

国立研究開発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.54 No.2 September 2015

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL RESEARCH AND DEVELOPMENT AGENCY,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 54 卷 第 2 号 (Vol. 54, No. 2) , 2015 年9月 (September 2015)

## 目 次 (CONTENTS)

1. NOWT-PARI と CADMAS-SURF/2D とのリアルタイム片方向接続計算法に関する検討 ..... 平山克也, 中村隆志 ..... 3 (Discussion on Real-time Estimation of Vertical Distribution of Horizontal Velocities for One-way Coupling from NOWT-PARI to CADMAS-SURF/2D .....Katsuya HIRAYAMA, Takashi NAKAMURA)	
2. 津波に対するケーソン式防波堤マウンドと腹付工の安定性 .....高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 渡部要一, 高野大樹 ..... 21 (Stability of Caisson-type Breakwater's Mound and Reinforcing Embankment against Tsunami ..... Hidenori TAKAHASHI, Shinji SASSA, Yoshiyuki MORIKAWA, Yoichi WATABE, Daiki TAKANO)	
3. 岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動に関する実験および解析 .....小濱英司, 瀬戸口修造, 楠謙吾, 八尾規子, 山崎浩之, 水谷崇亮, 平井壮 ..... 51 (Experiment and Numerical Analysis on Seismic Behavior of Quay Wall Using Coarse-grained Rock Waste .....Eiji KOHAMA, Shuzo SETOGUCHI, Kengo KUSUNOKI, Noriko YAO, Hiroyuki YAMAZAKI, Taka-aki MIZUTANI, So HIRAI)	

## 岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動に関する実験および解析

小濱英司\*・瀬戸口修造\*\*・楠謙吾\*\*・八尾規子\*\*\*・山崎浩之\*\*\*\*・  
水谷崇亮\*\*\*\*\*・平井壮\*\*\*\*\*

### 要 旨

2011年東北地方太平洋沖地震において、埋立に岩ズリを用い、液状化していないと考えられる岸壁においても被害が生じた事例がいくつか見られた。岸壁背後の岩ズリ埋立部において生じた沈下被害には、地震時における岩ズリの体積収縮が寄与していることが考えられる。

本研究では岩ズリの基礎的な物理・力学特性を調べつつ、岩ズリ水平地盤の振動実験を実施して、その密度と体積変化挙動の関係を検討した。また、被災した重力式岸壁および矢板式岸壁を模擬した模型振動実験を実施し、その被災要因と岩ズリの岸壁挙動への影響を検討した。岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動の評価を目的として、岩ズリ水平地盤の振動実験結果をもとに二次元有効応力解析を用いて岸壁模型振動実験の再現解析を行った。また、実岸壁の地震時挙動検討に必要となる原位置での岩ズリ密度の測定手法についても検討した。その結果、地震時の繰返しせん断時の動的挙動は岩ズリの種類により異なることを明らかにし、岸壁の耐震性能評価のための数値解析に岩ズリの振動実験結果を適用する方法を示した。

キーワード：岩ズリ，体積ひずみ，振動台模型実験，数値解析

---

\* 地震防災研究領域耐震構造研究チームリーダー  
\*\* (株)ニュージェック (元 耐震構造研究チーム依頼研修生)  
\*\*\* 地震防災研究領域耐震構造研究チーム依頼研修生  
\*\*\*\* 特別研究官  
\*\*\*\*\* 地盤研究領域基礎工研究チームリーダー  
\*\*\*\*\* 元 地盤研究領域基礎工研究チーム研究員  
〒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:kohama-e83ab@pari.go.jp

## **Experiment and Numerical Analysis on Seismic Behavior of Quay Wall Using Coarse-grained Rock Waste**

**Eiji KOHAMA\***

**Shuzo SETOGUCHI\*\***

**Kengo KUSUNOKI\*\***

**Noriko YAO\*\***

**Hiroyuki YAMAZAKI\*\*\***

**Taka-aki MIZUTANI\*\*\*\***

**So HIRAI\*\*\*\*\***

### **Synopsis**

The 2011 of the Pacific coast of Tohoku Earthquake caused the damages of mooring facilities, such as seaward displacement of quay walls and subsidence of backfill ground. It is supposed that ground surface subsidence at quays reclaimed with coarse-grained rock waste were influenced by its volume contraction characteristic during earthquake.

In this paper, we conducted shake table tests with shear box, indicating the relationship between the volumetric strain and relative density of coarse-grained rock waste. Further, conducting shake table test of gravity type quay wall, it is clarified that horizontal displacement of the gravity type quay is less dependent on density of the coarse-grained rock waste. Effective stress analysis was carried out to reproduce the results of the shear box test and the model quay wall test, using the same model parameters for the coarse-grained rock waste. In addition, in situ measurement procedure of density of coarse-grained rock waste was examined, that is necessary to evaluate seismic behavior of real quay walls.

**Key Words:** Coarse-grained rock waste, volumetric strain, model shake table test, numerical analysis

---

\* Group Reader, Earthquake and Structural Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Field

\*\* Newjec Co., Ltd.

