

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

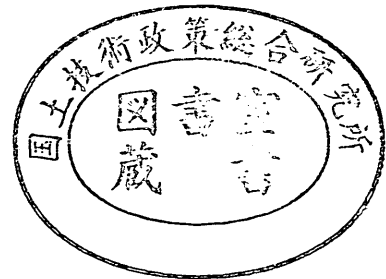
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 33      NO. 2      JUNE. 1994

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第33巻 第2号 (Vol.33, No.2), 1994年6月 (June.1994)

## 目次 (CONTENTS)

1. スペクトル形状による波群特性の変化  
.....鈴木康正・河合弘泰・望月徳雄・松森孝弘..... 3  
(Effect of Spectral Peakedness on Wave Grouping Characteristics  
...Yasumasa SUZUKI, Hiroyasu KAWAI, Norio MOCHIZUKI and Takahiro MATSUMORI)
2. 衝撃碎波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動  
.....高橋重雄・下迫健一郎・上部達生 ..... 59  
(Characteristics of the Dynamic Response of Composite Breakwater  
against Impulsive Breaking Wave Force  
.....Shigeo TAKAHASHI, Ken'ichirou SHIMOSAKO and Tatsuo UWABE)
3. 海中に設置された汚濁拡散防止膜の水理特性に関する研究  
.....鶴谷広一・渡邊 弘・安岡大輔・工藤雅春 ..... 87  
(Study on hydrodynamic characteristics of floating flexible barrier  
.....Hiroichi TSURUYA, Hiroshi WATANABE, Daisuke YASUOKA and Massaharu KUDO)
4. 潜堤周辺の底泥の局所洗掘に関する実験的研究  
.....鶴谷広一・吉永宙司・佐々木豊喜 .....115  
(Experimental Study on the Local Mud Scour near Submerged Walls  
.....Hiroichi TSURUYA, Hiroshi YOSHINAGA and Toyoki SASAKI)
5. 合成版式ケーソンのフーチング部の力学特性と構造設計  
.....清宮 理・山田昌郎 .....141  
(Mechanical Properties and Structural Design of Composite Footing  
.....Osamu KIYOMIYA and Masao YAMADA)
6. コンクリート中の鉄筋のマクロ腐食と電気防食によるアノード,  
カソードへ流入する電流および分極量  
.....阿部正美・福手 勤・浜田秀則・三浦幸治 .....181  
(A Study of Current Density and Polarization Amounts by Cathodic  
Protection for Macro Cell Corrosion of Steel Bars in Concrete  
.....Masami ABE, Tsutomu FUKUTE, Hidenori HAMADA and Kouji MIURA)
7. 転圧コンクリートによる薄層オーバーレイ工法の開発  
.....福手 勤・三浦幸治・浜田秀則・寺野宜成 .....207  
(Thin Bonded Overlay using Roller Compacted Concrete for Airport Concrete  
Pavements  
.....Tsutomu FUKUTE, Kouji MIURA, Hidenori HAMADA and Yoshinari TERANO)

8. 増粘剤を用いた高流動コンクリートの過密配筋部材への適用性  
.....福手 勤・濱田秀則・三浦幸治 .....231  
(Applicability of super-workable concrete using viscous agent to densely reinforced  
concrete members  
.....Tsutomu FUKUTE, Hidenori HAMADA and Kouji MIURA)

## 2. 衝撃砕波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動

高橋重雄\*

下迫健一郎\*\*

上部達生\*\*\*

### 要 旨

混成防波堤の直立部には、海底勾配あるいはマウンドの高さや前肩幅によっては、非常に強大な衝撃砕波力が作用する場合がある。こうした衝撃砕波力は、強大であるが作用時間がきわめて短い。そのため、ケーソンはマウンドおよび地盤と一体となって振動し、ケーソンの滑動に寄与する有効波力、すなわち底面に作用するせん断力はあまり大きくならない。

本研究では、こうしたケーソンの動的応答特性について、地盤の非線形性を考慮したFEM解析プログラム (BEAD) を用いた数値計算や模型実験により検討を行った。

動的応答特性のため、ケーソン底面に働くせん断力の値は、衝撃砕波力の値に比べてかなり減少する。その効果は現地でより顕著であり、現地において実際に作用するせん断力の最大値は、平均波力強度で $3w_0H$ 程度が上限と考えてよい。

BEADを用いた計算により、ケーソンの動的応答だけでなく、地盤内の挙動についても明らかになった。現地における地盤係数は、地盤の硬さだけでなく、地盤のひずみ、すなわち作用する波力の大きさによっても大きく変化する。比較的大きな波力が作用する場合には、水平地盤係数 $k_x'$ の値は $100\sim 500\text{tf/m}^3$ 程度になる。また、衝撃砕波力作用時にケーソンに生じる加速度は、マウンドや砂地盤内にも伝播するが、砂地盤内では急激に減衰し、地盤内の深い場所では極めて小さい加速度しか生じないことがわかった。

キーワード：衝撃砕波力，動的応答，FEM解析，せん断力

---

\*水工部耐波研究室長

\*\*水工部主任研究官

\*\*\*構造部地震防災研究室長

## 2. Characteristics of the Dynamic Response of Composite Breakwater against Impulsive Breaking Wave Force

Shigeo TAKAHASHI\*

Ken'ichirou SHIMOSAKO\*\*

Tatsuo UWABE\*\*\*

### Synopsis

The magnitude of impulsive pressure intensity is quite large, being several times that of ordinary wave pressure. However, the shear force at the caisson bottom, which is the effective pressure producing caisson sliding, is greatly reduced due to the caisson's dynamic response. The present study uses model experiments and non-linear FEM calculations to elucidate the characteristics of such a dynamic response.

The dynamic behavior of a model caisson was experimentally measured in a wave channel. The shear force occurring at the bottom of the model caisson was found to be significantly reduced by its dynamic response. The ratio of the peak shear force to the peak impulsive force varies according to the peak value and duration time of the impulsive force.

To reproduce the dynamic response of the caisson, we adopted a FEM calculation method named "the Bank Earthquake Analysis with Dynamic Water Pressure (BEAD)". One advantage of the BEAD method is that it takes into account the pore water in the seabed and the surrounding water of the caisson. The equations utilized are a kind of Biot's equations. The BEAD program can simulate the behavior of the caisson, as well as that of the rubble mound and soil bed. The input data consists of the shear modulus, the Poisson ratio, and the permeability of the rubble mound and soil bed, as well as the input force on the caisson. At each time step in the simulation, the acceleration, velocity, displacement, stress, and strain are evaluated. The corresponding FEM-calculated results using the same impulsive wave force indicate good agreement with experimental results.

In actuality, sand bed and rubble mound are relatively soft in comparison with those of the model, and therefore, the dynamic response is much more significant. For instance, when applying the same impulsive force profile, the FEM-calculated ratio of the peak shear force to peak impulsive force under field conditions is about 40%, whereas about 75% in the 1/20 scale model.

**Key Words** : Impulsive Breaking Wave Force, Dynamic Response, FEM, Shear Force

---

\*Chief of Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

\*\*Senior Research Engineer, Hydraulic Engineering Division

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

# 目 次

要旨	59
1. まえがき	63
2. ケーソンの動的応答とその計算法	63
2.1 ケーソンの動的応答	63
2.2 ばねモデルによる動的応答の計算法	65
2.3 FEMによる動的応答の計算	66
3. BEADによる動的応答計算法とその特長	66
3.1 基礎方程式と計算条件	66
3.2 せん断弾性係数Gの取り扱い方	67
3.3 BEADと他の計算法の比較	68
4. 地盤条件と地盤係数	69
4.1 模型実験における地盤係数	69
4.2 現地におけるせん断弾性係数と地盤係数	71
5. 模型実験による動的応答	72
5.1 衝撃碎波力測定実験	72
5.2 BEADによる模型実験結果の再現	75
6. 現地における動的応答の特性	76
6.1 BEADによる現地計算例	76
6.2 現地における衝撃碎波力とせん断力	78
6.3 衝撃碎波力に対する地盤およびマウンド内の現象	81
7. まとめ	84
参考文献	85
主要記号一覧	85

## 1. まえがき

混成防波堤の直立部には、海底勾配あるいはマウンドの高さや前肩幅によっては非常に強大な衝撃碎波力が発生する場合がある。こうした衝撃力の発生機構に関する研究は、Bagnold<sup>1)</sup>、Mitsuyasu<sup>2)</sup>、合田ら<sup>3)</sup>、堀川ら<sup>4)</sup>、著者ら<sup>5)6)</sup>、荒見ら<sup>7)</sup>によって行われている。また、著者ら<sup>8)</sup>は、滑動実験結果に基づく衝撃碎波力係数を提案している。

衝撃碎波力は、非常に強大ではあるけれども、作用時間がきわめて短い。そのため、ケーソンはマウンドおよび地盤と一体となって運動し、ケーソンの滑動に寄与する有効な波力、すなわちケーソン底面に働くせん断力はあまり大きくならない。こうした動的応答の特性についても多くの研究が行われており、林<sup>9-13)</sup>、伊藤<sup>14)</sup>、合田<sup>15)16)</sup>、Oumeraci<sup>17)</sup>などは、いずれもばねモデルを用いて検討している。特に合田は連成ばね系に仮想質量を付加することによって、動的応答特性を定量的に説明し、この問題に一応の解決を与えている。ただし、ばねモデルによる検討ではばね係数の値によって結果が異なるため、現地の地盤条件に応じた適切なばね係数をどのように与えるかが問題となる。

今回の研究は、ケーソンの動的応答特性について、地盤条件の影響も考慮してより詳細に検討すること、特にケーソンや地盤内の加速度および変位、ケーソン底面に働くせん断力等を定量的に検討することを目的としている。

そこで、従来のはねモデルによる検討のほかに、FEMを用いて衝撃碎波力に対するケーソンや地盤全体の挙動を直接計算する方法を用いた。FEMの種類としては、通常の構造解析プログラム (ISAP) と、上部ら<sup>18)</sup>が開発した水-構造物-地盤連成系の地震応答解析プログラム (BEAD) を波力に対する応答解析用に改良したものの2つを用い、動的応答計算を行った。また、模型実験も合わせて実施し、計算結果と実験結果の整合性についても検討した。

本報告では、まず第2章で、ケーソンの動的応答の概要を説明するとともに、種々のばねモデルおよびISAPによる計算法について紹介した。

次に、第3章では、BEADによる計算法とその特長について紹介し、他の各計算法との計算結果の比較を行った。

第4章では、模型による静的荷重載荷実験と、模型スケールおよび現地スケールにおけるBEADの静的解析により、地盤条件と地盤係数に関する検討を行った。

第5章では、波作用実験による衝撃碎波力、せん断力、加速度、ケーソンの変位等の測定結果を示した。また、測定された衝撃碎波力を外力としたBEADによる再現計算を行い、せん断力や変位等について実験結果と計算結果を比較し、BEADによる計算の妥当性を検討した。

第6章では、BEADを用いた種々の条件における動的応答計算を行い、現地における動的応答の特性について明らかにした。

## 2. ケーソンの動的応答とその計算法

### 2.1 ケーソンの動的応答

混成防波堤のケーソンに水平波力が作用した場合の最も簡単なモデルとしては、図-1に示すようにケーソンが剛体上に設置されたものを考えることができる。ここに $\mu$ は剛体とケーソンの摩擦係数、 $W$ はケーソンの重量(実際は浮力および揚圧力を考慮した水中重量)、 $x$ はケーソン重心の水平変位、 $F$ は底面に働くせん断力である。このとき、ケーソンの運動方程式は次式で表される。

$$\frac{W}{g} \ddot{x} = P(t) - F(t) \quad (1)$$

水平力 $P$ が滑動限界 $\mu W$ 以下のときは $P(t) = F(t)$ でありケーソンは滑動せず、滑動限界を超える荷重が作用するとケーソンが滑動する。

しかしながら、実際のマウンドおよび地盤は剛体ではなく弾性的な挙動を示すため、ケーソンはマウンドおよび地盤と一体となって変位(運動)し、底面に働くせん断力はあまり大きくならない。

こうした動的応答特性をわかりやすく説明するために、ここでは最も簡単なモデルとして、図-2に示すような、ケーソンが回転ばね上に置かれたモデルを考える。このモデルは、衝撃碎波力に対する堤体の挙動について最初に検討を行った林らが用いたものである。水平力 $P$ を受

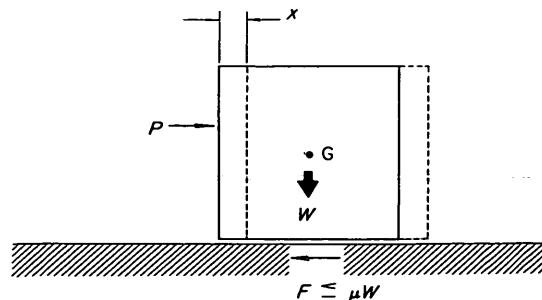


図-1 剛体上の堤体

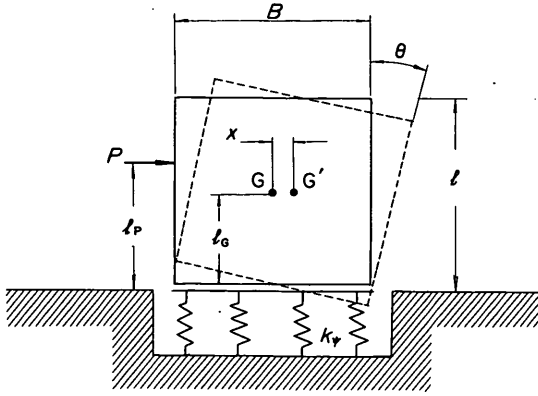


図-2 回転ばねモデル

けると、ケーソンは底面中央を軸として回転し、水平方向に変位する。ケーソンの水平方向の運動方程式は剛体上の場合と同じで、式(1)で表される。一方、ケーソン下端中心まわりの回転の運動方程式は次式で表される。

$$\frac{W}{g} r_0^2 \ddot{\theta} = l_p P - k_\phi \theta \quad (2)$$

ここに、 $r_0$ は堤体下端中心まわりの慣性半径であり、重心まわりの慣性半径を $r_G$ 、下端から重心までの高さを $l_G$ とすれば、

$$r_0^2 = r_G^2 + l_G^2 \quad (3)$$

で表される。 $l_p$ は水平力の作用高さである。また、 $k_\phi$ は地盤の回転ばね係数であり、次式で定義される。

$$k_\phi = \frac{1}{12} B^3 D k'_\phi \quad (4)$$

ここに、 $B$ はケーソンの幅、 $D$ はケーソンの回転軸方向の長さ、 $k'_\phi$ は回転に関する地盤係数である。さらに、 $\theta$ は回転角であり、以下の関係がある。

$$x = l_G \theta \quad (5)$$

水平力の作用点は変わらないと仮定して式(1)、(2)、(5)を整理すると、次式が得られる。

$$\ddot{F}(t) + \omega_\phi^2 F(t) = (1 - \lambda) \ddot{P}(t) + \omega_\phi^2 P(t) \quad (6)$$

ここに、 $\omega_\phi^2$ 、 $\lambda$ は次式で定義される。

$$\omega_\phi^2 = \frac{k_\phi g}{W r_0^2} = \frac{k'_\phi g B^3 D}{12 W r_0^2} \quad (7)$$

$$\lambda = \frac{l_p l_G}{r_0^2} = \frac{3 l_p}{4 l_G} \quad (8)$$

したがって、 $P(t)$ と初期条件が与えられれば $F(t)$ を求めることができる。

ここで、水平力として次式で示される波形を考える。

$$P(t) = \begin{cases} = P_{max} \frac{2t}{\tau} & (0 \leq t \leq \frac{\tau}{2}) \\ = P_{max} (2 - \frac{2t}{\tau}) & (\frac{\tau}{2} \leq t \leq \tau) \\ = 0 & (t \geq \tau) \end{cases} \quad (9)$$

