

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所

報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

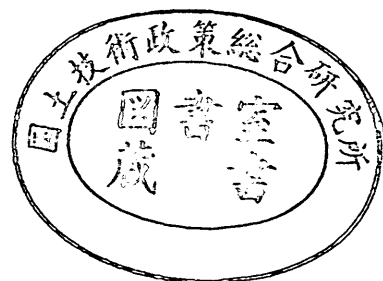
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 20

NO. 2

JUNE 1981

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第20巻 第2号 (Vol. 20, No. 2), 1981年6月 (June 1981)

目 次 (CONTENTS)

1. 混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について
.....谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄..... 3
(Experimental Study of Impact Breaking Wave Forces on a Vertical-Wall Caisson of Composite Breakwater
.....Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI and Takao KITATANI)
2. マルチセルラーケーソンの水理特性に関する実験的研究
.....谷本勝利・原中祐人・富田英治・村永 努・鈴木諭司..... 41
(A Hydraulic Experimental Study on Multi-celler Caisson Breakwaters
.....Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA, Eiji TOMIDA,
Tsutomu MURANAGA and Satoshi SUZUMURA)
3. 螢光砂を用いた砕波帯内における局所的砂移動の観測
.....灘岡和夫・田中則男・加藤一正..... 75
(Field Observation of Local Sand Movements in the Surf Zone Using Fluorescent Sand Tracer.....Kazuo NADAOKA, Norio TANAKA and Kazumasa KATO)
4. 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)
—野外実大実験—高橋邦夫..... 127
(Experimental Study on the Bending of Batter Piles due to Ground Settlement (2nd Report) —Field Experiment—Kunio TAKAHASHI)
5. 大型タンカーの接岸力に関する研究.....上田 茂..... 169
(Study on Berthing Impact Force of Very Large Crude Oil Carriers
.....Shigeru UEDA)
6. 港湾内貨物流動に関する研究 (第1報)溝内俊一・稲村 肇..... 211
(A Study on the Cargo Flows in Port (1st Report)
.....Toshikazu MIZOUCHI and Hajime INAMURA)
7. 土砂輸送用パイプの摩耗に関する研究 —ライニング材としてのポリウレタン
エラストマの耐摩耗性—岡山義邦・村上幸敏・浜田賢二..... 271
(Studies on the Wear of Slurry Pipelines —Evaluation of the Wear Resistance of Polyurethane Elastomers—
.....Yoshikuni OKAYAMA, Yukitoshi MURAKAMI and Kenji HAMADA)

1. 混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力の発生と対策について

谷本勝利*・高橋重雄**・北谷高雄***

要 旨

混成防波堤の直立部に働く波力はマウンド形状によって変化し、条件によっては強大な衝撃碎波力が発生する。設計にあたっては、こうした強大な衝撃碎波力を受ける断面の採用は避けることが好ましく、その発生条件を明らかにすることが重要である。

本報告では、現地滑動例に対する模型実験結果を示して、設計で衝撃碎波力の発生に十分留意すべきことを指摘するとともに、マウンド形状による波力変化に関する断面実験、衝撃碎波力に対する波向きの影響に関する平面実験を行って、その発生条件を検討した。その結果は代表的相対水深と相対波高の条件に対し、相対マウンド高と相対前肩幅による平均波力強度係数の等値線分布で示している。一般に、緩勾配海底床の混成防波堤直立部に強大な衝撃碎波力が働くのは、波向きが防波堤法線に直角に近くて、かつマウンド高がある程度高く、前肩幅が適当に広いときであり、平均波力強度は最大で波高相当の水頭の3倍程度に達する。

さらに、こうした強大な衝撃碎波力の発生に対する極めて有効な対策工法として、消波ブロック被覆堤と直立消波ケーソン堤をとりあげ、既往の各種の実験結果に基づきその設計波力の算定法について検討した。

* 水工部 防波堤研究室長
** 水工部 主任研究官 (耐波工担当)
*** 水工部 防波堤研究室

Experimental Study of Impact Breaking Wave Forces on a Vertical-Wall Caisson of Composite Breakwater

Katsutoshi TANIMOTO*

Shigeo TAKAHASHI**

Takao KITATANI***

Synopsis

Wave forces on a vertical-wall caisson of composite breakwater vary with the configuration of the rubble mound foundation as well as the condition of incident waves. If the conditions are very unfavorable, powerful impact breaking wave forces may act on the vertical-wall caisson. It is an important subject to clarify the generating conditions of impact breaking wave forces, so that the breakwater under design would not be exposed to a very strong breaking wave force.

The present paper points out on the basis of the experimental results for the typical example of slided caisson that careful attention should be paid to the possibility of the generation of impact breaking wave forces in the design of composite breakwater. The generation conditions are investigated by the two-dimensional experiments on the variation of wave forces due to the configuration of rubble mound and the three-dimensional experiments on the effect incident wave angle to the breakwater. It is concluded that the impact breaking wave forces are apt to be produced on the vertical-wall caisson, where the mound is relatively high and has an appropriately broad crest width. But, the impact breaking wave forces are likely to occur only in the case when the direction of incident waves is near to perpendicular to the breakwater.

If the generation of impact breaking wave forces are unavoidable owing to the breakwater configuration, provision of an appropriate wave dissipating work in front of the caisson is recommended to alleviate the wave forces. From this point of view, discussion is given on the method of calculation of design wave forces on the caisson covered with wave dissipating concrete blocks and the wave dissipating caisson with a permeable front wall.

* Chief of Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division

** Senior Research Engineer, Hydraulic Engineering Division

*** Member of Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division

目 次

要 旨	3
1. ま え が き	7
2. 被災混成堤に対する実験例	8
2.1 現地における滑動状況	8
2.2 実験施設および実験の方法	9
2.3 実験結果	11
3. マウンド形状による波力の変化	15
3.1 実験施設および方法	15
3.2 実験結果	17
4. 衝撃碎波力に対する波向きの影響	25
4.1 実験施設および方法	25
4.2 実験結果	27
5. 衝撃碎波力に対する対策	28
5.1 衝撃碎波力に対する対処法	28
5.2 衝撃碎波力の発生条件について	29
5.3 消波ブロック被覆による衝撃碎波力発生抑制	29
5.4 直立消波ケーソンの適用	33
6. ま と め	36
7. あとがき	37
参考文献	37
記号一覧表	38

1. まえがき

通常の混成防波堤の直立部に働く重複波および碎波の波力は合田式¹⁾によって相当の精度で推定できるようになった。しかしながら、波力を支配する要因は多くかつ複雑で、急勾配海底上の直立壁とか高マウンド上の直立壁には強大な衝撃碎波力が作用することがある。合田式においてはこれがある程度考慮されているけれども、条件によっては算定値をはるかに上回る波力となる。設計上、こうした強大な波力を受ける断面の採用は避けることが好ましく、異常に大きい衝撃碎波力の発生条件を明確にすることが重要な課題である。

ところで、直立壁に働く衝撃碎波力については、これまで多くの研究が行われている。その中で、古典的研究として挙げられるのが Bagnold の研究 (1939)²⁾ であろう。Bagnold は斜面上の直立壁に働く波圧の実験を行って、衝撃碎波圧が発生するのは碎波の波面と直立壁の間に薄い空気層が閉じ込められるときであることを観察し、空気の断熱圧縮によるモデルに基づき説明を試みている。この空気層の圧縮を介して衝撃圧が発生する事実は、その後急勾配斜面上の直立壁に働く波圧に関する Lundgren (1958)³⁾、光易・長谷・柴山 (1958)⁴⁾、合田・原中 (1966)⁵⁾、堀川・野口 (1970)⁶⁾ などの研究によっても確認されている。このように波が衝突したとき空気層を閉じ込めるのは、前面の切り立った巻波が作用する場合であり、したがって斜面上の直立壁にあって強大な衝撃碎波力が作用するのは、巻波の発生しやすい急勾配であって、かつ沖波の波形勾配が比較的小さい条件の場合といえる⁷⁾。

一方、緩勾配の海底にあっても、マウンドの形状いかんによっては強大な衝撃碎波力が働く。Minikin (1950)⁸⁾ は前述の Bagnold の考え方を参考にして、主として現場における経験に基づき混成防波堤の直立部に働く波圧の算定式を提案した。しかしながら、この算定式はマウンド上の水深が大きいほど、また波形勾配が大きいほど波圧が増大する傾向を有しており、その適用範囲は極めて高マウンドの限られた条件と考えられる⁹⁾。また、永井 (1959)¹⁰⁾ はこのような高マウンドの混成防波堤を対象として碎波の波圧に関する実験を行い、波圧が波形勾配およびマウンドの条件によって種々の分布をなすことを示した。さらに、永井・大坪 (1968)¹¹⁾ は比較的低マウンドの混成防波堤を対象としてマウンドの高さおよび

前肩幅を種々に変えて波圧実験を行い、その結果に基づいた波圧の算定法を提案している。そして、最大波圧強度の w_0H (w_0 は海水の単位体積重量、 H は波高) に対する係数の値を図示しているが、この波圧係数はマウンドの高さおよび前肩幅によって著しく異なり、マウンドの形状が直立部に働く波圧に大きく影響することがわかる。

それでは、こうしたマウンド形状による波力の変化が設計においてどのように対処されているであろうか。わが国における防波堤のかつての設計波圧公式は重複波に対するサンフルー式と碎波に対する広井式の使い分け方式であった¹²⁾。ここでは、マウンド天端上の水深 d に対する波高 H の比で使い分けをしており、マウンドが高く波高の大きい場合には波碎が作用するものとして広井式を適用した。ただし、これは通常の碎波圧が作用する場合であって、異常に大きい衝撃碎波圧が発生する場合は、できるだけ衝撃碎波圧が作用しないような断面とすることを基本とし、ある特定断面について衝撃碎波圧に対する安定性または強度計算を行う必要がある場合にはミニキン式によって波圧を算定するのを標準としていた。しかし、ミニキン式で混成防波堤が設計されたのは稀で、もっぱら碎波に対する広井式が適用されていたようである。

その後、伊藤・藤島・北谷 (1966)¹³⁾ は混成堤直立部の期待滑動量を求める方式における重複波・碎波圧の連続的表現の中で、 $H/d > 1.0$ の範囲に対し、 $\bar{p}/w_0H = 0.7$ (\bar{p} は直立壁に働く平均波圧強度) から直線的に増大するかたちで、マウンドの高さの影響をとり入れた。この期待滑動量方式は 1970 年に港湾構造物設計基準に採用され、広井式と併用して実際の設計にも適用されている。

さらに、合田 (1973)¹⁴⁾ は実験結果や現地における耐波実績を考慮し、マウンドがない状態での波圧を表わす α_1 の項に、マウンド高の効果を表わす α_2 の項を加えた設計波圧の算定式を提案した。この合田式は比較的簡単な式で重複波から碎波に至る波力をよく表わし、現地における防波堤の耐波実績と照合しても、これまでの他の波力算定式より滑動、非滑動の事例によく合致することから、1978 年 10 月 16 日付けの「港湾の施設の技術上の基準を定める省令について(通達)」において、防波堤の設計波圧の算定の標準式として採用された¹⁵⁾。しかし、複雑な波力に対し、使いやすさを保持しつつ全ての

条件を包含した式を得ることは困難であり、ここにおいても衝撃碎波力は別に取り扱われている。すなわち、先の港湾構造物設計基準と同じく、強大な衝撃碎波力が生ずるおそれのある断面形状や構造の採用はできるだけ避けるのを基本とし、衝撃碎波力の発生が懸念される場合には、条件に適応した模型実験によって波力に対する検討を行うのを原則としている。ミニキン式は適用範囲が限られていることもあって挙げられていない。これに基づき、現在混成防波堤の設計においては、前述した永井・大坪らの研究やその他各種の実験結果を参考として衝撃碎波力が発生するかどうかを判断し、衝撃碎波力が発生する断面の採用を避けるよう配慮するとともに、疑わしい場合には水理模型実験を行って適切な対策を講じること等により対処されている。

以上、まえおきが長くなったが、冒頭でも述べたように防波堤の設計実務にとって衝撃碎波力の発生条件を明らかにすることは重要な課題である。本報告は緩勾配上の混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力の発生に限って、これまで行ってきた実験結果をとりまとめるとともに、衝撃碎波力の発生に対する対策工法についても触れて、設計の参考に供しようとするものである。実験の手法はもっぱら滑動実験によっており、衝撃碎波力の発生機構の解明あるいは衝撃碎波力の算定式の確立を意図したものではなく、マウンド形状による衝撃碎波力の発生について再認識し、大略の発生条件を示して、さらにその対策工法の設計波力の算定法について考え方を述べてみたものである。

2. 被災混成堤に対する実験例

2.1 現地における滑動状況

まえがきで述べたようにマウンドと波の条件いかんによっては混成防波堤の直立部に強大な衝撃碎波力が作用することのあることは古くから知られていたが、これを強く再認識したのは昭和48年度の冬期に生じた酒田北

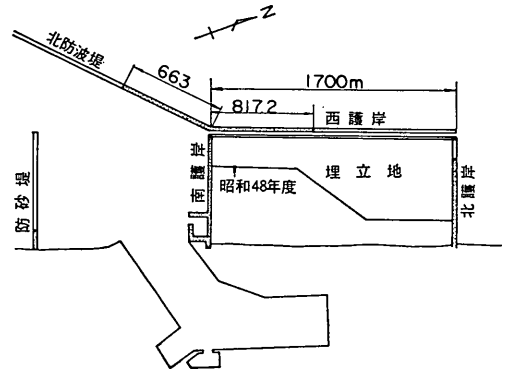


図-1 酒田北港地区平面図

港地区の西護岸離岸堤の滑動であった。筆者らは山形県の要請を受けて当時これを対象とした実験を行い、その後のマウンド形状による波力変化に関する実験の契機になった事例であるので、まずその現地における滑動状況と実験による検討結果から述べることにしたい。

図-1 に当時の酒田港北港地区の平面計画図を示しているが、北側海浜埋立地の海側に面する西護岸は水深8.5~9.0mで、波浪条件の厳しいところであることから、埋立先端の矢板式護岸から50m幅の水面を隔てた沖に図-2に示したようなケーソン式混成堤を設ける二重方式が採用された¹⁶⁾。つまり、防波護岸の土留機能と防波機能を分離したものであるが、このような二重方式はやはり波浪条件の厳しいところであるイタリアのGenova港の製鉄所や空港等の防波護岸の例があり¹⁷⁾、筆者らも外海埋立防波護岸の一型式としてこれをとりあげ越波実験を行ったことがある¹⁸⁾。

山形県の記録によると酒田北港地区の西護岸離岸堤は昭和47年度に建設が開始され、翌48年度にはケーソン39函分、延長817.2m(前出の図-1中点を打ってある部分)が施工された。これが施工中秋期から冬期にかけ

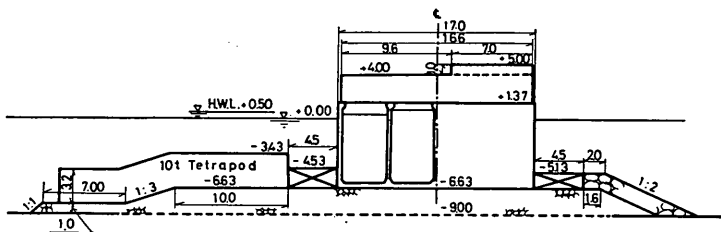


図-2 西護岸離岸堤標準断面図(変更前)

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

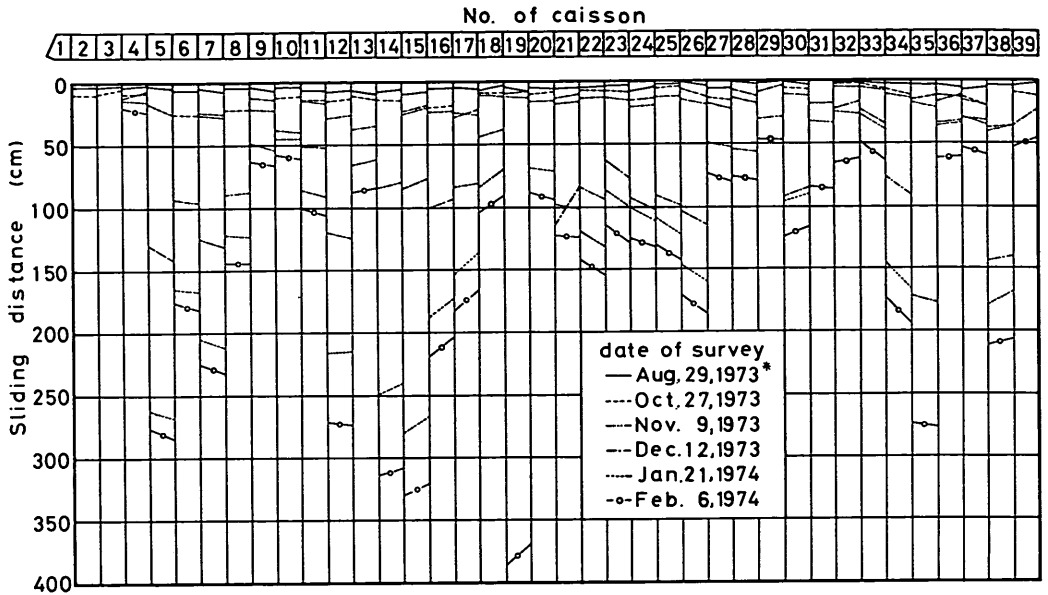


図-3 滑動の経緯 (* No. 31~39 は 10月3日測量)

表-1 各期間ごとの滑動量と最大有義波高

期 間	最大滑動量 (cm)	平均滑動量 (cm)	最大有義波高 (m)
~ 10月 27日	36.3 (No. 38)	12.8	6.63 (10月 23日)
10月 28日 ~ 11月 9日	7.5 (No. 25,26)	2.6	4.59 (10月 29日)
11月 10日 ~ 12月 12日	240.3 (No. 19)	60.9	7.20 (11月 17日)
12月 13日 ~ 1月 21日	192.0 (No. 15)	42.0	6.80 (12月 22日)
1月 22日 ~ 2月 6日	66.0 (No. 14)	26.4	5.76 (1月 24日)
2月 7日 ~ 2月 15日	—	—	4.47 (2月 14日)

てしばしば高波を受け、図-3に示しているように49年2月6日までに、消波ブロックで被覆されていた北防波堤との隅角部の3函を除き、20~380cmの滑動を生じた。この測量は山形県酒田臨海地域開発事務所が実施していたものである。

一方、図-4はこの期間にどのような波が来襲したかをみるため、昭和48年8月から49年2月の間の日最大有義波高をプロットしたものである。波高観測は第一港湾建設局の酒田港工事事務所が行っていたもので、水深-14m地点での観測値をそのまま示している。10~12月に有義波高 $H_{1/3}$ が6mを超えた日があり、特に11月後半に波高の高い日が続いたことがわかる。

