



共同研究報告書

整理番号第56号

海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書 (13)

平成3年3月

建設省土木研究所
河川部海岸研究室
構造橋梁部構造研究室

「Copyright © (1991) 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(13)

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
建設省土木研究所	構造研究室	室 長	横 山 功 一
	〃	研究員	澤 田 憲 文
	〃		金 子 学
飛 島 建 設 (株)	研 究 開 発 部		岡 幸 夫
	〃		戸 早 孝 幸
	〃		遠 山 裕
	〃		岡 本 浩
	〃		木 崎 茂
三 井 建 設 (株)	技術開発推進部		高 木 春 生
	土 木 設 計 部		沢 井 淳 司
	〃		松 村 宏 隆
大 成 建 設 (株)	土 木 設 計 部		茗ヶ原 義 彦
	技 術 研 究 所		勝 井 秀 博
	〃		石 野 和 男
	〃		東 江 隆 夫
	〃		上 野 成 三
	〃		佐 藤 明 美
	〃		大 谷 英 夫
東 急 建 設 (株)	土 木 技 術 部		蜷 川 洋 二
	〃		原 幸 一

東急建設(株)	土木技術部	渡加藤	会藤	英雅	明也
	"				
(株) 間組	海洋土木部	湊本	隆田	陽次	一郎
	"				
	技術研究所	沖齊	藤下	政栄	和一
	"				
石川島播磨重工業(株)	技術研究所	山根	下来	誠洋	一也
	機械鉄構事業本部				
	"	中山	條岸	武晴	二彦
	"				
	"	櫻井	内井	清浩	久一
	"	竹増	井林	直正	一樹
(株) 大林組	土木技術本部	小田	中山		真博
	"				
清水建設(株)	技術研究所	田大	山原	正運	巧弘
	"				
	"	萩清	川波	哲修	志郎
	大崎研究室				
	技術本部	堀吉	田巳	哲宏	一郎
	"				
	土木本部設計部	辰木	全本		功勳
	土木本部設計第一部				
	"	根山	本織	健方	之治
日本テトラポッド(株)	応用水理研究所	錦中	山村	和紀	人郎
	"				
	"	飯喜	柳本	種泰	清修
住友金属工業(株)	鉄鋼技術部				
	土木技術開発室	北萩	村野	卓秀	浩伴
	土木技術研究室	堀小			
	東京土木海洋設計室	大			
	"				
東亜建設工業(株)	技術開発部				
	水理研究室				
	設計第一課				
	水理研究室				

要 旨

水平板付スリット型構造物の諸元と消波性能、作用波力との関係を調べた。斜板消波潜堤 (SURF) に関しては、高波浪時の消波性能と、不規則波作用下での消波特性を求めるとともに、海底勾配1/30, 1/80の場合の作用波力を求めた。さらに、揚圧力を低減するための低減孔の効果と、低減孔内への堆砂と付着生物が揚圧力低減効果へ及ぼす影響を把握した。斜板堤に関しては、堤体周辺の波、流れ、地形変化を平面実験により調べた。また、実規模模型を用いた水理模型実験により、フレキシブルマウンド周辺の地形変化を測定するとともに、小型模型実験による消波性能、作用波力の縮尺効果を調べた。複列透過性潜堤に関しては、スリット部材に作用する波力に及ぼす中詰材の影響を定量的に評価した。根入れ鋼板セル式構造物に関しては、構造物周辺の波浪場の予測に対する放物型モデルの適用性が良好であることを示した。駿河海岸に建設された新型離岸堤周辺の海底地形の変化、部材への作用波力、部材の変形に関するデータを解析し、地形変化機構を明らかにするとともに、作用波力と構造物の応答との関係を調べた。

キーワード：海洋開発，共同研究，海域制御構造物，消波特性，海浜流，地形変化，波力，揚圧力低減，生物付着，数値シミュレーション，新型離岸堤，現地観測，水平板付スリット型構造物，斜板堤，斜板消波潜堤，フレキシブルマウンド，複列透過性潜堤，根入れ鋼板セル式構造物

はじめに

土木研究所では、沿岸域の有効利用を目ざした MMZ 構想を推進するために、昭和61年度より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」に関する研究を進めてきている。また、この総プロの一環として昭和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」を進めている。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)～(12)」としてとりまとめた。本報告は、これらの報告に引き続くものであり、各構造物に関する平成元年度の研究成果および平成2年12月までの研究成果の一部をとりまとめたものである。本報告書は、一連の共同研究に関する最終報告書である。

目 次

はじめに

第 1 章	まえがき	1
第 2 章	研究の目的と研究体制	1
第 3 章	水平板付スリット型海域制御構造物の消波および波力特性	3
第 4 章	高波浪および不規則波作用時における斜板消波潜堤 (SURF) の 消波特性	19
第 5 章	斜板堤周辺の波, 流れ, 地形変化に関する実験的研究	35
第 6 章	駿河海岸の新型離岸堤周辺の地形変化に関する検討	57
第 7 章	実規模模型実験によるフレキシブルマウンドの水利機能の検証	69
第 8 章	斜板消波潜堤 (SURF) に作用する波力の特性 ～ 海底勾配 1/30, 1/80 の場合 ～	85
第 9 章	斜板消波潜堤 (SURF) の揚圧力低減孔の効果に関する実験	103
第 10 章	斜板消波潜堤 (SURF) の揚圧力低減孔の機能に及ぼす堆砂およ び生物付着の影響	133
第 11 章	複列透過性潜堤の中詰材が及ぼす水平力に関する実験的検討	147
第 12 章	有脚式離岸堤への作用波力と構造物の応答性に関する現地観測 (その 1)	159
第 13 章	有脚式離岸堤への作用波力と構造物の応答性に関する現地観測 (その 2)	189
第 14 章	根入れ鋼板セル型海域制御構造物周辺の波高分布の数値 シミュレーション	233
第 15 章	あとがき	241
付 録	海洋開発関連の既発表論文の一覧	242

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。本報は引き続き検討を進めている海域制御構造物の研究のうち、平成2年12月までに得られた成果をまとめたものである。

第2章 研究の目的と研究体制

本共同研究は昭和61年度より開始された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社の間で進められている。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（株）

清水建設（株）

三井建設（株）

五洋建設（株）

大成建設（株）

第2グループ 没水型消波構造物の開発

清水建設（株）

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）

日本テトラポッド（株）

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。

本研究の最終目標は、海域制御構造物の開発にある。本報告書は、共同研究の最終年度に行われた研究成果として、土木研究所、飛島建設（株）、三井建設（株）、大成建設（株）、（株）間組、東急建設（株）、石川島播磨重工業（株）、（株）大林組、清水建設（株）、日本テトラポッド（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(12)の発行以後学会等に発表された関連発表論文の一覧を巻末に示す。

第3章 水平板付スリット型海域制御構造物の 消波および波力特性

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
飛島建設(株)技術本部研究開発部		岡		幸	夫
		戸	早	孝	幸
		遠	山		裕
三井建設(株)技術開発本部技術開発推進部		高	木	春	生
土木本部土木設計部		澤	井	淳	司
		松	村	宏	隆



3.1 まえがき

水平板付スリット型海域制御構造物は、複数の鉛直スリットと、静水面付近に設置された水平板より構成される。本構造物の開発においては、鉛直スリットと水平板の空隙率の組み合わせに着目し、水平板機能重視型と鉛直スリット機能重視型の2種類の基本構造に分け、その各々について水理模型実験による検討を進めてきた。これらのうち、水平板機能重視型の消波・波力特性は建設省土木研究所（1987, 1988 a, 1988 b）に、鉛直スリット機能重視型の消波・波力特性は建設省土木研究所（1988 b, 1988 c）にそれぞれまとめられている。また、具体的な計画条件を設定し、水平板機能重視型および鉛直スリット機能重視型のそれぞれの基本構造について試設計を行い、実用化の検討を行った（建設省土木研究所, 1988 d）。それによると、実海域における構造物建設の可能性を高める上で、消波機能を落さずに作用波力をできる限り下げることが必要なことが指摘された。

以上の点より、本研究では、作用波力の小さい低天端構造を主体として、水平板付スリット型海域制御構造物の消波・波力特性について検討する。この場合、水平板機能重視型および鉛直スリット機能重視型それぞれについて、空隙率、吃水深等が消波・波力特性に及ぼす影響を検討し、最適な消波機能を有する構造諸元の決定法や波力の算定法を明らかにする。

3.2 実験方法

実験装置を図-3.1に示す。実験には、建設省土木研究所波浪実験棟内の不規則波造波水路を用いた。水路は全長142m、幅0.6m、高さ1.4mであり、水路端には油圧式造波装置がある。図-3.1に示すように、造波装置より88m地点までは水深1.0mの水平床で、そこから30mの区間が1/50勾配の斜面である。それより先10mの区間を再び水平床とし、構造物模型はこの水深0.4mの水平床に設置した。さらにこの水平床の端部から6mの区間を1/10勾配とし、水路の端部には消波装置を設けている。な

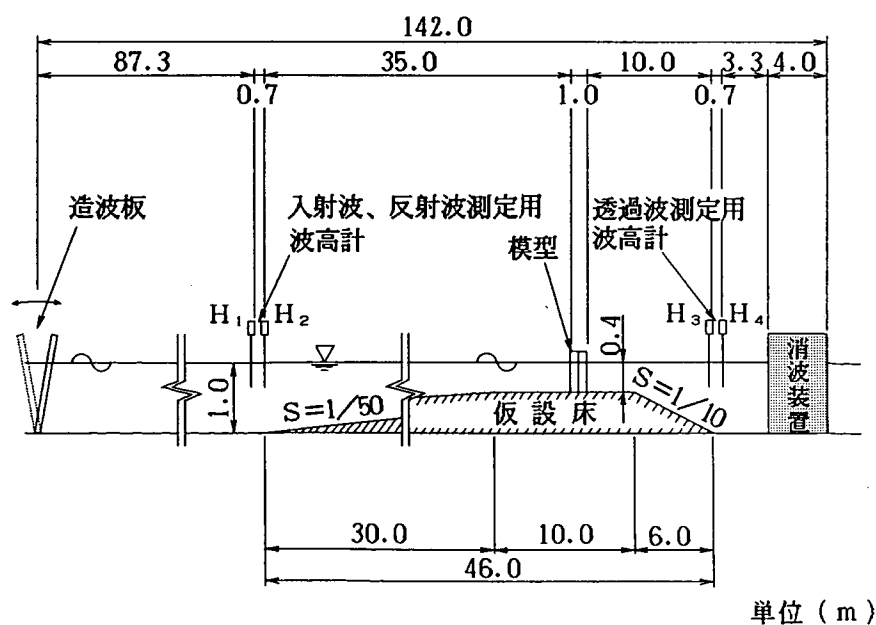


図-3.1 実験装置

お、模型設置位置周辺は片面ガラス張りであり、目視観測が可能である。また、模型の縮尺は1/25である。

消波機能の検討に用いた実験波は全て規則波であり、表－3.1に示す11波浪を選定した。また、波力実験には、これらのうち5波浪（実験波番号5, 7, 8, 9, 11）を選定した。

表－3.1 波浪条件

波浪 No.	周期 T (sec)	沖波波高 H ₀ (cm)	沖波波長 L ₀ (cm)	波 長 L (cm)	消波実験	波力実験
1	1.2	4	225	194	○	
2	1.2	8	225	194	○	
3	1.4	8	306	239	○	
4	1.4	16	306	239	○	
5	1.6	12	399	283	○	○
6	1.6	16	399	283	○	
7	2.0	4	624	369	○	○
8	2.0	8	624	369	○	○
9	2.0	12	624	369	○	○
10	2.8	8	1223	535	○	
11	2.8	12	1223	535	○	○

3.3 構造条件

水平板機能重視型および鉛直スリット機能重視型の空隙率の組み合わせを表－3.2に示す。今回の実験では表－3.3に示す8種類の構造ケースについて実験を行った。なお、鉛直スリット機能重視型で吃水比 h_2/h が0.80と1.00の場合については既に実験が行われている（建設省土木研究所, 1988 c）。これら既往の実験結果も含め、今回の実験

表－3.2 空隙率の組み合わせ

構造形式の種類	空隙率の組み合わせ			
	鉛直スリット			水平板
	ϵ_{v1}	ϵ_{v2}	ϵ_{v3}	ϵ_H
水平板機能重視型	0.40	0.40	0.40	0.10
鉛直スリット機能重視型	0.40	0.25	0.25	0.20

表－3.3 構造条件

	構造 ケース	構造条件					模型諸量	記 号
		ϵ_{v1}	ϵ_{v2}	ϵ_{v3}	ϵ_H	h_2/h		
今回の 実験	PL1	0.40	0.40	0.40	0.10	0.60	$h=40\text{cm}$ $B/L=1.5$ $h_1/h=0$ $R/h=0.1$	
	PL2	0.40	0.40	0.40	0.10	0.80		
	PL3	0.40	0.40	0.40	0.10	1.00		
	PL4	0.40	0.40	0.40	0	0.80		
	PL5	0.30	0.30	0.30	0.10	0.80		
	PL6	0.40	0.25	0.25	0.20	0.60		
	PL7	0.40	0.25	0.25	0.10	0.80		
	PL8	0.40	0.40	0.40	0.20	0.80		
既往の 実験	P5	0.40	0.25	0.25	0.20	0.80		
	P6	0.40	0.25	0.25	0.20	1.00		

による検討事項を表－3.4に示す。また、実験に用いた模型の例として、PL3、PL6の模型形状を図－3.2、3.3に示す。

表－3.4 実験による検討事項

構造形式の種類	検 討 事 項	固 定 パ ラ メ ー タ	検 討 ケ ー ス
水平板機能重視型	吃水比 h_2/h の影響	$\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.40$ $\varepsilon_H = 0.1$ $h_1/h = 0$ $R/h = 0.1$	PL1 ($h_2/h = 0.6$) PL2 ($h_2/h = 0.8$) PL3 ($h_2/h = 1.0$)
	水平板の空隙率 ε_H の影響	$\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.40$ $h_1/h = 0$ $h_2/h = 0.8$ $R/h = 0.1$	PL2 ($\varepsilon_H = 0.1$) PL4 ($\varepsilon_H = 0.0$) PL8 ($\varepsilon_H = 0.2$)
	鉛直スリットの 空隙率 ε_{v1} 、 ε_{v2} 、 ε_{v3} の影響	$\varepsilon_H = 0.1$ $h_1/h = 0$ $h_2/h = 0.8$ $R/h = 0.1$	PL2 ($\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.40$) PL5 ($\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.30$)
鉛直スリット機能重視型	吃水比 h_2/h の影響	$\varepsilon_{v1} = 0.4$ $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$ $\varepsilon_H = 0.2$ $h_1/h = 0$ $R/h = 0.1$	PL6 ($h_2/h = 0.6$) P5 ($h_2/h = 0.8$) P6 ($h_2/h = 1.0$)
	水平板の空隙率 ε_H の影響	$\varepsilon_{v1} = 0.4$ $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$ $h_1/h = 0$ $h_2/h = 0.8$ $R/h = 0.1$	P5 ($\varepsilon_H = 0.2$) PL7 ($\varepsilon_H = 0.1$)

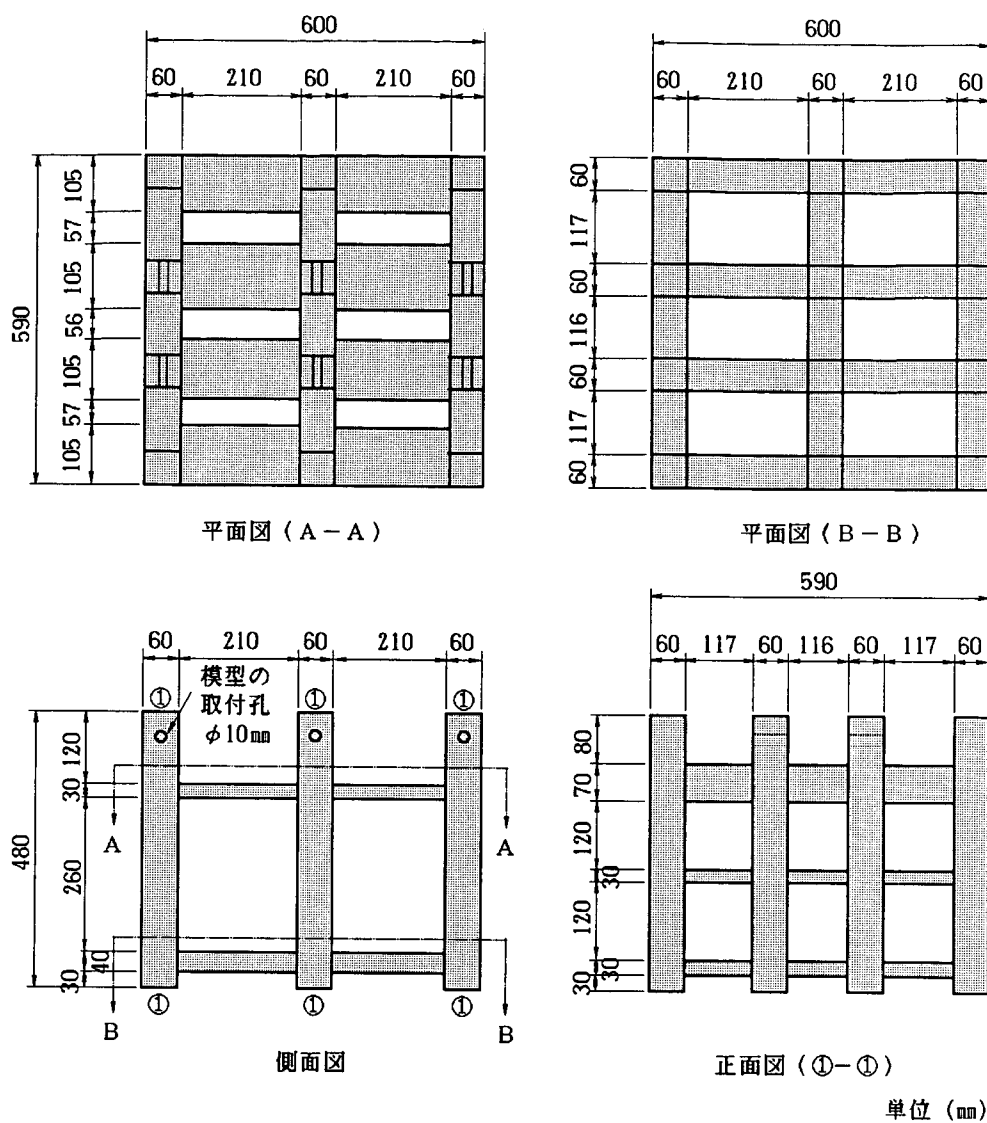
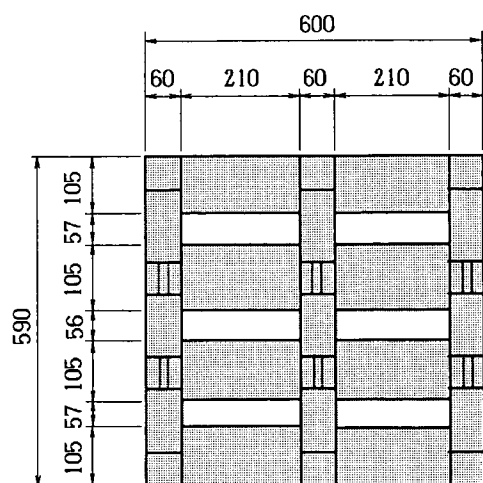
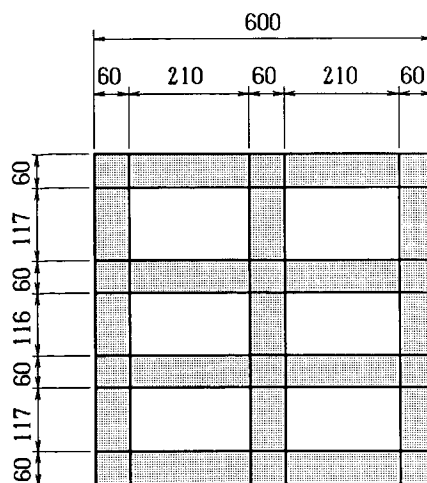


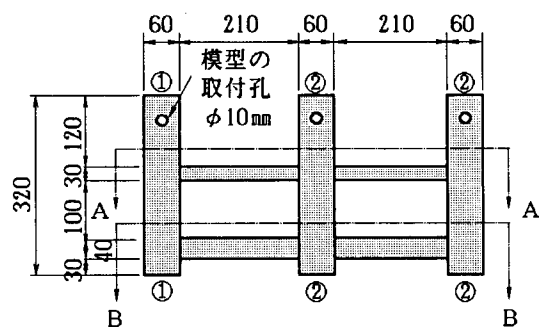
図-3.2 模型形状図 (PL3)



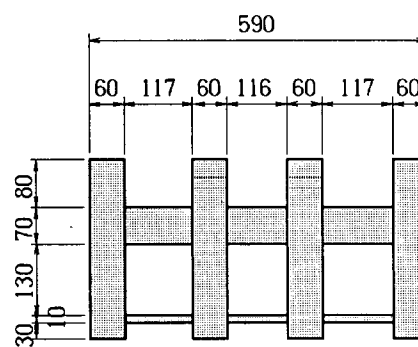
平面図 (A-A)



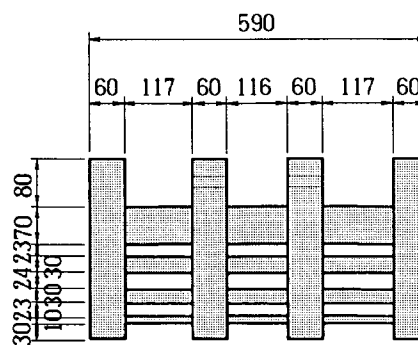
平面図 (B-B)



側面図



正面図 (①-①)



正面図 (②-②)

単位 (mm)

図-3.3 模型形状図 (PL6)

3.4 測定方法

波高の測定法は建設省土木研究所（1987）の実験と同様であり，模型の岸側と沖側の水深 1.0 m の地点に波高計を 70cm 間隔で設置し，海洋沿岸実験自動化装置を用いて波高の同時計測を行った。測定された水位変動から，合田ほか（1976）の方法により入・反射波を分離して水深 1.0 m での入射波高および反射波高を求め，さらに水路の摩擦による波の減衰を考慮して，模型設置位置での入射波高 H_I ，透過波高 H_T および反射波高 H_R を求めた。

次に，式（3.1），（3.2）より透過率 K_T ，反射率 K_R を算定した。

$$K_T = \frac{H_T}{H_I} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$K_R = \frac{H_R}{H_I} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

波力測定に関しては，模型の頭部に取り付けた三分力計を用いて，模型に作用する全水平波力 F_x ，全鉛直波力 F_z およびモーメント M_y を測定した。なお，波力データの解析法は建設省土木研究所（1988 a）と全く同様であり，測定値による平均水平波力強度 f_x ，平均鉛直波力強度 f_z ，および合田式による不透過性構造の場合の平均水平波力強度 f_{gx} を次式により算定した。

$$f_x = \frac{F_x}{Dh_2} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$f_z = \frac{F_z}{BD} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$f_{gx} = \frac{F_{gx}}{Dh_2} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに，

- f_x : 平均水平波力強度 (gf/cm²)
- f_z : 平均鉛直波力強度 (上向き正) (gf/cm²)
- f_{gx} : 合田式による平均水平波力強度 (gf/cm²)
- F_x : 全水平波力の測定値 (gf)
- F_z : 全鉛直波力の測定値 (上向き正) (gf)
- F_{gx} : 合田式による全水平波力の計算値 (gf)
- B : 堤体の岸沖方向の幅 (cm)
- D : 堤体の法線方向の長さ (cm)
- h_2 : 堤体の吃水深 (cm)

3.5 消波実験の結果

3.5.1 水平板機能重視型の消波特性

(1) 吃水比の影響

$\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.40$ ， $\varepsilon_H = 0.1$ ， $h_1/h = 0$ として吃水比 h_2/h を 0.6，0.8，1.0 と 3 通り変えた

場合の透過率 K_T 、反射率 K_R と B/L の関係を図-3.4～3.6に示す。 K_T は $B/L > 0.18$ において B/L の増加とともに減少し、また、波形勾配 H_1/L が小さいほど K_T は大きいことが分かる。吃水比 h_2/h が 0.6 と 0.8 の場合を比較すると、 $B/L < 0.2$ と相対幅が狭いときには吃水比を深くしたことによる K_T の低減効果が大きい。しかし、 $B/L \geq 0.2$ では h_2/h が K_T に及ぼす効果は明瞭ではない。

これらに対し、 K_R はいずれの場合も B/L の増加とともに単調に増加し、また、 H_1/L に対しては明瞭な傾向を示さない。さらに、 K_R に対する吃水比 h_2/h の影響も小さい。全般に、 $B/L < 0.2$ では K_T は K_R よりも大きく、 $B/L > 0.2$ ではこの逆となる。

水平板機能重視型構造物の設計においては、構造物の設置水深 h 、消波対象波浪の波高 H_1 、波長 L が与えられると、 K_T 、 K_R と B/L 、 h_2/h の関係(図-3.4～3.6)より所定の K_T 、 K_R を満足する堤体幅 B 、吃水深 h_2 を選択することができる。

(2) 水平板の空隙率の影響

$\varepsilon_{v1} = \varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.40$ 、 $h_1/h = 0$ 、 $h_2/h = 0.8$ として水平板の空隙率を $\varepsilon_H = 0, 0.1, 0.2$ と 3 通り変えた場合の K_T と B/L の関係を図-3.7に示す。 K_T は $\varepsilon_H = 0.1$ の場合が最も小さい。一方、 K_R は図-3.8に示すように ε_H が大きいほど小さくなるのであって、特に、 $\varepsilon_H = 0$ の場合 K_R は最も大きくなる。以上の点より、 K_T 、 K_R の両者を適度に小さくするには、 $\varepsilon_H = 0.1$ 程度に取るのがよいと考えられる。

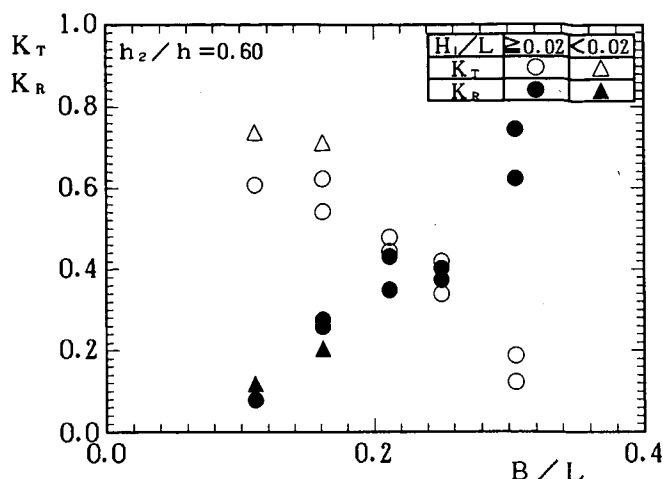


図-3.4 水平板機能重視型の K_T 、 K_R と B/L の関係 ($h_2/h = 0.6$)

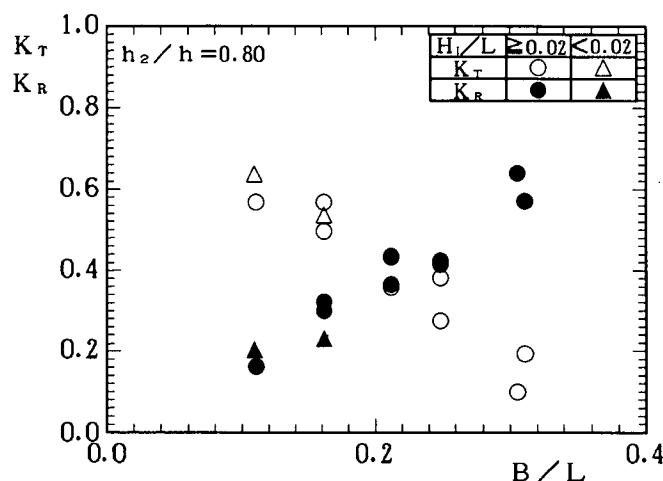


図-3.5 水平板機能重視型の K_T 、 K_R と B/L の関係 ($h_2/h = 0.8$)

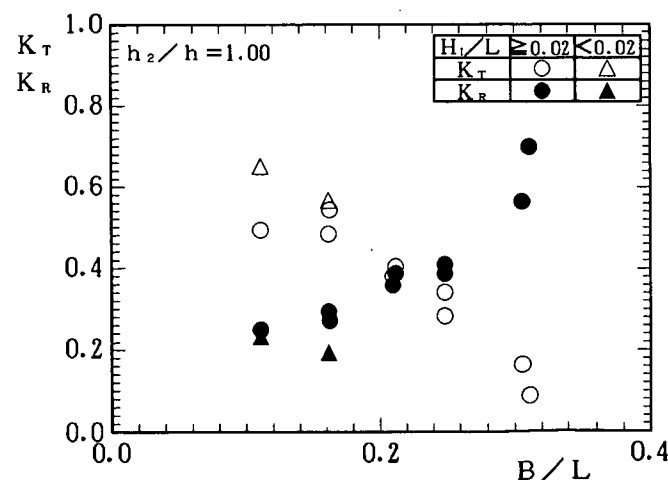


図-3.6 水平板機能重視型の K_T 、 K_R と B/L の関係 ($h_2/h = 1.0$)

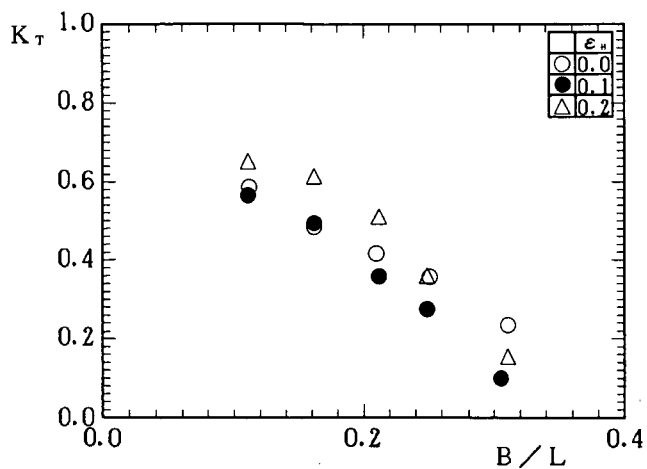


図-3.7 水平板機能重視型の K_T と B/L の関係
 $(\epsilon_H = 0.0, 0.1, 0.2; h_2/h = 0.8,$
 $0.02 \leq H_1/L \leq 0.05)$

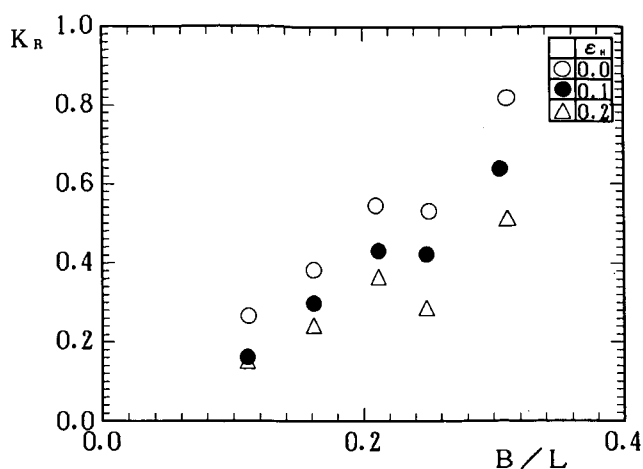


図-3.8 水平板機能重視型の K_R と B/L の関係
 $(\epsilon_H = 0.0, 0.1, 0.2; h_2/h = 0.8,$
 $0.02 \leq H_1/L \leq 0.05)$

(3) 鉛直スリットの間隙率の影響

$\epsilon_H = 0.1$, $h_1/h = 0$, $h_2/h = 0.8$ として鉛直スリットの間隙率 ϵ_v ($\epsilon_v = \epsilon_{v1} = \epsilon_{v2} = \epsilon_{v3}$) を変えた場合の K_T と B/L の関係を図-3.9 に示す。 $B/L < 0.18$ において $\epsilon_v = 0.3$ の K_T は $\epsilon_v = 0.4$ の K_T よりも若干小さいが、 K_R には両者でほとんど差がない (図-3.10 参照)。

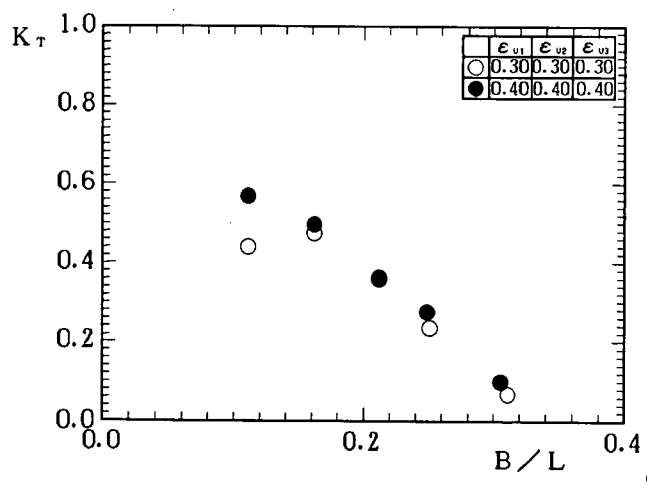


図-3.9 水平板機能重視型の K_T と B/L の関係
 $(\epsilon_v = 0.30, 0.40; h_2/h = 0.8,$
 $0.02 \leq H_1/L \leq 0.05)$

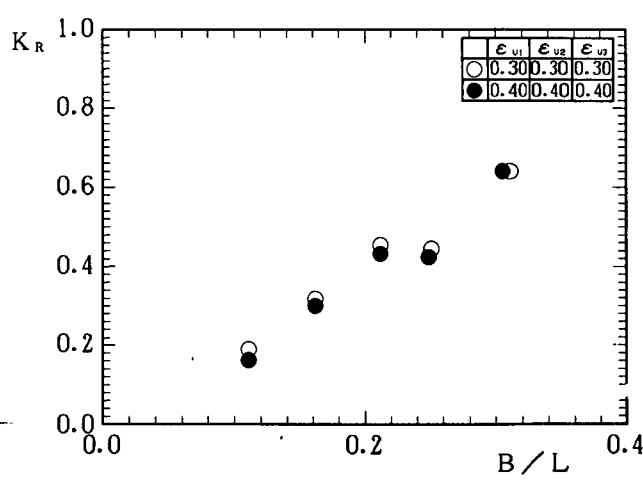


図-3.10 水平板機能重視型の K_R と B/L の関係
 $(\epsilon_v = 0.30, 0.40; h_2/h = 0.8,$
 $0.02 \leq H_1/L \leq 0.05)$

3.5.2 鉛直スリット機能重視型の消波特性

(1) 吃水比の影響

$\varepsilon_{v1} = 0.40$, $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_H = 0.2$, $h_1/h = 0$ として吃水比 h_2/h を 0.6, 0.8, 1.0 と 3 通り変えた場合の K_T , K_R と相対幅 B/L の関係を図-3.11~3.13 に示す。 K_T は B/L の増加とともに減少するが、特に $B/L > 0.2$ の場合に減少傾向が強い。また、 $B/L < 0.2$ では H_1/L が小さいときほど K_T が大きい。また、吃水比 h_2/h が大きくなるほど透過率は小さくなり、その傾向は $B/L < 0.2$ の場合に顕著である。これらの特徴は、水平板機能重視型の場合(図-3.4~3.6)と同様である。

一方、 K_R は吃水比が 0.6 と 0.8 の場合、 B/L の増加と共に増加するが、 $h_2/h = 1.0$ では B/L に対する変化が小さい。また、 H_1/L に対して K_R は明確な傾向を示さない。

結局、水平板機能重視型の場合と同様に、鉛直スリット機能重視型構造物の設計においても、構造物の設置水深 h 、消波対象波浪の波高 H_1 、波長 L が与えられれば、 K_T , K_R と B/L , h_2/h の関係(図-3.11~3.13)より所定の K_T , K_R を満足する堤体幅 B 、吃水深 h_2 を選定できることになる。

(2) 水平板の空隙率の影響

$\varepsilon_{v1} = 0.40$, $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $h_1/h = 0$, $h_2/h = 0.8$ として、水平板の空隙率を $\varepsilon_H = 0.1, 0.2$ と変化させた場合の K_T と B/L の関係を図-3.14 に示す。これによると、 $\varepsilon_H = 0.1$ の K_T は $\varepsilon_H = 0.2$ の K_T よりも小さい。一方、 K_R は図-3.15 に示す

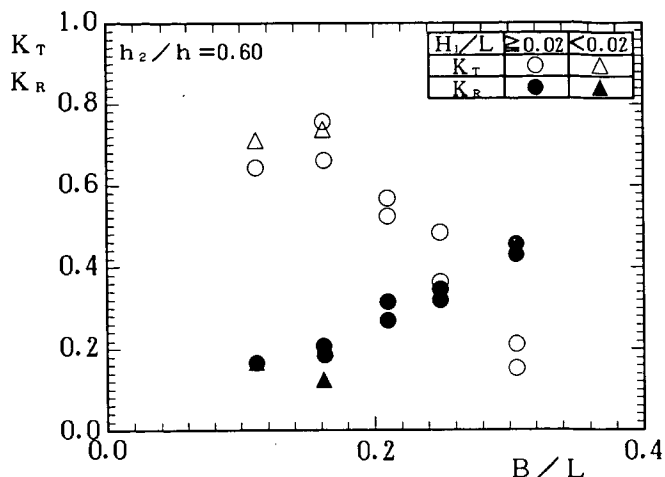


図-3.11 鉛直スリット機能重視型の K_T , K_R と B/L の関係 ($h_2/h = 0.6$)

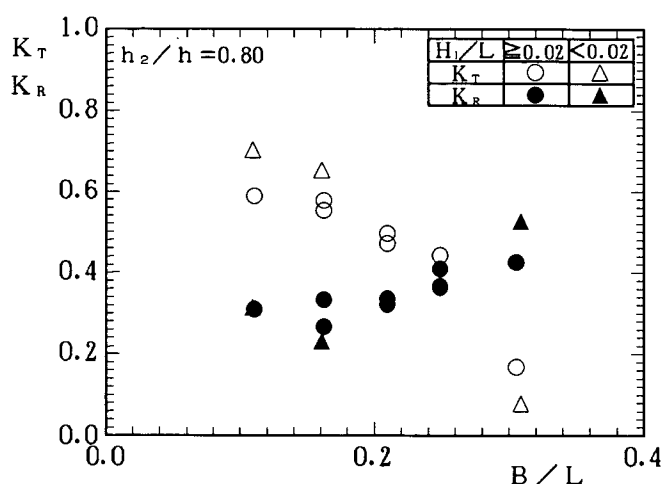


図-3.12 鉛直スリット機能重視型の K_T , K_R と B/L の関係 ($h_2/h = 0.8$)

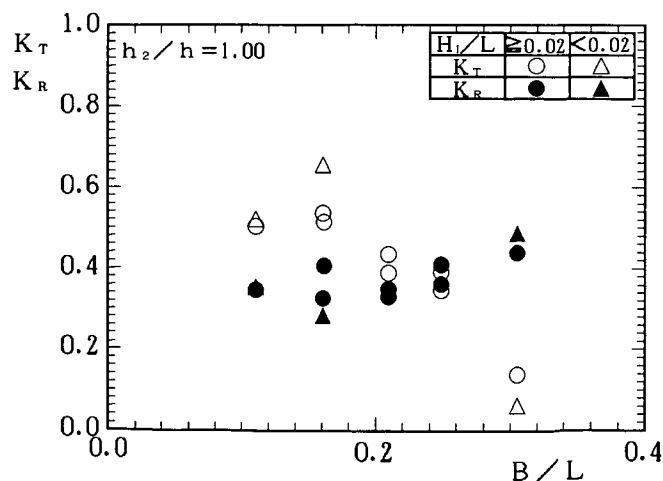


図-3.13 鉛直スリット機能重視型の K_T , K_R と B/L の関係 ($h_2/h = 1.0$)

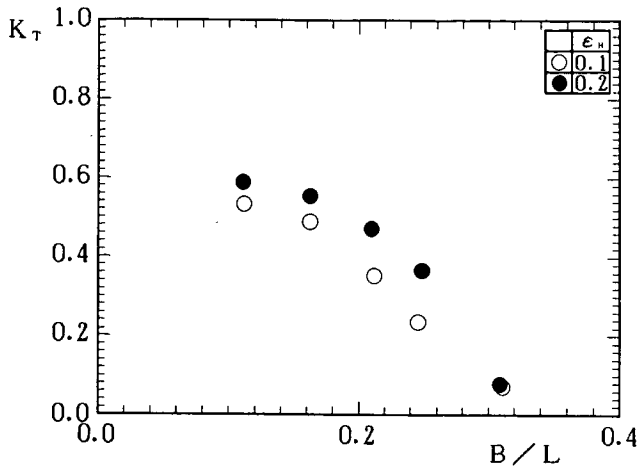


図- 3.14 鉛直スリット機能重視型の K_T と B/L の関係 ($\epsilon_H = 0.1, 0.2$; $h_2/h = 0.8$, $0.02 \leq H_1/L \leq 0.05$)

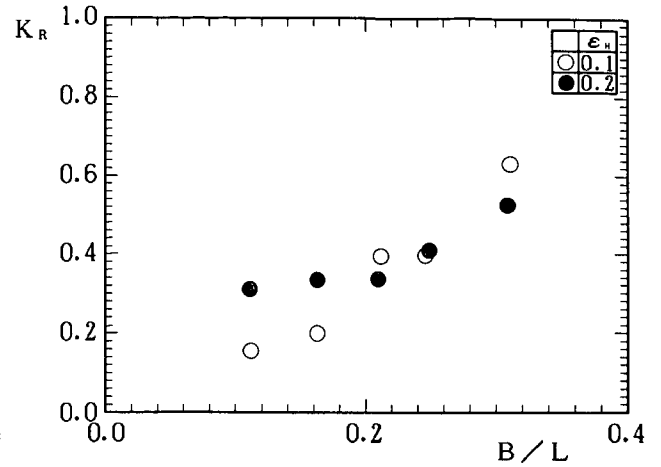


図- 3.15 鉛直スリット機能重視型の K_R と B/L の関係 ($\epsilon_H = 0.1, 0.2$; $h_2/h = 0.8$, $0.02 \leq H_1/L \leq 0.05$)

ように $\epsilon_H = 0.1$ の場合, B/L による変化が大きく, $B/L < 0.2$ では $\epsilon_H = 0.2$ の場合に比べて K_R が小さいが, $B/L > 0.2$ では同等かそれ以上となる。

3.6 波力実験の結果

3.6.1 水平板機能重視型の波力特性

(1) 吃水比の影響

$\epsilon_{V1} = \epsilon_{V2} = \epsilon_{V3} = 0.40$, $\epsilon_H = 0.1$, $h_1/h = 0$ として吃水比を $h_2/h = 0.6 \sim 1.0$ と変えた場合の $f_x/w_0 H_1$ と B/L の関係を図- 3.16 に示す。 $B/L < 0.16$ の場合, $f_x/w_0 H_1$ は B/L の減少とともに増加する傾向がある。また吃水比 $h_2/h = 0.6$ の場合は他のケースよりも $f_x/w_0 H_1$ がやや大きい, そのほかの特徴は明確ではない。 $f_x/w_0 H_1$ の最大値は, $h_2/h = 0.6$ の場合 0.55, $h_2/h \geq 0.8$ の場合 0.50 である。

$f_z/w_0 H_1$ は図- 3.17 に示すように B/L に対する変化は小さく, また吃水比もほとんど影響しない。

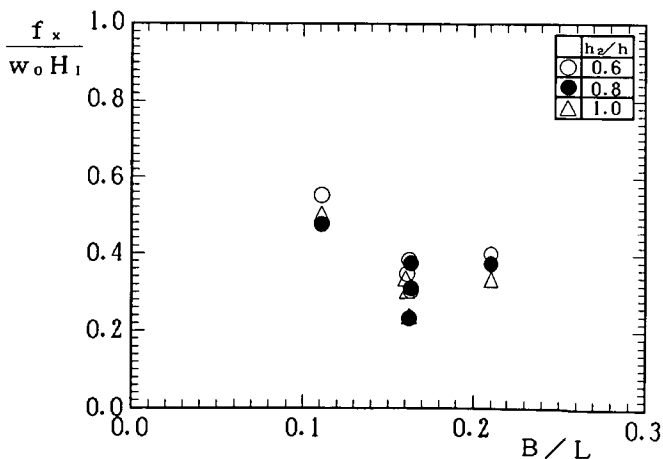


図- 3.16 水平板機能重視型の $f_x/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($h_2/h = 0.6, 0.8, 1.0$)

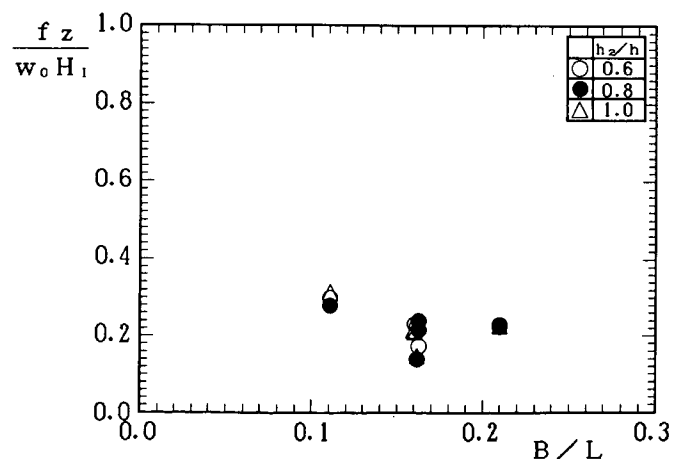


図- 3.17 水平板機能重視型の $f_z/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($h_2/h = 0.6, 0.8, 1.0$)

$f_z/w_0 H_1$ の最大値は 0.30 である。

水平波力の実験値と合田式による計算値との比 f_x/f_{GX} と波高・水深比 H_1/h の関係を図-3.18 に示す。 f_x/f_{GX} は H_1/h と正の相関を有している。また、全般に、 $h_2/h = 0.6$ の f_x/f_{GX} は $h_2/h \geq 0.8$ のそれと比べてやや大きい。これは堤体下部よりも堤体上部に大きな波圧が作用するから、吃水比が小さいと受圧面に対する平均波圧が大きくなる影響が現れるためと考えられる。建設省土木研究所 (1988 b) では類似の空隙率の組み合わせで $h_2/h = 1.0$ とし、 $0.5 < H_1/h < 1.2$ の碎波領域を含む範囲での波力実験を行っており、実験結果からは f_x/f_{GX} はほぼ 0.5 以下になる。今回の実験でも吃水比が比較的大きい $h_2/h \geq 0.8$ の場合については f_x/f_{GX} がほぼ 0.5 以下となった。これらの点より、設計波力の算定においては $h_2/h \geq 0.8$ の場合、合田波力の低減係数は $\lambda = 0.5$ にとるのがよいと考えられる。

(2) 水平板の空隙率 ϵ_H の影響

$\epsilon_{V1} = \epsilon_{V2} = \epsilon_{V3} = 0.40$, $h_1/h = 0$, $h_2/h = 0.8$ として水平板の空隙率を $\epsilon_H = 0, 0.1$ と変化させた場合 (図-3.19), $f_x/w_0 H_1$ には明確な差異は現れない。一方、図-3.20 に示すように $B/L \leq 0.16$ では ϵ_H が大きいほど $f_z/w_0 H_1$ は小さくなる。すなわち、水平板の空隙率が小さい場合、長周期の波に対しては鉛直波力がかなり大きくなる傾向がある。なお $f_z/w_0 H_1$ の最大値は $\epsilon_H = 0$ の場合 0.38, $\epsilon_H = 0.1$ の場合 0.28, $\epsilon_H = 0.2$ の場合 0.19 である。

(3) 鉛直スリットの空隙率 ϵ_V の影響

$\epsilon_H = 0.2$, $h_1/h = 0$, $h_2/h = 0.8$ として鉛直スリットの空隙率 ϵ_V ($\epsilon_V = \epsilon_{V1} = \epsilon_{V2} = \epsilon_{V3}$) を 0.4 と 0.3 とした場合の $f_x/w_0 H_1$ と B/L の

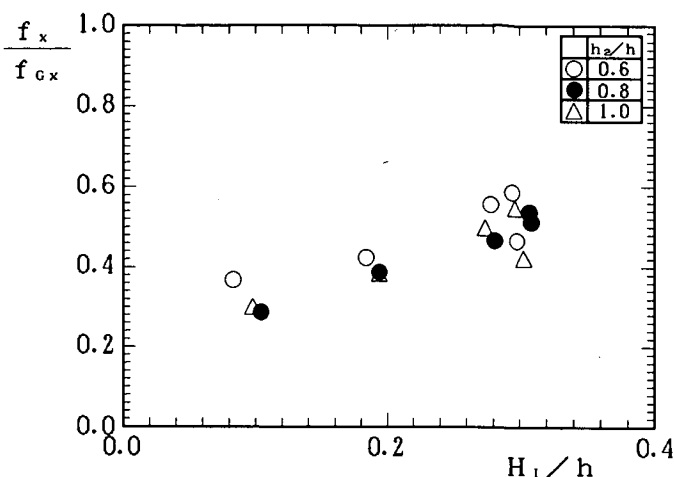


図-3.18 水平板機能重視型の f_x/f_{GX} と H_1/h の関係 ($h_2/h = 0.6, 0.8, 1.0$)

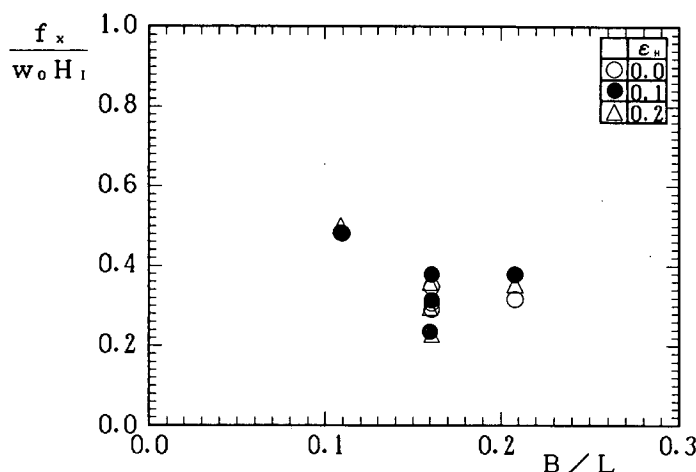


図-3.19 水平板機能重視型の $f_x/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($\epsilon_H = 0.0, 0.1, 0.2$; $h_2/h = 0.8$)

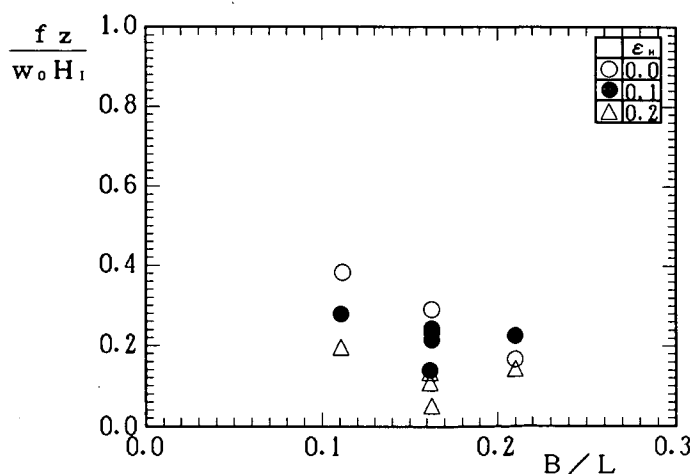


図-3.20 水平板機能重視型の $f_z/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($\epsilon_H = 0.0, 0.1, 0.2$; $h_2/h = 0.8$)

関係を図-3.21 に示す。 $\varepsilon_v = 0.3$ の $f_x/w_0 H_1$ は $\varepsilon_v = 0.4$ のそれよりもやや大きく、 B/L が小さくなるほどその傾向が顕著である。また、 $f_x/w_0 H_1$ の最大値は $\varepsilon_v = 0.3$ の場合 0.60、 $\varepsilon_v = 0.4$ の場合 0.50 である。一方、 $f_z/w_0 H_1$ は図-3.22 に示すように $\varepsilon_v = 0.3, 0.4$ と変化しても、ほとんど差異が生じない。

3.6.2 鉛直スリット機能重視型の波力特性

(1) 吃水比の影響

$\varepsilon_{v1} = 0.40$, $\varepsilon_{v2} = \varepsilon_{v3} = 0.25$, $\varepsilon_H = 0.2$, $h_1/h = 0$, $R/h = 0.1$ として吃水比を $h_2/h = 0.6, 0.8, 1.0$ と 3 通り変えた場合、図-3.23 に示すように $f_x/w_0 H_1$ は $B/L < 0.16$ では B/L の減少とともに増加傾向を示す。 $f_x/w_0 H_1$ の最大値は 0.64 であり、吃水比 h_2/h の影響は明確でない。一方、 $f_z/w_0 H_1$ は図-3.24 に示すように、 B/L による変化は少なく、また吃水比はほとんど影響しない。 $f_z/w_0 H_1$ の最大値は 0.20 である。

水平波力の実験値と合田式による計算値との比 f_x/f_{Gx} と波高・水深比 H_1/h の関係を図-3.

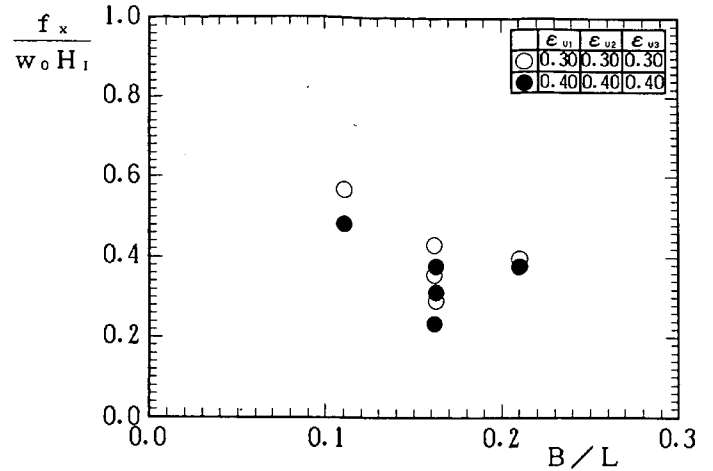


図-3.21 水平板機能重視型の $f_x/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($\varepsilon_v = 0.30, 0.40$; $h_2/h = 0.8$)

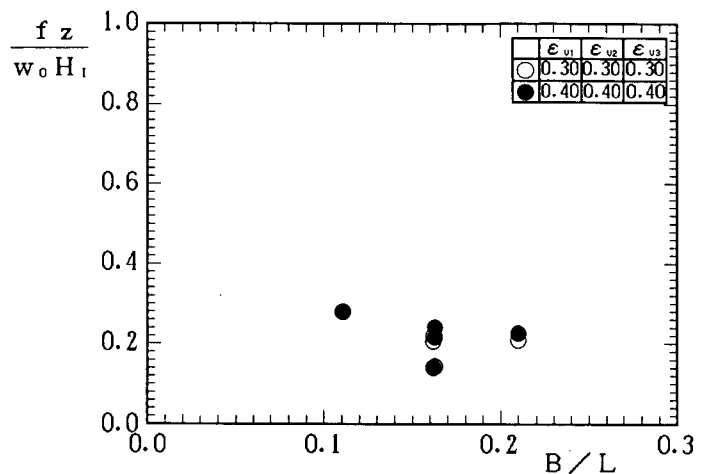


図-3.22 水平板機能重視型の $f_z/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($\varepsilon_v = 0.30, 0.40$; $h_2/h = 0.8$)

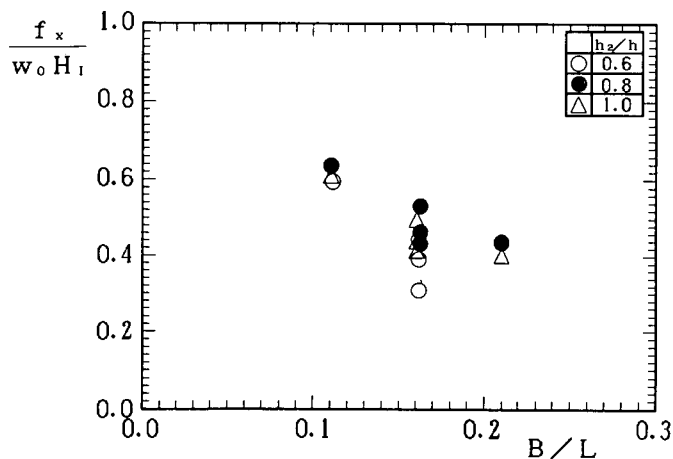


図-3.23 鉛直スリット機能重視型の $f_x/w_0 H_1$ と B/L , h_2/h の関係 ($h_2/h = 0.6, 0.8, 1.0$)

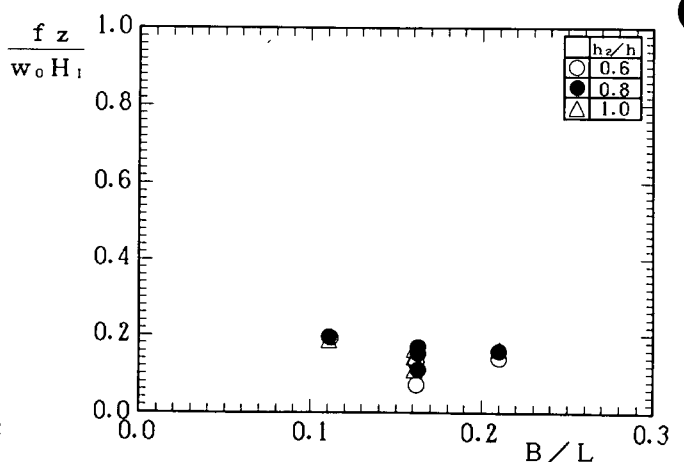


図-3.24 鉛直スリット機能重視型の $f_z/w_0 H_1$ と B/L , h_2/h の関係 ($h_2/h = 0.6, 0.8, 1.0$)

25に示す。 f_x/f_{gx} は H_1/h の増加とともに緩やかに増加する。また、 $h_2/h = 0.6$ の場合、 $h_2/h \geq 0.8$ の場合に比べて H_1/h に対する f_x/f_{gx} が小さくなり、その傾向は H_1/h が小さいほど顕著である。これは鉛直スリット機能重視型の場合、吃水比が $h_2/h = 0.6$ と小さくなると水粒子が堤体を透過し易くなり、これによって波力が減少したためと考えられる。 f_x/f_{gx} は $H_1/h = 0.3$ 付近で若干大きくなるものの全体としては実験値はほぼ0.6以下にある。一方、建設省土木研究所(1988b)では $h_2/h = 0.8$ に対して碎波領域での波力実験を行っており、その実験結果では f_x/f_{gx} は0.6以下となっている。以上の点より、設計波力の算定においては $h_2/h \geq 0.8$ の場合、合田波力の低減係数を $\lambda = 0.6$ にとるのがよいと考えられる。

(2) 水平板の空隙率 ϵ_H の影響

$\epsilon_{v1} = 0.40$, $\epsilon_{v2} = \epsilon_{v3} = 0.25$, $h_1/h = 0$ として水平板の空隙率を $\epsilon_H = 0.1, 0.2$ と変えた場合の $f_x/w_0 H_1$ と B/L の関係を図-3.26に示す。 $f_x/w_0 H_1$ は ϵ_H の変化による差異が明確でなく、最大値は0.64となる。一方、 $f_z/w_0 H_1$ は図-3.27に示すように $\epsilon_H = 0.1$ の場合の方が $\epsilon_H = 0.2$ の場合よりも1.0程度大きくなる。 $f_z/w_0 H_1$ の最大値は $\epsilon_H = 0.1$ の場合0.30, $\epsilon_H = 0.2$ の場合0.20である。

3.7 まとめ

低天端型の水平板付スリット型海域制御構造物の消波および波力に関する主要な検討結果を以下に示す。

- ① 水平板機能重視型、および鉛直スリット機能重視型のいずれの場合も透過率と B/L , h_2/h の関係より、構造物の設置水深 h , 対象波

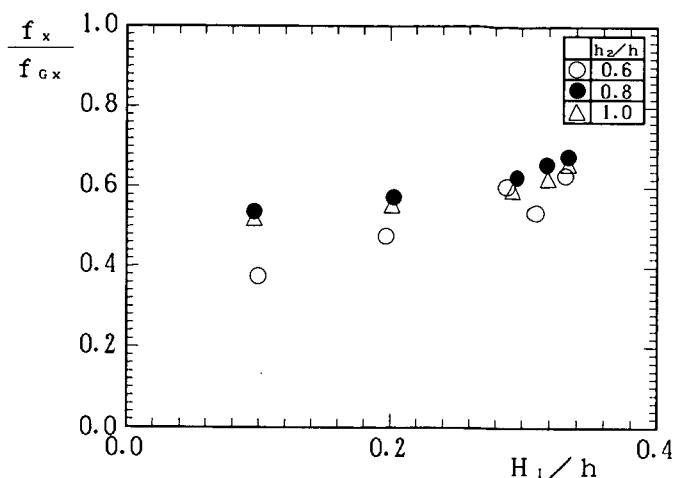


図-3.25 鉛直スリット機能重視型の f_x/f_{gx} と H_1/h , h_2/h の関係
($h_2/h = 0.6, 0.8, 1.0$)

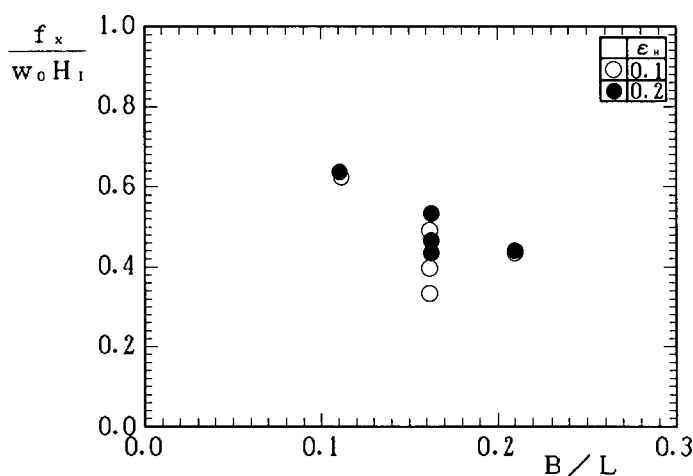


図-3.26 鉛直スリット機能重視型の $f_x/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($\epsilon_H = 0.1, 0.2$; $h_2/h = 0.8$)

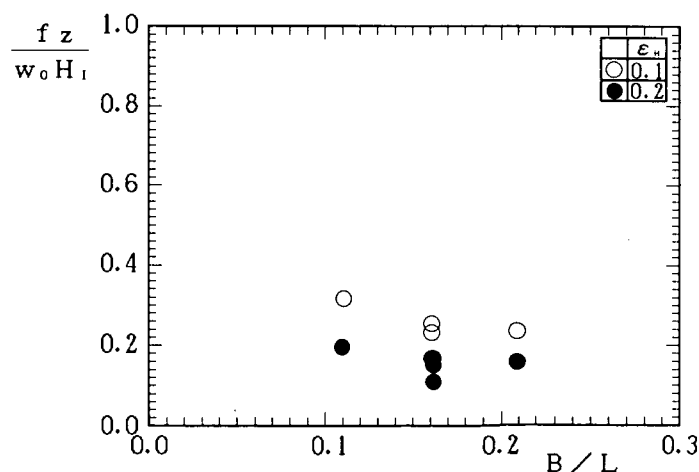


図-3.27 鉛直スリット機能重視型の $f_z/w_0 H_1$ と B/L の関係 ($\epsilon_H = 0.1, 0.2$; $h_2/h = 0.8$)

の波高 H_1 ，周期 T が与えられれば所定の透過率，反射率を満足する堤体幅 B ，吃水深 h_2 を決定できる。

- ② 水平板機能重視型で水平板を不透過 ($\epsilon_H = 0$) にすると， $\epsilon_H = 0.1$ の場合に比べて透過率，反射率および鉛直波力が大きくなる。
- ③ 水平板機能重視型で鉛直スリットの空隙率 ϵ_v ($\epsilon_v = \epsilon_{v1} = \epsilon_{v2} = \epsilon_{v3}$) を 0.3 にすると，0.4 の場合に比べて長周期の波に対する透過率を小さくできるが，水平波力がかなり大きくなる。
- ④ 鉛直スリット機能重視型で水平板の空隙率を $\epsilon_H = 0.1$ にすると， $\epsilon_H = 0.2$ の場合に比べて透過率を全般に小さくできるが，短周期の波に対する反射率が大きくなり，また鉛直波力がかなり大きくなる。
- ⑤ 水平板機能重視型，および鉛直スリット機能重視型のいずれの場合も，水平波力の実験値と合田波力との比 f_x/f_{gx} は重複波領域では H_1/h の増加とともに増加するが，砕波領域では H_1/h に対して一定値をほとんど越えなくなる。この一定値を合田波力の低減係数 λ とすると水平板機能重視型の場合 $\lambda = 0.5$ ($h_2/h \geq 0.8$)，鉛直スリット機能重視型の場合 $\lambda = 0.6$ ($h_2/h \geq 0.8$) となる。

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，pp. 49～88.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988 a）：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，第2577号，pp. 53～102.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室・構造橋梁部構造研究室（1988 b）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(6)，土木研究所資料，第2658号，111 p.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988 c）：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. 25～41.
- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988 d）：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，第2609号，pp. 21～100.
- 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池 治（1976）：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技術資料，No. 248，24 p.

第 4 章 高波浪および不規則波作用時における 斜板消波潜堤（SURF）の消波特性

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
大 成 建 設 (株)	技術本部技術研究所	勝 井 秀 博
		石 野 和 男
		東 江 隆 夫
		上 野 成 三
		佐 藤 明 美
東 急 建 設 (株)	技術本部土木技術部	蜷 川 洋 二
		原 幸 一
		渡 会 英 明
		加 藤 雅 也
(株) 間 組	土木本部海洋土木部	湊 隆 次 郎
	技術本部技術研究所	沖 政 和
		斉 藤 栄 一



4.1 まえがき

斜板消波潜堤 (SURF) の消波特性については、既に建設省土木研究所 (1989) で報告した消波実験 (以下、前報実験と記す) によりほぼ明らかとなっている。しかしながら、前報実験では、水深 $h = 8 \sim 12\text{m}$ 、周期 $T = 6 \sim 14\text{s}$ 、波高 $H_1 = 1 \sim 4\text{m}$ の条件を対象としていたため、入射波が堤体沖側で碎波する場合を含む高波浪作用時の消波特性は未だ明らかにされていなかった。また、消波実験の作用波は全て規則波であったため、不規則波作用時の消波特性も未検討であった。不規則波作用時における潜堤の消波特性については、高山ら (1985) の研究で詳しく調べられており、定性的な意味においては SURF の不規則波消波特性の予測も可能である。しかしながら、広範な条件で調べられている SURF に関する規則波実験の結果を設計に利用するには、規則波作用時と不規則波作用時の消波特性を定量的に比較しておく必要がある。

そこで、本研究では 2 次元消波実験により、規則波高波浪作用時および不規則波作用時の透過率 K_T と反射率 K_R を測定し、前報実験の結果と併せて斜板消波潜堤の消波特性を検討した。

4.2 規則波実験

4.2.1 実験装置および実験条件

実験は、堤体沖側の海底勾配 i を 4 ケース変え、それぞれの勾配ごとに東急建設㈱海洋水理実験場 ($i = 1/50$)、大成建設㈱技術研究所 ($i = 1/10$)、㈱間組技術研究所 ($i = 1/30, 1/80$) の 3 か所の 2 次元造波水路を用いて行った。代表例として $i = 1/50$ の場合の断面図を図-4.1 に示す。この実験装置は、後述する不規則波実験の高波浪作用時のケースでも用いている。水路は全長 50.0 m、幅 0.8 m、高さ 1.0 m で、水路端には油圧ピストン式不規則波造波装置が取り付けられており、また、両端部に消波装置が置かれている。水路床は、造波板から 9.0 m を水平床とし、水平床の岸側端から勾配 1/20 の斜面 (長さ 4.0 m) を設置し、さらに、その岸側端から模型までを勾配 1/50 の斜面 (長さ 10.0 m)、模型か

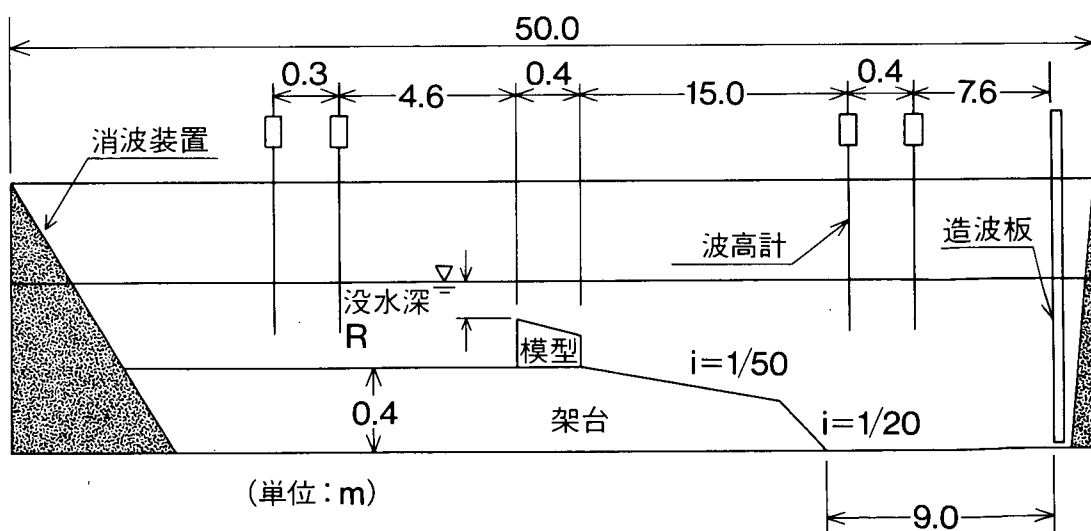


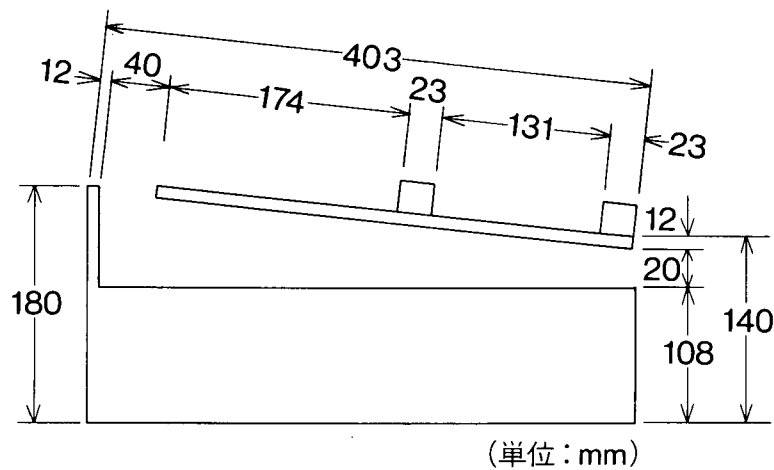
図-4.1 実験装置 ($S = 1/50$)

ら消波装置までを水平床とした。

表－ 4.1 規則波実験ケース

実験の縮尺は $S = 1/50$ とした。実験条件を表－ 4.1 に、堤体模型の断面寸法を図－ 4.2 に示す。なお、表－ 4.1 において入射波高は 2 cm 間隔で増大させている。 $i = 1/50$ の場合、表－ 4.1 に示す全ての実験条件で消波実験を行った。また、海底勾配の違いが消波特性に及ぼす影響を調べるために実施した $i = 1/10, 1/30, 1/80$ の場合の実験条件は、水深 $h = 22\text{ cm}$ 、周期 $T = 1.70, 1.98, 2.40, 2.83\text{ s}$ 、 $H_i = 6\text{ cm} \sim$ 碎波波高（碎波を含み 3 波以上）である。

模型設置位置水深 h (cm)	周 期 T (sec)	入 射 波 高 H_i (cm)
16, 18, 20, 22, 24	0.85	10
	1.13	10~20
	1.41	10~24
	1.70	10~24
	1.98	10~24
	2.40	2~24
	2.83	2~24



図－ 4.2 堤体模型断面図 ($S = 1/50$)

4.2.2 測定方法

本実験は高波浪を対象としているため、入射波が堤体沖側で碎波する場合がある。この場合、碎波帯内での反射率測定は誤差が大きくなると考えられるので、反射率測定用の波高計を碎波帯より沖側の水平床上に設置した（図－ 4.1 参照）。そのため、波高計と造波板の間の距離が短くなり、造波板からの反射波の影響を無視することができない。そこで、解析には造波板と模型の間の多重反射系が安定した後のデータを使用した。本実験では、造波開始後 210 秒から 51.2 秒間（サンプリング周波数 20 Hz）のデータを用いて解析を行った。

前報実験においては多重反射となる前の初期状態で測定を行ったのに対し、本実験では多重反射系が安定したあと測定を行った。したがって、今回の実験では堤体岸側の Wave Set-up 量や堤体上の碎波形態などに前報実験との違いが生じ、測定される消波特性が異なる可能性がある。そこで、初期状態と多重反射が定常となった状態とで透過率および反射率の比較を行った（図－ 4.3）。これによると、両者はほぼ一致を見ており、また、前報実験と今回の実験とのデータの連続性を調べると、図－ 4.4 に示すとおり異なる条件における 2 種類のデータは滑らかに接続した。これらの点より、実験手法上の相違

は消波効果にはほとんど影響せず，2種類のデータの比較を行うことには問題がないことが分かった。

入射波高 H_I は，模型を設置しない状態での模型設置位置での波高とし，多重反射状態で以下の手順により算出した。

① 本実験では多重反射系の中に基本周波数のほかに倍周波数の波が見られた。そこで，入射波高を過小評価しないように，模型沖側2台の波高計を用いて入射波分離を行って入射波の各周期ごとの振幅と位相を求め，基本周波数およびその整数倍となる周波数の振幅を位相を考慮して合成し，波高計設置位置での入射波高 H_I' を求める。

② H_I' に浅水変形，碎波変形を考慮し，

模型設置位置の入射波高 H_I を式 (4.1)，(4.2) により求める。

$$H_I = \min(K_S \cdot H_I', H_b) \quad (4.1)$$

$$H_b = 0.17 \cdot L_0 \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi \cdot h}{L_0} (1 + 15 (\tan \theta)^{4/3}) \right] \right\} \quad (4.2)$$

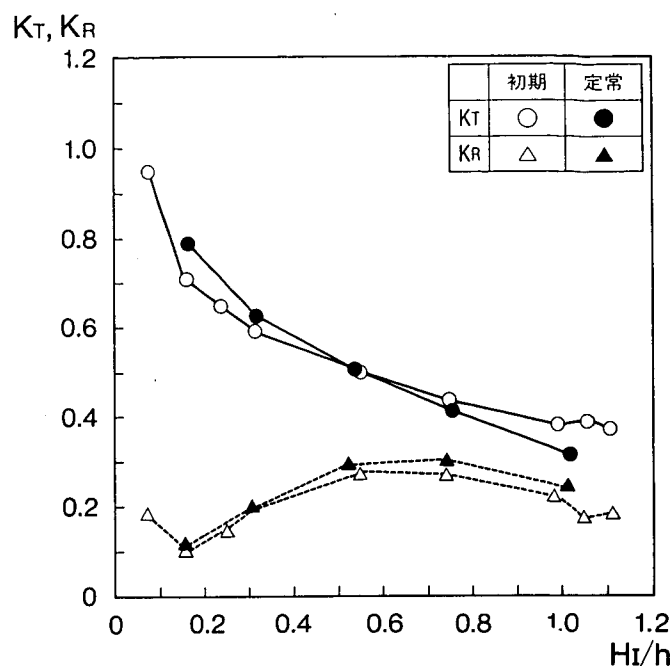


図-4.3 初期状態と多重反射定常状態での K_T , K_R の比較 ($R/h = 0.182$)

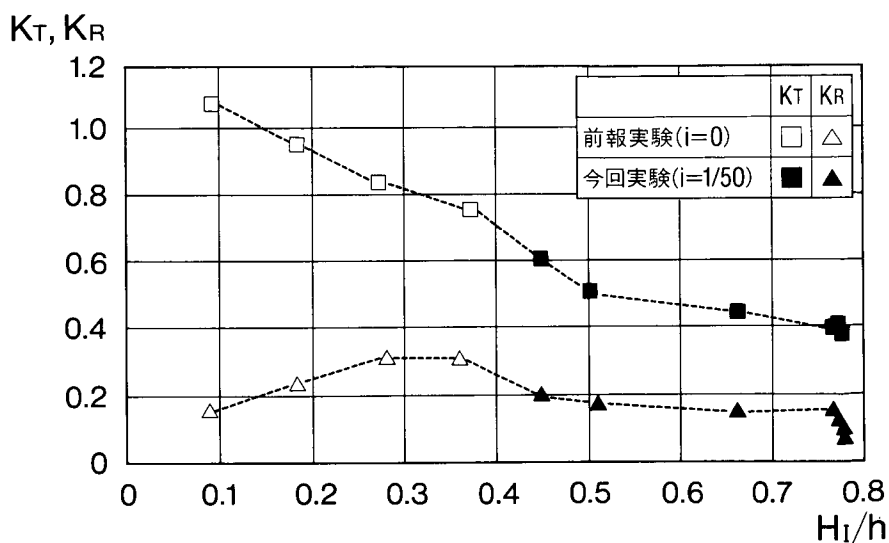


図-4.4 前報実験と今回実験のデータの連続性 ($R/h = 0.182$, $B/L = 0.169$)

ここに,

K_s ; 微小振幅波理論による浅水係数

H_b ; 模型設置水深の碎波波高 (日本港湾協会 1989)

$\min ()$; () 内の最小値

透過率 K_T は, 模型岸側 2 台の波高計で測定した透過波高 H_T の平均値を入射波高 H_I で除して求めた。 H_T の算定は, 透過波の波形を入射波の周期ごとに区切り, 1 周期内の最大値と最小値との差を 1 波の波高と定義し, その平均を求めた。これは SURF のような潜堤の場合, 透過波には 2 次波が含まれており, 入射波の周期を考慮に入れない通常のゼロアップクロス法を用いて H_T を算出すると, H_T を過少評価してしまうためである。

ところで, 前報実験での H_T の算定には入射波の周期を考慮に入れていない。そこで, 前報実験のデータを入射波の周期を考慮に入れて改めて解析し直したところ, K_T は 0.1 程度増加した。4.2.2 で示した図-4.4 はこの種のデータ処理を施してある。

K_R は, 模型沖側 2 台の波高計のデータから, 合田らの方法 (合田ら (1976)) により求めた。

4.2.3 実験結果

(1) 換算沖波波高水深比 H_o'/h と消波特性の関係

没水比 $R/h = 0.1$ の場合の H_o'/h と K_T の関係を図-4.5 に示す。ここで, 横軸の変数には以下の理由により H_I でなく H_o' を用いた。すなわち, データを H_I で整理すると堤体沖側で碎波するような波は全て $H_I = H_b$ となり, 沖波波高の増加に伴う消波特性の変化を明瞭に示し得なくなるためである。図-4.5 によると, 入射波が堤体沖側で碎波しない場合, H_o'/h が増加すると K_T は減少するが, 碎波後の波に対しては H_o'/h が増加しても K_T はほぼ一定の値を示す。

$R/h = 0.1$ の場合の H_o'/h と K_R の関係を図-4.6 に示す。 $H_o'/h \leq 0.4$ の範囲では H_o'/h が増加すると K_R は増加傾向にある。この傾向は, 堤体幅波長比 B/L が小さいほど顕著である。 $H_o'/h > 0.4$ の高波浪時には, H_o'/h が増加すると K_R は減少傾向となり, また, 碎波後の波に対しては H_o'/h の値によらず K_R はほぼ一定の値を示した。

以上に示したように, 高波浪の作用時に H_o'/h の増加に伴い, K_T , K_R

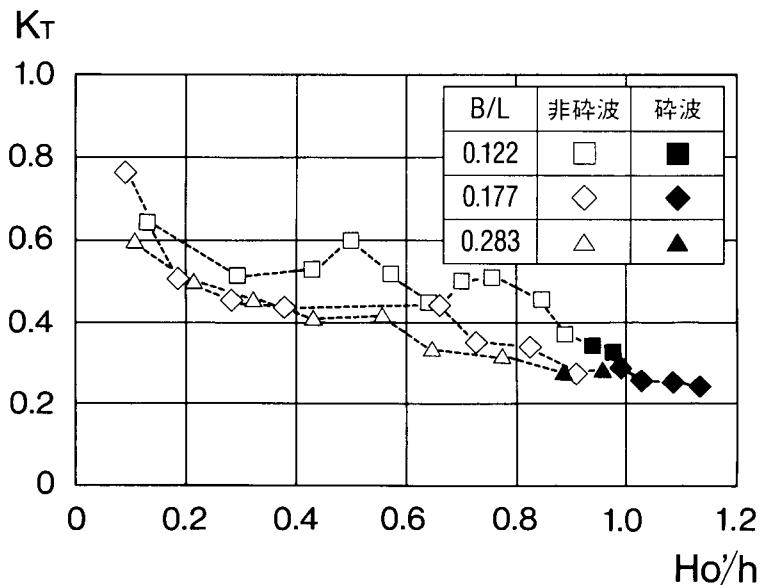


図-4.5 換算沖波波高水深比と透過率の関係
($R/h = 0.1$)

が共に減少するのは、 H_0' が増加すると堤体位置での碎波が促進され、堤体上での碎波によるエネルギー損失の割合が増加するためと考えられる。また、入射波が堤体沖側で碎波する場合、 H_0' が増加しても K_T や K_R がほぼ一定値を示すのは、 H_0' が増加すると堤体沖側での碎波によるエネルギー損失が増大し、堤体位置でのエネルギー損失の占める割合が相対的に低くなって見かけ上消波効果が表われにくくなるためである。

碎波波高、碎波形式は、沖波波形勾配 H_0/L_0 と海底勾配 i により影響されるため、堤体沖側で碎波する

場合の消波特性については、海底勾配が K_T 、 K_R におよぼす影響を調べる必要がある。 $R/h = 0.182$ 、 $B/L = 0.143$ の場合の K_T と H_0'/h の関係を図-4.7に、 K_R と H_0'/h の関係を図-4.8に示す。 K_T 、 K_R 共に海底勾配の違いによる差は小さい。これは、海底勾配の違いより堤体そのものによる碎波形態の違いの影響を K_T 、 K_R が強く受けるためと考えられる。

以上のように SURF の消波特性を明らかにする上で、入射波の波高として H_0' を用いることが有効

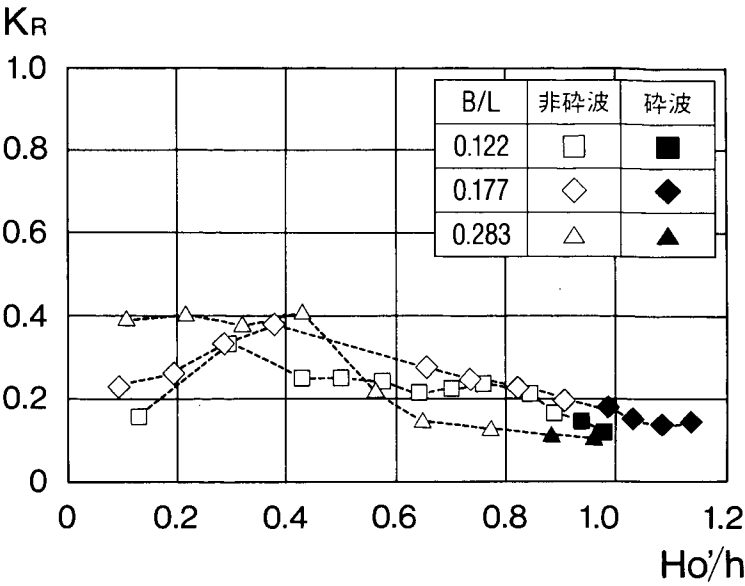


図-4.6 換算沖波波高水深比と反射率の関係
($R/h = 0.1$)

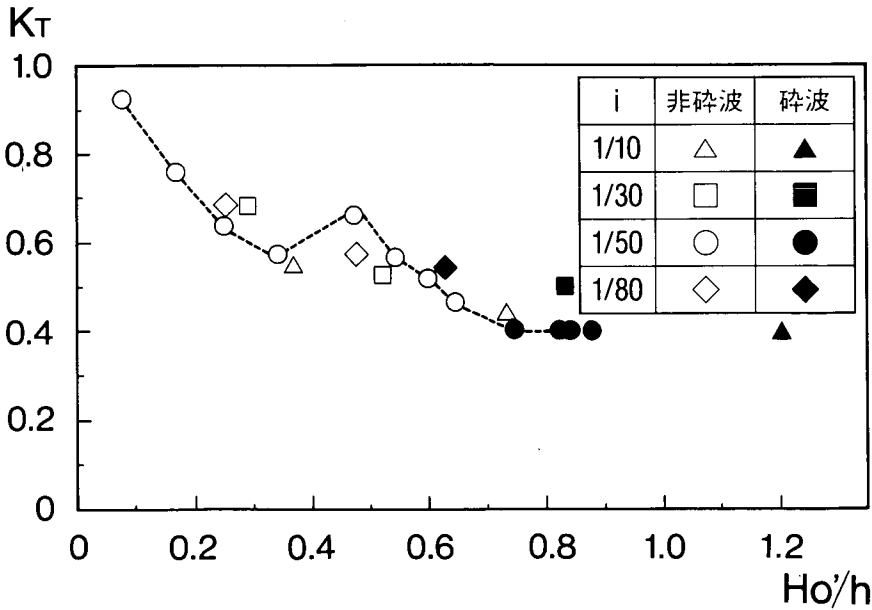


図-4.7 海底勾配の違いによる透過率の比較
($R/h = 0.182$, $B/L = 0.143$)

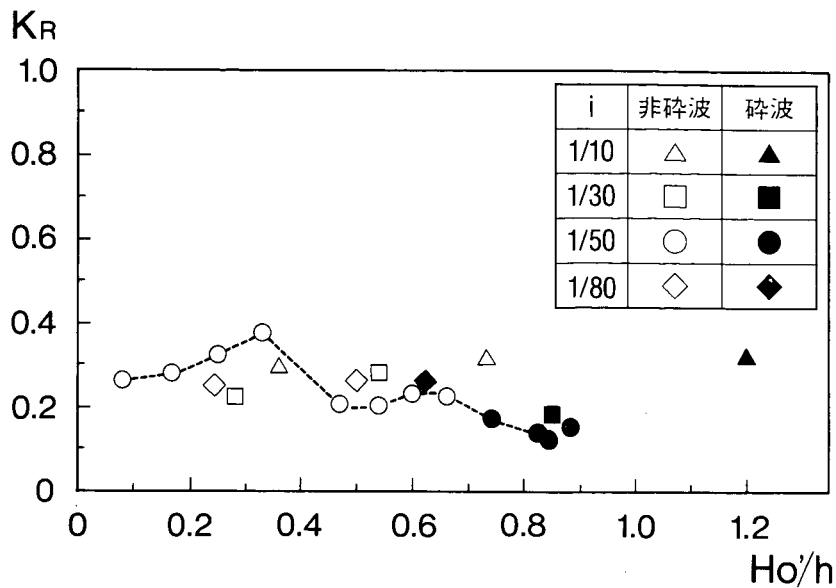


図-4.8 海底勾配の違いによる反射率の比較
($R/h = 0.182$, $B/L = 0.143$)

である。しかし、入射波が堤体の沖側で碎波する場合、 H_0' が変化しても K_T , K_R は変化しないので、実際上入射波の波高を堤体設置水深での碎波波高 H_b に置き換えることができる。また、入射波が堤体の沖側で碎波しない場合、 H_0' の変化に伴い K_T , K_R は変化するが堤体位置での波高 H_I は H_0' に比例する ($H_I = K_s \cdot H_0'$) ので、 H_0' は H_I に置き換えられる。したがって、以下では入射波の波高は堤体位置での波高を用いて検討する。

(2) H_I/h と消波特性の関係に及ぼす

す没水比 R/h の影響

$0.264 \leq B/L \leq 0.309$ の場合について、 R/h をパラメータとした H_I/h と K_T の関係を図-4.9 に示す。 $H_I/h < 0.4$ では、 H_I/h が小さいほど R/h による K_T の差が顕著である。堤体天端が完全に没水するとき ($R/h > 0$) には、 H_I/h の増加とともに K_T は減少する。これに対して、天端が水面上に出るとき ($R/h \leq 0$) には、 H_I/h が小さいと K_T は著しく小さいが H_I/h の増加とともに K_T は増加する。 $H_I/h \geq 0.4$ では、 R/h による K_T の差は小さく、 H_I/h が増

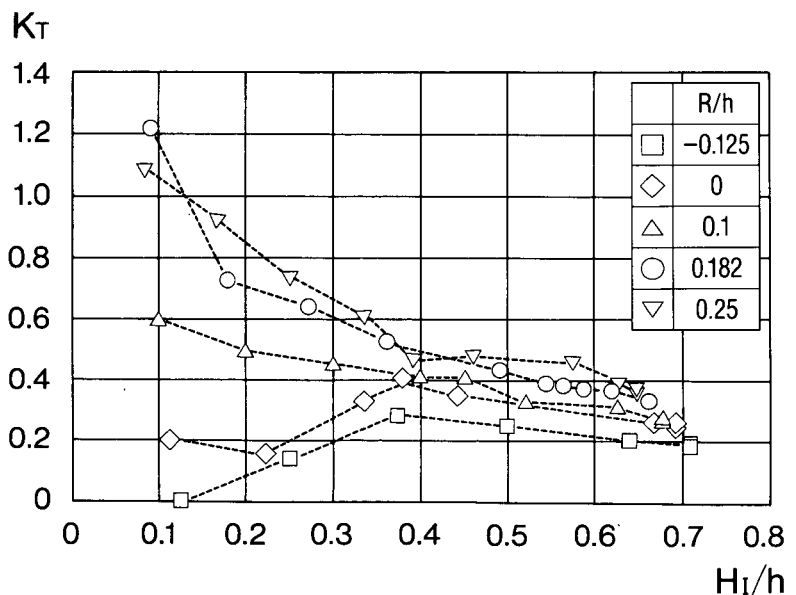


図-4.9 没水比をパラメータとした入射波高水深比と透過率の関係 ($0.264 \leq B/L \leq 0.309$)

加すると K_T は緩やかな減少傾向を示す。

同様に、同じ条件の入射波について、 H_I/h と K_R の関係を図-4.10に示す。全体的に、 H_I/h が増加すると K_R は減少する傾向を示す。ただし、 $H_I/h > 0.6$ では R/h によらず $0.1 \leq K_R \leq 0.2$ とほぼ一定の値を示すのに対して、 $H_I/h \leq 0.6$ では R/h の違いによる差が大きく、 R/h が大きいほど K_R は小さくなる。

上述の消波特性は、入射波が堤体上で碎波し易いか否かでほぼ説明できる。すなわち、 $R/h > 0$ の場合、 H_I が小さいと堤体上で碎波しにくく

く堤内側へのエネルギー伝達量が大きくなるため、 K_T は大きく、 K_R は小さくなる。一方、 H_I が大きくなるにしたがい堤体上での碎波が促進され、エネルギー失量が大きくなるため K_T 、 K_R とも減少する。逆に、 $R/h \leq 0$ の場合、 H_I が小さいと越波しにくいため、 K_T は小さく、 K_R は大きくなる。

(3) 堤体幅波長比 B/L と消波特性の関係

$R/h = 0.1$ の場合の堤体幅波長比

B/L と K_T の関係を図-4.11に示す。

図-4.11より、 K_T は、 H_I/h によらず B/L が増加すると $B/L = 0.2$ 付近まで急激に減少し、その後緩やかに減少することが分かる。これは、 B/L が増加すると潜堤上で碎波し易くなるためである。潜堤の消波効果に及ぼす天端幅の影響については多くの研究がある（例えば、田中、1976；永井ら、1977）。本実験を含めていずれの場合も、堤体形状の違いにより定量的には若干の違いが見られるが、定性的にはほぼ同様な結果が得られている。

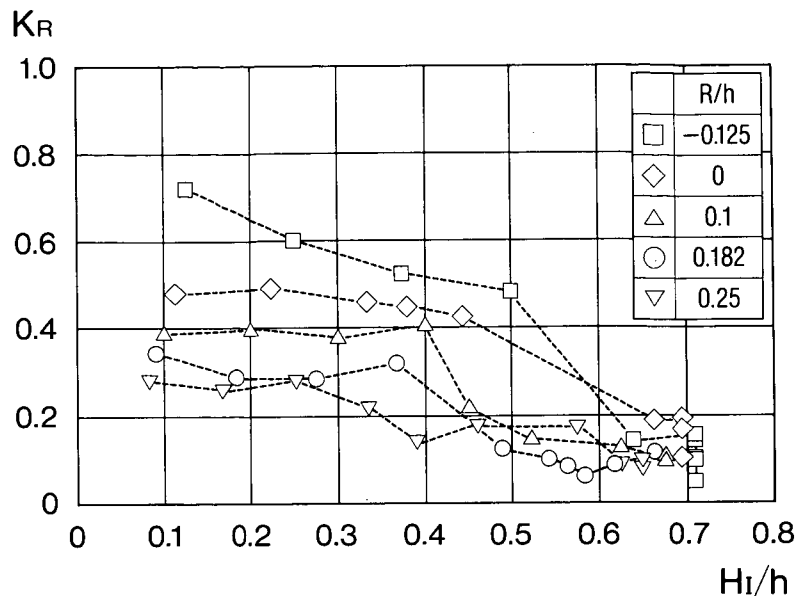


図-4.10 没水比をパラメータとした入射波高水深比と反射率の関係 ($0.264 \leq B/L \leq 0.309$)

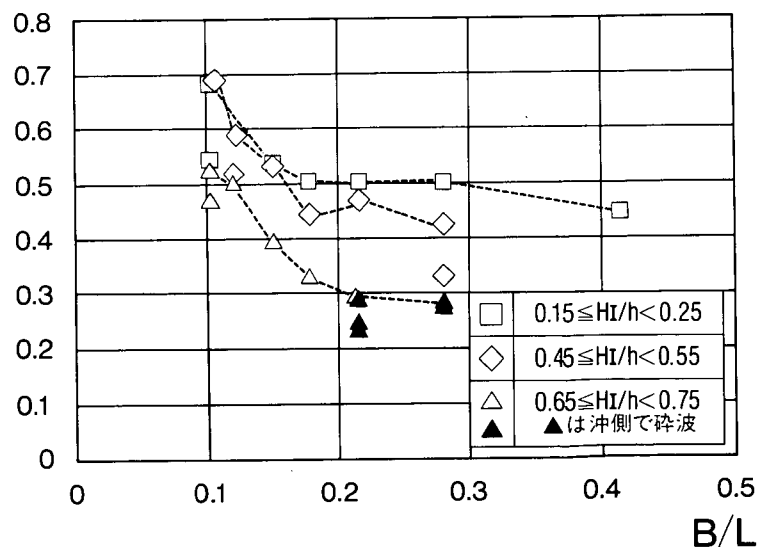
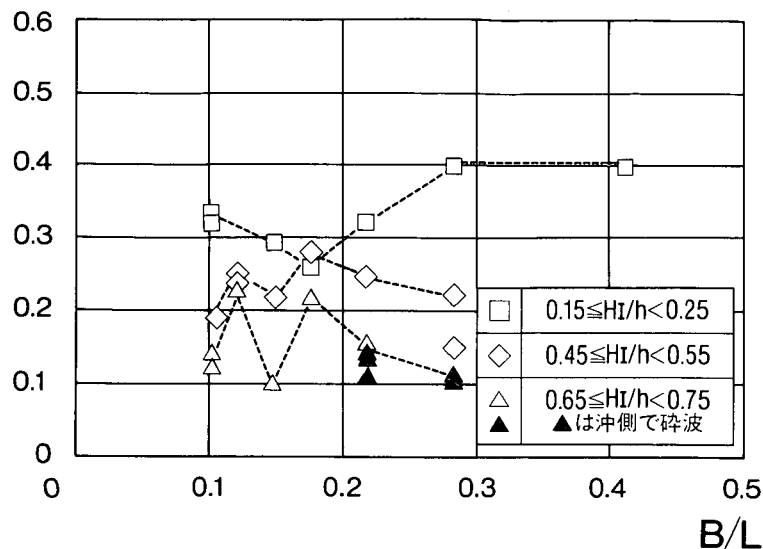


図-4.11 堤体幅波長比と透過率の関係 ($R/h = 0.1$)

K_R 

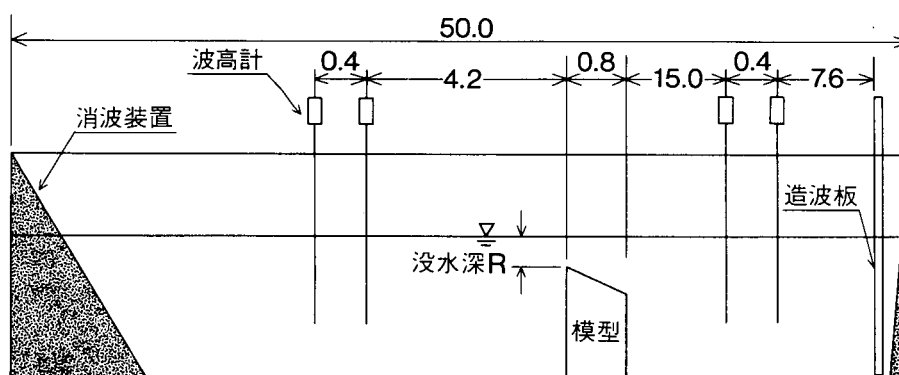
4.3 不規則波実験

4.3.1 実験装置および実験条件

不規則波実験で用いた実験装置を
図-4.13に示す。常時波浪の条件で
は海底勾配の影響が小さいので水平

図-4.12 堤体幅波長比と反射率の関係
($R/h = 0.1$)

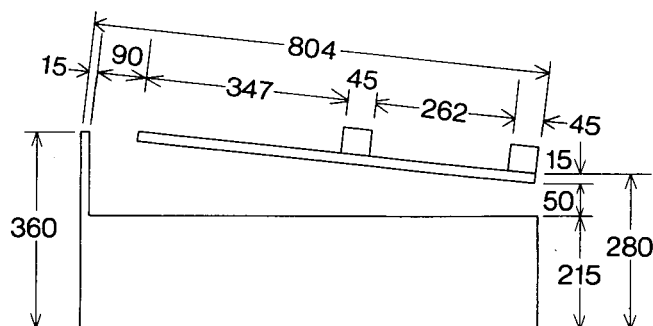
床を用いた。高波浪作用時を想定した不規則波実験では造波能力上の問題から、規則波実験で用いた実



(単位:m)

図-4.13 不規則波実験の装置 ($S = 1/25$)

験装置（図－4.1）を用いた。常時波浪の作用時を想定した実験は、縮尺 $S = 1/25$ で行った。堤体模型の断面寸法を図－4.14に示す。実験条件は表－4.2に示すとおり、水深 $h = 36, 40, 44\text{cm}$ 、入射波の有義周期 $T_{1/3} = 1.2, 1.6, 2.0\text{ s}$ 、有義波高 $H_{1/3} = 4, 8\text{ cm}$ とした。高波浪作用時を想定した実験は、縮尺 $S = 1/50$ で行った。堤体模型



(單位:mm)

图-4.14 构造物模型断面图 ($S=1/25$)

は規則波実験に使用した模型を用いた
(図-4.2 参照)。実験条件は、表-4.2
に示すとおり、 $h = 20\text{ cm}$ 、 $T_{1/3} = 1.41$ 、
 1.98 s 、 $H_{1/3} = 10\text{ cm}$ とした。また、入
射波のスペクトル型は Bretschneider -
光易型とした。

4.3.2 測定方法

最初に、模型を設置しない状態で模型
設置位置での有義波高、有義周期、スペ
クトル型 (Bretschneider - 光易型) が設
定条件と一致するように造波機のストロ
ークを設定した。次に、模型および波高
計を図-4.1、4.13 に示したように設置
し、高波浪時の場合、造波開始後 240 秒
から 256 秒間に、常時波浪時の場合、造
波開始後 120 秒から 256 秒間に、多重反射状態で波高測定を行った (サンプリング周波数 20 Hz)。多重
反射状態での入射波成分のスペクトル型と Bretschneider - 光易型のスペクトルの比較例を図-4.15 に
示す。高周波数側、低周波数側では一致しないが、有義周期を中心とした入射分離の有効周波数の範
围では良く一致している。

入射波高 $H_{1/3}$ は、以下に示す手順で求
めた。

① 常時波浪の場合

$$H_{1/3} = \frac{1}{\sqrt{1 + K_R^2}} \cdot \frac{H_{1/3} + H_{2/3}}{2} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、

K_R ; 模型沖側 2 台の波高計を用いて求
めた反射率

$H_{1/3}$ 、 $H_{2/3}$; 模型沖側 2 台の波高計
から得た有義波高

② 高波浪の場合

まず①と同様にして波高計位置での波
高 $H'_{1/3}$ を求め、さらに碎波減衰を考慮

表-4.2 不規則波実験ケース

ケース No.	縮 尺 S	模型設置位置水深 h (cm)	周 期 $T_{1/3}$ (sec)	入射波高 $H_{1/3}$ (cm)
1	1/25	36	1.2	4
2			1.6	4
3			1.6	8
4			2.0	8
5		40	1.2	4
6			1.6	4
7			1.6	8
8			2.0	8
9		44	1.2	4
10			1.6	4
11			1.6	8
12			2.0	8
13	1/50	20	1.41	10
14			1.98	10

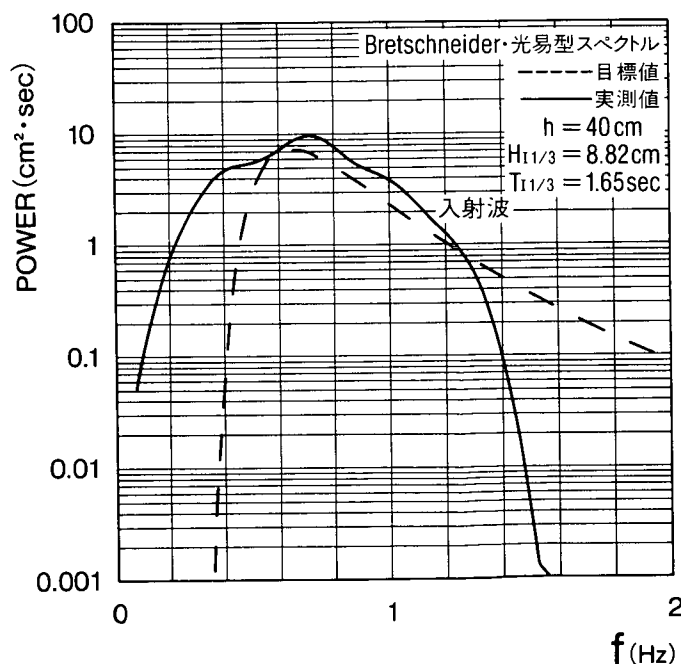


図-4.15 入射波スペクトルの計算値との比較
($h = 40\text{ cm}$ 、 $H_{1/3} = 8.82\text{ cm}$ 、 $T_{1/3} = 1.65\text{ sec}$)

して以下の式（日本港湾協会 1989）を用いて入射波高 $H_{I1/3}$ を求めた。

$$H_{I1/3} = \begin{cases} K_s \cdot H_0' & (h/L_0 \geq 0.2) \\ \min((B_0 \cdot H_0' + B_1 \cdot h), B_{\max} \cdot H_0', K_s \cdot H_0') & (h/L_0 < 0.2) \end{cases} \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに、

$$B_0 = 0.028 \cdot (H_0'/L_0)^{-0.38} \cdot \exp[20 \cdot (\tan \theta)^{1.5}]$$

$$B_1 = 0.52 \cdot \exp[4.2 \cdot \tan \theta]$$

$$B_{\max} = \max \{ 0.92, 0.32 \cdot (H_0'/L_0)^{-0.29} \cdot \exp[2.4 \cdot \tan \theta] \}$$

H_0' ; $H_{I1/3}$ と浅水係数から算出した換算沖波波高

K_T については、模型岸側 2 台の波高計より得られた透過波高を入射波高で除して求める方法（式（4.5））と、透過波と入射波のエネルギーから求める方法（式（4.6））より計算した。

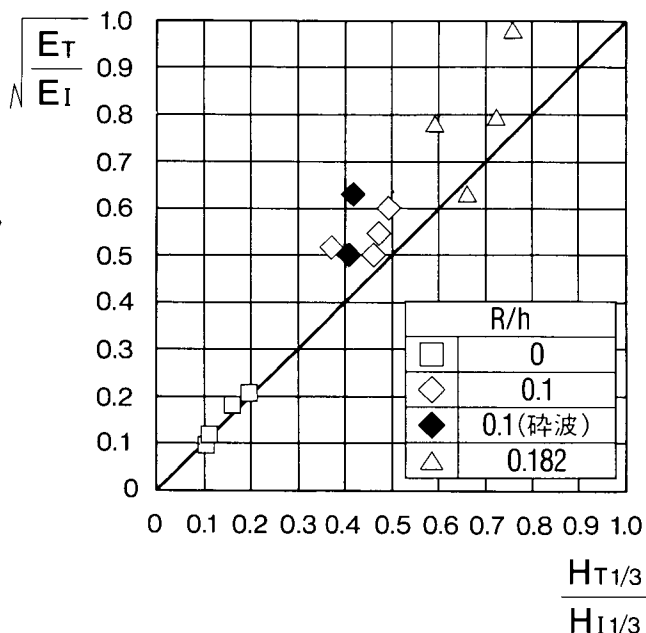
$$K_T = \frac{H_{T1/3}}{H_{I1/3}} \dots\dots\dots (4.5)$$

$$K_T = \frac{\sqrt{E_T}}{\sqrt{E_I}} \dots\dots\dots (4.6)$$

ここで、 E_I は模型沖側の入射波のエネルギー、 E_T は透過波のエネルギーである。

両者の比較を図－4.16 に示す。 $R/h = 0$ の場合両者は良く一致する。 $R/h \geq 0.1$ では、エネルギー法で求めた K_T の方が 0.1 ～ 0.2 程度大きな値を示す場合がある。しかし、両者に大きな違いはないので、以下ではエネルギー法による K_T を用いて検討する。

K_R は、模型沖側 2 台の波高計を用いて合田らの方法（1976）で求めた。



図－4.16 波高比による透過率とエネルギー比の平方根による透過率の比較

4.3.3 実験結果

(1) スペクトル特性

図－4.17 に、水深 40 cm、入射波の有義波高 8.82 cm、有義周期 1.65 sec の場合の、入射波、反射波、透過波のスペクトルを示す。反射波のスペクトルが入射波のスペクトルと同様に、周波数 $f = 0.7$ Hz 付近にピークを持っているのに対し、透過波のスペクトルはエネルギーが高周波域に広がっている。これは、SURF のような潜堤の場合入射波が堤体上で碎波することにより透過波の中に高周波成分波が発生しているためである。

(2) 不規則波の見かけの消波特性

図－4.18 に、水深 40 cm、入射波の有義波高 8.82 cm、有義周期 1.65 sec の場合の、見かけの透過率

K_T' (式 (4.7)), 反射率 K_R' (式 (4.8)) を示す。

$$K_T'(f) = \frac{\sqrt{S_T(f)}}{\sqrt{S_I(f)}} \quad \dots\dots (4.7)$$

$$K_R'(f) = \frac{\sqrt{S_R(f)}}{\sqrt{S_I(f)}} \quad \dots\dots (4.8)$$

ここで, $S_I(f)$, $S_T(f)$ および $S_R(f)$ は各成分波ごとの入射, 透過および反射波のスペクトル密度である。

また, 図中の○印は, 水深40cm, 入射波高8cmの規則波実験より得られた K_T , ●印は K_R である。規則波実験と不規則波実験とで, $R/H_1 = R/H_{1/3}$ とした場合, 透過率および反射率の周波数特性がよく一致していることが分かる。すなわち, $R/H_1 = 0.2$ では f が増加する (B/L が増加する) と透過率は緩やかに減少し反射率は緩やかに増加する。この結果から, 不規則波に対する斜板消波潜堤の各周波数成分毎の見かけの消波特性は, その有義波高に等しい規則波の消波特性で示されることが分かる。ただし, 建設省土木研究所 (1988) で指摘されているとおり, 周波数域の両端部付近では発散点の影響により推定精度は低い。

(3) 有義波を代表波とする不規則波の消波特性

最初に, R/h を一定とした場合の消波特性を調べる。 $R/h = 0.1$ の場合について, $T_{1/3}$ に対応する波長を $L_{1/3}$ と表わし, $B/L_{1/3}$

をパラメータとして $H_{1/3}/h$ と K_T の関係を図-4.19 に示す。図中には, 比較のために規則波実験データも示す。 $B/L_{1/3}$ が同じ場合, $H_{1/3}/h$ が増加すると K_T が緩やかに減少する傾向や, $B/L_{1/3}$ が大きくなると, K_T が大きくなる傾向が規則波実験の場合と良く一致している。同様に, $H_{1/3}/h$ と K_R の関係を図-4.20 に示す。この場合も両者はかなり良い対応関係を示す。ただし, $H_{1/3}/h > 0.4$ で不規則波実験による K_T , K_R が規則波実験のそれらより, 0.1 程度大きな値を示している。これは, 規則波の場

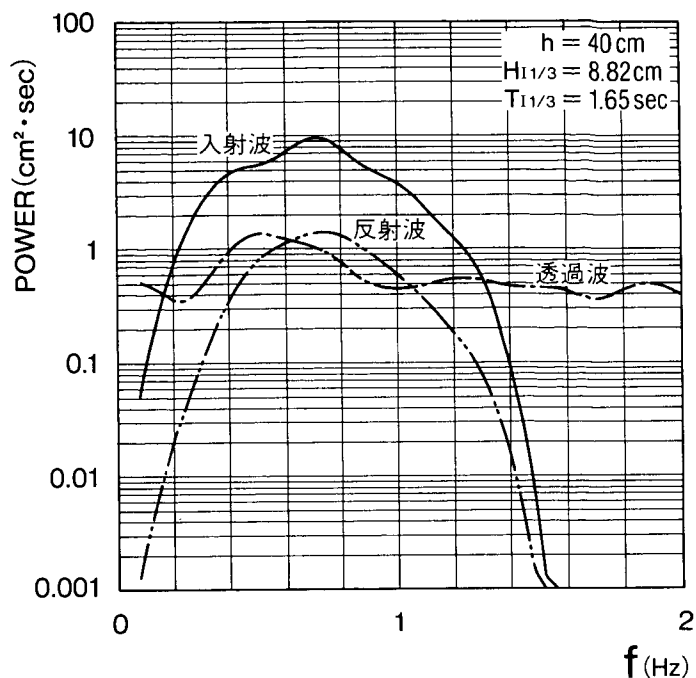


図-4.17 入射波・反射波・透過波スペクトル
($h = 40\text{cm}$, $H_{1/3} = 8.82\text{cm}$, $T_{1/3} = 1.65\text{sec}$)

K_T, K_R
 K_T', K_R'

