

土 木 研 究 所 資 料

海域制御構造物の開発に関する 共同研究報告書(9)

平成元年9月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室

Copyright © (1989) by P.W.R.I.

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

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

海域制御構造物の開発に関する 共同研究報告書(9)

建設省土木研究所海岸研究室	長	宇 多 高 明
	研 究 員	小 俣 篤
	(元)研究員	村 井 禎 美
		山 本 幸 次
	(元)部外研究員	松 永 博 史
	〃	武 中 信 之
	〃	館 克 彦
構造研究室	長	横 山 功 一
	研 究 員	澤 田 憲 文
		金 子 学
大成建設(株)	技術本部技術研究所	茗ヶ原 義 彦
	〃	勝 井 秀 博
	〃	石 野 和 男
	〃	中 塚 健 司
	〃	上 野 成 三
(株) 間 組	土木本部土木設計部	小 山 文 男
	土木本部海洋土木部	湊 隆次郎
	〃	本 田 陽 一
	技術本部技術研究所	沖 政 和
	技術本部土木技術部	蟬 川 洋 二
東急建設(株)	〃	原 幸 一
	〃	藤 川 富 夫
	〃	渡 会 英 明
	〃	

東急建設(株)	施工本部土木技術部	加藤雅也
石川島播磨重工業(株)	技術本部技術研究所	山下誠也
	機械鉄構事業本部	西浦英行
	〃	中條武彦
	〃	山岸晴久
	〃	櫻井清一
	〃	竹内浩一
東洋建設(株)	技術研究所	大音宗昭
	〃	倉田克彦
	〃	芳田利春
	〃	藤原隆一
清水建設(株)	技術研究所環境技術研究部	藤井邦雄
	〃	田中正博
	〃	大山巧
	大崎研究室	清川哲志
住友金属工業(株)	鉄構技術部	中山種清
	土木技術開発室	飯村修
	〃 研究室	喜田浩
	〃 開発室	柳本泰伴
	土木海洋設計室	北村卓也
東亜建設工業(株)	技術開発部	荻野秀雄
	水理研究室	堺和彦
	〃	大中正晋
	材料構造研究室	田淵博

要旨

水理模型実験により斜板消波潜堤、レンズマウンドの平面的な消波特性、海浜流の特性を明らかにし、構造物周りの洗掘特性を検討した。水理模型実験、理論解析によりスリット式構造物、フレキシブルマウンド、鋼板セル式構造物の波力特性を明らかにした。また、海域制御構造物による人工海浜の安定化効果を示すと同時に、波浪、海浜流場の予測手法を検討し、実験データと比較した。駿河海岸における新型離岸堤の施工事例を紹介すると同時に、洗掘および生態変化に関する現地観測結果を示した。更に、海洋性レクから見た全国沿岸域の類型化を行った。

キーワード：海洋開発，共同研究，海域制御構造物，消波特性，波力特性，地形変化，洗掘，新型離岸堤，生態変化，沿岸域の類型化

はじめに

土木研究所では、沿岸域の有効利用を目指したMMZ構想を推進するために、総合技術開発プロジェクト“海洋利用空間の創成・保全技術の開発”に関する研究を昭和61年度より実施している。また、この総プロの一环として昭和61年8月より土木研究所と民間企業15社との間で共同研究“海域制御構造物の開発”を行っている。その成果の一部は既に“海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)～(8)”としてとりまとめた。本報告は、これらの報告に引き続いて、各構造物に関する昭和63年度における研究成果をとりまとめたものである。

目 次

は じ め に

第1章	ま え が き	1
第2章	研究の目的および研究体制	1
第3章	斜板消波潜堤 (SURF) による静穏域の創出効果と SURF 周りの海浜流の特性 (大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱)	5
第4章	レンズマウンド周りの波高分布・流況・堤脚部流速に関する実験的検討 (東洋建設㈱)	25
第5章	海域制御構造物の背後域に造られた人工海浜の安定性 (土木研究所)	41
第6章	スリット式構造物に作用する波力の特性 (土木研究所)	53
第7章	フレキシブルマウンド (FLM) に作用する波力 (清水建設㈱)	67
第8章	鋼板セル式海域制御構造物に作用する波力に関する実験的検討 (住友金属工業㈱・東亜建設工業㈱)	79
第9章	斜板堤の波力特性 (石川島播磨重工業㈱・大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱)	99
第10章	斜板堤のフィージビリティスタディ調査報告 (石川島播磨重工業㈱・大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱)	111
第11章	駿河海岸における新型離岸堤の建設とその後の追跡調査 (土木研究所)	129
第12章	斜板消波潜堤 (SURF) 周りの洗掘特性 (大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱)	141
第13章	有脚式離岸堤周りの初期洗掘の現地観測 (土木研究所)	159
第14章	海洋性レクの適性基準から見た全国沿岸域の類型化 (土木研究所)	171
第15章	波浪・流れ・地形変化予測技術に関する検討 (土木研究所)	189
第16章	有脚式離岸堤の魚礁効果に関する現地観測 (土木研究所)	201
第17章	あ と が き	208

第1章 ま え が き

近年、余暇時間の増大にともない、地方自治体をはじめとして全国各地でリゾート開発に関する関心が高まっている。こうした中で海洋性レクリエーションに関する需要も高まりつつあり、建設省でもマリン・マルチ・ゾーン（MMZ）構想を推進し、外洋に面した沿岸域の有効利用を図ろうとしている。この構想の軸になるのが、沖合の水深10～20mに設置され、波、流れ、漂砂を制御することのできる海域制御構造物である。この構造物によれば、その消波効果によって静穏な海域環境を創出することができ、さらに背後の沿岸域を高度に利用可能となる。海域制御構造物の開発は、官民共同で昭和61年度より5か年計画で行われている。本報はひきつづき検討を行っている海域制御構造物の研究のうち、平成元年3月までに得られた成果をまとめたものである。

第2章 研究の目的および研究体制

本研究の最終目標は、海域制御構造物の開発にある。このため種々の型式の構造物を選んで多方面より検討を進めている。本報では、まず海域制御構造物の効果検討として斜板消波潜堤とレンズマウンドの平面的な消波効果、海浜流および構造物周りの洗掘特性を水理模型実験により検討した。次に、安定性の検討としてスリット式構造物、フレキシブルマウンド、鋼板セル式構造物の波力特性を水理模型実験、理論解析により検討した。また、海域制御構造物による人工海浜の安定化効果を示すとともに、波浪、海浜流場の予測手法を検討し、実験データと比較した。沿岸域の利用に関しては、海洋性レクから見た全国沿岸域の類型化を行った。一方、駿河海岸においてはスリット式構造物である新型離岸堤が施工されているが、本報ではその事例を紹介するとともに、洗掘および生態変化に関する現地観測結果について述べた。

本共同研究は昭和61年度より研究が開始されている、総合技術開発プロジェクト「海洋利用空間の創成・保全技術の開発」の一環として、同年8月より土木研究所と民間企業15社の間で行われている。民間企業15社は、以下の3グループに大別される。

第1グループ 乱れと反射を利用した海域制御構造物の開発

飛島建設㈱

清水建設㈱

三井建設㈱

五洋建設㈱・大成建設㈱

第2グループ 没水型消波構造物の開発

清水建設㈱

大成建設㈱・㈱間組・東急建設㈱・石川島播磨重工業㈱

東洋建設㈱

日本テトラポッド㈱

第3グループ ハイブリッド型消波構造物の開発

(株)大林組

住友金属工業(株)・東亜建設工業(株)

新日本製鉄(株)・戸田建設(株)

また、土木研究所側は昭和63年度より第1, 第3グループに関して海岸研究室のほかに構造研究室, 基礎研究室が参加している。

本報告書はこのうち土木研究所, 大成建設(株)・(株)間組・東急建設(株)・石川島播磨重工業(株), 東洋建設(株), 清水建設(株), 住友金属工業(株)・東亜建設工業(株)が行った研究の成果をまとめたものである。

なお, 土木研究所資料: 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8)以降に発表された共同研究に関する発表論文の一覧を巻末に示した。

第3章 斜板消波潜堤(SURF)による静穏域の創出効果とSURF周りの海浜流の特性

建設省土木研究所海岸研究室 室長

研究員

宇 多 高 明

小 俣 篤

山 本 幸 次

大成建設(株) 技術本部技術研究所

茗ヶ原 義 彦

勝 井 秀 博

石 野 和 男

中 塚 健 司

上 野 成 三

土木本部土木設計部

小 山 文 男

東急建設(株) 施工本部土木技術部

蟬 川 洋 二

原 幸 一

藤 川 富 夫

渡 会 英 明

加 藤 雅 也

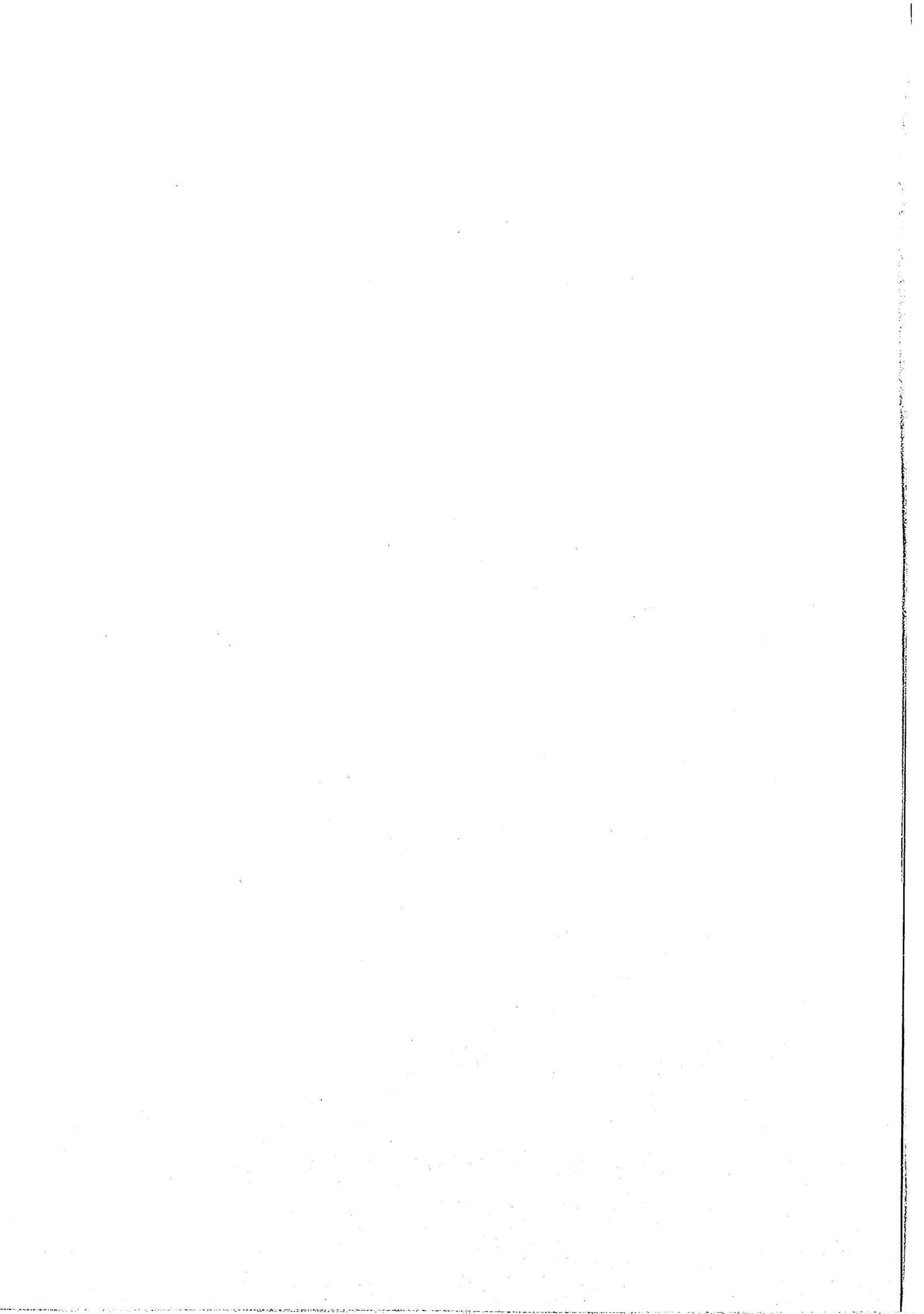
(株)間 組 土木本部海洋土木部

湊 隆次郎

本 田 陽 一

技術本部技術研究所

沖 政 和



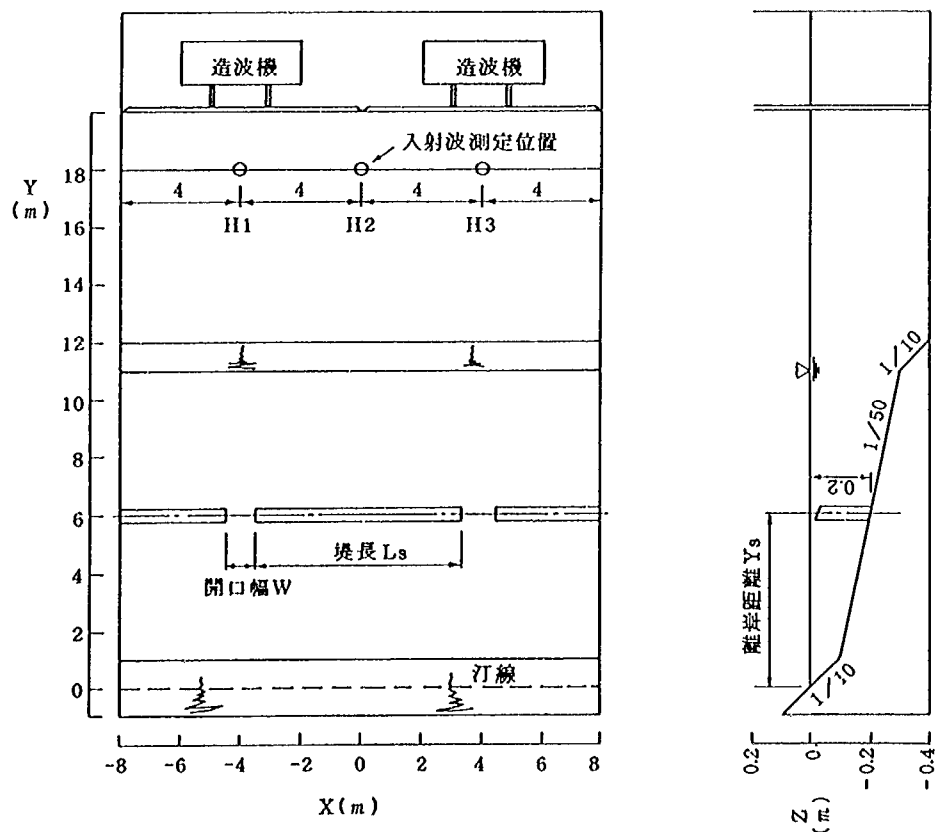
3.1 まえがき

外洋に面した海域の波浪を制御し、静穏域を創成するための海域制御構造物が種々提案されている。斜板消波潜堤 (SURF) はその一形式であり、その消波・波力特性、堤体・被覆材の安定性はすでに明らかになっている (建設省土木研究所, 1987, 1988 a, b, c, 1989)。しかし、平面的な波・流れ場の制御機能は明らかにされていないため、堤体の平面配置法が未解決な問題として残されている。SURFの場合、堤体上の碎波によりかなりの部分が堤体を乗り越えて堤内側に流入し、岸へ向かう流れとなる。このような堤体上の岸向き流れの存在により、開口部において沖向き流れが生ずると考えられる。このような流況は、堤内の海水交換に大きく寄与すると考えられる一方で、汀線付近の底質の沖への流出や、開口部の洗掘などの原因となることも考えられる。しかし、現状では、このような碎波によって生じる流れを数値シミュレーションで再現することは困難である。そこで、本研究では、平面固定床実験により、SURFによる静穏域創出効果、SURF周りでの海浜流の特性などを明らかにすることを目的として、堤内外の波高・流速を詳細に測定し、堤体の平面配置と波浪・海浜流特性の関係を調べた。

3.2 実験方法

実験は、建設省土木研究所水理共同実験棟の平面水槽 (長さ 21 m × 幅 16 m × 高さ 0.6 m) を用いて行った。実験装置および座標系を図-3.1に示す。模型実験の縮尺は現地の 1/50 相当とした。造波板より岸側 8 m の位置より勾配 1/10 (長さ 1 m)、勾配 1/50 (長さ 10 m)、勾配 1/10 (長さ 2 m) のモルタル製の斜面を設置した。水位は沖側水平面部で 40 cm とした (図-3.1 参照)。堤体岸側の波高分布および流況は堤体中央および開口部中央を境界として対称形となると考えられる。そこで、堤体の配置は左右対称とし、堤体の中央が水路壁に接するようにした。さらに、水路壁の鏡像効果により、水路内に生じる流況が水路壁の外側にも生じていることとなり、堤体が設定した開口幅を保って沿岸方向に無限に続いている状態を模擬したものとなる。

実験ケースを表-3.1に



単位: m

図-3.1 実験装置と座標

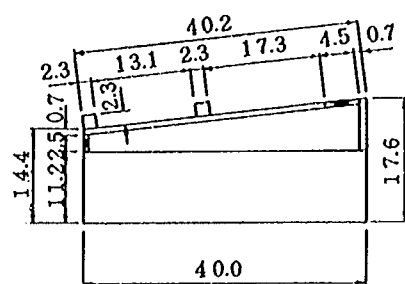
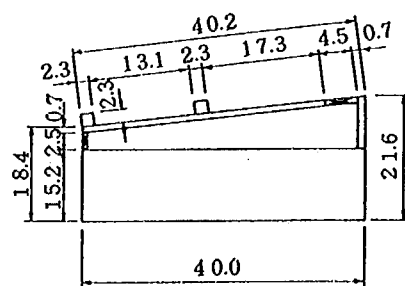
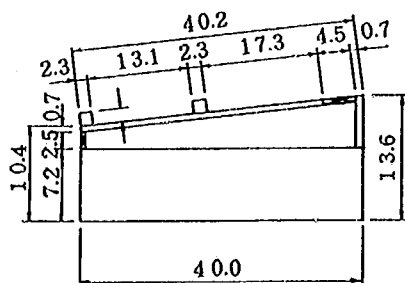
表-3 1 実験 ケース

ケース	堤 長 L_s (m)	開口 幅 W (m)	離岸距離 Y_s (m)	設置水深 h (m)	換算沖波波高 H_0' (cm)	周 期 T (s)	入射波高 H_1 (cm)
1	7.11	0.89	6	0.20	7	1.27	6.7
2	6.40	1.60	6	0.20			6.7
3	5.33	2.67	6	0.20			6.7
4	6.40	1.60	8	0.24			6.5
5	6.40	1.60	4	0.16			6.9

示す。堤体の離岸距離 Y_s を一定に保って開口率 W/L_s を変化したケース (ケース 1, 2, 3) と, 開口率 W/L_s を一定に保って離岸距離 Y_s を変化したケース (ケース 2, 4, 5) の 5 ケースの実験を行った。

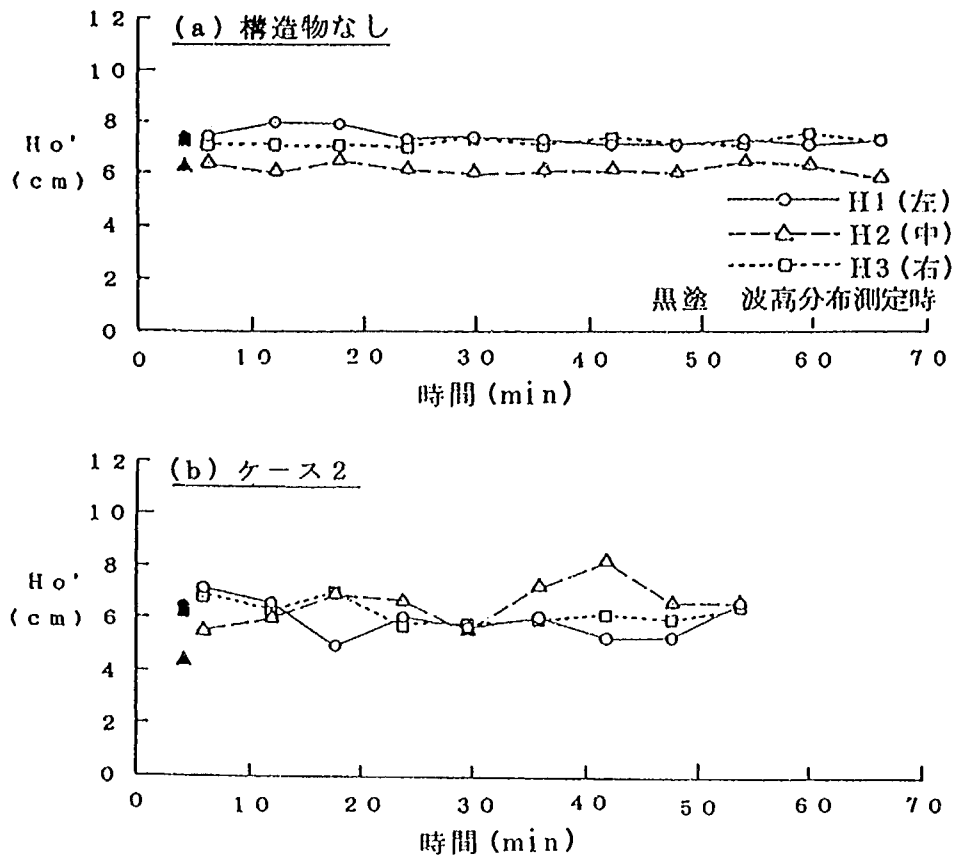
堤体模型の諸元を図-3.2に示す。離岸距離をえることによる設置水深の変化にあわせて, 堤体高を変化させた 3 体の堤体模型を用いた。この時, 堤体の没水深 R は設置水深によらずに一定とし, 2 cm に設定した。

波浪条件は沖波波高 $H_0 = 7$ cm, 周期 $T = 1.27$ s とした。これは, 現地海岸のエネルギー平均波を対象とし, 堤体上で生じる碎波の再現性を考慮して, 波高を幾分大きめの値とした。造波板の前面の 3 ケ所に波高計を設置し, 入射波の測定を行った (図-3.1 参照)。堤体を設置しない状態と設置した状態の入射波高の時間変化を図-3.3に示す。各波高値は 10 秒間の計測値の平均である。堤体を設置していない状態では, 波高は時間的に安定していた。ただし, 造波板中央の波高 H_2 は波高 H_1 , H_3 より約 1 cm 小さかった。堤体を設置した状態では, 波高計測時間が 10 秒間であるため, 堤体からの反射波や水槽の固有振動の影響により, 造波板中央の波高 H_2 に 2~3 cm, 造波板の左右の波高 H_1 , H_3 に 1~2 cm の時間的変動が生じた。本実験では, 計測時間を水槽の固有周期 (8~16 s 程度) より長い 20 s とし, 堤体設置時の波高の変動による堤体岸側の波高分布や流況の変動を平均化した形で計測した。沖波の諸元としては, 堤体を設置していない状態で得られた 3 地点での波高の平均値である 7 cm を全実験ケースでの換算沖波波高に採用した。換算沖波波高 H_0'

ケース 1, 2, 3, $h = 20$ cmケース 4, $h = 24$ cmケース 5, $h = 16$ cm

(単位 cm)

図-3.2 堤体模型の諸元



図一 3.3 入射波の経時変化
(a - 堤体非設置時, b - 堤体設置時 (ケース 2))

より, 各実験ケースにおける堤体設置位置での波高 H_1 を算出した結果を表一 3.1 に示す。

波高測定には容量式波高計を用い, 流速測定には電磁流速計およびプロペラ流速計を用いた。

3.3 実験結果

3.3.1 堤体の平面配置と静穏域の関係

(1) 開口率と波高分布の関係

ケース 1, 2, 3 の波高測定結果より, 堤体の開口率 W/L_s による静穏域の創出効果の違いを検討した。最初に, ケース 1, 2, 3 の $X = -4 \sim 0$ m, $Y = 0 \sim 9$ m の範囲の等波高線図を各々図一 3.4 ~ 3.6 に示す。静穏域を入射波高に対する波高比が 0.7 以下の範囲と定義すると (建設省土木研究所, 1989), ケース 1, 2, 3 の静穏域の波高は約 4.7 cm 以下の範囲となる。各ケースの堤体岸側の分布を比較すると, 開口率 $W/L_s = 0.13$ のケース 1, $W/L_s = 0.25$ のケース 2 では, 静穏域がほぼ堤体と同じ幅で汀線付近まで広がっているのに対して, $W/L_s = 0.5$ のケース 3 では, 開口部から入射する波の回折領域が広がり静穏域の範囲が狭くなった。また, ケース 1 の $Y = 3 \sim 4$ m, ケース 2 の $Y = 2 \sim 3$ m, ケース 3 の $Y = 1 \sim 3$ m の区間上, 堤体中央背後において, 波高が大きくなっている領域が見られた。これは, 開口部からの回折波と

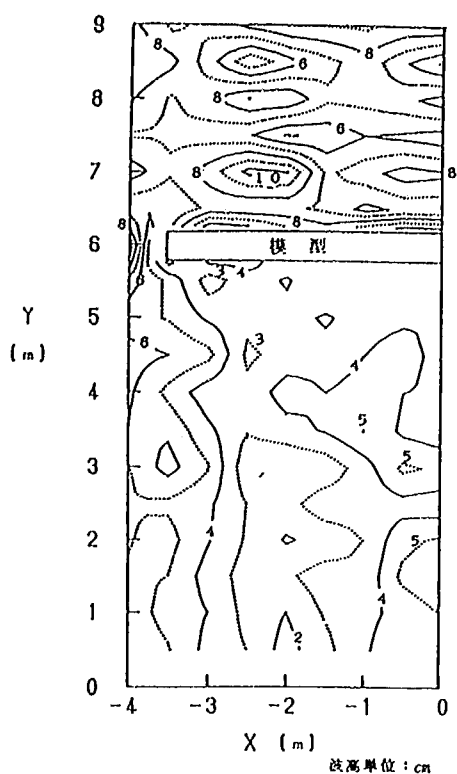


図-3.4 等波高線図 (ケース 1, $W/L_s = 0.13$)

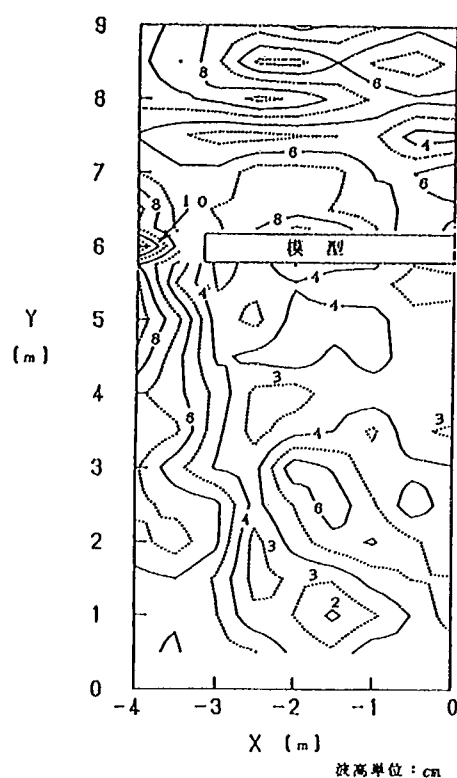


図-3.5 等波高線図 (ケース 2, $W/L_s = 0.25$)

透過波の位相が重なりあった領域であると考えられる。堤体沖側では、各ケースとも堤体からの反射波による重複波が形成された。開口部では、ケース 1, 2 の $Y = 4 \sim 6$ m, ケース 3 の $Y = 3 \sim 5$ m の範囲で波高が増大した。波高の増大している地点は開口部から入射した波の砕波点に対応している。

次に、ケース 1, 2, 3 の岸沖および沿岸方向波高分布を図 3.7 ~ 3.9 に示す。開口部の $X = -4$ m を通る A 断面の波高分布を各ケースごとに比較する。ケース 1 の場合 (図-3.7), 堤体沖側の $Y = 6$ m 付近で波高は最大値をとり、 $Y = 5 \sim 6$ m の範囲で砕波により波高が急激に低下した。さらに、 $Y < 5$ m の範囲では、 $H = 6$ cm とほぼ一定値となった。ケース 2 の場合 (図-3.8), ケース 1 と同じく、 $Y = 6$ m 付近で H は最大値をとった。 $Y < 6$ m の範囲では、汀線に近づくにしたがい、波高はケース 1 に

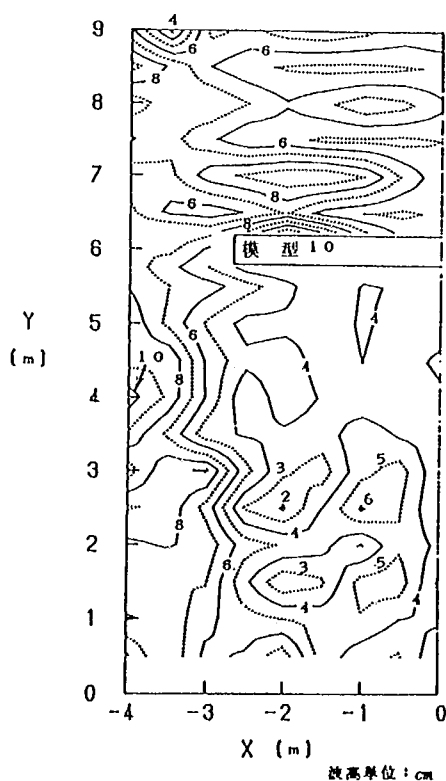


図-3.6 等波高線図 (ケース 3, $W/L_s = 0.5$)

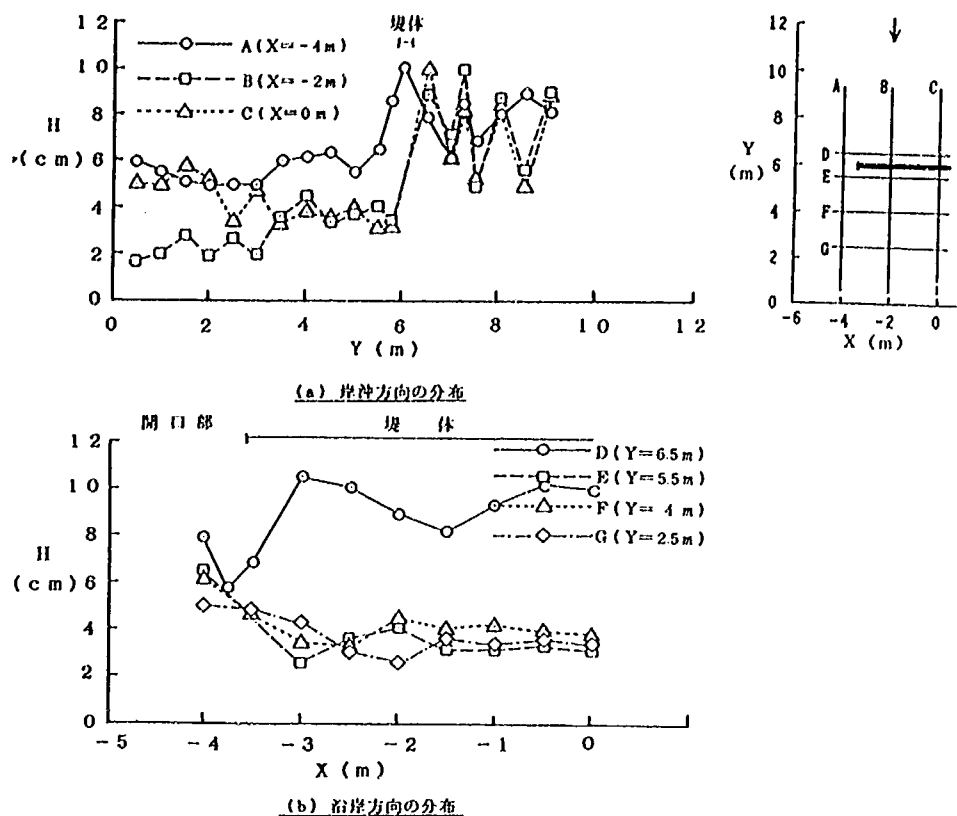


図-3.7 波高分布 (ケース 1, $W/L_s = 0.13$)

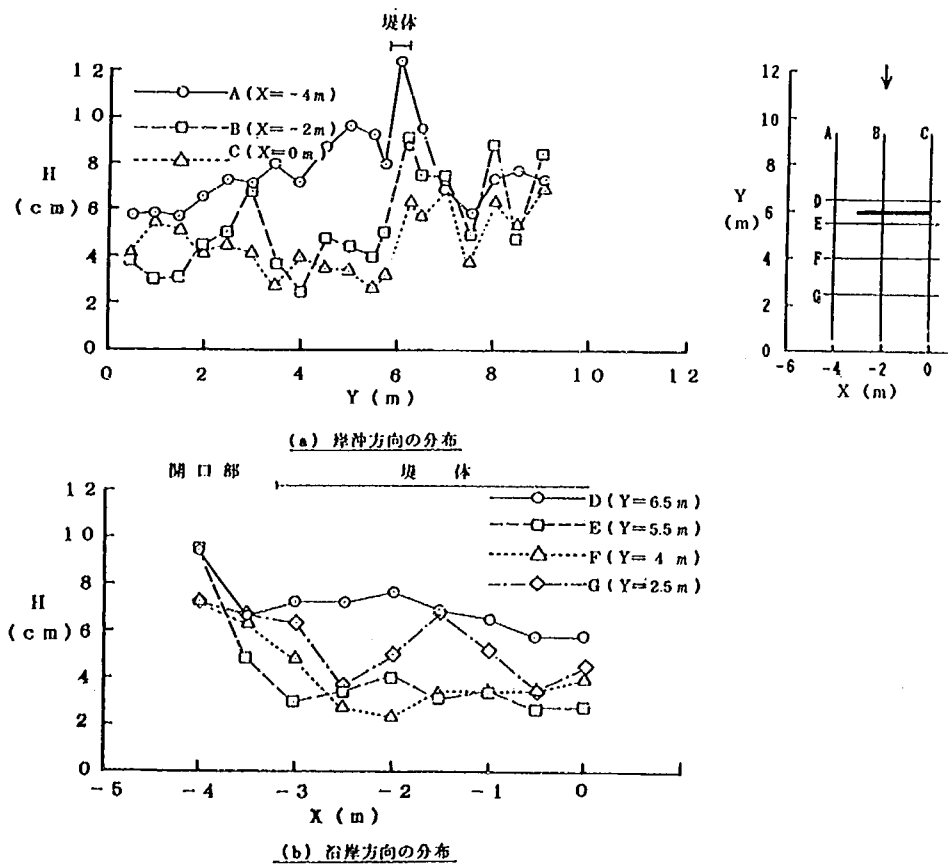


図-3.8 波高分布 (ケース 2, $W/L_s = 0.25$)

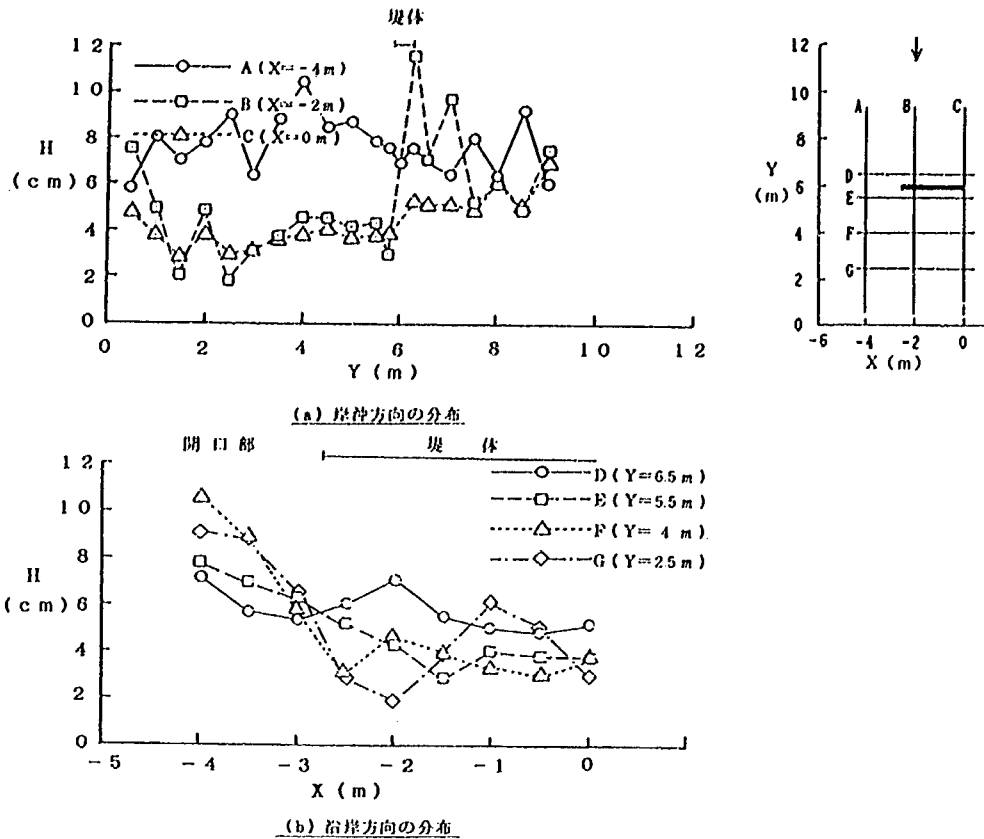


図-3.9 波高分布(ケース3, $W/L_s=0.5$)

比べて緩やかに減少した。ケース3の場合(図-3.9), $Y > 4$ mの範囲で汀線に近づくにしたがい波高は増大し, $Y = 4$ m付近で最大値をとった。その後 $Y < 4$ mの範囲では, 波高は緩やかに減少した。以上のことから, W/L_s が大きくなると開口部から堤内に進入する波高が増大することが明らかである。また, W/L_s が大きくなるほど波高の最大値をとる位置(砕波点)が汀線に近づいた。後述するように開口部で生じる冲向き流れは開口幅が狭いほど強い。それ故開口幅が狭いほど砕波点位置が沖合となったと考えられる。また, 堤体沖側では堤体からの反射波による重複波が形成された。背後では各ケースとも波高の減少が著しい。ただし, $Y = 4 \sim 6$ mの範囲での波高は約4 cmとほぼ一定値となったが, $Y < 4$ mの範囲では回折波の影響により波高値にばらつきが見られた。

次に, 各ケースの沿岸方向の波高分布を比較した。ケース1, 2, 3とも, 開口部に比べ堤体背後の波高が減少し, 堤体の波高低減効果が表れている。ケース1の場合, $Y = 2.5, 4.0, 5.5$ mの3測線とも, 堤体背後で約4 cmとなった。ケース2の場合, $Y = 4.0, 5.5$ mの測線ではほぼ同様な波高分布となったが, $Y = 2.5$ mの測線では $X = 1.5$ m付近で局所的に $H = 6$ cmとなる地点が生じた。ケース3では, $Y = 4.0, 5.5$ mの測線はほぼ同様な波高分布となったが, 波高のばらつきはケース1, 2に比べて大きい。 $Y = 2.5$ mの測線では, $X = -1$ m付近で局所的に $H = 6$ cmとなる地点が生じた。開口部背後の波高は W/L_s の増大にしたがって大きくなった。

(2) 離岸距離と波高分布の関係

ケース 4, 5 の測定結果より, 堤体の離岸距離 Y_s と静穏域の創出効果の関係を調べた。堤体の設置水深は, ケース 4 で 24 cm, ケース 5 で 16 cm である。ケース 4, 5 の等波高線図を図- 3. 10, 3. 11 に示す。

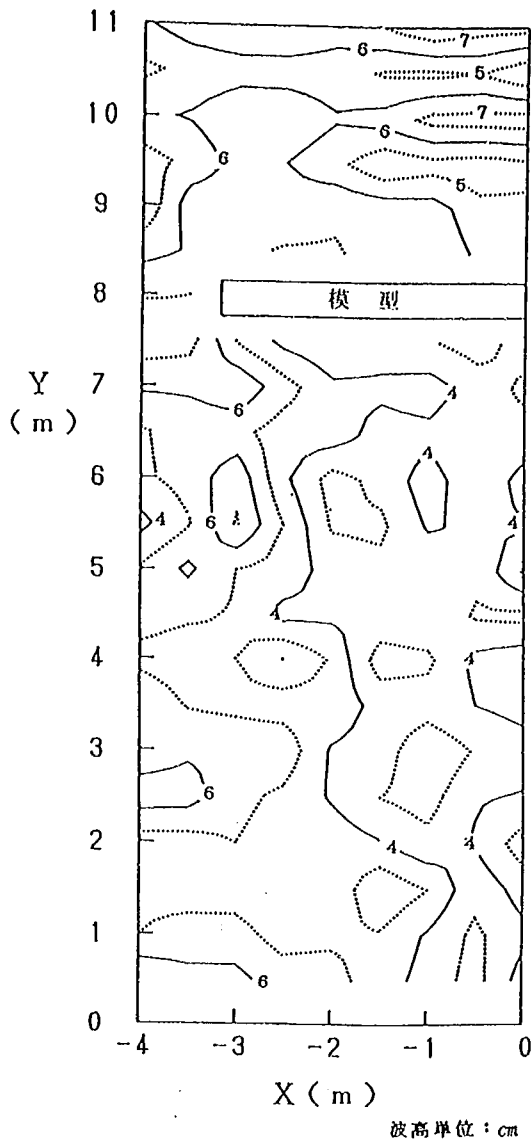


図- 3. 10 等波高線図 (ケース 4, $Y_s=8$ m)

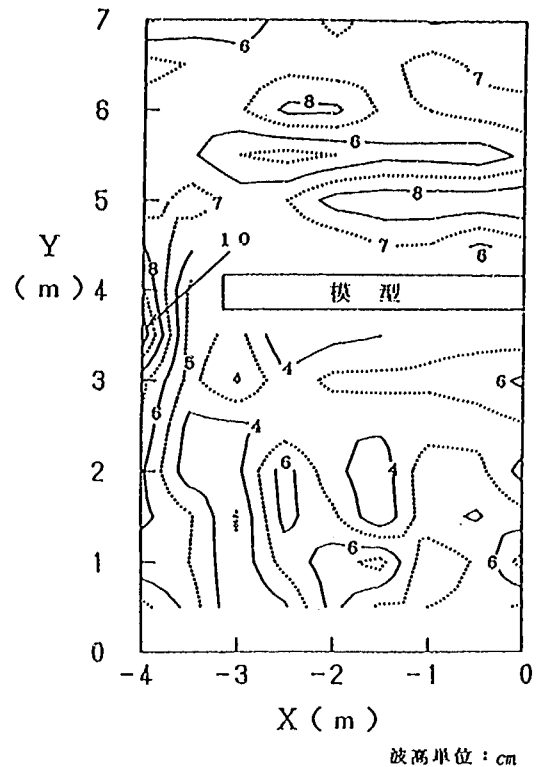


図- 3. 11 等波高線図 (ケース 5, $Y_s=4$ m)

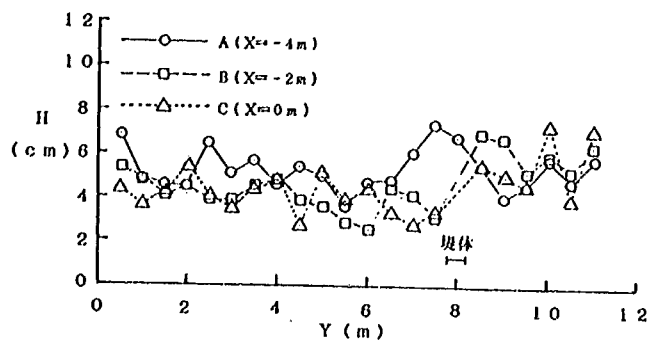
静穏域を区切る波高は, ケース 4 の場合が 4.6 cm, ケース 5 の場合が 4.8 cm である。ケース 4 の場合, 汀線に近づくに従って, 回折波が堤体背後まで回り込んだ。ケース 5 の場合, 堤体背後に静穏域が形成されているものの, $Y < 2$ m の範囲で浅水変形により波高が局所的に増大している所が生じた。

次に, ケース 4, 5 の波高の岸沖および沿岸方向の分布を図- 3. 12, 3. 13 に示す。ケース 4 の場合, 汀線に近づくにしたがって開口部と堤体背後の波高差は小さくなった。ケース 5 の場合, $Y < 4$ m の範囲の H のばらつきが大きい。 $Y = 2$ m の沿岸方向の波高分布には周期的な変動が見られ, 浅水変形により波高が増大した回折波と透過波の位相の重なりによって局所的に波高が増大しているものと考えられる。

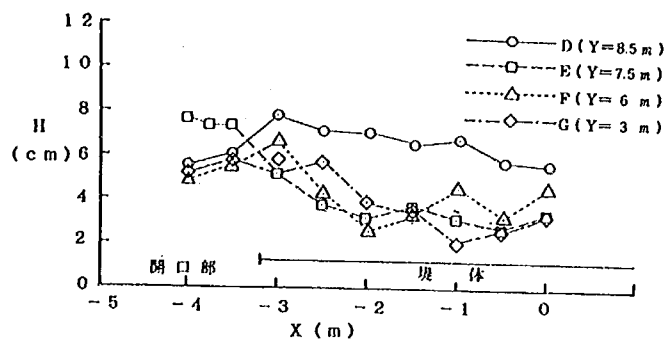
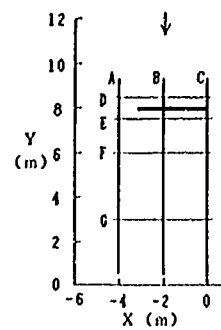
(3) 平面配置と静穏域の創出効果の関係

堤体岸側に形成される静穏域の創出効果を示すパラメータ S を式 (3. 1) で定義し, 堤体諸元と静穏域の創出効果を調べた。

$$S = \frac{\text{静穏域の面積}(A)}{\text{堤長}(L_s) \times \text{離岸距離}(Y_s)} \quad \text{..... (3. 1)}$$

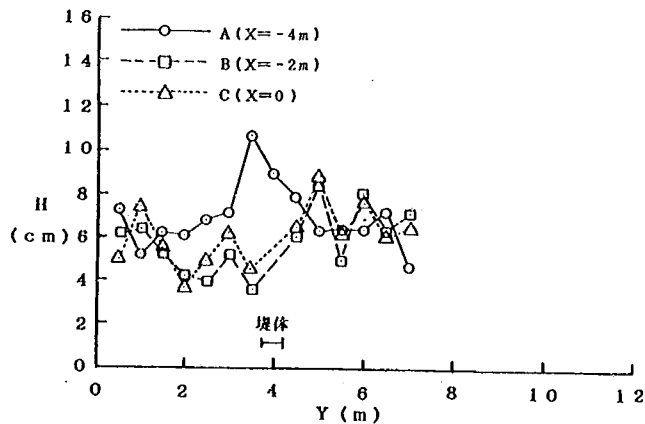


(a) 岸沖方向の分布

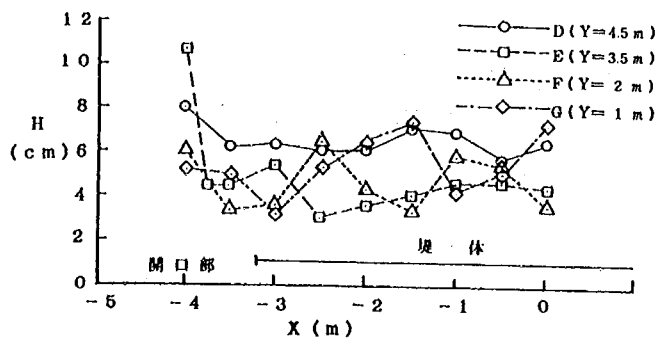
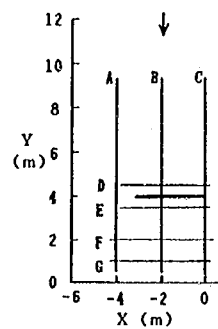


(b) 沿岸方向の分布

図-3.12 波高分布 (ケース 4, $Y_s = 8\text{m}$)



(a) 岸沖方向の分布



(b) 沿岸方向の分布

図-3.13 波高分布 (ケース 5, $Y_s = 4\text{m}$)

ここで、静穏域の面積 A は入射波高 H_1 の 0.7 倍の波高の範囲とした。各ケースの離岸距離波長比 Y_s/L および開口率 W/L_s と S (静穏度パラメータ) の関係を図-3.14 に示す。

$Y_s/L = 3.68$ の場合、 W/L_s による S の変化は顕著ではないが、 W/L_s が増大するに従って S は若干減少する。これは、 W/L_s の増加による回折波高の増大と一致する。 $W/L_s = 0.25$ の場合の Y_s/L と S の関係については、 $Y_s/L = 4.57, 3.68$ の S に比較して、 $Y_s/L = 2.7$ の場合の S は極端に小さくなった。この $Y_s/L = 2.70$ のケースでは、汀線近傍の $Y = 2\text{ m}$ 付近の浅水変形による波高増大のため、静穏度が悪くなっているものと考えられる。

次に、群堤の場合の静穏度の評価として、堤体岸側の静穏度を表わすパラメータ S' を式(3.2)で定義して、堤体の平面配置の各諸元と静穏域の創出効果を調べた。

$$S' = \frac{\text{静穏域の面積}(A)}{(\text{堤長}(L_s) + \text{開口幅}(W)) \times \text{離岸距離}(Y_s)} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここで、静穏域の面積 A は入射波高 H_1 の 0.7 倍の波高の範囲とした。各ケースの離岸距離波長比 Y_s/L および開口率 W/L_s と S' (静穏度パラメータ) の関係を図-3.15 に示す。

$Y_s/L = 3.68$ の場合、 W/L_s が増大するにしたがって S' は明らかに減少する。これは開口部背後の水域は全体にわたって静穏域とはならず、 W の増大分だけ堤体岸側全体の水域に占める静穏域の割合が減少するためである。 Y_s/L と S' の関係については、 S の場合と同様である。

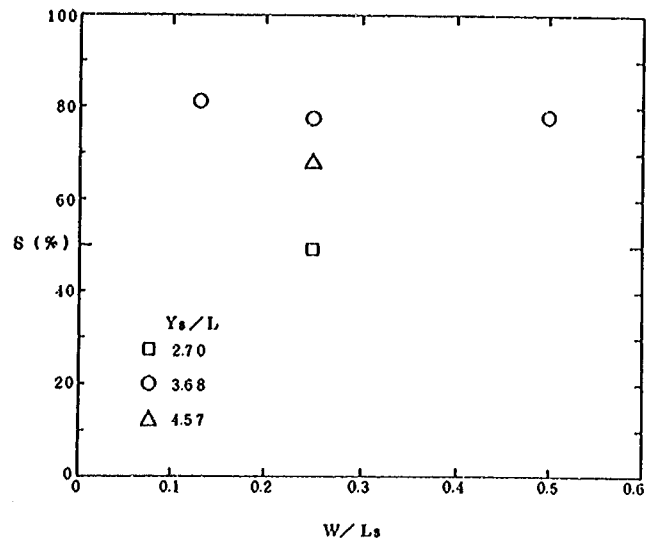


図-3.14 開口率および離岸距離と静穏度 S の関係

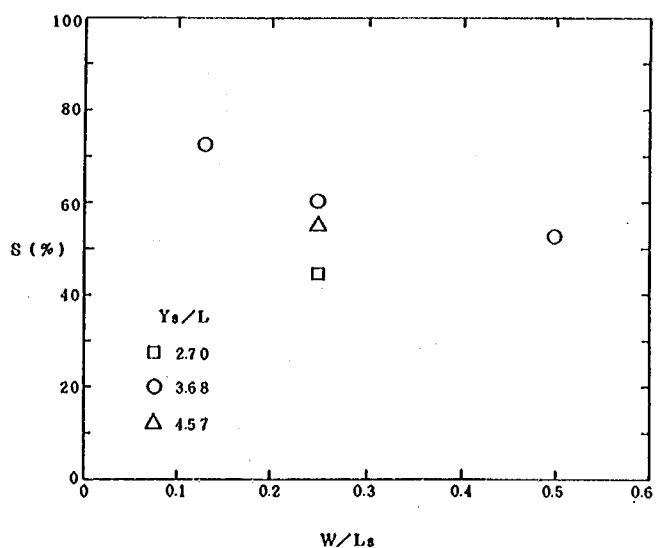


図-3.15 開口率および離岸距離と静穏度 S' の関係

3.3.2 堤体の平面配置と堤内外の流況の関係

(1) 開口率と堤内外の流況の関係

ケース 1, 2, 3 の測定結果より、堤体の開口率 W/L_s と堤内外の流況の関係を調べた。ケース 1, 2, 3 の流況を図-3.16～3.18 に示す。 W/L_s が大きいケース 3 の場合、堤体背後に一對の循環流が形成され

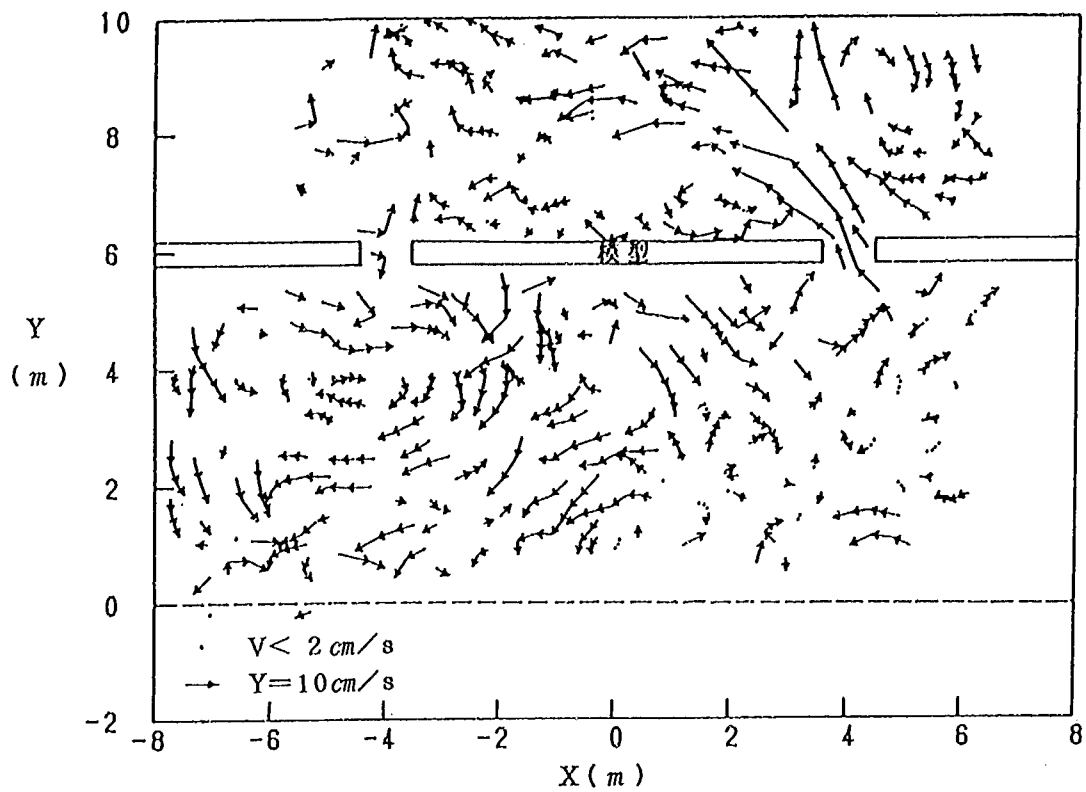


図-3.16 流況図(ケース1, $W/L_s = 0.13$)

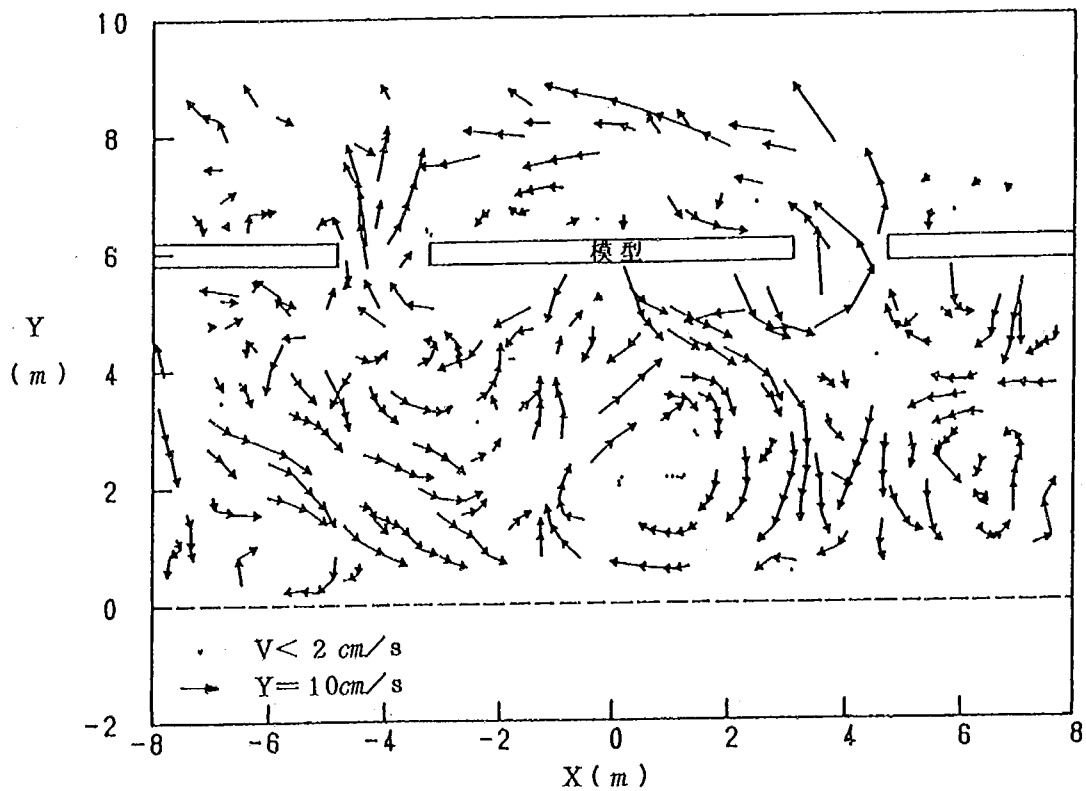


図-3.17 流況図(ケース2, $W/L_s = 0.25$)

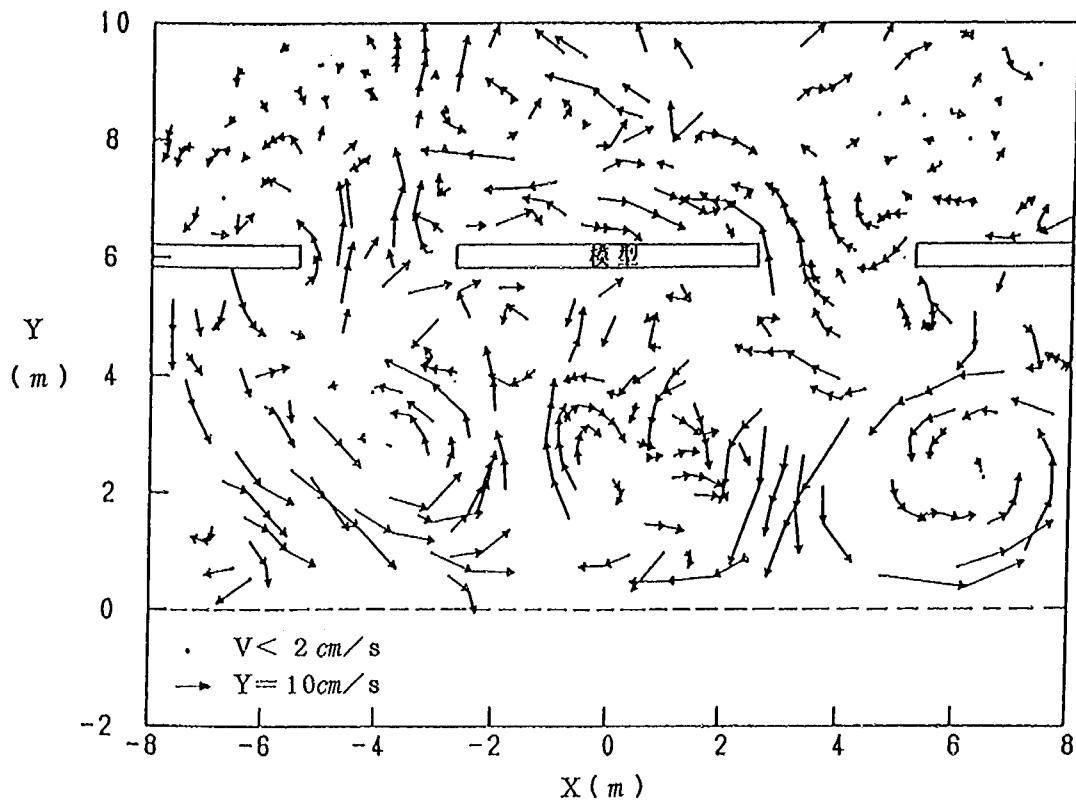


図-3.18 流況図 (ケース 3, $W/L_s = 0.5$)

た。これに対して、 W/L_s の小さいケース 1 の場合、堤内には循環流は形成されず、淤んだ状態となった。

次に、ケース 1, 2, 3 の $X = -4 \sim 0$ m, $Y = 0 \sim 9$ m の範囲の底面上 $0.5h$ の位置 ($1/2$ 水深点) での平均流速の平面分布を図-3.19～3.21 に示す。 $1/2$ 水深点での流況とフロート観測で得られた表層の流況とは必ずしも一致しない。 W/L_s が増大するに従って、堤内の平均流速の絶対値は大きくなった。開口部からの冲向き流れは、 W/L_s が小さいほど増大した。また、堤体沖側部の流況は、ケース 1 では開口部に向い、ケース 3 では堤体中央に向かっている。また、ケース 2, 3 では、堤体岸側背後から開口部へ向かう流れが存在した。この流れは開口部沖側で急速に弱まることから、底面が移動床の場合、開口部および堤体岸側背後が洗掘される原因となり得ると考えられる。

(2) 離岸距離と堤内外の流況の関係

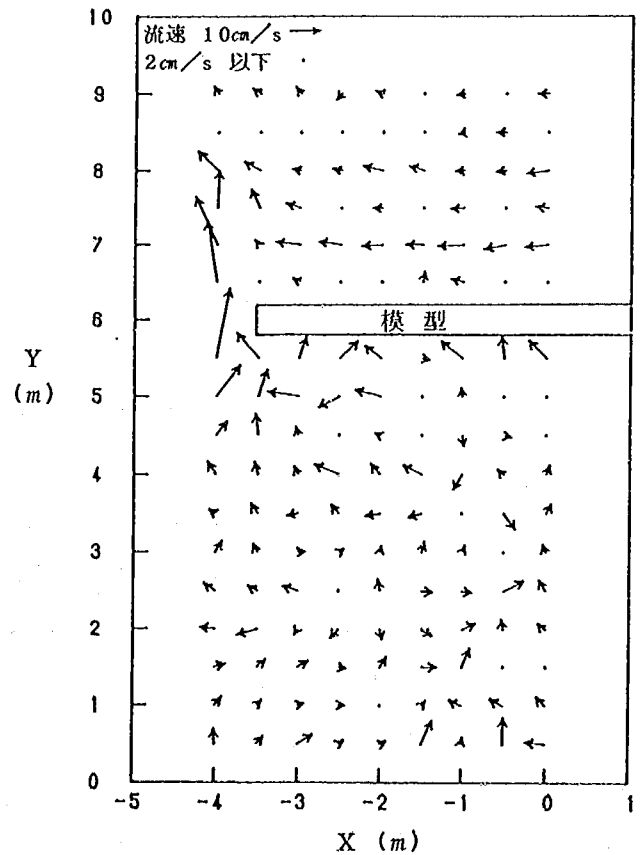


図-3.19 平均流速の平面分布
(ケース 1, $W/L_s = 0.13$)

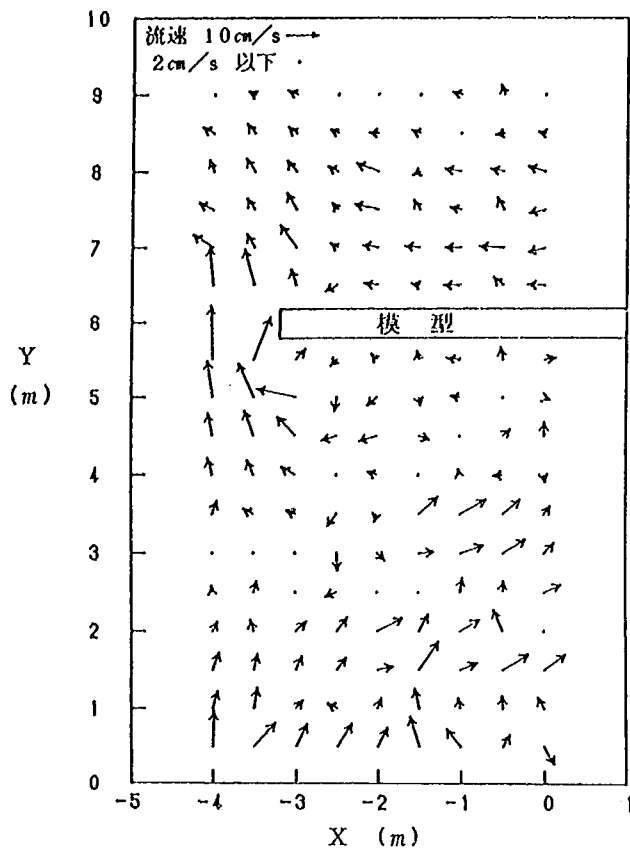


図-3.20 平均流速の平面分布
(ケース2, $W/L_s = 0.25$)

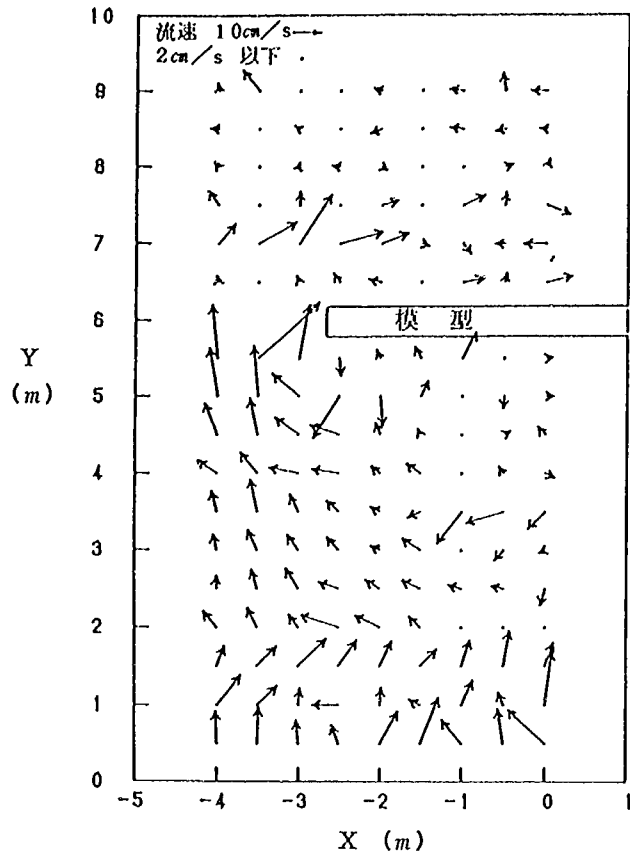


図-3.21 平均流速の平面分布
(ケース3, $W/L_s = 0.5$)

ケース2, 4, 5の測定結果より, 堤体の離岸距離 Y_s と堤内外の流況の関係を調べた。ケース4, 5の流況を図-3.22, 3.23に示す。 $Y_s = 8\text{m}$ のケース4, $Y_s = 4\text{m}$ のケース5とも, 堤体から汀線に向かう向岸流が発生した。これに対して, 図-3.17に示した $Y_s = 6\text{m}$ のケース2の場合は明確な循環流が生じた。これらのことより, 離岸距離が大きくても小さくても循環流は発生せず, 循環流が発生する適当な離岸距離の範囲が存在すると思われる。

次に, ケース4, 5の $X = -4 \sim 0\text{m}$, $Y = 0 \sim 9\text{m}$ の範囲の底面上 $0.5h$ の位置 ($1/2$ 水深点)での平均流速の平面分布を図-3.24, 3.25に示す。ケース4, 5とも, 堤体背後で平均流速の向きがばらつき, 開口部で流速 20 cm/s 程度の冲向き流れが生じる同様な流況となった。開口部の流速は, 堤内への流入フラックスで決定され, ケース4, 5のように W/L_s が同じ場合, 開口部の流速は離岸距離によらず同程度となると考えられる。また, フロート観測で示された堤体から汀線に向かう向岸流の存在は $1/2$ 水深点の流速分布には表れなかった。そのため, ケース4, 5で生じた向岸流は表層の限られた部分にのみ存在しているものと考えられる。

(3) 平面配置と堤内の流況の関係

堤体の設置目的により, 望ましいとされる堤内の流況は異なる。例えば, 堤内をレジャー空間として利用するためには, 堤内は澁んだ状態が望ましいし, 海浜の安定化を目的とするならば, 堤内に循環流を発生させ, トンボロの発達を促すことも考えられる。このように, 堤体の設置目的に望ましい流況が実現で

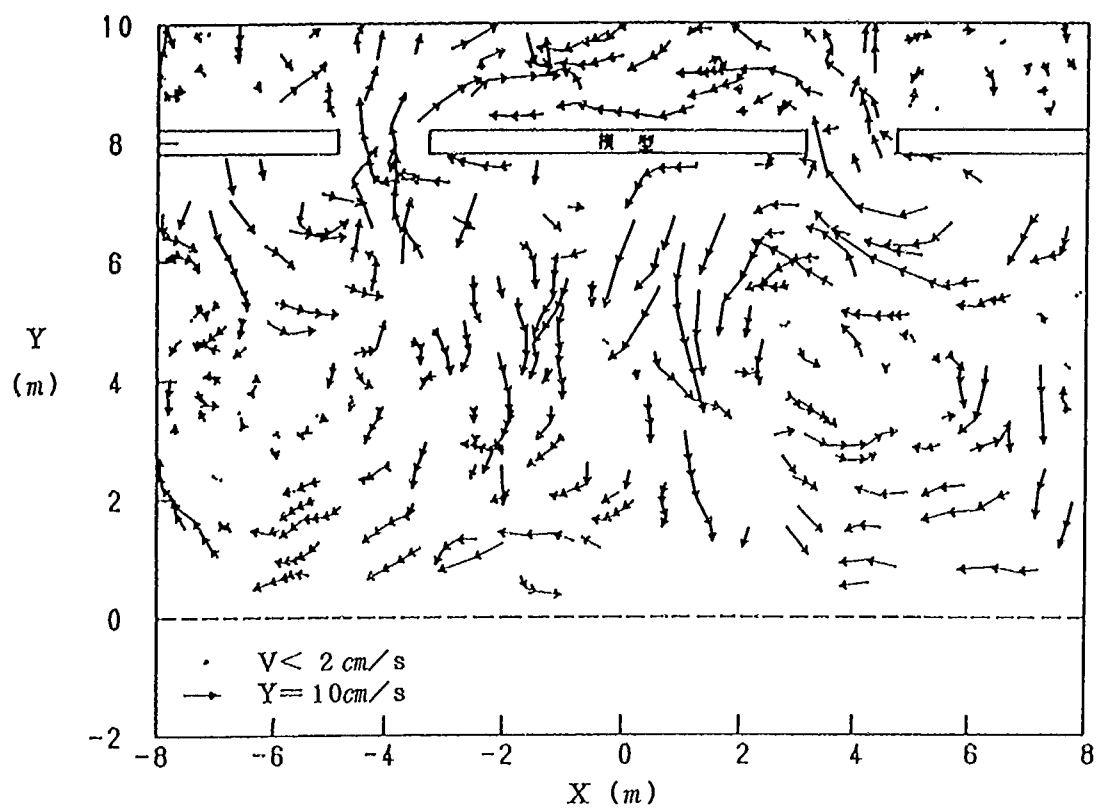


図-3.22 流況図(ケース4, $Y_s = 8\text{m}$)

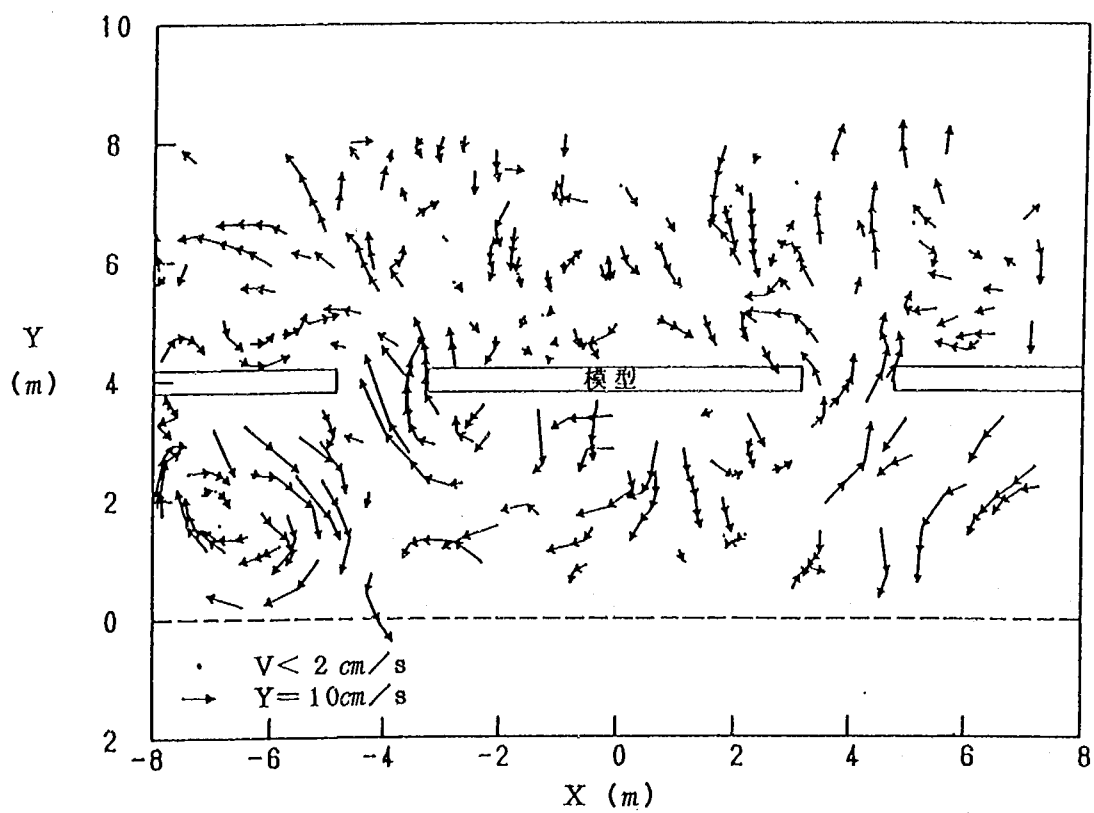


図-3.23 流況図(ケース5, $Y_s = 4\text{m}$)

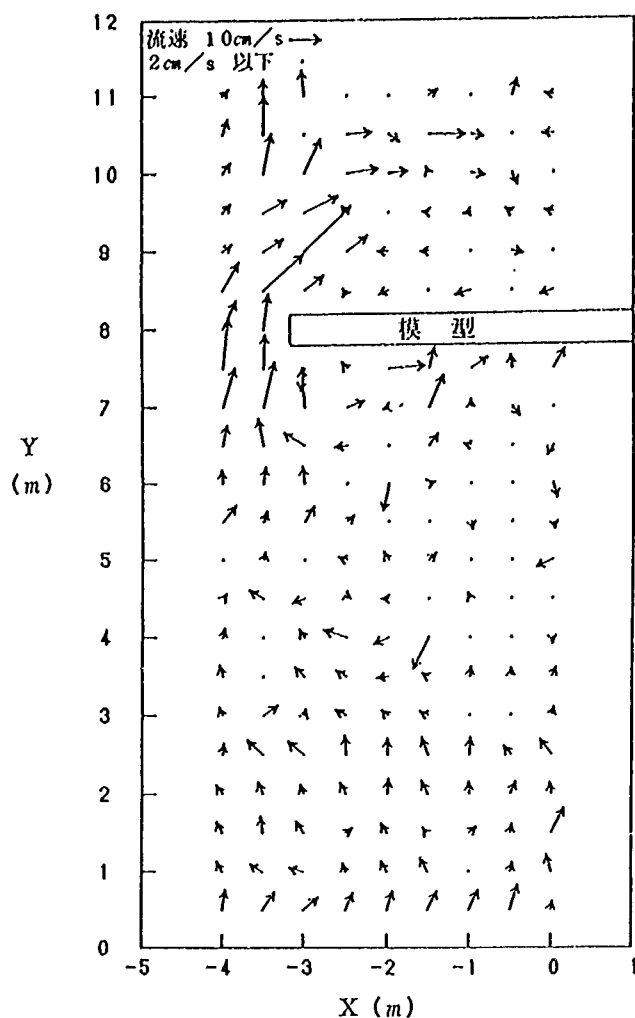


図-3.24 平均流速の平面分布
(ケース4, $Y_s = 8\text{m}$)

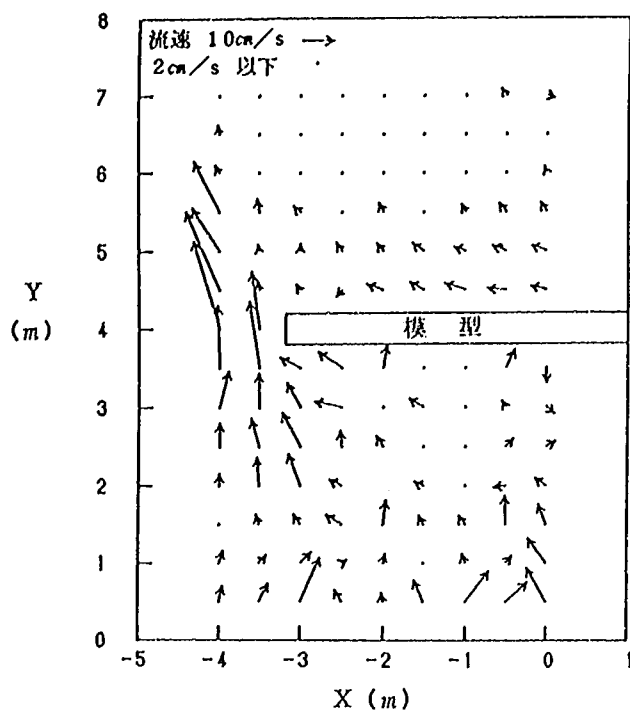


図-3.25 平均流速の平面分布
(ケース5, $Y_s = 4\text{m}$)

表-3.2 平面配置諸元と流況

W/L_s	流況パターン	ケース
0.13	よどみ	1
0.25	循環流	2
0.50	循環流	3
Y_s/L_s	流況パターン	ケース
0.63	岸向き流	5
0.94	循環流	2
1.25	岸向き流	4

きる堤体の平面配置が必要となる。そこで、堤体の平面配置の各諸元に対する堤内の流況をまとめて表-3.2に示す。開口率 W/L_s について、 $W/L_s = 0.13$ では堤内は

澱んだ状態となり、 $W/L_s > 0.25$ では循環流が生じた。離岸距離堤長比 Y_s/L_s について、 $Y_s/L_s = 0.93$ では循環流が生じたが、 $Y_s/L_s = 0.63, 1.25$ では向岸流が生じた。

人工リーフの場合の W/L_r 、 Y_r/L_r による流況パターンの区分は、 $W < 0.25 L_r$ の範囲で澱み、 $W > 0.25 L_r$ 、 $Y < L_r < 4Y$ の範囲で循環流となる(宇多ほか, 1987)。SURFの場合も人工リーフとほぼ同様な流況区分となった。

3.3.3 堤体上および開口部における流況

(1) 堤体上の碎波に伴う岸向き流れの影響

堤体上で生じる碎波により堤内へ流入する水塊の影響を調べた。ケース2の堤体を横切る $X = -0.5\text{m}$ と開口部の $X = -4\text{m}$ の測線上の平均流速の鉛直分布を図-3.26に示す。 $X = -4\text{m}$ の測線上の開口部で

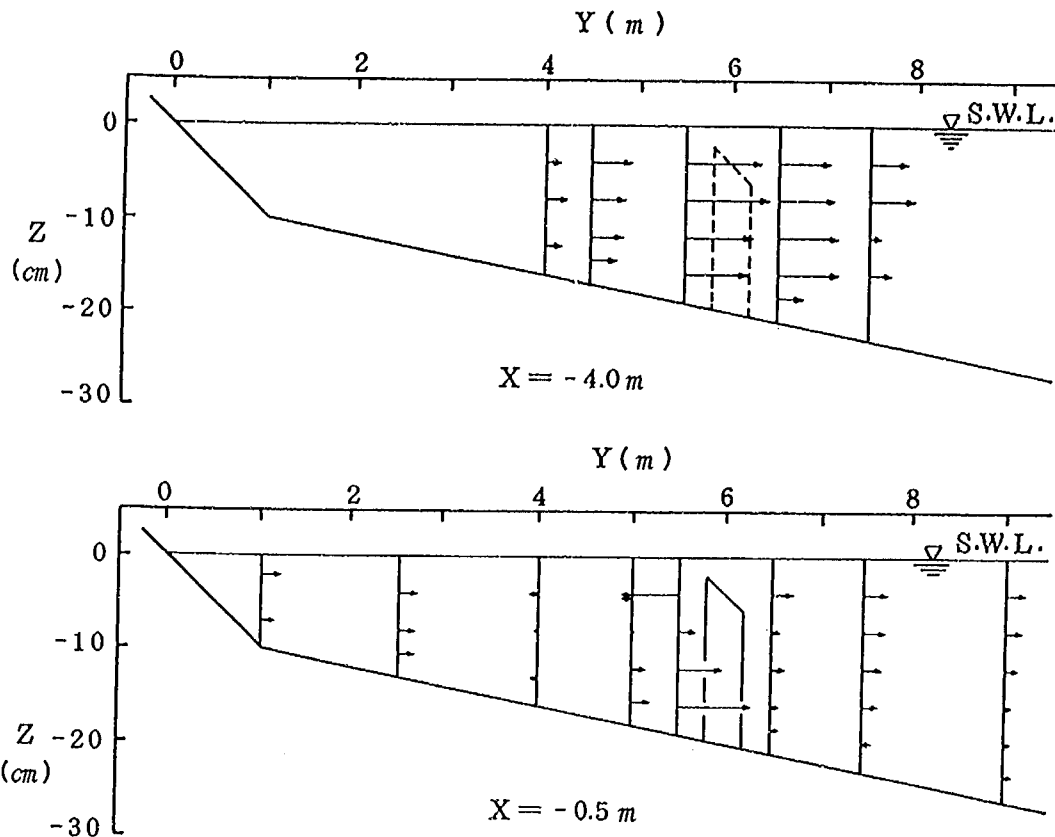
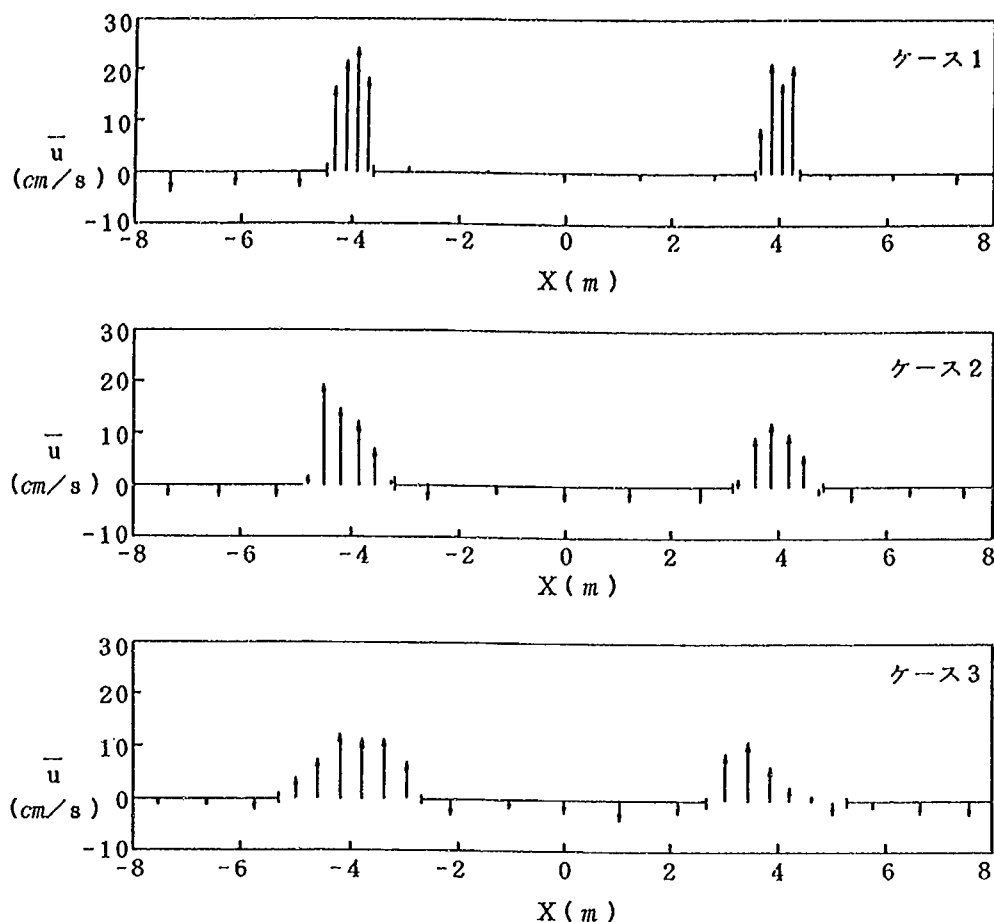


図-3.26 平均流速の鉛直分布 (ケース 2, $X = -0.5, -4$ m)

は冲向き流れが生じており、流速分布はほぼ一様となった。これに対して、 $X = -0.5$ m の測線上、堤体直背後の $Y = 5.5$ m の流速分布は、表層で岸向き、底層で冲向きと大きく変化した。これは、碎波に伴う岸向き流れが表層に集中していることを示すものである。また、底層では、表層の岸向き流れの補償流として冲向き流れが生じた。この表層で生じる岸向き流れは、汀線に向かうにしたがって急速に減少し、鉛直方向に一様化していく。また、岸向き流れの影響の及ぶ範囲は $Y > 4$ m となり、堤体背後の約 2 m の範囲となった。

(2) 開口率と堤内への流入量の関係

堤体上の碎波に伴う堤体上から堤内への水塊の流入は、堤内の海水交換上重要な意味を持つ。また、この流入量により開口部での冲向き流れが支配される。そこで、堤体上と開口部の各断面における流速の鉛直分布を測定し、断面平均流速を $\bar{u}$ を算出した。測定断面は、堤体上で 11 断面 (107 ~ 144 cm 間隔) とし、開口部では 8 ~ 12 断面 (20 ~ 40 cm 間隔) とした。各断面での測点の鉛直位置は、堤体上で堤体天端から波の峰の間の 3 点 (約 1.5 cm 間隔)、開口部で底面から波の峰までの間の 7 ~ 8 点 (約 3 cm 間隔) とした。ケース 1, 2, 3 の堤体設置位置である $Y = 6$ m の断面での $\bar{u}$ の沿岸方向分布を図-3.27 に示す。 W/L_s が増大すると $\bar{u}$ は堤体上では大きく、開口部では小さくなった。各ケースの $\bar{u}$ から算出した開口部からの流出量 Q_{out} と堤体上からの流入量 Q_{in} を比較した結果を図-3.28 に示す。本来なら、 Q_{out} と Q_{in} は一致することより、測定結果には 10% 程度の誤差が含まれていると考えられる。この誤差を考慮すると、 Q_{out} , Q_{in} は、 W/L_s の違いによらずほぼ同オーダーとなる。各ケースの Q_{in} , Q_{out} の平均値を堤体上からの

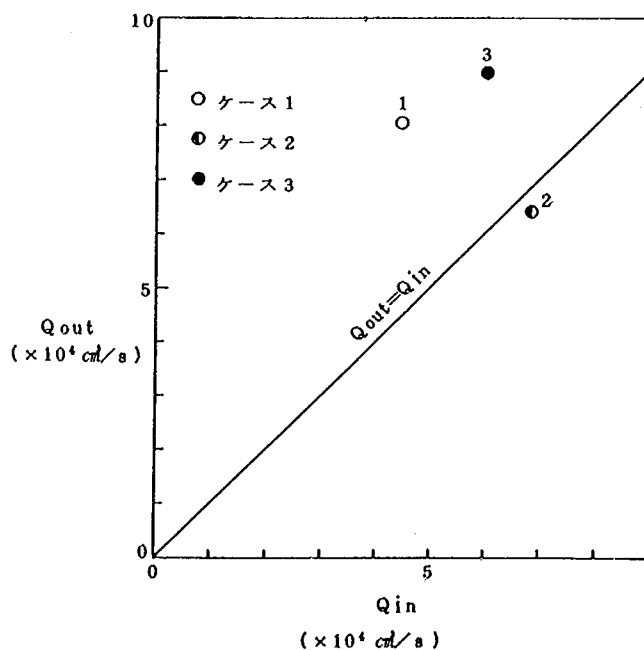


図－3.27 堤体上および開口部の断面平均流速の沿岸方向分布（ケース 1, 2, 3）

流入量 Q とし、 Q を堤長 L_s で割った堤体上の単位幅当たりの流入量 q' を算出した結果を表－3.3に示す。各ケースの q' の平均値 $\bar{q}'$ は $55.1 \text{ cm}^2/\text{s}$ となった。

(3) 開口率と開口部の流速の関係

開口部に生じる冲向き流れの流速値は、堤内の海水交換のみならず、開口部の洗掘とも直接関係する。そこで、開口部の断面平均流速 $\bar{U}$ と開口率 W/L_s の関係を図－3.29に示す。 $\bar{U}$ と W/L_s の関係は反比例の関係にあり、 W/L_s が小さくなるにしたがって $\bar{U}$ は急激に増大した。このことより、開口率を極端に小さくすると、開口部の冲向き流速が急速に増大し、開口部の洗掘の問題が生じると考えられる。また、開口率が小さい場合、堤内の流況は澱んだ状態となり



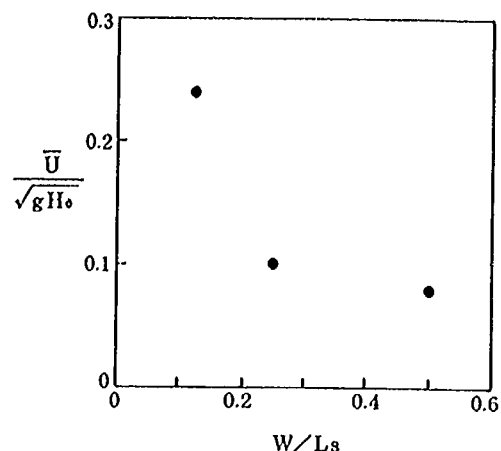
図－3.28 開口部の流出量と堤体上の流入量の関係（ケース 1, 2, 3）

表一 3.3 堤体上の単位幅流入量

ケース	Q_{in} (cm^3/s)	Q_{out} (cm^3/s)	Q (cm^3/s)	$q' = Q/2L_s$ (cm^2/s)
1	44,700	79,800	62,300	43.8
2	68,500	63,400	65,950	51.5
3	60,200	89,100	74,650	70.0

$$\bar{q}' = 55.1 \text{ cm}^2/\text{s}$$

海水浴などのレジャーに適すると考えられるが、堤内利用の安全面で開口部で生じる強い冲向流れの存在に十分注意する必要がある。



図一 3.29 開口部の断面平均流速と開口率の関係

3.4 まとめ

- ① 堤体背後の静穏域の創出効果は、離岸距離 Y_s 、開口率 W/L_s が大きくなるにしたがって少なくなり、その影響は離岸距離 Y_s の方が大きい。
- ② 堤内では、開口率 $W/L_s > 0.25$ 以下で循環流が形成され、 $W/L_s = 0.13$ では淀んだ状態となった。また、離岸距離堤長比 $Y_s/L_s = 0.63$ 、1.25 では、堤体背後で向岸流が形成され、 $Y_s/L_s = 0.94$ では、循環流が形成された。
- ③ 堤体背後では、堤体上の碎波により表層部分に集中した岸向き流れが生じ、堤体背後約 2 m の範囲に影響を及ぼした。
- ④ 堤体上の碎波による堤体上から堤内への単位幅流入量 q' の各ケースの平均値 $\bar{q}'$ は $55 \text{ cm}^2/\text{s}$ となった。
- ⑤ 開口部の断面平均流速 $\bar{U}$ は開口率 W/L_s が小さくなると急激に増加した。

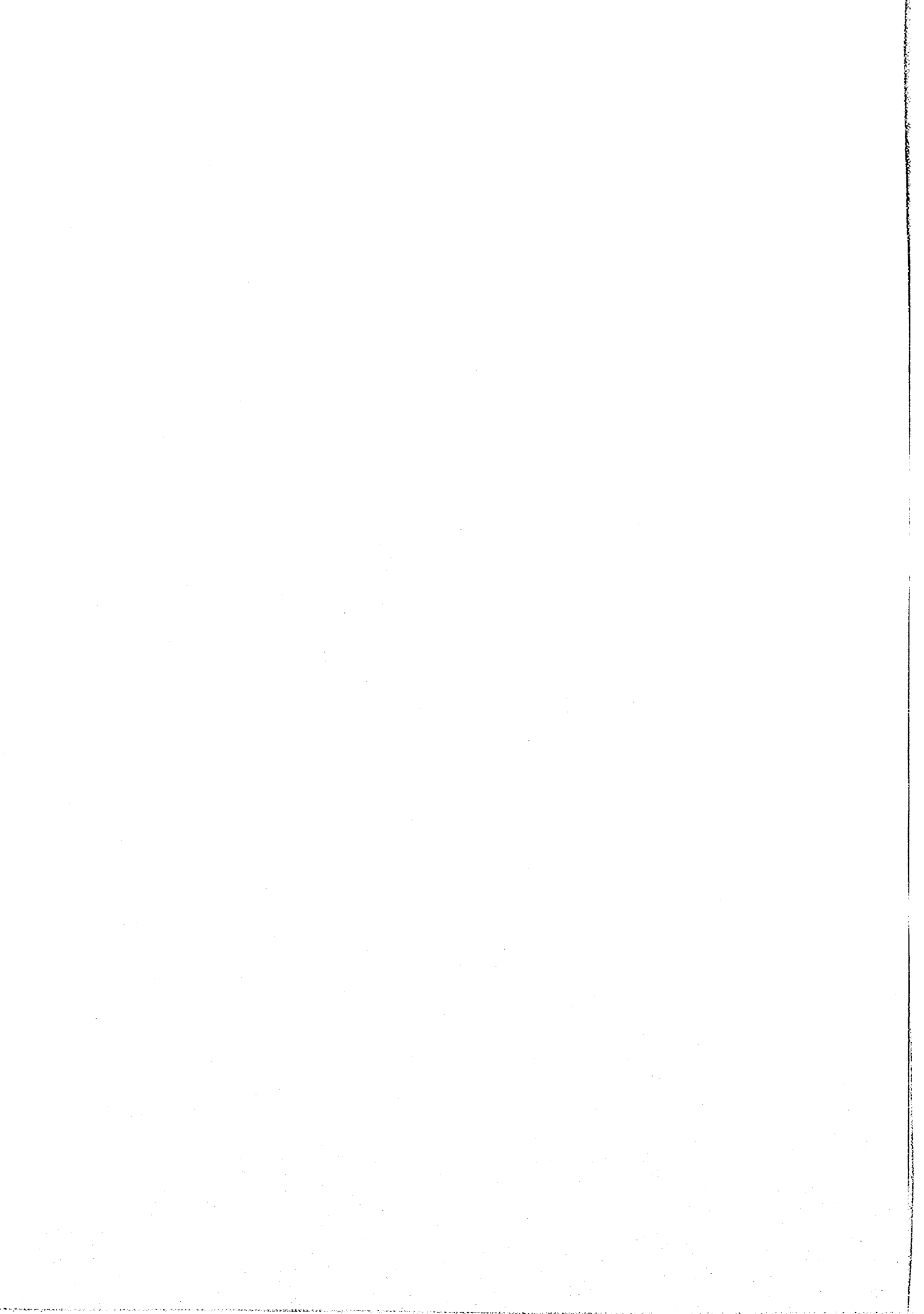
参考文献

- 宇多高明・小俣 篤・横山揚久 (1987): 人工リーフ周辺に生じる海浜流と地形変形, 第34回海岸工学講演会論文集, pp.337~341.
- 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男 (1987): 海域制御構造物による静穏域の創出効果, 土木技術資料, Vol. 29, No. 8, pp. 51~56.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2), 土木研究所資料, No. 2510, pp. 109~123.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4), 土木研究所資料, No. 2577, pp. 103~132.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(5), 土木研究所資料, No. 2609, pp. 139~169.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7), 土木研究所資料, No. 2661, pp. 43~82.

