

フレア護岸の実海岸への設置を 考慮した水理実験

EXPERIMENTAL STUDY ON HYDRAULIC CHARACTERISTICS OF THE FLARING SHAPED SEAWALL FOR PRACTICAL APPLICATION

片岡保人¹・塙洋二²・竹鼻直人³・奥村昌好³・村上啓介⁴

Yasuto KATAOKA, Yoji HANAWA, Naoto TAKEHANA,
Masayoshi OKUMURA and Keisuke MURAKAMI

¹ 正会員 工博 (株)神戸製鋼所 機械研究所構造強度研究室 (〒651-2271 神戸市西区高塚台 1-5-5)

² 正会員 工修 (株)神戸製鋼所 機械研究所構造強度研究室 (〒651-2271 神戸市西区高塚台 1-5-5)

³ 正会員 工修 (株)神戸製鋼所 構造技術部 (〒675-0155 兵庫県加古郡播磨町新島 41)

⁴ 正会員 工博 宮崎大学 工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台 1-1)

A Flaring Shaped Seawall (FSS) can drastically reduce a crest height and wave overtopping quantity in comparison with a conventional upright one. In this study, a series of hydraulic experiments were carried out using a two-dimensional flume to apply the FSS to practical use. As a result, armor stones on the rubble mound foundation were stabilized for a series of irregular waves. Flow velocities of wave in front of the FSS were measured to investigate scour. These were almost same as those of the upright seawall, and an average value of flow velocity indicated in the direction of onshore. Furthermore an impulsive breaking wave pressure by regular wave was measured and was about 4.5 times larger than one by Goda's formula. Finally, a diagram to estimate the crest height and wave overtopping rate of the FSS was made.

Key Words : Flaring Shaped Seawall, armor stone, flow velocity, impulsive wave pressure, wave overtopping rate

1. はじめに

荒天時波浪にさらされる道路用護岸や、背後に人家や公共施設等が密集している地区に対する護岸に要求される機能のなかで、特に重要なもののひとつに越波阻止性能がある。著者らは図-1 に示すような新形式フレア護岸に関する研究開発を進め、低天端でありながら越波流量を大幅に低減することができる本護岸の基本特性を明らかにしてきた¹⁾⁴⁾。しかしながら、本護岸の実海岸への設置を考えた場合、越波阻止性能のみならず、捨石マウンド被覆石の安定性、護岸前面の洗掘、反射率、護岸に作用する波圧などに関する特性についても調べておく必要がある。

そこで本報では、フレア護岸を実海岸へ設置することを考え、水槽模型実験により上記の各種水理特性について調べた。

2. 実験対象とした護岸

今回実験の対象とした護岸の現地断面図を図-2、水理条件を表-1 に示す。護岸高さは4m、円弧部の奥行き深さDと高さBの比は $D/B=0.52$ とした。潮位はMx.H.W.L.+4.50m, H.W.L.+3.33mで、換算沖波波高

