

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1227 March 2011

防波堤基礎地盤の地震時変形特性に関する
1g 場模型振動実験と有効応力解析

大矢 陽介
竹信 正寛
菅野 高弘
小濱 英司

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 模型振動実験	5
2.1 実験内容	5
2.2 実験結果と考察	7
3. 有効応力解析	10
3.1 解析内容	10
3.2 解析結果と考察	13
4. まとめ	23
5. あとがき	23
参考文献.....	23

A Shake Table Test in 1g Gravitational Field and An Effective Stress Analysis for Dynamic Deformation Characteristics of the Foundation of Breakwater

Yousuke OHYA*

Masahiro TAKENOBU*

Takahiro SUGANO**

Eiji KOHAMA***

Synopsis

The foundation of breakwater composed of soft clay layers is removed and filled with sandy soil in order to improve ground. It is expected that the breakwater subsides greatly due to the softening and the decrease of bearing capacity of the replaced sand at earthquakes. Therefore, it is important to investigate the settlement of breakwater at earthquake and keep the level of breakwater to defend the coast region from Tsunami and Storm surges after the earthquake in the performance based design.

A shake table test of a large model in 1g gravitational field is conducted in order to understand the deformation of the breakwater under Level II earthquake motion because the breakwater based on the replaced sand deforms greatly by soil liquefaction. Moreover, an effective stress analysis is conducted in order to confirm the reproducibility of the experiment.

As a result, the settlement of the breakwater increases greatly with the generation of the excess pore water pressure in the ground. And it is confirmed that the ground moves so that it is pushed out from the caisson under to the outside of the caisson. In the effective stress analysis, the deformation of the foundation ground and rubble mound show good agreement with that of the experiment.

Key Words: breakwater, shake table test, liquefaction, finite element method, effective stress analysis

* Researcher of Earthquake and Structural Dynamics Group, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Director for Special Research

*** Head of Earthquake and Structural Dynamics Group, Geotechnical and Structural Engineering Department

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 e-mail: ooya-y@pari.go.jp

防波堤基礎地盤の地震時変形特性に関する

1g 場模型振動実験と有効応力解析

大矢 陽介*・竹信 正寛**・菅野 高弘***・小濱 英司****

要 旨

防波堤基礎地盤が軟弱粘土層で地盤改良として床堀・置換工法が用いられている場合、地震時に置換土の軟化、支持力の低下によって防波堤は大きく沈下すると予想されている。それゆえ、性能設計ではこの沈下量を予測し、地震後に津波や高潮から沿岸地域を防護するのに必要な天端高を確保することが重要となる。

本研究では、レベル2地震動相当の大きな地震動により基礎地盤が液状化し、防波堤が大きく沈下する状況において、基礎地盤や捨石マウンドの変形特性の把握を目的に1g場模型振動実験を実施した。また、数値解析（有効応力解析）の精度確認・精度向上に資することを目的としたデータ整理を行い、一例として有効応力解析コードFLIPによる実験の再現解析を実施した。

防波堤は基礎地盤の過剰間隙水圧上昇とともに大きく沈下し、基礎地盤はケーソン下より外側へ押し出されるように変形した。解析では、実験で得られた基礎地盤や捨石マウンドの残留変形、過剰間隙水圧などの計測結果と良く整合した結果を得た。

キーワード：防波堤，振動実験，液状化，有限要素法，有効応力解析

* 地盤・構造部地震防災研究領域耐震構造研究チーム特別研究員
** 地盤・構造部地震防災研究領域耐震構造研究チーム研究官
*** 特別研究官
**** 地盤・構造部地震防災研究領域耐震構造研究チームリーダー
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 e-mail: ooya-y@pari.go.jp

1. まえがき

港湾静穏度の確保に加え、地震による津波、台風による高潮から沿岸地域を防護する目的で、防波堤が整備されている。防波堤に要求される性能の一つは、津波や高潮から防護できる防波堤の高さを地震後も確保することである。すなわち、性能照査では地震時の防波堤の沈下量を精度良く求めることが重要であり、得られた沈下量を考慮した浸水シミュレーション等により、津波や高潮による被災状況を把握する必要がある。

近年の地震学の進歩により、検討対象地点における想定地震動波形が推定できるようになり、設計時よりも大きな地震動が想定されている。また、地球温暖化による海面上昇といった気象環境の変化も加わって、所要の天端高の確保が困難となりつつある。さらに、近年の沿岸地域の開発により湾内の環境が大きく変化したことにより、防波堤を含む外郭施設の見直しが必要になっている。このような背景により、大規模地震時に被災状況を精度良く予測し、対策を講じることが急務であるが、その中で、津波や高潮から防護する防波堤の耐震性能、すなわち地震後の天端高を把握することが重要である。

1995年の兵庫県南部地震で被災したポートアイランドは、護岸が海側へ最大で5.9mも移動する被害を受けた(稲富ら, 1997)。島中に憤砂が現れ、埋立土およびケーソン式岸壁の置換土として用いられたまさ土の液状化が大きな被害をもたらした原因として考えられている。同様に、神戸港第7防波堤は、最大60cm程度の法線出入りが生じ、1.4~2.6mの天端の沈下が生じた(稲富ら, 1997)。第7防波堤の代表的な被災状況断面を図-1に示す。ケーソンは捨石マウンドにめり込むように沈下し、また、捨石マウンドもそれに連れ込まれるように変形している。ところで、防波堤の基礎地盤が軟弱な粘性土より構成される場合、粘性土は床堀・置換工法により良質な砂質土に置き換えられる場合が多かった。第7防波堤も例外でなく、基礎地盤の沖積粘性土は、ポートアイランドと同じまさ土により厚さ25mも置き換えられた。それゆえ、兵庫県南部地震の際に、置換砂において過剰間隙水圧の発生により支持力は低下し、防波堤が大きく沈下する被害になったと考えられる(井合, 1996)。基礎地盤が置換砂となっている他の防波堤においても、大規模地震時に置換砂の液状化による大きな沈下が発生すると予想されている。

2007年に改訂された港湾基準では性能設計が本格的に導入された(日本港湾協会, 2007)。新しい基準では、被災により人命及び財産並びに社会活動に重大な影響を及ぼすと想定される施設については、レベル2地震動に対

する耐震性評価方法として、二次元有効応力解析等による耐震性能照査が望ましいとされている。近年、港湾構造物の性能照査では地盤の非線形モデルを考慮した有効応力解析コードFLIP(Iai et al., 1990)が用いられることが多い。先に述べた神戸港第7防波堤の被災状況も、FLIPによって再現できることが確認されている(井合, 1996)。平成9年に公開以後、FLIPは各種構造形式に対して適用性が検討され、精度向上を目的に種々の改良が加えられた(例えば小堤ら, 2004)。その結果、重力式係船岸、矢板式係船岸および栈橋については、構造形式毎に解析プログラムのバージョンの選択や種々の解析手法の設定方法が提案された(一井, 2007)。しかし、防波堤についてこれらは明示されておらず、それゆえ、他の構造形式にならって防波堤の解析にも用いられているのが現状であり、予期しない変形モードに対して、種々の解析手法の設定方法についてケーススタディを行い、妥当性を検証する場合もある。

過去に防波堤を対象とした模型振動実験、そして再現解析を行った事例として上部らの研究(上部ら, 1987)がある。この再現解析では、等価線形手法による水-構造物-地盤連成地震応答解析が用いられた。入力最大加速度が200Galを超えると地盤内の過剰間隙水圧比は0.5以上となり、解析の時刻歴応答は実験結果と違いが見られ、再現が難しいことが示されている。この他には、防波堤を対象とした模型振動実験の再現解析が行われた例はほとんど無く、特に、FLIP等の有効応力解析を用いた再現解析手法を検討した事例はほとんど無い。

本研究では、砂地盤上のケーソンと捨石マウンドからなる混成式防波堤を対象に、基礎地盤の液状化によって防波堤が大きく沈下する状況を想定した1g場模型振動実

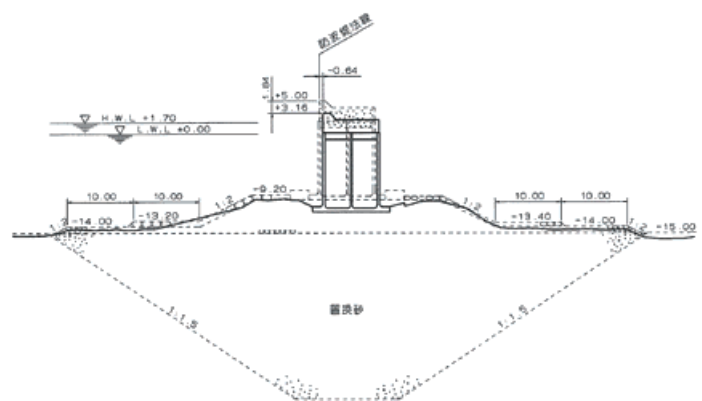


図-1 第7防波堤の被災状況断面図(稲富ら, 1997)

験を行った。その際、再現解析において比較できるよう、基礎地盤や捨石マウンドの残留変形に着目した。実験の再現解析ではFLIPを用いた。その際、FLIPにおける種々の解析手法の設定は最も基本的な設定を用いて、実験で得られた基礎地盤の変形や各種計測結果と比較し、FLIPによる再現解析の再現性を確認した。

2. 模型振動実験

2.1 実験内容

本研究では、地盤と構造物との地震時相互作用を詳細に把握するため、大型な模型を用いることが可能な1g場において振動実験を行った。土槽は大型振動台に設置した高さ1.5m、幅4.0m、奥行き2.5mの鋼製剛土槽を用いた。模型寸法と計測器配置を図-2に示す。模型の縮尺は、検討対象とするサイトの砂地盤の範囲と土槽の大きさを考慮して、長さの縮尺比(=実物スケール/模型スケール)

を18とした。ケーソン、捨石マウンドおよび砂層の高さはそれぞれ、50cm、20cmおよび100cmである。相似則はIai(1988)により提案された1g場における相似則を適用した。この相似則は、二相系飽和材料(間隙水と土骨格)の力の釣り合い式と連続の式に基づいて導き出されたものである。実験で使用した相似則と縮尺比を表-1に示す。以後、実験条件や結果は模型スケールで表す。

砂層は相馬硅砂5号を用い相対密度50%を目標に、気中落下法で20cmごとに作製した。ここで、砂層の変形を確認するため、高さ20cmごとに朱色の墨汁で染色した色砂を厚さ2cm敷設した。捨石マウンドは碎石5号(粒径13~20mm)を同じく気中落下法で作製した。なお、捨石マウンドの変形は、赤で着色した碎石を外周に設置し確認した。防波堤ケーソン模型は、厚さ9mmの鉄板で直方体の箱型模型を製作し、50mm角の鉄製のフーチングを溶接した。中詰として相馬硅砂と鉄板で重量および重心位置の調整を行った。また、ケーソンは土槽奥行き方向に3函設

