

防波堤，護岸に関する二，三の設計例

尾崎重雄*・川上善久**

1. ま え が き

広井公式やハドソンの公式などを不規則波に適用する場合、波群のうちのいずれを選ぶべきかということは、現実の問題としてはなほ重大である。

すべての場合について、不規則波を用いた水理模型実験を行なうことができれば、これらの公式は不用であるが、現実の問題としては、机上計算により防波堤などの安定性を検討しなければならないことが多い。港湾構造物設計基準¹⁾においても、防波堤などの安定性については、水理模型実験によって検討することをとくに奨励するとともに、これら公式の不規則波への適用の指針を記述している。ここでは、規則波を用いた水理模型実験から、一般的な実験の効用と不規則波に対する安定性の検討例を報告し、合わせて、港湾構造物設計基準におけるこれら公式の適用基準を検討しようとするものである。

2. 響灘土砂処分場護岸

関門航路などのしゅんせつ土砂を処理するため、洞海湾口の北側に土砂処分場を設け、周囲を護岸で防護した。この護岸築設上の問題点は、①護岸からの反射波が、前面海域での小型漁船の操業を妨げないこと、②場内の捨土が流出しないような、経済的な構造であること、の2点であった。

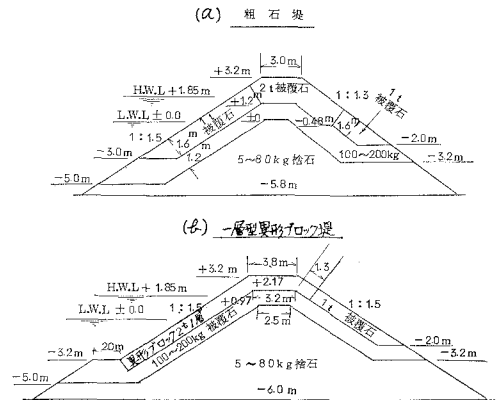
①の問題に対処するためには、反射波をできるだけ小さくすることが必要であり、また②の問題に対処するためには、護岸の安定性や越波防止機能をできるだけ切り詰める必要があった。

(1) 安定性の検討

風記録からの推算値によれば、再現周期15年の波は、海底摩擦を考慮すると、 $H_{1/3}=2.0\text{ m}$ 程度であった²⁾。また既設の隣接防波堤は、設計波高2.0 mで約10年間安定であることから、設計波高を $H_{1/3}=2.0\text{ m}$ とした。

反射波ができるだけ小さく、しかも最も経済的な構造は、図-1(a)のような粗石堤である。護岸の大部分はこのような構造とし、波当りの強い凸角部や、反射波が集中する凹角部には、異形ブロックを用いることとした。一般に、斜面上の被覆石の安定重量は、ハドソンの

図-1 土砂処分場護岸断面図(響灘)



式で算出されている。ハドソンの式は規則波を対象としたものであるが、実際の海の不規則波に対して、どのように適用すべきかということは、今日なお十分に解明されていない。港湾構造物設計基準では、伊藤らの検討結果³⁾を採り入れて、ハドソンないし W.E.S. が提案した K_D 値およびこれに準ずると思われる K_D 値に対しては、 $H_{1/3}$ を適用して設計してもよいとしている（この方法によれば、 $H_{1/3}=2.0\text{ m}$ のり勾配 1:1.5 の場合の被覆石の重量は、 $K_D=3.5$ 、 $r_r=2.65\text{ t/m}^3$ (粗石) では 1.04 t 、 $K_D=10$ 、 $r_r=2.3\text{ t/m}^3$ では 0.7 t (堤頭部に用いる場合は5割増の 1.05 t) となる)。しかし、これは、どちらかといえば、便法であって、基本的な考え方としては、水理模型実験によって慎重に検討すべき問題である。実験対象波としては、不規則波が用いられることが望ましいが、それができない場合には、 $H_{\max}$ を含む各段階の規則波(高)に対して安定性を実験し、それから構成された実際の不規則波に対して安定かつ経済的であることが推定されなければならない。また、図-1の構造では、天端被覆石の重量などはハドソンの式から算出することは不可能であるから、これを決定するためにも、模型実験を行なうことが望ましい。

