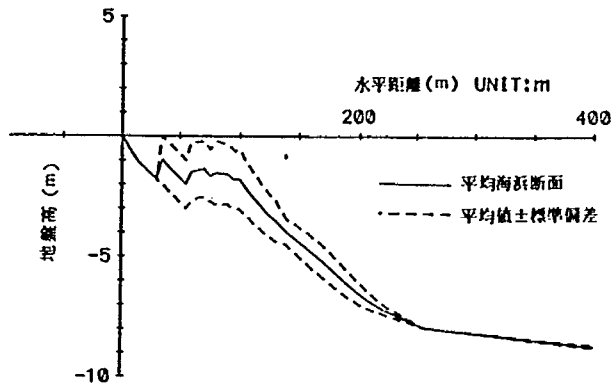
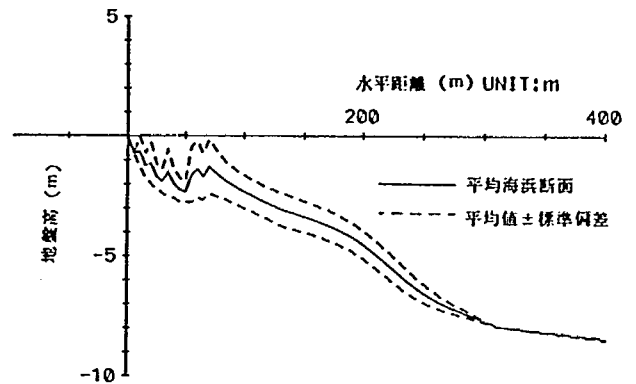


図-2.4.6 駿河海岸平均海浜形状

図-2.4.5 および図-2.4.6 より、下新川海岸と駿河海岸の平均断面が非常によく似ていることがわかる。図-2.4.7 および図-2.4.8 より皆生海岸では離岸堤のある場合は、無い場合に比べて



図一 2.4.7 皆生海岸平均海浜形状
(離岸堤のある測線)



図一 2.4.8 皆生海岸平均海浜形状
(離岸堤のない測線)

平均的に約 90 m 汀線が前進していることがわかる。これは離岸堤背後にトンボロが形成されているためである。一方、水深 4 m 以深の海底は離岸堤の有無にかかわらずほぼ一致し、水深 8 m 以深の比較的海底こう配の緩い部分は、沿岸方向にほとんど変化していない。このことは離岸堤の直接的影響は水深 4 m ぐらいいまでしか及ばないことを示している。

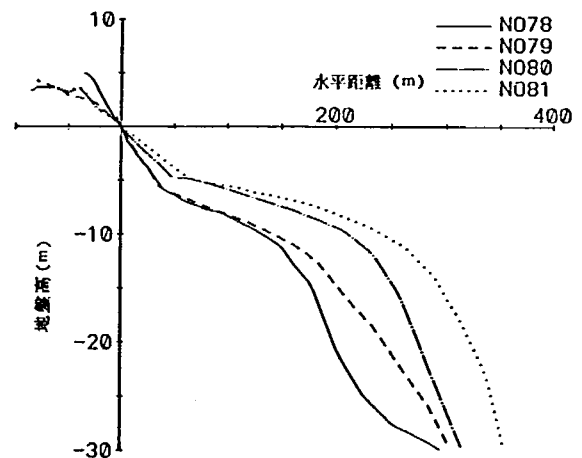
このタイプの海岸の特徴は移動限界水深以浅の海底こう配が比較的急であり、バーは見られないことである。海浜形状の形成過程は明らかでないが、前浜および浅海域の形状を見る限り、青森海岸と同様、Ⅲ型に近いものと考えられる。

(4) 富士海岸タイプ

富士海岸の海浜形状は図一 2.4.9 に見られるように測線によって沖合の海底形状が種々変化している。平面測量結果によればこの変化の原因は海底が陸上の山と谷のように波状の起伏をなす斜面であることがわかる。この地形の平均波長は 360 m であり、富士山の標高 300 m ~ 800 m の地形から山谷の波長を調べてみると、360 m となりよく一致している。このことは、海底の地形が富士山の裾野である可能性を示している。沖の海底が一様ではないのでこれまでに行った方法による平均化は意味がない。

(5) 高知海岸タイプ

図一 2.4.10 に高知海岸の平均海底断面形状を示す。高知海岸の平均断面形状はタイプ(2)の場合とよく似ているが、沖の比較的海底こう配の緩い部分は沿岸方向に変動しており、タイプ(2)とは異なる。この場合も海浜のタイプは平均的にみるとⅢ型に近い。



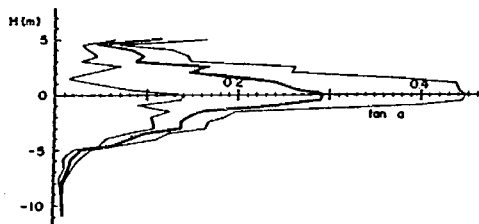
図一 2.4.9 富士海岸海浜形状

2.5 断面平均化手法Ⅱ

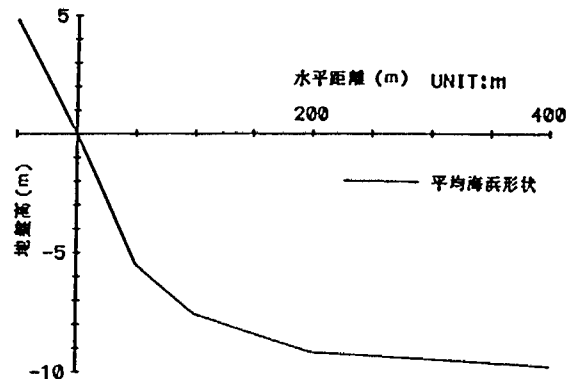
断面平均化手法Ⅰでは図—2.4.6に見られるように海浜断面が不連続になるなどの欠点が見られた。このため平均化手法の改良を行った。

深淺測量データは陸上側に設置された基準点から測量地点までの水平距離 l とその地点での水深 h で構成される。断面平均化手法Ⅰでは一定距離間隔で水深データを整理したが、これは水深 h を距離の関数 $h = h(l)$ で表わすものである。断面平均化手法Ⅱでは一定水深間隔で距離データを表わし、そのデータから海浜特性の検討を行った。その手順を以下に示す。

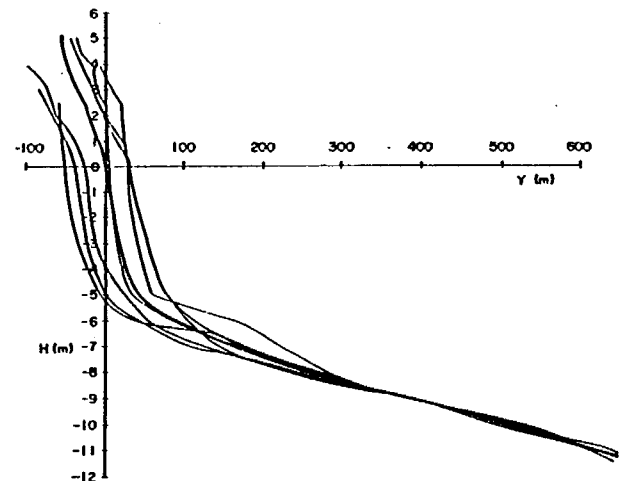
- ① 距離データは絶対的指標とならないため、海浜こう配 S を水深 h の関数 $S = S(h)$ で表わす。
- ② 各水深における平均海浜こう配を計算し、海浜こう配を積分することにより平均断面を求めた。
- ③ 海浜断面の変動を明らかにするための断面の重ね合わせは、沖合の一定区間が平均断面と一致するように行った。



図—2.5.1 駿河海岸の海浜勾配変化



図—2.4.10 高知海岸平均海浜形状

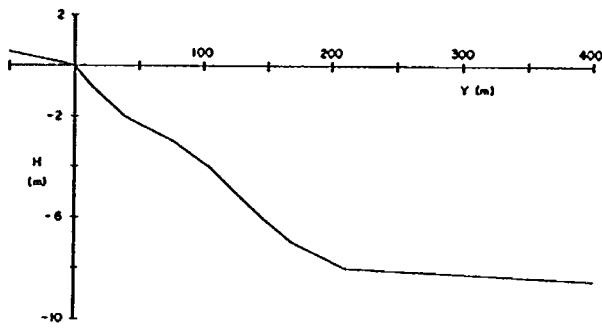


図—2.5.2 駿河海岸平均断面形状

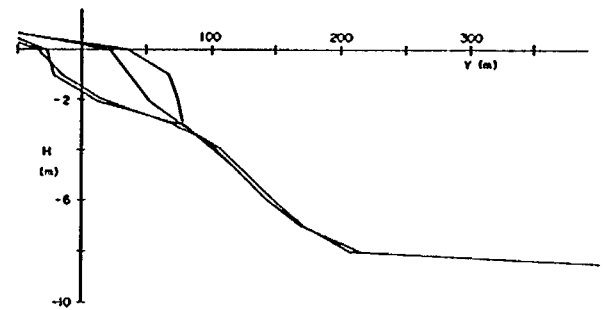
図—2.5.1および図—2.5.2に駿河海岸の海浜こう配変化および平均断面を示す。図—2.5.1には平均こう配が実線で、平均土標準偏差が細線で示されている。また図—2.5.2では平均断面が実線で、また測量した海浜断面が細線で示されている。平均化を行った測線は表—2.2.1に示すとおりで図—2.4.6と同じものを用いた。水深8 mから11.5 mの区間が一致するように断面の重ね合わせが行なわれている。図—2.4.6の平均断面と図—2.5.2の平均断面を比較すれば、後者の方が海浜こう配が急であることがわかる。

駿河海岸の海浜特性として、図—2.5.1から水深8 m以深では海底こう配が約 $1/100$ と緩やかで、汀線付近で最も海浜こう配が急になり $1/5$ こう配となることが読みとれる。また図—2.5.2から移動限界水深が7～8 mであることが明らかになる。

図—2.5.3には皆生海岸の平均断面を示す。今回の断面平均化に用いた測線は経年的に見て侵食傾



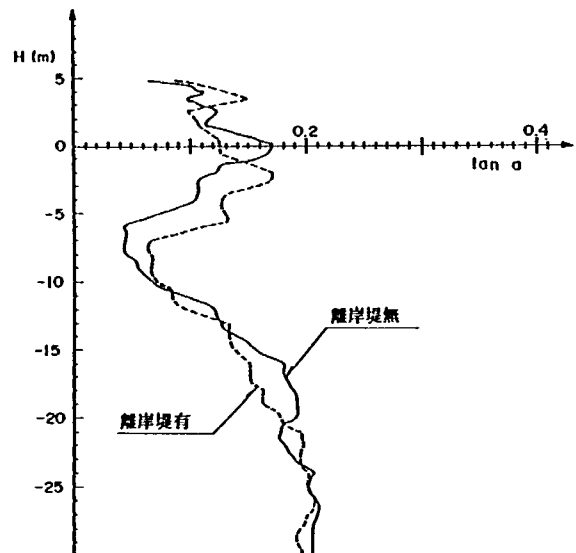
図—2.5.3 皆生海岸平均断面形状



図—2.5.4 海浜断面の重ね合わせ
(No.12, 13, 14, 15)

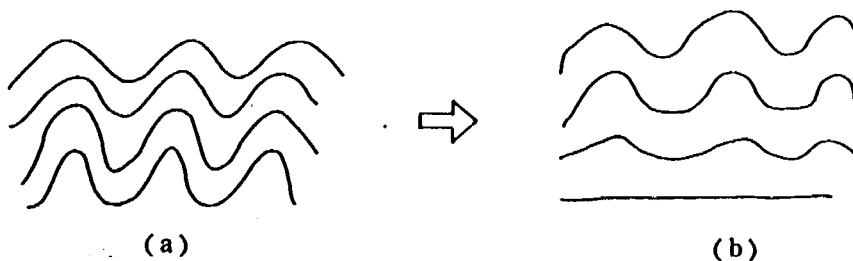
向も堆積傾向も示さない中立的³⁾なNo.12, 13, 14, 15, の4本である。図—2.5.4は4本の測線の海浜断面を重ね合わせたものである。No.12, 14は離岸堤中央部を通る測線であり, No.13, 15は離岸堤開口部を通る測線である。この図から, 離岸堤による地形変化は水深3 m以浅で生じていることが明らかになる。

断面平均化手法Ⅱは, 手法Ⅰでは平均断面を見つけられなかった富士海岸についても適用できる。図—2.5.5に富士海岸の海底こう配変化を示す。離岸堤を通過しない7測線から求めた平均海底こう配を実線で, また離岸堤を通る5測線に対するデータについては破線で表わした。富士海岸の海浜特性として, 水深が深くなるほど海底こう配は急になり, 水深25 m付近では1/5になることがわかる。また水深10 m以浅の海浜こう配は, 離岸堤設置断面の方が無い断面と比較して急であることから, 水深6 m以浅に設置されている離岸堤の影響が堤前面まで及んでいる可能性を示している。



図—2.5.5 富士海岸の平均海底勾配

富士海岸のNo.65 からNo.81までの範囲の沖合の等深線は, 2.2.4で指摘したように沿岸方向に大き



図—2.5.6 等 深 線 形 状

く変化している。ところが水深10m程度では滑らかなものとなっている。一般に波によって海底面が削り取られれば、等深線形状は図-2.5.6の(a)から(b)へと移り変わる。昭和58年2月に測量した深浅図を用いて、測線No.65からNo.81までの等深線延長を各水深に対して計算し、汀線延長で割って規準化した。その結果を図-2.5.7に示す。この図から水深6m以浅の地形変化は汀線変化と一体で生じていること、水深30m付近で等深線延長が急変していることから波の影響範囲は30m以浅で生じることが明らかとなる。図-2.5.6に示す海底こう配の変化と対比すれば、汀線と一体に地形変形が生じる範囲は海底こう配が最も緩くなる場所より浅い部分であることがわかる。

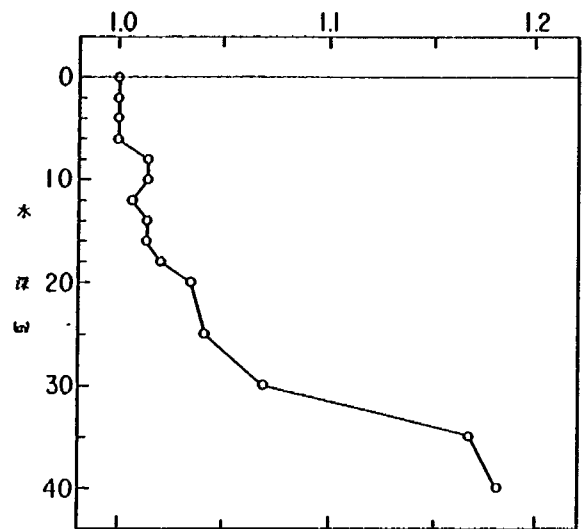


図-2.5.7 等深線延長の比較

2.6 ま と め

本章では水理模型実験に用いる海浜断面の検討を行った。この検討の過程から、わずか1回の測量データから各海岸の移動限界水深が明らかになった。以下に得られた結果を示す。

① 水理模型実験に用いる各海岸の代表断面を以下にまとめる。

駿 河 海 岸	図-2.4.6 に示す平均断面
下 新 川 海 岸	図-2.4.5 "
皆 生 海 岸	図-2.5.3 "
石 川 海 岸	図-2.4.3 "
新 潟 海 岸	図-2.4.2 "
遠 州 海 岸	図-2.4.4 "
富 士 海 岸	最も海底こう配の緩やかな測線No.72と最も海底こう配の急な測線No.79の断面

② 各海岸の海浜断面を分類すれば以下になる。

- (1) 青森海岸タイプ
- (2) 新潟海岸, 石川海岸, 遠州海岸タイプ
- (3) 下新川海岸, 駿河海岸, 皆生海岸タイプ
- (4) 富士海岸タイプ
- (5) 高知海岸タイプ

③ 断面の平均化手法として2つの方法がある。深浅測量データの整理方法の違いによるもので、1つは一定距離間隔で水深データが整理されているタイプであり、もう1つは一定高さ間隔で距離データが整理されているタイプである。前者については、沖合の等深線が平行な場合に適用できる。後者についてはバー型地形について適用できない。いずれの手法からも平均断面、地形変動範囲が

明らかになる。これらの検討は1回の深浅測量データから得られる。

参 考 文 献

- 1) 青森海岸今津工区消波工模型実験報告書, 土木研究所資料第1538号, 昭和54年12月.
- 2) 高知海岸離岸堤模型実験報告書, 土木研究所資料第1931号, 昭和58年3月.
- 3) 石橋正穂, 宇多高明, 岸田正人, 清水生一; 皆生海岸における海浜地形変化の解析; 第30回海岸工学講演会論文集, pp234~238, 1983.

3. 波浪条件の設定

3.1 実験目的

離岸堤の堆砂効果、離岸堤周辺の洗掘を実験的に調べるためには移動床模型実験によらなければならない。その場合には、現地と模型とで海浜地形変化を相似にする必要がある。しかしながら、移動床水理模型実験には十分な相似則が確立されていない。現地の波浪条件、海浜地形をフルード則で相似にしても必ずしも模型は現地を再現するとは限らない。移動床実験においては波浪条件、底質条件、海底地形を与えて生じる海浜地形変化は実験固有のものとなる。それゆえ、海浜地形変化が現地と模型とで相似となるようにあらかじめ波浪条件、底質条件を実験的に捜す必要がある。本実験の目的は、各海岸について離岸堤に関する実験を行うために必要な波浪条件、底質条件を選定することにある。そのために2次元移動床実験によって検討する。実験では各海岸の侵食の激しい区域の平均海浜形状を初期断面とし、現地で生じている海浜変形と同タイプの海浜変形が生じるような波浪条件の選定を行った。この場合、底質粒径は一定とした。

3.2 相似則

模型実験を行う場合、模型と実物との間で相似が成立しなければならない。しかし、すべての現象を相似にすることは不可能なので支配的な現象についてのみ相似にすることを試みる。波浪に関して現象を支配するのは重力と慣性力が考えられ、この両者について模型と実物とが相似であれば良い。

速度を V 、長さを L 、重力加速度を g 、時間を T 、水の密度を ρ とすると慣性力 F_i 、重力 F_g は、

$$\text{慣性力} \quad F_i = \rho L^2 V^2$$

$$\text{重 力} \quad F_g = \rho g L^3$$

で表わされる。この両者の比の平方根をとると

$$F_r = \sqrt{\frac{F_i}{F_g}} = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

となる。 F_r はフルード数である。波に関する実験はフルードの相似則にしたがえば良いことになる。模型と実物とにそれぞれ m ・ p の添字を付けると次の関係が成立する

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}}$$

したがって長さの縮尺を $1/S$ とすると

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{S}$$

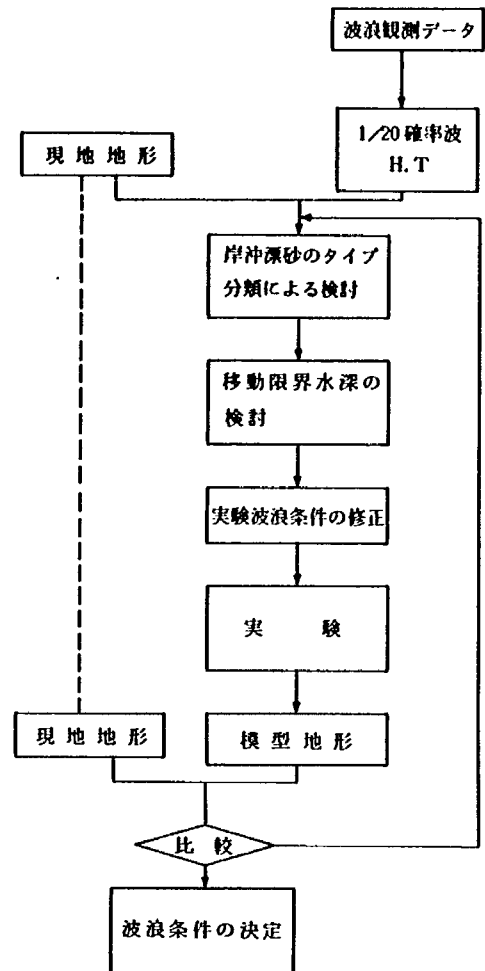
$$\frac{V_m}{V_p} = \frac{1}{\sqrt{S}}$$

の関係が得られる。以上の点から波浪に関する現象を実験的に調べる場合、実物と模型の間でフルード数を一致させれば相似が成立することがわかる。

しかし、底質の移動に関しては砂の移動機構が明らかではなく相似則は確立されてない。移動床実験においては、波浪と底質条件を設定することによって実験固有の海浜地形に変形することは周知のことである。したがって、模型の海浜変化と現地の海浜変化が出来る限り一致するように波浪条件、底質条件を選定する必要がある。その場合に、実験で得られた海浜変形がどの程度現地を再現するかを岸沖漂砂による海浜変化のタイプ分類、移動限界水深などと比較することで検討する。本研究では底質条件を一定として波浪条件を変えることによって相似性の検討を行った。

図—3.2.1に波浪条件の決定方法のフローチャートを示した。模型に用いた波浪は現地観測データを利用した。砂浜海岸では、その模型の粒径波高比が現地に比べ大きく底質は移動しにくく現地とは合わない。したがって現地と同等の底質移動を再現するには見かけより大き目の波浪を用いなければならない。そのために、目安として年間の波浪発生順位の中で上から測得回数の1/20の位置に定める波浪を用いた。(以後「1/20確率波」とよぶ)

次に岸沖漂砂に関する地形変化について模型と現地とが同じタイプの変化を生ずるか検討する。堀川・砂村¹⁾らは岸沖漂砂による海浜変化を汀線位置の変化特性に着目し、式(3.2.1)で表わすことを提案している。



図—3.2.1 波浪条件の決定方法

$$\frac{H_0}{L_0} = C (\tan \beta)^{0.27} \cdot \left(\frac{d}{L_0} \right)^{0.67} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

H_0 : 沖波波高 L_0 : 沖波波長 $\tan \beta$: 初期勾配 d : 底質粒径

式(3.2.1)は汀線の前進、後退を波浪、底質粒径、海底勾配とで表わすもので、汀線の前進、後退は右辺に含まれるCの値によって次のように決定される。

- | | | |
|---------|--------------------|----------|
| I型タイプ | $1.0 \leq C$ | 後退 |
| II型タイプ | $3 \leq C \leq 10$ | 前進あるいは後退 |
| III型タイプ | $3 \geq C$ | 前進 |

式(3.2.1)は汀線の前進、後退の判定だけでなく、岸沖方向の地形変化のタイプ分類にも適用される。それぞれのタイプの地形変化を模式化すると図—3.2.2のようになる。I型タイプは汀線付近が侵食され沖合に堆積し、II型タイプは碎波帯の土砂が前浜上と沖側に移動している。III型タイプは碎波帯の土砂が前浜上に打ち上げられ汀線は前進している。現地における海浜形成過程は明らかではないが、このタイプのいずれかの海浜変化によって形成されると考える。このため現地海岸がどのタイ

ブに分類されるかを判断しなければならない。海浜形状から判断すると、Ⅱ型タイプに分類されるものとして新潟海岸、石川海岸、遠州海岸があり、Ⅲ型タイプは駿河海岸、下新川海岸、皆生海岸である。模型では海浜変化が現地と同一タイプになるように、式(3.2.1)を用い調べる。その結果同一タイプとならない場合は波浪条件を修正する。

次に移動限界水深の相似性について検討する。現地における海岸侵食は主に沿岸漂砂によるもので岸沖漂砂によるものは少ないと考えられる。この場合に、侵食区域の海浜断面を各測線ごとに重ね合わせる方法を用いて、有意な地形変化の生じる範囲を調べることができる。この方法を利用すれば、地形変化の生ずる限界深さの相似性について検討することができる。模型の場合、限界水深の予測に表層移動限界水深を表わす佐藤・田中の式²⁾を用いた。

佐藤・田中の表層移動限界水深は

$$\frac{H_0}{L_0} = 0.565 \left(\frac{d}{L_0} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right) \cdot \left(\frac{H_0}{H} \right) \dots\dots\dots (3.2.2)$$

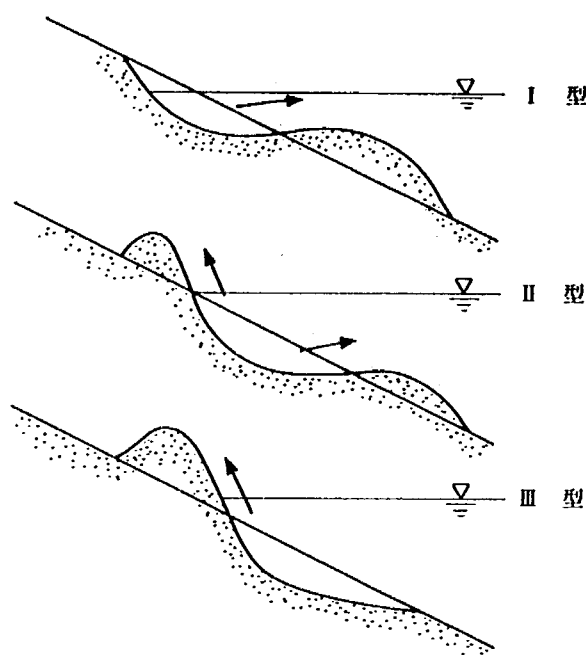
h_i : 移動限界水深

と与えられる。

ここに移動限界水深を求める式はいくつか提案されているが式(3.2.2)を用いたのは実験値と計算値とが良く一致することが確かめられているからである²⁾。現地海浜地形から判断する限界水深と模型において式(3.2.2)から求まる移動限界水深を比較することで相似性の検討を行う。その場合に現地における移動限界水深は顕著な地形変化の生じる限界深さであり式(3.2.2)の移動限界水深とほぼ同じか、また浅い領域を表わしていると考えられる。したがって、式(3.2.2)の移動限界水深が現地の限界深さにより浅くならないよう波浪条件を修正する。

実験はまず最初に無歪模型で行う。海浜地形のタイプ分類が現地と一致すること、海底面表層の砂粒子の移動限界深さが現地の限界深さと同じか、あるいはより深くなるか現地データと実験結果の比較を行う。地形変化のタイプが模型と現地と合わない場合は式(3.2.1)を参考にして波浪条件を変える。式(3.2.1)から周期を一定とした場合、入射波高を大きくすると侵食型のⅠ型に近づき、波高を小さくすると堆積型のⅢ型の地形変化になることがわかる。実験における移動限界水深が現地と合わない場合にも波浪条件を変更する。

新潟海岸などの海底勾配が非常に緩い海浜について模型実験を行う場合、模型を歪ませ入射波高を大きくし底質を移動しやすくすることが必要である。無歪模型の粒径波高比は現地に比べ小さ過ぎることになるので、その場合に歪模型を用いる。しかしながら、歪模型には問題点がある。それは波に



図一 3.2.2 海浜形状の変化

関する相似条件（入射波，回折，反射，砕波）と地形変動に関する相似条件である。これについての考え方を以下に示す。

離岸堤模型実験で現地を再現する現象は，堆砂効果，消波効果，洗掘，ブロックの安定性（沈下，散乱）の4項目である。しかし，これらの現象をすべて相似にすることは非常に困難なので，緩勾配海岸の離岸堤で比較的問題となる堆砂効果と洗掘に着目する。堆砂効果について現象を支配する要素は波の回折，底質の移動，流れ，屈折があり，洗掘については波の回折，底質の移動，反射が挙げられる。これらの項目に対し相似性を保つには次の要素を現地と模型で一致させる必要がある。

回 折 ; $x/L, y/L, y/x, (r/L)$

屈 折 ; h/L

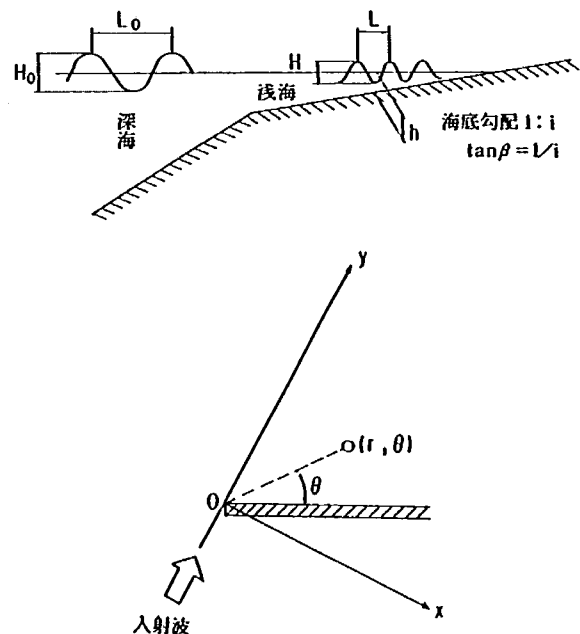
波 ; Froude 則

反 射 ; $H_0/L_0, \tan \beta$

砕 波 ; $H_0/L_0, \tan \beta$

種々のパラメータについては図—3.2.3に示す。屈折の場合，波高変化は h/L の関数のみで表わすことができるので水深と波長の縮尺を同一にしさえすればよいことになる。一方，回折，反射の場合は海底勾配の影響を受ける。よって，歪模型は海浜地形が幾何学的に相似でなくなるので歪ますことはできない。ところが，回折現象をあらわす r/L の関数は海底勾配が非常に緩い範囲であれば，波長 L の水深による影響は小さく， L を水平縮尺にとることによって歪ませることができる。本研究の場合，歪を用いる海浜地形はバー・トラフ地形の発達が顕著であり，離岸堤設置位置の海底勾配は非常に緩い。したがって，回折現象は波長 L の縮尺を水平縮尺と同一にとってもほぼ再現される。また反射は海底勾配が $1/10$ より大きくなれば顕著になるが，海底勾配が緩い範囲においては海底による反射はほとんど無いと考えられる。よって歪による反射への影響は無視できる。砕波現象は漂砂への影響が大きい点を考慮し，砕波点を無歪とで一致させた方がよい。以上の点から歪模型では屈折，回折および砕波現象の相似が成立すれば歪ませて良いと判断できる。しかしながら，屈折と回折の相似を同時に満たすことはできない。なぜならば，屈折の場合は，波長 L の縮尺と鉛直縮尺とを同一にとれば相似が成立するのにに対し，回折は L の縮尺を水平縮尺と等しくとるためである。そこで本実験では洗掘，堆砂効果に支配的な回折現象のみを相似にさせるべく r/L を次の方法を用いて相似にする。

まず，図—3.2.3に示すように浅海域へ進行する波は変形し水深 h における波長 L は次のように求まる。



図—3.2.3 記号説明図

$$\frac{L}{L_0} = \tanh \frac{2\pi h}{L} \dots\dots\dots (3.2.3)$$

ここでは r/L を相似にするので r, L を無歪模型, また r', L' を歪模型の変数を示すものとすれば

$$\frac{L'}{L} = \frac{r'}{r} \dots\dots\dots (3.2.4)$$

の関係が成り立つ。また L'/L については, 式(3.2.3)を用いれば

$$\frac{L'}{L} = \frac{\tanh \frac{2\pi}{L'} h'}{\tanh \frac{2\pi}{L} h} \cdot \left(\frac{T'}{T} \right)^2 \dots\dots\dots (3.2.5)$$

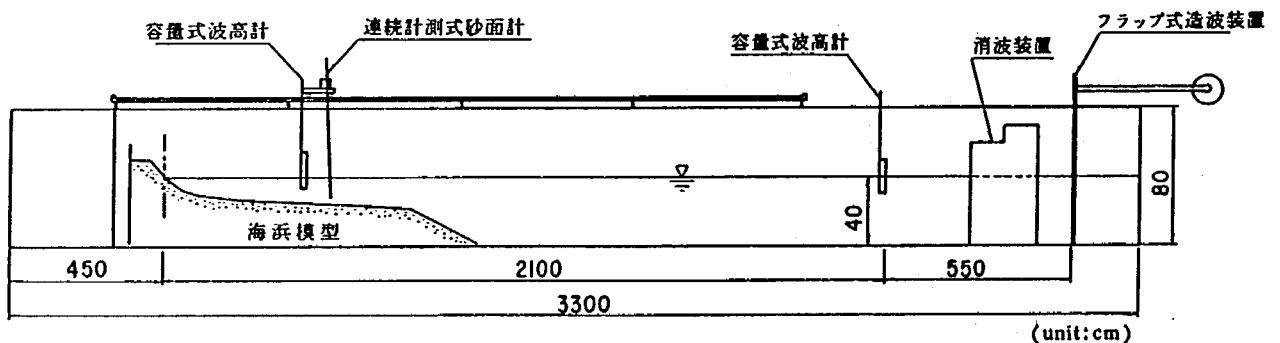
と表わすことができる。ここでは水深のみを変えて水平方向はそのままにしたいので

$$\frac{r'}{r} = 1 = \frac{L'}{L} \dots\dots\dots (3.2.6)$$

が成立する。したがって式(3.2.5)と式(3.2.6)によれば, h'/h を変えたときの T'/T の関係が決定される。

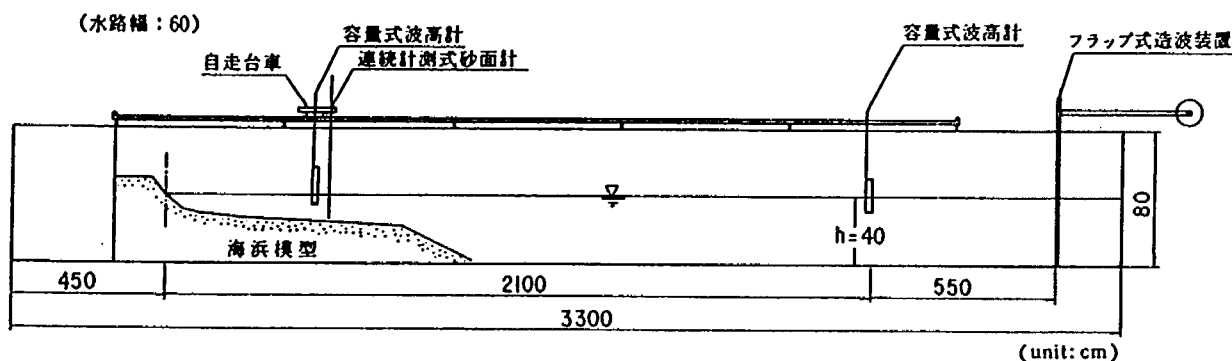
3.3 実験方法

実験装置は土木研究所水理共同実験棟の小型造波水路を利用した。図一3.3.1に示すように長さ33 m, 幅0.3 m, 高さ0.8 mのフラップ型造波機を備えた2次元水路を用いた。その他附属設備として給排水設備, 測定・データ処理に実験自動化装置を利用した。なお皆生海岸の実験は図一3.3.2に示す長さ33 m, 幅0.6 m, 高さ0.8 mのフラップ型造波機を備えた2次元水路を用いている。



図一3.3.1 実験装置

模型縮尺は対象とした現地海岸および実験装置の規模, 能力を考慮し決定した。たとえば現地海岸における海浜地形変化の生じる範囲が模型として再現できること, 模型に用いる波浪の周期が0.8秒より短いと表面張力の影響を受け砕波現象などが実物と合わなくなることが挙げられる。実験はこれ

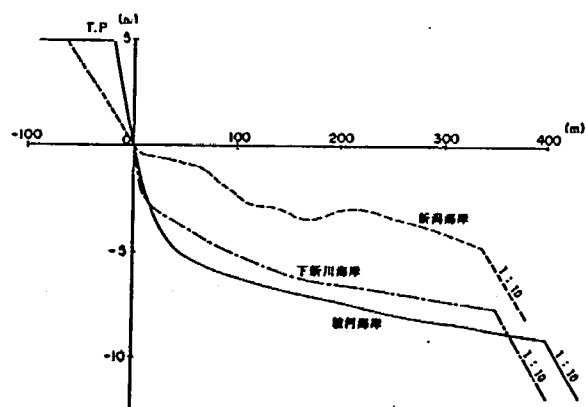


図一 3.3.2 造波装置 (拵生海岸)

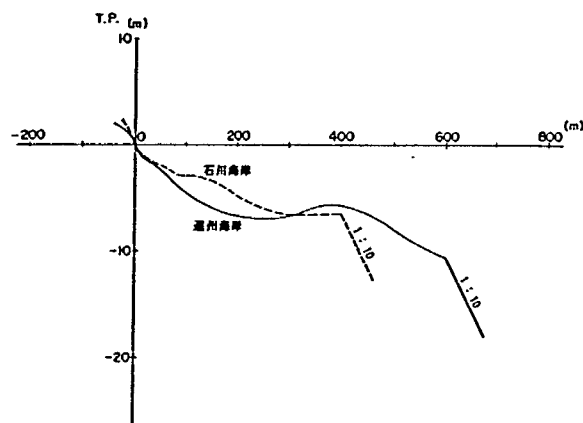
表一 3.3.1 各物理量の縮率

物 理 量	無歪模型	歪 模 型		
		新 潟	石川ケース 2, 3	石川ケース 4, 5
水平スケール	50	50	50	50
鉛直スケール	50	33.3	33.3	33.3
海 底 勾 配	1	0.67	0.67	0.67
波 高	50	33.3	33.3	33.3
波 長	50	68.2	75.0	75.7
周 期	7.07	8.26	8.64	8.70
波 形 勾 配	1	2.05	2.25	2.27

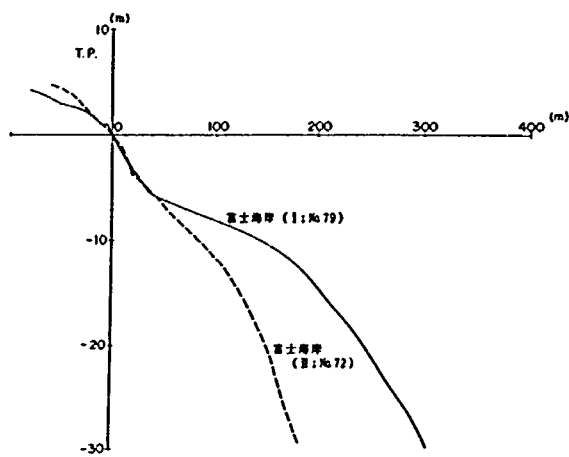
ら条件を満たすように縮尺を $1/50$ とした。ただし、実験結果として現地を再現するのに歪模型が良いと判断されるものは水平縮尺 $1/50$ ，鉛直縮尺 $1/33.3$ とした。海浜地形および波浪に関する縮尺は，フルードの相似則を用い現地と相似になるように決定した。用いた底質にはフルード則は適用していない。たとえば新潟海岸のように底質粒径が模型に用いる底質粒径と同等な海岸に対し，



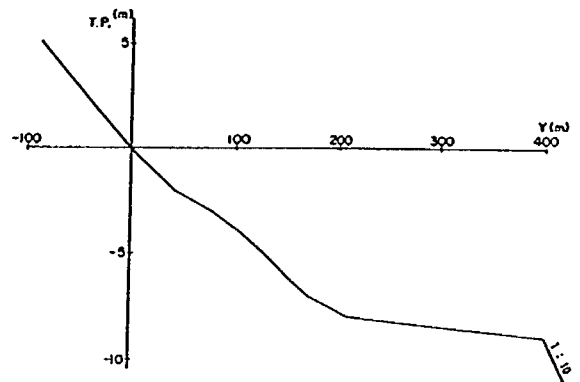
図一 3.3.3 初期海浜形状 (駿河海岸，
下新川海岸，新潟海岸)



図一 3.3.4 初期海浜形状 (石川海岸，
遠州海岸)



図一 3. 3. 5 初期海岸形状 (富士海岸)



図一 3. 3. 6 初期海岸形状 (皆生海岸)

仮にフルード則に従って、底質粒径を決定した場合、底質は非常に細く粘性が影響することになり現地とは異なるからである。本実験では底質を中央粒径 $d_{50} = 0.28 \text{ mm}$ の 1 種類とした。表一 3. 3. 1 に各物理量の縮率をまとめた。歪模型については関係する物理量を歪ませた縮率を示している。実験結果は現地スケールに換算したもので表わす。ただし、海岸変形に関してはフルード則が適用できないので、海岸変化時間については実験時間で示した。

表一 3. 3. 2 波浪観測所および観測項目

海岸名	波高	波向	風向 風速	観測所名	資 料 名
駿 河			○	駿 河	第 1 回～3 回海象年表
下新川	○	○	○	田 中	〃
新 潟	○	○	○	新 潟 西 港	新潟海岸全体保全計画書
石 川			○	相 川 新	第 1 回～3 回海象年表
遠 州	○	○	○	浜 松・竜 洋	〃
富 士	○		○	原	〃
皆 生	○	○	○	日吉津, 淀江 皆 生・富 益	〃

図一 3. 3. 3 ～図一 3. 3. 6 は各海岸の初期海岸形状を示している。各海岸の侵食の激しい区間を選び平均化操作を施すことによって平均断面形状を求めたものを初期地形とした。この平均化の手法、対象とした区間等は第 2 章で説明している。模型における海岸形状は、現地での有意な地形変化の生じる範囲を十分含む区間とし、水路底には 1/10 勾配ですり付ける。

実験は海岸を初期形状に整形後 6 時間波を作用させて行う。水位は T. P. 0 m に設定した。波浪は現地の波浪観測データを参考とした。表一 3. 3. 2 に各海岸の参考とした波浪観測所と観測項目及び参考資料を示した。実験に用いた波浪は表一 3. 3. 2 に示す波浪観測所の現地データを基に原則として 1

表一 3.3.3. 波 浪 条 件

	海 岸	ケ ー ス	模 型				現 地				縮 率	
			入射波高 H_1 (cm)	沖波波高 H_0' (cm)	周 期 T (sec)	波形勾配 H_0'/L_0	入射波高 H_1 (m)	沖波波高 H_0' (m)	周 期 T (sec)	波形勾配 H_0'/L_0	水平 x	鉛直 h
1	駿 河	1	2.2	2.4	1.34	0.009	1.09	1.20	9.48	0.009	50	50
		2	2.8	3.0	1.34	0.011	1.38	1.51	9.48	0.011	50	50
		3	3.6	4.0	1.34	0.014	1.82	2.00	9.48	0.014	50	50
		4	4.1	4.5	1.34	0.016	2.05	2.25	9.48	0.016	50	50
2	下新川	1	3.0	3.3	1.20	0.015	1.52	1.67	8.50	0.015	50	50
		2	3.5	3.8	1.20	0.017	1.75	1.92	8.50	0.017	50	50
		3	4.1	4.5	1.20	0.020	2.05	2.24	8.50	0.020	50	50
		4	4.1	5.2	1.20	0.023	2.35	2.58	8.50	0.023	50	50
3	新 潟	1	2.8	3.0	1.00	0.019	1.42	1.51	7.10	0.019	50	50
		2	3.7	3.9	1.00	0.025	1.83	1.96	7.10	0.025	50	50
		3	5.3	5.5	0.86	0.048	1.76	1.83	7.10	0.023	50	33.3
		4	6.1	6.3	0.86	0.055	2.02	2.11	7.10	0.027	50	33.3
4	石 川	1	3.6	3.8	0.99	0.025	1.80	1.92	7.00	0.025	50	50
		2	4.4	4.5	0.81	0.044	1.46	1.50	7.00	0.020	50	33.3
		3	5.2	5.4	0.81	0.053	1.74	1.80	7.00	0.024	50	33.3
		4	4.4	4.6	0.92	0.035	1.45	1.52	8.00	0.015	50	33.3
		5	6.5	6.8	0.92	0.052	2.16	2.27	8.00	0.023	50	33.3
5	遠 州	1	4.5	4.9	1.20	0.022	2.24	2.46	8.50	0.022	50	50
		2	5.4	6.0	1.20	0.027	2.72	2.99	8.50	0.027	50	50
		3	6.5	7.2	1.20	0.032	3.26	3.59	8.50	0.032	50	50
		4	3.2	3.5	1.00	0.022	1.62	1.73	7.10	0.022	50	50
6 (1)	富 士 (No79)	1	5.9	6.0	1.98	0.010	2.96	3.02	14.00	0.010	50	50
		2	3.9	4.2	1.34	0.015	1.93	2.12	9.50	0.015	50	50
		3	4.5	4.9	1.34	0.017	2.25	2.47	9.50	0.018	50	50
		4	5.3	5.8	1.34	0.021	2.66	2.92	9.50	0.021	50	50
6 (2)	富 士 (No72)	1	5.8	5.9	1.98	0.010	2.90	2.96	14.00	0.010	50	50
		2	3.7	4.1	1.34	0.015	1.86	2.05	9.50	0.015	50	50
		3	4.5	5.0	1.34	0.018	2.27	2.49	9.50	0.018	50	50
		4	5.6	6.1	1.34	0.021	2.79	3.07	9.50	0.022	50	50
7	皆 生	1	3.5	3.8	1.48	0.011	1.75	1.90	10.47	0.011	50	50
		2	5.5	6.0	1.48	0.018	2.75	3.00	10.47	0.018	50	50
		3	4.6	5.0	1.48	0.015	2.30	2.50	10.47	0.015	50	50

／20 確率波を目安に選んだ。用いた波浪条件は表－3.3.3に示す。実験はまず最初に無歪模型で数種類の波浪条件を選び行う。その結果、期待される海浜が形成されない場合は歪模型を用い検討する。それぞれの海岸について3～5ケースの実験を行い全体で32ケース実験した。

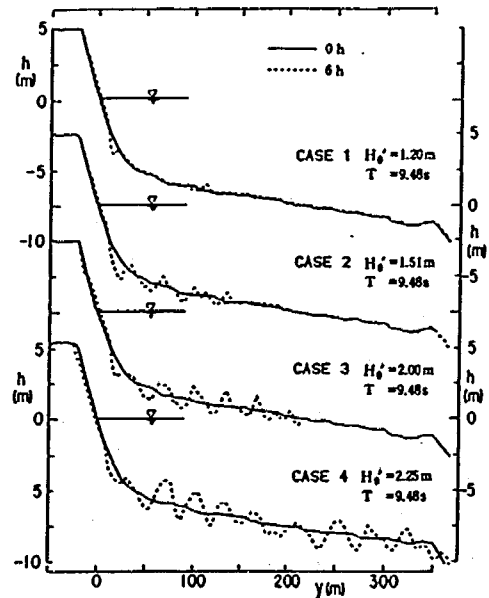
測定は入射波高、砕波波高及び海浜地形について行った。入射波高は図－3.3.1に示すように造波機の前面5.5m地点で容量式波高計を用い測定した。砕波波高は砕波位置が海浜変形に伴って変動するため台車に容量式波高計を取り付け測定した。測定データは造波後波が定常状態にある時の40秒間を50ms間隔でAD変換した。海浜形状の測定は連続計測式砂面計を台車に取り付け、水路中央を岸沖方向に5cm間隔で測定した。なお、皆生海岸の実験における海浜測定に関しては、自走台車上に砂面計を取り付け1cm間隔で測定している。測定によって得られたデータは実験自動化装置によって処理した。

3.4 地形変化の相似性

3.4.1 駿河海岸

模型実験の対象となる海浜の現地形状は前浜の勾配がきつく、沿岸方向に勾配がほぼ一定を保っている。この範囲は水深7mより浅いところにあたる。沖合の地形は、海底勾配が緩く一定勾配でかなりの沖まで続いている。図－3.2.2に示す地形変化タイプ分類を用いるならば、駿河海岸は海浜特性からⅢ型タイプに属する。沿岸方向に海浜断面を重ね合わせて調べると水深7m以浅で有意な地形変化が生じると推定できる。

実験は波浪条件を変えて4ケース行った。図－3.4.1に海浜断面形状を示す。座標軸は初期汀線を原点とし、横軸に岸沖方向の距離を表わし、縦軸は水深を表わしている。沖合の地形に着目すれば移動限界水深に差があることがわかる。この点を現地の有意な地形変化の生じる限界水深と比較するとケース③の場合が一致する。したがって、ケース③の波浪条件 $H_0 = 1.82\text{ m}$ 、 $T = 9.48\text{ s}$ が相似性を満たす。

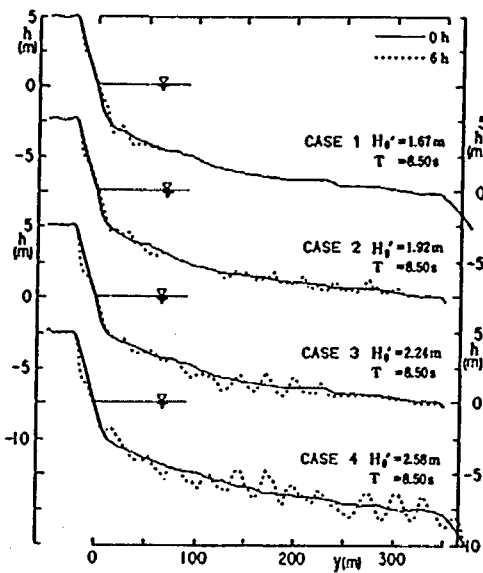


図－3.4.1 海浜地形断面（駿河海岸）

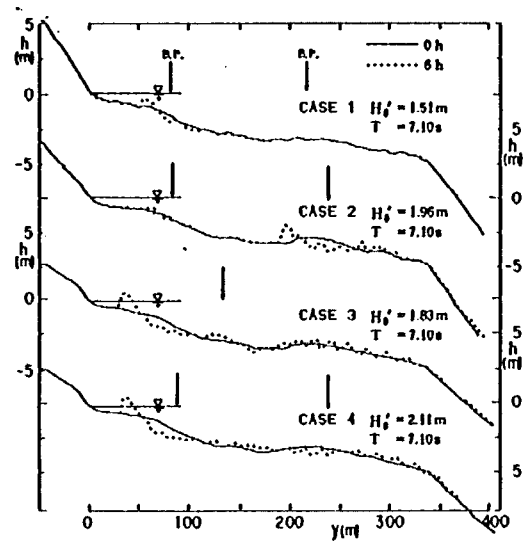
3.4.2 下新川海岸

下新川海岸は、海浜断面形状から駿河海岸と同タイプの海岸といえる。有意な地形変化が生じる深さは水深6mまでであり、場所的に海底勾配が緩くなる付近である。

実験は波浪条件を変えて4ケース行った。図－3.4.2に結果を示す。駿河海岸の場合と同様、漂砂の移動限界水深からケース③の $H_0' = 2.24\text{ m}$ 、 $T = 8.5\text{ s}$ の波浪条件が相似を満たすと判断する。



図—3.4.2 海浜地形断面（下新川海岸）



図—3.4.3 海浜地形断面（新潟海岸）

3.4.3 新潟海岸

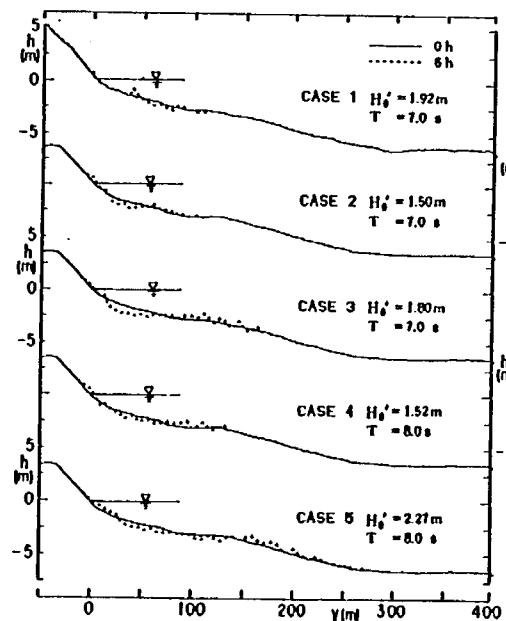
新潟海岸は海底勾配が非常に緩くバー・トラフ地形が発達した海岸である。このタイプの海岸を模型実験で再現する場合、期待される地形変化としてⅡ型タイプとなるように波浪、底質条件を選定する必要がある。そこで模型では沖合200m地点のバー地形を保つと同時に、顕著な海浜変化が生じる限界深さが水深5mとなるように検証実験を行った。