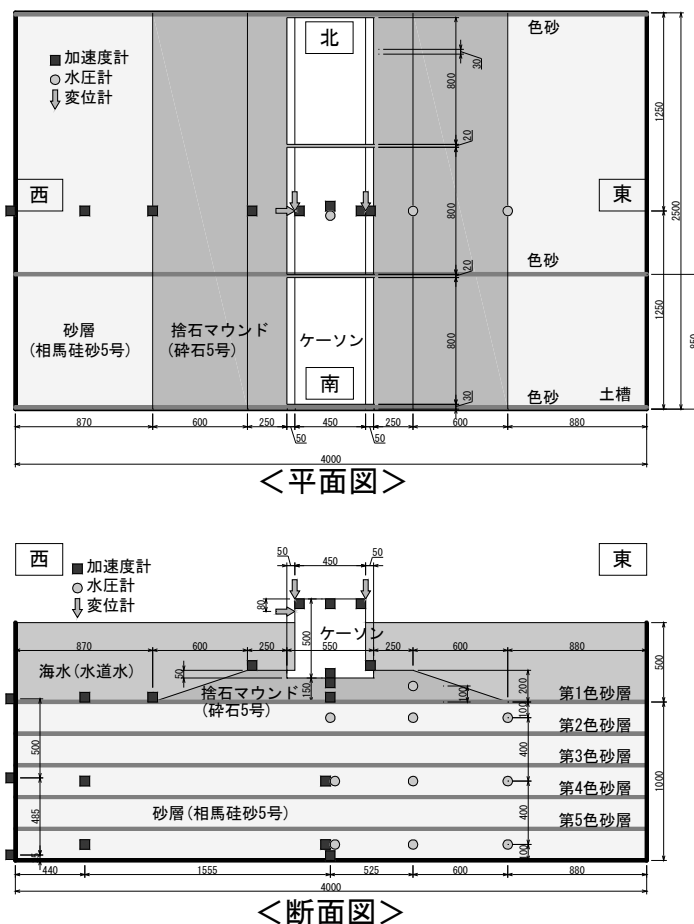
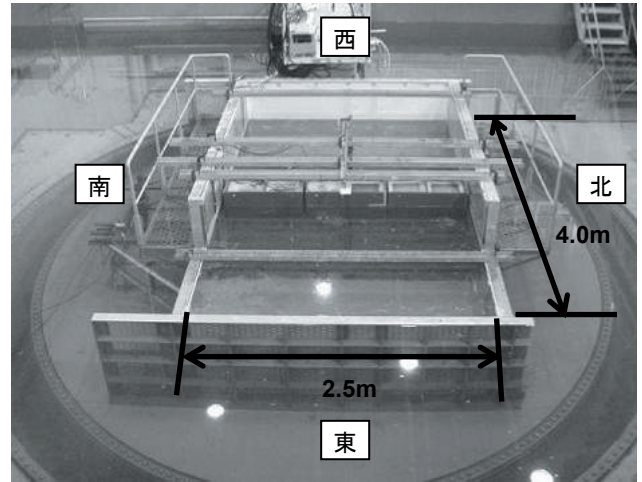


図-2 模型寸法と計測器配置図

表-1 相似則と縮尺比

パラメータ	実物／モデル	縮尺比
長さ	λ	18
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	8.74
応力	λ	18
間隙水圧	λ	18
変位	$\lambda^{1.5}$	76.37
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.24
剛性	$\lambda^{0.5}$	4.24
透水係数	$\lambda^{0.75}$	8.74

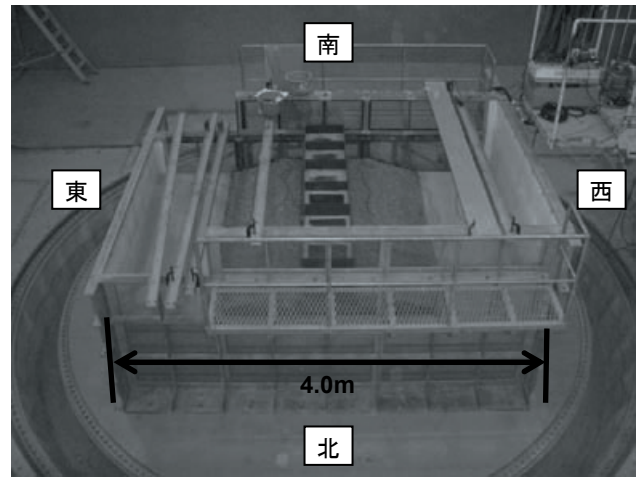


(a) 東側より（水入れ後）

置した。地盤製作およびケーソン設置後、水道水を注入することで地盤の間隙を満たし、所定水面まで水を満たした。なお、密度管理より求めた砂層の相対密度は48%であった。加振前の模型の写真を写真-1に示す。

図-2に示すように地盤中には加速度計および間隙水圧計を、ケーソンには加速度計およびレーザー式変位計を設置した。土槽はアクリル板と鋼製枠からなり、模型断面を可視でき、前述の色砂を観察することで実験前後の地盤の変形を観察した。アクリル壁から見た色砂の敷設状況を写真-2に示す。また、アクリル壁から85cm離れた位置にも同じく色砂を配置し、ここでは実験後に捨石や砂を掘りながら色砂高さの計測を行った。なお、土槽の東西側面はメッシュ状の鋼板で、模型地盤の漏出を防止するため不織布を設置した。

入力地震波は5Hzの正弦波（テーパ部5波を含む25波、最大加速度300Gal）とした。なお、サンプリング周波数は100Hzであり、160秒間計測を行った。



(b) 北側より（水入れ前）

写真-1 加振前の模型



写真-2 色砂の敷設状況

2.2 実験結果と考察

(1) パルス波加振

本加振の前に地盤のせん断波速度を算定するため、パルス波加振を行った。土槽底面の加速度計と地盤内の各加速度計との距離、そして波形のピーク時刻よりせん断波速度を算出した。各加速度計位置で得られたせん断波速度の結果は有効上載圧を考慮し、砂層と捨石マウンドで分けて平均化した。砂層中心の有効上載圧 ($\sigma'_v = 11.4 \text{ kN/m}^2$) におけるせん断波速度は、砂層は72m/s、捨石マ

ウンドは67m/sであった。なお、有効上載圧は水平成層地盤を仮定し、密度と層厚から計算した。

(2) 時刻歴応答

ケーソン天端の鉛直変位、砂層の過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比の時刻歴を図-3に示す。過剰間隙水圧比は、水圧計の値をその位置の有効上載圧で除した値である。これらの時刻歴図にはローパスフィルタを適用し、計測時間(160秒)のうち、説明に必要な時間だけを表示している。そのうち加振時間はおおよそ1.1秒から6.1秒ま

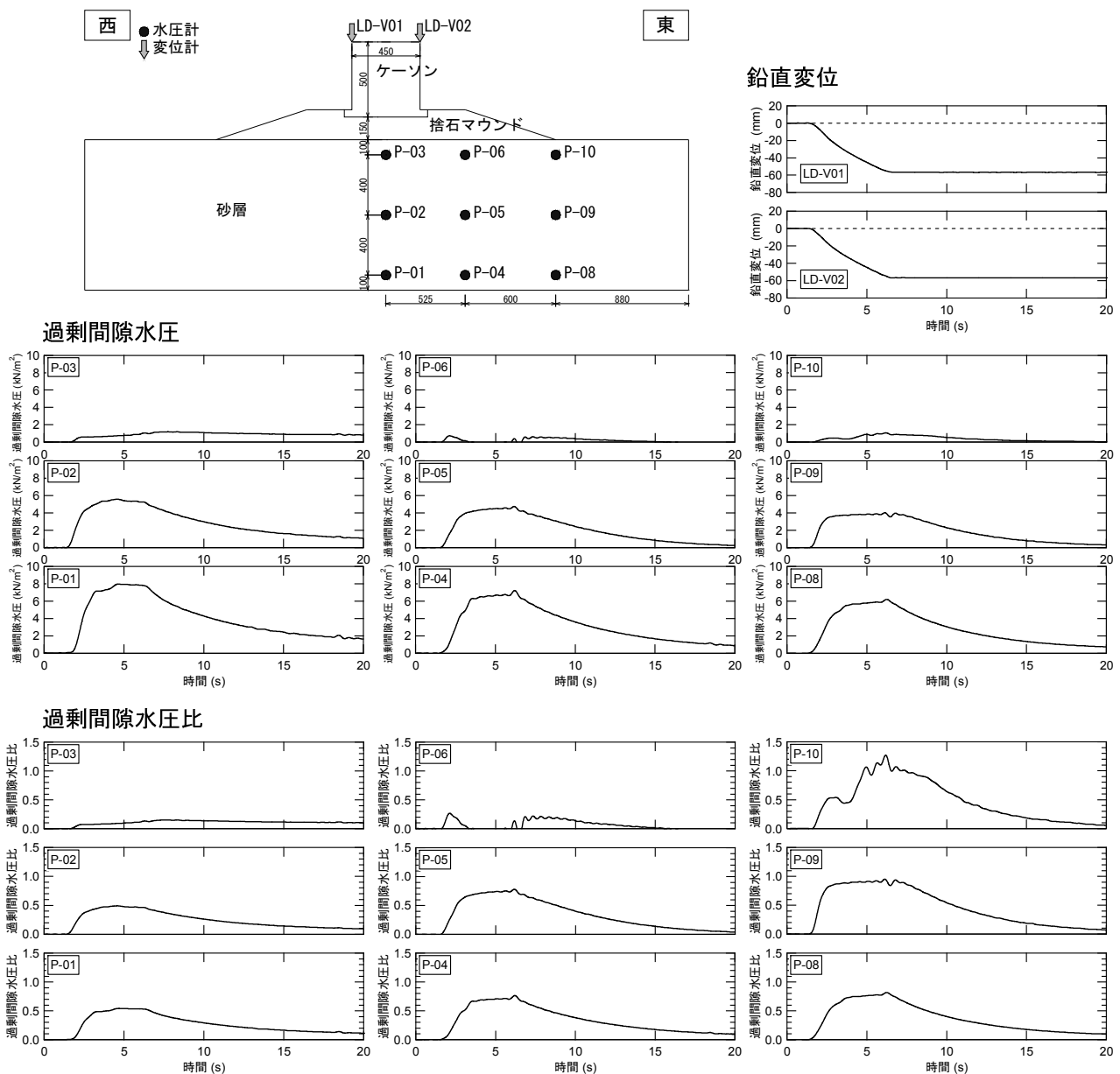


図-3 鉛直変位、過剰間隙水圧、過剰間隙水圧比の時刻歴

での5秒間である。

ケーソン天端の鉛直変位は加振中に増加している。残留値は鉛直変位で56.6mm、水平変位は7.7mmである。実スケールに換算すると鉛直変位は4.3m、水平変位は0.6mになる。神戸港第7防波堤の被災事例（最大で沈下量2.6m、法線移動0.6m程度）（稲富ら、1997）と比較すると、大きな沈下が発生していると考えられることもできる。時刻歴に着目すると、鉛直変位はおおよそ加振時間と線形関係になる。すなわち地震波の繰返し回数に比例して沈下量は増加している。また、加振終了後には変位は停止し、過剰間隙水圧の消散によるケーソンの沈下はほとんど見られない。

過剰間隙水圧の最大値は、ケーソン直下で砂層の最も深い位置（P-01）で 8kN/m^2 を示し、ケーソン直下より離れるほど、深度が浅いほど各水圧計の最大値は小さくなった。過剰間隙水圧を有効上載圧で除した過剰間隙水圧比の最大値は、ケーソン直下では0.49（P-01、P-02）、捨石マウンドの法肩直下（P-04、P-05）では0.76、法尻直下（P-09、P-10）では0.95以上を示している。すなわち、ケーソン中心から離れるのと共に過剰間隙水圧比の最大値

は大きくなり、法尻直下では液状化が発生している。

また、海底面に近いほど過剰間隙水圧比の最大値は大きく、過剰間隙水圧比の最大値が大きいほど上昇速度は速い。ケーソン直下では過剰間隙水圧比はそれほど大きくなっていないこと、ケーソンの沈下は加振時間中だけ発生していることから、ケーソンの沈下に対する基礎地盤の過剰間隙水圧消散に伴う圧縮の影響は小さいといえる。

図-4に加速度の時刻歴を示す。A-02は土槽底面に設置した加速度計で最大加速度振幅は346Galとなった。この時刻歴は後述する再現解析の入力加速度として設定する。土槽底面付近の加速度計を除いて、全体的に2秒あたりをピークに加速度振幅は減少している。これは、過剰間隙水圧の上昇により有効拘束圧が低下し、地盤の剛性が低下したためである。ピーク後の加速度振幅は、砂層中央（A-12）では土槽底面より少し小さい300Gal程度であるが、砂層上端（A-13）では70Gal程度とかなり低下している。また、海底面（A-08、A-09）では波形はスパイク状となり、最大値は土槽底面より大きな値を示している。これは、液状化した地盤が更なる大きなせん断変形を受

