

禁持出

企 画 室

港 湾 技 研 資 料

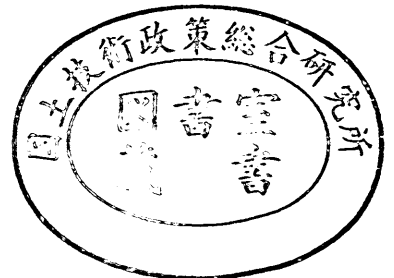
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 189 June 1974

リーフ上の堤体に作用する波力実験

伊 谷 小 北 轟	藤 本 舟 谷	喜 勝 浩 高 正	行 利 治 雄 彦
-----------------------	------------------	-----------------------	-----------------------

運輸省港湾技術研究所



リーフ上の堤体に作用する波力実験

目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 2次元模型実験	4
2.1 模型および実験条件	4
2.2 リーフ上の波頂高	5
2.3 堤体の滑動限界重量	8
2.4 堤体に作用する波力	11
3. 3次元模型実験	15
3.1 模型および実験条件	15
3.2 リーフによる波の屈折	16
3.3 堤体に作用する波力	16
4. 結 語	18
参考文献	18

An Experimental Investigation of Upright Breakwaters at Reefs

Yoshiyuki ITO*
Katsutoshi TANIMOTO**
Koji KOBUNE***
Takao KITATANI***
Masahiko TODOROKI****

Synopsis

Wave forces on upright breakwaters at the rear of reefs are investigated with mainly two-dimensional model tests. Two types of model reefs are selected, being based on a sounding map of a coral reef at the Okinawa Islands. One has a slope of 1/10, and the other has a composite slope of 1/4, 1/10 and 1/1. The still water depth at the top of the reefs is 0 m or 5 m.

Total wave forces on a wall at various positions are measured through the critical weights of breakwaters against sliding under the action of waves of 3 to 10m in deep water wave height and 12 to 20 seconds in period. As for waves which are high enough to break on the slope of the reef, results show that the wave forces rapidly decrease in their magnitude from the breaking point toward shore and result in almost constant magnitude at any position further than $10 \sim 15 H_0$ from the breaking point. As for waves which break on the horizontal top of the reef, the maximum magnitude of wave forces occur near the breaking point. The magnitudes of broken waves caused by high waves, however, are larger than those by breaking waves, because of limitation of the water depth on the reef.

Based on the conventional distribution of wave pressure, the intensity of wave forces for design of upright breakwaters positioned further than $10 \sim 15 H_0$ from breaking point is obtained as follows;

$$\begin{aligned} p/w_0H_0 &= 0.7, \quad \text{for } H_0 = 6\text{m}, \\ p/w_0H_0 &= 0.5, \quad \text{for } H_0 = 10\text{m}. \end{aligned}$$

These results at the rear of the reefs are confirmed with three-dimensional model tests for an isolated reef. Since the damping effect caused by reefs to wave forces is not expected at the side part of the reefs, larger wave forces act on walls.

* Head of the Hydraulic Engineering Division
** Chief of the Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division
*** Member of the Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division
**** Member of the Model Test Section, Hydraulic Engineering Division

リーフ上の堤体に作用する波力実験

伊藤 喜行* 北谷 高雄***
谷本 勝利** 轟 正彦****
小舟 浩治***

要 旨

珊瑚礁などリーフ付近では水深が急変するため、構造物に作用する波力も通常の海底地形条件のものとは異なる。本研究はリーフ上および背後での波力の場地的変化を把握し、特に背後に設置された堤体に作用する設計波力を求めるため実施したものである。主として2種のリーフ断面形状について、波浪条件、リーフ天端上水深を変化させた2次元実験結果から波圧算定式を求めている。さらに、実際の設計において問題となる平面的要素の影響を把握するため、3次元模型実験による検討も行なっている。

実験で対象としたリーフ形状は、法先水深20～25m、海側法面勾配は $\frac{1}{50}$ を原則としたもので、リーフ天端上水深0mおよび5mに対し、周期12～20sec、波高3～10mの範囲で直立堤体の滑動実験を行なうことにより作用波力を求めた。これらの実験結果から、波力の場地的変化について言えば、砕波点から岸側に後退するにしたがって作用波力は減少する傾向が認められ、砕波点から十分後退した位置ではほぼ一定値となる。この領域における全波力は、沖波波高の増大とともに増加している。またここでの波力を慣行的波圧分布を仮定して波圧強度 $p/w_0 H_0$ により表わせば、リーフ天端上水深にかかわらず、 $H_0=6m$ の場合には0.7、 $H_0=10m$ の場合には0.5となり、沖波波高が増大するにつれて波高で除した無次元波圧強度は減少する傾向にあることが認められた。

なお3次元模型実験から得られたリーフの平面的効果を含めた波圧強度は、2次元実験の結果とほぼ同程度の値であった。

1. まえがき

珊瑚礁や岩礁などによる海中の浅瀬をリーフと呼んでいる。こうしたリーフ付近では、水深が急変するため、波は著しく変形する。そのため、構造物に作用する波力も通常の海底形状に対するものとは異なってくることになり、類例の多い岩礁上の灯標に作用する波力についての研究¹⁾などが行なわれている。

一方、灯標とは構造型式の異なる防波堤については、岩礁付近に設けられた実例はあるが、本格的検討例は少ない。特に、大規模なリーフを形成する珊瑚礁の存在する海域での防波堤においては、配置計画、断面設計に通常の条件と違ったその特殊性を十分に考慮することが必要となる。我国では、沖縄島における那覇港防波堤建設計画に際して、珊瑚礁の影響をどう考慮していくかといった問題が検討されている。

外国における珊瑚礁付近の構造物への波の作用に対する検討例として、沖縄島と同様珊瑚礁による複雑な海岸地形を持つハワイ諸島での防波堤²⁾およびリーフ上の飛行場の護岸についてのものがある。後者は $\frac{1}{50}$ 勾配斜面上での各種型式護岸の機能、安定性等を検討したものであるが、前者はハワイ諸島におけるリーフ付近の防波堤を紹介し、設計上の問題、特に堤頭部について安定問題等を検討している。その中でKawaihae港における防波堤では、珊瑚礁による波の減殺効果を利用するため、できるだけ海側端から背後に離れた所に設け、設計波としては異常高潮位時のリーフ天端上水深に対する限界波高を用いたという紹介は興味をひく。傾斜堤であるので、そうして選ばれた設計波高2.7mに対するハドソン公式による所要重量を算定しているが、実際にはそれより大きい被覆石を用いている。建設が開始されてから、沖波で5mをこす波の作用を受けているが、被害は生じてないということである。

- * 水工部長
- ** 水工部 防波堤研究室長
- *** 水工部 防波堤研究室
- **** 水工部 模型試験課

しかしながら、こうした限界波高による設計の考え方が常に妥当なものと言えるわけではなく、上述の事例もただ単に紹介されているにすぎない。現状では、リーフ上での波力が、波浪条件や、リーフ天端上の水深、設置位置によってどうゆうふうに変化していくか、必ずしも明確にされているとは言えない。そのため本研究は、モデルリーフに対する模型実験により、こうしたリーフ上での波力の変化を把握し、特に背後における堤体に作用する設計波力を求める資料を得ることを目的として実施したものであり、本資料はその結果をとりまとめたものである。主として、2種のリーフ断面形状に対する2次元実験により検討しているが、実際問題では、リーフによる波の屈折、回折の効果および砕波帯内の水位の貯留効果の違い等3次元要素の影響も考慮すべき場合もあるので、1例としてのモデルに対する3次元模型実験も実施して、2次元模型による結果を検討している。

2. 2次元模型実験

2.1 模型および実験条件

(1) モデルリーフ

実際のリーフは平面的・断面的に多様な形状を示し、その表面は凹凸が著しい。このように複雑な形状や表面状態は、波の変形に影響を及ぼすものと考えられる。しかしこれらをそのまま模型に取り入れることは、実験における影響要素をいたずらに増加させる。ここではとりあえずリーフが波力に及ぼすマクロの影響を把握するため、現地リーフの1例として図-1に示す沖縄県那覇港の珊瑚礁を参考にして、以下のような2次元モデルリーフを採用した。