表-1は滑動量の測量が実施された期間ごとの最大および平均滑動量(No. 4~No. 39)とその期間に生じた最大有義波高をあわせて示したものである。11月10日から12月12日の間の滑動量が最も大きく、平均で60.9cm、最大で240.3cmである。また、この期間に最大の波が来襲しており、-14m地点で有義波高7.20mを記録している。ケーソンNo. 4からNo. 39の通算平均滑動量は約145cmとなる。

2.2 実験施設および実験の方法

前節で述べた滑動例は当時としては予想できなかったものであり、そのためこれを対象として昭和49年1月から3月にかけて実験を行ってみた。実験に用いた水路

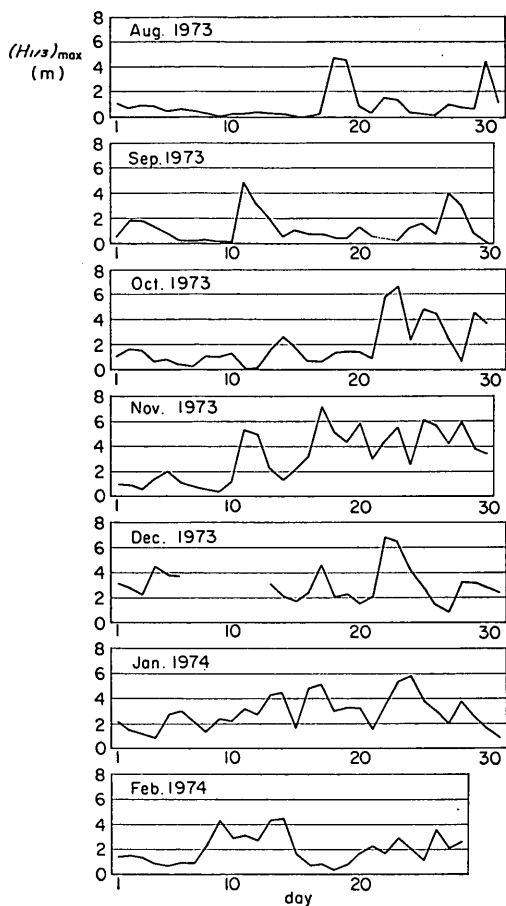


図-4 酒田港 -14m 波高計による日最大有義波高

は長さ 160m, 幅 1.0m, 深さ 1.5m の長水路で, 図-5 に示しているように造波板の中立位置から 127.8m 地点を起点として, 6.6m 区間は勾配 4:100 の砂利斜面, そのあとは勾配 1:100 の砂地盤としてあり, 水路端には消波斜面を設けている。実験中砂地盤は波の作用を受けて変形するが, 適当な段階で成形し直すほかはそのままで継続した。

堤体模型は前出の 図-2 の現地標準断面を対象とし, 縮尺 1/25 で製作した。ケーソンは鉄筋コンクリートで水路幅方向に 3 個に分けて製作し, 中央の 50cm 長のもので測定の対象とした。重量はケーソン内の中詰め材を調節することによって変化させる。対象断面直立部の現地空中重量は 404.4 tf/m であり, これに対応する模型空中重量は 6.47 kgf/m である。堤体模型は前出の 図-5 に示しておいたように 1/100 勾配砂地盤の沖側始点から 5.87m のところにケーソン前面壁が位置するように設置する。滑动量の測定は当時まだ変位計を使用していなかった段階であったので, ガラス面に固定した物指しの目盛をトランシットで読みとる方法による。

- 実施した実験の内容は大別して次の 3 種である。
- シリーズ A: 被災断面重量に対し, 周期, 波高および潮位を変化させて滑动量を測定する。
 - シリーズ B: 直立部の重量を変化させて滑动限界重量を求める。
 - シリーズ C: 背後捨石補強, あるいは前面被覆等の条件を変化させたときの滑动量を測定する。

このうち, シリーズ A の実験はどのような波, 潮位条件のときに滑动が生じるかを明らかにするため実施したものである。表-2 に実験の水利条件を現地量に換算して示しているが, 周期 T は 8.0~14.0s の 4 種, 潮位は対象とした現地条件より大きい範囲で変化させており, $\pm 0.0 \sim +1.5m$ の 4 種である。ただし, 表では潮位を含めた水深 h で表わしており, h は 9.0~10.5m である。波高 H は現地においては当然碎波が作用していることから, 潮位, 周期によって波力が最大となると推測される直立壁のやや前方での碎波限界波高を対象とする。そのため, 各潮位, 周期条件ごとに波高を種々に変化させて作用状況および滑动量を観察し, 最も厳しい状態の造波機偏心を決定した。表中の波高 H は, 堤体模型設置以前の状態で測定した偏心と通過波高の関係から, 決定偏心による波がやや沖側で碎波することを考慮して, 仮想通過波高のかたちで求めたものである。

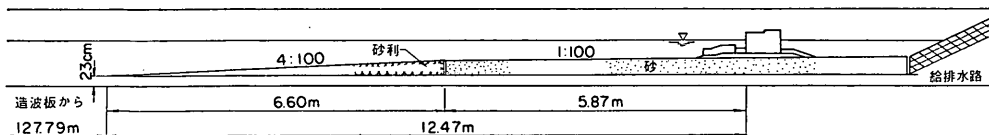


図-5 実験水路

混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力

表-2 シリーズ A の水理条件 (現地換算値)

T (s)	H (m) [H/h]			
	h=9.0m	h=9.5m	h=10.0m	h=10.5m
8.0	5.20 [0.578]	5.25 [0.553]	5.25 [0.525]	5.25 [0.500]
10.0	5.93 [0.658]	6.25 [0.658]	6.50 [0.650]	6.50 [0.619]
12.0	6.38 [0.708]	6.38 [0.671]	6.75 [0.675]	6.88 [0.655]
14.0	6.88 [0.764]	6.88 [0.724]	6.88 [0.688]	7.00 [0.667]

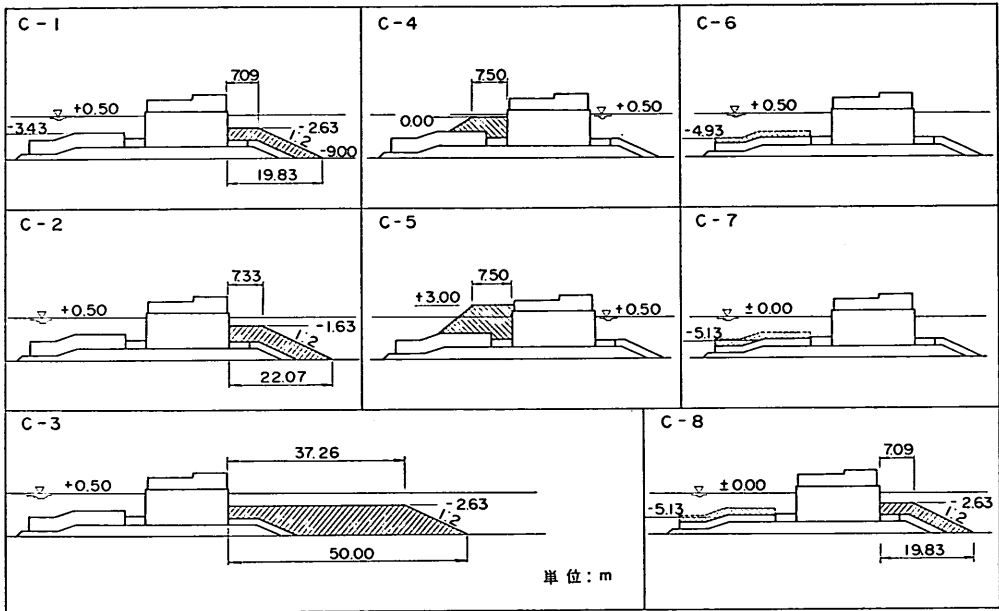


図-6 シリーズ C における実験断面 (現地換算諸元)

シリーズ B, C の実験はどのようにすれば滑動が生じなくなるかを検討するため実施したものである。すなわち、シリーズ B は滑動限界重量を求めて波力を逆算し、滑動を生じないようにするためにはどの程度のケーソン幅が必要となるかを、またシリーズ C はケーソン諸元を変えないで、前面や背後の条件を変えることによって対応できないかをそれぞれ検討してみたものである。後者については 図-6 に示しているような C-1 から C-8 の 8 種の断面を対象とした。

以下、実験結果をすべて現地量に換算して述べる。

2.3 実験結果

(1) シリーズ A の結果

現地被災断面を対象として、潮位および周期を変化さ

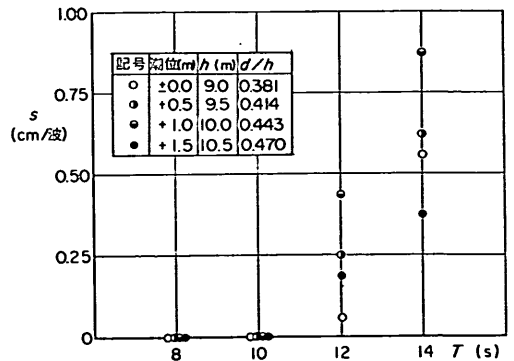


図-7 現況 (被災時) 断面の滑動量 (潮位 +0.5m と +1.0m の記号が逆)

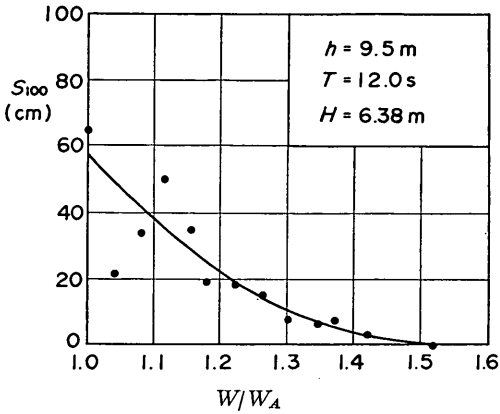


図-8 現況（被災時）断面直立部の重量を増大したときの滑動量の変化（ $T=12.0s$ ）

せたときの滑動量を 図-7 に示す。ここに、滑動量 s はほぼ一定の波が作用し始めてから約 20 波による総滑動量を測定して、1 波あたりに直した値（現地量）である。周期が 8, 10s ではいずれの潮位条件であっても滑動を生じないが、12, 14s と長くなるにつれて滑動するようになることがわかる。また、滑動量は潮位 +0.5m のときが最も大きく、 $T=12s$ では 1 波あたり 0.44cm, $T=14s$ では 0.88cm の滑動量である。

なお、シリーズ A の実験では、マウンドは碎石を敷き並べたままの状態である。後出の実験では実験の繰り返しによる滑動面の変化を避けるため、天端面の碎石を相互に接着したマウンドで実施している。そのため、接着しない状態のマウンドを捨石マウンド、接着した状態のマウンドを剛マウンドとよんで区別する。

(2) シリーズ B の結果

本シリーズの実験は $T=12s$ に対して潮位 +0.5m の 1 種、 $T=14s$ に対して潮位 $\pm 0.0, +0.5, +1.0m$ の 3 種の条件について実施した。図-8 および 9 は直立部の重量を変化させたときの 100 波あたりの滑動量の変化を示したものである。図中、横軸の W_A は現地被災断面の直立部の空中重量であり、 W は実験時の空中重量を表わす。マウンドは前述した剛マウンドを標準としているが、 $h=9.5m, T=14s$ の条件では一部捨石マウンドでも実施しており、その結果もあわせて示してある。

滑動量は直立部重量を大きくしても逆に増大するようなこともあり、ばらついている。図中の曲線は全体の傾向から視察によって描いた重量と滑動量の関係であるが、これから滑動量を 0 とするためには、 $h=9.5m$ の

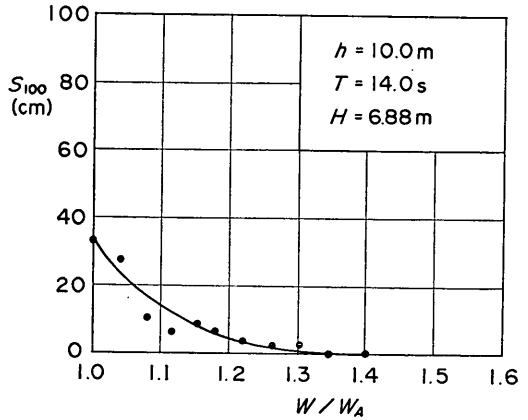
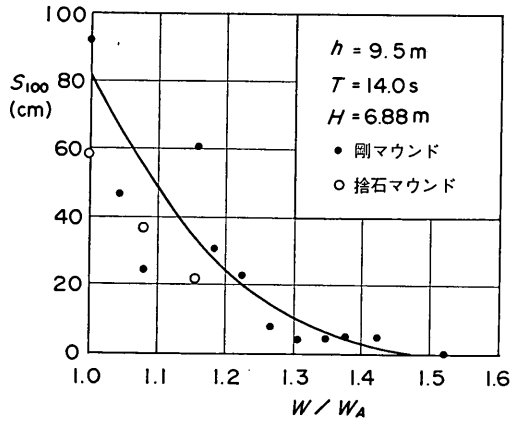
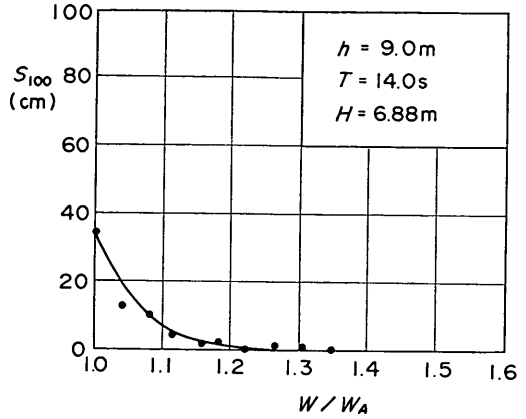


図-9 現況（被災時）断面直立部の重量を増大したときの滑動量の変化（ $T=14.0s$ ）

場合、 $T=12s, 14s$ とともに 1.47 倍程度の空中重量としなければならないことがわかる。ただし、これはケーソンの幅を一定として中詰め材の重量を変化させた結果によるものである。そのため、滑動限界重量から作用波

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

力を逆算して、どの程度のケーソン幅が必要であるかを以下に検討してみる。

$h=9.5\text{ m}$ の条件に対して、滑动限界空中重量が現地被災断面直立部の重量の 1.47 倍とすると、単位長さあたりの滑动限界静水中重量 W_{0c} は浮力を差し引いて次のようになる。

$$W_{0c}=1.47 \times 404.4 - 1.0 \times 17.0 \times 7.13 \approx 473 \text{ tf/m}$$

この滑动限界重量から作用波力の逆算法は 3.1 で後述する方法による。摩擦係数 μ の値を 0.6 とすると、前壁面に作用する平均波力強度 \bar{p} および底面前端での揚圧力強度 p_u は次のようになる。

$h=9.5\text{ m}$, $T=12\text{ s}$, $H=6.38\text{ m}$ の場合;

$$\bar{p}=2.96w_0H=19.5 \text{ tf/m}^2$$

$$p_u=1.97w_0H=12.9 \text{ tf/m}^2$$

$h=9.5\text{ m}$, $T=14\text{ s}$, $H=6.88\text{ m}$ の場合;

$$\bar{p}=2.76w_0H=19.6 \text{ tf/m}^2$$

$$p_u=1.80w_0H=12.8 \text{ tf/m}^2$$

こうした波力に対して滑动安全率が 1.0 になるようにケーソンの幅を求めてみると 38 m となり、約 2.2 倍の幅が必要となる。ただし、以上は最も厳しい波を 100 波程度受けても全く滑动を生じないための所要幅であり、若干の滑动を許容すれば堤幅をもう少し小さくできる。また、滑动限界重量から波力の逆算法など仮定を設けた上での結果であり、実際には少し異なるかもしれない。しかしながら、相当に大きな波力が作用することは間違いない、この場合ケーソンの幅を広くして対処することは得策でないといえる。

(3) シリーズ C の結果

本シリーズの実験においては、2.2 で述べたように直立部前面あるいは背面側のマウンドの条件を種々に変えた C-1 から C-8 の断面について滑动量を測定した。いずれも直立部は被災断面のままであり、空中重量は 404.4 tf/m である。実験波は $T=14\text{ s}$, $H=6.88\text{ m}$ の 1 種で、潮位は C-1~C-6 に対しては +0.5 m, C-7, C-8 に対しては $\pm 0.0\text{ m}$ である。

図-10, 11 に各断面の作用波数に対する滑动量の変化を、被災断面に対する結果とあわせて示している。ここに、作用波数は 1 回の有効波数を 30 波として、それを繰り返して実験したときの累積波数である。図中の被災断面については捨石マウンドと剛マウンドの両方による結果を示してあるが、他はすべて剛マウンドによる結果である。まず、被災断面についてみておくと、100 波あたりの滑动量は剛マウンドの場合 85 cm, 捨石マウンドの場合 60 cm と、この例では剛マウンドの滑动量がやや大きい。剛マウンドの条件では 100 波までしか実験を行っていないが、捨石マウンドの条件では 450 波まで調べている。この場合、滑动量は作用波数にほぼ比例して伸びており、200 波で 120 cm, 300 波で 176 cm, 400 波で 239 cm である。2.1 で述べた現地ケーソンの最終滑动量の平均値は 145 cm であり、本実験波の結果では約 260 波の作用が必要となる。これに対し、同図のケーソン背後に捨石を腹付けした断面では、260 波の作用で C-1 断面は約 80 cm, C-2, C-3 断面は約 30 cm の滑动量となっており、滑动量は減少はするものの止まるには至らない。

