

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

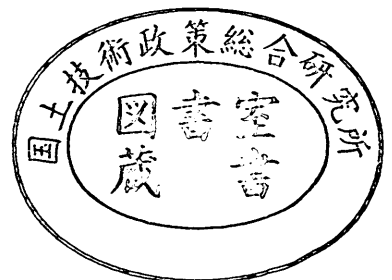
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 27      NO. 2      JUNE 1988

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第27巻 第2号 (Vol. 27, No. 2), 1988年6月 (June 1988)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Stability Analysis of Geotechnical Structures by Adaptive Finite Element Procedure  
..... Masaki KOBAYASHI ..... 3  
(適応有限要素法による地盤の安定解析.....小林正樹)
2. 改良型波力発電ケーソン防波堤の特性  
——波エネルギーに関する研究, 第7報—— ...高橋重雄・安達 崇・田中 智..... 23  
(Stability and Function of Improved-type Wave Power Extracting Caisson Breakwater  
——A Study on Development of Wave Power, 7th Rept.——  
.....Shigeo TAKAHASHI, Takashi ADACHI and Satoru TANAKA)
3. 現地観測データを用いた方向スペクトル推定法に関する検討  
..... 橋本典明・小舟浩治・亀山 豊..... 59  
(Examination of the Various Directional Spectral Estimation Methods for  
Field Wave Data.....Noriaki HASHIMOTO, Koji KOBUNE and Yutaka KAMEYAMA)
4. 海象観測用船型ブイの運動特性に関する模型実験と現地観測  
..... 高山智司・平石哲也・高山 優・甲斐源太郎・中埜岩男・古賀道明..... 95  
(Model Tests and Field Observation on Motions of a Ship-shaped Buoy for  
Marine Observation .....Tomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI, Masaru  
TAKAYAMA, Gentaro KAI, Iwao NAKANO and Michiaki KOGA)
5. 深層混合処理工法による改良体に作用する外力  
..... 寺師昌明・北誥昌樹・中村 健.....147  
(External Forces Acting on a Stiff Soil Mass Impoved by DMM  
.....Masaaki TERASHI, Masaki KITAZUME and Takeshi NAKAMURA)
6. アスファルトコンクリートの老化性状..... 佐藤勝久・八谷好高・阿部洋.....185  
(Changes in Properties of Asphalt Concretes due to Aging  
.....Katsuhisa SATO, Yoshitaka HACHIYA and Yoichi ABE)
7. 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  
..... 上部達生・守屋正平・工藤勝己.....211  
(An Experimental Study on Estimation Procedures of Seismic Sliding Displacements  
for the Gravity Type Quaywall on the Rigid Base  
..... Tatsuo UWABE, Masahira MORIYA and Katsumi KUDO)
8. CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状  
..... 大即信明・山本邦夫・浜田秀則.....241  
(Bending Behavior of Unbonded Prestressed Concrete Beams Prestressed with  
CFRP Rods ..... Nobuaki OTSUKI, Kunio YAMAMOTO and Hidenori HAMADA)

## 7. 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

上部 達生\*・守屋 正平\*\*・工藤 勝己\*\*\*

### 要 旨

重力式係船岸の地震時滑動変位量の推定手法を検討するために、振動箱内の床上に砂で裏込めしたケーソン模型を設置し、水がある場合とない場合について振動実験を実施した。実験結果によれば、ケーソン模型および裏込めの主働崩壊面より上の砂層の土くさびの応答加速度は、滑動を開始すると急激に減少し、滑動中は一定値をとるような波形を示した。また、ケーソン模型に作用する振動時の土圧合力の測定値は、入力最大加速度の増加とともに増大するが、ケーソン模型の滑動開始とともに減少し、滑動中はほぼ一定値を示した。滑動開始時の土圧係数は、静止土圧係数に、物部・岡部の地震時主働土圧係数と Coulomb の主働土圧係数の差を加えた値にほぼ一致した。滑動時の土圧係数は物部・岡部の地震時主働土圧係数よりやや小さい値を示した。実験結果を踏まえて二種類の地震時滑動変位量の推定手法（剛体滑動モデルと有限要素モデル）を検討した。この二種類の推定手法による滑動変位量の計算値は、水のない第1回目の滑動については測定値とほぼ一致した。水のある場合の滑動変位量の計算値は測定値よりやや大きい値を示した。

キーワード：地震，滑動，模型実験，地震応答解析，重力式係船岸，主働土圧

---

\* 構造部 地震防災研究室長  
\*\* 前構造部 地震防災研究室（現国土庁）  
\*\*\* 構造部 地震防災研究室

## 7. An Experimental Study on Estimation Procedures of Seismic Sliding Displacements for the Gravity Type Quaywall on the Rigid Base

**Tatsuo UWABE\***  
**Masahira MORIYA\*\***  
**Katsumi KUDO\*\*\***

### Synopsis

A procedure to estimate the seismic sliding displacement of the gravity type quaywall was studied by the shaking table test of the underwater model which consists of the mortar block and backfilling sand. According to the tests, the response accelerations of the model block and the backfilling sand wedge of the active failure decreased instantaneously on set of sliding and remained the same levels during sliding. The measured resultant earth pressure to act on the model block decreased after the beginning of sliding, and remained the same level during sliding. The measured coefficients of earth pressure at the start of sliding were in agreement with the sum of the coefficient of earth pressure at rest and the remainder of the coefficient between Mononobe-Okabe formula and Coulomb formula. The measured coefficients of earth pressure during sliding were rather smaller than the coefficient earth pressure during earthquakes of Mononobe-Okabe formula. On the basis of test results two kinds of procedures to estimate the seismic sliding displacement which are the rigid body sliding model and the FEM model were presented. The calculated displacements were in good agreement with experimental ones of the first sliding in the cases of no water, and was rather larger than the experimental ones in the underwater cases.

**Key Words:** Earthquake, Sliding, Model Test, Earthquake Response Analysis, Gravity Type Quaywall, Active Earth Pressure

---

\* Chief of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division.

\*\* Former Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division.

\*\*\* Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division.

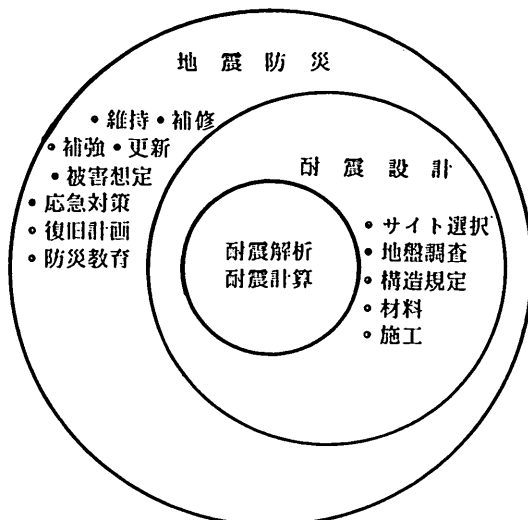
## 目 次

要 旨	211
1. ま え が き	215
2. 重力式係船岸模型	216
2.1 ケーソン模型	216
2.2 土圧測定板の検定	217
3. 静的滑動実験	218
3.1 実験内容	218
3.2 実験結果	219
4. 地震時滑動実験	220
4.1 実験内容	220
4.2 実験結果	224
5. 地震時滑動量推定手法	230
5.1 剛体滑動モデル	230
5.2 有限要素モデル	235
6. 結 論	238
参 考 文 献	239
記 号 表	240

## 1. まえがき

最近、片山<sup>1)</sup>は『耐震計算から地震防災へ』という表題の文章を発表している。そこでは、耐震計算、耐震設計、地震防災の関係が図-1に示すように与えられており、地震工学の内容は『耐震計算、耐震設計という従来の求心的な方向』から『地震防災への遠心的広がり』の方向へと変化しているとされている。この地震防災の根本は「被害→影響→復旧」の流れのなかで構造物やシステムの震災時の信頼性をとらえ、地域のトータルな耐震安全性を評価する』ことであるとしている。これまで地震防災対策は想定される大地震に対して既存の施設に施されるのが主であったが、今後は、新しく建設される構造物についても耐震設計だけでなく、地震防災的な配慮を要求される時代になってくることが予想される。こうした場合に、被害の影響を評価するには、構造物の被害の程度を定量的に知ることが望ましい。ところが、従来の耐震設計では構造物は被災するか否かの二者択一の判断のみであり、構造物の被災量を定量的に知ることはできない。既存の施設について地震防災対策を有効に実施する、あるいは今後予想される地震防災対策を配慮した耐震設計に対応していくためには、構造物の地震時の被災程度を定量的に推定する手法が必要となっている。

こうした背景から、港湾施設の被害を定量的に知るための検討が実施されている。上部<sup>2)</sup>は過去の地震被災事例に基づいた統計解析から重力式係船岸および矢板式係船岸の被災量の推定手法を示している。また、上部・楢垣<sup>3)</sup>は重力式係船岸の地震時滑動量を推定するための基礎的な検討として、水中の剛構造物の地震時滑動について、振動実験と地震応答解析による検討を行っている。本研究は上部・楢垣の研究をさらに進展させて、裏込め



耐震解析→耐震設計→地震防災

図-1 耐震計算から地震防災へ<sup>1)</sup>

がある重力式係船岸を対象とし、その模型振動実験により地震時の滑動挙動を把握し、それに基づいた地震時滑動量の推定手法を検討したものである。

地震時の滑動挙動を明確に把握するために、実験では対象とした重力式係船岸の構造形式をケーソン式とし、剛な基礎とした。重力式係船岸は海水中に建設されるが、水の影響はかなり複雑であることが予想されたので、水のある実験に先だって、水のない場合の実験も実施した。重力式係船岸のケーソン模型は実物の幾何学的相似を配慮して、その形状を決定したが、相似率を全て満足させた実験は困難であるので、本報告の実験は小さい実物実験として評価している。

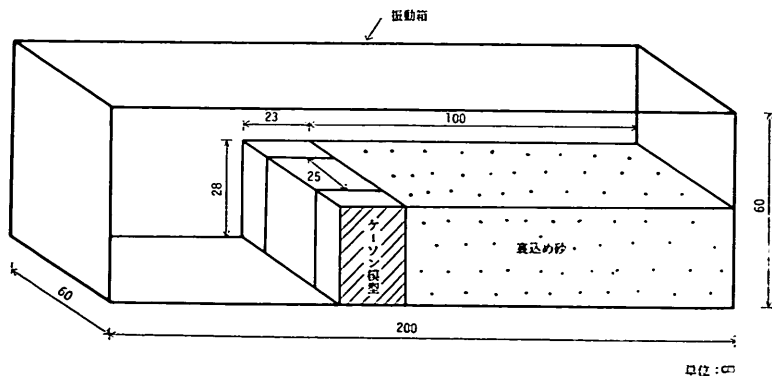


図-2 重力式係船岸模型の概略図

本報告では、まず、重力式係船岸の模型について述べる。主に地震時土圧を荷重計で合力として測定する方法について説明する。そして、この土圧測定法の検証のための静的な滑動実験を行ったので、その結果を記述する。次に、地震時滑動実験の内容、その実験結果、結果の解析について述べる。最後に、剛体滑動モデル<sup>4)</sup>と、Joint要素<sup>5),6)</sup>を用いた有限要素モデルの二つの地震応答解析手法による地震時滑動量推定手法を示し、実験結果によりその計算手法の妥当性を検証した結果を示す。

## 2. 重力式係船岸模型

1.において述べたように、ここで対象としている構造物はケーソン式の重力式係船岸であり、振動実験のための模型の概要を図-2に示す。振動箱内にモルタル製のケーソン模型を3個置き、その背後には通常の砂を投入し、裏込めとした。図-2の状態の水のない場合の実験を行い、さらにケーソン模型の天端まで注水して水のある場合の実験を実施した。

### 2.1 ケーソン模型

図-3にモルタル製のケーソン模型を示す。ケーソン模型に作用する土圧は荷重計を取付けたアルミニウム製の土圧測定板により測定した。土圧測定板に作用する慣

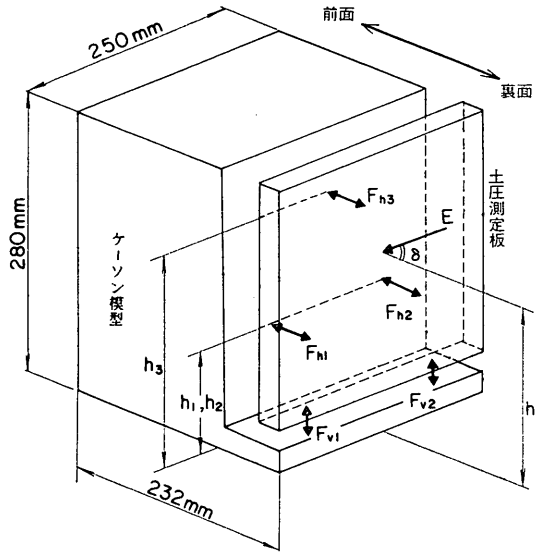


図-3 ケーソン模型

性力を小さくするため、この土圧測定板の材料はアルミニウムとした。図中のFのついた矢印の位置が荷重計の取付け位置である。

荷重計による測定値を図に示すように  $F_{hi}$ ,  $F_{vi}$  とす

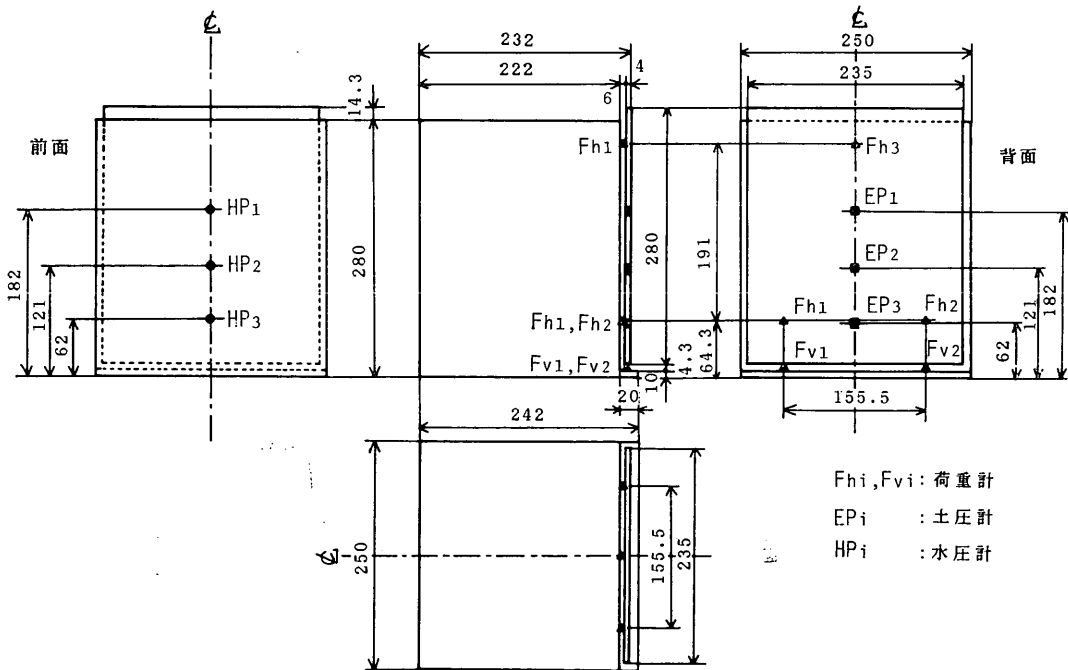


図-4 ケーソン模型の形状寸法

ると、土圧に関する諸量は下記のように求められる。

$$E = \sqrt{(\sum F_{hi})^2 + (\sum F_{vi})^2} \quad \dots\dots(1)$$

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{\sum F_{vi}}{\sum F_{hi}}\right) \quad \dots\dots(2)$$

$$h = \frac{\sum F_{hi} \cdot h_i}{\sum F_{hi}} \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 $E$ ：土圧合力

