

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.42 NO.1 March 2003

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 42 卷 第 1 号 (Vol. 42, No. 1), 2003 年 3 月 (March 2003)

目 次 (CONTENTS)

1. 透水層埋設による海浜安定化工法の開発
…柳嶋 慎一・佐藤 勝弘・原 隆・齋藤 正文・岩佐 直人・堀 謙吾・長谷川 巖
長谷川 準三 1
(Development of Beach Stabilization by Gravity Drainage System
… Shin-ichi YANAGISHIMA, Katsuhiko SATO, Takashi HARA, Masafumi SAITO, Naoto IWASA, Kengo HORI
Iwao HASEGAWA, Junzo HASEGAWA)
2. 沿岸域の高粘度油高濃度回収システムの研究開発
..... 吉江 宗生・佐藤 栄治・白井 一洋 115
(Study and development of oil recovery system at the site of coastal shallow water with a skimmer and hoses for
special high viscous oil
..... Muneo YOSHIE, Eiji SATO, Kazuhiro SHIRAI)
3. 半経験的な強震動予測手法の改良に関する提案
..... 野津 厚・深澤 清尊・佐藤 陽子・菅野 高弘 139
(Modification of the Empirical Green's Function Method
..... Atsushi NOZU, Kiyotaka FUKAZAWA, Yoko SATO, Takahiro SUGANO)
4. サクション基礎構造物の安定性に関する模型実験
..... 山崎 浩之・森川 嘉之・小池 二三勝・出野 雅和・矢沢 岳 167
(Model Tests of Suction Foundations for Stability
..... Hiroyuki YAMAZAKI, Yoshiyuki MORIKAWA, Fumikatsu KOIKE, Masakazu IDENO, Gaku YAZAWA)

サクシヨン基礎構造物の安定性に関する模型実験

山崎 浩之*
森川 嘉之**
小池二三勝***
出野 雅和****
矢沢 岳 ****

要 旨

サクシヨン基礎の安定性に関して、静的水平載荷試験と振動台試験の2つの模型試験を行った。模型試験結果を解析し、外力作用時のサクシヨン基礎の変形特性、根入れ効果などを調べた。また、提案されている設計法の確認も行った。得られた主要な結論は以下のとおりである。

- (1)サクシヨン基礎の根入比が大きくなる方が基礎の安定性は良くなる。
- (2)構造物天端での変位モードは水平変位が鉛直変位よりも卓越するが、根入比が大きくなると水平変位の卓越度合いは低下する。
- (3)サクシヨン基礎の壁厚(壁厚比)はあまり変形量に影響しなかった。
- (4)サクシヨン基礎底面は開口しているが、基礎内土は外力に対する抵抗に寄与する。
- (5)作用震度(加速度)が同じでも地震波形により構造物-基礎の変位量は異なる。
- (6)提案設計法から得られる設計震度および設計荷重を用いて模型試験の作用震度および水平荷重を除することにより、作用震度と変位および水平荷重と変位の関係をそれぞれよりユニークな関係にすることができた。
- (7)提案設計法ではサクシヨン基礎底面が開口しているが、基礎内土の重量が有効重量として機能し、かつ、底面を基礎底面の閉じた場合と同様に扱っている。安定計算においてはこのような考え方に大きな問題がないことが確認された。

以上のように、サクシヨン基礎の根入れ効果が期待でき、提案設計法は妥当なものであることが確認された。

キーワード：サクシヨン基礎，模型試験，振動台試験，安定設計法

* 地盤・構造部動土質研究室長
** 地盤・構造部主任研究官
*** 地盤・構造部動土質研究室研究員
**** 地盤・構造部動土質研究室元受託研修生
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5054 Fax：046-844-0618 e-mail:yamazaki@pari.go.jp

Model Tests of Suction Foundations for Stability

Hiroyuki YAMAZAKI*
Yoshiyuki MORIKAWA**
Fumikatsu KOIKE***
Masakazu IDENO****
Gaku YAZAWA****

Synopsis

Two kinds of model tests of suction foundations, such as shaking table tests and monotonic horizontal loading tests, were conducted to investigate their stability and to examine the proposed design method. It was found that the suction foundations with the larger penetration depth showed larger resistance against horizontal loads. And the proposed design method was validated by these model tests. The following results were obtained.

- 1) The suction foundations have larger resistance against horizontal loads when the penetration depth of the foundations becomes large.
- 2) Horizontal displacements are larger than vertical ones at the crown of the structures on the suction foundations. However, difference between the horizontal displacements and the vertical ones becomes small when the penetration depth becomes larger.
- 3) Although the foundations are open at the bottom, the weight of the inside soils contributes to the resistance against the external loads.
- 4) The displacements of the suction foundations are different with the same horizontal maximum acceleration if the seismic waveforms are different.
- 5) The critical loads obtained with the proposed design method can normalize the loads applied to the suction foundations because the applied loads divided by the critical loads have almost unique relationship with the displacements of the foundations.

Key Words: suction foundation, model test, shaking table test, stability analysis

* Head of Soil Dynamics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Senior Researcher, Geotechnical and Structural Engineering Department

*** Member, Soil Dynamics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

**** Former trainee of Soil Dynamics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-8445054 Fax : +81-46-8440618 e-mail:yamazaki@pari.go.jp

目 次

要 旨	167
1. まえがき	171
2. サクシヨン基礎の安定計算法の概要	171
2.1 サクシヨン基礎構造物安定計算の基本的考え方	171
2.2 外力および反力	172
2.3 安定性の検討	175
3. 模型実験	176
3.1 静的水平載荷試験	177
3.2 振動台試験	192
4. 結論	210
5. あとがき	211
参考文献	211

1. まえがき

サクシオン基礎は図-1に示されるように下面がオープンな函体を海底地盤中に根入れさせたものである^{1),2)}。同基礎の根入れは、函体を海底地盤面に着堤させた後、函内から水を排出して、これにより発生するサクシオンを沈設力として行われる。また、排水により発生する地盤内の上向き浸透流のため、函体沈設に対する地盤の抵抗力が低下し、沈設が容易になる。このように沈設されたサクシオン基礎は、根入れ部で受働抵抗が期待できるため、従来のマウンドを用いた基礎などと比較すると滑動

に対して有利な基礎となる。したがって、波力や地震時土圧のような水平力を受ける防波堤や、岸壁・護岸などの構造物の場合、従来から用いられているマウンド基礎よりも有利となることが考えられる。また、地盤表層付近に軟弱層があり地盤改良が必要とされる場合などは、函体先端部を軟弱地盤層下部の支持層まで貫入させることにより地盤改良を省くことができ、大幅なコスト削減をはかることができる。さらに、サクシオン基礎に引抜きのような外力が作用する場合には、根入れ部で引抜きに抵抗する負圧（サクシオン）が発生し大きな抵抗力が期待される。

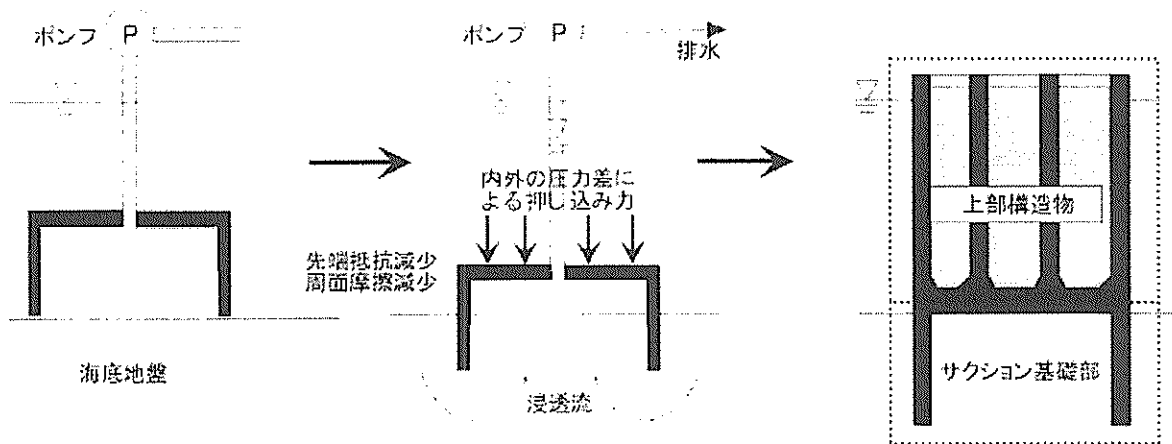


図-1 サクシオン基礎の沈設

サクシオン基礎は、1960年代に当時の運輸省第三港湾建設局により開発され神戸港の第5防波堤の基礎として既に使用されている³⁾。それ以降、我が国では暫く使用されず、1980年代に入り北海において石油掘削用リグの基礎として海外で用いられている。1990年代になり、コスト削減の観点から同基礎の力学的な有利さが見直され、港湾技術研究所で沈設と沈設後の安定性のメカニズム、設計法が研究され^{1),2),4)-6)}、運輸省第一港湾建設局が直江津港で実証実験を企画・実施した⁷⁾。また、栈橋先端防衛工基礎として大阪府岬町においても採用されている⁸⁾。

以上のようなサクシオン基礎について、沈設時の挙動、沈設のメカニズム、沈設時の設計法など、沈設に関しては既に港研報告など⁴⁾⁻⁶⁾で詳しく報告されている。沈設後のサクシオン基礎の外力に対する安定性については、防波堤、護岸・岸壁を対象とした設計法が既に提案されている。しかし、外力作用時のサクシオン基礎-構造物の挙動、提案設計法の妥当性の検証など、沈設後のサクシオン基礎の安定性については取りまとめ報告されたものがないのが現状である。本報告は、外力作用時のサクシオン基礎-構造物の挙動、および提案設計法で用いられ

ている安定計算法の妥当性について、それぞれ模型実験により検討を行い、サクシオン基礎の安定性について報告するものである。

2. サクシオン基礎の安定計算法の概要

サクシオン基礎構造物の安定性について、防波堤、岸壁・護岸を対象構造物として、安定計算法・設計法を示す。ここで示される安定計算法・設計法は、サクシオン基礎と地盤の全体安定を検討するものである。

2.1 サクシオン基礎構造物安定計算の基本的考え方

サクシオン基礎を用いた構造物には、図-2に示すように、一体型と分離型の2種類の構造がある。図-2(a)の一体型の場合には、サクシオン基礎部と上部構造物が一体として同時に作成され、据付沈設も同時に行われる。

一体型の場合には基礎の沈設とともに上部構造物の据付ができるので工期短縮ができ、さらに沈設時に上部構

造物をバラスト荷重として用いたり，上部構造物内に隔壁を設けて水を注入して傾斜制御ができるなど，上部構造物を沈設に利用できる利点がある．しかし，上部構造物とサクシオン基礎部が一体となっているために全体重量が大きくなり，運搬などに留意が必要である．

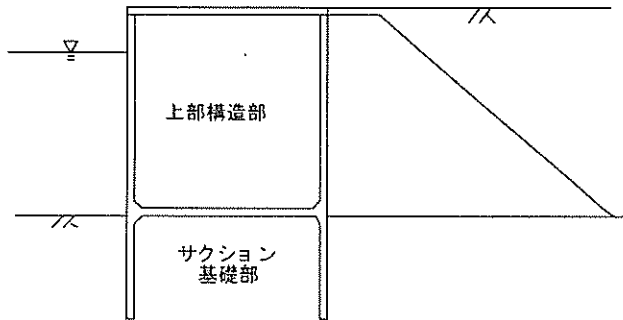


図-2(a) 一体型サクシオン基礎構造物

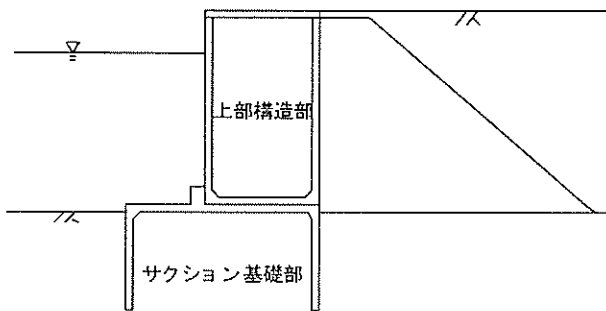


図-2(b) 分離型サクシオン基礎構造物

一方，分離型構造の場合にはサクシオン基礎の作成・施工と上部構造物の作成・施工が別々に行われるため運搬などが一体型と比較して容易である．また，岸壁の場合には一方向に土圧が偏って作用するので，図-2(b)のように上部構造物の位置を陸側に寄せて据え付けると転倒モーメントに対して有利となり，構造物全体をスリムにできる．この点は一体型でも同様な対応ができるが，分離型の方が対処はしやすいと思われる．

分離型構造と一体型構造の安定性の検討は基本的に，同じであるが，異なる点は，分離型構造の場合，上部構造物がサクシオン基礎上面で滑動，転倒などを起こさないかなどの検討を行うところである．本報告では，分離型構造における上部構造物の安定性は確保されているものとする．

以上のような特徴を持つサクシオン基礎は，図-2で示されるように，ニューマチックケーソン基礎，根入れ鋼板セルと類似の基礎である．異なる点は，ニューマチックケーソン基礎とは底面が開口状態か否か，根入れ鋼板セルとは海底面上部と下部が仕切られているか否かである．このような違いはあるが，現在提案されているサク

シオン基礎構造物の設計法は両設計法を援用できると考えられる．例えば，北陸地方整備局は，サクシオン基礎を防波堤基礎として用いた場合と岸壁・護岸の基礎として用いた場合について，「サクシオン基礎構造物設計・施工マニュアル（案）」⁹⁾を作成しているが，根入れ鋼板セルの安定検討法¹⁰⁾を利用したものとなっている．同マニュアルでは防波堤の場合には主要な外力を波浪と考え，護岸・岸壁の場合には地震力と考え，各外力に対してサクシオン基礎構造物の①滑動，②転倒，③地盤支持力，④基礎中詰め抜けだし，⑤地盤全体の安定，の5項目が検討されるようになっている．以下では同マニュアルを参考にサクシオン基礎の安定検討法を説明する．

2.2 外力および反力

(1) 防波堤の場合^{1), 2), 9)}

図-3にサクシオン基礎を防波堤基礎として利用した場合の外力，反力を示す．外力は波力(P_{w1} , P_{w2})，主働土圧(P_{ah} , P_{av})，揚圧力(P_u)，上部構造物の有効重量(W_1')，サクシオン基礎部(内部の土も含む)の有効重量(W_2')である．これに対して反力は，受働土圧(P_{ph} , P_{pv})，サクシオン基礎底面でのせん断力(Q)，地盤反力(q_1 , q_2)である．

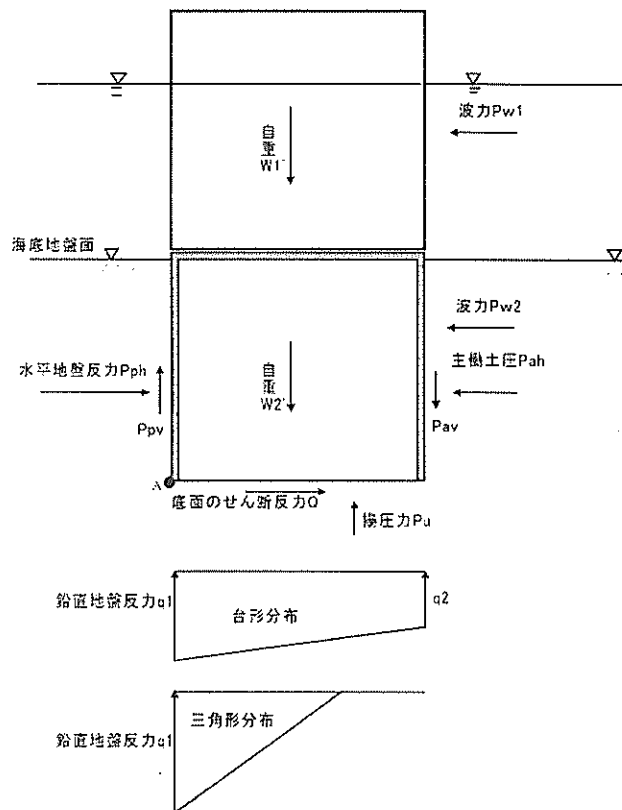


図-3 防波堤に作用する外力と反力

a) 波圧の算定¹¹⁾

海底面より上に作用する波圧 P_{w1} は合田式により算定する。合田式が適用可能であることを下迫ら¹²⁾は水路実験により示している。

なお、分離型構造の場合には上部構造物下部に波圧により作用する揚圧力を算定し上部構造物の安定性を検討する必要がある。

b) 海底面下の波圧と揚圧力

サクシオン基礎の安定性の検討にあたっては、海底面下の基礎側面に作用する波力 P_{w2} と基礎底面に作用する揚圧力 P_b も考慮に入れる。海底面下の波圧、揚圧力はそれぞれ次式で算定する。

$$P_{w2} = P_{w1b} \cdot \exp(-2\pi \cdot z/L) \quad (1)$$

ここに、 P_{w2} は海底面下に作用する波圧(kN/m²)、 P_{w1b} は合田式で算出される海底面での波圧(kN/m²)、 z は海底面からの深さ(m)、 L は波長(m)である。式(1)は、海底地盤が半無限の多孔質弾性体で、海底面上に作用する水圧分布が波浪と同周期の正弦波であると仮定して、地盤内に伝播する水圧変動について解かれたものである。

揚圧力 P_b は式(1)で算出される基礎下端での波圧が、混成堤式防波堤の場合の揚圧力と同じように、三角形分布で港内側に低下すると考えて求める。しかしながら、基礎が根入れされる海底地盤はマウンドのような透水性の高い材料ではない。したがって、式(1)で算出される圧力が基礎の安定に影響を及ぼす波圧、あるいは揚圧力となりうるか不明なところがあり過大な荷重を想定していると考えられる。このようなことから、北陸地方整備局で作成されたマニュアルでは根入れされた土層が粘性土層あるいは粘性土層を厚く介在する場合には揚圧力は働かないものとして扱われている。また、下迫ら¹²⁾は水理模型実験により上記の考え方の妥当性を示している。

c) 主働土圧¹³⁾

主働土圧(P_{ah} , P_{av})は常時の土圧式により算定される。

d) 受働抵抗、底面でのせん断力、地盤反力

受働抵抗(P_{ph} , P_{pv})、底面でのせん断力(Q)および地盤反力(q_1 , q_2)は、a)~c)で求めた波圧、揚圧力、主働土圧および上部構造物とサクシオン基礎部の有効重量を外力として、地盤バネを用いて算定される。ただし、受働抵抗については常時の受働土圧式から得られる土圧分布を上限值とする。

(2) 岸壁の場合^{1), 2), 9)}

図-4に防波堤基礎としてサクシオン基礎を利用した場

合の外力、反力を示す。外力は地震時主働土圧(P_{ah1} , P_{av1})、海底面より下の主働土圧(P_{ah2} , P_{av2})、残留水圧(P_{w1} , P_{w2})、動水圧(P_{wd})、上部構造物の有効重量(W_1')、サクシオン基礎部(内部の土も含む)の有効重量(W_2')、上部構造物に作用する慣性力(H_{d1})、サクシオン基礎部(内部の土も含む)に作用する慣性力(H_{d2})である。これに対して反力は、受働土圧(P_{ph} , P_{pv})、サクシオン基礎底面でのせん断力(Q)、地盤反力(q_1 , q_2)である。

a) 地震時主働土圧の算定¹³⁾

地震時主働土圧(P_{ah1} , P_{av1})は地震時主働土圧式より算定される。

b) 海底面より下の地震時主働土圧の算定¹⁰⁾

海底面より下の地震時主働土圧(P_{ah2} , P_{av2})は下式を用いて算定される。

$$P_{ah2} = K \cdot \sigma_v' \quad (2)$$

$$P_{av2} = P_{ah2} \cdot \tan(\delta) \quad (3)$$

ここに、 K は土圧係数で0.5、 σ_v' は有効上載圧(kN/m²)、 δ は壁面摩擦角である。海底面下の地震時主働土圧を求める際の土圧係数は震度、土のせん断抵抗角などの影響を受けず $K=0.5$ とされている。

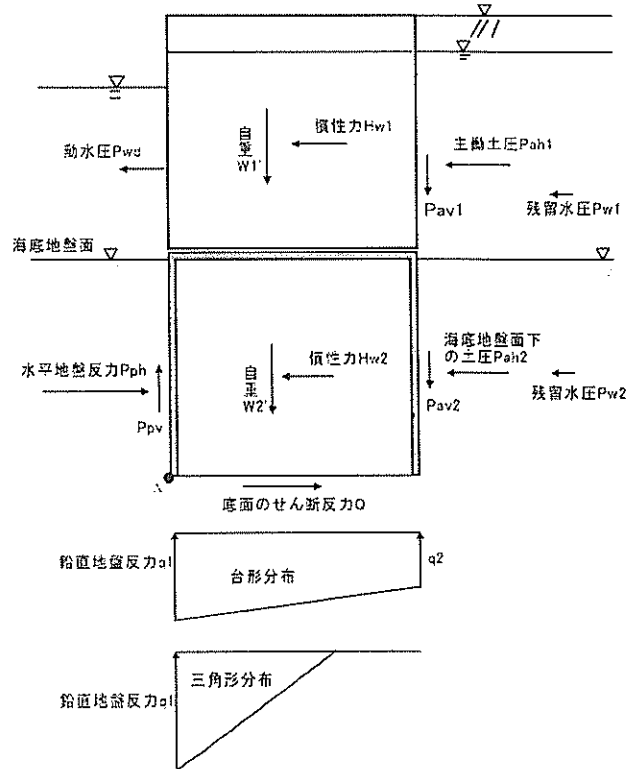


図-4 岸壁に作用する外力と抵抗

c) 上部構造物に作用する慣性力の算定

上部構造物に作用する慣性力 H_{v1} は上部構造物の全重量に設計震度を乗じて求められる。

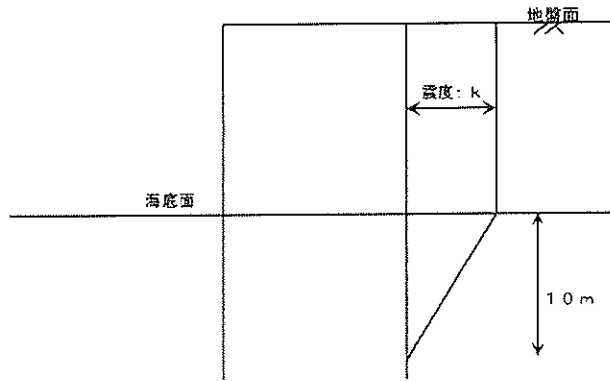


図-5 サクシヨン基礎部に作用させる震度

e) サクシヨン基礎部に作用する慣性力の算定¹⁰⁾

サクシヨン基礎部に作用する慣性力 H_{v2} は、次式および図-5に示されるように、深度に応じて低減させた水平震度をサクシヨン基礎部の全重量に乗じて求められる。

$$H_{v2} = k_h \cdot W_2 \quad (4)$$

$$k_h = k_{h0} \quad z < 0 \text{ (m)} \quad (5)$$

$$k_h = k_{h0} \cdot (1 - z/10) \quad 0 \leq z < 10 \text{ (m)} \quad (6)$$

$$k_h = 0 \quad z \geq 10 \text{ (m)} \quad (7)$$

ここに W_2 はサクシヨン基礎部の全重量(kN/m²)、 k_{h0} は設計震度、 z は海底面からの深さ(m)である。

i) 動水圧の算定¹³⁾

動水圧 P_w は、Westergaardの簡便式により算出される値を図-4に示されるように海側へ作用させる。

g) 受働抵抗、底面でのせん断力、地盤反力¹⁰⁾

受働抵抗(P_{ph} , P_{pv})、底面でのせん断力(Q)および地盤反力(q_1 , q_2)は、a)~f)で求めた主働土圧、慣性力、動水圧および上部構造物とサクシヨン基礎部の有効重量を外力として、地盤バネを用いて算定される。ただし、受働抵抗については地震時の受働土圧式から得られる土圧分布を上限值とする。

(3) 換算基礎幅

サクシヨン基礎部は平面形状が矩形ではなく円形の円筒のものが用いられることが多く、1960年代に最初に神戸港で用いられた事例や、1990年代に入ってから直江津港での実証実験での事例、大阪での防衛工基礎での事例などはすべて円筒形状である。また、北海での事例もほと

んどが円筒形状である。このような円筒形状のものが採用されることが多い理由は、基礎の沈設において内部にサクシヨン(負圧)が負荷されるので円筒形状にした方が力学的に有利であり、沈設時の浸透流によるミズミチができにくいからである。このような円筒形状の基礎の場合には断面が円形となるために地盤支持力などの検討が難しいものとなる。したがって、通常、換算基礎幅というものをを用いて、矩形基礎に置き換えて支持力等の安定性が検討される。

換算基礎幅については図-6に示されるようにいくつかの考え方がある^{10), 14)}。図-6(a)は一列に並んだ円を、長手方向が連続になる長方形に変換して長方形の面積が等しくなるような幅とするものである。図-6(b)は各円と面積が等しくなり、かつ、断面2次モーメントが円と等しくなる矩形に変換するものである。図-6(b)の場合には変換された基礎は図-6(a)とは異なり隙間があるので、防波堤、岸壁などの連続する上部構造物からの荷重を図-6(b)で示されるように大きくしなければならない。北陸地方整備局のマニュアル(案)⁹⁾では、断面係数が円と等しくなる正方形に換算する換算基礎幅の考え方が採用されている。この場合には、換算基礎幅は $B = (6\pi/32)^{1/3}R$ となり、図-6(b)に示される換算基礎幅よりも幅は小さくなり、かつ長さも小さくなるので、基礎の安定に関しては図-6(b)よりも安全側となっている。しかし、面積が元の円と同じにはならないという矛盾がある。本報告の実験結果の検討では図-6(b)の換算基礎幅を主に用いて検討する。

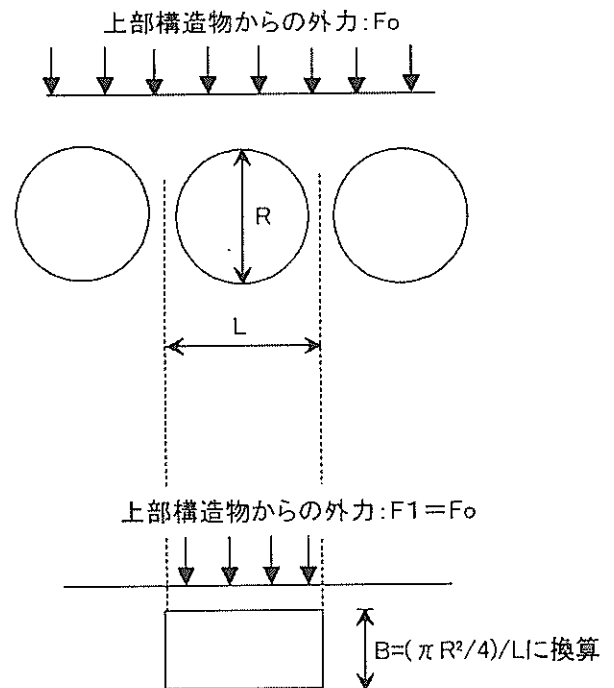


図-6(a) 带状(長方形)に換算した場合

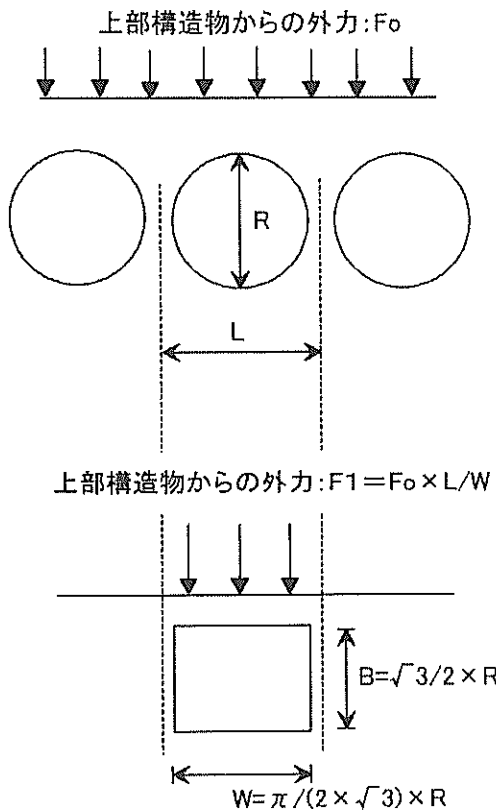


図-6 (b) 矩形に換算した場合

2.3 安定性の検討

防波堤、岸壁・護岸の安定性は、上記2.2の方法で得られる外力と反力を用いて、図-7に示す滑動、転倒、地盤支持力に関して安全率を算出して行われる^{1), 2), 9)}。さらに、別途、抜け出し、地盤全体の安定性の検討も行われる。