こうした背後捨石の滑动抵抗については伊藤ほか¹⁹⁾が

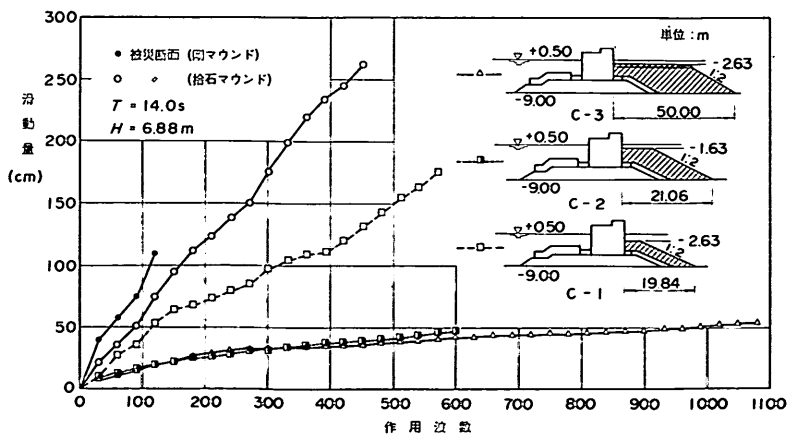


図-10 背後捨石腹付け断面の滑动量

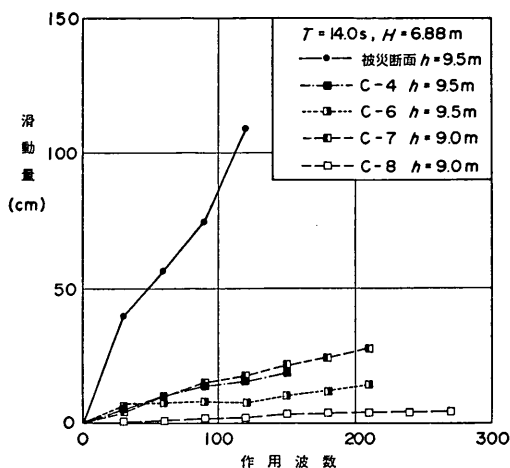


図-11 前面マウンド被覆工を変えたときの滑動量

検討しており、捨石層の厚さが十分あれば捨石同志の内部摩擦係数を0.8とし、ケーソン底面と同一水平面における摩擦抵抗として考慮してよいことを示している。今回の実験断面に対し同様な検討を行って滑動安全率を求めてみるとC-1断面では0.59、C-2断面では0.65、C-3断面では1.03となる。ここに、直立部に働く波力は(2)の実験結果から得た $\bar{p}=19.6\text{tf/m}^2$ 、 $p_u=12.8\text{tf/m}^2$ を用いている。C-1、C-2は滑動安全率が1.0以下であり、実験結果のように滑動したとしても不思議ではない。しかし、C-3の滑動安全率は1.0をわずかに上回っているにもかかわらず、600波まではC-2と大差ない滑動を示している。傾向としては滑動が鈍化していく傾向が認められ、やがてそれ以上波が作用しても滑動しなくなるものと推測されるが、この結果は背後捨石の厚さと幅によっては、全幅に対する重量がただ

ちに抵抗力に寄与するものではないことを示唆している。

一方、図-11には直立部前面のマウンド被覆の状態を種々に変えたときの実験結果を示してある。260波まで実験していない断面が多いが、それまでの傾向から推定して滑動量を求めてみると、D.L.まで消波ブロックを被覆したC-4が28cm、逆にマウンド被覆ブロック(テトラポッド)を一層として低くしたC-6が16cm、さらに低くするためトリパーで被覆したC-7が33cm、C-7の背後にC-1と同じ捨石を腹付けしたC-8が4cmである。ただし、C-7、C-8は潮位が $\pm 0.0\text{m}$ での実験結果であり、C-7の滑動量がC-6の滑動量より大きいのは潮位が低くて d/h がやや小さいためと考えられる。+3.0mまで消波ブロックで被覆したC-5は全く滑動しなかった。被災断面の260波による滑動量は145cm(捨石マウンド)であるから、直立部前面のマウンド被覆工の天端高さが変わると、滑動量が著しく変化することがわかる。

以上、酒田港北港地区の西護岸離岸堤の滑動に対し、筆者らが実施してみた実験結果を紹介した。本例の場合、波浪条件の厳しい所であるため、通常の碎波力に対しては十分安全のように設計されていたから、強大な衝撃碎波力の作用に対してもある程度の抵抗力を有していた。そのため、一波あたりの滑動量は非常に小さく、相当長期間にわたり高波を受け、滑動量が着実に増大していったにもかかわらず、冬期間が終るまでケーソンの据付け直しを要するほどの滑動を呈するには至らなかった。対策断面として、図-12に示すような消波ブロックを被覆する断面が採用されたが、波力を緩和する上からも、また越波を軽減する上からも最善の策であったといえよう。

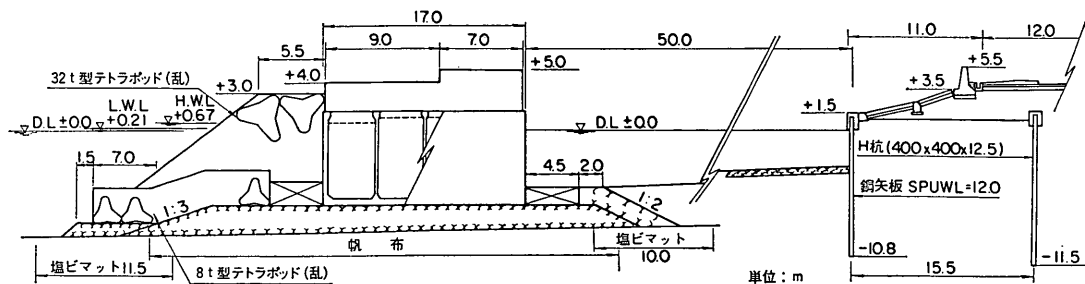


図-12 西護岸離岸堤標準断面図(変更後)

3. マウンド形状による波力の変化

3.1 実験施設および方法

(1) 実験水路および模型

前章で述べた被災例の後、マウンド形状による波力の変化についてやや系統的に滑動実験を行ってみた。その結果の一部は既に発表しているところであるが^{20)~22)}、今回これを含めて改めて原データに戻り再整理したので、その結果を述べることにしたい。

実験に用いた水路は前章の実験と同じ 160 m の長水路であるが、模型床は造波板中立位置を基準として 120.5 m 地点から 130.5 m 地点までの 10 m 区間を 3/100 勾配、つづいて 140.5 m までの 10 m 区間を 1/100 勾配、そのあと水路端の消波装置につづく 150 m 地点までを水平床とし、基礎を砂で成形したのち表面モルタル塗りの固定床とした。模型堤体は図-13に示しているように捨石マウンドの沖側の法肩が 1/100 勾配床から水平床に変わる地点に一致するように設置する。

直立部の模型は鉄筋コンクリート製で、水路幅方向の延長が 48 cm のもの 2 函を並べて設置し、滑動量の測定はそのうち 1 函についてののみ実施した。波の進行方向の幅 B は 50 cm で一定であるが、高さは 5 cm ごとの枠状片を積み重ねボルトで固定することによって変化できるようにしてある。マウンド天端の摩擦面は実験ケースによる変動を避けるため、接着剤で固めた厚さ 10 cm の碎石版とした。また、マウンドの露出面は小碎石を用いて所定の形状としたのち、セメントペーストで散乱を

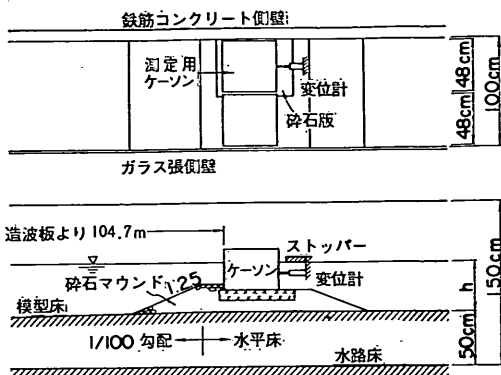


図-13 実験水路における模型の配置

防ぐ程度に固めた。

(2) 実験の方法

本実験は直立部の重量を変化させて滑動量を測定し、波力と丁度バランスする重量（滑動限界重量）を求めて、それから逆に波力を推定しようとするものである。

滑動量の測定は差動トランス式変位計を直立部の背面水中に取り付け、1波1波の滑動量をペン書きオシログラフに記録する方法によった。この変位計の反力が直立部に作用することになるが、ばね定数は 30 gf/cm で、最大変位 5 cm に対して 1 函あたり 150 gf であり、波力に対して無視できると考えられる。

滑動量は規則波実験であっても 1波1波について同じではない。そのため、滑動量の測定に供した波数の半数

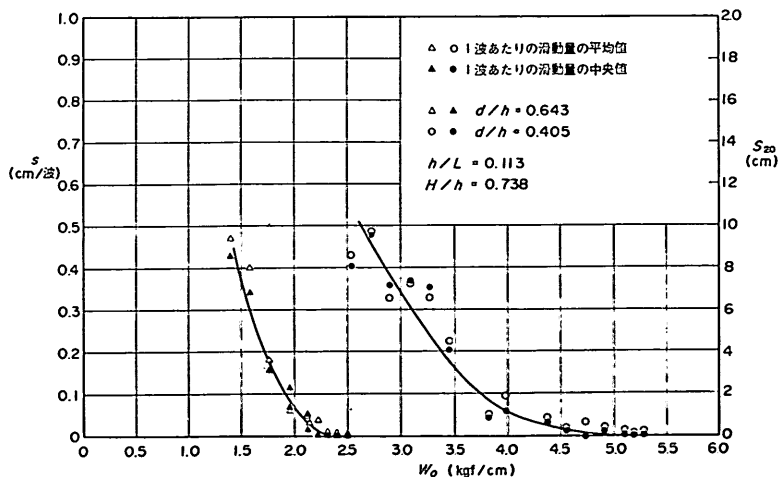


図-14 直立部の重量による滑動量の変化

に対応する順位の滑動量（中央値）をもって、各試行ごとの1波あたりの滑動量とみなすことにした。図-14に波の条件を一定として、直立部の静水中重量 W_0 （水路幅方向に単位長さあたり）を変化させたときの1波あたりの滑動量の変化の例を示している。この例の場合、実験の有効波数は20波であり、そのうち1波ごとの滑動量の大きい順から10番目と11番目の滑動量の平均値を中央値とし、これを図中黒く塗りつぶした記号でプロットしてある。ただし、本実験で用いた変位計の測定範囲は5cmであるため、直立部の重量が大きき不足する場合、20波に至らない範囲で限界に達してしまうことがある。この場合には、それまでの作用波数に対する中央値をとってプロットしてある。

図中白ぬきの記号で示した値は総滑動量を作用波数で割って求めた1波あたりの平均値である。中央値と平均値を比較すると全体的には大差ないが、滑動量が0近くになる条件では平均値の方がやや大きい傾向にある。特に、衝撃砕波力が作用する条件にあっては、この傾向が著しい。平均値をとると20波の作用中1波だけ滑動した場合でも、滑動したことになり、容易に滑動量が0とならないので、本実験においては中央値をとることとしたものである。これに対応して実験波高の方も中央値で整理している。

滑動限界重量 W_{0c} （静水中）は、1波あたりの滑動量の中央値の変化の傾向から視察によって、図に示しているように曲線を描き、滑動量が0となる重量として求める。この滑動限界重量から波力の逆算は次の方法による。

滑動限界状態においては次の静的釣合式が成り立っているものとする。

$$P = \mu(W_{0c} - U) \quad (1)$$

ここに、 P は前壁に作用する全水平力、 μ は摩擦係数、 U は底面に働く全揚圧力である。しかしながら、 U もまた波による力であり未知であるため、別にこれを測定するか、あるいは波圧分布を仮定しなければならない。本実験では後者の方法を取り、波圧分布のかたちを一般の合田式によるものと同じとし、強度が一定の割合で増減するものとして結果を整理することにした。このとき、式(1)は次のように書き換えられる。

$$P = \frac{\mu W_{0c}}{1 + \mu U_G / P_G} \quad (2)$$

ここに、 U_G / P_G は合田式による揚圧力と水平波力の比である。

摩擦係数 μ の値は数回の検定試験の結果0.6を用いることにした。

(3) 実験ケース

混成防波堤の直立部に働く波力 P についての主要な要因を挙げると次のようになる。

$$P = f(h, i_s, H, L, h_c, h', d, B_M, i_M) \quad (3)$$

ここに、 h は直立部前壁面位置での原地盤水深、 i_s は海底勾配、 H は波高、 L は波長、 h_c は直立部の静水面上の天端高、 h' は基面水深、 d はマウンド被覆工天端上の水深、 B_M はマウンドの前水平肩幅、 i_M はマウンド沖側面の法勾配である。このうち、本実験においては i_s は1/100、 i_M は1/2.5で一定としている。本実験で変化させた要因のみを残して、式(3)を適当なかたちに無次元化すると次式のようなになる。

$$\frac{P}{w_0 H L} = f\left\{ \frac{h}{L}, \frac{H}{h}, \frac{d}{h}, \frac{B_M}{h} \right\} \quad (4)$$

ここに、 l は h' と h_c の和で直立壁の全高である。

今回実施した実験条件を一括して示すと表-3のとおりである。実験の範囲は $h/L = 0.071 \sim 0.147$ 、 $H/h = 0.404 \sim 0.900$ 、 $d/h = 0.167 \sim 0.722$ 、 $B_M/h = 0.05 \sim 4.76$ であるが、これらの組み合わせすべてを実験したわけではない。

なお、波高 H は堤体設置以前の状態で測定した通過

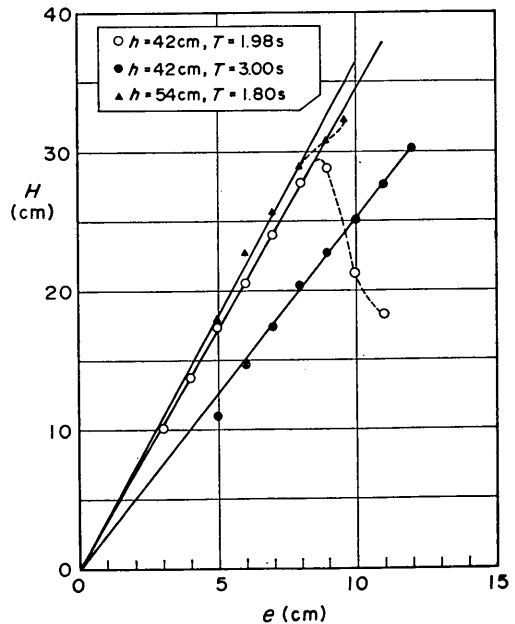


図-15 造波機偏心と通過波高の関係

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

表-3 マウンド形状による波力変化に関する実験条件

T (s)	1.80	1.98	3.00
h (cm) [h/L]	54 [0.147]	42 [0.113]	42 [0.071]
H (cm) [H/h]	21.8~34.9 [0.404~0.646]	17.2~37.8 [0.410~0.900]	17.5~30.2 [0.417~0.719]
B_M (cm) [B_M/h]	2.5 [0.05]	2.5 [0.06]	2.5 [0.06]
	20 [0.37]	20 [0.48]	20 [0.48]
	50 [0.93]	50 [1.19]	50 [1.19]
	100 [1.85]	100 [2.38]	100 [2.38]
	150 [2.78]	150 [3.57]	150 [3.57]
	200 [3.70]	200 [4.76]	200 [4.76]
d (cm) [d/h]	—	7 [0.167]	—
	24 [0.444]	12 [0.286]	12 [0.286]
	—	17 [0.405]	—
	34 [0.630]	22 [0.524]	22 [0.524]
	39 [0.722]	27 [0.643]	27 [0.643]
h_c (cm)	13	10	10

波高と偏心 e の関係から、図-15 に示したように直線をあてはめ決定したものである。 $h=42$ cm, $T=1.98$ s の条件では、通過波高は碎波によって波高が減じる領域を含んでいるが、この碎波後の波についても直線の関係から読みとった波高をそのまま用いた。これは直立壁に働く波力は進行波としてやや沖側で碎ける波によって最大となるのが一般であり、そのときの波高として沖側の碎波波高を用いるのが適当と考えられるからである。 $h=42$ cm, $T=3.0$ s の条件では、進行波として碎波後の波は実験の範囲に含まれていない。

3.2 実験結果

(1) 波高による波力の変化

図-16~26 は全実験データを一通り示すため、横軸に H/h をとって \bar{p}/w_0H をプロットしたものである。ここに、 \bar{p} は直立部に働く全水平力 P を高さ l で割った平均波力強度である。このうち、図-16~18 は $h/L=0.0712$ の3種のマウンド高さの結果を、 B_M/h をパラメータとして示したものであり、図の曲線は実験結果を適当に結んだものである。マウンドが高い条件ほど大きな波力となっているのが認められるが、たとえば図-16の条件に

おいては必ずしも十分大きな波高まで実験しておらず、波力の最大値が確認されていない。これに対し、 $h/L=0.113$ の結果を示した図-19~23 では、十分大きな沖波波高まで実験を行っており、碎波後の波の作用による波力の減少が確認できる。図-24~26 は $h/L=0.147$

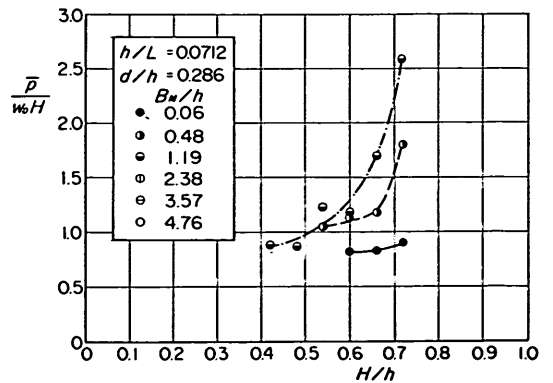


図-16 波高による波力の変化 ($h/L=0.0712$, $d/h=0.286$)

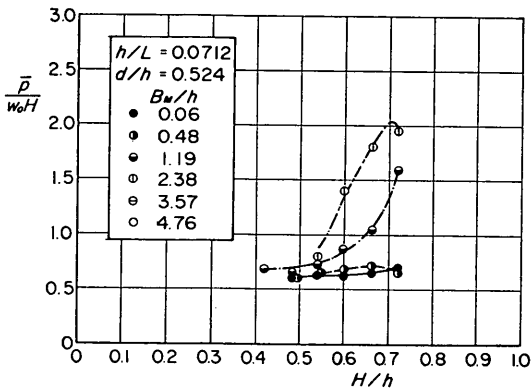


図-17 波高による波力の変化 ($h/L=0.0712$, $d/h=0.524$)

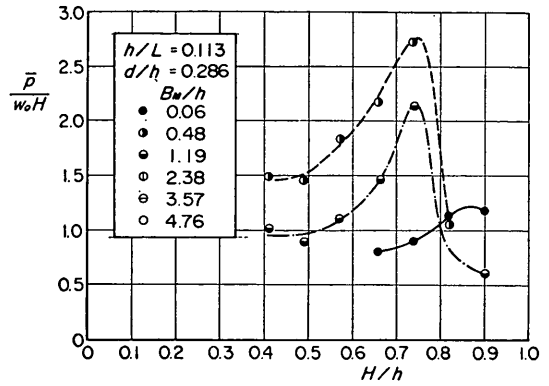


図-20 波高による波力の変化 ($h/L=0.113$, $d/h=0.286$)

