

混成堤消波工不連続部の波力に関する実験的研究

An Experimental Study on Wave Forces of Composite Breakwater

with Discontinuous Wave Dissipating Blocks

八尋明彦*・菅原邦彦*・黒澤忠男*・宮崎和行**・永松宏一**

Akihiko.Yahiro.Kunihiko.Sugawara.Tadao.Kurosawa.Kazuyuki.Miyazaki and Koichi.Nagamatsu

Goda's formula is standard expression for the wave forces of composite breakwater, but it underestimates on condition of the impact breaking waves. On the other hand, Takahashi et al(1992) introduced the coefficient of impact breaking wave forces (α_i) into Goda's formula. In this paper, we study on the characteristics of wave forces on the breakwater discontinuous wave dissipating blocks. On that condition we confirm that impact breaking wave forces work on, and show the introduction of α_i with regard to estimation of wave forces.

Keywords: (impact breaking wave force,

Goda's formula, breakwater covered with wave-dissipating block)

1. はじめに

施工途中の防波堤では、消波ブロックの不連続部を生じる場合があるが、消波ブロックの不連続位置では消波ブロックの被覆が不完全になるために、ブロック上で砕波が生じ、ケーソンに衝撃砕波力の発生によると考えられる強大な波力を生じることもあり、実際に施工途中での防波堤が被災を受けた例もある。

合田式(合田 1990)は混成式防波堤の波力を算定する際の標準となる算定式とされている。しかしながら、強大な波力が出現する条件に対しては波力を過少に評価することがあり、衝撃砕波力の発生の危険性に留意して適用することが必要であるとされており、消波ブロックの不連続部などの高マウンド条件では、衝撃砕波力の発生により算定波力が過小評価になることもある。このような問題点に対して、高橋ら(1992)は危険なマウンド形状(マウンド高さや前肩幅)でも合田式を適用できるように、新たに衝撃波力係数 α_i を提案している。

本研究は混成堤を対象とした波力実験を実施し、消波被覆形状の違いによる波力特性を検討するとともに、消波ブロックの不連続部などの衝撃砕波力の発生領域において、衝撃波力係数 α_i を導入した合田式の適用性について検討を行うことを目的として実施したものである。

2. 実験条件および方法

長さ35.0m、幅46.0m、高さ1.1mの三次元造波水槽を用い、長さ5.0mの造波板長を有するピストン型不規則波造波機を2台使用し、現地防波堤断面や波浪条件などを考慮した模型縮尺1:50の実験を行った。水槽内には勾配1/50斜面とそれに続く水平床から成るモルタル固定床を作成し、この上に堤体模型を設置した。堤体断面は、運輸省第二港湾建設局管内の防波堤から図-1に示すケーソン式混成堤を選定し、消波被覆形状を表-1に示すように3種類に変化させて波力特性を調べた。

実験堤体断面は、碎石でマウンドを作り、ケーソンの堤内外にはモルタルで作った根固めブロック模型を、消波ブロック被覆堤では現地50t型の異型ブロック模型を用いた。そして、波力および波圧を測定するケーソンはアクリル製、その他は木製で作成し、ケーソンが滑動しないように重量調整を行った。

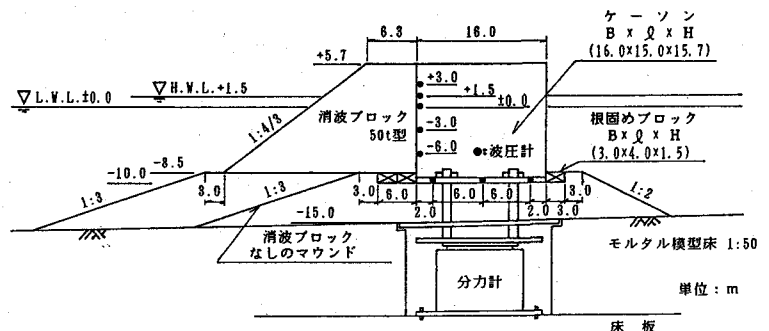


図-1 実験断面諸元

* 正会員 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所(220 神奈川県横浜市西区高島町1-2-5)