これを式(6)に代入し、初期条件として

$\theta_{t=0} = 0$ 、 $\dot{\theta}_{t=0} = 0$ を仮定して解くと、以下のような結果が得られる。

$$\frac{F(t)}{P_{max}} = \begin{cases} = \frac{2t}{\tau} - \frac{2\lambda}{\omega_\phi \tau} \sin \left[ \frac{\omega_\phi \tau}{2} \cdot \frac{2t}{\tau} \right] & (0 \leq t \leq \frac{\tau}{2}) \\ = 2 - \frac{2t}{\tau} - \frac{2\lambda}{\omega_\phi \tau} \left\{ \sin \left[ \frac{\omega_\phi \tau}{2} \cdot \frac{2t}{\tau} \right] - 2 \sin \left[ \frac{\omega_\phi \tau}{2} \left( \frac{2t}{\tau} - 1 \right) \right] \right\} & (\frac{\tau}{2} \leq t \leq \tau) \\ = -\frac{2\lambda}{\omega_\phi \tau} \left\{ \sin \left[ \frac{\omega_\phi \tau}{2} \cdot \frac{2t}{\tau} \right] - 2 \sin \left[ \frac{\omega_\phi \tau}{2} \left( \frac{2t}{\tau} - 1 \right) \right] + \frac{1}{\lambda} \sin \left[ \frac{\omega_\phi \tau}{2} \left( \frac{2t}{\tau} - 2 \right) \right] \right\} & (t \geq \tau) \end{cases} \quad (10)$$

$\lambda$ 、 $\tau$ 、 $\omega_\phi$ を与えることにより、ケーソン底面に作用するせん断力を計算できる。林らによれば、現地においては $\lambda$ の値は0.7~1.1程度であり、衝撃碎波力の作用時間 $\tau$ は0.05~0.09s程度である。また、 $k'_\phi$ の値として後述するBEADによる計算結果をもとに500~5000tf/m<sup>3</sup>を用いると、 $\omega_\phi$ の値は4.5~14.3となる。

図-3(1)は、 $\lambda=1.0$ 、 $\omega_\phi \tau=0.8$ (たとえば $\omega_\phi=10.0$ rad/s、 $\tau=0.08$ s)の場合のせん断力の時間変化を示したものである。図には式(1)を用いて慣性力も同時に示している。せん断力のピークは衝撃力のピークより遅れて発生し、その値は衝撃力のピーク値の0.4倍程度である。衝撃力のピーク時に慣性力がピークとなってせん断力が小さくなっており、せん断力のピークは慣性力の負のピークに一致している。また、せん断力は周期0.6s程度で振動していることがわかる。一方、図-3(2)は、 $\lambda=1.0$ 、 $\omega_\phi \tau=1.3$ (たとえば $\omega_\phi=10.0$ rad/s、 $\tau=0.13$ s)の場合の結果を示したものである。 $\omega_\phi \tau=0.8$ の場合に比べて衝撃力の作用時間が長いので、せん断力のピーク値は衝撃力のピーク値の約0.6倍とやや大きい。また、せん断力の周期も1.3s程度とやや長くなっている。なお、図には示していないが、



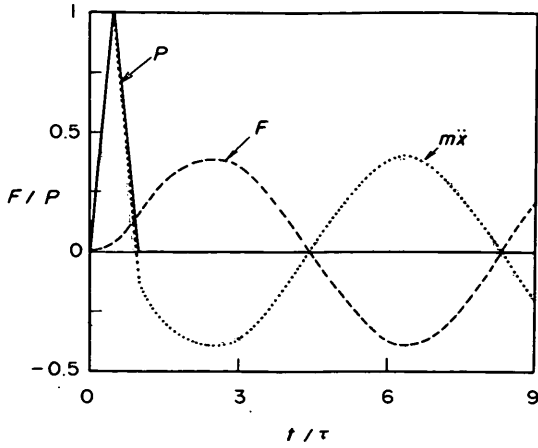


図-3(1) せん断力の時間変化 ( $\lambda=1.0$ ,  $\omega\phi\tau=0.8$ )

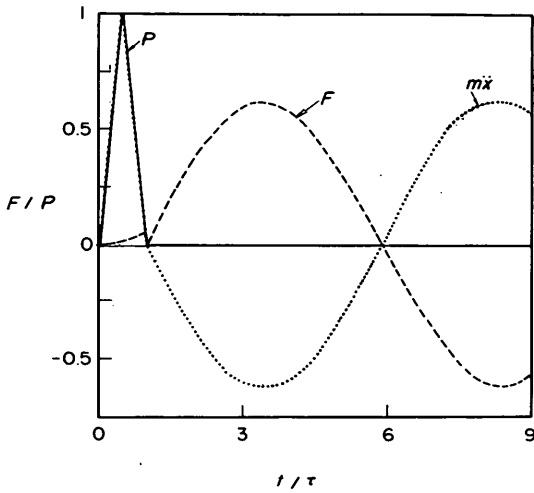


図-3(2) せん断力の時間変化 ( $\lambda=1.0$ ,  $\omega\phi\tau=1.3$ )

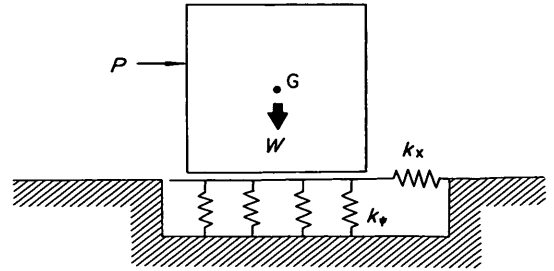


図-4 伊藤の連成ばねモデル

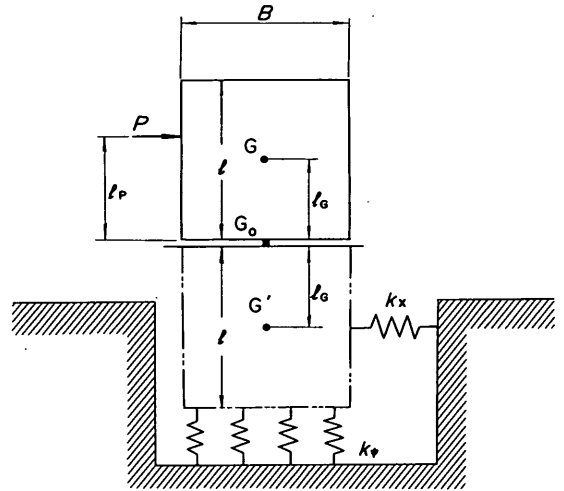


図-5(1) 合田の連成ばねモデル(1)

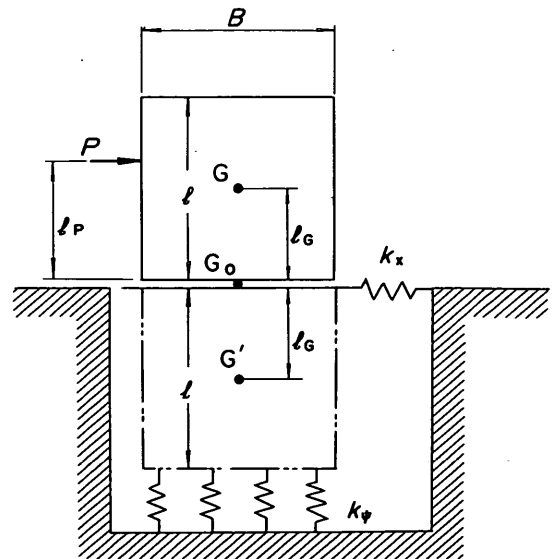


図-5(2) 合田の連成ばねモデル(2)

ケーソンの変位は式(1)および式(10)を用いて計算できる。 $t > \tau$ の場合、 $P=0$ であるから、ケーソンはせん断力  $F(t)$ と同じ周期で運動し、変位のピークとせん断力のピークはほぼ一致する。また、せん断力の周期が長く振幅の大きいほうが、ケーソン変位のピーク値も大きくなる。

### 2.2 ばねモデルによる動的応答の計算法

林のモデルでは、ケーソンの運動は下端中央を中心とした回転運動だけである。しかしながら、実際のケーソンでは、これまでに行われた模型実験や現地実験におけるケーソン変位の波形から明らかなように、ケーソン全体が押し波時に岸側へ変位し、引き波時に元へ戻る動き、すなわち水平振動が見られる。したがって、実際の現象を適切に表現するためには、回転ばねだけでなく水平ば

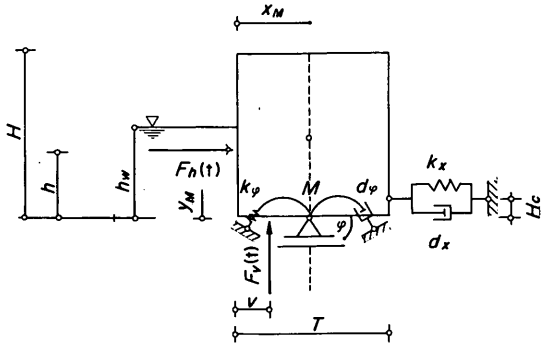


図-6 Oumeraciのダンピングばねモデル

ねも考慮する必要がある。

伊藤ら<sup>14)</sup>は、図-4に示すような連成ばね系のモデルを考えた。すなわち、地盤の表面に水平ばねが存在し、ケーソン底面のせん断力 $F$ が摩擦係数 $\mu W$ よりも小さい範囲では水平ばねが作用するものである。ただし、このモデルの場合、合田が指摘しているように、水平力の作用位置によってはケーソンの上端と下端が逆位相で動く場合がある。すなわち、計算上はケーソン上端が岸側へ、下端が沖側へ変位するような回転運動が生じることになるが、実際にはこうした現象は見られない。

合田<sup>15)</sup>は、これらの問題点を解決するために、図-5(1)に示すように、ばね自身が仮想質量を持つ連成ばね系のモデルを考え、さらに、計算を簡略化するために図-5(2)のように水平ばねの位置を全体の重心においた改良型モデルも提案している<sup>16)</sup>。このモデルに基づいた運動方程式を解くことにより、前述した林のモデルに比べてより実際の現象に近いケーソンの挙動を計算できる。

一方、Oumeraciら<sup>17)</sup>は、仮想質量の代わりにダンピングを考慮した、図-6に示すようなモデルにより動的応答を計算している。

いずれにしても、このようなばねモデルを用いる場合、地盤の特性、すなわち水平ばね係数 $k_x$ と回転ばね係数 $k_y$ としてどの程度の値を用いるかが最も重要である。合田は現地における地盤係数（単位面積当たりのばね係数）の概略値として、 $k_x' = 100 \sim 200 \text{tf/m}^3$ という値を示しているが、地盤係数は個々の地盤条件によって異なると考えられる。これについては、第4章でBEADを用いて検討を行う。

### 2.3 FEMによる動的応答の計算

ケーソンの動的応答を計算する別の方法として、有限要素法による解析がある。複合構造解析システムISAP (Integrated Structural Analysis Program) は、通常

の構造解析に用いられている汎用プログラムで、構造要素をすべて弾性体とする線形FEMである。このFEMでケーソンの動的応答の計算は可能であるが、個々の要素に対してせん断弾性係数 $G$ を与える必要がある。ただし、ばねモデルと異なり地盤係数を仮定する必要がなく、また、地盤の付加質量を考慮する必要もない。しかしながら、ケーソン周辺の動水圧や地盤内の間隙水圧の影響などは考慮できない。

## 3. BEADによる動的応答計算法とその特長

### 3.1 基礎方程式と計算条件

水-構造物連成系の地震応答計算プログラムBEAD (Bank Earthquake Analysis with Dynamic Water Pressure) は、上部らが開発したものである。本プログラムは、構造材料の非線形性を評価し、間隙水を含めた水と構造物の連成を考慮することができる。本来は地震波に対する応答計算プログラムであるが、今回の研究においては、任意の外力に対して応答計算できるようにプログラムの改良を行った。

非線形性の評価方法としては、材料のせん断弾性係数 $G$ および減衰定数 $h$ の変化を時々刻々追跡するのが厳密な方法であるが、これは膨大な計算時間を要するため、必ずしも実用的な計算手法ではない。そこで、今回の研究では、材料のせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存性を考慮した等価線形手法を用いた。この方法は厳密な意味での非線形計算ではないが、実用的であり地震応答解析によく用いられている。これ以降、本報告における非線形計算とはこの等価線形手法を表すものとする。

BEADにおける支配方程式および境界条件は以下のとおりである。

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \rho_f \frac{\partial^2 w_x}{\partial t^2} \quad (11)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} + \rho_f \frac{\partial^2 w_y}{\partial t^2} \quad (12)$$

$$\frac{\partial p_i}{\partial x} = \rho_f \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \frac{\rho_f}{n_e} \frac{\partial^2 w_x}{\partial t^2} + \frac{\rho_f g}{k} \frac{\partial w_x}{\partial t} \quad (13)$$

$$\frac{\partial p_i}{\partial y} = \rho_f \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} + \frac{\rho_f}{n_e} \frac{\partial^2 w_y}{\partial t^2} + \frac{\rho_f g}{k} \frac{\partial w_y}{\partial t} \quad (14)$$

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)P_d = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 P_d}{\partial t^2} \quad (15)$$

構造物との境界面において

$$\frac{\partial P_d}{\partial n} = -\rho \alpha_n \quad (16)$$

自由表面において

$$P_d = 0 \quad (17)$$

ここに、

$\sigma_x$  : 水平方向の直応力 (全応力)

$\sigma_y$  : 鉛直方向の直応力 (全応力)

$\tau_{xy}$  : せん断応力

$\rho$  : 水-構造系の密度

$\rho_f$  : 水の密度

$p_i$  : 間隙水圧

$n_e$  : 間隙率

$k$  : 透水係数

$g$  : 重力加速度

$u_x$  : 水平方向の構造材変位

$u_y$  : 鉛直方向の構造材変位

$w_x$  : 水平方向の構造物-水相対変位  
 ( $= n_e (U_x - u_x)$ )

$w_y$  : 鉛直方向の構造物-水相対変位  
 ( $= n_e (U_y - u_y)$ )

$U_x$  : 水平方向の水の絶対変位

$U_y$  : 鉛直方向の水の絶対変位

$P_d$  : 動水圧

$c$  : 水中の音速 ( $= \sqrt{K/\rho_f}$ )

$K$  : 水の体積弾性率

$n$  : 連成面の外向き法線方向

$\alpha_n$  : 外向き法線方向の加速度

式(11), (12)は構造部の平衡方程式, 式(13), (14)は加速度項を考慮したダルシー則であり, これらを総称してBiotの式と呼んでいる。また, 式(15)は水の圧縮性を考慮した, 水中を伝播する粗密波に関する基礎方程式である。

今回の研究では, 主として現地スケールを対象として計算を行った。ただし, 現地との比較のための縮尺を1/20にした計算と, 模型実験の再現計算については, 模型スケールを対象としている。図-7は, 計算対象とした現地スケールの断面およびその要素分割モデルを示したものである。水深-22.5m, マウンドの厚さ5m, 砂地盤の厚さ60m, ケーソンの高さ22.5m, 幅20mとしている。左右の上部にあるのは水要素で, 太線が構造物と水の境界面を表している。計算における境界条件は, 側面を水平方向のみ拘束, 底面を鉛直方向のみ拘束とした。