$\delta$ ：壁面摩擦角

$h$ ：作用点の高さ

$F_{hi}$ ：水平方向の荷重計の測定値

$F_{vi}$ ：鉛直方向の荷重計の測定値

なお、図-4にはケーソン模型、土圧測定板の詳しい形状寸法を示す。ケーソン模型の重量は 25,620 gf、土圧測定板の重量は 900 gf である。ケーソン模型に作用する土圧の分布を知るために、土圧測定板には土圧計も取付けた。図中では、これを  $EP_i$  で示す。また、ケーソン模型の前面に作用する動水圧を測定する目的で水圧計（図中  $HP_i$  で示す）もケーソン模型の前面に取付けた。

荷重計は超小型荷重センサ（定格容量： $F_h$ には 5 kgf/cm<sup>2</sup>、 $F_v$ には 2 kgf/cm<sup>2</sup>、寸法：外径 12 mm、高さ 4 mm、重量：6 gf）であり、土圧計はひずみゲージ式圧力変換器（定格容量：2 kgf/cm<sup>2</sup>、寸法：外径 30 mm、高さ 6.5 mm）である。水圧計には定格容量：0.5 kgf/cm<sup>2</sup>のひずみゲージ式圧力変換器を用いた。

2.2 土圧測定板の検定

土圧測定板による裏込めの土圧の測定の信頼度を検証するために、静水圧および動水圧による検定を実施した。

(1) 静水圧による検定

図-5に示すように、水深  $L$  を変化させて土圧測定板により静水圧を測定した。その測定結果を図-6に示す。図-6によれば、水深が浅い場合の測定値は実際の値とやや異なるが、水深が深くなると両者は一致している。水深が浅い場合にやや異なるのは、水面が荷重計  $F_{hi}$  の位置より下になり、三つの荷重計の位置に対して作用する静水圧がかたよるためと推察される。

(2) 動水圧による検定

振動箱内にケーソン模型を設置し、ケーソン模型の天端まで注水し、動水圧を測定した。加振入力波は正弦波であり、その最大加速度は約 10Gal から約 100Gal まで変化させた。測定結果を図-7に示す。図中の計算値は Westergaard<sup>7)</sup> の簡略公式による値に土圧測定板の慣性力による値を加えたものである。図によれば、加速度が 80~90Gal の場合に実測値と計算値の一致度がやや良くないが、その他の加速度の場合にはよく一致している。

以上の土圧測定板による静水圧および動水圧の測定結

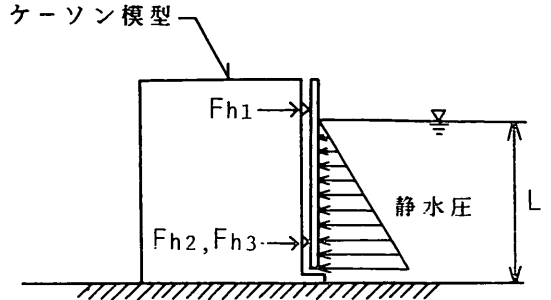


図-5 静水圧による土圧測定板の検定

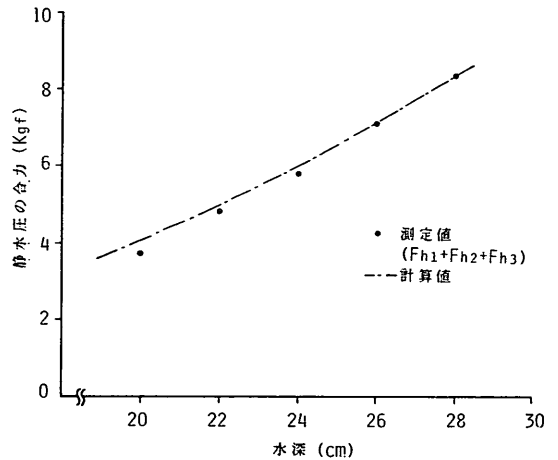


図-6 土圧測定板による静水圧の測定結果

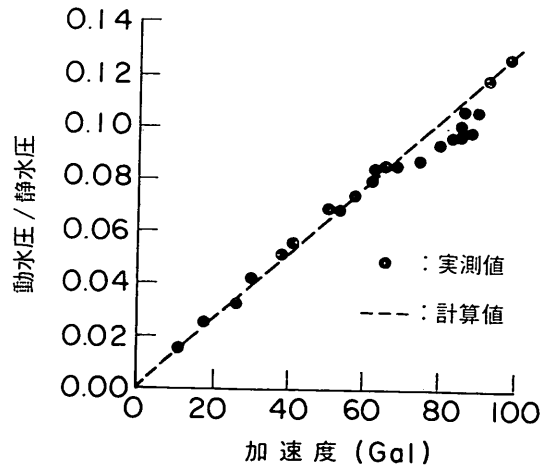


図-7 土圧測定板による動水圧の測定結果



果により、ケーソン模型に作用する裏込めの土圧は土圧測定板によりかなり精度よく測定可能であると考えた。ただし、荷重計の測定値に含まれる土圧測定板の慣性力や土圧測定板とケーソン模型の水による動水圧についての補正は実施した。これについては後述する。

### 3. 静的滑動実験

#### 3.1 実験内容

##### (1) 実験模型

図-8 に静的滑動実験の概要を示す。ケーソン模型とほぼ同じ大きさのモルタル製のブロックでまわりを囲んで砂層を作成した。この砂層の4つの側壁の1つが土圧測定板を取り付けたケーソン模型とそれをはさむ2個のブロックである。この3個を2枚重ねたアクリル板上に置き、上のアクリル板を水平方向に引張試験機で引くことにより、ケーソン模型と2個のブロックを同時に前方に移動させた。変位計によりケーソン模型の滑動変位を測定し、土圧測定板により裏込め土圧を測定した。変位計には防水型の差動トランス式変位変換器（定格容量： $\pm 10\text{mm}$ ）を用いた。写真-1 にこの静的滑動実験の模型を示す。

##### (2) 模型の作製

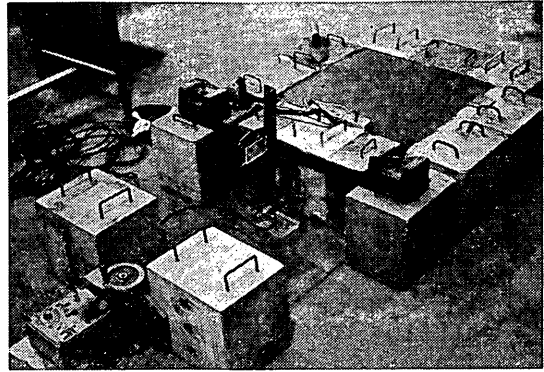


写真-1 静的滑動実験

図-9 に模型の作製手順を示す。土圧測定板を鉛直に立てただけで砂を投入すると、投入が完了するまで土圧測定板を鉛直に維持しておくことが非常に困難であるので、まず、土圧測定板の裏込め側にふたを置き、砂地盤を作製した。この時、砂地盤内の崩壊面を観察するために、層厚4 cm程度ごとに石灰で薄い白色層を作製した。その後、ふたと土圧測定板の間に注意深く砂を投入し、ふたを引き抜いた。この状態で静止土圧を測定後、引張試験機により滑動実験を行った。

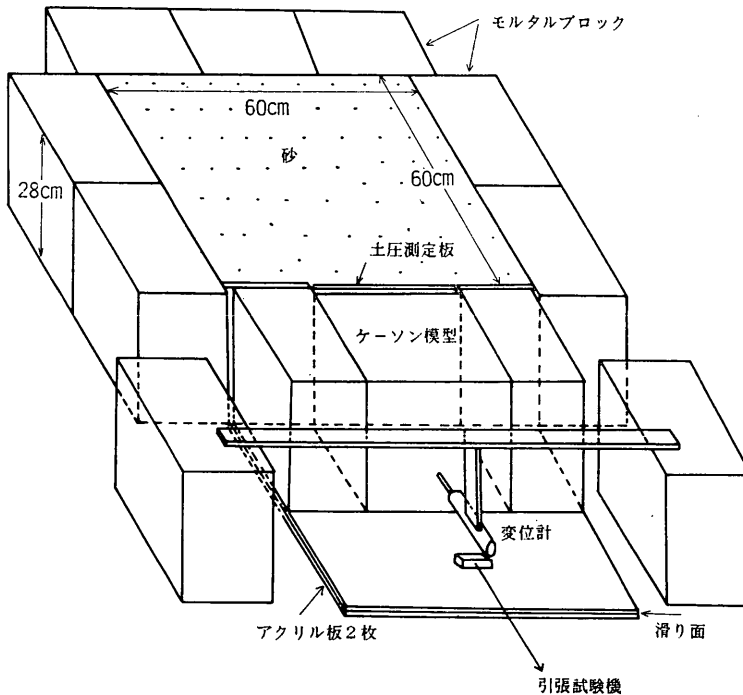
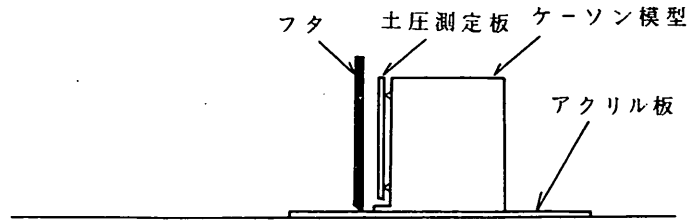
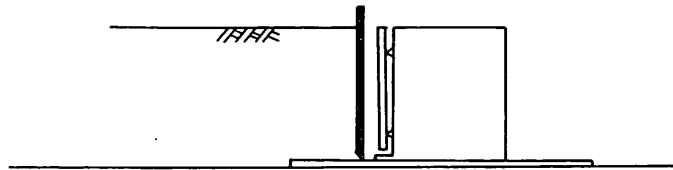


図-8 静的滑動実験

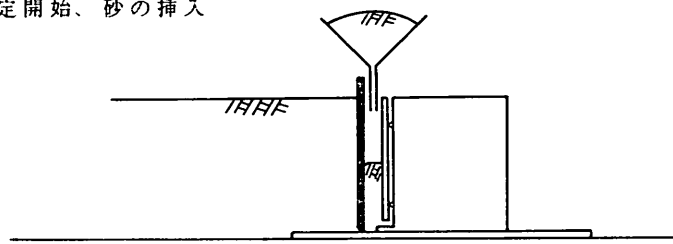
(a)フタの設置



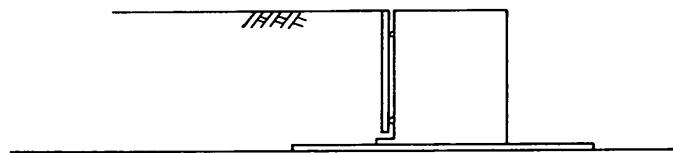
(b)砂地盤作成



(c)測定開始、砂の挿入



(d)フタの引抜後、静止土圧測定



(e)引張開始、主働土圧測定

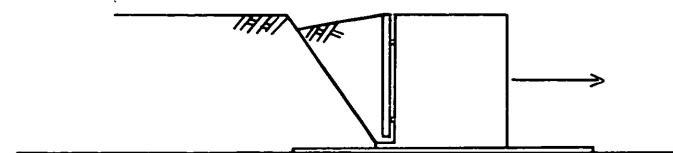


図-9 模型の作製手順

用いた砂の物理試験結果を表-1 に示す。また、作製した砂地盤の諸元を表-2 に示す。表中の内部摩擦角は三軸試験の結果である。

### 3.2 実験結果

土圧測定板の荷重計の測定値より求めた土圧係数と、壁面摩擦係数とを、滑動変位を壁高で除した値に対して

示したのが図-10 である。図には Coulomb の主働土圧係数の値を示したが、測定値とほぼ一致している。

写真-2 にはケーソン模型滑動後に裏込めの表面で観測された崩壊面を示す。裏込め砂層内の崩壊面は、砂層内の白色層の段差より観察した。図-11 にこの観察結果を示す。図には Coulomb の主働土圧の崩壊面の位置が

表-1 静的滑動実験の砂の物理試験結果

項	目	
比重	$G_s$	2.665
最大間隙比	$e_{max}$	1.35
最小間隙比	$e_{min}$	0.87

表-2 静的滑動実験の砂地盤の諸元

項	目	
単位体積重量 ( $gf/cm^3$ )		1.24
含水比 (%)		0.24
間隙比		1.156
相対密度 (%)		40.4
内部摩擦角		40.0

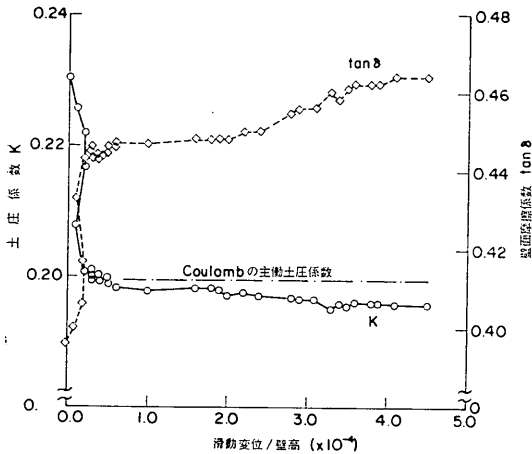


図-10 滑動変位/壁高と土圧係数, 壁面摩擦係数 (静的滑動実験)



写真-2 静的滑動実験後の裏込めの様子

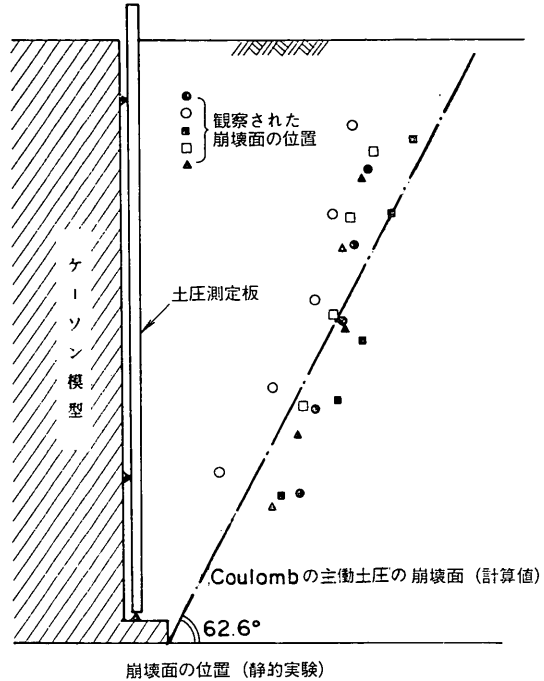


図-11 崩壊面の位置 (静的滑動実験)

示されているが、砂層内で観察されたものとはほぼ一致しているのがわかる。

ここで行った静的滑動実験はケーソン模型の地震時滑動実験で用いる土圧測定板による測定の妥当性の検討に主眼をおいたものであり、ここで実施した静的滑動実験からは、その妥当性は確認されたと考えられる。

#### 4. 地震時滑動実験

##### 4.1 実験内容

###### (1) 振動台

実験に使用した振動台は、運輸省港湾技術研究所所有の粘性土層振動試験装置である。この振動台の性能を表-3に示す。この振動台の動電型駆動方式は、電気油圧式と比較して同一の駆動力を得るには建設費がかかる方式であるが、広い振動数範囲でひずみの少ない精度の高い波形を発生させることができる。本実験ではこの振動台の上に、振動箱(内寸法:長さ3m, 高さ0.6m, 幅0.6m)を設置し、その中に模型を作製して加振した。写真-3には振動台とその上に設置した振動箱を示す。