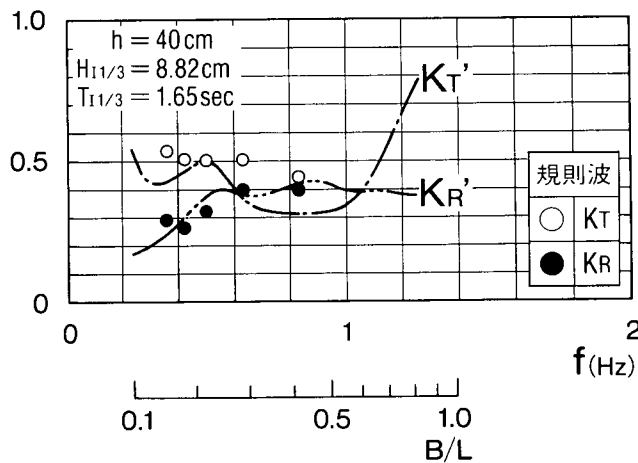


図-4.18 見かけの透過率と反射率
($h = 40\text{cm}$, $H_{1/3} = 8.82\text{cm}$, $T_{1/3} = 1.65\text{sec}$)

合、高波浪作用時は全ての作用波が堤体上で砕波し、そのエネルギー損失により K_T , K_R が急激に減少するのに対して、不規則波の場合、堤体上で砕波しない波が含まれているため、減少傾向が緩やかになることによるものと考えられる。

$H_{1/3}/h = 0.2$ の場合について、 R/h をパラメータとして $B/L_{1/3}$ と K_T の関係を図-4.21 に示す。図中には、比較のために、規則波実験のデータも示す。 $R/h = 0.182$, $B/L_{1/3} = 0.18$ の場合に不規則波の K_T が規則波の場合に比較して小さい値を示

すものの、 R/h の減少に伴う K_T の減少の傾向や、 R/h 毎の $B/L_{1/3}$ と K_T の関係において、規則波実験と不規則波実験の結果は良く一致している。同様に、 $B/L_{1/3}$ と K_R の関係を図-4.22 に示す。 $B/L_{1/3}$ の増加に伴い K_R が緩やかに増加する傾向は、規則波実験と不規則波実験の結果で良く一致している。

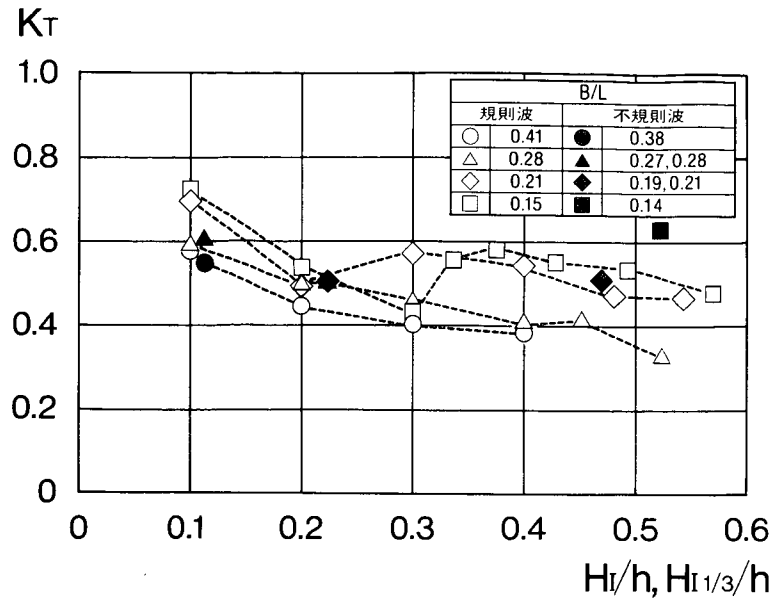


図-4.19 有義波高水深比と透過率の関係
($R/h = 0.1$)

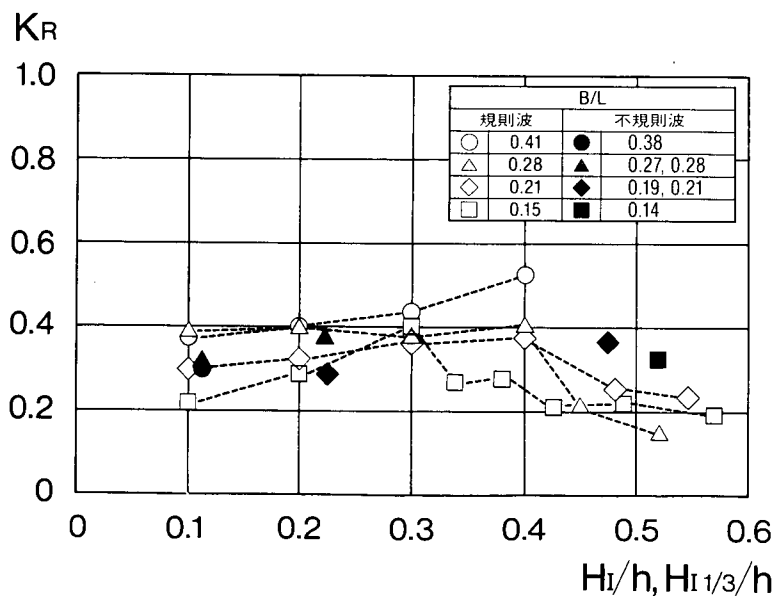


図-4.20 有義波高水深比と反射率の関係
($R/h = 0.1$)

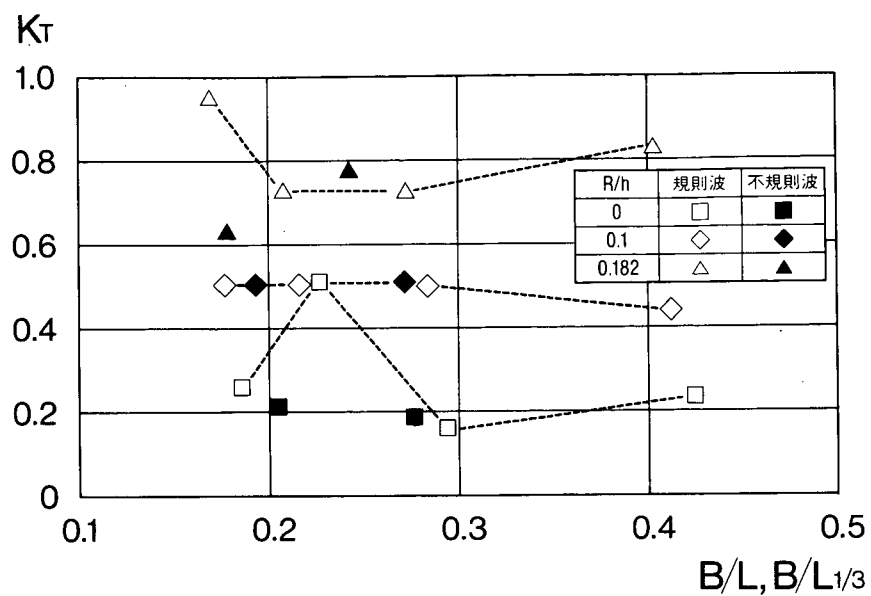


図-4.21 堤体幅波長比と透過率の関係
($H_{1/3}/h = 0.2$)

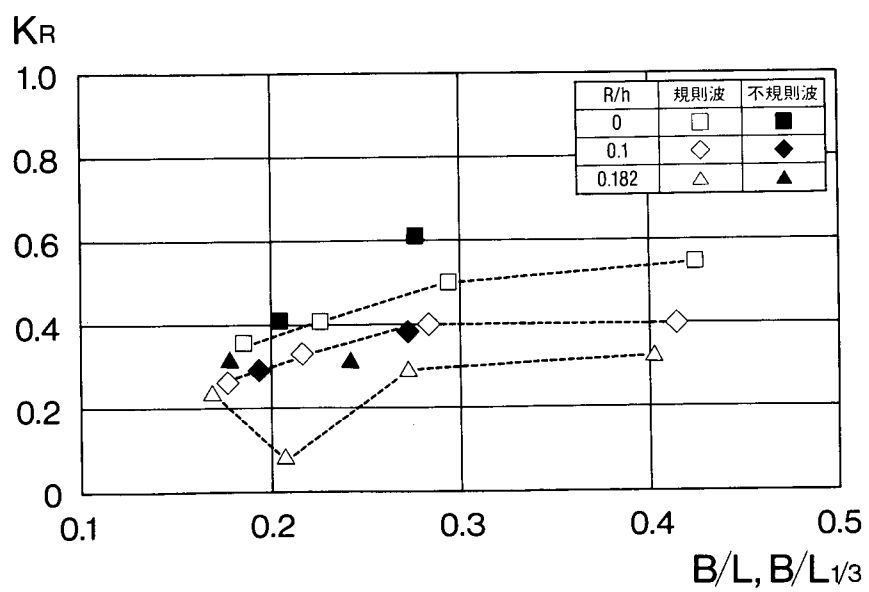


図-4.22 堤体幅波長比と反射率の関係
($H_{1/3}/h = 0.2$)

4.4 まとめ

斜板消波潜堤の消波効果について、高波浪作用時、不規則波作用時の K_T , K_R を実験的に検討した結果、次の点が分かった。

- ① 常時波浪作用時には、換算沖波波高が増加すると透過率は減少し、反射率はやや増加する。しかしながら、高波浪作用時には換算沖波波高が増加すると透過率・反射率共に減少し、さらに、入射波が斜板消波潜堤沖側で碎波するような場合には、透過率・反射率共に換算沖波波高や海底勾配によらずほぼ一定の値を示す。
- ② 常時波浪の作用時には、堤体天端が完全に没水するとき ($R/h > 0$) は H_1/h の増加とともに K_T は減少し、天端が水面上に出るとき ($R/h \leq 0$) は H_1/h の増加とともに K_T は増加する。それに対して高波浪作用時には、 R/h による K_T の差は小さく、 H_1/h が増加すると K_T は緩やかな減少傾向を示す。 K_R については、常時波浪作用時は R/h の違いによる差が大きく R/h が大きいほど K_R は小さくなるが、高波浪作用時には R/h によらず $0.1 \leq K_R \leq 0.2$ とほぼ一定の値を示す。
- ③ K_T は、高波浪作用時も常時波浪作用時と同様に $B/L = 0.2$ 付近まで急激に減少し、その後緩やかに減少する。 K_R は、常時波浪作用時には B/L が増加するとやや増加する傾向があるのに対して、高波浪作用時には B/L が増加すると減少する傾向を示す。
- ④ 不規則波を作用させた場合の消波効果は、代表波浪諸元として $H_{1/3}$, $T_{1/3}$ を用いれば K_T , K_R 共に規則波実験の結果とほぼ一致する。したがって、実海域における斜板消波潜堤の機能設計には、広範囲な条件で蓄積されている規則波実験のデータを用いれば良い。

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.3～11．
- 高山知司・永井紀彦・関口忠志（1985）：広天端幅潜堤の波浪低減効果に関する不規則波実験，第32回海岸工学講演会論文集，pp.545～549．
- 日本港湾協会（1989）：港湾施設の技術上の基準・同解説，pp.107～111．
- 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池 治（1976）：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技研資料，No.248，pp.3～23．
- 田中則男（1976）：天端幅の広い潜堤の波浪減殺および砂浜安定効果について，第23回海岸工学講演会論文集，pp.152～157．
- 永井荘七郎・倉田克彦・長谷川恵一（1977）：潜堤の消波効果におよぼす天端幅の影響，第24回海岸工学講演会論文集，pp.303～307．
- 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.35～51．

第 5 章 斜板堤周辺の波、流れ、地形変化に
関する実験的研究

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
		小 俣 篤
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	山 下 誠 也
		根 来 洋 二
		中 條 武 彦
		山 岸 晴 久
		櫻 井 清 一
		竹 内 浩 一
		茗ヶ原 義 彦
大 成 建 設 (株)	土木本部土木設計部	勝 井 秀 博
		石 野 和 男
		上 野 成 三
		湊 隆 次 郎
(株) 間 組	土木本部海洋土木部	沖 政 和
		原 幸 一
東 急 建 設 (株)	施工本部土木技術部	渡 会 英 明



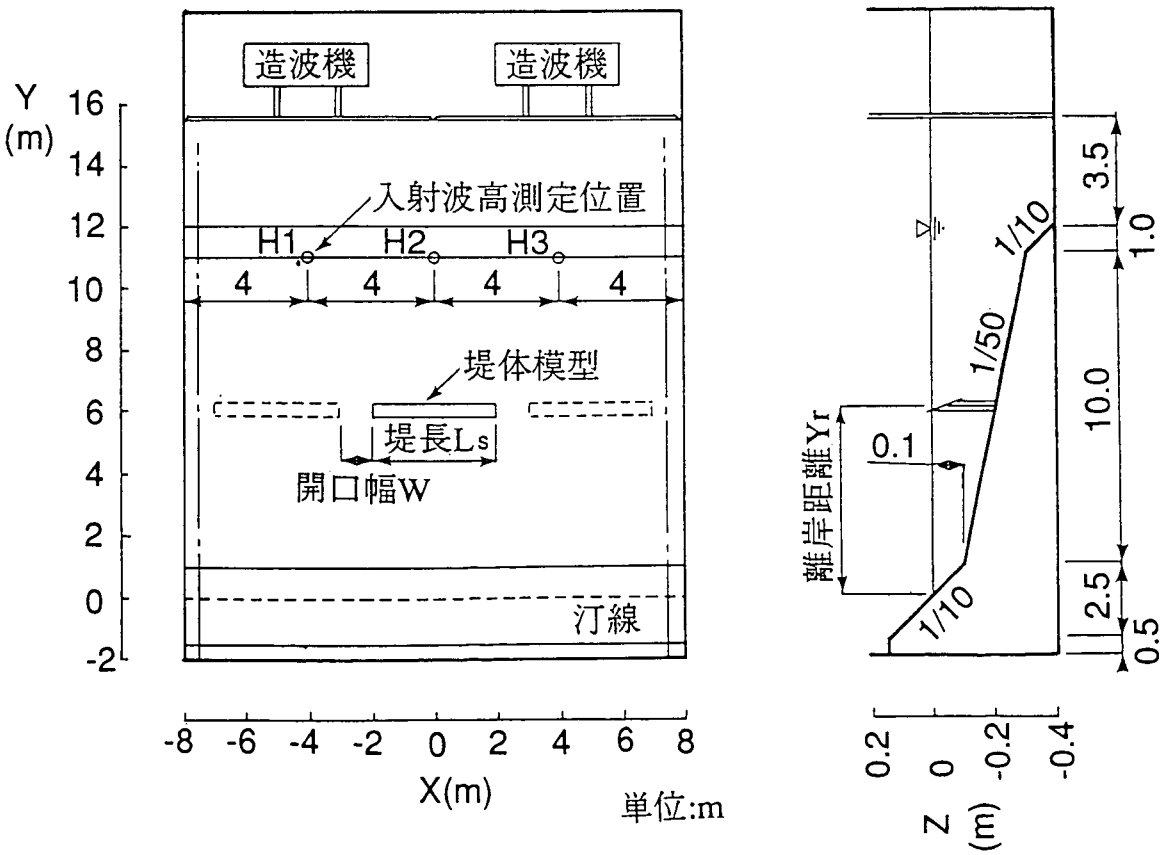
5.1 まえがき

筆者らは、斜板堤に関する固定床平面実験を実施し、斜板堤による静穏域創出効果を検討するとともに、平面流況や堤体周辺の流速の鉛直分布をもとに堤体設置に伴う海浜変形や堤体周辺の洗掘について検討してきた（建設省土木研究所，1990）。しかしながら、海浜変形や堤体周辺における局所洗掘を定量的な意味から把握するには移動床実験による検討が必要とされるのも事実である。そこで、本研究では移動床平面実験により斜板堤を設置した場合の海浜変形と堤体周辺の局所洗掘について検討した。

5.2 実験方法

実験には、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）を用いた。実験装置、波浪条件は前報（建設省土木研究所，1990）で述べた固定床実験と同じである。実験装置および座標系を図－5.1 に示す。模型の縮尺は 1/50 とし、沖側平坦部の水深は 40 cm とした。底質の中央粒径は $d_{50} = 0.28 \text{ mm}$ である。堤体の設置に際しては、群堤の場合の開口部中央が水路壁となるよう仕切り壁を設けた。

実験ケースを表－5.1 に示す。実験は、堤長を $L_s = 4 \text{ m}$ ，離岸距離を $Y_r = 6 \text{ m}$ とし、単堤（ケース 1）と群堤（ケース 2）の場合からなる。模型の諸元は図－5.2 に示すとおり、斜板傾斜角が $\theta = 15^\circ$ ，没水比が $h_2/h = 0.5$ ，天端高が $h_1 = 3.0 \text{ cm}$ とした。なお、表－5.1 に示す K_T ， K_R の値は、同じ諸元



図－5.1 実験装置および座標系

表－5.1 実験ケース

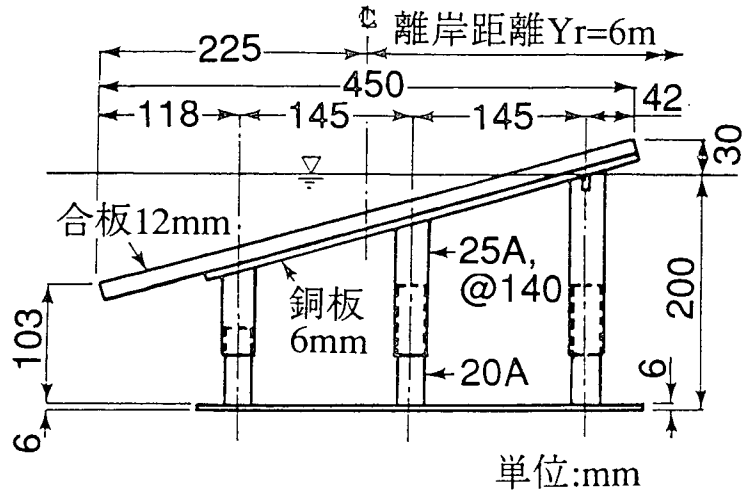
ケース	堤 長 L _s (m)	開 口 幅 W (m)	離岸距離 Y _r (m)	設置水深 h (m)	換算沖波波高 H _o ' (cm)	周 期 T (s)	入射波高 H _i (cm)	消 波 特 性		備 考
								K _T	K _R	
1	4.0	—	6.0	0.2	5.3	1.27	5.1	0.50	0.28	単堤
2	4.0	1.0	6.0	0.2	5.3	1.27	5.1	0.50	0.28	群堤 (3基)

を有する堤体模型を用いた2次元実験より求めたものである。

測定項目は、波高分布、流況、汀線変化、地形変化である。波高分布の測定には容量式波高計を用い、0.5 m 間隔の格子状測点において50 ms 間隔で1 分間測定した。流況は、厚さ約5 mm、大きさ約4 cm 角の合板製のフロートを投入し、水槽上方よりビデオ撮影して測定した。汀線形状は、水槽上方からの写真撮影により求めた。地形測定は、

堤内外全域 ($-7.5 \text{ m} \leq X \leq 7.5 \text{ m}$, $-1 \text{ m} \leq Y \leq 12 \text{ m}$)、堤体と開口部周辺、および代表測線において表－5.2、5.3 に示す測定範囲、測点間隔で行った。

波高分布、流況の測定は造波開始6 時間後、全域と堤体・開口部周辺における地形測定は初期と造波



図－5.2 堤体模型の諸元

表－5.2 地形測定の測定範囲と測点間隔

ケース		1		2	
測定項目		範 囲	間 隔	範 囲	間 隔
堤内外全域	沿岸方向測線	$-7 \text{ m} \leq X < -4 \text{ m}$	1.0 m	$-7 \text{ m} \leq X < -3 \text{ m}$	0.5 m
		$-4 \text{ m} \leq X \leq 4 \text{ m}$	0.5 m	$-3 \text{ m} \leq X < -2 \text{ m}$	0.25 m
		$4 \text{ m} < X \leq 7 \text{ m}$	1.0 m	$-2 \text{ m} \leq X \leq 2 \text{ m}$	0.5 m
				$2 \text{ m} \leq X < 3 \text{ m}$	0.25 m
				$3 \text{ m} \leq X < 7 \text{ m}$	0.5 m
	岸沖方向測線	$-1 \text{ m} \leq Y < 5 \text{ m}$	0.1 m	$-1 \text{ m} \leq Y < 5 \text{ m}$	0.1 m
		$5 \text{ m} \leq Y < 7 \text{ m}$	0.05 m	$5 \text{ m} \leq Y < 7 \text{ m}$	0.05 m
		$7 \text{ m} \leq Y < 9 \text{ m}$	0.1 m	$7 \text{ m} \leq Y < 9 \text{ m}$	0.1 m
		$9 \text{ m} \leq Y \leq 12 \text{ m}$	0.2 m	$9 \text{ m} \leq Y \leq 12 \text{ m}$	0.2 m
	堤体周辺				
	沿岸方向測線	$-3 \text{ m} \leq X \leq 3 \text{ m}$	0.05 m	$-5 \text{ m} \leq X \leq 5 \text{ m}$	0.05 m
	岸沖方向測線	$5 \text{ m} \leq Y \leq 7 \text{ m}$	0.05 m	$5 \text{ m} \leq Y \leq 7 \text{ m}$	0.05 m

表－ 5.3 地形測定のための代表測線の位置と測点間隔

ケース	測 線	位 置	測 定 範 囲	測 点 間 隔
1	I	堤 体 中 央 $X = 0.0\text{m}$	$-1\text{m} \leq Y < 5\text{m}$	0.1m
			$5\text{m} \leq Y < 7\text{m}$	0.05m
			$7\text{m} \leq Y \leq 10\text{m}$	0.1m
	II	堤 体 端 部 $X = 2.0\text{m}$	$-1\text{m} \leq Y < 5\text{m}$	0.1m
			$5\text{m} \leq Y < 7\text{m}$	0.05m
			$7\text{m} \leq Y \leq 10\text{m}$	0.1m
	III	遮 蔽 域 外 $X = 4.0\text{m}$	$-1\text{m} \leq Y < 5\text{m}$	0.1m
			$5\text{m} \leq Y < 7\text{m}$	0.05m
			$7\text{m} \leq Y \leq 10\text{m}$	0.1m
2	I	堤 体 中 央 $X = 0.0\text{m}$	$-1\text{m} \leq Y < 5\text{m}$	0.1m
			$5\text{m} \leq Y < 7\text{m}$	0.05m
			$7\text{m} \leq Y \leq 10\text{m}$	0.1m
	II	堤 体 端 部 $X = 2.0\text{m}$	$-1\text{m} \leq Y < 5\text{m}$	0.1m
			$5\text{m} \leq Y < 7\text{m}$	0.05m
			$7\text{m} \leq Y \leq 10\text{m}$	0.1m
	III	開 口 中 央 $X = 2.5\text{m}$	$-1\text{m} \leq Y < 5\text{m}$	0.1m
			$5\text{m} \leq Y < 7\text{m}$	0.05m
			$7\text{m} \leq Y \leq 10\text{m}$	0.1m

開始 6 時間後の計 2 回、代表測線での地形測量、汀線変化の測定は初期と造波開始 1, 2, 4, 6 時間後の計 5 回行った。

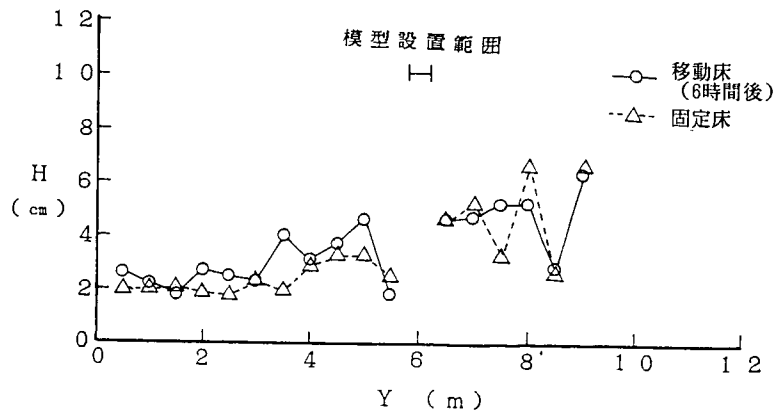
5.3 実験結果

5.3.1 ケース 1（単堤）の実験結果

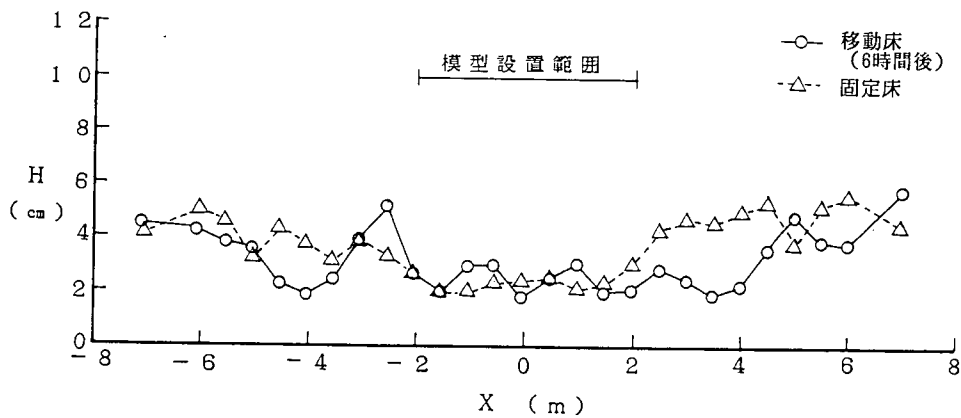
(1) 波・流れの状況

ケース 1 の堤体中央部（ $X = 0\text{m}$ ）における波高の岸沖分布と堤体背後（ $Y = 5.5\text{m}$ ）における波高の沿岸分布を固定床実験の結果と併せて図－ 5.3 に示す。固定床、移動床とも構造物による消波効果が顕著に表れている。移動床の場合は固定床の場合に比較し堤体岸側でやや高い波高を示し、また、波高の周期的な増減が見られた。これは、後述するように移動床の場合汀線付近が侵食されて深くなるため、より多くの波エネルギーが汀線近くまで進入するとともに、前浜勾配が急になるため反射波が増し堤体と汀線との間で部分重複波が形成されたためと考えられる。

次に、造波開始 6 時間後の海浜流の流況を図－ 5.4(b)に示す。堤体上より発生した流れが $Y = 3\text{m}$ 付近まで強い向岸流を形成し、 $Y < 3\text{m}$ で次第に堤体外側（遮蔽域外）に向かう流れとなり、遮蔽域外で



(a) 波高の岸沖分布 ($X = 0 \text{ m}$)



(b) 波高の沿岸分布 ($Y = 5.5 \text{ m}$)

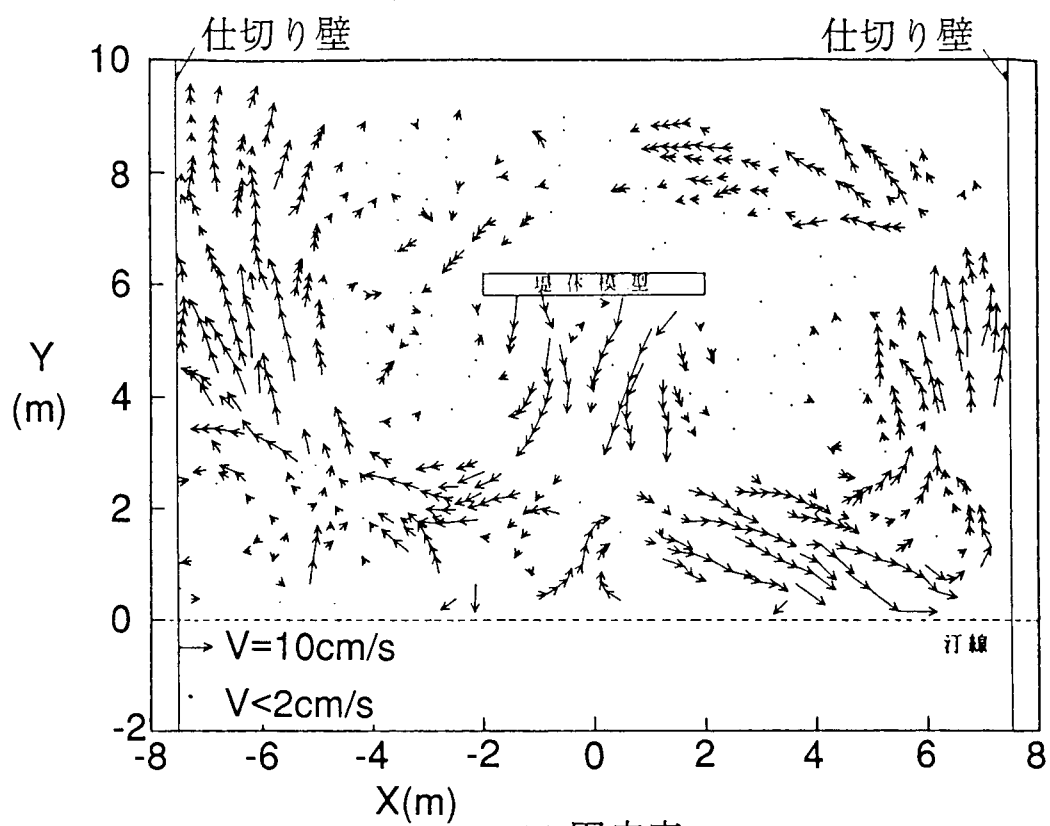
図-5.3 波高の岸沖・沿岸分布 (ケース1, $Y_r = 6 \text{ m}$, 単堤)

離岸流となる点は固定床の場合 (図-5.4(a)参照) と同様である。しかし、移動床実験の場合は固定床実験では顕著に見られた堤体中央部の汀線付近の離岸流が発生せず、また、遮蔽域外の離岸流の速度も小さくなった。そして、堤体沖側ではほとんど流れがなく淀んだ状態となった。

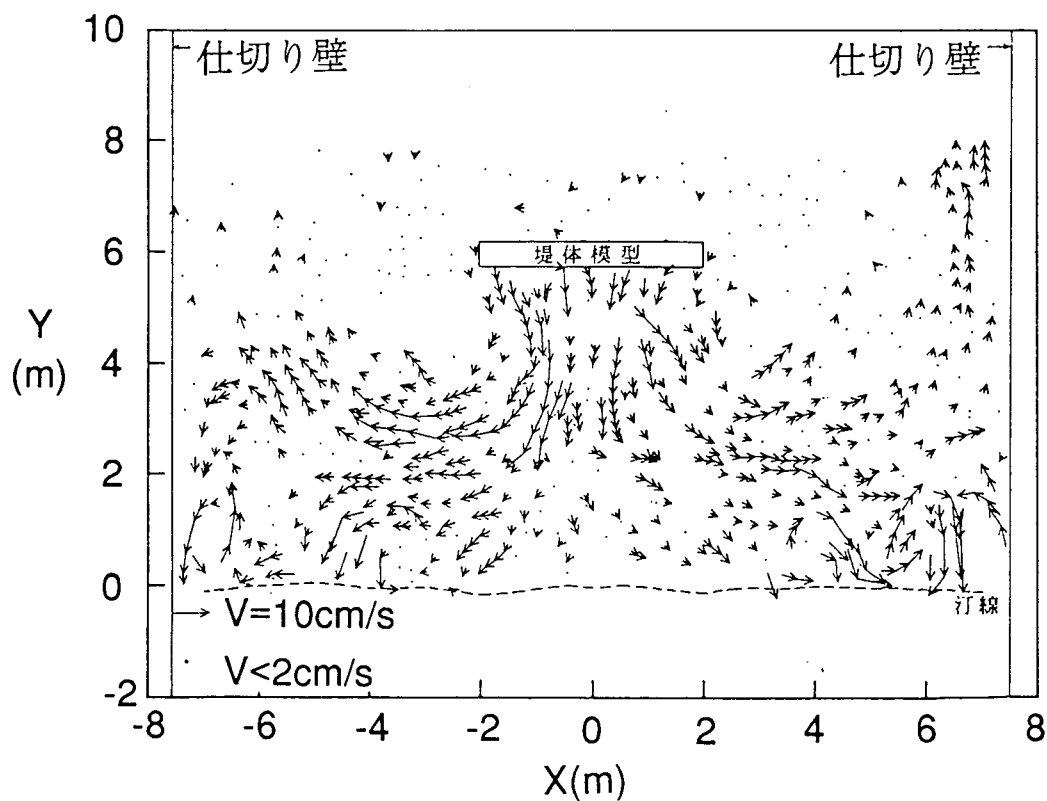
(2) 堤内外全域の地形変化と汀線変化

ケース1の初期地形、造波6時間後の地形、地形変化量 (6時間後-初期) の平面分布を図-5.5～5.7に示す。地形変化は汀線付近に集中し、 $Y \geq 3 \text{ m}$ ではほとんど地形変化がみられなかった。汀線域では、汀線沖側 ($Y = 0 \sim 1 \text{ m}$) で侵食され、汀線岸側 ($Y = -1 \sim 0 \text{ m}$) で堆積した。汀線付近の侵食は堤体端部付近 ($|X| = 1.5 \text{ m} \sim 2.5 \text{ m}$) で特に大きく、堤体中心部 ($X = 0 \text{ m}$) での侵食量は少ない。また、遮蔽域外 ($|X| \geq 4 \text{ m}$) では $Y = 1 \sim 3 \text{ m}$ の範囲で堆積が生じた。これは、汀線付近の底質が、初期に見られる堤体から離れる方向へ向かう沿岸流 (図-5.4(a)参照) により運ばれ堆積したためと考えられる。

図-5.8には、堤体中央部 ($X = 0 \text{ m}$)、堤体端部 ($X = 2 \text{ m}$)、および遮蔽域外 ($X = 4 \text{ m}$) を通る岸沖測線の6時間後の海浜断面形を示す。堤体中央では汀線域 ($Y = -0.5 \text{ m} \sim 0.5 \text{ m}$) で侵食・堆積



(a) 固定床



(b) 移動床 (6 時間後)

図-5.4 海浜流の流況 (ケース1, $Y_r = 6\text{m}$, 単堤)

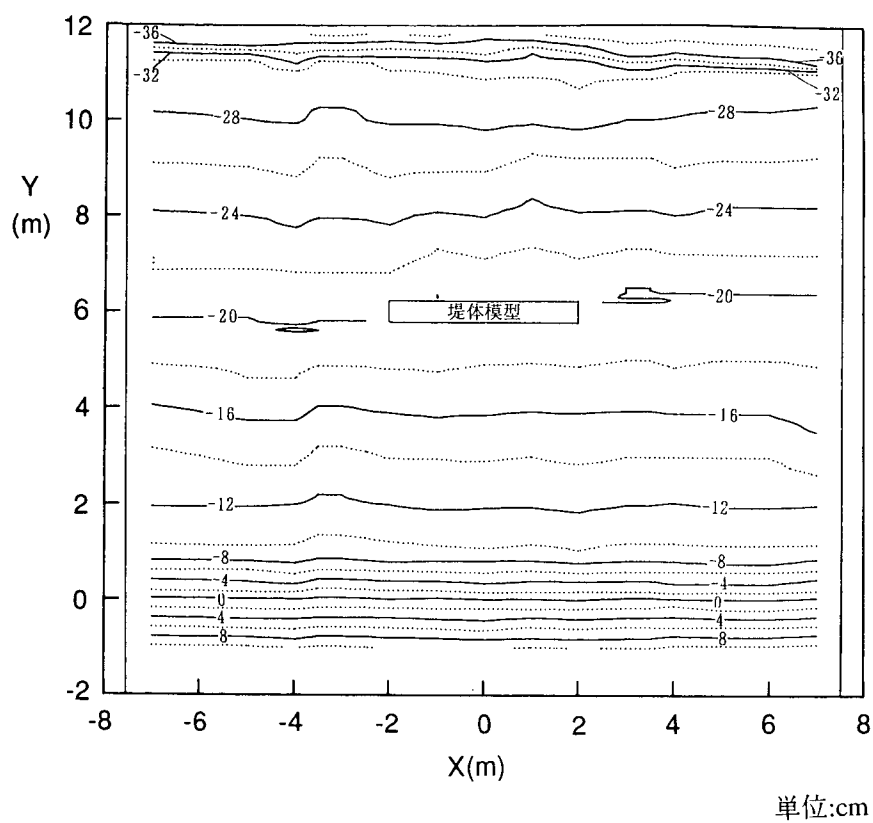


図-5.5 堤内外全域の等深線図 (ケース1, 初期地形)

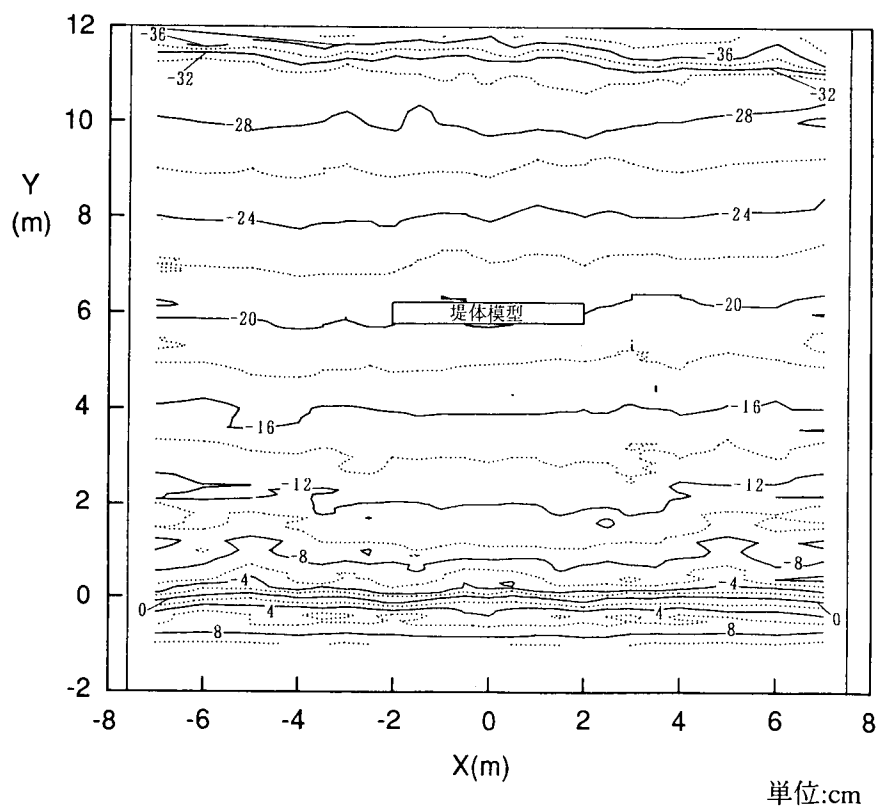


図-5.6 堤内外全域の等深線図 (ケース1, 6時間後)

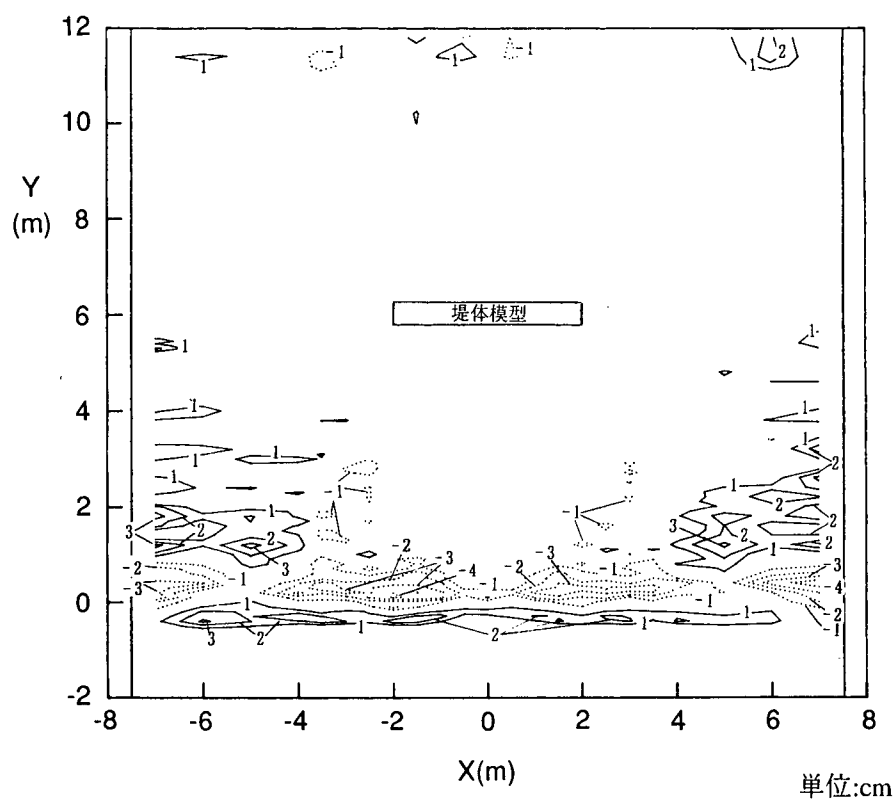


図-5.7 地形変化量の平面分布 (ケース1, 6時間後-初期)

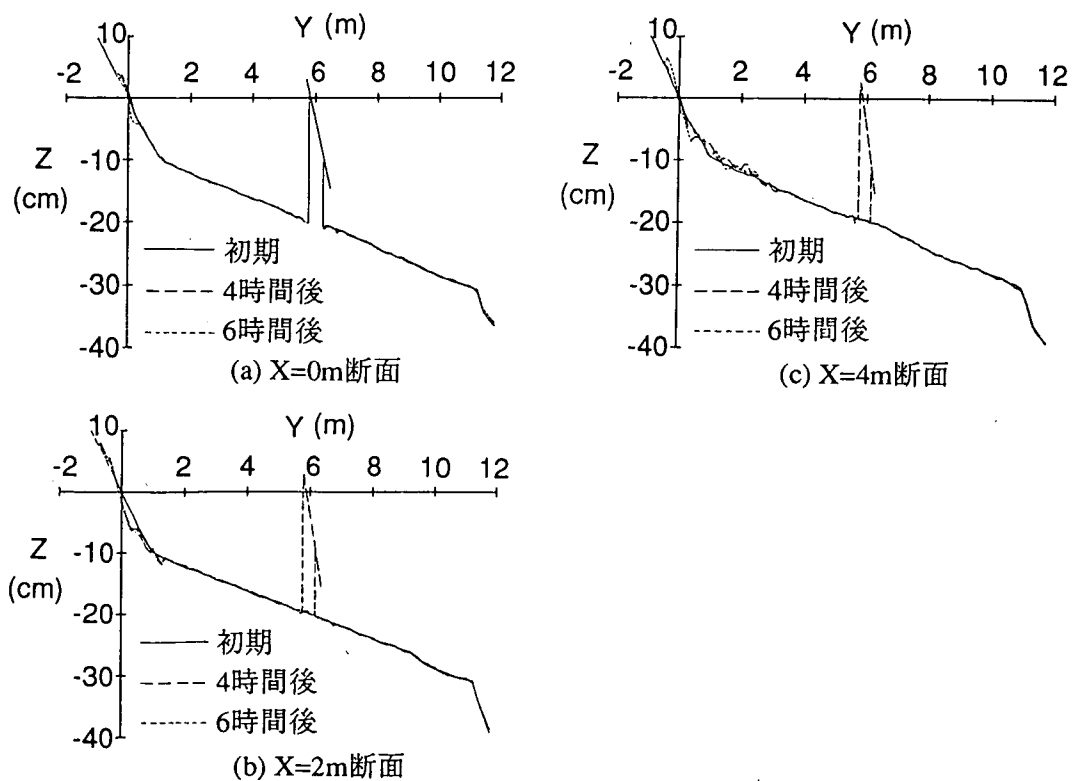
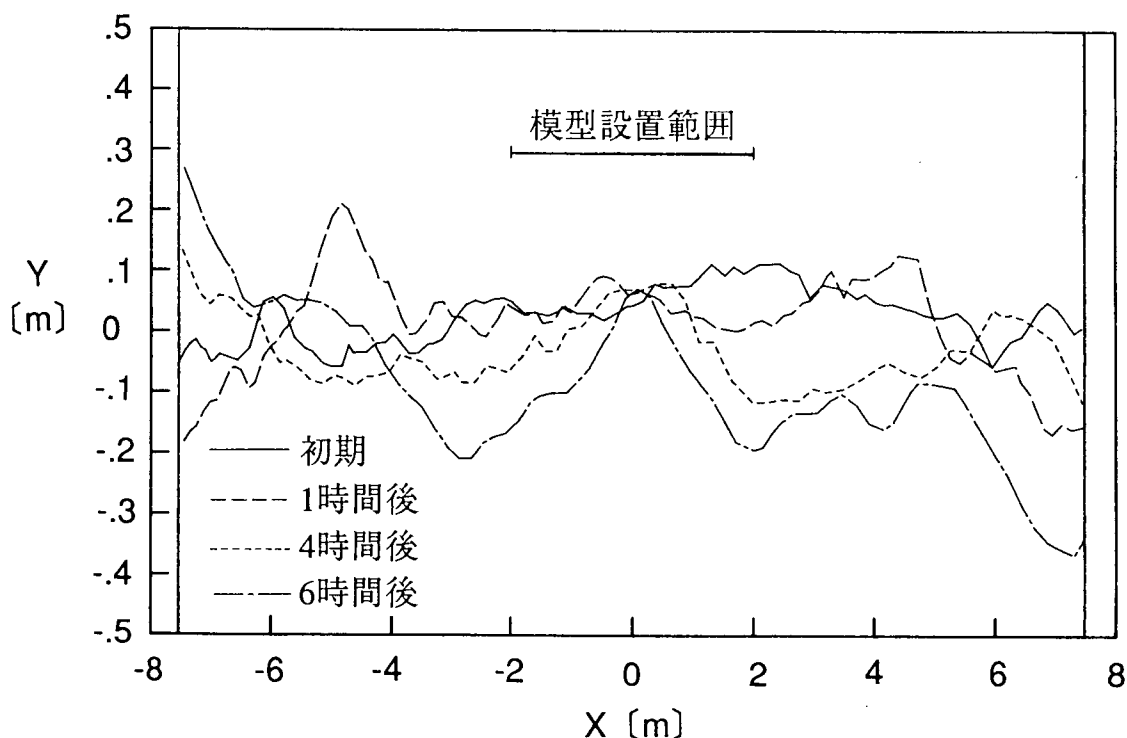


図-5.8 海浜断面形の変化 (ケース1, 初期, 4, 6時間後)

が生じているが、侵食量と堆積量はほぼ等しく、また、 $Y > 0.5 \text{ m}$ では地形変化はほとんど見られない。一方、 $X = 2 \text{ m}$ 測線では、 $Y > 2 \text{ m}$ では地形はほとんど変化していないが、 $Y = 0 \sim 2 \text{ m}$ で侵食され、この侵食量は汀線岸側での堆積量を上回っている。さらに、 $X = 4 \text{ m}$ の測線では、汀線付近の侵食範囲は $Y = 0 \sim 0.5 \text{ m}$ に集中し、その変化量は $Y = -0.5 \sim 0 \text{ m}$ における堆積量とほぼ等しく、さらに $Y = 0.5 \sim 3 \text{ m}$ の範囲で堆積が生じている。これは、前述のように、 $|X| = 2 \text{ m}$ 付近から削られた土砂の一部が、 $|X| = 4 \text{ m}$ 付近の $Y = 0.5 \sim 3 \text{ m}$ に運ばれたことを示している。一方、この侵食・堆積により $|X| = 1.5 \sim 3 \text{ m}$ の汀線付近の沿岸流と、遮蔽域外での離岸流の流速は小さくなっており（図－5.4 参照）、6 時間の造波により地形が安定化したことが分かる。また、 $X = 4 \text{ m}$ 測線上、 $Y = 0.5 \sim 3 \text{ m}$ の堆積は、多段砂州状となっているが、この多段砂州は、汀線からの反射波による部分重複波により形成されたものと考えられる。

次に、ケース 1 の汀線変化を図－5.9 に示す。造波 1 時間では、堤体を通過した向岸流のため堤体中央部から堤体端部にかけて汀線が後退し、遮蔽域外の汀線が前進する。造波時間の増加に伴い汀線の後退域が徐々に遮蔽域外に広がり、造波 6 時間後には遮蔽域外の汀線も後退する。そして、汀線の後退は堤体端部付近が最も大きく、約 30 cm の後退を示した。一方、堤体中央部の汀線の移動は少なく、6 時間の造波時間中ほとんど動いていない。



図－5.9 汀線変化図（ケース 1，単堤）

(3) 堤体周辺部の地形変化

ケース 1 の堤体周辺部の初期地形，造波 6 時間後の地形の平面分布を図－5.10，5.11 に示す。図－5.10 と図－5.11 から初期と造波 6 時間後の堤体周辺での地形を比較すると、 $Y = 5 \text{ m}$ ， $X = 2 \sim 3 \text{ m}$

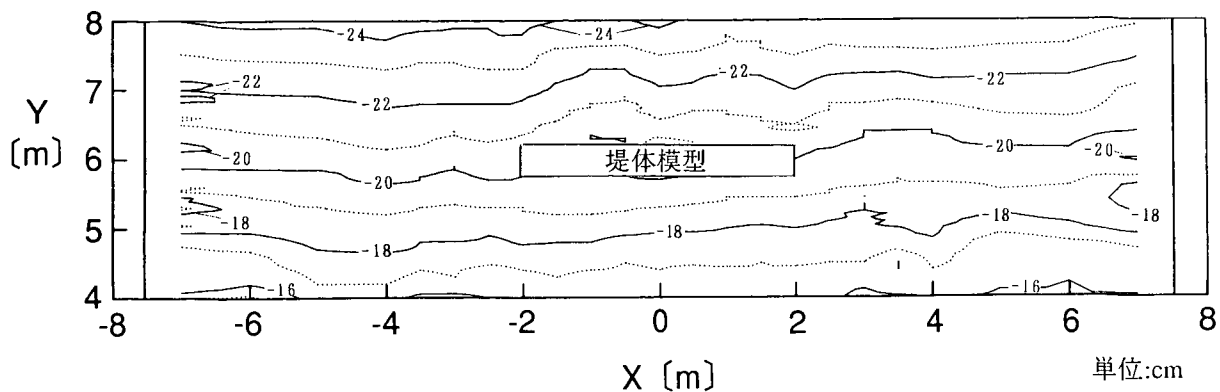


図- 5.10 堤体周辺の等深線図 (ケース 1, 初期)

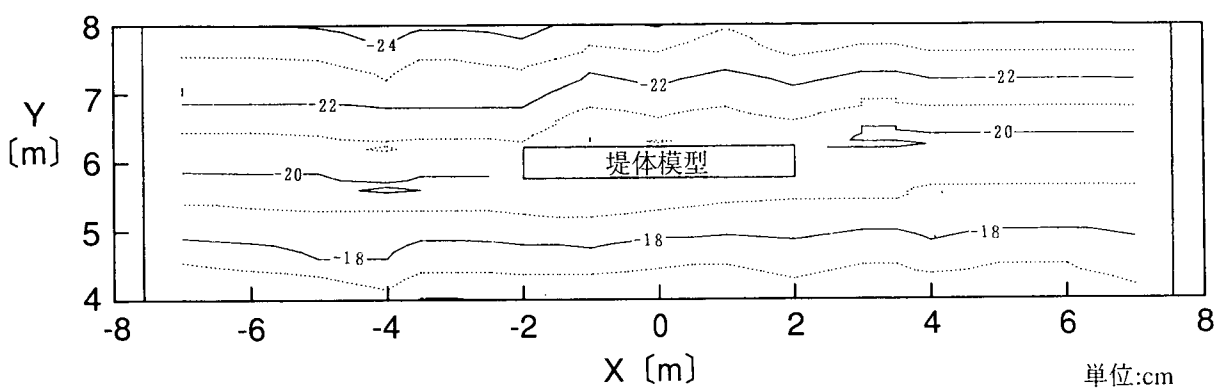


図- 5.11 堤体周辺の等深線図 (ケース 1, 6 時間後)

付近で若干堆積が見られるほかは地形変化はほとんど見られない。図- 5.12には代表測線 ($Y = 5, 6, 7$ m) に沿う水深変化量の沿岸分布を示す。 $Y = 5, 6, 7$ m いずれの測線においても堆積・洗掘量は小さく、堤体周辺沿岸方向の地形変化の顕著な傾向は見られない。また、 $X = 0$ m (堤体中央部), $X = 1$

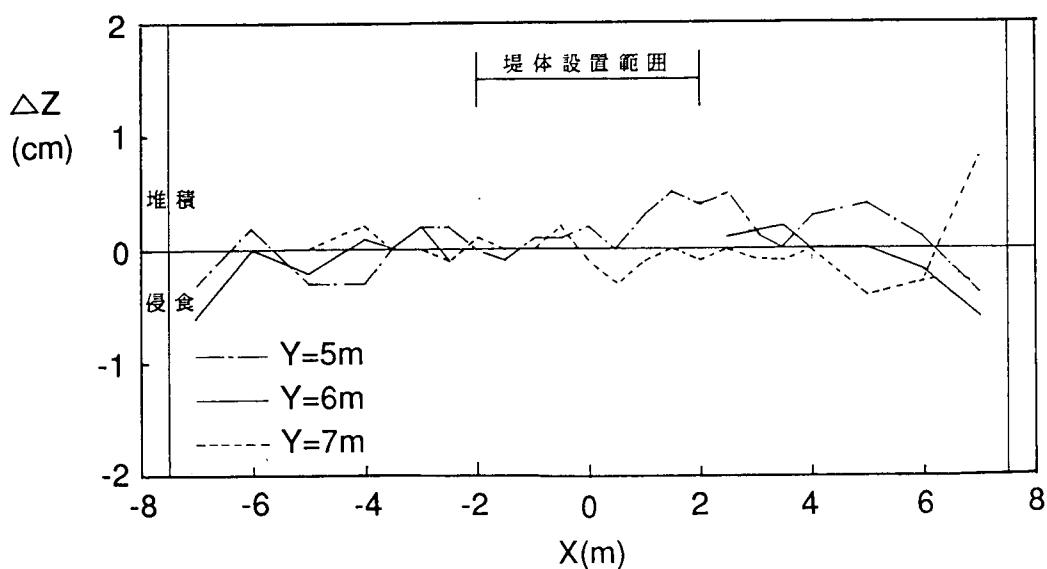


図- 5.12 代表測線に沿う地形変化量の沿岸分布
(ケース 1, 6 時間後-初期)

m, $X = 2$ m (堤体端部) を通る岸沖測線の海浜断面形を図- 5.13 に示す。図- 5.13(a), (b) から構造物前後の地形変化の全体的な傾向をみると、堤体沖側では若干の洗掘が、また堤体岸側では若干の堆積が生じている。

固定床実験での流速の鉛直分布によれば、堤体を越波した向岸流の補償流として生ずる底層付近での冲向流れが、堤体近傍の洗掘をひき起こすことが予想されたが、今回実施した移動床実験によると底層付近での冲向き流れの影響は少ないようである。

5.3.2 ケース 2 (群堤) の実験結果

(1) 波・流れの状況

ケース 2 の堤体中央部 ($X = 0$ m) における波高の岸沖分布と堤体背後 ($Y = 5.5$ m) における波高の沿岸分布を固定床実験の結果と併せて図- 5.14 に示す。単堤 (ケース 1) の場合と同様に、固定床、移動床ともに構造物による消波効果が顕著に表れており、また移動床実験の場合は固定床に比べ堤体岸側でやや高い波高を示す。

次に、海浜流の流況を図- 5.15 に示す。移動床実験の場合、堤体上より沿岸方向へと向かう流れが隣の堤体を通過した流れと会合し、開口部で離岸流となるパターンは固定床実験の場合と同様であるが、流速は非常に小さくなり、特に汀線付近 ($Y = 0 \sim 2$ m)、および堤体沖側では淀んだ状態となった。

(2) 堤内外全域の地形変化と汀線変化

ケース 2 の初期地形、造波 6 時間後の地形、地形変化量 (6 時間後 - 初期) の平面分布を図- 5.16 ~ 5.18 に示す。地形変化は汀線付近に集中し、 $Y > 2$ m では地形変化がほとんど見られなかった。汀線域では、汀線の沖側 $Y = 0 \sim 1$ m の範囲が侵食され、汀線の岸側 $Y = -0.5 \sim 0$ m の範囲に堆積した。汀線付近の侵食は開口部付近で特に大きく、堤体中心部では小さい。また、開口部 ($X = 2 \sim 4$ m) では $Y = 1 \sim 2$ m の範囲で堆積が生じ

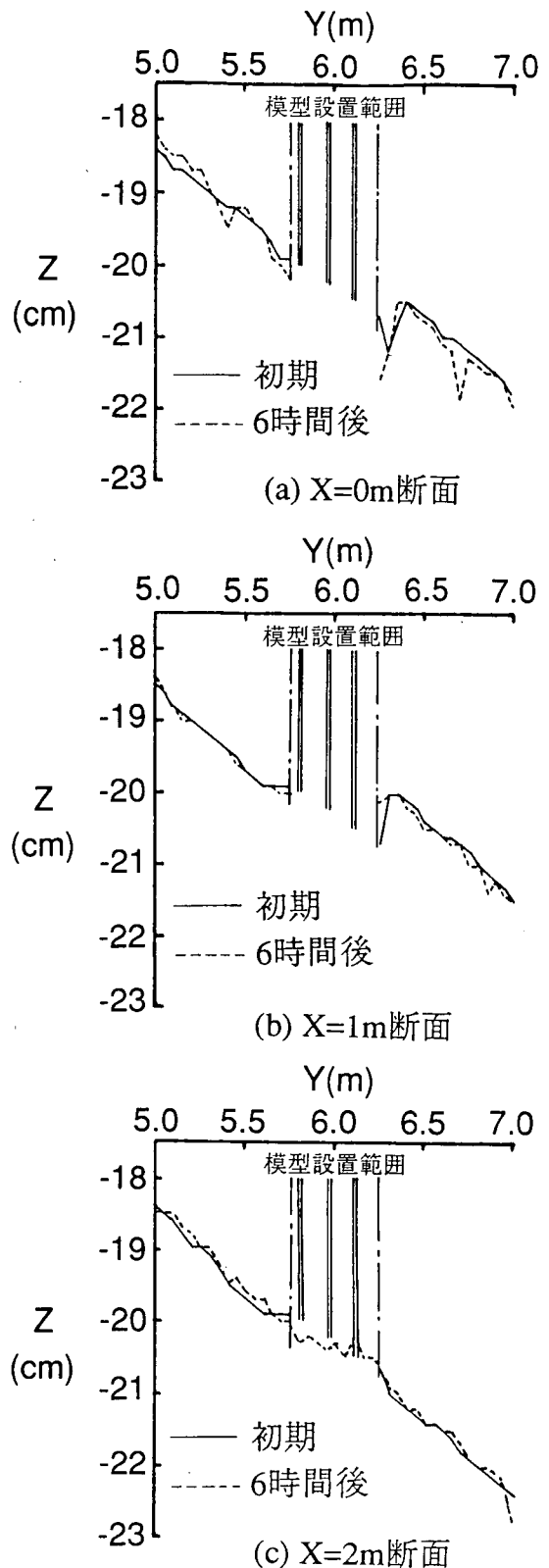
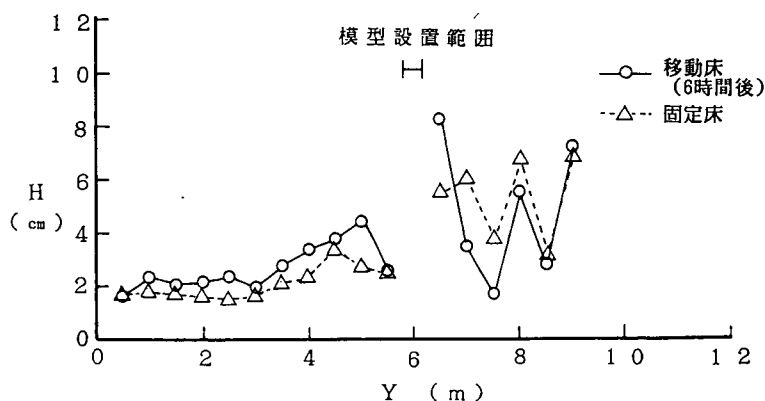
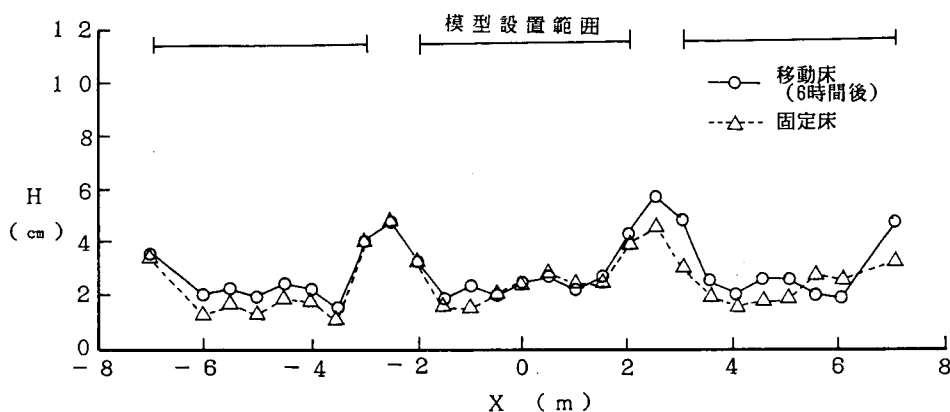


図- 5.13 堤体周辺での岸沖方向断面形の変化
(ケース 1, 初期, 6 時間後)



(a) 波高の岸沖分布 ($X = 0 \text{ m}$)



(b) 波高の沿岸分布 ($Y = 5.5 \text{ m}$)

図-5.14 波高の岸沖・沿岸分布 (ケース2, $Y_r = 6 \text{ m}$, 群堤)

た。堤体中央部 ($X = 0 \text{ m}$)、堤体端部 ($X = 2 \text{ m}$)、および開口部中央 ($X = 2.5 \text{ m}$) を通る岸沖測線の6時間後の海浜断面形を図-5.19に示す。堤体中央では汀線域 ($Y = -0.5 \sim 0 \text{ m}$) で堆積し、バームが形成された。また、 $Y = 0 \sim 2 \text{ m}$ では侵食され、 $Y > 2 \text{ m}$ では地形変化がほとんど見られなかった。一方、堤体端部と開口部中央では、汀線域 ($Y = -0.5 \sim 0 \text{ m}$) で堆積を生ずるが、汀線の沖側での侵食範囲は $Y = 0 \sim 1 \text{ m}$ と堤体中央部に比べ狭い。また、 $Y = 1 \sim 2 \text{ m}$ の一部で堆積が見られるが、 $Y > 2 \text{ m}$ では地形はほとんど変化しなかった。

群堤の設置による地形変化の特徴は、汀線付近の侵食と汀線より少し沖側の堆積が開口部付近に集中することである。これは、図-5.14(b)に示したように開口部では波高が高く、そこで地形変化が生じ易かったのに対し、模型背後では静穏となって地形変化が生じにくくなったことによる。

一方、堤体端部測線 ($X = 2 \text{ m}$) および開口中央測線 ($X = 2.5 \text{ m}$) 上の $Y = 1 \sim 2 \text{ m}$ で形成された多段砂州状の海底地形は部分重複波によって形成されたと考えられる。

汀線変化を図-5.20に示す。単堤 (ケース1) の場合、堤体中央部での汀線はほとんど変化せず、堤体端部および遮蔽域外で汀線が後退したが、群堤の場合は開口部で若干後退し、堤体中央部で約20cm前進を示した。

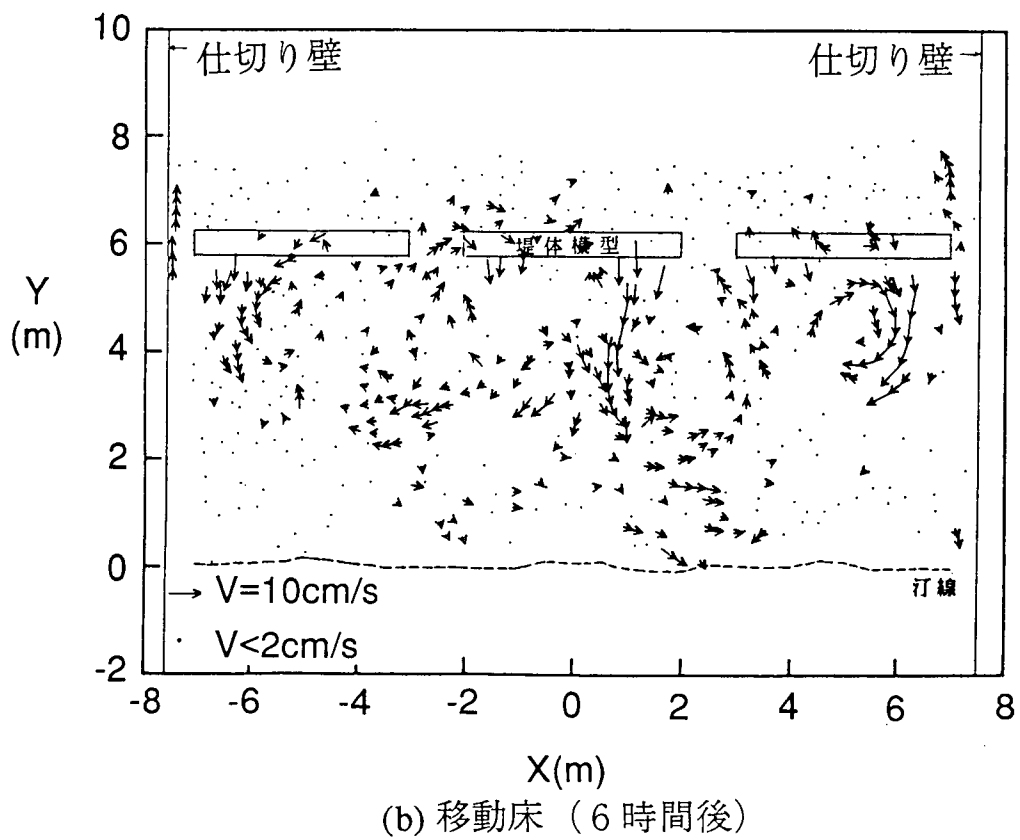
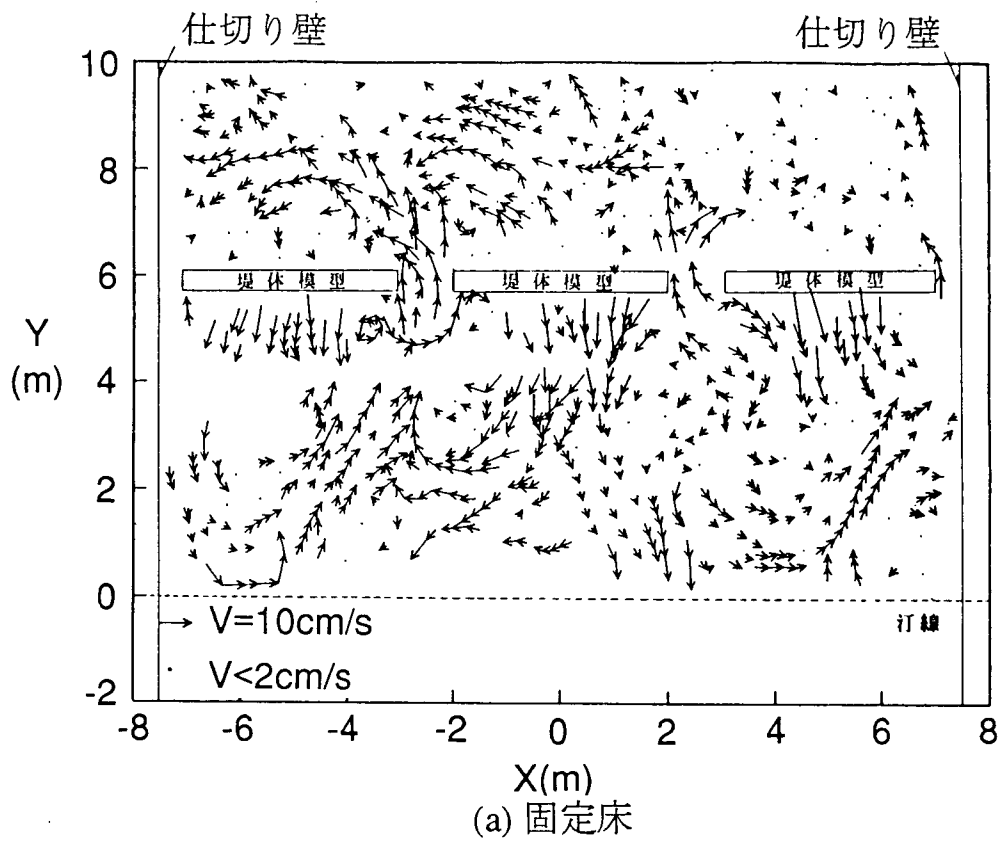


図- 5.15 海浜流の流況 (ケース 2, $Y_r = 6 \text{ m}$, 群堤)

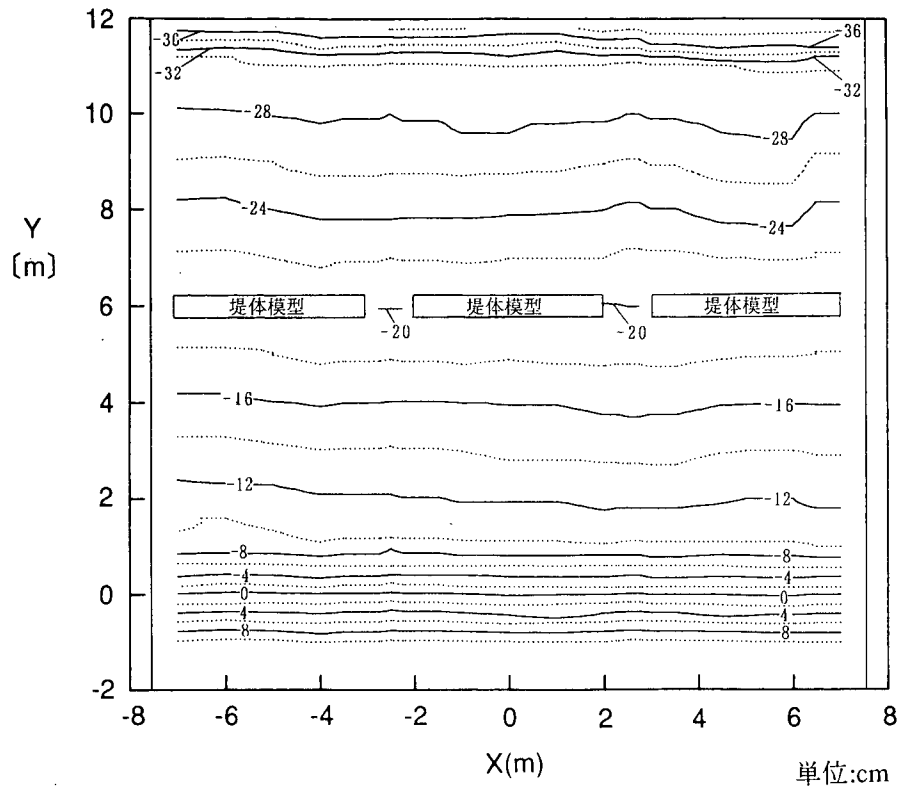


図- 5.16 堤内外全域の等深線図 (ケース 2, 初期地形)

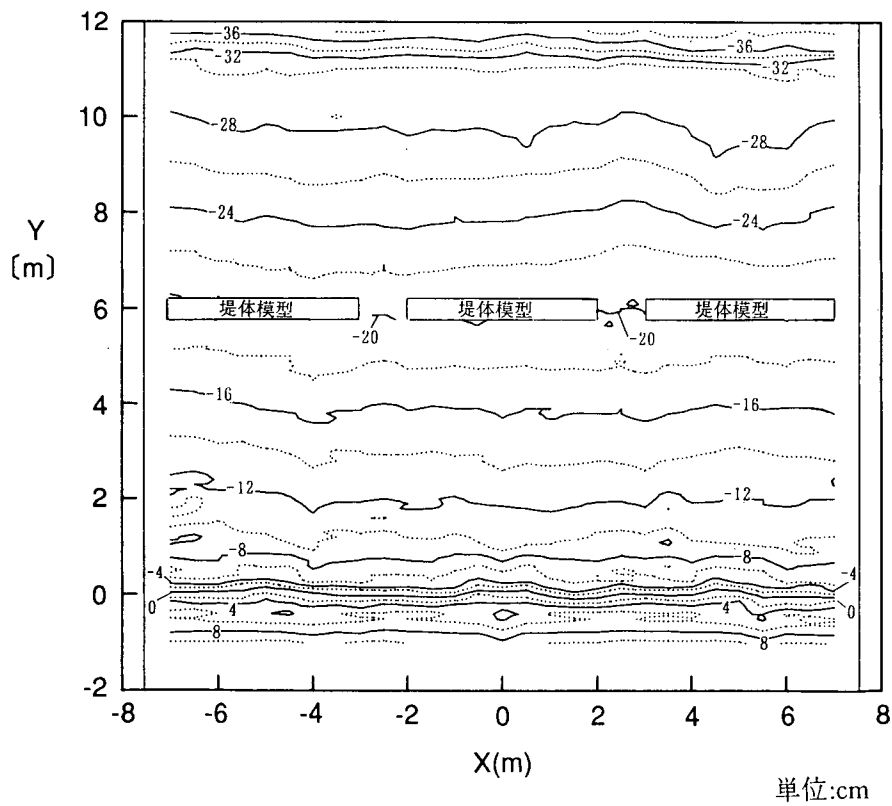


図- 5.17 堤内外全域の等深線図 (ケース 2, 6 時間後)

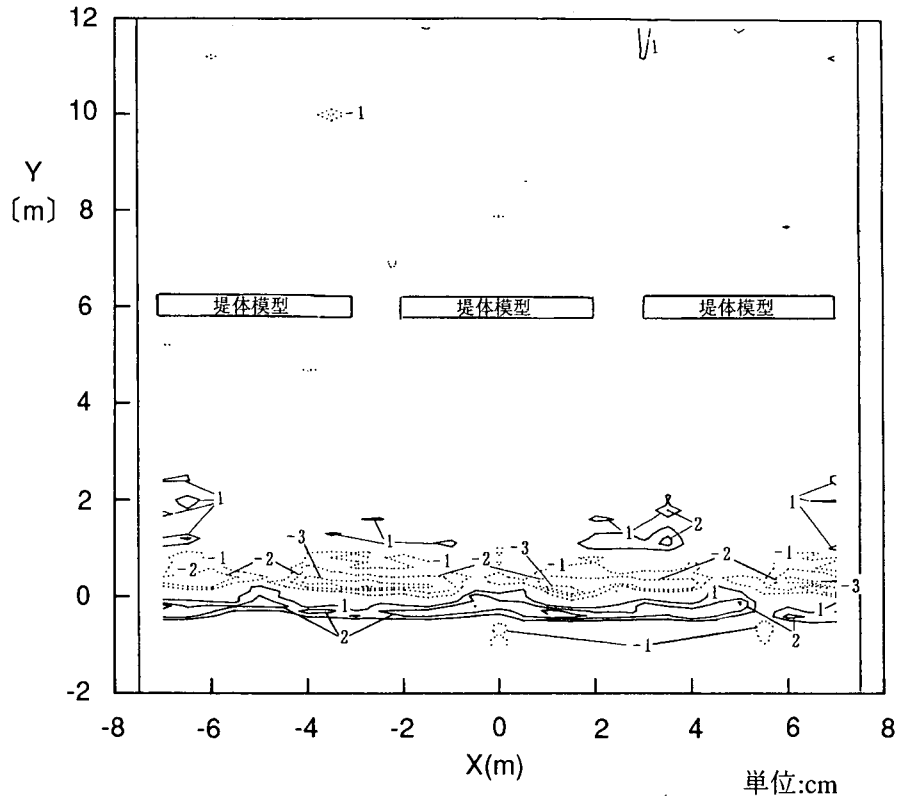


図- 5.18 地形変化量の平面分布 (ケース 2, 6 時間後 - 初期)

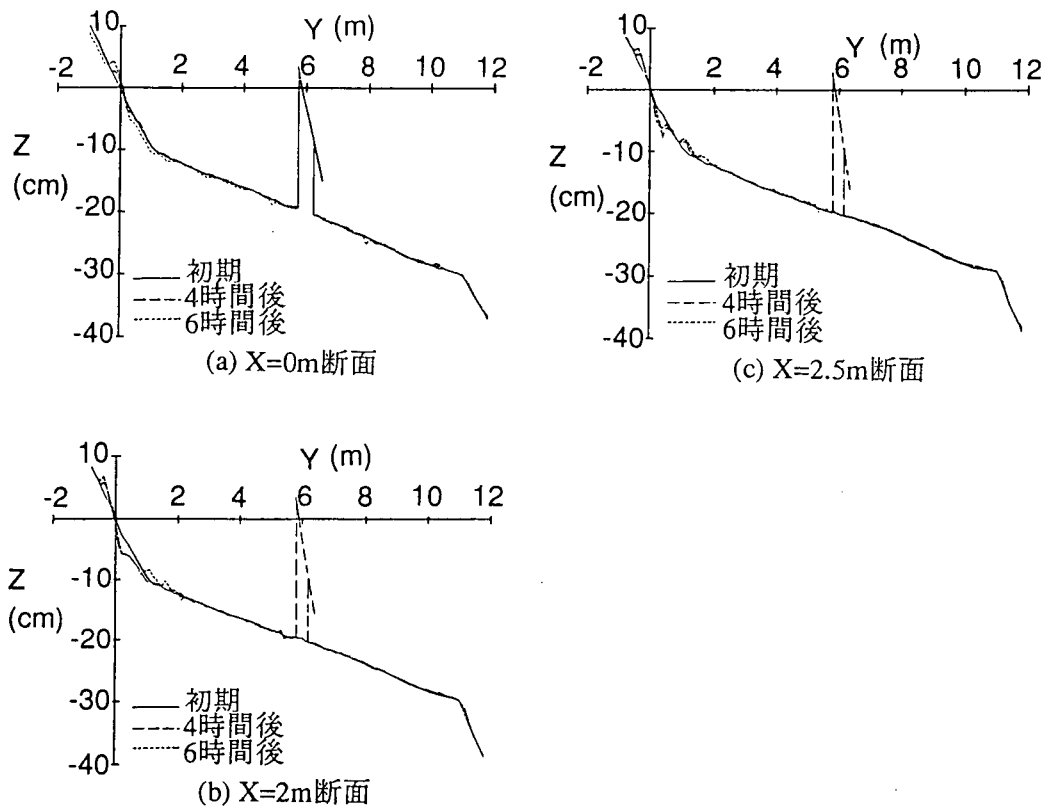
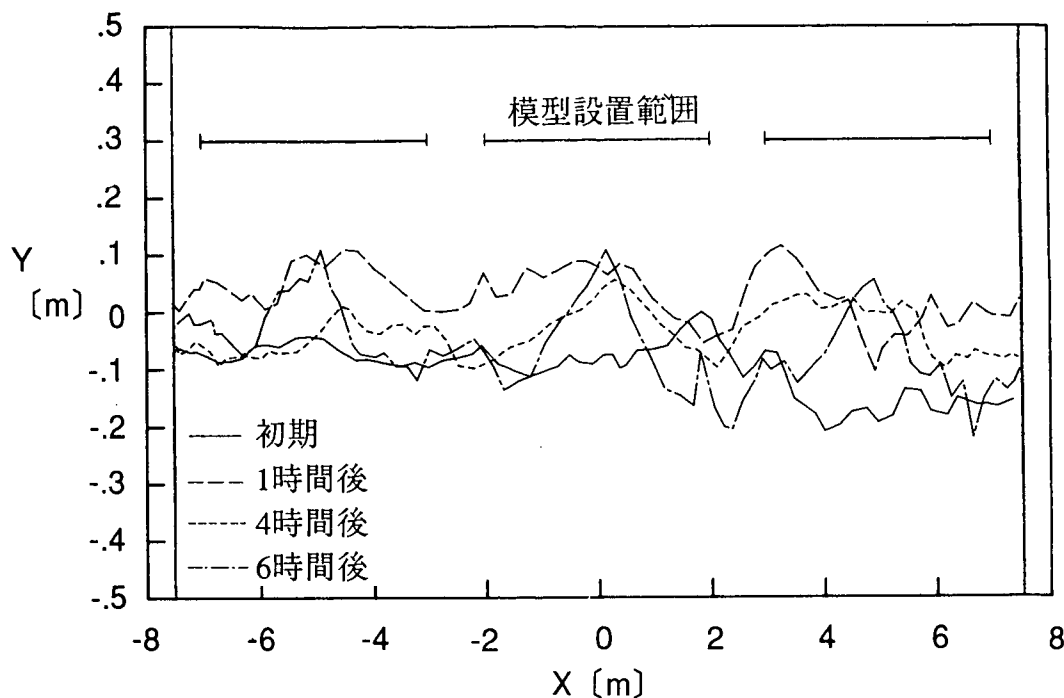


図- 5.19 海浜断面形の変化 (ケース 2, 初期, 4, 6 時間後)



図－5.20 汀線変化図（ケース2，群堤）

固定床実験の流況では，開口部を通過する離岸流が強く（図－5.15 (a) 参照），堤内底質の堤外への流出が心配されたが，造波6時間後の地形変化は汀線付近に集中しており，海浜流の流速も衰え淀んだ状態となった（図－5.15 (b) 参照）。したがって，このような実験条件の下では汀線付近で地形変化が生じたあと地形は安定し，堤内底質の堤外への流出は起こらないものと考えられる。

(3) 堤体周辺部の地形変化

ケース2の堤体周辺部の初期地形，造波6時間後の地形の平面分布を図－5.21，5.22に，代表測線（ $Y = 5, 6, 7$ m）上における水深変化量の沿岸分布を図－5.23に示す。また，堤体中央部（ $X = 0$ m），堤体端部（ $X = 2$ m），開口中央部（ $X = 2.5$ m）を通る岸沖測線の6時間後の海浜断面形を図－5.24に示す。図－5.23，5.24より地形変化の全体的な傾向をみると，堤体中央部では堤体を挟んだ岸沖両側で若干の洗掘が，一方，開口部では沖側に若干の堆積が生じ，岸側では多段砂州状の地形変化が生じている。しかし，堤体周辺での洗掘・堆積量は最大で約0.5 cmであり，地形変化量は十分小さい。

固定床実験で得られた流速の鉛直分布によれば，堤体上を通過した向岸流の補償流として斜板下および開口部を通る冲向流れが生じ，これが堤体近傍の洗掘をもたらすことが予想されたが，以上の結果によれば少なくとも実験条件の範囲ではこれらの冲向流れが洗掘に及ぼす影響は小さいと考えられる。

(3) 堤体直下の洗掘

堤体直下では，堤体中央部で局所的に約1.5 cm洗掘され，堤体端部で約0.7 cm堆積した（図－5.24(a)，(b)参照）。さらに，実験終了後の堤体直下の洗掘状況を図－5.25に示すが，堤体の脚柱周辺で局所的な洗掘が生じ，脚柱間では堆積が生じた。そして，沖側の脚柱部周辺での洗掘が顕著である。したがって，実機の据え付けにあたっては，堤体直下の洗掘を考慮した設計あるいは根固め等の対策を考慮する必要

がある。

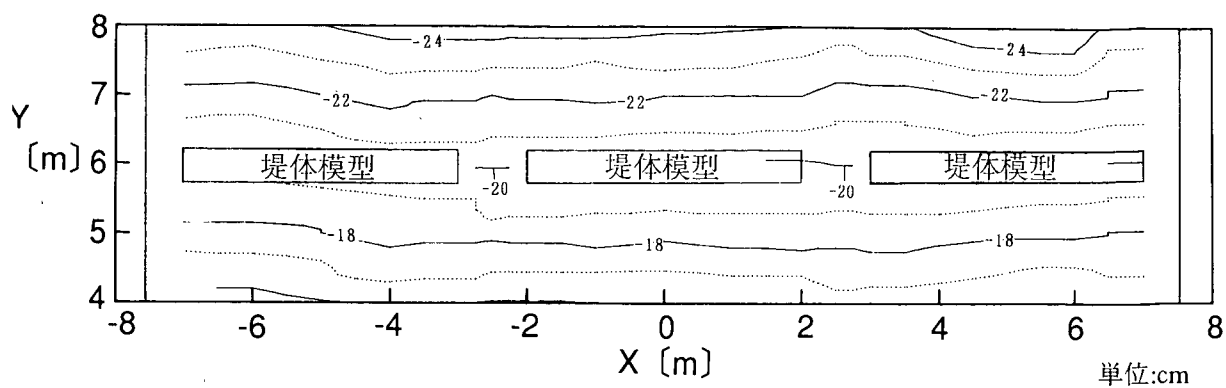


図- 5.21 堤体周辺の等深線図 (ケース 2, 初期)

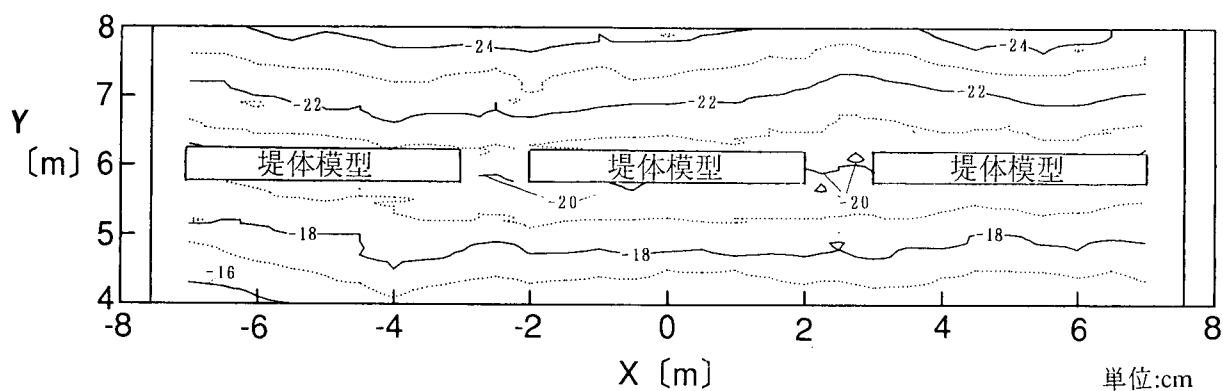


図- 5.22 堤体周辺の等深線図 (ケース 2, 6 時間後)

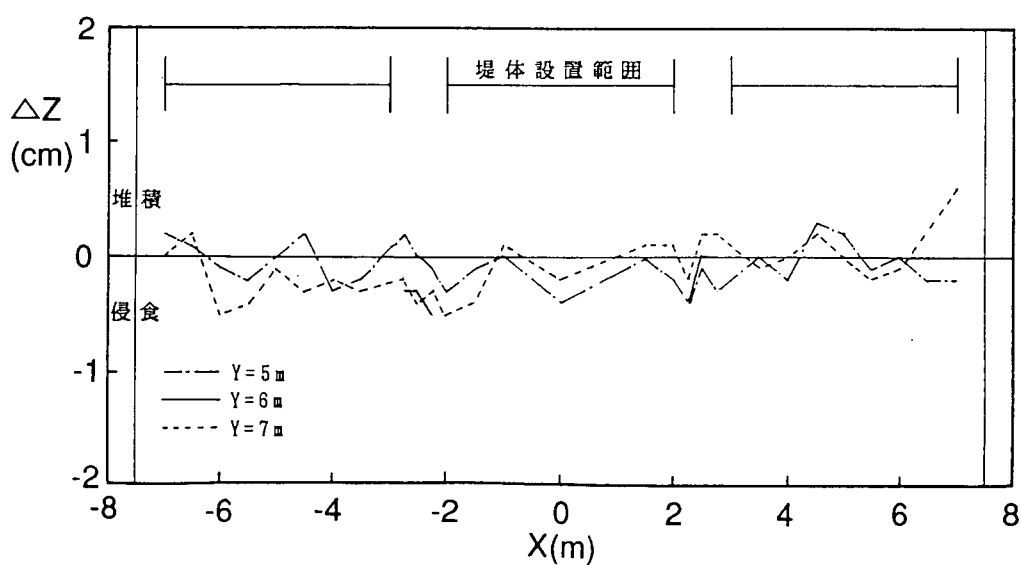


図- 5.23 代表測線に沿う地形変化量の沿岸分布
(ケース 2, 6 時間後 - 初期)

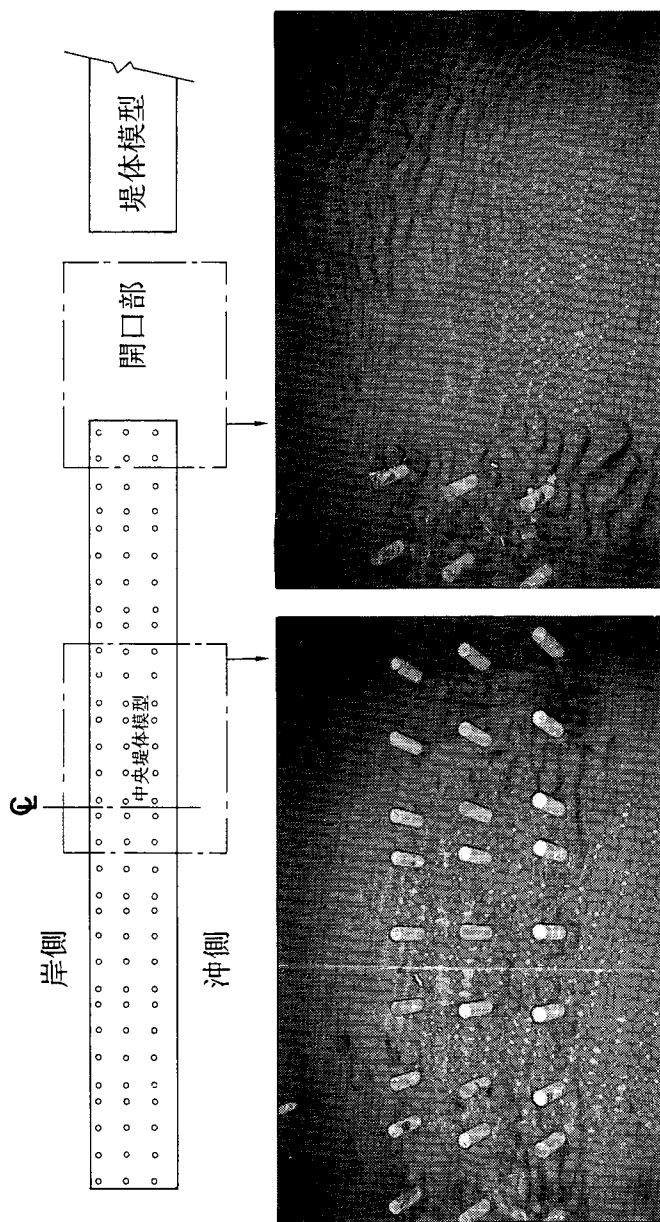
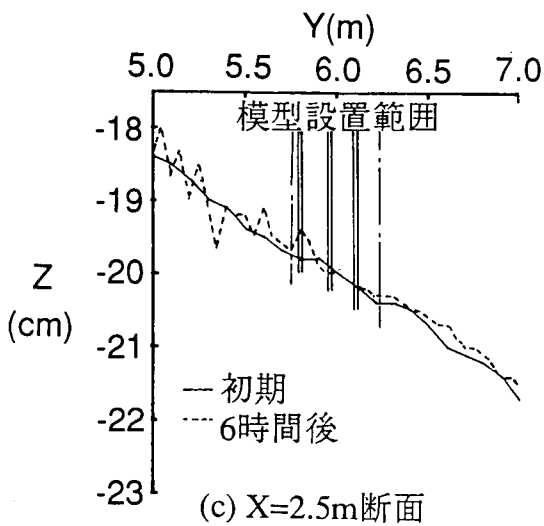
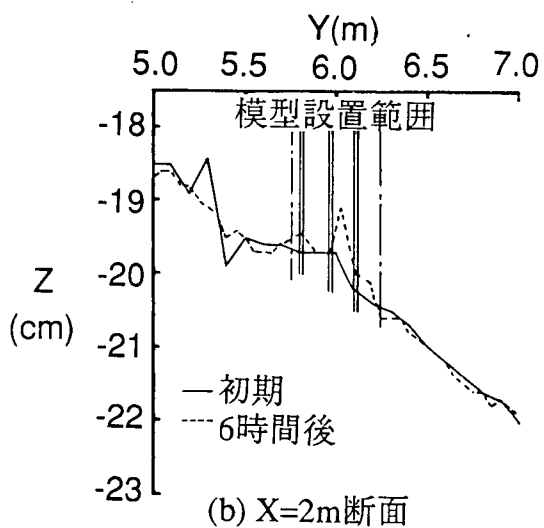
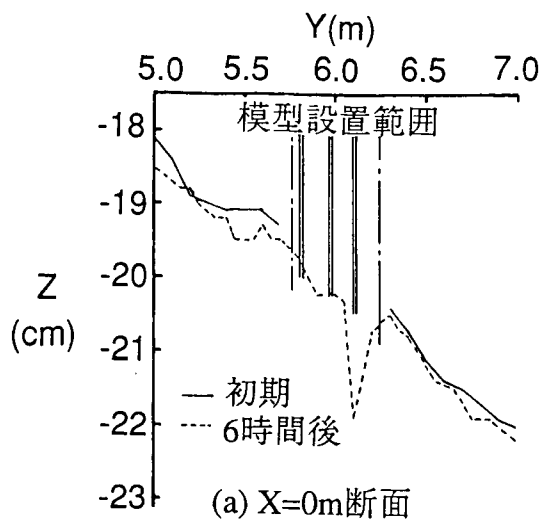
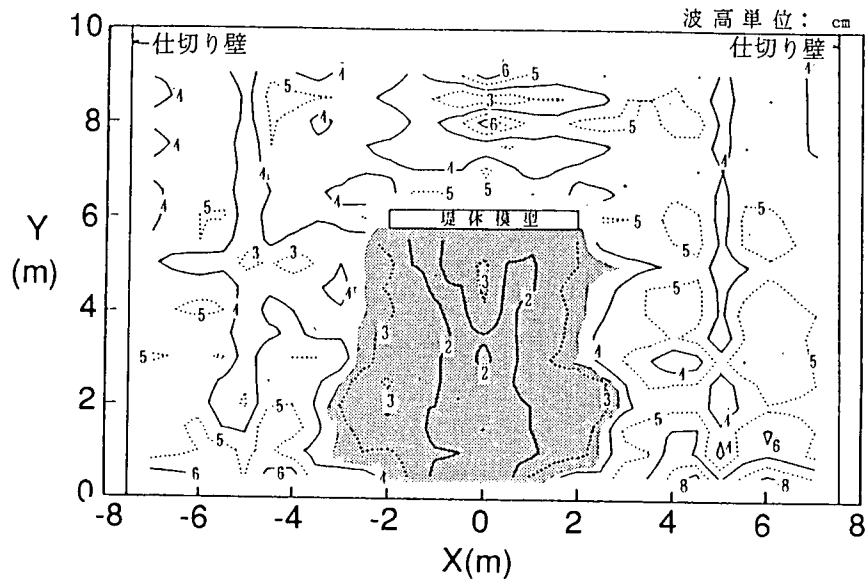


図- 5.25 堤体直下の洗掘状況
(ケース 2, 6 時間後)

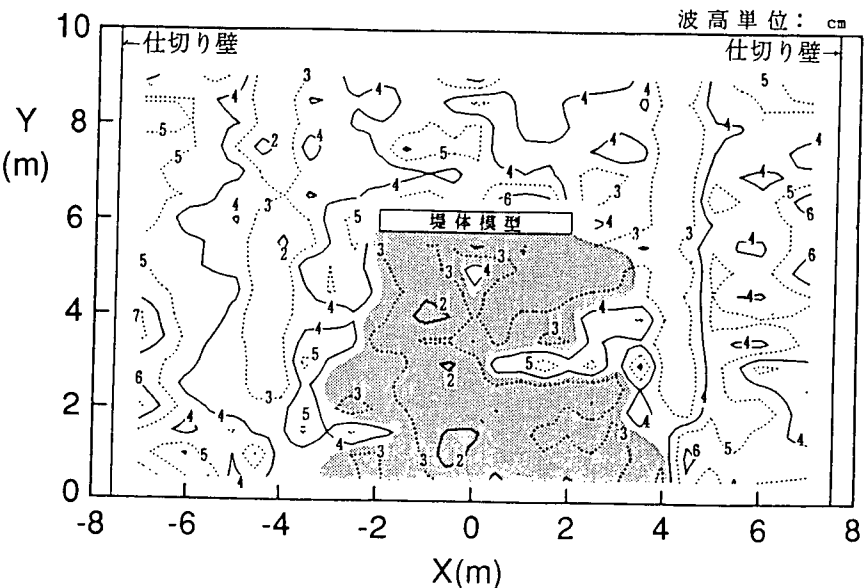
図- 5.24 堤体周辺での岸沖方向断面形の変化
(ケース 2, 初期, 6 時間後)

5.4 平面波高分布の比較

ケース 1, 2 の波高分布を図- 5.26, 5.27 に示す。図中の網掛け部は入射波高に対する波高比が 0.7 以下となる範囲を静穏域と定義（宇多ほか, 1987）した場合の静穏域である。造波 6 時間後の静穏域が堤体背後に堤体とはほぼ同じ幅で汀線付近まで広がっていることは固定床実験の場合と同様であるが、移動床実験の場合は堤体背後の波高の変動が大きい。また、群堤の場合は、開口部の高波高の範囲が広がり、静穏域の範囲が狭くなっている。



(a) 固定床



(b) 移動床（6 時間後）

図- 5.26 波高分布（ケース 1, $Y_r = 6\text{ m}$, 単堤）

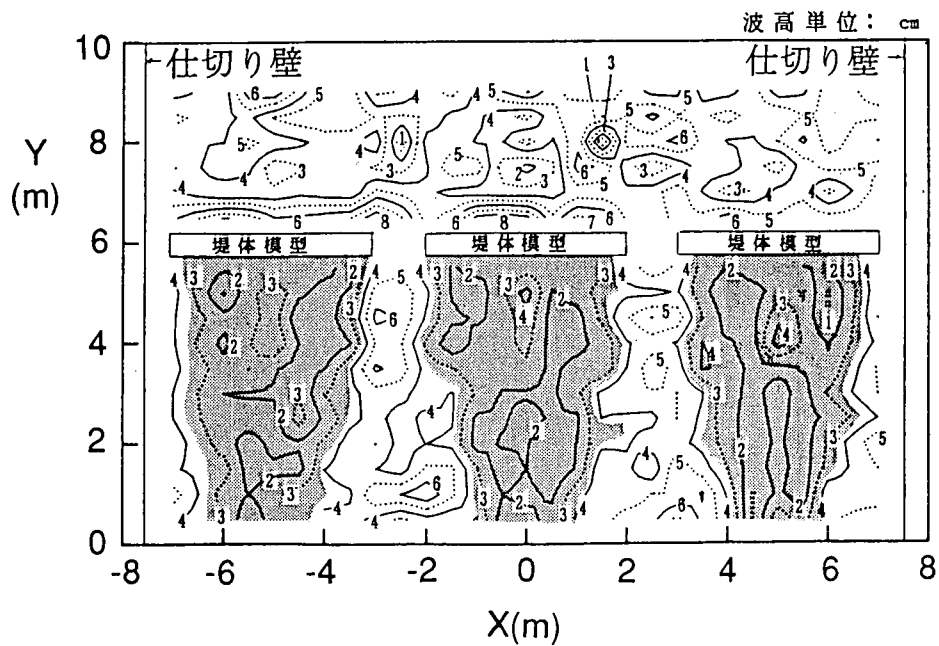
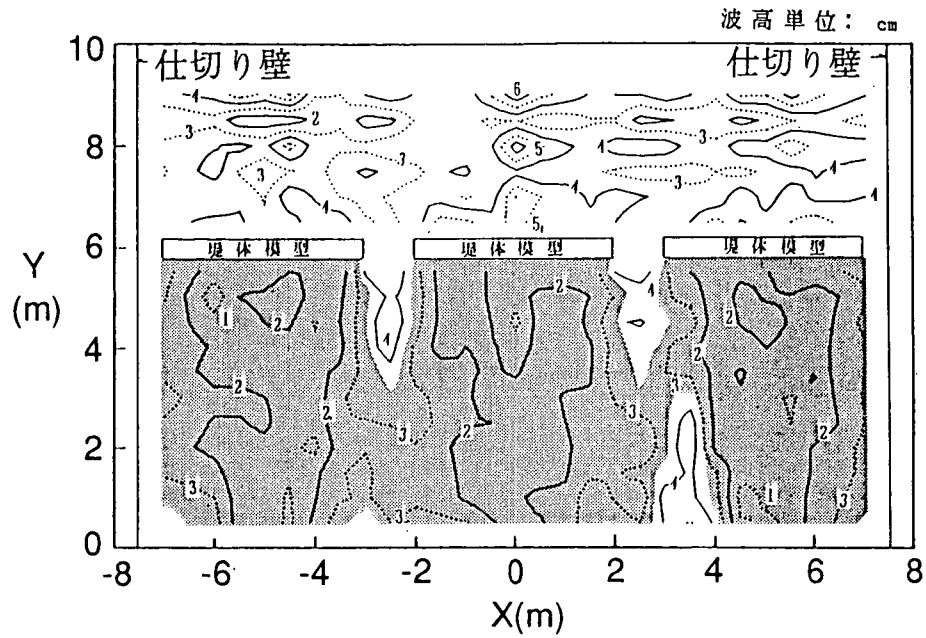


図- 5.27 波高分布 (ケース 2, $Y_r = 6$ m, 群堤)

5.5 まとめ

- ① 離岸距離 $Y_r = 6$ m, 堤長 $L_s = 4$ m の単堤 (ケース 1) と, 開口率 $W/L_s = 0.25$ の群堤 (ケース 2) 両者の場合とも, 今回の実験条件の下では地形変化は $Y < 2 \sim 3$ m の範囲で生じ, 堤体周辺を含めて $Y > 3$ m では地形変化がほとんど見られなかった。

- ② 単堤（ケース 1）の造波 6 時間後の堤内の流況については、固定床実験のように堤体中央部で汀線付近から堤体に向かう離岸流は発生せず、また、遮蔽域外の離岸流も固定床実験に比べ弱くなり、堤外部では淀んだ状態となった。したがって、実験条件の範囲では堤体背後の汀線付近の底質が沿岸流によって遮蔽域外に運ばれる現象はみられるが、堤外（沖合）に流出することはないと考えられる。
- ③ 群堤（ケース 2）の造波 6 時間後の堤内外の流況については、全体的に淀んだ状態となり、固定床実験のように開口部での強い離岸流は発生しなかった。
- ④ 単堤、群堤どちらの場合も堤体近傍の地形はほとんど変化しなかった。これに対し、堤体直下では脚柱周辺で局所的な洗掘が生じ、その洗掘深は沖側の脚柱周辺で大きかった。
- ⑤ 地形変化が生じた後の堤体岸側の波高は、固定床実験（初期地形）での波高に比べてやや高く、岸沖方向での波高の周期的な増減がより顕著であった。これは、移動床実験では汀線付近が侵食され前浜勾配が急になるため、より多くの波エネルギーが汀線近くまで進入すると同時に、汀線からの反射波が増し堤体と汀線との間で部分重複波が形成されたためと考えられる。

参考文献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室（1990）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(11)，共同研究報告書，第 46 号，pp. 39～52.
- 宇多高明・村井貞美・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.

