

消波ブロック不連続部の波力増大による防波堤の被災とその対策に関する研究

塩見雅樹* ・山本 浩**・津川昭博***
黒沢忠男****・永松宏一*****

1. はじめに

ケーソン式防波堤においては、消波ブロックで被覆された断面から被覆されない断面に変化する箇所では、消波ブロックの法面形成上から、その被覆高および被覆幅が変化する。このような消波ブロックの不連続位置では、波が急に砕け衝撃砕波力が発生する危険性があることはよく知られている(鴻上ら, 1970, 谷本ら, 1981)。そのために、隅角部だけを消波ブロック被覆堤とする場合等で消波ブロックの不連続部を生じる場合には、ケーソン前面の形状をある程度考慮した設計を行ってきた。しかしながら、著者らの管内の防波堤において、1991年2月に消波ブロックの不連続部が一因と考えられる被災が生じている。

本研究では、大型の平面実験を行って消波ブロック不連続部の波力増大特性を明らかにし、現地被災要因を検証するとともに、設計波力の算定法について提案を行うことを目的としている。さらに、消波ブロックの不連続部の波力増大を防ぐ対策として押えケーソンを配置した実験を行い、その効果も検討している。

2. 現地被災事例

被災を受けた防波堤は管内のM港とH港で、太平洋に面した第一線のケーソン式混成堤として建設されている。

(1) 被災時の波浪状況

1991年2月に発生した冬期風浪は、960 hPaと大型台風並の猛烈な低気圧に発達し、本州沿岸海上をゆっくりと北東に進んだため、各地に強風と高波浪をもたらし、多くの防波堤が被害を受けている(宮井ら, 1993)。この時のM港とH港での波浪状況を表-1に示す。M港では、16日午前には7mから8m台、夜には9m台と波高

が高まり、設計波を上回る波高が観測された。また、計測器の故障で波浪は欠測になったが、波浪推算の結果、H港でも設計波以上の波が防波堤に襲撃したものと推定された。

(2) 被災状況

M港東防波堤は通常の混成堤であるが、隅角部だけが消波ブロック被覆堤であり、消波ブロック被覆端部で不連続部を生じている。この隅角部では図-1に示すように、消波ブロックの不連続部を生じた5号函から8号函でケーソン滑動を生じ、7号函は9.4m、8号函は0.4mの滑動量であり、7号函はケーソンのほとんどが破壊した。

H港では、図-2に示す第一防波堤と第二防波堤に被災を生じ、第一防波堤では堤頭部1函目(40号函)から7函目(34号函)に至るケーソンの滑動、第二防波堤で

表-1 被災時の波浪状況 (1991. 2. 16)

観測項目		M港	H港
風速	最大(10分間平均)	27.7 m/s (ENE)	24.0 m/s (NNE)
	瞬間最大	37.6 m/s (ENE)	32.2 m/s (NNE)
潮位		188 cm	193 cm
波浪	最大波高 H_{max}	14.77 m	(推算値 13.2 m)
	有義波高 $H_{1/3}$	9.94 m	(// 8.3 m)
	有義周期 $T_{1/3}$	13.4 s	(// 11.4 s)

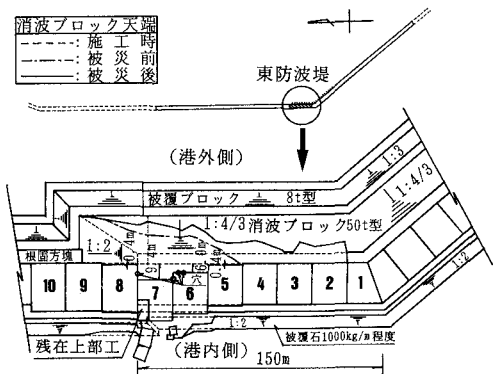


図-1 M港東防波堤隅角部の被災状況

* 正会員 工修 運輸省第二港湾建設局 横浜調査設計事務所 所長
 ** 正会員 工修 運輸省第二港湾建設局 横浜調査設計事務所 次長
 *** 運輸省第二港湾建設局 横浜調査設計事務所 建設専門官
 **** 運輸省第二港湾建設局 金石港工事事務所
 ***** 工修 株式会社エコー 第一技術部 水理課