建設省土木研究所河川部海岸研究室(1989): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8), 土木研究所資料, No 2701, pp. 13~30.

第4章 レンズマウンド周りの波高分布・流況・ 堤脚部流速に関する実験的検討

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
	研究員	小俣篤
東洋建設(株)技術研究所	所長	大音宗昭
	課長	倉田克彦
	主席研究員	芳田利春
	研究員	藤原隆一



4.1 ま え が き

筆者らはすでに堤脚を接して隙間なく設置したレンズマウンドの2次元的な消波効果を明らかにした(土木研究所, 1987, 土木研究所, 1988)。しかし, 堤脚を離して設置した場合の消波効果については十分明らかにされていないのが現状であった。また, レンズマウンドを設置することによる周辺海域での海底地形変化や汀線変動についての検討も不十分であった。このような海底地形の変化や汀線変動はレンズマウンド周辺の流況と密接に関連している。さらに, 堤脚部の洗掘も流況と関係することから, 現象を明らかにするには構造物周りの流速分布を測定することが必要とされる。そこで, 本研究では水理模型実験によりレンズマウンドの堤脚を離し, 間隔をおいて配置した場合の消波効果, 堤体周辺の流況, 堤脚部の流速を調べることで, レンズマウンドの適切な配置間隔について検討した。

4.2 実験方法

実験は, 東洋建設㈱技術研究所の平面水槽(28.6m×21.0m×1.0m)を用いて行った(図-4.1 参照)。図示するように座標系(X, Y)を定め, 以後の解析に用いた。

海浜断面形として, 沖浜勾配は1/100, 汀線付近の勾配は1/10とした。(図-4.1 参照)。模型の縮尺は1/50とし, 現地スケールで $H_0' = 2.5$ m, $T = 9.0$ sの規則波を作用させた。

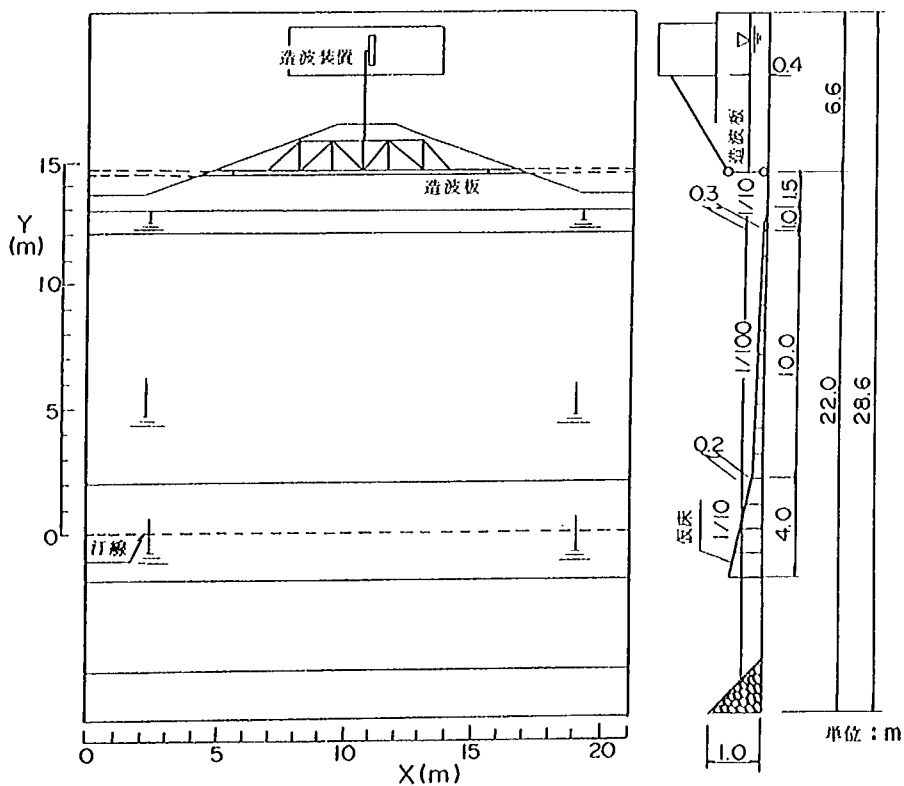


図-4.1 実験装置

実験では堤体数を5個として, 設置水深 h (離岸距離 Y_T)を2通り, 開口幅 W を種々変化させ, 構造物周りの波高分布, 流況を調べた(図-4.2 参照)。レンズマウンドの諸元は, 2次元実験の結果をもとに透過率 K_T が0.6となるように設定した(表-4.1)。ただし, 開口部を設けることにより, 静穏な海域面

積が減少することが予想されたため、レンズマウンド自体の消波効果を高め $K_T=0.55$ となるよう堤体底幅 B を広くした場合（ケース5）も検討した。

各ケースの波高分布、流況の測定区域を図4.3に示す。波高は、容量式波高計を用いて X 、 Y 方向とも50 cm間隔で測定した。表面流況は、投入したフロートの動きをビデオ撮影して求めた。堤脚部の流速は電磁流速計を用いて測定し、

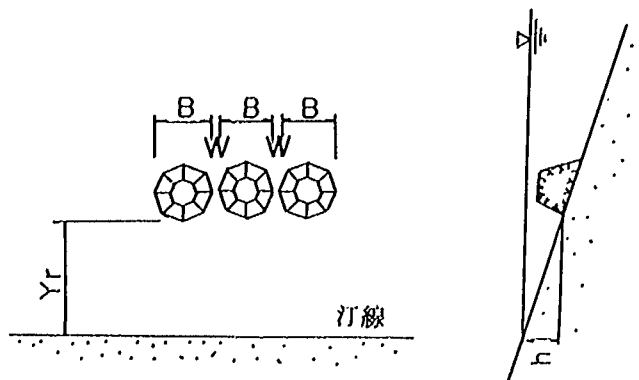
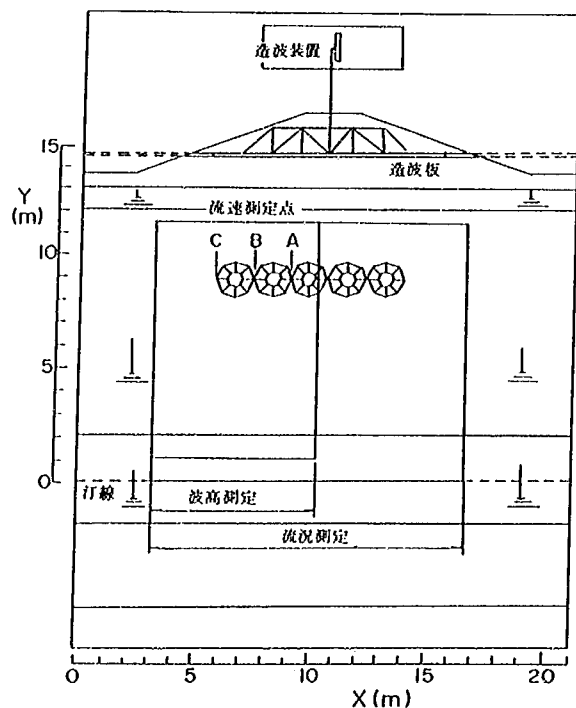


図-4.2 堤体設置条件を表すパラメータ

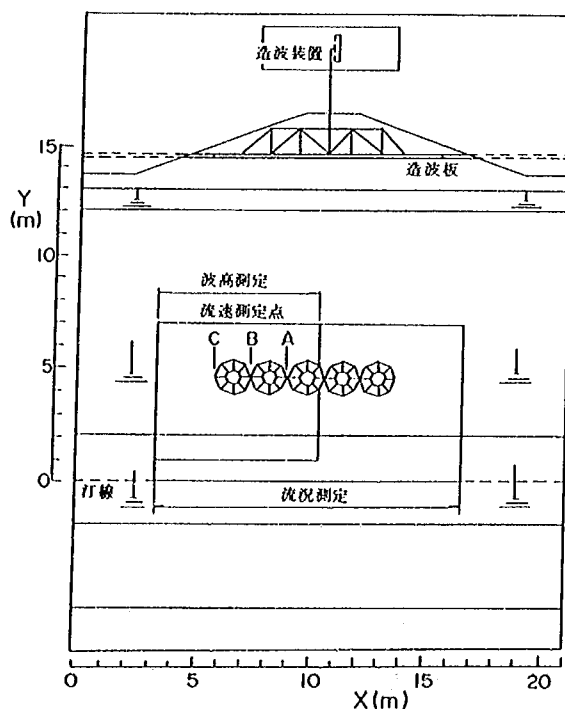
表-4.1 実験条件

ケース	離岸距離		設置水深:h		堤体数 (個)	開口幅 W/B	堤体底幅:B		天端水深:R		B/L	R/h	B ₁ /B
	模型 (cm)	現地 (m)	模型 (cm)	現地 (m)			模型 (cm)	現地 (m)	模型 (cm)	現地 (m)			
1	800	400	26	13	5	0.0	163	81.5	2.6	1.3	0.9	0.1	0.4
2	800	400	26	13	5	0.1	163	81.5	2.6	1.3	0.9	0.1	0.4
3	800	400	26	13	5	0.2	163	81.5	2.6	1.3	0.9	0.1	0.4
4	800	400	26	13	5	0.4	163	81.5	2.6	1.3	0.9	0.1	0.4
5	800	400	26	13	5	0.2	199	99.6	2.6	1.3	1.1	0.1	0.4
6	400	200	23	11	5	0.0	153	76.4	2.2	1.1	0.9	0.1	0.4

B₁: 堤体天端幅 L: 波長



(a)



(b)

図-4.3 波高分布および流況の測定区域

開口部の2点(A, B), 端部の1点(C)において鉛直分布を調べた(図-4.3)。なお, 平均流速は20波で定義した。

4.3 実験結果

4.3.1 波高比分布

最初に, 開口幅を設けることによる波高比分布の変化を調べた。ここに, 波高比は, 無堤時の堤体設置地点($Y=0.8\text{m}$)の測線における平均入射波高 H_i を基準として求めた。

ケース1($W/B=0.0$)の波高比分布を図-4.4に示す。宇多ほか(1987)にしたがい, 静穏域を波高比が0.7以下となる区域とすれば, 静穏域は $X=7.5\sim 10.0\text{m}$, $Y=4.5\text{m}$ より岸側の区域に広く分布している。この区域は, 堤体(堤脚部岸側)から2波長程度離れた地点となっている。さらに, $X=6.0\text{m}$ 前後の $Y=1.5\sim 5.0\text{m}$ 付近にも静穏域が分布している。一方, 堤体の沖側での波高分布は, ほぼ一様であり, 反射波による著しい波高増大は見られない。

ケース2($W/B=0.1$)の波高比分布を図-4.5に示す。この場合, 静穏域は $X=7.5\sim 10.0\text{m}$, また堤体のすぐ岸側($Y=8.0\text{m}$ 付近)から汙線付近まで広く分布しているが, 堤体群の中央($X=10.0\text{m}$)付近では, 波高比が0.6より大きい区域がある。堤体のすぐ岸側における波高比が1.0以上の区域は, ケース1の場合に比べて増大する傾向にある。また, $X=4.0\text{m}$ の測線上付近では, ケース1と同様に波高比が1.0以上となる区域が見られる。

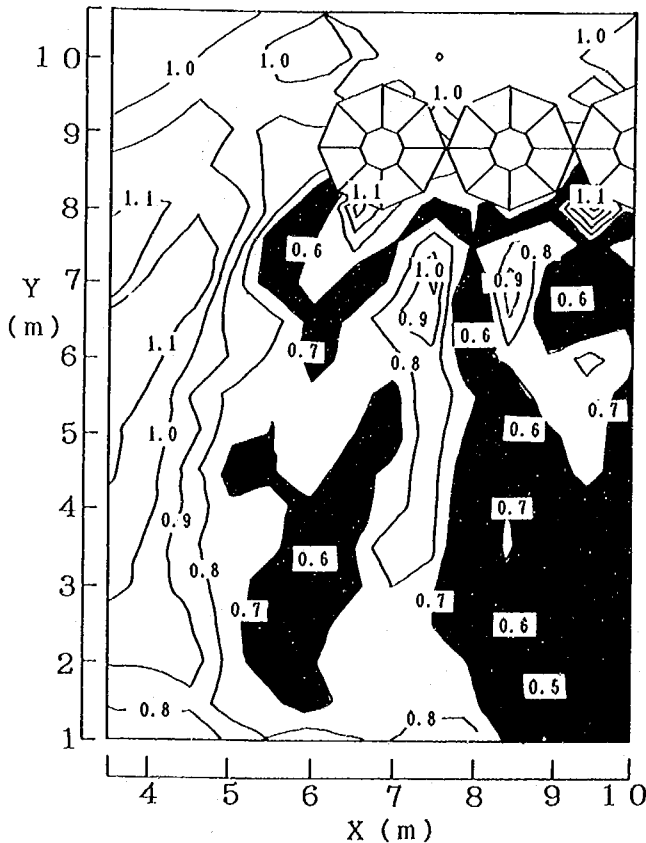


図-4.4 波高比分布(ケース1)

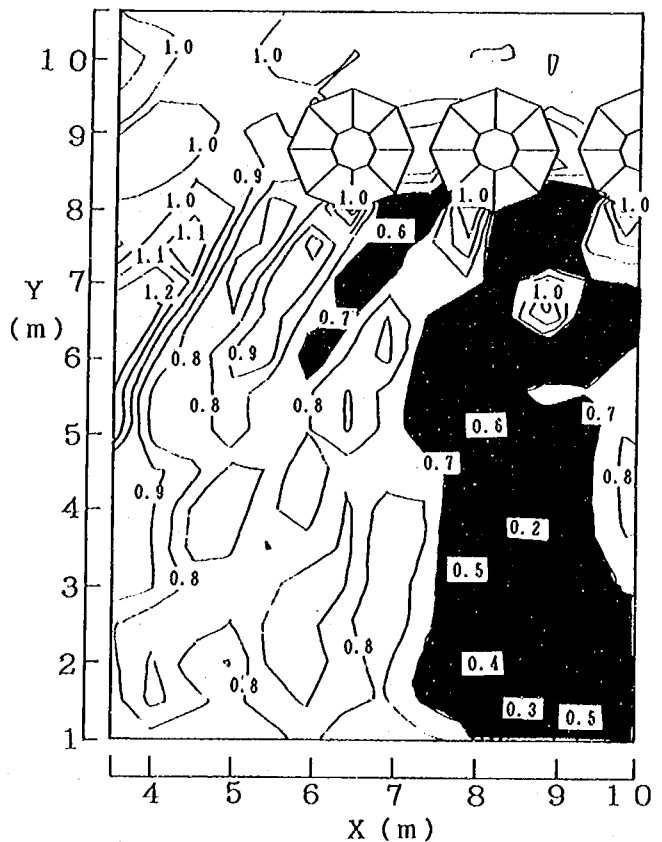


図-4.5 波高比分布(ケース2)

ケース3 ($W/B=0.2$) の波高比分布を図-4.6 に示す。静穏域はケース1, 2 に比べて減少し、逆に、堤体のすぐ岸側では、開口部からの侵入波によって波高比が1.0 以上となる区域が増大した。また、沿岸方向の波高変化が大きい範囲が $Y=4.0\text{m}$ 付近まで拡大している。

さらに $W/B=0.4$ と開口幅が広くなると、沿岸方向の波高変化は開口幅が狭いケースと比較して明らかに大きくなる(図-4.7)。また、堤体の岸側で波高比が1.0 以上となる区域はさらに広くなり、堤体群としての消波効果が著しく低下している様子がうかがえる。

以上の結果より、開口幅 W がほぼ $W/B>0.2$ になると、レンズマウンドの消波機能が低下することが分かった。人工リーフの場合、 $W/B>0.25$ (B : 堤体幅) となると静穏な海域が得られにくいとされており(土木研究所, 1988), 両者の傾向はよく似ている。また、いずれのケースにおいても堤体(堤脚部岸側)より2波長程度離れた地点から、静穏な区域が得られた。

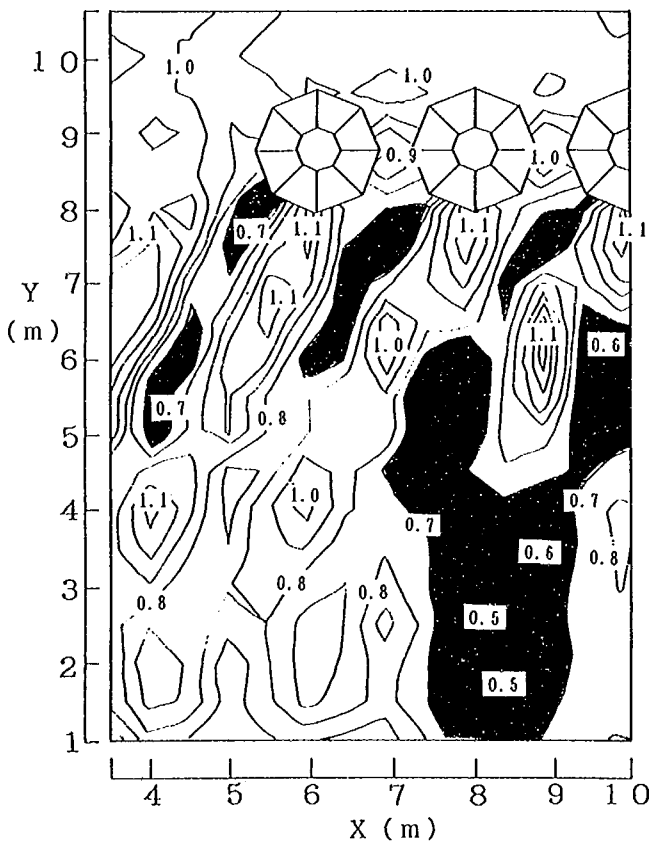


図-4.6 波高比分布(ケース3)

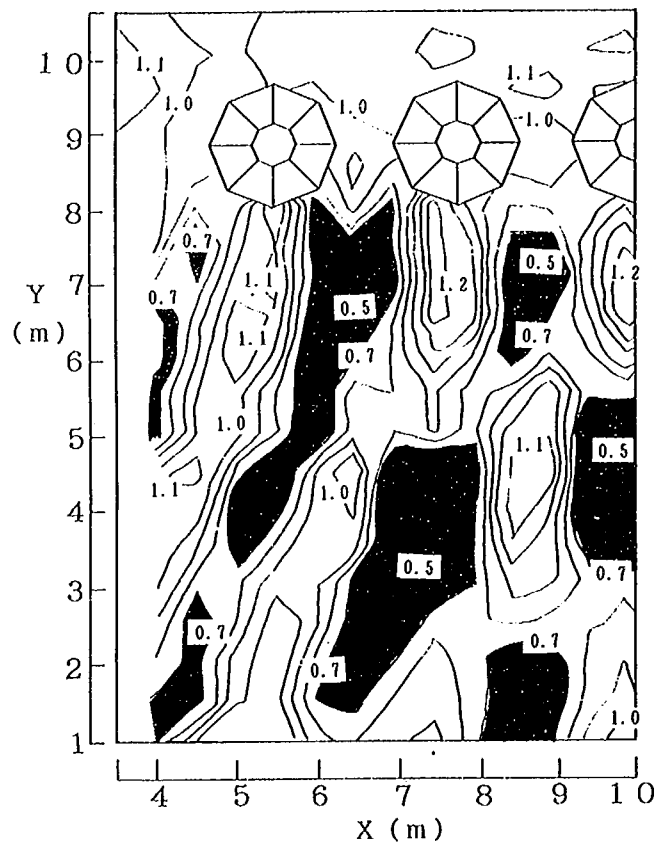


図-4.7 波高比分布(ケース4)

次に、透過率が $K_T=0.55$ となるように設定し、開口幅 W を $W/B=0.2$ とした場合の波高比分布を図-4.8 に示す。この場合、波高比の分布状況は、ケース4 ($W/B=0.4$) の図-4.7 とよく似ているが、静穏域はケース4 に比べて広がった。

離岸距離を $Y=4.0\text{m}$ として堤体を岸側に近づけたケース6の場合の波高比分布を図-4.9 に示す。レンズマウンドの配置は、ケース1 と同様に $W/B=0.0$ としている。ケース6の場合、波高比の分布形状はケース1 の $Y=4.0\sim 8.0\text{m}$ のそれと同様であり、静穏域は狭い。レンズマウンドの消波効果が表われる距離

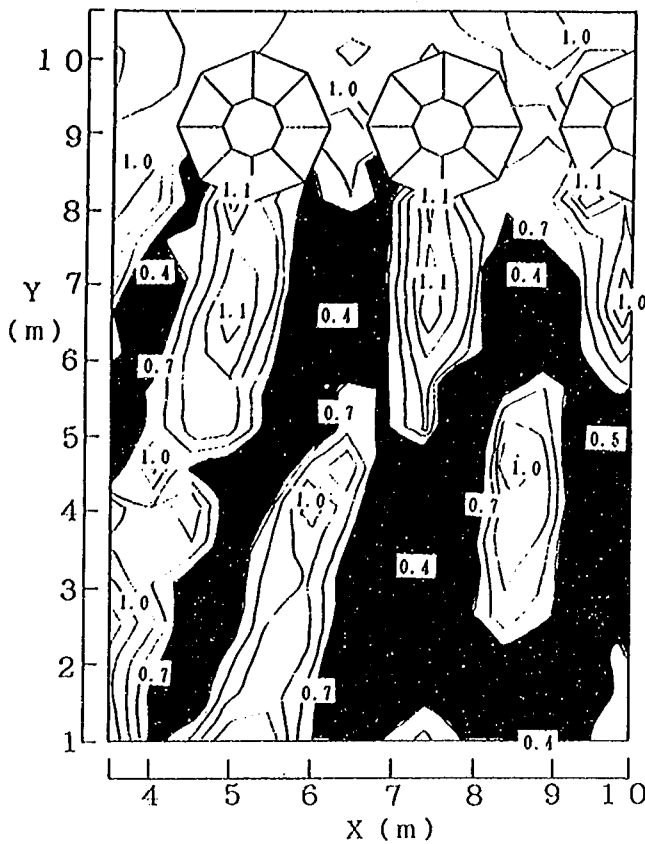


図-4.8 波高比分布(ケース5)

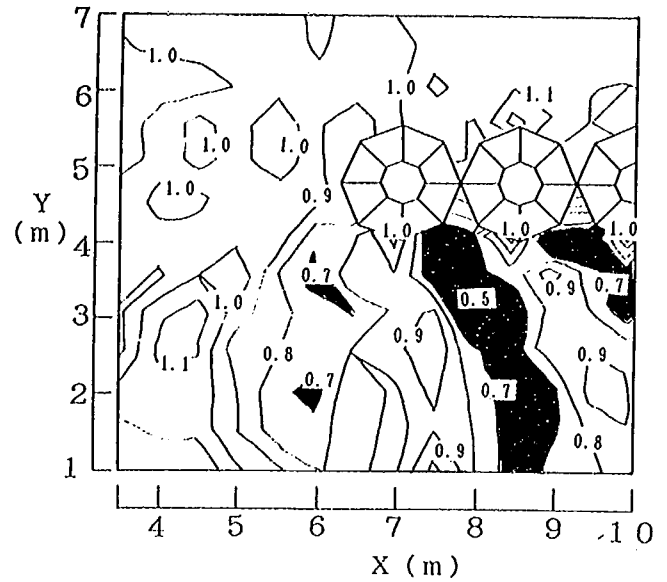


図4.9 波高比分布(ケース6)

に比べて離岸距離が短いことから、消波効果が十分に表われていない。

4.3.2 レンズマウンドの設置間隔

各ケースの静穏海域の創出効果を調べるために、堤体背後(岸沖方向: ケース1~5の場合 $Y=1.0\text{ m}$ ~ 8.0 m , ケース6の場合 $Y=1.0\text{ m}$ ~ 4.0 m , 沿岸方向: 堤体群の端部~ $X=10.0\text{ m}$)の区域で得られる静穏域の面積を同区域の全面積で除した面積比 S を用いて比較した(図-4.10)。

堤体の大きさが同じで開口幅が異なるケース1~4の場合、開口幅が $W/B=0.2$ より大きくなると S は急激に小さくなった。また、ケース1, 2のそれとほぼ等しい。一方、ケース6の S はケース1と同様に $W/B=0.0$ であるにもかかわらず、ケース3($W/B=0.2$)のそれとほぼ等しく、離岸距離を小さくしても静穏海域を広げることにはならない。以上の点より、

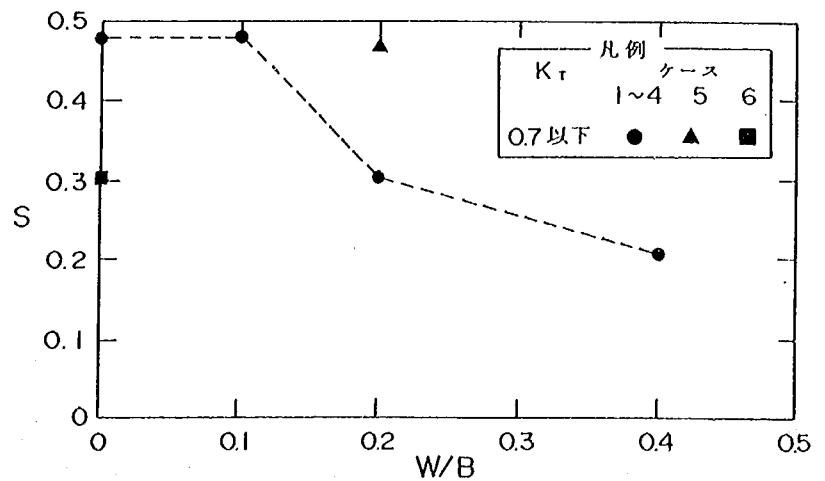


図-4.10 静穏域の面積比

レンズマウンドにより消波効果を確保するには、ある程度汀線から距離をおいてレンズマウンドを設置する必要があるといえる。

次に、 S が大きいケース 1, 2 および 5 の場合の波高比分布を詳しく調べた。静穏域は堤体より 1.5~2.0 波長離れた地点 ($Y=5.0\text{m}$ 付近) より岸側の区域に分布しているので、これらの

区域の平均波高比について検討する。本実験の場合、 $Y=2.0\text{m}$ より岸側では海底が急勾配となり浅水変形により波高が急激に増大する。このため、岸沖方向の各測線 ($Y=2.0\sim 5.0\text{m}$ の範囲) の平均波高 H_A と無堤時の平均入射波高 H_i より平均波高比を求めた (図-4.11 参照)。図中には、各ケースの堤体設置区間も示した。

ケース 1 の場合、堤体の設置区間の中央付近 ($X=7.5\sim 10.5\text{m}$) では H_A/H_i がほぼ 0.6 と安定している。2 次元実験で定義した透過率は、ケース 1 の場合の $X=10.0\text{m}$ 付近の H_A/H_i に相当する。ケース 1 は 2 次元実験結果をもとに透過率が 0.6 となるように設定したケースであることから、 $X=10.0\text{m}$ 付近では 2 次元実験の状況をよく再現している。また、沿岸方向に波高は緩やかに変化する。

ケース 2 の場合、 $X=3.5\sim 8.0\text{m}$ の区域ではケース 1 と同様に沿岸方向に波高は緩やかに変化する。しかし、 $X=8.0\sim 10.5\text{m}$ の区域では H_A/H_i の変化が大きく、 H_A/H_i が 0.2 程度と小さくなる区域も生じる。ケース 5 の場合、 H_A/H_i の変化が大きくなる区間が $X=5.0\sim 10.5\text{m}$ に広がる。

以上のように、開口幅に比例して沿岸方向の波高変化が大きくなった。これは、開口部からの侵入波の重合効果である。したがって、静穏域を創出する意味からは、レンズマウンドは $W/B=0.0$ または $W/B=0.1$ とする必要があることが分かる。

4.3.3 流 況

フロートの動きを追跡することにより得られた流速ベクトル (付図-4.1~4.6) より、各ケースの流況は、図-4.12 のようにまとめられた。

堤体間および堤体端部では冲向きの流れが生じた。また、堤体背後区域におけるパターンは、堤体上の強制砕波により強い岸向きの流れが生じた後、堤体外側に向かう流れに変わるものである。また、汀線付近の区域では、堤体群の中央付近を境界として大きな 1 対の循環流が形成された。この循環流の中央付近で離岸流が生じているケースもみられたが、これは汀線付近で生じる砕波に起因するものと考えられる。なお、堤体より沖側では顕著な流れは見られなかった。

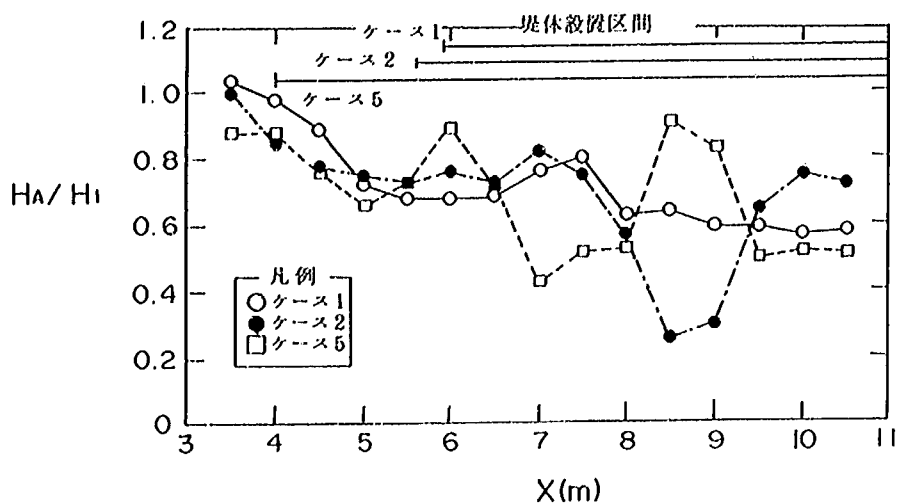


図-4.11 沿岸方向の平均波高比

宇多ほか(1988)は、人工リーフの場合流況パターンは開口部とリーフ上での波の変形に支配されることを明らかにしており、人工リーフ周辺の流況パターンは堤体長、開口幅、離岸距離をパラメータとして4タイプに分類されることを示した(図-4.13)。本実験による流況のパターンは、この分類によるパターンIに属すると考えられる。

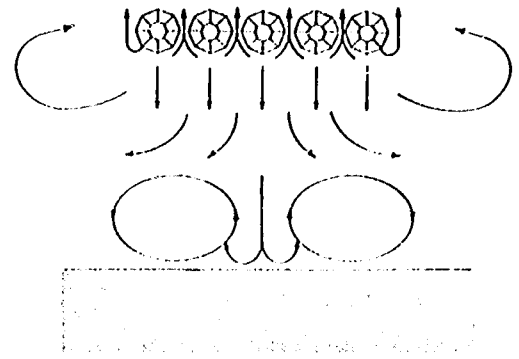


図-4.12 流況パターン

4.3.4 堤脚部における流速

(1) 平均流速

堤脚部の洗掘は、その地点における流れに大きく影響される。したがって、洗掘状況を調べるには、堤脚部の流速を明らかにする必要がある。

開口部の点A、Bおよび堤体群端部の点Cでのオイラー平均流速分布を図-4.14-16に示す、図中には、各地点の無堤時における平均流速分布も示した。

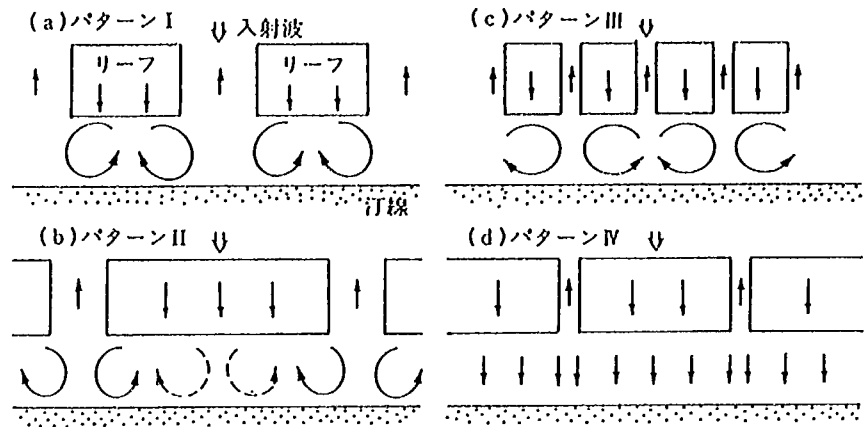


図-4.13 人工リーフ背後の流況タイプ

ケース2の場合(図-4.14)、地点Cの沖向きの平均流速は、地点A、Bと比べてその分布形状はよく似ているものの大きさは小さくなっている。無堤時の場合と比べると、 $z/h > -0.6$ で沖向きの流れが強くなっており、無堤時の場合の2倍程度の大きさである。また、無堤時の場合に比べて、水深方向の速度勾配が大きい。

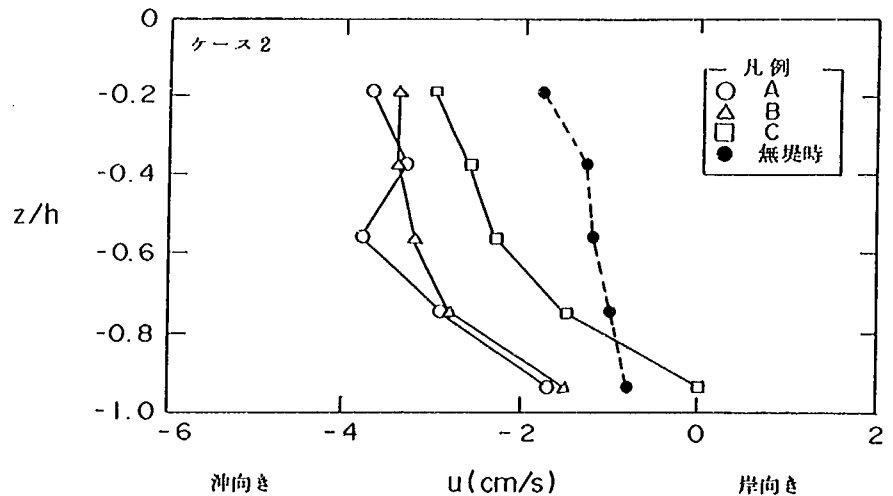


図-4.14 堤脚部における平均流速(ケース2)

開口幅を広くしたケース4

の場合、地点Bにおける表層付近の平均流速が大きく、強い沖向き流れが生じている(図-4.15)。しかし、このことを除くとケース2に比べると平均流速の大きさは小さく、水深方向の速度勾配も小さい。平均流速の大きさは、無堤時のその最大で約1.6倍であった。地点A、Cの流

速分布は水底付近でその差が大きくなっているもののよく似た形状である。地点Bの表層付近で平均流速が大きくなる理由は明らかでない。

このように、開口部と端部で冲向きの流れとなるのは、レンズマウンド上での碎波により水表面付近の質量輸送が大きくなり、その補償流として開口部および端部から流出するためと考えられる。

離岸距離が小さいケース6の場合の流況を図-4.16に示す。地点A, Bの場合、 $z/h > -0.7$ では強い冲向きの流れが生じている。しかし、他ケースと異なり $z/h \approx -0.4$ で最大となるような分布形状をしている。また、水底付近では岸向きの流れとなっている。このように、ケース6の場合、ケース2の場合よりもさらに水深方向の速度勾配が大きくなる。これは、離岸距離が小さく、より浅海に構造物が設置されたため、全体に水表面付近の質量輸送が大きくなり、補償流として開口部から流出する流速が大きくなったためと考えられる。また、地点Cの平均流速の大きさは、 $z/h > -0.6$ で無堤時のその約1.5倍程度となるが、水底に近くなるとその差は小さくなる。

ここで、3地点の中では最も大きな平均流速が測定された地点Aの各ケースの平均流速を図-4.17で比較した。ケース6の水底付近の1例を除き、流れは冲向きとなっている。これらの地点における表面の流れは、フロート追跡によると全ケースで冲向きとなっていた。すなわち、離岸距離を8.0mとしたケース1～5の場合、堤体群中央部付近ではほぼ全水深で冲向きの流れとなっていると考えられる。また、ケース1～4を比較すると、ばらつきはあるもののケース2, 1, 3, 4の順に平均流速が大きくなる。ケース1の場合、堤脚部が接しているため、冲向きの流れが開口部を通過しにくくなっていること、一方、開口部を有するケース2～4のときには縮流効果のため開口幅の狭いケー

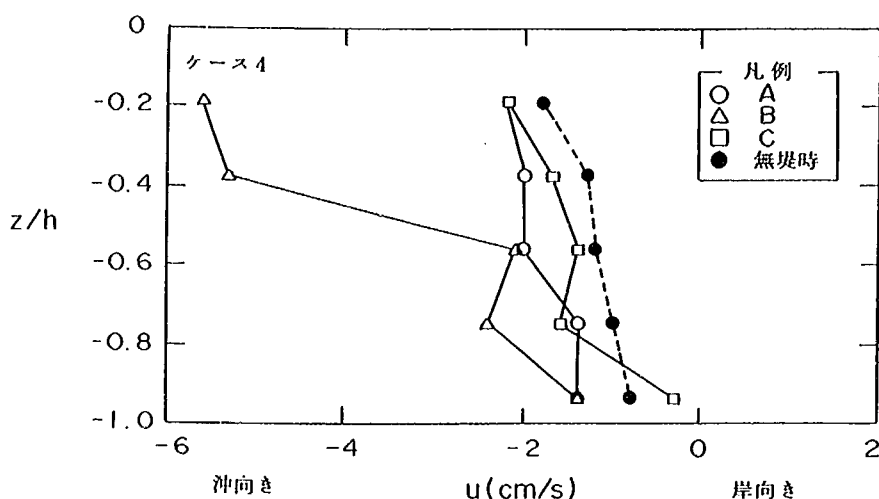


図-4.15 堤脚部における平均流速(ケース4)

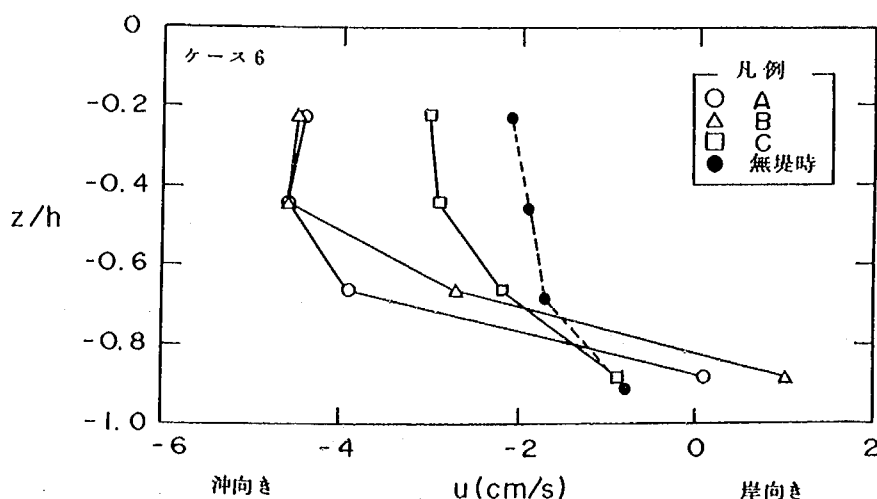


図-4.16 堤脚部における平均流速(ケース6)

ス2の平均流速が大きくなったと考えられる。特に $z/h = -0.6$ より上部において、ケース1、2とケース3、4の差が大きいのは、ケース1の場合堤脚部が接していること、またケース2の場合開口部が狭いため、開口部を通過するとき海底付近の流れがレンズマウンドの斜面上に沿って上昇していることが考えられる。ケース5の平均流速分布は、ケース3、4の場合とほぼ同様である。ケース6の場合、他ケースの流速分布と異なり水底付近の平均流速は岸向きとなるようである。Longuet-Higgins (1953) によれば、粘性効果のため水底では波の進行方向に質量輸送があり、その大きさは浅海になるほど大きくなることが明らかにされている。ケース6の場合の水底における岸向きの質量輸送速度は、他ケースのその約1.5倍となる。この結果、ケース6の水底付近では、開口部を通過する沖向き流れより粘性効果による岸向き流れのほうが大きくなっていると考えられる。

(2) 最大水粒子速度

水底付近の岸向きおよび沖向きの最大水粒子速度 $u_{\max}$ を無堤時の同地点における岸向きおよび沖向きの最大水粒子速度 $u_{0\max}$ で除した値を図-4.18、図-4.19に示す。

ケース2の場合、全地点で無堤時の最大水粒子速度より大きくなっている。他ケースの場合、多少のばらつきはあるものの無堤時の場合よりも最大水粒子速度は小さくなっている。ケース1の場合、その大きさは無堤時のその約60~70%である。

沖向きの場合も岸向きと同様の傾向がみられる(図-4.19)。特に、ケース2の地点B、Cでは無堤時の約1.4倍となる。他のケースの場合、無堤時の最大水粒子速度とほぼ等しいか、または小さくなっている。

なお、開口部での各ケースの平均流はほぼ全水深で沖向

きの流れとなっていることから、堤脚部付近の底質が海底より巻き上がるような状態になったときには、底質が沖向きに運ばれて洗掘が生じる可能性がある。

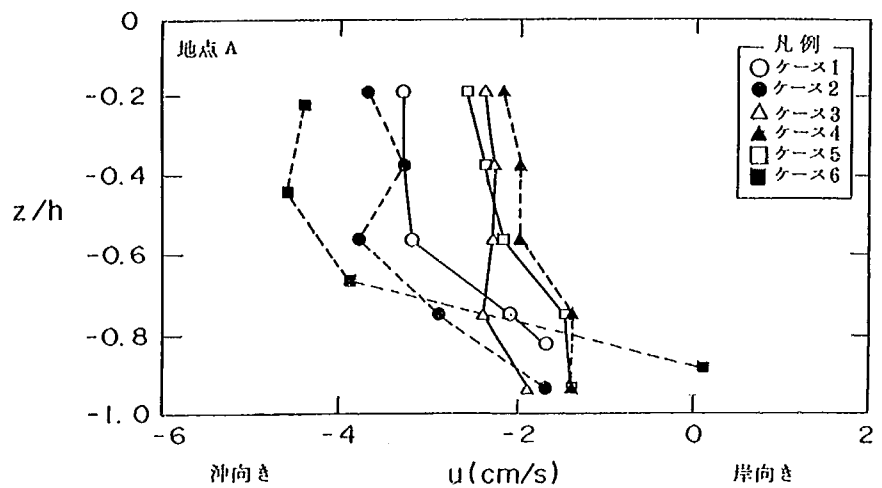


図-4.17 堤脚部における平均流速(ケース1~ケース6)

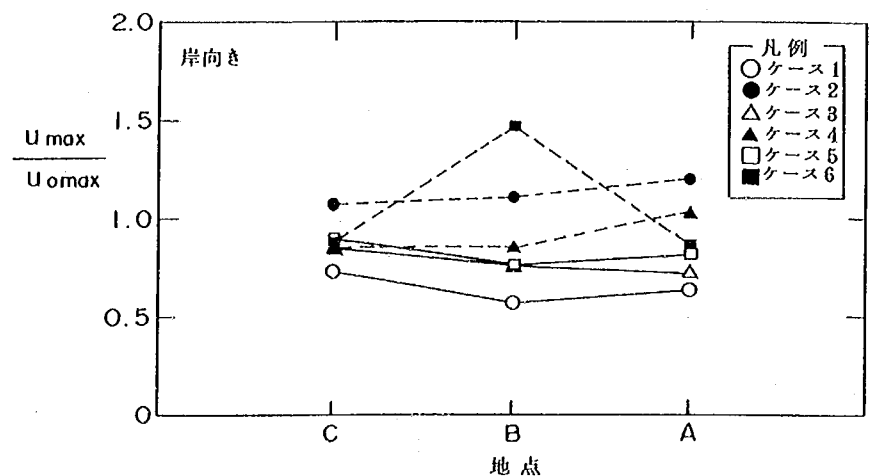


図-4.18 堤脚部における沖向き最大流速

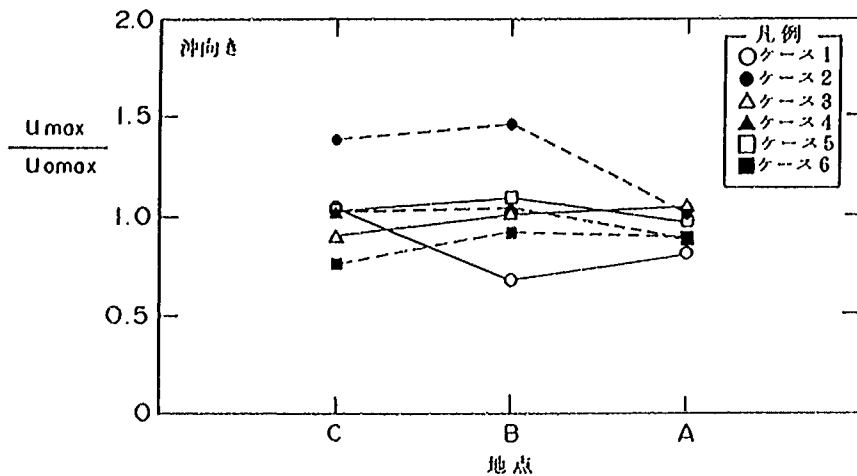


図-4.19 堤脚部における岸向き最大流速

4.3.5 平均水位

レンズマウンドのような没水式構造物の場合、構造物背後の平均水位分布がかなり変化することが予想される。そこで、ケース1の平均水位の上昇量($\bar{\eta}$)を換算沖波波高(H_0')で無次元化して図-4.20に示した。 $\bar{\eta}/H_0'$ は、堤体中央と汀線付近で小さくなった。汀線付近で $\bar{\eta}/H_0'$ が小さくなるのは、汀線近傍で生じる砕波に伴う wave set down が影響していると考えられる。 $\bar{\eta}/H_0'$ の大きな区域は、堤体のすぐ背後で沿岸方向の波高が大きい区域と一致している。また、他のケースも同様であった。堤体背後における平均水位の上昇量の最大値を、各ケース別に表-4.2に示す。いずれのケースの場合も、堤体背後における平均水位の上昇量は H_0' の10%未満であった。宇多ほか(1988)によると、人工リーフ背後の水位上昇量はリーフ岸端では最大で H_0' の約20%であるが、それに比べてレンズマウンドではその約1/2と小さい。

4.4 ま と め

- ① 開口幅 W が $W/B=0.2$ (B : レンズマウンドの堤体底幅)程度になると、レンズマウンドの消波機能は低下する。これは、人工リーフの場合とよく似た傾向である。また、開口部を設けた場合、堤体幅を大きくしてレンズマウンド自体の消波効果を高めることにより静穏な区域を広げることができるが、この場合沿岸方向の波高変化が大きくなる。
- ② 入射波高に対する波高比が0.7以下となる区域を静穏域としたとき、静穏域は、堤体より2波長程度離れた地点から得られる。
- ③ 静穏域、波高分布の見地から望ましいレンズマウンドの配置は、 $W/B \leq 0.1$ である。
- ④ レンズマウンド周りの流況のパターンは、人工リ

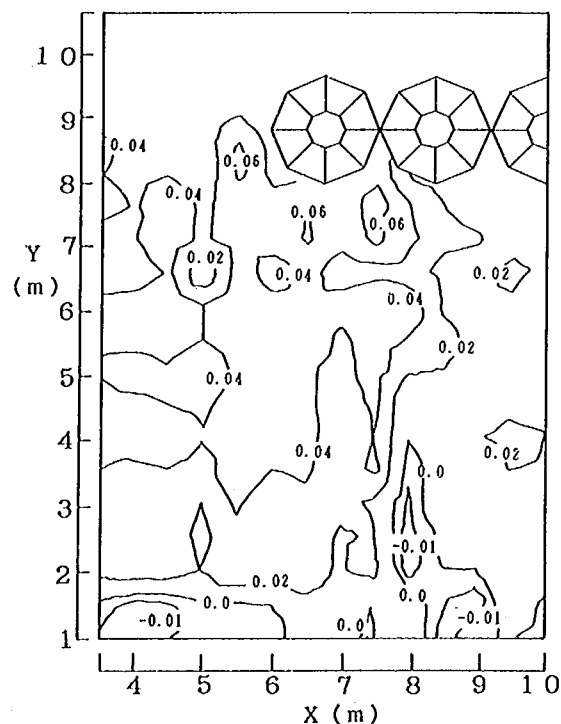


図-4.20 平均水位(ケース1)

ーフの分類によるパターン I に属した。

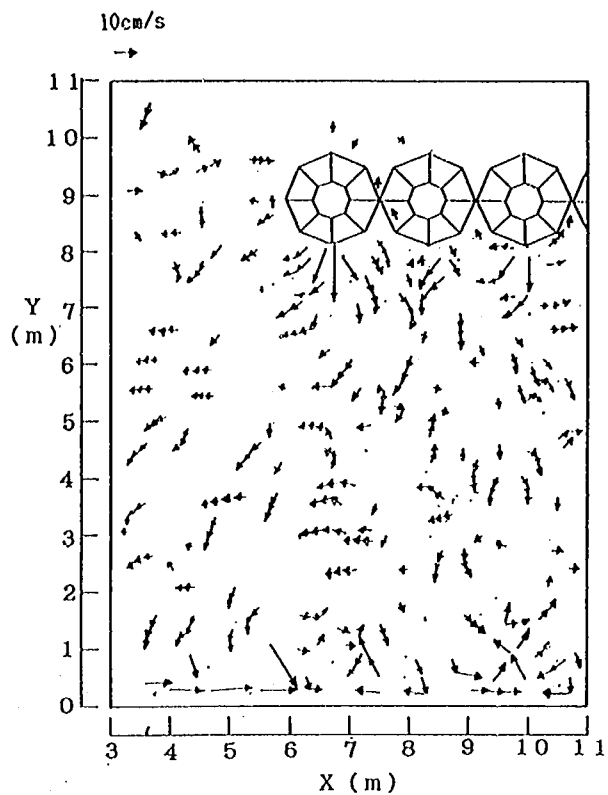
- ⑤ 離岸距離が大きい場合，堤脚部における平均流速はほぼ全水深で冲向きであった。また，表面近くで流速が大きい速度分布形状となった。このとき，平均流速，最大水粒子速度の両者とも $W/B=0.1$ の場合に最も大きくなった。無堤時の場合と比べると，前者で約 2 倍，後者で最大約 1.5 倍の大きさであった。
- ⑥ 離岸距離が小さくなると，離岸距離が大きい場合に比べて表層付近の平均流速は大きくなり，強い冲向きの流れとなるが，水底付近では岸向きの流れとなる。また，平均流速の分布形状は，水深の中央部付近で最大となるような形状となる。
- ⑦ 堤体背後における平均水位の上昇量は H_0' の 10% 未満であった。

表 - 4.2 平均水位の最大上昇量

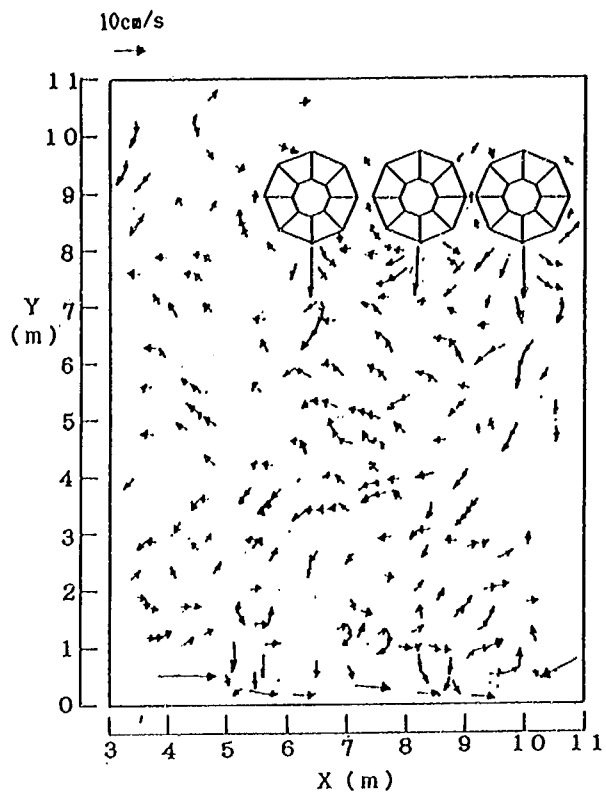
ケース	$\bar{\eta}/H_0'$
1	0.07
2	0.07
3	0.06
4	0.07
5	0.07
6	0.06

参考文献

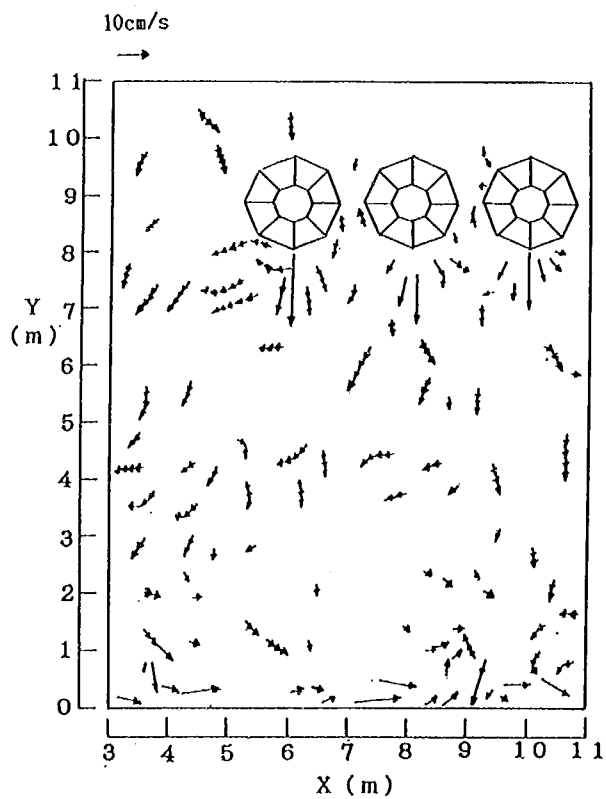
- 宇多高明・村井禎美・藤原隆一・松尾和男 (1987): 海域制御構造物による静穏域の創出効果，土木技術資料，Vol.29, No.8, pp.51~56.
- 宇多高明・小俣 篤・横山揚久 (1988): 人工リーフの機能と設計法，土木研究所，第 2696 号，79 p.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，第 2510 号，pp.45~56.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7)，土木研究所資料，第 2661 号，pp.97~102.
- Longuet-Higgins, M. S. (1953): Mass transport in water waves, Phil. Trans. Roy. Soc. London, Series A, Vol.245, No.903, pp.535~581.



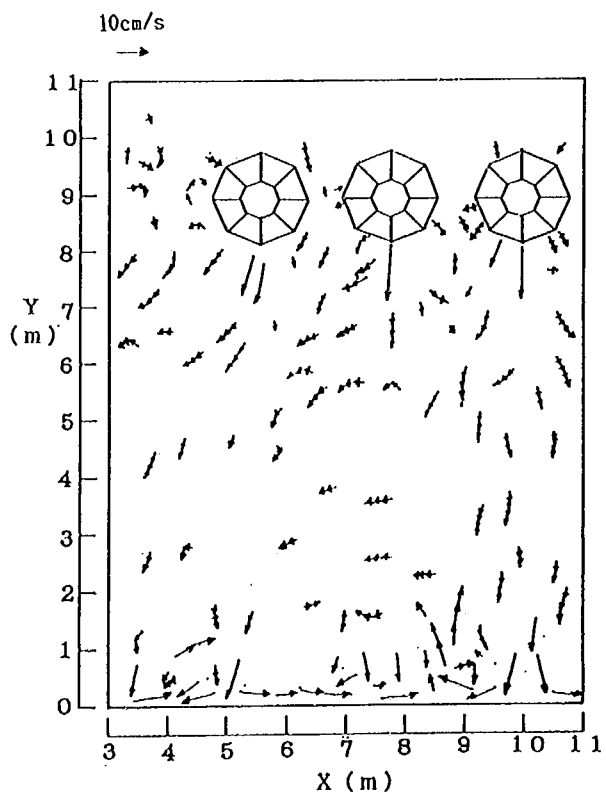
付図-4.1 流況(ケース1)



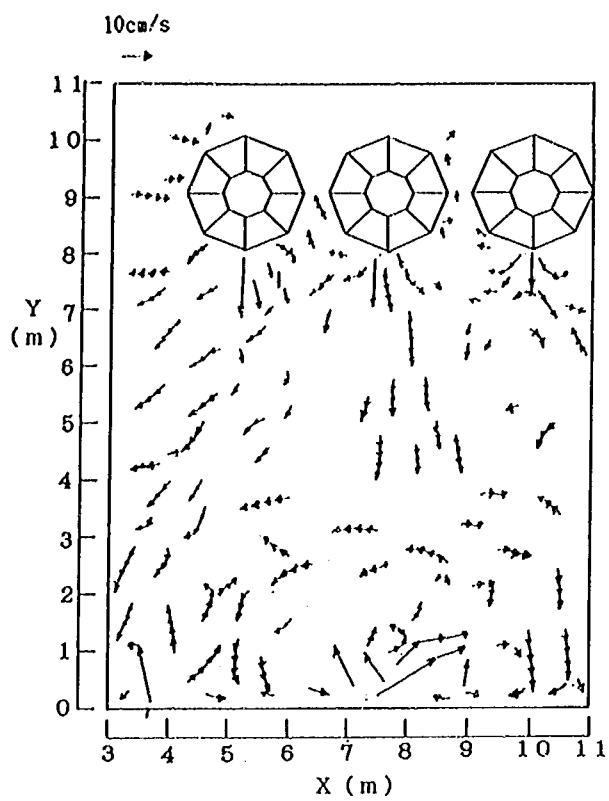
付図-4.2 流況(ケース2)



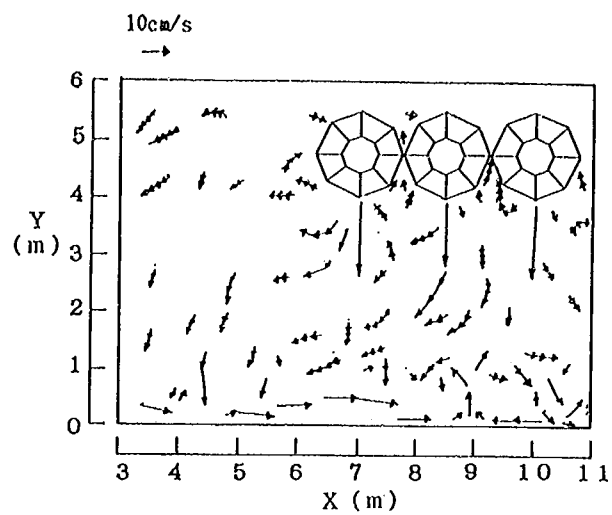
付図-4.3 流況(ケース3)



付図-4.4 流況(ケース4)



付図－ 4.5 流況（ケース 5）



付図－ 4.6 流況（ケース 6）

第5章 海域制御構造物の背後域に造られた人工 海浜の安定性

建設省土木研究所海岸研究室	室	長	宇	多	高	明
(元)研	究	員	村	井	禎	美
			山	本	幸	次

5.1 ま え が き

近年、建設省ではマリーナ・マルチ・ゾーン(MMZ)構想を推進し、外洋に面した沿岸域の有効利用を図ろうとしている。この構想の軸となるのが、沖合の水深10~20mに設置され、消波効果により静穏な海域環境を創出する海域制御構造物である。このような海域制御構造物の消波効果や耐波安定性等については、既にいくつかの研究結果が得られている(建設省, 1987, 1988)。一方、MMZ構想の中では消波構造物の設置によって静穏域を創出するばかりでなく、構造物の背後での養浜により新たな砂浜空間を創成することも重要なテーマの1つになっている。しかし、消波効果を持った構造物の背後に単に養浜を行うのみでは養浜砂の多くは流出してしまう。すなわち、海域制御構造物の養浜砂流出制御効果には限界があり、創成された人工海浜を安定に保つには適切な補助施設が必要となる。本研究では、海域制御構造物の養浜砂流出制御効果と、安定な人工海浜を形成させるための補助施設の機能について移動床模型実験により検討したものである。

5.2 実験方法

移動床模型実験には長さ21m、幅16mの平面水槽を用いた(図-5.1)。実験の縮尺は1/50とし、海浜模型としては、中央粒径 $d_{50}=0.28\text{mm}$ の砂を用いて沿岸方向に一様な断面形を整形した。汀線付近の勾配は1/10とし、水深20cmより沖は平坦面とした。この断面形は駿河海岸の海浜断面形をモデル化したものである。波浪条件は、駿河海岸の移動床模型実験(宇多ら, 1985)において、波による

海浜断面変化が現地海岸とほぼ同一になる条件として、沖波波高 $H_0=5.0\text{cm}$ 、周期 $T=1.27\text{s}$ を選び、この波を直角入射させた。実験は4ケース行った(図-5.2参照)。ケース①では、直線海浜に堤長4mの海域制御構造物を離岸距離4mの位置に設置した。この実験は、養浜を行わない場合における構造物背後での海浜変形を調べることを目的とする。ケース②では、直線海浜に半円状の養浜を行い、構造物によって遮蔽されない場合の海浜変形を調べた。ケース③は、ケース①、②を組み合わせ

せたもので、構造物の遮蔽効果による養浜砂の流出状況を調べた。ケース④では、ケース③と同様な地形条件の下で養浜砂の流出防止対策として突堤を設置した。

実験では波を6時間作用させ、この間の地形変化を調べた。地形測定は原則として沿岸方向に0.5m間隔で測線を設け、ケース①では初期と2, 6時間後に、ケース②、③、④では初期と1, 3, 6時間後に行

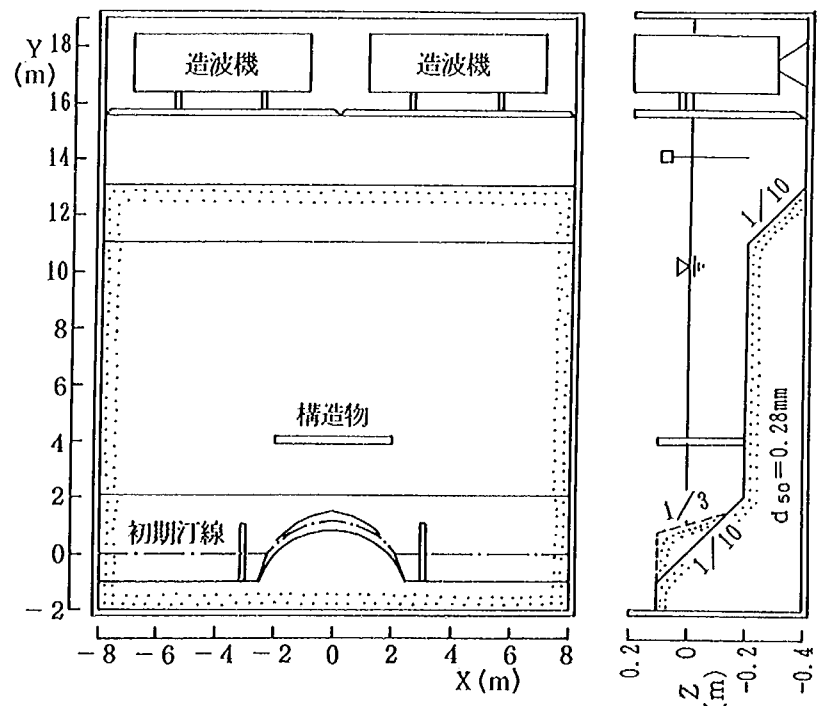
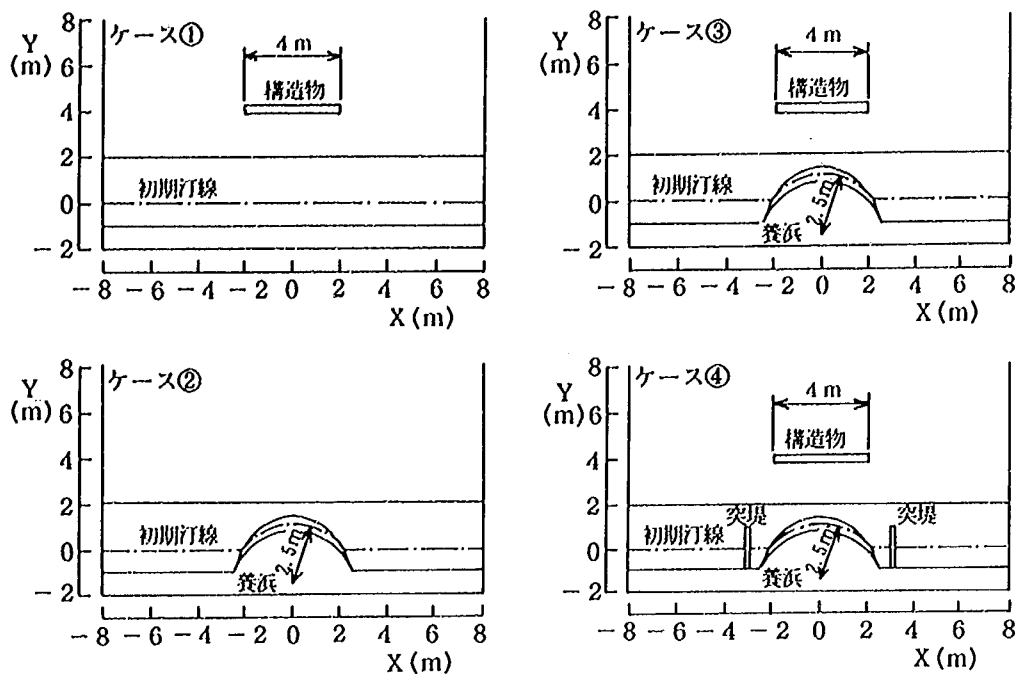


図-5.1 実験概要図



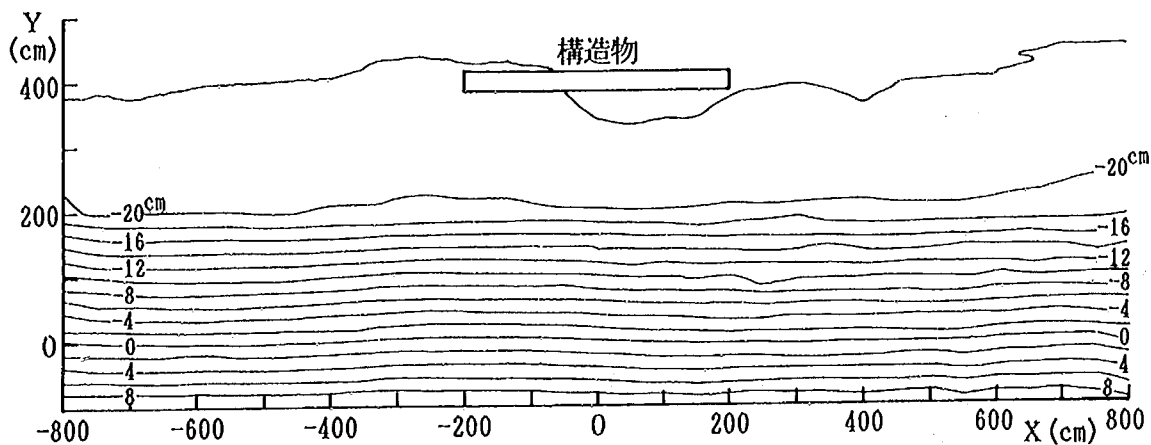
図－5.2 海浜模型概要図

った。また汀線形状の測定は、ケース①では実験開始後1, 2, 4, 6時間に、ケース②, ③, ④では実験開始後5, 30, 45分, 1時間40分, 2時間20分および3, 6時間に測定した。そのほか碎波波高分布と碎波点における入射角の分布, および入射波高を測定した。

5.3 実験結果

5.3.1 等深線形の比較

ケース①の初期形状を図－5.3に示す。各等深線は直線状である。また、構造物は水深約22cmに設置された。汀線形状の経時変化測定により、地形変化がほとんど生じなくなったと判断された実験開始後6時間の等深線形を図－5.4に示す。等深線の全体形に着目すると、構造物の岸側の-8～-20cmの等深線



図－5.3 等深線図(ケース①, 初期)

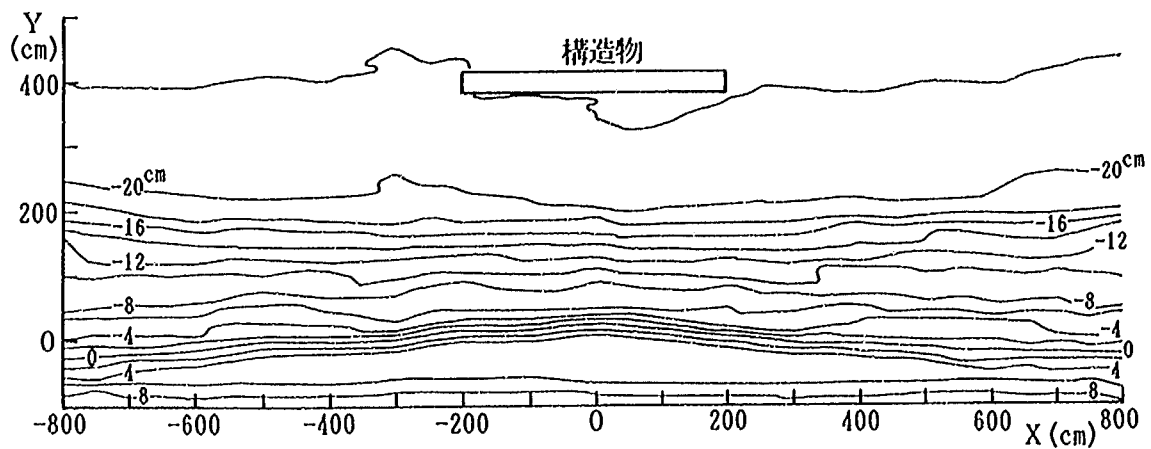


図-5.4 等深線図(ケース①, 6時間後)

はほぼ初期形状を保っている。これに対し、構造物と側壁との間の等深線はわずかではあるが全体に沖向きに移動しており、浅海域で侵食された土砂が堆積したことが分かる。更に、浅海部の4～6 cmの等深線は、構造物の背後では緩やかに前進し、舌状砂州が形成された。また、構造物の背後域外ではこれらの等深線は後退した。全体として構造物の背後域外より内側へと土砂が運ばれたことが明らかである。また、構造物背後の4～6 cmの等深線の間隔は狭く、ほぼ平行である。このことは、この部分での地形変化が沿岸漂砂によって生じたことを示している。

図-5.4によると、形成された舌状砂州の規模はそれほど大きくない。この理由は、構造物の堤長に対し離岸距離が大きいいため構造物の開口部から波が侵入すること、また構造物が透過性を有するために汀線付近には透過波が作用することなどである。ところで、構造物の背後域で養浜を行う場合、図-5.4のように十分長い時間をかけて形成された舌状砂州より突出して養浜を行えば、養浜砂は流出してしまい、最終的には図-5.4の汀線形に近づくはずである。したがってこのような安定な舌状砂州の特徴を構造物毎に調べておく必要がある。本研究では図-5.4により安定な舌状砂州が明らかになったから、以下では過剰に(舌状砂州より突出して)養浜を行う場合について実験的検討を進めた。

ケース②は、波を遮蔽する構造物のない条件下での養浜砂の拡散状況を知るために実施した。初期形状を図-5.5に示す。養浜箇所では等深線が半円状になっている。この地形条件で波を6時間作用させた後の地形を図-5.6に示す。養浜区間の等深線は初期には半円形状であったが、波の作用で急速に侵食され、-12 cm以浅の等深線はほぼx軸と平行となった。養浜区間では浜崖が形成された。侵食された土砂は養浜区間外へ運ばれ堆積した。一方、-16 cmの等深線はいずれの場所でも初期形状と比較してほとんど変化がなく、特に養浜箇所の中央部では初期に等深線間隔が非常に密で急勾配であったにもかかわらず変化がない。このことは、養浜砂は冲向漂砂によって運ばれずに、沿岸漂砂によって沿岸方向に急速に輸送されたことを表わしている。構造物によって遮蔽されていないために養浜砂は急激に流出した。

次に、構造物の背後に養浜を行ったケース③の実験結果について述べる。初期形状を図-5.7に示す。養浜により構造物背後の等深線は沖に突出している。図-5.7に示す初期海浜に波を6時間作用させた後の地形を図-5.8に示す。沖合に構造物が設置されているが、養浜砂の大部分は沿岸方向に流出してしま

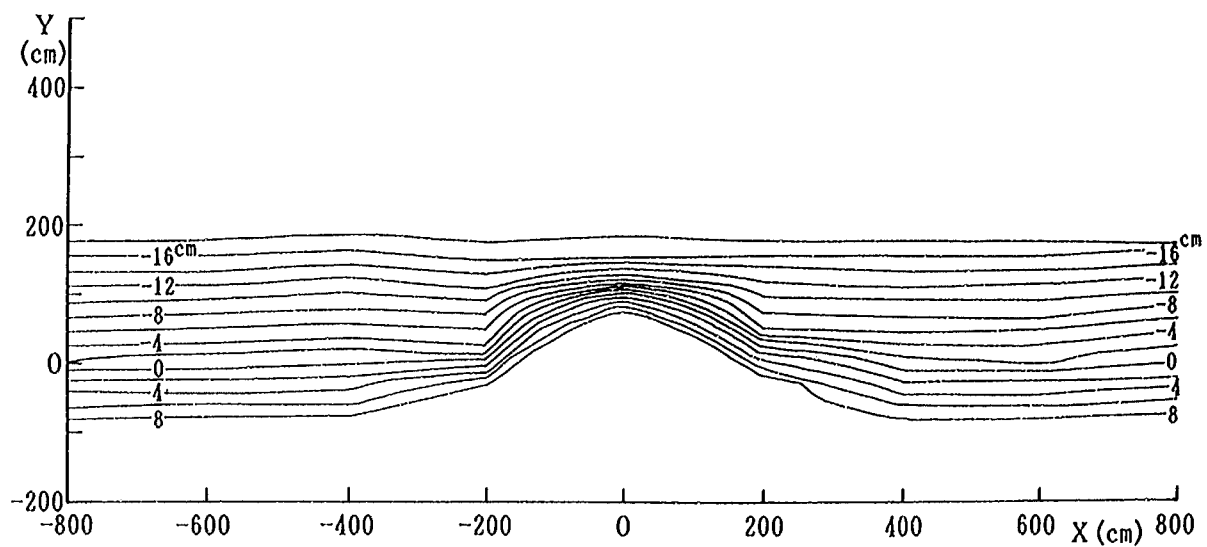


図-5.5 等深線図(ケース②, 初期)

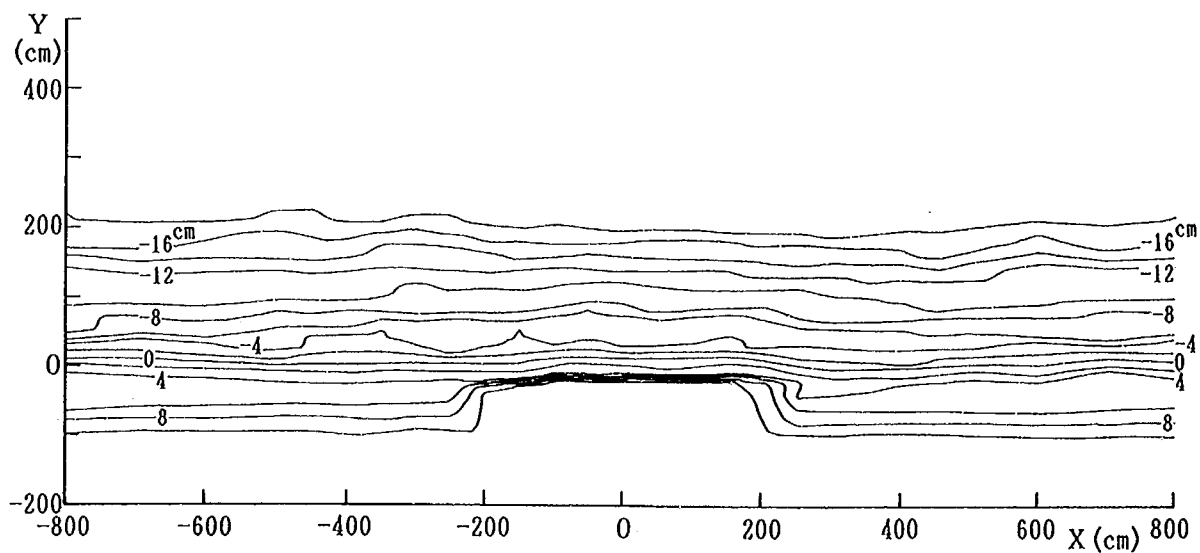


図-5.6 等深線図(ケース②, 6時間後)

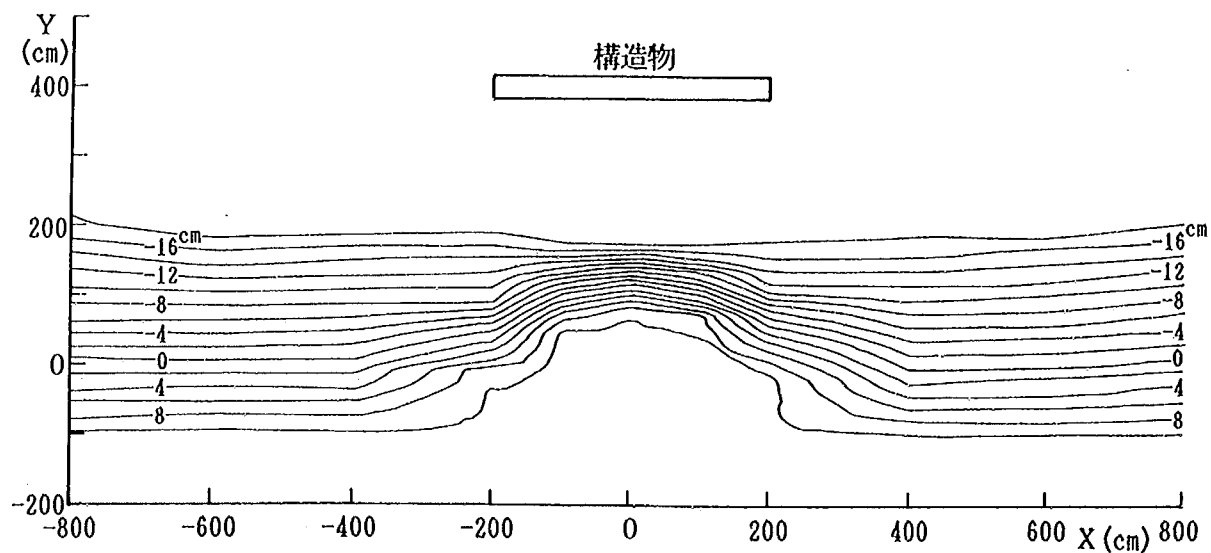


図-5.7 等深線図(ケース③, 初期)

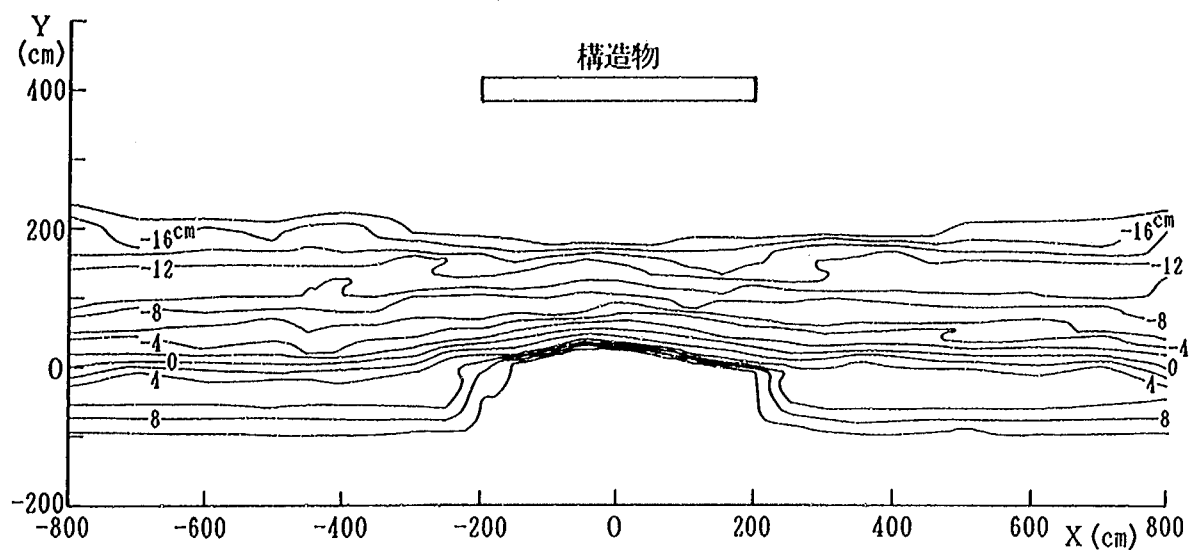


図- 5. 8 等深線図 (ケース③, 6 時間後)

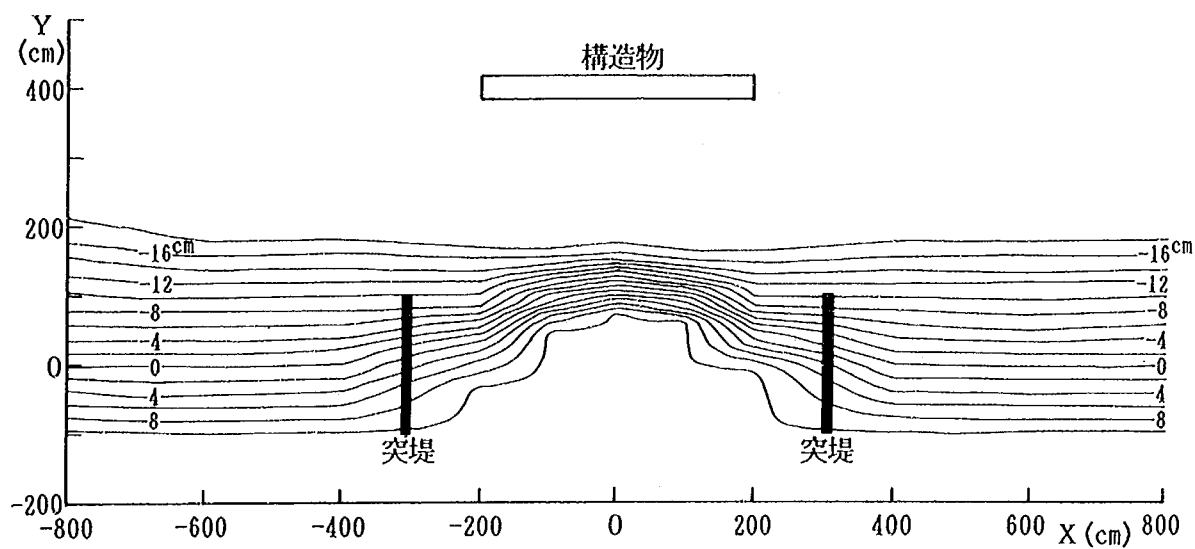


図- 5. 9 等深線図 (ケース④, 初期)

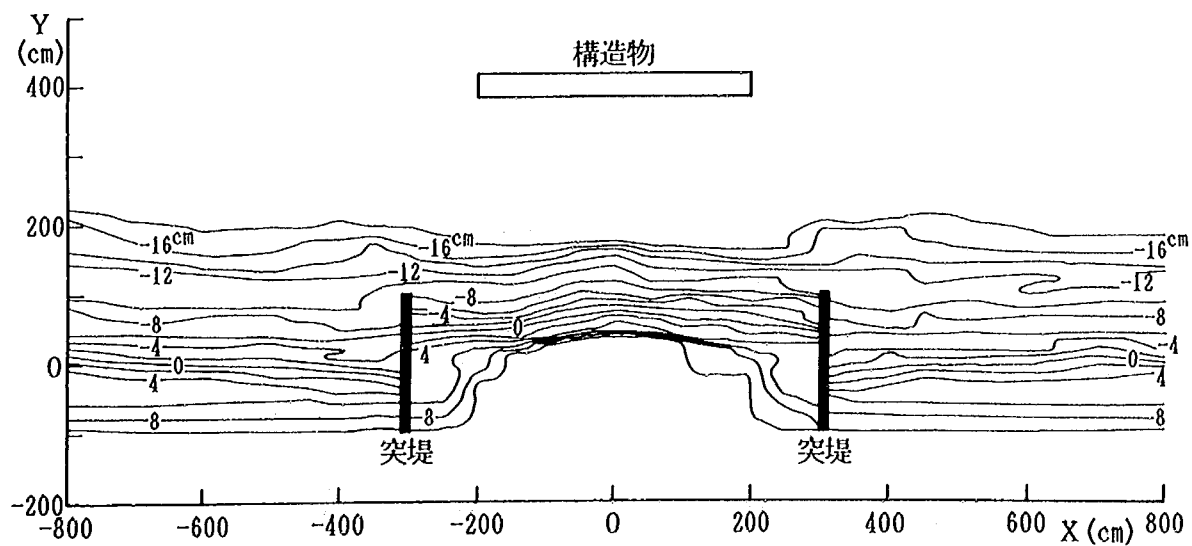


図- 5. 10 等深線図 (ケース④, 6 時間後)

う。これは構造物の堤長が離岸距離に比較して短く、形成される遮蔽域が狭いためである。一方、構造物のない場合(図-5.6)と比較すると、ケース③の方が侵食量は少なく、明らかに残留している土砂量が多い。このように、構造物の背後では波浪が静穏化し、波向が変化するために沿岸漂砂量は減少する。その減少割合は構造物の規模と透過率の大小に依存する。ここで実験を行ったような規模と透過率($K_T=0.6$)では、沿岸漂砂による土砂の流出速度を減少させることはできても、最終的に広い前浜を確保することはできない。

ケース④の初期形状を図-5.9に示す。初期海浜形状はケース③と同様であるが、 $x = \pm 3 \text{ m}$ の位置には突堤が設置されている。6時間後の地形を図-5.10に示す。初期形状では突堤位置で滑らかに接続していた $-8 \sim 4 \text{ cm}$ の間の等深線は、突堤位置で不連続となった。また、突堤に挟まれた区間の等深線は当初冲向に突出していたが、各等深線はほぼ x 軸と平行となった。これは中央部で侵食された砂が突堤近傍に堆積したことを示している。結局、突堤により養浜砂の流出が阻止され、突堤に挟まれた区間($-3 \text{ m} \leq x \leq 3 \text{ m}$)に養浜砂のほとんどが残っていることになる。

5.3.2 汀線形状の比較

ここではケース②、③、④の汀線形状の変化状況の比較を行う。汀線変化は、いずれの場合も実験開始後1時間までの間で著しく、その後の変化は大きくなかった。そこで初期より1時間までのデータを用いて汀線変化を比較した。最初に、ケース②の汀線変化を図-5.11に示す。養浜部の最も突出した位置($x = 0 \text{ m}$)では初期の汀線変化量が大きく、5分後には 20 cm 、30分後には 45 cm 後退した。30分後以降では変化量は小さくなり、1時間後には初期に比較して 60 cm 後退した。養浜区間以外の海浜では養浜部分の砂が堆積し、汀線は経時的に前進した。

次に、ケース③の汀線変化を図-5.12に示す。養浜部の汀線の後退量は、ケース②と同様に初期において大きいですが、その絶対値はケース②と比較するとかなり小さい。1時間後の汀線の最大後退量は約 30 cm

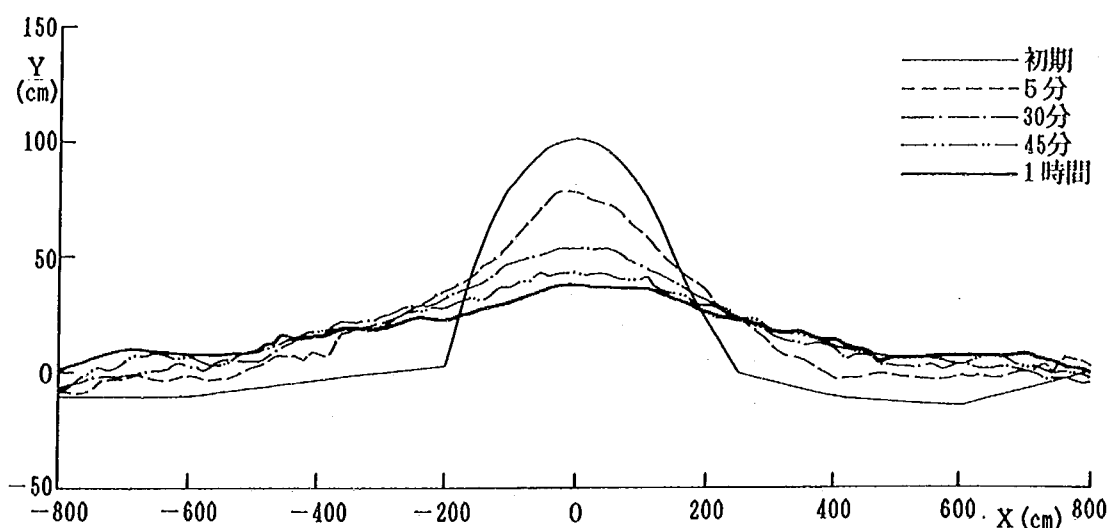


図-5.11 汀線変化図(ケース②)

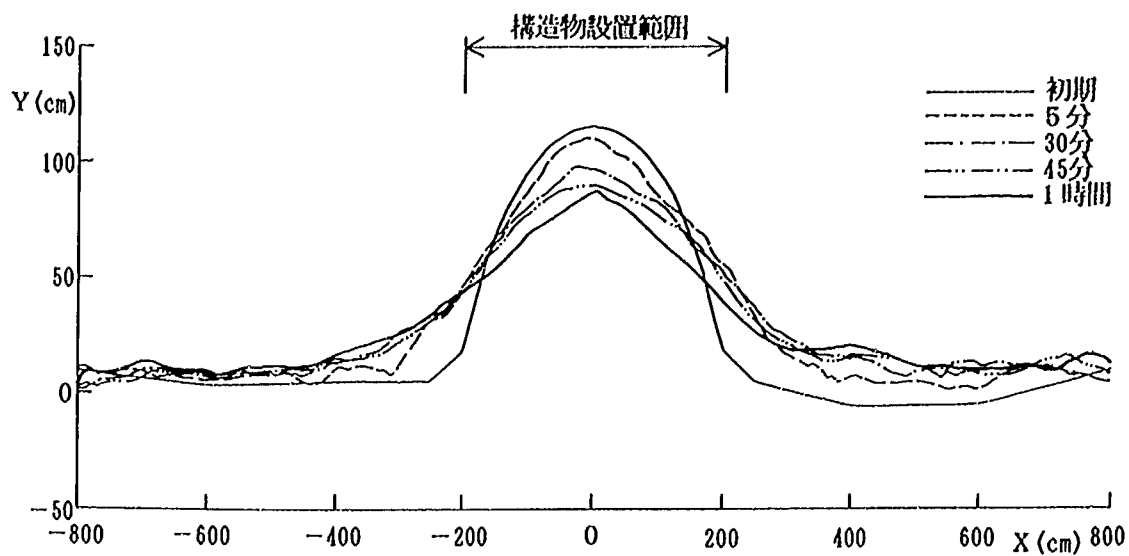


図- 5.12 汀線変化図(ケース③)

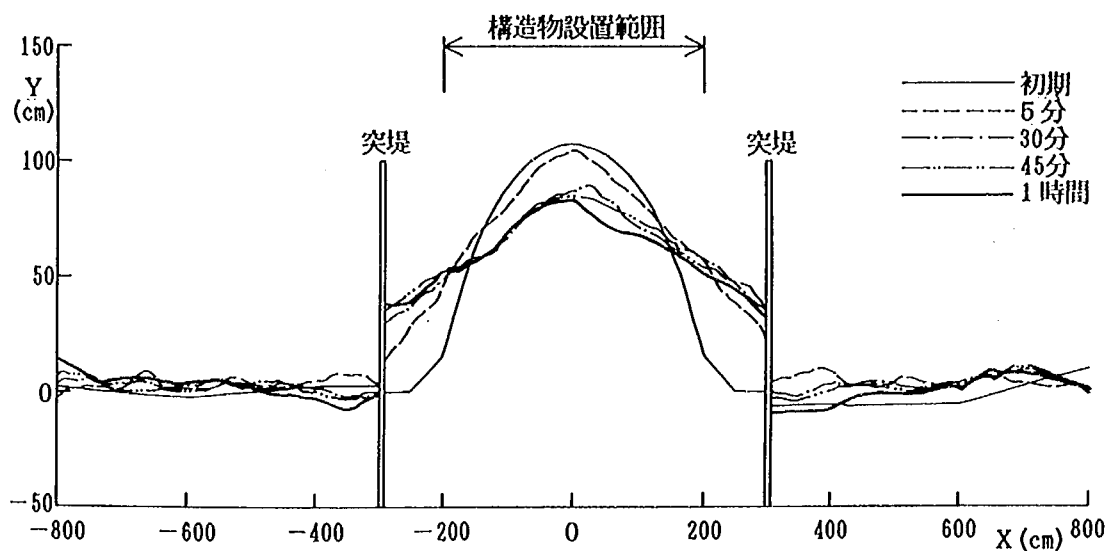


図- 5.13 汀線変化図(ケース④)

であり、ケース②の約60 cmの1/2と小さい。この差は、構造物の遮蔽効果によるものであって、主として波浪が減衰したために沿岸漂砂量が減少し、これによって汀線の時間的後退割合が減少したことを表わす。

最後に、ケース④の汀線変化を図- 5.13に示す。突堤に挟まれた区間内の汀線変化は、ケース③と同様な傾向を示し、中央部で汀線が後退し、突堤の基部では汀線が前進した。 $x = 0$ mの汀線の後退量は1時間後に約25 cmとケース③とほぼ等しい。突堤の内側と外側の汀線形状とは不連続であり、この長さの突堤により沿岸漂砂のほとんどが遮断されていることがわかる。以上のように、海域制御構造物の背後で養浜を行うのみでは前浜を広げることはいできない。前浜を確保するには流出制御を行う適切な補助施設が必要となる。

5.3.3 海浜断面形の比較

ケース②, ③, ④において, 養浜区間の中央に位置する $x = 0$ m の断面形状を図-5.14に示す。遮蔽物を持たないケース②では, 1時間後の断面形に特徴的なように, 水深 13.5 cm 以浅で侵食が生じている。これに対し, ケース③では水深 9 cm 以浅で地形変化が生じており, ケース②と比較して明らかに移動限界水深が小さい。遮蔽物の存在により, 波が静穏となった結果, 漂砂の移動限界が浅くなったことがわかる。したがって遮蔽構造物の背後では図-5.11, 12に示したように汀線の後退速度が減少するとともに養浜部での侵食限界が浅くなる。最後にケース④では移動限界水深は約 9 cm であって, ケース③と同一であった。

5.4 結 論

海域制御構造物の背後に養浜した場合の海浜変形について移動床模型実験により検討した。この結果次の結論が得られた。

- ① 堤長と離岸距離が同一で波長に対し約 1.6 倍の諸元を持った海域制御構造物を設置し, その背後に養浜を行った場合, 構造物の存在しない場合に比較して養浜砂の流出速度は減少させることができたが, 構造物背後に安定な広い前浜を確保することはできなかった。
- ② 海域制御構造物を設置し, 養浜を行わずに十分長い時間波を作用させて形成される舌状砂州より突出して養浜すると, 波の作用の下で養浜砂は流出してしまう。このような場合, 土砂の流出を防止するには補助施設が必要である。逆に, 安定な舌状砂州形より岸側で養浜を行うのであれば土砂の流出は生じない。したがって海域制御構造物の規模, 構造ごとに定まる安定な舌状砂州形状をあらかじめ調べておく必要がある。
- ③ 海域制御構造物の端部の外側に突堤を設置すれば養浜砂の流出は防ぐことができる。

参考文献

宇多高明・古川博一・筒井保博 (1985): 離岸堤模型実験報告書, 土木研究所資料, 第 2219 号, 115 p.
建設省土木研究所海岸研究室: 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)~(3), 土木研究所資料,

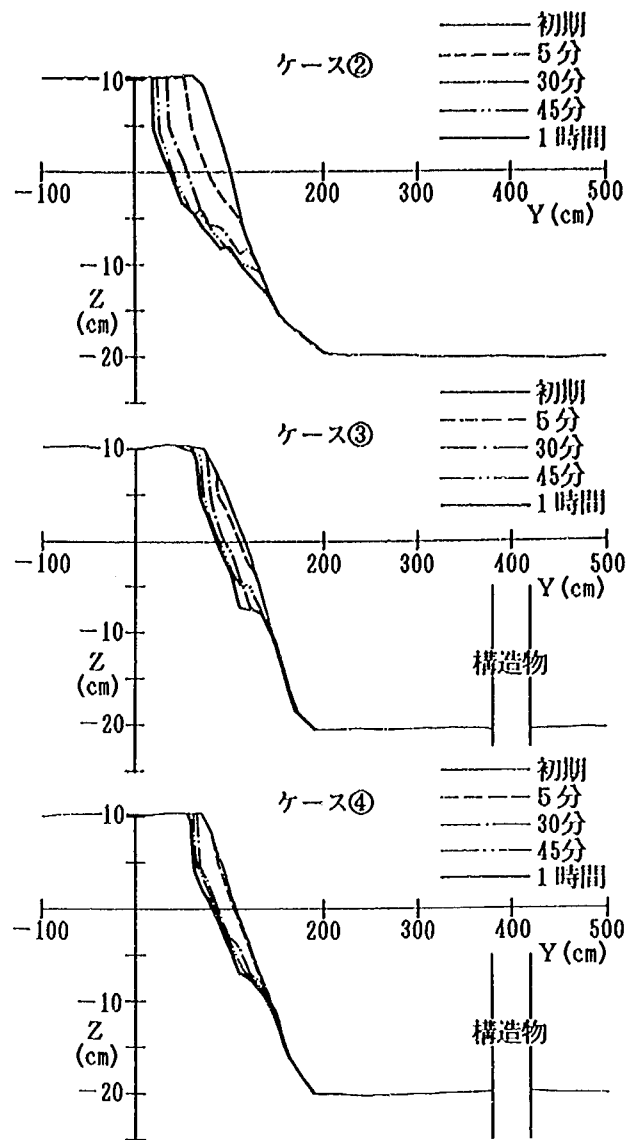


図-5.14 ケース②, ③, ④の断面変化図
($x = 0$ m断面)

第 2454 号, 第 2510 号, 第 2511 号.