第 6 章 駿河海岸の新型離岸堤周辺の地形変化に 関する検討

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
	研究員	小 俣 篤
(株) 大 林 組 土 木 技 術 本 部		増 井 直 樹
		小 林 真



6.1 まえがき

駿河海岸沖の水深約7mの位置に建設された有脚式新型離岸堤周辺では、過去数回行われた深浅測量によれば構造物周りで大規模な洗掘が進んでいる(宇多ほか, 1989)。このような構造物周辺の洗掘はその安定性に少なからぬ影響を与えることから、地形変化状況をモニターするために新型離岸堤周辺ではその後も調査が行われてきている。この結果、かなり多くの深浅測量データが蓄積され、前報のデータと併せれば一応の解析が可能になった。そこで、ここでは経験的固有関数により1987年9月4日から1990年2月の間に測定されたデータをもとに構造物周辺の海底地形変化の特性分析を試みた。

以下に述べる検討結果はデータの不足等により地形変化の物理機構に関する考察が不十分であるが、現地海岸の生データを保存する上からもあえてとりまとめを図ったものである。

6.2 地形変化の概況

最初に、過去8回の深浅測量データより深浅図を作成した。座標系(X, Y)の原点は図-6.1に示す測量基準点No.36に定め、水深の基準はT.P. ± 0 mにとり、鉛直下方を正とした。1987年9月4日～1990年2月の間に行われた深浅測量によって得られた離岸堤周辺の深浅図を図-6.2, 6.3に示す。ここに測線間隔は20mであり、離岸堤の施工延長は1988年6月1日より10月4日までは38.7m, 1989年8月より10月までが101.6m, 1990年2月が152.4mである。離岸堤工事着手前の1987年9月には離岸堤設置予定地点付近の等深線は沿岸方向にほぼ平行であったが、1988年6月～10月の間の期間では6月29日の深浅図を除けば構造物を中心に等深線が同心円状となり、離岸堤近傍で局所洗掘が生じたことが明らかである。ところが、離岸堤長が101.6mと延ばされた後には、構造物全体をとり込んだ同心円状の等深線形ではなく、構造物の西端部のみが洗掘され、逆に東側では浅くなる特徴が見られる。このように離岸堤の延長前後で周辺の海底形状にはかなりの差が見られた。

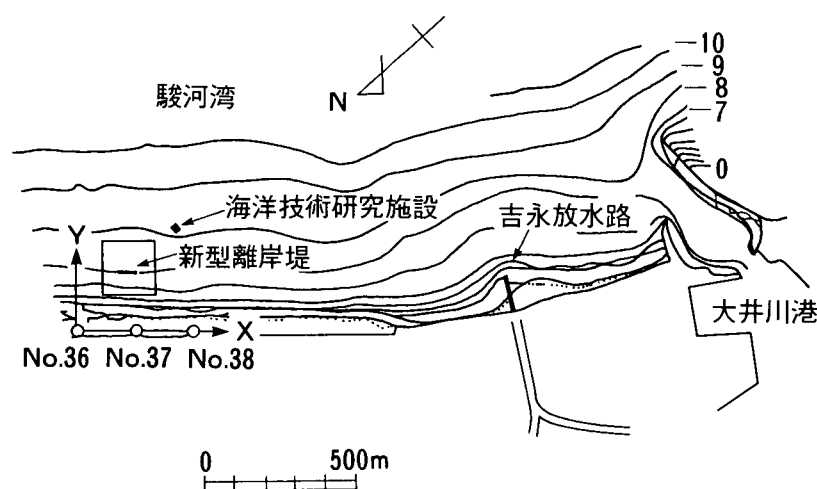
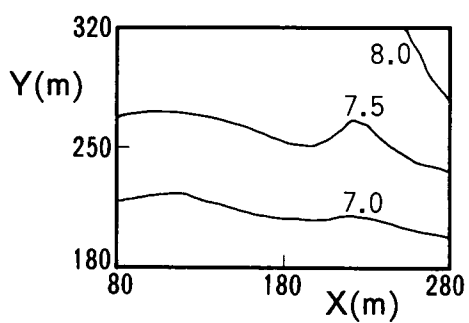
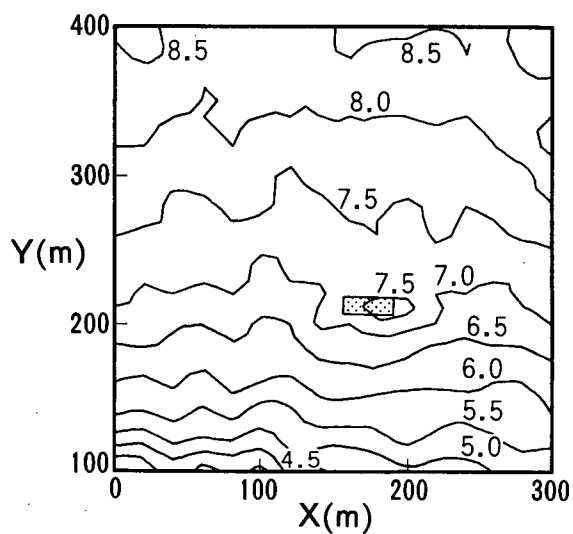


図-6.1 新型離岸堤の位置図

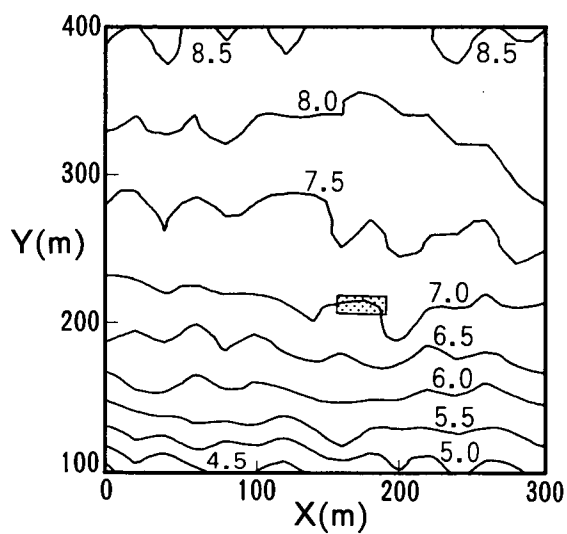


(a) 1987年 9月4日

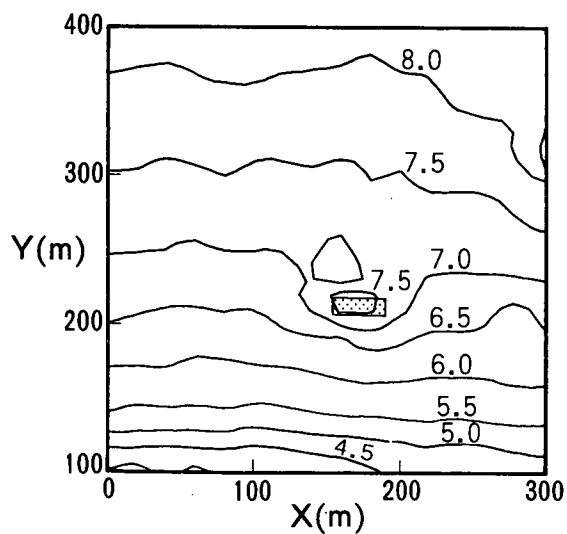
(単位：m)



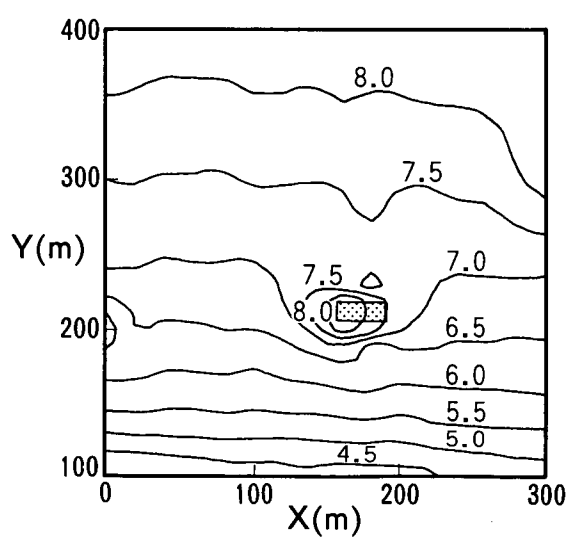
(b) 1988年 6月1日



(c) 1988年 6月29日



(d) 1988年 8月6日



(e) 1988年 10月4日

図-6.2 離岸堤周辺の深浅図(その1)

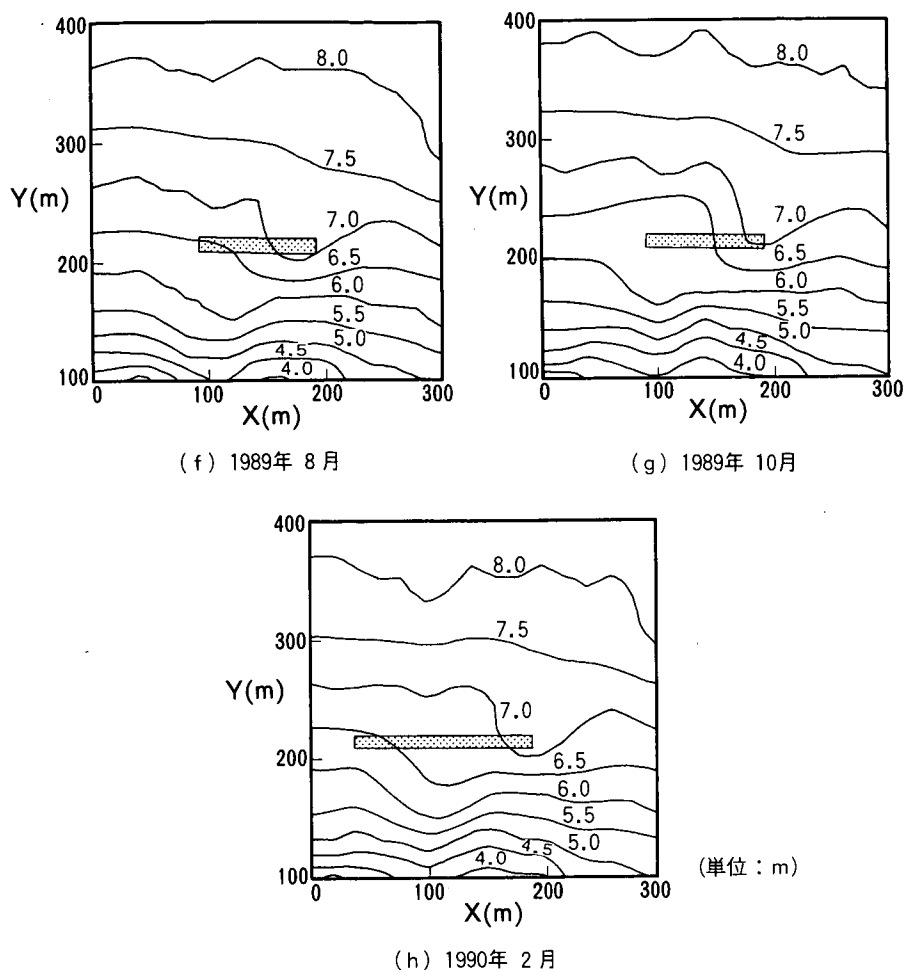


図- 6.3 離岸堤周辺の深浅図 (その 2)

6.3 駿河海岸の波浪特性

この海岸では、離岸堤に近接した水深約 8 m の位置に海洋技術総合研究施設があり (図- 6.1 参照)、ここで波浪観測が行われている。そこで、1988 年 2 月～12 月の観測資料を用いてこの期間における月別のエネルギー平均波高を計算した。

波峰単位幅当りの波エネルギー W は有義波高を用いて式 (6.1) のように表わされる (田端ほか, 1980)。

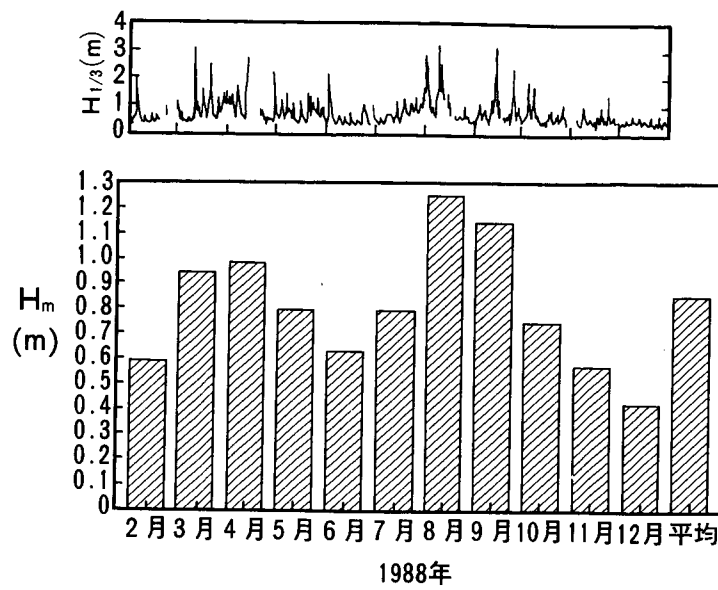
$$W = 0.5 H_{1/3}^2 T \quad (\text{KW/m}) \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに、 $H_{1/3}$ (m) : 有義波高, T (s) : 周期, 0.5 : 有次元係数である。式 (6.1) よりエネルギー平均波高 H_m を求めると式 (6.2) のようになる。

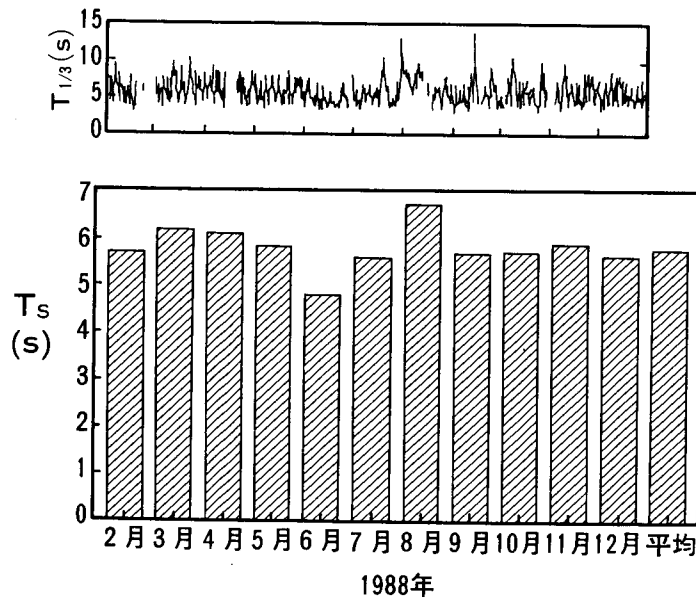
$$H_m = \sqrt{2 W_m / T_s} \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに、 W_m (KW/m) : ある期間内で時間平均された波エネルギー, T_s (s) : ある期間内で単純平均された周期である。

式 (6.2) より求めたエネルギー平均波の波高・周期の月別分布をそれらの時系列とともに図- 6.4 に示す。図によれば、観測期間内のエネルギー平均波は波高 0.85 m, 周期 5.8 sec となり、8 月、9 月



(a) 波 高



(b) 周 期

図－ 6.4 エネルギー平均波高の
月別分布（1988年）

の波高が相対的に高く、冬季においては波高が低いことが分かる。

6.4 3次元経験的固有関数による地形変化の解析

6.4.1 解析方法

Winant ら（1975）は，経験的固有関数を用いて海浜地形変化特性を解析した。この方法は複雑な地形変化を分析する一手法として用いることができる。ここでは，地形の時空間変化を把握するために加藤ほか（1984）の方法に基づいて3次元の経験的固有関数を用いた地形変化の解析を試みた。

各格子点（x，y），時刻tの水深データを h_{ijk} として表す。ここに，i，jは空間格子番号，kは時間格子番号を表す。解析の基礎式は次式である。

$$h_{ijk} = h_{mk} = \sum_n c_{nk} \cdot e_{nm} \dots\dots\dots (6.3)$$

ここに，m：i，jを一連の番号に変換した格子番号

n：解析解の次数

c_{nk} ：時刻kの第n次モードの時間関数

e_{nm} ：格子mの第n次モードの固有関数

また，時間関数と固有関数の積は時刻k，格子mにおける各モードの水深を表し，その時間変化率が正ならばそのモード成分の地形変化が侵食傾向，負であれば堆積傾向を意味する。

6.4.2 解析条件

解析に用いた深浅データは過去8回の測量に基づくものであるが，1987年9月4日の測量分についてのみ測量範囲が狭いため，表－6.1に示す2ケースに分けて解析することにより，解析範囲の統一を図った。ケース1には離岸堤建設前後の深浅データが含まれ，ケース2は離岸堤延長工事期間を対象とす

表－6.1 解析対象範囲

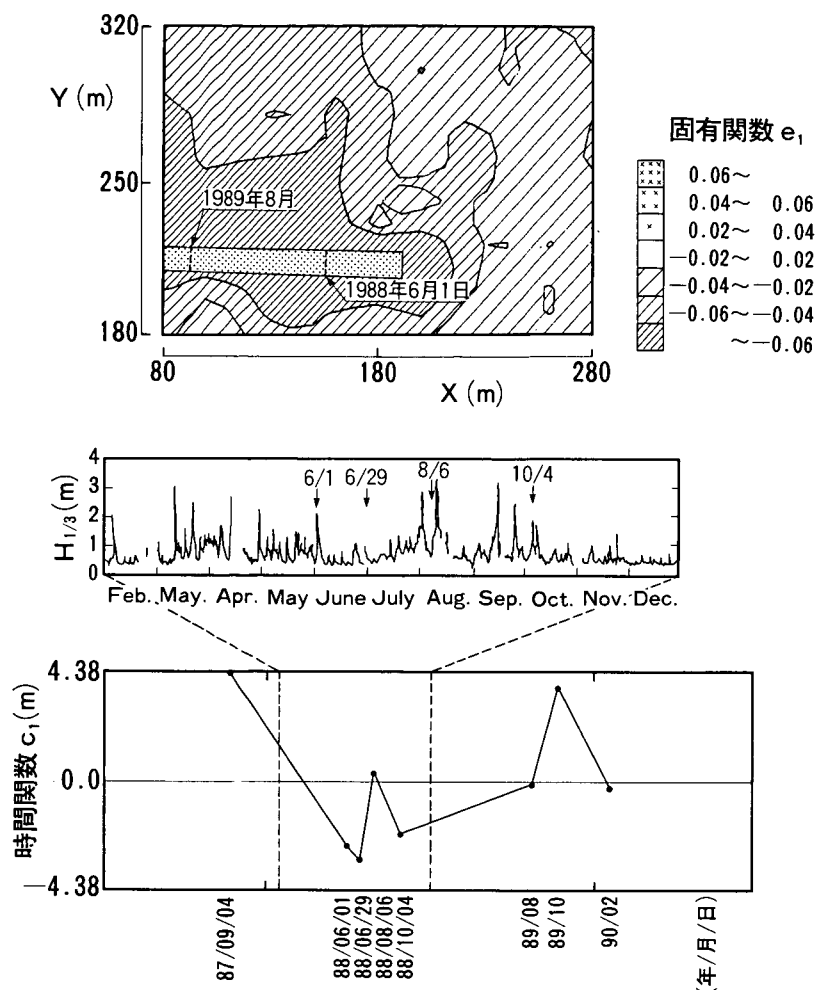
ケース	解析対象範囲 (m)	解析対象期間
1	狭領域 (80≦X ≦280 ， 180 ≦Y ≦320)	1987年 9月 4日～1990年 2月
2	広領域 (0≦X ≦300 ， 100≦Y ≦400)	1988年 6月 1日～1990年 2月

る。なお，解析に用いた深浅データは測定間隔が約20mと広いため，スプライン関数を用いて沿岸，岸沖方向に10m間隔でデータを補間した。

6.4.3 解析結果

(1) 狭領域

狭領域の解析結果を図－6.5，6.6に示す。ここで上段に固有関数の平面分布を，下段に時間関数および対応する有義波高の時系列を示す。なお，離岸堤は1990年2月の時点のものを示しており，堤体中の破線は各段階における施工延長を示す。さらに，各モードの寄与率を表－6.2に示す。これらの



図－6.5 狭領域における固有関数 e_1 と時間関数 c_1

うちモード1, 2の寄与率の総和は約81%であり、これら2つのモードが明らかに卓越する。

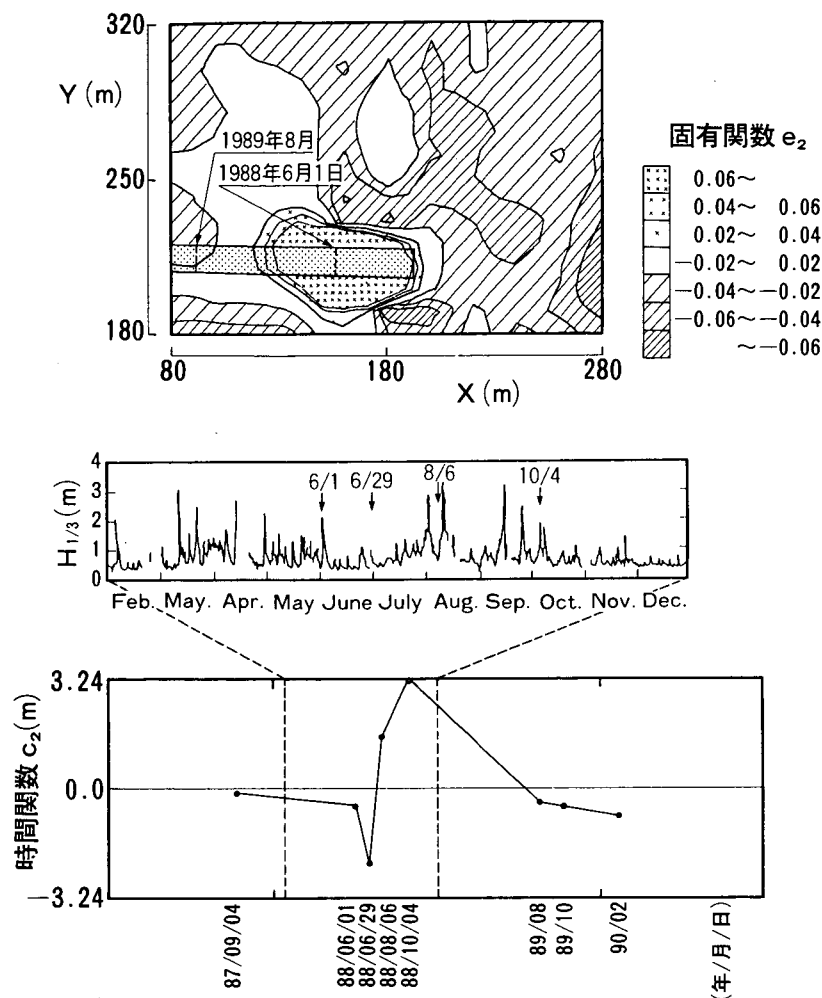
図－6.5より、モード1は全解析領域で固有関数は負であり、広域で生じる同一傾向の地形変化を示す。対応する時間関数 c_1 は1987年9月4日から1988年6月29日まで大きく減少している。 $c_1 \cdot e_1$ の時間変化率から判定したモード1の地形変化を表－6.3に示す。1987年

表－6.3 地形変化の判定（モード1，全領域）

期 間	地形変化の判定
1987年 9月 4日～1988年 6月 1日	侵 食
6月 1日～ 6月29日	侵 食
6月29日～ 8月 6日	堆 積
8月 6日～ 10月 4日	侵 食
10月 4日～1989年 8月	堆 積
8月 ～ 10月	堆 積
10月 ～1990年 2月	侵 食

表－6.2 各モードの寄与率（狭領域）

モード No.	各モードの寄与率 (%)
モード 1	59.9
モード 2	21.0
モード 3	9.3



図－6.6 狭領域における固有関数 e_2 と時間関数 c_2

9月4日～1988年6月29日の間の侵食が著しいが、この期間は離岸堤が建設され始めた時期にあたることから、構造物の建設の影響により堤体を中心とした広い区域で侵食が進んだことが分かる。続いて6月29日～8月6日には堆積、8月6日～10月4日には侵食が生じている。

表－6.4 地形変化の判定（モード2，
離岸堤近傍： $e_2 > 0.06$ ）

次に、モード2の地形変化を調べる（図－6.6）。 $(X, Y) = (160, 210)$ の位置を中心として狭い範囲で固有関数の値が正であり、その絶対値も大きい。このことから、モード2は堤体近傍で生じる局所的な地形変化を表すものと考えられる。固有関数と時間関数の積 $c_2 \cdot e_2$ の時間変化率から判定した $e_2 > 0.06$ の領域におけるモード2の地形変化を表－6.4に示す。

期 間	地形変化の判定
1987年 9月 4日～1988年 6月 1日	侵 食
6月 1日～ 6月29日	堆 積
6月29日～ 8月 6日	侵 食
8月 6日～ 10月 4日	侵 食
10月 4日～1989年 8月	堆 積
8月 ～ 10月	堆 積
10月 ～1990年 2月	堆 積

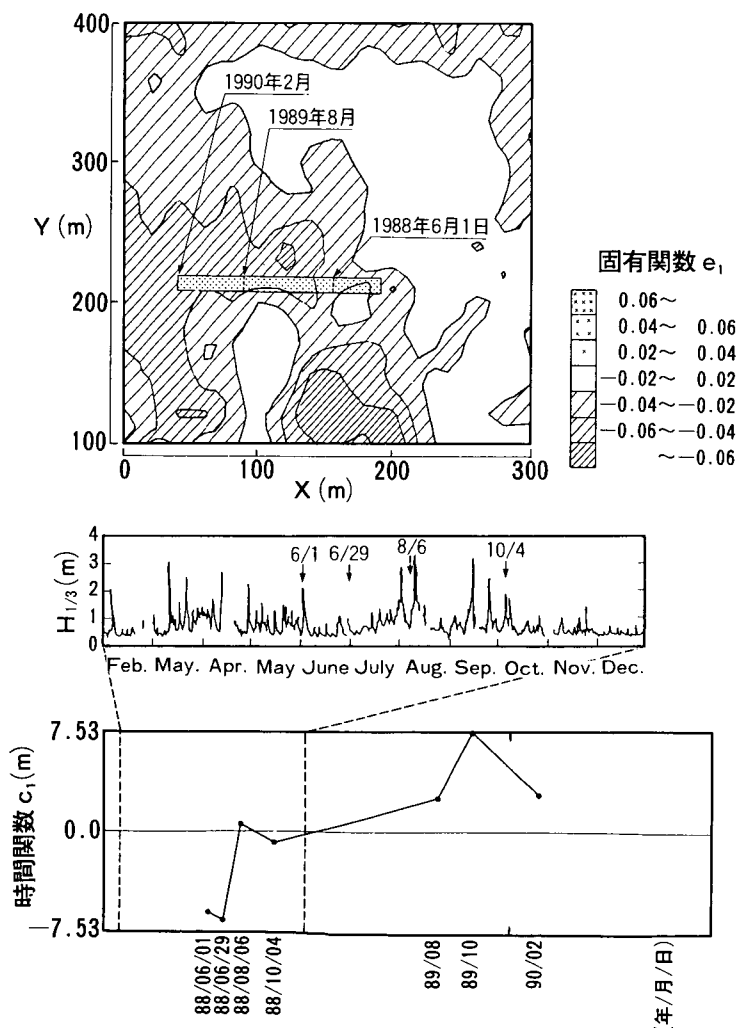
モード2の地形変化によると、6月29日～10月4日の間に堤体近傍で顕著な局所洗掘が生じたことが分かる。この原因は8、9月の $H_{1/3}$ が大きいこと、さらに8月初旬には $H_{1/3} \approx 3\text{ m}$ の高波浪が2回来襲したことによるものと考えられる。6月29日～8月6日の地形変化はモード1では堆積、モード2では侵食となっている。この原因はモード1の場合には7月中の静穏時の変化が支配的であり、モード2の場合には8月初旬の高波浪による変化が支配的であったことによると推定される。全期間（1987年9月～1990年2月）でみるとモード2の地形変化量はわずかである（図－6.6 参照）。

以上のようにモード1は広域で生じる同一傾向の地形変化、モード2は離岸堤近傍で生じる局所的な地形変化を表すことが明らかとなった。

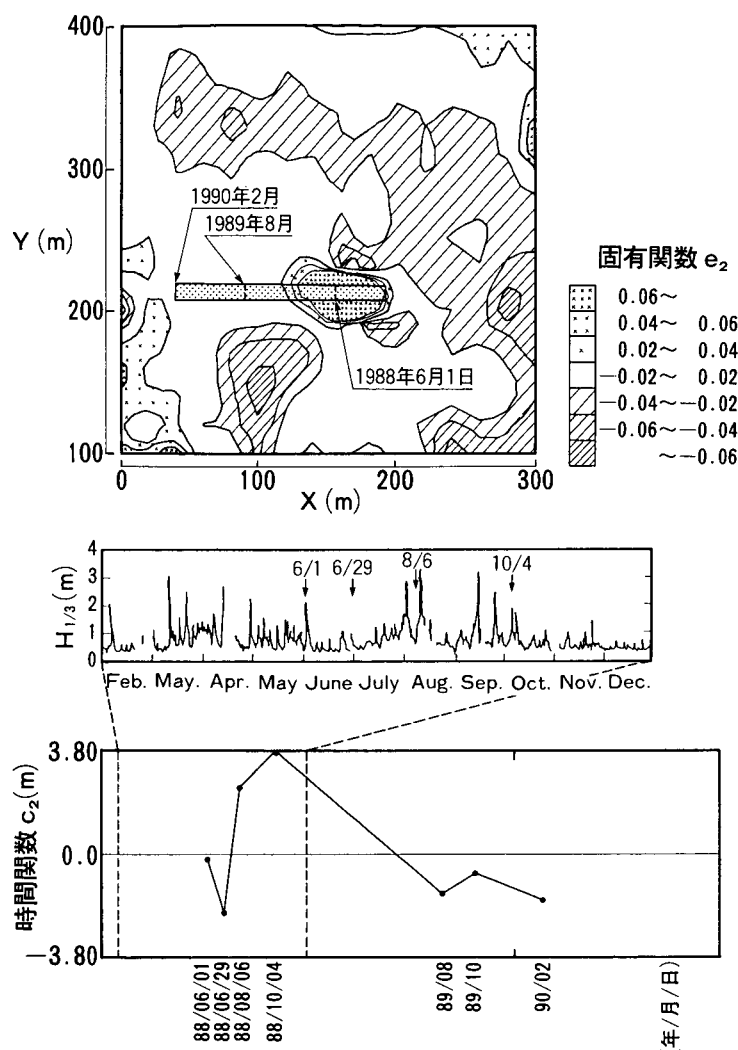
(2) 広領域

狭領域の場合と同様の方法で解析を試みた。広領域の解析結果を図－6.7、6.8に示す。また、表－6.5に示すようにモード1、2で80%以上の寄与率を占めるのでモード2までの解析結果について述べる。

モード1では離岸堤周辺の広い範囲で固有関数が負となっており、狭領域のモード1と同様な特徴が



図－6.7 広領域における固有関数 e_1 と時間関数 c_1



図－6.8 広領域における固有関数 e_2 と時間関数 c_2

表れた。

特に離岸堤背後域の $(X, Y) = (160, 120)$ を中心とした位置での地形変化が大きい。これは離岸堤の消波効果により構造物の背後に土砂が堆積したためと考えられる。固有関数が負の領域（斜線部）の地形変化を調べると、1988年6月29日～8月6日の期間は堆積傾向であるが、その後10月4日までの期間は変化率が小さく、そのあと再び堆積傾向となった。

一方、モード2では離岸堤近傍の $(X, Y) = (160, 210)$ の位置を中心として固有関数が正となっている。時間関数をみると1988年6月29日～8月6日の期間と1988年10月～1989年8月の期間の地形変化が大きい。また、離岸堤近傍の e_2 が正の領域では、6月29日～8月6日の間に侵食され、離岸堤延長後の1988年10月以降は堆積傾向となった。

表－6.5 各モードの寄与率
(広領域)

モード No.	各モードの寄与率 (%)
モード 1	68.1
モード 2	13.7
モード 3	8.1

6.5 まとめ

駿河海岸の新型離岸堤周辺の地形変化について3次元の経験的固有関数を用いて解析を行った。結果は以下に要約される。

- ① 狭領域、広領域を対象とした解析によれば、地形変化は広域で同一傾向の地形変化を生じる成分と離岸堤近傍の局所的な地形変化を生じる成分とに分かれる。
- ② 1987年9月4日から離岸堤建設後の1988年6月29日までの期間における主要な地形変化は堤体を中心とした広域の侵食であり、1990年2月までの全期間を通して最も顕著な地形変化が生じた。

参考文献

- 宇多高明・中村瑛佳・村井禎美・松永博史（1989）：有脚式離岸堤周りの初期洗掘の現地観測，海岸工学論文集，第36巻，pp.409～413.
- 田端竹千穂・柳生忠彦・福田功（1980）：日本沿岸における波のエネルギー，港研資料，No 36，Dec.，pp.1～14.
- Winant, D. C., D. L. Inman and C. E. Nordstrom (1975) : Description of seasonal beach changes using empirical eigenfunction, J. G. R., Vol. 80, No 15, pp. 1979～1986.
- 加藤一正・吉松 晃（1984）：三次元の経験的固有関数による深浅図解析法，港研報告，第23巻，第2号，pp. 27～47.

第7章 実規模模型実験によるフレキシブル マウンドの水利機能の検証

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高明
		小俣篤
清水建設㈱技術研究所	環境技術研究部	田中正博
		大山巧
	建設技術研究部	小野正
大崎研究室	応用工学グループ	清川哲志
エンジニアリング本部	海洋開発エンジニアリング	源波修一郎
		堀哲郎
土木本部	設計部	吉田功



7.1 はじめに

筆者らは、波浪や漂砂の制御機能だけではなく、美観・景観を損なわず、また人々が安全に遊ぶことができる海域を創出するために膜構造の海域制御構造物、フレキシブルマウンド（以下、FLMと称す）を考案した。そして、FLMの透過・反射特性、消波メカニズムおよび波力・膜張力特性について模型実験および数値計算により検討してきた（建設省土木研究所海岸研究室，1987a，1988a，1989，田中ら，1987b，1990；大山ら，1988b）。

これまで、構造物全体に作用する波力や膜体に作用する張力について検討したが、それらの外力が作用する場合における膜体、膜体を支持する架台、および架台を地盤に固定する杭基礎の耐久性や安定性、さらには周辺地盤への影響については確認していない。FLMのように新しい形式で、また新しい材料で造られる構造物の場合、設計の信頼性を高めるためには縮小模型による波力等に関する検討に加えて、実規模スケールの構造物により各構成要素の安定性を確認することが必要とされる。そこで、本研究はこれまでの波力および膜張力に関する検討結果に基づいて実規模スケールの膜体、架台および杭基礎を設計・製作し、その耐久性と安定性を消波性能と合わせて確認するものである。また、常時および異常時沖浪の作用下におけるFLM周辺の洗掘、岸沖方向の地形変化についても検討する。

7.2 実規模模型の設計と製作

7.2.1 膜体の設計

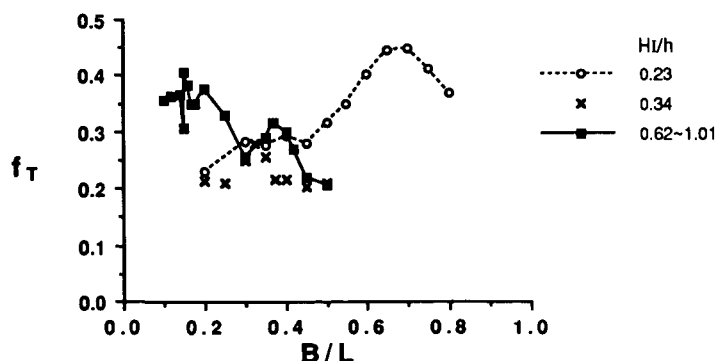
FLM膜体の単位幅当りに作用する膜張力 F_T は、実験値から求めた無次元張力 f_T （図－7.1 参照）を用いて次式により求めることができる。

$$F_T = f_T \rho g B H_1 \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

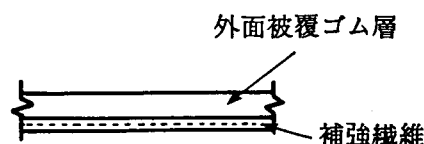
ここに、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度、 B ：膜体幅、 H_1 ：設計波高である。本実験における設計条件は、 $\rho g = 1.0 \text{ ton/m}^3$ 、 $B = 4.0 \text{ m}$ 、 $H_1 = 1.0 \text{ m}$ である。また、設置水深 h は 2 m であるから $H_1/h = 0.5$ となり、図7.1より $f_T = 0.4$ とすると、 $F_T = 1.6 \text{ ton/m}$ となる。したがって、膜材の引張り強度 T_b は安全率を $S_f \geq 4$ とすると、以下ようになる。

$$T_b = F_T \times S_f = 1.6 \times 4 = 6.4 \text{ ton/m} = 64 \text{ kg/cm}$$

本実験で使用する膜材は図－7.2に示すように、ナイロン繊維を配した（岸沖方向：75 kg/cm、沿岸



図－7.1 無次元張力 ($B/h=2.3, R/h=0.4, p_0/\rho gh=0.05$)



図－7.2 膜材の構造

方向：65kg/cm）補強ゴム層と外面被覆ゴム層の2層構造である。ただし、下膜は取付けフレーム（基礎架台）上面に取付けてある鉄筋と直接接触するので、補強層を2層とした。実海域に設置する場合、砂・礫や基礎との磨耗に対する安全性を考慮して外面被覆ゴム層の厚さを決める必要があるが、本実験では砂層に礫が含まれず、使用期間が短いので被覆ゴム層厚は2mm、補強ゴム層厚は1mmとした。

7.2.2 取付けフレームおよび反力架台の設計

フレキシブルマウンドに作用する水平波力 F_x および鉛直波力 F_z は、それぞれ次式により求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} F_x &= f_x \rho g B H_l \\ F_z &= f_z \rho g B H_l \end{aligned} \right\} \dots\dots (7.2)$$

ただし、 f_x および f_z は図-7.3、7.4に示す無次元波力係数である。

$\rho g = 1.0 \text{ ton/m}^3$ 、 $H_l/h = 0.5$ があるので、図-7.3、7.4より $f_x = 0.5$ 、 $f_z = 0.35$ となる。膜体取付けフレームの幅 B を4.5mとすると F_x および F_z は以下ようになる。

$$\begin{aligned} F_x &= 0.5 \times 1.0 \times 4.5 \times 1.0 = 2.3 \text{ ton/m} \\ F_z &= 0.35 \times 1.0 \times 4.5 \times 1.0 = 1.6 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

したがって、図-7.5に示すように F_x が岸向きに、 F_z が上向きに構造物の中心に作用するとすれば膜体取付けフレームの固定点AとBの引き抜き力 R_A および R_B は、それぞれ0.49および1.11ton/mとなる。ここでは安全側を考え、 $R_B = 1.5 \text{ ton/m}$ （引き抜き力）とする。膜体取付けフレームおよび反力架台の構造・寸法は図-7.6に示すとおりである。実海域に設置する場合、取付けフレームは杭で地盤に固定されるが、実験水槽内の砂層厚、据付精度等を考慮し図に示したようなトラス構造の反力架台で支持した。この支持部の部材力、反力および変位をトラスとして解析し、その安全性を確認した。

膜体の取付け金具は図-7.7に示すような構造で、固定ボルトは20cm間隔で取付けた。なお、各金具の安全性はゴム引布製起伏堰技術基準（建設省河川局治水課，1983）を準用してチェックした。

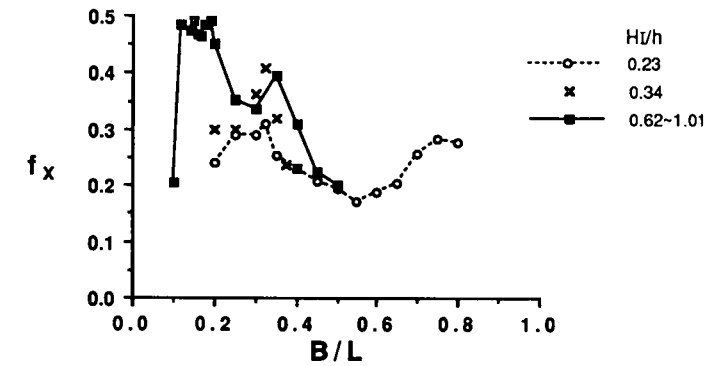


図-7.3 無次元水平波力 ($B/h=2.3, R/h=0.4, p_0/\rho gh=0.05$)

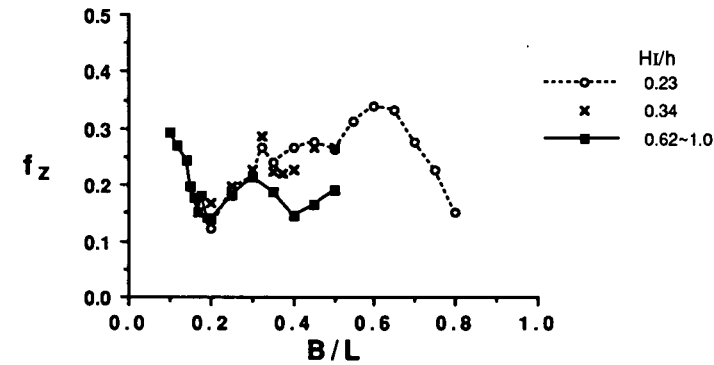


図-7.4 無次元鉛直波力 ($B/h=2.3, R/h=0.4, p_0/\rho gh=0.05$)

単位：m

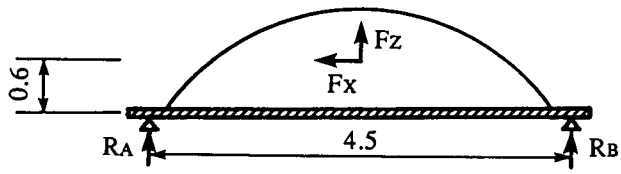


図-7.5 固定点での反力

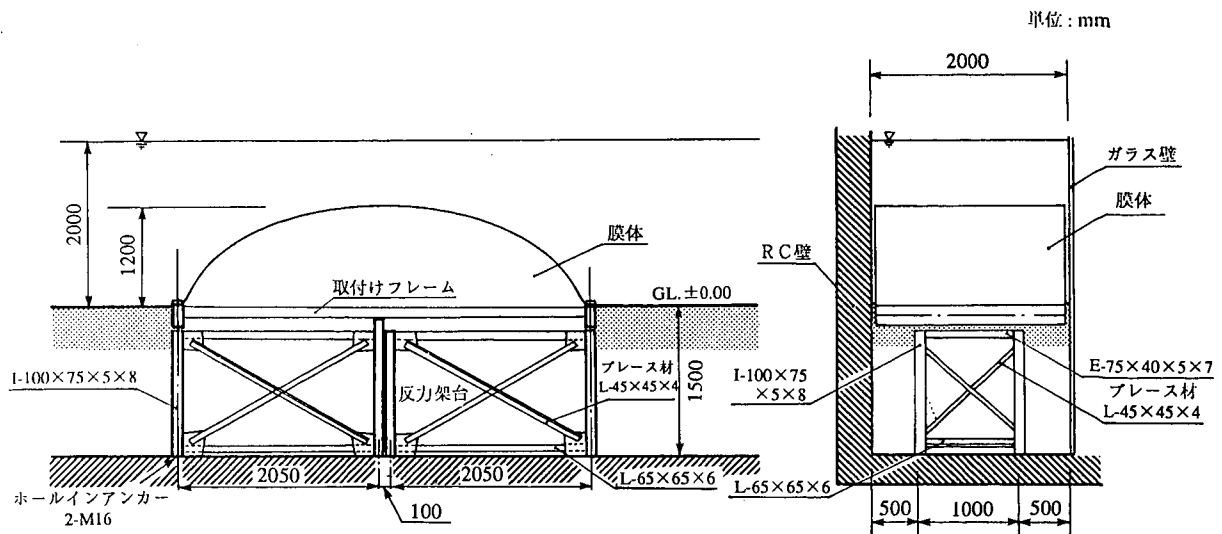


図- 7.6 模型の構造および寸法

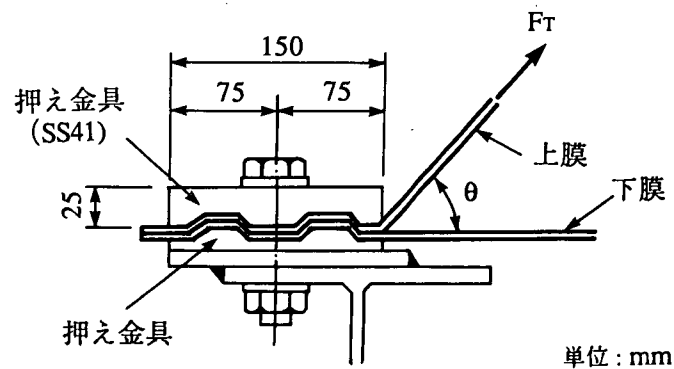
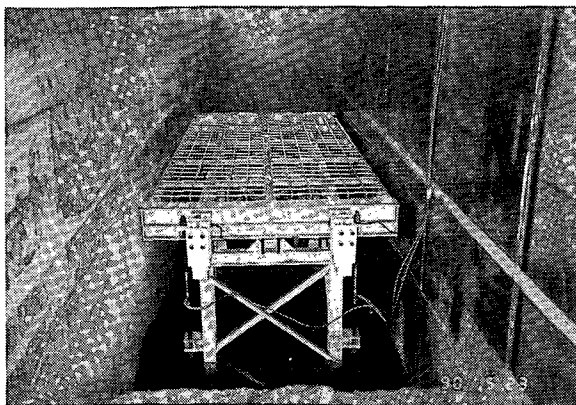


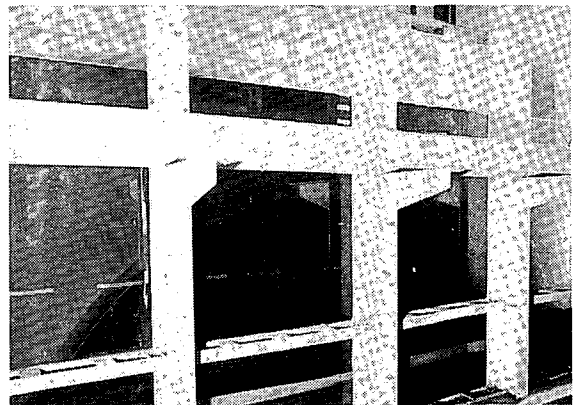
図- 7.7 取付け金具の構造

7.2.3 製作模型

製作した模型（膜体、取付け金具、取付けフレームおよび反力架台）の構造および寸法を図- 7.6に、設置状態を7.8(a), (b)にそれぞれ示す。膜体の加工、製作は特種技術を要するので、膜体取付け金具と併せ特別に製作依頼した。



(a) 取付けフレームと反力架台



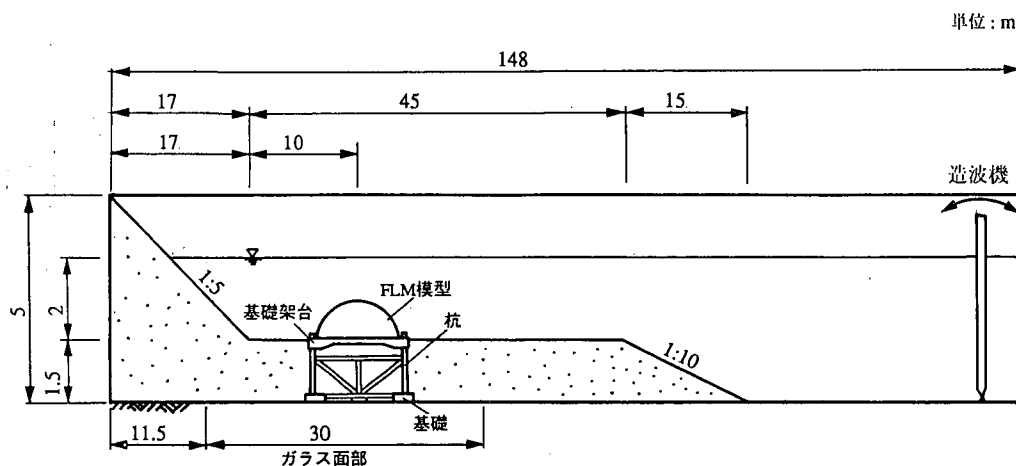
(b) 膜体（水中に設置した状態）

図- 7.8 膜体および支持部の設置状態

7.3 実験の方法および条件

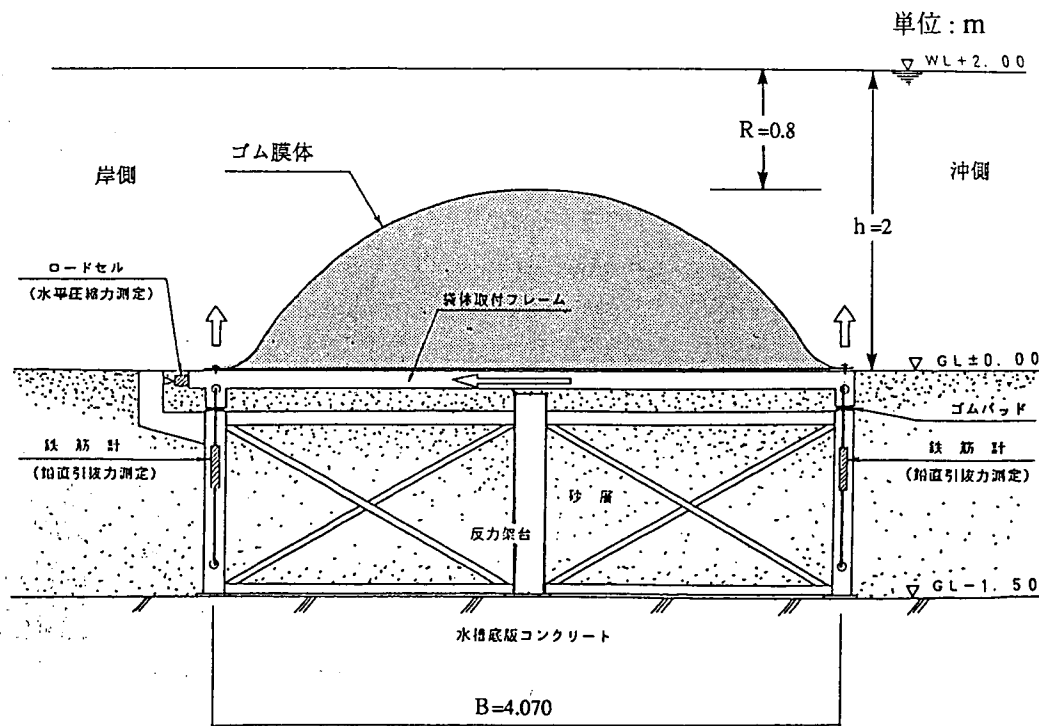
7.3.1 実験装置および使用機器

実験には、建設省土木研究所の漂砂実験用水路（長さ 148m，幅 2m，深さ 5m）を用いた。図－7.9 に示すように、水路中央部より 1/10 勾配で 15m，それに続けて水平で 45m，さらに 1/5 勾配で 17m それ



図－7.9 洗掘実験全体図(漂砂実験用水槽使用)

ぞれ移動床を設け、模型は 1/5 勾配の消波斜面の沖側 10m の位置に設置した。使用した膜体模型の形状・寸法は図－7.6 に示したとおりであるが、膜体の運動を拘束しないように模型側方の膜（側膜）に 20～30cm のたるみを持たせた。また、膜体頂部には空気抜き孔を、端部には注排水管と内部の圧力を測定するピトー管をそれぞれ取付けた。膜体の支持部は、取付けフレームと反力架台（実構造物の杭基礎に相当する）で構成され、膜体は取付けフレームに座金を介してボルト結合し、取付けフレームは鉄筋計を介して反力架台に固定した（図－7.10 参照）。反力架台は水路の床にホールインアンカーで固定



図－7.10 荷重計の配置

した。取付けフレームには岸向きの水平荷重を測定するためロードセルを2基、また鉛直引抜き力を測定するため鉄筋計を4基、図－7.10に示すようにそれぞれ取付けた。なお、水平力および引き抜き力を正確に測るため初期荷重として、ロードセルには圧縮力、鉄筋計には引張り力をそれぞれ60～80 kg 与え、観測時の0点とした。

7.3.2 実験方法

(1) 波高検定および初期地形の決定

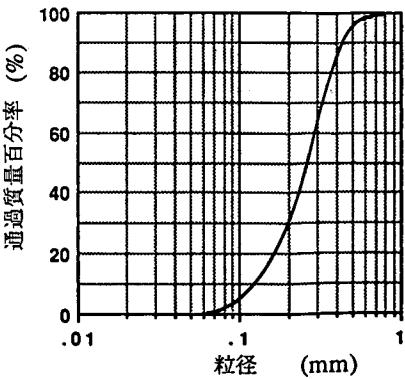
はじめに図－7.9に示した移動床地形に膜体模型を設置しない（ただし、取付けフレームおよび反力架台はその上面が砂面と一致するように設置した）で、常時および異常時波浪それぞれ2ケースの波高検定を行った。初期地形は、波浪条件1（表－7.1参照）を汀線近傍の地形変化がほとんどなくなるまで（約2時間）作用させた後、

表－7.1 波浪条件一覧

表面を整形して定めた。次に、模型を設置して所定の波浪条件を与え消波・波力特性および洗掘特性実験を行った。消波および波力特性に関する実験では、波形が定常になった後5～10波のデータを平均して波高および荷重を求めた。一方、洗掘特性実験では波を所定の時間作用させた後、模型および汀線周辺の地形を水槽の中央線に沿ってスタッフで測定した。反射率は、Healyの方法と入反射分離法による結果がほぼ等しくなるこ

とが確認できたので、入反射分離法により求めた。なお、洗掘実験（4ケース）は各ケース毎に初期地形に整形して行ったが、消波・波力実験では初めに砂層を整形し、波高の小さいケースから大きいケースに順次条件を変えて実施した。本実験に使用した砂の粒度分布は図－7.11に示すとおりで、 $d_{50}=2.52\text{ mm}$ である。

波浪条件No.	T(sec)	Hl(cm)	Hl/L	B/L	R/Hl	L
1	4.00	30.0	0.019	0.25	2.67	16.2
2	5.10	40.0	0.019	0.19	2.00	21.3
3	3.50	70.0	0.051	0.29	1.14	13.8
4	3.90	70.0	0.045	0.25	1.14	15.7
5	6.08	31.9	0.012	0.15	2.51	25.9
6	5.20	26.4	0.012	0.18	3.03	21.9
7	5.16	54.9	0.025	0.18	1.46	21.7
8	4.93	57.2	0.028	0.19	1.40	20.6
9	4.40	29.6	0.016	0.22	2.70	18.1
10	4.35	61.3	0.034	0.22	1.31	17.9
11	3.90	53.2	0.034	0.25	1.50	15.7
12	3.54	35.0	0.025	0.29	2.29	14.0
13	3.50	62.5	0.045	0.29	1.28	13.8
14	3.46	90.0	0.066	0.29	0.89	13.6
15	3.14	35.7	0.030	0.33	2.24	12.0
16	3.10	65.9	0.059	0.36	1.21	11.1
17	3.00	90.0	0.080	0.35	0.89	11.3
18	2.78	27.1	0.027	0.39	2.95	10.2
19	2.72	68.0	0.069	0.41	1.18	9.9
20	2.39	37.2	0.046	0.49	2.15	8.1
21	2.42	61.7	0.073	0.47	1.30	8.4
22	2.01	30.6	0.049	0.64	2.61	6.2
23	1.80	34.3	0.068	0.79	2.33	5.0
24	1.60	29.8	0.075	1.01	2.68	4.0



図－7.11 実験に用いた底質材料の粒度分布

7.3.3 実験条件

これまで検討してきた実験および解析結果より、堤体幅水深比 B/h 、没水率 R/h および付加水圧比 $p_0/\rho gh$ をそれぞれ $2.0 \sim 3.0$ 、 $0.3 \sim 0.5$ 、 $0.05 \sim 0.1$ に設定すればすぐれた消波効果を得られることがわかっている（ただし、 p_0 ：膜体内の初期の付加水圧）。そこで、本実験における模型の設置条件は、 $B/h=2.0$ 、 $R/h=0.4$ 、 $p_0/\rho gh=0.05$ となるよう以下のように設定した。

- ・設置水深（ h ）：2 m
- ・天端上水深（ R ）：0.8 m
- ・付加水圧（ p_0 ）：10g/cm²

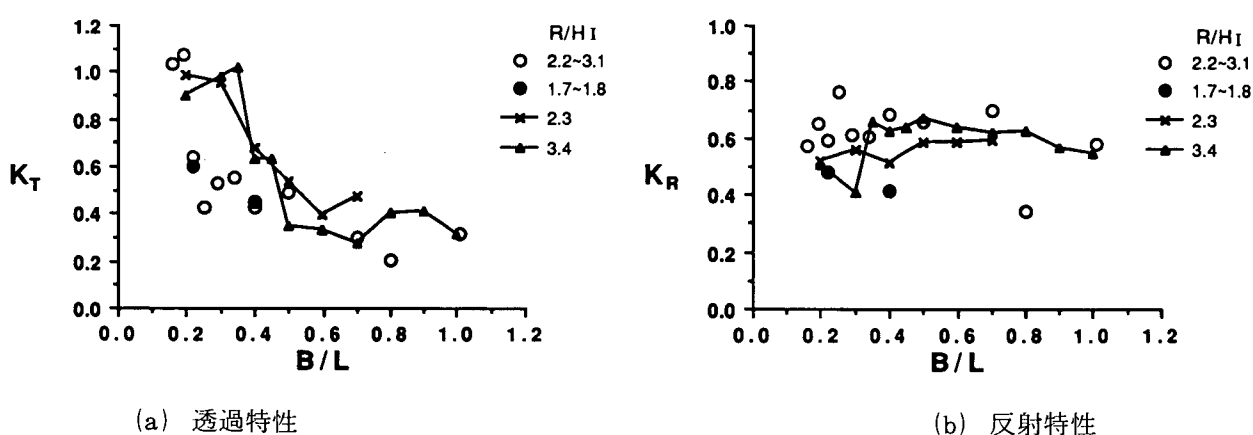
本実験で用いた波浪条件を表ー7.1にまとめて示す。ただし、表中の波浪条件1～4が波高検定により決定した波浪条件で洗掘実験に用いたもの、波浪条件5～24は入反射分離法により求めた入射波高で消波および波力実験に用いた条件である。

7.4 実験結果および考察

7.4.1 消波特性

透過波が分裂や砕波を伴うときの透過率は、エネルギーの観点から評価すべきであるが、便宜上ここではすべての波浪条件に対し、透過側の水面変動量を入射波高で除した値をもって透過率とした。

図ー7.12(a), (b)は、入射波高が比較的小さい常時波浪時（ $R/H_1 = 2.2 \sim 3.1$ ）の透過特性と反射特性をそれぞれ示したものである。図中の○と●印が実規模模型による透過率 K_T と反射率 K_R であり、実

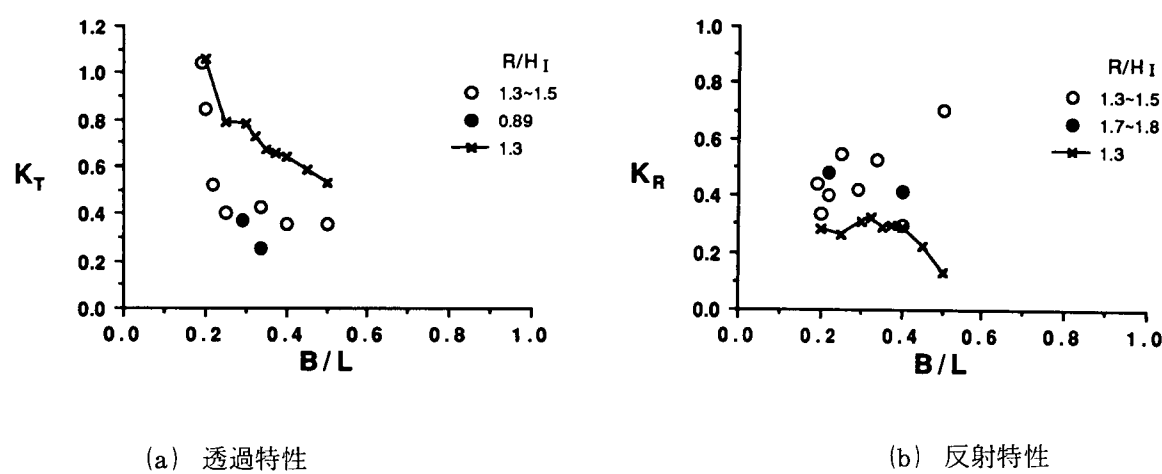


図ー7.12 常時波浪に対する消波特性

線で結んで示した▲と×印は以前に実施した小型模型（ $B = 1.6$ m, $R = 27$ cm, $h = 67$ cm, $p_0 = 3.3$ g/cm²； $B/h = 2.4$ ， $R/h = 0.4$ ， $p_0/\rho gh = 0.05$ ）による実験結果である。図ー7.12に示した波浪条件に対して、構造物上で波の分裂や若干の砕波がいくつかのケースで認められたが、消波の主たる要因は構造物の運動に伴って発生する Radiation wave と入射・散乱波との干渉によるものと考えられる。

透過率は、 $0.2 \leq B/L \leq 0.4$ の範囲で、実規模模型の方が小型模型による値よりも小さくなっているが、その他の B/L に対しては両者の K_T はほぼ等しくなっている。一方、反射率に関しては、実規模模型の方が小型模型の場合よりも全般にわずかに大きくなっているが、 $B/L \leq 0.3$ および 0.8 の近傍を除いて両者の反射率はほぼ等しい。

図－7.13(a), (b)は、入射波高が高い時 ($R/H_I = 0.9 \sim 1.5$) の透過および反射特性をそれぞれ示したものである。図中、比較のため×印で示した小型模型の設置条件は、 $B = 80\text{cm}$, $R = 27\text{cm}$, $h = 35\text{cm}$, $p_0 = 1.7\text{ g/cm}^2$ ($B/h = 2.3$, $R/h = 0.43$, $p_0/\rho gh = 0.05$) である。このケースでは、実規模模型の方が小型模型の場合よりも透過率において小さく、反射率において大きくなっている。



図－7.13 異常時波浪に対する消波特性

図－7.12, 7.13より、フレキシブルマウンドは実海域においてこれまで検討してきた結果と同等以上の消波性能（透過率）を得られるものと考えられる。

7.4.2 水平力および引き抜き力

実規模模型による水平力および鉛直引き抜き力実験の目的の1つは、小型模型実験 ($B = 80\text{cm}$, $R = 15\text{cm}$, $h = 35\text{cm}$, $p_0 = 1.7\text{ g/cm}^2$) で得られたデータ（以下、設計波力算定用データと称す）に基づいて算定した設計波力の妥当性を検証することである。そこで、実規模模型による波力結果に設計波力算定用データを併せて示す。水平波力および引き抜き力はすべて、以下に示すような堤体の単位奥行き当りの無次元量で整理し比較する。

$$\left. \begin{aligned} f_x &= F_x / \rho g B H_I \\ f_z &= F_z / \rho g B H_I \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7.3)$$

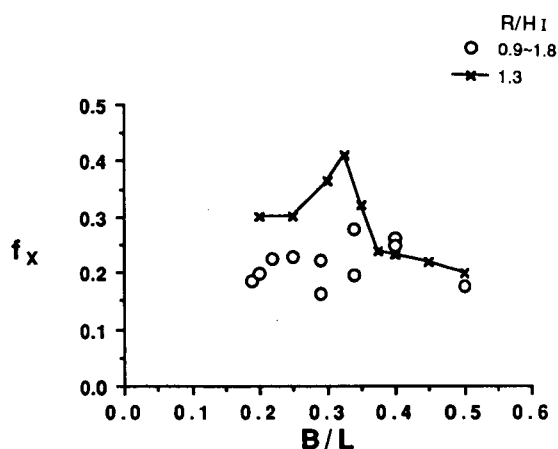
図－7.14は、入射波が構造物上で砕波するとき岸向き方向に作用する無次元水平力 f_x で、○印が実規模模型 ($R/H_I = 0.9 \sim 1.5$)、×印は設計波力算定用データ ($R/H_I = 1.3$) である。 $0.4 \leq B/L \leq$

0.5 では実規模模型による f_x は設計波力算定用データと等しいが、 $0.19 \leq B/L \leq 0.35$ では実規模模型による f_x の方が 0.1 ほど小さくなっている。したがって本実験結果から判断すると、設計波力算定用データ（図－7.4 参照）に基づいて算定した水平力は、長周期（ B/L の小さい領域）の波浪に対して過大評価している（安全側ではあるが）可能性もある。しかし、造波機的能力上、実規模模型の沖側で碎波する波浪条件に対する波力を検討していないので、荷重の低減は今後現地試験施工等によりデータを収集、確認した後行う必要がある。

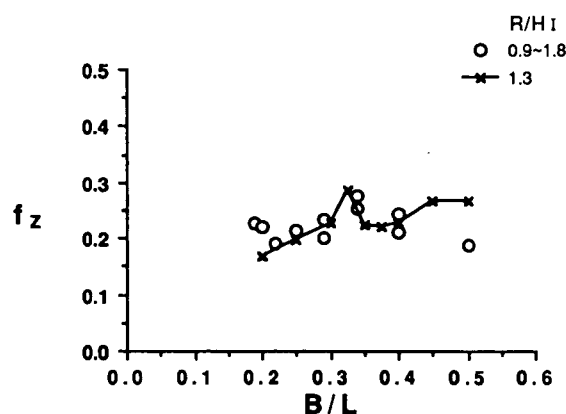
図－7.15 は、図－7.14 と同じ波浪条件に対する鉛直方向の無次元引き抜き力 f_z の特性を、また、図－7.16 は岸側と沖側の無次元鉛直引き抜き力 f_{z1} および f_{z2} を比較したものである。 $0.4 < B/L$ において設計波力算定用データの方が、 $B/L = 0.2$ 近傍では逆に実規模模型による f_z の方がそれぞれ若干大きくなっているが、本実験で検討した条件の範囲では両者の f_z はほぼ等しい。したがって、設計波力算定用データに基づいて算定すれば、妥当な鉛直引き抜き力が得られると思われる。

通常、杭は FLM 取付けフレームの岸側と沖側の 2 ケ所を固定するので、両固定点にかかる引き抜き力の配分をチェックしておく必要がある。図－7.16 から、 $B/L \geq 0.4$ では沖側の固定点の方が岸側よりも大きな引き抜き力がかかるが、 $B/L < 0.35$ では両固定点の力はほぼ等しい。ただし、図に示した岸側と波側それぞれの固定点に作用する引き抜き力は位相を考慮していない。

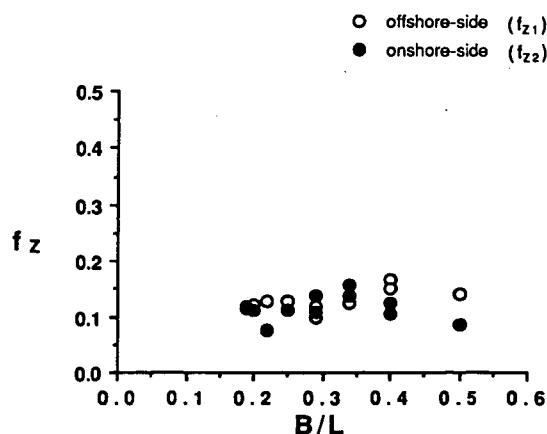
図－7.17～7.19 は、波浪条件 7、13 および 21 に対する水平力と鉛直引き抜き力の位相波形（2.5 周期分）を示したもので、(a) は沖側および岸側固定部での引き抜き力 F_{z1} と F_{z2} を、(b) は全水平力 F_x と全鉛直力 F_z をそれぞれ比較したものである。図中の横軸



図－7.14 岸向き方向の無次元水平力

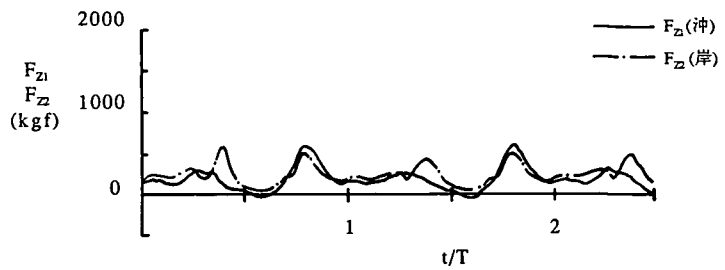


図－7.15 無次元鉛直引き抜き力

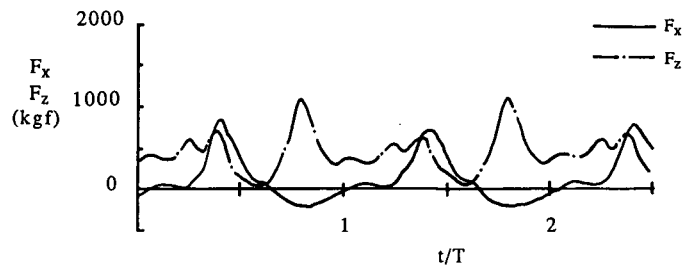


図－7.16 岸側と沖側の無次元鉛直引き抜き力

に示した t と T は、それぞれ経過時間および入射波の周期である。波浪条件21 (図-7.19, $B/L = 0.47$) の場合、水平力 F_x と鉛直力 F_z の最大値がほぼ同じ位相で発生しているが、周期の長い波浪条件7 (図-7.17, $B/L = 0.18$) と波浪条件13 (図-7.18, $B/L = 0.29$) の場合、水平力 F_x と鉛直力 F_z の最大値の位相はずれている。図-7.3および7.4に示したように、最大の水平力と鉛直力は通常 $B/L = 0.15 \sim 0.35$ に対して生じるので、最大の水平力と鉛直力を同時に作用させて構造物の安定性を検討するのは若干過大評価である。周期の長い波浪条件7および13の場合、岸側と沖側の固定点での引き抜き力の最大値はほぼ同時に作用している。したがって、設計上では、全引き抜き力の1/2づつが両固定点に作用するとして差しつかえないものと思われる。

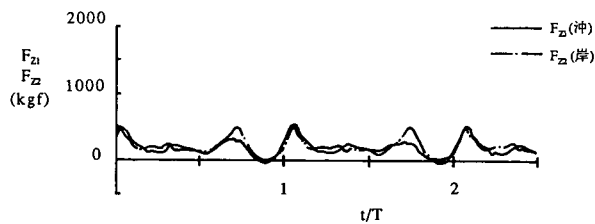


(a) 沖側引き抜き力 F_{z1} と岸側引き抜き力 F_{z2}

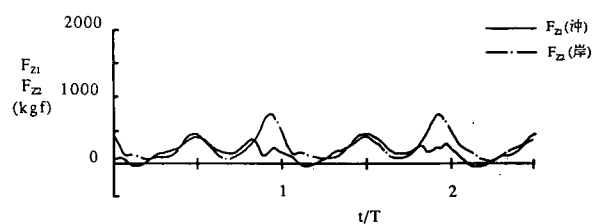


(b) 岸方向の全水平力 F_x と上向きの全鉛直力 F_z

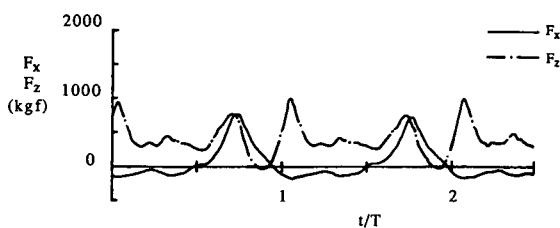
図-7.17 波力位相波形 (波浪条件7, $B/L = 0.18$)



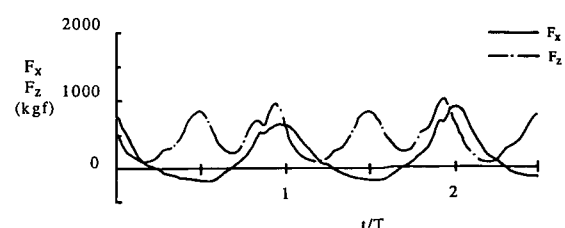
(a) 沖側引き抜き力 F_{z1} と岸側引き抜き力 F_{z2}



(a) 沖側引き抜き力 F_{z1} と岸側引き抜き力 F_{z2}



(b) 岸方向の全水平力 F_x と上向きの全鉛直力 F_z

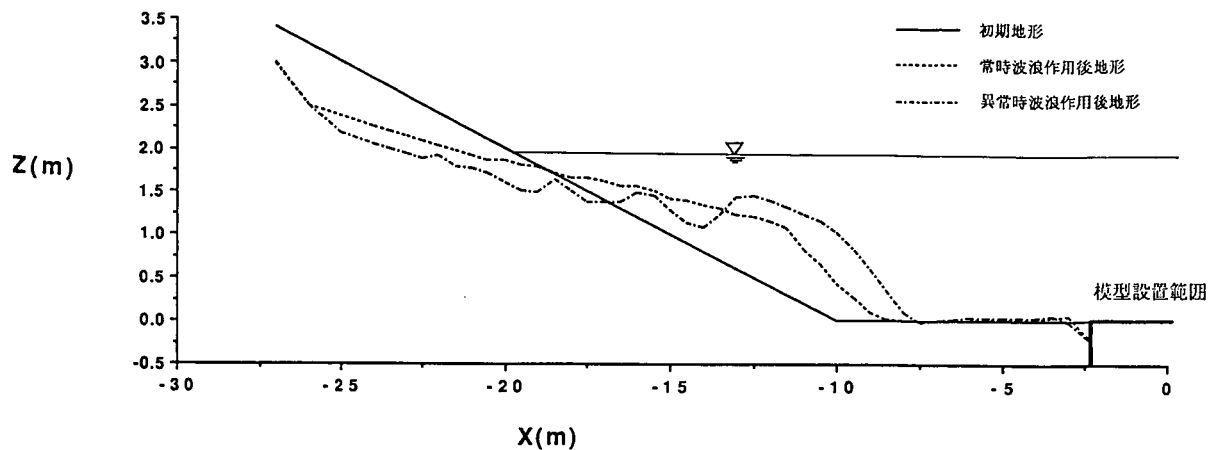


(b) 岸方向の全水平力 F_x と上向きの全鉛直力 F_z

図-7.18 波力位相波形 (波浪条件13, $B/L = 0.29$) 図-7.19 波力位相波形 (波浪条件21, $B/L = 0.47$)

7.4.3 構造物周辺の洗掘および地形変化

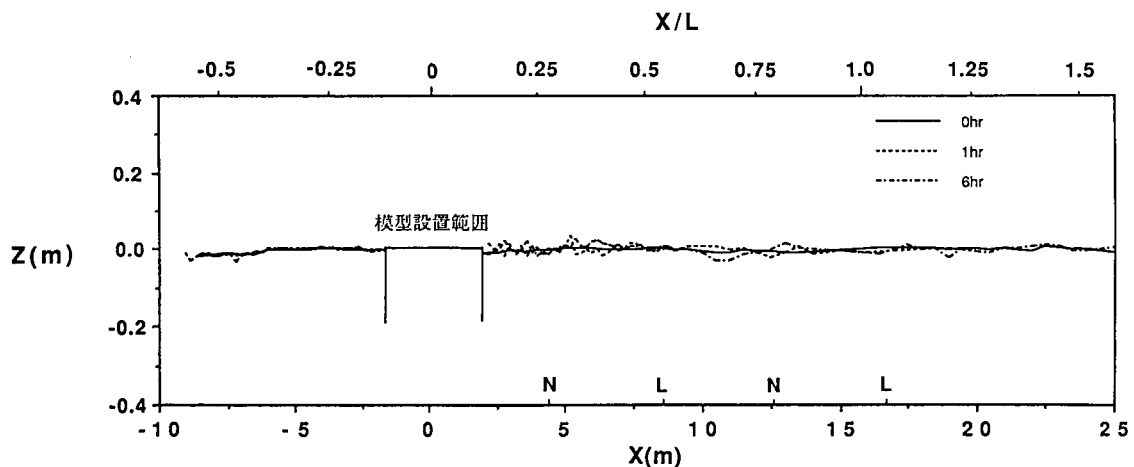
図－7.20は、模型を設置しないときの汀線近傍の地形変化を示したもので、実線が1/5勾配に整形した初期断面、破線は常時波浪（波浪条件1： $T = 4 \text{ sec}$, $H_1 = 30\text{cm}$, $H_1/L = 0.019$ ）を2時間作用



図－7.20 模型を設置しない場合の地形変化

させた後の地形を若干整形した（バー周辺を滑らかに整形したが、汀線位置は変えていない）洗掘実験の初期地形、また1点鎖線は初期地形に異常時波浪（波浪条件4： $T = 3.9 \text{ sec}$, $H_1 = 70\text{cm}$, $H_1/L = 0.045$ ）2時間作用させた後の地形である。常時波浪に対しては約1.6m，異常時波浪に対しては約3.5mそれぞれ汀線が初期断面から後退した。常時波浪の場合，1時間後と2時間後の汀線変化量はほとんど同じであったので図に示した地形が安定断面に達しているものと思われる。一方，異常時波浪の場合，2時間後の汀線は1時間後よりもさらに約60cm後退したので，安定する汀線は図示した位置よりもさらに岸側にくるものと考えられる。

図－7.21および7.22は，常時波浪（波浪条件1，2；以下ケース1，2と称す）に対する，また図－7.23および7.24は異常時波浪（波浪条件3，4；以下ケース3，4と称す）に対するFLM模型周辺の



図－7.21 波浪条件1に対する地形変化（ケース1：常時波浪）

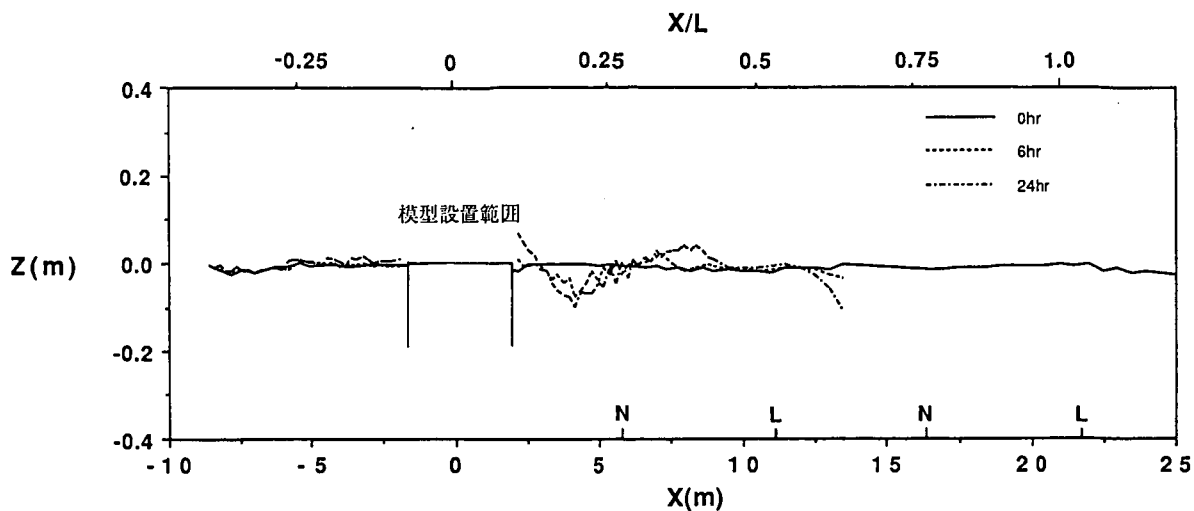


図-7.22 波浪条件2に対する地形変化（ケース2：常時波浪）

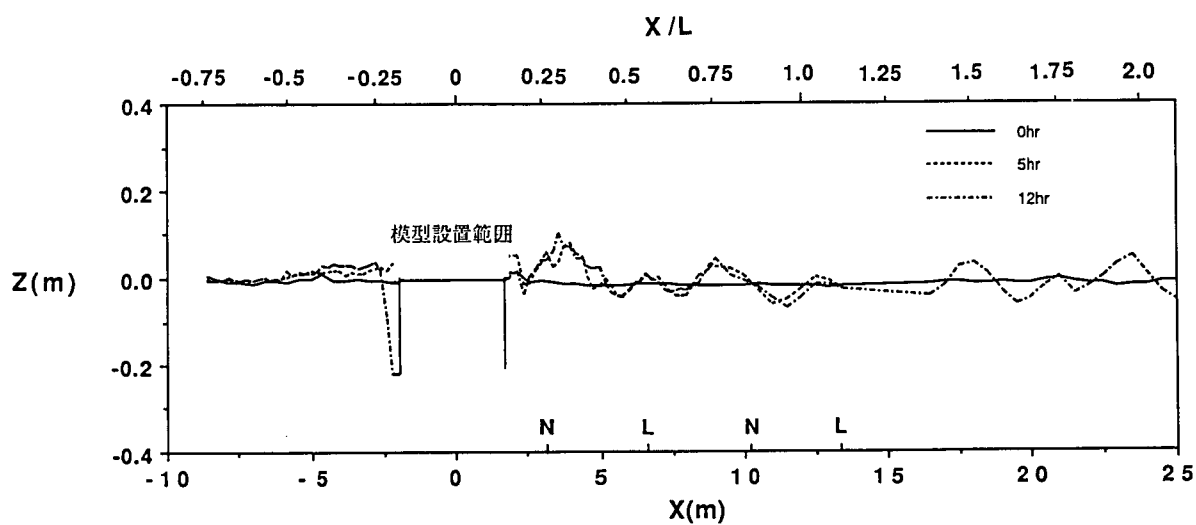


図-7.23 波浪条件3に対する地形変化（ケース3：異常時波浪）

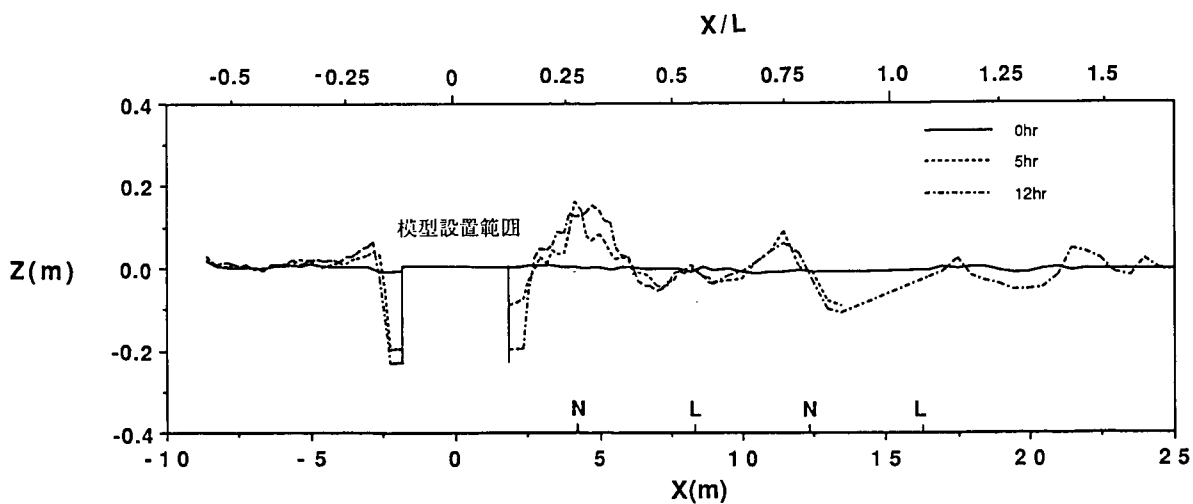


図-7.24 波浪条件4に対する地形変化（ケース4：異常時波浪）

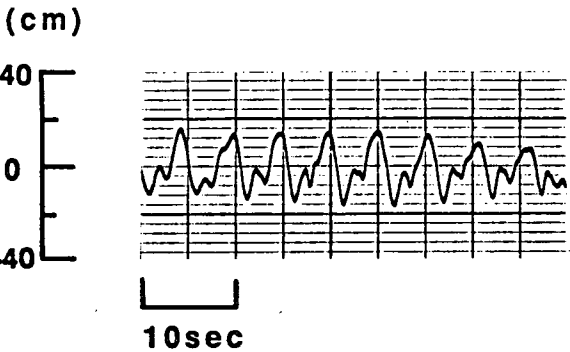
地形断面の経時変化を示したものである。いずれのケースも、 $-27\text{m} \leq X \leq -8.6\text{m}$ の斜面の範囲は初期地形からほとんど変化しなかったので表示を省略した。図中で、 $-2\text{m} \leq X \leq 2\text{m}$ の範囲は模型設置位置を、下部のNとLは重複波の節と腹の位置をそれぞれ示している。なお、ケース1～4に対する反射率 K_R 、透過率 K_T 、水粒子の相対速度 u_b/w （ u_b ：進行波としての底面における最大流速， w ：砂の沈降速度）は表－7.2に示すとおりである。

表－7.2 水粒子の相対速度

ケースNo.	K_T	K_R	u_b/w
1	0.43	0.76	7.2
2	1.00	0.50	10.3
3	0.36	0.40	13.8
4	0.40	0.55	16.6

ケース1の場合（図－7.21），反射率が0.76であるにもかかわらず構造物の沖側でリップルが認められる程度で地形はほとんど変化していない。

ケース2の場合（図－7.22），24時間の波作用後において構造物の岸側の地形はほとんど変化していないが，沖側では模型端部より堆積，洗掘領域がほぼ交互に現われており，堆積高さと洗掘深さは共に最大で約10 cmに達している。模型に最も近い位置の洗掘は重複波の節近傍に，堆積は節と腹のほぼ中間に，そして2番目の洗掘部は腹と節の中間に，堆積は節の近傍となっており，入江ら（1984）の提案しているN－タイプとL－タイプの洗掘に分類することはできない。これは，ケース2の場合図－7.25



図－7.25 FLM沖側の波形（波浪条件2）

に示すように，FLMからの反射波に入射波として与えた周波数より高次の成分が含まれているためではないかと思われる。ケース2の場合，構造物の基礎ごく近傍に洗掘は生じておらず，変化の少ない安定地形を得られるものと考えられる。

ケース3の異常時波浪の場合（図－7.23）， $X \leq -4\text{m}$ （構造物端部から2mの位置より岸側）の地形はほとんど変化していないが，構造物の岸側ごく近傍で深さ22 cmの洗掘を生じている。一方，沖側では堆積が重複波の節近傍に，洗掘が腹の近傍に概ね現われており，N－タイプに近い洗掘となっている。

ケース4の場合（図－7.24）もケース3の場合と同様， $X \leq -4\text{m}$ の地形はほとんど変化していない。また，沖側では重複波の節の近傍に堆積が，腹の近傍に洗掘が発生しておりほぼN－タイプの洗掘になっている。波浪条件4の場合の砂移動量は波浪条件3の場合よりも多く，構造物の岸側と沖側のごく近傍で深さ20cm程度の洗掘を生じている。重複波による防波堤前面での砂の移動パターンの発生限界は u_b/w が支配的で， $u_b/w > 10$ の場合L－タイプ， $u_b/w < 10$ の場合N－タイプがそれぞれ現われるとされている。FLMの場合，表－7.2からわかるように波浪条件2～4（ケース2～4）において $u_b/w > 10$ であるが，ケース2ではN－，L－タイプいずれにもなっておらず，ケース3，4ではN－タイプの移動パターンになっており，防波堤の結果と逆の現象を示している。これは，ケース3，4のFLM周辺の

流速分布は入射波が構造物上で著しく碎波するため、非碎波で重複波となる防波堤前面の流速分布と異なるためと思われる。

異常時波浪（ケース 3，4）に対しても F L M 背後から汀線までの地形はほとんど変化しておらず，F L M は岸沖方向の漂砂制御に有効であると考えられる。

7.4.4 F L M の膜体および基礎の安定性

予備実験を含め、波浪・波力実験、洗掘実験において F L M 実規模模型に作用させた波の繰り返し回数は約 53000 回で、頻度の多い条件は $T = 3.5 \sim 5 \text{ sec}$ ， $H_I = 40 \sim 70 \text{ cm}$ である。

模型実験終了後、膜体の上下膜、膜材接合部および固定部から試験片を取って強度試験を行い健全膜材料との特性比較を行った。得られた結果の概要は以下に示すとおりである。

1) 膜体の上膜の引張り強度は、沖側、頂部および岸側のいずれの部位も健全材料と同等であり、模型実験で実施した繰り返し回数の範囲では疲労劣化は認められなかった。

2) また、膜体の下膜の引張り強度も、健全材料と同等であり疲労劣化は認められなかった。ただし、水槽の側壁（コンクリートおよびガラス面）近傍で動きの大きかった数箇所では取付けフレーム上面の鉄筋との摩擦と考えられる磨耗が若干認められた。

3) 膜材接合部の引張り強度は、健全材料に対し 90～110 % の範囲にバラついていたが、疲労劣化はほとんど生じていないと考えられる。

4) 固定部積層ゴム部の剥離強度も、すべて健全材料と同等であり、疲労劣化は認められない。

現在、健全膜材料の各種疲労試験（予定繰り返し回数： 10^7 回）を実施中である。

なお、取付けフレームおよび反力架台など基礎に関しては、沈下、変形などの不具合はまったく認められなかった。

7.5 まとめ

これまでに得られた波力および膜張力データ（設計波力算定用データ）に基づいて実規模の F L M 模型を設計・製作して消波、波力および洗掘に関する模型実験を行い、以下に示すような結論を得た。

1) 実規模模型により、構造物上で碎波しない場合から著しく碎波する場合までの幅広い入射波条件に対して、これまで実施した小型模型による実験結果と同等以上の消波性能を得られることが確認できた。

2) 実規模模型により得られた波力（無次元値）は、水平力において設計波力算定用データ（波力検討用の小型模型により得られたデータ）よりも小さくなったが、鉛直力はほぼ同等となっており、現時点では設計波力算定用データに基づいて F L M を設計すればよいと考える。

3) F L M は、常時および異常時の波浪に対して構造物背後から汀線近傍まで安定した地形を確保でき、岸沖方向の漂砂制御に有効であると考えられる。ただし、異常時波浪の場合、構造物基礎近傍に深さが堤体幅の 5 % 程度の洗掘を生じる。

4) 約 53000 回の波の繰り返し (頻度の多い条件は $T = 3.5 \sim 5 \text{ sec}$, $H_I = 40 \sim 70 \text{ cm}$) に対し, 膜体の上下膜および膜材接合部の引張り強度, 固定部積層ゴム部の剥離強度は健全材料とほぼ同等であり, 疲労劣化は認められなかった。

参 考 文 献

- 入江 功・離岡和夫・近藤隆道・寺崎賢次 (1984) : 重複波による防波堤前面での二次元的海底洗掘, 港湾技術研究所報告, vol. 23, pp. 3-52.
- 大山巧・田中正博・清川哲志・宇多高明・村井禎美 (1988b) : フレキシブルマウンドによる反射・透過特性特性の解析, 第35回海講論文集, pp. 562-566.
- 建設省河川局治水課 (1983) : ゴム引布製起伏堰技術基準.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1987a) : 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 (1988a) : 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.
- 建設省土木研究所海岸研究室 (1989) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(9), 土木研究所資料, 第2788号, pp. 67-76.
- 田中正博・三俣正和・大山 巧・清川哲志・宇多高明・村井禎美 (1987b) : 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.
- 田中正博・大山 巧・清川哲志・宇多高明・小俣 篤 (1990) : マウンド付きフレキシブルマウンドの消波特性, 土木学会第45回年講講演概要集第 2 部, pp. 694-695.

第 8 章 斜板消波潜堤 (SURF) に作用する波
力の特性

—— 海底勾配 1 / 30, 1 / 80の場合 ——

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
		小 俣 篤
大 成 建 設 (株)	土木本部土木設計部	茗ヶ原 義 彦
		勝 井 秀 博
技術本部技術研究所		石 野 和 男
		東 江 隆 夫
		上 野 成 三
		佐 藤 明 美
		大 谷 英 夫
		蜷 川 洋 二
東 急 建 設 (株)	施工本部土木技術部	原 幸 一
		渡 会 英 明
		加 藤 雅 也
		湊 隆 次 郎
(株) 間 組	土木本部海洋土木部	本 田 陽 一
		沖 政 和
技 術 研 究 所		斉 藤 栄 一



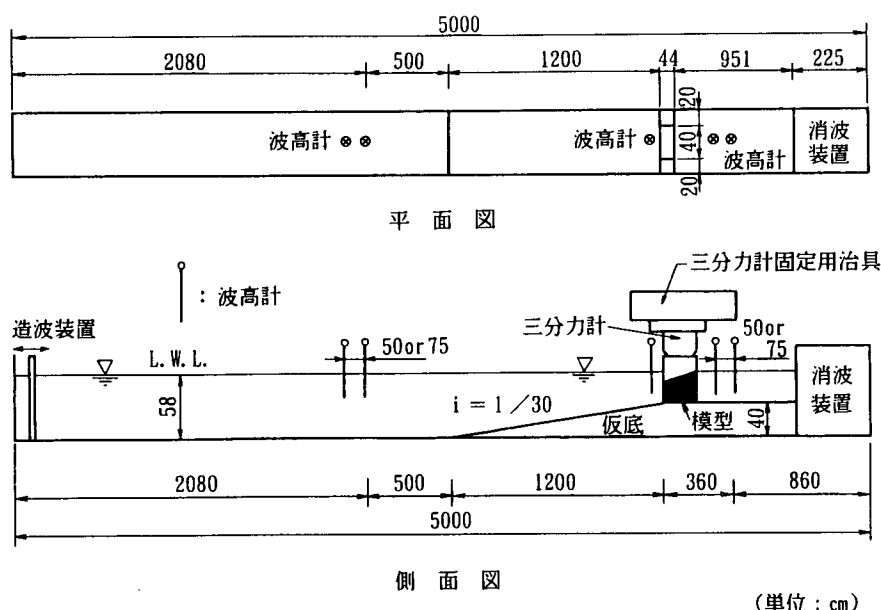
8.1 まえがき

斜板消波潜堤（SURF）は、外洋に面した海岸において静穏域を創出するための海域制御構造物の一型式である。筆者らは、海底勾配 $i = 1/10$ の条件において SURF に関する波力および滑動実験を行い、砕波しつつ進行し、切り立った波面を持つ波が SURF の前面壁へ衝突する際に鋭いピークを有する衝撃波力が発生することを明らかにした（建設省土木研究所，1990）。しかしながら、一般に海底勾配が緩やかになると砕波形態が変わるから、このような衝撃波力は小さくなると考えられる。そこで本研究では、海底勾配が $i = 1/30$ 、 $1/80$ と緩い条件で波力実験を行い、勾配が緩い条件において SURF に作用する波力の特性を調べた。また、前報（建設省土木研究所，1990）と同様に、波力実験の妥当性を検討するために滑動実験を実施した。そして、勾配 $i = 1/10$ の実験結果を含め、広範囲の海底勾配条件における SURF の波力特性について考察した。

8.2 波力実験

8.2.1 実験方法と実験条件

実験は、(株)間組技術研究所の2次元造波水路（ $50\text{ m} \times 0.8\text{ m} \times 1.5\text{ m}$ ）を用いた。例として、海底勾配 $i = 1/30$ の場合の実験装置を図－8.1に示す。堤体模型は斜面ののり肩を沖側端とし、水平床上に設置した。



図－8.1 波力実験装置

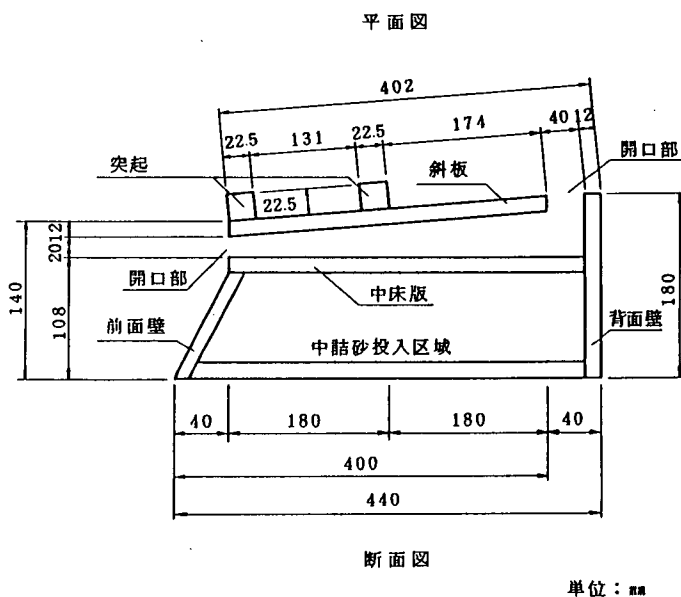
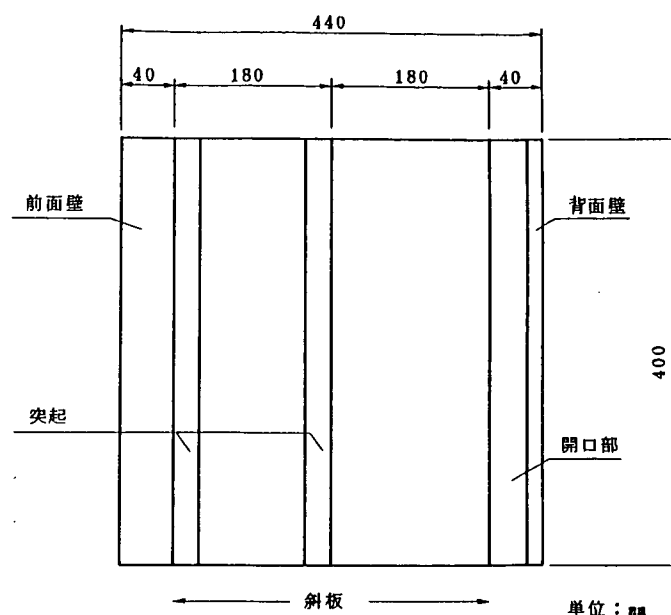
波力の水平および鉛直成分は三分力計により測定した。模型は三分力計の測定容量を考慮し、測定部とダミー部に分けた。測定部は、治具を介して水路の天端から別の治具に固定され、逆さまに吊下げられた三分力計に取り付けた。これは前報（建設省土木研究所，1990）でも指摘した通り、三分力計を堤体模型の底版に取り付ける方法では揚圧力を過大評価してしまうためである。

堤体模型の寸法は図－8.2 に示すようである。模型の縮尺は、現地での堤体設置水深を $h_p = 10\text{m}$ とした場合は $s = 1/50$, $h_p = 5\text{m}$ とした場合は $s = 1/25$ とした。堤体模型は、堤体に作用する水平力の一部を鉛直下向きの力に変え、鉛直上向きの力を低減するため堤体前面壁を傾斜させたタイプである（建設省土木研究所，1988：タイプ6）。

測定項目は、沖側水平床部での入射波高 H_i ，堤体設置位置での波高 H ，水平波力 F_x ，鉛直波力 F_z である。

実験条件を表－8.1 に示す。堤体設置水深 h は L. W. L.，H. W. L. を想定して， $h = 18\text{cm}$ （没水深 $R = 0\text{cm}$ ）， 22cm （ $R = 4\text{cm}$ ）とした。現地の堤体設置水深 $h_p = 10\text{m}$ （模型縮尺 $s = 1/50$ ）を対象としたときの周期は， $T = 1.13, 1.41, 1.70, 1.98\text{ s}$ ， $h_p = 5\text{m}$ （ $s = 1/25$ ）を対象としたときの周期は $T = 1.70, 1.98, 2.40, 2.80\text{ s}$ の4種類ずつとした。波高は碎波前から碎波後の波まで広範囲に選定した。

碎波領域での波高は、前報（建設省土



図－8.2 波力実験の堤体模型

表－8.1 波力実験条件

海底 勾配	水 深 $h(\text{cm})$	周 期 $T(\text{s})$	仮 想 通 過 波 高 $H'(\text{cm})$
1/30	18.0	1.13, 1.41	5, 10, 12, 14, 16, 18
		1.70, 1.98, 2.40, 2.80	5, 10, 12, 14, 16, 18, 20
	22.0	1.13, 1.41, 1.70	5, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22
		1.98, 2.40, 2.80	5, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24
1/80	18.0	1.13	5, 10, 12, 14, 16
		1.41, 1.70, 1.98, 2.40, 2.80	5, 10, 12, 14, 16, 18
	22.0	1.13, 1.41	5, 10, 12, 14, 16, 18, 20
		1.70, 1.98, 2.40, 2.80	5, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22

木研究所, 1990) にならい仮想通過波高 H' を用いた。実験諸元と現地諸元との対比を表－8.2 に示す。

表－8.2 実験諸元と現地諸元

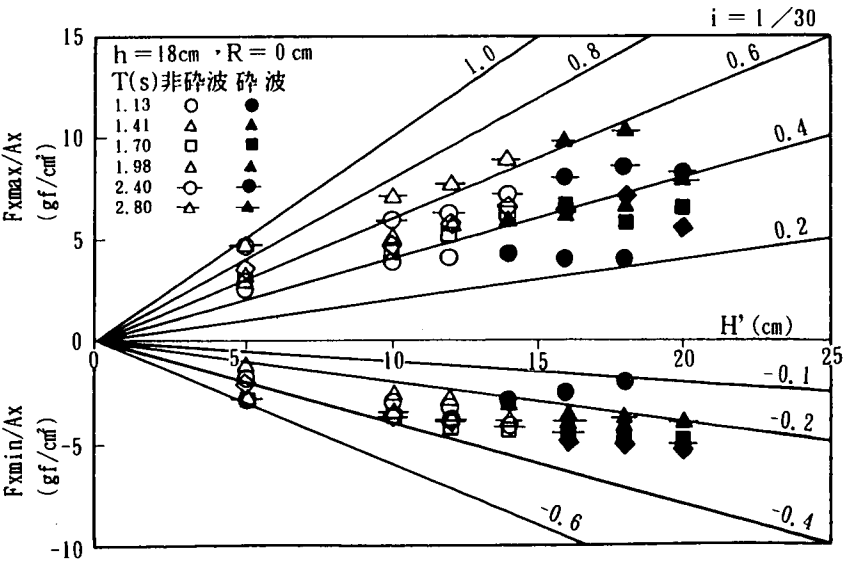
諸 元	実 験 (cm)	現地 (S=1/50) (m) 想定現地設置水深 $h_p=10\text{m}$	現地 (S=1/25) (m) 想定現地設置水深 $h_p=5\text{m}$
水深 ()内は 没水深	18 (0) 22 (4) 24 (6)	9 (0) 11 (2) 12 (3)	4.5 (0) 5.5 (1) 6 (1.5)
周期 (S)	1.13 1.41 1.70 1.98 2.40 2.80	8.0 10.0 12.0 14.0	8.5 9.9 12.0 14.0

8.2.2 実験結果

単位面積当りの水平力 $F_{x\max}/A_x$, $F_{x\min}/A_x$, および鉛直力 $F_{z\max}/A_z$, $F_{z\min}/A_z$ と仮想通過波高 H' の関係を, $i=1/30$ の条件について図－8.3～8.6に, $i=1/80$ の条件について図－8.7～8.10に示す。ここに, A_x は波の進行方向への堤体投影面積 ($A_x = \text{堤体高} \times \text{堤体幅}$), A_z は堤体底面積 ($A_z = \text{堤体長} \times \text{堤体幅}$)である。なお, 白抜きは非碎波, 黒塗りは碎波を表す。水平力は岸向きを正, 冲向きを負, 鉛直力は上向きを正, 下向きを負とした。図中の直線は, 式(8.1)で示される単位面積あたりの波力値と H' の関係を表す比例直線である。

$$F_i/A_i = a \cdot W_0 \cdot H' \quad (8.1)$$

ここで, i は x または z を表し, a は波力係数, W_0 は水の単位体積重量 $W_0 = 1.0 \text{ g/cm}^3$ である。



図－8.3 $F_{x\max}/A_x$, $F_{x\min}/A_x$ と H' の関係 ($i=1/30$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

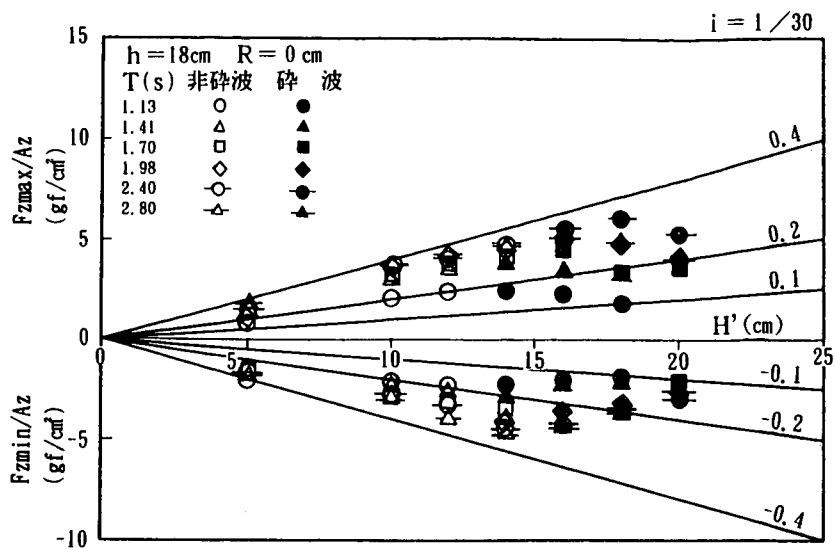


図-8.4 $F_{z\max}/A_z$, $F_{z\min}/A_z$ と H' の関係 ($i=1/30$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

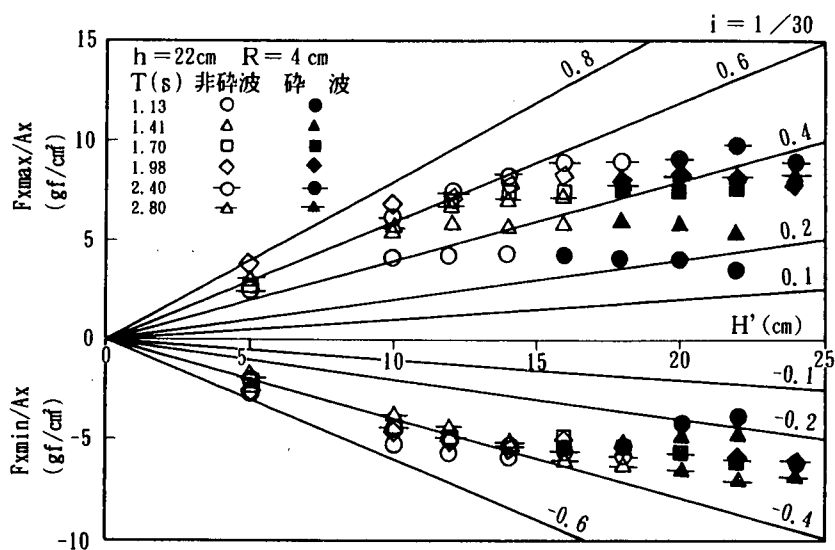


図-8.5 $F_{x\max}/A_x$, $F_{x\min}/A_x$ と H' の関係 ($i=1/30$, $h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$)

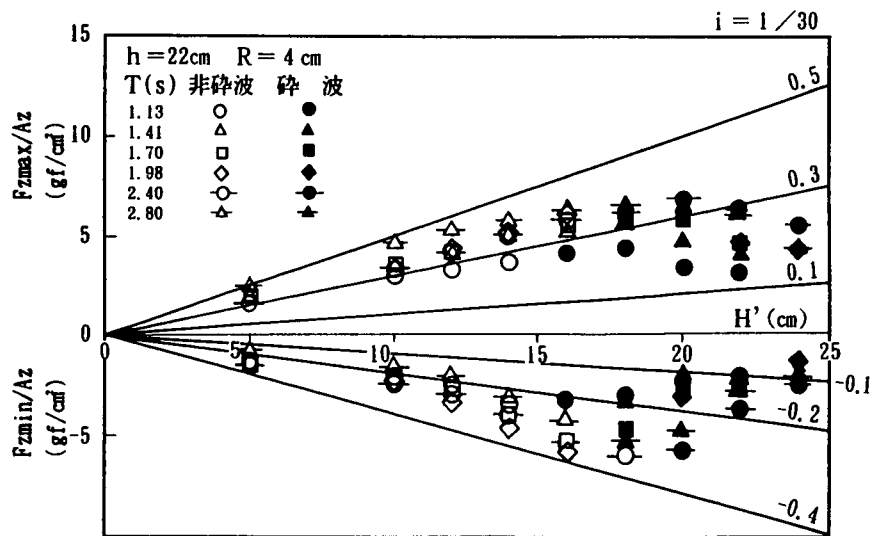


図-8.6 $F_{z\max}/A_z$, $F_{z\min}/A_z$ と H' の関係 ($i=1/30$, $h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$)

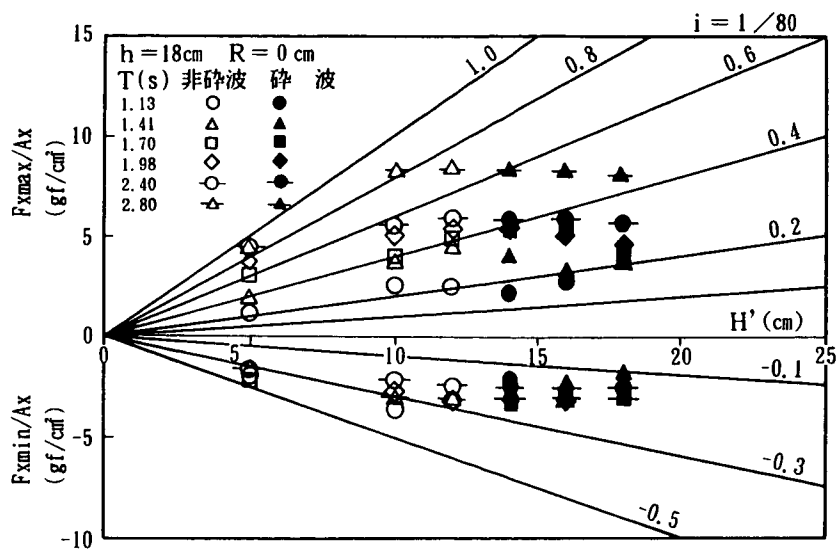


図-8.7 $F_{x\max}/A_x$, $F_{x\min}/A_x$ と H' の関係 ($i=1/80$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

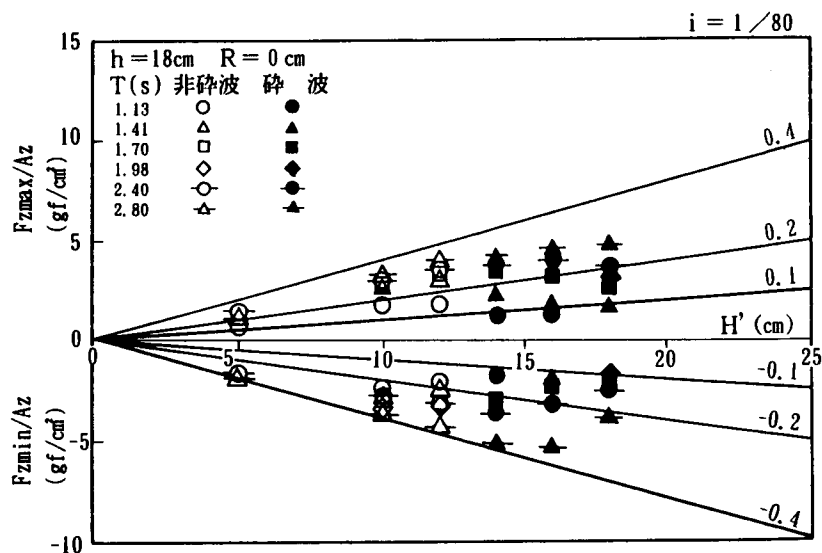


図-8.8 $F_{z\max}/A_z$, $F_{z\min}/A_z$ と H' の関係 ($i=1/80$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

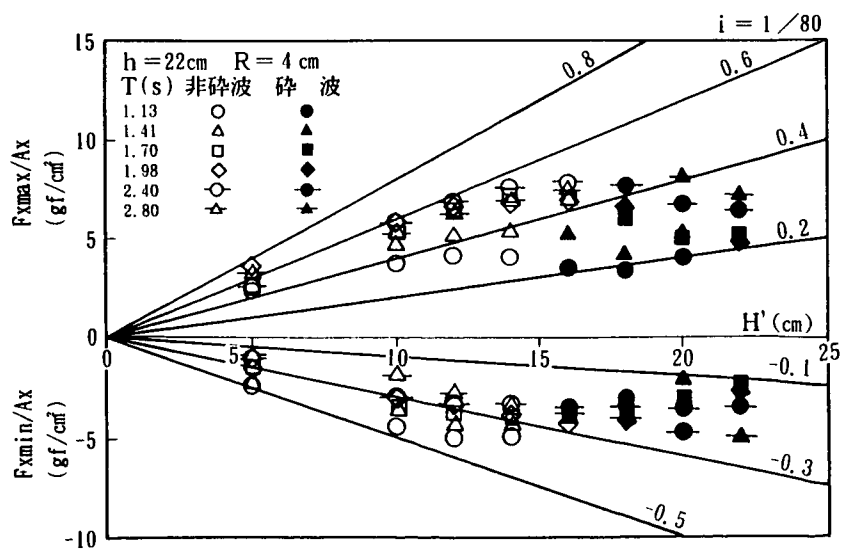


図-8.9 $F_{x\max}/A_x$, $F_{x\min}/A_x$ と H' の関係 ($i=1/80$, $h=22\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

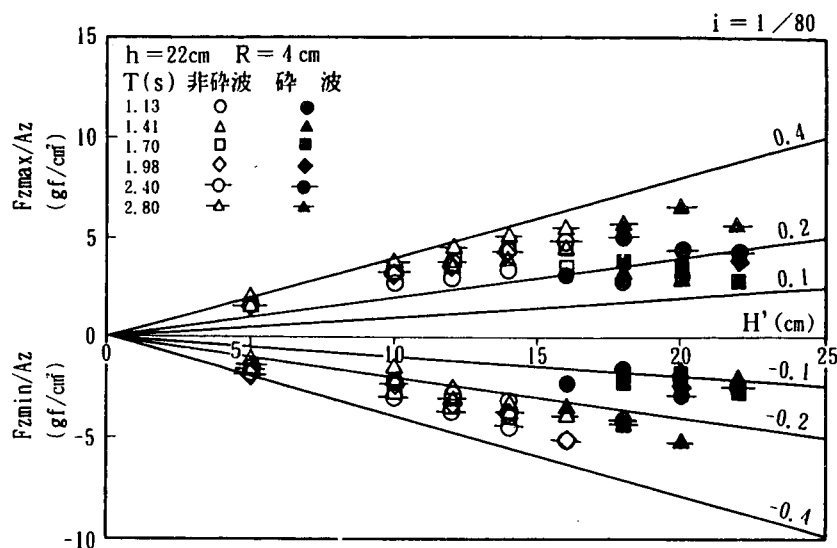


図-8.10 $F_{z\max}/A_z$, $F_{z\min}/A_z$ と H' の関係 ($i=1/80$, $h=22\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

図-8.3～8.10によれば、波力は H' の増加とともに増大し、ちょうど碎波が始まるときの H' の値付近で最大値を取り、その後はやや減少傾向を示す。その分布形は、いずれの場合も緩やかな放物線状となることが分かる。また、 $i=1/30$, $1/80$ ではほぼ同様な波力係数値を示しており、波力係数の最大値は $F_{x\max}/A_x$ で 1.0, $F_{z\max}/A_z$ で 0.5 である。

周期の相違が波力に及ぼす影響に関しては、若干の例外もあるが、周期が長くなると波力は増大している。周期が短い条件ほど低い波高より碎波が生じ、そのため波力の最大値は小さく、また波力の低減傾向が早期に生ずる。また、鉛直力 (F_z/A_z) や冲向き水平波力 ($F_{x\min}/A_x$) に比べて、岸向き水平波力 ($F_{x\max}/A_x$) は周期の影響が著しい。

堤体設置水深の相違が波力に及ぼす影響としては、まず、 $F_{x\max}/A_x$ (図-8.3 vs. 8.5, および図-8.7 vs. 8.9) は、 $i=1/30$, $1/80$ いずれの条件でも波高の小さい領域では、 $h=18\text{cm}$ ($R=0\text{cm}$) の方が若干大きく、波力係数 a として約 0.2 の差がある。しかし波高の高い領域では、周期の長いケース ($T=2.80\text{s}$) を除いては、ほぼ同様な波力係数となっている。逆に $F_{x\min}/A_x$ (図-8.3 vs. 8.5, および図-8.7 vs. 8.9) および $F_{z\max}/A_z$ (図-8.4 vs. 8.6, および図-8.8 vs. 8.10) は、全体的に H. W. L. 時の方が絶対値がわずかに大きく、波力係数の差はどちらも 0.05～0.1 である。 $F_{z\min}/A_z$ については、同一の海底勾配条件では堤体設置水深の違いによる差は小さい。

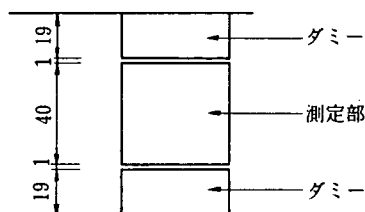
8.3 滑動実験

8.3.1 実験方法および実験条件

(1) 実験装置

波力実験における測定系の固有振動数 f_N は 14Hz と、衝撃力を測定するには低い振動数である。したがって立ち上がりの鋭い衝撃波力が作用する場合、波力の作用時間は測定系の有効応答時間よりも短くなり、測定の精度が低下する可能性がある。そこで、波力実験の妥当性を検討するために滑動実験を実施

実験は、図-8.11に示すように捨石マウンドを設け、その上に前面がのり肩位置となるようにSURFの模型を設置した。捨石には中央粒径10mmの碎石を用い、図-8.12に示すように長さ95cm、厚さ4cmに仕上げた。滑動実験で用いた堤体模型は、天端面をL.W.L.に一致させるため、高さをマウンド



平 面 図 (模型部分)

図-8.11 滑動実験装置

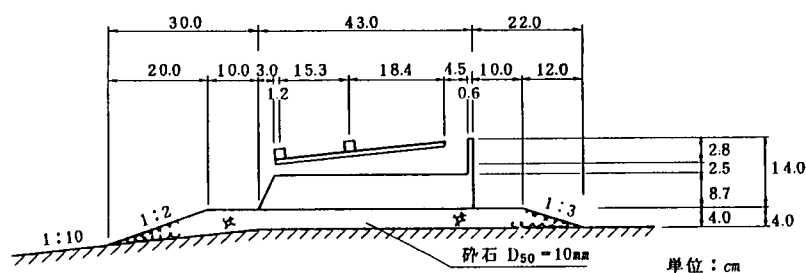


図-8.12 滑動実験の堤体模型

の厚さ分（4 cm）だけ低くした。模型の底版は、マウンド間との静止摩擦係数の相似性を満たすためにモルタルで仕上げた。静止摩擦係数 μ については、水中で水平載荷試験を行い、堤体が滑動を始めるときの水平載荷力と、堤体の水中重量の比として求めた。 μ の値は0.5～0.6の範囲でばらついていたので、最小二乗法によって $\mu = 0.54$ を実験値とした。

