

直立防波堤に作用する衝撃砕波圧に関する研究

岩垣 雄一・酒井 哲郎・浅野 敏之

IMPULSIVE BREAKING WAVE PRESSURES ON VERTICAL FACE BREAKWATERS

By *Yuichi IWAGAKI, Tetsuo SAKAI and Toshiyuki ASANO*

Synopsis

Model experiments were carried out on the wave pressure acting on a vertical wall in order to examine the height and the period of the waves that produce enormous impulsive wave pressures.

The results show that the impulsive wave pressure is exerted when the wave breaks just in front of the wall in case of steep beach slope, and higher waves that break far from the wall produce less wave pressures.

The results also indicate that the wave pressure is governed by the incident wave period, that is, larger wave pressure is produced by longer period waves. This reason is considered that the wave breaking type is changed from the spilling breaker to the plunging breaker as the wave period becomes longer.

1. 緒 言

現在、防波堤に作用する波圧の算定にあたっては、その前面水深が波高の2倍以上の場合には重複波圧、2倍以下の場合には砕波圧が作用するものとして設計が行われている。しかし防波堤前面の海底勾配が急で、その前面水深が浅い場合には、波の前面が切り立った状態で防波堤壁面に衝突し、いわゆる衝撃砕波圧が作用することが考えられる。この波圧強度は、通常の砕波圧に対する広井公式等では到底説明することのできない大きな値であり、防波堤の安定性を考える上で非常に重要な現象である。衝撃砕波圧の発生機構、波圧強度等については、数多くの研究がなされてはいるが、砕波しつつある不安定な波を取扱うこと、防波堤に作用する波圧はそうした波と防波堤あるいはマウンドとの相互作用の結果発生するものであること、等の困難な問題があるため、現象の解明は未だ不十分であるといえる。

昭和49年8月31日に、防波堤ケーソン前面の一部に孔があくという被害のあった新宮港は、熊野灘に面する三輪崎漁港に隣接する部分に位置するが、被害箇所付近の海底勾配は1/40と急で、しかも多くの岩礁が存在しており、衝撃砕波圧が作用する条件下にあったことが予想されよう。

この研究は新宮港の防波堤の一次元模型を製作し、模型実験によってどのような波高と周期の波が最大の波圧を発生させるかを調べるとともに、そうした強大な衝撃圧の発生条件およびその波圧強度について検討を行うものである。

2. 実験装置および方法

2.1 模型実験の概要

(1) 模型海浜 模型実験は一次元模型によって行った。本来は Fig. 1 に示される海域を平面的に模型化するべきであるが、使用する水槽が一次元水槽であるため、図中に示すように防波堤前面の数個所より法線を引き、その線上の海底縦断面図を一次的に模型化して実験を行った。法線は防波堤基部、破堤部、基部

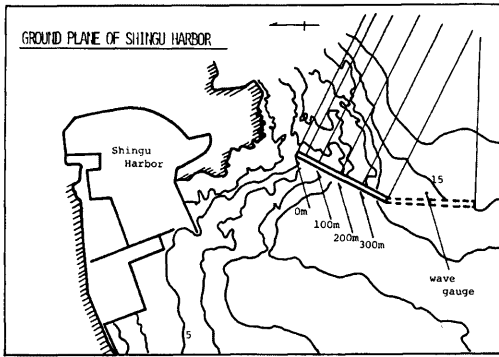


Fig. 1. Shingu Harbor.

より 100m, 200m, 300m の地点および先端部と、今後予想される延長部分 (図中破線) の先端部とに引かれている。Fig. 2 は各法線上の海底縦断面図を示している。この縦断面から、模型海浜は Fig. 3 に示すように 1/25, 1/40, 1/60, 1/100 の一様勾配料面に決定した。

(2) 模型縮尺 現地と模型の長さの縮尺をどのような値にするかは、もっぱら実験水槽の大きさと造波能力による。Fig. 4 は防波堤の被災のあった昭和49年 8 月 31 日前後の波浪台帳に記録された 2 時間ごとの最大波高の波の高さと周期を、横軸に周

期、縦軸に波高をとって示したものであり、破線は波高の上限を示す。問題は、使用する造波機によって、この範囲の波高、周期を再現しうるかどうかである。図中には水槽の一樣水深部の水深が 40cm の場合に、

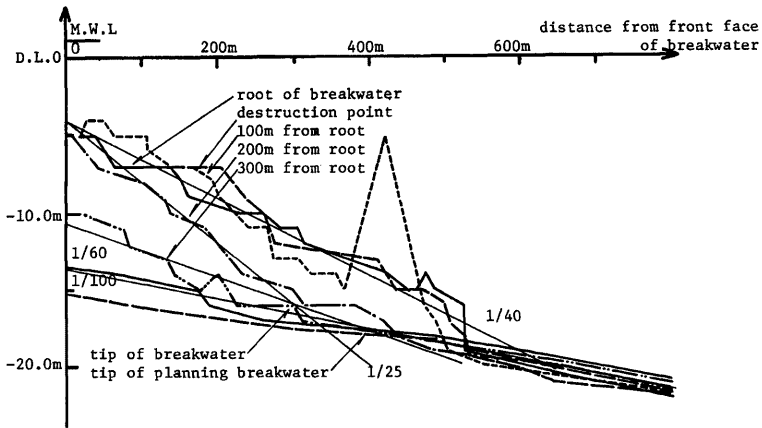


Fig. 2. Sea bottom profiles of Shingu Harbor.

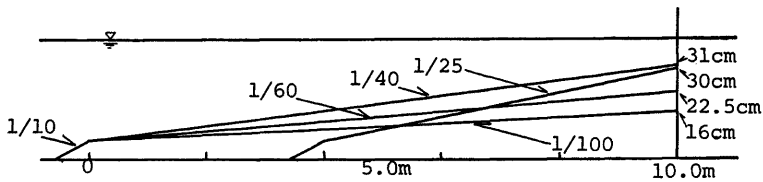


Fig. 3. Model beach.