###### (2) 実験模型および測定器

2.の図-2に示したように、実験模型は振動箱内にケーソン模型とその両側にモルタルブロック(幅が約半分

表-3 粘性土層振動試験装置の性能

振動方向	水平一方向
最大加振力 (tf・G)	18
可動部重量 (tf)	15 (無搭載時)
最大搭載重量 (tf)	25
周波数範囲 (Hz)	0.5~100
最大振幅 (mm)	±50
最大速度 (cm/s)	25
最大加速度 (G)	0.45 (25tf 搭載時)
振動波形	正弦波および任意波形
加速度波形歪率 (%)	5以下 (1~50Hz) 10以下 (1~100Hz)
位相角精度 (度)	±20 (1~50Hz)
ノイズレベル	2Gal 以下
振動台寸法 (m)	4 × 3
台支持方式	三方向静圧油軸受
駆動方式	動電方式

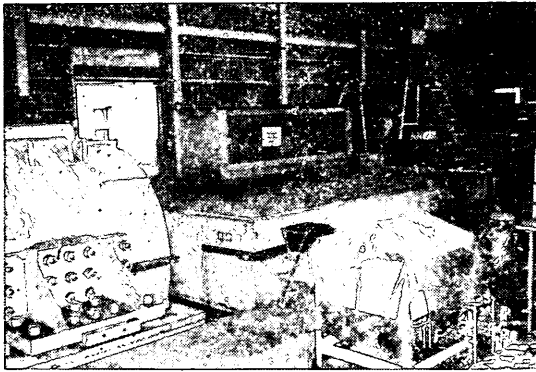


写真-3 振動台上の振動箱

で他はケーソン模型と同寸法)を置き、背後を砂で裏込めして作製した。この模型の断面を図-12~15に示す。

図-12は裏込めの砂層の振動性状を検討するために、できるだけ砂層を長くしたもので、水のない状態で加振実験を行った。その他の実験では図-13~15に示すようにケーソン模型は振動箱のはほぼ中央に置いた。過去に実施した裏込めのない剛体模型だけの地震時滑動実験<sup>3)</sup>ではアクリル板上の剛体模型の滑動について詳しく検討したので、今回の実験でもケーソン模型は振動箱の底に接着したアクリル板の上に置いた。裏込めは3.の図-9に示した方法により作製した。

加速度計により模型の各位置の水平および鉛直方向の加速度を、変位計によりケーソン模型の滑動変位を、土圧測定板によりケーソン模型に作用する土圧を計測した。水がある場合には、上記の計測に加えて、間隙水圧計により砂層内の過剰間隙水圧を、水圧計によりケーソン模型前面に作用する動水圧を計測した。図には明示していないが、2.の図-4に示したように土圧測定板に取付けた土圧計による土圧の計測も行っている。写真-4にはこれら計測器の取付け状況を示す。加速度計は防水型のひずみゲージ式加速度変換器(定格容量:±10G, 応答が一樣な振動数範囲0~150Hz)である。間隙水圧計には既に示した水圧計と同じひずみゲージ式圧力変換器を用いた。水圧計および変位計はこれまでに示したのと同じものを用いた。

ケースA-1~A-4では、砂層の振動性状を検討するために、砂層内の上下方向に3個の加速度計(図中の加速度計番号②, ③, ④)を埋設した。また、土圧測定板とケーソン模型本体の応答加速度の差の有無を検討する

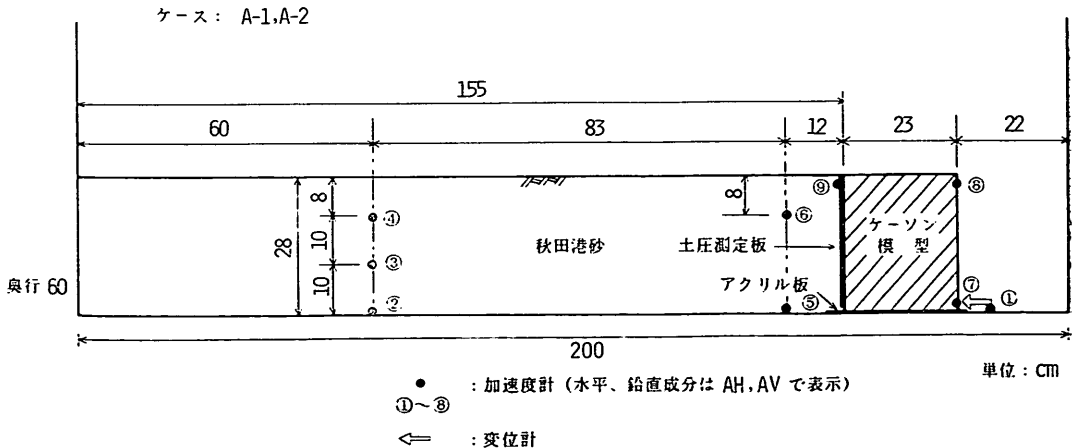


図-12 重力式係船岸模型(ケースA-1, A-2)

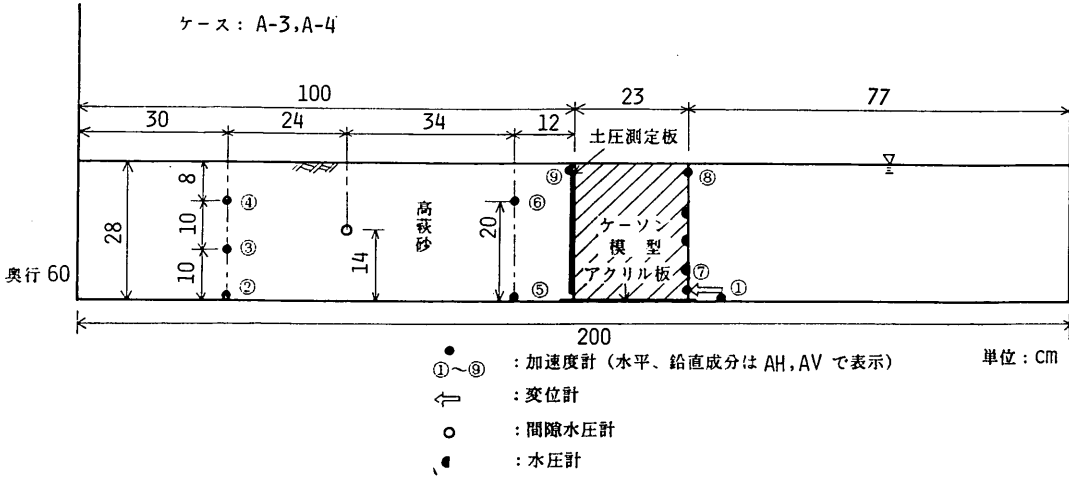


図-13 重力式係船岸模型 (ケース A-3, A-4)

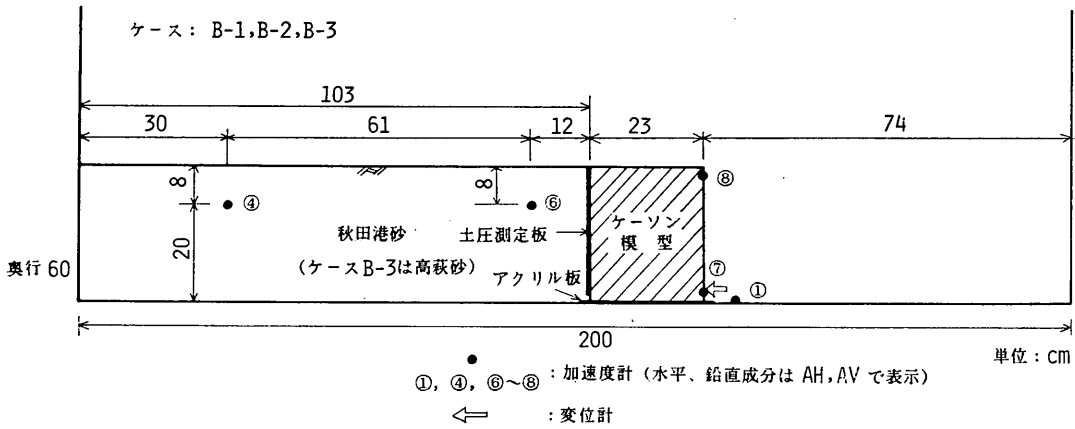


図-14 重力式係船岸模型 (ケース B-1, B-2, B-3)

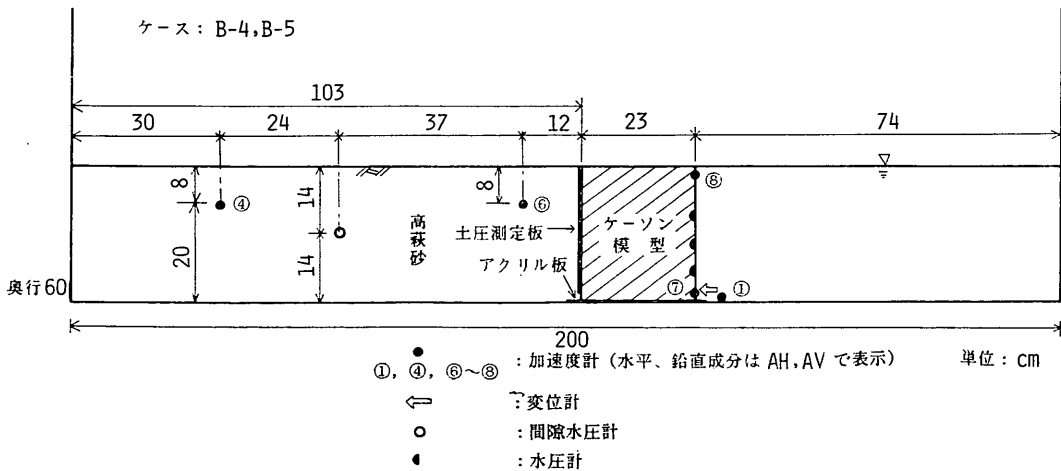


図-15 重力式係船岸模型 (ケース B-4, B-5)

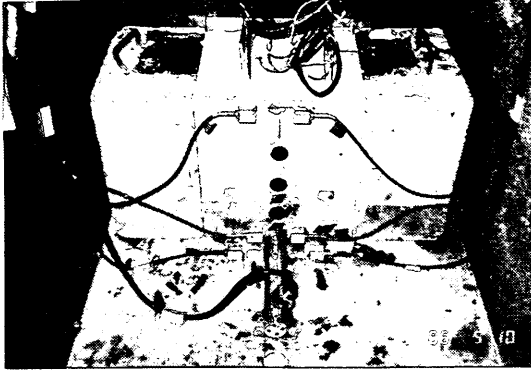


写真-4 測定器の取付け状況

ために、土圧測定板に加速度計(図中の⑨)を取付けた。これらの実験ケース(A-1~A-4)で砂層の振動性状の検討に必要なデータが得られたので、この後に実施した実験ケースB-1~B-5では加速度計番号②, ③, ⑨の加速度計は設置していない。加速度計⑥は、予想される裏込めの崩壊面より上の土くさびの部分の加速度測定を目的としたものである。この加速度計の直下の砂層底面の加速度を測定するために、ケースA-1~A-4では加速度計⑤を設置した。これらのケースで、加速度計①, ②, ⑤はほとんど同じ加速度波形を示すことが判明したので、ケースB-1~B-5では加速度計⑤の設置もとりやめた。

(3) 裏込めに用いた砂

水のない場合の実験では裏込め材料として4つのケースで細砂である秋田港砂を、1つのケースで粗砂である高萩砂を用いた。水がある場合は裏込めが液状化しないように粗砂である高萩砂だけを裏込め材料として用いた。秋田港砂および高萩砂の物理試験結果を表-4に、粒径分布を図-16に示す。図-17には過去に実施された秋田港砂および高萩砂の三軸試験結果を示す。内部摩擦角を相対密度に対して示してある。

(4) 実験内容

模型作製後、まず静止土圧を測定し、模型の性状が大きく変化しないと推察される低い加速度(水がない場合で約100 Gal, 水がある場合で約50 Gal)で加振して各測定計器が正常に作動していることを確認したあと、ケーソン模型が滑動すると予想される加速度(水がない場合で約400 Gal, 水がある場合で約150 Gal)で加振した。入力波形は5 Hzの正弦波で、その波数はケースA-1が10波、その他のケースでは3波とした。

ケースA-1, A-2ではケーソン模型が滑動した加振

表-4 用いた砂の物理試験結果

項目	秋田港砂	高萩砂
比重 $G_s$	2.645	2.655
有効粒径 $D_{10}(\text{mm})$	0.11	0.90
均等係数 $U_c$	1.5	1.5
最大間隙比 $e_{\max}$	1.32	0.90
最小間隙比 $e_{\min}$	0.82	0.65

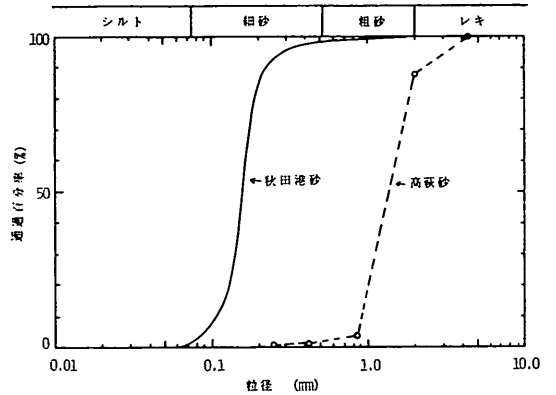


図-16 用いた砂の粒径分布

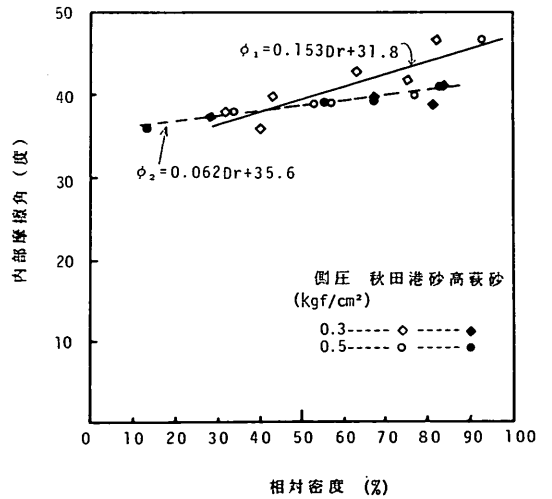


図-17 用いた砂の三軸試験結果

後に、土圧測定板に加速度計⑨を取り付け、さらに加振した。この加振実験により土圧測定板と、ケーソン模型、裏込め砂層の各応答加速度の相違を検討した。このようにケーソン模型が滑動した後に、さらに加振実験を実施したのは加速度計⑨の取り付けが、裏込め砂層作製