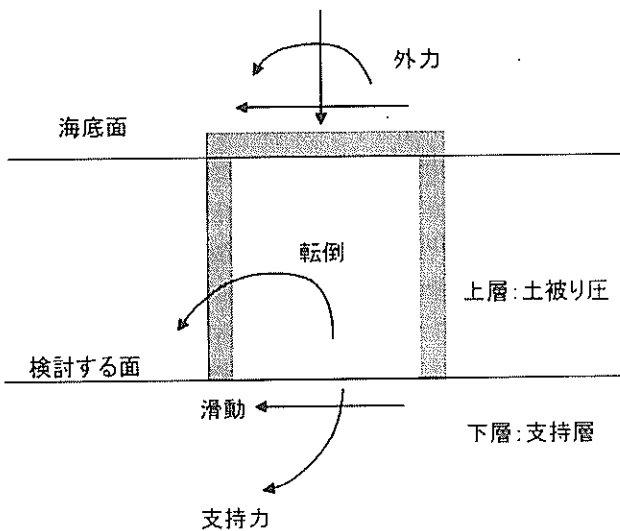


図-7 滑動、転倒、支持力の検討

(1) 滑動に関する検討

滑動に関する安全率Fは下式で算定される。

$$F = R_h / Q \tag{8}$$

$$V = W_1' + W_2' + P_{av} - P_{pv} \quad \text{： 防波堤} \tag{9}$$

$$V = W_1' + W_2' + P_{av1} + P_{av2} - P_{pv} \quad \text{： 岸壁} \tag{10}$$

$$R_h = \mu \cdot V \tag{11}$$

ここに、 μ は基礎底面での摩擦係数である。安全率Fが地震時1.0以上、波浪時1.2以上を確保されれば安定であると判断される。

(2) 転倒に関する検討

転倒に関する安全率Fは下式で算定される。

$$F = M_r / M_d \tag{12}$$

ここに、 M_r は図-3、4で示されるように有効重量 W_1' 、 W_2' 、受働抵抗 P_{pb} 、主働土圧の鉛直成分 P_{av} (岸壁の場合には P_{av1} 、 P_{av2})によるサクシヨン基礎端し(点A)に関する抵抗モーメントである。 M_d は、防波堤の場合には波力 P_{w1} 、 P_{w2} 、主働土圧の水平成分 P_{ah} および揚圧力 P_u 、岸壁の場合には残留水圧 P_{w1} 、 P_{w2} 、主働土圧の水平成分 P_{ah1} 、 P_{ah2} 、慣性力 H_{d1} 、 H_{d2} および動水圧 P_{wd1} によるサクシヨン基礎端し(点A)に関する転倒モーメントである。転倒に対しては安全率Fが地震時1.1以上、波浪時1.2以上を満足していれば安定であると判断される。

(3) 地盤支持力に関する検討¹³⁾

基礎底面の地盤支持力に関しては、支持力式から算定した許容支持力と底面反力の比較、簡易ビショップ法による偏心傾斜荷重に対する安定性の検討、多層地盤に対しての円弧すべりの検討がなされる。

a) 許容支持力に関する検討

許容支持力 q_a は砂質土、粘性土についてそれぞれ下式で表されている。

$$q_a = (\beta \cdot \gamma_1' \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2' \cdot d \cdot N_q) / F + \gamma_2' \cdot d \quad \text{： 砂質土} \tag{13}$$

$$q_a = N_{cq} \cdot (1.0 + n \cdot B/L) \cdot c_0 / F + \gamma_2' \cdot d \quad \text{： 粘性土} \tag{14}$$

ここに、 β と n は形状係数、 γ_1' と γ_2' はそれぞれ基礎底面下および上の土層の有効単位体積重量(kN/m³)、 B 、 L および d はサクシヨン基礎の最小幅(m)、長さ(m)および根入れ深さ(m)、 c_0 は基礎底面における非排水せん断強さ(kN/m²)、 N_γ 、 N_q および N_{cq} は支持力係数である。各係数は

港湾施設の技術上の基準・同解説（以下港湾基準）に示されている。また、安全率は波浪時、地震時ともに $F=1.5$ を用いる。

このようにして得られた許容支持力 q_a が図-3、4に示される地盤反力 q_i よりも大きくなければならない。

b) 偏心傾斜荷重に関する検討

図-3、4に示される地盤反力分布(q_1, q_2)、せん断力(Q)に対して基礎底面下の地盤が安定であるかについて港湾基準に示されている簡易ピシヨップ法を用いた方法により検討する。この場合、基礎底面より上部の土の土被りは上載圧として考慮される。簡易ピシヨップ法より得られる安全率は1.0以上を満たさなければならない。

c) 多層地盤に対する円弧すべりの検討

基礎底面下の地盤が軟弱層を挟む場合には、港湾基準に示されている円弧すべりによる検討方法に基づき図-3、4の地盤反力に対して地盤が安定であるかを検討する。

(4) 抜け出しに関する検討

サクシヨン基礎はニューマチックケーソンと異なり基礎底面が閉じていないため、図-8(a)のように基礎内部の土（以下、基礎内土）が抜け出す可能性がある。抜け出しに関する検討は港湾基準のセルラブロックの設計法¹⁰⁾を参考に行う。抜け出しに関する安全率 F は次式で表される。

$$F = M_{r2} / M_{d2} \quad (15)$$

ここに、 M_{r2} は図-3、4で示される有効重量 W_1' 、 W_3' （基礎内土を含まないサクシヨン基礎の有効重量）、受働抵抗 P_{ph} 、主働土圧の鉛直成分 P_{av} （岸壁の場合には P_{av1} 、 P_{av2} ）、基礎内壁の摩擦 f_1 によるサクシヨン基礎端し（点A）に関する抵抗モーメントである。 M_{d2} は、防波堤の場合には波力 P_{w1} 、 P_{w2} 、主働土圧の水平成分 P_{ah} 、岸壁の場合には残留水圧 P_{w1} 、 P_{w2} 、主働土圧の水平成分 P_{ah1} 、 P_{ah2} 、慣性力 H_{d1} 、 H_{d3} （基礎内土を含まないサクシヨン基礎に作用する慣性力）および動水圧 P_{wd1} によるサクシヨン基礎端し（点A）に関する転倒モーメントである。

ここで、基礎内壁に作用する摩擦力は粘性土の場合には付着力 c_b を用いて算出する。砂質土の場合には基礎内土からサクシヨン基礎壁に作用する壁面土圧に摩擦係数を乗じて算出する。後述の模型実験では摩擦係数 $f=0.6$ 、壁面土圧を求めるための土圧係数を $K=0.6$ としている。また、図-8(b)に示すようにサクシヨン基礎上面からの深さが基礎幅 B よりも大きくなった場合には、サイロ効果を考慮して壁面土圧は増加せず一定値と考える。

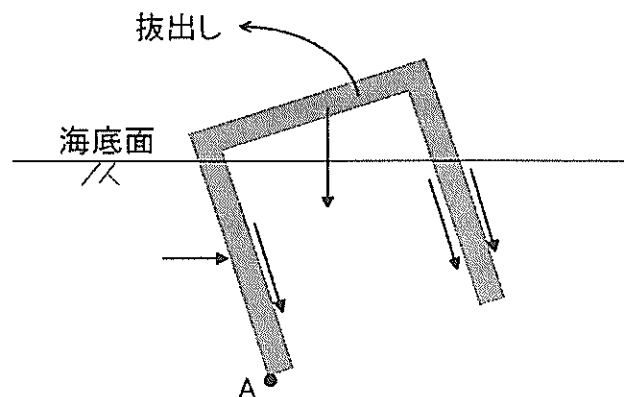


図-8(a) サクシヨン基礎の抜け出し

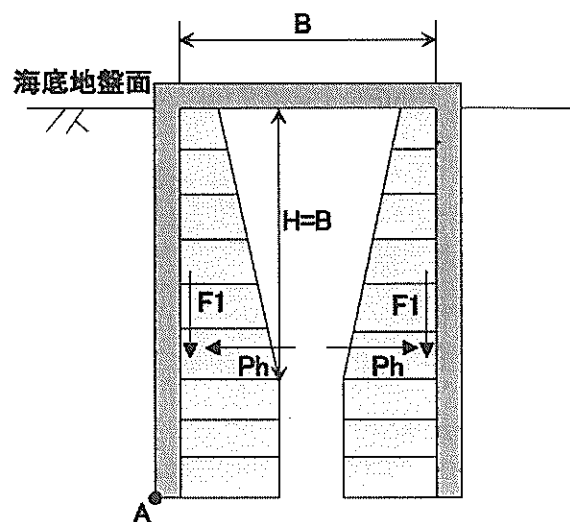


図-8(b) 基礎内土の土圧とサイロ効果

(5) 円弧すべりに関する検討

地盤があまり堅固でない場合には港湾施設の技術上の基準・同解説に示されている修正フェレニウス法による円弧すべりを用いて行う¹⁷⁾。円弧すべりによる検討はサクシヨン基礎内部にはすべり線が入らないように検討する。この検討は、図-4、5に示される波浪時、地震時ではなく常時に関して行い、安全率 F が1.3以上確保されていれば安定であると判断される。

3. 模型実験

サクシヨン基礎構造物の安定性の検討法、すなわち設計法は2章で示されたように提案されている。模型実験は2章の設計法が妥当であることを検証するために2種類が行われている。一つは基本実験としてサクシヨン基礎構造物の静的な水平載荷実験、二つ目は岸壁に適用した場合

の振動台実験である。このような模型実験は相似則を考慮にいれてなされることが多い。本報告で行われた模型実験はいわゆる1g場での模型実験であるが、実物の構造物を意識した相似則などには注意をあまり払わず、設計法の検証を目的に模型を小さな実物であるとして以下のように考えて行われている。

2章で示された設計法は、サクシオン基礎部の根入れ長がゼロとなった場合には既存の重力式構造物に関する設計法と同じものになる。重力式構造物に関する既存設計法は既に現場での実績が多くあり適用性が確認されたものである。そこで、各模型実験ではサクシオン基礎の根入れが無い実験を行い、この場合の実験結果に設計法を適用して滑動、転倒、支持力、偏心傾斜荷重に関する安全率と実験結果（変位置）の関係を調べる。その後、根入れのあるサクシオン基礎を設けた実験を行い、同様に設計法を適用する。そして、両方の結果を比較し結果に大きな差違がなければ、根入れを有するサクシオン基礎についても設計法の妥当性は確認されたと考えることができる。このような考え方で実験および解析が行われている。なお、模型実験結果をそのまま現場に適用する（例えば後述の安全率と変位の関係を相似則で実物に変換することなど）場合には寸法効果や地盤特有の応力依存性などがあるので十分に注意する必要がある。したがって、本報告で述べられることは、あくまでも小さな模型実験内であることを注意が必要である。

3.1 静的水平載荷試験

静的水平載荷試験は2章で提案された設計法を確認する基本的実験として行われている¹⁸⁾。

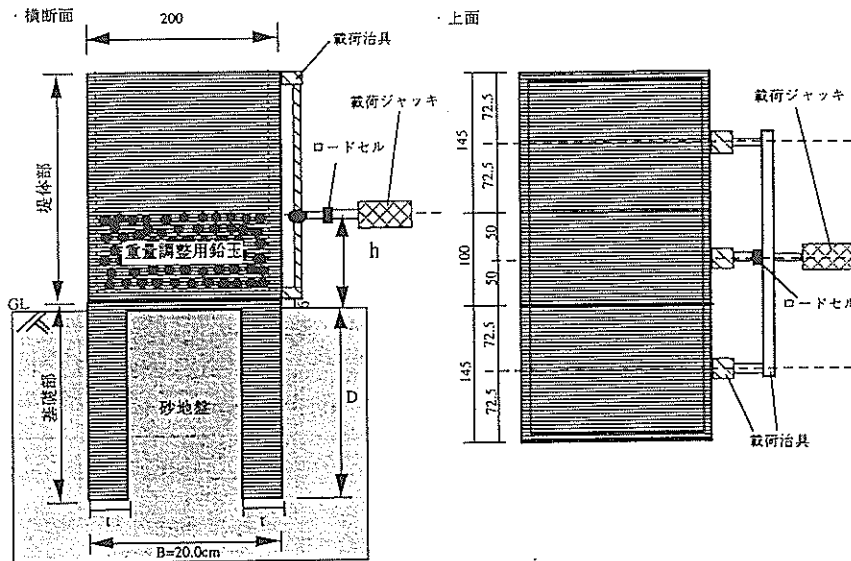


図-10 静的水平載荷用模型

(1) 実験概要

図-9に静的水平載荷試験の概要図を示す。静的水平載荷試験は基本的実験という位置づけから、後述の振動台実験と異なり、矩形断面のサクシオン基礎部とした。したがって、結果の解釈において2章で述べた換算基礎幅の考え方をを用いる必要はない。また、地盤状態は、振動台実験では飽和状態としたが、静的水平載荷試験では乾燥状態の地盤としている。

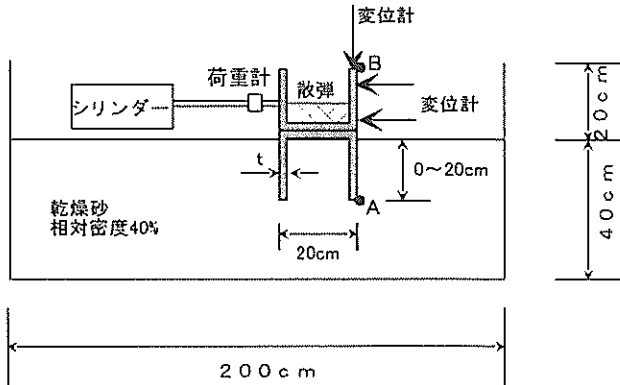


図-9 静的水平載荷試験

a) 模型および模型地盤の作成

模型地盤は図-9に示された土槽(高さ60cm, 幅40cm, 長さ200cm)内に、乾燥状態の豊浦砂をホッパーからパイプの先端と地盤面が常に15cmを保つようにして落下させる空中落下法により作成されている。このような方法で相対密度が $D_r=40\%$ (単位体積重量 $\gamma_s=14.5\text{kN/m}^3$)の乾燥地盤となった。

サクシオン基礎部の下端の高さまで空中落下法により地盤が作成されたところで模型サクシオン基礎が設置される。幅20cmの矩形形状の模型サクシオン基礎が3つ用意され、その内2つは図-10に示されるように計測対象とする中央の基礎の両脇にダミーの基礎として設置される。ダミーのサクシオン基礎を置いた理由は、土槽の前面と背面の摩擦の影響を低減するためである。中央に設置されるサクシオン基礎は長さ10cm、両端のものはそれぞれ長さ14.5cmである。基礎の高さ(根入れ長)は0, 5, 10, 20cmのものが実験ケースに応じて用いられる。なお、実際のサクシオン基礎は負圧により沈設されるのであるが、本模型実験の目的は沈設後の安定性にあるので、地盤作成と一緒に設置するだけにした。

サクシオン基礎設置後、空中落下法により基礎外部に豊浦砂を基礎の上端まで投入する。基礎外部の地盤作成が完了後、基礎内部に豊浦砂を相対密度が地盤と同じ $D_r=40\%$ になるように充填する。基礎内土の充填完了後、上部構造物(堤体)を設置した。上部構造物には載荷用のジャッキを取り付け、また、各実験ケースでの必要重量になるように散弾(鉛玉)を入れて調整した。

b) 実験ケース

表-1 静的水平載荷試験ケース一覧

ケース	根入れ比D/B	肉厚比t/B	総重量 W' (kN)	載荷高さh (cm)
S1	0	1/2	0.98	10
S2	1/1	1/2	0.98	10
S3	1/1	1/10	0.98	10
S4	1/1	1/40	0.98	10
S5	1/4	1/2	0.98	10
S6	1/4	1/10	0.98	10
S7	1/2	1/10	0.98	20
S8	1/1	1/2	0.52	10
S9	1/1	1/40	0.52	10

実験は表-1に示される9ケースが行われている。サクシオン基礎部と上部構造物の総重量(ダミー模型も含む)はケースS1~S7では $W'=0.98\text{kN}$ で、ケースS8, S9では $W'=0.52\text{kN}$ である。ここで、ケースS3, S4, S6, S7, S9では基礎底面が開口しているので総重量には基礎内土の重量を含ませていない。したがって、後述の実験結果の各水平荷重と変位の比較(図-11~14)ではサクシオン基礎内部の基礎内土が重量として評価されていないことに留意されたい。水平荷重の載荷点はケースS5を除き地表面から $h=10\text{cm}$ の高さ、ケースS5では $h=20\text{cm}$ とした。

ケースS1は根入れ比が $D/B=0$ で、肉厚比が $t/B=1/2$ のケースである。肉厚比は基礎の壁厚 t を基礎幅 B で除したもので、肉厚比が $t/B=1/2$ の場合に基礎下端は閉じたものと

なる。

ケースS2~S4は根入れ比が $D/B=1/1$ で肉厚比を $t/B=1/2, 1/10, 1/40$ と変化させたものである。ここで、 $t/B=1/10$ の壁厚は1.9cm、 $t/B=1/40$ の壁厚は0.6cmである。

ケースS5, S6は根入れ比が $D/B=1/4$ で、肉厚比を $t/B=1/2, t/B=1/10$ と変化させたものである。

ケースS7は、根入れ比が $D/B=1/2$ で、基礎上版と基礎内土表面の間に10cmの空隙を設けている。この空隙は、サクシオン基礎沈設において所定の深さまで沈設ができない高止まりを想定したものである。また、このケースでは水平荷重の載荷高さは $h=20\text{cm}$ で、他のケースよりも高い位置である。

ケースS8, S9は、サクシオン基礎部と上部構造物の総重量(ダミー模型も含む) $W'=0.52\text{kN}$ (単位奥行きあたり1.3kN/m)として、他のケースの $W'=0.98\text{kN}$ (単位奥行きあたり2.5kN/m)より軽くしたものである。基礎の根入れ比は $D/B=1/1$ で、肉厚比を $t/B=1/2, 1/40$ と変化させている。また、このケースに限りダミーの模型を用いた3分割(中央が計測対象)模型ではない。別途、ケースS2, S4についてダミー模型を用いない実験を行ったが、ダミー模型の有無で結果に大きな違いは見られなかった。

c) 載荷、計測

荷重載荷は図-9, 10に示されるように、水平荷重が地盤面から高さ $h=10\text{cm}$ の位置に載荷されて行われた。ただし、ケースS7では $h=20\text{cm}$ の位置で載荷されている。また、載荷は荷重制御によるもので、ケースS1~S7では0.1kN/m、ケースS8, S9では0.05kN/mの荷重増分で静的に行った。なお、模型サクシオン基礎の破壊荷重はケースS1~S7ではおおよそ1.5kN/m、ケースS8, S9では1kN/mで、破壊までの載荷ステップ数は約20であった。

計測は図-9, 10に示されるように、載荷点での水平荷重をロードセルで、上部構造物天端における載荷側および反対側の鉛直変位、地表面から3cmと20cmでの上部構造物の水平変位を変位計で測定した。

(2) 実験結果

a) 水平荷重と構造物上部水平変位の関係

図-11に単位奥行きあたりの水平荷重と地盤面から20cmの位置(図-9中のB点)における上部構造物の水平変位の関係を示す。図-11(a)では根入れ比が $D/B=0$ の場合(ケースS1)、根入れ比が $D/B=1/4$ の場合(ケースS5, S6)、根入れ比が $D/B=1/1$ (ケースS2~S4)の場合を比較している。また、根入れ比が同一の場合における基礎壁厚比 t/B の影響も比較する。図-11(b)では上部構造物による上載荷重の影響が根入れ比 $D/B=1/1$ について比較し、ケースS2,

S4は上部構造物とサクシオン基礎本体(基礎内土を除く)の重量は $W=0.98\text{kN}$ (単位奥行きあたり 2.5kN/m)、ケースS8, S9は $W=0.52\text{kN}$ (単位奥行きあたり 1.3kN/m)である。また、根入れ比が同一の場合において基礎底面が閉じている場合と開いている場合の影響も比較する。図-11(c)では、根入れ比 $D/B=1/1$ のケースS3と根入れ長 $D=10\text{cm}$ ($D/B=1/2$)で高止まりして基礎内に空洞ができた場合のケースS7を比較している。ただし、ケースS7では水平荷重の載荷点が地表面から $h=20\text{cm}$ とケースS3の $h=10\text{cm}$ よりも高い位置にある。

図-11(a)より、ケースS2~S6では水平荷重の増加とともに水平変位が徐々に大きくなっていくが、根入れの無い(根入比 $D/B=0$)ケースS1では破壊付近までは水平変位が発生せず、破壊付近で急激に大きな水平変位が発生することがわかる。根入れ比の影響についてはケースS2(Δ)とケースS5(\bullet)の比較、ケースS3(\square)とケースS6(\blacktriangle)の比較から、根入れ比 D/B が大きい方が同一変位で大きな水平荷重となっており、根入れ比の大きな方がより大きな水平荷重にまで抵抗できることがわかる。したがって、根入れによる基礎の受働抵抗の増加や基礎下端面での土被り厚の増加などの根入れ効果があったことがわかる。基礎壁厚の影響についてはケースS2(Δ)、ケースS3(\square)、ケースS4(∇)の比較から、ケースS3(\square)が最も大きな抵抗が得られているが、壁厚比による傾向的な違いは明白には見られない。

図-11(b)より、ケースS2(Δ)、S4(∇)の方がケースS8(\blacksquare)、S9(\blacktriangledown)よりも大きな水平荷重にまで抵抗できており、重量の大きな方が大きな水平荷重にまで抵抗できることがわかる。基礎底面の開閉の影響については、ケースS2(Δ)とケースS4(∇)の比較、重量が小さい場合のケースS8(\blacksquare)とケースS9(\blacktriangledown)の比較から、基礎底面が開いている方が大きな水平荷重にまで抵抗できることがわかる。これは、図-11~14の整理では模型総重量には基礎内土の重量は含まれておらず、基礎底面が開いている場合には、基礎と上部堤体の重量に加え、基礎内土の重量も抵抗に寄与したからであると考えられる。

図-11(c)より、ケースS7(\times)の方がケースS3(\square)よりも小さな水平荷重にしか抵抗できていないことがわかる。この原因は根入れを浅くした(高止まりした)ために根入れ効果が小さくなったことと、水平荷重の載荷点が高い位置にあったからであると考えられる。

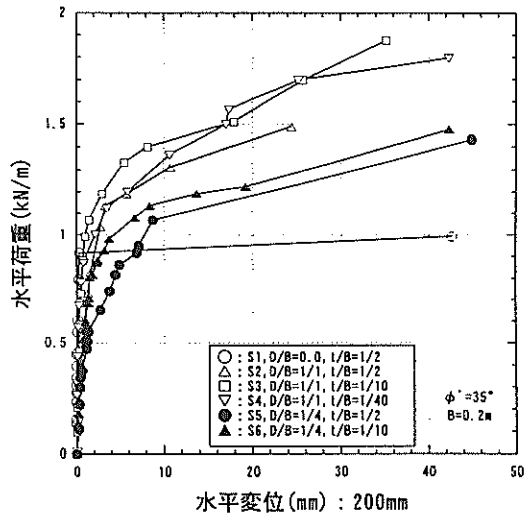


図-11(a) 静的載荷試験水平変位(S1~S6)

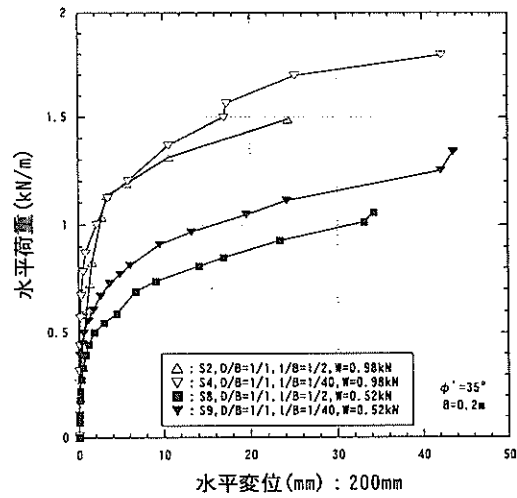


図-11(b) 静的載荷試験水平変位(S2,S4,S8,S9)

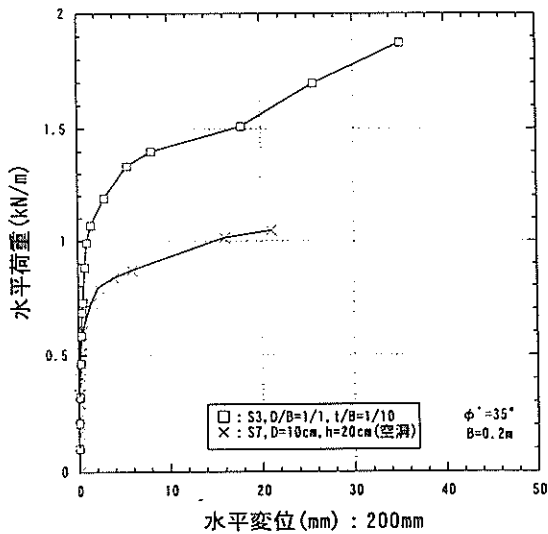


図-11(c) 静的載荷試験水平変位(S3,S7)

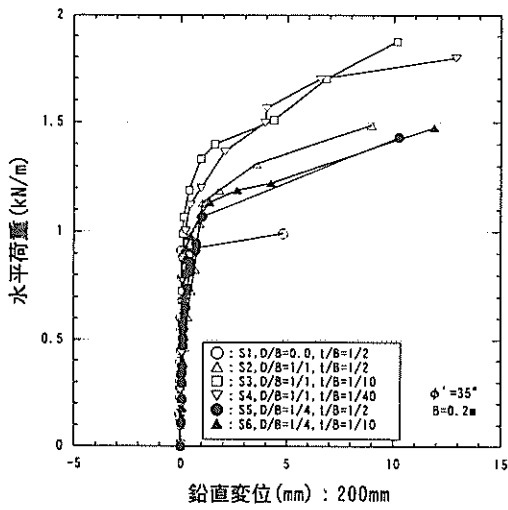


図-12(a) 静的載荷試験鉛直変位(S1~S6)

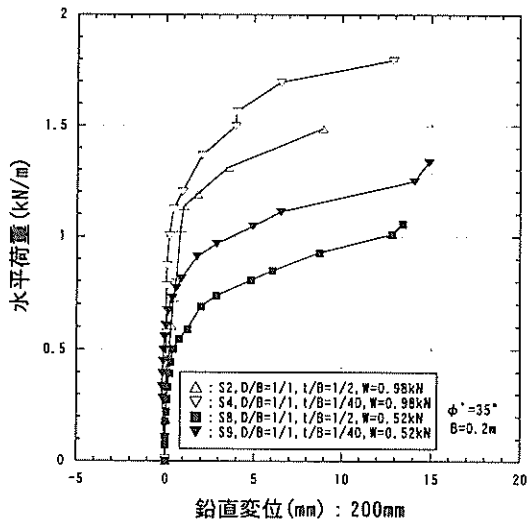


図-12(b) 静的載荷試験鉛直変位(S2,S4,S8,S9)

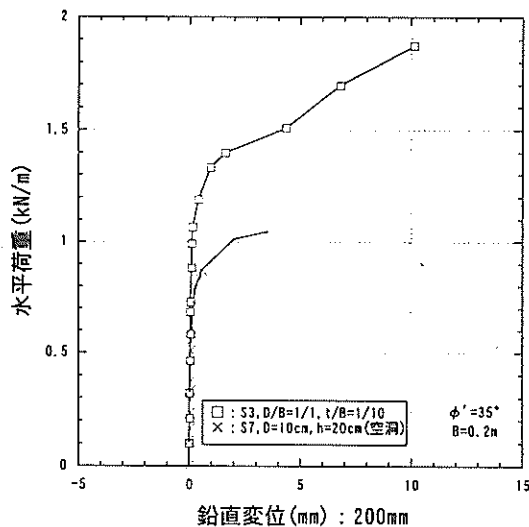


図-12(c) 静的載荷試験鉛直変位(S3,S7)

b) 水平荷重と構造物上部鉛直変位の関係

図-12に単位奥行きあたりの水平荷重と上部構造物鉛直変位の関係を示す。上部構造物鉛直変位は構造物前面側で地盤面から20cmの位置(図-9中のB点)における上部構造物の鉛直変位である。図-12(a)~12(c)は、前項a)で示したものと同様のファクターの鉛直変位に及ぼす影響を比較したものである。

図-12(a)~12(c)からは、各ファクターは前述の図-11(a)~11(c)と全く同様な影響を鉛直変位に及ぼしていることがわかる。

c) 水平荷重と平均鉛直変位の関係

図-13に単位奥行きあたりの水平荷重と平均鉛直変位の関係を示す。平均鉛直変位は、上部構造物天端の両端に取り付けられた変位計による計測値の平均で、沈下する場合が負である。平均鉛直変位は、サクシオン基礎中詰め圧縮が無い場合には基礎直下地盤の圧縮量、中詰め圧縮を考慮する場合には中詰め土と基礎直下地盤の圧縮量、に対応するものである。図-13(a)~13(c)は、前項a)で示したものと同様のファクターの鉛直変位に及ぼす影響を比較したものである。