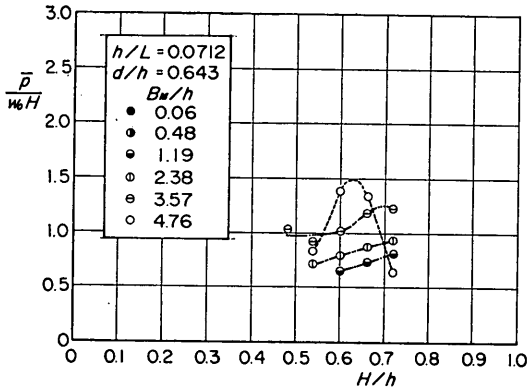


図-18 波高による波力の変化 ($h/L=0.0712$, $d/h=0.643$)

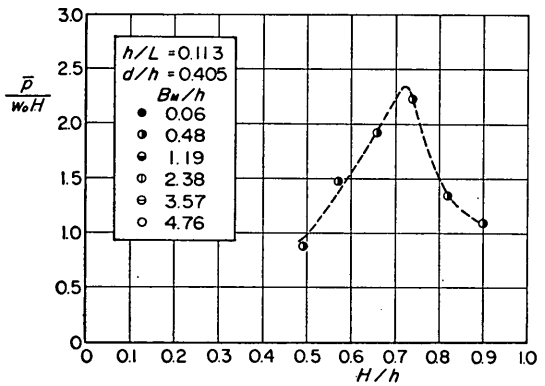


図-21 波高による波力の変化 ($h/L=0.113$, $d/h=0.405$)

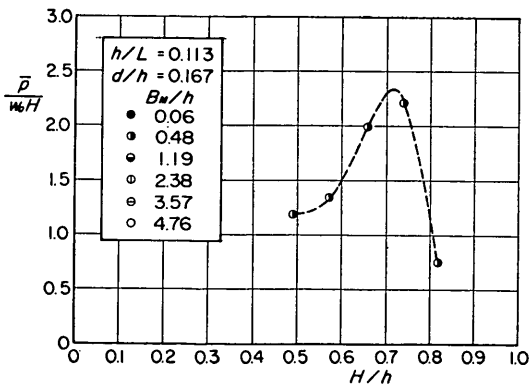


図-19 波高による波力の変化 ($h/L=0.113$, $d/h=0.167$)

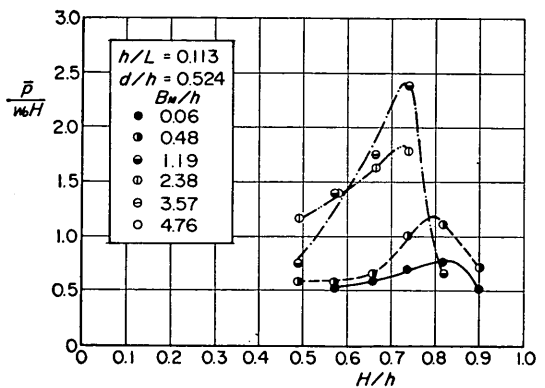


図-22 波高による波力の変化 ($h/L=0.113$, $d/h=0.524$)

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

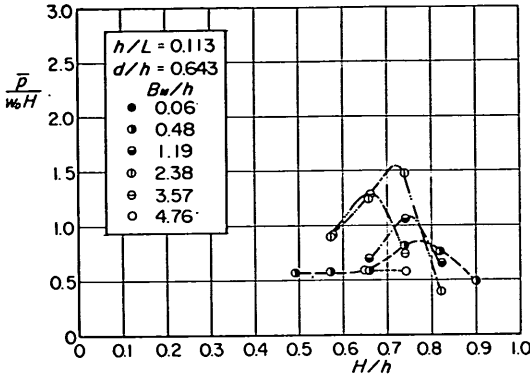


図-23 波高による波力の変化 ($h/L=0.113$, $d/h=0.643$)

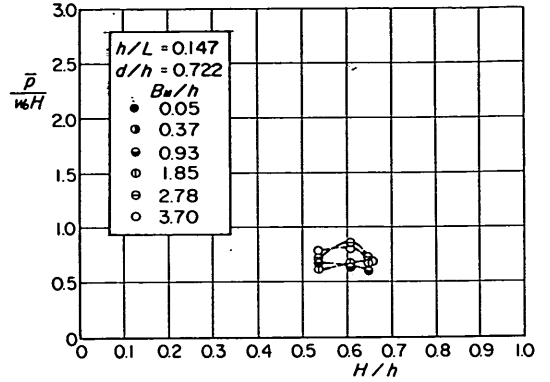


図-26 波高による波力の変化 ($h/L=0.147$, $d/h=0.722$)

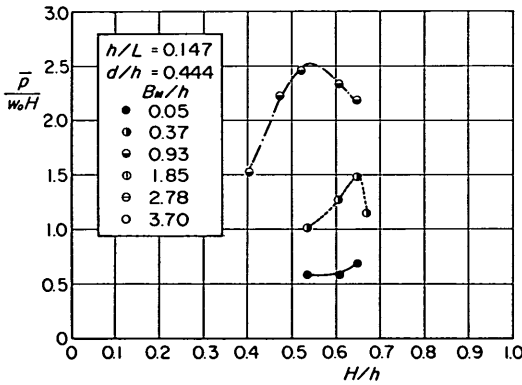


図-24 波高による波力の変化 ($h/L=0.147$, $d/h=0.444$)

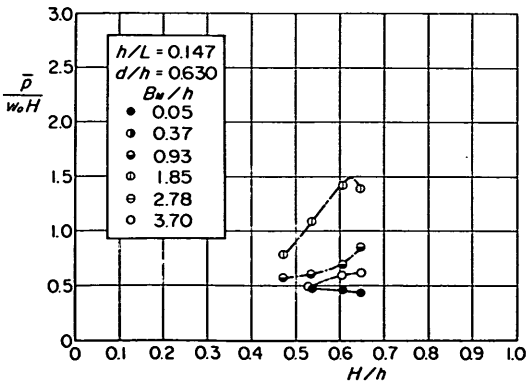


図-25 波高による波力の変化 ($h/L=0.147$, $d/h=0.630$)

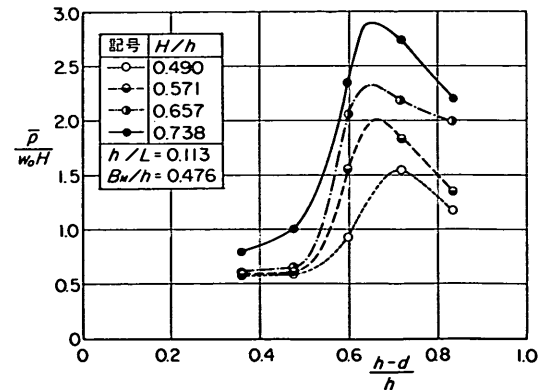


図-27 マウンド高による波力の変化 ($h/L=0.113$, $B_M/h=0.476$)

の結果である。

以上のように十分な波高の範囲にわたって実験を行っていない条件も一部あるが、全体を通して、波力を最大とする H/h の値は d/h や B_M/h で表わされるマウンド形状によって異なり、特にマウンド前肩幅が狭いほど大きな値であることが指摘できる。これはマウンドによる碎波の助長効果を考えれば当然の結果であり、マウンドが低いほど、またマウンド前肩幅が狭いほどマウンドによる碎波の助長効率が小さく、かなり沖で碎ける波が最大の波力を与えるわけである。逆に、マウンドが適当に高くして前肩幅が十分に広いと、比較的小さい波高の波でもマウンド上で碎波するようになり、それが最大の波力を与えるようになる。

(2) マウンド高による波力の変化

図-27, 28は $h/L=0.113$ の場合のマウンド高による波

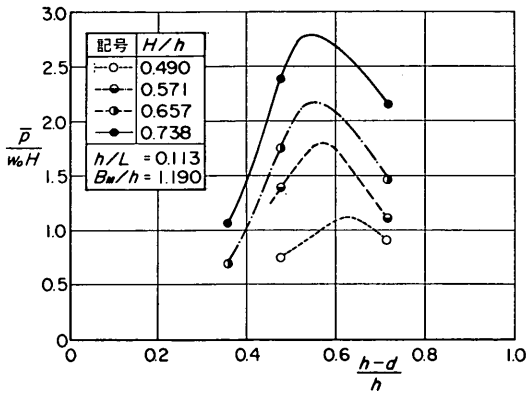


図-28 マウンド高による波力の変化 ($h/L=0.113$, $B_M/h=1.19$)

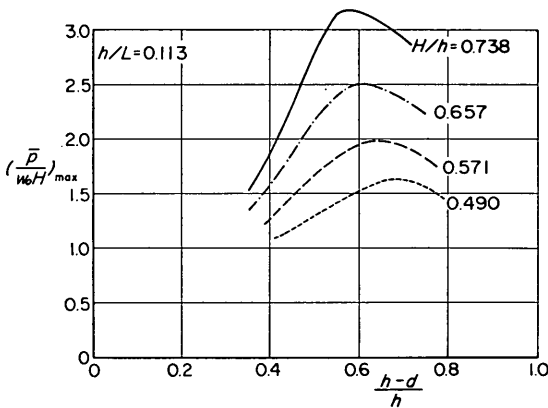


図-29 マウンド高による最大波力強度 ($h/L=0.113$)

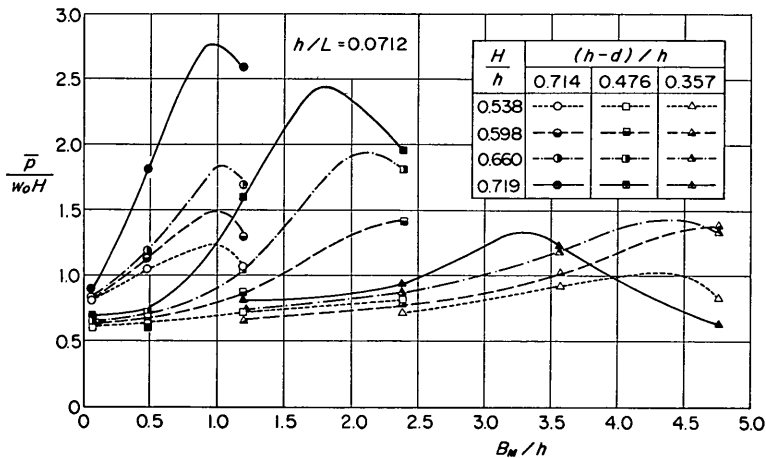


図-30 マウンド前肩幅による波力の変化 ($h/L=0.0712$)

力の変化を例示したものである。前者は $B_M/h=0.476$ 、後者は $B_M/h=1.190$ の例であるが、波力はマウンド高さによって著しく異なり、マウンド前肩幅が広いほど波力を最大とするマウンド高が低くなることわかる。

図-29 は後出の 図-31 を用いて各波高条件ごとに最悪のマウンド肩幅に対する波力を推定し、これを $(\bar{p}/w_0 H)_{\max}$ としてマウンドの相対高さ $(h-d)/h$ に対して曲線で示したものである。水深による碎波限界波高に近い波では $(\bar{p}/w_0 H)_{\max}$ の最大値は 3.0 を超え、相対波高が小さくなるにつれてその値が小さくなることが認められる。

(3) マウンド前肩幅による波力の変化

図-30~32 は $h/L=0.0712, 0.113, 0.147$ のときの 3 種の $(h-d)/h$ の条件について、マウンド前肩幅による波力の変化を示したものである。それぞれ 4 種の H/h に対する実験値を示しており、曲線はそれを適当に結んだものである。これによると、マウンドが高いなど、また波高が大きいため、前肩幅によって波力が大きく変化し、波浪条件およびマウンド高さが一定のとき、波力を最大とする B_M/h の値のあることが認められる。この値は $h/L, d/h, H/h$ によって異なり、またそのときの $\bar{p}/w_0 H$ の値も異なっている。一般に、マウンドが高いほど波力を最大とする B_M/h の値は小さくなり、そのときの $\bar{p}/w_0 H$ の値は大きくなること指摘できる。

こうしたマウンド前肩幅による波力の変化は、マウンドによる碎波の状況とよく対応している。すなわち、直立壁が丁度巻波状の碎波が衝突するところにあるとき、最大の波力となり、それより前方では碎波が充分発達し

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

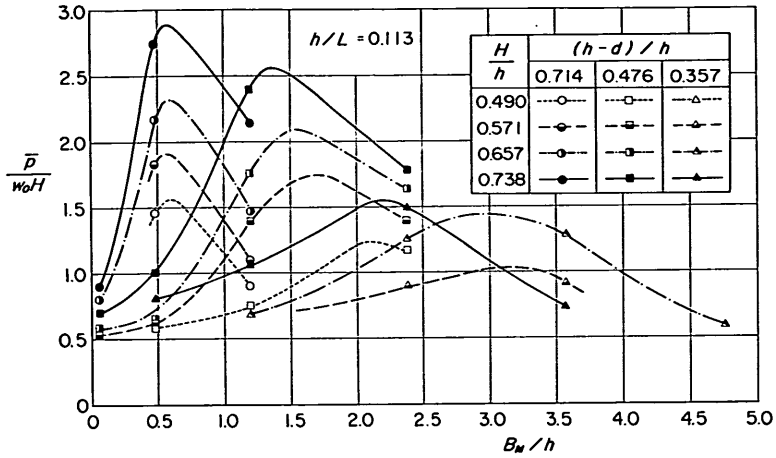


図-31 マウンド前肩幅による波力の変化 ($h/L=0.113$)

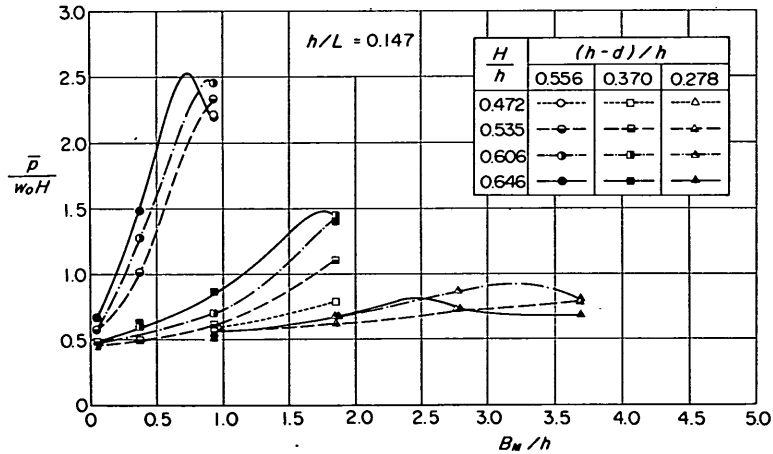


図-32 マウンド前肩幅による波力の変化 ($h/L=0.147$)

ないため、また後方では碎波後の波となるため波力は減少する。そのため、十分な天端幅をもったマウンドのみを水路内に設け、それによる碎波の状況を観察してみた。図-33 はマウンドの沖側の法肩を起点として波の進行方向に測った碎波点距離 D_0 を法尻水深 h での波長 L で割って示したものである。縦軸の H はマウンド法肩に対応する地点で、マウンドを設ける以前の状態で測定した通過波高である。

この図より、通過波高がある H のとき、マウンドのどの付近で碎けるかがわかる。すなわち、波高がマウンド上の水深 d に比べて小さいときには碎波が生じない。

波高が増大するにつれて D_0 の大きいところで崩れ波的碎波が生じるようになる。このマウンド上で碎波が生

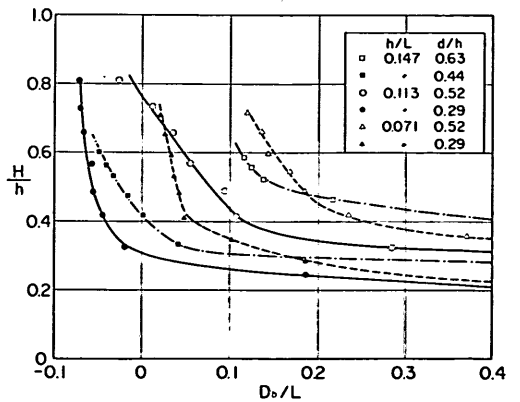


図-33 マウンド上通過波の碎波点

じる限界の波高を $H_b^{(d)}$ で表わすと、 $H_b^{(d)}/d$ は h/L や d/h により 0.45~0.62 程度で、 d/h , h/L ともに小さいほど小さくなる傾向にある。波高がさらに大きくなるにつれて、砕波点は沖側の法肩方向へ移行し、高マウンドほど典型的な巻波型の砕波を呈するようになる。図において、 D_b/L が小さいところで波高による砕波点の変化が小さく、急激に右下りとなる付近はこうした巻波が生じる領域である。マウンド上に直立壁がある場合には反射波が生じて、直立壁がない状態と全く同じように砕波が作用するわけではないが、先に述べた直立壁の設置位置による波力の変化はこうしたマウンド上通過波の砕波のパターンとよく対応したものである。

図-34 は 1 例として、横軸に B_M/h 、縦軸に H/h をとって \bar{p}/w_0H の等値線分布を、マウンド上通過波の砕波点距離 D_b (h で割って無次元化している) とあわせて示したものである。 $h/L=0.113$, $d/h=0.524$ の条件の例である。図中、実験を行った条件 (B_M/h , H/h) の座標を基点として、それぞれの軸方向に矢印をつけ線が示してあるが、これはその条件での \bar{p}/w_0H の大きさを表わしている。矢印の先端を結んだ点線は B_M/h あるいは H/h による \bar{p}/w_0H の変化を表わしており、等値線はこれから適当な \bar{p}/w_0H の値を与える (B_M/h , H/h) の条件を推定して、それに基づき滑らかな曲線として描いたものである。

この例において、波高が大きくなりすぎると、また前肩幅が広くなりすぎると砕波後の減衰した波が作用する

ため \bar{p}/w_0H の値は小さくなるが、それまでの領域での等値線はマウンド上通過波の砕波点の曲線とほぼ平行であることが認められる。図中一点鎖線は各波高に対し波力が最大となる B_M の値を表わしたものであるが、この例の場合最大の波力が生じるのはマウンド上の砕波点