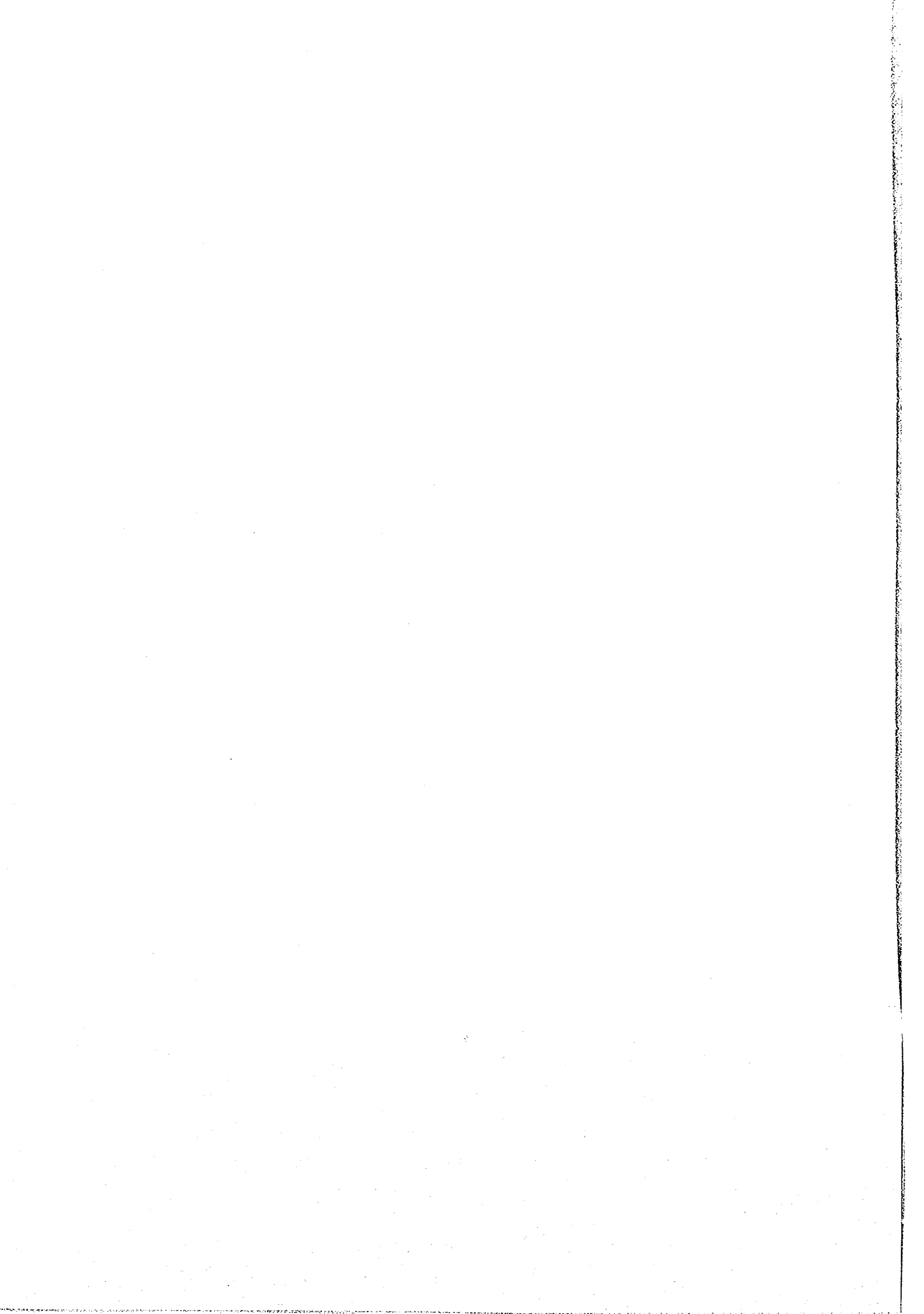
建設省土木研究所海岸研究室(1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4)~(7), 土木研究所
資料, 第 2577 号, 第 2609 号, 第 2658 号, 第 2661 号.

第6章 スリット式構造物に作用する波力の特性

建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇 多 高 明

(元)研 究 員 村 井 禎 美

(元)部外研究員 館 克 彦

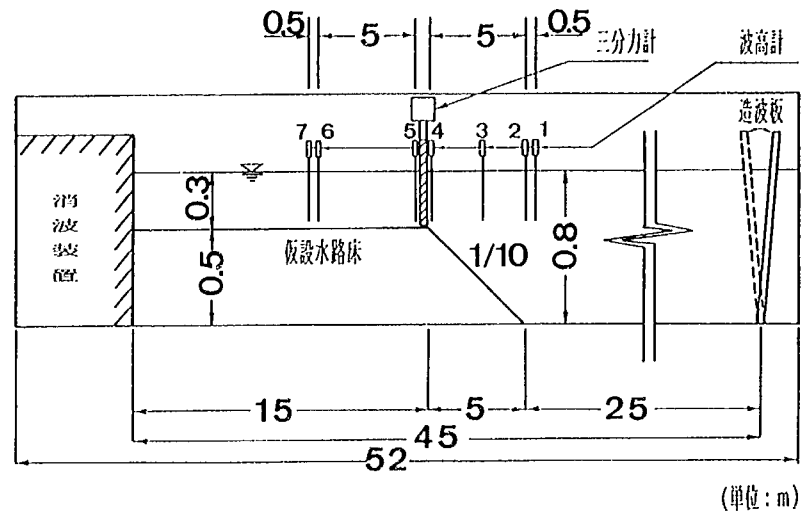


6.1 まえがき

筆者らは、外洋に面した海岸において波、流れ、漂砂を制御することのできる海域制御構造物の研究開発を進めている。その形式の1つとしてスリット式構造物がある。この構造物については、既に消波効果の検討を実施した（建設省、1987）が、波力の検討は不十分であった。波力に関する従来の研究では、不透過構造物に作用する波力に検討の重点があった。また、スリット式構造物などの透過性構造物に対する波力の研究としては、堀口ら（1977）や萩原ら（1988）がポテンシャル理論による方法で、また近藤・佐藤（1979）はモリソン式を準用する方法で波力算定式を提案した。これらの算定式は、複雑な関数を使用し、また限られた構造条件のみを対象としているため、実用上便利ではない。そこで本研究では、スリット式構造物の構造特性、破波形式と波力の関係について実験的に調べ、これに基づいて波力の実用的算定法を示した。

6.2 実験方法

実験は造波水路（ $L=52\text{m}$ ， $B=0.6\text{m}$ ， $h=1.2\text{m}$ ）を用いて行った（図－6.1）。仮設水路床は、巻波砕波が発生するよう造波板より25m離れた位置から5m間を1/10の一樣勾配とし、それより水路端までの15mを水平床とした。構造物模型は水平床端部に設置した。模型縮尺は1/25、水深は0.3mとした。波高は7台の容量式波高計により測定した（図－6.1参照）。波高計1，2で計測した



図－6.1 実験装置

た水位変動から入射、反射波高を、波高計6，7で透過波高を算出し、これらより反射率、透過率を計算した。また波高計3により砕波波高を、波高計4，5により模型直前（沖側）、直後（岸側）の波高を測定した。波力計測に関しては、三分力計

表－6.1 実験ケース

ケース	スリット枚数	空隙率	天端高 h_c (cm)	スリット間隔(cm)	スリット形状
1	1	0	14	—	横
2	1	0.1	14	—	横
3	1	0.2	14	—	横
4	1	0.3	14	—	横
5	1	0.4	14	—	横
6	1	0.2	27	—	横
7	2	0.2	14	41.0	横
8	3	0.2	14	20.5	横
9	1	0.2	14	—	縦

により測定部全体に作用する水平波力（ F_x ）と鉛直波力（ F_z ）を測定した。また、波圧計や部材に取り付けたひずみゲージによって部材波力を測定した。

波力実験では、空隙率、天端高、スリットの形状、枚数などと波力の関係を調べた。模型諸元を表－6.1に示す。模型は木製であり、その高さは44cm、部材厚は4cm、スリットの上下間隔は4cmで

ある。なお、2枚および3枚スリット模型のスリット板間隔は各々41 cm, 20.5 cmとした。

波浪は、重複波と砕波を作用させた。重複波作用時の入射波高は、10, 20 cmの2ケースとした。また砕波が作用する場合の入射波高は、模型位置で砕波が作用する条件、各周期において最大波力の作用する条件、および砕波後の波が作用する条件とした。

6.3 不透過壁と透過壁に作用する波力特性の差違

重複波の作用下における透過壁 ($\epsilon=0.3$) のスリット前、背面の水位 (η_4, η_5), 水平波力 (F_x), 静水面下12.6 cmのスリット前、背面の波圧 (p_1, p_2) およびそれらの差圧 (Δp) の時刻歴を図-6.2に示す。ここに、波浪条件としては、仮想通過波高 $H'=20$ cm, $T=1.6$ s である。 F_x と p_1 は η_4 が最高となる瞬間に最大となる。 p_2 も η_4 が最大となる瞬間にピークを持つが、更に引波時に次のピークを持つ双峰型の波形を示す。また、 Δp は η_4 が最高となる瞬間に最大となる。

一方、重複波 ($H'=20$ cm, $T=1.6$ s) を不透過壁に作用させた場合、水平波力と前面水位は双峰型波形を示した。合田・柿崎(1966)によれば、双峰型波形は水底付近で測定された波圧に最初に現われ、波形勾配が大きくなるにしたがい静水面以上の波圧波形にも現われるようになる。双峰型波形は入射波周期の1/2の周期を持った波圧成分が強まるため発生する。これに対し、透過

壁前面に作用する波圧では、双峰型の2つ目のピークが小さくなり、単峰型波形を示したことが明らかである(図-6.2参照)。透過性構造物では抗力が卓越するので、波の峰の位相において水粒子速度が最大となるときの波力が最大となる。一方、不透過壁での波圧波形に双峰型が発生する原因は反射波に起因することが明らかである。なぜなら不透過構造物の前面波圧に生じていた双峰型の波圧波形が、構造物の透過性を増すにつれて単峰型となったからである。

次に、砕波作用下での透過、不透過壁への作用波力の違いを調べた。スリット前面水位 (η_4) と静水面上12, 0, -10, -28 cm位置における前面波圧の時刻歴を図-6.3に示す。この場合、模型には巻波砕波が作用している。不透過壁では、スリット前面水位 (η_4) の上昇時、前面波圧にピーク値が生じ、また衝撃圧の発生が見られる場合がある。更に、反射の状況によって1波ごとの波面の衝突位置が水深方向に変動するために、波圧のピーク値の現われる位置がかなり変化する。また、天端付近から水底付近までの各測点においても衝撃力が作用している。一方、透過壁の場合、衝撃力は静水面以上で測定された波圧波形のみ

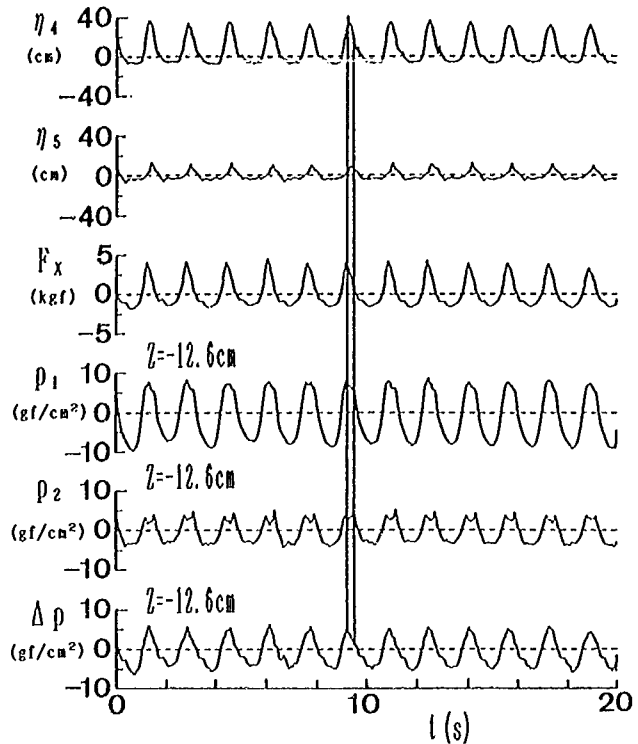
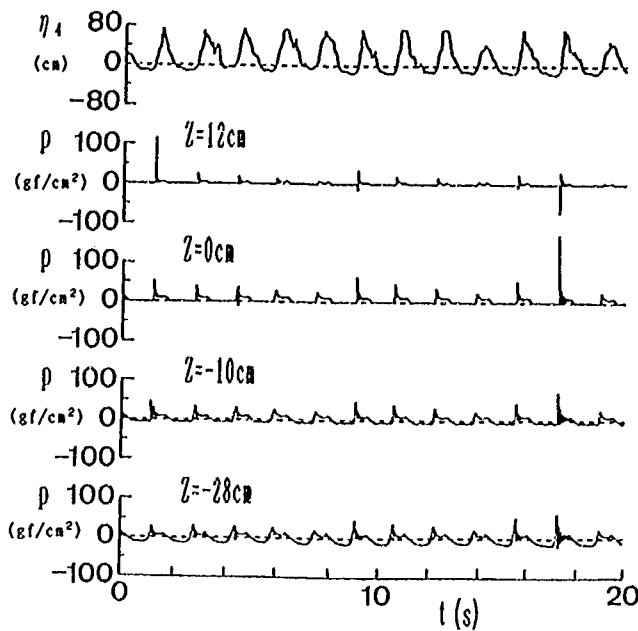
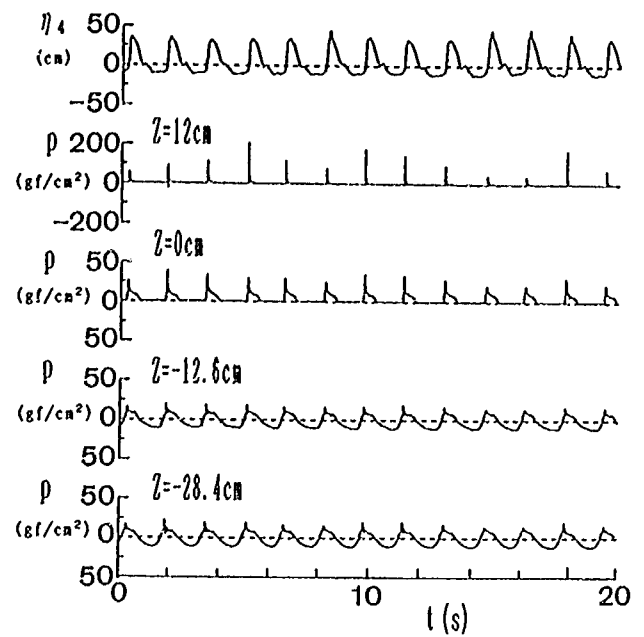


図-6.2 スリット前、背面の水位 (η_4, η_5) と、水平波力 (F_x), 静水面下12.6 cmのスリット前、背面の波圧 (p_1, p_2) およびそれらの差圧 (Δp) 時刻歴 ($\epsilon=0.3$, $H'=20$ cm, $T=1.6$ s)

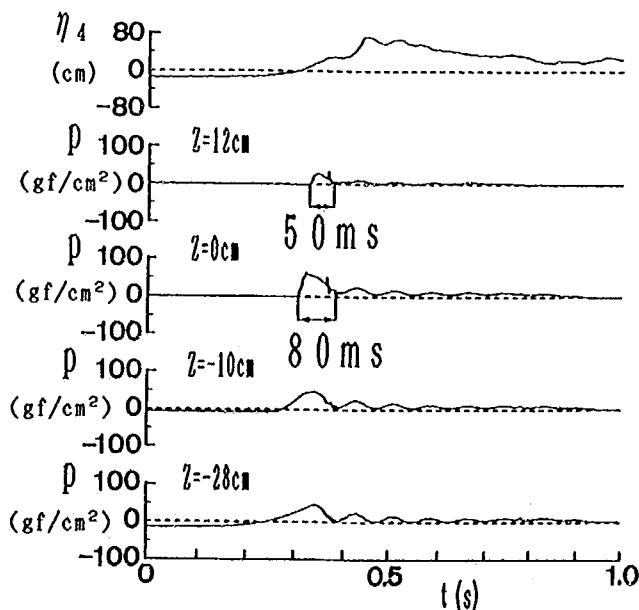
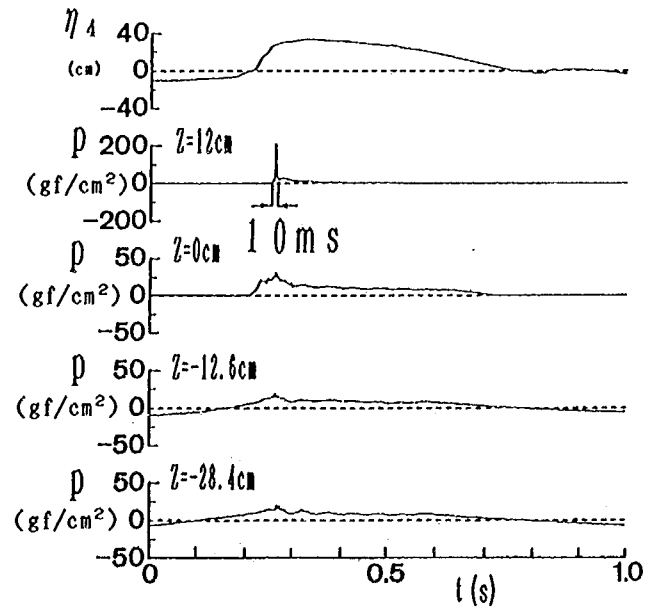
(a) 不透過壁

(b) 透過壁 ($\varepsilon = 0.3$)図-6.3 不透過壁と透過壁の前面水位 (η_4) と各測点の前面波圧の時刻歴 (砕波作用時)

に現われている (図-6.3(b))。特に静水面上 12 cm の波圧は極めて大きく、その最大値は静水面下の波圧の約10倍にも達している。

更に、波圧の位相関係を詳細に調べるために、図6.3より1波のみを取り出して図-6.4に示した。不透過壁の場合、水位の立ち上がりは緩やかであり、その途中において各測点の波圧にピークが生じた。また、波圧波形はピーク値付近において比較的丸みを帯びた形状を持つ。更に、波圧の作用時間 τ は約50～

(a) 不透過壁

(b) 透過壁 ($\varepsilon = 0.3$)図-6.4 不透過壁と透過壁の前面水位 (η_4) 及び前面波圧の時刻歴 (1波のみ)

80 ms と衝撃圧として比較的長く、その波形は Bagnold 型（高橋ら，1966）である。一方、透過壁の場合、不透過壁と比較して水位の変化は急であり、波圧に鋭いピークが現われた。例えば、静水面上12 cm の波圧では、ピーク値が 207.3 gf/cm² と不透過壁の波圧に比較して著しく大きく、また作用時間が約10 ms と不透過壁と比較してはるかに短い。このような波形は衝突する波面と壁面のなす角度がある程度小さい時に発生する Wagner 型（高橋ら，1966）の波形と似ている。不透過壁においては、空気の巻き込みによる衝撃力が発生するのに対し、透過壁においては直立した波面が壁面に衝突するとき発生する衝撃力が波力の主因となると考えられる。

6.4 重複波の作用する場合の波力算定法

6.4.1 1枚スリットに作用する波力

合田式は、不透過壁に作用する波圧算定式であるから、そのままの形で透過性構造物に適用することはできない。しかし、合田式は重複波から砕波まで波力を連続的に算定することができ実用上便利なので、本研究においても実験値との比較を行った。

スリット壁に作用する波力算定値 F_{XQ} は、合田式から空隙率分を差し引いて求めた。

$$F_{XQ} = (1 - \varepsilon) \cdot F_{XQ, WALL} \quad (6.1)$$

ここに、 $F_{XQ, WALL}$ は合田波力、 ε は空隙率である。

実験値と波力算定値との比 $\bar{F}_{Xmax}/F_{XQ}$ と空隙率 ε との関係を図-6.5 に示す。ここに $\bar{F}_{Xmax}$ は水平波力の最大値の平均値であって、 $T=1.6s$ の場合は12波の、 $T=2.0s$ の場合は8波の、 $T=2.2s$ の場合は7波のデータを平均して求めた。 ε の増加にともない $\bar{F}_{Xmax}/F_{XQ}$ は減少する。一方、波高が高くなると $\bar{F}_{Xmax}/F_{XQ}$ は大きくなるが、これはスリット間における水粒子速度が速くなるにしたがい、抗力が著しく増大するためである。重複波の作用する場合の $\bar{F}_{Xmax}/F_{XQ}$ を参考のため一覧表として表-6.2 に示す。結局、スリット式構造物に作用する波力 F_E

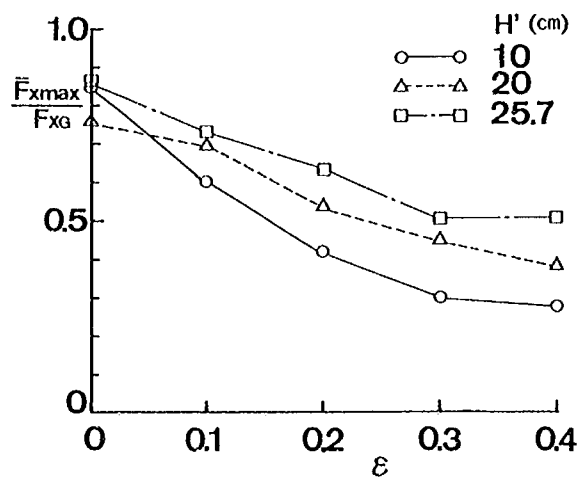


図-6.5 $\bar{F}_{Xmax}/F_{XQ}$ と空隙率 ε の関係
($T=2.0s$)

表-6.2 $\bar{F}_{Xmax}/F_{XQ}$ の一覧表

T		1.6s			2.0s			2.2s		
ケース H		10.0cm	20.0cm	25.2cm	10.0cm	20.0cm	25.7cm	10.0cm	20.0cm	26.4cm
実験値／合田波力	1 ($\varepsilon=0$)	0.81	0.76	0.90	0.85	0.73	0.86	0.90	0.84	0.99
	2 ($\varepsilon=0.1$)	0.62	0.70	0.89	0.61	0.65	0.74	0.69	0.75	0.88
	3 ($\varepsilon=0.2$)	0.43	0.54	0.67	0.42	0.53	0.64	0.46	0.59	0.68
	4 ($\varepsilon=0.3$)	0.34	0.45		0.30	0.41		0.33	0.42	
	5 ($\varepsilon=0.4$)	0.29	0.39		0.28	0.36		0.29	0.45	

は、次式で表わされる。ここに、 λ は低減率であり、空隙率や波浪条件によって異なり、表-6.2の値を参考として定められる。

$$F_E = \lambda \cdot (1 - \epsilon) \cdot F_{X0, WALL} \quad (6.2)$$

6.4.2 縦、横スリットの特長比較

前節の議論は横スリット構造物に関するものであったが、スリットとしては縦スリットを用いることも考えられる。しかし従来の研究(井田・久保, 1975)では消波効果の比較はなされているものの、波力や波圧の面からの比較研究は十分でなかった。そこで、スリット形状の違いによる波力の差違について調べた。縦、横スリット模型に作用する平均水平最大波力と波高の関係を図-6.6に示す。縦スリット模型に作用する波力の方が横スリット模型への波力よりも大きく、波高が高くなるほどその差は拡大する。これは、波高が高くなるほどスリット周りに生ずる流速が速くなるため、抗力が急速に増大し、形状による差違が現われ易くなったためである。また波圧分布の面より両者の相違を調べると(図-6.7参照)、波圧分布は静水面下15

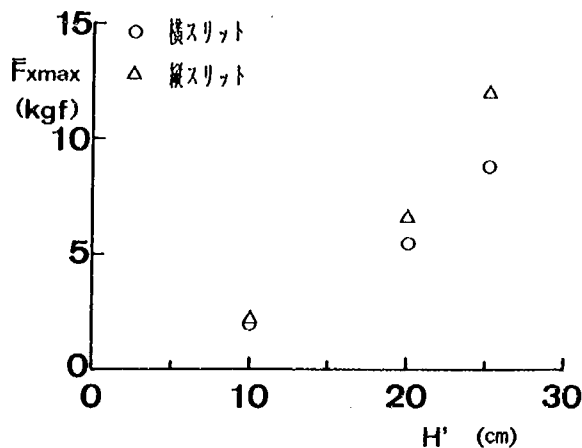


図-6.6 $\bar{F}_{Xmax}$ と H' との関係

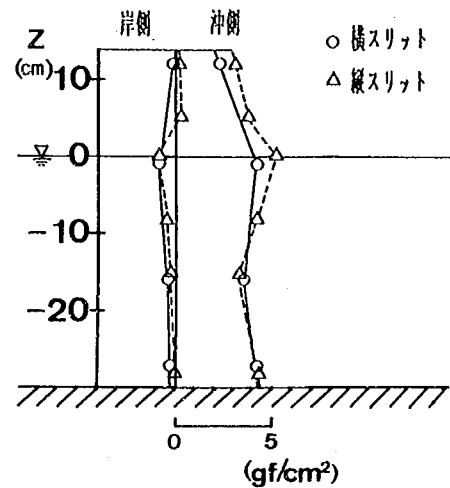


図-6.7 縦、横スリットの波圧分布の比較

cmより下ではほぼ同じ波圧分布となるのに対し、それ以上浅では縦スリットの方が沖側の波圧が大きく、岸側の波圧が小さくなった。このように、波力は縦スリットの方が大きいですが、両者のスリットのエネルギー損失率 K_L^2 を比較すると(図-6.8)、 K_L^2 はこれと逆にほぼ全てのケースにおいて横スリットの方が大きい。結局、横スリットの方が受ける波力は小さいにもかかわらず、エネルギー損失が大きいことが明らかとなった。

6.4.3 複数スリットに作用する波力

重複波がスリット式構造物に作用する場合、沖側スリ

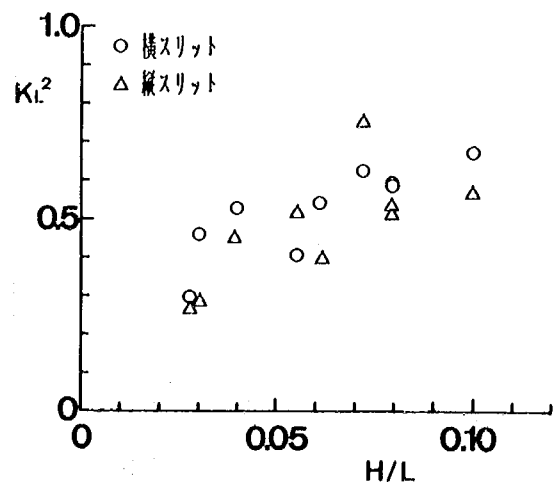


図-6.8 K_L^2 と H/L の関係

ットの前面水位が最高となるときの水平波力は最大となった。このことより沖側スリットの前面水位が最高となった時の中間、岸側スリットの水位を推定すれば、各スリットに作用する波力が求められると考えられる。

そこで、各スリットに働く波力の位相関係を明らかにするために、 $H' = 10 \text{ cm}$ 、 $T = 2.0 \text{ s}$ の波浪条件下における、2枚スリット構造物の模型前面水位 (η_A)、水平波力 (F_X)、沖側、岸側スリットに作用する波圧合力 (F_{XF} 、 F_{XB})の時刻歴を図-6.9に示す。 F_{XB} が最大となる時間は、 F_{XF} が最大となってから0.26s後となる。この時間差は、進行波の波速から計算される0.25sとほぼ一致しており、スリットの存在により波圧の位相がずれる現象(角野, 1987)は生じていないことがわかる。

一般に、岸側スリットの波力は、沖側スリットの波力に比べて小さくなる。これは、沖側スリットによって波浪が減衰するためである。そこで、沖側、岸側スリットの水平最大波力より平均水平波力比 $\alpha = (\bar{F}_{X\max})_B / (\bar{F}_{X\max})_F$ を求め、1枚スリットの透過率 K_T との関係調べた(図-6.10)。2枚スリットの場合、 α の絶対値は K_T のそれよりも0.1~0.15小さいが、 α の全体的変化傾向は K_T の変化と良く一致していることがわかる。

同様にして3枚スリット構造物に作用する波力や水位の時間波形を調べた。最初に波形を調べると、沖側、中間スリットによって生ずる波力の位相差は2枚スリットの場合とほぼ同様、無視できる量であった。そこで、更に

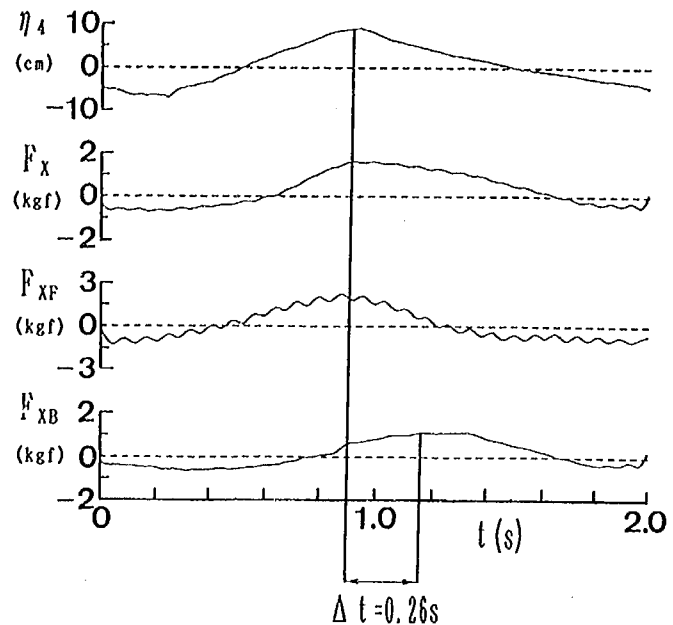


図-6.9 2枚スリット模型の前面水位 (η_A)、水平波力 (F_X)、沖側スリット水平波力 (F_{XF})、岸側スリット水平波力 (F_{XB})の時刻歴 ($H' = 10 \text{ cm}$ 、 $T = 2.0 \text{ s}$)

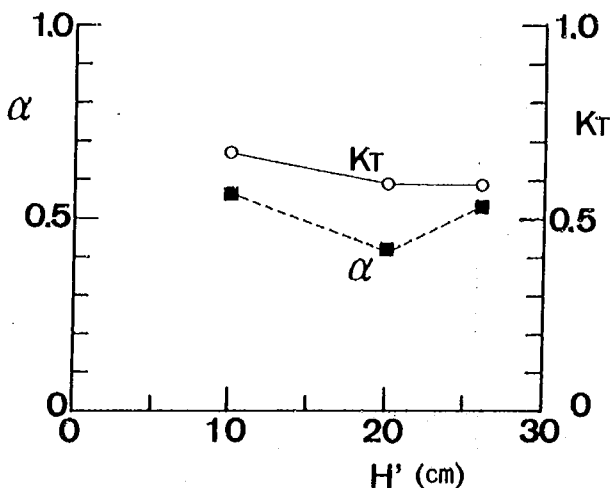


図-6.10 α と H' の関係

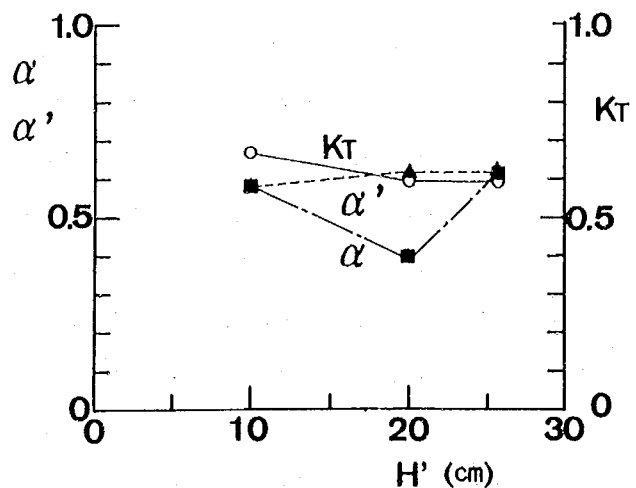


図-6.11 α 、 α' と H' の関係

中間・沖側スリットの平均水平波力比 $\alpha' = (\bar{F}_{X\max})_H / (\bar{F}_{X\max})_F$, 岸側・沖側スリットの平均水平波力比 $\alpha = (\bar{F}_{X\max})_B / (\bar{F}_{X\max})_F$ と波高の関係を調べた (図-6.11 参照)。3 枚スリット模型における各スリット間の相対間隔 B/L は 0.063 と比較的狭い。そのため, 中間スリットによる消波効果は有効でなく, 中間, 岸側スリット間の水位変化が小さいため, $H' = 20$ cm の場合を除いて波力比はほぼ一定となった。

結局, 複数スリット構造物に作用する波力の特性は以下のように要約される。①水平波力は沖側スリットの前面水位が最高となる時刻に最大となる。②スリットの存在による波の位相のずれはほとんどない。③各スリットに作用する波力は透過率とほぼ同程度低下する。④3 枚スリット構造物においては, スリット間隔が比較的狭い場合, 中間スリットによる波力の低減はほとんどない。

以上の点より, 複数スリットに作用する水平波力は, 沖側スリットの波力, 各スリット位置の水位をもとに計算することができると考えられる。例えば 2 枚スリットでは, 岸側スリット位置での波高は透過率 K_T に比例して減少するから波力も同様な割合で減少すると考え, 更に前面スリット位置での水位が最大となった時の岸側スリット位置での水位を有限振幅性を考慮した hyperbolic 波により求めると, 全波力 F_{X2} は次式により算定できる。

$$F_{X2} = f_{X1} \left(1 + K_{T1} \cdot \frac{\eta_B - \delta}{\eta_F - \delta} \right) \quad (6.3)$$

ここに, K_{T1} : 沖側スリットの透過率, f_{X1} (kgf): 沖側スリットに作用する波力, η_F, η_B (m): 沖側, 岸側スリット位置における波の谷から測った水位, δ (m): 波の谷から静水面までの距離である。また図-6.10によれば, 波力の低減率 α は K_T と比較して若干小さいが, 安全側を考慮して α の代わりに K_{T1} を用いた。また, 2 枚のスリット位置での水位差は進行波の空間波形における位相差より算定できることにより, 式 (6.3) にその補正項を含めた。

3 枚スリットの波力 F_{X3} も同様にして式 (6.4) で求められる。

$$F_{X3} = f_{X1} \left(1 + K_{T1} \cdot \frac{\eta_H + \eta_B - 2\delta}{\eta_F - \delta} \right) \quad (6.4)$$

ここに, η_H (m): 中央スリット位置における波の谷から測った水位である。スリットの相対間隔 B/L が狭いとき, 中間スリット前後での波高変化は小さい。このことから, 中間スリットの波浪減衰効果は無視した。パラメータは式 (6.3) の場合と η_H を除き同一であって, η_H (m) は中間スリット位置における波の谷からの水位である。

2, 3 枚スリット構造物に作用する波力を算定し, 実験値と比較した (図-6.12)。計算値と実験値は良く一致し, 式 (6.3), (6.4) により実用上十分な精度で波力が計算できることがわかる。

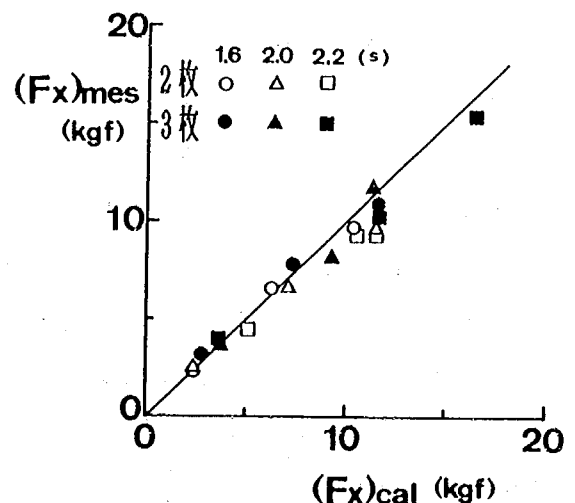


図-6.12 水平波力 F_X の計算値と実験値との比較

6.5 碎波の作用する場合の波力

6.5.1 全波力

スリット式構造物に碎波が作用する場合については、実験数が限られていたため碎波力の算定法を提案するまでには至らなかった。しかし、波力についていくつかの新しい知見が得られたので以下に報告する。

最初に、碎波が作用する時の空隙率と波力の関係を調べるために、透過、不透過壁に作用する波力の比と波高の関係を調べた（図-6.13）。図には比較のため重複波の場合も示す。碎波時も ε の増加に伴い波力比が低減するが、波高 $H' = 25.2$ cm において波力比は最大値を取る。また、 ε が 0~0.3 では空隙率の増加にともない波力は低減するのに対し、 ε が 0.3 と 0.4 では波力比はほぼ同じとなる。それ故空隙率が 0.3 以上の場合、空隙率を大きくしても、水平波力の低減にはあまり役立たない。

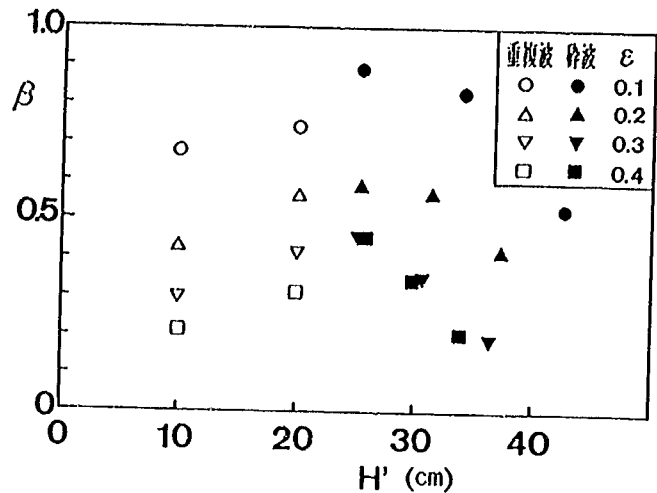


図-6.13 不透過壁に対する水平波力比と H' の関係 ($T = 1.6$ s)

次に、不透過壁、透過壁 ($\varepsilon = 0.2$) に碎波の作用する時の波圧分布を図-6.14に示す。図には空隙率を $\varepsilon = 0.4$ と大きくした場合と、天端高の高いケース ($h_c = 27$ cm) の波圧分布も示した。不透過壁では天端付近を除く壁面全体において $1.0 w_0 H_b$ 程度の波圧が作用する。一方、透過壁では天端付近において約 $2.0 w_0 H_b$ もの波圧が作用している。これは、この部分において切り立った水面が壁面に衝突するためである。この地点の波圧値は、 ε が 0.2, 0.4 と変化してもほとんど差が見られない。これに対し静水面より下では ε が増加すると波力の低減が見られる。また、越波の生じない天端高 = 27 cm の場合、直立した波面が衝突する部分において約 $3.0 w_0 H_b$ と非常に大きな波圧が生じた。以上のこ

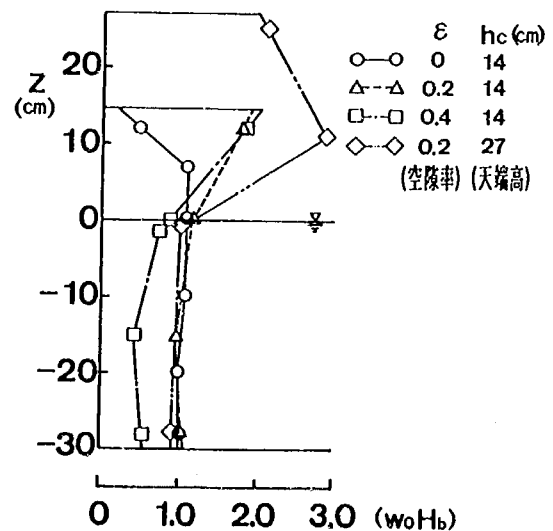


図-6.14 碎波作用時の波圧の鉛直分布 ($H_b = 36$ cm, $T = 2.0$ s)

とから、天端高が低くなると発生する波圧は低減し、また静水面より下では透過、不透過壁に発生する波圧値はほぼ同じとなることより、天端の低い場合では、合田式の準用が可能と考えられる。そこで、天端高が変化した場合の合田式の適用性を調べるために、天端高 $h_c = 6.14$ cm 模型に作用する平均水平最大波力を重複波、碎波の場合を含めて図-6.15に示した。重複波の作用する場合、越波の生じない波浪条件下で波力値が大きく変わらないのは当然であるが、碎波の作用する場合、 $h_c = 14$ cm の模型の方がかなり大きい波力値を取る。図には合田波力の算定値も示した。合田波力は、天端高の等しい不透過壁を仮定して算定した。天端の低い $h_c = 6$ cm の模型では、重複波から碎波に至る全てのケースで合田式のほぼ60%程度

に波力が低減した。これに対し $h_c = 14$ cm 模型の場合、重複波領域では実験値が合田式の50～60%であるのに対し、砕波の作用する $H' = 38.2$ cmでは合田式の約1.1倍となる。つまり谷本らの言うように天端高と砕波波高の比が0.3以下では衝撃力の影響がそれほど大きくならない。結局、構造物の天端高が比較的低く、砕波が作用しても波頭が越波する場合には、合田式を準用して全波力を求めて良いと考えられる。

次に、透過性構造物に砕波の作用する場合において、砕波形式と波力の関係を調べるために、無次元波力 $F_x / (B D (1 - \epsilon) w_0 H_b)$ (B : 模型幅, D : 模型天端高と水深の和) と $i / (H_b / L_0)$ の関係を調べた (図-6.16)。水路勾配 $i = 1/30$ において、 $i / (H_b / L_0)$ が0.5～1.0の間で無次元波力は急増している。これは、この領域が巻波と崩れ波の境界であるためである。また、 $i / (H_b / L_0)$ が1を越えると巻波砕波が作用するため無次元波力はほぼ一定となる。一方、 $h_c = 14$ cmの場合、 $h_c = 6$ cmと比較すると波力値は大きく、波浪条件ごとに散らばりが大きい。天端高の高い場合、切り立った波面が衝突するため衝撃力が大きく、また波浪条件ごとに波面の衝突の状況が異なるためデータは大きく散らばる。

6.5.2 部材力

衝撃砕波力がスリット式構造物に作用する時、構造物自体の固有振動数と衝撃応答性を考慮することで全波力の低減が可能と考えられる。一方、部材力については、波圧の最大値 p_{max} と作用時間 τ との関係が重要となる。両者の関係を図-6.17に示す。模型位置で砕波する場合 ($H' = 25.7$ cm) は、 p_{max} が小さく作用時間 τ も30 ms以上と比較的長い。一方、最大波力の作用する場合 ($H' = 42.6$ cm) は、 p_{max} が最も大きく作用時間 τ も2～30 msと短い。このケースでは、砕波は模型前面67 cmで発生している。このよう

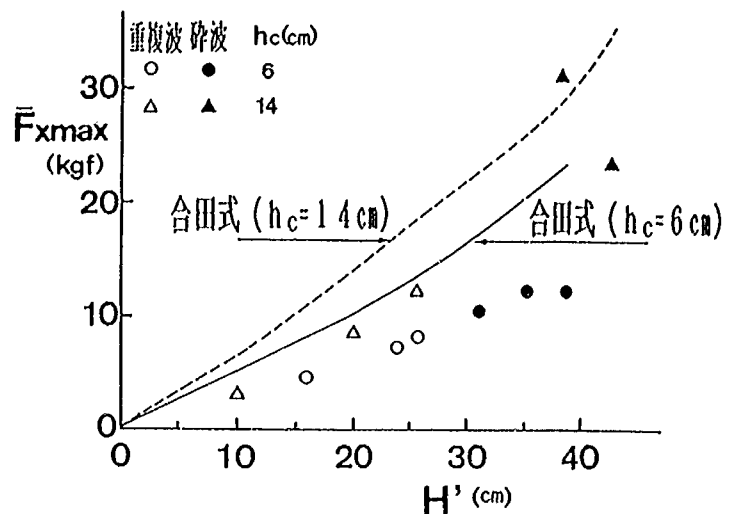


図-6.15 天端高 $h_c = 6.14$ cm 模型に作用する平均水平波力

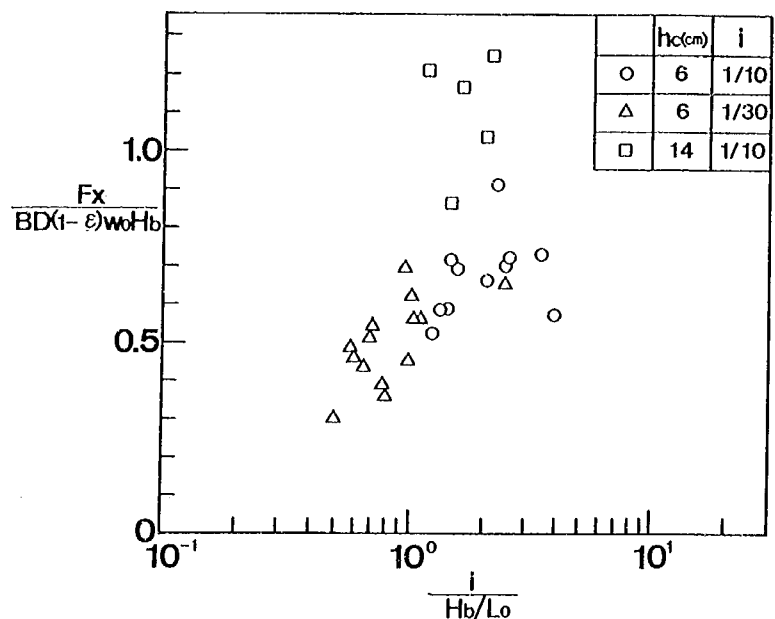


図-6.16 無次元波力 $F_x / B D (1 - \epsilon) w_0 H$ と $i / (H_b / L_0)$ の関係

な衝撃力が部材に衝突した時の衝撃応答性について考察する。例えば、図-6.17に示される作用時間を持つ衝撃力が、現地部材長5m、部材厚0.5mの長方形断面のコンクリート梁部材に作用すると考えると、部材の持つ1次モードの固有振動周期 T_0 は1.2msとなる。一方、従来の研究によれば、 $\tau/T_0 \geq 2$ の場合、部材は外力に対して静的に応答する。そこで図-6.17の実験データと T_0 の比を取るとほとんどのケースで2以上となる。したがって、衝撃応答による部材力の低減は期待できないことになる。

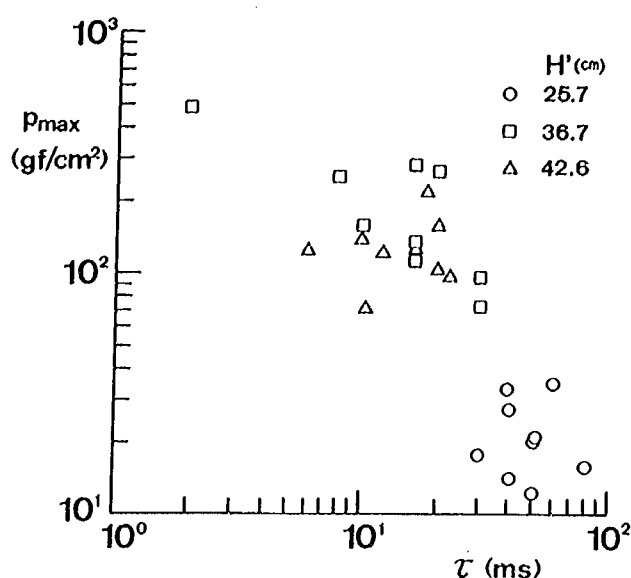


図-6.17 波圧最大値 p_{max} と作用時間 τ の関係

6.6 結 論

- ① 空隙率 ϵ が増加すると、スリット式構造物前面に作用する波圧波形には、不透過壁の場合に見られる双峰型波形が生じなくなり、単峰型の波形を示す。
- ② 不透過壁においては、空気の巻き込みによる衝撃力が発生するのに対し、透過壁においては直立した波面が壁面に衝突するとき発生する衝撃力が波力の主因となる。
- ③ 同一の空隙率を持った縦スリットと横スリットを比較すると、横スリットの方がエネルギー損失が大きく、受ける波力が小さい。
- ④ 複数スリットに作用する水平波力は、沖側スリットの波力、各スリット位置における水位の値を用いて算定できる。
- ⑤ 砕波が作用する場合、 ϵ が0~0.3では空隙率の増加にともない波力は低減したのに対し、 ϵ が0.3と0.4では波力比はほぼ同じとなる。それ故空隙率が0.3以上の場合、空隙率を大きくしても、水平波力の低減にはあまり役立たない。
- ⑥ 構造物の天端高が低く、砕波が作用しても波頭が越波する場合、合田式を準用して全波力を求めて良いと考えられる。

参考文献

- 井田康夫・久保弘一(1975): スリット構造による波浪減衰作用について, 第22回海岸工学講演会論文集, pp. 545~549.
- 角野昇八(1987): 鉛直スリットを有する海岸・海洋構造物の周辺波動場に関する研究, 学位論文, 171 p.
- 建設省土木研究所海岸研究室(1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1), 土木研究所資料, 第2454号, 173 p.
- 合田良實・柿崎秀作(1966): 有限振幅波ならびにその波圧に関する研究, 港研報告, 第5巻, 第10号,

pp. 1～57.

近藤俊郎・佐藤隆一 (1979): 多孔壁の損失係数と見かけのオリフィス長さの推定, 第26回海岸工学講演会論文集, pp. 333～337.

高橋重雄・谷本勝利・鈴木論司 (1966): 直立壁に作用する衝撃砕波力の発生機構に関する一考察, 港研報告, 第22巻, 第4号, pp. 3～31.

萩原運弘・藤原隆男・宇多高明 (1988): スリット型海域制御構造物の透過率, 反射率, および全波力の解析, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 532～536.

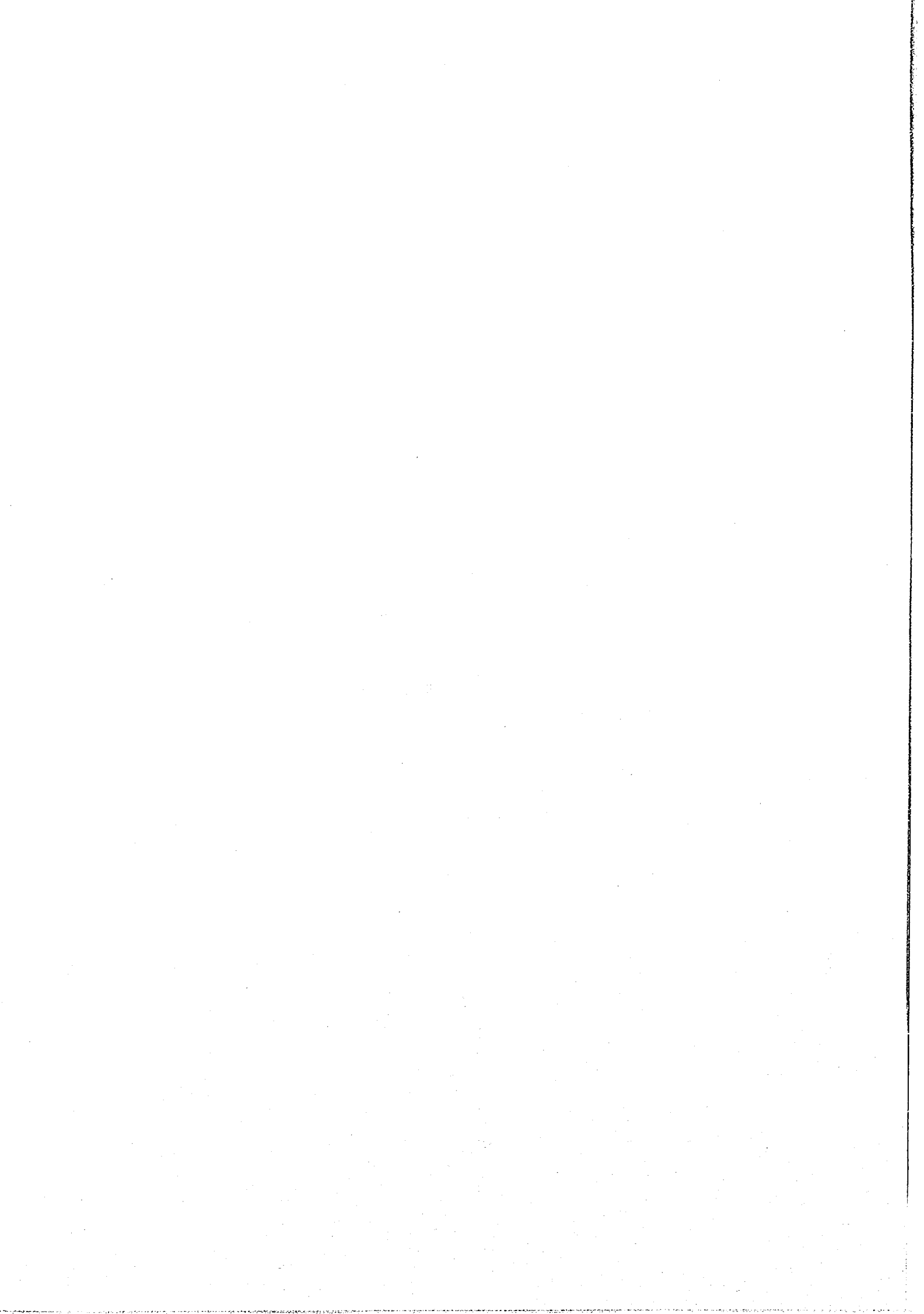
堀口孝男・布施敬一郎・上原正晴 (1977): 両面多孔壁消波構造の水理解析, 第24回海岸工学講演会論文集, pp. 276～280.

第7章 フレキシブルマウンド (FLM) に作用する 波力

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
	研 究 員	小 俣 篤
		山 本 幸 次

清 水 建 設(株)技 術 研 究 所

環境技術研究部長	藤 井 邦 雄
研 究 員	田 中 正 博
研 究 員	大 山 巧
大崎研究室研究員	清 川 哲 志



7.1 はじめに

近年、海岸域に多くの目が注がれ、その整備に大きな期待が寄せられている。海岸域の整備には波浪や漂砂の制御機能のみでなく、人々が快適に集い遊ぶことができる機能が求められる。田中ら(1987a)はこれらのニーズに応える海域制御構造物として、柔構造の潜堤、フレキシブルマウンド(以下、FLMと称する)を考案した。そして、FLMによる波の透過・反射特性や、消波メカニズムについて実験的および理論的に検討してきた。その結果、田中ら(1987b)、土木研究所海岸研究室(1987)は、FLMが従来の潜堤の消波メカニズムと全く異なり、構造物の運動に伴って発生する radiation wave と入射波および散乱波との干渉効果によって消波を行うこと、構造物の高さ R と水深 h との比(没水率)が $R/h=0.4\sim0.6$ でも透過率 $K_T\leq 0.5$ とすることが可能であることを明らかにした。また、大山ら(1988)、土木研究所海岸研究室(1988)はFLMの反射透過特性は線形ポテンシャル理論に基づく数値解析法で評価できることを明らかにした。

ところで、FLMの実用化を図るにはその設計・施工法を確立しなければならず、それにはFLMに作用する波力の特性を把握することが必要である。また、FLMの場合、内部に水(または水と土砂)を充填するため、大きな自重を持たせることはできず、杭またはアンカーによる固定が必要となる。

本研究では、杭基礎の設計という観点から鉛直および水平波力を、またアンカーの設計という観点から膜材に働く張力を模型実験により検討する。また、鉛直波力および水平波力については、前述の数値解析法、および合田式(1977)による計算を行い、実験値との比較も行う。

7.2 実験方法

7.2.1 実験装置および模型

はじめに本論文で使用する記号の定義を図-7.1に示す。実験に用いた水槽は全長40m、幅4.0m、深さ1.3mの2次元水槽である(図-7.2)。ただし、本実験では水槽を2つに仕切り、0.6m幅水路として使用した。また、

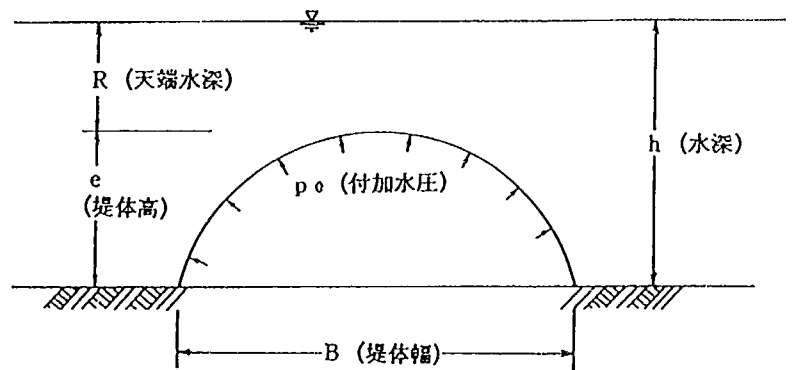


図-7.1 記号の定義

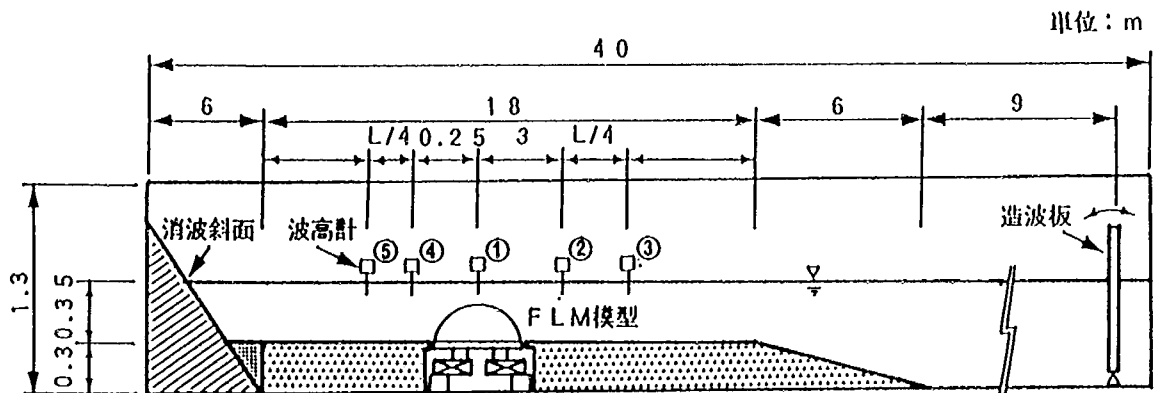


図-7.2 実験装置全体図

模型下部に荷重計を取付けるため、造波板から9 mの地点より勾配1/20の一樣斜面を設置し、底面を0.3 mかさ上げした。かさ上げした水平床の長さは18 mである。FLMの模型は厚さ約1.5 mmの布引きゴム膜製で、設置時の断面形状および寸法は図-7.3に示すとおりである。模型の運動の2次元性が保たれるように、模型の上膜に水槽の側壁と直交するようにロッドを配した。また、模型の側方の膜(側膜)が模型の運動を拘束しないように、側膜に約5 cmの余裕長(たるみ)を持たせた。なお、模型には内部に加えた初期付加水圧を測定するピトー管と、波作用時の内部の変動水圧を測定する圧力計を取付けられるようになっている。

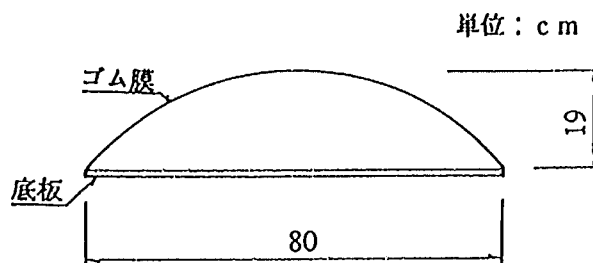


図-7.3 模型の形状・寸法

7.2.2 実験方法

波力の測定は3分力計に模型を固定して行う方法が一般的に用いられているが、FLMのような柔構造の模型には適さない。そこで、本実験では次のような方法で波力を測定した。

(1) 鉛直波力および水平波力の測定方法

まず、ゴム製の模型底部を剛板に接着固定する。この剛板に防水加工したビーム型荷重計を取付け、さらに荷重計は水槽底板に固定する。鉛直波力を測定するときには、図-7.4(a)に示すように、ビーム型荷重計を模型剛板の両端近くにそれぞれ2基ずつ取付けた。これら4基の荷重計で測定された荷重を位相を考慮して重ね合わせた合力をもって鉛直波力とした。

一方、水平波力を測定するときには、図-7.4(b)に示すように、ビーム型荷重計を模型剛板の中央に1基取付けた。なお、測定方向と直交する方向の変位をできるだけ少なくするため、剛板に測定方向にのみ変位することが可能なりニアシャフトを模型底部剛板の下側に、鉛直波力測定時には4本、水平波力測定時には2本それぞれ取付けた。

(2) 膜張力の測定方法

図-7.4(c)に示すように、模型両端の膜材

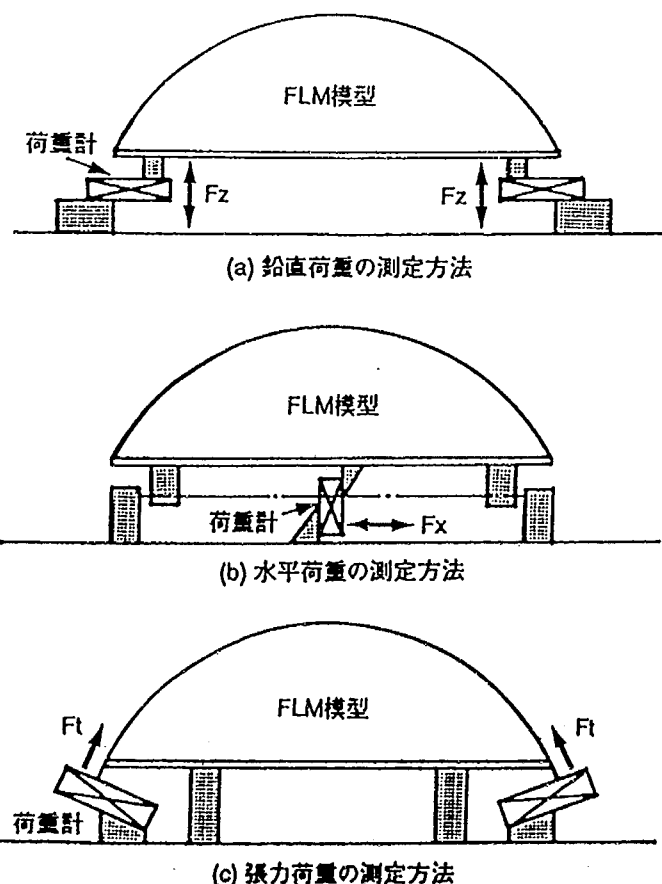


図-7.4 荷重の測定方法

にビーム型荷重計をそれぞれ2基ずつ取付けた。この時、荷重計は、静水時に模型端部に働く張力の作用方向と直交するように設置した（張力の作用方向と水平方向とのなす角は約40°である）。また、膜材端部にフラットバーを取付け、張力が均一に伝わるようにした。模型は剛板上に載せているだけで固定せず、模型固定部に作用する外力はすべて荷重計で受け持つようにした。

(3) 波高および圧力の測定方法

入射波、透過波、反射波の測定は次のようにして行った。まず、模型を設置せずに図-7.2の波高計①で測定した波高をもって入射波とした。次に、造波板から25mの位置に模型を設置し、入射波の測定時と同一条件の波を作用させた。そして波力測定時に、入射波測定時の波高が5%以内の誤差で再現されていることを3.4m幅水路で検証しながら実験を行った。

透過波は、図-7.2に示した波高計④および⑥で測定し、得られた波高の平均値をもって透過波高とした。また、反射波は波高計②および③を移動させて測定した。そして、得られた波高を用いてHealyの方法により反射率を求めた。

波が作用していないときの模型内部に加えた水圧 p_0 （以下、付加水圧と称す）は模型の注排水口に取付けたマンメータで、また、波作用時の変動水圧は小型水圧計でそれぞれ測定した。

なお、波力、張力、波高および変動水圧はすべて波形が定常になった後の5～10波のピーク値を平均して用いた。

7.2.3 実験条件

田中ら(1987b)、大山ら(1988)が明らかにしたように、FLMの消波特性に大きな影響を及ぼすパラメータは、堤体幅水深比 B/h 、堤体幅波長比 B/L 、没水率 R/h および付加水圧比 $p_0/\rho gh$ である（ただし、 R ：FLMの天端上水深、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度）。そして、広い範囲の周期の波（本実験では模型の幅 B を固定したので、広い範囲の B/L ）に対して消波効果を得るための条件は、 $B/h=2.0\sim3.0$ 、 $R/h=0.3\sim0.5$ 、 $p_0/\rho gh=0.05\sim0.1$ である。これらの点を考慮して、本実験では、 $B/h=2.3$ 、 $R/h=0.46$ （ $B=80\text{ cm}$ 、 $h=35\text{ cm}$ 、 $R=15\text{ cm}$ ）で固定し、 $p_0/\rho gh$ を0.05、0.1、入射波高 H_1 を4、8、12 cmに変化させた。また、0.05～0.1ピッチで B/L を0.15～1.0の範囲で変化させ、各々の B/L に対応する周期を入射波の周期 T として与えた。ただし、造波機の性能上、 $H_1=8$ および12 cmの場合には $B/L=0.15\sim0.8$ および0.15～0.55に対してそれぞれ実験を行った。本実験における模型および波浪条件を表-7.1にまとめて示す。

表-7.1 実験条件

p_0 (gf/cm ²)	1.7, 3.5
H_1 (cm)	4, 8, 12
B/L	1.0 ~ 0.15
T (sec)	0.72 ~ 2.96

7.3 実験結果および考察

本論文では、鉛直波力、水平波力および膜張力に関する無次元化パラメータとして、荷重計で計測された鉛直波力 F_z 、水平波力 F_x および膜張力 F_t をそれぞれ $\rho g B H_1$ （ただし、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度）で除した値 f_z 、 f_x および f_t を用いる。また、水平波力 F_x は岸向き方向を正(+), 沖向き方向を負(-)とする。一方、

膜張力は沖側端部では岸向きの、岸側端部では沖向きのそれぞれ荷重である。

7.3.1 鉛直波力

$H_1=12\text{ cm}$ の場合の上向き (○印) および下向き (●印) 方向の無次元鉛直波力 f_z および両者の平均値 (□印) を図-7.5 に示す。ただし、上向きおよび下向き荷重ともに絶対値で示した。同様に $H_1=8\text{ cm}$ の場合について図-7.6 に示す。両ケースとも、 $B/L > 0.45$ においては、上向きの波力の方が、また、 $B/L \leq 0.20$ においては、下向きの波力の方がそれぞれ大きくなっているが、 f_z のピークの現われる $0.45 \geq B/L \geq 0.25$ の範囲では、上向きと下向き方向の波力はほぼ等しい。なお、図には示さなかったが、 $H_1=4\text{ cm}$ の場合にもほぼ同様な結果が得られた。したがって、以下では上向きと下向き方向の荷重の平均値を用いて考察する。

無次元鉛直波力 f_z と堤体幅波長比 B/L との関係を入射波高 H_1 をパラメータとして図-7.7 に示す。た

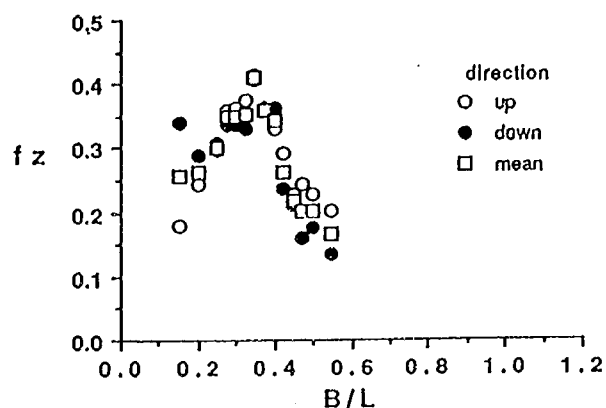


図-7.5 作用方向別鉛直波力 f_z
($p_0/\rho gh=0.05, H_1=12\text{ cm}$)

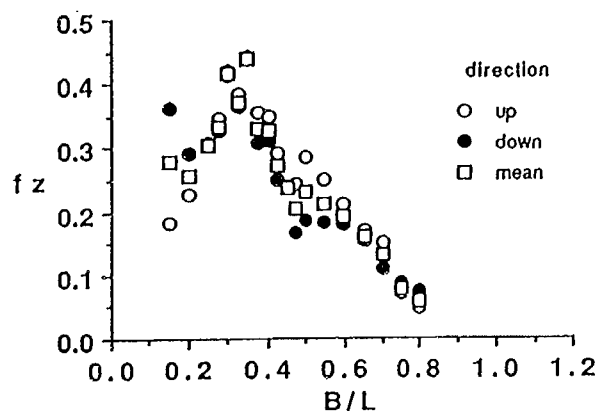


図-7.6 作用方向別鉛直波力 f_z
($p_0/\rho gh=0.05, H_1=8\text{ cm}$)

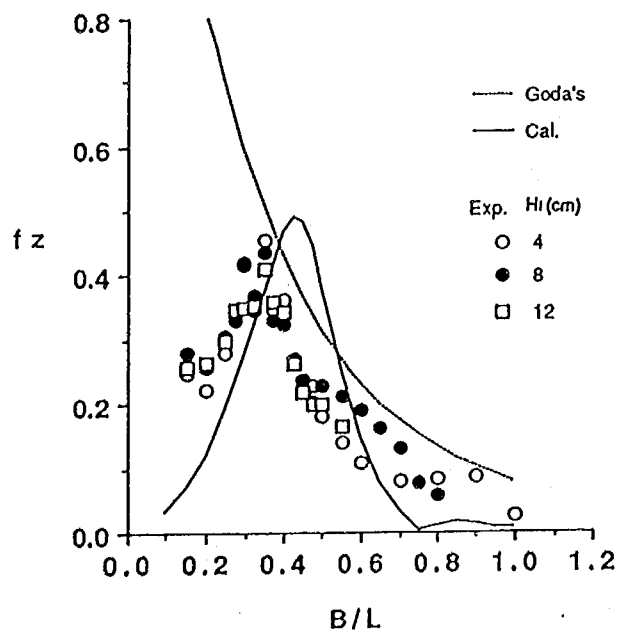


図-7.7 鉛直波力 f_z の特性
($p_0/\rho gh=0.05$)

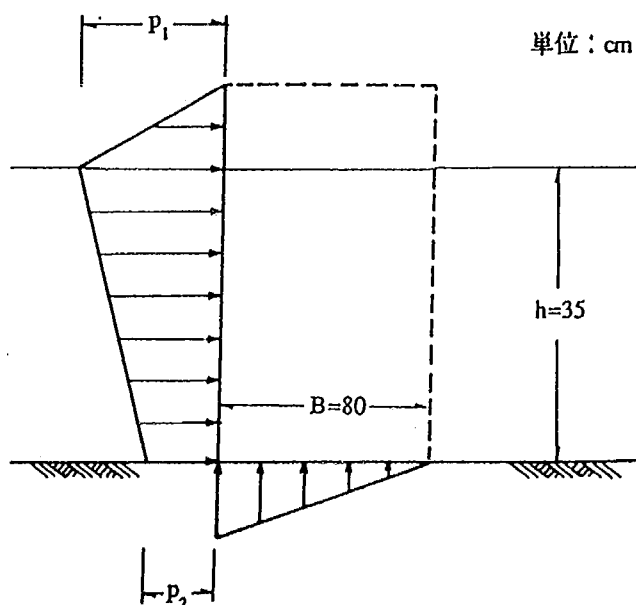


図-7.8 合田波力式の適用

ただし、 $p_0/\rho gh=0.05$ である。なお、図中の実線は大山ら(1988)による線形ポテンシャル理論に基づく数値解析結果である。また、破線は図-7.8に示すように、FLM模型と同一幅 $B=80$ cmの構造物に合田(1977)の波力公式を適用して求めた無次元鉛直波力である。さらに、図-7.7に示した波力実験における波の透過率 K_T の特性を図-7.9に示す。図-7.7からわかるように、 f_z は B/L によって大きく変化し、いずれの波高の場合も $B/L=0.3\sim 0.35$ で顕著なピークが現われている。一般に、 K_T が小さくなる B/L ではFLMの運動振幅が大きくなるので、波力も大きくなると予想される。しかし、 f_z のピークは K_T が小さくなる $B/L=0.6\sim 0.8$ においてではなく、むしろ K_T の最も大きくなる $B/L=0.35$ の近傍で現われている(図-7.9)。これは、 f_z がFLMの運動振幅にほぼ比例して大きくなるのに対して、 K_T の特性はFLMの運動振幅だけでなく、FLMの運動に伴って発生する radiation wave と入射波および散乱波の波高および位相によって決まるためと考えられる。入射波 H_I が大きくなるにしたがって f_z のピークは値はわずかに減少しているが、 H_I の違いによる f_z への影響は小さいことがわかる。次に、実験結果と数値解析結果を比較すると、解析値のピークは実験値のそれよりも若干 B/L の大きい位置で現われており、またピーク値も若干大きくなっているが、両者の分布形状はよく一致している。以上のように、解析値のピーク値の方が実験値のそれよりもわずかに大きくなること、そして、波高が大きくなるにしたがって f_z のピークはむしろ小さくなること、また、上向きと下向きの波力(振幅)がほぼ等しいことなどから考えて、実用的には数値解析で求めた鉛直波力を設計に用いることができるものと思われる。何故なら、設計においては最大波力が重要であり、ここに示した解析手法で得られる最大鉛直波力は、FLMに安全側の荷重を与えることになるからである。ただし、本研究では、没水率 R/h および堤体幅水深比 B/h を固定して波力を検討したので、これらパラメータの値が異なる場合には、解析値と実験値の照合を行う必要がある。

次に、合田式による結果と実験結果を比較すると、 $B/L \geq 0.35$ の範囲では合田式による結果は実験結果の上限値の包絡線とほぼ一致している。一方、 $B/L < 0.35$ においては、合田式による f_z はさらに増大するが、実験結果のそれは減少し、両者は逆の結果を示している。本ケースで得られた結果から判断すると、 f_z のピークが現われる B/L よりも大きい B/L の範囲では、合田式により鉛直波力を求めることができると思われる。

図-7.10および7.11は、 $p_0/\rho gh$ をパラメータとし、 $H_I=12$ cm および 4 cm のときの f_z と B/L との

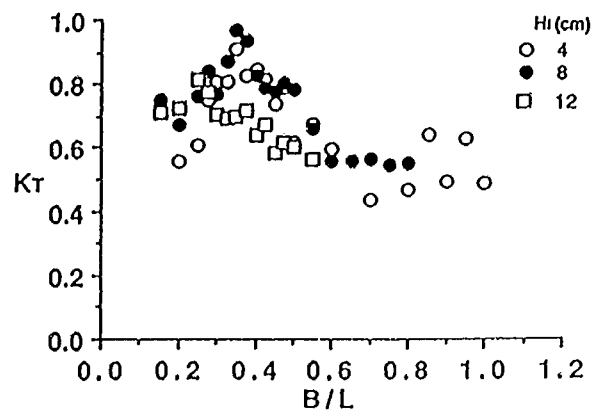


図-7.9 透過特性
($p_0/\rho gh=0.05$)

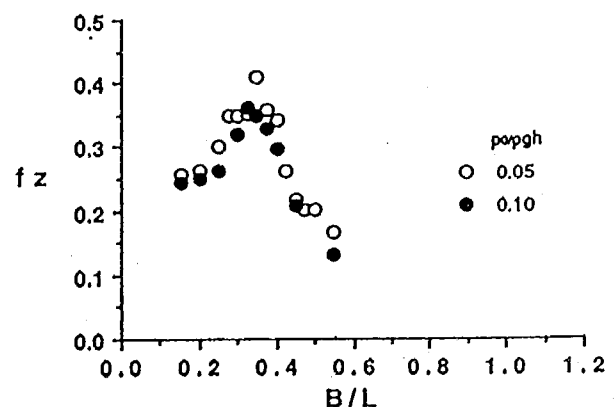


図-7.10 鉛直波力 f_z の特性
($H_I=12$ cm)

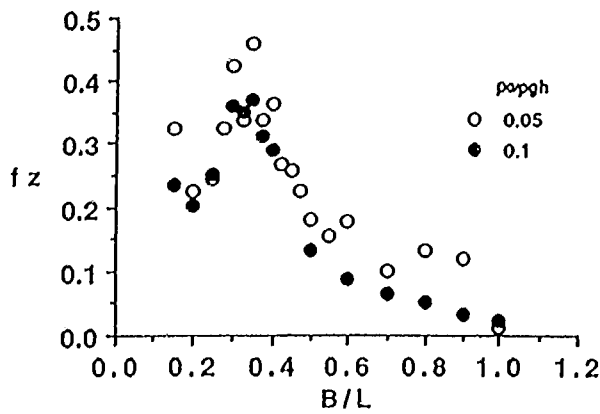


図-7.11 鉛直波力 f_z の特性
($H_1 = 4$ cm)

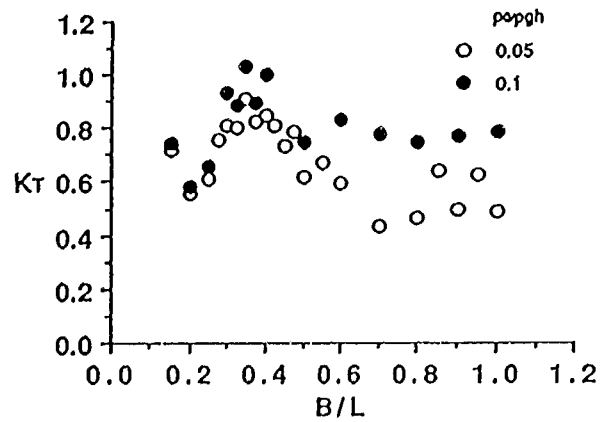


図-7.12 透過特性 ($H_1 = 4$ cm)

関係を示したものである。 f_z がピークとなる $B/L = 0.35$ の近傍では、 $p_0/\rho gh = 0.05$ の場合の f_z は $p_0/\rho gh = 1.0$ の場合のそれよりも $0.06 \sim 0.08$ 大きくなっているが、全般的には分布形状、値ともに両者の違いは小さい。これらの結果から判断すると、付加水圧比 $p_0/\rho gh$ が波の透過・反射特性に及ぼす影響は大きい、鉛直波力に及ぼす影響は大きくないと考えられる。このことは、合田式をFLMの鉛直波力の算定に適用する上で好都合である。なぜなら、合田式は付加水圧比 $p_0/\rho gh$ を考慮するパラメータを含まないからである。なお、 $p_0/\rho gh = 0.1$ の場合に f_z のピーク値が大きくなるのは、図-7.12に示すように、 $B/L = 0.35$ の近傍での K_T が $p_0/\rho gh = 0.05$ の場合のそれよりも若干大きいためと思われる。

7.3.2 水平波力

図-7.13は、岸向き方向(+)および沖向き方向(-)の無次元水平波力 f_x 、両方向の f_x の平均値(□印)と B/L との関係を示したものである(以下、それぞれ $f_x(+)$ 、 $f_x(-)$ 、 $f_x(\text{mean})$ と記す)。ただし、 $H_1 = 8$ cm、 $p_0/\rho gh = 0.05$ である。 $f_x(+)$ と $f_x(-)$ の特性は大きく異なっており、特に、 $f_x(+)$ は、 $B/L < 0.7$ および $0.2 \leq B/L < 0.35$ で $f_x(-)$ よりも著しく大きくなっている。図には示さなかったが、 $H_1 = 12$ cmの場合も水平波力のピークは、 $f_x(+)$ で発生した。ただし、碎波しない $H_1 = 4$ cmの場合、 $f_x(+)$ と $f_x(-)$ はほとんど同じ結果となった。