### 3.2 せん断弾性係数Gの取り扱い方

動的解析にあたっては, まずマウンドおよび砂地盤におけるひずみ $\gamma$ とせん断弾性係数Gおよび減衰定数hの関係をを用い, 低ひずみ時せん断弾性係数 $G_0$ , 低ひずみ時減衰定数 $h_0$ を各要素ごとに与える必要がある。特に,  $G_0$ は拘束圧の値によって変化するため, 適切に値を定めなければならない。そこで, まず地盤条件等から $G_0$ の値を仮定し, 次に自重解析を行って各要素ごとの拘束圧を求

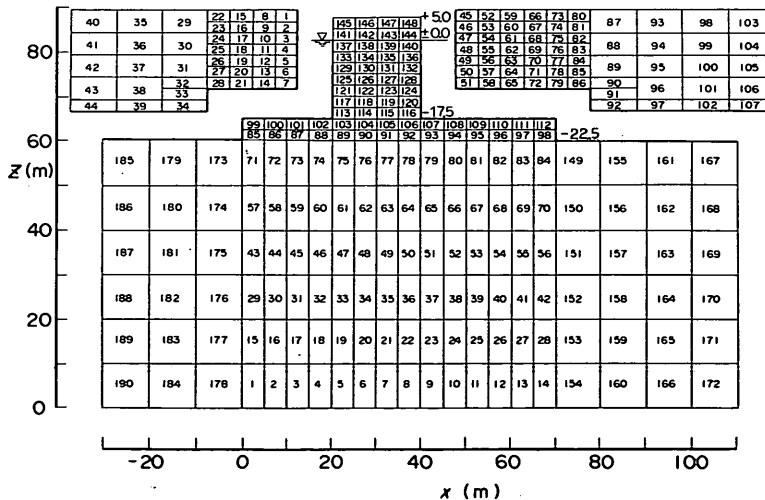


図-7 計算の対象とした断面

め、その値を用いて、動的解析に用いる個々の要素の $G_0$ を決めるのが厳密な方法である。

現地における $G_0$ を求める方法として、いくつかの式が提案されている。今回の研究では、砂地盤については以下に示すような、 $N$ 値をもとに算定する今井の式<sup>19)</sup>を用いた。

$$G_0 = 1200N^{0.737} \quad (18)$$

マウンドの $G_0$ については、一般に次式のような形で表される<sup>20)</sup>。

$$G_0 = A(2.17 - e)^2 \sigma_c^B / (1 + e) \quad (19)$$

ここに、 $\sigma_c$ は有効拘束圧、 $e$ は間隙比である。係数 $A$ 、 $B$ については実験結果に基づいて種々の値が提案されているが、今回は $A=500$ 、 $B=0.66$ を用いた。これらの式から得られた $G_0$ を初期値としてBEADによる自重解析を行い、その結果得られた応力をもとに $G_0$ を補正する。これを2回繰り返す、動的解析に用いる $G_0$ を定めた。波力の作用時には、前述のように各要素のひずみレベルに合わせてせん断弾性係数 $G$ と減衰率 $h$ を補正する等価線形手法により、非線形性を考慮している。

図-8(1)、(2)は、いずれも波力作用前の $G_0$ の分布を示したものである。図-8(2)は、ケーソンの自重による拘束圧の影響を調べるために、便宜的にケーソンの重量を図-8(1)の1/10として計算した結果である。図-8(1)では、ケーソン直下の砂地盤部分は拘束圧が大きいので $G_0$ が大きな値になっているが、図-8(2)では、拘束圧が小さいため $G_0$ の値が小さくなっている。

図-8(3)は、図-8(1)の初期状態に対して大きな衝撃波力が作用したときの $G$ の分布の例を示したものである。波力作用時にはひずみが生じることにより、 $G$ の値がかなり減少している。特に、ケーソン直下の部分でひずみが大きくなるため、 $G$ の減少の割合も大きい。

一方、模型実験における $G_0$ については、現地で用いる上述の方法は適用できないため、せん断波(S波)の伝播速度 $V_s$ から求める方法が用いられる。 $V_s$ と $G_0$ には以下のような関係式がある<sup>20)</sup>。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (20)$$

ここに、 $\rho$ は地盤の密度である。この場合、マウンド内および地盤内の各要素は、それぞれ均一の $G_0$ を用いることになる。ただし、今回はせん断波による測定はできなかったため、後述する静的荷重載荷実験の結果に基づいて、マウンドの $G_0$ を2000tf/m<sup>2</sup>、砂地盤の $G_0$ を1000tf/m<sup>2</sup>とした。

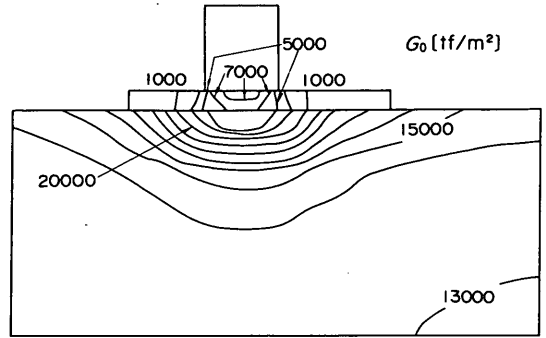


図-8(1) 波力作用前の $G_0$ の分布

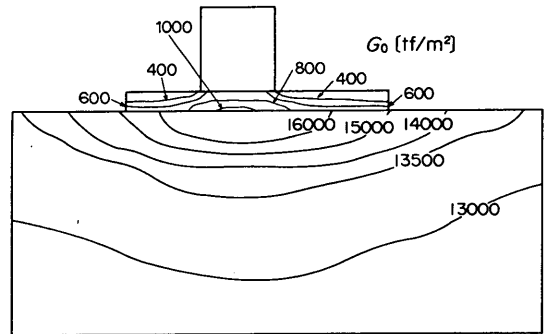


図-8(2) 波力作用前の $G_0$ の分布 (ケーソン重量1/10)

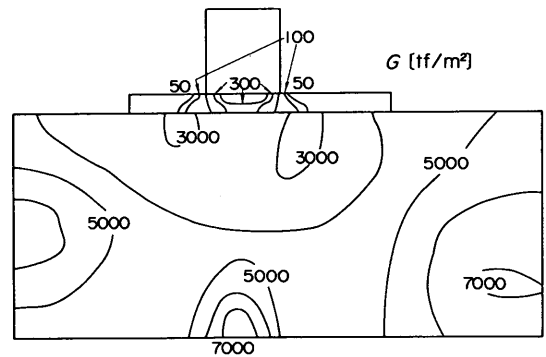


図-8(3) 波力作用時の $G$ の分布例

なお、マウンドや砂地盤全体の特性の違いによる応答の変化を定性的に調べる場合には、便宜的にすべての $G_0$ を均一の値とし、しかも線形のみ計算でも十分検討できる。

### 3.3 BEADと他の計算法の比較

衝撃波力に対する動的応答特性について、図-6の断面を対象として、連成ばねモデル、ISAP、BEADで計算を

行い、ケーソンの慣性力およびケーソン底面のせん断力（滑動力）の時間変化を比較した。地盤条件として、 $G_0$ の値はマウンドを1000tf/m<sup>2</sup>、砂地盤を500tf/m<sup>2</sup>とした。この値は、後述する現地での $G_0$ に比べてかなり小さく、むしろやや柔らかい地盤における波力作用時の $G$ に近い値である。本来は、正しい $G_0$ の値を用いるべきであるが、その場合、ISAPやBEADの線形計算ではせん断弾性係数 $G$ のひずみ依存性を考慮できないため、実際の現象と異なった結果を得ることになる。そこで、実際の波力作用時に近い値を用いることにより、計算結果を実際の現象に近づけるようにした。波力としては、衝撃波力のピーク値が500tf/m、作用時間が0.06sの三角波形と100tf/mの腰掛け部波力からなる水平波力を、静水面下2.5mの位置に集中荷重として作用させた。なお、BEADについては、 $G$ の変化を考慮した非線形計算（BEAD-1）と線形計算（BEAD-2）の両方を用いている。なお、ばねモデルにおける地盤係数 $k_x'$ および $k_p'$ については、ISAPを用いて静的荷重を作用させた場合の変位を別途計算し、その結果から逆算して得られた値を用いた。今回の場合 $k_x'=104\text{tf/m}^3$ 、 $k_p'=448\text{tf/m}^3$ であり、合田の示した $k_x'=100\sim 200\text{tf/m}^3$ の範囲内である。

図-9は、上から順に、作用させた水平波力 $P$ 、慣性力

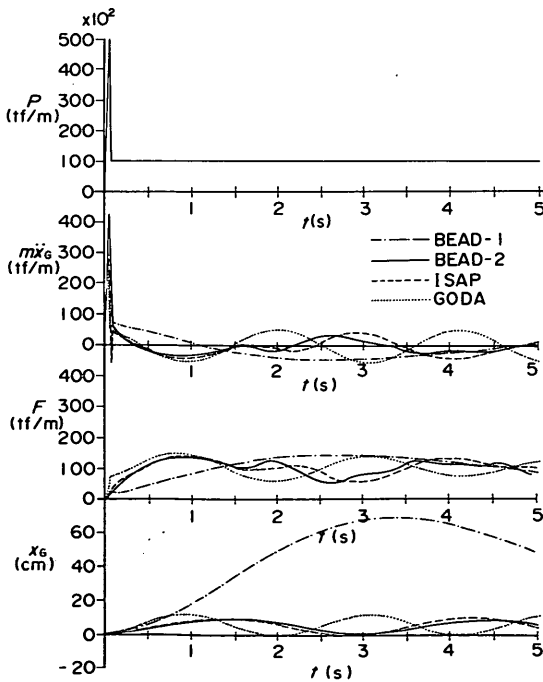


図-9 各計算法による動的応答の比較

$mx_g$ 、底面でのせん断力 $F$ 、重心位置における変位 $x_g$ の時間変化を示したものである。どの計算結果においても、衝撃波力作用後は、せん断力と慣性力の和が腰掛け部波力とほぼ等しく、せん断力が最大となるときの慣性力は負のピークとなっている。

ISAPとBEAD-2は、慣性力、せん断力、変位のいずれについても波形がほぼ一致しており、地盤内の間隙水やケーソン周辺の動水圧の影響が比較的少ないことがわかる。連成ばねモデルでは、慣性力およびせん断力のピーク値はISAPやBEAD-2とほぼ一致しているが、ピークとなる時刻がやや早く、固有周期が短いことがわかる。変位についてもほぼ同様の結果である。

BEAD-1では、BEAD-2に比べてせん断力が最大となる時刻が遅くなっている。これは、せん断弾性係数が小さくなることにより、地盤係数が小さくなり、連成系の固有周期が長くなるためである。このように、ケーソンの動的応答に対して地盤の非線形性の影響を考慮すると、計算結果がかなり異なることがわかる。なお、ここでは $G_0$ をあらかじめ小さくとっているため、非線形計算では、動的応答効果をかなり過大に評価していることになる。実際非線形計算では、3.2で述べた方法によって、 $G_0$ を適切に与える必要がある。

#### 4. 地盤条件と地盤係数

##### 4.1 模型実験における地盤係数

###### (1) 測定方法

地盤の弾性の度合は、通常は単位面積あたりのばね定数、すなわち地盤係数で表される。地盤上に設置されたケーソンの場合、水平、鉛直、回転の3種類に対する地盤係数が定義される。これらをそれぞれ $k_x'$ 、 $k_z'$ 、 $k_p'$ で表す。

模型実験における地盤係数およびせん断弾性係数の初期値 $G_0$ を求めるために、水平荷重および鉛直荷重による静的荷重載荷試験を実施した。図-10は、模型実験の実験断面を示したものである。水路床の下に深さ67cmの砂地盤

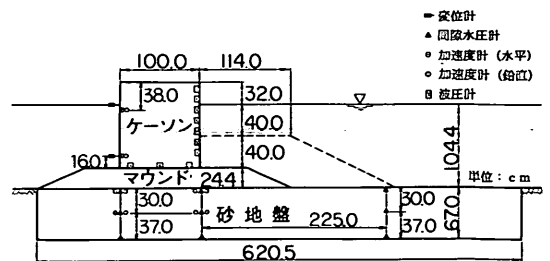


図-10 模型実験の実験断面

盤を設け、その上にマウンドおよびケーソンを設置している。ケーソンの大きさは高さ112cm、幅100cm、水路幅方向の長さ78cmであり、床版のみモルタル製で、そのほかはアクリル合成樹脂製である。なお、載荷実験時の水位はマウンド上面とした。水平荷重の載荷は、ケーソンにワイヤーロープをかけ、重錘による鉛直荷重を滑車を介して水平方向に作用させた。その際、荷重の作用位置は静水面の高さと、ケーソン底面から7cmの高さの2通りに変えて行った。変位の測定にはダイヤルゲージを用い、ケーソン前面の上端と下端から9cm上の2か所で水平変位を、上面の中央で鉛直変位を測定した。

鉛直荷重については、ケーソンの内部に直接重錘を投入し、ケーソン上面の前方、中央、後方の3か所で鉛直変位を測定した。

水平荷重載荷試験については、合田と同様に、上側と下側の2か所の変位から、水平変位 $\delta_x$ と回転変位 $\delta_\phi$ を分離した。ただし、荷重載荷位置がケーソン下部の場合は、回転変位が非常に小さく誤差が大きいため、回転変位は無視し、下側での変位をそのまま水平変位とした。

(2) 荷重と変位およびせん断弾性係数

図-11は、ケーソンの水平変位 $\delta_x$ と水平荷重 $P$ の関係を示したもので、斜線なしは荷重載荷位置が静水面の場合のデータを、斜線付きはケーソン下部の場合のデータを表している。図ではケーソン重量および実験ケースごとに記号をかえて示している。同じ重量でも実験ケースごとに変位がばらついているが、全体として $\delta_x$ は $P$ の1.7乗程度に比例しており、荷重載荷位置の違いの影響は見られない。

模型断面における各要素ごとの低ひずみ時せん断弾性係数 $G_0$ を決める場合、3.3で述べたように、各要素ごとに個別の値を与えるのは精度的に問題があり、むしろ均一

の値とするほうが現実的である。そこで、マウンド部の低ひずみ時せん断弾性係数 $G_{M0}$ と砂地盤の低ひずみ時せん断弾性係数 $G_{S0}$ をそれぞれ各要素均一の値とし、この値を種々変化させてBEADを用いた非線形性を考慮した解析を行い、低ひずみ時の変位がほぼ実験結果と一致する $G_{M0}$ および $G_{S0}$ を求めた。その結果、模型実験における変位に比較的近い変位となる値として、 $G_{M0}=2000\text{tf}/\text{m}^2$ 、 $G_{S0}=1000\text{tf}/\text{m}^2$ が得られた。図-11にはこのときの計算結果を実線で示しており、低ひずみ時、すなわち変位が小さい領域では実験結果の平均的な値となっていることがわかる。したがって、後述する波力測定実験の再現計算では、これらの値を初期値として用いることとした。

図-12は、静水面の高さに水平荷重を作用させた場合の、ケーソンの回転変位 $\delta_\phi$ と水平荷重 $P$ の関係を示したものである。図-11と同様に、 $G_{M0}=2000\text{tf}/\text{m}^2$ 、 $G_{S0}=1000\text{tf}/\text{m}^2$ のときのBEADによる計算結果も合わせて示している。水平変位の場合と異なり、実験結果は計算結果よりもかなり大きな変位となっている。これは、ケーソンがアクリル製であるため剛性がやや小さく、変位のなかにケーソン自体の変形(ひずみ)が含まれているためと思われる。

