

急勾配海底地形における衝撃碎波力の発生と対応に関する実験的考察

The experimental study on the shock pressure due to breaking wave on a steep slope sea bed

片平 和夫* 笹田 彰** 中井 章**

Kazuo Katahira, Akira Sasada and Akira Nakai

The shock pressure due to breaking wave caused by specific waves, which is not estimated properly using the Goda's formula, often occurs in case that the port structure has a steep slope on the sea bed in front of itself. The interior area of Suruga Bay has steep slope sea bed ranging from 1/3 to 1/5. The hydraulic experiment has been carried out to clarify the condition under which the shock pressure due to breaking wave occurs. The effectiveness and hydraulic characteristic of the submerged break water for reducing the wave pressure was investigated by the experiment.

1. はじめに

現在、混成防波堤の設計において、直立部に働く重複波および碎波の波力は、合田式によっている。しかし、波力を支配する要因は複雑かつ多岐に渡り、未解明の部分も多い。例えば、急勾配海底地形上の直立壁や高マウンド上の直立壁には、特定の条件の下で強大な衝撃碎波力が作用することがある。合田式においても、この現象についてある程度考慮されているが、条件によっては計算値をはるかに上回る波力が発生することが知られている。とくに、前面海底勾配が1/30程度よりも急勾配の場合に、直立壁に強大な衝撃碎波力が作用することのあることが既往の研究で明らかになっている。

防波堤設計時にはこうした強大な波力を受ける断面の採用を避けることが好ましいが、地形上やむを得ない場合がある。そこで、衝撃碎波力の発生条件を明確にすることが港湾構造物の安全性向上のための重要な課題といえる。

第五港湾建設局管内の駿河湾沿岸域は、1/3～1/5の急勾配の海底地形を有し、かつ大波浪が襲来する地域であるため、この地域に防波堤を築造する場合には合田式で算出される数値を大きく上回る衝撃碎波力の発生の危険性が大である。

したがって、この地域の地形条件を反映した水理模型実験を行い、駿河湾における衝撃碎波の発生条件とその防止対策に関する水理特性を把握することとした。

既往の急勾配における衝撃碎波力に関する実験・研究としては、昭和37年に光易が1/15勾配で、また昭和58年に高橋が1/10勾配で実施した例があるが、今回のように1/3～1/5勾配を対象とした実験は過去に例のないものである。

駿河湾奥部の波浪諸元は表-1に示したとおりであるが、実験の結果、この設計波高に対して合田式による計算値を上回る衝撃碎波圧の発生が確認されている。

表-1 駿河湾奥部の波浪諸元等

波 浪 諸 元 等	
波 高	$H_{1/3}=13\text{m}$ $H_{\text{max}}=23\text{m}$
周 期	$T_{1/3}=17\text{秒}$
潮 位	H.H.W.L.=+2.84m
	H.W.L.=+1.60m
	L.W.L.=±0.00m

2. 実験方法

実験は図-1に示すような長水路を使用して規則波で行った。実験条件は表-2のとおりである。

実験にあたっては、直立壁ケーソン模型の前面に水深毎に波圧計を設置、ケーソン模型の背後には三分力検出器を取付け、両者の計測値を比較することで、実験データの信頼性を確認しながら実験を進めた。

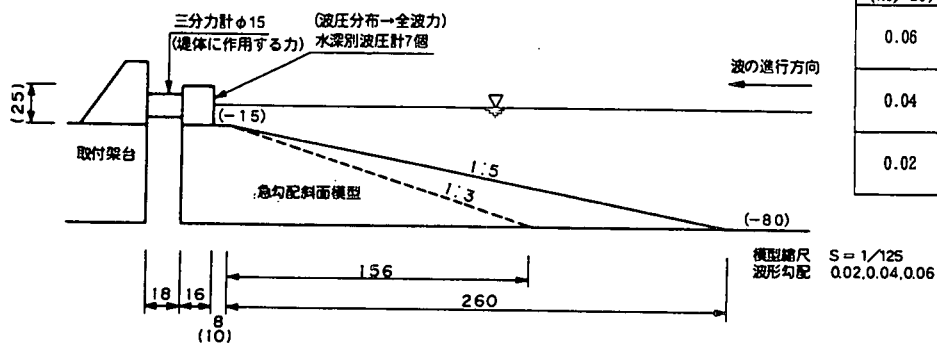
表-2 実験条件

模 型 縮 尺	1/125
堤体設置水深	-15m
観測点の実験水深	-10m～-16m
海 底 勾 配	$i=1/5, 1/3$
波 浪 周 期	10秒、12秒、14秒、17秒、20秒
波 形 勾 配	0.02、0.04、0.06