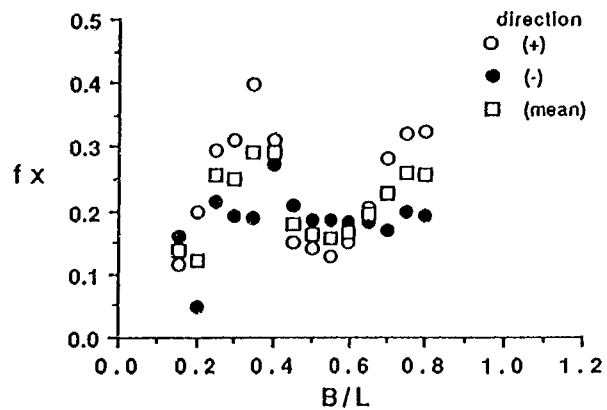


図-7.13 作用方向別水平波力 f_x
($p_0/\rho gh = 0.05$, $H_1 = 8$ cm)

したがって、設計上の観点からは、水平波力 f_x として $f_x(+)$ を用いるのがよいと考えられるので、以下では、岸向き方向の水平波力 $f_x(+)$ を用いて考察する。

図-7.14は、 $f_x(+)$ と B/L との関係を、入射波高 H_1 をパラメータとして示したものである。ただし、 $p_0/\rho gh = 0.05$ である。図中の実線は数値解析結果であり、また、破線および一点鎖線は、図-7.15に示すような幅80 cmで、高さ e がそれぞれ19 cmおよび35 cmの構造物に対して合田式を適用して求めた水平波力である。ただし、各々の構造物には図-7.15に示す $p_1 \sim p_2$ の波圧分布のうち、海底からそれぞれの高さ

までの波圧が作用するものとした。

f_x は入射波高 H_1 の影響をあまり受けなかったが、 $f_x(+)$ の分布形状および値は H_1 によって大きく異なっている。すなわち、FLM上で入射波が砕波を伴う $H_1 = 8, 12\text{cm}$ の場合の $f_x(+)$ は、砕波しない $H_1 = 4\text{cm}$ の場合のそれよりも B/L の全領域にわたって著しく大きくなっている。通常の防波堤の場合と同様に、FLMの場合も砕波の発生に伴う衝撃的な力は主として水平成分に現われることがわかる。入射波高が大きくなるに従って、無次元水平波力 $f_x(+)$ は大きくなるものと予想した。しかし、図-7.14からわかるように、 $f_x(+)$ のピーク値($B/L = 0.35 \sim 0.4$)は、 $H_1 = 12\text{cm}$ の場合よりも $H_1 = 8\text{cm}$ の場合が若干ではある

が小さくなっている。これは以下のような理由によるものと考えられる。すなわち、FLMは多自由度の振動系であるので、運動の応答振幅は固有周期の近傍で急激に大きくなる。そして、波の分裂や砕波などを生じなければ、入射波高が異なっても単位波高当たりの応答振幅は等しくなる。 $H_1 = 4\text{cm}$ の場合、入射波は砕波しないので、FLMの運動は入射波の周期に対応した規則波としての応答を示す。一方、 $H_1 = 8, 12\text{cm}$ の場合、入射波はFLMの近傍で砕波するため、砕波後の波は入射波の周期のみならず、その2倍、3倍の周期成分をもつ。したがって、規則波を入射させたにもかかわらず、実際には不規則波を作用させたのと同じことになる。その結果、固有周期の近傍での応答振幅(ピーク値)は相対的に低下する(逆に、極小値近傍での応答振幅は増大する)ことになる。そして、低下の割合は、激しく砕波する $H_1 = 12\text{cm}$ の場合に大きくなると考えられる。ただし本研究の結果から、砕波によって発生する衝撃力と、単一周周期成

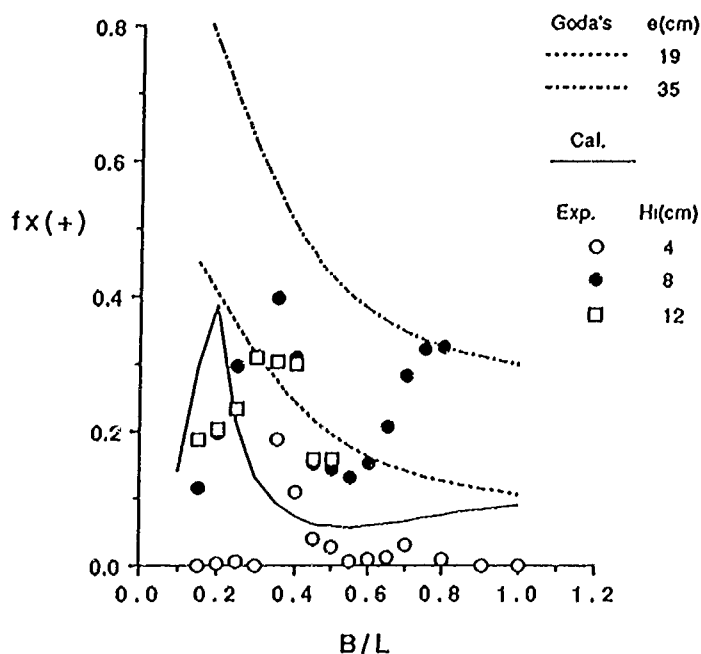


図-7.14 岸向き水平波力 $f_x(+)$ の特性
($p_0/\rho gh = 0.05$)

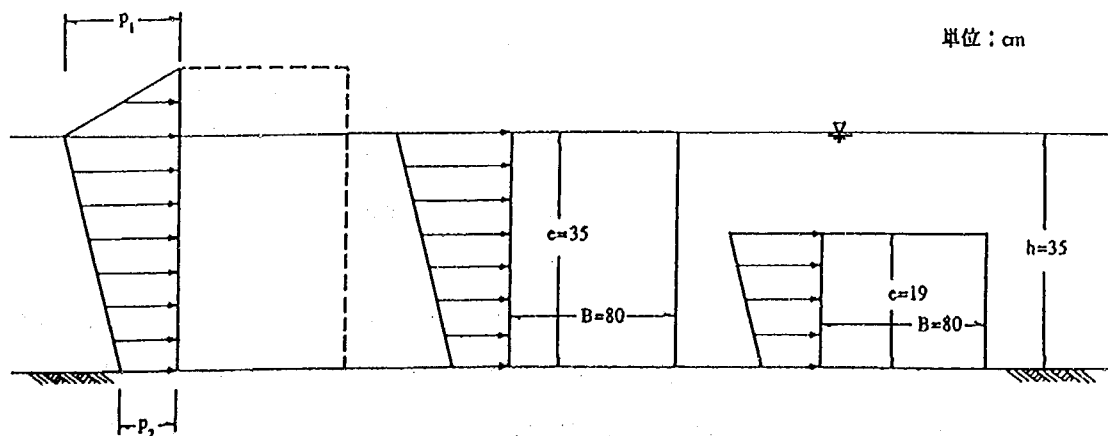


図-7.15 合田波力式の適用(水平波力)

分の波エネルギーがいくつかの周期成分に分散することにより F L M の固有周期近傍での応答振幅を低減する効果のどちらの影響が大きいかを判断することは難しい。なお、鉛直波力の場合にこのような傾向が現われなかった理由として、運動に伴う F L M の変位は鉛直方向よりも水平方向の方が大きいこと、砕波による衝撃力は水平方向成分が卓越すること等が考えられる。

数値解析による $f_x(t)$ のピーク値は $H_1 = 4$ cm の場合（実験値）の約 2 倍になっている。このように、水平波力 f_x は H_1 によりその特性が大きく異なること、岸向きと冲向き方向の力が異なる等の点から、水平波力の算定に線形理論に基づく数値解析法を用いることはできない。一方、合田波力式を適用して求めた結果（ただし、 $H_1 = 8$ cm）は実験結果と、分布形状、値ともに大きく異なっている。実験値がピークとなる $B/L = 0.35$ 近傍について見ると、実験値は合田式を F L M と同じ高さの潜堤に適用した波力（図中の破線）と、水深と同じ高さの構造物に適用した波力（図中の一点鎖線）の中間に位置している。したがって、F L M に作用する最大水平波力は、F L M と同じ高さの構造物（剛な潜堤）に作用する最大波力よりも大きい、水深以上の高さの構造物に作用する最大波力よりは小さいと推定される。いずれにしても、F L M に作用する水平波力は模型実験によって得られた結果に基づいて算定する必要がある。

7.3.3 膜 張 力

図-7.16 は、模型の沖側端部での無次元張力 f_t （front）（○印）、岸側端部での張力 f_t （back）（●印）およびその平均値 f_t （mean）（□印）と B/L との関係を示したものである。ただし、 $H_1 = 8$ cm、 $p_0/\rho gh = 0.05$ である。

先に検討した水平波力 f_x は、 $B/L = 0.35$ 近傍でピークとなり、冲向きよりも岸向きの波力の方が大きかった。膜張力についても、 $B/L = 0.35$ の近傍で最大となり、 f_t （front）の方が f_t （back）よりも大

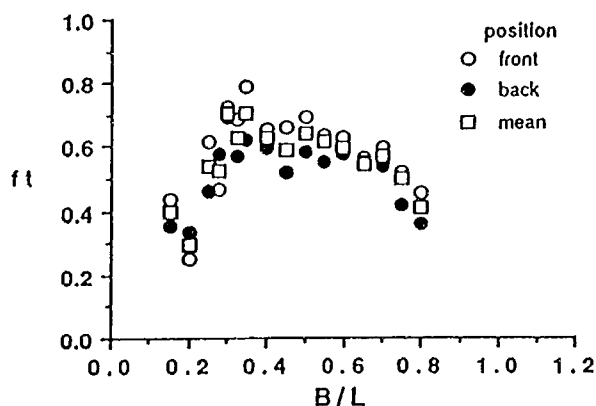


図-7.16 膜張力 f_t の特性
($p_0/\rho gh = 0.05$)

きくなっている。ただし、水平力が最大になるとき膜張力も最大になることを必ずしも意味しない。なぜなら、張力が模型の沖側端部および岸側端部各々の力であるのに対して、水平波力は両端部での力の合力（ただし、水平成分）であるためと考えられる。なお、図には示さなかったが、 $H_1 = 12$ cm の場合にも張力が最大となる $B/L = 0.35$ 近傍において、 f_t （front）の方が f_t （back）よりも大きくなった。ただし、F L M 上で波形がほとんど変形しない $H_1 = 4$ cm の場合、 f_t （front）と f_t （back）はほぼ同じ値になった。したがって、F L M 端部の膜材やアンカーに働く張力の算定は f_t （front）を用いる必要がある。以下では f_t （front）を用いて考察する。

図-7.17 は、F L M 袋体沖側端部の膜材に働く張力 f_t （front）と B/L との関係を入射波高 H_1 をパラメータとして示したものである。ただし、 $p_0/\rho gh = 0.05$ である。 $H_1 = 8$ cm および 12 cm の場合の f_t （front）は $H_1 = 4$ cm の場合のそれに比べて、 B/L の全領域にわたり大きくなっている。これはすでに述べたように、砕波によって大きな衝撃力が発生するためである。ただし、 $H_1 = 8$ cm および 12 cm の場合の f_t （front）

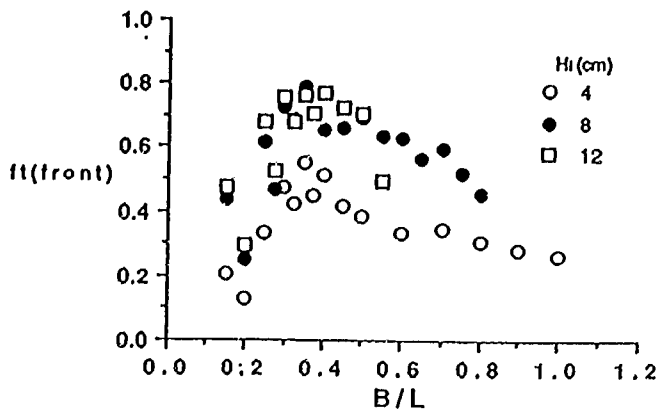


図-7.17 沖側固定部の膜張力 f_t の特性
($p_0/\rho gh = 0.05$)

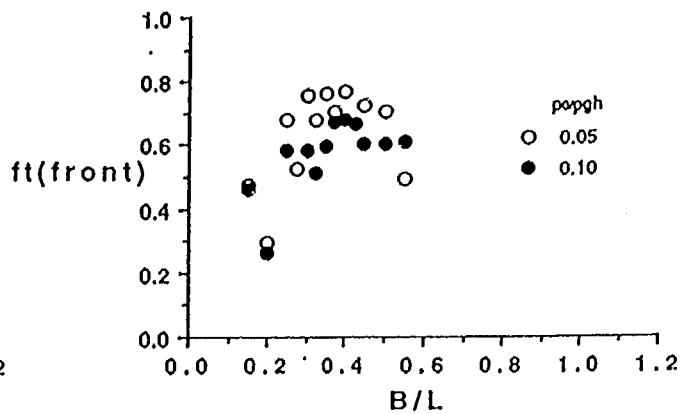


図-7.18 沖側固定部の膜張力 f_t の特性
($H_1 = 12$ cm)

はほとんど同じ特性を示している。

図-7.18は、 $p_0/\rho gh = 0.05, 0.1$ のときの $f_t(\text{front})$ と B/L との関係を示したものである。ただし、 $H_1 = 12$ cmである。 $p_0/\rho gh = 0.05$ の場合の $f_t(\text{front})$ は、 $p_0/\rho gh = 1.0$ の場合よりのそれよりも $B/L = 0.3 \sim 0.5$ の範囲で大きくなっており、両者の最大値の差は約0.1である。結果から見ると、 $p_0/\rho gh$ を大きくした方が張力が小さくなり、耐波設計上有利のように思われる。しかし、付加水圧比 $p_0/\rho gh$ が膜張力に及ぼす影響は、 $p_0/\rho gh$ が透過・反射特性に及ぼす影響に比べると小さい。したがって、 $p_0/\rho gh$ は、すぐれた透過・反射特性が得られるように選択・設定し、膜張力への影響は2次的と考えるべきである。

ところで、 $H_1 = 8$ cm、 $p_0/\rho gh = 0.05$ の場合について図-7.7の鉛直波力 f_z と図-7.14の水平波力 f_x (+)を単純に重ね合わせて合力を求めると、ピーク値は約0.6になる。これは、図-7.17に示した $f_t(\text{front})$ のピーク値0.8よりも約0.2小さい。また、 f_t が構造物端部それぞれの荷重であるのに対して、 f_x および f_z は全荷重であることを考えると、両者の差はさらに大きい。このことから、FLMの岸側と沖側の固定点を連結することにより、独立させている場合に比べて杭基礎1本当たりが受け持つ荷重を低減できることがわかる。したがって、岸側と沖側の荷重を個々に受け持つアンカーよりも、岸側と沖側で連結された杭基礎や底版を有するFLMに取付けた杭基礎の方が耐波設計上有利であることがわかる。

7.4 おわりに

FLMに作用する鉛直波力、水平波力、膜張力に関し、以下のような点が明らかになった(ただし、以下に示す波力、張力は、本文中で定義した無次元化した波力 f_z, f_x および張力 f_t である)。

- ① 入射波高が増大しても、鉛直波力 f_z はほとんど変わらない。また、本研究で扱った範囲では、付加水圧比 $p_0/\rho gh$ の違いによる f_z への影響も小さい。
- ② 線形ポテンシャル理論に基づく数値解析で求めた鉛直波力は、実験値に比べてピークの出現する周期(または B/L)が少しずれ、ピーク値は若干大きくなる。しかし、設計上は最大波力が重要であるので、実用的には解析で求めた鉛直波力を設計に使用することが可能であると思われる。
- ③ 合田式により求めた鉛直波力は、実験値がピークとなる周期よりも短周期側では、実験値の上限値の包絡線とよく一致する。したがって、ピークの現われる周期がわかっている場合には、設計鉛直波力を

合田式により求めることができる。

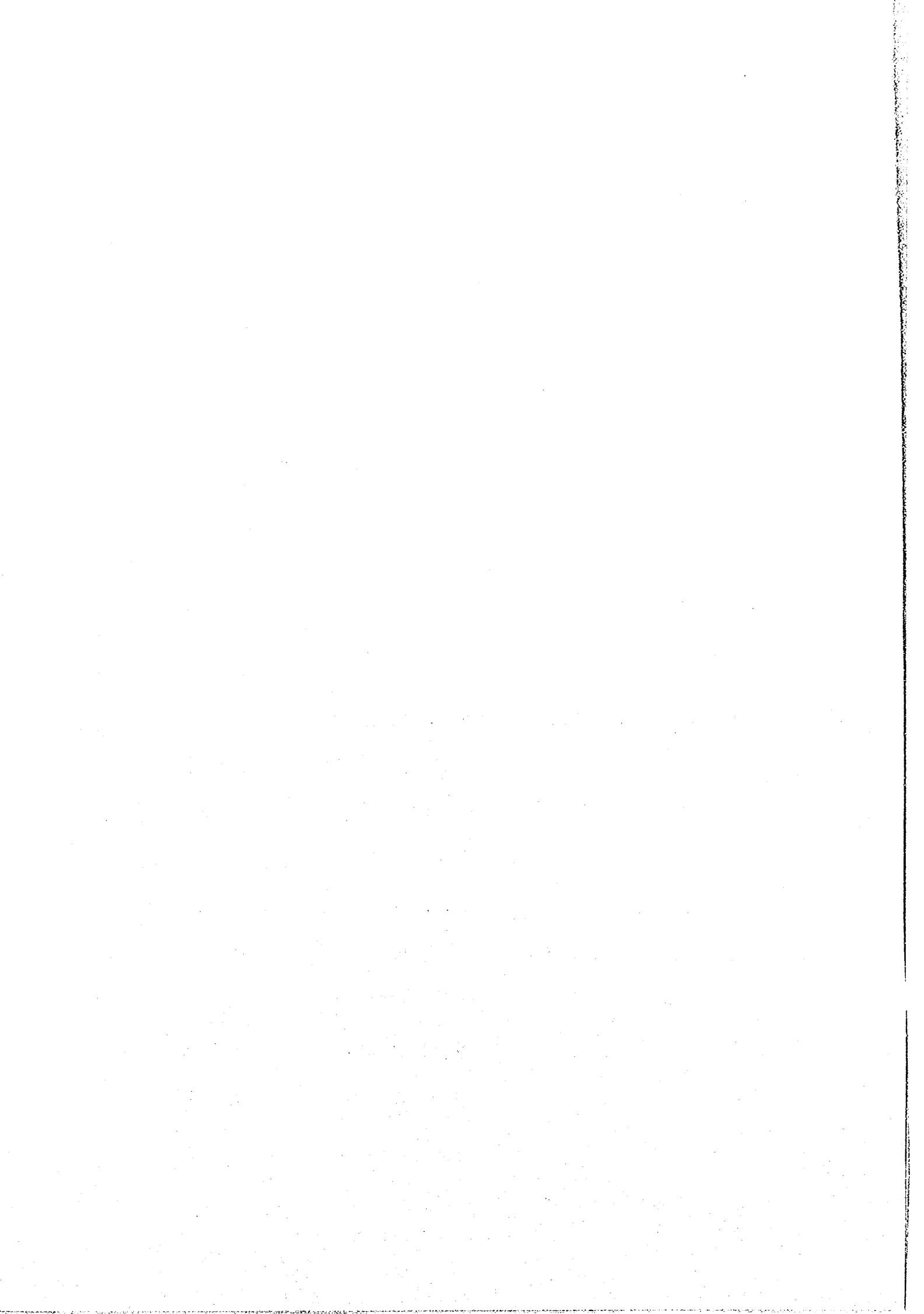
- ④ 水平波力 f_x と膜張力 f_t は、入射波高が大きくなり構造物上で砕波すると著しく増大する。そして、 f_x の最大値は岸向き方向作用時に、また、 f_t の最大値は構造物の沖側端部膜材にそれぞれ発生する。したがって、 f_x および f_t は、模型実験によって得られた沖向き方向の力 $x(+)$ 、沖側端部での力 $f_t(\text{front})$ をそれぞれ設計外力として用いる必要がある。

参考文献

- 大山 巧・田中正博・清川哲志・宇多高明・村井禎美 (1988): フレキシブルマウンドによる反射・透過特性の解析, 第35回海講論文集, pp.562~566.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2), 土木研究所資料, 第2510号, pp.93~107.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7), 土木研究所資料, 第2661号, pp.85~95.
- 合田良実 (1977): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, pp.85~88.
- 田中正博・三俣正和・大山 巧・清川哲志・宇多高明・村井禎美 (1987 a): 可とう性膜人工礁による波浪の制御特性, 土木学会第42回年講講演概要集第2部, pp.534~535.
- 田中正博・三俣正和・大山 巧・清川哲志・宇多高明・村井禎美 (1987 b): フレキシブルマウンドによる透過・反射特性の実験的検討, 第34回海講論文集, pp.492~496.

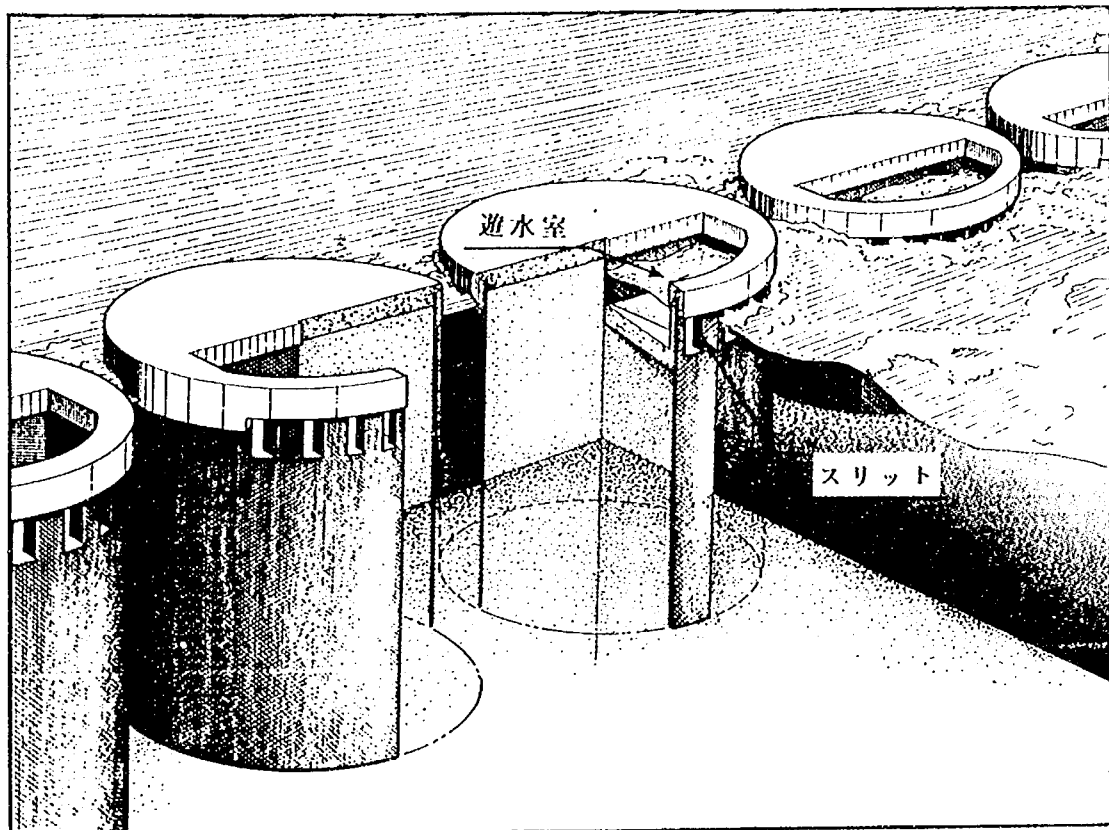
第8章 鋼板セル式海域制御構造物に作用する波力に関する実験的検討

建設省土木研究所海岸研究室	室	長	宇 多 高 明
	研 究 員		小 俣 篤 次
構造研究室	室	長	山 本 幸 一
	研 究 員		横 山 功 文
住友金属工業株式会社	鉄 構 技 術 部		澤 田 憲 学
	土木技術開発室		金 子 清
	土木技術研究室		中 山 種 修
	土木技術開発室		飯 村 浩
	土木海洋設計室		喜 田 泰 伴
	技術開発部		柳 本 卓 也
東亜建設工業株式会社	水 理 研 究 室		北 村 卓 秀 雄
	材料構造研究室		荻 野 和 彦
	水 理 研 究 室		塚 淵 博
			田 中 晋



8.1 まえがき

鋼板セル式海域制御構造物は、根入れ式鋼板セルを断続的に配置した海域制御構造物であり、単純な円筒形のセル体を配置したもの（基本タイプ）と、スリット付遊水室を設けて消波効果を高めたもの（遊水タイプ、図－8.1）とがある。これらのタイプの消波性能、および重複波作用時の波力を水理実験によって検討した結果についてはすでに報告した（土木研究所海岸研究室，1987，1988）。しかしながら、碎波を含む高波浪時の作用波力特性は明らかにされておらず、実海域への適用に当たっての重要な課題として残されていた。そこで、基本タイプおよび遊水タイプにつき、碎波領域を含む高波浪条件において構造物に作用する波力を水理模型実験により調べた。



図－8.1 鋼板セル式海域制御構造物（遊水タイプ）概念図

8.2 実験方法

(1) 実験水路

実験には建設省土木研究所水理共同実験棟内の風洞付造波水路を用いた（図－8.2）。水路は、全長52 m、幅0.6 m、高さ1.2 mの諸元を有する。構造物の模型は造波板から37 mの位置に設置し、この位置より水路終端までの15 m区間を水深20 cmの水平床とした。沖側の水深は70 cmとし、構造物の前面勾配を1/10と1/30の2種類とした。水路はその片面がガラス張りとなっており、そこを通して作用波の状況を観察することができる。水路には図－8.2に示すように2基の模型を水路直角方向に並べて設置した。

(2) 波浪条件

表-8.1 実験波条件

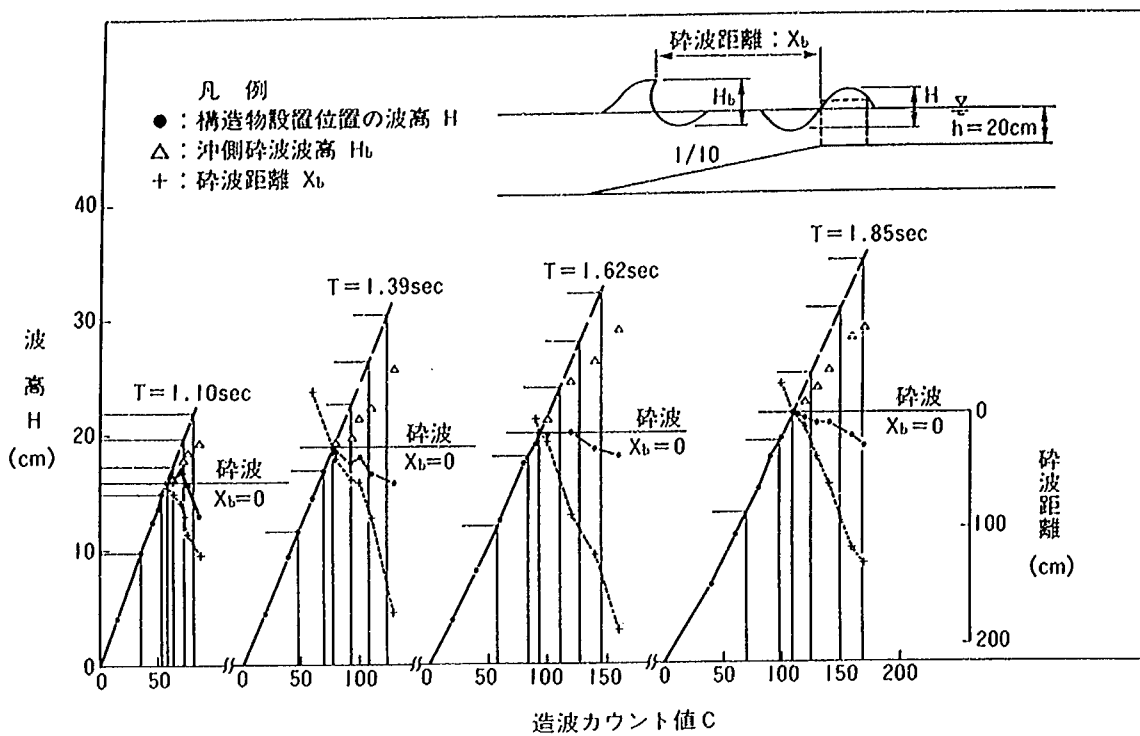
波 No.	前面勾配 : 1/10						前面勾配 : 1/30					
	T (sec)	*1H (cm)	砕 波		*4H _d (cm)	カウント値 C	T (sec)	*1H (cm)	砕 波		*4H _d (cm)	カウント値 C
			*2X _b (cm)	*3H _{bc} (cm)					*2X _b (cm)	*3H _{bc} (cm)		
I - 1		9.8	-	-	9.8	35		7.6	-	-	7.6	31
I - 2		14.9	-	-	14.9	53		11.5	-	-	11.5	46
I - 3		15.9	0	-	15.9	58		13.3	0	-	13.3	53
I - 4	1.10	16.2	11	16.5	16.5	63	1.10	11.8	26	14.4	14.4	55
I - 5		16.6	30	17.4	17.4	72		10.7	78	15.3	15.3	57
I - 6		14.3	55	18.5	18.5	80		9.7	129	16.2	16.2	59
II - 1		11.6	-	-	11.6	48		8.8	-	-	8.8	40
II - 2		16.9	-	-	16.9	70		12.4	-	-	12.4	56
II - 3		18.9	0	-	18.9	78		13.6	0	-	13.6	61
II - 4	1.39	17.5	28	20.6	20.6	93	1.39	13.7	38	16.0	16.0	64
II - 5		16.9	54	22.2	22.2	108		13.5	73	16.7	16.7	67
II - 6		16.0	118	25.3	25.3	124		11.4	154	18.4	18.4	76
III - 1		12.0	-	-	12.0	58		8.9	-	-	8.9	47
III - 2		18.0	-	-	18.0	84		13.4	-	-	13.4	67
III - 3		20.0	0	-	20.0	93		14.8	0	-	14.8	75
III - 4	1.62	20.0	39	23.3	23.3	110	1.62	14.4	25	16.4	16.4	78
III - 5		19.5	83	26.4	26.4	127		13.1	75	17.5	17.5	82
III - 6		18.4	122	28.8	28.8	145		11.8	160	19.4	19.4	89
IV - 1		13.0	-	-	13.0	70		9.5	-	-	9.5	56
IV - 2		19.1	-	-	19.1	98		13.8	-	-	13.8	75
IV - 3		21.6	0	-	21.6	109		15.1	0	-	15.1	84
IV - 4	1.85	20.9	25	23.6	23.6	125	1.85	15.4	34	17.0	17.0	89
IV - 5		20.1	90	28.8	28.8	150		13.6	82	18.3	18.3	96
IV - 6		18.8	130	31.7	31.7	169		12.9	138	19.6	19.6	103

*1H : 構造物設置位置の波高。

*2X_b : 模型前面から碎波位置までの距離。

*3H_{bc} : 碎波位置より求まる碎波水深 h_b を用いて, 碎波指標 (合田, 1970) により求めた碎波波高の計算値。

*4H_d : 非碎波領域では H, 碎波領域では H_{bc} を表す。



図一 8.4 波高検定結果（前面勾配：1/10）

ることがわかる。波高検定結果より定めた実験波条件を表一 8.1 に示す。実験波は各周期について 6 波浪とし、それらのうち 2 波浪が非碎波，1 波浪が模型設置位置での碎波，3 波浪が模型沖側での碎波となるようにした。非碎波の波高は，模型設置位置での碎波波高の約 0.6 倍および 0.9 倍とし，また，碎波の波高は波力のピーク値が得られるよう考慮して決定した。ここで，碎波波高に関しては同一条件でも碎波点の変動し，波高計により碎波波高を正確に測定することが難しく，波高検定においてもばらつきが大きいことから，以下においては碎波指標（合田，1970）より求まる碎波波高の算定値 H_{bc} を用いることにする。なお， H_{bc} は波高検定時の碎波位置 X_b より求めた碎波水深 h_b を用いて算定した。実験データの整理にあたっては，非碎波については検定時の波高 H をそのまま用い，碎波後の波については碎波波高の計算値 H_{bc} を用いることとし，これを H_d と定義する。

(3) 構造条件

実験に用いた鋼板セル模型の諸元を表一 8.2 および図一 8.5 に示す。模型の種類は，基本タイプ 1 種類，遊水タイプ 2 種類の計 3 種類である。図一 8.5 に示すように，基本タイプ F は遊水室のない円筒形の構造物であるのに対し，遊水タイプ A，B は半円形断面の遊水室を有する構造物である。A，B のスリット開口率 ε および遊水室水深 h' は，前報（土木研究所海岸研究室，1988）において良好な消波性能が得られた模型諸元から決定した。対象構造物の透過率 K_T と反射率 K_R を表一 8.3 に示す。実験の縮尺は 1/75 に想定した。実験模型と実構造物のスケールを関係を表一 8.4 に示す。模型は，

表一 8.2 模 型 諸 元

模 型	ε (%)	d/D	h'/h
基本タイプ	F	—	—
遊水タイプ	A	39.2	0.5
	B	60.0	0.5

図-8.2に示したように2基並べて設置し、模型間の間隔 b はセル径 D の0.2倍、また、模型と水路側壁との間隔は $b/2$ とした。

実験ケースは、模型の種類と構造物前面勾配との組合せを変え、表-8.5に示す7ケースとした。なお、表-8.5に示した模型Aと模型A'の構造諸元は同じであるが、模型Aでは遊水室隔壁部、模型A'ではスリット部の波圧分布をそれぞれ測定した。

(4) 測定方法

実験では、波高、全波力および局部波圧を測定した。波高は、入・反射波高および透過波高を容量式波高計を用いて測定した。入・反射波高は沖合の H_1 、 H_2 、 H_3 の3点、構造物前面の H_a 、 H_c の2点で測定した(図-8.2)。また、碎波の条件では、構造物前面から沖側へ表-8.1に示す碎波距離 X_b だけ離れた地点で H_b を測定し、透過波高は H_4 、 H_5 の2点で測定した(図-8.2)。

構造物全体に作用する波力は3分力計を用いて測定した。測定成分は水平波力およびモーメントである。測定装置および測定

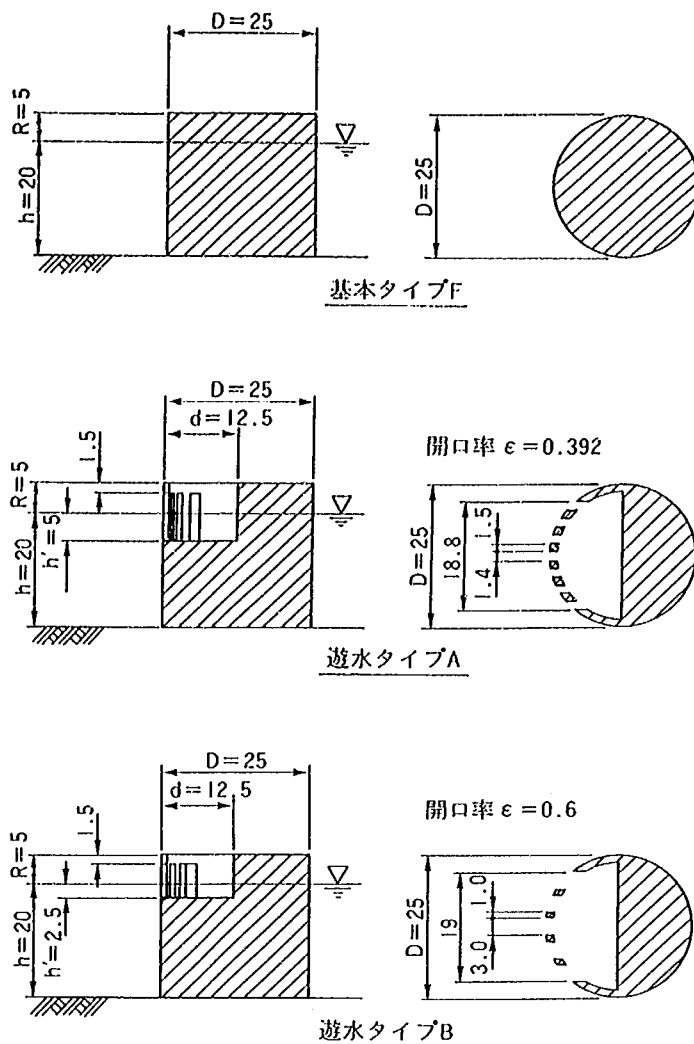


図-8.5 模型諸元

表-8.3 対象構造物の K_T 、 K_R

タイプ		*前回実験結果		記 事
		K_T	K_R	
基本タイプ	F	0.37 ~ 0.67	0.42 ~ 0.64	波浪条件 (h/L) 前回実験: 0.093 ~ 0.28 今回実験: 0.080 ~ 0.15
遊水タイプ	A	0.17 ~ 0.58	0.21 ~ 0.41	
	B	0.24 ~ 0.44	0.22 ~ 0.40	

*土木研究所海岸研究室(1988)による。

方法を図-8.6に示す。水路床下に防水型の3分力計を設置し、アルミ製の治具を介して模型を支持することによりセル体に作用する水平波力とモーメントを測定した。ここで、3分力計のモーメント中心位置は海底面レベルと一致させた。また、模型固定治具の底面に波圧計 P_a 、 P_b をとり付け、セル底面に作用する揚圧力を測定し、3分力計によるモーメント測定値から揚圧力によるモーメントを差し引いた。なお、実験に先立って、構造物の固有振動数が測定値に与える影響を調べるため、全波力測定系の空気中および水中での固有周期を測定した。

表-8.4 実験スケール

項 目	実 物	模型 (1/75)	備 考
セル直径(D)	18.750 m	0.250 m	
セル天端高(R)	3.750 m	0.050 m	
岸側水深(h)	15.000 m	0.200 m	
遊水室水深(h')	3.750 m	0.050 m	$h'/h=0.250$
	1.875 m	0.025 m	$h'/h=0.125$
セル間隙(b)	3.750 m	0.050 m	$b/D=0.200$
周 期(T)	9.5~16.0 sec	1.10~1.85 sec	

表-8.5 実験ケース

模 型		前 面 勾 配		局部波圧の測定位置
		1/10	1/30	
基本タイプ	F	F 1	F 3	セル体外周壁部
遊水タイプ	A	A 1	A 3	隔壁部
	A'	A'1	A'3	スリット部
	B	—	B 3	隔壁部

構造物に作用する局部波圧は波圧計により測定した。その測定位置を図-8.7に示す。基本タイプではセル体外周壁に作用する波圧分布を、遊水タイプではスリット部、遊水室隔壁部における波圧分布を測定した。これらのうち、スリット部では表裏両面に波圧計をとり付け、その圧力差をその位置に作用する波圧とした。なお、全体波力の測定には岸向左側の模型を、局部波圧の測定には右側の模型を用いた。

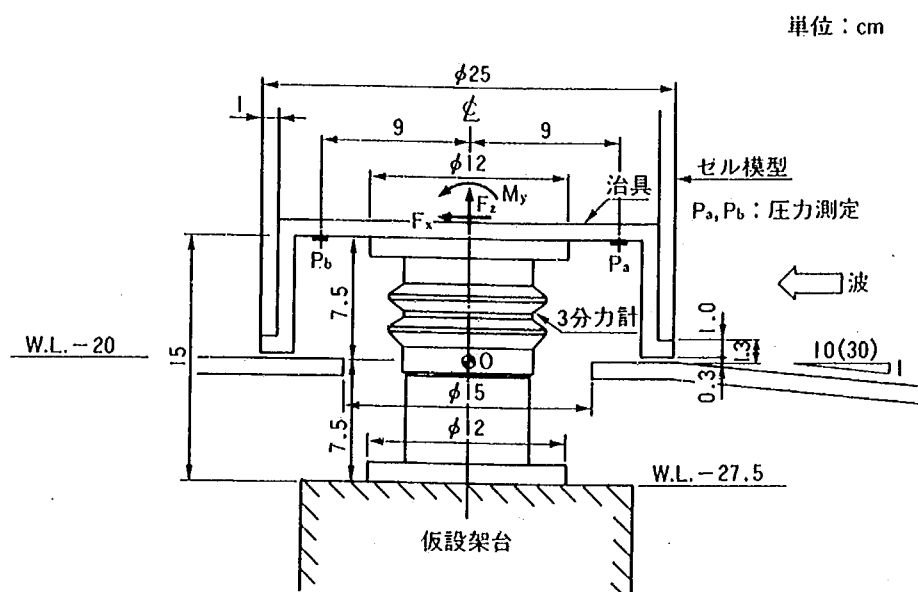
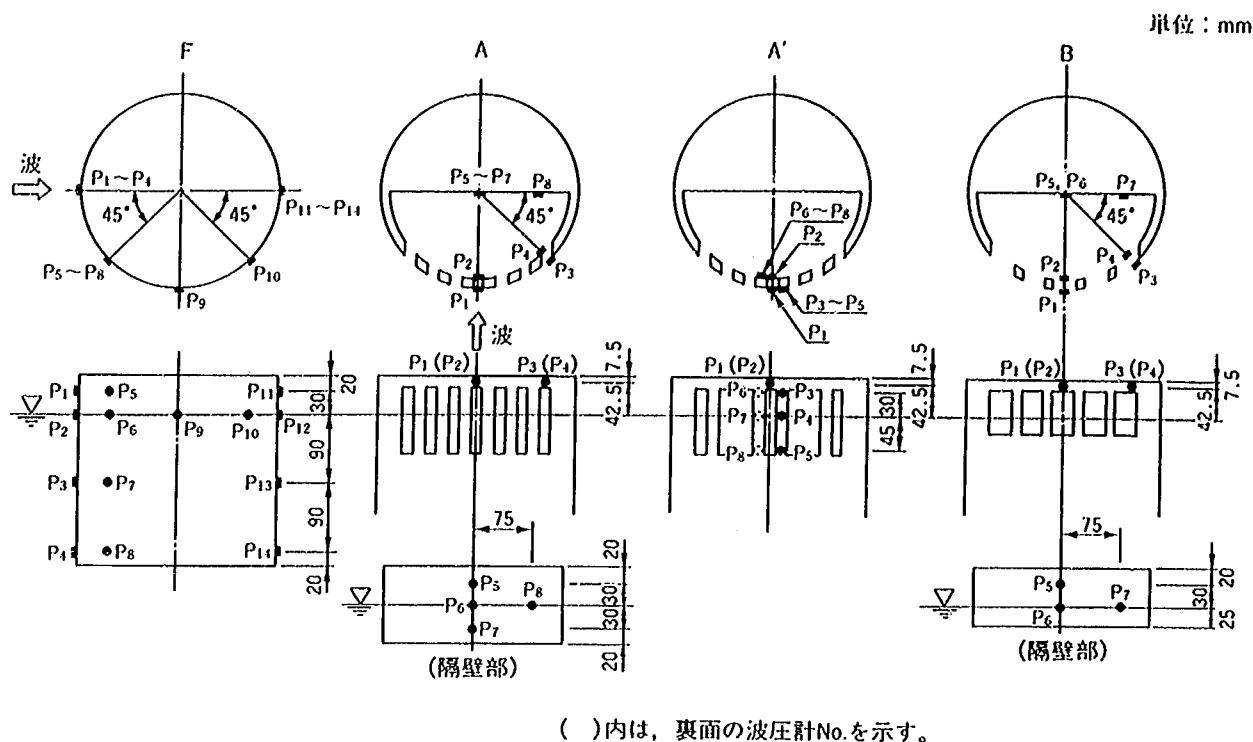


図-8.6 全波力測定要領



図一 8.7 局部波圧測定位置

測定のスプリング間隔は、波高測定および非砕波時の波力・波圧測定で50m sec, 砕波時の波力・波圧測定で2m sec, 固有周期測定で1m secとした。また、波高検定時には波形が安定するまでの時間を確認し、測定はその時間が経過してから開始した。その際、測定波数は7波以上とした。

(5) データの処理方法

収録した測定データは、パーソナルコンピュータを用いて処理した。各波の全波力・波圧の最大値は1測定中においても各波のばらつきが大きい。そのため各波の最大値のうち波群中の最大値の1/2以上であるデータを平均して代表値とした。これは、安定性の検討および部材の設計波力を明らかにする目的から、著しく小さいデータの影響を取り除く必要があるためである。

砕波条件における波力の測定では測定模型系の衝撃応答が問題となる。今回の実験では、全波力の測定模型系の固有振動数が比較的小さく、特にデータ処理に注意が必要である。谷本ら(1983)によれば作用外力が対称三角形型パルスの場合、 $\tau/T_N \geq 2.0$ の条件なら応答波形から直接衝撃波圧波形およびその最大値の推定が可能とされている。ここで、 τ は外力の作用時間、 T_N は応答系の固有振動周期である。また、作用外力が前傾三角形型および後傾三角形型パルスの場合には、上記の条件に加え、カットオフ周波数を応答系の固有振動数の約55%に設定したローパスフィルターが必要とされている。今回の実験における全波力測定系の固有振動数測定値を表一8.6に示す。これによれば全波力測定系の水中固有振動数は約45Hzであり、 $\tau/T_N \geq 2.0$ の条件より、約45m sec以上の作用時間の波力測定が可能である。これに対し、砕波の波力測定でのスプリング間隔が2m secであることから、ローパスフィルターを用いる必要がある。ローパスフィルターについては45Hzの約55%から約25Hzに設定するのが望ましいが、使用機

表-8.6 固有振動数測定結果

模 型	気 中		水 中	
	固有振動数 (Hz)	減衰定数	固有振動数 (Hz)	減衰定数
F	63.3	0.0116	43.9	0.0267
A'	69.1	0.0112	48.3	0.0204
B	66.4	0.0139	46.3	0.0345

器の制約から3分力計の測定データはカットオフ周波数を40 Hzとした。一方、波圧測定に関しては、センサーの固有振動数が3.4 KHz以上と十分に大きいこと、および、セル模型は仮設床に直接固定され十分に剛と考えられることから、ローパスフィルターを通さず応答値を直接記録した。なお、波圧計を設置した部材のうち、もっとも剛性が低いAタイプ模型のスリット部材に関する水中固有振動数の計算値は、約1,600 Hzである。

なお、非砕波条件における全波力、波圧およびすべての波高測定データは、衝撃による固有振動の発生は無視できるので、ローパスフィルターを用いずに応答値を直接記録した。

8.3 実験結果

8.3.1 時間波形

前面勾配1/30における測定記録の一例として、砕波領域($T = 1.62 \text{ sec}$, $H_d = 17.5 \text{ cm}$)における模型沖側のセル間隙部前面およびセル体直前の水位変動 η_a , η_c 、全水平波力測定値 F_x およびセル体前面の静水面レベルの波圧 P_2 (基本タイプ)、スリット壁上部の実質波圧 $P_1 - P_2$ と遊水室隔壁部静水面レベルの波圧 P_6 (遊水タイプ)の時間波形を図-8.8に示す。基本タイプの波形をみると、 F_x , P_2 はセル体直前の水位変動 η_c とほぼ同一位相で変動し、 η_c のピークとほぼ同時に最大値をとっていることから、構造物前面に水塊が衝突するのとほぼ同時に全波力のピークが生じていることがわかる。また、 F_x の波形は η_c と類似しており、両者共立上がり部の勾配が大きく、短時間にピークに達した後比較的緩やかに減少する前傾3角形型の波形となっている。一方、遊水タイプでは、 η_c のピークからすこし遅れて $P_1 - P_2$ がピークとなり、その後 F_x と P_6 がほぼ同時にピーク値をとっている。 F_x の波形をみるとピーク前後の立上がり部と降下部の勾配がほぼ同等な対称3角形型であり、前傾3角形型を有する基本タイプとは異なる。遊水タイプでは、遊水室以深の円筒部に作用する波力と、スリット壁および遊水室隔壁に作用する波力の合力として全波力が作用する。そのため、 η_c のピークとほぼ同時に作用する円筒部およびスリット部の波力と、 η_c のピークからすこし遅れて最大となる隔壁部の波力との位相差によって、 F_x のピークが基本タイプより遅れる。遊水タイプの $P_1 - P_2$, P_6 の波形には衝撃性の非常に強い、鋭いピークが現れている。 F_x のピークは P_6 のピークとほぼ同時に生じていることから、 F_x は隔壁部に作用している衝撃性の非常に強い波力に主に支配されていると考えられる。

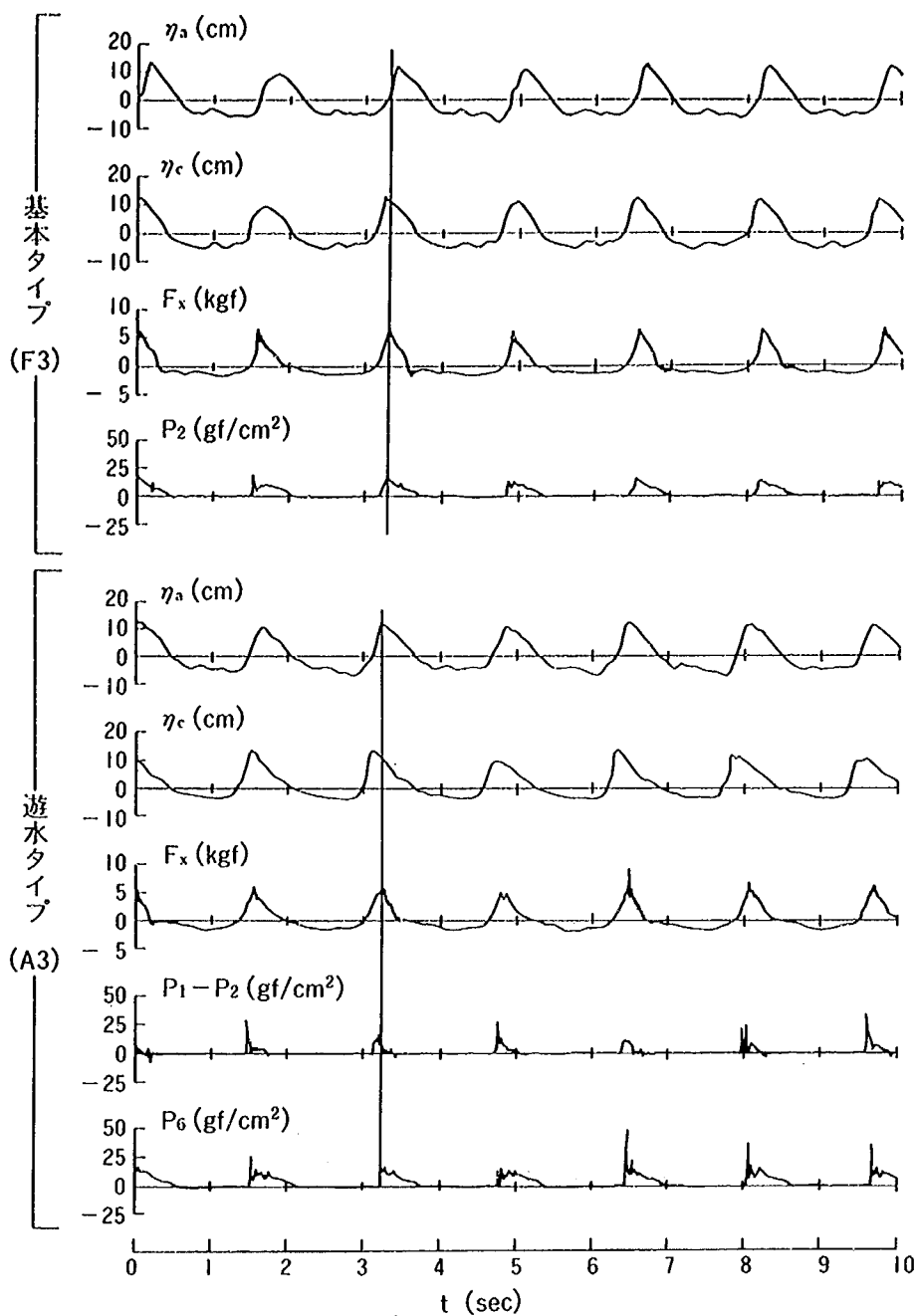


図-8.8 各センサーの時間波形
(前面勾配: 1/30, $T = 1.62 \text{ sec}$, $H_d = 17.5 \text{ cm}$)

8.3.2 全波力

基本タイプ(ケース F3, F1)と遊水タイプ(ケース A'3, B3, A'1)の全水平波力の最大値と H_d の関係を図-8.9～図-8.13に示す。これらの図では、縦軸に平均水平波力強度 f_x を用いた。ここで、 f_x は次式より求めた。

$$f_x = \frac{F_x}{D(h+R)} \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

ここに、 f_x : 平均水平波力強度 (gf/cm^2)

F_x : 全水平波力測定値 (gf)

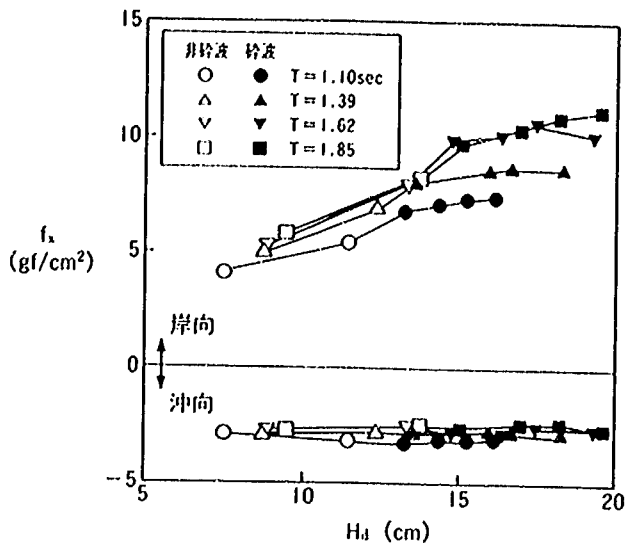


図-8.9 f_x と H_d の関係
(前面勾配: 1/30, ケース F3)

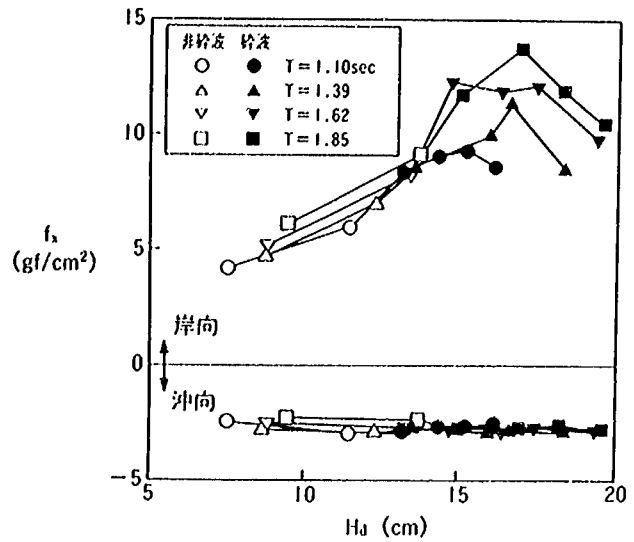


図-8.10 f_x と H_d の関係
(前面勾配: 1/30, ケース A'3)

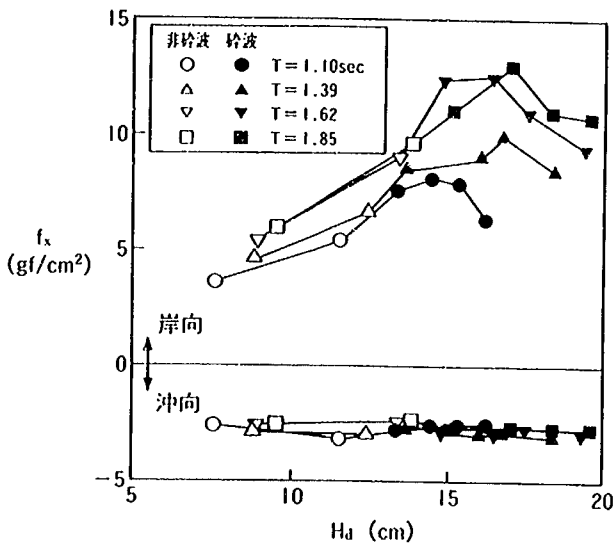


図-8.11 f_x と H_d の関係
(前面勾配: 1/30, ケース B3)

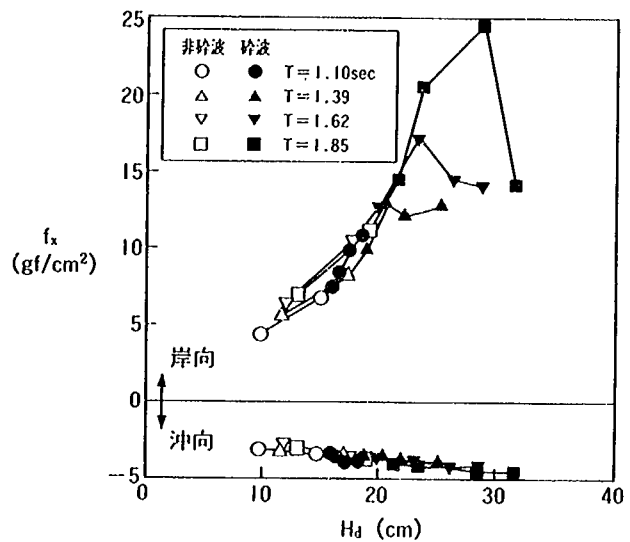


図-8.12 f_x と H_d の関係
(前面勾配: 1/10, ケース F1)

D : セル径 ($D = 25 \text{ cm}$)

h : 構造物の水深 ($h = 20 \text{ cm}$)

R : 構造物の静水面上天端高 ($R = 5 \text{ cm}$)

f_x の正の値は岸向, 負の値は沖向を表しており, すべてのケースで岸向波力が卓越していることがわかる。非砕波領域における岸向 f_x では, 周期による影響が少なく, H_d にはほぼ比例して増大する。一方, 砕波領域の岸向 f_x には周期の影響が現れ, 周期が長い波ほど大きな値となっている。砕波領域における各周期別の岸向 f_x をみると, ケース F3 (図-8.9) では実験範囲が不十分であったこともあり H_d に対してほぼ一定であるが, その他のケースでは極大値を有し, H_d が十分大きくなると f_x が減少する傾向を

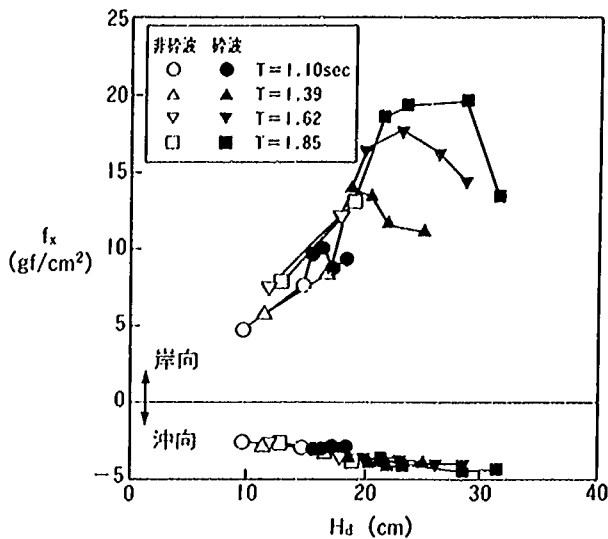


図-8.13 f_x と H_d の関係
(前面勾配: 1/10, ケース A'1)

図-8.14に示す。非砕波領域および H_d が十分大きい砕波領域においてはケース F3 とケース A'3 の f_x の差は小さい。これに対し, $H_d = 14 \sim 18$ cm の砕波領域ではケース A'3 がケース F3 より大きくなっている。この理由としてケース A'3 の遊水室隔壁に作用する衝撃波力の影響が考えられる。すなわち, 図-8.8に示した通り遊水タイプでは遊水室隔壁に水平波力 F_x のピーク位相と一致して衝撃性の大きな波力が作用しているのに対し, 基本タイプではセル前面に作用する波圧に衝撃性が少なく, この差が f_x に現れたと考えられる。

そこで, 基本タイプ前面に作用する波圧と遊水タイプ隔壁に作用する波圧を比較するため, ケース F3 の前壁部静水面レベルでの波圧 P_2 の最大値と, ケース A3 の隔壁部静水面レベルでの波圧 P_6 の最大値を, H_d との関係として図-8.15に示す。非砕波における P_2 と P_6 の差は小さいが, 砕波時には P_2 と比べ P_6 が大きくなる傾向にあり, この差が基本タイプと遊水タイプの f_x の差をもたらしたと考えられる。砕波時にケース A'3 の P_6 がケース F3 の P_2 より大きくなった理由は, 遊水室隔壁が直立壁であるため, 円筒形をした基本タイプ前面壁と比べて, 波圧の衝撃性が強かったためと思われる。

従来, 直立壁に作用する重複波および砕波の波力算定には合田式(合田, 1973)が用いられており, 鋼板セル式海域制御構造物の波力算定も合田式を準用するのが便利である。そこで, 消波ブロックで被覆した直立壁のような, 反射

を示す。これは H_d が大きい場合には模型沖側の砕波位置が遠くなり, 構造物に作用する波が砕波後の崩れた波となって, 作用波力が小さくなったためである。冲向 f_x をみると, 前面勾配 1/10 の場合(図-8.12, 8.13)には H_d にほぼ比例して f_x の絶対値が増大しているが, 増大の割合は非砕波における岸向波力と比べて非常に小さい。一方, 前面勾配 1/30 の場合(図-8.9, 8.10, 8.11)は H_d と無関係に f_x はほぼ一定値となっている。また, これらの冲向 f_x では周期による差がほとんど認められない。

基本タイプと遊水タイプの f_x を比較するため, ケース F3 とケース A'3 の f_x と H_d の関係を図

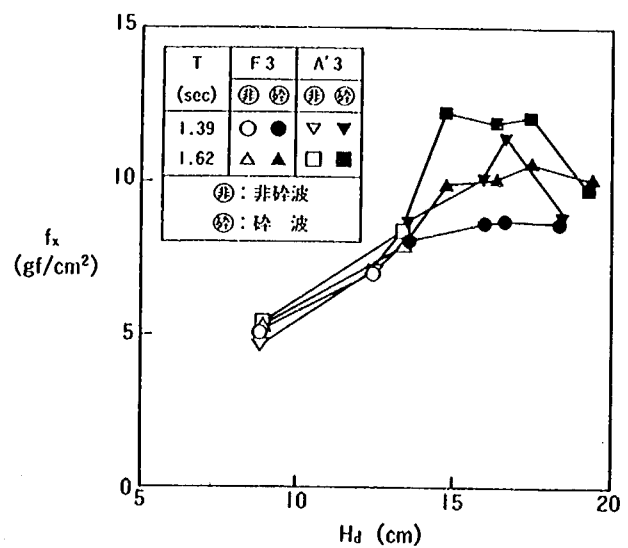


図-8.14 基本タイプ(ケース F3)と遊水タイプ(ケース A'3)の f_x

率が低く波力の低減が期待できる構造において用いられている方法（例えば、海岸保全施設築造基準連絡協議会，1987）で、岸向水平波力の合田波力に対する低減数 λ_F を求めた。

λ_F の定義を図-8.16に示す。なお、合田波力の算定に際し、波高は H_d 、波長は水深 20 cm の条件での微小振幅波理論より求まる値を用いた。また作用幅はセル径とした。前面勾配 1/30 におけるタイプ（ケース F3）の λ_F と H_d の関係を図-8.17に示す。非砕波では H_d の増加に伴い λ_F が減少もしくは一定となっているが、 H_d が大きくなり砕波領域となると、 λ_F は一旦増加し、その後は再び減少して

いる。砕波後において λ_F が減少しているのは、合田波力の算定値が H_d の増加とともに増大するのに対し、作用波力は図-8.9に示したように、ほぼ一定となっていることによる。各周期別の λ_F の最大値は、 $T=1.10$ sec のケースを除き、砕波領域のうち最小の H_d で現れてい

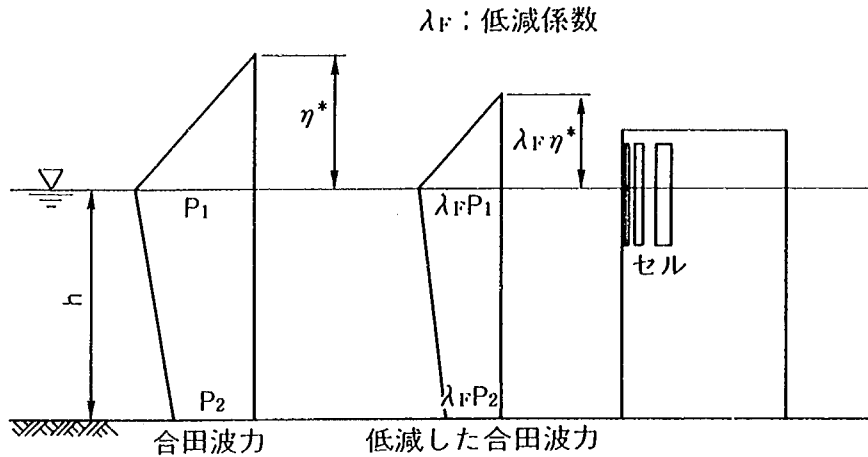


図-8.16 合田波力の低減係数の算定方法

る。この波は表-8.1に示したように模型設置位置で砕波する条件の波であり、この時に λ_F が最大となることを意味している。 λ_F の最大値は 0.74～0.84 の範囲にある。

前面勾配 1/30 における遊水タイプ（ケース A'3）について、 λ_F と H_d の関係を図-8.18に示す。ケース F3 とほぼ同様に非砕波では H_d の増加に伴い λ_F は減少もしくはほぼ一定となっている。一方、 H_d が大きくなり砕波領域になると、 λ_F は一旦増加しその後は再び減少する。 λ_F の最大値はほぼ堤体位置で砕波する波浪条件時に生じ、その値は 0.86～0.99 である。ケース F3 と比較すると、 λ_F の値は非砕波領域および H_d の十分大きい場合でほぼ同等の値となっているのに対し、最大値はかなり大きな値となった。これは、図-8.15に示した通り砕波時には遊水室隔壁に衝撃性の強い波力が作用し、直立壁に近い状態となったためと考えられる。同様に、前面勾配 1/10 における遊水タイプ（ケース A'1）の λ_F を図-8.19に示す。この場合もケース A'3 と同様、非砕波と砕波領域の境界付近の H_d で λ_F は最大値をとり、その値は 0.91～0.97 と 1 に近くなっている。

合田波力に対する低減係数は、3 分力計によるモーメント測定値からも求めることができる。この値を

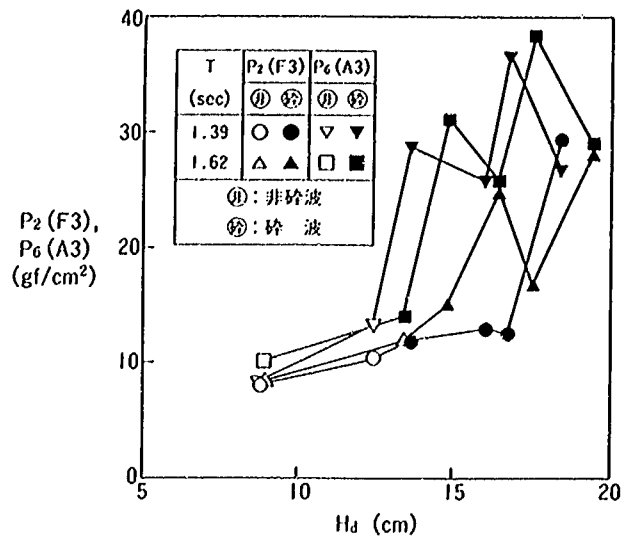


図-8.15 基本タイプ（ケース F3）前面波圧と遊水タイプ（ケース A3）隔壁波圧

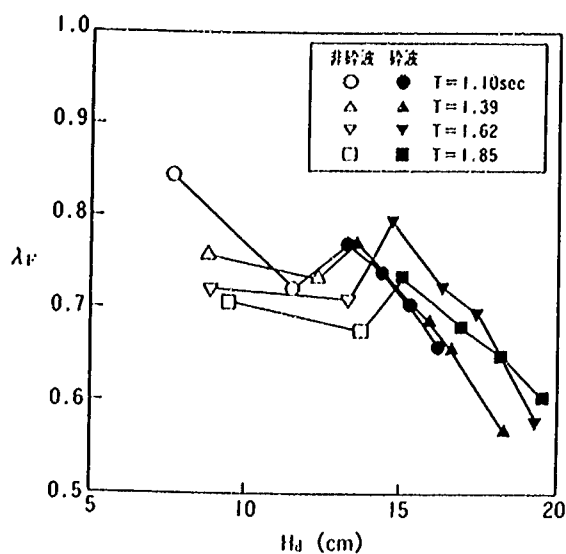


図-8.17 λ_F と H_d の関係
(前面勾配: 1/30, ケース F3)

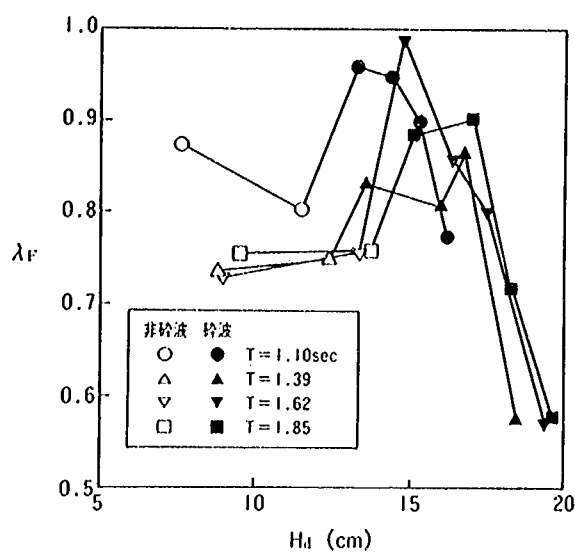


図-8.18 λ_F と H_d の関係
(前面勾配: 1/30, ケース A'3)

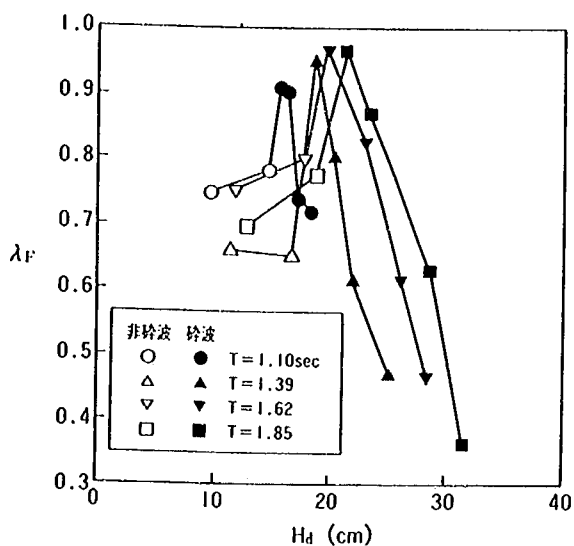


図-8.19 λ_F と H_d の関係
(前面勾配: 1/10, ケース A'1)

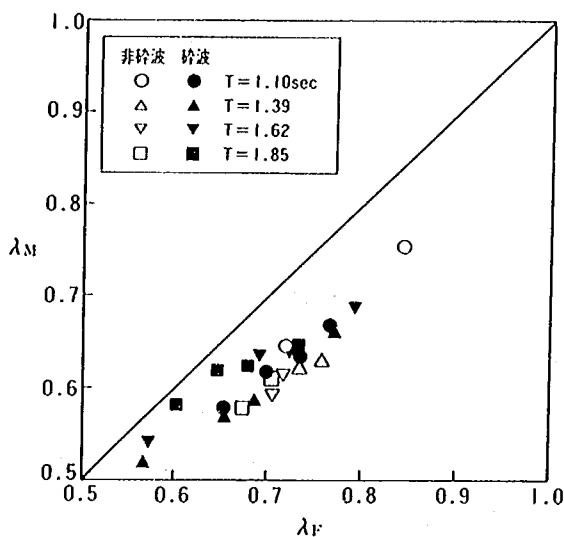


図-8.20 λ_F と λ_M の関係
(前面勾配: 1/30, ケース F3)

λ_M とする。前面勾配 1/30 における基本タイプ (ケース F3) の λ_M と λ_F の関係を図-8.20 に示す。いずれの波浪条件においても λ_M は λ_F 以下であることがわかる。これは、3 分力計によるモーメント測定値には、越波時にセル天端に作用する鉛直方向波力によるモーメントを含んでいるためと考えられる。基本タイプにおける全波力のピークはセル前面に波の峯が到達した時点で発生している (図-8.8)。この時のセル天端面上の水位は、沖側で大きく岸側で小さい分布をしている。このため、セル天端面に作用する鉛直下向き波力は沖側天端面で大きくなり、負のモーメントが働いて水平波力によるモーメントを小さくしたからである。このことを確認するため、基本タイプにおいて測定したセル外周壁の局部波圧分布からセル体に作用する全水平力とそれによるモーメントを算出し、それらに対する合田波圧の計算値と比較して、水平力に関する低減係

数 λ_{FT} 、モーメントに関する低減係数 λ_{MT} を求め、図-8.21 に示した。ここで、外周壁の局部波圧分布には、3分力計におけるモーメントが最大となった時点での測定値を用いた。算出方法からわかるように、 λ_{MT} はセル天端に作用する鉛直力には無関係となる。この図によれば、 λ_{MT} は λ_{FT} より若干小さいものの、図-8.20 と比べその差は小さい。このことから、基本タイプにおける3分力計のモーメント測定値は、越波時に天端に作用する鉛直力に影響されていることが明らかとなった。

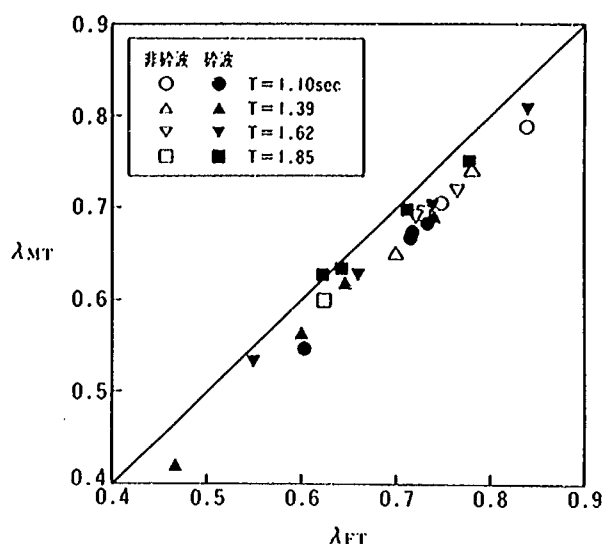


図-8.21 λ_{FT} と λ_{MT} の関係
(前面勾配: 1/30, ケース F3)

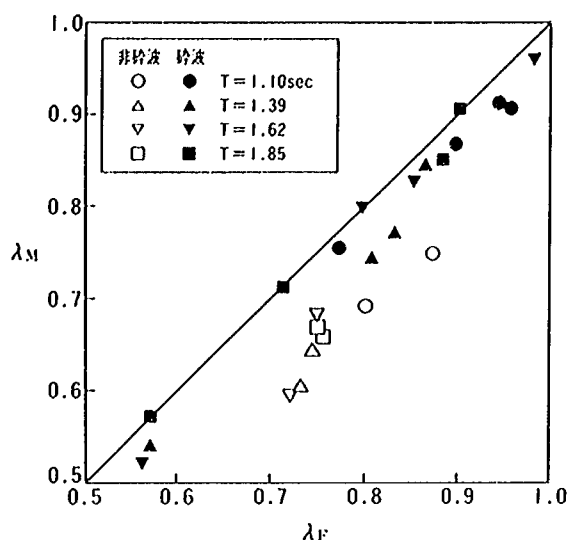


図-8.22 λ_F と λ_M の関係
(前面勾配: 1/30, ケース A'3)

遊水タイプ(ケース A'3)における λ_M と λ_F の関係を図-8.22に示す。基本タイプと同様、ほぼすべての波浪条件において λ_M は λ_F 以下となっており、特に非砕波における λ_M は λ_F と比べて著しく小さい。非砕波の条件では、遊水室の底面に作用する鉛直力が隔壁に作用する水平力に比べ相対的に無視できず、基本タイプ同様に λ_M が λ_F よりも著しく小さくなったのに対し、砕波の条件では遊水室隔壁に作用する水平波力が底面に作用する鉛直波力に比べて著しく大きくなり、鉛直波力によるモーメントの影響が相対的に小さかったために、非砕波ほどには λ_M が小さくならなかったと考えられる。

8.3.3 スリット波圧

スリット部材に作用する波圧合力を調べるため、ケース A'3 において、静水面レベルでの測定値 $P_4 - P_7$ が最大、最小となった時点の波圧測定結果より、部材全体に作用する岸向および沖向の水平波圧合力を求め、合田波力と比較した。計算を簡略化するため波圧は直線分布とし、波圧合力 F_S は測定値を直線で結ぶことにより算定した。波圧合力の算定範囲は、波圧計を設置している範囲(静水面 - 4.5 cm ~ + 3.0 cm)とした(図 8.23)。また、岸向と沖向の合田波力 F_{SQ} は同一とした。スリット部材の F_S/F_{SQ} は下式により求まる。

$$\frac{F_S}{F_{SQ}} = \frac{(P_T + P_O) \times 3.0 + (P_O + P_B) \times 4.5}{(P_{QT} + P_{QO}) \times 3.0 + (P_{QO} + P_{QB}) \times 4.5} \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

ここに,

P_T, P_C, P_B : 各点での波圧測定値 (gf/cm^2)

P_{QT}, P_{QC}, P_{QB} : 各点での合田式による波圧算定値 (gf/cm^2)

前面勾配 1/30 の遊水タイプ (ケース A'3) において求めた F_s/F_{SQ} と H_d の関係を図-8.24に示す。岸向の F_s/F_{SQ} の最大値は約 1.0 であるのに対し、沖向の F_s/F_{SQ} は 0.7 以下であり、岸向 F_s/F_{SQ} が卓越している。特に砕波領域になるとこの傾向が顕著である。岸向の F_s/F_{SQ} をみると、最大値は砕波領域内の最小の H_d で現れており 0.95 ~ 1.10 となる。前述のようにこの波は模型設置位置で砕波する波であり、この傾向は全波力と同様である。また、砕波領域では周期による差が大きく、周期の短い ($T = 1.10, 1.39 \text{ sec}$) 場合には H_d の増大とともに減少するが、周期が長い ($T = 1.62, 1.85 \text{ sec}$) 場合にはほぼ一定で、その値は

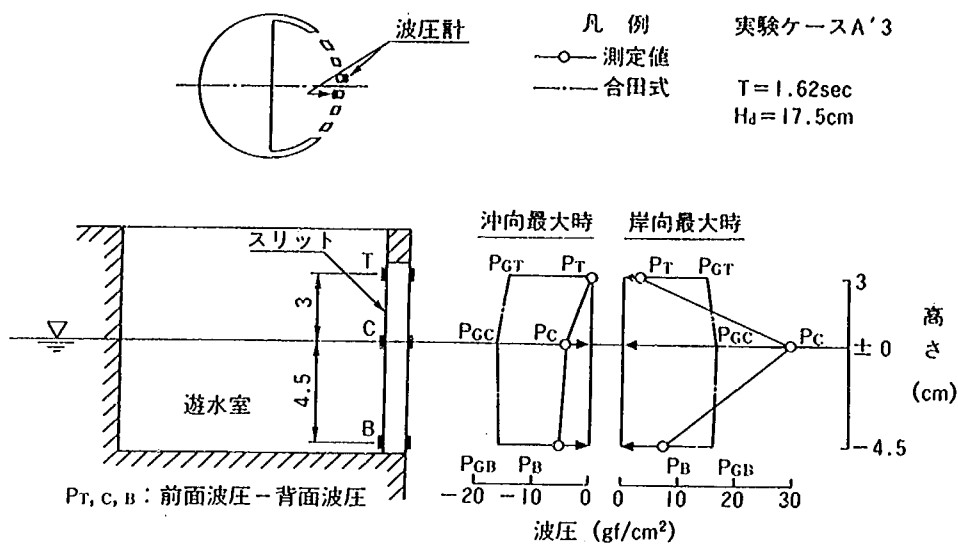


図-8.23 F_s/F_{SQ} の算定方法

約 1.0 となる。一方、非砕波における F_s/F_{SQ} は、周期による差が比較的少なく、その値は 0.6 ~ 0.8 である。非砕波領域において F_s/F_{SQ} が 0.8 以下であるのに対し、砕波領域において F_s/F_{SQ} が約 1.0 となる点が現れるのは、図-8.23 にみられるように局部的に大きな衝撃波力が作用したためと考えられ、この場合分布形状が合田波力と異なっており、スリット部材のモーメント、あるいはせん断力に対する検討を行う際には注意が必要である。沖向の F_s/F_{SQ} は H_d の増大とともに減少し、最大値は $T = 1.85 \text{ sec}$ を除いて非砕波において現れ、その値は 0.5 ~ 0.7 である。

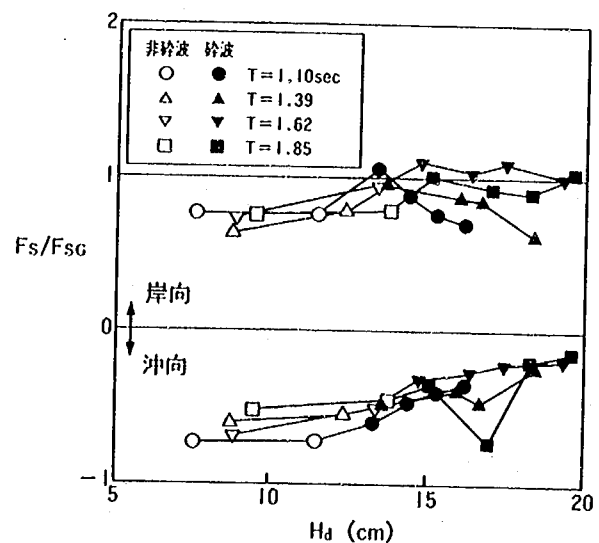


図-8.24 F_s/F_{SQ} と H_d の関係
(前面勾配: 1/30, ケース A'3)

8.3.4 隔壁波圧

隔壁に作用する波圧合力を調べるため、ケース A3 において静水面レベルでの測定値 P_G が最大となった時点での波圧測定結果より隔壁全体に作用する水平波圧合力を求め、合田波力と比較した。隔壁に作用する波圧合力 F_K と合田波力 F_{KG} との比 F_K / F_{KG} を算定する際の波圧分布を図-8.25に示す。簡略化するため波圧は直線分布とし、波圧合力は測定値を直線で結ぶことにより算定した。直線近似の際、負の波圧となる部分があるが、実際には負の波圧が作用することはないと考えられるため、この部分の波圧は0とした。隔壁部に作用する波圧合力は次式により求まる。

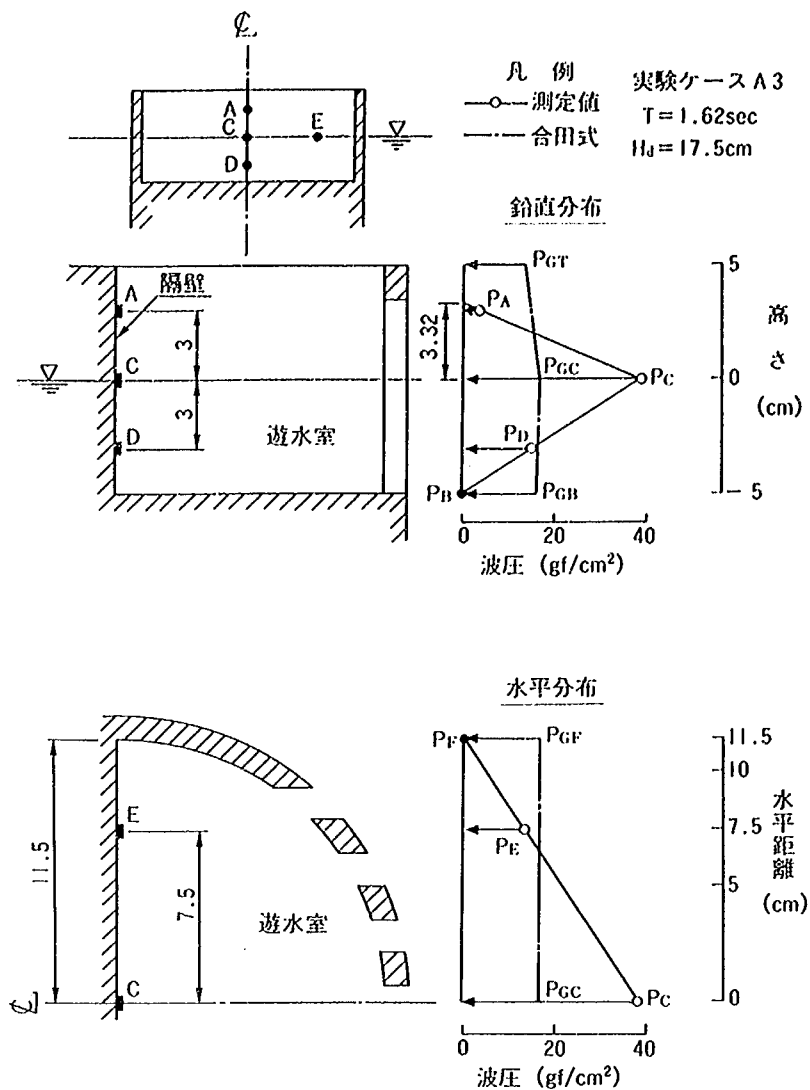


図-8.25 F_K / F_{KG} の算定方法

$$\frac{F_K}{F_{KG}} = \frac{(F_G + F_F) \times 11.5 / 2}{F_G \times 11.5} \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

$$F_G = \{ P_G \times 3.32 + (P_G + P_B) \times 5.0 \} / 2 \quad \dots\dots\dots (8.4)$$

$$F_F = F_G \times P_F / P_G \quad \dots\dots\dots (8.5)$$

$$F_G = \{ (P_{GT} + P_{GC}) \times 5.0 + (P_{GC} + P_{GB}) \times 5.0 \} / 2 \quad \dots\dots\dots (8.6)$$

前面勾配 1/30 の遊水タイプ (ケース A3) において求めた F_K / F_{KG} と H_d の関係を図-8.26に示す。各周期別の F_K / F_{KG} は、非碎波領域においては一定もしくは H_d の増大と共に若干減少する傾向を示し、その値は 0.78 ~ 0.98 であり、周期が長い波ほど大きな値となっている。一方、碎波領域になると非常にばらつきが大きくなるとともに、 F_K / F_{KG} が 1.0 以上となる点が散在し、ほぼ 2.0 となるケースもある。図-8.8 に示した通り、隔壁部に作用する碎波の波力は、前面にスリットがあるにもかかわらず衝撃性が非常に強い。その結果、データ整理においては波群中の最大値の 1/2 を超えるデータの平均としているため、1 つの波において極端に大きな衝撃力が測定されるとデータの代表値がこの測定値に支配されてしまい、非常に大きな波圧となる。以上のことより、碎波時に隔壁部に作用する衝撃性の大きな波力は設計上考慮

が必要であるものの、計測上およびデータ整理上の問題点も多く、図-8.26の結果をそのまま設計に反映させることは過度の安全設計となるとも考えられ、今後の検討が必要である。

8.4 ま と め

- ① セル体に作用する全波力は、非砕波時は波高にほぼ比例して大きくなるが、砕波領域では極大値を有し波高が十分大きくなると全波力が減少する。また、波の周期の影響は非砕波では小さいが、砕波領域では顕著となり周期が長い波ほど全波力が大きくなる。
- ② 全水平波力の合田波力に対する低減係数 λ_F は、構造物設置位置付近で砕波する波浪条件で最大となる傾向を示す。その最大値は、前面勾配 1/30 の基本タイプで 0.74~0.84、遊水タイプで 0.86~0.99、前面勾配 1/10 の遊水タイプで 0.91~0.97 となった。
- ③ 前面勾配 1/30 において全波力によるモーメント測定値から求めた合田波力に対する低減係数 λ_M は、基本タイプ、遊水タイプ共 λ_F より小さくなる。これは、基本タイプにおいては越波時にセル天端に作用する鉛直波力、および遊水タイプにおいては遊水室底面に作用する鉛直波力による影響と考えられる。この傾向は非砕波において顕著である。
- ④ 前面勾配 1/30 における遊水タイプの波圧測定結果から求めたスリット部材波圧合力の最大値と合田波力との比 F_S/F_{SQ} は、冲向に比べ岸向が卓越する。岸向の F_S/F_{SQ} は構造物設置位置付近で砕波する条件において最大となり、その値は 0.95~1.10 である。一方、冲向の F_S/F_{SQ} は非砕波において最大となり、その値は 0.5~0.7 である。
- ⑤ 前面勾配 1/30 における遊水タイプの波圧測定結果から求めた遊水室隔壁部波圧合力と合田波力との比 F_K/F_{KG} は、非砕波においては 0.78~0.98 であるが砕波領域においては衝撃性の強い波力が作用するため、最大で約 2.0 となる場合もあった。

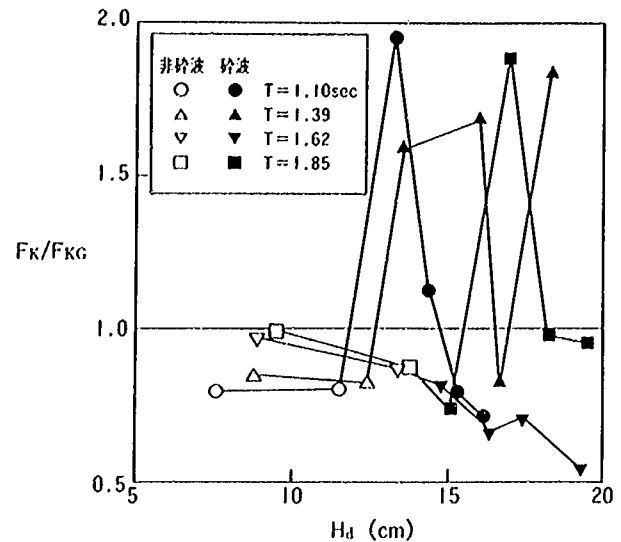


図-8.26 F_K/F_{KG} と H_d の関係
(前面勾配: 1/30, ケース A3)

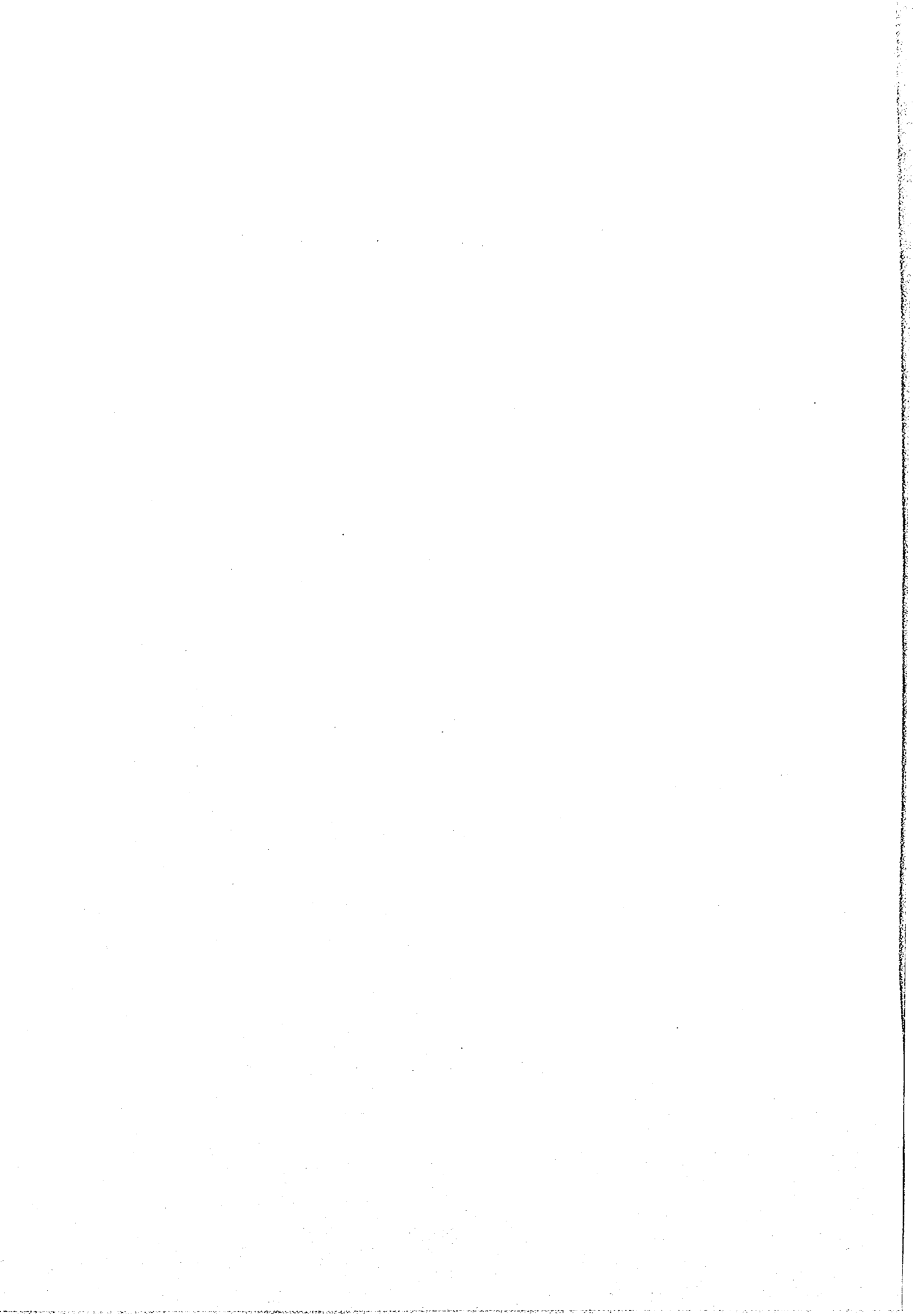
参考文献

- 海岸保全施設築造基準連絡協議会 (1987): 改訂海岸保全施設築造基準解説, 269 p.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2), 土木研究所資料, 第 2510 号, pp. 57~79.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7), 土木研究所資料, 第 2661 号, pp. 119~135.
- 合田良実 (1970): 砕波指標の整理について, 土木学会論文報告書, 第 180 号, pp. 39~49.