縮尺を1/50から1/60, 1/70, 1/80, 1/100と変化させた場合の、現地換算の造波特性の曲線が実線で描かれている。図から明らかなように、縮尺を1/50とした場合には、現地の波高を再現できる周期は短周期に限られているが、縮尺を1/100とした場合には、全ての周期にわたって再現できることがわかる。一般に模型縮尺は大きいほどよいわけであるから、ここでは短周期の波の場合は1/50縮尺の模型で実験し、長周期の波の場合は1/100縮尺で実験することにする。

2.2 測定装置およびその応答特性

衝撃砕波圧の時間波形は一般に急激な立ち上がりを示し、数100Hzの現象と考えられる。これを正確に測定するためには、まず波圧計そのものの固有振動数が高いと同時に、それを取りつける防波堤模型も十分剛なものであることが必要である。今回使用した波圧計は、半導体素子によるピエゾ抵抗を利用した半導体小型圧力変換器 PMS-5-1H (豊田工機製) で、固有振動数は約15kHz、受圧面直径が5mm、測定範囲は1kg/cm²である。ただし波のように受圧面が時間的に空気と水に交互に触れるような場合には、受感部が損傷する恐れがあるため、受圧面の前面にさらに水を満たしたチャンバーを取りつけた。このため波圧計の固有振動数は減少し、約2kHzとなった。一方、防波堤模型としては、波圧計受感部の形状を考慮し、防波堤の前面に相当する部分のみを模型化するものとし、Fig. 5に示すような受圧板を製作した。この受圧板を固定するために、図に示したような支持枠を、その上部は水槽上縁部と、下端は水槽底面および斜材を通して水槽上縁部と固定した。一方、受圧板は厚さ4.5mmの鉄板で製作し、さらにその背面に補剛材を縦横にとりつけ、剛度を増すようにした。根固めブロックの模型は、ブロック上の水深を再現できればよいと考えて木製とし、斜面上にとりつけた。受圧板の中心線から左右7.5mmのところ千鳥模様状に1.5cm間隔で外径6mmのネジ孔を切り、根固めブロック天端から防波堤の天端にわたって等間隔に10個の波圧計を取りつける一方、波圧計のない部分には、黄銅製のネジを背面から取りつけ、受圧板表面が滑らかになるようにした。

波圧計の受感部での出力は、この波圧計専用の直流増幅器 AA3060 (豊田工機製) に接続され、ここで増幅される。増幅器からの出力を記録する際にも、記録計の応答性が問題となる。ここでは数100Hzの過渡応答を記録するため、10kHzまで歪みのないデータレコーダ R-280 (TEAC社製) に記録した。入力時のテープ速度は30 inch/secである。さらに記録後再生してペン書きオシログラフ (波辺測器製 WTR281) に記録するが、この記録計の周波数特性は0~80Hzなので、データレコーダで再生する際のテープ速度は、記録時のテープ速度の1/32の15/16 inch/secに落として、数100Hzの圧力波形に対しても十分ペンが追隨できるようにした。なお、上述の防波堤模型をも含めた波圧測定系の固有振動数を求めるために、静水中に設置された状態の受圧板を金槌で打ち、その時の波圧計の出力を記録した。記録された減衰振動型の波形から読みとった固有振動数は約2100Hzで、減衰定数は0.63であった。

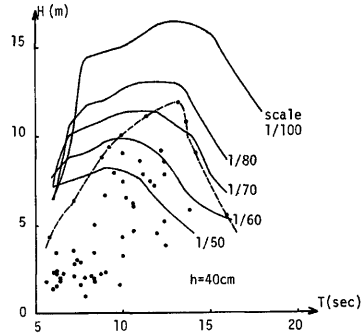


Fig. 4. Distribution of Maximum wave height and period at Shingu Harbor and characteristics of wave generator used in model experiments.

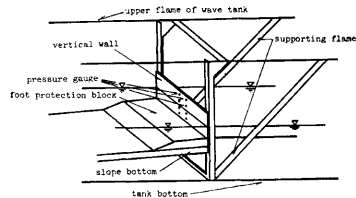


Fig. 5. Schematic illustration of model equipment (water depth 40 cm).

以上の固有振動数および減衰定数を持つ測定系が、どの程度の精度で外力である衝撃波の波形を再現できるのかを検討するために、合田¹⁾が示した減衰力の働く 1 自由度振動系についての衝撃応答の計算結果を用いて考察する。それによれば、時間的に変動する力が 1 自由度振動系に働らくときの応答は、次の運動方程式の解として求められる。

$$\ddot{x} + 2\beta\omega_n \dot{x} + \omega_n^2 x = \omega_n^2 \xi(t) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 ω_n は系の固有振動数で $\omega_n = \sqrt{k/m}$ 、 β は減衰定数で $\beta = c/(2\sqrt{km})$ 、 m は可動部の質量、 k はバネ定数、 c は減衰力の比例定数、 x はバネの変位量である。また系に加わる外力 $F(t)$ に対し、 $\xi(t)$ は外力を静的な変位量に換算したもので、 $\xi(t) = F(t)/k$ である。 $\xi(t)$ は x と同一の定数 k で力に換算されているから、 $\xi(t)$ に対して $x(t)$ がどのように追随するかを調べれば、これがそのまま外力に対するビックアップの応答を示すことになる。合田は外力として種々の形状の衝撃パルスを用いて計算を行い、結果を図表にまとめた。その 1 例として矩形パルスについて計算したのが Fig. 6 である。本実験で測定した衝撃圧の振動数は最大 400Hz 程度であり、測定系の固有振動数が約 2100Hz であることを考えると、外力の作用時間と測定系の固有周期の比 τ/T_n は 5 以上の値となる。一方、減衰定数 β は 0.63 程度の値であることから、Fig. 6 より $x_{\max}/\xi_P \approx 1.1$ となる。合田が計算した各種の衝撃パルス形に対する応答の計算結果から、いずれの場合も ξ_P に対する測定誤差は 10% 以下であることがわかった。

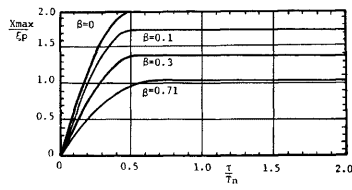


Fig. 6. Response spectra to rectangular pulse (after Goda¹⁾).

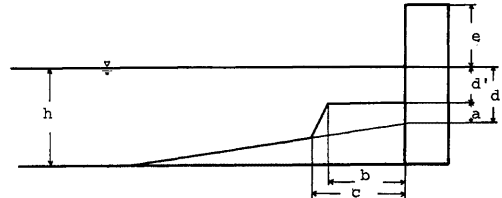
2.3 実験方法

実験は、長さ 27m、幅 50cm、高さ 70cm の波浪水槽を用いて行った。斜面勾配は 1/25、1/40、1/60、1/100 (これについては防波堤先端部と、延長予定部の先端部の 2 断面について考える) とし、またそれぞれについて模型縮尺を 1/50 と 1/100 の 2 種類としたので、結局実験ケースは 10 ケースとなった。各実験ケースにおける、一様水深部水深、模型堤脚水深および設置したマウンドの寸法を Table 1 にまとめた。受圧板は造波板より 20m 離れた位置に設置した。

Table 1. Properties of model.