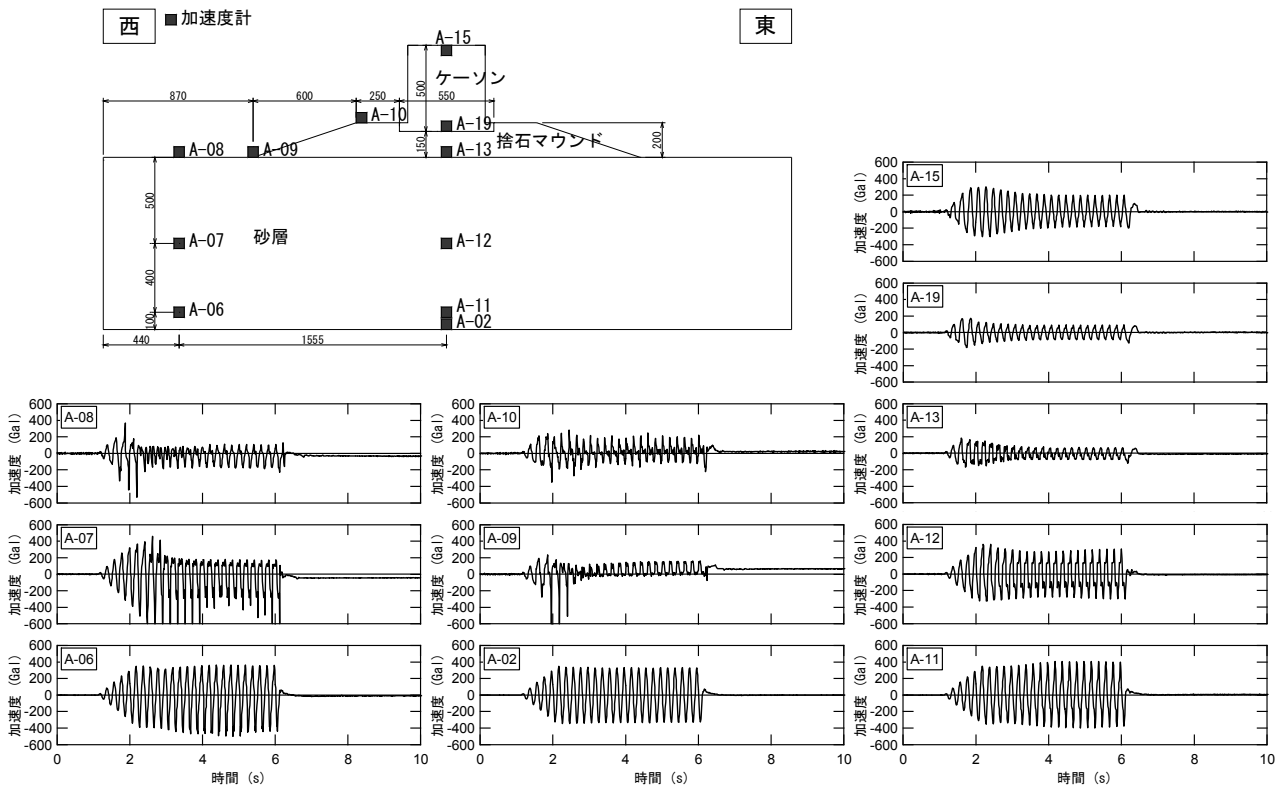


図-4 加速度の時刻歴

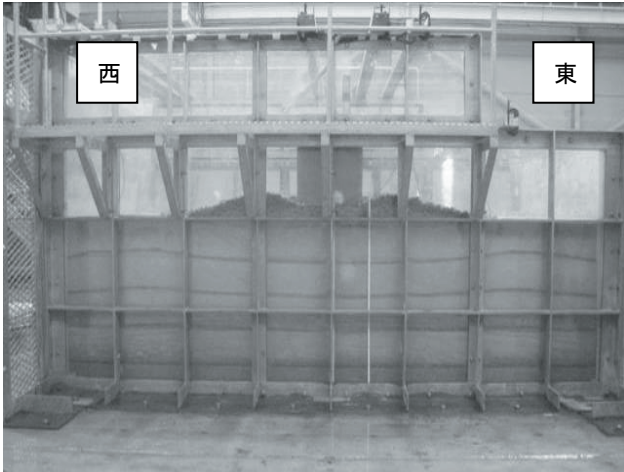


写真-3 捨石マウンドと砂層の残留変形（南側より）



写真-4 色砂の変形状況
（南側アクリル壁から85cm北側）

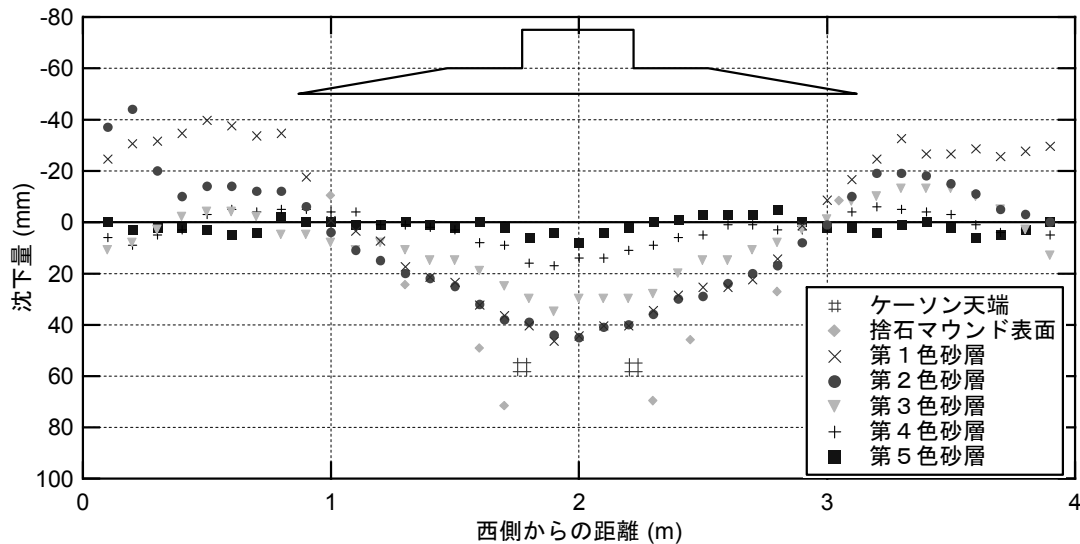


図-5 各色砂層の沈下量分布

けることで、サイクリックモビリティによってせん断剛性が急激に回復し、加速度にスパイク状の波形が現れたと考えられる。加速度のピークを過ぎた3秒以降、ケーソン底面の加速度計（A-19）では、他の砂層上部（A-09、A-13）と同程度に加速度振幅は100Gal以下に低減しているが、ケーソン天端（A-15）では加速度は増幅し、200Gal程度を示している。

(3) 沈下量

写真-3は土槽南側のアクリル壁側（図-2と同断面）から撮影した写真で、色砂によって砂層の変形が見て分かる。過剰間隙水圧が消散したことを確認し、水を排水した。その後、地盤を掘削しながら敷設した各色砂層の高さを計測した。なお、アクリル壁との摩擦の影響を考慮

して、計測は土槽南側から85cm離れた位置の色砂を対象とした。計測位置における色砂の変形状況を写真-4に示す。

各色砂層の土槽西側からの距離と沈下量の関係を図-5に示す。ケーソンのおおよそ中心で最大値を示すように、全ての色砂層は沈下している。また、捨石マウンドの敷設幅では沈下し、法尻付近では隆起に転じている。盛土施工時に見られるような、法尻で地盤が沈下する引き込み沈下は見られない。すなわち、盛土における基礎地盤の圧密による沈下とは、異なる変形モードである。ばらつきの少ない東側に着目すると、隆起量のピークは法尻より20、30cm離れたところで、土槽の側壁付近では鉛直変位は小さく、やや沈下傾向になっている。ただし、海

底面（第1色砂層）だけは例外で、捨石マウンド法尻からの隆起が側壁まで続き、側壁付近で30mm隆起している。

同図にはケーソン天端におけるレーザー変位計の結果も示した。鉄板で製作されたケーソンの変形は無視できることから、ケーソン底面に位置する捨石マウンド表面とケーソン天端の沈下量は等しくなると考えられる。しかし、両者の沈下量の差は15mm程度ある。これは、振動により碎石が空隙に落ち込むことで、ケーソン底面と捨石表面の間に空間ができたと考えられることもできるが、捨石マウンド表面の凹凸による計測誤差によるものと考えている。

色砂層の沈下量からケーソン直下における砂層の圧縮量を求めた。第1色砂層と第2色砂層の間の砂層を1層目とし、深さ方向20cm毎に5層設定した。なお、5層目は第5色砂層と土槽底面間の砂層である。ケーソン直下における各砂層の圧縮量を図-6に示す。また、圧縮量はケーソン中心付近の20cm幅に位置する計測点の沈下量平均値を、捨石表面の変位はケーソン天端の変位計の値を用いて計算した。

圧縮量は砂層中心に位置する3層目が最も大きく、海底面に近い1層目はほとんど圧縮していないことがわかる。これは過剰間隙水圧の上昇により緩くなった砂層がケーソン直下より外側に押し出される際に、この変位を拘束する土槽底面や捨石マウンドから離れた砂層中間層（3層目）で水平変位が最も大きく、鉛直方向も大きくなったと考えられるが、得られた計測結果よりこれを裏付けることは難しい。

一方、図-5より捨石マウンドが敷設されていないところでは、各層は膨張し、膨張量は海底面に近いほど大き

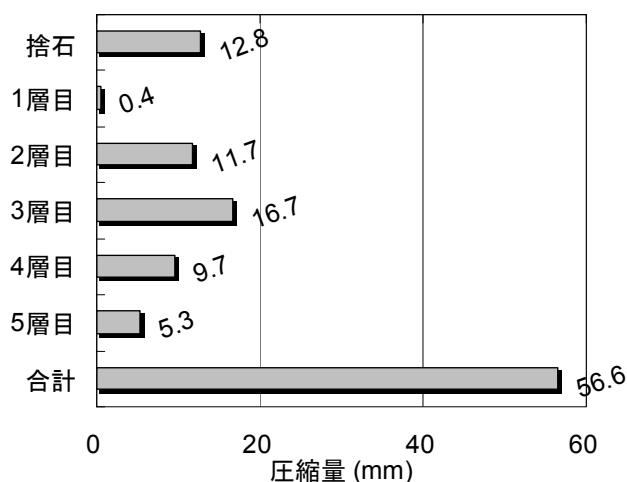


図-6 各砂層の圧縮量

いことが明らかである。これは捨石マウンド直下地盤の側方へのはらみだしにより、側方の地盤が鉛直方向に伸張したためと考えられる。これに加え、過剰間隙水圧の上昇により液状化し、上載圧も無いため、加振前より緩い地盤になり、鉛直方向へ膨張したと考えることもできる。

3. 有効応力解析

3.1 解析内容

前述の大型模型振動台実験を対象とした再現解析を行った。解析にはFLIPを用いた。この際、FLIPを用いるのに必要な種々の設定は、FLIP公開当初に神戸港の重力式係船岸等の被災事例に用いられた基本的な設定方法にならった。詳細は後述する。

被災事例の再現解析では、解析結果と調査結果を残留変形のみで比較検討することになる。一方、模型振動実験の場合、相似則の問題はあるが、地震前～地震動の作用中の挙動～地震後の残留変形という破壊過程について解析結果と比較検討することになり、非常に重要な検討と言える。

なお、解析は模型スケールで行い、実験と同じように解析結果も模型スケールで整理している。

(1) 解析モデル

図-7に解析に用いたメッシュ図、表-2に要素名と材料特性を示す。砂層には、土のせん断に関する非線形モデルと過剰間隙水圧上昇モデルを組み合わせたマルチスプリング要素 (Iai et al., 1990) を用いた。捨石マウンドは、マルチスプリング要素において過剰間隙水圧上昇モデルを無効とし、せん断に関する非線形モデルだけを考慮した。