なお2次元実験における模型縮尺は1/40とした。以後、特にことわらない限り、現地量を用いて述べることにする。

j) モデルリーフ I

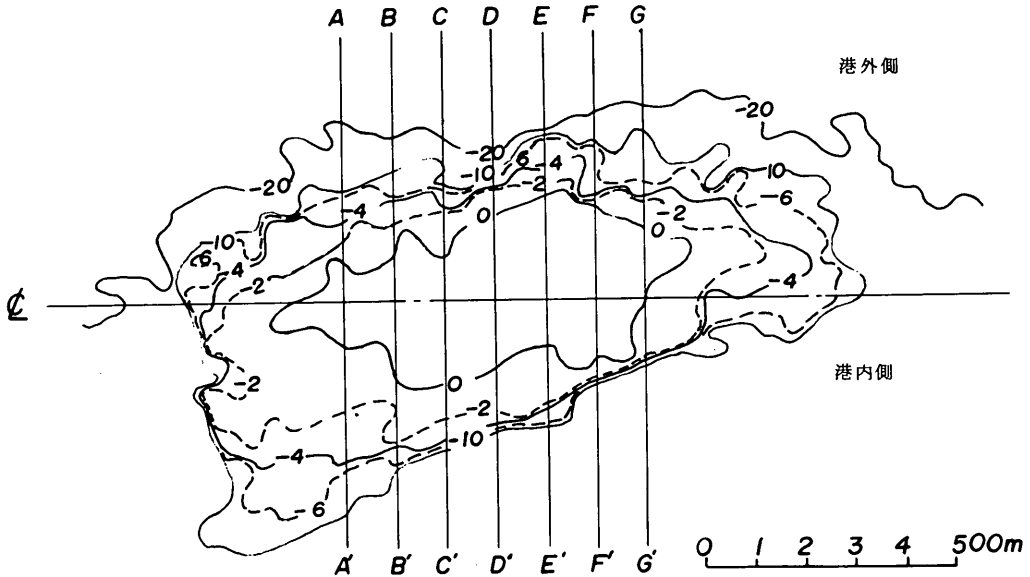


図-1 現地リーフの形状

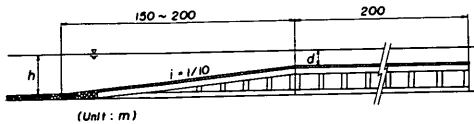


図-2 モデルリーフ断面形状 (1)

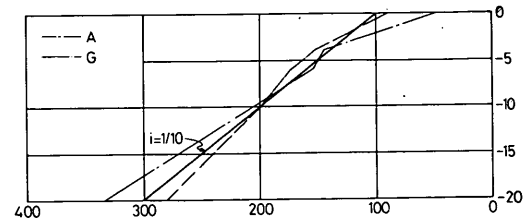


図-3 リーフ前面の断面図 (1)

図-2に示すように、-20~0mの間を $i = 1/10$ の
一様勾配としたもので、図-3に示すようにリーフ端に近
いAおよびG断面を平均したものに相当している。

ii) モデルリーフII

図-4に示すように、-20~-10m間を $i = 1/4$ 、
-10~3m間を $i = 1/10$ とし、-3mの位置に長さ27
mの水平部を設け、-3m~0mの間は $i = 1/10$ 勾配
としたものである。

このモデルは、図-5に示すように-20~-3mの間は
B~F断面を平均したものに相当し、-3m~0mの間は、
断面Fのように水面付近で極めて急勾配となる場合に相当
する。

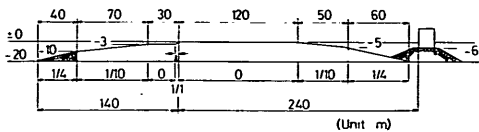


図-4 モデルリーフ断面形状 (II)

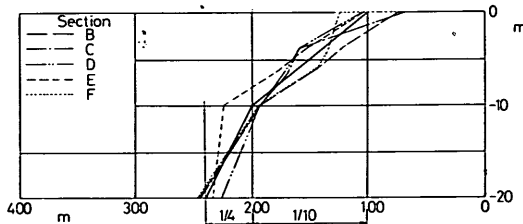


図-5 リーフ前面の断面図 (2)

(2) 実験条件

実験条件を表-1に示す。ここに波浪条件は沖波波高3
~10m, 周期12~20秒を対象としている。このうち、
波高3mの波はリーフ天端上水深5mに対する砕波限界波
高に近い波として取り上げたものであり、周期20秒の波
は一般に周期が長くなれば作用波力が增大することを考慮

して加えたものである。

(3) 実験方法の概略

波力測定方法にはいくつかの方法があるが、本研究では
直立堤体の安定を検討するための設計波力を求めることを
目的としているから、滑動実験による方法が実際である。
したがって、ここではそれぞれの実験条件下において、各
堤体設置点における堤体の滑動限界重量を求める方式を採
用した。しかし、同一の波浪条件下においても摩擦係数や
堤体幅などの違いにより、滑動限界重量も違った値となり、
滑動限界重量そのものでの取り扱い一般的ではない。その
ため後節で述べるように、実験で求めた滑動限界重量から
波圧を逆算により求め、一般に波力の表示に用いられる
波圧強度 $p/w_0 H_0$ で表わすことにした。この際、波圧分
分の仮定が必要となり、これを仮定するにあたっては、波
力が作用する上端をとらえておかねばならない。そのため
本実験においては、これが堤体がない場合の通過波の波頂
高と一義的な関係があるものと考えて、波力測定に先立
って、堤体がない場合のリーフ上の各点における波頂高を観
測した。

2.2 リーフ上の波頂高変化

実験開始後十数波の間は、砕波の質量輸送によりリーフ
上の水位が漸増するため、質量輸送と戻り流れがほぼ平衡
状態となったと考えられる20波以後の波について、スケ
ールによる静水面上の波頂高 η の測定を行なった。

(1) モデルリーフI

図-6および図-7はこのようにして測定した波頂高の
場所的変化を、リーフの法肩を原点として岸向きにX軸を
とって描いたものである。

これらの図によれば、どのケースもリーフ法肩より海側
で最大波頂高が現われ、その直後では急激な減少を示して
いるが、十分岸側ではほぼ一定値を保っていることがわか
る。

いま砕波状況を把握するため、新砕波指標³⁾を用いてそ
れぞれの波浪条件について、砕波水深および砕波点での波

表-1 実験条件

諸 元	模 型 (縮尺 1/40)	現 地
リーフに関する諸値		
断面形状	モデル I および II	—
法先水深 h (m)	0.5, 0.625	20, 25
天端上水深 d (m)	0, 0.125	0, 5
波浪に関する諸値		
入射波高(沖波) H_0 (m)	0.075, 0.15, 0.25	3, 6, 10
周 期 T (sec)	1.9, 2.5, 3.16	12, 16, 20

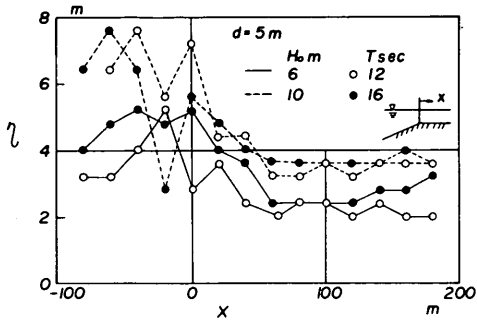


図-6 リーフ上の波頂高変化 (1)

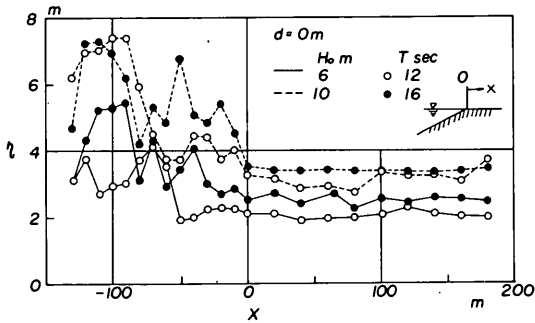


図-7 リーフ上の波頂高変化 (2)