実験²⁾は縮尺 1/25 で実施した。また、設計波高は $H_{1/3}=2.0\text{ m}$ であるが、これに対応するよう選定した実験条件は、表-1 のとおりである。図-1(a)の粗石堤の場合は、 $H_r=2.0\text{ m}$ (H_r : 単一規則波) では安定であった。 $H_r=2.5\text{ m}$ および $H_r=3.0\text{ m}$ ではやや不安定

* 正会員 運輸省第四港湾建設局長

** 正会員 運輸省第四港湾建設局小倉調査設計事務所次長

表一 護岸の安定性, 越波量, 伝達波高の
実験ケース (響灘)

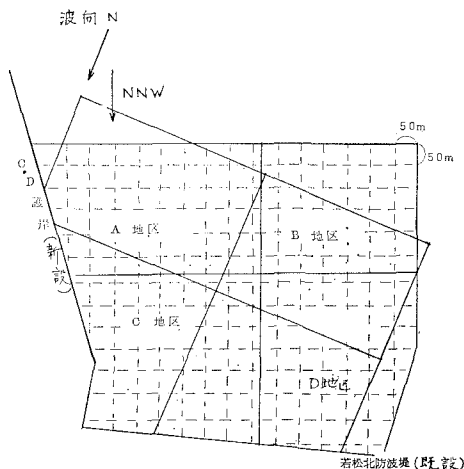
波高 潮位	2.0	2.5	3.0 m	備 考
L.W.L. (±0.0)	○	○	×	○: 周期は 6.5, 7.0, 7.5 sec である。 ×: 水深不足のため造波不能
H.W.L. (+1.85)	○	○	○	
S.T.L. (+2.45)	○	○	○	

であった。 $H_r=2.5\text{ m}$, 3.0 m では, 港外側の 1 t 石が多小転落したが, これはのり尻の $100\sim 200\text{ kg}$ 石の転落に起因するものが多く, 実施段階でこの部分の強化に留意すべきことがわかった。またのり尻を強化すれば, 被覆石の被害率は 1% 程度に抑制しうるものと推定された。凸角部に用いた 図一1 (b) の構造の場合には, $H_r=2.5\text{ m}$ まで全く安定であり, $H_r=3.0\text{ m}$ でも天端部分のブロックが多小動揺する程度で, ほぼ安定であった。また港外側ののり尻石は, 全体の安定によく貢献した。以上の実験結果から, $H_{1/3}=2.0\text{ m}$ の設計波に対して, 図一1 (a) の構造は経済的に安定であり, 図一1 (b) の構造は凸角部に使用しても十分に安定であると判断された。

(2) 反射波による前面海域のじょう乱²⁾

新設の護岸と既設防波堤に囲まれた三角形形状の海面 (図一2 参照) では, 入射波と両堤からの反射波が干渉し合い, 海面がとくにじょう乱される可能性があるので, この海域を選んでじょう乱実験を行なった。最初に, 縮尺 $1/25$ の水路で, 護岸の反射率を測定した。つぎに, 縮尺 $1/100$ の平面水槽で, 図一2 に示す海域の波

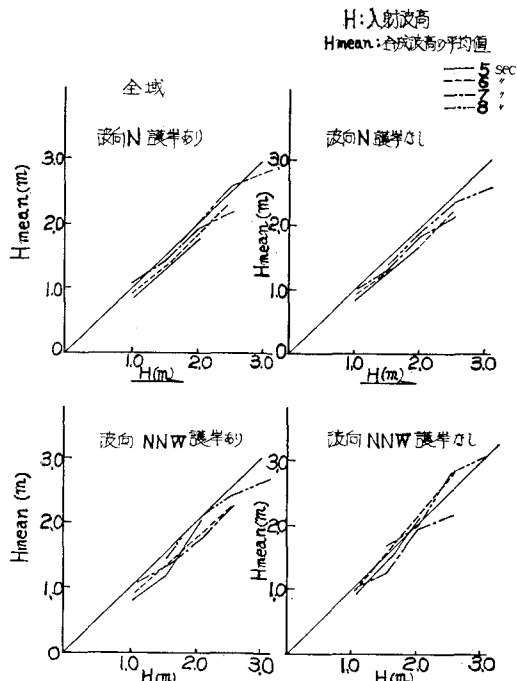
図一2 じょう乱実験区域図 (響灘)



表二 反射波によるじょう乱の実験ケース (響灘)