(2) 材料パラメータ

表-3に各種要素の材料パラメータを示す。表中には、パラメータと共にパラメータの設定根拠を示している。本検討では、前述の模型実験や室内試験より得られたパラメータをそのまま用いている。例えば、地盤のせん断弾性係数は、模型実験で実施したパルス波加振で計測されたせん断波速度から求めた。ただし、せん断弾性係数および体積弾性係数は応力依存性を考慮し、表中には砂層中心の有効拘束圧 ($\sigma_{ma}' = 8.5 \text{ kN/m}^2$) における値を示している。

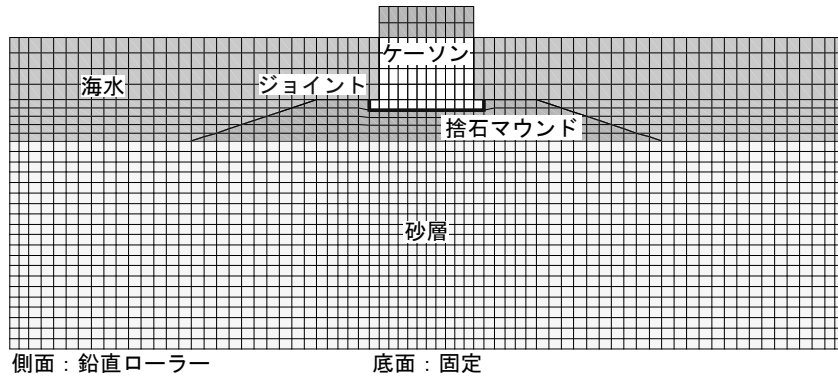


図-7 メッシュ図

表-2 要素名と材料特性

材料名	要素名	材料特性
砂層	マルチスプリング要素	液状化を考慮する
捨石マウンド	マルチスプリング要素	液状化を考慮しない
ケーソン	平面要素	線形弾性体
海水	流体要素	非圧縮性流体
ジョイント (ケーソン ~捨石マウンド間)	ジョイント要素	滑り・剥離を考慮

表中の記号c1, c2およびc3で示されたパラメータは、文献を参考にした。c1は、マルチスプリング要素を用いる際の標準的な値であり、個々の項目の根拠は森田ら(1997)を参考されたい。c2は、ケーソンおよびケー

ンと捨石マウンドの間のジョイント要素に関するパラメータで、神戸港の重力式係船岸の被災事例に用いられた値(一井, 2007)である。ここでは、ジョイント要素の剛性は基礎地盤と同じく剛性の縮尺比に比例すると考え、実スケールの剛性値 $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ を表-1に示した剛性の縮尺比(≈ 4)で除した値(記号c2')とした。c3は、捨石材の強度定数であり、基準(日本港湾協会, 2007)や多くの被災事例の再現解析(例えばIai et al., 1998)に用いられている値である。

液状化パラメータは、FLIPを用いた要素シミュレーションを実施し、室内試験で得られた液状化強度曲線を目

表-3 材料パラメータ

(a) 地盤

パラメータ		砂層	捨石マウンド
材料名		相馬硅砂5号	砕石5号
動的変形特性	飽和密度 ρ (t/m^3)	a 1.9	a 1.9
	間隙率 n	a 0.48	a 0.42
	せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	a 9768	a 8555
	体積弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	a 25473	a 22309
	ポアソン比 ν	c1 0.33	c1 0.33
	基準拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)	a 8.5	a 8.5
	内部摩擦角 ϕ_r (deg)	b 41.1	c3 40.0
最大減衰比 h_{max}	c1 0.24	c1 0.24	
液状化特性	変相角 ϕ_p (deg)	c1 28	液状化を考慮しない
	液状化パラメータ w_1	d 4.0	
	液状化パラメータ p_1	c1 0.5	
	液状化パラメータ p_2	d 0.8	
	液状化パラメータ c_1	d 2.28	
	液状化パラメータ S_1	c1 0.005	

設定根拠

- a: 実験条件より(密度管理, パルス波加振など)
- b: 室内試験結果
- c1~c3: 文献参考(多くの事例で用いられている値)
- d: 室内試験結果(要素シミュレーションで液状化強度にフィッティング)

(b) ケーソン

密度 ρ (t/m^3)	a	2.1
ヤング率 E (kN/m^2)	c2	2.23×10^7
ポアソン比 ν	c2	0.17

(c) ジョイント

位置	ケーソン~捨石マウンド間	
	底面	側面
法線方向剛性 K_n ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	c2' 2.5×10^5	c2' 2.5×10^5
接線方向剛性 K_s ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)	c2' 2.5×10^5	c2' 2.5×10^5
粘着力 c_f (kN/m^2)	c2 0	c2 0
内部摩擦角 ϕ_j (deg)	c2 31	c2 15

c2': 文献参考値 1.0×10^6 に1/4を掛けた。

(d) 間隙水

位置	砂層	捨石マウンド
密度 ρ (t/m^3)	c1 1	c1 1
間隙率 n	a 0.48	a 0.42
体積弾性係数 K_w (kN/m^2)	c1 2.2×10^6	c1 2.2×10^6

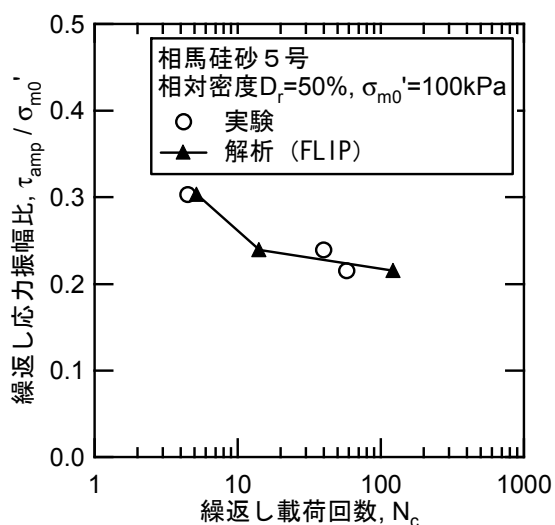


図-8 液状化強度曲線

標にフィッティングして求めた（記号d）．図-8に室内試験と要素シミュレーションの結果を比較した液状化強度曲線を示す．

砂層および捨石マウンドでは，間隙水の体積弾性係数を考慮した非排水条件を仮定している．

(3) 各種条件設定

解析に用いた各種条件設定の一覧を表-4に示す．ここでは同表に示した，精度向上を目的にFLIPに加えられた改良法について簡単に説明する．改良法の理論的な背景やその影響程度については，例えば小堤ら（2004）を参考されたい．なお，本検討ではこれらについて基本的な設定を用いているが，神戸港第7防波堤の被災事例を対象として同じく基本的な設定を用いた事例として井合の研究（井合，1996）がある．

・構成則（tmp法）

マルチスプリング要素の過剰間隙水圧モデルは，累積塑性せん断仕事に応じて過剰間隙水圧が上昇する．破壊線付近においても塑性せん断仕事が過剰間隙水圧上昇に寄与する従来モデルに加え，変相線を超えて破壊線までの塑性せん断仕事の寄与程度を修正した改良モデル（tmp法）が提案された（小堤ら，2001）．本検討では，従来モデルを用いた．

・非線形反復計算法

従来，FLIPでは各時間ステップ内で応力-ひずみ関係は変動しないと仮定した非線形反復計算法（従来型）が用いられている．この仮定が原因で発生する加速度履歴に見られるスパイク状の応答への対処法として，各時間ステップ内で応力-ひずみ関係の変動を考慮した非線形反復計算法（改良型）が提案された（小堤，2003）．本検討では構成則（tmp法）にあわせて，従来型の非線形反復計算法を用いた．

・捨石の力学モデル

前述のように，FLIPを用いた被災事例の再現解析において，岸壁の捨石マウンドや裏込石の強度定数として粘着力 $c=0\text{kN/m}^2$ ，内部摩擦角 $\phi_f=40$ 度が用いられている．また，透水性が高いこれらの捨石材については，液状化を考慮する砂層と同じく間隙水の流出入が無いと仮定した非排水条件がFLIPでは用いられている．すなわち，間隙水の体積弾性係数 $K_w=2.2 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ が，土骨格の剛性に加算されている．これらの粘着力，内部摩擦角および体積弾性係数の値をまとめて捨石旧定数と呼ばれている．

一方，大型三軸圧縮試験の結果をふまえて，内部摩擦角の拘束圧依存性を考慮するための見かけの粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ を与え（内部摩擦角 $\phi_f=35$ 度），捨石材の高い透水性を表現するため，捨石内の間隙水の体積弾性係数を

表-4 条件設定の一覧

解析条件	本検討の設定
FLIPのバージョン	7.1.9
構成則（tmp法）	従来モデル
非線形反復計算法	従来型
捨石の力学モデル	捨石旧定数 ($c=0$, $\phi_f=40$, $K_w=2.2 \times 10^6$) (捨石マウンドの剛性は実験値を用いた)
Sus法	考慮しない
Rayleigh減衰	$\alpha=0$, $\beta=0.00021$ (1次元地盤の1次固有周期，減衰を1%として求めた)
ジョイント要素の減衰	全体系と同じ
時間増分/ステップ数	0.001 (s) / 7000 (ステップ) (実験時刻の1~8秒間)
境界条件	底面：固定，側面：鉛直ローラー

1/100以下に低減させた捨石新定数が提案された。また、神戸港第7防波堤の被災事例を対象とした再現解析において、新旧いずれの定数も被災状況を再現できることが示された（佐藤ら，2001）。

本検討では、捨石旧定数（ $c=0\text{kN/m}^2$ ， $\phi_r=40$ 度， $K_w=2.2\times 10^6\text{kN/m}^2$ ）を用いた。

・Sus法

マルチスプリング要素の過剰間隙水圧モデルは、せん断変形によって変相線を超えると正のダイレイタンスが発生し、有効拘束圧は増加するので、以後の同一方向へのせん断変形に対しては限りなくせん断応力は増加し続ける。一方、細粒分を含む砂質土においては、せん断応力は頭打ちとなり、せん断ひずみが増加し続ける現象が見られる。このような定常状態を表現できるよう、Sus法が提案された（中原ら，2010）。

神戸港第7防波堤の被災事例を対象とした再現解析にSus法を適用すると、防波堤の沈下量は増加し、より被災状況に近づいたことを示した事例（Fujii et al., 2009）もある。しかし、本検討では細粒分の少ないきれいな砂を用いた1g場の模型実験が対象であるので、Sus法の影響は

小さいと考え適用しない。

解析は、加振開始から加振が終了してから2秒後までの7秒間（実験時刻の1.0～8.0秒）を対象に行った。それゆえ、実験と解析を比較した時刻歴図において、解析結果は途中の8秒までとなる。

3.2 解析結果と考察

(1) 時刻歴応答

ケーソン天端の鉛直変位と過剰間隙水圧比の時刻歴を、実験と解析結果を比較して図-9に示す。両時刻歴には実験にあわせてローパスフィルタを適用した。鉛直変位の残留値は、ケーソン天端西側で52.4mm、東側で54.5mm、平均値は53.5mmである。実験結果の残留値56.6mmと比べて、解析は実験と近い結果となった。

過剰間隙水圧比の時刻歴において、解析結果は実験結果と比較して上昇が始まる時刻は早く、上昇速度も速い。また、過剰間隙水圧比の最大値は大きく、ピーク以降も大きな値を保つ傾向にある。これらの違いは多くの計測点で見られているが、捨石マウンド法尻直下で砂層中間に位置するP-09のように、実験と解析で時刻歴が良く整合