頂高を求めると表-2 に示す値となる。一方、実験において各ケースの測定波頂高が最大となる地点を砕波点と考えれば、この地点での水深および波頂高は表-3 のようになる。

これら表-2、表-3 を比較すれば、砕波点での波頂高は、測定値の方が新砕波指標から求めた値より20%程度小さな値となっている。また砕波位置については、両者はほぼ一致していることがわかる。

図-6、図-7 を、各ケースについて最大波頂高となる地点を原点とし、横軸に沖波波高との相対距離を、縦軸に相対波頂高をとって書き直せばそれぞれ図-8、図-9 のようになる。

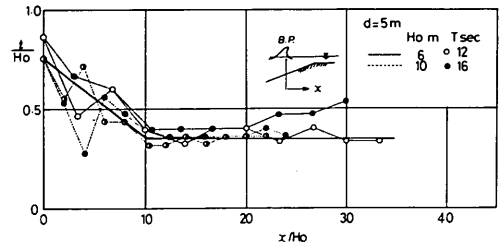


図-8 砕波後の波頂高変化(1) モデルリーフ I

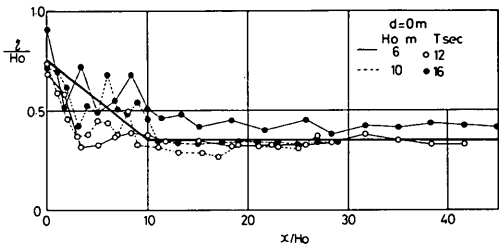


図-9 砕波後の波頂高変化(2) モデルリーフ I

表-2 砕波水深および砕波点における波頂高(新砕波指標)

沖波波高 (m)	6		10	
	12	16	12	16
周期 (sec)	12	16	12	16
砕波水深 (m)	7.6	8	12.4	12.4
波頂高 (m)	6	6.8	8.8	9

表-3 砕波水深および砕波点における波頂高(実験値)

沖波波高 (m)	6				10			
	12		16		12		16	
周期 (sec)	12		16		12		16	
リーフ天端上水深 (m)	5	0	5	0	5	0	5	0
砕波水深 (m)	7	7	5	9	9	9	11	11
波頂高 (m)	5.2	4.2	5.2	5.4	7.6	7.4	7.6	7.3

これらの図によれば、相対波頂高 η/H_0 は $0 \leq x/H_0$ ≤ 10 の範囲では著しく変動しているが、全体的に見れば直線状に減少していることがわかり、 $x/H_0 > 10$ の範囲ではほぼ一定値を保っていることが認められる。また $x/H_0 > 10$ の範囲では、一般に周期の長い方がわずかに大きい値を示しているが、ここで用いた実験の範囲では平均的に $\eta/H_0 \approx 0.35$ と見なすことができる。

砕波水深、砕波波高さらに砕波後の波高減衰は、例えば中村らの報告⁴⁾に示されるように、海底勾配および沖波波形勾配等の影響を受け、一般にはこれらを考慮した取扱いが必要であろう。なお、合田¹⁾の実験においてもリーフ法肩からある程度後退した位置では、 η/H (H :リーフ前面の水深一定領域における波高)はほぼ一定値 $0.3 \sim 0.4$ となっており、リーフ法面が本実験に用いたリーフより急勾配であるにもかかわらず、同程度の値となっている。

(2) モデルリーフ II

図-10 ~ 12 は、リーフ天端上水深および沖波波高別に、波頂高の場所的变化を示している。これらの図には、リーフとの相対位置を示すために、リーフの断面形状を同時に示しておいた。

これらの実験結果を(1)と比較すれば、以下に述べるような特徴があり、リーフの断面形状の違いの影響が認められる。

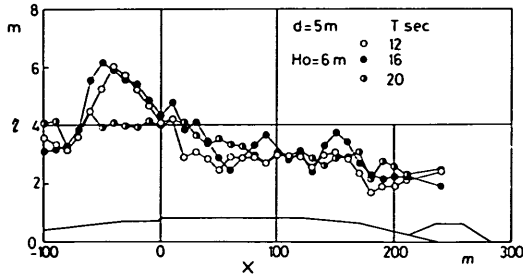


図-10 リーフ上の波頂高変化(3) モデルリーフ II

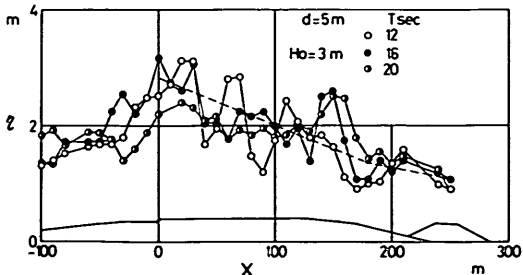


図-11 リーフ上の波頂高変化(4) モデルリーフ II

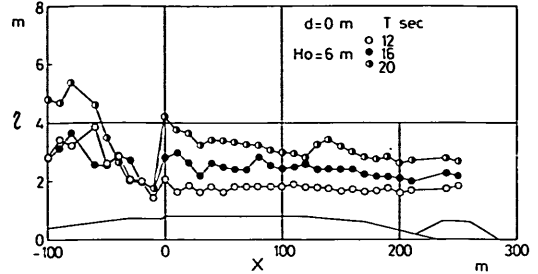


図-12 リーフ上の波頂高変化(5) モデルリーフ II

i) $d = 5 \text{ m}$, $H_0 = 6 \text{ m}$ (図-10)

モデルリーフ I の場合より少し沖測で最大波頂高が現われており、この地点での波頂高も(1)の場合より少し大きな値となっている。また、モデルリーフ I については実験を行なわなかった $T = 20$ 秒の場合には、砕波点における顕著な波頂高の増大は認められない。また、砕波点における波頂高は(1)の場合より若干大きな値となっている。

ii) $d = 5 \text{ m}$, $H_0 = 3 \text{ m}$ (図-11)

最大波頂高はリーフ法肩を通過した後には現われており、砕波後の波頂高の減衰はかなり緩やかである。これは他のケースとは異なり、砕波がリーフ天端上で生じることによる特徴をよく表わしている。

iii) $d = 0 \text{ m}$, $H_0 = 6 \text{ m}$ (図-12)

モデルリーフ I の場合とほぼ同じ位置で砕波が生じており、急激に波頂高を減じながらリーフの法面上を進行している。しかし、リーフ法肩直前の $1/1$ 勾配の斜面の効果により、再び波頂高は増大している。この増大傾向は周期が長いほど著しいことがわかる。ここでは示していないが、 $H_0 = 10 \text{ m}$ の場合にも同様の結果が得られている。

図-13 ~ 15 はリーフ法面上で砕波が生じる $H_0 = 6 \sim 10 \text{ m}$ について、砕波点を基準として(1)と同様に波頂高の変化を描いたものである。図中の実線はモデルリーフ I についての実験結果を示している。これと比較して、図-13 に示す $d = 5 \text{ m}$, $H_0 = 6 \text{ m}$ の場合には、砕波直後の減衰領域では、リーフ形状の影響が大きく現われているけれども、ある程度後退した位置では実線に近い値となっていることが認められる。また、図-14, 15 に示す $d = 0 \text{ m}$ の場合も図-13 と同様にリーフ法肩付近で地形の影響が現われているが、全体的に見れば実線で示すモデルリーフ I の実験結果に近い値である。

