

海岸堤防に作用する波圧について

富 永 康 照*・伊 藤 生 哲**

1. ま え が き

日本では高潮、波などから海岸をまもるために、各地に海岸堤防がつくられている。形式は一般に盛土して堤体をつくり、これを石張り、コンクリート被覆などでおおったものが大部分である。

過去における海岸堤防の災害を調べてみると、高潮によるものももっとも多く、海岸浸食によるものがこれについている。高潮時における堤防の破壊は大部分天端および裏のり被覆がなく、しかも高さが不十分であったので、越波により堤土が流出することにより発生した。一方、海岸浸食の場合には、堤防ののり先が波によって洗掘され、そのために基礎の移動、堤土の吸い出しなどの現象が起こり、堤防全体の破壊を招く例が多かった。このように過去における堤防にはいくつかの弱点があり、その面における災害が表面にてきていているわけであるが、一方、波力に対しては堤防が比較的水深の小さいところにつくられてきたこと、水深が大きい場合は地形的に波が小さいこと、表のりは垂直でなく、多少でものり勾配があることなどのため、波圧の小さい場合が多かったので堤体と被覆とが一体となって働けば、従来経験的につみ上げられてきた断面で、ある程度耐えることができたものと思われる。したがって直接表のりに波力を受けて、

そのために破壊された例は表面的には非常に少ない。しかしこのことは、あくまでも表面的であって、どの場合にも波力に対する堤防の強度が十分であったということではない。他の面での弱点が大きかったために、直接的な災害原因とならなかった場合もあるものと思われる。

最近の海岸堤防は過去における経験を生かして、高さを十分にとるとともに、天端および裏のりを被覆するようになり、また浸食海岸の場合には、基礎および根固めを特に強固に設計するようになった。したがって今後このような面から堤防が破壊する可能性はしだいに少なくなるものと考えられる。

一方、波力に対する堤防の設計は、現在なお過去の経験に頼る面が非常に多い。力学的な計算は盛土のないコンクリートの自立式堤防を除いてはほとんど行なわれていない。さききのべたように、過去においては、堤防設計上のこのような弱点も、他のより大きな弱点の陰にかくれて表面には、あらわれなかったが、現在他のより大きな弱点が除かれつつあるので、今後は波力に対する弱点が表面にあらわれてくるのではないと思われる。

堤防に必要な十分な強度を与えるためには、まず堤防に作用する波圧を知らねばならない。波圧に関する研究はかなり以前から行なわれてきたが、垂直壁に対するものが大部分で、傾斜壁でしかもり先水深が小さ

表-1 実 験 波 諸 元

(d =水平部水深 h =堤脚水深 H_0 =相当深海波高)

周 期 の り 勾 配	1.2 (sec)			1.4 (sec)			1.8 (sec)			2.2 (sec)		
	d (cm)	h (cm)	H_0 (cm)	d (cm)	h (cm)	H_0 (cm)	d (cm)	h (cm)	H_0 (cm)	d (cm)	h (cm)	H_0 (cm)
5 分	47.0	0	16.6	47.0	0	17.1	47.0	0	17.3	47.0	0	15.6
	46.5	4.5	16.9	46.5	4.5	17.4	46.5	4.5	15.2	46.5	4.5	15.8
	45.0	6.1	16.2	45.0	6.1	16.4	45.0	6.1	17.6	51.0	9.0	15.8
	51.0	9.0	17.4	51.0	9.0	17.1	51.0	9.0	16.6	54.0	12.0	17.2
	53.5	11.5	16.1	54.0	12.0	16.7	55.0	13.0	15.6	57.0	15.0	15.4
	52.0	15.3	16.4	52.0	15.3	17.9	52.0	15.3	17.1			
	54.0	20.0	17.2	54.0	20.0	17.6	54.0	20.0	16.3			
1 割	50.0	0	17.0	50.0	0	16.8	50.0	0	16.4			
	45.0	6.1	16.8	45.0	6.1	15.4	45.0	6.1	16.0			
	50.0	9.2	15.9	50.0	9.2	17.6	50.0	9.2	16.3			
	52.0	12.0	17.2	52.0	12.0	16.5	52.0	12.0	16.4			
	52.0	15.3	16.8	52.0	15.3	18.0	52.0	15.3	16.6			
1割5分	50.0	0	17.1	50.0	0	16.8	50.0	0	16.4			
	45.0	6.1	15.8	45.0	6.1	16.1	45.0	6.1	15.6			
	50.0	9.2	15.9	50.0	9.2	15.9	50.0	9.2	16.3			
	52.0	12.0	16.2	52.0	12.0	16.5	52.0	12.0	18.1			
	52.0	15.3	16.5	52.0	15.3	16.3	52.0	15.3	16.1			
2 割	42.0	0	17.7	42.0	0	18.0	42.0	0	16.7	42.0	0	17.1
	41.5	4.5	17.6	41.5	4.5	17.0	41.5	4.5	16.1	41.5	4.5	16.4
	46.0	9.0	16.9	46.0	9.0	17.0	46.0	9.0	16.9	46.0	9.0	15.2
	49.0	12.0	16.7	49.0	12.0	16.7	49.0	12.0	17.1	49.0	12.0	16.4
	50.0	13.0	16.7	50.0	13.0	17.4	51.0	14.0	17.0	52.0	15.0	16.6
	50.5	13.5	15.0	51.0	14.0	17.2	52.0	15.0	16.3	52.5	15.5	16.5
	51.0	14.0	16.5	52.0	15.0	18.0	53.0	16.0	16.8	55.0	18.0	14.9
	55.0	18.0	16.0	55.0	18.0	17.1	55.0	18.0	16.1			