4ケースの実験中、ケース③、④には歪模型を採用した。結果を図—3.4.3に示す。新潟海岸の実験目的は、離岸堤端部の洗掘現象を調べることである。その場合に相似として最も必要なのは設置位置と波浪の進入する沖合地形と考える。沖合地形の相似が保たれるケースを選ぶとケース③となる。この場合、汀線付近の地形変化は現地を再現していない。

3.4.4 石川海岸

石川海岸の海浜地形の特徴的なところは、海底勾配が緩くバー・トラフ地形の発達にある。これは新潟海岸、遠州海岸の海浜地形の特徴と一致する。有意な地形変化が生じる水深は7m以浅である。

実験は5ケースから成り、ケース①を除く4ケースは歪模型である。実験結果を図—3.4.4に示す。ケース①～④までの結果に比べ、ケース⑤が現地を再現すると判断できる。波浪条件は $H_0' = 2.27\text{m}$, $T = 8.0\text{sec}$ である。



図—3.4.4 海浜地形断面（石川海岸）

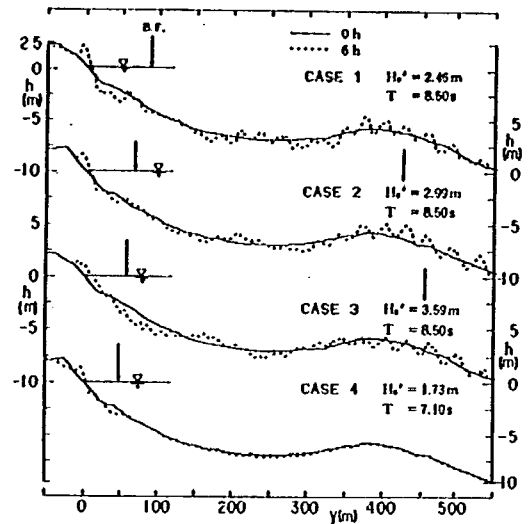
3.4.5 遠州海岸

遠州海岸は、海浜断面をタイプ分類すると新潟海岸、石川海岸と同タイプに属する。有意な地形変化の生じる限界深さは水深10mである。

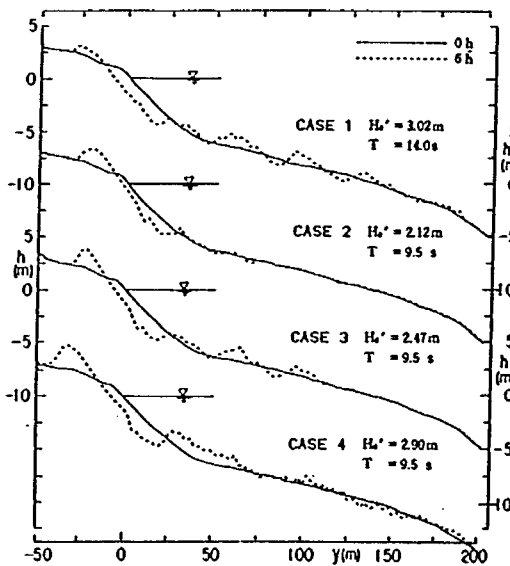
実験は4ケースから成り、いずれも無歪模型である。実験結果を図一3.4.5に示す。漂砂の移動深さについて現地を再現するのはケース②、③であるが、前浜の変動の少ないケース②を相似性を満たす波浪条件として選ぶ。遠州海岸について $H_0' = 2.99\text{ m}$, $T = 8.5\text{ s}$ の波を用いるのが望ましい。

3.4.6 富士海岸

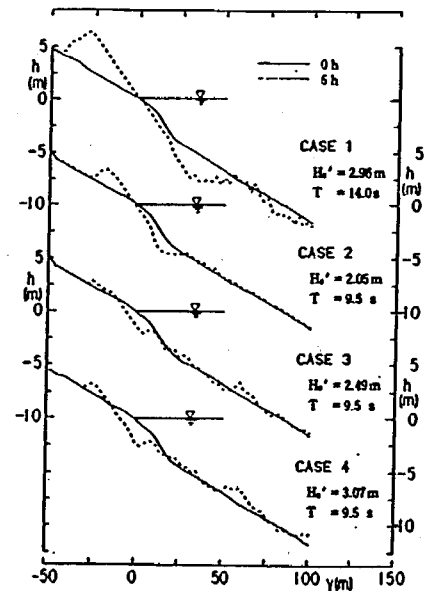
富士海岸は、その特性から他の海岸とは異なったタイプに分類される。実験に用いる代表海浜断面として、沖合の海底勾配の緩い測線No.79と勾



図一3.4.5 海浜地形断面（遠州海岸）



図一3.4.6(1) 海浜地形断面（富士海岸No.79）



図一3.4.6(2) 海浜地形断面（富士海岸No.72）

配のきつい測線No.72の断面を用いた。

実験は8ケースから成り、各断面4ケースずつ行った。用いた波浪は4種類で、それぞれの断面に同一のものを作用させている。図一3.4.6(1)はNo.79、図一3.4.6(2)はNo.72を初期形状として与えたものである。いずれのケースもケース③の波浪条件が海浜形状の相似性を満たすものといえる。富士海岸の波浪条件は $H_0' = 2.49\text{ m}$, $T = 8.5\text{ s}$ を用いる。

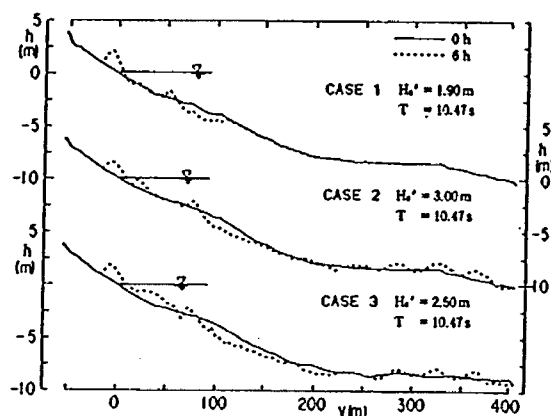
3.4.7 皆生海岸

皆生海岸の海浜断面は駿河海岸，下新川海岸と同一タイプであり，有意な地形変化の生じる範囲は水深 8 m 以浅である。

実験は 3 ケースから成り，図—3.4.7 に結果を示す。岸沖漂砂による地形変化のタイプ分類が現地と一致するケース③の波浪条件 $H_0' = 2.5$ m, $T = 10.5$ sec を用いる。

3.5 ま と め

移動床模型実験を行うにあたり 2 次元水路において現地海浜を再現するような波浪，底質条件を選定した。その結果，表—3.5.1 に示す波浪，底質条件を各海岸について選定することができた。ただし，青森海岸，高知海岸については，いままでに土木研究所で移動床模型実験を行っているの



図—3.4.7 海浜地形断面（皆生海岸）

表—3.5.1 波浪条件一覧表

海岸名	模 型 値		実 物 値		H_0/L_0	模 型 縮 尺		模型底質 粒 径 d_{50} (mm)
	H_0 (cm)	T (sec)	H_0 (m)	T (sec)		水 平	鉛 直	
駿 河	4.0	1.3 4	2.0	9.5	0.0 1 4	5 0	5.0	0.2 8
下新川	4.2	1.2 0	2.1	8.5	0.0 1 8	5 0	5 0	
新 潟	5.6	0.8 6	1.9	6.1	0.0 3 3	5 0	3 3.3	
石 川	6.6	0.9 2	2.2	8.0	0.0 2 2	5 0	3 3.3	
遠 州	6.2	1.2 0	3.1	8.5	0.0 2 8	5 0	5 0	
富 士	5.0	1.3 4	2.5	9.5	0.0 1 8	5 0	5 0	
皆 生	5.0	1.4 8	2.5	10.5	0.0 1 5	5 0	5 0	石炭粉 0.3 1
青 森	4.0	0.8 0	1.2	4.4	0.0 4 0	3 0	3 0	
高 知	5.6	1.2 0	2.8	8.5	0.0 2 4	5 0	5 0	0.2 8

の資料を用いている。この表に示す条件のもとで離岸堤の堆砂効果，洗掘などの離岸堤による影響を調べることができる。

参 考 文 献

- 1) 堀川清司・砂村継夫・近藤浩右・岡田 滋：波による二次元汀線変化に関する一考察，第 22 回海岸工学講演会論文集，pp. 329 ~ 334, 1975.
- 2) 佐藤昭二・田中則男：水平床における波による砂の移動について，第 9 回海岸工学講演会講演集，

昭和37年.

- 3) 高瀬川放水路導流堤模型実験報告書：土木研究所資料，第1932号，昭和58年3月.
- 4) 青森海岸今津工区消波工模型実験報告書：土木研究所資料第1538号，昭和54年12月.
- 5) 高知海岸離岸堤模型実験報告書：土木研究所資料第1931号，昭和58年3月.

4. 移動床平面実験

4.1 まえがき

離岸堤工法は侵食対策工法として我が国で採用されている代表的な工法である。近年、その設置件数は急速に増加しており、昭和57年度海岸統計によると設置総数 2,831 基、262 km に達している。侵食対策としての離岸堤工法の成功例は豊島をはじめ数多く報告されている。現在では侵食海岸においては必ずと言ってよいほど、離岸堤の設置が計画されている。

数多く設置された離岸堤の中には期待したトンボロが形成されないなどの失敗例もわずかながらある。また離岸堤の前面や開口部における海底の洗掘、あるいは沈下、ブロックの散乱などの離岸堤の被災事例は決して少なくない。本章では離岸堤周辺での地形変化を移動床平面実験から調べ、離岸堤端部での洗掘機構について検討した。平山は不透過不連続直立堤の端部での洗掘状況を実験的に調べ、堤端部で発生する渦により洗掘が生じることを明らかにした。しかし現地海岸では離岸堤は群堤として配置され、開口部での洗掘が問題となることが多い。このことから実験はすべて群堤として、現地海岸模型を用いて行った。

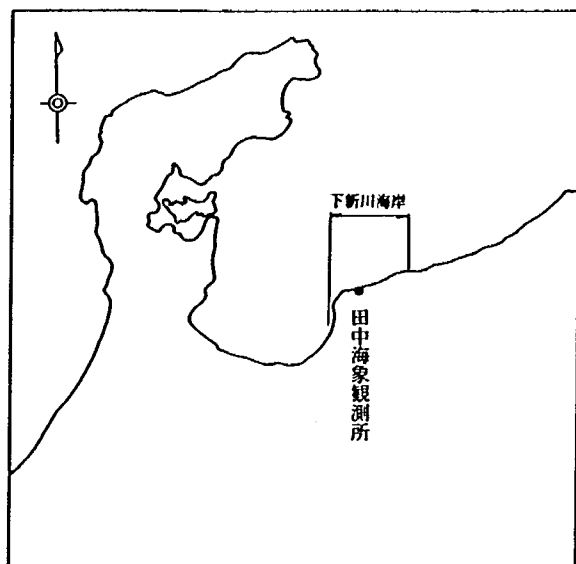
4.2 節では昭和58年度に実施した「離岸堤移動床模型実験」の結果を取りまとめた。対象海岸は下新川海岸および新潟海岸である。4.3 節では昭和59年度に実施した「富士海岸水理模型実験」の結果を取りまとめた。この実験は中部地方建設局沼津工事事務所から侵食防止対策について検討を依頼されたものである。この実験により離岸堤周辺の洗掘状況や漂砂の捕捉効果について多くの知見を得たので、本報告書に含めた。

4.2 離岸堤移動床模型実験

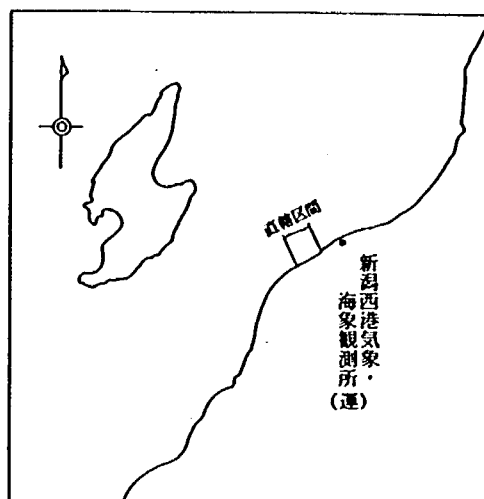
4.2.1 実験目的

離岸堤の被災状況調査によれば、被災原因は洗掘 32.8 % (他との重複を許す)、計画以上の外力 26.4 %、沈下 19.2 %、その他散乱等の順であり、離岸堤周辺の洗掘が 1 位となる。また被災率を地域的に見れば、日本海沿岸が 34.1 % であるのに対し、その他の沿岸では 9.0 % であり、日本海側の被災率が非常に高い。日本海に面した直轄海岸は東から新潟、下新川、石川、皆生海岸である。いずれの海岸も被災率が高い。現地海岸では底質や海浜形状が異なるが、模型実験では底質は同一条件となる。このことから海岸形状が類似な新潟海岸と石川海岸を代表して新潟海岸、下新川海岸と皆生海岸を代表して下新川海岸を選び、移動床平面実験によって離岸堤周辺の洗掘やブロックの沈下機構などを調査した。また新潟海岸ではマウンドの有無による洗掘、沈下の相違を調べた。

実験条件としては、3 章の 2 次元模型実験によって検討された波浪条件と、海浜平均断面を用いた。初期汀線に対して波は斜め入射とした。下新川海岸模型は鉛直・水平とも現地に対して 1/50 縮尺とした。新潟海岸の場合、現地に対して鉛直 1/33、水平 1/50 縮尺の歪模型を用いた。測定項目は入射波高測定、離岸堤周辺の波高測定、流況測定、汀線測定、海浜測定である。



(a) 下新川海岸位置図



(b) 新潟海岸位置図

図-4.2.2 対象海岸位置図

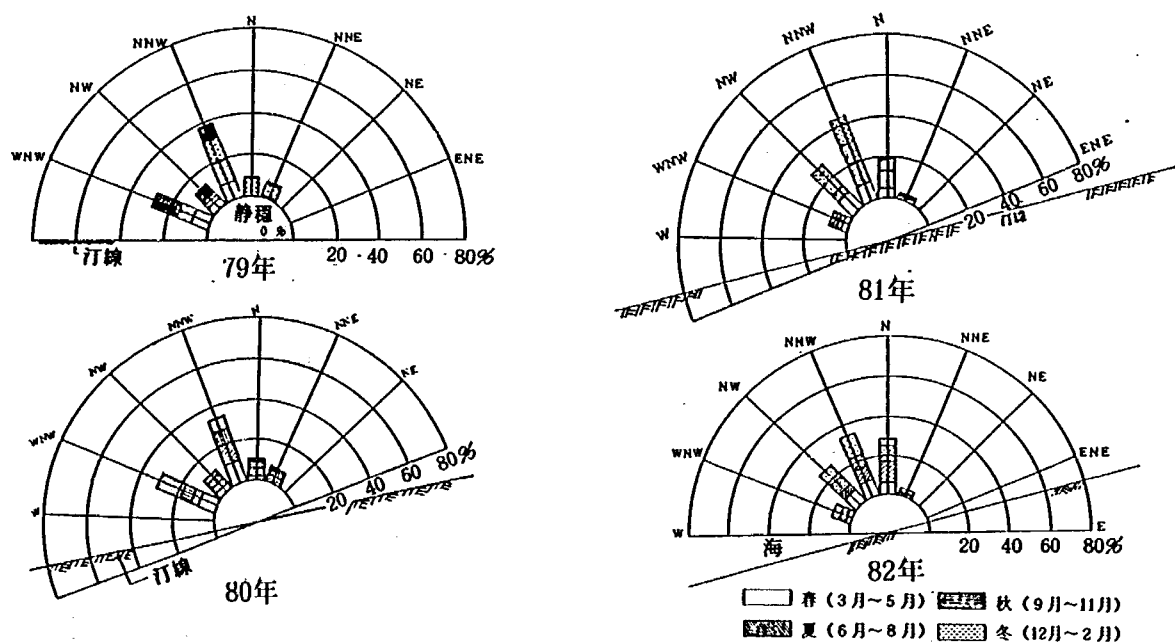


図-4.2.3 下新川海岸四季別波向頻度図 (田中観測所)

は北北西の波が卓越している。北北西の波の場合、漂砂の移動方向は東向きとなる。しかし離岸堤設置位置付近の漂砂移動方向は西向きで、卓越波向とは一致しない。このため田中観測所における風向データから波向を推定した。図-4.2.4に示す風向頻度図から、海風の場合、北東の風の頻度が高いことがわかる。波向と風向は密接な関係があることから、沖波波向を北東の方向とした。侵食が問題となっている測線No 131～147の平均的な汀線に対して北東からの波が入射した場合、沖波の入射角は汀線に直角方向に対し時計回りで 50° となる。等深線が平行な直線海岸として模型水槽での造波機設置水深での入射角を求めれば次のようになる。

周期 $T = 8.5 \text{ sec}$
 沖波波速 $C_0 = 13.3 \text{ m/s}$
 沖波入射角 $\alpha_0 = 50^\circ$
 造波機設置水深 $h_m = 0.40 \text{ m}$ $h_p = 0.40 \times 50 = 20 \text{ m}$
 水深 20 m 地点の波速 $C = 11.4 \text{ m/s}$
 水深 20 m 地点の入射角 $\alpha = \sin^{-1}(C/C_0 \times \sin \alpha_0) = 41^\circ$

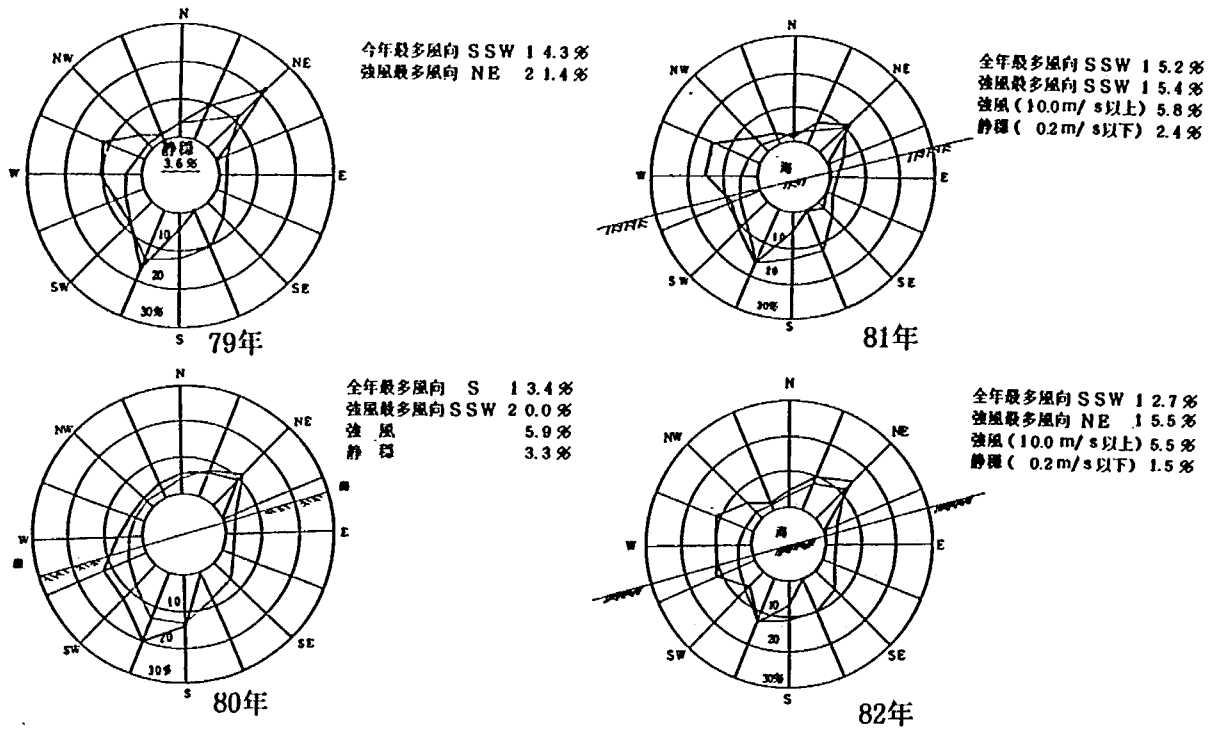


図-4.2.4 下新川海岸風向頻度図 (田中観測所)

実験では汀線に対する造波機の角度として 41° の傾きが必要となるが、模型配置上の制約から角度を 17.5° とした。

一方、新潟海岸では図-4.2.2の(2)に示すように運輸省の新潟西港気象海象観測所で波向観測が実施されている。図-4.2.5に示す波向頻度図から新潟海岸で

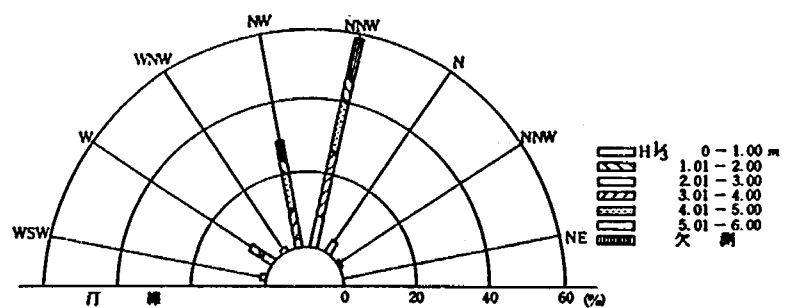


図-4.2.5 新潟海岸波高別波向頻度図
 (新潟西港昭和46年~53年)

は北北西の波向が卓越しているのがわかる。新潟海岸No 100付近では離岸堤に直角方向に対して沖波波向は 13° 傾いている。下新川海岸と同様に模型水槽での造波機設置水深での入射角を求めた。

周期 $T = 7.1 \text{ sec}$
 沖波波速 $C_0 = 11.08 \text{ m/sec}$
 沖波入射角 $\alpha_0 = 13^\circ$
 造波機設置水深 $h_m = 0.40 \text{ m}$ $h_p = h_m \times 33 = 13.3 \text{ m}$

水深 133 m 地点の波速 $C = 9.42 \text{ m/sec}$

水深 133 m 地点の入射角 $\alpha = \sin^{-1}(C/C_0 \cdot \sin \alpha_0) = 11^\circ$

新潟海岸の場合，初期汀線に対する造波機の角度を 11° とした。

実験潮位は 3 ケースとも M.W.L. = T.P. $\pm 0 \text{ m}$ を用いた。

以上の条件をまとめれば表-4.2.2 のとおりとなる。

表-4.2.2 各物理量の縮率

Case	入射波高 $H_1 \text{ (m)}$	沖波波高 $H_0 \text{ (m)}$	周 期 $T \text{ (s)}$	波形勾配 H_0/L_0	潮 位	入 射 方 向	実 験 時 間 $t_m \text{ (hr)}$	模型縮尺
1	1.91 m (3.8 cm)	2.09 m (4.2 cm)	8.50 (1.20)	0.019	0 m	17.5°	10	$x, y, h = 1/50$
2	1.75 m (5.2 cm)	1.83 m (5.5 cm)	7.10 (0.86)	0.031	0 m	11.0°	20	$x, y = 1/50$ $h = 1/33.3$
3	1.68 m (5.0 cm)	1.75 m (5.3 cm)	7.10 (0.86)	0.031	0 m	11.0°	20	"

(iv) 地形条件および離岸堤条件

移動床模型は，沿岸，岸沖方向それぞれ現地約 800 m および約 200～350 m の範囲を中央粒径

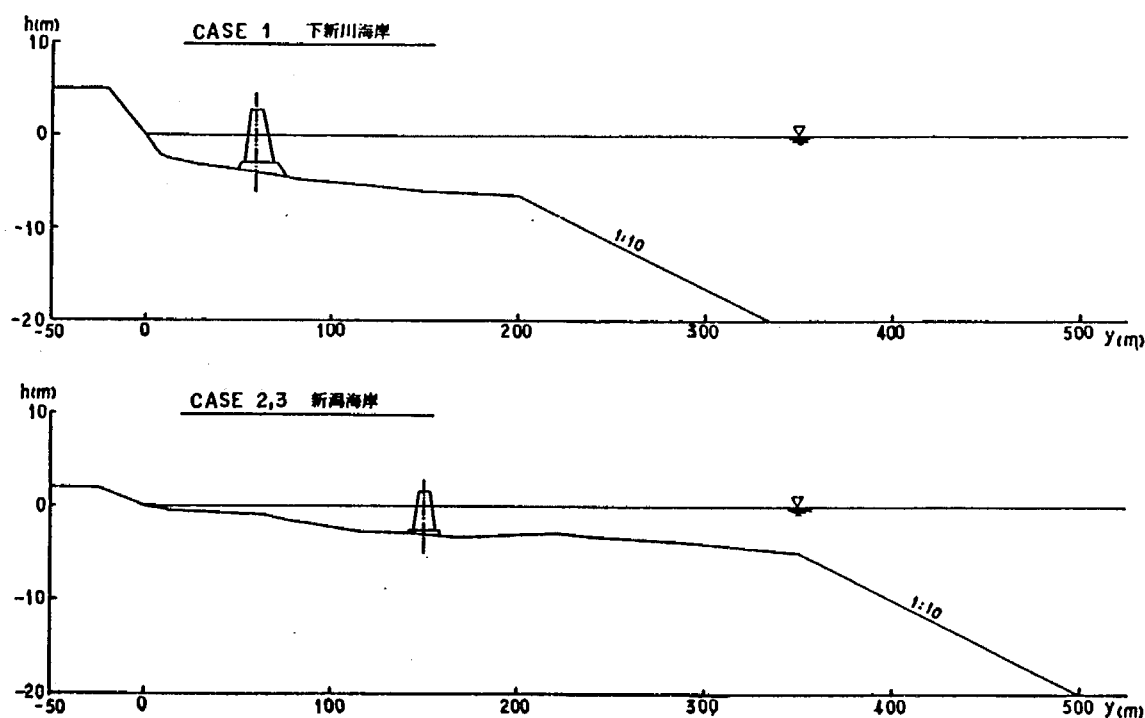


図-4.2.6 模型海浜断面図

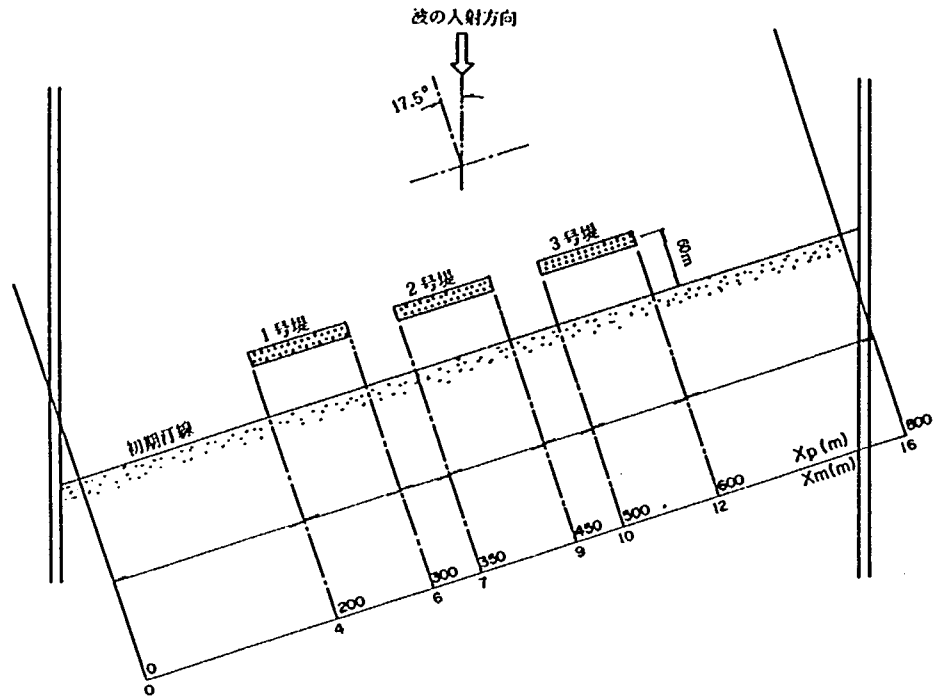


図-4.2.7 離岸堤配置図 (ケース1)

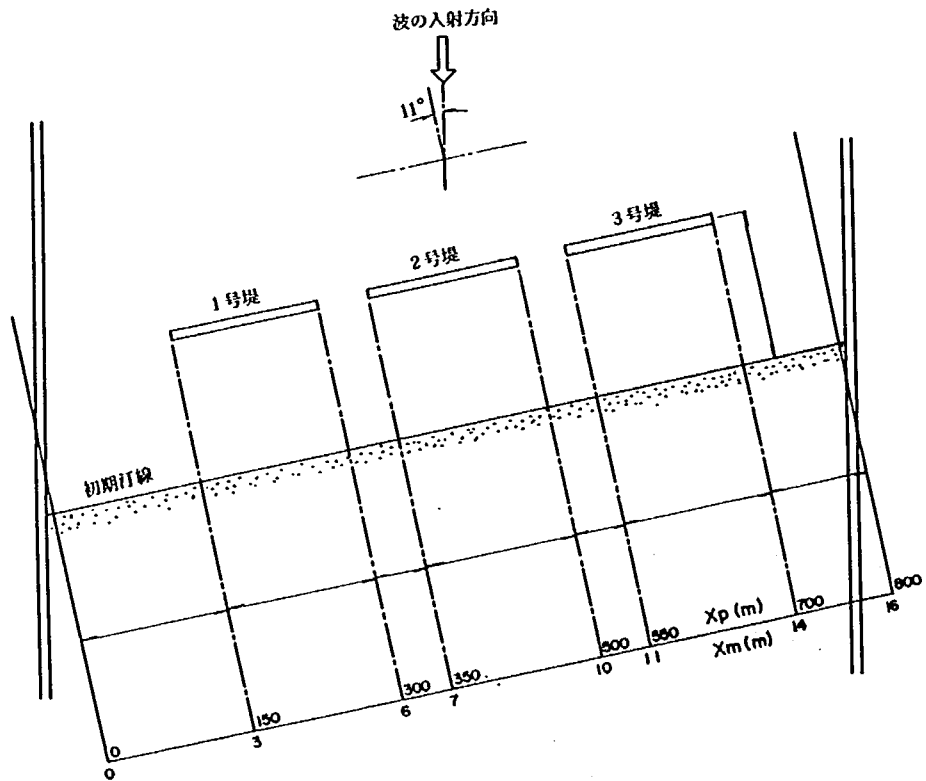
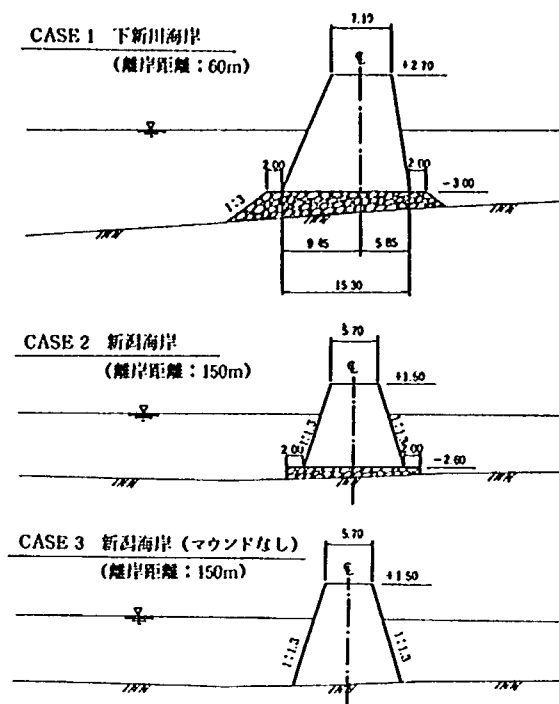


図-4.2.8 離岸堤配置図 (ケース2, 3)

約0.28 mmの砂で製作した。初期地形は模型床全域にわたって一様な断面とし、2章で検討した平均断面を用いた。断面図を図-4.2.6に示す。模型床から水槽床へは1/10勾配斜面ですりつけた。

下新川海岸および新潟海岸の離岸堤配置図を図－4.2.7および図－4.2.8に示す。3ケースとも離岸堤は3基設置した。離岸堤を下手側から順に1号堤，2号堤，3号堤と称する。また実験に用いた離岸堤の標準断面図を図－4.2.9に示す。Case 1と2のマウンドには2～8g相当の碎石を用いた。実験に用いた離岸堤と現地離岸堤の諸元の比較を表－4.2.3にまとめる。実験に使用できるブロックの制約から，異形ブロックとしてテトラポッドを用いた。下新川海岸の場合，現地より大きい32t型ブロックを用いた。新潟海岸の場合，中央の2号堤のみ現地のブロックに近い重量のものを採用した。



図－4.2.9 離岸堤標準断面図

表－4.2.3 離岸堤諸元一覧表

	下 新 川 海 岸		新 潟 海 岸	
	現 地	実 験(case 1)	現 地	実 験 (case 2, 3)
堤 長 (m)	100	100	150	150
離 岸 距 離 (m)	堤防法線より 40.0～100.0	60	現況法線より 150	150
開 口 幅 (m)	50	50	50	50
天 端 幅 (m)	7.0	7.1	6.0	5.7
天 端 高 (m) T. P.	2.70	2.70	2.0	1.50
ブロック種類	テトラポッド 六脚 三連，四連，コーケン	テトラポッド	テトラポッド	テトラポッド
積 み 方	層積・乱積	乱 積	乱 積	乱 積
ブロック重量 (t)	16, 20	32	6	1, 3号堤 19.6 2号堤 4.9
マウンドの有無	有	有	有 (粗朶沈床)	Case 2 有 Case 3 無

2) 測定方法

(i) 波高測定

波高測定は，実験中所定の波が与えられているかどうかチェックするための入射波高測定と，離岸堤による消波効果および波高と地形変化の関係を調べるための離岸堤周辺の波高測定がある。入射波高は図－4.2.1に示すように初期汀線と平行に容量式波高計を3ヶ所設置して測定した。

測定は所定の波浪条件に達した時点から30秒間行った。離岸堤周辺では5台の容量式波高計を用いて、沿岸方向、沖方向25m間隔で波高測定を行った。

(ii) 流況測定

離岸堤周辺の波の状況および流れの状態を知るために、実験中にフロート、染料を流して流況を調査した。水槽上方にクレーンを使用して固定したカメラを用いて写真を連続撮影した。撮影したフィルムはスライドに現像して波峰線、流れの状況等の観察を行った。

(iii) 汀線測定

汀線の平面形状の時間的变化を知るために汀線位置を12.5mピッチで測定した。測定は波を一時止めて行った。

(iv) 海浜測定

離岸堤周辺の洗掘、堆積状況を中心とした地形変化を知るために海浜測定を行った。測定は沿岸方向に25m間隔で行い、離岸堤周辺ではさらに細かく10m間隔で行った。沖方向については原則的には5m間隔で測定し、その他地形の変化点もあわせて測定した。測定時には水槽の水を抜き、模型上に設置したピアノ線に水平な基準糸から海床までの高さをスケールで読取った。

(v) 測定スケジュール

測定は表-4.2.4に示すスケジュールに従い行った。波作用時間は予備実験を行い決定した。

表-4.2.4 測定スケジュール

測定項目	波作用時間 (hr)				
	0	2	4 (5)	7 (10)	10 (20)
入射波高測定	○	○	○	○	○
離岸堤周辺波高測定	○		○		○
流況測定	○				○
汀線測定		○		○	
海浜測定	○		○		○

() 内はCase 2および3の場合の測定時間

4.2.3 実験結果 (下新川海岸模型)

離岸堤周辺の波高測定結果は図-4.2.10に示される。図より次のような特徴が見出される。離岸堤岸側の波高分布は、1mおよび2mの等波高線により3つの領域に分けられる。直接波が入射する開口部では波高が2mを越える。離岸堤背後の回折領域は離岸堤中央背後の波高が1m以下の区域と入射領域に隣接する波高が1~2mと比較的大きい区域に分割される。前者では回折波と透過波が分かれて存在する。一方、後者は2種類の波が重なり1つの波として移動するため、前者と比較して波高は高くなる。また離岸堤前面波高が離岸堤の静水面上高より低いため、離岸堤を越波して伝達する波がなく堤背後の波高が小さい。0, 4, 10時間と波高分布に変化が見られなかったのは、離岸堤の沈

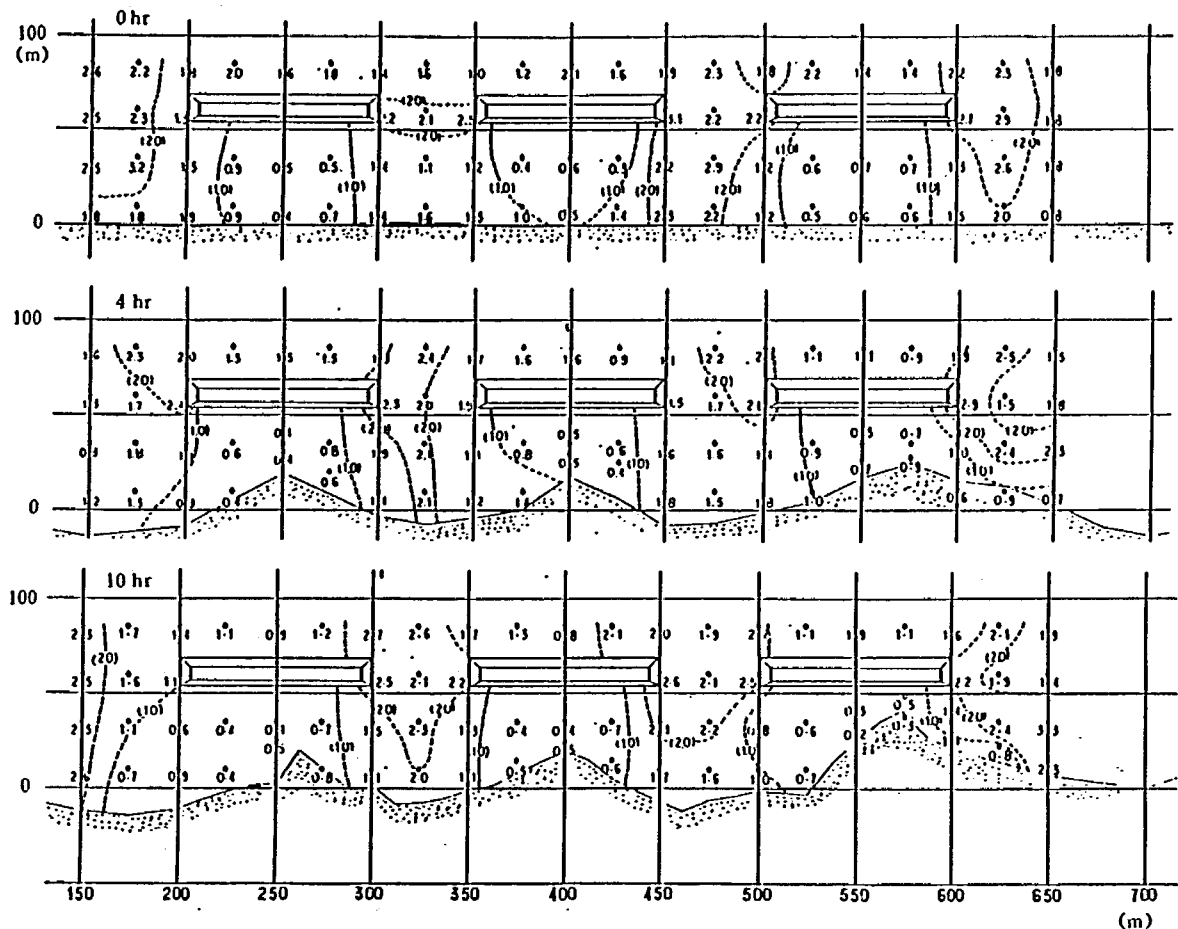


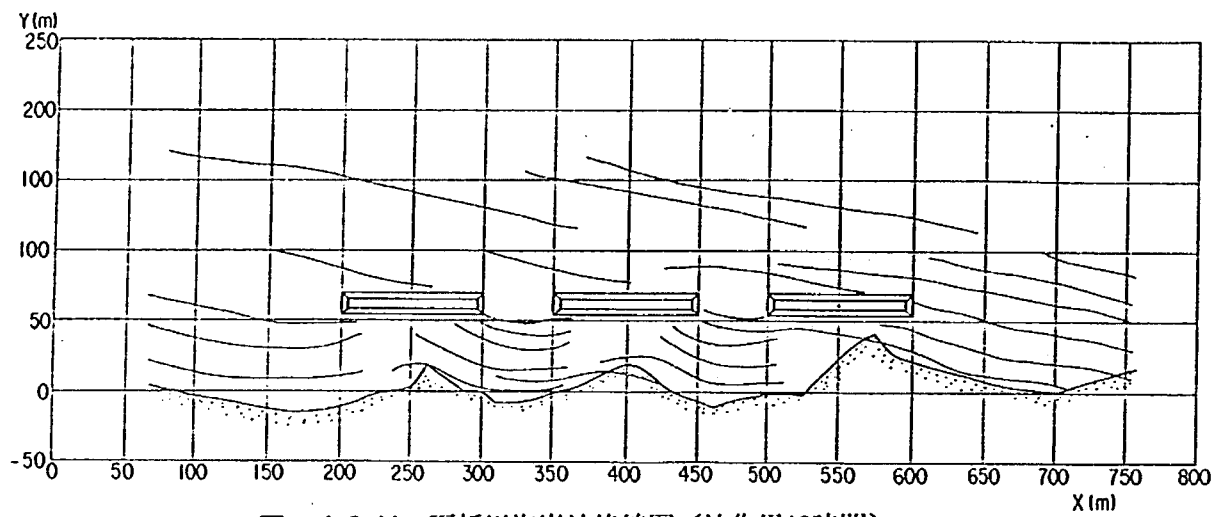
図- 4.2.10 下新川海岸離岸堤周辺波高分布

下がほとんど生じなかったためである。以上のことは波峰線図からも明らかである。図- 4.2.11に10時間後の波峰線図を示す。離岸堤背後で波峰線がと切れているのは、図- 4.2.10で示したように離岸堤中央背後で波高が小さく峰の観察が困難であったためである。砕波位置については写真から確認できなかったが、観察によれば離岸堤より岸側であった。

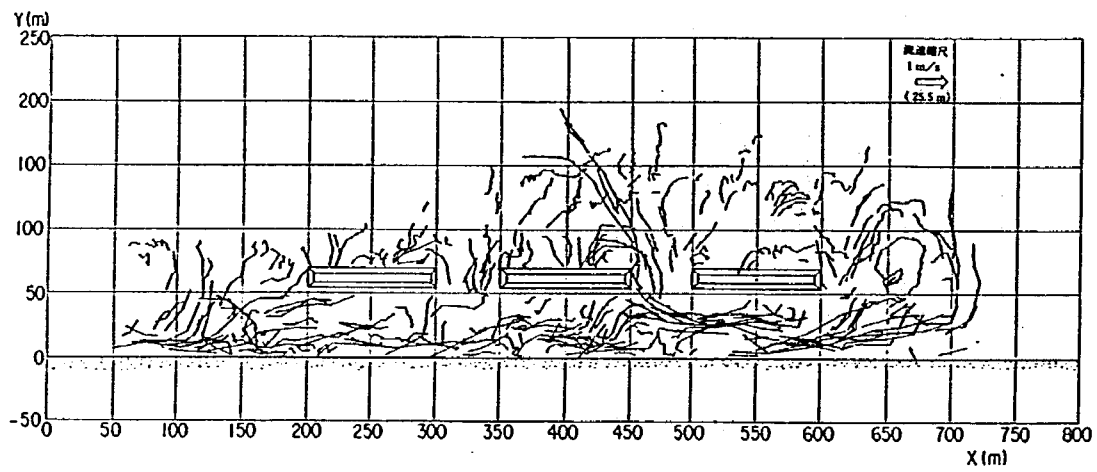
離岸堤周辺の流れは地形に大きな影響を与える。0時間の流況図を図- 4.2.12に示す。0時間の流況では離岸堤の背後を右から左へ流れる沿岸流と、2号堤と3号堤の開口部から外に出る流れが主流である。沿岸流は3号堤背後が最も早く1 m/secを越える流れも見られる。10時間後の流況は図- 4.2.13に示すとおりである。トンボロの発達により沿岸流が弱くなり、トンボロ間で循環する流れが見られる。また3号堤の上手からの沿岸流は離岸堤背後にトンボロが発達しているため離岸堤の前面へ進む。0時間と比較して沿岸流の速度は遅くなったが、離岸堤前面でも右から左へ沿岸流が流れている。流況図から離岸堤周辺の流れを模式的に示せば図- 4.2.14のようになる。

汀線変化を図- 4.2.15に示す。漂砂の上手側に位置する3号堤では背後にトンボロ状の地形が大きく発達している。トンボロの先端は離岸堤の中心線より右側に位置している。このトンボロは10時間後の最終地形でも前進している。1号堤および2号堤背後のトンボロは4時間以降、形状に変化はみられない。また開口部の背後では初期汀線から後退している。

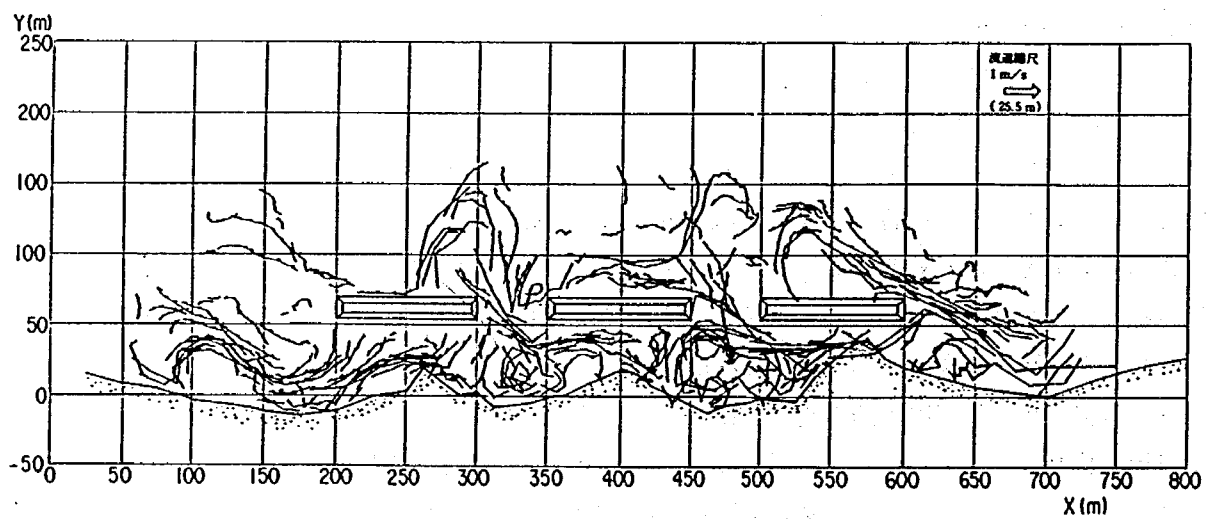
離岸堤周辺の地形変化を等深線図にまとめた。初期地形の等深線図を図- 4.2.16に示す。本来なら



図一 4.2.11 下新川海岸波峰線図（波作用10時間）



図一 4.2.12 下新川海岸流況図（波作用0時間）



図一 4.2.13 下新川海岸流況図（波作用10時間）

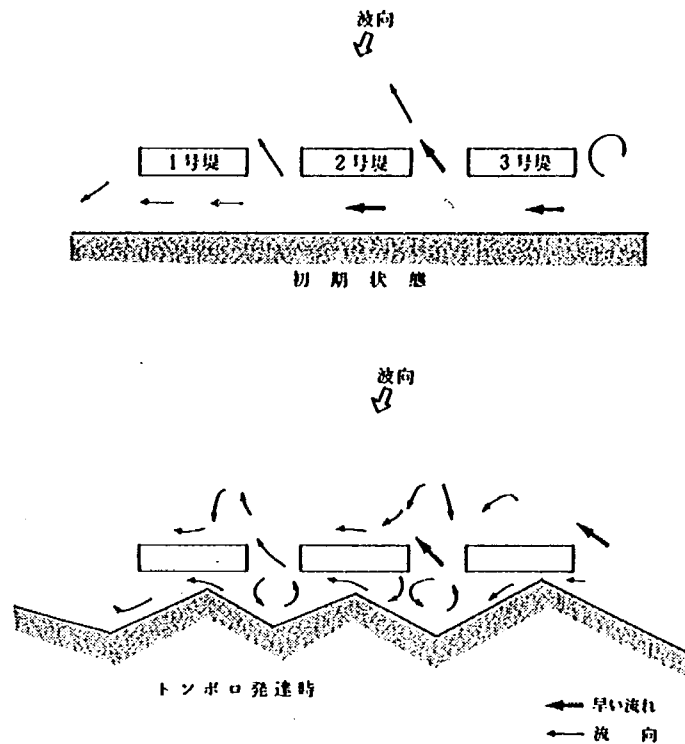


図-4.2.14 離岸堤周辺の流れの状況

ば各等深線は汀線に平行でなければならぬが、初期整形が不十分で等深線が大きく波うっている。離岸堤前面水深は約4 mである。10時間後の等深線図を図-4.2.17に示す。10時間後の特徴として閉じた等深線が多く見られる。この閉曲線はバー状地形やトラフ状地形であり、その場所では局所的な堆積や侵食が生じている。閉曲線の見られる範囲や分布は一様でない。漂砂の上手側ほど沖側まで存在する。また3号堤前面では全体的に存在するが、1号堤や2号堤の場合、主として堤の右側前面に見られる。2ヶ所ある開口部では両方とも洗掘が生じているが、2号堤と3号堤の開口部の方が洗掘深が深い。これらの地形変化は離岸堤周辺の流れと密接な関係があり、流れの早い場所ほど地形変動が激しいことがわかる。