図-13(a)より、根入れの無いケースS1を除くと水平荷重載荷初期では平均鉛直変位は沈下傾向を示し、載荷後期では隆起傾向を示すことがわかる。また、根入れの無いケースS1では破壊直前までは平均鉛直変位はほとんど発生せず、破壊付近で大きな沈下を示している。根入れ比の影響についてはケースS2(△)とケースS5(●)の比較、ケースS3(□)とケースS6(▲)の比較から、載荷初期では根入れ比D/Bが小さい方が大きな沈下を示し、隆起傾向となる載荷後期においてはケースS6の破壊付近を除くと根入れ比D/Bの大きい方が大きな隆起を示す。したがって、根入れの大きい方が平均鉛直変位は隆起傾向になっている。基礎壁厚の影響については、根入れ比の大きな場合のケースS2(△)、ケースS3(□)、ケースS4(▽)の比較では壁厚比l/Bの大きい方が大きな隆起傾向になっているが、根入れ比の小さな場合のケースS5(●)とケースS6(▲)の比較では壁厚比l/Bの大きい方が大きな沈下傾向になっている。したがって、本実験では壁厚比l/Bによる鉛直変位の大きな違いは見られなかった。

図-13(b)より、ケースS8(■)、S9(▼)の方がケースS2(△)、S4(▽)よりも小さな水平荷重で隆起傾向を示し始め、隆起量も大きい。したがって、重量の大きい方が隆起量は小さくなる。基礎底面の開閉の影響については、ケースS2(△)とケースS4(▽)の比較、ケースS8(■)とケースS9(▼)の比較から、基礎底面が閉じている方が隆起

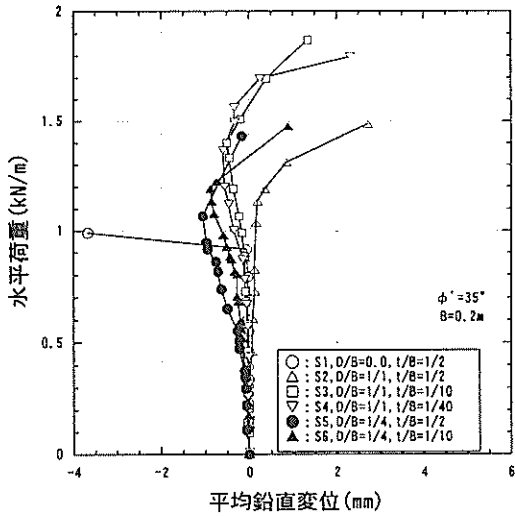


図-13(a) 静的載荷試験平均鉛直変位(S1~S6)

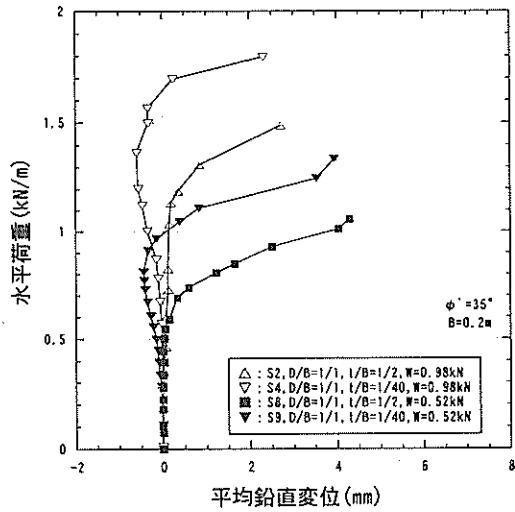


図-13(b) 静的載荷試験平均鉛直変位(S2,S4,S8,S9)

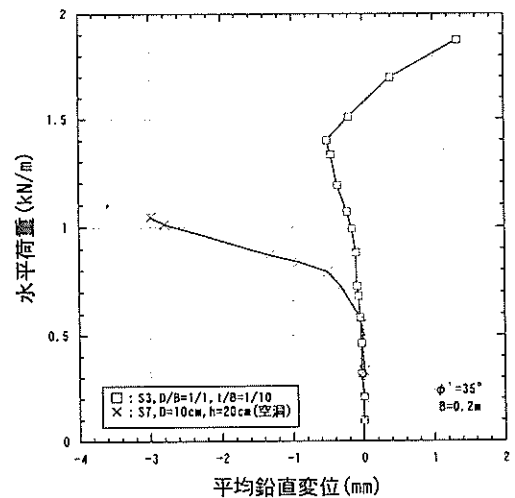


図-13(c) 静的載荷試験平均鉛直変位(S3,S7)

傾向は小さくなることがわかる。これは、基礎底面が開いている場合には、基礎内土の圧縮が生じたためと考えられる。

図-13(c)より、基礎が高止まりした場合のケースS7(x)の方がケースS3(□)よりも沈下傾向が大きく隆起傾向が無い。これは、ケースS7の方は基礎内に空洞部分がありそのために沈下傾向が高くなったと推測される。

以上のように、平均鉛直変位は水平荷重に対して図-12および図-11とは全く異なる関係があることがわかる。図-12で示されたケーソン上部鉛直変位の水平荷重に対する関係が図-11の水平変位と水平荷重の関係に類似であったのは、ケーソン-サクシオン基礎の傾斜が両変位に大きく影響したからであると考えられる。一方、平均鉛直変位は、ケーソン上部両端での鉛直変位を平均したものであるため傾斜の影響は少なく、地盤の圧縮量が反映されたものであるので、図-11、図-12とは全く異なる関係になったと考えられる。

d) 水平荷重と傾斜角の関係

図-14に単位奥行きあたりの水平荷重と傾斜角の関係を示す。傾斜角は堤体前面に取り付けられた上下2つの変位計で計測された水平変位から求めたもので、水平荷重に押されて転倒する側を正としている。図-14(a)~14(c)は、前項までに示したものと同様のファクターの傾斜に及ぼす影響を比較したものである。

図-14(a)より、ケースS2~S6では水平荷重の増加とともに傾斜角が徐々に大きくなっていくが、根入れの無いケースS1では破壊付近までは変化が無く破壊付近で急激に大きな傾斜角が発生することがわかる。根入れ比の影響についてはケースS2(△)とケースS5(●)の比較、ケースS3(□)とケースS6(▲)の比較から、根入れ比D/Bが大きい方が同一水平荷重で小さな傾斜角となっており、根入れの大きな方が傾斜は小さくなることがわかる。したがって、前項までと同様に根入れによる基礎の受働抵抗の増加や基礎下端面での土被り厚の増加などの根入れ効果があったことがわかる。基礎壁厚の影響についてはケースS2(△)、ケースS3(□)、ケースS4(▽)の比較から、傾斜に対してはケースS3(□)が最も大きな抵抗が得られてはいるが、前項までと同様に壁厚比による大きな違いは見られない。

図-14(b)より、ケースS2(△)、S4(▽)の方がケースS8(■)、S9(▼)よりも同一の水平荷重に対して小さな傾斜角になっており、重量の大きな方が傾斜は小さくなることがわかる。基礎底面の開閉の影響については、ケースS2(△)とケースS4(▽)の比較、重量が小さい場合のケースS8(■)とケースS9(▼)の比較から、基礎底面が開い

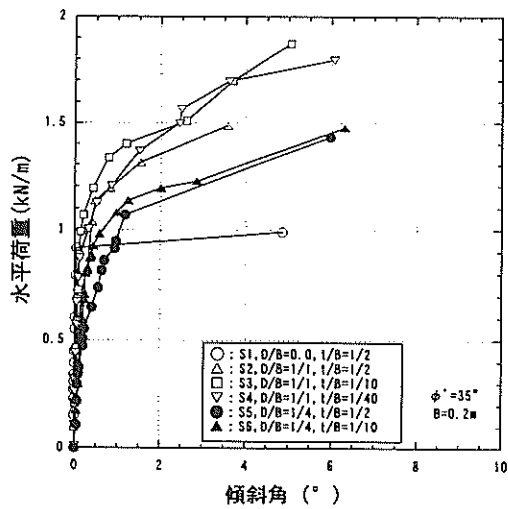


図-14(a) 静的載荷試験傾斜角(S1~S6)

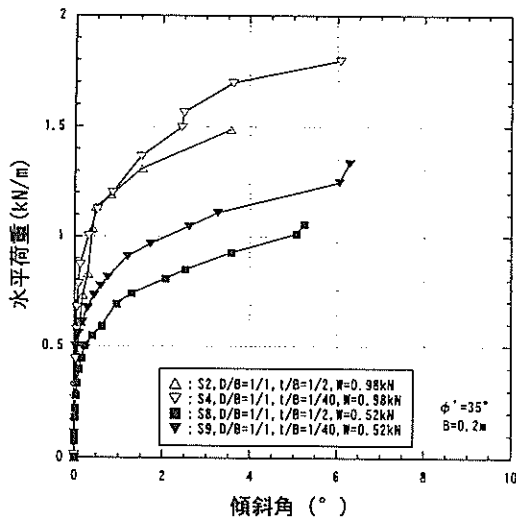


図-14(b) 静的載荷試験傾斜角(S2.S4.S8.S9)

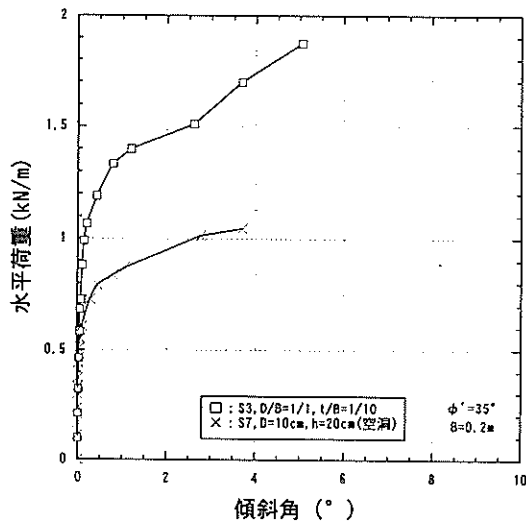


図-14(c) 静的載荷試験傾斜角(S3.S7)

ている方が傾斜は小さくなるのがわかる。これは、前項a)の水平変位でも述べたように、基礎底面が開いている場合には、基礎と上部堤体の重量に加え、基礎内土の重量も抵抗に寄与したからであると考えられる。

図-14(c)より、同一水平荷重に対してケースS7(x)の方がケースS3(□)よりも大きな傾斜角を生じている。この原因は高止まりのために根入れ効果が小さくなったことと、水平荷重の載荷点が高い位置にあったからである。

また、図-14を図-11あるいは図-12と比較すると、傾斜角と水平荷重の関係は、上部構造物での水平変位と水平荷重あるいは鉛直変位と水平荷重の関係に類似しており、このことから傾斜が上部構造物の水平変位および鉛直変位の計測値に大きく影響していることがわかる。

e) 水平変位と鉛直変位の関係

図-15(a)に構造物上部での鉛直変位と水平変位の関係、図-15(b)にサクシオン基礎端し部での鉛直変位と水平変位の関係を示す。ここで、構造物上部とは構造物前面側で地盤面から20cmの位置(図-9中のB点)、サクシオン基礎端し部とは基礎前面側の下端(図-9中のA点)である。また、図-15中には鉛直変位と水平変位の関係が1:1になる場合のものを破線で示す。

図-15(a)から、構造物上部での変位はすべてのケースにおいて水平変位の方が鉛直変位よりも卓越していることがわかる。根入れ比D/B=1/2を除くと、根入れ比D/Bが大きなものほど、同じ鉛直変位に対して水平変位は小さくなっている。

図-15(b)から、基礎端子部での変位は根入れ比がD/B=1/1と1/2において鉛直変位の方が水平変位よりも大きくなっており、D/B=1/1のケースにおいては水平変位が負の方向に発生していることがわかる。これはD/B=1/1のケースにおいては、根入れが大きくなったために基礎端子部では上部構造物-サクシオン基礎の回転による水平変位成分が大きくなり、荷重載荷方向と反対側に水平変位が生じたためと考えられる。

以上から、根入れを設けることにより上部構造物-サクシオン基礎の水平載荷に対する変位モードは、水平変位が抑制され鉛直変位が大きくなるといえる。

f) 水平荷重と合成変位の関係

図-16に単位奥行きあたりの水平荷重と合成変位の関係を示す。合成変位は、次式で示すように構造物上部(図-9中のB点)での水平変位と鉛直変位のベクトル和の大きさとして表されるものである。

$$w = ((u)^2 + (v)^2)^{0.5} \quad (16)$$

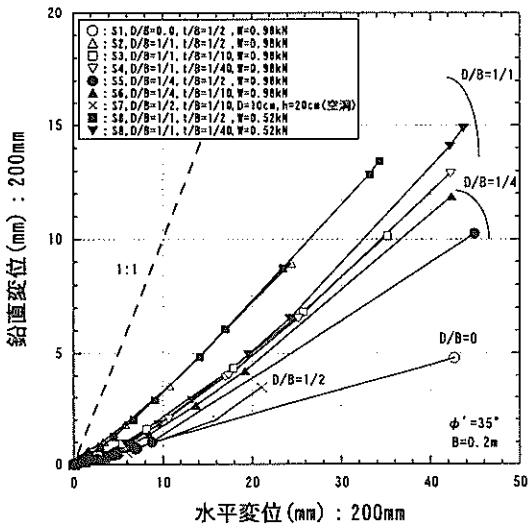


図-15(a) 水平変位と鉛直変位関係(200mm)

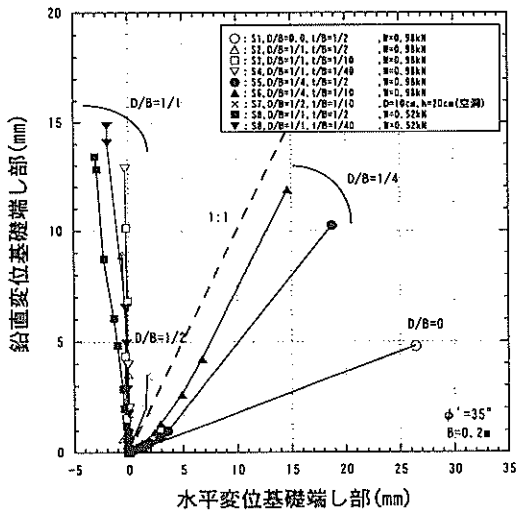


図-15(b) 水平変位と鉛直変位関係(基礎端し)

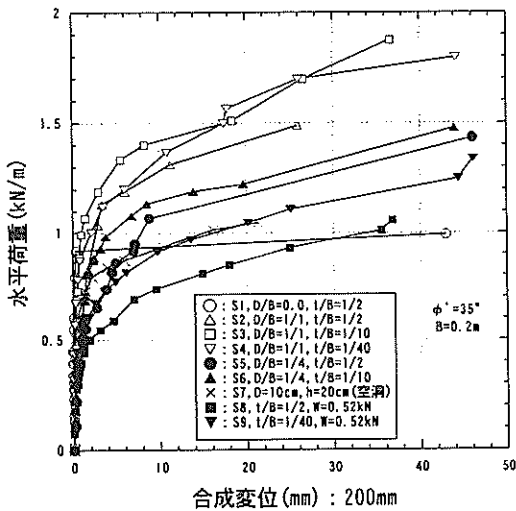


図-16 合成変位と水平荷重の関係

ここに、 w は合成変位、 u は水平変位、 v は鉛直変位である。

合成変位には構造物上部での鉛直変位と水平変位の両方が反映されており、合成変位は荷重対荷に対する構造物の変位を代表した量と位置づけることができる。

図-16から、水平荷重に対する構造物変位はケースごとに異なっており、根入れ、構造物重量、基礎内土の状態などの各要因により異なった変位が発生することがわかる。しかし、全体の傾向としては、基礎の根入れが大きく構造物重量が大きなものほど大きな水平荷重にまで抵抗できることは明らかといえる。

(3) 提案設計法と実験結果の比較

単調荷重による模型実験で前述のような結果を得たが、根入れ比、構造物重量の違いにより破壊時の水平荷重は大きく異なっていた。ここでは、模型を小さな実物とみなし、2章で示した設計法を模型実験結果に適用し設計法の妥当性を検討する。

a) 設計法に用いたパラメータ

必要となるパラメータは、地盤定数については模型地盤の単位体積重量 γ' 、せん断抵抗角 ϕ' 、地盤反力係数、構造物諸元については基礎と堤体の重量 W' 、基礎幅 B 、根入れ長 D 、基礎底面(底面が閉じている場合)と地盤の摩擦係数 μ である。

模型地盤の単位体積重量は $\gamma' = 14.5 \text{ kN/m}^3$ を用いた。

地盤反力係数については、根入れ鋼板セルの設計法に準拠することになる。しかし、ここでは地盤反力係数の値を非常に小さなものに設定し、変位量の絶対値は議論しない。地盤反力係数の値は変位量の絶対値には大きく影響するが、ここで検討対象とする滑動や転倒などの安定計算にはあまり影響しない。

実際の設計におけるせん断抵抗角は、偏心傾斜荷重を検討するBishop法(ビショップ法)では N 値が10以下では $\phi' = 40^\circ$ 、10以上では $\phi' = 45^\circ$ が用いられる。許容支持力による支持力の検討では N 値と ϕ の関係式から算出される。壁面に作用する主働土圧と受働土圧の算出では $\phi' = 30^\circ$ 、良好な裏込めがある場合には $\phi' = 40^\circ$ が用いられる。このように、実際の設計では検討項目ごとに用いられるせん断抵抗角 ϕ' の値は異なっている。せん断抵抗角は単位体積重量と同じく土の基本的な材料定数であり、本来は材料が定まれば検討項目ごとに異なるものではない。このように実設計で用いられるせん断抵抗角が検討項目により異なっている理由は、各検討項目で用いられる算定式や外力などに実際のものとは異なる不確定要因があるからで、そのため得られる結果には安全率など

が使用されていると思われる。このような実設計に対して今回の模型実験の解析では、せん断抵抗角を検討項目ごとに変えるのではなく、基本的に三軸試験から得られたせん断抵抗角を用いることにした。この理由は模型実験が管理された状況で行われており、現場での不確定要因などが少ないと判断したからである。三軸試験では模型実験で用いた豊浦砂を模型実験と同一密度の相対密度 $D_r=40\%$ に調整した供試体に対して試験を行い、 $\phi'=35^\circ$ が得られた。ここで、支持力に関しては寸法効果が指摘されており、模型実験のように基礎幅が小さくなると支持力係数は実物のものより大きくなる。木村ら¹⁹⁾の報告を参考に、今回の模型実験での基礎幅 $B=20\text{cm}$ に対しては、支持力公式に用いる支持力係数を2倍程度に大きくする。港湾基準で採用されている支持力係数とせん断抵抗角の関係図によると $\phi'=35^\circ$ に対する支持力係数は $N_r=25$, $N_q=25$ であったが、2倍の値の $N_r=50$, $N_q=50$ を解析で用いた。 $N_r=50$, $N_q=50$ に対応するせん断抵抗角は $\phi'=38^\circ$ である。また、偏心傾斜荷重に対する検討を行う Bishop 法については、支持力と同じように寸法効果の影響を受けると考え、 $\phi'=38^\circ$ を解析で用いることにした。

以上のように模型実験結果の解析で使用するパラメータを設定した。

b) 設計荷重を求めるための安全率

滑動、転倒、偏心傾斜(Bishop法)、許容支持力に関する安全率については2章示したとおりである。これらの安全率は類似の実大構造物の被災例を参考に決定されたものであり、またa)で述べたように実現象を単純化する際の不確定要因なども考慮するためのものと考えられる。本模型実験では既に述べたように管理された状況で行われており、また実規模と比較して小さなスケールである。このようなことから安全率を1.0に設定し、単純に外力と抵抗力を比較して検討を行った。

c) 変位と安全率の関係

滑動、転倒、許容支持力、偏心傾斜(Bishop法)に関する安全率と変位の関係を調べる。各安全率と変位の関係はそれぞれの安全率に関する破壊モードに対応するものを選択し、滑動安全率については基礎下端での水平変位(微小変形で考えるので基礎端し部の水平変位と同じ)を、転倒安全率については傾斜角を、許容支持力については基礎端し部での鉛直変位および合成変位を、偏心傾斜(Bishop法)については合成変位の関係をそれぞれ示す。

図-17(a)は滑動安全率と基礎下端での水平変位の関係を示したものである。なお、図-17(a)にはケースS1, S5~S7以外のものはプロットされていない。これは、基礎下端で発揮される水平抵抗力(せん断力)が水平荷重と

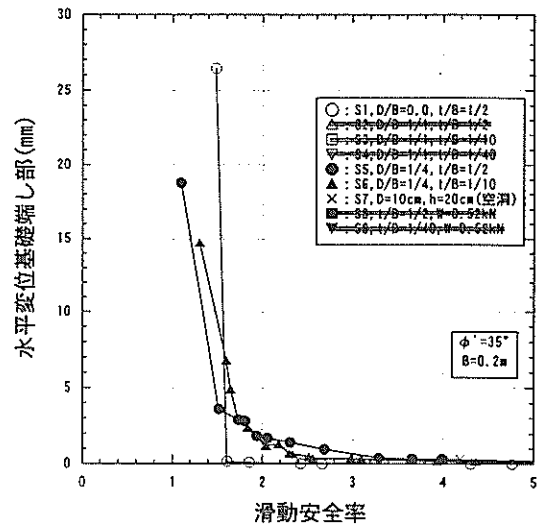


図-17(a) 滑動安全率と基礎端し部水平変位の関係

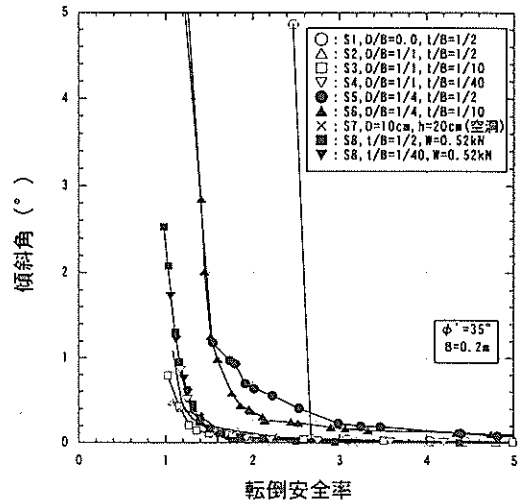


図-17(b) 転倒安全率と傾斜角の関係

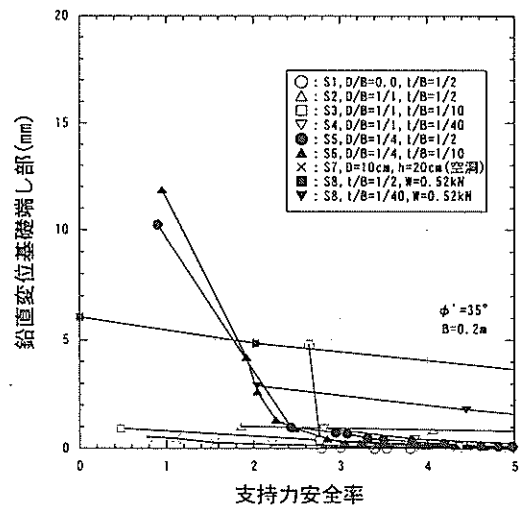


図-17(c) 支持力安全率と基礎端し部鉛直変位関係

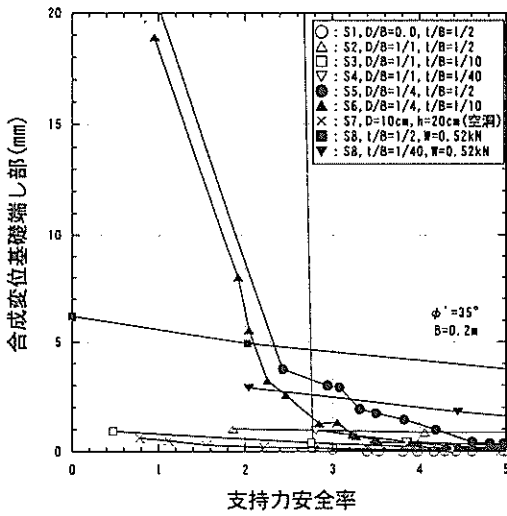


図-17(d) 滑動安全率と基礎端し部合成変位の関係

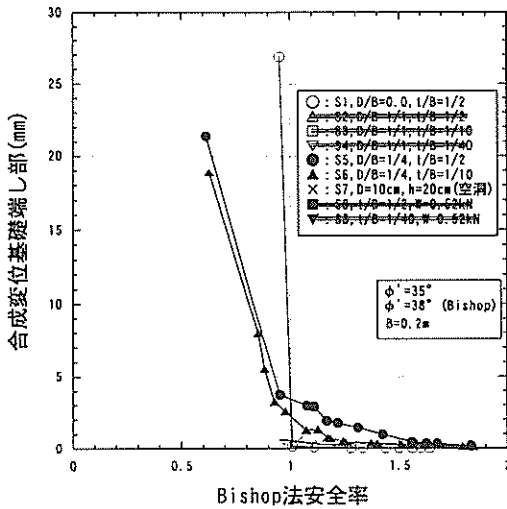


図-17(e) Bishop安全率と基礎端し部合成変位関係

同じ方向に作用するという計算結果となり、滑動安全率を定義できなくプロットしなかったためである。これの物理的な意味は、地盤バネとクーロン土圧を用いて算出される基礎前面の受働抵抗が水平外力よりも大きくなったということで、基礎の根入れが大きくなる場合に生じる現象である。滑動安全率が正しく算出され破壊モードが滑動モードであれば、滑動安全率が1.0のところで大きな水平変位が発生すべきであるが、図-17(a)ではいずれのケースもそのようにはなっていない。しかし、ケースS1, S5, S6は滑動安全率が1.5程度になったところで急激に大きな水平変位が発生しており、滑動安全率との関係はややありそうである。

図-17(b)は転倒安全率と傾斜角の関係を示したものである。なお、転倒安全率が1以下のプロットがないが、こ

れは転倒安全率が1.0未満の外力については計算が不能になるからである。図-17(b)から転倒安全率が小さくなると傾斜角は大きくなっていくが、転倒安全率と傾斜角の関係は3つのグループに分かれていることがわかる。ケースS1は転倒安全率が $F=2.6$ 付近で急激に大きな傾斜角となり、ケースS5とS6は転倒安全率が $F=2$ 付近から傾斜角が大きくなり始め $F=1.5$ 付近で大きな傾斜角になっている。ケースS2~S4, S7~S9では転倒安全率が $F=1.3$ 付近で傾斜角は大きくなり始め $F=1.0$ ではかなり大きな傾斜角になっている。したがって、ケースS2~S4, S7~S9以外は、転倒安全率が $F=1$ 付近で大きな傾斜角になっており、転倒安全率で水平荷重によるサクシオン基礎-構造物の破壊が説明できるが、それ以外のケースについては転倒安全率では説明できないといえる。

図-17(c)は支持力安全率と基礎端し部での鉛直変位の関係を、図-17(d)は支持力安全率と基礎端し部での合成変位の関係を水平変位の関係をそれぞれ示したものである。図-17(c), 17(d)からケースS5, S6は支持力安全率の低下とともに変位が徐々に大きくなり、支持力安全率と変位の間に有為な関係が見られるが、それ以外のものは有為な関係は見られない。また、ケースS5, S6においても変位が大きくなり始めるのは支持力安全率が2.5付近で1付近ではなく、変位の発生状況と安全率の関係は良いとはいえない。したがって、本実験の各ケースの破壊は許容支持力による安全率では説明できないといえる。

図-17(e)はBishop法による偏心傾斜荷重に対する支持力安全率と基礎下端での合成変位の関係を示したものである。なお、図-17(e)にはケースS1, S5, S6以外のはプロットされていない。これは、Bishop法による偏心傾斜荷重に対する支持力の検討は、荷重傾斜率が0.1以上に対して行われるものであり、図-17(e)においては基礎下端で地盤に作用する荷重の荷重傾斜率が0.1以下のものはプロットしなかったためである。図-17(e)からケースS1, S5, S6はBishop法による安全率1.0あたりで急激に大きな合成変位が発生している。このことから、ケースS1, S5, S6のサクシオン基礎-構造物の破壊は偏心傾斜荷重による支持力破壊として説明できるといえる。

以上、図-17(a)~17(e)からケースS1, S5, S6の3ケースについては偏心傾斜荷重による支持力破壊で、ケースS2~S4, S7~S9の6ケースについては転倒で、サクシオン基礎-構造物が破壊したと考えられる。

d) 正規化荷重と水平変位の関係

図-18に正規化荷重と構造物上部(図-9のB点)の水平変

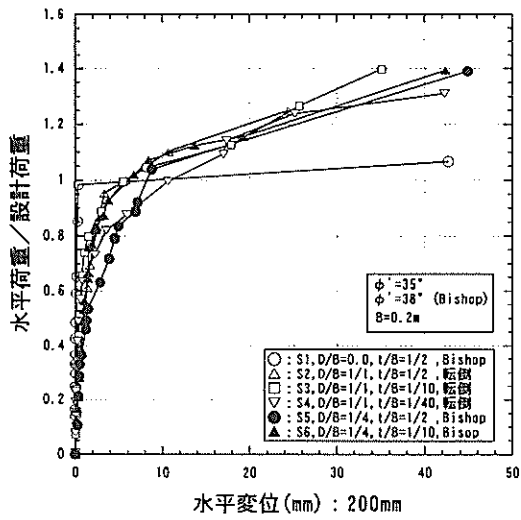


図-18(a) 正規化荷重と水平変位(許容支持力無視)

