

運輸省港湾技術研究所

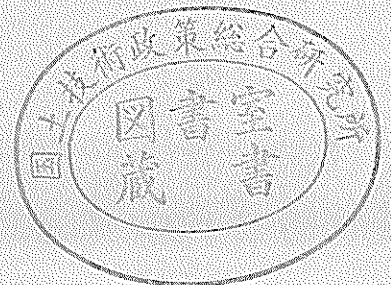
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 31 NO. 1 MAR. 1992

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第31巻 第1号 (VOL. 31, No. 1) 1992年3月 (Mar. 1992)

目 次 (CONTENTS)

1. 混成防波堤上の越波水の運動と波力に関する実験的研究
—親水性港湾構造物に関する水工的研究 (第1報) —
.....高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一朗..... 3
(Experimental Study on Motions and Forces of Overtopping
Waves on Composite Breakwaters
.....Shigeo TAKAHASHI, Kimihiko ENDOH and Zen-ichirou MURO)
2. 地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響
.....細川恭史・関根好幸.....51
(Effect of Global Warming on Drainage Function of Pump Stations
in ports
.....Yasushi HOSOKAWA and Yoshiyuki SEKINE)
3. 消波ブロックロック内臓騒動型ケーソン堤の模型振動実験と地震
応答解析
.....長田 信・上部達生・高野剛光.....117
(Shaking Table Tests and Seismic Response Analysis for Slit
Caisson with Dissipating Blocks
.....Makoto OSADA, Tatsuo UWABE and Takemitsu TAKANO)

3. 消波ブロック内蔵双胴型ケーソン堤の 模型振動実験と地震応答解析

長田 信*
上部達生**
高野剛光*

要 旨

大水深域の防波堤として消波ブロック内蔵双胴型ケーソン堤の開発が進められている。この構造物の地震時安定性を検討する場合、ケーソンに作用する動水圧、および内蔵された消波ブロックの動的挙動を把握することが必要となる。本研究ではこれらの点について模型振動実験を実施し、検討を加えた。また、双胴型ケーソンのように複雑な形状を持つ構造物に作用する動水圧を算定するために、水-構造物連成系の3次元解析プログラム (BEAD3D) を開発し、その適用性を実験結果と比較して検討した。得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) BEAD3D の計算結果は一連の実験結果をよく再現しており、複雑な形状を有する構造物の動水圧を算定できる。
- (2) 双胴型ケーソン各部に作用する動水圧を Zanger 式および Westergaard 式を適用して求める算定方式を示した。
- (3) 振動時の内蔵消波ブロックはほぼケーソンと一体となって挙動していた。

キーワード：消波ブロック内蔵双胴型ケーソン、動水圧、消波ブロック、模型振動実験、地震応答解析

* 構造部 地震防災研究室
** 構造部 地震防災研究室長

3. Shaking Table Tests and Seismic Response Analysis for Slit Caisson with Wave Dissipating Blocks

Makoto OSADA*
Tatsuo UWABE**
Takemitsu TAKANO*

Synopsis

It is important to estimate hydrodynamic pressure for the seismic stability analysis of structures constructed in deep sea. A Slit Caisson with Wave Dissipating Blocks is one of these structures, which is developed for a tsunami prevention breakwater. The caisson has many wave dissipating concrete blocks in a wave chamber that is composed of rectangular columns and a vertical wall. Therefore it is necessary to estimate three dimensional distribution of the hydrodynamic pressure and behavior of the wave dissipating blocks for discussion of dynamic stability of the breakwater. In this study, a series of model tests have been conducted to examine characteristics of hydrodynamic pressure and dynamic behavior of wave dissipating blocks during vibration. A three dimensional FEM program(BEAD3D) to analyze water-structure interaction during earthquake was developed and the validity of the calculation method was discussed comparing the test results.

The following conclusions were obtained:

- (1) The hydrodynamic pressure calculated by the BEAD3D was in good agreement with the measured value in model tests.
- (2) A design procedure using Westergaard's formula and Zanger's formula was presented for calculation of the resultant hydrodynamic pressure to act on the caisson.
- (3) A difference in vibration between the wave dissipating concrete blocks in the wave chamber and the caisson was not observed in tests. The wave dissipating concrete blocks vibrated together with the caisson.

Key Words: Slit Caisson with Wave Dissipating Blocks, Hydrodynamic Pressure, Wave Dissipating Block, Shaking Table Model Test, Earthquake Response Analysis

* Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structural Engineering Division
** Chief of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structural Engineering Division

目 次

要 旨	117
1. ま え が き	121
2. 水-構造物連成系の3次元有限要素法	122
3. 模型振動実験の概要	123
3.1 振動台	123
3.2 実験の種類	123
3.3 計測システム, 測定記録の処理	124
4. 双胴型ケーソン矩形柱部に作用する動水圧実験	124
4.1 実験内容	124
4.2 実験結果	124
4.3 矩形柱に作用する動水圧合力	127
5. 双胴型ケーソン遊水部に作用する動水圧と消波ブロック圧実験	130
5.1 実験内容	130
5.2 実験結果	131
5.3 消波ブロック圧の評価	136
6. 双胴型ケーソン模型に作用する動水圧実験	136
6.1 実験内容	136
6.2 実験結果	137
6.3 動水圧の算定法	138
7. 防波堤全体模型による振動実験	140
7.1 実験内容	140
7.2 実験結果	140
8. 結 論	144
あ と が き	145
参 考 文 献	145
記号表	145
付録A. 加振による水面の波が水圧に及ぼす影響	147

1. まえがき

けわしい波浪条件の下で用いられる代表的な防波堤として消波ブロック被覆堤がある。この防波堤構造をそのまま大水深域に適用する場合、構造断面の増加に伴って、必要なブロック量が多くなり、建設コストが急増する。このため、高価な消波ブロックの使用量をできるだけ少なくし、かつ波圧特性に優れた経済的構造の開発が望まれている。本研究で対象とした消波ブロック内蔵双胴型ケーソン堤はこのような背景を受けて考案されたものである。このケーソンは図-1に示すように、前面のスリット状の矩形柱と背面の鉛直壁で構成される遊水部分に消波ブロックを置く独特な形状をしている。

日本は地震多発国であり、地震動による直接の被害とともに津波による被害も多く、その対策として大規模な湾口防波堤の整備が進められている。このような水中構造物には地震の際に動水圧が作用する。この動水圧は水深が増大するとほぼ深さの二乗に比例して増加するため、大水深構造物の場合には、滑動、転倒に対する安定性を考慮する上で重要な外力となる。津波防波堤は地震後の津波を防ぐことが目的であるから、地震に対し強い構造でなければならない。双胴型ケーソン堤はこの津波防波堤の構造断面案として検討されているので、その全体および部材の耐震性の検討には地震時動水圧の評価が不可欠である。

現在、港湾の設計基準¹⁾では剛な鉛直壁に作用する動

水圧は Westergaard 式で、剛な斜面のそれは Zanger 式でそれぞれ算定されている。上部、野田、千葉、檜垣²⁾によれば矩形ケーソンを用いた混成式防波堤の場合、ケーソンに作用する動水圧は Westergaard の式で算定できるとしている。ところが、上記した双胴型ケーソン堤のように、今後新たに建設される構造物はこれまでのような単純な矩形ケーソンでなく3次的に複雑な形状となることが予想される。このような構造物に作用する動水圧の評価に当たっては、構造物の各部分に作用する動水圧に与える近接する部分構造の影響についても考慮する必要がある。これらの検討は従来の設計法で示されている動水圧算定法では困難である。

3次的な動水圧の評価に関しては、円柱構造物を対象としたものが多い。桜井³⁾は比較的長い円柱に作用する動水圧を円柱のたわみ振動も考慮した形で理論的に求めている。後藤・土岐⁴⁾は波動方程式から求めた速度ポテンシャルをオイラーの圧力方程式に代入して動水圧を算定している。さらに両者とも、その結果をもとに矩形柱の動水圧による付加質量の効果についても検討している。しかし、これらは単一構造物に関するものであり、複数の構造体の相互作用を考慮する場合には適用が難しい。

複数の構造物の相互作用については、多柱橋梁基礎や熱交換器、原子炉の燃料集合体などで検討されている。例えば、Yamamoto⁵⁾は非圧縮性流体中の円柱群に作用する動水圧算定法を、小坪・高西⁶⁾は圧縮性流体中の2次元及び3次元円柱群の動水圧算定法を導いている。しか

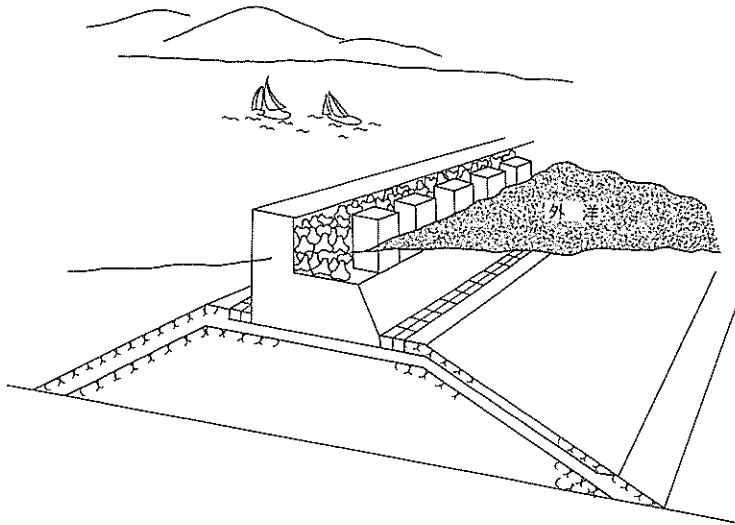


図-1 消波ブロック内蔵双胴型ケーソン堤

し、これらは円柱を対象としたものである。また、富田・佐々木⁹⁾は正方形断面柱体群について、藤田⁸⁾は正六角形の断面を持つ柱体群について非圧縮、非粘性流体の動水圧の算定を行っているが、いずれも流路網理論を用いているので、柱体間隔が比較的狭い場合にしか適用できない。清川・稲田¹⁰⁾は水中に任意に配置された任意断面柱体群に作用する地震時動水圧を流体の圧縮性の影響を考慮して、グリーン関数を用いた直接境界積分法によって2次元的に算定している。

一方、遊水部に内蔵された消波ブロックの地震時挙動の検討も双胴型ケーソン堤の耐震性を検討する上で重要である。地震時にケーソンと消波ブロック間に相対的に変位が発生し衝突を繰り返すと、ケーソンの安定性に大きな支障となる。消波ブロックがケーソンに及ぼす圧力については、消波ブロック被覆堤を対象に、波浪時においてケーソンに作用する水平力を求めるために検討されているが^{10)~13)}、地震時の挙動に関する研究はほとんど見られない。このため、内蔵消波ブロックの挙動をあらかじめ評価することは難しい。

このような背景を受けて、本研究では、模型振動実験により消波ブロック内蔵双胴型ケーソン堤に作用する動水圧と消波ブロックの挙動を検討した。一連の実験では、双胴型ケーソンの矩形柱部および遊水部の部分模型によって、各部に作用する動水圧および消波ブロック圧を検討した。つづいて、ケーソン模型を用いた実験からケーソン全体に作用する動水圧を検討した。最後にマウンドを含めた防波堤全体模型を作製し、その振動特性を把握する模型実験を実施した。また、3次元的に複雑な形状の構造物に作用する動水圧を算定するために、有限要素法による水-構造物連成系の3次元地震応答解析プログラム(BEAD3D)を開発した。水-構造物連成系の解析には2次元応答解析プログラム(BEAD)を使用して、混成式防波堤に作用する動水圧や水中構造物の滑動挙動の検討を行ってきた^{14)~16)}。BEAD3DはBEADの動水圧算定法を3次元に拡張したものである。BEAD3Dの計算結果と模型実験結果との比較を行い、その適用性について検討を加えた。

2. 水-構造物連成系の3次元有限要素法

本研究で用いた水-構造物連成系の3次元地震応答解析プログラム“BEAD3D”(Bank Earthquake Analysis with Dynamic Water Pressure)は従来使用してきた水-構造物連成系の2次元解析プログラム“BEAD¹⁴⁾”における動水圧算定の方法を3次元に拡張したものである。BEADの動水圧算定方法は実験結果との比較から適用

性が十分であると判断されたので、この動水圧算定の考え方は3次元にも拡張可能と考えた。以下にBEAD3Dの概要を述べる。

(1) 運動方程式

(a) 構造部

構造部の透水性を考慮しなければ、運動方程式は次のように示される。

$$\frac{\partial \tau_{ix}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{iy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{iz}}{\partial z} = \rho_s \ddot{u}_i \quad (1)$$

ここに、 $i : x, y, z$

τ_{ij} : 応力テンソル

u_i : 変位

ρ_s : 構造部の質量密度

(b) 水部

水の圧縮性を考慮した水中を伝播する粗密波の基礎方程式は次の通りである。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (2)$$

ここに、 ϕ : 水の速度ポテンシャル

c : 水中音速

動的な圧力だけを考慮したオイラーの圧力方程式：

$$\frac{q^2}{2} + \frac{p_d}{\rho_f} + \frac{\partial \phi}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

において流れの項($q^2/2$)が圧力の項に比べて十分小さいとすると動水圧は次式で算定される。

$$p_d = -\rho_f \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (4)$$

ここに、 p_d : 動水圧

ρ_f : 水の質量密度

また、各部の境界条件は以下の通りである。

i) 自由表面

微小振幅波の表面張力を無視した自由表面における運動学的条件および圧力条件より次式で示される。

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = -\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (5)$$

ii) 構造物との連成面

構造物の運動速度と流体の運動速度との連続条件より次式で示される。

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = \frac{\partial u_n}{\partial t} \quad (6)$$

ここに、 n : 連成面の法線方向

以上の(a),(b)をガラキン法により離散化し、有限要素方程式を求めた。

(2) 自由度

上記の運動方程式を満足するために構造節点、水節点の自由度は次の通りとした。

構造節点：X, Y, Z の並進 3 自由度

水節点：1 自由度 (各点の運動は速度ポテンシャル ϕ によって規定される)

(3) 要素

3次元の物体を表現するために、構造部、水部ともに6面体の要素を用いた。また、水部については構造物との連成面および自由表面を考慮するためにそれぞれ四角形の面要素を使用している。