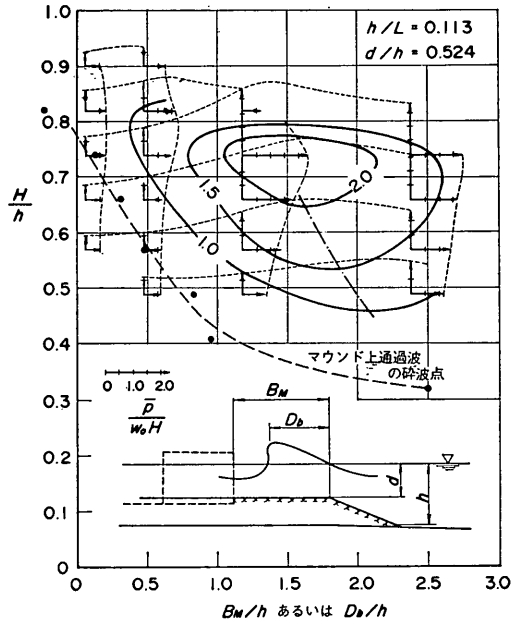


図-34 $B_M/h-H/h$ 上における \bar{p}/w_0H の分布の例

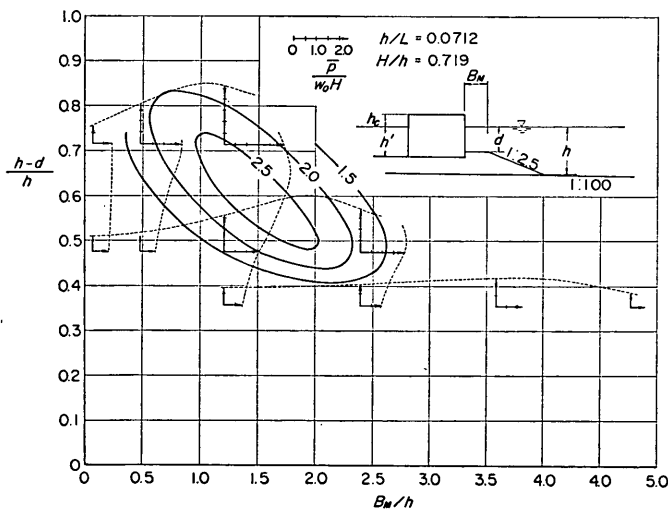


図-35 $B_M/h-(h-d)/h$ 上における \bar{p}/w_0H の分布 ($h/L=0.0712$, $H/h=0.719$)

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

からほぼ $1.3h$ の距離だけ岸側にあるときである。この値は h/L や d/h によって異なるけれども、ほぼ平行である傾向は他の条件の場合にも同様に認められる。

(4) マウンド高と前肩幅による波力変化

以上、マウンド高さ、マウンド前肩幅による波力変化について述べたが、この両者の組み合わせによって波力がどのように変化するかを調べてみる。

図-35~40 は横軸に B_M/h 、縦軸に $(h-d)/h$ をとって、 h/L 、 H/h ごとの \bar{p}/w_0H の等値線分布を示したも

のである。このうち、図-35、36 は $h/L=0.0712$ 、図-37~39 は $h/L=0.113$ 、図-40 は $h/L=0.147$ の結果である。 $h/L=0.0712$ の $H/h=0.719$ 、 $h/L=0.113$ の $H/h=0.738$ 、 0.657 、および $h/L=0.147$ の $H/h=0.646$ の条件では \bar{p}/w_0H が 2.0 を超える領域が現われており、強い衝撃碎波力の発生する B_M/h と $(h-d)/h$ の範囲を知ることができる。同様な図は静水面での波圧強度に対する係数として永井・大坪²⁸⁾が示しているが、今回の実験の結果では等値線が座標軸に斜めに伸びる傾向

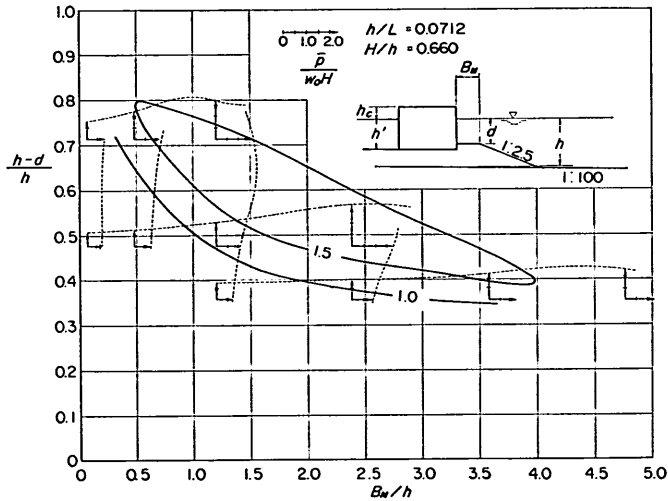


図-36 $B_M/h - (h-d)/h$ 上における \bar{p}/w_0H の分布 ($h/L=0.0712$, $H/h=0.660$)

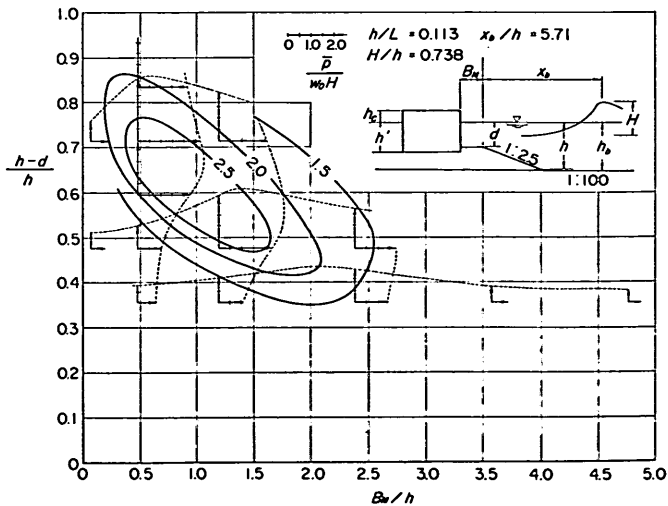


図-37 $B_M/h - (h-d)/h$ 上における \bar{p}/w_0H の分布 ($h/L=0.113$, $H/h=0.738$)

がはっきりしているのに対し、永井ほかの結果では B_M/h の軸に平行の傾向にある点がやや異なっている。しかし、巻波状の碎波が生じて強い波力が働くのは、高マウンドから低マウンドになるにつれて、前肩幅が適当に広いときであることを考慮すると、今回の実験結果のように \bar{p}/w_0H の等値線が図上右下がりの斜めに伸びるのが妥当のように思われる。しかし本実験は滑動実験の手法によっており、数値については相当の誤差を含むものと考えなければならない。図-35~40の結果はマウンド形

状による衝撃碎波力発生 の概略の条件をは握するのに用いるのがよい。

最後に、2. で述べた酒田港北港地区西護岸離岸堤の条件を本実験結果にあてはめて検討してみる。潮位 + 0.5m をとると $h=9.5\text{m}$, $d=3.93\text{m}$ で、 $(h-d)/h$ は 0.586 である。 B_M は 15m とすると、 B_M/h は 1.58 となる。周期 12~14s に対し、 h/L は 0.0727~0.0859 であり、波高は $T=12\text{s}$ のとき 6.38m, $T=14\text{s}$ のとき 6.88m とすると、 H/h は 0.672~0.724 である。した

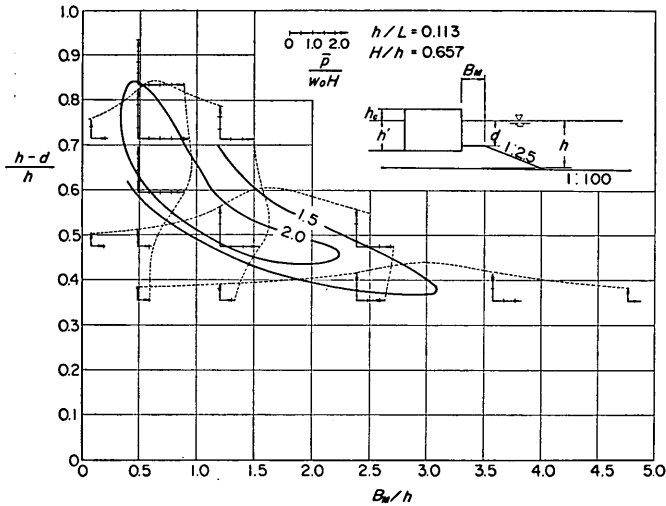


図-38 $B_M/h - (h-d)/h$ 上における \bar{p}/w_0H の分布 ($h/L=0.113$, $H/h=0.657$)

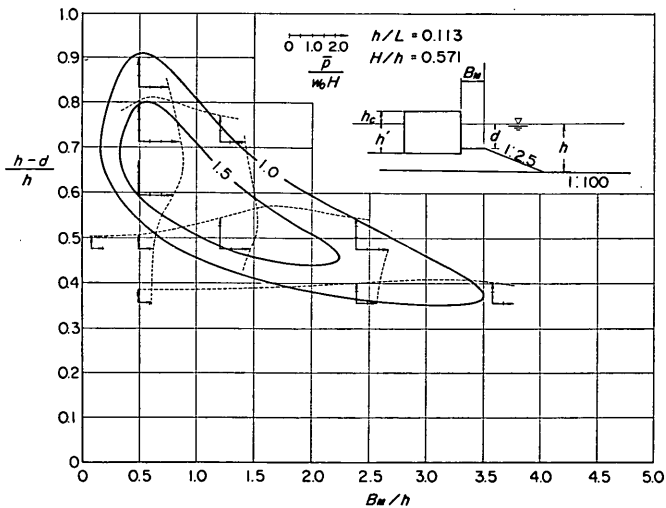


図-39 $B_M/h - (h-d)/h$ 上における \bar{p}/w_0H の分布 ($h/L=0.113$, $H/h=0.571$)

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

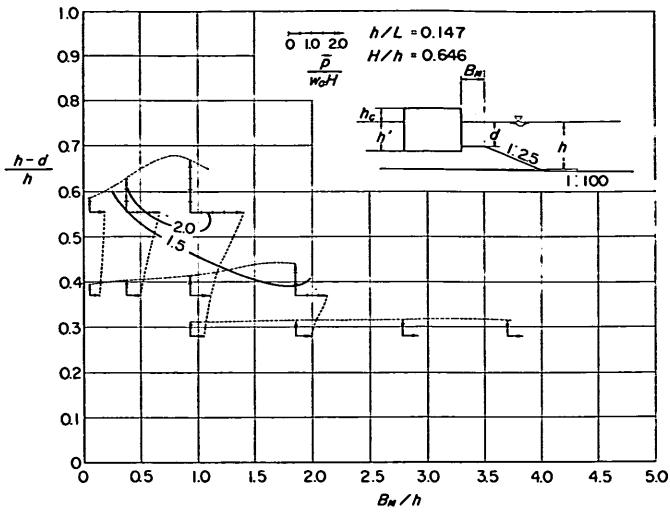


図-40 $B_M/h - (h-d)/h$ 上における \bar{p}/w_0H の分布 ($h/L=0.147, H/h=0.646$)

がって、これらの条件に一番近い 図-35 の結果を用いる。これによると、 $B_M/h=1.58$ 、 $(h-d)/h=0.586$ の条件は $\bar{p}/w_0H=2.5$ の等値線のほぼ中央にあたり、こうした結果を得たあとからみると最悪の条件であったことがわかる。

大な衝撃碎波力が発生することを示したが、一般に衝撃碎波力は波向きの影響が大きいと考えられる。本章においては、これを検討するため比較的高マウンドの条件で行った波向きによる波力変化に関する規則波実験について述べる。

4. 衝撃碎波力に対する波向きの影響

4.1 実験施設および方法

前章において、マウンド形状により条件によっては強

実験に用いた水槽は長さ 30m、幅 20m、深さ 1.0m の中型平面水槽である。図-41 に平面図を示しているが、水槽床は固定床で、造波板の中立位置から 7.6~12.6m の 5m 区間を 3/100 勾配、つづいて 17.6m ま

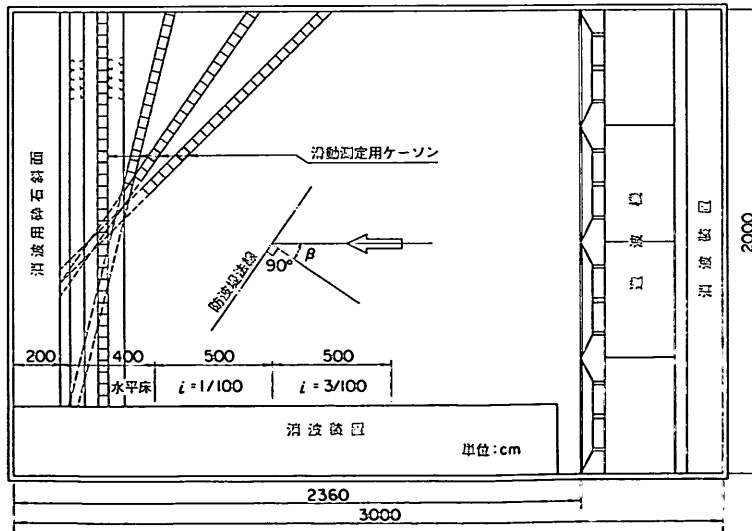


図-41 実験に用いた平面水槽

での区間を 1/100 勾配としてあり、残りは水平床である。同図には模型の配置も示しているが、防波堤の法線を変化させることによって入射波の波向き角 β を 0° , 15° , 30° , 45° に変化させる。図中、黒く塗りつぶした部分が滑動量の測定に供するケーソンであり、波向き角 β を変化させても波の進行方向に平行な直線上に位置するようにした。

この測定部の断面を 図-42 に示しているが、直立部の模型は 3. で述べた断面実験に用いたのと同じものであり、高さ l が 32.9 cm、幅 B が 50 cm である。ただし、滑動量の測定に供しない直立部の模型は高さは同じであるが、幅 40 cm のものを用いており、図-43 に示しているように前面法線が測定用ケーソンと同一線上になるように設置した。したがって、滑動測定用ケーソンが背後に 10 cm だけ突き出ており、揚圧力の作用の仕方に若干影響が現われるが、測定用ケーソンの法線方向の長さは 48 cm であり、その程度は小さいと考えることができる。また、滑動測定用ケーソンの下は 3. で用いたものと同じ砕石版とした。

実験の条件は、 $h=42$ cm、 $d=17$ cm、 $h_c=10.9$ cm は一定で、マウンド前肩幅 B_M を 2.5 cm と 20 cm の 2 種に変化させた。実験波については、周期は 1.98 s の 1 種とし、波高を種々に変化させた。堤体模型設置以前の状態で通過波高の測定を行ったが、本実験では前出の

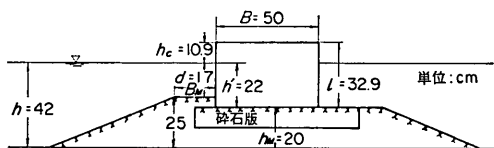


図-42 滑動測定用断面

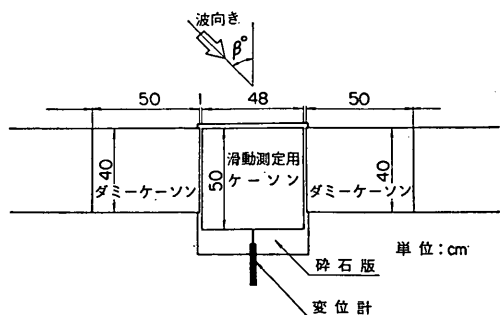


図-43 ケーソン平面図

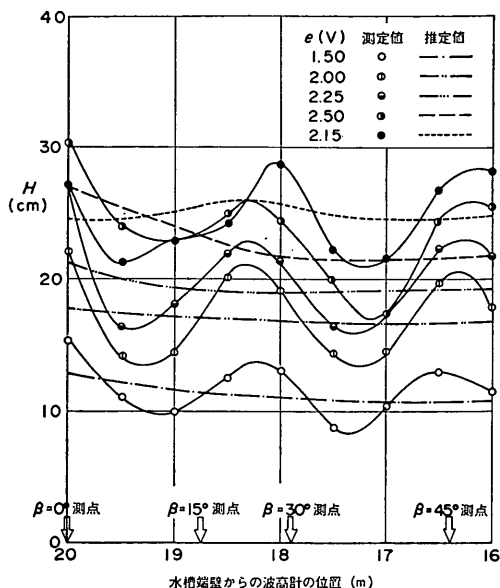


図-44 通過波高の分布

図-41 に示したように波向き角 β の条件によって、滑動の測定位置が異なる。そのため、通過波高は波の進行方向に平行な直線上 9 か所で測定した。図-44 は種々の造波機入力電圧 e に対する測定波高の分布を示したものである。ここに、横軸は造波板中立位置からの距離であり、図中 $\beta=0^\circ$ 測点などと矢印で示してある地点が各波向き条件についての滑動測定用ケーソンの前壁面中央の位置にあたる。この結果によると、波高は場所的に著しく変化している。これは、ほぼ $L/4$ ごとに極大・極小が現われていることから、水槽端の消波が十分でなく反射波があることが主因と推測されるが、そのほか 4 台の造波板の動きのわずかなずれの影響や水槽の一方の側壁に設けた消波装置による回折効果の影響も若干あると考えられる。そのため、各入力電圧 e ごとに図中一点鎖線等で示しているように滑らかな平均的の曲線を描き、これを入射波高の推定値とした。これから波高を読みとって、各測点ごとの入力電圧と波高の関係を示したのが 図-45 である。実験波高 H は同図の曲線を用いて決定している。各測点によって若干異なるが、実験を行った H/h の範囲は 0.39~0.77 である。

滑動量の測定および波力の算定法は断面実験の場合と同じである。ただし、この場合滑動量の測定は第 6 波から第 10 波までの 5 波に限った。

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

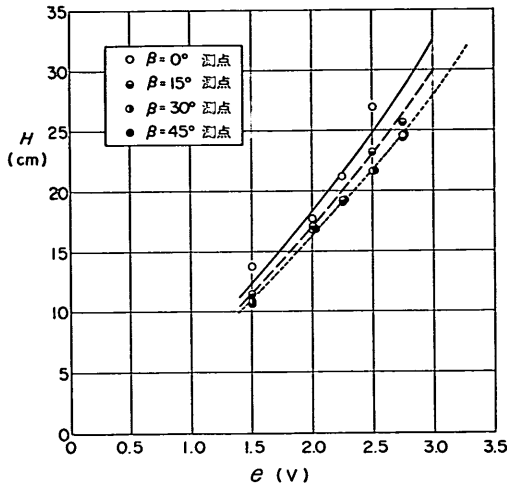


図-45 入力電圧と波高の関係

4.2 実験結果

図-46, 47 に $B_M/h=0.06$ ($B_M=2.5$ cm) および 0.476 ($B_M=20$ cm) の場合の波向き角 β ごとの波高による波力の変化を示した。 $B_M/h=0.06$ の結果では \bar{p}/w_0H の最大値は 1.34 で、特に著しく大きい波力は生じていない。これに対し、 $B_M/h=0.476$ の結果では $\beta=0^\circ$ の場合最大 2.40 程度の衝撃碎波力が作用している。この $\beta=0^\circ$ の結果を先の断面実験の結果（前出の図-21 参照）と比較すると、最大値の値はほぼ一致するが、それを生ぜしめる H/h がやや小さくなっている。波高のとり方等に問題があるかもしれないが、ここでは平面実験の結果をそのまま用いて以下の波向きの影響を検討してみる。