** 株式会社 エコー 第一技術部 水理課

表-1 消波被覆形状

1	消波ブロックなし
2	消波ブロックをケーソン天端まで 十分に被覆した場合 (以下、消波ブロック完全被覆堤)
3	消波ブロックの被覆が不連続とな る場合(図-5参照) (以下、消波ブロック不連続堤)

表-2 波 浪 条 件

項目	種 別	周期 (s)	波高 (m)
波浪	規 則 波	T=9.0	H=4.0, 6.5, 9.0, 10.0
		T=13.0	H=5.0, 8.0, 11.0, 12.0
	不規則波	T _{1/3} =9.0	H _{1/3} =3.0, 5.0
		T _{1/3} =13.0	H _{1/3} =5.0, 7.0
波向	$\beta = 0^\circ, +30^\circ, -30^\circ$		
潮位	H.W.L.=+1.5m, L.W.L.=±0.0m (水深 h = 15.0m)		

作用させた波浪は表-2に示すとおりであり、堤体模型を移設することで波向変化を考慮した。測定はケーソンに作用する波力および波圧とケーソン前面波高について行い、図-2に示すように水路のほぼ中央に計測用のケーソンを3箇所設置し(波圧測定ケーソンは1箇所)、堤体の延長を変化させることで堤頭部および堤幹部の測定を行った。波力の測定では中空構造としたモルタル固定床の中に分力計を埋設し、分力計から立ち上げた鉄筋をケーソンと固定して、ケーソンに作用する水平波力F_Hと鉛直波力F_Vを測定した。波圧の測定には小型波圧計を用い、ケーソン前面および底面に取り着けた波圧計から水平波圧P_Hおよび揚圧力P_Uを測定した(図-1参照)。また、ケーソンのすぐ前面に容量式波高計を設置して波高測定を行ったが、消波ブロックを設置する場合にはブロックとセンサーが接触しないように金網で囲った。

規則波を作用させた時の測定は有効波5波について行い、不規則波は約200波について行った。波力の解析では水平および鉛直波力の最大値を求め、波圧では波圧合力の最大値を求めた。規則波は1波ごとの最大値から5波の平均値を求め、不規則波は波群中の最大値を求めて以降の検討に用いた。