構造部：3次元ソリッド要素

水部：3次元水要素

連成面要素 (構造物との相互作用を考慮)

表面要素 (流体表面の重力による波を考慮)

浮力要素 (静水圧による浮力の変動量を考慮)

(4) 拘束

前記した各自由度について個々に拘束が可能である。

構造節点：X, Y, Z 各方向の拘束

水節点： ϕ の拘束

(5) その他

本プログラムは線形解析を用いている。このため、BEADのように構造物の非線形性を考慮した解析は行えない。また、減衰や時間積分法は一般的な有限要素法と同じように下記の通りとした。

減衰：レーレー減衰 (各要素ごとに規定)

時間積分法：ニューマーク β 法またはウィルソン θ 法

3. 模型振動実験の概要

3.1 振動台

本報告の一連の実験を通じて使用した振動台は、運輸省港湾技術研究所所有の水中振動台である。振動台の主要諸元を表-1に示す。この振動台は大水深海洋構造物

表-1 水中振動台の主要諸元

水槽寸法	23m×13m
水深	最大1.8m
振動台位置	水槽底面
振動箱内寸	3m×3m×(深)1.5m
振動箱上蓋	3.4m×3.4m
積載重量	最大60tf
加振方向	水平加振
	鉛直加振
	水平・鉛直同時加振
防水シール	補強布入り合成ゴム (メイン・バックアップ共通)

項目	加振方向	水平加振	鉛直加振
加振能力	最大変位	±200mm	±100mm
	最大速度	40 Kine	20 Kine
	最大加速度(最大積載時)	0.8 G	1.5 G
	許容転倒モーメント	75 tf・m	40 tf・m
	許容ヨーイングモーメント	20 tf・m	
加振振動数		DC - 50 Hz	
加振方式		電気・油圧サーボ方式	
加振入力波形		正弦波・地震波	
作動油		水グリコール系作動油	

の模型振動実験を目的として開発されたものであり、海底地盤が震動する実際の地震の現象を再現するために、可動部分を大きな水槽の底部に設置してある。振動台の駆動方式は電気・油圧サーボ式で、デジタル制御により高精度で波形を再現できる。

3.2 実験の種類

模型振動実験では、まず双胴型ケーソンの特徴となっ

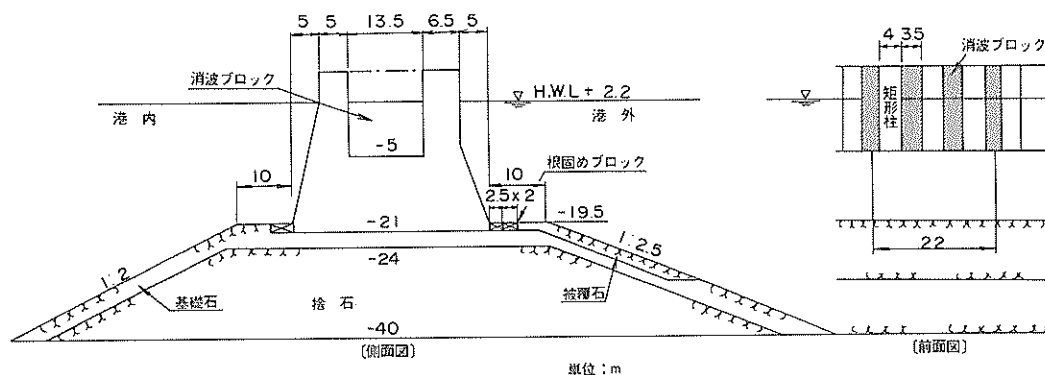


図-2 想定した構造断面

ている前面の矩形柱部だけの模型を作製し、動水圧の測定を行った。次に、消波ブロックを設置する遊水部の部分模型を作製し、遊水部に作用する動水圧の分布、消波ブロック圧の測定を行った。さらに、ケーソン模型に作用する動水圧の測定実験を行い、最後にマウンドを含めた防波堤の全体模型により、その振動性状を調べる実験を行った。このように、模型の形状および実験条件などにより、実験は以下に示す4種類に大別される。

- (1) 矩形柱部に作用する動水圧実験
- (2) 遊水部に作用する動水圧、消波ブロック圧実験
- (3) ケーソン模型に作用する動水圧実験
- (4) 防波堤全体模型による振動実験

今回の実験では図-2に示す構造断面の双胴型ケーソン堤を実構造物として想定した。各実験に使用した模型はこの双胴型ケーソン堤の検討対象部分を実験に適する大きさに縮小した。また、BEAD3Dでは実物大の構造断面についていくつかの計算を実施したが、これらは何れもこの想定断面の寸法を用いている。

3.3 計測システム、測定記録の処理

全実験を通して使用した計測器を表-2にまとめて示す。模型の振動性状は加速度計により測定し、模型に作用する動水圧は小型水圧計により測定した。また、消波ブロックの圧力の測定には、一般に使用される土圧計では測定誤差が大きくなるため、大型の特別な土圧合力計を作製し使用した。この土圧合力計の受圧板は図-3のように30×30 cmの大きさで、その表面には間隙水圧を

表-2 使用計測器一覧

計測器	形式	容量	個数
加速度計	ASW-2A	2 G	11
水圧計	P306 AU-02	200 gf/cm ²	18
大型土圧合力計		45 kgf	1

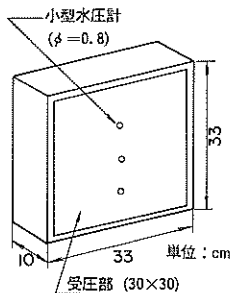


図-3 大型土圧合力計の概要

測定するための水圧計が3個設置されている。消波ブロック圧の計測は、壁面に作用するブロック圧と動水圧の合力を大型土圧合力計を用いて測定し、そこから水圧計で計測された動水圧を差し引くことで行った。

各センサーからの信号は増幅器を通してデジタルデータレコーダに記録した。このときのサンプリング間隔は0.002 secとした。また、実験中は電磁オシログラフを用いて波形のモニターを行った。

4. 双胴型ケーソン矩形柱部に作用する動水圧実験

4.1 実験内容

矩形柱に作用する動水圧の分布を検討するために、2種類の幅の異なる模型を用いた振動実験を実施した。実験に使用した矩形柱模型を図-4(a)(b)および写真-1に示す。模型は厚さ10 mmの亚克力剛板製であり、中空の構造となっている。模型Aの振動方向の面の幅は114 mmとした。この値は実構造物の矩形柱の1/35に相当する。また、動水圧に関する矩形柱の幅の影響を調べるために、模型Bの幅は100 mmとした。この模型を振動台中央に固定し、水を高さ206 mm(遊水部底面からH.W.L.までの高さの1/35に相当する)の位置まで入れて実験を行った。加速度計は模型内部の所定の位置に接着し、水圧計は矩形柱壁面に小孔を開け、そこに設置した。入力波形は5 Hzの正弦波10波で、最大加速度はそれぞれ50, 100, 200 Galとした。

4.2 実験結果

実験結果から振動台の加速度と模型頂部の加速度との比をとると、最大でも1.04程度であった。よって模型はほぼ剛体運動をしていたものと考え、各加速度計の平均値を模型の応答加速度とした。応答加速度と動水圧の位

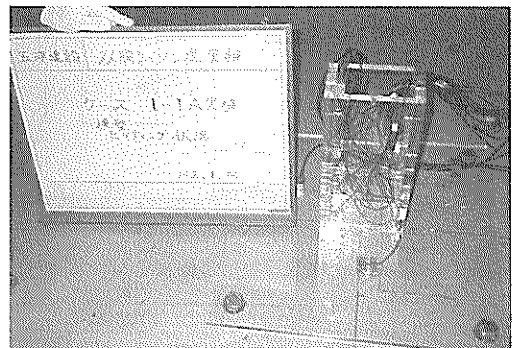


写真-1 矩形柱模型

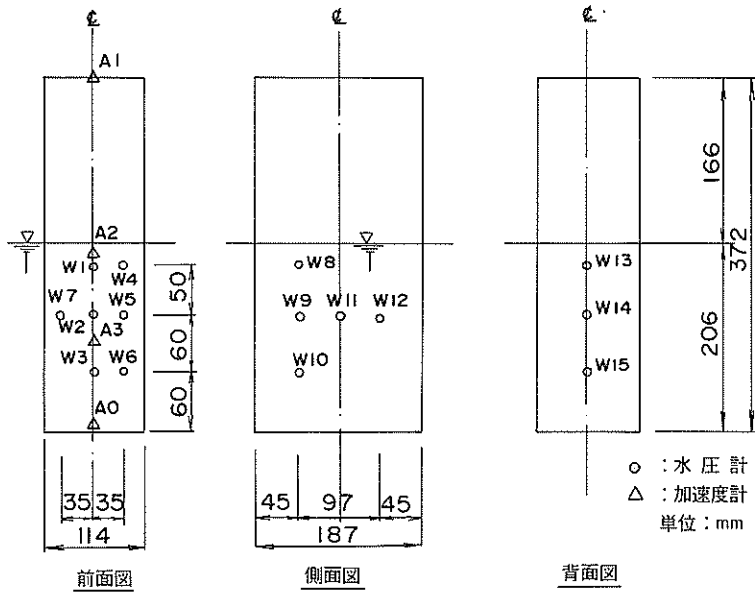


図-4(a) 矩形柱模型 (模型A)

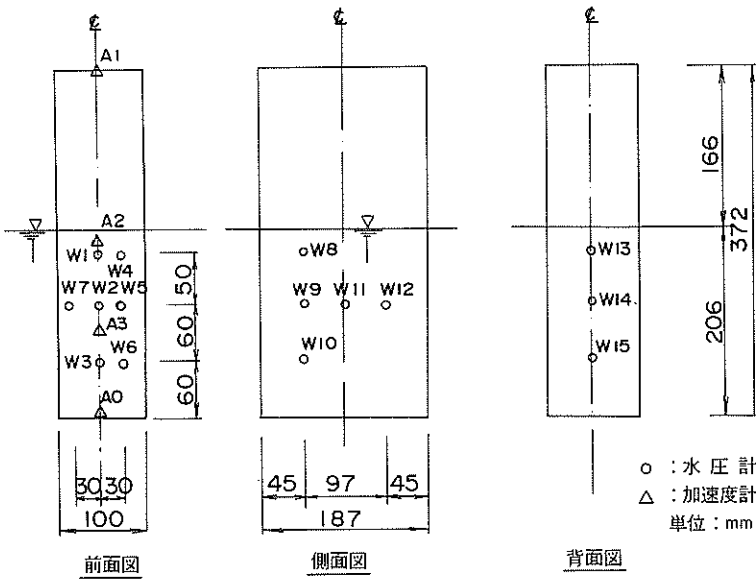


図-4(b) 矩形柱模型 (模型B)

相のずれはなく、各波形のピークの時刻は一致していた。図-5に応答加速度と動水圧計測値の関係の一例を示す。この図のように、各計測位置での動水圧と応答加速度とは線形関係にあったので、実験ケースごとの動水圧の大きさを比較し易いように、重力加速度を用いて基準化を

行った。基準化は模型応答加速度を重力加速度で除したものを震度 k とし、各加速度レベルでの水圧計の計測値 p を k で除した値を平均することで実施した。以下ではこの平均値を各計測点での動水圧とする。

模型Aおよび模型Bに作用する動水圧の鉛直分布を

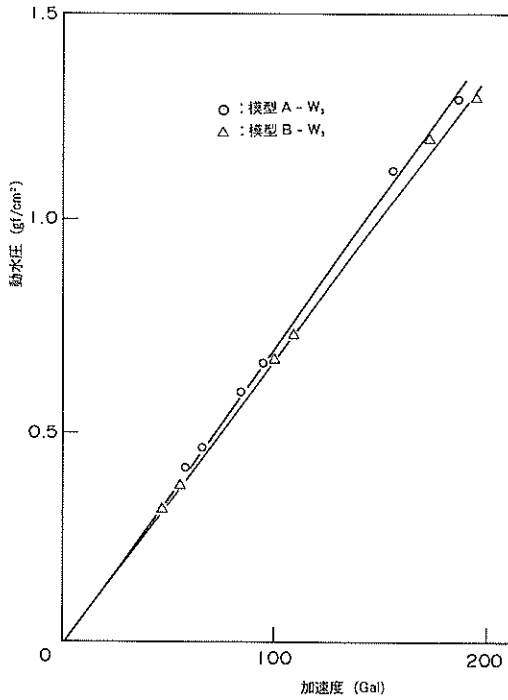


図-5 応答加速度と動水圧

図-6(a)(b)に示す。同じ深さでの値を比較した場合、前面中央に設置した水圧計 W1~W3の値が最も大きいのが、W4~W6の値との差は小さい。また、側面に設置した W8~W10は両者に比べかなり小さくなっている。図-7(a)(b)は水深86 mm 位置における矩形柱周りの動水圧の水平分布を示しているが、矩形柱の側面に作用する動水圧は側面中央に対してほぼ対称となっている様子がわかる。模型 B に作用する動水圧の鉛直および水平分布の傾向は模型 A とほぼ同様と考えられるが、動水圧の値は模型 A と比較してやや小さい。図-6, 7には BEAD3D の計算結果も併せて示した。ただし、鉛直分布は W1~W3 の位置を表している。これらの計算結果は鉛直分布および水平分布ともに実験結果をよく再現している様子がわかる。矩形柱周りの動水圧分布は図-7に示されるように側面中央で対称形をなし、加速度方向に対し前面では正圧、背面では負圧になる。矩形柱の側面には、加速度の方向に応じて前面および背面で発生する正負の動水圧がそれぞれ伝播し、両者の影響が打ち消し合う側面中央でほぼ動水圧の値がゼロになったものと判断される。

図-6の鉛直分布では BEAD3D の計算結果が原点を

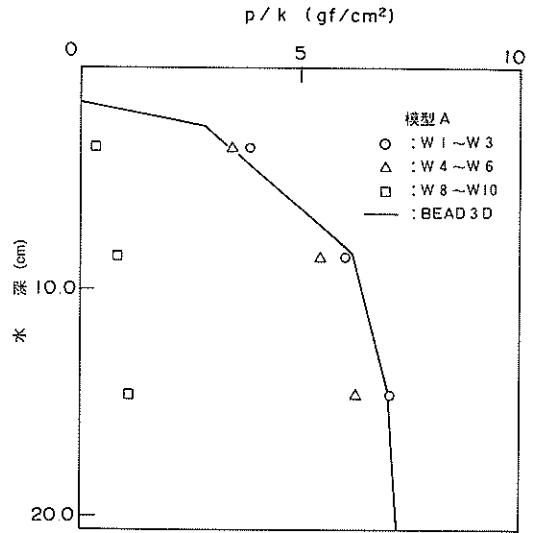


図-6(a) 動水圧鉛直分布 (模型A)