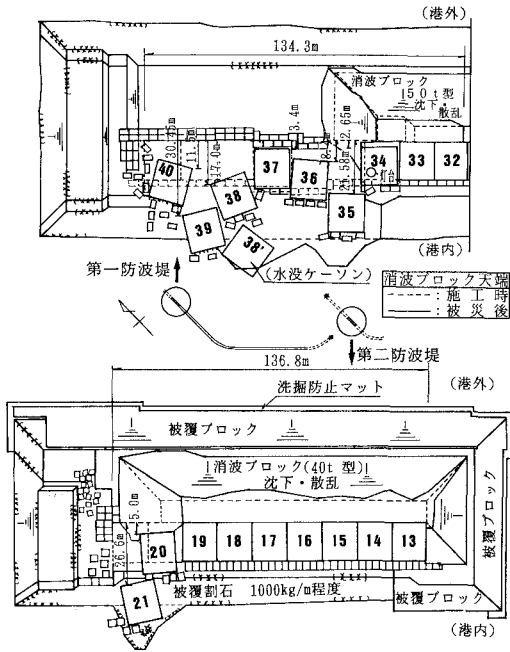


図-2 H港第一、第二防波堤での被災状況

は堤頭部2函(20, 21号函)のケーソンの滑動が生じた。両防波堤とも、消波ブロック被覆堤として建設途中での被災であり、ケーソンを先に据え付けてから、消波ブロックを被覆する施工手順であったため、消波ブロックの不連続部を生じる断面であった。

(3) 被災要因の検討

M港およびH港ともに、設計波を越える異常波浪の来襲が最も大きな被災原因であったが、消波ブロック不連続部における衝撃波力発生がもうひとつの主要な原因と考えられる。これは両港とも、設計波以上の波に対しても消波ブロックで十分に被覆されたケーソンは滑動せず、消波ブロック不連続部のケーソンが滑動したことから裏付けられる。

M港では、8~10号函は消波ブロック不連続堤として当初より波力増大を考慮した設計を行い、ケーソン側壁の補強、ケーソンの大型化、中詰を砂でなく比重の大きい亜鉛鉱滓を用いる等の配慮をしている。そのため9, 10号函は動かず8号函も小さな滑動に止まっている。しかし、消波ブロック被覆堤として設計された7号函はこの被災前の長期間にわたる異常波浪の作用により消波ブロックが徐々に沈下、飛散、埋没により崩れて消波ブロック不連続部が形成されたため、設計値を上回る波力が作用し、大規模被災に至ったものと考えられる。なお、H港の21号函はケーソン下のマウンド石の散乱が生じており、これがケーソンの滑動量を大きくしているとも

考えられる。

3. 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波造波機を2台使用して波力および滑動実験を行った。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、図-3に示すように堤体模型を設置した。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い、堤体模型を移設することで波向変化($\beta=0^\circ, \pm 30^\circ$)を考慮した。

堤体断面は、管内の外洋第一線防波堤から図-4に示す標準的なケーソン式混成堤を選定し、消波被覆形状を消波ブロックを被覆しない場合(以下、消波ブロックなしと略記)、消波ブロックを十分に被覆した場合(以下、消波ブロック完全被覆と略記)および消波ブロックが法線方向に不連続となる場合(以下、消波ブロック不連続部と略記)と変化させて波力特性を調べた。防波堤模型はフルード則に従って1/50に縮尺し、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た。滑動実験ではケーソン底面をモルタルで作成し、摩擦係数 $\mu=0.6$ が得られるように粗度をつけた。そして、ケーソンの内部に鉛を入れて重量を調整した。