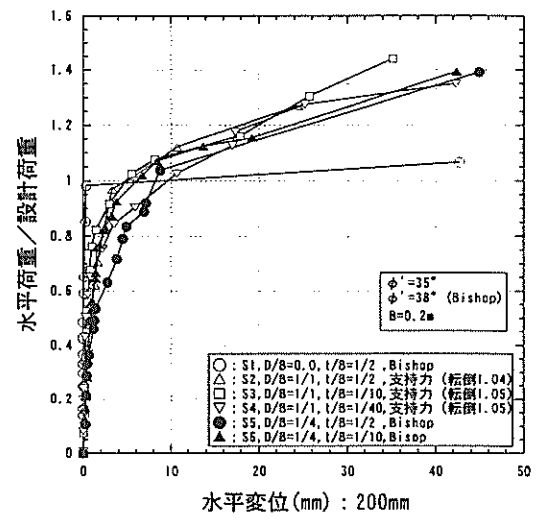


図-19(a) 正規化荷重と水平変位(許容支持力考慮)

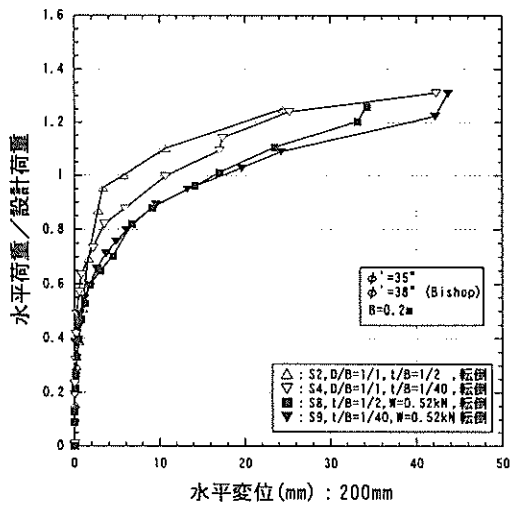


図-18(b) 正規化荷重と水平変位(許容支持力無視)

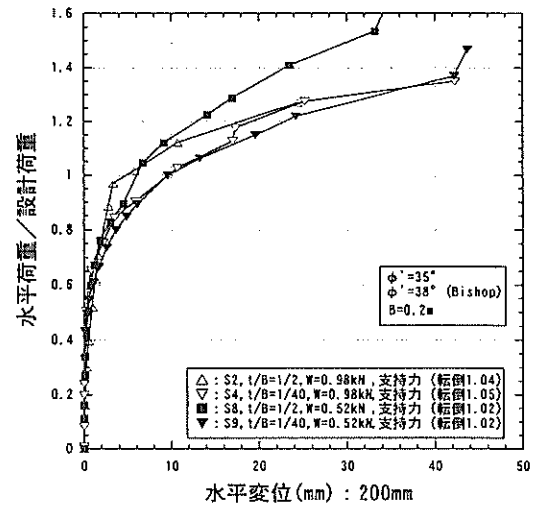


図-19(b) 正規化荷重と水平変位(許容支持力考慮)

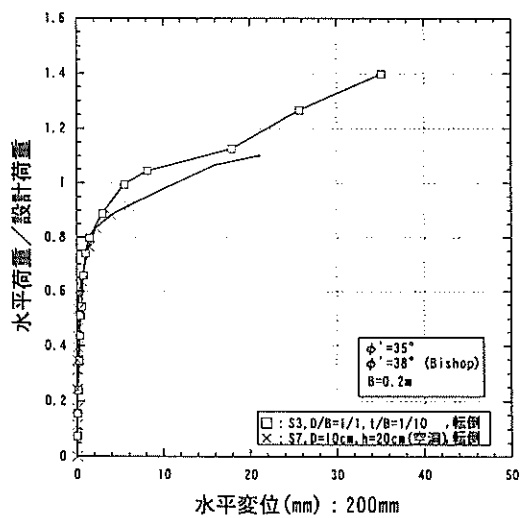


図-18(c) 正規化荷重と水平変位(許容支持力無視)

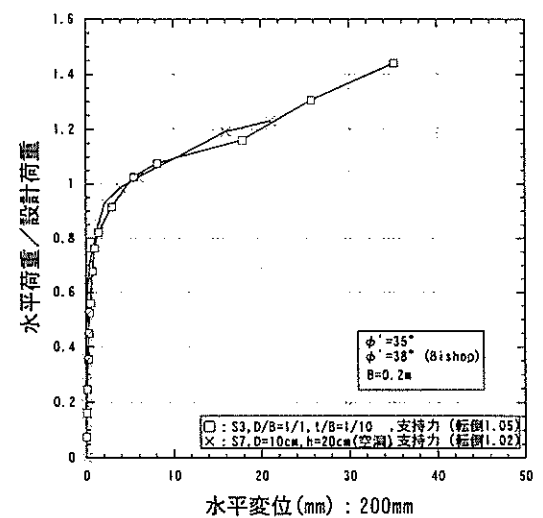


図-19(c) 正規化荷重と水平変位(許容支持力考慮)

位の関係を示す。正規化荷重は水平荷重を各ケースの設計荷重で除したもので、図-18は、図-11の縦軸の水平荷重を設計荷重で除したものとなっている。設計荷重は、前述a)での滑動安全率、転倒安全率、許容支持力による支持力安全率、Bishop法による偏心傾斜荷重に対する安全率のいずれかの安全率が1.0となった時の水平荷重である。ただし、本実験に関しては、c)で述べたように許容支持力より求めた支持力安全率については対応する変位との関係が良くなかった。この原因は、実験での破壊が支持力公式で仮定しているようなモードで起こっていないこと以外に、以下のことも考えられる。許容支持力の算定においては港湾基準ではせん断抵抗角が $\phi' = 35^\circ$ では支持力係数は $N_r = N_q = 25$ であるが、 $\phi' = 40^\circ$ では $N_r = 120$ 、 $N_q = 80$ となり、せん断抵抗角のわずかな設定誤差が大きく反映される。港湾基準以外の支持力式でも同様である。したがって、許容支持力の算定ではせん断抵抗角の設定誤差が最も大きく影響したと考えられる。そこで、ここでは許容支持力による安全率を考慮した場合と無視した場合で設計荷重を求め正規化荷重を算定した。

図-18は許容支持力による安全率を無視した場合のもので、図-18中の凡例には設計荷重が決まった破壊モードを示す。ケースS1、S5、S6はBishop法による偏心傾斜荷重に対する支持力、ケースS2~S4、S7~S9は転倒による破壊モードで設計荷重が定まっている。図-18から、水平荷重を設計荷重で除した正規化荷重と水平変位の関係は、図-11の水平荷重と水平変位の関係よりも、ユニークな関係になっていることがわかる。また、図-18において正規化荷重が0.8~1.2の付近で水平変位は急増している。

図-19は許容支持力による安全率を考慮した場合のものである。図-19では、ケースS1、S5、S6はBishop法による偏心傾斜荷重に対する支持力で設計荷重が定まり、図-18において転倒モードで定まっていたケースS2~S4、S7~S9は許容支持力による破壊モードで設計荷重が定まっている。図-19中の凡例には許容支持力による支持力安全率で定まるものについては、その時の転倒安全率を併せて示す。図-19においても図-18と同様に、正規化荷重が0.8~1.2の付近で水平変位が急増し、正規化荷重と水平変位の関係はユニークな関係にある。このことは、c)での許容支持力による安全率と変位との関係が良くなかったことに矛盾していると思われる。

図-20はこの矛盾点と思われるところを考察するためのもので、図-20(a)は本実験の転倒安全率と許容支持力による安全率の関係、図-20(b)は支持力安全率と水平荷重の関係、図-20(c)は転倒安全率と水平荷重の関係を調べたものである。図-20(a)から、Bishop法による偏

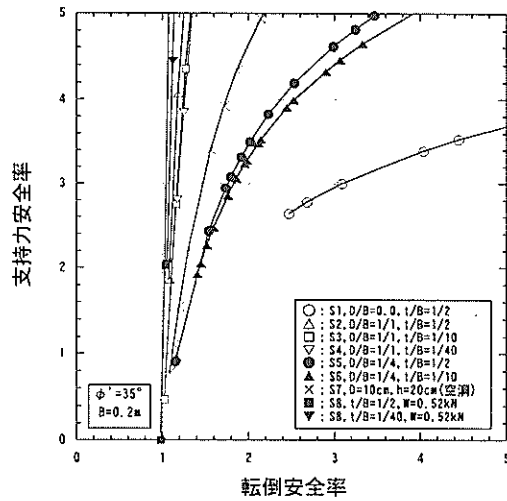


図-20(a) 支持力安全率と転倒安全率の関係

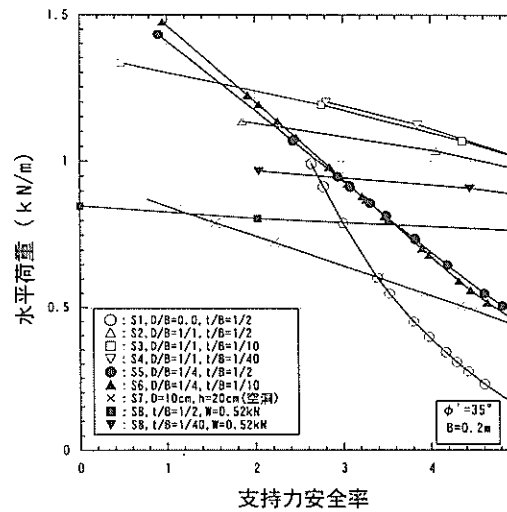


図-20(b) 支持力安全率と水平荷重の関係

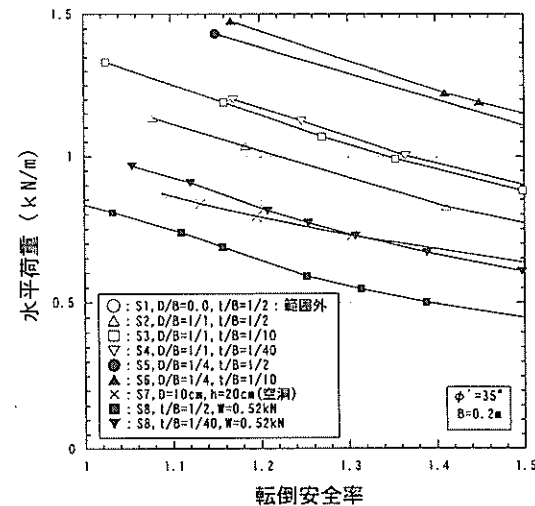


図-20(c) 転倒安全率と水平荷重の関係

心傾斜荷重に対する支持力で設計荷重の定まったケース S1, S5, S6を除くと、転倒安全率が $F=1.0\sim 1.2$ で許容支持力による安全率は急激に減少していることがわかる。このことは、転倒安全率が $F=1$ に近い状態、すなわち転倒モードでの破壊に近い状態では、支持力安全率は外力に対して値が敏感に変化することを意味している。そして、支持力安全率で設計荷重が定まったケース S2~S4, S7~S9は支持力安全率 $F=1.0$ の時、転倒安全率は $F=1.0\sim 1.1$ の間にあることがわかる。図-20(b)からは、支持力安全率が $F=5\sim 0$ の範囲ではBishop法で設計荷重が定まったケース S1, S5, S6を除くと、支持力安全率の変化に対して水平荷重の変化は、ケース S7でやや大きな変化は見られるが、ケース S2~S4, S8, S9では大きな変化は見られないことがわかる。このことは、支持力安全率で設計荷重が定まる場合には、支持力安全率は水平荷重の変化に対して敏感に変化することを意味している。図-20(c)からは、支持力安全率 $F=1.0$ に対応する転倒安全率 $F=1.0\sim 1.1$ の範囲では、転倒安全率の変化に対して水平荷重の変化は1割程度しかないことがわかる。したがって、図-20(a)~(c)から、支持力安全率で設計荷重が定まる場合には、水平荷重の変化に対して支持力安全率は敏感に変化し、また転倒モードによる破壊に近い状態であったことがわかる。すなわち、支持力安全率の算定誤差が大きくても設計荷重の値には大きく影響せず、また破壊形態が支持力破壊ではなく転倒破壊であったとしても支持力安全率から得られる設計荷重は転倒安全率から得られる設計荷重と大きな違いはないことになる。逆に、水平荷重の変化に対して支持力安全率が敏感に変化するということは、支持力安全率と変形の関係を調べた図-17(c)や図-17(d)において支持力安全率の算定誤差は大きく反映され、変形と支持力安全率の間に良い関係が見いだせなかったといえる。したがって、前述した矛盾と思われるところは、水平荷重に対して支持力安全率が敏感に変化することと実験誤差に起因するといえる。

ここで、図-18(b)と図-19(b)を比較すると、傾向的な違いが見られる。図-18(b)では上部構造物重量が大きなケース S2, S4と上部構造物の軽いケース S8, S9でプロットが分かれている。ところが、図-19(b)ではそのようなことはない。これは、水平変位にサクシオン基礎下の地盤の変形量(地盤の安定性)が影響し、地盤の変形量には許容支持力による安全率は反映されるが、転倒安全率は反映されなかったからである。すなわち、転倒安全率が同じでも構造物重量が異なると地盤の安定性は異なるが、このことが図-18(b)の転倒安全率と水平変位の関係には反映されなかったために、構造物重量により曲線が

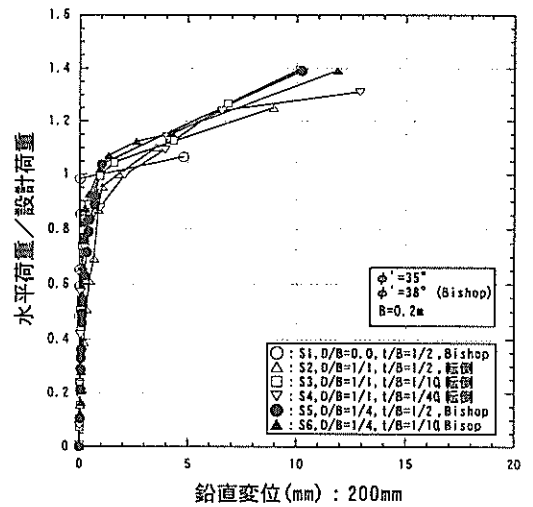


図-21(a) 正規化荷重と鉛直変位(許容支持力無視)

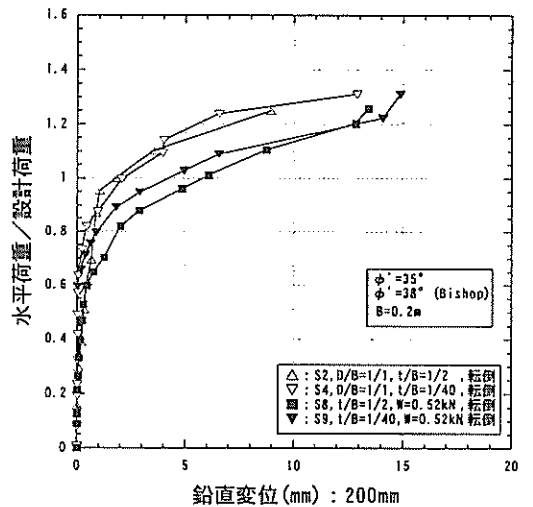


図-21(b) 正規化荷重と鉛直変位(許容支持力無視)

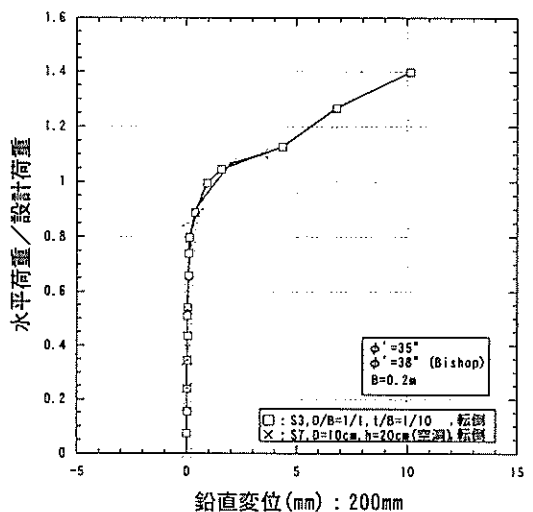


図-21(c) 正規化荷重と鉛直変位(許容支持力無視)

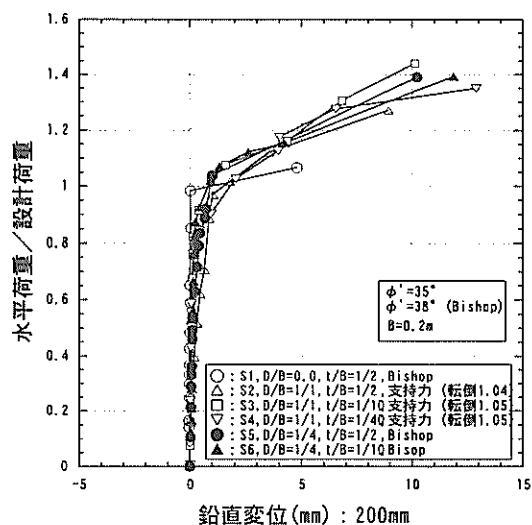


図-22(a) 正規化荷重と鉛直変位(許容支持力考慮)

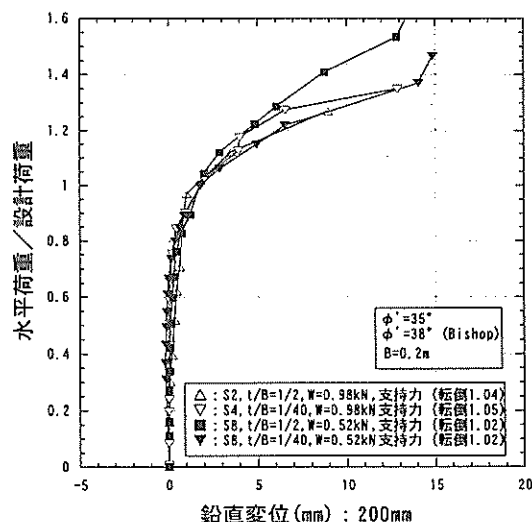


図-22(b) 正規化荷重と鉛直変位(許容支持力考慮)

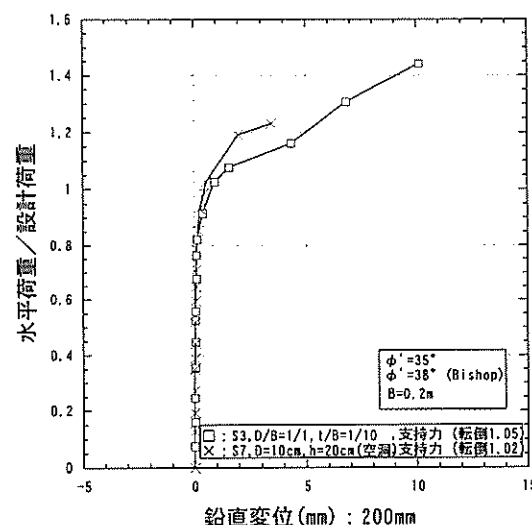


図-22(c) 正規化荷重と鉛直変位(許容支持力考慮)

分かれたと説明される。また、図-19(b)において肉厚比に着目すると肉厚比 $t/B=1/2$ よりも $t/B=1/40$ の方が曲線は下にある。このことは以下のように考えられる。許容支持力による安全率の算定ではサクシオン基礎下部の鉛直方向地盤反力は基礎内土と壁部分を含んだ範囲で、台形もしくは三角形の直線分布をすと仮定している。ところが実際には基礎内土と壁部分では剛性が異なることから壁部分の鉛直方向地盤反力は大きくなる。したがって、上記の反力分布を考慮すると許容支持力による安全率は肉厚比の小さな方が小さくなるはずで、このことが図-19(b)での肉厚比による違いに反映されている。

e) 正規化荷重と構造物上部鉛直変位の関係

図-21は正規化荷重と構造物上部(図-9のB点)での鉛直変位の関係を示したもので、図-12の縦軸の水平荷重を設計荷重で除したものである。微小変形が成り立てばここでの鉛直変位は基礎端し部での鉛直変位に等しい値となる。図-21では水平荷重の正規化において許容支持力より定まる設計荷重は無視されている。図-21から設計荷重で水平荷重を正規化することにより水平荷重と鉛直変位の関係は、図-12よりもユニークな関係になったことがわかる。また、図-21において正規化荷重が0.8~1.2の付近で鉛直変位は急増している。

図-22は許容支持力により定まる設計荷重を採用した場合のもので、図-21において転倒で定まったものが許容支持力のものに変わっている。図-22においても図-21と同様なことがいえる。

ここで、図-21(b)と図-22(b)に着目すると前述のd)で述べたことと同じように傾向的な違いが見られ、図-21(b)では上部構造物重量が大きなケースS2, S4と上部構造物の軽いケースS8, S9でプロットが分かれているが、図-22(b)ではそのようなことはない。また、図-22(b)において肉厚比に着目すると肉厚比 $t/B=1/2$ よりも $t/B=1/40$ の方が曲線は下にある。これらの理由はd)で述べたことと同じである。

f) 正規化荷重と平均鉛直変位の関係

図-23は正規化荷重と平均鉛直変位の関係を示したもので、図-13の縦軸の水平荷重を設計荷重で除したものである。水平荷重の正規化において許容支持力より定まる設計荷重は用いていない。

図-23と図-13の比較から、水平荷重を設計荷重で正規化することにより水平荷重と平均鉛直変位の関係はいくぶんユニークな関係にはなったが、d)とe)で述べた構造物上部での水平変位や鉛直変位ほどのユニークな関係ではなく、正規化荷重が1付近で平均鉛直変位が急増することもない。この原因は、平均鉛直変位は基礎下部の地盤

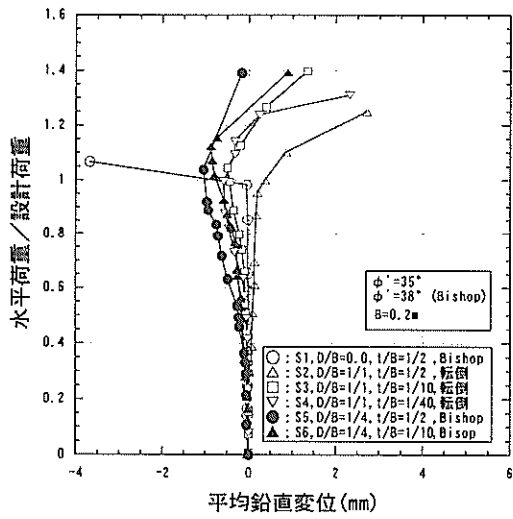


図-23(a) 正規化荷重と平均鉛直変位の関係

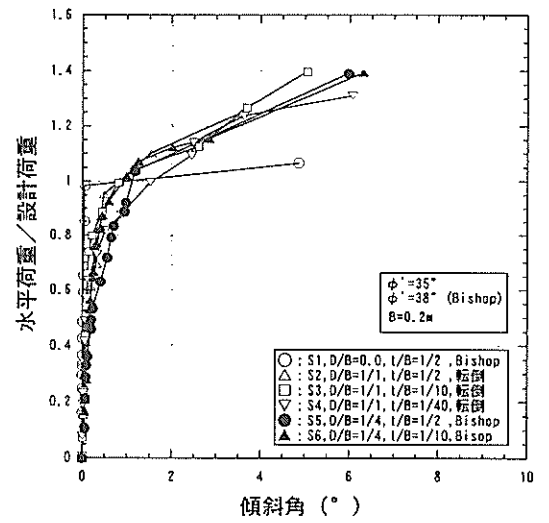


図-24(a) 正規化荷重と傾斜角(許容支持力無視)

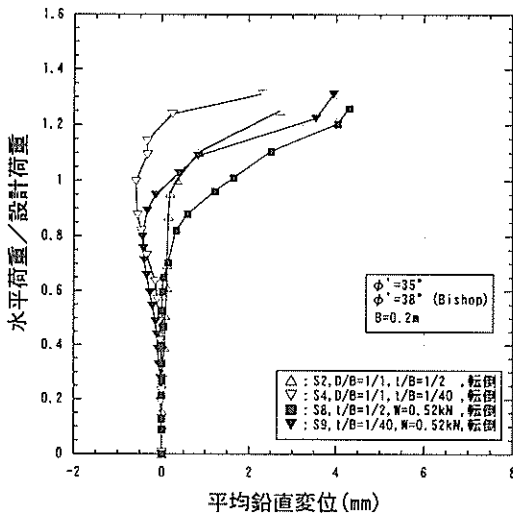


図-23(b) 正規化荷重と平均鉛直変位の関係

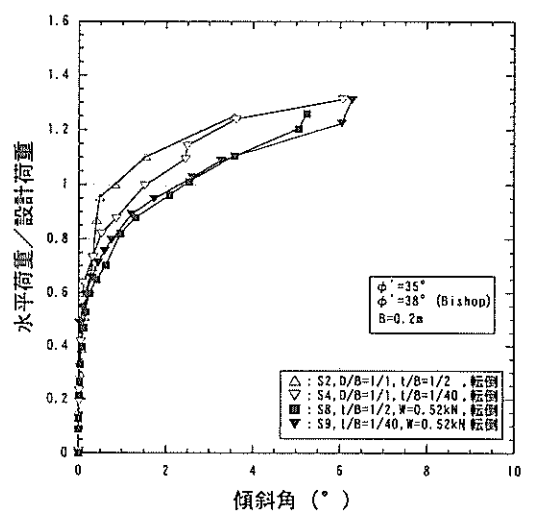


図-24(b) 正規化荷重と傾斜角(許容支持力無視)

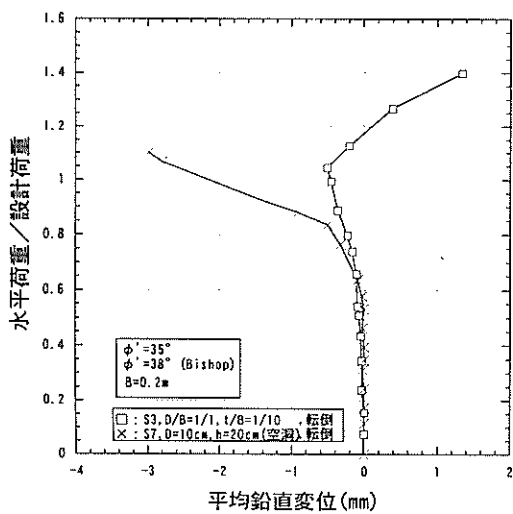


図-23(c) 正規化荷重と平均鉛直変位の関係

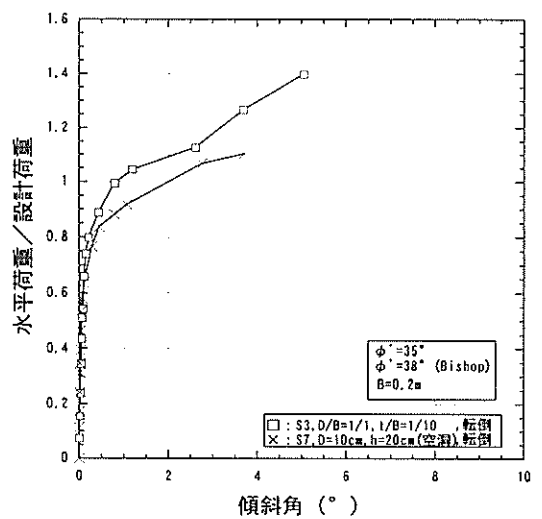


図-24(c) 正規化荷重と傾斜角(許容支持力無視)

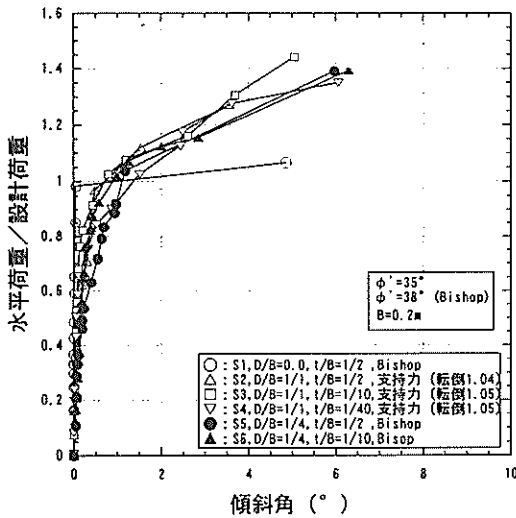


図-25(a) 正規化荷重と傾斜角(許容支持力考慮)

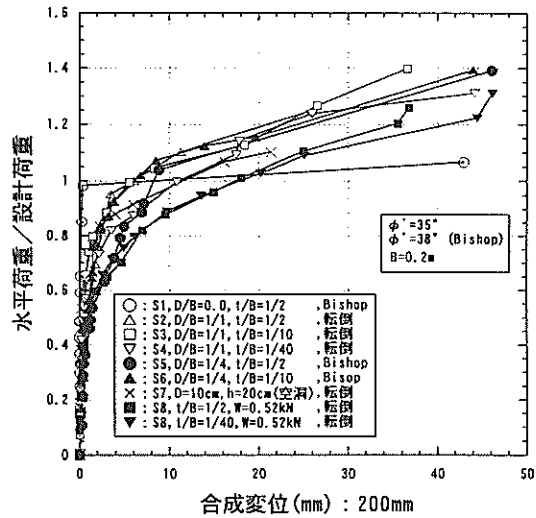


図-26 正規化荷重と合成変位(許容支持力無視)