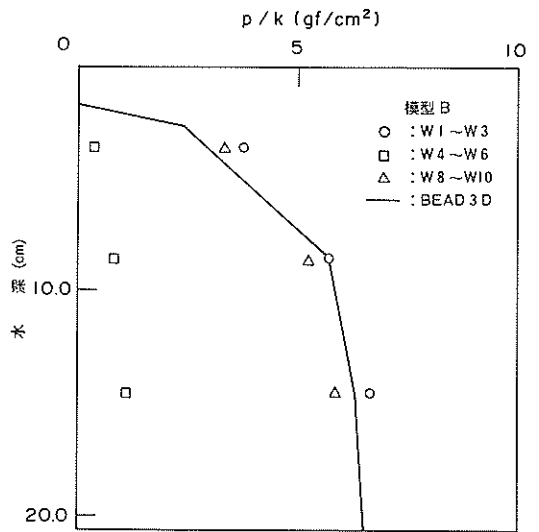


図-6(b) 動水圧鉛直分布 (模型B)

通っていないが、これは加振時に模型によって引き起こされる水面の波の影響によるものである。水位が小さい模型実験では、波の影響が大きくなりやすいため、解析を行う上で注意が必要である。しかし、水位が大きくなるに従って波の影響は相対的に減少し、実構造物程度の大きさでは、波の高さは水深の数%以下になる。この点に関しては付録Aに検討結果を示した。

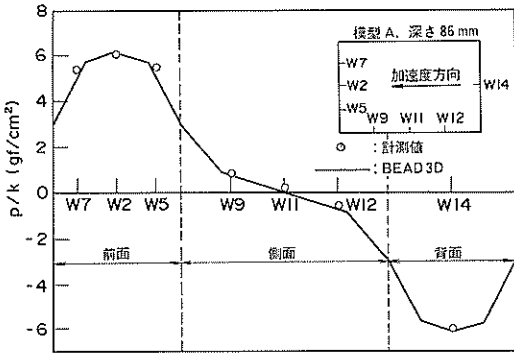


図-7(a) 動水圧水平分布 (模型 A, 深さ 86 mm)

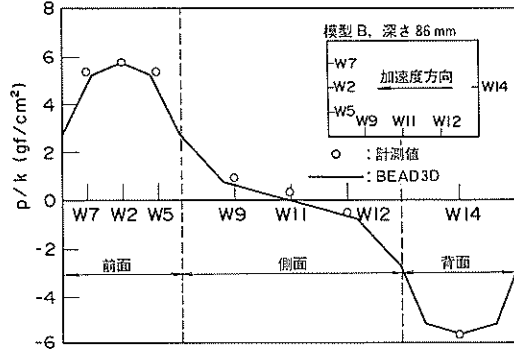


図-7(b) 動水圧水平分布 (模型 B, 深さ 86 mm)

4.3 矩形柱に作用する動水圧合力

前項の実験結果と計算結果の比較から、BEAD3Dは十分に矩形柱構造物に作用する動水圧を算定できるものと判断した。そこで、矩形柱の幅 W 、奥行き L を変化させ、作用する動水圧の合力を BEAD3D を用いて算定した。また、ここで対象とした実際の構造物では、矩形柱はある間隔をおいて列状に並んでいるため、矩形柱が相互に影響を及ぼし合うことが予想される。この影響を調べるために矩形柱間の間隔 D 、矩形柱の幅と奥行きを条件を変えて計算を行った。解析モデルの概略を図-8に示す。水部の振動直角方向の長さは矩形柱の幅や間隔により変化させた。また、水深 H は実際の構造物の遊水部底面までの深さと同様に 7.2 m に固定し、矩形柱は剛体として振動するものとした。

(1) 矩形柱の幅と動水圧合力

図-9に矩形柱の幅を変化させたときの動水圧合力の変化の様子を示す。図の横軸は矩形柱幅 W を水深 H で除した比を表し、縦軸はモデル前面および背面に作用す

る動水圧の合力 P を、Westergaard の理論式¹⁷⁾を同一幅に適用して求めた合力 P_w で除した水圧比を示している。Westergaard の理論式は次式で示される。

$$p = \frac{8k\gamma_w h}{\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{1}{n^2 C_n} e^{-q_n z} \sin \frac{n\pi z}{2h} \quad (7)$$

($n=1,3,5\dots$)

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\gamma_w h^2}{n^2 g K T^2}}, \quad q_n = \frac{n\pi C_n x}{2h}$$

- ここに、 x : 鉛直壁からの水平距離
- z : 水面からの深さ
- T : 振動周期
- t : 時間
- K : 水の体積弾性率
- γ_w : 水の単位体積重量

また、 P_w は矩形柱の前面、背面を考慮して次式で表される。

$$P_w = 2W \left\{ \frac{16}{\pi^3} \left(\sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \right) k\gamma_w H^2 \right\} \\ = 2W(0.543k\gamma_w H^2) \quad (8)$$

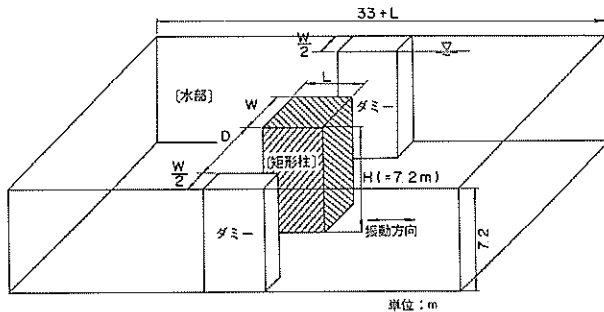


図-8 矩形柱の解析モデルの概要

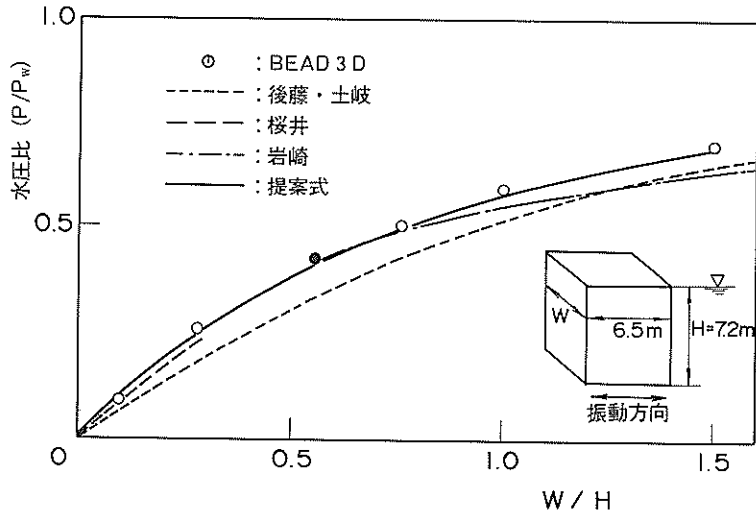


図-9 矩形柱の幅と動水圧合力

図中には既往の研究成果で提案されている矩形柱に作用する動水圧の算定式の結果もあわせて示した。このうち後藤・土岐⁴⁾、桜井⁵⁾の両提案式は円柱に作用する動水圧の理論解を準用したものであり、岩崎の式⁶⁾は実験結果から導いたものである。矩形柱幅の増加に伴って水圧比は大きくなる。各提案式と比較して計算結果はやや大きな値となっている。図中の●印は実構造物の矩形柱 ($W=4$, $L=6.5$, $H=7.2$ m) の計算結果を示しているが、

作用する動水圧は Westergaard の理論値の約 4 割程度である。これらの計算結果から矩形柱の前面と背面に作用する動水圧合力の近似式として以下の式を導いた。

$$P = 1.25 k \gamma_w W^2 H / (1 + W/H) \quad (9)$$

ただし、 $W/H \leq 1.5$

ここに、 P : 動水圧合力

この式は図-9 に示すようにほぼ計算結果を表現している。

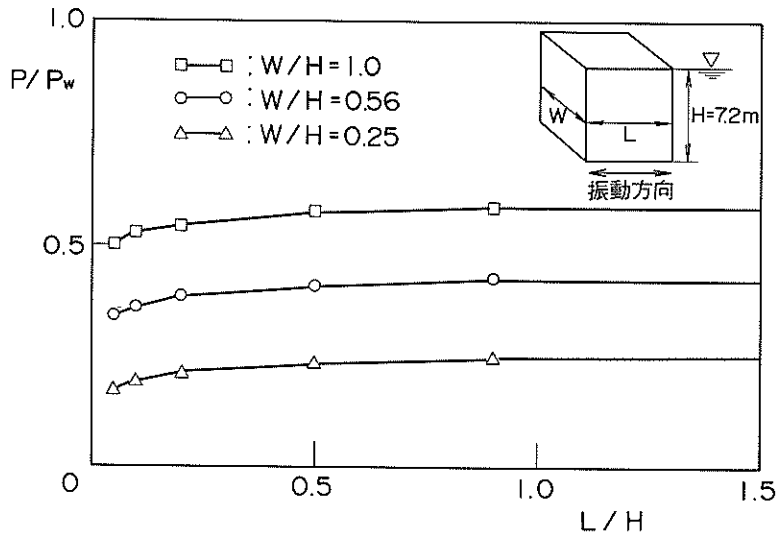


図-10 矩形柱の奥行きと動水圧合力

(2) 矩形柱の奥行きと動水圧合力

矩形柱の奥行きと矩形柱に作用する動水圧合力の関係を検討するために、以下に示す幅の異なる3つの矩形柱モデルについて奥行きを変えた計算を実施した。

- ① $W/H=1.0$
- ② $W/H=0.56$ (実構造物の矩形柱幅に相当)

③ $W/H=0.25$

図-10にこれらの計算結果を示す。図の縦軸には図-9と同様に水圧比をとり、横軸は奥行き L を水深 H で無次元化した値を示している。ただし、モデルの幅にかかわらず、 L/H が1.5以上では各モデルの水圧比はほぼ一定であったので、ここでは示していない。 L/H が0.5以下になると水圧比は明かに減少している。図-11にこのときの前面に作用する動水圧分布の変化の様子を $W/H=0.56$ のモデルの水深3.2 m 位置について示す。奥行きが減少するに従って、図中ⓐで示すエッジの部分の動水圧が大きく減少している。矩形柱周りに作用する動水圧は図-7に示したように加速度方向前面で正圧、背面で負圧となる対称形をしている。このため、奥行きの減少にともなって、前面のエッジ (図中ⓐ) と後面のエッジ (同ⓐ') における動水圧に差がなくなり、零に近づくようになる。この影響を受けて中心線付近の動水圧も減少すると考えられる。前述した矩形柱に作用する動水圧合力の近似式 (式9) は、 L/H を0.9として得た式であり、奥行きの効果を考慮していない。この点に関しては、図-10の結果から判断して、 L/H が0.5よりも大きい場合にはこの式を用いて矩形柱に作用する動水圧合力を推定できるが、0.5より小さい場合には近似式 (式9) は動水圧を大きめに算定することになる。

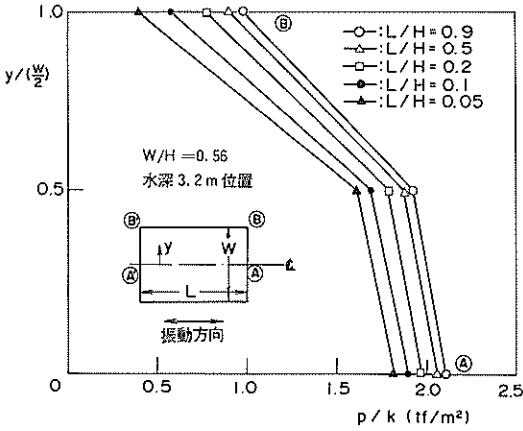


図-11 矩形柱前面の動水圧水平分布の変化 ($W/H=0.56$, 深さ3.2 m)

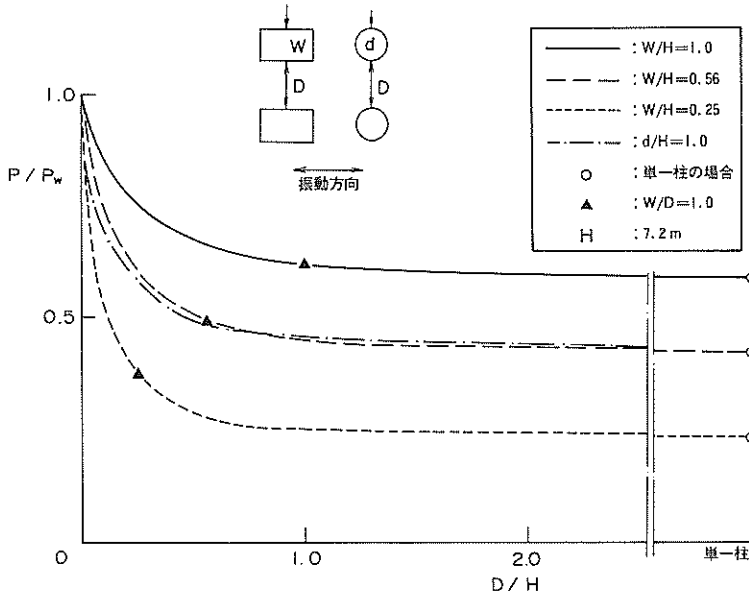


図-12 矩形柱の間隔と作用する動水圧 ($H=7.2$ m, $L=6.5$ m)

(3) 矩形柱列に作用する動水圧

一定の間隔を開けて配置した矩形柱の列を想定し、その間隔と矩形柱列に作用する動水圧の関係を検討した。矩形柱の幅は前述した矩形柱モデル①、②、③と同じとし、奥行きは6.5 mに固定した。図-12にその結果を示す。図の縦軸は矩形柱1本に作用する動水圧合力と、Westergaardの理論式を矩形柱幅に適用して求めた動水圧合力(式8)との水圧比であり、横軸は矩形柱間隔 D を水深 H で無次元化した値を示している。各モデルとも矩形柱間隔の増加にともなって動水圧合力は低下し、図-9に示した単一柱の場合の値に近づく(図中○印)。とくに $D/H=0.6$ より小さい範囲での減少幅が大きく、 D/H がこれより大きい範囲では緩やかに減少し、 $D/H=2.0$ では単一柱の場合の値とほとんど変わらない。このことから、矩形柱間隔が水深の2倍より大きければ、矩形柱相互の影響はほとんど無いと思われる。