* 正会員 工修 建設省土木研究所鹿島水理試験所長

** 正会員 建設省土木研究所海岸研究室

い場合に対する実験はあまり行なわれておらず、利用しうる資料も少ないようである。以下に筆者らの行なった傾斜壁に対する波圧実験の結果、簡単な振動系に対する波圧の効果を調べた計算結果などを報告し一般の参考に供したい。

2. 実験条件

実験条件はつぎのとおりである。

- (1) 海底勾配 1 : 10
- (2) 堤防ののり勾配 1 : 0.5, 1 : 1.0, 1 : 1.5, 1 : 2
- (3) 堤防ののり先水深 0 ~ 20 cm
- (4) 波は波高 15 cm 程度でほぼ一定 周期は1.2 ~ 2.2 sec の範囲で変化させた。実験に使用した波は表一1 のとおりである。

3. 実験装置および実験方法

実験装置は図一1に示すとおりで、長さ 35 m, 幅 0.6 m, 深さ 1 m の造波水路の一端に、1/10 の木製の斜面をつくり、その上に模型堤防を設置した。模型堤防も木製で、のり面上には、図一2に示すような長方形の穴を2列作り、ここに波圧計を取り付けた。

波圧計はストレーンゲージ型で、共和電業製のものを用いた。そのおもな仕様はつぎのとおりである。

- ① 解析能力 定格負荷の 0.1%
- ② 容量 0.2 kg/cm², 0.5 kg/cm²
- ③ 固有振動数 1 000 c/sec
- ④ ダイアフラムの直径 19 mm

波圧計はまず 10 cm × 10 cm × 2 cm の鉄板にねじ込み、これを堤防の波圧計取付部に図一2のように固定した。実験では一度に7個の波圧計を使用した。その配置方法は表一2のとおりである。また各波圧計間の空けきは適当な大きさの板でうめた。

圧力波形の記録には、共和電業製のストレーンメータ

表一2 波 圧 計 配 置 間 隔

(h : 堤脚水深 T : 周 期)

のり勾配	実験番号	実験条件		のり尻から波圧計中心までの距離						
		h(cm)	T(sec)	波圧計1(cm)	波圧計2(cm)	波圧計3(cm)	波圧計4(cm)	波圧計5(cm)	波圧計6(cm)	波圧計7(cm)
5 分	1 4	0	1.2 2.2	2.5	7.5	12.5	17.5	22.5	27.5	32.5
	5 8	4.5	1.2 2.2							
	9 11	6.1	1.2 1.4 1.8	0	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0
	12 15	9.0	1.2 1.4 2.2							
	16 17	11.5 12.0	1.2 1.4	2.5	7.5	12.5	17.5	22.5	27.5	32.5
	18 19	13.0	2.2 1.8							
	20 21	15.0	2.2 1.2							
	22 23	15.3	1.4 1.8	1.5	5.5	10.5	15.8	18.5	24.0	28.5
	24 26	20.0	1.2 1.4 1.8	0	8.0	16.0	24.0	32.0	40.0	48.0
1 割	27 29	0	1.2 1.4 1.8	0	6.3	12.5	17.5	24.0	31.5	
	30 32	6.1	1.2 1.4 1.8	2.0	6.5	9.5	13.5	20.5	27.5	34.5
	33 35	9.2	1.2 1.4 1.8	0	6.3	12.5	17.5	24.0	31.5	38.5
	36 38	12.0	1.2 1.4 1.8	1.5	7.5	13.5	18.5	24.0	31.0	38.0
	39 41	15.3	1.2 1.4 1.8	2.0	9.0	17.0	21.0	25.0	32.0	39.0
1 割 5 分	42 44	0	1.2 1.4 1.8	6.5	10.5	15.0	20.5	26.5	30.0	39.0
	45 47	4.5	1.2 1.4 1.8	6.5	10.5	15.0	18.5	24.5	28.0	37.0
	48 50	9.2	1.2 1.4 1.8	6.5	12.5	14.5	20.5	25.5	32.5	39.5

	51 53	12.0	1.2 1.4 1.8	6.5	14.5	18.5	22.5	30.5	39.5	51.5
	54 56	15.3	1.2 1.4 1.8	6.5	12.5	21.5	25.5	29.5	38.5	50.5
2 割	57 58	0	1.2 1.4 1.8	2.5	22.5	32.5	42.5			
	60		2.2	2.5	12.5	22.5	32.5			
	61 64	4.5	1.2 2.2							
	65 68	9.0	1.2 2.2							
	69 72	12.0	1.2 2.2							
	73 74	13.0	1.2 1.4	2.5	22.5	32.5	42.5	52.5	62.5	82.5
	75	13.5	1.2							
	76 78	14	1.2 1.4 1.8							
	79 81	15	1.4 1.8 2.2							
	82 83	15.5 16.0	2.2 1.8							
	84 87	18.0	1.2 1.8							

一電磁オシログラフおよび三栄測器製の電磁オシログラフを用いた。波圧計の固有振動数が 1 000 c/sec などで、300 c/sec 程度までの現象が測定可能であると考え、記録計もこの程度の現象が測定できるようにした。