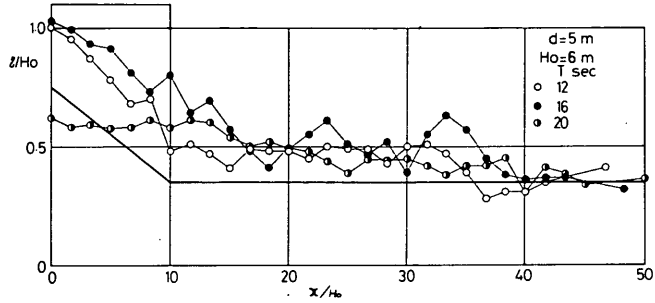


図-13 砕波後の波頂高変化(3) モデルリーフ II

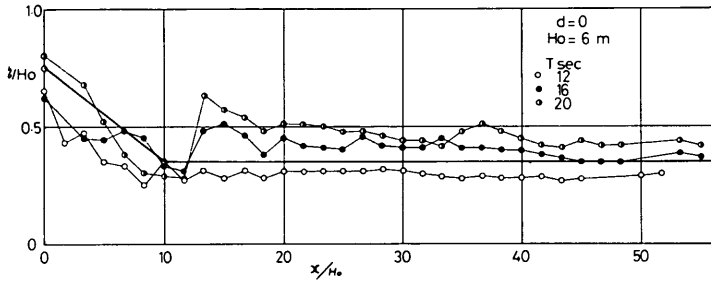


図-14 砕波後の波頂高変化(4) モデルリーフ II

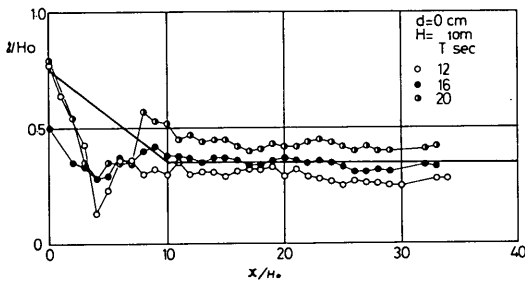


図-15 砕波後の波頂高変化(5) モデルリーフ II

2.3 堤体の滑动限界重量

(1) モデルリーフ I

i) 堤体模型および実験方法

実験では、図-16 のようにリーフ上に置いた堤体をチェーンブロックで引張ることにより、有効重量を種々に変化させ、波による堤体の滑动状況を観察した。この場合、リーフ上の堤体設置位置により作用波力がかなり大きく変化するため、模型堤体として、図-17 に示す自重の重い

コンクリート製のものと、軽い木製のものの2種を用いている。これらの模型堤体の諸元を表-4 にまとめて示しておいた。

なお、堤体を設置した場合には波の反射が大きく、造波板による再反射により入射波高が増大すること、堤体があるため、戻り流れの形成が早いことなどを考慮して実験開始後3波目までの波高の小さい部分を除いた第4波から、

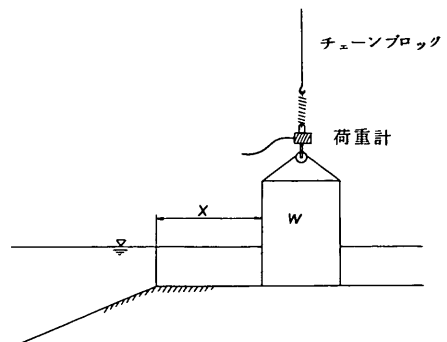


図-16 波力測定方法

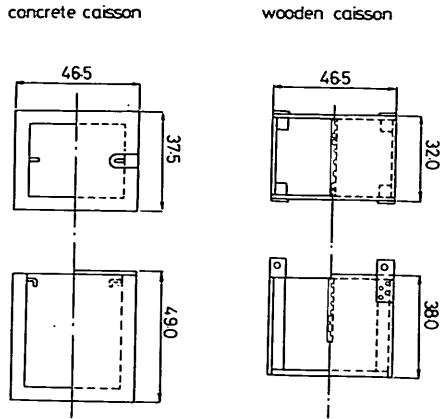


図-17 堤体模型

表-4 模型堤体の諸元

諸元	模型(縮尺1/40)	現地
コンクリートケーソン	cm	m
長さ	465	18.6
幅	375	15
高さ	490	19.6
木製ケーソン		
長さ	465	18.6
幅	32	12.8
高さ	38	15.2

造波板から再反射された波が模型に再び作用する前の第9波までの6波のみを測定の対象としている。

ii) 堤体重量と水平抵抗力の関係

水中での堤体重量と水平抵抗力の関係を求めるため、静水位がわずかにリーフ天端より高い状態で堤体を設置し、これをモーターで徐々に水平方向に引張り、堤体が滑動を始める直前に荷重計が示す最大値を読み取った。

図-18は2つの模型堤体について、自重 W から張力 T を差引いた値として与えられる堤体重量 W_0 と、その時の水平抵抗力(荷重計の最大値) F の関係を現地量、単位長さあたり換算して示したものである。この図から明らかに W_0 と F との間の直線関係が認められるが、 $W_0=0$ の時 $F=0$ とならず、堤体と木製リーフ模型との間には、摩擦力だけでなく、両者の間の水膜による吸着力のようなものが働いていると考えられる。

これらの実験値から、図中実線および破線で示したように、堤体重量 W_0 と水平抵抗力 F の関係は、コンクリート

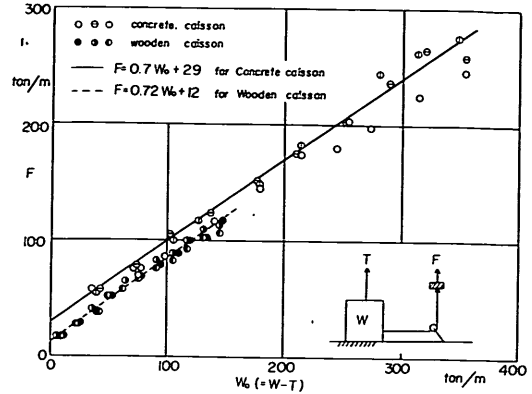


図-18 堤体重量と水平抵抗力の関係 (モデルリーフI)

製堤体の場合は(1)式、木製堤体の場合は(2)式のように表わされる。

$$F = 0.7W_0 + 29 \quad (\text{コンクリート製}) \quad (1)$$

$$F = 0.72W_0 + 12 \quad (\text{木製}) \quad (2)$$

但し W_0 : 法線方向単位長さあたりの重量 (ton/m)

iii) リーフ上各地点での滑動限界重量

リーフ上の各設置点で堤体重量を変化させ6波中の滑動回数を観測した。その結果の1例を図-19に示しておく。図中の□印は作用波力が大きくなる地点に対し、自重の重いコンクリート製堤体模型を用いて実験を行なったことを示している。

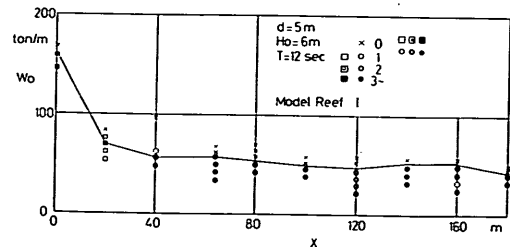


図-19 堤体の滑動状況の例

実験では規則波を用いているので、観測の対象とする6波のおおのの堤体に作用する波力は等しいはずであるが、波の砕け方や堤体と水底との接面のわずかな違いにより、必ずしもすべてについて一様な滑動を示さない。ここでは、2回程程度の小さな滑動を生じる堤体重量を滑動限界重量と考えることにした。これに基づいて図中の実線で示すように、滑動限界重量の場所的变化が描ける。

こうして求めた滑動限界重量を、防波堤単位長さあたり

表-5 各測点の滑動限界重量(モデルリーフI)

d (m)		5				0			
H ₀ (m)		6		10		6		10	
T (sec)		12	16	12	16	12	16	12	16
X (m)	0	(162)	(96)	(112)	(78)				
	13.2					28	36	44	54
	20	(70)	(84)	(92)	(80)	31	26	42	54
	40	58	54	(64)	82	16	23	33	44
	64	58	62	(57)	96	19	18	38	44
	80	54	55	(43)	75				
	100	49				28	28	41	49
	120	47	60	(59)	81				
	140	53		(65)		12	16	36	47
	160	52	66	71	81				
180	43	42	64	62	9	17	31	44	