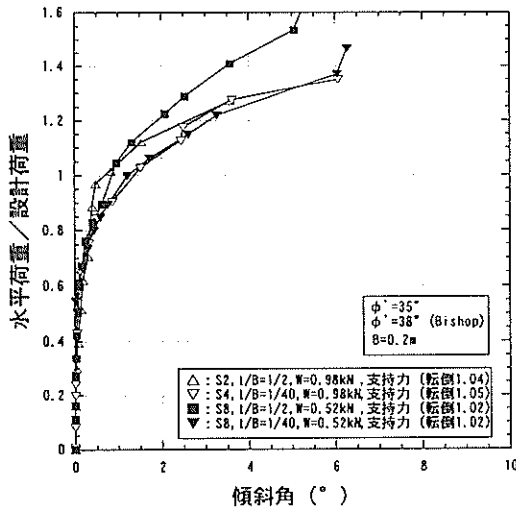


図-25(b) 正規化荷重と傾斜角(許容支持力考慮)

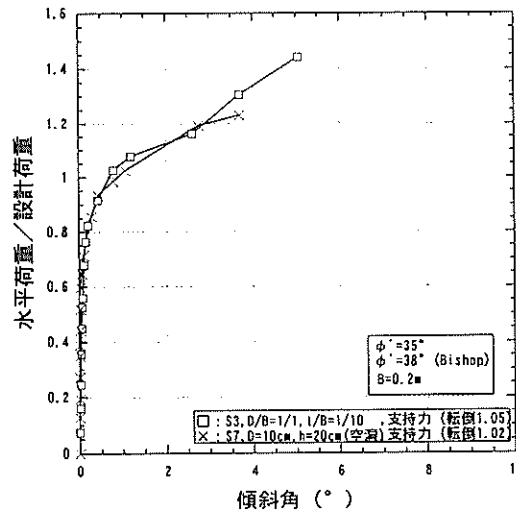


図-25(c) 正規化荷重と傾斜角(許容支持力考慮)

全体の圧縮量に対応するもので、水平荷重によるサクシオン基礎-構造物の破壊とは密接な関係がないからであると思われる。

g) 正規化荷重と傾斜角の関係

図-24は正規化荷重と傾斜角の関係を示したもので、図-14の縦軸の水平荷重を設計荷重で除したものである。図-24では水平荷重の正規化において許容支持力より定まる設計荷重は用いていない。図-24から設計荷重で水平荷重を正規化することにより水平荷重と傾斜角の関係は、図-14よりもユニークな関係になったことがわかる。また、正規化荷重が0.8~1.2の付近で傾斜角は急増している。

図-25は許容支持力により定まる設計荷重を採用した場合のもので、図-24において転倒で定まったものが許容支持力のものに変わっている。図-25においても正規化荷重と傾斜角の関係は比較的ユニークな関係になり、正規化荷重が0.8~1.2の付近で傾斜角は急増している。

ここで、図-24(b)と図-25(b)に着目すると前述のd), e)で述べたことと同じように傾向的な違いが見られ、図-24(b)では上部構造物重量が大きなケースS2, S4と上部構造物の軽いケースS8, S9でプロットが分かれているが、図-25(b)ではそのようなことはない。また、図-25(b)において肉厚比に着目すると肉厚比 $l/B=1/2$ よりも $l/B=1/40$ の方が曲線は下にある。これらの理由はd), e)で述べたことと同じである。

h) 正規化荷重と合成変位の関係

図-26は正規化荷重と構造物上部の合成変位の関係を示したもので、図-16の縦軸の水平荷重を設計荷重で除したものである。図-26では水平荷重の正規化において許容支持力より定まる設計荷重は用いていない。図-26から設

計荷重で水平荷重を正規化することにより水平荷重と合成変位の関係は、図-16よりもユニークな関係になり、正規化荷重が0.8~1.2の付近で鉛直変位は急増している。

i) 提案設計法と実験結果の比較に関するまとめ

設計荷重で水平荷重を正規化することにより、構造物上部の水平変位量、鉛直変位、合成変位および傾斜角と水平荷重の関係はユニークな関係になり、かつ正規化荷重が0.8~1.2付近で各変位、傾斜角は急増した。したがって、静的単調載荷による模型実験結果から、提案設計法は妥当な設計法であるといえる。また、破壊モードは根入比が大きくなるにしたがい、偏心傾斜に対する破壊

から許容支持力あるいは転倒に破壊モードが変わっており、根入比は破壊モードに影響する。

3.2 振動台試験

岸壁の設計は地震時の挙動により決定されることが多い。ここでは、振動台試験により2章で提案された岸壁に関する設計法の確認実験を行った^{1), 2), 20)}。

(1) 実験概要

図-27に振動台試験の概要、表-2に試験ケース一覧を示す。

表-2 振動台試験ケース一覧

ケース名	地盤状態	地盤単体 γ_1 (kNm ³)	ケーソン単体 γ_2 (kNm ³)	サクシオン基礎単体 γ_3 (kNm ³)	根入長 (m)	根入長 / 直径	上部ケーソン幅(m)	入力波形	備考
D1	密	17.9	15.3	19.0	0.25	0.5	0.33	神戸	上部ケーソン中詰め無し
D2	密	18.1	22.8	19.1	0.25	0.5	0.33	神戸	
D3	緩	17.6	22.4	18.7	0.25	0.5	0.33	神戸	
D4	密	17.8	22.7	18.9	0.125	0.25	0.33	神戸	
D5	密	17.8	22.7	-	0	0	0.33	神戸	
D6	緩	17.6	22.4	-	0	0	0.33	八戸	
D7	緩	17.6	22.4	18.7	0.25	0.5	0.33	八戸	
D8	緩	17.6	22.1	18.7	0.25	0.5	0.50	八戸	上部ケーソン幅:大

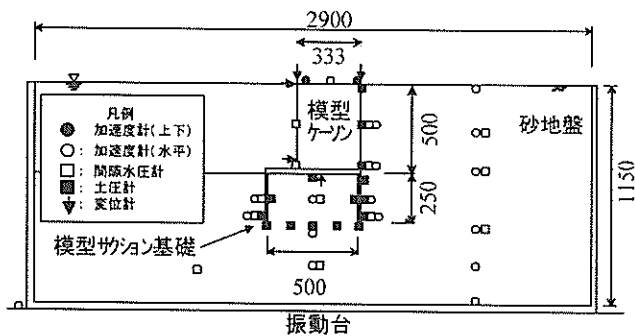


図-27 振動台試験の一例(根入比 0.5, ケーソン幅 0.33m)

a) 模型および模型地盤の作成

振動台試験では岸壁の地震時挙動を再現し、設計法の確認を行うという目的から、サクシオン基礎部は実際に採用される可能性が高い円形基礎として、上部ケーソンは矩形とした。円形基礎部はRC製のものを想定し、模型サクシオン基礎は直径R=50cmで、実物のサクシオン基礎直径を15mとし、縮尺 $\lambda=1/30$ に設定した。

用いた土槽は長さ2.9m、幅1.0m、高さ1.15mの内寸を有している。

模型地盤は、模型土槽内に土粒子密度2.651g/cm³、最大

間隙比1.303、最小間隙比0.840の物理特性を持つ相馬6号砂を用いて、相対密度約40%の緩詰めの場合と相対密度約60%の密詰め状態の2種類の飽和地盤を作成した。別途行った三軸試験より得られたせん断抵抗角は、緩詰め(相対密度約50%)と密詰め(相対密度約80%)で大きな差はなく、どちらも $\phi'=38^\circ$ 程度であった。ただし、応力ひずみ関係は異なっており、緩詰めの方が密詰めより同じ軸差応力で大きなひずみが発生していた。繰返し三軸試験で得た液状化強度(繰返し回数20回で両振幅軸ひずみ5%になるせん断応力比)は、緩詰め(相対密度約45%)で約0.25、密詰め(相対密度約80%)で0.4程度であった。液状化強度は緩詰めの方が豊浦砂と比較すると大きい結果であった。

地盤作成は、緩詰め状態のものは振動箱に水深10cmになるように水を張り、水面より+20cmの高さから湿潤状態の試料を散布して行った。密詰め状態のものは気中で湿潤状態の試料を投入し、層厚10cmごとに足で踏固めて作成していき、最後に地盤中にセットしたパイプから注水した。

基礎の据付けは、地盤が所定の根入れ深さまで作成された後、上版をはずしたサクシオン基礎(側壁の円筒部だけ)を地盤上にのせ、その後周囲の地盤と同じ密度になる

ように、中詰めを投入した。基礎先端位置は、土槽側面から海側、陸側のどちらも1.2mの距離で、土槽底面からは根入れが0.25mの場合0.40m、根入れが0.125mの場合0.525m、根入れが無い場合0.65mである。地盤が側壁上端の高さまで作成された後、上板を基礎側壁に取付けて完成させた。サクシヨン基礎模型は基礎の単位体積重量をRC製基礎と同じになるように単位体積重量が $\gamma = 26.4 \text{ kN/m}^3$ のアルミニウム製のものとした。その後、ケーソンを基礎上版上に設置した。なお、基礎とケーソンは連結されていないが、基礎上版にはケーソンの滑動を止めるためのせん断キーが設けられており、ケーソンが単体で滑動することはない。ケーソンは鋼板で作成し、ケーソン単位体積重量は中詰めにより調整した。ケーソン前面の水位はケーソンの天端高さと同じ位置とし、ケーソン背後地盤の地下水位は地表面である。ケーソンの前面水深は0.5mである。

b) 加振

模型サクシヨン基礎、ケーソン、地盤作成後、水平方向に加振した。加振に用いた波形は神戸波と八戸波の2種類である。神戸波は1995年兵庫県南部地震においてポートアイランドの深度28mで観測されたNS成分である。八戸波は1968年十勝沖地震において八戸港で観測された波形である。これら2種類の波形の最大加速度を段階加振で100Galから最大1000Galまで100Galずつ大きくしていくステージ載荷を行った。各ステージ間では過剰間隙水圧の消散を待ち、次のステージの載荷を行った。入力加速度は、香川の提案した動的模型試験の相似則²¹⁾に従い、時間軸を $1/\lambda^{0.75}$ 倍している。

c) 計測

計測は図-27の概要図に示した位置で、間隙水圧、土圧、加速度、変位について行っている。

d) 実験ケース

実験は表-2に示したケースD1～D8の8ケースが行われている。

ケースD1では密な地盤を作成し、根入れ長が0.25m、直径0.5mのサクシヨン基礎を用い、根入れ幅比が0.5の基礎を作成した。上部ケーソンは幅0.33mのものが用いられたが、ケースD1のみケーソンは中詰めされていない。そのためケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 15.3 \text{ kN/m}^3$ である。地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 17.9 \text{ kN/m}^3$ の密な状態、サクシヨン基礎の単位体積重量（基礎内の土砂も含んだ平均値）は $\gamma_3 = 19.0 \text{ kN/m}^3$ である。入力波形は神戸波である。

ケースD2ではD1と同じく密な地盤を作成しており、根入れ長が0.25m、直径0.5mのサクシヨン基礎を用い、根入れ比が0.5の基礎を作成した。上部ケーソンは幅0.33mの

ものが用いられ中詰めが行われている。入力波形は神戸波である。地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 18.1 \text{ kN/m}^3$ の密な状態、ケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 22.8 \text{ kN/m}^3$ 、サクシヨン基礎の単位体積重量は $\gamma_3 = 19.1 \text{ kN/m}^3$ である。

ケースD3は、ケースD2の地盤密度が緩い状態のもので、地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 17.6 \text{ kN/m}^3$ 、ケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 22.4 \text{ kN/m}^3$ 、サクシヨン基礎の単位体積重量は $\gamma_3 = 18.7 \text{ kN/m}^3$ である。入力波形は神戸波である。

ケースD4では根入れ長を短くし0.125m、直径0.5mのサクシヨン基礎を用い、根入れ比が0.25の基礎を作成した。地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 17.8 \text{ kN/m}^3$ の密な状態、ケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 22.7 \text{ kN/m}^3$ 、サクシヨン基礎の単位体積重量は $\gamma_3 = 18.9 \text{ kN/m}^3$ である。入力波形は神戸波である。

ケースD5では根入れを無くし、直径0.5mのサクシヨン基礎の上版のみを用い、根入れ比が0の基礎とした。地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 17.8 \text{ kN/m}^3$ の密な状態、ケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 22.7 \text{ kN/m}^3$ 、サクシヨン基礎の単位体積重量は $\gamma_3 = 18.9 \text{ kN/m}^3$ である。入力波形は神戸波である。

ケースD6はケースD5の地盤密度が緩い状態のもので、地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 17.6 \text{ kN/m}^3$ 、ケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 22.4 \text{ kN/m}^3$ である。根入れ比は0mである。ただし、入力波形は八戸波である。

ケースD7はケースD6の根入れ長が0.25mのもので、地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 17.6 \text{ kN/m}^3$ 、ケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 22.4 \text{ kN/m}^3$ 、サクシヨン基礎の単位体積重量は $\gamma_3 = 18.7 \text{ kN/m}^3$ である。入力波形は八戸波である。

ケースD8はケースD7のケーソン幅が大きいもので、ケーソン幅はこのケースのみ0.50mで、ケーソン重量も大きい。地盤の単位体積重量は $\gamma_2 = 17.6 \text{ kN/m}^3$ 、ケーソンの単位体積重量は $\gamma_1 = 22.4 \text{ kN/m}^3$ である。根入れ長は0.25mである。入力波形は八戸波である。

(2) 実験結果

間隙水圧や土圧などの計測も行ったが、本報告では、水平変位、鉛直変位に着目して整理したものを示す。ケースD8を除き、ケーソン底版とサクシヨン基礎上版は剛結されていないが、各加振終了時でケーソンとサクシヨン基礎が離れた状態になっていないことは、土槽側面のアクリル版を通して目視確認されている。したがって、目視での確認ではあるがケーソンはサクシヨン基礎と一体になり挙動したと考えて以下の説明を進める。なお、振動時の模型地盤の液状化現象については、今回の実験では最大加速度で1000Gal近い入力加速度を与えたのであるが、間隙水圧の時刻歴からは緩詰め状態の地盤にお

いても明確な液状化現象が確認されなかった。さらに、加振中のケーソンの挙動から、突然の大きな変位発生や、ケーソンが地盤中に沈み込むことも観察されていない。したがって、今回の実験では液状化現象は発生しなかったと考えられる。このような大加速度にもかかわらず液状化の発生が確認されなかった理由は不明である。

a) ケーソン天端水平変位と作用震度の関係

図-28は加振によるケーソンの残留水平変位増分と作用震度の関係を調べたものである。残留水平変位増分は、各加振段階でのケーソン海側天端での水平変位増分の残留成分で、海側へ変位する場合が負である。

作用震度はケーソン背後地盤表面に設置された加速度計で計測された最大加速度を次式の野田・上部の式²²⁾に代入して求めたものである。なお、最大加速度は海側に慣性力が作用する方向での最大値を用いた。

$$k_h = \alpha_{max}/g \quad : \quad \alpha_{max} \leq 200\text{Gal} \quad (17)$$

$$k_h = (1/3) \cdot (\alpha_{max}/g)^{1/3} \quad : \quad \alpha_{max} > 200\text{Gal} \quad (18)$$

ここに、 k_h は作用震度、 α_{max} は最大加速度 (m/s^2)、 g は重力加速度 (9.8m/s^2) である。

図-28(a)、(b)は作用震度と残留水平変位増分の関係に及ぼす根入れ比の影響を調べたもので、図-28(a)は地盤状態が密詰めのケースD2 (○: 根入れ比0.5)、ケースD4 (△: 根入れ比0.25)、ケースD5 (□: 根入れ無し)の比較で、図-28(b)は地盤状態が緩詰めの場合のケースD6 (■: 根入れ無し)、ケースD7 (▲: 根入れ比0.5)の比較である。

図-28(a)および(b)から根入れ比が大きい方が残留水平変位増分は小さい。また、根入れが無い場合には作用震度が大きくなるとともに残留水平増分は大きくなっているが、根入れの有る場合には根入れの無い場合ほどの残留水平変位増分の増加ではない。これは、根入れにより基礎前面で受働抵抗が発揮され海側へのケーソン-サクシオン基礎の水平変位が抑えられたためと考えられる。

図-28(c)は地盤密度の影響を調べたもので、ケースD2 (○: 密詰め)とケースD3 (●: 緩詰め)の比較である。根入れ比は $D/R=0.5$ 、地震波形は神戸波である。図-28(c)から、ほとんどの作用震度において緩詰め状態の方が密詰め状態の地盤より大きな水平変位増分になっていることがわかる。この理由は、サクシオン基礎前面で受働抵抗が発揮されるまでは緩詰め地盤では大きな変位が必要だからであると考えられる。

図-28(d)はケーソン(上部構造物)重量の影響を調べたもので、ケースD2 (○: ケーソン中詰め有り)とケースD1 (▽: ケーソン中詰め無し)の比較である。根入れ

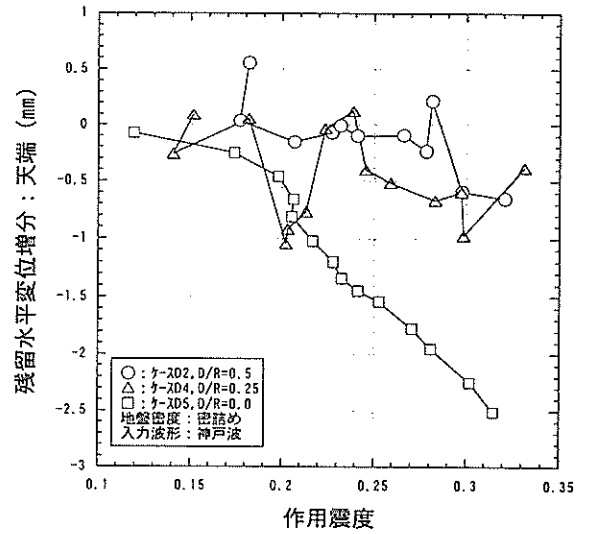


図-28(a) 作用震度と天端水平変位(D2,D4,D5)

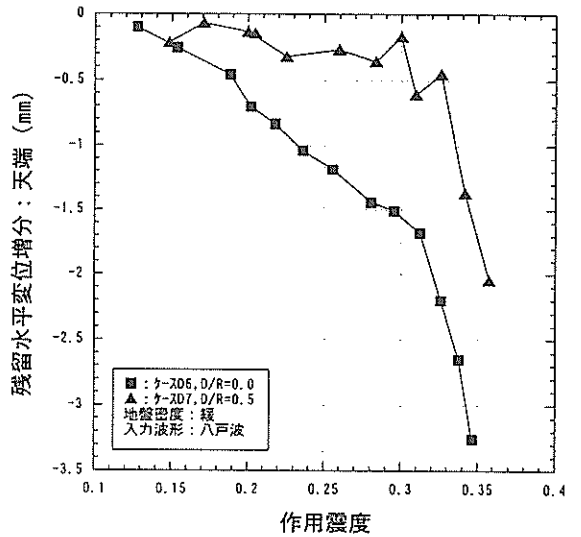


図-28(b) 作用震度と天端水平変位(D6,D7)

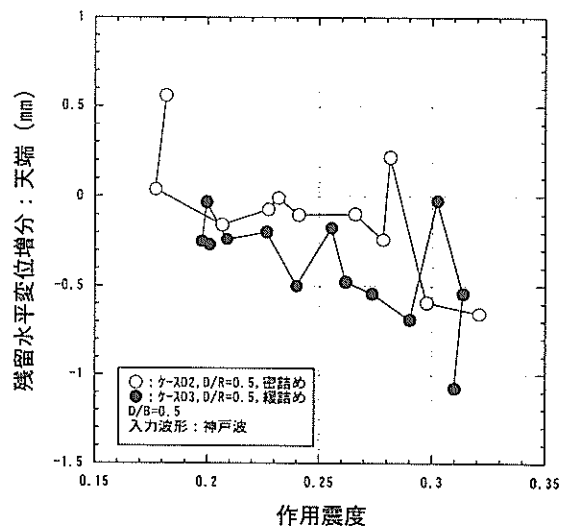


図-28(c) 作用震度と天端水平変位(D2,D3)

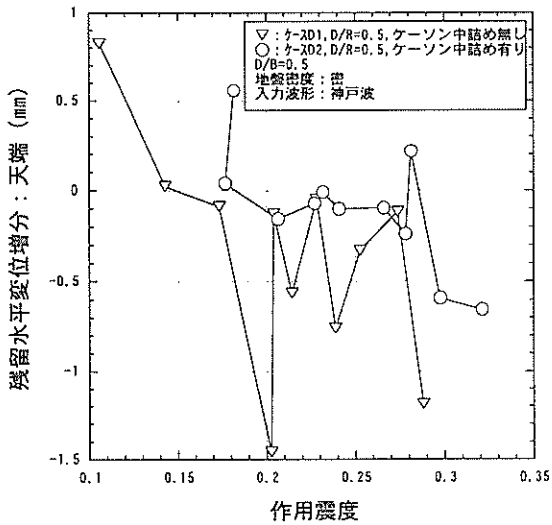


図-28(d) 作用震度と天端水平変位(D1,D2)

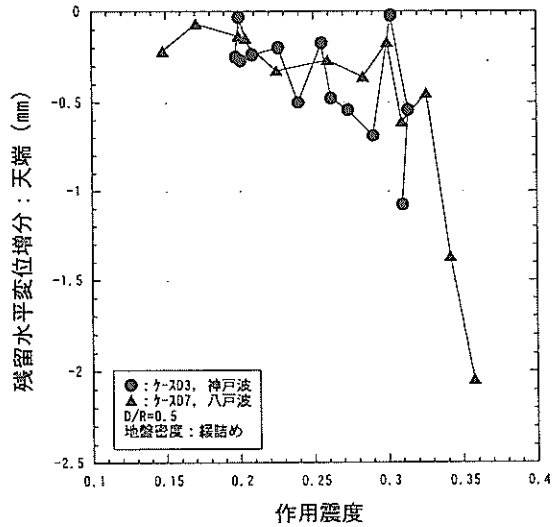


図-28(e) 作用震度と天端水平変位(D3,D7)

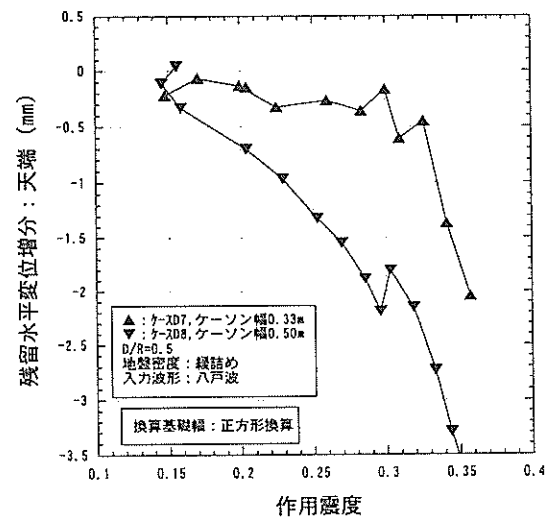


図-28(f) 作用震度と天端水平変位(D7,D8)

比は $D/R=0.5$ 、地盤状態は密詰め、地震波形は神戸波である。図-28(d)から、ほとんどの作用震度においてケースD1の方が残留水平変位増分は大きくなっている。ケーソン重量が大きくなると地震力による慣性力は大きくなるが、サクシオン基礎底面での鉛直荷重は大きくなるので基礎底面での摩擦力は大きくなる。したがって、ケーソンサクシオン基礎の水平変位に対してはケーソン重量が大きくなることはメリット、デメリットの両面がある。ここでの結果については重量の大きな方が変位は小さく、重量は水平変位を抑制する効果(メリット)が大きかったといえる。

図-28(e)は地震波の波形の影響を調べたもので、ケースD3(●:神戸波)とケースD7(▲:八戸波)の比較である。根入れ比は $D/R=0.5$ 、地盤状態は緩詰めである。図-28(e)から、作用震度のレベルが同じであれば神戸波の方がやや大きめの残留水平変位増分になっている。したがって、作用震度が同じでもケーソンサクシオン基礎の残留水平変位は波形の影響を受けることがわかる。

図-28(f)はケーソンの幅の影響を調べたもので、ケースD7(▲:ケーソン幅0.33m)とケースD8(▼:ケーソン幅0.50m)の比較で、ケーソン幅の大きい方がケーソン重心はより海側に位置している。図-28(f)から作用震度が同じ場合には、ケースD8の方が大きな残留水平変位増分となっている。これはケースD8のケーソン重心位置が海側に寄っているからである。なお、ケースD8の方はケーソン重量が大きく、これがこの場合にはデメリットとなって影響した可能性もある。

b) ケーソン天端鉛直変位と作用震度の関係

図-29(a)～(f)は作用震度と残留鉛直変位増分の関係に及ぼす根入れ比、地盤密度、ケーソン重量、地震波形、ケーソン幅(上部構造物の重心位置)の各要因の影響を調べたものである。残留鉛直変位増分は、各加振段階でのケーソン海側天端での鉛直変位増分の残留成分で、沈下する場合は負である。

図-29(a)～(f)からケーソン幅の影響を調べた図-29(f)を除くといずれの要因も明白な影響を示していない。したがって、本実験の結果からはサクシオン基礎の根入れ、地盤密度、ケーソン重量、地震波形は、ケーソン天端前面の鉛直変位に大きな影響は及ぼさないが、上部構造物の重心位置は大きな影響があるといえる。

c) ケーソン平均鉛直変位と作用震度の関係

図-30(a)～(f)は作用震度と平均残留鉛直変位増分の関係に及ぼす根入れ比、地盤密度、ケーソン重量、地震波形、ケーソン幅(上部構造物の重心位置)の各要因の影響を調べたものである。平均残留鉛直変位増分は、各

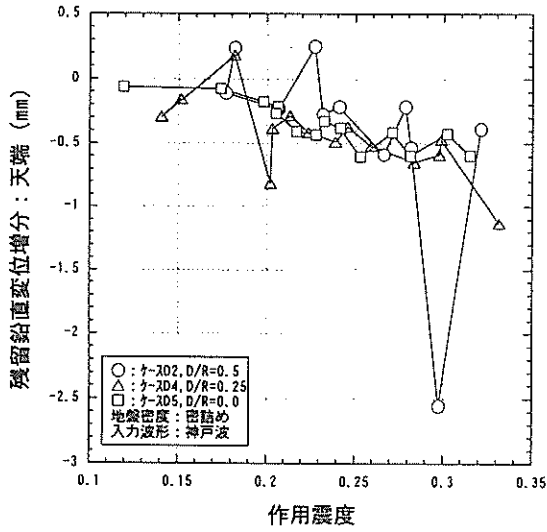


図-29(a) 作用震度と天端鉛直変位(D2,D4,D5)

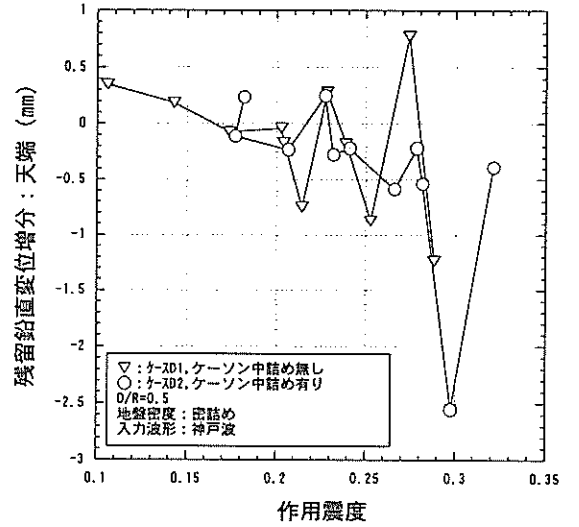


図-29(d) 作用震度と天端鉛直変位(D1,D2)

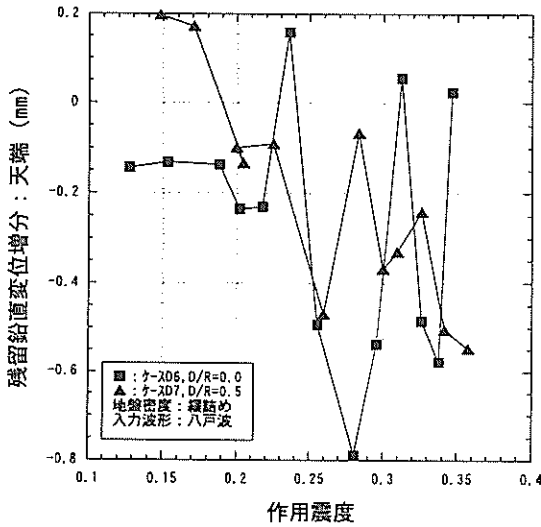


図-29(b) 作用震度と天端鉛直変位(D6,D7)