\*\*\* Director for Special Research

\*\*\*\* Group Reader, Foundations Group, Geotechnical Engineering Field

\*\*\*\*\* Former Member, Foundations Group, Geotechnical Engineering Field

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

Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 e-mail:kohama-e83ab@pari.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	51
1. まえがき .....	54
1.1 岩ズリを用いた岸壁の地震時被害 .....	54
2. 岩ズリの物理・力学特性 .....	56
2.1 物理特性 .....	57
2.2 X線 CT 装置を用いた岩ズリの力学特性の調査 .....	60
3. 岩ズリ水平地盤の振動実験 .....	67
3.1 実験概要 .....	67
3.2 実験結果 .....	71
4. 岩ズリを用いた岸壁の模型振動実験 .....	80
4.1 常陸那珂港重力式岸壁 .....	79
4.2 仙台港矢板式岸壁 .....	82
5. 有効応力解析による再現解析 .....	90
5.1 重力式岸壁模型実験の再現解析 .....	90
5.2 矢板式岸壁模型実験の再現解析 .....	93
6. 岩ズリの原位置における密度の測定 .....	98
6.1 測定方法 .....	99
6.2 測定結果 .....	101
7. まとめ .....	102
謝 辞 .....	104
参考文献 .....	104

## 1. まえがき

2011年東北地方太平洋沖地震により、多くの地域で港湾施設の被災が発生した。地震動作用による岸壁の被害については、岸壁前面のはらみだしや壁体背後地盤の沈下といった被災報告がなされている<sup>1,2)</sup>。これらの被害は地盤の液状化現象に起因するものが多いが、液状化が発生していないと考えられる施設においても被害は見られている。茨城港常陸那珂港区（以下、常陸那珂港）と仙台塩釜港仙台港区（以下、仙台港）においては、液状化が発生していないと考えられる岸壁において、背後地盤が沈下する被害が見られた。これらの岸壁においては、埋立材に岩ズリを用いられていた。

岩ズリは採石場において石材を生成する際に発生する副産物（ズリ）であり、「岩砕」と呼ばれることもある。材料製品としての規格等の定められたものは特に無いが、一般的に礫以上の粒径の粗い粒子が多く含まれるものであり、透水性が良い。岩ズリについてはこれまで、せん断土槽を用いた振動実験等による研究が行われてきており、地震中の繰返しせん断時における過剰間隙水圧の蓄積が無く、液状化し難い材料であることが確認されている<sup>3,4)</sup>。そのような研究成果に基づき、岩ズリは近年において海域埋立ににおける液状化対策の材料として用いられてきており、仙台港や常陸那珂港でも使用された。

このように、岩ズリの挙動についてこれまでは液状化発生の有無だけが着目され、その他の詳細な動的挙動は検討されていなかったが、近年、各種大型の室内試験機を用いて岩ズリの体積収縮特性を検討する研究が行われつつある<sup>5)</sup>。また、岩ズリを用いた岸壁構造の地震時挙動については検討した例は無く、仙台港や常陸那珂港で起こったような被害メカニズムも明らかとなっていない。

そこで本研究では、岩ズリの基礎的な物理・力学特性を把握しつつ、せん断土槽を用いた振動実験により繰返しせん断時における岩ズリの動的挙動を検討し、特に体積変化特性について着目した。また、仙台港、常陸那珂港の矢板式岸壁およびケーソン式岸壁を模した模型振動実験を実施し、岸壁の被災要因、背後地盤の岩ズリが岸壁構造安定性へ与える影響について考察した。さらに、岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動予測を目的として、せん断土槽実験の結果を用い、二次元有効応力解析により岸壁模型振動実験の結果について検討した。最後に、実岸壁の地震時挙動検討に必要な原位置での岩ズリ密度の測定手法についても検討した。

以下においてはまず、常陸那珂港と仙台港における岩ズリを用いた岸壁の地震時被害の概要を紹介し、その特

徴について示す。

### 1.1 岩ズリを用いた岸壁の地震時被害

東北地方太平洋沖地震における、茨城港と仙台港での岩ズリを用いた岸壁の被害について示す。

常陸那珂港では、ケーソン式の重力式岸壁である北埠頭岸壁（-14m）において被害が見られた（写真-1.1）<sup>1,2,6)</sup>。ここでは、背後エプロン上に砂は見られず、液状化が生じた痕跡は見られない。ただし、岸壁エプロンにおいてはケーソン肩部と裏込め境界部でコンクリート舗装版に亀裂が生じて山形に折れ、背後は大きいところで130cm以上沈下していた。岸壁の被災後の断面図は図-1.1のようであり、ケーソン背後の陸側クレーンレール杭基礎部分まで液状化対策として岩ズリが埋め立てられている。岸壁法線の側方への迫出しは50cm以上が確認されている。陸側クレーンレール基礎は杭で支持されているため、鉛直の沈下は見られていない。常陸那珂港北埠頭では、埋め立てられた埠頭の岸壁等の周辺以外の内陸部分において地震後に多量の砂が残され、舗装には多数の亀裂が発生しており、大規模な液状化が発生したことが伺える。よって、埋立材に岩ズリを用いたことの効果により、岸壁部分で噴砂が見られず、液状化が発生しなかったと考えられる。