波力、波圧実験で作用させた波浪はBretschneider・光易型のスペクトルを有する不規則波と規則波であり、滑動実験では不規則波を作用させた。周期 T は管内の外洋防波堤の設計条件としてよく用いられる13.0sと通常時化程度の9.0sとし、非碎波から堤体直前で碎波するような波まで作用させた。波力実験では、分力計によってケーソンに作用する水平波力 F_H と鉛直波力 F_V を、波

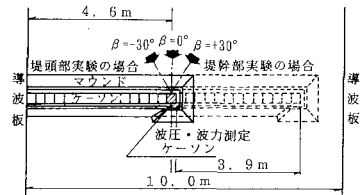


図-3 堤体模型の設置方法

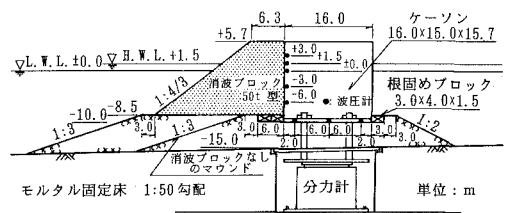


図-4 実験断面諸元

圧実験では小型波圧計を用いてケーソン前面波圧 p_F と揚圧力 p_U を測定した。滑動実験では、ケーソンの背後に取り付けた変位計によって滑動量を測定した。規則波を作用させた時の測定は有効波5波、不規則波は約200波～500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。なお不規則波については、堤体を設置しない通過波の測定結果から得られた最大波高 H_{max} を以降の解析に用いている。

4. 消波ブロック不連続部の波力増大

(1) 波圧波形

図-5 に静水面での波圧の時系列変化の一例を消波被覆形状別を示す。これは堤幹部での実験結果である。

消波ブロック不連続部を生じるケーソンでは鋭い立ち上りと腰掛け部から成る波形を示し、衝撃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倍程度の波圧増大である。消波ブロック完全被覆では波形の立ち上り部分が小さくなるピークカット効果(高橋, 1989)が現われ、波圧低減効果が見られる。

(2) 波圧分布

図-5と同じ波浪条件で、ケーソンに作用する波圧分布を示したものが図-6である。図中、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実験結果をプロットしてあり、消波被覆形状を考慮して合田式(合田, 1990)から計算した波圧分布を示してある。合田式の静水面の波圧 p_1 は次の式で表わされる。

$$p_1 = 1/2(1 + \cos \beta)(a_1 + \lambda_2 a_2 \cos^2 \beta) \cdot \lambda_1 w_0 H_0 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 β は直立壁法線の垂線と波のなす角度、 a_1, a_2 は重複波および砕波の波力式による係数、 λ_1, λ_2 は波圧の補正係数、 w_0 は水の単位体積重量、 H_0 は入射波高である。ただし、消波ブロック不連続部の波力については高橋ら(1992)によって提案された衝撃波力係数 a_1 を導入

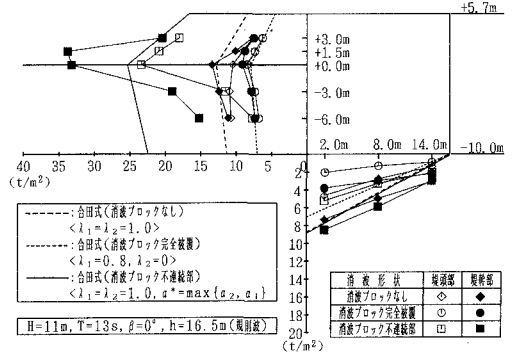


図-6 消波被覆形状による波圧分布

している。すなわち、式(1)の a_2 を a^* と置き換え、次式のように与える。

$$a^* = \max\{a_2, a_1\} \dots \dots \dots (2)$$

したがって、波圧測定を行った箇所の消波ブロック被覆断面を考慮し、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 B_M として衝撃波力係数 a_1 を求めている。