※諸元は全て現地換算値

* 正会員 運輸省第五港湾建設局設計室

** 運輸省第五港湾建設局伊勢湾水理模型実験場



沖波形勾配 (H_0/L_0)	現地 周期(T_0)	沖波波高(H_0)
0.06	10sec	9.4m
	12sec	13.5m
	14sec	18.3m
0.04	12sec	9.0m
	14sec	12.2m
	17sec	18.0m
0.02	14sec	6.1m
	17sec	9.0m
	20sec	12.5m

入力波高は造波機前面より1波長離れた点の波高である。

単位: cm(現地m)

図-1 実験施設概略図

3. 確認された衝撃砕波力 (実験結果)

実験の結果を合田式による計算値と比較するため、平均波圧強度 $\bar{p}$ と平均波圧係数 k を求めた。平均波圧強度 ($\bar{p} = P/h$) は、波高が大きい程大となるため、下式により値を無次元化した平均波圧係数 k (広井式の1.5に相当するもの) を用いて比較することにした。

$$k = \frac{P}{w_0 \cdot H_{1/3} \cdot h}$$

ここで、

P : 堤体に働く全波力 (tf/m)

h : 堤体の壁面高 (m)

w_0 : 水槽内の水の単位堆積重量 (tf/m³)

$H_{1/3}$: 実験入力波高 (m)

海底勾配が1/5の場合の実験ケースの計算値と実験値の平均波圧係数を比較するため、縦軸に実験値 (k_{ex}) を、横軸に合田式による計算値 (k_{ca}) をとり、図-2に示した。3回の実験の最大値と最小値には幅があるため、この図内には実験結果を帯線で示した。合田式による平均波圧係数の計算結果と実験値との比較を行った結果、図-2に示すように平均波圧係数は、計算値では1.2~3.9であるのに対して、実験値では0.7~5.6の値となり、ある特定の周期、波高において、合田式による計算値を大きく上回る衝撃砕波力が発生することが確認できた。なお、別途行った実験により、この傾向は、海底勾配が1/3の場合よりも1/5の場合に著しいことがわかっていいる。(詳細は実験場報告No.32参照)

実験において、とくに大きな衝撃砕波力が出現した波浪条件上位5ケースを表-3に示した。

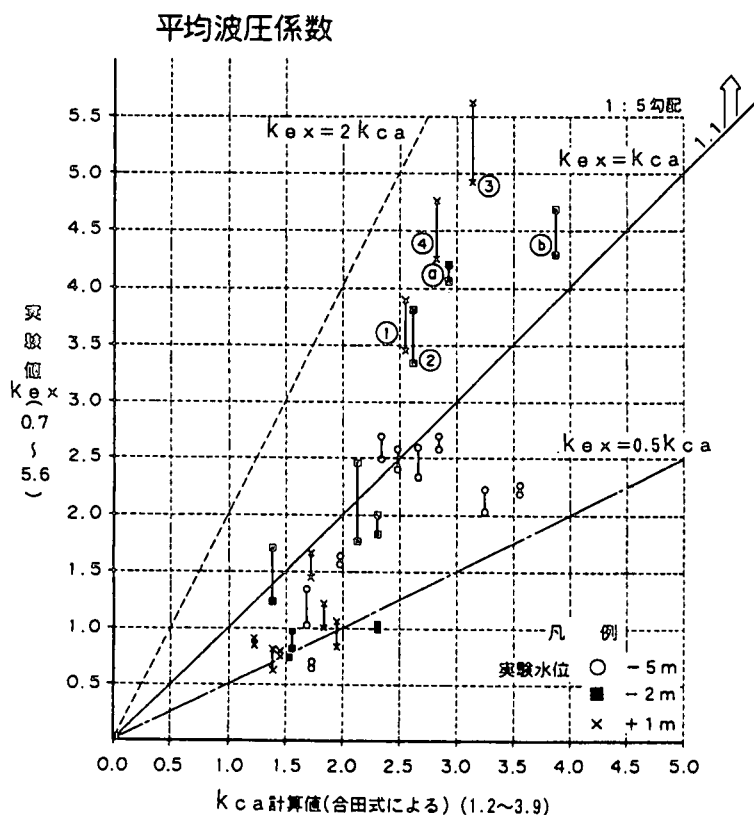


図-2 実験結果と計算結果の比較 (平均波圧係数)