図-1 実験装置

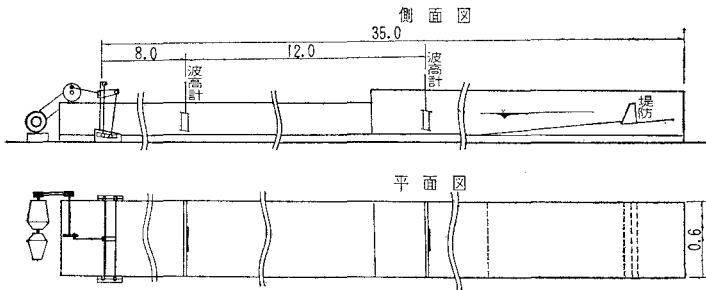
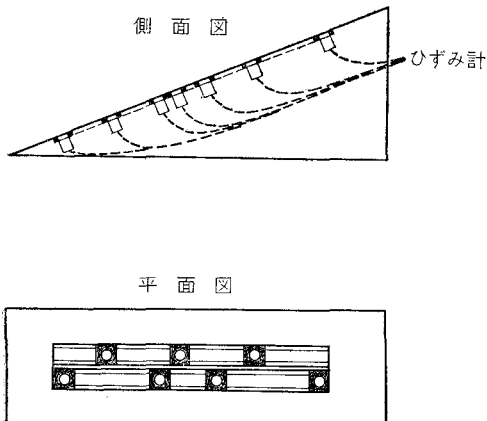


図-2 波圧計設置例



波高の測定には電気抵抗式波高計を用い、上記のストレンメーターを通して電磁オシログラフで記録した。波が堤防に衝突する状況を調べるために、700コマ/sec 程度の高速度撮影を行なった。カメラは、アメリカの

Fairchild 社製の 16 mm 高速度撮影用のもので、最高 2 000コマ/sec の撮影が可能である。撮影時には水中に比重がほぼ 1.0 の小球を入れた。

4. 実験結果およびその検討

(1) 波圧の時間的変化

図-3、図-4は波圧の時間的変化を示したものである。図-3はすべてのり勾配が 1 : 0.5 の場合であり、図-4は、波形勾配が 0.03~0.035 で、のり勾配が 1 : 1, 1 : 1.5, 1 : 2 の場合である。縦軸には波圧を無次元化した

$$\frac{P}{w_0 H_0 (H_0 + h)}$$

ここに、 P : 同時波圧 (ある瞬間にのり面上の単位幅当たりに作用する全圧力)

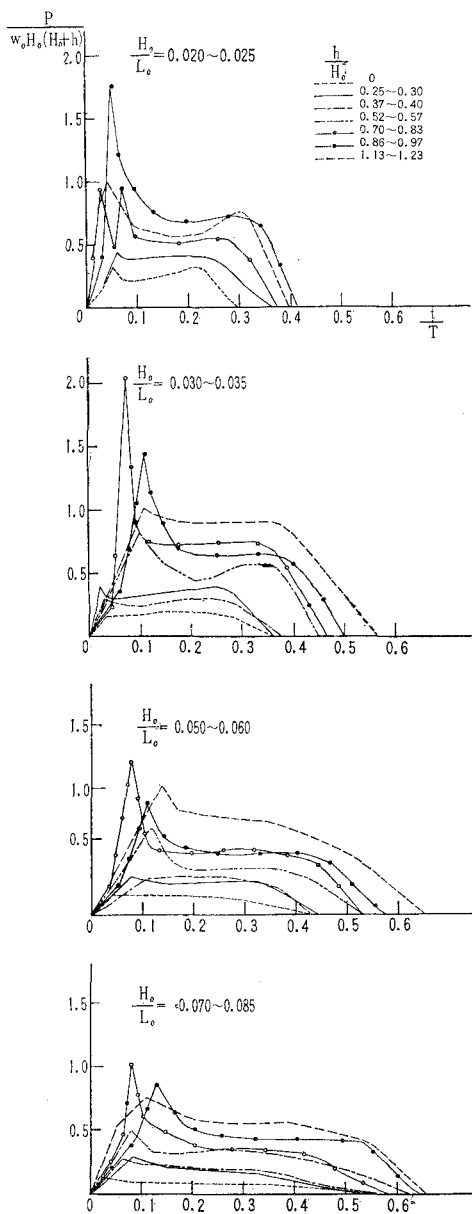
H_0 : 相当深海波高

h : のり先水深

w_0 : 水の単位体積重量

をとり、横軸には時間 (t) と波の周期 (T) との比をとってある。これらの同時波圧の時間的変化はいくつかの実験資料の平均で、この平均曲線と各曲線とのずれは $t/T=0\sim0.2$ の範囲では大きく、 $t/T>0.2$ の領域では比較的小さかった。これらの図から同時波圧の時間的変化状況を調べてみるとつぎのとおりである。

図-3 同時波圧の時間変化 (のり勾配 1:0.5)



① 同時波圧—時間曲線の形は、いちじるしい碎波圧を生じ前部にとがった三角形ができる場合、だいたい台形になる場合、両者の中間的な形をとる場合に分類される。

② 大きな碎波圧を生ずる場合、そのピーク圧と腰掛け部圧力との比は2~3である。また碎波圧が作用始めたと考えられる時刻からピークに達するまでの時間は t/T で 0.02~0.04 である。