矩形柱の幅と矩形柱間隔の比を等しくした場合(W/D が一定)での動水圧合力を上述の各モデルについて比較した。図-12には一例として $W/D=1.0$ での動水圧(図中の▲印)を示す。この3つの▲印を比較すると、矩形柱幅が $W/H=0.25$ のモデルの動水圧が最も小さい。この結果から、矩形柱列の構造部分の幅の合計が同じ場合、矩形柱の本数を多くして、1本当りの幅を小さくした方が、柱列全体に作用する動水圧の合力を削減できることがわかる。

矩形柱列と円柱列との比較を行うために図-12には直径 d と深さ H の比が1.0の円柱についても計算結果を示した。 $W/H=1.0$ の矩形柱の水圧比と比較すると、円柱の方が作用する動水圧がかなり小さいことがわかる。この矩形柱の奥行き L は6.5 mであるが、 $L=7.2$ mの正方形断面とした場合には、図-10から判断して円柱との差はさらに広がると思われる。これらから円柱列と、その直径と同じ長さを一辺とする正方形断面を持つ柱列を比べた場合、円柱の方が作用する動水圧が小さく、構造上では有利といえる。

5. 双胴型ケーソン遊水部に作用する動水圧と消波ブロック圧実験

5.1 実験内容

本実験は、遊水部分の鉛直壁、底面に作用する動水圧および消波ブロック圧の計測を目的としている。実験に使用した遊水部分の模型の概要を図-13および写真-2に示す。模型はすべてモルタル製であり、計測用のL型模型1個、ダミーのL型模型2個、およびこれらの上に設置する5個の矩形柱からなる。模型の縮尺は1/50とし

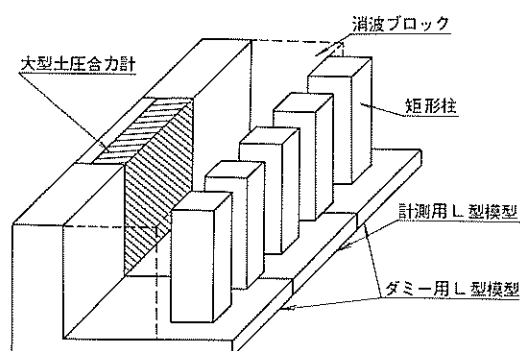


図-13 遊水部模型の概要



写真-2 遊水部模型

た。消波ブロックはモルタル製で平均重量303.0 gf、平均体積128.9 cm³のものを使用した。消波ブロックの設置に際しては、空隙率が0.5となるように配慮した。積み方は1段目と2段目は正積みとし3段目以降を乱積みとした。また、模型の両端部では加振時の安定性を考えて、傾斜をつけて積み上げた。水深は33 cm(消波ブロックが

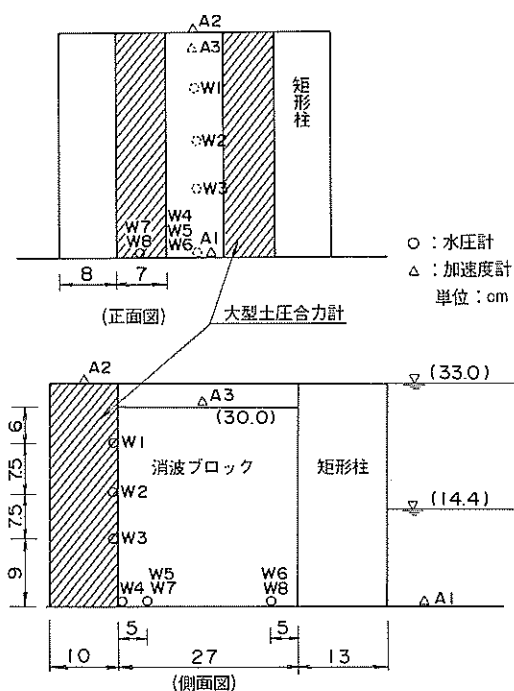


図-14 計測器の設置位置

表-3 遊水部の模型実験一覧

模型条件	①	水位33 cm、消波ブロックなし
	②	水位33 cm、消波ブロック有り
	③	水位14.4 cm、消波ブロック有り
	④	水位14.4 cm、消波ブロックなし
	⑤	水なし、消波ブロック有り
入力波形	正弦波 5 Hz、10波、50~200 Gal	
計測項目	応答加速度、動水圧、ブロック圧	

完全に水没する), 14.4 cm (H.W.L.の1/50に対応する) および 0 cm (水なし) の 3 種類とした。計測器の配置状況を図-14に示す。計測用の模型に大型土圧合力計、水圧計および加速度計を所定の位置に設置した。消波ブロック上の加速度計A3は消波ブロックに直接接着した。

表-3に実験条件をまとめて示す。まず、水深14.4cm および33cmとしてブロックがない場合の動水圧を測定した。次に、消波ブロックを上記の通り設置し、水深33 cm, 14.4 cm, 0 cm と変化させて動水圧およびブロック圧の測定実験を実施した。消波ブロックを設置し、水位を変更して実験する場合には、不規則波であらかじめ加振し、その時点での値を各水深条件での静的な釣合い位

置とした。この不規則波は周波数 1 Hz から 40 Hz までのパワースペクトル密度関数がほぼ一定となるように作成したもので、最大加速度は 200 Gal, 継続時間は 40 秒である。入力波は振動数 5 Hz, 波数 10 波の正弦波を使用し、最大加速度を 50, 100, 200 Gal と変化させた。

5.2 実験結果

5.2.1 動水圧の分布

(1) 水深 33 cm の場合

消波ブロックがある場合およびない場合での水圧計の時刻歴波形の一例として、W4 と W6 の計測値を図-15 (a)(b)に示す。消波ブロック相互の振動による波形の乱れ等は見られない。この時刻歴波形から得られたピーク値を矩形柱の場合と同様に、震度 k で除して基準化した。以下ではこの値を動水圧として実験結果の検討を行う。また、この実験に関しても BEAD3D を用いた数値解析を実施した。解析には図-16に示すモデルを使用した。消波ブロックについては、その形状を全てのブロックに対して表現すると莫大な容量を必要とするため、ここではモデル化を行っていない。図-17に示す BEAD3D の計算結果と計測値との時刻歴の比較の一例では、両者はよく一致している。

遊水部の鉛直壁に作用する動水圧分布を図-18に示す。図中には Westergaard の理論値の分布および BEAD3D の計算結果も併せて示した。消波ブロックの有無で動水圧分布に若干差があり、ブロックのある方が幾分大きな値を示している。この原因は明確でないが、砕石マウンドの振動実験で見られるような動的な間隙水圧が消波ブロック層内で発生し、動水圧に加算されたことが考えられる。消波ブロックのない場合の計測値と数値計算の結果はほぼ一致しており、BEAD3D は実験結果を良好に再現している。しかし、Westergaard の理論式と比較すると両者ともかなり小さい。この原因として、加振に伴う水面の波、および矩形柱の影響が考えられる。図-18には水表面の速度ポテンシャルを拘束し、加振に伴う波の影響を排除した計算結果も併せて示した。この計算結果と Westergaard の理論式との差が矩形柱の影響と考えられる。

図-19は遊水部底面に作用する動水圧と鉛直壁からの距離の関係を示している。この場合も消波ブロックがある方が大きな動水圧を示しており、とくに鉛直壁からの距離が大きくなるに従って、両者の差は大きくなっている。砕石マウンドの振動実験では、透水性の大きな砕石を用いた場合でもマウンド表面に動水圧が作用する結果が得られている。このため、消波ブロック層と水との境界でも動水圧が発生し、この影響をうけて鉛直壁から離

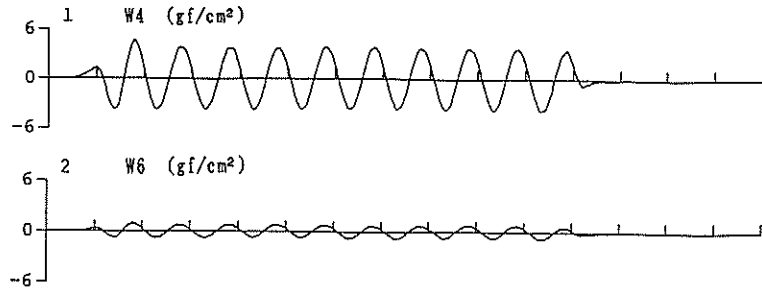


図-15(a) 動水圧時刻歴 (消波ブロックなし)

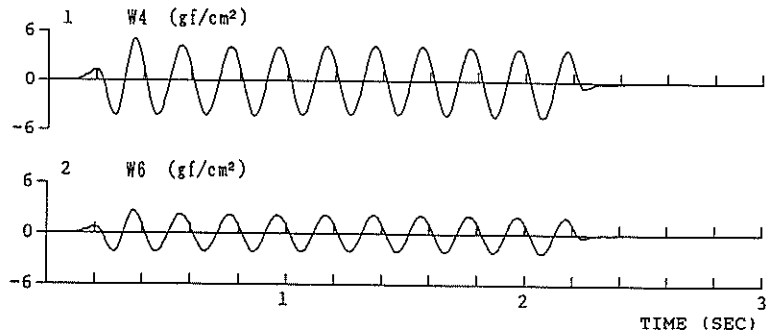


図-15(b) 動水圧時刻歴 (消波ブロックあり)

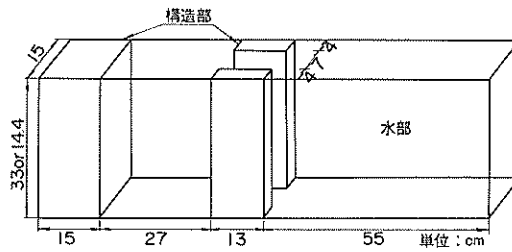


図-16 遊水部解析モデル

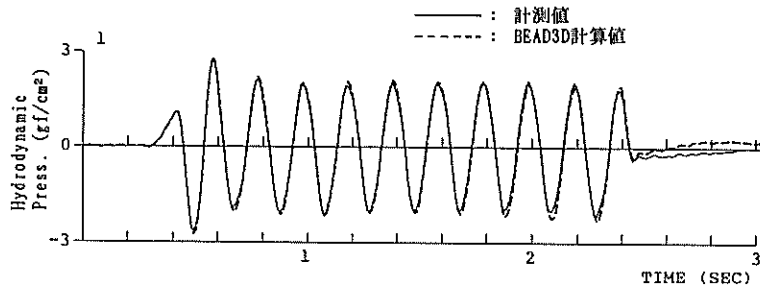


図-17 動水圧の実測値と計算値の比較

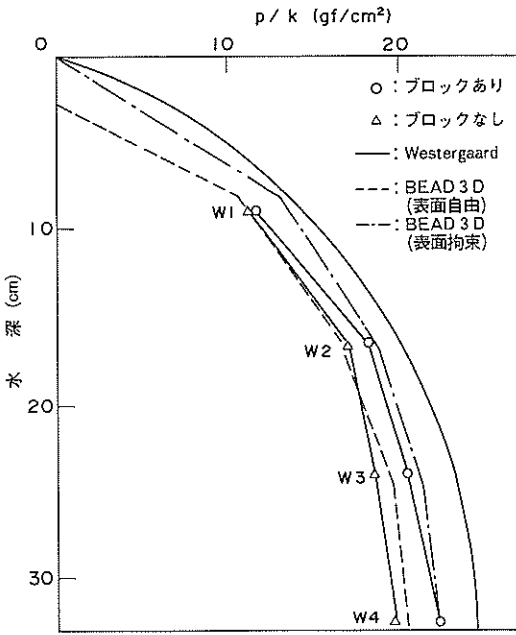


図-18 遊水部鉛直壁に作用する動水圧分布 (水深33 cm)

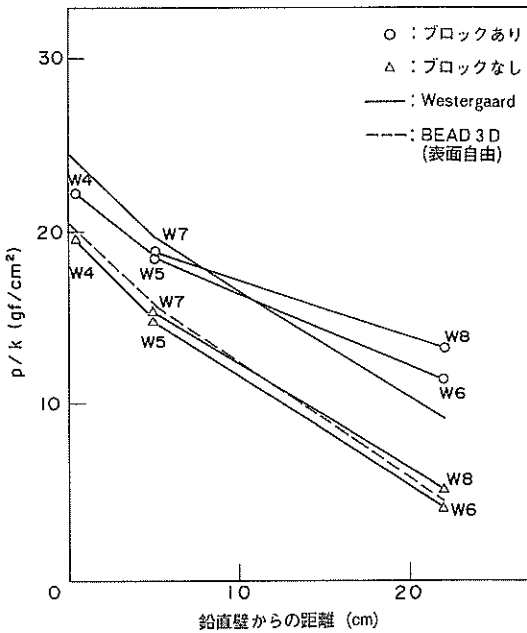


図-19 遊水部底面に作用する動水圧分布 (水深33 cm)

れた部分での動水圧の差が大きくなったと推察される。鉛直壁からの距離の等しい位置にある水圧計 W6 と W8 での動水圧を比較すると、W8 の方が若干大きな値を示している。矩形柱の遊水部側の面に働く動水圧は遊水部鉛直壁の動水圧と逆符号となるため、この面に近い W6 がこの影響を強く受けた結果と思われる。

(2) 水深14.4 cm の場合

鉛直壁部分に作用する動水圧の鉛直分布を図-20に示す。消波ブロックの有無に伴う差は水深33cm の場合のように見られない。また、水表面の速度ポテンシャルを拘束した計算結果は Westergaard の理論式の分布にほぼ一致している。図-21に示す底面の分布では、消波ブロックがある場合が大きな値を示しているが、消波ブロックがない場合との差は、水深33cm の場合と比較して小さい。これらの結果から、水位の減少にともなって、消波ブロックおよび矩形柱の遊水部の動水圧に対する影響は相対的に小さくなると判断される。