表-3 合田式計算値と実験値の平均波圧係数の比較

(海底勾配1/5における上位5ケース)

順位	ケースNo	沖波波高 H ₀ (m)	周期 (sec)	波形勾配	観測位置の実験水深 h (m)	平均波圧係数		超過率 (%)	3回の観測に おける 最小～最大
						計算値	実験値 (平均)		
1	③	18.0	17.0	0.04	16.0	3.136	5.273	68.1	(57.0~79.3%)
2	④	12.5	20.0	0.02	16.0	2.820	4.503	59.7	(50.7~68.6%)
3	①	18.3	14.0	0.06	16.0	2.551	3.677	44.1	(35.5~52.7%)
4	⑥	18.0	17.0	0.04	13.0	2.927	4.125	40.9	
5	②	18.3	14.0	0.06	13.0	2.618	3.572	36.4	

注1) 実験値: 3回行った実験結果の平均値

注2) 海底勾配=1/5, 超過率=(実験値の平均-計算値)/計算値×100(%)

つぎに、①水深別波圧増大傾向
②周期別波圧増大傾向
③波高別波圧増大傾向
について、計算値と実験値を比較したものが図-3、図-4、図-5である。

表-3及び図-3～図-5より、実験結果として特徴的なことを整理すると、以下の2点に集約できる。

- ①合田式の計算結果を最大で70%程度上回るケースがあり、従来の設計法では堤体が不安定になることが懸念される。
- ②波高13m程度、周期17秒程度で大きな衝撃砕波力が発生しており、これは表-1、表-2に示した駿河湾における海底地形、波浪諸元にはほぼ一致している。

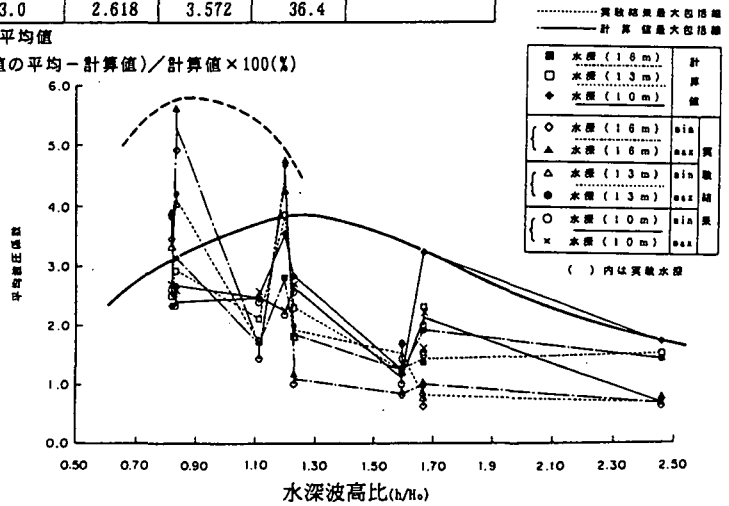


図-3 水深別波圧増大傾向(1:5勾配)

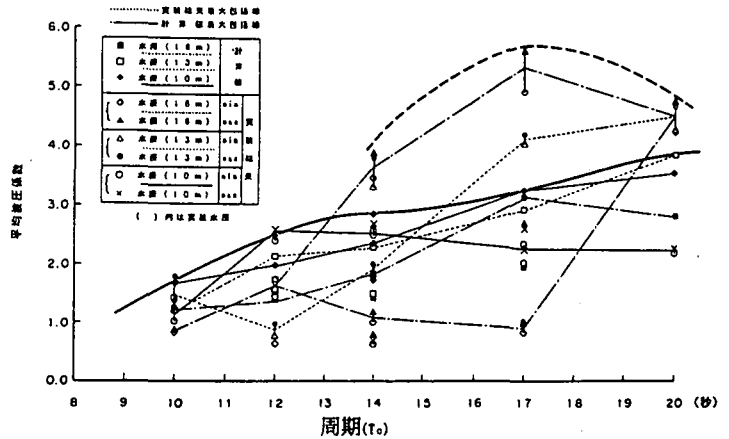


図-4 周期別波圧増大傾向(1:5勾配)