③ のり勾配がゆるくなるにしたがって圧力の作用時間が長くなり、全体として平らになる傾向がある。

(2) のり面上における最大同時波圧分布

図-4 同時波圧の時間変化

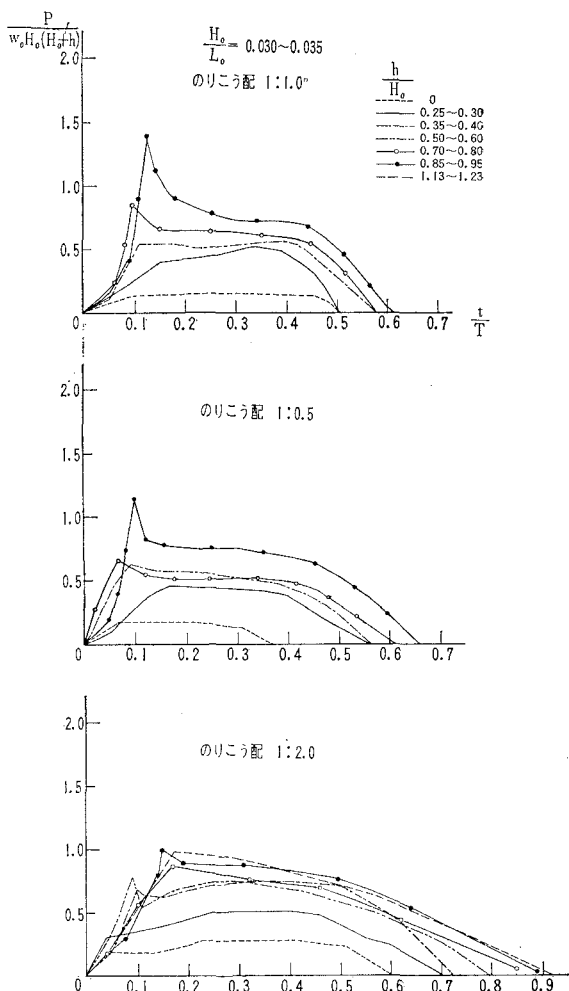


図-5 はのり面に対し垂直な同時波圧分布を示したものである。横軸は波圧(のり面上の単位面積当たりの波圧で大気圧を基準として測定)をあらわし、縦軸はのり先からのり面に沿って測った距離と相当深海波高との比を示す。これらの波圧分布は、最大同時波圧を生じた瞬間におけるもので、いくつかの実験値を平均化したものである。その一般的傾向を調べるとつぎのとおりである。

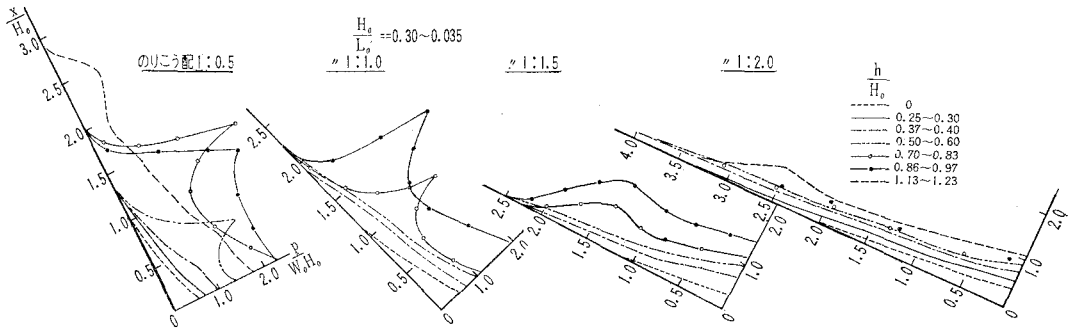
① 最大同時波圧分布はだいたい中間にピークを生ずる型と、のり先から上部にゆくにつれ、波圧が漸減する型とに分類される。のり勾配が急で大きな碎波圧を生ずる場合は前者の型をとり、のり勾配がゆるい場合およびのり先水深が小さい場合は後者の型をとる。

② のり勾配がゆるいほど波圧は広く分布する。以上波形勾配が 0.030~0.035 の場合のみをあげたが、他の場合の一般的傾向はほぼ同じであった。

(3) 最大同時波圧

最大同時波圧は一般にのり先水深、波の性質、のり勾配などによりいちじるしく変化するが、横軸に相対水

図-5 圧 力 分 布



深 h/L_0 をとり、波形勾配をパラメーターとして最大同時波圧をプロットしてみると、図-6(a)~図-9(a) のようになる。

図-6(a) はのり勾配が1:0.5 の場合であるが、のり先水深が0から大きくなるにつれて波圧はしだいに大きくなり、ある水深で最大値をとり、それ以上水深が大きくなるとかえって波圧が減少する。波圧が最大となる h/L_0 の値は波形勾配が小さいほど小さくなり、 $H_0/L_0=0.03\sim0.035, 0.05\sim0.06, 0.07\sim0.08$ の各場合に対し、それぞれ 0.025, 0.04, 0.05 となっている。これらの水深を h/H_0 で示すと 0.71~0.83 となり、これを堤防のない場合の砕波水深 (h/H_0) 1.3~1.4 と比較すると相当小さいことがわかる。したがって堤防を砕波水深よりかなり浅いところに設置した場合にもっとも大きな波圧をうける。

図-7(a), 図-8(a), 図-9(a) の場合にはピークの位置が明瞭にあらわれていない場合もあるが、一般的な傾向としては、1:0.5 の場合と同様であると考えられる。しかしのり勾配がゆるくなるほど、ピークの位置は深いほうへずれるようであり、またピーク後の波圧のへり方も、のり勾配がゆるいほど小さくなるよ

図-6(a) 最大同時波圧 (のり勾配 1:0.5)

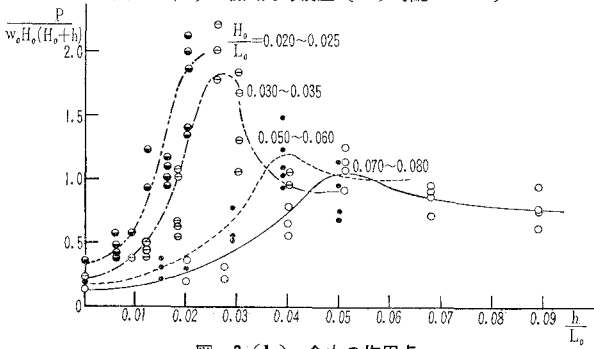


図-6(b) 合力の作用点

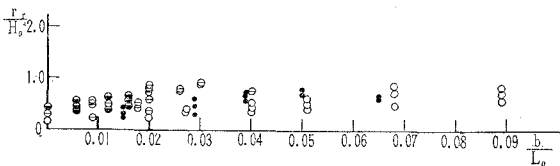


図-7(a) 最大同時波圧 (のり勾配 1:1.0)