Slope	Scale	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	a (cm)	b (cm)	c (cm)	e (cm)
1/25	1/50	42.0	12.0	6.4	5.6	13.6	30.0	10.6
1/25	1/100	36.0	6.0	3.2	2.8	6.8	15.0	5.3
1/40	1/50	41.8	10.8	6.4	4.4	13.6	26.8	10.6
1/40	1/100	36.4	5.4	3.2	2.2	6.8	13.4	5.3
1/60	1/50	43.5	21.0	18.4	2.6	20.8	28.8	10.6
1/60	1/100	33.0	10.5	9.2	1.3	10.4	14.4	5.3
1/100(1)	1/50	44.8	28.8	18.4	10.4	20.8	51.6	10.6
1/100(1)	1/100	30.4	14.4	9.2	5.2	10.4	25.8	5.3
1/100(2)	1/50	48.0	32.0	22.4	9.6	21.6	55.8	10.6
1/100(2)	1/100	32.0	16.0	11.2	4.8	10.8	27.9	5.3

波浪台帳の記録より、現地においては 6sec から 16sec 程度の周期の波が観測されていることから、実験波として縮尺 1/50 とした場合、周波数 $f = 1.4 \sim 0.7\text{Hz}$ の波 (これは現地に換算すると周期 5sec から 10sec の波に相当する) を、縮尺 1/100 の場合には $f = 1.2 \sim 0.6\text{Hz}$ (現地換算で



8.3sec~16.7sec) を採用し、それぞれの周波数について波高を3~7通りに変えて実験を行った。各ケースについて、波圧記録は波を起し始めて第3波目から第12波目までの計10波をとるものとし、それをデータレコーダに記録した。波高計は一様水深部と、斜面上の現地の波高計の設置水深約 14.5m に対する個所の2個所に設置した。また、いくつかの実験ケースにおいては、防波堤に衝突する直前の波形と、波圧の強さとの関係を調べるため、16mm カメラを用いて波形の撮影を行った。

3. 実験結果および解析

3.1 波圧の時間波形

Fig. 7 は波圧の時間記録の1例である。Fig. 7 の (a)~(e) は砕波波圧を示し、鋭い立ち上がりを持った大きな波圧が発生していることが認められる。このうち (a) および (b) は減衰振動型の波圧変動を示している。この減衰振動の振動数は 300~400Hz であり、波圧測定系の固有振動数約 2100Hz と比較して、合

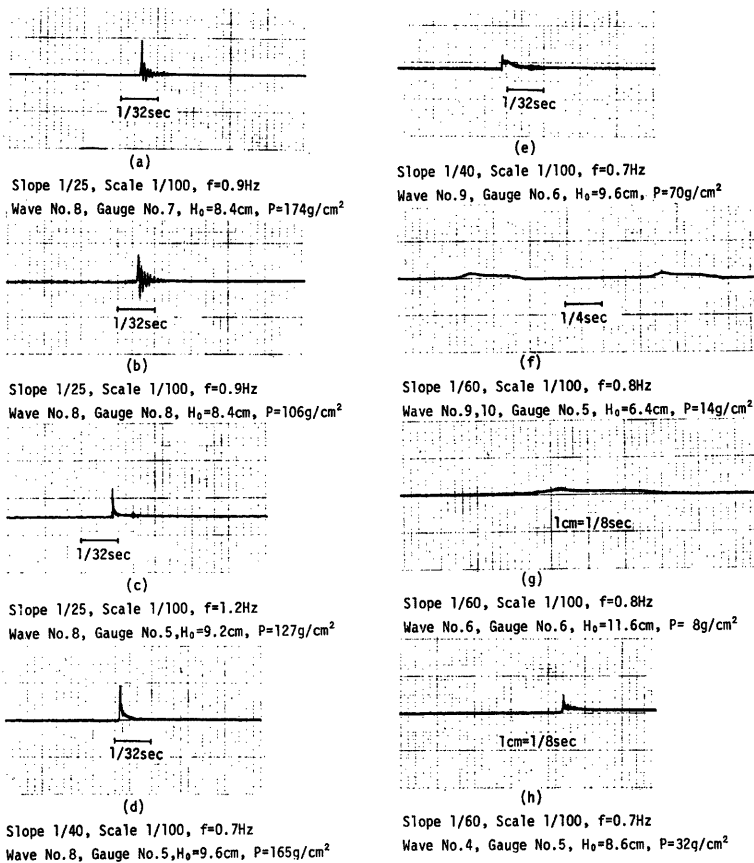


Fig. 7. Time variation of wave pressure.

田・原中²⁾が指摘した波形前面と防波堤前面の間への空気層の封じ込みが十分である場合に生じる減衰振動型の衝撃砕波圧であると考えられる。

また Fig. 7 の (f)~(h) は、斜面勾配が 1/60 および 1/100 とゆるい場合の波圧記録であるが、重複波の波圧波形から、鞍形部を持つ双峰型の波圧波形を経て、砕波の波圧波形へ移行することを示している。

3.2 波圧の鉛直分布形状

Fig. 8 は本実験より得られた波圧の鉛直分布形の 1 例である。本図で示された波圧値は、縮尺 1/50、斜面勾配 1/25 の実験ケースにおける周波数 1.0Hz の砕波後の波の波圧記録の 10 波平均値である。図中には広井公式と Minikin 公式により計算された波圧分布形を同時に記入した。これらの公式中に代入すべき波高 H は、防波堤前面における波の波高とされるが、ここでは限界波高の考え方から単に $H=0.8d$ なる関係から算出するものとする。ここで水深としてマウンド上の水深をとるか、堤体設置水深をとるかは非常に難しいが、マウンドの寸法が来襲波の波長に比して小さいので、ここでは後者をとることとした。

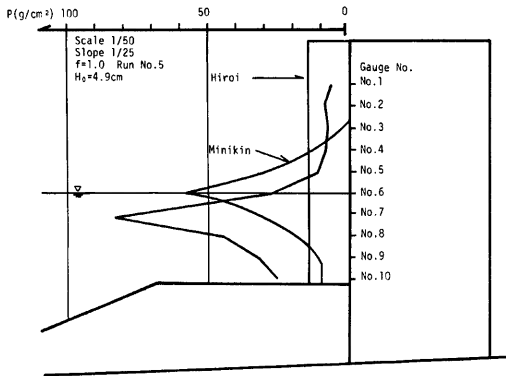


Fig. 8. Vertical distribution of wave pressure.