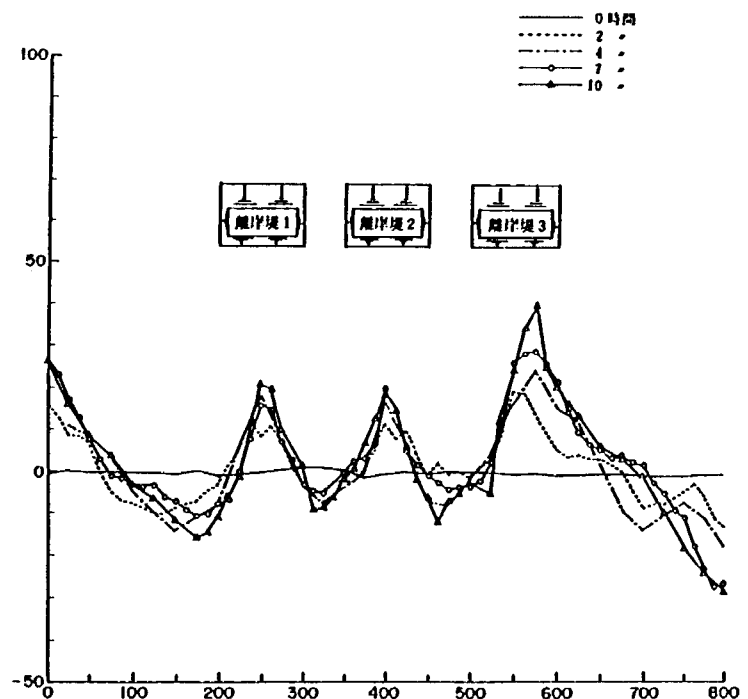
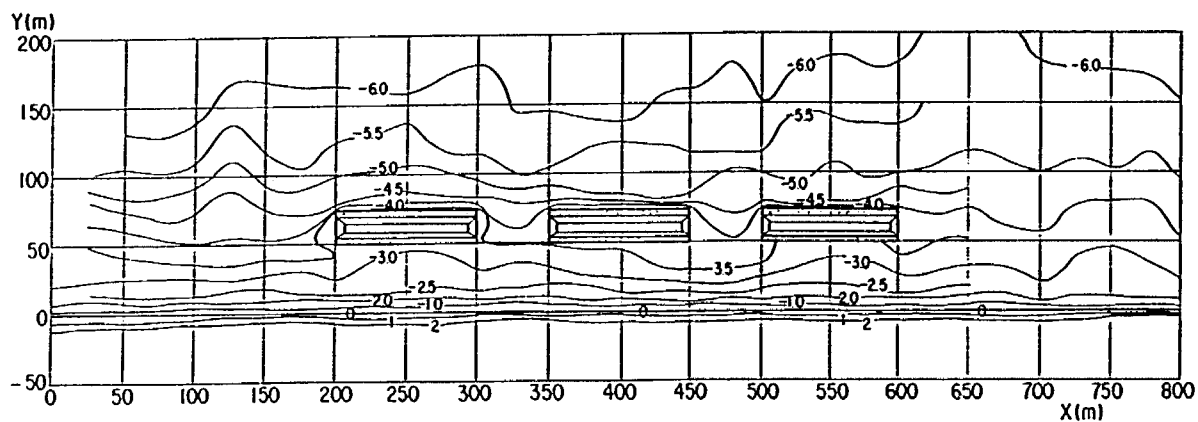


図-4.2.15 汀線時間変化図(下新川海岸)

離岸堤の前後および中央部の地形変化を沿岸方向に表わしたものを図-4.2.18に示す。この図より



図一4.2.16 下新川海岸等深線図（初期地形）

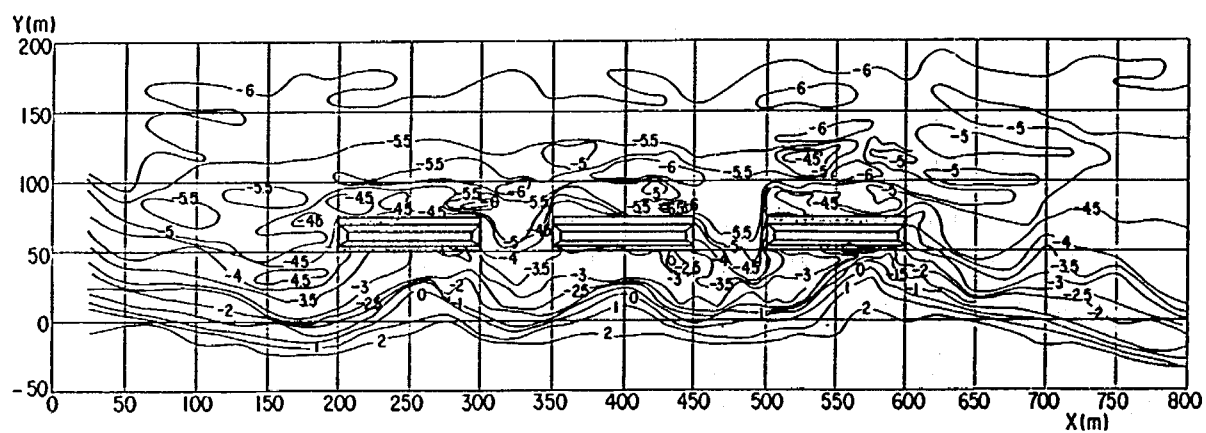


図-4.2.17 下新川海岸等深線図(波作用10時間)

まず離岸堤はほとんど沈下していないことがわかる。しかし離岸堤の側面は開口部だけでなく1号堤の下手側や3号堤の上手側も含めて洗掘されている。離岸堤群の上手と下手の侵食範囲は沿岸方向に約100 m、つまり離岸堤長のオーダーで現われている。

4.2.4 実験結果（新潟海岸模型）

新潟海岸については離岸堤のマウンドを設置した場合（Case 2）と設置しない場合（Case 3）の実験を行った。

Case 2の離岸堤周辺の波高測定結果は図-4.2.19に示される。離岸堤は碎波帯内に位置している。Case 1の場合と同様、開口部で波高が大きく、離岸堤中央背後で波高が小さくなっている。離岸堤前面波高が離岸堤の静水面上高より高い部分があり、越波が生じている。離岸堤の沈下が少ないため波高分布は時間的に変化しない。Case 3の離岸堤周辺の波高測定結果を図-4.2.20に示す。離岸堤の沈下により越流状態で多量の越波が生じ、堤背後の波高が大きくなっている。一方開口部から侵入する波高は時間とともに小さくなっている。

Case 2の0時間の波峰線図を図-4.2.21に示す。離岸堤背後の水域が広いため、離岸堤背後汀線付近でも回折波による波峰線が顕著に観察される。しかし離岸堤裏側では回折波高も透過波高も小さいため、写真から波峰線を読取ることはできなかった。10時間後の波の状況もほとんど変化がなかった。

Case 3の場合、20時間後の波峰線図（図-4.2.22）では離岸堤上を越流状態で越波したことにより波峰線はほぼ直線状に重なっている。この状態では、離岸堤背後の波向は沿岸方向にほぼ一様となっている。

フロートを用いた流況測定の結果を図-4.2.23に示す。流況に関してCase 2と3の違いは、Case 3の場合、離岸堤を越えてフロートが岸側に移動していることである。その他、流況の違いはない。ここではCase 3の流況図を示す。流れの特徴としては次のとおりである。碎波帯幅が広く、汀線に対する波の入射角が小さいため、沿岸流は弱い。離岸堤背後の水域が広いため大規模な循環流が生じ、その一部が開口部から沖へ出ていく。

離岸堤周辺の地形変化を等深線図にまとめた。Case 2の初期地形の等深線は図-4.2.24に示される。離岸堤前面水深は約3 mである。5時間後の等深線図を図-4.2.25に示す。離岸堤より沖側で地形の

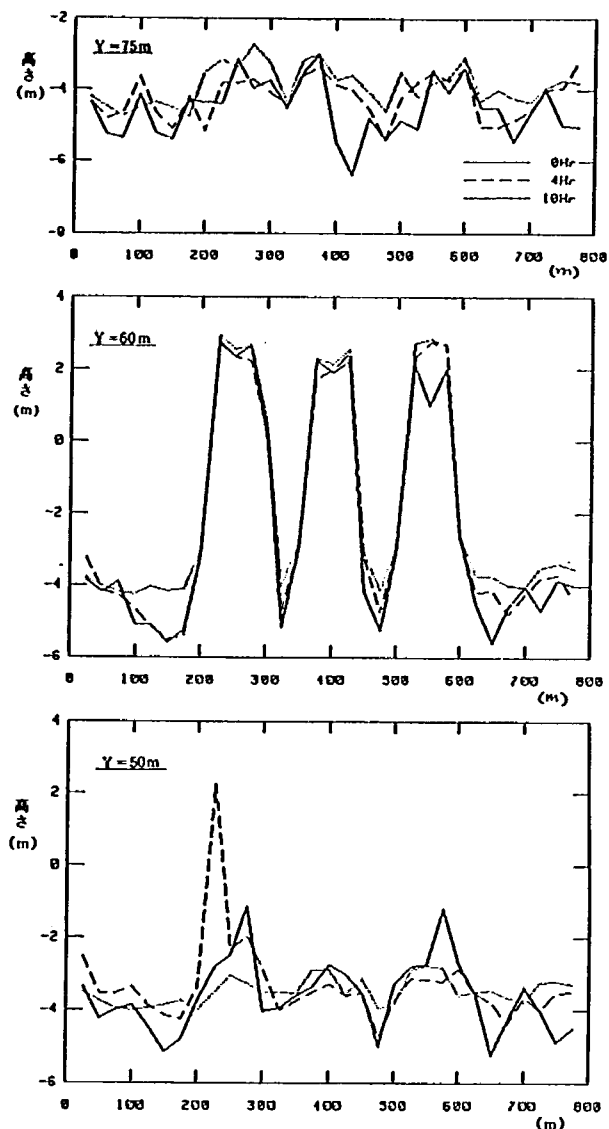
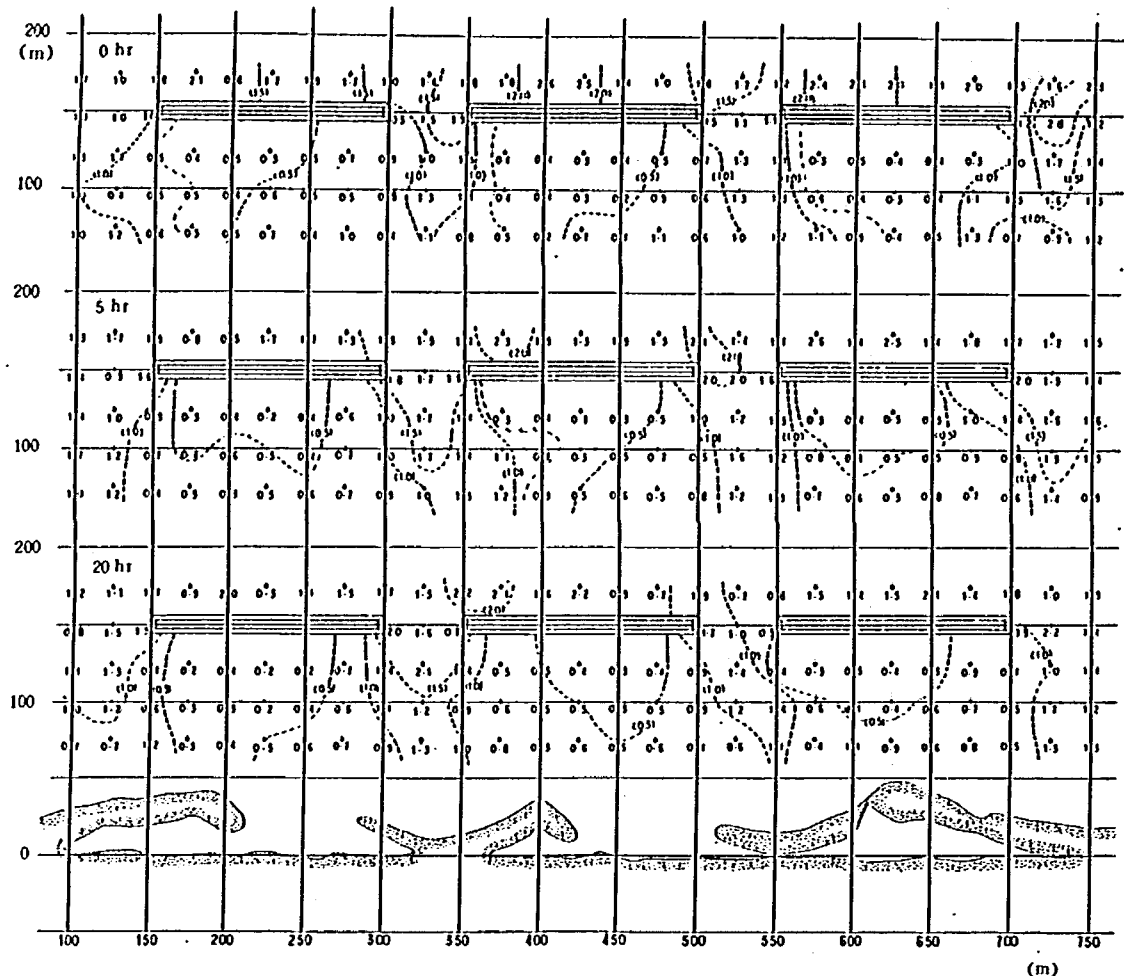


図-4.2.18 離岸堤周辺の地形変化(Case 1)

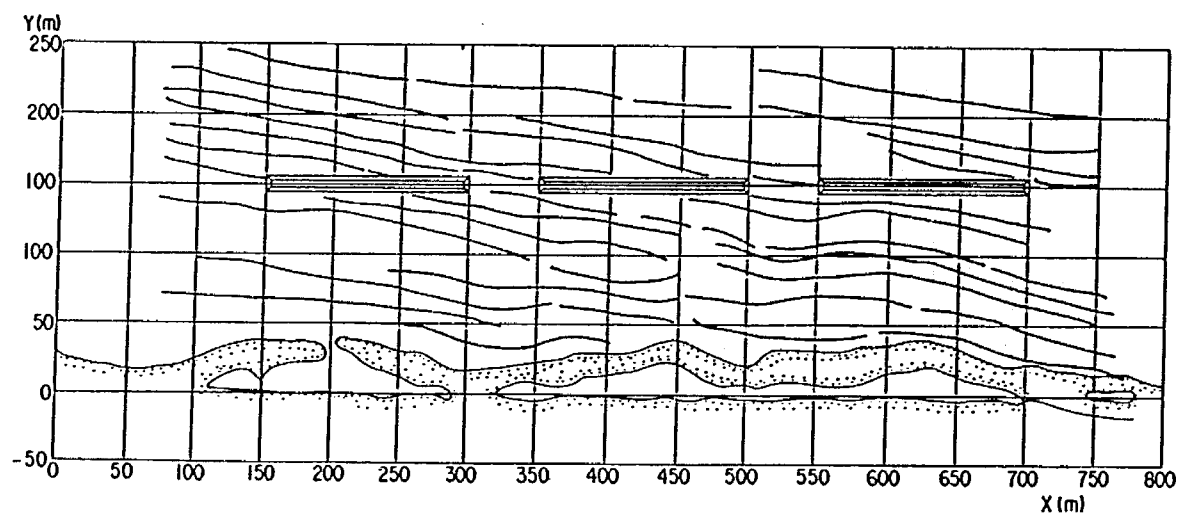


図－ 4.2.19 新潟海岸離岸堤周辺波高分布

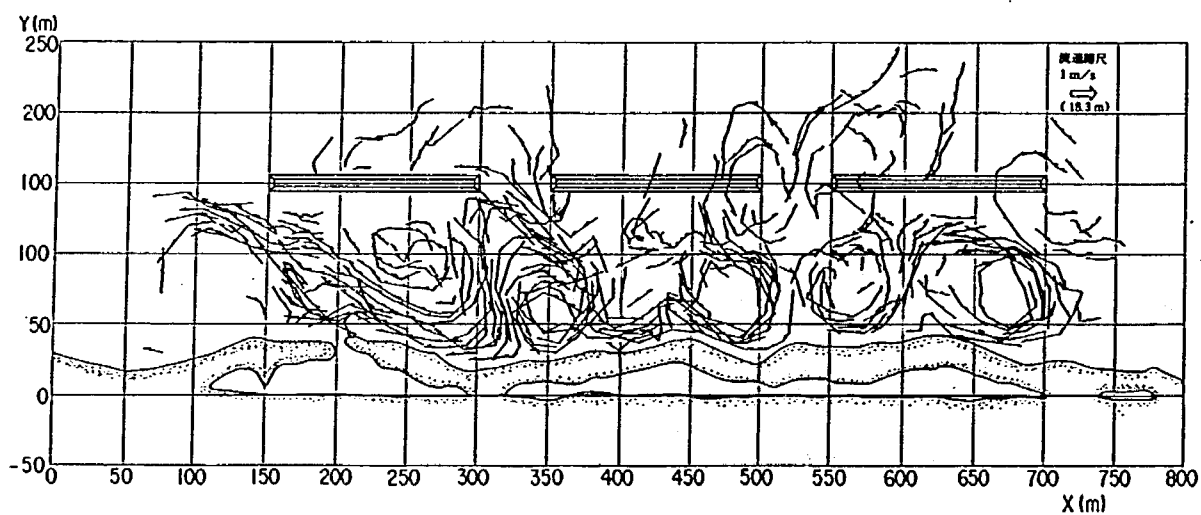
変化が見られるが、離岸堤背後ではほとんど等深線が変化していない。20時間後の等深線図を図－4.2.26に示す。離岸堤前面での侵食、堆積位置はほぼ5時間目の場合と同じである。5時間目と比較すれば、小規模なバーやトラフが大きくなり、また3号堤の右端部には深い洗掘穴が現われている。汀線付近の地形変化は波作用5時間以降生じている。打上げられた砂により沿岸方向に砂州が発生し、汀線は前進している。離岸堤背後でこの砂州がとぎれているのは、その区域で波高が小さいためである。この砂州は図－3.4.3に示す2次元実験結果でも見られる。

Case 3の20時間後の等深線図を図－4.2.27に示す。Case 3とCase 2を比較した場合、傾向としては同じであるが、Case 3の方が顕著に現われているものが多い。まず初期汀線の前面に発達した砂州は離岸堤背後の波高が高いためか、ほぼ連続して重なっている。また、0 mも含め1.5 m以浅の等深線が離岸堤背後で前進している。一方、2 mや2.5 mの等深線は開口部の位置で前進している。このため開口部の洗掘は離岸堤の背後まで及んでいない。

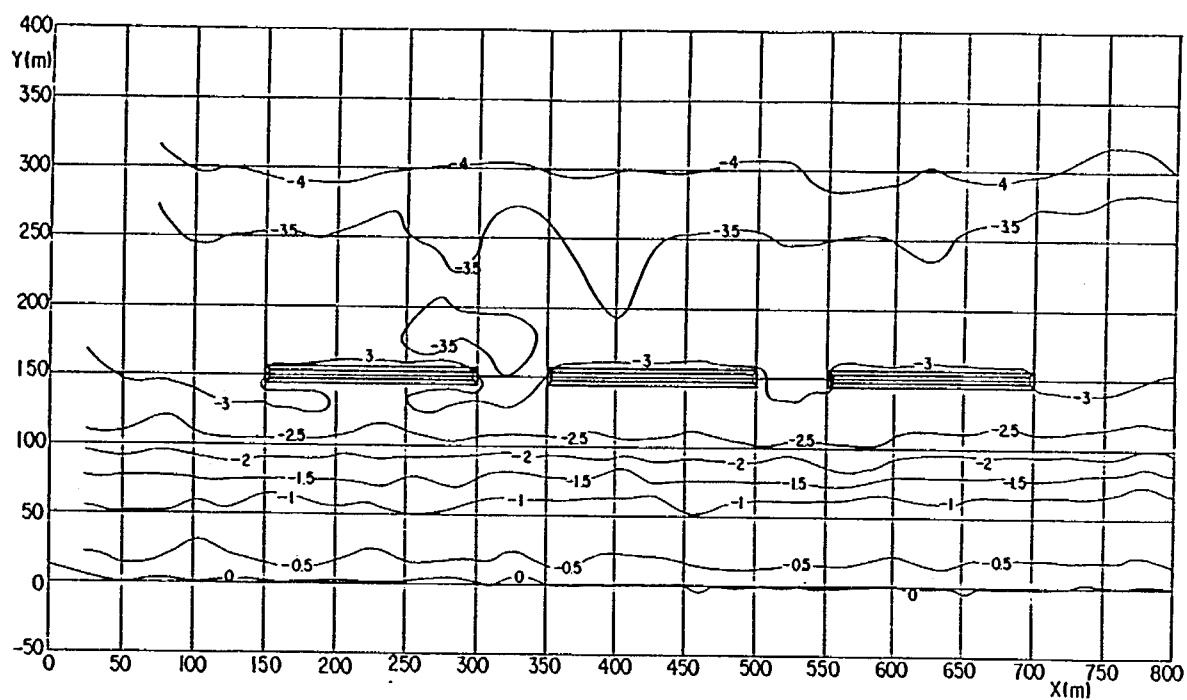
離岸堤の前後および中央部の地形変化を沿岸方向に表わした図を図－4.2.28、4.2.29に示す。図－4.2.28はCase 2について示した図であり、測定高のデータが沿岸方向に10mピッチで結ばれている。Case 2の特徴は次のとおりである。離岸堤端部で洗掘が生じている。3号堤の右端の洗掘は離岸堤位置から岸側で生じている。開口部では離岸堤設置位置から沖側に向かって洗掘深が深くなっている。ま



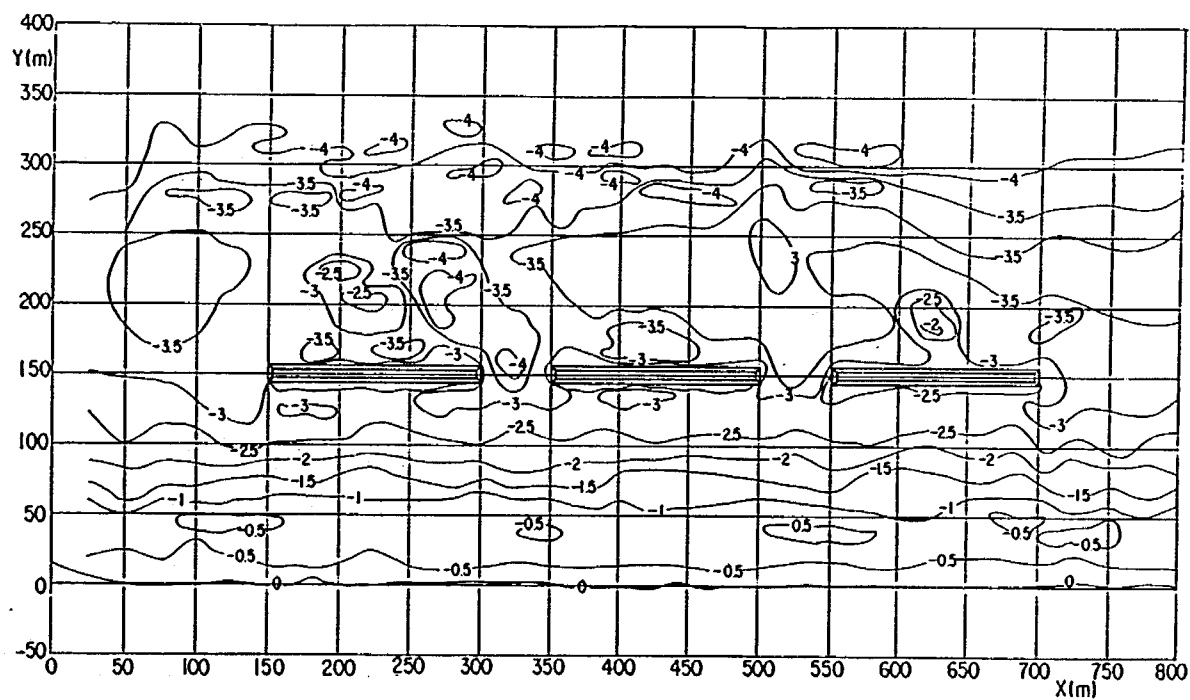
図－4.2.22 新潟海岸波峰線図（Case 3；波作用20時間）



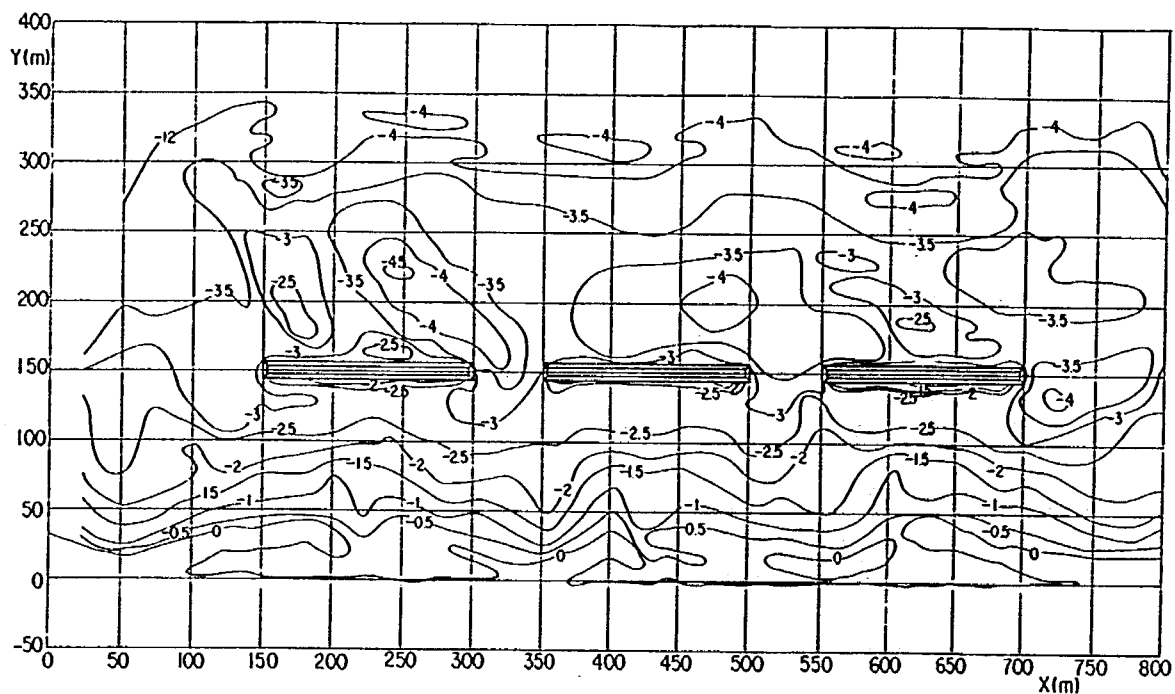
図－4.2.23 新潟海岸流況図（Case 3；波作用20時間）



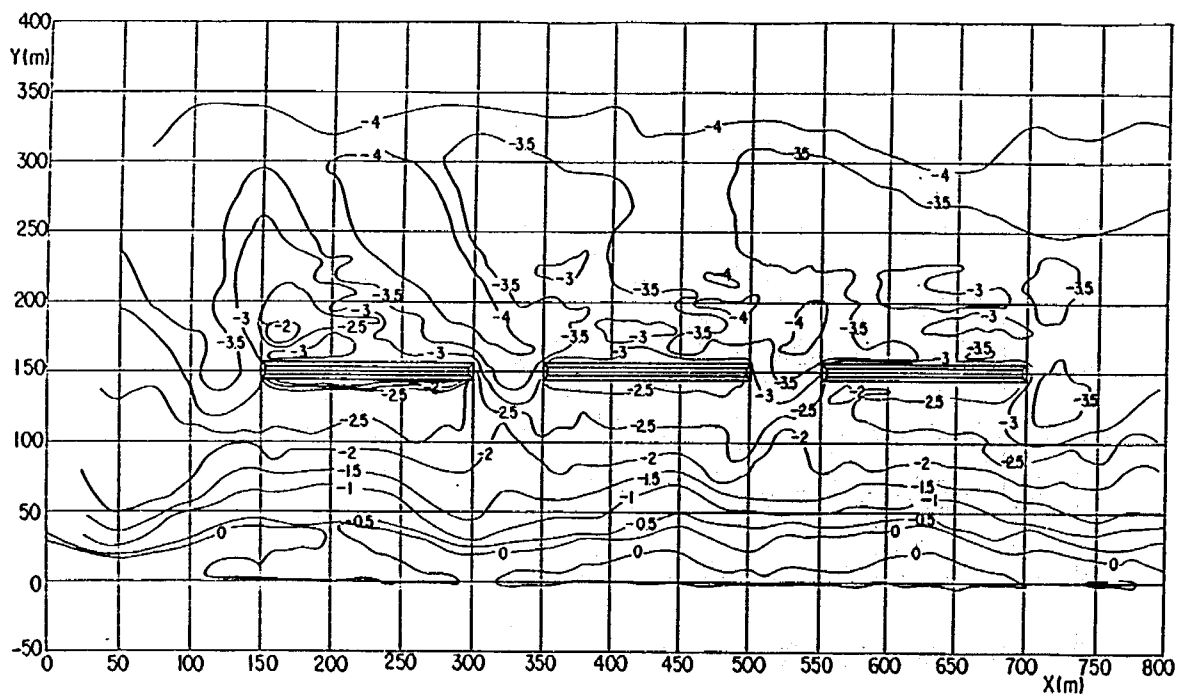
図一 4.2.24 新潟海岸等深線図 (Case 2; 初期地形)



図一 4.2.25 新潟海岸等深線図 (Case 2; 波作用 5 時間)



図一 4. 2. 26 新潟海岸等深線図 (Case 2 ; 波作用20時間)



図一 4. 2. 27 新潟海岸等深線図 (Case 3 ; 波作用20時間)

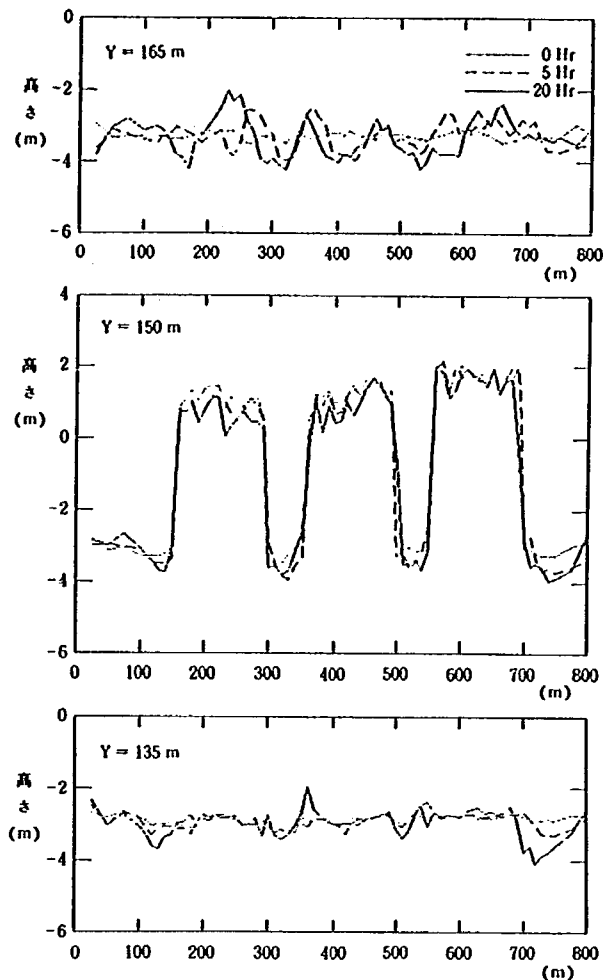


図-4.2.28 離岸堤周辺の地形変化 (Case 2)

た離岸堤前面では堆積，侵食が交互に生じ波状地形を呈している。5時間と20時間を比較するとこの波状地形は図の左側，つまり漂砂の下手側へ伝播していると考えられる。離岸堤の背後ではほとんど堆積がみられないのがCase 1との大きな違いである。図-4.2.29はCase 3に対する同様な図であり，測定高のデータが沿岸方向に50mピッチで結ばれている。マウンドを設置しないことにより離岸堤本体だけでなく周辺地区も変化している。波高測定結果や流況測定結果を検討する時に触れたように，離岸堤は大きく沈下している。しかし堤端部ではCase 1や2で見られたような洗掘は生じていない。

以上，新潟海岸での地形変化は流況と密接な関係があると考えられる。Case 3の図-4.2.23と4.2.27と対比させて，地形変化と流況の関係を図-4.2.30に示す概念図にとりまとめた。離岸堤背

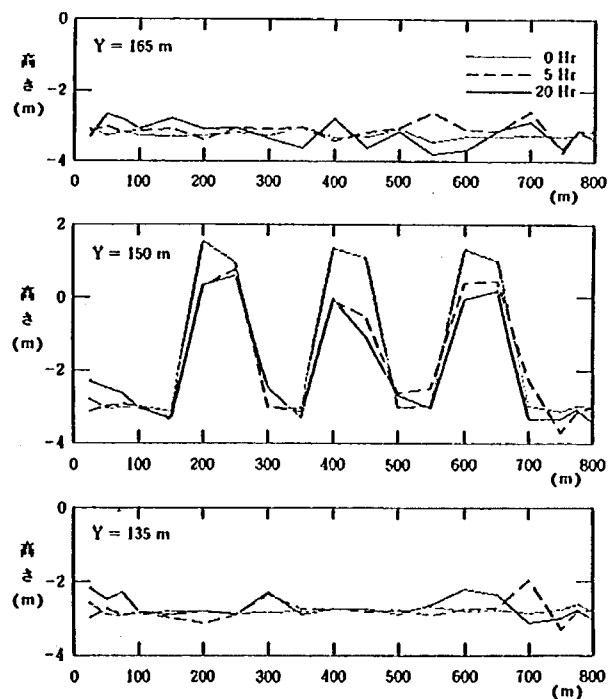
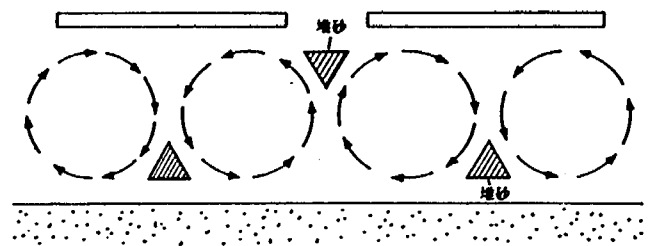


図-4.2.29 離岸堤周辺の地形変化 (Case 3)

後に一対の循環流が現れる場所では堆砂が進み砂州が連続している。また開口部をはさんで一対の循環流が生じる場所では2 m前後の等深線が前進している。この循環流は下手側の離岸堤背後ほど発生しやすいようであるが、その原因は明らかでない。



図－ 4.2.30 循環流と堆砂の関係

4.3 富士海岸水理実験

4.3.1 研究の目的

本実験の目的は、富士海岸に建設されている暫定半断面離岸堤をはじめとする各種の侵食防止施設の漂砂捕捉効果を実験により明らかにすることにある。

富士地区では、激しい海岸侵食に対処し施工延長を確保するため現在までに離岸堤が18基暫定半断面で設置されてきた。その結果トンボロの形成等漂砂捕捉効果はある程度上がっている。本研究ではこのことを踏まえ、以下の3点について水理模型実験により検討する。

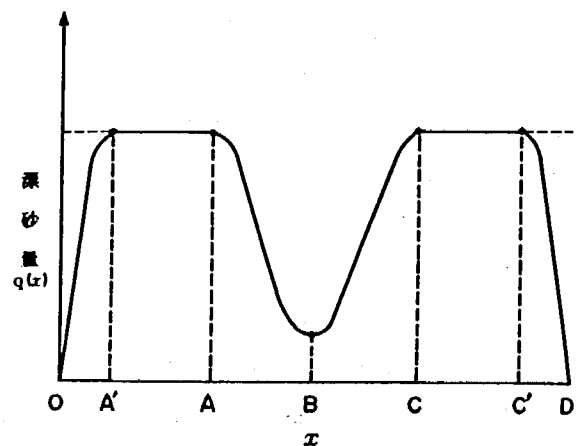
- (1) 離岸堤を全断面施工した場合、現在の暫定半断面施工と比較して漂砂捕捉効果はどの程度向上するか。
- (2) 現在の離岸堤と他の工法を組合わせた場合、漂砂捕捉効果はどう変化するか。
- (3) 上記の漂砂捕捉効果と併せて離岸堤ブロックの散乱防止対策を検討する。

本年度は既設の暫定半断面離岸堤の漂砂捕捉効果について検討した。

4.3.2 漂砂捕捉率

富士海岸水理実験の目的は離岸堤による漂砂捕捉効果を定量的に表わすことである。

今、直線状海岸を考え、汀線に平行に x 軸をとる。時間 t_0 に $x = x_0$ なる断面を通過する沿岸漂砂量を $q(x_0, t_0)$ と表わす。 x の正方向への移動量を q の正方向とする。侵食も堆積も生じない平衡海岸を考えれば、全ての地点で漂砂量は一定になる。離岸堤が設置された場合、漂砂量は場所的に不均衡となる。図－ 4.3.1 に示すように離岸堤周辺での漂砂量の変化点を A, B, C と表わす。A は離岸堤の影響で漂砂量が減少しはじめる場所、B は漂砂量が最小になる場所、C は離岸堤の影響区間から離れて漂砂量が一定となる場所である。平面水槽を用いた模型実験の場合、水槽側面で漂砂が遮断され漂砂量は 0 となる。この側壁の位置を O, D とする。また側面の影響を受ける範囲を OA' , $C'D$ とする。 dq/dx が負の値をとる場所では堆積が生じ、 dq/dx が正の値をとる場所では侵食が生ずる。 OA' , BC で侵食、 AB , $C'D$ で堆積が生ずる。 AB は離岸堤背後のトンボロ区間に相当する。 A' , A , B , C , C' でいずれも $\partial q / \partial x$



図－ 4.3.1 漂砂量分布の概念図

$\partial x = 0$ となる。漂砂の捕捉率は離岸堤設置以前の漂砂量に対する堤設置による漂砂の減少量の比率であり、時刻 t における捕捉率 $r(t)$ は式 (4.3.1) で表わすことができる。

$$r(t) = \{ q(x_A, t) - q(x_B, t) \} / q(x_A, t) \dots\dots\dots (4.3.1)$$

漂砂の移動量 q を直接測定することは困難なため、地形測定から漂砂捕捉率を求める。

離岸堤設置時を時間 0 とし、時間 0 および時間 t に地形測定を行った結果から、位置 x における断面面積の変化量 $M(x, t)$ を求める。 $M > 0$ の場合、侵食、 $M < 0$ の場合、堆積とする。この M は漂砂量 q を用いて式 (4.3.2) で表わされる。

$$M(x, t) = \int_0^t \frac{\partial q(x, \xi)}{\partial x} d\xi \dots\dots\dots (4.3.2)$$

位置 x_0 から x までの累積土量変化を $S(x, t)$ と表わせば、式 (4.3.3) で示される。

$$S(x, t) = \int_{x_0}^x M(\eta, t) d\eta = \int_{x_0}^x \int_0^t \frac{\partial q(\eta, \xi)}{\partial \eta} d\xi d\eta \dots\dots\dots (4.3.3)$$

実験水槽の場合、漂砂供給源は有限であり、上手側水槽側壁を x_0 とすれば、 $S(x, t)$ は断面 x を t 時間に通過する沿岸漂砂量を表わす。 $S > 0$ の場合、 x の正方向に、また $S < 0$ の場合負方向に移動する。

A 点および B 点では $\partial q / \partial x = 0$ から $M = 0$ となる。離岸堤上手側の S が極大値をとる場所を x_A として、その場所の S を $S_{\max}$ とすれば次式で表わされる。

$$S_{\max}(t) = \int_{x_0}^{x_A} \int_0^t \frac{\partial q(\eta, \xi)}{\partial \eta} d\xi d\eta = \int_0^t \{ q(x_A, \eta) - q(x_0, \eta) \} d\eta$$

側壁を通過する漂砂量 $q(x_0, \eta) = 0$ であるから、式 (4.3.4) となる。

$$S_{\max}(t) = \int_0^t q(x_A, \eta) d\eta \dots\dots\dots (4.3.4)$$

離岸堤周辺で S が極小値をとる場所が x_B であり、その場所の S を $S_{\min}$ とすれば次式で表わされる。

$$\begin{aligned} S_{\min}(t) &= \int_0^{x_B} \int_0^t \frac{\partial q(\eta, \xi)}{\partial \eta} d\xi d\eta = \int_0^{x_A} \int_0^t \frac{\partial q(\eta, \xi)}{\partial \eta} d\xi d\eta + \int_{x_A}^{x_B} \int_0^t \frac{\partial q(\eta, \xi)}{\partial \eta} d\xi d\eta \\ &= S_{\max}(t) + \int_0^t \{ q(x_B, \eta) - q(x_A, \eta) \} d\eta \dots\dots\dots (4.3.5) \end{aligned}$$

$$S_{\max}(t) - S_{\min}(t) = \int_0^t \{ q(x_A, \eta) - q(x_B, \eta) \} d\eta \dots\dots\dots (4.3.6)$$

式 (4.3.4) および式 (4.3.6) を用いることにより、離岸堤設置後 t 時間における漂砂捕捉率 $R(t)$ は求まり、式 (4.3.7) で示される。

$$R(t) = \int_0^t (q(x_A, \eta) - q(x_B, \eta)) d\eta / \int_0^t q(x_A, \eta) d\eta$$

$$= (S_{\max}(t) - S_{\min}(t)) / S_{\max}(t) \dots\dots\dots (4.3.7)$$

分母は離岸堤上手側での t 時間における侵食土砂量であり，分子は同じ時間内における離岸堤周辺での堆積土砂量である。海浜測定を繰返し行うことにより，単位時間当りの漂砂捕捉率を求めることができる。

4.3.3 実験条件

土木研究所では巻末の参考資料に示すように昭和50年度に富士海岸模型実験として波浪条件 $H_0 = 3 \text{ m}$ ， $T = 11 \text{ sec}$ を用いて縮尺 $1/100$ で移動床実験を行っている。また，3章では縮尺 $1/50$ の移動床2次元実験を行い，富士海岸の波浪条件を検討している。

これらの実験結果を考慮して，本実験における実験条件を以下の様に決定した。

(1) 実験水槽

水槽は建設省土木研究所海洋沿岸実験施設に新設した屋内平面水槽を使用した。

水槽の諸元は次のとおりである。

縦×横×高さ : $25 \text{ m} \times 26 \text{ m} \times 0.6 \text{ m}$

造波機はペンデュラム型造波機（造波板長 8.0 m ）を3台連結して使用した。

(2) 模型縮尺

模型縮尺は漂砂移動量の測定精度を高めるため $1/50$ とした。各水理量は Froude 則に従うため，各量の縮率は次のようになる。

長さ・高さ : $\ell_m / \ell_p = h_m / h_p = 1/50$

波 高 : $H_m / H_p = 1/50$

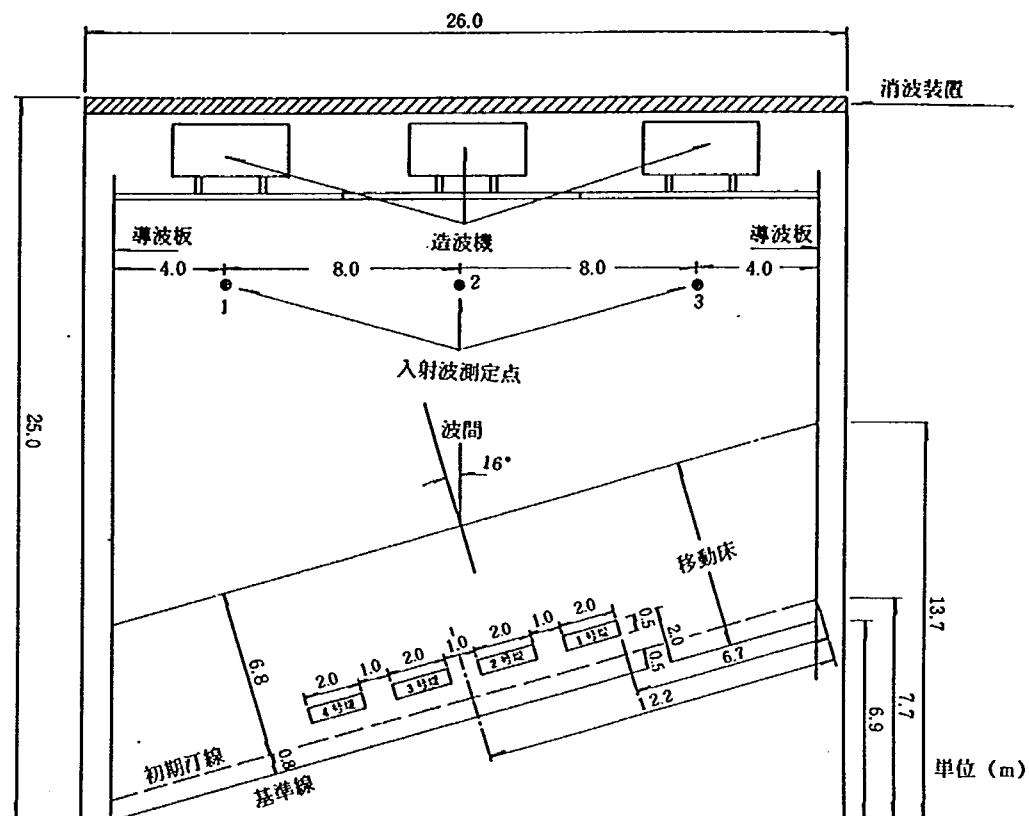
波 長 : $L_m / L_p = 1/50$

時間（周期）: $T_m / T_p = \sqrt{h_m / h_p} = 1/7.07$

ここで，添字 m , p はそれぞれ模型および原型での物理量を示す。

(3) 模型床

- ・移動床模型は，沿岸，岸沖方向それぞれ現地約 1300 m および約 340 m の範囲を砂を使用して製作した。
- ・移動床材料には $d_{50} = 0.24 \text{ mm}$ の砂を使用した。
- ・初期地形は模型床全域にわたって一様な断面とし，3章での検討と同じ測線 No. 79 の海浜地形を用いた。
- ・水槽内における模型床の配置を図-4.3.2 に示す。模型床は，波が汀線に対して 16° の角度で入射するように配置した。これは現地の入道樋門付近の平面形状から決定した。
- ・海浜地形の製作は，真鍮製のピンを沿岸方向 1.0 m ，岸沖方向 0.2 m ピッチで砂面に立て，ピンに巻いたビニールテープの上端が目標の高さとなるようにレベルを使用してピンの高さを調節した後，テープ上端にあわせて砂面をコテで成型した。



図－4.3.2 模型床配置図

(4) 離岸堤

- ・離岸堤は群堤としての効果を考慮して、4基設置した。
- ・離岸堤の消波ブロックは50トン型テトラポッドとし、縮尺1/50のモルタル製模型（重量368g）を使用した。

(5) 波浪条件

実験に使用した波浪は、次の様に決定した。

	沖波波高	入射波高	周 期	波 向
現地波浪	2.75 m	2.50 m	9.50 sec	S
実験波浪	5.50 cm	5.00 cm	1.34 sec	S

(6) 潮 位

実験潮位はM.W.L. = T.P. ± 0 mを用いた。

(7) 実験水深

実験水深は、一様水深部で25.0 mとした。

4.3.4 実験方法

(1) 波作用時間

予備実験を用い、離岸堤上手側海浜の平行状態が崩れる迄の時間を測定し波作用時間を6時間とした。

(2) 測定項目

測定項目は次のとおりである。測定スケジュールを表-4.3.1に示す。

1) 地形測定

- ・海床（平面）測定
- ・海床（断面）測定
- ・洗掘深測定

2) 汀線測定

3) 入射波高測定

4) 砕波波高測定

5) 流況測定

表-4.3.1 測定スケジュール

測定項目	波作用時間						
	0	1	2	3	4	5	6hr
海床（平面）	○		○	○	○		○
海床（断面）		○	○	○	○	○	
洗掘深	○		○				○
汀線		○	○	○	○	○	
入射波	○	○	○	○	○	○	○
砕波波高			○				○
流況			○				○

(3) 測定方法

以下に測定方法を(2)に示した測定項目ごとに記す。

1) 地形測定

地形測定は、所定の時間に造波を停止し水面が静止した後行った。測定はスケールおよびレベルを使用して静水面からの砂面の高さを測定した。

測定範囲および測定間隔は次のとおりである。

・海床（平面）

測定範囲 ; 沿岸方向 $X = -75 \sim 1200 \text{ m}$ (52 測線)

岸沖方向 $Y = 0 \sim 250 \text{ m}$ (0, 6 hr)

$Y = 0 \sim 175 \text{ m}$ (2, 3, 4 hr)

測点間隔 ; 沿岸方向 25.0 m

岸沖方向 5.0 m

・海床（断面）

測定範囲 ; 沿岸方向 $X = 700 \sim 850$ m (3 測線)

岸沖方向 $Y = 0 \sim 175$ m

測点間隔 ; 沿岸方向 50.0 m

岸沖方向 5.0 m

・洗掘深

測定範囲 ; 沿岸方向 $X = 212.5 \sim 837.5$ m (26 測線)

岸沖方向 $Y = 40 \sim 115$ m

測点間隔 ; 沿岸方向 25.0 m

岸沖方向 2.5 m

2) 汀線測定

地形測定と同様に静水状態での基準線から汀線までの距離をスケールを使用して測定した。測定は $X = 0$ m から $X = 1150$ m までの範囲について、25m 間隔の 47 測線について行った。

(3) 入射波高測定

図-4.3.2 に示したように、造波板の前面 3 m の地点に 8 m 間隔で 3 台の波高計を設置して、一様水深部での入射波高を測定した。測定には容量線式波高計を使用し、ペン書オシログラフで造波開始後約 200 波の波高を読み取った。

(4) 砕波波高測定

砕波波高の測定は、汀線測定と同一の 47 測線について基準線から砕波位置までの距離を測定し、その位置における波高を入射波高の測定と同様の方法で測定した。測定は 30 波程度とした。

なお、離岸堤上で砕波する場合は波高の測定が困難なため、離岸堤前面の波高を測定した。

(5) 流況測定

流況の測定は、離岸堤周辺に投入したフロートの動きを、模型床上方に配置したカメラで 3 波おき（約 4 秒間隔）に 15 回程度撮影し、実験終了後スライドでフロートの動きを読み取った。

（注） 波作用 0 時間～3 時間の地形測定において、離岸堤設置部分が欠測となっている。また、海床測定（平面）における $X < 0$ m および $X > 1150$ m の測線については波作用 6 時間後についてのみ測定した。そのため、4.3.5 で述べる地形変化では、初期地形の欠測部分に平均地形断面の値を使用した。

4.3.5 実験結果

(1) 汀線変化

汀線変化図を図-4.3.3 に示す。初期汀線は $Y = 40$ m の位置にある。図の右側が漂砂の上手側であり、上手側より 4 基の離岸堤をそれぞれ順に 1 号堤から 4 号堤と呼ぶ。汀線変化を、離岸堤設置区間とその上手側海浜および下手側海浜に分けて考えることとし、それぞれの区域を $X = 250 \sim 900$, $X = 900 \sim 1150$, $X = 0 \sim 250$ m と分ける。

まず離岸堤設置区間について見れば、離岸堤背後にトンボロ状地形が形成されている。この地形はかならずしも離岸堤背後の汀線が前進したものではなく、3 号堤背後では周囲の汀線が後退する