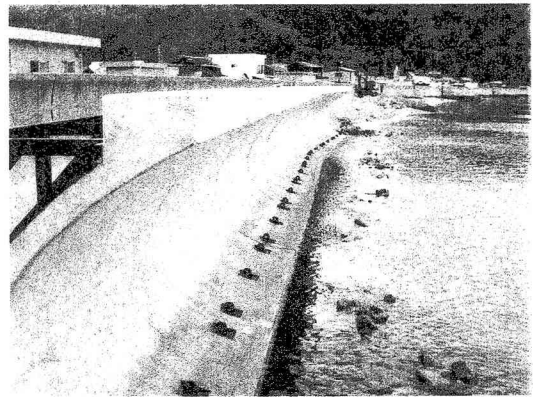


図-1 フレア護岸の施工例

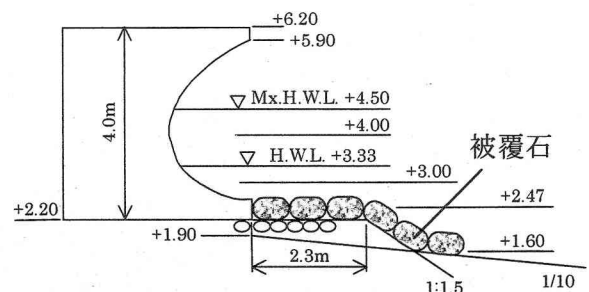


図-2 現地断面図

表-1 現地の水理条件

潮位	Mx. H. W. L.	+4.50m
	H. W. L.	+3.33m
波浪条件	換算沖波波高 Ho'	1.95m
	換算沖波周期 To'	5.27sec
	換算沖波波長 Lo'	43.33m
	堤前波 有義波高 $H_{1/3}$	1.82m
海底勾配		1/10
許容越波流量		$0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$

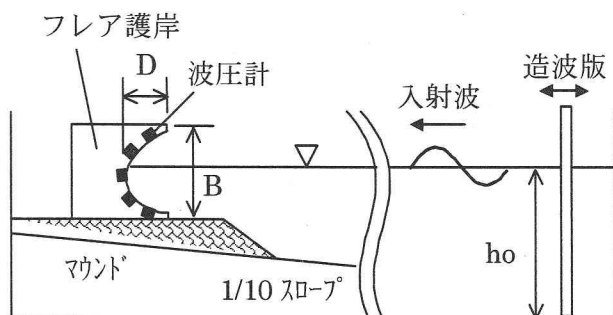


図-3 水槽模型実験概要

$Ho' = 1.95\text{m}$, 周期 $To' = 5.27\text{sec}$ である。海底勾配は 1/10, 許容越波流量は $0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ とした。

水槽模型実験は、図-3 に示すように 2 次元吸収制御式造波水槽（長さ 30m, 高さ 1.2m, 幅 0.6m）中に 1/10 海底勾配を模擬した塩化ビニル製の不透過斜面を設置し、その斜面上に捨石マウンド、フレア護岸モデルを置いて行った。モデル縮尺は 1/15.5 を基本とし、波圧・波力試験については 1/21.8 としている。水槽の沖側（造波板側）水深は $ho=67\text{cm}$ とした。

3. 被覆石安定性試験

(1) 実験条件

まず最初に現地被覆石の重量を試算した。重量の試算には下記のハドソン式⁵⁾を用いた。

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D \left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \quad \dots (1)$$

ここで、

W : のり面上の被覆石の最小重量(t)

γ_r : 被覆石の空中単位体積重量(t/m^3)

γ_w : 海水の単位体積重量(t/m^3)

α : のり面が水平となす角($^\circ$)

H : 進行波としての前面波高(m)

K_D : 石やブロックの種類によって定まる定数

$\gamma_r=2.65$, $\gamma_w=1.03$, $H=1.82$, $K_D=3.0$ とすると、 $W=0.912\text{t}$ となる。この結果より、被覆石重量を 1t とし