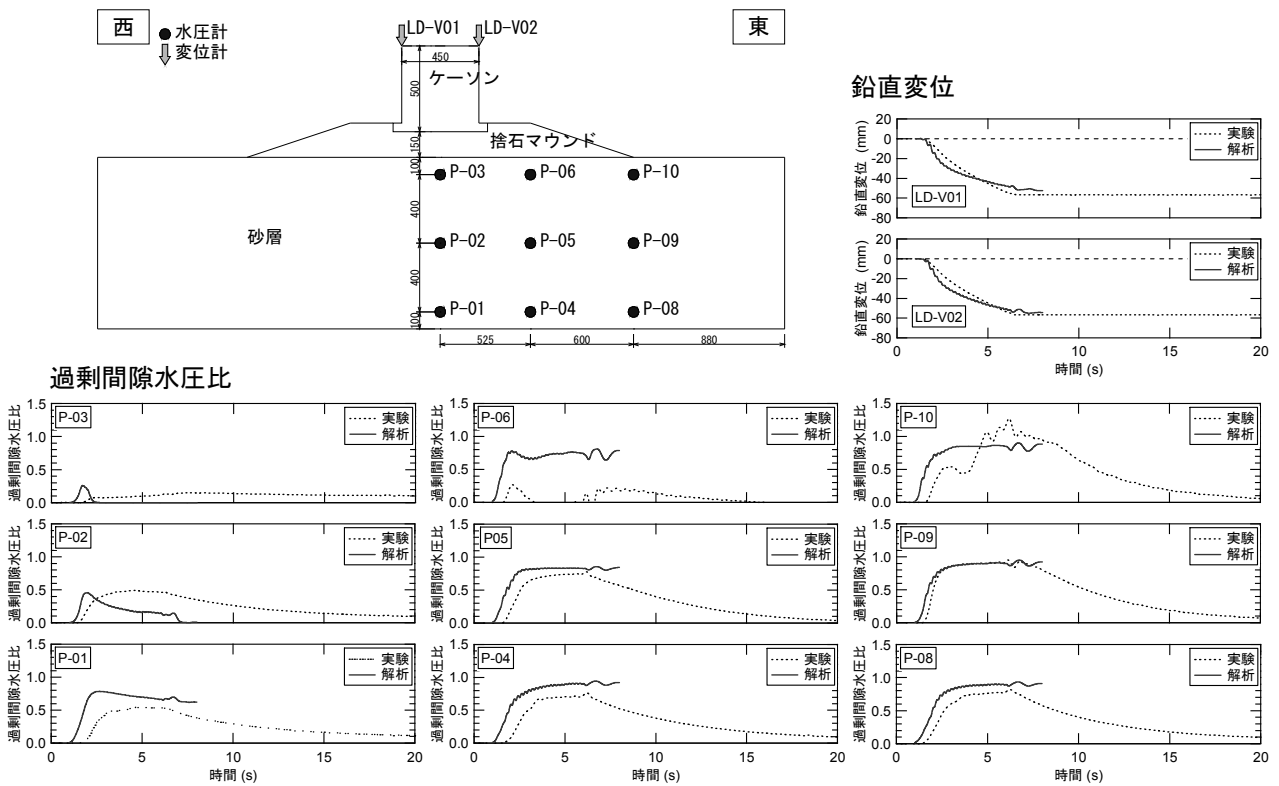


図-9 鉛直変位と過剰間隙水圧比の時刻歴（実験と解析）

している計測点もある。

ケーソン直下で砂層中間に位置するP-02では、過剰間隙水圧比の最大値を示す時刻は異なるものの、最大値は0.49と実験結果の0.46 (1.07) とほぼ同じである (括弧内の値は、解析値/実験値)。そして、ケーソン中心から離れると共に過剰間隙水圧比の最大値は大きくなり、捨石マウンド法肩直下 (P-05) では0.78, 法尻直下 (P-09) では0.95である。同様に、実験結果はそれぞれ0.86 (0.91) と0.95 (1.00) であるので、最大値の分布は実験結果と良く整合している。

加速度の時刻歴を図-10に示す。土槽底面で入力された加速度振幅346Galは海底面に近づくにつれて小さくなり、捨石マウンド底面 (A-13) では50Gal程度に減少している。海底面 (A-08, A-09) では約4波のスパイク状波形の後、加速度振幅は減少している。これらの傾向は解析と実験で良く一致している。一方では、砂層中央 (A-12) やケーソン天端 (A-15) における加速度振幅は実験値よりかなり小さく、海底面やケーソンでは時刻歴の位相差が見られるなど、実験と解析で違いも見られる。

(2) 沈下量

各色砂層の土槽西側からの距離と沈下量の関係を、実

験と解析で比較したものを図-11に示す。ケーソンのおおよそ中心で最大値を示し、捨石マウンドの敷設幅で沈下、法尻より離れると隆起に転じる結果は実験と一致する。実験値のばらつきが少ないケーソン中心より東側に着目すると、沈下量の分布は捨石マウンド表面と土槽の側壁付近を除いて実験結果と良く整合している。捨石マウンド表面における差異は、前述のように実験の計測によるものが大きく、解析では捨石マウンド表面とケーソン天端の沈下量は一致している。海底面は法尻付近で33mmをピークに、土槽の側壁まで20mm以上の隆起が続いている。これは実験と解析で一致している。しかし、海底面より深いところでは、隆起量は捨石マウンド法尻付近でピークを示し、法尻より離れると共に減少し、側壁位置で0近くになる実験結果に対して、解析結果は側壁位置でも隆起している。この違いはモデル側面の境界条件によるもので、解析で設定した鉛直ローラーとは異なり、土槽側壁と地盤の間に摩擦の影響があったと考えられる。また、土槽側壁は不織布を設置していることから水の出入りが可能で、解析で用いた非排水条件と異なり、土槽側壁付近の地盤内に発生した過剰間隙水圧は消散しやすく、それゆえ、解析よりも地盤は密になり変形抵抗が大

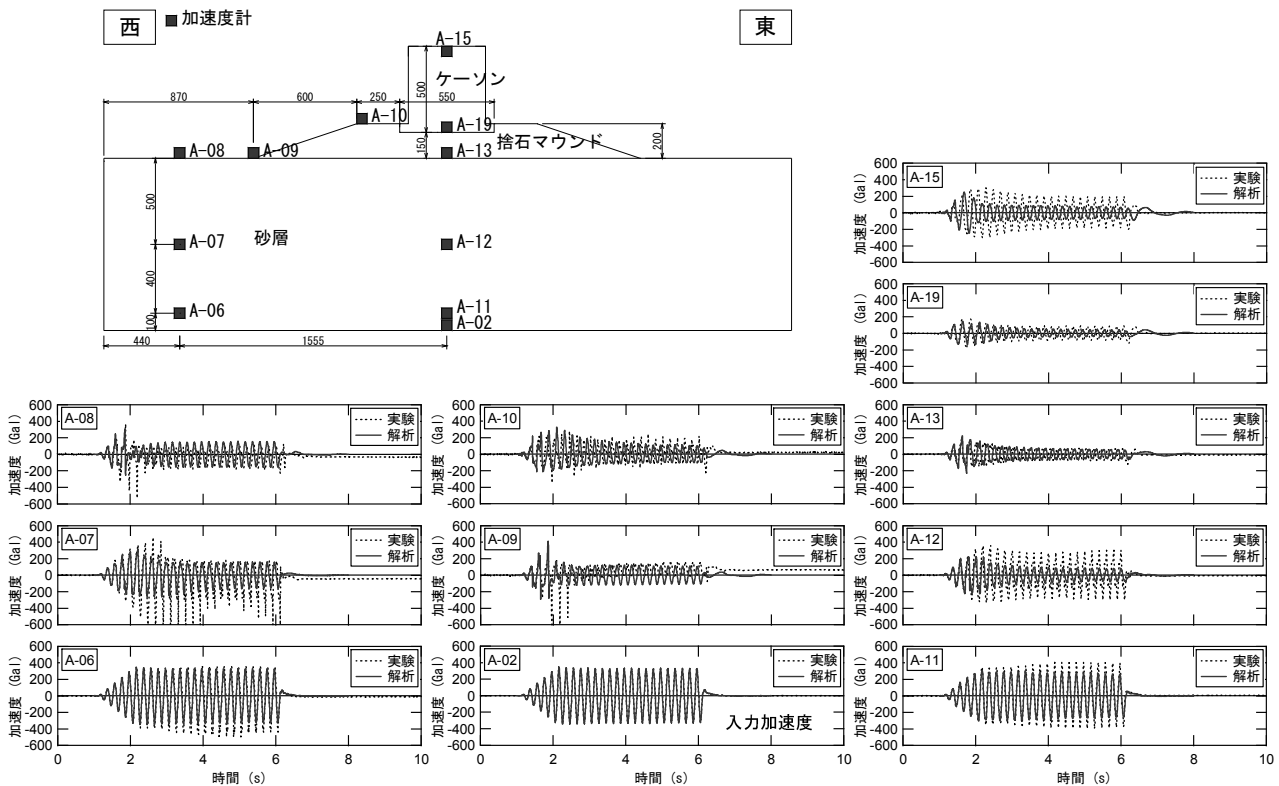


図-10 加速度の時刻歴 (実験と解析)

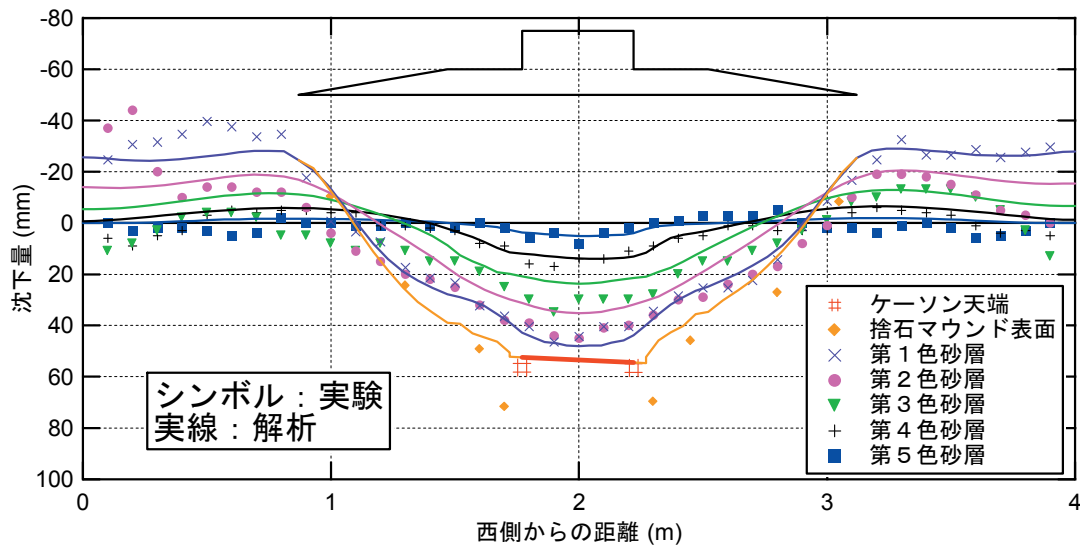


図-11 各色砂層の沈下量分布（実験と解析）

きくなっていると考えられる。

解析で得られたケーソン直下における砂層の圧縮量を実験と比較して図-12に示す。実験ではほとんど圧縮しなかった海底面層（1層目）は、解析では最も圧縮している。解析では砂層の深いところほど圧縮量は小さくなり、砂層の中心が最も圧縮した実験結果と違いが見られる。砂層の深いところ（4、5層目）の沈下量は、解析と実験で同程度である。

解析の過剰間隙水圧比の色塗りコンター図および変形図を、図-13および図-14に示す。出力は過剰間隙水圧比分布の推移がわかりやすいよう複数の時刻で行った。また、ケーソンより東側の過剰間隙水圧比が大きくなる時刻を選択した。すなわち、東西方向に繰り返して加振するため、東側で過剰間隙水圧比が大きくなった後、加振方向が変わり、次に西側が大きくなる推移が繰り返される。変形図の出力時刻は、過剰間隙水圧の出力と同じ時刻である。

過剰間隙水圧比は、加振直後より捨石マウンド法尻付近が最も大きくなり、繰り返しと共に砂層の深いところまで過剰間隙水圧比の大きい領域が広がる。加振直後は、東側で過剰間隙水圧比が大きいとき、西側で小さくなる反対称な分布となっている。そして、6.02秒以降は砂層全体で過剰間隙水圧比は大きくなり、東西で見られた過剰間隙水圧比の大小差が小さくなっている。ケーソン直下では、2.25秒まで過剰間隙水圧比は大きくなるが、それ以降、0付近の状態が保持される。残留値（8.00秒）に着目すると、過剰間隙水圧比は、捨石マウンドと接する砂層上端で1に近い値を示し、砂層の深さ方向に不連続な分布