常陸那珂港においては、地震後において地震動の事後推定が行われている<sup>7)</sup>。工学基盤において推定された地震波（2E波）を常陸那珂北埠頭岸壁（-14m）の地盤データをもとに応答計算を行いE+F波としたものを図-1.2に示す。最大加速度は500Galよりやや小さい程度であった。

仙台港では、岩ズリが用いられていた向洋地区岸壁（Ⅱ区、-14m）において被害が見られた（写真-1.2）<sup>1,2)</sup>。図-1.5に示されるように、岸壁構造は控え組杭を用いた鋼管矢板式岸壁である。鋼管矢板と控え杭はタイワイヤーで繋がれており、裏込石背後の広い部分において岩ズリ（切込み砕石）が埋立に用いられていた。岸壁背後エプロン部において平均で60～80cm程度の沈下があり、大きいところで130cm程度の沈下も見られた。岸壁法線は大きいところで70cm程度の側方への変位が見られた。ここでも岸壁背後地盤上において噴砂は見られず、岩ズリ埋立の効果により液状化は発生しなかったと考えられる。

被害の生じた仙台港向洋地区岸壁（Ⅱ区、-14m）に隣接する岸壁（Ⅰ区、-14m）（図-1.3<sup>2)</sup>）では、地震動による構造被害はほとんど見られなかった。仙台港は、そのほとんどが原地盤の掘り込みによって築造された港であり、向洋地区岸壁（Ⅰ区）も掘り込みによって作られており、岸

壁構造において埋立部分は小さい。よって、もともとあった自然地盤の強度が比較的強かったために被害が小さかったと考えられる。一方、岸壁（区）はもともと海域だった場所を埋め立てて造られており、埋立に岩ズリが用いられている。

仙台港においても地震後における地震動の推定が行われている<sup>7)</sup>。向洋地区岸壁の地盤情報をもとにした応答計算から求められた工学基盤での E+F にはおいて最大加速度は 440Gal 程度であった（図-1.4）。常陸那珂での波形とは異なり、振幅の大きい主要動部分が二つある波形となっている。