滑動は造波開始後 4 波目からの 10 波について、1 波毎の変位量をビデオトラッカーで計測した。ビデオ

オトラッカーは、構造物に付けた標的をカメラでとらえることにより、構造物の時々刻々の運動を非接触で追跡することができる。滑動量は前報（建設省土木研究所，1990）にならい中間値（10波中大きい方から5番目の値）を採用した。また、波を作用させて滑動が生じた場合には、1回の計測毎に堤体をもとの位置へ戻す方法で実験した。堤体の重量は、堤体の中間床版下の空間（現型では中詰砂投入区域）に鉛のおもりをつめて調節した。

(3) 実験条件

実験条件としては、波力実験の妥当性が検討できるように、波力実験の実験条件（表－8.1）のうち、非碎波領域から碎波領域までの波を選んだ。表－8.3に滑動実験の実験条件を示す。

表－8.3 滑動実験条件

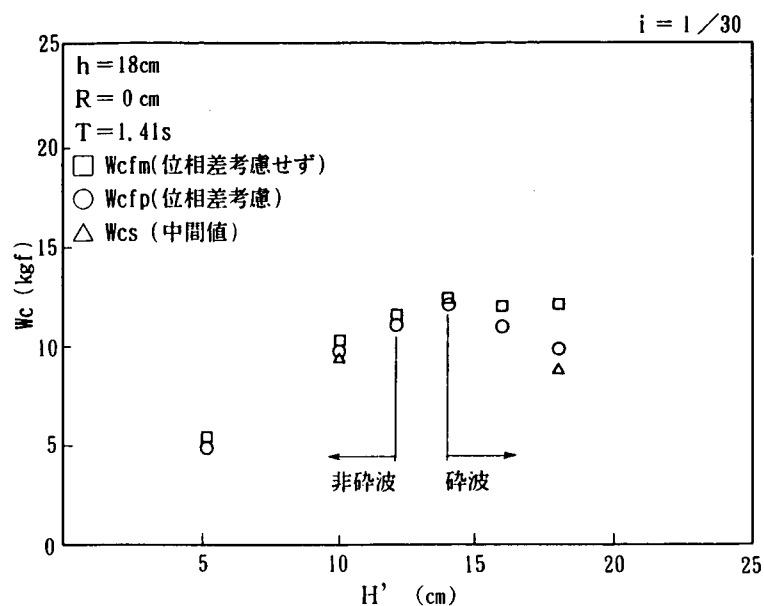
海底 勾配	水 深 h (cm)	周 期 T (s)	仮想通過波高 H' (cm)
1/30	18.0	1.13	5, 12
		1.41	10, 18
		1.70	10, 20
		1.98	10, 14, 20
		2.40, 2.80	10, 16, 20
1/30	22.0	1.13, 1.41	10, 18
		1.70, 1.98, 2.40	10, 22
		2.80	10, 24
1/80	18.0	1.13, 1.41	12
		1.70, 1.98	10, 14
		2.40, 2.80	16
1/80	22.0	1.13	14
		1.41, 1.70, 1.98	16
		2.40	18
		2.80	20

8.3.2 実験結果

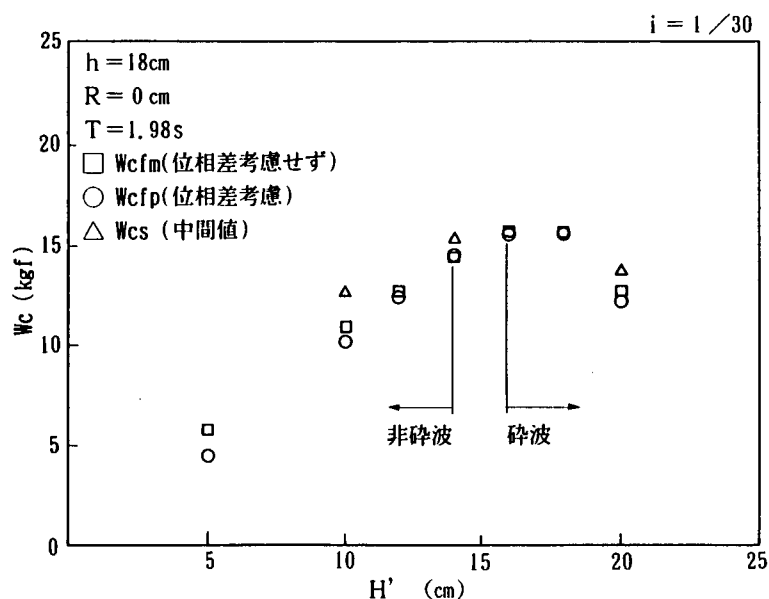
H'と滑動限界水中重量 W_c の関係を図－8.13～8.20に示し、波力実験の結果より算定した W_c と、滑動実験により求めた W_c を比較する。図中の3種類の W_c について説明する。まず、□で示した W_{cfm} は、波力実験による岸向き最大水平力 (F_{xmax}) と上向き最大鉛直力 (F_{zmax}) を次式に代入して求めた滑動限界水中重量である。

$$W_c = F_x / \mu + F_z \quad (8.2)$$

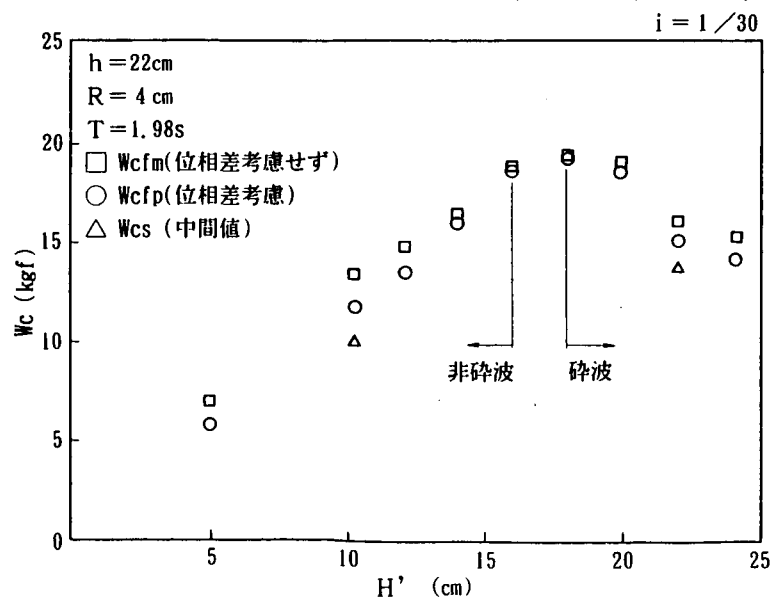
ここで、堤体と捨石マウンドの静止摩擦係数 μ は、水中載荷試験で求めた $\mu = 0.54$ を用いた。次に、○



図－8.13 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/30$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.41\text{s}$)



図－8.14 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/30$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)



図－8.15 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/30$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=2.80\text{s}$)

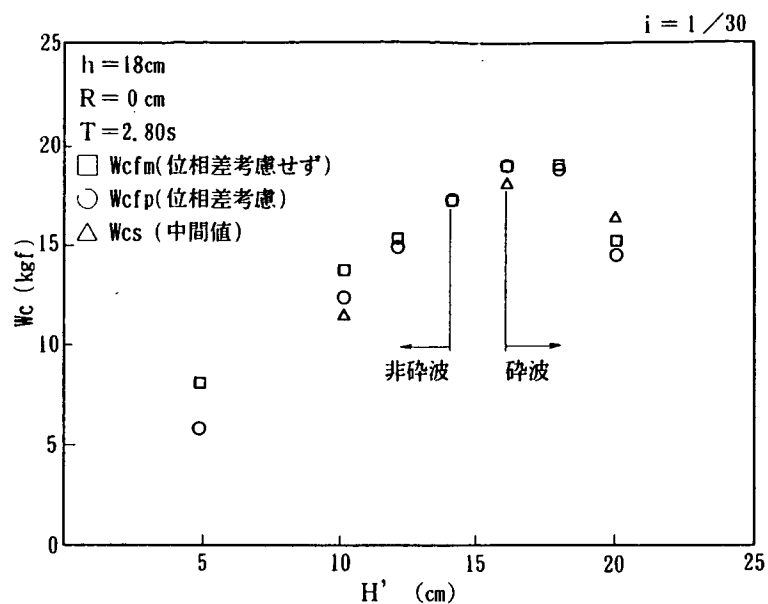


図-8.16 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/30$, $h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)

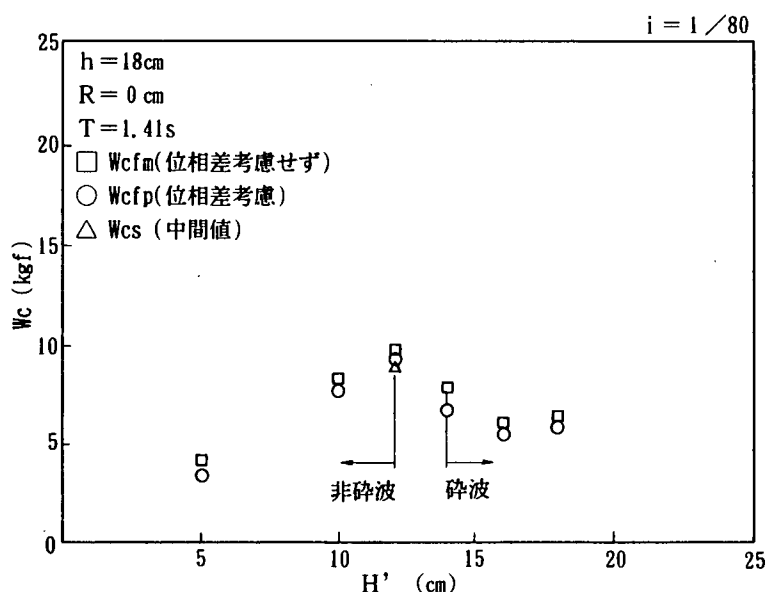


図-8.17 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/80$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.41\text{s}$)

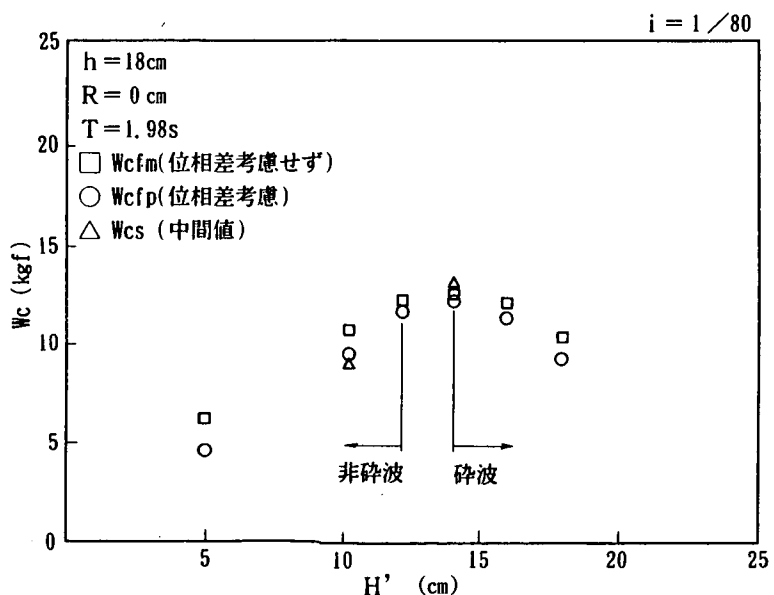
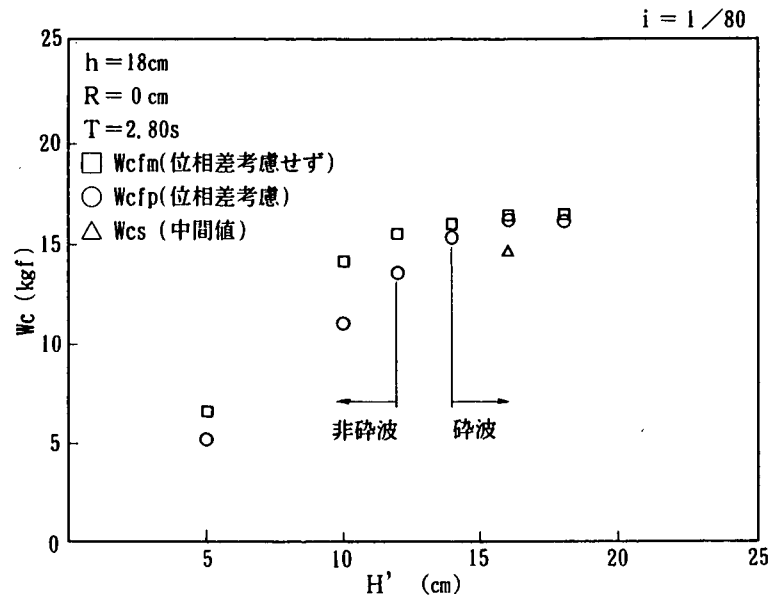
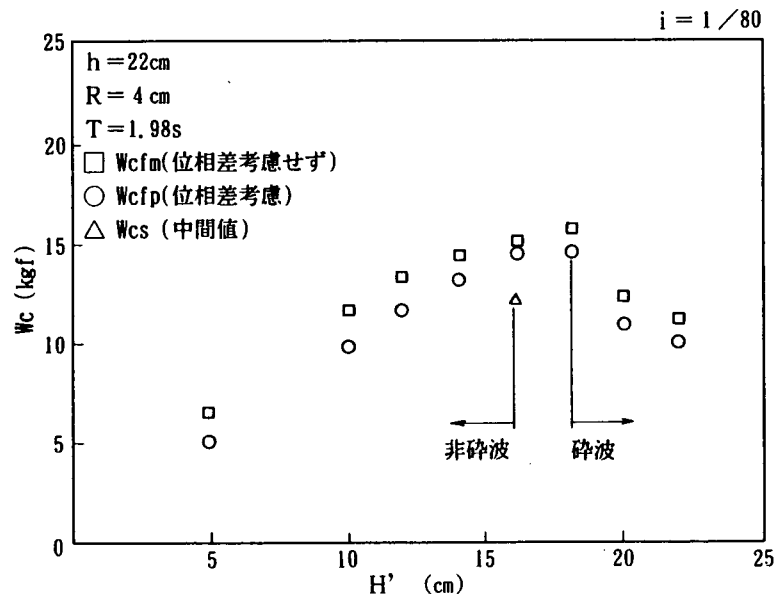


図-8.18 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/80$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)



図一 8.19 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/80$, $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=2.80\text{s}$)



図一 8.20 滑動限界水中重量と H' の関係 ($i=1/80$, $h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)

で示した W_{cfp} は、最大水平力と最大鉛直力の位相差を考慮して求めた滑動限界水中重量である。波力実験では、 $F_{x\max}$ と $F_{z\max}$ の発生時刻に位相差が生ずるので、式 (8.2) に $F_{x\max}$ と $F_{z\max}$ をそのまま代入して W_c を算定すると、過大評価になる恐れがある。そこで、水平力、鉛直力の時系列データ $F_x(t)$, $F_z(t)$ を式 (8.2) に代入して $W_c(t)$ を求め、その最大値を滑動限界水中重量とし W_{cfp} で表わした。 $W_c(t)$ が最大となる時刻は、 $F_{z\max}$ の発生時刻とほぼ同じであった。最後に Δ で示した W_{cs} は、滑動実験により求めた滑動限界水中重量の中間値である。

図一 8.13～8.16 は海底勾配 $i=1/30$ の条件について、図一 8.17～8.20 は $i=1/80$ の条件について示したものである。全体的に、非碎波領域から碎波領域を通じて、 W_{cs} の値は W_{cfp} , W_{cfm} の値とほぼ同様な値を示しているのが分かる。前報 (建設省土木研究所, 1990) の $i=1/10$ の実験では、碎波領域で衝撃波力が発生していたために、 W_{cfp} , W_{cfm} の値は W_{cs} の値よりもかなり小さく、固有振動数が低い測

定系では衝撃波力を測定しきれていないことが指摘されていた。しかし、今回はその様な傾向が見られず、 $i=1/30$ 、 $1/80$ と緩勾配の条件では、立ち上がりの鋭い衝撃的な波力は発生していなかったと考えられる。よって、今回の分力計を用いた波力実験は、測定系の固有振動数 f_N が 14Hz という低い条件で行われたにもかかわらず、得られた波力値の信頼性は高いと判断できる。

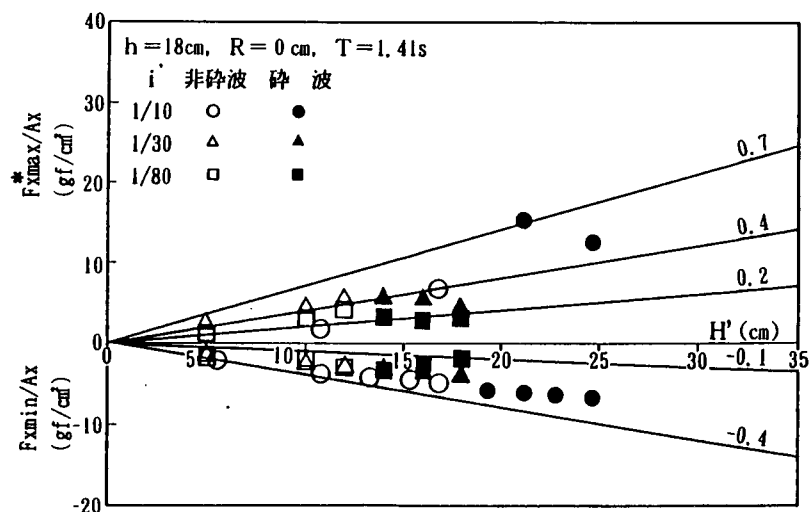
8.4 海底勾配の違いによる波力実験結果の比較

ここでは、海底勾配の違いによる波力の特性を検討するために、前報（建設省土木研究所，1990）の実験結果も含めて、海底勾配 $i=1/10$ 、 $1/30$ 、 $1/80$ の波力実験結果を総合的に比較・考察する。ただし $i=1/10$ の条件では、衝撃波力が発生し $F_{x\max}$ の信頼性は低い（建設省土木研究所，1990）ため、著者らが前報（建設省土木研究所，1990）で提案した滑動実験より得られた W_{CS} 、 μ 、および波力実験より得られた $F_{z\max}$ を用いて、次式より算定した値 $F_{x\max}^*$ を用いた。

$$F_{x\max}^* = \mu (W_{CS} - F_{z\max}) \quad (8.3)$$

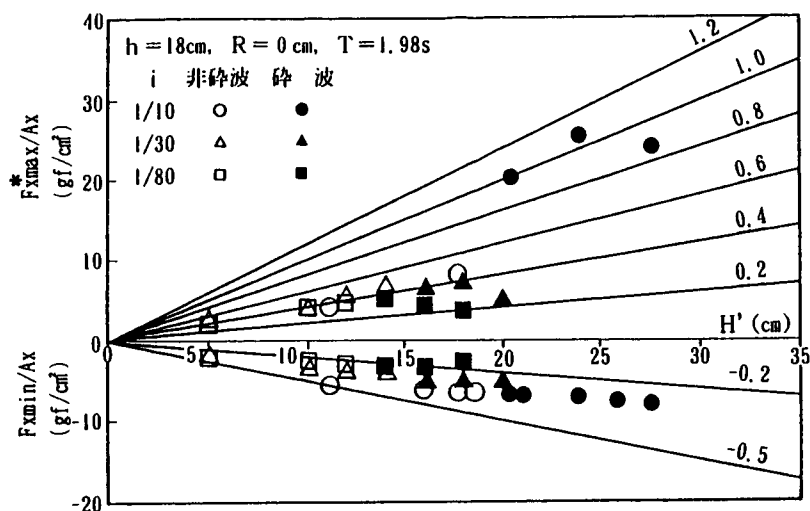
$i=1/30$ 、 $1/80$ に対しては、得られた波力値の信頼性が高いので、 $F_{x\max}^*$ としては前章で述べた W_{CfP} を算定したときの F_x を用いた。 $F_{x\min}$ 、 $F_{z\max}$ 、 $F_{z\min}$ については、いずれの海底勾配でも大きな衝撃波力は発生していないと判断されるので、分力計で得られた波力値をそのまま用いた。

図－8.21～8.23に、 $h=18\text{cm}$ ($R=0\text{cm}$)、 $T=1.41$ 、 1.98 、 2.80s としたときの、海底勾配の違いによる単位面積当りの水平力を比較して示す。まず、非碎波領域では $F_{x\max}^*/A_x$ は海底勾配によらず

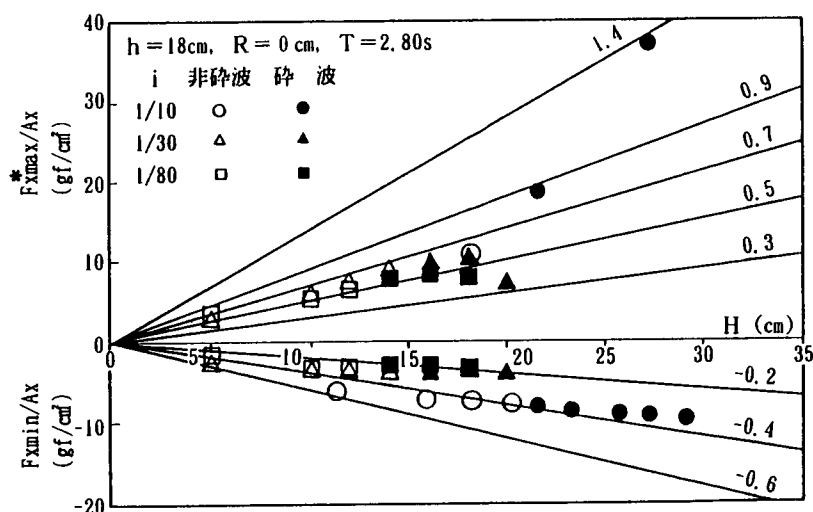


図－8.21 $F_{x\max}^*/A_x$ 、 $F_{x\min}/A_x$ と H' の関係 ($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.41\text{s}$)

ほぼ同じ割合で H' に比例して増加する傾向を示す。碎波領域では、 $i=1/10$ の条件で、その増加の割合が急激に大きくなるのに対し、 $i=1/30$ 、 $1/80$ では逆に緩やかに減少する。波力係数 a の最大値は、 $i=1/10$ では $a=0.7\sim1.4$ となるのに対して、 $i=1/30$ 、 $1/80$ では、たかだか $a=0.2\sim0.7$ 程度となった。同様に、 $h=22\text{cm}$ ($R=4\text{cm}$)、 $T=1.98\text{s}$ の条件における単位面積あたりの水平力と H' の関係を



図－8.22 $F_{x\max}^*/A_x$, $F_{x\min}/A_x$ と H' の関係 ($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)



図－8.23 $F_{x\max}^*/A_x$, $F_{x\min}/A_x$ と H の関係 ($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=2.80\text{s}$)

図－8.24に示す。図－8.22と比較して、 $i=1/10$ の碎波領域に見られた波力の急激な増大は見られない。波力係数は非碎波領域，碎波領域を通して，海底勾配によらず $a=0.2\sim0.6$ となり， $h=18\text{cm}$ ($R=0\text{cm}$) の $i=1/30, 1/80$ の場合とほぼ同様な値となった。一方， $F_{x\min}/A_x$ の値は，図－8.21～8.24を通じて，海底勾配，碎波・非碎波，水深によらず，ほぼ同様な値を示している。

次に，鉛直方向の波力値について述べる。 $h=18\text{cm}$ ($R=0\text{cm}$) とし，周期を3通り ($T=1.41, 1.98, 2.80\text{s}$) 変えたときの単位面積当たりの鉛直力と H' の関係を図－8.25～8.27に示す。 $T=1.98, 2.80\text{s}$ の場合， $i=1/10$ の碎波領域で波力の増大傾向が見られるが， $F_{x\max}^*/A_x$ に見られたほど急激な増加ではない。全体に，非碎波・碎波領域を通して， $F_{z\max}/A_z$ は海底勾配によらず H' に比例して増加する傾向になっており，波力係数は $a=0.2\sim0.5$ 程度である。図－8.28に示した $h=22\text{cm}$ ($R=0\text{cm}$)， $T=1.98\text{s}$

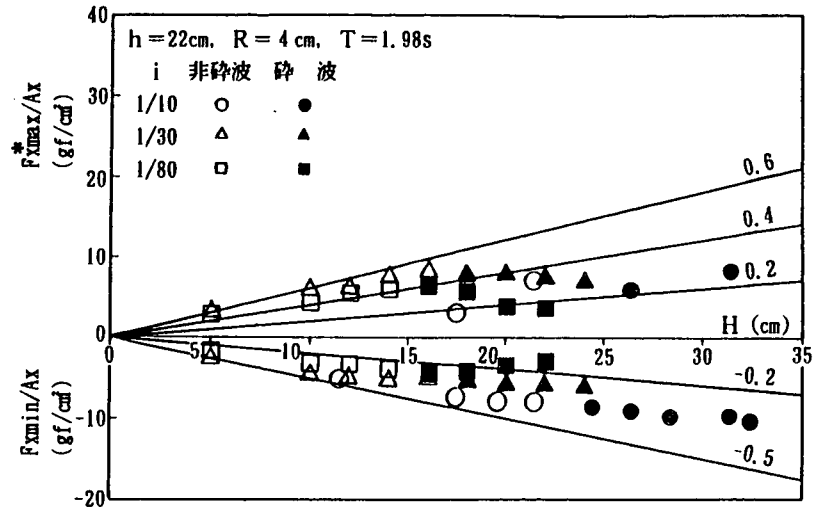


図-8.24 F_{xmax}^*/A_x , F_{xmin}/A_x と H' の関係 ($h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)

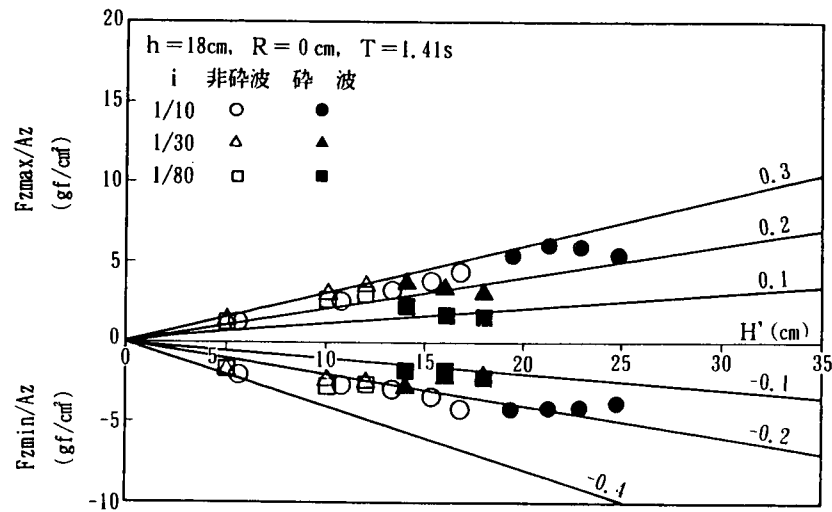


図-8.25 F_{zmax}/A_z , F_{zmin}/A_z と H' の関係 ($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.41\text{s}$)

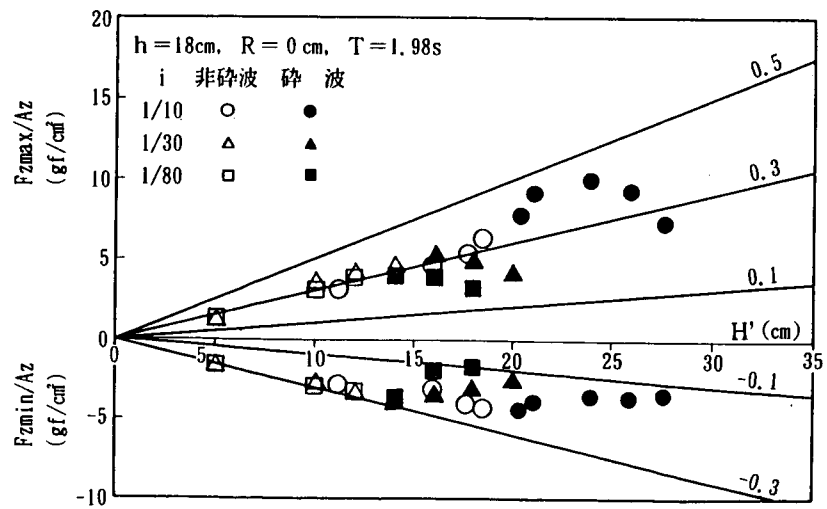
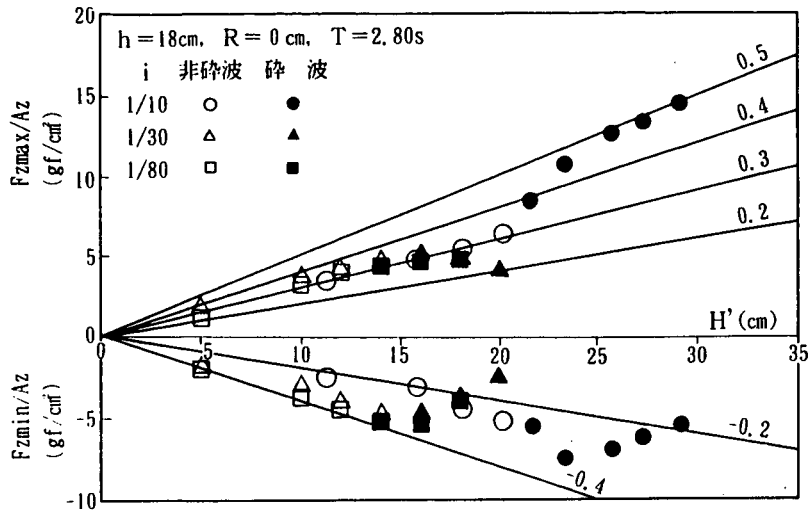
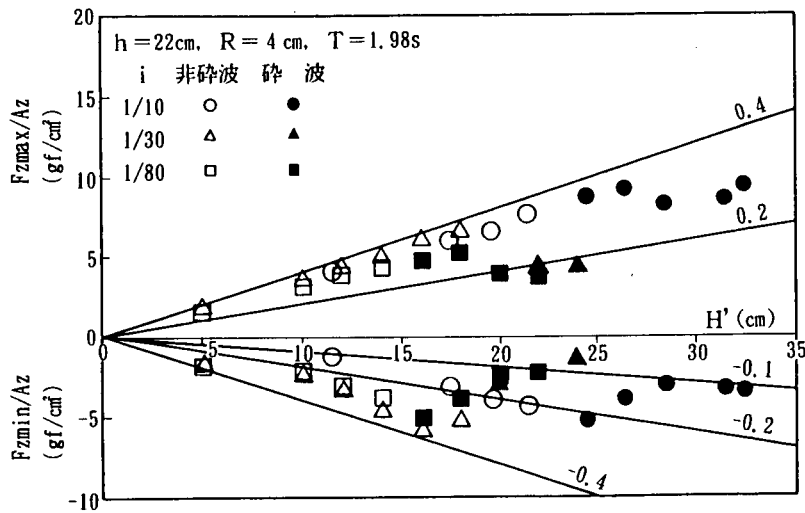


図-8.26 F_{zmax}/A_z , F_{zmin}/A_z と H' の関係 ($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)



図— 8.27 $F_{z\max}/A_z$, $F_{z\min}/A_z$ と H' の関係 ($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $T=2.80\text{s}$)



図— 8.28 $F_{z\max}/A_z$, $F_{z\min}/A_z$ と H' の関係 ($h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$, $T=1.98\text{s}$)

の場合も碎波領域での増加傾向はなく $a=0.2 \sim 0.4$ である。

同様に、 $F_{z\min}/A_z$ も、勾配条件、碎波・非碎波、水深にあまり関係なくほぼ同じ値で、 $a=-(0.1 \sim 0.4)$ である。以上の検討より、SURFの鉛直方向には、立ち上がりの鋭い衝撃波力は作用しにくいことが分かる。

8.5 まとめ

① $i=1/30, 1/80$ の海底勾配では F_x , F_z とともに H' の増加につれて増大し、碎波開始点近傍で最大値をとるようなゆるやかな放物線状の分布となる。また $i=1/30, 1/80$ の波力係数はほぼ同じ値で、その最大値は $F_{x\max}/A_x$ で 1.0, $F_{z\max}/A_z$ で 0.5 である。

② 三分力計を用いた波力実験と滑動実験の結果を比較したところ、両者から求まる滑動限界水中重量

W_c の一致度は高く、 $i=1/30, 1/80$ の条件では立ち上がりの鋭い衝撃波力は発生していないと判断される。

③ 海底勾配の違い ($i=1/10, 1/30, 1/80$) による単位面積当りの波力値を比較した。その結果、 $i = 1/10$ では砕波領域で立ち上がりの鋭い衝撃波力が発生するため、 $F_{x\max}^*/A_x$ の値が急激に増加し、最大値は $a = 0.7 \sim 1.4$ となるのに対して、 $i=1/30, 1/80$ ではたかだか $0.2 \sim 0.7$ 程度となった。

参 考 文 献

建設省土木研究所河川部海岸研究室 (1988) : 海域制御構造物に関する共同研究報告書 (7), 土木研究所資料, No. 2661, pp. 45~72.

建設省土木研究所河川部海岸研究室ほか (1990) : 海域制御構造物に関する共同研究報告書 (11), 共同研究報告書, 第46号, pp. 107~128.

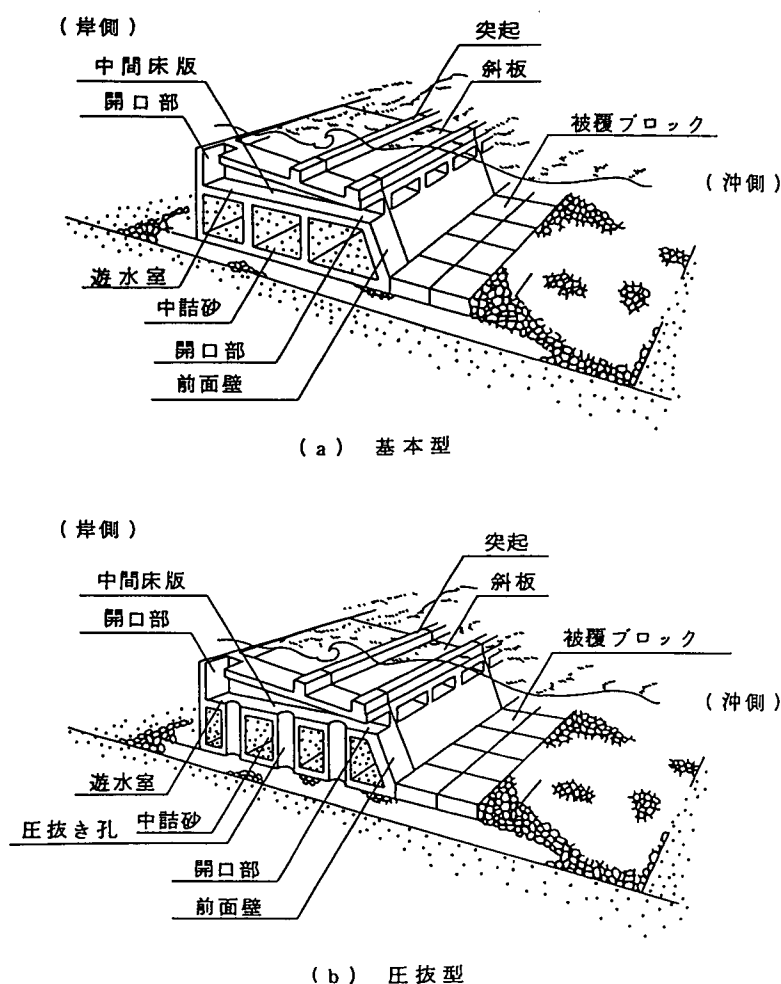
第 9 章 斜板消波潜堤（SURF）の揚圧力低減孔
の効果に関する実験

建設省土木研究所海岸研究室	室 長	宇 多 高 明
		小 俣 篤
大 成 建 設 (株)	土木本部土木設計部	茗ヶ原 義 彦
		勝 井 秀 博
	技術本部技術研究所	石 野 和 男
		東 江 隆 夫
		上 野 成 三
		佐 藤 明 美
		大 谷 英 夫
		湊 隆 次 郎
(株) 間 組	土木本部海洋土木部	本 田 陽 一
		沖 政 和
	技術本部技術研究所	斉 藤 栄 一
		蜷 川 洋 二
東 急 建 設 (株)	施工本部土木技術部	原 幸 一
		渡 会 英 明
		加 藤 雅 也



9.1 まえがき

斜板消波潜堤（SURF）は、外洋に面した海岸において静穏域を創出するための海域制御構造物の一形式である。筆者らは、SURFに作用する波力を低減させる構造形式について検討するために、海底勾配1/10の条件の下で波力実験を実施した（建設省土木研究所，1988）。この実験で求めたSURFの基本型は、堤体前面壁を傾斜させてあり（図－9.1(a)参照）、堤体に作用する水平力の一部を鉛直下向きの力に変えることにより鉛直上向きの力を低減させることができる。その後、このタイプに関して波力・滑動実験を行い、作用波力を調べるとともに、設計波力を提案した（建設省土木研究所，1990）。しかし、このタイプでは、海底勾配が1/10のとき衝撃砕波力が作用すると中詰め砂だけでは安定を保てないことが判明した。そこで、基本型よりも滑動限界水中重量を低減させることのできる圧抜き孔設置型の堤体（以下、圧抜型。図－9.1(b)参照）を考えた。



図－9.1 斜板消波潜堤（SURF）の模式図

ところで、前報（建設省土木研究所，1988）で述べた揚圧力の低減構造に関する実験では、ある限られた条件のもとでの滑動限界水中重量の低減効果が検討されたにすぎず、SURFの堤体重量を低減さ

せる上で必要とされる圧抜き孔の最適な直径と配置に関する検討は十分ではなかった。

そこで本研究では、まず圧抜き孔の揚圧力低減効果を滑動実験で再検討し、次に、圧抜き孔の最適な直径と配置を求めるための波圧・波力・滑動実験を行った。波圧実験では堤体の底面波圧を測定し、圧抜き孔の配置と直径の選択が及ぼす揚圧力低減効果を比較した。次いで波力実験では最大水平力、最大鉛直力を測定して滑動限界水中重量を算出し、それらを基本型の結果と比較した。さらに滑動実験により波圧・波力実験の結果を補足し、圧抜き孔の最適な直径と配置を選定した。また、実機を想定した圧抜き型の堤体模型を用いて、消波実験、部材波圧実験および滑動実験を行い、圧抜き型の重量低減効果を確認するとともに設計のための基礎資料を収集した。

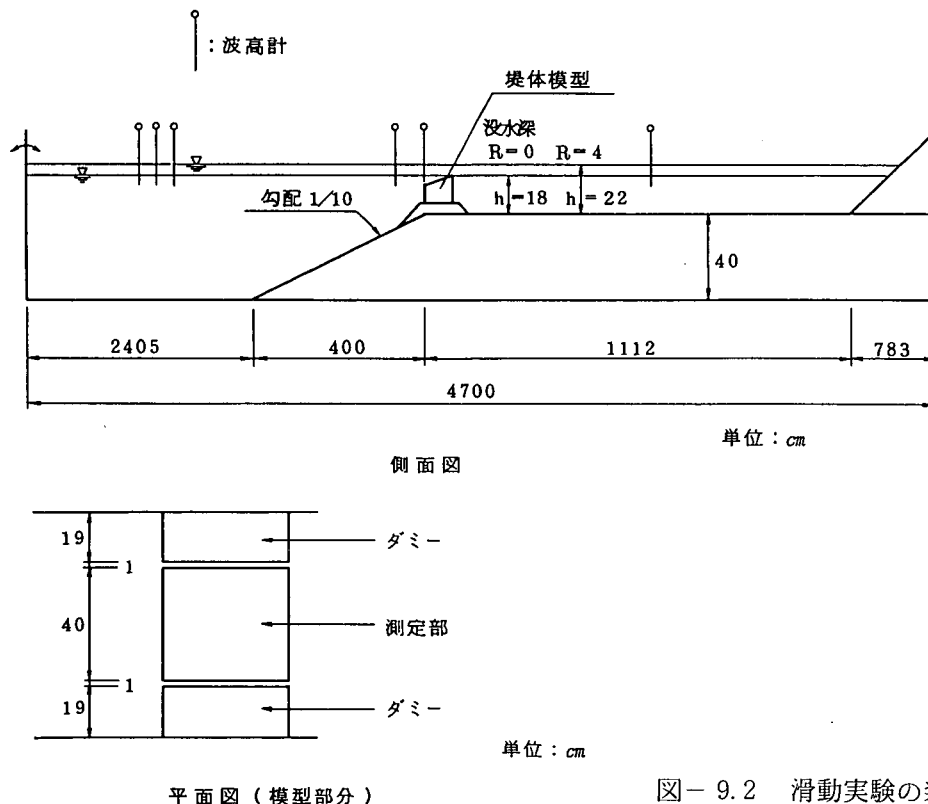
9.2 圧抜き孔の効果確認のための滑動実験

圧抜き孔に関する前報（建設省土木研究所，1988）の検討では、設定潮位が平均海面の場合のみに限られていた。これでは現地条件とかなりの相違がある。そこで本研究では潮位を新たに2通り変えて実験を試みる。

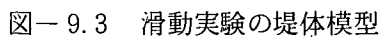
9.2.1 実験方法

(1) 実験装置

実験は、基本型の実験（建設省土木研究所，1990）と同様に大成建設(株)技術研究所の二次元造波水路（47m×0.8m×1.6m，フラップ式吸収型造波装置）で行った。水路には、1/10勾配の一樣斜面と捨石マウンドを設けた水平床があり、その上に模型を設置した（図－9.2 参照）。



図－9.2 滑動実験の装置



実験条件を表－9.1に示す。堤体設置水深 h は、
 没水深 $R = 0\text{ cm}$ ， 4 cm を想定し， $h = 18\text{ cm}$ ， 22 cm
 とした。周期 T は $R/h = 0.0$ で3通り， $R/h = 0.182$ で2通り選定した。仮想通過波高 H' は，
 $H' = 17\text{ cm}$ と 21 cm の2通り設定した。ここに $H' = 17\text{ cm}$ の波高では堤体に作用する波は非碎波で
 あり， $H' = 21\text{ cm}$ の波高では碎波となる。

堤体のモルタル製底板と捨石の間での静止摩擦
 係数は水中水平載荷試験によって測定した。これ
 によると，堤体模型のモルタル製底板に対する静
 止摩擦係数 μ は， 0.58 と算定された。

(2) 滑動実験の方法

造波開始後4波目から10波分の変位量を時系列データとしてビデオトラッカーで測定することにより
 滑動量を求めた。滑動量は，基本型（建設省土木研究所，1990）と同様に，中間値（10波中の大きい方
 から5番目の値）を採用した。

9.2.2 実験結果

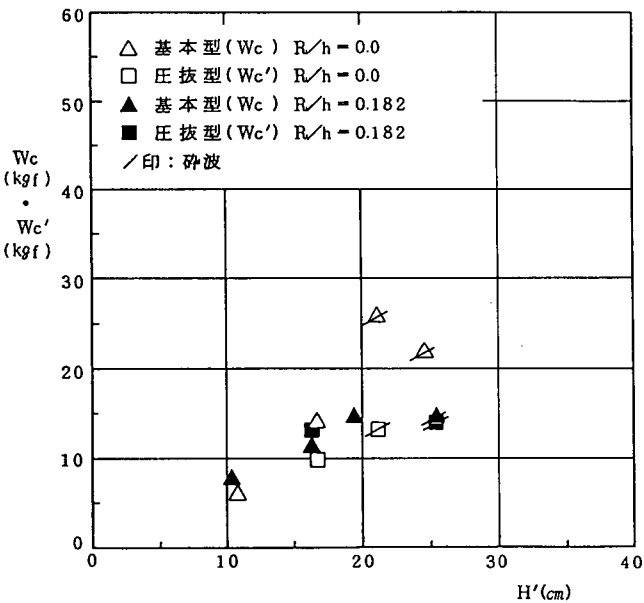
(1) 作用波の形態と圧抜き孔の効果の関係

周期 $T = 1.41\text{ s}$ ， 1.98 s の場合における滑動限界
 水中重量 W_c と，仮想通過波高 H' の関係をそれぞ
 れ図－9.4，9.5に示す。図中の記号は， $\triangle$ ：基
 本型 W_c ($R/h = 0.0$)， $\square$ ：圧抜型 W_c' ($R/h = 0.0$)
 $\blacktriangle$ ：基本型 W_c ($R/h = 0.182$)， $\blacksquare$ ：圧抜型 W_c'
 ($R/h = 0.182$)である。また，碎波が作用する
 場合は斜線記号を付けて区別してある。

まず， $R/h = 0.0$ （白抜き記号）に着目すると，
 周期 $T = 1.41\text{ s}$ で非碎波（仮想通過波高 $H' = 16.8\text{ cm}$ ）
 の場合， W_c' は W_c に比べ約30％，碎波（ $H' = 21.2\text{ cm}$ ）
 の時は約50％低減している。また図－9.5に示す周期 $T = 1.98\text{ s}$ の場合も非碎波（ $H' = 17.7\text{ cm}$ ）
 の時は約25％，碎波（ $H' = 20.4\text{ cm}$ ）
 時には約40％の低減をみている。一方， $R/h = 0.182$
 （黒塗り記号）に着目すると，周期 $T = 1.41\text{ s}$ と
 1.98 s の場合とも碎波の場合は $W_c = W_c'$ ，非碎波

表－9.1 滑動実験の条件

水 深 h (cm)	周期 T (s)	仮 想 通 過 波 高 H' (cm)		
18 〔没水深〕 〔R = 0cm〕	1.41	16.8	21.2	
	1.70	17.7	21.0	
	1.98	17.7	20.4	
22 (R = 4cm)	1.41	16.4	25.5	
	1.98	17.4	21.4	26.4



図－9.4 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波
 高 H' の関係（ $h = 18\text{ cm}$ ， $R = 0\text{ cm}$ ，
 $T = 1.41\text{ s}$ ）

の場合は $W_c < W_c'$ となる。

次に、全周期の場合について、水深波長比 (h/L_o) ごとの滑動限界水中重量比 (W_c'/W_c) と仮想通過波高水深比 (H'/h) の関係を求め、結果を図-9.6に示す。ここに、(a)が $R/h = 0.0$, (b)が 0.182 である。図中の記号 ($\circ$, $\triangle$, $\square$) はそれぞれ周期 $T = 1.41s, 1.70s, 1.98s$ のケースを意味する。 $R/h = 0.0$ の場合、 W_c と比較して W_c' は $H'/h \approx 0.95$ で約26%, $H'/h \approx 1.15$ で約42%小さくなるが、 $R/h = 0.182$ の場合、 $H'/h \approx 0.75$ では $W_c'/W_c > 1.0$, $H'/h \approx 1.20$ では $W_c'/W_c \approx 1.0$ となって滑動重量の著しい低下は見られない。

(2) 潮位変化を考慮した場合における基本型に対する圧抜型の滑動限界水中重量の比較

SURFの堤体重量を設計する場合には、潮位変動を考慮しなければならない。図-9.4, 9.5によれば、非砕波の場合 $R/h = 0.0$ では $W_c' < W_c$ であるが、 $R/h = 0.182$ の条件では $W_c < W_c'$ となり、圧抜型の方が基本型の場合よりも滑動限界水中重量が大きくなってしまふ。すなわち、 $R/h = 0.182$ の条件のみで見ると圧抜き孔による滑動重量の低減効果はないことになる。しかし、 $R/h = 0.0$ と 0.182 の場合を別々に考慮するのではなしに、ほぼ同じ波浪条件のもとで $R/h = 0.0$ と 0.182 のデータを全体として見れば、常に $W_c' < W_c$ が成立する。すなわち、潮位変動を考慮しても滑動重量の低減効果は依然として存在する。そこで圧抜き孔の効果を定量的に評価し易くするために、次式で示される重量比 γ を定義し、その結果を表-9.2に示す。ここに、波高には換算沖波波高 H_o' を用い、また $\max(a, b)$ は、 a, b のいずれか大きな値を示す。

$$\gamma = \frac{\max(W_{c'R/h=0.0}, W_{c'R/h=0.182})}{\max(W_{cR/h=0.0}, W_{cR/h=0.182})} \quad (9.1)$$

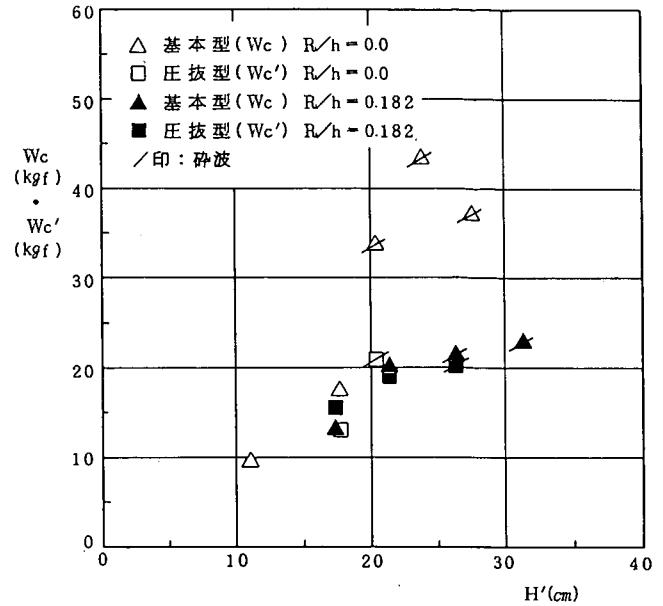


図-9.5 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係 ($h=18cm, R=0cm, T=1.98s$)

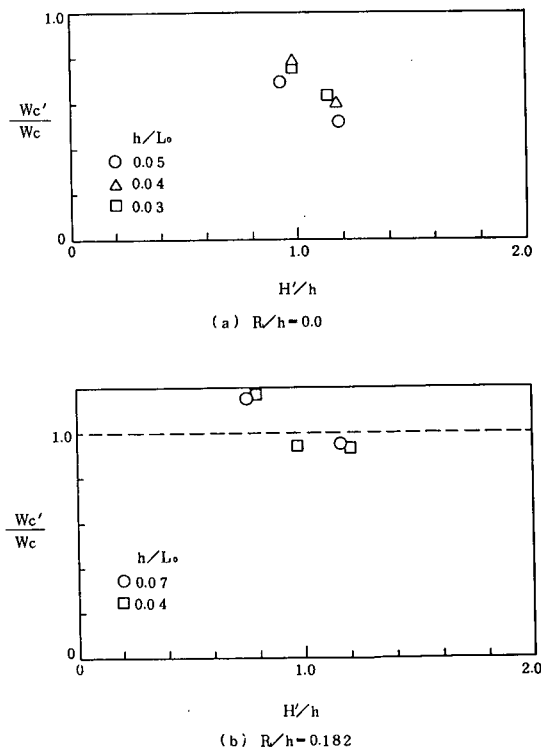


図-9.6 滑動限界水中重量比 W_c'/W_c と仮想通過波高水深比 H'/h の関係

γ は、ほぼ同じ波浪条件のもとでの圧抜き型と基本型の滑動限界水中重量比（＝圧抜き型の最大値 / 基本型の最大値）であって、潮位の違いも考慮されている。表－9.2より、 W_c' は W_c に比べ非砕波の場合約10％、砕波の場合約40％の低減効果があることが分かる。

以上の結果より、圧抜き孔の効果は堤体に衝撃砕波が作用するような場合に特に大きいと言える。基本型で中詰めに砂のみを用いた場合、海底勾配 1 / 10 で長周期の衝撃的な波が作用する条件下では SURF の滑動安定を保つことができなかった。しかしこのような波浪条件でも、圧抜き孔を設けることによって堤体重量が約40％低減でき、中詰め砂だけでも SURF の安定を保つことが可能となる。

表－9.2 基本型と圧抜き型の滑動限界水中重量の比較

周 期 T (s)	水 深 h (cm)	没水深 R (cm)	換算沖波波高 H _o ' (cm)	圧 抜 型 W _c ' (kgf)	基 本 型 W _c (kgf)	γ
1.41	18.0	0.0	15.3 (非砕波)	9.85	$\frac{14.2}{\vee}$	0.92
	22.0	4.0	16.2 (非砕波)	$\frac{13.1}{\vee}$	11.4	
	18.0	0.0	18.2 (砕 波)	13.26	$\frac{26.0}{\vee}$	0.54
	22.0	4.0	24.4 (砕 波)	$\frac{14.0}{\vee}$	14.8	
1.98	18.0	0.0	13.2 (非砕波)	13.24	$\frac{17.7}{\vee}$	0.88
	22.0	4.0	13.6 (非砕波)	$\frac{15.66}{\vee}$	13.4	
	18.0	0.0	16.0 (砕 波)	$\frac{21.04}{\vee}$	$\frac{34.0}{\vee}$	0.62
	22.0	4.0	21.1 (砕 波)	20.32	21.8	

$$\gamma = \frac{\max(W_{c' R/h=0.0}, W_{c' R/h=0.182})}{\max(W_{c R/h=0.0}, W_{c R/h=0.182})}$$

$\frac{\quad}{\vee}$ は、ほぼ同じ沖波で潮位を変えた場合の最大値

9.3 圧抜き孔の最適な直径と配置の選定実験

ここでは、圧抜き孔の最適な直径と配置を選定するために実施した、波圧実験、波力実験、滑動実験の内容をそれぞれ9.3.1節、9.3.2節、9.3.3節にとりまとめる。

9.3.1 波圧実験

(1) 実験装置および実験方法

実験は、大成建設(株)技術研究所の二次元造波水路を用いて行った(図-9.7参照)。堤体模型は斜

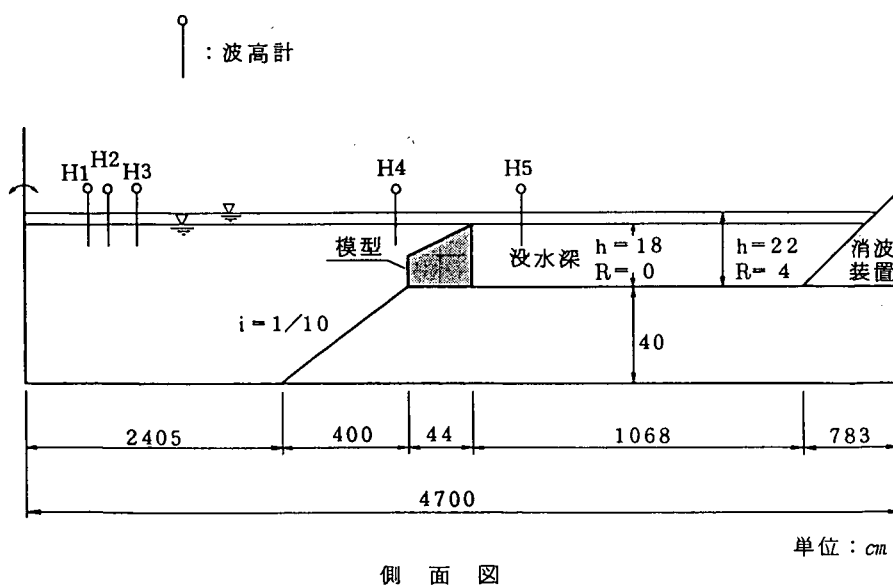
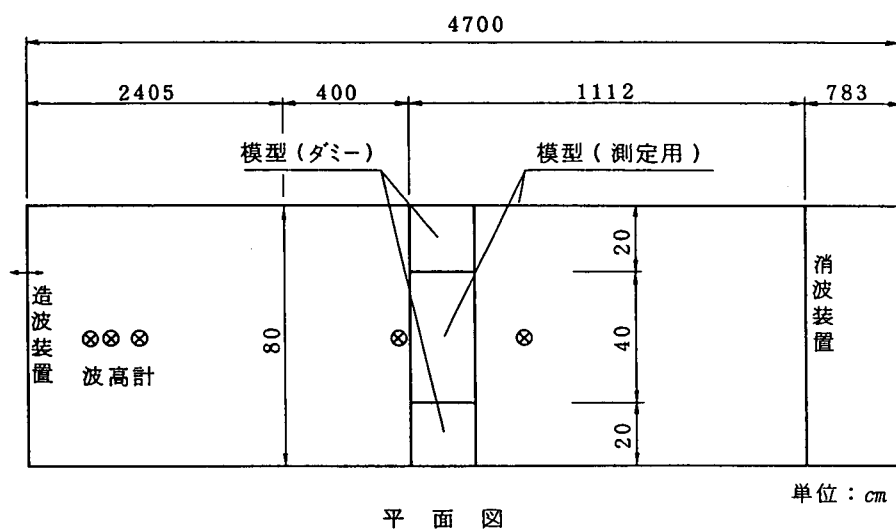
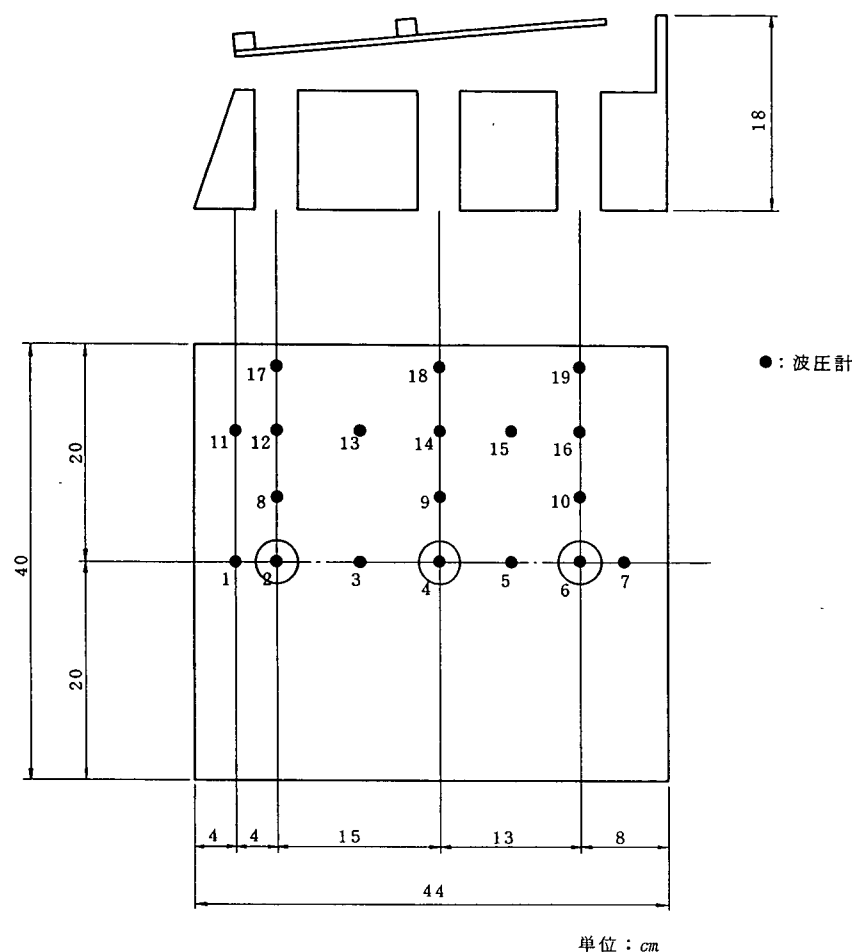


図-9.7 波圧実験の装置

面ののり肩を沖側端とし、水平床上に設置した。

SURFの底面に作用する波圧は、図－9.8 に示す位置に19台の波圧計を設置して測定した。波圧計



図－9.8 波圧実験の堤体模型

の配置に際しては、底面の波圧の平面分布へ及ぼす圧抜き孔の影響を検討できるよう配慮した。波圧計は、部材表面と波圧計の受圧面が同一になるよう、部材の中に埋め込んだ。波圧計のデータは、データレコーダに収録し、アナログデータをA/D変換器によってサンプリング周波数 100 Hz でデジタルデータに変換した。

実験条件を表－9.3 に示す。堤体設置水深 h は $h = 18\text{cm}$ 、 22cm とした。周期 T は $T = 1.98\text{s}$ とし、仮想通過波高 H' は堤体に作用する波が非碎波 ($H' \leq 17\text{cm}$) と碎波 ($H' > 20\text{cm}$) の波を選定した。

圧抜き孔の配置は、図－9.9 に示すタイプ 1 ～ 4 のようである。圧抜き孔の直径は、各タイプ毎に $\phi = 20\text{mm}$ 、 30mm 、 40mm の 3 種類変化させた。

表－9.3 最適配置実験の波浪条件

水深 h (cm)	周期 T (s)	仮想通過波高 H' (cm)
18 (没水深 $R=0\text{cm}$)	1.98	17.7 20.4
22 ($R=4\text{cm}$)	1.98	17.4 26.4

(2) 実験結果

① 圧抜き孔を設けた場合における底面の圧力波形の特徴

タイプ1で $\phi=40\text{mm}$ とした場合の、基本型、圧抜型における底面の波圧波形の測定記録を図-9.10に示す。基本型は底面の波圧波形が同位相であるのに対し、圧抜型は波形に位相差がある。すなわち、圧抜型では各波圧の最大値が同時刻に発生せず、そのため底面の揚圧力を積分した鉛直上向きの力は基本型に比べて小さくなる。本実験では、堤体の沖側での波圧（11番の波圧計）が最大となる時刻の波圧値を用いてデータをまとめた。

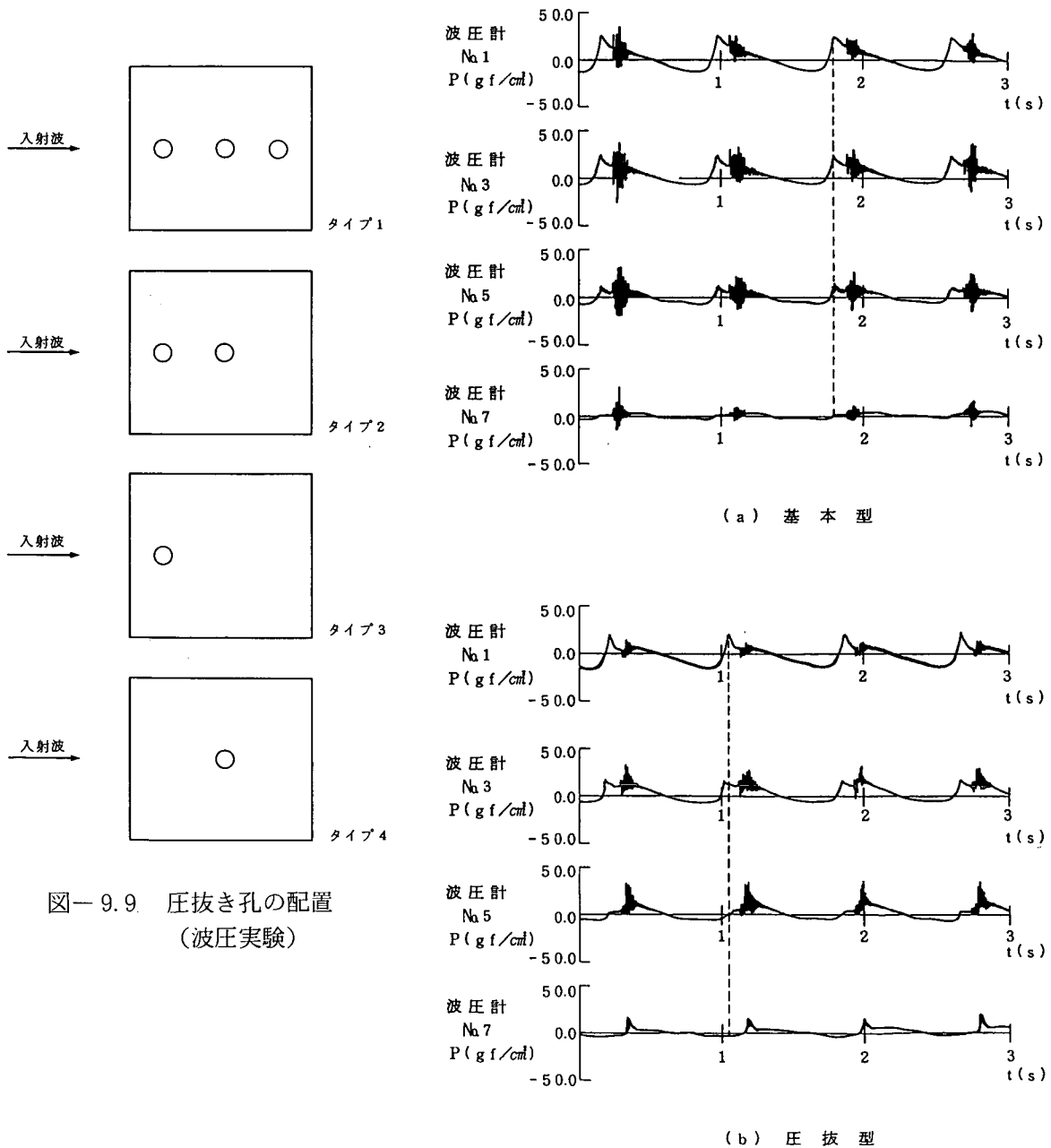


図-9.9 圧抜き孔の配置
(波圧実験)

図-9.10 底面の波圧の測定記録 ($\phi=40\text{mm}$,
 $h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$, $H'=17.7\text{cm}$)

② 圧抜き孔の配置と揚圧力分布の関係

圧抜き孔の直径が $\phi = 40\text{mm}$ の場合に関し、 R と H' の組み合わせを変えたときの堤体に上向きに作用する波圧（揚圧力）の岸沖分布を図-9.11～9.14に示す。各図とも上から順にタイプ1、2、3、4、および基本型の波圧分布である。図中の実線、点線は、それぞれ堤体の中央線上（波圧計No.1～7）、中央から沿岸方向に12cm離れた線上（波圧計No.11～16）の波圧の岸沖分布を示す。

まず、基本型の波圧分布に着目する。いずれの図においても実線と点線はほぼ同様な三角形分布を示す。また、圧抜型のタイプ1に着目すると、基本型よりも三角形の面積が小さく、堤体中央より岸側で圧力の低減が著しい。また、タイプ3は沖側の圧抜き孔の揚圧力低減効果が小さいこと、タイプ4は中

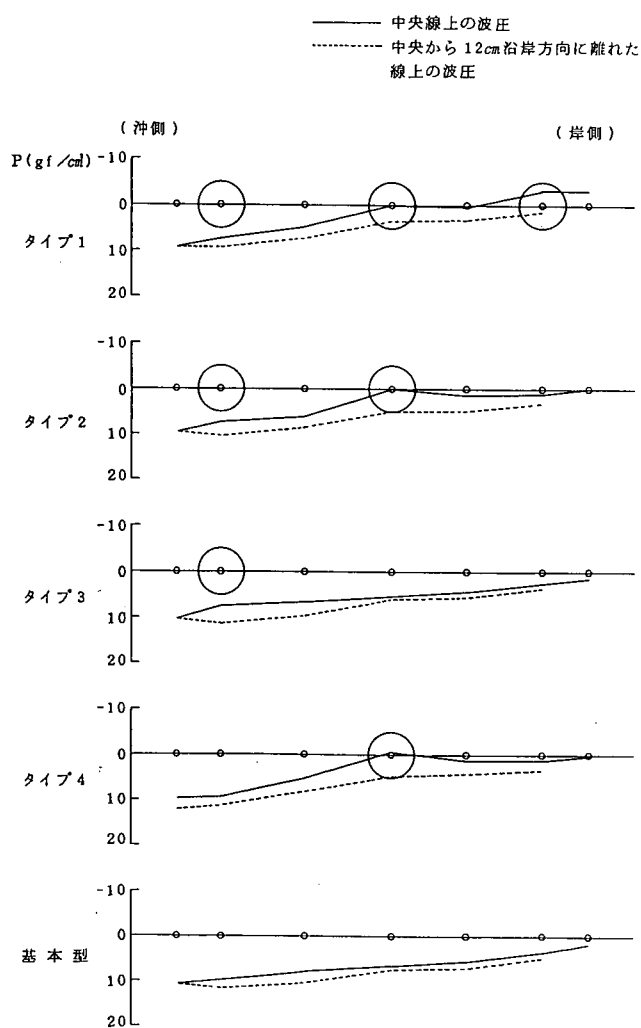


図-9.11 波圧の岸沖方向分布の比較
($\phi = 40\text{mm}$, $h = 18\text{cm}$,
 $R = 0\text{cm}$, $H' = 17.7\text{cm}$)

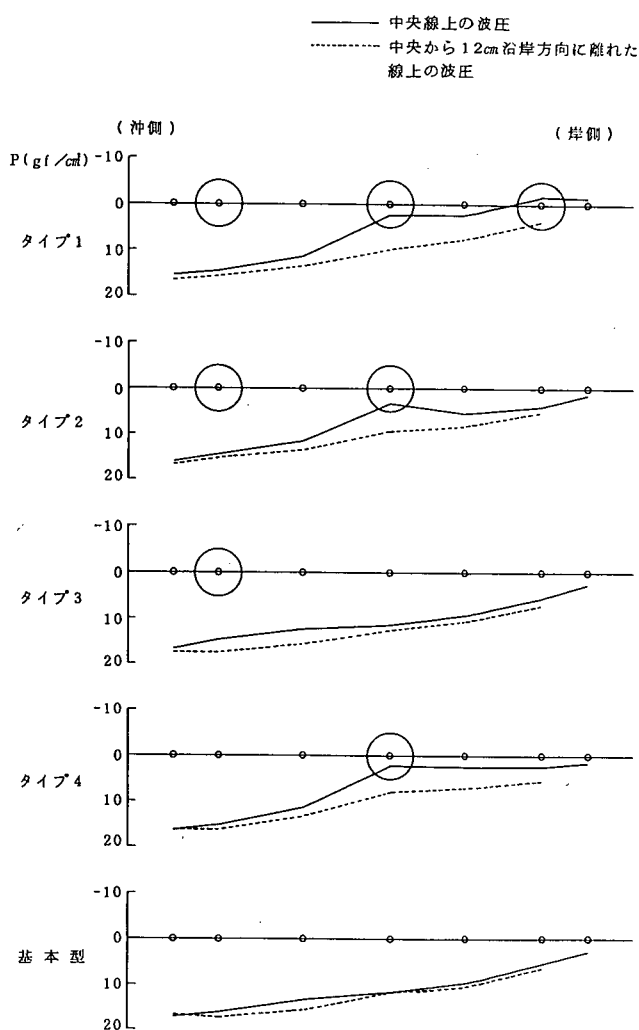
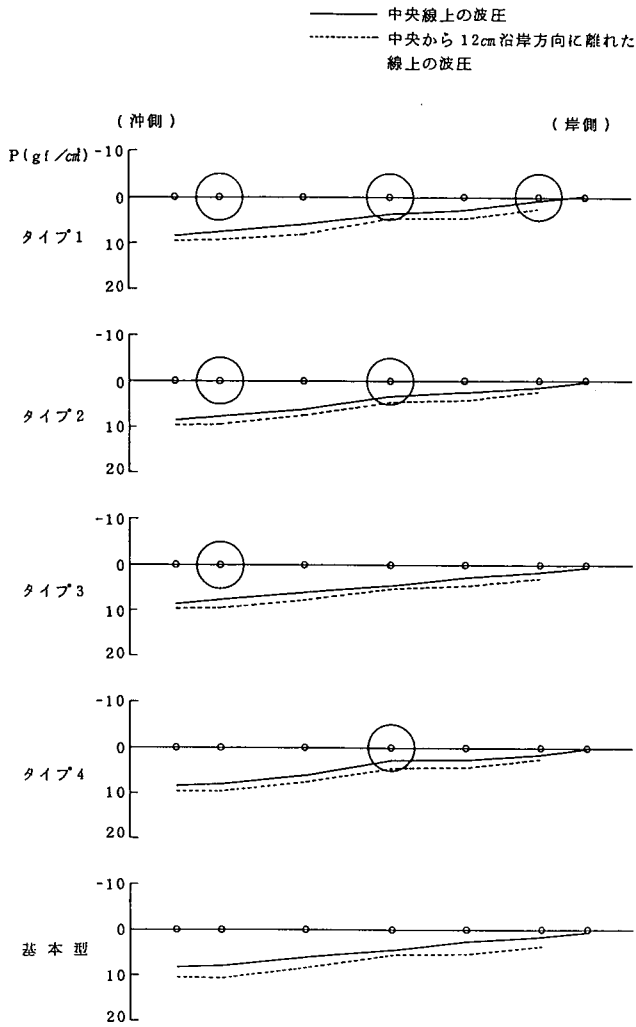
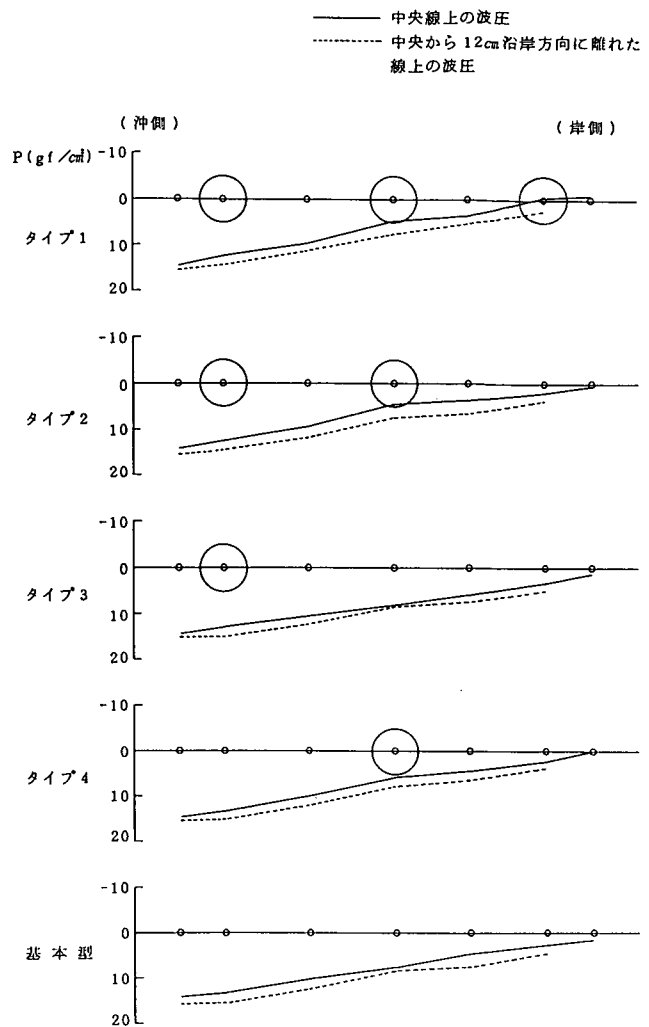


図-9.12 波圧の岸沖方向分布の比較
($\phi = 40\text{mm}$, $h = 18\text{cm}$,
 $R = 0\text{cm}$, $H' = 20.4\text{cm}$)



図－ 9.13 波圧の岸沖方向分布の比較
 $(\phi = 40\text{mm}, h = 22\text{cm},$
 $R = 4\text{cm}, H' = 17.4\text{cm})$

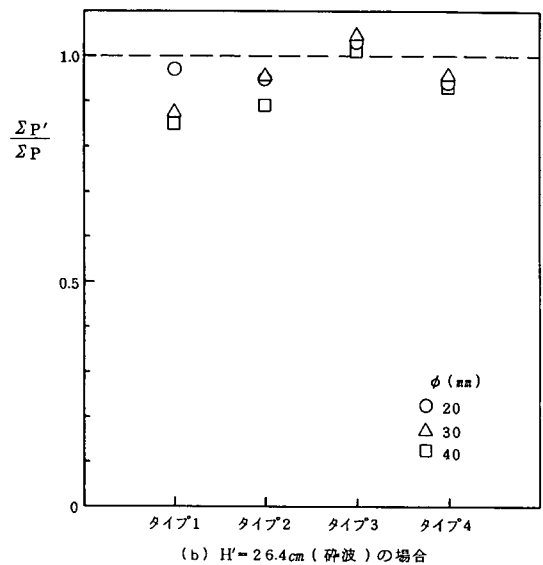
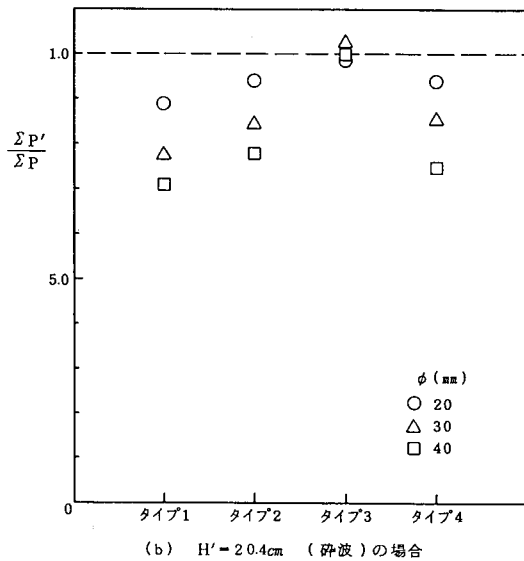
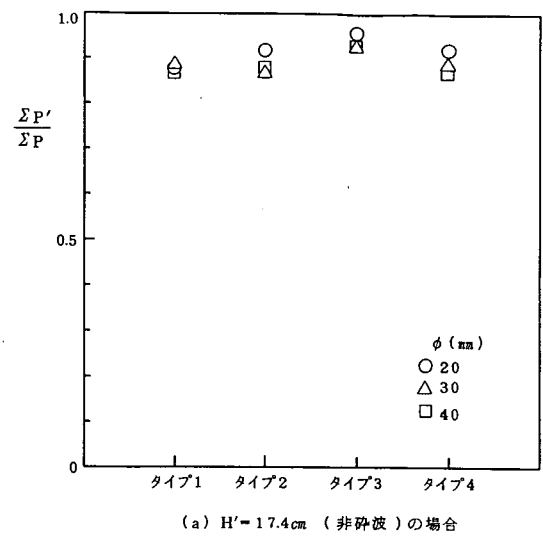
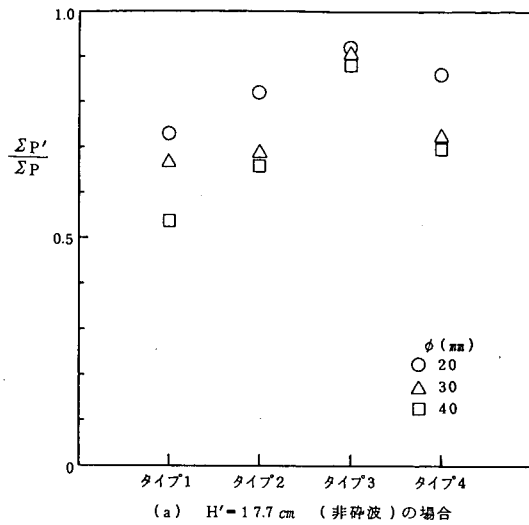


図－ 9.14 波圧の岸沖方向分布の比較
 $(\phi = 40\text{mm}, h = 22\text{cm},$
 $R = 4\text{cm}, H' = 26.4\text{cm})$

央の圧抜き孔の効果が大きいことを示す。

さらに各タイプの波圧を沿岸方向で比較すると、いずれの場合も圧抜き孔から12cm離れただけで圧抜き孔の効果が薄れている。このことから、中央より沿岸方向へ離れた地点の波圧に対する圧抜き孔の効果は大きく減少することが分かる。

各タイプにおける底面の波圧積分値と基本型の波圧積分値との比 $(\Sigma P' / \Sigma P)$ を、 $R/h = 0.0, 0.182$ の場合についてそれぞれ図－ 9.15, 9.16 に示す。ここに、波圧の積分値は、同時刻での波圧値を用いて算出した。 $R/h = 0.0$ では、非碎波、碎波の場合ともに、 $\Sigma P' / \Sigma P$ の小さい方から並べると、順にタイプ 1, 2, 4, 3 となる。タイプ 2 とタイプ 4 の差は小さく、またタイプ 3 では碎波時に、 $\Sigma P' / \Sigma P = 1$ となる。一方、タイプ 1, 2 の差は無視できない。したがって岸側の圧抜き孔の効果が重要であることが明らかである。一方、 $R/h = 0.182$ の場合（図－ 9.16 参照）、非碎波時には $\Sigma P' / \Sigma P$ のタイプによる差は小さく、また、非碎波、碎波時ともに $\Sigma P' / \Sigma P > 0.85$ である。すなわち、いずれの圧抜き孔



図— 9.15 波圧積分値比 $\Sigma P'/\Sigma P$ と圧抜き孔の直径と配置の関係
($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

図— 9.16 波圧積分値比 $\Sigma P'/\Sigma P$ と圧抜き孔の直径と配置の関係
($h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$)

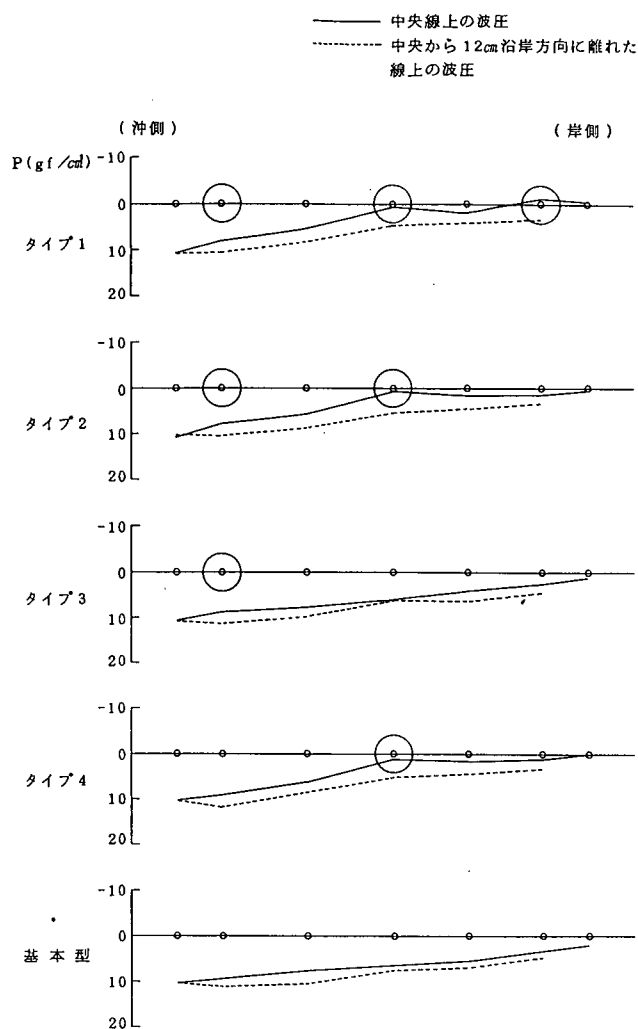
も、 $R/h=0.182$ の場合 $R/h=0.0$ の場合ほど大きな効果は持たない。

③ 圧抜き孔の直径と揚圧力分布の関係

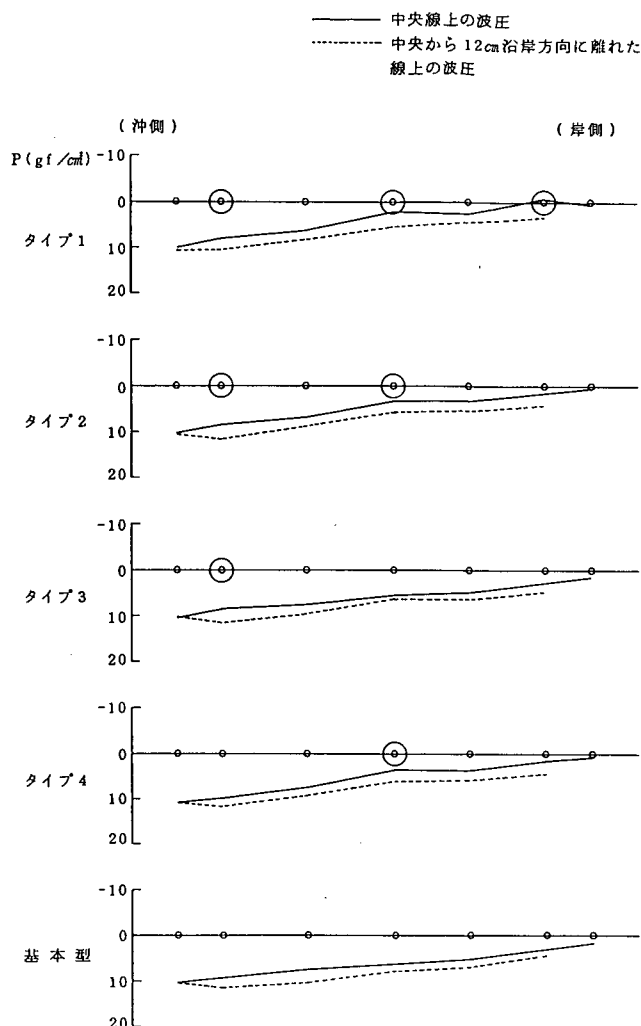
$R/h=0.0$, 仮想通過波高 $H'=17.7\text{cm}$ (非砕波) で、圧抜き孔の直径 $\phi=30\text{mm}$ の場合の圧力 (揚圧力) 分布を図— 9.17 に、直径 $\phi=20\text{mm}$ の場合の圧力分布を図— 9.18 に示す。また、図— 9.15, 9.16 には $\phi=40\text{mm}$ のデータとともに、 $\phi=30\text{mm}$, 20mm の $\Sigma P'/\Sigma P$ の値も併せて示した。まず、図— 9.11, 9.17, 9.18 を比べると、圧抜き孔の直径が小さくなるにつれて、圧抜き孔位置での波圧の減少割合も小さくなる事が分かる。

また、図— 9.15 によれば、 $R/h=0.0$ では非砕波でも砕波でも圧抜き孔の直径が大きくなるにつれて $\Sigma P'/\Sigma P$ は小さくなるが、図— 9.16 では、 $R/h=0.182$ で非砕波の時には、圧抜き孔の直径が $\Sigma P'/\Sigma P$

ΣP の値へ及ぼす影響は小さい。一方、碎波時は、タイプ1で多少圧抜き孔の直径が変化したことによ



図一 9.17 波圧の岸沖方向分布の比較
($\phi = 30\text{mm}$, $h = 18\text{cm}$,
 $R = 0\text{cm}$, $H' = 17.7\text{cm}$)



図一 9.18 波圧の岸沖方向分布の比較
($\phi = 20\text{mm}$, $h = 18\text{cm}$,
 $R = 0\text{cm}$, $H' = 17.7\text{cm}$)

る差がみられるが、他のタイプでは大きな差がない。よって、圧抜き孔の直径が $\Sigma P' / \Sigma P$ に及ぼす影響は、 $R/h = 0.0$ の場合にのみ顕著に表れることが分かる。

結局、沖側の圧抜き孔は圧力低減にそれほど寄与しないこと、中央の圧抜き孔は圧力低減に最も寄与することが見出された。また、圧抜き孔の直径は大きい方が揚圧力低減効果も大きい、圧抜き孔の圧力低減の影響が及ぶ範囲は意外に小さいことも明らかになった。

9.3.2 波力実験

(1) 実験方法

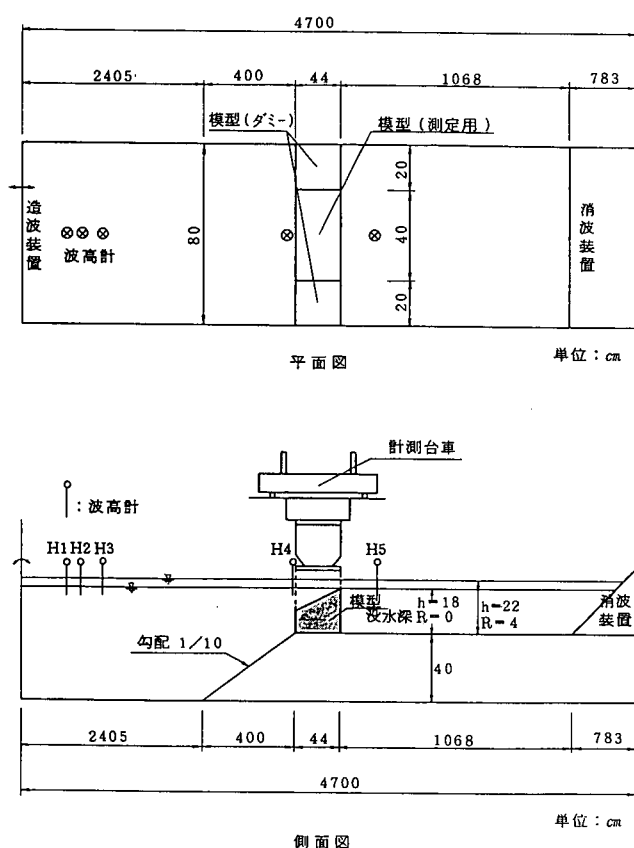
実験は、大成建設(株)技術研究所の二次元造波水路を用いて行った(図一 9.19参照)。堤体模型の寸

法および波浪条件は、波圧実験と同様（図－9.8，表－9.3 参照）である。

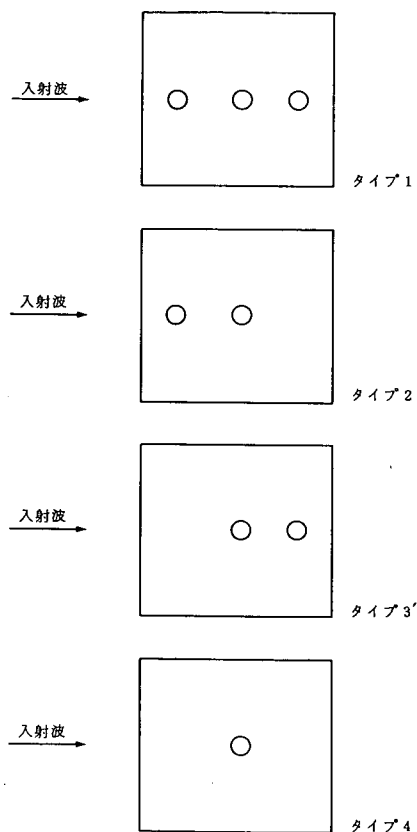
波力実験は基本型と同様の方法（建設省土木研究所，1990）で行った。模型の測定部は，治具を介して模型上部の計測台車上に固定した三分力計に取り付けた。堤体模型の固有振動数が 14.6 Hz であることから，カットオフ周波数は基本型での波力実験時と同じ $f=14\text{Hz}$ を採用した。

測定項目は，沖側水平床部での入射波高 H_i ，堤体設置位置での波高 H ，水平波力 F_x ，鉛直波力 F_z である。

圧抜き孔の配置は波圧実験の結果を考慮して，図－9.20に示す 4 通りとした。波圧実験の結果によれば，中央の圧抜き孔が揚圧力低減効果に最も寄与し，岸側の圧抜き孔の効果も重要である。そこで，図－9.9 のタイプ 3 の代わりにタイプ 3' を選んだ。圧抜き孔の直径は，各タイプ毎に $\phi=20\text{mm}$ ， 30mm ， 40mm の 3 種類である。



図－9.19 波力実験の装置



図－9.20 圧抜き孔の配置
(波力実験)

(2) 実験結果

① 最大鉛直力

堤体に作用する最大鉛直力と，圧抜き孔の直径と配置の関係を $R/h=0.0$ ， 0.182 についてそれぞれ図－9.21，9.22に示す。ここで $F_{z' \max}$ ， $F_{z \max}$ はそれぞれ圧抜型，基本型の最大鉛直力を示す。 $R/h=0.0$ （図－9.21参照）では，圧抜き孔の直径が大きくなるにつれて $F_{z' \max}/F_{z \max}$ は小さくなること，

碎波，非碎波の差は小さく，0.50～0.85となることが分かる。 $F_{z' \max} / F_{z \max}$ が最小となるのはタイプ1で，以下タイプ3'，4，2の順になる。タイプ1とタイプ3'では大差がなく，経済性の面より圧抜き孔の数が少ないタイプ3'が有利であると言える。また $R/h = 0.182$ （図－9.22参照）では，非碎波の場合は $F_{z' \max} / F_{z \max}$ は0.90～1.00，碎波の場合は0.80～0.95である。

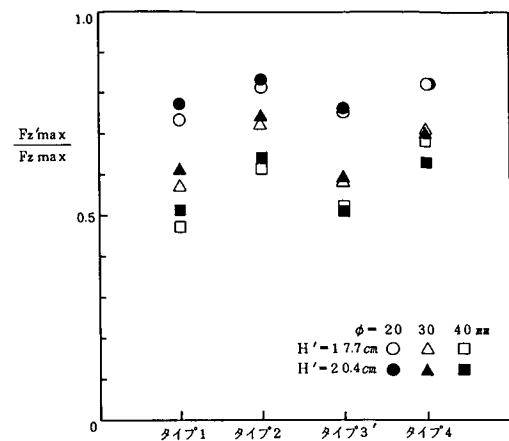
堤体全体に作用する最大鉛直力 $F_{z \max}$ は底面，中床版，斜板の各部材に作用する波力の合計値である。そのため，圧抜き孔により底面の波力が低減されても，斜板等の波力が増加すれば必ずしも最大鉛直力が低減されるとは限らない。そこで，波圧実験の底面の波圧積分値比 $\Sigma P' / \Sigma P$ （図－9.15，9.16参照）と波力実験の最大鉛直力比（ $F_{z' \max} / F_{z \max}$ ）を比較し，底面の波力と最大鉛直力の関係を調べると， $\Sigma P' / \Sigma P$ と $F_{z' \max} / F_{z \max}$ は，ほぼ同様の傾向を示す。このことは，底面に作用する波力が，最大鉛直力に対応していることを意味する。これより，圧抜き孔を設けたことによる斜板等，他の部材への揚圧力増加は少ないと考えられる。

② 波力実験結果から算出した滑動限界水中重量

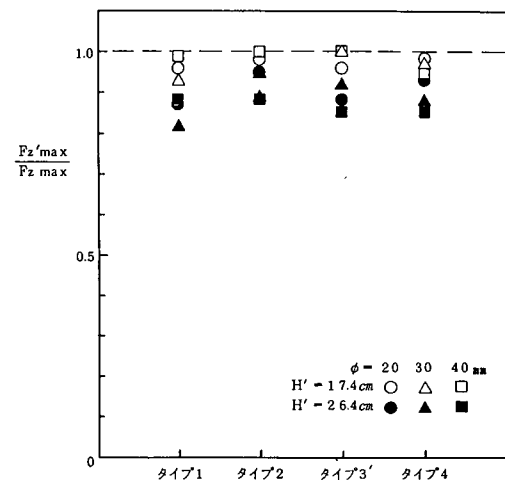
波力実験で得られた $F_{x' \max}$ と $F_{z' \max}$ より求め

た滑動限界水中重量（計算値） $W_{c' \text{cal}}$ を，基本型の滑動限界水中重量（計算値） $W_{c \text{cal}}$ と比較した結果を $R/h = 0.0$ ，0.182 についてそれぞれ図－9.23，9.24に示す。 $R/h = 0.0$ の場合（図－9.23参照）には，非碎波でも碎波でも，タイプ1とタイプ3'が他に比べて揚圧力低減効果に優れている。 $W_{c' \text{cal}} / W_{c \text{cal}}$ の値は0.70～0.90の間に分布し，小さい順にタイプ1とタイプ3'，タイプ2とタイプ4となる。また $W_{c' \text{cal}} / W_{c \text{cal}}$ は直径 $\phi = 40\text{mm}$ の場合が $\phi = 30\text{mm}$ ，20mmの場合よりも小さく，圧抜き孔の直径は明らかに大きいほど良いと言える。一方， $R/h = 0.182$ の場合（図－9.24参照）では，非碎波でも碎波でも，タイプ，圧抜き孔の直径によらず $W_{c' \text{cal}} / W_{c \text{cal}} \approx 1.0$ となる。

圧抜き孔の直径と配置によって $F_{z' \max} / F_{z \max}$ に顕著な差が生じる $R/h = 0.0$ の条件では，タイプ1とタイプ3'がほぼ同程度の揚圧力の低減率になる。波力実験結果からも，中央の圧抜き孔が揚圧力低減に最も寄与することが示された。



図－9.21 最大鉛直力比 $F_{z' \max} / F_{z \max}$ と圧抜き孔の直径と配置の関係（ $h=18\text{cm}$ ， $R=0\text{cm}$ ）



図－9.22 最大鉛直力比 $F_{z' \max} / F_{z \max}$ と圧抜き孔の直径と配置の関係（ $h=22\text{cm}$ ， $R=4\text{cm}$ ）

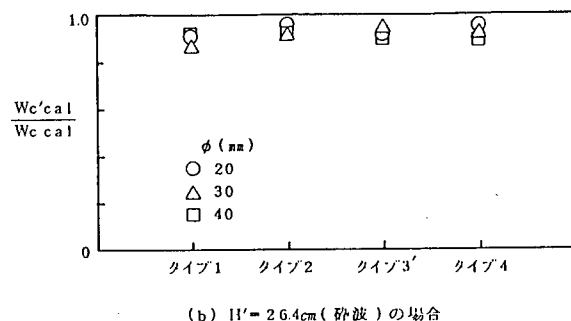
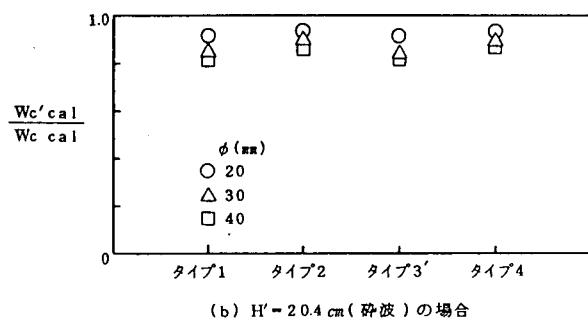
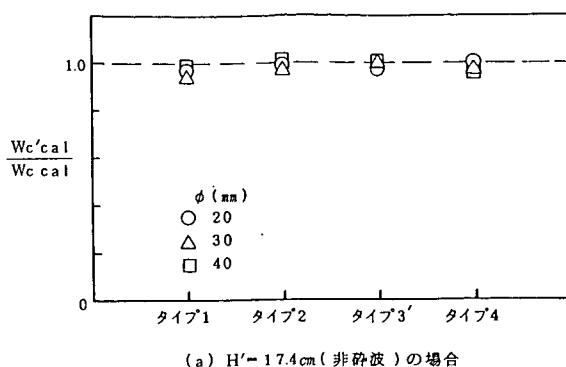
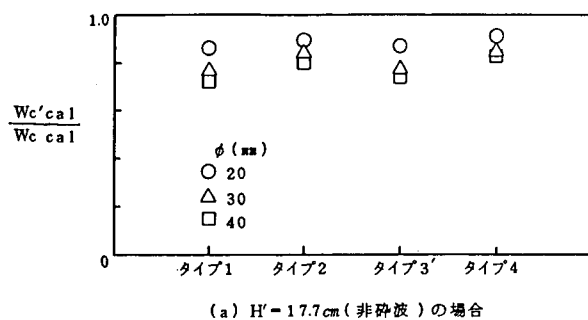


図-9.23 滑動限界水中重量比 Wc'_{cal} / Wc_{cal} と圧抜き孔の直径と配置の関係
($h=18\text{cm}$, $R=0\text{cm}$)

図-9.24 滑動限界水中重量比 Wc'_{cal} / Wc_{cal} と圧抜き孔の直径と配置の関係
($h=22\text{cm}$, $R=4\text{cm}$)

圧抜型の波力実験の結果をまとめると、次のようである。まず、最大鉛直力は圧抜き孔の効果によって $F_{z'_{max}} < F_{z_{max}}$ となる。また、滑動限界水中重量の計算値は、 $R/h=0.0$ で $Wc'_{cal} < Wc_{cal}$ となり、 $R/h=0.182$ で $Wc'_{cal} = Wc_{cal}$ となる。

9.3.3 滑動実験

(1) 実験方法

前述した波圧実験、波力実験は、圧抜き孔の配置による揚圧力低減効果を相対的に比較することを目的とした。そのため、圧抜き孔は堤体の中央の岸沖線上に一行のみ配置した。次に、より実構造物に近い状態で圧抜き孔による堤体重量の低減効果を調べるために滑動実験を行った。ここで、圧抜き孔は実構造物に近い配置を想定し、格子状に配列するよう3つの岸沖線上に配置した(図-9.25参照)。

実験方法、堤体模型は圧抜き孔の効果確認のための滑動実験と同様(図-9.3参照)である。また実験時の波浪条件は、波圧実験と同様(表-9.3参照)である。圧抜き孔の配置は、図-9.25に示すタイプ1 S ~ 3 S のようである。ここで、沖側の圧抜き孔は、中央、岸側と比較して揚圧力低減効果が少ないため、沖側、中央の2列のタイプは実験ケースからはずした。圧抜き孔の直径は $\phi = 40\text{mm}$ とした。

(2) 実験結果

式(9.1)より、潮位変動を考慮して基本型に対する圧抜型の滑動限界水中重量比 γ を求めた(表-9.4参照)。その結果、タイプ3Sの γ は他より多少大きくなること、タイプ1Sとタイプ2Sは大

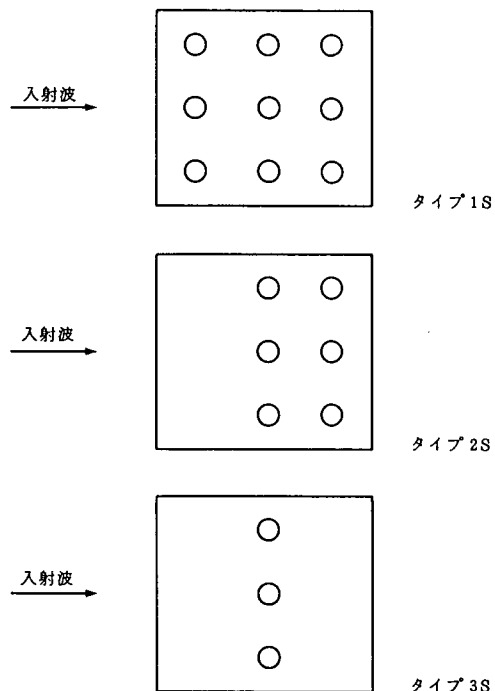


図-9.25 圧抜き孔の配置 (滑動実験)

差がないことが分かった。そこで、検討対象をタイプ1Sとタイプ2Sに絞り、 W_c 、 $W_{c'1}$ 、 $W_{c'2}$ をそれぞれ基本型、タイプ1S、タイプ2Sの滑動限界水中重量とし、それらの関係をまとめた(表-9.5参照、単位：%)ところ、非碎波でも碎波でも、 $W_{c'1}/W_c$ と $W_{c'2}/W_c$ の間に約10%の差があった。

以上の結果をもとに、実機を想定した最適な圧抜き孔の諸元は、沿岸方向の幅40cmの模型に対し、直径 $\phi=40$ mm、中央、岸側の2列(圧抜き孔6個)とした(図-9.26参照)。開口率は4.4%である。

9.4 圧抜型と基本型との比較実験

ここでは9.3節で選定された圧抜型の性能を消

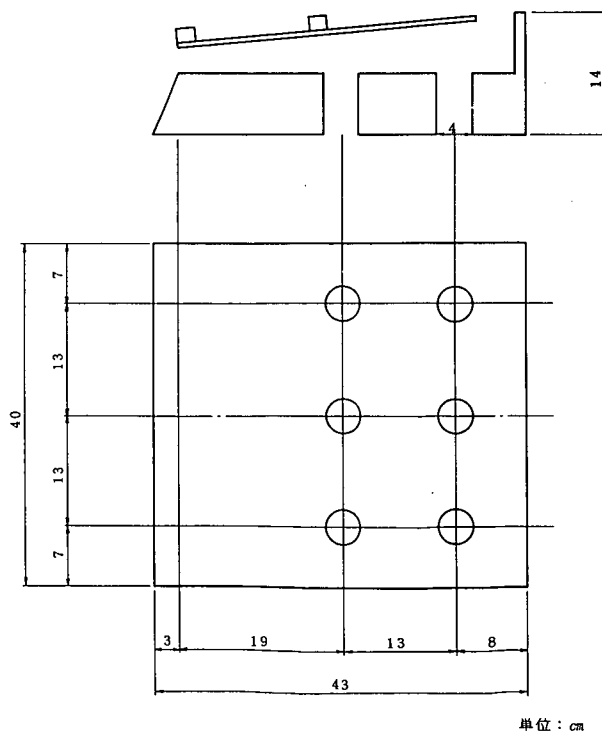
表-9.4 滑動実験の結果

	W_c (kgf)		γ
	$R/h=0.0$	$R/h=0.182$	
基本型	17.7	13.4	
タイプ1S	13.3	14.7	0.83
タイプ2S	12.94	14.79	0.84
タイプ3S	14.46	15.39	0.87

$$\gamma = \frac{\max(W_{c' R/h=0.0}, W_{c' R/h=0.182})}{\max(W_{c R/h=0.0}, W_{c R/h=0.182})}$$

表-9.5 各タイプの滑動限界水中重量の比較

(%)	$W_{c'1}/W_c$	$W_{c'2}/W_c$
非碎波	88	99
碎波	62	72



単位：cm

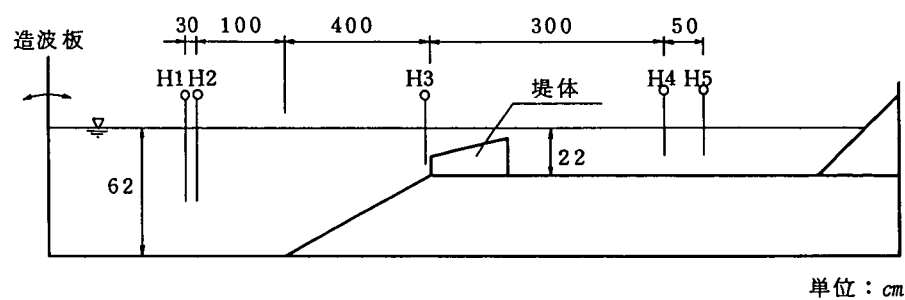
図-9.26 最適諸元の圧抜き孔を設けた堤体模型

波特性，部材波圧，滑動の面より基本型と比較する。それぞれの内容は，9.4.1節，9.4.2節，9.4.3節で述べられる。

9.4.1 消波実験

(1) 実験方法

実験は，大成建設(株)技術研究所の二次元造波水路を用いて行った。波高計は図－9.27に示す位置に設置した。堤体模型の寸法は波圧実験と同様（図－9.8参照）である。圧抜き孔の配置は，図－9.26のとおりである。



図－9.27 消波実験の装置

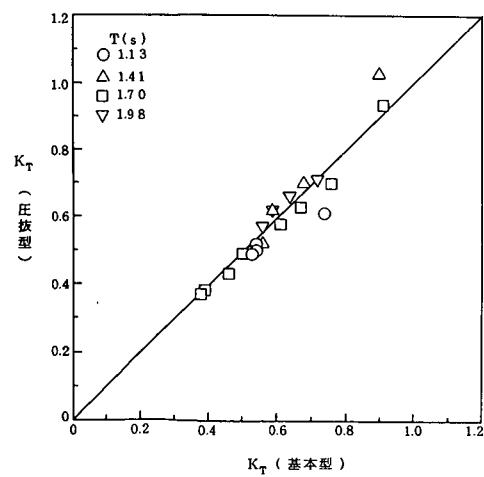
実験条件を表－9.6に示す。水深 h は $h=22\text{cm}$ （没水深 $R=4\text{cm}$ ）とし，周期 T は $T=1.13, 1.41, 1.70, 1.98\text{s}$ の4通りを選定した。入射波高は，堤体を設置していない状態での堤体位置の波高 H_I を用いた。

表－9.6 消波実験の条件

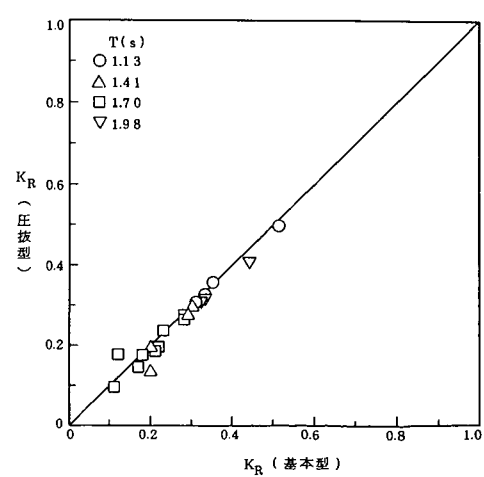
水 深 h (cm)	周 期 T (s)	堤体位置での堤体非設置時の波高 H_I (cm)
22 〔没水深 $R=4\text{cm}$ 〕	1.13	2 , 4 , 6 , 8
	1.41	2 , 4 , 6 , 8
	1.70	2 , 4 , 6 , 8 , 12, 16, 20, 24, 28
	1.98	2 , 4 , 6 , 8

(2) 実験結果

基本型と圧抜型の透過率 K_T ，反射率 K_R をそれぞれ図－9.28，9.29に示



図－9.28 透過率 K_T の比較（ $R/h=0.182$ ）



図－9.29 反射率 K_R の比較（ $R/h=0.182$ ）

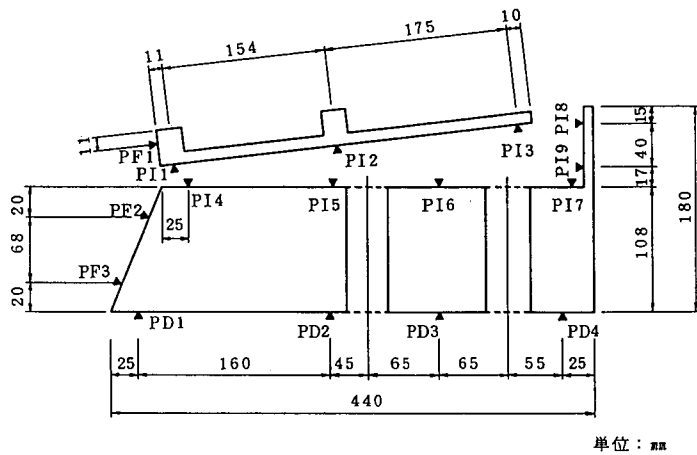
す。図－ 9.28によれば、圧抜型と基本型の透過率はほとんど等しい。また図－ 9.29より反射率についても同様のことが言える。

以上の結果より、SURFに圧抜き孔を設けても消波性能は基本型と変わらないことが確認できた。よって、圧抜型の消波機能設計には、広範囲の波浪条件でのデータの蓄積のある基本型の消波特性を用いることができる。

9.4.2 部材波圧実験

(1) 実験方法

実験は、大成建設(株)技術研究所の二次元造波水路を用いて行った(図－ 9.7 参照)。SURFに作用する波圧は、図－ 9.30に示す位置に16台の波圧計を設置して測定した。実験方法は、圧抜き孔の最適諸元を求めた波圧実験(9.3.1 節参照)と同様である。



図－ 9.30 部材波圧実験の堤体模型

部材波力の測定点は、アルファベット 2 文字と数字を用いて表す。1 文字目は波圧計 P (Pressure)，2 文字目は堤体の部材を表している。部材は、前面壁を F (Forward)，遊水室内を I (Inside)，底版を D (Down) とした。3 文字目は測定点の位置を表し、下向きまたは波の進行方向に数字が大きくなるように番号をつけた。

実験条件を表－ 9.7 に示す。堤体設置水深 h は $h=18\text{cm}$ ， 22cm を想定した。周期 T は $T=1.13$ ， 1.41 ， 1.70 ， 1.98s ，仮想通過波高 H' は、堤体に作用する波が非碎波から碎波の波の中より広範囲に選定した。