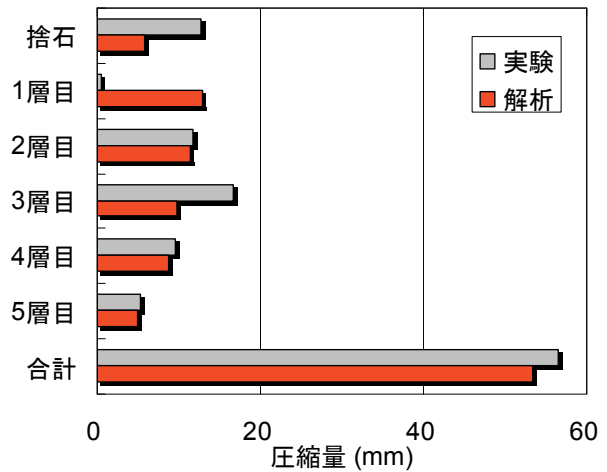


図-12 各砂層の圧縮量（実験と解析）

となっている。これは、捨石マウンドと砂層の間にジョイント要素を設けていないため、変形特性が異なる両者の間でも変位は連続しようとする、砂層上端で局所的な変形を強いられていることが原因と考えられる。このような局所的な結果を除けば、残留時にケーソン直下では過剰間隙水圧比は0に近い領域が広がり、ケーソンと捨石マウンドによる上載圧が小さくなるほど、過剰間隙水圧比は大きくなっている。上載圧に加えて捨石マウンドが変形を拘束していることも、ケーソン直下で過剰間隙水圧比が小さくなっている理由と考えられる。

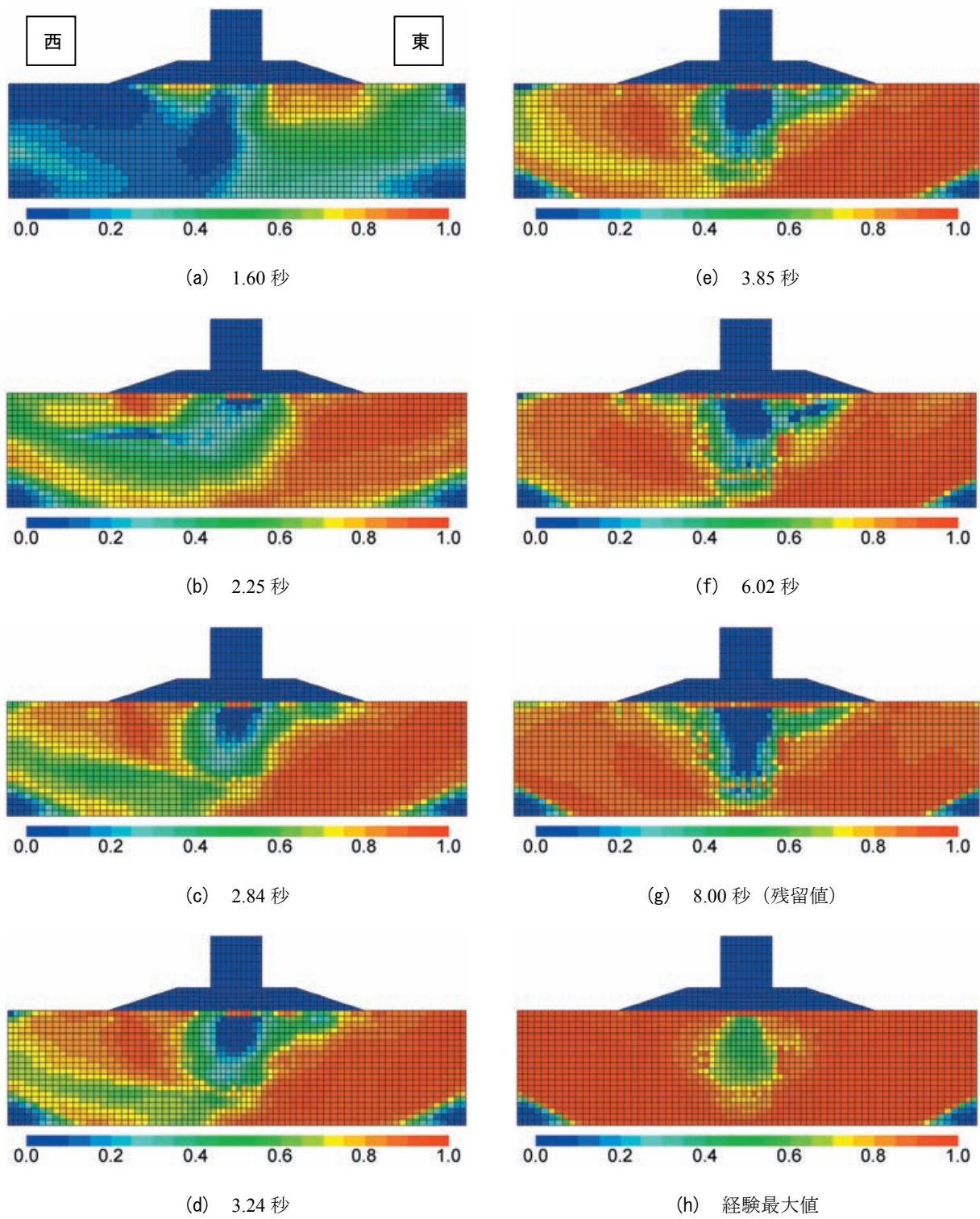
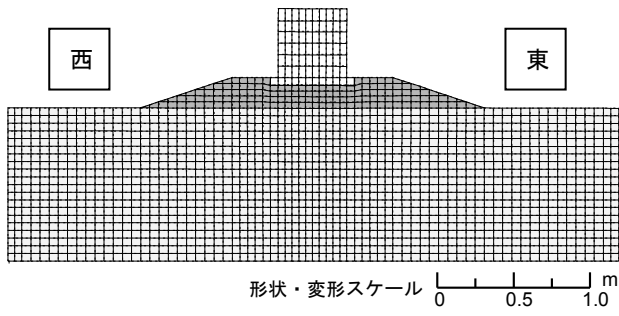
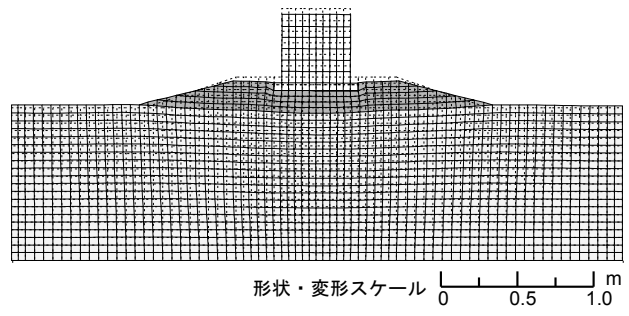


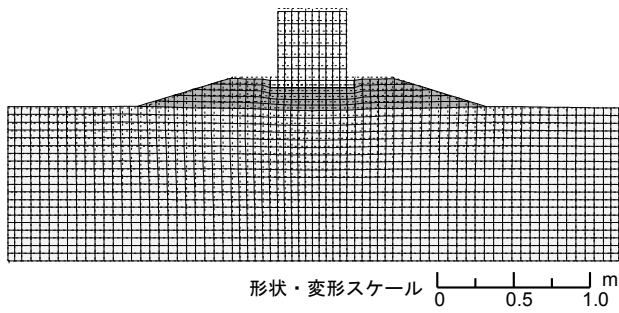
図-13 過剰間隙水圧比のコンター図



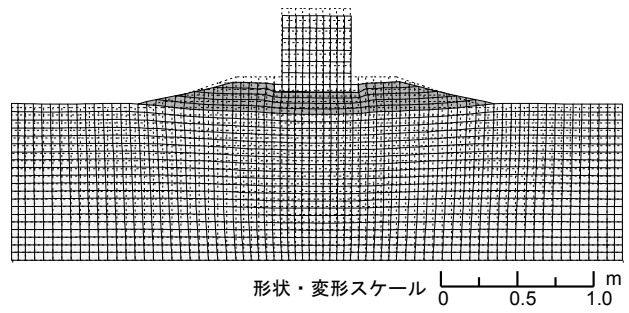
(a) 1.60 秒



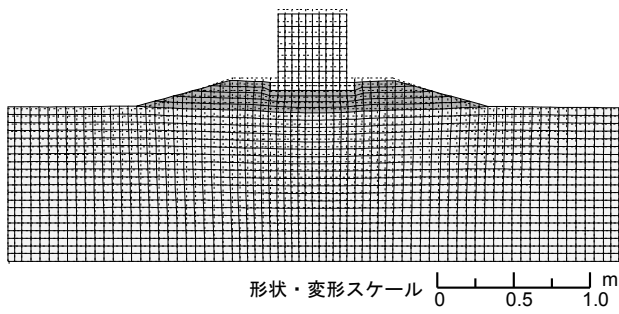
(e) 3.85 秒



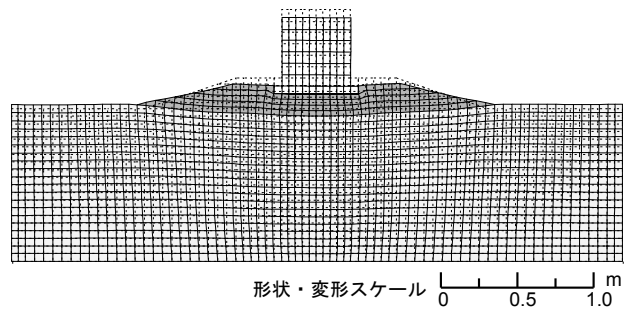
(b) 2.25 秒



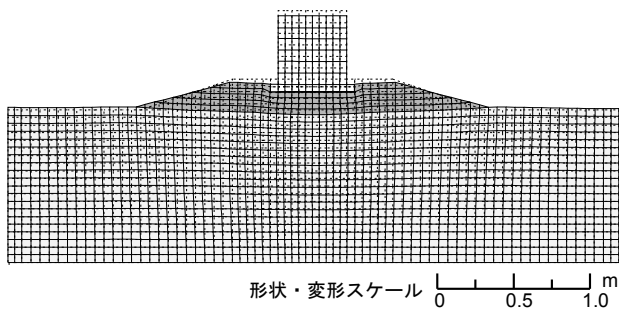
(f) 6.02 秒



(c) 2.84 秒



(g) 8.00 秒 (残留値)



(d) 3.24 秒

図-14 変形図

地盤の変形モードは、主に3つの領域に分かれている。ケーソン直下では、地盤は鉛直方向に圧縮し、水平方向に広がるように変形している。ケーソン直下より外側の捨石マウンド直下では、せん断変形を伴って捨石マウンド直下より土槽側壁方向へ押し出されるように変形している。そして、捨石マウンド法尻付近から側壁付近では、地盤は水平方向に押され、鉛直上向きに変形するので、海底面は隆起している。

(3) 捨石マウンドの変形

図-15は捨石マウンドの変形図で、実験と解析で比較したものである。ここで、実験における変形は、捨石マウンド外周に設置した赤く着色した碎石をアクリル壁面にスケッチしたものである。

捨石マウンドはやや水平方向に広がりながら沈下し、鉛直方向に圧縮されている。沈下量はケーソン中心で最大となり、法尻周辺では砂層に持ち上げられるように隆起している。これらの特徴は解析と実験で一致し、変形量も良く整合している。

捨石マウンドの法面の変形は、実験と解析でやや違いが見られる。実験では捨石マウンドは緩く敷設され、振動によって碎石が空隙に落ち込み、法面はくぼんだと考えられる。一方、解析では捨石マウンドの法面はほぼ直線である。これは、本検討では捨石マウンドについても砂層同様に非排水条件を仮定し、土骨格の体積弾性係数に間隙水のそれが付加されているため、法面がくぼむような変形は表現できないからである。

(4) 応力・ひずみ履歴

解析で得られた有効応力経路、軸差応力と軸差ひずみの関係およびせん断応力とせん断ひずみの関係をそれぞれ、図-16、図-17および図-18に示す。これらの結果は、模型実験では計測できず、解析と実験で比較することは