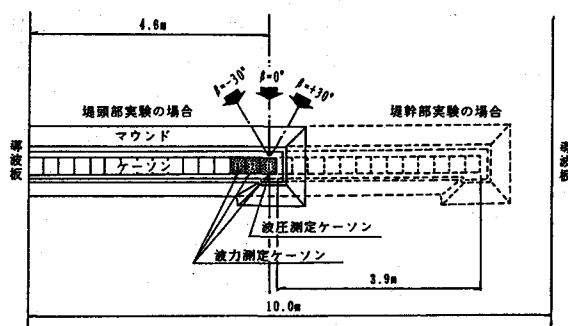


図-2 堤体模型の設置方法

3. 実験結果

(1) ケーソン位置による波力特性

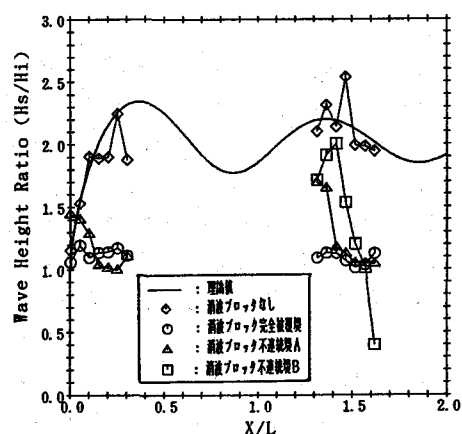
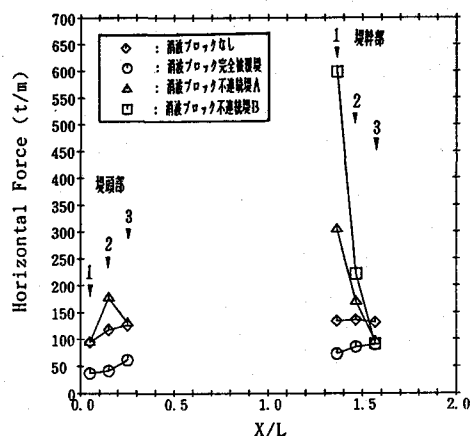
図-3にはケーソン前面の波高分布の測定結果を、図-4には波力測定結果を示す。これらは、横軸に波力・波高の測定位置を波長で無次元化した値(X/L)を用い、縦軸にはそれぞれ、ケーソン前面の波高を無堤状態の通過波高で除して求めた波高比(H_s/H_i)およびケーソンの単位幅当りに作用する水平波力(t/m)を用いている。作用させた波浪は規則波であり、入射波向 $\beta = 0^\circ$ 、波高 $H = 11.0m$ 、周期 $T = 13.0s$ 、マウンド前面水深・堤体設置水深比 $d/h = 0.567$ のケースである。また、図-3の波高分布に関する結果には、式(1)で計算される重複波を対象としたケーソン前面の波高比分布(合田 1990)の計算結果を示してある。

$$\frac{H_s}{H_i} = \sqrt{(C+S+1)^2 + (C-S)^2} \quad (1)$$

ここに、 C および S はフレネル積分である。

なお、消波ブロックの不連続部を堤幹部で生じる場合には、不連続部(A)を生じるケーソンに隣接したケーソン(B)でも波力増大が見られたため、測定結果を示してある(図-5参照)。

図-3によると消波ブロックなしの場合には、堤頭部では堤体端部($X/L = 0$)での波高比が最も小さく、堤体中央部に向って波高比が大きくなり、計算結果とほぼ類似した結果を示している。消波ブロック完全被覆堤の場合には、消波ブロック

図-3 X/L と波高比分布の関係図-4 X/L と水平波力の関係

による波高減殺効果で消波ブロックなしに比べて波高比が小さくなっている。また、消波ブロック不連続堤では、不連続位置およびこれに隣接する箇所で波高比が大きくなっており、局所的な波高増大が伺われる。

図-4の波力分布によると、消波ブロックなしおよび消波ブロック完全被覆の場合には、ケーソン前面の波高分布に対応するように波力が出現しており、堤頭部では1箇目のケーソンほど波力が小さく、2, 3箇目に向かって波力が大きくなっている。

消波ブロックの不連続部では衝撃砕波の発生による波力増大が見られ、消波ブロックなしに比べても数倍波力が大きくなっている。これは、ケーソン前面の波高分布と直接結び着かないが、消波ブロックの不連続位置では巻波状の砕波が生じ、波面とケーソン壁面の衝突によって水塊がケーソン上方へと立ち上る状況が観察されており、衝撃砕波力の発生による水塊の変化までを容量式波高計で追従しきれなかったことが要因のひとつである。

(2) 消波被覆形状による波圧分布

図-6に静水面での波圧の時系列変化を消波被覆形状別に示す。作用させた波浪条件は前節と同じであり、堤幹部での測定結果である。図-6によると、消波ブロック不連続堤では鋭い立ち上りと腰掛け部から成る波形を示し、衝撃砕波圧が作用していることがわかる。これは消波ブロックなしに比べて2.5倍程度の波力増大である。消波ブロック完全被覆堤では消波ブロックなしでも見られる波形の立ち上り部分が小さくなる、いわゆるピークカット効果(高橋 1989)が現われており、消波ブロックの被覆形状によってケーソンに作用する波圧が大きく異っている。

ケーソンに作用する波圧分布を示したものが図-7である。作用させた波浪条件は図-6と同一条件である。図中、消波被覆形状を考慮して合田式から計算した波圧分布を示しており、消波被覆形状をパラメータとして堤頭部と堤幹部に分けて示してある。