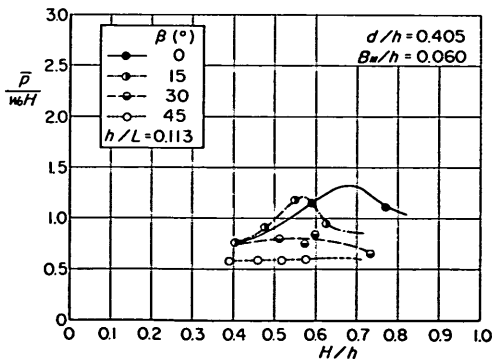


図-46 波高による波力の変化 ($d/h=0.405$, $B_M/h=0.060$)

図-48, 49 は $H/h=0.7, 0.6, 0.5, 0.4$ のときの \bar{p}/w_0H の値を 図-46, 47 から読みとって、 β に対してプロットしたものである。図中、 H/h が 0.7 と 0.4 の条件については、次式のように波向き補正を考慮した合田式²⁴⁾による \bar{p}/w_0H の計算曲線も合わせて示しておいた。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H \quad (5)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)w_0H \quad (6)$$

$$p_{w_0} = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\alpha_1\alpha_3w_0H \quad (7)$$

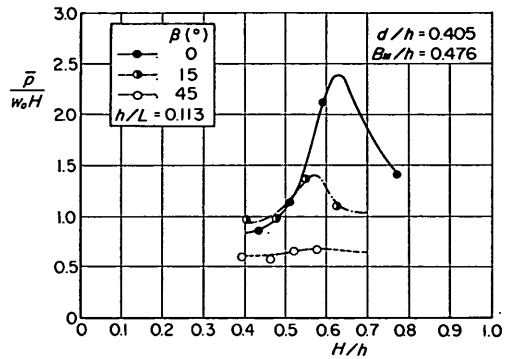


図-47 波高による波力の変化 ($d/h=0.405$, $B_M/h=0.476$)

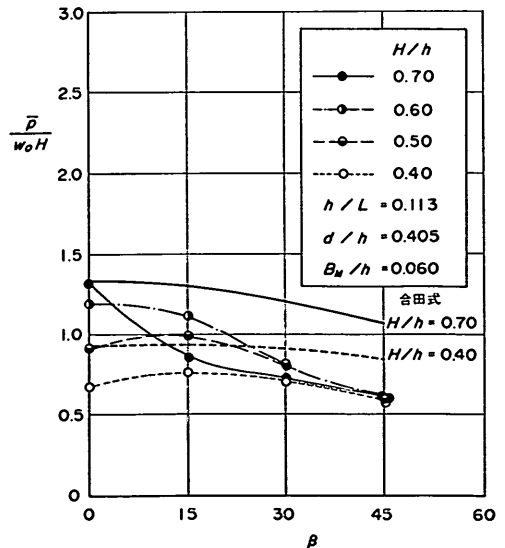


図-48 波向きによる波力の変化 ($d/h=0.405$, $B_M/h=0.060$)

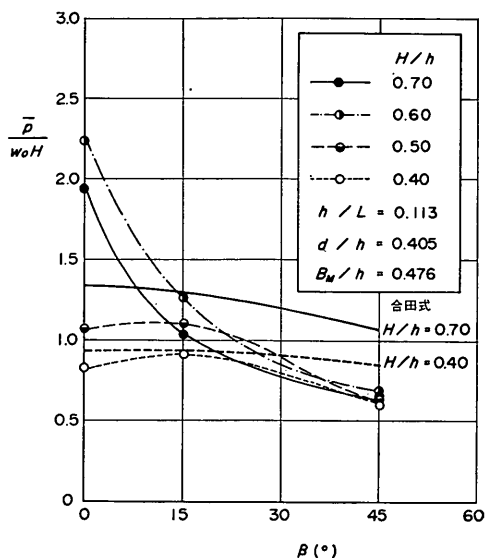


図-49 波向きによる波力の変化 ($d/h=0.405$, $B_M/h=0.476$)

ここに、 η^* は静水面上波圧強度が 0 となる高さ、 p_l は静水面における波圧強度、 p_u はケーソン底面前端での揚圧力強度であり、 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ は合田式における波圧係数である。

$B_M/h=0.06$ の場合には上述したように $\beta=0^\circ$ でも強大な衝撃碎波力は発生しておらず、 $H/h=0.7, 0.4$ の実験値ともに合田式による値にほぼ等しいかやや小さい値となっている。 $H/h=0.5, 0.4$ の $\beta=15^\circ$ の値を除いて、 β が大きくなるにつれて \bar{p}/w_0H の値は減少しており、本条件の場合合田式で波向補正を行って波力を算定すれば十分であるといえる。

一方、図-49 の $B_M/h=0.476$ の条件では、 $\beta=0^\circ$ の $H/h=0.7, 0.6$ で $\bar{p}/w_0H=1.94, 2.24$ と合田式による計算波力より大きな波力となっている。しかし、このような大きな波力は β が $15^\circ, 45^\circ$ となるにつれて急激に小さくなっており、衝撃碎波力は波向きによって著しく減少することが確認できる。 $H/h=0.5, 0.4$ の条件では $\beta=0^\circ$ でもそれほど大きな波力ではなく、この場合も $\beta=15^\circ$ の条件でやや大きくなる傾向が認められる。これは、実験波高のとり方による可能性もあるが、波が碎波しないような波高の小さい条件では、ある程度斜めに入射する方がマウンドによって碎波が助長されて波力がやや大きくなる傾向があるのかもしれない。しかし、この

波高条件でも $\beta=45^\circ$ とかなり斜めになると明らかに波力は小さくなっている。

以上、波向による波力の変化についての実験結果を述べたが、衝撃碎波力に対する波向きの影響については、運輸省第一港湾建設局でも小縮尺模型による実験を行っている²⁵⁾。その結果においても波向きによる明らかな減少傾向が認められており、強大な衝撃碎破力は波向きが防波堤法線に直角に近いときのみ発生すると考えてよいようである。

5. 衝撃碎波力に対する対策

5.1 衝撃碎波力に対する対処法

衝撃碎波圧は一般にピーク強度は非常に大きいけれども作用時間が極めて短かく、実際の設計においてこれをどのように評価すればよいかということが問題であった。これに対し、合田²⁶⁾は衝撃碎波圧を受ける混成防波堤の挙動に関し動的モデルを設定して直立部底面のせん断の計算を行って、その結果、滑動に対する衝撃碎波圧の有効値は平均波圧強度に換算して最大 $\bar{p}=(2\sim 3)w_0H$ と推定している。これは典型的な巻波状の碎波が作用する場合、相当に大きな有効波力が働くことを示しており、抵抗力が不足する場合には実際に滑動が生じることを意味している。また、事实现地においても 2. で述べた酒田北港地区西護岸離岸堤やそのほか深浦港西防波堤の滑動²⁷⁾など、衝撃碎波力によると考えられる滑動例があり、設計においてマウンド形状による衝撃波力の発生について十分考慮しなければならないことは明らかである。

それでは、こうした衝撃碎波力の発生のおそれに対してどのように対処していけばよいであろうか。これについては既にまえがきも触れたところであるが、改めて今後の方策も含めて考えてみると、次の三つの対処法を挙げることができる。

- 1) 衝撃碎波力の発生条件を明らかにして、設計において強大な衝撃碎波力の作用を受ける危険性のある断面の採用を避ける。
- 2) 直立部の前面を消波ブロックで被覆する。
- 3) 巻き波状の碎波が作用したとしても結果的に強大な滑動波力とならない新しい直立部の構造を選ぶ。

以下、これらに関し衝撃碎波力の発生条件や対策工法の効果およびその設計波力の算定法等について述べることにしたい。

5.2 衝撃碎波力の発生条件について

緩勾配海底床上の混成堤のマウンド形状による衝撃碎波力の発生条件については、既に 1976 年に既往の各種の実験結果から \bar{p}/w_0H を求めて、 $H/h-d/h$ の図上にプロットし、図-50 の曲線で示した危険範囲を提示した²⁸⁾。これは合田の指摘²⁹⁾に基づいて当時検討したもので、各種の実験結果から異常に大きい衝撃碎波力の一つの目安としてほぼ 2 以上の \bar{p}/w_0H が現われる限界を表わしたものである。同図に 3. で述べた結果のうち 図-30~32 から、各マウンド高さごとの最悪の前肩幅 B_M に対する \bar{p}/w_0H の値を読みとって、クラス別記号でプロットしてみたが、今回の結果でも $\bar{p}/w_0H \geq 2$ となるデータはすべて先に提示した危険範囲の中に入っている。 d/h と H/h がこの危険範囲内にあるときには、強大な衝撃碎波力の発生の危険性があるものとして検討するのがよいといえる。

ただし、これはマウンドの高さと波高のみによって設定したものであり、前肩幅やその他の条件によってはこの範囲に入る場合であっても、強大な衝撃碎波力が発生しないことは当然あり得る。これについては限られた h/L と H/h の条件についてであるが、前出の 図-35~40 に B_M/h と $(h-d)/h$ に対する \bar{p}/w_0H の等値線分布を示したので、これなどを参考にして判断するとよい。

以上は波が直角に入射する条件での結果によるものであるが、衝撃碎波力は波向きが斜めになることによって

著しく減少することは今回の実験でも確認できた。直角入射の場合強大な衝撃碎波力が発生するマウンド形状であっても、既に指摘しているように、防波堤法線の垂線と設計波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲で危険側に振った方向とのなす角度 β が 20° 程度以上の場合には、強大な衝撃碎波力の作用する危険性はないと考えてよいようである。

混成堤の設計においては、以上のような衝撃碎波力の発生について十分留意し、強大な衝撃碎波力が作用しない断面形状とすることが肝要である。衝撃碎波力の発生が懸念される場合には、できるだけ条件に適応した水理模型実験を行って確認する必要がある。特に、本検討においては緩勾配の海底床を対象としたが、海底勾配が 1/30 程度よりも急であればマウンドがなくても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。急勾配上の混成堤にあっては衝撃碎波力の発生の危険性が大きく、水理模型実験による検討は不可欠といえよう。

5.3 消波ブロック被覆による衝撃碎波力発生抑制

(1) 消波ブロック被覆による波力の減殺効果

前節において強大な衝撃碎波力の発生するおそれのある混成堤断面形状の採用を避けるべきであることを述べたが、水深が比較的浅くしかも波浪条件の厳しいところなどにおいては、マウンドの被覆を十分にすることがあることから、通常の混成堤型式では強大な衝撃碎波力の作用は免れ得ない断面となってしまうことがある。こうした場合、既に対処されているところであるが、前面に消波ブロックを投入して直立部を被覆した断面とするのが非常に有効である。これを消波ブロック被覆混成堤と呼ぶことにする。この断面は波力減殺ばかりでなく、越波を軽減して伝達波高を小さくすると、前面海域への反射波が小さいなどの特長をあわせ有している。この消波ブロック被覆堤の波力の減殺効果について、既往の各種の研究や筆者らの実験結果をまとめると以下のとおりである。

消波ブロック被覆による波力の減殺効果を系統的に検討した例として森平・柿崎・菊谷の研究 (1967)³⁰⁾ がまず挙げられる。これは木製底面上に直接堤体を設置し、ビームから吊したワイヤーの張力を調節することによって直立部の有効重量を変化させ、滑动限界重量を求める手法によったものである。この結果、消波ブロック被覆によって波力が減殺されるのは、十分な天端高と幅をもって被覆し、かつ碎波が作用するときであることを明ら

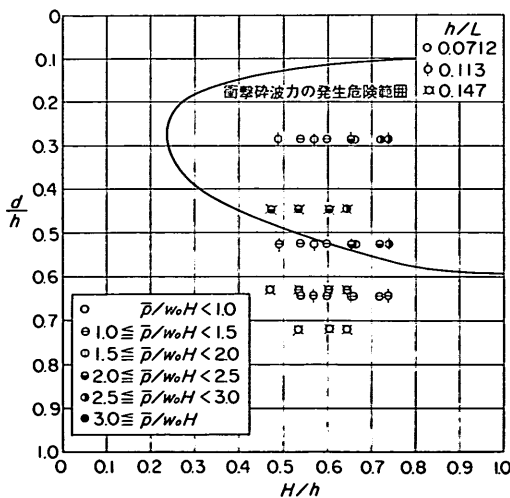


図-50 衝撃碎波力の危険範囲

かにし、そのときの設計波力の算定式として次式を提案した。

$$\bar{p} = 1.0w_0H_{1/3} \quad (8)$$

ただし、平均波力強度 \bar{p} は直立壁の底端から、静水面上 $1.0H_{1/3}$ の高さまで一様に作用するものとしている。ここに、 $H_{1/3}$ は設計有義波高である。

これは、当時通常の混成堤直立部に働く設計波力が広井式で算定されていたから、それと比べると消波ブロック被覆によって碎波力が $2/3$ に減殺されることに対応する。

しかしながら、消波ブロックの天端高が不足するとき、あるいは施工段階などにあって天端が静水面下にあるときは、3. で述べた高マウンドの状態となって衝撃碎波力が発生し、かえって波力の増大を招くことがある。こうした消波ブロック被覆混成堤の施工段階での波力については、鴻上・時川 (1970)⁸¹⁾ が研究している。

また、堀川・宮崎 (1973)⁸²⁾ は通常の混成堤、直立部前面を消波ブロックだけで被覆した断面 (全断面消波ブロック被覆)、および静水面付近まで捨石マウンドを設け、表層を消波ブロックで被覆した断面 (捨石中詰表層消波ブロック被覆) について波圧実験を行っている。この結果、消波工を被覆した場合、マウンドが高くて強大な碎波力が作用するときほど波力および揚圧力の減殺効果が著しいこと、逆にマウンドが低くて重複波が作用するような場合には波力の減殺効果があまり期待できないこと、および捨石中詰表層消波ブロック被覆構造と全断面消波ブロック被覆構造では後者の波力がやや大きくなることなどを指摘している。

そのほか、赤塚・竹田・蓮見 (1975)⁸³⁾ は重複波領域に対して滑動実験を行い、消波ブロックを被覆しないときより波力が大きくなることはないことを指摘し、さらに運輸省第一港湾建設局 (1975)⁸⁴⁾ では斜め入斜波に対する滑動実験を行って、消波ブロックを被覆した場合においても、波が斜めに入射するようになるにつれて波力が減少することを示している。

次に衝撃碎波力が作用する断面における、消波ブロック被覆による波力減殺効果の実験例を示す。

この実験は 3. で述べた実験と同時に条件を限って実施したもので、図-51 は実験に用いた消波ブロック被覆混成堤の断面を示したものである。ただし、消波ブロックとケーソン前壁面の間には鋼フレームに金網を張った L 形状の仕切り網を入れ、消波ブロックが直立部に直接寄りかからないようにしてある。この状態で滑動量を測

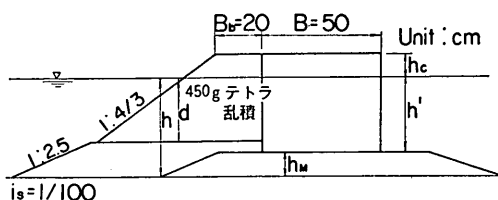


図-51 消波ブロック被覆堤の実験断面

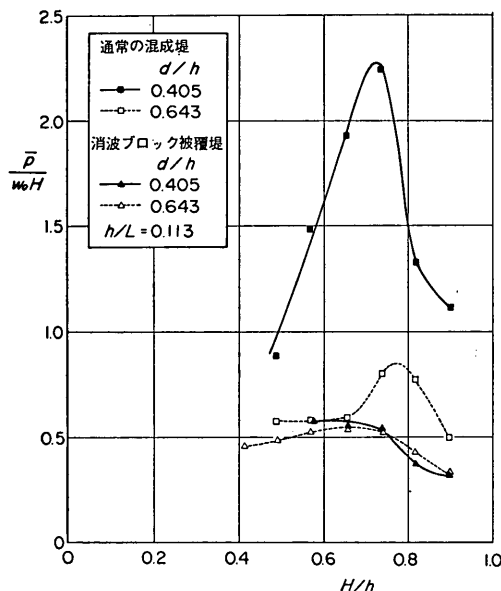


図-52 消波ブロック被覆堤に働く波力

定して、滑動限界重量から 3.1 で述べたと同様な方法によって波力を求め、 \bar{p}/w_0H のかたちでプロットしたのが図-52である。同図には消波ブロックを取り除いた通常の混成堤に対する結果 ($B_M=20$ cm) もあわせて示してある。 d/h が 0.405 と 0.643 の 2 種の条件についての結果であるが、通常の混成堤の場合 d/h によって波力が著しく変化し、0.405 の高マウンドの条件では最大 2.3 程度の非常に大きい波力が作用するのに対し、消波ブロック被覆混成堤ではこれによる波力の変化はほとんどなく、最大 $0.6w_0H$ 程度となっており、特に衝撃碎波力に対する減殺効果が大きいことが明らかである。

このように消波ブロックを被覆することによって強大な衝撃碎波力の作用を避けられるのは、本実験条件の場合マウンドの不連続部をなくして巻波状の碎波が作用しなくなることに対応している。しかし、急勾配海底の条件等によっては当然前面の切り立った巻波が作用するこ

とがあり得るわけであるが、この場合直立壁に最大の波力を与える碎波点より沖側で碎ける波であり、巻波状碎波は消波ブロック斜面を強くたたきけれども、直立壁には消波ブロックによって減勢した波しか作用しない。また、碎波がこれよりやや堤側で生じる場合には未発達のまま作用することになり、いずれの場合においても強大な衝撃碎波力を生ぜしめる前面の切り立った巻波が直接直立壁に衝突することがないためと推測できる。

(2) 消波ブロックで被覆したときの設計波力の算定法

衝撃碎波力の発生に対して消波ブロックを十分な高さで被覆することが極めて有効であることは明らかであるが、それでは実際の設計においてそのときの直立部に働く波力をどのように算定すればよいであろうか。これについては前出の式(8)を用いる森平の方法を適用するのが一般であったが、筆者らは先に重複波領域へも適用できる算定法として合田式を以下のように準用する方法を提案した³⁵⁾。なお、この方法は「港湾の施設上の基準・同解説³⁶⁾」にも記載されている。

(i) 波圧の作用範囲

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda H_{max} \quad (9)$$

(ii) 波圧および揚圧力強度

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 w_0 H_{max} \quad (10)$$

$$p_3 = p_u = \alpha_3 p_1 \quad (11)$$

ここに、 λ は消波ブロック被覆による波圧のてい減係数である。また、 H_{max} は最高波高で、設計計算に用いる波の諸元のとり方、波圧分布の形状、パラメータ α_1 、 α_3 の値などは一般の合田式と同じである。