消波ブロック不連続部では衝撃波力が発生するため、消波ブロックなしや消波ブロック完全被覆に比べて強大な波圧が作用していることがわかる。この衝撃波力に対して、 a_1 を導入した合田式と比較すると、分布形状や場所的な波圧の大きさは異なるけれども、衝撃波力による波力増大を良く表しており、波力算定にこの係数を用いることがほぼ妥当と思われる。なお、堤頭部と堤幹部の波圧分布を比較すると、堤頭部の波圧が小さい。これは、防波堤端部からの回折波によって、ケーソン前面波高が堤頭部、特にその端部で最も小さくなるため(八尋ら, 1993)と考えられる。

5. 設計波力算定法の提案

(1) 断面分割法による波力算定法の提案

消波ブロック不連続部では、法線方向にブロックの被覆高と被覆幅が変わるために、ケーソンに作用する波力は法線方向に異なると考えられる。したがってここでは、図-7に示す断面分割法によって波力を算定する方法を考えた。すなわち、静水面以下でケーソンが露出する区間については、単位長さ l 当りの d と B_M を求め、合田式に a_1 を適用して波圧計算を行う。静水面から上が消波ブロックで被覆されている区間については、消波ブロック完全被覆として波圧低減率 $\lambda_1 = 0.8$ を用いて合田式によって波圧を計算し、ケーソン1函当たり作用する波力を求める。

(2) 実験結果との比較

この断面分割法によって前面波圧合力 P_F を算定した

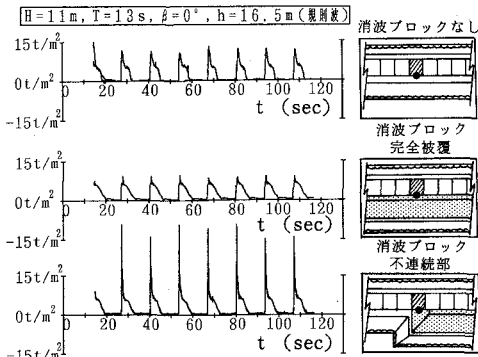


図-5 静水面の波圧波形の経時変化の一例

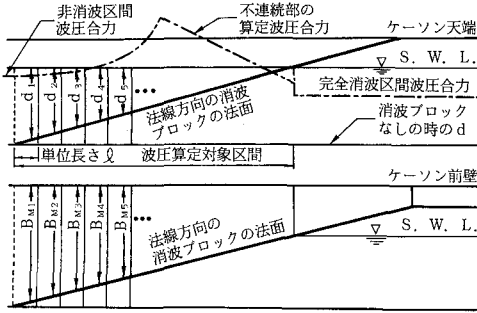


図-7 断面分割法による波力算定法

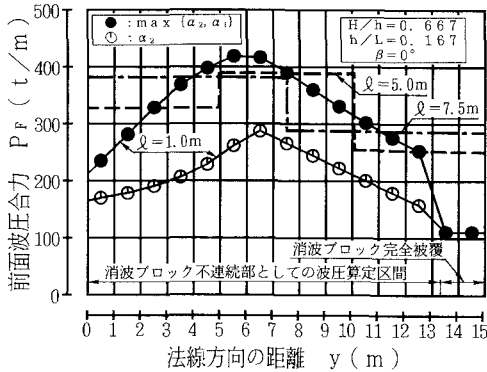


図-8 断面分割法による波圧算定結果の一例

結果の一例を図-8に示す。計算は消波ブロック不連続部を生じるケーソン1函(15m)について行っている。 α_1 を導入することによって衝撃波力に相当する波力増大が表され、単位長さ l を小さくすることによって消波ブロックの三次元的な断面形状を考慮した波圧算定を行うことができる。したがって l は、被覆形状に応じて法線方向に異なる値に分布し、波圧合力の最大値が得られるような長さとするればよいと考えられる。