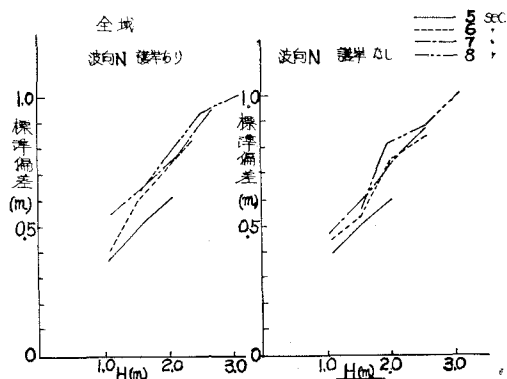
波高 周期	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0 m	備 考
5 sec	○	○	○			○: 波向NおよびNNW で実験した 潮位は S.T.L.で ある。
6	○	○	○	○		
7	○	○	○	○		
8		○	○	○	○	

図一3 合成波高の比較 (響灘)



のじょう乱を実験した。後者の場合には, 前者で測得した反射率に一致するよう, 護岸の反射率を制御した。護岸がある場合とない場合について, 表一2 に示す実験ケースについて, 図一2 の海域の 50 m 間隔の全格子点で波高を測定, 比較した。図一3 において, 合成波高の平均値とは, その区域内の全格子点の測定波高 (ほぼ最大級) の平均値である。入射波高は沖波の平均波高である。護岸がない場合の合成波高 (入射波と北防波堤からの反射波の合成されたもの) は, 入射波高に等しいか, またはやや小さい。護岸のある場合も, この関係はほとんど同じである。護岸があってもなくても, 合成波高には, ほとんど変化はなかった。しいていえば, 波向Nの場合は, 護岸を築設することにより, わずかに合成波高が増大する。NNWの場合は, 護岸を築設することによ

図一4 合成波高とその標準偏差 (響灘)



って、かえって合成波高が小さくなる傾向がある。各格子点の測定波高（ほぼ最大級）は様でなく、ばらついている。このばらつきの様子を図-4で表わした。護岸を築設してもほとんど変化がないといえる。

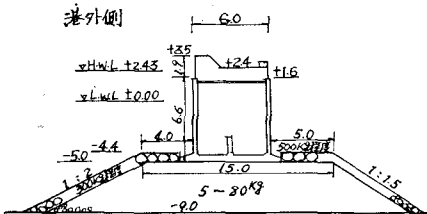
3. 唐津港（東港区）西防波堤

つぎのような事情のため、防波堤を補強し、しかも波の反射をできるだけ小さくすることとなった。

① 防波堤からの反射波により港外海域がじょう乱され、高波時に沖合の島の護岸に悪影響がおよんだ。

② 当初の設計波高より大きな高波が来襲し、完成した防波堤本体（図-5）が少し滑動した（6816号台風の波浪により、堤頭から2～6番目のケーソンが、14～42cm滑動した）。

図-5 唐津港（東港区）西防波堤 2～6 函部標準断面図



(1) 6816号台風の波浪と設計波浪について

43年9月25日、港口付近に設置してあったストレインゲージ型波高計で、表-3の波浪が実測された。水压式波形から表面波高を算出するにあたっては、換算係数、 $n=1.35$ を用い、水压一記録振幅の関係については、台風16号の直後に、とくに現地検定を行なって、十分信頼しうる値を用いた。なお、縮尺1/30、規則波を用いた水理模型実験から、図-5の防波堤本体の滑動限界波高を求めると、潮位が+0.5mのとき $H_r=5.7$ m程度であった。これから伊藤らの方法を用いて期待滑動量を算出すると、 $H_{1/3}=3.3$ m程度であった（表-4参照）。港湾構造物設計基準によれば、水深と波高の比、

表-3 6816号台風の気象、海象（唐津）

時刻	風向 波向	平均風速 (陸上) (m/sec)	波高 (m)		波周期 (sec)		潮位 (CDL基準)
			$H_{1/3}$	$H_{1/10}$	$T_{1/3}$	$T_{1/10}$	
43.9.25 2時	NE~ NNE	13.0	1.9	2.4	8.2	8.2	1.04
4	"	20.0	3.1	3.5	9.7	9.8	0.40
6	"	20.0	2.5	3.3	8.6	8.6	0.54