合田良実(1973): 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第12巻, 第3号, pp. 31 ~ 69.
谷本勝利・高橋重雄・吉本靖俊(1983): 衝撃応答波形からの外力推定法について, 港湾技研資料, No. 474,
24 p.

第9章 斜板堤の波力特性

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高	明
	研究員	小俣	篤
石川島播磨重工業(株)	技術本部技術研究所	山下	誠也
	機械鉄構事業本部	西浦	英行
		中山	武彦
		山條	晴久
		櫻井	清一
		竹内	浩一
大成建設(株)	技術本部技術研究所	茗ヶ原	義彦
		石野	和男
		上野	成三
(株) 間	組 土木本部海洋土木部	湊隆	次郎
		本田	陽一
東急建設(株)	施工本部土木技術部	藤川	富夫
		渡会	英明



9.1 ま え が き

筆者らは近年斜板堤の開発を進めている。この消波構造物の消波特性については、既に実験およびポテンシャル接続法を用いた近似理論による理論的検討を行い、その特性をほぼ明らかにした(土木研究所, 1989)。本研究はこれに引き続いて行うものであり、所定の消波特性を満たす構造について波力実験を行い、構造物の安定検討・構造解析に必要な波力・波圧を調べた。

9.2 実験方法

実験には、石川島播磨重工業㈱技術研究所水理実験場第2水路を使用した。水路は全長17.0m、幅1.0mで、水路端にフラップ式造波装置、反対側の水路端には消波板が設置されている(図-9.1)。水路床は造波板から1.95mまで水平で、そこから4.0mを勾配1/10の斜面とし、これから5.65mを上げ床で水平床とし、さらに1.2mを勾配1/3の斜面として水路床へすりつけた。模型は、造波板より6.3mの位置に設置し、水路床上のロードセルに固定した。この模型に重複波および砕波を作用させて波力、波圧を計測した。実験に際しては、斜板堤の天端高 h_1 、没水深 h_2 、堤幅 B_0 、および水深 h を図-9.2に示すよう定義した。実験の縮尺は1/50である。模型条件と波浪条件を表-9.1に示す。

実験では斜板全体に作用する水平波力および鉛直波力と斜板上面および下面の波圧を測定した。測定にはロードセル、波圧計、波高計を用いた。ロードセル、波高計の設置位置を図-9.1に、波圧計の設置位置を図-9.2(b)に示す。

波力の符号は、水平波力 F_x については岸向きを正、沖向きを負とし、鉛直波力 F_z については上向きを正、下向きを負とする。

波力実験に先だって最高砕波波高および所定の重複波波高を得るために波高検定を行った。模型を設置しない状態で各周期ごとに造波機のストロークを変化させて波高計2の位置での波高 H を求めた。図-9.3

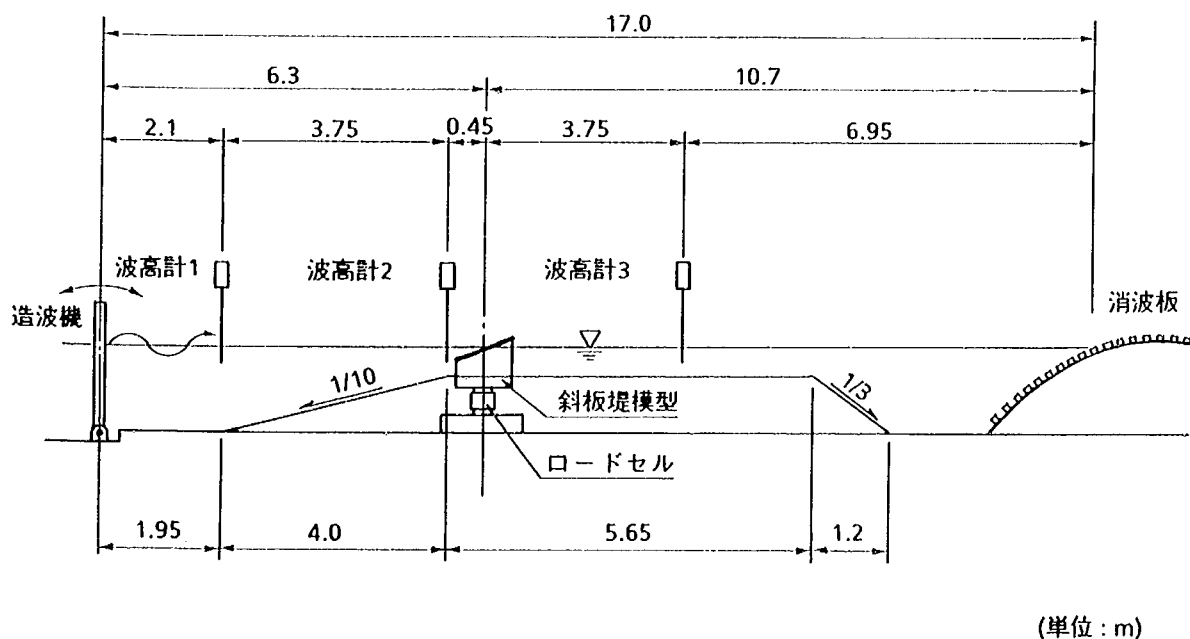


図 9.1 実験装置

は、造波板のストローク e と波高計 2 の位置での波高 H の関係を示したものである。この図より各周期毎の最高碎波波高を表- 9.1 に示すように決めた。

模型設置後、最高碎波および重複波を作用させて波力、波圧を測定した。斜板に作用する碎波は常に巻き波状態であった。

模型を水路に設置した状態での水中における模型全体の固有振動数は約18Hz、斜板部分の固有振動数は約65Hzであった。これに対し全体波力および波圧のカットオフ周波数は40Hzである。したがって、測定された全体波力は、衝撃力に対して多少大きめの波力値となっていると考えられる。また波圧については、固有振動数に対して約60%のカットオフ周波数としたので、比較的良好な精度の波圧値を得たと考えられる。

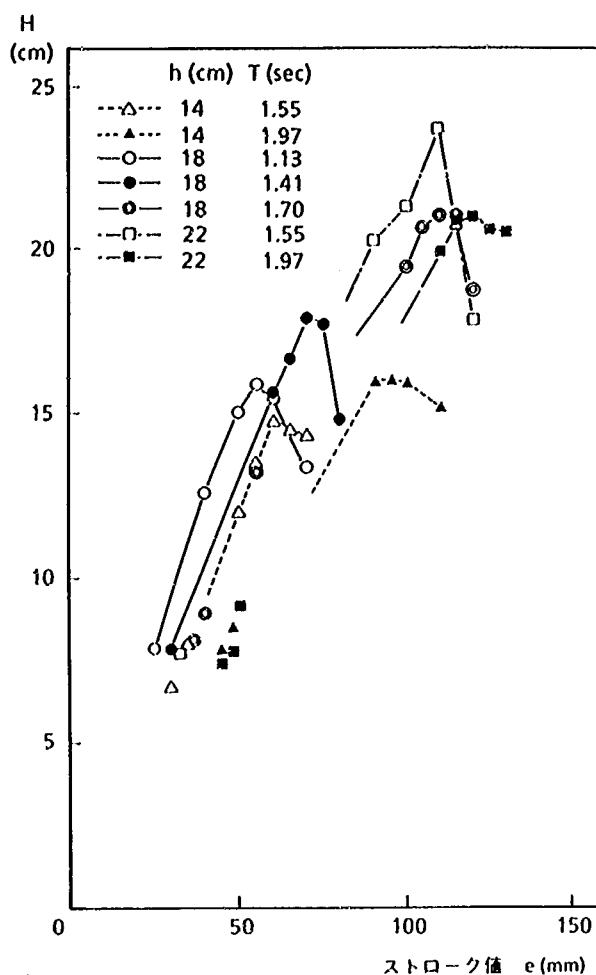


図- 9.3 ストローク値 e と波高 H の関係

9.3 実験結果

9.3.1 全波力

(1) 波力の時刻歴波形

波高計 2 (ロードセルより45cm沖側の位置)の水位 η 、水平波力 F_x 、および鉛直波力 F_z の時刻歴波形の例(水深 $h = 18$ cm, 周期 $T = 1.70$ sec)を重複波の場合について図- 9.4, 碎波の場合について図- 9.5 に示す。いずれの場合も F_x, F_z は逆位相となり、それぞれの絶対値の最大値は同時に発生する。すなわち、岸向き波力が最大るとき下向き波力が最大となり、逆に沖向き波力が最大るとき上向き波力が最大となる。

図- 9.5 において碎波作用時の鉛直波力 F_z の上向き波力には衝撃的な波力が発生している。これは斜板下面の水面が上昇時に斜板を打つために発生する。この衝撃力により模型全体が振動を続けるため波形に小さな変動が重なっている。水平波力 F_x の沖向き波力にも同様の衝撃力が表われている。

(2) 波高による影響

F_x の岸向き, 沖向き最大波力をそれぞれ $F_{x\ on}, F_{x\ off}$ とし, F_z の上向き, 下向き最大波力を $F_{z\ up}, F_{z\ dn}$ として区別する。

$F_{x\ on}, F_{z\ dn}$ と最高碎波波高および重複波の波高 H の関係を図- 9.6 に示す。その関係は両者とも、ほぼ原点を通る直線上に分布する。図に示す直線で表わされる波力と波高 H の関係は次のようになる。

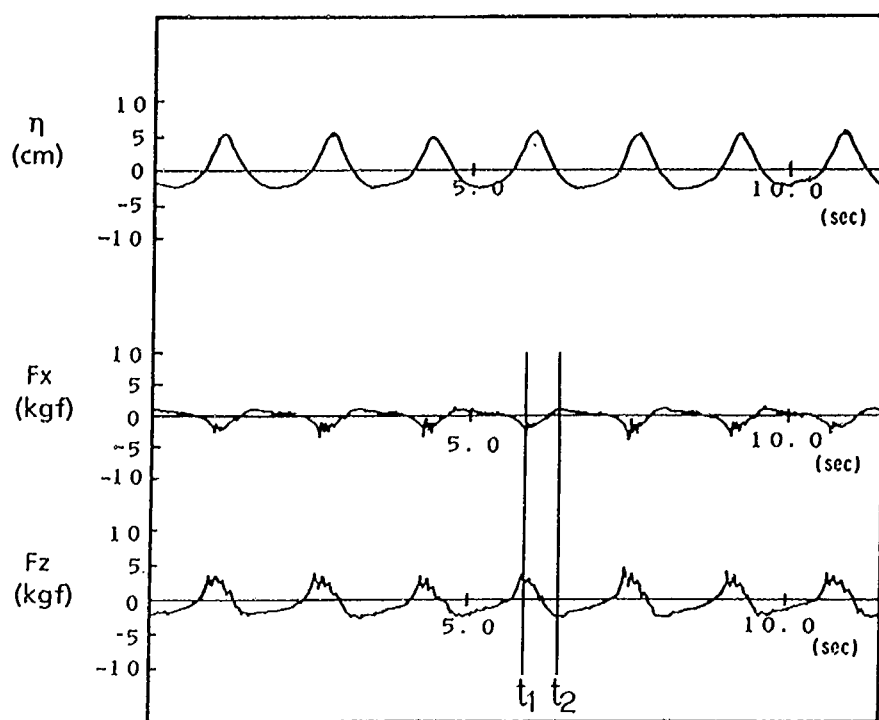


図-9.4 重複波が作用する場合の水位 η , 水平波力 F_x , 鉛直波力 F_z の時刻歴波形 ($h=18\text{ cm}$, $T=1.70\text{ sec}$, $H=8\text{ cm}$)

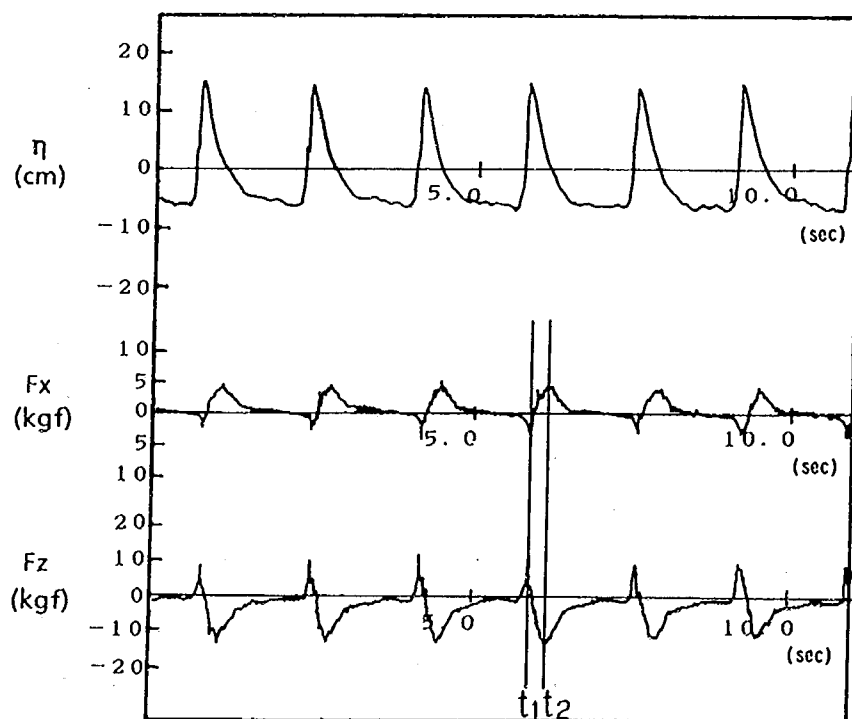


図-9.5 砕波が作用する場合の水位 η , 水平波力 F_x , 鉛直波力 F_z の時刻歴波形 ($h=18\text{ cm}$, $T=1.70\text{ sec}$, $H=20.9\text{ cm}$)

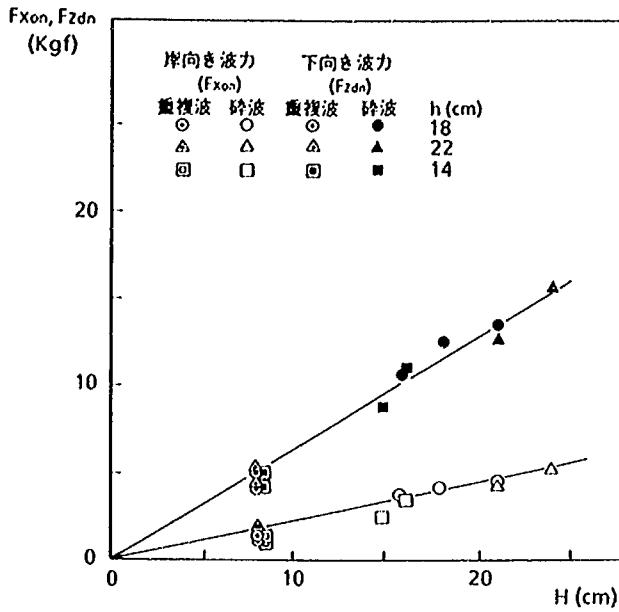


図-9.6 岸向き波力および下向き波力と波高Hの関係

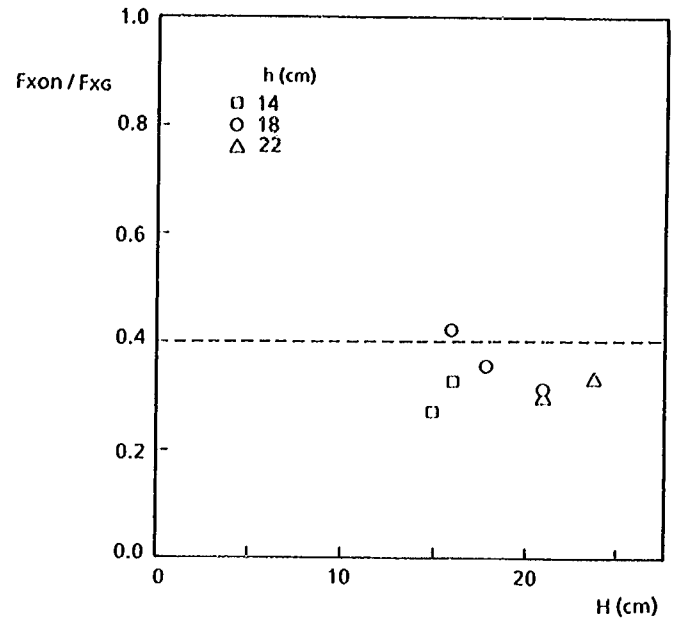


図-9.7 砕波時における岸向き波力 F_{xon} と合田波力 F_{xg} の比較

$$F_{xon} = 2.2 \times 10^{-3} H \quad (9.1)$$

$$F_{zdn} = 6.4 \times 10^{-3} H \quad (9.2)$$

ここに F_{xon} 、 F_{zdn} の単位は kgf、 H の単位は m である。したがって F_{xon} と F_{zdn} の関係は次のようになる。

$$F_{xon} / F_{zdn} = 0.35 \quad (9.3)$$

F_{xon} と F_{zdn} の合成波力は、水平面と約 70° を成して作用する。斜板とは約 85° を成して直角とはならない。

次に、砕波時の F_{xon} について合田式による水平波力 F_{xg} との比較を試みた (図-9.7)。 F_{xg} は斜板の鉛直投影長さ、すなわち水面上に高さ h_1 、水面下に深さ h_2 の垂直壁があるものとしてこの間の波圧の積分値として求めた。

岸向き最大波力は、合田式の水平波力のほぼ 0.3~0.4 倍となる。この値はかなり小さいので構造設計上かなり有利と考えられる。

F_{xon} 、 F_{zup} と最高砕波波高および重複波の波高 H の関係を図-9.8 に示す。 F_{xon} および F_{zdn} の場合のように波高 H に対して比例関係は見られず、砕波の場合は波高が小さくなるにしたがい F_{xon} および F_{zup} は急激に減少する。一方砕波波高よりも波高の小さい重複波の作用時に一部の砕波の場合より大きな波力が生じている。

(3) 周期の影響

砕波の作用時における無次元鉛直波力 $2F_z / \rho g H B_0 w$ と堤幅波長比 B_0 / L の関係を図-9.9 に示す。ここに ρ 、 g は水の密度、重力の加速度とし、 w は斜板堤長 (構造物の波峰線方向の長さ) とする。図より下向き最大波力 F_{zdn} は B_0 / L の影響をあまり受けないことがわかる。図には 3 種類の水深 $h = 0.14, 0.18,$

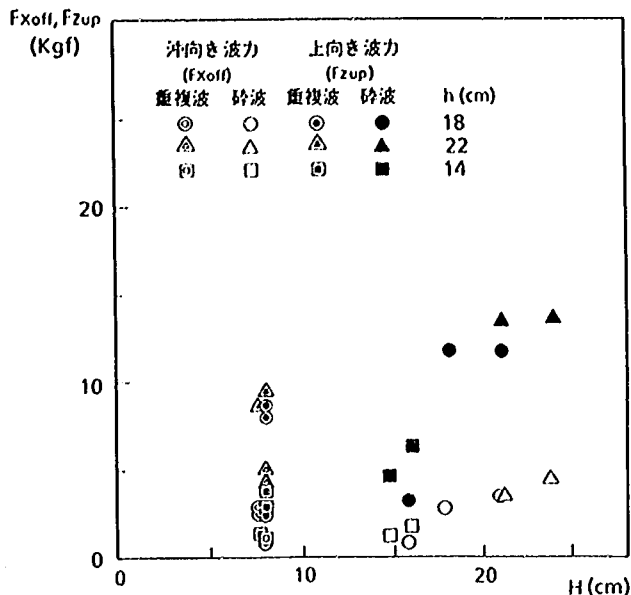


図-9.8 沖向き波力および上向き波力と波高Hの関係

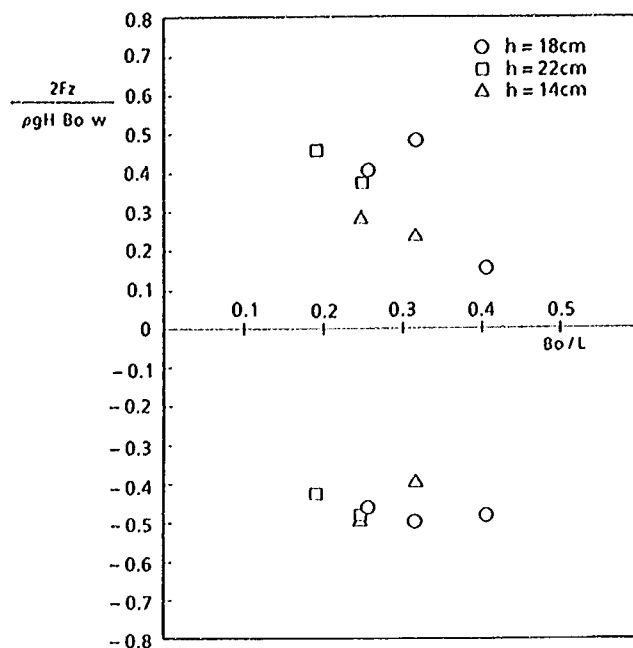


図-9.9 無次元鉛直波力と B_0/L の関係

0.22mに対する結果を合わせて示しているが、水深による無次元波力の差は小さい。 $F_{z\,dn}$ の無次元波力はほぼ 0.4~0.5 の範囲にある。

上向き最大波力 $F_{z\,up}$ の無次元値は B_0/L が大きくなるに従って減少する傾向がみられる。このような傾向が現れるのは以下の二つの理由によると推定される。

- 1) 斜板下方の流体域が部分的に閉ざされた領域となり、開口 ($h-h_2$) より流入する流体の運動による上向き力が波長により変化するため。
- 2) 斜板上面と斜板下面で、それぞれ変動する水位の位相差による上向き力が波長により変化するため。

斜板堤の計画においては、 $F_{z\,up}$ が小さくなる特性を利用すると安定な構造とする事ができよう。

次に図-9.10は、無次元水平波力 $2F_x / \rho g H h_0 W$ と B_0/L の関係を示す。ここに h_0 は斜板高さ ($=h_1+h_2$) とする。岸向き最大波力 $F_{x\,on}$ は $F_{z\,dn}$ と同様 B_0/L の影響をあまり受けず、ほぼ 0.5~0.65 の範囲にある。一方、沖向き最大波力 $F_{x\,off}$ は B_0/L の増加にしたがって $F_{z\,up}$ と同様に減少する傾向にある。

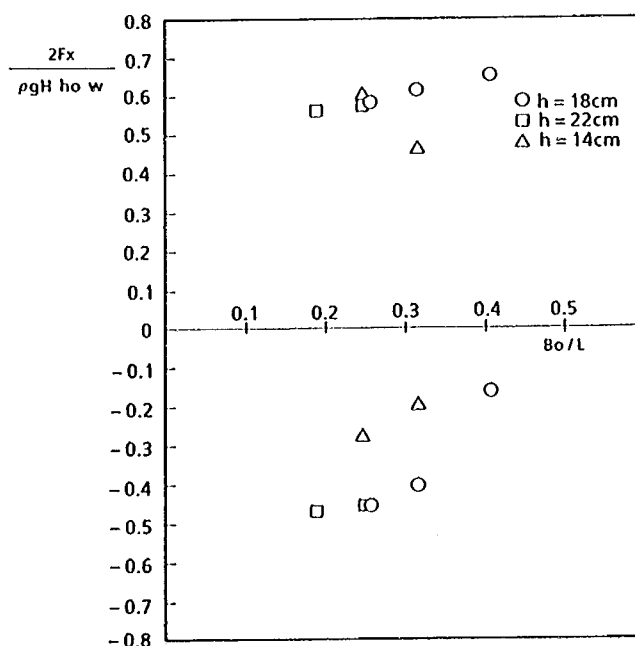


図-9.10 無次元水平波力と B_0/L の関係

9.3.2 波 圧

斜板堤上面の $P_1 \sim P_5$ に作用する波圧の時刻歴波形の例 ($h=18\text{ cm}$, $T=1.70\text{ sec}$, $H=20.9\text{ cm}$) を図-9.11に示す。図より、特定の波に着目したとき波圧計 P_1, P_2, P_3 の位置に最初に波圧が発生し、 P_4, P_5 には0.1~0.2秒遅れて波圧が発生する(図中に同一時刻線を示す)。砕波が作用し始めるとき衝撃波圧が発生する場合がある。しかし局部的な衝撃波圧は場所により発生時間がずれるので、図-9.5に示した下向き全波力および岸向き全波力にははっきりした衝撃力は表われていない。

$h=18\text{ cm}$, $T=1.70\text{ sec}$, $H=20.9\text{ cm}$ の場合について斜板上面に作用する下向きの波圧の合力と計測された下向き波力との比較を行う。図-9.11に示す同一時刻線(図-9.5に示す t_2 と同時刻)のときの波圧分布から求めた波圧の合力はほぼ 18 kgf であるが、そのときの下向き最大波力の計測値は 13.4 kgf であり波圧の合力の方が大きい。これは、 $F_{z\text{ dn}}$ が斜板上面に作用する波圧による下向き力と同時に斜板下面に作用する上向き力の差分となっているためと考えられる。

斜板上面に砕波が作用するときが発生する波圧 p と波高 H との関係を図-9.12に示す。このときの波圧 p は時刻歴波形の正の値の最大値であり衝撃波圧のピーク値を含む。図に波高に対応する波圧の上限値を破線により示す。これより波高に対応する概略の最大波圧が推定できる。

同様に斜板下面に作用する波圧 p と波高 H との関係を図-9.13に示す。この場合も波高に対応する概略の最大波圧が推定で

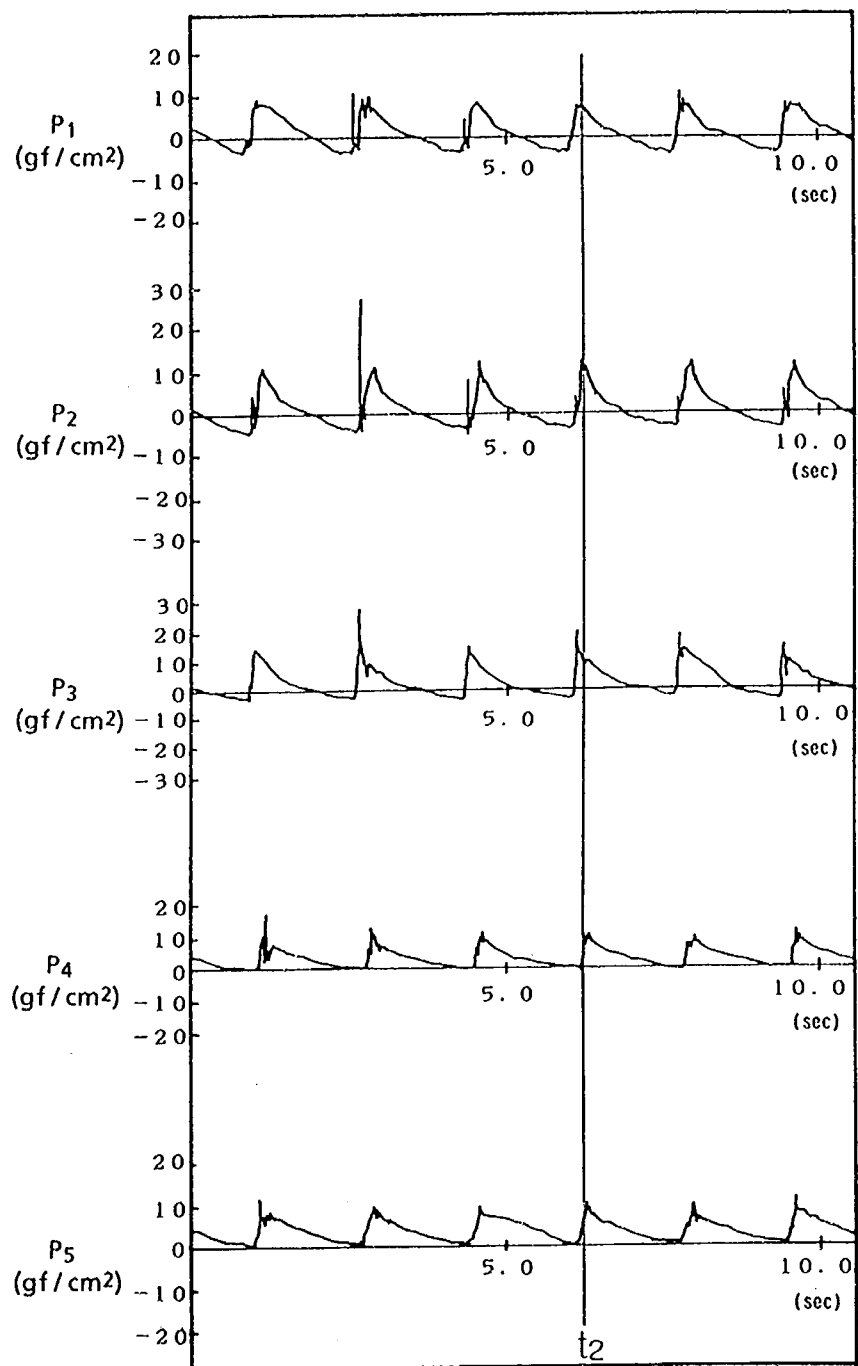


図-9.11 斜板上面に作用する波圧 p の時刻歴波形
($h=18\text{ cm}$, $T=1.70\text{ sec}$, $H=20.9\text{ cm}$)

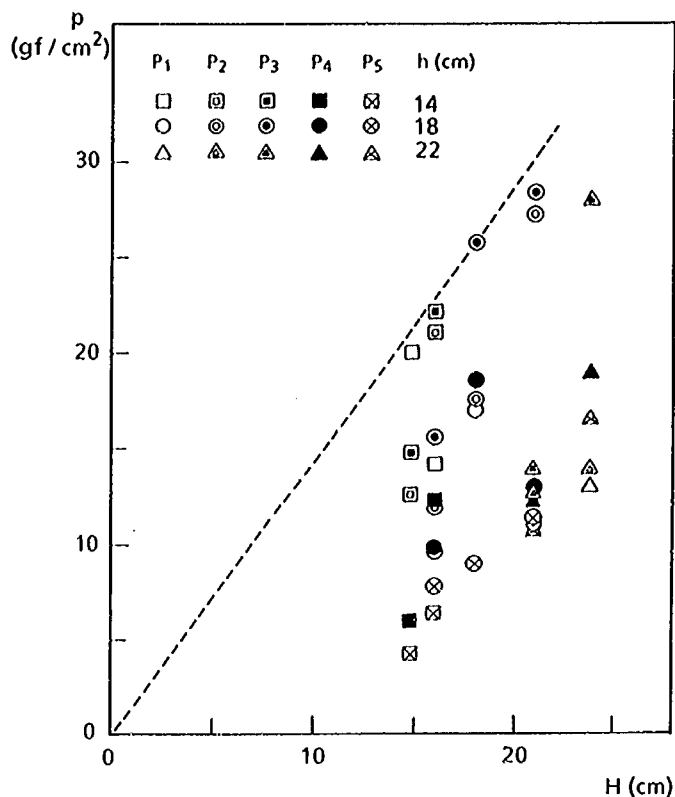


図-9.12 斜板堤上面に作用する波圧 p と波高 H の関係

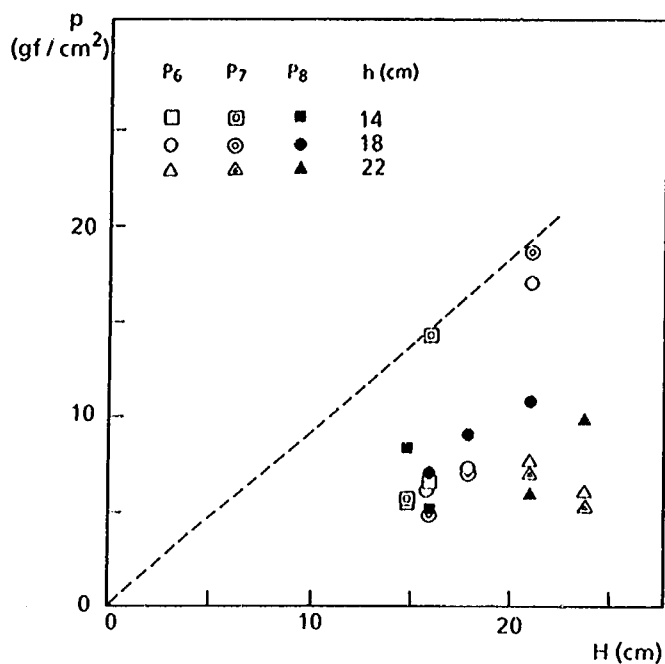


図-9.13 斜板堤下面に作用する波圧 p と波高 H の関係

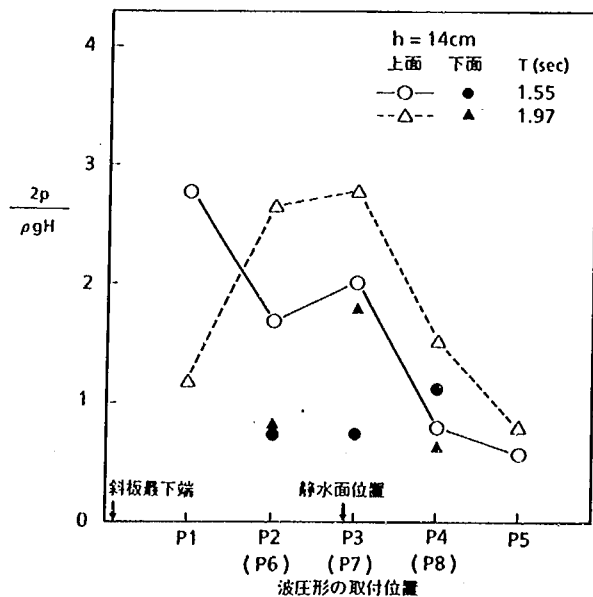


図-9.14 無次元波圧の分布 ($h = 14 \text{ cm}$)

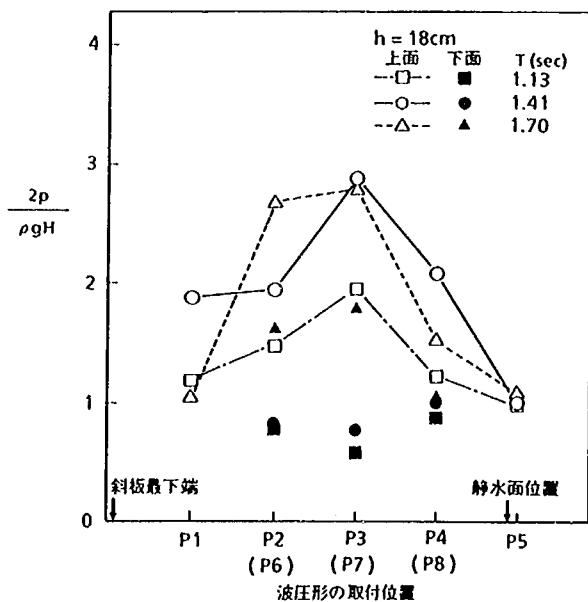


図-9.15 無次元波圧の分布 ($h = 18 \text{ cm}$)

きる。

斜板上面に砕波が作用するとき発生する最大波圧 p の分布を図-9.14～図-9.16に示す。各図の横軸は波圧計の位置を表わし、縦軸は波高 H を用いて無次元化した波圧である。各図の横軸に斜板最下端および静水面の位置を矢印で示す。波圧分布の最大値は $h = 14 \text{ cm}$, $T = 1.55 \text{ sec}$ の場合を除いて計測点 P_3 付近に表れている。このことは最大値の発生する位置は水深 h , 没水深 h_2 および周期 T が変化しても、斜板最

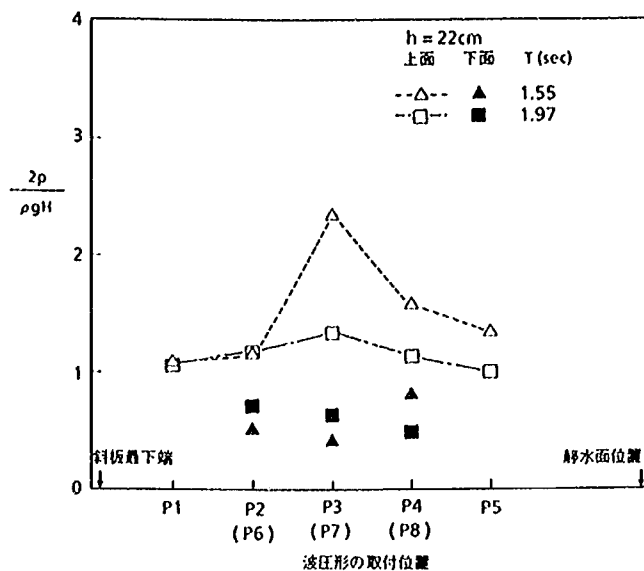


図-9.16 無次元波圧の分布 ($h=22\text{cm}$)

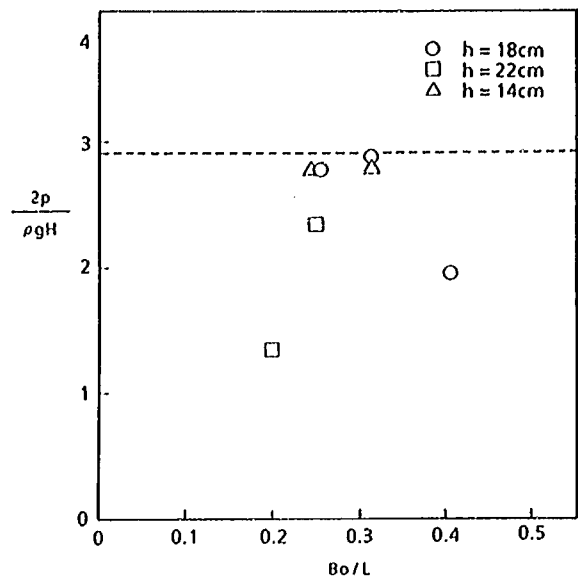


図-9.17 無次元波圧の最大値と Bo/L の関係

下端からの距離が一定の場所に最大値が表われることを示す。この理由は、図-9.11から推定すると、碎波した巻波状の峰部分が斜板上に到達して急激にくずれ最初に当る位置が P_3 付近であり、このとき最大波圧が発生するためと考えられる。

図-9.17は図-9.14～図-9.16に示す波圧の最大値を、横軸に Bo/L をとってプロットしたものである。 $h=22\text{cm}$, $T=1.97\text{sec}$ ($Bo/L=1.99$) の場合を除いて無次元波圧の最大値は2～3の範囲にある。無次元波圧の最大値が Bo/L に対して一定であるとする図-9.17の破線のようなになる。衝撃的な波圧は斜板上での碎波の状態によってかなり異なるが、概略、前述の破線で示す程度の波圧が作用すると考えられる。図-9.14～図-9.16には斜板下面に作用する波圧の分布も示している。全般的にみて斜板下面の波圧分布は斜板に沿ってほぼ一様で、 $2p/\rho g H=0.5\sim 0.75$ である。

$h=18\text{cm}$, $T=1.70\text{sec}$ のときに斜板下面の波圧が大きくなるのは、波長が比較的長くなると斜板下面へまわり込む流れが増大するためであると推察する。しかし波長が長くても $h=22\text{cm}$ の時のように斜板の没水深さが大きいときはまわり込む流れは少なく、波圧は大きくならない。

9.4 ま と め

斜板堤に作用する波力・波圧特性を要約すると次のようである。

- ① 下向き波力と岸向き波力の最大値は同時に発生する。また、上向き波力と沖向き波力も同時に発生する。
- ② 下向き波力および岸向き波力は水深 h および周期 T にはそれほど関係せず、波高 H に依存して、ほぼ比例関係を示す。
- ③ 斜板上面に碎波が作用するときに発生する局部波圧は衝撃波圧となるが、下向き全波力および岸向き全波力には衝撃的波力は明確には表われない。
- ④ 斜板上面に碎波が作用するときに発生する最大波圧の分布は、斜板最下端より一定の位置（実験の計

測位置 P_3 付近) で最大となり, その値は $2p/\rho gH = 2 \sim 3$ である。

参考文献

建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1987): 海域制御構造物に関する共同研究報告書(3), 土木研究所資料, No 2511, pp. 11 ~ 12.

建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1989): 海域制御構造物に関する共同研究報告書(8), 土木研究所資料, No 2701, pp. 31 ~ 54.

第10章 斜板堤のフィージビリティスタディ調査 報告

建設省土木研究所海岸研究室 室 長

研 究 員

石川島播磨重工業(株)技術本部技術研究所

機械鉄構事業本部

大成建設(株)

技術本部技術研究所

(株)間 組

土木本部海洋土木部

東急建設(株)

施工本部土木技術部

宇 多 高 明

小 俣 篤

山 下 誠 也

西 浦 英 行

中 條 武 彦

山 岸 晴 久

櫻 井 清 一

竹 内 浩 一

茗ヶ原 義 彦

石 野 和 男

上 野 成 三

湊 隆次郎

本 田 陽 一

藤 川 富 夫

渡 会 英 明



10.1 まえがき

筆者らは、過去、斜板堤に関する実験および理論的検討を行い、これらにより消波特性を明らかにした（建設省土木研究所，1989a）。また構造物に作用する波力，波圧についても，実験的検討を行った（建設省土木研究所，1989b）。本報告はこれらの研究成果をもとにして，フィージビリティ・スタディとして実海域における斜板堤の試設計および施工の検討を行ったものである。

10.2 計画条件

フィージビリティ・スタディのための計画条件としては，駿河海岸を対象とした「海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(3)―第1グループ F.S.調査報告書―」（昭和62年7月）と同様とした。主な計画条件を以下に抜粋する。

10.2.1 設計条件

(1) 構造条件

離岸堤延長	150 m
離岸堤天端高	T. P. + 3.50 m
設置地盤高	T. P. - 7.00 m
洗掘時地盤高	T. P. - 9.00 m

構造物の安定性の検討は洗掘時地盤高（T. P. - 9.00 m）で行う。

(2) 自然条件

① 潮 位

朔望平均満潮位（H. W. L.）	T. P. + 0.68 m
計画高潮位	T. P. + 1.66 m

② 波 浪

沖波波高	$H_0 = 9.0$ m
沖波周期	$T_0 = 14.0$ sec

③ 海底勾配

$$i = 1/70$$

④ 洗 掘 深

$$2.0$$
 m

洗掘は局所洗掘とし，洗掘による水深変化で波の変形は生じないものとする。

⑤ 地震震度

波力による荷重が大きいので地震時については特に検討しない。

⑥ 土質条件

土質条件を表-10.1に示す。表中第1層上端が構造物設置地盤高（T. P. - 7.0 m）である。

(3) 消波性能

表一 10.1 土 質 条 件

対象波浪は、 $T \leq 10.0 \text{ sec}$ ，
 $0.02 \leq H_0/L_0 \leq 0.04$ とする。
 ここに、 H_0 ：沖波波高(m)， T ：
 周期(sec)， L_0 ：沖波波長(m)，
 H_0/L_0 ：沖波波形勾配である。

	標 高	層厚(m)	平均N値	土 質
第 1 層	T. P. - 7.0 m ~ -12.5 m	5.5	25	砂 質 土
第 2 層	T. P. - 12.5 m ~ -18.0 m	5.5	35	砂 質 土
第 3 層	T. P. - 18.0 m ~ -21.0 m	3.0	45	砂 質 土
第 4 層	T. P. - 21.0 m 以下		50	砂 質 土

消波性能としては、対象波浪
 に対し以下の条件を満足することを標準とする。

$$K_T = H_T/H_I \leq 0.6$$

$$K_R = H_R/H_I \leq 0.5$$

ここに、 K_T ：透過率、 K_R ：反射率、 H_T ：透過波高、 H_I ：入射波高、 H_R ：反射波高である。
 消波性能は水理実験結果に基づいて決定する。また、消波性能を検討する際の潮位は朔望平均満潮位
 (T. P. + 0.68 m) とし、海底面は構造物設置地盤高 (T. P. - 7.0 m) に等しいとする。

(4) 適用示方書・基準書類

港湾の施設の技術上の基準・同解説：日本港湾協会
 コンクリート標準示方書（昭和61年度制定）設計編：土木学会
 建設省河川砂防技術基準(案)：建設省
 道路橋示方書：日本道路協会
 その他関連基準書

(5) 設 計 波

波浪の推算は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づく。波浪の推算に当って洗掘深は考慮しない。
 沖波の諸元は次のとおりである。

沖波波高 $H_0 = 9.0 \text{ m}$

沖波周期 $T_0 = 14.0 \text{ sec}$

これより、構造物設置位置までの
 屈折係数を 0.74 と考え、表一10.2
 のように定めた。

表一 10.2 設 計 波 の 諸 元

有義波高 $H_{1/3}$ (m)	5.61	$h = 8.66$
最高波高 $H_{\max}$ (m)	7.56	$h_b = 9.06$
周 期 T (sec)	14.0	
波 長 L (m)	125	$h = 8.66$
波 向	汀線直角方向	入射角 $\beta = 0$

※ h は構造物前面の水深。 h_b は沖合 $5 \cdot H_{1/3}$ 離れた地点での水深。

10.2.2 施工条件

建設地点………海岸線より約 150 m 沖合の T. P. - 7 m の海域

建設規模………延長 150 m

工 期………海洋工事については11月～翌年 3 月までの 5 ヶ月。海洋工事の稼働率は40%とする。

(ブロックタイプで施工する場合の条件)

ブロック製作ヤード面積……… 20,000 m²

ブロック製作ヤードから岸壁までの距離……… 200 m

岸壁から建設地点までの距離…………… 3 km

(ケーソンタイプで施工する場合の条件)

ケーソン製作を行った港湾から建設地点までの距離…………… 30 km

10.3 構造概要

10.3.1 構造の概要

斜板堤は、海面を横切って海上部にその一部を出した斜板、その脚および杭により構成される。斜板は水平面となす角度（傾斜角度） $\theta = 15^\circ$ 、水平方向の幅 $B = 22.0$ m で、鉄筋コンクリート版である。脚は鋼製ジャケット構造で、レグ、梁、斜材はパイプとした。堤体（斜板と脚）を陸上で一体として製作し、所定の位置に据付後、レグを貫通して杭を地盤に打設して、堤体を地盤に固定する。

10.3.2 特 徴

- ① 海上工事部分を極力減らしたことにより急速施工ができ、施工時の海象の影響を受ける可能性をより小さくした。設置場所の海上工事は脚部の海底床ならし、杭打設、モルタル充填が中心となる。
- ② 斜板堤据付後、ジャケットレグをガイドとして杭を打つので杭の位置決めが容易にできる。
- ③ 杭打設作業、グラウト充填作業は、斜板堤の岸側の静穏化した海域に作業船を配置し作業できるので荒天による作業への影響を小さくできる。

本構造物の鳥瞰図を図-10.1に、また、構造一般図を図-10.2～図-10.5に示す。

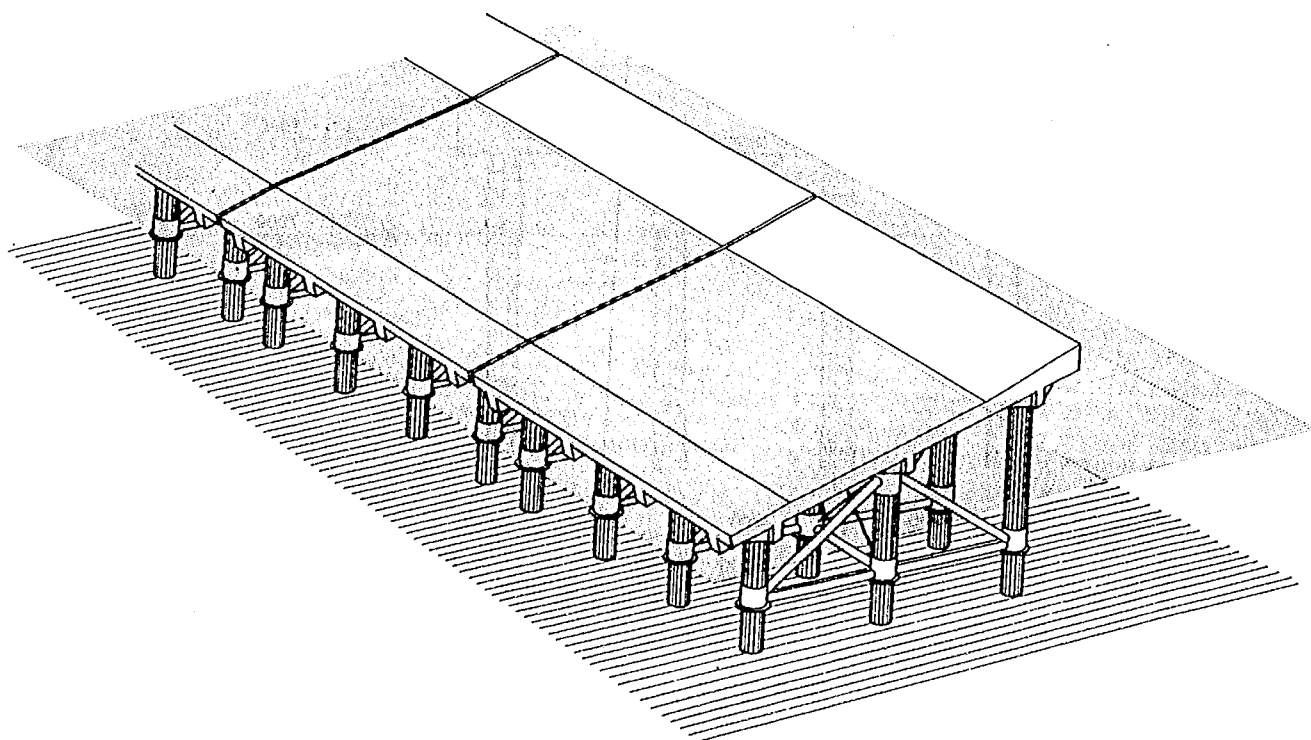
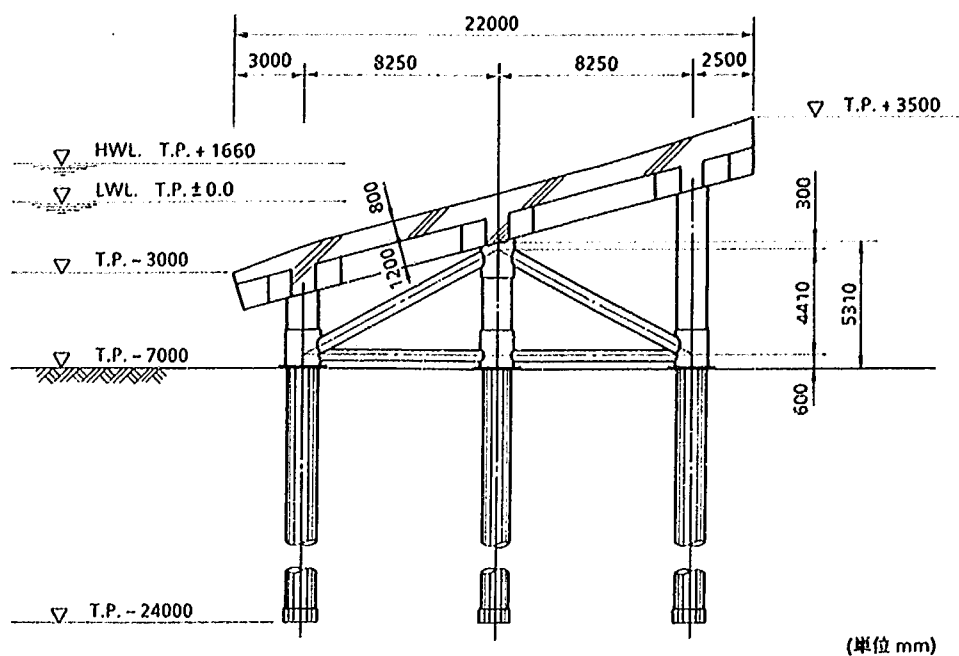
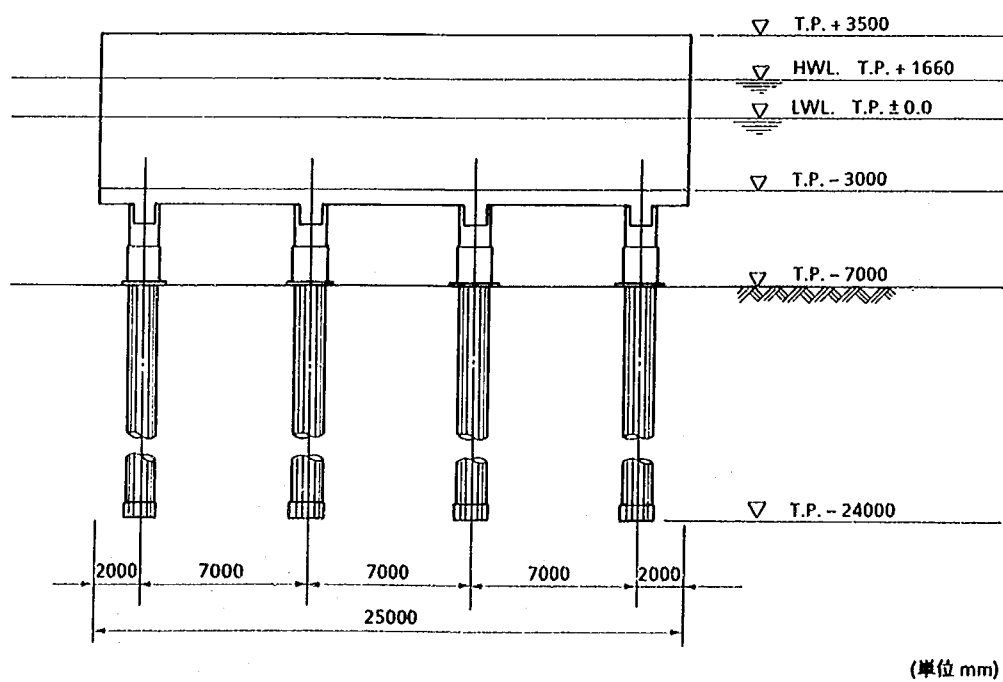


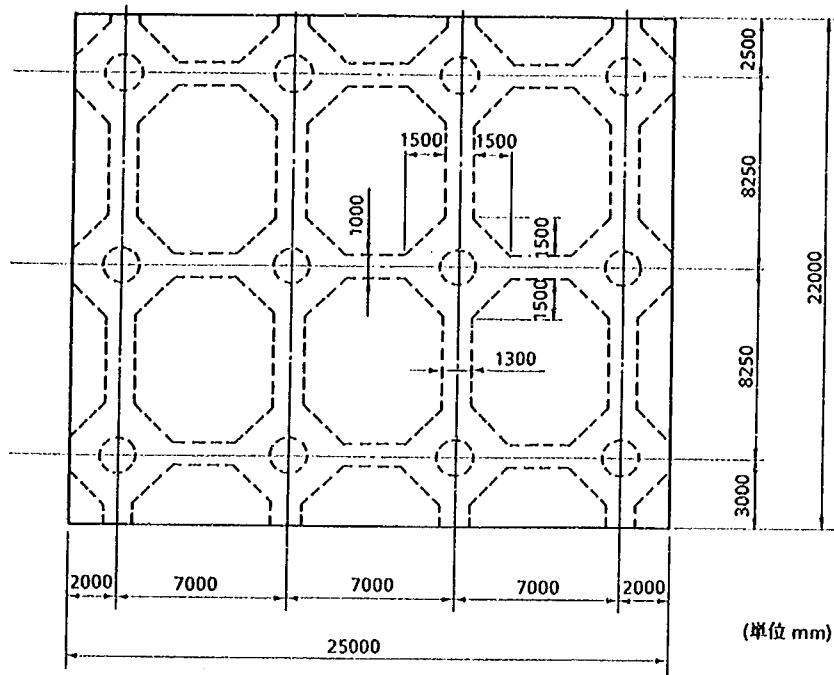
図-10.1 斜板堤の鳥瞰図



图— 10. 2 構造一般図(1) … 側面図



图— 10. 3 構造一般図(2) … 正面図



図－10.4 構造一般図(3) … 斜板平面図

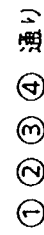
10.4 構造諸元

計画条件および水理模型実験の結果をもとに斜板の没水深 h_2 、天端高 h_1 などの構造諸元は表－10.3に示す値とした。消波性能は、図－10.6、図－10.7に示すとおりである。与えられた波浪条件に対して、入射波長(L)と水深/波長(h/L)の関係は表－10.4のようになる。図－10.6、図－10.7によれば、対象波浪 $h/L \geq 0.094$ に対して、 $K_T \leq 0.5$ 、 $K_R \leq 0.4$ であり、目標値を十分満足することが分かる。

天端高 $h_1 = 2.82\text{m}$ (T.P. + 3.50m) は、10.2.1(1)構造条件から設定したものであるが、その結果十分余裕のある消波性能となっている。計画条件の消波性能 $K_T \leq 0.6$ 、 $K_R \leq 0.5$ を満足する天端高 h_1 は実験結果(建設省土木研究所 1989a)から、1.6m となり、本フィージビリティ・スタディで設定した構造よりも小規模な構造が可能となる。

表－10.3 構造物諸元

斜板傾斜角 θ	15°	
水深 h	7.68m	
天端高 h_1	2.82m	
没水深 h_2	3.68m	
没水比 h_2/h	0.48	



(單位 mm)

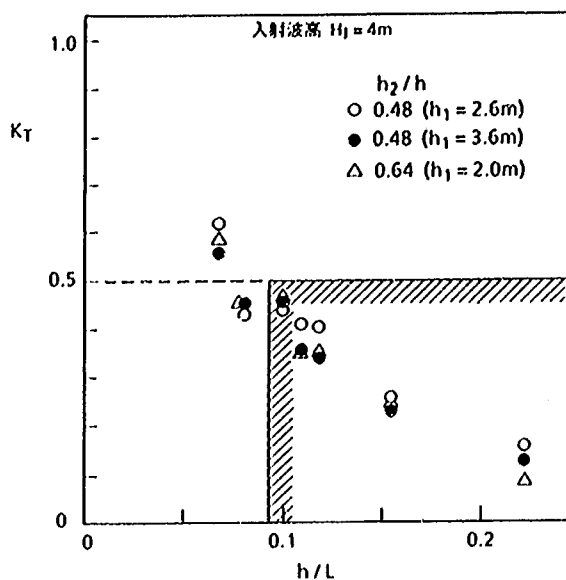


図-10.6 K_T と h/L の関係

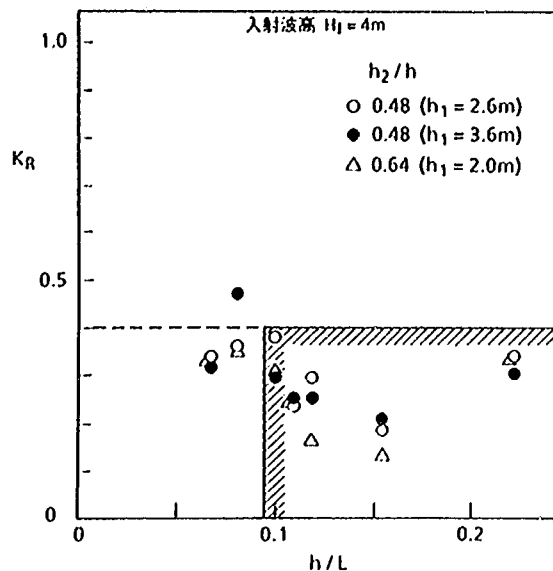


図-10.7 K_R と h/L の関係

表-10.4 波 浪 条 件

波 浪 条 件		波 長	水 深 / 波 長
周 期 T (sec)	水 深 h (m)	L (m)	h/L
≤ 10.0	7.68	≤ 82.0	≥ 0.094

10.5 設計計算

10.5.1 設計荷重および解析法

設計荷重および解析法を表-10.5に示す。ここで斜板設計用波圧および斜板堤に作用する全体波力は実験結果によった(図-10.8～図-10.11参照)。

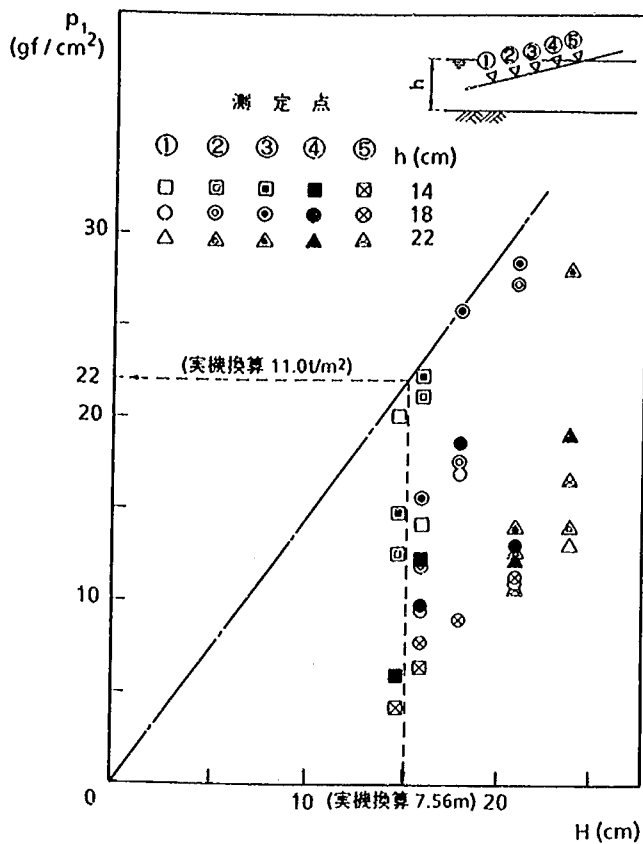
斜板に作用する波圧は、図-10.8、図-10.9に示すとおり測定位置により異なり、その値は広く分布しているが、ここでは、安全側をとり最大波圧を用いることとした。また、上面波圧と下面波圧には位相差があるため、下向き波圧 P_1 作用時には上向き波圧は作用せず、上向き波圧 P_2 作用時には下向き波圧は作用しないものとして、斜板設計波圧を決定した。

上向き波力および冲向き波力は、図-10.11に示すとおり、波高 7.56 m (砕波) の場合に比して波高 4.0 m (重複波) の場合の方が大きいので、設計波力として波高 4.0 m (重複波) の場合の値を用いた。

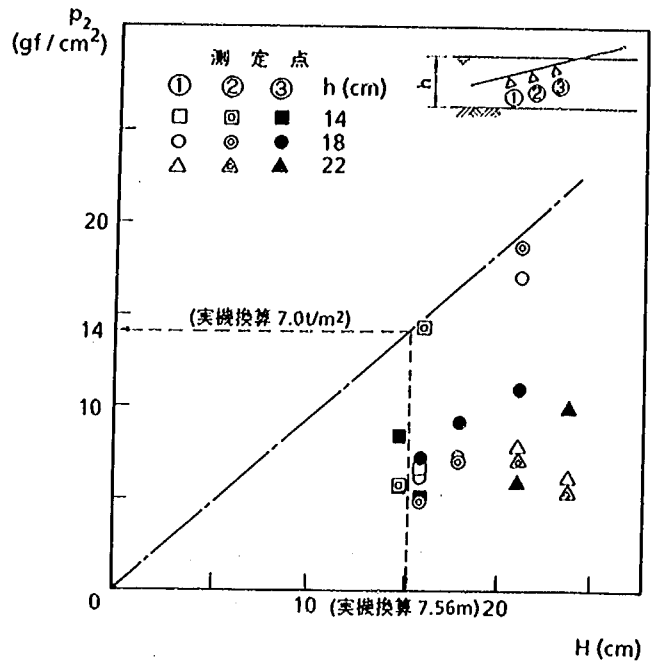
斜板の解析は、4 辺固定板および両端固定梁解析、ジャケットおよび杭については、平面骨粗構造解析によった。

表一 10.5 設計荷重および解析法

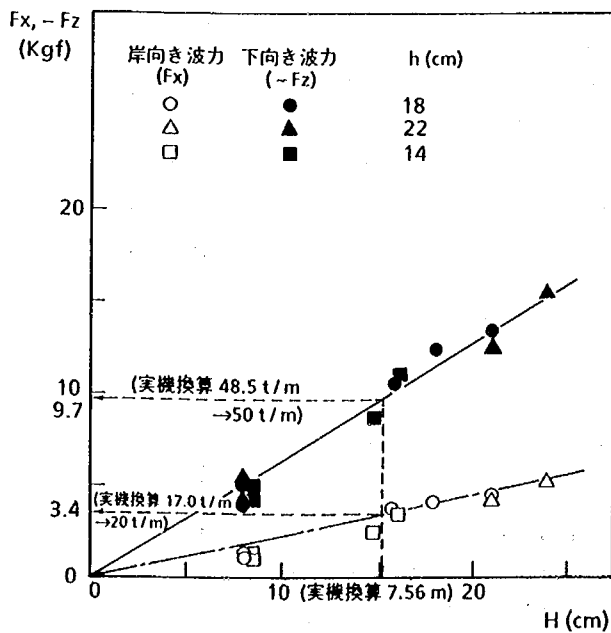
荷 重 図						
自重 および 浮力	鋼材重量		各点部間長さから計算される重量とする。			
	グラウト		ジャケットと杭の隙間に充填するグラウトは、2.15 g/cm ³ とする。			
	消波板重量		実重とする。			
	浮力		水面を、TP + 1.66 m とし、これ以下の部材の浮力を考慮する。			
波浪 条件	波高 H _{MAX}		7.56 m		ジャケット及び 杭に作用する 水平力 (モリソン式)	$p_{M11} = 0.18 \text{ tf/m}^2$
	周期 T		14.0 秒			$p_{M12} = 0.16 \text{ tf/m}^2$
	波向 β_0		0 °			$p_{M21} = 0.22 \text{ tf/m}^2$
斜板 設計用 波圧	斜板上部 p_1		11.0 tf/m ²			$p_{M22} = 0.16 \text{ tf/m}^2$
	斜板下部 p_2		7.0 tf/m ²			$p_{M31} = 0.34 \text{ tf/m}^2$
斜板に 作用する 全体波力	ケース1 鉛直下向力、岸向 水平力 最大時	水平力 F_x	20.0 tf/m		$p_{M32} = 0.16 \text{ tf/m}^2$ $p_{M4} = 0.14 \text{ tf/m}^2$ (0.95 tf/m/本)	
		鉛直力 F_z	50.0 tf/m			
	ケース2 鉛直上向力、沖向 水平力 最大時	水平力 F_x	15.0 tf/m			
		鉛直力 F_z	45.0 tf/m			
備 考	1. 波 力 消波板に作用する波圧及び全体波力は実験の結果による (図10.8~10.11参照) 2. 全体波力作用点 F_x 、 F_z の作用点はジャケット柱A、B、Cの頂部とし、A、C 頂部で各々30%、B頂部で60%分担するものとする。 3. 解 析 方 法 消波板 : 4辺固定板及び両端固定梁解析 ジャケット及び杭 : 平面骨組構造解析 (弾性計算)					



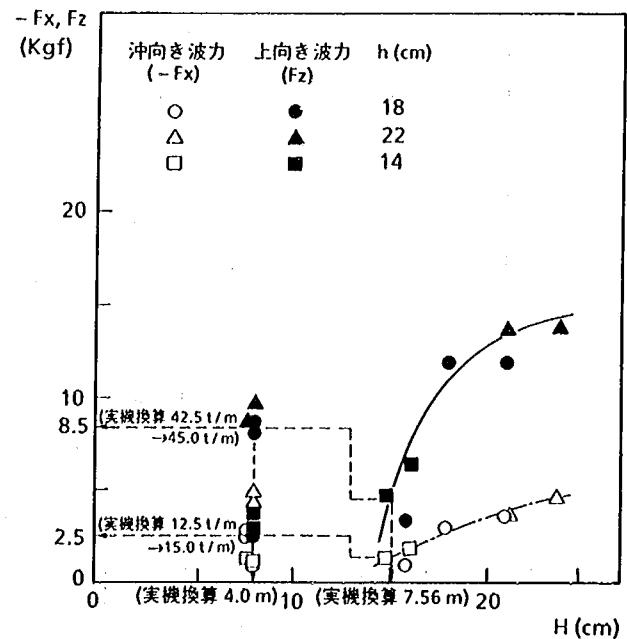
図一 10.8 上面波圧の模型実験結果



図一 10.9 下面波圧の模型実験結果



図一 10.10 岸向き, 下向き波力の模型実験結果



図一 10.11 沖向き, 上向き波力の模型実験結果

10.5.2 支持力の検討

杭反力および支持力の検討結果を表-10.6に示す。杭の最大引抜力は荷重ケース 2 の場合に杭列 C に発生し、その値は 26 tf である。また最大押込力は荷重ケース 1 の場合に杭列 B に発生し、その値は 381 tf

表-10.6 支持力の検討

		杭列番号	杭反力 R (tf)	許容支持力 Ra (tf)
支持力	引 抜 (荷重ケース2)	C	26	104
	押 込 (荷重ケース1)	B	381	414

ある。いずれも、地盤条件より算定される許容支持力以下となっている。

10.5.3 杭の応力および杭とジャケットの付着力の検討

設計断面力と発生応力度検討結果を表-10.7に示す。座屈長が小さいので許容応力度を低減する必要はない。杭の最大発生応力度は、杭列Bのジャケットレグ下端部に発生し、その値は、1,380 kgf/cm²と算定され許容応力度以下である。

杭とジャケットはその空隙部に充填されるグラウトの付着力で固定する。API基準によれば、海中に打設したモルタルと鋼管の許容付着応力度 τ_a として1.88 kgf/cm² (26.7 p. s. i) が保証されている。この値に基づくジャケット1本当りの許容付着力は496 tfとなり、表-10.8に示すとおり、ジャケットに発生する最大軸力に比べて十分大きい。

表-10.7 杭応力の検討

杭列 番号	設 計 断 面 力		発生応力度	許容応力度	備 考
	軸 力 N (tf)	曲げモーメント M (t m)	σ_s (kgf/cm ²)	σ_{sa} (kgf/cm ²)	
B	372	174	1,380	1,900	$\phi 1200 \times 22t$, SM50 Y 腐食代3mm 最大応力の発生位置は ジャケットレグ下端部

表-10.8 杭とジャケットの付着力の検討

杭列番号	設計最大軸力 N (tf)	許容付着力 (tf)	備 考
B	372	496	$\phi 1200$, 付着長7.0m グラウトと鋼管の許容付着力は 18.8 tf/m ² (A.P.I.基準)

10.5.4 主部材の断面算定結果

ジャケット部の断面算定結果を表-10.9に、斜板の断面算定結果を表-10.10に示す。

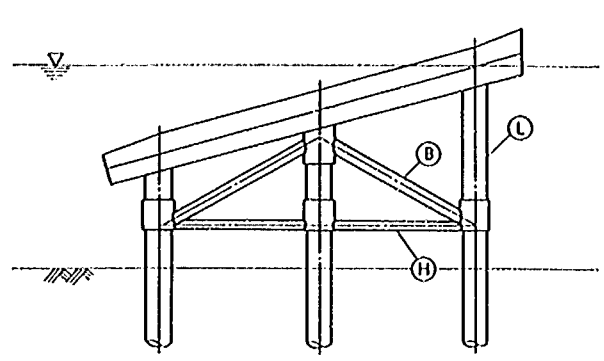
10.6 施工概要

10.6.1 概 要

本構造物の施工方法は、外洋に面する海域での工事であるため急速施工を可能とし、かつ施工時の信頼性を向上させるため、以下のような特徴を有する。

- ① 設置位置での海上作業を極力減らし、斜板堤堤体据付工、杭打ち工、モルタル充填工で工事を完了できる。
- ② ジャケットと杭の接合はモルタル充填により簡単に行える。
- ③ 杭打設はジャケットレグをガイドとして利用できるようにし施工しやすい直杭打設のみとした。

表－10.9 主部材の算定（ジャケット）



部 材	断 面	応力度(kg/cm ²)		応力度比	備 考
		軸力	曲げ		
レ グ (L)	φ1400×16t φ1200×22t	144	461	0.43	二重管 SS41, SM50Y 腐食代 3 mm
水平材 (H)	φ400×14t	166	389	0.43	SS41, 腐食代 3 mm
斜 材 (B)	φ600×16t	555	320	0.69	SS41, 腐食代 3 mm

10.6.2 施工方法

本構造物の施工手順は、図－10.12 施工フロー図、および図－10.13 施工要領図に示すとおりである。以下に各工種の概略施工方法を述べる。

① 斜板堤堤体製作

海に面した陸上製作ヤードで、ジャケット組立後、斜板コンクリートを打設し、堤体を製作する。

② 海底床均し

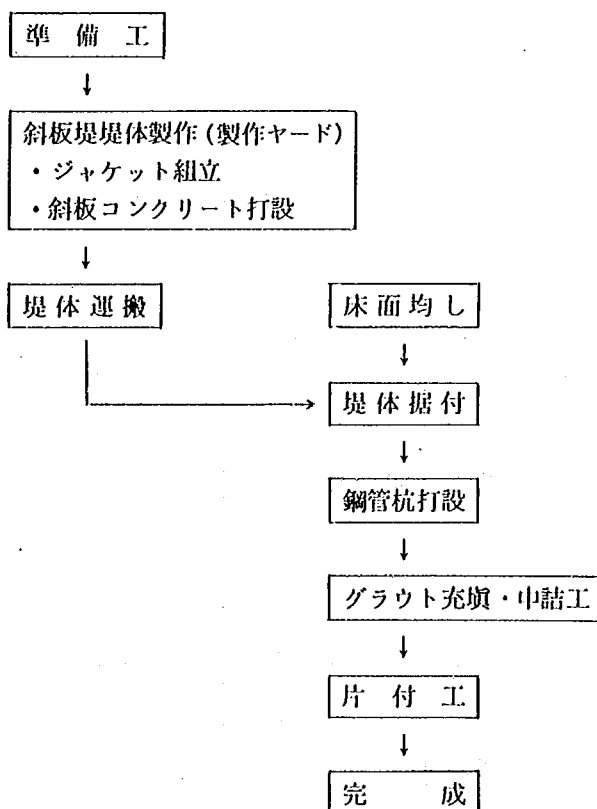
斜板堤設置位置の脚部の海底をグラブ浚渫船により床均しする。

③ 堤体運搬

製作ヤードより、非自航起重機船により堤体を設置位置へ運搬する。

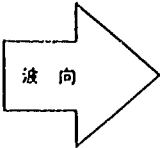
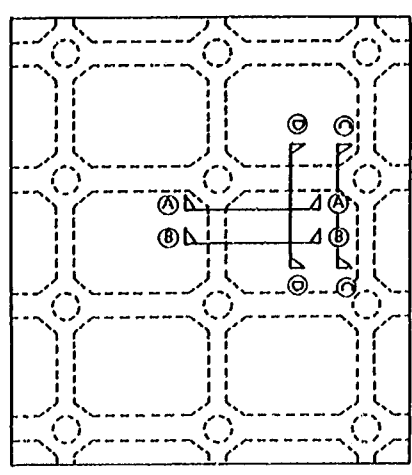
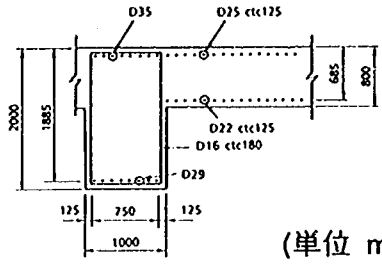
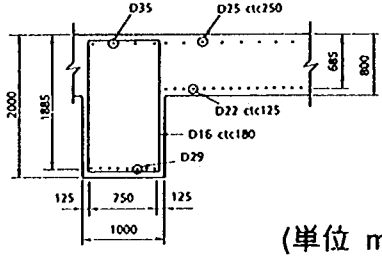
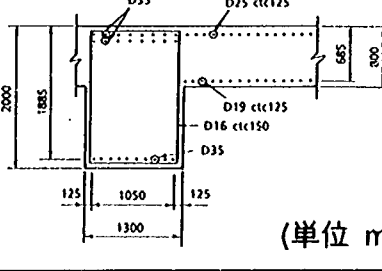
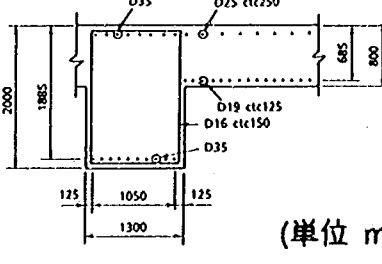
④ 堤体据付

起重機船により運搬した堤体を所定の位置に据付ける。



図－10.12 施工フロー図

表一 10. 10 主部材の算定（斜板）

< 記 号 > MU ; 部材端部最大曲げモーメント ML ; 部材中央最大曲げモーメント S ; 最大せん断力  				
断面位置	断 面 力		断 面 形 状	備 考
	梁	板		
波平行方向 断面 端 部 (A - A)	MU = -232 tfm ML = 107 tfm S = 159 tf	MU = -42tfm/m ML = 19tfm/m S = 44tf/m	 (単位 mm)	
波平行方向 断面 中央部 (B - B)	MU = -65 tfm ML = 140 tfm	MU = -11tfm/m ML = 24tfm/m	 (単位 mm)	
波直角方向 断面 端 部 (C - C)	MU = -400 tfm ML = 185 tfm S = 200 tf	MU = -35tfm/m ML = 16tfm/m S = 42tf/m	 (単位 mm)	
波直角方向 断面 中央部 (D - D)	MU = -110 tfm ML = 238 tfm	MU = -8tfm/m ML = 18tfm/m	 (単位 mm)	

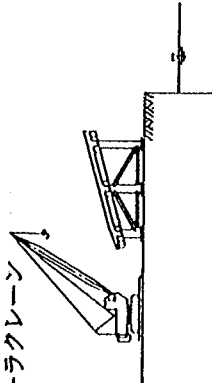
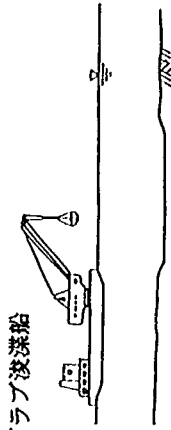
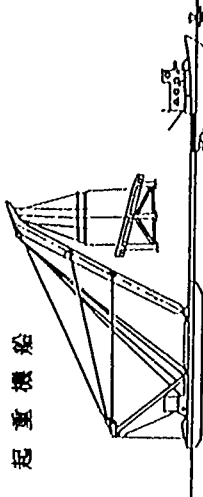
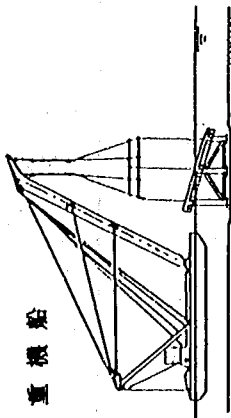
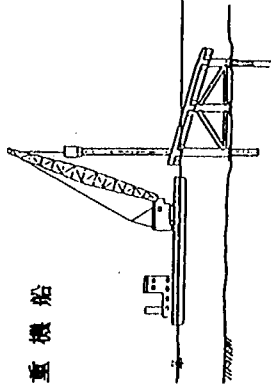
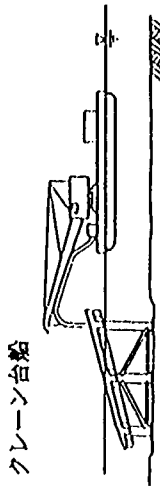
工種	① 斜板堤体製作	② 床面均し	③ 堤体運搬
施工要領図	 クローラークレーン	 グラブ浚渫船	 起重機船
主業 な内 容	陸上製作ヤードで斜板堤体を製作する。 ・ジャケケット組立 ・斜板コンクリート打設	設置位置の海底床面均しをグラブ浚渫船により行う。	製作ヤードより非自航起重船にて堤体を設置位置へ運搬する。
使船 用船		グラブ浚渫船 (6m ³ バケット) 土 運 船 (200m ³) 引 船 (鋼 D250PS)	起重機船 (3000t 吊) 引 船 (鋼 D4000PS, D1500PS) 揚 錨 船 (鋼 D60t)
工種	④ 堤体据付	⑤ 鋼管杭打設	⑥ グラウト注入・中詰工
施工要領図	 起重機船	 起重機船	 クレーン台船
主業 な内 容	起重機船にて所定の位置へ据付け。	起重機船にて杭を打設する。	グラウト注入, 中詰コンクリート打設
使船 用船	起重機船 (3000t 吊) 引 船 (鋼 D4000PS, D1500PS) 揚 錨 船 (鋼 D60t)	起重機船 (旋回 150t 吊) 引 船 (鋼 D5t) 台 船 (300t 積)	クレーン台船 (25t 吊) 引 船 (鋼 D180PS) 台 船 (100t 積) ガ ッ ト 船 (350m ³ 積)

図-10.13 施工要領図

⑤ 鋼管杭打設

堤体据付後、起重機船を使用し、ジェット併用のパイプロハンマーにより杭を打設する。杭打設後、杭頭部を切斷整形する。

⑥ グラウト注入・中詰

表ー 10.11 数量総括表

工

鋼管杭打設後、グラウト（無収縮モルタル）をジャケットレグと杭の間に注入する。鋼管内中詰めは、底蓋設置後、海底面より上部をコンクリートにより充填する。

本構造物の数量総括表、

使用船舶機械一覧表および

び工程表を表ー 10.11～表ー 10.13

に示す。

10.7 まとめと今後の課題

斜板堤は構造上優れた消波機能をもつとともに、杭基礎を採用し洗掘後の安定性がそこなわれないように設計されている。また、外洋における海上作業を迅速かつ確実に施工するため、海上施工を極力減らすとともに杭とジャケットとの接合を単純化した構造とした。このために、斜板堤の堤体を陸上で一体製作し、ジャケットのレグをガイドとして杭を容易に打設できるようにして、グラウト注入のみで杭と堤体を固定できる構造とした。堤体一体化により据付時に大型のフローティングクレーンが必要となるが、外洋の急速施工を優先させることとした。

今回のフィージビリティの検討により、斜板堤は大水深波浪制御構造物

種 類	単位	数 量	備 考
ジャ ケ ッ ト	t	216	φ1400×16t, SS 41
	t	104	φ600×16t, SS 41
	t	70	φ400×14t, SS 41
	t	42	RB 150, SS 41
鋼 管 杭	t	475	φ1200×22t, SM50 Y
	t	455	φ1200×18t, SM50 Y
中詰めモルタル	m ³	130	
消波板	コンクリート	m ³	f'ck = 180 kgf/cm ²
	鉄 筋	t	D35, D29, D25, D22, D19, D16 (SD30)

表ー 10.12 使用船舶・機械一覧表

船舶・機械名	仕 様	台 数
クローラークレーン	40t	2
ポ ン プ 車	ブーム式 90m ³ /hr	2
ト ラ ッ ク	4t 積, 10t 積	2
グ ラ ブ 浚 渫 船	バケット容量 6m ³	1
非 航 起 重 機 船	ジブ固定式 3000t 吊	1
自 航 起 重 機 船	ジブ旋回式 150t 吊	1
引 船	D4000PS, D1500PS, D250PS D180PS	各 1 2
合 船	鋼 300t 鋼 100t	2 2
ク レ ーン 付 台 船	200t 積, 25t 吊	1
コンクリートポンプ	45m ³ /hr	1
ガ ッ ト 船	350m ³ 積	1
潜 水 士 船	D30PS	2
交 通 船	D50PS	2
揚 錨 船	鋼 5t 吊 鋼 60t 吊	2 1
発 電 機	125 KVA 90 KVA	4 1
パイプロハンマー	90kw	1
ウォータージェット	210 l/min, 150kg/cm ² , 55kw	4

表一 10.13 工 程 表

項 目		5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
準 備 工	1 式	60日										
斜板堤堤体製作	6 基					130日						
床 面 均 し	1 式							15日				
堤 体 据 付	6 基								30日			
鋼管杭打設工	72本								40日			
グラウト・中詰工	550 m ²								40日			
後 片 付 工	1 式									20日		

表一 10.14 現状の技術レベルと今後の課題

項 目	現状の技術レベル	今 後 の 課 題
1. 水 理 特 性		
① 消 波 特 性	昭和63年度に実施した実験により透過率0.6 反射率0.5を満足する構造諸元が得られた。	水深 $h=20$ m程度までの海域における消波 特性を調べ、目標値を満足する構造諸元を 得る。
② 波 力	重複波、碎波による全体波力および局部波 圧の測定データが得られている。	
③ 漂砂・洗掘		平成元年度実施予定の実験により、構造物 周辺の洗掘状況についてのデータを得て、 海岸侵食防止効果および洗掘対策の検討を 行う。
2. 構 造 設 計		
① 設 計 体 系	「港湾の施設の技術上の基準」に従い許容 応力度設計法で設計。最大波高に対して常 時扱いで検討した。	限界状態設計法の適用の検討。
② 構 造	RC製の斜板および鋼製のジャケット脚と した。	上向き全体波力の衝撃力低減のための構造 検討を行う。 疲労を考慮したジャケット継手部の設計検 討。 構造の軽量化の検討。
3. 施 工	現状の海洋工事の技術で対応可能である。	

として十分実現可能で、施工性・経済性にすぐれた構造形式であることが分かった。

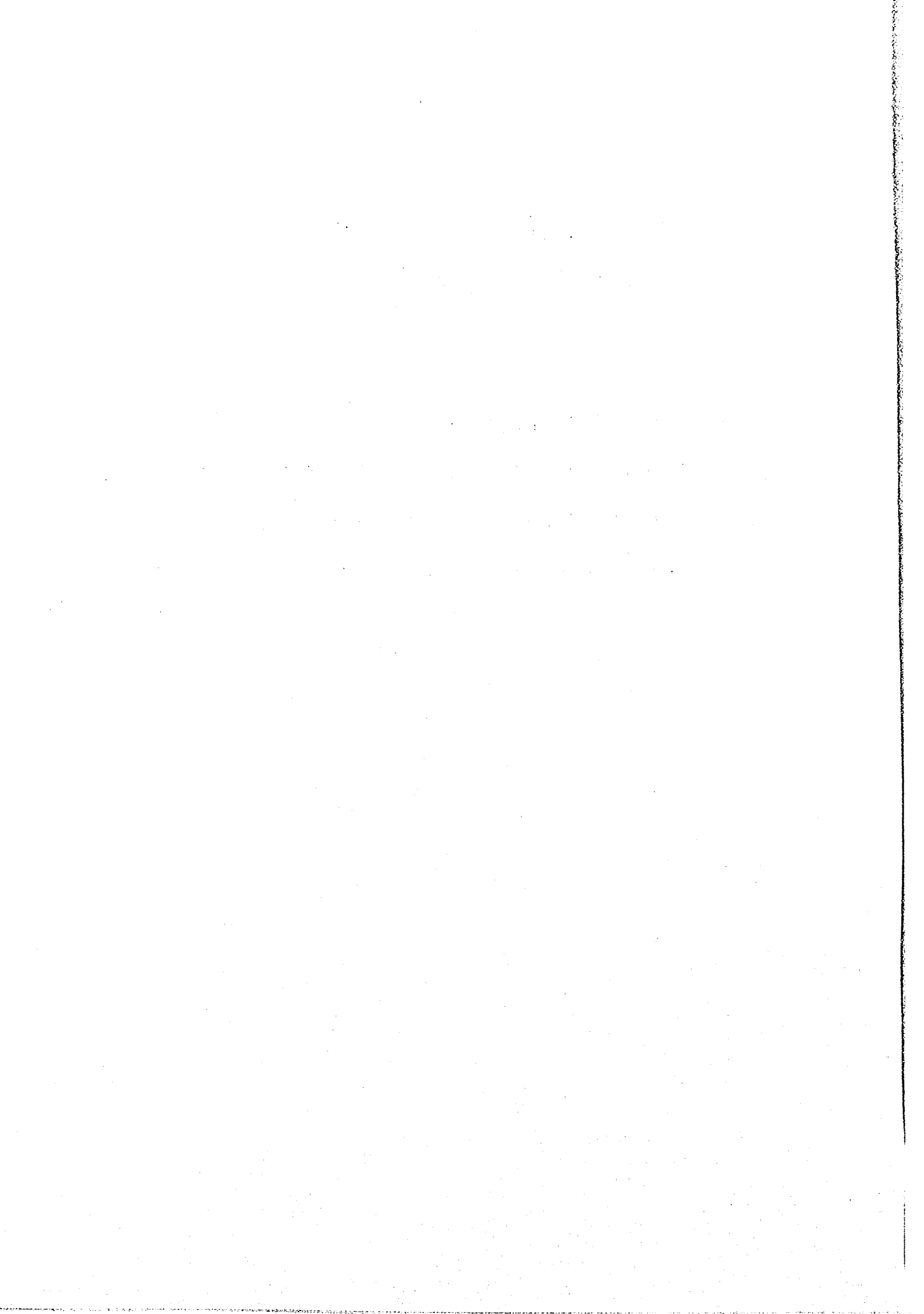
水理特性、構造設計等について、今後の課題を表一 10.14 に示す。

参考文献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1989): 海域制御構造物に関する共同研究報告書(8), 土木研究所資料, No 2701, pp. 31 ~ 54.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1989): 海域制御構造物に関する共同研究報告書(9), 土木研究所資料, No 2788, pp. 97 ~ 108.