合田式を式(2)~(6)に示す。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (2)$$

$$P1 = 1/2(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \lambda_1 w_0 H_D \quad (3)$$

$$P2 = P1 / (\cosh(2\pi h/L)) \quad (4)$$

$$P3 = \alpha_3 P1 \quad (5)$$

$$Pu = 1/2(1 + \cos \beta) \lambda_1 \alpha_1 \alpha_3 w_0 H_D \quad (6)$$

ここに、 η^* : 静水面上波圧強度が0となる高さ、 $P1$: 静水面での波圧強度、 Pu : ケーソン本体部の底面前端での揚圧力強度、 β : 直立壁法線の垂線と波のなす角度、 H_D : 入射波高、 λ_1 、 λ_2 : ケーソンの構造等による波圧の補正係数、 α_1 、 α_2 、 α_3 : 直立壁に作用する重複波および砕波の波力の式による係数、 w_0 : 水の単位体積重量、 h : ケーソン前面水深、 L : 波長である。

合田式の算定において、消波ブロックなしの場合には $\lambda_1 = \lambda_2 = 1.0$ としており、消波ブロック完全被覆堤の場合には $\lambda_1 = 0.8$ 、 $\lambda_2 = 0$ としている。一方、式(3)の α_2 は砕波による波圧成分を示す係数であるが、高橋ら(1992)は衝撃砕波力の発生に対しても合田式を適用できるように、衝撃波力係数 α_1 を提案している。すなわち、式(3)の α_2 を α^* と置き換え、 $\alpha^* = \max(\alpha_2, \alpha_1)$ として与える。

$$P1 = 1/2(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \beta) \lambda_1 w_0 H_D \quad (3)'$$

したがって消波ブロック不連続堤の波圧計算では、波圧測定を行った箇所の諸元を考慮し、静水面から消波ブロック天端までの高さを d 、消波ブロックの被覆幅を BM として衝撃波力係数 α_1 を求め、式(3)'を適用している。

ケーソン前面に作用する波圧分布は静水面での波圧強度が最も大きくなる台形分布であり、ケーソン底面では前趾側で大きい台形か三角形分布である。堤頭部(堤頭隅)と堤幹部を比べると堤幹部の波圧強度が大きく、前節の波力測定結果と同様に、ケーソン前面の波高の大きさが影響しているものと考えられ、消波ブ

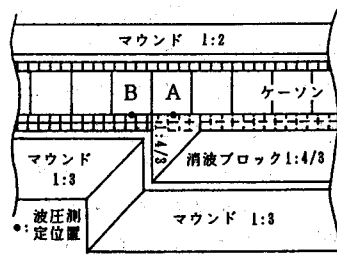


図-5 消波ブロック不連続堤(堤幹部)

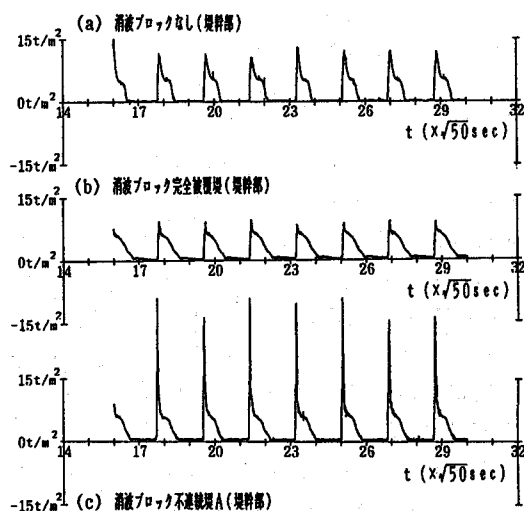


図-6 静水面の波圧波形の経時変化

ロック不連続堤の堤幹部での静水面の波圧強度は、堤頭部の1.5倍程度である。また、消波ブロック不連続堤では、不連続部を生じるケーソン（堤幹部ではA）の水深方向に消波ブロックが存在するため波圧強度が小さくなっており、堤幹部では隣接するケーソン（B）の1/2程度の波圧強度である。