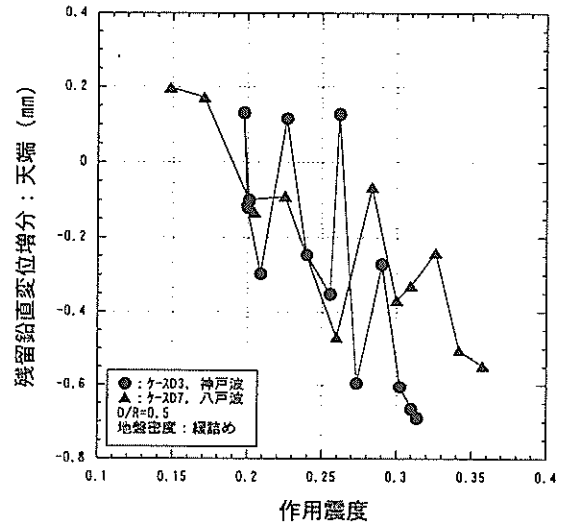


図-29(e) 作用震度と天端鉛直変位(D3,D7)

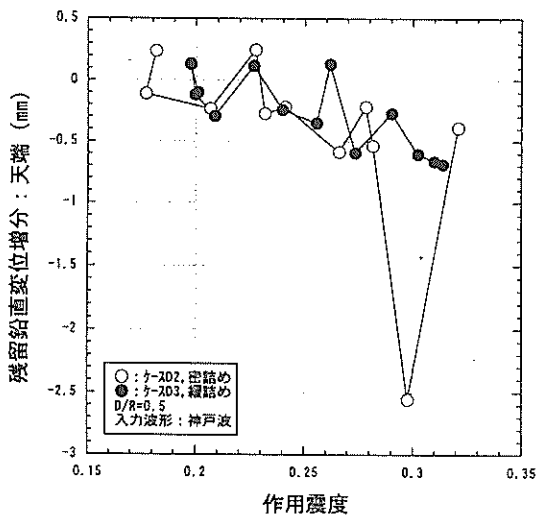


図-29(c) 作用震度と天端鉛直変位(D2,D3)

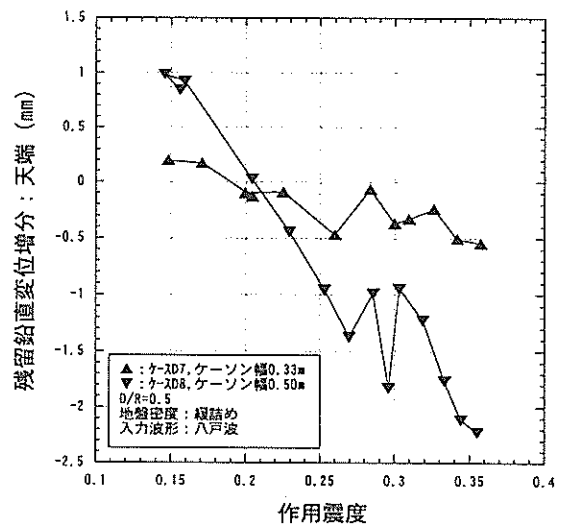


図-29(f) 作用震度と天端鉛直変位(D7,D8)

サクシオン基礎構造物の安定性に関する模型実験

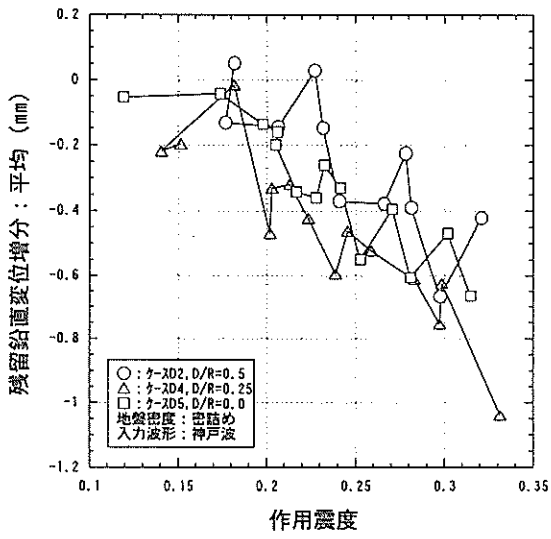


図-30(a) 作用震度と平均鉛直変位(D2,D4,D5)

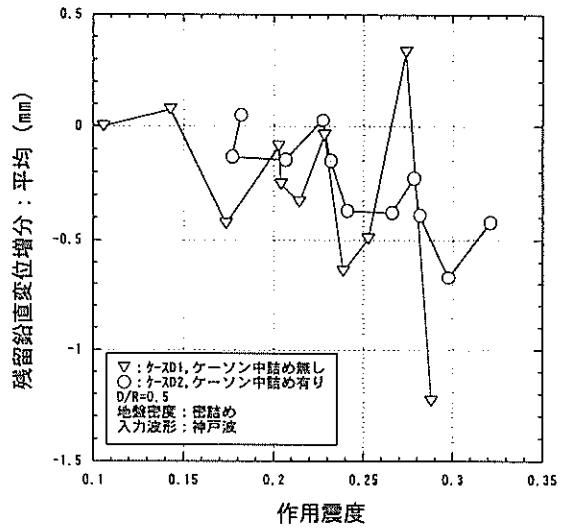


図-30(d) 作用震度と平均鉛直変位(D1,D2)

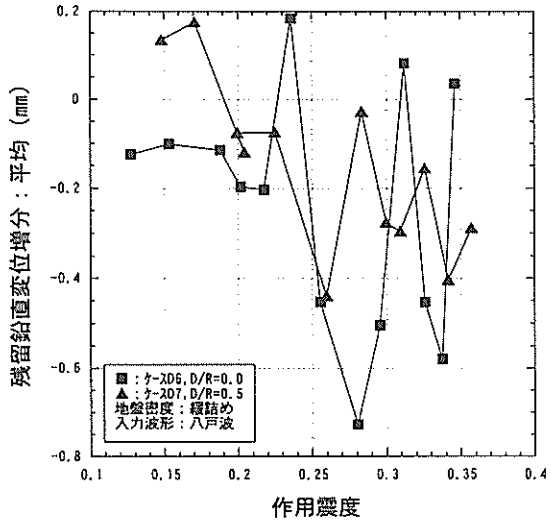


図-30(b) 作用震度と平均鉛直変位(D6,D7)

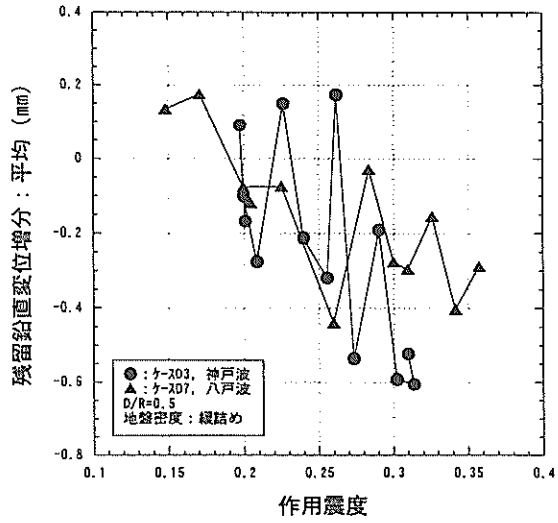


図-30(e) 作用震度と平均鉛直変位(D3,D7)

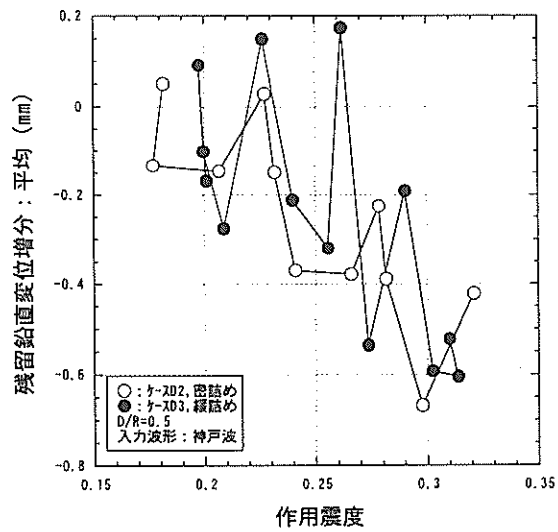


図-30(c) 作用震度と平均鉛直変位(D2,D3)

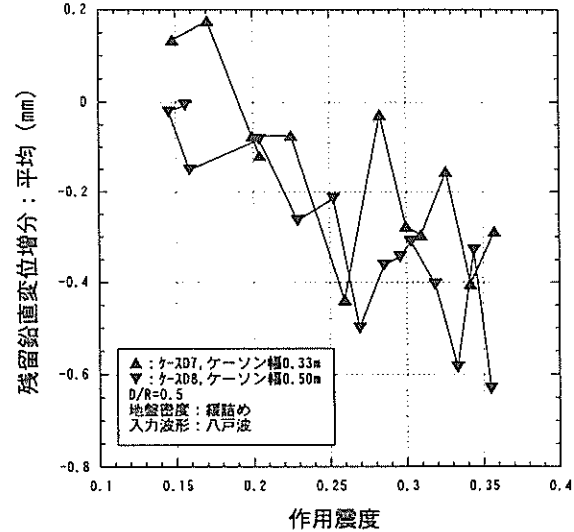


図-30(f) 作用震度と平均鉛直変位(D7,D8)

加振段階でのケーソン海側天端と陸側天端での鉛直変位増分の残留成分の平均である。

前項(b)では図-29(f)で示したように上部構造物の重心位置が天端鉛直変位に大きな影響があったが、平均残留鉛直変位増分については、図-30からいずれの要因も明白な影響が無いことがわかる。

なお、地盤密度については、密度は地盤全体の沈下に大きく影響しケーソン鉛直変位に影響すると考えられた。しかし、地盤密度の影響を調べた図-29(c)の海側天端鉛直変位、図-30(c)の平均鉛直変位のいずれにおいても密詰め状態と緩詰め状態でケーソン鉛直変位に明白な差が現れなかった。密詰め状態と緩詰め状態で差が出なかった理由は不明で、ここでの鉛直変位に関する結果は今回の実験に限られる可能性がある。

d) ケーソン傾斜角と作用震度の関係

図-31は加振によるケーソンの残留傾斜角増分と作用震度の関係を調べたものである。残留傾斜角増分は、各加振で発生したケーソンの残留傾斜角である。傾斜角は海側へ傾斜する場合が正の値である。

図-31(a), (b)は作用震度と残留傾斜角増分の関係に及ぼす根入れ比の影響を調べたもので、図-31(a)は地盤状態が密詰め状態のケースD2 (○: 根入れ比0.5), ケースD4 (△: 根入れ比0.25), ケースD5 (□: 根入れ無し)の比較、図-31(b)は地盤状態が緩詰め状態のケースD6 (■: 根入れ無し), ケースD7 (▲: 根入れ比0.5)の比較である。図-31(a)から根入れが有る場合は残留傾斜角増分が正と負にばらつくが、根入れが無い場合には正負のばらつきはないことがわかる。また、根入れが無い場合には残留傾斜角増分は作用震度が約0.23までは作用震度とともに正の方(海側)に大きくなっている。絶対値を比較すると、根入れがある方が残留傾斜角増分は大きい。図-31(b)からは、根入れが無い場合には図-31(a)と同じく残留傾斜角増分は正の値で発生するが、根入れが有るものは図-31(b)のように正負でばらつくことは無い。したがって、傾斜角に及ぼす根入れ比の影響は地盤の密度により異なる。

図-31(c)は地盤密度の影響を調べたもので、ケースD2 (○: 密詰め)とケースD3 (●: 緩詰め)の比較である。根入れ比は $D/R=0.5$ 、地震波形は神戸波である。図-31(c)から、残留傾斜角増分の絶対値は密詰め状態の地盤の方が大きいことがわかる。このような地盤密度によるケーソン-サクシオン基礎の傾斜角挙動の違いは、図-29(c)の緩詰め状態の地盤の方が水平変位が大きかったことを勘案すると、密詰めでは回転モードが卓越し、緩詰めでは滑動モードが卓越することを意味すると思われる。

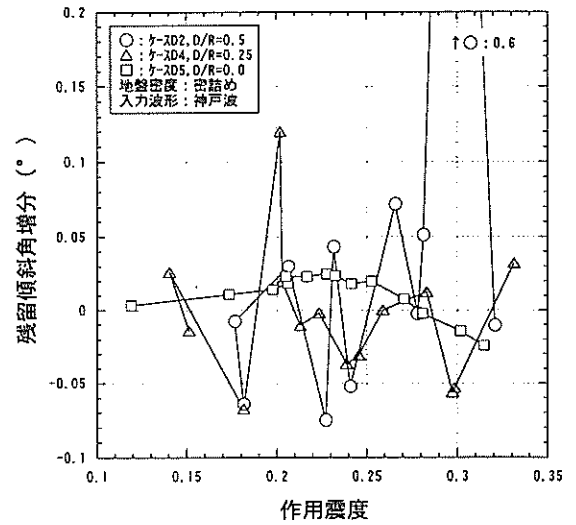


図-31(a) 作用震度と残留傾斜角(D2,D4,D5)

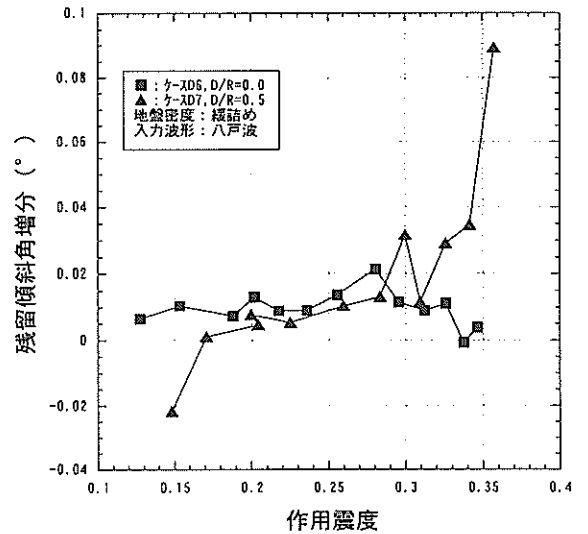


図-31(b) 作用震度と残留傾斜角(D6,D7)

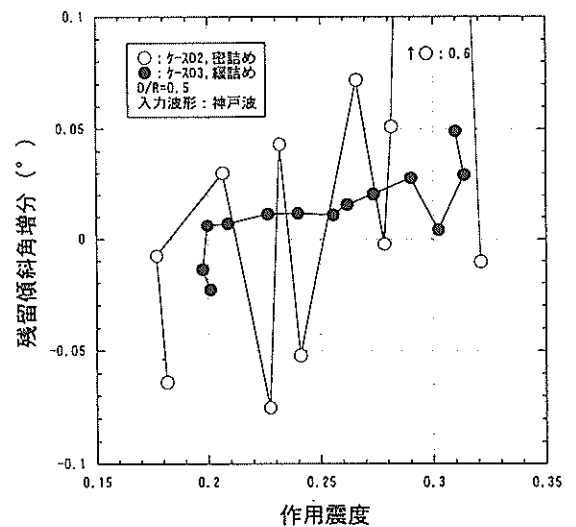


図-31(c) 作用震度と残留傾斜角(D2,D3)

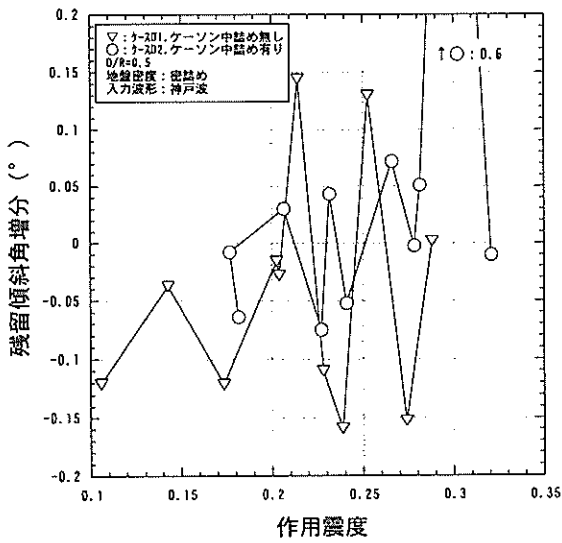


図-31(d) 作用震度と残留傾斜角(D1,D2)

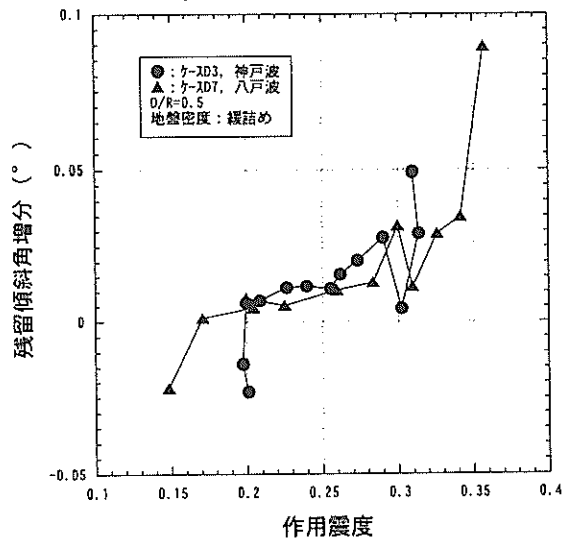


図-31(e) 作用震度と残留傾斜角(D3,D7)

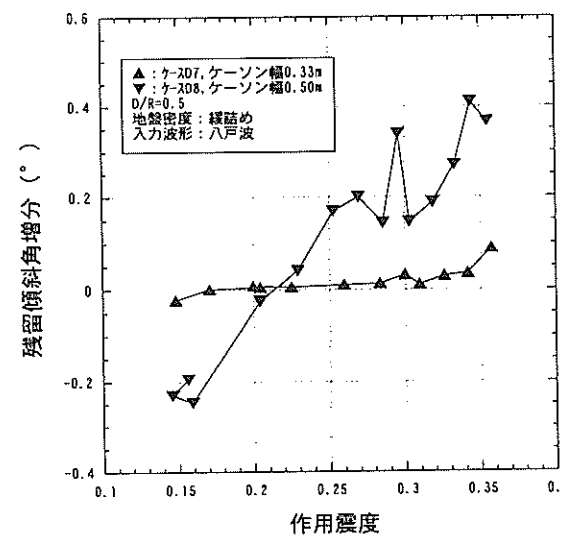


図-31(f) 作用震度と残留傾斜角(D7,D8)

図-31(d)はケーソン重量の影響を調べたもので、ケースD2 (○: ケーソン中詰め有り) とケースD1 (▽: ケーソン中詰め無し) の比較である。根入れ比は $D/R=0.5$ 、地盤状態は密詰め、地震波形は神戸波である。図-31(d)から、両方とも残留傾斜角増分は正負でばらついている。残留傾斜角増分の絶対値は、ケーソン中詰め有りの場合に作用震度0.3のところに極端に大きな値はあるが、ケーソン中詰め無しの方が大きいといえる。これは、ケーソン重量が軽い方がロッキング現象を起こしやすいことを意味すると思われる。

図-31(e)は地震波の影響を調べたもので、ケースD3 (●: 神戸波) とケースD7 (▲: 八戸波) の比較である。根入れ比は $D/R=0.5$ 、地盤状態は緩詰めである。図-31(e)から、神戸波の方がやや大きめの残留傾斜角増分になっているが、その差は小さく、波形による残留傾斜角増分の違いは比較的小さい。

図-31(f)はケーソン(上部構造物)の幅の影響を調べたもので、ケースD7 (▲: ケーソン幅0.33m) とケースD8 (▼: ケーソン幅0.50m) の比較である。図-31(f)から加振段階初期の作用震度が小さなおとこではケースD8で負の傾斜角増分が発生しているが、全体としては作用震度が同じ場合にはケースD8の方が大きな残留傾斜角増分が海側に(正)発生している。絶対値で比較するとすべての作用震度でケースD8の方が大きな傾斜角増分となっている。この理由は、ケーソン幅の大きい方が、ケーソン重心位置が海側に寄っていることと、ケーソン重量が大きいからである。

e) 残留合成変位増分と作用震度の関係

図-32にケーソン海側天端での残留合成変位増分と作用震度の関係を示す。残留合成変位増分は、次式で示すように、各加振段階での残留水平変位増分ベクトルと残留鉛直変位増分ベクトルの和の大きさとして表されるものである。

$$\delta w = ((\delta u)^2 + (\delta v)^2)^{0.5} \quad (19)$$

ここに、 δw は合成変位増分(mm)、 δu は水平変位増分(mm)、 δv は鉛直変位増分(mm)である。

図-32中の太実線は図-32のプロットの関係を累乗関数で近似したもので、近似関数は図中に示すとおりで、相関係数は0.67である。図-32から作用震度とともに残留合成変位増分は非線形的に大きくなるのがわかる。また、根入れが無いケース(□, ■プロット)とケーソン幅が大きく重心が海側にあるケース(▼プロット)が他のケースと比較すると大きな残留合成変位増分になっている。

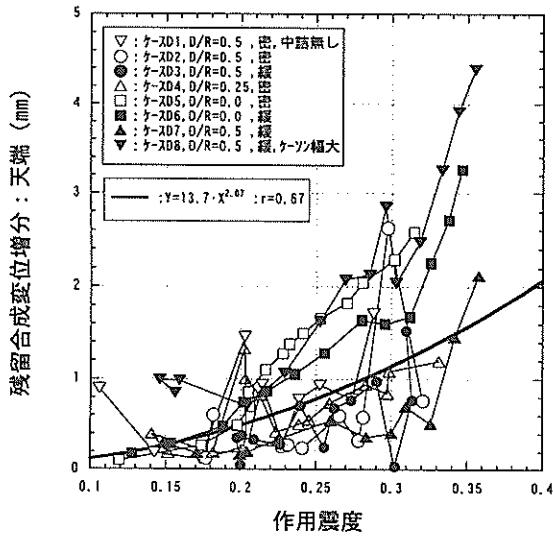


図-32 作用震度と残留合成変位(天端)

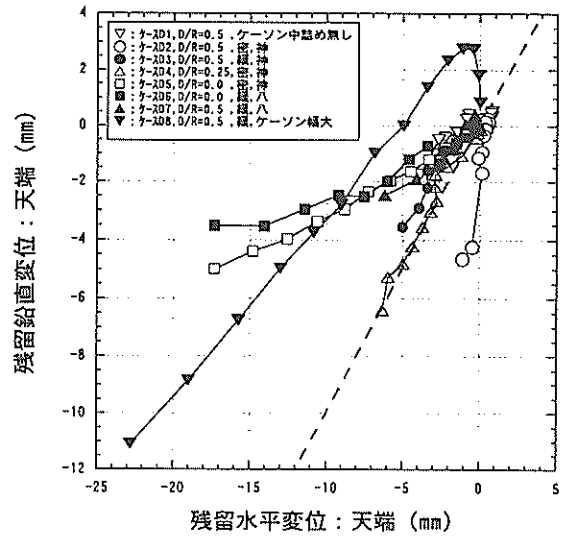


図-33(a) 残留水平変位と残留鉛直変位(天端)

f) 水平変位と鉛直変位の関係

図-33は加振によるケーソン-サクシオン基礎の残留水平変位と残留鉛直変位の関係を示したもので、図-33(a)はケーソン海側天端、図-33(b)は円形断面であるサクシオン基礎を矩形に換算した場合の海側端しにおける変位の関係である。実験に用いたサクシオン基礎の海側端し位置はケーソン直径が0.5mであるのでケーソン陸側端しから0.5mであるが、矩形断面に換算された場合には換算幅は0.443mとなり海側端し位置はケーソン陸側端しから0.472mとなる。また、ここでの変位は各加振段階における増分ではなく、各加振段階終了時の残留変位、すなわち残留変位の累積値である。

図-33(a)からケーソン海側天端の変位はケースD2を除くとすべて鉛直変位よりも水平変位の方が卓越している。また、ケースD1とD8は除くが、根入れ比が同じであれば地盤密度が緩い方が水平変位は卓越する傾向になり、地盤密度が同じであれば根入れ比の小さな方が水平変位は卓越することがわかる。ケーソン幅が大きくケーソン重心が海側にあるケースD8、ケーソン内部に中詰めの無いケースD1は、それぞれ、他のケースで地盤密度、根入れ比が同じもの異なる挙動を示している。したがって、根入れ比と地盤密度が同じでもサクシオン基礎の上部構造物の形態が異なると構造物の変位モードが変わることがわかる。

図-33(b)からサクシオン基礎海側端しについても鉛直変位と水平変位の関係は図-33(a)と同じことがいえ、根入れ比の小さな方、あるいは地盤密度が緩い方が海側へ

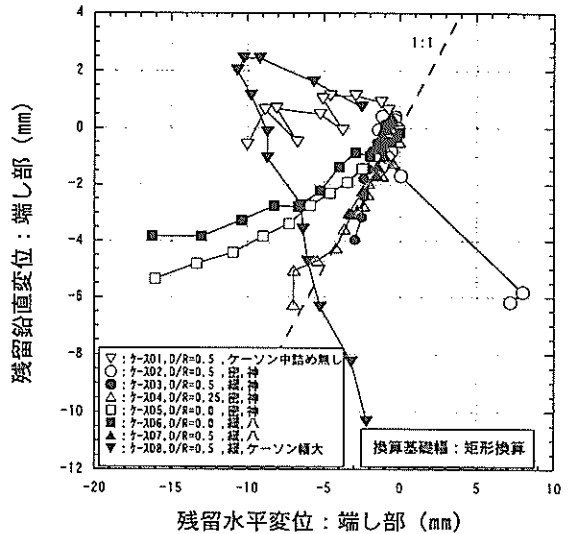


図-33(b) 残留水平変位と残留鉛直変位(基礎端し)

の水平変位は大きくなる傾向にある。また、図-33(b)を図-33(a)と比較すると、図-33(a)の水平変位は図-33(b)のものより負の方向(海側)に寄っている。これは、ケーソン-サクシオン基礎が海側に傾斜したことに対応している。

(3) 提案設計法と実験結果の比較

振動台実験で前述のような結果を得たが、根入れ比、地盤密度、ケーソン重量、地震波形、ケーソンの重心位置などの違いにより、ケーソンサクシオン基礎の変位の大きさや変位モードに違いが見られた。ここでは3.1節と同様に、模型を小さな実物とみなして2章で示した設計法を振動台試験結果に適用し、地震時安定性の設計法の妥当性を検討する。

a) 設計法に用いたパラメータ

必要となるパラメータは3.1節と同様で、主要なパラメータは以下の通りである。

地盤、ケーソン、サクシオン基礎の単位体積重量などの諸元は表-2に示した通りである。地盤反力係数については、3.1節と同じく非常に小さなものに設定し、特に変位量の絶対値は議論しない。

用いた相馬6号砂のせん断抵抗角は、三軸圧縮試験では緩詰め、密詰めの両状態で同じ値の $\phi' = 38^\circ$ が得られおり、密度には大きく依存していない。そこで、振動台試験に対しても $\phi' = 38^\circ$ を用いることにする。

支持力については、支持力係数は3.1節で述べたように寸法効果の影響を受ける。港湾基準の支持力係数算定図を用いると、せん断抵抗角 $\phi' = 38^\circ$ に対して支持力係数は $N_r = 70$ 、 $N_q = 50$ が得られる。3.1節と同様に木村ら¹⁹⁾の報告を参考に、今回の基礎幅 $B = 50\text{cm}$ に対しては支持力係数を約1.5倍に大きくし、 $N_r = 70 \times 1.5 = 100$ 、 $N_q = 50 \times 1.5 = 80$ とする。また、偏心傾斜荷重に対する支持力算定でのBishop法で用いるせん断抵抗角は $\phi' = 38^\circ$ ではなく、上述の支持力係数($N_r = 100$ 、 $N_q = 80$)に対応する $\phi' = 40^\circ$ とする。

b) 設計荷重の算定

提案設計法で設計震度を算出する場合、2章で示したとおり滑動、転倒、偏心傾斜(Bishop法)、許容支持力の各破壊モードに関して検討がなされる。この際、設計法では安全率が設定されているが、ここでは、3.1節と同様に各破壊モードに対して安全率は1.0とする。

また、振動台試験ではサクシオン基礎は円形断面が用いられており、これを矩形断面に換算する必要がある。換算基礎幅については2.2節で示したように図-6(a)と図-6(b)の2通りの考え方がある。ここでは、主に、図-6(b)の矩形に換算した場合の方法を用いて検討を行う。本実験の基礎配置で円形断面を矩形に換算した場合には、直径0.5mの円形基礎が幅0.433mの矩形になる。また、ケーソンを介してサクシオン基礎に作用する裏埋めからの土圧やケーソンの慣性力は、基礎の奥行きが0.5mから0.453mになるので、 $0.5/0.453 = 1.103$ 倍されることになる。

なお、帯状基礎に換算する場合には基礎幅は0.393mになり、またこの場合には基礎奥行きが変わらないことになるので基礎に作用する土圧などの外力は変化させないで計算する。

c) 安全率と変位の関係

図-34に安全率と安全率の破壊モードに対応する変位の関係を示す。図-34(a)は滑動安全率と基礎下端での残留水平変位増分の関係、図-34(b)は転倒安全率と残留傾斜角増分の関係、図-34(c)は支持力安全率と基礎海側端し部での残留鉛直変位増分の関係、図-34(d)は支持力安全率と基礎海側端し部での残留合成変位増分の関係、図-34(e)はBishop法による偏心傾斜荷重に対する安全率と基礎海側端し部での残留合成変位増分の関係である。支持力安全率については図-34(c)、(d)のように2種類の変位との関係を調べている。