写真-1.1 常陸那珂港の被災状況

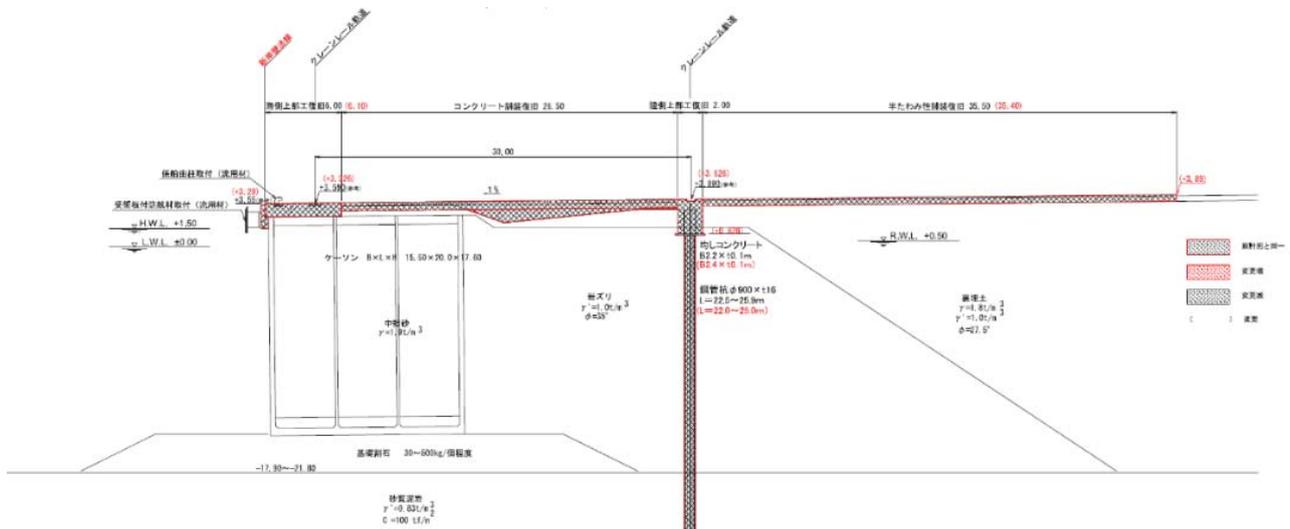


図-1.1 常陸那珂港北埠頭-14m 岸壁 被災後断面図

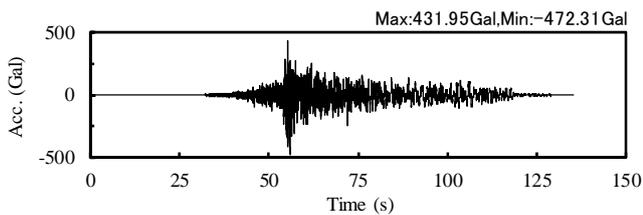


図-1.2 常陸那珂港における想定地震波（工学基盤位置 E+F 波）



写真-1.2 仙台港の被災状況

凡例  
 被災後の形状(海上部)  
 被災後の形状(海底部)  
 被災前の形状

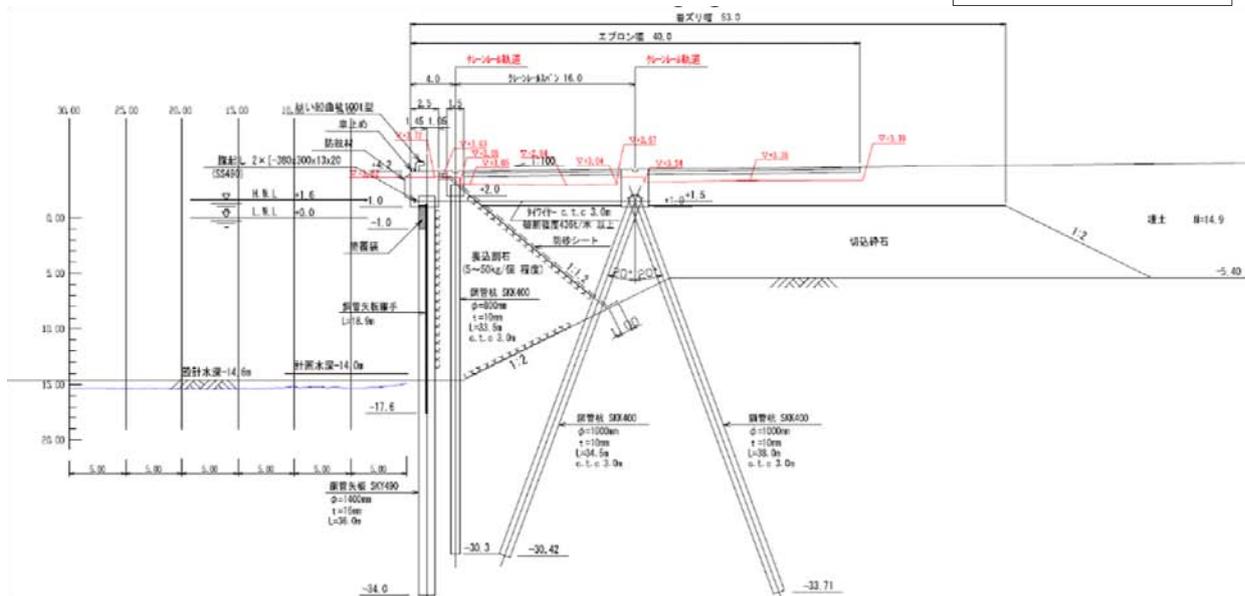


図-1.5 仙台港向洋地区-14m 岸壁 (Ⅱ区) 被災後断面図

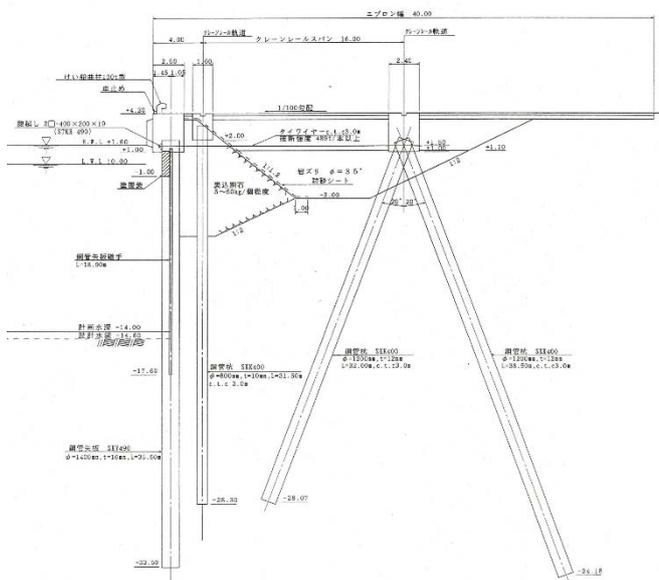


図-1.3 仙台港向洋地区-14m 岸壁 (Ⅰ区) 断面図

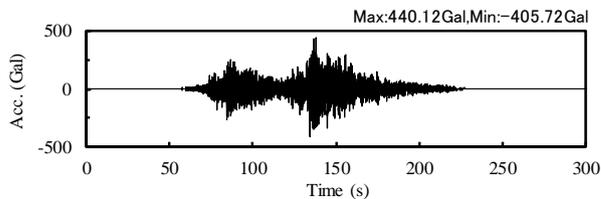


図-1.4 仙台港における想定地震波 (工学基盤位置 E+F 波)

## 2. 岩ズリの物理・力学特性

岩ズリは採石場での石材生成時の残余物であることから、特に決められた規格等は無く、母岩種類、粒子形状、粒度等において様々な種類のものが存在する。本研究に

おいては、複数の岩ズリを用いて検討を行うこととした。以下では用いた岩ズリの物理特性等を示し、また、その力学特性について X 線 CT を用いた検討も行った。

## 2.1 物理特性

本研究においては写真-2.1 に示す 4 種類の岩ズリを用いた。これらの物理特性等に関する試験結果を表-2.1 に示し、粒径加積曲線を図-2.1～図-2.3 に示す。