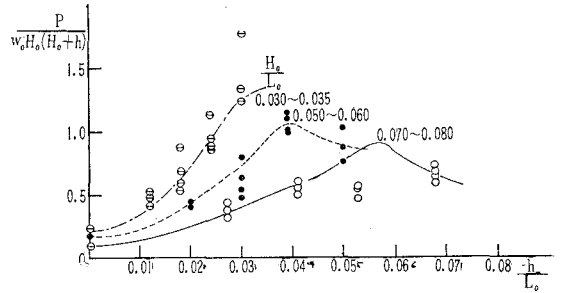
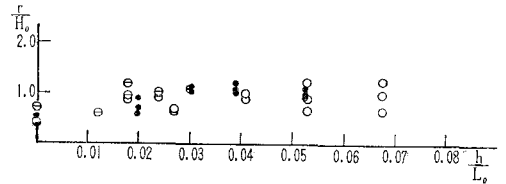


図-7(b) 合力の作用点



うにみえる。いずれにしても、のり勾配が1:1, 1:1.5, 1:2 の場合はやや実験数が不足であり、さらに詳細に検討する必要があると思われる。つぎに波がちょうど砕波して堤防に当たったと考えられる場合について、のり勾配と砕波圧との関係を調べてみると図-10のとおりである。波形勾配が小さい場合には、のり勾配による変化が比較的是っきりしているが、波形勾配が大きい場合には、あまりいちじるしい変化が見られなかった。

図-6(b)~図-9(b) は同時波圧の合力の作用点を示したので、縦軸にはのり先からのり面に沿って測った距離 r と相当深海波高との比がとってある。これらの図をみると、 r は一般にのり先水深が大きくなるほど、またのり勾配がゆるくなるほど大きくなる傾向があるが、波形勾配、波圧分布などにはいちじるしく影響されないようなので、

$$\frac{r}{H_0+h} \sin \alpha \quad (\alpha \text{ はのり面の傾斜角})$$

という量をとって計算してみると表-3のように

図-8 (a) 最大同時波圧 (のり勾配 1:1.5)

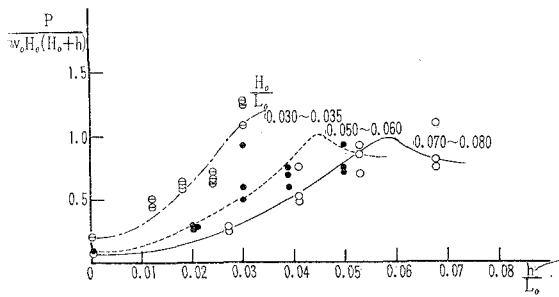


図-8 (b) 合力の作用点

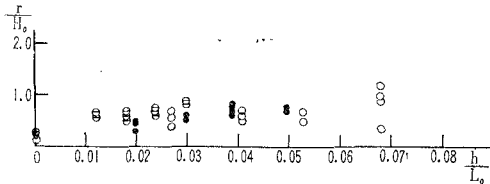


図-9 (a) 最大同時波圧 (のり勾配 1:1.5)

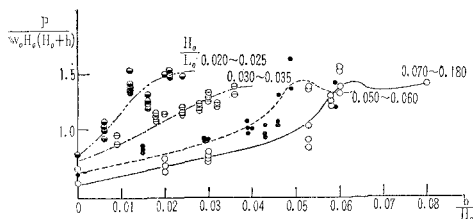


図-9 (b) 合力の作用点

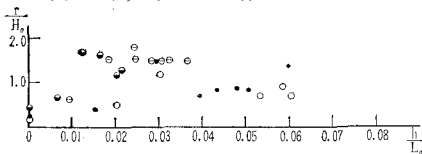
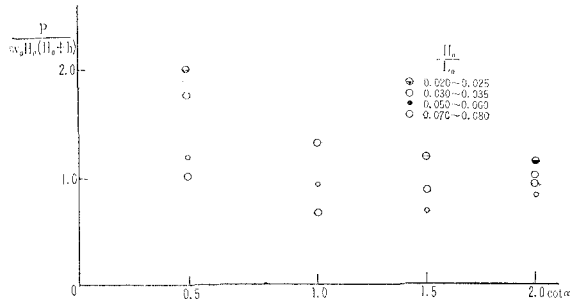
図-10 のり勾配と最大同時波圧
(もっとも顕著な碎波圧を生ずる場合)

表-3

のり勾配	$\frac{r}{H_0 + h} \sin \alpha$		
	最小値	平均値	最大値
1:0.5	0.15	0.29	0.43
1:1	0.21	0.26	0.35
1:1.5	0.22	0.32	0.39
1:2	0.08	0.34	0.53

なる。

この表より $\{r/(H_0 + h)\} \sin \alpha$ の平均値はほぼ一定で、その平均値のまわりのちらばりの状態を 1:2 の場合以外にはほぼ一致しているといえよう。1:2 の場合も極端な値を数個除けば、その数値の範囲は 0.19~0.49 となり、他の場合とほぼ一致する。したがって $\{r/(H_0 + h)\} \times \sin \alpha$ の変動の範囲は比較的小さく、その値はだいたい 0.3 であると考えてよいであろう。

(4) 波の衝突状況

図-11~14 は波の衝突状況を高速撮影したものからスケッチしてつくったもので、のり勾配と使用した波とに対し、大きな碎波圧を生ずると考えられる場合の中から、数例を選んで例示したものである。