第11章 駿河海岸における新型離岸堤の建設と その後の追跡調査

建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所長	浦田健一
建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所調査課長	中村瑛佳
建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所計画係長	大石英男
建設省土木研究所海岸研究室 室 長	宇多高明
(元)研 究 員	村井禎美



11.1 まえがき

近年、全国各地で海岸侵食が問題となっている。我が国の代表的な侵食性海岸の一つである駿河海岸においても、過去、海岸堤防前面の前浜が著しく後退したため、越波による浸水被害が生ずるに至った。侵食の著しい箇所は大井川港との隣接部より、年々北側地区へと移行している。このような侵食を防止するため、1970年～1979年に消波堤が順次設置され、汀線の後退が防がれてきた。これらの侵食対策は有効な成果を挙げたが、大型台風による被害は繰り返し生じており、消波堤沖の水深6～7m付近の侵食は依然として続いている。このような状況の下で、消波機能と前浜の維持・回復によって越波を防止することを目的として離岸堤が計画された。しかし設置予定海域の海浜断面は水深7m付近まで約1/7と急勾配であるため、従来のブロック積み離岸堤を浅海部で建設すると、ブロックの沈下、散乱等の問題が生じる恐れが大きかった。一方、沿岸域利用空間の創出という立場からは、構造物背後の静穏海域の面積をなるべく広く設定したいという要求がある。以上の点より、従来の離岸堤に比べ設置水深を深くすることができ、更にブロックの沈下、散乱等の欠点を持たない工法として、パイルとブロックからなる新しい型式(PBS工法)の離岸堤を計画した。

本報告は、駿河海岸において試験施工が進められている新型離岸堤の計画、設計、施工に関する要点をまとめるとともに追跡調査の概要について述べる。

11.2 駿河海岸の概要

駿河海岸は駿河湾西部に位置し、静岡県焼津市より榛原郡榛原町に至る延長約18kmの海岸である(図-11.1)。海岸中央部には大井川河口を擁している。この海岸では1964年より建設省の直轄事業として海岸保全事業が行われてきた。直轄事業は当初、主に高潮対策としての堤防工事に主眼があったが、1968年頃から堤防の建設に並行して堤防の補強や根固工の設置が行われるようになった。更に、1971年以降には消波堤の施工が始まった。

駿河湾は湾口を南に有するため、南から入射する外洋波が卓越する。大井川港中の水深約9mにお

ける波浪観測結果より1969年～1974年の波向別波高・周期の出現率をまとめると(宇多ら, 1986), 波高・周期の出現率はS, SEが高い。また波高については、1m未満がほとんどである。

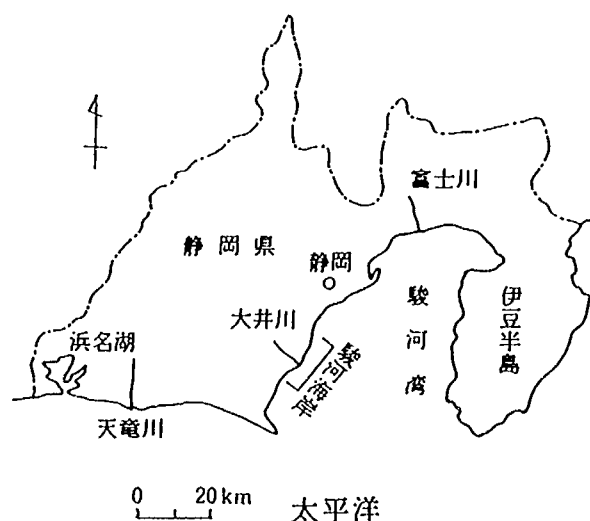


図-11.1 駿河海岸の位置図

11.3 新型離岸堤の計画

当海岸の海浜地形特性や従来の離岸堤工法の欠点などを検討した結果、設置水深を深くでき、ブロックの沈下、散乱のない新型離岸堤を採用することとなった。その理由は次のようである。

① 従来型の離岸堤を海底勾配が1/7と急な水深3～5mの範囲に設置した場合、異形ブロックの沈下、

散乱の生じる可能性が大きい。

- ② また、このような水深に離岸堤を設置すると、離岸堤背後の静穏化された海面の面積が狭く、更に景観が良好でない。
- ③ ブロック積み工法を用いた場合、ブロックの沈下、散乱による機能低下を償うための維持費が多くなる。
- ④ 沿岸が漁場のため、ブロックが沈下、散乱した場合、漁業障害を引き起こす可能性がある。
- ⑤ 新型離岸堤は魚礁として有効利用できる可能性が高い。

計画位置は当面侵食の著しい吉永放水路から藤守川までの区間とし、当海岸における測線No.37の位置から着工する。

新型離岸堤の構造形式に関しては様々な角度からの検討を行った。最近、土木研究所を中心として総合技術開発プロジェクト「海洋利用空間の創成・保全技術の開発」が進められ、その研究成果の1つとして、水深10m付近に設置が可能な消波構造物が提案されている。駿河海岸においては、種々の構造体の中より、透過水平板付きスリット型式を選択した（建設省、1987）。

11.4 設計条件

新型離岸堤は海岸保全施設の種類であり、その施工及び築造においては一定の基準を満たす必要がある。このため新型離岸堤の設計に当っては、従来型の離岸堤と同様な条件を考慮した。その基本条件は次のようである。

設計潮位は当海岸の計画潮位 T. P. + 1.66 m、沖波諸元には計画波浪条件 ($H_0 = 9.0$ m, $T_0 = 14.0$ sec) を用いた。さらに、計画区域（測線No.29～37）における屈折係数 $K_r = 0.74$ を用い、構造物設置地点での換算沖波波高を $H_0 = 6.66$ m とした。

新型離岸堤が計画された位置の約 200 m 南には海洋技術総合研究施設がある。この施設の計画に際しては調査ボーリングが行われた。この資料によると、設置位置の土質は砂質（細砂）であり、深さごとの平均N値は表-11.1の通りであった。

表-11.1 深さごとの平均N値

深度 (T. P.)	平均N値
- 7.0 ~ - 13.0 m	25
- 13.0 ~ - 18.5 m	35
- 18.5 m 以深	45

駿河海岸の平均的な断面形状は図-11.2に示すようであり、設置位置の海底勾配は 1/70 である。安定な構造物を設計する上では構造物周りの洗掘深を予測する必要がある。構造物周りの洗掘に関しては、良く似た構造を持つ海洋技術総合研究施設における実績の最大洗掘深 1.81 m（浦田ら、1988）、及び米国 CERC の観測栈橋における実績値 2.0 m を参考として、設計洗掘深を 2.0 m とした。なお、海洋技術総合研究施設周りでの調査によると、洗掘は脚周りに生じるいわゆる局所洗掘ではなく、波の変形にまで影響を及ぼす大規模洗掘であった。そこで設計においてもこの点を考慮した。

施工条件に関しては海上作業が可能な条件を有義波高 $H_{1/3} = 0.8$ m 以下に設定し、稼働率を過去の波浪資料に基づき計画した。

設計震度は新型離岸堤を半永久構造物と考え、震度法を用いて次式のように与えた。

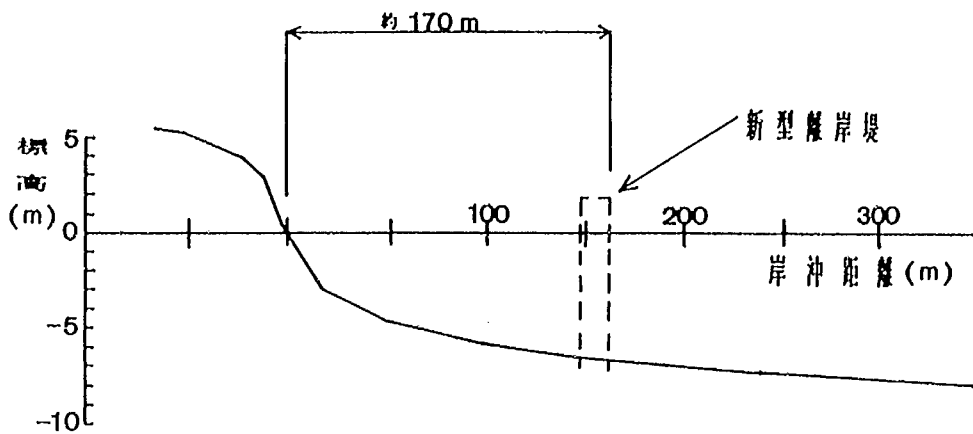


図-11.2 海浜断面形状

$$k = (\text{地域別震度}) \times (\text{地盤種別係数}) \times (\text{重要度係数}) = 0.15 \times 0.8 \times 1.2 = 0.15 \quad (11.1)$$

離岸堤沖側における船舶、特に漁船の航行の安全性を確保するため、反射率は50%以下とした（日本造船協会，1984）。

11.5 構造物の基本型の決定

離岸堤は海底地形の変動の激しい急勾配部分避け、海底地形が安定している水深約7mに計画した（図-11.2参照）。設置位置の離岸距離は約170mであり、将来的には離岸堤背後の静穏域の利用が可能のように配慮した。

新型離岸堤の設置目的の一つとして離岸堤背後での静穏域の確保がある。「海岸保全施設築造基準解説」によると、「設置水深が6mのときは堤長を2L程度より長くしたとき波高の低下が顕著になる」とされている。また、開口幅については、「開口部背後の波高は開口幅 l' によってほとんど規定され、 $l'=0.6L$ で開口部背後の波高の低下がみられる。」とされている。そこで開口部の背後においても静穏化が期待できるように、堤長を $l=157\text{m}$ 、開口幅を $l'=60\text{m}$ とした。ただし、離岸堤背後の静穏度は、来襲波特性によって相違するので、今後の追跡調査結果も考慮して、堤長・開口幅は更に検討することとした。

新型離岸堤の構造に関しては、従来型と同程度の透過率、反射率が得られるよう、天端高、堤体幅、空隙率などの諸元を選択した（表-11.2参照）。

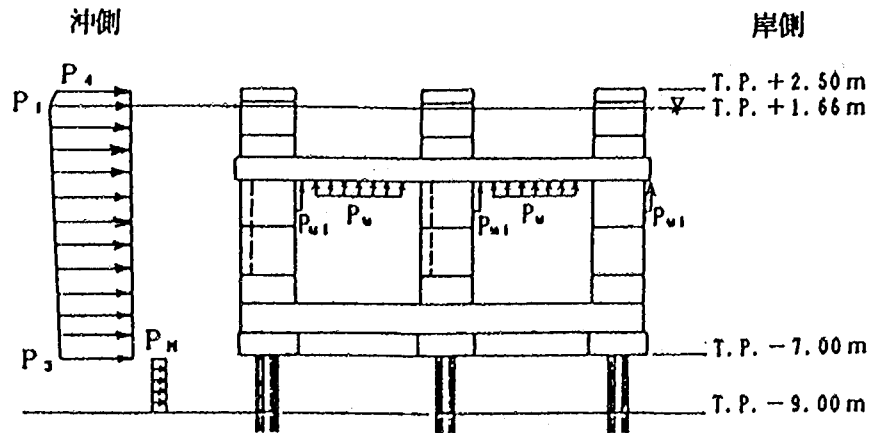
表-11.2 構造諸元

天端高	T.P.+2.5m
堤体幅	14.2m
空隙率	鉛直壁 $\epsilon_{v1}=40\%$, $\epsilon_{v2}=\epsilon_{v3}=25\%$ 水平板 $\epsilon_h=20\%$
消波壁枚数	鉛直壁3枚 透過水平板1枚

11.6 構造設計

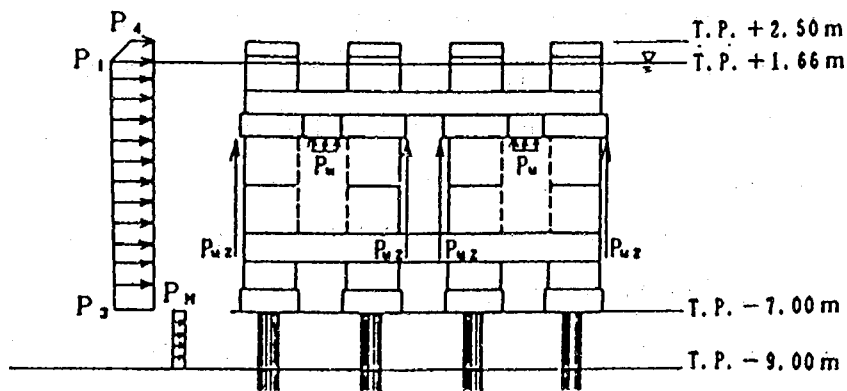
設計条件と決定された基本型をもとに、構造物の部材波力、地震力を算定し、構造物の安定性を検討した。構造設計には耐用年数を定めることが必須の条件となるが、港湾施設などの耐用年数を参考として50年と設定した。安定計算に用いる許容応力度、安全率等は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」,

岸沖方向



波 浪 条 件	波高 H_{max}	7.56 m	波 力 計 算 結 果	$P_4 = 4.29 \text{ t/m}^2$
	周期 T	14.0 s		$P_1 = 4.63 \text{ t/m}^2$
	合田波力 低減係数	$\lambda = 0.6$		$P_3 = 4.22 \text{ t/m}^2$
	揚圧力係数	$\alpha = 0.1$		$P_M = 0.53 \text{ t/m}^2$
				$P_{u1} = 1.83 \text{ t}$
				$P_u = 0.78 \text{ t/m}^2$

汀線方向



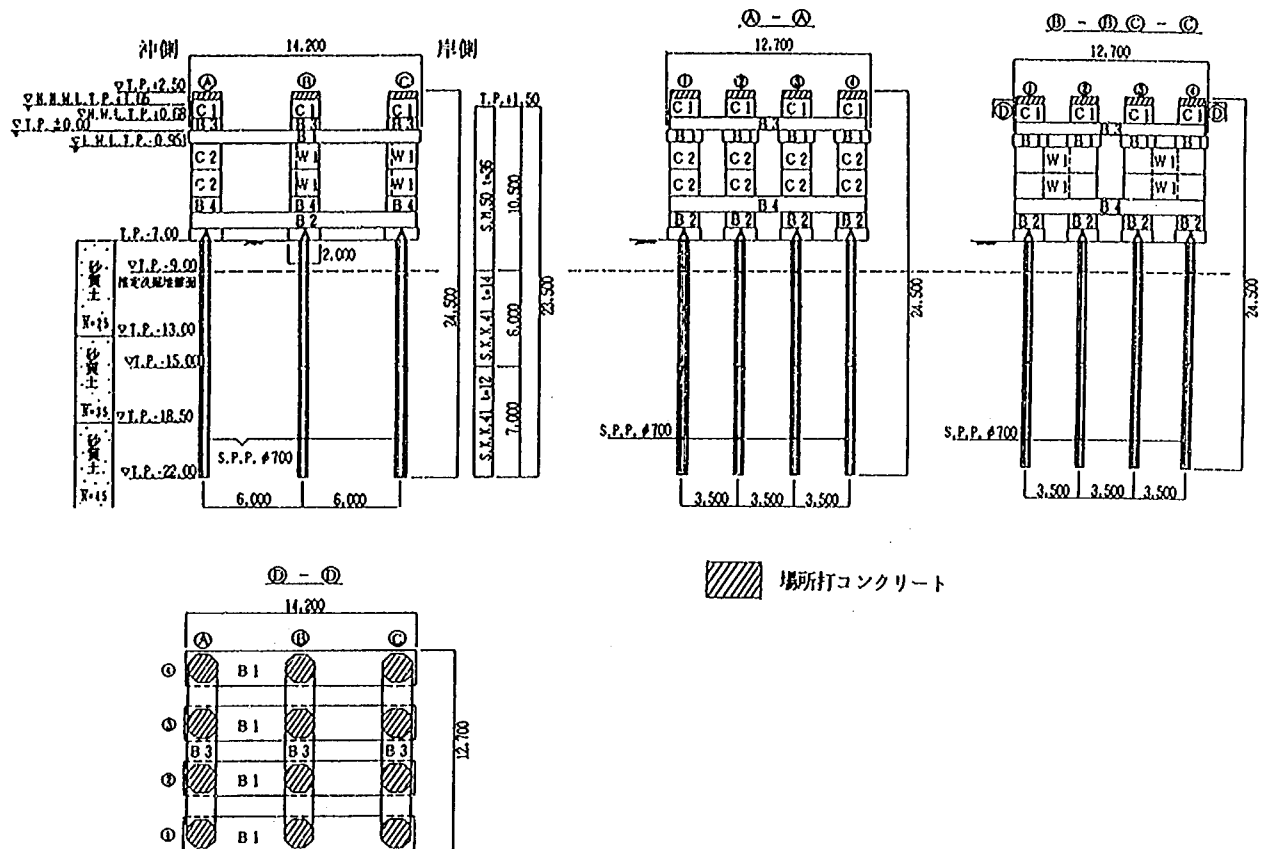
波 浪 条 件	波高 H_{max}	7.56 m	波 力 計 算 結 果	$P_4 = 1.75 \text{ t/m}^2$
	周期 T	14.0 s		$P_1 = 2.32 \text{ t/m}^2$
	合田波力 低減係数	$\lambda = 0.4$		$P_3 = 2.12 \text{ t/m}^2$
	揚圧力係数	$\alpha = 0.1$		$P_M = 0.53 \text{ t/m}$
				$P_{u2} = 7.21 \text{ t}$
				$P_u = 0.78 \text{ t/m}^2$

P_M : モリソン式より算定

図-11.3 荷重条件

ンクリート標準示方書（昭和61年度制定）」に基づいて決定した。

構造解析の方法は、平面骨組み構造解析モデルを用いた弾性計算とし、岸沖方向と汀線方向の水平変位、鉛直支持力、引拔力を検討した。杭に作用する波力はモリソン式、堤体に作用する波力は、有効投影面積に対する波圧の低減率を考慮した合田式により求めた。地震時動水圧は本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋下部構造設計基準、同付則（仮設物設計指針）に基づき計算した。これら以外の作用荷重としては、揚圧力及び死荷重、地震力がある。これらの各荷重による応力を比較すると、波による岸向き荷重が最大



図－11.4 新型離岸堤の構造

となった。波圧による荷重条件を図－11.3に、また、最終的に決定した構造を図－11.4に示す。更に、新型離岸堤の堤体の使用材料を表－11.3に示す。鋼材の腐蝕については、耐用年数を50年として鋼管杭の腐蝕代を見込んだ。

11.7 新型離岸堤の施工

11.7.1 施工計画・手順

PBS工法は、杭にブロックを連結する工法であるから、杭打設に際し高い施工精度が要求される。

表－11.3 使用材料一覧

使用材料		規格
鋼材	鋼管杭	SKK41, SM50相当
	構造用鋼材	SS41
	鉄筋	SD35
	総ネジ異形PC棒鋼	SBPR 95/110相当
コンクリート	梁ブロック	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^3$
	柱ブロック	"
	ブロック受	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^3$
	場所打コンクリート	"
	中詰コンクリート	"

このため施工地点での海象条件には厳しい制約があった。海象条件に大きく影響される海上作業については、近隣の波高データに基づき事前に稼働率をチェックし、工程計画に反映させた。今回の工事では、施工位置の近くには大井川港があり、施工現場までの距離が短く、更に港内に十分な面積のブロック製作ヤードを確保することができた等の利点があった。

施工フローを図-11.5に示す。施工工程は、陸上施工と海上施工に大別される。陸上施工は、ブロックと鋼管杭の製作から成る。ブロック製作ヤードは、船積みを考慮して岸壁付近の $1.4 \times 10^4 \text{ m}^2$ の空地を大井川町から借用して利用した。新型離岸堤に使用する鋼管杭は、径700mm、長さ23.5mであって、1スパンに12本必要とされる。鋼管杭は、肉厚と長さの異なる3種類を連結して1本とした。長尺なため製作は工場で行い、ブロックヤードまで海上を運搬した。

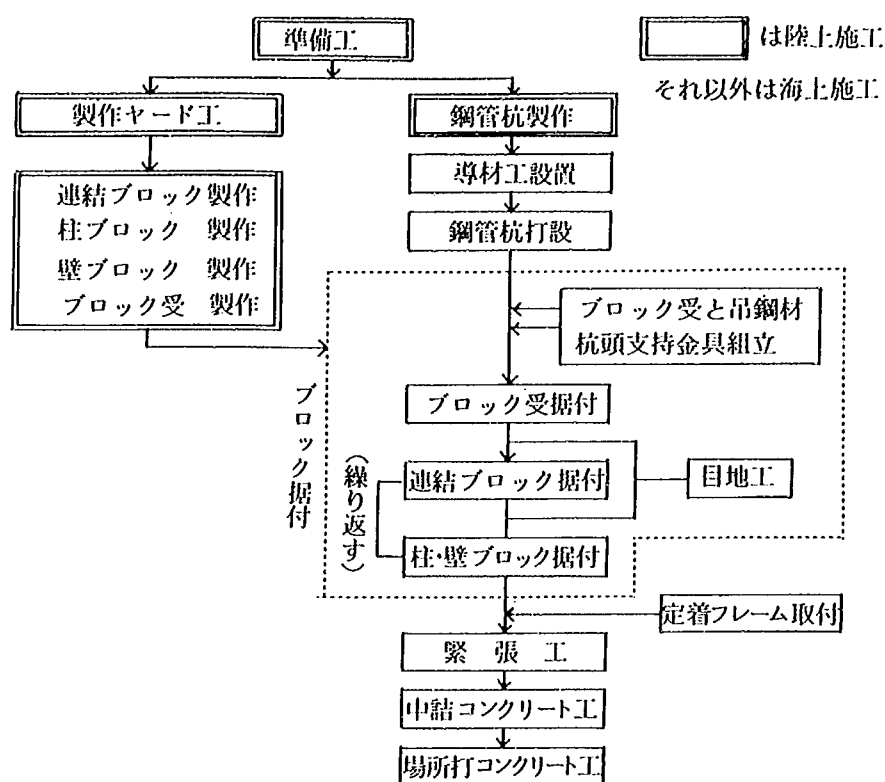


図-11.5 施工フロー

海上工事は、鋼管杭打込みのための導材用H鋼杭打から始まる。H杭の打込み完了後、腹導材の溶接を行った。腹導材は鋼管杭を打込む際の偏心に大きな影響を与えるので、慎重に測量しながら設置した。

導材工の設置完了後、鋼管杭を打込んだ。打込みに際しては、平面位置、垂直度について所要精度を確保するよう種々の工夫を行った。まず、決められた位置に打込むため、平面定規を製作し、それを腹導材にセットした。次に、垂直を保つため垂直定規を製作し、平面定規の上にセットした。

鋼管杭の打込みは、2回打となった。これは、仮設の定規を用いて打込み途中に精度のチェックを行ったためである。打込みには120t吊全旋回のクレーン船を使用した。一次打は、5t・cmのバイプロハンマーにより杭打込みの所定の高さより約3m上まで打込んだ(写真-11.1)。4本の鋼管杭の打込みが完了

した後、垂直定規をクレーンで取り外し、次の位置へセットし、垂直定規と平面定規の移動を繰り返しながら一次打を行った。一次打の完了後、平面定規と垂直定規を取り外し、バイブロハンマーを25t・cmに取り換えて所定の高さまで打込んだ。

鋼管杭打ち込み後、鋼管杭の高さを測定し、PC鋼棒の長さを決定し、Aブロック(図-11.4参照)を組み立てた。次に、PC鋼棒を杭頭支持金具に取り付けた後、クレーンで吊り上げてAブロックにセットした。Aブロックの固定後、連結ブロックB、壁ブロックW1杭用Cブロックを据付けるため、据付キャップをかぶせた。据付キャップのセット終了後、1スパン分のブロック計42個(下部23個、上部19個)を据付けた(写真-11.2)。

ブロック据付け完了後、据付キャップを撤去し、緊張用定着フレームを取付け、緊張工・中詰天端コンクリート打設のため、足場をセットした。キャップ撤去後、定着フレームの据付けに入った。なお据付けはクレーン船で行った。緊張工は杭1本あたり6本のPC鋼棒の緊張を行うため1スパンあたり72本となる。

緊張工の完了後、定着フレームの上に天端鉄筋を立てた。中詰・天端コンクリートは、生コンクリートを運搬用の特殊ミキサーに移し、海上運搬した。コンクリートの打設は4インチの圧送ポンプで行った。コンクリート打ちを進めるにしたがいクレーンでトレミー管を引き上げた。中詰・天端コンクリートの打

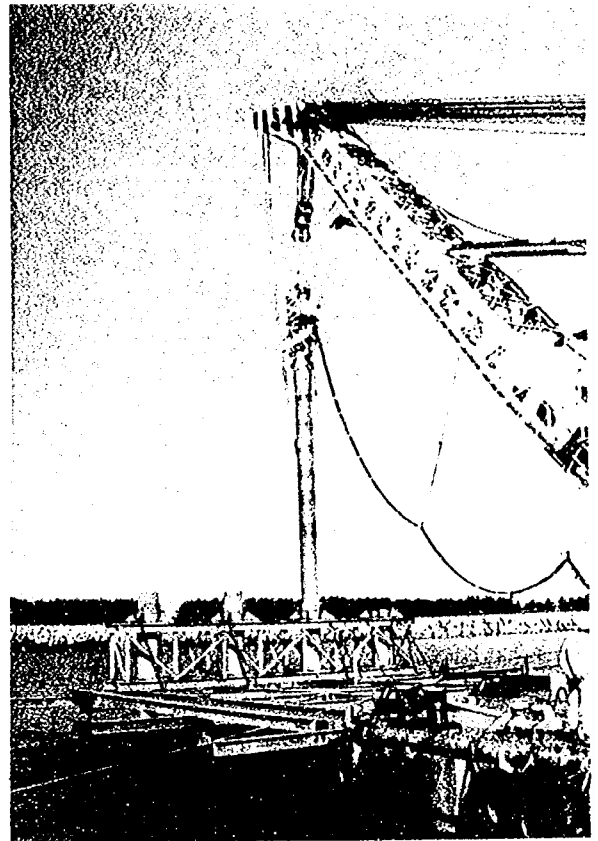


写真-11.1 鋼管打込み(一次打ち)状況

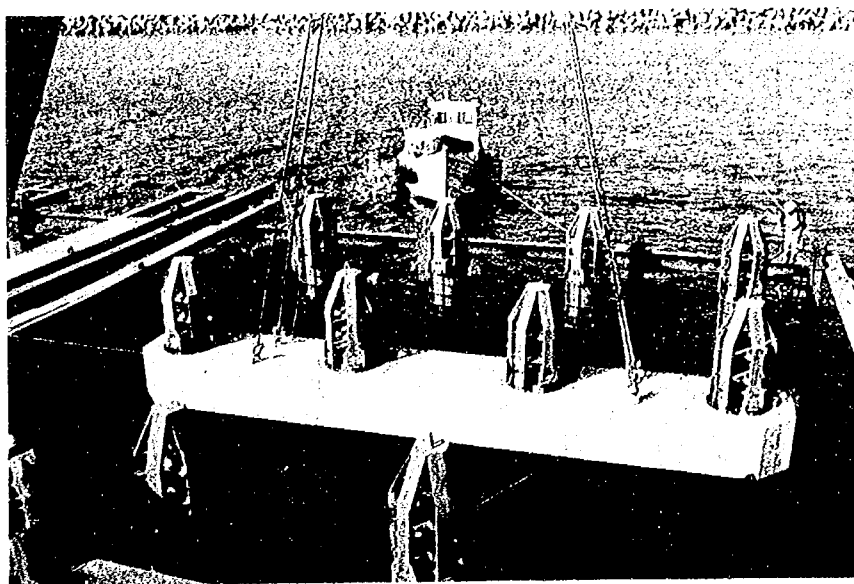
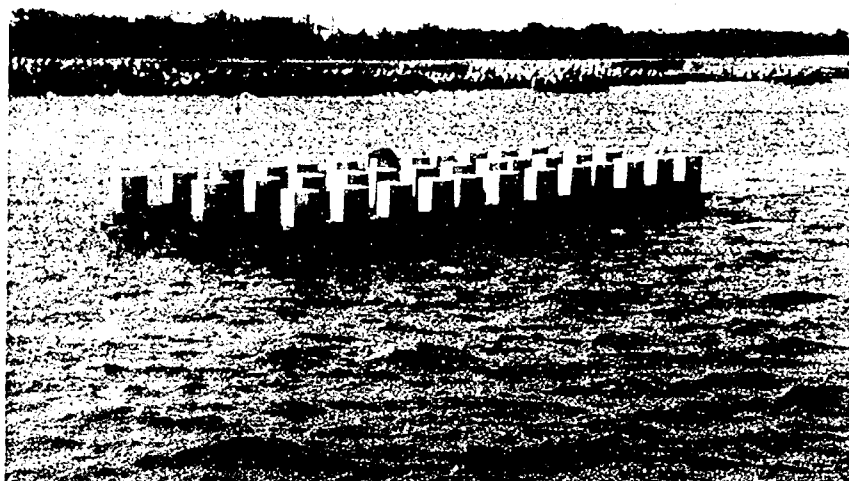


写真-11.2 ブロック据付け状況



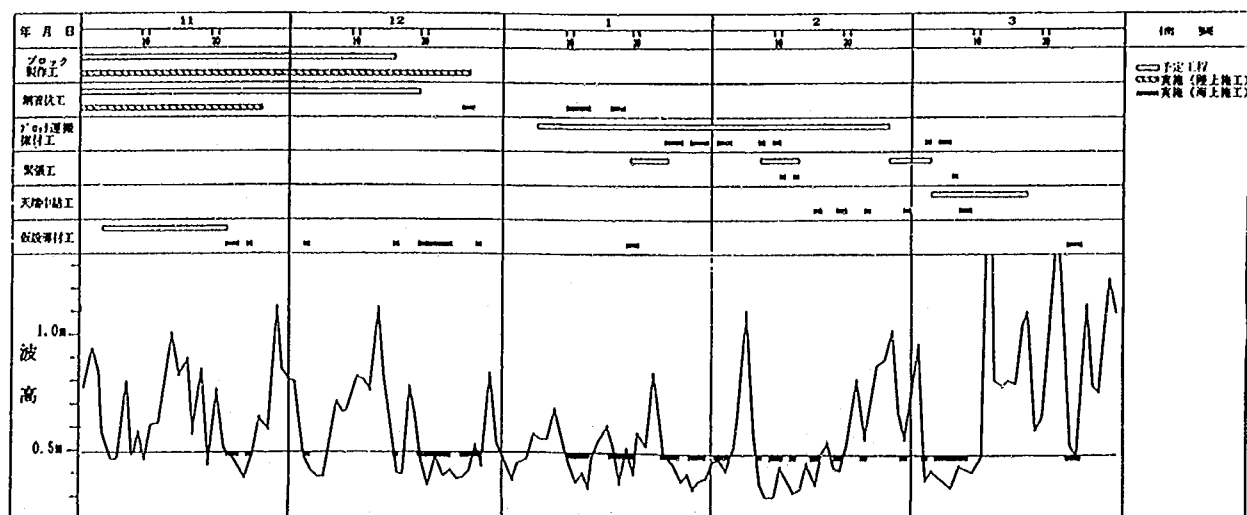
写真－11.3 完成写真（1988年3月撮影）

設が終了して本体の完成となった（写真－11.3）。

11.7.2 施工時に生じた問題とその対応策

第一期施工の実施経過を、図－11.6に示す。図には各種の工程と吉永地先沖で測定された有義波高の経時変化を示した。また、図中には海上作業の実施状況も示されている。12月以降、波浪条件はかなり静穏であったが、それでも海上作業の困難な日が多かった。施工上の問題点は次のようである。

まず、鋼管杭の打ち込み精度を確保する目的で設置する導材は当初海底に設置する構造であったが、海底設置では水平及び平面位置を保持するのが困難であった。従って導材はH鋼を杭として打ち込み、これを海上部でH鋼で縦横に連結固定し、その上に導材を設置するステージ方式に変更した。この結果、鋼管杭の打ち込み精度は施工計画当初に定めた偏心量 50 mm に対し、最大偏心量 50 mm の精度を確保できた。



図－11.6 新型離岸堤の施工経過と波浪条件の関係

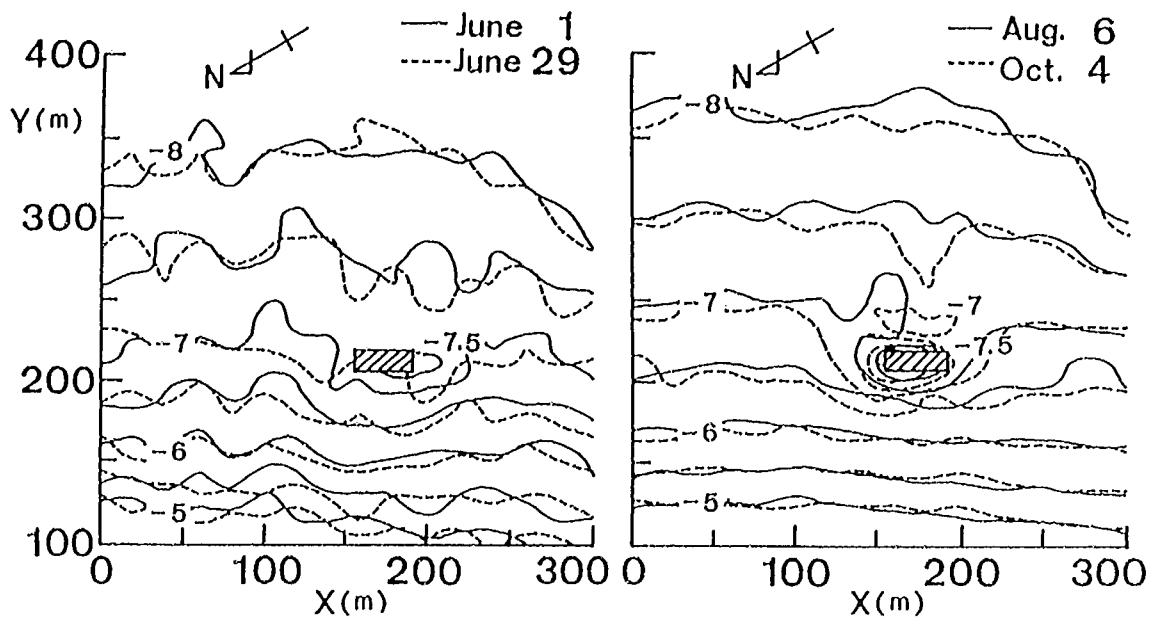
次に問題となったのは、稼働率であった。これについては、御前崎（県土木）における既往資料をもとに、有義波高 0.8 m 以下（稼働率 62 %）を海上作業日数として設計した。しかし実際に海上作業が実施できたのは、御前崎での有義波高 0.6 m 程度、現地での有義波高 0.5 m 程度（稼働率 35 %）であった（図 11.6 参照）。また、波高が 0.5 m 以下でも周期が長い波では作業船の動揺が大きく作業が困難であった。従って今後においては、波高が 0.8 m 程度でも作業が可能である S. E. P.（自己昇降式作業船）等の導入についても検討する必要がある。一方、海上作業においてブロックを鋼管杭にはめ込む際、杭頭部の PC 鋼棒が損傷される恐れがあった。これに対しては、杭頭部損傷防止の据付けキャップを製作した。更に、C₁ ブロック上の天端コンクリートは、当初海上で型枠を組み立てる計画であったが、波浪等により破損する恐れがあった。これに対しては、陸上での C₁ ブロック製作時に高さ 50 cm、幅 10 cm の周壁を同時に打設した。

11.8 追跡調査

新型離岸堤として昭和 62 年度に一基 156 m の一部区間、約 39 m の施工が完了し、63 年度末では約 104 m が完成した。工事の進捗と同時に、離岸堤設置に伴う効果や影響を調べるために、種々の追跡調査を進めている。現在実施している調査の種類、項目を表 11.4 に示す。気象・海象については、隣接する海洋技術総合研究施設において、定時観測を行っている。構造物の安定性に関しては、構造物の種々の位置に波圧計等の計測機器を設置し、構造物に作用する外力、部材力等を測定している。設置時における被災等で現在稼働している計測機器は、約 60 % であるが、1988 年 12 月より定時観測が行えるようになった。現在そのデータを解析中である。ただし現在のところ通常の波浪条件の場合のデータしか取得されておらず、台風や低気圧等による異常気象に伴う高波浪時の施設に作用する外力や部材力のデータの取得が望まれる。

表 11.4 新型離岸堤周りでの調査項目

調 査 種 別	調 査 項 目	調 査 目 的
気 象 ・ 海 象	気象・海象観測 入 射 波 観 測	現地の気象情報と構造物沖合での波浪の特性を調べる。
消 波 効 果	透過・反射波観測	構造物の反射率及び透過率を測定し、波エネルギーの逸散機構を明らかにする。
構 造 物 の 安 定 性	波圧、応力測定	構造物に作用する部材波圧、波力、応力を測定し、構造物の安定性について検討する。また、水理模型実験、経験式との比較、設計の安全性の検証を行う。
構造物周りの洗掘	深 浅 測 量 ほ か	構造物周辺の洗掘状況を継続的に調査することにより、その安定性を調査する。
海 浜 変 形	深 浅 測 量 ほ か	構造物設置前後の地盤高・流況変化、高波浪来襲前後の地盤高・流況変化を測定することにより構造物の地形への影響を調査する。
生態系への影響	生 息 状 況 調 査	構造物設置前後の生態系（魚群分布、餌料生物分布等）を調査することにより、構造物の生態系に及ぼす効果、影響を調査する。



図一 11.7 新型離岸堤周りの等深線図

構造物周辺の洗掘に関しては、構造物周辺で定期的に深浅測量を行っているほか、一定の期間において、砂面計、流速計による地盤高や流況の経時変化を測定している。深浅測量の結果の1例を図一11.7に示す。構造物周辺では波浪に応じて洗掘が進行中であり、設置時より現在までで最大1.7m地盤高が低下したと、洗掘の中心位置は波向の変化に応じて移動すること、構造物の反射側に周りよりもやや地盤高が高い部分が存在することなどが明らかになった。そのほか堆砂機能や生態系への影響調査などを進めている。

11.9 あとがき

駿河海岸における新型離岸堤の試験施工例に関して、設計の手順、施工とその後の追跡調査について述べた。新型離岸堤の建設は、平成元年度以降にも予定されている。過去に例のないタイプの離岸堤であるため、施工上の課題はもちろん構造物の安定性、周辺海域への影響調査も必要とされる。今後は、現在までに得られたデータを整理・解析するとともに更に各種データの取得を継続する予定である。

参考文献

- 宇多高明・小俣 篤・山本幸次(1986): 駿河海岸安定化手法調査報告書, 土木研究所資料, No. 2285, 67 p.
- 浦田健一・波谷輝敏・堤 博志(1988): 駿河海岸の新型離岸堤について, 海岸, Vol. 28, pp. 99 ~ 110.
- 建設省土木研究所海岸研究室(1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1), 土木研究所資料, No. 2454, 173 p.
- (財)日本造船研究協会, 第17基準研究部会(1984): 小型漁船の復元性能に関する調査研究報告書.

第12章 斜板消波潜堤(SURF)周りの洗掘特性

建設省土木研究所海岸研究室 室長
研究員

宇 多 高 明
小 俣 篤

山 本 幸 次

大成建設(株) 技術本部技術研究所

茗ヶ原 義 彦

勝 井 秀 博

石 野 和 男

中 塚 健 司

上 野 成 三

土木本部土木設計部

小 山 文 男

東急建設(株) 施工本部土木技術部

蜷 川 洋 二

原 幸 一

藤 川 富 夫

渡 会 英 明

加 藤 雅 也

(株) 間 組 土木本部海洋土木部

湊 隆次郎

本 田 陽 一

技術本部技術研究所

沖 政 和

12.1 まえがき

斜板消波潜堤 (SURF) は、優れた消波特性を持ち、かつ景観を損なうことのない海域制御構造物の形式として提案されたものであり、砕波によって消波を促進する潜堤タイプの構造物である。これまでの研究により SURF の消波・波力特性、堤体の滑動安定性およびマウンド被覆材の安定性が明らかにされた (建設省土木研究所, 1987, 1988a, b, c, 1989a)。ところで、洗掘に関しては、昭和62年度の共同研究により、堤体前面の開口部からの噴き出し流れが洗掘に及ぼす影響や堤体沖側の地形変化などについて検討が行われた (建設省土木研究所, 1988a)。しかし、洗掘に関しては以下の問題点が残されていた。SURF のような潜堤タイプの構造物の場合、堤体岸側でかなりの平均水位の上昇が生じるため、堤体の沖側と岸側で平均的な水位差が発生する。そのため、堤体下面の底質が沖向きに吸い出される可能性がある。昭和62年度の共同研究においては、堤体下面のパイピング現象を防止するため、堤体下面を止水した状態で洗掘実験を行った。そのため、堤体下面の洗掘問題については未解決となっている。また、昭和62年度の共同研究では、シールズ数が $\Psi = 0.1$ 付近で実験が行われており、現地海岸の底質移動の外力に比べてかなり小さい条件であった。そのため、実験で得られた堤体岸側、沖側の地形変化特性をもとに現地の状況を説明するには問題があった。

そこで、本研究では SURF 下面の底質の吸い出し現象と SURF 周辺の洗掘量を定量的に把握することを目的として実験を行った。まず、固定床実験で流速を測定し、SURF 周辺、特にマウンド内の流速場の特性を定量的に把握した。次に、中央粒径 $d_{50} = 0.073 \text{ mm}$ の細砂を用いて、底質移動形態がシートフロー状態に近い $\Psi = 1.0$ という実験条件で移動床実験を行い、マウンド内および周辺の地形変化を調べ、流速場との関連から洗掘特性を明らかにした。この実験条件は、現地海岸の高波浪時における砕波帯内の外力レベルに近い状態である。

12.2 流況測定実験

12.2.1 実験方法

実験は大成建設㈱技術研究所の二次元水路 (長さ 47.0 m, 幅 0.8 m, 高さ 1.6 m, フラップ式造波装置) に勾配 1/10 の一様斜面 (長さ 4.0 m, 高さ 0.4 m) と水平床 (長さ 18.0 m, 高さ 0.4 m) からなる架台を設置して行った (図-12.1 参照)。通常、岸側端部を遮蔽し戻り流れが発生しない状態で潜堤に関する二次元実験を行うと、堤体岸側の平均水位上昇量 $\bar{\eta}$ は一様勾配斜面上の平均水位上昇量 $\bar{\eta}$ の約 2 倍と大きな値になる。

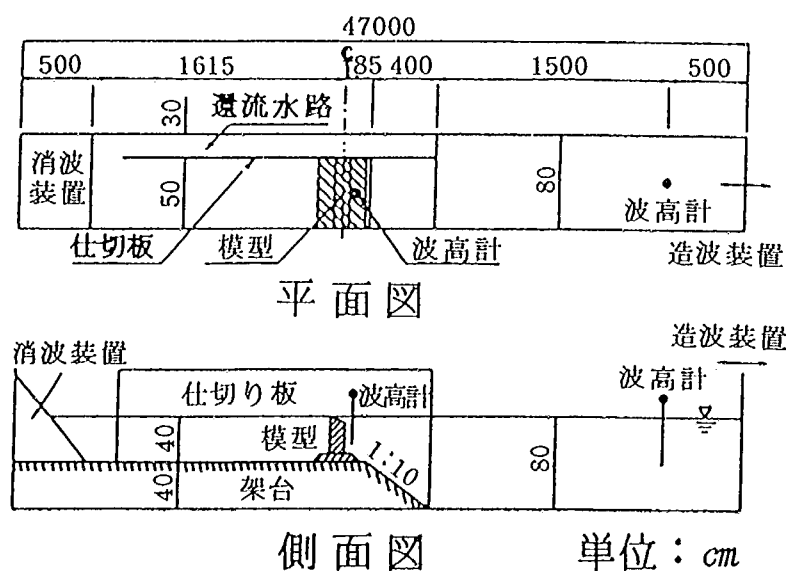


図-12.1 固定床実験の装置

平均水位上昇は、本研究で着目するマウンド内の浸透流速に直接関係するため、現実的な値を設定する必要がある。そこで、本実験では水路中央に仕切り板を設置し、仕切り板の岸側および沖側端部を開放して堤体岸側から沖側への戻り流れを許すことにより、堤体岸側の水位上昇量を調節した。仕切り板の岸側端部を開放して岸側水位上昇量を調節した場合と、仕切り板の岸側端部を遮蔽した場合の換算沖波波高 H_0' と堤体岸側の平均水位上昇量 $\bar{\eta}$ の関係を図-12.2に示す。本実験では仕切り板を設置することにより、一様勾配斜面上での平均水位上昇量を参考にして堤体岸側の水位上昇量 $\bar{\eta}$ が入射波の換算沖波波高 H_0' の約10%になるようにした。本実験後、実施したSURFに関する平面実験（建設省土木研究所，1989b）での平均水位上昇は $\bar{\eta}/H_0 = 0.05 \sim 0.1$ となり、結果的に本実験での設定値（ $\bar{\eta}/H_0 = 0.1$ ）はほぼ妥当であった。

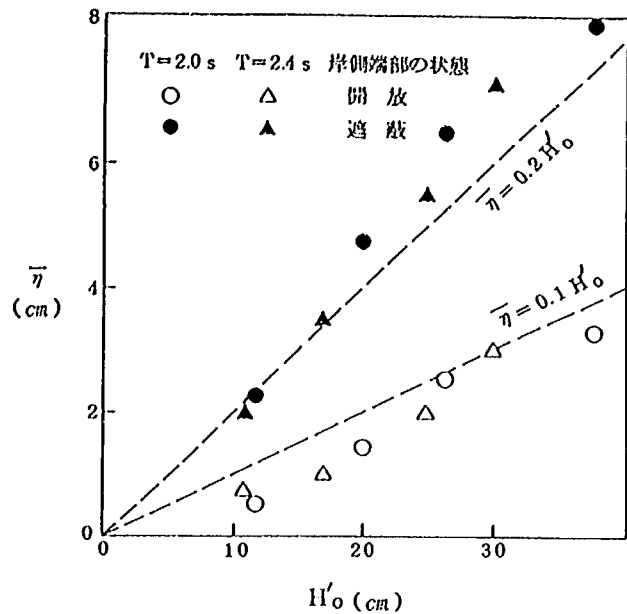


図-12.2 wave set-up 量 $\bar{\eta}$ と換算沖波波高 H_0' の関係

堤体および捨石マウンドの縮尺は 1/25 とした。

模型の諸元を表-12.1に示す。捨石マウンドは中央粒径 $D_{50} = 2.0\text{ cm}$ ，重量 $W_{s1} = 5 \sim 12\text{ gf/個}$ の碎石で構築し，その上に堤体を設置した。被覆石には中央粒径 $D_{50} = 5.0\text{ cm}$ の碎石を用い，捨石マウンド上を一層で被覆した。

実験条件を表-12.2に示す。構造モデルは，①斜板消波潜堤を設置し，マウンド厚 δ を 4.0, 8.0, 12.0 cm と 3 種類に変化させた場合，②直立混成堤を設置した場合の 2 通りとした。波浪条件は，周期 $T = 2.0\text{ s}$ ，波高 $H = 12.0 \sim 36.0\text{ cm}$ の規則波とした。ここでの波高 H は，堤体を設置しない状態での堤体設置予定位置における値である。全ての実験ケースにおいて碎波は堤体上で生じた。

マウンド内の浸透流速測定には後

表-12.1 構造諸元

斜板幅	B	80 cm	堤体前面マウンド長	l_1	10, 35, 52 cm
突起	高さ S_1	4.5 cm	堤体後面マウンド長	l_2	25 cm
	幅 S_2	4.5 cm	マウンド厚さ δ		4, 8, 12 cm
斜板勾配	i_s	1/10	マウンド勾配	前面 i_1	1/3
前壁開口率	ϵ_1	10%		後面 i_2	1/2
斜板開口率	ϵ_2	10%	捨石重量	W_{s1}	5~12 gf/個
水深	h	40 cm	被覆石重量	W_{s2}	128 gf/個
没水深	R	4 cm	根固めブロック	W_B	1.6 gf/個
記号					

方散乱型の光ファイバー型レーザ流速計（焦点距離30mm）を用いた。水路ガラス面の外側よりレーザビームを発射し、水路ガラス面に接する捨石間隙内にビームの焦点を合わせることにより、間隙内の真の浸透流速を測定した。また、マウンド内の平均流速は、染料の移流拡散状況をビデオにより記録し、染料の拡散域の重心の軌跡を読みとることにより求めた。SURF周辺の流速測定には、電磁流速計またはプロペラ流速計を、波高測定には容量式波高計を用いた。

12.2.2 実験結果

(1) SURF周辺の流速場の特徴

SURF周辺の流速の時間波形の特徴を調べた。波浪条件 $H=28.0\text{ cm}$ 、 $T=2.0\text{ s}$ 、マウンド厚 $\delta=8.0\text{ cm}$ のケースで、底面上約 1.0 cm の位置におけるマウンド沖側部(A)（堤体中央より 120 cm 沖側）、マウンド中央部(B)（堤体中央より 20 cm 岸側）、マウンド岸側部(C)（堤体中央より 120 cm 岸側）の水平流速 u の時間波形を図-12.3に示す。(A)では、軌道流速 $\tilde{u}$ を基本とし、ピークの位相時で顕著となる底面および被覆石からの乱れ u' を伴った流速波形となった。これに対して、(B)では、軌道流速 $\tilde{u}$ の振幅は、(A)に比べてかなり小さくなるが、波動の周期性をはっきりした形で維持している。さらに、捨石により発生すると考えられるかなりの大きさの乱れ u' が全位相にわたって発生した。そのため、マウンド下面の底質移動を考えた場合、 $\tilde{u}$ 、 u' により、マウンド下面の底質が巻き上げられ、掃流または浮遊状態になることも考えられる。また、(C)では乱れ u' を伴った極めて不規則な流速波形となる。目視観察によると、堤体上で砕波した水塊が堤体岸側に落ち込むことによって生じる下降流が発生していた。そのため、堤体岸側では下降流が底面まで達することにより、底質が大きく巻き上げられたと考えられる。

次に、SURF周辺の平均流速の分布を調べた。波浪条件 $H=28.0\text{ cm}$ 、 $T=2.0\text{ s}$ のもとで、堤体の沖側($x=-150\text{ cm}$)、岸側($x=100\text{ cm}$)の水平流速 u の時間平均値 $\bar{u}$ の鉛直分布と、マウンド内の水平流速

表-12.2 固定床実験の条件

実験 ケース	構 造 モデル	マウンド厚 $\delta(\text{cm})$	波 高 $H(\text{cm})$	周 期 $T(\text{s})$
1	SURF	4.0	12.0	2.0
2			20.0	
3			28.0	
4			36.0	
5		8.0	12.0	
6			20.0	
7			28.0	
8			36.0	
9		12.0	12.0	
10			20.0	
11			28.0	
12			36.0	
13	混成堤	8.0	12.0	
14			20.0	
15			28.0	
16			36.0	

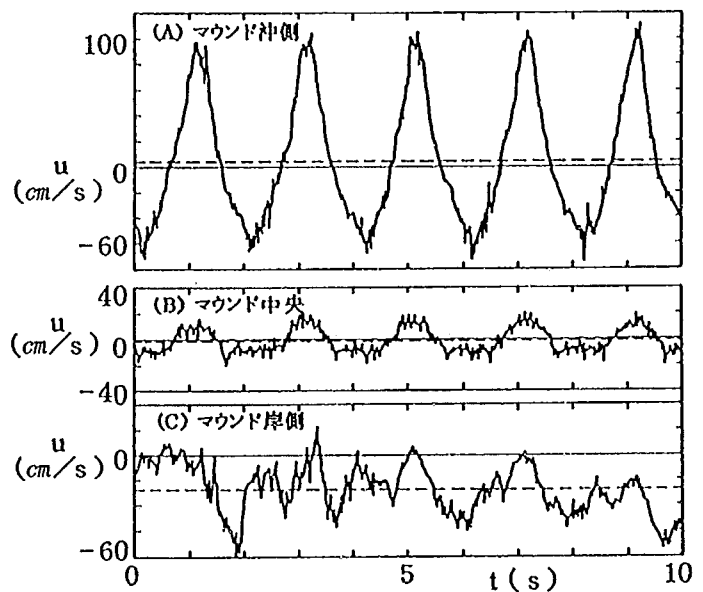


図-12.3 SURF周辺の水平流速 u の時間波形（ケース7, $H=28.0\text{ cm}$ 、 $T=2.0\text{ s}$ 、 $\delta=8.0\text{ cm}$ ）

u の時間平均値 $\bar{u}$ を図-12.4に示す。ここで、 x は堤体中心からの距離で、岸側を正とする。堤体沖側の流速分布によると、波の trough レベル以上で岸向き流れが集中した。これは、非砕波の波動場における Euler 平均流速の分布と同じである。これに対し、堤体岸側の流速分布は、波の peak から trough 以下10cmの範囲の岸向き流れと、下層での沖向き流れを示した。これは、堤体上の砂波によって表層で岸向きの質量輸送量が増大し、

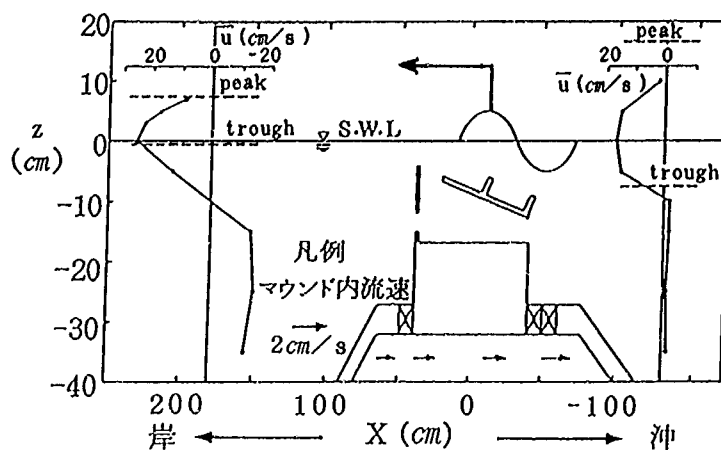


図-12.4 SURF周辺の平均流速 $\bar{u}$
(ケース7, $H=28.0$ cm, $T=2.0$ cm, $\delta=8.0$ cm)

その補償流として底層で沖向き流れが生じたことを示すものである。マウンド内浸透流の平均流速は、レーザ流速計による測定値に測定位置によるばらつきがみられたため、移流拡散する染料域の重心の軌跡を読みとって求めた。マウンド中央部では、堤体沖側で生じる wave set-up により、流速約2 cm/sの沖向き流れが生じた。そのため、 $\bar{u}$, u' により、マウンド内で浮遊状態になった底質は沖向きに移動することが予想される。

(2) マウンド内浸透流の平均流速 $\bar{u}$ と波高 H の関係

マウンド内の浸透流速は、移流拡散する染料域の重心の軌跡を読みとって求めた。そのため、流速の読み取り精度の問題から、波浪条件と浸透流速の関係までは求められなかった。そこで、ここでは、富永ら(1969)の定常流実験による実験式によりマウンド内の平均浸透流速を見積り、波高とマウンド内の浸透流速の関係を調べた。富永ら(1969)は、捨石層の摩擦損失係数 f を式(12.1)のように定義し、 f の実験式として式(12.2)を提案している。

$$I = f \frac{\bar{u}^2}{4R \cdot 2g} \quad (12.1)$$

$$f = \frac{60}{Re} + \frac{3.6}{\sqrt{Re}} + 1.05 \quad (12.2)$$

ここに、 I ：動水勾配、 $\bar{u}$ ：捨石層の断面平均流速、 g ：重力加速度である。

ここで用いられるレイノルズ数 Re 、径深 R はそれぞれ式(12.3)、(12.4)で定義される。

$$Re = 4.9 \frac{\bar{u}D}{(1-p)\nu} \quad (12.3)$$

$$R = \frac{mp^3D}{4.9(1-p)} \quad (12.4)$$

ここに、 D ：粒径、 p ：間隙率、 ν ：動粘性係数、 m ：石の形状を表わす係数(砕石の場合 $m=0.3$)である。

本実験では、堤体沖側と岸側の水位差 Δh は、堤体岸側の平均水位上昇量 $\bar{\eta}$ とほぼ等しく、 $\Delta h \approx \bar{\eta}$ である。

0.1 H₀'となる。また、マウンドの透水体としての代表長さとして堤体幅Bを用いると、動水勾配Iは式(12.5)で表わされる。また、堤体設置位置の水深hが大きく浅水変形、砕波の影響が小さいので、H₀'はHに置き換えた。

$$I \approx \frac{\Delta h}{B} \approx \frac{\bar{\eta}}{B} \approx \frac{0.1 H_0'}{B} \approx \frac{0.1 H}{B} \quad \dots\dots\dots (12.5)$$

式(12.2)、(12.5)より、 $\bar{u}$ とHの関係は次式となる。

$$\bar{u} = \sqrt{\frac{0.8 R g}{B f}} H \quad \dots\dots\dots (12.6)$$

また、富永(1969)は捨石層内の間隙に働く摩擦応力 τ 、摩擦速度 u_x を式(12.7)で定義するとほぼ底質移動限界が推定できとしている。

$$\tau = \rho g R I = \rho u_x^2 \quad \dots\dots\dots (12.7)$$

式(12.6)より算定した本実験条件の一つ(B=80 cm, D₅₀=2.0 cm)での平均浸透流速 $\bar{u}_M$ および現地スケール(B=20 m, D₅₀=50 cm)での平均浸透流速 $\bar{u}_P$ とHの関係を図-12.5に示す。同図には、現地スケールの条件で式(12.7)より求めた摩擦速度 $\bar{u}_x$ と岩垣公式(土木学会, 1985)による粒径0.2 mmの底質に対する移動限界摩擦速度 u_{xc} も併せて示した。現地スケールの $\bar{u}_P$ は、スケールによるfの違いを考慮して、式(12.2)により現地スケールでのfを求めて算出した。ただし、式(12.3)中のmについて、富永ら(1969)は碎石の値とm=0.3を提案しているが、実験で用いた捨石につ

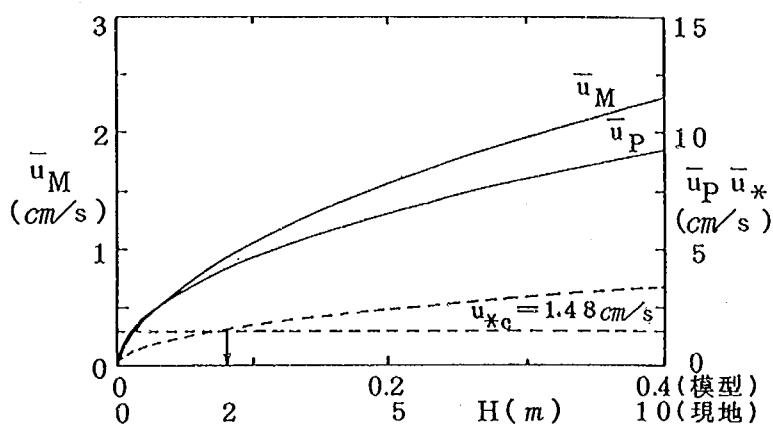


図-12.5 平均浸透流速 $\bar{u}_M$, $\bar{u}_P$, 摩擦速度 $\bar{u}_x$ と波高Hの関係

いて透水試験を行ったところ、m=0.6となった。この原因の一つとして、実験で用いた捨石は染料を見やすくするためにペイントを施したため、普通の碎石よりやや丸みを帯びたことが考えられる。そこで、実験室スケールの計算にはm=0.6を、現地スケールの計算にはm=0.3を用いた。実験室スケールでは、H=28.0 cmで $\bar{u}_M=2$ cm/s となりほぼ実験値と等しく、本計算がほぼ妥当なことがわかる。図-12.5より、現地スケールのマウンド内における浸透流の平均流による摩擦速度 $\bar{u}_x$ は、現地波高が約2 mとなると移動限界摩擦速度 u_{xc} を越え、マウンド下面の底質移動が生じる規模の平均流速となる。しかし、H=10 mでの $\bar{u}_x$ は高々 u_{xc} の2倍程度であり、マウンド内の捨石粒径の調整等により $\bar{u}_x$ を u_{xc} 以下にすることは十分可能である。

本実験条件において、マウンド内の平均浸透流による底質移動への影響を考えた。その結果、マウンド内の平均流速による摩擦速度 $\bar{u}_x$ はほぼ摩擦限界流速と同じオーダーになり、平均流速のみによる底質移動量は小さいと考えられる。しかし、この平均流と、軌道流速による底質の浮遊作用とを組み合わせした場合、

実質的な底質移動の可能性が考えられる。

(3) マウンド内浸透流の軌道流速成分 $\tilde{u}$ の空間分布特性

マウンド内の浸透流の流速波形においては、図-12.3で示したように、平均流速成分 $\bar{u}$ より軌道流速成分 $\tilde{u}$ が卓越しており、底質移動を考える上で浸透流を平均流速として評価しただけでは不十分である。そこで、浸透流速の軌道流速成分 $\tilde{u}$ を詳しく調べるために、波浪条件 $H = 28.0 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ s}$ のもとで、マウンド厚 $\delta = 4.0, 8.0, 12.0 \text{ cm}$ の各ケースについて、マウンド内の底面上約 1.0 cm における軌道流速振幅 u_m の岸沖分布を図-12.6に示す。

同図には、比較のため、構造モデルを直立混成堤 ($\delta = 8.0 \text{ cm}$) とした場合の u_m の岸沖分布も併せて示した。各データのばらつきは大きいですが、これは、測定された空隙内の真の浸透流速が空隙の大きさや空隙内の位置により影響を受けるためである。このばらつきを考慮して u_m の分布をみると、 u_m はマウンド沖側法面部で急激に減少し、マウンド中央部ではほぼ一定値に漸近する様子が分かる。

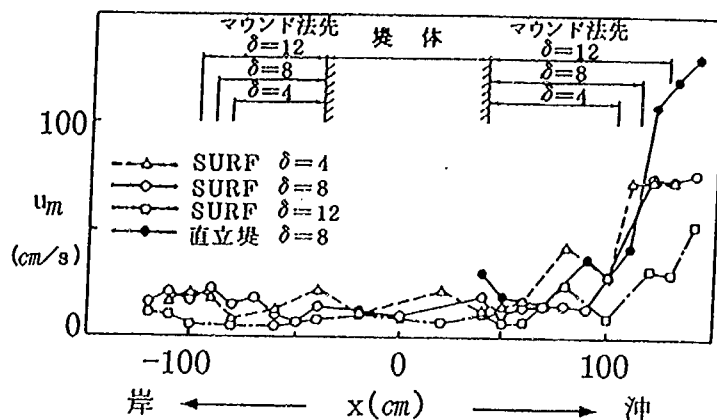


図-12.6 軌道流速振幅 u_m の岸沖分布 (ケース 3, 7, 12, 15, $H = 28.0 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ s}$, $\delta = 8.0 \text{ cm}$)

マウンド中央部の u_m は 10 cm/s に達し、摩擦速度 u_{*c} は 5 cm/s 程度となった。岩垣公式によると粒径 0.2 mm の底質の移動限界摩擦速度 u_{*c} が 1.48 cm であることから、軌道流速 $\tilde{u}$ によって、現地スケールのみならず、実験室スケールにおいて、マウンド内全体にわたって底質

移動が生じると考えられる。マウンド沖側部の u_m に関して混成堤と SURF を比較した場合、SURF の反射率が小さいため、 u_m は混成堤より SURF の方が小さくなった。そのため、SURF のマウンド沖側の洗掘規模は、混成堤に比べて小さくなるものと考えられる。

マウンド中央部 ($-100 \text{ cm} < x < 100 \text{ cm}$) における u_m とマウンド厚 δ の関係を図-12.7に示す。 $u_m / \sqrt{gH}$ は δ の増加に対して若干減少するが、明確な関係はない。これは、マウンド内の浸透流が、管路の浸透現象と同じく、

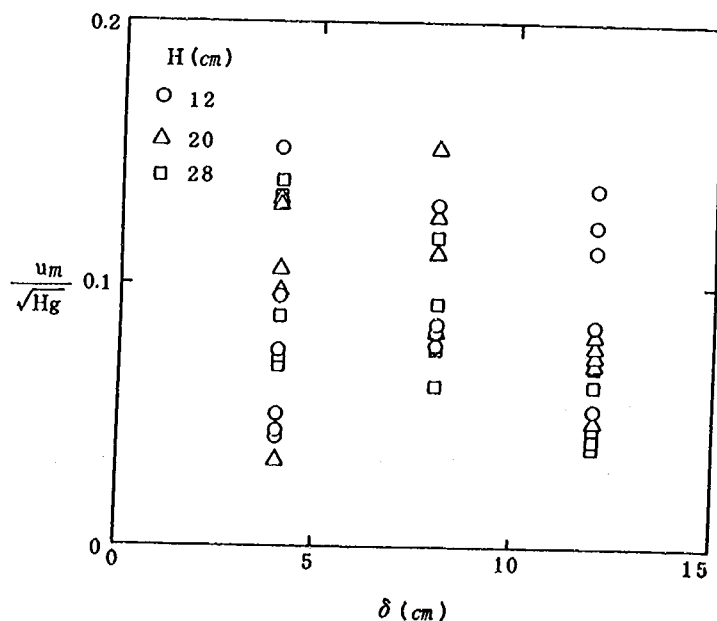


図-12.7 軌道流速振幅 u_m とマウンド厚 δ の関係

水位差と透水性により決定されるため、マウンド厚、すなわち透水体の断面積には大きく関係しないものと考えられる。そのため、浸透流速の低減にはマウンド厚よりマウンド材の透水性を変化させる必要があると考えられる。

(4) マウンド内浸透流の軌道流速振幅 u_m と波高 H の関係

マウンド厚 $\delta = 8.0 \text{ cm}$ のケースで、底面上約 1.0 cm のガラス面近傍で測定した、マウンド中央部 ($-100 \text{ cm} < x < 100 \text{ cm}$) における u_m と H の関係を図-12.8に示す。図には式(12.1)に基づく浸透流の振幅 u_m の計算値も示した。このとき、堤体岸側の流速変動に波動性が小さいとして、浸透流は堤体沖側の水位変動により規定されていると考え、堤体沖側と岸側の水位差 Δh には、 $H/2$ を用いた。従って、動水勾配 I は式(12.8)となる。

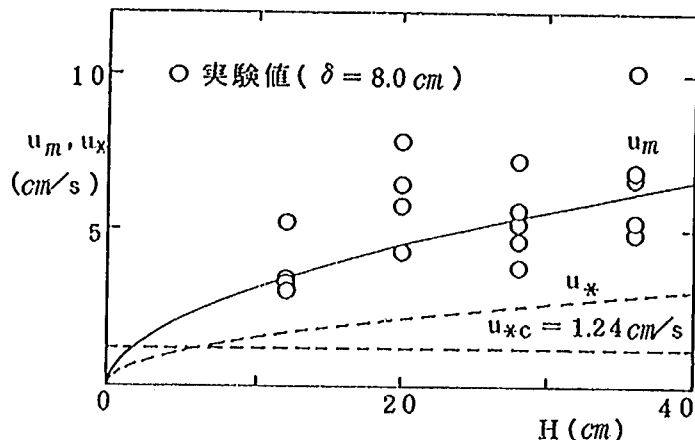


図-12.8 軌道流速振幅 u_m 、摩擦速度 u_x と波高 H の関係
(ケース 5, 6, 7, 8, $\delta = 8.0 \text{ cm}$)

$$I \approx \frac{\Delta h}{B} \approx \frac{H}{2B} \quad \dots\dots\dots (12.8)$$

式(12.8)より、 u_m と H の関係は式(12.9)となる。

$$u_m = \sqrt{\frac{4 R g}{B f}} H \quad \dots\dots\dots (12.9)$$

計算値は式(12.9)により求めたものである。定常流実験に基づいた実験式による計算値でありながら、実験値との一致は良く、式(12.9)によってマウンド内の浸透流速振幅 u_m をほぼ評価できることがわかる。また、同図には式(12.7)により算出した摩擦速度 u_x と後述する移動床実験に用いた粒径 $d_{50} = 0.073 \text{ mm}$ の底質の移動限界摩擦速度 u_{xc} を参考のため併せて示した。また、式(12.9)により現地スケールでの u_m を計算すると、 $H > 0.5 \text{ m}$ で u_m は移動限界流速 $u_{xc} = 1.48 \text{ cm/s}$ (底質粒径 0.2 mm) を越え、常時波浪によっても、かなりの量の底質移動が生じる可能性が示された。

これらの結果から、マウンド内の底質移動を考えた場合、マウンド内浸透流の軌道流速 $\tilde{u}$ によりマウンド下面の底質は容易に掃流・浮遊状態になり、さらに、冲向きの平均流速 $\bar{u}$ によって Net の底質移動は冲向きとなるものと予想される。しかしながら、最終的なマウンド内の地形変形は、マウンド内からマウンド外への漂砂量とマウンド外からマウンド内への漂砂量のバランスで決定されるため、固定床実験では検討していないマウンド外からマウンド内への漂砂量を検討する必要がある。

12.3 洗掘実験

12.3.1 実験方法

実験は固定床実験と同じ水路で行った。実験装置を図-12.9に示す。水平床の堤体前後の 6 m の範囲に

中央粒径 $d_{50} = 0.073 \text{ mm}$ の細砂を敷き詰めて底面を移動床とし、堤体は固定床の場合の設置位置より 2 m 沖側にずらして設置した。実験ケースは表 12.3 に示す 6 ケースである。堤体のマウンド諸元 ($\delta = 8 \text{ cm}$, $D_{50} = 20 \text{ mm}$) を変えずに波浪条件を周期 $T = 2.0 \text{ s}$, $H = 12.0, 20.0, 28.0$

cm と変化したケース (ケース 1, 2, 3), 波浪条件を変化させずに堤体前面のマウンド長を $l_1 = 10.0, 35.0, 52.0$ cm と変化したケース (ケース 3, 4, 5), および波浪条件をブレットシュナイダー型のスペクトルを有する有義周期 $T_{1/3} = 1.7 \text{ s}$, 有義波高 $H_{1/3} = 12.8 \text{ cm}$ の不規則波としたケース (ケース 6) の実験を行った。

本実験は、底質に中央粒径 $d_{50} = 0.073 \text{ mm}$ の細砂を用いて、底質移動に対する

外力を現地の外力レベルに極力近づけた条件で行った。本実験での波高底質粒径比 H/d_{50} は $1600 \sim 3200$ となり、現地の H/d_{50} が 10^4 のオーダーに比較して、1 オーダー小さい。そのため、実験で再現される地形変化に実験縮尺をそのまま用いて現地換算した場合、現地の地形変化より過小な地形変化量を与えることとなる。現時点では、漂砂に関する相似則は確立されておらず、相似性を厳密に満足した洗掘実験を実施することは不可能である。しかしながら、現地での漂砂現象との定性的な一致は少なくとも必要である。底質移動に対する外力について、本実験における波高 28 cm の場合の堤体沖側の位置でのシールズ数 Ψ は 1.0 程度となり、現地海岸における高波浪時の碎波帯内の底質移動外力を再現しており、底質移動の形態としては砂澱からシートフロー状態となる遷移領域である。また、現地海岸における堤体岸側およびマウンド内では、浮遊砂が卓越すると考えられる。本実験においても、堤体岸側・マウンド内でかなりの浮遊砂が発生していた。さらに、堤体沖側の洗掘形態について、入江ら (1984) は底面軌道流速振幅と底質の沈降速度の比 u_0/w をパラメーターとして、 $u_0/w > 10$ の場合は重複波の節で洗掘、腹で堆積する L-type に、 $u_0/w < 10$ の場合は節で堆積、腹で洗掘する N-type の洗掘形態に区分できることを示している。通常、現地では、 $u_0/w > 10$ となり L-type の洗掘形態であると考えられる。本実験における u_0/w は $12 \sim 28$ となり、現地と同様な L-type の洗掘形態を再現した。これらのことより、本実験において、SURF 周辺の漂砂現象の定性的一致はほぼ満足しているものと考えられる。

地形は水路ガラス面より海底形状をトレースすることで測定し、10~30分間隔で行った。また、各実験

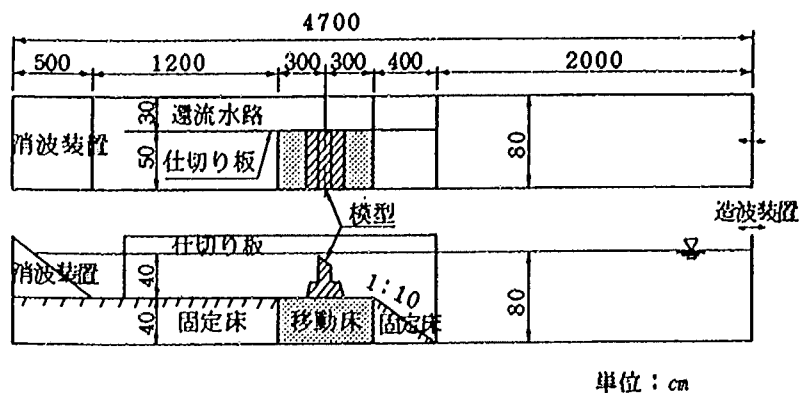


図 12.9 移動床実験の装置

表 12.3 移動床実験の条件

実験 ケース	波 高 $H (\text{cm})$	周 期 $T (\text{s})$	堤体前面の マウンド長 $l_1 (\text{cm})$	マウンド厚 $\delta (\text{cm})$
1	12.0	2.0	35.0	8.0
2	20.0	2.0	35.0	
3	28.0	2.0	35.0	
4	28.0	2.0	10.0	
5	28.0	2.0	52.0	
6	$H_{1/3} = 12.0$ $H_{\text{not}} = 20.0$	$T_{1/3} = 1.73$	35.0	

ケース終了時にポイントゲージにより水路中央とガラス面より5 cm内側の岸沖方向2測線で地形を測定した。岸沖方向の測定間隔は10 cmである。

12.3.2 実験結果

(1) SURF周辺の地形変化の特徴

ケース3 ($H = 28.0$ cm, $T = 2.0$ s, マウンド長 $l_1 = 35.0$ cm) での, 造波開始から3時間後のSURF周辺の地形変化を図-12.10に示す。マウンド内は固定床実験からの予想に反して堆積した。マウンド内の底質移動状況を詳しく観察したところ, マウンド下面の底質は岸沖方向に前後運動をしており, 固定床実験からの予想通りに浸透流の軌道流速が底質移動に大きく影響することが確認された。しかし, マウンド外からマウンド内へ流入する沖向き平均流により, 堤体岸側から高濃度の浮遊砂がマウンド内に進入し沈降していることも同時に確認された。

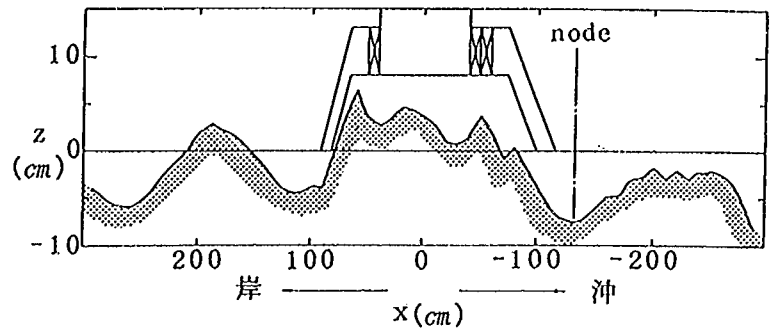


図-12.10 SURF周辺の地形変化 (ケース3, $H = 28.0$ cm, $T = 2.0$ s, $l_1 = 35.0$ cm, 3時間後)

マウンド沖側部では, 入江ら(1984)の示した防波堤前面で見られるL-typeの洗掘形態となった。また, マウンド沖側は全体的に侵食され, マウンド岸側は若干の侵食傾向にある。しかし, マウンド岸側の固定床上には, マウンド岸側の移動床上の侵食量より多量の底質が堆積した。但し, 実験で用いた波高 H は現地換算で7 mとなり, 現地の暴波時の現象を対象としている。よって, 暴浪時には, 堤体沖側に浮遊砂が多量に発生し, 堤体上の砕波によって生じる岸向き流れにより, 堤体沖側の浮遊砂が堤体岸側に運び込まれるものと予想され, SURFによる浮遊砂のトラップ効果の可能性が考えられる。マウンド岸側の移動床部では, マウンド沖側部と同様にL-typeの洗掘形態となった。これは, 砕波に伴う突っ込み流れによる底質の巻き上げと, 堤体と消波工の間で形成される重複波による底質の洗掘・堆積の両者によるものと考えられる。

(2) マウンド内の堆積状況の特徴

マウンド内での底質の堆積状況を詳しく調べるために, $H = 28.0$ cm, $l_1 = 35.0$ cmのケース3の場合のマウンド内の地形変化を図-12.11に示す。マウンド内の堆積はマウンド岸側から沖側に向かって徐々に進行した。これは, マウンド内を浮遊砂が沖側に進行する際の沈降過程を反映していると考えられる。このことから, 堤体岸側の浮遊砂が沖向き流れによ

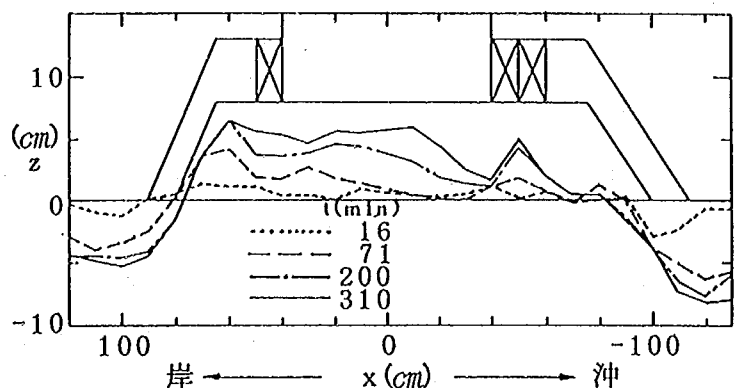


図-12.11 マウンド内の堆積地形の時間変化 (ケース3, $H = 28.0$ cm, $T = 2.0$ s, $l_1 = 35.0$ cm)

りマウンド内に移流し沈降する量が、固定床実験より推定されたマウンド内の浸透流による移動量より卓越したため、結果としてマウンド内は堆積したと考えられる。

マウンド内 ($-90\text{ cm} < x < 100\text{ cm}$) の底質の堆積量 V の時間変化を図-12.12に示す。ここで、 V は単位幅当りのマウンド内の底質の堆積量である。 V はほぼ時間に比例する形で増加する。これは、冲向き流れによりマウンド内に流入する浮遊砂量とマウンド外へ流出する漂砂量との差が一定であることを示すものである。

Froude 則を用いて、マウンド内が底質で満たされる所要時間を計算してみると、 $H = 12.0\text{ cm}$ (現地で 3 m) の場合、約 2000 波となる。通常、底質移動の時間に関する相似性に関して、厳密には Froude 則が適用できないため、本実験結果をそのまま現地に適用できない。しかしながら、現地レベルでは、実験室レベルに比べて浮遊砂の発生が盛んであるため、マウンド内へ流

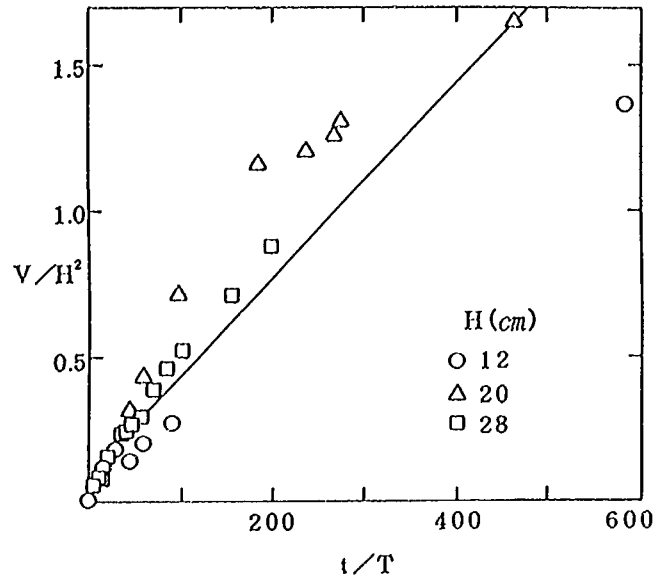


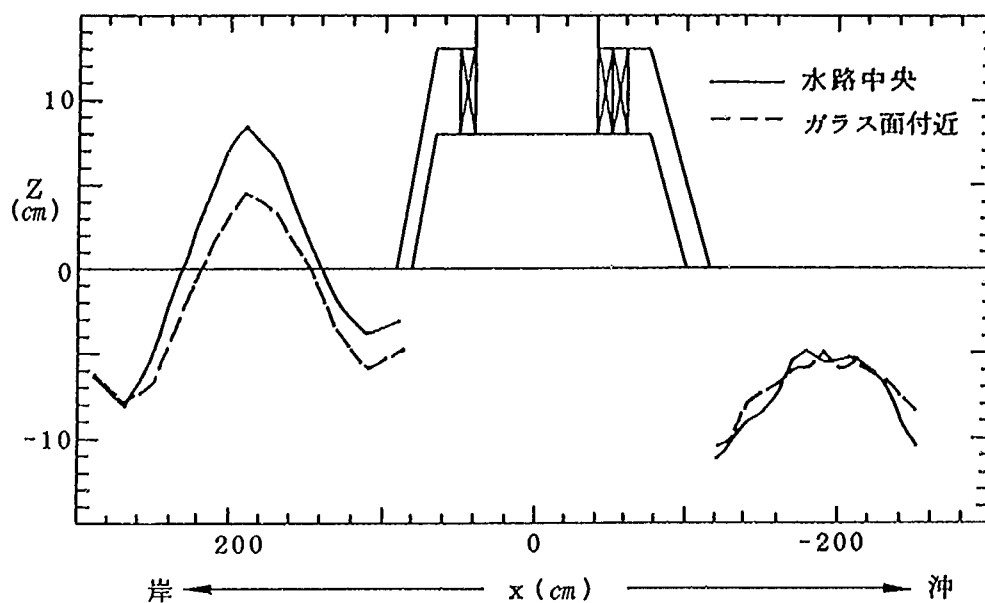
図-12.12 マウンド内の堆積量 V の時間変化
(ケース 1, 2, 3)

入する浮遊砂量の増大によりマウンド内の堆積量は増大するものと予想される。そのため、現地に SURF を設置した場合、実験結果と同等か、またはそれよりかなり早い期間で、マウンド内は底質で満たされた状態になると予想される。

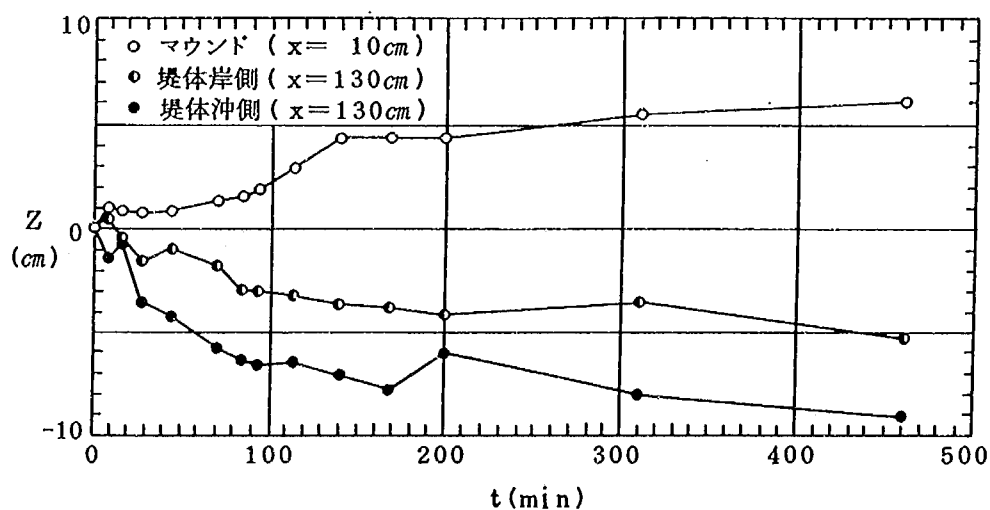
(3) マウンド沖側部および岸側部の最大洗掘深と波高の関係

水路の横断方向の地形変化量を確認するために、ケース 3 ($H = 28.0\text{ cm}$, $l_1 = 35\text{ cm}$) について、水路中央とガラス面より 5 cm 内側の岸沖方向の地形変化 (造波開始後 460 分後) を図-12.13に示す。マウンド沖側部の地形変化は、水路中央とガラス面付近とも等しく、2次元的な地形変化となった。しかし、マウンド岸側部では、水路中央よりガラス面付近の方がより大きく洗掘された。これは、砕波によって発生する渦の潜り込みが、ガラス面の鏡像効果により、水路中央に比べてガラス面付近でより大きく生じるためである。そのため、マウンド岸側部の最大洗掘深 $z_{\max}$ は水路壁の影響が含まれていることとなり、実際より若干大きめの値となっている。

$H = 28.0\text{ cm}$, $l_1 = 35\text{ cm}$ のケース 3 の場合の、マウンド内部 ($x = 10\text{ cm}$)、マウンド沖側部 ($x = -130\text{ cm}$)、およびマウンド岸側部 ($x = 130\text{ cm}$) における地形変化量の経時変化を図-12.14に示す。マウンドの内外とも、造波開始後、急速に洗掘・堆積が進行するが、 180 分以後はほとんど地形変化は生じなくなった。そこで、本実験では、造波開始から 180 分後の地形を本実験条件下での平衡地形として、マウンド沖側部と岸側部の最大洗掘深を求めた。 $l_1 = 35.0\text{ cm}$ のケース 1, 2, 3 の場合のマウンド沖側部、岸側部の最大洗掘深 $z_{\max}$ と波高 H の関係を図-12.15に示す。マウンド沖側部の $z_{\max}$ はほぼ H に比例する形で増加し、 $z_{\max} < 0.3H$ となった。また、同じ波高で見た場合、マウンド岸側部の $z_{\max}$ は $H = 20.0\text{ cm}$



図一 12.13 水路横断方向の地形変化の違い
(ケース 3, $H=28.0\text{ cm}$, $T=2.0\text{ s}$, $l_1=35.0\text{ cm}$)



図一 12.14 マウンド内外の地形変化量の経時変化
(ケース 3, $H=28.0\text{ cm}$, $T=2.0\text{ s}$, $l_1=35.0\text{ cm}$)

の場合を除いてマウンド沖側部の $z_{\max}$ より小さい。

次に、SURFのマウンド沖側の最大洗掘深 $z_{\max}$ について、直立堤の場合と比較した。Xie (1981) は直立堤前面での洗掘実験を行い、底質粒径が粗い場合と細かい場合に分けて無次元最大洗掘深 $z_{\max}/H$ と水深波長比 h/L の関係を求めている。ここでは、Xie (1981) による底質が細かい場合 ($H/d_{50} = 450 \sim 950$) の直立堤の $z_{\max}/H$ と h/L の関係と、SURFの $l_1 = 35.0$ cm の場合 ($H/d_{50} = 1600 \sim 3800$) の実験値を比較した結果を図-12.16に示す。SURFの $z_{\max}/H$ は、直立堤に比べて約1/2以下となった。これは、直立堤に比べて、SURFの反射率 K_R が小さいためと考えられる。

(4) マウンド沖側部の洗掘形状とマウンド長 の関係

マウンド沖側部の地形変化は堤体沖側で形成される部分重複波によるものであり、重複波の節とマウンド法先の位置関係により、洗掘深が変化すると考えられる(富永・坂本, 1969, 入江ら, 1984)。 $H = 28.0$ cm の条件で、重複波の節とマウンド法先の位置関係(相対法先位置)が $l/L = 0.13, 0.20, 0.25$ (l : 堤体前面からマウンド法先までの距離)である場合について、造波開始後3時間後の洗掘形状を図-12.17に示す。 $l/L = 0.25$, すなわち、法先が節と一致した場合、洗掘深、洗掘範囲とも最も大きくなった。これに対して、 $l/L = 0.13$ の場合、洗掘深、洗掘範囲とも小さく、最大洗掘深は節の位置ではなく法先の位置で生じた。目視観察によると、法先部での底質は、波の沖向き流れ時に法先の被覆石から生じる剥離流により激しく巻き上げられているのが確認された。

最大洗掘深 $z_{\max}$, 最大洗掘深の発生位置 $x_{\max}$ と、相対法先位置 l/L の関係を図-12.18に示す。 l/L が0.25に近づくに従って、 $z_{\max}$ は大きくなり、 $x_{\max}$ は法先の位置から節の位置へと移動すること

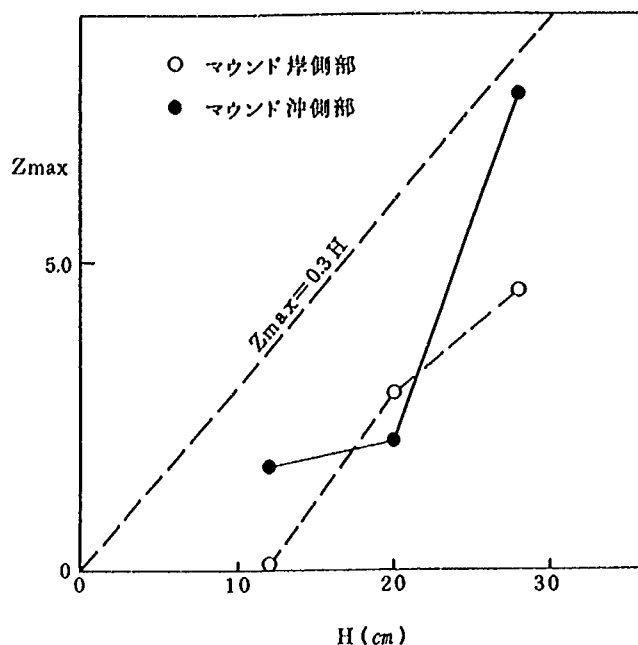


図-12.15 最大洗掘深と波高の関係
(ケース1, 2, 3, $l_1 = 35.0$ cm)

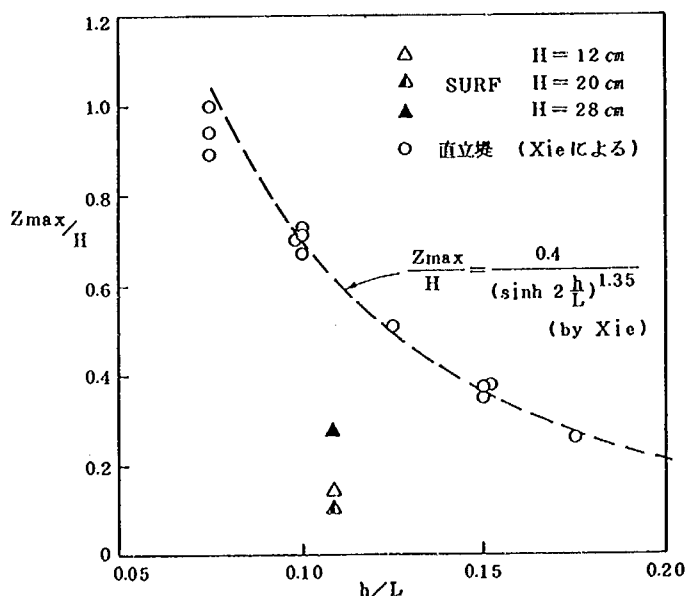


図-12.16 直立堤とSURFのマウンド沖側部の
最大洗掘深の比較
(実験結果はケース1, 2, 3)

が分かる。

これらのことより、マウンド法先の洗掘は、堤体沖側で形成される部分重複波による底質移動と、法先部からの剥離流による底質の巻き上げの両者によって生じており、法先と重複波の節の位置が一致する場合、両者の効果が重なり、洗掘規模が大きくなることが示された。そのため、洗掘防止の観点からは、マウンド法先は重複波の節の位置から極力遠ざける方が望ましい。

(5) 不規則波作用時のSURF周辺の地形変化

有義波高 $H_{1/3} = 12.8 \text{ cm}$ 、有義周期 $T_{1/3} = 1.73 \text{ s}$ の不規則波を3時間作用させたケース6の場合のSURF周辺の地形変化を図-12.19に示す。同図には、 $H = 12.0 \text{ cm}$ の規則波を3時間作用させたケース1の場合の地形変化も併せて示してある。不規則波作用時の地形変化は、マウンド法先部で堆積が生じており、規則波作用時の地形変化と全く異なった結果となった。これは、堤体沖側で形

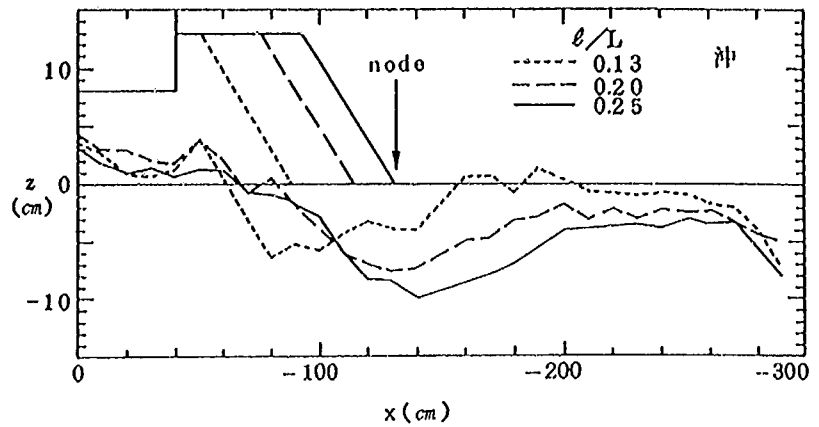


図-12.17 マウンド法先と節の位置関係による洗掘形状の違い (ケース3, 4, 5, $H = 28.0 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ s}$)

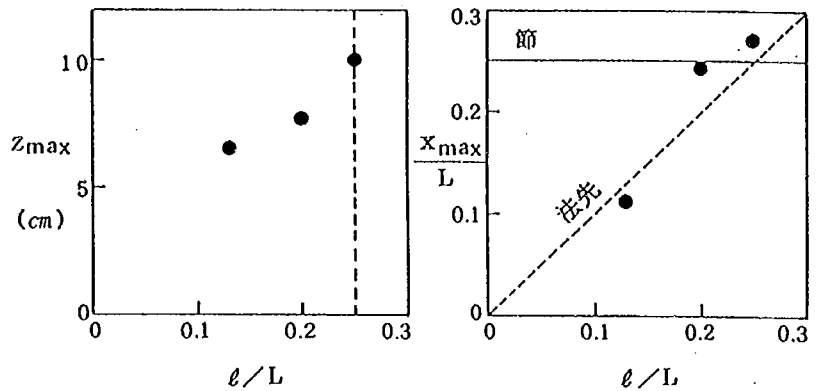


図-12.18 $z_{\max}$, $x_{\max}$ と l/L の関係 (ケース3, 4, 5, $H = 28.0 \text{ cm}$, $T = 2.0 \text{ s}$)

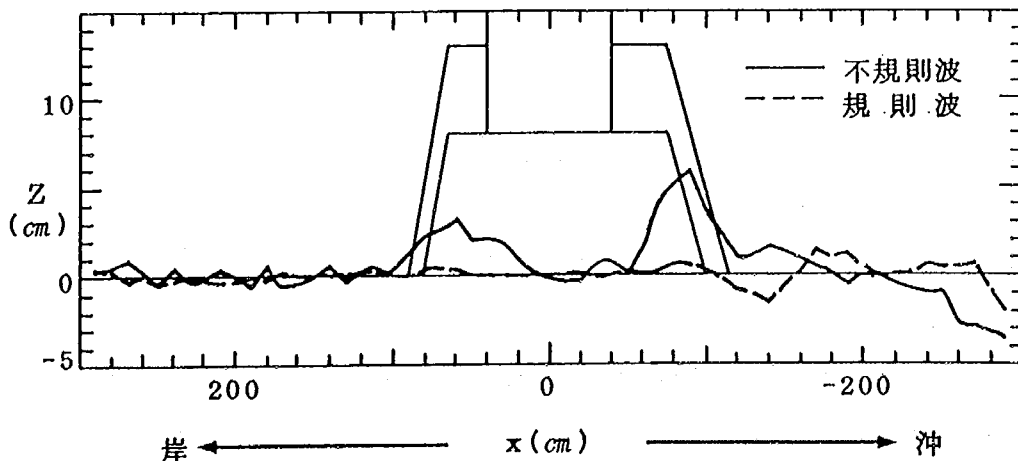


図-12.19 不規則波作用時の地形変化 (ケース6, $H_{1/3} = 12.8 \text{ cm}$, $T_{1/3} = 1.73 \text{ s}$, 規則波実験結果はケース1)

成される部分重複波による底面付近の質量輸送速度が、規則波作用時に比べて、不規則波作用時には発達しにくいため、腹で堆積、節で洗掘という明瞭な地形変化が生じなかったためと考えられる。しかし、不規則波を作用させた実験ケースは1ケースしか実施していないため、現時点において明確なことは言えない。

12.4 ま と め

- ① マウンド内に発生する浸透流は、wave set-up による冲向き定常流速 $\bar{u}$ 、軌道流速 $\tilde{u}$ および乱れ u' からなり、 $\tilde{u}$ はマウンド下面の底質移動限界を越えた大きさとなる。また、 $\bar{u}$ 、 u_m の大きさは式(12.6)、(12.9)により見積ることができる。
- ② マウンド内では、冲向きの底質移動が確認されたが、堤体岸側の高濃度の浮遊砂がマウンド内に流入するため、マウンド内は堆積した。
- ③ マウンド沖側部では、通常の直立堤と同じく L-type の洗掘形態が生じるが、SURF は K_R が小さいためその洗掘規模は小さく、マウンド長 $l_1 = 35.0$ cm の場合、 $z_{\max} < 0.3 H$ である。
- ④ マウンド岸側部では、砕波の下降流による底質の巻き上げと、堤体と汀線の間で形成される重複波により、L-type の洗掘形態が生じた。しかし、その洗掘規模はマウンド沖側部に比較して小さい。
- ⑤ マウンド沖側部の洗掘形状は、マウンド法先と重複波の節の位置関係で変化し、法先と節の位置が一致する場合、洗掘規模が最も大きくなった。

参考文献

- 入江 功・近藤隆道・赤石正弘・寺崎賢次(1984): 重複波による防波堤前面での海底洗掘 — 底質の移動機構に着目した研究 —, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 350 ~ 354.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(2), 土木研究所資料, No 2510, pp. 109 ~ 123.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1988a): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(4), 土木研究所資料, No 2577, pp. 103 ~ 119, pp. 121 ~ 132.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1988b): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(5), 土木研究所資料, No 2609, pp. 139 ~ 163.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1988c): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7), 土木研究所資料, No 2661, pp. 43 ~ 82.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1989a): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(8), 土木研究所資料, No 2701, pp. 3 ~ 30.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1989b): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9), 土木研究所資料, No 2788, pp. 3 ~ 22.
- 富永正昭・坂本忠彦: 海岸堤防の根固工について(1969): 第16回海岸工学講演会講演集, pp. 269 ~ 275.
- 土木学会編(1985): 水理公式集(昭和60年度版), pp. 522 ~ 523.