できないが、現象を理解する上で有効なデータである。なお、出力は水圧計設置位置としたが、この位置は節点位置となるため、水圧計の右上の要素の結果を出力した。

ケーソン直下では他と比べて初期せん断応力が大きく、変相線付近に初期状態がある。これは、ケーソンの自重による軸差せん断によるもので、加振中も高い軸差せん断応力が保持される。そのため、加振直後には有効拘束圧は小さくなるが、いずれ破壊線付近でせん断応力の増減を繰り返す経路となり、有効拘束圧は0付近まで小さくならない。また、周辺地盤の有効拘束圧低下により、水平方向の応力は小さくなるので、軸差せん断応力は徐々に大きくなる傾向を示している。一方、ケーソン直下より離れたところは、ケーソン直下より初期の軸差せん断応力は小さく、単純せん断が卓越するため、加振により有効拘束圧は小さくなり、いずれ0近くになった。

軸差ひずみはケーソン直下が最も大きく、地盤は鉛直方向に圧縮され、水平方向へ膨張している。一方、捨石マウンド法尻の直下になると、軸差ひずみはマイナスとなり、ケーソン直下とは逆に地盤は水平方向に圧縮され、鉛直方向へ膨張していることになる。

せん断ひずみとせん断応力の関係を見ると、ケーソン直下では両振幅繰返しせん断となっているが、直下より離れたところでは土槽側壁方向への片振幅繰返しせん断となり、せん断ひずみもケーソン直下より1オーダー大きくなった。

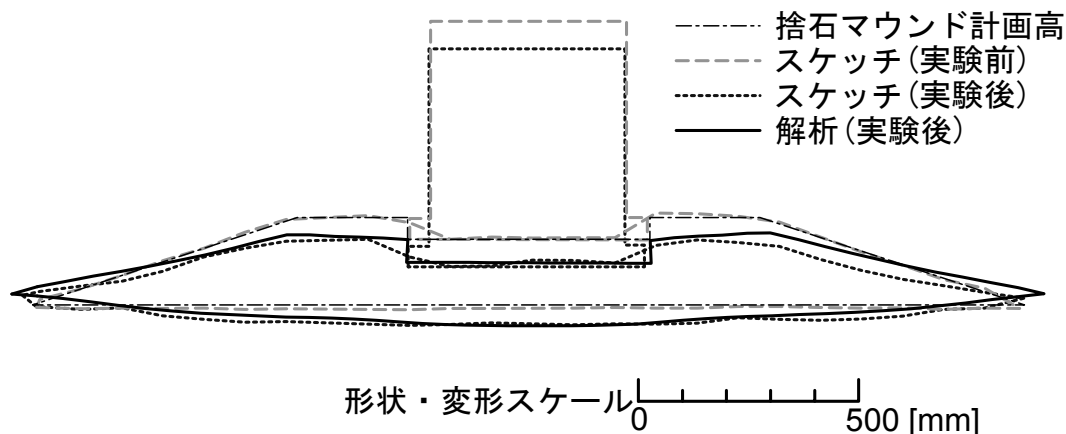


図-15 捨石マウンドの変形図

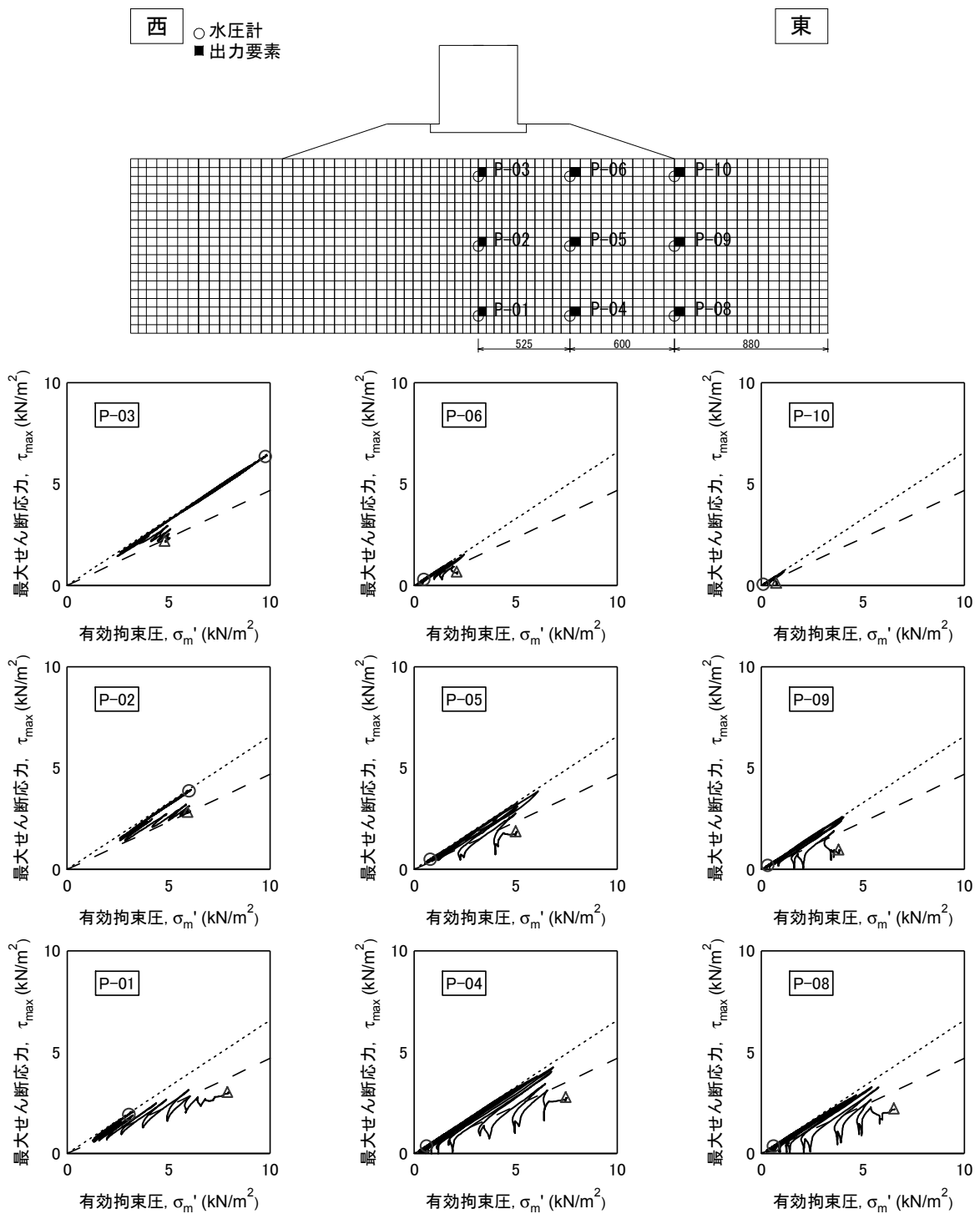


図-16 有効応力経路 (有効拘束圧 $\sigma'_m = (\sigma'_x + \sigma'_y)/2$, 最大せん断応力 $\tau_{max} = \{[(\sigma'_y - \sigma'_x)/2]^2 + \tau_{xy}^2\}^{0.5}$)
 (波線: 変相線, 点線: 破壊線, △: 加振前, ○: 加振後)

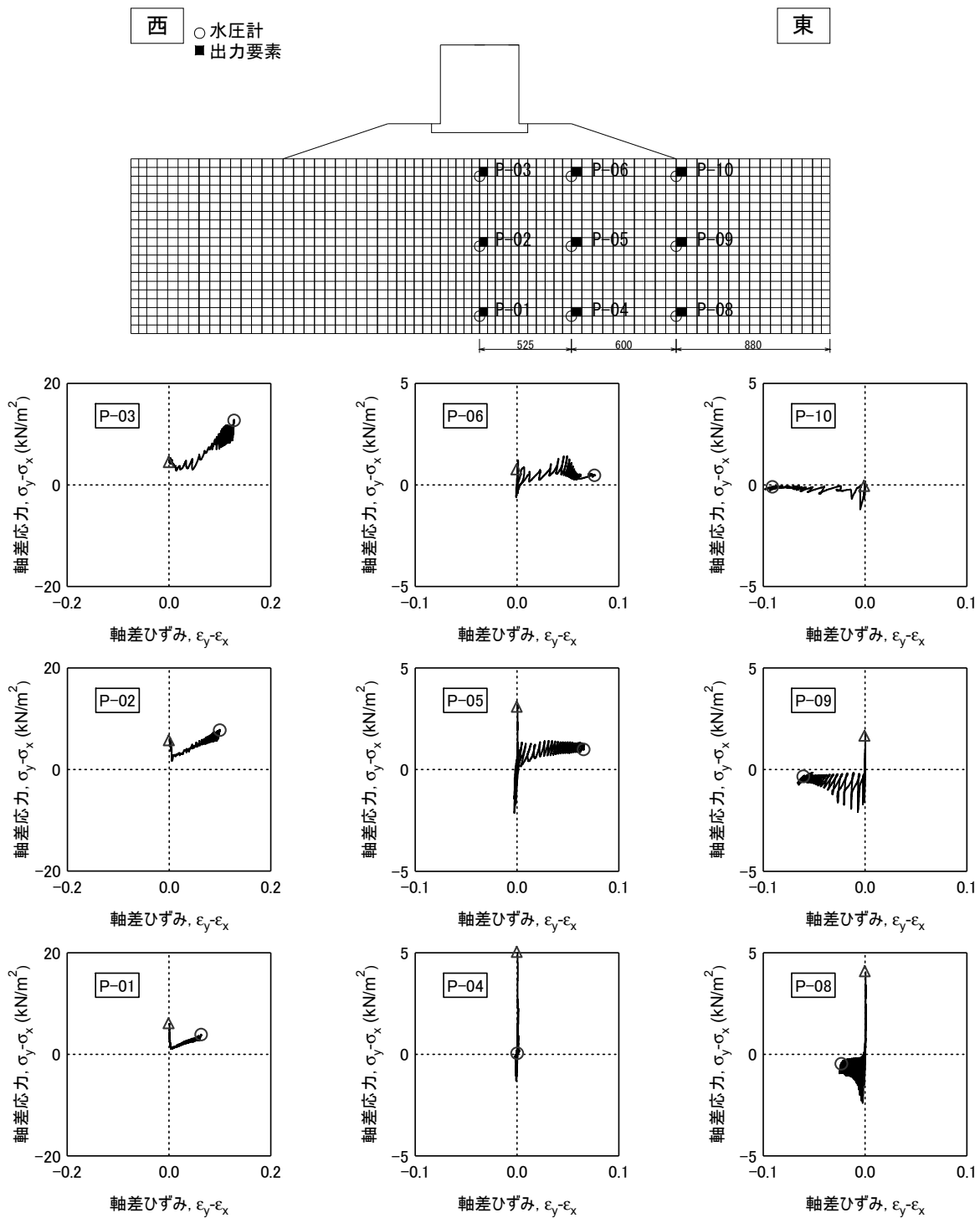


図-17 軸差応力－軸差ひずみ関係 (△：加振前，○：加振後)