表-5 実験ケース一覧表

実験ケース	裏込め材料	水の有無	単位体積重量(注水前, gf/cm <sup>3</sup> )	含水比(%)	乾燥単位体積重量(gf/cm <sup>3</sup> )	飽和単位体積重量(gf/cm <sup>3</sup> )	間隙比	相対密度(%)	内部摩擦角(度)	静的土圧測定の有無	最大入力加速度(Gal)
A-1	秋田港砂	無	1.298	0.34	1.294	—	1.044	55.0	40.2	×	444
A-2	"	"	1.327	0.54	1.319	—	1.004	62.9	41.4	○	437
A-3	高萩砂	有	1.548	0.01	1.548	1.965	0.715	74.0	40.2	×	154
A-4	"	"	1.527	0.08	1.526	1.951	0.740	64.0	39.6	○	151
B-1	秋田港砂	無	1.215	0.45	1.210	—	1.188	26.3	35.8	○	442
B-2	"	"	1.190	0.37	1.186	—	1.230	17.9	34.5	○	405
B-3	高萩砂	"	1.420	0.21	1.417	—	0.874	10.4	36.2	○	440
B-4	"	有	1.540	0.20	1.537	1.958	0.727	69.2	39.9	○	162
B-5	"	"	1.478	0.16	1.476	1.920	0.799	40.4	38.1	○	188
C-1	なし	有	—	—	—	—	—	—	—	—	210

時にはフタ(3.の図-9を参照)の関係から不可能であり、さらにフタ引抜後は土圧測定板の荷重計の測定に支障を及ぼす関係から不可能であったためである。

表-5に実験ケースの一覧表を示す。ケースA-1~A-4と、ケースB-1~B-5は実験実施時期が異なり、模型断面もやや異なるのでAとBで区別したが、実験条件上大きな相異はない。ケースC-1は振動箱内の水中にケーソン模型だけを置いた滑動実験である。土圧測定板の荷重計の接触状態が悪い場合は加振実験の前に土圧測定板の位置を調整した。この場合には静的土圧測定値が得られなかった。一覧表に示すようにこのケースはA-1とA-3であった。

4.2 実験結果

(1) 測定値の時刻歴

ケーソン模型が滑動した加振での各種測定値の時刻歴の一例を図-18に示す。模型各位置の加速度、ケーソン模型の滑動変位、土圧合力の水平と鉛直成分について示してある。図-19は水がある場合の測定値である。ケーソン模型の前面に取り付けた水圧計と裏込め砂層内の水圧計の測定結果も示してある。

図-18に示されているように、ケーソン模型が滑動を開始すると、ケーソン模型の加速度は減少を始め、滑動中はほぼ一定値を示すのがわかる。ケーソン模型背後の裏込め砂層(裏込めの崩壊面より上の砂層の部分)の加速度波形も、ケーソン模型のそれとほぼ同様となっている。このケーソン模型の加速度波形は著者の一人が実施した剛体模型だけの地震時滑動実験<sup>3)</sup>の結果と同様である。このような加速度波形を示すのは、ケーソン模型が滑動を開始すると静摩擦係数から動摩擦係数に変化し、

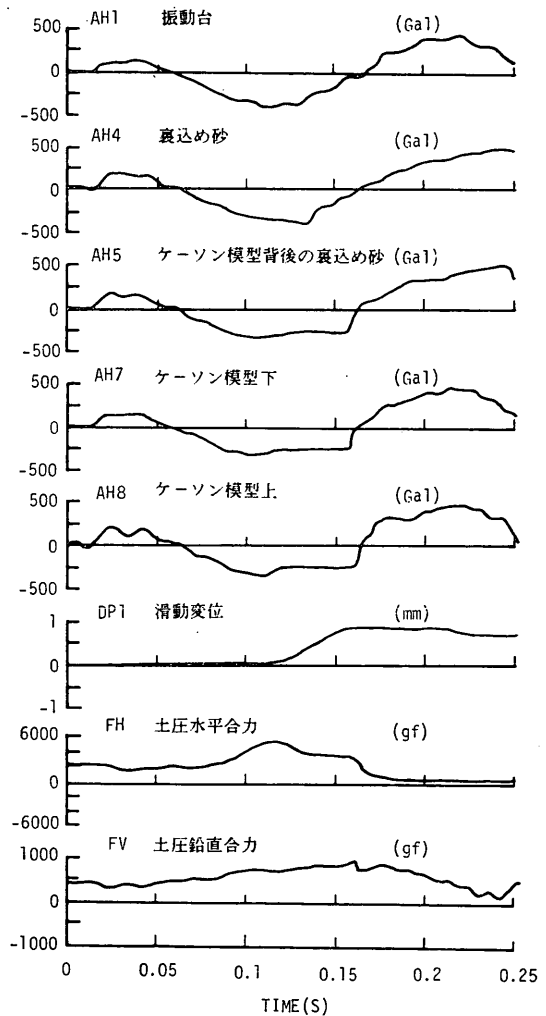


図-18 測定値の時刻歴(水がない場合)

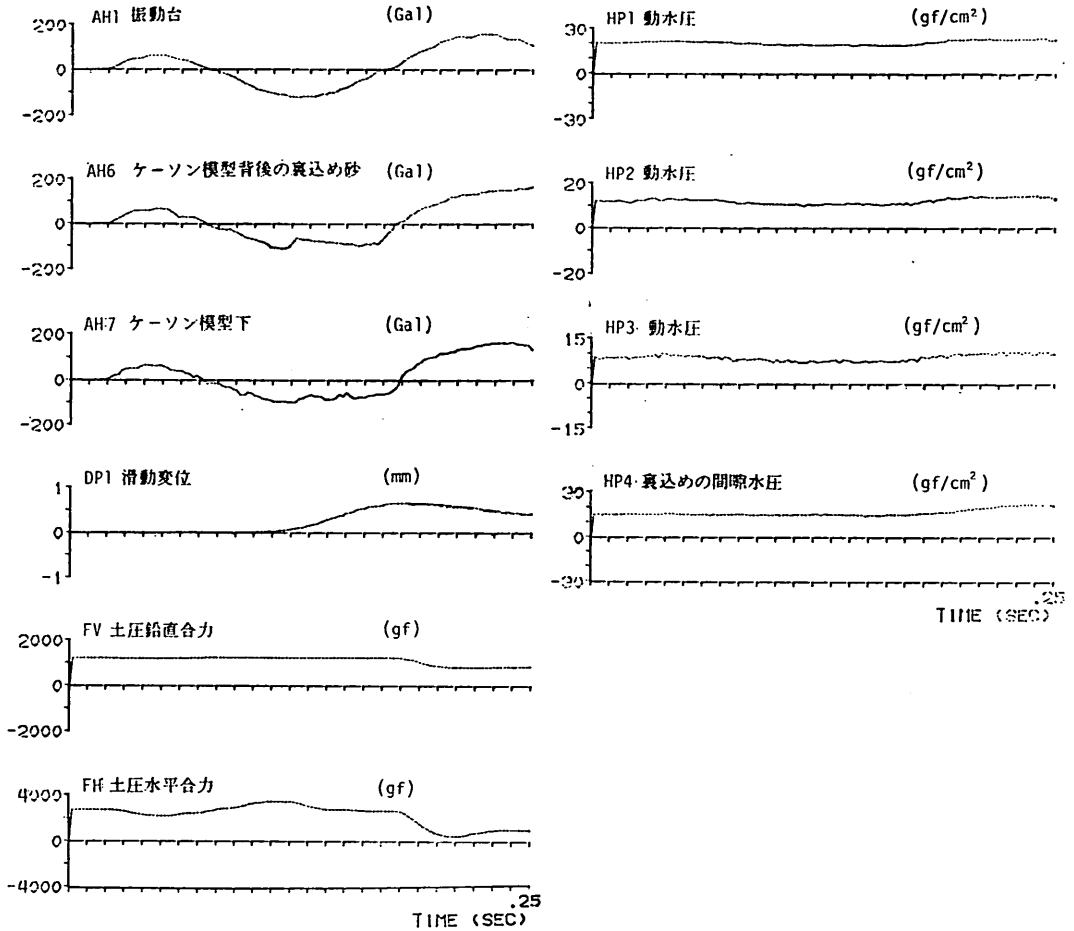


図-19 測定値の時刻歴 (水がある場合)

滑動中は一定の動摩擦係数を示すためである。土圧水平合力はケーソン模型が滑動を開始すると、ケーソン模型の加速度波形と比較するとゆるやかであるが減少し、滑動中はほぼ一定値を示している。

(2) 模型の加速度応答

図-20 に裏込め砂層内の最大加速度の高さ方向の分布を示す。高さ方向に加速度の増幅はなく、裏込め砂層はほぼ一様に振動しているのがわかる。これをさらに明確にするため、AH2の加速度を入力とし、AH4の加速度を出力とした周波数伝達関数を求めた結果を図-21に示す。図には入力および出力の加速度のパワースペクトル、周波数伝達関数、位相が示されている。図より、振動数が本実験の入力正弦波の振動数である5Hzの場合に増幅率が1となっており、高さ方向に加速度の増幅がないことがわかる。

次に、ケーソン模型の最大加速度の高さ方向の分布を図-22に示す。ケーソン模型の天端の最大加速度は、ケーソン模型の下端のそれよりやや大きい値を示しているが、ケーソン模型はほぼ剛体として振動しているものと考えられる。

以上に示したように、模型はほぼ全体的に一樣に振動していると考えられるが、土圧測定板だけが異なった振動を示すことが考えられたのでこの点について検討した。土圧測定板の応答加速度と、ケーソン模型、ケーソン模型のすぐ背後の裏込め砂層、ケーソン模型から離れた位置の裏込め砂層のそれぞれとを比較した。図-23には土圧測定板の応答加速度(AH9)と、裏込め砂層のそれ(AH4, AH6)を比較したもの、図-24は土圧測定板の応答加速度(AH9)と、裏込め砂層のそれ(AH6)、ケーソン模型天端のそれ(AH8)を比較し



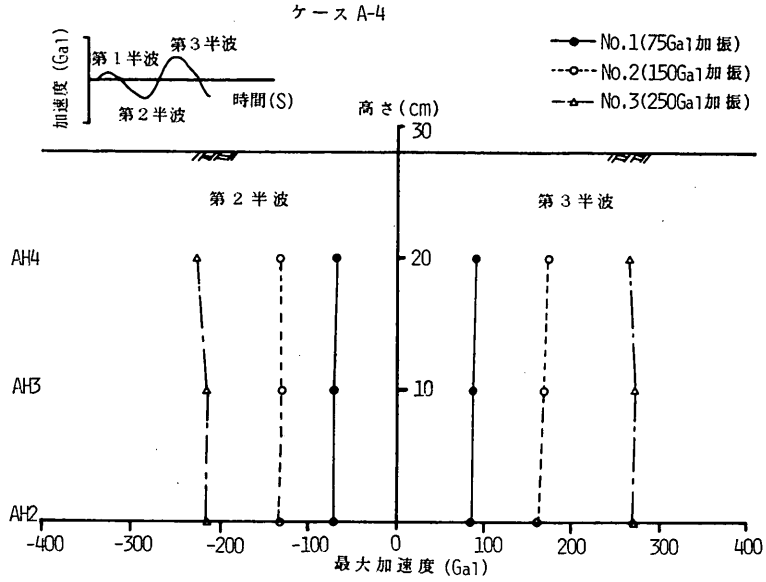


図-20 裏込め砂層内の最大加速度の高さ方向の分布

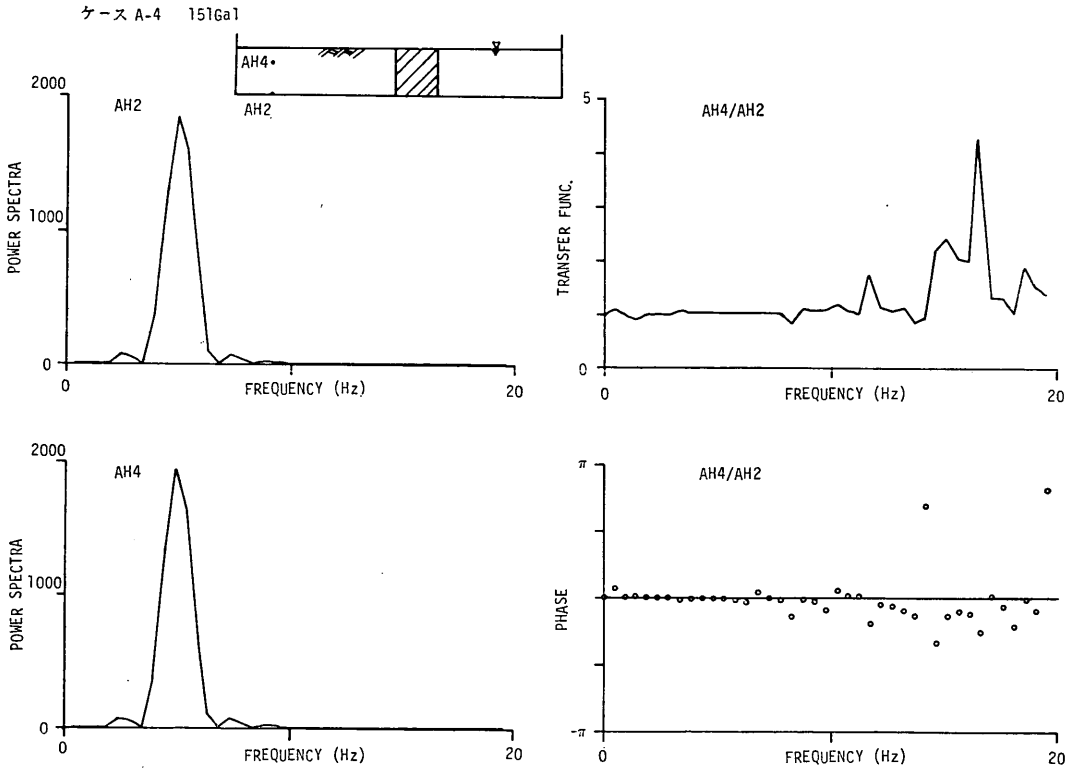


図-21 周波数伝達関数

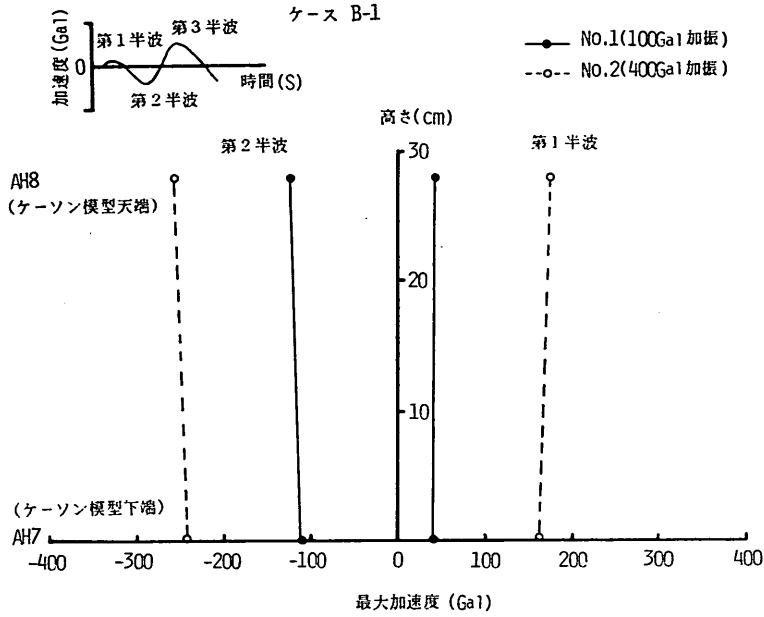


図-22 ケーソン模型の最大加速度の高さ方向の分布

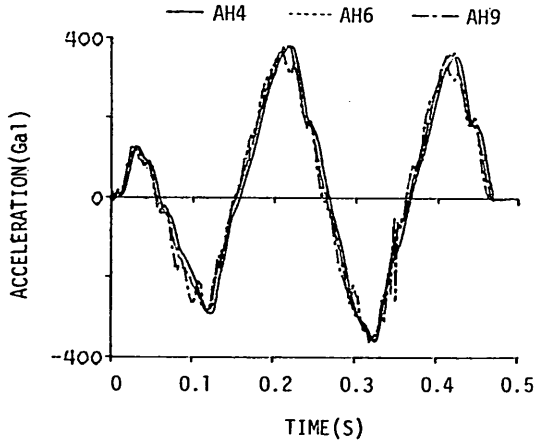


図-23 模型の各位置の加速度波形の比較 (AH4, AH6, AH9)