ここで問題となるのは λ の値をどのように与えればよいかということである。そのため、既往の各種の実験結

果から波力 P_B を求めて、上述の合田式において $\lambda = 1.0$ としたときの計算波力 P_G との比をとって示したのが 図-53 である。この P_B/P_G はほぼ λ の値を表わすと考えてよい。図の結果によると 0.34~1.17 の範囲に広くばらついているが、1.0 を超えるのは 2 例しかない。また、0.8 を超えるのは 5 例でほとんどはそれ以下であり、 $\lambda = 0.8$ 程度としてよさそうである。しかしながら、ブロックの直立部への寄りかかりによる力など不明な点があり、実験データも十分でないので、技術基準では 0.8~1.0 の範囲で適切に選ぶことにされている。

(3) 不規則波による滑動実験例

(2) において、既往の各種の規則波による実験結果から波圧のてい減係数 λ の値の検討例を示したが、消波ブロック被覆混成堤直立部の不規則波による滑動実験を実施³⁷⁾しているので、次にその結果を述べる。

この実験に用いた水路は 4. の波向きの影響に関する実験に用いた水槽の一部を幅 5 m のところで仕切り壁によって区切り、その中に 図-54 に示しているように幅 50 cm の内水路を設けた仮設水路である。模型堤体の断面は 図-55 に示すとおりであるが、ここでは $h = 42$ cm、 $h_e = 13.3$ cm で、消波ブロックの天端幅 B_0 が 15.8、23.7 cm の条件での結果を示す。使用した模型ブロックは空中重量 647.2 gf、空隙率は 60% のもので、法勾配は 1:4/3 である。また、実験では消波ブロックが直立部に直接寄りかかったままの状態とした。

実験波は Bretschneider・光易型のスペクトルを目標として作成した入力信号を用いており、有義波周期 $T_{1/3}$ は 2.53 s の 1 種とし、波高は種々に変化させた。

実験では、波高および直立部の重量を変化させて滑動量を測定した。図-56 に、滑動限界波高 H_e 、および滑動限界重量 W_{0c} から求めた実験波力 P_B と $\lambda = 1.0$ とし計算によって求めた波力 P_G の比を H/h に対して示した。ここに、滑動限界波高は直立部の重量を一定にして種々の有義波高の波を作用させ、それぞれの波群による滑動回数と波高の超過出現率を対応させて求めた滑動限界波高³⁸⁾の平均値である。また、滑動限界重量は波の条件を一定にしており、直立部の重量を変化させたときの丁度滑動量が 0 となるときの重量である。このときの波高としては、不規則波群中の最高波高 H_{max} を用いている。本実験においては、同じ目標スペクトルから作成した 4 種類の波群(一つの波群の有効波数は約 110 波)を 2 回づつ、合計約 900 波による滑動を調べている。

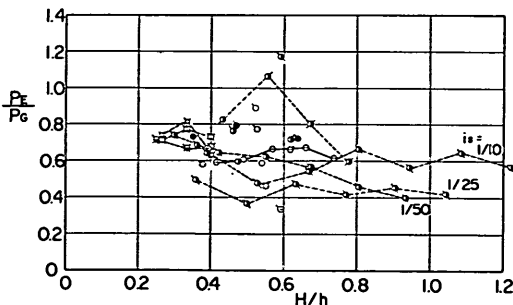


図-53 規則波実験による消波ブロックを被覆したときの波圧のてい減係数

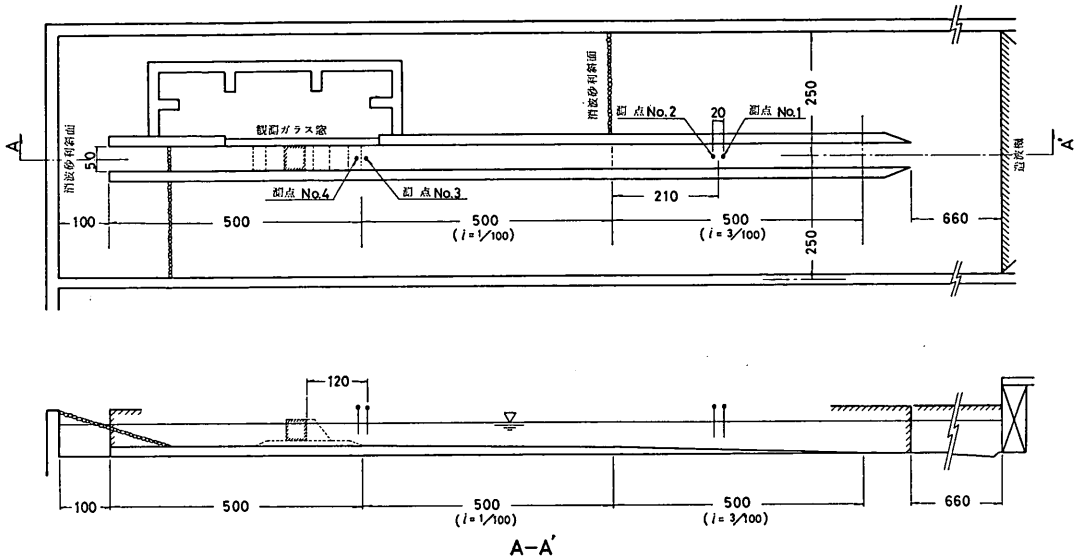


図-54 不規則波実験仮設水路

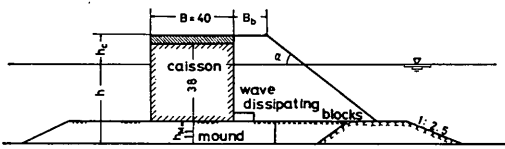


図-55 消波ブロック被覆堤不規則波実験断面

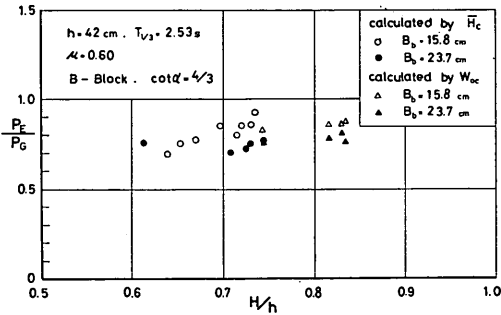


図-56 不規則波実験による消波ブロックを被覆したときの波圧のてい減係数

結果は、 $B_0=15.8$ cm の条件では P_E/P_G すなわち λ の値は $0.7\sim 0.9$ 、 $B_0=23.7$ cm の条件では $0.7\sim 0.8$ で、(2) の規則波実験の結果よりやや大きな値を示している。ただし、文献 37) では $\mu=0.65$ として計算した結

果を示したけれども、その後の検討³⁹⁾では $\mu=0.6$ とするのが妥当であることが判明し、ここでは後者の結果を用いている。

消波ブロック被覆による波圧のてい減係数 λ の値については、以上のように規則波実験や不規則波実験によって異なり、まだ不明な点が残されている。特に、滑动実験においては滑动限界をどこにとるかによって結果が異なる面もある。そのため、不規則波実験の結果から不規則波群中の最高波高と滑动量の変化を調べてみたのが図-57である。ここに、縦軸の S は 4 種類の波群を 2 回づつ計 8 回繰り返して測定した滑动量の平均値 (約 110 波の作用による) であり、横軸の H_{max} は各波群の最高波高の平均値である。これらをそれぞれ H_{OG} で割って無次元化しているが、この H_{OG} は直立部の重量に対しなみに $\lambda=0.8$ として合田式を準用して求めた計算による滑动限界波高である。同図には条件はやや異なるが、通常の混成堤直立部の約 120 波による滑动量⁴⁰⁾も同様に示してある。この両者の滑动量の変化を比較すると、通常の混成堤では波高が大きくなるにつれて滑动量が急激に増大するのに対し、消波ブロック被覆混成堤では滑动量の増大は非常に小さい。つまり、消波ブロック被覆堤は滑动に対して極めて粘り強い構造といえるわけで、若干の滑动を許容すれば設計波力を相当小さくできる可能性をもつといえる。この点を考慮すると、消波ブ

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

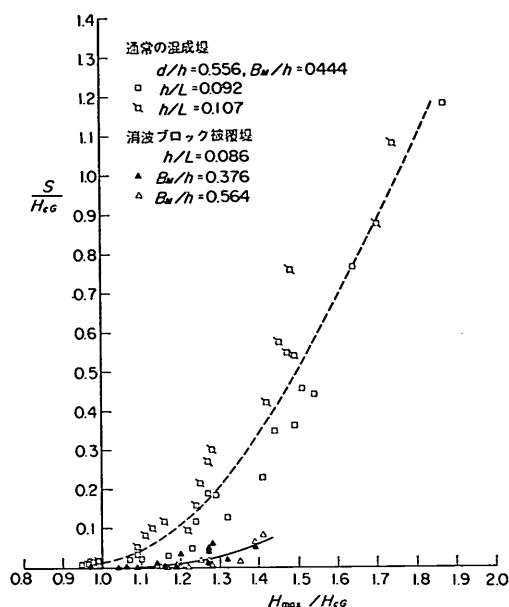


図-57 不規則波実験による滑動量の変化

ロックを十分に被覆した場合 $\lambda=0.8$ としてよいようであるが、先にも述べたように直立壁に働くブロック圧の考え方などにも問題を残しており、当面技術基準にもあるように 0.8~1.0 の範囲で条件に応じて適切に選定していくのがよいであろう。これについては今後さらに検討していく予定である。

5.4 直立消波ケーソンの適用

(1) ケーソン構造による波力変化

消波ブロック被覆堤は衝撃碎波力の発生防止に非常に有効であるが、その難点は工費の増大であり、特に水深が大きくなればなるほど問題となる。そのため、直立部のケーソン構造を変えることによって衝撃碎波力の発生に対処できないかという考えが生じる。

筆者らはこうした考えに基づき、かつて各種のケーソン構造の中から斜面ケーソンと直立消波ケーソンをとりあげ、滑動実験を実施してみた⁴¹⁾。斜面ケーソンは波の作用を受ける面を傾斜面とし、波力が壁面に直角に作用することから、その鉛直下向き成分の抵抗力への寄与を期待したものであり、実験結果からも作用波力が小さく安定性が優れていることが確認された。最近、運輸省第一港湾建設局によってこれを実際的にとり入れた上部斜面ケーソンの設計法の検討が行われている⁴²⁾。

一方、直立消波ケーソンは前部に透過壁と遊水室を有

したケーソンで、波が透過壁を流入・流出する際にエネルギーが消費されて反射波が軽減されるというところに著しい特長がある。この直立消波ケーソンは Jarlan⁴³⁾ が 1961 年に孔あきケーソンを提案して以来広く注目を集めることになったもので、1962 年にカナダのコモ湾において初めて施工された⁴⁴⁾。その後、わが国においても比較的波浪条件の穏やかな内湾等における防波堤などに、各種の構造の消波ケーソンが用いられるようになってきたのは周知のとおりである。二・三の透過壁構造を対象として実施した実験結果では、通常の混成堤に対しては強大な衝撃碎波力が発生するマウンドの条件であっても、直立消波ケーソンの場合それほど大きな滑動波力とはならず、有力な対策工法の一つであることが確認された。ここでは、こうした直立消波ケーソンの実験例を紹介する。

この直立消波ケーソンの実験に用いた水路も 3. のマウンド形状による波力変化に関する実験を行った水路と同じであり、実験の手法も同様である。図-58 に直立消

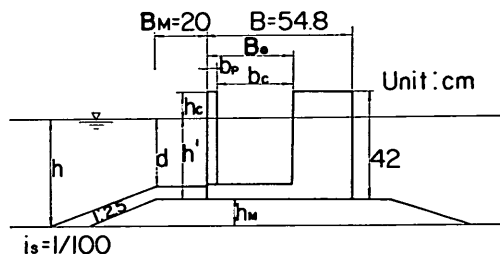


図-58 直立消波ケーソン実験断面

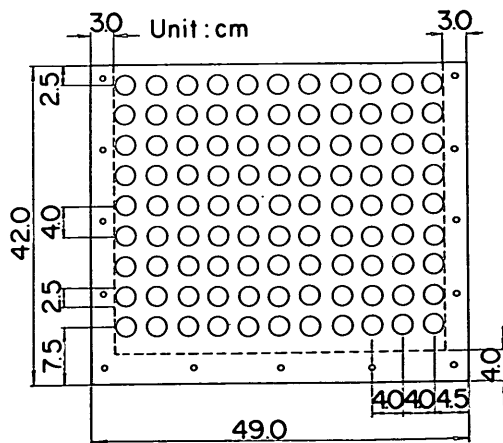


図-59 多孔壁正面図

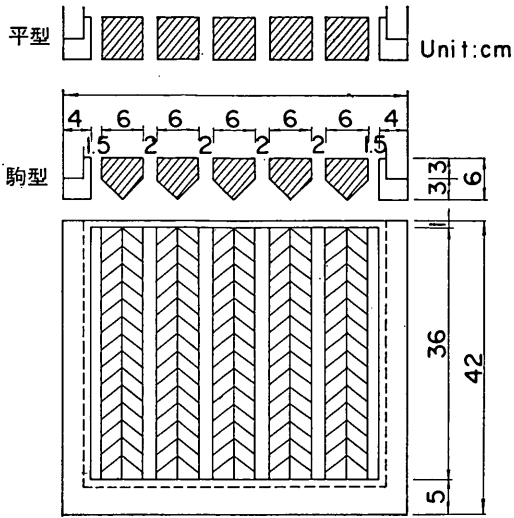


図-60 縦スリット壁

波ケーソン式混成堤模型の一般的断面図を示している。実験で対象とした前面透過壁の構造は、図-59, 60 に示している多孔壁、平型縦スリット壁、駒型縦スリット壁の3種である。空隙率は正面からみたケーソン前壁の全面積に対する孔の総面積あるいは透き間の総面積の比で定義すると、多孔壁が 0.236、平型および駒型縦スリット壁が 0.192 である。また、多孔壁の場合は 4cm 四方に直径 2.5cm の円孔が一つあいているものとして、縦スリット壁の場合には単一の支柱と透き間の幅の和に対する単一の透き間の幅で定義すると、それぞれ空隙率は 30.6%、25% となる。

図-61 は $h=42\text{cm}$ 、 $T=1.98\text{s}$ で、透過壁厚を含めた遊水室の幅 B_0 が 19.8cm の場合の2種のマウンド高さに対する \bar{p}/w_0H の実験結果を示したものである。ここに、直立消波ケーソンの滑动限界重量から波力を逆算するときに必要な揚圧力合力と水平合力との比は、後述する合田式を準用する方法で、 $\lambda_1=1.0$ 、 $\lambda_2=0$ とした計算値を用いている。同図には通常のケーソンを用いた場合の結果も示してあるが、これが $d/h=0.405$ の高マウンドの場合最大 2.3 程度の強大な衝撃碎波力が動いているのに対し、直立消波ケーソンでは構造によって若干相違はあるものの最大 1.25 程度で、マウンド高による波力の異常増大は認められない。

なお、本実験では直立消波ケーソンの全高は 42cm で一定としており、マウンドが高くなるとそれだけ静水面

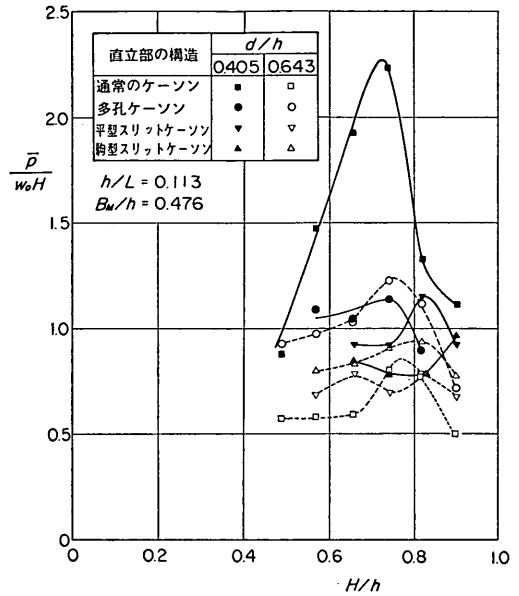


図-61 直立消波ケーソンに働く波力

上の天端高さが高くなる。そのため、平均波力強度 \bar{p} の計算にあたっては、静水面上天端かあるいは波高の 0.75 倍の高さのどちらか低い方の高さまで一様に作用するものとした。

この高マウンド条件の場合の直立消波ケーソンの波の作用状況を観察してみると、消波ブロック被覆堤の場合と異なり、依然巻波状の碎波が衝突しているのが認められる。それにもかかわらず滑动波力が増大しないのは、それを受ける前壁の実質面積が減少していること、および透過壁面であることによって衝撃波圧の低減効果があることによると推測される。特に、後者については最近奥園・牛房 (1980)⁴⁵⁾ が多孔壁の水撃圧低減効果を実験的に確認しているところである。透過壁を通過した波は遊水室後壁面に作用するが、これはもはや強大な衝撃碎波力を発生せしめるほどのものではなくなっている。

(2) 直立消波ケーソンの設計波力の算定法

以上の実験例から直立消波ケーソンの採用が強大な衝撃碎波力の発生に対する有力な対策となり得ることが明らかであるが、それではこれの設計波力をどのように算定すればよいであろうか。直立消波ケーソンに働く波力については現在各方面でそれぞれの構造について調査研究が行われている。一般に、直立消波ケーソンに働く波力は波や潮位の条件のほか、透過壁の構造、遊水室上床版の有無、高さ、開口率等によって複雑に変化するの

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

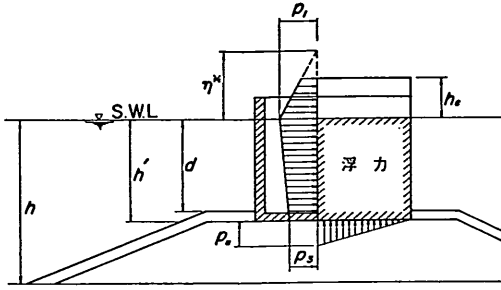


図-62 遊水室に上床版がない場合の波圧分布

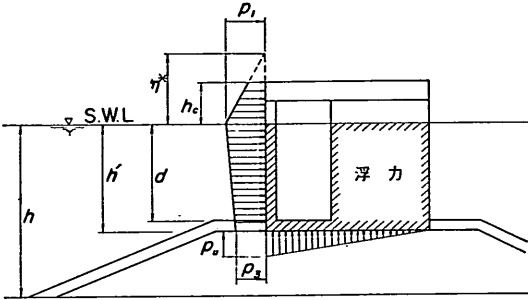


図-63 遊水室に上床版がある場合の波圧分布

で、一般式のかたちで波力算定式を規定することは困難である。しかし、安定性の検討に用いる波力は通常の合田式による波力との対比で論じるのが便利であるので以下のような準用方法を提案する。