一方、鉛直荷重載荷実験については、3か所の変位の平均値をケーソンの鉛直変位 $\delta_z$ とした。図-13は、鉛直変位 $\delta_z$ と鉛直荷重 $P_0$ の関係を示したものである。水平荷重載荷実験と同様に、 $G_{M0}=2000\text{tf}/\text{m}^2$ 、 $G_{S0}=1000\text{tf}/\text{m}^2$ のときのBEADによる計算結果も合わせて示している。回転変位の場合とは逆に、実験結果は計算結果よりもやや小さい変位となっている。

模型実験結果から地盤係数を計算すると、 $k_x'=100\sim 6600\text{tf}/\text{m}^3$ 、 $k_\phi'=500\sim 7100\text{tf}/\text{m}^3$ 、 $k_z'=9100\sim 38100\text{tf}/\text{m}^3$ であった。 $k_x'$ および $k_\phi'$ については、合田<sup>15)</sup>の実験結

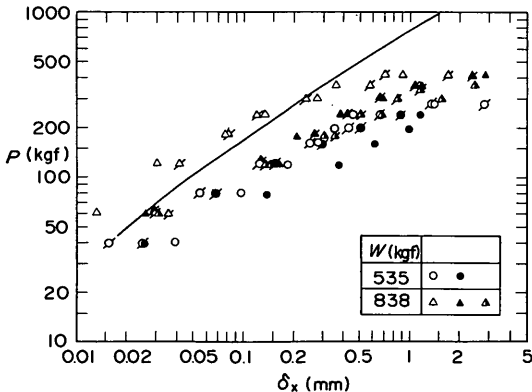


図-11 ケーソンの水平変位と水平荷重

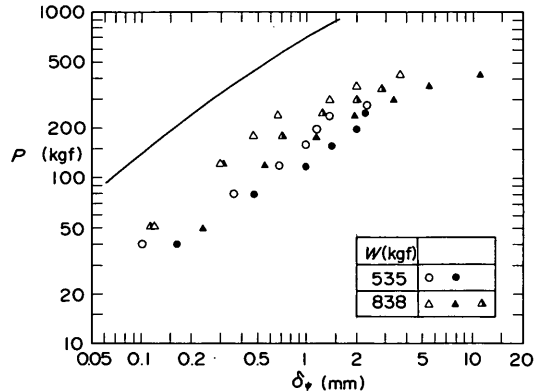


図-12 ケーソンの回転変位と水平荷重

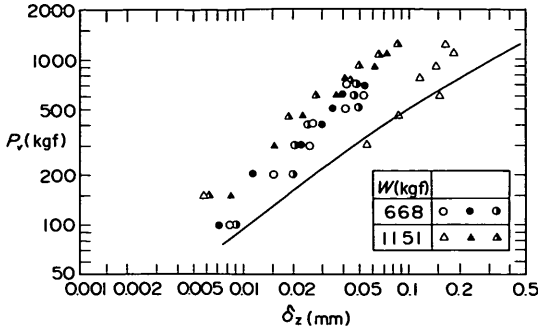


図-13 ケーソンの鉛直変位と鉛直荷重

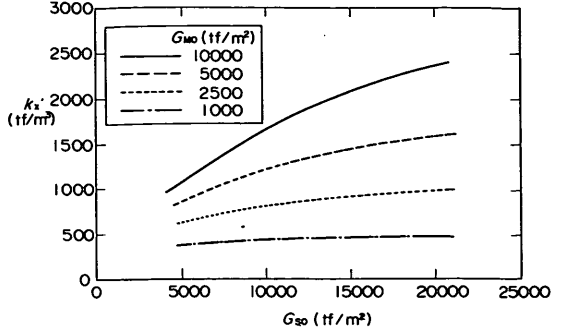


図-14(1) せん断弾性係数と水平地盤係数

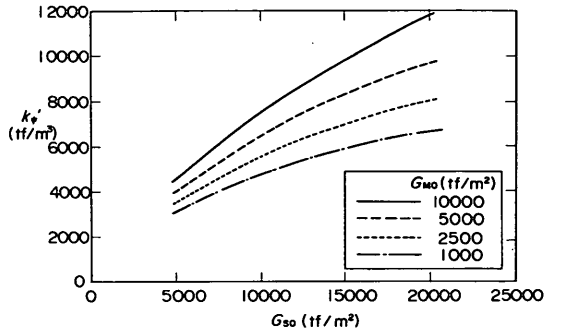


図-14(2) せん断弾性係数と回転地盤係数

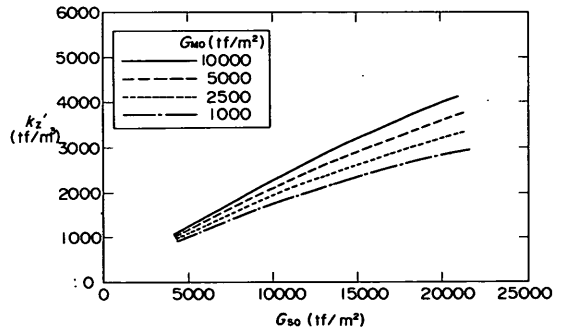


図-14(3) せん断弾性係数と鉛直地盤係数

果とほぼ一致しており、妥当な値と考えられるが、 $k_z'$ の値は、一般的な関係式 $k_x' = 0.5k_z'$ あるいは $k_\phi' = 2k_z'$ に比べて1桁大きい。これは、実験における砂地盤の厚さが67cmしかないため、砂地盤下のコンクリート床の影響と考えられる。

#### 4.2 現地におけるせん断弾性係数と地盤係数

##### (1) せん断弾性係数と地盤係数

現地においてはさまざまな地盤条件があり、それに応じて地盤係数の値も大きく異なると考えられる。ここでは、まず地盤条件としてマウンドおよび砂地盤のせん断弾性係数の値を変化させ、地盤係数との関係について検討する。すなわち、図-7の断面を対象として、種々の地盤条件に対して水平方向または鉛直方向に静的荷重を作用させ、BEAD（ただし線形計算）により得られるケーソンの変位量から地盤係数を計算する。

図-14(1)~(3)は、砂地盤のせん断弾性係数 $G_s$ と水平地盤係数 $k_x'$ 、回転地盤係数 $k_\phi'$ および鉛直地盤係数 $k_z'$ の関係を示したものである。図ではマウンドのせん断弾性係数 $G_M$ の値ごとに記号を変えて示している。 $k_x'$ は、 $G_M$ が大きいほど大きな値となっており、 $G_s$ の増加に対しても増加している。ただし、 $G_M$ が小さい場合には、 $k_x'$ は $G_s$ にあまり関係しなくなっている。 $k_\phi'$ は $G_s$ とほぼ比例関係にあり、 $G_M$ の値による違いは小さくなっている。鉛直地盤係数 $k_z'$ も $k_\phi'$ と同じ傾向である。現地における $G_M$ や $G_s$ の値を考えると、 $k_x'$ に対してはマウンドが、 $k_\phi'$ に対しては $G_s$ が大きく影響すると考えられる。

##### (2) 地盤係数と非線形性

図-15(1)~(3)は、非線形性の影響による地盤係数の変化を示したもので、BEADを用いて非線形計算を行い、変位から地盤係数を逆算して求めている。縦軸は各地盤係数、横軸は水平荷重 $P$ あるいは鉛直荷重 $P_v$ の値であり、砂地盤の $G_{s0}$ を3種類に変化させて計算した。マウンドの

$G_{M0}$ は $5000 \text{ tf/m}^2$ で一定としている。荷重が小さいうちはひずみが小さく、 $k_x'$ 、 $k_\phi'$ 、 $k_z'$ のいずれについても大きな値となっているが、荷重の増加とともにひずみが大きくなり、非線形性の影響によって地盤係数が小さくなるのがわかる。現地における水平波力のオーダーは、波浪条件等にもよるが $20 \sim 600 \text{ tf/m}$ 程度と考えられ、これらの範囲では非線形性の影響が強く現れている。図-15(1)より、合田の示した $k_x' = 100 \sim 200 \text{ tf/m}^3$ という値は、波力作用時の値としてほぼ妥当であるが、硬い地盤や波力が小

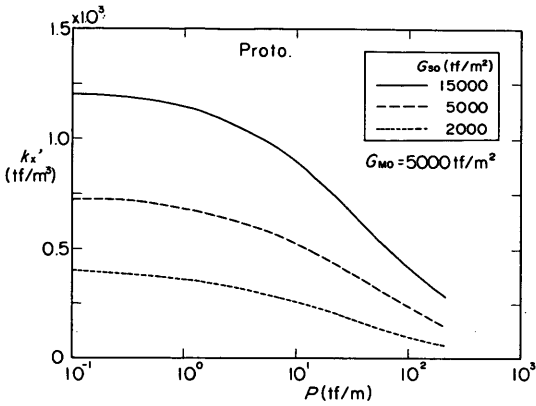


図-15(1) 非線形性の影響による水平地盤係数の変化

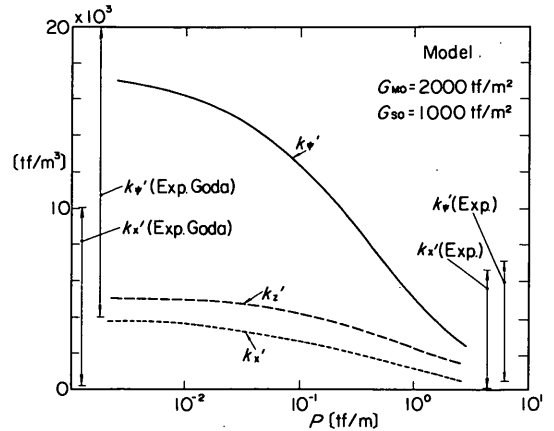


図-16 模型スケールの断面における地盤係数の変化

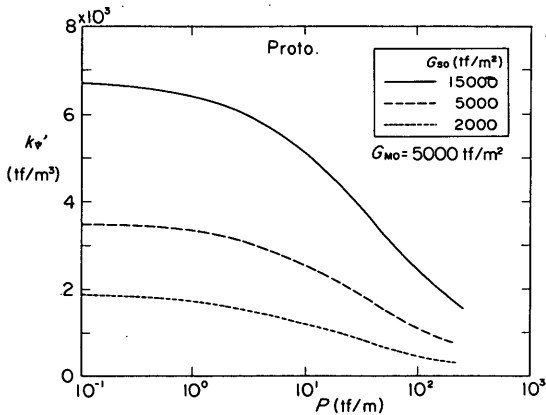


図-15(2) 非線形性の影響による回転地盤係数の変化

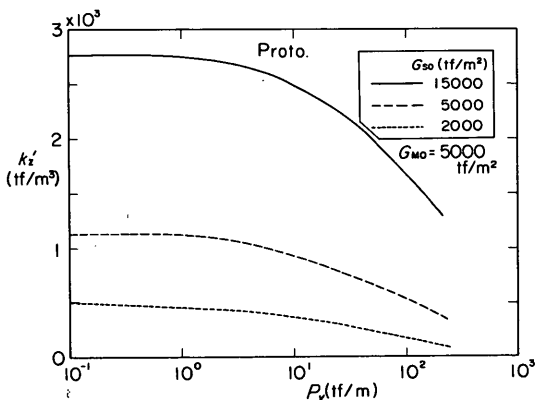


図-15(3) 非線形性の影響による鉛直地盤係数の変化

示している。これは図-15(2)における  $G_{50}=2000\text{tf/m}^2$  のケースに相当しているが、アルジェ港はかなり軟弱な地盤であり、ほぼ妥当な結果と考えてよい。

### (3) 模型量との比較

図-16は、図-7の現地断面を縮尺1/20にした模型断面について、図-15と同様に、BEADの非線形計算による荷重と地盤係数の関係を示したものである。せん断弾性係数は、 $G_{M0}=2000\text{tf/m}^2$ 、 $G_{50}=1000\text{tf/m}^2$ としており、現地に比べると相対的にやわらかい地盤である。しかしながら、地盤係数は現地における最も硬い地盤のケースよりも大きくなっている。たとえば  $k_x'$  の値で比較すると、現地では地盤が最も硬い  $G_{M0}=5000\text{tf/m}^2$ 、 $G_{50}=15000\text{tf/m}^2$  の場合でも  $300\sim 1200\text{tf/m}^3$  であるのに対して、模型スケールでは  $500\sim 3800\text{tf/m}^3$  である。すなわち、地盤係数からみた性質としては模型のほうが現地に比べて相対的に硬いことがわかる。これは、現地と模型との間において相似則が成立せず、ひずみのレベルは現地のほうが相対的に大きくなり、その結果、非線形性の影響がより顕著になるためである。なお、図中には、4.1で述べた静的荷重載荷試験の結果と、合田の載荷試験結果<sup>15)</sup>も合わせて示しているが、ほぼ計算結果の範囲と一致している。

## 5. 模型実験による動的応答

### 5.1 衝撃碎波力測定実験

#### (1) 実験の方法

BEADによる動的応答計算の妥当性を確認するためには、模型実験結果が計算により再現できるか検討する必要がある。また、模型実験結果の現地への適用に際しては、現地と模型で応答特性などがどのように異なるかな

さい場合は、実際にはもう少し大きな値となることわかる。また、合田<sup>14)</sup>は、アルジェ港における現地で計測された防波堤頂部の加速度から、 $k_p=428\text{tf/m}^3$ という値を



などを明らかにしておくことが重要である。これらを検証するために、当所の105m造波水路において衝撃碎波力測定実験を実施した。

模型堤体断面は図-10に示したとおりである。ただし、衝撃波力を発生させるため、図-10において破線で示した部分に消波ブロックを設置し、ケーソン前面での碎波を促進し、その波圧と加速度や変位を測定している。なお、ケーソン前面の亚克力板の上側（静水面付近）の一部を切り抜き、代わりに幅17.9cm、高さ44.7cmのステンレス製の受圧版を用い、ケーソン内に固定した分力計に取り付け、局所的な波圧だけでなく、受圧版に作用する合力も測定した。また、地盤内の間隙水圧や加速度についても測定している。実験は規則波を用いて、周期を4種類、波高を4～5段階に変化させて行った。表-1に実験波の一覧を示している。ただし、衝撃碎波力が作用したのはこれらのケースのうちの一部のみである。

(2) 波力および変位の特性

図-17(1)は、測定されたケーソン前面の波圧、底面の揚圧力と、ケーソン前面に働く全水平波力 $P$ 、全揚圧力 $P_U$ 、滑動合成波力 $P_s (= P + \mu P_U)$ 、重心位置における変位 $x_g$ の波形を例示したものである。同じ波高であっても、波力や変位のピーク値は各波ごとにばらついていることがわかる。ただし、波力のばらつきは波形の切り立っている衝撃的ピークの部分だけであり、衝撃的波力作用後の腰掛け部では、1波ごとのばらつきは小さい。また、変位については衝撃的波力が大きいときに、大きな変位が生じていることがわかる。

図-17(2)は、全水平波力、全揚圧力、滑動合成波力、慣性力 $m\ddot{x}_g$ 、底面せん断力 $F$ 、重心変位を時間軸を拡大して

表-1 実験波一覧

周期T (S)	波高H (cm)
2.10	23.8
	33.3
	42.8
	52.4
2.60	33.3
	42.8
	52.4
	56.3
3.04	33.3
	42.8
	52.4
	56.9
3.48	33.3
	42.8
	52.4
	61.9