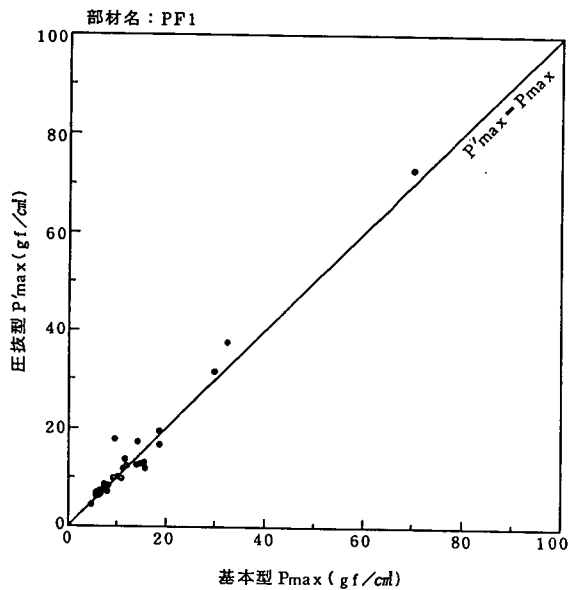
表－ 9.7 部材波圧実験の条件

水深 h (cm)	周期 T (s)	仮想通過波高 H' (cm)
18 (没水深 R=0cm)	1.13	10, 14, 18, 22
	1.41	10, 14, 18, 22
	1.70	10, 14, 18, 22, 26
	1.98	10, 14, 18, 22, 26
22 (R=4cm)	1.13	10, 14, 18, 22
	1.41	10, 14, 18, 22, 26
	1.70	10, 18, 22, 26
	1.98	10, 18, 22, 26, 30

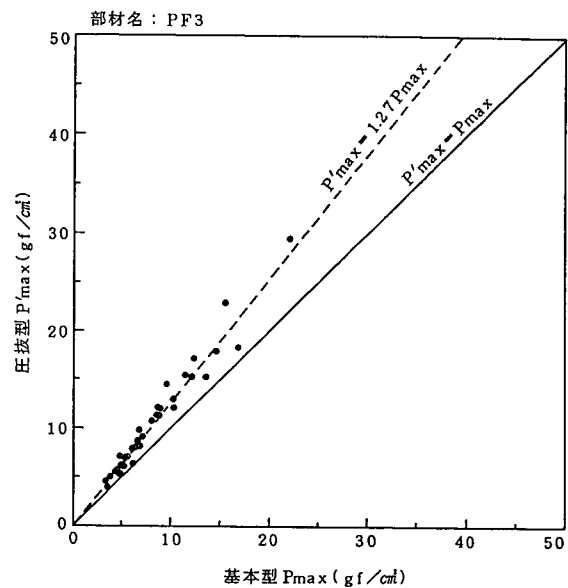
(2) 実験結果

① 基本型と圧抜型の各波圧値の比較

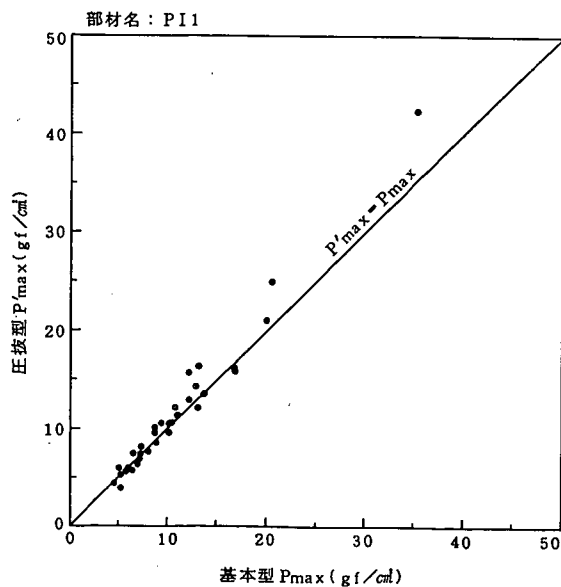
基本型と圧抜型の部材波圧値を各々の部材ごとに図－9.31～9.41において比較する。図－9.31, 9.32は前面壁, 図－9.33, 9.34は遊水室内の斜板, 図－9.35, 9.36は中間床版, 図－9.37, 9.38は遊水室内の背面壁, 図－9.39～9.41は底版に関する結果である。 P_{max} , P'_{max} はそれぞれ基本型, 圧抜型の最大波圧値である。図－9.32よりPF3（前面壁下側）では圧抜型の部材波圧値が基本型の1.27倍に, 図－9.35よりPI4（中間床版沖側）では1.25倍になることが分かる。前面壁と遊水室内のそれ以外の測定点では基本型と圧抜型の部材波圧はほぼ同じである。



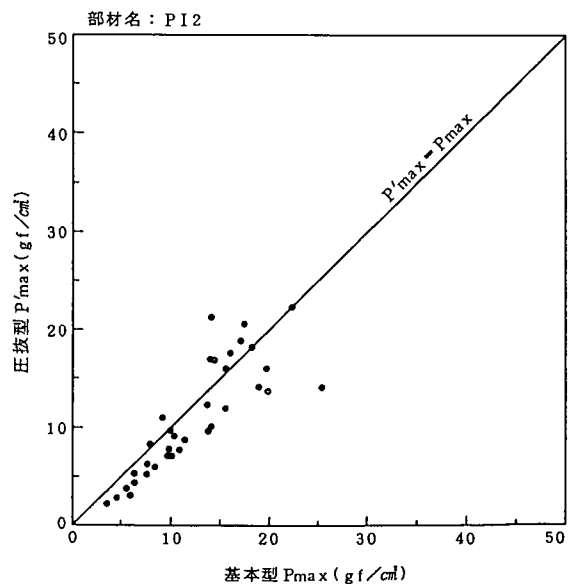
図－9.31 前面壁上側（PF1）の波圧の比較



図－9.32 前面壁下側（PF3）の波圧の比較



図－9.33 遊水室内の斜板沖側（PI1）の波圧の比較



図－9.34 遊水室内の斜板中央（PI2）の波圧の比較

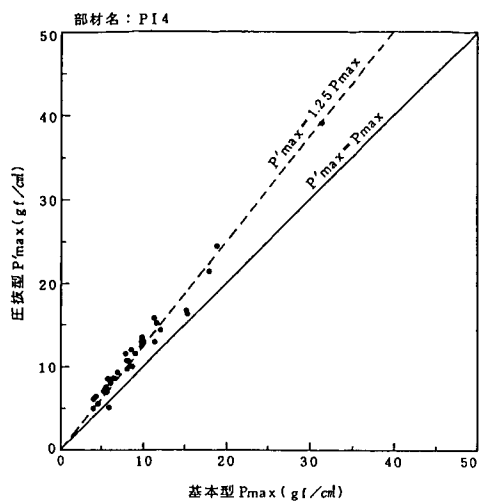


図-9.35 中間床版沖側 (PI4) の波圧の比較

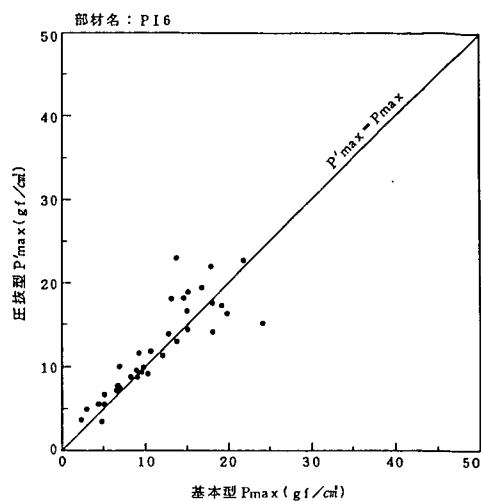


図-9.36 中間床版中央 (PI6) の波圧の比較

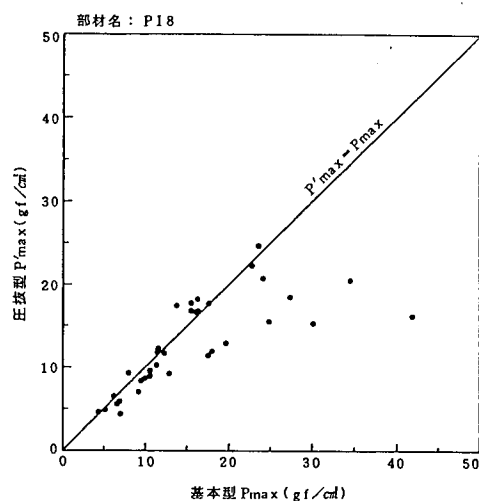


図-9.37 遊水室内の背面壁上側 (PI8) の波圧の比較

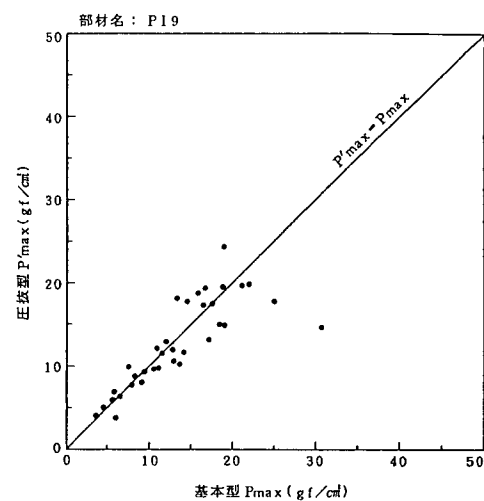


図-9.38 遊水室内の背面壁下側 (PI9) の波圧の比較

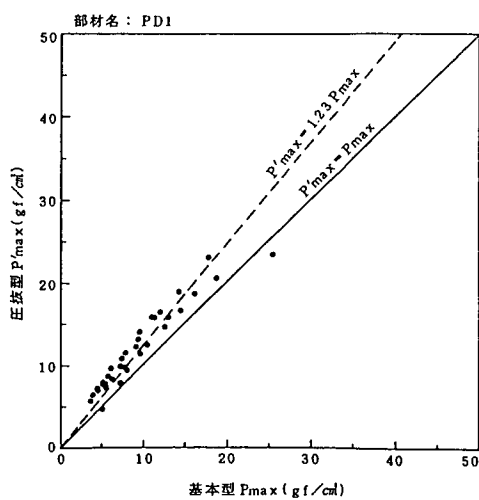


図-9.39 底版沖側 (PD1) の波圧の比較

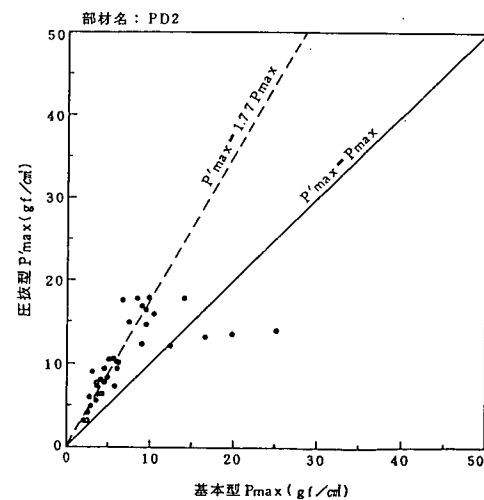
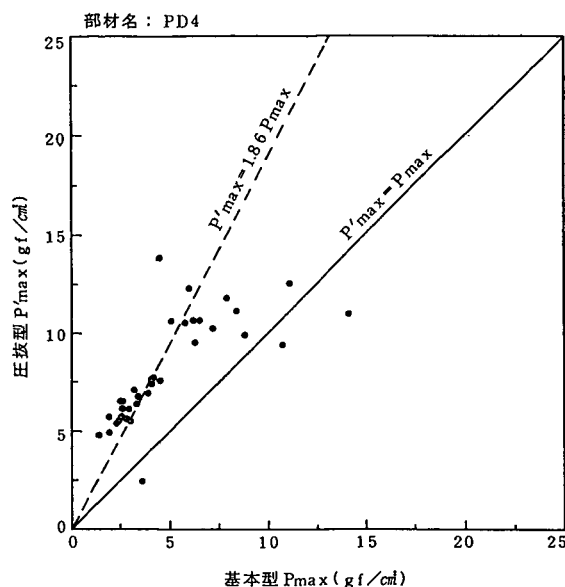


図-9.40 底版中央 (PD2) の波圧の比較

一方、底版については図－9.39～9.41より、PD 1, PD 2, PD 4でそれぞれ基本型の1.23, 1.77, 1.86倍になり、圧抜型では揚圧力が低減されるにもかかわらず、底面の部材波圧が基本型より増大する。この理由は、最適配置を求める波圧実験で示したように（図－9.10参照）、圧抜型の底面の波圧波形には位相差があるためである。揚圧力は同位相の波圧より定まるため、圧抜型の揚圧力は基本型より小さくなるが、部材波圧にはそれぞれの波圧値の最大値をとるため、圧抜型の部材波圧は基本型のそれと比較して小さくなる訳ではない。

② 圧抜型の部材の概略設計に用いる波圧

部材の概略設計には、以下の値を用いれば良い。
基本型の場合より波圧の増大する前面壁、中間床版、底版は、基本型の波圧値を割増しすることとする。このとき、他の部材は基本型と同じとする。前面壁の設計波圧は、水面に近いPF 2の波圧値で決定され、PF 2は、基本型と圧抜型ではほぼ同じである。よって、前面壁の設計波圧には基本型と同じ波圧値を用いれば良い。中間床版の設計波圧は、PI 4で決定されるため、圧抜型は基本型の1.25倍の波圧値を採用する。底版はPD 1の波圧値で決定されるため、圧抜型は基本型の1.23倍の波圧値を採用する。



図－9.41 底版岸側（PD 4）の波圧の比較

9.4.3 滑動実験

(1) 実験方法

実験方法は、圧抜き孔の効果確認のための滑動実験と同様である。表－9.8に実験条件を示す。周期Tは、現地の堤体設置水深 $h_p=10\text{m}$ を対象とした場合、 $T=1.13, 1.41, 1.70, 1.98\text{s}$ 、現地の堤体設置水深 $h_p=5\text{m}$ を対象とした場合、 $T=1.70, 1.98, 2.40, 2.80\text{s}$ の4種類ずつを設定した。仮想通過波高は、堤体に作用する波が非砕波から砕波の波の中で広範囲に選定した。堤体設置水深 h の設定は、 $R/h=0.0$ （ $h=18\text{cm}$ 、没水深 $R=0\text{cm}$ ）と $R/h=0.182$ （ $h=22\text{cm}$ 、 $R=4\text{cm}$ ）とした。実験諸元と現地諸元の対比を表－9.9に示す。

(2) 実験結果

図－9.42～9.47に周期別の滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係を示す。砕波が作用する場合は斜線記号を付けて区別してある。最適配置を求める波力実験、滑動実験（9.3節参照）で述べたように、圧抜型での滑動限界水中重量は、 $R/h=0.0$ で、砕波時に低減率が大きく、30～40%となる。しかし、非砕波時または $R/h=0.182$ の時の低減率は小さい。

周期 $T=1.41\text{s}$ （図－9.43参照）では、 $R/h=0.0$ で非砕波の場合、 W_c' は W_c に比べて約30%、砕波

表－ 9.8 滑動実験の条件

海底勾配 i	水深 h (cm)	周期 T (s)	仮想通過波高 H' (cm)
1/10	18 (没水深 R=0cm)	1.13	10.2, 15.2, 19.6
		1.41	10.8, 16.8, 21.2, 24.7
		1.70	11.0, 17.7, 21.0, 24.9,
		1.98	11.1, 17.7, 20.4, 23.9, 27.6
		2.40	18.2, 21.7, 25.6
		2.80	18.1, 21.6, 27.2
	22 (R=4cm)	1.13	12.4, 16.3, 22.6
		1.41	10.4, 16.4, 19.5, 25.5
		1.70	11.0, 19.5, 21.5, 28.3
		1.98	17.4, 21.4
		2.40	18.0, 21.8, 24.3
		2.80	18.0, 23.0, 26.6
1/30	18 (R=0cm)	1.98	10.0, 14.0, 20.0, 22.0
	22 (R=4cm)	1.98	10.0, 14.0, 20.0, 22.0

表－ 9.9 実験諸元と現地諸元

諸元	実験 (cm)	現地 (m)	
		現地設置水深 $h_p = 10m$ 実験縮尺 $s = 1/50$	現地設置水深 $h_p = 5m$ 実験縮尺 $s = 1/25$
水深 ()内は 没水深	18 (0)	9(0)	4.5(0)
	22 (4)	11(2)	5.5(1)
周期 (s)	1.13	8.0	
	1.41	10.0	
	1.70	12.0	8.5
	1.98	14.0	9.9
	2.40		12.0
	2.80		14.0

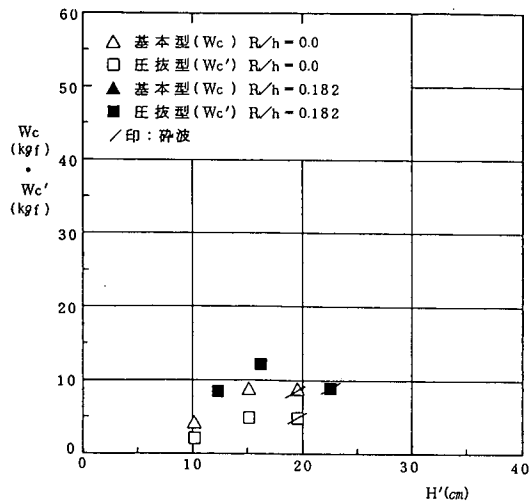


図-9.42 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係 ($T = 1.13$ s)

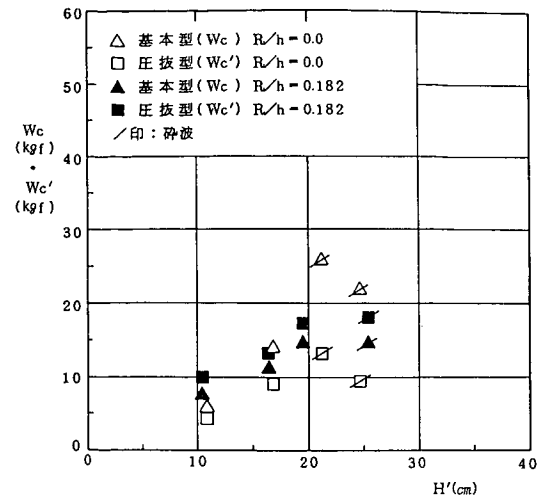


図-9.43 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係 ($T = 1.41$ s)

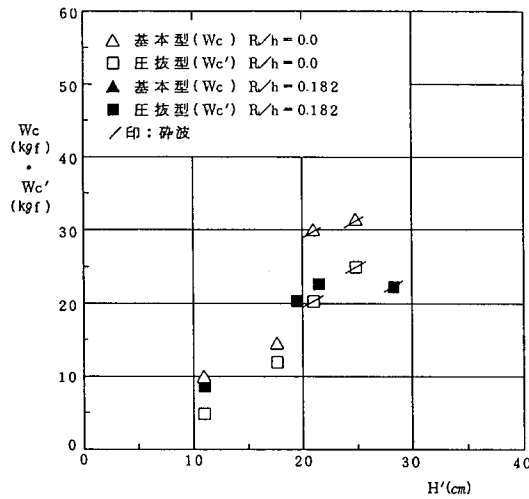


図-9.44 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係 ($T = 1.70$ s)

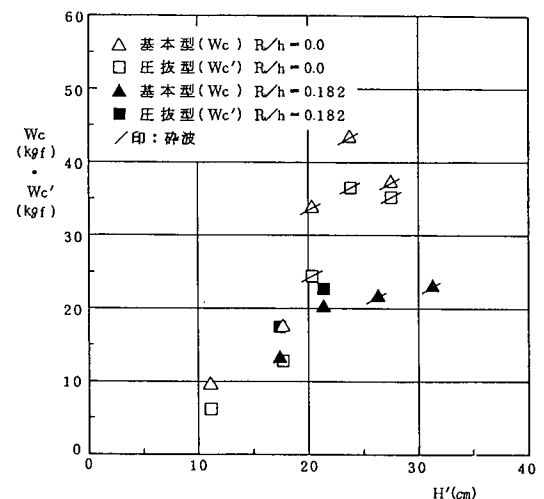


図-9.45 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係 ($T = 1.98$ s)

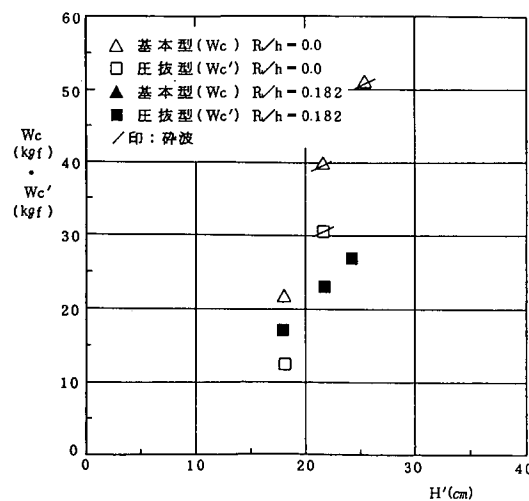


図-9.46 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係 ($T = 2.40$ s)

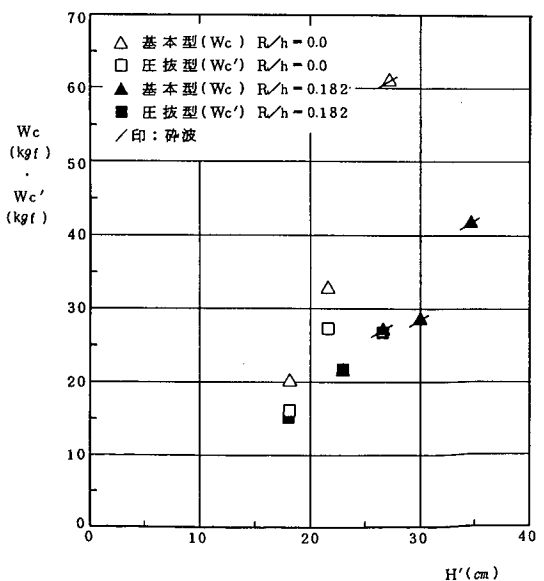


図-9.47 滑動限界水中重量 W_c と仮想通過波高 H' の関係 ($T = 2.80$ s)

の場合約50%の低減となる。しかし $R/h = 0.182$ では、 $W_c < W_c'$ となる。同様に、周期 $T = 1.98\text{ s}$ の場合（図－9.45参照）でも、 $R/h = 0.0$ で非碎波の場合約30%、碎波の場合は約17%の低減となるのに対し、 $R/h = 0.182$ では $W_c < W_c'$ となる。さらに周期 $T = 2.80\text{ s}$ の場合（図－9.47参照）では、 $R/h = 0.0$ で非碎波の場合約20%低減し、 $R/h = 0.182$ では $W_c \approx W_c'$ となる。

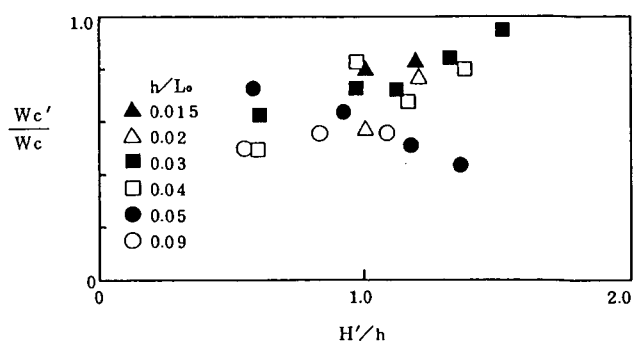
以上の結果より、 $R/h = 0.0$ の場合、 $W_c' < W_c$ となり、堤体に作用する波が非碎波の場合堤体重量を20～30%、碎波の場合20～50%低減することが可能となる。一方、 $R/h = 0.182$ の場合、碎波作用時で $W_c \approx W_c'$ 、非碎波作用時で $W_c < W_c'$ となる。しかし、基本型の堤体重量は $R/h = 0.0$ の値で決まる場合が多く、この重量の低減に効く圧抜き孔の効果は有用なものと言える。

基本型に対する圧抜型の滑動限界水中重量比（ W_c'/W_c ）と仮想通過波高水深比（ H'/h ）の関係を $R/h = 0.0$ 、 0.182 について、図－9.48に示す。 $R/h = 0.0$ では、 W_c' は W_c に比べて、 $H'/h < 1.0$ の時20～50%、 $H'/h \geq 1.0$ の時、 $h/L_0 \geq 0.03$ の波で20～60%、 $h/L_0 \leq 0.02$ の波で5～30%

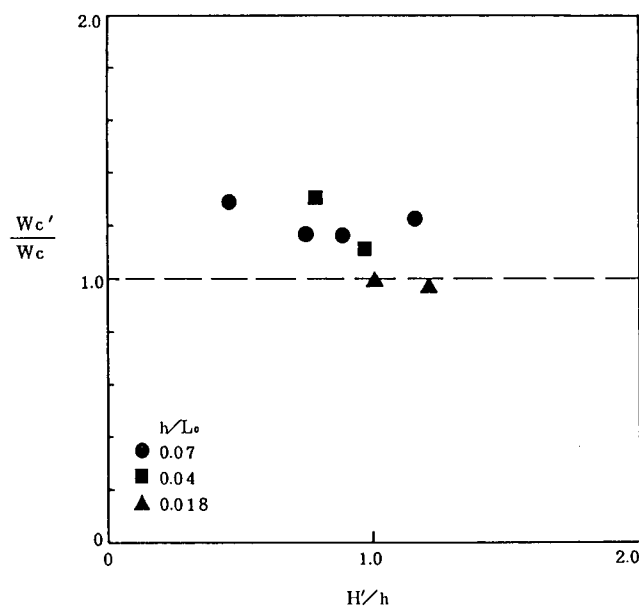
減少することが分かる。一方、 $R/h = 0.182$ では $W_c'/W_c \geq 1.0$ となり、圧抜き孔の効果がない。

次に潮位変化を考慮した場合の W_c' と W_c を比較する。式（9.1）を用いて周期 $T = 1.41$ 、 1.98 s での γ を求めた（表－9.10参照）。表－9.10によれば、圧抜き孔は滑動限界水中重量の低減に対して、非碎波の場合はあまり効果がないが、碎波の場合には約17%の低減を可能にする。

$R/h = 0.0$ と $R/h = 0.182$ の両者を重ねて比較すると、基本型では、周期、波高によらず $W_{CR/h=0.182} < W_{CR/h=0.0}$ となったのに対して、圧抜型では、表－9.11のようになった。周期が短い時には、 $R/h = 0.182$ での揚圧力低減効果は全くないため、 $W_{c'R/h=0.0} < W_{c'R/h=0.182}$ となる。周期が長くなると、波高の小さい範囲（ $H'_0 < 20\text{ cm}$ ）では、周期の短い時と同様である。一方、波高が高い範囲（ $H'_0 > 20\text{ cm}$ ）では、衝撃力が作用するため、圧抜き孔の効果は大きい。しかし、もともとの $R/h = 0.0$ での基本型の



(a) $R/h = 0.0$



(b) $R/h = 0.182$

図－9.48 滑動限界水中重量比 W_c'/W_c と仮想通過波高水深比 H'/h の関係（ $i=1/10$ ）

表－ 9.10 滑動限界水中重量の低減率の比較

周 期 T (s)	水 深 h (cm)	没水深 R (cm)	換算沖波波高 H _o ' (cm)	圧 抜 型 W _c ' (kgf)	基 本 型 W _c (kgf)	γ
1.41	18.0	0.0	15.3 (非砕波)	9.10 △ (13.31)	(14.2) ▽ 11.4	0.94
	22.0	4.0	16.2 (非砕波)			
	18.0	0.0	21.4 (砕 波)	9.56 △ (18.13)	(22.0) ▽ 14.8	0.82
	22.0	4.0	24.4 (砕 波)			
1.98	18.0	0.0	13.2 (非砕波)	12.94 △ (17.59)	(17.7) ▽ 13.4	0.99
	22.0	4.0	13.6 (非砕波)			
	18.0	0.0	19.3 (砕 波)	(36.63) ▽ —	(43.6) ▽ 21.8	0.84
	22.0	4.0	21.1 (砕 波)			

$$\gamma = \frac{\max(W_{c' R/h=0.0}, W_{c' R/h=0.182})}{\max(W_{c R/h=0.0}, W_{c R/h=0.182})}$$

○ は、ほぼ同じ沖波で潮位を変えた場合の最大値

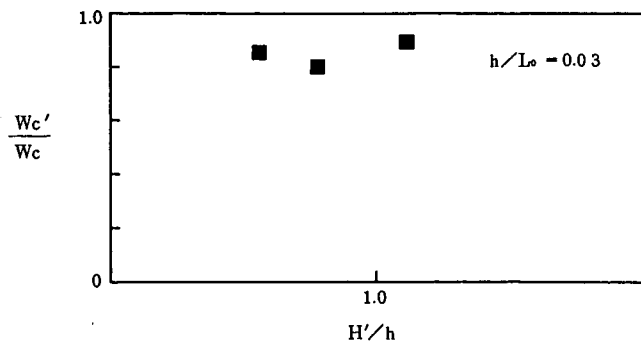
表－ 9.11 滑動実験の結果

周 期 T (s)	換算沖波波高 H _o ' (cm) による滑動限界水中重量 W _c ' (kgf)	
	H _o ' < 20cm	20cm < H _o '
1.13, 1.41	W _c ' _{R/h=0.0} < W _c ' _{R/h=0.182}	
1.70, 1.98	W _c ' _{R/h=0.0} < W _c ' _{R/h=0.182}	W _c ' _{R/h=0.182} < W _c ' _{R/h=0.0}
2.40, 2.80	W _c ' _{R/h=0.182} < W _c ' _{R/h=0.0}	

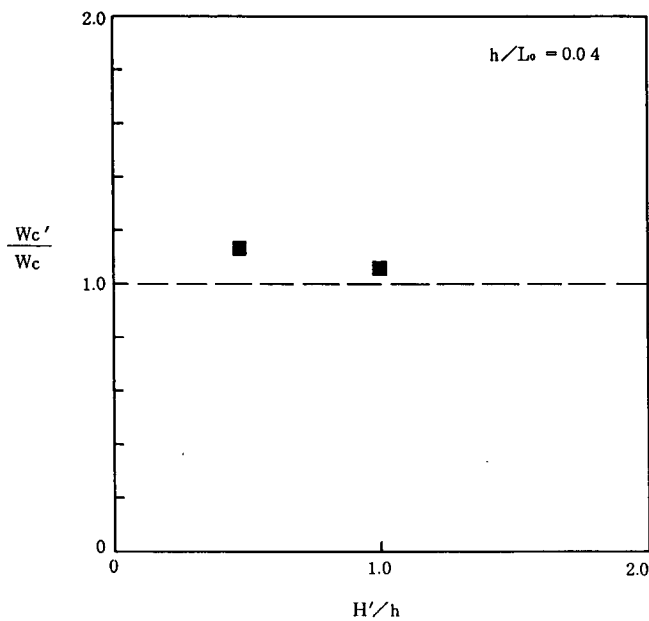
滑動限界水中重量が極端に大きいため、結果としては $W_{c' R/h=0.182} < W_{c' R/h=0.0}$ となる。さらに周期が長くなると、波高によらず $W_{c' R/h=0.182} < W_{c' R/h=0.0}$ となる。

海底勾配 $i = 1/30$ の場合についても滑動実験を行った。結果を図－ 9.49 に示す。図より、緩勾配の場合、砕波力の衝撃性が小さいため圧抜き孔による揚圧力低減効果も小さいと言える。

以上の結果より、海底勾配 $i = 1/30$ および $i = 1/10$ で非砕波の場合、SURF に圧抜き孔を設けることによる効果は小さいかむしろ悪くなることが分かった。しかし、 $i = 1/10$ で砕波している場合、すなわち衝撃砕波が堤体に作用するような時に圧抜き孔は効果がある。そのような条件下では、基本型では中詰め砂のみで安定できなかった場所に SURF を設置できるようになる。したがって、圧抜き孔を設けることにより、SURF の設置可能範囲が拡張されることが分かった。



(a) $R/h = 0.0$



(b) $R/h = 0.182$

図一 9.49 滑動限界水中重量比 Wc'/Wc と仮想通過波高水深比 H'/h の関係 ($i = 1/30$)

9.5 まとめ

- ① 圧抜型の底版に作用する揚圧力の分布は、中央の圧抜き孔位置で減少するくびれた分布形となる。これは、底版各位置での圧力波形に位相差が生じ、これに伴って揚圧力が最大となる位相がずれるためである。
- ② 本実験で選定された最適な圧抜き孔の諸元は、幅40cmの模型に対して直径、配置がそれぞれ $\phi = 40\text{mm}$ 、中央、岸側の2列（圧抜き孔：幅方向3個 $\times$ 2 = 6個）である。この場合、開口率は4.4%となり、滑動限界水中重量を20%近く低減することが可能である。
- ③ 堤体に圧抜き孔を設けても消波性能は基本型と変わらない。
- ④ 部材波圧実験より、部材波圧値は前面壁下側と中間床版沖側でそれぞれ、圧抜型が基本型の1.27倍、

1.25倍となる。また、底版では、沖側が1.23倍、それ以外は約1.8倍となる。その他の部材については、基本型と圧抜き型で変わらない。

⑤ 没水深は揚圧力低減効果に大きな影響を与える。滑動限界水中重量の低減率は $R/h = 0.0$ の場合20～50%， $R/h = 0.182$ の場合約－20%となり， $R/h = 0.0$ の場合に効果が大きい。設計では基本型の堤体重量は $R/h = 0.0$ の値で決まる場合が多いことから，圧抜き孔の揚圧力低減効果が有用と言える。

⑥ 海底勾配1/30および1/10で非碎波の場合，SURFに圧抜き孔を設けることによる効果は小さいかむしろ悪くなる。しかし，海底勾配1/10で碎波している場合，すなわち堤体に衝撃碎波が作用するような時に圧抜き孔は効果が大きく，基本型では中詰め砂だけでは安定できなかった場所にSURFを設置できるようになる。したがって，堤体に圧抜き孔を設けることにより，SURFの設置可能範囲が拡張されることが分かった。

参 考 文 献

建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988）：海域制御構造物に関する共同研究報告書（7），土木研究所資料，No. 2661, pp. 43 ～ 72.

建設省土木研究所河川部海岸研究室ほか（1990）：海域制御構造物に関する共同研究報告書（11），共同研究報告書，No. 46, pp. 95 ～ 128.

第10章 斜板消波潜堤（SURF）の揚圧力低減孔
の機能に及ぼす堆砂および生物付着の影
響

建設省土木研究所海岸研究室	室長	宇多高	明
		小俣	篤
大成建設(株)	土木本部土木設計部	茗ヶ原	義彦
		勝井	秀博
	技術本部技術研究所	石野	和男
		東江	隆夫
		上野	成三
		佐藤	明美
		大谷	英夫
		蜷川	洋二
東急建設(株)	施工本部土木技術部	原	幸一
		渡会	英明
		加藤	雅也
		湊	隆次郎
(株) 間組	土木本部海洋土木部	本田	陽一
		本	田陽一
	技術本部技術研究所	沖	政和
		斉藤	栄一

10.1 まえがき

斜板消波潜堤 (SURF) は、外洋に面した海域において静穏域を創出することのできる海域制御構造物の一形式である。この構造物に関しては種々の面より検討を行ってきたが、その中の一つ (建設省土木研究所, 1991) では, SURF に作用する波力の低減を図るために, 揚圧力低減用の孔 (以下圧抜孔と呼ぶ) を堤体に設置することにより, 揚圧力を約50%低減できる揚圧力低減工法を開発した。この工法は堤体の耐波安定性に直接係わるため, 圧抜孔の機能が長期間維持されることが必要とされる。しかし, 現地海岸では圧抜孔への堆砂や, あるいは生物付着も予想され, その場合内径の減少や閉塞により揚圧力低減機能が維持できなくなる可能性がある。そこで, 本研究では圧抜孔の機能維持に関して圧抜孔内の堆砂および生物付着に着目し, 以下の検討を行った。まず, 堆砂に関して大型2次元移動床水路を用いて現地海岸に近い条件で実験を行い, 圧抜孔内の堆砂の有無や堆砂時の揚圧力の変化を検討した。次に, 生物付着に関して文献調査や専門家への面談調査を行い, SURF 周辺の生物付着状況を推定した。これらにもとづき, 圧抜孔内への堆砂および生物付着が揚圧力低減機能に及ぼす影響を検討した。

10.2 揚圧力低減孔への堆砂実験

10.2.1 実験方法

実験には建設省土木研究所の大型2次元水槽 (長さ 145m×幅 2m×高さ 5m) を用いた。実験装置および座標系を図-10.1 に示す。模型の縮尺は $1/10$ とし, 造波板から岸側58mの位置より勾配 $1/30$

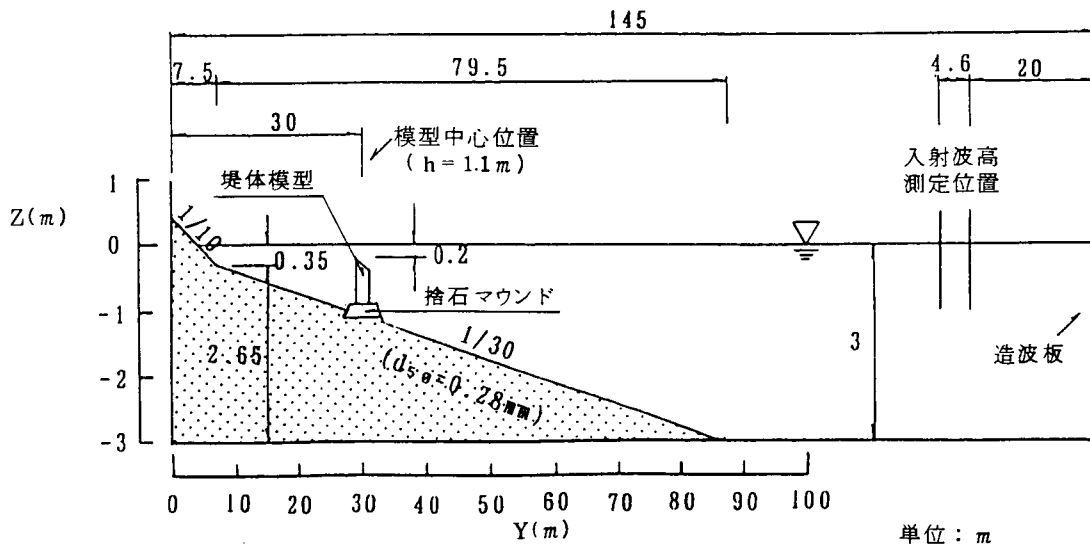
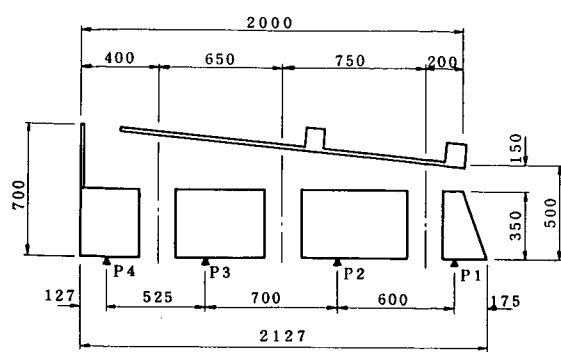


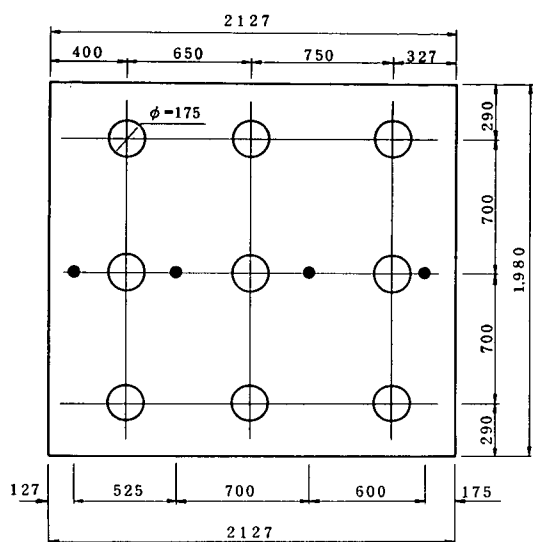
図-10.1 実験装置と座標系

(長さ 79.5m), $1/10$ (長さ 7.5m) の移動床斜面を整形した。底質の中央粒径は $d_{50}=0.28\text{mm}$, また, 沖側平坦部の水深は 3m である。堤体模型は水路岸端より 30m 離れた水深 1.1m の位置に設置した。堤体模型の諸元を図-10.2 に示す。堤体には岸沖方向に 3 列, 沿岸方向に 3 列, 合計 9 本の圧抜孔 (孔径 175mm) を設け, 堤体底面には揚圧力測定用の波圧計を埋め込んだ。また, 堤体下面には捨石マウンド (厚さ 20cm, 長さ 530cm, 粒径 $d_{50}=20\text{mm}$) を敷き, その上に堤体模型を設置した。



(a) 断面図

▲：波圧計
単位：mm



(b) 底面図

●：波圧計
単位：mm

図-10.2 堤体模型の諸元

深では沿岸砂州の形成などのマクロな地形変化は生じにくいと予想される。しかし、砕波を促進する、SURFでは砕波点が堤体位置に固定されるため、沿岸砂州が堤体付近に形成され易くなると考えられる。また、通常の沿岸砂州が形成される水深以浅に堤体を設置する場合、堤体付近のマクロな地形変化は活発であり、堤体付近に沿岸砂州が形成されることが十分考えられる。したがって、現地の条件下においても、堤体付近にマクロな地形変化が生じることが有り得る。そこで本研究では、常時波浪、高波浪毎の堆砂状況のみならず、高波浪作用後に常時波浪が作用するもとの推砂状況の検討も加えた。また、堤体岸側の底層で生じる冲向き流れにより堤体岸側で浮遊する砂が捨石マウンド内へ流入・沈降するため、捨石マウンド内では堆砂が生じる（建設省土木研究所，1989）。捨石マウンド内が満たされた条件では圧抜孔内からマウンドへの砂移動が妨げられるから、圧抜孔内で堆砂が生じ易くなると考えられる。したがって圧抜孔内での堆砂は、捨石マウンド内への堆砂と併せて検討する必要がある。

以上の考察から、常時波浪、高波浪を組み合わせた波の作用パターンと、マクロな地形変化や捨石マウンド内の堆砂状況より、実験ケースを3グループ（ケース1, 2, 3）に分けた。実験ケースを表10.1に

入射波高 H_0' は、4.6 m間隔に並んだ2台の波高計より、合田ら（1976）の方法を用いて求めた。測定は各実験ケースとも数回行ったが、 H_0' のばらつきは小さく（平均値 ± 1 cm程度）、地形変化などの影響による H_0' の変化は小さかった。そこで、各実験ケースの入射波高はそれらの平均値より求めた。海浜断面形はスタッフにより測定し、1 mm単位で地盤高を読みとった。岸沖方向の測点間隔は、堤体 ± 10 m間では25 cm、それ以外では50 cmとした。測線は水路中央に設定した。圧抜孔内への堆砂高はスタッフにより1 mm単位で読みとった。堤体下面の揚圧力の測定には底面に埋め込んだ波圧計を用いた。

実験波の条件は以下の考察に基づいて設定した。圧抜孔内の堆砂現象は、構造物近傍での局所的な漂砂の影響を受けるとともに、バー・ステップ型地形の形成などに寄与する漂砂（ここでは、マクロな漂砂と呼ぶ）の影響も受ける。たとえば、高波浪時に形成された沿岸砂州が常時波浪時の条件下で岸方向へ移動する過程は、圧抜孔内の堆砂にも大きく影響すると考えられる。ただし、SURFの設置水深は $h = 10$ m程度を想定しており、一般にこのような大水

表-10.1 実験ケースの一覧

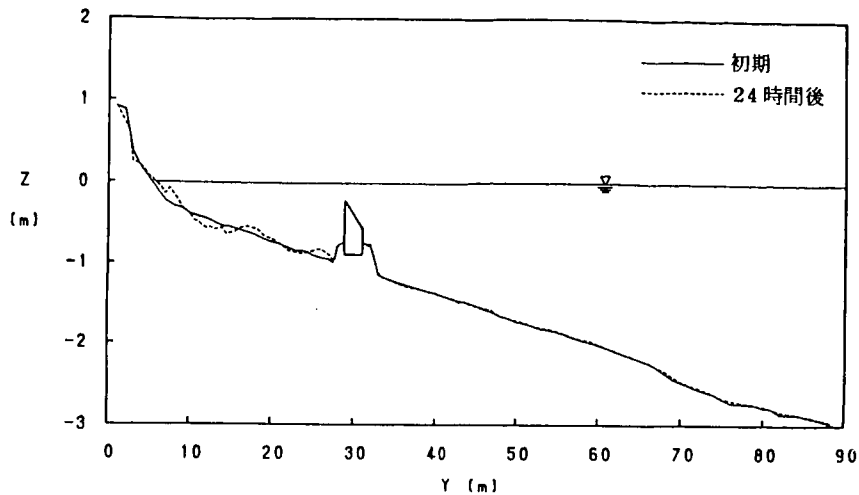
実験ケース	波 浪 条 件			備 考
	換算沖波波高 H_0 (cm)	周期 T (s)	波の作用時間 (h)	
1 a	36.3	2.55	24	
1 b	32.2	2.54	2	ケース 1 a 終了後圧抜孔内に強制的に堆砂させて造波
2 a	61.6	2.85	24	
2 b	36.7	2.55	2	ケース 2 a 終了後の状態で造波
3 a	81.3	3.17	17	
3 b	37.0	2.53	20	ケース 3 a 終了後の状態で造波

示す。ケース1aでは換算沖波波高 $H_0' = 36.3$ cm, 周期 $T = 2.55$ s の波(常時波浪)を24時間作用させた。その結果、捨石マウンド内の一部で堆砂が生じたが、圧抜孔内は堆砂しなかった。そこで、ケース1aの実験終了後、圧抜孔内に人為的に砂を詰め、再度ほぼ同一条件の波 ($H_0' = 32.2$ cm, $T = 2.54$ s) を作用させ、圧抜孔内の砂の移動状況や揚圧力の変化を調べた(ケース1b)。ケース2では、高波浪・常時波浪の順に波を作用させた。まず、ケース2aで高波浪 ($H_0' = 61.6$ cm, $T = 2.85$ s) を24時間作用させたところ、捨石マウンド内の全域で堆砂し、一部の圧抜孔内にも堆砂が生じた。そこで、ケース2a終了後、常時波浪 ($H_0' = 36.7$ cm, $T = 2.55$ s) を作用させ、圧抜孔内の砂の移動状況を調べた(ケース2b)。ケース3は、極端なケースとして設計波級の波を作用させた後、常時波浪を作用させた。まず、ケース3aでは、高波浪 ($H_0' = 81.3$ cm, $T = 3.17$ s) を17時間作用させた。その結果、堤体周辺に大規模な沿岸砂州が発生し、捨石マウンド全域、および全圧抜孔内で堆砂が生じた。そこで、ケース3aの実験終了後、常時波浪 ($H_0' = 37.0$ cm, $T = 2.53$ s) を作用させ、沿岸砂州の移動との関連より圧抜孔内の砂移動状況を調べた(ケース3b)。なお、実験波はいずれも規則波とした。

10.2.2 実験結果

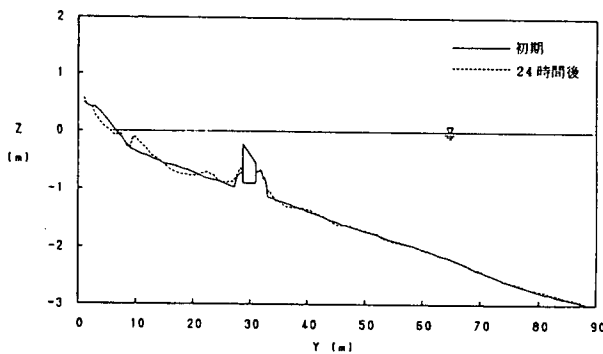
(1) 海浜断面変化の概況

圧抜孔内への堆砂について検討する前に、各実験ケースでのマクロな断面変化の状況について述べる。各実験ケースの最終断面形を図-10.3～10.5に示す。ケース1a(常時波浪時)では、堤体沖側で地形はほとんど変化せず、堤体岸側で多段砂州状の地形変化が見られた(図-10.3)。このことから、常時波浪の条件ではマクロな地形変化が圧抜孔内への堆砂に及ぼす影響は小さいと言える。また、捨石マウンド内ではマウンド沖側部で最大約10cmの堆砂が生じた。図-10.4に示したケース2a(高波浪作用時)では、堤体沖側で入江ら(1984)の示した防波堤前面で見られるLタイプの地形変化が生じた。また、堤体岸側ではケース1aと同様、多段砂州状の地形変化に加えて堤体岸側のマウンド付近で堆積が見られた。この堆積は堤体岸側底層における沖向き流れによるものである(建設省土木研究所, 1989)。また、捨石マウンド内のほぼ上面まで堆砂が生じた。ケース2b(常時波浪作用時)の最終地形は造波時間が2

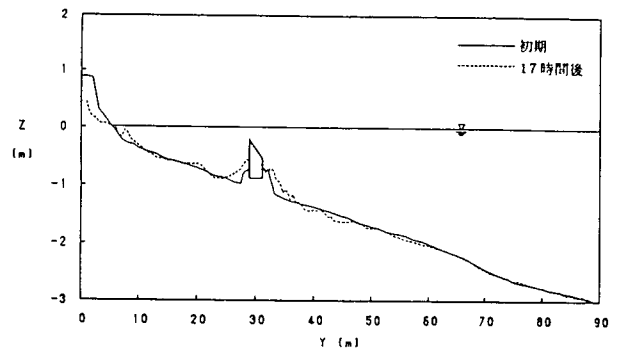


ケース 1a

図-10.3 断面形の変化 (ケース1a)

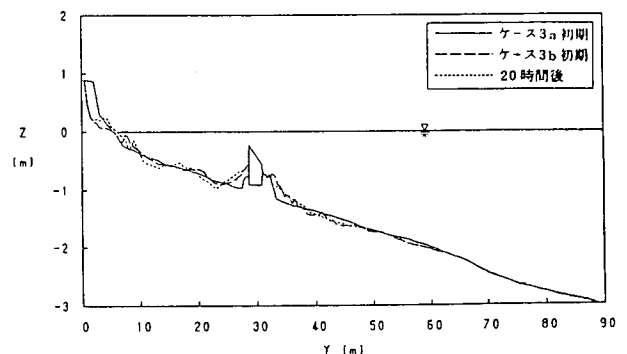


(a) ケース 2a



(b) ケース 2b

図-10.4 断面形の変化 (ケース 2a, 2b)



(a) ケース 3a

(b) ケース 3b

図-10.5 断面形の変化 (ケース 3a, 3b)

時間と短いことから、有意な地形変化は見られなかった。図-10.5 に示したケース 3a (設計波級の波作用時) では堤体を中心に大規模な沿岸砂州が形成された。このようなマクロな地形変化が生ずれば、圧抜孔内の堆砂にも当然影響が及ぶと予想される。SURF のように砕波を促進する構造物は、砕波点を堤体位置に固定することになるので、高波浪作用時には堤体付近に沿岸砂州が形成され易いと予想される。ただし、このケースは設計波級の波が長時間作用する条件での地形変化であり、堤体設置水深を $h = 10$ m 程度に想定した場合、堤体位置に沿岸砂州が形成されることは考えにくい。したがって、本実験ケー

スは、通常の沿岸砂州が形成される浅海域に堤体を設置した状況のもとでのケースに相当し、圧抜孔内への堆砂が非常に生じ易い状態を模擬したケースと解釈できる。

(2) 圧抜孔内の堆砂状況

圧抜孔内の最終堆砂高を各ケースごとに表-10.2に示す。堆砂高は捨石マウンドの上面を基準として

表-10.2 圧抜孔内の最終堆砂高

ケース	a				b			備 考
		岸 側	中 央	沖 側	岸 側	中 央	沖 側	
1	壁 側	0	0	0	—	—	—	() は b における 初期値
	中 央	0	0	0	(23.2) 18.4	(15.7) 0	(13.7) 0	
	ガラス面側	0	0	0	—	—	—	
2	壁 側	0	0	1.8	0	0	0	
	中 央	0	1.0	3.5	0	0	1.9	
	ガラス面側	0	1.0	4.5	0	0	0	
3	壁 側	4.8	2.4	25.6	25.6	14.6	18.1	
	中 央	7.7	3.8	28.6	28.6	17.1	17.0	
	ガラス面壁	7.6	10.3	27.6	18.4	21.8	18.0	

単位：cm（マウンド上面を基準）

測定した。ケース1a（常時波浪作用時）では圧抜孔内に堆砂は見られなかった。また、圧抜孔内へ強制的に堆砂させたケース1bでは、中央と沖側の圧抜孔内の砂は全くなり、岸側の圧抜孔内の堆砂高も減少した。ただし、本ケースでは捨石マウンド内の堆砂が少ないことから、圧抜孔内の砂はマウンド内へ流出したと考えられる。ケース2a（高波浪作用時）では沖側と中央の圧抜孔内に堆砂が見られた。しかし、ケース2bで常時波浪を作用させたところ、ほとんどの圧抜孔で堆砂がなくなり、沖側、中央の圧抜孔でも堆砂高は減少した。このケースでは、捨石マウンド内のほぼ全域に堆砂が生じており、圧抜孔内からマウンド内への砂流出が抑制された状態にあるにもかかわらず、圧抜孔内の堆砂は減少した。設計波級の波が作用するケース3aでは、全ての圧抜孔で堆砂が生じた。ケース3aの実験終了後、ケース3bで常時波浪を作用させたところ、沖側の堆砂高は減少し、中央、岸側の堆砂高は増加した。

以上の点を要約すると、常時波浪が作用する場合圧抜孔内への堆砂は起こらず、高波浪時には一時的に圧抜孔内への堆砂が生じるが、再び常時波浪が作用した時には堆砂高が減少する。一方、設計波級の波が作用する場合、全ての圧抜孔内で堆砂が生ずる。これは、堤体位置での沿岸砂州の形成（図-10.5参照）に伴って、圧抜孔内への堆砂が促進されたためと考えられる。

次に、ケース2a、3aにおける圧抜孔内への堆砂過程を調べるために、圧抜孔内と捨石マウンド内の

堆砂高の経時変化を図-10.6に示す。堆砂高は、マウンド上面を基準とし、鉛直上方を正として測られ

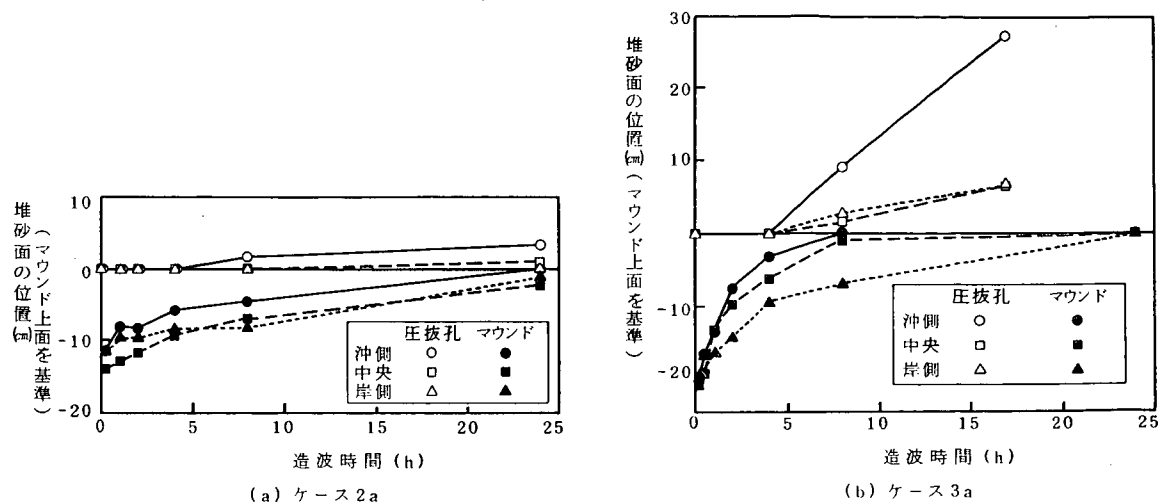


図-10.6 圧抜孔、マウンド内の堆砂高の経時変化（ケース 2a, 3a）

ている。圧抜孔内の堆砂高は、沖側、中央、岸側それぞれに関し沿岸方向3点の測定値を平均して求めた。また、マウンド内の堆砂高は、沖側、中央、岸側の各圧抜孔付近の堆砂高をガラス面から読みとった。堆砂高の多いケース3（図-10.6(b)）を例にとると、マウンド内の堆砂高は造波開始直後から増加し、約8時間後にマウンドのほぼ上面まで砂が堆積した。これに対して、圧抜孔内では造波開始後4時間までは堆砂は見られず、マウンドのほぼ上面まで砂が堆積する4～8時間後の間で圧抜孔内への堆砂が始まった。同様の傾向はケース2aでも見られた（図-10.6(a)）。これは、圧抜孔内に砂が堆積するには、捨石マウンドのほぼ上面まで堆砂して圧抜孔下面からの砂の流出が抑制される必要があることを示している。よって、ケース1bにおいて圧抜孔内に強制的に堆積させた砂が減少したのは、圧抜孔内からマウンド内へと砂が逆に流出したためと考えられる。

ケース3a, 3bの実験終了時における圧抜孔内の堆砂高の平面分布を図-10.7に示す。ケース3aの堆

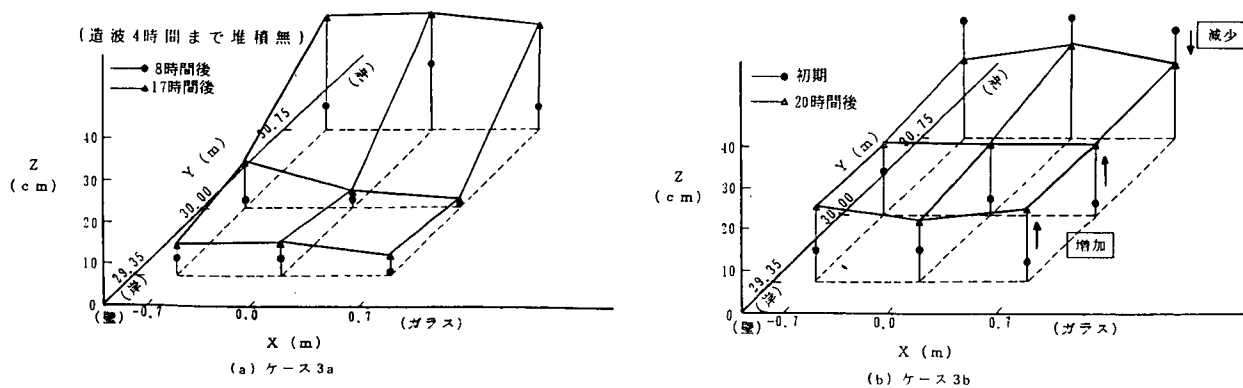
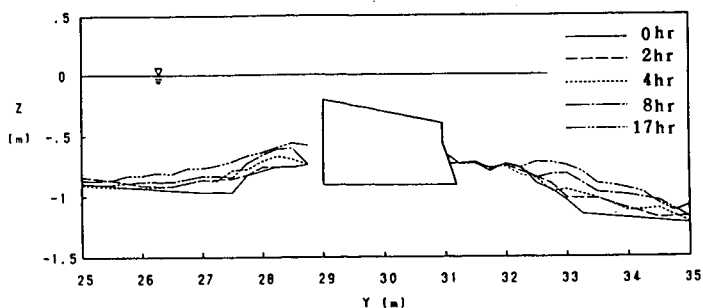


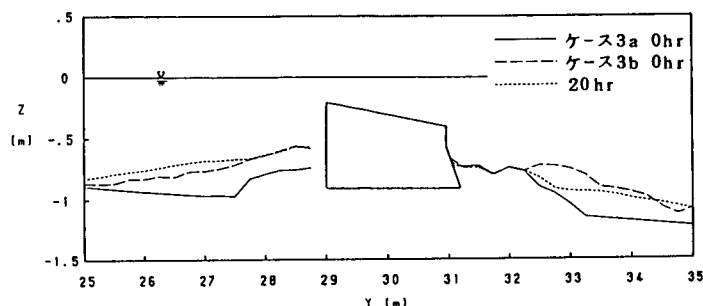
図-10.7 圧抜孔内の堆砂高の平面分布（ケース 3a, 3b）

砂高は、岸側・中央に比べて沖側で大きい（図-10.7(a)）。この状態において常時波浪を作用させたところ、圧抜孔の堆砂高は沖側で減少し、中央・岸側で増加した（図-10.7(b)）。実験時の観察によると、ケース3bではマウンドのほぼ上面まで堆砂が生じたままであった。したがって、圧抜孔内に堆積した砂

は圧抜孔下面への流出が少ない状態においても岸方向に移動していることになる。このような堆砂高の変化は、堤体周辺で形成された沿岸砂州の移動をもとに説明できる。ケース3a, 3bにおける堤体近傍の地形の経時変化を図-10.8に示す。ケース3aでは、堤体を中心とした沿岸砂州が形成される過程が示さ



(a) ケース 3a



(b) ケース 3b

図-10.8 堤体周辺の地形変化(ケース3a, 3b)

すマクロな漂砂に支配されており、沿岸砂州の形成とともに堆積した砂は常時波浪の時に岸方向へ移動し、堆砂高の減少が期待できると考えられる。

以上の点より、圧抜孔内への堆砂が生ずるには、まず捨石マウンドのほぼ上面まで砂が堆積して、圧抜孔内へ堆積した砂が捨石マウンドへ流出しにくくなる必要がある。このような状態で高波浪が作用すると圧抜孔内への堆砂が発生する。特に、設計波級の波が作用し堤体周辺に沿岸砂州が形成される場合には圧抜孔内に多量の堆砂が生じる。しかし、その後常時波浪が作用すると、沿岸砂州の岸方向への移動に伴い圧抜孔内の砂も岸方向に移動することから、最終的には圧抜孔内の堆砂高は減少すると考えられる。

(3) 圧抜孔内への堆砂と揚圧力分布の関係

圧抜孔内への堆砂は高波浪が作用する場合に顕著となるため、圧抜孔内への堆砂が生じた場合における揚圧力低減機能の確認が必要となる。そこで、ケース1a, 2a, 3aにおける底面の波圧係数 P/w_0H_0' (w_0 :水の単位体積重量)の経時変化を図-10.9~10.11に示す。波圧計は沖からP1, P2, P3, P4の順に設置されている(図-10.2参照)。前報(建設省土木研究所, 1991)で示したように、圧抜孔を設けない基本形の場合、底面の圧力波形は岸沖方向の各位置で同位相となり、圧力の最大値が同位相で生じる。一方、圧抜孔を設けた場合、各点での圧力の最大値に位相のずれが生じる。圧抜孔の揚圧力低減効果は

れており、これに対応して圧抜孔内での堆砂が増加したと考えられる。一方、ケース3bの最終地形を初期地形と比較すると、沿岸砂州がやや岸方向に移動している。これは、先に示したケース3bの圧抜孔内の砂が岸方向へ移動するのに対応する。このケースでは捨石マウンドの上面まで堆砂し、圧抜孔内からマウンド内への砂流出が妨げられているため、沖側の圧抜孔内へ堆積した砂は浮遊し圧抜孔上部より流出したと考えざるを得ない。圧抜孔上部より流出した砂は沿岸砂州の移動を引き起こす岸向きの流れにより運ばれ、中央・岸側の圧抜孔内へ堆積したと考えられる。これらのことから、圧抜孔内の砂移動も沿岸砂州の移動を引き起こ

この位相のずれに基づいている。ここでは、堆砂が全揚圧力に及ぼす影響を調べるために、各点の波圧係数 p/w_0H_0' は底面に作用する全揚圧力が最大となる位相における波圧値 p から求めた。実際には、全揚圧力が最大となる位相は沖側の波圧 P_1 が最大値をとる位相でほぼ代表できる。まず、圧抜孔内に堆砂が生じないケース 1a では各波圧計

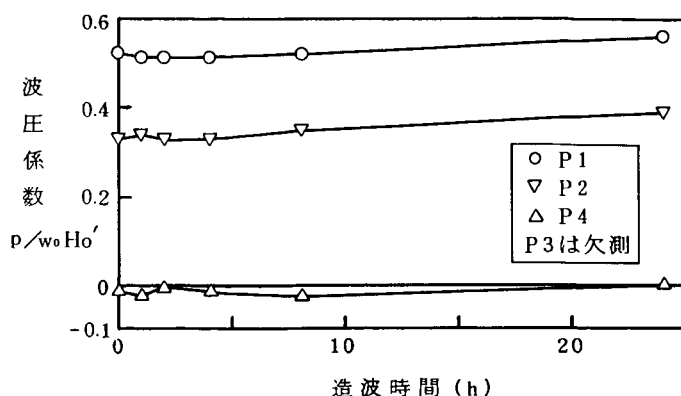


図-10.9 底面波圧係数の経時変化 (ケース 1a)

とも波圧係数に変化はなかった (図-10.9)。ケース 2a は造波開始 8 時間後に一部の圧抜孔で堆砂が生じたケースであるが (図-10.6(a)参照), このケースでも波圧係数に有意な変化は生じなかった (図-10.10)。造波 8 時間後から圧抜孔内の堆砂が始まり、24 時間後には全部の圧抜孔に堆砂が生じた

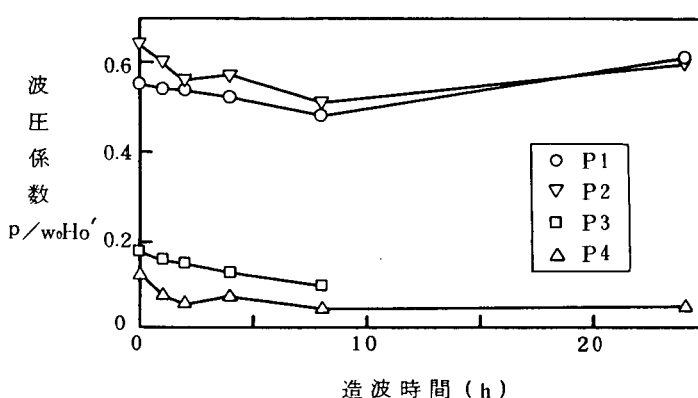


図-10.10 底面波圧係数の経時変化 (ケース 2a)

ケース 3 では (図-10.6(b)参照), 各波圧係数とも造波開始 4 時間後から増大した。これを波圧波形より見ると図-10.12 となる。図にはケース 3a の初期と 8 時間後の波圧波形を示した。初期に比較して 8 時間後の波圧波形は上向きの鋭いピークを持ち、衝撃性の強い波形となった。実験中の観察によると、ケース 3a では堤体に作用する入射波はこの沿岸砂州の存在により変形し、かなり前傾化した波形になった。このことから、ケース 3a での波圧係数の増加は、沿岸砂州による入射波の変形が原因と考えられる。さらに、圧抜孔による揚圧力低減効果の間接的証拠となる波圧波形の位相差が、初期、8 時間後の両者とも明瞭に表れていることから、圧抜孔内へ堆砂が生じた場合においても揚圧力低減機能が維持できると考えられる。

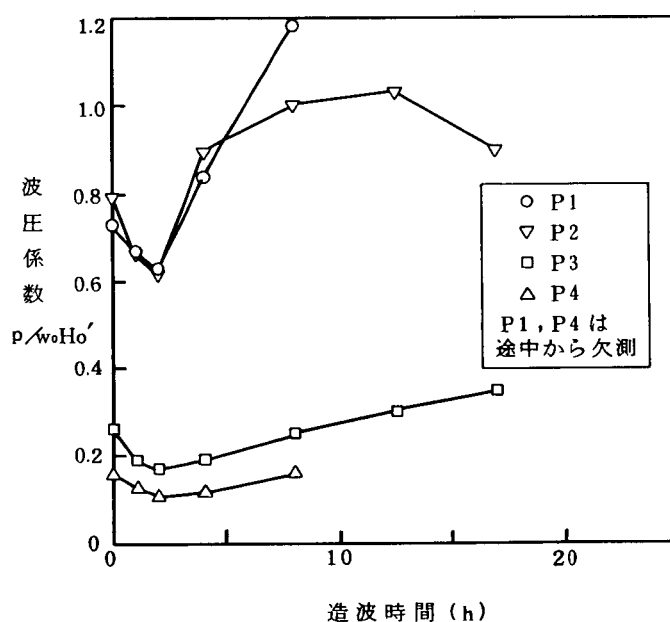


図-10.11 底面波圧係数の経時変化 (ケース 3a)

ほぼ同一の常時波浪のもとで実施したケース 1b, 2b, 3b では、圧抜孔の一部または全部に堆砂が生じた。そこで、これらの波圧係数を圧抜孔内に堆砂が生じていないケース 1a と比較し、圧抜孔内の堆砂

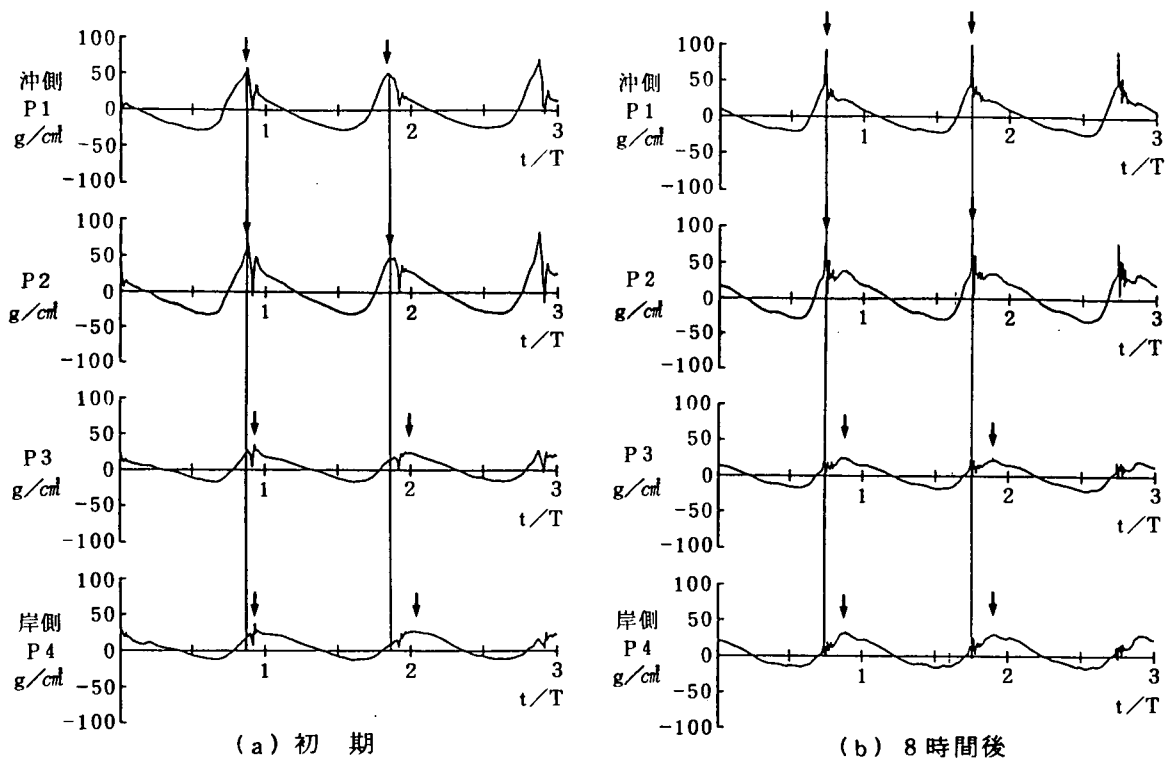


図-10.12 底面の波圧波形（ケース 3a）

時の揚圧力を調べた（図-10.13）。欠測値が多いためやや厳密性に欠けるが、各ケースともほぼ同様の波圧係数が得られた。また、図には、実験縮尺の影響を見るために、中型固定床実験（実験縮尺 $s=1/50$ ）で得られた波圧係数（建設省土木研究所，1991）も併せて示した。各波圧係数は、実験縮尺によらずほぼ同様な値となった。

以上のことから、圧抜き内に堆砂が生じても、揚圧力低減機能はほとんど変化しないと考えられる。

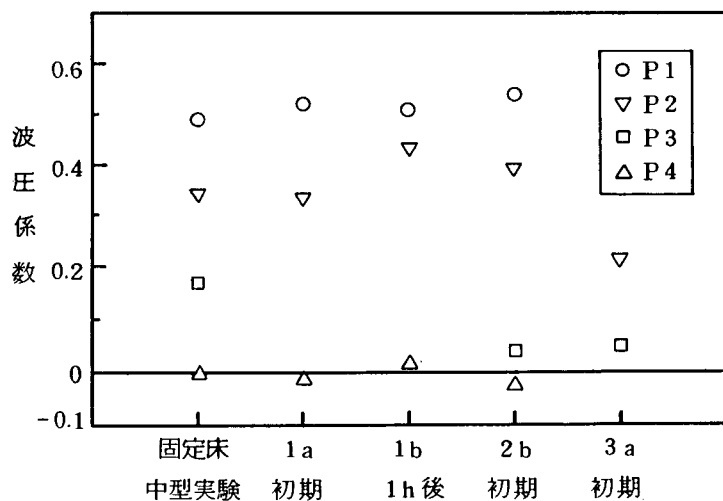


図-10.13 圧抜き内へ堆砂が生じた場合における底面波圧係数の比較（中型固定床実験，ケース 1a, 1b, 2b, 3b）

10.3 SURF への生物付着に関する調査

圧抜き内に生物が付着すると内径の減少・閉塞が生じ、揚圧力低減機能が維持できなくなる可能性がある。そこで、生物付着が圧抜きの機能に及ぼす影響を調べる第一歩として、生物付着に関する文献調査および専門家への面談調査を行い、代表的な付着生物の生態や SURF 周辺の環境条件をまとめることにより、SURF 周辺の生物付着状況を推定した。

伊藤（1986）は、日本沿岸における海洋構造物の付着生物を調査し、代表的な付着生物として、フジツボ類、ムラサキイガイ、カキ類、管棲多毛類をあげた。これらはいずれも石灰質の殻を持ち、海洋構造物の重量の増大、流れへの抵抗の増大の原因となる生物である。そこで、これらの付着生物の生態や付着形態などを伊藤（1986）、加戸（1986）、坂口（1986）、三浦（1986）の研究成果をもとにとりまとめた（表-10.3）。付着場所の海象状況としては、フジツボ類、カキ類は波が直接作用す

表-10.3 我が国沿岸における主な付着生物の生態

	フジツボ類	カキ類	ムラサキイガイ	管棲多毛類
発生地域	日本のほぼ全域の沖合および沿岸			
付着する場所の海象状況	船底、岩礁、波が直接作用する面	波が直接作用する面 干出に強い	内湾、岸壁の潮間帯 流れがあれば干潮面下にも多い。	内湾
水 質	きれいな水	きれいな水	比較的栄養が多い水	
色彩、明暗に対する特性	緑色に最も付着しにくく、赤色には付着し易い		明るい所はもちろん暗くとも生育可能 (例：発電所取水路)	
幼生が付着できない流速	壁面近傍で 0.8～1.3m/s以上		壁面近傍で0.8m/s以上	
付着形態	固着、石灰質、群生 窪みや溝など凹面を好む 密生し、支柱を形成 小型フジツボ、管棲多毛類を下段にし、立体構造を形成	固着 一般にフジツボ類、ムラサキイガイとは共存しない	足糸による付着 単体では死ぬと落ちる 同種相互に重なる 小型フジツボ、管棲多毛類を下段にし、立体構造を形成	群生、石灰質の殻を持ち固着 フジツボ類、ムラサキイガイの立体構造下段に被覆される
寿 命	一冬程度 遺骸が波により粉碎されるまで10年程度	通常一冬、長くて二冬で付着面より剥離		

る所を好み、ムラサキイガイ、管棲多毛類は内湾などの比較的静穏な海域を好む。明暗に対する特性として、ムラサキイガイは暗い環境下でも生育可能である。付着形態としてフジツボ類、カキ類、ムラサキイガイは管棲多毛類を取り込んで立体構造を形成し付着層厚を増加させる。

圧抜孔と遊水室、開口部における現地海岸での環境を表-10.4に示す。流況としては、圧抜孔、遊水室とも常に往復流が発生し、圧抜孔内は遊水室に比べてやや流速が遅い。また、常に外洋水との交換があるため水質が極端に悪化することはないと考えられる。明るさとしては、遊水室は開口部からの日射があるためやや明るく、圧抜孔内でかなり暗い環境にある。

日本沿岸の付着生物の生態（表-10.3参照）とSURF周辺の環境（表-10.4参照）から、SURF周辺の生物付着状況を予想すると図-10.14となる。斜板上面や開口部周辺は波が直接作用し、水流の乱れが

表-10.4 SURFの圧抜孔、遊水室および開口部の環境

	圧抜孔内	遊水室および開口部
形 状	鉛直孔、 $\phi 2\text{m}$ 程度	水平管路、高さ1~2m
設置水深 ($h=10\text{m}$ の場合)	3~10m	0~3m 岸側開口部は干出することがある。
流 況	往復流 常時 : 数~数10cm/sec 暴浪時: 数m/sec	往復流、開口部は波が直接作用する 常時 : 数10cm/sec 暴浪時: 数m/sec
水 質	沿岸域の外洋に面した比較的きれいな水 開口部と比較すると水の交換は少ない 暴浪時浮遊砂有り	沿岸域の外洋に面した比較的きれいな水 暴浪時浮遊砂有り
明るさ	暗い	やや明るい

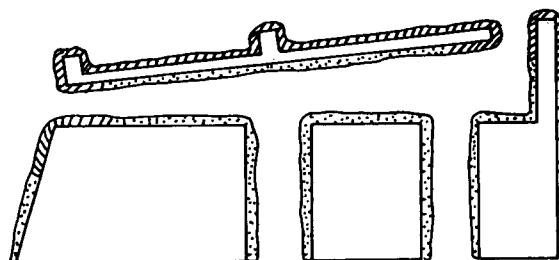
大きいことから、波が直接作用する面に付着しやすいフジツボ類、大型カキが付着し、遊水室や圧抜孔内は比較的流れの穏やかで暗い環境にあるため、ムラサキガイ、さらにムラサキガイの足糸にトラップされた管棲多毛類が群をなして付着すると予想される。

ムラサキガイと管棲多毛類の付着層厚は、鹿島港内の10m以浅の海域や発電所取水路などにおける付着例をもとに、一般に15cm~30cmと言われている(伊藤, 1986)。

一方、SURFの設置水深は10m程度であることから、圧抜孔内の付着層厚は最大30cmと見積られる。また、ムラサキガイや管棲多毛類は死亡すると壁面から剥離し、さらに、暴浪時には付着層自体も剥離しやすくなる。以上の点よりこれらの剥離物が圧抜孔内に堆積する可能性がある。このため、圧抜孔内の生物付着に関しては、必要に応じて圧抜孔内の付着層厚や堆積量を定期的に調査することが望ましい。また、事前調査により付着生物の優先種が特定できる場合には、定期調査の間隔や付着生物の除去時期を決定するのに役立つと思われる。その意味では工事前に十分な事前調査を行うことが望まれる。

10.4 まとめ

①圧抜孔内に砂が堆積するには、まず捨石マウンドのほぼ上面まで砂で満たされ、圧抜孔内から捨石マウンドへの砂流出が妨げられねばならない。圧抜孔内への堆砂は高波浪時に発生し易く、特に堤体周



■ フジツボ類、大型カキ

■ ムラサキガイ、管棲多毛類

図-10.14 SURF周辺の生物付着状況の推定

辺に大規模な沿岸砂州が形成される場合には多量の堆砂が生じる。

②高波浪時に圧抜孔内で堆積した砂は、常時波浪時にその堆砂高が減少する。捨石マウンドの上面まで砂が堆積した状態においても、沿岸砂州が岸方向へ移動するのに伴い圧抜孔内に堆積した砂も岸方向へ移動することから、最終的には圧抜孔内の堆砂高は減少すると予想される。

③圧抜孔内への堆砂が生じて、堤体下面の波圧値や波圧波形の位相差の変化は小さいことから、圧抜孔の揚圧力低減機能は堆砂時においてもほぼ維持できると考えられる。

④SURFへの付着生物としては、斜板上面や開口部周辺でフジツボ類、大型カキが、遊水室や圧抜孔内でムラサキイガイなどが考えられる。生物付着は波圧の増大や圧抜孔内への死骸の堆積により揚圧力低減機能の低下を招く可能性があることから、生物付着に関する十分な事前調査を行うとともに、施工後には必要に応じて圧抜孔内の付着層厚や堆積量の定期調査を行うことが望まれる。

なお、本調査において、付着生物の実態については海洋技術センターの伊藤信夫氏、生物付着防止技術については静岡大学教授伊奈和夫氏に御教示頂いた。両氏に深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 建設省土木研究所河川部海岸研究室(1991) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(13) , 共同研究報告書, 第56号, 103 ~ 132.
- 合田良実・鈴木康正・岸良安治・菊池 治(1976) : 不規則波実験による入・反射波の分離推定法, 港湾技術研究所資料, No. 248, pp. 1 ~ 24.
- 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(9), 土木研究所資料, No. 2788, pp. 141 ~ 155.
- 入江 功・近藤隆道・赤石正弘・寺崎健次(1984) : 重複波による防波堤前面での海底洗掘一底質の移動機構に着目した研究一, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 350 ~ 354.
- 伊藤信夫(1986) : 付着動物, 水産学シリーズ64, 海産付着生物と水産増養殖(梶原武編), 恒星社厚生閣, pp. 28 ~ 39.
- 加戸隆介(1986) : フジツボ類, 水産学シリーズ64, 海産付着生物と水産増養殖(梶原武編), 恒星社厚生閣, pp. 86 ~ 99.
- 坂口 勇(1986) : 二枚貝類, 水産学シリーズ64, 海産付着生物と水産増養殖(梶原武編), 恒星社厚生閣, pp. 100 ~ 107.
- 加戸隆介(1986) : 多毛類, 水産学シリーズ64, 海産付着生物と水産増養殖(梶原武編), 恒星社厚生閣, pp. 72 ~ 85.

第11章 複列透過性潜堤の中詰材が及ぼす水平力 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
日本テトラポッド(株)	応用水理研究所	根本建治
		山本方人
		錦織和紀郎

11.1 まえがき

複列透過性潜堤（図-11.1）は、無底函体（以下、スリットセラーと称する）に異型ブロックを中

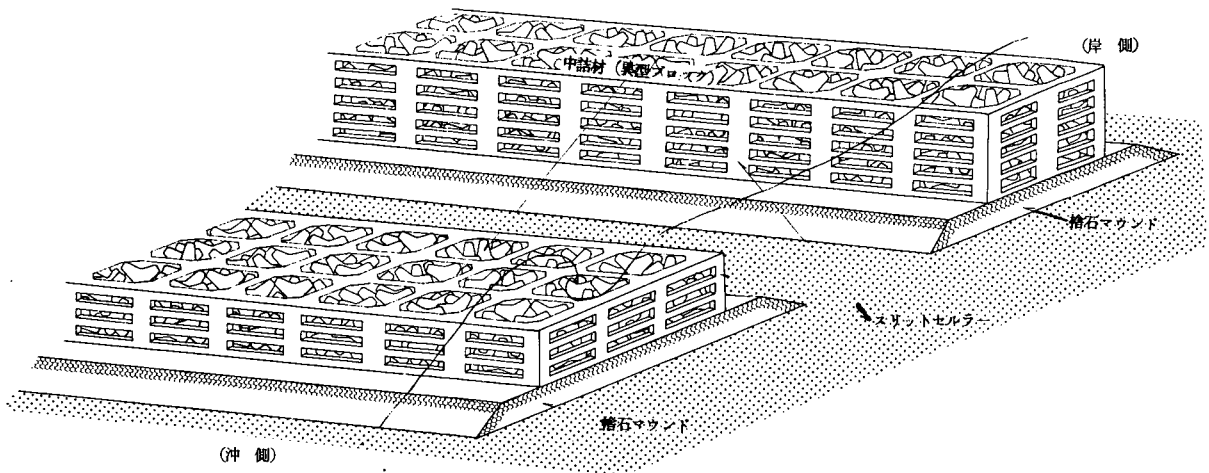
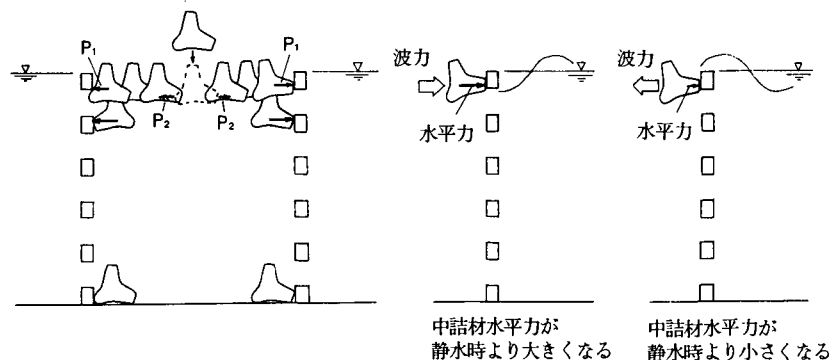


図-11.1 複列透過性潜堤の概念図

詰した構造を有する。このため、部材には波力だけでなく中詰材による水平力（以下、中詰材水平力と称する）が作用する。筆者らは、複列透過性潜堤の構造設計資料を得るために既に水理模型実験を実施し、その波力特性を調べてきた（建設省土木研究所、1990）。しかし、中詰材水平力に関する検討は行われておらず、これは解決すべき問題点の一つとして残されていた。本研究は、この問題点を実験的に検討しようとするものである。

中詰材水平力の作用状況は図-11.2(a)に示すようである。静水中に中詰材を設置すると、中詰材は自立できないため、スリットセラーの水平部材（以下、梁部材と称する）に寄り掛かり、この結果、土圧的な力 P_1 が生じる。また、

中詰材はその間隙を埋めて設置されるため、間隙を楔のように押し広げる力 P_2 が生じ、 P_2 は隣接する中詰材を経由して梁部材へ伝達される。更に、中詰材が波力を受けると、中詰材を経由して波力が梁部材に伝達される。このとき、静水中での中詰材水平力と同一方向の波力を受ければ中詰材水平力は静水中でのそれよりも大きくなり、逆方向に波



(a) 複列透過性潜堤



(b) 異型ブロック被覆ケース

図-11.2 異型ブロックが及ぼす水平力の説明図

力を受ければ静水中でのそれよりも小さくなる（図-11.2(a)参照）。

異型ブロックによる水平力に関する従来の研究としては、異型ブロック被覆ケーソンを対象とした研究（島田，1984）がある。これは直立ケーソンの前面に設置された異型ブロックがケーソン壁面に及ぼす水平力を、静水時および波作用時について実験的に検討したものである。しかし、以下の観点よりその結果は複列透過性潜堤には適用できないと考えられる。

①島田の研究では、異型ブロックを粒子の粗い土質材料とみなした場合において、直立壁に作用する荷重を対象としている。このため、作用する水平力は堤体の法線方向に等分布荷重、鉛直方向には連続的に単調増加する分布荷重となる。一方、複列透過性潜堤の場合は、中詰材 1 個の大きさが梁部材のスパン長と比較して土質材料とみなせるほど小さくなく、また、スリットセルラーには開口部があるため鉛直方向に不連続な荷重となる。これらの点より、複列透過性潜堤の場合の中詰材水平力は集中荷重とみなす必要がある。

②異型ブロック被覆ケーソンでは、沖側面が拘束されていないので、異型ブロックをつめ込むことによる水平力の増大はない。したがって静水中では自立できない異型ブロック（図-11.2(b)の斜線部）による水平力のみがケーソンに作用し、また、波作用時には押し波時のみに異型ブロックを経由して波力がケーソンに伝達される。一方、複列透過性潜堤の場合には、岸沖両側に拘束のある状態で、その間隙を埋めて中詰材が設置される。したがって静水中において自立できない中詰材による水平力のほかに、中詰材の設置によって岸沖両側の梁部材を楔状に押し広げようとする力が作用すると考えられる。また、波の作用下では、引き波時にも中詰材を経由して沖側の梁部材に波力が伝達される。

以上の理由より、本研究では島田の方法にはよらず、新たに水理模型実験を行うことにより中詰材が及ぼす水平力の特性を調べた。

11.2 実験方法

実験には日本テトラポッド®応用水理研究所の長さ54m、幅1.2m、高さ1.2mの2次元造波水路を用いた（図-11.3）。水路床は、造波機より約21m離れた位置から長さ15m間を1/50勾配の一樣斜面とし、更に一樣斜面の端より岸側を水平床とした。

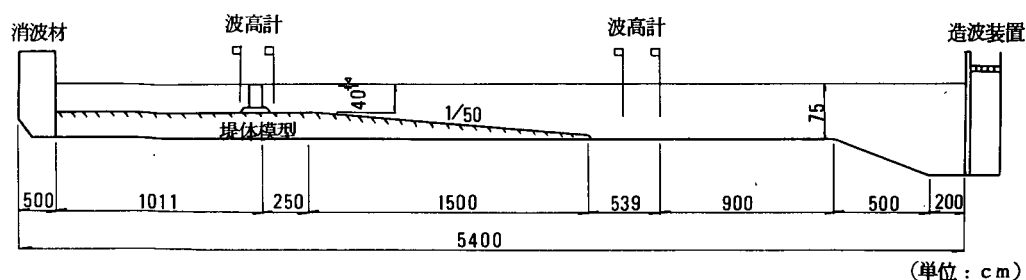


図-11.3 実験水路

堤体模型を図-11.4に示す。堤体の高さは32cm、堤体幅は56cmである。これは、複列透過性潜堤のうちの岸側潜堤の1/25模型に相当する。スリットセルラーはアクリル製であり、捨石マウンド上に固

定される。また、中詰材（現地で6.3 t型テトラポッド）はモルタル製である。測定部分の堤体の延長方向の長さは54cmであり、その両側には同様の構造を持ったダミー堤体（スリットセラーは木製）を設置した。測定は、沖側スリット壁（以下、前壁と称する）、岸側スリット壁（以下、後壁と称する）別々に行った。

測定項目は、スリットセラーの梁部材に作用する静水中および波作用時の中詰材水平力と、波作用時における同時差圧である。堤体模型の梁部材は図-11.4に示すように2スパンである。中詰材水平力は、図-11.4、11.5に示すように梁部材の1スパンを片持ち梁にして、ひずみゲージにより測定した。また、最下段の梁部材については、捨石マウンド天端から5mmの間隔を設けた。同時差圧は、図-11.5に示す梁部材の表裏に設置した波圧計のデータから算出した。

静水中での中詰材水平力 P_e は集中

荷重と仮定し、梁部材に接する中詰材1個当たりの水平力を求めた。中詰材設置時において、中詰材が各段の梁部材へ接触するときのひずみゲージから接点までの距離 ℓ_i （ $i = 1 \cdots n$ ， n ：接点数）を梁部材1本ごとに測定する。次に、同じ梁部材の各接点に作用する水平力は等しいと仮定し、次式より各段の梁部材に作用する P_e を求めた。

$$P_e = \frac{M_e}{\sum_{i=1}^n \ell_i} \cdots \cdots \cdots (11.1)$$

ここに、 M_e はひずみゲージの測定値より求めた中詰材を設置した状態におけるモーメントである。

波作用時の中詰材水平力 P_w も、1本ごとの梁部材中の各接点で等しいと仮定し、中詰材1個当たりの量として求める。このとき、静水中に中詰材を設置した状態を $P_w = 0$ ， $M_w = 0$ とする。ここに、 M_w はひずみゲージの測定結果より求めた波作用時のモーメントである。梁部材に作用する同時差圧 Δp_s を測定

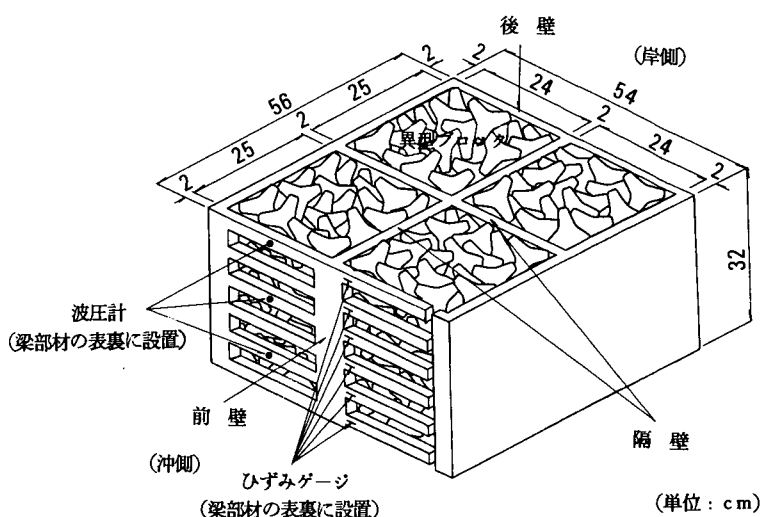


図-11.4 堤体模型

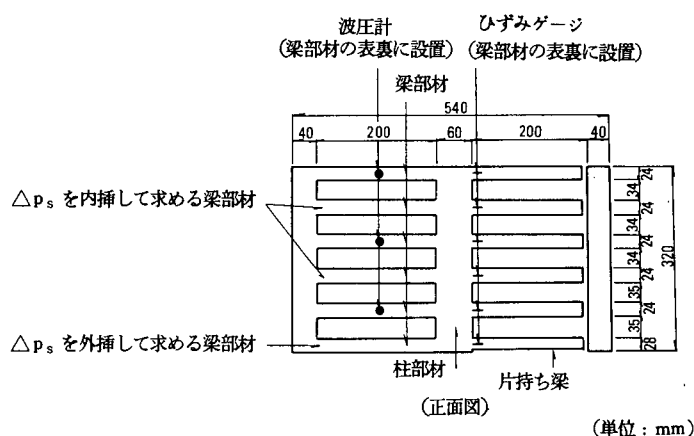


図-11.5 中詰材水平力および波圧の測定位置

し、 Δp_s が等分布であると仮定すると、 P_w は次式(11.2)より求められる。

$$P_w = (M_w - \frac{1}{2} \Delta p_s \cdot b \cdot \ell'^2) / \sum_{i=1}^n \ell_i \quad \dots\dots\dots (11.2)$$

ここに、 b ：梁部材の鉛直高さ

ℓ' ：梁部材の自由端からひずみの測定位置までの距離

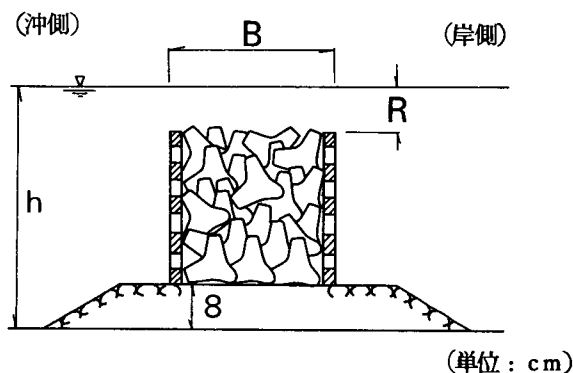
なお、 M_w は全梁部材において測定したが、 Δp_s は図-11.5に示す3点のみの測定である。このため Δp_s を測定していない梁部材については Δp_s の値を内挿あるいは外挿して求めた。

測定した M_w および Δp_s のデータは全て1msのサンプリング間隔でA/D変換し、データレコーダに収録した。谷本ら(1983)によると、最適なカットオフ周波数は固有振動数の約55%である。本実験では中詰材水平力の測定系が水中で有する固有振動数が約110Hzであったことから、62Hzのカットオフ周波数フィルターを用いた。

11.3 実験条件

堤体諸元および実験条件を図-11.6および表-11.1に示す。堤体は単列設置である。模型縮尺は1/25を想定し、現地量と模型量は表-11.1の関係にある。

スリットセルラーの隔壁枚数は、水路幅、岸沖方向とも1枚であり、前・後壁および隔壁のスリット壁の開口比 ϵ_s は40%である。中詰材にはテトラポッド6.3t型1/25模型を用い、空隙率 ϵ_B は0.52とした。設置水深 h は、潜堤天端と静水面が一致する $h=40$ cmとした。



波作用時の中詰材水平力 P_w の測定に用いた波浪条件(全て規則波)を表-11.2に示す。測定データ

図-11.6 堤体諸元

表-11.1 堤体諸元および実験条件

諸 元	模 型 量	現 地 量
中 詰 材	テトラポッド6.3t型1/25模型	テトラポッド6.3t型
海 底 勾 配 i	1 / 50	1 / 50
堤 体 幅 B	56cm	14 m
堤体設置水深 h	40cm	10 m
堤体天端水深 R	0cm	0 m

は中詰材の設置状態によって大きく影響を受けると考えられるため、前壁および後壁各々の測定において中詰材を5回ずつ積み換え、1回の積み換えごとに表-11.2に示す6種類の波浪を5回ずつ作用させ

表-11.2 実験波浪条件

Wave No.	周期 T (sec)	換算沖波波高 H_o' (cm)	入射波高 H_i (cm)	換算沖波の波形勾配 H_o' / L_o	入射波波形勾配 H_i / L	備考
1	2.0	8.0	7.8	0.0128	0.0211	
2	2.0	20.0	20.0	0.0321	0.0542	
3	2.0	23.7	26.1	0.0380	0.0707	碎波波高
4	2.8	8.0	9.3	0.0065	0.0174	
5	2.8	16.0	20.0	0.0131	0.0374	
6	2.8	22.4	28.6	0.0183	0.0534	碎波波高

た。前壁および後壁に作用する静水中での中詰材水平力 P_e は、中詰材の積み換え時に測定した。なお、入射波高 H_i は堤体を設置しない状態での潜堤前面位置での通過波高とした。

11.4 実験結果

(1)中詰材水平力の作用点数

1本の梁部材中における中詰材水平力の作用点数は、1点の場合が全数の14%、2点が76%、3点が10%であった。中詰材1個の支配長さを図-11.7に示す S_B とすると、テトラポッド 6.3 t 型 1/25 模型の場合、 S_B は約 10 cm となる。梁部材の純スパン l_s は 20 cm であるから、ちょうど長さ S_B 当たり 1 点の作用点がある場合が多数を占めることになる。すなわち、複列透過性潜堤のように梁部材の 1 スパン長に対して 1 個の中詰材が十分大きく、連続な粒状体とみなせない場合、集中荷重として扱うことが適当と考えられる。

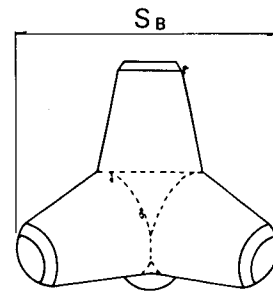


図-11.7 中詰材 1 個の支配長さ

表-11.3 静水中における中詰材水平力 P_e の測定結果

梁部材 No.	測定値の範囲 (gf)	平均値 (gf)
1	44 ~ 259	126
2	104 ~ 333	215
3	123 ~ 335	226
4	145 ~ 564	306
5	56 ~ 588	267
6	21 ~ 170	87

(2)静水中での中詰材水平力の実験結果

静水中で各梁部材に作用する中詰材水平力 P_e の測定結果を表-11.3 および図-11.8 に示す。梁部材の番号は天端から下に向けて付けてある。図-11.8 より、 P_e は中詰材の設置状態によるばらつきが大きいものの、包絡線は水深方向にある深さまではほぼ単調に増加している。異型ブロック被覆ケーソンを対象とした島田の研究(1984)では、異型ブロックの天端における P_e は 0 である。これに対して、本実験では最上段の梁部材に作用する P_e はある有限な値を持つ。複列透

過性潜堤の中詰材は限られた枠内で中詰材どうしの間隙を埋めるように設置されることから、楔効果が生じ、最上段の梁部材を押し広げようとする力が作用したため上述の結果が得られたと考えられる。また、最下段の梁部材に作用する P_e は、その1, 2段上の梁部材の P_e に比べて小さい。最下段の梁部材に接する中詰材は、全て捨石マウンド上に直接設置されたものである。したがって水平力の一部は捨石マウンドに伝達され、最下段の梁部材に作用する P_e が小さくなったと考えられる。

図-11.8には、次の島田の算定法(1984)を用いた場合の中詰材水平力 P_e の値を併せて示した。

$$P_e = K_s \cdot \gamma_B \cdot (1 - \epsilon_B) \cdot h_B \cdot S_B \cdot y \quad \cdots \cdots (11.3)$$

ここに、 K_s : 土圧係数に相当する係数で、島田によるとテトラポッドの場合 0.42~0.66 で、平均 0.5 である。

γ_B : 中詰材の水中単位体積重量 ($= 1.3 \text{ gf/cm}^3$)

ϵ_B : 中詰材の空隙率で、本実験では 0.52 に等しい。

y : 堤体天端からの距離

S_B : 中詰材 1 個の水平支配長さ

h_B : 梁部材 1 本の鉛直支配長さ

式(11.3)においては、土圧を集中荷重に換算するため次の仮定を設けた。すなわち、中詰材水平力 P_e は、梁部材に対する中詰材 1 個の支配面積に作用する土圧の合力に等しいものとする。ここに、中詰材 1 個の支配面積は、図-11.9に示す中詰材 1 個の水平支配長さ S_B と梁部材 1 本の鉛直支配長さ h_B の積とした。スリットセルラーは開口部を有しているため、 h_B は開口部も含めた長さとした。

図-11.8の包絡線および式(11.3)による P_e の鉛直方向の変化の割合を表-11.4に示す。この表より上述の仮定のもとで、本実験により得られた P_e の鉛直方向の変化割合は、式(11.3)において K_s を 0.5 とした場合にほぼ等しいことが分かる。

(3)波作用時の中詰材水平力の実験結果

周期 $T = 2.0 \text{ s}$, 入射波高 $H_i = 20 \text{ cm}$ の場合における測定対象壁前面の水位 η (前壁測定の場合 η_f , 後壁測定の場合 η_r) , ひずみゲージで測定されたモーメント M_w , 梁部材に作用する同時差圧 Δp_s および中詰材水平力 P_w の経時変化を図-11.10に示す。ここに、 M_w は岸向きの力を受けた時に生じる

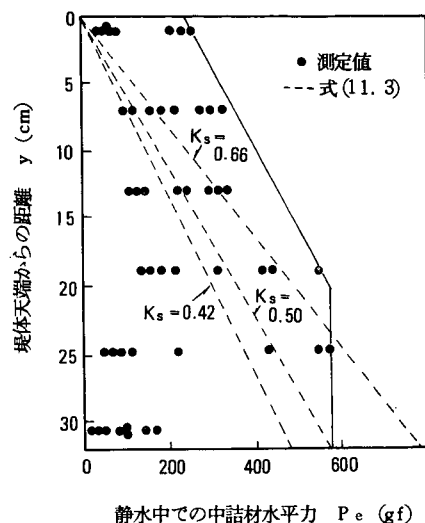


図-11.8 静水中での中詰材水平力

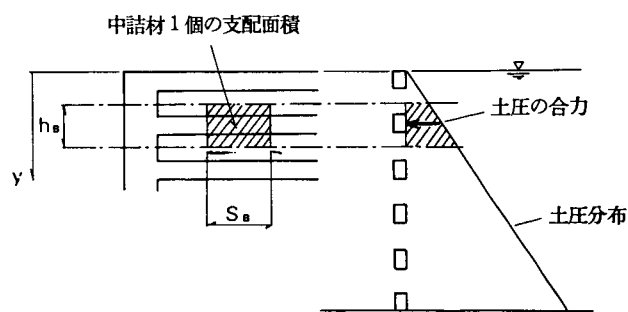


図-11.9 梁部材に対する中詰材 1 個の支配面積

モーメント（以下岸向きのモーメントと称する）を正とし、 Δp_s および P_w は岸向きを正とする。また、 P_w は静水中において 0 である。図-11.10(a)によれば、前壁の梁部材では引き波時の冲向きのモーメントは、 Δp_s が冲向きとなるとともに変化するが、 Δp_s が岸向きに変化する以前においてほぼ 0 となる期間（図-11.10(a)に示す τ ）にも冲向きのモーメントを示す。これは、この期間 P_w が冲向きに作用しているためである。同様に、図-11.10(b)によれば、後壁の梁部材では、押し波時の岸向きのモーメントは、岸向きの Δp_s の増加に伴い増加するが、 Δp_s がピークを過ぎて減少しても M_w の減少は緩やかである。これは、この期間 P_w が岸向きに作用しているためである。このように Δp_s と P_w が位相差をもって梁部材に作用するのは、 Δp_s は波が梁部材に直接作用する場合に発生するのに対し、 P_w は複雑に配置された中詰材を経由して梁部材に作用し、伝達過程が異なるためと考えられる。

表-11.4 静水中における中詰材水平力 P_e の鉛直方向の変化割合

算 定 法		P_e の変化割合 (gf/cm)
図 - 11. 8 の 包 絡 線		17.5
式 (11. 3)	$K_s = 0.42$	15.1
	$K_s = 0.50$	18.0
	$K_s = 0.66$	23.8

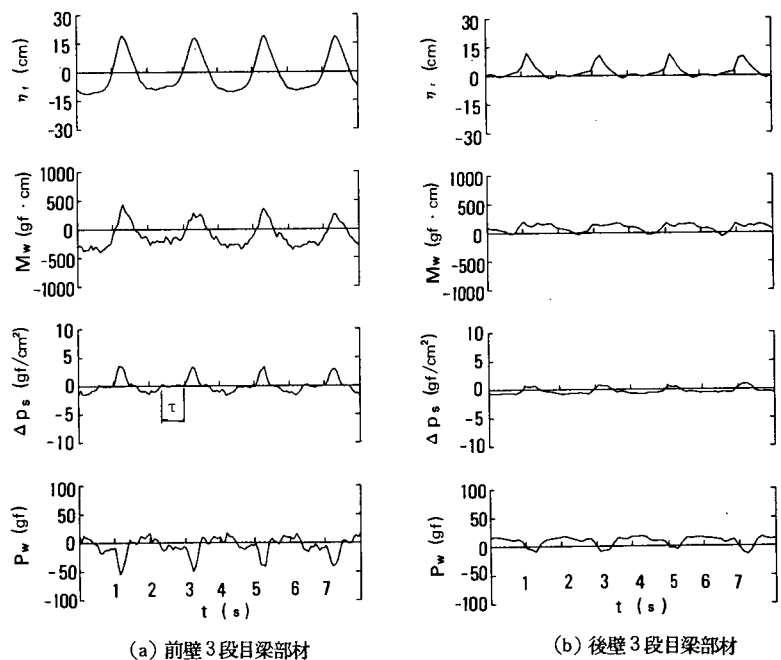


図-11.10 壁前面の水位 η 、梁部材に生じるモーメント M_w 、同時差圧 Δp_s および波作用時の中詰材水平力 P_w の経時変化 ($T=2.0$ s, $H_i=20$ cm)

梁部材に生じるモーメント M_w が、前壁では冲向きに、後壁では岸向きに最大となる時の中詰材水平力 P_w と入射波高 H_i の関係を図-11.11~11.13に示す。ここでは、 P_e と同一方向に波力が作用する場合を対象とし、図-11.11~11.13の順に、それぞれ最上段、3段目、5段目の梁部材に作用する水平力をまとめている。これらの図によれば、 P_w は中詰材の設置状態の影響を大きく受けるため、データのばらつきが大きい。これは、前壁、後壁とも最上段の梁部材において顕著である。また、 H_i の増加に対する P_w の変化の傾向は明確でない。更に図-11.11に示すように、前壁では冲向きモーメントが最大となっているにもかかわらず P_w が正（岸向き力）となる場合が見られ、後壁では岸向きモーメントが

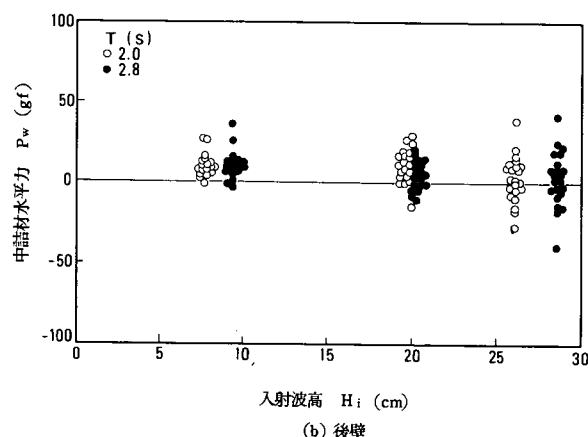
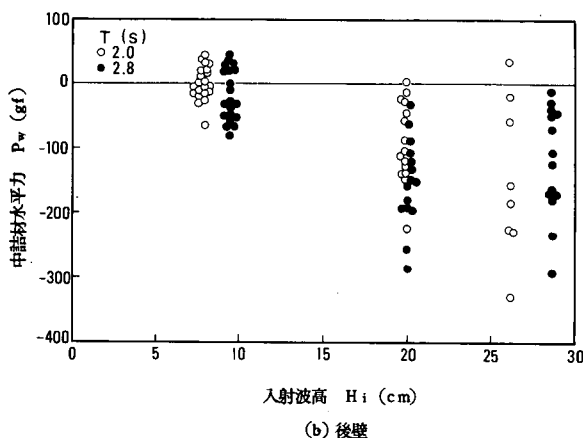
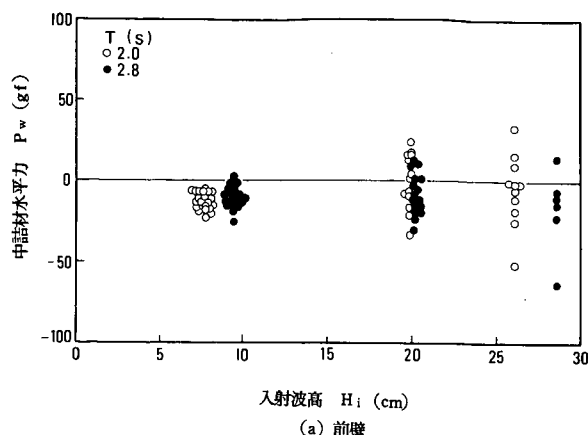
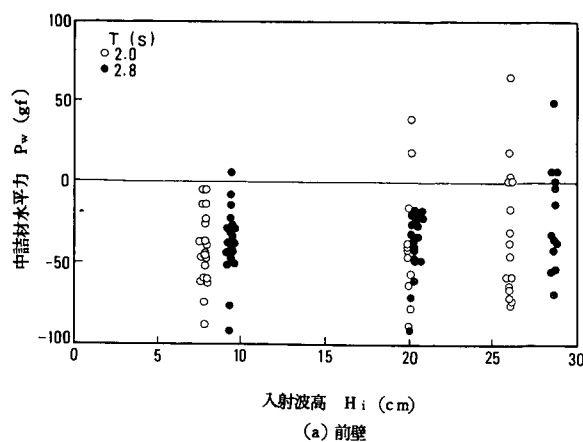


図-11.11 入射波高 H_i と中詰材水平力 P_w の関係 (最上段梁部材)

図-11.12 入射波高 H_i と中詰材水平力

最大のとき P_w はほとんど負 (冲向き力) となる。これらは、静水中で中詰材を設置した場合よりも波力の作用を受けて楔効果が弱くなったためと考えられる。この場合、梁部材の剛性が小さいと、 Δp_s による梁部材の変位が大きくなり、 P_w を過小評価する可能性がある。しかし、本実験で用いた梁部材は、充分剛性が高く P_w を過小評価することはない。なぜならば、 Δp_s を等分布荷重として梁理論により水平変位量を求めてみると、0.01 mm のオーダーとなり、これは十分小さな量と言えるからである。

各段の梁部材で測定された P_w の最大値 P_{wmax} と図-11.8 の包絡線から得られた各段の梁部材の P_e を表-11.5 および図-11.14 に示す。ここで、 P_{wmax} は P_e と同一方向を対象とした。すなわち、 P_{wmax} は、前壁において引き波時の冲向き

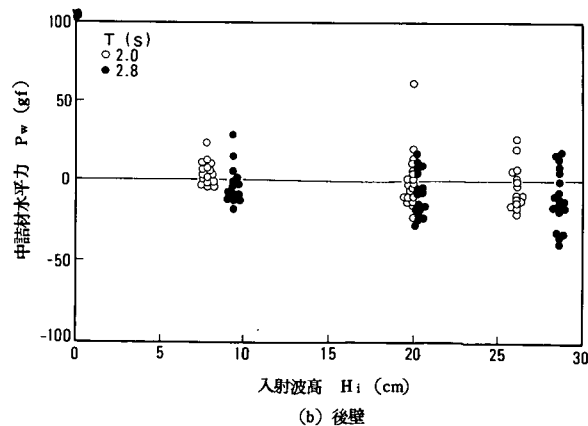
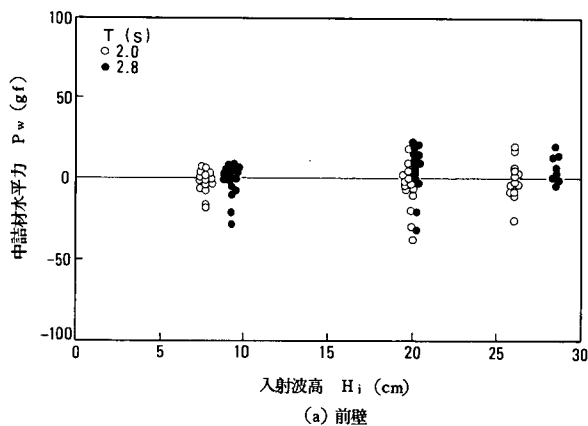


図-11.13 入射波高 H_i と中詰材水平力 P_w の関係 (5 段目梁部材)

表-11.5 波作用時の中詰材水平力の最大値と静水中における中詰材
水平力の比較 (T=2.0, 2.8s, Hi=7.8~28.6 cm)

梁部材 No.	前壁 (引き波時)			後壁 (押し波時)		
	P_{wmax} (gf)	P_{wmax}/P_e	$P_{wmax}+P_e$ (gf)	P_{wmax} (gf)	P_{wmax}/P_e	$P_{wmax}+P_e$ (gf)
1	94	0.36	353	46	0.18	305
2	59	0.16	420	53	0.15	414
3	61	0.13	523	41	0.09	503
4	60	0.11	624	62	0.11	626
5	38	0.06	626	64	0.11	652
6	48	0.08	636	44	0.07	632

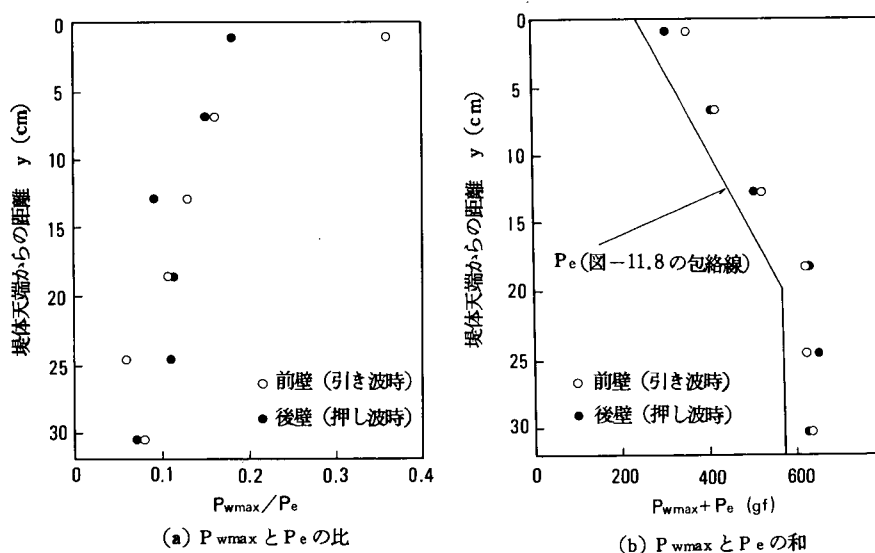


図-11.14 波作用時の中詰材水平力の最大値と静水中における中詰材
水平力の比較 (T=2.0, 2.8s, Hi=7.8~28.6 cm)

の力、後壁において押し波時の岸向きの力とした。表-11.5および図-11.14(a)より、 P_{wmax} と P_e の比は2段目の梁部材では0.15程度、3段目以下の梁部材ではほぼ0.1程度と小さいことが分かる。したがって2段目以下の梁部材に作用する中詰材水平力は、静水中において設置時に生じる静的な P_e が支配的である。一方、最上段の梁部材では、特に前壁において P_{wmax} と P_e の比が0.36と大きい。しかし、 $P_{wmax}+P_e$ に注目すると、図-11.14(b)より5, 6段目の $P_{wmax}+P_e$ に対して約55%の値を持つにすぎない。したがって、中詰材水平力が梁部材に及ぼす影響は、水深が深いところにおいて大きく、波作用時の P_w よりも設置時に生じる静的な P_e が支配的である。

11.5 まとめ

本実験により得られた複列透過性潜堤の梁部材に作用する中詰材水平力の特性を要約すると以下の通りである。

①本実験に用いた諸元を有するスリットセルラーにテトラポッド 6.3 t 型を中詰する場合，中詰材水平力は集中荷重とみなすべきである。中詰材水平力の作用点数は，中詰材 1 個の支配長さ当たり大半が 1 点である。

②静水中における中詰材水平力は，水深方向にほぼ単調に増加するが，天端付近においてある有限な値を持つ。

③波作用時の中詰材水平力は，梁部材への伝達過程が同時差圧と異なる。同時差圧は波が直接梁部材に作用する場合に発生するのに対し，中詰材水平力は複雑に配置された中詰材を経由して梁部材に作用する。

④中詰材水平力が梁部材に及ぼす影響は，水深が深いところにおいて大きく，波作用時の水平力よりも設置時に生じる静的な水平力が支配的である。

参 考 文 献

建設省土木研究所海岸研究室（1990）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書(1)，共同研究報告書，第46号，pp. 129 ～ 170.