Xie Shi-leng (1981) : Scouring Pattern in front of Vertical Breakwaters and Their Influence on the Stability of the Foundations of Breakwaters, Technische Hogeschool, Delft (Netherland).

第13章 有脚式離岸堤周りの初期洗掘の現地観測

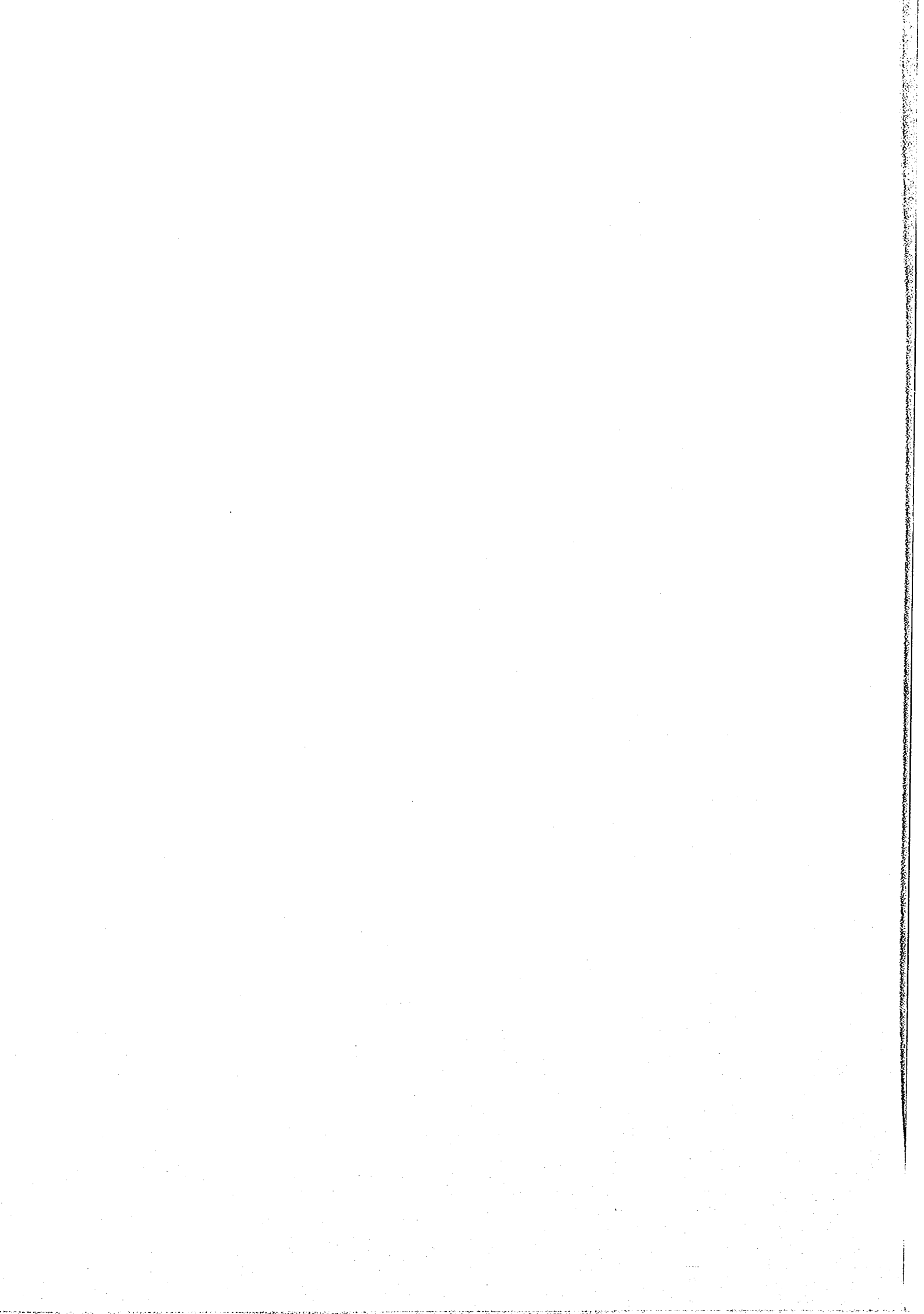
建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇 多 高 明

建設省中部地方建設局

静岡河川工事事務所 調査課長 中 村 瑛 佳

建設省土木研究所海岸研究室 (元)研究員 村 井 禎 美

(元)部外研究員 松 永 博 史



13.1 ま え が き

近年、外洋に面した沿岸域において波浪や流れを制御することのできる海域制御構造物の研究開発が進められている。この海域制御構造物は、従来の離岸堤よりも設置水深や規模が大きくなるので、構造物の安定性に十分な配慮が必要である。海域制御構造物としては種々のタイプが考えられ、その1つに有脚式構造物がある。このタイプの構造物の安定性には構造物周りの洗掘が大きく関与する。更に、これには通常見られる杭周りの局所洗掘だけでなく、構造物を中心とした大規模な洗掘（宇多ほか、1988）の可能性もある。このため、構造物の安定性を検討するには、これらの洗掘現象を十分調べる必要がある。しかし、洗掘現象に関しては実験的検討が難しく、したがって十分な検討が不足しているのが現状である。そこで本研究では現地観測によって洗掘の実態調査を行った。

建設省では駿河湾に面した静岡県大井川町の海岸沖約200mの地点に、有脚式の新離岸堤（以後離岸堤と呼ぶ）を建設した（浦田ほか、1989）。これは、鋼管杭と鉄筋コンクリート部材でできており、海域制御構造物と類似の構造を持つ。そこで、この離岸堤周りの洗掘をモデルケースとして実態調査を行った。

13.2 観 測 方 法

離岸堤周りの洗掘形状は波浪条件に応じて空間的、時間的に変化する。したがって、現象を明らかにするには、時間的、空間的に密に観測を行う必要がある。しかし、このような観測を行うことは実際上大変困難である。このため、代表時期に深淺測量を行って空間的な広がり調べ、また、光電式砂面計を用いて海底面の経時変化を調べた。更に、離岸堤直下の地盤高を時間的に密に測定し、深淺測量や砂面計測定の結果を補完した。

各測定項目の実施日と測定期間を図-13.1に示す。深淺測量の沿岸方向の測線間隔は20mである。砂面計は、6月には4地点、8月には1地点に設置した。砂面計・流速計の測点配置を図-13.2に示す。離岸堤直下の地盤高は、レッドを用いて離岸堤上から深さを測定する方法と、ダイバーがスタッフを用いてブロック下端面からの高さを測定する方法で求めた。底質調査としては採泥器でサンプリングした資料を粒度分析した。流速は単管パイプで組んだ櫓に固定した電磁流速計を用いて2地点で測定した。

洗掘を起こす外力としては波浪と潮流が考えられる。波浪データは、静岡河川工事事務所が離岸堤の南約150mにある海洋技術総合研究施設（図-13.2参照）において電波式波高計を用いて実施している定時

観測項目		1987				1988											
		Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.
深淺測量		↑									↑	↑	↑		↑		
離岸堤直下の地盤高	レッド						↑	↑	↑								
	ダイバー									↑	↑		↑		↑	↑	↑
砂面計											↑	↑	↑				
流速計										↑	↑	↑					
底質採取										↑	↑						

図-13.1 観測項目の実施日と観測期間

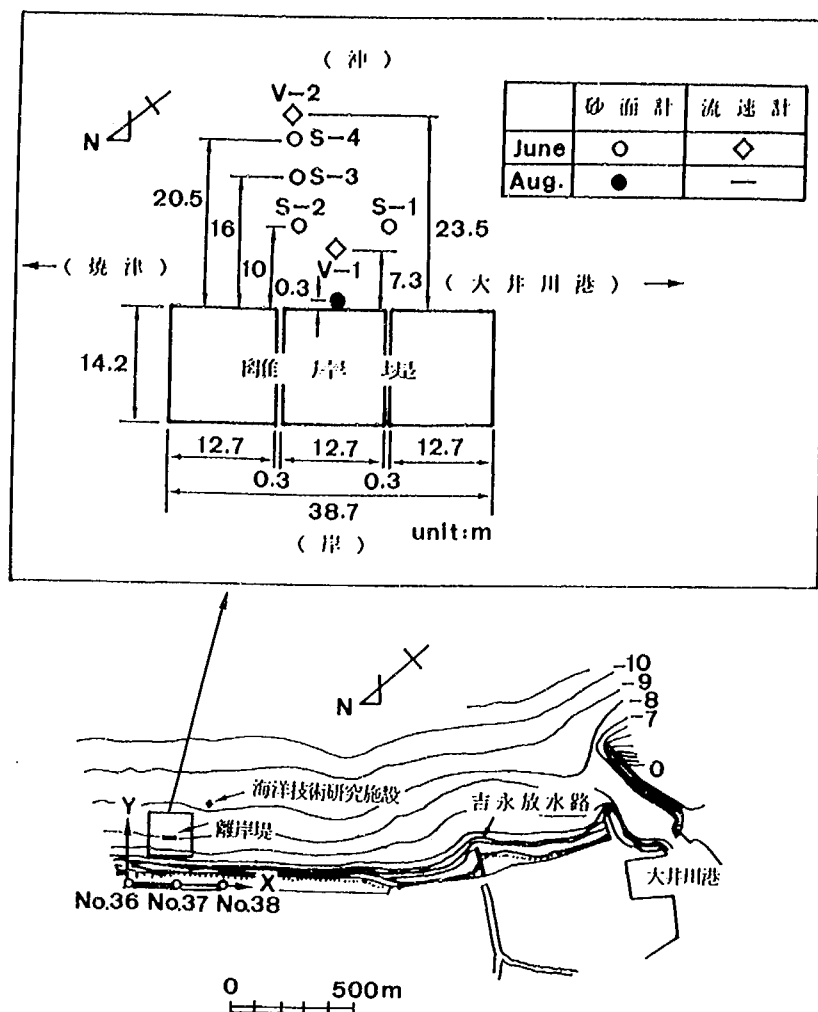


図-13.2 新離岸堤の位置と砂面計・流速計の配置

観測のデータを用いた。波向は、大井川港管理事務所が大井川港防波堤上において実施した目視観測のデータを用いた。

離岸堤の1構造体は、12本の鋼管杭と14本のブロック部材で構成され、沿岸方向に12.7m、岸沖方向に14.2mの規模を持つ。観測時、この構造体が0.3mの間隔で3構造体築造されており、延長38.7mであった（浦田ほか、1989参照）。

13.3 観測結果

13.3.1 離岸堤周辺の地形変化

解析に際して、基準座標系(x, y)の原点は、測量基準点No.36（図-13.2参照）に定めた。また、水深の基準はT.P.0mとする。工事開始以前、この海域の等深線は、沿岸方向に単調でほぼ汀線に平行であり、離岸堤設置予定地点の地盤高は、約-6.5mであった。離岸堤最下部ブロックの下端は、地盤に接して建設されており、工事終了時（1988年3月9日）の地盤高は-7mであった。

離岸堤建設後の深浅図を図-13.3に示す。6月1日の深浅図によると、-7mの等深線が離岸堤付近で岸側に大きく湾曲し、また、離岸堤南端部を中心に-7.5mの閉じた等深線が見られる。離岸堤建設以前

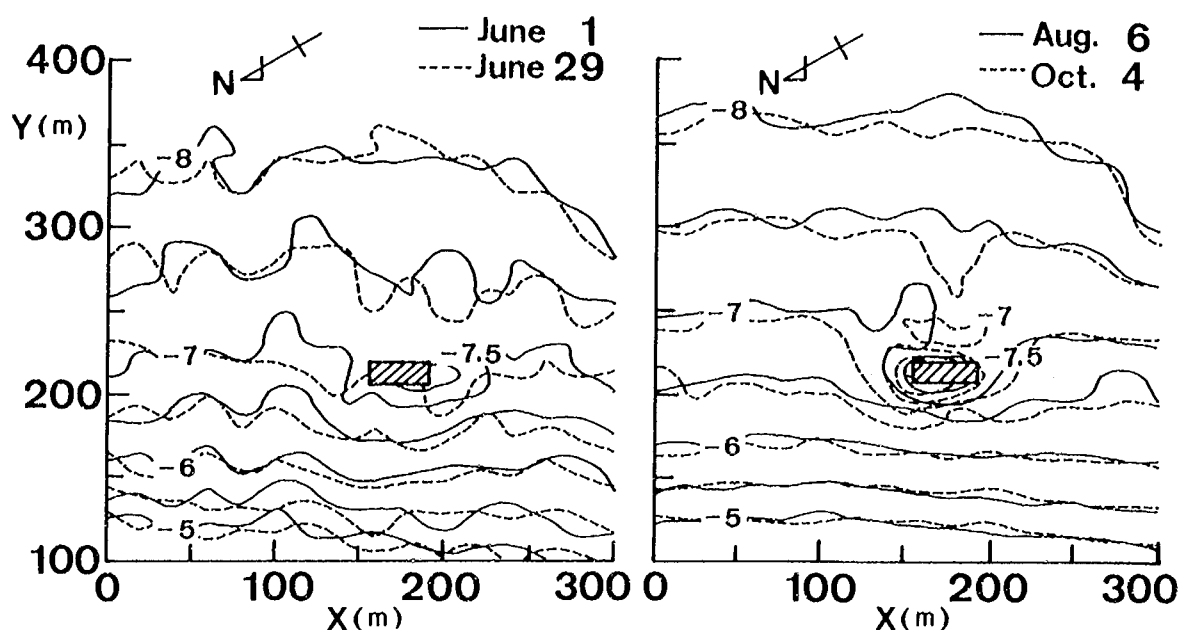


図-13.3 離岸堤周辺の深浅図

の海底面が平坦であった点を考慮すると、離岸堤の南端部を中心に洗掘が生じたことがわかる。6月29日の深浅図によると、離岸堤北端では-7 mの等深線が構造物に接近し、一方、離岸堤南端部では逆に岸方向への湾入度が大きくなった。すなわち、北端では洗掘の程度が減少し、南端では拡大したことになり、南北方向に非対称な地形変化が生じたことがわかる。8月6日と10月4日の深浅図によると、離岸堤付近における-7 mの等深線の岸方向への湾曲度はそれ以前のデータに比較してはるかに大きい。また、構造物直近における-7.5 mの等深線は離岸堤の北半分を中心に現われ、6月1日や6月29日に観測された南半分を中心とした洗掘状況と著しく異なる。更に、8月6日と10月4日における-7 mの等深線形は、離岸堤沖で大きな湾曲あるいは閉曲線を形成しており、この区域で土砂の堆積が生じたことがわかる。以上の議論をもとに、洗掘の範囲を-7 mの等深線によって囲まれた部分と考えると、洗掘範囲は離岸堤から最大で35~40 mの地点までであった。

次に、離岸堤周辺の地形変化をより詳細に調べるために、1987年9月7日を初期地形として地盤高の変化を算出し、侵食・堆積図として図-13.4にまとめた。この海域の海底は、9月7日の地形を基準とすれば全域で侵食傾向にある。6月1日と6月29日では、離岸堤の南端部を中心に洗掘が起きた。また、周辺より地盤が高い区域（斜線部）が、構造物の南端部の沖に生じた。8月6日には、離岸堤の中央から北端部を中心に洗掘が進んだことが明らかであり、また、周辺より地盤の高い区域（斜線部）は、著しく洗掘された北端部の沖合に移った。10月4日にも同様な変化が見られたが、更に南端部沖にも周辺より地盤の高い区域が生じた。周辺より地盤の高い区域は、洗掘が最も著しい箇所の沖合（10月4日は2箇所）で毎回見られ、離岸堤からその領域の中心までの距離は、35~40 mであった。これは、水深7~7.5 mの海域に入射する周期9~10 sの波の半波長分に相当する。また、周期9~10 sの波は、この海域に来襲する波群の中で、波高の大きな場合に多く含まれる。これらのことから、離岸堤沖では入江ほか（1984）が実験的に示した、構造物からの反射波により形成された重複波の腹部分に土砂が堆積するLタイプの地形変

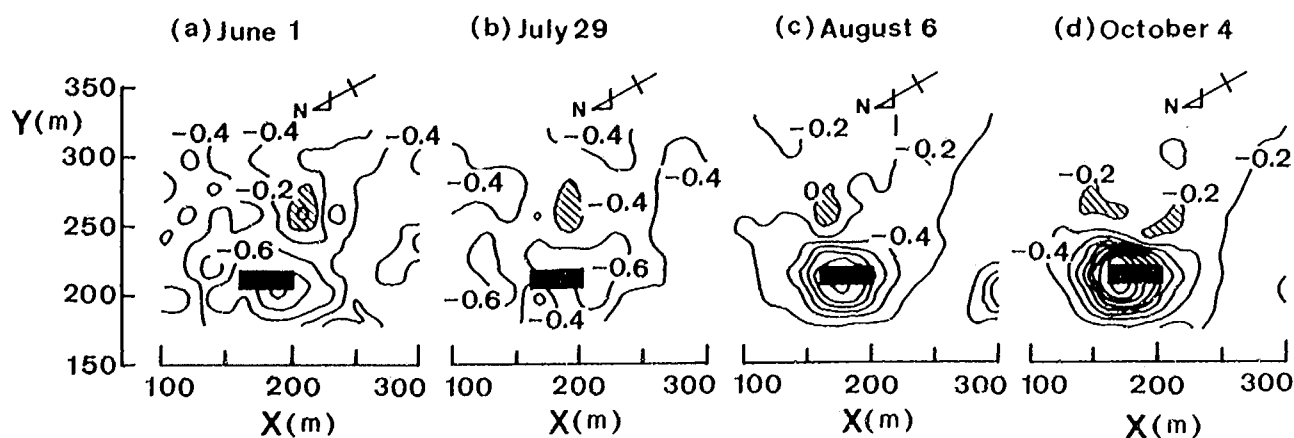


図-13.4 離岸堤周辺の侵食・堆積図

化が生じたものと考えられる。

上述のように、6月29日と8月6日の間で洗掘の中心は大きく移動したが、その原因として波向の変化が考えられる。そこで、大井川港沖で測定された波向の頻度分布を図-13.5に示す。波向は7月と8月の間で方向が大きく変わった。7月以前には、S 60° E 方向を向いた離岸堤の法線に対して時計回りの方向

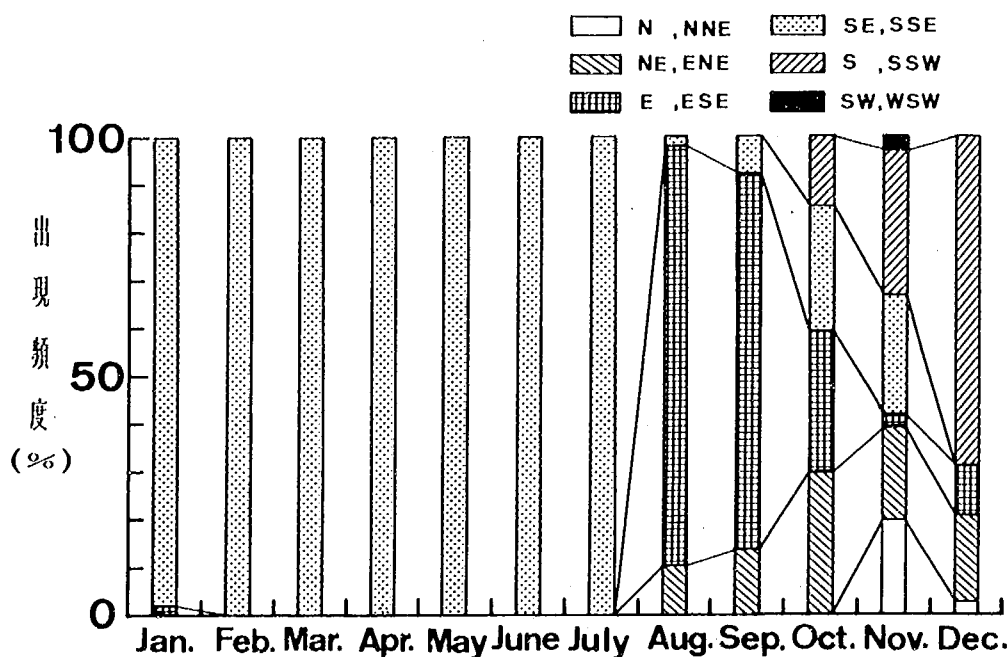


図-13.5 月別波向出現頻度分布(1988年大井川港)

から入射するS EまたはS S E成分が多かったが、8・9月には、反時計回りの方向から入射するEまたはE S E成分が多くなった。また、10月以降に再度波向が変化し、SまたはS S W方向の波が高頻度となった。このような波向変化を考慮すると、離岸堤周辺の地形変化を良く説明できる。6月1日と6月30日に構造物南端部にあった洗掘の中心は、8月6日、10月4日には北端部に移った。この間、波向は構造物法線に対し、時計回りの方向より反時計回りの方向へ変化しており、洗掘中心位置と波向とがかなり良い対応を示すことが明らかである。すなわち、入射波が最初に作用する離岸堤の端部を中心に洗掘されるこ

とがわかる。また、周辺より地盤が高い区域は、6月30日～8月6日の間に南端部沖から北端部沖へ移動した。これも、反射領域が南側から北側へと移動したためと考えられる。更に、10月では離岸堤に対し、時計回りおよび反時計回りの方向から入射する波がほぼ同じ割合で存在するが、このとき離岸堤沖では周辺より地盤が高い区域が2箇所存在し、これも波向と良い対応が見られる。

以上のように、離岸堤周りの洗掘形状は、来襲波浪の波向の影響を強く受け、波が構造物に最初に作用する側の端部で最大洗掘が生じることが明らかになった。

13.3.2 離岸堤直下の地盤高変化と波浪条件の関係

離岸堤の4つの隅角部の地盤高と波浪との関係を図-13.6に示した。離岸堤直下の地盤高は、この期間中洗掘・埋戻しを繰り返しつつ次第に低くなった。最大洗掘深は工事終了時の地盤高（-7 m）を初期地盤高とすると1.7 mである。地盤高の変化は3月4日～3月25日、6月30日～8月6日、8月6日～10月4日の期間で大きい。これらの変化の大きな期間には、波高の大きな波群が多く来襲した。離岸堤直下全域ではないが、3月25日と5月31日の間でも南側の地盤高の低下が見られるが、この時にも波高の高い波群が来襲した。しかし、他の期間（5月31日～6月30日、10月4日～12月14日）のように、来襲波群の波高の低いときには地盤高変化は小さい。結局、離岸堤直下の地盤高は、来襲する波群の波高が高いと変動量が多い。

大きな地盤高変動の見られた期間の中で、6月30日～8月6日の観測データは他との違いが大きく、高波浪が来襲したにもかかわらず、南側が大きく埋戻された。このような地盤高変化には、上述の波向変化

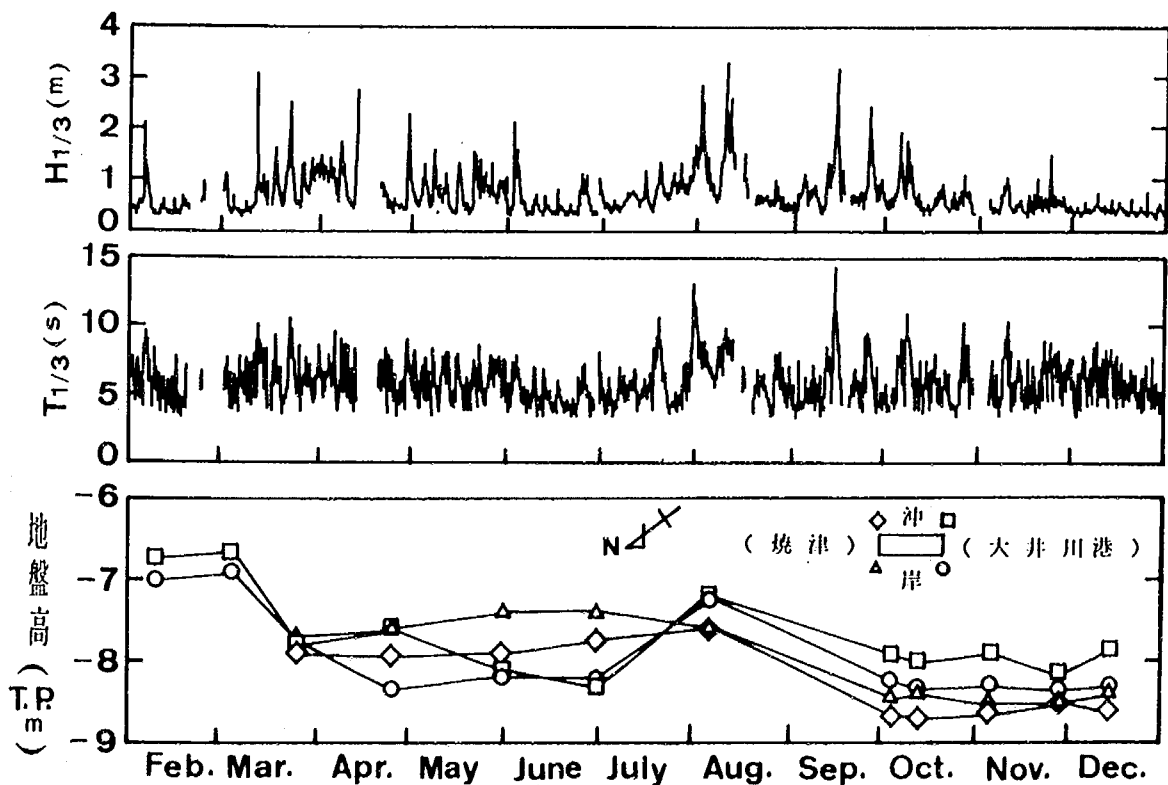


図-13.6 離岸堤直下の地盤高変化と波浪条件の関係

が係わっていたと考えられる。8月初旬に来襲した波高の大きな波群の波向は、E または E S E 方向であり、構造物に対して反時計回りの方向からであった。このため、波の入射方向から見てやや下手側となる離岸堤の南端部では逆に土砂が堆積したと推定される。

次に、離岸堤直下の地盤高の沿岸方向分布を調べるために、離岸堤の岸側側面に沿う代表点の地盤形状を図-13.7に示した。6月30日以前では離岸堤の南端部に著しい洗掘が見られたが、8月6日にはそれ以前より離岸堤の北側半分の地盤高が低く、南側が高いという南北方向に逆モードの変動が見られた。また、10月4日以後には、離岸堤の両端部で洗掘が著しい。これらの変化は、前節で述べた波向変化と良い対応関係を持つことが明らかである。

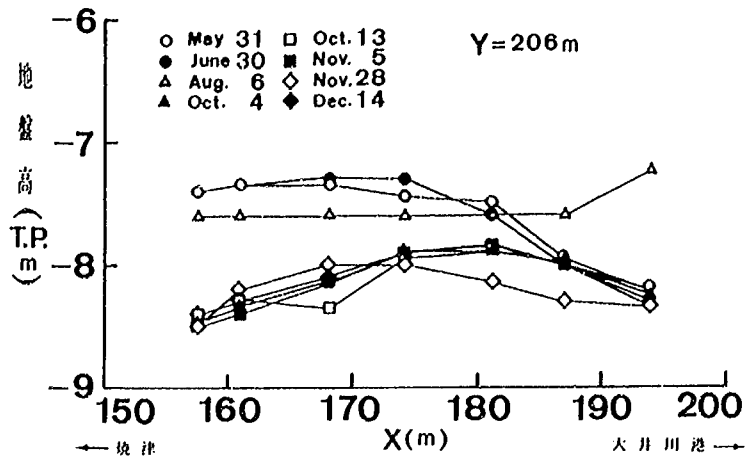


図-13.7 離岸堤直下の地盤高の沿岸方向分布

図-13.7では離岸堤の岸側側面に沿う代表点における地盤変動を示し、それより南北モードの変動について論じたが、測線は離岸堤の沖側、岸側の2測線あるので、岸沖モードの地盤変動についても調べることができる。いま、各測点の地盤高(Z)より全データの平均値($\bar{Z}$)と変動分($\Delta Z = Z - \bar{Z}$)を求め、離岸堤の岸側、沖側の側線上の各点での変動量の相互関係を調べた。 Z は、時間的には5月31日~12月14日までの8組、空間的には離岸堤の沖側(7点)、岸側(7点)の合計14組のデータを全平均して求めた。計算によると、 $\bar{Z}$ は-7.98mであった。洗掘の規模が構造物の規模よりはるかに大きい場合、各地点の変動量はほぼ同一となり、場所的相違は生じないはずである。逆に、いずれか一方の側の変動量が大きければ、各

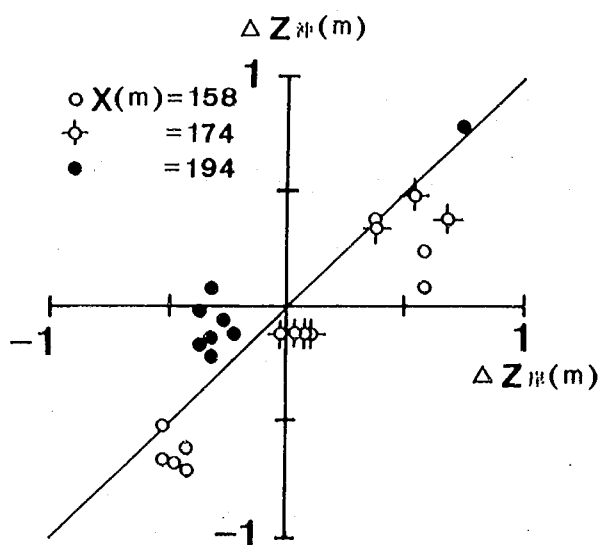


図-13.8 離岸堤沖側と岸側の地盤変位量の関係

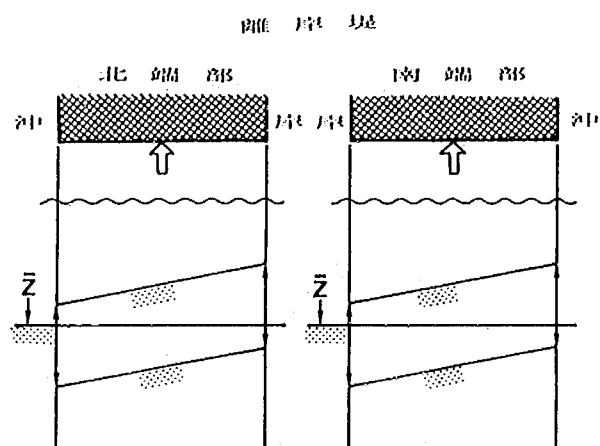


図-13.9 離岸堤沖側と岸側の地盤変化の模式パターン

地点の変動量には場所ごとに特徴的な変化が見られる。このような視点のもとでデータを調べた。図-13.3のデータは全体的に見ると1:1の直線の周りに分布しており、岸側と沖側の侵食・堆積は全体にほぼ同時に生じていることがわかる。しかし、詳細に見ると、南端部($X = 194.1\text{ m}$)のデータは1:1の直線より上方に、北端部($X = 157.6\text{ m}$)のデータはこの直線の下方に位置している。この状態を模式的に示すと図-13.9となる。北端部では、沖側測点の方が岸側測点より常に地盤が低くなるのに対し、南端部では岸側測点の方が常に地盤が低くなる傾向がある。

13.3.3 砂面計による海底地盤高変化の観測

波浪と海底面の変動の関係を図-13.10(1988年5, 6月), 図-13.11(1988年8月)に示す。5, 6月の観測期間中、海底面変動は各測点とも波高1 m以上の時顕著であった。ところで、海底面の地盤高は5月31日に大きく増加した。砂面計はジェット・ポンプを用いて設置したが、この時砂面計周りに洗掘穴が形成された。5月31日の急激な地盤変化は、この洗掘穴が埋戻されたことを表わしていると考えられる。

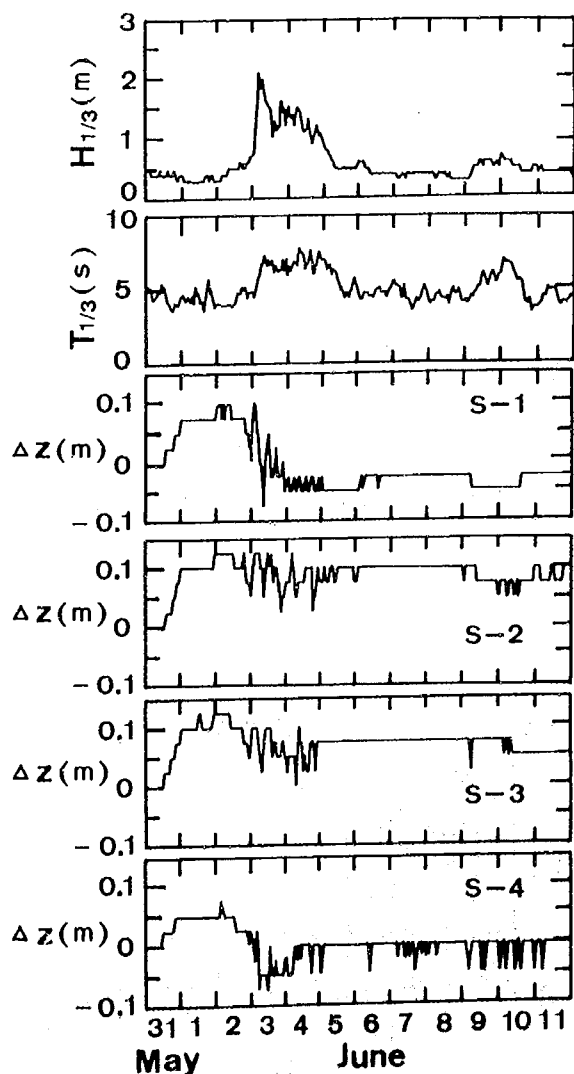


図-13.10 波浪と砂面変位量との関係
(1988年6月)

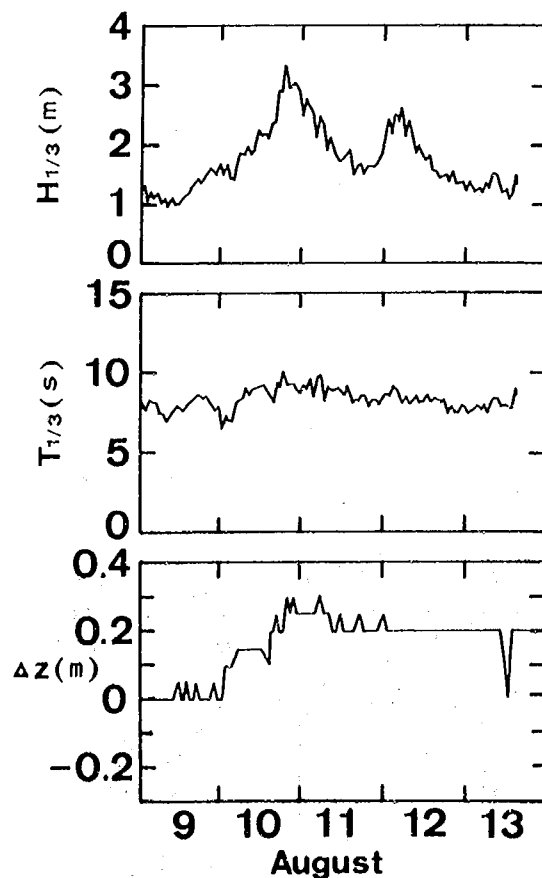


図-13.11 波浪と砂面変位量との関係
(1988年8月)

それ故、6月1日の地盤高を初期高と考える必要がある。6月3日～5日の間、波高が1～2 m、周期6～8 sの高波浪が来襲した結果、各測点には大きな変動が生じたが、6月5日以降、ほぼ安定状態となった。このとき、各測点の最終砂面高は、6月1日を基準とすれば-10 cm (S-1)、0 cm (S-2)、-2.5 cm (S-3)、-5 cm (S-4)と全体に低下した。5月31日～6月11日の期間では、洗掘は離岸堤の南端部を中心に生じた。それ故、南端部に隣接するS-1地点では洗掘の影響を強く受けて海底地盤高が低くなったと考えられる。また、周期6～8 sの波が入射したとき生じる重複波の節近くに位置するS-3、S-4では地盤高の低下が見られた。

次に、8月のデータ(図-13.11)によると、波高が1.4 m以上となった時、海底地盤は最大で30 cm、最終的には20 cm上昇した。8月時点での砂面計の設置位置は離岸堤の沖側直近であった(図-13.2参照)。一方、離岸堤周りの深浅図から求めた地形変化量分布(図-13.4)によると、構造物周りでは全体的に洗掘傾向を示し、砂面計データとは相反する。しかし、図-13.4は長期的な地形変化傾向を示すものであるから、ごく短期間での地盤変化については何ら有効な情報を含まず、一方、砂面計は広い空間の中の1点のデータであって、土砂の堆積区域の広がりはいわからない。これらのことから、図-13.4と図-13.11の特徴の差違についての物理的説明は今後の調査に待たなければならない。

ところで、来襲波群の波高のピークは2つあり、最初の波高のピークは約3.3 m、次は、約2.6 mと両者ともかなり高い。しかし、地盤変動は最初のピーク時には大きい、次のピーク時には変化はない。以上のように、波高の大きな波浪が来襲した後に、それより小さな波が来襲しても砂面変動は生じないことが分かる。

13.3.4 流速計による流向・流速の観測

流向の頻度分布を図-13.12に示す。頻度の高い流向は、V-1およびV-2ともにSW～SSWおよびNNE～ENE方向と沿岸成分が卓越する。また、堤体近くと沖では大きな差違は存在しなかった。

流速の出現頻度分布を図-13.13に示す。V-1では低流速成分の出現頻度が高いのに対し、V-2で

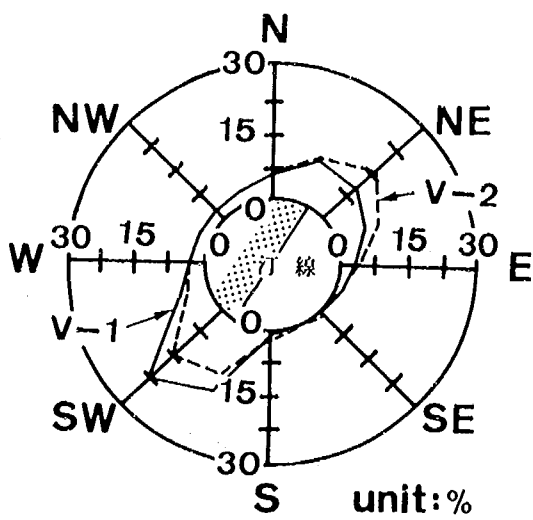


図-13.12 潮流の流向出現頻度

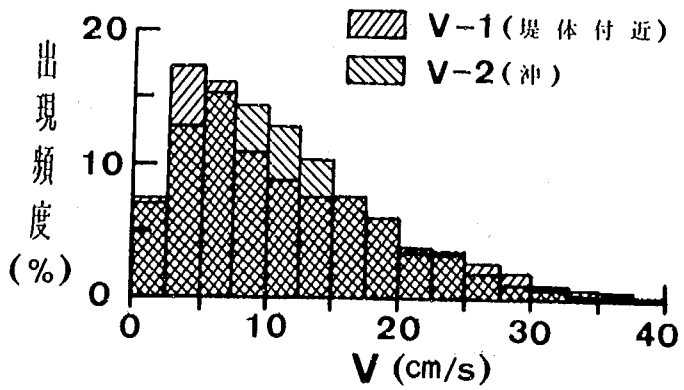


図-13.13 潮流の流速出現頻度

は高流速成分の出現頻度が高い。結局、構造物近くの方が潮流流速の低減が大きい。

13.3.5 底質特性

この海域のいくつかの代表点で採取された底質の中央粒径は、5月31日の粒度分析の結果では0.11~0.2 mm, 6月30日では大半が0.11~0.22 mmであり、かなり細かい粒径の砂が大部分であった。5月31日と6月30日に行われた底質採取の結果得られた離岸堤周辺の底質粒径の平面分布を図-13.14に示す。5月31日には底質特性に大きな差異は見られなかったが、6月30日には、離岸堤中央部と南側の測線上の岸側域で、他の地点よりも粗粒成分が多くなった。これら粗粒成分の多い地点は、洗掘域の端部に当たる。離岸堤の端部では洗掘により細粒分が流出し、粗粒分が残された結果、アーマリングが生じたと考えられる。

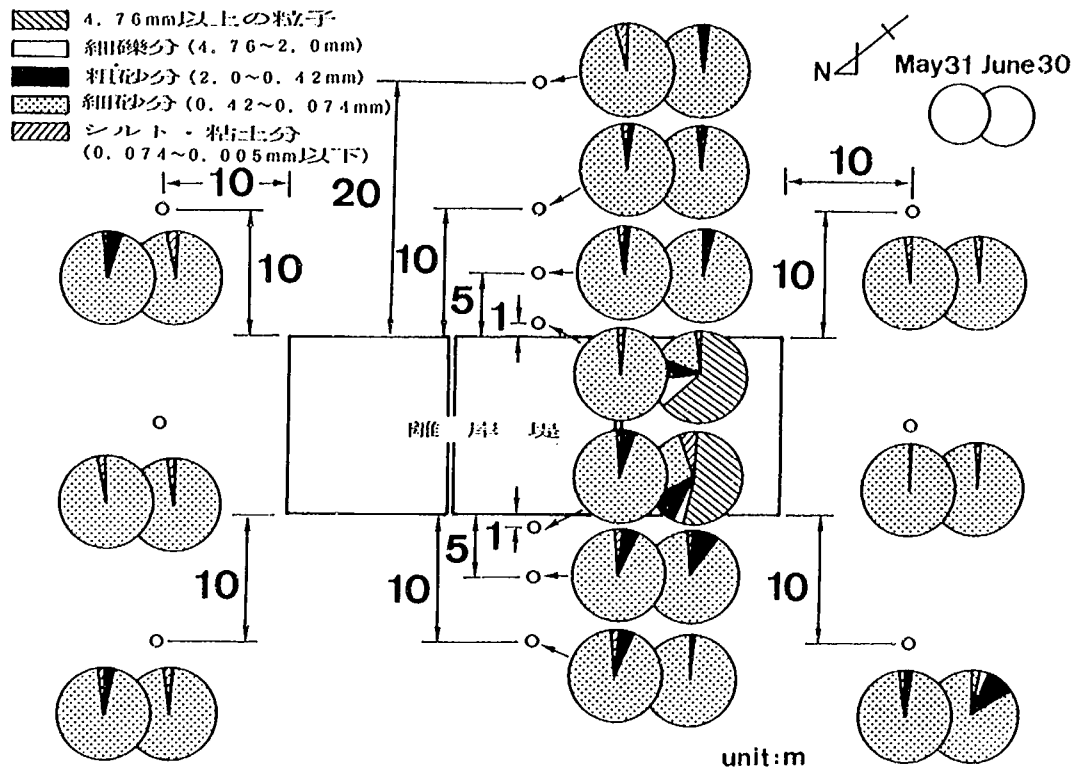


図-13.14 底質粒径の平面分布

13.4 結 論

- ① 離岸堤周りの洗掘は、来襲波浪の波向の影響を強く受け、最大洗掘は、波が構造物に最初に作用する側の端部を中心として生じることが明らかになった。
- ② 離岸堤沖側では入江ほか(1984)が実験的に示した、構造物の反射波により形成された重複波の腹部分に土砂が堆積するLタイプの地形変化が生じた。
- ③ 最大洗掘深は工事終了時の地盤高(-7 m)を初期地盤高とすると1.7 mであった。また、洗掘範囲は時期により大きく異なるが、離岸堤から最大で35~40 mの地点までであった。
- ④ 離岸堤の端部では洗掘により細粒分が流出し、粗粒分が残され、アーマリングが生じた。

謝辞：本研究を実施するにあたり、大井川港管理事務所が観測した波向データを使用させていただいた。
ここに記して謝意を表わします。

参考文献

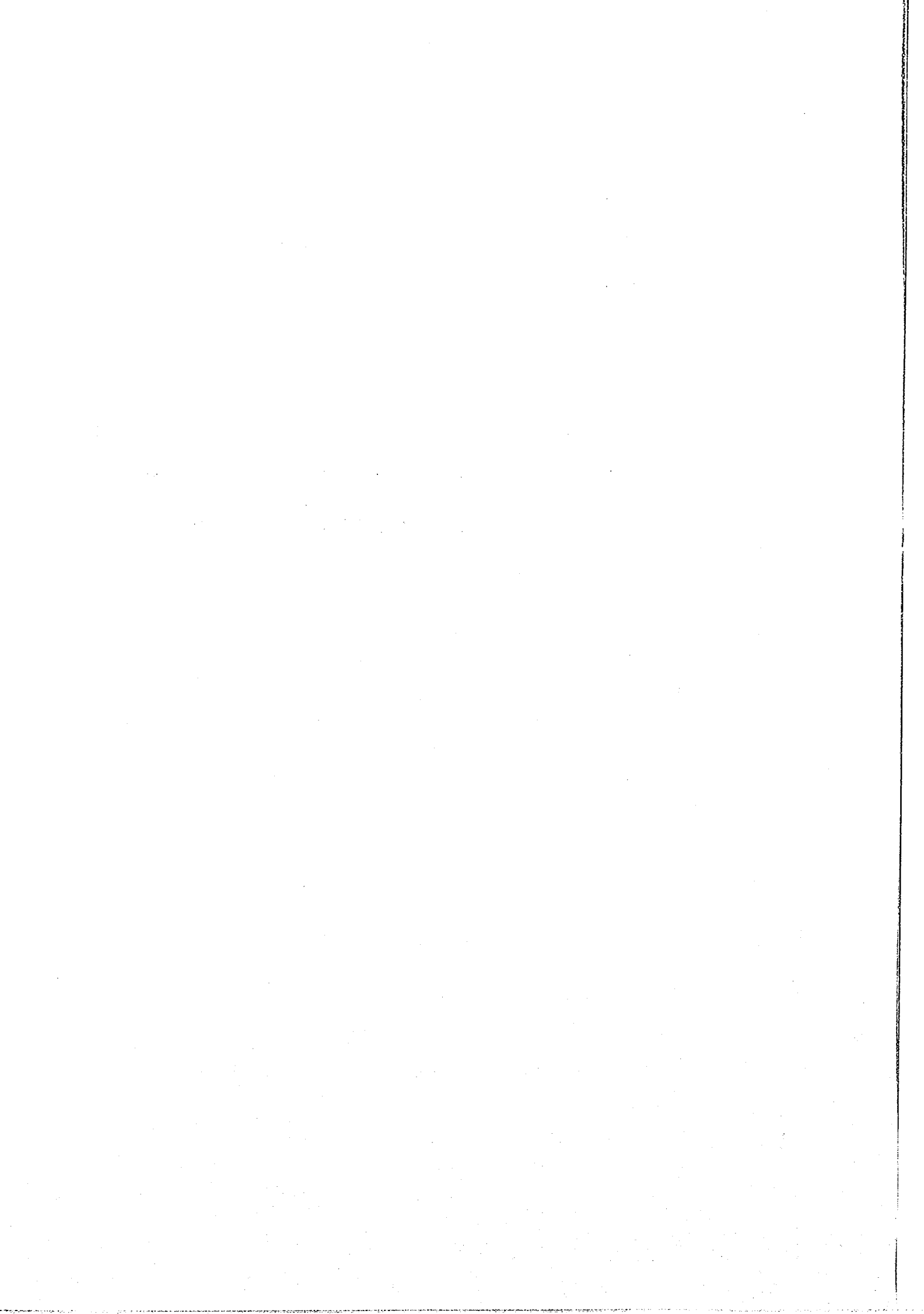
- 入江 功・近藤隆道・赤石正廣・寺崎健次(1984): 重複波による防波堤前面での海底洗掘 — 底質の移動
機構に着目した研究, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 350 ~ 354.
- 宇多高明・堤 博志・村井禎美・藤原隆一(1988): 杭式海洋構造物周りの洗掘実態調査, 海洋開発論文集,
Vol. 4, pp. 123 ~ 128.
- 浦田健一・中村瑛佳・大石英男・宇多高明・村井禎美(1989): 駿河海岸における新型離岸堤の建設とその
後の追跡調査, 海洋開発論文集, Vol. 5, pp. 309 ~ 314.

第14章 海洋性レクの適性基準から見た全国沿岸 域の類型化

建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇 多 高 明

(元)研 究 員 村 井 禎 美

(元)部外研究員 武 中 信 之



14.1 まえがき

最近のレクリエーションへの関心の高まりを反映して、新しい利用空間としての沿岸域に注目が集まっている。各地では沿岸域の様々な利用計画が提案され、そのうちのいくつかは実際に実行に移されつつある。しかしながら、これらの開発は個々に独立して計画、運営されているために全国的な視点からの位置付けが不明確であったり、あるいは単に他の地区の模倣に止まるなどの問題点がしばしば見られる。中にはその沿岸の気象・海象条件から見て実現が困難な開発計画もある。したがって、沿岸域の開発を進めるには、沿岸域の特性を全国的視野より十分把握して各地区の位置付けを明確にし、更に各地域の気象・海象条件等に最も適した開発計画を考えなければならない。特に、最近のウォーターフロントの活用の議論では、地中海、カリフォルニア、フロリダなどの有名な地区の開発例がそのまま我が国へ導入可能であるかのような議論も数多くある。しかしながら、利用上から見て我が国沿岸の地理的、気象的条件はこれらの沿岸と比較するとはるかに厳しいので、単なる模倣では開発は困難であろう。

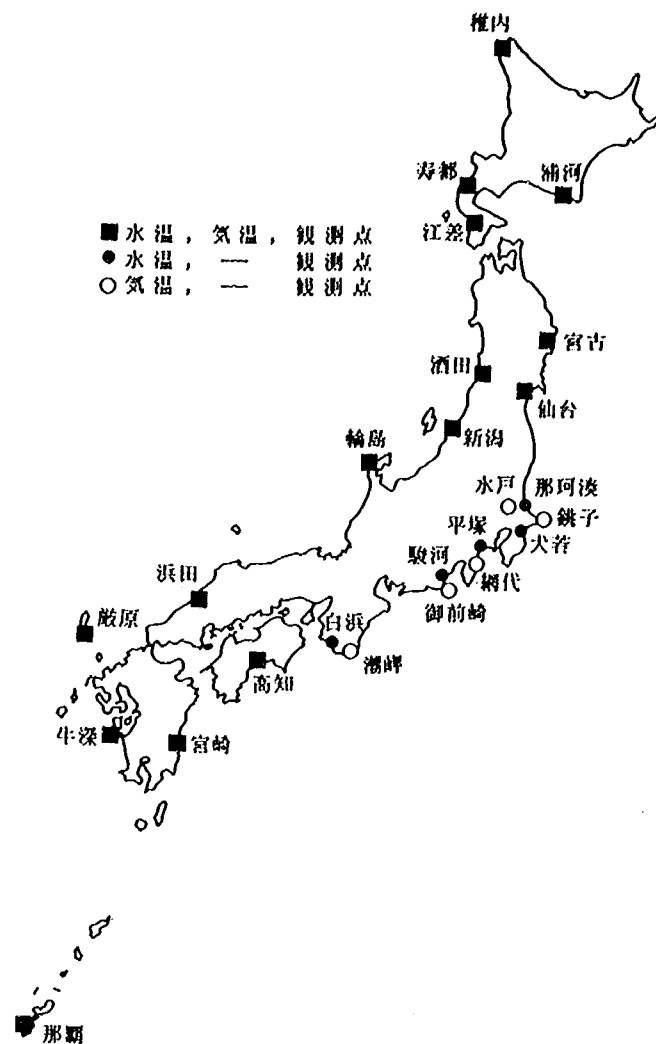
ここでは、ウォーターフロントの面より全国の沿岸域を利用する場合を想定して気象、波浪、社会条件から見た各沿岸域の特性をまず把握する。次いで類似した特徴を持つ沿岸域の類型化を行い、沿岸域の地理的、気象的条件等より、望ましいウォーターフロントの整備の方向性について考えようとするものである（宇多ら，1988，1989）。

分析に際して、沿岸域は全国海岸協会発行の海岸便覧による沿岸区分に従い、調査対象は建設省で進めているMMZ構想に基づき外洋に面した沿岸とし、77沿岸の内から島しょ、内海および閉鎖性の内湾を除く42沿岸を選んだ。

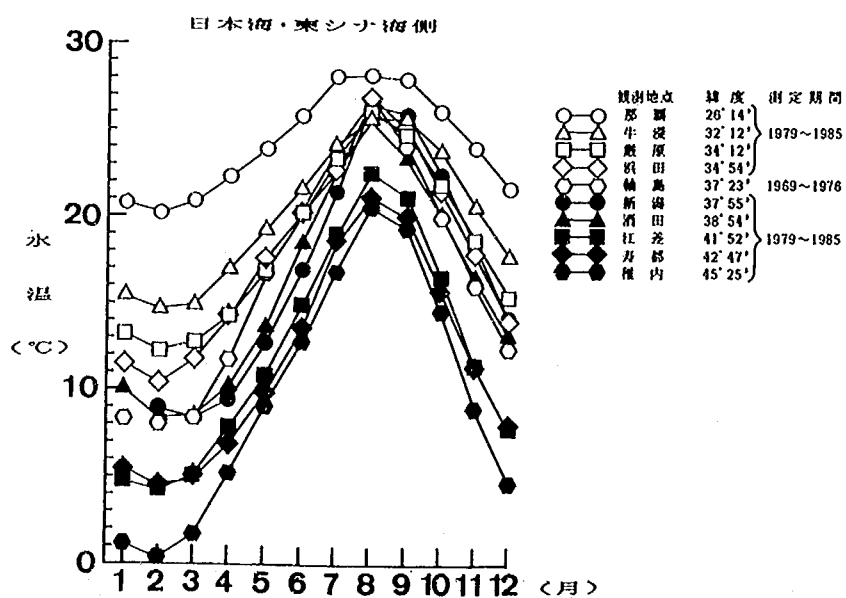
14.2 我が国沿岸における水温、気温の変化特性

海洋リゾートに関連する開発では、第一に海洋性レクが代表的な利用目的として挙げられることから、気象条件が沿岸の開発適性を示す重要な項目となる。そこで、気象条件のうち典型的な特性を示す水温・気温について調べた。

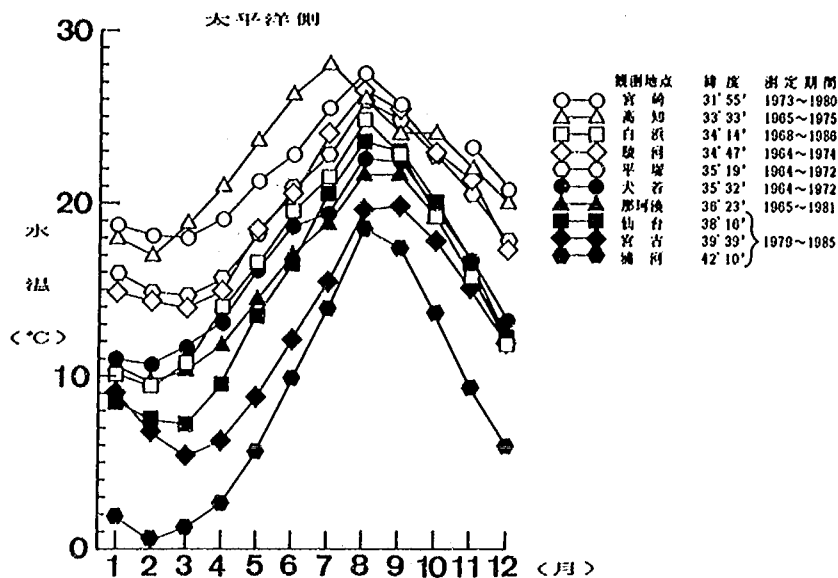
気象条件は、各沿岸毎に調べることが望ましいが、気象庁の観測地点は全沿岸を網羅していない。そこで、全国的に見てできるだけ分散している代表的な観測地点（24地点）を選んだ（図－14.1参照）。沖縄は島しょであり、本研究での対象沿岸とはならないが、気候的に特色があるので参考のためここに示した。また、沿岸の気象条件を調べるに当たっては、その沿岸または隣接する沿岸にある気象庁の観測地点の平年値（気象庁，1977，1977～1986；東京天文台，1988；日本海洋学会，1985）を用いた。更に、気象条件は太平洋側と日本海側で大きく異なるため、両者を分けて考え、九州地方の東シナ海に面する沿岸は日本海側と合わせて整理した。各観測地点の月別平均水温（気象庁，1979～1986；日本海洋学会，1985；堀川ら，1972）を図－14.2（日本海・東シナ海側）、および図－14.3（太平洋側）に示す。図には各観測地点の緯度も併せて示した。図－14.2，14.3によれば、ほとんどの観測地点において、水温は8月に最大値をとる。また、最高水温と最低水温の温度差は高緯度ほど大きく、稚内では20℃もの水温差がある。高緯度と低緯度における夏期の水温の差はあまり大きくないが、冬期の水温の差は著しく大きい。夏期では沖縄と北海道でも10℃程度の差であるのに対して、冬期には20℃もの水温差が生じる。このことから、直接海を利用する海洋性レク



図一 14.1 気象条件の代表的観測点



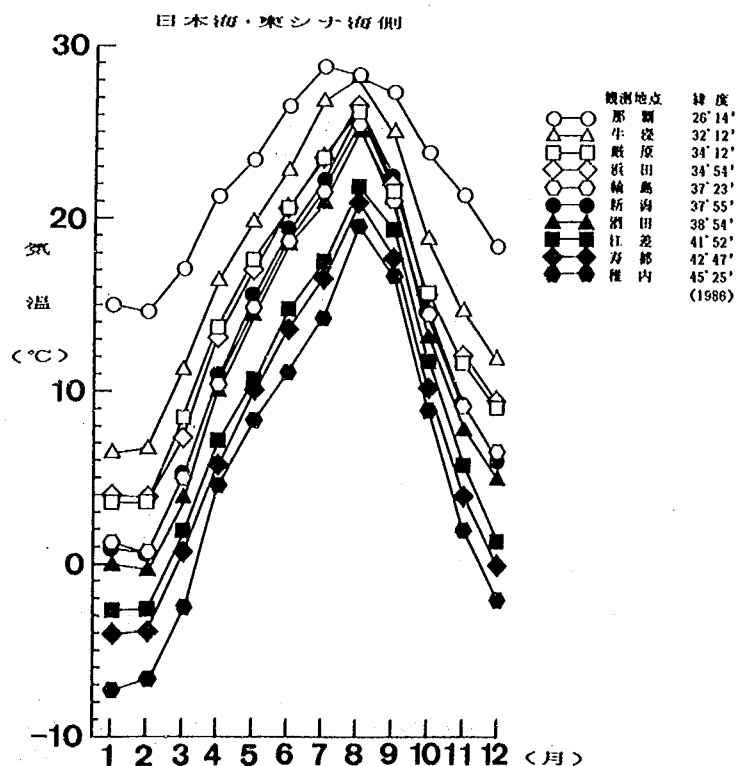
図一 14.2 各観測点における月別平均水温（日本海・東シナ海側）



図一 14.3 各観測点における月別平均水温（太平洋側）

を中心とする海洋リゾートを北部地域に立地すると通年利用の面で問題が生ずることが容易にわかる。また、日本海側と太平洋側において、緯度の近い地点の水温を比較すると、例えば酒田（38° 54'）と宮古（39° 39'）のように、日本海側の方が全般的に水温が高い。これは、太平洋側では親潮による影響で北部の水温が低いのに対し、日本海側は対馬海流の影響により比較的水温が高く保たれているためである。水温から見た海洋性レクの活動可能範囲は日本海側の方が広く分布していると言える。

次に、1986年における月別平均気温（気象庁、1987）を図一 14.4（日本海・東シナ海側）、図一 14.5（太平洋側）に示す。気温変化も、水温変化と同様に8月に最大値が生ずる。夏期と冬期の温度差は水温よりも大きく、最大で25℃もの差がある。高緯度と低緯度の気温差は水温差より小さく、特に夏期の気温は北海道地域を除けば、ほとんど違いがない。北海道地域での気温変化は季節的に変化が激しく、高温の時期はごく短い。一方、沖縄では年間を通じて温度変化が少なく、また気温自体が他地区と比較してずっと高い。このことから本州の沿岸域において沖縄諸島のような海の利用を行うことがいかに困難か明らかである。



図一 14.4 各観測点における月別平均気温（日本海・東シナ海側）

14.3 気象・海象条件から見た各沿岸の評価法

14.3.1 水温・気温から見た評価法

我が国沿岸の水温・気温の特性に対し、水温・気温から見た評価を試みる。評価を行うに当たり、観測点が無い沿岸では、図-14.2～図-14.5を参照して近傍の観測点の値を用いた。気温の評価基準となる値は、開発する計画の種類により異なる。ここではこれまでに提案されている海洋性レクの適性条件(建設省, 1984)を参考にして、その評価基準を決定する。海洋性レクに望まれる水温・気温の適性条件を表-14.1, 14.2に示す。水温・気温に関する適性条件をもとに、評価を5段階に区分し、それぞれの区分の評価点を次のように定めた。

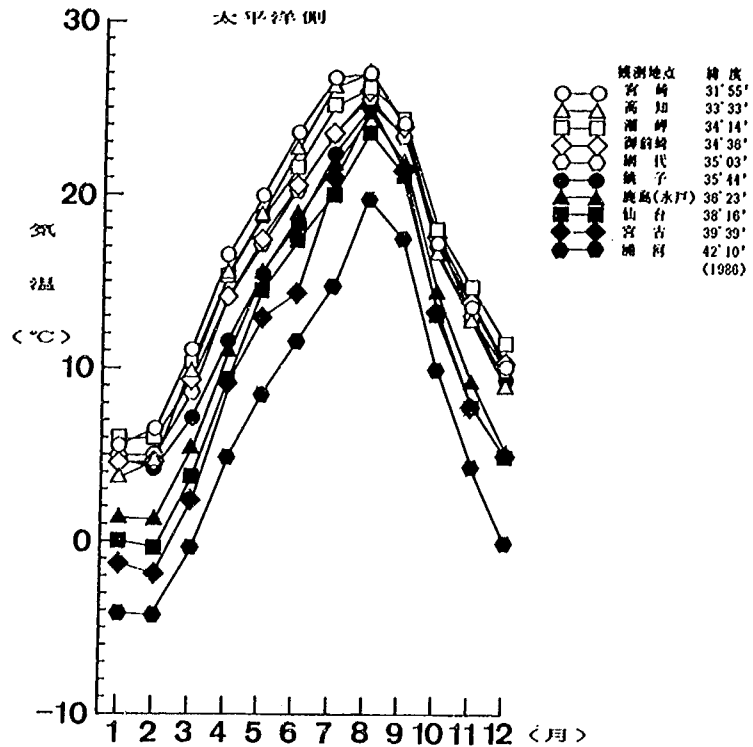


図-14.5 各観測点における月別平均気温(太平洋側)

表-14.1 気温の適性条件

適性条件	海洋レクリエーションの種類
24℃以上	海水浴, プール
20℃以上	浜遊び, 潮干狩り, 地引き網, ディンギー, ウインドサーフィン, モーターボート, 水上スキー, 水上スクーター, サーフィン, スキンダイビング, スキューバダイビング
15℃以上	海辺の展望(散策, 休息), サイクリング
10℃以上	クルーザー, ウインドサーフィン(ウェットスーツ着用), ローボート, サーフィン(ウェットスーツ着用), スキューバダイビング(ウェットスーツ着用)

表-14.2 水温の適性条件

適性条件	海洋性レクリエーションの種類
24℃以上	海水浴, プール
20℃以上	水上スキー, 水上スクーター, スキンダイビング
15℃以上	スクューバダイビング(ウェットスーツ着用)
10℃以上	浜遊び, ディンギー, ウインドサーフィン(ウェットスーツ着用), ローボート, モーターボート, サーフィン(ウェットスーツ着用)

- ① $\geq 24^{\circ}\text{C}$ 4 点
- ② $20^{\circ} \sim 24^{\circ}\text{C}$ 3 点
- ③ $15^{\circ} \sim 20^{\circ}\text{C}$ 2 点
- ④ $10^{\circ} \sim 15^{\circ}\text{C}$ 1 点
- ⑤ $< 10^{\circ}\text{C}$ 0 点

14.3.2 日照時間から見た評価

沿岸域をリゾートとして利用する場合、利用者数は天候によって大きく左右される。天候を表わす指標はいくつかあるが、ここでは日照時間を用いた。世界の著名リゾートの日照時間を調べるとどこも高い数値を示しており、1日平均8時間以上の値を示すところも多い。緯度が高く、四季のある日本では季節的に生じる変動から、これら外国の例に見られるような日照時間は望むべくもないが、これらの値を参考として日照時間の評価基準を決めた。1日の平均日照時間が8時間であるとすれば、月平均日照時間は240時間となる。これを最適な条件として、次のように設定した。

- ① $\geq 240 \text{ hr}$ 3 点
- ② $180 \sim 240 \text{ hr}$ 2 点
- ③ $120 \sim 180 \text{ hr}$ 1 点
- ④ $< 120 \text{ hr}$ 0 点

14.3.3 快適性から見た評価法

沿岸域が利用空間として有効に活用されるには、利用者にとって快適な条件であることが必要である。利用者の感じる快適性は、その地域の持つ気候条件に大きく左右される。ここでは快適性を表わす指標として、新有効温度 ET^* (日本建築学会, 1978) と風冷力 WINDCHILL (人間—環境系編集委員会, 1972) を用いた。 ET^* は室内環境の快適性を表わす指標としてアメリカ空調学会 (ASHRAE) により提案されたものであり、現在では最も一般的な指標として用いられている。 ET^* は室温と相対湿度によって求められることから、気温から求めた ET^* は必ずしも正確な意味で快適性を表わすとは言えないが、相対的な評価は可能である。実際の快適性を求めるには、表-14.3に示す温熱感覚の評価基準を用い、次のような評価点を定めた。

- ① $\geq 30^{\circ}\text{C}$ 0 点
- ② $20^{\circ} \sim 30^{\circ}\text{C}$ 2 点
- ③ $15^{\circ} \sim 20^{\circ}\text{C}$ 1 点
- ④ $< 15^{\circ}\text{C}$ 0 点

表-14.3 ET^* による温熱感覚の評価基準

新 有 効 温 度 ET^* ($^{\circ}\text{C}$)	45	(温冷感) ・限界(快適感)	
	40	・非常に暑い ・暑い	・非常に不快
	35	・暖かい	・不快
	30	・やや暖かい	
	25	・なんとなくない…… ・やや涼しい	・快適……
	20	・涼しい	・やや不快
	15	・寒い ・非常に寒い	・不快
	10		

同じ温度であっても風があると利用者の受ける感覚は非常に異なる。そこで気温と風速によって人間に対する冷却力を求めたのが、WINDCHILLである。WINDCHILLの値によって表-14.4に示されるような快適度が得られる。この表を基に各沿岸における、WINDCHILL ($\text{kcal}/\text{m}^2\text{hr}$) の評価点を次のように定めた。

- ① ≥ 700 0点
- ② 480 ~ 700 1点
- ③ 290 ~ 480 2点
- ④ 150 ~ 290 3点
- ⑤ 65 ~ 150 2点
- ⑥ < 65 0点

14.3.4 波浪条件から見た評価法

波浪条件は、海域を利用する場合にその条件が規定される要素となる。各海洋性レクに望まれる波高の条件を表-14.5に示す(日本海洋学会, 1985)。これらの条件から夏期および通年において波高が1.5, 1.0, 0.5m以下となる場合の出現頻度を調べた(小舟ら, 1988; 建設省, 1987; 水産庁, 1985; 菅原ら, 1986)。沿岸の評価は頻度ごとに次の点数を配点した。

表-14.5 波高の適性条件

適性条件	海洋レクリエーションの種類
2.0 m 以下	地引き網, 投げ釣り
1.5 m 以下	(限界条件: ディンギー, ウインドサーフィン, モーターボート)
1.0 m 以下	スキンドайビング, スキューバダイビング
0.5 m 以下	海水浴, ディンギー, ウインドサーフィン, モーターボート, 水上スクーター, 遊覧船, グラスボート
0.3 m 以下	ローボート
0.2 m 以下	水上スキー
1.0 ~ 2.0 m	サーフィン

- ① 90 ~ 100 % 5点
- ② 80 ~ 90 % 4点
- ③ 60 ~ 80 % 3点
- ④ 40 ~ 60 % 2点
- ⑤ 20 ~ 40 % 1点
- ⑥ 0 ~ 20 % 0点

表-14.4 WINDCHILL
による快適度

1200	極度に寒い
1000	非常に寒い
800	さむい
600	非常に涼しい
400	涼しい
200	快適
100	暖かい
	暑い

14.4 社会・地理的条件から見た沿岸の評価法

14.4.1 交通機関の整備状況から見た評価法

沿岸の利用はその沿岸域の持つ社会、地理的条件によっても影響される。その条件は、例えばアクセスなどの利便性、開発の市場規模、あるいはその沿岸の持つ資源価値に関するものなどである。利便性を表わすには、沿岸域周辺の交通機関の整備状況を調べれば概況をつかむことができる。交通機関の整備状況を表わす項目として、ここでは①鉄道主要駅数、②インターチェンジ数、③主要道の割合を設定した。

① 鉄道主要駅数

利用者が鉄道により沿岸を利用する場合、鉄道の駅が沿岸域にどの程度分布しているかが利用度を示す一つの指標となる。比較的離れた場所からの利用を考えると、各地方の主要駅まで特急などを利用し、そこからさらに鉄道やバスなどによって利用しようとする場所に移動することが多い。そこで、沿岸からの距離が40 km圏内にある主要駅の数調べ、各沿岸延長に対する駅数の割合を評価項目として用いた。

② インターチェンジ数

観光などの交通機関として自家用車を利用することが非常に多くなっている。また、最近では各地に高速道路が整備されてきており、今後さらに自家用車による利用は活発化すると予想される。道路の整備状況を示す指標の一つとして、高速道路のインターチェンジ数を用いる。沿岸からの距離が20 km圏内にあるインターチェンジの数調べ、各沿岸延長に対する割合を求めた。

③ 主要道の割合

沿岸域周辺の道路の整備状況を示す指標として、主要道の割合を調べた。各沿岸に隣接する県の主要道（国道、地方主要道）の総延長と、県の総面積を求め、それらの比を評価指標とした。

14.4.2 利用者の市場の有無と観光資源数から見た評価法

開発の対象としてその沿岸が有利な条件となっているかどうかを決定する要素の一つに利用者の市場の有無がある。開発する沿岸と周辺市場との関係性を評価する基準にはアクセスの状態などが考えられるが、判断基準となる利用者の意識は開発の種類や規模によって様々に変化するため、明確な基準を設定することは難しい。ここでは市場の規模を2通りに設定し、各沿岸の誘致圏における市場数を調べた。また、その際市場との距離は沿岸域の中の最も近い地点までの距離とした。評価は、以下に示す2つの都市数の沿岸延長に対する割合で表わした。ただし、大都市ほど重みが大いことを考慮して人口100万人以上の都市数は①、②両方で計測することとした。

① 沿岸から100 km圏内にある人口15万人以上の都市数

② 沿岸から100 km圏内にある人口100万人以上の都市数

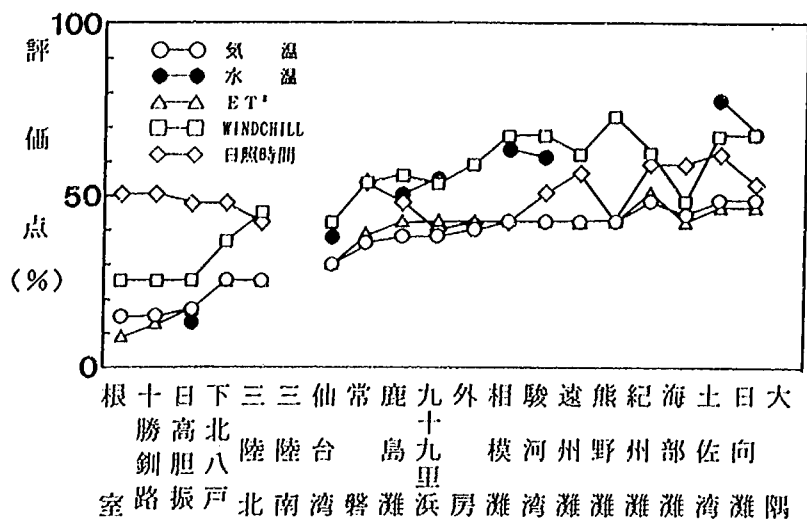
開発の目的がリゾートやレクリエーションである場合には、観光資源の数が開発に有利な条件として働く場合もある。観光資源のうち、比較的調査のまとめ易い史跡・名勝数について調べた。沿岸に隣接する各県の史跡名勝数の面積に対する割合を評価の基準として用いた。

14.5 沿岸域の類型化

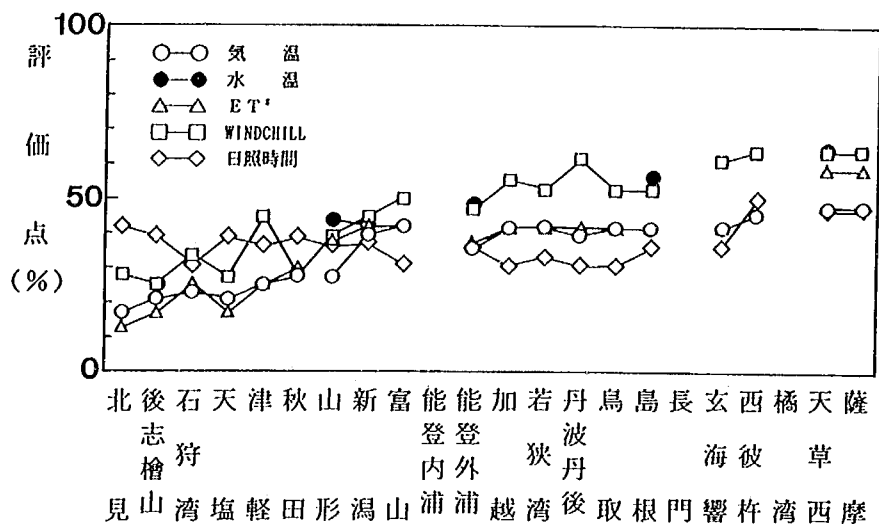
14.5.1 気象条件による分類

気象条件に関するデータは、各沿岸に対して月毎の平均値として与えられている（図－14.2～14.5参照）。そこで月毎の評価点を一年間で合計し、満点に対する割合をその沿岸の評価とした。各沿岸の気温、水温、ET^{*}、WINDCHILL、日照時間の評価を海域別（海域1：太平洋、海域2：オホーツク海、日本海、東シナ海）に図－14.6、14.7に示す。気温とET^{*}はほぼ同様の変化と値を示し、海域1、2どちらの場合でも南から北へと次第に低下する。評価点が特に低いのは北海道・東北の地域で、海域1では仙台湾以北、海域2では秋田以北で気温およびET^{*}が30%以下となっている。WINDCHILLについてもその変化はほぼ緯

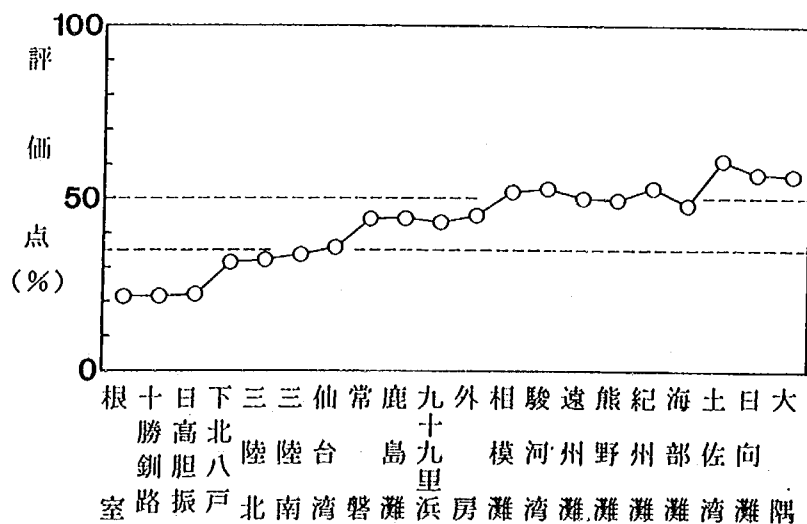
度に比例しているが、遠州灘、紀州灘、海部灘など隣接する沿岸と比較して値が低い沿岸も見られる。これらの沿岸では風による影響により快適性が阻害される結果となっていると推測される。日照時間については、緯度による差は余り大きくなく、海域による差が顕著である。海域2は1と比較して約10%値が低い。これは海域2の沿岸では冬期に雪となる日が多く、



図－14.6 気象条件の項目別評価（海域1：太平洋側）



図－14.7 気象条件の項目別評価
（海域2：オホーツク海，日本海，東シナ海側）



図－14.8 気象条件の総合評価（海域1：太平洋側）

日照時間が短くなるためと考えられる。

以上の5項目(気温、水温、ET*, WINDCHILL, 日照時間)についての合計点を各沿岸ごとに算出し、満点に対する評価点として図-14.8, 14.9に示す。その評価は海域1, 2どちらの場合でもほぼ緯度に比例しているが、太平洋側の方が変化率が大い。

この総合評価より次の3タイプ

に分類し、各沿岸のタイプを表-14.6に示した。

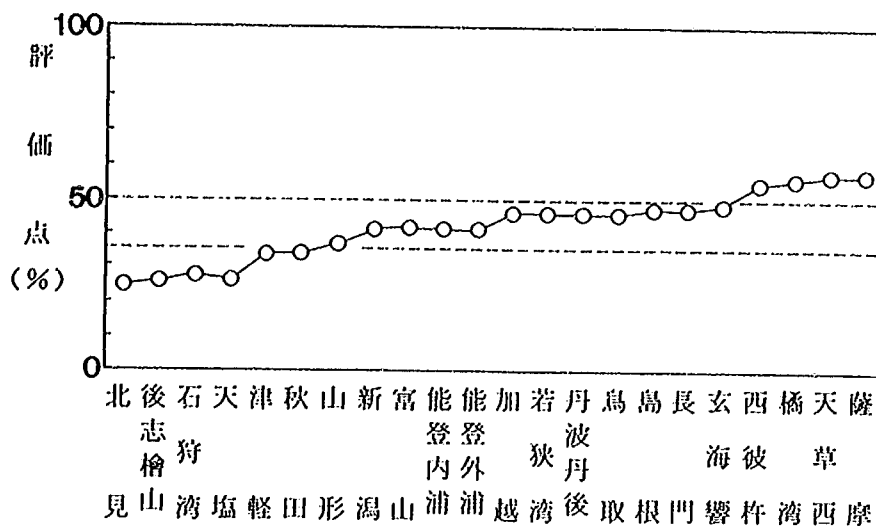


図-14.9 気象条件の総合評価

(海域2: オホーツク海, 日本海, 東シナ海側)

表-14.6 沿岸分類表

海 域 1						海 域 2					
	沿岸名	気 象	波 浪	交 通	開 発		沿岸名	気 象	波 浪	交 通	開 発
1	根 室	C	C	D	D	21	北 見	C	A	D	D
2	十勝釧路	C	C	D	D	22	後志山	C	C	D	D
3	日高胆振	C	A	D	D	23	石 狩 湾	C	C	B	D
4	下北八戸	C	C	D	D	24	天 塩	C	C	D	D
5	三 陸 北	C	A	D	D	25	津 軽	C	C	D	D
6	三 陸 南	C	A	B	D	26	秋 田	C	C	D	D
7	仙 台 湾	B	A	D	D	27	山 形	B	C	B	D
8	常 磐	B	D	A	D	28	新 潟	B	C	A	D
9	鹿 島 灘	B	D	A	B	29	富 山	B	A	A	D
10	九十九里浜	B	D	A	B	30	能登内浦	B	C	C	C
11	外 房	B	D	A	B	31	能登外浦	B	C	C	C
12	相 模 灘	A	B	A	A	32	加 越	B	C	A	C
13	駿 河 湾	A	B	A	A	33	若 狭 湾	B	C	C	A
14	遠 州 灘	B	D	A	A	34	丹波丹後	B	A	C	C
15	熊 野 灘	B	D	C	C	35	鳥 取	B	C	A	C
16	紀 州 灘	A	A	A	C	36	島 根	B	C	C	C
17	海 部 灘	B	B	D	D	37	長 門	B	A	C	C
18	土 佐 湾	A	B	D	D	38	玄海響灘	B	A	A	D
19	日 向 灘	A	D	D	D	39	西 彼 杵	A	A	C	C
20	大 隅	A	A	D	D	40	橘 湾	A	A	A	A
						41	天 草 西	A	A	C	D
						42	薩 摩	A	A	C	D

① Aタイプ：評価点が50%以上となる沿岸

非常に優れた気象条件を持つタイプである。海洋性レクや屋外のレクリエーションなどにも適している。他のタイプに比べ比較的季節変動も少なく、通年での利用を図ることが可能であると考えられる。気象条件が適地としての判定に大きな影響を持つリゾート開発などには非常に適している。海域1ではほぼ相模灘以南が、また海域2では西彼杵沿岸以南がこのタイプに属する。

② Bタイプ：評価点が35%以上50%未満の沿岸

気象条件にやや難を持つタイプである。季節変動が大きい沿岸や、海域2に属し冬期の気象条件が悪い沿岸などがこのタイプに属する。現在の状況でそのまま通年での利用を図ることは難しいが、気象条件の影響を比較的受けにくい利用方法を計画するなどの打開策を講ずることは可能である。海域1では仙台湾～外房が、また海域2では山形沿岸～玄海響灘がこのタイプに属する。

③ Cタイプ：評価点が35%未満の沿岸

気象条件に欠点を持つタイプ。このタイプの沿岸では利用に適する期間は1年のうちわずかな時期しかなく、リゾート地などとしての利用には若干の問題がある。従って、アクセスなど気象条件以外の項目で非常に優れた条件を持つ場合を除けば、大規模な開発は採算面でのリスクが大きく運営は困難である。海域1では三陸南以北が、海域2では秋田以北がこのタイプに属する。

14.5.2 波浪条件による分類

波高に関する沿岸毎の評価点を海域別に図-14.10、14.11に示す。図中の評価点は、先に述べた3種類の波高の夏期および通年における出現頻度に対する評価点の合計である。夏期における波浪の評価点が70%以上となるのは、三陸北、紀州灘および大隅の沿岸と海域2の沿岸全般である。海域1の沿岸では先の3沿岸以外の評価点は全般的に低く、特に常磐から遠州灘にかけての沿岸は評価点が50%を下回っている。また、通年での評価を見ると、評価点が70%以上なのは三陸北、相模灘、紀州灘、大隅、富山、長門、西彼杵の7沿岸である。反対に評価点が低いのは、海域1では鹿島灘、九十九里、遠州灘、日向灘、海域2では後志檜山から新潟、能登外浦から若狭湾、鳥取、島根の沿岸である。図の2つの評価点から、波浪特性は海域により異なっていることがよく分かる。海域1では、相模湾を除き各沿岸での通年と夏期の波浪条件の評価に大きな差がなく、大きな季節変動がないことを示している。これに対し、海域2では通年と夏期の波浪条件の評価点は大きく異なり、かなり大きな季節変動があることを示してい

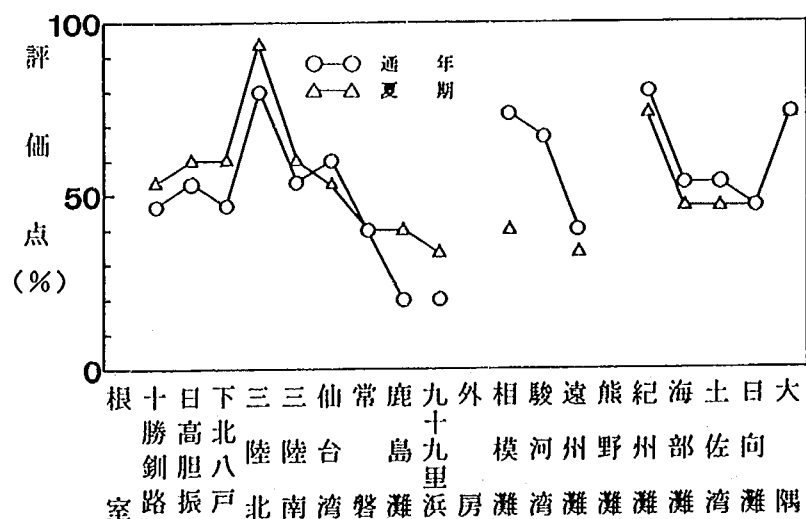
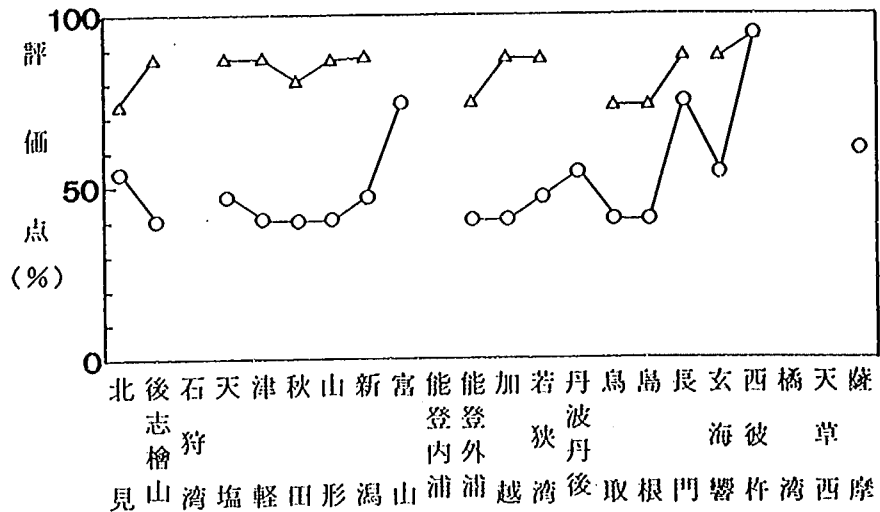