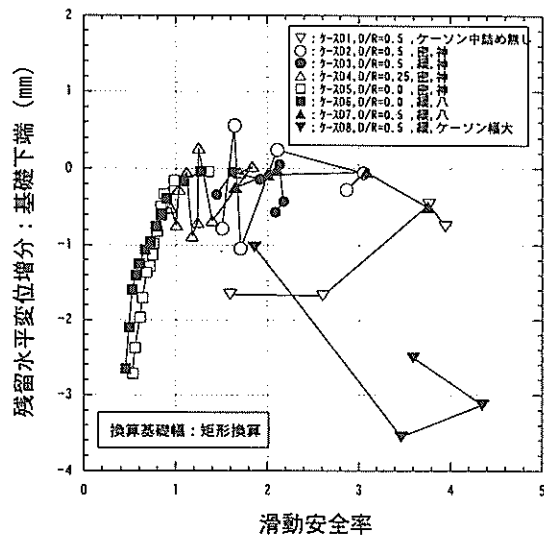


図-34(a) 滑動安全率と残留水平変位(基礎端し)

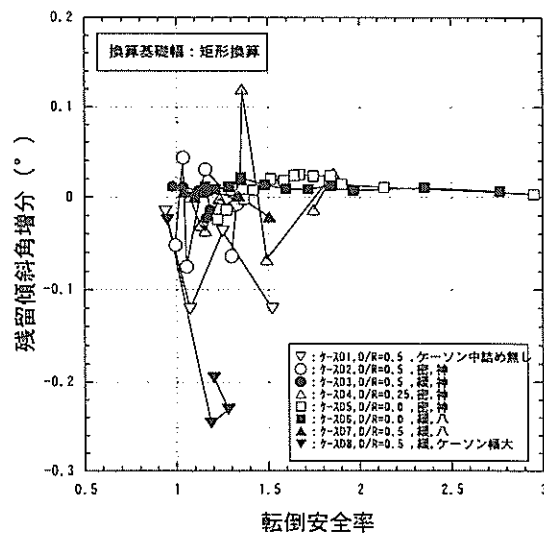


図-34(b) 転倒安全率と残留傾斜角

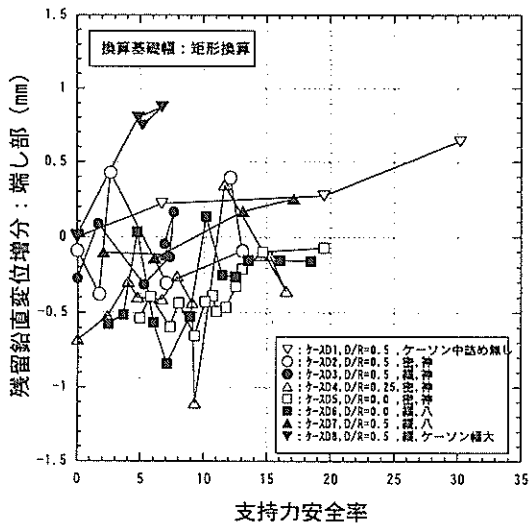


図-34(c) 支持力安全率と残留鉛直変位(基礎端し)

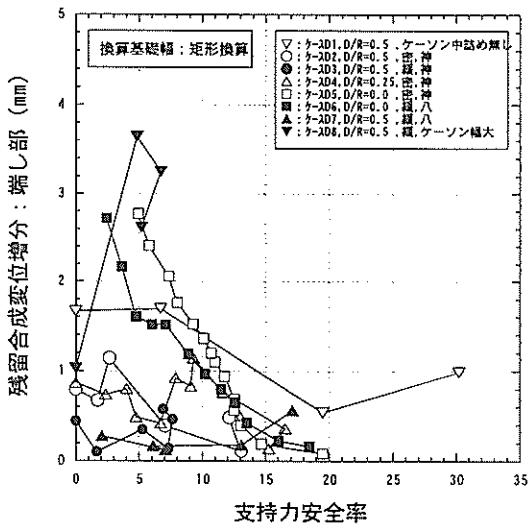


図-34(d) 滑動安全率と残留合成変位(基礎端し)

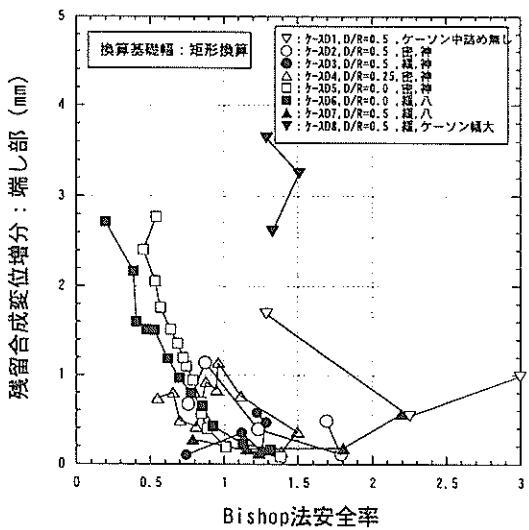


図-34(e) Bishop安全率と残留合成変位(基礎端し)

図-34(a)から、根入れのないケースD5とD6は滑動安全率が $F=1.0$ 付近で残留水平変位増分が大きくなり始め、滑動安全率と変位の関係は良い関係にあることがわかる。しかし、他のケースにおいては両者は良い関係でないといえる。

図-34(b)から全体として転倒安全率が小さくなると残留傾斜角増分は大きくなる傾向にあるが、転倒安全率と残留傾斜角増分の間には良い相関の認められるケースは無いといえる。

図-34(c)から、許容支持力による安全率と残留鉛直変位増分は特に良い相関があるとはいえない。しかし、図-34(d)については、残留合成変位増分との間には支持力安全率が小さくなると残留合成変位増分が大きくなる傾向があり、ケースD5とD6は良い相関がある。しかし、支持力安全率が $F=1.0$ 付近で残留合成変位増分が大きくなり始めるのではなく、相関の良いケースD5、D6を見ても変位の大きくなり始める安全率は $F=15$ 付近である。したがって、破壊モードは許容支持力が想定したものではなく、作用震度が大きくなり支持力安全率が低下したというだけであり、残留合成変位増分は他の破壊モードにより大きくなったと考えるべきである。

図-34(e)から、Bishop法による偏心傾斜荷重に対する安全率が小さくなると残留合成変位増分は大きくなる傾向があり、ケースD5とD6は安全率が $F=1$ 付近で変位が大きくなりはじめ特に良い相関があることがわかる。他のケースも $F=0.5 \sim 1.5$ の範囲で大きな変位が発生し、図-34(a)~(d)で示した他の安全率よりも変位との関係は良いといえる。

以上から、今回の実験では滑動および偏心傾斜に対する破壊モードでサクシオン基礎-地盤系は破壊したと考えられる。

d) 危険度と水平変位の関係

ここでは危険度と水平変位の関係について調べる。危険度とは滑動安全率、転倒安全率、支持力安全率、Bishop法による偏心傾斜荷重に対する安全率の内、いずれかが $F=1.0$ となる最小の震度、すなわち各ケースの設計震度を求め、設計震度で各加振段階での作用震度を除したものである。したがって、設計法が正しければ、危険度が1以下ではケelson-サクシオン基礎は破壊せず、危険度が1を超えると破壊することになり大きな変位が発生することになる。また、危険度は作用震度を正規化した量と考えられ、危険度と変位の関係は、図-28~32の作用震度と変位の関係よりもユニークな関係になるはずである。ケースD1~D8に対して得られた設計震度 k_c はそれぞれ、 $k_c=0.18, 0.22, 0.22, 0.20, 0.17, 0.17, 0.18$ となった。

各設計震度は、ケースD4～D6が滑動、ケースD1～D3、ケースD7、D8がBishop法による偏心傾斜荷重で定まった。また、滑動で定まったケースD4～D6は根入比が $D/R=0$ 、 0.25 、偏心傾斜荷重で定まったものは $D/R=0.5$ で、静的水平載荷試験の結果と同様に設計荷重に対する破壊モードは根入比とともに変化することがわかる。

図-35は、図-28の横軸の作用震度を設計震度で除したもので、危険度とケーソン海側天端における残留水平変位増分との関係を示したものである。図-35(a)、(b)は根入れ比、図-35(c)は密度、図-35(d)はケーソン重量、図-35(e)は入力波形、図-35(f)はケーソン幅（重心位置）について、それぞれの危険度と残留水平変位増分関係に及ぼす影響を調べている。

図-35(a)、(b)と図-28(a)、(b)の比較から、危険度を用いた図-35の方が図-28よりも残留水平変位増分との関係はよりユニークなものになっていることがわかる。したがって、根入れ比が異なっている場合には、作用震度を設計震度で除した方が水平変位との関係はユニークなものが得られる。図-35(a)、(b)から、根入れの無いケースは危険度が1付近で変位が大きくなり始めるが、根入れのあるものは根入れの無いものほど変位は大きくなり始めることがわかる。したがって、危険度が1を超えた場合、危険度の増加に対する残留水平変位増分の増加は根入れの無い方が大きいといえる。ただし、図-35(b)の緩詰め地盤のケースでは、根入れのあるケースD7で危険度が1.5のところまで急激に大きな水平変位が発生している。したがって、地盤条件等によっては、根入れのあるものは急激に変位が生じる可能性があるといえる。

図-35(c)と図-28(c)の比較から、地盤密度が異なる場合には、危険度を用いても作用震度を用いた場合と水平変位との関係は変わらないことがわかる。これは、設計震度が密詰めの場合も緩詰めの場合も同じ値になったためである。また、水平変位が大きくなり始める危険度については、地盤密度が緩詰めの場合には危険度が1付近で変位は徐々に大きくなっていくが、密な場合には危険度が1を超えても大きな変位増分にはならず、危険度が1.3付近で緩詰めと同程度の変位増分が発生している。これらのことから、本実験の水平変位に関しては密詰めの場合は安全側の設計になっているといえ、また現設計法は地盤密度の影響があまり反映されないものとなっているといえる。

図-35(d)と図-28(d)の比較から、ケーソン重量が異なる場合には、危険度を用いた方が水平変位との関係はよりユニークなものになっているといえる。しかしながら、ケースD2では危険度が1.3付近で大きな水平変位増分が

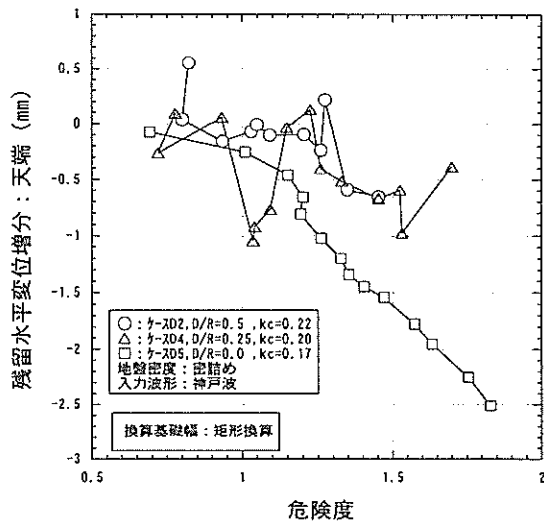


図-35(a) 危険度と天端残留水平変位(D2,D4,D5)

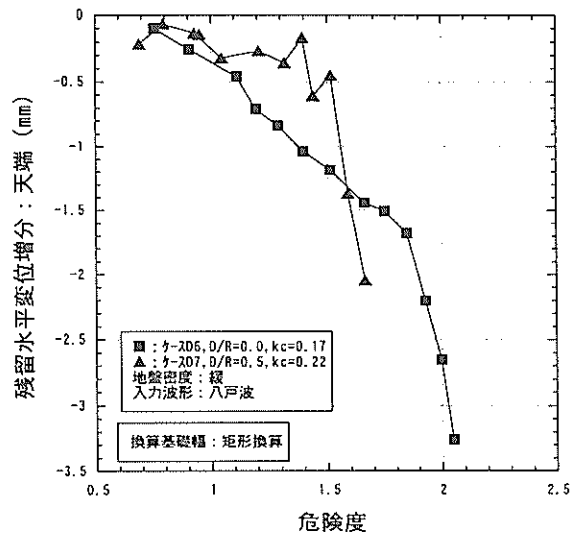


図-35(b) 危険度と天端残留水平変位(D6,D7)

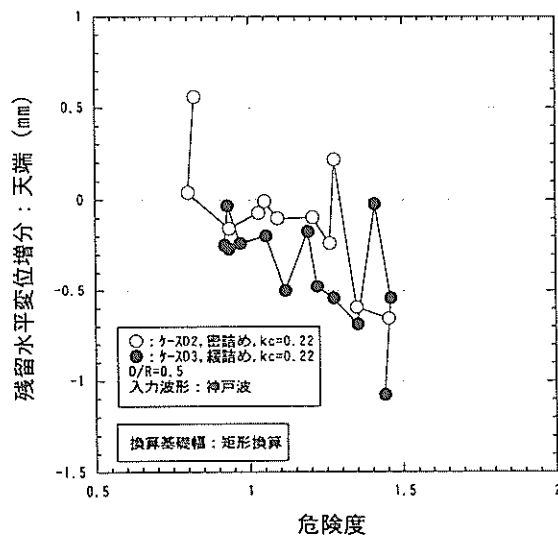


図-35(c) 危険度と天端残留水平変位(D2,D3)

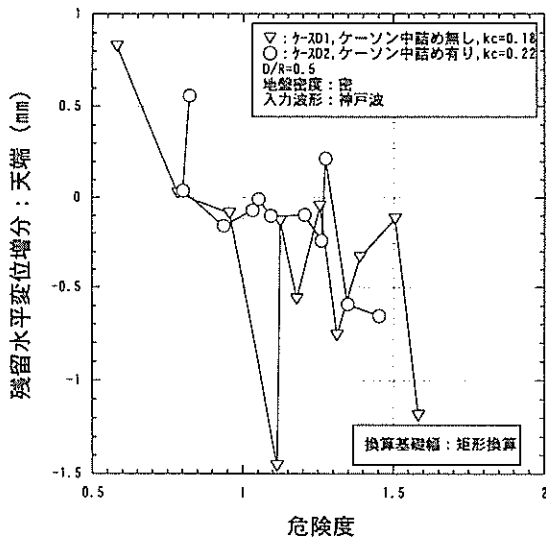


図-35(d) 危険度と天端残留水平変位(D1,D2)

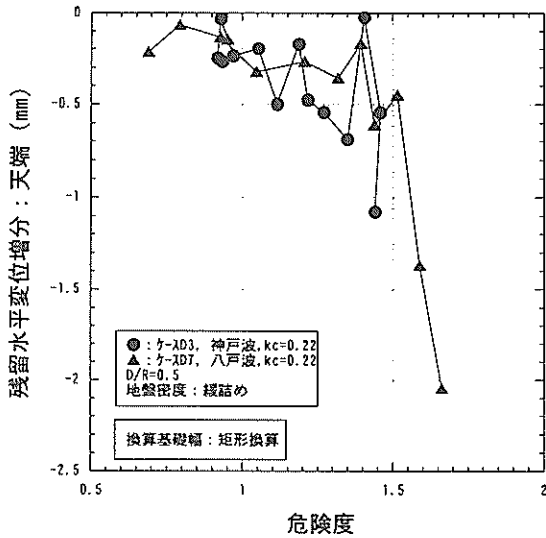


図-35(e) 危険度と天端残留水平変位(D3,D7)

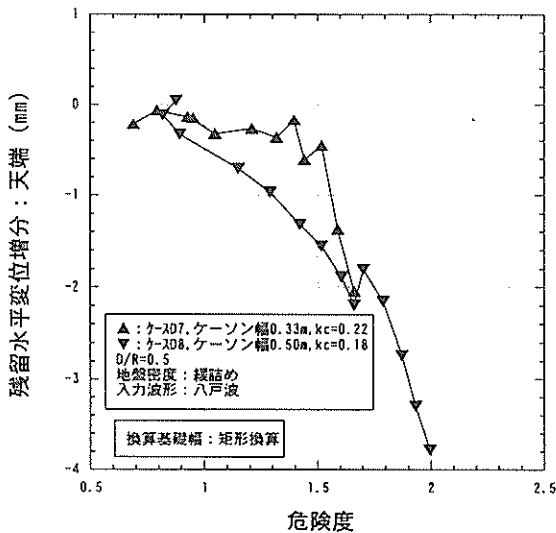


図-35(f) 危険度と天端残留水平変位(D7,D8)

発生し始めているが、ケーソン重量の軽いケースD1では危険度が1付近で大きな水平変位増分が発生し始め、ケーソン重量の軽い方が水平変位増分はやや大きいといえる。

図-35(e)と図-28(e)の比較から、入力地震波形が異なる場合には、危険度を用いても作用震度を用いた場合と水平変位との関係は変わらないことがわかる。これは、図-35(c)の地盤密度が異なる場合と同様に、設計震度が神戸波の場合も八戸波の場合も同じ値になったためである。水平変位増分は神戸波の場合には危険度が1付近から徐々に大きくなっているが、八戸波の場合には危険度が1.4付近から大きな水平変位増分が発生している。このことから、本実験の水平変位に関しては、八戸波のケースの方が安全側の設計になっているといえ、またこの原因は現設計法では地表面最大加速度が同じであれば地震波形の違いが反映されないからである。

図-35(f)と図-28(f)の比較から、ケーソン幅(重心位置)が異なる場合には、危険度を用いた方が水平変位との関係はよりユニークなものになっているといえる。しかしながら、図-35(f)においてケースD7では危険度が1.5付近で大きな水平変位増分が発生し始めているが、ケーソン幅の大きなケースD8では危険度が1付近で大きな水平変位増分が発生し始めている。したがって、危険度を用いてもケーソン幅の大きな方が水平変位増分は依然として大きくなっている。このようなことから、本実験についてはケーソン重心位置が陸側によるほど現設計法は安全側の結果を導くといえる。

e) 危険度と鉛直変位の関係

図-36、図-37は、それぞれ図-29、図-30の横軸の作用震度を設計震度で除したもので、危険度とケーソン海側天端における残留鉛直変位増分、および天端海側と陸側での残留鉛直変位増分を平均した平均残留鉛直変位増分との関係を示したものである。図-36、37の(a)、(b)は根入れ比、(c)は密度、(d)はケーソン重量、(e)は入力地震波形、(f)はケーソン幅(重心位置)の各要因について、それぞれの危険度と残留鉛直変位増分関係に及ぼす影響を調べている。

図-36と図-29を比較すると、ケーソン幅の影響を調べた図-36(f)と図-29(f)において、危険度を用いた方がプロットは若干ではあるがユニークな関係になっている。しかしながら、他の要因については、危険度を用いても図-29の作用震度と残留鉛直変位増分の関係は大幅には変化していない。また、水平変位の場合の図-35と比較すると、図-36においては危険度が1付近、あるいは1~1.5から残留鉛直変位増分が急激に大きくなり始める傾向は見られない。これらのことから、ケーソン天端での残留

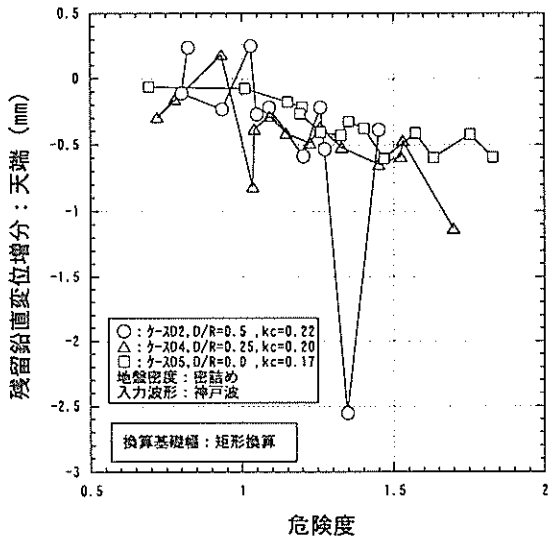


図-36(a) 危険度と天端残留鉛直変位(D2,D4,D5)

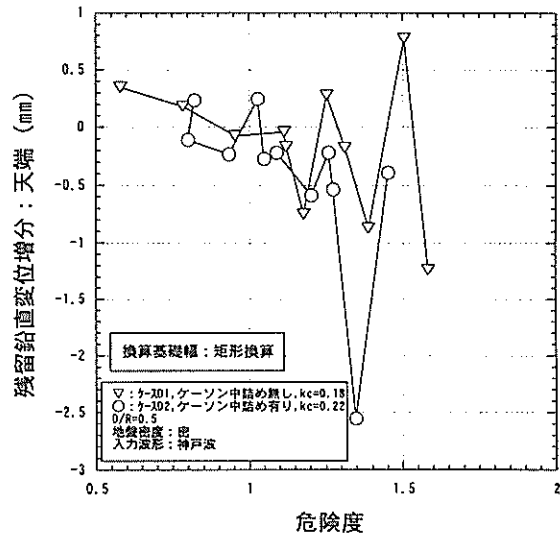


図-36(d) 危険度と天端残留鉛直変位(D1,D2)

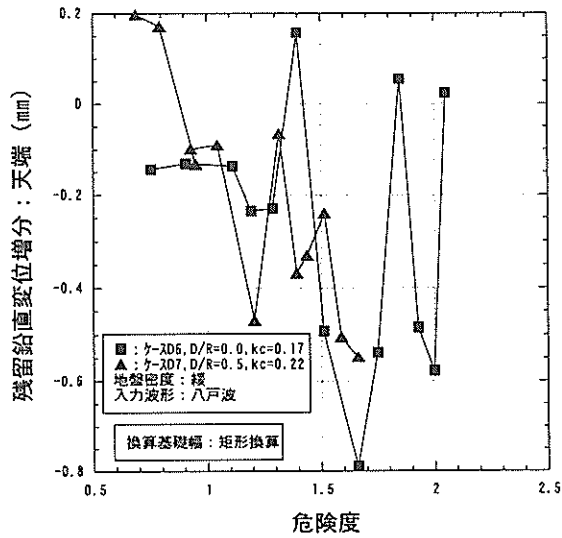


図-36(b) 危険度と天端残留鉛直変位(D6,D7)

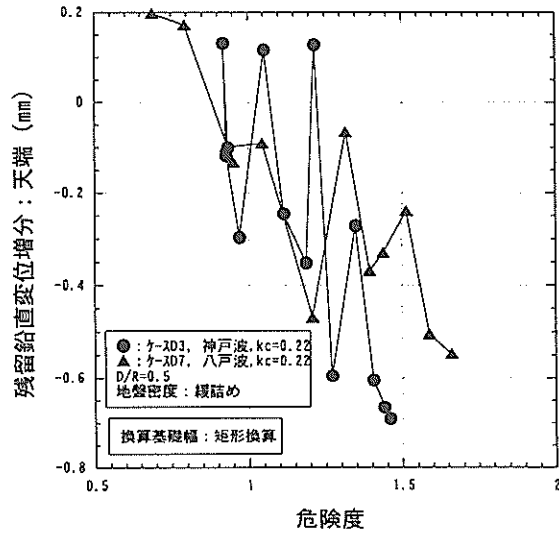


図-36(e) 危険度と天端残留鉛直変位(D3,D7)

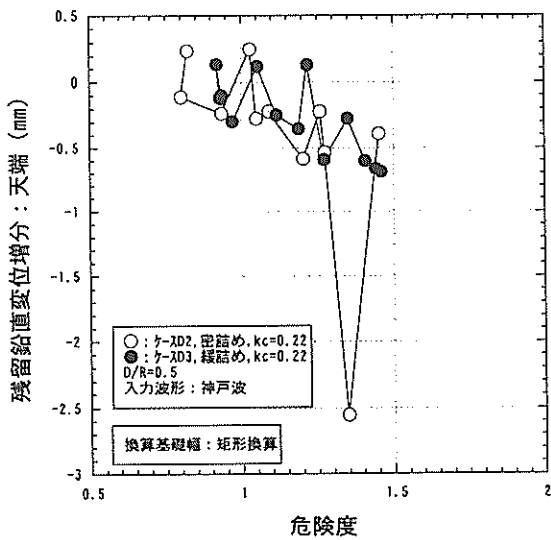


図-36(c) 危険度と天端残留鉛直変位(D2,D3)

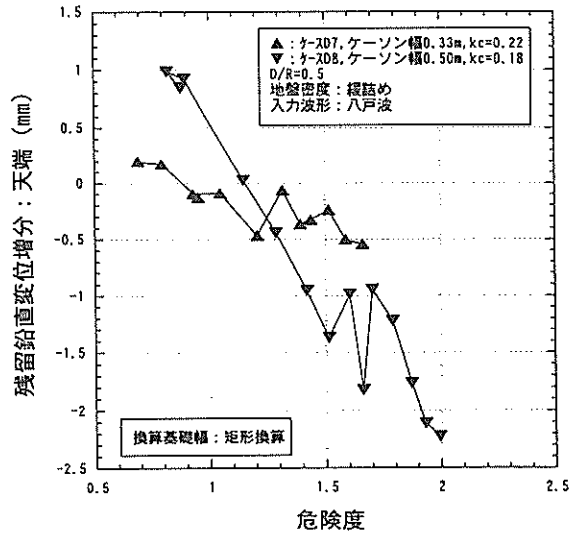


図-36(f) 危険度と天端残留鉛直変位(D7,D8)

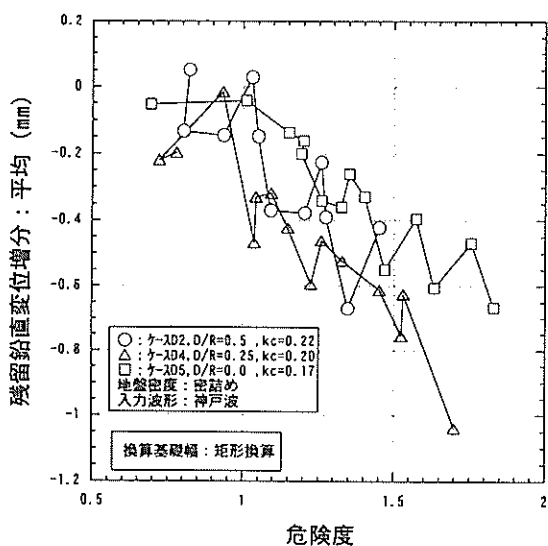


図-37(a) 危険度と平均残留鉛直変位(D2,D4,D5)

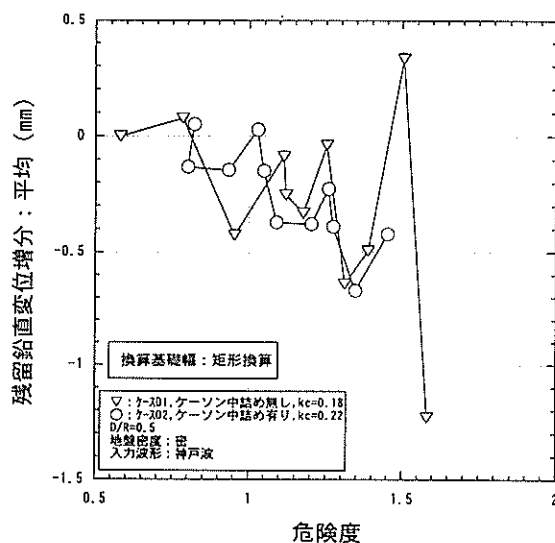


図-37(d) 危険度と平均残留鉛直変位(D1,D2)

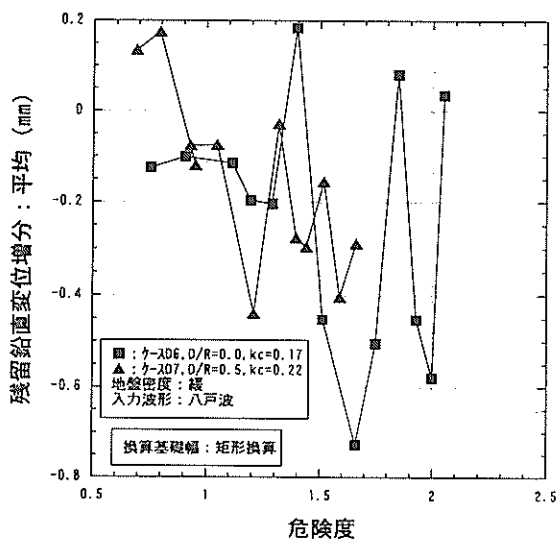


図-37(b) 危険度と平均残留鉛直変位(D6,D7)

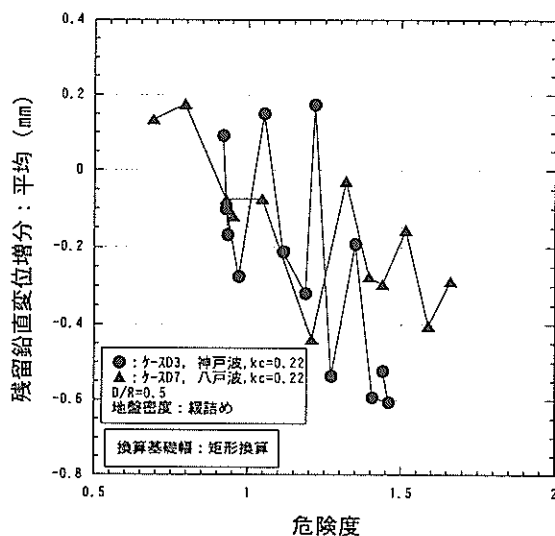


図-37(e) 危険度と平均残留鉛直変位(D3,D7)