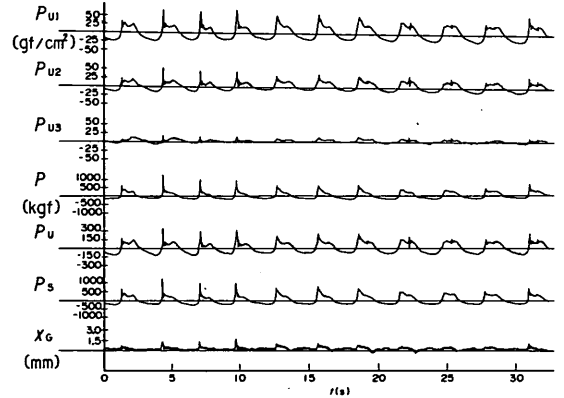
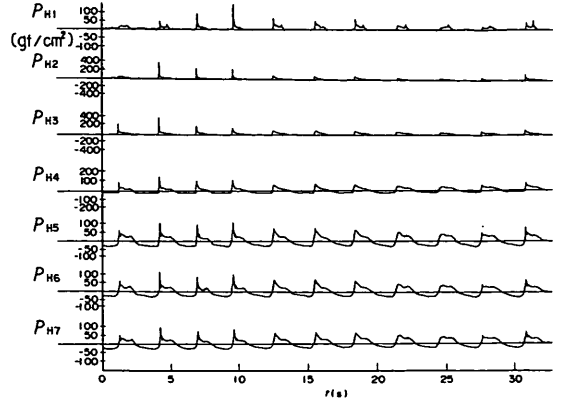


図-17(1) 波圧および波力波形の例(1)

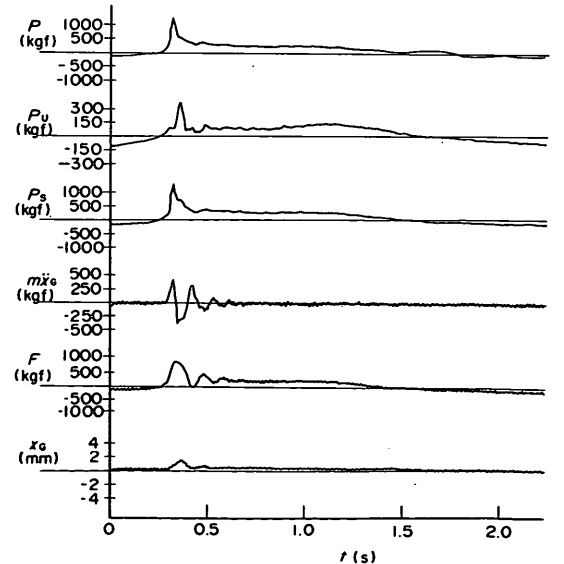


図-17(2) 波圧および波力波形の例(2)

示したものである。水平波力だけでなく鉛直波力にも衝撃的ピークがみられるが、鉛直波力のほうがわずかに位相が遅れており、滑動合成波力がピークとなるのは、水平波力ピーク時である。慣性力については、水平波力ピーク時に正のピークとなり、そのあと負のピークとなる。底面せん断力は、慣性力が負のピークとなるとき最大となっており、その値は滑動合成波力のピーク値よりも小さい。すなわち、動的応答効果によって、ケーソンの滑動に有効な波力が低減していることがわかる。なお、変位が最大となる時刻は水平波力ピーク時よりも遅く、水平波力が腰掛け部へ変わるあたりである。

(3) 間隙水圧の特性

砂地盤内の間隙水圧については、ケーソン前面から沖側2.25mの地点、ケーソン前趾下、ケーソン後趾下の3か所について、それぞれ地盤表面近くと深さ30cm、67cmの位置の3点で測定を行った。

図-18は測定された間隙水圧波形の例であり、記号の添字のa,b,cはそれぞれ沖、前趾下、後趾下の位置を、1,2,3はそれぞれ表面、30cm、67cmの深さを表している。また、1-2とあるのは、1と2の差圧を示している。なお、図では深さ67cmの波形は省略しているが、2-3の差圧からわかるように、深さ30cmでの圧力とあまり差はない。前趾下および後趾下では、衝撃砕波力の影響と思われる鋭いピークがみられる。このことから、衝撃的波力に対する動的応答が、マウンドだけでなく砂地盤も一体となって生じていることがわかる。

沖側および前趾下では、地盤内深さ30cm、および67cmの点の圧力は、表面付近の圧力に比べて小さく、またピークとなる位相もやや遅れている。したがって、差圧の波形からもわかるように、時刻によっては表面よりも内部のほうが圧力が高い状態も生じている。これに対して後趾下では表面付近の圧力も小さく、30cm、および67cmの点との差はほとんどない。

(4) 加速度の特性

今回の実験では、ケーソンおよびケーソン下の砂地盤中における加速度も測定した。ケーソンの加速度については、ケーソン上端から38cm下(静水面下6cm)とケーソン下端から16cm上の2か所でケーソン背面に加速度計を取り付け、それぞれ鉛直加速度と水平加速度を測定している。図-19はケーソンの加速度波形の例を示したものである。記号の添字のV,Hはそれぞれ鉛直加速度、水平加速度を、また、1,2はそれぞれ上側、下側を表している。鉛直加速度のピーク値は上側、下側ほとんど同じで60cm/s<sup>2</sup>程度であり、水平加速度のピーク値は上側で200cm/s<sup>2</sup>、下側で90cm/s<sup>2</sup>程度であった。

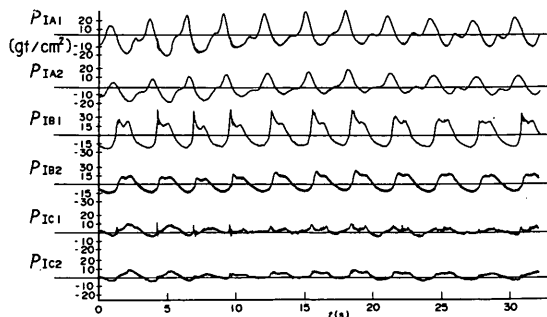


図-18 間隙水圧波形の例

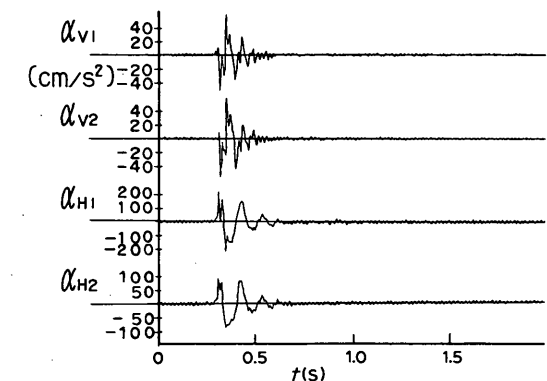


図-19 ケーソンの加速度波形の例

一方、砂地盤内の加速度は、ケーソン前趾下と後趾下について、それぞれ砂地盤表面(マウンドとの境界面)と砂地盤下30cmの2点ずつ、合計4か所で水平加速度と鉛直加速度を測定している。図-20は地盤内の加速度波形の例を示したものである。添字の意味は地盤内の間隙水圧およびケーソンの加速度の場合と同じである。砂地盤下30cmの点では、表面に比べていずれも加速度が半分以下に減衰しており、特に水平加速度の減衰が大きい。砂

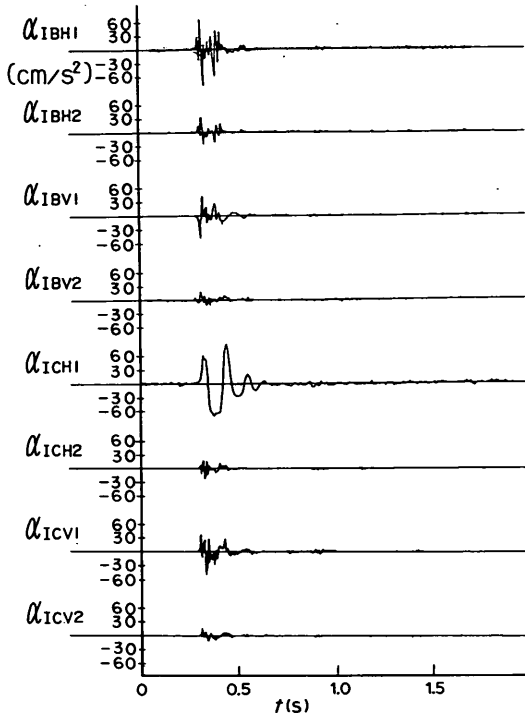


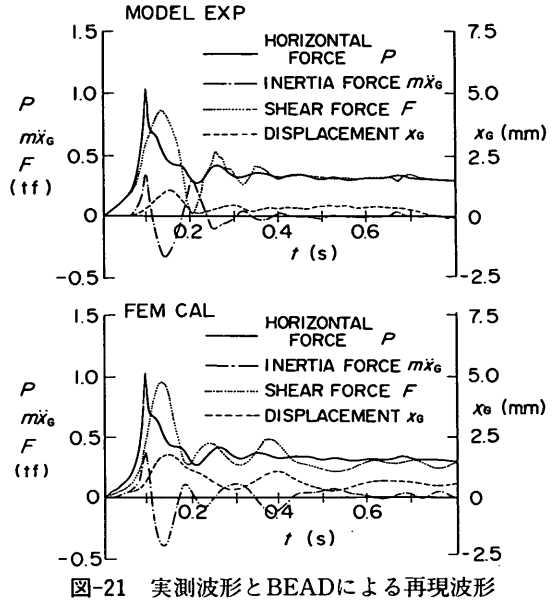
図-20 地盤内の加速度波形の例

地盤表面について、ケーソン前趾側と後趾側を比較すると、水平加速度の最大値はともに70cm/s<sup>2</sup>程度であるが、前趾側では非常に周波数の高い振動となっているのに対して、後趾側ではやや周波数が低く、図-19でみられたケーソンの水平加速度と似た波形となっている。一方、鉛直加速度については、前趾側、後趾側ともほぼ同じ波形で、周波数の高い振動となっている。

## 5.2 BEADによる模型実験結果の再現

BEADによる計算の妥当性を検証するために、模型実験結果の計算による再現を行った。計算に当たっては、模型実験断面にあわせて要素分割を修正した。また、各要素の $G_0$ については、4.2で述べた静的荷重実験結果に基づいて、 $G_{m0}=2000\text{tf/m}^2$ 、 $G_{s0}=1000\text{tf/m}^2$ とした。計算における外力としては、実験で測定された平均的と考えられる水平波力の時系列データを用い、静水面下14cmの高さに集中荷重として与えた。

図-21の上側は、実験で得られた水平波力 $P$ 、慣性力 $m\ddot{x}_c$ 、底面でのせん断力 $F$ 、重心での水平変位 $x_c$ の時間変化をそれぞれ表したものであり、下側は再現計算の結果を示したものである。慣性力については、最初のピークは非常によく一致しており、2番めのピークで実験結果



に比べて計算結果のほうがやや小さくなっているが、全体的にみると実験結果をよく再現できている。また、せん断力についても慣性力と同様に波形がよく一致している。

一方、変位については、ピークはいずれも0.15s付近に現れているが、値としては計算結果のほうがやや大きい。この原因の一つとして、マウンドの $G_0$ をすべて同じ値とした影響が考えられる。すなわち、本来は拘束圧が高く $G_0$ が大きいケーソン下の砕石部分の $G_0$ を過小に評価したことによるため、変位がやや大きく計算された可能性がある。実際のケーソンの安定性は最初のピークで決まるため、このときのせん断力の値を適切に推定できることが最も重要である。したがって、BEADによる動的応答計算は、実用上十分有効な方法であると考えられる。

なお、地盤内の間隙水圧や加速度についても、計算結果を実験値と比較した。間隙水圧については、計算結果のピーク値は全体に実験値よりも大きく、特に地盤表面付近での差が大きかった。この理由としては、外力条件の違いなどが考えられるが、詳細については今後さらに検討が必要と思われる。

一方、表-2は、地盤内の加速度の実測値とBEADによる計算値のピーク値を比較したものである。鉛直成分については、全体的に計算値のほうがやや大きい、比較的よく一致している。水平成分については、表面での値はほぼ一致しているが、計算値の場合は砂地盤下30cmの点における値が表面での値よりも大きくなっており、減衰が見られないことが実験結果と異なっている。

表-2 地盤内の加速度の実測値と計算値

測点	鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	
	実測値	計算値	実測値	計算値
前趾側表面	50	61	80	77
前趾下30cm	11	33	34	124
後趾側表面	52	76	75	57
後趾下30cm	15	42	17	95

6. 現地における動的応答の特性

6.1 BEADによる現地計算例

(1) 動的応答波形の例

図-22(1)は、BEADによる現地スケールでの動的応答波形として、せん断力 $F$ 、慣性力 $m\ddot{x}_G$ 、重心での変位 $x_G$ 、ケーソン背後の動水圧 $F_{ad}$ を示したものである。地盤条件は、砂地盤の $N$ 値を25としており、このときの $G_0$ の分布は図-8(1)で示したとおりである。水平波力 $P$ は、衝撃波力のピーク値 $P_p$ が800tf/m、作用時間 $\tau$ が0.24s、腰掛け部

の波力 $P_s$ が160tf/mの波形を考えた。これは、波高を8mと仮定すると、ピーク値で約 $4.4w_0H$ 、腰掛け部で約 $0.9w_0H$ である。せん断力のピーク値は約320tf/mであり、衝撃波力のピーク値に対して約40%に減少している。また、せん断力がピークとなる時刻は衝撃波力のピークから約0.5s遅れていることもわかる。重心の変位については、せん断力のピーク時に最大となっており、約27cm動いているが、その大部分は水平変位であり、回転変位は4cm程度である。動水圧については衝撃波力のピーク時に最大となっているが、その値は波力のピーク値に比べて1/10以下と小さく、ケーソンの運動に対する影響はあまり大きくないと考えられる。

図-22(2)は、図-22(1)と同じ地盤条件で、 $P_p=400$ tf/m、 $\tau=0.48$ s、 $P_s=160$ tf/mの水平波力に対する応答波形である。(1)と比べてピーク値が半分で作用時間が2倍、すなわち衝撃波力の力積は同じである。衝撃波力のピーク値に対する慣性力および動水圧のピーク値の割合は、(1)

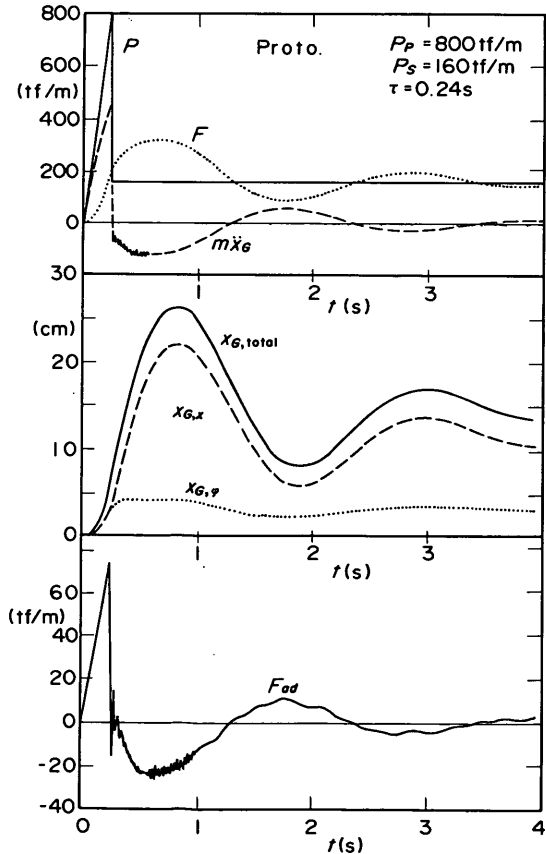


図-22(1) 動的応答波形の計算例  
(現地スケール,  $N=25$ )