観測位置 風：唐津市内（運輸省工事事務所、火力発電所）

波：唐津（東）港口

潮位：唐津港内

表-4 期待滑動量（唐津）

時 間	平均潮位	模型実験から求めた 滑動限界波高 H_c	マウンドの 実水深 d	H_c/d	波 数 N	想定波高と期待滑動量 (m)		
						$H_{1/3}=3.0$	$=3.3$	$=3.5$
43.9.25 3時0分～6時0分	0.5m	5.7m	5.5m	1.04	1200	0.07	0.28	0.63

$h/H=2$ を境界として、それ以深では黒田の部分碎波圧の式を、またそれ以浅では広井公式を用いることとしている。この場合は、ちょうど $h/H_{1/3}=5.5/3.1=2$ であったが、部分碎波圧の式に $H_{1/3}=3.1$ mを代入して計算すると、この場合の安全率は1.21となり、安全率がちょうど1.0であるような波高を広井公式から求めると2.7m ($< H_{1/3}=3.1$ m)となった。両式を使い分ける水深の区分としては、 $h/H_{1/3}=2.0$ 程度が妥当のようである。

従来の設計波高、 $H_{1/3}=2.3$ mは、キジア、枕崎、ルース台風などの唐津における風記録から推算したものうちの最高波であった。しかし、これらの台風の場合、風向はいずれもN～NNWであったから、波浪は神集島の東方で屈折し、大幅に減衰するものと考えられていた。NE～NNEの強風が実測されたのは、6816号台風の時が初めてであった。波向がNE～NNE方向であれば屈折の影響が少ないので、波高はあまり減少することなく防波堤に達する⁴⁾。今回の実測波高が設計波浪を超過した理由は、以上のような事情に基づくことが大きい。

(2) 安定性の検討

縮尺1/30で、規則波を用いて、堤体および4t型異形ブロックの安定性に関する実験を行なった。図-6は4t型異形ブロックの被害率の範囲を示す概略値である。図-6の実験条件における、異形ブロックの天端高および小段水深は、図-7のそれぞれの値が図-6のとおりであるという意味である。図-6において、LWL、 H_r

図-6 4t型異形ブロックの被害率（唐津）

実験条件 記号	異形ブロック 天端高	小段水深	周期
—	+2.0m	-5.0m	9.0sec
---	+2.5	-5.0	9.10
----	+3.5	-6.0	9.10

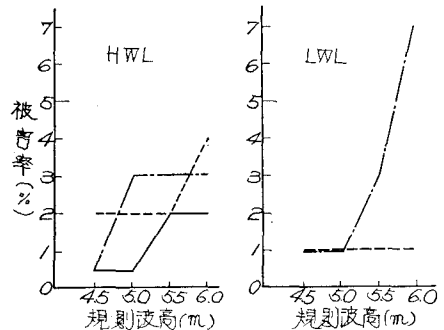


表-4 期待滑動量（唐津）

=6.0 m において、異形ブロック天端高 +2.5 m、小段水深 -5.0 m の場合の被害率が急激に大きくなっているのは、小段の崩壊に起因するものである。また異形ブロック天端高 +2.0 m の場合には、HWL, $H_{1/3}=6.0$ m において、堤本体が現地スケールで約 1 m 滑動した。以上の 2 ケース以外においては、被覆ブロックは最終的に安定となり、堤本体には全く異常はなかった。なおこの場合、異形ブロックは施工可能と思われる状態に積み、波高の小さい順に実験を行なった。またケーソン底面の摩擦係数は、ほぼ 0.6 となるようにした。

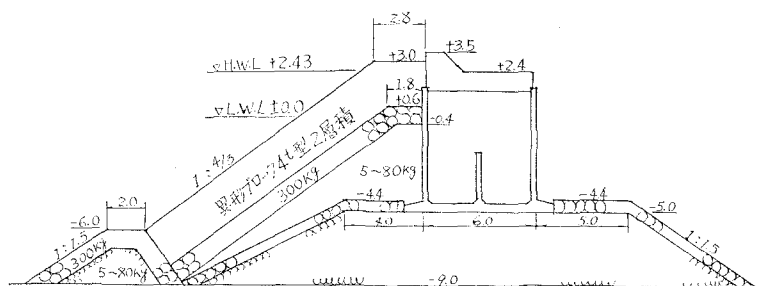
(3) 反射波について

縮尺 1/30 で実験を行なった。図-8 はその結果を示すものである。ここで「消波工なし」とは、図-5 のような構造のことであり、「消波工 (+2.5 m)」、「消波工 (+3.5 m)」は、図-7 の異形ブロックの天端高が、それぞれ、+2.5 m、+3.5 m であるような構造のことであり、図-8 の反射率は、合田らの方法⁵⁾で算出したものである。天端高が +3.5 m の場合には、反射率を 10 ~ 30% に減少させることが可能である。