消波被覆形状を考慮した合田式と波圧分布とを比較すると、消波ブロックなしと消波ブロック完全被覆堤の場合には、分布形状や波圧強度の大きさは合田式と大きく違わないけれども、消波ブロック不連続堤ではあまり一致していない。これは、衝撃波力係数 α_1 が滑動実験結果から得られたもので、

実験から滑動限界となる堤体重量が求められ、滑動に寄与する等価な波力を逆算して求めている（谷本ら1983）ためであると考えられる。したがって、衝撃波力係数を適用するには局所的な波圧の増大や波圧分布を評価するよりも、ケーソン全体に作用する波圧合力から堤体の安定性を検討することが妥当であると考えられる。

（3）衝撃波力係数 α_1 を導入した合田式との波力比較

消波ブロック不連続堤ではケーソンの延長方向に被覆形状（d, BM）が異なってくる。そこで、合田式の算定では図-8に示すようにケーソン（ $L=15.0m$ ）を単位幅（ $1.0m$ ）当りに区間分けし、それぞれの位置の消波ブロックの形状を考慮して式（3）'を用いて波圧合力を算定し、ケーソン全体に作用する波力を求めて波力比較を行った。

図-8から、消波ブロック不連続堤のような高マウンド条件で衝撃波力係数 α_1 を用いることによって、従来の合田式で用いられていた α_2 で表わせなかった衝撃碎波力を示すと考えられる波力増大部分を表わしている。

図-9は $\alpha^* = \alpha_2$ として、図-10は $\alpha^* = \max\{\alpha_2, \alpha_1\}$ として式（3）'を用いて波力算定を行った結果と実験結果との波力比較を行ったものである。消波ブロックの不連続部を生じるケーソンではケーソンの延長方向に被覆形状が異なるために、ケーソンの全体に作用する波力は分力計から得られる測定結果から判断することが妥当であると考え、実験結果は分力計で測定した波力を用いた。図中、横軸には波高・堤体設置水深比（ H/h ）を用い、縦軸には式（7）で示される波力比を用いた。これは、堤体の安定性を判定する際によく用いられる滑動合成波力（谷本ら1980）であり、摩擦係数 $\mu = 0.6$ とした。

$$\text{波力比} = \frac{(FH + \mu FV)_E}{(FH + \mu FV)_G} \quad (7)$$

ここに、 FH ：水平波力、 FV ：鉛直波力、添字 E：実験結果、添字 G：合田式による波力算定結果である。

図-9、10によると、作用させている波浪の種別によらず、堤頭部に消波ブロックの不連続部を生じる場合には、従来の α_2 を用いた合田式で安全側である。これは、図-3で示したように堤端部（ $X/L=0$ ）でケーソン前面の波高比が最も小さく堤中央に向って大きくなるため、衝撃碎波力が発生しにくい条件になるためであると考えられる。ところが、消波ブロックの不連続部を堤幹部に生じる場合には、 α_2 を用いた