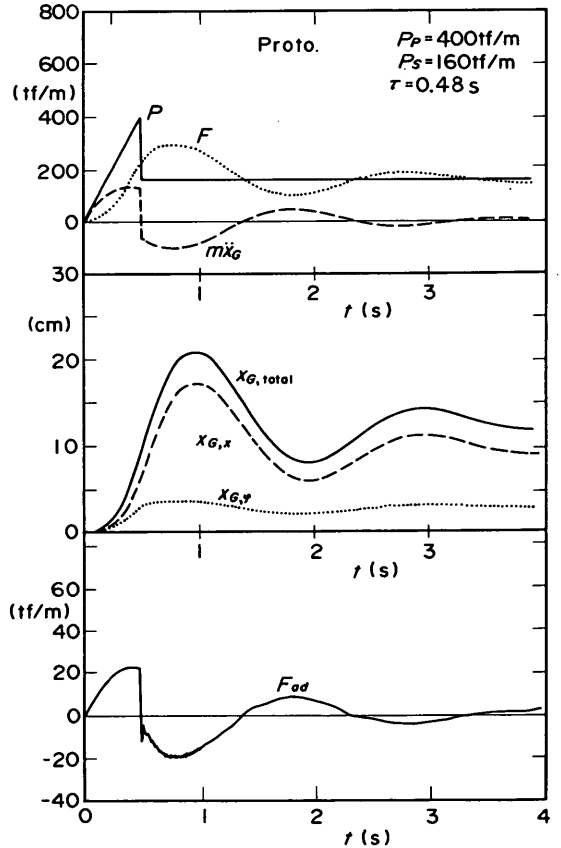


図-22(2) 動的応答波形の計算例  
(現地スケール,  $N=25$ )

に比べて小さくなっている。せん断力および変位については、ピーク値は(1)とほぼ同じであり、位相についてもほとんど一致している。このことから、ケーソンの滑動安定性は、衝撃波力のピーク値そのものではなく、ピーク値と作用時間の積である力積によって決まることがわかる。さらにいえば、この図ではせん断力は衝撃波力のピーク値の80%であり、結果的には同じ力積であればピーク値が大きいほど、動的応答によるせん断力の低減効果は大きいといえる。

動的応答は、当然ながら地盤条件によって変化する。図-22(3)~(5)は、図-22(1)と同じ波力に対してマウンドおよび地盤の条件を変化させた場合の波形を示したものである。図-22(3)は、やや軟弱な地盤を想定し、マウンドはそのままで砂地盤の $N$ 値を10として計算した結果である。 $N$ 値が25の場合と比べて変位が少し大きくなっているが、慣性力およびせん断力についてはほとんど変わらない。したがって、多少地盤が軟弱であっても、動的応答はあまり変わらないといえる。

図-22(1)~(3)における変位の波形を見ると、前述したようにその大部分が水平運動によるもので、回転運動による変位はかなり小さいことがわかる。第4章で述べたように、水平方向の地盤係数は、 $G_{M0}$ が小さい場合には $G_{S0}$ にはほとんど関係しない。したがって、現地におけるケーソンの運動には $G_{M0}$ の影響が大きいと考えられる。 $G_{M0}$

を決めるための式(19)における係数A,Bにはいろいろな値が提案されており、どの値を用いるかによって、同じ条件であっても $G_{M0}$ の値が変わってくる。今回用いた係数はどちらかといえば $G_{M0}$ を小さめに算定するものである。そこで、 $G_{M0}$ の違いによる動的応答の変化を検討し

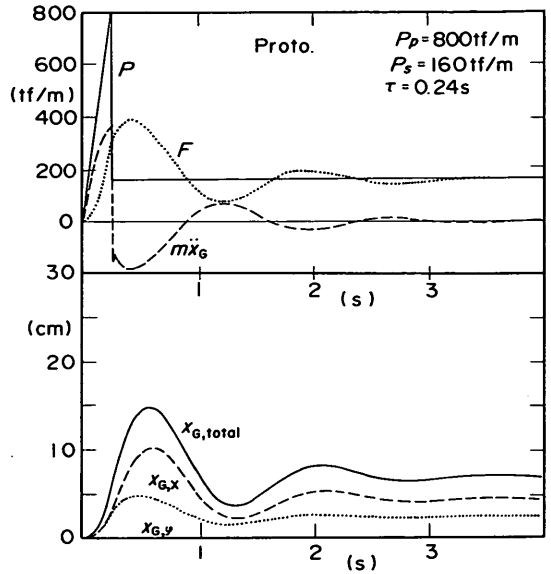


図-22(4) 動的応答波形の計算例  
(現地スケール,  $G_{M0}2$ 倍)

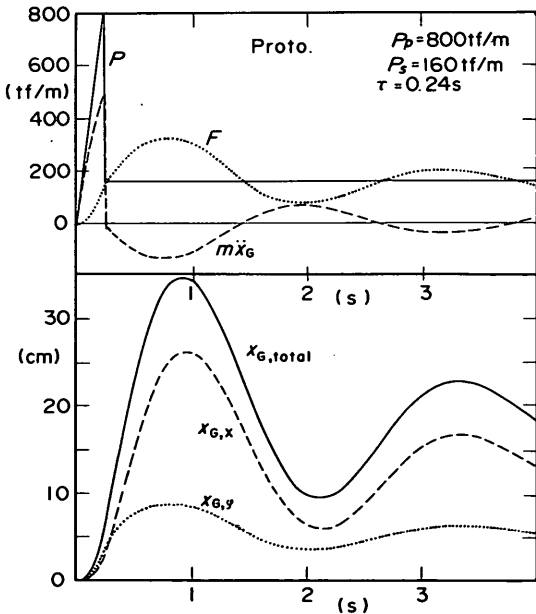


図-22(3) 動的応答波形の計算例  
(現地スケール,  $N=10$ )

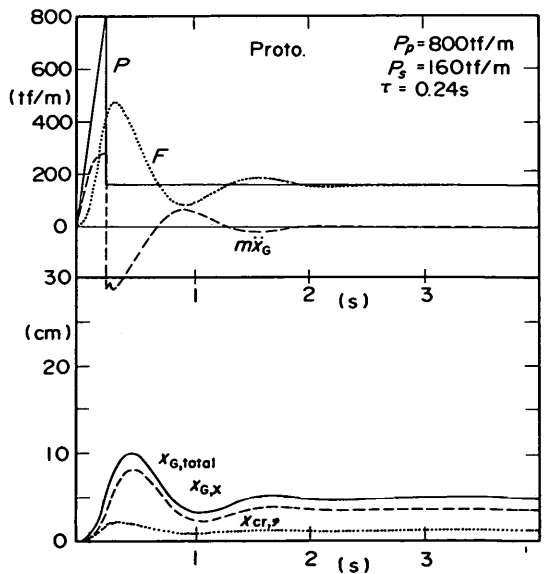


図-22(5) 動的応答波形の計算例  
(現地スケール,  $G_{M0}2$ 倍,  $G_{S0}10$ 倍)

た。図-22(4)は、図-22(1)の条件と比べて砂地盤については同じで、マウンドの $G_{M0}$ の値をすべて2倍とし、同じ波力に対する動的応答波形を示したものである。図-22(1)と比べて慣性力の正のピークはやや小さくなっているが、負のピークは逆にやや大きく、せん断力のピークも約1割大きくなっており、変位についてはほぼ半分になっている。また、図-22(1)と比べてせん断力および変位のピークがやや速くなっており、振動の周期が短くなっていることがわかる。

このように、 $G_{M0}$ の値が変化すると多少動的応答も変化するが、ケーソンの滑動安定性の検討に重要なせん断力については、 $G_{M0}$ の値が2倍になっても1割程度しか変化していない。また、図-22(3)で示したように、 $G_{S0}$ が多少変化した場合でも動的応答はほとんど変わらない。これらのことから、動的応答によるせん断力の低減効果は、地盤条件の変化による影響はあまり大きくなく、したがって、 $G_{S0}$ および $G_{M0}$ の推定精度に多少の誤差が含まれていても、計算結果にはほとんど影響しないといえる。

図-22(5)は、図-22(4)の条件に加えて、さらに非常に硬い岩盤を想定し、砂地盤の $G_{S0}$ の値をすべて10倍として計算した結果である。慣性力については、正のピークと負のピークの絶対値がほぼ同じくらいになっている。また、図-22(1)と比べると、せん断力のピークは約1.5倍に増加し、逆に変位のピークは約4割に減少しており、振動の周期もさらに短くなっていることがわかる。

ここまではすべて現地スケールを対象とした計算結果を示したが、模型スケールの場合、縮尺効果のために動的応答が現地と大きく異なることが考えられる。図-22(6)は、図-22(1)と同じ波力について1/20の模型スケールで計算したものである。ただし、地盤の条件については、マウンドを $G_{M0}=2000\text{tf/m}^2$ 、砂地盤を $G_{S0}=1000\text{tf/m}^2$ としている。せん断力のピーク値は衝撃波力のピーク値の約75%であり、現地に比べて動的応答効果が小さい。また、衝撃波力との位相差も小さく、相対的に固有周期が短いことがわかる。変位については最大で約3.2mm程度であり、現地スケールの約1/80で縮尺の比よりも小さく、現地に比べて回転変位の割合が大きくなっている。動水圧の波形は現地と大きく異なっており、正のピークはあまり大きくなく、逆に負のピークのほうが大きくなっている。

(2) ケーソン全体の動きの時間変化

図-23(1)は、図-22(1)と同じ条件でのケーソン全体の動きを示したものである。ただし、わかりやすくするためにケーソンの大きさに比べて変位を20倍に拡大して示している。衝撃波力のピーク時である $t=0.24\text{s}$ ではまだ変

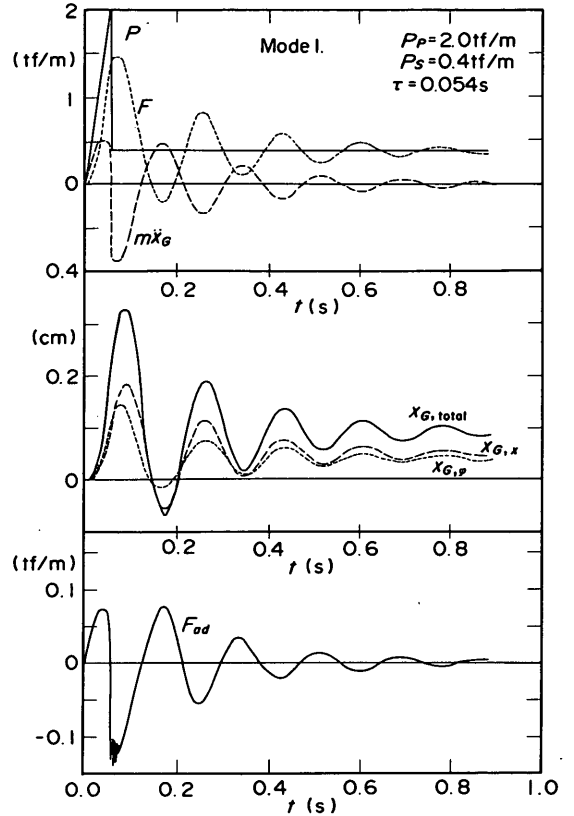


図-22(6) 動的応答波形の計算例 (模型スケール)

位は小さく、 $t=0.80\text{s}$ で最大となり、その後徐々に減少するが、 $t=3.99\text{s}$ でもかなり残留変位が大きい。

一方、図-23(2)は、模型スケールの場合について同様に示したものである。現地に比べて相対的に変位が小さいことがわかる。また、 $t=0.172\text{s}$ では、わずかではあるが負の変位が生じている点も、現地とは異なっている。さらに、図-23(1)と比較すると、前述したように現地では水平変位が卓越しているのに対して、模型では回転変位の割合も大きいこともわかる。

6.2 現地における衝撃碎波力とせん断力

これまで検討してきたように、衝撃碎波力に対するケーソンの動的応答特性は、地盤条件やケーソンの大きさによって変化する。また、同じ地盤条件やケーソンの大きさであっても、波力の大きさや作用時間の違いによっても応答特性は変化する。そこで、BEADによる非線形計算を行い、作用させる波力とせん断力との関係を調べた。波力は静水面下2.5mの高さに集中荷重として与え、大きさは、最大で衝撃力のピーク値で1200tf/m、腰掛け部で160tf/mとした。これは、平均波力強度としてはピー

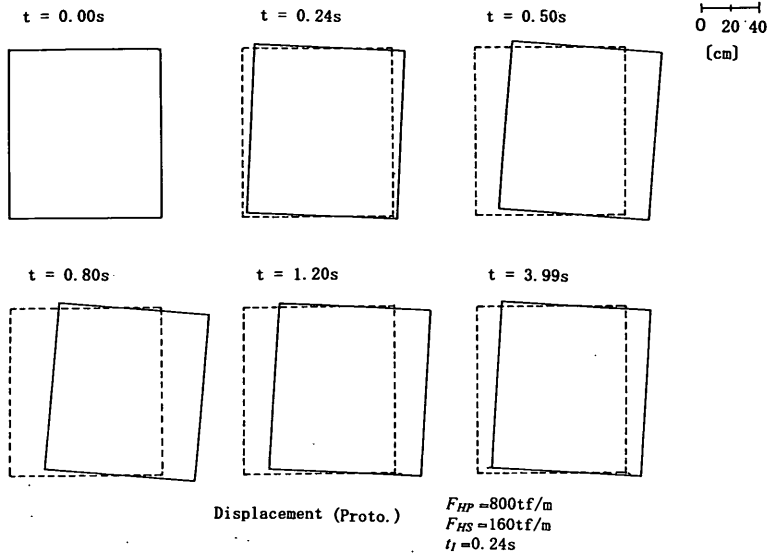


図-23(1) ケーソン全体の動き (現地スケール)

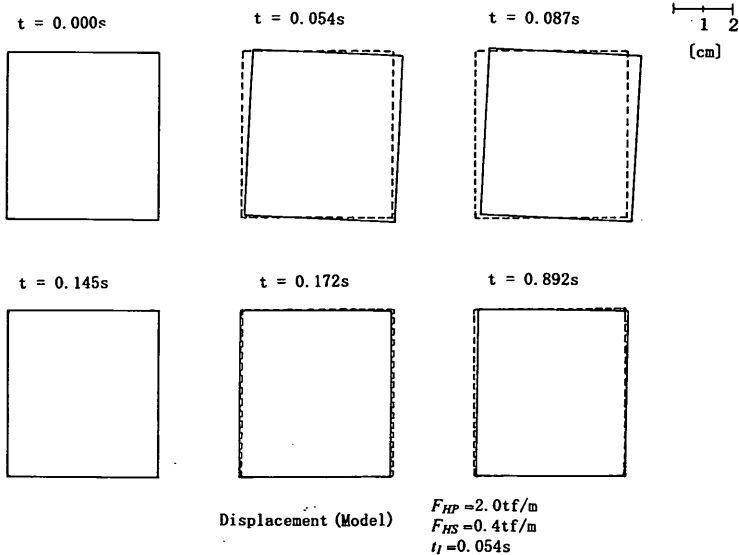


図-23(2) ケーソン全体の動き (模型スケール)