岩ズリ H は、茨城県日立市の大平田鉱山より採取したものであり、前述の東北地方太平洋沖地震において被災の見られた常陸那珂港北ふ頭岸壁 (-14m) の背後地盤埋立てに用いられたものと同じものである。採石場より採取したものの最大粒径は 300mm 程度であるが、本研究においては、実験機器や模型サイズを考慮して 100mm 以下の試料を使用した (図-2.1)。

岩ズリ C は千葉県鋸南町横根の採石場より採取されたものであり、岩ズリ H と同様に、100mm 以上の粒径を取り除いたものを実験に用いた (図-2.2)。

岩ズリ Sk は宮城県名取市高館熊野堂の採石場より採取したものである。この岩ズリは C-40 材の碎石として算出されているものであり、岩ズリ H や岩ズリ C と比べて最大粒径は小さい。また、前述の東北地方太平洋沖地震において被害の見られた仙台港向洋地区岸壁の埋立に岩ズリ Sk を用いたとされているが、現地岸壁の復旧時に見られた岩ズリ埋立部の浅層部分において見られたものと見た目の粒度組成等においてやや異なることが認められた。そこで、この被災した岸壁の岩ズリ埋立の浅層部分から直接採取したのも岩ズリ Sg として検討に用いることとした。

粒度試験結果より、岩ズリ Sg において他のものよりも細粒分、砂分の含有率が多いものの、すべての岩ズリにおいて粒度分布は港湾基準での液状化の可能性のある範囲には無く、液状化し難い材料であることが分かる (図-2.1～図-2.3)。土粒子密度は岩ズリ H が最も大きい。

最小・最大密度は礫の最小・最大密度試験に基づいて算定しており、最大密度試験実施前後の粒度分布から粒子破砕率も求めている (表-2.1)。別途実施した吸水率試験の結果と合わせてみると、岩ズリ H は吸水率が小さいが粒子破砕率は大きい。岩ズリ H は、粒子形状において扁平で層状を成し、角張っているものが多く含まれており、他と比較して角が欠け易かったことが影響していると考えられる。岩ズリ C については、吸水率試験は実施していない。

岩ズリ H, Sk, Sg については定水位透水試験を行って透水係数を求めており、その結果を表-2.1 に示している。透水係数は岩ズリ H と Sk がほぼ同等であり、岩ズリ Sg がやや小さいが、一般的な砂に比べて大きい値となっている。図-2.4 には透水係数と 20% 粒径  $D_{20}$  との関係を示し、Creager の示した一般的な土の  $D_{20}$  と透水係数の関係

も実線で示している。 $D_{20}$  との関係では、岩ズリ H と Sk は Creager によるものと比べて透水係数はやや小さく、岩ズリ Sg ではやや大きい傾向を示した。

岩ズリの最大密度については、礫の最大密度・最小密度試験方法に則って求めているが、さらに大きいエネルギーで締固めることによって、より大きい密度が求められる可能性がある。そこで、岩ズリ H, Sg, Sk について、突固めによる土の締固め試験方法による最大密度の算出も行った。ただし、岩ズリ H の最大粒径は 106mm であり、通常の締固め試験のモールドでは適用範囲外となる。そこでここでは、似内の方法<sup>9)</sup>を参考に、4 種類の締固め試験を実施して最大粒径 106mm の場合の最大乾燥密度の推定を行った。まず、粒径 53mm～4.75mm, 26.5mm～4.75mm, 9.5mm～4.75mm に粒度調整した試料 (図-2.5 参照) に対し内径 300mm のモールドを用いて BC 法にて締固め試験を実施した。締固め試験結果と礫の密度をもとに、以下に示す福本の式<sup>9)</sup>を用いて礫分含有率と乾燥密度の関係を示したものが図-2.6 である。なお、福本の式で考慮される締固め密度に与える粗粒子の混入による干渉度を表す係数  $\lambda$  は、図-2.7 に示す似内が提案する Talbot 指数<sup>10)</sup>と係数  $\lambda$  の関係より推定した。53mm～4.75mm, 26.5mm～4.75mm, 9.5mm～4.75mm の試料の Talbot 指数はそれぞれ  $n=0.75, 0.96, 1.00$  とし、福本の式に必要な土 (4.75mm～0.0mm) の最大乾燥密度については内径 150mm のモールドを用いて BC 法により求めた。

(福本の式)

$$\rho_d = \frac{\rho_{d1} \cdot \rho_{d2}}{P \cdot \rho_{d1} + (1-P) \cdot \rho_{d2}} (1 - \alpha \cdot P^\beta)$$

$$\alpha = 1 - \frac{\rho_{dg}}{\rho_{d2}}$$

$$\beta = 1 + \frac{1}{\alpha} \left[ (\lambda - 1) + \frac{\rho_{dg}}{\rho_{d1}} \right]$$

ここに、

$\rho_d$  : 礫率  $P$  (%) の材料の最大乾燥密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$\rho_{d1}$  : 土のみを締固めた時の最大乾燥密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$\rho_{d2}$  : 礫の比重  $\times \rho_w$  ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$P$  : 礫率 (ここでは、粒径 4.75mm 以上)