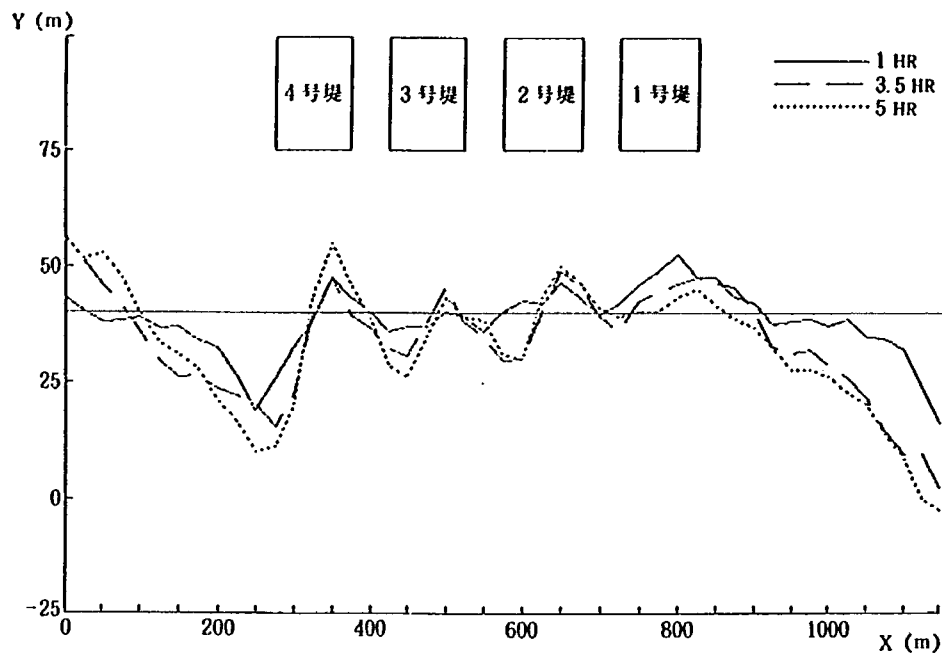


図- 4.3.3 汀線変化図

かたちでトンボロ状地形が形成されている。トンボロおよびトンボロ間の侵食域はそれぞれ離岸堤中央および開口部中央に位置せず上手側に偏っている。

1号堤背後のトンボロの先端は、波作用1時間後以降後退しながら上手側へ移動した。中央の2号堤と3号堤背後のトンボロ状地形の形状およびその時間的变化は類似している。たとえば2号堤と3号堤の左端部背後の汀線は波作用1時間後から3.5時間後にかけて大きく上手側に向かって後退している。また、1時間後には侵食域は開口部の背後に位置していたが、3.5時間後には離岸堤左側背後に移動した。4号堤背後のトンボロ状地形は3.5時間後から5時間後にかけて前進している。しかしトンボロの左側は大きく侵食されている。

離岸堤の上手側海浜について、その汀線変化をみれば次のようになる。右端部では漂砂の供給が断たれているため、右側から汀線の後退は進む。波作用1時間後の $X = 925 \sim 1025$ mの区間の汀線は初期汀線形状とほとんど変化がない。波の作用時間が経過するにつれ、初期汀線に平行な汀線を持つ区間は縮小される。

離岸堤の下手側海浜の汀線変化については、離岸堤の漂砂捕捉効果が働き、離岸堤のすぐ左側では侵食が進む。一方、左端では漂砂の動きが止められ汀線は前進する。

(2) 地形変化

横断図を図- 4.3.4と4.3.5に示す。図- 4.3.2に関して述べたように、離岸堤背後でも汀線の後退がみられる。ここでは2号堤の堆積域である図- 4.3.4と侵食域である図- 4.3.5について述べる。他の図も傾向は同様である。図- 4.3.4では離岸堤背後に砂が堆積して汀線が前進すると同時に離岸堤前面にも砂が堆積している。この測線内で侵食されている場所がないことから、堆砂は沿岸漂砂により生じたものと考えられる。図- 4.3.5では離岸堤背後に砂が少し堆積するが、汀線付近は大きく侵食されている。一方離岸堤前面では波作用2時間後に小規模な砂の堆積がみられた

が、その後はむしろ堤法先が洗掘傾向にある。

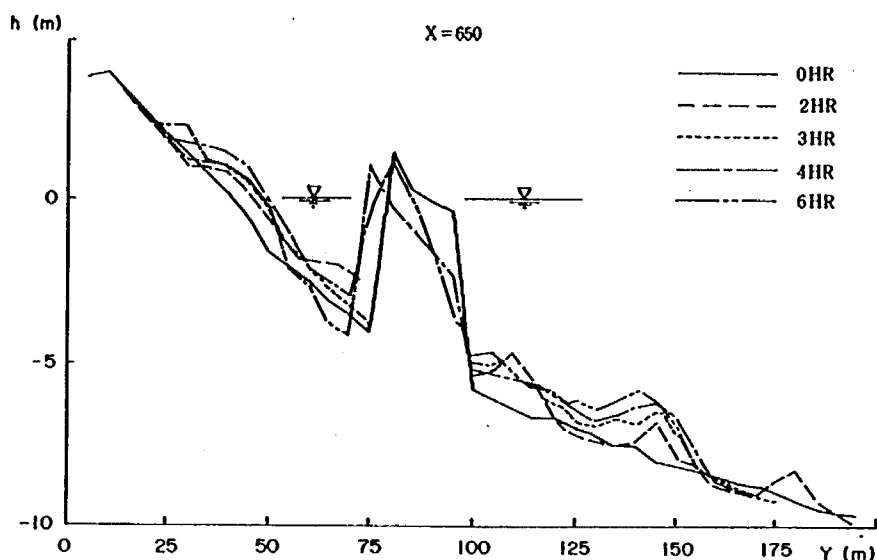


図-4.3.4 離岸堤設置区間堆積域 (X = 650 m)

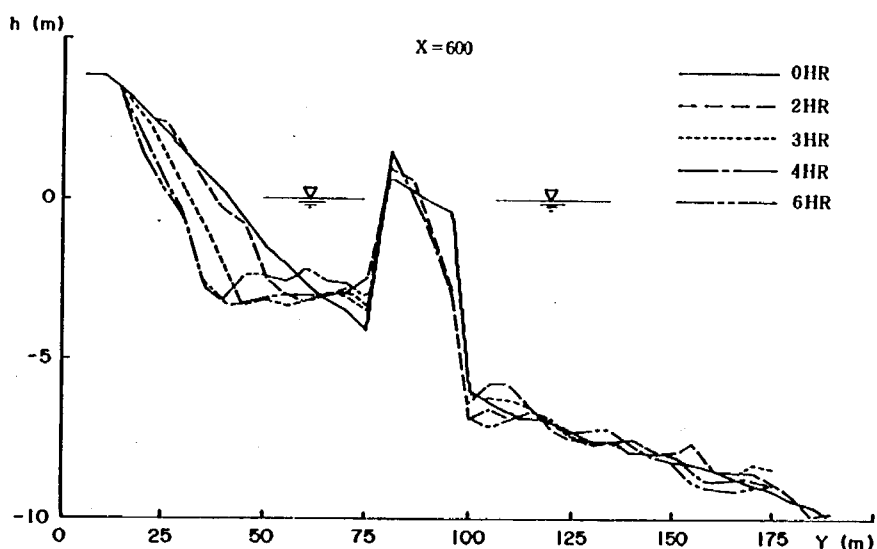


図-4.3.5 離岸堤設置区間侵食域 (X = 600 m)

この離岸堤周辺の地形変化の状況を、図-4.3.6 および図-4.3.7 を用いてより詳細に調べた。図-4.3.6 は、離岸堤周辺の波作用6時間後の地形の初期地形に対する変化高さを表したものであり、この図から離岸堤の前面、背後に関係なく離岸堤の上手側半分で堆積、下手側半分で侵食が生じていることが明らかである。また、1 m以上堆積する区域は、離岸堤を挟んで前後に存在するが1 m以上侵食する区域は離岸堤から岸側に位置する。特に岸側に向かって侵食量は増え、2号堤や4号堤の背後には3 m以上も洗掘される場所がある。離岸堤の前面では1 m以上洗掘される所がない。離岸堤の沈下は下手側中央より岸側部分で生じ、場所によっては2 m以上沈下している。ま

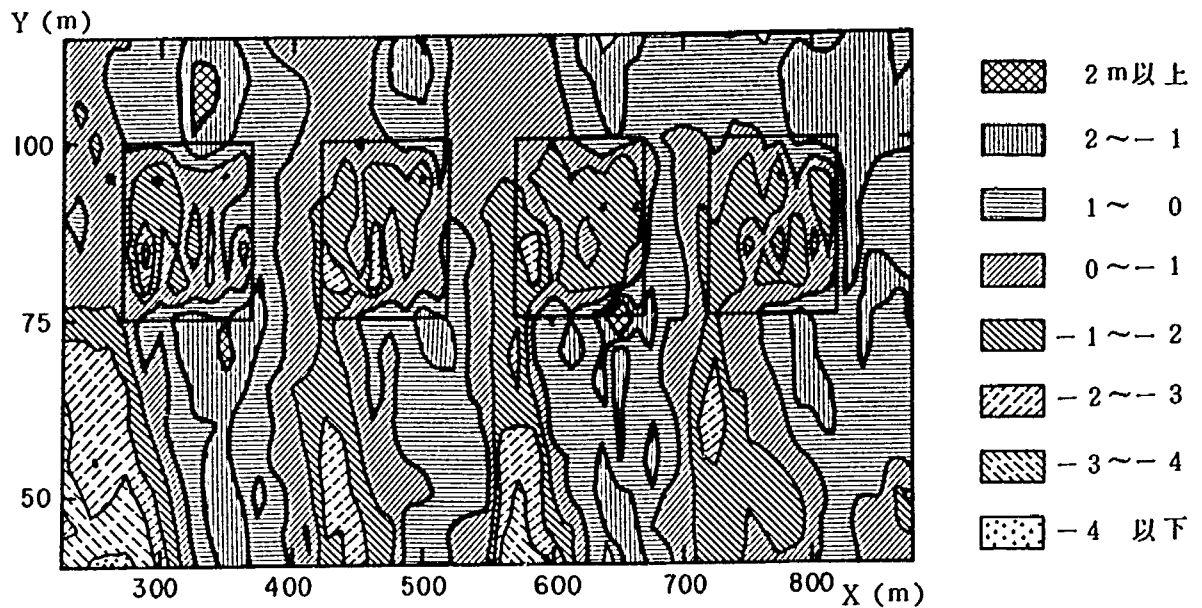


図-4.3.6 離岸堤周辺地形の変化高（波作用0～6時間後）

た離岸堤部でも初期状態より高くなっている部分もあるが、これはブロックの移動により生じたものであり、離岸堤全体としては沈下している。

図-4.3.7は離岸堤の前後および中央部の断面変化を沿岸方向に表したものである。

$Y = 75 \text{ m}$, 80 m , 100 m は、それぞれ離岸堤の背面法先位置、最高位置、前面法先位置である。この図からも離岸堤上手側では、前面および背面で堆積を生じ、下手側では洗掘されている状況が明らかである。また離岸堤の天端高は平均的に1 m前後沈下していること、上手側斜面はほぼ初期状態を保っているが、下手側斜面は開口部の洗掘により変化している状況が明らかである。

(3) 波高および流況測定結果

2時間および6時間の碎波波高および碎波位置を図-4.3.8および図-4.3.9に示す。離岸堤上では、碎波波高の測定は困難であり堤前面で測定した。2時間後の碎波波高分布では、2号堤を除いて離岸堤前面で波高が下手側ほど高

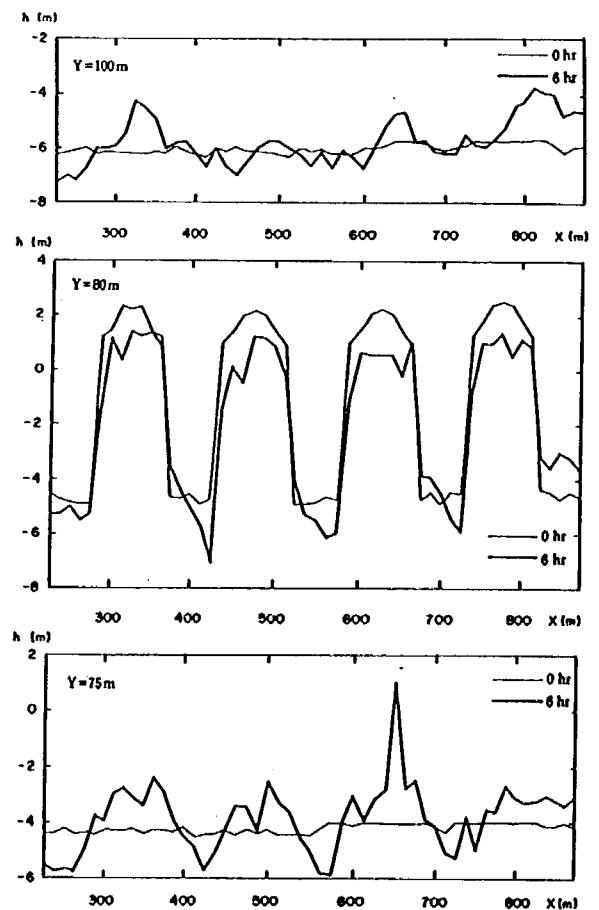


図-4.3.7 実験前後の離岸堤周辺の地形変化 ($Y = 75 \text{ m}$, 80 m , 100 m)

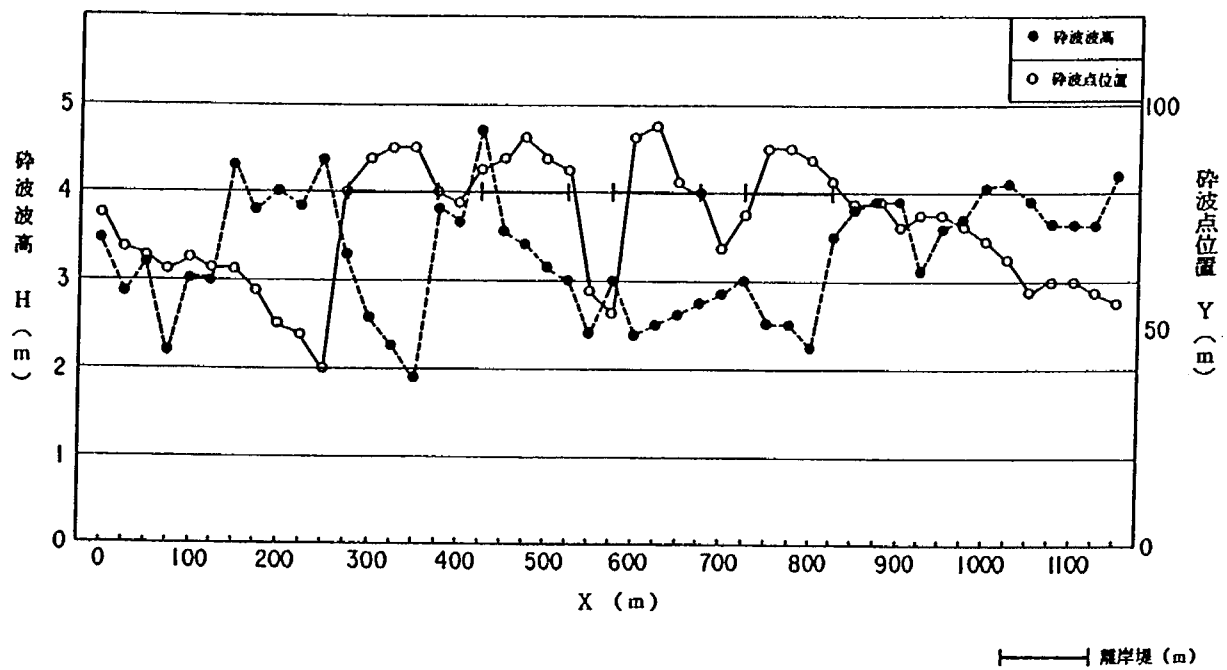


図-4.3.8 碎波波高測定結果（波作用 2.0 時間後）

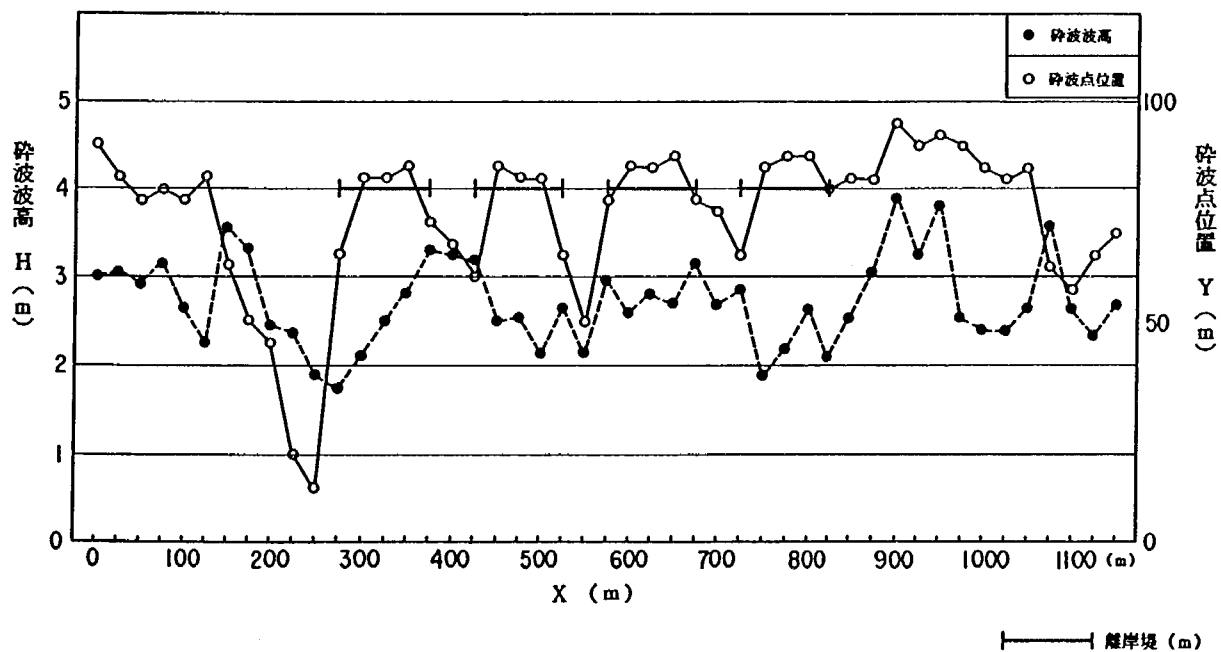


図-4.3.9 碎波波高測定結果（波作用 6.0 時間後）

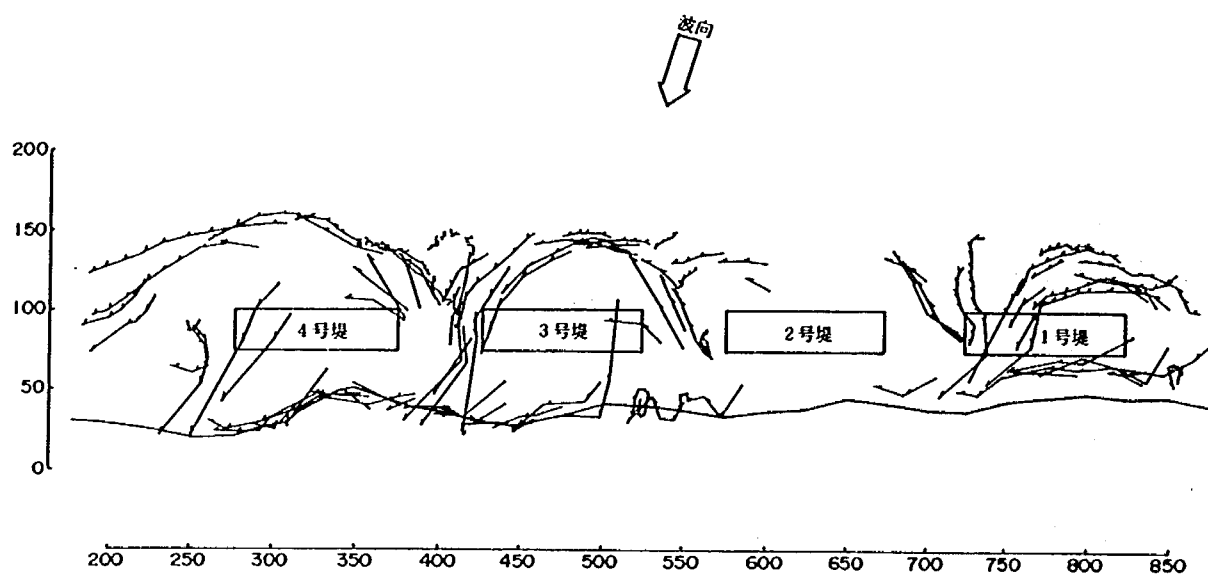


図-4.3.10 流況図 (波作用 2.0 時間後)

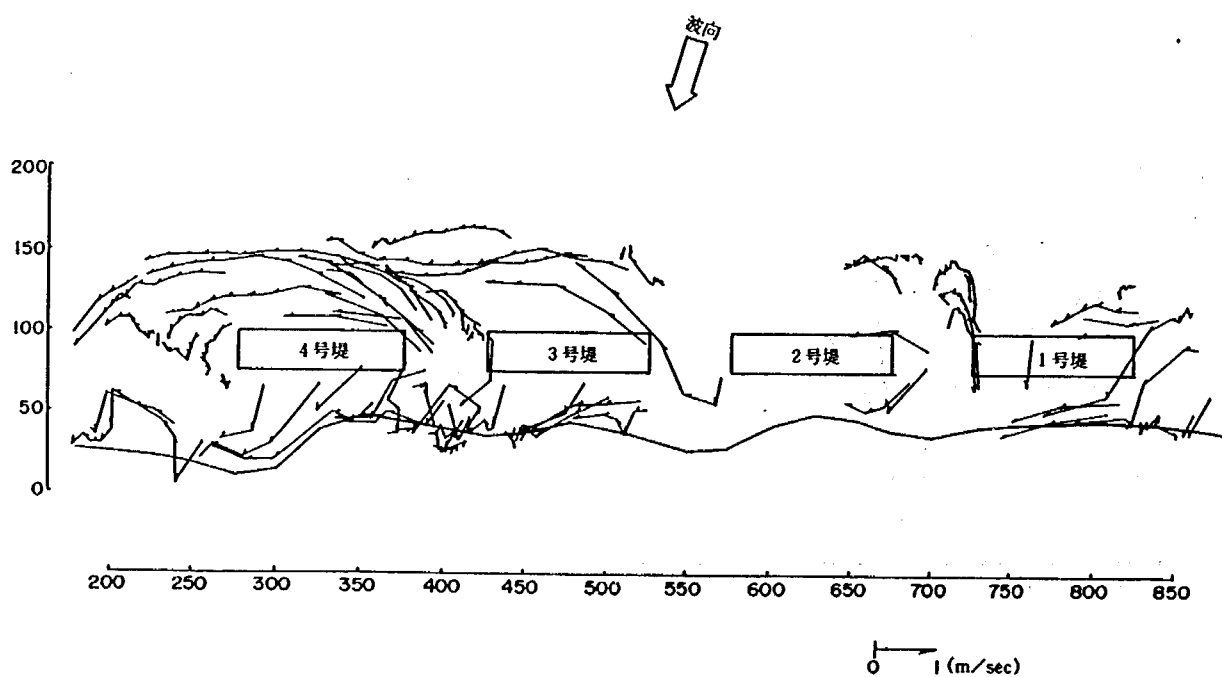


図-4.3.11 流況図 (波作用 6.0 時間後)

くなる傾向を示している。特に3号堤および4号堤では1～2mも波高に差を生じている。6時間後の砕波波高測定結果では、そのような特徴は表れていない。

流況測定は、波作用2時間と6時間の2回行った。結果を図-4.3.10および図-4.3.11に示す。2時間の流況は図-4.3.12に示すように離岸堤を中心に蛇行した流れが主である。右側か

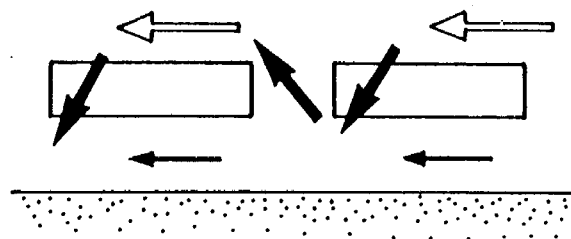


図-4.3.12 流況の概要図

ら左側へ流れる沿岸流、離岸堤の左側部分を越えて岸側に向かう流れと開口部から沖側に斜めに出る流れが組み合わされたものである。岸側に向かう流れはフロートが波に乗り生じたものであるが、この流れにより沖側に投入したフロートの大部分が岸側に運ばれた。3号堤の下手側開口部にも岸側に向かう流れが見られる。このように離岸堤の左側で堤防を越える流れが見られたのは、離岸堤の右側部分と比較して左側部分の波高が高かったためである。開口部では沖側へ出る早い流れがある。この流れは離岸堤前面で減速し、方向も汀線と平行になる。6時間の流況では離岸堤の沈下が進行しているにもかかわらず離岸堤を越えて岸側に向かう流れは小規模になっている。

(4) 漂砂捕捉率の検討

漂砂捕捉率の検討を4.3.2に従い行った。実験の場合、漂砂の移動は右から左へとx軸を負方向に進むため、漂砂の上手側を基準に検討を行った。まず各測線における断面積の初期断面からの変化を図-4.3.13に示す。この図では ΔA が正を堆積、負の場合侵食とした。2～4時間における測定範囲は0時間における測定範囲より狭いが、測定範囲以外は動いていないとした。4.3.4の(3)で述べたように2時間および3時間目の地形測定では離岸堤設置部が欠測しているため、離岸堤区間で断面積が過小評価されている。しかし、全体的には図-4.3.2の汀線変化図と変化形状が類似している。これは汀線の変化量と断面積の変化量との間に式(4.3.8)に示す良好な相関があるためである。

$$\Delta A = 7.3 \cdot \Delta Y + 25.8 \quad \text{..... (4.3.8)}$$

ここに ΔA : 断面積変化量 (m^2)

ΔY : 汀線変化量 (m)

また式(4.3.8)から、今回の実験での平均的な土砂移動厚は7.3mであることがわかる。

前回の実験では、田子の浦港周辺域での測量データから平均移動高 $h = 10\text{m}$ を求めている。また、構造物のない場合の実験結果も平均移動高が10mに一致している。今回の実験では離岸堤を設置した条件で実験を実施した。離岸堤設置区間では、沖側での土砂の変化が少なかったことから、平均移動厚が少なくなったと考えられる。

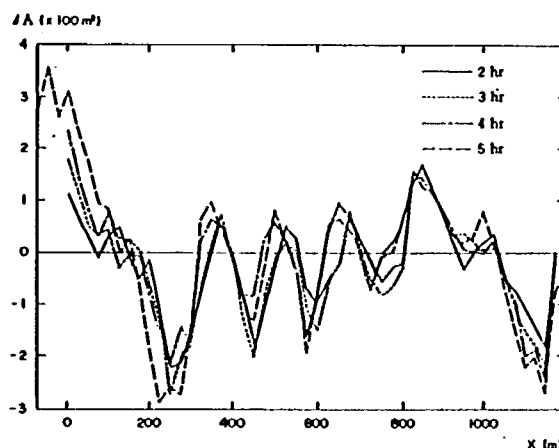
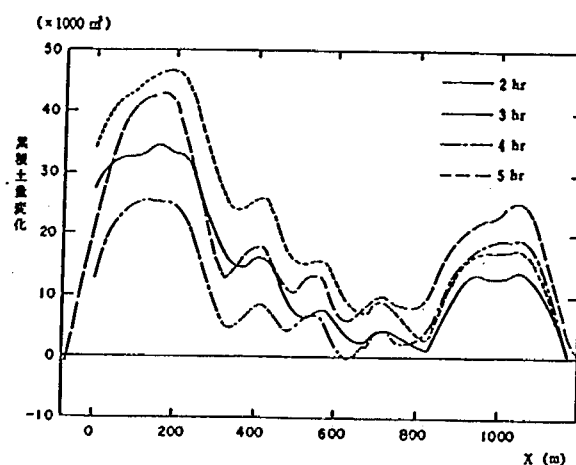


図-4.3.13 断面積の場所的变化

離岸堤による漂砂の捕捉効果を測定するため、初期地形からの土量の変化を図－4.3.14に表した。この図は式（4.3.3）に従い漂砂の上手側の測線からの変化土量を加え合わせて累加土量変化図としたものである。各測線における累加土量の正の値はその測線を右から左へ通過した土量を表す。またその各測定時間の間の土量の変化はその時間内に通過した土量を表す。図から離岸堤の上手側海浜および下手側海浜では漂砂の移動が激しく、離岸堤の区間では移動が少ないことがわかる。2, 3, 4時間の測定では $X > 1150\text{ m}$ および $X < 0\text{ m}$ の測線が欠測したため土砂収支の検証はできなかった。6時間の測定は全区間で行ったが水槽の左端での土砂収



図－4.3.14 累積土量変化図

支は完全に0とならず $+2000\text{ m}^3$ となったが、これは最大変化量に対する相対誤差が5%であり、この種の実験として十分な精度を有していることを示している。漂砂移動量の検討を行うのに、2, 3時間のデータは離岸堤部で欠測しているため、今回の解析の対象から除外した。4時間および6時間の測定データから、代表的な測線における漂砂移動量をまとめたものが表－4.3.2である。6時間の漂砂移動量の下には4時間のデータと6時間のデータから得た時間当たりの移動量を示している。

表－4.3.2 漂砂移動量

波作用時間	4 時間	6 時間
上手側海浜 $X = 1050\text{ m}$	$+1.93 \times 10^4\text{ m}^3$	$+2.53 \times 10^4\text{ m}^3$ $3000\text{ m}^3/\text{hr}$
1 号 堤 $X = 775\text{ m}$	$+2.18 \times 10^3\text{ m}^3$	$+7.98 \times 10^3\text{ m}^3$ $2900\text{ m}^3/\text{hr}$
2 号 堤 $X = 625\text{ m}$	$-5.51 \times 10^2\text{ m}^3$	$+5.38 \times 10^3\text{ m}^3$ $2970\text{ m}^3/\text{hr}$
3 号 堤 $X = 500\text{ m}$	$+4.93 \times 10^3\text{ m}^3$	$+1.05 \times 10^4\text{ m}^3$ $2780\text{ m}^3/\text{hr}$
4 号 堤 $X = 325\text{ m}$	$+4.72 \times 10^3\text{ m}^3$	$+1.26 \times 10^4\text{ m}^3$ $3940\text{ m}^3/\text{hr}$
下手側海浜 $X = 175\text{ m}$	$+2.50 \times 10^4\text{ m}^3$	$+4.31 \times 10^4\text{ m}^3$ $9050\text{ m}^3/\text{hr}$

上手側海浜の $X = 1050\text{ m}$ は図－4.3.1でのA'とAが一致した場所であり、下手側海浜の $X = 175\text{ m}$ もCとC'が一致した場所である。また、各離岸堤に対する代表測線は離岸堤背後で漂砂移動量が極小値を示す場所でBに相当する。漂砂捕捉率は式（4.3.7）に示すように、離岸堤上手側で

の侵食土砂量に対する離岸堤部分の堆積土砂量の比率で表わされる。この比率は当然時間的に変化することが考えられる。この変化は供給量

(模型実験の場合、侵食量=供給量である)の変化と堆積量の変化の双方から生じる。現地海岸では上手側に構造物等を造らなければ供給量はほぼ一定と考えられる。このため実験でも離岸堤上手側海浜区間を十分に長くとることにより、離岸堤区間への漂砂供給量を一定に保つように努めた。図-4.3.15は離岸堤上手海浜を通過した漂砂量をプロットしたものであり、2本の曲線は $X=1175\text{m}$: 1200m という2本の測線の欠測を考慮した漂砂量の上下限を表す。

この図からも実験初期の2時間を除けば離岸堤区間への供給量が一定であったことがわかる。

このことから本実験においても現地海岸と同様、

漂砂捕捉率の時間的変化は離岸堤背後の堆積土量の変化に依存することが確認された。測定データに欠測部分が含まれているため漂砂捕捉率の時間的変化の検討は出来ないが、最終的な6時間後の漂砂捕捉率について最も漂砂移動量が小さい2号堤位置で求めれば次のようになる。

$$S_{\max} = 2.58 \times 10^4 \text{ m}^3$$

$$S_{\min} = 5.38 \times 10^3 \text{ m}^3$$

$$(S_{\max} - S_{\min}) / S_{\max} = 0.79$$

また表-4.3.2をみれば、波作用4時間から6時間における漂砂移動量は上手側海浜から3号堤まではほぼ一様で捕捉効果がほとんどみられないことがわかる。

4.3.6 ま と め

今回の実験で得られた結果をまとめれば次のようになる。

(1) 離岸堤の上手で堆積、下手で侵食という特性が現れた。

これは離岸堤の岸側だけでなく沖側でも生じている。この現象は流況と密接に関係しており、図-4.3.16に示す概念図で説明できる。

まず開口部では◀印で示した離岸堤を越える流れがあり、この流れにより離岸堤の下手側では侵食が進む。特に汀線付近での侵食は著しい。侵食された砂は▶印で示した流れにより離岸堤の周辺に堆積する。

離岸堤の下手で◀印の流れが生じるのは、図-4.3.8で見られたような離岸堤前面での波高

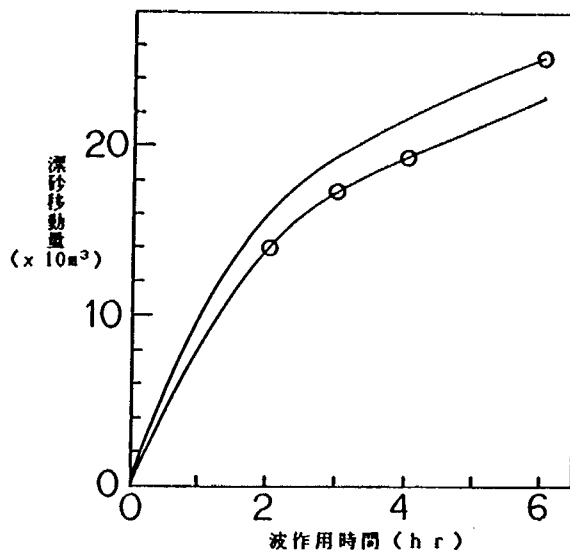


図-4.3.15 離岸堤上手側海浜 ($X=1050\text{m}$)における漂砂移動量

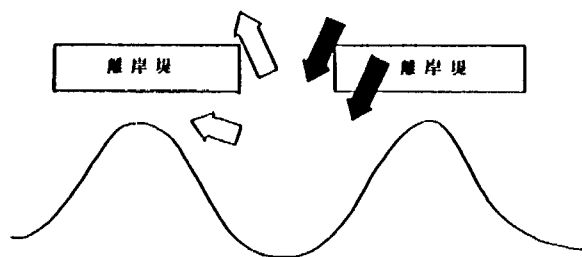


図-4.3.16 流れ概念図

分布と関係すると考えられる。

- (2) 暫定半断面離岸堤の漂砂捕捉率として波作用6時間で79%を得た。しかし、4時間から6時間の間では離岸堤による漂砂捕捉効果はほとんどなく、上手から来る砂をそのまま通過させている。
- (3) 離岸堤部分では岸沖漂砂が阻止され、沖側に砂は移動しない。

4.4 ま と め

下新川、新潟、富士海岸に対する模型実験から得られた結果と現地データ等をあわせて検討し、本章のまとめとする。検討項目は流れ、堆砂、洗掘である。

(1) 流 れ

下新川、新潟、富士海岸、いずれの実験においても開口部から斜め方向の離岸流を観測した。これは離岸堤およびトンボロの存在により、上手からの沿岸流が冲向きに流れたものと考えられる。この現象は現地での観測においても現われている。図-4.4.1は新潟海岸No.100付近、図-4.4.2は下新川海岸吉原地先、図-4.4.3は高知海岸において観測したものである。いずれの場合も開口部からの冲向きの流れを読み取ることができる。特に新潟海岸で見られた流れは下新川海岸模型の

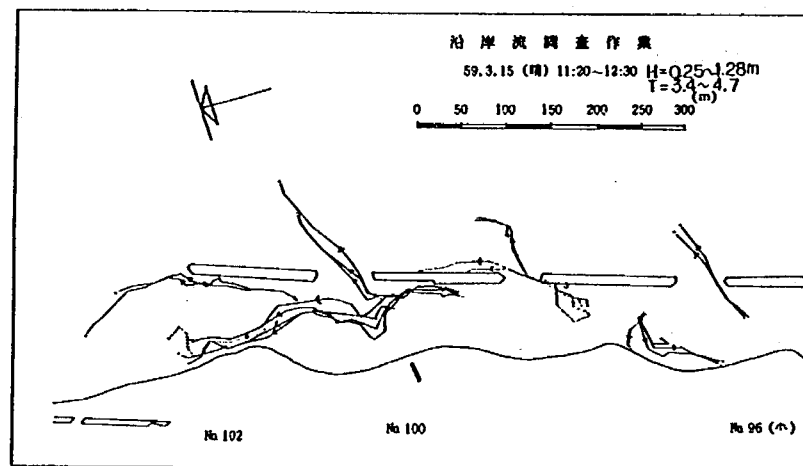


図-4.4.1 新潟海岸離岸流調査図

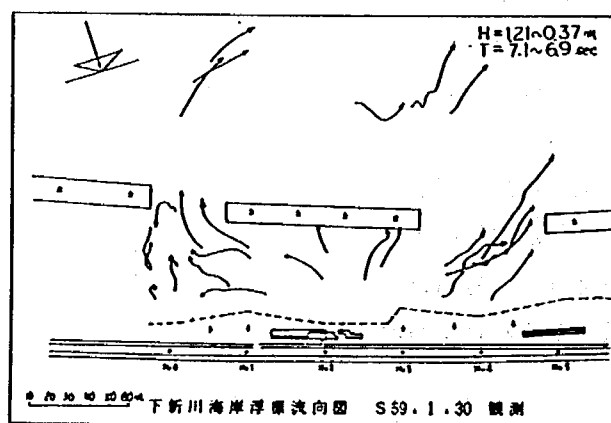


図-4.4.2 下新川海岸離岸流調査図

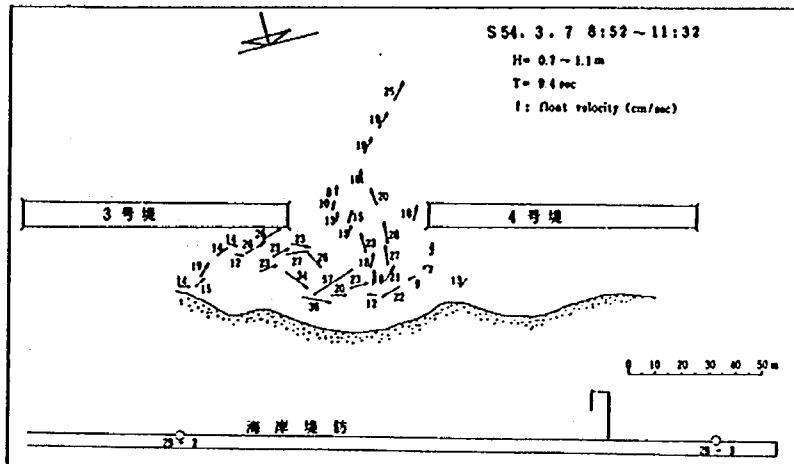


図-4.4.3 高知海岸離岸流調査図

流れとよく似ている。

(2) 漂砂捕捉率

富士海岸模型実験の場合、捕捉率の検討を行った。捕捉率を離岸堤上手側の侵食土砂量に対する離岸堤部分の堆積土量の比率で表わし、波作用6時間で79%の捕捉率を得た。しかし4時間から6時間の間では離岸堤による漂砂捕捉効果は見られず、沿岸漂砂を通過させている。このような傾向は現地海岸でも生じている。図-4.4.4は高知海岸のトンボロ形成状況を示す。トンボロは完成後3ヶ月足らずではほぼ平衡状態に達している。模型実験では土量、現地データでは汀線形状の違いはあるが、離岸堤の堆砂効果は短期的なものであることを示している。

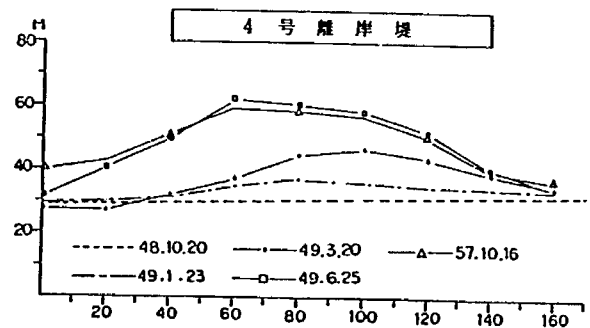


図-4.4.4 汀線の経時変化

(3) 流れと堆砂

離岸堤周辺の流れは侵食だけでなく堆砂を含めた地形変化に大きな影響を与える。実験結果から新潟海岸では離岸堤背後の循環流が、また富士海岸では開口部の離岸流が堆砂と密接な関係があることが明らかとなった。新潟海岸の場合、一対の循環流が合流する箇所で堆砂を促進させている。

(4) 洗掘

実験で生じた離岸堤周辺の洗掘は、現地海岸でも見られる。図-4.4.5は1982年3月の新潟海岸の深浅図であり、図-4.4.6は皆生海岸日吉津工区の深浅図である。離岸堤周辺の洗掘

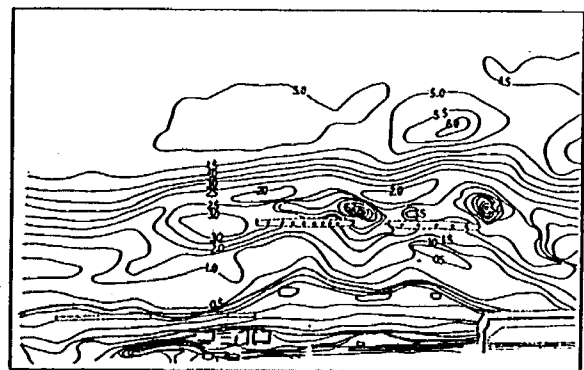


図-4.4.5 新潟海岸離岸堤部深浅平面図

形状について模型実験と現地データの対比を行えば次のようになる。

①	下新川海岸模型	新潟海岸
	新潟海岸模型	皆生海岸

② 富士海岸模型

①のタイプは開口部を斜めに出る離岸流の影響を受けて洗掘が生じている。新潟海岸での洗掘機構を模式化して図-4.4.7に示す。正確な原因はわからないが、このような原因であった可能性が大である。波の入射方向は図面上で右上からである。このため左向きの沿岸流が発達する。1号堤の上手ではこの沿岸流が斜め離岸流へと変わる。1号堤の右隅は波当たりが大きく、その部分が洗掘される。2号堤の右開口部の洗掘原因も同様である。2号堤の左側では全体として漂砂が遮断されているため大規模な洗掘が生ずる。

一方、富士海岸模型では離岸堤の上手で堆積、下手で侵食という特性が表われた。この現象は離岸堤の岸側だけでなく、沖側でも生じている。この現象は離岸堤の岸側だけでなく、沖側でも生じている。この現象は流況と密接に関係しており、図-4.4.8に示す概念図で説明できる。

まず開口部では◆印で示した離岸堤を越える流れがあり、この流れにより離岸堤の下手側では侵食が進む。特に汀線付近での侵食は著しい。侵食された砂は▽印で示した流れにより離岸堤の周辺に堆積する。

参考文献

- 1) 豊島 修：現場のための海岸工学，侵食編，森北出版，1972。
- 2) 平山秀夫：離岸堤の先端部周辺における局所洗掘の特性について，第27回海岸工学講演会論文集，pp. 260～264，1980。
- 3) 離岸堤の効果及び安定性に関する研究：建設省河川局海岸課，建設省土木研究所，第38回建設省技術研究会，河川部門指定課題論文集，1984。
- 4) 富士海岸模型実験報告書：建設省土木研究所鹿島試験所，土木研究所資料第1126号，1976。

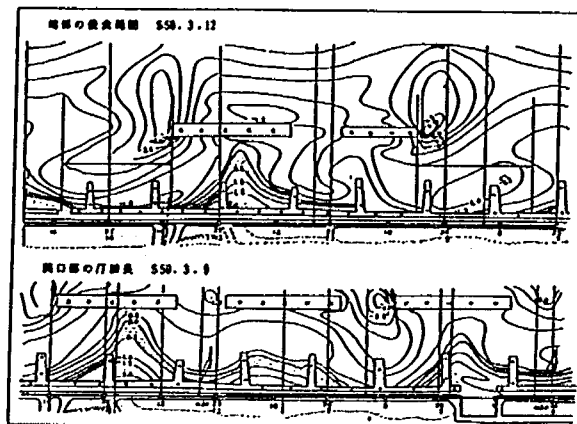


図-4.4.6 皆生海岸離岸堤部深淺平面図

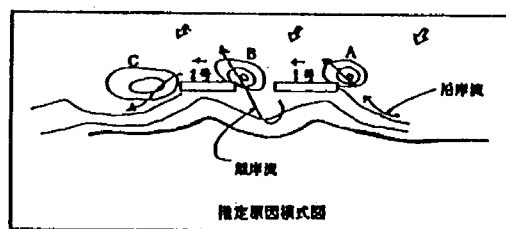


図-4.4.7 推定原因模式図

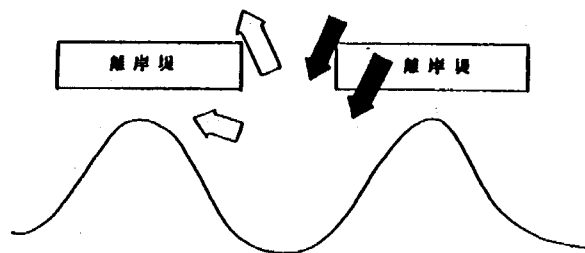


図-4.4.8 富士海岸離岸堤周辺の流れ

5 消波効果実験

5.1 まえがき

離岸堤の設置目的の一つとして、海岸堤防・護岸の越波量や波の打上げを小さくしたり、離岸堤の背後に静穏域を造ることがある。また、堆砂を目的とする場合においても、離岸堤の背後では静穏にならなければ、堆砂が生じないために消波効果は堆砂効果に大きな影響を与えている。しかし、堆砂効果や離岸堤自体の安定性等と同様、設計指針として用いられるほど十分な検討はなされていない。本研究はこの消波効果に関して、主として実験的に検討したものである。

消波効果は離岸堤のタイプ、たとえば透過堤、不透過堤の違い、また連続堤、不連続堤の違いによってその特性が異なる。現在主に建設されているのは異形コンクリートブロックを用いた透過式不連続堤であるが、従来の調査研究は2次元実験を主体としており連続堤に関するものがほとんどであった。不連続堤に関する研究は高橋³⁾、堀田⁴⁾、三井らにより行われているが、離岸堤周辺での波高分布を推定するに足る十分な検討はなされていない。離岸堤が前面に設けられた海岸堤防への波のうち上げ高については堤背後の波高の他に水位上昇を考慮しなければならない。連続透過堤背後の水位上昇量に関しては高山らにより研究がなされている。不連続堤の場合には、堤内に入った水は開口部から沖へ戻るため上昇量は連続堤に比較して小さくなる。しかし、堤内の水位分布は波高分布や流れと密接な関係があり、開口部を中心として堤周辺の地形変化にも大きな影響を与えている。

本研究では開口部からの回折波が存在し、海底地形の影響により屈折や碎波が生じる不連続式離岸堤周辺での波高分布と、堤背後の水位上昇量を実験により調べる。

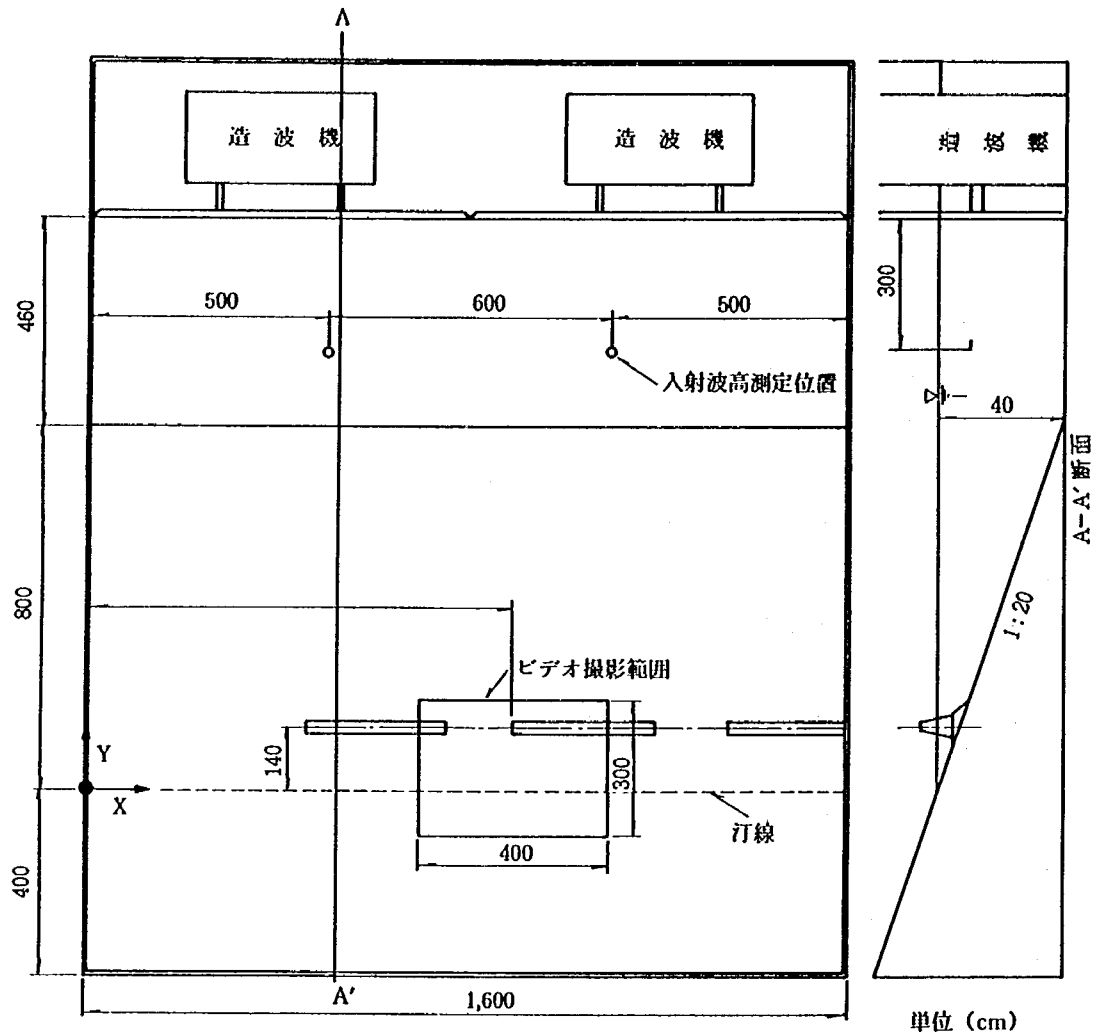
5.2 消波効果に関する実験

5.2.1 実験装置および実験方法

建設省土木研究所内水理共同実験棟の幅16mの平面水槽を用いて、離岸堤の消波効果を固定床平面実験により検討した。離岸堤の設置水深を一定として碎波点が離岸堤の沖側、直前、岸側に来るような3種類の波を与えた。

離岸堤は透過あるいは不透過堤として、その長さで開口幅を変えた合計15タイプについて検討した。測定項目は離岸堤周辺の波高、水位上昇量、波の遡上高および波峰線位置である。