()はコンクリート製堤体を用いたことを示す。

単位 ton/m

に換算して表わせば、表-5のようになる。

(2) リーフモデルII

i) 堤体模型および実験方法

堤体模型として、(1)で用いた木製堤体模型を使用した。ただし、リーフモデルIIの場合には、堤体を砕石マウンド上に設置するケースを含んでおり、この場合に砕石が堤体の底板に食い込まないよう、底面にアクリライト板を取り付けた。実験方法はおおむね(1)の場合と同じであるが、堤体をチェーンブロックで引張らず、堤体内に錘を出し入れすることにより重量を変化させている。

ii) 堤体重量と水平抵抗力の関係

i)で述べた堤体模型について、静水状態で滑動抵抗試験

を行なった。この場合、堤体重量と水平抵抗力は比例関係にあり、摩擦係数としてリーフ上では0.56、砕石マウンド上では0.6が得られた。

iii) リーフ上および背後マウンド上での滑動限界重量

(1)の場合と同様に各設置点で行なった実験結果を防波堤単位長さあたりの重量に換算して表-6に示しておく。

X=0~100mはリーフ上での滑動限界重量であり、X=240mでの値は、背後のマウンド上のものである。

表-6 各測点の滑動限界重量(モデルリーフII)

d (m)		5						0					
H ₀ (m)		6			3			6			10		
T (sec)		12	16	20	12	16	20	12	16	20	12	16	20
X (m)	0	208	171	166	68	74	68	24	41	88	71	75	126
	20	110	137	212	77	92	102	30	54	84	64	84	130
	40	68	107	130	68	67	74	20	44	61	48	71	88
	60	65	86	110	54	50	57	24	50	60	54	72	88
	80	69	84	94	43	48	54	22	44	53	52	75	84
	100	64	72	88	43	40	52	20	34	48	40	84	68
	240	70	82	89	32	42	50	24	45	66	56	78	97

単位 ton/m

2.4 堤体に作用する波力

(1) 波力に及ぼす種々の影響要素

前節において、各実験ケース毎に堤体の滑動限界重量を求めた。すでに述べたように、コンクリート製堤体と木製堤体、さらにモデルリーフⅠとⅡでは、それぞれ堤体重量と水平抵抗力の関係が異なっており、滑動限界重量そのものではこれらすべての実験ケース間の比較はできない。

そのため本節では、その影響を消去した滑動限界水平抵抗力のかたちで種々の影響要素を検討する。ここに滑動限界水平抵抗力というのは、実験で得られた滑動限界重量に対し、モデルリーフⅠでは式(1)および(2)の関係を用いて、モデルリーフⅡに対してはリーフ上およびマウンド上に対してそれぞれ摩擦係数を0.56および0.6として求めた値である。ただし、作用している波力の全水平力を求めるためにはさらに揚圧力の影響を考慮しなければならない。

1) 海底地形の影響

図-20は、各波力測定点(リーフ法肩からの距離 $X=0, 20, 40, 80, 100$ m)において、リーフモデルⅠで測定された滑動限界水平抵抗力を横軸に、リーフモデルⅡで測定したものを縦軸にとり、両者の大小を比較した図である。図中の実線は両者が等しい場合を表わしている。 $T=12$ sec の場合には、測定値はこの実線の下側にあり、モデルリーフⅡの波力の方がモデルリーフⅠの場合より小さい値となっている。一方 $T=16$ sec の場合にはほぼ等しいかまたはやや大きい値となっている。

以上のように、厳密にはリーフ形状の影響が現われているが、これを一応無視して、以下他の影響要素について検討を進める。

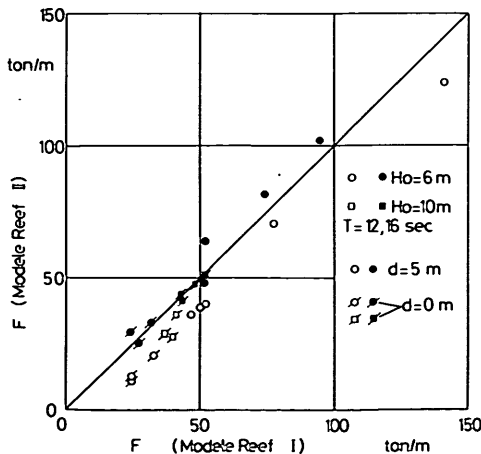


図-20 リーフ形状の影響

ii) 波力の場所的变化

図-21~25は沖波波高およびリーフ天端上水深別に滑動限界水平抵抗力の場所的变化を示したものである。

a. $d=5$ m, $H_0=6, 10$ m (図-21, 22)

リーフの法面上で砕波が生じるこれらのケースでは、 $X > 50$ mの範囲でほぼ一定値となっている。 $T=20$ secの場合には少し傾向が異なっており、リーフ法肩より少し後で最大値が現われ、その後の減衰も他のケースと比べ緩やかである。

b. $d=5$ m, $H_0=3$ m (図-23)

この場合はリーフ天端上で砕波するため、他のケースとは違った変化を示している。どの周期についてもリーフ法肩より少し後で最大値が現われており、その後の減衰状況もかなり緩やかである。

c. $d=0$ m, $H_0=6$ m, 10 m (図-24, 25)

$T=20$ secの場合、リーフ法肩付近で少し大きい値となっているほか、すべての波力測定点で滑動限界重量 F は大体同程度の値である。

以上のすべてのケースについて F の値の場所的变化は前掲図-6, 7および図-10~12に示した波頂高変化と

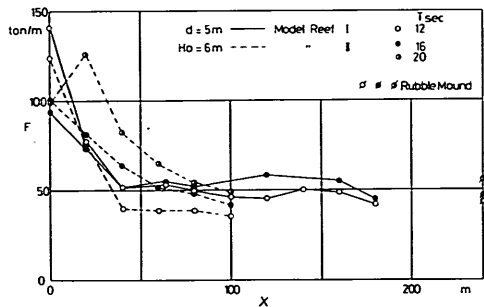


図-21 波力の場所的变化(1)

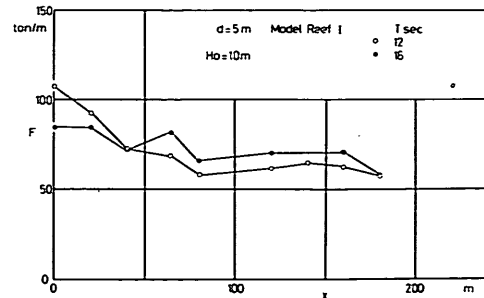


図-22 波力の場所的变化(2)

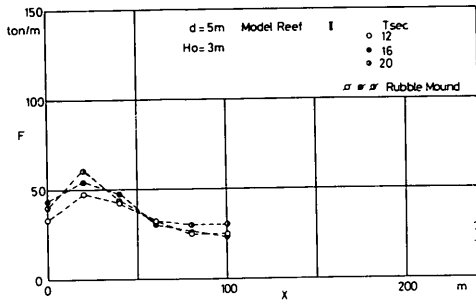


図-23 波力の場所的变化(3)

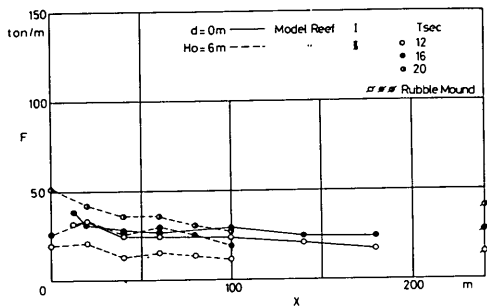


図-24 波力の場所的变化(4)

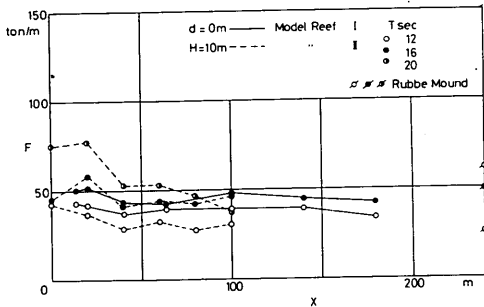


図-25 波力の場所的变化(5)