(4) 構造の決定

以上の実験結果から、 $H_{1/3}=3.1$ m の波浪に対しては、堤幹部では、実験に用いた異形ブロックの大きさは、4 t ではば安定であることが判定された ($K_D=8$ として、ハドソンの式に $H_{1/3}$ を代入して計算すると、安全率 1.0 のとき 3.5 t となる)。また、消波工の天端高は、堤本体の安定上および反射波を少なくするためには、+3.5 m の場合が最もよいことがわかった。また、小段深さは、-6.0 m にすればよいことがわかった。し

図-7 唐津港(東港区)西防波堤改良断面図



かし、天端高が +3.5 m の場合は、HWL のときに、異形ブロックが堤内側へ飛ばされやすく、また経済的には、消波工の天端高を下げるものが望ましいので、反射率、安定性ともに必要かつ十分に確保される構造として、図-7 が採用された。

なお堤頭部は、天端高 +3.5 m、異形ブロック重量 6.3 t に強化された。港湾構造物設計基準によれば、消波工で被覆された直立壁に作用する平均波圧力は、 $p_b' = 1.0 w_0 H$ となっている。図-7 の場合には、設計基準に定められた適用条件を完全に満たしていないが、実験結果と比較するため、上式に $H_{1/3}$ を代入し、コンクリート、捨石間の摩擦係数を 0.6 としてケーソン部の安定性を計算すると、安全率は 1.17 となる。

(5) 反射波による前面海域のじょう乱

さきに述べたように、西防波堤からの反射波により高島西岸に悪影響がおよぶこと、および今後、東防波堤の築設により高島南方の「のり養殖場」にも悪影響がおよぶおそれがあるので、これを防止する方策を平面水槽の模型実験で検討した。この結果、東西防波堤を図-7 に示すような消波構造とすれば、防波堤築設以前の海況と同程度の静穏度を確保しうることが判明した。