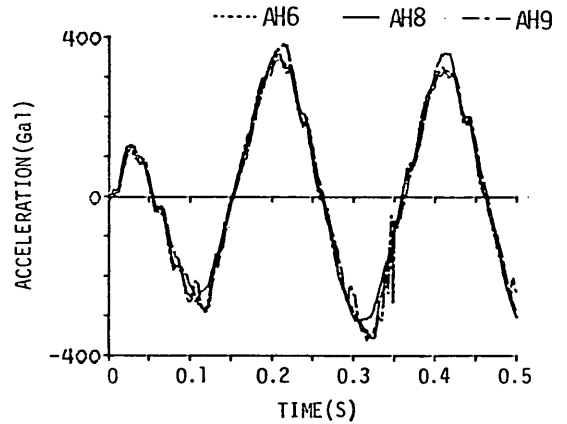


図-24 模型の各位置の加速度波形の比較 (AH6, AH8, AH9)

たものである。両図から、土圧測定板は模型の他の部分とほぼ同様に振動していることがわかる。

(3) 荷重計の測定値の補正

荷重計の測定値には、土圧測定板の慣性力と、水がある場合のケーソン模型と土圧測定板の間の水による動水圧が含まれていると考えられるのでこの点についての補正を行った。

土圧測定板の慣性力を求めるには土圧測定板の応答加

速度 (AH9) を用いるべきであるが、4.1 で説明したように AH9 の加速度計の取り付けが不可能であったので、ケーソン模型の滑動時の AH9 の測定値は得られていない。図-25 には、AH9 と、AH7 と AH8 の平均値を用いて補正した場合の土圧合力が比較してあるが、ほとんど差がないのがわかる。この実験はケーソン模型が滑動した後に、加速度計を土圧測定板に取り付けて実施したものである。また、図-24 に示したように AH9

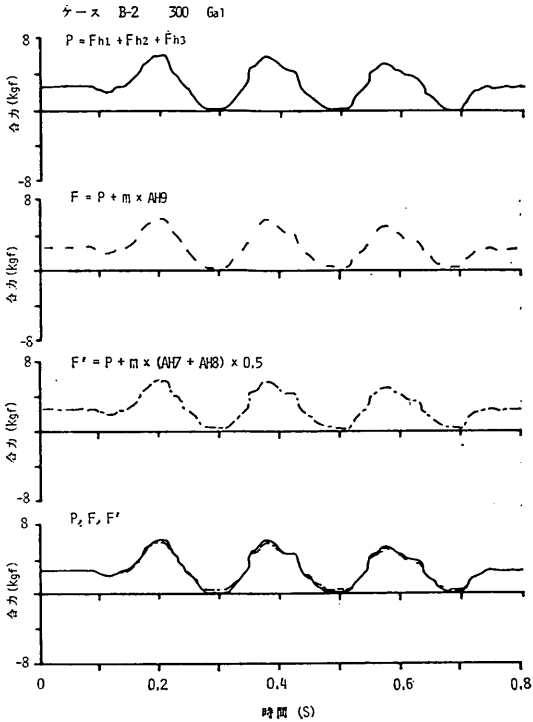


図-25 土圧測定板の慣性力の補正に用いる加速度

と AH 8 の加速度波形もほとんど差がなかった。これらことから、土圧測定板の慣性力を求める場合には土圧測定板はケーソン模型と同じように振動するとして AH 7 と AH 8 の平均値を用いることとした。

ケーソン模型と土圧測定板の間の水の動水圧は次式により計算した。この式は直方体状の中空部の水による動水圧を与える式である。

$$P_d = \frac{7}{12} k \gamma_w H_w^2 \frac{L}{1.5 H_w} \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 $P_d$ ：動水圧合力 (tf/m)

$\gamma_w$ ：水の単位体積重量 (1 tf/m<sup>3</sup>)

$k$ ：震度

$H_w$ ：水深 (m)

$L$ ：水が占める空間の振動方向の長さ (m)

(4) 地震時土圧の測定結果

荷重計の測定値の補正を行い、式(1)より得られた土圧合力から求められる土圧係数と、式(2)、式(3)よりそれぞれ求められる壁面摩擦係数、作用点を滑動変位に対して示したのが図-26 である。作用点および滑動変位はケーソン模型の壁高で除している。ケース B-1 の壁面摩擦係数が他のケースと異なっている以外は、各ケースのそ

れぞれの値はほぼ同じ傾向を示している。

土圧係数は滑動開始時が0.5~0.6である。滑動変位が増加し、滑動変位/壁高が  $10^{-3} \sim 2 \times 10^{-3}$  で0.3前後の一定値となっている。この土圧係数が一定値の状態が裏込め砂の主働状態と考えられる。Terzaghi<sup>9)</sup>、市原・松澤<sup>10)</sup> はそれぞれの室内実験で、壁高に対して  $10^{-3} \sim 10^{-4}$  の壁変位が生じると裏込め砂は主働状態になるとしており、今回の実験も同様の結果となっている。土圧係数の値を滑動開始時と滑動時(図-18 で土圧係数がほぼ一定となっている状態)について示したものが図-27 である。

図には滑動開始時、滑動時の土圧係数の計算値も示してある。滑動開始時の土圧係数は次式より求めた。

$$K_{AS} = K_0 + (K_{AE} - K_A) \quad \dots\dots(5)$$

ここに、 $K_{AS}$ ：滑動開始時の土圧係数

$K_0$ ：静止土圧係数

$K_{AE}$ ：物部・岡部の地震時主働土圧係数

$K_A$ ：Coulombの主働土圧係数

この式は滑動開始時の土圧が、静止土圧に、物部・岡部の地震時の主働土圧と Coulomb の主働土圧の差を加算した値になると仮定したものである。 $K_{AE}$  は表-5 の内部摩擦角  $\phi$  と壁面摩擦角  $\delta = 1/2\phi$  とケーソン模型の加速度を重力加速度で除した値を与えて求める。 $K_A$  は表-5 の内部摩擦角  $\phi$  と壁面摩擦角  $\delta = 1/2\phi$  より求める。 $K_0$  はここでは実験時の加振前の土圧係数を与えた。図に示すように計算値は測定値とほぼ一致しており、滑動開始時の土圧係数は式(5)により与えられると考える。この  $K_{AS}$  は市原・松澤<sup>10)</sup> の地震時静止土圧係数  $K_{AR}$  の考え方と似たものである。ただし、市原・松澤は  $K_{AR}$  を次式で与えている。

$$K_{AR} = K_0 + \frac{1}{2} (K_{AR} - K_A) \quad \dots\dots(6)$$

滑動時の土圧係数の値は、表-5 の内部摩擦角  $\phi$  と壁面摩擦角  $\delta = 1/2\phi$  とケーソン模型の加速度を重力加速度で除した値を用いて物部・岡部の地震時主働土圧係数を与える式より求めた。図に示すように、計算値の方がやや大きくなっている。

市原・松澤<sup>10)</sup> によれば、土圧合力の作用点は物部・岡部の地震時土圧の三角形分布のそれより高く、次のように与えられるとしている。

$$\frac{h}{H} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{K_A}{K_{AE}} \quad \dots\dots(7)$$

本実験の場合について式(7)より、 $\phi = 35^\circ$ 、 $\delta = 1/2\phi$ 、 $k = 0.4$  として  $h/H$  を求めると0.43となる。この計算結

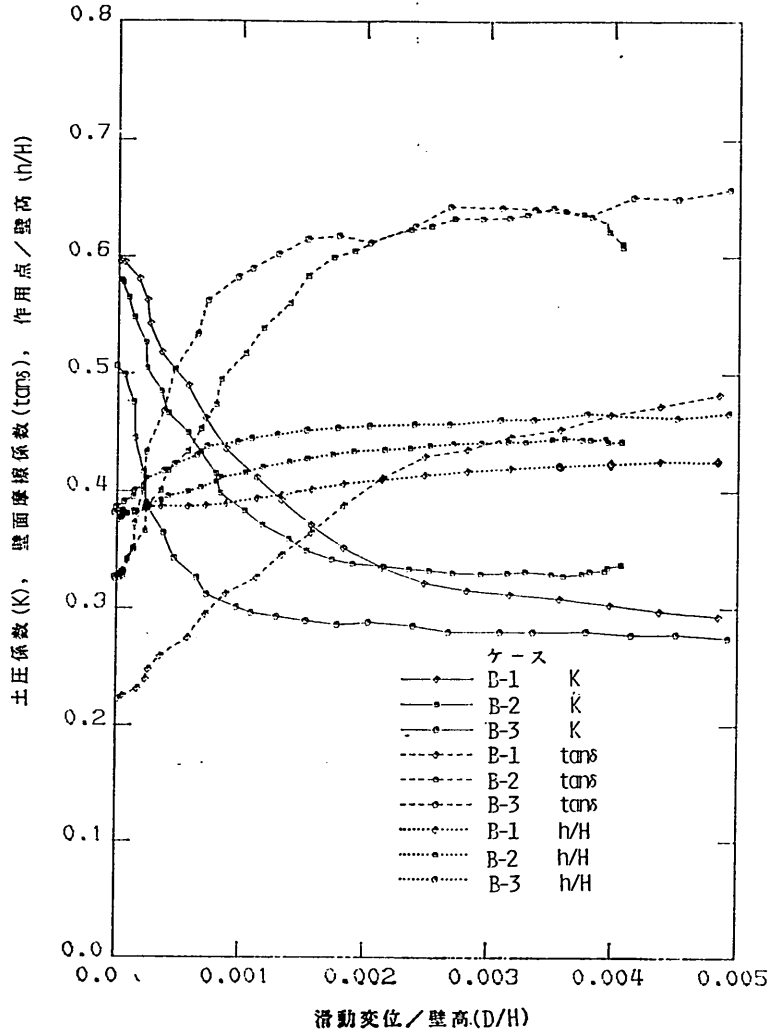


図-26 土圧三要素の測定結果

果は図-26 の測定結果とはほぼ一致している。

図-28 には土圧測定板に取り付けられた土圧計の動土圧（土圧の動的な振幅）の高さ方向の分布を示してある。図に示した実線は三角形分布を仮定して求めた荷重計の測定値から与えられた動土圧分布である。図に示すように、実線は土圧計の測定値よりやや大きくなっている。このように、土圧計による計測値は動土圧の検討に利用可能であると考えられるが、本報告では土圧計の測定値の検討はここまでとした。

図-29 には地震時滑動実験で観察された裏込め内の崩壊面をケース A-1, A-2 の場合について示す。図中一点鎖線は物部・岡部の地震時主働土圧の崩壊面である。

この崩壊面の計算において、内部摩擦角 $\phi$ は表-5のケース A-1, A-2 の内部摩擦角の平均値を与え、壁面摩擦角 $\delta$ は $\delta = 1/2\phi$ とし、滑動開始時の加速度を重力加速度で除した値を震度として与えた。この計算値は実験で観察されたものとはほぼ一致している。図-30 は実験後に測定した裏込め内各位置の残留変位ベクトルである。崩壊面より上の部分のケーソン模型に近い部分の残留変位ベクトルがかなりの沈下を示し、ケーソン模型側に移動しているのがよくわかる。写真-5 は実験後のケーソン模型背後の裏込め表面を示したものである。写真-2 で示した静的滑動実験のように砂層表面に明確な崩壊面が認められない。

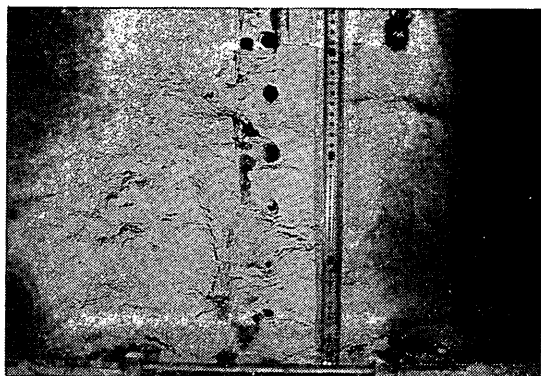


写真-5 地震時滑動実験後のケーソン模型背後の裏込め表面

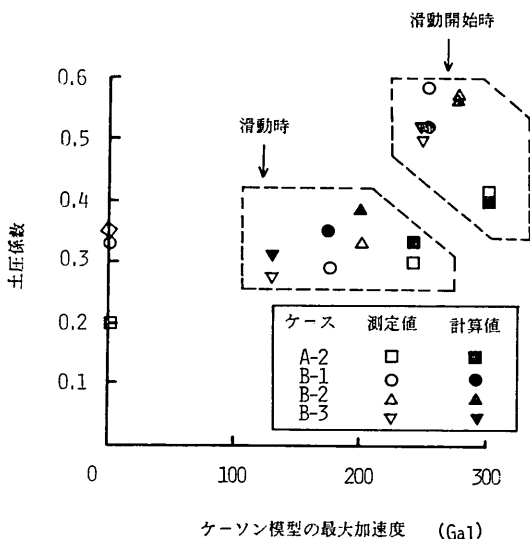


図-27 滑動開始時および滑動時の土圧係数

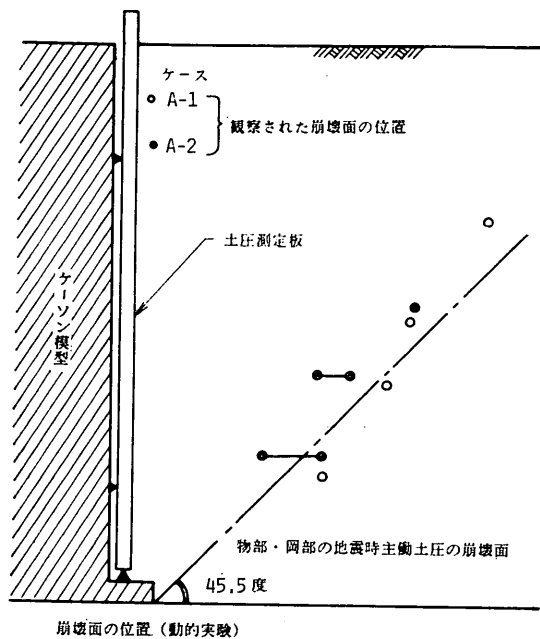


図-29 崩壊面の位置（動的実験）

## 5. 地震時滑動量推定手法

### 5.1 剛体滑動モデル

#### (1) 計算手法

剛体滑動モデルは Newmark<sup>11)</sup>, 藤野・佐々木・伯野<sup>4)</sup>が提案しているもので、図-31 に示すように剛な基礎の上の剛体の滑動を検討するものである。藤野らは次のように仮定している。