ク値で約 $53tf/m^2$ 、腰掛け部で約 $7tf/m^2$ であり、波高を8mとすれば、ピーク値で約 $6.7w_0H$ 、腰掛け部で約 $0.9w_0H$ となり、かなり大きな衝撃力である。計算上はこれより大きな波力を与えることも可能であるが、これ以上大きい場合は通常のケーソン重量であればせん断力が滑動抵抗を上回り、ケーソンが滑動することになるため計算を行わなかった。

図-24(1), (2)は、砂地盤を $N$ 値が25程度のやや硬い地盤の場合の計算結果を示したもので、横軸に衝撃波力のピ

ーク値 $p_p$ を、縦軸にせん断力 $f$ のピーク値をそれぞれ平均波力強度で表している。なお、縦軸、横軸ともに波力の無次元値も合わせて示しており、図-24(1)については波高 $H$ を4m、図-24(2)については8mと仮定している。衝撃波力の作用時間 $\tau$ が短い場合は、衝撃波力のピーク値が大きくなっても、せん断力はほとんど増加していない。たとえば、図-24(1)における $\tau=0.06s$ の場合、せん断力 $f$ は腰掛け部波力 $p_p$ の1.5倍程度でほぼ頭打ちとなっている。一方、作用時間が比較的長い場合は、衝撃波力の増

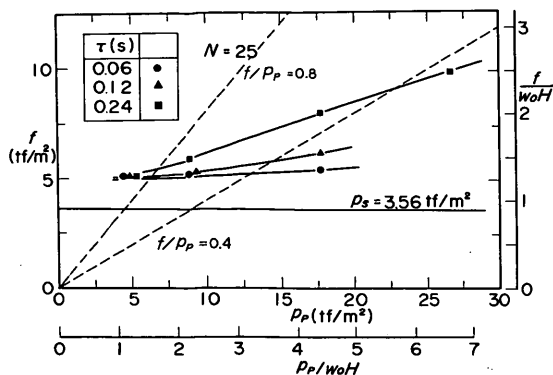


図-24(1) 衝撃碎波力と有効せん断力の関係 (H = 4 m)

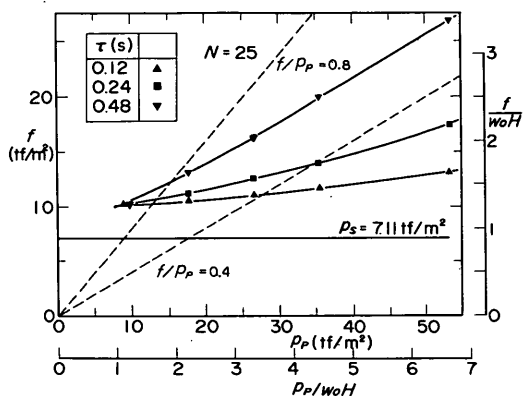


図-24(2) 衝撃碎波力と有効せん断力の関係 (H = 8 m)

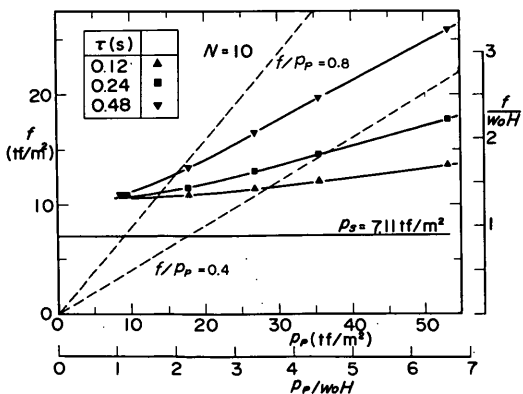


図-24(3) 衝撃碎波力と有効せん断力の関係 (H = 8 m)

加とともにせん断力も大きくなる。図-24(2)の最もきびしい条件である  $p_p = 53.3 \text{ tf/m}^2$ 、 $\tau = 0.48 \text{ s}$  のケースでは、せん断力は約  $27 \text{ tf/m}^2$  で、腰掛け部の 4 倍近い値となっており、 $\tau = 0.24 \text{ s}$  でも腰掛け部の波圧の約 2.5 倍となっている。なお、図には  $f/p_p = 0.4$  の線も示しているが、 $f/p_p$  の

値は衝撃波力の増加とともに小さくなっており、衝撃波力が大きい場合ほどせん断力の低減効果も大きいことがわかる。 $p_p$  が  $4w_0H$  より大きい場合は、 $\tau = 0.48 \text{ s}$  のケースを除いてほぼ  $f/p_p < 0.4$  以下である。さらに、力積が同じケースどうし、たとえば衝撃波力のピーク  $35.6 \text{ tf/m}^2$  で  $\tau = 0.24 \text{ s}$  のケースと、 $17.8 \text{ tf/m}^2$  で  $0.48 \text{ s}$  のケースなどに注目すると、すでに述べたように、せん断力がほぼ同じとなることもわかる。

一方、図-24(3)は、 $N$  値が 10 程度のやわらかい地盤について、図-24(2)と同様に計算した結果を示したものである。結果は  $N$  値が 25 程度の場合とほとんど同じであり、前節でも述べたとおり、地盤条件の違いがあまり影響しないことがわかる。

衝撃碎波力の大きさ等について、著者ら<sup>6)</sup>はその算定モデルを検討しており、空気圧縮型 (Bagnold 型) の波力算定モデルにおいて、衝撃波力ピーク値の平均波圧強度と作用時間の概略値として以下の式を導いている。

$$\frac{p}{w_0H} = \frac{1.6\beta_g p_0}{(h' + h_c)w_0H} = \frac{0.4\pi x_m^2 x_l (h + 0.75H)}{x_a (h' + h_c)} \quad (21)$$

$$\tau = \pi \sqrt{\frac{\pi w_0 x_m^2 x_l^2 \kappa_a H^2}{5.6g\rho_0}} \quad (22)$$

ここに、 $\beta_g$  は Bagnold 数、 $x_a$  は空気量係数、 $x_m$  は質量補正係数、 $x_l$  は作用高係数であり、 $h$  は堤体設置水深、 $h'$  はケーソンの没水深、 $h_c$  はケーソン天端高さである。 $p_0$  は大気圧、 $g$  は重力加速度、そして  $w_0$  は水の単位体積重量である。実験結果等から考えて、非常に厳しい衝撃碎波力を想定し、 $x_a = 0.06$ 、 $x_m = 0.83$ 、 $x_l = 0.5$  を考えると、図-7 の堤体形状で波高  $H$  が 8m の場合は、衝撃波力のピーク値は、約  $8w_0H$ 、作用時間が 0.2s となる。これを図-24(2)にあてはめると、衝撃力  $p_p = 53.3 \text{ tf/m}^2$ 、 $\tau = 0.24 \text{ s}$  のケースが比較的近く、力積がほぼ同じである。このときのせん断力のピーク値は前述のように腰掛け部の約 2.5 倍、平均波力強度としては約  $2.2w_0H$  である。もちろんさらに厳しい衝撃波力も考えられるが、 $x_a$  や  $x_l$  の考えられる範囲では、現地においてケーソンに働く有効せん断力は、最大で腰掛け部波力の 3 倍程度、平均波力強度としては合田が既に述べているように  $3w_0H$  が限界と思われる。ただし、前節でも述べたように、岩盤上のように地盤が非常に硬い場合は動的応答による波力低減効果が小さくなるため、せん断力がさらに大きくなると考えられる。



### 6.3 衝撃碎波力に対する地盤およびマウンド内の現象

#### (1) 加速度の特性

衝撃碎波力がケーソンに作用した場合、ケーソンに伝わった衝撃が伝播して地盤内に加速度が生じる。4.2における模型実験の再現計算では、地盤内の深い位置での水平加速度にやや違いがみられたが、鉛直加速度については比較的一致していた。ここでは、地盤内を含めた加速度の分布について、BEADの計算例に基づいて検討する。

図-25(1)は、図-22(1)で述べた衝撃波力のピーク値 $P_p$ が800tf/m、作用時間 $\tau$ が0.24s、腰掛け部波力 $P_s$ が160tf/mの現地スケールの計算結果について、衝撃波力ピーク時における主な位置での加速度分布を示したものである。

ケーソン上ではかなり大きな加速度が生じているが、地盤内では非常に減衰しており、砂地盤内では最大でも0.5 m/s<sup>2</sup>程度である。

一方、図-25(2)は、模型スケールの場合の計算結果を同様に示したものである。ケーソン上での加速度は現地に比べてやや小さいが、地盤内の加速度は現地よりもむしろやや大きい。なお、ここでは示していないが、地盤内の深い位置やケーソンから離れた位置では、加速度がピークとなる時刻は衝撃波力のピークよりもやや遅れる。ただし、値としてはそれほど大きくなく、衝撃波力ピーク時とあまり変わらない。

#### (2) 変位の特性

図-26(1)は、衝撃波力のピーク値が800tf/m、作用時間

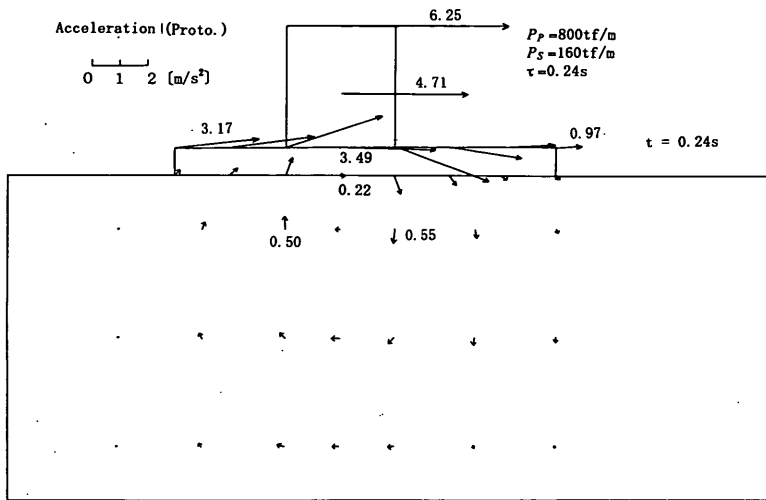


図-25(1) 加速度分布 (現地スケール)

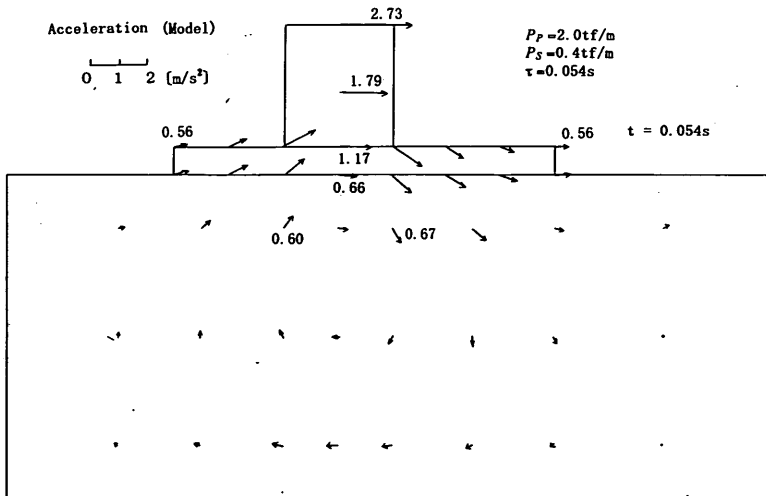


図-25(2) 加速度分布 (模型スケール)

衝撃碎波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動

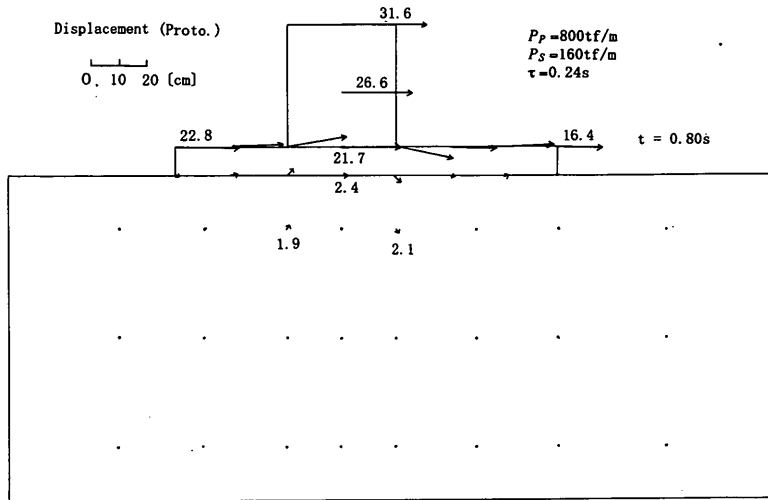


図-26(1) 変位の分布 (現地スケール)

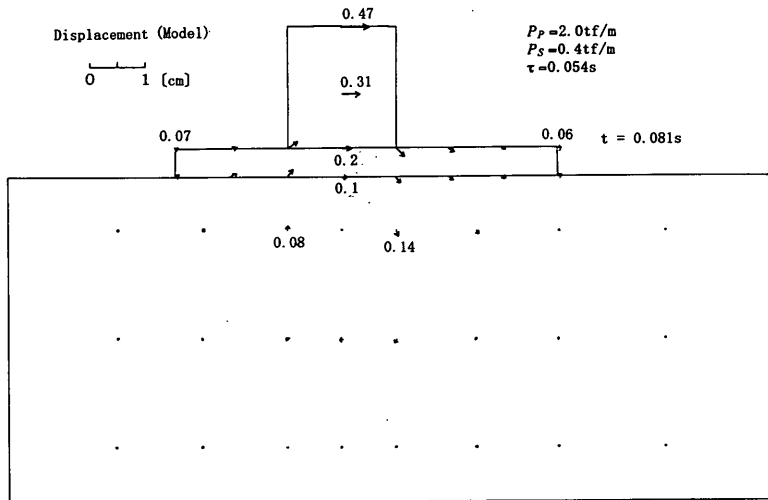


図-26(2) 変位の分布 (模型スケール)

が0.24s、腰掛け部波力が160tf/mの現地スケールの計算結果について、ケーソン重心での変位最大時における主な位置での変位分布を示したものである。ケーソンの変位については、6.1ですでに述べたとおりである。マウンド表面においてもかなり大きな変位が生じていることがわかる。これに対して、砂地盤内の変位は非常に小さく、最大でも2cm程度である。

一方、図-26(2)は、模型スケールの場合の計算結果を同様に示したものである。現地に比べてケーソンおよびマウンド表面の変位がかなり小さい。地盤内の変位については、値としては非常に小さいが、相対的には現地とほぼ同じ程度である。

(3) セン断力の特性

図-27(1)は、衝撃波力のピーク値が800tf/m、作用時間が0.24s、腰掛け部波力が160tf/mの現地スケールの計算結果について、マウンドおよび地盤内の主な位置におけるせん断力の最大値を示したものである。図-25、26のような同時刻の分布ではなく、各点ごとの正負それぞれのピーク値のうち絶対値の大きいほうを示している。加速度や変位と違って地盤内での減衰がそれほど顕著ではなく、ケーソン真下の深いところでもマウンド表面の1/4程度のせん断力が生じている。また、砂地盤表面付近のケーソンからやや離れた位置でも、比較的大きなせん断力が生じている。