多くの実験結果について波圧の鉛直分布形を調べた結果、次のようなことがわかった。

実験値から得られた衝撃圧は、局所的には広井公式が与える値より 5~10 倍程度大きいのが普通であり、広井公式はこうした波圧の鉛直分布形状を表現できない。また波圧強度についても実験値より過少な値を与えるが、これに関しては後で考察する。

Minikin 公式はこうした波圧の鉛直分布形状を表現できる公式であると考えられているが、実験値における最大の波圧を作用させる点は、静水面よりやや下方に位置する。Minikin 公式における衝撃

圧の波圧強度は、

$$P_m = 102.4 \rho g d' \left(1 + \frac{d'}{d}\right) \frac{H}{L} \dots\dots\dots (2)$$

で与えられる。ここで d' はマウンド上の水深、 d は防波堤設置水深、 H および L はそれぞれ水深 d における波高および波長である。ここで注意すべきことは、 d'/d および H/L が大きくなるにつれて、 P_m が大きくなるという矛盾である。前者についてはマウンドが高くなれば衝撃波圧が発生しやすいこと、後者については後で述べるように、周期が長い波すなわち波長が長いほど強大な衝撃圧が作用する傾向にあることを考えれば、Minikin 公式はこうした面で誤った公式であるといえる。また波圧強度を支配する海底勾配の影響も考慮できない。したがって、波圧強度に関して実験値と比較することはできないが、公式中の H/L の値を 0.07~0.09 程度とすれば、実験で得られた 10 波平均のピークの波圧値とほぼ同じ値をとるようである。しかし 10 波のうちの特定の 1 波が発生する衝撃波圧は、Minikin 公式で考えられる最大の値、すなわち H/L の値を 0.14 とし算定した値よりさらに大きくなることがわかった。

また最近、伊藤⁴⁾、合田⁵⁾らによって新たな波圧公式が提案されているが、これらの公式は急勾配斜面における衝撃的波圧に対しては、波圧強度および波圧分布のいずれをも説明することができないことが明らかになった。

3.3 波圧強度を支配する要素

波の作用形式すなわち防波堤の直前における波形が、波圧の大きさを支配することは、実験の観察からも容易に確かめられることである。中でも特に砕波形式により、波圧強度は大きく支配されるものと考えられる。すなわち、崩れ波型の砕波では、波頂部の水粒子が徐々に崩れていくような形式をとり、防波堤壁面に衝突する時の波の前傾度もあまり大きくなく波圧強度も小さいが、それに対して巻き波砕波では、波の前面が切り立った形で壁面に衝突するので波圧は強大となる。この砕波形式は Iversen⁹⁾ の実験結果が示すように、沖波波形勾配 H_0/L_0 および海底勾配 α によって分類することができる。さらに来襲波が防波堤のどの程度前方で砕波するかということも、波圧強度を支配する非常に重要な要素である。これを表現する無次元量として、防波堤設置水深 d を沖波波高 H_0 で割った一種の相対水深 d/H_0 をとりあげる。この d/H_0 が砕波水深の無次元量 d_0/H_0 より十分小さい場合は、砕波点と防波堤との距離が十分離れていることを意味し、沖側で砕波してエネルギーが減衰した波が作用することになり、その波力は小さいことが予想される。また d/H_0 が d_0/H_0 より大きい場合は、明らかに防波堤に作用する波が非砕波であることを示す。

以上の考察により、無次元波力 $P(x)/\rho gH$ は次のように表現できる。

$$P(x)/\rho gH = f(H_0/L_0, \alpha, d/H_0) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 ρ は水の密度、 g は重力加速度である。

さらにマウンドおよび根固めブロックが設置されている場合には、マウンドの形状は砕波圧の強度を大きく支配する⁷⁾⁸⁾。マウンド形状を支配する無次元量としては、マウンド上の水深 d' と堤体設置水深 d との比 d'/d 、マウンドの前肩幅 B の無次元量 B/L 、マウンドの勾配 β などがあげられよう。

さらに波が越波する場合と越波しない場合とでは、波圧の大きさ、分布形状が異なってくる。例えば越波の程度を記述するものとして、防波堤天端高 R の無次元量 R/H などが考えられる。したがって、波圧強度は次のような形で表わされるであろう。

$$P(x)/\rho gH = f(H_0/L_0, \alpha, d/H_0, d'/d, B/L, \beta, R/H) \dots\dots\dots (4)$$

しかし、本実験ではマウンド形状および越波、非越波の別による波圧強度に及ぼす影響については、系統的な実験を行っていないので、ここでは(3)式に示される無次元量についてのみ、その影響を調べる。ここで波高、波長はすべて沖波での値 H_0, L_0 で代表する。また波圧の値は防波堤の高き方向に積分した全波力 $F = \int P(x) dx$ を用いる。こうすることにより、位置による波圧の変化は消去される。さらに全波力 F を無次元化するため ρgH_0 および波圧の作用高さ ($d'+R$) で割る。波圧の作用高さは広井公式によれば静水面上 $1.25H$ であるが、本実験によれば、ほとんどの実験ケースにおいて $1.25H > R$ となるため、波圧の作用高さとして ($d'+R$) を採用することは妥当である。よって(4)式は簡単に次式となる。

$$F/\rho gH_0(d'+R) = f(H_0/L_0, \alpha, d/H_0) \dots\dots\dots (5)$$

まず最初に、相対水深のパラメータ d/H_0 と無次元波力 $F/\rho gH_0(d'+R)$ との関係について述べる。**Fig. 9** は光易³⁾ の実験結果であるが、この図より強大な波圧は壁が来襲波の初期砕波点より少し浅いところにある時に発生することがわかる。また沖波波形勾配が小さく、かつ斜面勾配が大きい方が波圧の値は大きくなり、これは崩れ波型の砕波より巻き波型の砕波の方が強大な波圧を生じることを示すものである。上記の性質を確かめるために、本実験のデータを用いて同様な形で整理したものが **Fig. 10**