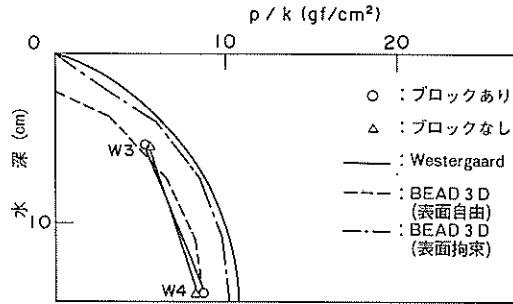


図-20 遊水部鉛直壁に作用する動水圧分布 (水深14.4 cm)

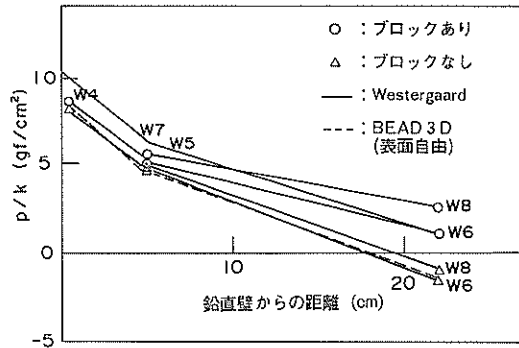


図-21 遊水部底面に作用する動水圧分布 (水深14.4 cm)

以上のように、消波ブロックが存在することで、動水圧は若干増加する傾向が見られた。とくに、水位が大きい場合に鉛直壁に作用する動水圧が増加していることから、消波ブロックとその間隙部分にある水とに何等かの相互作用が生じていると判断される。この点については今後の検討課題と考える。

5.2.2 消波ブロック圧

土圧と同様に、遊水部鉛直壁や矩形柱には消波ブロックによる圧力が作用し、地震時にはこの圧力が変動すると考えられる。本研究では図-22に示すように地震時の消波ブロックの圧力を静的ブロック圧とそれを軸とする変動分に分けて検討する。以下において、静的ブロック圧と同方向に働く変動分を増加変動分、逆方向に働くそれを減少変動分という。

大型土圧合力計の測定結果から動水圧の寄与分を引いて、消波ブロック圧力の動的な変動分を算定した。動水圧の合力は水圧計計測値に2次曲線を当てはめて計算した。この場合、推定値が実際に土圧合力計に働いている動水圧と一致する必要がある。このことを確認するために、消波ブロックがない場合について上述の方法による動水圧推定値 P_b と大型土圧合力計による動水圧合力 P の比較を行った。時刻歴波形の比較の一例を図-23に、各加速度における両者の関係を図-24にそれぞれ示す。

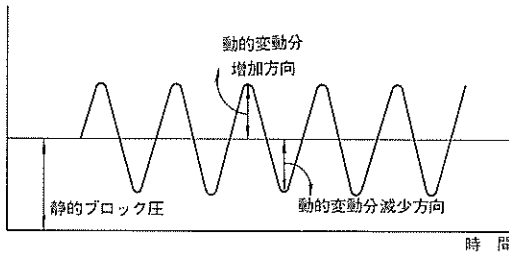


図-22 地震時の消波ブロック圧の概要

動水圧推定値と土圧合力計の動水圧合力は線形関係にあるが、動水圧推定値がやや大きな値を示している。この原因として、動水圧の近似を行う際に静水面位置の動水圧を零としたために、この部分での表面の波の影響を無視したことが考えられる。そこで図-24より求めた次式を用いて、水圧計の計測値から動水圧の合力を推定した。

$$P = 0.95 P_b \tag{10}$$

ここに、 P ：動水圧合力

P_b ：水圧計による推定値

図-25(a)に水深を33 cmとした場合の土圧合力計に作用する平均ブロック圧変動分を示す。増加変動分は加速度にともなってほぼ線形的に増加している。しかし、減少変動分は途中で折れ曲がった形となり、高い加速度レベルでの増加量が小さい。図-25(b)に示す水深14.4 cmの場合では増加、減少変動分のともほぼ直線的に増

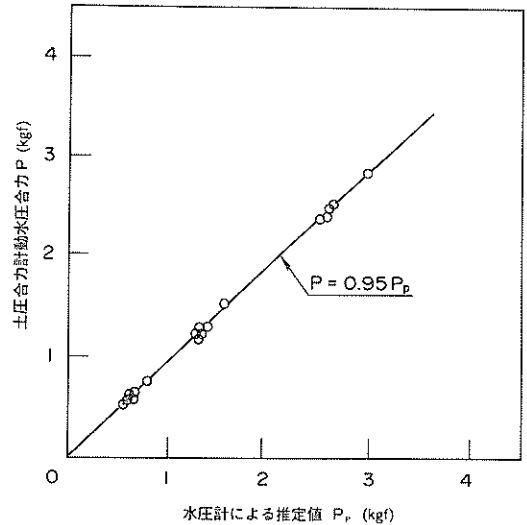


図-24 動水圧推定値と計測値

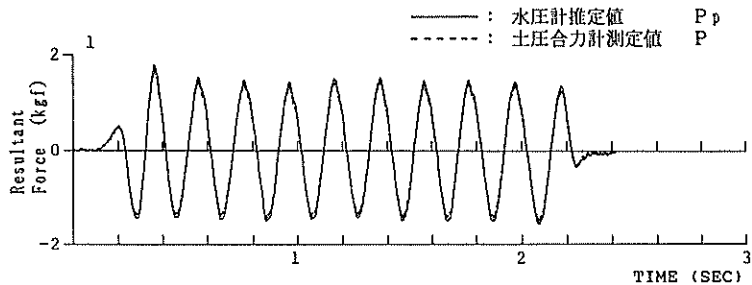


図-23 動水圧推定値と計測値の時刻歴比較

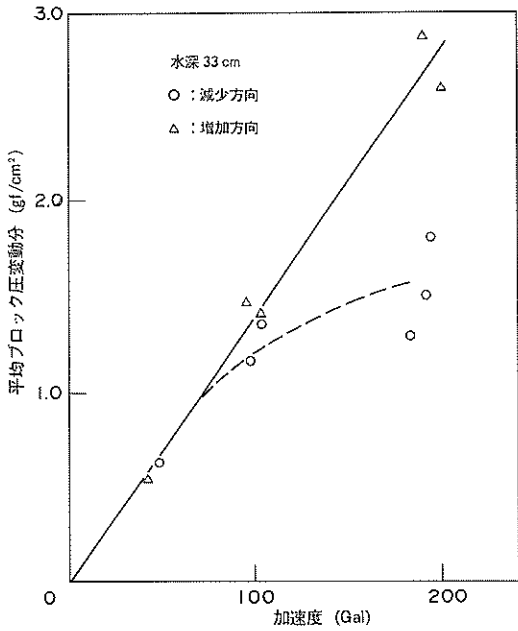


図-25(a) 応答加速度とブロック圧 (水深33 cm)

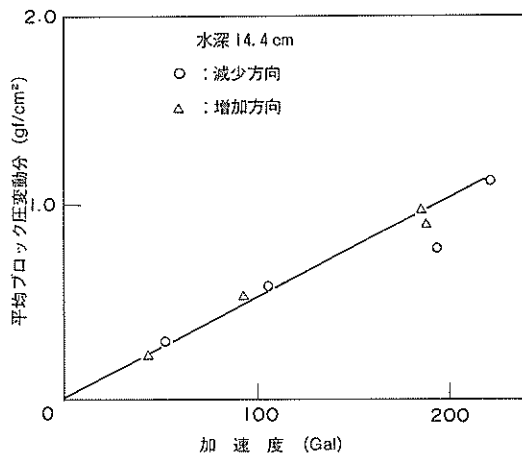


図-25(b) 応答加速度とブロック圧 (水深14.4 cm)

加しているが、水深33cmと比較して値はかなり小さい。

図-26に各実験条件における単位長さ当りの静的なブロック荷重と動的な変動荷重とを模式的に示す。図中の動的な変動荷重は200 Gal加振時での増加および、減少変動荷重の各平均値を用いた。また、図中の廣本¹⁰⁾の値は消波ブロック被覆堤の直立部に作用する静的ブロック荷重を示している。この図から水位の低下にともなって、

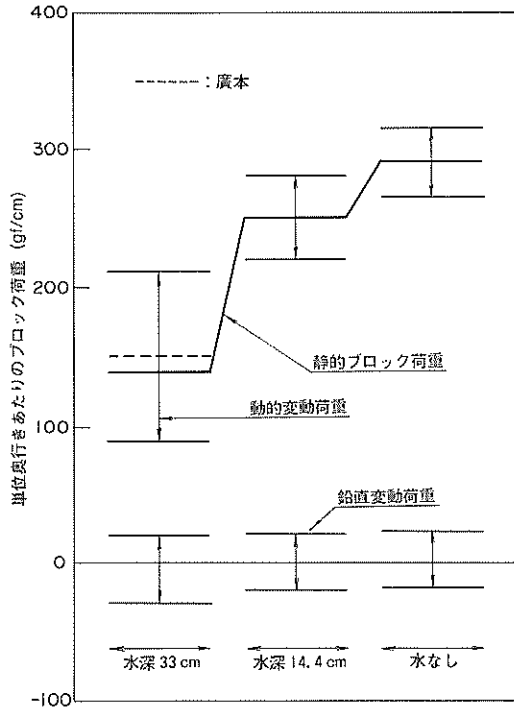


図-26 静的なブロック荷重と動の変動荷重の模式図

静的な荷重は増加し、動の変動荷重は減少する様子がわかる。水位の減少にともない水中の消波ブロックの有効応力が増加し、消波ブロックの剛性は増す。このため、静的荷重は増加し、動の変動荷重は減少したと判断される。図-27に示すように静的ブロック荷重を三角形分布と考え、浮力を考慮した消波ブロックの単位体積重量を用いて、土圧係数と同様に静的ブロック圧係数の算定を行った。算定式は次式で示される。

$$K_{bs} = F_{bs} / \{ \gamma(1-\epsilon)(h_w + h_c)^2 - \gamma_w(1-\epsilon)h_w^2 \} \quad (11)$$

ここに、 K_{bs} : 静的ブロック圧係数

F_{bs} : 静的ブロック荷重

γ : ブロックの単位体積重量

ϵ : ブロックの空隙率

h_w : 水面下の層厚

h_c : 天端高

γ_w : 水の単位体積重量

動的な変動荷重も同様の方法によった。静的および200 Gal加振時での動的な変動荷重の最大値を用いた圧力係数は表-4のようになる。水位が低い場合、動的な変動荷重は静的荷重に比較してかなり小さくなると判断され

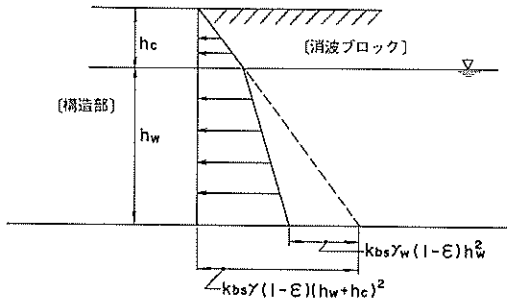


図-27 静的ブロック荷重

表-4 ブロック圧係数

	消波ブロック圧係数	
	静的荷重	動的変動荷重 (200 Gal)
水位33 cm	0.505	0.259
水位14.4 cm	0.571	0.071
水なし	0.608	0.052

る。

5.3 消波ブロック圧の評価

実験結果では消波ブロック圧の動的変動分は水位の影響を強く受けることが示された。そこで、以下のように水がない場合の消波ブロック圧変動分から水がある場合の値の推定を行った。

水面下の土に対して地震時土圧を算定する場合、設計基準では見掛けの震度が用いられる。消波ブロックの透水係数は十分大きいとして、第二港湾建設局の提案式¹⁾を用いると、消波ブロック圧の水中の見掛けの震度は次式で計算できる。

$$k' = \frac{\gamma h_c + (\gamma - 1)h_w + \gamma_w h_w}{\gamma h_c + (\gamma - 1)h_w} \cdot k \quad (12)$$

ここに、 k' ：見掛けの震度

k ：空中における震度

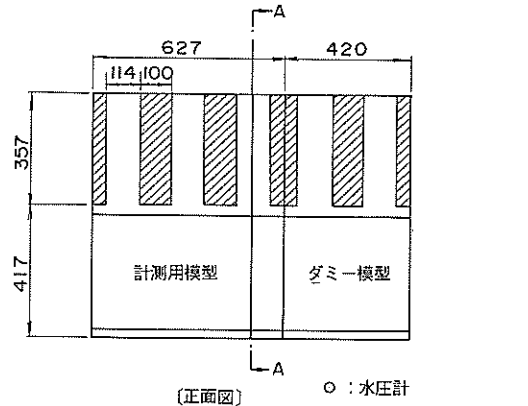
水がない場合での消波ブロックの動的変動荷重を震度で除し、その値を f_0 とおく。これらの値を用いて水深 h での動的変動荷重 F_{0d} を次式で算定した。

$$F_{0d} = f_0 \cdot k' \quad (13)$$

この動的変動荷重の計算値から式(11)を用いて200 Gal加振時での圧力係数を算定すると表-5のようになる。水深14.4 cmの場合、算定値は実験結果にほぼ一致するものの、水深33 cmではかなり小さいブロック荷重を与える。遊水部の動水圧測定結果で示したように、水中に設置された消波ブロックと水とは相互に影響を及ぼしていると判断されるが、上述の式はこの点に関する考慮が

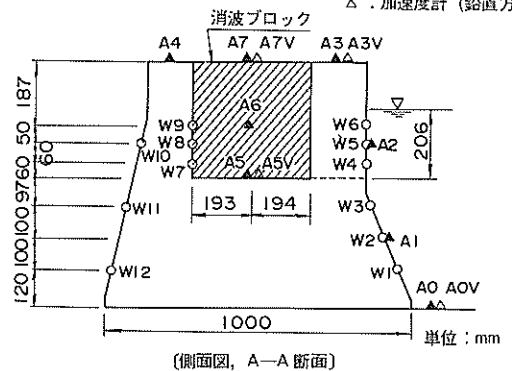
表-5 動的変動荷重係数の推定値

		動的変動荷重係数 (200 Gal)	
		計測値	推定値
水位	33 cm	0.259	0.157
水位	14.4 cm	0.071	0.070



(正面図)

○：水圧計
▲：加速度計 (水平方向)
△：加速度計 (鉛直方向)