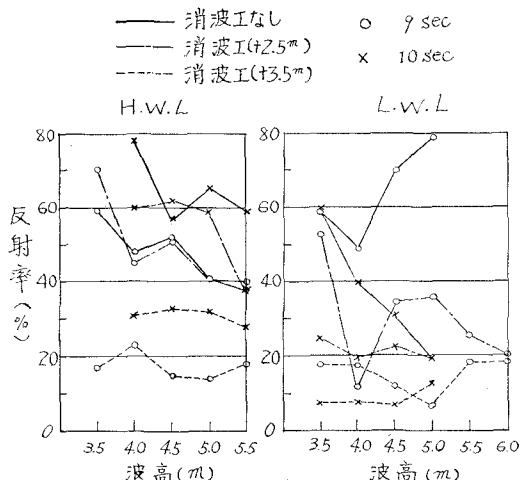
4. 鹿児島港(谷山港区)防波堤

波浪遮蔽実験により防波堤の配置を検討し、また安定性に関する水理模型実験により防波堤の構造を検討した⁶⁾。

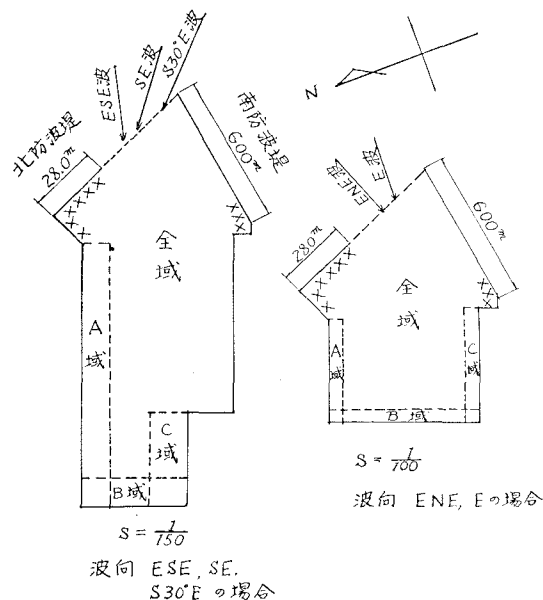
(1) SE~SSE 方向の設計波高について

明治 24 年から昭和 41 年までの、鹿児島地方気象台の観測記録⁷⁾ において、とくに風速が大きく、とくに最低気圧が低かったのは、枕崎台風 (SE, 35.0 m/sec, 922.9 mb) とルース台風 (SSE, 35.1 m/sec, 948.2 mb) である。したがって、35 m/sec の強風は、76 年間における SE~SSE 方向の、第 1, 2 位の強風である。南防波堤 (図-9 参照) の設計沖波高は、 $H_{1/3}=4.2$ m と決定されたが、ちなみに、海上風速を 35 m/sec と仮定し、波向 SE において、Saville の有効フェッチの考えを採用すれば、S.M.B. による推算波高は $H_{1/3}=4.2$ m となる。

図-8 消波工と反射率(唐津)

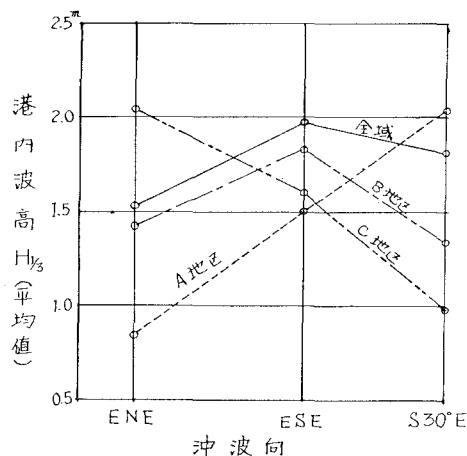


図—9 波浪遮蔽実験説明図
(鹿児島港・谷山港区)



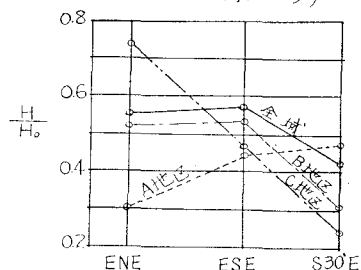
図—10 港内波高 (平均値)

条件: 南防波堤 600m (消波工あり)
北防波堤 280m (")
海上風速 30m/sec



図—11 港内波高 (平均値) 沖波高

条件: 南防波堤 600m
北防波堤 280m
ともに消波工あり



そ 0.55 m 以下であり、このときは荷役可能であることがわかる (港内での場所的な変動はあったが、1.0 m を越えるところはなかった)。一方、風速 10 m/sec 以上となることは、主として台風来襲時であり、年平均 50 時間程度であるから、所要の荷役可能日数を確保するうえには、全く支障がない。

(3) 防波堤の安定性について

図—12 は、南防波堤の断面図である。これを設計するにあたっては、縮尺 1/35, 単一規則波の水理実験により安定性を検討した。設計波は、防波堤位置 (−2.5 m ~ −6.5 m) で $H_{1/3} = 4.0$ m であるから、堤体位置の直

表—5 遮蔽効果実験の波浪と縮尺 (鹿児島)

波 向	H_0 (m)	T (sec)	模 型 縮 尺
ENE	2.7	5.8	1:100
E	2.9	6.1	1:100
ESE	3.4	6.8	1:150
SE	4.0	7.7	1:150
S30°E	4.2	8.0	1:150

表—6 風速 10 m/sec のときの港内波高 (鹿児島)
(単位: m)

波 向	沖 波	全 域	A 域	B 域	C 域
ENE	0.75	0.42	0.24	0.40	0.56
ESE	0.95	0.55	0.42	0.51	0.44
S30°E	1.20	0.51	0.58	0.38	0.28

条件: 南防波堤 600 m, 北防波堤 280 m

前で碎波するような波浪で安定性を検討しなければならない。水深 -6.0 m 、満潮位および干潮位の場合には、堤本体および 6 t 異形ブロックとも安定であった。しかし、実験可能な限界波高は、周期 10 sec で 4.5 m に過ぎなかったから、水深を -9.5 m 、潮位を HWL として追加実験したところ、波高 5.0 m で、図-12の堤本体（一体構造としてあった）が 5 mm