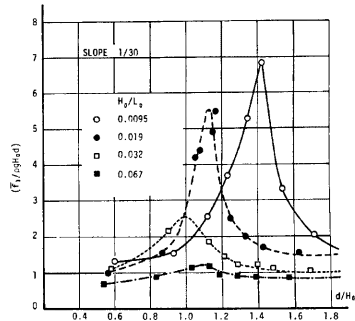
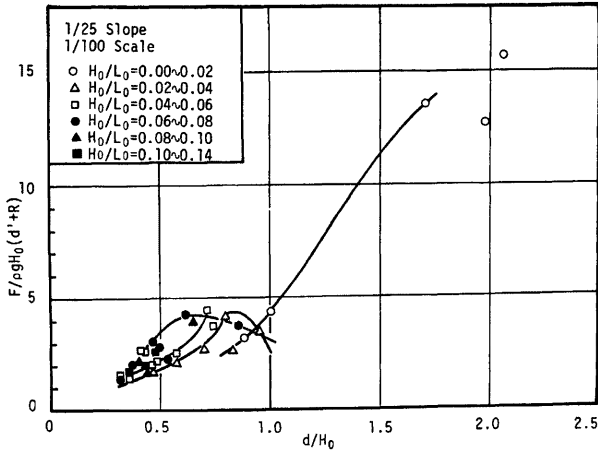


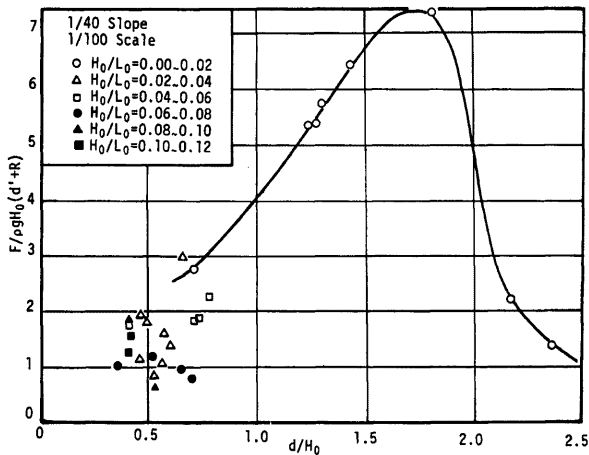
Fig. 9. Relation between non-dimensional wave force $F/\rho gH_0d$ and relative depth d/H_0 (beach slope 1/30, after Mitsuyasu³⁾).

である。 d/H_0 の値が大きい時のデータが不足しているために、光易の図ほど鮮明な傾向が表われていないが、防波堤が砕波点より少し岸側にある時に最大の波圧を生じることや、斜面勾配が大きく沖波波形勾配が小さいほど波圧は大きくなることなど、同様の結果が得られている。波圧の無次元量の定義が光易と本実験とは少し異なるが、光易の定義に直せば本実験のピーク値はさらに大きくなり、光易の実験値より大きい値をとることがわかる。なお、本実験では光易の実験とは異なり、防波堤の前面にマウンドを設置しており、それによって防波堤に作用する波の特性も大きく影響されるので、光易の実験結果と厳密には比較できないことに注意する必要がある。

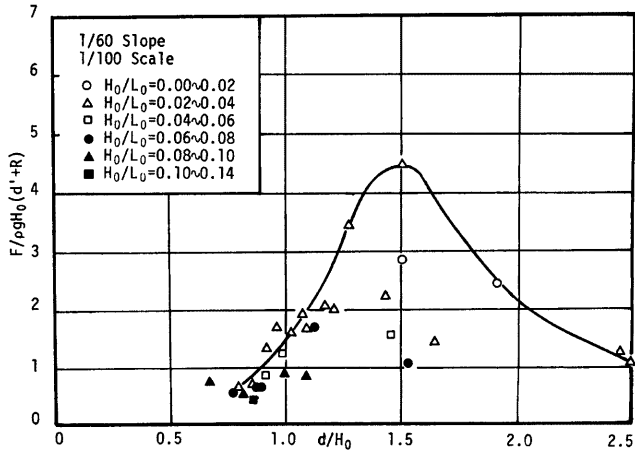
次に斜面勾配による波圧の値の変化について考察するが、この場合も各勾配ごとに設置されるマウンドの



(a) Case of 1/25 slope



(b) Case of 1/40 slope



(c) Case of 1/60 slope

Fig. 10. Relation between non-dimensional wave force $F/\rho g H_0(d'+R)$ and relative depth d/H_0 by authors' experiments.

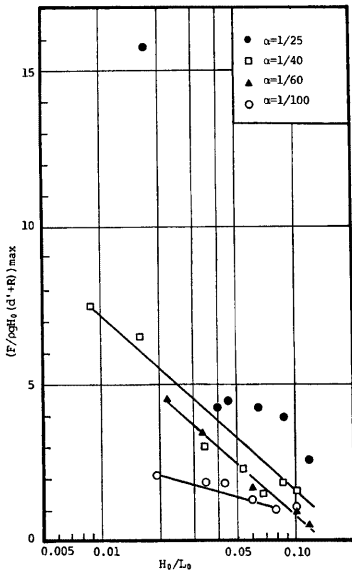


Fig. 11. Relationship between non-dimensional wave force $F/\rho g H_0(d'+R)$ and deep water wave steepness H_0/L_0 .

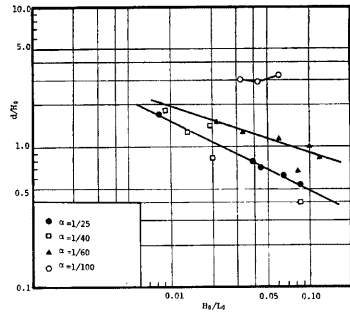


Fig. 12. Relationship between deep water wave steepness H_0/L_0 and Relative depth d/H_0 where maximum wave pressure is produced.