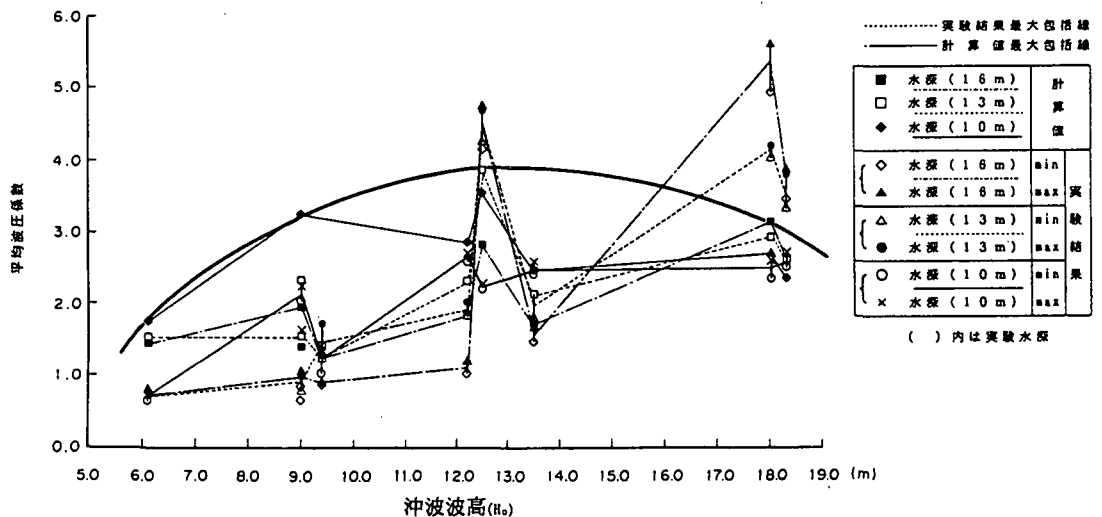


図-5 波高別波圧増大傾向(1:5勾配)

4. 対応策（潜堤による衝撃碎波力の減勢）について

4-1. 潜堤採用の考え方

- ① 合田式の計算結果を大幅に上回る衝撃碎波力が発生する条件は、前面海底地形が急勾配である場合、表-3に示すある一定の波高、周期を有する波に限定され、それ以外のケースでは合田式の計算結果を大幅に上回ることはない。したがって、このピーク発生点での衝撃碎波力を緩和するための付加的施設を設け、ピーク値を計算結果なりに低減できれば、合田式に基づく設計により所定の安全度が確保できることとなる。
- ② 衝撃碎波力のピークは沖合から押し寄せた波が、防波堤の前面にもっとも効率よく水塊が衝突するポイントで碎波することによって発生すると考えられるため、付加的施設を設け、このような波に対して、碎波するポイントをわずかに堤体寄り、または沖合寄りに移動することができれば、ピーク値は低減できると思われる。もし上記①、②が可能であれば次のようなメリットがあると考えられる。



- ・付加的施設で対応するため、堤体本体を大型化しなくて経済的である。
- ・付加的施設のみで衝撃碎波力ピーク値を抑制することができれば、整備済み構造物についても、堤体本体を改築、補強することなく、潜堤の設置のみで対策することが可能となり、工事の手戻りが生じない。

4-2. 潜堤を設置した実験手法

図-6に示すように堤体の前面に潜堤を設置し、大きな衝撃碎波力が発生したケースについて前述の実験と同様の手法で衝撃碎波圧の低減効果を調べてみた。

潜堤の設置位置、天端水深 ($h=H$ 程度、 $h=1.5H$ 程度、 $h=2.0H$ 程度。 H は入力波高である。)を変化させた31ケースの実験を実施し、平均波圧強度を求めた。