(側面図, A-A断面)

図-28 双胴型ケーソン模型

為されていない。水位が大きい場合の算定結果と計測値の差はこのことが原因と思われる。この点については今後の課題と考える。

6. 双胴型ケーソン模型に作用する動水圧実験

6.1 実験内容

本実験は、双胴型ケーソン本体に作用する動水圧の分布を検討するために実施した。実験に使用したケーソンの模型を図-28、写真-3に示す。模型はアクリル剛板製であり、計測用の模型1個、ダミーの模型1個を使用

した。模型の縮尺は1/35である。

図-28に示す計測用の模型の所定の位置に水圧計および加速度計を接着した後、遊水部分に消波ブロックを必要数量積み上げた。消波ブロックはモルタル製で平均重量1030.0 gf、平均体積470.0 cm³のものを使用した。積み方は5.と同様に1, 2段目は正積み、3段目以上は乱積みとした。消波ブロックは空隙率 0.5となるように設定されているが、模型の両端部では設置の安定性のために傾斜をつけたので、実際に設置した個数は10~15個程度少な目の数量とした。

入力波形は振動数 5 Hz、波数 3波の正弦波を使用し、最大加速度を50,100,200 Galとした。また、ケーソン本

体に作用する動水圧への消波ブロックによる影響を検討する目的で、比較のために消波ブロックがない場合についても実験を行った。

6.2 実験結果

各ケースにおいて得られた最大応答加速度の鉛直分布を図-29に示す。応答加速度は高さ方向にほぼ一様であることから、模型はほぼ剛体運動をしていると判断される。また、消波ブロックの応答加速度はケーソンのそれと同じ値を示している。この実験でも応答加速度と動水圧計測値に線形関係が認められたので、4., 5. の実

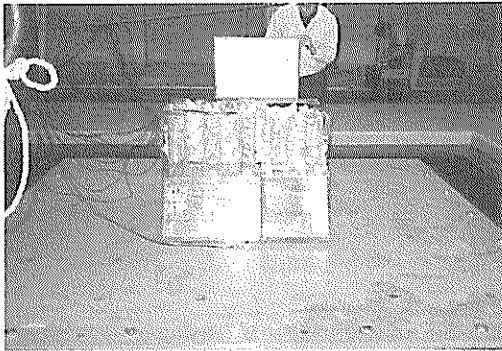


写真-3 双胴型ケーソン模型

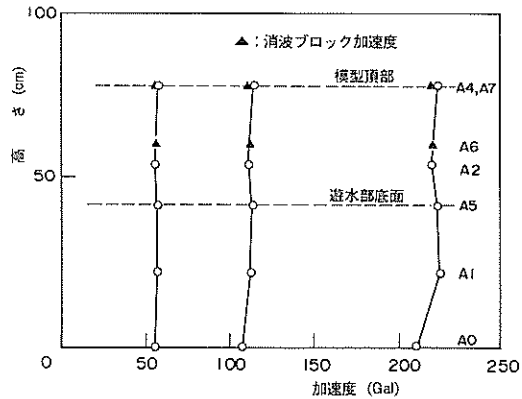


図-29 最大応答加速度の鉛直分布

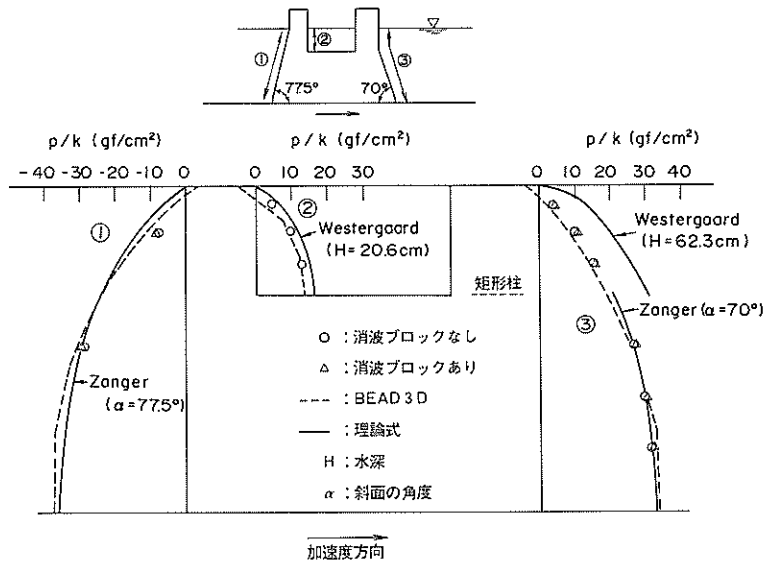


図-30 動水圧測定結果

験と同様に震度 k で動水圧計測値を除いて結果を整理した。

図-30は消波ブロックのある場合とない場合との動水圧測定結果を比較して示したものである。ケーソンの外周部に作用する動水圧については、消波ブロックの有無による差はほとんど見られない。また、前面および背面の傾斜部分にそれぞれ式(14)で表される Zanger 式¹⁹⁾による動水圧の分布を示したが、計測値とよく一致している。

$$p = C \gamma_w k h \quad (14)$$

ここに、

$$C = \frac{C_m}{2} \left\{ \frac{z}{h} \left(2 - \frac{z}{h} \right) + \sqrt{\frac{z}{h} \left(2 - \frac{z}{h} \right)} \right\}$$

p : 傾斜面に働く動水圧

z : 水面からの深さ

C : 圧力係数

C_m : 与えられた斜面における C の最大値

(図-31 参照)

一方、矩形柱部についてはケーソン底を水深として求めた Westergaard の理論式の分布よりも計測値はかなり小さい。図中には図-32(a)(b)に示すケーソンモデルを用いた BEAD3D のシミュレーション結果を併せて示した。BEAD3D の計算結果は前面、背面の傾斜部分だけでなく、矩形柱部分に作用する動水圧についても実験結果を良好に再現していると考えられる。

6.3 動水圧の算定法

実験結果および計算結果から双胴型ケーソンの各部に作用する動水圧の算定法を検討した。

(1) 前面及び背面の傾斜部

先に示した実験結果から Zanger 式(式14)が適用できると判断される。

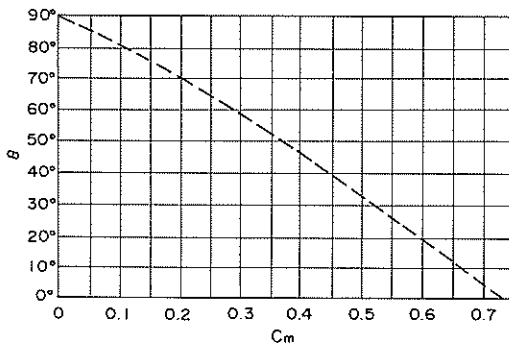


図-31 与えられた斜面での C の最大値

(2) 遊水部鉛直壁

図-30の実験結果では、Westergaard の理論式に比べてやや小さい値を示しているが、その原因は振動に伴う波の影響によるものと思われる。そこで、図-32に示した形状のモデルを使用し、実物大の構造物を想定して BEAD3D の計算を実施した。計算結果を図-33に示す。

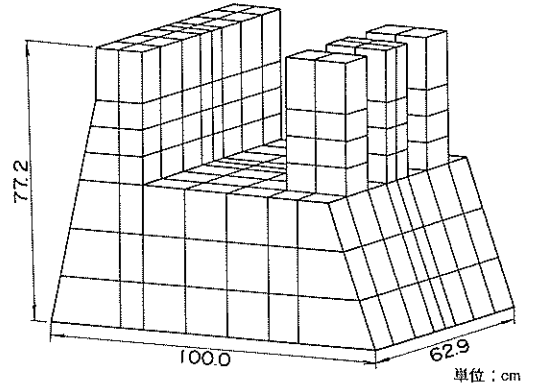


図-32(a) 動水圧解析モデル (構造部)

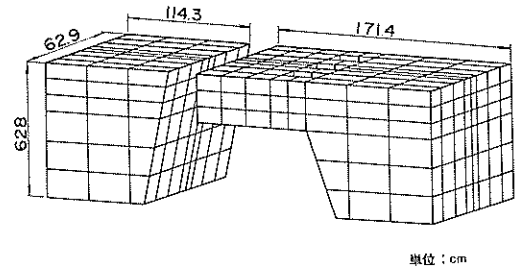


図-32(b) 動水圧解析モデル (水部)

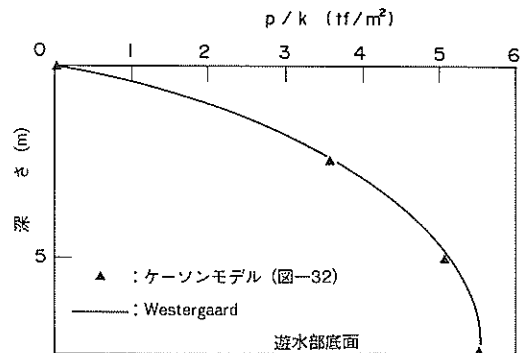


図-33 遊水部鉛直壁に作用する動水圧

計算結果は Westergaard の理論式にほぼ一致している。また、5. の結果から、水位がブロックの高さと比較して低い場合には消波ブロックの影響は小さいと考えられるので、遊水部鉛直壁に作用する動水圧は、遊水部底面までを水深とする Westergaard の理論式で算定できると考える。

(3) 矩形柱列

双胴型ケーソンの矩形柱に作用する動水圧は、図-30に見られるように矩形柱の前後で水深が変化すること、および遊水部の鉛直壁が存在することにより、4. で検討した矩形柱列の場合と異なることが予想される。

まず、遊水部鉛直壁の影響を検討するために、鉛直壁がない4. で用いた矩形柱列のモデル(図-8)と鉛直壁がある5. で用いた遊水部のモデル(図-16)の計算結果を比較した。図-34は地盤加速度が港外側を向いているときに、BEAD3Dによる矩形柱各位置の動水圧鉛直分布を示している。加速度の向きが逆の場合には、港外側および遊水部側の分布形はそのまま、圧力の正負が逆になるだけである。また、矩形柱モデルでは図-7に示すように動水圧分布は矩形柱前後面で対称となるため、正圧と負圧の絶対値は一致する。遊水部モデルの矩形柱の港外側の動水圧分布(●, ▲)はほぼ矩形柱列モデルの場合(実線, 破線)と一致しているが、遊水部側の動水圧の値(○, △)は正圧側に寄っている。このとき遊水部鉛直壁の動水圧は正圧であることから、この影響を受けたと思われる。Westergaardの理論式では鉛直壁から離れるに伴い、図-35に示すように鉛直方向の動水圧合力は減少することが知られている。ここでは、遊水部鉛直壁に作用する動水圧分布を Westergaard の理論式

で得られるとし、鉛直壁から矩形柱までの距離と水深の比から図-35により動水圧の減少率を求め、矩形柱位置での鉛直壁による動水圧の合力を算定した。この値と矩形柱列モデルの片面に作用する動水圧合力を加えた値は約48.1 tfであり、遊水部モデルの矩形柱の遊水部側の動水圧合力は約46.4 tfとなり、両者はほぼ同程度である。このため、矩形柱の遊水部側に作用する動水圧に与える遊水部鉛直壁の影響は Westergaard の理論解で評価できると判断される。

図-32に示すケーソンモデルの計算結果から得られた矩形柱各位置の動水圧鉛直分布と、矩形柱列モデルのそれとの比較を図-36に示す。地盤の加速度は同様に港外側を向いている。ケーソンモデルでは港外側の水深が大きいため、矩形柱列のモデル(実線, 破線)と比較して港外側の動水圧(●, ▲)がかなり大きい。また、その分布は深さ方向に直線的に増加している。ケーソンモデルでは矩形柱より深い部分に透過性が無いため、この部分と接する矩形柱下部の動水圧が大きくなったものと思われる。遊水部側の動水圧分布(○, △)は港外側の動水圧が水深および矩形柱下の傾斜部の影響で増加するために、矩形柱列モデルの分布と比較して、かなり正圧方向に寄る結果となった。

矩形柱の遊水部側はこのように鉛直壁および港外側の水深の増加の影響を受けることになる。また、消波ブロックの影響もここに加算されるが、これらはいずれもケーソンの慣性力と同方向(地盤の加速度と逆方向)に働く矩形柱遊水部側の動水圧を緩和するように作用する。このため、ケーソンの地震時の安定を考慮する場合には安全側に作用する。よって、矩形柱の遊水部側に作用す

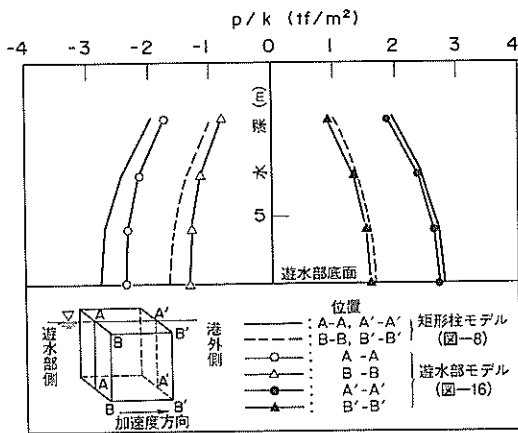


図-34 柱に作用する動水圧 (遊水部モデル)