形状および堤脚水深が異なるので、単なるケース間の比較として取りあげる。Fig. 11 は Fig. 10 における各曲線のピーク値あるいは最大値と沖波波形勾配との関係を、斜面勾配をパラメータとして表示したものである。これより斜面勾配が大きく、沖波波形勾配が小さいほど大きな波圧値が得られることがわかる。

Fig. 12 は沖波波形勾配による最大波力の発生する防波堤位置の無次元量 d_m/H_0 の変化を示すもので、これより沖波波形勾配および斜面勾配がともに大きくなるにつれ、 d_m/H_0 の値は小さくなることからわかるが、これは光易³⁾ が本間他⁹⁾ などの過去の実験結果を同様に整理した図と同じ傾向を示す。

3.4 強大な衝撃圧を与える波浪の周期および波高

ここでは現地で実際に発生しうる波浪のうち、強大な衝撃圧を与える波は、どのような周期および波高の

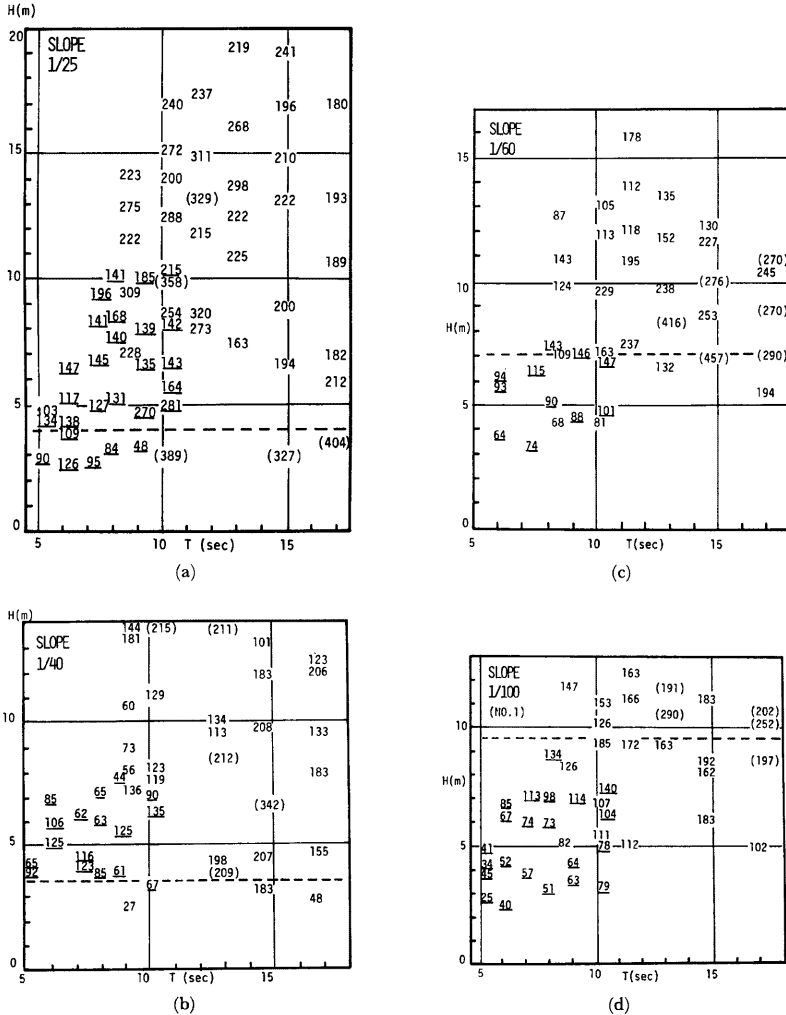


Fig. 13. Total wave pressure acting on unit width of breakwater (ton/m) versus incident wave height in deep water and wave period. (Fig.(e) is shown on next page)

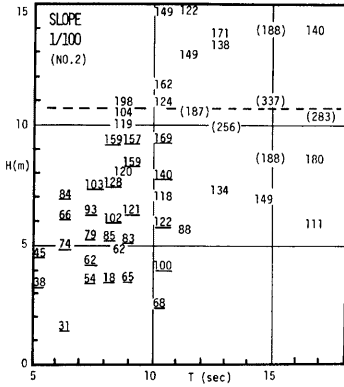
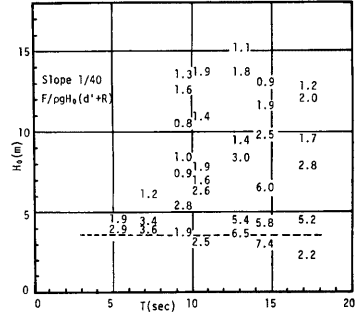
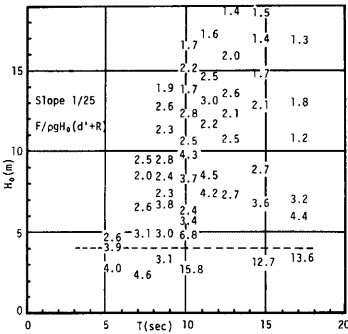


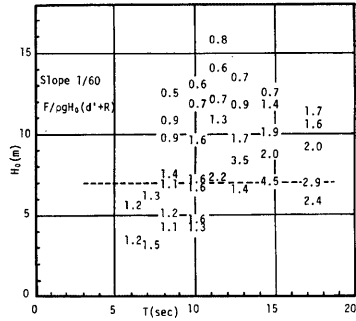
Fig. 13. (e)



(b)



(a)



(c)

Fig. 14. Non-dimensional wave pressure $F/\rho g H_0(d'+R)$ versus incident wave height in deep water and wave period.

波であるかを考察する。Fig. 13 は各斜面勾配について、来襲波の周期、沖波波高と防波堤単位幅当りの全波圧の関係を示したもので、値は Froude の相似則を用いて現地に換算したものである。また Fig. 14 は無次元波圧強度 $F/\rho g H_0(d'+R)$ について同様に整理したものである。ここで力学的に相似にさせようとしている現象は、防波堤前面の海底形状による波浪の変形であり、波浪の壁面への衝突による波力の発生であるが、前者については海底摩擦による波の変形、砕波後の強い乱れを伴う波高減衰等の現象において、粘性の影響を無視しえず、後者については空気および水の圧縮性の相似が問題となる。しかし、こうした相似則を同時に満足することは不可能であり、したがって Fig. 13 に記された現地換算の波圧の値は、現地での波圧を正しく表わしているとはいえない。しかし最大の波圧を発生させる波高・周期の値を調べる場合には、相対的な波圧の大小関係は模型実験においても再現しえると考えてよいであろう。なお、本図は1/50縮尺の実験で得た波圧値と、1/100の縮尺の実験で得た波圧値とを同時に書きこんである。上記の考察より、異なる縮尺を持つ模型実験では、それぞれを現地での値に換算した場合、その値は一般に一致しないと考えられる。

このことから本図では縮尺1/50の波圧値をアンダーラインを引いて区別したが、1/50の場合の値が1/100の場合に比べ、少し小さい値をとっていること以外は、両者はかなりよく一致している。