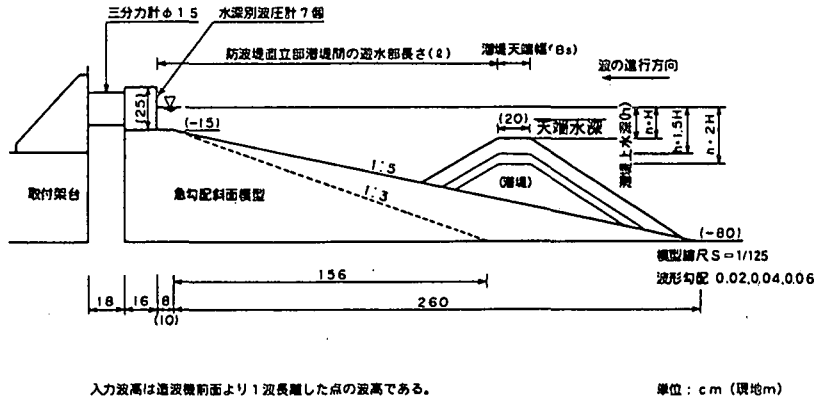


図-6 実験施設概略図（潜堤）

4-3. 潜堤による低減効果（実験結果）

潜堤によって波圧がどの程度軽減されたかを図-7に示した。潜堤が無い場合（図中①～④）では、実験値は計算値よりも大きな値を示している。しかし、潜堤を設けることにより、波圧は低減され、潜堤天端水深が浅いほど、その効果が大きいことがわかった。今回の実験では、潜堤天端の水深を入力波高程度にすれば、全てのケースにおいて実験値が合田式による計算値以下となった。

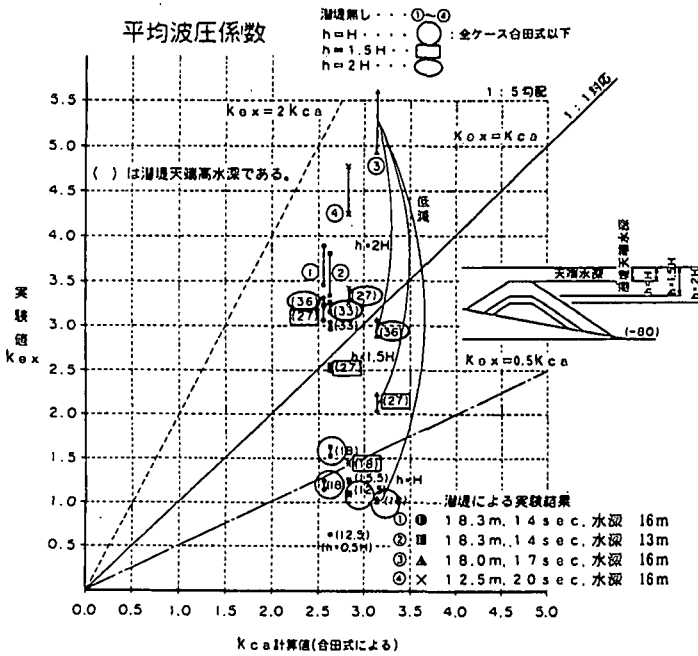


図-7 潜堤による波圧の低減（平均波圧係数）

潜堤の天端水深と衝撃砕波の減勢効果を入力波高別にみるため、図-8に堤体位置の水深が-1.6mの実験結果についてののみ示した。

海底勾配1/5の場合、潜堤の天端水深が波高の1.5倍程度であれば、低減後の波圧は合田式による計算結果よりまだ大きい場合があり、潜堤天端水深を波高程度まで浅くしたケースでは、全ケースを通して合田式計算値以下にまで波圧を低減することができた。