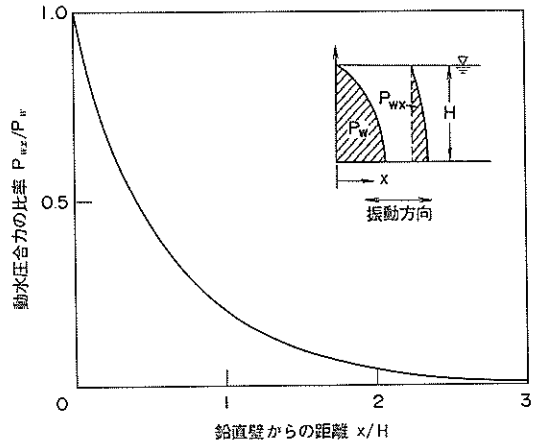


図-35 Westergaard 式での動水圧の距離による減少

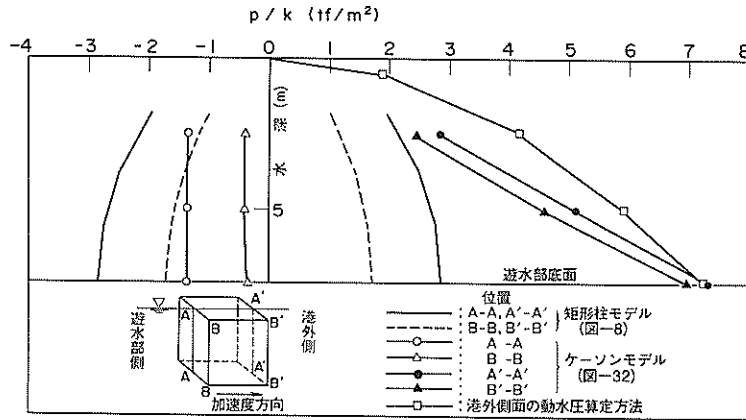


図-36 矩形柱に作用する動水圧（ケーソンモデル）

る動水圧は4. で示した矩形柱列に作用する動水圧を考えれば十分であろう。

一方、矩形柱の港外側の面に作用する動水圧は、実験結果および計算結果から判断して、ケーソン底までを水深とする Westergaard の理論式の遊水部底面までの動水圧合力に図-12に示す低減係数を掛け合わせて算定できる。このとき、低減係数の水深はケーソン底までとする。図-36にはシミュレーション結果(●, ▲)との比較のために、この算定法での動水圧分布(□印)をあわせて示した。算定法の分布はやや安全側の値を与えている。

以上まとめると、双胴型ケーソンに作用する動水圧の合力の算定法は下記ようになる。

①前面、背面の傾斜部

Zanger の理論式

②遊水部鉛直壁

遊水部底面を水深とする Westergaard の理論式

③矩形柱列

港外側はケーソン底を水深とする Westergaard の理論式で、港内側は遊水部底面を水深とする Westergaard の理論式でそれぞれ動水圧合力を算定し、図-12の低減係数を掛ける。

7. 防波堤全体模型による振動実験

7.1 実験内容

本実験はマウンドを含めた防波堤全体模型の振動特性が、内蔵した消波ブロックによりどのような影響を受けるかを調べるために実施した。振動台上に作成した模型を図-37(a)(b)および図-38に示す。模型の縮尺は振動台とマウンドの大きさを勘案して1/50とした。モルタル製

のケーソン模型は単位体積重量を実物と一致させるように配慮し、計測用模型1個、グミー模型2個を作成した。各模型の諸元を表-6に示す。マウンドには下田砕石を使用した。砕石は重量を測定して、振動台上にまき出し整形した。このとき締め固めは行っていない。下田砕石および出来上がった砕石マウンドの諸元を表-7、表-8に示す。消波ブロックは5. の遊水部の部分模型で使

表-6 ケーソン模型の諸元

		模型1	模型2	模型3
容	積 m³	0.108	0.108	0.108
重	量 tf	0.227	0.229	0.229
単	位体積重量 tf/m³	2.103	2.128	2.128

注) 計測に用いたのは模型1

表-7 下田砕石の物性値

比 重	2.621
吸 水 率 %	2.26
D - 60 mm	14.0
D - 70 mm	6.3
均等係数 U _d	2.2

表-8 砕石マウンドの諸元

形 状 m		幅2.945×高さ0.41×長さ3.0
容	積 m³	2.11
重	量 tf	3.419
単	位体積重量 tf/m³	1.53

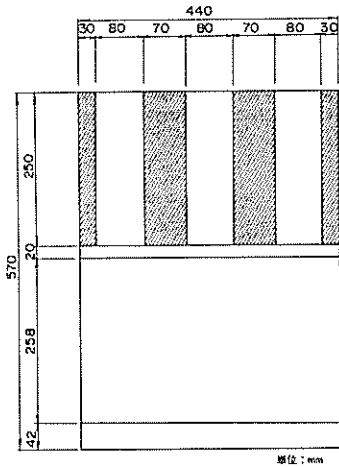


図-37(a) 双胴型ケーソン模型 (正面図)

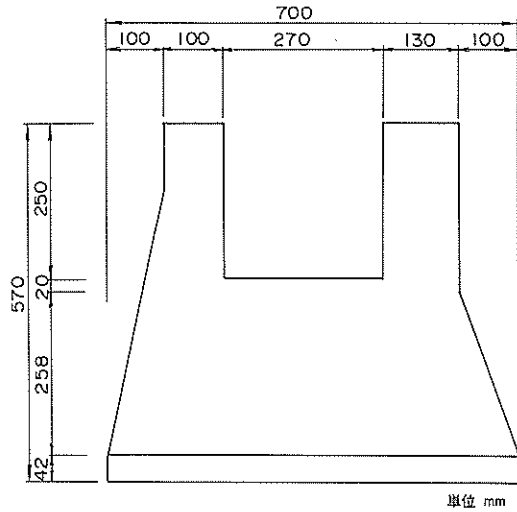


図-37(b) 双胴型ケーソン模型 (側面図)

用したものを空隙率0.5となるように必要個数積み上げた。加速度計はマウンドの表面と内部、ケーソン各部および消波ブロックに設置した。なお、マウンドに設置した加速度計には、加振中の安定のために5 cm 角の亚克力板を底面に接着した。写真-4に模型の全景を示す。

まず、模型の周波数応答特性を調べるために5、で使用した不規則波で加振した。その後、周波数5 Hz、波数10波の正弦波を使用し、加速度レベルを順次上げて模型に著しい変状を生じさせる破壊実験を行った。実験終了

後に各ケーソン模型の中心線に沿って模型の変形状態を計測した。なお、実験中はダミー模型にも加速度計を設置し、その応答を計測した。

7.2 実験結果

不規則波の実験で得られた結果から、振動台の加速度波形に対する模型の応答加速度波形の周波数伝達関数、および位相を計算した。図-39(a)(b)、図-40(a)(b)に模型頂部A10と消波ブロック頂部のA13の結果を示す。周波数伝達関数、位相とも両位置での結果はほぼ一致してい

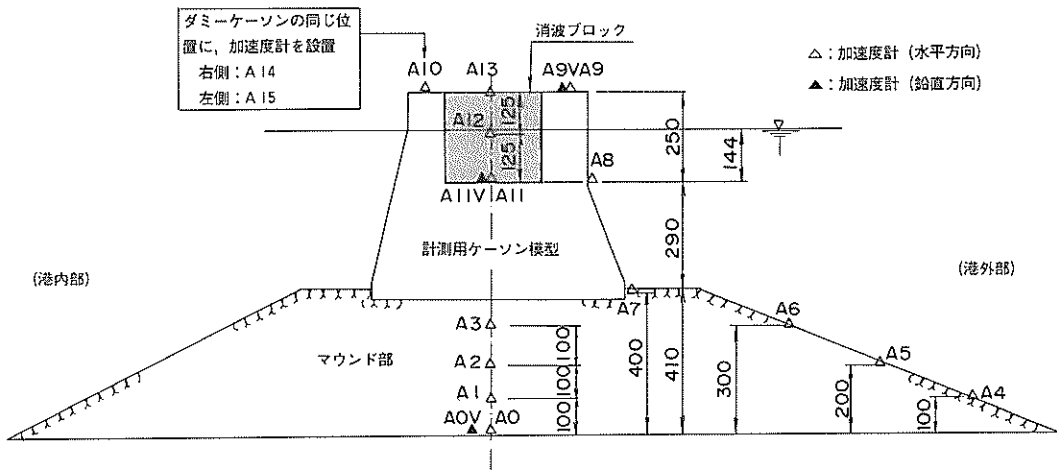


図-38 計測器の設置状況

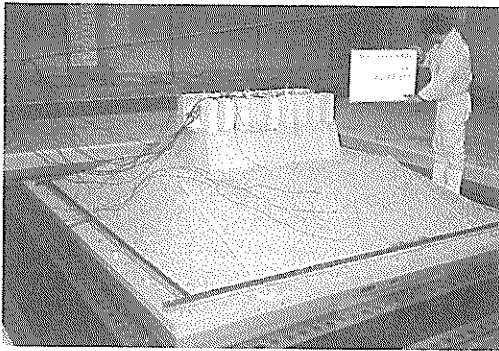


写真-4 双胴型ケーソン堤模型

る。共振点での応答倍率や位相特性は構造物の減衰定数によって変化する。しかし、A10とA13の位置で両者がほぼ一致していることから、消波ブロックの減衰定数はケーソン本体と同程度と考える。このため、ケーソンの応答解析を行う場合には、消波ブロックをケーソンの一

部として扱えると判断される。

図-41に300 Gal 加振時の破壊実験の加速度波形の一例を示す。ケーソン模型下のマウンド上部の加速度計A3, A7の応答が時刻の経過と共に減少し、位相も遅れる傾向を示している。このことを明確にするために応答加速度の極値および位相の鉛直分布を調べた。図-42(a)に示す入力加速度レベルの小さい範囲では振動台からの高さによって応答加速度は増加しているが、図-42(b)の破壊実験ではA3, A7の応答が振動台の7割程度に低下している。このときケーソン部(A11, A12, A10, A13)の応答は高さと共に直線的に増加していることから、ケーソンは回転するようなロッキング運動をしていると判断できる。また、図-43に示す破壊実験時の位相ではA7で約90°の遅れを示している。このように、入力レベルが高くなるとマウンド上部が軟化し、これにともなってケーソンがロッキング的な挙動をしたものと思われる。消波ブロックについては図-39,40の不規則波の場合と同様に応答、位相ともケーソンと一体の動きをしている。

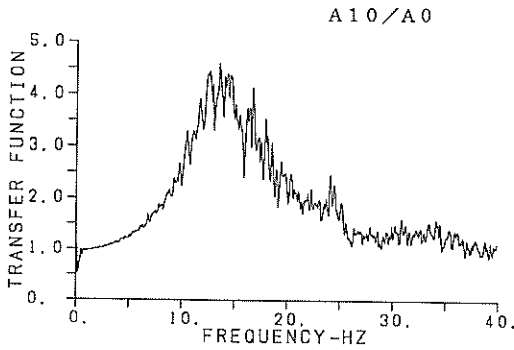


図-39(a) 周波数伝達関数 (A10)

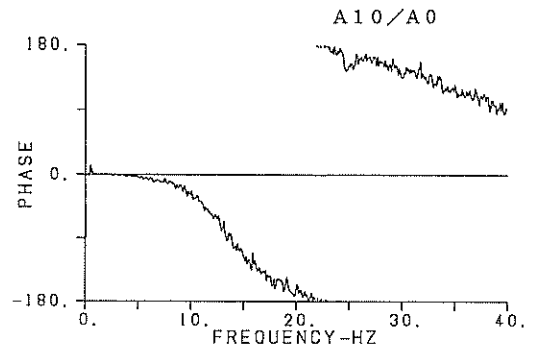


図-40(a) 位相 (A10)

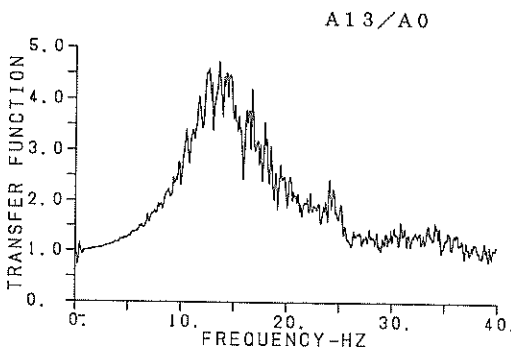


図-39(b) 周波数伝達関数 (A13)

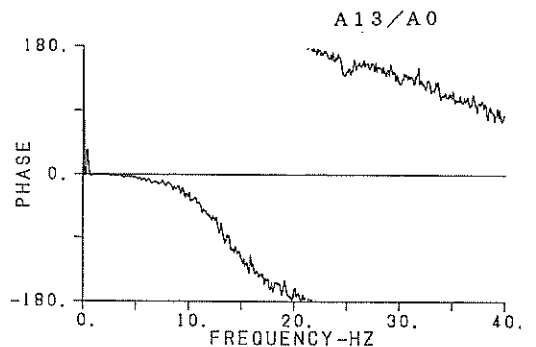


図-40(b) 位相 (A13)

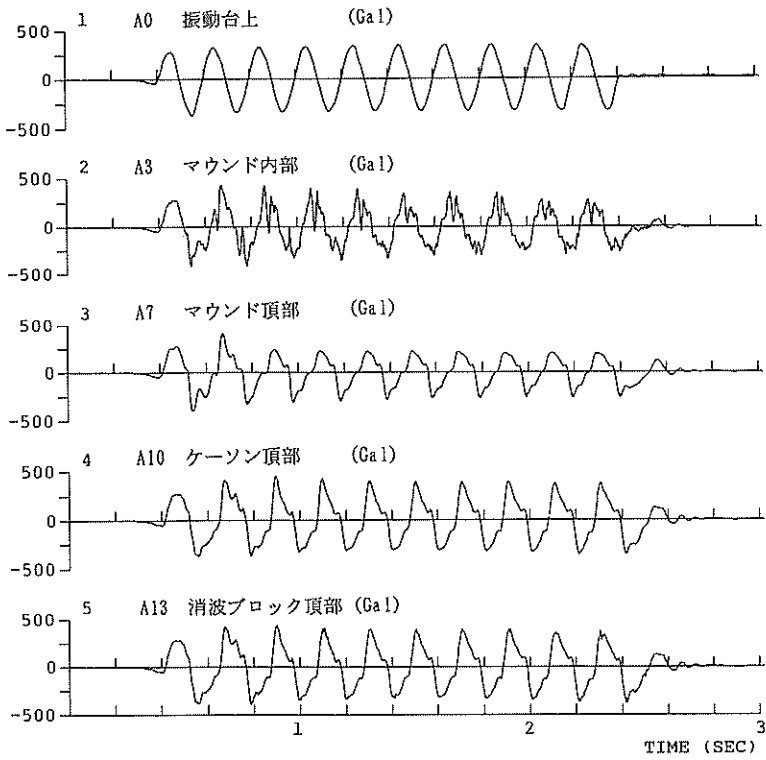


図-41 破壊実験の加速度波形の一例

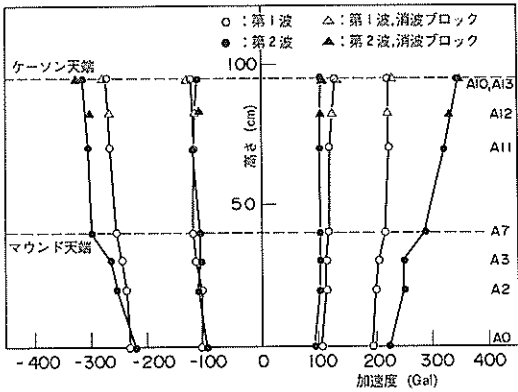


図-42(a) 加速度鉛直分布

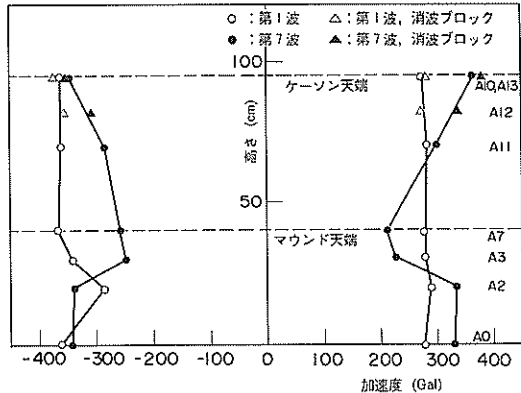


図-42(b) 加速度鉛直分布 (破壊実験時)