図-14.10 波浪条件の評価（海域1：太平洋側）

る。この2つの海域における波浪特性の違いは、波浪の発生源が異なっているためである。発生源はそれぞれ海域1が外洋からのうねり、海域2が季節風を主としている。

以上の波浪条件の評価から次の4タイプに分類し、各沿岸ごとのタイプを表一

14.6に示した。



図一14.11 波浪条件の評価(海域2:オホーツク海, 日本海, 東シナ海側)

① Aタイプ:

通年・夏期のどちらも50%以上の評価点となる沿岸

直接的な海の利用を図る開発では、最も良い条件を持ち、特に海洋性レクによる利用を主目的とする開発などでは有利な条件を備えている。海洋性レクによる利用が最も盛況となる夏期以外の季節でもレクリエーションによっては利用が可能である。海域2の長門～薩摩沿岸がこのタイプに属する。

② Bタイプ: 通年の評価点だけが50%以上となる沿岸

通年での利用が可能な条件を持っていることから、通年利用を図るヨットやサーフィン等の海洋性レクを目的とする場合には適地としての条件を満たしている。夏期における波浪条件に問題があることから、現在のままでは海水浴などの夏期利用型の海洋性レクには適さない。したがって海水浴場としての利用以外の方法を考えたり、あるいは積極的に波や流れを制御する施設、たとえば海域制御構造物などを建設することによって波浪の静穏化を図る必要がある。海域1の相模灘～土佐湾沿岸においてこのタイプに属する沿岸が多い。

③ Cタイプ: 夏期の評価点だけが50%以上となる沿岸

海水浴を始めとして夏期の利用が中心となる海洋性レクに適した特性を持つ沿岸タイプであり、日本海側の大部分の沿岸がこれに属する。海水浴は他の海洋性レクに比べ非常に多くの集客力を持つため、これを中心とした開発もかなり効果的である。しかし、施設を通年で維持する上で困難な点がある。

④ Dタイプ: 通年・夏期のどちらも50%未満の評価点となる沿岸

現在の波浪条件では、海の直接的な利用を図ることは難しい。そのため、このような利用を新たに生み出していこうとする場合には波浪条件を改善するために波浪制御構造物を設置するなどの方策が必要である。海域1の常磐、鹿島灘、九十九里、外房、遠州灘、熊野灘沿岸などがこれに該当する。また、これらの沿岸は同時に海岸侵食や越波等の波浪災害も著しい沿岸であるから、海岸保全面と海岸利用面との十分な調和が求められる。さらに、波浪制御が困難な場合には波浪条件の改善を無理に行うのではなく、沿岸の持つ情緒性や雰囲気間接的に利用する開発を考えていくことも必要である。

14.5.3 交通の整備状況 による分類

沿岸域周辺の交通の整備状況を海域別に図-14.12, 14.13に示す。図中、鉄道とインターチェンジについては沿岸1kmあたりの個数、周辺道路については面積1km²に対する距離で示した。まず、交通の拠点となる高速道のインターチェンジ数と主要駅数の割合に関しては、共に良く似た分

布状況を示しており、活動拠点の面から見た交通の整備状況は、鉄道、道路どちらの場合にも良く似た発展状況を示すことがわかる。2つの評価項目ともに比較的高い値を示すのは、関東から関西にかけての沿岸で、特に首都圏に近い鹿島灘、九十九里沿岸は1kmあ

たり0.1個以上という卓越した値を示す。反対に2つとも評価が低いのは北海道、東北の沿岸で、インターチェンジは全く無い沿岸も非常に多い。また、高速道については、海域2の中国地方の沿岸も評価が低くなっている。次に、沿岸の近隣各県における主要道の整備状況の割合は北海道、東北、四国を除けばほとんどの沿岸で1km²あたりの道路延長は0.5km以上である。

交通の整備状況は交通拠点と周辺の交通網という2つに分けて分類できる。前述のように鉄道と高速道路の整備状況の分布は類似することから、主要駅とインターチェンジのどちらか一方が1kmあたり0.03個以上を条件1として設定する。また条件2として、主要道の割合が1km²あたり0.5km以上と設定する。この2つの条件により4つのタイプに分類し、表-14.6に示した。

① Aタイプ：条件1, 2の両方を満たす沿岸

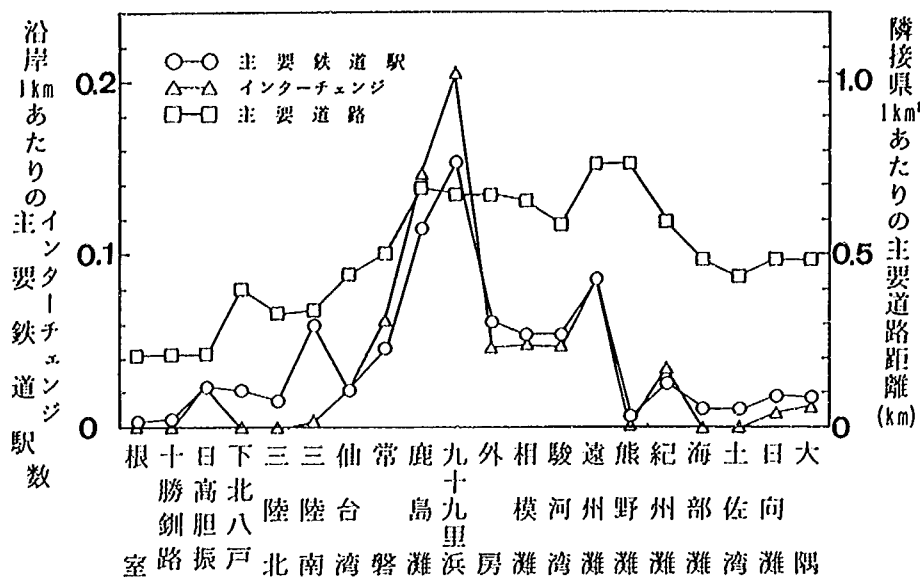


図-14.12 交通の整備状況（海域1：太平洋側）

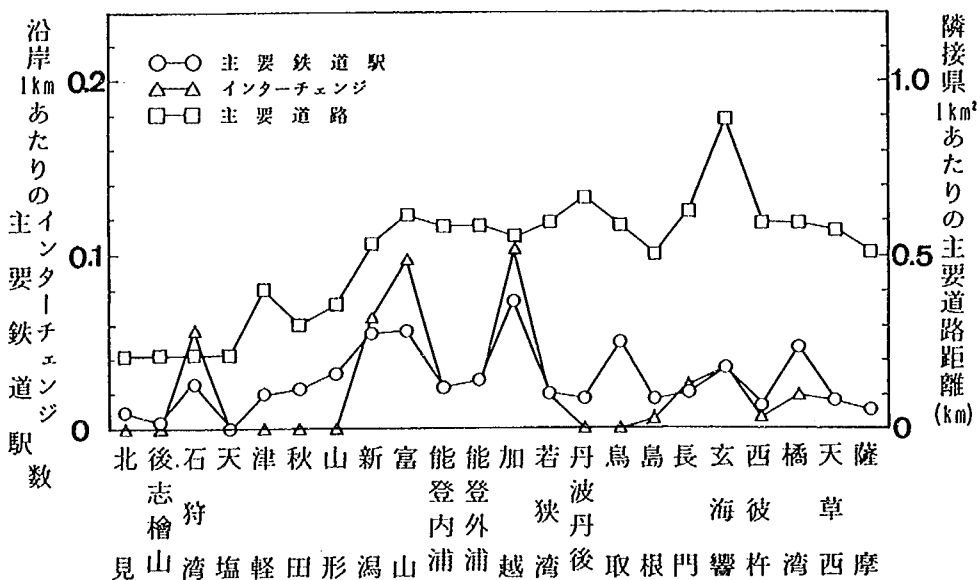


図-14.13 交通の整備状況（海域2：オホーツク海，日本海，東シナ海）

遠隔地からの利用および周辺地域での利用のどちらから考えた場合にも非常に有利な条件を持つ。考えられる利用方法の幅が広く、様々な計画を立てることが可能である。

② Bタイプ：条件1のみ満たす沿岸

リゾートなど遠隔地からでも利用が見込める開発には有利である。ただし、沿岸周辺での交通網の整備が十分でないことから、開発の際には開発地と交通拠点を結ぶ交通施設の整備が必要となる。

③ Cタイプ：条件2のみ満たす沿岸

沿岸地域周辺での交通の整備状況は比較的良好に整備されているが、遠隔地からの利用には適さない。そのため、開発の種類は地元住民の利用を考えた計画が望ましい。現在進められている高速道路の整備が進めば、これらの地域でも活発な利用が図れるようになる可能性があるが、計画の無い沿岸では将来的にも大規模な開発を行うことには疑問がある。

④ Dタイプ：どちらの条件も満たさない沿岸

現在の交通整備の状況では開発対象とするには難しい。従ってこのような沿岸で開発を行う場合には開発の対象が沿岸地域だけにとどまらず、周辺地域の交通機関の整備が必要となるため、開発規模が非常に大規模にならざるを得ない。

14.5.4 開発市場と観光資源による分類

沿岸の持つ開発市場と観光資源の状態を図-14.14、14.15に示す。図中、都市については沿岸距離1km当たりの都市数、史跡名勝については面積10km²当たりの史跡名勝数で表わす。開発市場の状態を示す都市数には、沿岸によって非常に大きな差が見られる。分布状況は図-14.12、14.13に示したインターチェンジ、主要駅数の分布と良く似ており、都市数と交通の整備状況は比例していることを示唆している。都市数の値で突出した値を示すのは鹿島灘から遠州灘にかけての沿岸で、そのほかはこれらの沿岸と比較していずれも低い値を示す。史跡、名勝数は海域1では仙台湾以南、海域2では富山湾以南で高い値を示し、これらの地域で値

が低いのは玄海響灘と四国の沿岸である。また、若狭湾、丹波丹後は非常に高い値となっているが、これは数多い史跡を持つ京都が隣接しているためである。

開発地としてのポテンシャルが高い条件として次の2条件を設定する。

条件1：都市数が沿岸1km当たり0.05個以上である。

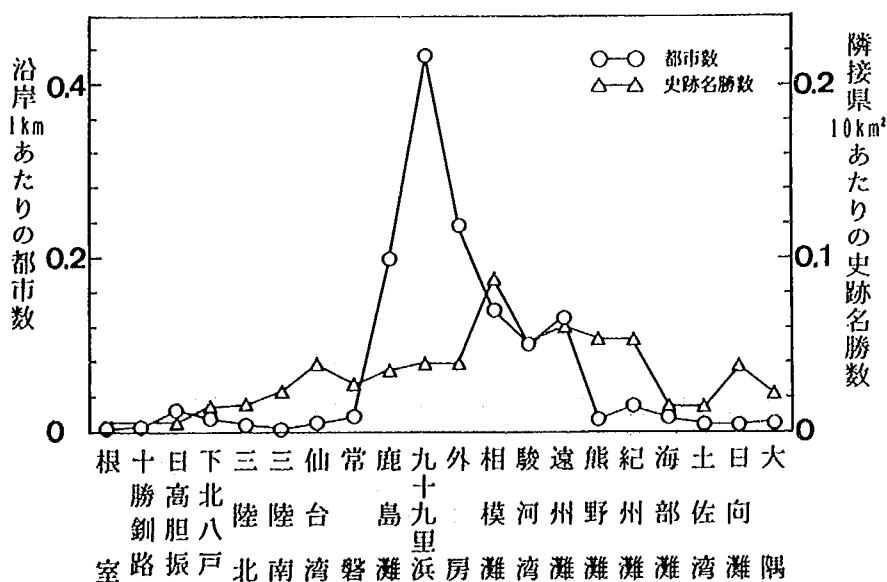


図-14.14 開発市場と観光資源（海域1：太平洋側）

条件2：史跡名勝

数が面積
10km² 当
たり0.05
個以上で
ある。

この2条件を用い
て、次の4タイプの
分類を行い、各沿岸
のタイプを表-14.6
に示した。

① Aタイプ：

条件1, 2とも
に満足する沿岸

開発の利用者の誘致圏となる都市、観光などでの利用に影響を持つ史跡名勝の条件のどちらにも優れて
いることから、近郊開発やリゾート開発など計画の幅は非常に広い。

② Bタイプ：条件1のみ満たす沿岸

利用者の誘致圏となる都市が比較的多いことから、近郊開発などでの利用も図ることが可能な沿岸の
タイプである。適正な開発を行えば、多くの集客を期待することもできる。ただし、これといった観光資源
を持たないため、観光開発を含めた計画には問題がある。

③ Cタイプ：条件2のみ満たす沿岸

観光開発を考えた場合には、観光資源が多く良い条件を持っているといえる。ただし近郊に都市が少な
いため、利用者の誘致圏を遠隔地に求めなければならず、アクセス等の条件に左右される側面も有する。

④ Dタイプ：どちらの条件も満たさない沿岸

どちらの条件も満たしていないことから開発計画の幅が狭くなり、開発地としてのポテンシャルは低い。
この地域での開発を考えた場合に、気候条件等の条件に優れたものがあればリゾートとして利用する方法
も考えられる。

14.6 考 察

気象、波浪、交通、開発ポテンシャルの4項目に基づいて沿岸域の分類を行った。結果は表-14.6に整
理され、各沿岸の特性と全国沿岸域での位置付けが明確にされた。気象条件による分類では、海域および
緯度によってその特性が顕著に現われた。海洋性レクの適性基準から見た場合に良い条件を持っているの
は日本列島南部の沿岸であり、北部の沿岸や日本海側の沿岸では冬期における気象条件の悪さから適性に
欠ける面がある。気象条件は人為的に制御することが不可能であることから、気象条件に難を持つ沿岸で
は直接海を利用する海洋性レクを主体とする海洋リゾートではなく、海岸の散策や景観に重点を置いた開

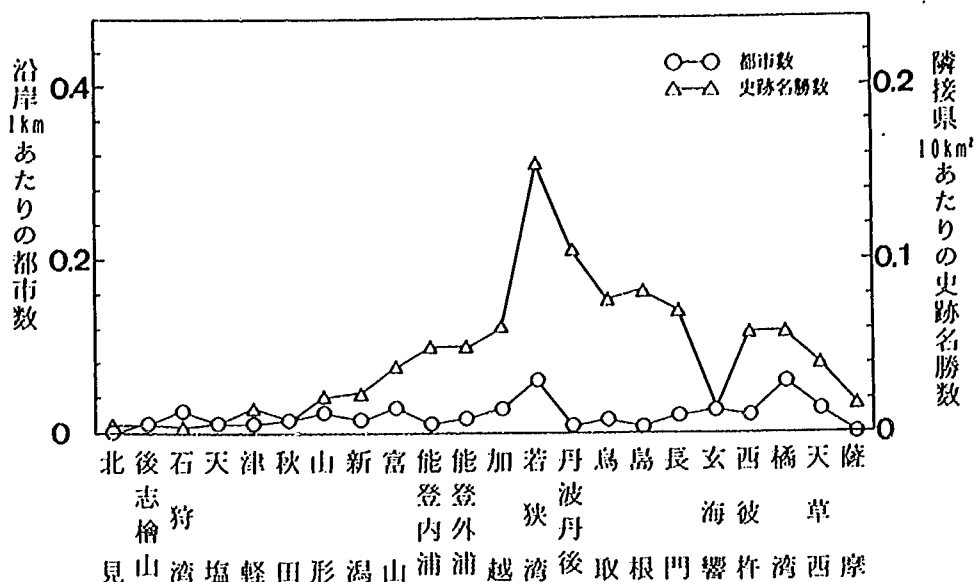


図-14.15 開発市場と観光資源（海域2：オホーツク海、日本海、東シナ海側）

発計画を立てることが必要である。またこうすることによって画一化を避けることが可能となる。

波浪条件には海域により特性に大きな違いが見られた。通年、夏期のどちらに対しても良い波浪条件を持つ沿岸は少ない。日本海側の沿岸では夏期には利用に適した波浪条件となるが、冬期風浪の来襲する時期には波浪条件は著しく悪くなる。波浪条件を望ましい条件に近づけるには、例えば海域制御構造物による波浪制御などの方法によって条件の改善を図ることが必要である。

次に、交通の整備状況からの各沿岸の評価の結果によると、首都圏近郊の沿岸は評価点が高く、東北、北海道、四国などの沿岸では評価点が低かった。これらの地域では開発の条件として将来の道路整備計画などに期待するところが大きく、現状ではアクセスに問題があるため遠隔地からの集客はかなり難しい。さらに、開発市場および観光資源の分布は交通条件の分布とかなり良い対応を示していた。開発市場の条件は開発後の施設の運営を考えると経営上重要な条件ともなるので、十分留意する必要がある。

気象条件は制御不可能であるから第一義に重要である。この条件が良く、なおかつ交通と開発ポテンシャルが高いが、波浪条件のみが劣る沿岸では波浪制御構造物を計画することはかなり有効である。一方、交通と開発ポテンシャルが低い場所では大規模な開発はかなり困難となる。

14.7 あとがき

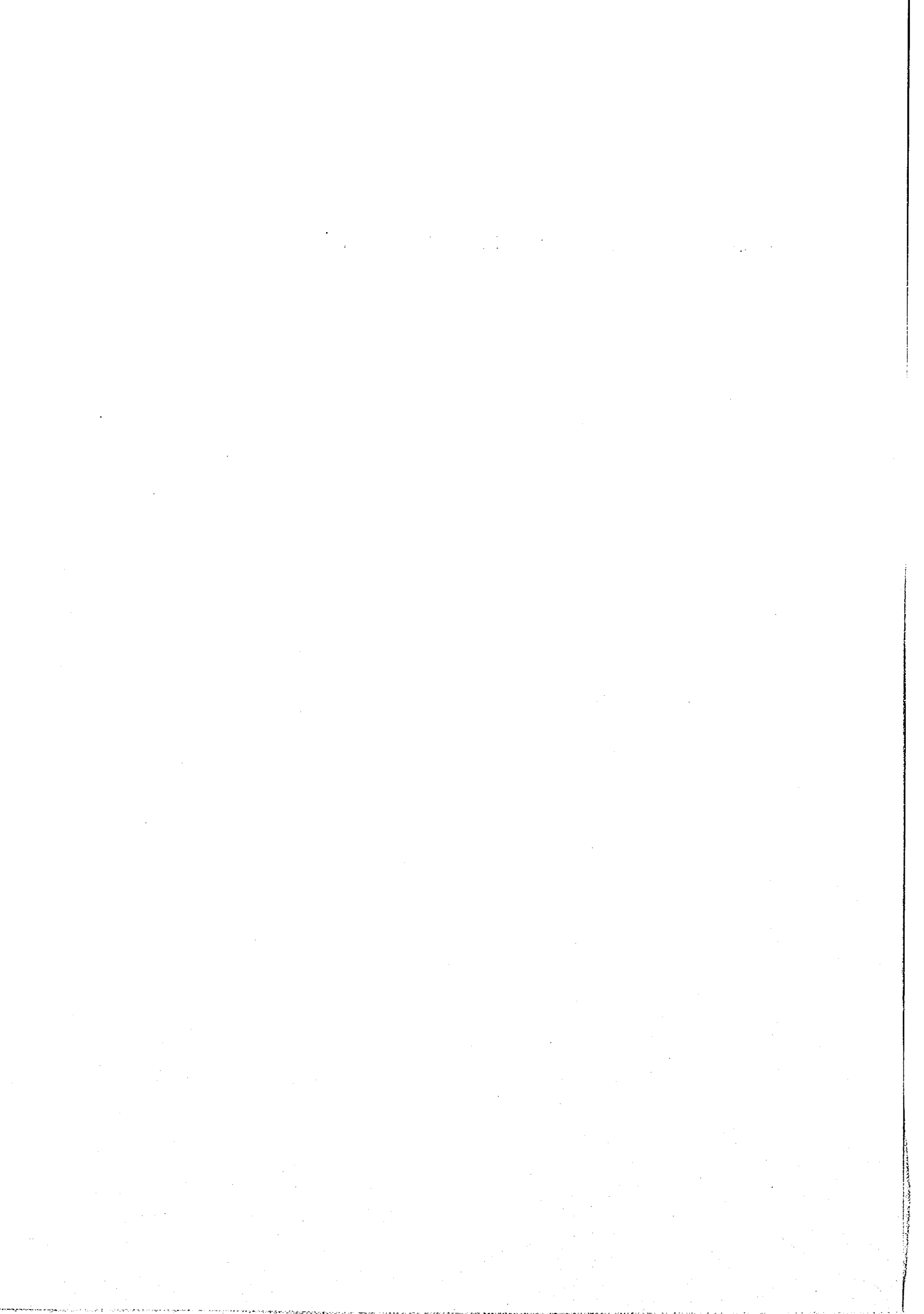
沿岸域利用を目的とした開発計画を進めるに際して問題となる気象、波浪条件やアクセス、開発ポテンシャルに関し、全国的見地からの分析を行い、全国の沿岸の類型化を試みた。沿岸域の利用形態は様々であるから、各沿岸の評価を統一的に定めることは避けたが、一応各沿岸の位置付けは明らかになったと思われる。ただし、沿岸域の利用に重点を置いて分析を進めたために保全面の検討は十分行うことができなかった。機会を見て海岸保全と海岸利用との調和の問題について更に考察したいと考えている。

参考文献

- 宇多高明・村井禎美・武中信之(1988): 海洋利用空間創成のための適地選定手法の検討, 海洋開発論文集, Vol. 4, pp. 237 ~ 242.
- 気象庁(1977): 風向別・風速階級別度数表(1967 ~ 1976), 気象庁観測技術資料, 第42号.
- 気象庁(1979 ~ 1986): 気象要覧(1979. 1 ~ 1985. 12), No. 953 ~ No. 1036.
- 建設省河川局海岸課(1987): 海象年表(1986), 347 p.
- 建設省九州地方建設局(1984): 海の中道海浜公園の海浜緑地の整備管理の適正化に関する調査報告書.
- 小舟浩治ほか(1988): 波浪観測年報(1986), 港湾技術研究所資料, No. 612, 247 p.
- 水産庁漁港部(1985): 波浪調査報告書(1973 ~ 1977, 1982 ~ 1983), 1979.
- 菅原一晃ほか(1986): 沿岸波浪観測15ヶ年統計(1970 ~ 1984), 港湾技術研究所資料, No. 55, 872 p.
- 東京天文台編纂(1988): 理科年表(昭和63年), 丸善.
- 日本海洋学会・沿岸海洋研究部会(1985): 日本全国沿岸海洋誌, 東海大学出版会.
- 日本建築学会(1978): 建築設計資料集成, 丸善.
- 人間 — 環境系編集委員会編(1972): 人間機能データブック人間 — 環境系(上下巻), 人間と技術社.

第15章 波浪・流れ・地形変化予測技術に関する検討

建設省土木研究所海岸研究室	室	長	宇	多	高	明
(元)研究員			村	井	禎	美
			山	本	幸	次



15.1 ま え が き

近年、余暇時間の増大に伴い、海洋開発に関する関心が高まりつつある。建設省でもMMZ計画を推進し、沿岸域の開発を図ろうとしている。土木研究所ではMMZ計画の軸となる海域制御構造物の開発研究を進めており、既にその消波効果は2次元水路実験により明らかにされている(建設省, 1987)。しかし構造物を平面的に配置した場合の波高分布や構造物周辺の流れの特性については十分に検討されていない。そこで、本研究では構造物を平面的に配置した場合の波浪、流れを数値モデルにより予測する手法について検討した。一方、構造物を設計するには、構造物の規模と静穏域の大きさとの関係を予め把握しておく必要がある。そこで、代表海岸として九十九里海岸を選んで、構造物の規模と静穏域空間の規模の関係を検討するとともに、より具体的に、夏期の海水浴利用の面で、構造物設置がどの程度の効果を持つかについて検討した。

15.2 波浪と流れの場の数値シミュレーション

15.2.1 計算方法

波浪場の計算については、Berkhoff(1972)により提案された緩勾配方程式を変形して得られるRadder(1979)による放物型方程式を用いた。この式を差分法によって解いた。波のポテンシャルを ϕ としたとき、基礎式は次式となる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \left\{ ik - \frac{1}{2kCC_g} \frac{\partial}{\partial x} (kCC_g) \right\} \phi + \frac{i}{2kCC_g} \frac{\partial}{\partial y} (CC_g \frac{\partial \phi}{\partial y}) \quad (15.1)$$

ここに、 k : 波数、 i : 虚数単位、 C_g : 群速度であって、 x 軸は波の入射方向に、また y 軸はこれと直角にとる。この方法は、①波の浅水・回折変形を同時に扱えること、②球面浅瀬のように地形が複雑な場合も計算が可能であること、また、③防波堤背後の波の回折変形についても妥当な結果を与える等の利点を有している。

海浜流の基礎式は次のようである。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} U(h + \zeta) + \frac{\partial}{\partial y} V(h + \zeta) = 0 \quad (15.2)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + F_x - M_x + R_x + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0 \quad (15.3)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + F_y - M_y + R_y + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} = 0 \quad (15.4)$$

ここに、 U 、 V : 海浜流流速の x 、 y 方向成分、 ζ : 平均水位、 h : 静水深、 t : 時間である。摩擦項は、次のように表わされる。

$$F_x = -f_m \frac{U}{D}, F_y = -f_m \frac{V}{D} \quad (15.5)$$

ここに、 f_m : 摩擦係数、 D : $h + \zeta$ である。過動粘性を表わす項は、次のようになる。

$$M_x = \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon \frac{\partial U}{\partial y} \right) \quad (15.6)$$

$$M_y = \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon \frac{\partial V}{\partial y} \right) \quad (15.7)$$

$$\epsilon = NL_p \sqrt{gh} \quad (15.8)$$

ただし, $N = 0.01$, $L = h / \tan \beta$ (β : 海浜の平均勾配) である。更に, radiation stress 項は次のとおり。

$$R_x = \frac{1}{\rho (h + \zeta)} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \quad (15.9)$$

$$R_y = \frac{1}{\rho (h + \zeta)} \left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \quad (15.10)$$

ここに, ρ は海水の密度であり, S_{xx} , S_{xy} , S_{yy} は次式で与えられる。

$$S_{xx} = E \frac{C_g}{C} \cos^2 \alpha + \frac{E}{2} \left(2 \frac{C_g}{C} - 1 \right) \quad (15.11)$$

$$S_{xy} = S_{yx} = \frac{C_g}{C} \sin \alpha \cos \alpha \quad (15.12)$$

$$S_{yy} = E \frac{C_g}{C} \sin^2 \alpha + \frac{E}{2} \left(2 \frac{C_g}{C} - 1 \right) \quad (15.13)$$

15.2.2 計算条件の設定

計算モデルの妥当性を調べるためには, 実験値との比較が必要である。本研究では, 平面水槽 (21×16×0.6 m) を用い, 模型縮尺を 1/50 とした固定床平面実験を最初に行った (図-15.1 参照)。モデル海浜としては駿河湾内にある駿河海岸を選んだ。この海岸は汀線付近の勾配が約 1/10 と急であるが, 沖合の勾配は 1/100 と緩やかである点に特徴を有する。実験では, 汀線より 4 m 沖の水深 22 cm 地点に長さ 4 m の構造物模型を設置した。構造物模型は, スリット型と透過水平板付スリット型の 2 種類であって, 共に透過性を有する。この模型に, 入射波高 $H_1 = 5$ cm, $T = 1.27$ s の波を直角入射させた。

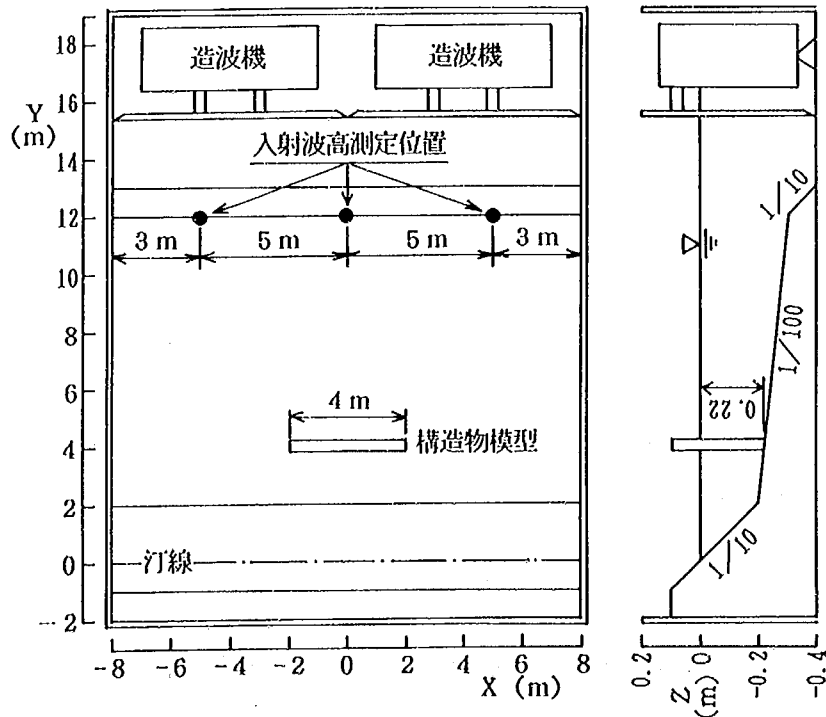


図-15.1 実験水槽

波浪場の計算を行う際には、構造物の透過特性に応じて透過率を設定する必要がある。その際、透過率の値は、各構造物毎に水理模型実験で得られた値の場所的平均値を用いることとし、図-15.2に示す点で測定した入射波高 H_I 、透過波高 H_T により透過率 $K_T = H_T / H_I$ を算定した。

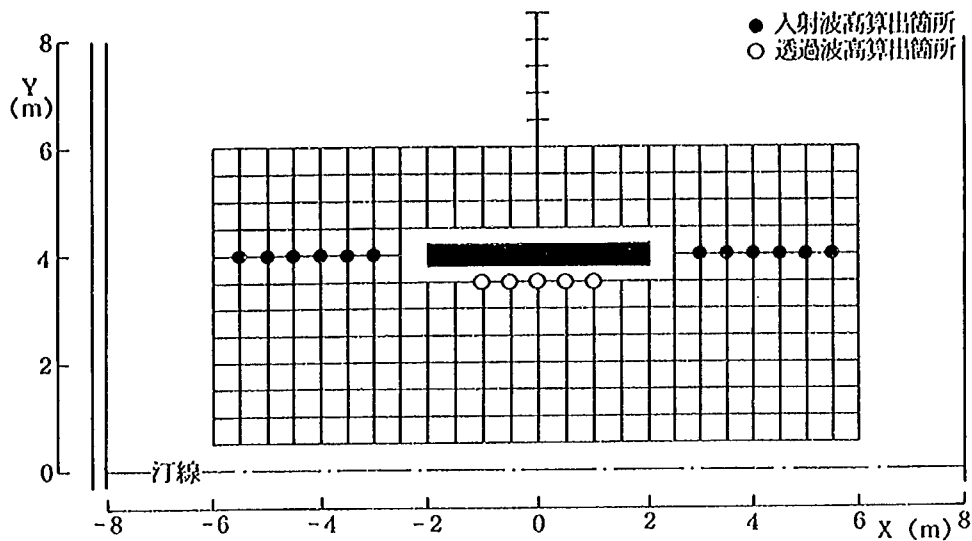


図-15.2 波高測定位置

波高計算に際して、砕波条件は合田による砕波指標により定め、砕波後の波の変形に関しては、計算値と砕波指標より求めた砕波波高とを比較し、計算値の方が大きくなる場合は砕波指標による砕波波高を用いた。更に、差分計算における格子間隔は10 cmとした。

15.2.3 実験値と計算値の比較

最初に、スリット型模型の場合の実験と計算値との比較を行った。透過率は、構造物背後で一定値($K_T = 0.57$)とした。計算と実験の波高分布を図-5.3に示す。測線A-A', B-B'は構造物より陸側に位置した測線である。この場合、構造物背後と、構造物から離れた位置では実験値と計算値との対応は良い。しかし、構造物端部($X \approx 2$ m)では計算値は実験値よりも波高の場所的変化率が大きくなった。

実験によって得られた海浜流の流況を図-5.4に示す。構造物の堤長(4 m)に対し、離岸距離が4 mと長いと、構造物端部からの回折波が構造物背後へ入り込んだ結果、構造物背後の波高変化は緩やかとなり、したがって構造物背後での循環流はそれほど明瞭ではない。しかし、中央を境にほぼ一対の循環流が見られる。また、構造物の

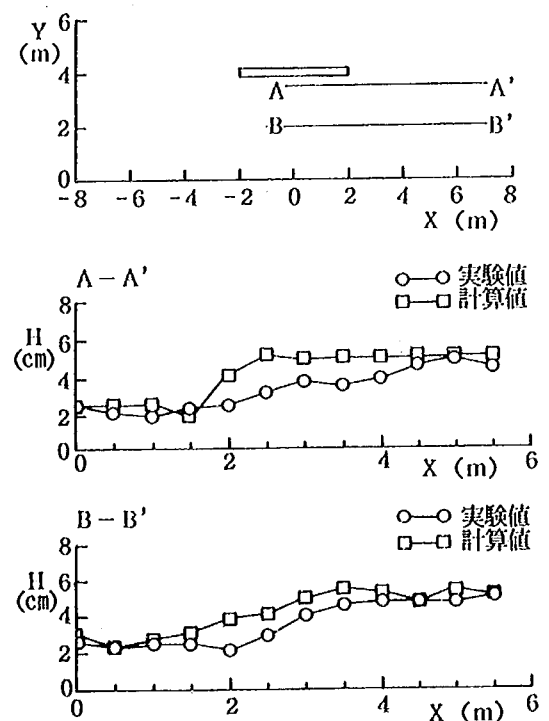


図-15.3 構造物背後の波高分布の比較 (スリット型模型)

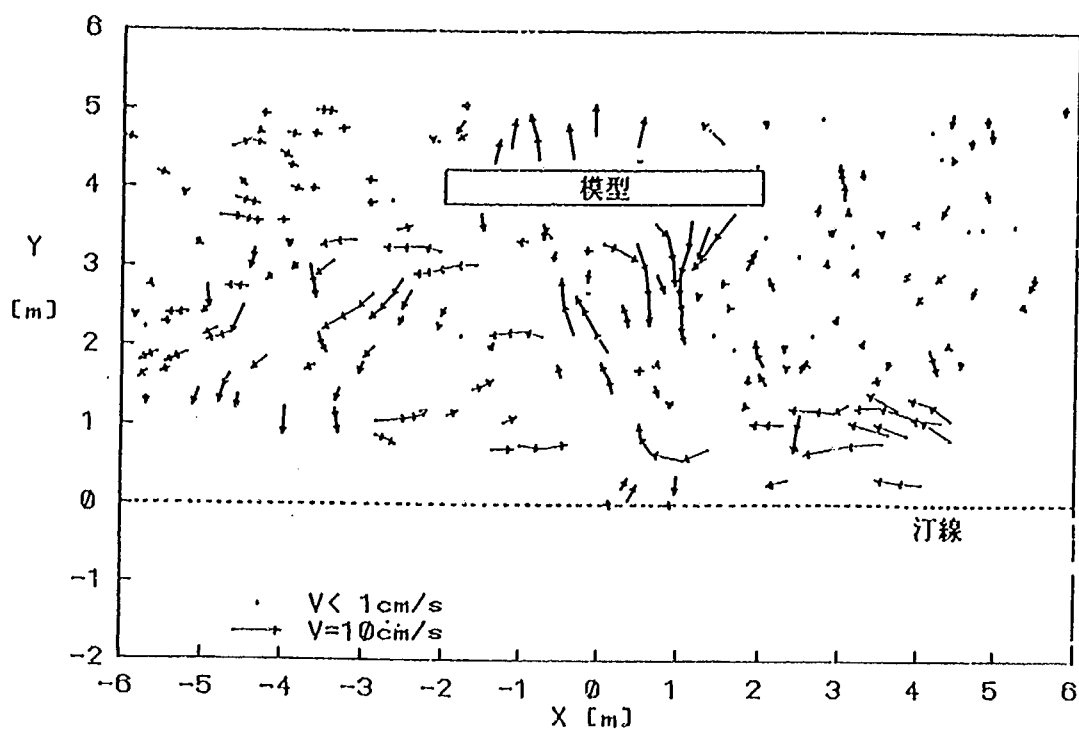


図-15.4 流況（スリット型模型，実験値）

沖側では沖向き流れが，岸側では岸向き流れも見られる。これらの流れが鉛直方向にはほぼ一様で，かつ構造物を境に互いに逆方向の流れとなると考えることは，水の連続式より不合理である。したがって構造物周辺では鉛直循環が生じている可能性がある。図-15.4によれば構造物の岸側で岸向き流れが存在するが，その発生機構は不明なため，ここでは構造物は不透過として計算を進めた。計算結果を図-15.5に示す。

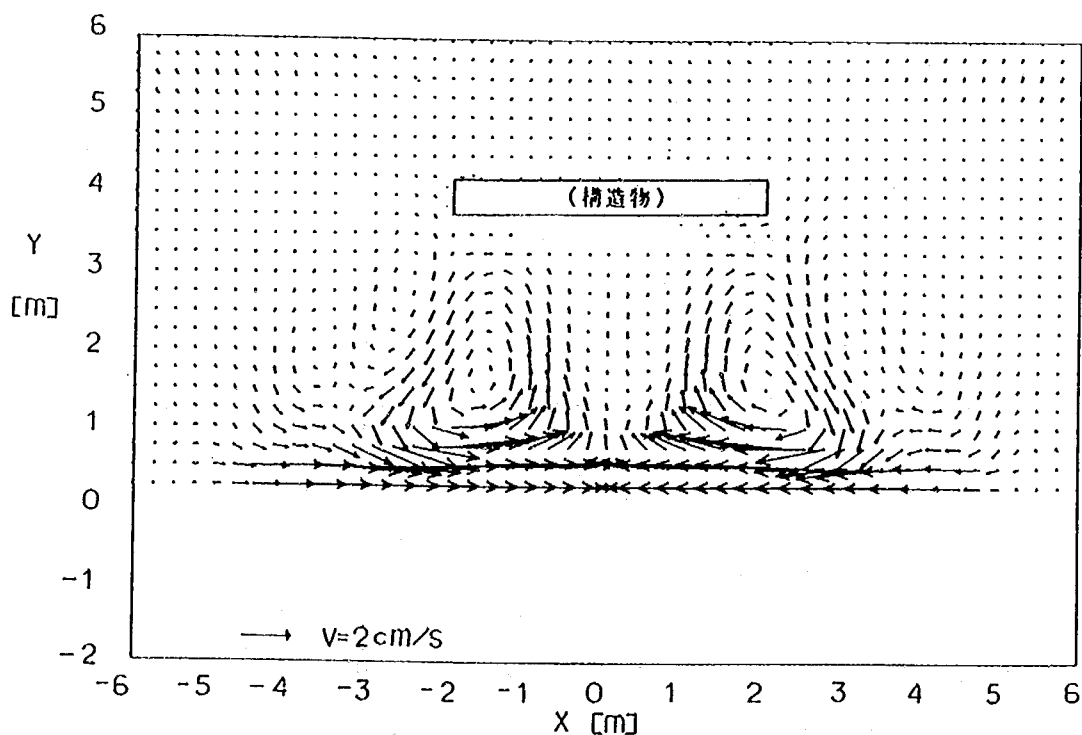


図-15.5 流況（スリット型模型，計算値）

なお、計算に際し、式(15.8)の係数 L_p は1/10勾配斜面土では $L_p = h / \tan \beta$ とおいたが、それより沖では勾配の変化点での値に等しいとおいた。計算では実験よりも明瞭な一對の循環流が発生した。循環流の中心位置は両者ではほぼ一致した。しかし構造物近傍での流れの状況は実験値とはまだ差が大きい。構造物周辺での流れの境界条件の与え方について一層検討する必要がある。

次に、透過水平板付きスリット型構造物の場合について述べる。この型式は、スリットによる乱れのほかに透過水平板の効果を付加したものである。計算方式はスリット型の場合と同様であって、構造物との境界

で一定の透過率0.56を与えた。構造物背後の波高分布の計算値と実験値を図-15.6に示す。この場合、計算と実験値は良く一致している。スリット型の場合(図-15.4)，実験値と計算値の一致度はあまりよくなかったが、図-15.6では一致度は高い。

同じく、流況の測定結果を図-15.7に、また計算結果を図-15.8に示す。ただし計算時の境界条件等の扱いはスリット型の場合と同一である。このケースの実験では、構造物背後での循環流の発生がスリット型に比較してより明瞭である。また、数値計算においてもこの流れの状況はほぼ再現されている。

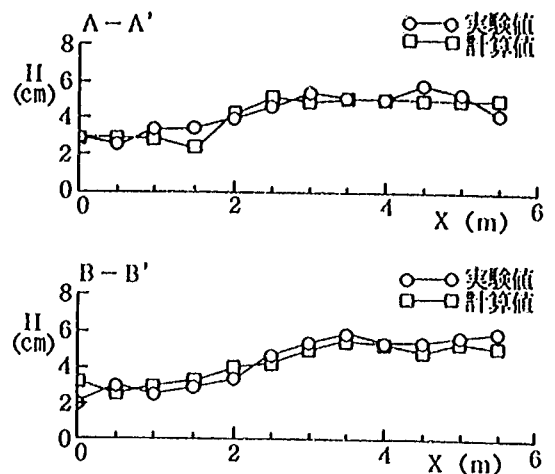


図-15.6 構造物背後の波高分布の比較
(透過水平板付きスリット型
模型)

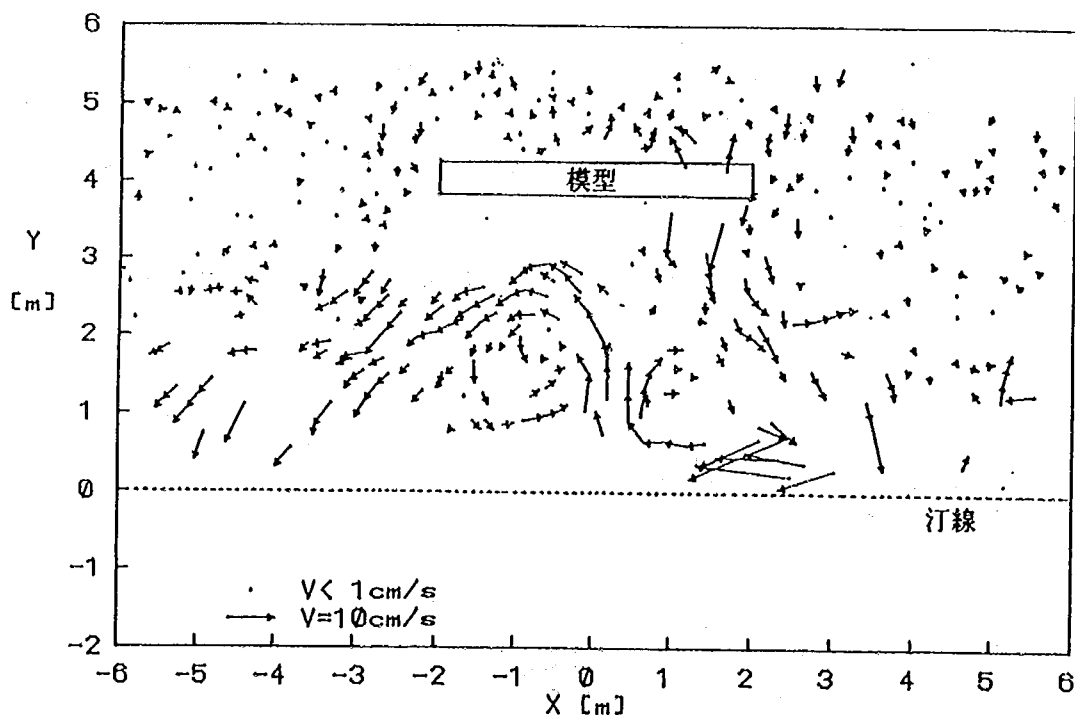


図-15.7 流況(透過水平板付きスリット型模型, 実験値)

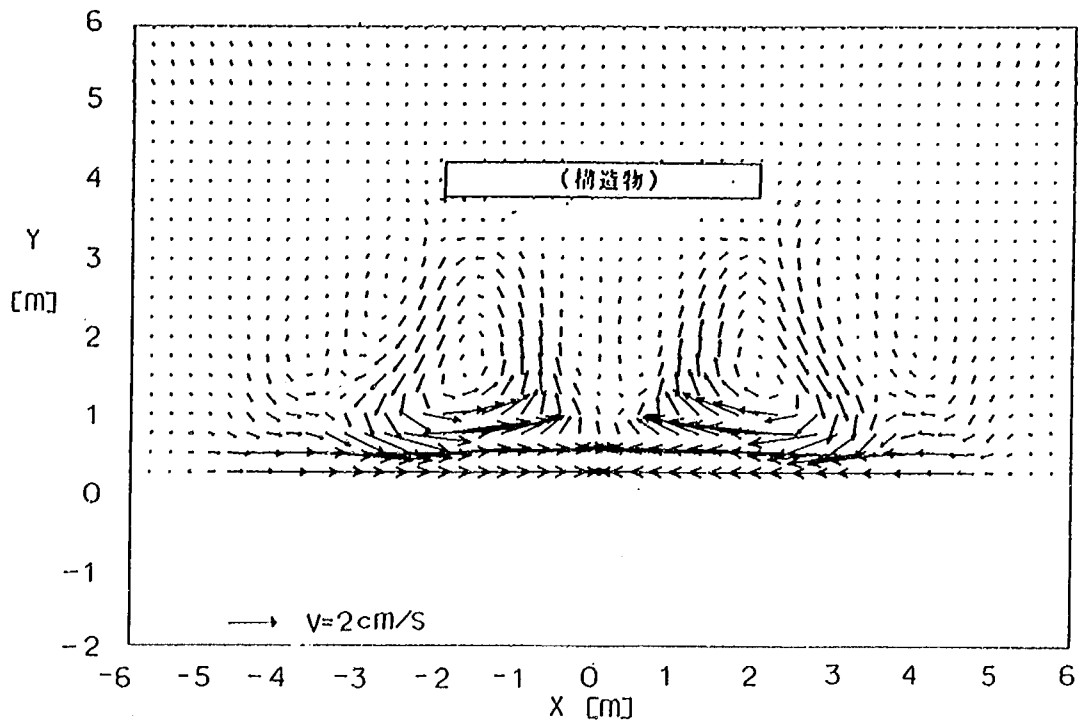


図-15.8 流況（透過水平板付きスリット型模型，計算値）

15.3 九十九里海岸における波浪静穏化効果に関する検討

延長60 kmに及ぶ長大な海岸線を持った九十九里海岸のほぼ中央に位置する蓮沼地区の前面海域を対象としてケーススタディを行った（建設省，1988）。海域制御構造物の消波効果と設置水深を一定（透過率 $K_T = 0.6$ ，設置水深10m）に保ち，構造物の長さを変えた場合の消波効果の変化を調べた。

計算に際しては，蓮沼地区の海浜断面を図-15.9に示すようにいくつかの直線勾配部分に単純化して用いた。当海岸の波浪特性を表-15.1，15.2に示す。これは，蓮沼地区の南8 kmに位置する片貝漁港沖の水深約11m地点で1982年に取得されたデータである。年間のデータ（表-15.1）によれば，有義波高の最も高い出現率は，0.5～1.0mで，全体の60%近くを占める。有義波周期は7.0～8.0 sの出現率が最大である。

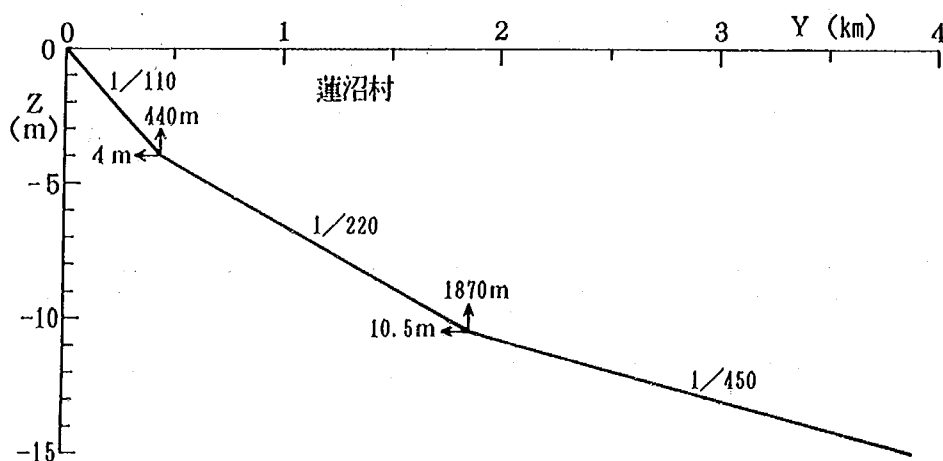


図-15.9 蓮沼地区海浜断面図

表-15.1 片貝漁港沖で観測された有義波高・周期の頻度分布（全年）

	~ 0.49 m	0.50 ~ 0.99	1.00 ~ 1.49	1.50 ~ 1.99	2.00 ~ 2.49	2.50 ~ 2.99	3.00 ~ 3.49	3.50 ~ 3.99	4.00 ~	計
~ 4.9 sec		1.2	0.4							1.6
5.0 ~ 5.9		4.3	2.7	0.1						7.1
6.0 ~ 6.9	0.2	10.4	4.4	1.0	0.1					16.1
7.0 ~ 7.9	0.6	15.9	5.2	1.4	0.4	0.1	0.1			23.7
8.0 ~ 8.9	1.0	12.3	3.9	1.3	0.4	0.2	0.1			19.2
9.0 ~ 9.9	0.7	7.0	4.1	1.5	0.5	0.1		0.1	0.1	14.1
10.0 ~ 10.9	0.3	3.3	3.3	1.1	0.5	0.3	0.1	0.1		9.0
11.0 ~ 11.9		1.7	2.0	0.7	0.7	0.3	0.1	0.1		5.6
12.0 ~ 12.9		0.5	1.0	0.4	0.6	0.1	0.1		0.1	2.8
13.0 ~ 13.9			0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1		0.8
14.0 ~										
計	2.8	56.6	27.2	7.7	3.3	1.2	0.6	0.4	0.2	100.0

出現率(%)

表-15.2 片貝漁港沖で観測された有義波高・周期の頻度分布（夏期，6～8月）

	~ 0.49 m	0.50 ~ 0.99	1.00 ~ 1.49	1.50 ~ 1.99	2.00 ~ 2.49	2.50 ~ 2.99	3.00 ~ 3.49	3.50 ~ 3.99	4.00 ~	計
~ 4.9 sec		1.0								1.0
5.0 ~ 5.9		3.6	0.8							4.4
6.0 ~ 6.9	0.1	15.0	5.5	0.9	0.2					21.7
7.0 ~ 7.9	0.5	23.0	5.2	0.9	0.4					30.0
8.0 ~ 8.9	1.1	17.6	2.6	0.4	0.3	0.1				22.1
9.0 ~ 9.9	0.4	5.7	1.6	0.2	0.3	0.2	0.1			8.6
10.0 ~ 10.9		0.7	3.0	0.5	0.1	0.1	0.2		0.1	4.7
11.0 ~ 11.9		0.2	2.2	0.3	0.3	0.3		0.1	0.1	5.6
12.0 ~ 12.9			0.7	0.3	1.0	0.1	0.2		0.2	2.5
13.0 ~ 13.9			0.3	0.4	0.1	0.4		0.1		1.3
14.0 ~				0.1		0.1				0.2
計	2.1	66.8	21.9	4.0	2.7	1.3	0.5	0.2	0.4	100.0

出現率(%)

一方，夏期（6～8月）のみのデータ（表-15.2）によると，夏期も全体の傾向は変わらないが，有義波高0.5～1.0mが約67%と更に出現率が高い。

海洋性レクの種類は様々であるが，この中で最も一般的なのが夏期における海水浴である。そこで，海域制御構造物を設置したことによる海水浴可能日数の増加割合について検討した。海水浴に対する適性条件は，碎波波高が0.6 m以下で表わされる（佐々木ら，1974）。表-15.2に示した夏期（6～8月）の波浪条件をもとに，構造物を設置したとき，その背後の静穏化された海域において碎波波高が0.6 m以下となる区域がわずかで

も出現した場合は海水浴が可能と考えてその日数を求め、それを6～8月の総日数で割って出現率を求めた(図-15.10)。構造物なしの場合、出現率は全体の2.2%であったが、延長150mの構造物を造れば、出現率は3.2%となり、延長を500m以上にすると69%になる。本来、海水浴の適性には天候、気温等の要因も考慮しなければならない。しかし波浪条件のみによれば、構造物を設置したとき、構造物のない条件と比較して海水浴可能日数がかなり増加することがわかる。

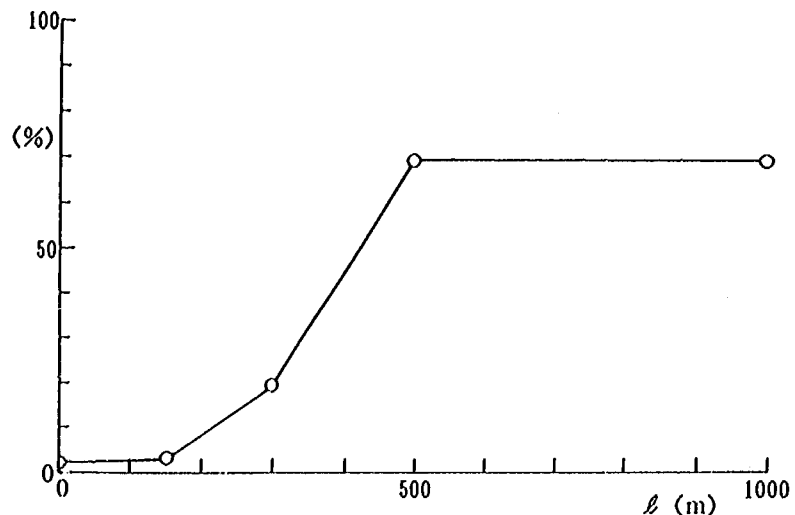


図-15.10 構造物延長と夏期の海水浴可能日数の関係

更に、構造物の消波効果を表わす指標として、砕波波高の低減した区域の長さ、波高の低減割合を含んだ指標 P を式(15.14)で定義する。

$$P = \sum_i \left(\frac{H_b - H_b'}{H_b} \right) \Delta l_i / \sum_i \Delta l_i \quad (15.14)$$

波高を0.75mと1.25mとし、周期を5.5～13.5sの間で変化させたときの、 P と l/L の関係を図-15.11に示す。ここに、 L は構造物設置地点の波長である。 P と l/L の関係は、波高に係わらずほぼ同じ傾向を示し、 l/L の増大とともに消波効果は急速に高くなるが、 l/L が十分大きくなるとほぼ一定値に近づくことがわかる。

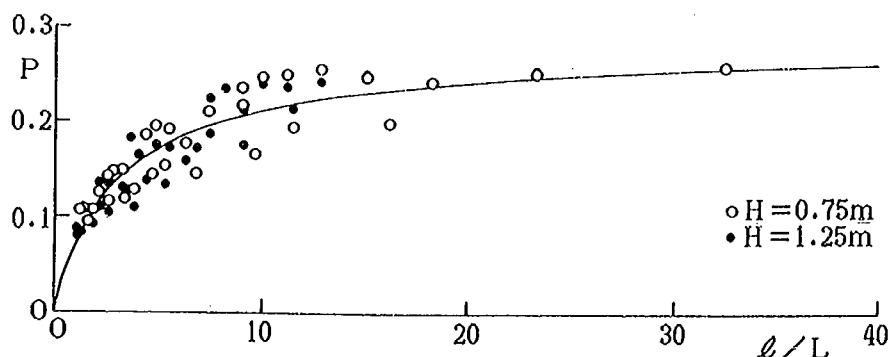


図-15.11 構造物による静穏効果(P)と波長堤長比(l/L)の関係

15.4 ま と め

海域制御構造物周辺の波浪・流れの予測手法を確立するための第一歩として、スリット式および透過水平板付スリット式構造物を選んで、構造物周辺の波高と流れに関して実験値と計算値の比較を行った。これによると、波浪場の再現性はほぼ良好であり、構造物があっても放物型モデルにより波浪場はほぼ予測

可能であった。一方、海浜流については、構造物が沖合にあるためノイズを拾い易く、結果として計算と実験ではかなりの差が生じた。今後、更にモデルの改良が必要とされる。次に、九十九里海岸を対象に構造物の堤長と形成される静穏域の関係について、夏期の海水浴利用可能日数の増加の可能性の面より検討した。この結果によると、波浪条件の面では構造物の設置によりかなりの改善が可能ながことが明らかになった。

参考文献

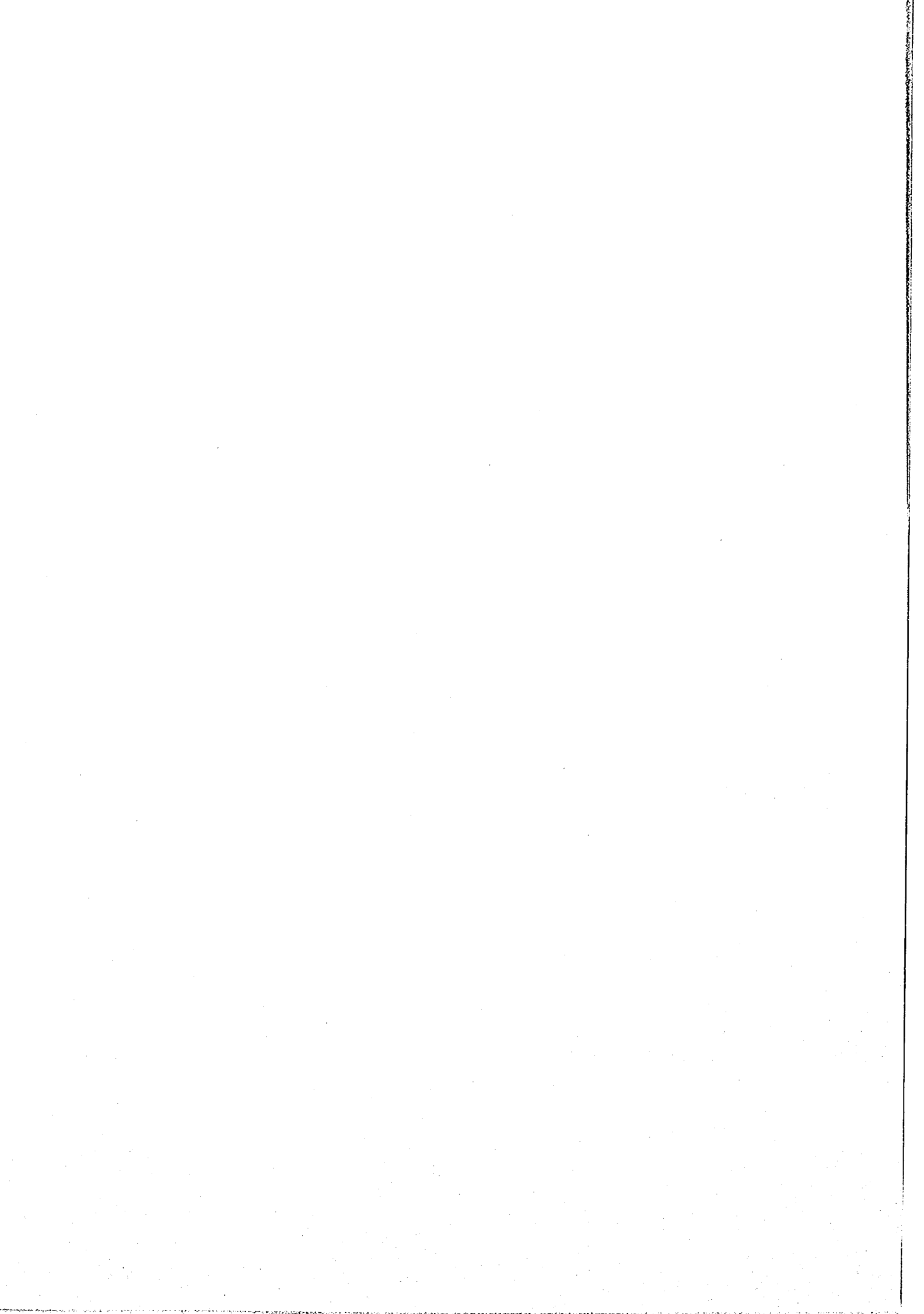
- 建設省土木研究所海岸研究室(1987): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1), (2), (3), 土木研究所資料, 第 2454 号, 2510 号, 2511 号.
- 建設省土木研究所海岸研究室(1988): 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(7), 土木研究所資料, 第 2661 号, 185 p.
- 佐々木民雄・堀田新太郎・五十嵐元・久保田進(1974): 海洋レクリエーションに関する研究(第2報), 第21回海岸工学講演会論文集, pp. 471 ~ 475.
- Berkhoff, J. C. W. (1972): Computation of combined refraction-diffraction, Proc. 13th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 471-490.
- Radder, A. C. (1979): On the parabolic equation method for water-wave propagation, Jour. Fluid Mech., Vol. 95, pp. 159-176.

第16章 有脚式離岸堤の魚礁効果に関する現地観測

建設省土木研究所海岸研究室 室 長 宇 多 高 明

建設省土木研究所海岸研究室（元）研 究 員 村 井 禎 美

（元）部外研究員 松 永 博 史



16.1 まえがき

近年、外洋に面した沿岸域において波浪や流れを制御する海域制御構造物の研究開発が広範に進められている。これらの構造物はその規模が大きく、また建設費が高くなると予想されることから、構造物はできる限り多目的に利用されるべきである。この種の構造物には種々の形態が考えられるが、いくつかのタイプは従来より使われている魚礁と形態が似ていることから、例えば魚礁効果を持たすことが考えられる。これは特別な考え方ではなく、例えば異形ブロック製の離岸堤が集魚効果を持ち、また生物成育の場となることが見出されていること（建設省四国地方建設局，1989）から、海域制御構造物についても構造体の中に空隙を有する場合、それによって魚礁効果が発揮される可能性がある。一方、構造物からやや離れた海域について考えると、構造物が存在することにより生物の生息状況が変化する可能性がある。しかし、これら2つの問題に関する検討は従来不十分であった。そこで、本研究では駿河海岸の沖合約200mにある有脚式の新設離岸堤（浦田ほか，1989，写真-16.1参照）周りで生物、特に魚類の生態に関する現地観測を行った。この構造物は鋼管杭と鉄筋コンクリート部材でできており、海域制御構造物と類似することから、取得されたデータは海域制御構造物の魚礁効果を調べる上で有効に利用されることが考えられる。

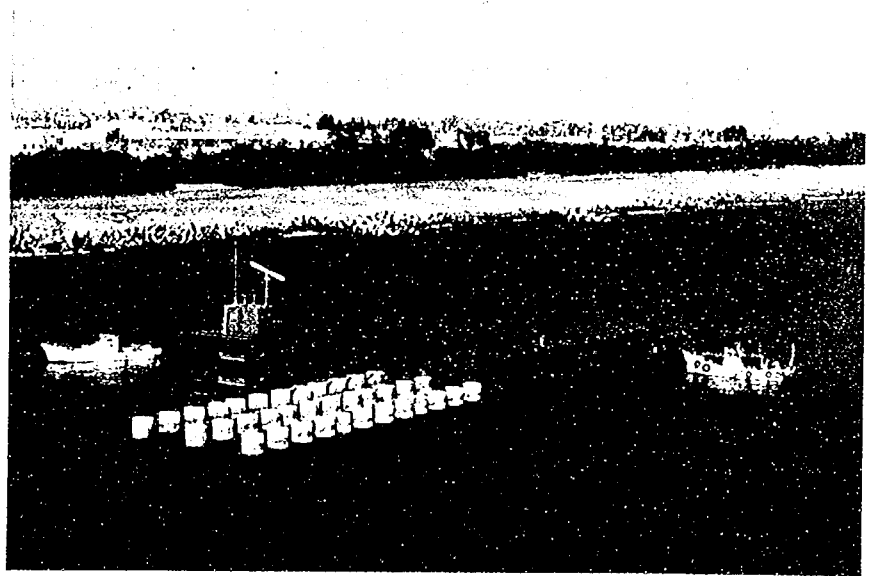


写真-16.1 新設離岸堤の全景（1988年11月撮影）

16.2 観測方法

新設離岸堤周りの生物現存量は空間的・時間的に変化する。移動能力の大きな生物（魚類）は特にその変化が大きい。そこで、新設離岸堤近傍とその影響の少ない海域に代表点を設定し、これらの点で生物現存量の季節的変化を調べた。調査点の配置を図-16.1に示す。図の黒塗り部が新設離岸堤であって、測線は新設離岸堤と直交する位置（P-P'）と、新設離岸堤より北に500

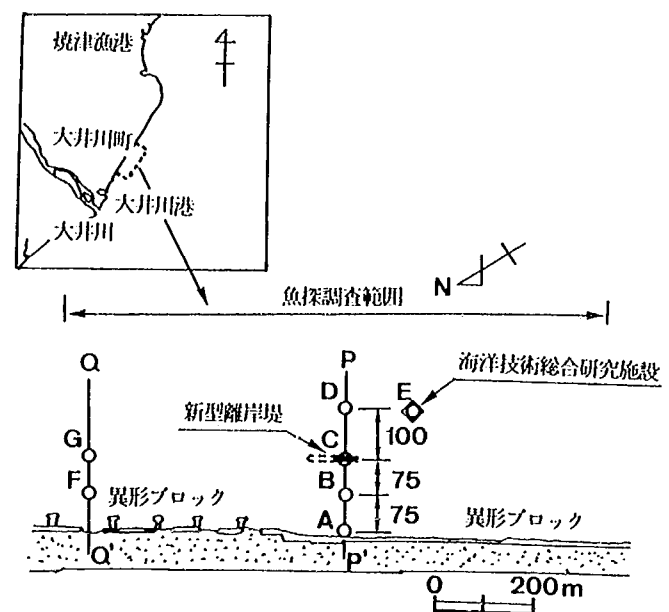


図-16.1 新設離岸堤と観測点の位置

m離れた位置 (Q-Q') の2本設けた。P-P' 測線上には岸から沖向に点A～Dを、Q-Q' 測線上に点F, Gを配置した。また、海洋技術総合研究施設 (以後海洋施設と呼ぶ) に点Eを設けた。観察項目は集魚効果を調べる調査と餌料生物分布を調べる調査とに大別される (表-16.1)。更に、生物現存量の季節変化は、1987年の11月、1988年の2, 6, 8, 11月に現地観測を行って調べた。

種々の調査は日本海洋学会 (1979) の方法にしたがった。集魚効果調査は潜水、魚探、漁獲調査に細分される。潜水調査では、ダイバーにより1点当たり約30分間魚類の生息状況を観察した。魚探調査では魚群探知機によって調査海域内の魚群分布を調査した。漁獲調査では刺網 (イシモチ網, 3枚網) を1晩設置し、漁獲量と漁獲組成を調べた。また、漁獲した魚の消化官内容物を分析し、餌料組成を調べた。

一方、餌料生物調査は底生生物、プランクトン、付着生物、卵・稚仔魚調査に細分される。底生生物調査ではダイバーが方形枠 (30×30 cm) を用いて資料を採取し、生物量、種別などを分析した。プランクトン調査ではネット (動物・植物プランクトン用ネット) を垂直曳きして資料を採取し、採取量、種別などを分析した。付着生物調査には底生生物調査と同様な方法を用いた。卵・稚仔魚調査では稚仔魚用ネットを水平曳きして資料を採取し、種別と個体数を分析した。

16.3 観測結果

16.3.1 構造物の集魚効果

潜水調査の観察範囲は各点近傍のごく狭い範囲 (ダイバーの可視範囲) である。今回の調査は昼間に実施した。この調査は、調査範囲における生物を損傷することなしに現存量を調べられる利点を有する。潜水調査の結果を図-16.2に示す。観察された主な魚種は魚礁性魚 (クロダイ, イシダイ, ネンブツダイ等) と群遊性魚 (イワシ, アジ, サッパ等) であった。魚礁性魚, 群遊性魚共に新型離岸堤のあるC点と、海洋施設のあるE点でのみ観察された。したがって、内部に空隙を持った2つの構造物は魚礁性魚を集める効果を持つことが明らかである。一方、E点では魚礁性魚が年間を通じて観察されたのに対し、C点では季節変化が大きい。すなわち、6月以降8月まで魚数が増加したが、構造物の第2

表-16.1 観測項目一覧

観 測 項 目		観測目的
潜 水 調 査		集 魚 効 果
魚 探 調 査		
魚 獲 調 査		
底 生 生 物 調 査		餌料生物分布
プランクトン調査	動物	
	植物	
付 着 生 物 調 査		
卵 ・ 稚 仔 魚 調 査		

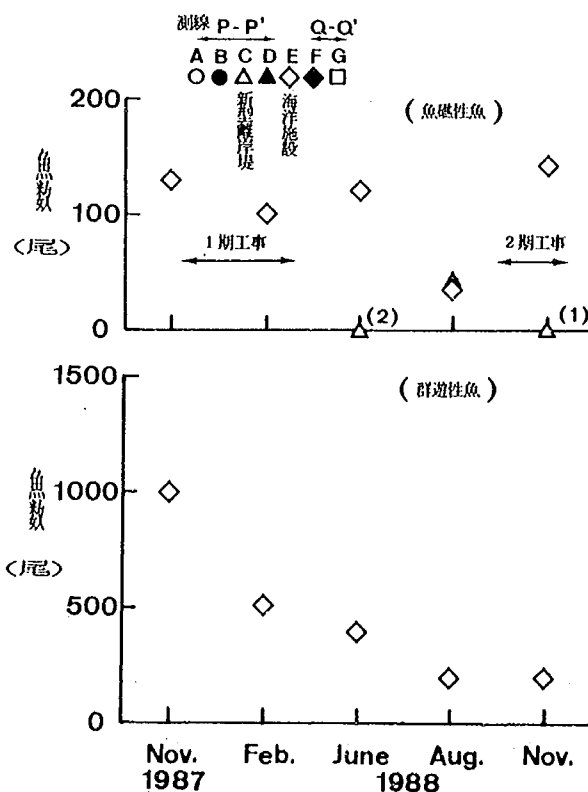


図-16.2 潜水調査による観察魚数の経時変化

期工事中の11月には減少した。また、C点では群遊性魚が観察されなかったが、E点では常にかかなりの魚数がある。このように海洋施設と新型離岸堤周りでは魚類の集集状況に明らかな差がある。この理由として、海洋施設は1984年3月に完成してから約4年が経過したのに対し、新型離岸堤は完成したばかりであること、また新型離岸堤では工事中の騒音により、魚が逃避したことなどが考えられる。

今回の魚探調査では、魚群数を正確に数えるのが難しかったため、同一測線で測定を複数回繰り返し、各点ごとに1メッシュ(50×50m)当たりの魚群の出現確率を求めた(図-16.3)。平均魚群出現確率は6、8月に高く、またこの時期には新型離岸堤のあるC点の出現確率は他よりも高い。これより、新型離岸堤周りでは他の点と比較して魚礁効果が高いようである。しかし、海洋施設(E点)では8月以外には魚群出現密度は低い。結局、全ての構造物周りで魚群出現率が高まる訳ではないことが分かる。

漁獲調査の結果を図-16.4に示す。ここで、C.P.U.E.とはCatch Per Unit Effort(単位努力あたりの漁獲量)の略で、網1枚(50m)、1晩あたりの漁獲量を示す。漁獲された主な魚種は、コノシロ、ヒイラギ、ニベ、ウシノシタ類である。6、8月の漁獲量は他の時期に比較して突出し、季節的に漁獲量が大きく変動することが分かる。しかし、漁獲調査では構造物周辺での魚類の高い集集効果は見出せなかった。

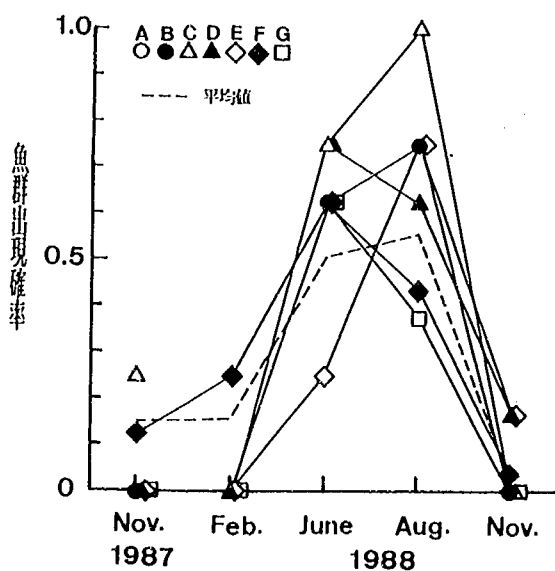


図-16.3 魚群の出現確率の経時変化

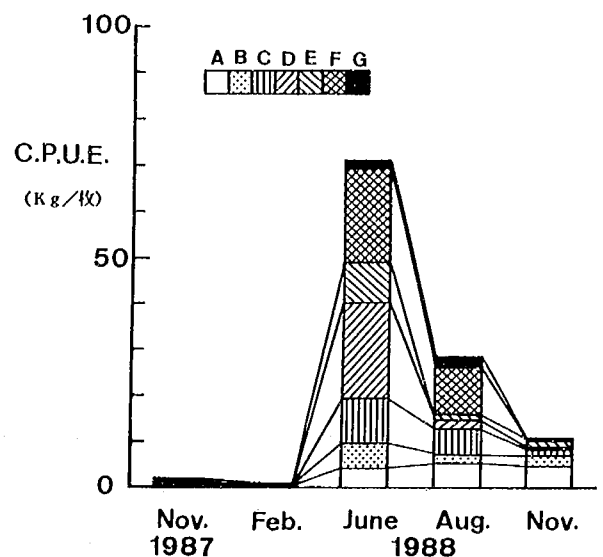


図-16.4 漁獲調査による漁獲量の経時変化

16.3.2 餌料生物分布

集魚効果について分析するには、魚類と餌料との関係について十分検討する必要がある。そこで、まず漁獲調査時に採取した魚の消化管内容物を調べ、魚の餌料組成について検討した。消化管内容物の分析結果を表-16.2に示す。判別できた主な消化管内容物は環形動物、甲殻類(底生生物、動物プランクトン)、二枚貝(ムラサキガイ)、魚類(稚仔魚)、海藻であった。魚種別の餌料組成として、餌料が多種にわたるもの(コノシロ、ニベ、ヒイラギ、ウシノシタ類)と単一種のもの(カンパチ、クロダイ、ヒラメ、タチウオ)に分かれる。クロダイが二枚貝のムラサキガイのみを餌料にすることが特徴的である。

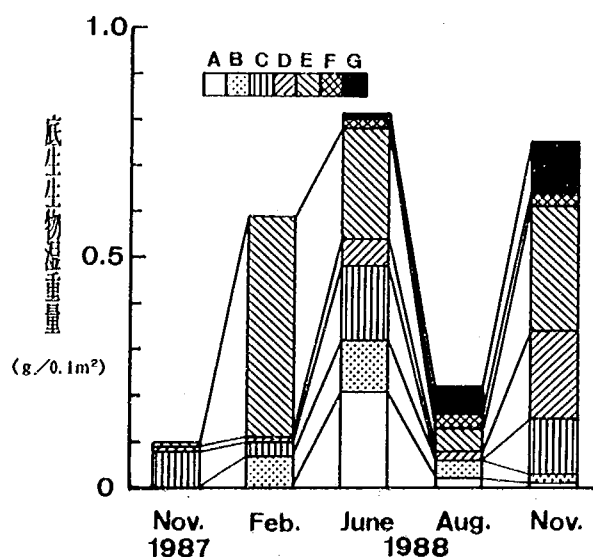
餌料生物は底生生物、プランクトン、付着生物、卵・稚仔魚などから成ることがわかった。そこで、代

表一 16.2 魚類の消化管内容物

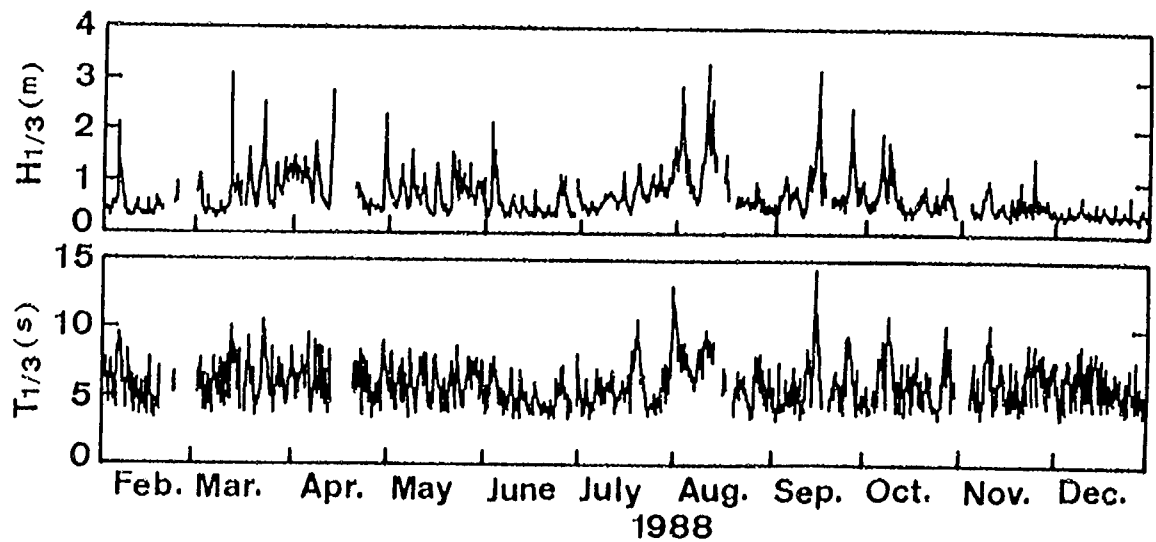
魚 種	測定年月	線虫	環形動物		甲 殻 類						二枚貝	魚類	海藻	砂泥	消化物
			コムシ	多毛類	カイ 脚類	端脚類	アミ類	エビ類	カニ類	その他					
コノシロ	①											4	1	55	40
	②				28	20				1				51	
	③													22	78
	④													60	40
	⑤													100	
ニベ	①						14	82		4					
	②		52							29		19			
	③		30				11					18	41		
	④			2			28		68	2					
ヒイラギ	①	17		11	3								36	3	30
	②												12		11
	③									77			70	15	8
ウシノシタ	①							94	3					1	2
	②			2										71	23
	③			33					1	3		1		54	10
	④			62						1				4	34
	⑤													100	
カンパチ	③											100			
	④											100			
クロダイ	③										97				
	④										100				
ヒラメ	④											100			
	⑤											100			
タチウオ	①											35			65

① Nov. '87, ② Feb. '88, ③ June '88, ④ Aug. '88, ⑤ Nov. '88 単位: (%)

表点におけるこれら各生物の現存量を調べた。まず、底生生物調査を行った。底生生物の主な出現種は環形動物、二枚貝、端脚類であった。調査結果を図一16.5に示す。底生生物の湿重量は1987年11月から1988年6月まで増加し続けたが、8月になると激減し、再び11月には増加した。特に、C点では8月には底生生物は存在しない。観測期間中の海洋施設で測定した波浪データを図一16.6に示す。8月の来襲波浪は他の時期に比較して高波高である。このため底質の移動が大きく、底質中の生物の大部分が死滅したと考えられる。このように、底生生物の現存量は波浪条件によってかなり強く支配されることが分かった。図一16.5における他の特徴としては、海洋施設(E点)での底生生物の現存量が年間を通じて多いことである。また、岸近くにある消波堤の近傍(A点)、新型離岸堤(C点)とその沖合近



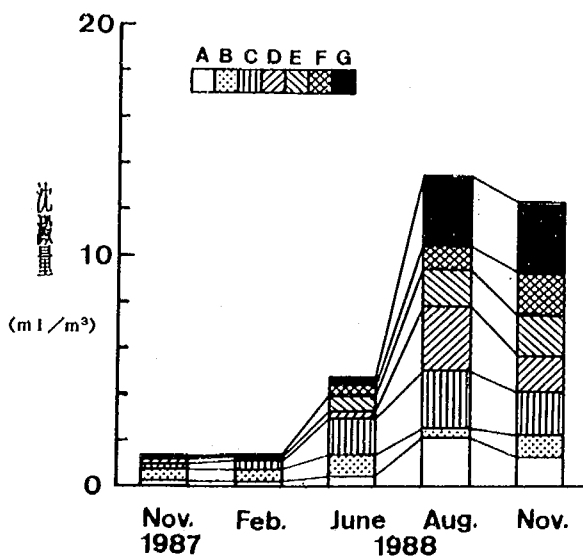
図一 16.5 底生生物湿重量の経時変化



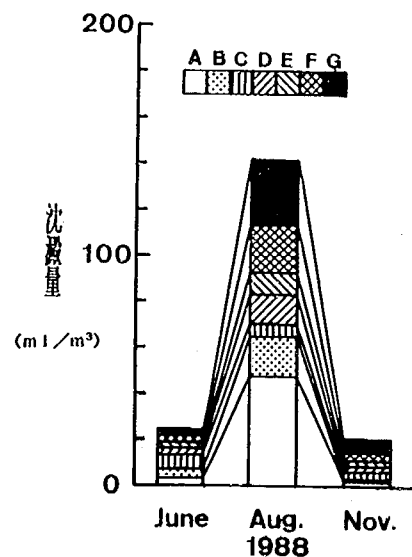
図一 16.6 海洋施設における有義波高・周期の経時変化

傍（D点）では建設工事の進んだ6月以降かなり多くなった。結局、底生生物は構造物近傍に多く出現すること、また高波浪時には生物量は急激に減少するが、静穏な条件となると再び急速に生物量が増加することが明らかになった。

次に、動物・植物プランクトン調査の結果を図一 16.7, 16.8 に示す。動物プランクトンの主な出現種は甲殻類（コペポダ）であり、その他の種類は少ない。動物プランクトンは6月以降増加し、8月にピークとなり、11月に少し減少する。これに対し、水温と日射量に深い植物プランクトンは、8月に非常に多く発生する。動物・植物プランクトンは測定海域内ではほぼ一様に発生し、構造物の周りで特に多い訳ではない。一般に、植物プランクトンは動物プランクトンの餌料となる。8月には両者はピーク値を示し相関が見られるが、1988年11月には植物プランクトン量がかなり減少するものの、動物プランクトン



図一 16.7 動物プランクトン沈澱量の経時変化



図一 16.8 植物プランクトン沈澱量の経時変化

量の減少は小さく相関は見られない。これは、植物プランクトンがある程度量あれば、動物プランクトン量は維持されることを示すと考えられる。

付着生物調査の結果を図-16.9に示す。付着生物の主な出現種は新型離岸堤（C点）ではムラサキイガイ、海洋施設（E点）ではフジツボやホヤ類である。付着植物の主な出現種はC点でアオサ類、E点では紅藻類とそれぞれ異なる。C点の付着動物量は新型離岸堤の設置後増加し続け、1988年11月にはE点よりも多くなった。一方、付着植物量は6、8月に多いが、11月にはかなり減少し、E点より少なくなった。これは、アオサの衰退時期にあたるためである。調査結果によると、新型離岸堤の付着生物はムラサキイガイ、アオサを中心種としてかなり増加しており、生物付着がコンクリートからのアルカリ溶出などにより阻止される現象は見られなかった。

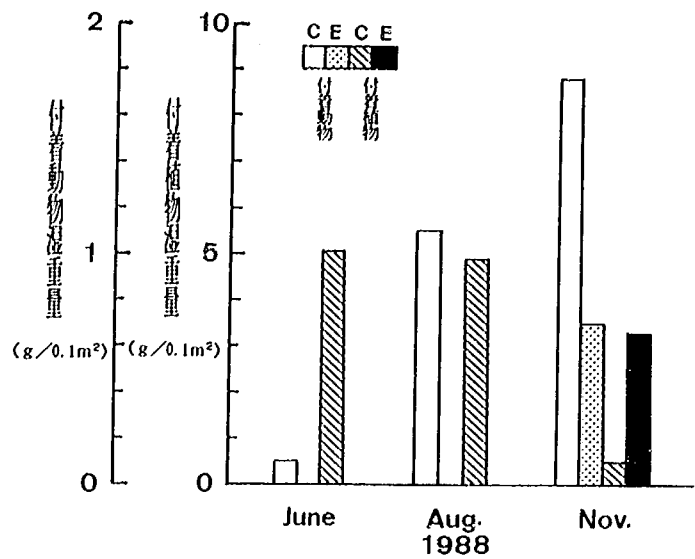


図-16.9 付着生物湿重量の経時変化

漁獲調査によって得られた漁獲量については既に前節で述べたが、この結果を魚種別に調べると、6月には構造物近傍（C、E点）でクロダイが漁獲された。クロダイは付着生物のムラサキイガイを餌料としており、またC点では確かにムラサキイガイが増加した。したがって新型離岸堤によりクロダイの増集が促進されたと考えられる。

卵・稚仔魚調査の結果を図-16.10に示す。魚卵は6、8月に多く出現する。6月の魚卵種は判別できなかったが、8月はカタチイワシ、ウシノシタ類が多く出現した。稚仔魚は6月と11月に多い。6月の稚仔魚は主にコノシロ、クロダイであるが、11月はほとんどアユである。一方、構造物周りとは離れた点での差違は明確ではない。

以上に述べたように、魚類と餌料生物は季節変動が大きいので、生物の生活サイクルも含めた生物出現特性を長期間調査することによってのみ全体像を把握することが可能になると思われる。

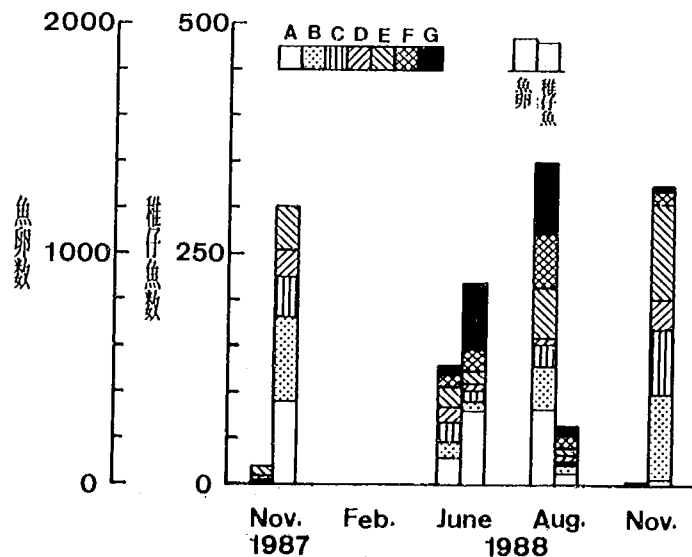


図-16.10 卵・稚仔魚個体数の経時変化

16.4 結 論

- ① 潜水調査によると、内部に空隙を持つ2つの構造物（新型離岸堤と海洋施設）周りでは魚礁性魚の蛸集が確認された。
- ② 魚探調査によると、魚群出現率は6、8月に高く、またこの時期には新型離岸堤周りでは他の場所より高い出現率が観測された。漁獲調査でも6、8月の漁獲量はピークを示したが、構造物による特に高い蛸集効果は見られなかった。
- ③ 魚の消化管内容物の分析によると、魚種別の餌料組成として、餌料が多種にわたるもの（コノシロ、ニベ、ヒイラギ、ウシノシタ類）と単一種のもの（カンパチ、クロダイ、ヒラメ、タチウオ）に分かれた。特にクロダイは二枚貝のムラサキイガイのみを餌料にすることが分かった。
- ④ 新型離岸堤の付着生物はムラサキイガイ、アオサを中心種としてかなり増加しており、生物付着がコンクリートからのアルカリ溶出などにより阻止される現象は見られなかった。また、ムラサキイガイを餌料としているクロダイの蛸集が新型離岸堤周辺で促進されていることが分かった。
- ⑤ 底生生物は構造物近傍に多く出現すること、また高波浪時には底生生物量は急激に減少するが、静穏な条件となると再び急速に生物量が増加することが明らかになった。

参考文献

- 浦田健一・中村瑛佳・大石英男・宇多高明・村井禎美（1989）：駿河海岸における新型離岸堤の建設とその後の追跡調査，海洋開発論文集，Vol. 5，pp. 309～314.
- 建設省四国地方建設局（1989）：離岸堤の環境機能，123 p.
- 日本海洋学会（1979）：海洋環境調査法，666 p.

第17章 あ と が き

本報告書では各種海域制御構造物についてその消波特性、波力特性、構造物周りの洗掘特性等を明らかにした。各種構造物の開発段階は多岐にわたっているが、消波機能の把握から波力特性の検討、平面配置計画の検討、さらに施工性の検討へと順をおって進展している。また、海洋開発の対象となる沿岸域の特性を全国的見地から分類した。以上の研究をさらに進展させ、平成2年度末までには計画、構造設計及び施工の手引き（案）を作成する予定である。

付録 海洋開発関連既発表論文一覧

海洋開発シンポジウム

- 1) 宇多高明・村井禎美・武中信之(1989): 海洋性レクの適性基準から見た全国沿岸域の類型化, 海洋開発論文集, Vol. 5, pp. 125~113.
- 2) 宇多高明・村井禎美・武中信之(1989): 新潟海岸の保全および利用に係る諸条件の検討, 海洋開発論文集, Vol. 5, pp. 131~136.
- 3) 宇多高明・村井禎美・館 克彦(1989): 海岸利用・海岸保全面から見た駿河海岸の特性, 海洋開発論文集, Vol. 5, pp. 137~142.
- 4) 宇多高明・村井禎美・武中信之(1989): 湘南海岸の沿岸域利用の現状と開発にかかる 2, 3 の問題点, 海洋開発論文集, Vol. 5, pp. 149~154.
- 5) 浦田健一・中村瑛佳・大石英雄・宇多高明・村井禎美(1989): 駿河海岸における新型離岸堤の建設とその後の追跡調査, 海岸開発論文集, Vol. 5, pp. 309~314.

土木技術資料

- 1) 宇多高明・村井禎美・武中信之(1989): 湘南海岸の利用と保全に関する検討, 土木技術資料, Vol. 31, No. 4, pp. 31~38.

雑誌“海岸”

- 1) 宇多高明・村井禎美(1989): 海洋性レクから見た全国沿岸域の開発ポテンシャル, 海岸, Vol. 29, pp. 10~20.

海域制御構造物の開発に
関する共同研究報告書(9)

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2788号
平成元年9月(1989)
河川部海岸研究室

要 旨

水理模型実験により斜板消波潜堤、レンズマウンドの平面的な消波特性、海浜流の特性を明らかにし、構造物周りの洗掘特性を検討した。水理模型実験、理論解析によりスリット式構造物、フレキシブルマウンド、鋼板セル式構造物の波力特性を明らかにした。また、海域制御構造物による人工海浜の安定化効果を示すとともに、波浪、海浜流場の予測手法を検討し、実験データと比較した。駿河海岸における新型離岸堤の施工事例を紹介するとともに、洗掘および生態変化に関する現地観測結果を示した。更に、海洋性レクから見た全国沿岸域の類型化を行った。

キーワード：海洋開発，共同研究，海域制御構造物，消波特性，波力特性，
地形変化，洗掘， 新型離岸堤，生態変化，
沿岸域の類型化

郵便はがき

305-□□

四十一円切
手をはって
下さい

建設省土木研究所

海岸研究室行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2788 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2788号