断面分割法によって計算した波力と消波ブロック不連続部の滑動・波力実験結果の比較を図-9に示す。波力の比較では、次式で定義される滑動合成波力 F_s を用いている。

$$F_s = F_H + \mu F_V \dots\dots\dots (3)$$

$$= \mu W \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 W は直立部の静水中重量である。したがって、波力実験では式(3)を用いて計算しており、図では(II)、(III)に相当する。滑動実験では滑動限界の W から式(4)を用いて計算しており、図中の(I)で示す。

図-9によると、波高の大きな領域で滑動実験結果が図中の(A)で示す波力算定結果をやや上回るけれども、波力算定結果と実験結果とは良く対応しており、衝撃波力の発生に対してもこの波力算定法を適用可能と考えられ

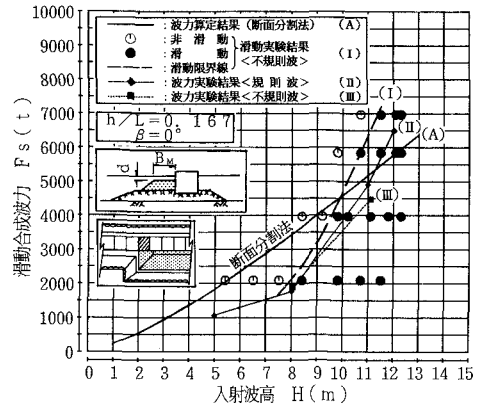


図-9 断面分割法と実験結果の比較

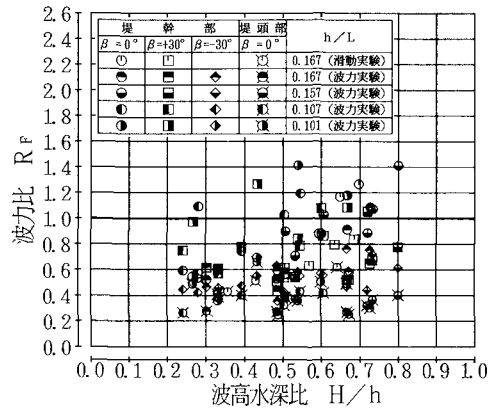


図-10 断面分割法の適用性

る。

この他の波浪条件や波向変化に対する実験結果と断面分割法による波力算定結果との比較を波力比 R_F で図-10に示す。波力比 R_F は滑動合成波力の実験値と計算値との比である。堤頭部では測定対象としたケーソンが堤頭部に位置するため波高が堤幹部よりも小さかったこと、波向 $\beta = -30^\circ$ では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ったため波力比が小さくなる。したがって不連続部が本当に防波堤端部にあれば計算値は過大となるが、実際には不連続部のブロックは散乱しやすく不連続部は拡大しやすいことも考慮すると、実用上は適当と考えられる。その他の実験結果は1.0付近にばらついており1.4程度が上限であるが、衝撃波力の変動性とケーソンの動的応答効果を考えれば、波力算定結果はほぼ妥当なものと考えられる。

(3) 被災防波堤での断面分割法の検証

最初に示した消波ブロック不連続部の被災事例について滑動安全率S.F.を求め、堤体の安定性について調べた。すなわち、被災時の波浪条件をもとに波浪変形計算

表-2 被災防波堤への断面分割法の適用

対象港		M 港		H 港	
		7号函	8号函	35号函	21号函
設計波	H_{max}	13.0 m	13.0 m	9.0 m	9.5 m
	$H_{1/3}$	7.1 m	7.1 m	5.3 m	5.6 m
	$T_{1/3}$	13.0 s	13.0 s	13.0 s	13.0 s
到達波	H_{max}	14.1 m	14.1 m	11.8 m	10.5 m
	$H_{1/3}$	10.7 m	10.7 m	7.5 m	5.9 m
	$T_{1/3}$	13.4 s	13.4 s	11.4 s	11.4 s
滑動安全率 S.F.	消波ブロック不連続部 (断面分割法)	0.52	1.05	0.66	0.95
	消波ブロック完全被覆 ($\lambda_1=0.8$)	2.11	—	1.39	1.82