島田真行（1984）：消波ブロック被覆堤ケーソンに対する作用力の伝達過程について，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 571 ～ 575.

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12章 有脚式離岸堤への作用波力と構造物の 応答性に関する現地観測（その1）

建設省土木研究所構造研究室	室長	横山功一
	研究員	澤田憲文
		金子学
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
飛島建設(株) 技術本部研究開発部		岡幸夫
		戸早孝幸
		岡本浩
		木崎茂

12.1 まえがき

本研究は、駿河海岸の沖合約 200m、水深約 7 m の位置に建設された有脚式の新型離岸堤を対象として行われた波圧および部材ひずみに関する現地観測データをもとに、構造物に作用する差圧および全水平波力について検討を加えるものである。この新型離岸堤は、群杭状に打設した鋼管杭にプレキャストコンクリート部材を組み込み、これを P C 鋼棒で緊張し、さらに杭体とコンクリート部材の間隙をコンクリートで充填して一体化を図ったラーメン構造を有する（図-12.1 参照）。

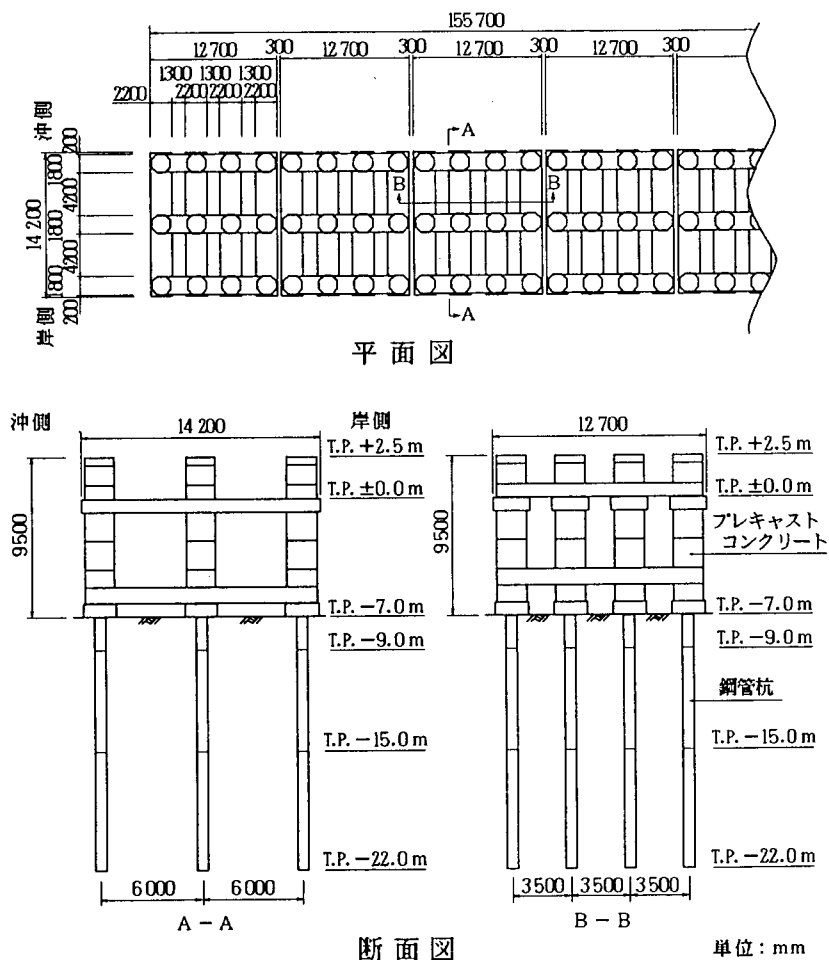


図-12.1 新型離岸堤の構造図

具体的な解析項目は、部材に作用する差圧、鋼管杭の縁応力、梁部材の鉄筋応力、波圧のスペクトル特性、および構造物への全水平波力の検討などであり、これらについて現地観測データを示すとともに波力実験データ（建設省土木研究所，1988）との比較を試みる。

12.2 計測方法

12.2.1 観測時の波浪条件

新型離岸堤への作用波力に関する現地観測は、有義波高 $H_{1/3}$ が 2.0 m 以上になると自動的に開始さ

れ、始動後連続10分間の計測が行われる。測定時間間隔は0.872sである。今回の検討では、1989年7月26日、7月27日の2日間に計測された32ケースのデータを用いた。これらの観測日にはいずれもかなりの高波浪が出現し、波圧・波力観測として有効なデータが取得された。当離岸堤に近接した建設省の海洋技術総合研究施設（水深約8m）で観測されたデータより求めた各ケースの H_{max} 、 $H_{1/3}$ 、 $T_{1/3}$ を表-12.1に示す。

表-12.1 現地観測時の波浪条件

計測 ケース	計測年月日	H_{max} (m)	$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)
1	1989.7.26	0.79	0.53	3.9
2		1.92	0.99	5.7
3		2.65	1.87	9.7
4		2.55	1.90	9.4
5		3.17	2.21	9.3
6		3.81	2.31	10.1
7		3.06	2.23	9.5
8		3.78	2.49	10.2
9		3.53	2.37	9.3
10	1989.7.27	3.84	2.72	11.6
11		3.48	2.62	9.7
12		3.42	2.42	10.3
13		3.77	2.62	9.7
14		4.11	2.85	10.5
15		4.39	3.19	11.5
16		3.18	2.61	10.7
17		2.59	2.20	10.0
18		3.68	2.94	11.3
19		3.79	2.83	10.7
20		3.61	2.71	10.2
21		4.42	2.66	10.4
22		4.04	2.78	10.5
23		3.70	3.02	11.1
24		4.90	2.82	10.4
25		4.00	2.99	10.1
26		3.66	3.00	10.2
27		3.98	3.06	11.6
28		4.11	2.98	9.8
29		4.14	2.68	9.3
30		4.31	2.79	11.0
31		4.15	2.65	9.6
32		4.51	2.85	9.8

12.2.2 観測項目

当離岸堤には波圧計、ひずみ計、鉄筋計、温度計が合計 116 チャンネル配置されている。波圧計の配置を図-12.2 に、ひずみ計、鉄筋計の配置を図-12.3 に示す。

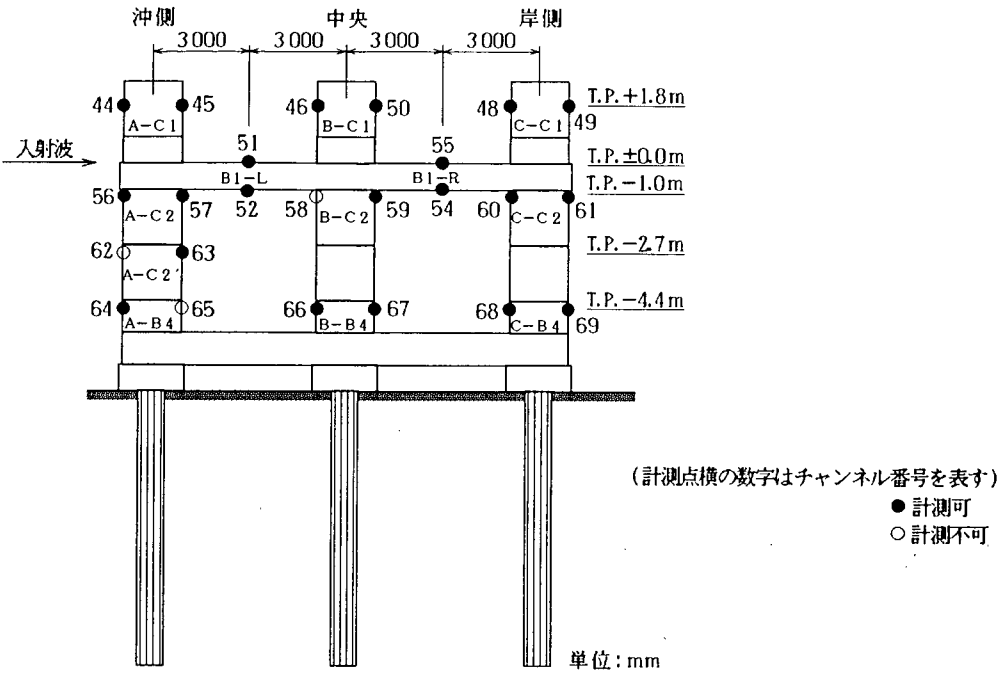


図-12.2 波圧計の配置図

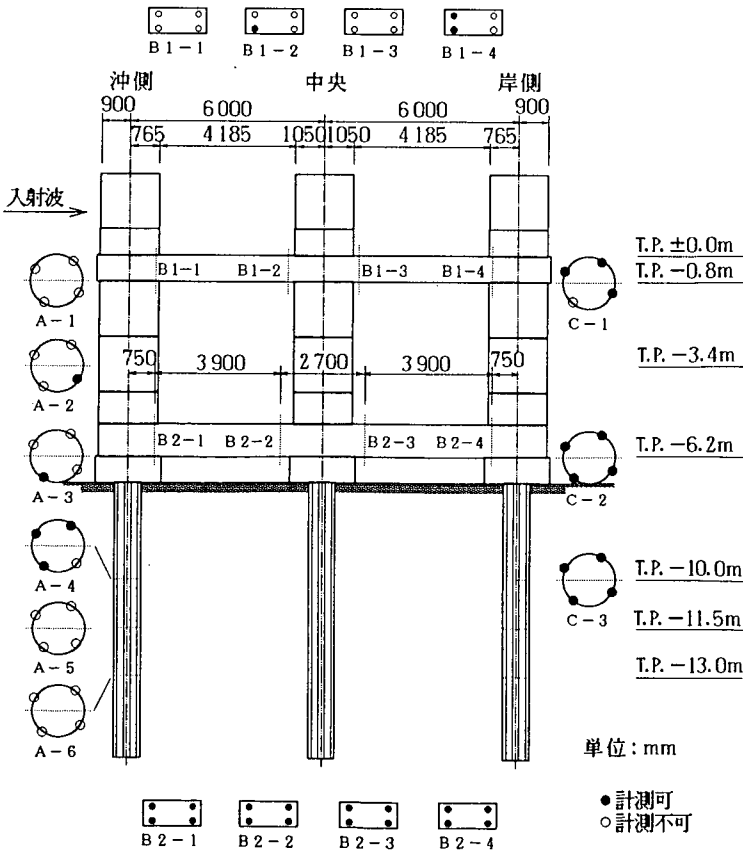


図-12.3 ひずみ計と鉄筋計の配置図

波圧計は、沖側、中央、岸側の柱部材と上部の梁部材に設置されている。柱部材には3箇所の水深位置（ただし沖側のみ4箇所）の沖側と岸側に、梁部材には柱間中央の上下に配置されている（図－12.2参照）。ひずみ計は沖側の鋼管杭の6断面と岸側の鋼管杭の3断面に、鉄筋計は上下の梁部材のそれぞれ4断面に配置し、各断面内では4測点のひずみを計測している（図－12.3）。ここでは計

表－12.2 計測断面の表示方法

計測断面を「 $\eta - \theta$ 」の形式で表示する。 ここに、 η ：計器を設置している部材 θ ：各部材における計器の設置断面				
η	柱部材，鋼管杭		沖側	A
			中央	B
			岸側	C
	梁部材		上側	B 1
			下側	B 2
θ	波圧計	柱部材	最上部	C 1
			中央	C 2
			最下部	B 4
		梁部材	沖側	L
			岸側	R
	ひずみ計	鋼管杭	上方より	1, 2, 3, 4, 5, 6
	鉄筋計	梁部材	沖側より	1, 2, 3, 4

測点の設置断面の名称を表－12.2のように定め、以下この表現にしたがうものとする。

2日間の観測日の計測可能点数を表－12.3に示す。図－12.2，12.3には計測状況を計測位置に示し

表－12.3 計測可能点数

計測月日 計測項目	7/26	7/27	初期計測 可能点数
鋼管杭応力	16	15～16*	33
鋼管杭せん断力	2		4
部材波圧	21	20～21*	24
吊鋼材応力	2		4
梁部材コンクリート応力	7		8
柱部材コンクリート応力	4		4
梁部材鉄筋応力	19		32
梁部材温度	1		2
合計	72	70～72*	111

* 図中に範囲（～）で示してある欄は、計測日の途中で計器に異常が生じ、計測可能点数が変化したものである。

た。計測可能点数を計測項目別にみると、鋼管杭の応力は約50%、部材波圧は約85%、梁部材の鉄筋応力は約60%である。

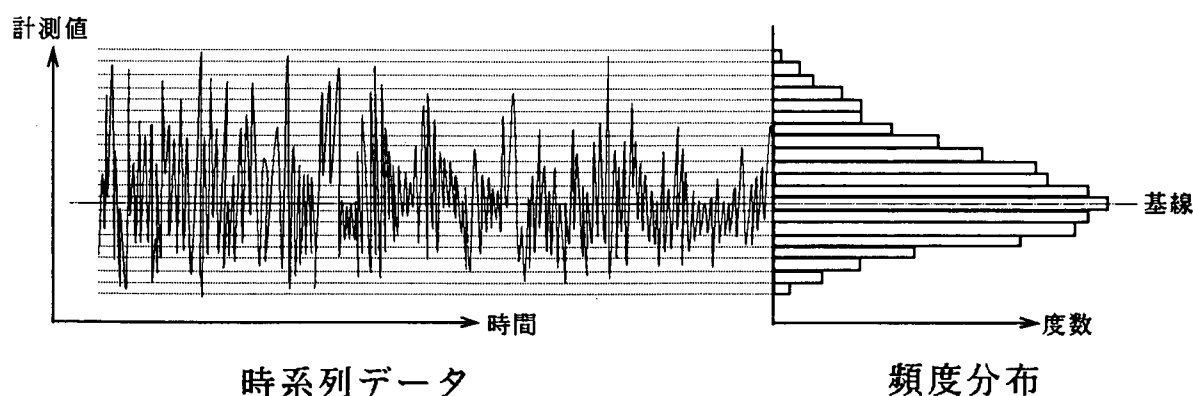
12.3 計測データの処理法

12.3.1 計測データの基線補正

磁気テープに収録された計測データは全て大型電算機で処理した。計測データには、ほぼ全てにゼロ線のドリフトが見られたため、基線補正を施した。計測データのゼロ線のドリフトには次の原因が考えられる。

- ① 静水圧、自重などの静的な外力の影響
- ② 計測器の劣化や故障によるゼロ線の移動
- ③ 収録システムにおけるゼロ線の移動
- ④ 温度によるずれ

これらのうち静的な外力の影響に関しては、波圧計では静水圧を、ひずみ計・鉄筋計では自重によって発生するひずみ量を測定値より差し引くことにより補正が可能である。②～④の原因に関しては、今回の観測が長期にわたる自動計測であるため、その影響を正確に評価することは難しい。簡単な基線補正としては、全計測データの平均値に基線を定める方法があるが、この方法では、水面上部に設置された波圧計で得られたデータのように、パルス状の尖った波形を持つデータの場合、過大な補正量を与えてしまう。そこで、基線補正として「最頻値による補正」を採用した（図－12.4 参照）。手順としては、



図－12.4 最頻値による基線補正

まず、計測データの最大値と最小値の間を20分割し、これより各分割区間でのデータの出現数を調べ頻度分布を求める。次に最頻値の出現区間の中央値の位置を基線として定める。この基線補正によれば、ひずみデータから自重の影響が、波圧データからは静水圧の影響が除かれる。

12.3.2 鋼管杭の軸力、曲げモーメントの算出法

図－12.3 に示したように、鋼管杭ではA－4，C－1，C－2，C－3の4断面で3点以上のひずみ

量が計測されている。これらのひずみゲージは図-12.5に示すように汀線と直角方向に対し約30度の角度で取り付けられている。そこで、測定値より汀線と直角方向の成分を次のように算出した。

- ① 測点の平面座標が (x, y) で測定されたひずみ量に関し、ひずみの空間分布が次式で表されると仮定する。

$$\epsilon = B_0 + B_1 x + B_2 y \quad \cdots \cdots (12.1)$$

ここに ϵ : ひずみ量

x : 岸向き方向の座標

y : 汀線方向の座標

B_0, B_1, B_2 : 定数

- ② 3点のひずみ量が計測されている断面に対しては、3組の (x, y) と ϵ を式 (12.1) に代入し係数 B_0, B_1, B_2 を求める。また、4点のひずみ量が計測されている断面に対しては、4組の (x, y) と ϵ の関係より最小二乗法で係数 B_0, B_1, B_2 を求める。

- ③ 式 (12.1) に鋼管杭の沖側、岸側端部の平面座標 ($x = 0, y = \pm D_s / 2$) を代入し、ひずみ量 (ϵ_L, ϵ_R) を求める。ここに D_s は鋼管杭の外径である。

$$\epsilon_L = B_0 - B_2 D_s / 2 \quad \cdots \cdots (12.2)$$

$$\epsilon_R = B_0 + B_2 D_s / 2 \quad \cdots \cdots (12.3)$$

- ④ 最後に、 ϵ_L, ϵ_R より軸力と曲げモーメントを計算する。

$$\sigma_L = E_s \epsilon_L \quad \cdots \cdots (12.4)$$

$$\sigma_R = E_s \epsilon_R \quad \cdots \cdots (12.5)$$

$$N_m = A_s / 2 (\sigma_L + \sigma_R) \quad \cdots \cdots (12.6)$$

$$M_m = Z_s / 2 (\sigma_L - \sigma_R) \quad \cdots \cdots (12.7)$$

ここに σ_L : 鋼管杭の沖側縁応力 (kgf/cm^2)

σ_R : 鋼管杭の岸側縁応力 (kgf/cm^2)

E_s : 鋼材の弾性係数 (kgf/cm^2)

N_m : 軸力 (kgf)

M_m : 曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

A_s : 鋼管杭の断面積 (cm^2)

Z_s : 鋼管杭の断面係数 (cm^3)

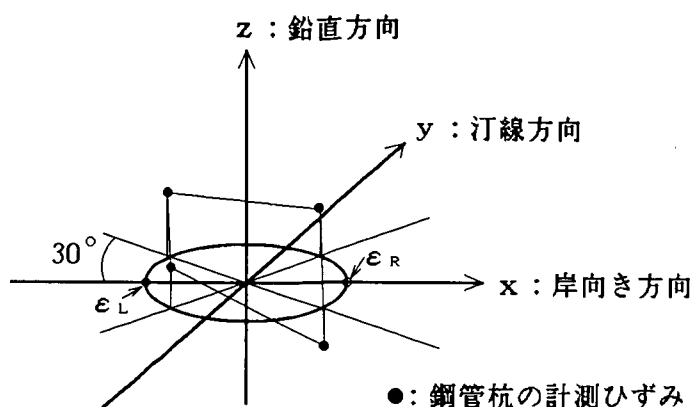


図-12.5 鋼管杭のひずみ計の配置

12.3.3 梁部材の軸力と曲げモーメントの算出法

図-12.3 に示したように、梁部材ではB 2 梁の4断面で4点のひずみ量が計測されている。ひずみ量は上下の主鉄筋ごとにそれぞれ2点計測されているから、2点ずつの平均値を求め鉄筋位置でのひずみ量とした。計測されたひずみ量から求めた鉄筋の応力は最大で80kgf/cm²、コンクリートの縁応力に換算すると15kgf/cm²程度であり、コンクリートの圧縮強度（270kgf/cm²）の1/15以下である。したがって、コンクリートにひびわれは発生しておらず、全断面が有効と考えて軸力と曲げモーメントを計算した（図-12.6 参照）。以下に計算方法を示す。

$$N_m = S_c - S_T \quad \dots\dots\dots (12.8)$$

$$M_m = S_T' \cdot Z' (= S_c' \cdot Z') \quad \dots\dots\dots (12.9)$$

ここに N_m : 軸力 (kgf)
 M_m : 曲げモーメント (kgf・cm)
 S_T, S_c : 鉄筋コンクリートの引張, 圧縮力 (kgf)
 S_T', S_c' : 軸力を差し引いたときの引張, 圧縮力 (kgf)
 Z' : S_T' と S_c' の作用点間距離 (cm)

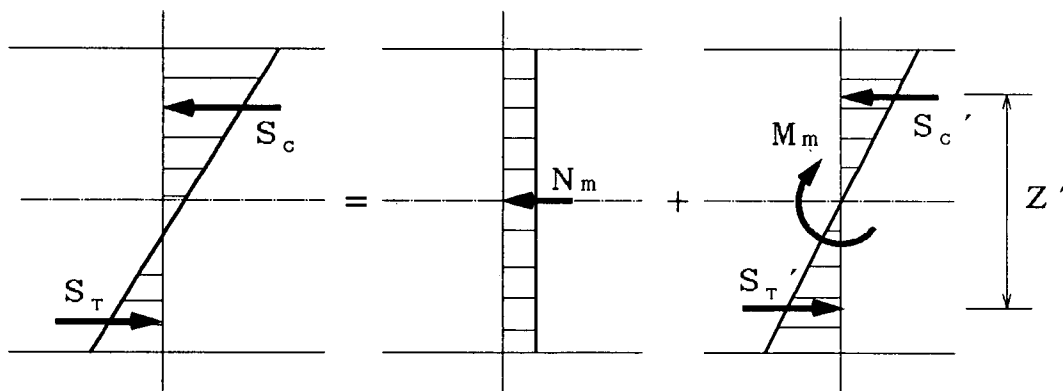


図-12.6 梁部材の断面力算出法

12.4 差圧および部材応力と波高との関係

12.4.1 差圧と波高の関係

柱部材および梁部材の作用波圧より次の差圧 Δp_w を求める。

$$\Delta p_w = p_{w.off} - p_{w.on} \quad \dots\dots\dots (12.10)$$

ここに Δp_w : 柱および梁部材の差圧 (kgf/cm²)
 $p_{w.off}$: 柱部材の場合, 沖側の波圧 (kgf/cm²)
 梁部材の場合, 下部の波圧 (kgf/cm²)
 $p_{w.on}$: 柱部材の場合, 岸側の波圧 (kgf/cm²)
 梁部材の場合, 上部の波圧 (kgf/cm²) である。

柱部材に作用する Δp_w は, 岸向きを正とする。また, 梁部材に作用する Δp_w は, 上向きを正とする。

図-12.7 は、柱部材の最上部（C 1 位置）と梁部材の沖側（B 1-L）の Δp_w に関し、差圧の作用方向にかかわらず計測時間内に絶対値が最大となるデータ Δp_w^* を縦軸にとり、これと $H_{\max}$ の関係を調べたものである。図中には、 Δp_w^* と $H_{\max}$ の関係を分かり易くするために、式（12.11）で表される直線を示した。

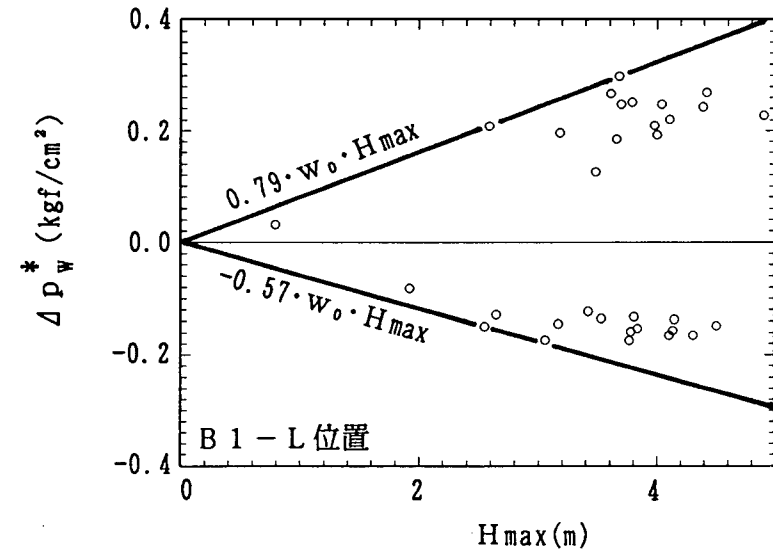
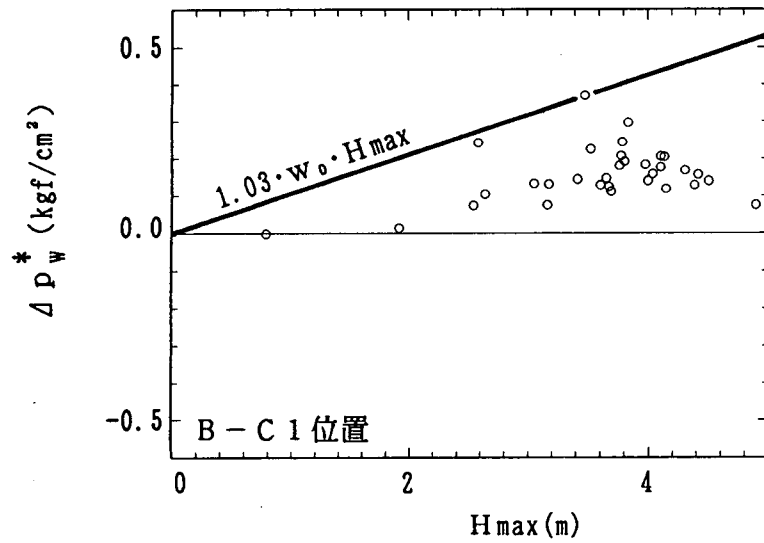
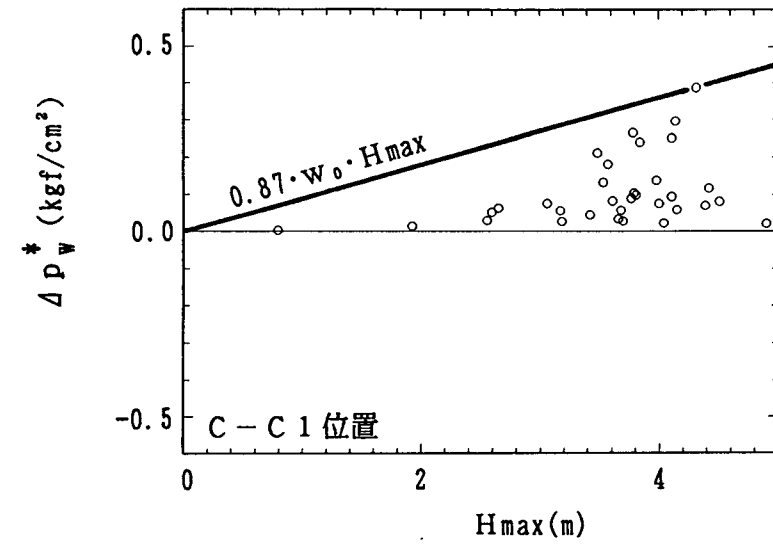
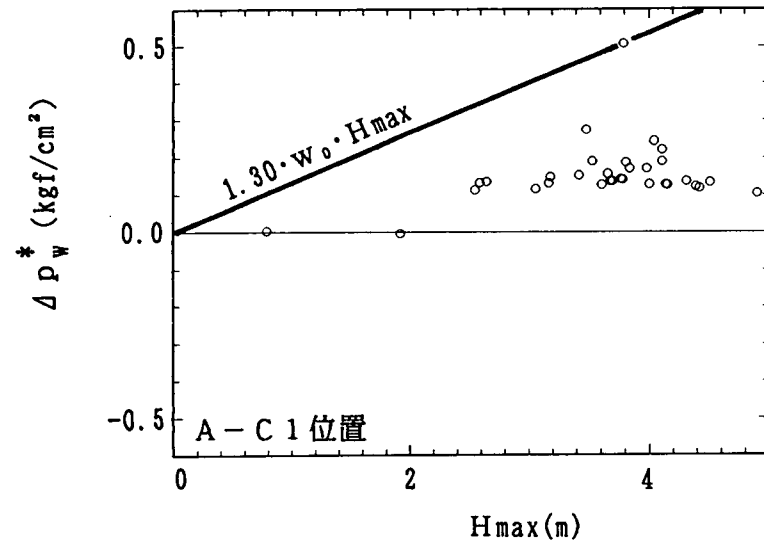
$$\Delta p_w^* = \kappa w_0 H_{\max} \quad \dots\dots\dots (12.11)$$

ここに κ : 差圧の係数

w_0 : 海水の単位体積重量 ($1.03 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^3$)

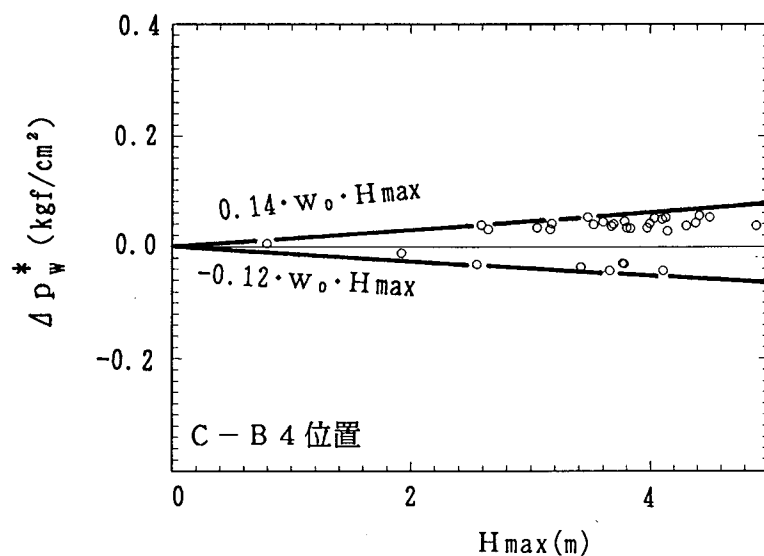
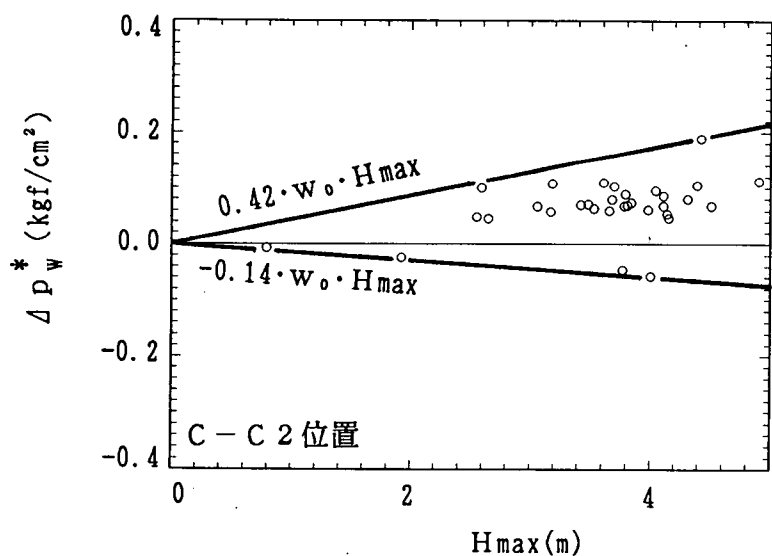
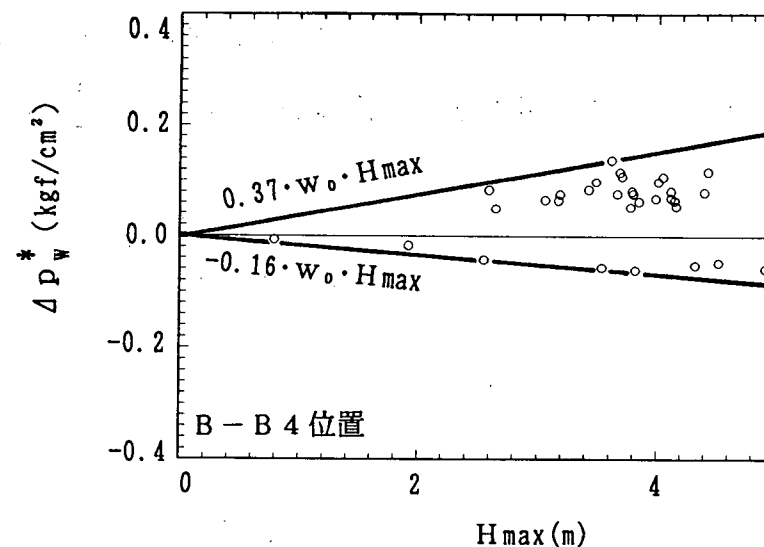
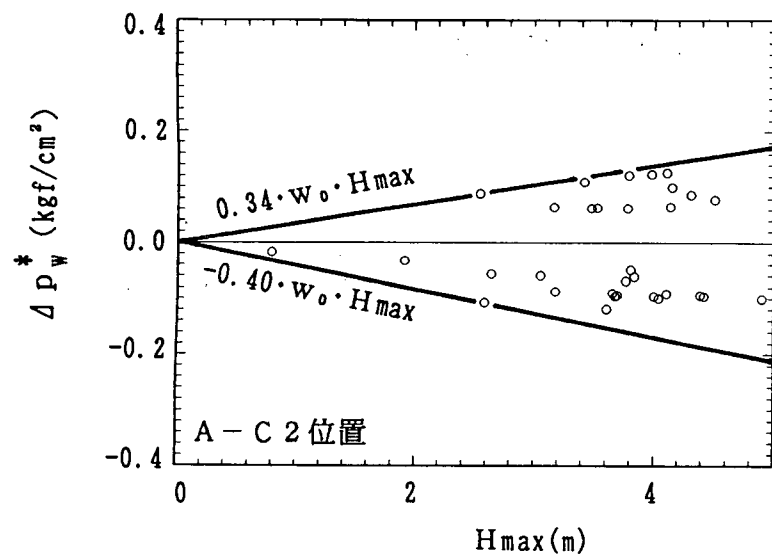
柱部材 C 1 位置での Δp_w^* の範囲は、 $0 \leq \Delta p_w^* \leq 1.30 w_0 H_{\max}$ である。また、梁部材では $-0.57 w_0 H_{\max} \leq \Delta p_w^* \leq 0.79 w_0 H_{\max}$ であり、鉛直下向きよりも鉛直上向きの Δp_w^* が若干大きくなる。また、柱部材 C 1 位置および梁部材に作用する Δp_w^* の絶対値は、 $H_{\max} \leq 3.5 \text{ m}$ では $H_{\max}$ とともに線形に増加するが、 $H_{\max} \geq 3.5 \text{ m}$ では $H_{\max}$ によらず一定もしくは減少する傾向にある。海洋技術観測施設で観測された $H_{\max}$ が 3.5 m 程度まで大きくなると、碎波限界波高となり構造物位置の波高がほぼ一定となったため、このような差圧特性が得られたと考えられる。

図-12.8 は、柱部材の中央（C 2 位置）と最下部（B 4 位置）で測定された Δp_w を図-12.7 の場合と同様に整理したものである。全般に、 Δp_w^* の範囲は $-0.40 w_0 H_{\max} \leq \Delta p_w^* \leq 0.42 w_0 H_{\max}$ にある。柱部材の最上部（C 1 位置）では、 Δp_w^* は全て正の値であったのに対して、C 2、B 4 位置は常に水中にあるため、 Δp_w^* は押波時に正、引波時に負となる。 Δp_w^* の絶対値が、 $H_{\max} \leq 3.5 \text{ m}$ で $H_{\max}$ の増加に伴ない線形に増加し、 $H_{\max} \geq 3.5 \text{ m}$ で $H_{\max}$ によらず一定となる傾向は、柱部材の最上部の場合と同様である。また、最上部と比較して、柱部材の中央と最下部の Δp_w^* の絶対値はかなり小さい。



Δp_w^* : Δp_w のうち計測時間内で絶対値が最大となるもの

図-12.7 C 1 位置および上部梁部材の差圧と最大波高との関係



Δp_w^* : Δp_w のうち計測時間内で絶対値が最大となるもの

図-12.8 C 2, B 4 位置の差圧と最大波高との関係

12.4.2 鋼管杭の縁応力と波高との関係

鋼管杭の縁応力と波高との関係を調べるため、同一断面内で3点以上の計測が行われた4断面（A-4, C-1, C-2, C-3）のひずみ量から、式(12.4), (12.5)より沖側・岸側縁応力 σ_L , σ_R を算出し、図-12.9に $H_{\max}$ の関係としてとりまとめた。ここに、縦軸には σ_L , σ_R それぞれについて、応力の作用方向にかかわらず計測時間内に絶対値が最大となるデータ σ_L^* , σ_R^* を図示した。

沖側の鋼管杭（A－4断面）では、 σ_R^* の絶対値は σ_L^* のそれと比べ非常に小さい。この断面では、4点のひずみ計のうち最も岸側の測点が欠測しているため、計測された3測点のデータの補間では σ_R^* が充分評価され得なかったものと思われる。A－4断面の σ_R^* を除くと、沖側（A－4断面）・岸側（C－1，C－2，C－3断面）の鋼管杭の σ_L^* と σ_R^* の絶対値は、 $H_{\max} \leq 3.5$ mでは $H_{\max}$ の増加に伴う線形に増加するが、 $H_{\max} \geq 3.5$ mでは $H_{\max}$ と無関係に一定となる。これは、前述のように $H_{\max} \geq 3.5$ mでは碎波により波高が減衰し、構造物へ作用する差圧が一定値を越えなくなり、鋼管杭にある値以上の応力が発生しなかったためと考えられる。また、鋼管杭に発生する応力は最大で1000kgf/cm²程度であり、鋼管杭の許容応力度1400kgf/cm²と比較して充分小さいことから、構造的には安全であることが分かる。

12.4.3 梁部材の鉄筋応力と波高との関係

計測断面内で4点のひずみが計測されているB 2梁の4断面に対し、鉄筋計のひずみ量から鉄筋応力 σ_{11} 、 σ_{12} を次式により求めた。

$$\sigma_u = E_s \bar{\epsilon}_u \dots\dots\dots (12.12)$$

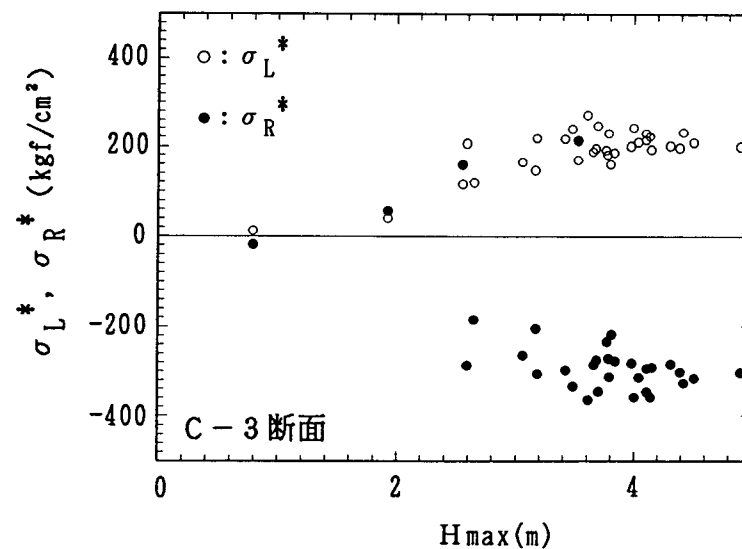
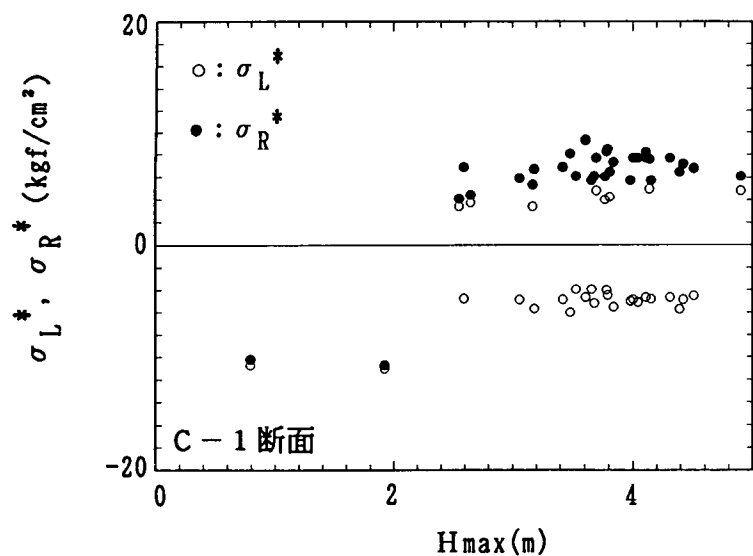
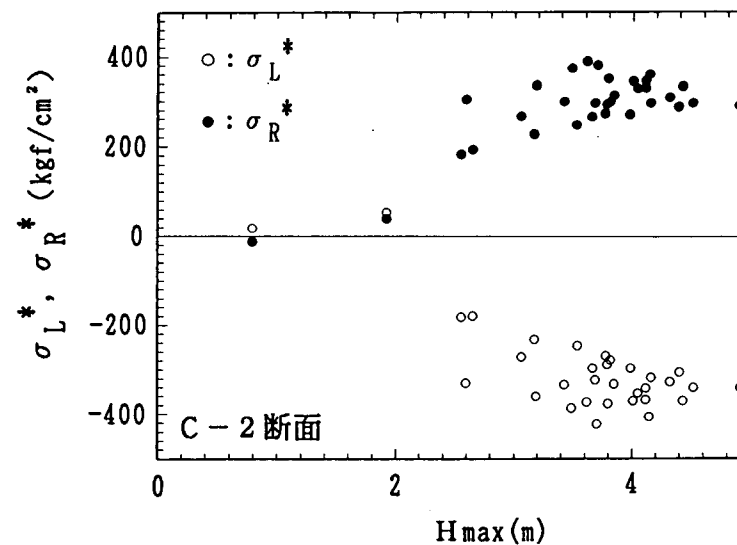
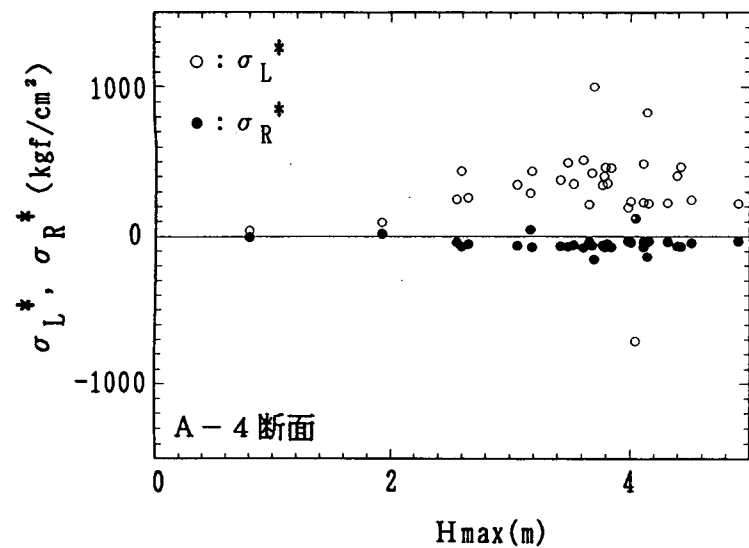
$$\sigma_D = E_S \overline{\epsilon}_D \dots\dots\dots (12.13)$$

ここに σ_u , σ_D : 梁部材上部, 下部主鉄筋の応力 (kgf/cm²)

E_s : 鋼材の弾性係数 (kgf/cm²)

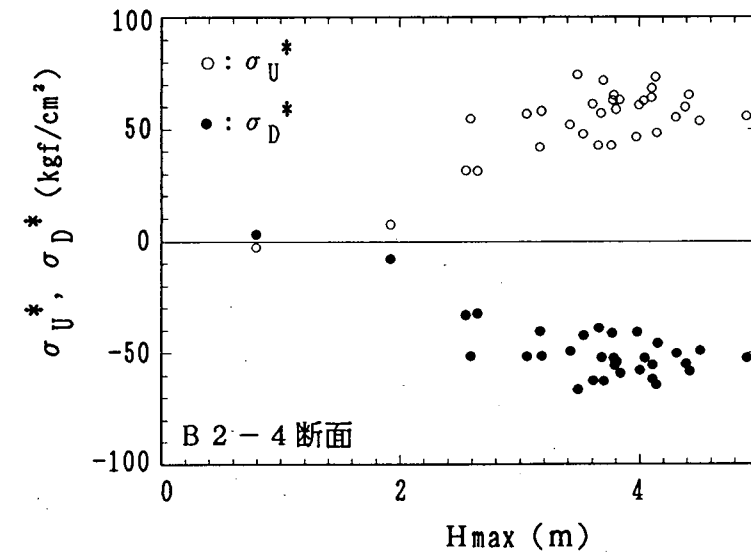
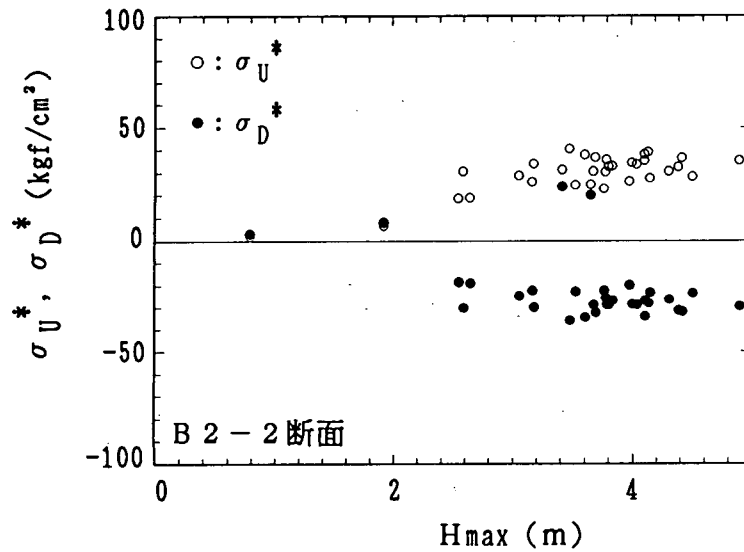
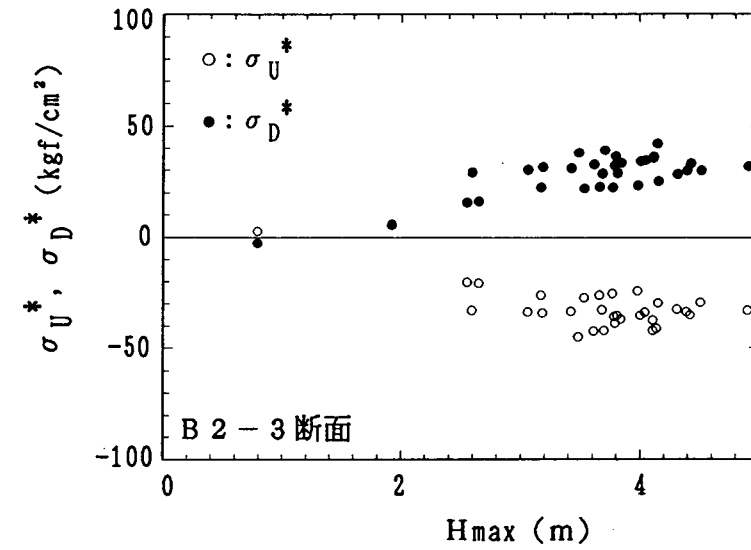
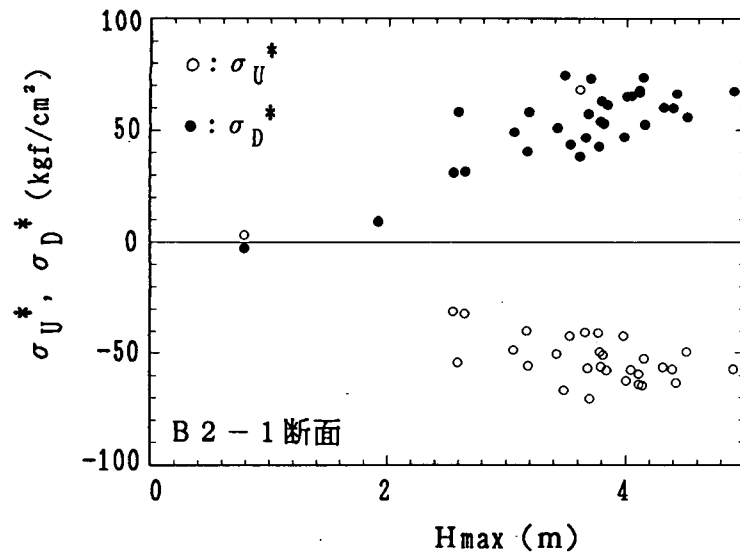
 $\bar{\epsilon}_U, \bar{\epsilon}_D$: 梁部材上部, 下部主鉄筋の平均ひずみ量

上下の主鉄筋のひずみ量はそれぞれ2点の平均値とした。図-12.10は、B2梁の各計測断面の鉄筋応力 σ_U 、 σ_D それぞれについて、応力の作用方向にかかわらず計測時間内に絶対値が最大となるデータ σ_U^* 、 σ_D^* を縦軸にとり、これと $H_{\max}$ の関係を調べたものである。鋼管杭の縁応力と同様に、 σ_U^* 、 σ_D^* の絶対値は、 $H_{\max} \leq 3.5$ mでは $H_{\max}$ の増加とともに線形に増加するが、 $H_{\max} \geq 3.5$ m以上では $H_{\max}$ と無関係に一定となる。また、梁部材の鉄筋応力は、最大で80 kgf/cm²であり、許容引張応力度2000 kgf/cm²に比べ著しく小さく、梁部材も構造的には安全であることが分かる。



σ_L^* : σ_L のうち計測時間内で絶対値が最大となるもの
 σ_R^* : σ_R のうち計測時間内で絶対値が最大となるもの

図-12.9 鋼管杭の縁応力と最大波高との関係



σ_U^* : σ_U のうち計測時間内で絶対値が最大となるもの
 σ_D^* : σ_D のうち計測時間内で絶対値が最大となるもの

図-12.10 B 2 梁の鉄筋応力と最大波高との関係

12.5 波圧のスペクトル解析

観測した波圧のスペクトル特性を調べるため、スペクトル分析を行った。計算には7月27日に観測された計測ケース12, 13のデータを使用した。

計測ケース12のA列柱部材の3測点(A-C1, A-C2, A-B4)の沖側波圧を時刻歴波形として図-12.11に示す。H. W. L.より上に設置されたA-C1の波圧計では、計器設置位置より上に水面が来たときのみ圧力が作用する。このような波形では、本来のスペクトル特性が十分に表せないため、時刻歴波形の形状からこの種の波形を持つデータは除外し、常時水面下にあると判断される波圧測点を対象としてスペクトルを計算した。計測ケース12と13の波圧のスペクトルを、波圧計の設置水深ごとにまとめてそれぞれ図-12.12, 12.13に示す。これらのスペクトルはバンド幅0.02HzのParzenウィンドーにより平滑化している。また、フーリエ振幅と波圧を同じ単位にするため、スペクトルには $T_w/2$ (T_w : 継続時間) を乗じていない。

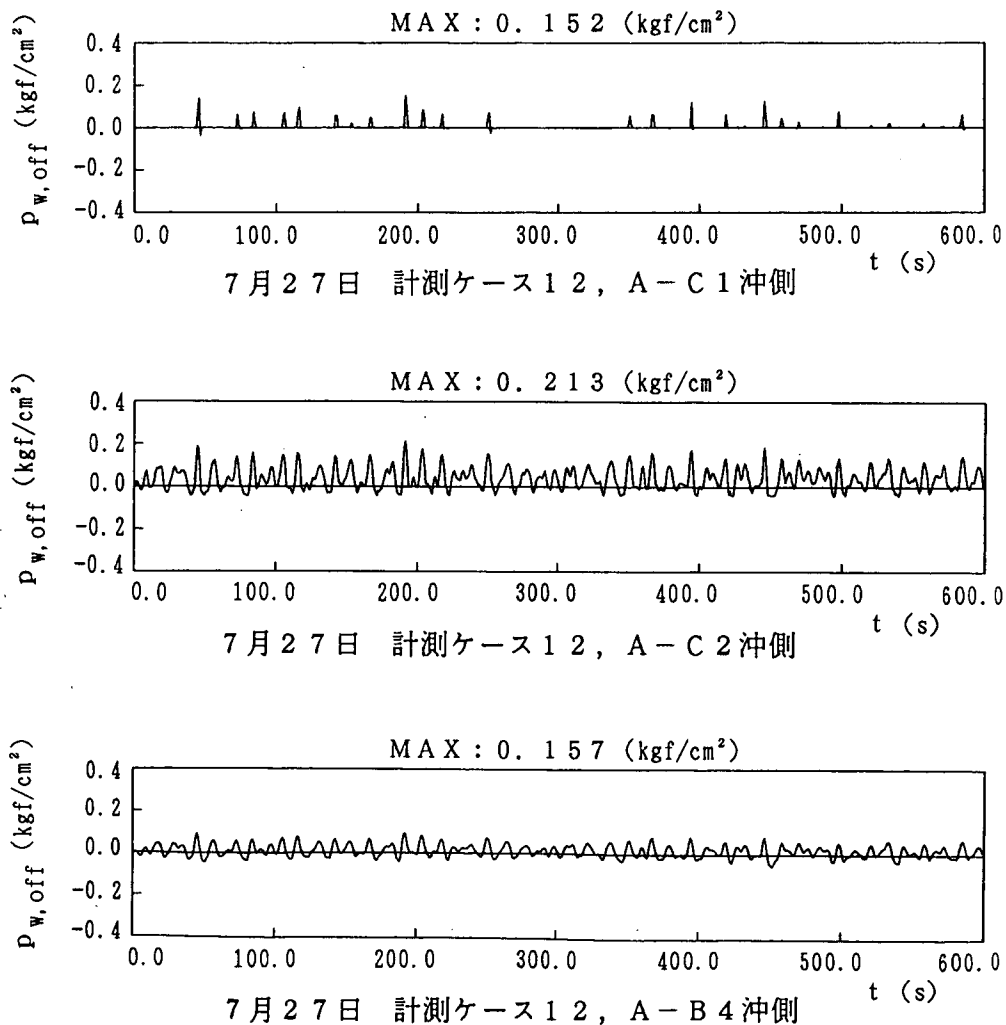


図-12.11 A列沖側波圧の時刻歴波形 (計測ケース12)

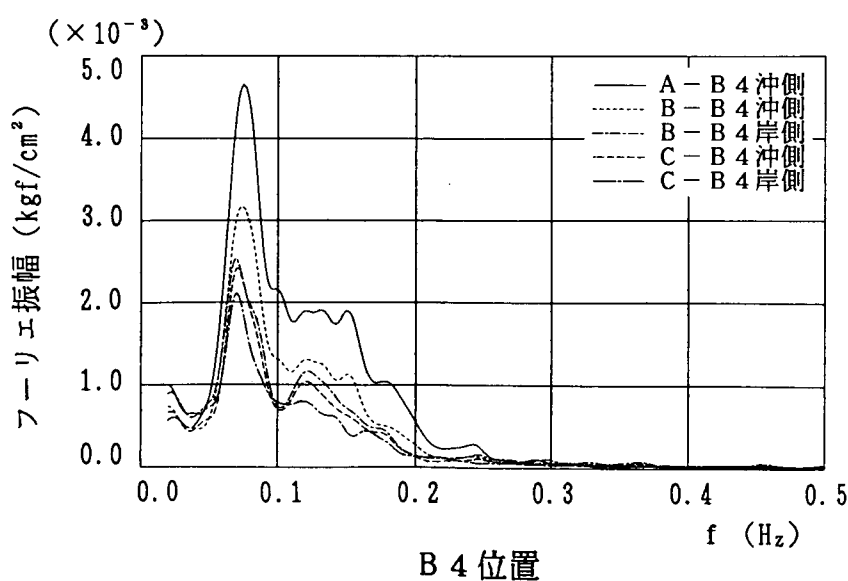
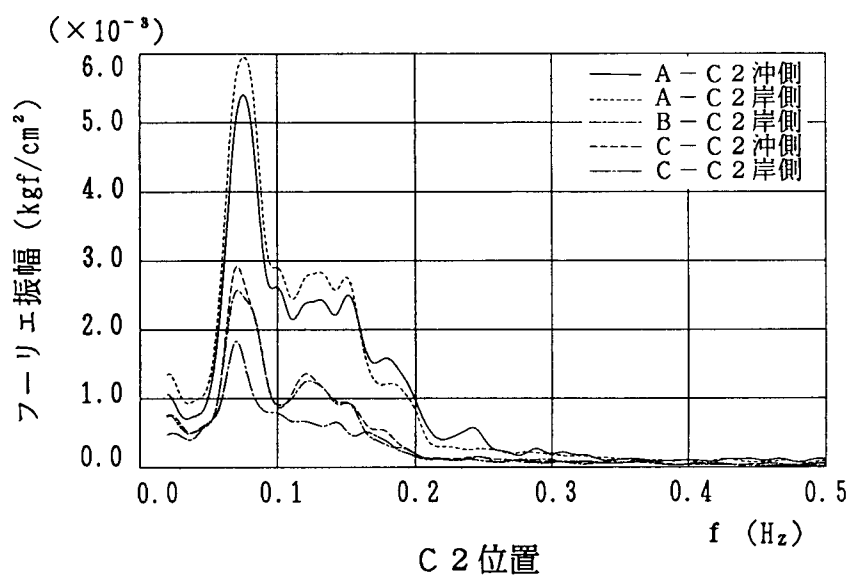
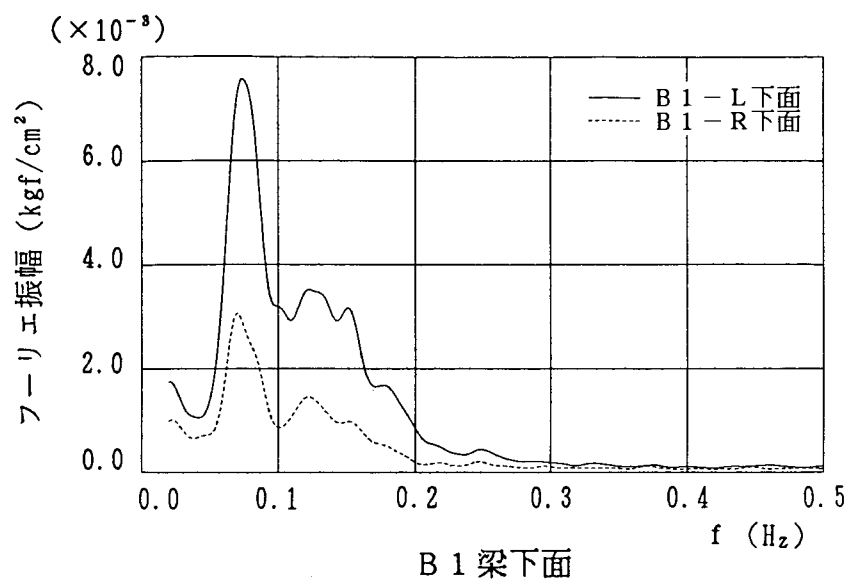


図-12.12 計測ケース12の波圧のスペクトル

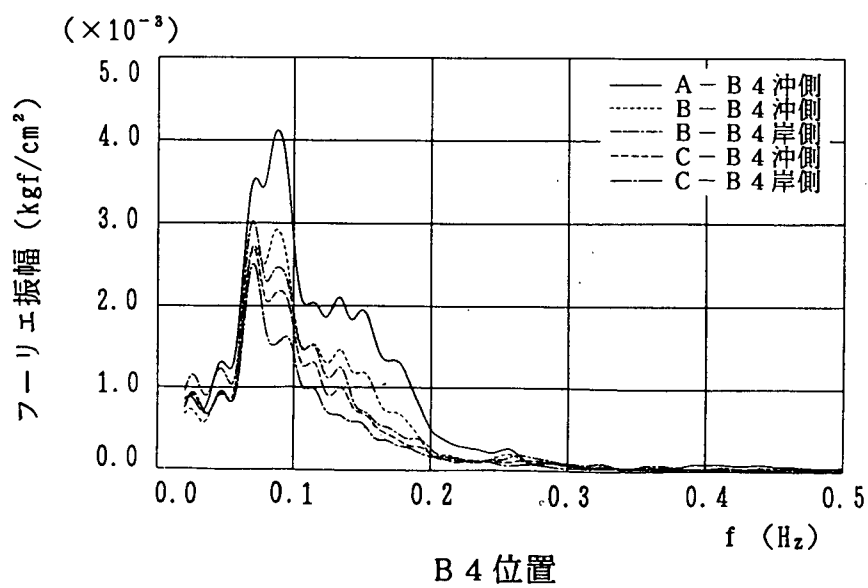
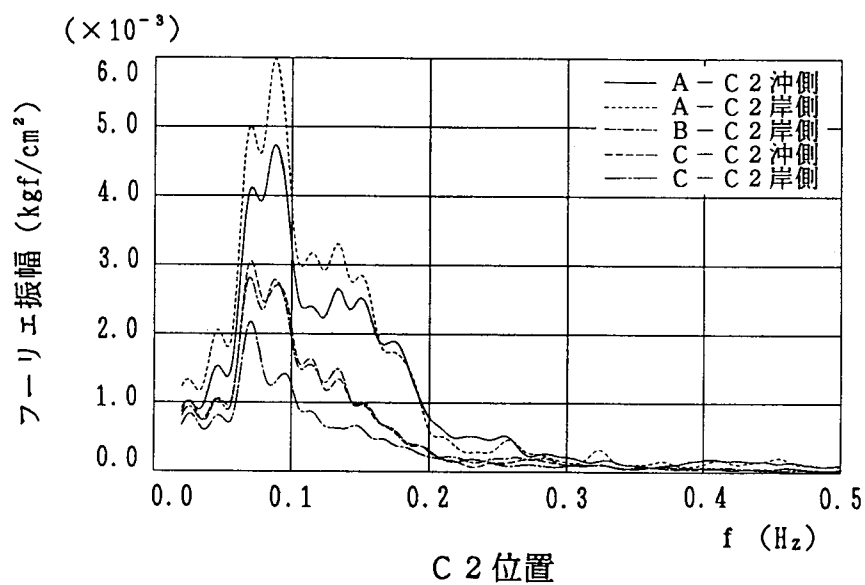
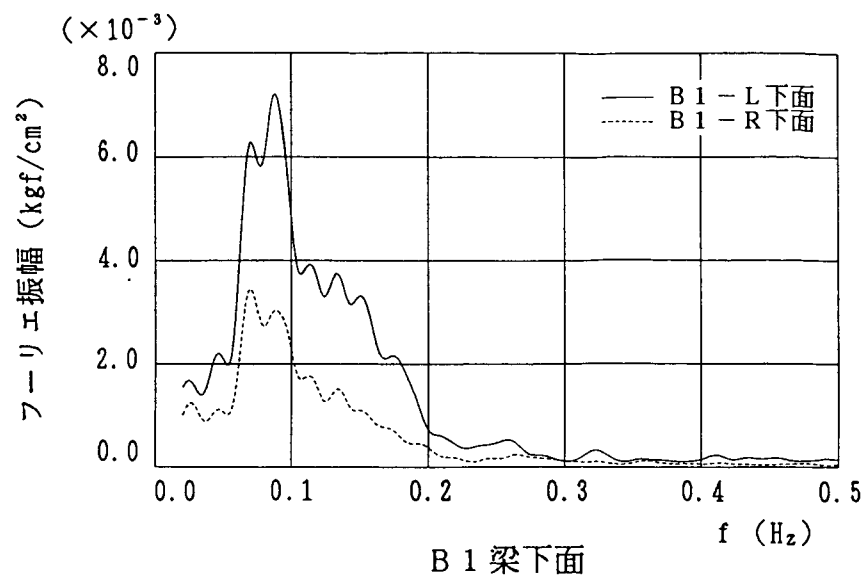


図-12.13 計測ケース13の波圧のスペクトル

同一水深で計測された波圧のフーリエ振幅を比べると、両計測ケースに共通して、最下部（B 4 位置）では、A 列の沖側波圧のパワーが最大で、波圧計の設置位置が岸に近づくにつれパワーが小さくなる。ところが、中央（C 2 位置）では、6 s（0.16Hz）～17 s（0.06Hz）の周期帯で A－C 2 の岸側の方が沖側より波圧のパワーが大きく、また、上部梁部材の沖側下面（B 1－L）の波圧のパワーは、岸側下面（B 1－R）よりもかなり大きい。これは、A 列、B 列と上部梁部材で囲まれた沖側遊水室内に海水が閉じ込められ、A－C 2 では冲向きに、B 1－L では上向きに大きな波圧が生じたためと考えられる。

12.6 差圧分布の検討

12.6.1 欠測データの推定

各柱列に配置した 3 箇所の波圧測点（C 1，C 2，B 4 位置）の差圧 Δp_w から、構造物に作用する差圧分布を求める際、B－C 2 の沖側波圧と A－B 4 の岸側波圧が欠測となっていることが問題となる。波圧の時刻歴波形をみると、3 柱列で計測された沖側・岸側波圧には、柱列間で一定の速度で波圧のピークが伝播している。また、波圧のピークにおいては各柱列の沖・岸側波圧の比が、同一水深の測点ではほぼ等しい値であった。そこで、欠測点と同一水深で計測された波圧をもとに、欠測データの推定を試みた。以下に、B－C 2 の沖側波圧の推定手順を示す。ここでは式（12.10）の表示方法に加え、沖側波圧を ${}_i p_{w \cdot off}$ 、岸側波圧を ${}_i p_{w \cdot on}$ で表し、添字 i には柱列名を記した。

① 欠測点の反対側にある各柱列の波圧（ ${}_A p_{w \cdot on}$ ， ${}_B p_{w \cdot on}$ ， ${}_C p_{w \cdot on}$ ）の時刻歴波形より、波が A 列から B 列に到達するに要する時間 Δt_{AB} と B 列から C 列に到達するに要する時間 Δt_{BC} を求める。

② ある時刻 t_0 における B－C 2 の沖側波圧の推定にあたり、時刻 $t_0 - \Delta t_{AB}$ における A 列の沖・岸側波圧の比 q_A 、および時刻 $t_0 + \Delta t_{BC}$ における C 列の沖・岸側波圧の比 q_C を次式で求める。なお、 q_A ， q_C の計算では、除数の岸側波圧が 0 に近づき計算結果が極端に大きくなることを避けるため、計算上の波圧の基準レベルは -1.0 kgf/cm^2 とする。

$$q_A = \frac{{}_A p_{w \cdot off}(t_0 - \Delta t_{AB}) + 1.0}{{}_A p_{w \cdot on}(t_0 - \Delta t_{AB}) + 1.0} \quad \dots\dots\dots (12.14)$$

$$q_C = \frac{{}_C p_{w \cdot off}(t_0 + \Delta t_{BC}) + 1.0}{{}_C p_{w \cdot on}(t_0 + \Delta t_{BC}) + 1.0} \quad \dots\dots\dots (12.15)$$

③ q_A と q_C の線形補間より、時刻 t_0 における B 列の沖・岸側波圧の比 q_B を求める。

$$q_B = \frac{q_A \Delta t_{BC} + q_C \Delta t_{AB}}{\Delta t_{AB} + \Delta t_{BC}} \quad \dots\dots\dots (12.16)$$

④ 求めた q_B と欠測点と反対側の ${}_B p_{w \cdot on}(t_0)$ より、時刻 t_0 における欠測データ ${}_B p_{w \cdot off}(t_0)$ を次式で推定する。

$${}_B p_{w \cdot off}(t_0) = ({}_B p_{w \cdot on}(t_0) + 1.0) q_B - 1.0 \quad \dots\dots\dots (12.17)$$

⑤ 時刻 t_0 を移動させて②～④の操作を繰返し、 ${}_B p_{w \cdot off}$ の時系列データを作成する。

12.6.2 差圧分布の特徴

前述の方法で推定した波圧と観測波圧より、各柱列の最上部（A－C 1，B－C 1，C－C 1）の差圧 Δp_w が最大となる時刻の差圧分布を求めた。なお、観測では116チャンネルの信号が0.872sの間に順次取り込まれるため、44～69チャンネルに接続した波圧計の起動時間には、 $0.872 \times 26 / 116 = 0.2 \text{ s}$ の時間差が生じるが、これは無視できる大きさと判断し、以下では同時に計測されたものとする。また、A，B，Cの各柱列に作用する差圧を鉛直方向に積分した単位幅当りの差圧を、それぞれA列差圧合力 P_A ，B列差圧合力 P_B ，C列差圧合力 P_C と定め、その和を全差圧合力 P_T と定める。

図－12.14は、A－C 1，B－C 1，C－C 1の差圧がそれぞれ最大となる時刻の差圧分布である。各計測点位置の差圧は計測ケース3～32の平均値を用いた。また、図の右側には各柱列の差圧の和の分布を示し、各柱列の下には計測ケース3～32の差圧合力の平均値 $\overline{P_A}$ ， $\overline{P_B}$ ， $\overline{P_C}$ および全差圧合力の平均値 $\overline{P_T}$ を示した。計測ケース1，2は他の計測ケースに比べ観測時の波高が低く、また波圧分布の傾向が異なったため平均値の計算から除いた。

$\overline{P_T}$ を大きい順に並べると、A－C 1，B－C 1，C－C 1の差圧が最大となる時刻でそれぞれ13.73 tf/m，10.75 tf/m，3.82 tf/mとなる。A－C 1の差圧が最大となる時刻のA列の差圧分布は、柱部材頂部で極めて大きく、上部梁部材の直下（C 2位置）でかなり小さくなり、深度が増すと再び増加する形状になった。柱部材頂部では、碎波による衝撃圧により差圧が極めて大きくなったと考えられる。また、C 2位置では、岸向きの波圧と、12.5で述べたように、A列，B列と上部梁部材で囲まれた遊水室内に海水が閉じ込められたことにより生じる冲向きの波圧が同時に作用し、差圧が小さくなったと考えられる。各柱列の差圧の和の分布はいずれの時刻においても柱部材の頂部で最大となったあと減少し、C 2位置以深では再び増加する形状になった。

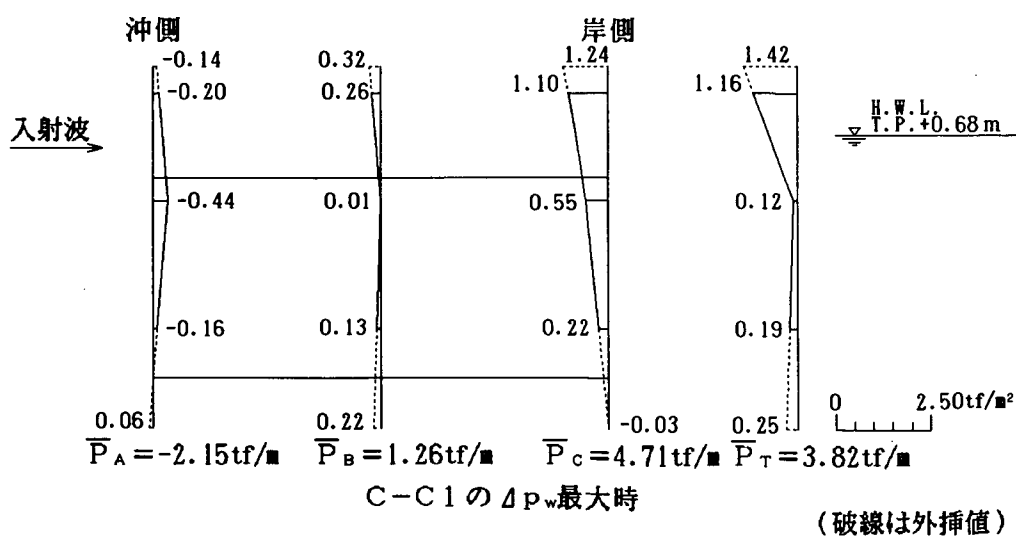
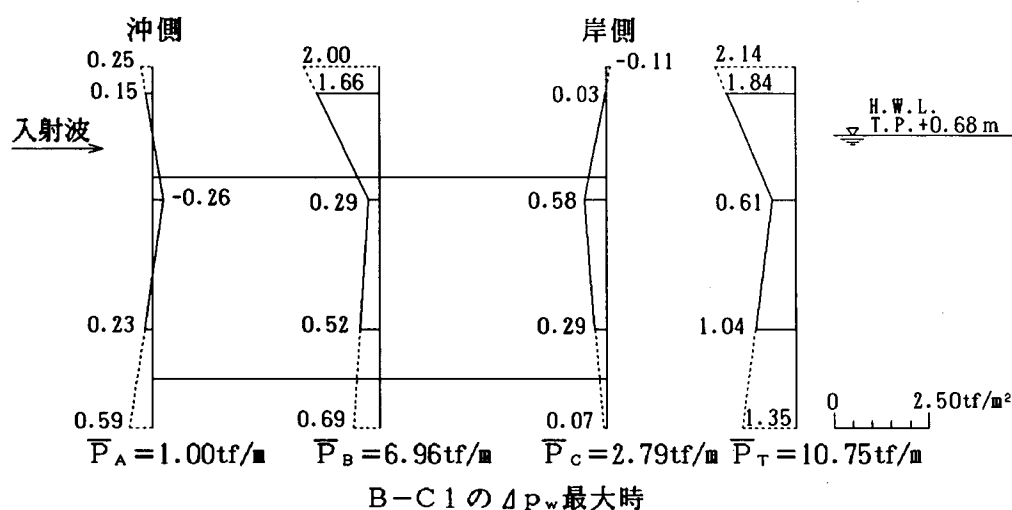
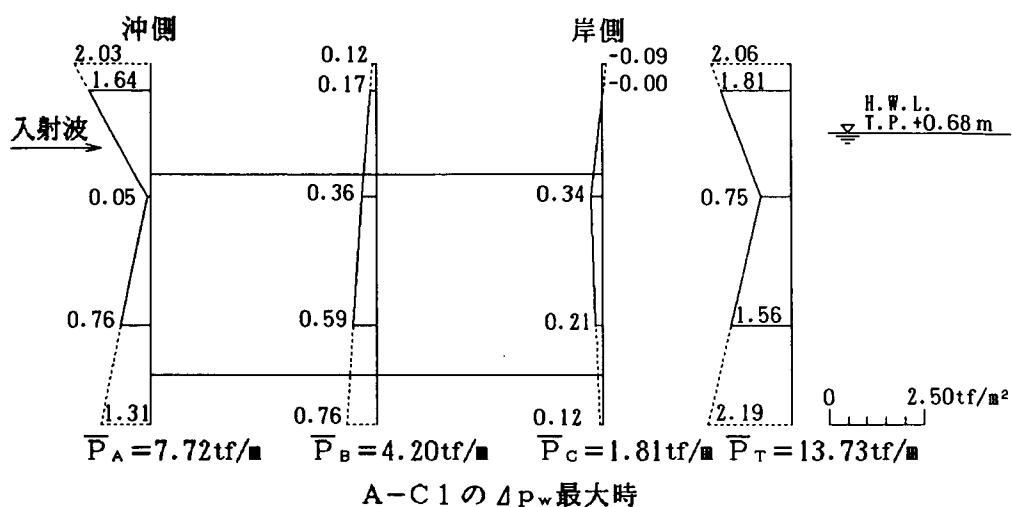


図-12.14 差圧分布の平均 (計測ケース 3 ~ 32)

12.6.3 波力実験結果との比較

過去に実施された波力実験（建設省土木研究所，1988）の中では，水平板付スリット型（P L S 3）の構造模型と当離岸堤の鉛直スリットおよび水平板の各々の空隙率が同じ値である。さらに，現地観測とP L S 3の波力実験では，表－12.4に示すように波浪条件の実験換算値がほぼ対応し，また潮位面か

表－12.4 現地観測と波力実験の波浪・構造条件

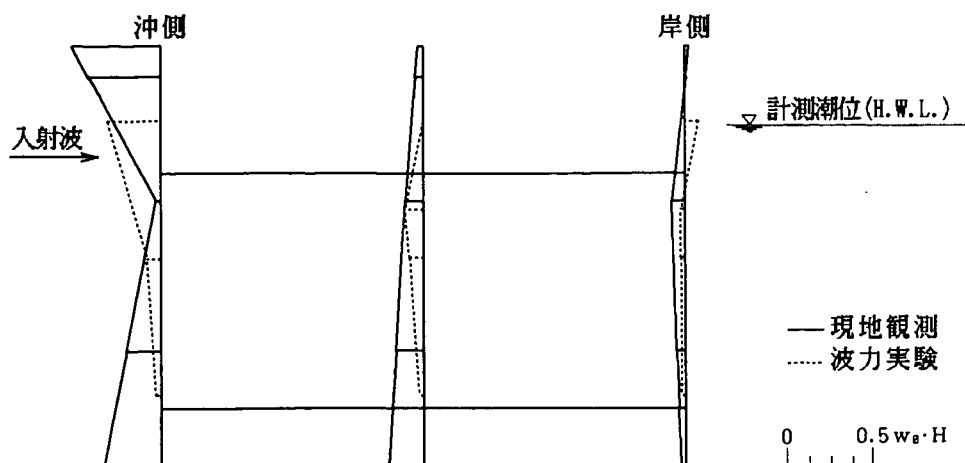
諸 元		現地観測		波力実験	
		実物	実験相当の換算値	ケース①	ケース②
波 浪 条 件	水 深	7.68m	30.0cm	30.0cm	30.0cm
	波 高	$H_{max}=2.5\sim 5.0m$ $H_{1/3}=1.8\sim 3.2m$	$H_{max}=9.8\sim 19.5cm$ $H_{1/3}=7.0\sim 12.5cm$	$H=15.6cm$	$H=15.6cm$
	周 期	$T_{1/3}=9.0\sim 12.0s$	$T_{1/3}=1.8\sim 2.4s$	$T=1.6s$	$T=2.0s$
部* 材 の 位 置	鉛直スリットの頂部	+1.82m	+7.1cm	±0 cm	±0 cm
	鉛直スリットの底部	-7.68m	-30.0cm	-24.0cm	-24.0cm
	水平板の上面	-0.68m	-2.7cm	-3.0cm	-3.0cm

* 基準面としては、観測においては観測時の潮位を、実験においては静水位をとる。

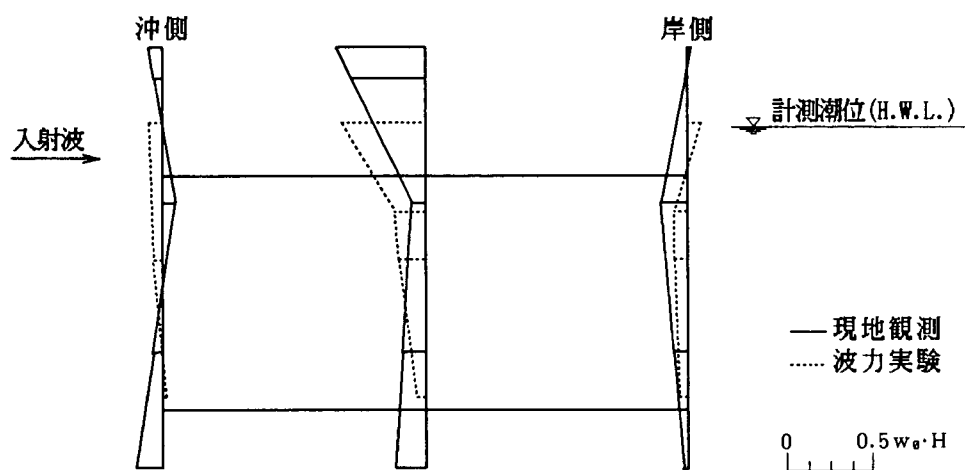
らの水平板位置の実験換算値がほぼ同じである。よって，これらの差圧分布の比較を試みた。

実験ケース①，②の沖側，中央，岸側の鉛直スリット最上部の計測点で差圧が最大になる時刻の差圧分布をそれぞれ図－12.15，12.16に示す。図中には現地観測と波力実験のデータを比較するため，差圧を $w_0 \cdot H$ （ w_0 ：水の単位体積重量， H ：現地観測では H_{max} ，実験では実験波高）で無次元化し，現地観測データを実線で，波力実験データを点線で示した。

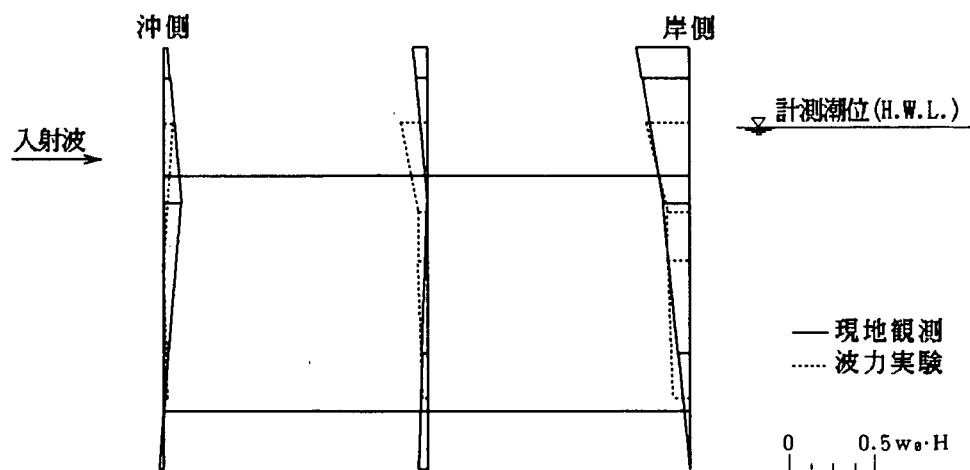
現地観測では中央最上部の差圧最大時において，上部梁部材の直下で差圧が一度小さくなり，さらに深度が増すと再び差圧が増加するが，波力実験では深度が増すとともに減少する。このような違いはあるものの現地観測と波力実験の差圧分布は全体的にはかなり良い対応を示す。



沖側最上部差圧最大時



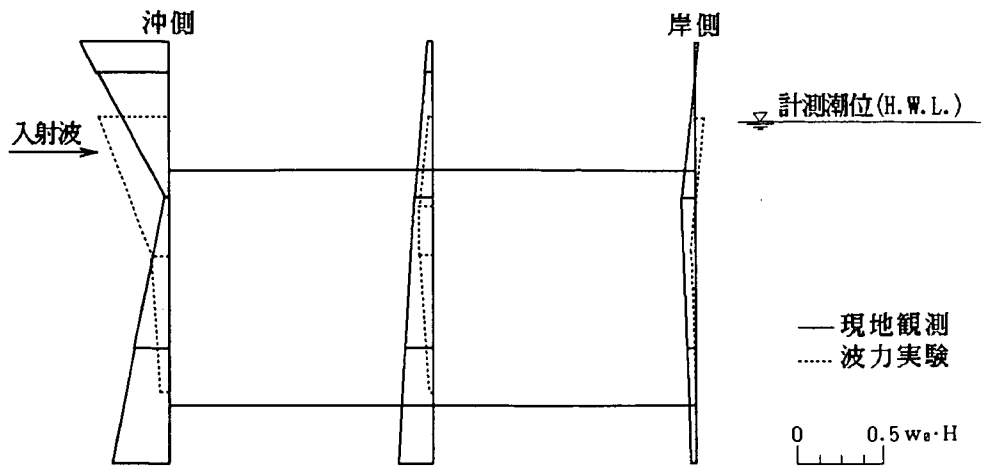
中央最上部差圧最大時



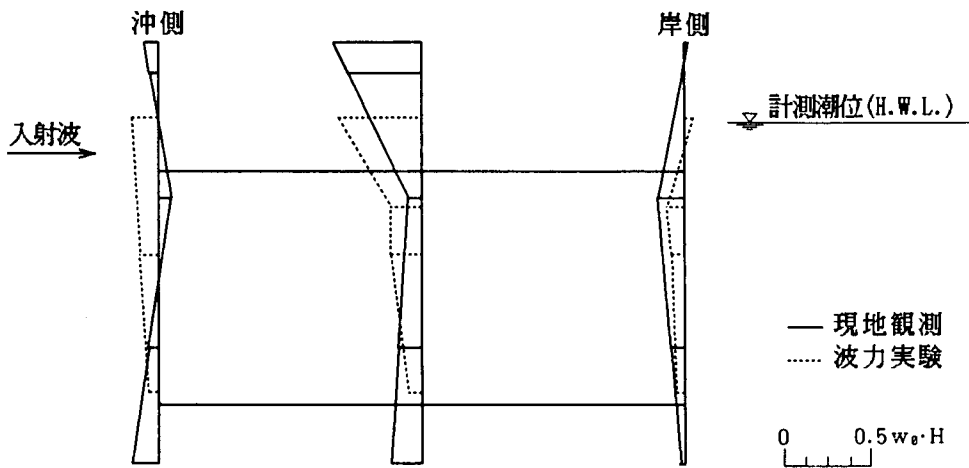
岸側最上部差圧最大時

現地観測：計測ケース 3～32 の平均値
 波力実験：ケース①, $H=15.6\text{cm}$, $T=1.6\text{s}$

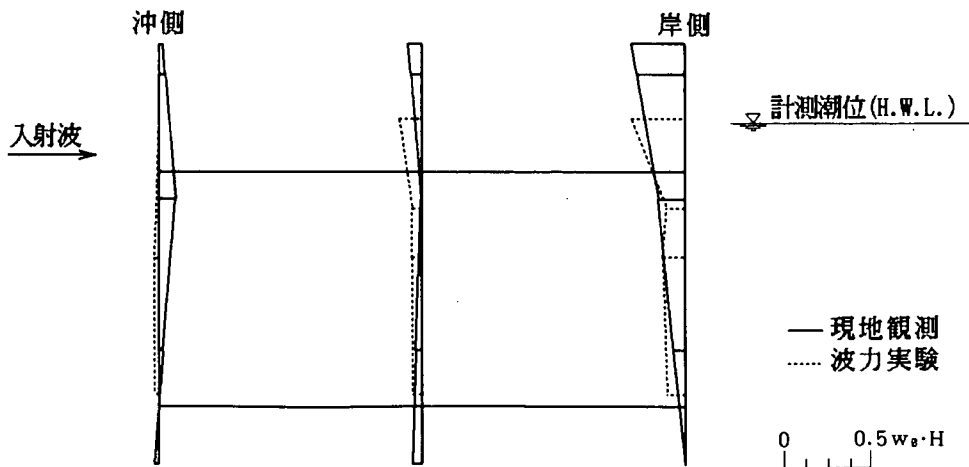
図-12.15 現地観測と波力実験（ケース①）の差圧分布の比較



沖側最上部差圧最大時



中央最上部差圧最大時



岸側最上部差圧最大時

現地観測：計測ケース 3～32 の平均値
波力実験：ケース②, $H=15.6\text{cm}$, $T=2.0\text{s}$

図-12.16 現地観測と波力実験（ケース②）の差圧分布の比較

12.7 構造物への作用波力の検討

12.7.1 解析方法

現地観測データから求めた鋼管杭，梁部材の曲げモーメント M_m と構造解析結果の曲げモーメント M_c を照査し，現地観測の結果を最も適切に表す構造解析モデルと，構造物に作用する全水平波力 F_{xm} を決定する。構造解析に際しては，次のような仮定を設ける。

- ① 差圧分布は奥行き方向に一様とする。
- ② 構造物への作用波力は差圧と有効幅 β の積で表される。
- ③ 構造解析モデルでは，柱と梁部材の曲げ剛性（ $E I$ ）の比を可変とする。

一般に，図-12.17のような平面配置の杭列に波力が作用する場合，構造物に作用する差圧に1スパン分の長さを乗じることで杭1本が分担する全水平波力を算定できる。構造物が透過構造の場合も，同様な方法により全水平波力が算定できるものと考え，ここではこの奥行き幅を有効幅 β と定義する。この有効幅の考え方を導入すると，図-12.18に示すフローで

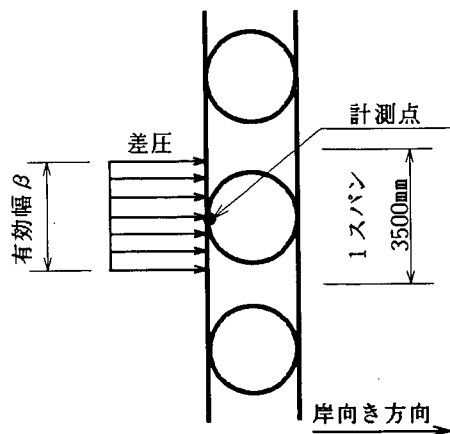


図-12.17 波力と有効幅

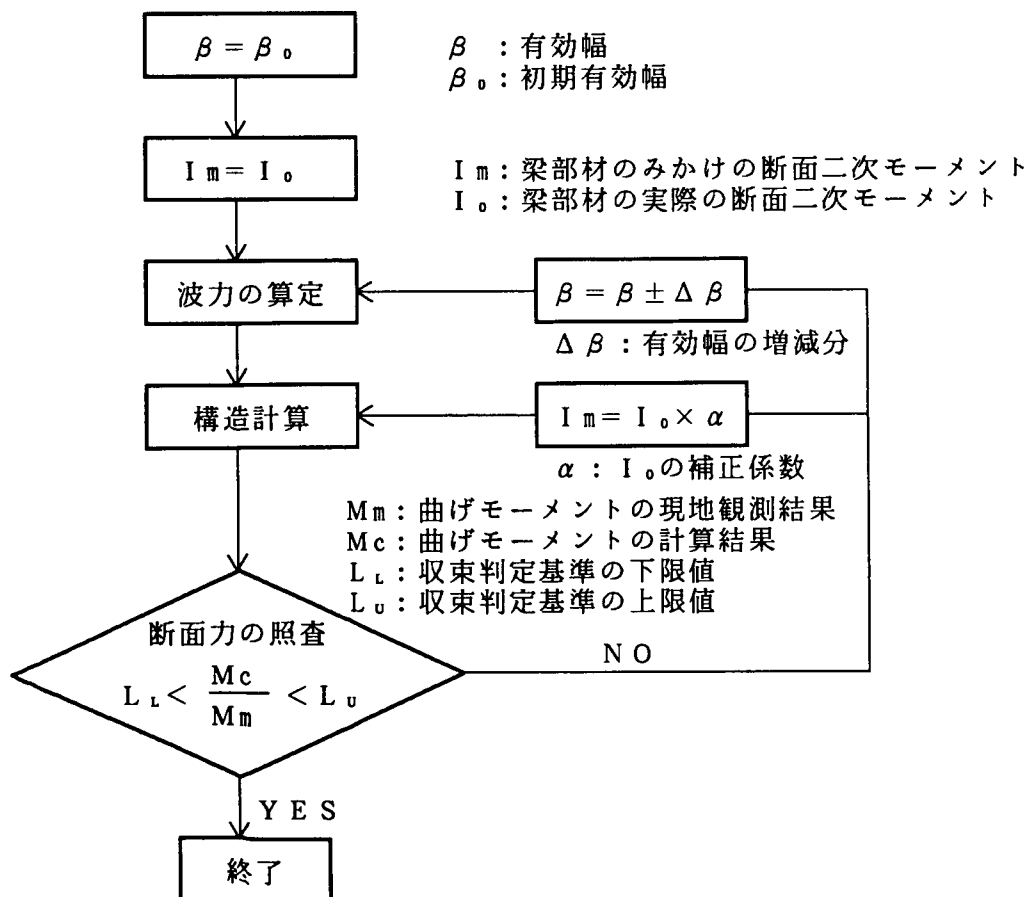
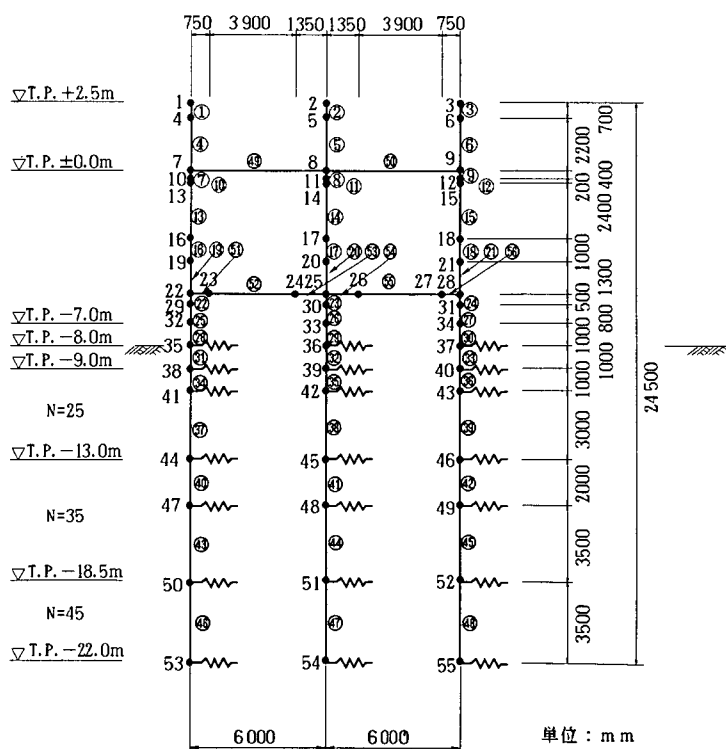


図-12.18 曲げモーメントの照査手順

検討を進めることができる。まず、任意に与えた初期有効幅 β_0 から波力を算定し、構造解析を行う。解析結果の M_c と12.3の手順でひずみの観測値から求めた M_m を比較し、その比 M_c/M_m が収束判定基準の範囲($L_L \sim L_U$)に入らない場合には、全水平波力および構造解析モデルを変更して再計算する。 M_c を M_m に近づけるため、全水平波力は β を変えて適宜設定し、構造解析モデルは柱・梁部材の曲げ剛性(EI)の比を適宜変更する。曲げ剛性の比は、柱部材の EI を一定とし、梁部材にみかけの断面二次モーメント $I_m (= I_0 \times \alpha)$ を与え、 α により変える。この操作を全ての M_c/M_m が収束判定基準の範囲内に入るまで繰返し、最終的に M_m を最も適切に表現する β および I_m を決定する。

なお、観測から求めたA-C1, B-C1およびC-C1の差圧が最大となる時刻の3種類の差圧分布のうち、全水平波力の計算には構造物に作用する全差圧合力が最大となるA-C1差圧最大時の差圧分布を用いた。また、曲げモーメントの照査は、鋼管杭と梁部材で3点以上のひずみ量が得られた8断面のうち、鋼管杭の3断面(A-4, C-2, C-3)とB2梁の4断面(B2-1, B2-2, B2-3, B2-4)の合計7断面で行った。

構造解析モデルを図-12.19に、部材定数を表-12.5に示す。構造解析モデルは汀線と直角方向の断面をモデル化し、汀線方向には1スパンの長さ(3.5m)を考えた。地盤の横方向地盤反力係数は、港湾の施設の技術上の基準・同解説(日本港湾協会, 1989)に準拠し、海底面は観測時における洗掘を考慮してT.P.-8.0mとした。なお、計測データの時間間隔は0.872sであり、データに0.573Hz(Nyquist振動数)以上の高振動数成分が含まれていないため、構造計算は静的解析とした。



※ ●印の左は節点番号、○の数字は部材番号、
 -w-印は水平方向の地盤バネを表す。

図-12.19 新型離岸堤の構造解析モデル

表-12.5 部材性状一覧表

部材	性状	弾性係数 (kgf/cm ²)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	バネ値* k _b (kgf/cm ²)	部材番号
柱部材		2.7×10 ⁸	2.74×10 ⁴	5.34×10 ⁷	—	①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦ ⑧, ⑨, ⑩, ⑪, ⑫, ⑬, ⑭ ⑮, ⑯, ⑰, ⑱, ⑲, ⑳, ㉑ ㉒, ㉓, ㉔, ㉕
B 1 梁部材		2.7×10 ⁸	1.75×10 ⁴	9.39×10 ⁸	—	④9, ⑤0
B 2 梁部材		2.7×10 ⁸	1.80×10 ⁴	1.50×10 ⁷	—	⑤1, ⑤2, ⑤3, ⑤4, ⑤5, ⑤6
杭 (φ=700) t=36		2.1×10 ⁸	7.51×10 ³	4.15×10 ⁸	—	⑤9, ⑥0, ⑥1, ⑥2, ⑥3, ⑥4
杭 (φ=700) t=36		2.1×10 ⁸	7.51×10 ³	4.15×10 ⁸	262.5	⑥1, ⑥2, ⑥3
杭 (φ=700) t=14		2.1×10 ⁸	3.02×10 ³	1.78×10 ⁸	262.5	⑥4, ⑥5, ⑥6, ⑥7, ⑥8, ⑥9
杭 (φ=700) t=14		2.1×10 ⁸	3.02×10 ³	1.78×10 ⁸	367.5	⑦0, ⑦1, ⑦2
杭 (φ=700) t=12		2.1×10 ⁸	2.59×10 ³	1.54×10 ⁸	367.5	⑦3, ⑦4, ⑦5
杭 (φ=700) t=12		2.1×10 ⁸	2.59×10 ³	1.54×10 ⁸	472.5	⑦6, ⑦7, ⑦8

* バネ値: k_b (kgf/cm²)

$$k_b = K_h \cdot D$$

K_h: 横方向地盤反力係数 (kgf/cm³)K_h = 0.15 · N, N: N値 (「港湾基準」より)

D: 鋼管杭外径 (=70cm)

12.7.2 解析結果

観測結果による構造物の単位幅当りの差圧, および鋼管杭・梁部材の曲げモーメント M_m より, 前述した解析法で最終的に求めた有効幅 β , 断面二次モーメントの補正係数 α および 1 スパン当りの全水平波力 F_{xm} ($= P_T \times \beta$) を表-12.6 に示す。解析に用いた観測値のうち, 下部梁部材の鉄筋応力は最大で 80 kgf/cm² (許容応力度 2000 kgf/cm²), 鋼管杭の縁応力は最大で 1000 kgf/cm² (許容応力度 1400 kgf/cm²) であり, 梁部材は鋼管杭に比べ発生する応力が極めて小さかった。このため, 曲げモーメントの観測結果 M_m も梁部材は鋼管杭に比較してかなり小さくなったが, 補正係数 α を用いることにより, 波力作用時の鋼管杭と梁部材の曲げモーメントの計算結果 M_c がそれぞれの M_m とほぼ一致する全水平波力 F_{xm} を推定することができた。推定した F_{xm} と合田式による全水平波力 F_{xG} を比較するため, F_{xG} の低減率 λ ($= F_{xm} / F_{xG}$) を計算し, H_{max} との関係を図-12.20 に示した。 λ は 0.17~0.47 の範囲内にあり, 平均値は 0.32 であった。波力実験 (建設省土木研究所, 1988) では, λ の平均値は 0.42 であり, 現地観測データの方がはば 0.1 小さかった。また, 設計に用いる λ は波力実験結果を参考に 0.6 にとっているが, 現地観測から求めた λ は最大でも 0.47 であり, 設計に用いる λ は安全側にあることが分かる。

表-12.6 断面二次モーメントの補正係数と全水平波力（A-C 1 差圧最大時）

計測 ケース	差 圧 力 P_{τ} (tf/m)	有効幅 β (m)	断面二次 モーメントの 補正係数 α	全水平波力 $F_{\text{max}} =$ $P_{\tau} \times \beta$ (tf)
3	6.64	3.0	0.14	19.92
4	9.52	3.0	0.14	28.56
5	10.30	2.5	0.12	25.75
6	9.38	3.5	0.14	32.83
7	10.76	3.8	0.14	40.89
8	16.44	3.0	0.13	49.32
9	10.99	3.0	0.11	32.97
10	11.80	4.0	0.14	47.20
11	28.70	2.1	0.15	60.27
12	16.65	2.8	0.13	46.62
13	11.35	3.4	0.11	38.59
14	18.33	3.4	0.15	62.32
15	14.49	3.3	0.12	47.82
16	15.78	3.5	0.13	55.23
17	16.57	2.9	0.11	48.05
18	16.90	2.6	0.11	43.94
19	19.49	2.1	0.10	40.93
20	10.63	3.7	0.09	39.33
21	9.42	4.2	0.14	39.56
22	22.38	2.0	0.16	44.76
23	20.63	3.5	0.18	72.21
24	8.55	6.0	0.20	51.30
25	16.35	3.6	0.15	58.86
26	12.14	2.7	0.10	32.78
27	9.78	3.2	0.10	31.30
28	15.71	3.0	0.15	47.13
29	9.49	4.6	0.14	43.65
30	7.06	3.5	0.15	24.71
31	13.80	3.3	0.15	45.54
32	11.67	3.5	0.20	40.85
平均	13.72	3.3	0.14	43.11

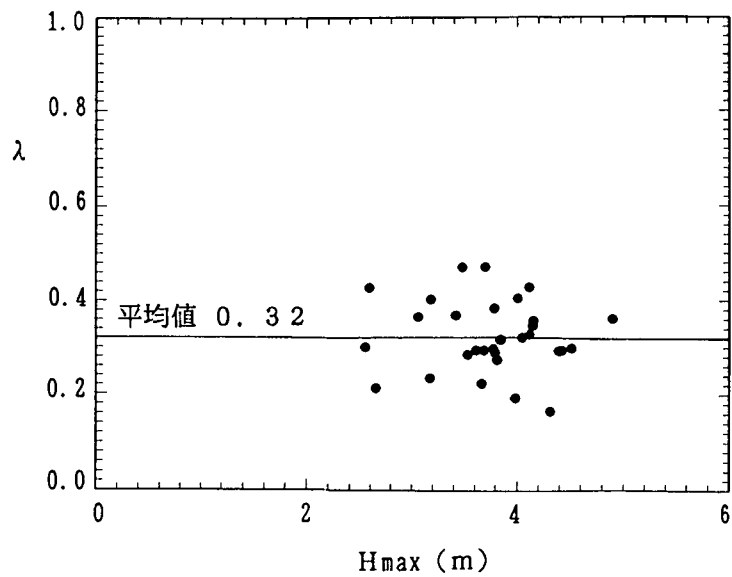


図-12.20 低減率と最大波高の関係

12.8 まとめ

駿河海岸の新型離岸堤への作用波力の現地観測データを解析することにより得られた主要な結論は次のようである。

- ① 部材に作用する差圧（柱部材では沖側と岸側波圧の差，梁部材では下面と上面波圧の差）の絶対値は， $H_{\max} \leq 3.5 \text{ m}$ では $H_{\max}$ の増加とともに線形に増加するが， $H_{\max} \geq 3.5 \text{ m}$ では $H_{\max}$ によらず一定となる傾向がみられた。 $H_{\max}$ が 3.5 m 程度まで大きくなると，限界波高となり構造物位置の波高がほぼ一定となったため，差圧がある大きさを越えなくなったと考えられる。
- ② 鋼管杭の縁応力と梁部材の主鉄筋の応力の絶対値は， $H_{\max} \leq 3.5 \text{ m}$ では $H_{\max}$ の増加とともに線形に増加するが， $H_{\max} \geq 3.5 \text{ m}$ では $H_{\max}$ によらず一定となる傾向がみられた。①で述べたように， $H_{\max} \geq 3.5 \text{ m}$ では砕波により構造物への差圧が一定値を越えないため，鋼管杭と梁部材にもある値以上の応力が発生しなかったと考えられる。
- ③ 波圧のスペクトル解析によれば，各波圧測点のうち，沖側柱列の上部梁直下の測点に作用する波圧のパワーは，冲向きの方が岸向きより若干大きくなった。これは，沖側と中央の柱列および上部梁に囲まれた沖側遊水室に海水が閉じ込められ，沖側柱列の上部梁直下で冲向きに大きな波圧が生じたためと考えられる。
- ④ 沖側柱列の差圧は，構造物頂部で極めて大きく，上部梁直下で急激に小さくなり，深度が増すと再び増加する。上部梁直下で差圧が一度急激に小さくなったのは，遊水室内に水が閉じ込められることにより上部梁直下で岸向き波圧と逆向きに波圧が作用したためと考えられる。
- ⑤ 3 柱列の差圧の和の分布形状は，④で述べた沖側柱列の差圧分布が影響し，構造物頂部で大きく，上部梁直下で一度小さくなり，深度が増すと再び増加する特性を示した。
- ⑥ 波圧，鋼管杭ひずみ，および下部梁ひずみの観測結果より，構造物に作用する全差圧合力を求め，合田波力の低減率 λ を算定した。現地観測より得られた λ の平均値は 0.32 であり，波力実験での平均値 0.42 より 0.1 小さかった。

参 考 文 献

建設省土木研究所河川部海岸研究室ほか（1988）：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書（6）

一波力実験報告書一，土木研究所資料，No. 2658，pp. 47 ～ 57.

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，vol. 12, No. 3, pp. 31 ～ 69.