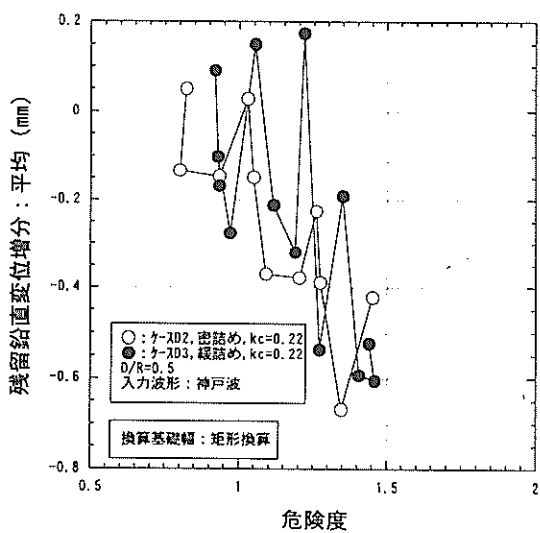


図-37(c) 危険度と平均残留鉛直変位(D2,D3)

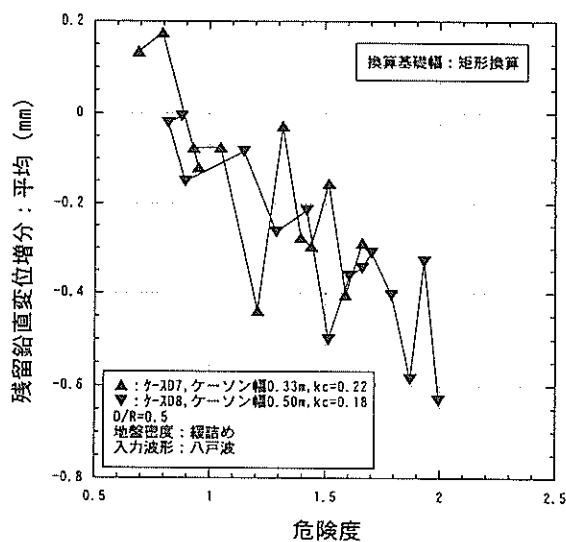


図-37(f) 危険度と平均残留鉛直変位(D7,D8)

鉛直変位の場合には危険度を用いても水平変位増分の場合ほど良い関係が得られなかったといえる。これは、破壊モード、あるいは変位の卓越方向が天端での鉛直変位に対応していなかったためといえる。

図-37と図-30を比較すると、ケーソン幅の影響を調べた図-37(f)と図-30(f)において、危険度を用いた図-37(f)の方はプロットが大幅にユニークな関係になっている。しかしながら、他のケースについては、危険度を用いても図-30の作用震度と残留鉛直変位増分の関係は大幅には変化していない。また、水平変位の場合の図-35と比較すると、図-37においては危険度が1付近、あるいは1~1.5で残留鉛直変位増分が特に大きくなる傾向は見られない。

f) 危険度と傾斜角の関係

図-38は、図-31の横軸の作用震度を設計震度で除したもので、危険度とケーソンの残留傾斜角増分との関係を

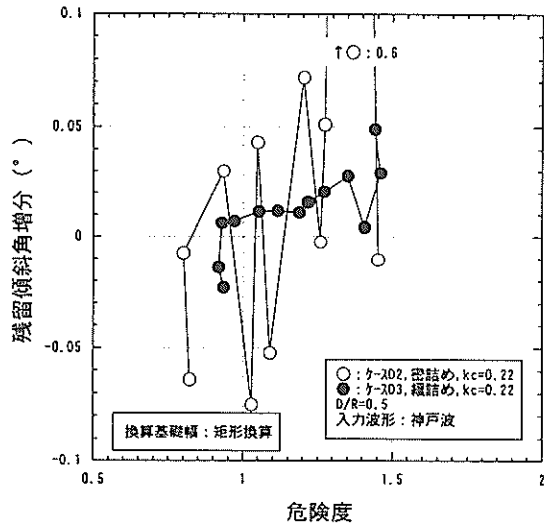


図-38(c) 危険度と残留傾斜角(D2,D3)

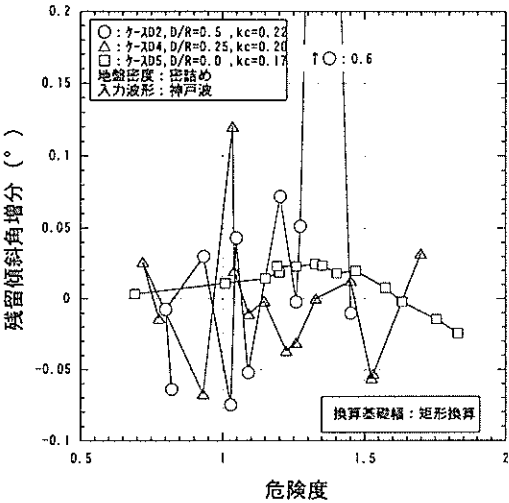


図-38(a) 危険度と残留傾斜角(D2,D4,D5)

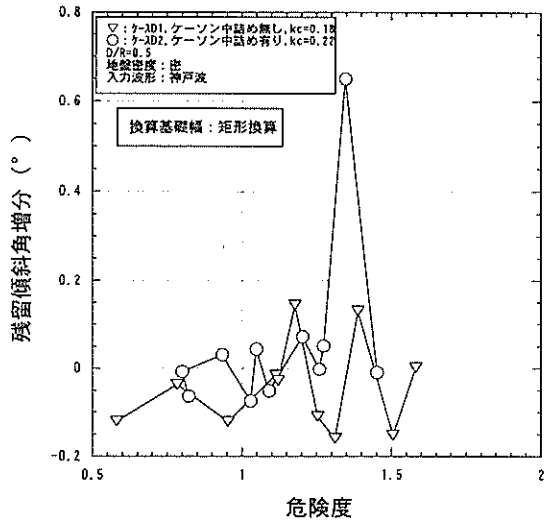


図-38(d) 危険度と残留傾斜角(D1,D2)

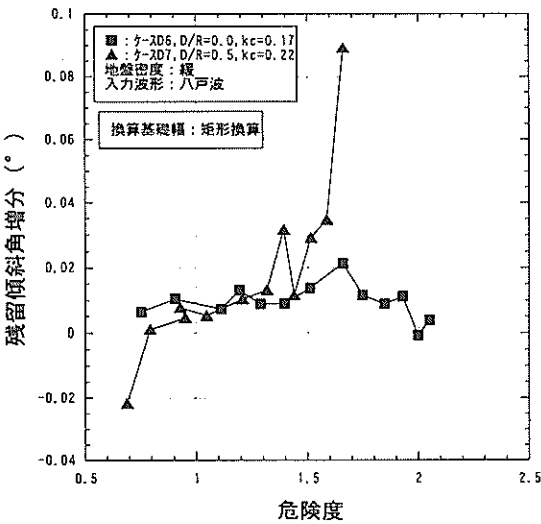


図-38(b) 危険度と残留傾斜角(D6,D7)

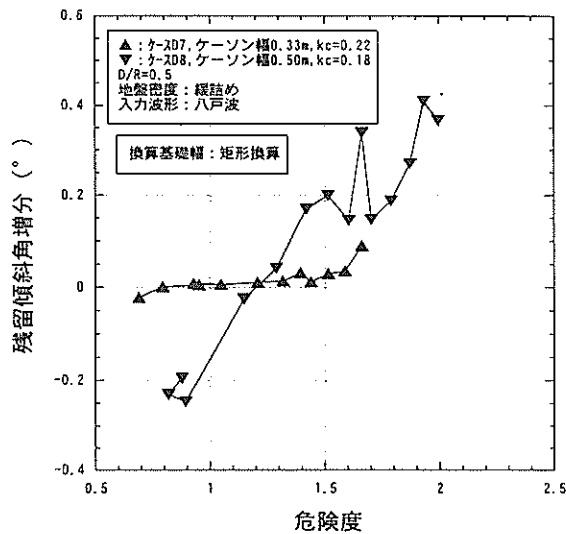


図-38(e) 危険度と残留傾斜角(D3,D7)

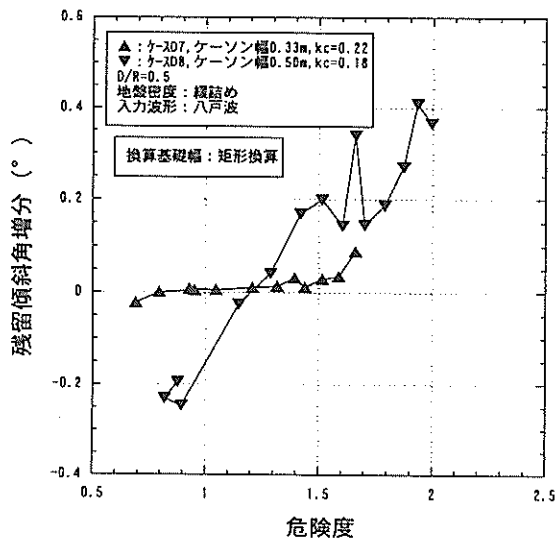


図-38(f) 危険度と残留傾斜角(D7,D8)

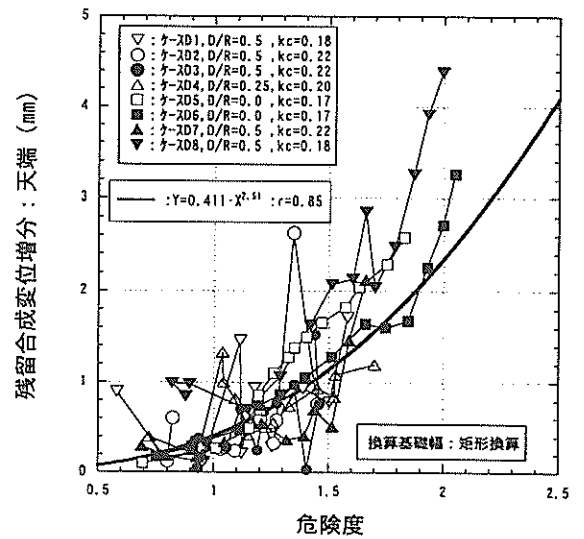


図-39 危険度と天端残留合成変位(矩形換算)

示したものである。図-38の(a), (b)は根入れ比, (c)は密度, (d)はケーソン重量, (e)は入力地震波形, (f)はケーソン幅(重心位置)の各要因について, それぞれの危険度と残留傾斜角増分関係に及ぼす影響を調べている。

図-38と図-31を比較すると, ケーソン幅の影響を調べた図-38(f)と図-31(f)の比較において危険度を用いた方がプロットは若干ユニークな関係になっているが, 他の要因については危険度を用いても図-31の関係は大幅には変化していない。また, 水平変位の場合の図-35と比較すると, 図-38においては危険度が1付近, あるいは1~1.5から残留鉛直変位増分が急激に大きくなり始める傾向は見られない。したがって, 残留傾斜角増分の場合には危険度を用いても水平変位増分の場合ほど良い関係が得られない。これは, 破壊モードが傾斜角増分に対応していなかったためといえる。

g) 危険度と合成変位の関係

図-39は, 図-32の横軸の作用震度を設計震度で除したもので, 危険度とケーソン海側天端での残留合成変位増分との関係を示したもので, すべてのケースがプロットされている。また, 図-39中には図-32と同様に各プロットを累乗関数で最小二乗近似した場合の関係を太実線で示す。

図-39と図-32を比較すると, 最初二乗近似した場合の相関係数は図-32では $R=0.67$ であったが, 図-39では $R=0.85$ と良くなり, 図-39の危険度の方が図-32の作用震度よりも残留合成変位増分との相関は良く, よりユニークな関係にあることがわかる。また, 図-39のプロット全体として, 危険度が1~1.5で残留合成変位増分は大きくなり始めている。したがって, 危険度を用いることによ

り実験条件の異なる各ケースの作用震度と残留合成変位増分の関係は比較的ユニークな関係に修正されている。このことは作用震度が設計震度で正規化されたことになり提案設計法の妥当性を意味するものである。

h) 換算基礎幅の影響

サクシオン基礎は円形断面のものが採用されるケースが多いと思われ, 本振動台試験においても円形断面ものを採用した。提案設計法を用いる場合には換算基礎幅を求めておく必要があり, その際, 図-6で示したように矩形断面あるいは帯状断面に換算する, 2種類の換算基礎幅を求める方法がある。本項(c)~g)の試験結果の検討は, 矩形断面に換算して換算基礎幅を求めた場合の結果である。ここでは, もう一つの帯状断面に換算した場合について矩形断面と比較し, 換算基礎幅の影響を調べる。

図-40(a)~(e)は本振動台試験の各作用震度に対して, 基礎の円形断面を矩形断面に換算した場合と帯状断面に換算した場合の安全率および危険度の比較である。

図-40(a)~(d)から, 安全率については滑動安全率を除くと矩形断面の方が帯状断面よりも大きめの安全率を算出し, 特に支持力安全率では両者にかかなりの違いがある。このように, 滑動安全率以外で矩形断面に換算した方の安全率が大きくなる理由は, 矩形断面に換算した方が換算基礎幅は大きくなり, 同じ外力に対して転倒モーメントが小さくなり, 基礎底面での地盤反力分布の最大値などが小さくなるからである。一方, 滑動安全率については矩形断面も帯状断面も一部を除きほぼ同じ安全率を与えている。これは, 両者ともほぼ同じ水平, 鉛直の荷重条件になっているからである。なお, 滑動安全率の差が大きなプロットがある理由は, バネによる地盤反力を得

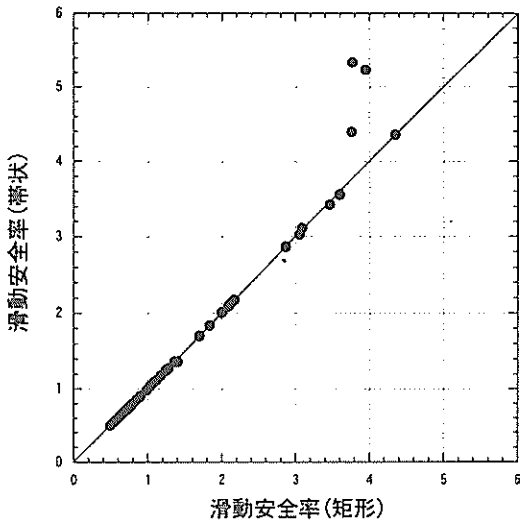


図-40(a) 滑动安全率の比較

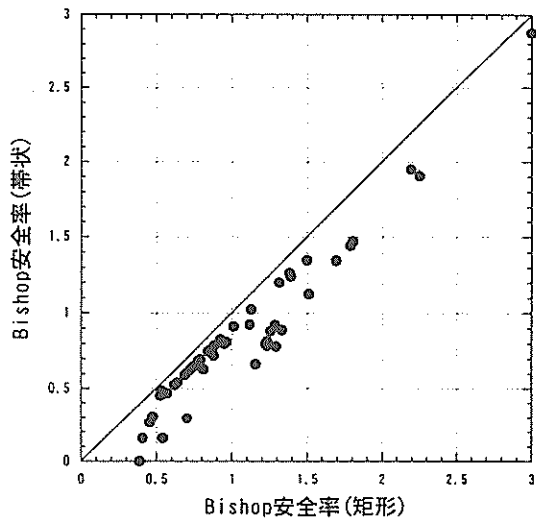


図-40(d) Bishop 法安全率の比較

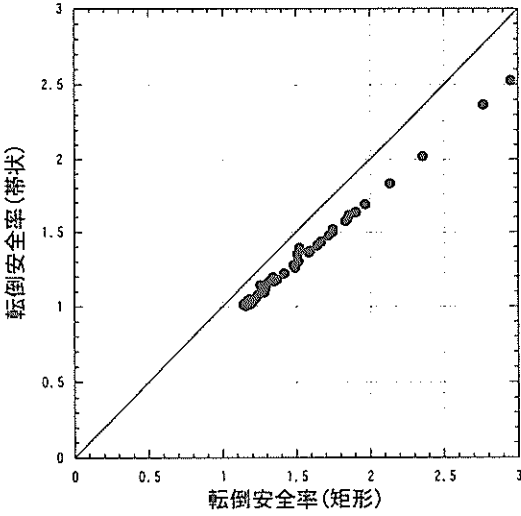


図-40(b) 転倒安全率の比較

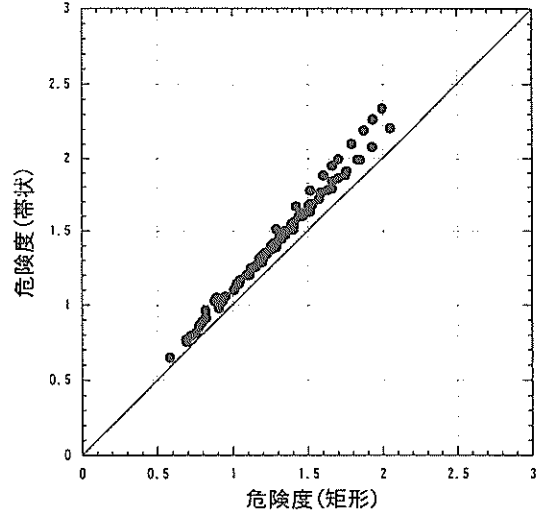


図-40(e) 危険度の比較

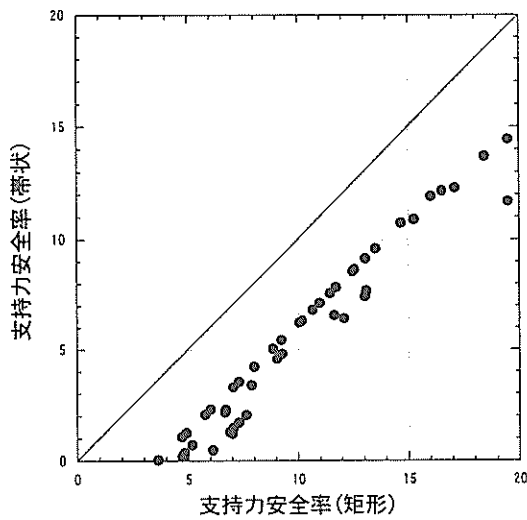


図-40(c) 支持力安全率の比較

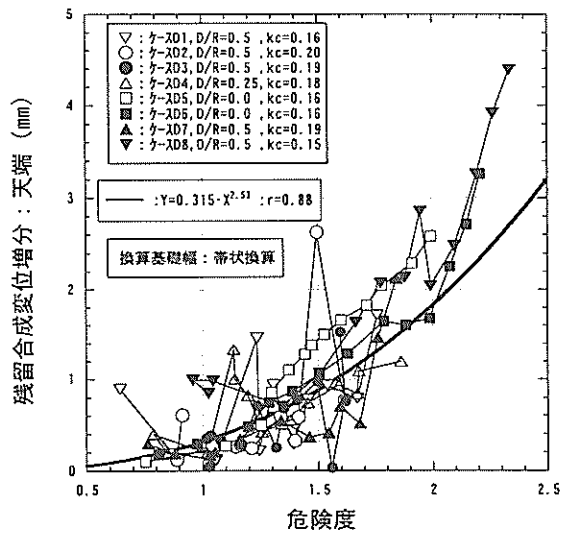


図-41 危険度と天端残留合成変位(带状換算)

る計算過程のところで基礎幅が異なるために異なった水平反力、壁での鉛直分力が求まり、これにより滑動安全率に差が出るのであるが、これによる差が顕著になったためである。

図-40(e)から、危険度に関しては矩形断面に換算した方が小さめの値になっており、帯状断面の約0.9倍である。危険度は安全率の逆数に相当するもので、図-40(e)は図-40(b)~(d)の傾向に対応している。また、これらのことから帯状断面を用いた場合には矩形断面を用いた場合より安全側の結果を与えるといえる。

図-41は帯状断面で換算基礎幅を算出した場合の危険度とケーソン海側天端での残留合成変位増分との関係を調べたもので、図-41中には累乗関数でプロットを近似した場合の結果を太実線で示してある。図-41から危険度と残留合成変位増分の関係は良い相関があり、また相関係数は $R=0.88$ で、図-41の矩形断面での相関係数 $R=0.85$ よりも若干ではあるが大きな相関係数になっている。したがって、帯状断面に換算しても矩形断面に換算しても両者は同程度の精度を持つ計算結果を与えるといえる。

1) 提案設計法に関する考察

本項c)~h)で示したことから提案設計法に関して以下のようなことがいえる。

提案設計法により安全率を求め、安全率と変位の関係を調べた。そして、今回の実験では根入れのないケースでは滑動安全率と基礎下端での水平変位の間に良い相関が得られ、根入れのあるケースについてはBishop法による偏心傾斜荷重に対する安全率と基礎端し部での合成変位との間に相関が見られた。支持力安全率と転倒安全率についてはいずれも変位、傾斜角と良い相関は得られなかった。したがって、今回の実験では滑動および偏心傾斜荷重によりケーソン-サクシオン基礎の破壊が起こっていたと思われる。

危険度と残留水平変位増分および残留合成変位増分の関係は、作用震度と残留水平変位増分および残留合成変位増分の関係との関係よりも、よりユニークな関係になった。また、危険度が1~1.5で両変位増分は大きくなり始める傾向にあった。ここで、危険度は、提案設計法で得られる滑動安全率、転倒安全率、支持力安全率、Bishop法による偏心傾斜荷重に対する安全率で、安全率が $F=1.0$ となる最小の作用震度、すなわち設計震度で作用震度を除いたものである。したがって、設計法が正しければ危険度が1付近で大きな変位が発生することになる。また、得られた設計震度は前述の各安全率と変位の相関に対応しており、3ケースが滑動安全率、残りの5ケースはBishop法による偏心傾斜荷重に対する安全率で定まった。した

がって、提案設計法により得られた設計震度は今回の実験結果と整合していたといえ、本実験からは提案設計法は妥当なものであるといえる。

前述のように、作用震度を設計震度で除した危険度と海側天端での合成変位および破壊モードで卓越する変位(今回の実験では水平変位)との間には比較的ユニークな関係が得られた。しかし、詳細に見た場合には作用震度を設計震度で除しても地盤密度の影響、入力地震波形の影響による残留変位増分発生の違いは説明できなかった。これは、提案設計法では、地盤密度が敏感に影響しないこと、地表面での最大加速度が同じになれば入力地震波形が異なってもその違いは全く考慮されていないからである。さらには、根本的なところで、提案設計法は震度法に基づくものであるために破壊荷重などは説明できるのであるが、変形までは説明できないという基本的な限界があるからである。

換算基礎幅については、本振動台試験では矩形断面に換算した方が帯状断面に換算したものよりも小さめの危険度を算出した。このことは帯状断面を用いた方が安全側の設計結果になることを意味している。本実験では支持力を除く安全率で両者に特に大きな差は見られなかったが、設計断面が変わった場合には他の安全率についても両者の差は大きくなる可能性がある。

4. 結論

静的水平載荷試験および振動台試験の2種類の模型試験からサクシオン基礎の安定性およびその設計法に関して以下のことがわかった。

模型実験から：

- (1) 根入比が大きくなる方がサクシオン基礎の安定性は良くなる。
- (2) 構造物天端での変位モードは水平変位が鉛直変位よりも卓越するが、根入比が大きくなると水平変位の卓越度合いは低下する。
- (3) 密詰め地盤に設置された方がサクシオン基礎-構造物の水平荷重に対する変位量は小さくなる。
- (4) サクシオン基礎の壁厚(壁厚比)はあまり変位量に影響しなかった。
- (5) サクシオン基礎底面は開口しているが、基礎内土は外力に対する抵抗に寄与している。
- (6) 作用震度(加速度)が同じでも地震波形により構造物-基礎の変位量は異なる。神戸波と八戸波の2種類を用いたが、神戸波の方が大きな変位量になった。

提案設計法を模型実験結果に適用したところ：

(7) 提案設計法における許容支持力による支持力安全率の適用性については、せん断抵抗角 ϕ の設定精度、模型試験であることからのスケール効果などの影響で、明確な結論が得られなかった。

(8) 偏心傾斜荷重に対する安全率については静的載荷試験と振動台試験において、滑動安全率については振動台試験において、転倒安全率については静的載荷試験結果において、それぞれの破壊モードに対応する変位と良い相関が得られていた。

(9) 破壊モードは根入比とともに滑動、偏心傾斜荷重、許容支持力あるいは転倒の破壊モードに変化しており、根入比により破壊モードは変化する。

(10) 提案設計法から得られる設計震度および設計荷重を用いて模型試験の作用震度および水平荷重を除することにより、作用震度と変位との関係および水平荷重と変位との関係をそれぞれよりユニークな関係にすることができた。

(11) しかしながら、提案設計法には、地震波形の影響が考慮されていないので波形の違いによる変形量の差は説明できなかった。しかし、その差は大きなものではなく、構造物—サクシヨン基礎の安定性を議論するのに問題があるほどではない。

(12) サクシヨン基礎底面が開口しているが、提案設計法では基礎内土の重量が抵抗についての有効重量として機能すると考え、底面部が閉じた場合と同様に扱っている。サクシヨン基礎の安定性を検討するような大きさの変位レベルではこのような考え方に問題がないことが確認された。

以上から、模型実験での検討ではあるが、サクシヨン基礎には根入れ効果が期待でき、安定検討のための提案設計法は妥当なものであることが確認された。

5. あとがき

サクシヨン基礎の有利性・有効性および沈設・安定に関する設計法などは本報告を含め過去の論文や報告、実証試験などで既に確認されており、現場への多くの適用が望まれる段階である。また同時に、未解明な点は残されている。例えば、外力作用時に発生するサクシヨンの抵抗への寄与は定量化されておらず、提案設計法には取り込まれておらず、設計法はこの点に関して安全側になっている。今後は、このような未解明な点を解明するための研究を継続的に続け、また実工事でのデータなども

収集し、提案設計法のスリム化を図っていく必要があると考える。

なお、本研究成果の一部は、九州大学、(財)沿岸開発技術研究センターおよび民間企業20社にて構成し、平成12年度より2年間にわたって実施した共同研究の成果の一部である。また、北陸地方整備局新潟技術調査事務所のご協力もいただいた。

(2002年11月15日受付)

参考文献

- 1) 山崎浩之：サクシヨン基礎の開発について，平成12年度港湾技術研究所講演会，pp.17-38，2000.
- 2) YAMAZAKI,H., MORIKAWA,Y. and KOIKE,F. : Development of Suction Foundation for offshore structures, Proceedings of the International Conference on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Atyrau, pp.343-348, 2002.
- 3) 大島実：真空沈設工法によるPC管式防波堤，土木施工，第3巻，第5号，pp.13-19，1962.
- 4) 善功企，山崎浩之，前田健一：サクシヨンによるケーソン基礎の海底地盤中への沈設に関する事例解析，土木学会，論文集，第Ⅲ部門，pp.21-34，1997.
- 5) 善功企・山崎浩之・森川嘉之・小池二三勝：サクシヨン基礎沈設時の必要排水量に関する考察，港湾技術研究所報告，Vol. 37, No. 4, 1998.
- 6) 山崎浩之，善功企，後藤克史：サクシヨン基礎を活用した構造物に関する研究，土と基礎，Vol. 50, No. 4, pp.28-30，2002.
- 7) 山崎浩之，高橋邦夫：サクシヨン基礎と防波堤基礎への適用事例，基礎工，pp.74-76，Vol. 28, No. 1, 2000.
- 8) 伊藤政人，増井直樹，米田博，秋山敬：スカート基礎の棧橋先端防衝工への適用，土と基礎，Vol. 50, No. 4, pp.13-15，2002.
- 9) 国土交通省北陸地方整備局：サクシヨン基礎構造物設計・施工マニュアル（案），国土交通省北陸地方整備局新潟港湾空港技術調査事務所，2001.
- 10) 運輸省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説（下），日本港湾協会，pp.722-730，1999.
- 11) 運輸省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上），日本港湾協会，pp.139-144，1999.
- 12) 下迫健一郎，中川将秀，黒田豊和，藤原隆一：サクシヨン基礎防波堤の耐波安定性に関する水理模型実験，湾空港技術研究所資料，No.1027，2002.

- 13) 前出11), pp. 289-297.
- 14) 菅野高弘, 北村卓也, 森田年一, 由井洋三: 鋼板セルの地震時挙動に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1867-1872, 1998.
- 15) 前出11), pp. 422-429.
- 16) 前出11), pp. 396-400.
- 17) 前出11), pp. 510-512.
- 18) 矢沢岳, 山崎浩之, 森川嘉之, 小池二三勝: サクシヨン基礎の破壊モードに関する模型実験, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.1521-1522, 2001.
- 19) 木村孟, 藤井育昭, 斉藤邦夫, 日下部治: 砂中の浅基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文報告集, pp.97-104, 1982.
- 20) 出野雅和, 山崎浩之, 森川嘉之, 小池二三勝: サクシヨン基礎岸壁の地震時安定性に関する研究, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1833-1834, 2002.
- 21) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第275号, pp. 69-77, 1978.
- 22) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度: 港湾技術研究所報告, Vol. 14, No. 4, pp. 67-111, 1975.