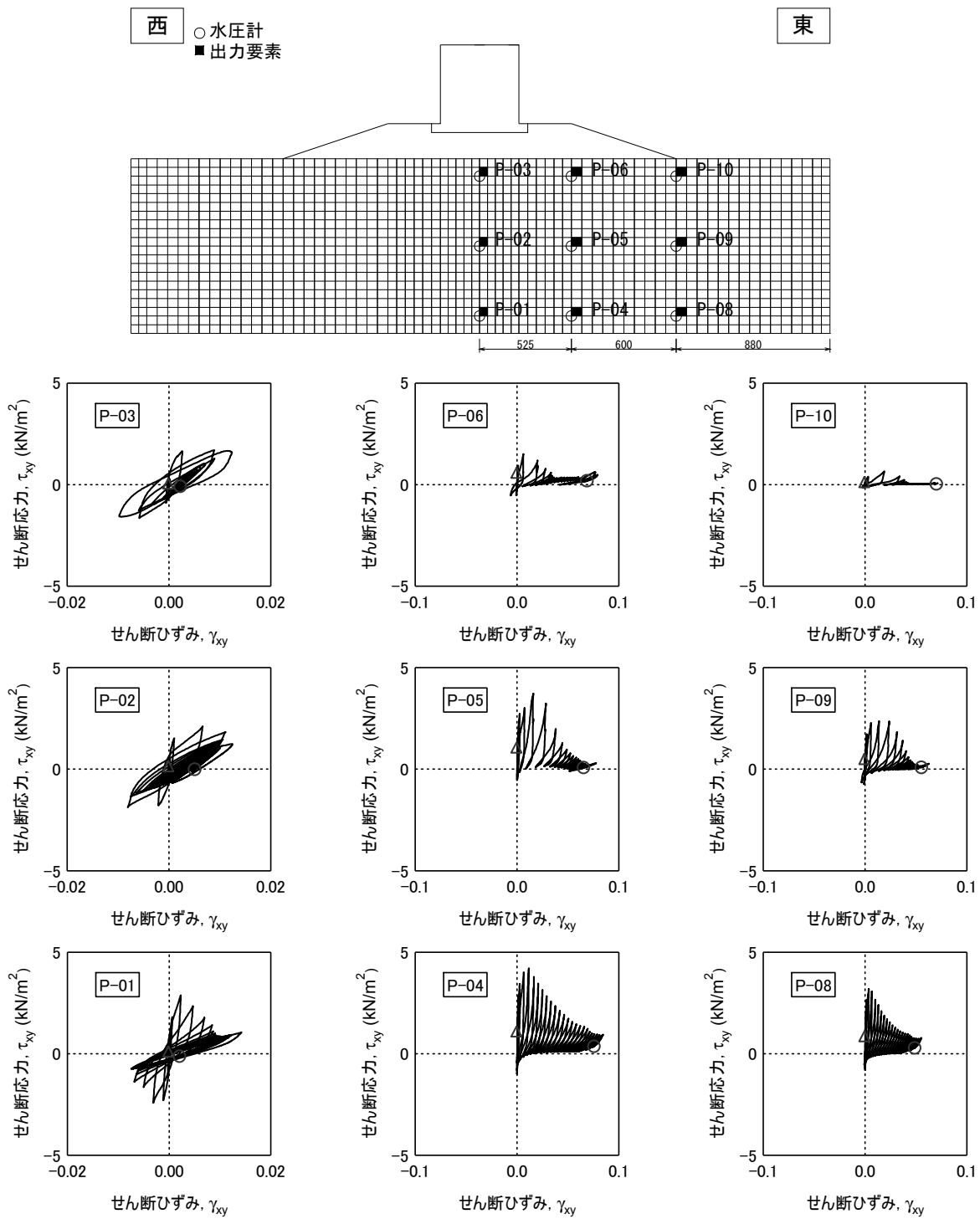


図-18 せん断応力-せん断ひずみ関係 (△: 加振前, ○: 加振後)

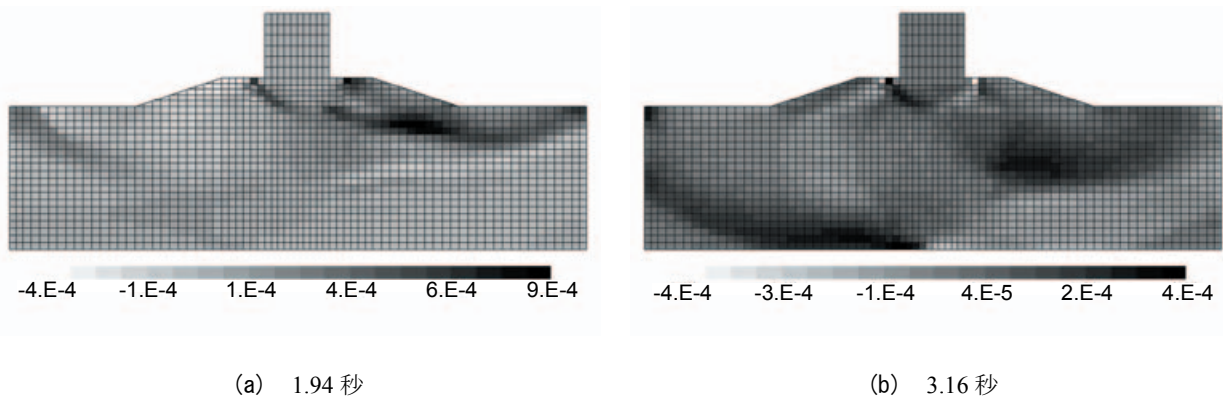


図-19 最大せん断ひずみ増分のコンター図

(5) 最大せん断ひずみ分布

図-19は各計算ステップ間の最大せん断ひずみ増分を示す色塗りコンター図である。同図の色が濃く示された領域は、その時刻でせん断変形が進行している領域で、弱層を示している。ここでは、説明のためせん断帯と呼ぶ。液状化を考慮した多くの構成モデルでは、せん断ひずみが大きくなると、サイクリックモビリティによって強度を急に回復する傾向を示す。それゆえ、せん断帯におけるステップ間のせん断ひずみ増分は強度回復によって徐々に小さくなり、代わりにその周辺地盤に変形が集中し、せん断ひずみは大きくなる。そのため、せん断帯は時々刻々と移動し、完全弾塑性モデルのようにせん断ひずみが進展し、明確なすべり線を表現することはない。

図-19に示した2つの時刻について説明する。まず、ケーソンや捨石マウンドの慣性力、地盤の過剰間隙水圧上昇に伴う剛性低下により、砂層の浅いところでせん断帯が発生する(a)。さらなる加振による繰返し荷重により、地盤の過剰間隙水圧は広い範囲で上昇し、せん断帯は砂層の中間の深さまで達する(b)。この時、土槽底面から側壁に連続して、砂層の深いところで、海底面と同じひずみレベルのせん断帯が発生する。なお、過剰間隙水圧比があまり大きくないケーソン直下では、せん断剛性は小さくならず、変形も小さいのでせん断帯は不連続になっている。

砂層の深いところで発生したせん断帯に起因する応答として、次のものが挙げられる。

- 砂層の深いところで剛性が低下した弱層となり、それより浅いところで加速度応答が小さくなる。また、入力加速度に対する加速度の位相差も起こる。

- せん断帯は基礎地盤の変形モードに対して支配的になる。図-19(b)に示す時刻3.16秒では、土槽の底面と側壁に沿って地盤は変位している。そのため、側壁付近では深いところから鉛直上向きの変位が発生した。

一方、実験結果では砂層中心(図-10のA-12)の応答加速度はあまり減衰していないこと、土槽の側壁付近の海底面より深いところ(図-11の2~5層目東側)では、鉛直上向きの変位が発生していないことは明らかで、解析結果と違いがある。それゆえ、実験では砂層の深いところでせん断帯が発生していないと判断することができる。一方では、砂層の浅いところで発生したせん断帯に関連する側壁付近を除く沈下量分布(図-11)や捨石マウンドの変形(図-15)は、実験と解析で良く整合している。このことから、砂層の浅いところで見られるせん断帯は、両者に共通して発生しているといえる。

砂層の深いところでせん断帯が発生した理由として、モデル側面の変位境界条件を鉛直ローラーとしていることで土槽側壁との摩擦が考慮されていないこと、図-13に示したように過剰間隙水圧比が砂層の深いところまで上昇していることが挙げられる。

4. まとめ

本研究では以下の結論を得た。

<模型実験>

- ケーソン直下では液状化せず、直下より離れるとともに過剰間隙水圧比は大きくなり、捨石マウンド法尻直下において液状化が発生した。
- 防波堤の沈下は加振による繰返しせん断の回数とともに増加し、加振終了後には停止した。過剰間隙水圧消散に伴う沈下は、ほとんど見られない。
- 砂層はケーソン直下の中間層で最も圧縮した。砂層の浅いところでは、ケーソン直下でほとんど圧縮せず、捨石マウンド法尻より離れたところで膨張した。

<再現解析>

- 模型実験で見られた過剰間隙水圧比の分布や時刻歴の特徴および砂層や捨石マウンドの残留変形は、実験結果と良く整合した。解析値と実験値の比（解析値／実験値）で見ると、ケーソン天端の沈下量は1.06、海底面東側の最大隆起量は1.12、砂層中間層の過剰間隙水圧比は、ケーソン直下(P-02)、捨石マウンド法尻直下(P-05)、法尻直下(P-09)の順に、1.07、0.91、1.00であった。なお、再現解析に用いたFLIPの各種設定は、基本的な構成を用いた。
- 防波堤の沈下は捨石マウンド法尻から広がる有効拘束圧の低下、それによる支持力低下が原因であり、軸差せん断力の保持により、ケーソン直下では過剰間隙水圧比は大きくならないことが分かった。

<実験と解析の違い>

- 模型実験と再現解析では、側壁付近の鉛直変位と砂層中心での加速度履歴について違いが見られた。これについて、解析結果より最大せん断ひずみ増分の分布から両者の違いを考察し、モデル側方の境界条件が原因であることを示した。

5. あとがき

側壁付近の鉛直変位は、模型実験と再現解析で違いが見られ、この原因の一つはモデル側面の境界条件であることを示した。解析における変位境界および水理境界のモデル化方法の検討と併せて、実験における土槽側壁における摩擦や間隙水流出入の影響程度の把握が今後の検

討課題である。

本研究では一例としてFLIPによる再現解析を実施したが、FLIP以外の有効応力解析コードの精度確認・精度向上にも活用できると考える。

謝辞

模型実験を実施するにあたり、五洋建設株式会社の吉田誠氏に多大なご協力をいただいた。ここに記し、感謝の意を表する。

(2010年11月12日受付)

参考文献

- 井合進 (1996) : 大地震時の地盤・構造系の変形解析, 平成8年度港湾技術研究所講演会講演集, pp.1-17
- 一井康二 (2007) : 動的解析による変形照査, 「港湾構造物設計事例集上巻」, 沿岸技術研究センター, 39pp.
- 稲富隆昌, 善功企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾毅, 野津厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡部勝彦 (1997) : 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, pp.1208-1223
- 上部達生, 守屋正平 (1987) : 砂地盤上の大水深混成式防波堤の大型模型振動実験と地震応答解析, 港湾技研資料, No.586, 61pp.
- 小堤治 (2003) : 液状化地盤上の地盤・構造物系の地震被害推定に関する数値解析法の研究, 京都大学博士論文, pp.79-112
- 小堤治, 井合進, 島津多賀夫, 三輪滋, 中山裕章, 溜幸生, 沢田俊一, 竹島康人, 森浩章 (2001) : 変相線を超えた応力空間における塑性せん断仕事の負のダイレイタンシーへの寄与について, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.83-88
- 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄 (2004) : 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 海洋開発論文集, 第20巻, pp.443-448
- 佐藤成, 亀山和弘, 大塚夏彦, 森浩章, 小堤治, 井合進, 安田進 (2001) : 非排水有効応力地震応答解析における捨石材のモデル化に関する検討, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.25-30
- 中原知洋, 井合進, 一井康二, 小堤治, 関谷千尋 (2010) : 解析プログラムFLIPにおける砂の細粒分を考慮した解析定数簡易設定法, 第45回地盤工学研究発表会,

pp.1519-1520

- 日本港湾協会 (2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻), p.458
- 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博 (1997) : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 36pp.
- Fujii, N., Sawada, S., Iai, S., Ichii, K., Yokoyama, N., Ozutsumi, O., Nakahara, T. and Mizuno, K. (2009): Model modification considering steady state for dynamic analysis with effective stress response, Proc. of Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (IS-TOKYO 2009), pp. 1193-1198
- Iai, S. (1988): Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, pp.3-24
- Iai, S., Ichii, K., Liu, H. and Morita, T. (1998): EFFECTIVE STRESS ANALYSES OF PORT STRUCTURES, Special issue of Soils and Foundations, pp.97-114
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1990): Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.57-83

港湾空港技術研究所資料 No.1227

2011.3

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2011) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



古紙配合率70%再生紙を使用しています