実験に用いた水槽の概要を図-5.2.1に示す。1/20こう配の一樣斜面をモルタルで造り、離岸堤は汀線から140cm沖側に設置した。座標軸は図に示すように汀線をX軸とし、沖方向をY軸正方向とした。測定の対象とする離岸堤の左端は $X = 9\text{ m}$ の位置に合わせた。波峰線位置は水槽上に仮設された高さ5mの足場上よりビデオカメラで撮影した。ビデオ撮影範囲は図に示すように $4\text{ m} \times 3\text{ m}$ の区域である。波高および水位上昇量の測定範囲は、不連続式離岸堤群の場合、沿岸方向には開口部の中心から離岸堤の中心までである。他の種類の離岸堤の場合もほぼ同程度の範囲とした。沖側は不透過堤の場合 $Y \leq 1.5\text{ m}$ の範囲とした。透過堤の場合、堤前面部も含めたため、 $Y \leq 1.75\text{ m}$ の範囲とした。測定はタテ、ヨコ25cmピッチで、容量式波高計により行った。容量式波高計で測定された水面形は、波高計増幅器で増幅を行い、A/D変換器でデジタル変換した後、小型計算機で処理を行



図一 5.2.1 実験水槽概要図 単位：cm

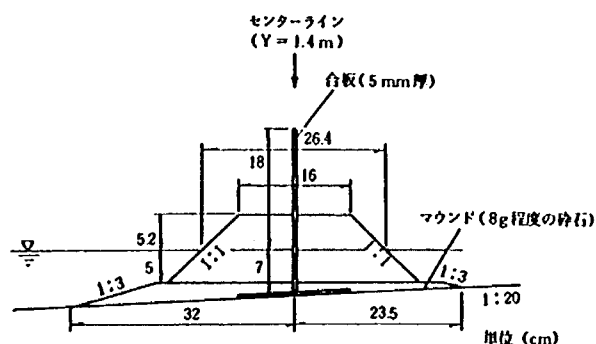
いフロッピーディスクに記録した。測定は、造波開始 5 分後に、30 秒間（サンプリングピリオド $\Delta t = 50 \text{ msec}$ ，データ数 $N = 600$ ）行った。代表波高は、有義波高を用いた。水位上昇量は、静水位と造波時の平均水位の差から求めた。遡上高の測定範囲は、波高の測定範囲と同じで、開口部を 25 cm ピッチ、離岸堤背後を 50 cm で行った。測定は、連続 20 波の遡上斜距離を斜面に書いた目盛より読みとり、その平均値を静水位からの高さに換算した。

ビデオカメラによる波峰線位置の測定は、特定の波に注目してコマおくりで一定間隔ごとの波峰線位置を追跡する方法を用いた。ビデオの 1 コマは $1/30$ 秒であり、波峰線が離岸堤位置を通過する時を基準として、0.3 秒（10 コマ）ごとに波峰線位置を測定した。測定の方法はまずモニタテレビの画面に OHP 用透明用紙を貼付して、タテヨコ 50 cm ピッチで設定した標定点と波峰線位置をサインペンで転写した。波峰線位置は波により若干変化するため各実験 3 波の波峰線による平均とした。このデータはデジタイザーにより計算機へ入力し、式（5.2.1）により画像のゆがみ等の外部補正を行った。カメラレンズの歪等に対する内部補正は行わなかった。

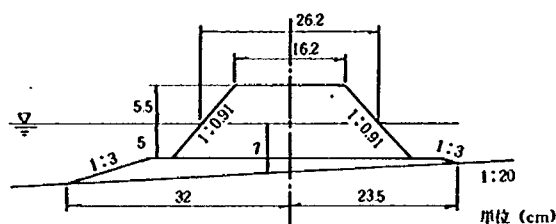
$$X = \frac{b_1 x + b_2 y + b_3}{b_7 x + b_8 y + b_9}, \quad Y = \frac{b_4 x + b_5 y + b_6}{b_7 x + b_8 y + b_9} \quad \dots\dots\dots (5.2.1)$$

ここに (x, y) は画像上での座標値であり、 (X, Y) は補正後の座標値、 $b_1 \sim b_9$ は外部標定点のデータから最小自乗法により得られる係数である。最低4点の標定点が必要であるが、ここでは10点程度の標定点を用いた。

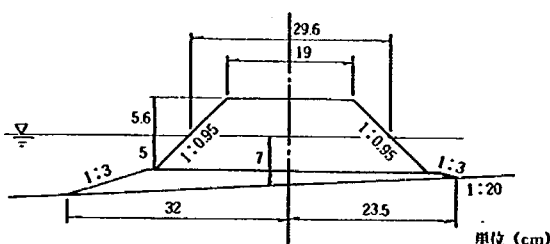
実験には3種類の波を用いた。波高はそれぞれ沖波波高で3 cm, 6 cm, 9 cmであり、いずれも周期は1.13秒である。微小振幅波理論を用いれば、離岸堤設置位置での波長は0.889 mとなる。実験に用いた離岸堤の断面形状は図-5.2.2に示す3種類である。(a)は不透過、非越波の状態を実験を行うため越波しない高さまで遮蔽板を挟んだ離岸堤模型である。(b)は58.9 gのテトラポッドを乱積にした。縮尺1/50とすると現地におけるブロックの大きさは8 tとなる。(c)は247 gの六脚ブロックを2層積にしたものである。縮尺1/50とするとブロックの大きさは32 tとなる。透過堤としては主として(b)を用い、(c)は透過率の検討のために用いた。これら(a)~(c)の離岸堤を図-5.2.3のように配置した。離岸堤の長さは X_d 、開口幅は X_i で表わす。タイプ1~4および7の離岸堤には(a)の不透過堤を用いた。タイプ6は(c)の六脚ブロック離岸堤であり、他は(b)のテトラポッド離岸堤である。タイプ1, 5および6は半無限離岸堤である。タイプ2~4はそれぞれ開口幅が離岸堤設置地点の波長 L に対する開口幅、波長比0.5 m, 1 m, 1.5 mの場合である。 X_i/L はそれぞれ0.56, 1.12および1.69となる。タイプ7, 8, 12は一字堤で、その長さはタイプ7および8が2 m, タイプ12が3 mである。堤長・波長比 X_d/L は2.25および3.37である。タイプ9~11と13~15は3基の離岸堤を $X_d = 2, 3, X_i = 0.5, 1, 1.5$ と変えて配置したもので、測定は中央の離岸堤の左側部分で行った。



(a) 不透過堤断面形状 (テトラポッド 58.2 g)



(b) 透過堤断面形状 (テトラポッド 58.2 g)



(c) 透過堤断面形状 (六脚ブロック 247 g)

図-5.2.2 離岸堤断面形状図 (単位: cm)

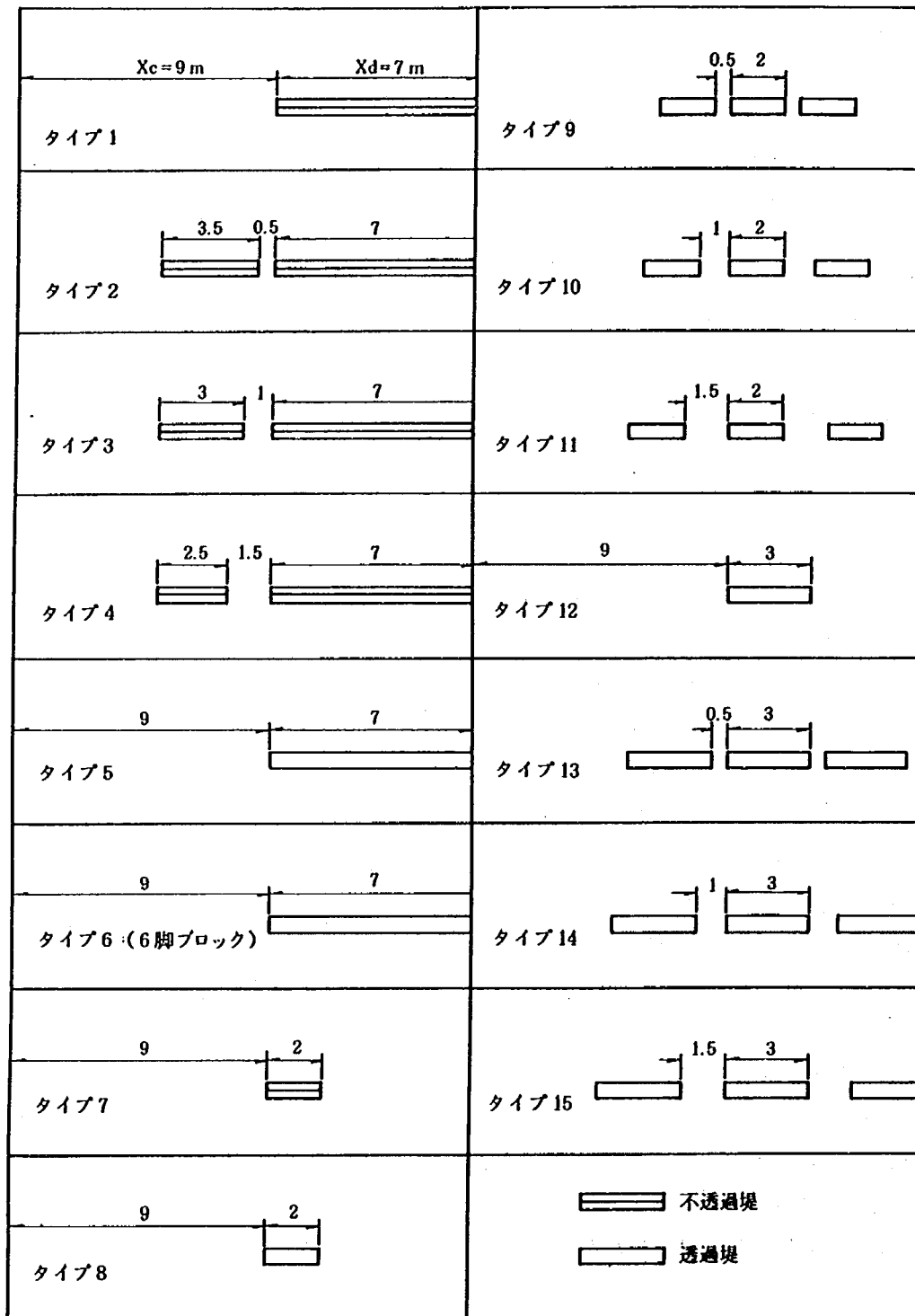
5.2.2 実験結果と考察

(1) 予備実験

本実験で用いる平面水槽を使用して離岸堤を設置しない1/20こう配斜面に対して実験を行った。測定項目は波高、水位変化量および波の遡上高である。平面水槽を用いる場合、造波機の特性等から沿岸方向の波高分布の非一様性に伴ない水槽固有の現象が生じる可能性がある。

このため予備実験結果と理論式や実験式との比較を行い、実験精度の確認とこれらの式の適合性等について検討を行った。

波高および水位上昇量の測定は本実験の測定範囲をカバーするように $X = 8.25, 9, 9.75$ m



図－5.2.3 離岸堤配置図

の3本の測線を設けて、25 cmピッチに、 $Y = 0.25\text{ m}$ から $Y = 2.50\text{ m}$ まで行った。遡上高については本実験と同様に測定した。

1) 波 高

波高測定の結果を図－5.2.4にとりまとめた。図には実験値として3測線の測定値の平均値が用いられている。この図より沿岸方向3点の波高の変動は小さく一様と考えてよい。また図中に

は岸沖方向の波高分布計算の2通りの方法の結果も合せて示している。1つの方法は浅水変形を微小振幅波理論で計算し、砕波および砕波後の波高は Miche の最高波高を与える式⁷⁾ (5.2.2) を用いた。

$$\frac{H}{L} = 0.142 \tanh \frac{2\pi h}{L} \dots (5.2.2)$$

もう一つの方法は波の有限性を考慮した浅水係数として首藤⁸⁾が長波理論より導き、合田⁹⁾が変形した式 (5.2.3) を用いたものである。砕波後の波高変化は式 (5.2.2) に従った。

$$\left. \begin{aligned} K_S &= K_{Si} & : h \geq h_{30} \\ K_S &= (K_{Si})_{30} \left(\frac{h_{30}}{h} \right)^{2/7} & : h_{50} \leq h < h_{30} \\ K_S (\sqrt{K_S} - B) - C &= 0 & : h < h_{50} \end{aligned} \right\} (5.2.3)$$

ここに K_{Si} は微小振幅波の浅水振幅波の浅水係数、 h_{30} および $(K_{Si})_{30}$ は式 (5.2.4) の条件を満足する値、 h_{50} は下記の式 (5.2.5) を満足する水深であり、 B および C は下記の式 (5.2.6) で与えられる。

$$\left(\frac{h}{L_o} \right)^2 = \frac{2\pi}{30} \frac{H'_o}{L_o} \left(\frac{H}{H'_o} \right) \dots (5.2.4)$$

$$\left(\frac{h_{50}}{L} \right)^2 = \frac{2\pi}{50} \frac{H'_o}{L_o} (K_S)_{50} \dots (5.2.5)$$

$$\left. \begin{aligned} B &= \frac{2\sqrt{3}}{\sqrt{2\pi H'_o/L_o}} \frac{h}{L_o} \\ C &= \frac{C_{50}}{\sqrt{2\pi H'_o/L_o} (h/L_o)^{3/2}} \end{aligned} \right\} \dots (5.2.6)$$

$$\text{ここに, } C_{50} = (K_S)_{50} \left(\frac{h_{50}}{L_o} \right)^{3/2} \left[\sqrt{2\pi \frac{H'_o}{L_o} (K_S)_{50}} - 2\sqrt{3} \frac{h_{50}}{L_o} \right]$$

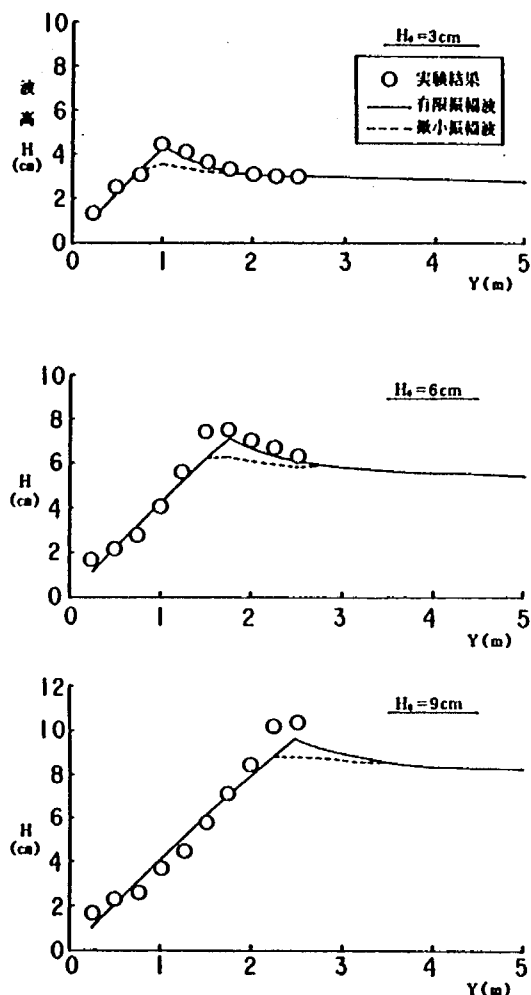


図-5.2.4 一様こう配斜面上での波高変化

図-5.2.4 から平面水槽での実験の場合でも砕波前の波高は式 (5.2.3) の有限振幅波理論で、また砕波後の波高は式 (5.2.2) で計算されることが確認できた。

2) 水位変化

水位変化を図-5.2.5 にとりまとめた。実験値は3測線の平均値を用いた。実線は radiation stress による平均水位の変化を計算した結果である。

波が汀線に直角に入射し、横方向の変化がないものとする⁹⁾と、運動量の平衡条件から平均水位の上昇量 $\bar{\eta}$ に関する次の方程式が得られる。

$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = -\frac{1}{(\bar{\eta}+h)} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{8} H^2 \left(\frac{1}{2} + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \right] \quad (5.2.7)$$

砕波地点から岸側部分では砕波後の波高減衰を与えなければならない。Bowen¹⁰⁾らは砕波後の波高 H が平均水深 $\bar{\eta} + h$ との間に式 (5.2.8) の関係があると仮定し砕波後の平均水位の上昇量 $\bar{\eta}$ を式 (5.2.9) で表わした。

$$H = r (\bar{\eta} + h) \quad (5.2.8)$$

ここに r : 実験的に定められる係数

$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = -\frac{1}{\left(1 + \frac{8}{3r^2}\right)} \frac{dH}{dx} \quad (5.2.9)$$

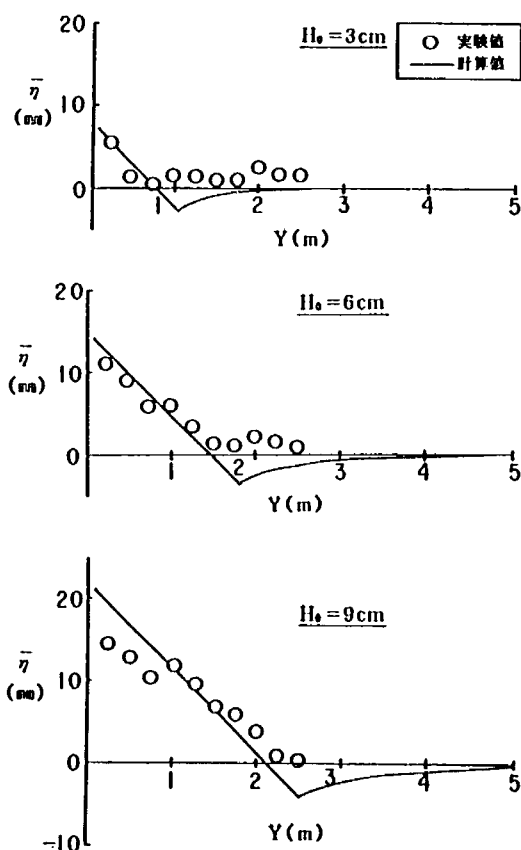


図-5.2.5 一様こう配斜面上での平均水位変化

沖合水深 40 cm 地点で水位変化量を 0 として式

(5.2.7) を計算することにより砕波点までの水位変化量を計算した。また砕波点から岸側区間については砕波点における水位変化量を境界条件として式 (5.2.9) を計算し、水位上昇量を求めた。式 (5.2.8) の係数 r については砕波後の波浪データを図-5.2.6 にまとめ $r=0.84$ を採用した。

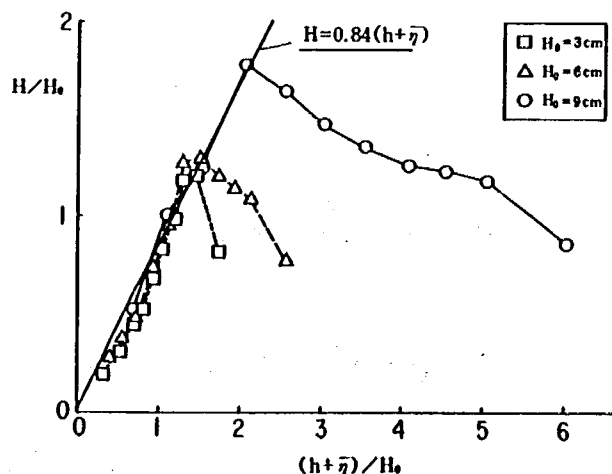


図-5.2.6 砕波後の波高減衰

図- 5. 2. 5 の実験値と計算値は、砕波後の set-up が生じている区間でよく一致している。砕波前の set-down が生じる区間では計算値と実験値はよい対応を示していない。

実験結果からは set-down は見られないが、これは平面水槽を用いた実験のため沿岸方向に水位差が生じ結果として set-up となったと思われる。また入射沖波波高 9 cm の場合、 $Y = 0.15$ m 付近で set-down が生じているが、これは 2 次砕波のためと考えられる。

3) 遡上高

予備実験から得た遡上高と斜面上での打上高に関する Hunt の実験式¹¹⁾を用いた計算結果を表- 5. 2. 1 に示す。実験値は平均値で示した。実験値の変動は最大で 10 % であり、波のほぼ一様なのはあがりを示していた。

表- 5. 2. 1 離岸堤がない場合の遡上高

H_o (cm)	実験値 (mm)	計算値 (mm)
3	11	12
6	17	17
9	19	21

実験式は式 (5. 2. 10) で表わされる。

$$\frac{R}{H_o} = \frac{1.01 \tan \alpha}{(H_o / L_o)^{1/2}} \quad \dots\dots\dots (5. 2. 10)$$

ここに R : 打上げ高

$\tan \alpha$: 斜面のこう配

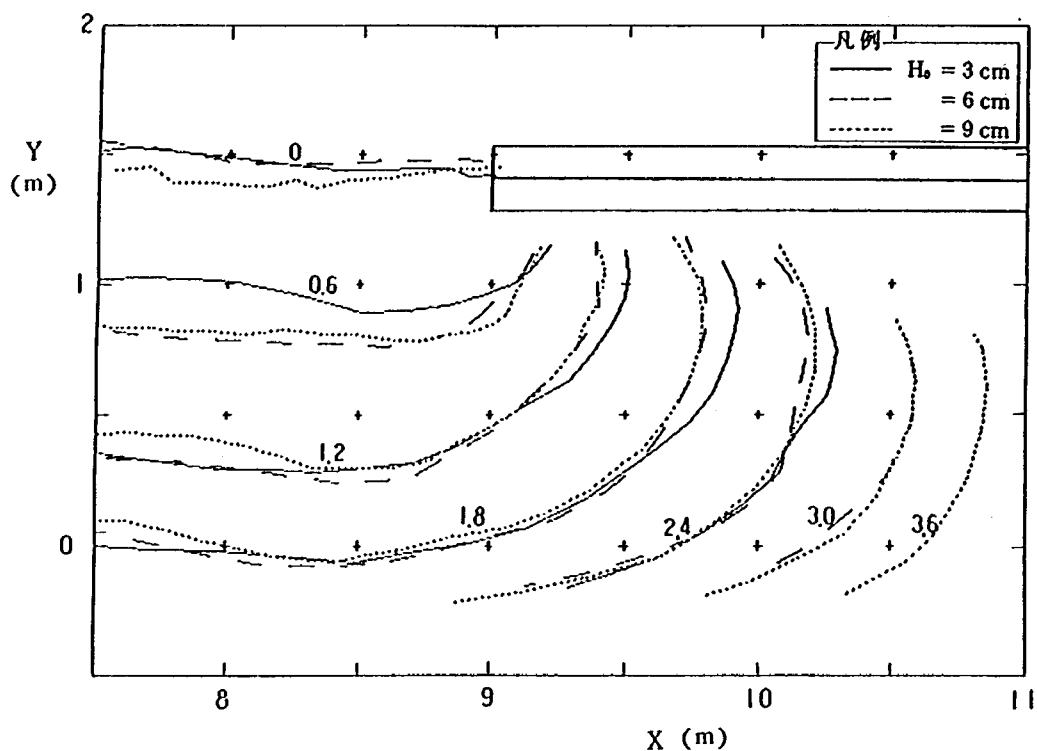
実験値は計算値とはほぼ一致しており、場所的変動も見られない。

以上予備実験として離岸堤を設置しない状態で、波高水位変化量、遡上高の測定を行った。実験値は計算値とはほぼ一致しており、実験に用いた平面水槽が十分な実験精度を持つことが確認された。

(2) 波峰線図

ビデオ撮影から得た波峰線図は離岸堤背後の多方向から来る波の動きを知るために有効である。しかし実験で得られる離岸堤背後の波は高々 1 cm 程度であり、全ての実験ケースについてかならずしも良好な波峰線図を得られなかった。ここでは、代表的な波峰線図を用いて、入射波、回折波および透過波の特性を検討した。

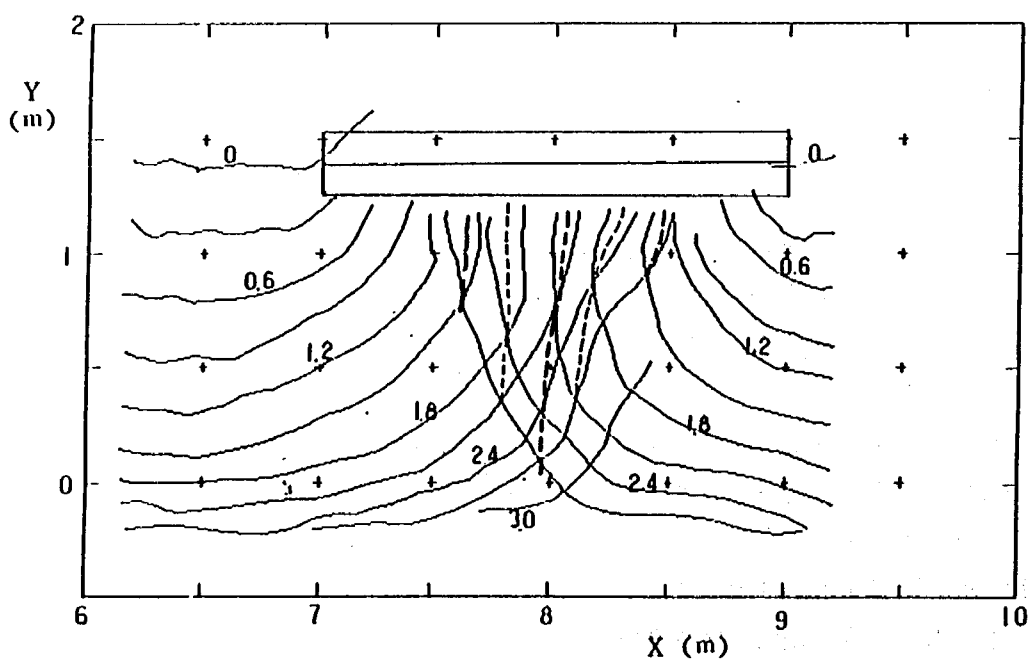
不透過半無限堤 (タイプ 1) 背後の波峰線を図- 5. 2. 7 に示す。入射沖波波高が 3 cm, 6 cm, 9 cm の場合の波峰線が 0.6 秒間隔で示されている。波峰線が離岸堤を通過する時を 0 秒として、経過時間を波峰線とともに示している。波の周期は、1.13 秒であるから 0.6 秒 (20 コマ) 間隔はおよそ $1/2$ 周期に相当する。汀線位置は $Y = 0$ m の位置であるが、平均水位の上昇により陸側でも波峰線が観測される。入射領域では波峰線は汀線に平行に進み、3 種類の波とも 1.8 秒で汀線に達している。しかし、これら 3 種類の波は同じように進行したのではなく、0.6 秒では沖波波高 3 cm



図一 5.2.7 波峰線図 (タイプ 1)

の波峰線が 15 cm 程他の種類の峰より遅れている。1.2 秒ではほぼ 3 つの波峰線が一致していることから、0～0.6 秒の間では沖波 3 cm の波速は他の波の波速より遅く、0.6～1.2 秒の間では逆に早くなっていることが明らかである。回折領域では沖波波高 3 cm の波峰線が他の波峰線より早く進行していること、沖波波高が大きい波ほど遠い場所まで波峰線を追跡できることがわかった。

沖波波高の異なる 3 種類の波で波峰線位置は若干異なるが、その特性はほぼ同じであり、沖波波



図一 5.2.8 波峰線図 (タイプ 7・ $H_0 = 9$ cm)

高が大きいほど遠方まで波峰線を追跡できることから、以下の検討にはいずれも沖波波高 9 cm の波を用いた。

図-5.2.8 は、堤長 2 m の一文字堤両端からの回折波の峰を 0.3 秒間隔で示したものである。図中、離岸堤と直角方向に描かれた太い破線と細い破線は両端からの回折波により生じた重複波の腹と節の位置を表わす。ここでは、0.3 秒を $1/4$ 周期と扱った。離岸堤と直交する方向に、離岸堤の中心線上を腹としてほぼ等間隔で腹と節が交互に並ぶのが、一文字堤両端からの回折波による重

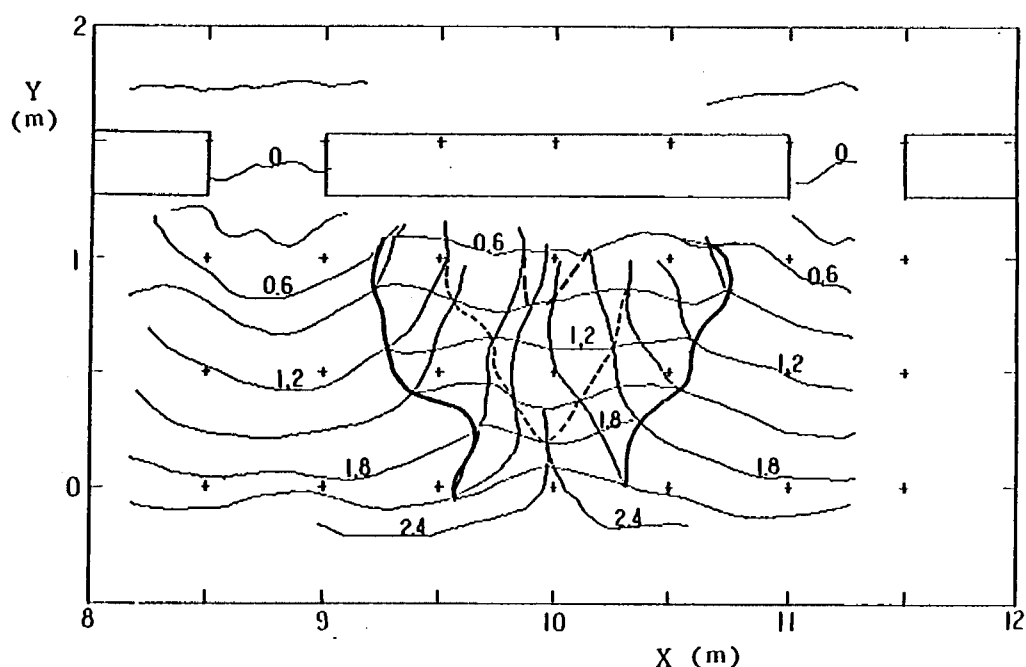


図-5.2.9 波峰線図 (タイプ9・ $H_0=9$)

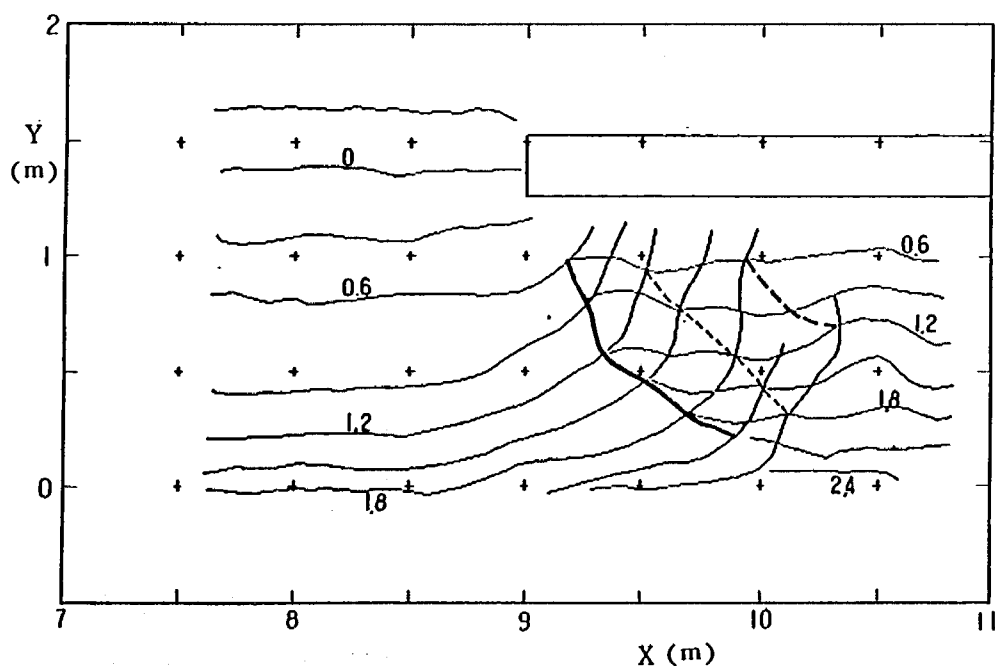


図-5.2.10 波峰線図 (タイプ12・ $H_0=9$)

る。沖波波高 3 cm の場合の砕波位置は $Y = 1.0$ m 付近である。砕波後の波高の特徴として $Y \geq 0.5$ m では入射波高が小さいほど波高が高くなる傾向が見られる。入射波だけでなく回折波も存在するため進行波の最高波高より高くなるケースが見られ、 $H_0 = 3$ cm, $Y = 0.75$ m では波高が最高波高より 40 % も高くなっている。 $Y = 0.25$ m では波高は水位上昇の影響を受けて高くなる。

開口幅の変化が開口部の波高にどのように影響を与えるか調べた。上記の検討から開口部中心線上 $Y = 0.75$ m の位置の波高と開口幅の関係を図-5.2.13 にまとめた。用いたデータはタイプ 8 ~ 15 の透過堤の実験結果である。また用いたデータの中でタイプ 8, 12 は一文字堤タイプである。これらについては離岸堤と壁面の距離が 9 m であるため、開口幅は無限長とみなした。この場合、中心線上での波高の代りに離岸堤端から 0.5 m 離れた位置の波高を用いた。この値は、開口幅を変化させたものと比較するための参考値である。この図から次のような結果が得られた。開口幅が 0.5 m の場合、開口部から侵入する波の波高は他のケースと比較して非常に小さくなる。開口幅が 1 m および 1.5 m では波高が開口幅無限の場合より高くなる。特に入射波高の小さい $H_0 = 3$ cm の場合その傾向は著しい。また開口幅 1 m と 1.5 m を比較した場合、波高は $X_i = 1.5$ m

の方が少し高くなる。離岸堤の長さの違いにより同じ開口幅でも波高に変化が見られる。

図-5.2.13 に用いたデータの中から離岸堤長 2 m, 開口幅が 0.5 m, 1.5 m および無限のタイプについて入射波高と開口部での波高の関係を示したのが、図-5.2.14 である。開口幅が無限の場合、波高は入射波高によらず一定で進行波の最高波高にほぼ一致する。 $X_i = 1.5$ m

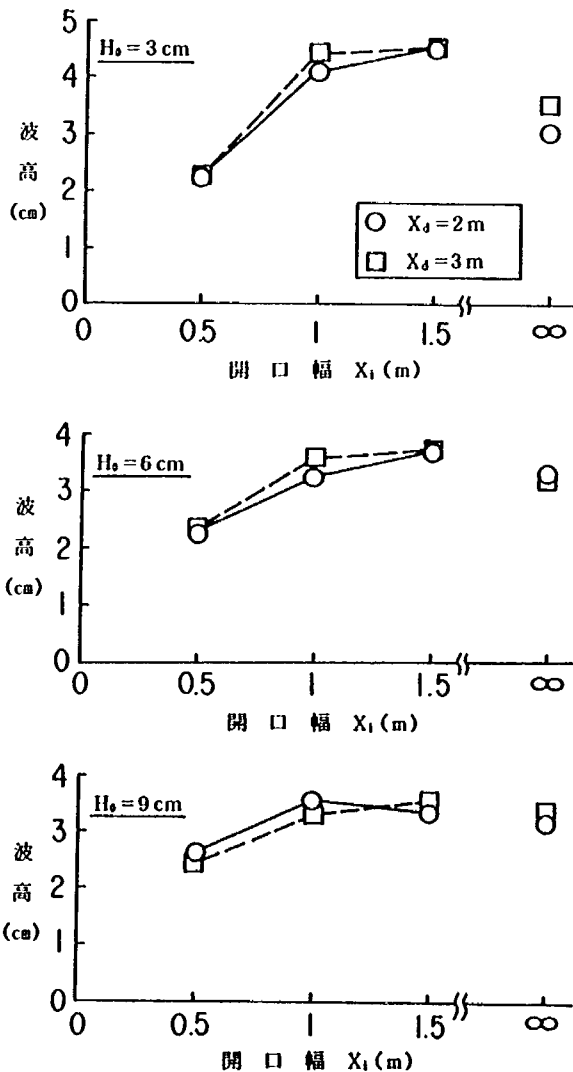


図-5.2.13 開口幅の変化による中心線での波高変化 (離岸距離 $Y = 0.75$ m)

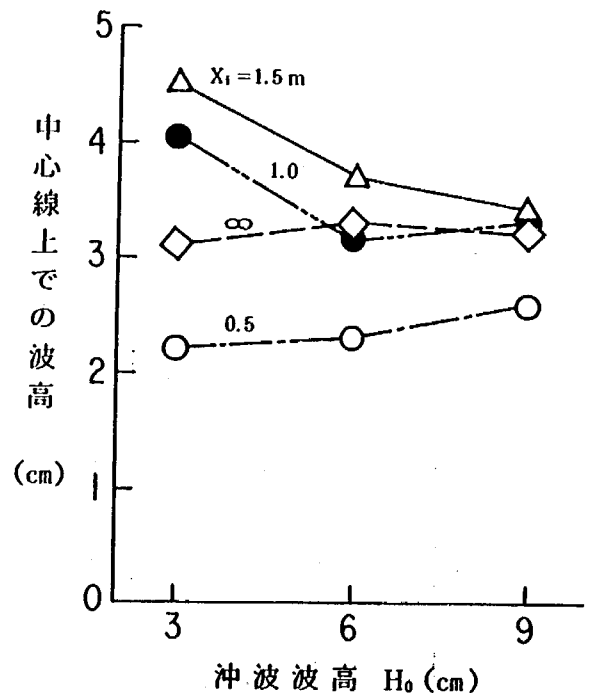


図-5.2.14 入射波高と中心線上での波高 (離岸距離 $Y = 0.75$ m) の関係

複波の特徴である。この重複波の腹と節の間隔は約 25 cm であり、回折波の波長は 1 m と評価される。

図-5.2.9には開口幅 0.5 m, 堤長 2 m の場合の透過堤の波峰線を示す。回折領域には 2 方向からの回折波と透過波が存在する。太い実線は回折波と透過波が 1 つの波となった領域と単独で存在する領域の境界線である。細い破線で示した透過波と回折波により生じた重複波の節は離岸堤端の方から離岸堤の中央岸側に向って斜めに現われる。

図-5.2.10は堤長 3 m の透過一文字堤の波峰線図である。図-5.2.9と同様、回折波と透過波より生じた重複波の腹と節が斜めに現われる。透過波と入射波の波峰線を比較すれば入射波の波峰線が早く進むことがわかる。図-5.2.9と図-5.2.10に示すケースについては、次の項で波高データと比較検討を行った。

(3) 波 高

1) 開口部における波高

離岸堤の開口部では入射波と左右の離岸堤端からの回折波が重ね合わさり、離岸堤設置前より波高が高くなることもある。開口部における波高分布の一例として図-5.2.11にタイプ 11 ($H_0 = 6$ cm) の実験結果を示す。タイプ 11 は離岸堤の長さ $X_d = 2.0$ m, 開口部幅 $X_i = 1.5$ m の透過式離岸堤群を配置したものであり、沿岸距離 $X = 8.25$ m が開口部の中心、 $X = 9$ m が離岸堤端位置である。沖波波高が 6 cm のため離岸堤前面で碎波が生じ、開口部での波高は沖から岸に向かって減衰している。また沿岸方向に波高変化を見れば開口部の中心線上で最も高くなり、離岸堤端では低くなるのがこの図から明らかである。また離岸堤背後の波高分布も一部示しているが、波高分布から離岸堤より岸側で二次碎波が生じていることがわかる。開口部の中心線上で波高が高くなるのは図に示したケースだけでなく、開口部を有する実験の全てで観測された。

図-5.2.11にとりあげたタイプ 11 の離岸堤に対する波高を変えた 3 ケースの実験結果から、開口部中心線上での波高分布をまとめたものが図-5.2.12である。太い実線は式(5.2.1)で表わされる Miche の最高波高曲線である。入射沖波波高が 3 cm の場合を除いて離岸堤設置位置の前面で碎波が生じてい

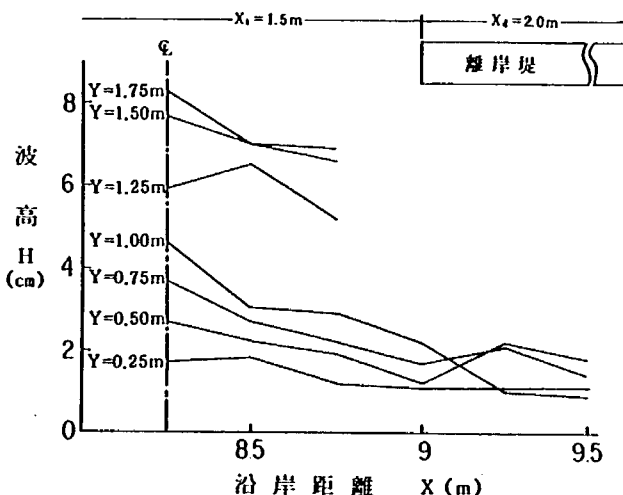


図-5.2.11 開口部での波高分布 ($H_0 = 6$ cm)

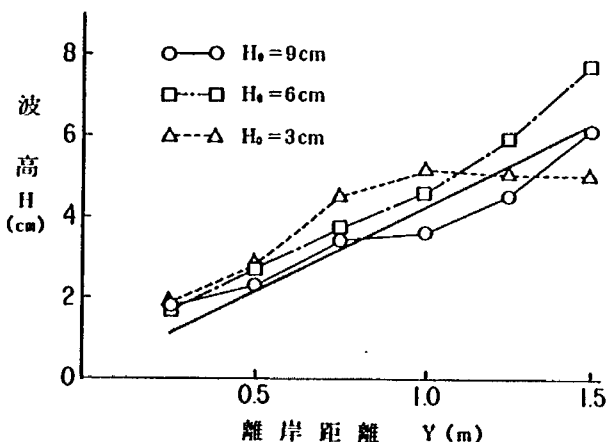


図-5.2.12 開口部中心線上での波高分布
($X_i = 1.5$ m, $X_d = 2$ m)

の場合、波高は進行波の最高波高より高い。入射波高が高くなるにしたがい開口部での波高は低くなる。逆に $X_1 = 0.5 \text{ m}$ の場合波高は進行波の最高波高より低く、入射波高が高くなるに従い開口部での波高は高くなる。

2) 離岸堤背後の波高

離岸堤背後の波には離岸堤を透過する波と離岸堤端からの回折波がある。実験結果は次のように分けることができる。

1. 一方向からの回折波のみ (タイプ1)
2. 一方向からの回折波+透過波 (タイプ5, 6)
3. 二方向からの回折波 (タイプ7)
4. 二方向以上からの回折波+透過波 (タイプ8~15)

現地で見られる波は4に示された波であるが、1, 2に示した波を用いて透過波の特性について検討する。タイプ1, 5, 6のデータを用いて沿岸方向の波高分布図を得た。入射沖波波高 9 cm の結果を図-5.2.15に示す。この図には最も離岸堤に近い $Y = 1 \text{ m}$ の測線と最も汀線に近い $Y = 0.25 \text{ m}$ の測線上の波高分布が示されている。 $Y = 1 \text{ m}$ の場合、入射領域と離岸堤背後の回折領域の境界付近で波高が大きく変化している。波高は3タイプとも離岸堤より 50 cm 離れた場所でピークとなる。回折波のみの場合離岸堤背後の波高は早く減衰する。透過波が加われば回折領域での波高が高くなる。この領域でのタイプ1と5, 6の波高を比較検討すれば離岸堤の透過率が求まる。この透過率に関しては、次頁で検討する。タイプ5, 6では回折波と透過波の位相がずれることにより波高は変動している。この変動幅はタイプ1の回折波高の2倍以下となっている。 $Y = 0.25 \text{ m}$ の場合、透過波が加わるタイプ5, 6では入射領域と回折領域で波高の変化はほとんど見られない。一方タイプ1では入射領域から回折領域に向って波高は漸減している。

通常現地離岸堤背後で見られる二方向以上からの回折波+透過波の場合の実験結果として一文

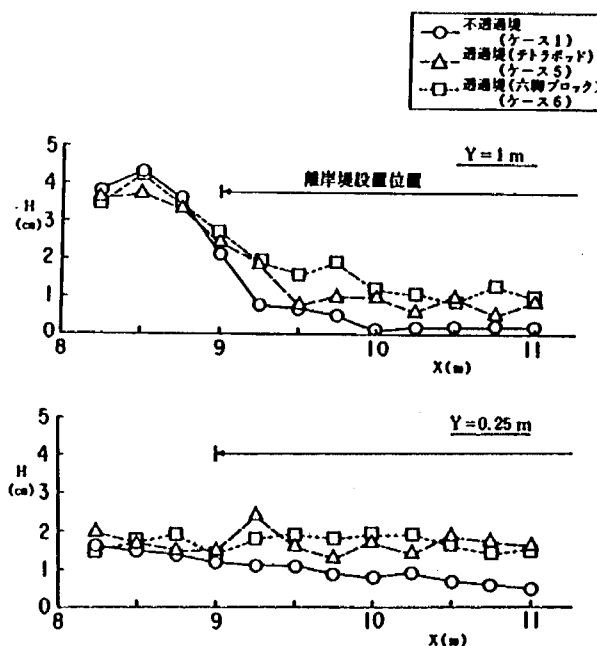


図-5.2.15 沿岸方向の波高分布 ($H_0 = 9 \text{ cm}$)

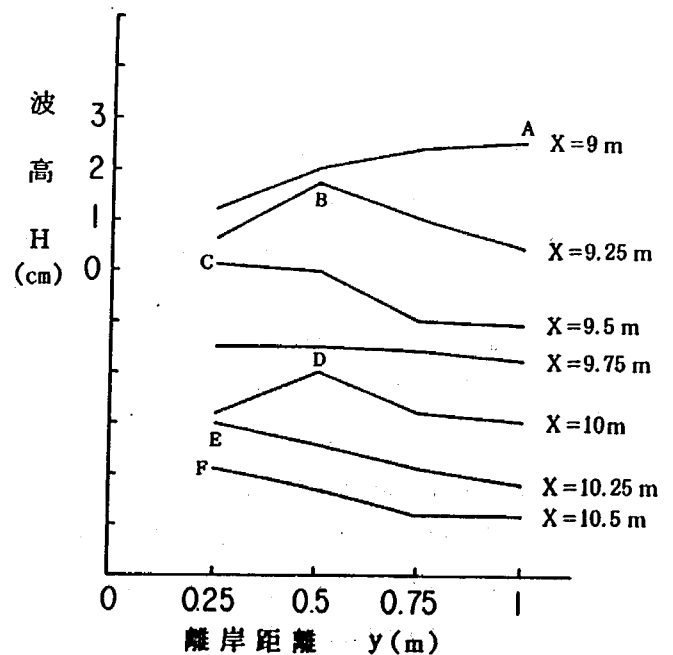


図-5.2.16 離岸堤背後の波高分布 (タイプ12; $X_d = 3 \text{ m}$, $X_1 = 9 \text{ m}$, $H_0 = 9 \text{ m}$)

字堤型式の透過式離岸堤（タイプ12）背後の波高変化を図-5.2.16に示した。図には離岸堤背後の波高分布が岸沖方向に示されている。X = 9 mの測線が入射領域と回折領域の境界でX = 10.5 mの測線が離岸堤中心線である。縦軸の目盛はX = 9 mの場合のものである。0.25 mピッチの測線の波高分布はそれぞれ波高1 cmずつずらされて描かれている。それぞれの波高分布曲線上で明らかにピークとみなされる位置を離岸堤端の方から順にA, B, ……と印した。A, Dを起点として最高波高位置は離岸堤端から中心方向へ向って沖側から岸側に向って移動する。

次に波峰線図の結果を利用して、回折波と透過波による重複波と波高の関係について検討する。波峰線図から得た回折波と透過波が合成される境界線および重複波の腹と節の位置と、25 cmメッシュで測定した波高の比較を図-5.2.17, 図-5.2.18で行った。それぞれタイプ9と12に対するものである。図-5.2.9および図-5.2.10の波高線図の結果を用いて、合成波の境界

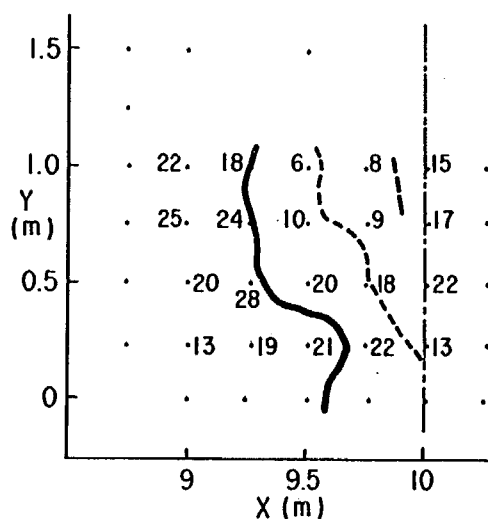


図-5.2.17 離岸堤背後の波高と重複波の節、腹（タイプ9）

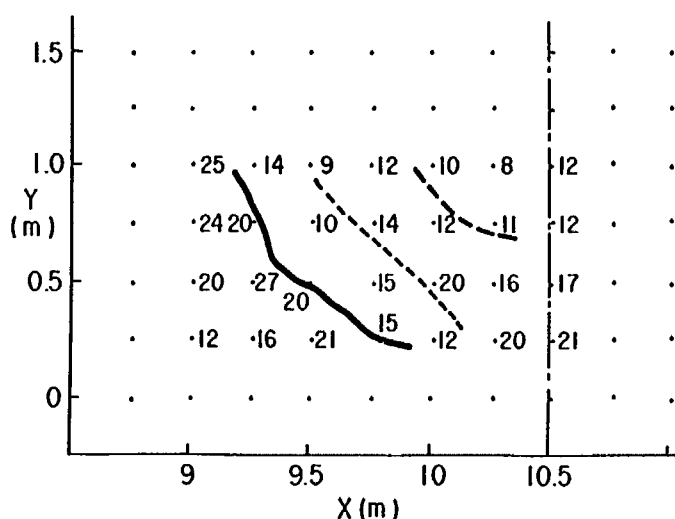


図-5.2.18 離岸堤背後の波高と重複波の腹、節（タイプ12）

線を太い実線で、重複波の腹を太い破線で示した。重複波の節は細い破線で示した。重複波はいずれも離岸堤の左端からの回折波と透過波の間に生じるものを対象としている。波高はそれぞれ測定場所に数値で示した。単位はmmである。この図より回折波と透過波が合成されて1つの波となった場所では波高が他の場所と比較して大きいことがわかる。また図-5.2.17では重複波の節に相当する位置で波高が低くなって、波峰線の追跡による結果と波高測定結果がよく対応していることがわかる。しかし図-5.2.18ではかならずしも良好な結果は得られなかった。たとえば重複波の節の位置で(9.5, 1.0)では波高9 mmと周囲の値より低くなっているのに(10, 0.5)では波高20 mmと周囲の値より高い値をとる結果となった。また左右の回折波の位相が一致する。離岸堤の中心線上での波高は、図-5.2.17では隣りの測線より大きくなっているが、図-5.2.18ではほとんど変化がない。しかし、測定精度の問題もあり全般的に波高測定結果と波峰線図より得た重複波の腹、節等とは一致していると考えてよい。

(4) 透過率の検討

半無限堤型式の不透過離岸堤と透過離岸堤の堤背後の波高データを用いて離岸堤の透過率を求め、

その値と沼田¹⁾により提案された透過率算定の実験式の比較を行った。

実験結果から透過率を求める方法を以下に示す。

回折波と透過波が加わる場合、合成波高は式 (5.2.11) により求まる。

$$H^* = \sqrt{H_d^2 + H_t^2 + 2H_d \cdot H_t \cdot \cos \theta} \quad \dots\dots\dots (5.2.11)$$