によって被災位置での到達波高を求め、断面分割法を用いて波力計算を行っている。M港では、被災前の消波ブロック被覆形状から d と B_M を推定して α_1 を求めている。滑動安全率の計算結果を表-2に示す。なお、H港は施工時の設計波であり、両港とも設計波に対して滑動安全率が1.2以上確保されている。

M港の7号函は安全率が0.52であり、ケーソンの大きな滑動と破壊に対応している。8号函では安全率が1.0をやや上回るけれど、これも比較的小さな滑動量と対応していると言える。H港の35号函は大きく滑動しており、0.66の安全率によって説明できる。ただし、H港の21号函は安全率が0.95であるが大きく滑動しており、これは先に述べたようにマウンド石の散乱も影響している。いずれにしても、断面分割法の適用性が高いことを示していると考えられる。なお、M港7号函やH港21、35号函は消波ブロック被覆堤として設計された断面で、消波ブロックの沈下や施工途中で消波ブロックの不連続部を生じなければ滑動安全率は1.0が確保されていたことを示している。

6. 対策工の検討

消波ブロックの不連続部による波力増大を防ぐ実用的な対策工として、法線方向の消波ブロックの不連続被覆を避けるように押えケーソンを配置する断面を考えた。滑動実験による波力の比較を図-11に示す。通常の消波ブロック不連続部と押えケーソンを配置した場合を比較しており、3函について測定している。

消波ブロック不連続部の波力増大の影響は隣接するケーソンにも及んでいるが、押えケーソンを配置することによって、不連続部を避けた箇所だけでなく、隣接するケーソンに対しても波力低減効果があることを示している。したがって、消波ブロックの不連続部を避けること

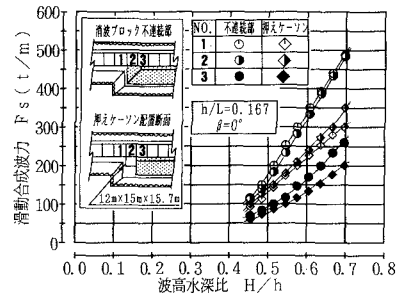


図-11 消波ブロック不連続部対策工の実験結果

が波力増大を防ぐ第一の対策と言えるが、堤幹部だけを消波ブロック被覆堤とする場合や施工途中の越冬対策として、この工法は有効であると考えられる。

7. あとがき

本来ならば、衝撃波力の発生する消波ブロック不連続部は避けるべきである。しかし、やむを得ずこのような不連続部を形成する場合に、ここに示した単位幅ごとに被覆形状を考慮する断面分割法は、実用性の高い波力算定法と考えられる。

今回示した被災防波堤は、施工途中であったり、消波ブロックの飛散、沈下のため設計時と異なる状況に置かれていたため、被災を生じたものと考えられる。今後は、施工段階でもある程度の安定性が確保できるような対策の検討も必要と考えられる。

最後に、本研究を進めるにあたり運輸省港湾技術研究所の耐波研究室長の高橋重雄氏にご指導、ご助言を賜った。ここに感謝の意を表します。

参考文献

涌上雄三・時川和夫 (1970): 施工段階における消波工の波圧減殺効果に関する実験的研究 第17回海岸工学講演会論文集, pp. 205-210.
 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, 333 p.
 高橋重雄 (1989): 混成式防波堤の水利的諸問題, 港湾技術研究所講演会講演集, pp. 63-100.
 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・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・高橋重雄・北谷高雄 (1981): 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について, 港研報告, 第20巻, 第2号, pp. 3-39.
 宮井真一郎・大平勝司・塩見雅樹 (1993): 被災防波堤集覧(その4), 港湾技研資料, No. 765.
 八尋明彦・菅原邦彦・黒沢忠男・宮崎和行・永松宏一 (1993): 混成堤消波工不連続部の波力に関する実験的研究, 海洋開発論文集, Vol. 9, pp. 289-294.