$\rho_{dg}$  : 礫のみを締固めた時の実測乾燥密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$\lambda$  : 係数 (締固め密度に与える粗粒子の混入による干渉度)

次に、最大粒径と係数  $\alpha, \beta$  の関係を対数近似し、最大粒径 106mm の場合の係数  $\alpha, \beta$  を推定した (図-2.8 および図-2.9 参照)。これより求まる  $\alpha, \beta$  より、最大粒径 106mm の場合の礫分含有率と乾燥密度の関係をとりまとめたものが図-2.10 である。

粒度試験結果より岩ズリ H の礫率（～4.75mm）は 84.61%である。従って、図-2.10 から最大粒径 106mm、礫率 84.61%の時の乾燥密度を読み取り、最大乾燥密度  $\rho_{dmax}=2.003$  (g/m<sup>3</sup>) とした。これは、最大密度試験より求められるものよりも大きい値となった（表-2.1）。

岩ズリ Sg と Sk については、通常の締固め試験より最

大乾燥密度を求めた（図-2.11）。岩ズリ Sg と岩ズリ Sk は土粒子密度はほぼ同じであるが、岩ズリ Sg の締固め曲線はゼロ空気間隙曲線に近く、締固めやすい試料であるといえる。また、締固め試験による最大乾燥密度は最大密度試験より求められるものよりも大きく、岩ズリ H と同様の傾向であった（表-2.1）。



(a)岩ズリ H



(b)岩ズリ C



(c)岩ズリ Sg



(d)岩ズリ Sk

写真-2.1 岩ズリ試料

表-2.1 岩ズリの物理特性等に関する試験結果

	岩ズリ H	岩ズリ C	岩ズリ Sg	岩ズリ Sk
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.734	2.646	2.658	2.635
最大密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.972	1.628	1.952	1.795
最小密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.558	1.259	1.617	1.467
最大間隙比 $e_{max}$	0.752	1.102	0.644	0.796
最小間隙比 $e_{min}$	0.385	0.625	0.362	0.468
粒子破碎率 $B_M$ (%)	8.73	5.27	2.87	4.40
吸水率 (%)	0.41	—	2.97	3.05
透水係数 $k$ (cm/s)	$5.11 \times 10^{-1}$	—	$1.13 \times 10^{-1}$	$5.95 \times 10^{-1}$
20%粒径 $D_{20}$ (mm)	7.00	—	0.30	4.75
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.003	—	2.022	1.861
最適含水比 $w$ (%)	—	—	10.5	8.4

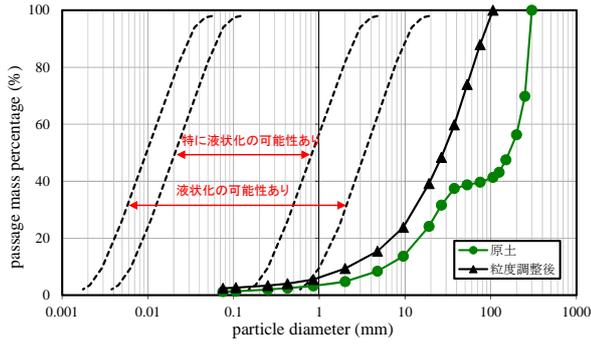


図-2.1 粒径加積曲線 (岩ズリ H)

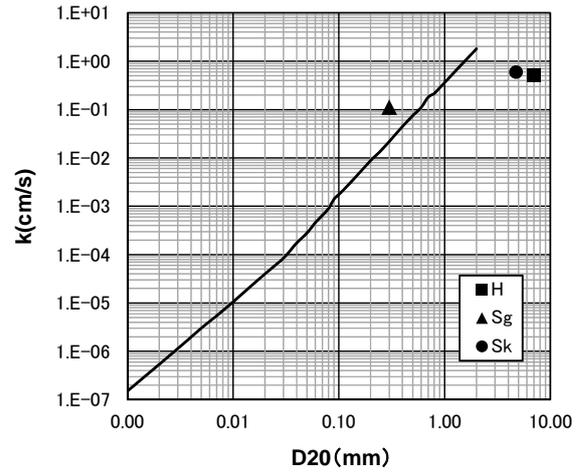


図-2.4  $D_{20}$  と透水係数の関係

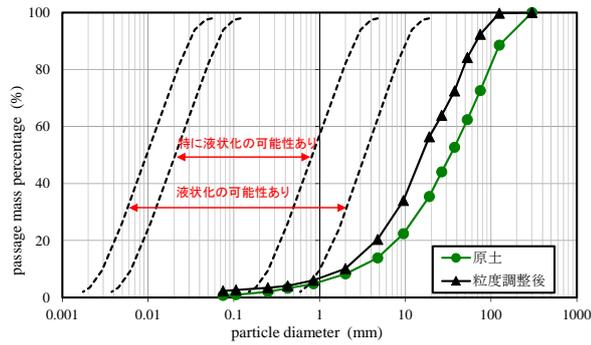


図-2.2 粒径加積曲線 (岩ズリ C)