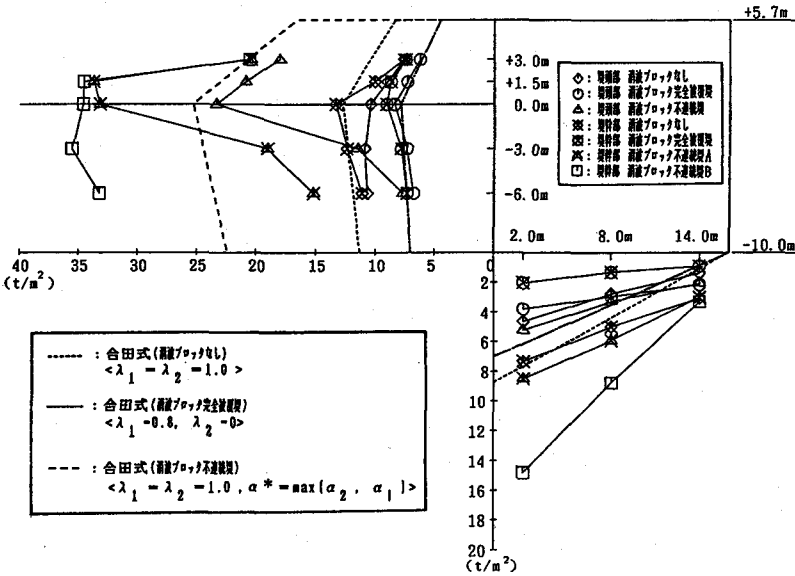


図-7 消波被覆形状による波圧分布

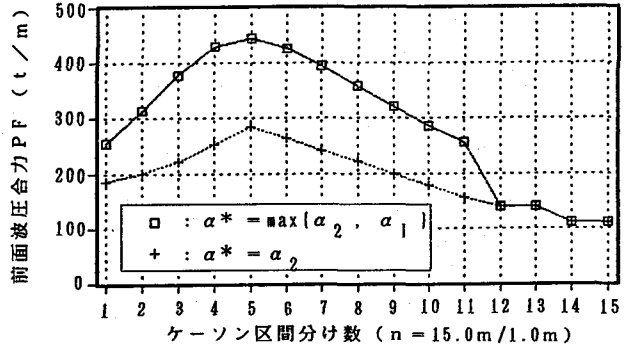


図-8 合田式による消波ブロック不連続堤の前面波圧合力算定結果

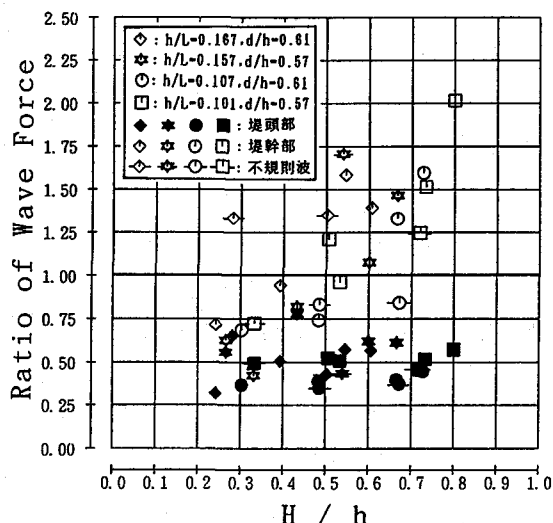


図-9 $\alpha^* = \alpha_2$ を用いた合田式と実験結果との波力の比較

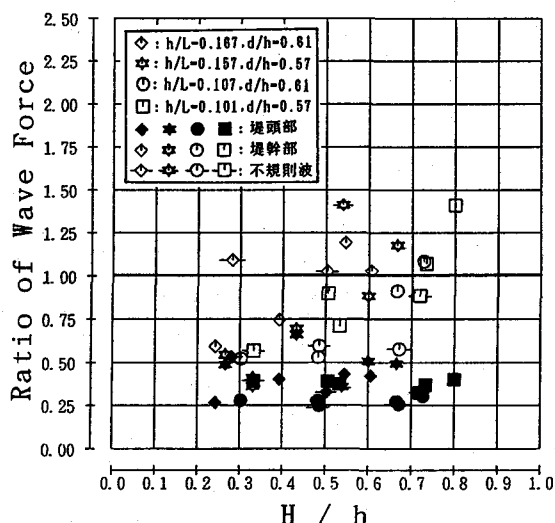


図-10 衝撃波力係数 α_1 を導入した合田式と実験結果との波力の比較

合田式を上回るケースが見られ、砕波の影響が現われる $H/h \geq 0.5$ で顕著である。これらのケースを衝撃波力係数 α_1 を導入した合田式と比較すると、すべてのケースで波力比 1.0 に近づいており、消波ブロック不連続堤のように衝撃砕波力の発生する条件では衝撃波力係数を用いた波力算定法の適用性は高いものと考えられる。