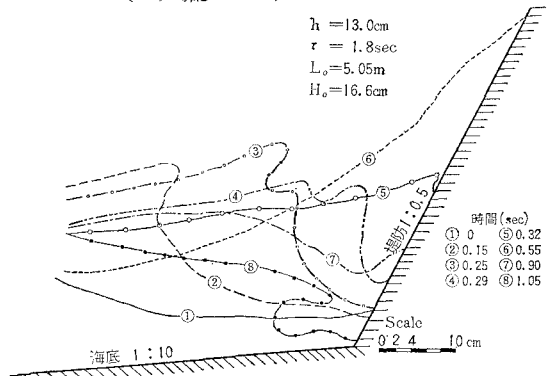
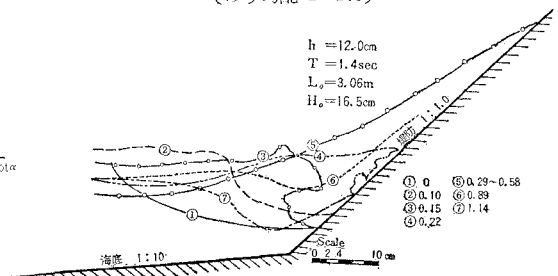
図-11 波の衝突状況
(もっとも顕著な碎波圧を生ずる場合)
(のり勾配 1:0.5)図-12 波の衝突状況
(のり勾配 1:1.5)

図-13 波の衝突状況
(のり勾配 1:1.5)

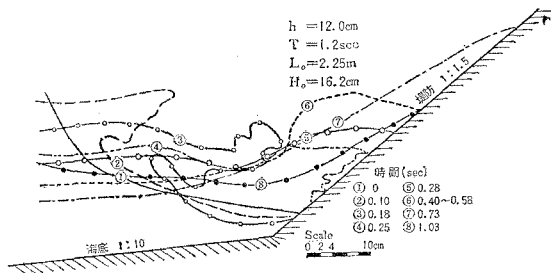


図-14 波の衝突状況
(のり勾配 1:2.0)

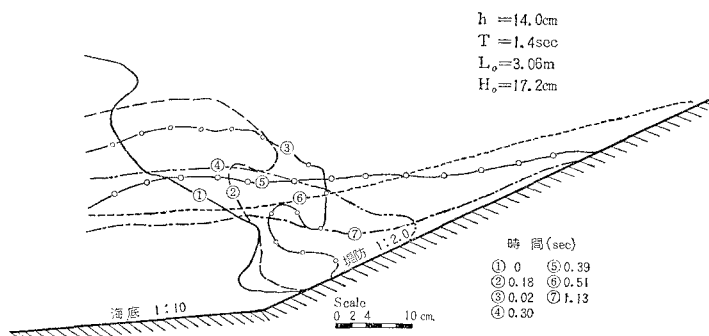


表-4 堤防衝突直前の流速と衝撃圧
(のり配勾 1:0.5)

堤脚水深 h (cm)	周 期 T (sec)	深海波 H_0 (cm)	整理波 形番号	流 速 V (m/sec)	衝撃圧 p_{peak} (g/cm ²)	$\frac{V^2}{2g}$	$\frac{2g}{\gamma V^2} p_{peak}$
11.5	1.2		①	1.84	39.3	17.2	2.3
			②	2.23	33.8	25.4	1.3
			③	2.05	38.3	21.4	1.8
			④	2.17	31.4	24.0	1.3
			⑤	2.02	23.9	20.8	1.2
			平均値	2.06	33.3	21.6	1.5
12.0	1.4		①	1.41	37.0	19.3	1.9
			②	1.46	40.1	18.7	2.1
			③	2.02	26.1	20.8	1.3
			④	1.83	22.6	17.1	1.3
			⑤	1.40	22.6	10.0	2.3
			平均値	1.62	29.7	13.4	2.2
13.0	1.8		①	2.27	63.4	26.3	2.4
			②	1.79	44.7	16.3	2.7
			平均値	2.03	54.1	21.3	2.6
			その他	1.70			
				1.47			
				2.13			
15.0	2.2		①	2.20	48.2		
			②	2.08	52.6		
			③	1.46	40.2		
			④	1.26	28.0		
			⑤	1.91	37.8		
			平均値	1.71	41.36	14.8	2.8

p_{peak} : のり面の波圧測定箇所 7 箇所のうちの最大測定値。

表-5 孤立波理論による流速

H_0/L_0	h (cm)	$\sqrt{1.78 g h}$ (cm/sec)
0.072	11.5	142
0.055	12	145
0.031	13	151
0.020	15	162

図-11 はのり勾配が 1:0.5 の場合で、波の前面がきり立った状態でのり面に衝突している。これに対し のり勾配がゆるくなると、前面がほぼ直立する位置と、 のり面との距離が大きくなるので、より砕けた状態で衝突 していることが認められる。

表-4 は 1:0.5 の場合について、衝突直前の流速と 圧力との関係を調べたものである。流速は 1.6~2.1 m/sec で、波形勾配にはほとんど関係しないようである。そこで流速を孤立波の波速に等しいと考えて計算す ると表-5 のようになる。この計算値と実験値とを比較 してみるとやや実験値のほうが大きい。

つぎにのり面において発生した最大 波圧と流速水頭との比を見てみると 1.2~2.8 で平均値は 2.1 である。したがって 1:0.5 の場合、砕波圧は噴流 がそれに直角な壁におよぼす圧力とほ ぼ等しくなっている。ただし水粒子が のり面に衝突する場合の実際の角度は 直角より小さくなる傾向にあるので、 もし衝突角度を考慮すれば、係数は 2.1 より大きくなるものと思われる。