対応していることがわかり、リーフ法肩付近では大きい波力が生じることが容易に想像される。こうした波力の観点から言えば、防波堤の設置点としてはリーフ法肩付近を避けるのが望ましいと言える。

iii) 波高の影響

リーフ天端上水深 $d=5\text{ m}$ 、入射波の周期 $T=12\text{ sec}$ について、リーフ法肩付近および法肩から後退した位置における波高の影響を示せばそれぞれ図-26、27 のように

なる。

リーフの法肩 ($X=0\text{ m}$) を除けば、滑動限界水平抵抗力 F は波高の増大とともに単調増加の傾向にある。

リーフ法肩では $H_0=6\text{ m}$ で極大値をとり、 $H_0=10\text{ m}$ では逆に減少している。これは2.2で示した図-6および図-10から明らかなように、 $d=5\text{ m}$ 、 $H_0=6\text{ m}$ の場合には堤体直前で砕波が生じており、砕波時の衝撃力が作用することになるため $H_0=10\text{ m}$ の場合よりも大きな波力となったものと考えられる。

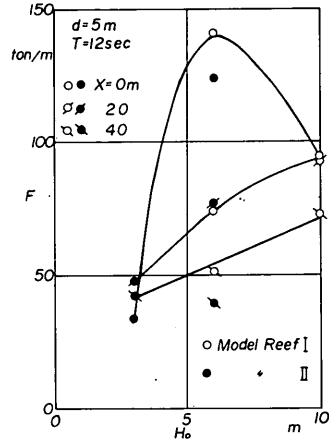


図-26 波高の影響(1)

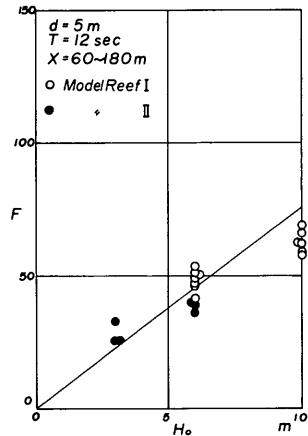


図-27 波高の影響(2)

$d=0$ の場合についてはここには示していないが、図-24と25を比較すれば明らかなように、すべての測定点で F は沖波波高 $H_0=10\text{ m}$ の場合の方が $H_0=6\text{ m}$ の場合より大きな値となっている。

以上のことから、防波堤設置位置として、リーフ法肩を避けることにすれば、設計波としては、予想される来襲波

のうち大きい波を対象にすべきであろう。

IV) 周期の影響

図-28, 29 は波力が場所的にほぼ一定値となる領域における、周期の波力に及ぼす影響を、 $H_0 = 6\text{ m}$ について描いたものである。これらの図により周期の増加とともに P の値も増加する傾向にあることがわかる。

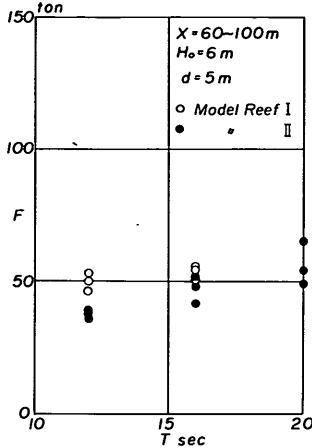


図-28 周期の影響(1)

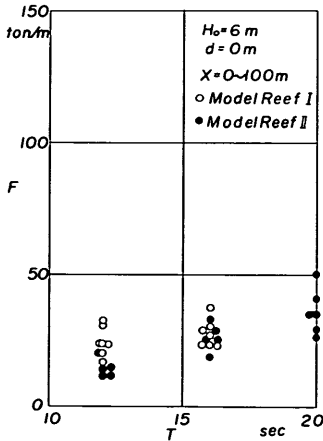


図-29 周期の影響(2)

(2) 波圧算定式

(1)で述べたように、リーフ上での堤体に作用する波力は例えば $d = 5\text{ m}$ での砕波限界波高に近い $H_0 = 3\text{ m}$ の波よりも、沖側法面で砕ける $H_0 = 6\text{ m}$ 、 10 m といった波高によるものが大きい。したがって、ここでは法面上で砕波する波高の波を対象として波圧算定式を検討する。

こうした条件に対する砕波後の波頂高変化は2.2で述べたようにリーフ形状等によって異なってくるが、以下の検討を簡便にするために、ここでは図-9, 10に示したモ

デルリーフ I に対する平均的關係を用いる。この場合、砕波点からの沖波波高に対する相対距離 x/H_0 が10以下のところでは急激に波頂高が減っており、それ以上ではほぼ一定領域となっている。そのため便宜上これを限界として次のように2つの領域に分け、波圧算定式を求める。

i) $x/H_0 \leq 10$ の領域

砕波的な波力が堤体に作用するものと考え、図-30に示すように、波圧は堤体の底から静水面上波頂高の高さまで一様に分布するものとし、さらに堤体底面に三角形分布の揚圧力が作用するものとするれば、堤体の滑動限界状態では次式が成立する。

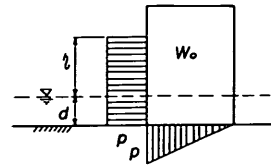


図-30 波圧分布(1)

$$\mu \left(W_0 - \frac{pB}{2} \right) + \gamma = p (d + \eta) \quad (3)$$

ここに、 μ 、 γ : 水平抵抗力換算のための係数で、表-7に示す値

B : 堤体幅

表-7 係数 μ 、 γ の値

堤体の種類	μ	γ
モデルリーフ I		
コンクリート製堤体	0.7	29
木製堤体	0.72	12
モデルリーフ II		
木製堤体		
リーフ上	0.56	0
マウンド上	0.6	0

(3)式を波圧 p について書き直せば、次のようになる。

$$p = \frac{\mu W_0 + \gamma}{d + \eta + \frac{\mu B}{2}} \quad (4)$$

ここに W_0 として実験で求めた堤体の滑動限界重量を、 η として次式により与えられる値を適用すれば、波圧 p が計算される。

$$\eta = \left(0.75 - 0.04 \frac{x}{H_0} \right) H_0 \quad (5)$$

ii) $x/H_0 > 10$ の領域

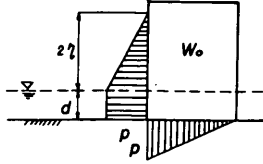


図-31 波圧分布(2)

この領域では波は段波状態で伝播している。そのため、

堤体による反射により波高が2倍になると考え、図-31のように静水面から 2η の高さまで三角形分布、静水面から堤体底までは一様分布の波圧が作用するものとする。また i) の場合と同様、三角形分布の揚圧力が作用すれば、堤体に作用する波圧の合力は $p(d+\eta)$ となり、結局 p は i) と同じ(4)式で計算されることになる。ただしこの場合波頂高は(5)式で与えられる。

$$\eta = 0.35 H_0 \quad (5)$$

図-32~35は、(4)式を用いて滑動限界重量から求めた波圧 p を、水の単位体積重量 w_0 と沖波波高 H_0 で割って無次元化して描いたものである。

どのケースも碎波点付近での大きな波圧から、岸側に向

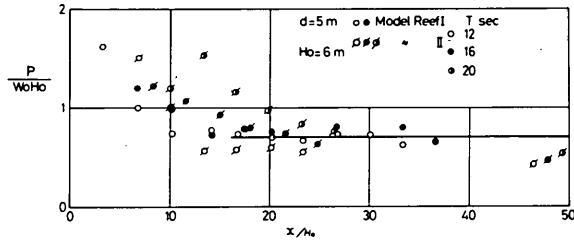


図-32 波圧の場所的变化(1)

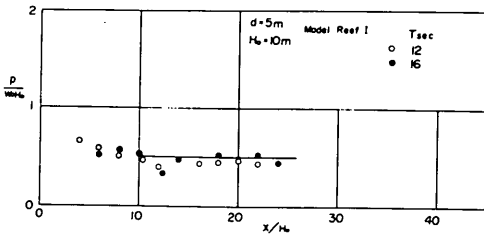


図-33 波圧の場所的变化(2)