以上のことから、本実験結果からは堤頭函に限っては α_2 で算定波力は安全側であったが、波高の局所的なピークを生じる位置が、周期や入射波向によっては堤頭函位置で生じることもあるため、条件によっては α_2 では波力を過小に評価することも考えられる。よって、諸条件を考慮して α_1 を適用することが必要であると考えられる。また、完成時には消波ブロックが十分に被覆されるため、波力低減係数 $\lambda_1 = 0.8$ として設計を行ったケーソンに施工途中でブロックの不連続部を生じると、波高が小さくても完成時の数倍オーダーの波力がケーソンに作用することがあるため、施工状況を考慮して堤体の安定性を検討しておくことが重要であると考えられる。

図-11 は入射波向を $\beta = \pm 30^\circ$ とした場合の式(7)で定義した波力比較結果である。合田式の計算では衝撃波力係数 α_1 を導入しており、実験結果は波力増大の顕著であった堤幹部の消波ブロック不連続堤の波力測定結果である。これによると、堤体に対する入射角が傾くことによって衝撃砕波力の影響が小さくなることがわかり、 α_1 を用いた合田式で算定波力はほぼ安全側である。波向による比較をすると、消波ブロックで十分に被覆された側からの入射波向である $\beta = -30^\circ$ の方が直立壁側から入射する $\beta = +30^\circ$ よりも波力比は小さくなっており、図面は割愛したけれども、不連続部に隣接したケーソン(B)への影響も小さくなった。これらのことから、衝撃砕波力の発生が懸念される場合には、斜め入射よりも波高が小さくとも、直角入射を含めて堤体の安定性を検討しておくことが重要であると考えられる。

(4) 消波ブロック被覆の効果

これまでの結果から明らかなように、消波ブロックによる波力低減効果が現れるのはブロックをケーソンの天端まで十分に被覆した場合である。図-12 は消波ブロック完全被覆堤の式(7)による波力比較結果であり、合田式の計算では波力低減係数 $\lambda_1 = 0.8$ ($\lambda_2 = 0$) を用いて波力計算を行っている。実験結果は、堤頭部では波力の大きくなった3函目、堤幹部も3函目の波力測定結果であり、入射波向 $\beta = 0^\circ$ である。

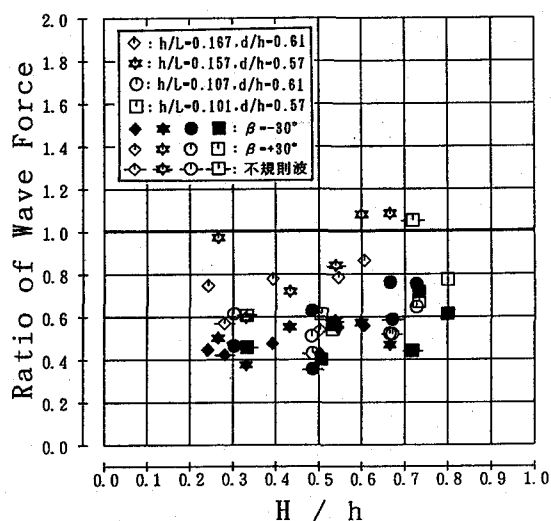


図-11 波向変化に対する合田式 (α^*) と実験結果との波力の比較

図-12によると、消波ブロック不連続堤で衝撃砕波力の発生にともなう波力増大が見られた $H/h \geq 0.5$ では、逆に H/h の増加にともなって波力比は減少する傾向にあり、 $\lambda_1 = 0.8$ とした合田式よりも実験波力は小さくなっている。これは既往の研究（例えば高橋 1989）と同様の結果を示すものであり、砕波波力が作用する領域にあっても波力低減係数を用いることができることを示している。したがって、衝撃砕波力の発生を防ぐために消波ブロックの不連続部などの危険なマウンド形状となることを避けることが望ましく、海底勾配が急であるとか付近の航路などの関係で高マウンドとせざるを得ない状況では、消波ブロックを十分に被覆することが衝撃砕波力の発生を防ぐ対策のひとつである。