第13章 有脚式離岸堤への作用波力と構造物の 応答性に関する現地観測（その2）

建設省土木研究所構造研究室	室長	横山功一
	研究員	澤田憲文
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
清水建設(株) 技術研究所		萩原運弘
	土木本部設計第一部	辰巳勲
		木全宏之



13.1 まえがき

静岡県志太郡大井川町の吉永地先に建設された離岸堤は、従来の異形ブロック式離岸堤と異なり、連結ブロック式構造（PBS工法）を有する有脚式離岸堤である。この構造物は新しいタイプの構造物であるために、作用波力やそれに対する構造物の応答性などについて不明な点が多い。このため、当離岸堤では波力と構造物の応答性を解明するために、建設時にひずみ計、応力計、波圧計等が設置され、その後継続的に観測が実施されてきている。

本報告では、特に波圧計と鋼管杭に設置されたひずみ計で得られた観測記録に関し、種々の検討を行った結果について報告する。なお、当離岸堤の諸元および構造の詳細については、第12章を参照されたい。

13.2 観測計器の配置

新型離岸堤の鉄筋コンクリート部材および鋼管杭には波圧計、ひずみ計、応力計、温度計が配置され、合計 116 チャンネル（0～115 ch.）の測点で計測が行われている。表-13.1（a）～（c）に計測項目の一覧を示す。

波圧計は、鉄筋コンクリート柱の前面、背面ならびに梁の上面、下面に設置されている。海側の柱では 8 点、陸側ならびに中間の柱ではそれぞれ 6 点ずつ、梁では 4 点、の合計 24 点の配置である。図-13.1

表-13.1 (a) 計測項目一覧（その1）

記 号	チャンネル	計 測 項 目	備 考
A-1a	0	鋼管杭ひずみ(μ)	欠 測
A-1b	1	波 高(kg/cm ²)	欠 測
HK-OKI	2	鋼管杭ひずみ(μ)	欠 測
HK-KISI	3	"	欠 測
A-2a	4	"	欠 測
A-2b	5	"	欠 測
A-2c	6	"	欠 測
A-2d	7	"	欠 測
A-3a	8	"	欠 測
A-3b	9	"	欠 測
A-3c	10	"	欠 測
A-3d	11	"	欠 測
A-4a	12	"	欠 測
A-4b	13	"	欠 測
A-4c	14	"	欠 測
A-4d	15	"	欠 測
A-5a	16	"	欠 測
A-5b	17	"	欠 測
A-5c	18	"	欠 測
A-5d	19	"	欠 測
A-6a	20	"	欠 測
A-6b	21	"	欠 測
A-6c	22	"	欠 測
A-6d	23	"	欠 測
C-1a	24	"	欠 測
C-1b	25	"	欠 測
C-1c	26	"	欠 測
C-1d	27	"	欠 測
C-2a	28	"	欠 測
C-2b	29	"	欠 測
C-2c	30	"	欠 測
C-2d	31	"	欠 測
C-3a	32	"	欠 測
C-3b	33	"	欠 測
C-3c	34	"	欠 測
C-3d	35	"	欠 測
A-1S	36	鋼管杭せん断ひずみ(μ)	欠 測
A-2S	37	"	欠 測
C-1S	38	"	欠 測
C-2S	39	"	欠 測
A-7-1	40	吊鋼材ひずみ(μ)	欠 測
A-7-2	41	"	欠 測
C-7-1	42	"	欠 測
C-7-2	43	"	欠 測

表-13.1 (b) 計測項目一覧（その2）

記 号	チャンネル	計 測 項 目	備 考
HA-A-C1L	44	波 圧(kg/cm ²)	
HA-A-C1R	45	"	
HA-B-C1L	46	"	
HA-B-C1R	47	"	欠 測
HA-C-C1L	48	"	
HA-C-C1R	49	"	
HA-B-C1R'	50	"	ch.47の付替
HA-B1-LU	51	"	
HA-B1-LD	52	"	
HA-B1-RU	53	"	欠 測
HA-B1-RD	54	"	ch.53の付替
HA-B1-RU'	55	"	
HA-AU-C2L	56	"	
HA-AU-C2R	57	"	
HA-BU-W1L	58	"	欠 測
HA-BU-W1R	59	"	
HA-CU-W1L	60	"	
HA-CU-W1R	61	"	
HA-AD-C2L	62	"	欠 測
HA-AD-C2R	63	"	
HA-A-B4L	64	"	
HA-A-B4R	65	"	
HA-B-B4L	66	"	
HA-B-B4R	67	"	欠 測
HA-C-B4L	68	"	
HA-C-B4R	69	"	
S-A-C2L	70	柱コンクリートひずみ(μ)	
S-A-C2R	71	"	
S-C-W1L	72	"	
S-C-W1R	73	"	
S-B2-U	74	梁コンクリートひずみ(μ)	
S-B2-D	75	"	
S-B2-2U	76	"	欠 測
S-B2-2D	77	"	
S-B2-5U	78	"	
S-B2-5D	79	"	
S-B2-6U	80	"	
S-B2-6D	81	"	
F-B1-U	82	梁鉄筋応力(kg/cm ²)	欠 測
F-B1-D	83	"	欠 測
F-B1-2U	84	"	欠 測
F-B1-2D	85	"	欠 測
F-B1-3U	86	"	欠 測
F-B1-3D	87	"	欠 測
F-B1-4U	88	"	欠 測
F-B1-4D	89	"	欠 測
F-B1-5U	90	"	欠 測
F-B1-5D	91	"	欠 測
F-B1-6U	92	"	欠 測
F-B1-6D	93	"	欠 測
F-B1-7U	94	"	欠 測
F-B1-7D	95	"	欠 測
F-B1-8U	96	"	欠 測
F-B1-8D	97	"	欠 測

表-13.1 (c) 計測項目一覧 (その3)

記 号	チャンネル	計 測 項 目	備 考
F-B2-1U	98	梁鉄筋応力(kg/cm ²)	
F-B2-1D	99	"	
F-B2-2U	100	"	
F-B2-2D	101	"	
F-B2-3U	102	"	
F-B2-3D	103	"	
F-B2-4U	104	"	
F-B2-4D	105	"	
F-B2-5U	106	"	
F-B2-5D	107	"	
F-B2-6U	108	"	
F-B2-6D	109	"	
F-B2-7U	110	"	
F-B2-7D	111	"	
F-B2-8U	112	"	
F-B2-8D	113	"	
T-B1	114	梁温度(°)	欠 測
T-B2	115	"	欠 測

注1)「記号」は、図-13.1参照。
注2)「備考」欄の欠測は、ここで解析の対象とした1989年7月26日、27日、
10月6日、7日の観測記録のうち、7月26日の時点で既に欠測状態にあ
ったことを意味する。

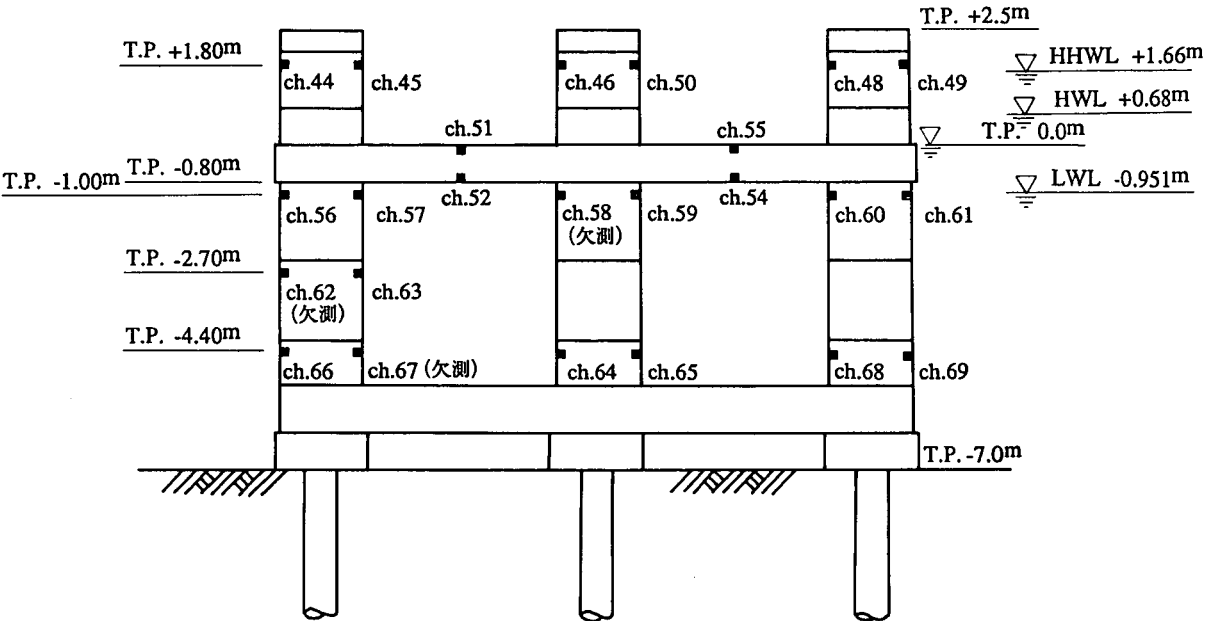


図-13.1 波圧計の設置位置

に波圧計の設置位置を示す。

ひずみ計は、鋼管杭の内側側面が直交する2軸（X，Y軸）と交わる点4点に設置されており，A－1～A－6（海側），C－1～C－3（陸側）の計9つの断面で計測されている。図-13.2に鋼管杭のひずみ計設置位置を示す。直交する2軸は，図-13.2に示すように，H1方向（離岸堤の法線と直交する方向）から時計回りに約30°傾いている。ひずみ計の記録は，引張りが+，圧縮が－とする。当離岸堤近傍の水深約8mの位置には，建設省の波浪観測施設があり，波浪データにはそこでの観測値を用いることができる。

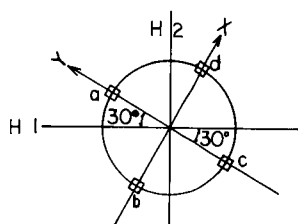
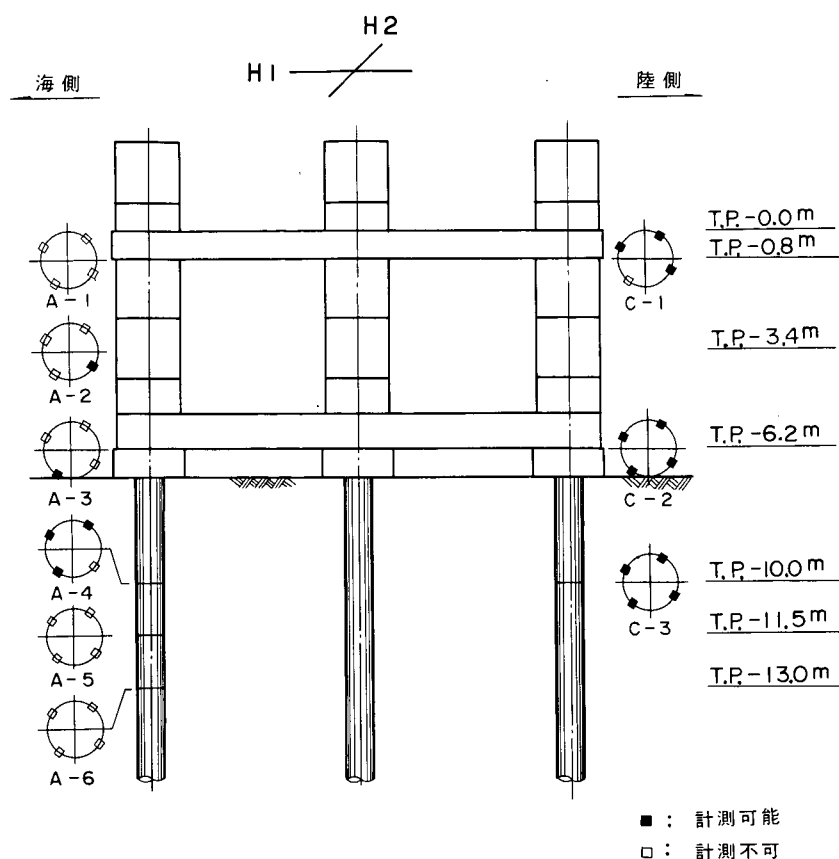


図-13.2 鋼管杭のひずみ計設置位置

13.3 分析データ

現地観測は、1989年3月より実施されているが、本報告では、1989年7月26日、7月27日、10月6日、10月7日の4日間の観測データを検討対象とする。この4日間で、約10分間の計測が合計57ケース実施されている。計測された記録の一覧を表-13.2に示す。

これら各ケースごとに116チャンネルの計測が行われている。観測開始時刻に関しては、ch.0の記録から順次時間遅れが生ずる観測システムとなっており、ch.0の記録とch.115の記録とではサンプリング間隔 Δt （表-13.2参照）だけ観測開始時刻にずれが生じる。本報告においては、この時間ずれは小さいとして無視し、以後の検討を行うこととする。

表-13.2 観測記録一覧

ケース	観測年月日	観測開始時刻	データ数 N	サンプリング 間隔 Δt (sec)	最大波高 $H_{MAX}(m)$
1989年 7月 26日	00:00:00 00:00:01 00:00:02 00:00:03 00:00:04 00:00:05 00:00:06 00:00:07 00:00:08 00:00:09 00:00:10 00:00:11 00:00:12 00:00:13 00:00:14 00:00:15 00:00:16 00:00:17 00:00:18 00:00:19 00:00:20 00:00:21 00:00:22 00:00:23 00:00:24 00:00:25 00:00:26 00:00:27 00:00:28 00:00:29 00:00:30 00:00:31 00:00:32 00:00:33 00:00:34 00:00:35 00:00:36 00:00:37 00:00:38 00:00:39 00:00:40 00:00:41 00:00:42 00:00:43 00:00:44 00:00:45 00:00:46 00:00:47 00:00:48 00:00:49 00:00:50 00:00:51 00:00:52 00:00:53 00:00:54 00:00:55 00:00:56 00:00:57 00:00:58 00:00:59 00:01:00 00:01:01 00:01:02 00:01:03 00:01:04 00:01:05 00:01:06 00:01:07 00:01:08 00:01:09 00:01:10 00:01:11 00:01:12 00:01:13 00:01:14 00:01:15 00:01:16 00:01:17 00:01:18 00:01:19 00:01:20 00:01:21 00:01:22 00:01:23 00:01:24 00:01:25 00:01:26 00:01:27 00:01:28 00:01:29 00:01:30 00:01:31 00:01:32 00:01:33 00:01:34 00:01:35 00:01:36 00:01:37 00:01:38 00:01:39 00:01:40 00:01:41 00:01:42 00:01:43 00:01:44 00:01:45 00:01:46 00:01:47 00:01:48 00:01:49 00:01:50 00:01:51 00:01:52 00:01:53 00:01:54 00:01:55 00:01:56 00:01:57 00:01:58 00:01:59 00:02:00 00:02:01 00:02:02 00:02:03 00:02:04 00:02:05 00:02:06 00:02:07 00:02:08 00:02:09 00:02:10 00:02:11 00:02:12 00:02:13 00:02:14 00:02:15 00:02:16 00:02:17 00:02:18 00:02:19 00:02:20 00:02:21 00:02:22 00:02:23 00:02:24 00:02:25 00:02:26 00:02:27 00:02:28 00:02:29 00:02:30 00:02:31 00:02:32 00:02:33 00:02:34 00:02:35 00:02:36 00:02:37 00:02:38 00:02:39 00:02:40 00:02:41 00:02:42 00:02:43 00:02:44 00:02:45 00:02:46 00:02:47 00:02:48 00:02:49 00:02:50 00:02:51 00:02:52 00:02:53 00:02:54 00:02:55 00:02:56 00:02:57 00:02:58 00:02:59 00:03:00 00:03:01 00:03:02 00:03:03 00:03:04 00:03:05 00:03:06 00:03:07 00:03:08 00:03:09 00:03:10 00:03:11 00:03:12 00:03:13 00:03:14 00:03:15 00:03:16 00:03:17 00:03:18 00:03:19 00:03:20 00:03:21 00:03:22 00:03:23 00:03:24 00:03:25 00:03:26 00:03:27 00:03:28 00:03:29 00:03:30 00:03:31 00:03:32 00:03:33 00:03:34 00:03:35 00:03:36 00:03:37 00:03:38 00:03:39 00:03:40 00:03:41 00:03:42 00:03:43 00:03:44 00:03:45 00:03:46 00:03:47 00:03:48 00:03:49 00:03:50 00:03:51 00:03:52 00:03:53 00:03:54 00:03:55 00:03:56 00:03:57 00:03:58 00:03:59 00:04:00 00:04:01 00:04:02 00:04:03 00:04:04 00:04:05 00:04:06 00:04:07 00:04:08 00:04:09 00:04:10 00:04:11 00:04:12 00:04:13 00:04:14 00:04:15 00:04:16 00:04:17 00:04:18 00:04:19 00:04:20 00:04:21 00:04:22 00:04:23 00:04:24 00:04:25 00:04:26 00:04:27 00:04:28 00:04:29 00:04:30 00:04:31 00:04:32 00:04:33 00:04:34 00:04:35 00:04:36 00:04:37 00:04:38 00:04:39 00:04:40 00:04:41 00:04:42 00:04:43 00:04:44 00:04:45 00:04:46 00:04:47 00:04:48 00:04:49 00:04:50 00:04:51 00:04:52 00:04:53 00:04:54 00:04:55 00:04:56 00:04:57 00:04:58 00:04:59 00:05:00 00:05:01 00:05:02 00:05:03 00:05:04 00:05:05 00:05:06 00:05:07 00:05:08 00:05:09 00:05:10 00:05:11 00:05:12 00:05:13 00:05:14 00:05:15 00:05:16 00:05:17 00:05:18 00:05:19 00:05:20 00:05:21 00:05:22 00:05:23 00:05:24 00:05:25 00:05:26 00:05:27 00:05:28 00:05:29 00:05:30 00:05:31 00:05:32 00:05:33 00:05:34 00:05:35 00:05:36 00:05:37 00:05:38 00:05:39 00:05:40 00:05:41 00:05:42 00:05:43 00:05:44 00:05:45 00:05:46 00:05:47 00:05:48 00:05:49 00:05:50 00:05:51 00:05:52 00:05:53 00:05:54 00:05:55 00:05:56 00:05:57 00:05:58 00:05:59 00:06:00 00:06:01 00:06:02 00:06:03 00:06:04 00:06:05 00:06:06 00:06:07 00:06:08 00:06:09 00:06:10 00:06:11 00:06:12 00:06:13 00:06:14 00:06:15 00:06:16 00:06:17 00:06:18 00:06:19 00:06:20 00:06:21 00:06:22 00:06:23 00:06:24 00:06:25 00:06:26 00:06:27 00:06:28 00:06:29 00:06:30 00:06:31 00:06:32 00:06:33 00:06:34 00:06:35 00:06:36 00:06:37 00:06:38 00:06:39 00:06:40 00:06:41 00:06:42 00:06:43 00:06:44 00:06:45 00:06:46 00:06:47 00:06:48 00:06:49 00:06:50 00:06:51 00:06:52 00:06:53 00:06:54 00:06:55 00:06:56 00:06:57 00:06:58 00:06:59 00:07:00 00:07:01 00:07:02 00:07:03 00:07:04 00:07:05 00:07:06 00:07:07 00:07:08 00:07:09 00:07:10 00:07:11 00:07:12 00:07:13 00:07:14 00:07:15 00:07:16 00:07:17 00:07:18 00:07:19 00:07:20 00:07:21 00:07:22 00:07:23 00:07:24 00:07:25 00:07:26 00:07:27 00:07:28 00:07:29 00:07:30 00:07:31 00:07:32 00:07:33 00:07:34 00:07:35 00:07:36 00:07:37 00:07:38 00:07:39 00:07:40 00:07:41 00:07:42 00:07:43 00:07:44 00:07:45 00:07:46 00:07:47 00:07:48 00:07:49 00:07:50 00:07:51 00:07:52 00:07:53 00:07:54 00:07:55 00:07:56 00:07:57 00:07:58 00:07:59 00:08:00 00:08:01 00:08:02 00:08:03 00:08:04 00:08:05 00:08:06 00:08:07 00:08:08 00:08:09 00:08:10 00:08:11 00:08:12 00:08:13 00:08:14 00:08:15 00:08:16 00:08:17 00:08:18 00:08:19 00:08:20 00:08:21 00:08:22 00:08:23 00:08:24 00:08:25 00:08:26 00:08:27 00:08:28 00:08:29 00:08:30 00:08:31 00:08:32 00:08:33 00:08:34 00:08:35 00:08:36 00:08:37 00:08:38 00:08:39 00:08:40 00:08:41 00:08:42 00:08:43 00:08:44 00:08:45 00:08:46 00:08:47 00:08:48 00:08:49 00:08:50 00:08:51 00:08:52 00:08:53 00:08:54 00:08:55 00:08:56 00:08:57 00:08:58 00:08:59 00:09:00 00:09:01 00:09:02 00:09:03 00:09:04 00:09:05 00:09:06 00:09:07 00:09:08 00:09:09 00:09:10 00:09:11 00:09:12 00:09:13 00:09:14 00:09:15 00:09:16 00:09:17 00:09:18 00:09:19 00:09:20 00:09:21 00:09:22 00:09:23 00:09:24 00:09:25 00:09:26 00:09:27 00:09:28 00:09:29 00:09:30 00:09:31 00:09:32 00:09:33 00:09:34 00:09:35 00:09:36 00:09:37 00:09:38 00:09:39 00:09:40 00:09:41 00:09:42 00:09:43 00:09:44 00:09:45 00:09:46 00:09:47 00:09:48 00:09:49 00:09:50 00:09:51 00:09:52 00:09:53 00:09:54 00:09:55 00:09:56 00:09:57 00:09:58 00:09:59 00:10:00 00:10:01 00:10:02 00:10:03 00:10:04 00:10:05 00:10:06 00:10:07 00:10:08 00:10:09 00:10:10 00:10:11 00:10:12 00:10:13 00:10:14 00:10:15 00:10:16 00:10:17 00:10:18 00:10:19 00:10:20 00:10:21 00:10:22 00:10:23 00:10:24 00:10:25 00:10:26 00:10:27 00:10:28 00:10:29 00:10:30 00:10:31 00:10:32 00:10:33 00:10:34 00:10:35 00:10:36 00:10:37 00:10:38 00:10:39 00:10:40 00:10:41 00:10:42 00:10:43 00:10:44 00:10:45 00:10:46 00:10:47 00:10:48 00:10:49 00:10:50 00:10:51 00:10:52 00:10:53 00:10:54 00:10:55 00:10:56 00:10:57 00:10:58 00:10:59 00:11:00 00:11:01 00:11:02 00:11:03 00:11:04 00:11:05 00:11:06 00:11:07 00:11:08 00:11:09 00:11:10 00:11:11 00:11:12 00:11:13 00:11:14 00:11:15 00:11:16 00:11:17 00:11:18 00:11:19 00:11:20 00:11:21 00:11:22 00:11:23 00:11:24 00:11:25 00:11:26 00:11:27 00:11:28 00:11:29 00:11:30 00:11:31 00:11:32 00:11:33 00:11:34 00:11:35 00:11:36 00:11:37 00:11:38 00:11:39 00:11:40 00:11:41 00:11:42 00:11:43 00:11:44 00:11:45 00:11:46 00:11:47 00:11:48 00:11:49 00:11:50 00:11:51 00:11:52 00:11:53 00:11:54 00:11:55 00:11:56 00:11:57 00:11:58 00:11:59 00:12:00 00:12:01 00:12:02 00:12:03 00:12:04 00:12:05 00:12:06 00:12:07 00:12:08 00:12:09 00:12:10 00:12:11 00:12:12 00:12:13 00:12:14 00:12:15 00:12:16 00:12:17 00:12:18 00:12:19 00:12:20 00:12:21 00:12:22 00:12:23 00:12:24 00:12:25 00:12:26 00:12:27 00:12:28 00:12:29 00:12:30 00:12:31 00:12:32 00:12:33 00:12:34 00:12:35 00:12:36 00:12:37 00:12:38 00:12:39 00:12:40 00:12:41 00:12:42 00:12:43 00:12:44 00:12:45 00:12:46 00:12:47 00:12:48 00:12:49 00:12:50 00:12:51 00:12:52 00:12:53 00:12:54 00:12:55 00:12:56 00:12:57 00:12:58 00:12:59 00:13:00 00:13:01 00:13:02 00:13:03 00:13:04 00:13:05 00:13:06 00:13:07 00:13:08 00:13:09 00:13:10 00:13:11 00:13:12 00:13:13 00:13:14 00:13:15 00:13:16 00:13:17 00:13:18 00:13:19 00:13:20 00:13:21 00:13:22 00:13:23 00:13:24 00:13:25 00:13:26 00:13:27 00:13:28 00:13:29 00:13:30 00:13:31 00:13:32 00:13:33 00:13:34 00:13:35 00:13:36 00:13:37 00:13:38 00:13:39 00:13:40 00:13:41 00:13:42 00:13:43 00:13:44 00:13:45 00:13:46 00:13:47 00:13:48 00:13:49 00:13:50 00:13:51 00:13:52 00:13:53 00:13:54 00:13:55 00:13:56 00:13:57 00:13:58 00:13:59 00:14:00 00:14:01 00:14:02 00:14:03 00:14:04 00:14:05 00:14:06 00:14:07 00:14:08 00:14:09 00:14:10 00:14:11 00:14:12 00:14:13 00:14:14 00:14:15 00:14:16 00:14:17 00:14:18 00:14:19 00:14:20 00:14:21 00:14:22 00:14:23 00:14:24 00:14:25 00:14:26 00:14:27 00:14:28 00:14:29 00:14:30 00:14:31 00:14:32 00:14:33 00:14:34 00:14:35 00:14:36 00:14:37 00:14:38 00:14:39 00:14:40 00:14:41 00:14:42 00:14:43 00:14:44 00:14:45 00:14:46 00:14:47 00:14:48 00:14:49 00:14:50 00:14:51 00:14:52 00:14:53 00:14:54 00:14:55 00:14:56 00:14:57 00:14:58 00:14:59 00:15:00 00:15:01 00:15:02 00:15:03 00:15:04 00:15:05 00:15:06 00:15:07 00:15:08 00:15:09 00:15:10 00:15:11 00:15:12 00:15:13 00:15:14 00:15:15 00:15:16 00:15:17 00:15:18 00:15:19 00:15:20 00:15:21 00:15:22 00:15:23 00:15:24 00:15:25 00:15:26 00:15:27 00:15:28 00:15:29 00:15:30 00:15:31 00:15:32 00:15:33 00:15:34 00:15:35 00:15:36 00:15:37 00:15:38 00:15:39 00:15:40 00:15:41 00:15:42 00:15:43 00:15:44 00:15:45 00:15:46 00:15:47 00:15:48 00:15:49 00:15:50 00:15:51 00:15:52 00:15:53 00:15:54 00:15:55 00:15:56 00:15:57 00:15:58 00:15:59 00:16:00 00:16:01 00:16:02 00:16:03 00:16:04 00:16:05 00:16:06 00:16:07 00:16:08 00:16:09 00:16:10 00:16:11 00:16:12 00:16:13 00:16:14 00:16:15 00:16:16 00:16:17 00:16:18 00:16:19 00:16:20 00:16:21 00:16:22 00:16:23 00:16:24 00:16:25 00:16:26 00:16:27 00:16:28 00:16:29 00:16:30 00:16:31 00:16:32 00:16:33 00:16:34 00:16:35 00:16:36 00:16:37 00:16:38 00:16:39 00:16:40 00:16:41 00:16:42 00:16:43 00:16:44 00:16:45 00:16:46 00:16:47 00:16:48 00:16:49 00:16:50 00:16:51 00:16:52 00:16:53 00:16:54 00:16:55 00:16:56 00:16:57 00:16:58 00:16:59 00:17:00 00:17:01 00:17:02 00:17:03 00:17:04 00:17:05 00:17:06 00:17:07 00:17:08 00:17:09 00:17:10 00:17:11 00:17:12 00:17:13 00:17:14 00:17:15 00:17:16 00:17:17 00:17:18 00:17:19 00:17:20 00:17:21 00:17:22 00:17:23 00:17:24 00:17:25 00:17:26 00:17:27 00:17:28 00:17:29 00:17:30 00:17:31 00:17:32 00:17:33 00:17:34 00:17:35 00:17:36 00:17:37 00:17:38 00:17:39 00:17:40 00:17:41 00:17:42 00:17:43 00:17:44 00:17:45 00:17:46 00:17:47 00:17:48 00:17:49 00:17:50 00:17:51 00:17:52 00:17:53 00:17:54 00:17:55 00:17:56 00:17:57 00:17:58 00:17:59 00:18:00 00:18:01 00:18:02 00:18:03 00:18:04 00:18:05 00:18:06 00:18:07 00:18:08 00:18:09 00:18:10 00:18:11 00:18:12 00:18:13 00:18:14 00:18:15 00:18:16 00:18:17 00:18:18 00:18:19 00:18:20 00:18:21 00:18:22 00:18:23 00:18:24 00:18:25 00:18:26 00:18:27 00:18:28 00:18:29 00:18:30 00:18:31 00:18:32 00:18:33 00:18:34 00:18:35 00:18:36 00:18:37 00:18:38 00:18:39 00:18:40 00:18:41 00:18:42 00:18:43 00:18:44 00:18:45 00:18:46 00:18:47 00:18:48 00:18:49 00:18:50 00:18:51 00:18:52 00:18:53 00:18:54 00:18:55 00:18:56 00:18:57 00:18:58 00:18:59 00:19:00 00:19:01 00:19:02 00:19:03 00:19:04 00:19:05 00:19:06 00:19:07 00:19:08 00:19:09 00:19:10 00:19:11 00:19:12 00:19:13 00:19:14 00:19:15 00:19:16 00:19:17 00:19:18 00:19:19 00:19:20 00:19:21 00:19:22 00:19:23 00:19:24 00:19:25 00:19:26 00:19:27 00:19:28 00:19:29 00:19:30 00:19:31 00:19:32 00:19:33 00:19:34 00:19:35 00:19:36 00:19:37 00:19:38 00:19:39 00:19:40 00:19:41 00:19:42 00:19:43 00:19:44 00:19:45 00:19:46 00:19:47 00:19:48 00:19:49 00:19:50 00:19:51 00:19:52 00:19:53 00:19:54 00:19:55 00:19:56 00:19:57 00:19:58 00:19:59 00:20:00 00:20:01 00:20:02 00:20:03 00:20:04 00:20:05 00:20:06 00:20:07 00:20:08 00:20:09 00:20:10 00:20:11 00:20:12 00:20:13 00:20:14 00:20:15 00:20:16 00:20:17 00:20:18 00:20:19 00:20:20 00:20:21 00:20:22 00:20:23 00:20:24 00:20:25 00:20:26 00:20:27 00:2				

13.4 波圧特性

13.4.1 波圧データの解析結果

(1) 波圧記録の解析法

波圧データはサンプリング間隔約0.85秒のデジタル値として取得されるので、まずD/A変換した後、以下の方法により静水圧成分 p_s と波による波圧成分 p_w とに分離した。静水面上にある波圧計(ch.44～ch.49)の場合には、計測値をそのまま p_w とした。水面変動に伴い空气中に露出する波圧計(ch.51～ch.61)では、静水面下の波圧計の取付け深さより p_s を求め、 p_w を算出した。また、常時水中にある波圧計(ch.62～ch.69)については、仮定したゼロ線に対して各波ごとに波圧の正負のピーク値を求め、それぞれの平均値の絶対値が等しくなるようにゼロ線を決め直して p_w を算出した。

(2) 波圧波形

図-13.3(a)～(g)は波圧波形記録(Case 25)の例である。観測時の波浪・潮位条件としては、最大波高 H_{max} が4.0 m、有義波高 $H_{1/3}$ が2.99m、有義波周期 $T_{1/3}$ が10.1s、潮位がT.P.-0.228mであった。正の波圧は静水時の水圧からの増分であり、各測点において壁面を押し出す方向に働く。負の波圧は逆に静水時の水圧からの減少分を表し、各壁面を引張る方向に働く波圧である。

a) 静水面より上(ch.44～ch.50)の波圧波形(図-13.3(a),(b)参照)

沖側前面(ch.44)、中間前面(ch.46)および岸側前面(ch.48)にはスパイク状の衝撃波圧が作用している。また、構造物内部では波高が減衰するため、岸側にある測点の波圧ほど絶対値が小さく、かつピーク波圧の出現波数も少なくなっている。一方、沖側後面(ch.45)では2、3のスパイク状の波圧も見られるが、中間(ch.50)および岸側後面(ch.49)には波圧はほとんど作用していない。

b) 静水面付近(ch.51～ch.63)の波圧波形(図-13.3(c)～(e)参照)

水平透過壁の上面(ch.51)および(ch.55)は静水面上にあるため、波の打ち込みにより水平透過壁を上からたたき正の方向に作用する衝撃的な波圧のみが認められる。また、下面(ch.52)および(ch.54)は静水面下にあるため上向きの正の衝撃的な波圧のほかに、鉛直透過壁沖側前面(ch.56)および後面(ch.57)に見られるように負の方向にも静水圧分に相当する波圧が作用している。

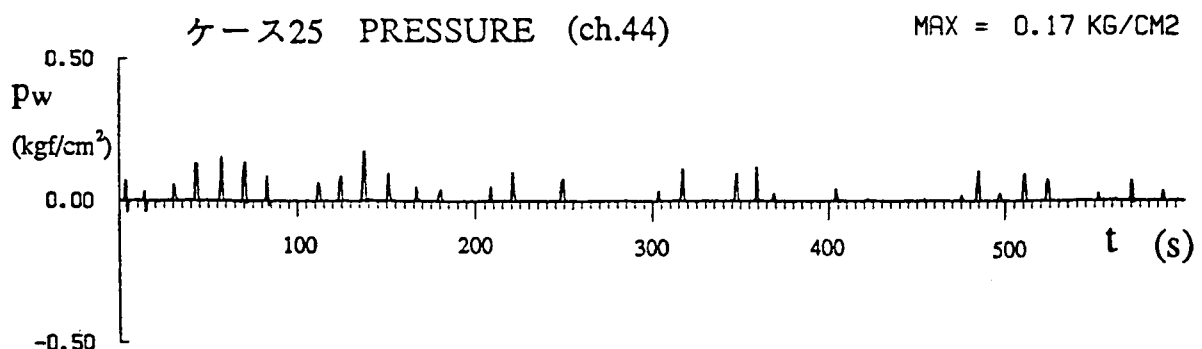


図-13.3 (a) Case 25の波圧波形(ch.44)

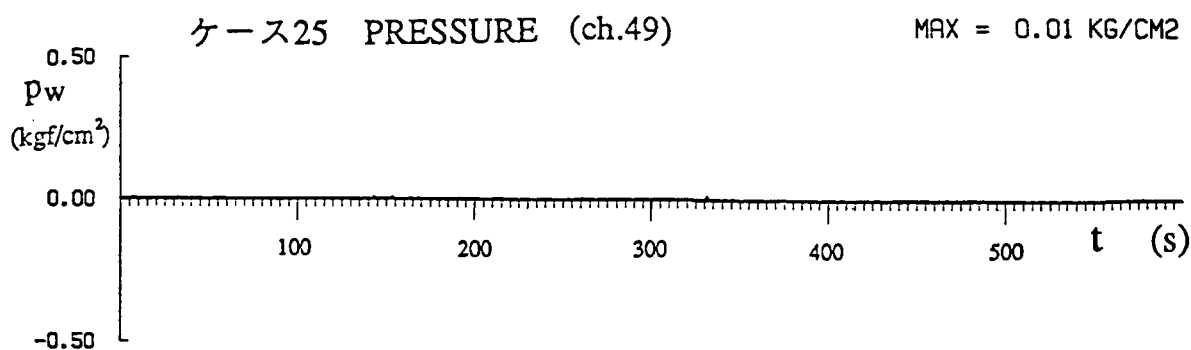
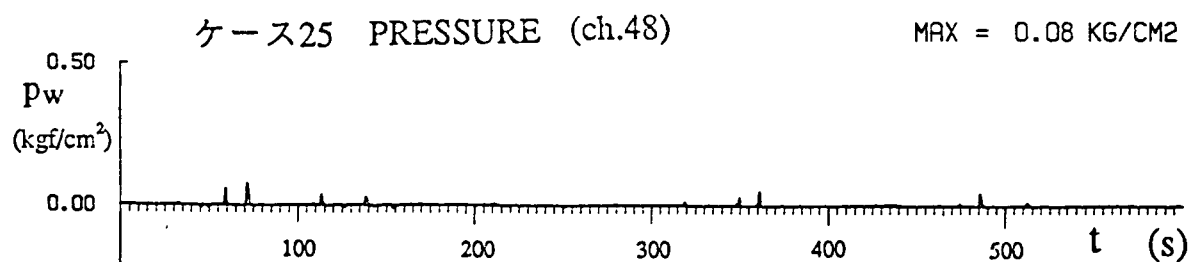
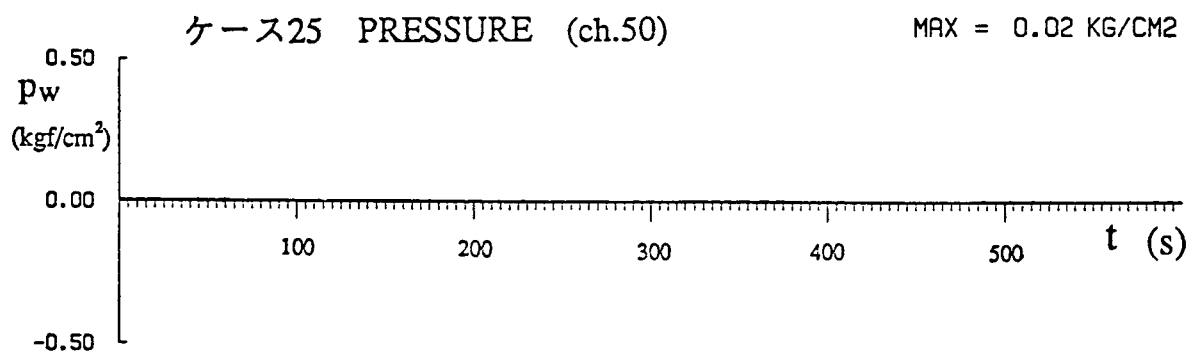
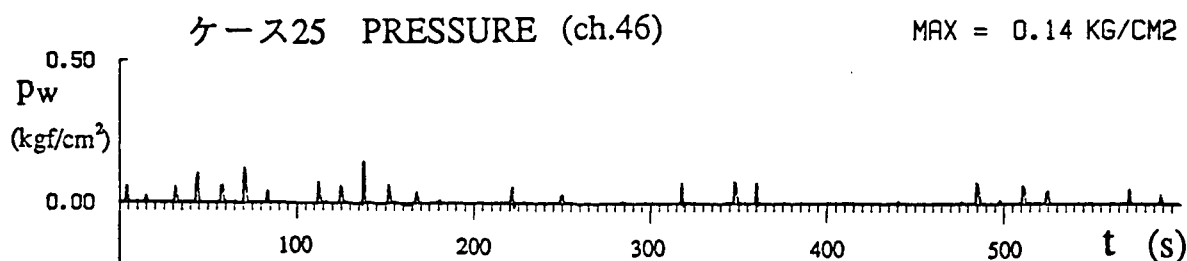
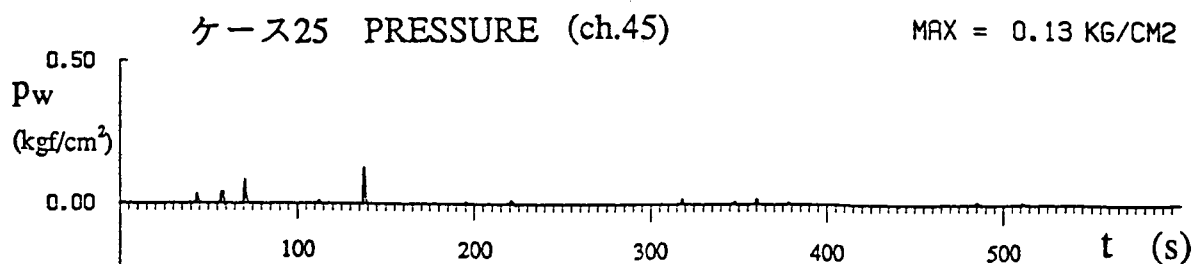


図-13.3 (b) Case 25 の波圧波形(ch. 45, 46, 50, 48, 49)

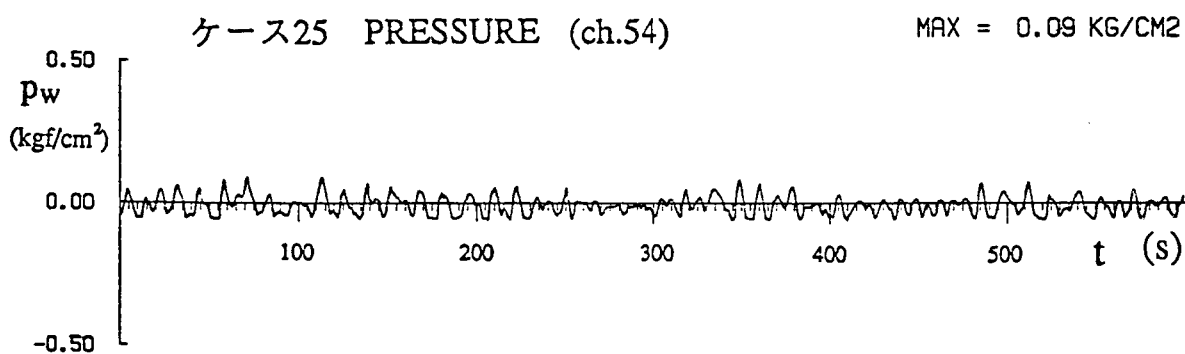
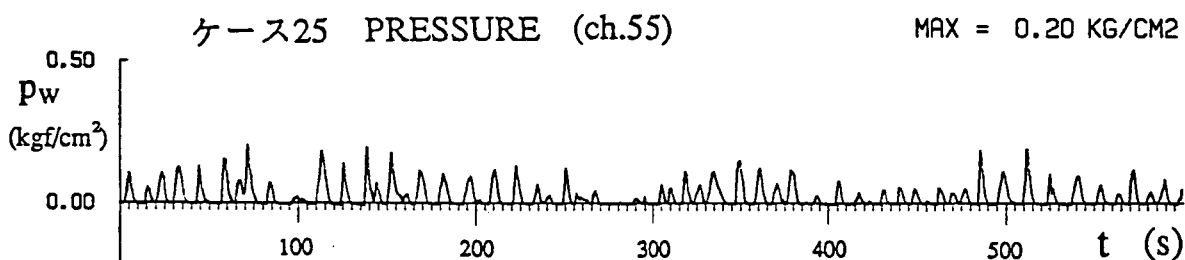
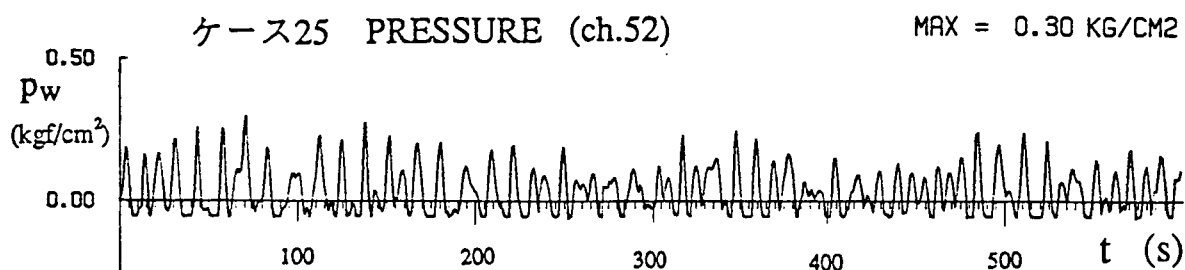
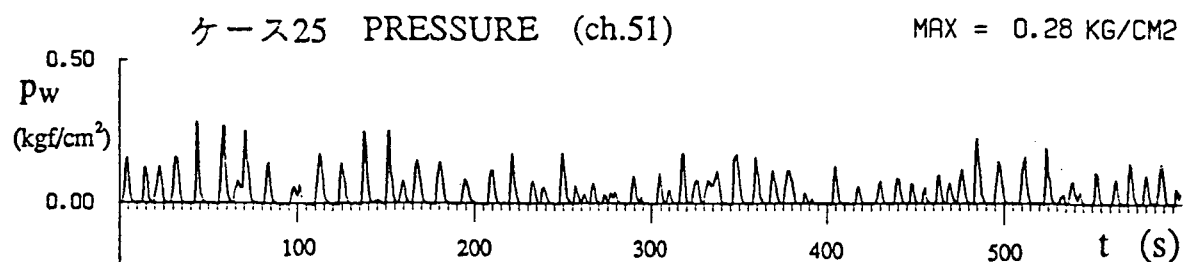


図-13.3 (c) Case 25 の波圧波形 (ch. 51, 52, 55, 54)

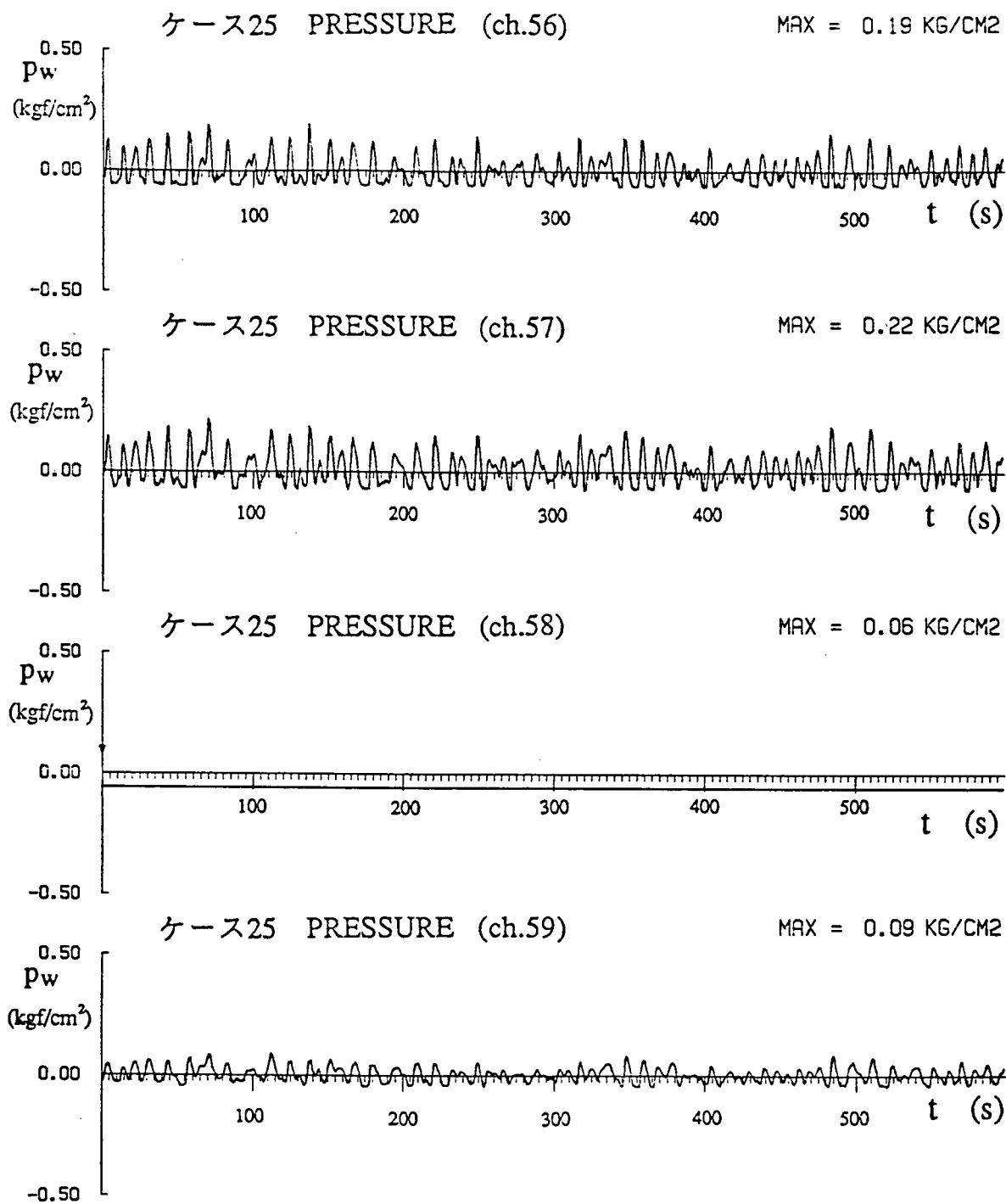


図-13.3 (d) Case 25 の波圧波形 (ch. 56, 57, 58, 59)

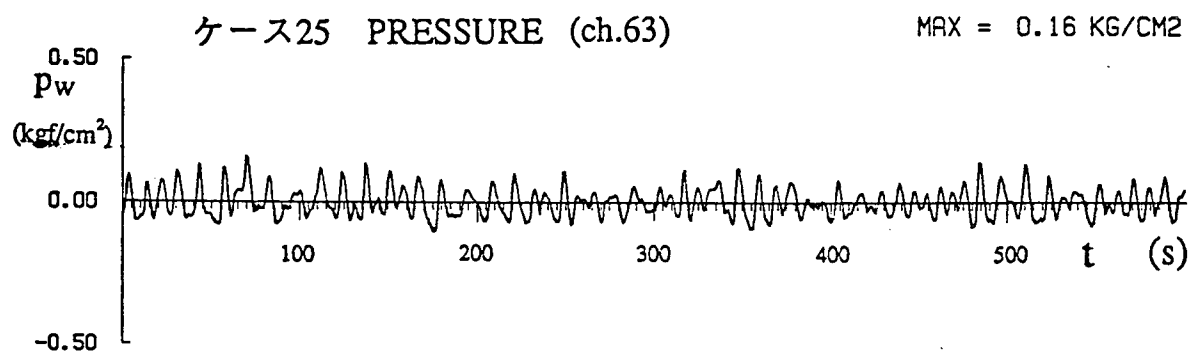
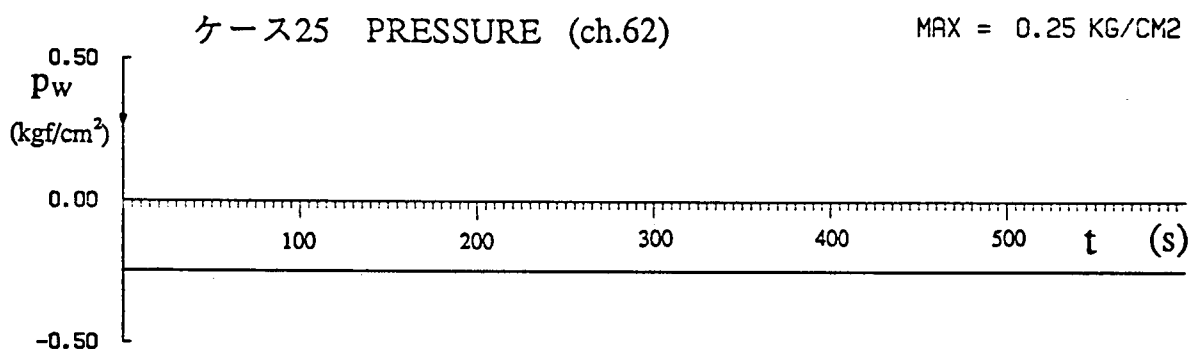
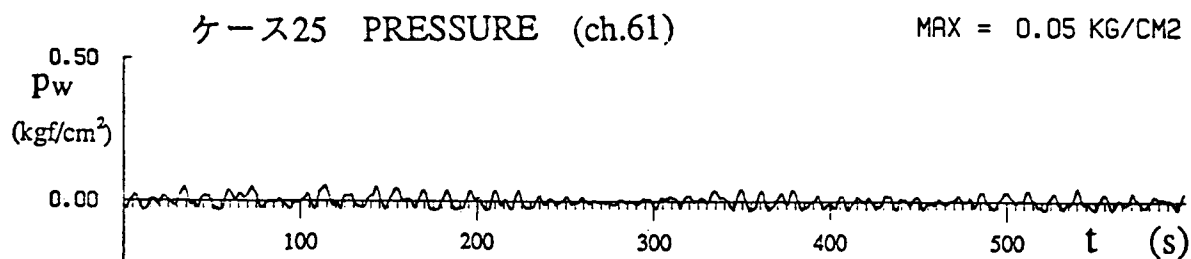
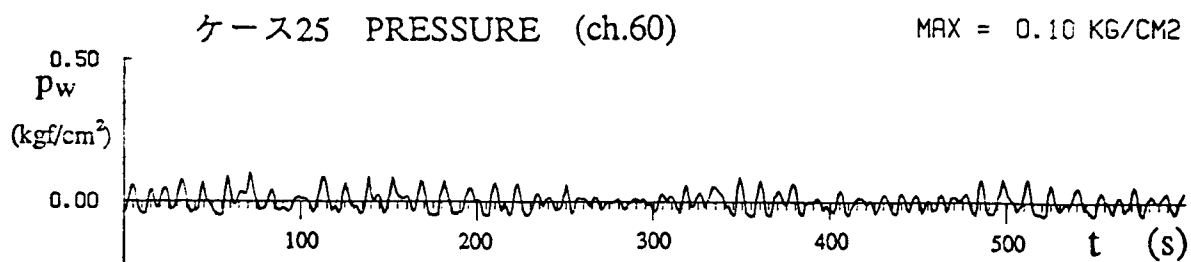


図-13.3 (e) Case 25 の波圧波形 (ch. 60, 61, 62, 63)

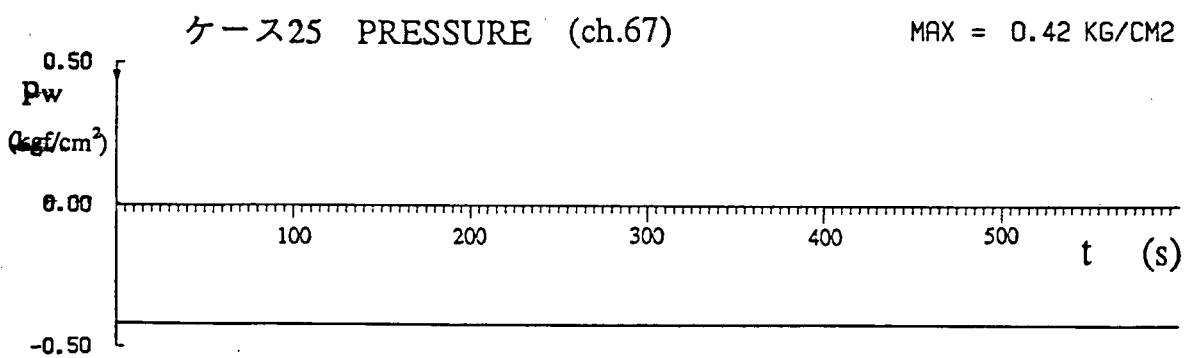
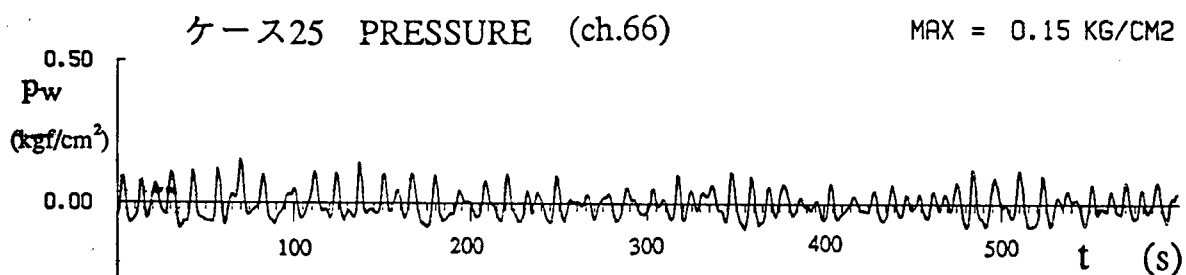
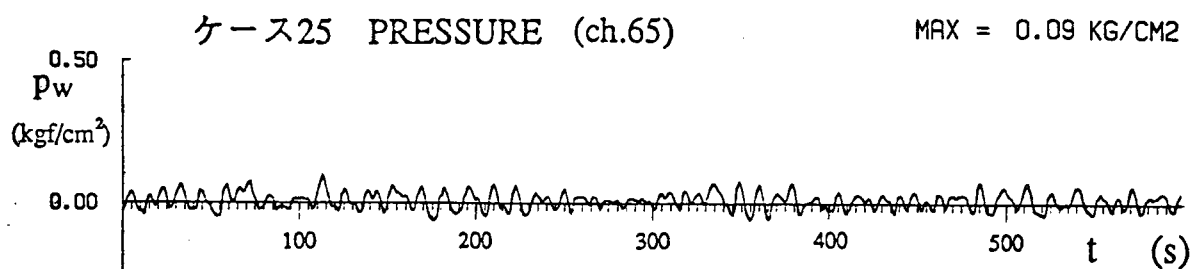
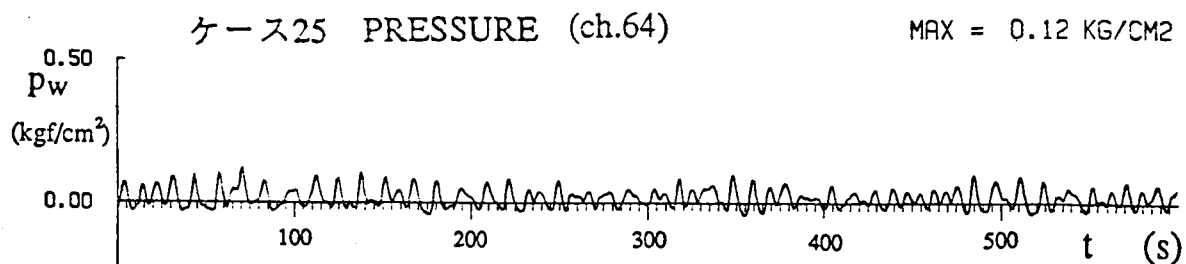


図-13.3 (f) Case 25 の波圧波形 (ch. 64, 65, 66, 67)

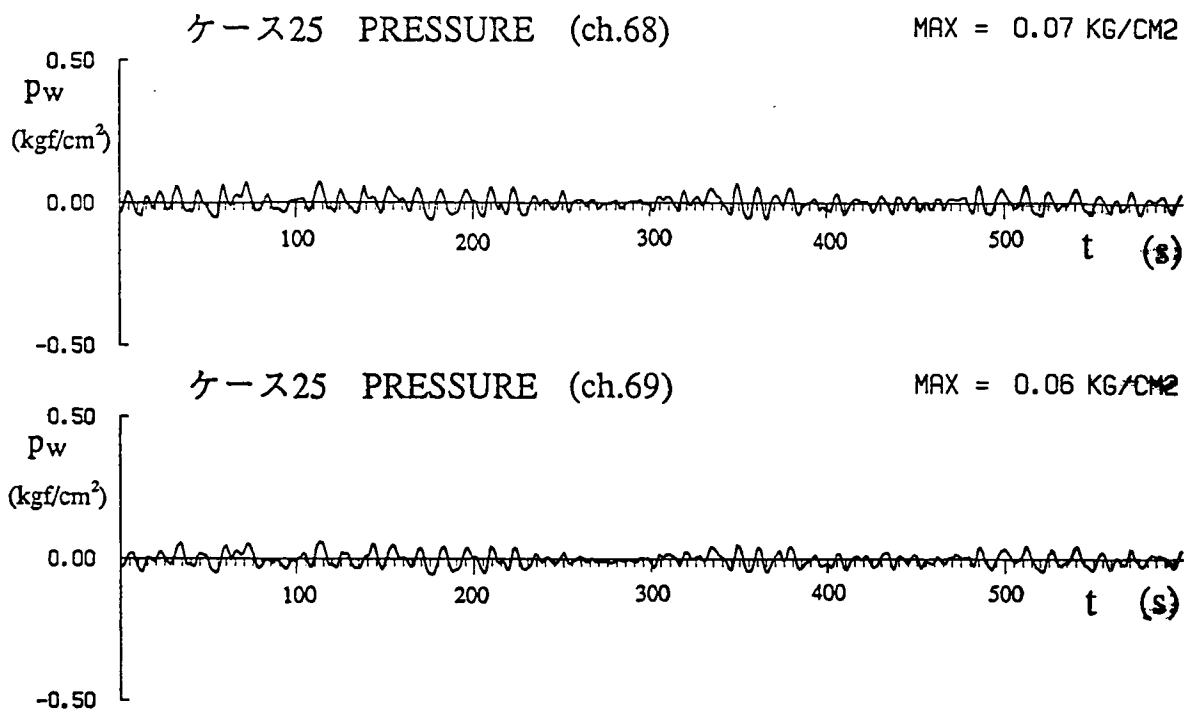


図-13.3 (g) Case 25 の波圧波形 (ch. 68, 69)

沖側前面 (ch.56) および後面 (ch.57) は静水面下にあるが、波が作用すると波圧計が水面上に露出するため、いずれも正の方向に衝撃的な波圧が作用している。そして負の方向にも静水圧分に相当する波圧が作用している。これに対して、中間後面 (ch.59) および岸側前面 (ch.60)、後面 (ch.61) の波圧波形は、沖側の波圧に比べてかなり減少しており、衝撃的な波圧は生じていない。また、-2.70 m位置にある沖側後面 (ch.63) は常時水中にあるが、その波圧波形は-0.80 m位置にある沖側後面 (ch.57) と類似する。しかし、波圧値は若干小さい。

c) 海底面近く (ch.64~ch.69) の波圧波形 (図-13.3 (f), (g) 参照)

-4.40 m位置にある沖側前面 (ch.66) の波圧波形は-0.80 m位置にある沖側前面 (ch.56) の波圧に比べて小さく、衝撃的な波圧も作用していない。また、中間前面 (ch.64)、後面 (ch.65) および岸側前面 (ch.68) 後面 (ch.69) の波圧は、いずれも類似波形を持ち、沖側の波圧に比べて相当減少している。

(3) 波圧ピーク値と波高との関係

測定値をもとに、最大波圧と最大波高の関係を図-13.4 (a)~(u) に示す。また同図には、レーリー分布の関係である $H_{\max} = 1.53 H_{1/3}$ (ただし、 $H_{\max}$ は60波の波群に対する $H_{\max}$ の平均値) を用いて換算した $H_{1/3}$ を横軸にとった場合の $P_{1/3}$ と $H_{1/3}$ の関係も示す。

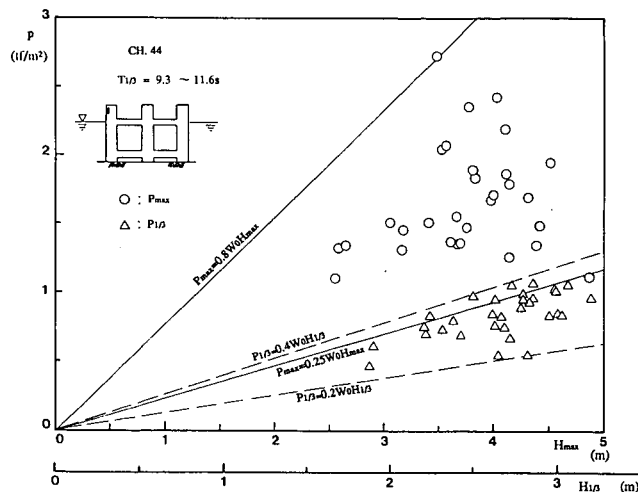


図-13.4 (a) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch.44)

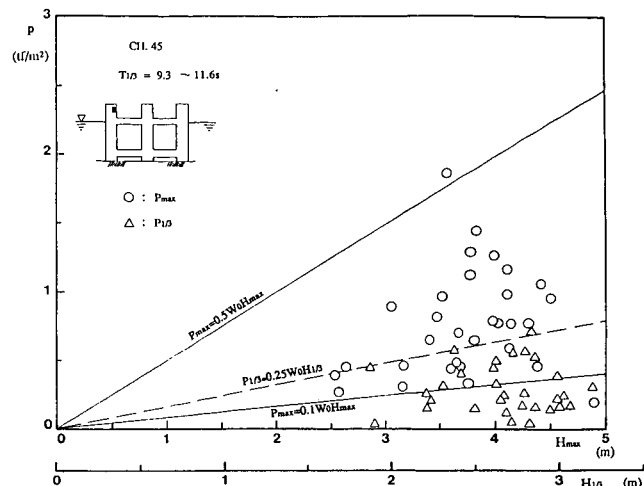


図-13.4 (b) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 45)

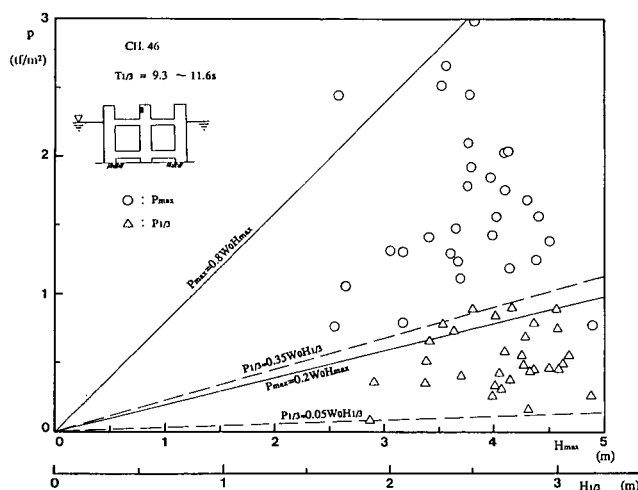


図-13.4 (c) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 46)

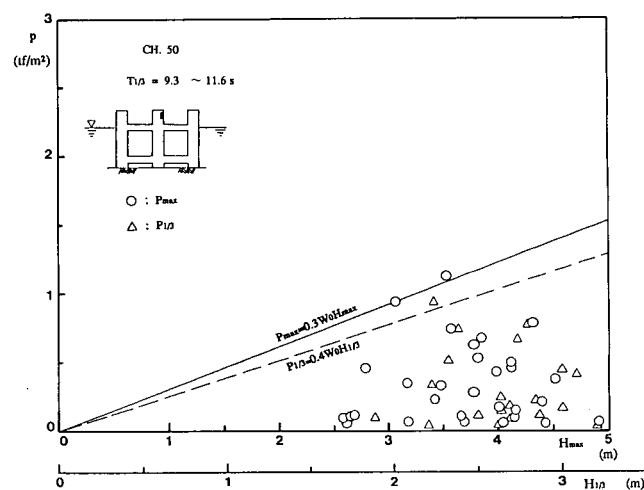


図-13.4 (d) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 50)

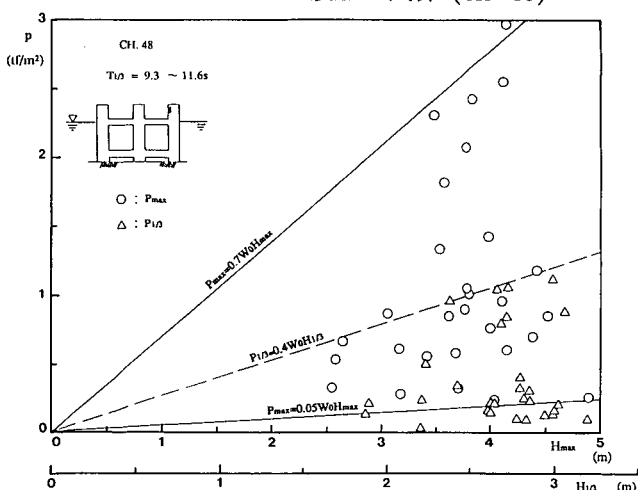


図-13.4 (e) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 48)

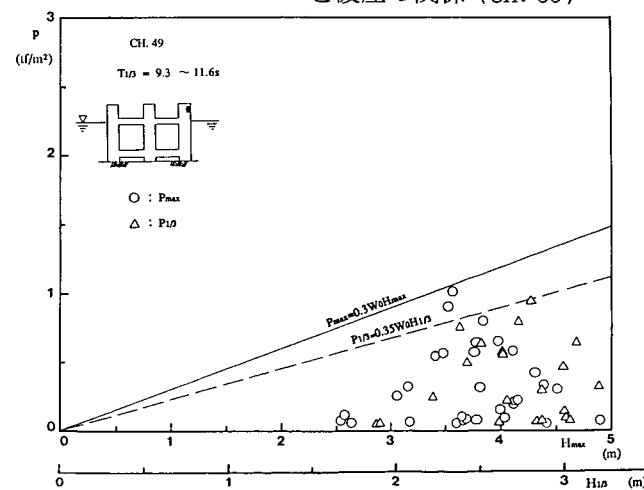


図-13.4 (f) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 49)

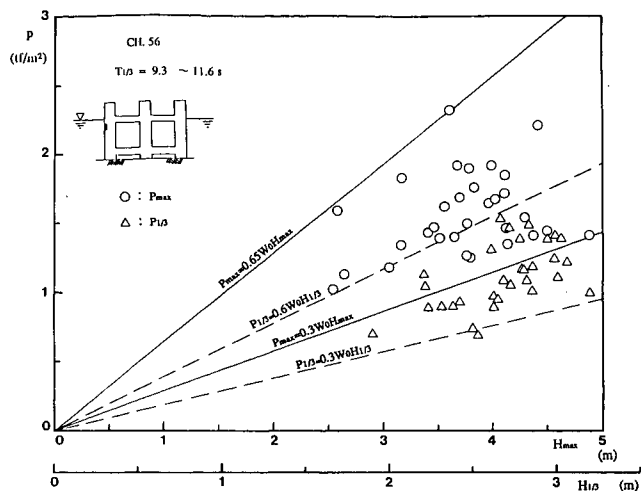


図-13.4 (g) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 56)

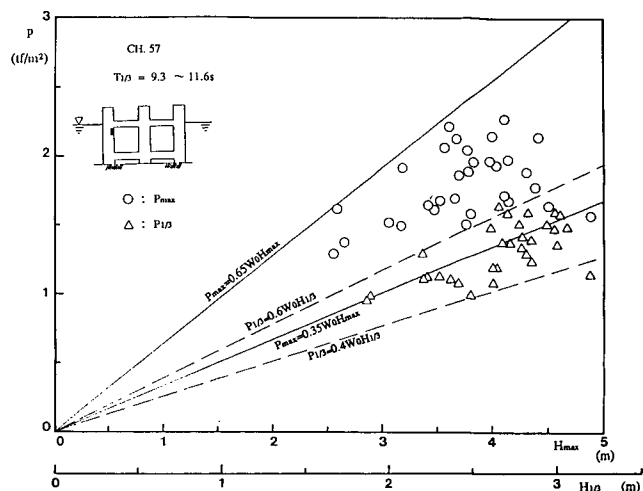


図-13.4 (h) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 57)

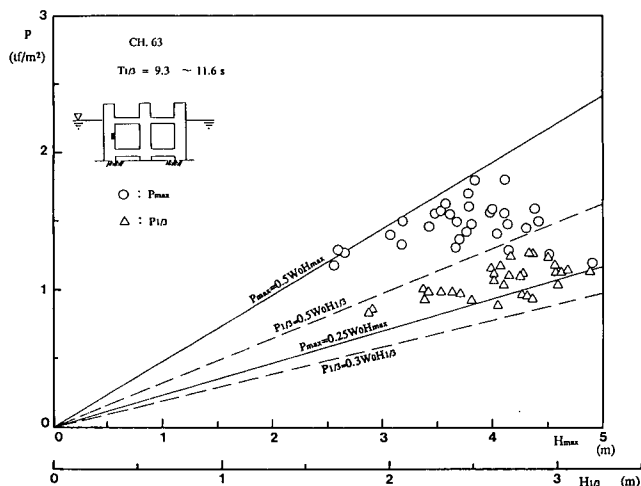


図-13.4 (i) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 59)

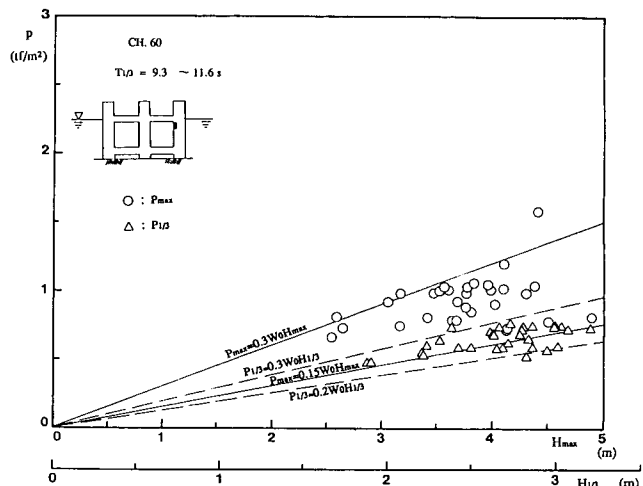


図-13.4 (j) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 60)

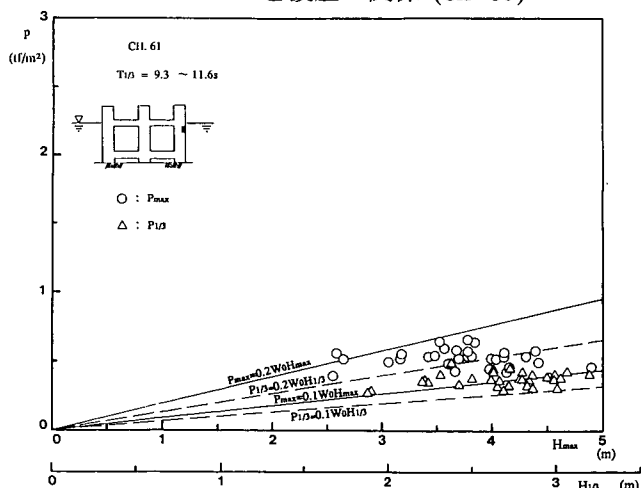


図-13.4 (k) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 61)

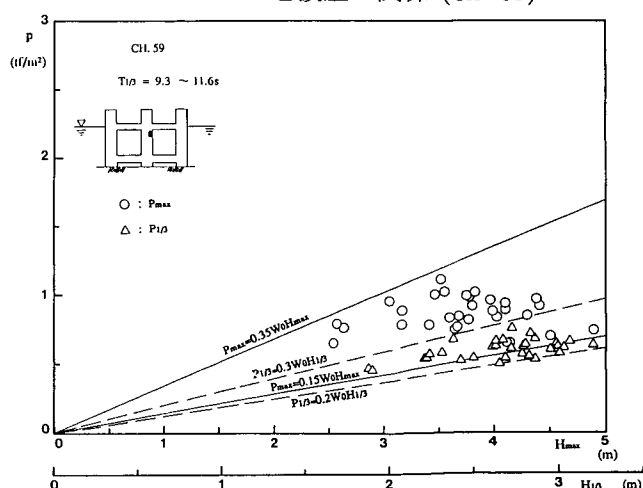


図-13.4 (l) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 63)

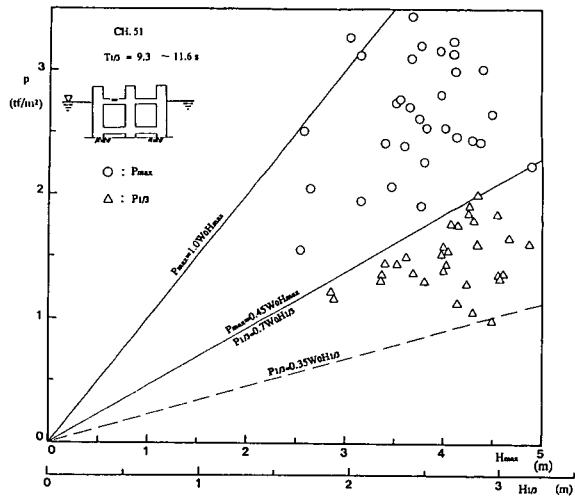


図-13.4 (m) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 51)

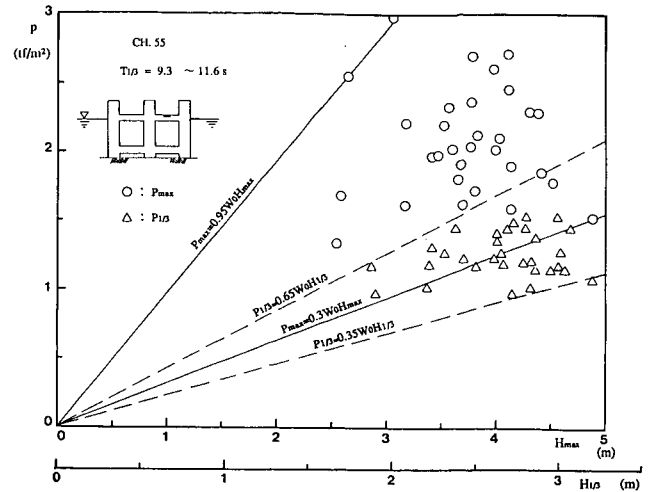


図-13.4 (n) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 55)

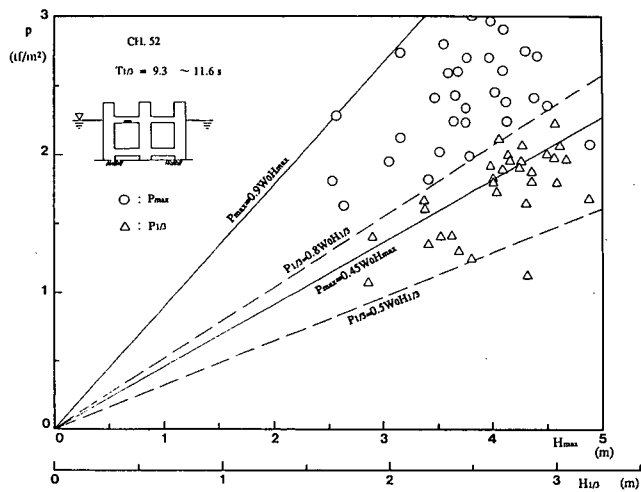


図-13.4 (o) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 52)

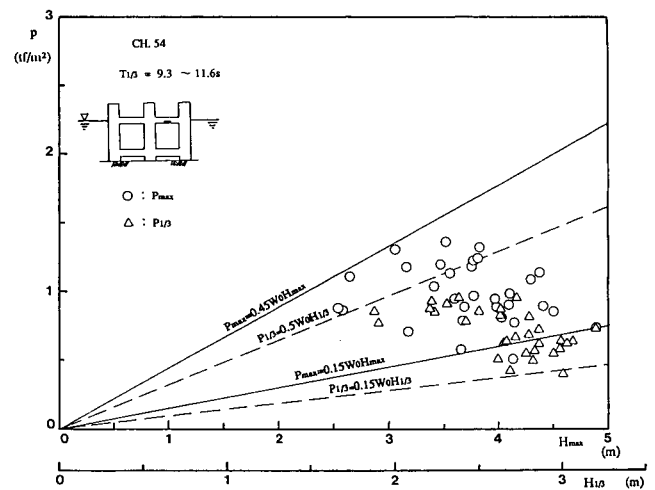


図-13.4 (p) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 54)

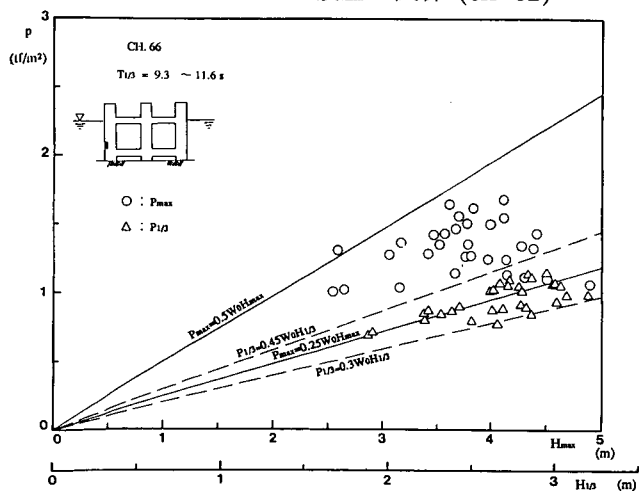


図-13.4 (q) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 66)

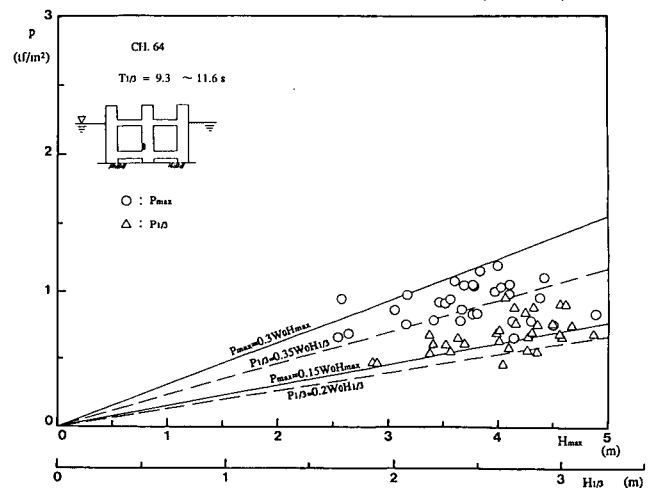


図-13.4 (r) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 64)

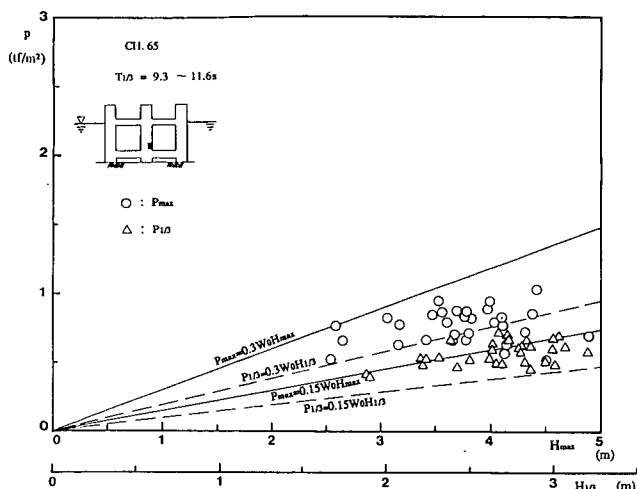


図-13.4 (s) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 65)

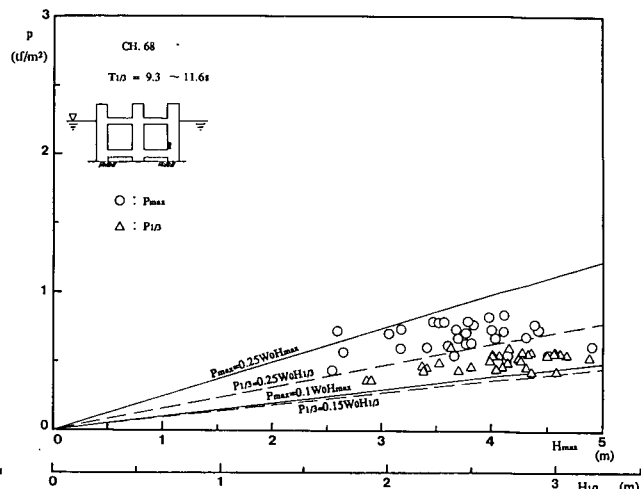


図-13.4 (t) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 68)

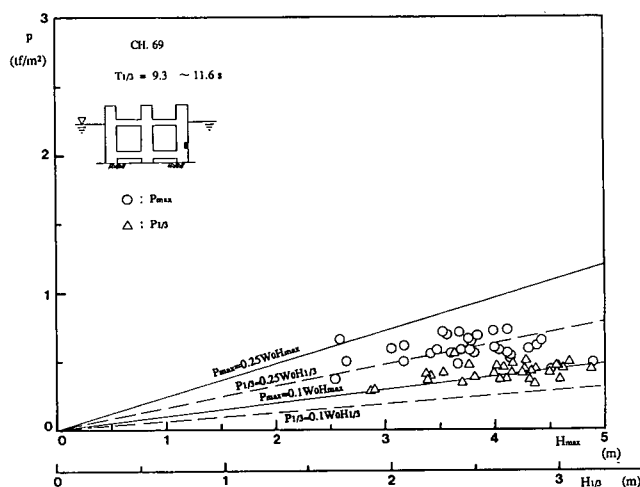


図-13.4 (u) 最大波高・有義波高
と波圧の関係 (ch. 69)

a) 静水面より上 (ch. 44, 45, 46, 50, 48, 49) (図-13.4 (a)~(f) 参照)

$p_{\max}/w_0 H_{\max}$ は、沖側前面 (ch. 44), 中間前面 (ch. 46), 岸側前面 (ch. 48) の順に、それぞれ 0.25~0.80, 0.20~0.80, 0.05~0.70 となる。また沖側後面 (ch. 45) では $p_{\max}/w_0 H_{\max} = 0.10 \sim 0.50$, 中間後面 (ch. 50) および岸側後面 (ch. 49) では $p_{\max}/w_0 H_{\max} \leq 0.30$ である。静水面より上 +1.80 m の位置ではスパイク状の衝撃圧が作用するため、いずれの場合も透過壁前面での波圧が大きく、データのばらつきも大きい。

b) 静水面付近 (ch. 56, 57, 59, 61, 63, 51, 55, 52, 54) (図-13.4 (g)~(p) 参照)

$p_{\max}/w_0 H_{\max}$ は、沖側前面 (ch. 56) で 0.30~0.65, 沖側後面 (ch. 57) で 0.35~0.65 であり、波圧は波高の増大とともに直線的に大きくなっており、沖側の前面後面ではほぼ同程度の波圧が作用している。また中間後面 (ch. 59), 岸側前面 (ch. 60) および岸側後面 (ch. 61) では $p_{\max}/w_0 H_{\max}$ は、

それぞれ 0.15～0.35, 0.15～0.30, 0.10～0.20 となる。さらに -2.70m 位置での沖側後面 (ch. 63) では $p_{\max}/w_0 H_{\max} = 0.25 \sim 0.50$ であって、データのばらつきは少ない。しかし、この測点の波圧は波高の増大に対して直線的な関係はあまり認められず、むしろ波高に対して一定値をとる傾向がある。

一方、水平透過壁の上面 (ch. 51), (ch. 55) の $p_{\max}/w_0 H_{\max}$ は 0.45～1.00, および 0.30～0.95 であり、水平透過壁下面 (ch. 52), (ch. 54) では $p_{\max}/w_0 H_{\max}$ は 0.45～0.90 および 0.15～0.45 となっている。いずれの場合もデータのばらつきは大きく、特に、沖側水平透過壁上下面および岸側水平透過壁上面では波高に比例する衝撃的な波力が作用している。

c) 海底面近傍 (ch. 66, 64, 65, 68, 69) (図-13.4 (q)～(u) 参照)

$p_{\max}/w_0 H_{\max}$ は沖側前面 (ch. 66), 中間前面 (ch. 64) および後面 (ch. 65), 岸側前面 (ch. 68) および後面 (ch. 69) の順に、それぞれ 0.25～0.50, 0.15～0.30, 0.15～0.30, 0.10～0.25, 0.10～0.25 である。この場合も中間壁や岸側壁での波圧は、波高に対して一定値を示す傾向が認められる。

(4) 波圧ピーク値の空間分布

波圧ピーク値の空間分布について調べるために、Case 25 ($H_{\max} = 4.0 \text{ m}$, $H_{1/3} = 2.99 \text{ m}$, $T_{1/3} = 10.1 \text{ s}$, $W.L. = T.P. - 0.228 \text{ m}$) および Case 21 ($H_{\max} = 4.42 \text{ m}$, $H_{1/3} = 2.66 \text{ m}$, $T_{1/3} = 10.4 \text{ s}$, $W.L. = T.P. - 0.478 \text{ m}$) について、 $p_{\max}/w_0 H_{\max}$ と $p_{1/3}/w_0 H_{1/3}$ の空間分布を図-13.5 および 図-13.6 に示す。

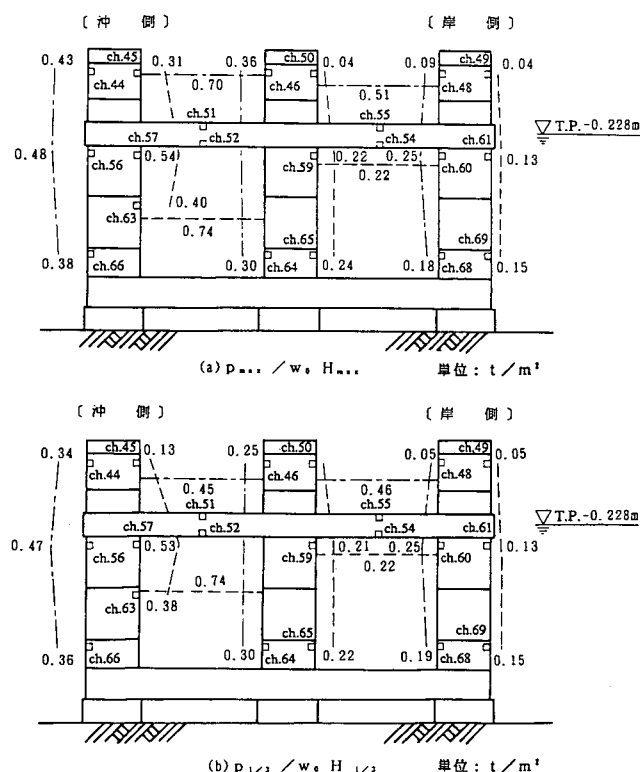


図-13.5 波圧ピーク値の空間分布

($H_{\max} = 4.0 \text{ m}$, $H_{1/3} = 2.99 \text{ m}$, $T_{1/3} = 10.1 \text{ s}$, $W.L. = -0.228 \text{ m}$)

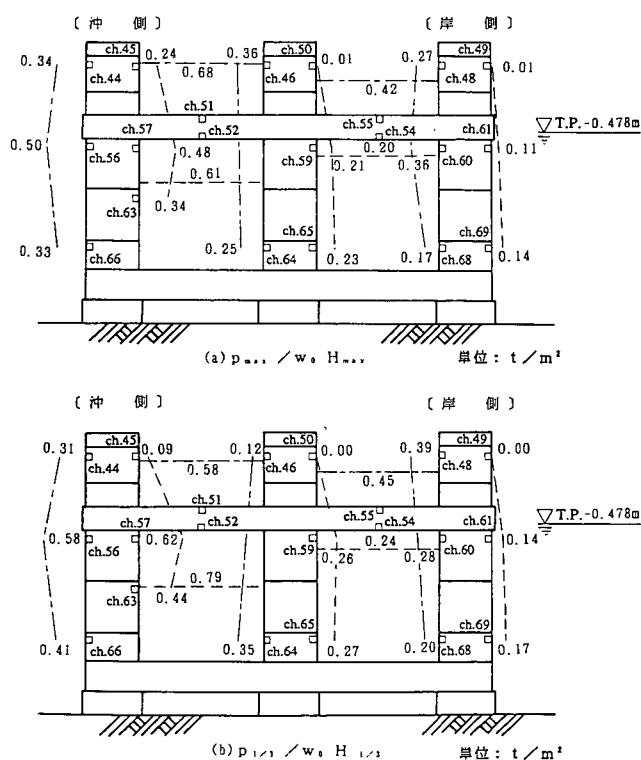


図-13.6 波圧ピーク値の空間分布

($H_{\max} = 4.42 \text{ m}$, $H_{1/3} = 2.66 \text{ m}$, $T_{1/3} = 10.4 \text{ s}$, $W.L. = -0.478 \text{ m}$)

一般に、鉛直および水平透過壁いずれの場合も中間および岸側の測点よりも沖側の測点において大きな波圧が働いている。ただし、鉛直透過壁沖側前面 (ch. 56) と沖側後面 (ch. 57) の位置では、沖側後面 (ch. 57) への波力の方が大きい。

水平透過壁沖側上面 (ch. 51) では $p_{\max}/w_0 H_{\max}$ が 0.70 および 0.68, また下面 (ch. 52) では 0.74 および 0.61 となっており、沖側水平透過壁上、下面には鉛直透過壁よりも大きな衝撃的な力が作用していることがわかる。また沖側透過壁以外では、水平透過壁岸側上面 (ch. 55) でも波力が大きく、沖側透過壁に匹敵する波圧が働いている。

(5) 同時波圧分布

鉛直および水平透過壁の沖側測点 (ch. 56, ch. 57, ch. 51, ch. 52) には大きな波圧が作用しているがこれらの発生時刻には位相差が存在する。そこで、Case 25 ($H_{\max}=4.0\text{m}$, $H_{1/3}=2.99\text{m}$, $T_{1/3}=10.1\text{s}$, $W. L. = T. P. -0.228\text{m}$) に関して鉛直透過壁の沖側前面 (ch. 56) および後面 (ch. 57), さらに水平透過壁の沖側上面 (ch. 51) および下面 (ch. 52) の波圧がそれぞれ最大になるときの同時波圧分布を図-13.7, 13.8 示す。波圧計の取り付け位置および同時波圧分布から推測すれば、まず波は鉛直

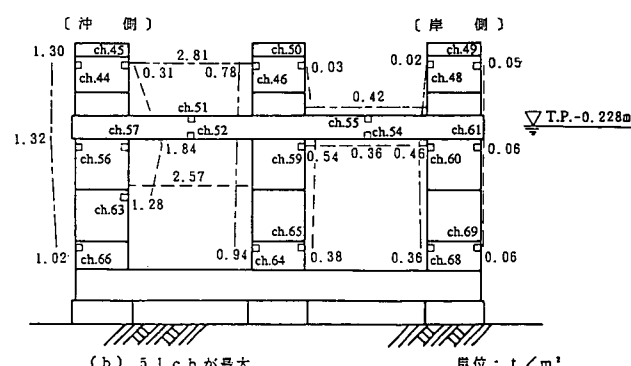
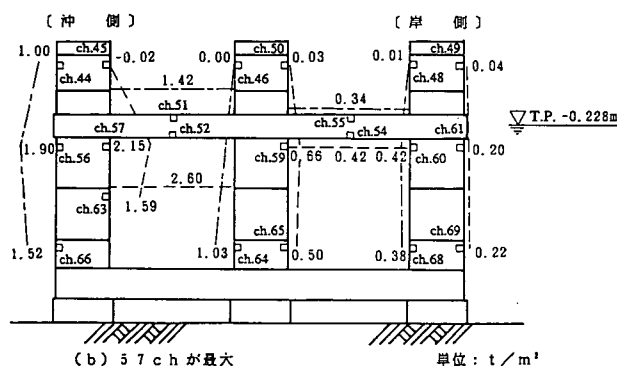
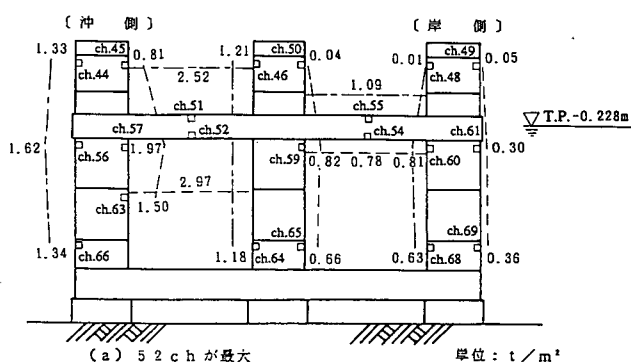
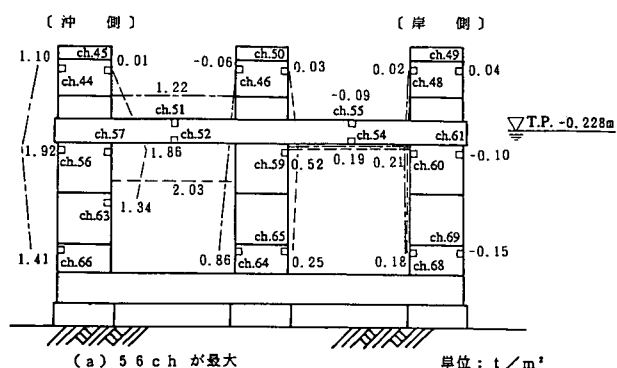


図-13.7 同時波圧分布

(ch. 56, ch. 57 の波圧が最大となる場合)

図-13.8 同時波圧分布

(ch. 52, ch. 51 の波圧が最大となる場合)

透過壁の沖側前面 (ch. 56) に作用し、測点 ch. 56 が最初に最大波圧を示した後、次に沖側後面 (ch. 57), 続いて水平透過壁の沖側下面 (ch. 52) そして上面 (ch. 51) の順に最大波圧が作用すると考えられる。

鉛直透過壁の沖側前面 (ch. 56) 波圧が最大となるときは、鉛直透過壁の沖側後面 (ch. 57) にもピークに近い波圧が作用し、また水平透過壁の沖側下面 (ch. 52) にも鉛直透過壁の沖側前面 (ch. 56) 以上の鉛直波圧が作用するが、沖側上面 (ch. 51) への波圧は沖側下面 (ch. 52) の約半分である (図-13.7 参照)。一方、この時刻では中間および岸側鉛直透過壁、岸側水平透過壁にはそれほど大きな波力は作用していない。

次に、鉛直透過壁の沖側後面 (ch. 57) 波圧が最大になるときは、水平透過壁の沖側下面 (ch. 52) への波圧が大きくなると同時に、中間および岸側鉛直透過壁、岸側水平透過壁への作用波力が次第に増加する。このとき、鉛直透過壁の沖側前面 (ch. 56) にはやはりピークに近い波圧が作用しているが、水平透過壁の沖側上面 (ch. 51) への波圧は下面 (ch. 52) への波圧と比較して、その増加量はわずかなのである。

同様に、図-13.8 に示すように、水平透過壁の沖側下面 (ch. 52) への波圧が最大になるときは、上面 (ch. 51) の波圧も大きい、沖側前面 (ch. 56) の波圧は若干減少している。一方、中間および岸側鉛直透過壁、岸側水平透過壁には鉛直透過壁の沖側後面 (ch. 57) が最大波圧となる時よりもさらに大きな波圧が働いている。

最後に、水平透過壁の沖側上面 (ch. 51) 波圧が最大になるときは、沖側下面 (ch. 52) 波圧が最大になるときと比べて、全ての測点で波圧は小さくなっているが、特に岸側の水平および鉛直透過壁の波圧の減少が大きい。

13.4.2 全水平波力の推定

(1) 波力低減係数

同時刻の波圧分布は、各部における波圧の大きさと作用方向が異なるので、これのみからは水平波圧の合力がどの瞬間に最大になるかを推定することはできない。ここでは、構造物の安定性に最も影響を与えるのは鉛直透過壁の沖側前面 (56ch) の波圧が最大値を示すときと考え、この時刻の波圧分布から求めた水平波圧合力 F_{OH} と合田式から計算した水平波力 F_{GH} との比 F_{OH}/F_{GH} と最大波高 H_{max} の関係をしらべた (図-13.9)。ただし、波圧の欠測値は周辺の測

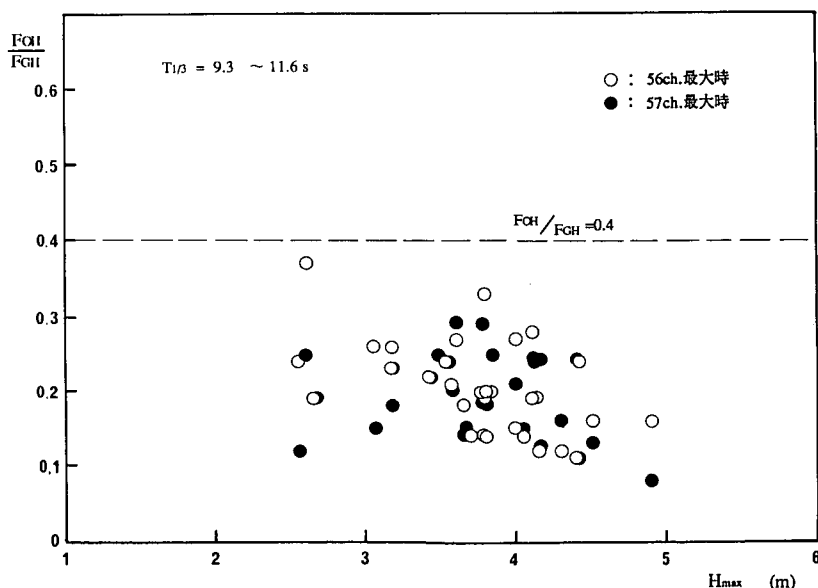


図-13.9 波力低減係数と H_{max} の関係

定値より内挿して求めた。また同図には、鉛直透過壁の沖側後面（57ch）の波圧が最大値を示した場合の結果も同時に示す。ここに、水平波圧合力 F_{OH} は、沖側、中間および岸側透過壁のそれぞれの前面、後面に働く波圧合力の差として定めた。

図-13.9によると、 F_{OH}/F_{GH} の値はばらついているが、ほぼ 0.4 以下の範囲にある。 F_{OH}/F_{GH} の値は近似的に水平波力の低減係数 λ とみなしてよいことから（谷本ら，1981），この場合 $\lambda = 0.4$ となる。一方、当離岸堤と同じ空隙率を有し、形状も類似している模型を用いた室内実験（宇多ら，1988）による低減係数を図-13.10に示す。図中の斜線付記号は非碎波条件における結果

である。また図の横軸 H' は仮想通過波高である。この場合、 λ は 0.6 以下であり、現地観測結果よりも若干大きな値となっている。この理由としては、構造の細部形状、構造物の設置状況（室内実験：1/10勾配，現地：1/70勾配）あるいは波浪特性（室内実験：規則波，現地：不規則波）などの相違のほかに、全体波力の算定方法（室内実験：三分力計で測定，現地：波圧計で測定）の相違も大きいと考えられる。

(2) 水平全波力の検討

低減係数を用いた合田波力 $F'_{GH} (= \lambda F_{GH})$ と観測値から求めた水平波圧合力 F_{OH} の関係を図-13.11に示す。 F_{OH}/F'_{GH} を平均値 $\pm$ 標準偏差の形で表すと 0.33 ± 0.10 となり、 $F_{OH}/F'_{GH} = 1.0$ と比べてかなり安全側となっている。いま、合田式に類似した波圧分布を仮定し、実験から得られた水平全波力

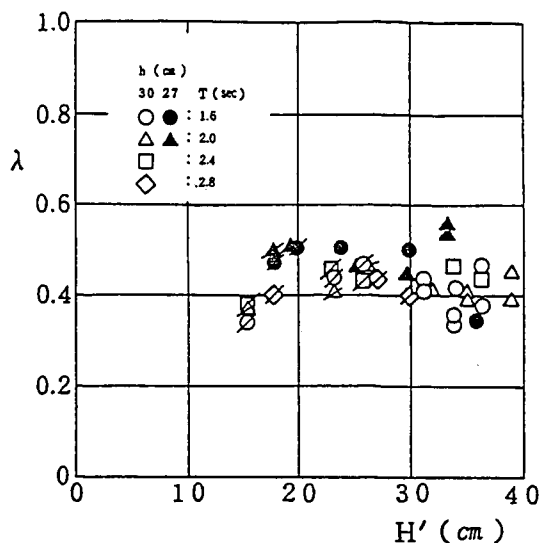


図-13.10 模型実験から求めた波力低減係数

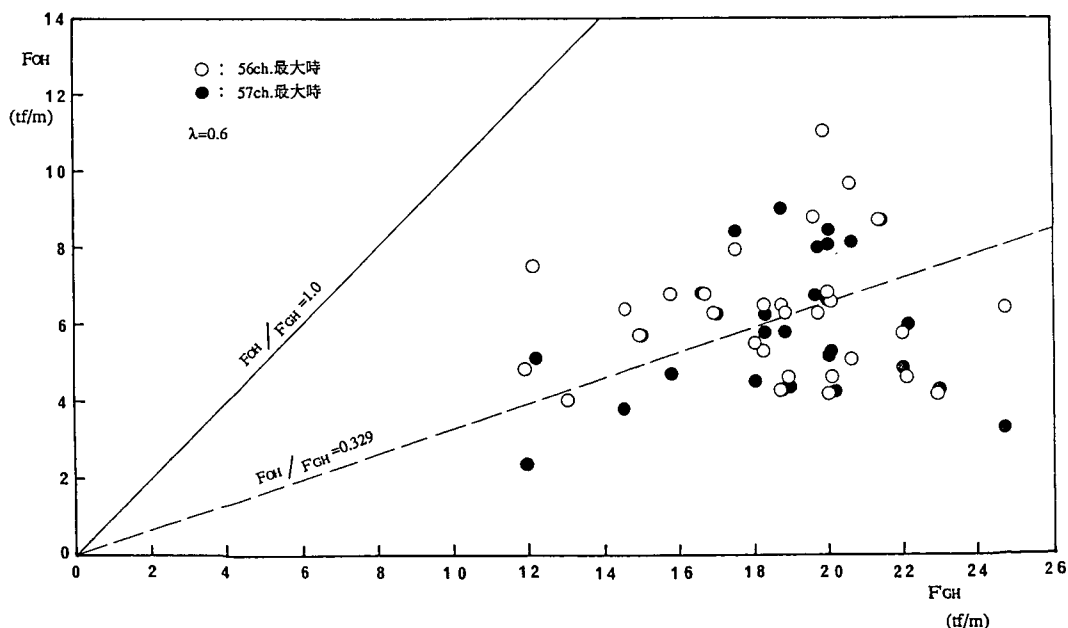


図-13.11 低減係数を考慮した合田波力と観測値から求めた水平波圧合力との比較

F_{OH} を用いると、静水面における波圧強度 p_1 は次のように求められる。

$$p_1 = 2 F_{OH} / \{ (2 - h_c / \eta^*) h_c + (1 + \alpha_3) h \} \quad \cdots \cdots (13.1)$$

ここに、 h_c は構造物の天端高、 η^* は静水面上において波圧強度が零となる高さ、 h は水深であり、また α_3 は次式で表される係数である。

$$\alpha_3 = 1 / \cosh(2\pi h/L) \quad \cdots \cdots (13.2)$$

$p_1 / \lambda w_0 H_i$ と H_i / h , h/L との関係を図-13.12に示す。ここに、 H_i は入射波高、 L は波長であり、また $\lambda = 0.6$ とする。図より、これらの実験結果をほぼ平均的に満足する関係式として次式を考える。

$$\alpha_1 = 0.5 [\tanh(H_i / h) + \{ (4\pi h/L) / \sinh(4\pi h/L) \}^2] \quad \cdots \cdots (13.3)$$

図中には、上式の計算値を実線で示している。すなわち、静水面における波圧強度 p_1 は式(13.3)を用いて $\alpha_1 \lambda w_0 H_i$ で与えられる。

提案した式の適合性を確認するために、計算で求めた水平全波力 F_{CH} (合田式において、低減係数 $\lambda = 0.6$ とし、 α_1 を式(13.3)より求めたもの) と観測値から求めた水平波圧合力 F_{OH} の関係を図-13.13に示す。 F_{OH} / F_{CH} を平均値 $\pm$ 標準偏差の形で表すと、 $0.71 \pm 0.$

23となる。したがって、安定性の検討に用いる水平全波力を図-13.11に示される低減係数のみを考慮した合田式より求めるよりも、係減係数と式(13.3)で提案した α_1 を用い修正した合田式を用いた方が適合度がよく、全体波力をより適切に推定できることがわかる。

13.5 構造物の動的応答に関する検討

鋼管杭ひずみデータを、軸ひずみと曲げひずみに分離して最大ひずみを合成し、この最大ひずみより最大波高に対する最大ひずみの回帰式について検討する。また、鋼管杭の最大ひずみの発生方向につい

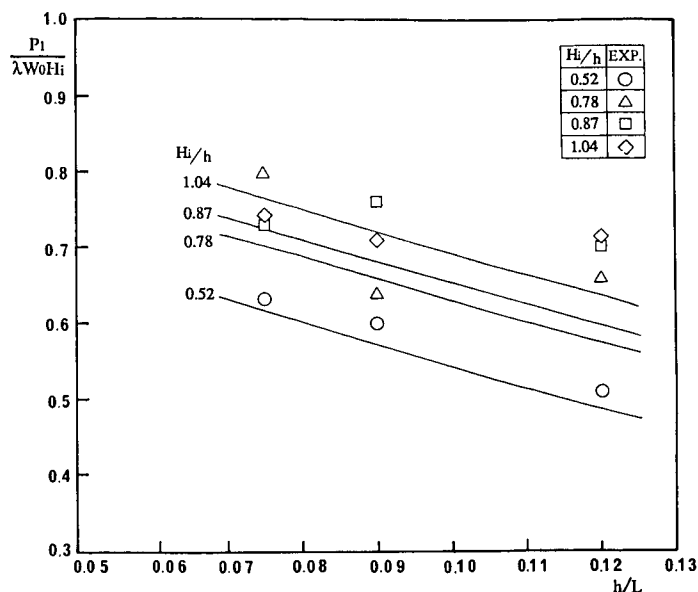


図-13.12 $p_1 / \lambda w_0 H_i$ と H_i / h , h/L の関係

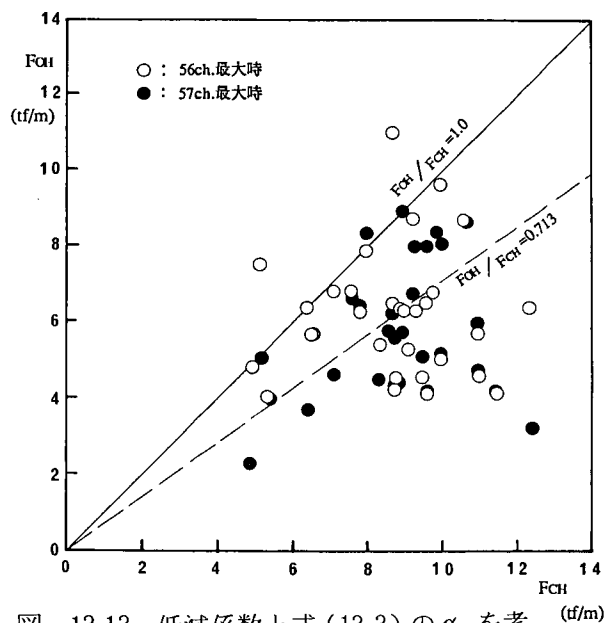


図-13.13 低減係数と式(13.3)の α_1 を考慮した合田波力と観測値から求めた水平波圧合力との比較

て調べ、ひずみの分布特性に関して考察するとともに、鋼管杭ひずみならびに波圧（差圧）データより当離岸堤の動的応答特性の把握を試みる。

鋼管杭ひずみを軸ひずみと曲げひずみに分離するには1断面当り3点あるいは4点の記録が必要となる。このため、本報告では、データが比較的ととのっているA-4、C-1、C-2およびC-3の鋼管杭ひずみを主な検討対象とする。また、検討に際し代表的な観測記録として波高が最大であったCase 24（1989年7月27日、9：9：35、 $H_{MAX}=4.90\text{m}$ ）を必要に応じて取り上げる。

13.5.1 ひずみの算出方法

(1) 軸・曲げひずみの算出方法

鋼管杭に発生するひずみを軸ひずみと曲げひずみに分離するため、1断面当り4点で観測されたひずみを用い、式（13.4）～式（13.6）により軸ひずみと曲げひずみを算出した（図-13.14参照）。なお、これらの式は、ひずみ分布が Navier の仮定を満足し、杭体が Bernoulli-Euler 梁とみなし得る場合に誘導される理論式である。

$$\epsilon_N(t) = (\epsilon_a(t) + \epsilon_b(t) + \epsilon_c(t) + \epsilon_d(t)) / 4 \quad \dots\dots\dots (13.4)$$

$$\epsilon_{MX}(t) = (\epsilon_a(t) - \epsilon_c(t)) / 2 \quad \dots\dots\dots (13.5)$$

$$\epsilon_{MY}(t) = (\epsilon_b(t) - \epsilon_d(t)) / 2 \quad \dots\dots\dots (13.6)$$

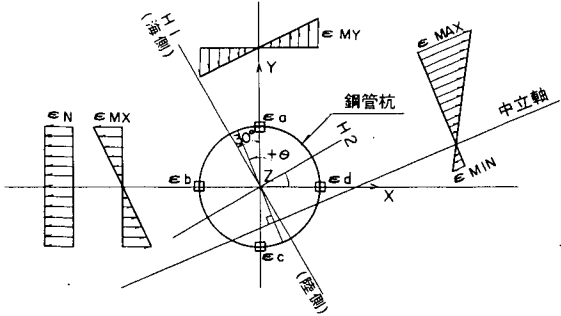
$\epsilon_a(t) \sim \epsilon_d(t)$: 4点のひずみ