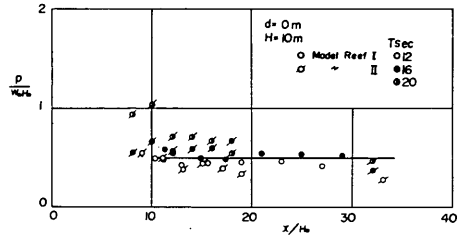


図-35 波圧の場所的变化(4)

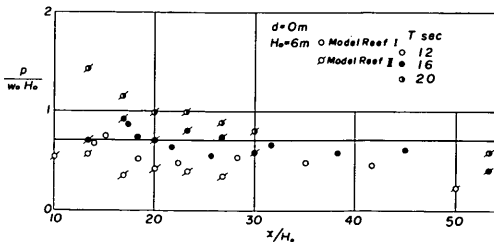


図-34 波圧の場所的变化(3)

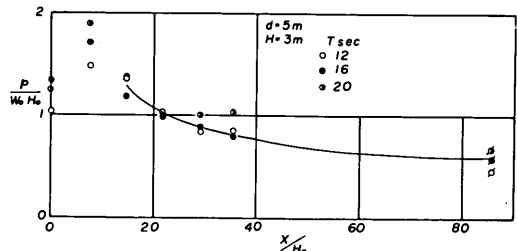


図-36 波圧の場所的变化(5)

うにつれて減少傾向を示しており、十分後退した位置ではほぼ一定値となっている。図中の実線はほぼ一定領域における実験結果の平均的波圧を示したものであり、リーフ天端上水深 d に関係なく、 $p/w_0 H_0$ の値は $H_0 = 6\text{ m}$ の場合には 0.7 、 $H_0 = 10\text{ m}$ の場合には 0.5 となっている。

また参考のために $d = 5\text{ m}$ 、 $H_0 = 3\text{ m}$ の場合についても、同様な計算法により波圧を算定すれば図-36のようになる。その際計算にあたって、波圧の作用範囲としては、水底から図-11中破線で示した平均的な波頂高まで一様に分布するものとしている。この場合の波圧強度 $p/w_0 H_0$ はリーフ法肩から $20 H_0$ 以上離れば、 $1.0 \sim 0.7$ まで緩やかに減少していることがわかる。

以上のように波高で除した無次元波圧強度 $p/w_0 H_0$ は沖波波高の関数となっており、波高の増大とともに減少の傾向にある。

3. 3次元模型実験

3.1 模型および実験条件

前章の2次元模型実験では2種類のリーフモデルについて検討を行なった。その結果、砕波後の波頂高の減衰状況が若干異なる場合もあったが、リーフ上の各測定点における波力については、それほど大きな差異は認められていない。

以上のことから、3次元模型実験では、模型製作上の便宜をはかることおよび実験ケースを少なくすること等の理由により、図-37、38に示すような形状1種類を採用した。図中の数値は模型縮尺を $1/50$ と考えた場合の現地換算値である。

波の入射方向としては、リーフ軸に対し入射角 24° とし

た。リーフおよび実験波の諸元は表-8に示すとおりである。

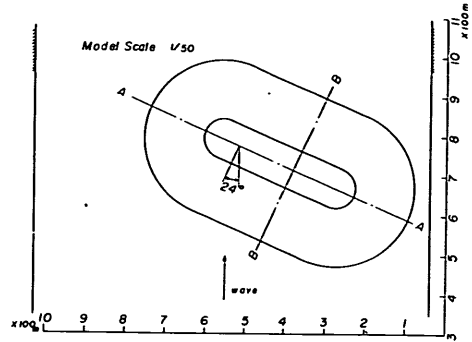


図-37 3次元リーフ模型平面図

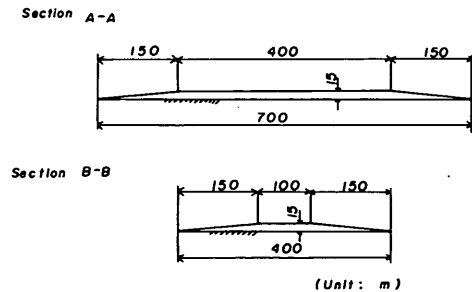


図-38 3次元リーフ模型断面図

表-8 リーフ模型および実験波の諸元

諸元	模型(縮尺1/50)	現地
リーフ		
水平部の長さ (m)	8	400
幅 (m)	2	100
法先水深 (m)	0.3, 0.4	15, 20
天端上水深 (m)	0, 0.1	0, 5
法面勾配	1/10	1/10
入射波		
波高 (m)	0.12, 0.2	6, 10
周期 (sec)	1.7, 2.3, 2.8	12, 16, 20

3.2 リーフによる波の屈折

リーフによる波の屈折状況を把握するために、例えば $d = 5\text{ m}$ 、周期 $T = 12\text{ sec}$ の波について、防波堤がない場合のリーフ付近の屈折図を描けば、図-39 のようになる。この図によれば、リーフの右肩背面で波が収斂していることがわかる。今簡単にこれを無視した沖波波高 $H_0 = 6\text{ m}$ に対する砕波水深を新砕波指標により求めれば 7.5 m (図中の破線) となり、同様に $H_0 = 10\text{ m}$ に対しては 12 m (図中の一点鎖線) となる。したがって、これら破線および実線で示した位置より岸側では砕けた波が伝播することになり、図のような波の収斂状態には到らないであろう。

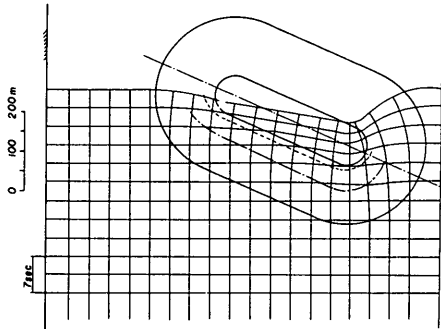


図-39 リーフ付近の屈折図 ($T = 12\text{ sec}$)

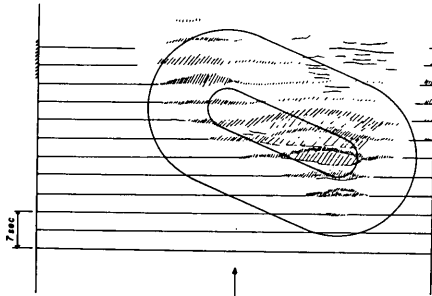


図-40 観察状況

図-40は、 $H_0 = 10\text{ m}$ の場合について、実験中に観察したリーフ上の波の伝播状況を図示したものであり、図中の斜線部は波が砕けていることを表わしている。この図より明らかなように、波が砕波点に到達して砕けた後は、まだ砕けない部分よりも波速が大きくなり、屈折図とは逆にリーフ右肩付近では、波が発散していく状態が観察された。一方波がリーフの右肩を通過した後は、左肩付近が砕波し、波速が大きくなって右側部分に追いつき、リーフの背後では、目で認められる程の屈折による波の集中現象は

観察されなかった。また $H_0 = 6\text{ m}$ の場合にも同様の波の伝播状況であった。

以上のような観察結果から、リーフ天端上の水深が入射波高に比べて小さく、またリーフ直後の領域を対象とする場合には、波の屈折は一応無視して以下の波力の検討を進めてよいと考えられる。

3.3 堤体に作用する波力

(1) 防波堤法線および実験方法

防波堤法線として、図-41および図-42に示すように、沖波の入射角 (β) が 0° および 26° の2種類について検討することにした。基礎マウンドは碎石を用い、リーフ背後では、リーフ天端と同程度の高さ、側面ではマウンド厚さをほぼ一様にし、水深の増加とともに、直立部の設置水深が大きくなるように設けている。

堤体模型には2次元模型実験で使用した木製のものを用いた。この場合の堤体と碎石マウンドの摩擦係数は 0.6 である。この堤体模型の諸元を現地量に換算した値を表-9に示しておく。