まず、遊水室に上床版がない場合とある場合で次のように取り扱いを区別する。

① 遊水室に上床版がない場合 (図-62 参照):

消波部を無視したケーソン本体部に波圧が働くものとし、揚圧力はケーソン本体部の前端から底面に三角形分布で働くものとする。このときの浮力は消波部については全体、ケーソン本体部については静水時の排除体積に対してのみ考慮する。

② 遊水室に上床版がある場合 (図-63 参照):

前面透過壁を不透過壁とみなし、これに波圧が働くものとし、揚圧力は前面壁下端からケーソン底面に三角形分布で働くものとする。このときの浮力は消波部、本体部ともに静水時の排除体積に対してのみ考慮する。

そして、波圧の作用高さおよび波圧強度を以下の式で与える。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_{max} \quad (12)$$

$$p = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \lambda_1 w_0 H_{max} \quad (13)$$

$$p_s = \alpha_3 p_1 \quad (14)$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \lambda_1 \alpha_3 w_0 H_{max} \quad (15)$$

ここに、

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (16)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{max}} \right\} \quad (17)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (18)$$

- η^* : 静水面上波圧強度が0となる高さ (m)
- p_1 : 静水面における波圧強度 (tf/m²)
- p_s : ケーソン下端における波圧強度 (tf/m²)
- p_u : 最大揚圧力強度 (tf/m²)
- h : ケーソン前壁面における海底面水深 (m)
- h_b : ケーソン前壁面から沖側へ有義波高の5倍だけ離れた地点での水深 (m)
- h' : ケーソンの基面水深 (m)
- d : 根固め工またはマウンド被覆工どちらか小さい方の水深 (m)
- w_0 : 海水の単位体積重量 (tf/m³)
- H_{max} : 設計計算に用いる最高波高 (m)
- L : 水深 h における設計計算に用いる波長 (m)
- β : 防波堤法線の垂線と、波の主方向から ±15° の範囲で最も危険な方向となす角度 (度)
- λ_1, λ_2 : 直立消波ケーソンの構造等による波圧の補正係数

以上のように上床版の有無によって取り扱いを区別したのは、これによって波力の性状が著しく異なるからである。すなわち、直立消波ケーソンに働く水平波力が最大となるのは一般に遊水室後壁に働く波力が最大のときであることが多いと考えられるが、上床版がない場合にはこのとき遊水室下床版に下向きの波力が働き、ケーソン底面に働く揚圧力と一部相殺することになる。上床版なしの場合これを考慮して図-62のような分布を仮定したものである。これに対し、上床版がある場合には透過壁前面の波面が上昇して遊水室を閉じ込めた瞬間に遊水室内に顕著な衝撃圧が発生する⁴⁶⁾。この衝撃圧は遊水室周辺の部材すべてに同時に働くが、上床版に上向きに働

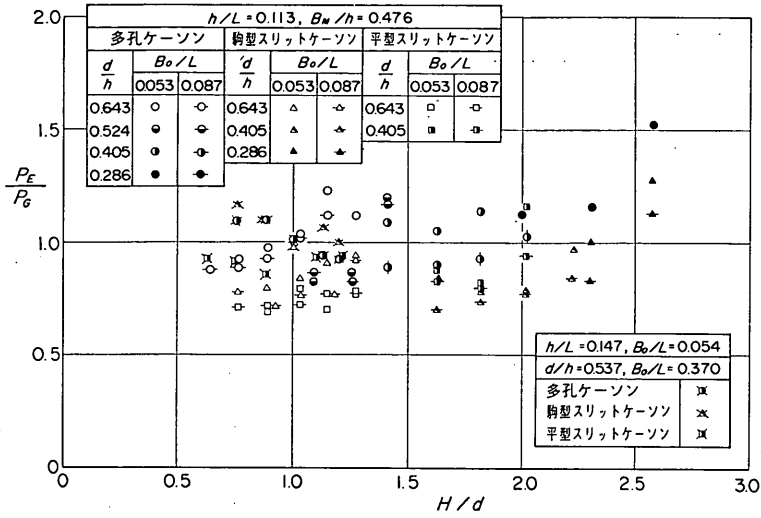


図-64 直立消波ケーソンと働く実験波力と計算波力の比 ($\lambda_1=1.0, \lambda_2=0$)

く波力が、下床版に下向きに働く波力より卓越するため、これを考慮して図-63のような分布を仮定したものである。したがって、上床版があっても波高に比べて高さが十分高くこれに波力が働かない場合、および十分大きな開口部があって遊水室下床版に働く下向きの波力が卓越するような場合には、上床版がないものとして取り扱ってよい。

さて、本算定法における最大の問題は補正係数 λ_1 や λ_2 の値をどう与えるかということである。このうち、上床版がない場合の λ_2 については、(1) の多孔ケーソンや縦スリットケーソンの実験例からマウンドが高くなっても波力がそれほど増大しないといえるから、小さくとれそうである。そのため、筆者らが実施した多孔ケーソンおよび縦スリットケーソンのすべての滑動実験結果⁴⁷⁾について水平波力 P_B を求め、これを $\lambda_1=1.0, \lambda_2=0$ として計算によって求めた波力 P_G で割って、 H/d に対しプロットしてみたのが図-64である。この P_B/P_G の値は1例を除き 0.7 から 1.3 の範囲に分布しているが、1.0を超えるのは全体の約 30% でしかない。また、 $H/d=2.6$ のデータを除いて H/d にほぼ平行に分布している。したがって、遊水室に上床版のない直立消波ケーソンの安定性の検討に用いる波力は $\lambda_1=1.0, \lambda_2=0$ の値を用いて式 (12)~(15) によって算定してよいといえる。ただし、 B_0/L が 0.053~0.087 の範囲での実験結果であり、これが著しく異なると結果は変わってくる

と推測される。また、前面透過壁の空隙率によっても変わってくると思われるので、実施にあたっては条件に適応した適切な水理模型実験を行って検討する必要があることはいうまでもない。上床版がある場合についてはこれまでのところ十分なるデータがなく、今後の課題である。

以上、直立消波ケーソンの安定性の検討に用いる設計波力の算定法について述べたが、この種の構造においては滑動波力としては各部材に働く波力の相殺効果があるためそれほど大きくならなくても、部材に働く波力としては決して小さくない場合がある。したがって、安定性の面からの波力のみでなく、部材設計の面からの波力についても十分検討することが重要である。

6. まとめ

本研究により得た主要な結論をまとめると以下のとおりである。

- 1) 衝撃碎波力は一般にピーク値は非常に大きいですが、作用時間が短かく、設計においてこれをどのように考えていけばよいかが問題であった。これに対し、現地滑動例に対する実験を実施したが、その滑動被災の原因が強大な衝撃碎波力の作用によることが明らかとなった。これからも、設計において衝撃碎波力の発生に十分留意する必要があることは明らかである。

混成防波堤のマウンド形状による衝撃碎波力

- 2) 混成防波堤の直立部に働く波力はマウンドの高さおよび前肩幅によって著しく変化する。これに対し、図-35~40のような B_M/h と $(h-d)/h$ による \bar{p}/w_0H の等値線分布を示したが、これによって波とマウンドの条件次第では平均波力で (2~3) w_0H の衝撃碎波力が発生することがわかる。
- 3) 衝撃碎波力は波向きが斜めになることによって急激に減じる。現地において波向の不確実性あるいは変動性を考慮しても、防波堤法線の垂線と、設計波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲で危険側に振った方向とのなす角度が 20° 程度以上のときには、強大な衝撃碎波力の作用する危険性はないと考えてよい。
- 4) 衝撃碎波力の発生に対して、直立部の前面を消波ブロックで十分な高さで覆うことは非常に有効である。このときの設計波力の算定法を一般の合田式を準用する方法で検討してみた。その結果、消波ブロック被覆による波圧の減係数 λ の値は、既往の各種の規則波実験では 0.34~1.17、不規則波による実験では 0.7~0.9 であった。
- 5) 通常のケーソンの場合のマウンド形状によって強大な衝撃碎波力が発生する条件であっても、直立消波ケーソンを用いると波力の異常増大はなくなる。この直立消波ケーソンの安定性の検討に用いる設計波力の算定法についても、式 (12)~(15) のように補正係数 λ_1, λ_2 を導入して合田式を準用する方法を検討してみた。多孔ケーソンや縦スリットケーソンの滑動実験結果による検討では、遊水室に上床版がない場合には消波部を無視したケーソン本体部に $\lambda_1=1.0, \lambda_2=0$ とした波圧が働くものとして設計波力を求めてよいといえる。

7. あとがき

以上、混成防波堤の滑動例に対する実験結果を示して、マウンド形状による衝撃碎波力の発生について十分考慮すべきことの重要性を再認識するとともに、衝撃碎波力の発生条件を検討するために実施した若干の実験結果について述べた。これによって、マウンドの高さや前肩幅によって直立部に作用する波力が著しく変化し、条件によっては強大な衝撃碎波力が発生することを明らかにした。こうした強大な衝撃碎波力が生じるのは、波向きが防波堤法線に直角に近く、かつマウンドがある程度高くして前肩幅が適当に広い場合である。本報告の結果でその発生条件の大多その目安を得ることができる。しか

しながら、すべての条件について検討したわけではなく、また衝撃碎波力の発生は極めて微妙でもあるので、疑わしい場合には条件に適應した適切な水理模型実験によって検討することが重要である。

また、本報告では衝撃碎波力の発生に対する対策工法として、消波ブロック被覆堤および直立消波ケーソン堤をとりあげ、既往の各種の実験結果に基づいて設計波力の算定法を検討してみた。これについてはまだ不明な点も残されており、一つの考え方を示したものとしてこれを参考とするのがよい。特に、直立消波ケーソンは今後外海の第一線防波堤としての適用が期待されるが、その採用にあたっては安定性の検討に用いる波力ばかりでなく、部材の設計に用いる波力についても十分検討しておくことが重要で、条件に適應した模型実験が不可欠といえよう。

なお、本報告における第2章から第4章に示した実験は昭和48年度から昭和51年度にかけて随時実施していたものである。実験の実施にあたっては筆者らのほか当時の水工部防波堤研究室 正彦技官（現運輸省第二港湾建設局千葉港工事事務所）および大里睦男技官（現運輸省第二港湾建設局八戸港工事事務所）が参加した。両技官に対し、ここに記して謝意を表する次第である。

(1981年3月31日受付)

参 考 文 献

- 1) 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，1979
- 2) Bagnold, M.R.A.: Interim report on wave pressure research, *Jour. of Institute of Civil Engineers*, Vol. 12, 1939, pp. 201~226
- 3) Rundgren, L.: Water wave forces—A theoretical and laboratory study—, *Bulltine of the Division of Hydraulics, the Royal Institute of Technology*, No. 54, 1958
- 4) 光易 恒・長谷直樹・柴山煒彦：壁体に作用する碎波の圧力に関する研究，運輸技術研究所報告，第8巻 第5号，1958，pp. 12~30
- 5) 合田良実・原中祐人：衝撃碎波圧に関する実験，港湾技研資料，No. 32，1967，pp. 1~18
- 6) 堀川清司・野口雄二：直立壁に作用する碎波の波力と波面の関係，第17回海岸工学講演会論文集，1970，pp. 177~184
- 7) 合田良実：防波堤に働く波圧の新しい計算法，昭和49年度港湾技術研究所講演会論文集，1974，pp. 47~72
- 8) Minikin, R.R.: Winds, waves and maritime structures, *Griffin London, Second Edition* 1963, 294 p.

- 9) 伊藤喜行・藤島 陸・北谷高雄: 防波堤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第5巻 第14号, 1966, 134 p.
- 10) 永井莊七郎: 防波堤に働く碎波の圧力に関する研究, 土木学会論文集, 第65号・別冊(3-3), 1959, 38 p.
- 11) 永井莊七郎・大坪崇彦: 低基混成堤に働く波圧, 第15回海岸工学講演会講演集, 1968, pp.109~114
- 12) 運輸省港湾局編: 港湾構造物設計基準, 日本港湾協会, 1967
- 13) 前出 9) に同じ
- 14) 合田良実: 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第12巻 第3号, 1973年, pp.31~69
- 15) 前出 1) に同じ
- 16) 星 茂男: 酒田北港西護岸(離岸堤)工事, 第19回全国港湾工事報告会概要, 1973, pp.1~9
- 17) Gallareto, E.: Essay on new ideas in the design of defence works outside of seaports, *Bulletine of the PIANC*, Vol. III, 1965
- 18) 谷本勝利・原中祐人・高橋重雄・小松和彦・轟 正彦・大里睦男: 各種ケーソン式混成堤の反射・越波および波力特性に関する模型実験, 港湾技研資料, No. 246, 1976, 38 p.
- 19) 前出 9) に同じ
- 20) 前出 18) に同じ
- 21) 谷本勝利・高橋重雄・轟 正彦: マウンド形状による衝撃碎波力の発生について, 第23回海岸工学講演会論文集, 1976, pp.6~10
- 22) 谷本勝利: 混成防波堤に作用する波力について, 昭和51年度港湾技術研究所講演会講演集, 1976, pp.1~26
- 23) 前出 11) に同じ
- 24) 谷本勝利・本 浩司・石塚修次・合田良実: 防波堤の設計波力算定式についての検討, 第23回海岸工学講演会論文集, 1976, pp.11~16
- 25) 運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所: 安全港湾対策に関する防波堤の諸問題について(II), 第13回管内工事報告会, 1975, 186 p.
- 26) 合田良実: 衝撃碎波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察, 港湾技術研究所報告, 第12巻 第3号, 1973, pp.3~29
- 27) 運輸省第二港湾建設局青森港工事事務所: 深浦港西防波堤築造工事について, 第12回管内工事報告会, 80 p.
- 28) 前出 22) に同じ
- 29) 前出 7) に同じ
- 30) 森平倫生・柿崎秀作・菊谷 徹: 異形ブロックの波力減殺効果に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第6巻 第4号, 1967, pp.3~31
- 31) 鴻上雄三・時川和夫: 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, 土木試験所報告, 第53号, 1970, pp.81~95
- 32) 堀川清司・宮崎和行: 混成防波堤直立部に作用する波力および揚圧力に関する実験的研究, 第20回海岸工学講演会論文集, 1972, pp.271~277
- 33) 赤塚雄三・竹田英章・蓮見 隆: 重複堤前面に消波工を設置した場合の波力, 第22回海岸工学講演会論文集, 1975, pp.427~431
- 34) 前出 25) に同じ
- 35) 前出 24) に同じ
- 36) 前出 1) に同じ
- 37) 谷本勝利・北谷高雄・大里睦男: 不規則波による消波ブロック被覆堤の模型実験例, 港湾技研資料, No. 321, 1979, 60 p.
- 38) 前出 9) に同じ
- 39) 谷本勝利・大里睦男・高岡征二郎・内田豊彦・池田辰男: 不規則波による消波ブロック被覆堤の安定実験, 第26回海岸工学講演会論文集, 1979, pp.343~347
- 40) 谷本勝利・原中祐人・富田英治・和泉田芳和・鈴村諭司: 曲面スリットケーソンの水理特性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第19巻 第4号, 1980, pp.3~53
- 41) 前出 18) に同じ
- 42) 森平倫生・国田 治: 斜面壁堤の水理特性に関する模型実験, 第26回海岸工学講演会論文集, 1979, pp.295~298
- 43) Jarlan, G.E.: A perforated vertical wall breakwater: *The Dock and Harbour Authority*, Vol. 41, No. 488, 1961, pp.394~398
- 44) Cote, G.I., G.R. Simard: The breakwater guay at the Bay of Comeau, *The Dock and Harbour Authority*, Vol. 44, No. 552, 1964, pp.372~376
- 45) 奥園英明・牛房幸光: 有孔壁における水撃圧の低減効果に関する実験的研究, 第27回海岸工学講演会論文集, 1980, pp.312~314
- 46) 谷本勝利・高橋重雄・村永 努: 直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力-空気圧縮モデルによる検討一, 港湾技術研究所報告, 第19巻 第1号, 1980, pp.3~31
- 47) 前出の 18) に同じ

記号一覧表

- B_b : 消波ブロックの天端幅
 B_M : 直立部前面におけるマウンドの水平肩幅
 B_0 : 直立消波ケーソンの透過壁厚を含めた遊水幅
 D_b : マウンドの沖側の法肩を起点として波の進行方向に測った碎波点距離
 d : 根固め工またはマウンド被覆工のどちらか小さい方の水深
 e : 造波機の偏心または入力電圧
 H : 波高

混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力

$H_b^{(d)}$: マウンド上で砕波が生じる限界の入射波高	T : 波の周期
H_{oG} : 合田式によって求めた滑動限界波高	$T_{1/3}$: 有義波周期
H_{max} : 最高波高	U : 底面に働く全揚圧力 (単位長あたり)
$H_{1/3}$: 有義波高	U_G : 合田式によって求める計算揚圧力 (単位長あたり)
h : 堤体設置水深	W : 実験時の空中重量 (単位長あたり)
h' : ケーソンの基面水深	W_A : 現地被災断面の直立部の空中重量 (単位長あたり)
h_b : ケーソン前壁面から沖側へ有義波高の5倍だけ離れた地点での水深	W_0 : 直立部の静水中重量 (単位長あたり)
h_e : 直立部の静水面上の天端高	W_{0e} : 滑動限界静中水重量 (単位長あたり)
i_s : 海底勾配	w_0 : 流体の単位体積重量
i_M : マウンド沖側面の法勾配	α_1 : 合田式中の波圧係数
L : 波長	α_2 : 合田式中の波圧係数
l : h' と h_e の和で直立壁の全高	α_3 : 合田式中の波圧係数
P : 混成防波堤の直立部に働く水平波力 (単位長あたり)	β : 入射波の波向き角あるいは防波堤法線の垂線と波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲で最も危険な方向となす角度
P_B : 実験による水平波力 (単位長あたり)	η^* : 静水面上波圧強度が 0 となる高さ
P_G : 合田式による水平波力 (単位長あたり)	λ : 消波ブロック被覆による波圧てい減係数
\bar{p} : 前壁面に作用する平均波力強度	λ_1 : 直立消波ケーソンの構造等による波圧補正係数
p_1 : 静水面における波圧強度	λ_2 : 直立消波ケーソンの構造等による波圧補正係数
p_3 : ケーソン下端における波圧強度	μ : 摩擦係数
p_u : 最大揚圧力強度	
S : 総滑動量	
s : 1波あたりの滑動量	