一方、図-27(2)は、模型スケールの場合の計算結果を同

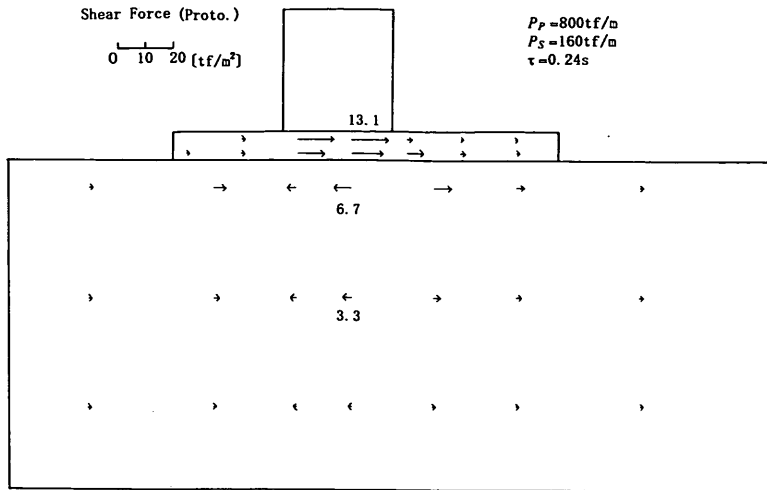


図-27(1) セン断力分布 (現地スケール)

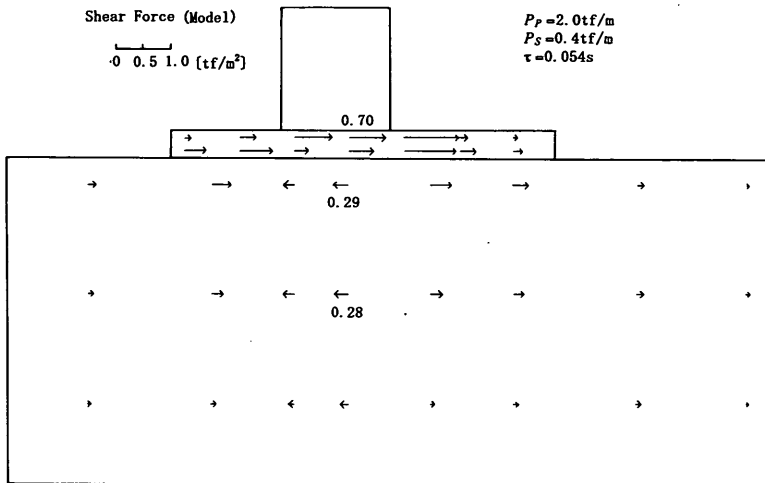


図-27(2) セン断力分布 (模型スケール)

様に示したものである。現地と比べてマウンド内の分布がやや異なっているが、全体的には現地とほぼ同様な傾向であり、地盤内のせん断力に関しては模型実験結果をそのまま現地に換算してもあまり問題はないと考えられる。

(4) 各要素の局所安全率

マウンドおよび砂地盤の局所的な破壊の有無は、局所安全率で検討できる。BEADにおける局所安全率S.F.は、Mohr-Coulombの破壊基準に基づいて、次式で定義されている。

$$S.F. = \frac{2c' \cos \phi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \phi'}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \quad (23)$$

ここに、

- $\sigma'_1$ : 最大主応力
- $\sigma'_3$ : 最小主応力
- $c'$ : 粘着力
- $\phi'$ : セン断抵抗角

なお、局所安全率を求めるためには、静解析を別途行って初期応力を計算し、その値を用いて波力作用時の有効応力を計算する必要がある。今回は、砂については $c'=0$ 、 $\phi'=30^\circ$ 、マウンドについては、 $c'=2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi'=35^\circ$ として計算した。本来マウンドの碎石は $c'=0$ とするべきであるが、その場合特に法肩の部分が容易に破壊してしまうため、便宜的に $c'=2\text{tf/m}^2$ としている。図-28は、衝撃波力のピーク値が800tf/m、作用時間が0.24s、腰掛

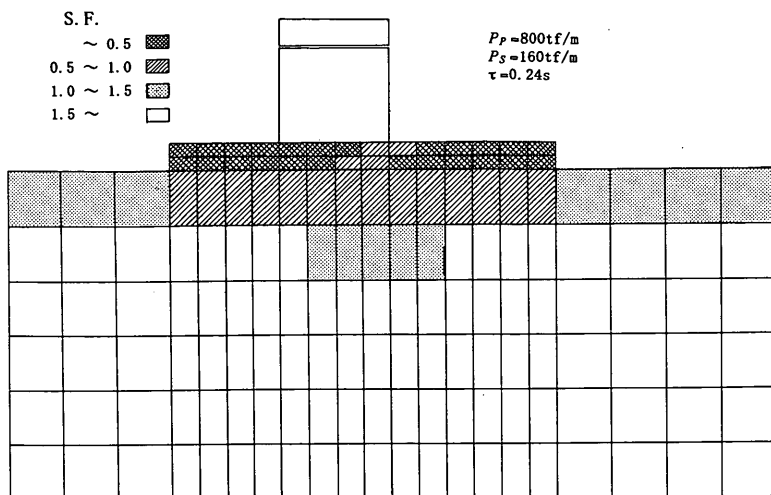


図-28 各要素の局所安全率

け部波力が160tf/mの波力が作用したときの、各要素の局所安全率の最小値を示したものである。かなり大きな波力であるが、砂地盤については、マウンドのすぐ下の1層以外はすべて安全率は1以上であり、破壊は生じていない。しかしながら、マウンドおよびその直下の砂地盤は安全率が1を切っている。これは、5.2で述べた間隙水圧の増加のため、有効応力が減少することの影響と考えられる。ただし、ここでの検討は計算例に基づいたものであり十分ではなく、さらに検討が必要である。

## 7. まとめ

本研究における主要な結論は以下のとおりである。

- ①BEADにより、動水圧、間隙水圧、地盤の非線形性を考慮した混成防波堤の衝撃砕波力に対する動的応答が計算でき、実験結果を適切に表すことができる。
- ②地盤係数は、波力作用時には波作用前に比べて大きく減少する。現地における水平地盤係数は、波力作用時には100~500tf/m<sup>3</sup>程度である。
- ③衝撃砕波力に対する動的応答効果により、ケーソン底面に働く有効せん断力が減少する。特にその効果は現地においてより顕著であり、ケーソンに働くせん断力は、最大で3  $w_0 H$ 程度と考えられる。
- ④衝撃砕波力作用時にケーソンに生じる加速度は、マウンドや砂地盤内にも伝播する。ただし、地盤内では、深くなるほど加速度は減衰し小さくなる。

現地において衝撃砕波力が発生する危険性がある場合には、今回の計算法を用いて動的応答効果を実際に計算すればよい。ただし、混成防波堤に作用する衝撃砕波力

は、動的応答効果によって著しく減衰することに留意すべきである。著者らは、衝撃砕波力を考慮した設計波力の算定式として、合田式における $\alpha_2$ の代わりに用いる衝撃砕波力係数 $\alpha_1$ を提案している<sup>8)</sup>。今回の研究により得られた衝撃砕波力に対するせん断力の値は、衝撃砕波力係数を用いた計算法の妥当性を示しており、この方法を用いれば、衝撃砕波力が発生する危険性のある断面についても、滑动安定性を検討することができる。

なお、動的応答効果に対する地盤条件の影響はそれほど大きくなく、地盤条件が多少変わってもせん断力の値はあまり変化しない。ただし、岩盤のように非常に強固な地盤の場合は動的応答効果が小さくなることに注意する必要がある。

今回の研究では、ケーソンの滑动量については検討していないが、BEADによる計算では、ケーソンとマウンドの間に非線形ジョイント要素を考慮することにより滑动量を計算することも可能である。この点については、今後検討を進める予定である。また、今回の計算結果のうち、6.3で述べた地盤およびマウンド内の現象については内容が不十分であり、今後さらに検討を要する。

今回の研究にあたっては、横浜国立大学の合田良実教授、埼玉大学の谷本勝利教授、当所の高山司水工部長らから多くの助言を得ている。BEADの計算プログラムの改良および使用にあたっては、第一港湾建設局新潟調査設計事務所の長田信技術開発課長（前構造部地震防災研究室）の多大な助言と協力を得た。また、当所土質部動土質研究室善功企室長および山崎浩之主任研究官からは、地盤内の間隙水圧や加速度について多くの助言と協力を得た。さらに、実験の実施およびデータ整理には、

耐波研究室の山本悟技官，三浦裕信技官の協力を得た。  
ここに記して各位に感謝する次第である。

#### 参考文献

- 1) Bagnold, R.A. (1939) : Interim report of wave pressure research, Jour. of Inst. of Civil Engineers, Vol.12, pp.210-226.
- 2) Mitsuyasu, H. (1962) : Experimental study on wave force against a wall, Coastal Eng. Japan, Vol.5, pp.24-27.
- 3) 合田良実・原中祐人 (1967) : 衝撃砕波圧に関する一考察, 港湾技研資料, No.32, pp. 1-18.
- 4) 堀川清司・野口雄三 (1970) : 直立壁に作用する砕波の波力と波面の関係, 第17回海講論文集, pp.177-184.
- 5) 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄 (1981) : 混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について, 港湾技術研究所報告, 第20巻2号, pp. 3-39.
- 6) 高橋重雄・谷本勝利・鈴木諭司 (1983) : 直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構に関する一考察, 港湾技術研究所報告, 第22巻3号, pp. 3-31.
- 7) 荒見敦史・服部昌太郎 (1990) : 衝撃砕波力の算定モデル, 海岸論文集, 第37巻, pp.629-633.
- 8) Takahashi, S., K. Tanimoto and K. Shimosako (1993) : Experimental Study of Impulsive Pressures on Composite Breakwaters - Fundamental Feature of Impulsive Pressure and the Impulsive Pressure Coefficient -, Rept. of Port and Harbour Res. Inst., Vol. 31, No. 5, pp.33-72.
- 9) 林 泰造・服部昌太郎・林 憲吉 : 砕波の圧力と壁体の滑動, 第7回海岸工学講演会講演集, 1960年, pp.111-119.
- 10) 林 泰造・服部昌太郎 : 砕波の波圧について, 第10回海岸工学講演会講演集, 1963年, pp.98-103.
- 11) 林 泰造・今井 孝 : 砕波の圧力と堤体の滑動-堤体の仮想質量および堤体ロッキングの減衰性を考慮しての修正-, 第11回海岸工学講演会講演集, 1964年, pp.184-192.
- 12) Hayashi, T. and M. Hattori: Thrusts exerted upon composite-type breakwaters by the action of breaking waves, Coastal Engineering in Japan, Vol.7, JSCE, 1964, pp.65-84.
- 13) Hayashi, T.: Virtual mass and the damping factor of the breakwater during rocking, and the modification by their effect on the expression of the thrusts exerted upon breakwater by the action of breaking waves, Coastal Engineering in Japan, Vol.8, JSCE, 1965, pp.105-117.
- 14) 伊藤喜行・藤島 睦・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年, pp.101-105.
- 15) 合田良実(1973) : 衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察, 港研報告, 第12巻第3号, pp. 3-29.
- 16) Goda, Y. (1994) : Dynamic Response of Upright Breakwater to Impulsive Force of Breaking Waves, Coastal Engineering, 22, pp. -
- 17) Oumeraci, H., Kortenhaus, A., (1992): Analysis of the dynamic response of caisson breakwaters, Proc. 23rd ICCE, Venice, ASCE.
- 18) 上部達生・守屋正平 (1987) : 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, 港湾技研資料, No.589, pp. 1-61.
- 19) Imai, T. (1977) : P- and S-Wave Velocities of the Ground in Japan, Proc. 9th ICSMFE, Vol.2, pp.257-260.
- 20) 上部達生・長田 信 (1990) : 大型せん断リング土槽振動実験によるレキ材の動的変形特性, 港湾技研資料, No.663, pp. 1-20.

#### 主要記号一覧

$B$	: ケーソンの幅
$B_g$	: バグノルド数
$B_M$	: マウンド前肩幅
$c$	: 水中の音速
$c'$	: 粘着力
$D$	: ケーソンの回転軸方向長さ
$e$	: 間隙比
$f$	: ケーソン堤面に働く単位面積当たりのせん断力
$F$	: ケーソン堤面に働くせん断力
$F_{ad}$	: 動水圧の平均強度
$F_H$	: 全水平波力
$F_V$	: 全鉛直波力
$g$	: 重力加速度 (=9.8m/s <sup>2</sup> )

衝撃砕波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動

$G$	: せん断弾性係数	$w_x$	: 水平方向の構造物-水相対変位
$G_0$	: 低ひずみ時せん断弾性係数	$w_y$	: 鉛直方向の構造物-水相対変位
$G_S$	: 砂地盤のせん断弾性係数	$w_0$	: 水または海水の単位体積重量
$G_{S0}$	: 砂地盤の低ひずみ時せん断弾性係数	$W$	: ケーソンの重量
$G_M$	: マウンドのせん断弾性係数	$W'$	: ケーソンの水中重量
$G_{M0}$	: マウンドの低ひずみ時せん断弾性係数	$x_G$	: ケーソン重心の水平変位
$h$	: 減衰定数	$\alpha_2$	: 合田式で海底勾配やマウンドの影響を表わすパラメータ
$h_0$	: 低ひずみ時減衰定数	$\alpha_1$	: 衝撃的波力の算定に用いるパラメータ
$H$	: 波高	$\alpha_n$	: 外向き法線方向の加速度
$h$	: 水深	$\gamma$	: ひずみ
$k$	: 透水係数	$\delta_x$	: 水平変位量
$k_x$	: 地盤の水平ばね係数	$\delta_z$	: 鉛直変位量
$k_z$	: 地盤の鉛直ばね係数	$\delta_\phi$	: 回転変位量
$k_\phi$	: 地盤の回転ばね係数	$\theta$	: ケーソンの回転角
$k_x'$	: 水平地盤係数	$\kappa_a$	: 空気量係数
$k_z'$	: 鉛直地盤係数	$\kappa_m$	: 質量補正係数
$k_\phi'$	: 回転地盤係数	$\kappa_l$	: 作用高係数
$l_p$	: 波力の作用高さ	$K$	: 水の体積弾性率
$l_G$	: ケーソン重心の高さ	$\lambda$	: 波力の作用位置を示すパラメータ
$p_i$	: 間隙水圧	$\mu$	: 摩擦係数
$p_p$	: 衝撃波力のピーク値	$\rho$	: 水-構造物系の密度
$p_s$	: 腰掛け部波力	$\rho_f$	: 水の密度
$P$	: 水平波力, あるいは水平荷重	$\sigma_1'$	: 最大主応力
$P_d$	: 動水圧	$\sigma_3'$	: 最小主応力
$P_s$	: 滑動合成波力	$\sigma_c$	: 有効拘束圧
$P_v$	: 鉛直波力	$\sigma_x$	: 水平方向の直応力
$r_0$	: 堤体下端回りの慣性半径	$\sigma_y$	: 鉛直方向の直応力
$r_G$	: 重心まわりの慣性半径	$\tau$	: 衝撃砕波力の作用時間
$u_x$	: 水平方向の構造物材変位	$\tau_{xy}$	: せん断応力
$u_y$	: 鉛直方向の構造物材変位	$\phi'$	: せん断抵抗角
$U_x$	: 水平方向の水の絶対変位	$\omega_\phi$	: 回転ばね上の壁体の角振動数
$U_y$	: 鉛直方向の水の絶対変位		
$V_s$	: せん断波 (S波) の速度		