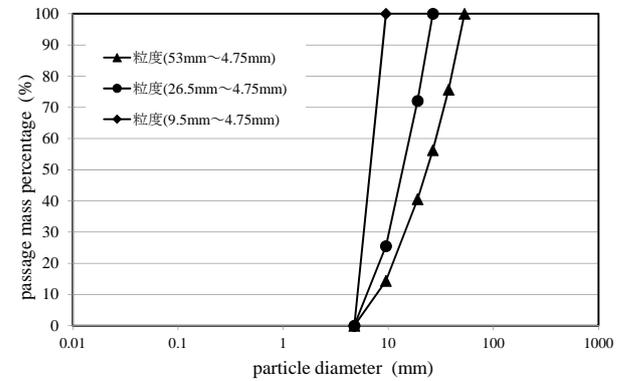


図-2.5 粒度調整した試料の粒度分布 (岩ズリ H)

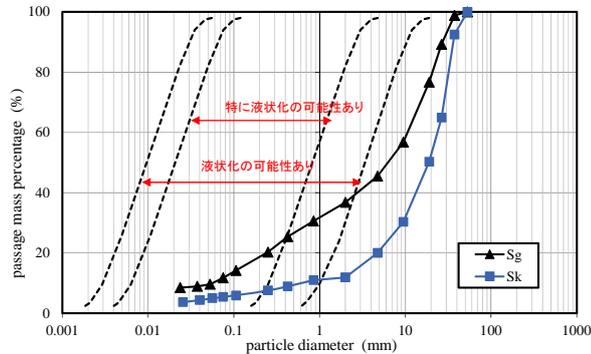


図-2.3 粒径加積曲線 (岩ズリ Sg, Sk)

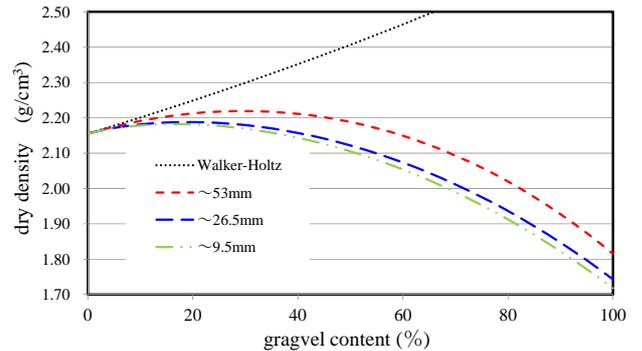


図-2.6 礫分含有率と乾燥密度の関係 (岩ズリ H)



写真-2.2 岩ズリ H: 粒子形状 (板状, 層状を成す)

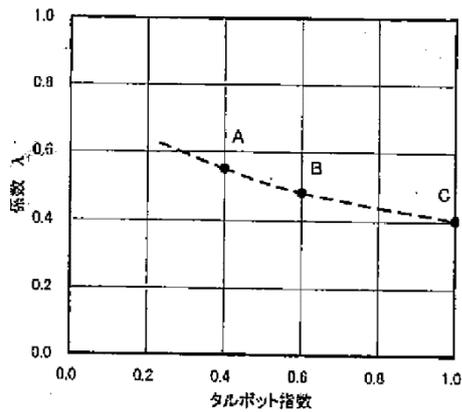


図-2.7 Talbot 指数と係数  $\lambda$  の関係

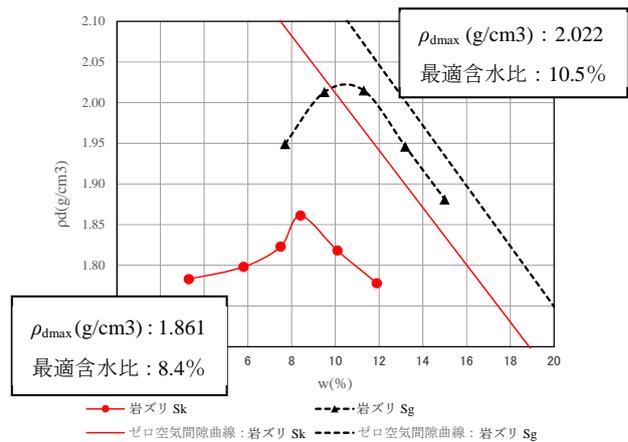


図-2.11 締固め曲線：仙台現地土および仙台購入土

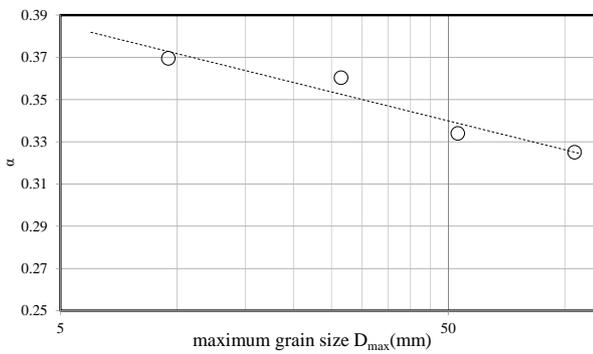


図-2.8 最大粒径と係数  $\alpha$  の関係 (岩ズリ H)