表-2 被覆石安定性試験条件

潮位	換算沖波波高	沖波周期
H. W. L. +3.33m	1.95m (設計波)	5.27sec
+3.00m	2.3m	
+2.47m	2.5m	

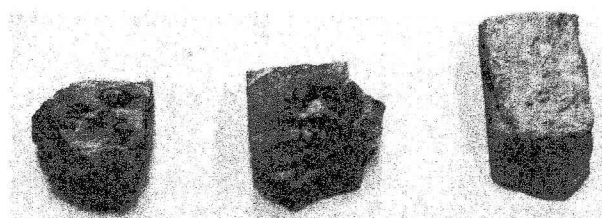


図-4 実験に用いた石の例

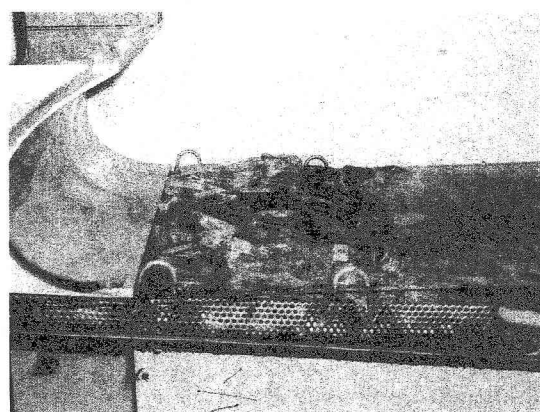


図-5 被覆石設置状況

た。

被覆石安定性試験は、縮尺 1/15.5 でおこなった。1/10 の不透過斜面上に、0.5~1cm 程度の砂利を接着したゴムシートを敷き、その上に 2~5cm 程度の径の石で捨石マウンドを形成し、さらにその上に実寸で 1t 程度に相当する被覆石 50 個を置いた。被覆石は図-4 に示すような緑泥片石で、重量平均は 271g, 標準偏差 17g, 比重平均 $2.69\text{kg}/\text{m}^3$ である。また、実際は被覆石沖側先端は砂層に埋め込まれてほぼ固定されているが、不透過斜面でこれを実現することは困難である。そこで、被覆石の沖側先端に石とほぼ同じ高さの鋼板を置いて石の動きをある程度止めることにした。このとき初期の石の動きを拘束しないように、石と鋼板の間に数 mm 程度の隙間を開けた。実験前の被覆石設置状況を図-5 および図-6 (a) に示す。

実験波には、入射波のスペクトルが修正 Bretschneider 光易型の周波数スペクトルとほぼ一致する不規則波を作成して用いた。ここで、入射波は、造波板から 7m 岸側に 2 本の波高計を設置し、入反射分離⁶⁾により求めた。初期値を変えた不規則波群を 2 種類用意し、それぞれの波群の作用時間は 13 分 39 秒で 600 波以上、合計 1200 波以上の波を作用させた。

現地諸元で示した実験条件を表-2 に示す。潮位は 3 種類設定した。H.W.L.+3.33m だけでなく、被覆石の沖側先端肩部に直接波が作用するように +3.00m と +2.47m でも実

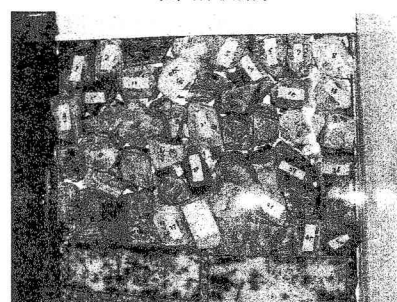
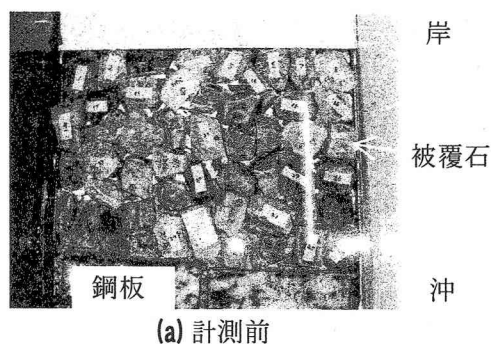


図-6 被覆石安定性試験
(潮位+3.00m, $H_o'=1.95\text{m}$)

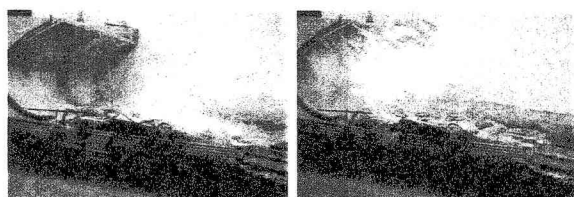


図-7 波の作用状況

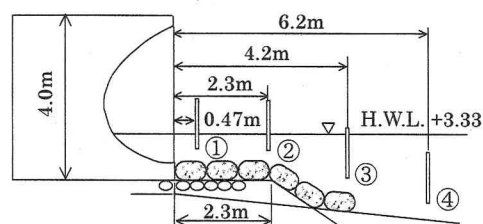


図-8 被覆石安定性試験
(潮位+3.00m, $H_o'=2.5\text{m}$,
2波群め作用後)