$\epsilon_N(t)$: 軸ひずみ

$\epsilon_{MX}(t)$: 曲げひずみ（X軸回り）

$\epsilon_{MY}(t)$: 曲げひずみ（Y軸回り）

t : 時間



(2) 最大ひずみの算出方法

最大ひずみ $\epsilon_{MAX}(t)$ は、式（13.4）～式（13.6）により分離した軸ひずみ $\epsilon_N(t)$ と曲げひずみ $\epsilon_{MX}(t)$, $\epsilon_{MY}(t)$ を式（13.7）により合成して求める。

$$\epsilon_{MAX}(t) = \text{MAX} | \epsilon_N(t) \pm \sqrt{\epsilon_{MX}(t)^2 + \epsilon_{MY}(t)^2} | \quad \dots\dots\dots (13.7)$$

また、最大ひずみの発生方向 $\theta(t)$ （図-13.14参照）は、各軸まわりの曲げひずみ $\epsilon_{MX}(t)$, $\epsilon_{MY}(t)$ を与え、次式より算出した。

$$\theta(t) = \tan^{-1} (\epsilon_{MX}(t) / \epsilon_{MY}(t)) \quad \dots\dots\dots (13.8)$$

(3) 欠測ひずみの推定方法

検討対象としたA-4、C-1、C-2およびC-3の鋼管杭のひずみ記録において、C-2、C-3ではそれぞれ4点とも記録がそろっていたが、A-4、C-1では、それぞれ4点中1点のch.14(A

- $\epsilon_a \sim \epsilon_d$: 4点のひずみ
- ϵ_N : 軸ひずみ
- ϵ_{MX} : 曲げひずみ（X軸回り）
- ϵ_{MY} : 曲げひずみ（Y軸回り）
- ϵ_{MAX} : 最大ひずみ
- ϵ_{MIN} : 最小ひずみ
- θ : 最大ひずみ発生方向（°）

図-13.14 鋼管杭に発生するひずみ

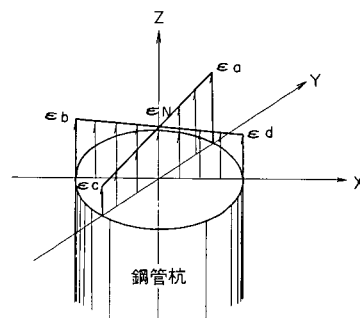
— 4c), ch. 27 (C—1d) の記録が欠測していた。このため、欠測点について、以下に示す方法でひずみを推定した。

1 断面当り 4 点で観測されるひずみ記録を $\epsilon_a(t)$, $\epsilon_b(t)$, $\epsilon_c(t)$, $\epsilon_d(t)$ とし、これらのうち $\epsilon_d(t)$ が欠測状況にあるとする。また、直交する 2 軸において、各軸のひずみ記録から求められる軸ひずみが等価と考えれば、式 (13.9) が成立する (図—13.15 参照)。

$$\epsilon_a(t) + \epsilon_c(t) = \epsilon_b(t) + \epsilon_d(t) \quad \dots\dots\dots (13.9)$$

式 (13.9) より、欠測ひずみ $\epsilon_d(t)$ は、式 (13.10) で推定できる。

$$\epsilon_d(t) = \epsilon_a(t) + \epsilon_c(t) - \epsilon_b(t) \quad \dots\dots\dots (13.10)$$



$\epsilon_a \sim \epsilon_d$: 4 点のひずみ
 ϵ_N : 軸ひずみ

図—13.15 鋼管杭に発生
する軸ひずみ

13.5.2 最大波高に対する鋼管杭最大ひずみの回帰式

(1) 回帰分析

鋼管杭の最大ひずみと最大波高に関し、最大ひずみ ϵ_{MAX} を従属度数、最大波高 H_{MAX} を独立変数として単回帰分析を行った (式 (13.11))。

$$\epsilon_{MAX} = C_1 \cdot H_{MAX} + C_2 \quad \dots\dots\dots (13.11)$$

ここに、 C_1 , C_2 は偏回帰係数である。

分析に用いた観測記録 Case1~57 の H_{MAX} と ϵ_{MAX} を表—13.3 に示す。A—4, C—1, C—2, C—3 の ϵ_{MAX} は、式 (13.7) より算出した値である。欠測している ch. 14 (A—4c), ch. 27 (C—1d) のひずみは式 (13.10) より推定した。

(2) 分析結果および考察

A—4, C—1, C—2, C—3 それぞれについて、Case1~Case57 の H_{MAX} と ϵ_{MAX} の関係を回帰式とともに図—13.16~13.19 に示す。得られた回帰式は、式 (13.12) ~ 式 (13.15) で与えられる。

$$A-4 : \epsilon_{MAX} = 19.99 H_{MAX} + 547.0 \quad \dots\dots\dots (13.12)$$

$$C-1 : \epsilon_{MAX} = 0.81 H_{MAX} + 168.1 \quad \dots\dots\dots (13.13)$$

$$C-2 : \epsilon_{MAX} = 37.10 H_{MAX} + 115.4 \quad \dots\dots\dots (13.14)$$

$$C-3 : \epsilon_{MAX} = 19.28 H_{MAX} + 114.4 \quad \dots\dots\dots (13.15)$$

ここに、 ϵ_{MAX} , H_{MAX} の単位はそれぞれ μ , m である。

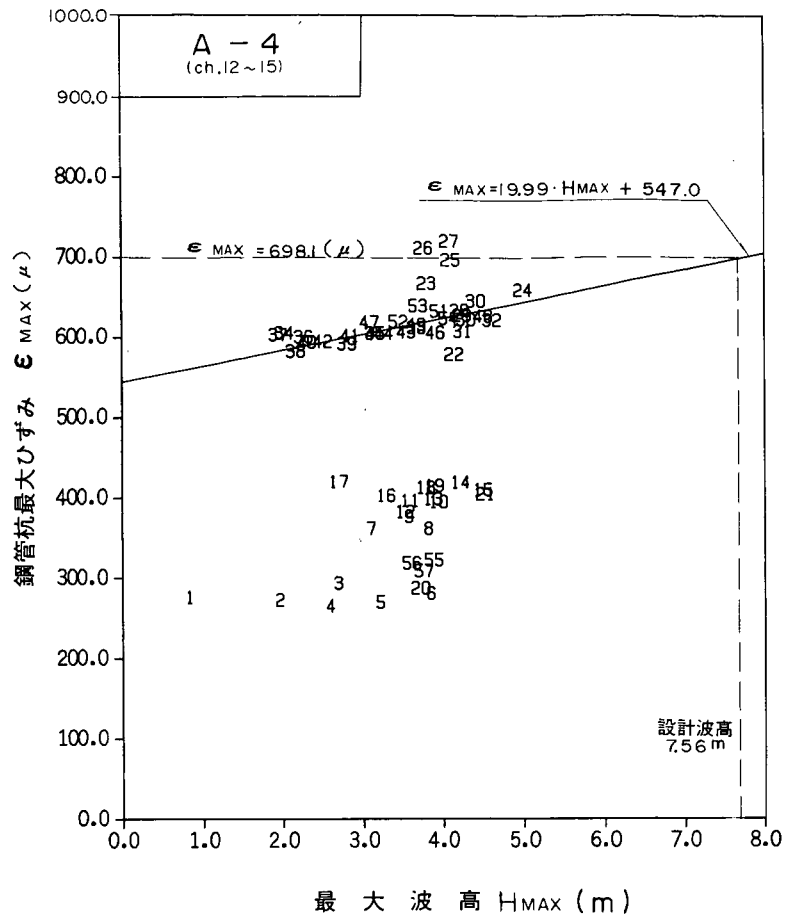
図—13.16 に示した A—4 の H_{MAX} と ϵ_{MAX} の関係では、Case1~Case21 および Case55~Case57 のグループと、Case22~Case54 のグループとに分かれている。ここでは、ひずみの上限を調べる意味で、Case22~Case54 を対象とし回帰分析を行い、式 (13.12) を得た。一方、図—13.17 に示す C—1 では、 H_{MAX} の大小によらず ϵ_{MAX} はほぼ一定値である。

表—13.4 には、式 (13.12) ~ 式 (13.15) の回帰式の相関係数ならびに F 検定結果を示した。相関係数については、A—4, C—1 が低いのに対し、C—2, C—3 は相関係数の値が 0.7~0.8 と、比較的高い。C—1 の相関係数が極端に低いのは、回帰式の勾配が 0 に近いためであると考えられる。また、F 検定結果から、C—2, C—3 に対する回帰式は高度に有意 (1% 有意水準) であると判定される。

表-13.3 最大波高 H_{MAX} と鋼管杭の最大ひずみ ϵ_{MAX} の値一覧

観測記録 Case	最大波高 $H_{MAX}(m)$	鋼管杭最大ひずみ $\epsilon_{MAX}(\mu)$			
		A-1	C-1	C-2	C-3
1	0.79	269.1	175.2	145.9	128.0
2	1.92	265.7	176.6	149.8	137.4
3	2.65	286.8	173.5	209.7	149.1
4	2.55	258.4	173.6	205.6	152.0
5	3.17	262.8	173.0	229.3	158.6
6	3.81	273.9	173.7	260.2	164.8
7	3.06	354.8	173.5	245.8	170.0
8	3.78	354.6	173.7	256.8	165.8
9	3.53	369.3	173.8	234.2	161.9
10	3.84	387.7	173.9	261.3	177.9
11	3.48	389.3	174.3	297.2	208.6
12	3.42	375.7	172.9	243.9	172.1
13	3.77	391.6	173.1	238.2	165.8
14	4.11	412.2	174.5	276.1	192.2
15	4.39	403.0	173.7	245.9	200.1
16	3.18	395.7	173.6	263.1	181.2
17	2.59	413.1	173.6	251.8	186.0
18	3.68	405.9	173.7	257.8	191.7
19	3.79	408.2	173.8	275.8	201.4
20	3.61	280.5	174.4	300.4	200.1
21	4.42	397.6	173.7	266.3	199.5
22	4.04	571.2	174.1	270.3	204.5
23	3.70	659.2	173.5	297.0	209.0
24	4.90	650.5	172.7	252.3	199.0
25	4.00	688.0	173.5	274.6	190.4
26	3.66	702.7	172.1	237.1	168.2
27	3.98	711.1	172.1	240.3	168.2
28	4.11	625.1	172.9	271.0	192.1
29	4.14	619.1	173.5	277.2	205.7
30	4.31	636.9	172.9	259.9	179.1
31	4.15	599.2	173.1	250.2	169.8
32	4.51	613.4	172.4	249.5	175.7
33	3.57	604.2	173.4	257.7	177.8
34	1.92	598.0	169.1	169.0	151.5
35	3.05	597.4	166.8	191.1	164.2
36	2.16	593.0	166.3	187.1	156.2
37	1.84	595.7	167.0	193.8	158.3
38	2.06	575.2	167.3	178.7	158.7
39	2.70	584.5	167.1	199.2	153.3
40	2.20	586.6	166.7	190.1	151.6
41	2.74	594.4	167.1	204.9	168.6
42	2.40	587.2	166.1	189.3	158.7
43	3.44	598.9	168.0	235.5	174.4
44	3.16	597.3	166.6	221.1	166.6
45	3.05	597.3	166.6	205.1	166.9
46	3.81	598.0	167.1	215.5	182.9
47	2.98	611.3	166.7	241.4	184.0
48	4.40	618.1	167.5	292.5	220.4
49	3.57	608.1	166.7	229.2	181.7
50	4.19	614.1	168.0	273.6	204.8
51	3.86	624.4	167.1	270.8	207.1
52	3.34	611.7	167.1	270.2	202.1
53	3.59	631.1	166.7	247.6	189.5
54	3.97	615.7	167.2	274.1	204.5
55	3.78	315.3	167.1	286.3	225.2
56	3.50	311.3	167.5	305.1	238.6
57	3.65	301.9	166.1	251.3	189.5

注) A-4、C-1に関しては、欠測しているch.14(A-4c)、
ch.27(C-1d)のひずみを推定し、鋼管杭最大ひずみ
を求めた。

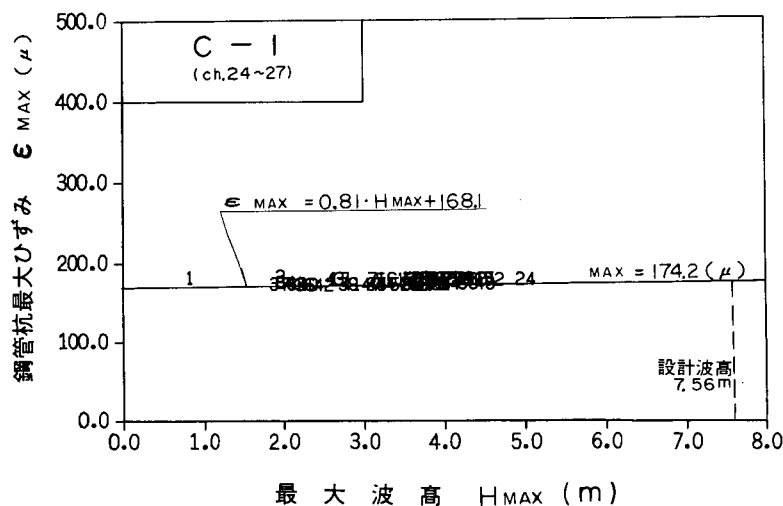


注1) 図中の数字は、観測記録Caseに対応する。

注2) 欠測しているch.14(A-4c)のひずみを推定し、鋼管杭最大ひずみを求めた。

注3) Case22~Case54の観測記録について回帰式を求めた。

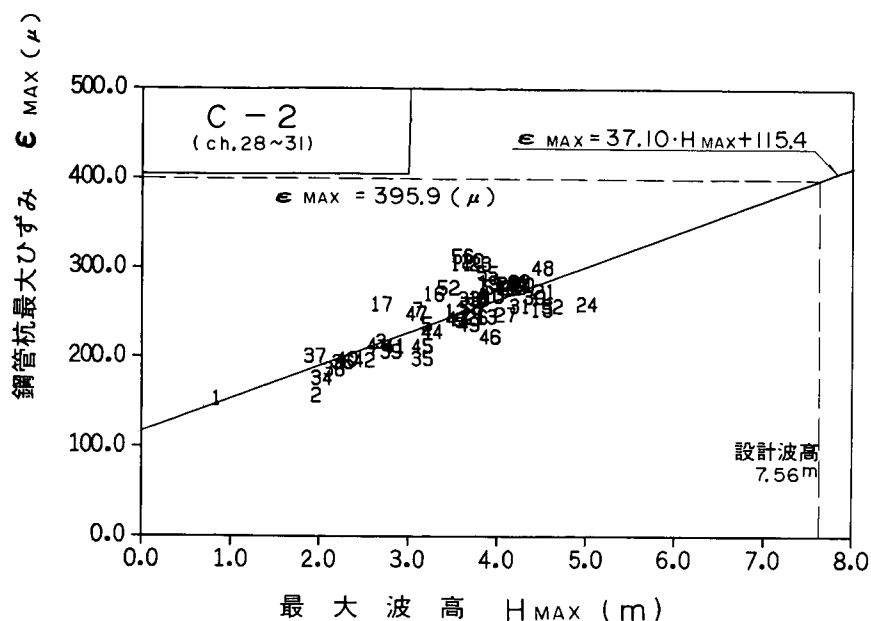
図-13.16 鋼管杭の最大ひずみ ϵ_{MAX} と最大波高 H_{MAX} の関係 (A-4)



注1) 図中の数字は、観測記録Caseに対応する。

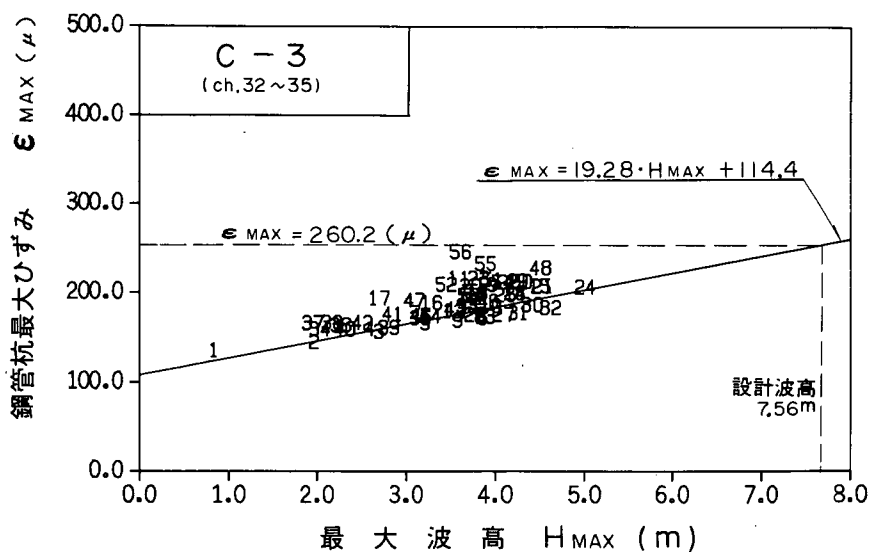
注2) 欠測しているch.27(C-1d)のひずみを推定し、鋼管杭最大ひずみを求めた。

図-13.17 鋼管杭の最大ひずみ ϵ_{MAX} と最大波高 H_{MAX} の関係 (C-1)



注) 図中の数字は、観測記録Caseに対応する。

図-13.18 鋼管杭の最大ひずみ ϵ_{MAX} と最大波高 H_{MAX} の関係 (C-2)



注) 図中の数字は、観測記録Caseに対応する。

図-13.19 鋼管杭の最大ひずみ ϵ_{MAX} と最大波高 H_{MAX} の関係 (C-3)

表-13.4 相関係数およびF検定の結果

	相関係数	F 値	F 検 定
A-4	0.49	9.67	$> F(1,31;0.01)=7.54$: 高度に有意
C-1	0.20	2.20	$< F(1,55;0.01)=7.14$
C-2	0.79	90.81	$> F(1,55;0.01)=7.14$: 高度に有意
C-3	0.69	49.20	$> F(1,55;0.01)=7.14$: 高度に有意

ところで、振動問題においては、一般的にパラメータの間で対数関係が比較的良く当てはまることが知られている。そこで、変数 ϵ_{MAX} 、 H_{MAX} の一方あるいは双方に対数関数を仮定し、同様の回帰分析を行った。詳細については記述を省略するが、相関係数は回帰式を線形と仮定した上記の値と大差ない結果となった。

式 (13.12)～式 (13.15) の回帰式を用い、当離岸堤の設計波高 $H_{MAX}=7.56\text{ m}$ に対する鋼管杭の最大ひずみを求めると、次のようになる。

$$A-4 : \epsilon_{MAX}=698.1 (\mu)$$

$$C-1 : \epsilon_{MAX}=174.2 (\mu)$$

$$C-2 : \epsilon_{MAX}=395.9 (\mu)$$

$$C-3 : \epsilon_{MAX}=260.2 (\mu)$$

13.5.3 鋼管杭の最大ひずみの分布

ここでは、鋼管杭の最大ひずみの分布特性について検討する。

杭の断面内に生ずる最大ひずみの発生方向は13.5.1節で示したように次式 (13.16) で算出される (図-13.14参照)。

$$\theta(t) = \tan^{-1} (\epsilon_{MX}(t) / \epsilon_{MY}(t))$$

…………… (13.16)

$\theta(t)$: 最大ひずみの発生方向 (°)

$\epsilon_{MX}(t)$: X軸回りの曲げひずみ

$$= (\epsilon_a(t) - \epsilon_c(t)) / 2$$

$\epsilon_{MY}(t)$: Y軸回りの曲げひずみ

$$= (\epsilon_b(t) - \epsilon_d(t)) / 2$$

$\epsilon_a(t) \sim \epsilon_d(t)$: 4点のひずみ

t : 時間

式 (13.16) を用い、一例として Case 24 の観測記録を対象に、A-4、C-1、C-2、C-3 の鋼管杭の最大ひずみの発生方向について調べた。最大ひずみの発生方向は時刻歴で与えられるが、級の中を 10° とした場合の頻度分布を図-13.20 に示す。なお、最大ひずみ発生方向 θ は図-13.14 に示したように、X軸 (離岸堤の法線方向より時計回りに 30° 傾いた軸) からの角度であり、反時計回りを+とする。

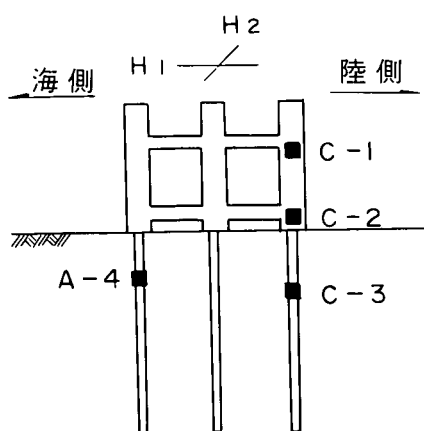
最大ひずみ発生方向の頻度分布のうち、最頻度を与える級の一覧を表-13.5 に示す。最大ひずみの発生方向の最頻値は、観測記録の違いによらず、概ね図-13.21 に示す範囲となっている。

これらによると、必ずしも離岸堤の法線と直交する方向に杭の最大ひずみが発生するものではないこ

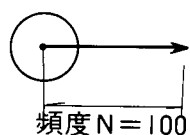
表-13.5 鋼管杭の最大ひずみの発生方向の最頻値

単 位 : (°)

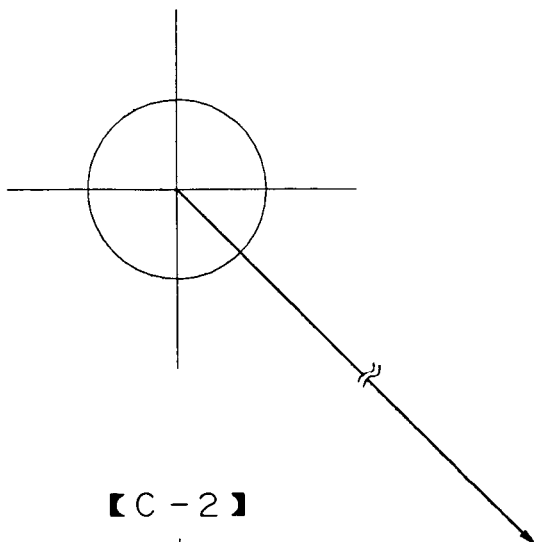
観測 記録	鋼管杭最大ひずみ発生方向の最頻値			
	A-4	C-1	C-2	C-3
CASE 1	-30~-20	-110~-100	-10~-0	-40~-30
2	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-30~-20
3	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-40~-30
4	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
5	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
6	-50~-40	-110~-100	-30~-20	-50~-40
7	-60~-50	-110~-100	-20~-10	-40~-30
8	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
9	-40~-30	-110~-100	-0~-10	-40~-30
10	-40~-30	-110~-100	-50~-40	-50~-40
11	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-50~-40
12	-50~-40	-110~-100	-40~-30	-50~-40
13	-40~-30	-110~-100	-30~-20	-50~-40
14	-30~-20	-110~-100	-10~-0	-50~-40
15	-60~-50	-110~-100	-20~-10	-50~-40
16	-50~-40	-110~-100	-0~-10	-50~-40
17	-60~-50	-110~-100	-10~-0	-40~-30
18	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
19	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-40~-30
20	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
21	-70~-60	-110~-100	-10~-0	-50~-40
22	-60~-50	-110~-100	-20~-10	-40~-30
23	-40~-30	-110~-100	-0~-10	-50~-40
24	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-40~-30
25	-40~-30	-110~-100	-40~-30	-50~-40
26	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-50~-40
27	-40~-30	-110~-100	-20~-10	-40~-30
28	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-40~-30
29	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-40~-30
30	-40~-30	-110~-100	-40~-30	-50~-40
31	-40~-30	-110~-100	-30~-20	-40~-30
32	-40~-30	-110~-100	-10~-0	-50~-40
33	-40~-30	-110~-100	-30~-20	-50~-40
34	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
35	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
36	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
37	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
38	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
39	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
40	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
41	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
42	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
43	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
44	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
45	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
46	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
47	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
48	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
49	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
50	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-50~-40
51	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
52	-50~-40	-110~-100	-0~-10	-40~-30
53	-50~-40	-110~-100	-20~-10	-40~-30
54	-50~-40	-110~-100	-10~-0	-40~-30
55	-80~-70	-110~-100	-10~-0	-50~-40
56	-80~-70	-110~-100	-10~-0	-40~-30
57	-80~-70	-110~-100	-20~-10	-50~-40



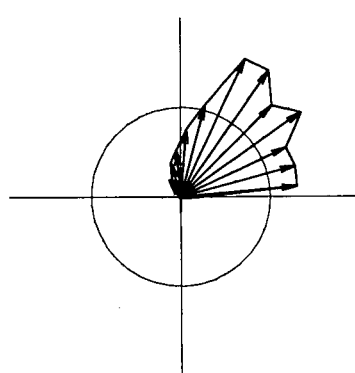
- θ : 鋼管杭最大ひずみ発生方向 (°)
 H_1 : 離岸堤法線直交方向
 H_2 : 離岸堤法線方向



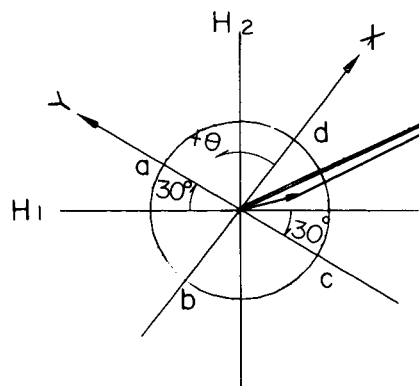
【C-1】



【C-2】



【A-4】



【C-3】

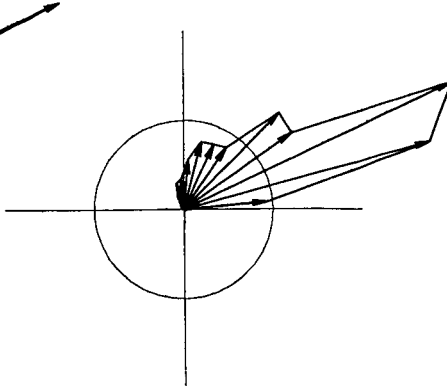


図-13.20 鋼管杭の最大ひずみ発生方向の頻度分布 (CASE24)

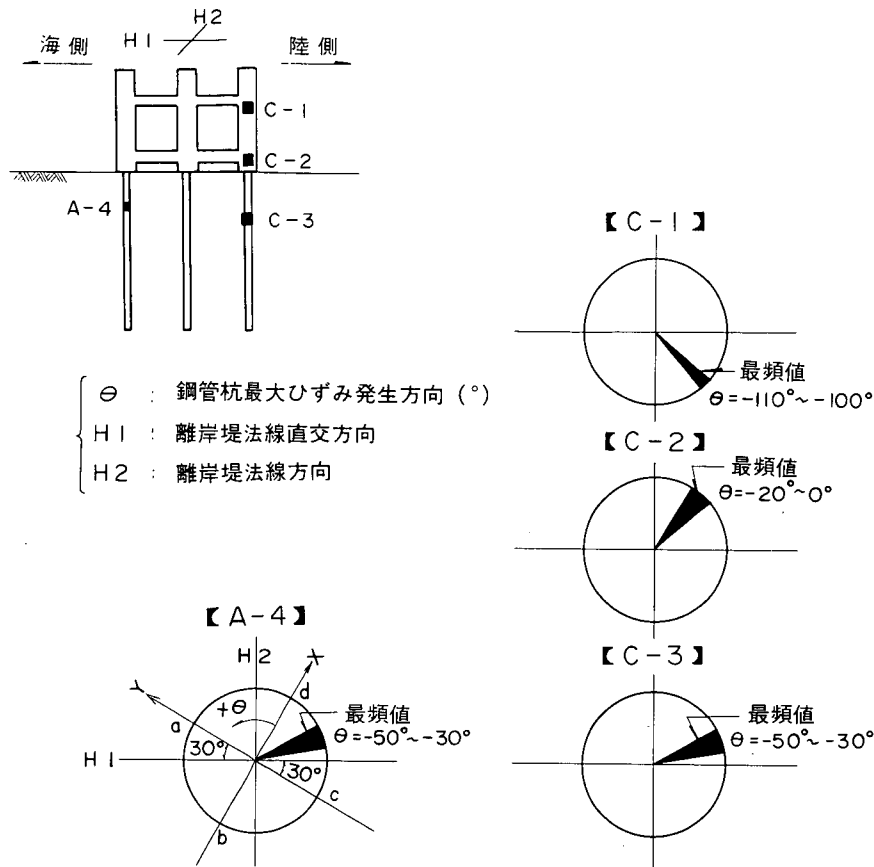


図-13.21 鋼管杭の最大ひずみ発生方向の最頻値

とが分かる。また、最大ひずみの発生方向は杭の深さとともに変化していることが分かる。海面近くC-1での最頻値は $-110^{\circ} \sim 100^{\circ}$ 、海底地盤近傍C-2では $-20^{\circ} \sim 0^{\circ}$ 、海底地盤中C-3、A-4では $-50^{\circ} \sim -30^{\circ}$ となっており、杭にねじりが発生する状況となっている。

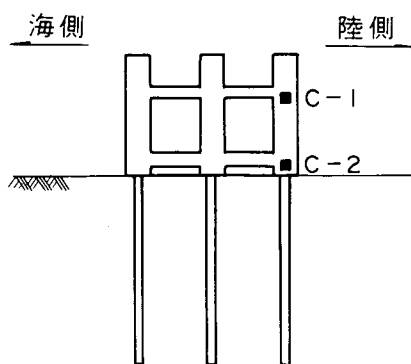
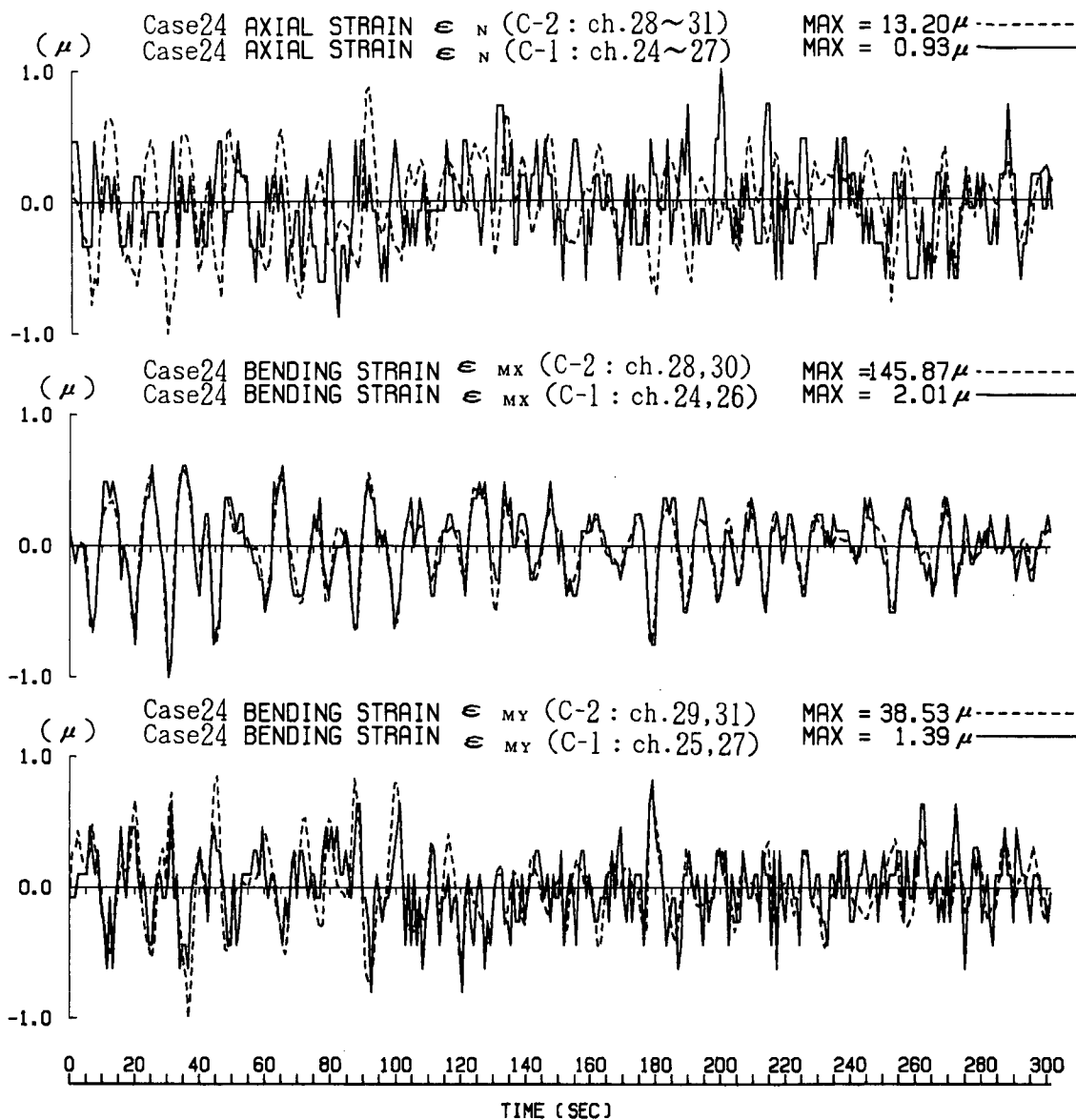
13.5.4 離岸堤の動的応答特性

鋼管杭ひずみ記録ならびに波圧（差圧）記録を用い、当離岸堤の動的応答特性について検討した。以下、一例としてCase24の観測記録についてとり上げる。なお、記録の時刻歴波形ならびにスペクトルは、いずれも振幅の最大値を1.0に規準化してある。

(1) 動的応答特性の深さ方向の変化

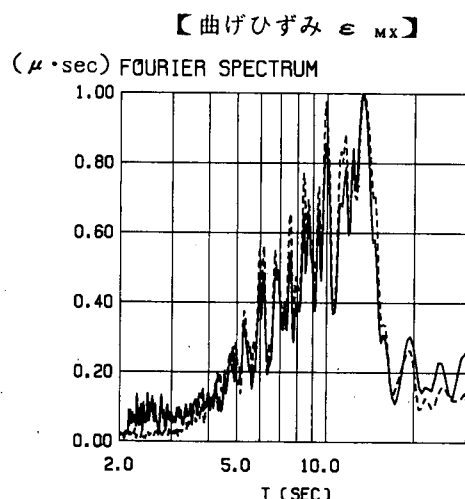
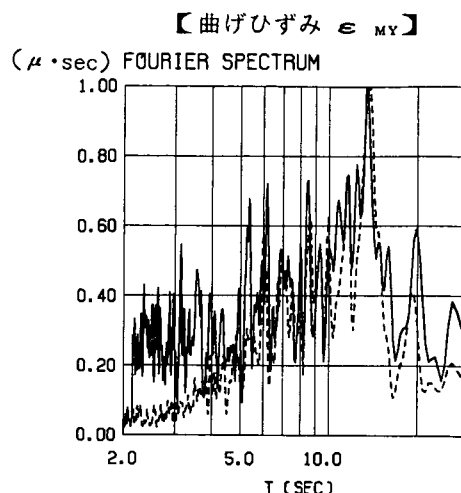
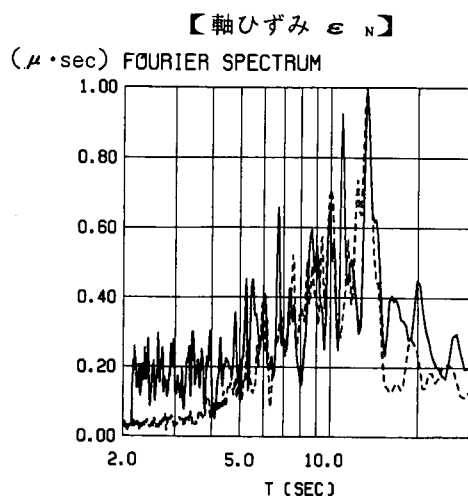
離岸堤の動的応答特性の深さ方向の変化を調べるために、鋼管杭のC-1～C-3で測定された軸および曲げひずみデータの時刻歴波形とスペクトルの比較を試みる。

Case24のひずみデータを重ね合わせた波形を図-13.22, 13.24に、また重ね合わせたスペクトルを図-13.23, 13.25に示す。時刻歴波形の位相は、深さ方向に同位相あるいは逆位相となり、良い対応が見られる。また、水深の異なる2点のスペクトルもほぼ同様な形状である。これらより、当離岸堤の動的応答特性は深さ方向には変化せず、一体的な応答であることが分かる。



注1) 平均値による基線補正を行い、
最大値を1.0に規準化して表示した。
注2) 前半300秒間の観測記録について表示した。

図-13.22 鋼管杭上の水深が異なる2測点におけるひずみの時刻歴特性の比較
(CASE24, C-1 ~ C-2)



注1) — C-1 (海中)

- - - C-2 (海中)

注2) 最大値を1.0に規準化して表示した。

注3) Hanning Window処理を2回行った。

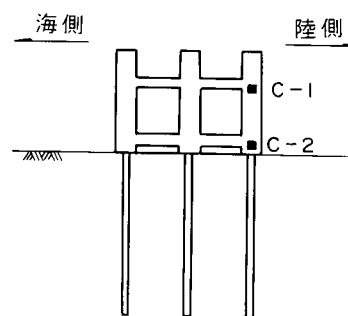


図-13.23 鋼管杭上の水深が異なる2測点におけるひずみのスペクトル特性の比較
(CASE24, C-1 ~ C-2)

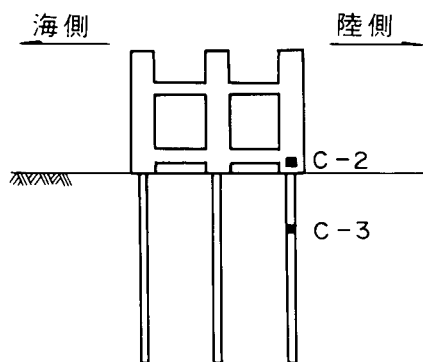
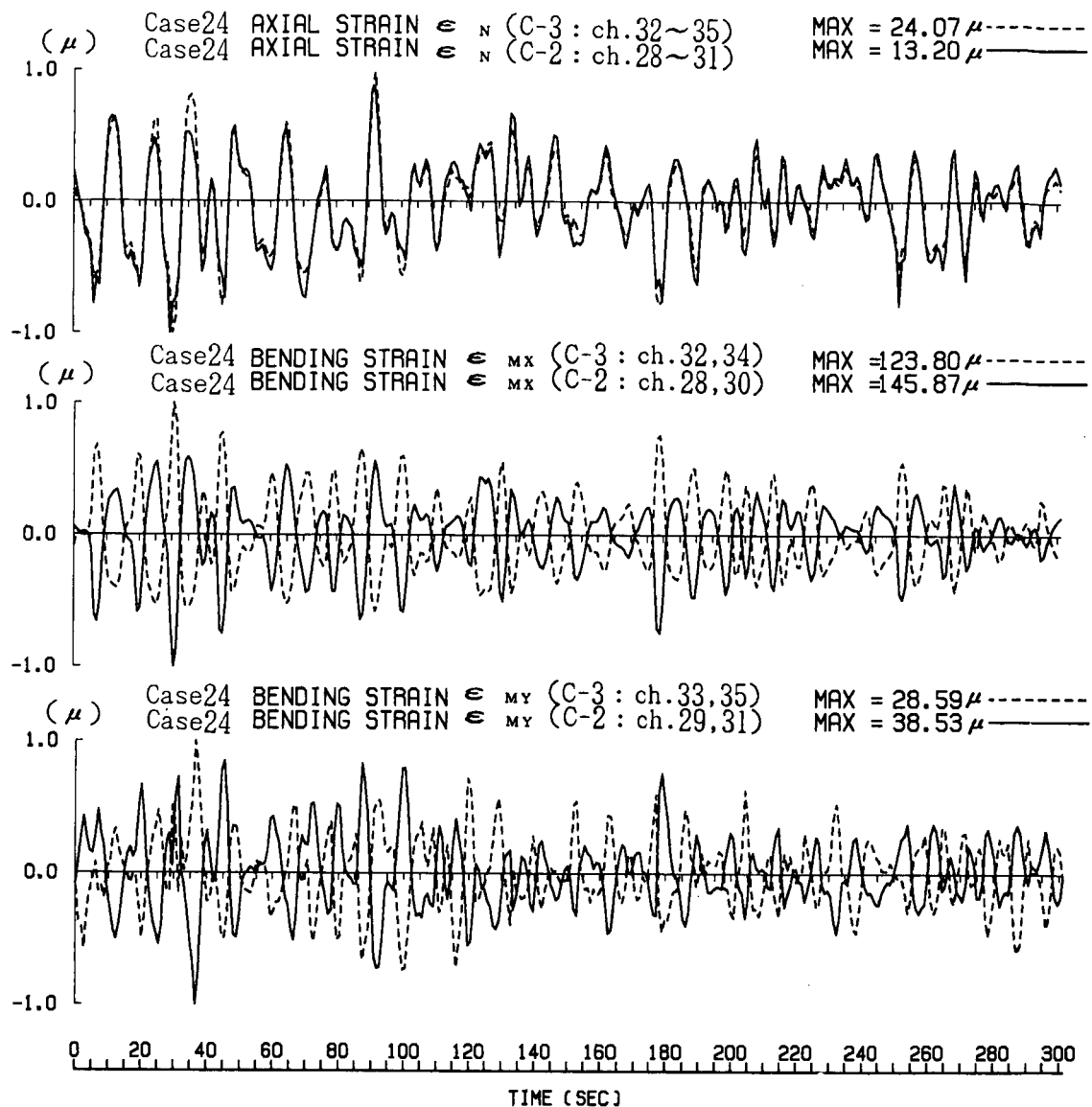
(2) 海側・陸側の測点のひずみデータの比較

当離岸堤の海側と陸側の測点のひずみデータより、構造物の動的応答特性の違いを調べるため、同一高さにあるA-4とC-3およびch. 26 (C-1c)あるいはch. 30 (C-2c)とch. 6 (A-2c)の鋼管杭の軸ひずみ、曲げひずみデータの波形とスペクトルの比較を行う。

Case24の観測データを重ね合わせた波形を図-13.26~13.28に、また重ね合わせたスペクトルを図-13.27, 13.29に示す。この場合も海側と陸側の測点で時刻歴波形の位相ならびにスペクトルは良い一致をみている。これより、当離岸堤においては海側と陸側の測点で動的応答特性に差異はなく、一体構造として応答していることが分かる。

(3) 入力応答

当離岸堤への入力と応答の関係について検討するため、波圧(差圧)データと鋼管杭の軸ひずみ、曲



- 注1) 平均値による基線補正を行い、
最大値を1.0に規準化して表示した。
- 注2) 前半300秒間の観測記録について表示した。

図-13.24 鋼管杭上の水深が異なる2測点におけるひずみの時刻歴特性の比較
(CASE24, C-2 ~ C-3)

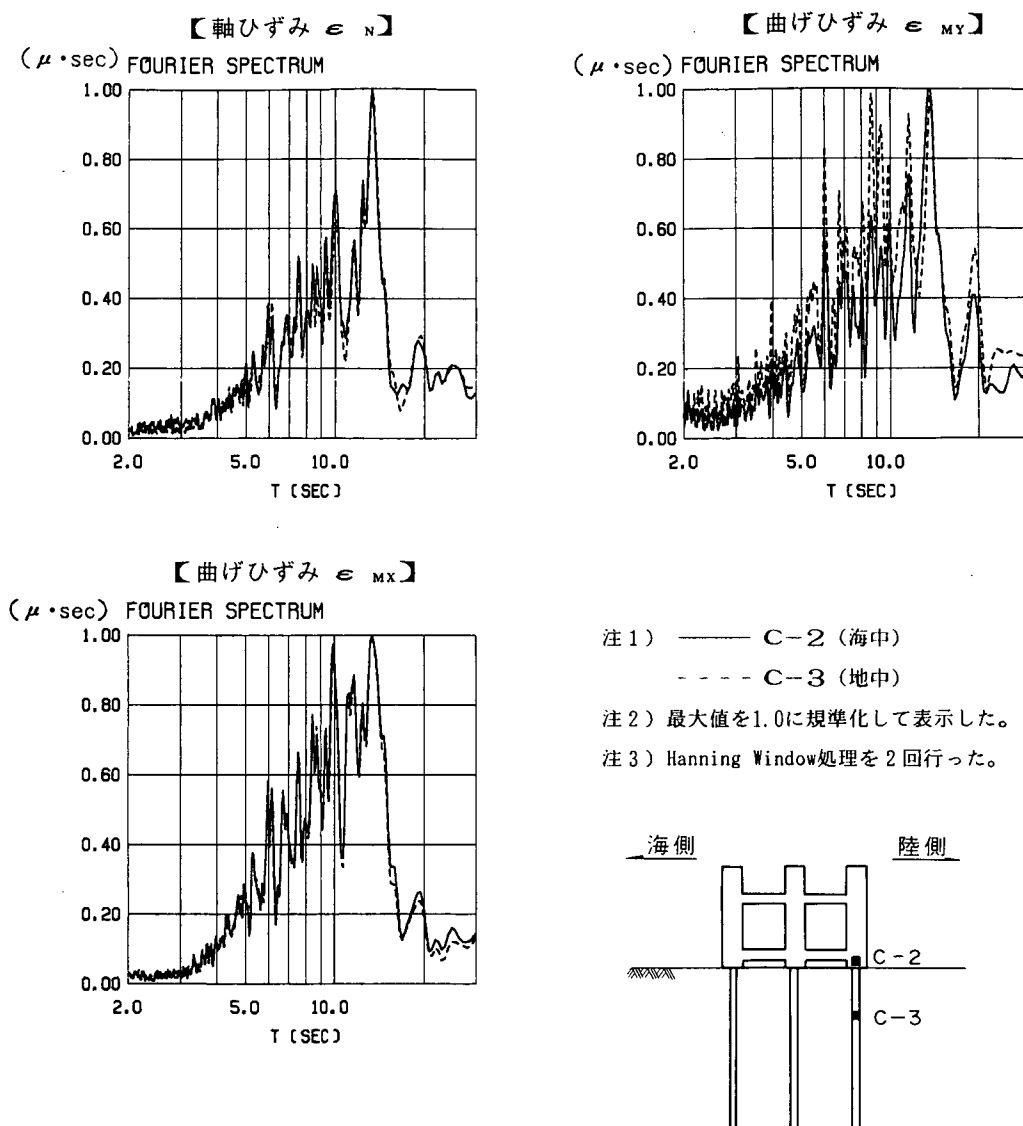
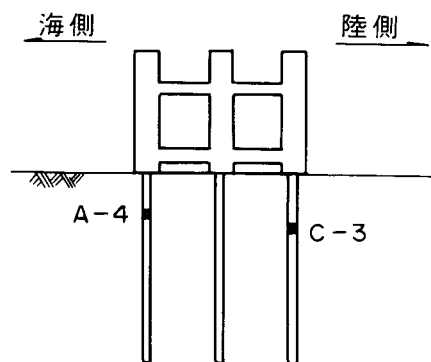
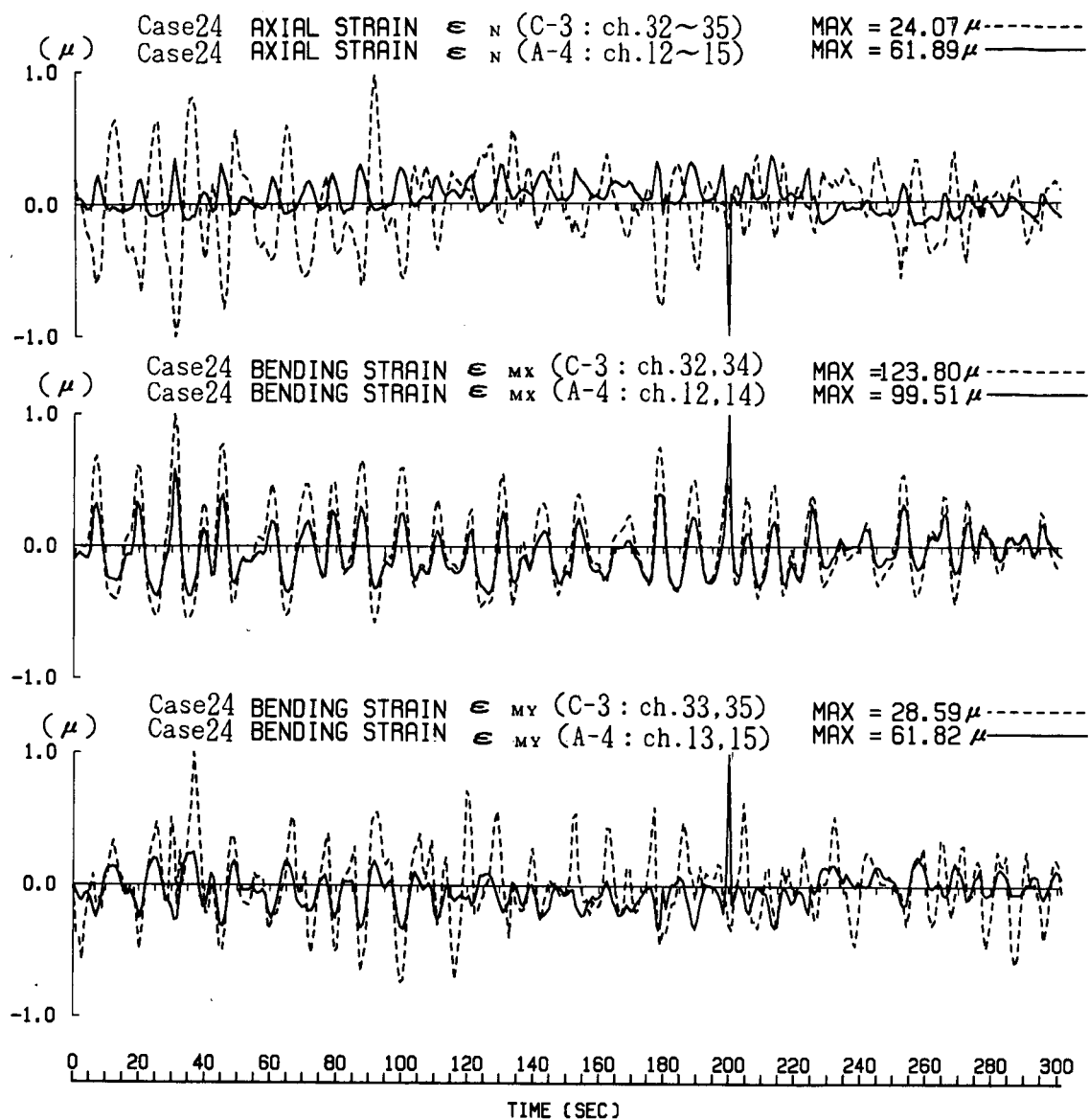


図-13.25 鋼管杭上の水深が異なる2測点におけるひずみのスペクトル特性の比較
(CASE24, C-2～C-3)

げひずみデータに関し、時刻歴波形ならびにスペクトルの対比を行った。

Case24を選んで、ch. 60とch. 61の差圧記録 (ΔR_2)，ch. 68とch. 69の差圧記録 (ΔR_3)に対し、それぞれ同一高さにあるC-1，C-2の鋼管杭軸ひずみ，曲げひずみデータを用い，波形とスペクトルを重ね合わせて表示すると図-13.30～13.33となる。

時刻歴波形の位相およびスペクトルはかなり良く対応しており，入力としての差圧と，構造物の応答としての鋼管杭の軸ひずみ，曲げひずみには動的特性に顕著な差異は認められない。

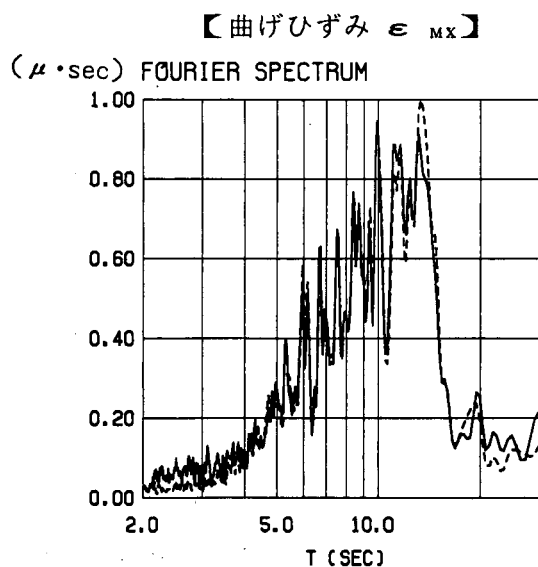
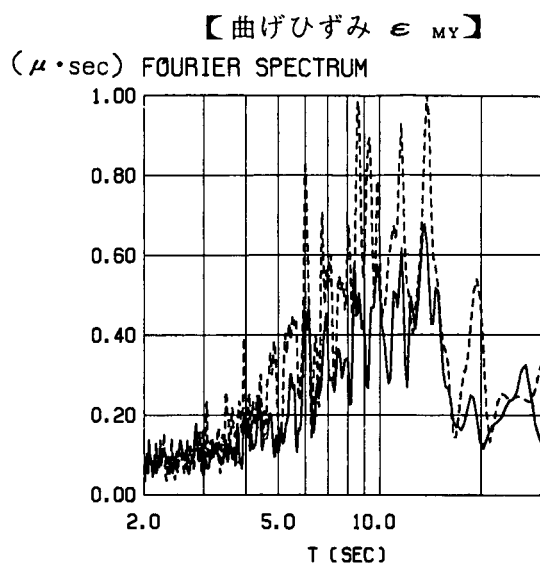
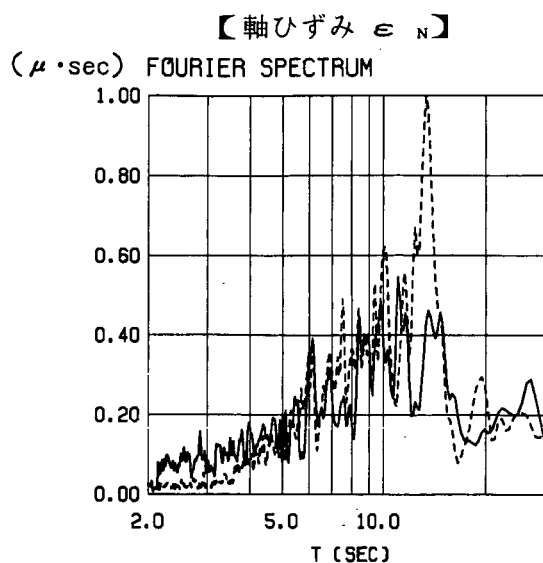


注 1) 平均値による基線補正を行い、

最大値を1.0に規準化して表示した。

注 2) 前半300秒間の観測記録について表示した。

図-13.26 海側と陸側の鋼管杭ひずみの時刻歴特性の比較
(CASE24, A-4 ~ C-3)



注1) ——— A-4 (海側)

----- C-3 (陸側)

注2) 最大値を1.0に規準化して表示した。

注3) Hanning Window処理を2回行った。

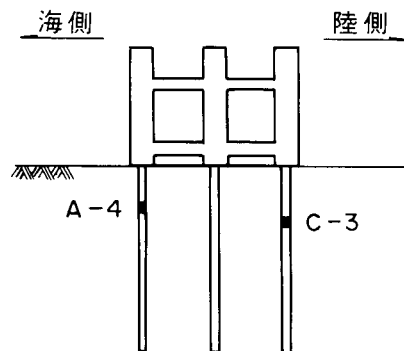
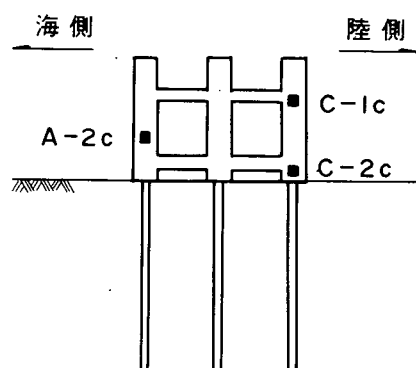
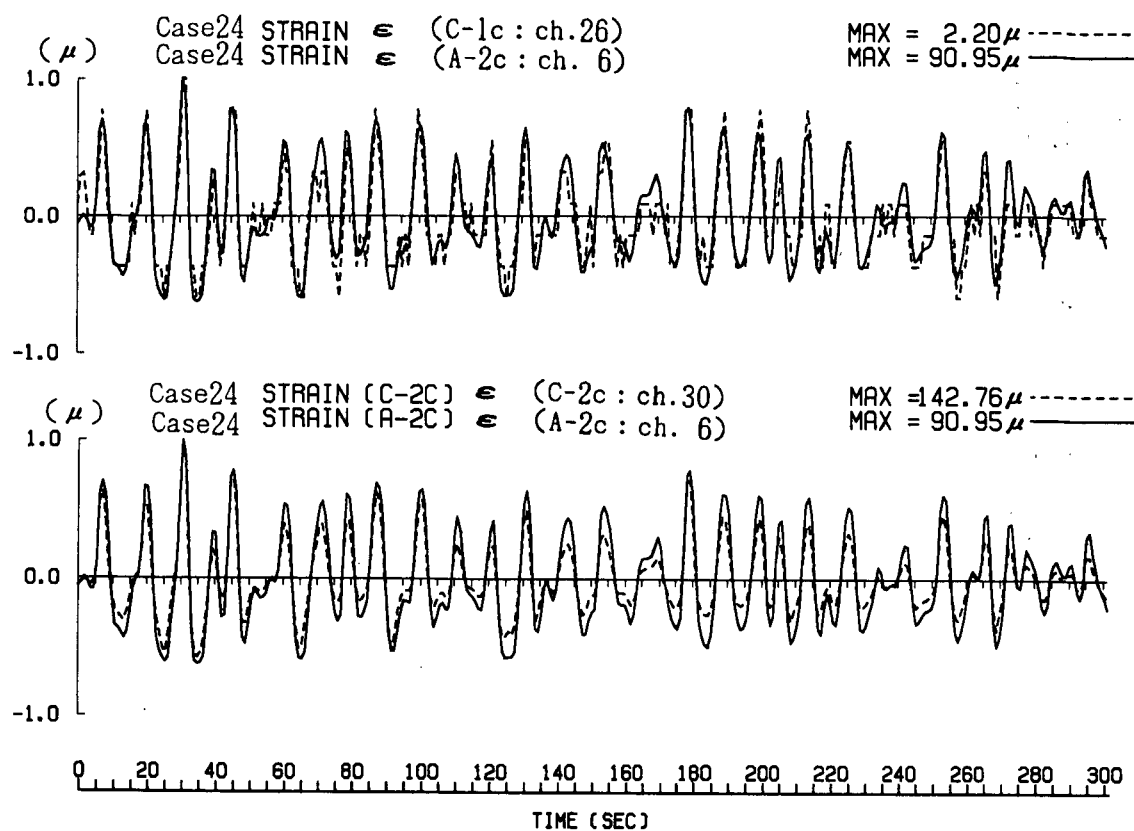
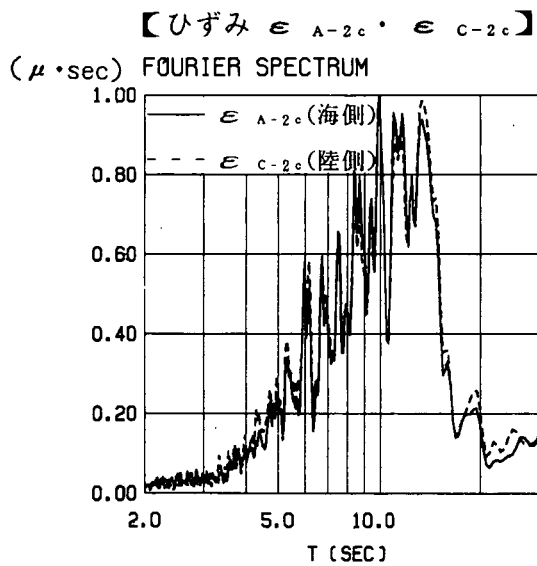
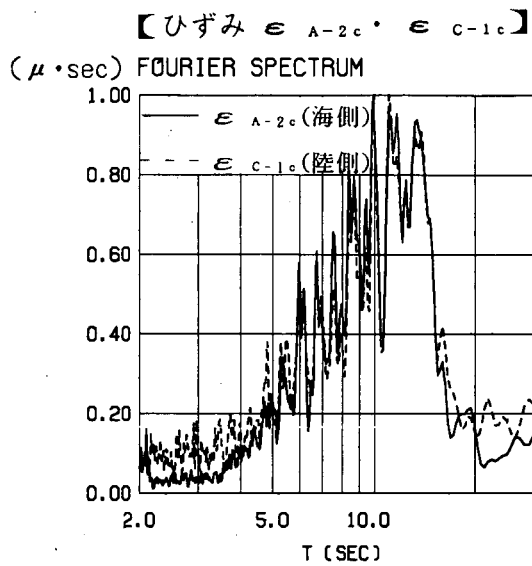


図-13.27 海側と陸側の鋼管杭ひずみのスペクトル特性の比較
(CASE24, A-4~C-3)



注1) 平均値による基線補正を行い、
 最大値を1.0に規準化して表示した。
 注2) 前半300秒間の観測記録について表示した。

図-13.28 海側と陸側の鋼管杭ひずみの時刻歴特性の比較
 (CASE24, ch.6(A-2c)~ch.26(C-1c), ch.6(A-2c)
 ~ch.30(C-2c))



注1) 最大値を1.0に規準化して表示した。

注2) Hanning Window処理を2回行った。

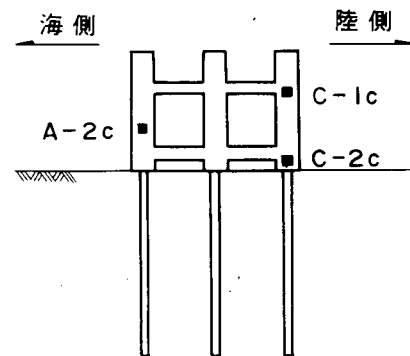
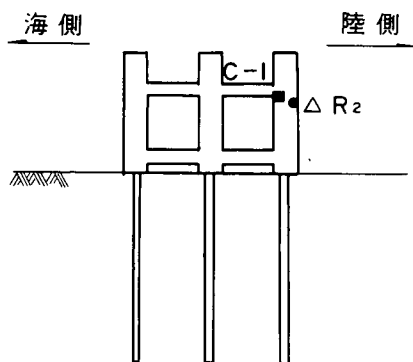
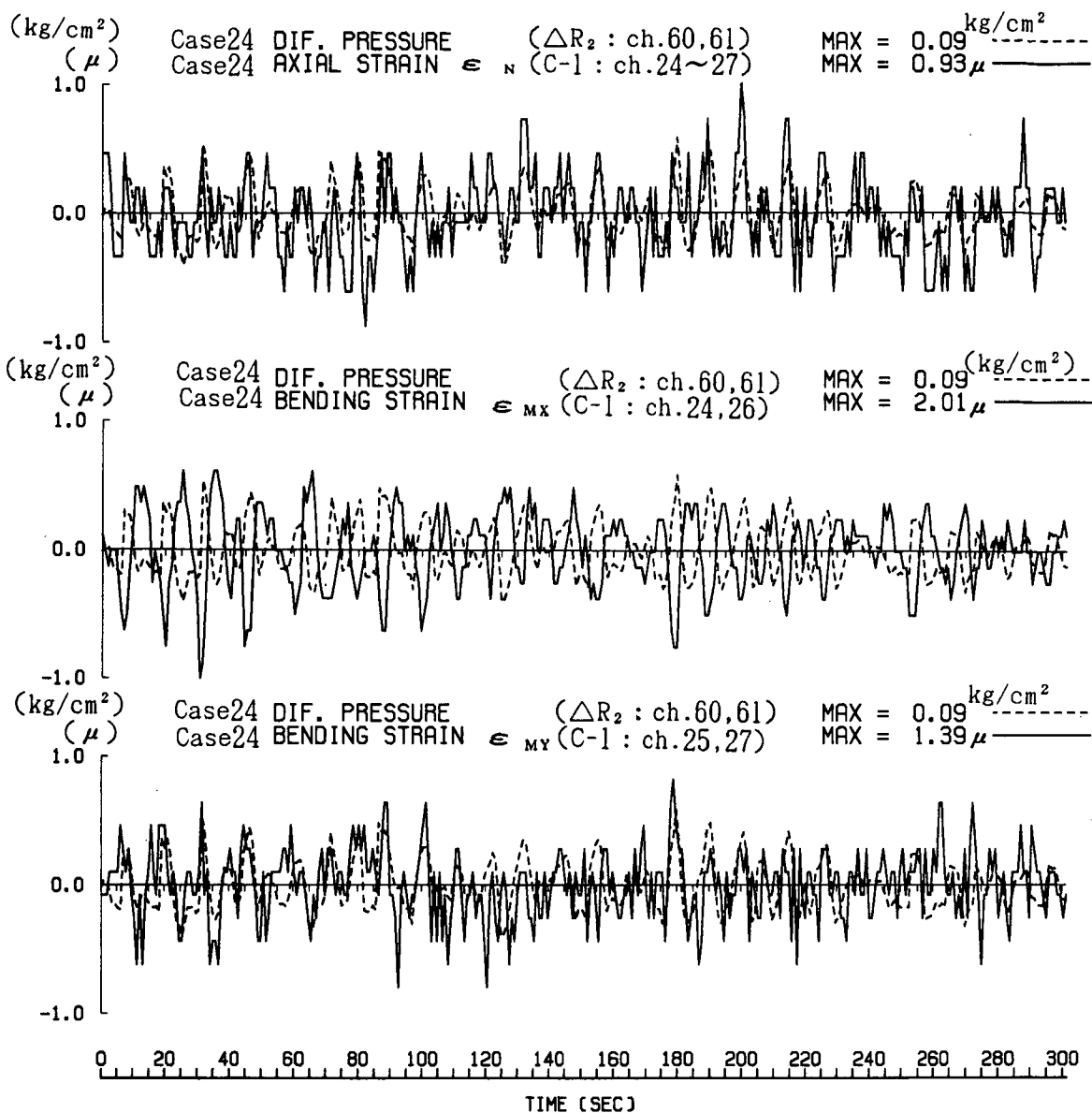


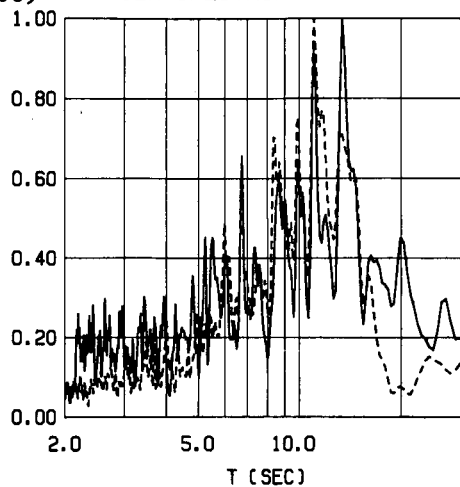
図-13.29 海側と陸側の鋼管杭ひずみ記録のスペクトル特性の比較
(CASE24, ch.6(A-2c)~ch.26(C-1c), ch.6(A-2c)~
ch.30(C-2c))



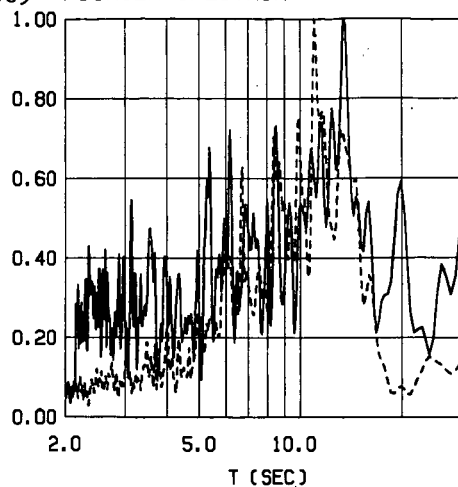
- 注1) 平均値による基線補正を行い、
 最大値を1.0に規準化して表示した。
- 注2) 前半300秒間の観測記録について表示した。

図-13.30 鋼管杭のひずみ記録と波圧(差圧)記録の時刻歴特性の比較
 (CASE24, C-1 ~ ΔR_z)

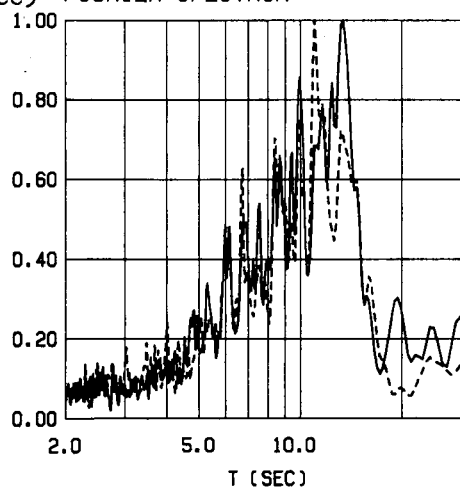
【軸ひずみ ϵ_N ・差圧 ΔR_2 】
 (kg・sec/cm²)
 (μ・sec) FOURIER SPECTRUM



【曲げひずみ ϵ_{MY} ・差圧 ΔR_2 】
 (kg・sec/cm²)
 (μ・sec) FOURIER SPECTRUM



【曲げひずみ ϵ_{MX} ・差圧 ΔR_2 】
 (kg・sec/cm²)
 (μ・sec) FOURIER SPECTRUM



注1) ——— C-1 (鋼管杭ひずみ)

----- ΔR_2 (差圧)

注2) 最大値を1.0に規準化して表示した。

注3) Hanning Window処理を2回行った。

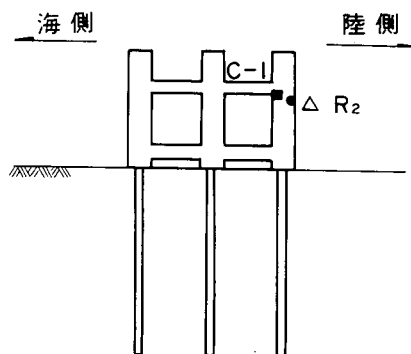
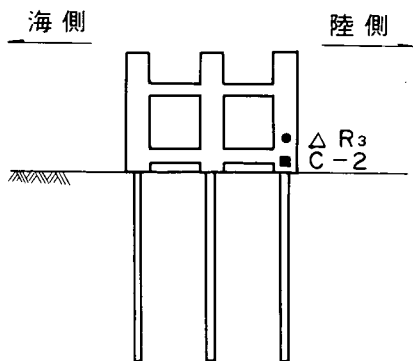
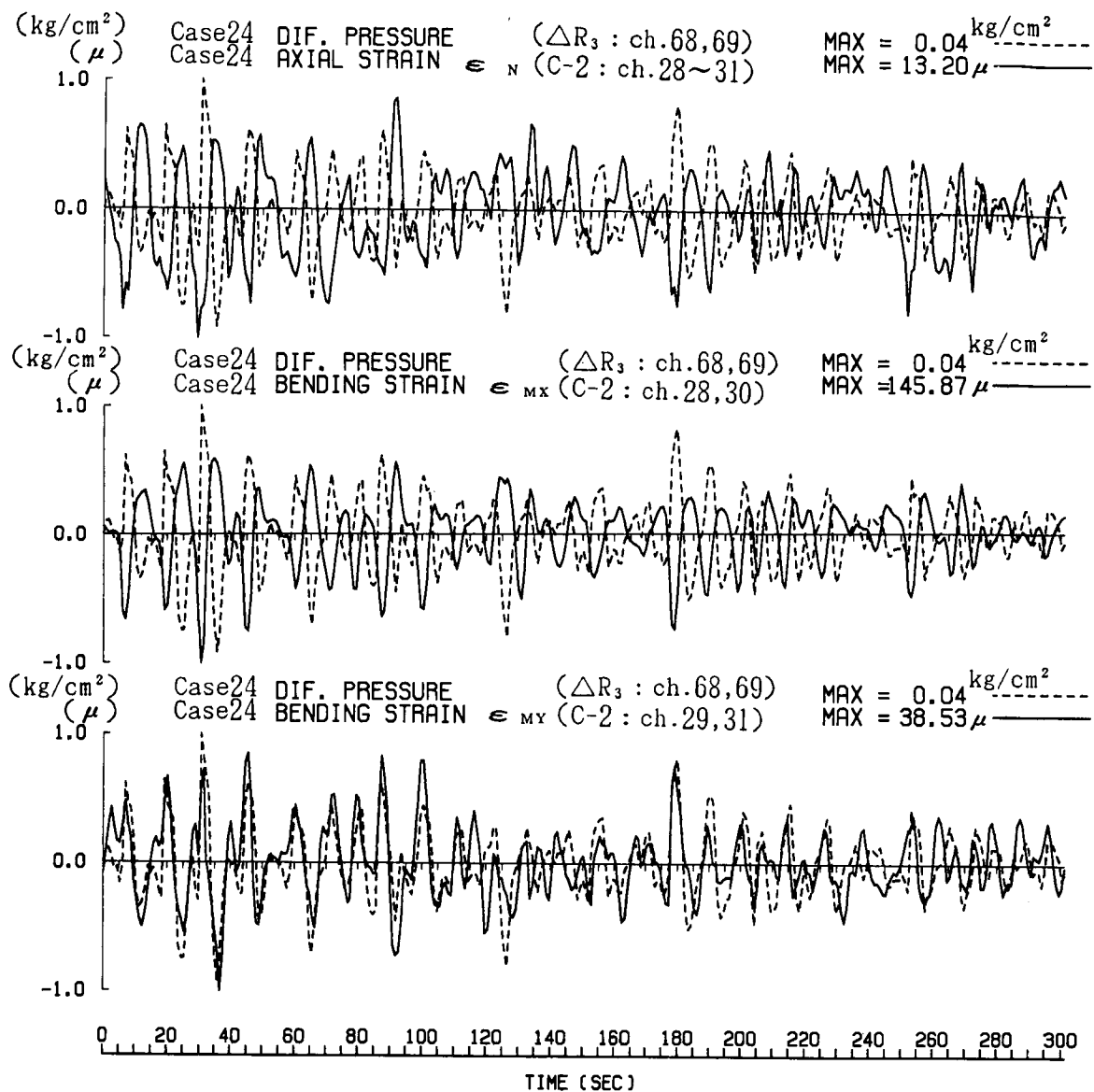


図-13.31 鋼管杭のひずみ記録と波圧 (差圧) 記録のスペクトル特性の比較
 (CASE24, C-1 ~ ΔR_2)



注1) 平均値による基線補正を行い、
 最大値を1.0に規準化して表示した。
 注2) 前半300秒間の観測記録について表示した。

図-13.32 鋼管杭のひずみ記録と波圧(差圧)記録の時刻歴特性の比較
 (CASE24, C-2 ~ ΔR_3)

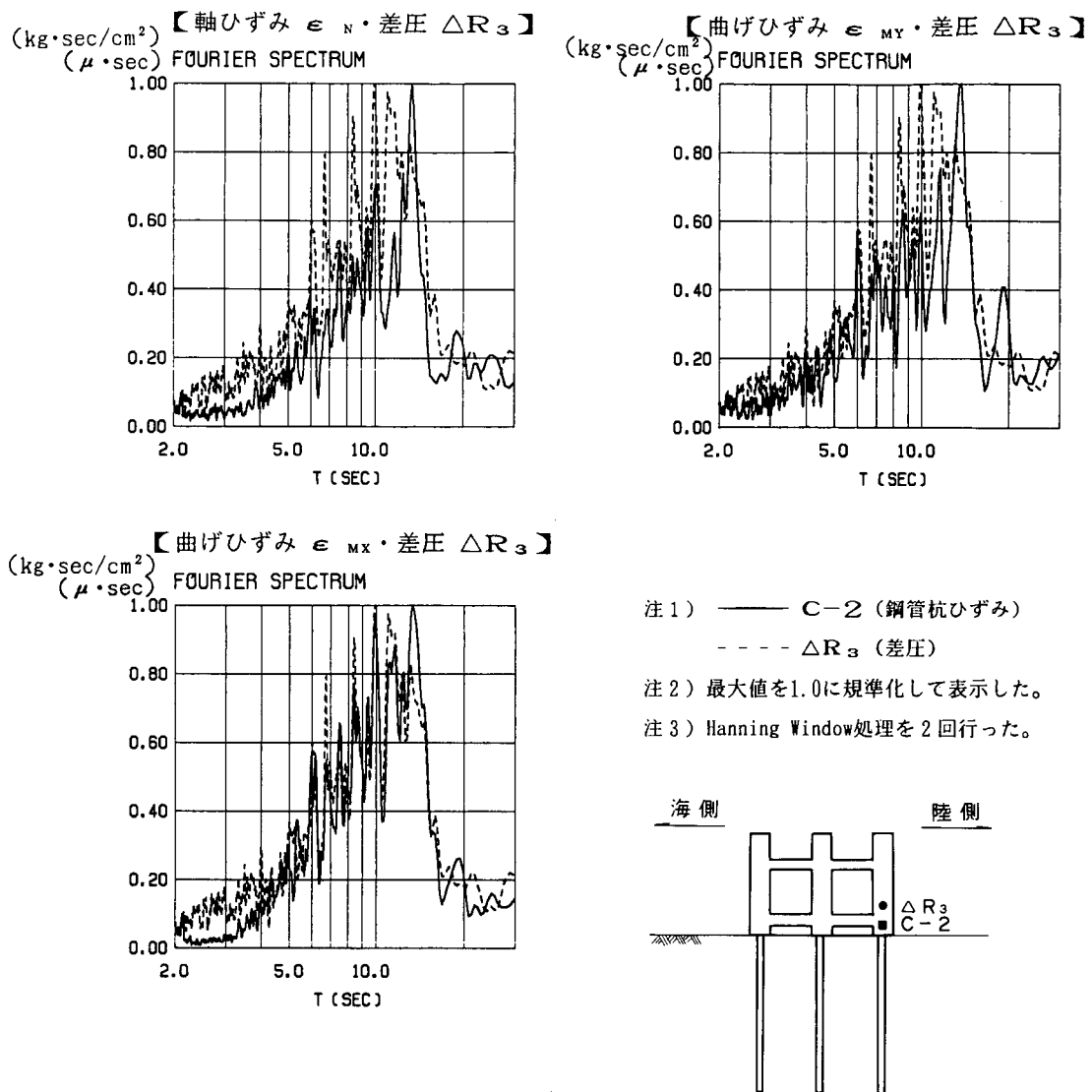


図-13.33 鋼管杭のひずみ記録と波圧（差圧）記録のスペクトル特性の比較
 (CASE24, C-2 ~ ΔR_3)

13.6 結 論

本研究の主な要点は以下に要約される。

① 鉛直透過壁の+1.80mの位置ではスパイク状の衝撃圧の作用が見られた。その波圧は、沖側前面（ch. 44）で $p_{\max}/w_0 H_{\max} = 0.25 \sim 0.80$ であった。また、鉛直透過壁の-0.80mの位置では波の谷の位相で空中に露出するため、特に大きな衝撃波圧が作用し、沖側前面（ch. 56）および後面（ch. 57）で $p_{\max}/w_0 H_{\max} = 0.30 \sim 0.65$ の波圧となった。

鉛直透過壁の-2.70mおよび-4.40mの位置は常時水中にあるため、衝撃波圧は作用せず、-2.70m位置の沖側後面（ch. 63）および-4.40m位置の沖側前面（ch. 66）で $p_{\max}/w_0 H_{\max} = 0.25 \sim 0.50$ であった。さらに、いずれの測点においても中間透過壁や岸側透過壁の波圧は沖側透過壁の波圧に比べて小さく、波高との相関は沖側透過壁の場合ほど強くなかった。

一方、沖側水平透過壁の上下面および岸側水平透過壁の上面では波高に比例する衝撃的な波力が作用しており、 $\pm 0.0\text{ m}$ 位置の上面（ch. 51）および -0.80 m 位置の下面（ch. 52）で $p_{\max}/w_0 H_{\max} = 0.45 \sim 1.00$ が記録された。

② 構造物の安定性に最も影響を与えるのは、鉛直透過壁の -0.80 m 位置の沖側前面（ch. 56）の波圧が最大値を示したときと考え、この時の同時波圧分布から求めた水平波圧合力 F_{OH} と合田式から計算した水平波力 F_{GH} との比 F_{OH}/F_{GH} を求めたところ、ほぼ 0.4 以下の範囲にあった。

③ 安定性の検討に用いる水平全波力を、より適切に推定する方法を提案した。この方法は、低減係数のみを考慮した合田式に代わって、低減係数と式（13.3）で示した α_1 を用いて修正した合田式であり、 α_1 に波高水深比 H_i/h の影響を取り入れたところに特徴がある。

④ 鋼管杭の最大ひずみと最大波高より回帰式を求めた。これにより、当離岸堤の設計波高 7.56 m に対応する鋼管杭のひずみを求めると、海側地中部で最大 $698.1\ \mu$ となった。これを応力度に換算すると 1466 kg/cm^2 となり、これは許容応力度 1900 kg/cm^2 より小さい。

⑤ 鋼管杭の最大ひずみは、必ずしも波の入射方向である離岸堤の法線と直交する方向に発生しておらず、離岸堤の法線と直交する方向から、海面近くでは反時計回りに $40^\circ \sim 50^\circ$ 、海底地盤近傍では時計回りに $40^\circ \sim 60^\circ$ 、海底地盤中では時計回りに $10^\circ \sim 30^\circ$ 程度傾いていることが判明した。また、杭の最大ひずみの発生方向は深さ方向に変化することが明らかとなり、杭にねじりが発生することが分かった。

⑥ 鋼管杭ひずみの動的応答特性は深さ方向には変化せず、入力としての波圧記録と応答としての鋼管杭のひずみ記録には、動的特性に顕著な差異は認められなかった。これらのことから、当離岸堤は静的な構造系として評価されることが分かった。また、海側と陸側の鋼管杭のひずみ記録の動的応答特性が同一であったことから、当離岸堤においては、海底面付近におけるコンクリートブロックと鋼管杭の構造一体性が保持されていることが分かった。

なお、本研究で用いた原データは全て建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所が取得したものであり、事務所の好意によりデータの提供を受けた。貴重なデータを提供していただいたことに深甚な謝意を表する。

参 考 文 献

建設省土木研究所河川部海岸研究室（1988）：海域制御構造物に関する共同研究報告書（6），土木研究所資料，No. 2665，p. 54.

谷本勝利・原中祐人・富田英治・村永 努・鈴木諭司（1981）：マルチセルラーケーソンの水理特性に関する実験的研究，港湾技研報告，第20巻，第2号。



第14章 根入れ鋼板セル型海域制御構造物周辺の 波高分布の数値シミュレーション

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
住友金属工業(株)	土 木 鉄 構 技 術 部	中 山 種 清
	土 木 鉄 構 開 発 室	飯 村 修
	土 木 技 術 研 究 室	喜 田 浩
	東京土木海洋設計室	柳 本 泰 伴
	東京土木海洋設計室	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
	設 計 第 一 課	小 堀 共 生
	水 理 研 究 室	大 中 晋

14.1 まえがき

根入れ鋼板セル型海域制御構造物は、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、スリット付き遊水室を設けて消波効果を高めたもの（遊水タイプ）とがある。これら各タイプの構造物周辺の波高分布および流況については、すでに実験的な検討が行われてきている（宇多ほか，1987；建設省土木研究所，1990）。ところで、海域制御構造物周辺の波浪場を予測する手法としては数値計算による方法も考えられ、そのうちの一つに放物型モデルがある（建設省土木研究所，1989）。ここでは根入れ鋼板セル型構造物周辺の波浪場予測への放物型モデルの適用性を検討するため、波浪場の数値計算を実施し、固定床における遊水タイプの平面実験結果（建設省土木研究所，1990）との比較を試みた。また、流況の予測手法に関しても若干の考察を行った。

14.2 計算方法

基礎式には、Berkhoff (1972) により提案された次の楕円型の偏微分方程式を用いた。

$$\nabla (C C_g \nabla \phi) + \sigma^2 (C_g / C) \phi = 0 \quad \dots\dots\dots (14.1)$$

ここに、 $\phi(x, y)$ ：複素2次元ポテンシャル、 C ：波速、 C_g ：群速度、 σ ：波の角周波数（ $= 2\pi/T$ ）である。ここで、 $\phi = \phi^+ (C C_g)^{1/2}$ とおき、波の場を進行波： ϕ^+ 、逆行波： ϕ^- に分離して、式(14.2)のように表現する。

$$\phi = \phi^+ + \phi^- \quad \dots\dots\dots (14.2)$$

波の進行方向をx軸にとり、 $\phi^+ = \exp(ikx)$ とし、逆行波 ϕ^- を無視すると、次に示す放物型偏微分方程式が得られる。

$$\frac{\partial \phi^+}{\partial x} = ik_d \phi^+ + \frac{i}{2k_d} \frac{\partial^2}{\partial y^2} \phi^+ - \frac{1}{2k_d} \frac{\partial k_d}{\partial x} \phi^+ \quad \dots\dots\dots (14.3)$$

ここに、

$$k_d^2 = k^2 - \nabla^2 (C C_g)^{1/2} / (C C_g)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (14.4)$$

k ：波数

式(14.3)において、 $\phi^+ = A(x, y) \exp(ik_0 x)$ とおき、碎波減衰を考慮すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial x} - i(k - k_0) A + \frac{1}{2C_g} \frac{\partial C_g}{\partial x} A \\ - \frac{i}{2C_g \sigma} \frac{\partial}{\partial y} (C C_g \frac{\partial A}{\partial y}) + wA = 0 \quad \dots\dots\dots (14.5) \end{aligned}$$

ここに、 $A(x, y)$ ：複素ポテンシャル、 k_0 ：代表波数、 w ：碎波減衰係数である。以下では式(14.5)を差分法によって解くことにより波浪場の解を求めた。なお、碎波指標および碎波減衰の取り扱いには渡辺ら(1983)の方法によった。また、側方境界条件は、計算対象領域を十分広くとった上でのRadiation

14.3 計算条件

入射波条件は、周期を $T = 1.27\text{s}$ 、構造物位置での入射波高を $H_1 = 5.3\text{ cm}$ とし、汀線と直角方向より波を入射させた。堤体の波浪減衰効果は、堤体設置位置より入射波高に透過率 K_T を乗じた波高の波が

Figure 1 consists of two schematic diagrams of the experimental setup. The left diagram is a top-down view of the wave tank, showing a coordinate system with Y (m) on the vertical axis (ranging from -2 to 18) and X (cm) on the horizontal axis (ranging from -8 to 8). Two wave makers (造波機) are positioned at the top. Three measurement points (H1, H2, H3) are marked along the center. The distance between H1 and H2 is $\ell = 5.254$ m, and the distance between H2 and H3 is $\ell = 5.254$ m. The distance between H1 and H3 is $\ell/2$. The right diagram is a side view of the wave profile, showing a coordinate system with Z (m) on the vertical axis (ranging from -0.4 to 0.2) and Y (m) on the horizontal axis (ranging from -0.4 to 0.4). The wave profile is defined by a slope of $1/10$ for the leading edge, a slope of $1/50$ for the main body, and a slope of $1/10$ for the trailing edge. The total height of the wave is 1.0 m, and the total length is 10 m. The distance from the leading edge to the main body is 0.1 m, and the distance from the main body to the trailing edge is 0.3 m. The distance from the trailing edge to the measurement point is 0.4 m.

図-14.1 実験装置と座標系

表-14.1 計算対象ケース

ケース No.	実験 No.	離岸距離 Yr (m)	設置水深 h (cm)	堤体開口幅 W (m)	堤 長 ℓ (m)	堤体開口率 W/ℓ	配 置
1	②	6.0	20	—	5.25	0.52	単堤
2	④	6.0	20	2.74	5.25	0.52	群堤

14.4 実験値と計算値の比較

最初に、単堤配置の実験結果と計算値との比較を行った。実験と計算による波高比の分布を図-14.2に示す。図は堤体の中央($X = 0$ m)から片側半分のみを示す。堤体背後における波高比 $H/H_1 = 0.6$ の等高線を比較すると、実験では堤体位置から $Y = 4$ m付近まで、ほぼ堤体幅で広がっているのに対し、計算では回折波の回り込みによる影響が顕著に現われ、岸に向かうほど幅が狭まり、三角形状の分布と

なっている。このため、点(2 m, 4 m)付近において計算値の H/H_1 が実験値よりも大きくなっているが、全体的には計算結果は実験結果をよく説明していると言える。

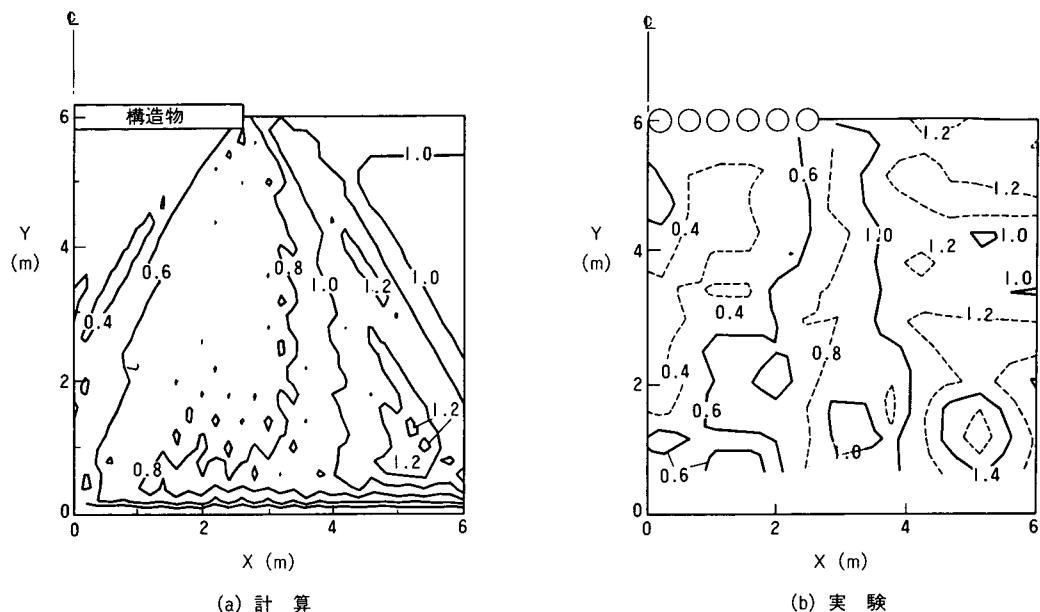


図-14.2 波高比の分布(単堤, ケース②)

岸沖・沿岸方向の波高比分布を図-14.3, 14.4に示す。全体的に比較的良く一致しているものの、堤体背後における計算値は実験より多少大きめの値となっていることから、実験における K_T は計算に用いた $K_T = 0.5$ よりも若干小さかったと考えられる。

次に、群堤配置の実験結果と計算値との比較を行った。計算と実験の波高比分布を図-14.5に示す。単堤配置の場合と同様、実験結果と比較して計算では回折波の影響が顕著に現われているため、 $X = 2$ m付近において計算の H/H_1 が実験値よりも大きくなっているが、全体的には計算結果は実験結果をよく説明している。同様に、岸沖・沿岸方向の波高比分布を図-14.6, 14.7に示す。まず、岸沖方向の H/H_1 を比較すると、堤体中心測線($X = 0.0$ m)では、汀線に近い $Y < 2$ mで測定値が実験値より大きくなっている。この実験における碎波は $Y \leq 0.5$ mで生じていることから、これは碎波変形によるものとは考えられない。したがって、これは汀線付近における回折波の回り込みによる影響が実験において顕

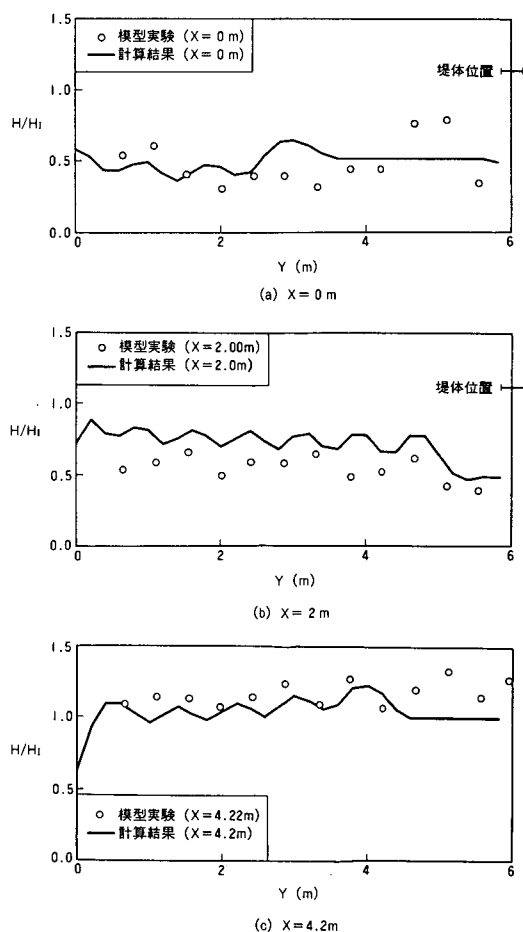


図-14.3 波高比の岸沖方向分布(単堤, ケース②)

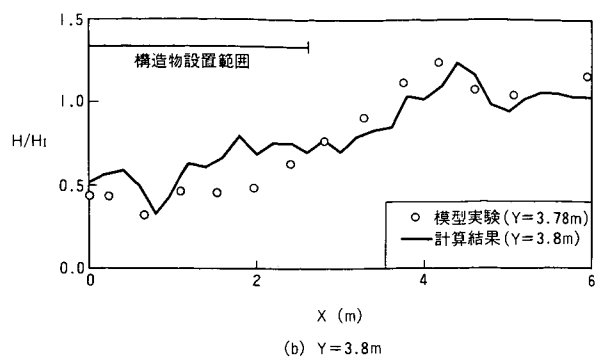
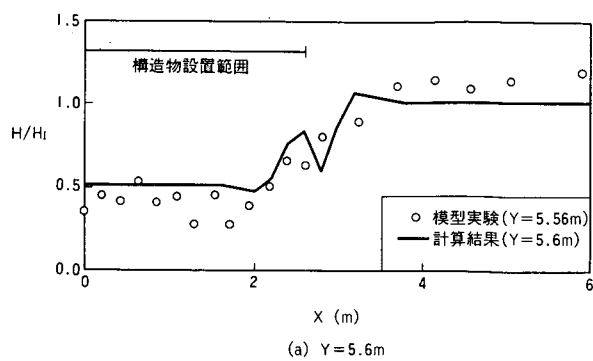


図-14.4 波高比の沿岸方向分布 (単堤, ケース②)

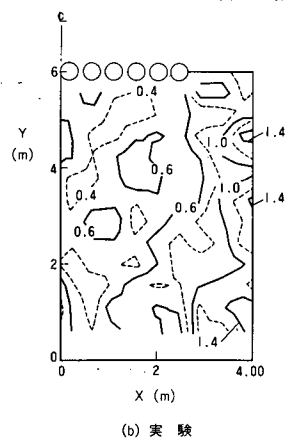
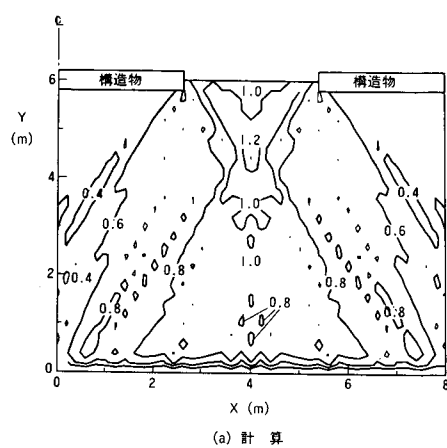


図-14.5 波高比の分布 (群堤, ケース④)

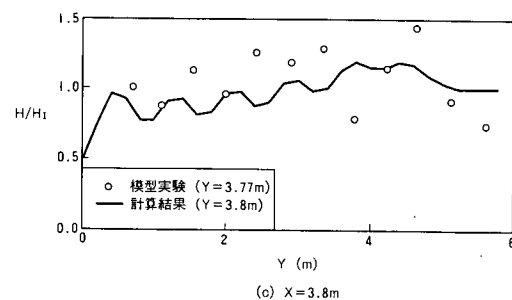
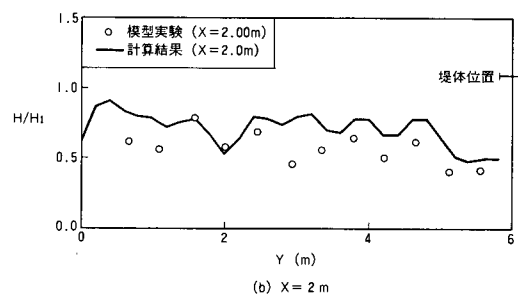
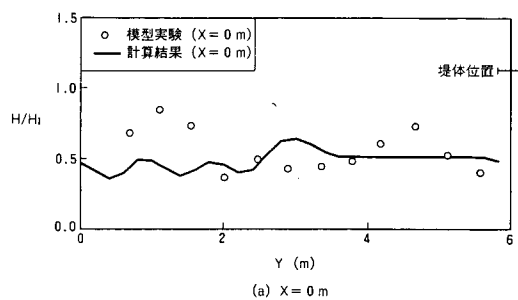


図-14.6 波高比の岸沖方向分布 (群堤, ケース④)

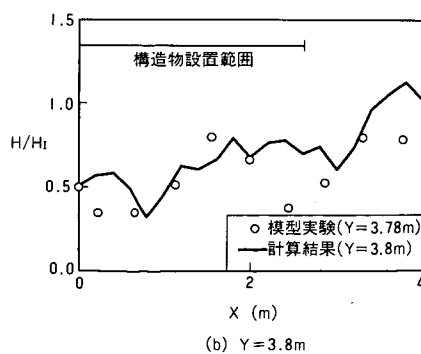
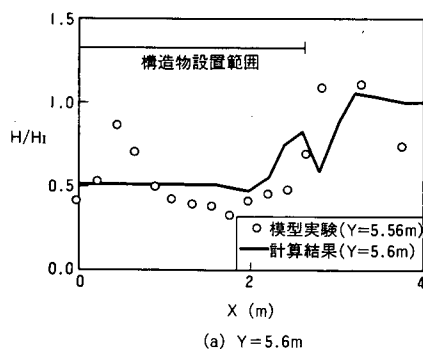


図-14.7 波高比の沿岸方向分布 (群堤, ケース④)

著に現われたためと思われる。また、堤体端部の測線 ($X = 2.00\text{m}$) では、回折波の影響により計算値が実験値より大きめとなっているのに対し、開口部の中心測線 ($X = 3.77\text{m}$) の $Y \leq 5\text{ m}$ では実験値の方が大きめの値となっている。これらの点を除けば、両者は比較的良く一致している。

沿岸方向の H/H_t の分布に関しては、 $Y = 5.6\text{ m}$ では $X = 0.5\text{ m}$ 付近で H/H_t の実験値が大きな値を示しているが、この測線は堤体位置に近いので、回折波の影響は小さく、また、単堤（ケース②）においてはこのような現象は現れていなかったことから、実験値の信頼性に問題があると考えられる。この点を除き実験値と計算値は比較的よく一致している。 $Y = 3.8\text{ m}$ の測線では回折の影響により堤体端部付近 ($X = 1.0 \sim 2.5\text{ m}$) で計算値が大きい。

14.4 海浜流の数値シミュレーション

波浪場の計算結果から、海浜流の流況を計算することができる。前報（建設省土木研究所、1989）では放物型モデルにより算定した波浪場から、海域制御構造物周辺の流況を求めている（図-14.8）。計算時の海底地形は、汀線（ $Y = 0\text{ m}$ ）から水深20cm（ $Y = 2\text{ m}$ ）までを1/10勾配、そこから沖側を1/100勾配としており、構造物は長さが4 m、離岸距離が4 mである。

また、入射波は $H_t = 5\text{ cm}$ 、 $T = 1.27\text{ s}$ である。図-14.8では、明瞭な一対の循環流が現れている。一方、ケース②における流況の実験結果を図-14.9に示す。実験においても堤体の背後（岸側）に図-14.8と同様の循環流が発生している。ケース②と図-14.8では、海底地形、離岸距離、堤体長さが異なるものの、これらの比較から根入れ鋼板セル型構造物の堤体背後における流況の傾向は、計算により把握可能と思われる。しかし、構造物近傍での流況に関して

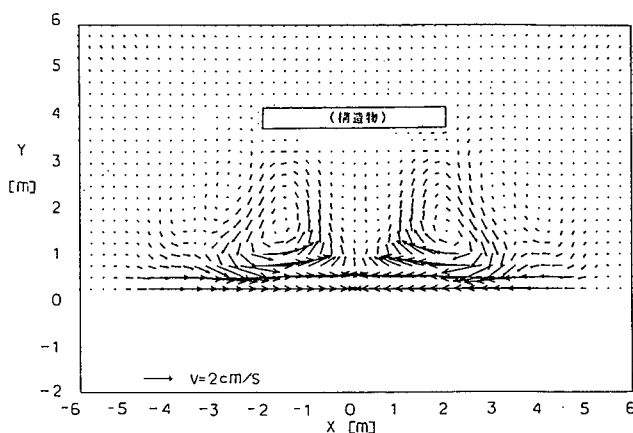


図-14.8 単堤の流況（計算）

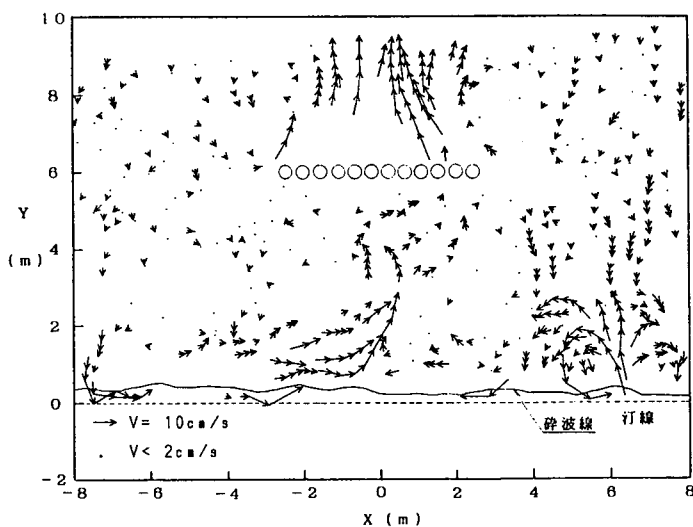


図-14.9 単堤（ケース②，実験）の流況

は、図-14.8と図-14.9でかなり差があり、特に図-14.9において顕著に現れている構造物前面（沖側）での冲向き流れは、図-14.8では発生していない。放物型モデルによる波浪場の算定では、反射波の影響を無視しているため、構造物前面における波浪場の算定は不可能であり、通常の方法ではこのような流れを求めることは困難である。したがって、構造物近傍の流況に関しては更なる検討が必要である。なお、電磁流速計を用いて各深度における流速を測定した結果（図-14.10）によれば、構造物前面

での流れは表層で冲向きの強い流れとなっているものの、底面付近ではむしろ向岸流となっている。このことは、構造物前面において鉛直循環流が生じていることを示唆し、鉛直断面における平均流速は図-14.9 ほどには強くないと考えられる。

14.5 まとめ

根入れ鋼板セル型構造物周辺の波浪・流れの予測手法を確立するための第一歩として、波高に関して実験値と計算値の比較を行った。その結果、波浪場の再現性はほぼ良好であり、放物型モデルにより波浪場はほぼ予測可能であることが確認された。

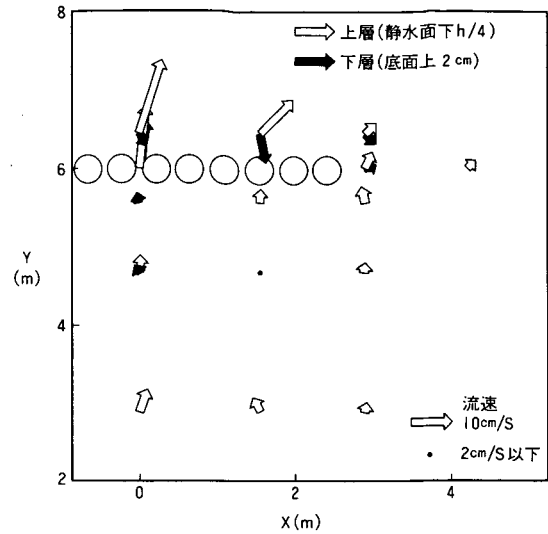


図-14.10 平均流速の平面分布
(ケース②, 実験)

参考文献

Berkhoff, J. C. W. (1972) : Computation of combined refraction-diffraction, Proc. 13th

Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 471 ~ 490.

渡辺 晃・原 哲・堀川清司 (1983) : 重合した波浪場における砕波について, 第30回海岸工学講演会論文集, pp. 5 ~ 9.

宇多高明・村井禎美・小国嘉之・飯村 修・高瀬幸紀 (1987) : 根入れ式鋼板セル離岸堤に関する共同研究報告書, 土木研究所資料, No2435, 89p.

建設省土木研究所海岸研究室 (1989) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書 (9), 土木研究所資料, No2788, pp. 188 ~ 197.

建設省土木研究所海岸研究室 (1990) : 海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書 (11), 共同研究報告書, 第46号, pp. 53 ~ 75.

第15章 あとがき

本共同研究も最終年度に入り，研究成果を基に平成2年度末を目標として，「MMZ計画策定の手引き（案）（総論および計画編，構造設計編，施工編，維持管理編）」の作成が進められている。本共同研究報告書（1）～（13）に記載された研究成果は，これらの手引き（案）に取りまとめられる予定である。

謝辞：本報告書の第6章，12章，13章に記載された駿河海岸における新型離岸堤周辺の現地観測資料は建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所が取得したものである。本研究を進めるに際してはこれらの資料を同工事事務所調査課より提供していただいた。このような貴重な資料の提供に対し深甚な謝意を表します。

付録 海洋開発関連の既発表論文の一覧

土木学会年次学術講演会概要集

- 1) 神谷光昭・荻野秀雄・宇多高明 (1990) : 根入れ鋼板セル型海域制御構造物の静的耐荷力, 第45回
年講概要集 I, pp. 140 - 141.
- 2) 藤原隆一・吉田利発・宇多高明・小俣 篤 (1990) : レンズマウンド周辺の地形変化に関する実験
的検討, 第45回年講概要集 II, pp. 652 - 653.
- 3) 加藤雅也・渡会英明・石野和男・上野成三・沖 正和・斉藤栄一・宇多高明・小俣 篤 (1990) :
斜板を有する新型潜堤 (SURF) の消波特性 (3) - 不規則波実験 -, 第45回年講概要集 II
pp. 688 - 689.
- 4) 田中正博・大山 巧・清川哲志・堀 哲郎・宇多高明・小俣 篤 (1990) : マウンド付きフレキシ
ブルマウンドの消波特性, 第45回年講概要集 II, pp. 694 - 695.
- 5) 土田 充・荻原運弘・藤原隆一・宇多高明・山本幸次 (1990) : スリット型海域制御構造物周辺の
波高分布計算, 第45回年講概要集 II, pp. 696 - 697.
- 6) 斉藤栄一・沖 正和・石野和男・上野成三・渡会英明・加藤雅也・宇多高明・小俣 篤 (1990) :
斜板消波潜堤 (SURF) に作用する波圧特性, 第45回年講概要集 II, pp. 794 - 795.
- 7) 宇多高明・浅対 享・小俣 篤・羽成英臣 (1990) : 地域・季節・時刻の相違による海岸利用状況
の変化, 第45回年講概要集 II, pp. 728 - 729.

海岸工学論文集

- 1) 宇多高明・小俣 篤・峯松麻成 (1990) : 透過式消波構造物沖合の地形変化機構に関する実験的研
究, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 409 - 413.
- 2) 上野成三・加藤雅也・斉藤栄一・宇多高明・小俣 篤 (1990) : 斜板消波潜堤 (SURF) による
静穏域の創出効果と海浜流特性, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 569 - 573.
- 3) 山下誠也・桜井清一・竹内浩一・宇多高明・小俣 篤 (1990) : 斜板堤の消波・波力特性の実用的
推定法, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 574 - 578.
- 4) 宇多高明・小俣 篤・浅対 享 (1990) : 明るさと海岸環境について, 海岸工学論文集, 第37巻,
pp. 888 - 892.

土木技術資料

- 1) 村田 守・宇多高明・中村瑛佳 (1990) : 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,
土木技術資料, Vol. 32, No. 8, pp. 66 - 72.
- 2) 宇多高明 (1990) : 海洋性レクリエーション利用の見地から見た全国沿岸域の分類・評価, 土木技
術資料, Vol. 32, No. 11, pp. 74 - 79.

- 3) 宇多高明・小俣 篤 (1990) : 海域制御構造物の開発, 土木技術資料, Vol. 32, No. 12, pp. 2 - 5.

土木研究所資料

- 1) 宇多高明 (1990) : 海洋空間利用の創成について—侵食性海岸を例にとって—, 土木研究所講演会講演集, 土木研究所資料, 第 2928 号, pp. 89 - 116.

水工学に関する夏期研修会講義集

- 1) 宇多高明 (1989) : ウォーターフロントの活用と保全, 第25回水工学に関する夏期研修会講義集, pp. B-7-1 ~ B-7-12.

その他

- 1) 宇多高明 (1989) : サング礁海岸でのウォーターフロント利用と海岸保全, 河川, No. 519, pp. 30 - 35.
- 2) 宇多高明・半田真理子 (1990) : マリン・マルチ・ゾーン構想の実海域を対象としたケース・スタディ, 河川, No. 531, pp. 53 - 61.
- 3) 宇多高明 (1990) : 米国西海岸の海岸事情, 河川, No. 531, pp. 80 - 86.
- 4) 建設省土木研究所・茨城県土木部 (1990) : 海岸の雰囲気, 利用形態およびマリンスポーツに適する自然条件に関する研究, 共同研究報告書, 第49号, 123p.

海域制御構造物の開発に関する
共同研究報告書(13)

共同研究報告書第56号
平成3年3月(1991)

河川部海岸研究室
構造橋梁部構造研究室

要旨

水平板付スリット型構造物の諸元と消波性能、作用波力との関係を調べた。斜板消波潜堤(SURF)に関しては、高波浪時の消波性能と、不規則波作用下での消波特性を求めるとともに、海底勾配1/30、1/80の場合の作用波力を求めた。さらに、揚圧力を低減するための低減孔の効果と、低減孔内への堆砂と付着生物が揚圧力低減効果へ及ぼす影響を把握した。斜板堤に関しては、堤体周辺の波、流れ、地形変化を平面実験により調べた。また、実規模模型を用いた水理模型実験により、フレキシブルマウンド周辺の地形変化を測定するとともに、小型模型実験による消波性能、作用波力の縮尺効果を調べた。複列透過性潜堤に関しては、スリット部材に作用する波力に及ぼす中詰材の影響を定量的に評価した。根入れ鋼板セル式構造物に関しては、構造物周辺の波浪場の予測に対する放物型モデルの適用性が良好であることを示した。駿河海岸に建設された新型離岸堤周辺の海底地形の変化、部材への作用波力、部材の変形に関するデータを解析し、地形変化機構を明らかにするとともに、作用波力と構造物の応答との関係を調べた。

キーワード：海洋開発、共同研究、海域制御構造物、消波特性、海浜流、地形変化、波力、揚圧力低減、生物付着、数値シミュレーション、新型離岸堤、現地観測、水平板付スリット型構造物、斜板堤、斜板消波潜堤、フレキシブルマウンド、複列透過性潜堤、根入れ鋼板セル式構造物

郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい。

305-□□

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

共同研究報告書第 56 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印