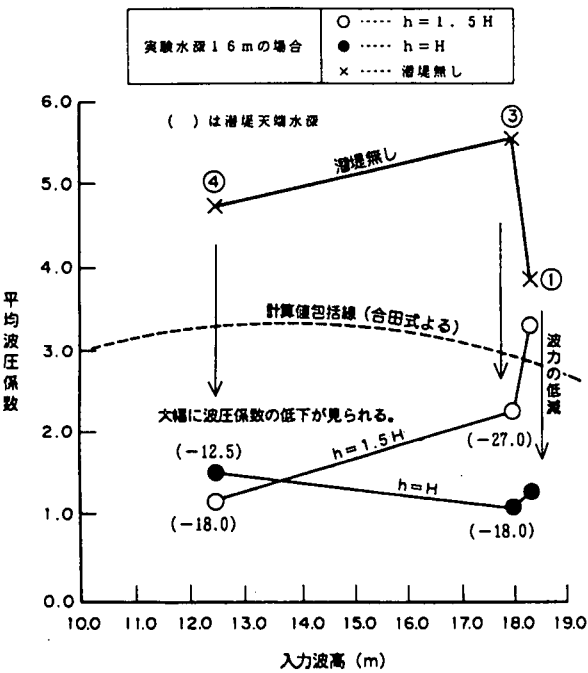


図-8 潜堤による衝撃砕波力低減効果 (入力波高別)

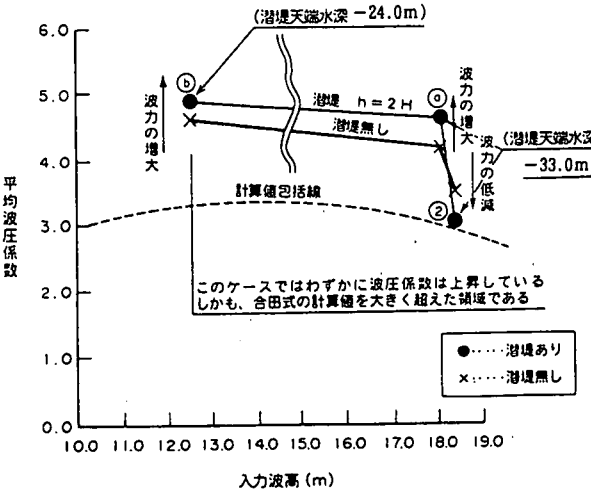


図-9 潜堤の設置により波圧が増加するケース (水深-13.0mの場合)

ただし、図-9に示すように潜堤天端水深が深い場合(24m、33m)では、潜堤を設けたことにより、潜堤がない状態よりも波圧が増加したケースも確認されている。

潜堤がない場合よりも潜堤がある場合の方が波圧が増加したケースの存在を考慮すると、潜堤なしで衝撃砕波圧のピーク点を形成する領域については、ほとんどのケースで低減の効果が得られたものの、潜堤を設けることによりピーク点が他のポイントに移動している可能性を否定できない。今回の実験では、3. 確認された衝撃砕波力(実験結果)を受け、衝撃砕波圧が突出していた領域での低減効果を見るための実験であったため、計測ケースが限定され、この点の確認が完全にはできていない。

5. 今後の実験課題

潜堤の設置により波圧の低減効果がある(=砕波ポイントが移動するかもしれない)ということは確認できた。しかし、潜堤による効果を完全に検証するためには、今回の実験で確認できた潜堤無しでの衝撃砕波圧ピーク値を低減することに加えて、周期や波高の異なる波にピークが移動していないことを再確認する必要がある。

また、今回の実験は、潜堤の天端幅を20m(現地換算)と固定し、設置位置を堤体より1波長程度離して行ったが、今後は潜堤の天端幅、離岸距離を変化させ、衝撃砕波力の低減効果を把握する必要がある。

6. まとめ

- ①海底地形が1:5勾配の場合、衝撃砕波力の発生がみられ、合田式による計算波力の1.7倍(1.57~1.79)が確認された。この発生する波浪諸元は駿河湾奥部の設計波とほぼ一致する。
- ②急勾配の海底地形においても、潜堤を設けることにより衝撃砕波力の大幅な低減が可能である。
- ③防波堤前面に天端高が波高程度の水深の潜堤を設ければ、低減後の波力は合田式による計算波力以下となるが、潜堤の水深が波高の1.5倍程度では、まだ合田式の計算値を上回るケースがある。
- ④潜堤の天端水深が深い場合、潜堤を設けることにより、逆に砕波力が潜堤無しの場合より増大する場合がある。