ここに H^* : 合成波高 H_d : 回折波高 H_t : 透過波高

θ : 透過波高と回折波の位相差

この合成波高 H^* は位相差 θ の変化により変動する。今、 H_d および H_t を一定値として H^* の平均値を求めれば式 (5.2.12) のようになる。

$$\overline{H^*} = \frac{1}{\pi} \int_0^\pi \sqrt{H_d^2 + H_t^2 + 2H_d \cdot H_t \cdot \cos \theta} \cdot d\theta \quad \dots\dots\dots (5.2.12)$$

式 (5.2.12) を直接積分することは困難であるため、 H_d/H_t を適当に変化させて数値積分を行った。結果を表-5.2.2 に示す。

表-5.2.2 H_d/H_t と $\overline{H^*}/H_t$ の関係

H_d/H_t	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	10.0
$\overline{H^*}/H_t$	1.27	1.67	2.13	2.60	3.08	3.57	4.06	10.02

この表によれば H_d/H_t あるいは $\overline{H^*}/H_t$ が大きくなれば $H_d = H^*$ とみなせる。このことから $\overline{H^*}/H_t \geq 2.5$ の場合 $H_d = H^*$ とし、 $\overline{H^*}/H_t < 2.5$ の場合表-5.2.2 の値を用いて H_d の値を求めるものとする。

沼田の実験式はテトラポッドを用いた傾斜堤に対する実験結果より得られたもので、非越波時の算定式と越波時の算定式がある。非越波時の透過率算定式を式 (5.2.13) に示す。

$$K_T = 1 / \{ 1 + 1.135 (B_s/d)^{0.66} \cdot (H/L)^{0.5} \}^2 \quad \dots\dots\dots (5.2.13)$$

ここに K_T : 透過率 B_s : 水面における堤体幅 d : ブロックの大きさ
越波時には式 (5.2.14) を用いる。

$$K_T = 0.123 \log \left[43.12 \times \frac{U_{\max} \cdot \eta_o \cdot T}{\bar{B} \cdot h_c} \right] \quad \dots\dots\dots (5.2.14)$$

ここに $\bar{B}$: 水面上における平均堤体幅

h_c : 離岸堤の水面高

$U_{\max}$, η_o は波頂における最大水平水粒子速度および静水面上の波頂高であり、この計算には合田¹²⁾による実験式を用いる。

$$U_{\max} = \frac{\pi H}{T} \sqrt{1 + \alpha \left(\frac{H}{h} \right)^{1/2} \left(\frac{h + \eta_0}{h} \right)^3} \frac{\cosh k(h + \eta_0)}{\sinh(k \cdot h)} \dots\dots\dots (5.2.15)$$

$$\alpha = -0.646 \log \left\{ 1.562 \left(\frac{h}{L} \right) \right\}, \text{ ただし } 0.07 < h/L < 0.4$$

$$= 1.50 \quad \quad \quad h/L < 0.07$$

$$= 0.25 \quad \quad \quad h/L > 0.4$$

$$\frac{\eta_0}{h} = \frac{H}{2h} + 0.455 \left(\frac{H}{h} \right)^{2.18}, \text{ ただし } H/h < 0.8 \dots\dots\dots (5.2.16)$$

越波, 非越波は $H/h_c > 1$, $H/h_c \leq 1$ により区分する。

実験結果および式 (5.2.13) あるいは式 (5.2.14) から透過率を求めた結果を表-5.2.3にまとめる。図-5.2.15に示した離岸堤背後の不透過堤の波高分布から $X \geq 10$ mでは回折波の波高が一定とみなせる。このことから $Y = 1$ mかつ $X \geq 10$ mの5点の波高データより平均合成波高を求めた。この区間では H_d および H_t は一定であり, $\overline{H^*}/H_t$ の値は4~5となるため透過波高として平均合成波高を用いた。この透過波高を離岸堤設置地点 ($Y = 1.4$ m) の波高に換算し, 予備実験結果より求めた離岸堤設置地点の通過波高で除すことにより透過率を求めた。一方, 沼田の実験式は異形ブロックとしてテトラポッドを用いた結果であるのでここではタイプ5の3ケースについてのみ透過率を求めた。

実験結果からは入射沖波波高の違いによる透過率の違い, 特に越波, 非越波に対する透過率の違いがほとんど表われなかった。ブロックの違いによる透過率の変化は若干見られた。越波時 ($H_0 = 9$ cm) と非越波時 ($H_0 = 3$ cm) のテトラポッド離岸堤の透過率を式 (5.2.13) あるいは式 (5.2.14) を用いて計算すれば, 63%と32%となり, 実験値と大きな隔りが生じた。図-5.2.19には服部, 堺の実験結果に今回の結果を合わせて示した。これからも今回の透過率が低い値を示すことが明らかである。

透過率が他の実験結果と比較して小さな値を示した原因として次のことが考えられる。

- ① 使用したブロックが58.9 gと247 gのもので小さかったこと。
- ② 透過層の幅が入射波長の1/4程度であったこと。

表-5.2.3 透過率の算定表

ブロックの種類	テトラポッド 58.9 gr			六脚ブロック 247 gr		
入射沖波波高	3	6	9	3	6	9
平均合成波高	0.4	0.8	0.8	0.8	1.2	1.1
回折波高	0.08	0.2	0.2	0.08	0.2	0.2
透過波高	0.4	0.8	0.8	0.8	1.2	1.1
相当沖波波高	0.34	0.68	0.68	0.68	1.00	0.92
離岸堤位置波高	0.4	0.7	0.7	0.7	1.1	1.0
離岸堤設置前通過波高	3.9	6.7	5.3	3.9	6.7	5.3
透過率 (%)	10	10	13	18	16	19

(波高単位cm)

①について首藤・橋本³⁾は3種類の異形ブロックを用いてブロックの特性を調べる実験を行い、500 g以上の重さのブロックを使用することを提案している。用いるブロックが小さいと空隙も小さくなり通過する水は層流で流れる。このためレイノルズ数の影響を受けてフルード則が成立しなくなる。500 g以上のブロック模型の場合は乱流で流れることを実験により確認している。また②について服部・堺²⁾は波高伝達率に関する実験を行い、今回の実験結果と同様の低い波高伝達率が現われる原因について、透過層の幅が入射波の1/4波長と同程度となると後続波による水位低下によって波高伝達率が低下するためと推定している。

(5) 水位上昇量

汀線前面に設置した連続離岸堤の場合、堤内

に入った水による水位上昇量が堤背後の波高とともに大きな問題となる。不連続離岸堤の場合、堤内に入った水は開口部から沖へ戻るため水位上昇量は連続堤に比較して小さくなる。ここでは、実験データをもとに不連続堤背後の水位上昇量について検討する。

図-5.2.20に不連続堤背後の平均水位分布を示す。水位上昇量を入射沖波波高で除し無次元化した値を用いて水位コンター図を作成した。コンターの間隔は0.025である。6つの図のうち(1)~(3)は同じタイプの離岸堤に対して入射波高を変えたものである。また(3)~(6)は、同じ波浪条件のもとで離岸堤のタイプを変えた場合である。まず波浪と平均水位の関係について検討する。離岸堤の背後で碎波が生じる $H_0 = 3$ cmの場合や離岸堤前面で碎波が生じる $H_0 = 6$ cmの場合では水位コンターが密に描かれており、汀線近くで水位が急上昇している。一方離岸堤が碎波帯内に位置する $H_0 = 9$ cmの場合は堤背後の水位は平均的に高く場所的变化は小さい。このように水位コンターの粗密の違いはあるものの、 $H_0 = 3$ cmの場合は $\bar{\eta}/H_0 = 0.1$ のコンター、 $H_0 = 6$ cmの場合は、0.125のコンター、 $H_0 = 9$ cmの場合は0.15のコンターに注目すれば同じ傾向を示すことがわかる。離岸堤の中心線あるいは開口部の中心線上で水位は高くなる。また離岸堤背後の $X = 9.5$ m付近では水位が相対的に低くなっている。これらの水位変化は碎波に伴うset-upおよびset-downにより生じるだけでなく離岸堤背後に生じる循環流と密接な関係をもつ。同じ波浪条件($H_0 = 9$ cm)のもとで離岸堤のタイプを変えた(3)~(6)については、水位差が小さいためかコンターの位置が変化し、開口幅や離岸堤長の変化が水位分布にどのような影響を与えるか確認できなかった。

離岸堤背後の平均set-up量と開口幅、堤長との関係を整理してプロットした結果を図-5.2.21に示す。平均set-up量は25 cmメッシュで測定した水位上昇量を加重平均して求めた。離岸堤および開口部の中心線上の値については、重み係数として0.5を与え、他の測点のデータには重み係数として1を与えた。破線は離岸堤がない場合の $Y \geq 1.0$ mの測定での平均set-up量である。入射波高の違いによる水位上昇量の変化と比較して離岸堤の開口幅や堤長の変化による影響は小さい。連

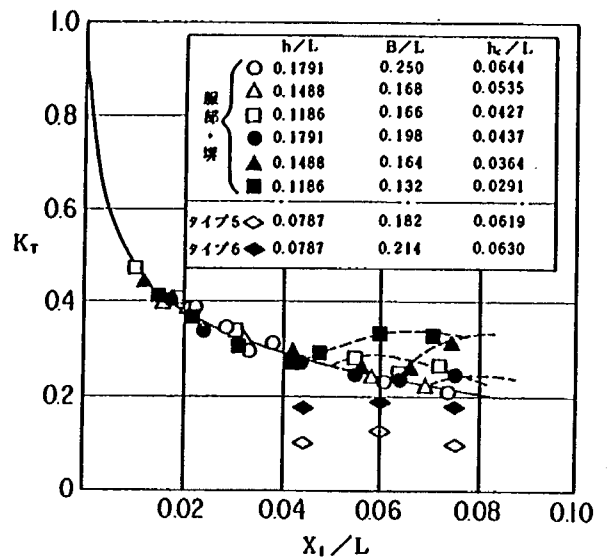


図-5.2.19 透過堤の波高伝達率（越波する場合も含む）（ h ：設置水深， B ：天端幅， h_c ：水面上の天端高， L ：波長， H_i ：入射波高）

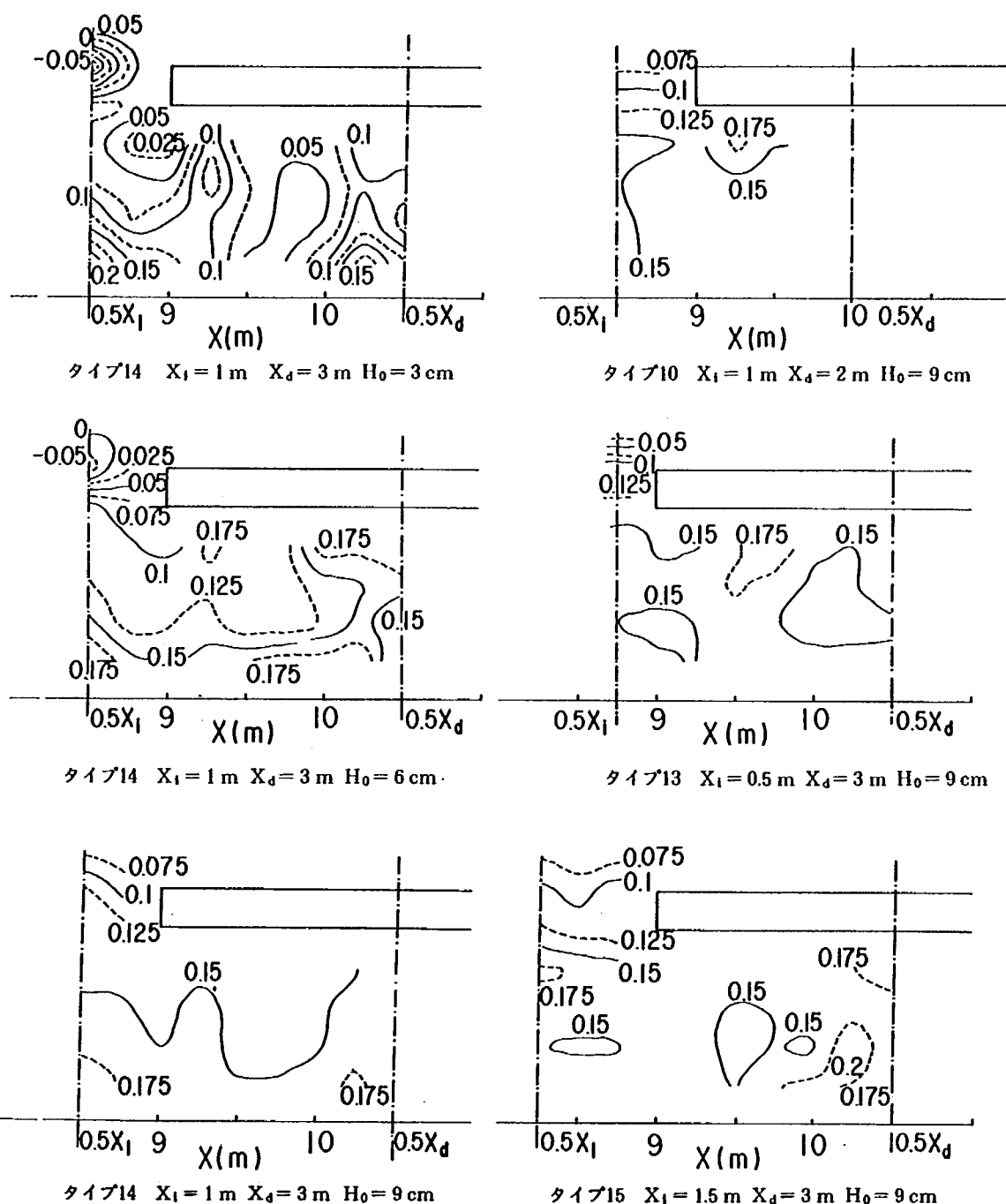


図-5.2.20 離岸堤背後の水位上昇量分布

続堤の場合水位上昇量が大きな問題となることから、離岸堤は水位を上昇させるもので、開口部は堤内の水を沖へ戻し水位を低下させる機能を有すると考えられている。しかし、実験結果はかならずしもこのような特徴を示していない。これは開口幅が狭くなれば開口部を通り沖へ戻る流量は減るが、図-5.2.13に示すように開口部を通り背後に侵入する波も減衰するためである。

離岸堤がない場合と平均set-up量を比較すれば、 $H_0=3\text{ cm}$ および 6 cm の時にはほとんど変化がなく、離岸堤の設置による平均水位の上昇は見られない。しかし $H_0=9\text{ cm}$ となると、3基の離岸堤を並べた6ケースの実験で離岸堤がない場合と比較して平均水位が 2 mm 程度上昇している。図-5.2.5に示すように離岸堤がない場合には2次碎波が原因とみられるset-downが $Y=0.75\text{ m}$ で生

じている。set-downがない場合の平均 set-up 量を計算すると 15.5 mm となる。離岸堤群を配置した場合の平均 set-up 量は離岸堤がない場合の計算値と実験値の中間に位置する。他の入射波高の場合や $H_0 = 9 \text{ cm}$ の一文字堤のケースでは平均 set-up 量は離岸堤を設置しない時の値と比較してあまり変化していないことから、群の効果として、図-5.2.5 で示す set-down が小さくなり平均水位が上昇したと考えられる。

透過率の違いによる水位上昇量の変化について、とりまとめた結果を表-5.2.4 に示す。比較には半無限堤タイプのデータを用いた。タイプ6の場合模型ブロックの重さは 247 g でタイプ5に用いた 58.9 g より重い。離岸堤の天端高はほぼ同じ高さであるため、タイプ5と6の透過率の違いは離岸堤を通過する時の抵抗の差が原因である。離岸堤背後の水位は3ケースともタイプ5の方が高いことから、透過率がよくなるほど離岸堤背後の水位が低くなることがわかる。タイプ1は不透過非越波堤である。越波が生じない $H_0 = 3 \text{ cm}$ の場合、透過堤背後の水位は不透過堤背後の水位より低くなる。しかし $H_0 = 6, 9 \text{ cm}$ の場合、越波が生じ堤内の水位は高くなる。

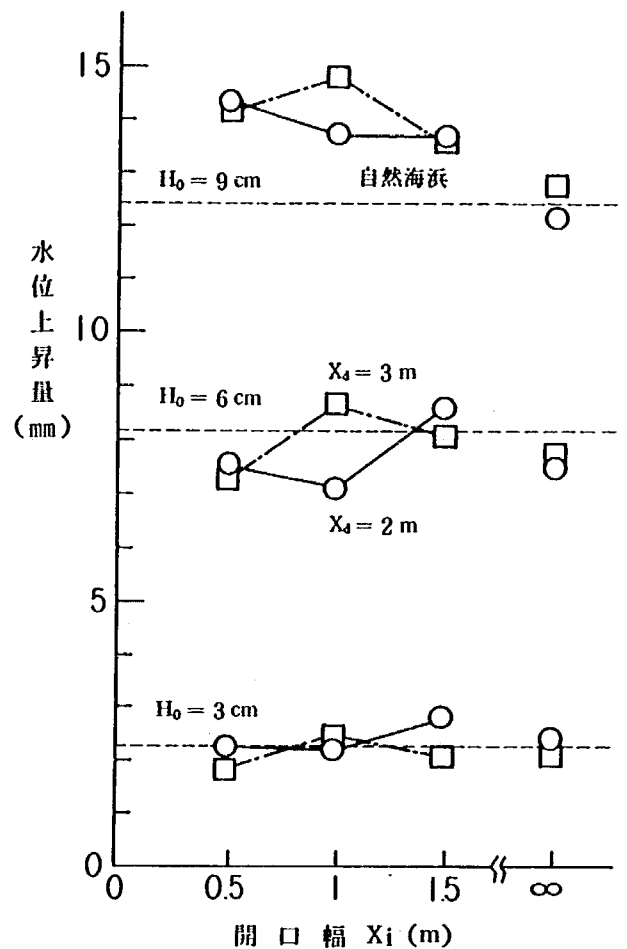


図-5.2.21 開口幅と離岸堤背後の平均水位上昇量

表-5.2.4 透過率と set-up の関係

入射波高 (cm)	離岸堤タイプ	透過率 (%)	平均 set-up (mm)
3	1 (不透過)	0	2.2
	5 (透過)	10	2.4
	6 (")	18	1.7
	—	—	2.0
6	1 (不透過)	0	5.9
	5 (透過)	10	9.3
	6 (")	16	7.2
	—	—	8.0
9	1 (不透過)	0	11.1
	5 (透過)	13	14.5
	6 (")	19	12.2
	—	—	12.0

(6) 遡上高

離岸堤の消波効果として最も重要なことは海岸堤防への遡上高の低減効果である。今回の実験では海底こう配と同じ $1/20$ 斜面上への遡上高を測定して離岸堤による遡上高低減効果を検討した。

タイプ 9～15 の離岸堤背後での遡上高を離岸堤がない場合の平均遡上高で除して沿岸方向の遡上高変化を図-5.2.22, 図-5.2.23 にまとめた。図-5.2.22 は堤長 2 m の場合の実験結果を入射波高ごとにまとめたものである。図-5.2.23 は堤長 3 m の場合について同様にまとめたものである。それぞれ 1 つの図の中に開口幅の異なった 4 ケースの結果が示されている。堤長 2 m, 3 m いずれの場合でも入射波高が小さいほど遡上高は変化しているのが明らかである。遡上高は入射領域で高く回折領域で低くなる。また回折領域でも離岸堤の中心線上では遡上高が高くなる傾向を持つ。入射沖波波高が 9 cm の場合図-5.2.21 に示すように開口幅が無限のケースを除いて離岸堤

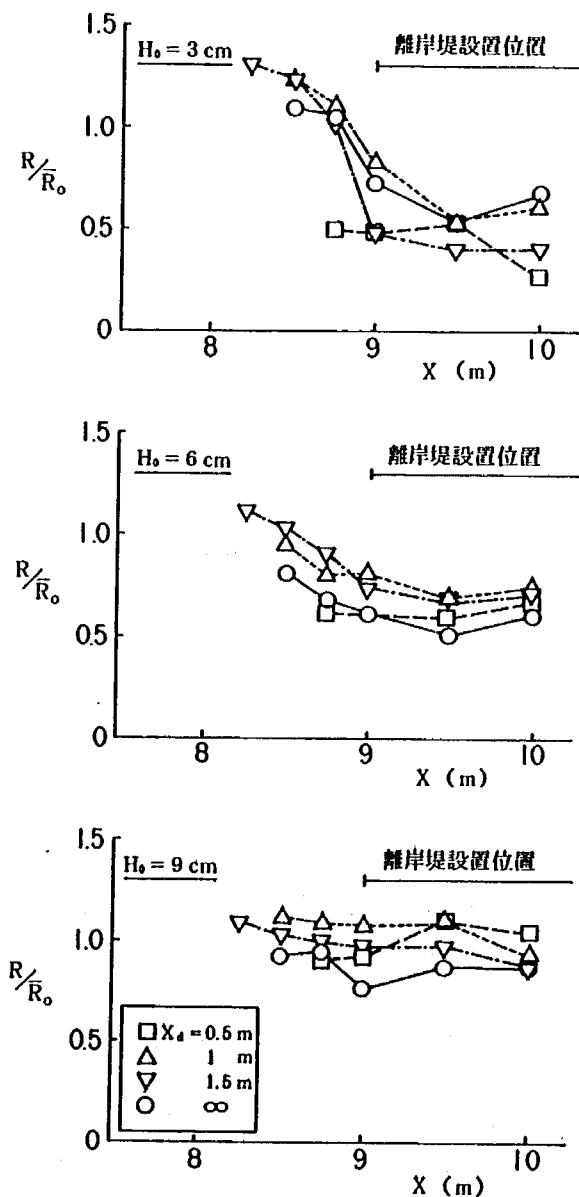


図-5.2.22 離岸堤設置後の波の遡上高
(堤長 $X_d = 2$ m)

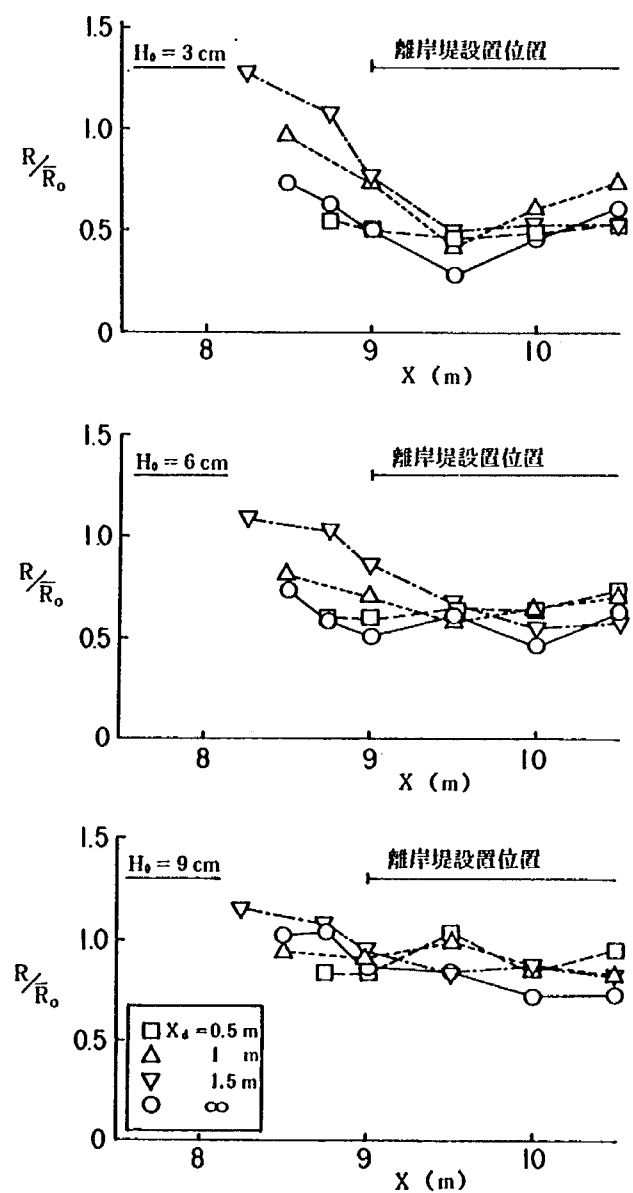


図-5.2.23 離岸堤設置後の波の遡上高
(堤長 $X_d = 3$ m)

背後の平均水位が上昇するため遡上高低減効果はみられない。堤長が2 mと3 mを比較すれば2 mの場合の方が全体的に遡上高が高くなる。これは堤長が短かく2方向の回折波の影響を受けるためと考えられる。

5.2.3 実験結果のまとめ

離岸堤の消波効果に関して固定床平面実験により検討した。離岸堤の設置水深を一定として碎波点が離岸堤の沖側、直前、岸側に来るような3種類の波を与えた。離岸堤は透過あるいは不透過堤として、その長さで開口幅を変えた合計15タイプについて実験を行った。測定項目は波高、水位上昇量、波の遡上高の3項目である。実験結果をまとめれば以下のとおりである。

- 1) 離岸堤のない様こう配斜面に対して予備実験を行った。斜面上の波高分布、水位上昇量、および波の遡上高のいずれもが理論式や実験式と一致しており、実験に使用した平面水槽が十分な実験精度を持つものであることが確認された。
- 2) ビデオ撮影から得た波峰線図は重複波の腹、節の位置を確認するのに有効な手段となる。離岸堤の両端からの回折波による重複波の腹と節は離岸堤と直交する方向にほぼ等間隔で並ぶ。この時離岸堤の中心線上には重複波の腹がくる。また回折波と離岸堤の透過波が作る重複波の腹と節は離岸堤端から離岸堤の中央岸側に向って斜めに現われる。また回折波と透過波が重なり1つの波として移動する領域が入射領域に隣接して存在する。この領域と回折波透過波が単独で観察される領域の境界も重複波の腹や節と同様斜めに現われる。
- 3) 開口部の波高は開口部の中心線上で高くなり、離岸堤の背後に向って低くなる。開口幅が0.5, 1, 1.5 mと3種類変えた場合開口幅0.5 mでは離岸堤がない状態より波高は小さくなる。開口幅が広くなると離岸堤がない場合より波高は大きくなる。開口幅が1 mと1.5 mでは波高の差はほとんどない。これは3種類の波浪に対して全て見られる傾向である。
- 4) 離岸堤背後では離岸堤を回りこむように最高波高の位置が斜めに移動する。離岸堤端付近の回折波と透過波が重なり1つの波として波峰線が移動する領域では波高が高く、波高測定結果は波峰線図から得た重複波に関する情報と比較的対応がとれていた。
- 5) 回折波と透過波が存在する場合に透過率を求めた。その結果は他の実験結果と比較して小さな値となった。この原因については使用した模型ブロックが小さかったことや透過層の幅が波長の1/4程度であったことが考えられる。
- 6) 離岸堤を設置した場合、開口部の中心線上や離岸堤の中心線上で水位は高くなる。また離岸堤の有無により堤背後の位置で平均水位を比較すれば、 $H_0 = 3\text{ cm}$ 、 6 cm の場合ほとんど変化がないこと、また $H_0 = 9\text{ cm}$ の群堤として配置した場合に水位が高くなることが明らかになった。2次碎波により生じたset-downが群堤の設置により消滅したため平均水位が上昇したと考えられる。
- 7) 開口幅が狭い場合、開口部を通り沖へ戻る流量は減少するが、開口部を通り侵入する波も減衰するため、平均水位は開口幅が広い場合より低くなることもある。また波が離岸堤を通過する場合の抵抗が小さくなれば、堤背後の水位は低下する。逆に越波量が多くなれば水位は上昇する。
- 8) 離岸堤がない場合に対するある場合の遡上高の比は、入射波高により大きく変化する。入射波高が小さい場合、入射領域で高く、回折領域で低くなる。また回折領域でも離岸堤の中心線上では比較的高くなる。一方、離岸堤が碎波帯内に入る $H_0 = 9\text{ cm}$ の場合は堤背後の水位が高くなるため、遡上高は堤設置前と比較して高くなる。

5.3 波高計算モデル

5.3.1 目 的

実験では限られたケースについてしか検討できない。このため離岸堤背後の波高分布を予測するモデルを作り、そのモデルの適合性について実験結果との検証を行う。

5.3.2 計算方法

(1) 計算の前提条件

実験結果と比較検証することを前提とする。条件は以下のとおりとなる。

- ① 一様こう配斜面を対象とする。
- ② 離岸堤は透過堤を対象とする。
- ③ 離岸堤は汀線と平行に設置される。
- ④ 波は汀線に直角入射する。
- ⑤ 波高予測は離岸堤背後を対象とする。

(2) 計算の基本方針

上記前提条件のもと、計算の基本方針を次のように定めた。

- ① 入射波・透過波・回折波の波高を求め、合成して離岸堤背後の波高を予測する。
- ② 入射波・透過波の浅水変形は有限振幅性を考慮する。その他については微小振幅波理論から求める。
- ③ 砕波波高および砕波後の波高はMicheの最高波理論により算定する。
- ④ 離岸堤の透過率は実験値を用いる。
- ⑤ 離岸堤端からの回折波は屈折を生じるため、波向線法を用いる。
- ⑥ 二方向以上からの回折波の合成も含め、波の合成は位相を考慮して行う。

計算の全体フローを図-5.3.1に示す。計算は大きくは図中に示される破線に囲まれた2つの部分に分けられる。第1は回折波の斜面上での屈折変形計算であり、第2は入射波・透過波と回折波を合成して離岸堤背後の波高を計算する部分である。前者は半無限堤を対象として、回折波が屈折変形した場合の波高、入射波高比を求める計算部分である。ここで扱う回折波とは、堤端部から円筒状に広がる波を指し、入射波と合成した波と異なる。後者は沖波波高を与えることにより、入射波高、透過波高、回折波高を計算し、離岸堤の配置条件によりこれらの波を重ね合わせ、離岸堤背後の波高分布を求める部分である。

計算機はYHP 9845 Bを用いたが、一般の大型計算機を用いても基本的考え方は同じである。

(3) 回折波の屈折計算

1) 計算式

回折波は離岸堤端から同心円状に広がり、斜面上で屈折が生じる。この屈折計算は波向線法により行う。

いま、図-5.3.2に示すように、 $\theta = 0$ に沿って原点から正の方向に半無限防波堤を考える。水深 h を一様とし、波は防波堤に対し θ_0 の角度で入射するものとする。表面波の速度ポテンシャル ϕ が次式で得られるものとする。

$$\varphi = F(x, y) \cosh k(h+z) e^{iat} \dots\dots (5.3.1)$$

ここに、 $k = 2\pi/L$ であって、 L は波長を表わす。また
 $\sigma = 2\pi/T$ であって、 T は波の周期を表わす。

式(5.3.1)はラプラスの方程式を満足することことから
 式(5.3.2)で示されるヘルムホルツの方程式を得る。

$$\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + k^2 F = 0 \dots\dots\dots (5.3.2)$$

防波堤が完全反射する場合、防波堤に直角方向の速度成分
 が0、すなわち式(5.3.3)の条件を満足しなければならない。

$$\theta = 0 \text{ で } \frac{\partial \varphi}{\partial \theta} = 0, \text{ あるいは } \frac{\partial F}{\partial \theta} = 0 \dots (5.3.3)$$

また、防波堤より十分遠方の地点で式(5.3.4)の条件を満
 足しなければならない。

$$r \rightarrow \infty, \theta_0 < \theta < 2\pi - \theta_0 \text{ で } F \rightarrow e^{-ikr \cos(\theta_0 - \theta)} \dots\dots\dots (5.3.4)$$

式(5.3.3)および(5.3.4)を満足する式(5.3.2)の
 解は次式で示される。

$$\begin{aligned} F(r, \theta) = & \frac{1+i}{2} \left\{ e^{-ikr \cos(\theta_0 - \theta)} \right. \\ & \cdot \int_{-\infty}^{u_1} e^{-i\pi u^2/2} du + e^{-ikr \cos(\theta_0 + \theta)} \\ & \cdot \left. \int_{-\infty}^{u_2} e^{-i\pi u^2/2} du \right\} \dots\dots\dots (5.3.5) \end{aligned}$$

ここに、

$$u_1 = -\sqrt{\frac{4kr}{\pi}} \sin \left\{ \frac{1}{2} (\theta_0 - \theta) \right\}, u_2 = -\sqrt{\frac{4kr}{\pi}} \sin \left\{ \frac{1}{2} (\theta_0 + \theta) \right\} \dots\dots\dots (5.3.6)$$

次に防波堤上で波が完全に砕波して反射が0の場合、防波堤地点の速度ポテンシャルが0とな
 り、式(5.3.7)を満足しなければならない。

$$\theta = 0 \text{ で } \varphi = 0, \text{ あるいは } F = 0 \dots\dots\dots (5.3.7)$$

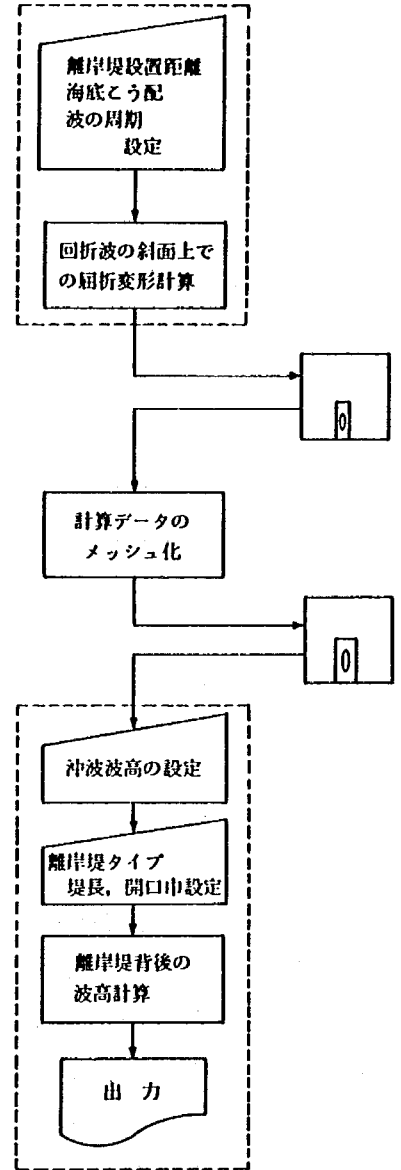


図-5.3.1 計算全体フロー

遠方での条件は式 (5.3.4) で与えられるので、反射率が 0 の場合の回折波は式 (5.3.7) および式 (5.3.4) を満足する式 (5.3.2) の解となり、次式で表わされる。

$$F(r, \theta) = \frac{1+i}{2} \left\{ e^{-ikr \cos(\theta_0 - \theta)} \cdot \int_{-\infty}^{u_1} e^{-i\pi u^2/2} du - e^{-ikr \cos(\theta_0 + \theta)} \cdot \int_{-\infty}^{u_2} e^{-i\pi u^2/2} du \right\} \dots\dots\dots (5.3.8)$$

式 (5.3.5) と式 (5.3.8) では第 2 項の符号が逆転している。回折波の位相 μ および回折係数 k_d は次のように表わされる。

$$\mu = \arg(F(r, \theta)) \dots\dots\dots (5.3.9)$$

$$k_d = |F(r, \theta)| \dots\dots\dots (5.3.10)$$

式 (5.3.5) および式 (5.3.8) を用いて回折係数の比較を行った結果を図-5.3.3 に示す。計算は波の入射角 $\theta_0 = \pi/2$ という防波堤に対して直角入射の条件で、防波堤と平行な $y/L = 1$ で行った。完全消波の場合、回折領域で回折係数が小さくなっている。異形ブロックで造られ

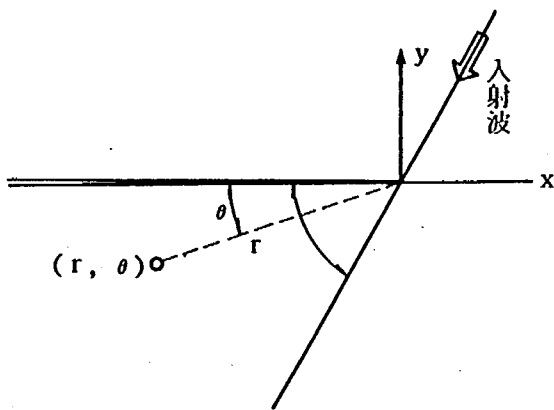


図-5.3.2 波の回折の説明図

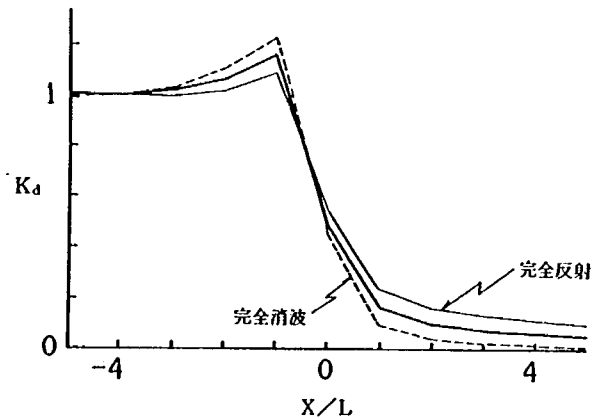


図-5.3.3 回折係数の比較

た透過式離岸堤の反射率は 0.2 ~ 0.3 程度であるので、その回折係数は式 (5.3.5) と式 (5.3.8) で得られる値の中間値となる。このことから今回の計算では式 (5.3.5) あるいは式 (5.3.8) を用いず、近似式として式 (5.3.11) を使用した。

$$F(r, \theta) = \frac{1+i}{2} e^{-ikr \cos(\theta_0 - \theta)} \int_{-\infty}^{u_1} e^{-i\pi u^2/2} du \dots\dots\dots (5.3.11)$$

式 (5.3.11) を計算して得た回折係数を太い実線で図-5.3.3 中に示した。完全反射の場合と完全消波の中間値をとる。

回折波による一様斜面上での屈折計算は次のように考える。図-5.3.4 に示すように x 軸を沿岸方向、 y 軸の正方向を冲向きにとる。離岸堤は x 軸と平行に設置し、その先端を $(0, y_0)$ の位置とする。離岸堤に対して θ の角度で回折された波は斜面上で屈折して汀線に到達する。各点

における波向線と y 軸のなす角度 α をその地点における入射角とする。

波向線法による屈折計算は波向線方程式と波向線間隔方程式を解くことから始まる。波向線を表わす方程式は式 (5.3.12) で与えられる。

$$\frac{d\alpha}{ds} = \frac{1}{c} \left(\cos \alpha \frac{\partial c}{\partial x} - \sin \alpha \frac{\partial c}{\partial y} \right)$$

..... (5.3.12)

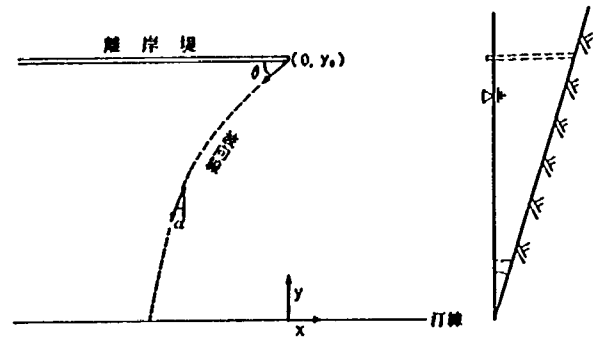


図-5.3.4 座標等説明図

ここに, s : 波向線に沿った距離

c : 波速

また波向線間隔を ℓ とすれば, ℓ を与える方程式は式 (5.3.13) で表わされる。

$$\frac{d^2 \ell}{ds^2} - p(s) \frac{d\ell}{ds} + q(s) \cdot \ell = 0 \quad \text{..... (5.3.13)}$$

ここに,

$$p(s) = \cos \alpha \left(\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \sin \alpha \left(\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial c}{\partial y} \right)$$

$$q(s) = \sin^2 \alpha \left(\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \right) - 2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha \left(\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x \partial y} \right) + \cos^2 \alpha \left(\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} \right)$$

y 方向に i というこう配を持つ一様こう配斜面を対象とすれば, $\partial c / \partial x$, $\partial^2 c / \partial x^2$, $\partial^2 c / \partial y^2$, $\partial^2 c / \partial x \partial y$ はそれぞれ 0 となる。式 (5.3.12) は変形され最終的には, スネルの法則が導かれる。

$$\text{式 (5.3.12) 左辺} = \frac{d\alpha}{ds} = \sin \alpha \cdot \frac{\partial \alpha}{\partial x} + \cos \alpha \cdot \frac{\partial \alpha}{\partial y} = \cos \alpha \cdot \frac{\partial \alpha}{\partial y}$$

$$\text{式 (5.3.12) 右辺} = \frac{1}{c} \left(\cos \alpha \cdot \frac{\partial c}{\partial x} - \sin \alpha \cdot \frac{\partial c}{\partial y} \right) = - \frac{\sin \alpha}{c} \frac{\partial c}{\partial y}$$

両辺の整理を行えば式 (5.3.14) となる。

$$\cot \alpha \cdot d\alpha = - \frac{1}{c} \cdot dc \quad \text{..... (5.3.14)}$$

この式を積分すれば式 (5.3.15) を得る。

$$-\log |\sin \alpha| = -\log |c|$$

$$\sin \alpha_1 / \sin \alpha_2 = c_1 / c_2 \quad \dots\dots\dots (5.3.15)$$

式 (5.3.15) はスネルの法則である。一方、式 (5.3.13) については、 $q(s)$ が 0 となり、 $p(s)$ は式 (5.3.16) で表わされる。

$$p(s) = \cos \alpha \left(\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \sin \alpha \left(\frac{1}{c} \cdot \frac{\partial c}{\partial y} \right) = \frac{\sin \alpha_1}{c_1} \frac{\partial c}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (5.3.16)$$

ただし

$$\frac{\partial c}{\partial y} = \frac{2 \sigma}{2 kh + \sinh 2 kh} \cdot i \quad \dots\dots\dots (5.3.17)$$

式 (5.3.13) は次のようになる。

$$\frac{d^2 \ell}{ds^2} - \frac{\sin \alpha_1}{c_1} \cdot \frac{\partial c}{\partial y} \cdot \frac{d \ell}{ds} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.3.18)$$

中央差分を用いて 2 式 (5.3.18) を差分すれば、式 (5.3.19) を得る。

$$\ell_{n+1} = \{ 4 \ell_n - (2 + p(s) \cdot \Delta s) \ell_{n-1} \} \cdot / (2 - p(s) \cdot \Delta s) \quad \dots\dots\dots (5.3.19)$$

ここに Δs は差分間隔であり、 ℓ_n は n 番目の位置における波向線の間隔である。

式 (5.3.15) および式 (5.3.19) から波向線と波向線間隔が求まる。物理的な意味では成立しないが、離岸堤端での波向線間隔を $\ell_0 = 0$ とおく。1 番目の位置における波向線間隔を $\ell_1 = \Delta s \cdot \Delta \theta$ とおくことにより、式 (5.3.19) は計算できる。

一方、屈折後の波高は碎波変形を無視した場合、浅水、回折、屈折変形を考慮した式 (5.3.20) で表わされる。

$$\frac{H_n}{H_1} = \underbrace{K_{sn} / K_{s1}}_{\text{浅水変形}} \cdot \underbrace{|F(t_n \cdot C_1, \theta)|}_{\text{回折変形}} \cdot \underbrace{\sqrt{\frac{t_n \cdot C_1 \cdot \Delta \theta}{\ell_n}}}_{\text{屈折変形}} \quad \dots\dots\dots (5.3.20)$$

ここに、 H : 波 高

K : 浅水係数

t_n : 離岸堤端からその地点までの伝播時間 ($t_n = \sum_{i=0}^{n-1} \Delta s / C_i$)

なお添字 n , 1 はそれぞれ n 番目の地点のデータおよび離岸堤端でのデータを表わす。

浅水変形に関しては、離岸堤端への入射波が碎波した波であっても同じ波高をもつ非碎波の波として扱った。この場合、浅水係数は微小振幅波理論による。回折変形には一様水深のもとで、式 (5.3.11) により計算される回折係数を用いた。屈折変形に関しては図-5.3.5 に示すよう

に、一様水深時の波向線間隔と一様こう配斜面上での波向線間隔を用いて、波向線内のエネルギーが等しいとして回折波に対する屈折係数を求めた。

式(5.3.20)は回折波のみの波高比を示す。入射波や透過波との重ね合せが容易となるよう複素数表示すれば次のようになる。

$$\frac{H_n}{H_1} = \sqrt{A^2 + B^2} \quad \dots\dots (5.3.21)$$

ただし

$$A = K_{sn} / K_{s1} \cdot \sqrt{\frac{t_n \cdot C_1 \cdot \Delta \theta}{\ell_n}}$$

$$\text{Real} (F(t_n \cdot C_1, \theta))$$

$$B = K_{sn} / K_{s1} \cdot \sqrt{\frac{t_n \cdot C_1 \cdot \Delta \theta}{\ell_n}} \quad \text{Image} (F(t_n \cdot C_1, \theta)) \quad \dots\dots (5.3.22)$$

透過波が加わる場合、透過率を K_t として、式(5.3.21)は次のようになる。

$$\frac{H_n}{H_1 (1 - K_t)} = \sqrt{A^2 + B^2} \quad \dots\dots (5.3.23)$$

2) 計算フロー

離岸堤端から角度 θ で出発する回折波の斜面上での屈折変形を計算するフローチャートを図-5.3.6に示す。添字の0は離岸堤端位置のデータを表わし、添字 i は岸側に向かって計算する i 番目の位置のデータを示す。計算は波向線が汀線に到達するまで行うものとする。

3) 計算データのメッシュ化

2)で行った計算結果は各波向線上の諸量を求めたものであり、以降のデータ処理が容易となるように、 x 、 y 方向等間隔にメッシュデータを作成した。作成の手順は次の通りである。

- ① 回折波の波向線を計算する。
- ② 離岸堤軸上の波向線を除き、各波向線上のデータを y 方向に Δy 間隔に補間する。
- ③ ②で得た y_i ($i = 1, \dots, n_y$)における各波向線のデータを x 方向に Δx 間隔で補間することにより、 Δx 、 Δy 間隔のメッシュデータが作成できる。この段階では図-5.3.7の中の●印のデータが得られたことになり、離岸堤軸との間に空白が生じる。
- ④ 離岸堤軸上での回折波の諸量を Δx 間隔で計算する。この場合、回折波は直進する。角度 θ は0あるいは π とせず、計算では $\theta = 0 + \epsilon$ 、 $\pi - \epsilon$ とした。 ϵ は非常に小さな値である。このデータを図-5.3.7では○印で表わした。
- ⑤ ③で得たデータと④で得たデータを用いて、図中の×印の位置のデータを y 方向に Δy 間隔