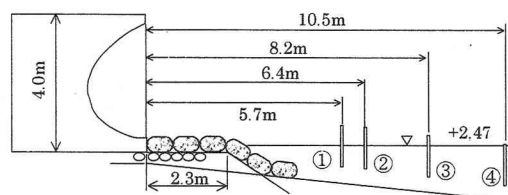
験した (潮位と被覆石高さの関係については図-2 参照)。作用させる波は設計波である $H_o'=1.95\text{m}$ でまず実験し、その後 $H_o'=2.3\text{m}$, 2.5m と設計波以上の波を作用させた。潮位3ケース×波高3ケース、合計9ケースの実験条件で被覆石の被害状況を調べた。

(2) 実験結果

図-6 に潮位+3.00m で設計波高 $H_o'=1.95\text{m}$ のときの実験結果を示す。1波群めおよびその後の2波群め作用により石が動くことはなかった。また、このときの波の作用状



(a) 潮位 H.W.L.+3.33m



(b) 潮位+2.47m

図-9 流速計測位置

況の例を図-7 に示す。入射波および反射波が被覆石上に作用している。図-8 に潮位+3.00m, $H_o'=2.5\text{m}$ のときの2波群め作用後の状況を示す。被覆石 50 個中、図の右下の1個が鋼板を乗り越えて動いた (図中矢印)。しかしながら、 $H_o'=2.5\text{m}$ は設計波の1.3倍の波高の波であり、また、実際にはこの石は砂に埋もれているので、動きにくいものと考えられる。その他の潮位、波高条件では、石は動かなかった。上記の結果より、ハドソン式により求めた本護岸の被覆石は設計波に対して安定していると考えられる。

4. 流速測定試験

(1) 実験条件

堤前の洗掘について簡易的に検討するために、フレア護岸および直立護岸の堤前における流速測定をおこない、両者の結果を比較した。流速測定には電磁流速計を用いた。図-9 に岸沖方向計測位置①～④を示す。深さ方向には現地換算で海底から約40cm程度のところを計測している。潮位は H.W.L. +3.33m と +2.47m の2種類とし、波は1年確率波 (換算沖波波高 1.29m) の最大波である波高 2.3m ($=1.8 \times 1.29\text{m}$)、周期 4.2sec 相当の規則波を作用させた。模型縮尺は 1/15.5 である。

(2) 実験結果

図-10, 11 に潮位+2.47m での計測位置②, ③における流速の時刻歴変化を示す。流速は正が沖向き、負が岸向きで、波速 ($C=\text{沖波波長 } L_o/\text{周期 } T_o=179\text{cm}/1.07\text{sec}=167\text{cm/sec}$) で除して無次元化している。図-10 はフレア護岸、図-11 は直立護岸の結果である。若干のばらつきはあるものの両者の結果はほぼ同じ傾向を示している。その他の条件、計測位置についてもフレアと直立護岸の結果はほぼ同様の傾向を示していた。

表-3.4 は図-10 に示したような波の10周期の極大値 (沖

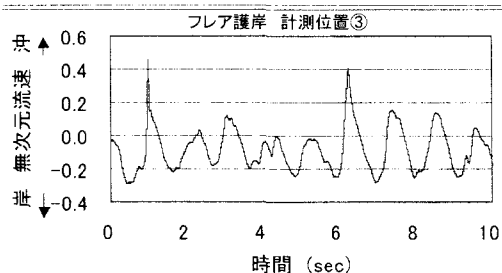
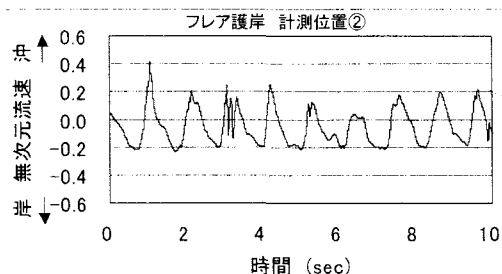


図-10 フレア護岸流速測定結果(+2.47m)