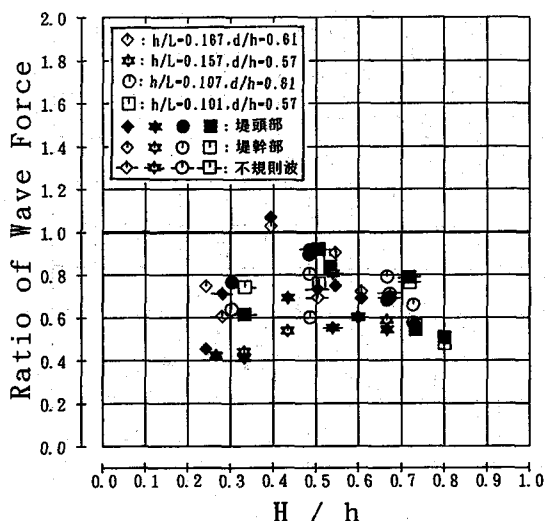


図-12 消波ブロック完全被覆堤の合田式 ($\lambda_1 = 0.8$) と実験波力との比較

4. おわりに

本研究で得られた主要な結果について以下に示す。

- (1) ケーソン前面の波高は堤体端部で最も小さくなるため堤頭函に作用する水平波力が小さく、堤体中央部に向って波力が大きくなった。そのため、消波ブロックの不連続部を堤幹部で生じる場合に波力増大が顕著となった。
- (2) 消波ブロックの不連続部では砕波による波力増大が生じ、消波ブロックを被覆していない場合に比べて2倍以上の波力増大を示すケースが見られた。このような消波ブロックの不連続部での波力算定では、衝撃波力係数 α_1 を合田式に適用する方法が妥当であることがわかった。
- (3) 施工途中の消波ブロック不連続部では、設計波よりも小さな波高条件で設計波力を上回ることがある。施工の状況から消波ブロックに不連続部が生じるときには、設計波よりも低い波高条件でも衝撃波力係数を導入した合田式を用いて波力算定し、堤体の安定性について調べる必要がある。この場合、衝撃波力の発生が入射波向の影響を受けるため、波高が小さくても最も危険になる $\beta = 0^\circ$ での安定性を確認しておくことが望ましい。
- (4) 消波ブロックをケーソンの天端まで十分に被覆した場合には、ブロック被覆によるピークカット効果で既往の研究と同様に波力低減効果が現われた。すなわち、合田式による波力低減係数 $\lambda = 0.8$ を用いて算定すれば、波力は算定可能であることがわかった。また、消波ブロックを十分に被覆することは衝撃砕波力の発生を防ぐ対策工として有効であることがわかった。

最後に、衝撃砕波力は瞬間的に作用するため、堤体の滑動に与える有効な波力を滑動実験で確認することがより適切である。今後は滑動実験を行って堤体の安定性について検討し、施工途中で消波ブロックの不連続部を避けられない場合の対策工についても検討を進める予定である。

本研究を進めるにあたり、終始御指導頂きました運輸省港湾技術研究所水工部高橋耐波研究室長に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 合田良實(1990): 港湾構造物の耐波設計(波浪工学への序説), 鹿島出版会, 333p.
- 高橋重雄(1989): 混成式防波堤の水工の諸問題, 港湾技術研究所講演会講演, pp.63-100.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一朗・細山田得三(1992): 混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第39巻, pp.676-680.
- 谷本勝利・原中祐人・富田英治・和泉田芳和(1980): 曲面スリットケーソンの水理特性に関する実験的研究, 港研報告, 第19巻, 第4号, pp3-53
- 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄(1983): 混成防波堤のマウンド形状による衝撃波力の発生と対策, 港研報告, 第20巻, 第2号, pp3-39