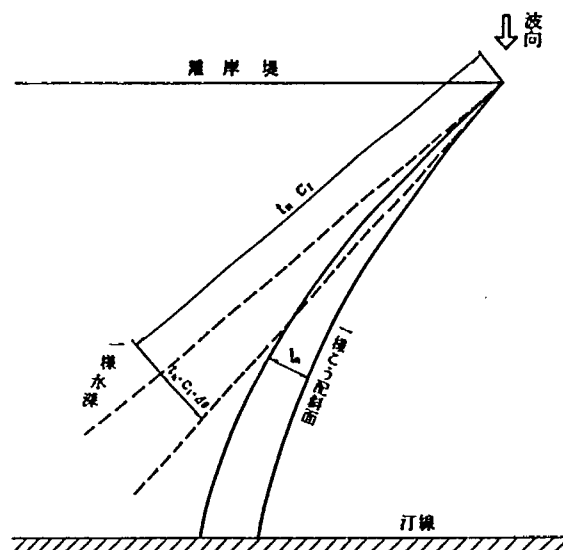


図-5.3.5 波向線間隔説明図

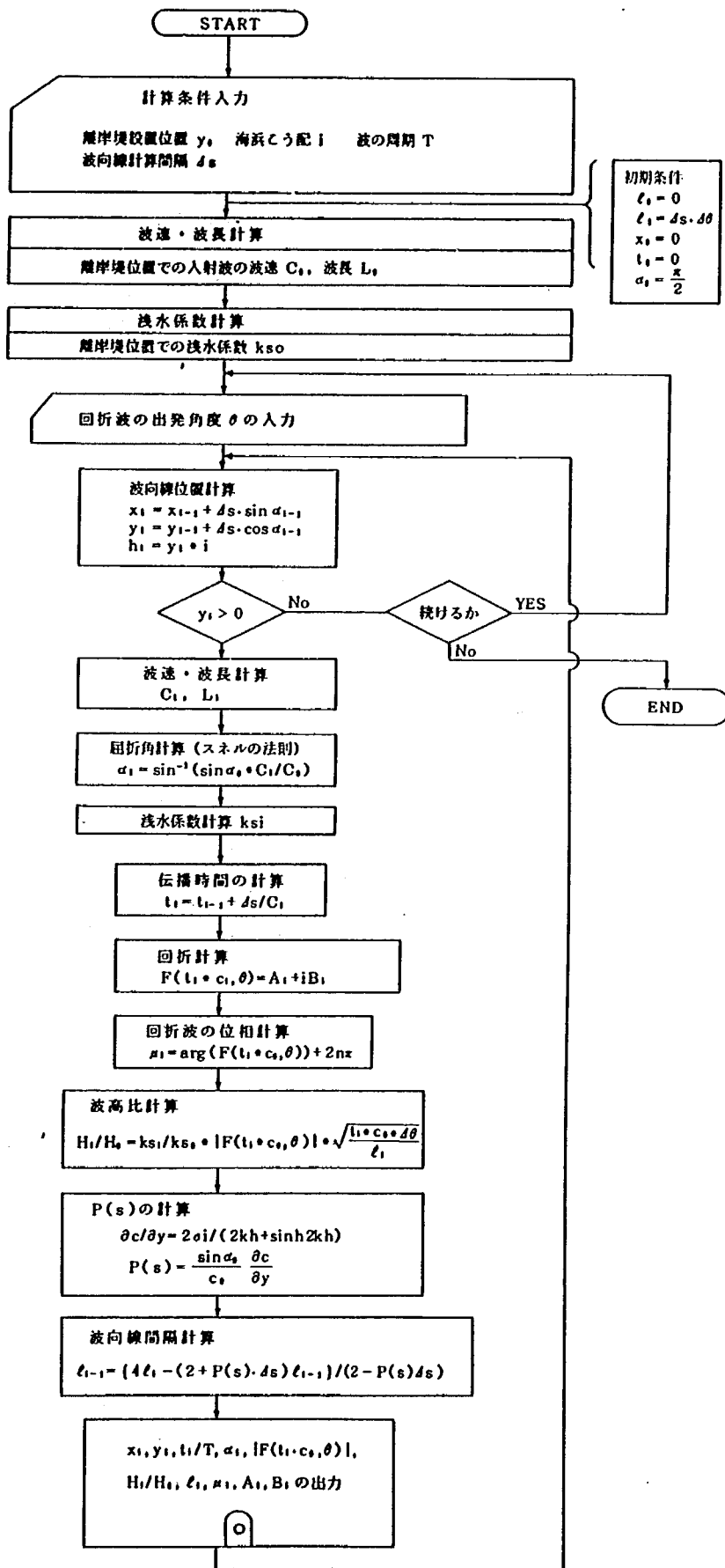


図-5.3.6 回折波の斜面上での屈折変形計算フロー

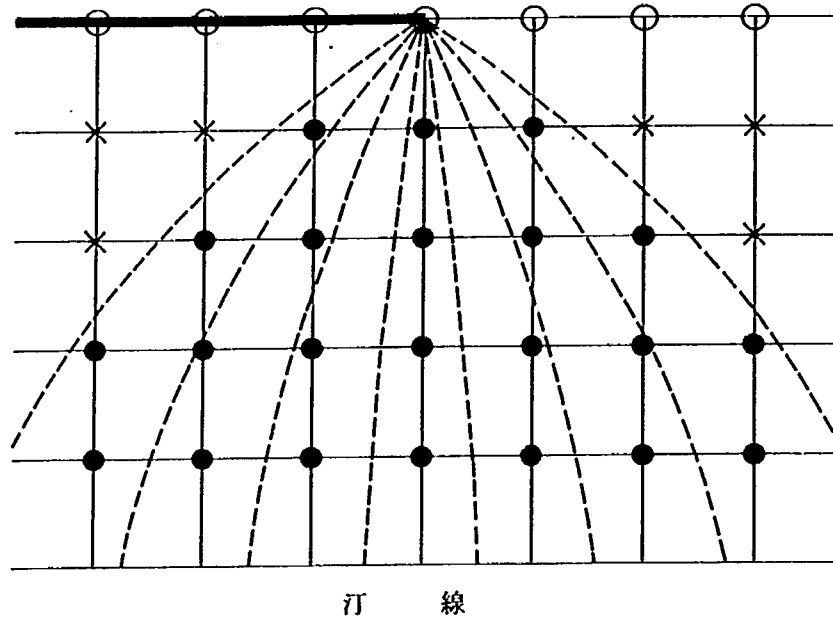


図-5.3.7 データのメッシュ化

で内挿した。

(4) 離岸堤背後の波高計算方法

離岸堤背後の波高を算定するための主要な計算式は2節で示されている。砕波後の波高は式(5.2.2)、有限振幅波の浅水変数は式(5.2.3)で表わされる。また離岸堤の透過率は表-5.2.3に示される値を用いた。入射波、透過波、回折波について、単独の波高は上記の式と沖波波高等から計算できるが、波の合成を行うため複素数表示とした。波高を実部がA、虚部がBで表わされる複素数で書き表わせれば、式(5.3.24)となる。

$$H = |A + iB| \quad \text{..... (5.3.24)}$$

入射波および回折波について、離岸堤位置で $A = H$, $B = 0$ とおけば、離岸堤位置から波の到達時間が t 時間遅れた場所では A , B は式(5.3.25)で表わされる。

$$A = H \cos(\sigma t) \quad B = H \sin(-\sigma t) \quad \text{..... (5.3.25)}$$

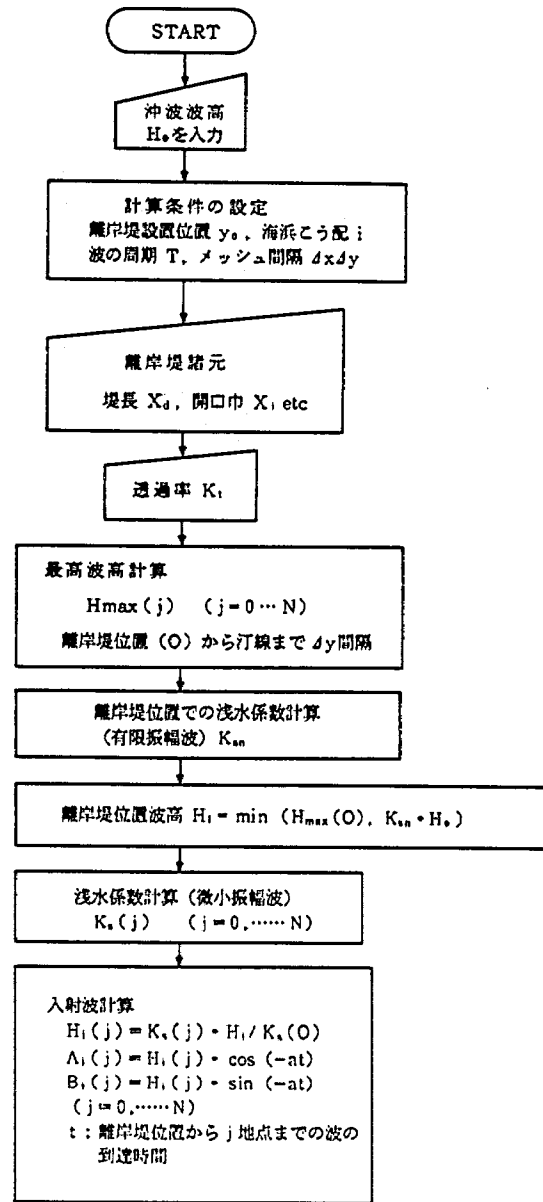
ここに、 $\sigma = 2\pi/T$ であり、 T は波の周期である。

回折波については、既に式(5.3.22)で A , B の値が求められている。

図-5.3.8のフローに従って離岸堤背後の波高を計算した。添字 i , t , d はそれぞれ入射波、透過波、回折波を表わす。合成した波高は Miche の最高波高を上限とした。

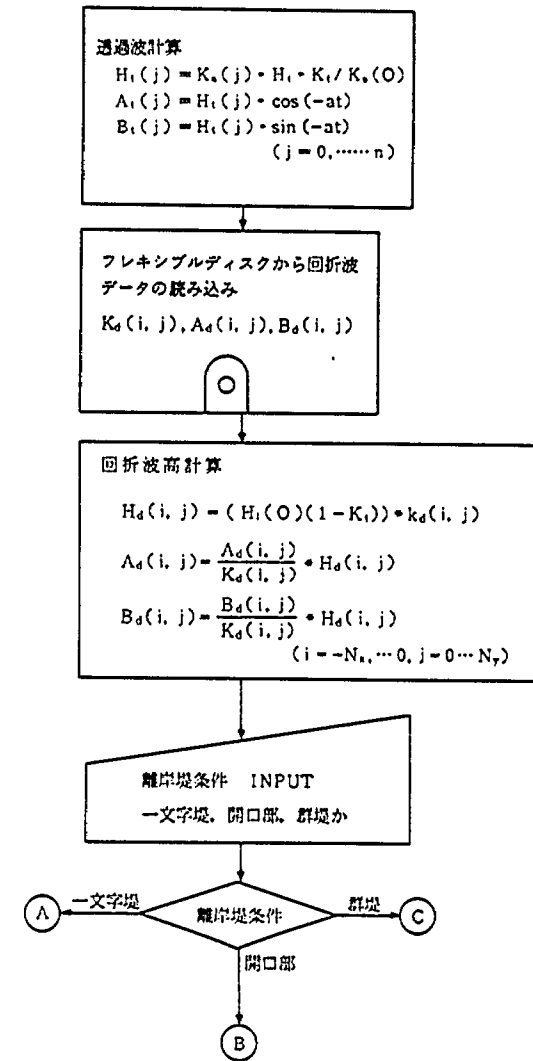
(5) 計算条件

計算条件を表-5.3.1および表-5.3.2にまとめた。A表については実験で用いた外力等がとりまとめられている。B表については計算に使用したメッシュ間隔などが示されている。

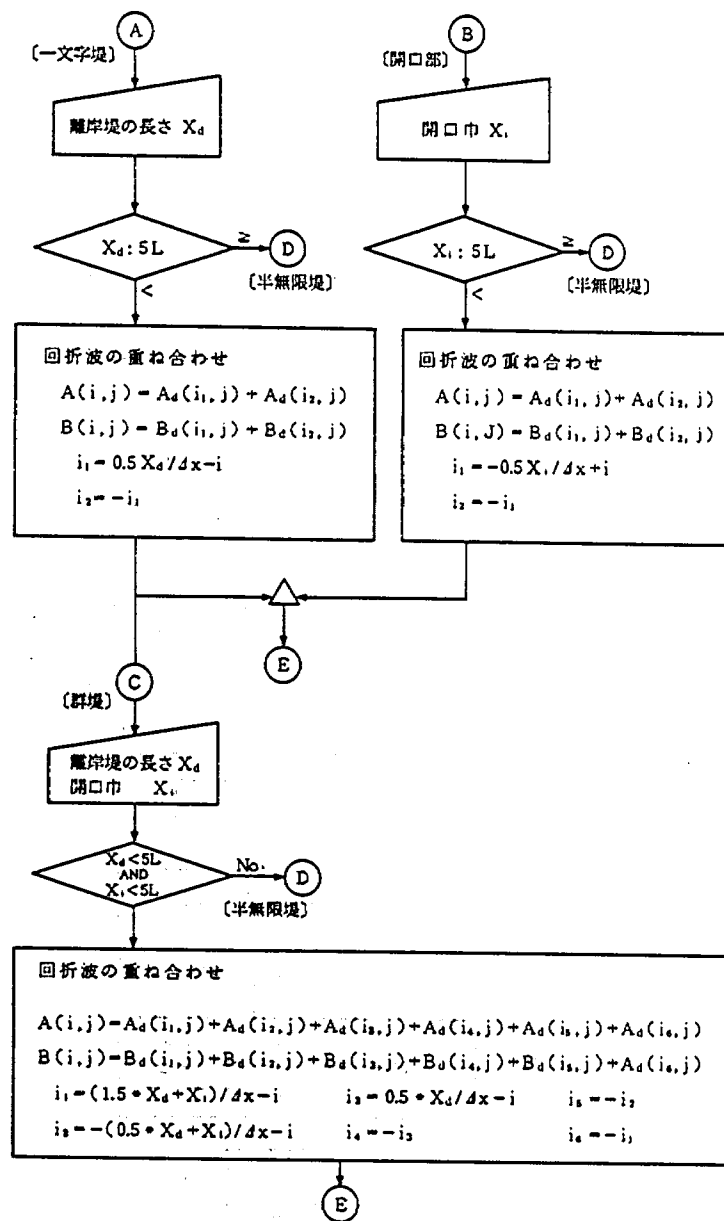


その 1

図-5.3.8 離岸堤背後の波高計算フロー

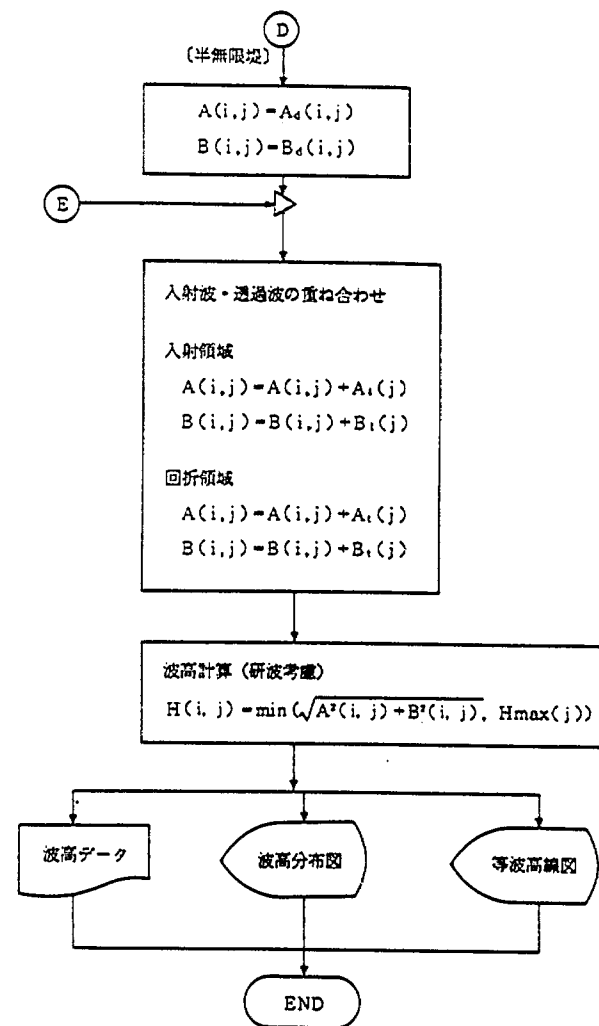


その 2



その 3

図-5.3.8 離岸堤背後の波高計算フロー



その 4

表-5.3.1 計算条件一覧表 (A)

海浜条件	こ う 配	$i = 1/20$
波 浪 条 件	周 期	$T = 1.13 \text{ (sec)}$
	沖 波 波 高	$H_0 = 3, 6, 9 \text{ (cm)}$
離岸堤条件	離岸堤設置位置	$y_0 = 1.4 \text{ (m)}$
	ブロックの大きさ	$d = 4.52 \text{ cm}$
	水面における堤体幅	$B_s = 26.2 \text{ cm}$
	水面上における平均堤体幅	$\bar{B} = 21.2 \text{ cm}$
	離岸堤の水面高	$h_c = 5.5 \text{ cm}$

表-5.3.2 計算条件一覧表 (B)

回折波の斜面上での屈折計算	波向線計算間隔		$\Delta s = 5 \text{ cm}$
	波向線計算角度		$\theta = 2^\circ \sim 178^\circ$ まで 4° 間隔および $0^\circ, 180^\circ$ ただし, θ は波向線と離岸堤のなす角度
	初期波向線間隔		$\ell_1 = \Delta s \cdot \Delta \theta ; \Delta \theta = 1$
回折データのメッシュ化	範 囲	沿岸方向	$x = -200 \sim 200 \text{ (cm)}$, 離岸堤は $x \geq 0$ にある。
		岸沖方向	$y = 5 \sim 140 \text{ (cm)}$, $y = 0$ が汀線
	メッシュ間隔		$\Delta x = \Delta y = 5 \text{ cm}$
離岸堤背後の波高計算	範 囲	沿岸方向	$x = -300 \sim 300 \text{ (cm)}$
		岸沖方向	$y = 5 \sim 140 \text{ (cm)}$
	計 算 間 隔		$\Delta x = \Delta y = 5 \text{ cm}$

5.3.3 計算結果

(1) 回折波の屈折計算

離岸堤端で発生した回折波が斜面上で屈折変形する場合の波向線および波峰線を図-5.3.9に示す。波向線は点線で $\theta = 2^\circ$ から 8° 間隔で 178° まで描かれている。また、波峰線は実線で位相 π ごとの等位相線として描かれている。入射領域と回折領域では波峰線が連続せず、入射領域では π だけ位相が遅れる。今回行った回折波の屈折計算では、波向線と波峰線が描かれている範囲、沿岸方向には離岸堤端を中央に左右 2 m づつ、岸沖方向には汀線 + 0.25 m から離岸堤設置位置 (汀線 + 1.40 m) の範囲のデータを扱った。

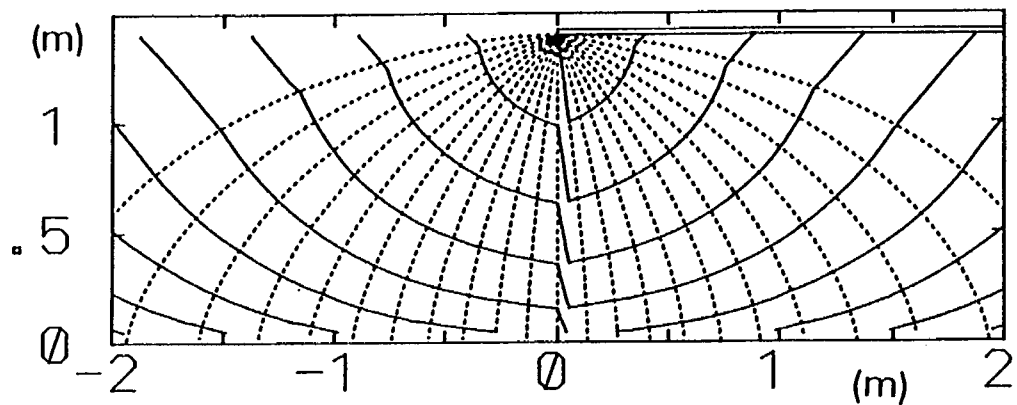


図-5.3.9 回折波の波向線・波峰線

図-5.3.10および図-5.3.11に一樣水深下での回折係数分布，一樣こう配斜面上での回折係数分布を示す。いずれも離岸堤端で発生する回折波のみ分離したものであり，入射領域と回折領域の境界線を対称軸として左右対称な分布形を示す。斜面上の回折係数の中には，純粋な回折係数のほかに浅水係数，屈折係数の効果が含まれている。一樣水深下と斜面上での回折係数を比較すると，

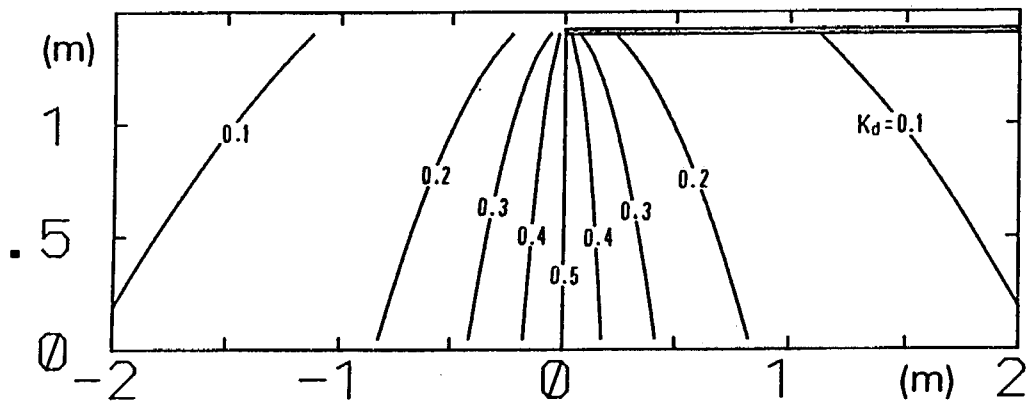


図-5.3.10 一樣水深下での回折係数

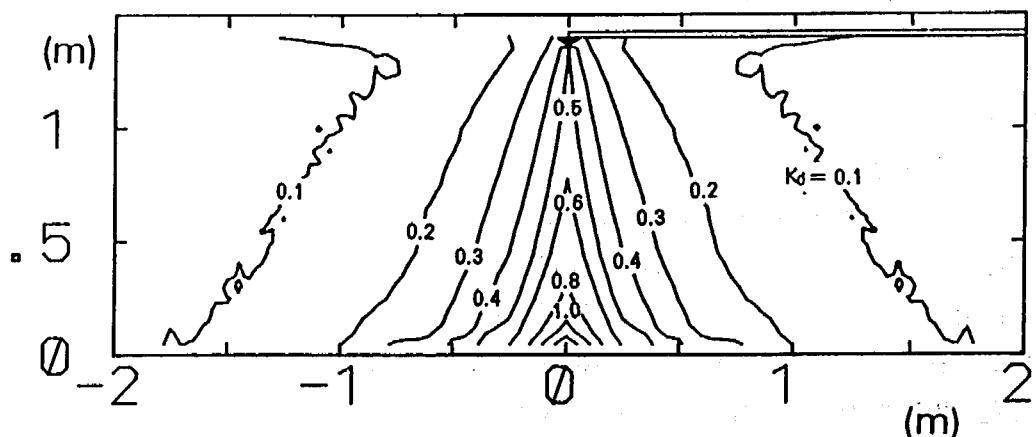


図-5.3.11 一樣こう配斜面上での回折係数（浅水変形・屈折変形含む）

入射領域と回折領域の境界付近では斜面上での回折係数の方が大きく、境界から遠ざかるにしたがい斜面上の回折係数が小さくなる。

(2) 波峰線

実験から得た波峰線と計算された波峰線の比較を行う。離岸堤背後では複数の方向からの波が重なる重複波が生じるため、個々の波に対する位相が堤背後の波高推定のため重要となる。図-5.3.12には、透過式離岸堤背後の実験から得た波峰線と計算された波峰線の比較図を示す。実験結果は図-5.2.10に対応するもので、破線で示した。計算結果は実線で示した。入射領域の回折波は省略した。離岸堤位置通過後の時間が秒単位で図中に示されている。イタリック数字は実験結果に対する経過時間である。実験結果と計算結果を比較すると以下ようになる。

- ① 入射波は離岸堤の沖側で砕波しており、その波峰線は実験結果の方が早く進む。離岸堤位置から汀線までの到達時間は実験で1.5秒、計算で2.4秒となる。
- ② 透過波の波峰線は計算と実験でずれがみられるものの、同じ速度で移動する。①と異なり実験結果が計算結果と一致するのは、波高が小さく砕波位置が岸に近いためである。
- ③ 離岸堤に沿って進む回折波は計算値と比較して遅くなる。また図-5.2.7で示したように入射波高が大きくなるほど回折波が遅れることから、これは離岸堤背後での循環流の影響を受け、波速が遅くなると考えられる。
- ④ 実験では回折波と透過波により斜め方向に重複波が作られたが、計算では重複波は離岸堤と直交する方向に現われる。

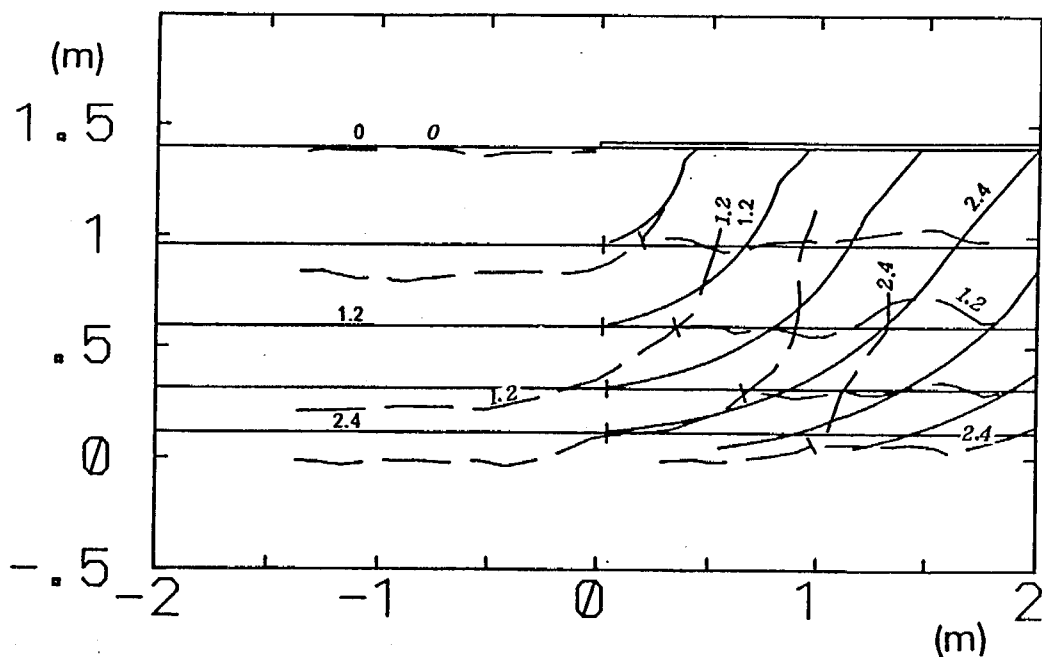


図-5.3.12 波峰線の比較図

(3) 離岸堤背後の波高

計算方法の適合性を評価するため、計算結果と実験結果の比較図を図-5.3.13～5.3.16に示す。いずれの図も汀線に平行な4本の測線上での波高分布を示したものである。汀線から0.25 m

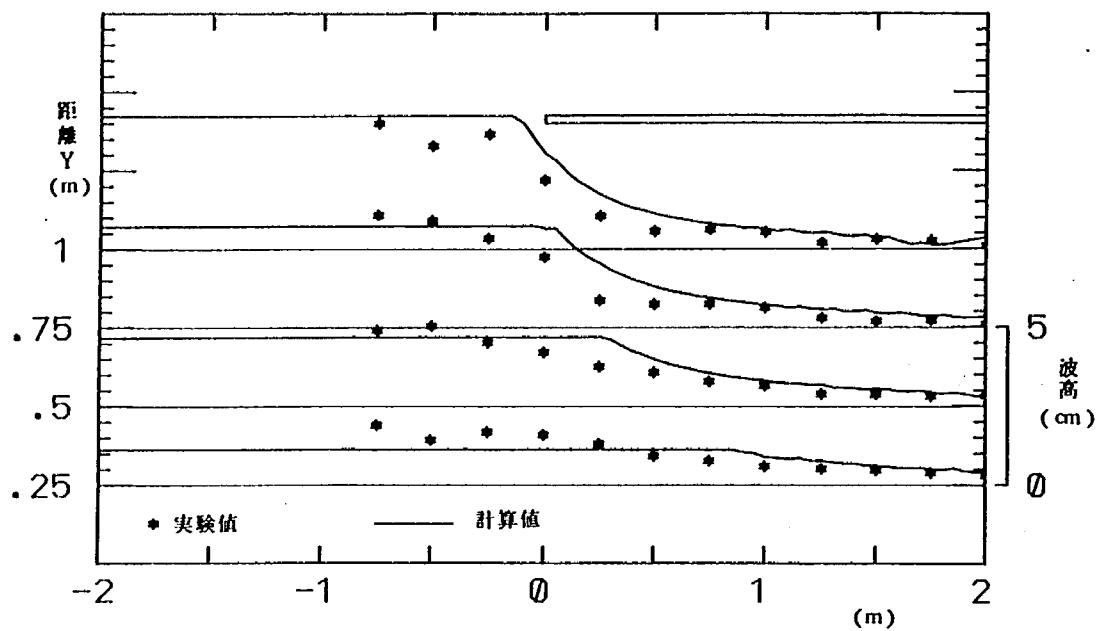


図- 5.3.13 離岸堤背後の波高（不透過式半無限堤； $H_0 = 9 \text{ cm}$ ）

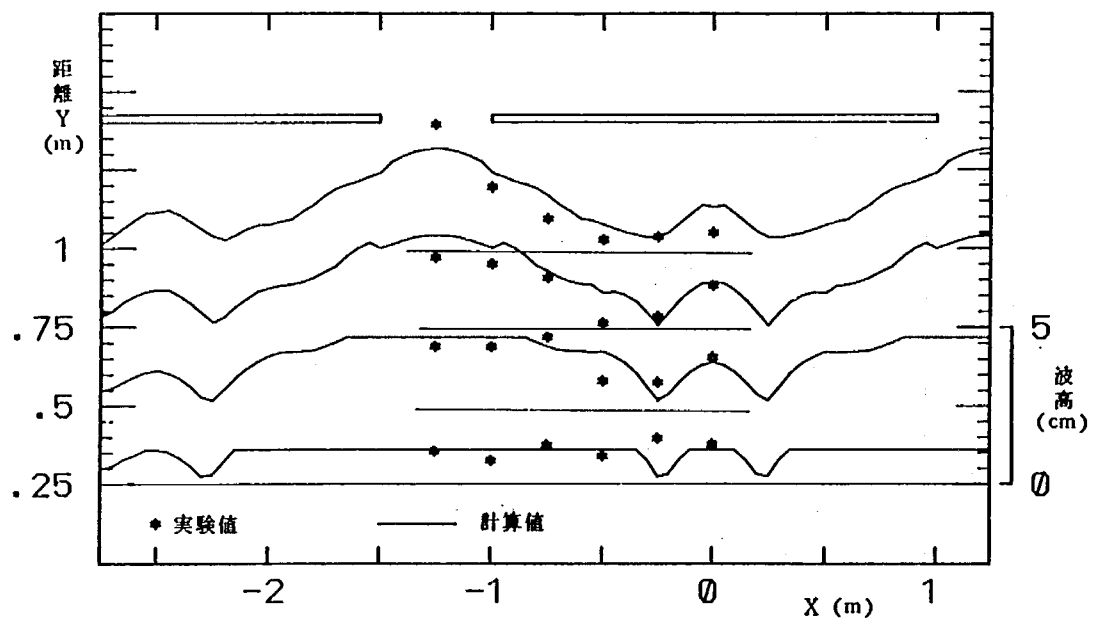


図- 5.3.14 離岸堤背後の波高（不透過堤開口部 $X_1 = 1.0 \text{ m}$, $H_0 = 3 \text{ cm}$ ）

の位置を最も岸側の測線として 0.25 m 間隔で 4 本の測線が配置されている。縦軸に示される小目盛は波高 1 cm に対応しており、波高は大目盛で示される測線位置を原点として表示される。実線で描いた波高分布は計算結果であり、沿岸方向に 0.25 m ピッチでプロットした点は実験波高である。計算結果と実験結果の比較を目的としたため、図- 5.3.14～5.3.16 に示す透過式離岸堤の透過率は実測値を用いた。また、これらの図は群堤を対象としている。この場合の群堤とは、長さ X_d の離岸堤を 3 基、開口幅 X_1 で等間隔に配置したものであり、実験値がプロットされている場所は真

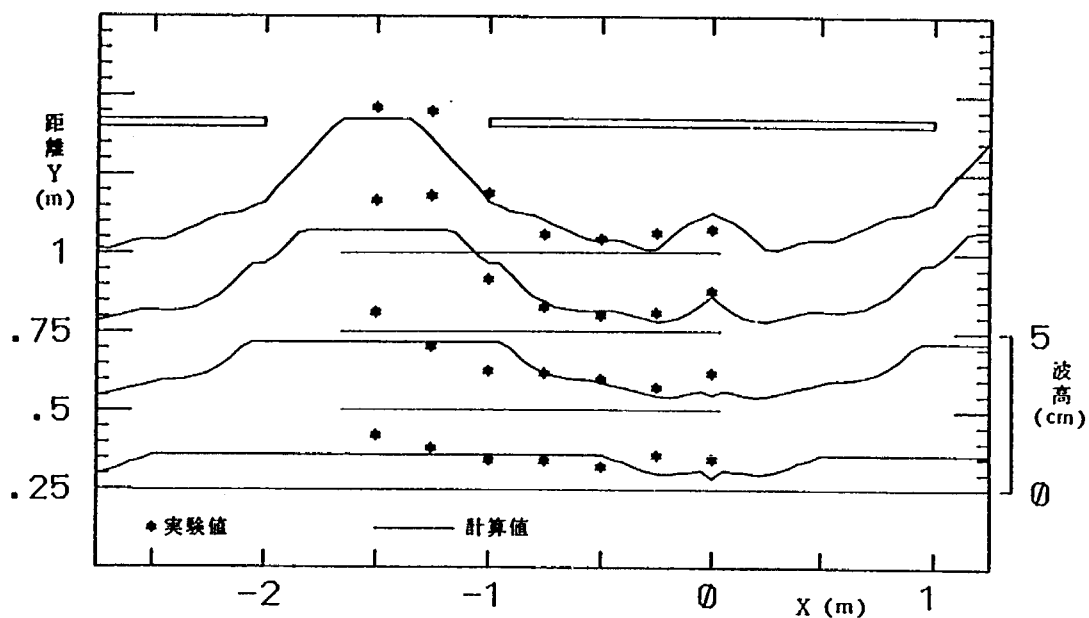


図-5.3.15 離岸堤背後の波高 (透過式半無限堤; $H_0 = 3$ cm)

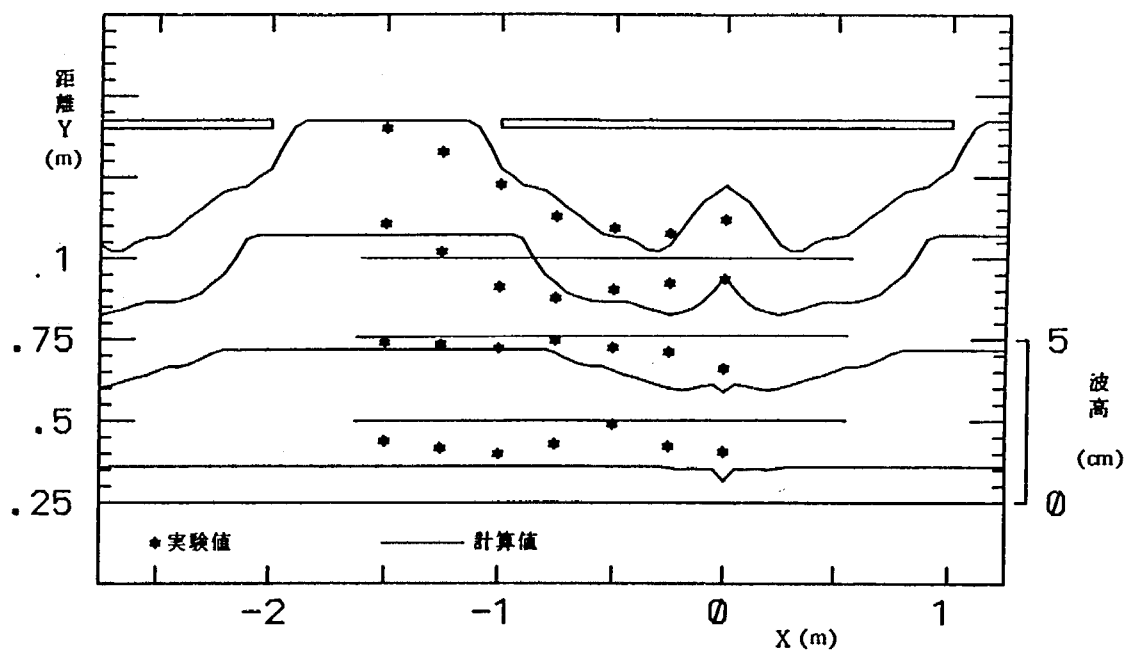


図-5.3.16 離岸堤背後の波高 (透過式半無限堤; $H_0 = 9$ cm)

中の離岸堤の左半分である。紙面の都合から、全ての実験ケースに対する計算結果と測定値の比較図を示すことはできないが、その結果についてまとめれば次のようになる。

- ① 砕波帯内に設置された構造物背後の回折波高を求める場合にも離岸堤位置の波高を入射波高として用いればよいことが、図-5.3.13 から確認される。
- ② 離岸堤背後の波高データから求めた透過率が妥当なものであることが、図-5.3.14～5.3.16 から確認される。

- ③ 開口部での実験波高と計算波高の間には系統的な差が見られたため、開口部背後の各測線に対する実験最高波高のMicheの最高波高に対する比率を計算して、表－5.3.3にとりまとめた。群堤に関するデータを開口幅別に整理したもので、表中に示す数字は波高比率の平均値およびその変動範囲である。なお、対象測線としてSet-upの影響を強く受ける離岸距離0.25mの測線は除く。開口幅が狭い場合、波高はMicheの最高波高より低くなる傾向がある。また開口幅が広がると波高はMicheの進行波の最高波高より高くなる。開口幅が狭い場合については、半無限堤端の回折波の重ね合わせの精度が落ちるためであり、開口幅が広い場合の問題は開口部両端からの回折波による斜め重複波の砕波が原因である。
- ④ 離岸堤背後の回折領域で波高推定の精度が低くなる。原因の1つは、(2)波峰線で述べたように波の位相である。回折領域ではいくつかの波が合成されるが、入射波のような卓越した波高を有する波がないため、波の位相推定が重要である。もう1つの原因として、入射領域から回折領域へのエネルギーの移動が考えられる⁵⁾。後者の原因により沿岸方向の波高分布は平滑化される。
- ⑤ 砕波現象や回折現象は非常に複雑であることを考慮すれば、今回検討した波高計算モデルは1次近似値として十分な精度を有すると考えられる。

表－5.3.3 開口部での実験波高と計算波高の比較

(単位：%)

入射沖波波高 (cm)	開 口 幅		
	$x_i = 0.5 \text{ m}$	$x_i = 1.0 \text{ m}$	$x_i = 1.5 \text{ m}$
3	73 (57~93)	125 (110~141)	136 (107~173)
6	82 (72~98)	104 (95~114)	120 (110~136)
9	84 (76~100)	104 (90~114)	103 (88~113)

5.3.4 まとめ

離岸堤背後の波高を計算するモデルの開発を行った。波高計算モデルを用いて透過式離岸堤群背後の波高計算を行い、実験結果と比較した。その結果、波高計算モデルは1次近似値として十分な精度を有することが確認された。

参 考 文 献

- 1) 沼田 淳：ブロック堤の消波効果に関する実験的研究，第22回海岸工学講演会論文集，pp. 501~505，1975.
- 2) 服部昌太郎・堺 和彦：ブロック積み防波堤の波高伝達率に関する実験的研究，第20回海岸工

- 学講演会論文集, pp.55~61, 1973.
- 3) 高橋昭七: 離岸堤による漁港の波浪遮蔽効果について, 第17回海岸工学講演会論文集, pp.91~96, 1970.
 - 4) 新田新太郎: 透過性離岸堤の機能についての研究〔I〕—離岸堤周辺の流れについての実験的研究—, 第24回海岸工学講演会論文集, pp.235~239, 1977.
 - 5) 三井 宏・豊田裕作: 2方向からの入射波の砕波について, 第31回海岸工学講演会論文集, pp.20~24, 1984.
 - 6) 高山知司・永井紀彦・西田一彦: 各種消波工による越波流量の減少効果, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第2号, pp.153~205, 1982.
 - 7) 首藤伸夫: 海の波の水理, 新体系土木工学24, 技報堂出版, p.217, 1981.
 - 8) 首藤伸夫: 非線型長波の変形—水路幅, 水深の変化する場合—, 第21回海岸工学講演会論文集, pp.57~63, 1974.
 - 9) 合田良実: 浅海域における波浪の砕波変形, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 第3号, pp.59~106, 1975.
 - 10) Bowen, A.J., Inman, D.L., Simons V.P.: Wave Set-down and Wave Set-up, J. G. R. Vol. 73, pp.2569~2577, 1968.
 - 11) 橋本 宏: 緩斜面上の波のうちあげ, 海岸, 22巻, pp.165~172, 1982.
 - 12) Goda, Y.: Wave forces on a vertical circular cylinder: Experiment and Proposed Method of Wave force computation, Rept. Port and Harbour Res. Inst., No 8, pp.1~74, 1964.
 - 13) Shuto, N. and H. Hashimoto: Hydraulic resistance of artificial blocks, Coastal Engineering in Japan, JSCE, Vol. 13, pp.43~54, 1970.

6. 副離岸堤周辺の波，流れ，地形変化の観測

6.1 まえがき

近年，3次元海浜変形予測モデルの開発が精力的に進められるようになった。3次元モデルは汀線変化モデルなどと比較すると，複雑な形状を持った海岸構造物の周りの海浜変形を予測する上で有効と考えられる。現在までにモデルはいくつか提案されているが，十分な精度を持って現地海岸への適用が図られるにはいまだ少し時間を必要とするのが現状である。現地海岸への適用が十分でない理由としては，モデル自身の問題もさることながら，現地データの不足のために十分な検証を行うことができない点もあげられる。

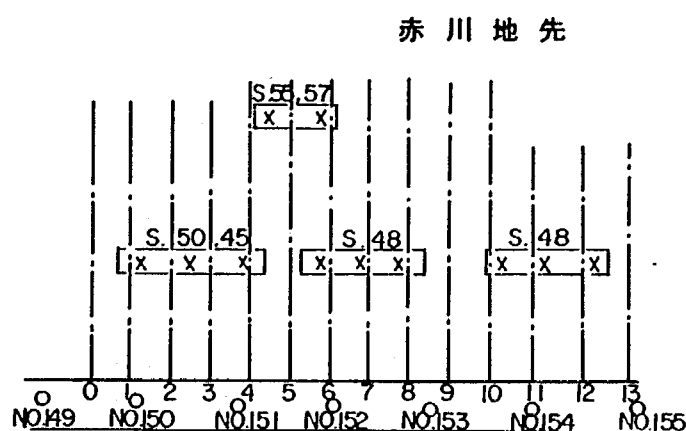
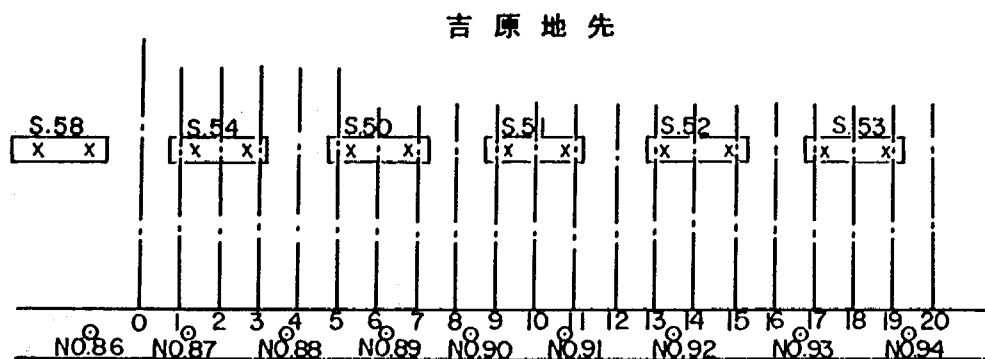
本研究は，現地海岸において離岸堤周辺の波，流れ，地形変化の観測を行い，離岸堤周辺で生ずる特徴的な海浜変形特性を明らかにするとともに，種々のモデルに対する検証データを得ることを目的としている。このため富山県の下新川海岸において2ヶ年にわたり現地観測を実施した。

一方，最近離岸堤の開口部の越波防止対策として利用されつつある副離岸堤についてはその効果や影響が十分把握されているとは言えない現状がある。よってその機能を調べるために副離岸堤周りの波，流れ，地形変化の観測も実施した。この結果，副離岸堤の背後の開口部より副堤へ向かう離岸流が発達することが明らかになった。この流れは，興味深いためにさらに固定床水理実験を行って調べた。実験によると，開口部より副堤に向けて現地海岸と同様に離岸流が発生した。結局，実験と現地の流況とが良好な一致を見ることがわかった。

6.2 観測方法

観測は，下新川海岸の吉原地先と赤川地先で行った。観測項目は波高観測，流況観測および深浅測量である。まず最初に両地先の離岸堤，副離岸堤の配置状況を示したのが図－6.2.1である。吉原地先には6基の離岸堤が設置されている。離岸堤の平均諸元としては，堤長が100m，開口幅が52m，離岸距離が70または80mである。観測を行ったのは左側から2番目の離岸堤である。図中○印で示す位置ではスタジア式波高計により波高観測を行って離岸堤の波浪減殺効果を調べた。また離岸堤周辺でフロートによる流況観測を実施した。フロート観測は文献¹⁾と同様なフロートを用い，3台のトランシットで20秒間隔にフロートの位置を測角して定めた。一方，赤川地先では副離岸堤周辺で観測を行った。この地先には図示するように離岸堤長160m，130mで離岸40mの離岸堤（以下一線堤と呼ぶ）の開口部沖に堤長82m，離岸距離100mの離岸堤が設置されている。流況，波浪観測はこのうち右側の離岸堤を中心とする領域で行った。両地先における波浪，流況観測は昭和57年12月28日より59年2月17日までの間に各々9回ずつ行われた。

深浅測量は，図－6.2.1に鎖線で示された測線において延べ5回行った。測量時期は57年12月58年2月，3月，10月，および59年3月である。深浅測量の測線間隔は40mである。

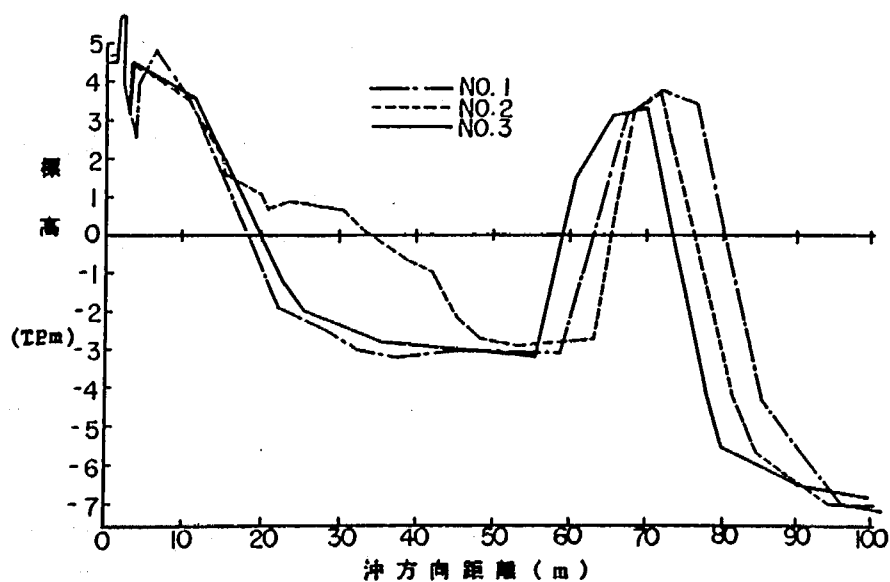


図－6.2.1 離岸堤と測線配置

6.3 観測結果

6.3.1 離岸堤背後の海浜断面の変化特性

まず最初に海浜断面の変化特性について論ずる。図－6.3.1は流況波浪観測を行った離岸堤付近の



海浜横断面図（吉原地先，測線No.1～No.3）

海浜横断形状を示したものである。横断形は3つ示されているが、その位置は図-6.2.1に示したようにNo 2が離岸堤中央の断面であって、No 1, No 3はNo 2より各々左右に40m離れた断面である。断面形は基準点を合せて書かれている。基準点より離岸堤の天端沖側の肩までの距離は、No 1, 2, 3の順に短くなっているが、これは離岸堤が基準線に対してやや傾いていることを表わしている。3測線とも離岸堤の岸側堤脚水深は約3mであって、その付近に平坦面が存在する。それより岸側の地形については、No 2ではトンボロが発達しているため大きく盛り上っている。断面の前浜勾配を比較すると開口部に近い測線No 1, 3の方がNo 2よりも急になっている。

測線No 1, 3では、トンボロの形成が見られないが、離岸堤建設前の断面形が沿岸方向にほぼ一様であったと仮定すると、中央断面の離岸堤建設前の形状はNo 1, 3に限りなく近かったと推定される。

すなわちこの仮定のもとでは、図-6.3.1の断面図は、測線No 2があたかも時間的に変化したかのように見ることもできる。このとき見かけ上の汀線変化量 ($|dy|$) と断面積変化量 ($|dA|$) とが求まる。図-6.3.2は両者の相関関係を示したものである。両者の相関関係より次式が得られる。

$$|dA| = 4.0 |dy| \dots\dots\dots (6.3.1)$$

ここに dA , dy の単位は各々 m^2 , m である。式 (6.3.1) の係数値は漂砂の移動高 (h) を与えるが、この場合 $h = 4.0 m$ となる。

以上の結果は、断面形状の沿岸方向の変化より漂砂の移動高を算出したものであったが、通常行われているように断面形状の時間的変化より移動高を計算することもできる。

図-6.3.3は、トンボロの成長が著しい測線において汀線変化量 (dy) と断面積の変化量 (dA) の関係を調べたものである。計算では昭和57年12月を初期値とし、これより昭和58年2月, 3月, 10月および昭和59年3月までの変化量を求めた。また計算に用いた測線番号は、吉原地先のNo 1, 2, 6, 9, 10, 13, 14, 15, 17, 18, 19と赤川地先のNo 29, 30とした。図-6.3.3によると、データにばらつきはあるが

$$dA = 4.0 dy + 8 \dots\dots\dots (6.3.2)$$

なる関係が得られる。ここに dA , dy の単位は各々 m^2 , m である。移動高 h は式 (6.3.1) の場合と同様に $4.0 m$ となる。海浜断面形状の時間的変化より求めた移動高と、場所的変化より求めた移動高は良い一致を示している。このことは、移動高が時間的、場所的にあまり変化せず、離岸堤背後の海浜形状にのみ依存することを意味する。ところで、この値は他の海岸、例えば駿河海岸¹⁾で得られた

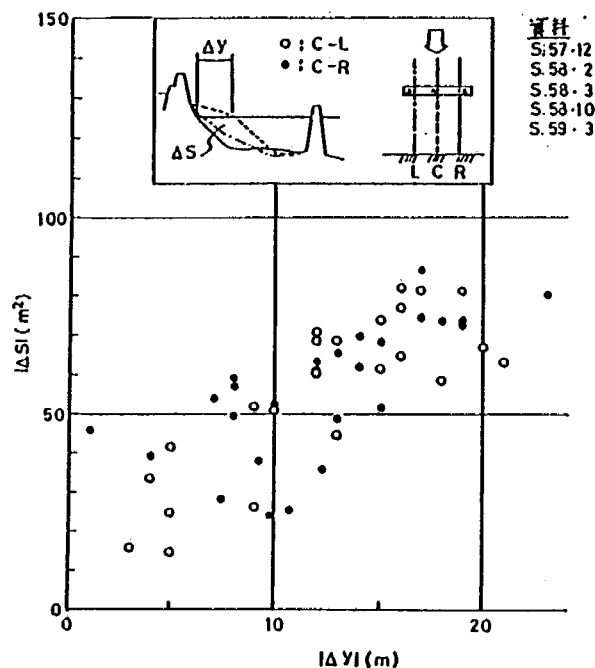
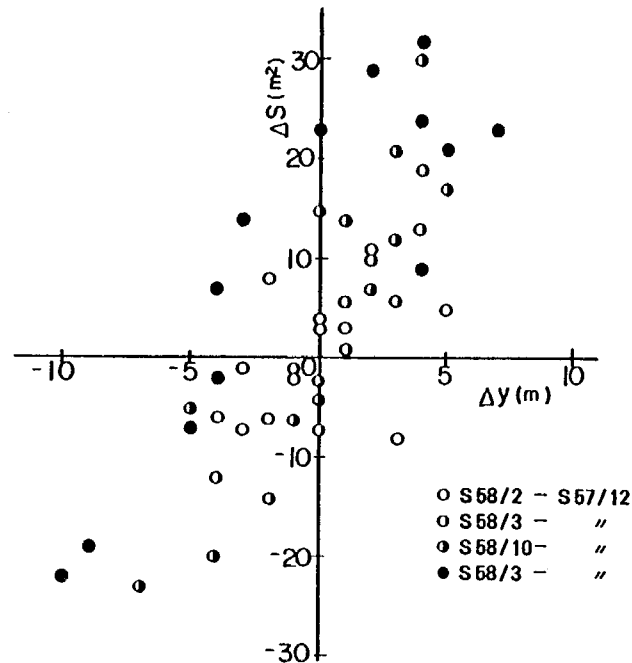


図-6.3.2 汀線変化量と断面積変化量の相関図 (吉原地先)



図－6.3.3 汀線変化量と断面積変化量の相関図

8 mなどと比較するとずっと小さな値である。この理由はここで扱っている海浜変形が、離岸堤による遮蔽効果により全体として離岸堤より岸側部分に限られているためである。

次にトンボロの移動とそのときの断面形状の変化について調べる。図－6.3.4は吉原地先の昭和51年度に建設された離岸堤背後の汀線と断面形状の変化を示す。地形変化は、昭和57年12月から昭和59年3月まで15ヶ月間のものである。まず汀線変化に着目すると、離岸堤背後のほぼ中央にあったトンボロが波の作用により変形し、トンボロの右側面に侵食、左側面に堆積が生じたことがわかる。汀線の後退した部分と前進した部分の面積を比較すると、堆積部分の方が大きく、平面的には均衡がとれていない。

汀線変化に対応する海浜断面形状の変化は図－6.3.4の下段に示されている。その測線位置は上段の図に示す測線No 9, 10である。実際にはトンボロ中央付近の断面形状の変化を測定することができれば最良のデータを得ることができたが、測線No 9, 10はトンボロのやや両端に近い所に位置している。トンボロの右側の測線No 10では侵食が生じたが、この場合大きな地形変化は陸上部から水深1 m付近までで生じていることが特筆される。一方、No 9ではこれと対象的な変化が生じている。すなわち土砂の堆積は海面下で生じ、深い部分の断面積変化量が大きい。結局、この離岸堤背後のトンボロの変形は、陸上部からごく浅い所までが侵食され、一方堆積するときは離岸堤背後の比較的水深の大きい部分より変化が生じたことがわかる。