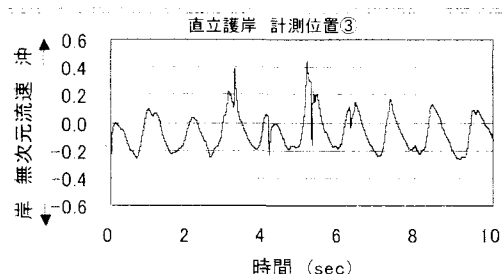
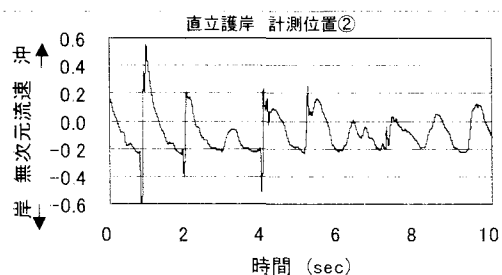


図-11 直立護岸流速測定結果(+2.47m)

向き) および極小値 (岸向き) の平均値, 10 周期分の平均流速を無次元化して示している。また, 図-12 は 10 周期分の平均流速をグラフ化したものである。一部に例外はあるものの, 概略流速の極小値 (岸向き) の絶対値のほうが極大値 (沖向き) のそれよりも大きくなっている。また, 10 周期分の平均もひとつの例外を除いて, そのほかすべてが負の値で岸向きになっている。そしてフレア護岸と直立護岸はほぼ同じような傾向を示している。

これらの結果より, 本波浪条件において流速は平均的に岸向きになっており, これより洗堀が生じない方向, すなわち砂が堆積する方向になっている。また, フレア護岸と直立護岸の流速の傾向はほぼ一致しているので, 現状直立護岸で洗堀されていない本波浪条件のような場所にフレア護岸を設置しても, 洗堀は生じないと考えられる。

表-3 流速の平均値 (潮位: +2.47m) 無次元値

流速計測位置	フレア護岸			直立護岸		
	極大値平均 (沖向き)	極小値平均 (岸向き)	10周期分の平均	極大値平均 (沖向き)	極小値平均 (岸向き)	10周期分の平均
①	0.140	-0.422	-0.103	0.353	-0.177	-0.050
②	0.229	-0.212	-0.055	0.193	-0.305	-0.086
③	0.170	-0.238	-0.083	0.193	-0.238	-0.066
④	0.225	-0.411	-0.162	0.158	-0.547	-0.180

表-4 流速の平均値 (潮位H.W.L. +3.33m) 無次元値

流速計測位置	フレア護岸			直立護岸		
	極大値平均 (沖向き)	極小値平均 (岸向き)	10周期分の平均	極大値平均 (沖向き)	極小値平均 (岸向き)	10周期分の平均
①	0.762	-0.511	0.009	0.199	-0.185	-0.032
②	0.732	-1.045	-0.090	0.367	-0.502	-0.090
③	0.304	-0.563	-0.126	0.663	-0.603	-0.028
④	0.384	-0.669	-0.051	0.400	-0.559	-0.065

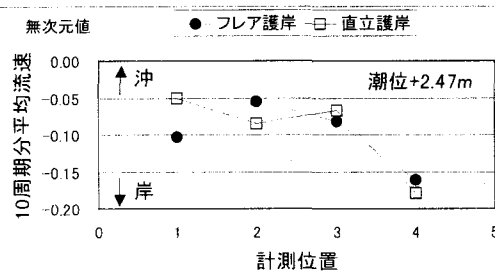


図-12 10 周期分の平均流速

5. 波圧・波力試験

(1) 実験条件

波圧測定は, 受圧面直径が 8mm の小型圧力計を用い, 図-3 に示したように, 圧力計 5 個を護岸上部から下部にわたってほぼ等間隔となるよう前面中心線上に配置した。カットオフ周波数 500Hz のローパスフィルターを通し, サンプリング周波数 1kHz でデジタル収録した。また, 波圧測定のほかに比較のため波力測定もおこなった。波力は, フレア護岸モデルを形鋼で組んだ治具で三分力計に固定して計測した。

モデル縮尺は 1/21.8 とし, 規則波で実験した。現地換算の潮位と波高の組み合わせを表-5 に示す。フレア護岸形状と波の碎波変形による形状の関係により, 最大波圧を示す条件を事前には予測しがたい。このため, 潮位 3 ケース × 波高 3 ケースの合計 9 ケースの実験をおこなった。