また本図には重複波と砕波を区別する目安として、 $d/H_0=1.5$ を表わす破線を記入した。これは合田¹⁰⁾の砕波指標によれば、ほとんどの実験ケースにおいて、砕波限界でのこの値が1.5程度の値となるためであるが、周期が大きくなるにつれてこの値は1.5よりかなり大きくなるので、この場合には重複波と砕波を区別する破線は波高の小さな領域まで下がってくるはずである。またマウンドの影響による砕波を考慮にいれてないので、この $d/H_0=1.5$ の破線は単なる目安程度のもと考えられる。また図中における括弧をつけた値は、データ中の最も大きい波圧から、上位5位までの波圧データであることを示す。

Fig. 13 および Fig. 14 から次のことが読みとれる。

1) 強大な衝撃圧を生じるのは、砕波指標として記入した $d/H_0=1.5$ の直線の少し上あたりに集中している。これは防波堤直前で砕波した波と考えられる。1/25勾配の実験においては、この直線の下方に強大な衝撃圧を発生させる波があるが、この波は16mm フィルムからその波形を調べた結果、直前で巻き波砕波を起こしていることが認められた。

2) 海底勾配については、その値が大きいほど波圧値は大きくなるのが読みとれる。海底勾配は波圧強度を支配する非常に大きな要因である。

3) 周期の波圧強度に及ぼす影響について考察すると、周期の大きな領域において強大な衝撃圧が発生するのに対し、周期が10secより小さい領域ではあまり大きな波圧強度は得られていない。この理由として、第1には強大な衝撃圧を作用させる巻き波砕波が、一般に周期の小さな領域で起こりにくいことが考えられる。巻き波砕波は沖波波形勾配が小さく、海底勾配の大きな場合に生じ、その砕波点は崩れ砕波に比べ、岸側へと移行する。樺木・岩田・中辻¹¹⁾によれば、比水深 d_0/L_0 により砕波形式は分類でき、巻き波型砕波は d_0/L_0 が0.06より小さい領域で発生する。すなわち周期が小さくなるにつれて、巻き波砕波はより小さな水深の点で起こり、防波堤設置水深より砕波水深が小さくなれば巻き波砕波は発生しない。

一方、周期が大きいかほど同一の沖波波高に対しても砕波高は大きくなり、防波堤に働く全波力も大きくなる。ただし周期の増加にともなって砕波圧が単調に増加するのではないことは、Fig. 13 を見てもわかる。これは周期があまり大きくなりすぎると、巻き波砕波を起こす砕波点が沖側に移行するためと考えられるが、明らかではない。いずれにせよ、以上のことから波圧計算にあたっては来襲波の波高のみならず、周期についても考慮する必要がある。なお合田⁹⁾は周期の影響をとり入れた新たな波圧の計算式を提案している。この計算式から得られる波圧算定値と本実験値とを比較した結果、斜面勾配が1/60、1/100と小さい場合には良く一致することがわかったが、斜面勾配が大きい場合の衝撃的な波圧に対して、計算値はその1/3~1/10程度となることが認められた。

4) 波高の大きい波は、防波堤からかなり沖側で砕波し、bore となって進行するが、場合によっては一度砕けた波が再生して防波堤直前で再び砕波したり、マウンドの影響により波の前面が切り立った形で防波堤に衝突する形をとる時があり、大きな波圧を生じることがある。

5) 勾配が1/100の場合は、ほとんどが重複波であり、波圧の値も小さい。斜面勾配1/25、1/40、1/60のデータにばらつきが大きいのにに対し、この勾配では波高が大きいほど波圧は大きく、ばらつきは少ない。

6) Fig. 14 に示された無次元波圧強度の最大値は勾配1/25の実験ケースにおいて15.8という値をとっている。広井公式におけるこの値は1.5であることから、実験値は約10倍の波圧強度となることがわかる。ただし広井公式で用いる波高は、防波堤設置位置における進行波としての波高であり、沖波波高ではない。このことから、浅水変形理論を用いてこの波高を算定したが、この場合でも実験値は広井公式の9倍程度となった。しかも図に示された値はすべて連続する10波の平均値であり、その中の特定の1波の鉛直方向の局所的な波圧はさらに大きくなる。この局所的な最大衝撃波圧は 400g/cm^2 にも達し、広井公式の波圧強度の60倍程度にも相当する。

しかし、こうした極大衝撃波圧が1つの波圧計で測定された時でも、それに隣接する波圧計はそれほど大

きな波圧を記録していない場合も多く、こうした極大衝撃波圧は非常に局所的な現象であると考えられる。

4. 現行設計法の問題点

新宮港の防波堤の場合、現行設計基準に従って砕波圧としての波力を広井公式を用いて与えている。

港湾構造物設計指針¹³⁾によれば、設計波を決定するにあたっての基本方針は次の通りである。

「設計波の諸元は、(1) 相当長期の波の実測資料、(2) 気象資料を用いて推算し、さらにある期間の波の実測資料を参考として補正した相当長期間の波の推算資料、のいずれかを用いて得られた既往最大の波（有義波）ならびに長期間にわたる波（有義波）の統計的資料を参考にして決定するものとする。」

このように選定した設計波について、浅海に達した後の変形を、考えられる各種の潮位について求める。さらに屈折、回折、海底摩擦による減衰および砕波後の変形を考慮し、防波堤設置位置での波高を算定し、その波高を用いて設計波圧を決定するわけである。

しかしながら、Fig. 13 と Fig. 14 で明らかにしたように、強大な衝撃砕波圧を発生する波は、必ずしも沖波波高の大きな波ではなく、それより波高が小さく、防波堤のやや前方で砕ける波である。Fig. 15 は斜面勾配1/40の実験で得られた波圧の現地換算値と、新宮湾で記録した伊勢湾台風時の最大波高を用いて、上述の現行設計法の手順に従って算定した波圧値との比を示したものである。図から防波堤直前で砕波すると考えられる波の実験値は、設計波圧値の2～3倍に相当することがわかる。また斜面勾配1/25の実験値につ