6.3.2 離岸堤の波浪減殺効果

波浪減殺効果の測定は、吉原地先と赤川地先の離岸堤より各1基ずつ選択して行った。測定を行ったのは図－6.2.1で離岸堤前後に○印を付けた付置である。波高観測は、吉原では昭和57年12月28日より昭和59年3月19日まで延べ9日間、赤川地先では58年2月17日より59年3月7日まで延べ9日間行った。各地先での波高測定回数は54回であり1日平均6回の測定を行った。

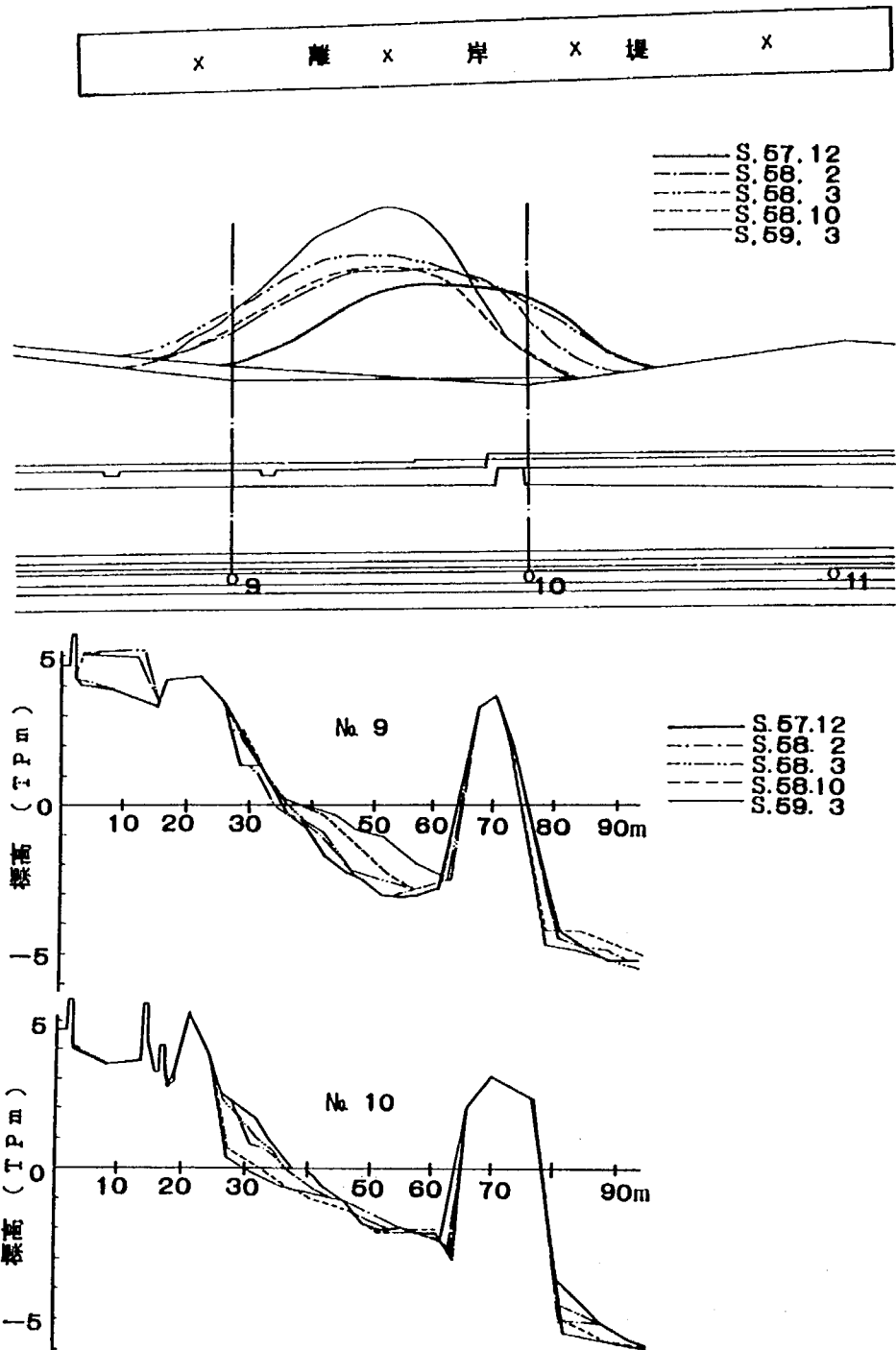


図-6.3.4 吉原地先におけるトンボロの移動状況図

図-6.3.5は、測定値より透過率 (H_2/H_1) と沖波波形勾配の関係を調べたものである。ただし、 H_1 は離岸堤前面の入射波高、 H_2 は透過波高である。データは相当大的なばらつきを有するが、両地点のデータともに H_0/L_0 が大きくなるほど透過率が小さくなる傾向が表われている。また吉原地先と赤川地先の比較では全般に赤川地先の方が透過率が低く、波浪減殺効果が大きいことがわかる。この原因を調べるために離岸堤の諸元の比較を行い、表-6.3.1にとりまとめた。なお表-6.3.1中の吉原地先の前面および背面水深は図-6.3.1に示された昭和58年2月の断面図より、また赤川地

先の値は後述する図-6.3.11に示された57年12月の断面より定めた。

表-6.3.1によると諸元には相当の差があるが、吉原地先の離岸堤の透過率を著しく大きくする効果を持つものが3点あることがわかる。すなわち、吉原の方が堤長が短く、回折波の作用を受け易いこと、また前面・背面水深とも大きいこと、および天端幅が短いことである。透過率には以上の3点が影響するが、とくに前面・背面水深の大きいことが重要と考えられる。

6.3.3 離岸堤および副離岸堤周辺の流れの特性

吉原、赤川地先における流況観測は、各々9回づつ行った。これらの観測日は表-6.3.2, 6.3.3のようにまとめられる。流況観測は原則として波浪観測と同一日に実施した。まず表-6.3.2は吉

原地先の観測日の一覧である。表には波高観測の結果より求めた日平均値も併せて表示してある。なお表のデータ個数とは入射波高または透過波高を定めるのに用いたデータ数である。観測は入射波高が0.67 mから1.10 mの間で行われたことになる。流れのタイプとは、観測された流れを4種類に分類したものである。各タイプの特徴は図-6.3.6に示される。タイプAは開口部より離岸流が発達する。タイプBは流れが全体として右方向に向かうが、離岸堤背後の流れは離岸堤下手側より斜め沖向きに流出する。タイプCは離岸堤の沖も岸側も左方向へ向かう。タイプDは離岸堤の岸側と沖側とで逆の方向に流れるものである。表-6.3.2によると、各タイプの発生割合はタイプAが45%、タイプBが33%とこの両方で78%を占める。タイプC、Dは各々11%と頻度は低い。結局、タイプ分類によるとタイプAが卓越しているので、後にタイプAの流れを詳しく調べることにする。

同様に表-6.3.3は赤川地先の観測日一覧である。表の様式はほぼ表-6.3.2と同様である。データ個数の欄が1つなのは、入射波と透過波高の計算に用いた観測回数が同一であるからである。赤川

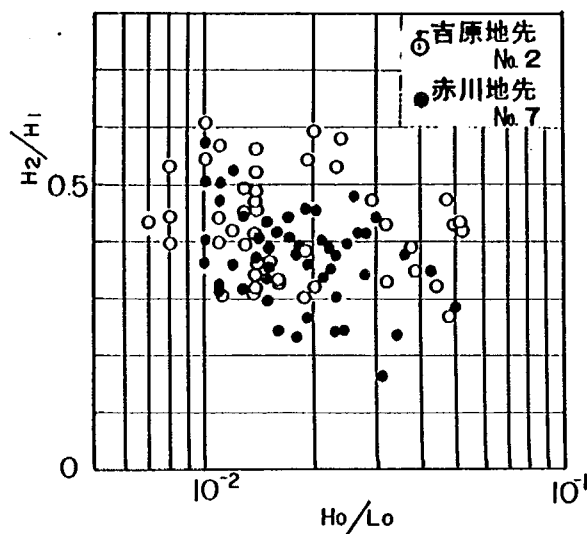


図-6.3.5 沖波波形勾配と透過率の関係

表-6.3.1 離岸堤諸元の比較

地先名	堤 長	離岸距離	天端幅	天端高	ブロック種類	積み方
吉 原	101 m	70 m	6.75 m	2.7 m	21 t 六 脚	層 積
赤 川	130	40	7.00	2.7	16 t テトラ	乱 積
地先名	前面水深 (h_1)		背面水深 (h_2)		h_2/h_1	
吉 原	7.0 m		3.3 m		0.39	
赤 川	2.7		1.3		0.39	

表-6.3.2 吉原地先での観測日の一覧表

番号	観測日	データ個数	入射波高	周 期	データ個数	透過波高	周 期	流れのタイプ
1	57年12月28日	6	0.67 m	5.7 sec	2	0.25 m	5.6 sec	A
2	58年3月11日							D
3	3月22日	6	1.04	4.6	9	0.36	5.6	C
4	10月27日	6	0.87	3.8	6	0.39	4.4	B
5	12月2日	6	1.10	9.0	6	0.48	8.2	A
6	59年1月30日	6	0.82	6.5	6	0.37	6.8	A
7	2月19日	6	0.91	6.6	6	0.37	7.4	A
8	3月8日							B
9	3月17日							B

表-6.3.3 赤川地先での観測日の一覧表

番 号	観 測 日	データ個数	入射波高	周 期	透過波高	周 期
1	58年2月17日	3	1.37 m	6.6 sec	0.30 m	6.2 sec
2	3月15日	7	1.08	4.8	0.37	6.2
3	3月16日	5	1.11	6.8	0.42	7.4
4	10月30日	6	1.06	6.4	0.49	6.8
5	11月30日					
6	12月27日	6	1.45	8.0	0.62	8.2
7	59年1月31日	6	0.95	6.2	0.33	6.8
8	2月20日	6	1.08	7.8	0.37	7.9
9	3月7日	6	1.31	6.5	0.43	5.8

地先の流況観測では全ケースにおいて副堤背後の開口部より離岸流が観測された。したがって、吉原地先のように流況のタイプ分類は行わなかった。代表的流況としては3例の結果を示す。

まず最初に図-6.3.7は吉原地先の離岸堤周辺の流れの代表例として昭和59年2月19日（第7回観測、タイプA）の流況を示したものである。離岸堤周辺の海底地形特性としては、堤背後にトンボロが形成されており、また開口部は深くなっている。流れとしては、離岸堤背後では弱いが、

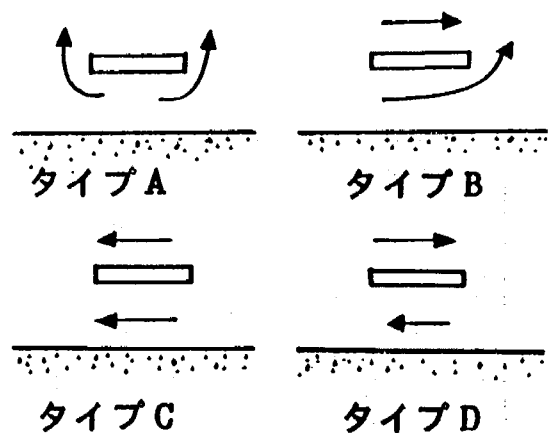


図-6.3.6 4種類の流れのパターン

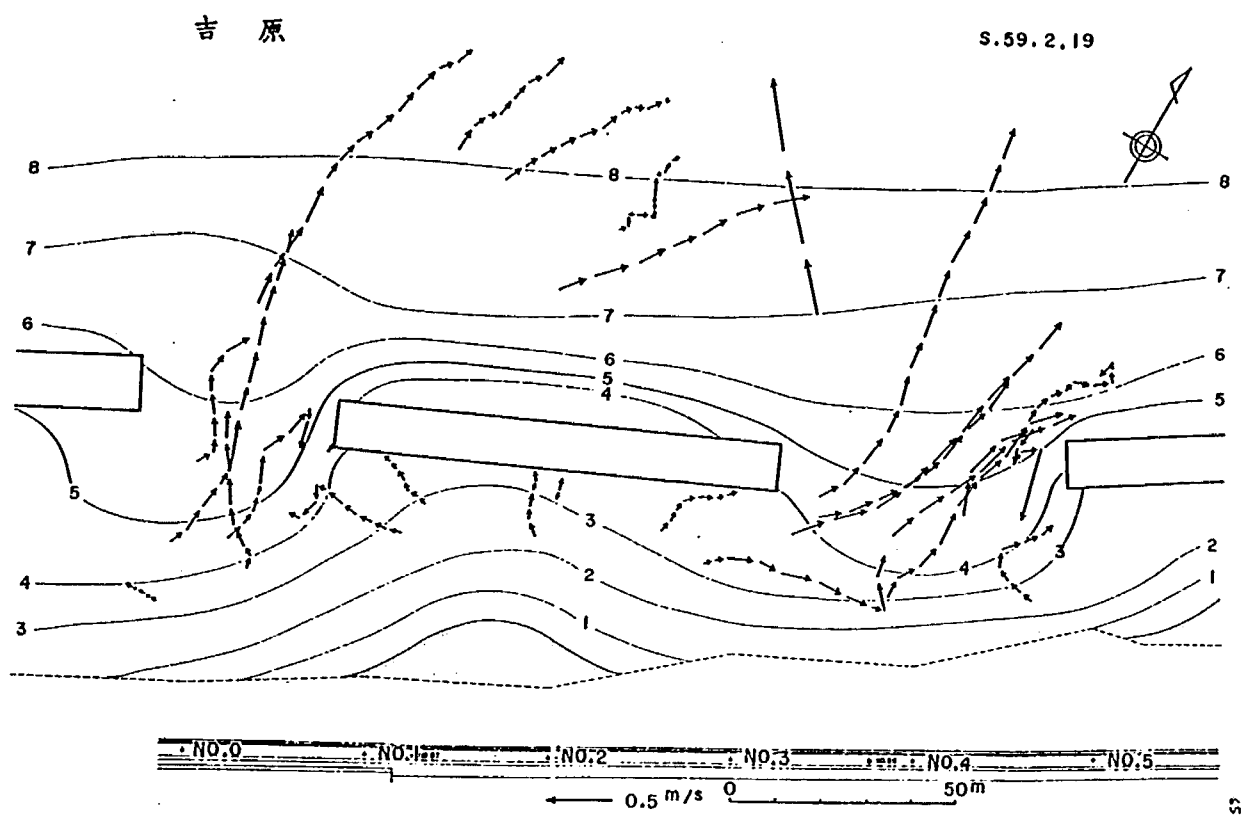


図-6.3.7 離岸堤周辺の海浜流 (昭和59年2月19日観測)

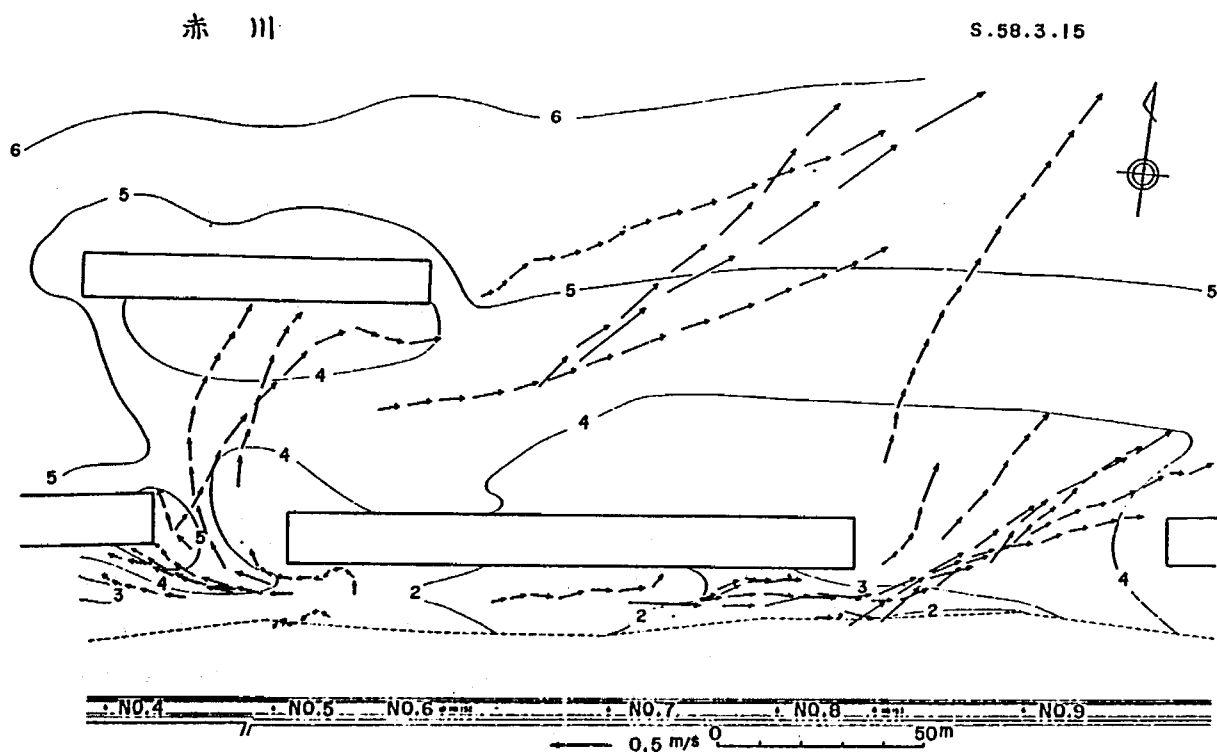


図-6.3.8 副離岸堤周辺の海浜流 (昭和58年3月15日観測)

背後より開口部へ向いた流れがあり、開口部では相当強い離岸流が発達している。離岸流の方向は2ヶ所ともやや東に向いている。これは測定はしていないものの、波が西側より入射し、そのため下手へ向いた流れとなったと推定される。離岸流は相当強いが、離岸堤の沖合の等深線形状より判断する限り、堤内の土砂が沖向きに流出して直接堆積した形跡はない。

次に副離岸堤周辺の流れの特性を明らかにする。データとしては表-6.3.3中の第2,5,8回目の観測結果を用いる。まず、図-6.3.8は58年3月15日の観測結果である。図中の深浅図は同月20日の測量による。このときの入射波高は1.08m、周期が4.8秒である。離岸堤の開口部より副堤方向への沖向き流れが存在する。この流れは副堤によって阻止されて方向を変え、その後は副離岸堤と平行に流れている。また、一線堤背後では中央やや左側を境に流向が変化し、それぞれ開口部方向へ向いた流れがある。海底形状については、副堤の背後部がやや浅くなっている。副堤の右側の5mの等深線はこののち岸側に近寄って来るがこの段階ではまだ基準線と平行である。

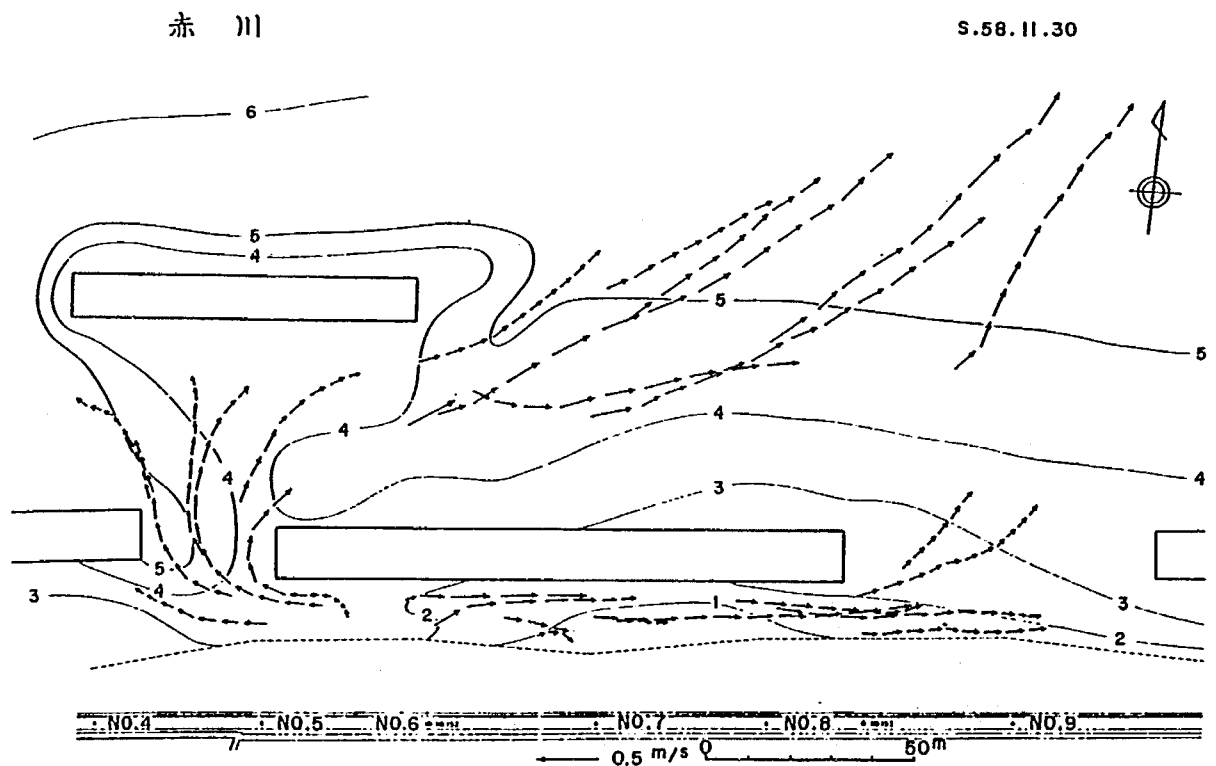
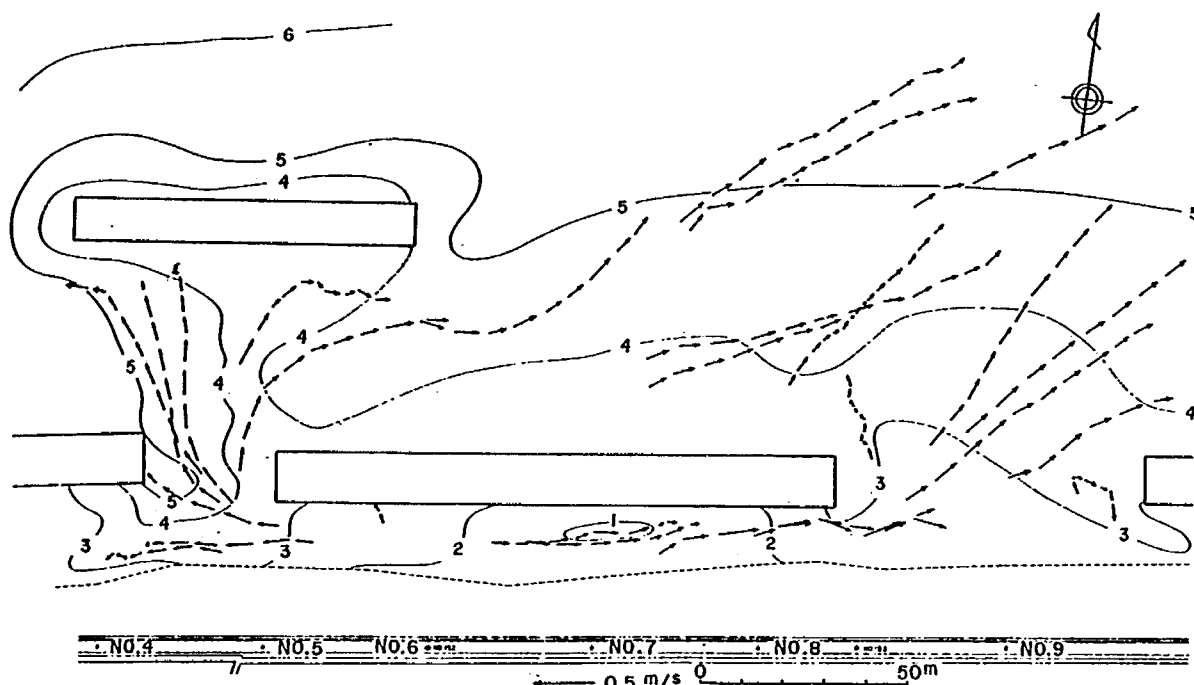


図-6.3.9 副離岸堤周辺の海浜流（昭和58年11月30日観測）

図-6.3.9は第5回観測の結果である。図中の深浅図は58年11月1日の測量結果である図-6.3.8と比較すると流況は非常に良い一致をみている。副離岸背後の開口部からの離岸流の発達やその後の流況、および一線堤背後での流向の変化点などはとくに良く対応する。等深線については、副離岸堤と一線堤の間で楔状に岸向きに入り込んで来ていることに特徴がある。しかし副離岸堤の背後はこの時期においても浅くなっている。また一線堤背後も大部浅くなっている。

図-6.3.10は第8回目の観測結果である。深浅測量は3月6日に行われている。流況観測時の波浪条件としては、入射波高が1.08m、周期が7.8秒であった。図-6.3.10の流況特性も図-6.3.8.



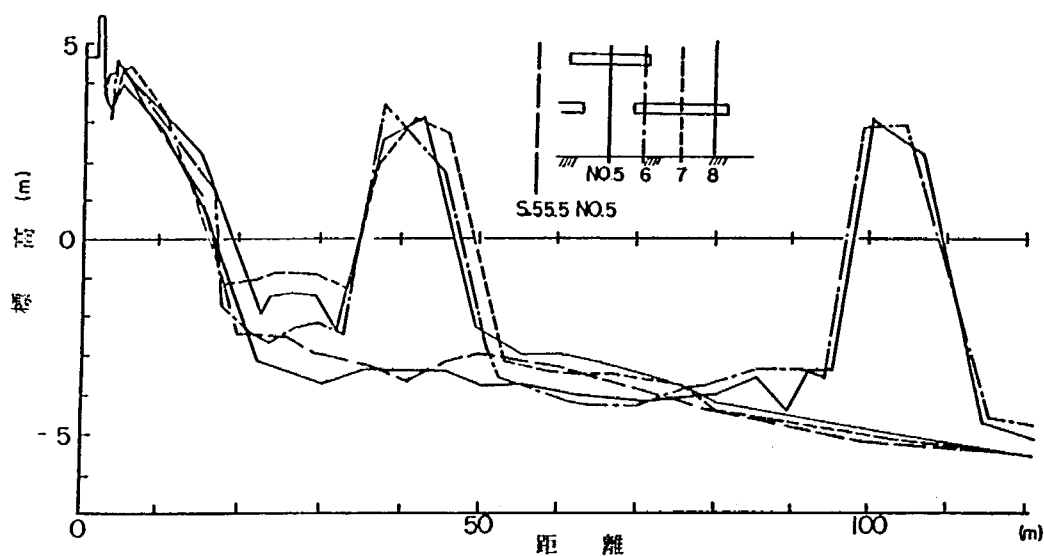
図一 6.3.10 副離岸堤周辺の海浜流（昭和59年2月20日観測）

6.3.9と良い一致を示している。等深線の変化を系統的に調べると、時間の経過とともに副離岸堤右側の5mの等深線に変化が生じており、洗掘が生じたことがわかる。以上のように3例の流況は特性が非常に良く一致しており、しかもここでは省略したが、他の6回の観測でも同様な特徴が得られたことから判断すると、ここで図示した流況は副離岸堤周辺の一般特性を良く表わしていると考えられる。さらに、副離岸堤背後では常に副離岸堤へ向いた流れが存在し、しかも副離岸堤手前で流れは減速し、また、副離岸堤背後では波高が低いために、副離岸堤の背後には土砂が堆積すると考えられる。

6.3.4 副離岸堤周辺の横断形状

図一 6.3.11は副離岸堤周辺の横断形状の比較を行ったものである。測線No.5は一線堤の開口部中央、測線No.6は一線堤と副堤両者と交わる測線である。さらに測線No.7は一線堤の中央断面を、またNo.8はその外側の測線である。

測線No.5では一線堤の開口部が深くなっており、離岸堤背後部でNo.6と比較すると1m以上も深い。離岸堤より岸側の範囲ではNo.5, 6, 7の順に海底面が上昇し、その後No.8では再び海底面高が低下する。これは離岸堤背後にトンボロが形成されているためである。離岸堤と副堤の間の範囲について調べると、副堤より離れたNo.8と副堤中央のNo.5とが対照的となっていることに気付く。すなわちNo.5では開口部のすぐ沖が深く、副堤背後では逆に浅くなっている。測線No.8ではこの逆である。副堤建設前の昭和55年5月の測量では断面形状はほぼNo.8の断面形と同一であった。このことを考慮すると測線No.5では開口部沖が洗掘され、副離岸堤手前では土砂が堆積したことがわかる。堆積厚は約1m



図－ 6.3.1.1 海浜断面形状の比較

である。この部分に土砂が堆積した理由としては、ここは副堤の静穏領域であり、かつ図－6.3.1.0に示したように開口部からの離岸流が副堤と当たって減速する領域にあるためと考えられる。

6.4 副離岸堤周辺の流れに関する実験

6.4.1 実験方法

6.3節では赤川地先における副離岸堤周辺の流れの状況を明らかにしたが、副離岸堤の機能についてはなお不明な点が多い。このため水理模型実験により副離岸堤周辺の波高分布と流況を調べることにした。この場合、対象海岸としては赤川地先を取り上げるが、現地海岸の海浜形状は複雑であり、模型製作が相当難しい。よって実験では現地海岸の基本的特性を失わずに条件をできるだけ単純化し、^(フルード則のもとで)1/50の縮尺で模型を製作した。模型の平面形状は1/50の縮尺で縮小したが、海底勾配は1/20の一樣勾配を選択した。入射波の条件としては現地の波高が有義波高で0.6～1.5 m程度であることを考慮して、入射波高を約3.5 cmとした。また周期は1.13秒とした。

実験の測定項目は流況測定、波高分布測定および平均水位分布測定である。流況は多数のフロートを投入し、その拡がり写真を撮影して求めた。撮影は3波おきに1回行った。波高、平均水位の測定は容量式波高計を用い、沿岸方向に2測線、岸沖方向に1測線の合計3測線で測定した。

実験に用いた平面水槽は幅が16 m、長さが21 mのものであり、その中央に離岸堤2基と副堤1基を配座した。

6.4.2 実験結果

流況の測定結果は図-6.4.1に示される。図より次の特徴が見出される。まず、一線堤の開口部よ

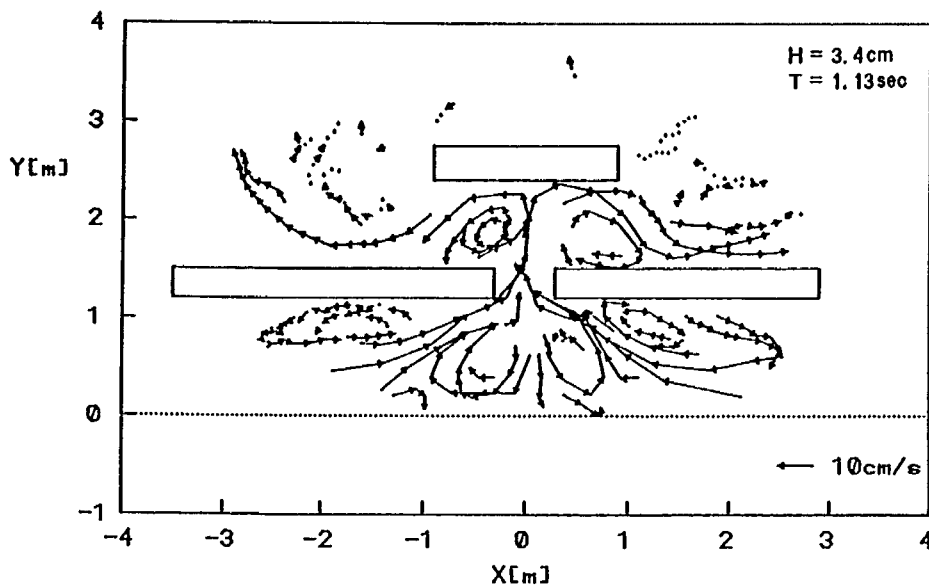


図-6.4.1 副離岸堤周辺の海浜流（実験）

り副堤方向へ強い離岸流が生じており、その現地換算での流速は約 1 m/s のオーダーである。またこの流れに対する補償流として一線堤背後よりその開口部へ向って強い流れが生じ、両方向からの流れが開口部中央で出合う。また開口部よりやや岸側では岸向きの流れが存在するために、全体として一対の循環流れが形成される。さらに一線堤の背後では開口部へ向いた流れの反流として大規模な渦流が見られる。

一線堤の開口部を通過する冲向き流れは、副離岸堤により流れが阻害されるために副離岸堤に沿う流れに変化する。副堤の存在区間ではそれに沿って流れるが、副堤の外側では一線堤の沖側に沿って流れている。また副堤と一線堤の間にも一対の循環流れが見られる。

実験では離岸堤の諸元は原則として現地海岸の条件を一定の縮率のもとに定めたが、海底形状は複雑な海浜地形の模型を作ることは困難であったために、 $1/20$ の一様勾配を選択した。したがって現地データとの定量的比較を行うことは難し

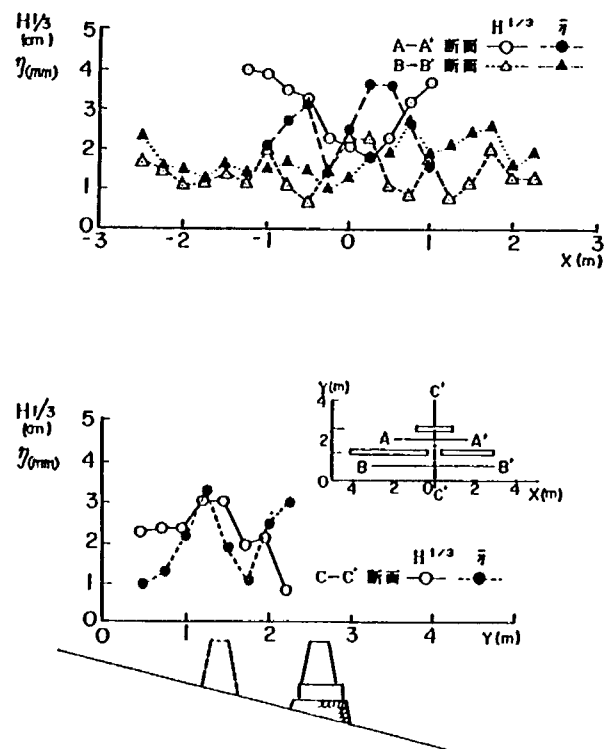


図-6.4.2 副離岸堤周辺の波高・平均水位の分布

いが、流れの基本的特性は再現しうると考えられる。よってこのような見地より現地データと実験値との比較を試みる。

現地データは3例ともほぼ同様な特徴が得られているので図-6.3.8に示した58年3月15日の観測値を代表値と考える。図-6.4.1と図-6.3.8を比較すると、実験、現地データともに一線堤開口部より副離岸堤方向への離岸流が見られる点は良く一致する。一線堤背後から開口部へ向かう流れの存在も両者で良く似ている。しかし実験では、一線堤や副離岸堤の背後に3組の循環流が生じているが、現地データではこのような流れは生じていない。この主たる原因は、現地の海底が急深であるのに対し、実験では1/20と緩勾配斜面であったために、碎波形態が異なったことによると考えられる。

さらに図-6.3.8に示す一線堤背後では、右の開口部に向いた流れがある。これは赤川地先の離岸堤より82m離れた位置に東草野地先の離岸堤があり、そのため右側の開口部方向への流れが生じたわけである。ところが、実験では一線堤として2基のみの離岸堤を設置したため流れが副離岸堤背後に集中した。これは実験による流速値が現地の値よりも大きかったことの一つの理由を与える。

最後に副堤周辺の波高と平均水位の分布を明らかにする。図-6.4.2は副離岸堤周辺の代表断面に沿う波高と平均水位の分布を示す。代表断面は3つ選ばれており、A-A'断面は副堤と一線堤の間の沿岸方向測線を、B-B'断面は一線背後の沿岸方向測線を示す。またC-C'断面は副堤と一線堤の開口部中央を通る断面である。まずA-A'断面をみると副堤の左右での入射波高約3.9cmに対し、中央では約1.9cmと波高が約1/2に小さくなっていることがわかる。これは副離岸堤による波浪減殺効果によるものである。C-C'断面の波高分布については、副堤背後では波高が低い、開口部では3cmと高くなり、その後再び減少する。波高が岸向きに増大したのは、副離岸堤からの距離が増加するとともに副堤の端部からの回折波が到達するようになるためである。一線堤背後の波高分布はB-B'断面に示されるが、これによると一線堤の開口部でやや波高が高いものの、開口部で著しく高い波高は生じていない。これは副離岸堤の波浪減殺効果が現われたものと考えられる。

波高分布は以上のとおりであるが、図-6.4.2には波高分布と同時に測定された平均水位分布も示されている。水位も3断面で測定したが、代表的にB-B'断面の分布を示した。平均水位は沿岸方向に勾配を持っており、副離岸堤背後の開口部で最も平均水位が低く、両側に向けて水位が上昇している。水面勾配は、流れを加速する方向についていることがわかる。

6.5 結 論

本研究によって得られた結論は次のとおりである。

- ① 離岸堤付近の海浜断面形状の時間的変化より断面積変化量と汀線変化量を求め、両者の相関より漂砂の移動高(h)を定めた。結果は $h = 4.0$ mであった。
- ② 同じく海浜断面形状の沿岸方向変化からも移動高が求められ、①と同一の結果が得られた。このことは、移動高が時間的、場所的にあまり変化せず離岸堤背後の海浜形状にのみ依存することを意味する。
- ③ トンボロが変形する場合、侵食部では主として陸上部より侵食が生じ、堆積域では逆に海中部より堆積が始まるという特性が明らかになった。
- ④ 離岸堤の波浪減殺効果を2ヶ所で観測した。測定結果によると、透過率は平均的に0.3～0.5の

間にあることがわかった。

- ⑤ 離岸堤周辺の流れは4つのタイプに分類された。この中で最も卓越したのは、開口部からの沖向き流れが生ずるタイプであった。
- ⑥ 一線堤の開口部前面に副離岸堤を設置した場合、一線堤の開口部から副堤方向への強い離岸流が発達する。副離岸堤の波浪減殺効果とこの流れの特徴より、副離岸堤背後には土砂が堆積する。
- ⑦ 副離岸堤の流れに関する実験によると、現地海岸と同様に一線堤開口部より副堤へ向いた強い離岸流が生ずることが判明した。

参 考 文 献

- 1) 宇多高明・古川博一・神田康嗣：離岸堤及び岬周辺における海浜流の現地観測，
第31回海岸工学講演会論文集，pp. 416～420， 1984.
- 2) 武内達夫・宇多高明・中島秀樹・青山春男：駿河海岸における海浜地形変化の解析，
第31回海岸工学講演会論文集，pp. 360～364， 1984.

あ と が き

本報告書は昭和 58 年度、59 年度に実施した離岸堤模型実験の結果に、中部地方建設局沼津工事事務所から依頼された富士海岸水理模型実験、北陸地方建設局黒部工事事務所で実施された下新川海岸現地調査等を合せて作成したものである。

昭和 58 年度の実験は田中茂信研究員（現本省海岸課係長）が担当した。資料の提供を受けた東北地方建設局、北陸地方建設局、中部地方建設局、近畿地方建設局、中国地方建設局、四国地方建設局、九州地方建設局の各位に感謝の意を表します。

図表一覧表

図- 2. 2. 1	対象海岸位置図
図- 2. 4. 1	青森海岸海浜形状
図- 2. 4. 2	新潟海岸平均海浜形状
図- 2. 4. 3	石川海岸平均海浜形状
図- 2. 4. 4	遠州海岸平均海浜形状
図- 2. 4. 5	下新川海岸平均海浜形状
図- 2. 4. 6	駿河海岸平均海浜形状
図- 2. 4. 7	皆生海岸平均海浜形状 (離岸堤のある測線)
図- 2. 4. 8	〃 (離岸堤のない測線)
図- 2. 4. 9	富士海岸海浜形状
図- 2. 4.10	高知海岸平均海浜形状
図- 2. 5. 1	駿河海岸の平均海底勾配
図- 2. 5. 2	駿河海岸平均断面形状
図- 2. 5. 3	皆生海岸平均断面形状
図- 2. 5. 4	海浜断面の重ね合わせ (No 12, 13, 14, 15)
図- 2. 5. 5	富士海岸の平均海底勾配
図- 2. 5. 6	等深線形状
図- 2. 5. 7	等深線延長の比較
図- 3. 2. 1	波浪条件の決定方法
図- 3. 2. 2	海浜形状の変化
図- 3. 2. 3	記号説明図
図- 3. 3. 1	実験装置
図- 3. 3. 2	実験装置 (皆生海岸)
図- 3. 3. 3	初期海浜形状 (駿河海岸, 下新川海岸, 新潟海岸)
図- 3. 3. 4	〃 (石川海岸, 遠州海岸)
図- 3. 3. 5	〃 (富士海岸)
図- 3. 3. 6	〃 (皆生海岸)
図- 3. 4. 1	海浜断面地形 (駿河海岸)
図- 3. 4. 2	〃 (下新川海岸)
図- 3. 4. 3	〃 (新潟海岸)
図- 3. 4. 4	〃 (石川海岸)
図- 3. 4. 5	〃 (遠州海岸)
図- 3. 4. 6 (1)	〃 (富士海岸 No 79)
図- 3. 4. 6 (2)	〃 (富士海岸 No 72)
図- 3. 4. 7	〃 (皆生海岸)
図- 4. 2. 1	模型平面図 (case 1)

- 図－ 4. 2. 2 対象海岸位置図 (a)下新川海岸位置図 (b)新潟海岸位置図
- 図－ 4. 2. 3 下新川海岸四季別波向頻度図 (田中観測所)
- 図－ 4. 2. 4 下新川海岸風向頻度図 (田中観測所)
- 図－ 4. 2. 5 新潟海岸波高別波向頻度図 (新潟西港昭和 4 6 年～ 5 3 年)
- 図－ 4. 2. 6 模型海浜断面図
- 図－ 4. 2. 7 離岸堤配置図 (ケース 1)
- 図－ 4. 2. 8 離岸堤配置図 (ケース 2, 3)
- 図－ 4. 2. 9 離岸堤標準断面図
- 図－ 4. 2. 10 下新川海岸離岸堤周辺波高分布
- 図－ 4. 2. 11 下新川海岸波峰線図 (波作用 10 時間)
- 図－ 4. 2. 12 下新川海岸流況図 (波作用 0 時間)
- 図－ 4. 2. 13 下新川海岸流況図 (波作用 10 時間)
- 図－ 4. 2. 14 離岸堤周辺の流れの状況
- 図－ 4. 2. 15 汀線時間変化図 (下新川海岸)
- 図－ 4. 2. 16 下新川海岸等深線図 (初期地形)
- 図－ 4. 2. 17 下新川海岸等深線図 (波作用 10 時間)
- 図－ 4. 2. 18 離岸堤周辺の地形変化 (case 1)
- 図－ 4. 2. 19 新潟海岸離岸堤周辺波高分布 (case 2)
- 図－ 4. 2. 20 新潟海岸離岸堤周辺波高分布 (case 3)
- 図－ 4. 2. 21 新潟海岸波峰線図 (case 2 : 波作用 0 時間)
- 図－ 4. 2. 22 " (case 3 : 波作用 20 時間)
- 図－ 4. 2. 23 新潟海岸流況図 (case 3 : ")
- 図－ 4. 2. 24 新潟海岸等深線図 (case 2 : 初期地形)
- 図－ 4. 2. 25 " (case 2 : 波作用 5 時間)
- 図－ 4. 2. 26 " (case 2 : 波作用 20 時間)
- 図－ 4. 2. 27 " (case 3 : ")
- 図－ 4. 2. 28 離岸堤周辺の地形変化 (case 2)
- 図－ 4. 2. 29 " (case 3)
- 図－ 4. 2. 30 循環流と堆砂の関係
- 図－ 4. 3. 1 漂砂量分布の概念図
- 図－ 4. 3. 2 模型床配置図
- 図－ 4. 3. 3 汀線変化図
- 図－ 4. 3. 4 離岸堤設置区間堆積域 ($X = 650 \text{ m}$)
- 図－ 4. 3. 5 " 侵食域 ($X = 600 \text{ m}$)
- 図－ 4. 3. 6 離岸堤周辺地形の変化高 (波作用 0 ～ 6 時間後)
- 図－ 4. 3. 7 実験前後の離岸堤周辺の地形変化 ($Y = 75 \text{ m}, 80 \text{ m}, 100 \text{ m}$)
- 図－ 4. 3. 8 碎波波高測定結果 (波作用 2.0 時間後)
- 図－ 4. 3. 9 " (" 6.0 時間後)

- 図- 4.3.10 流況図 (波作用 2.0 時間後)
- 図- 4.3.11 " (" 6.0 時間後)
- 図- 4.3.12 流況の概要図
- 図- 4.3.13 断面積の場所的变化
- 図- 4.3.14 累積土量変化図
- 図- 4.3.15 離岸堤上手側海浜 ($X = 1050$ m) における漂砂移動量
- 図- 4.3.16 流れの概念図
- 図- 4.4.1 新潟海岸離岸流調査図
- 図- 4.4.2 下新川海岸離岸流調査図
- 図- 4.4.3 高知海岸離岸流調査図
- 図- 4.4.4 汀線の経時変化
- 図- 4.4.5 新潟海岸離岸堤部深淺平面図
- 図- 4.4.6 皆生海岸離岸堤部 "
- 図- 4.4.7 推定原因模式図
- 図- 4.4.8 富士海岸離岸堤周辺の流れ
- 図- 5.2.1 実験水槽概要図
- 図- 5.2.2 離岸堤断面形状図
- 図- 5.2.3 離岸堤配置図
- 図- 5.2.4 一様こう配斜面上での波高変化
- 図- 5.2.5 一様こう配斜面上での平均水位変化
- 図- 5.2.6 砕波後の波高減衰
- 図- 5.2.7 波峰線図 (タイプ 1)
- 図- 5.2.8 波峰線図 (タイプ 7)
- 図- 5.2.9 波峰線図 (タイプ 9)
- 図- 5.2.10 波峰線図 (タイプ 12)
- 図- 5.2.11 開口部での波高分布
- 図- 5.2.12 開口部中心線上での波高分布
- 図- 5.2.13 開口幅と中心線上の波高の関係
- 図- 5.2.14 入射波高と中心線上の波高の関係
- 図- 5.2.15 沿岸方向の波高分布
- 図- 5.2.16 離岸堤背後の波高分布
- 図- 5.2.17 離岸堤背後の波高と重複波の節・腹 (タイプ 9)
- 図- 5.2.18 離岸堤背後の波高と重複波の節・腹 (タイプ 12)
- 図- 5.2.19 透過堤の波高伝達率
- 図- 5.2.20 離岸堤背後の水位上昇量分布図
- 図- 5.2.21 開口幅と離岸堤背後の平均水位上昇量
- 図- 5.2.22 離岸堤設置後の波の遡上高 (堤長 2 m)
- 図- 5.2.23 離岸堤設置後の波の遡上高 (堤長 3 m)

図－ 5.3.1	計算全体フロー
図－ 5.3.2	波の回折波の説明図
図－ 5.3.3	回折係数の比較
図－ 5.3.4	座標等説明図
図－ 5.3.5	波向線間隔説明図
図－ 5.3.6	回折波の斜面上での屈折変形計算フロー
図－ 5.3.7	データのメッシュ化
図－ 5.3.8	離岸堤背後の波高計算フロー
図－ 5.3.9	回折波の波向線・波峰線
図－ 5.3.10	一様水深下での回折係数
図－ 5.3.11	一様こう配斜面上での回折係数（浅水変形・屈折変形含む）
図－ 5.3.12	波峰線の比較図
図－ 5.3.13	離岸堤背後の波高（不透過式半無限堤： $H_o = 9\text{ cm}$ ）
図－ 5.3.14	“（不透過堤開口部 $X_i = 1.0\text{ m}$ ： $H_n = 3\text{ cm}$ ）
図－ 5.3.15	“（透過式半無限堤： $H_o = 3\text{ cm}$ ）
図－ 5.3.16	“（ “： $H_o = 9\text{ cm}$ ）
図－ 6.3.1	離岸堤と測線配置
図－ 6.3.1	海浜横断面図（吉原地先，測線No.1～No.3）
図－ 6.3.2	海浜断面の場所的变化より定めた汀線変化量と断面積変化量との相関
図－ 6.3.3	海浜断面の時間的变化より定めた汀線変化量と断面積変化量との相関
図－ 6.3.4	トンボロの移動と断面形状の変化（吉原地先，測線No.9，10）
図－ 6.3.5	沖波波形勾配と透過率の関係
図－ 6.3.6	4種類の流れのパターン
図－ 6.3.7	離岸堤周辺の海浜流（昭和59年2月19日 観測）
図－ 6.3.8	副離岸堤周辺の海浜流（昭和58年3月15日 観測）
図－ 6.3.9	副離岸堤周辺の海浜流（昭和58年11月30日 観測）
図－ 6.3.10	副離岸堤周辺の海浜流（昭和59年2月20日 観測）
図－ 6.3.11	海浜断面形状の比較
図－ 6.4.1	副離岸堤周辺の海浜流（実 験）
図－ 6.4.2	副離岸堤周辺の波高・平均水位の分布）
表－ 2.2.1	対象区間一覧表
表－ 3.3.1	各物理量の縮率
表－ 3.3.2	波浪観測所および観測項目
表－ 3.3.3	波浪条件
表－ 3.5.1	波浪条件一覧表
表－ 4.2.1	各物理量の縮率
表－ 4.2.2	実験条件一覧表

表- 4.2.3	離岸堤諸元一覧表
表- 4.2.4	測定スケジュール
表- 4.3.1	測定スケジュール
表- 5.2.1	離岸堤がない場合の遡上高
表- 5.2.2	H_d/H_t と H^*/H_t の関係
表- 5.2.3	透過率の算定表
表- 5.2.4	透過率と set-up の関係
表- 5.3.1	計算条件一覧表 (A)
表- 5.3.2	〃 (B)
表- 5.3.3	開口部での実験波高と計算波高の比較
表- 6.3.1	離岸堤諸元の比較
表- 6.3.2	吉原地先での観測日の一覧表
表- 6.3.3	赤川地先での観測日の一覧表

離岸堤模型実験報告書

ISSN 0386 - 5878

土木研究所資料第2219号

昭和60年3月(1985)

宇多高明, 古川博一, 筒井保博

キーワード: 離岸堤, 模型実験, 洗掘, 消波, 堆砂効果, 波高計算モデル

要 旨

離岸堤の効果と安定性を検討するため, 離岸堤周辺の堆砂・洗掘について移動床平面実験, 離岸堤の消波効果, 副離岸堤周辺の波浪・流れについて固定床平面実験を行った結果をとりまとめた。実験結果から離岸堤周辺の地形変化は離岸堤開口部からの斜め離岸流の影響を強く受けていることが明らかになった。離岸堤背後の波高計算モデルの開発が行われ, 実験結果との対比がなされている。○

郵便はがき

下を40
さは円
いっ切
て手

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
海岸研究室
行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第 2219号 部

離岸堤模型実験報告書

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印