表-5 波圧・波力試験条件(モデル縮尺1/21.8)

潮位	沖波最大波高	沖波周期
Mx. H. W. L. +4.50m	1.8×1.95m=3.51m	5.27sec
+4.00m	3.0m	
H. W. L. +3.33m	2.5m	

表-6 波力測定試験結果

潮位	波高(m)	現地換算 水平波力 (kN/m)	合田式 の H_0 (m)	合田式 水平波力 (kN/m)	倍率
Mx. H. W. L. +4.50m	3.51	335	3.07	132	2.5
	3	545	2.90	117	4.7
	2.5	357	2.49	89	4.0
+4.00m	3.51	114	1.91	127	0.9
	3	279	1.86	119	2.3
	2.5	248	1.81	107	2.3
H. W. L. +3.33m	3.51	36	2.62	65	0.55
	3	31	2.55	63	0.49
	2.5	36	2.44	60	0.59

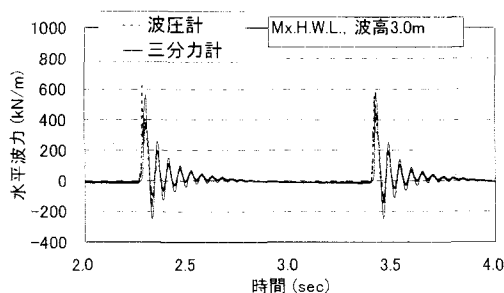


図-13 水平波力の時刻歴波形

(2) 実験結果

図-13 に計測した波力波形結果の一例を示す。潮位 Mx.H.W.L.+4.50m、波高 3.0m の場合である。実線は三分力計による計測値、破線は波圧計による計測波圧を護岸前面鉛直投影面にわたって積分した値で、現地換算値である。両者の値はほぼ一致しており、計測が正しくおこなわれていることがわかる。

表-6 に三分力計による水平波力の測定結果を現地換算した値で示す。波力値は、図-13 に示した波力波形のピーク値 10 波分の平均をとっている。また、合田式の最高波高 H_0 と波力、そして実測値の合田式波力に対する倍率も示している。最大波力は潮位 Mx.H.W.L.+4.50m で波高 3m のときに生じており、最大波高 3.51m のときではない。これは、波高 3.51m のときは波が護岸の少し沖側で碎波するのに対して、波高 3m のときは護岸に碎波直前の波が作用し、衝撃波となっているためである。このとき、合田式波力に対する倍率は 4.7 倍になっている。ただし、比較のため同じ波浪条件で直立護岸の波圧も計測したが、直立護岸でも同様な衝撃波圧が生じ、現地換算波力 412kN/m、合田式波力の 3.5 倍になっていた。潮位+4.00m の場合は、潮位+4.50m のときよりも水深が浅くなるため、碎波がより生じやすくなり、波力も全般的に小さくなっている。そして、潮位+3.33m の場合は、さらに水深が浅くなり、碎波後の崩れ波が護岸に作用するため、波力は非常に小さくなっている。

図-14 は Mx.H.W.L.+4.50m、波高 3m のときの波圧分布である。実線が計測値、破線が合田式による波圧分布で、現地換算値で示している。表-6 にも示したように、合田式

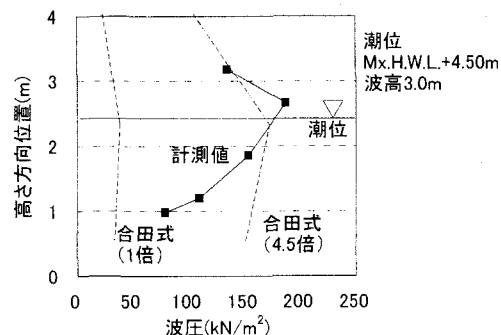


図-14 波圧分布

表-7 越波流量実験条件(モデル縮尺1/15.5)