図-41, 42に番号を付けて示した各点に堤体模型を

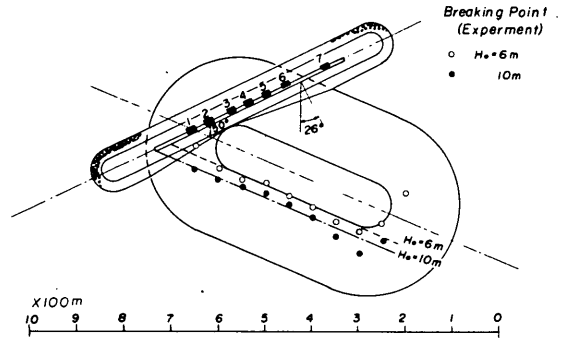


図-41 波力測定位置と砕波点 ($\beta = 26^\circ$)

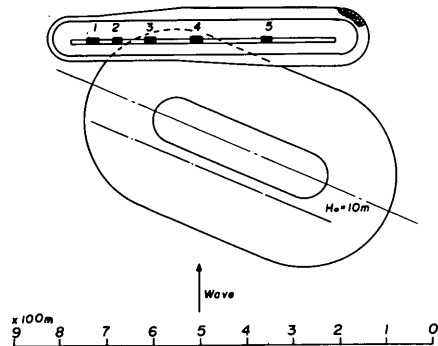


図-42 波力測定位置と砕波点 ($\beta = 0^\circ$)

表-9 模型堤体の諸元

諸元	模型(縮尺 1/50)	現地
堤体の長さ	46.5 cm	23.25 m
幅	32.5	16.25
高さ	38.5	19.25

表-10 各測点における堤体設置水深 ($d = 5\text{ m}$)

測点番号	1	2	3	4	5	6	7
水深 $\beta = 0^\circ$	10.75	7.75	6	7	9	/	
(m) $\beta = 26^\circ$	5	3.5	3.5	4.5	3.75		

設置し、それぞれの地点において、堤体中の錘を増減することにより堤体重量を種々変化させ、滑動状況を観察した。これらの測定点における堤体設置水深は、表-10に示すとおりである。

(2) 2次元模型実験結果との比較

2次元模型実験と同様の考え方にもとづき、30波中5~7回程度の小さな滑動が生じる堤体重量を滑動限界重量とすれば、表-11のように各測点における滑動限界重量が得られる。

この滑動限界重量から、前述(4)式を用いて波圧 p を算定する。この際式中の係数として $\mu = 0.6$, $r = 0$ を用いる。この場合、波頂高 η としてはとりあえず 図-4.1 および 図-4.2 に示した碎波点からの距離を x として、 $x/H_0 < 10$ の範囲では(5)式により与えられる値、 $x/H_0 \geq 10$ の

範囲では $0.35 H_0$ を用いる。測点1のように、リーフの左法肩をはずれた位置では、必ずしも2次元実験の結果をそのまま適用することは妥当とは言えないが、これによる波圧強度 $p/w_0 H_0$ の算定値における誤差はそれほど大きくはない。

このようにして求めた波圧の場所的变化を描けば、 $\beta = 26^\circ$ では 図-4.3, $\beta = 0^\circ$ では 図-4.4 のようになる。これらの図には、波力測定点とリーフとの相対位置を示すために、下辺にリーフの射影を描いておいた。

3次元模型実験においては、リーフを越えて輸送された水が防波堤に沿って、かなりの速さで流れており、これが反射波と互いに干渉し合って複雑な水理現象となっている。それにもかかわらず、これらの実験結果によれば、リーフ背後にあたる測点3~7(横軸の値が250~600m)に

表-11 各測点における滑動限界重量

β (°)	26		0				
	5		5		0		
H_0 (m)	6	10	10		10		
T (sec)	12	12	16	20	16	20	
測点番号	1	102	122	216	208	182	198
	2	88	98	230	254	100	134
	3	55	86	184	184	60	70
	4	56	86	119	92	65	78
	5	62	82	119	90	73	66
	6	62	98				
	7	77	97				

単位 ton/m

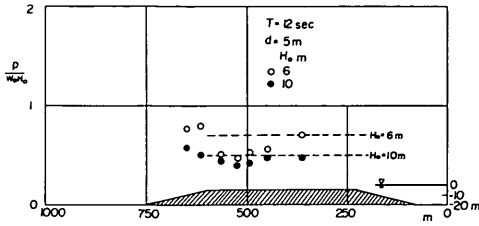


図-43 波圧の場所的变化 ($\beta = 26^\circ$)

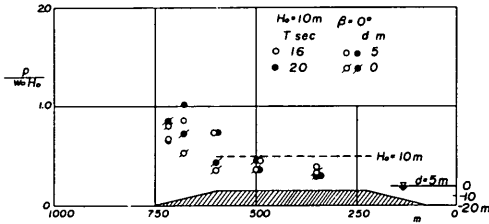


図-44 波圧の場所的变化 ($\beta = 0^\circ$)

おいては、図中破線で示した2次元模型実験の結果、すなわち $H_0 = 6\text{ m}$ の場合は $p/w_0 H_0 = 0.7$ 、 $H_0 = 10\text{ m}$ の場合には $p/w_0 H_0 = 0.5$ と同程度の値となっている。

4. 結 語

以上、2次元模型実験によりリーフ上および背後に設置された堤体に作用する波力を求め、その結果についてさらに3次元模型実験を行なうことにより検討した。

これらの実験結果から以下のことが結論としてまとめられる。

1. 砕波水深、砕波波高、および砕波後の波頂高の減衰状況は、リーフ前面の形状や波浪条件により影響を受け、様々に変化する。しかし、リーフ法面上で砕波が生じるようなリーフ天端上水深および波浪条件では、破波点から10~15 H_0 以上後退した位置においては、波頂高 η はほぼ一定値 ($0.35 H_0$) となる。

2. リーフ上または背後の堤体に作用する波圧強度 $p/w_0 H_0$ の場所的变化は、砕波後の波頂高 η の減衰状況と対応しており、波頂高がほぼ一定値となる領域では波圧強度もほぼ一定値となる。この領域における無次元波圧強度 $p/w_0 H_0$ の値は、砕波波高 H_0 の増加とともに減少する傾向にある。実験結果によれば $H_0 = 6\text{ m}$ では 0.7 、 $H_0 = 10\text{ m}$ では 0.5 であった。なお、この際の波圧分布は静水面下は波圧 p の一様分布とし、静水面上は 2η ($= 0.7 H_0$) の高さで0となる三角形分布としている。また、底面に作用する揚圧力は前趾で p 、後趾で0の三角形分布である。

3. リーフ上またはすぐ背後に防波堤を設置した場合には屈折の影響は小さく、斜め反射や、防波堤に沿う流れによる複雑な水理現象を含めた波力は、2次元実験の場合と同程度であった。

ただし、防波堤が3で述べた3次元実験の場合より、さらに後へ下った位置に設置する場合には、屈折によるリーフ側方からの波のまわり込みを考慮する必要がある。

4. 3次元模型実験において認められるように、リーフ側方に位置する防波堤は、リーフ背後に位置するものより大きな波力を受ける。したがって、このような位置に防波堤を設置する場合には、リーフによる波力の減殺効果はほとんど期待できない。

なおこの研究は、沖縄開発庁沖縄総合事務局の要請により、昭和47年度から48年度にかけて実施したものである。実験は小舟浩治、北谷高雄、轟正彦が担当し、実験結果の整理ならびに検討は、水工部長伊藤喜行、防波堤研究室長谷本勝利らの指導のもとに、小舟浩治が担当した。

(1974年4月1日受付)

参 考 文 献

- 1) 合田良実・池田龍彦・笹田 正・岸良安治：岩礁上の円柱の設計波力に関する研究，港湾技術研究所報告第11巻第4号，1972，pp.45~81.
- 2) R. Q. Palmer：Breakwaters in the Hawaiian Islands, Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE, 1960, pp. 39~67.
- 3) 合田良実：砕波指標の整理について，土木学会論文報告集，第180号，pp. 39~49, 1970.
- 4) 中村 充・白石英彦・佐々木泰雄：砕波による水理特性，第15回海岸工学講演会論文集，1968.

港 湾 技 研 資 料 No. 189

1 9 7 4 ・ 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発 行 所 運輸省港湾技術研究所
 横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.