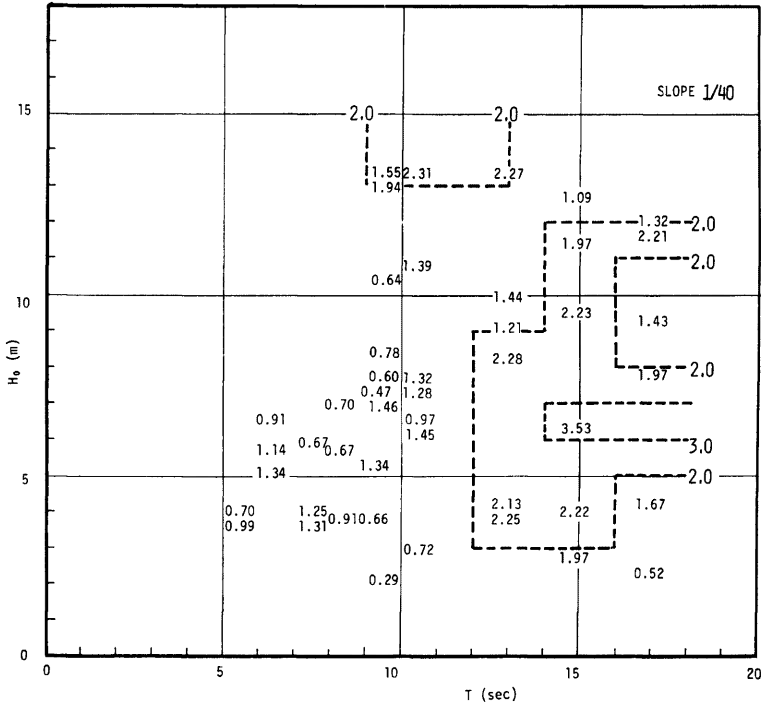


Fig. 15. Comparisons between experimental results and designed wave pressure estimated by Hiroi's formula.

いても、同様な計算を行い、設計波圧値の 4 倍を越す値を得た。

現行設計法において、設計波として既往最大波あるいは再現期間が何年かの波を設計するということは、少なくとも構造物の耐用年数の間に、予想される最大の波に対しても安定であるという思想に基づいていると思われる。上記の実験結果が示すように、波高がそれより小さい波、すなわち来襲頻度の高い波の方が、より大きな波圧を作用させるということは重大な問題である。すなわち耐波設計にあたっては、最大の諸元を有する波ではなく、最大の波力を作用させる波に対して安定でなければならないのである。

港湾構造物設計指針は、衝撃砕波圧がいかなる条件のときに、どのような強度で作用し、構造物の安定にどのような影響をするかについては、まだ統一的な見解が得られないのが現状であるとし、そのため直立壁を有する構造物は、できるだけ衝撃砕波圧の作用しないような断面とすることが望ましいと述べているだけである。そして衝撃砕波圧に対する安定または強度計算を行う必要のある場合は、Minikin 公式により波圧を算定するのを標準とすると記している。

このように衝撃砕波圧は、その重要さにもかかわらず、どのように設計にとりいれたらよいか、まだはっきりした定説がない状態である。これはその波圧強度が、衝突瞬間およびその前後の水面形によって著しく変化し、測定値が広い範囲に分布するために、現在まで信頼できるデータの蓄積が少ないことがその大きな原因であろう。平均波圧強度については本実験の結果が一つの資料になろう。他方、同一の諸元を持つ波が同一の条件下で作用する波圧強度のばらつき頻度分布特性は、衝撃砕波圧を合理的に設計にとりいれる上で重要なものとする。すなわち、ある来襲頻度の波が、ある波圧強度以上の波圧を作用させるのは何波に 1 波かという形で把握する必要があると考えられる。もちろん、どのような強大な波力に対しても耐えられるような防波堤断面を採用することは問題であり、おのずから消波工で波力を緩和したり、傾斜堤へと型式を変更したりする一つの基準となる波力が設定できようであろうが、そのためにも上記の定量的な説明が必要である。

5. 結 論

本論文は直立防波堤に作用する波力について実験を行い、特に強大な衝撃圧を生じる来襲波の周期・波高について検討したものである。その結果、衝撃波圧は斜面勾配の大きな実験ケースにおいて、防波堤直前で砕波する波によって生じ、その場合には沖波波高がそれ以上に大きくなっても、より小さな波圧しか作用しないことが明らかになった。さらに現行の設計においては、来襲波の波高のみが波圧強度を支配していると考えているのに対して、実験結果は周期の影響を明らかに示している。すなわち、波圧強度の大きな値はある程度周期の大きな波の領域において得られていることである。これは主として砕波形式の違いによるものと考えられる。

一方、防波堤の高さ方向に積分した波圧強度の大きさは、連続する 10 波の平均値に関してすら、広井公式による算定値の約 10 倍にも相当する場合があり、また特定の 1 波が局所的に作用する波圧強度は Minikin 公式による値よりもさらに大きくなることがわかった。

しかし衝撃砕波圧は、非常にばらつきの大きい現象であり、波圧強度を来襲波の諸元によって定量的・統計的に表すためには、まだ多くの実験結果の蓄積が必要であり、一方、マウンド形状あるいは越波の多少と波圧強度の関係についても、さらに系統的な実験を行うことが必要である。

なお、この研究を行うにあたって和歌山県土木部港湾課および新宮港工事々務所の関係各位にお世話になった。ここに記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 合田良実：衝撃荷重の測定について、——減衰振動系の衝撃応答特性——，運輸省港湾技研資料 No. 33, 1967, pp. 1-41.

- 2) 合田良実・原中祐人：衝撃砕波圧に関する一実験，運輸省港湾技研資料 No. 32, 1967, pp. 1-18.
- 3) 光易 恒：波圧論，水工学シリーズ 65-16, 土木学会水理委員会, 1965, pp. 13-21.
- 4) 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻，第14号，1966, pp. 1-135.
- 5) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第12巻，第3号，1973, pp. 31-69.
- 6) Iversen, H. W.: Waves and Breakers in Shoaling Water, Proc. 3rd. Conf. on Coastal Eng., 1952.
- 7) 加川道男・片山猛雄・江口憲司：混成堤直立部に作用する波圧に対するマウンド形状の影響，第13回海岸工学講演会講演集，1966, pp. 106-111.
- 8) 谷本勝利・高橋重雄・轟 正彦：マウンド形状による衝撃砕波力の発生について，第23回海岸工学講演会論文集，1976, pp. 6-10.
- 9) 本間 仁・堀川清司・長谷直樹：護岸に働く波力について，第9回海岸工学講演会講演集，1962, pp. 133-137.
- 10) 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，1970, pp. 39-49.
- 11) 榎木 亨・岩田好一郎・中辻啓二：砕波の内部機構に関する基礎的研究（第1報），第16回海岸工学講演会講演集，1969, pp. 35-40.
- 12) 運輸省港湾局：港湾構造物設計基準，日本港湾協会，1967.