潮位	換算沖波波高	沖波周期
Mx. H. W. L. +4.50m	1.95m	5.27sec
H. W. L. +3.33m		
+1.60m		

表-8 越波流量実験結果

護岸形式	潮位	現地越波流量 ($<0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$)
フレア護岸	Mx. H. W. L. +4.50m	$1.79\text{E}-04\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$
	H. W. L. +3.33m	$0.0\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$
	+1.60m	$0.0\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$
直立護岸	Mx. H. W. L. +4.50m	$2.03\text{E}-02\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$
消波ブロック被覆護岸	Mx. H. W. L. +4.50m	$1.83\text{E}-03\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$

表-9 フレア護岸の反射率

潮位	反射率
Mx. H. W. L. +4.50m	0.45
H. W. L. +3.33m	0.31
+1.60m	0.12

波圧の約 4.5 倍の衝撃波圧が生じている。また、波圧のピーク値は静水面よりも少し上にずれている。部材設計に際してはこのような衝撃波圧に十分留意する必要がある。

6. 越波流量試験

(1) 実験条件

越波流量試験は、表-7 に示した条件でおこなった。縮尺は 1/15.5 で、マウンドにあたった波が越波に繋がる可能性も調べるため、低水深の条件も選んでいる。

実験に用いた不規則波は、修正 Bretschneider 光易型の周波数スペクトルを基準とし、作成した波の入射波のスペクトルがこれとほぼ一致するようにした。ここで、入射波は、造波板から 7m 岸側に 2 本の波高計を設置し、入射波分離^⑥により求めた。不規則波は造波開始 1 分後から 10 分 55 秒間(有義周期の波が 300 波以上入る時間)の波をひとつの波群とした。

越波流量は、護岸モデル上に 30cm 幅の水路を設け、岸側容器に越波水を回収し、単位時間、単位幅あたりの量を算出した。水路は、肉厚 0.5mm の金属板で作製し、越波流量への水路肉厚の影響が極力小さくなるようにした。越波流量はひとつの潮位、波浪条件に対して、2 回計測し平均値を求めた。フレア護岸だけでなく、比較のため直立および消波ブロック被覆護岸も実験した。また、護岸の反射率も同時に計測した。

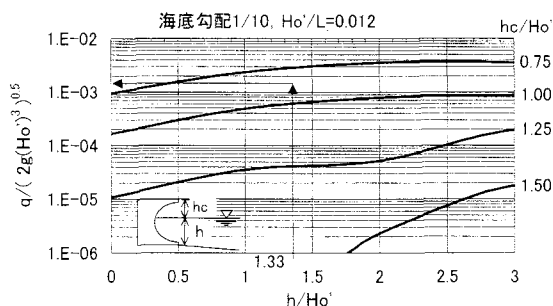


図-15 越波流量推定図

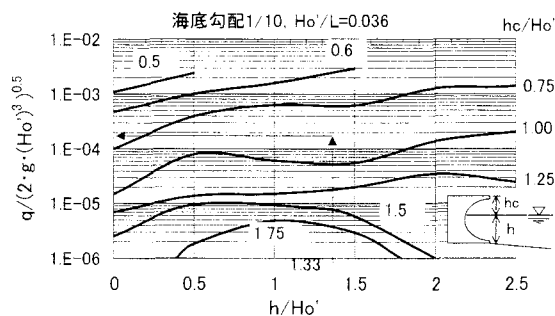


図-16 越波流量推定図

(2) 実験結果

越波試験の結果を表-8に示す。潮位 Mx.H.W.L.+4.50m 時のフレア護岸の越波流量は許容値 $0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ を満足し、直立護岸のそれに比べて大幅に少なく、消波ブロック被覆護岸に比べても少なかった。また、潮位が低い場合は越波ゼロであった。