- i) 構造物と基礎は剛体で、剛体構造物はロッキング振動をしない。

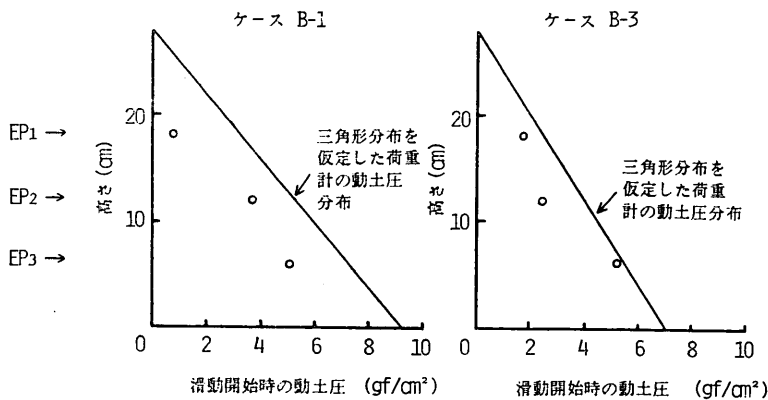


図-28 動土圧の分布

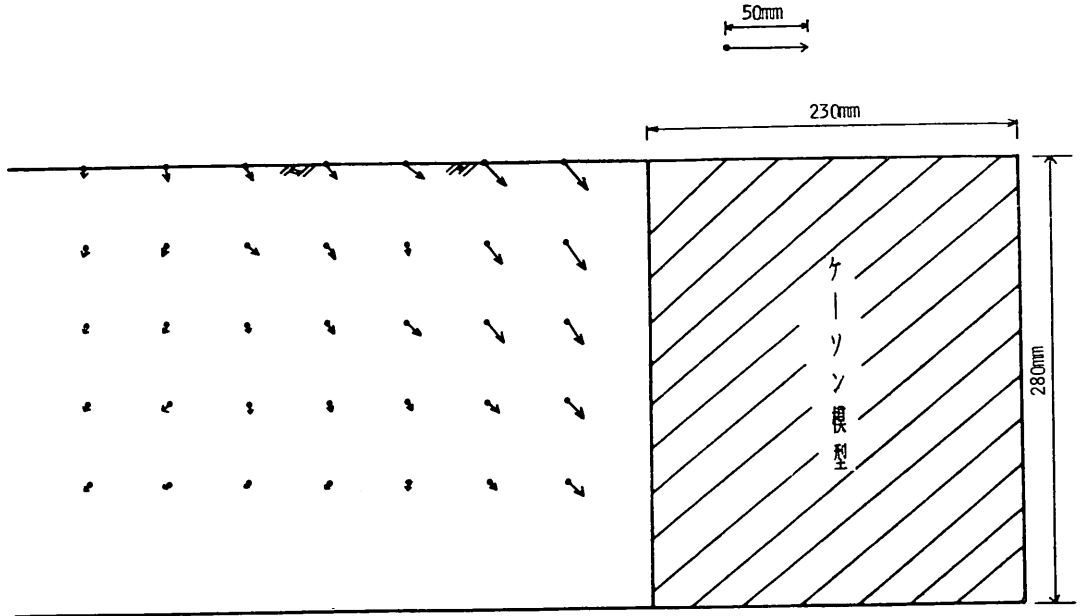


図-30 裏込めの残留変位ベクトル

ii) 構造物と基礎の間にはクーロン摩擦のみが作用し、粘着力等は考慮しない。

iii) 動摩擦係数は静摩擦係数より小さく、滑動中は一定である。

藤野らは以上の仮定のもとで、剛な基礎が水平あるいは斜面の場合について、上下動を考慮して、いくつかの強震記録について計算した滑動変位量を示している。

ここでは藤野らの剛体滑動モデルを裏込めがあり、水中に建設される重力式係船岸に拡張した場合の地震時滑動量の計算手法を示す。ここで提案する重力式係船岸の地震時滑動計算モデルを図-32 に示す。このモデルによる計算手法は以下のとおりとなる。

重力式係船岸の壁体は裏込めの土圧、壁体前後の水による動水圧、壁体に作用する慣性力が壁体底面の摩擦力より大きくなれば滑動を開始する。この壁体が滑動を開始する条件は次式となる。

$$\mu_s \cdot \left\{ \frac{(W - F_B)}{g} \cdot (g + A_v) + E_{AS} \sin \delta \right\} < -\frac{W}{g} A_h + P_d + P_d' + E_{AS} \cos \delta \quad \dots\dots(8)$$

ここに、 $W$  : 壁体の重量

$F_B$  : 壁体の浮力

$g$  : 重力加速度

$A_h$  : 剛基礎の水平方向加速度

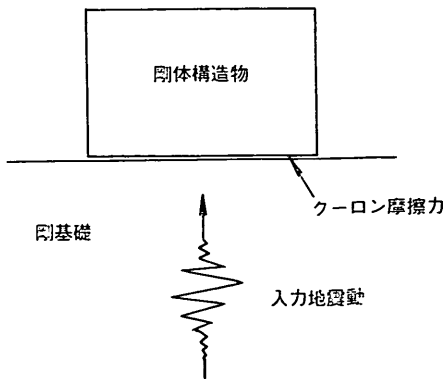


図-31 剛体滑動モデル

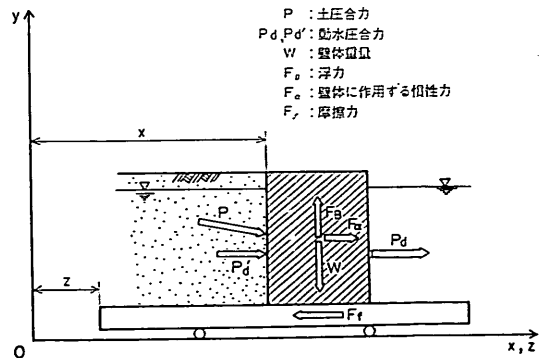


図-32 重力式係船岸の地震時滑動量計算モデル

$A_v$  : 剛基礎の上下方向加速度

$E_{AS}$  : 土圧合力

$\delta$  : 壁面摩擦角

$P_d, P_d'$  : 壁体前後に作用する動水圧合力

$\mu_s$  : 静摩擦係数

壁体の滑動開始後、壁体と基礎の間の摩擦係数は静摩擦係数から動摩擦係数に変化し、滑動中の壁体は次の運動方程式に従う。

$$\frac{W}{g} \ddot{x} = E_{AD} \cos \delta + P_d + P_d' - \mu_d \left\{ \frac{(W - F_B)}{g} \cdot (g + A_v) + E_{AD} \sin \delta \right\} \dots (9)$$

ここに、 $E_{AD}$  : 滑動中の壁体に作用する土圧合力

$\mu_d$  : 動摩擦係数

$\ddot{x}$  : 壁体の絶対水平加速度

滑動後の壁体は基礎と壁体の相対速度が0になると基礎に対して静止し、基礎と一体となって振動する。

(2) 地震時土圧および動水圧

前述した剛体滑動モデルにより重力式係船岸の地震時滑動量を計算する場合、地震時土圧をどう評価するかが重要である。すなわち、式(8)における滑動開始時の土圧合力  $E_{AS}$  と、式(9)の滑動中の土圧合力  $E_{AD}$  をどのように与えるかが問題となるが、ここでは次のような地震時土圧を仮定した。

まず、滑動開始時の土圧は、4.2 で実験結果に基づいて提案した式(5)で与えられる土圧係数より求められるとした。すなわち、滑動開始時の土圧は、静止土圧に、物部・岡部の地震時主働土圧と Coulomb の主働土圧の差を加算したものとした。これは、図-33 に示すように、物部・岡部の地震時主働土圧を、地盤加速度0において静止土圧に一致するように平行移動させた土圧になる。

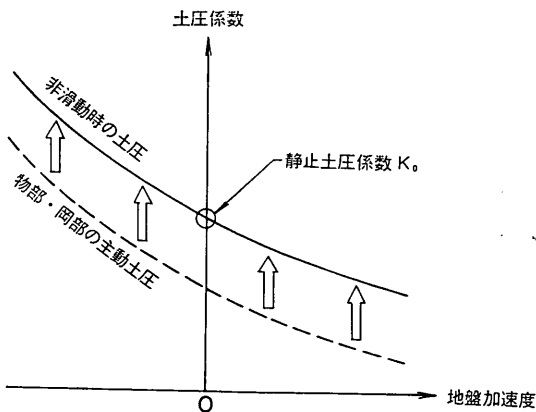


図-33 滑動量計算のための地震時土圧の仮定

滑動中の壁体には物部・岡部の地震時主働土圧が作用すると考え、さらに、この物部・岡部の地震時主働土圧の土くさびが崩壊面に沿って滑り落ちることによって生じる鉛直加速度の影響も評価することとした。与えられた崩壊面上の土くさびによる土圧は次のように与えられる。

図-34 のように崩壊面が与えられた時の力のつり合いから次式が与えられる。

$$\begin{cases} Ma_h = -E \cos \delta - S \cos \zeta + N \sin \zeta & \dots (10) \\ Ma_v = E \sin \delta + S \sin \zeta + N \cos \zeta - Mg & \dots (11) \end{cases}$$

ここに、 $M$  : 土くさびの質量

$E$  : 壁体に作用する土圧合力

$S$  : 崩壊面に沿ったせん断力

$N$  : 崩壊面に垂直な力

$\delta$  : 壁面摩擦角

$\zeta$  : 崩壊角

$g$  : 重力加速度

$a_h$  : 土くさびの水平加速度

$a_v$  : 土くさびの鉛直加速度

崩壊面では

$$S = N \cdot \tan \phi \dots (12)$$

ここに、 $\phi$  : 土の内部摩擦角

基礎の水平、鉛直加速度をそれぞれ  $A_h, A_v$  とすると、

$$\frac{a_v - A_v}{a_h - A_h} = \tan \tau \dots (13)$$

となる。式(12)、式(13)を、式(10)、式(11)に代入すると次式が得られる。

$$E = M \cdot \frac{a_h \cdot C_2 + \{A_v - (a_h - A_h) \tan \zeta + g\} C_1}{\sin \delta \cdot C_1 - \cos \delta \cdot C_2} \dots (14)$$

$$C_1 = \tan \phi \cdot \cos \zeta - \sin \zeta \dots (15)$$

$$C_2 = \tan \phi \cdot \sin \zeta - \cos \zeta \dots (16)$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{H^2}{\tan \zeta} \cdot B \dots (17)$$

ここに、 $\gamma$  : 土の単位体積重量

$H$  : 壁体の高さ

$B$  : 壁体の幅

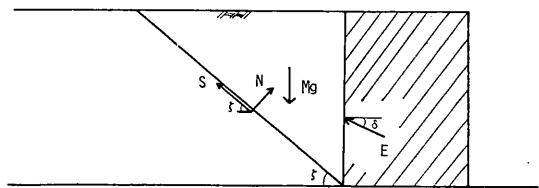


図-34 土くさびの力のつりあい

崩壊面が与えられた時、壁体に作用する土圧は基礎の水平、鉛直加速度および土くさびの水平加速度により、式(4)から求められる。

滑動時に壁体に作用する土圧は、滑動開始時に発生した崩壊面により生じた土くさびの滑動によって生じる土圧とした。この土圧は式(4)により、基礎の水平、鉛直加速度と壁体の水平加速度（壁体と土くさびの水平加速度は等しいとした）より求める。壁体の水平加速度は各時刻において未知の値であるので、まず仮定値（基礎の水平加速度）を与え、繰り返し計算で求めた。

滑動後、再び静止した後に作用する土圧については、実験結果から判断して、Coulomb の主働土圧が壁体に作用するとした。

物部・岡部式で残留水位以下の裏込め土の地震時主働土圧を計算する場合には、水中の見掛けの震度が用いられている。これまでに提案されている水中の見掛けの震度の算定式は次に示す3つに分けられる。一つは現在の港湾施設の設計で採用されているもので、地震時に間隙水が裏込め土と一体となって動くとして、水中の見掛けの震度を次式で与えている。

$$k' = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - 1} \cdot k = \frac{G_s + e}{G_s - 1} \cdot k \quad \dots\dots(18)$$

- ここに、  $k'$  : 水中の見掛けの震度
- $k$  : 空気中における震度
- $\gamma_{\text{sat}}$  : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量
- $e$  : 間隙比
- $G_s$  : 土の比重

この場合には間隙水による動水圧は考慮しない。第二の

水中の見掛けの震度の考え方は土の透水性が大きい時に、間隙水が土中の間隙中を移動することを考慮して与えられるもので、水中の見掛けの震度は次式となる。

$$k' = \frac{G_s}{G_s - 1} \cdot k \quad \dots\dots(19)$$

この場合には裏込め土中の間隙水の動水圧を考慮する必要があるが、この算定方式の1つに松尾・大原<sup>12)</sup>の提案がある。最近、松澤・石橋・河邑<sup>13)</sup>は次に示すような新しい水中の見掛けの震度の算定式を提案している。

$$k' = \frac{G_s + me}{G_s - 1} \cdot k \quad \dots\dots(20)$$

$$m = 0.5 + 0.53 \tanh\left(\frac{2\pi n \gamma_w H_w^2}{7E_0 k_p T}\right) \quad \dots\dots(21)$$

- ここに、  $E_0$  : 間隙水の体積弾性率
- $k_p$  : 裏込め土の透水係数
- $T$  : 入力地震動の周期
- $H_w$  : 水深
- $n$  : 裏込め土の間隙率
- $\gamma_w$  : 水の単位体積重量

$m$ は0から1の値をとり、0の場合が式(19)で、1の場合が式(18)である。本報告の実験の場合の裏込め砂の場合について  $m$  を求めると、透水係数は約 0.6 cm/s であるので<sup>14)</sup>、0に近い値となる。したがって、本実験の裏込め砂の場合は透水性の大きい土とみなしてよいと考える。

ケーソン模型の前面には水圧計が取付けてあり、その測定結果の一例は図-19に示した。図-19に示したようにケーソン模型が前方に滑動する時、ケーソン模型に作用する動水圧はケーソン模型を前方に引き出す方向に作用している。ケーソン模型のように剛な鉛直壁に作用す

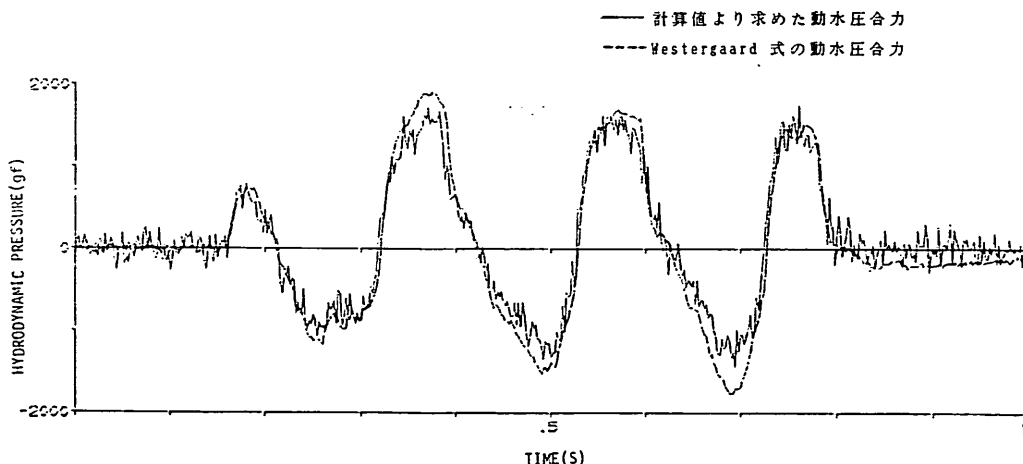


図-35 ケーソン模型に作用する動水圧合力



る動水圧の算定式としては次に示す Westergaard よるにものがある。

$$P_d = \frac{7}{12} k \gamma_w H_w^2 \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $P_d$ ：動水圧合力

$k$ ：震度

$\gamma_w$ ：水の単位体積重量

$H_w$ ：水深

図-35は動水圧合力の計測値と Westergaard の簡略式の値とを比較したものである。図中の実線で示す動水圧合力の計測値は、水圧計の計測値に Westergaard の簡略式の分布形を最小二乗法を用いてあてはめて求めた。図中の点線で示す動水圧合力の計算値は、ケーソン模型の加速度を与えて式(2)から求めた。図に示すように、両者はほぼ一致しており、ケーソン模型に作用する動水圧は Westergaard の簡略式により求められると考える。