各ケーソン模型の中心線に沿った最終変形の状態を図-44に示す。マウンドの沈下量はケーソン部分で最も大きく、ケーソンはやや港内側に傾いて沈下している。ケーソン模型の重心は底面の中心から港内側に約1.6 cm 離れた鉛直線上にあり、港内側の接地圧が港外側に

比べ大きかったため、マウンドの軟化にともない傾いたものと判断される。また、マウンドの傾斜部では、法肩が沈下し、斜面の下部が前後にはらみ出している。その変形量は港内側の方が大きい傾向にあるが、マウンドの傾斜角が港外側に比べて大きかったためと思われる。こ

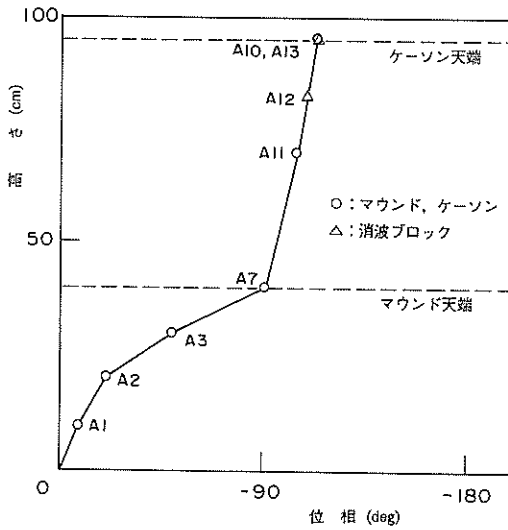


図-43 位相の鉛直分布 (破壊実験時)

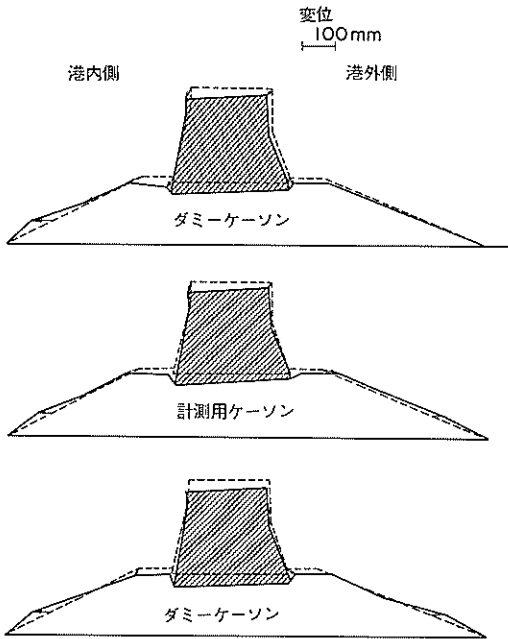


図-44 最終変形状況

これらの破壊実験の定性的な結果は、マウンドの下の地盤を含めた大型の混成式防波堤の実験¹⁴⁾や、マウンドの相似則を考慮した混成式防波堤の実験²⁾において得られた結果にも見られる。

このように、双胴型ケーソン堤の振動特性や破壊性状には消波ブロックによる特別な影響は見られなかった。このため、消波ブロックは単位体積重量が軽いケーソンの一部分として扱うことが可能と判断される。

8. 結論

消波ブロック内蔵双胴型ケーソンの動水圧特性および内蔵された消波ブロックの地震時の挙動を検討するために模型振動実験を実施した。また、水-構造物連成系の3次元解析プログラム (BEAD3D) を作成し、実験結果との比較により、その妥当性を検討した。得られた結論は以下の通りである。

- (1) BEAD3Dの計算結果は一連の実験結果を十分な精度で再現しており、複雑な形状の構造物に作用する地震時動水圧を算定できる。
- (2) 矩形柱に作用する動水圧は奥行きが小さくなると減少する。これは前面および後面の両端部が近づくことにより、この位置での動水圧がゼロに近づくためである。
- (3) 幅 W 、水深 H の矩形柱に作用する動水圧合力 P は $W/H \leq 1.5$ であれば次の式で推定できる。

$$P = 1.25k\gamma_w W^2 H / (1 + W/H)$$

ここに、 k : 震度

γ_w : 水の単位体積重量

ただし、矩形柱の奥行き L が $L/H \leq 0.5$ の場合には、本式はやや大きめの動水圧を与える。

- (4) いくつかの矩形柱を一定の間隔を開けて列状に配置する場合、その間隔が大きくなるほど矩形柱に作用する動水圧の合力は減少する。矩形柱全体の幅と間隔全体の幅の比が同じであれば、矩形柱の本数を多くして、1本当りの幅を小さくした方が矩形柱列全体に作用する動水圧の合力は減少する。

- (5) 消波ブロックを置くことで、遊水部に作用する動水圧はやや増加する傾向にあった。特に、遊水部底面に作用する動水圧は鉛直壁からの距離にもなって、消波ブロックがない場合との差が大きくなった。しかし、水位の低下に伴い、消波ブロックがない場合との差は小さくなり、水位が消波ブロックの高さの約0.5倍であれば、鉛直壁に作用する動水圧にこの影響はほとんど見られなかった。また、遊水部以外の部分では消波ブロックの影響はほとんどなかった。

- (6) 遊水部の水位が高く、消波ブロックがすべて水中にある場合、静的な消波ブロック圧を増加させる方向に働く変動圧力は入力加速度の増加と共に線形的に増加した。しかし、静的ブロック圧を減少させる方向に働く変動圧力は大きい加速度ではあまり増加しなかった。水位を低

くするとこのような傾向は見られなかった。

(7) ケーソン各部の動水圧の算定を行う場合、ケーソンの前後面の傾斜部には Zanger の式(式14)が、遊水部鉛直面には遊水部底面までを水深とする Westergaard の式(式7)がそれぞれ適用できる。また、矩形柱の港外側の面に作用する動水圧はケーソン底を水深とし、遊水部側の面のそれは遊水部底面を水深として、それぞれ Westergaard 式によって得られた値に矩形柱列の低減係数(図-12)を掛け合わせることで算定できる。

(8) 防波堤全体模型の不規則波を用いた実験および破壊実験の結果から、消波ブロックはケーソン模型と一体となって挙動すると判断される。

あとがき

消波ブロック内蔵双胴型ケーソン堤の耐震設計を行う上で、地震時に作用する動水圧および消波ブロックの挙動の検討は重要な問題となる。本報告で得られた成果は、当該構造物の地震時の全体安定の検討や部材断面の設計に活用できる。また、ここで開発した水-構造物連成系の3次元解析プログラムは、今後増加することが予想される複雑な形状を有する構造物の動水圧を解析する上で有効となる。

本報告の実験で使用した消波ブロックは実際の数十分の一の大きさである。このため実構造物での消波ブロックの挙動やケーソンに及ぼす圧力についてはさらに現地における地震観測等による検証が望まれる。

(1991年11月30日受付)

謝 辞

模型振動実験に使用したアクリル製のケーソン模型の一部は第五港湾建設局から、消波ブロックは第五港湾建設局および水工部耐波研究室からそれぞれ借用した。また、野田節男構造物部長には本報告の取りまとめに際して貴重な助言を頂いた。

最後ではあるが、これら関係者各位に心から謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成元年3月，pp. 2-下-222-223, 227-232.
- 2) 上部達生・野田節男・千葉忠樹・檜垣典弘：水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧，港湾技術研究所報告，Vol. 20, No. 4, 1981年12月，pp. 41-81.
- 3) 桜井彰雄：水中に立てられた柱状構造物の振動，土木技術16巻6号，1961，pp. 11-16.
- 4) 後藤尚男・土岐憲三：水中構造物の振動と耐震設計

- に関する基礎的研究，土木学会論文集第100号，1963.
- 5) Yamamoto, T. : *Hydrodynamic forces on multiple circular cylinders*, Trans. A. S. C. E., Vol. 102, No. HY9, 1976.
 - 6) 小坪清真・高西照彦：任意に配置された異なる柱径をもつ多柱基礎に働く地震時動水圧の解析法，土木学会論文報告集，No. 250, 1987, pp. 1-12.
 - 7) 富田久雄・佐々木陽一：水中における管群の振動(第1, 2報)，日本機械学会講演論文集，No. 700-17, 1970.
 - 8) 藤田勝久：液体中の棒群の振動特性と地震応答解析，日本機械学会論文集(c編)，47巻415号，1981, pp. 251-262.
 - 9) 清川哲志・稲田 裕：任意形状柱体群に働く地震時動水圧の解析，第36回海岸工学講演会，1989, pp. 729-733.
 - 10) 廣本文泰・西島浩之・今野 茂・木村岩男：消波ブロック被覆堤に働く波浪時のブロック荷重について，第30回海岸工学講演会論文集，1983, pp. 347-351.
 - 11) 島田真行：消波ブロック被覆堤ケーソンに対する作用力の伝達過程について，第31回海岸工学講演会論文集，1984, pp. 571-575.
 - 12) 田中寛好・阿部宣行・加藤正進：消波ブロック被覆堤ケーソンに作用する水平荷重の評価，第32回海岸工学講演会論文集，1985, pp. 490-494.
 - 13) 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎：消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重，港湾技術研究所報告，Vol. 29, No. 1, 1990年3月，pp. 53-75.
 - 14) 上部達生・守屋正平：砂地盤上の大水深混成式防波堤の大型模型振動実験と地震応答解析，港湾技術研究所資料，No. 589, 1987年6月，61p.
 - 15) 上部達生・守屋正平・工藤勝己：剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動量推定手法の実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol. 27, No. 2, 1988年6月，pp. 211-240.
 - 16) 上部達生・工藤勝己・長田信：混成式防波堤に作用する動水圧の模型実験，港湾技術研究所資料，No. 641, 1989年3月，28p.
 - 17) Westergaard, H. M. : *Water Pressures on Dams during Earthquakes*, Trans. ASCE, 98, 1933, pp. 418-434.
 - 18) 岩崎敏男・三牧翹：水中にある柱状構造物の振動時仮想質量の実験，土木技術資料10-2, 1986, pp. 16-20.
 - 19) Zanger, C. N. : *Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes*, Proc. Exper. Stress Analysis, Vol. 10, No. 2, 1953.

記号表

C	: Zanger 式の圧力係数
C_m	: 与えられた斜面の C の最大値
c	: 水中音速
D	: 矩形柱の間隔

$D-60$:	通過率60%の粒径	P_{wx} :	鉛直壁からの距離 x での P_w
$D-70$:	通過率70%の粒径	p :	動水圧
d :	円筒直径	s :	造波板の片振幅
F_{bs} :	静的ブロック荷重	T :	振動周期
F_{bd} :	動的変動荷重	t :	時間
f :	振動周波数	U_d :	均等係数
g :	重力加速度	u_{ij} :	変位
H :	水深	W :	矩形柱の幅
H_w :	発生波高	x :	鉛直壁からの水平距離
h :	水深	z :	水面からの深さ
h_c :	天端高	α :	斜面の傾斜角
h_w :	水面下の層厚	γ :	消波ブロックの単位体積重量
K :	水の体積弾性率	γ_w :	水の単位体積重量
K_{bs} :	静的ブロック圧係数	ε :	消波ブロックの空隙率
k :	震度	λ :	波長
k' :	見掛けの震度	ρ_f :	水の質量密度
L :	矩形柱の奥行き	ρ_s :	構造物の質量密度
n :	法線方向	τ_{ij} :	応力テンソル
P :	動水圧合力	ϕ :	水の速度ポテンシャル
P_p :	水圧計による動水圧合力推定値	ω :	角振動数
P_w :	Westergaard 式の動水圧合力		

付録 A. 加振による水面の波が
水圧に及ぼす影響

振動実験で模型によって引き起こされる波の高さを次のように検討した。

鉛直板がピストンのように水平に剛体運動するとき発生する波の高さは、波浪の実験でよく用いられる造波板の造波効率の式を参考にして予想することができる。ピストン型の造波効率の式は次の通りである。

$$\frac{H_w}{2s} = \frac{4\sinh^2(2\pi h/\lambda)}{4\pi h/\lambda + \sinh(4\pi h/\lambda)} \quad (A-1)$$

- ただし、 H_w : 発生波高
- h : 水深
- s : 造波板の片振幅
- λ : 波長

また、波速 c 、水深 h 、振動周期 T 、波長 λ の関係は次の式で表される。

$$c = \frac{\lambda}{T} = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{\lambda} \quad (A-2)$$

この 2 式を用いて以下の 3 ケースについて発生波高を計

算した。なお、振動波形は正弦波とし、最大加速度は 300 Gal とした。

- (1) $h=0.2$ m $f=5$ Hz
- (2) $h=1.0$ m $f=5$ Hz
- (3) $h=20$ m $f=1$ Hz

結果を表 A.1 に示す。同一波形で加振した場合、水深が大きくなると水深に対する波高の割合が小さくなる。このことから、水圧に及ぼす波の影響は水深の増大と共に相対的に小さくなる。従って、実構造物では水面の波の影響は十分小さいと考えられる。

表 A. 1 波高の算定結果

No.	水深 h (m)	周波数 f	波高 H_w (cm)	H_w/h
1	0.2	5	1.2	0.06
2	1.0	5	1.2	0.012
3	20.0	1	30.4	0.015