5. 一自由度振動系に対する砕波圧の効果につ いて

図-3~4 に示したように堤防に作用する同時波圧の 時間的变化は作用時間の短い大きい破波圧が作用する場 合と、台形になる場合とに分類される。同時波圧の大き さが一定で作用時間が長い場合は、堤防に対し波圧が静 的に作用すると考えてさしつかえないので問題は簡単で あるが、同時波圧の大きさが時間的に急激な変化をする 場合は堤体の安定計算などに対し、実験的に得られた最 大圧力をそのまま適用してよいかどうか問題であろう。 堤体が土砂でつくられる通常の海岸堤防の場合は、力学 的な性質が非常に複雑であるので、簡単に解決できる問 題でなく、実験的な検討が必要と思われるが、ここでは 単純な一自由度振動系を考えて、圧力の時間的变化状況 が振動系にいかなる影響を与えるかを調べてみた。

図-15 に示すような単純な一自由度振動系を考え、 これに 図-16 のような力が作用する場合を考える。こ の場合、振動系の運動方程式は、つぎのとおりである。

図-15 一 自 由 度 振 動 系

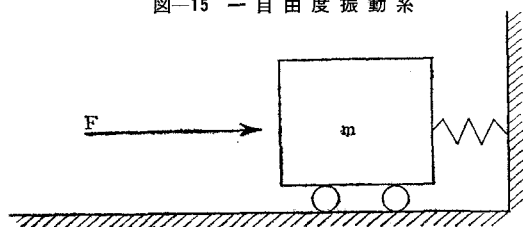
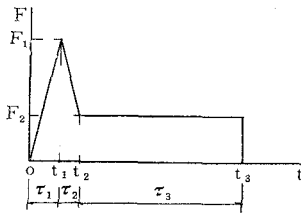


図-16 外力の時間曲線



$$\frac{d^2x}{dt^2} + \frac{K}{m}x = F(t)$$

ここに、 x : 質量 m の物体の平均位置からの変化、
 t : 時間、 F : 外力で時間の関数、 K : バネ定数。

外力が図のように与えられ、 $t=0$ で $x=0$, $\frac{dx}{dt}=0$ とすると、方程式の解はつぎようになる。

$$\textcircled{1} \quad 0 \leq t \leq t_1$$

$$\frac{x}{\frac{F_1}{K}} = \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2\pi \frac{t}{T_0} - \sin 2\pi \frac{t}{T_0} \right)$$

ここに、 T_0 : 系の固有振動数。

$$\textcircled{2} \quad t_1 \leq t \leq t_2$$

$$\begin{aligned} \frac{x}{\frac{F_1}{K}} = & \left[\left\{ \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2\pi \frac{\tau_1}{T_0} - \sin 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) - 1 \right\} \cos 2\pi \frac{t}{T_0} \right. \\ & + \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2 - \cos 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \sin 2\pi \frac{t}{T_0} + 1 \\ & \left. - \frac{t}{\frac{\tau_1}{T_0}} \right] \end{aligned}$$

$$\textcircled{3} \quad t_2 \leq t \leq t_3$$

$$\begin{aligned} \frac{x}{\frac{F_1}{K}} = & \left[\left\{ \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2\pi \frac{\tau_1}{T_0} - \sin 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) - 1 \right\} \right. \\ & \times \cos 2\pi \frac{t}{T_0} + \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2 - \cos 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \\ & \left. \sin 2\pi \frac{t}{T_0} \right] \times \cos 2\pi \frac{t}{T_0} + \left[\left\{ \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right. \right. \right. \\ & \left. \left. - \sin 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) - 1 \right\} \left(-\sin 2\pi \frac{t}{T_0} \right) + \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \\ & \times \left(2 - \cos 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \cos 2\pi \frac{t}{T_0} - \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \right] \\ & \left. \sin 2\pi \frac{t}{T_0} + \frac{F_2}{F_1} \right] \end{aligned}$$

$$\textcircled{4} \quad t_3 \leq t$$

$$\frac{x}{\frac{F_1}{K}} = \left[\left\{ \left(\frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2\pi \frac{\tau_1}{T_0} - \sin 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) - 1 \right) \right. \right.$$

$$\begin{aligned} & \times \cos 2\pi \frac{t}{T_0} + \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2 - \cos 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \sin 2\pi \frac{t}{T_0} \Bigg\} \\ & \times \cos 2\pi \frac{t}{T_0} + \left[\left(\frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2\pi \frac{\tau_1}{T_0} - \sin 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \right. \right. \\ & \left. \left. - 1 \right) \left(-\sin 2\pi \frac{t}{T_0} \right) + \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2 - \cos 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \right. \\ & \left. \times \cos 2\pi \frac{t}{T_0} - \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \right] \sin 2\pi \frac{t}{T_0} + \frac{F_2}{F_1} \Bigg] \\ & \cos 2\pi \frac{t}{T_0} + \left[\left\{ \left(\frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2\pi \frac{\tau_1}{T_0} - \sin 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \right. \right. \right. \\ & \left. \left. - 1 \right) \cos 2\pi \frac{t}{T_0} + \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2 - \cos 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \right. \\ & \left. \times \sin 2\pi \frac{t}{T_0} \right\} \left(-\sin 2\pi \frac{t}{T_0} \right) + \left\{ \left(\frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \right. \right. \\ & \left. \left. \times \left(2\pi \frac{\tau_1}{T_0} - \sin 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) - 1 \right) \left(-\sin 2\pi \frac{t}{T_0} \right) \right. \\ & \left. + \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \left(2 - \cos 2\pi \frac{\tau_1}{T_0} \right) \cos 2\pi \frac{t}{T_0} \right. \\ & \left. \left. - \frac{1}{2\pi \frac{\tau_1}{T_0}} \right\} \cos 2\pi \frac{t}{T_0} \right] \sin 2\pi \frac{t}{T_0} \end{aligned}$$