ケーソン模型の背面に裏込めの間隙水による動水圧が作用すると考える。裏込め材料の透水性が非常に大きい場合は、水だけの場合と同じ程度の動水圧が作用することが推察される。大原<sup>15)</sup> は裏込めの間隙水による壁体に作用する動水圧の算定式を与えている。これによれば、次式を満足すると、裏込めの間隙水による動水圧は Westergaard 式で与えられるとしている。

$$\frac{\rho_w n g \omega H_w^2}{E_v k_p} \leq 1 \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 $\rho_w$ ：水の密度

$\omega$ ：入力地震動の円振動数

本報告の実験の場合について式(3)の左辺を計算すると約 0.01であり、式(3)を満足している。

以上の検討結果をまとめると以下のとおりになる。

- i) 滑動開始時の土圧は、静止土圧に、物部・岡部の地震時主働土圧と Coulomb の主働土圧の差を加算したものとす。
- ii) 滑動時に壁体に作用する土圧は、滑動開始時の物部・岡部の地震時主働土圧の崩壊面により生じた土くさびの滑動によって生じる土圧である。
- iii) 滑動後、再び静止した壁に作用する土圧は、Coulomb の主働土圧とする。
- iv) 水がある場合の地震時土圧の算定は水中の見掛けの震度によって求める。
- v) 壁体の前面および背面に作用する動水圧は Westergaard の簡略式により求める。

(3) 計算結果と実験結果の比較

表-6 に計算条件を示す。水のない場合は4つの実験ケースについて、水のある場合は2つの実験ケースについて計算した。なお、水のある場合についてはケーソン模型だけの実験ケース(C-1)についても計算した。単位体積重量、内部摩擦角は表-5の値を用いた。壁面摩擦角は内部摩擦角の0.5倍とした。静摩擦係数、動摩擦係数はそれぞれ0.5と0.4とした。これは、ケーソン模型の加速度波形から推定される滑動開始時、滑動時の摩擦係数の値、および、過去に実施したケーソン模型だけの地震時滑動実験の結果得られた摩擦係数の値<sup>3)</sup>を参考にして定めた。

水がある場合については以下の2つの条件について計算を実施した。

条件1：水中の見掛けの震度を式(18)より求める。ケーソン模型の前面、背面の動水圧は考慮しない

表-6 計算条件一覧表

計算 No.	実験 ケース	裏込め材料	水の有無	静止土圧 (gf)	静摩擦係数	動摩擦係数	水中の見掛けの震度	前面動水圧	背面動水圧
1	A-2	秋田港砂	無	2601	0.5	0.4	—	—	—
2	B-1	"	"	3947	"	"	—	—	—
3	B-2	"	"	4187	"	"	—	—	—
4	B-3	高萩砂	"	4871	"	"	—	—	—
5	B-4	"	有	3148	"	"	(18式 (設計法) 19式	0	0
6	"	"	"	"	"	"	"	W式	W式
7	"	"	"	"	"	"	"	"	0
8	B-5	"	"	3640	"	"	(18式 (設計法) 19式	0	0
9	"	"	"	"	"	"	"	W式	W式
10	"	"	"	"	"	"	"	"	0
11	C-1	なし	"	—	"	"	—	—	—

W式：Westergaard の簡略式

(現行設計法)。

条件2：水中の見掛けの震度を式(19)より求める。  
 ケーソン模型の前面および背後に作用する動水圧は Westergaard の簡略公式より求める値とする。

上記の条件1は現行設計法の場合であり。条件2は裏込めの間隙水が土中の間隙中を移動するとした場合で、この場合には間隙水の動水圧を考慮する必要がある。この間隙水の動水圧は松尾ら<sup>12)</sup>の提案により、透水性が十分大きいと考え、Westergaard の簡略公式より求める値を与えた。

図-36~42 に計算結果を実験結果と比較して示す。図中、実線が実験結果、破線が計算結果である。ケーソン模型の加速度、滑動変位/壁高、土圧係数について示してある。水がない場合の1回目の滑動については、計算結果と実験結果はほぼ一致していると考えられる。2回目の滑動について計算結果と実験結果の一致が悪い。これは、一度滑動した後の静止土圧を本報告では静的主動土圧まで低下させているのがこれが明確に検証されていない点、静摩擦係数は一度滑動すると変化することが考えられる点等の問題点があるためと推察され、今後の課題となっている。

水がある場合で、ケーソン模型だけの時は 図-39 に示すように第1回目の滑動については計算結果と実験結果がほぼ一致している。裏込めがある場合は条件1 (図-40) の場合がほぼ一致している。条件2では計算結果の滑動変位が実験結果のそれより大きくなっている (図-41)。そこで、背面の動水圧を考慮しない条件 (条件2') でも計算を実施したが、それでも計算結果の方が大きくなっている (図-42)。これは他の実験ケースについても同様であった。ケーソン模型には動水圧が実際に作用しており、これを考慮する必要があるが、動水圧を考慮しない条件1の計算結果が実験結果にほぼ一致しているのは、水中の見掛けの震度の評価に問題があると思われる。これについても今後の課題と考える。

## 5.2 有限要素モデル

### (1) 有限要素モデル

有限要素モデルによる地盤と構造物の剝離と滑動は Joint 要素<sup>9),10)</sup>により表現する。Joint 要素というのは図-43 に示すように厚さがなく、線が2本重なったような要素であり、圧縮とせん断には抵抗するが、引張りに対しては低抗しない要素である。

この Joint 要素の垂直応力  $\sigma_n$  と垂直ひずみ  $\epsilon_n$ 、

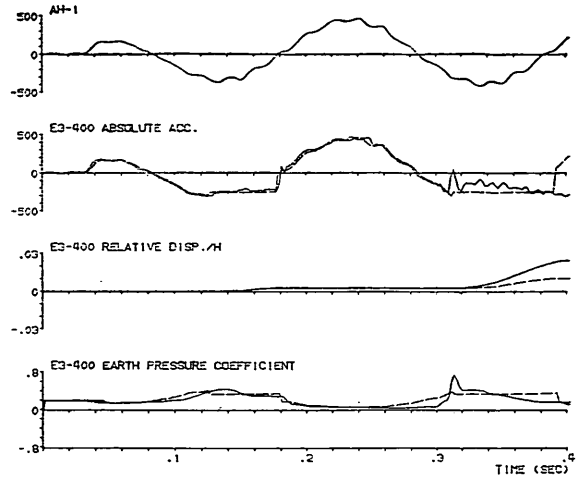


図-36 計算結果と実験結果の比較 (A-2, 水なし)

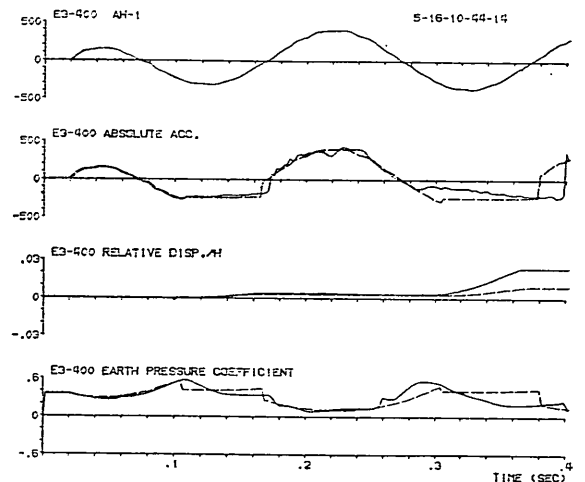


図-37 計算結果と実験結果の比較 (B-2, 水なし)

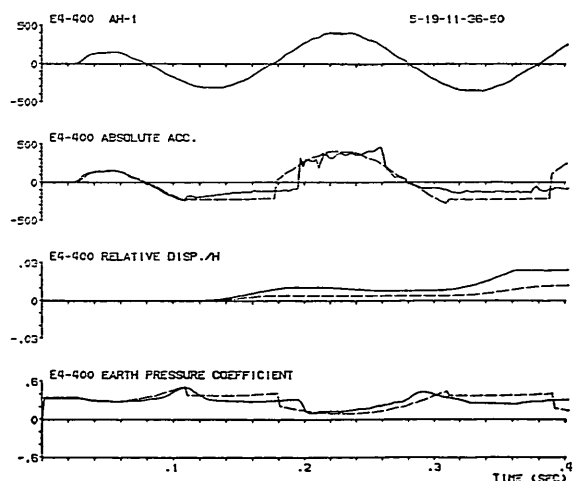


図-38 計算結果と実験結果の比較 (B-3, 水なし)

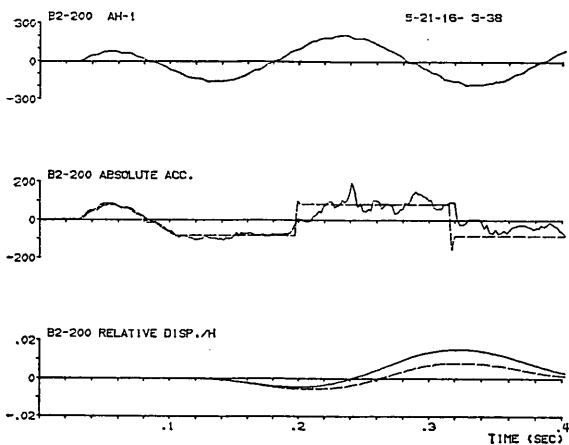


図-39 水中のケーソン模型だけの場合の計算結果と実験結果の比較

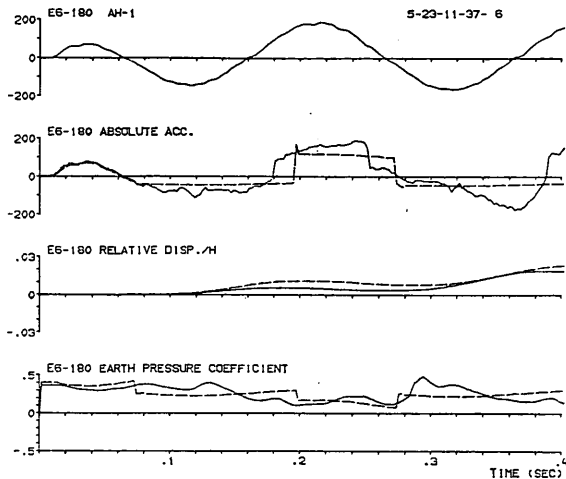


図-41 計算結果と実験結果の比較 (B-5, 水あり, 計算条件2)

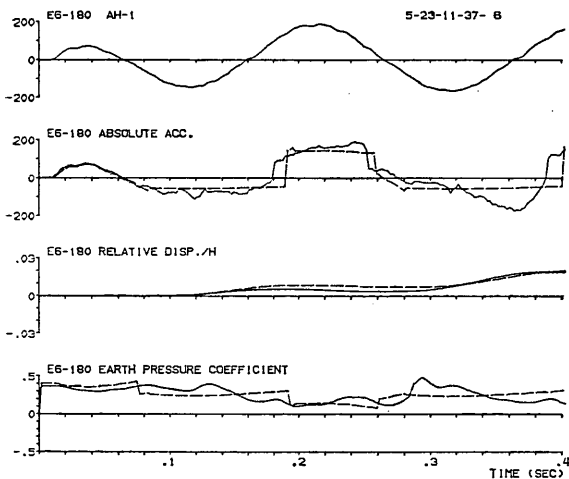


図-40 計算結果と実験結果の比較 (B-5, 水あり, 計算条件1)

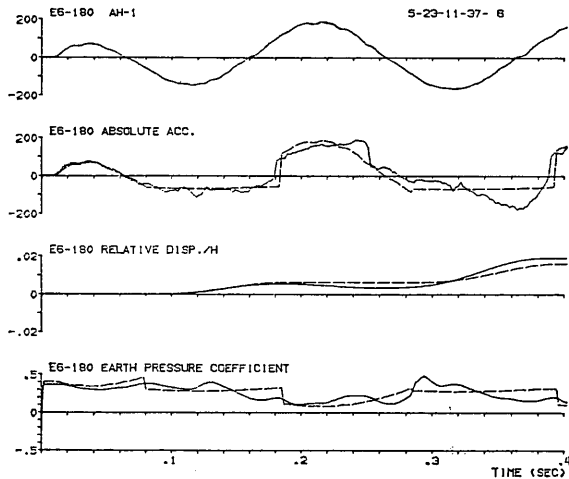


図-42 計算結果と実験結果の比較 (B-5, 水あり, 計算条件2')

およびせん断応力  $\tau$  とせん断ひずみ  $\gamma$  との関係は 図-44 に示すとおりである。垂直方向に関しては  $\epsilon_n > 0$  の場合は力の伝達をせず、 $\epsilon_n < 0$  の場合にはばね定数の線形関係を示す。せん断方向に関してはせん断応力  $|\tau_y|$  が降伏せん断応力に達すると滑動を生じ、それ以下であれば線形性を示す。ここで、降伏せん断応力は、次式で示す Mohr-Coulomb の降伏条件に従うものとする。

$$\tau_y = C_I - \sigma_n \tan \phi_I \quad \dots\dots(24)$$

ここに、 $\tau_y$ : 降伏せん断応力

$C_I$ : 初期粘着力

$\sigma_n$ : 垂直応力

$\phi_I$ : 静摩擦角

降伏後については、次式で示す残留強度を考える。

$$\tau_R = C_R - \sigma_n \tan \phi_R \quad \dots\dots(25)$$

ここに、 $\tau_R$ : 降伏後(滑動時)のせん断応力

$C_R$ : 残留粘着力

$\sigma_n$ : 垂直応力

$\phi_R$ : 動摩擦角

(2) 計算結果と実験結果の比較

図-45 に実験模型と振動箱の有限要素モデルを示す。実験結果から推定された裏込めの崩壊面より、今回の計算では図に示すような崩壊面を仮定した。実際の計算で

はこの崩壊面が不明であり、別に推定する必要がある。  
この崩壊面、ケーソン模型と裏込めの間、ケーソン模型底面に Joint 要素を与えた。

表-7 に計算条件を示す。対象としたのは、水のない実験ケース B-2 と、水のある実験ケース B-4, B-5 である。Joint 要素に与える摩擦角は、崩壊面では土の内部摩擦角、ケーソン模型側面では土の内部摩擦角の半分とした。また、この場合は静摩擦角と動摩擦角は等しいとした。ケーソン底面の Joint 要素の摩擦角は静摩擦係数を 0.5、動摩擦係数を 0.4 として求めた。崩壊角は実験結果をもとに推定した値である。表-7の各計算において共通的に用いた定数を表-8 に示す。高萩砂の透水係数、ケーソン模型の単位体積重量は測定値であるが、その他の定数は一般的な値を仮定した。Joint 要素の静的解析で用いるばね定数は、静止土圧合力の計算値が実験値に一致するように定めた。