反射率を表-9に示す。潮位が低い場合は碎波が生じるので値は小さく、Mx.H.W.L.でも0.45と大きくはなかった。

(3) フレア護岸の越波流量推定図

図-15, 16は港湾基準7に示されているものと同様の整理をして作成したフレア護岸の越波流量推定図である。横軸は護岸設置水深 h を沖波有義波高 Ho で除した値、縦軸は無次元越波流量 $q/(2 \cdot g \cdot Ho^3)^{0.5}$ を示しており、静水面上の護岸天端高さ hc を Ho で除した値をパラメータとしている。図-15は波形勾配 $Ho/L=0.012$ 、図-16は $Ho/L=0.036$ の場合である。なお、海底勾配は1/10である。本推定図作成方法は、まず各種水深 h 、波高 Ho で越波流量を計測し、つぎに $h/Ho \cdot q/(2 \cdot g \cdot Ho^3)^{0.5}$ 平面上にそれらの結果をプロットし、最後に各 hc/Ho の等高線をひいた。このとき、合田ら⁸⁾が述べている越波流量推定図を作成する際の方針を参考に、無次元越波流量と相対水深 h/Ho の関係曲線は滑らかに変化するものとした。本図により越波流量や護岸天端高さを推定することができる。

そこで、本推定図を用いて、前節の実験条件における越波流量を推定してみた。まず、 $h/Ho=2.6\text{m}/1.95\text{m}=1.33$ 、 $hc/Ho=1.7\text{m}/1.98\text{m}=0.87$ より、図-15, 16中に矢印で示すように、波形勾配 $Ho/L=0.012$ および0.036の場合の無

次元越波流量が求められる。

・ $Ho/L=0.012$ のとき $q/(2 \cdot g \cdot Ho^3)^{0.5}=1.4\text{E}-03$

・ $Ho/L=0.036$ のとき $q/(2 \cdot g \cdot Ho^3)^{0.5}=1.6\text{E}-04$

これより、前節実験条件における波形勾配 $Ho/L=0.045$ のときの無次元越波流量を外挿すると、

・ $Ho/L=0.045$ のとき $q/(2 \cdot g \cdot Ho^3)^{0.5}=7.1\text{E}-05$

この結果より、現地越波流量は $8.56\text{E}-04\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ と推定される。この値は表-8に示した $1.79\text{E}-04\text{m}^3/\text{m}/\text{sec}$ よりも大きくなっているが、越波流量という本来ばらつきが多い量の推定値にしては比較的精度がよいと考えられ、また安全側の評価になっている。

7. まとめ

代表的な現地諸元を対象にフレア護岸を実海岸に設置する際の各種試験をおこない、下記の結果を得た。

- (1) 各種潮位、波高で被覆石安定性試験をおこなった結果、設計波に対してフレア護岸前面被覆石は安定していた。
- (2) 洗掘について検討するため流速測定試験をおこなった。その結果、フレア護岸前面の流速は平均的に岸向きで、直立護岸と概略同じ傾向を示した。
- (3) 碎波直前の波が護岸に作用する場合、かなり大きな衝撃波圧が生じる場合がある。
- (4) 対象とした波浪条件に対して越波流量が許容値を満足することを示すとともに、汎用的な越波流量推定図を作成した。

謝辞：本論文をまとめるにあたり、港湾空港技術研究所耐波研究室下迫健一郎室長、漂砂研究室栗山善昭室長には多くの貴重なご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村上啓介、入江功、上久保祐志：非越波型防波護岸の護岸天端高さと作用波圧について、海岸工学論文集第43巻、pp. 776-780, 1996。
- 2) 上久保祐志、入江功、村上啓介、神田一紀：護岸上の完全開放を目的としたフレア型護岸の特性について、テクノオーション98論文集 pp. 129-132, 1998。
- 3) 市川靖生、片岡保人、竹鼻直人、濱崎義弘、入江功、村上啓介：フレア型護岸の道路護岸への適用に関する基礎的検討、海洋開発論文集Vol. 16, pp. 251-256, 2000。
- 4) 片岡保人、市川靖生、榊原健男、竹鼻直人、塙洋二、入江功：フレア型護岸の不規則波による水理特性の検討、海洋開発論文集Vol. 17, pp. 61-66, 2001。
- 5) 水産庁監修：漁港海岸事業設計の手引き、全国漁港協会、pp. 58-60, 1996。
- 6) 合田良実：港湾構造物の耐波設計(増補改訂)、鹿島出版会、pp. 253-256, 1991。
- 7) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、pp. 120-123, 1999。
- 8) 合田良実、岸良安治、神山豊：不規則波による越波流量に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、Vol. 14, No. 4, pp. 3-44, 1975。