上式を用いて、 $\tau_1/T_0=0.1 \sim 1.0$, $F_2/F_1=0.5 \sim 0.25$, $\tau_3=2\tau_1 \sim 6\tau_1$ の範囲で $x/(F/K)$ を計算すると、図-17 のとおりとなる。 $\tau_1/T_0=0.1$ で、 $\tau_3=2\tau_1$, $4\tau_1$ の場合は、力の作用が終わってから変位が最大となっているが、一般には τ_1/T_0 が小さい場合には τ_3 の領域で、 τ_1/T_0 が大きい場合には τ_2 の領域で変位が最大となっている。 τ_1/T_0 が小さい場合でも一般に τ_3 はかなり長いので、力の作用が終わってから変位が最大となることは、ほとんどないと考えられる。

変位の最大値は、 τ_1/T_0 が大きくなるとしだいに増大し、 τ_1/T_0 のある位置で最高となり、さらに τ_1/T_0 が大きくなると減少して、 F が静的に作用する場合に近くなる。

図-16 のような形の圧力が作用したときの变化と等しい変位を生ずる静圧力を F として、 $\alpha=F/F_1$ なる係数を考えるとき、 α は τ_1/T_0 が $0.1 \sim 0.2$ の範囲ではほぼ1であり、 τ_1/T_0 がそれより小さい場合に1以下となり、大きい場合に1以上となる。さらに α は、 τ_1/T_0 のある値で最大となり、それ以上 τ_1/T_0 が大きくなると、ふたたび1に近くなる。海岸堤岸の場合、振動系の

図-17 (a) 外力による変位と時間

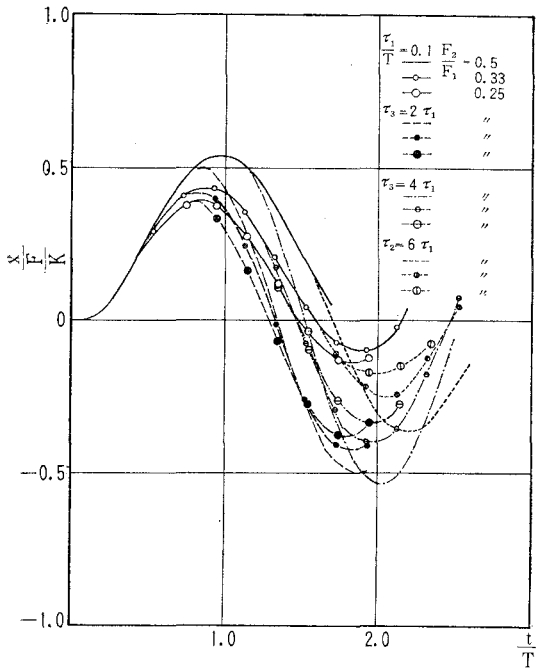


図-17 (b) 外力による変位と時間

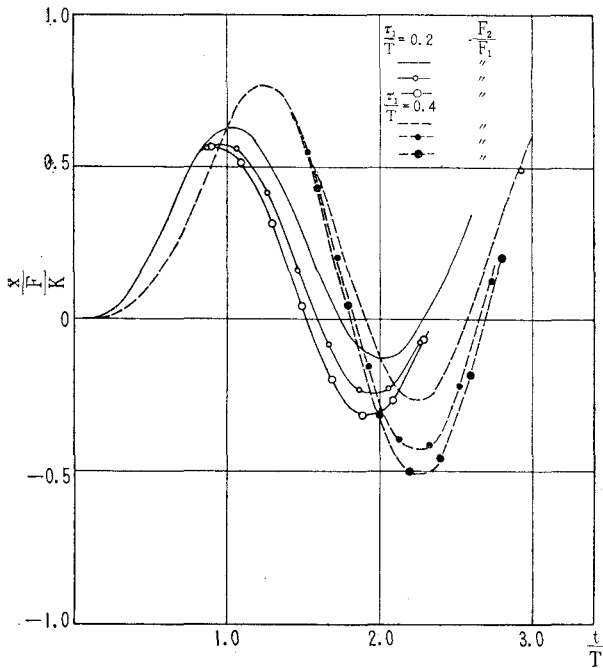
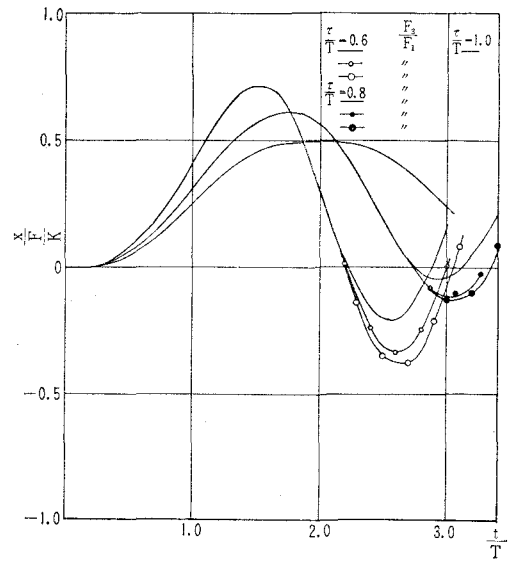


図-17 (c) 外力による変位と時間



性質がいちじるしく複雑であるから、上述の計算をそのまま適用できないが、 τ_1/T_0 が 0.1 程度では F_1 の大きさが上述の簡単な振動系にとって、なお重要であるということは注目しても良いと思われる。

6. むすび

以上の実験結果より 海底勾配が 1/10 で堤防ののり勾配が 1 : 0.5 ~ 1 : 2 の場合については、波圧の時間的变化ののり面上の分布、最大波圧などがある程度知ることができたと思われるが、実験の足りない面もあるので、今後も引き続き検討したいと考えている。また実験により得られた外力を構造設計に応用する点についても、さらに検討する予定である。