（現地スケールでは 17.5 cm ）滑動して停止した。

以上の実験結果および台風時の異常高潮（ HWL より 1.0 m 程度高くなることもありうる）を考慮すると、図-12の構造は水深の大きいところには適用できないことが推定される。水深の大きいところ（ -5.0 m 程度以深）については、さらに模型実験などにより、安定性その他について、十分検討を加えて、構造断面を設計する予定である。なお、広井公式に $H_{1/3}=4.0\text{ m}$ を適用して、図-12の断面の安定計算を行なえば、セルラー塊最下面の安全率は 1.32 である（港湾構造物設計基準によれば -6.0 m でも -9.5 m でも同じである）。ただし、この場合、波の入射角は 23° ($\cos^2 23^\circ = 0.85$)、セルラー塊（底なし）底面とマウンド捨石との摩擦係数は 0.8 と考えた。

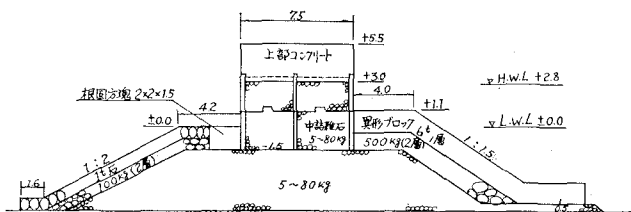
5. 結 論

防波堤などの波力に対する安定性は、波の不規則性を考慮した水理模型実験によって検討することが最も望ましいと考えているが、その実施例を参考までに報告した。港湾構造物設計基準においては、広井公式やハドソンの公式などを不規則波に適用する場合には、これらの式に $H_{1/3}$ を適用することを方針としているが、以上の実験から、つぎのような検討結果が得られた。

① 響灘土砂処分場護岸、唐津港西防波堤の安定性に関する実験結果によれば、ハドソンないし W.E.S. が提案した K_D 値、およびこれと同等の余裕のある K_D 値については、ハドソンの公式に $H_{1/3}$ を代入して直線斜面上の被覆石の重量を算定することは、ほぼ妥当であった。しかし、実用上、多少の安全率を見込むことが好ましいであろう。

② 6816号台風による唐津港の波浪観測値と防波堤の滑動量から、伊藤らの提案した期待滑動量の計算方法を検討したところ、ほぼ妥当であった。また広井公式と黒田の公式（部分碎波圧の式）の使用区分に関する境界水深としては、 $h/H = h/H_{1/3} = 2$ をほぼ妥当とする実例が得られた。

図-12 鹿児島港（谷山港区）南防波堤断面図



③ 鹿児島港・谷山港区、南防波堤の安定性に関する実験結果によれば、水深の浅いところでは安定であったが、水深がより深いところでは、再検討することが必要となった。水理模型実験により安定性を再検討したい。

④ 唐津港西防波堤の安定性に関する模型実験において、消波工に被覆された直立壁に作用する波圧力は、多少の安全率を見込めば、 $p_b' = 1.0 w_0 H_{1/3}$ で計算するという試算結果が得られた。

⑤ 響灘土砂処分場および唐津港の、波浪のじょう乱に関する模型実験から、防波堤、護岸の反射率を 30% 程度にすることにより、前面海域のじょう乱を防止しうることがわかった。

6. あとがき

ここに記した模型実験や関連する設計は、第四港湾建設局小倉調査設計事務所において実施したものである。唐津港の波浪実測記録は、当局唐津港工事事務所が取得したものである。多田技術次長、大島調設所長、兼田前唐津港所長らの援助ならびに平原、清水、高橋技官らの協力に対し、とくに感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 運輸省港湾局：港湾構造物設計基準，日本港湾協会，昭和42年6月。
- 2) 運輸省 第四港湾建設局 小倉調査設計事務所：響灘土砂処分場模型実験報告書，昭和43年12月。
- 3) 伊藤喜行・藤島隆・北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究，運輸省，港湾技術研究所報告，5巻14号，1966年9月。
- 4) 尾崎重雄・川上善久：防波堤の設計波浪に関する二，三の考察，第15回海岸工学講演会講演集，昭和43年12月。
- 5) Goda, Y. and Abe, Y.: Apparent Coefficient of Partial Reflection of Finite Amplitude Waves, 運輸省，港湾技術研究所報告，7巻3号，1968年9月。
- 6) 運輸省第四港湾建設局小倉調査設計事務所：鹿児島港谷山地区遮蔽実験報告，昭和44年3月。
- 7) 鹿児島県：鹿児島地方気象台：鹿児島県災異誌，昭和42年3月。