計算結果を図-46~48 に示す。ケーソン模型の応答加

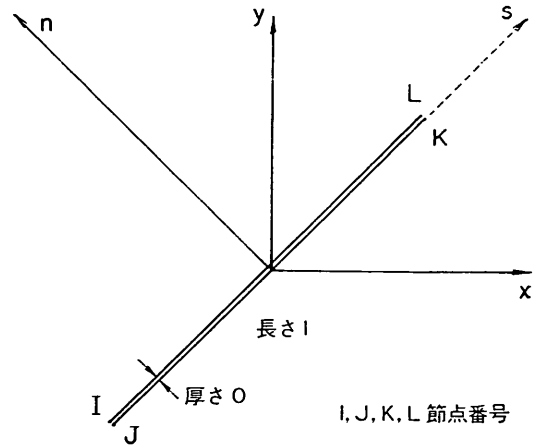


図-43 ジョイント要素

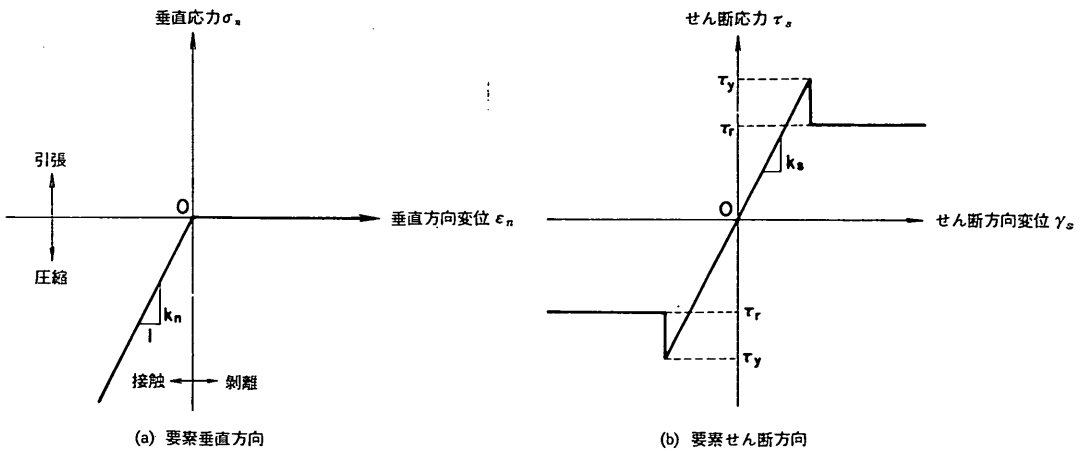


図-44 ジョイント要素の構成関係

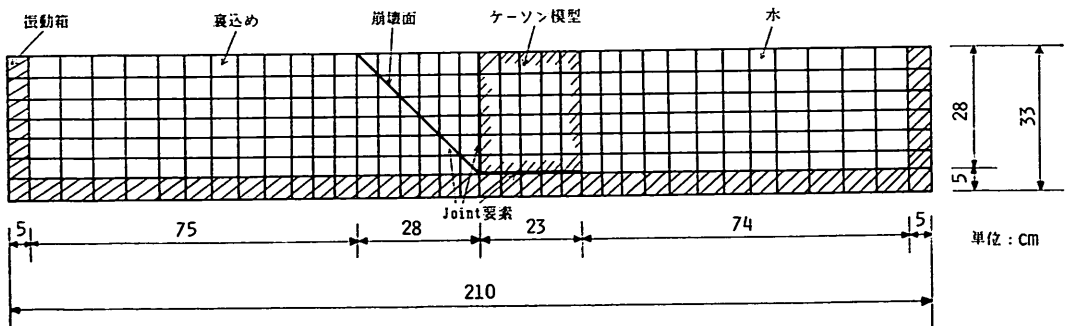


図-45 有限要素モデル

速度、滑動変位/壁高、土圧係数について、計算結果と実験結果を比較して示す。水のない場合（図-46）は、剛体滑動モデルと同様に、計算結果と実験結果は良く一致している。水がある場合（図-47, 48）の一致度はあまり良くなく、計算値の方が実験値を上まわっている。なお、この水のある場合の計算結果は、剛体滑動モデルの条件1で現行設計法の水中の見掛けの震度を与えた場合でさらにケーソン模型前面に作用する動水圧を考慮した計算結果と一致している。表-7には Joint 要素の摩擦角と崩壊角を変えた場合の計算結果も示してある。この結果によると、ケーソン側面の Joint 要素の摩擦角をゼロとすると滑動変位がやや増大し、土の内部摩擦角が減少すると滑動変位が大きくなる。摩擦角を同一にし、崩壊角を小さくすると、計算値は減少する。実験ケース B-5 では、崩壊角が37度の時、計算値と実験値が一致した。

### 6. 結 論

振動箱内の重力式係船岸模型について、地震時滑動実験を行い、裏込めのある重力式構造物の地震時滑動挙動を検討した。この実験結果に基づいて重力式係船岸の地震時滑動変位量の計算手法を検討した。以下にとりまとめの結果を記述する。

- (1) ケーソン模型に作用する地震時土圧合力は荷重計を取り付けたアルミニウム製の土圧測定板により測定可能であることを確認した。
- (2) ケーソン模型の応答加速度は、滑動を開始すると急激に減少し、滑動中は一定値をとるような波形を示した。裏込めの主働崩壊面より上の砂層表面に埋設された加速度計の測定波形もケーソン模型のそれと同様であった（図-18）。
- (3) ケーソン模型に作用する土圧合力の測定値は、入力最大加速度の増加とともに増大するが、ケーソン模型

表-7 計算条件一覧表

No.	実験ケース	水の有無	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	飽和単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	間隙率	ジョイント要素の静摩擦角(度) ( )内は動摩擦角			崩壊角(度)	滑動変位/壁高 (×10 <sup>-3</sup> )	
						崩壊面	ケーソン側面	ケーソン底面		実験結果	計算結果
1	B-2	無	1.190	—	0.551	34.5(34.5)	17.3(17.3)	26.6(21.8)	45	4.0	3.5
2	B-4	有	1.540	1.958	0.421	39.9(39.9)	20.0(20.0)	26.6(21.8)	55	2.1	5.5
3	B-5	"	1.478	1.920	0.444	38.1(38.1)	19.1(19.1)	26.6(21.8)	53	5.5	8.5
4	"	"	"	"	"	"	"	"	37	"	5.7
5	"	"	"	"	"	"	0	"	57	"	10.6
6	"	"	"	"	"	27.3(27.3)	13.7(13.7)	"	45	"	13.3

表-8 計算に用いた定数

要素	物 性	水 な し		水 あ り	
		静 的	動 的	静 的	動 的
裏込め砂	材料名	秋田港砂	秋田港砂	高萩砂	高萩砂
	ポアソン比	0.49	0.49	0.49	0.49
	せん断剛性率 (tf/m <sup>2</sup> )	1000	1000	900	900
	減衰定数 (%)	—	10	—	10
	透水係数 (m/s)	—	—	—	7.4×10 <sup>-2</sup>
ケーソン模型	単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	1.59	1.59	—	1.59
	水中単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )	—	—	0.60	—
	ポアソン比	0.167	0.167	0.167	0.167
	せん断剛性率 (tf/m <sup>2</sup> )	1.3×10 <sup>6</sup>	1.3×10 <sup>6</sup>	1.3×10 <sup>6</sup>	1.3×10 <sup>6</sup>
	減衰定数 (%)	—	2	—	2
ジョイント	せん断方向ばね定数 (tf/m <sup>2</sup> )	6×10 <sup>4</sup>	1×10 <sup>6</sup>	6×10 <sup>4</sup>	1×10 <sup>6</sup>
	法線方向ばね定数 (tf/m <sup>2</sup> )	"	"	"	"

の滑動開始とともに減少し、滑動中はほぼ一定値を示した。

- (4) 滑動開始時の土圧係数は次式による計算値と測定値がほぼ一致した(図-27)。

$$K_{AS} = K_0 + (K_{AE} - K_A) \dots\dots(5)$$

ここに、 $K_{AS}$ ：滑動開始時の土圧係数

$K_0$ ：静止土圧係数

$K_{AE}$ ：物部・岡部の地震時主働土圧係数

$K_A$ ：Coulomb の主働土圧係数

実験より求めた滑動時の土圧係数は物部・岡部の地震時主働土圧係数の値よりやや小さい値を示した(図-27)。

- (5) 地震時滑動実験で観察された裏込め内の崩壊面は物部・岡部の地震時主働土圧の崩壊面とほぼ一致した(図-29)。
- (6) 地震時滑動実験に基づいて提案した剛体滑動モデルによるケーソン模型の地震時滑動変位量の計算値は、水のない場合の第1回目の滑動については測定値とほぼ一致した。水のある場合のケーソン模型の滑動変位量の計算値は測定値より大きい値を示した。
- (7) 裏込め内の崩壊面を仮定し、Joint 要素を用いる有限要素モデルによるケーソン模型の滑動変位量の計算結果は、剛体滑動モデルのそれとほぼ同様であった。

(1988年3月14日受付)

謝 辞

模型振動実験の費用の一部は海岸事業調査費によった。また、本報告を取りまとめるにあたり、横井聰之構造部長には貴重なご助言をいただいた。最後ではあるがここに記して深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 片山恒雄：耐震計算から地震防災、土と基礎，Vol. 35, No. 9, 1987年9月, pp.1-2.
- 2) 上部達生：地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定，港湾技研資料, No. 473, 1983年12月.
- 3) 上部達生，檜垣典弘：水中の剛構造物の地震時滑動と動水圧の実験的研究，港湾技術研究所報告, Vol. 23, No. 3, 1984年9月, pp.153-186.
- 4) 藤野陽三，佐々木有三，伯野元彦：地震動による物体の滑りについて，地震研究所集報, Vol. 53, 1978, pp.461-480.
- 5) Goodman, R. E., Taylor, R. L., and Brekke, T. L.: A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. SM 3, Mar. 1968, pp. 637-651.
- 6) 土岐憲三，佐藤忠信，三浦房紀：地震時における地

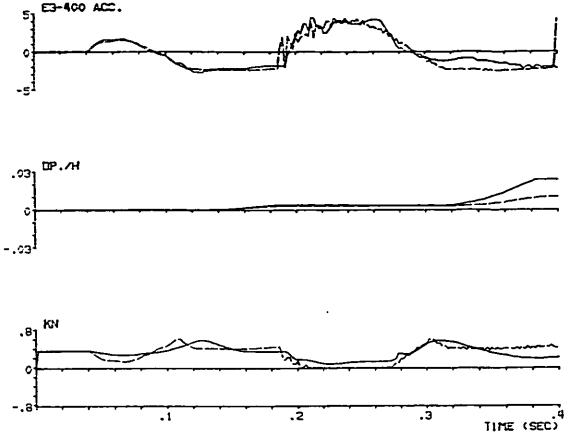


図-46 計算結果と実験結果の比較 (No. 1)

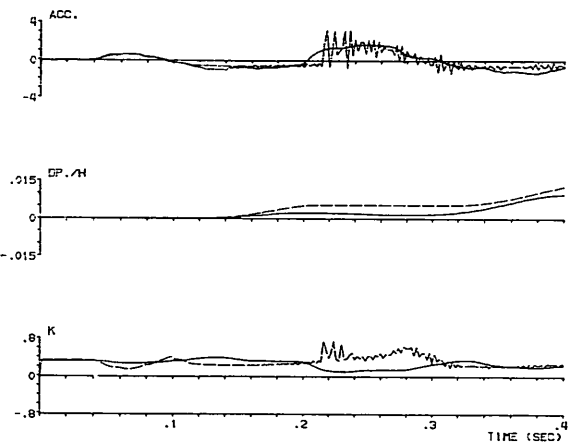


図-47 計算結果と実験結果の比較 (No. 2)

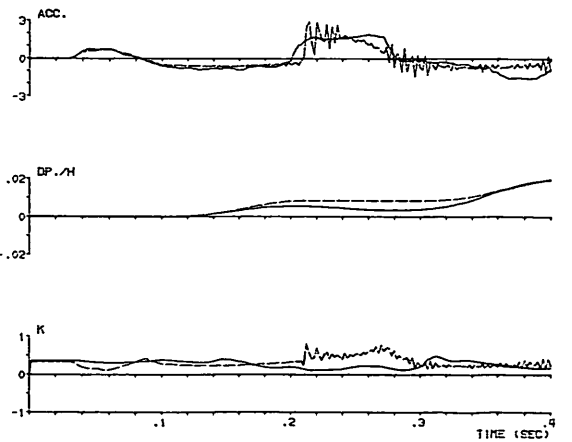


図-48 計算結果と実験結果の比較 (No. 3)

- 盤と構造物の間の剝離と滑動, 土木学会論文報告集, No. 302, 1980年10月, pp.31-41.
- 7) Westergaard, H. M.: Water Pressure on Dams during Earthquakes, *Trans of ASCE*, Vol. 98, 1933, pp. 418-433.
- 8) Terzaghi, K.: Large Retaining-Wall Tests, A series of Five Papers Reporting Fundamental Results, 1-Pressure of Dry Sand, *Engineering New-Record*, Vol. 112, 1934, pp. 136-140.
- 9) 市原松平, 松澤宏: 壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連, 土木学会論文報告集, No. 176, 1970年4月, pp. 61-74.
- 10) Ichihara, M. and Matsuzawa, H.: Earth Pressure during Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 13, No. 4, 1973, pp.75-86.
- 11) Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Vol. 15, No. 2, Jan. 1965, pp. 139-160.
- 12) 松尾春雄, 大原資生: 重力式岸壁の耐震性についての一考察, 土木学会論文集, No. 71, 1960年, pp. 1-7.
- 13) Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M.: Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soil, *Proc. of ASCE, Journal of G. E.*, Vol. 111, No. 10, Oct. 1985, pp. 1161-1176.
- 14) 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.
- 15) 大原資生: 耐震工学, 森北出版株式会社, 1974年3月, p. 131.

記号表

$A_h$  : 剛基礎の水平方向加速度  
 $A_v$  : 剛基礎の上下方向加速度  
 $a_h$  : 土くさびの水平加速度  
 $a_v$  : 土くさびの鉛直加速度  
 $B$  : 壁体の幅  
 $C_1$  : 初期粘着力  
 $C_R$  : 残留粘着力  
 $E$  : 土圧合力  
 $E_{AD}$  : 滑動時の土圧合力  
 $E_{AS}$  : 滑動開始時の土圧合力  
 $E_o$  : 間隙水の体積弾性率  
 $e$  : 間隙比  
 $F_B$  : 壁体の浮力

$F_{ht}$  : 水平方向の荷重計の測定値  
 $F_{vt}$  : 鉛直方向の荷重計の測定値  
 $G_S$  : 土の比重  
 $g$  : 重力加速度  
 $H$  : 壁体の高さ  
 $H_w$  : 水深  
 $h$  : 作用点の高さ  
 $K_A$  : Coulomb の主働土圧係数  
 $K_{AE}$  : 物部・岡部の地震時主働土圧係数  
 $K_{AR}$  : 地震時静止土圧係数  
 $K_{AS}$  : 滑動開始時の土圧係数  
 $K_0$  : 静止土圧係数  
 $k$  : 震度  
 $k_p$  : 裏込め土の透水係数  
 $k'$  : 水中の見掛けの震度  
 $L$  : 水が占める空間の振動方向の長さ  
 $M$  : 土くさびの質量  
 $N$  : 崩壊面に垂直な力  
 $n$  : 裏込め土の間隙率  
 $P_d$  : 動水圧合力  
 $S$  : 崩壊面に沿ったせん断力  
 $T$  : 入力地震動の周期  
 $W$  : 壁体の重量  
 $\ddot{x}$  : 壁体の絶対水平加速度  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量  
 $\gamma_{sat}$  : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量  
 $\delta$  : 壁面摩擦角  
 $\zeta$  : 崩壊角  
 $\mu_d$  : 動摩擦係数  
 $\mu_s$  : 静摩擦係数  
 $\rho_w$  : 水の密度  
 $\sigma_n$  : 垂直応力  
 $\tau_R$  : 降伏後(滑動時)のせん断応力  
 $\tau_y$  : 降伏せん断応力  
 $\phi_I$  : 静摩擦角  
 $\phi_R$  : 動摩擦角  
 $\omega$  : 入力地震動の円振動数