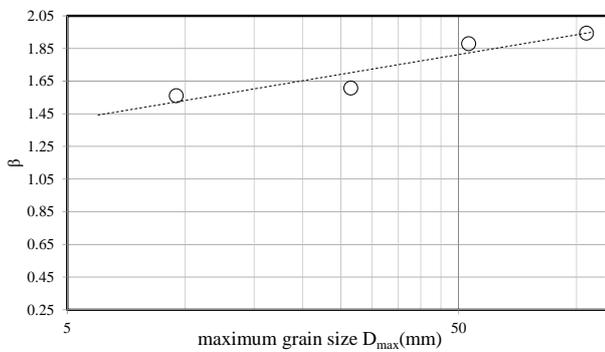


図-2.9 最大粒径と係数  $\beta$  の関係 (岩ズリ H)

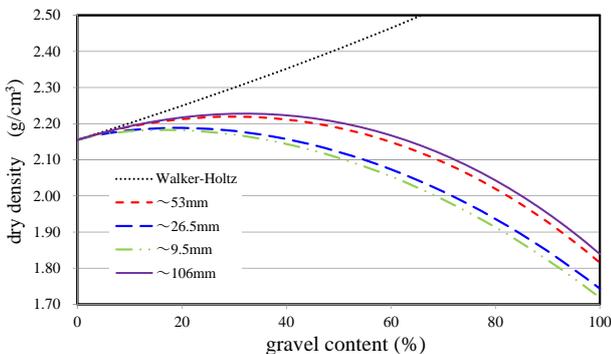


図-2.10 礫率と乾燥密度の関係 (岩ズリ H)

## 2.2 X線CT装置を用いた岩ズリの力学特性の調査

岩ズリの力学特性に関して、その内部状況との比較を目的とし、X線CT装置により三軸圧縮試験中の供試体の内部状況の観察を行った。ここでは、3種類の岩ズリ (H, C, Sg) を用いることとした。

### (1) 実験方法

X線CT装置内で用いられる三軸圧縮試験機では供試体寸法が直径5cm、高さ10cmと限られるため、最大粒径の大きい岩ズリをそのまま実験で使用することは難しい。そのため、各岩ズリの最大粒径を9.5mmとなるよう粒度調整を行った。具体的には、細粒分、砂分の含有を調整し、粒径が9.5mm未満、75 $\mu$ m~9.5mm、2.0~9.5mmの3種類に粒度調整を行った。粒度調整後の各岩ズリの粒度分布を図-2.12(a)~(c)にそれぞれ示す。この粒度調整によって、ここでの試験結果から元の粒度を有する岩ズリの挙動を直接的に評価することは出来ないが、荷重を受けた際の力学挙動と内部構造の関係について定性的な考察を行う。

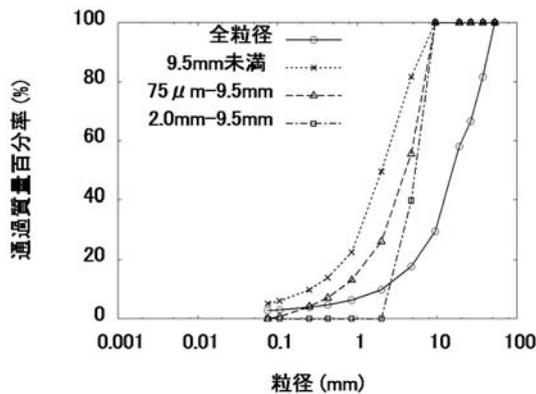
粒度調整を行った3種類の岩ズリに対して圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験を実施した。供試体の寸法は直径50mm×高さ100mm程度であり、負圧法により作製した。供試体の作製においては、あらかじめ粒度調整した岩ズリを用意し、緩詰めあるいは密詰めとなるよう10層に分けて堆積させた。緩詰めの供試体は落下高さを0cmとして作製し、密詰めの供試体は突き棒にて所定回数の締め固めを行った。初期拘束圧は100, 200kPaとした。圧密および載荷試験はすべてX線CT装置内で行われ、試験中のCT撮影は荷重を一時中断して行った。

試験ケースは表-2.2に示すようであり、緩詰めと密詰

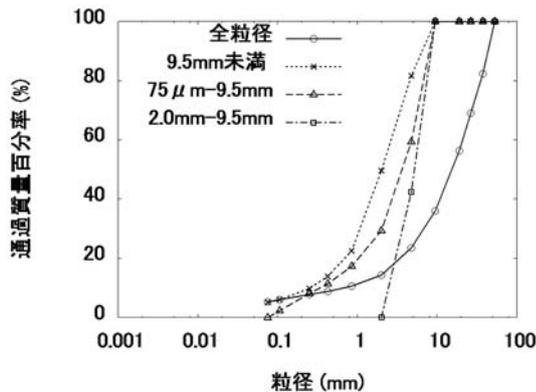
めのそれぞれに同様の供試体作製方法としたが、岩ズリの種類や粒度ごとに圧密前の供試体密度がやや異なるものとなり、厳密な密度管理・調整はできていない。これは岩ズリの種類により締固め特性が異なることや、粒度調整により最大・最小密度が変化していることが影響していると考えられる。また、岩ズリのような粗粒分の多い材料の場合、最大・最小密度の幅が狭いためにケース毎の密度のばらつきが大きくなったことも考えられる。

表-2.2 実験ケース

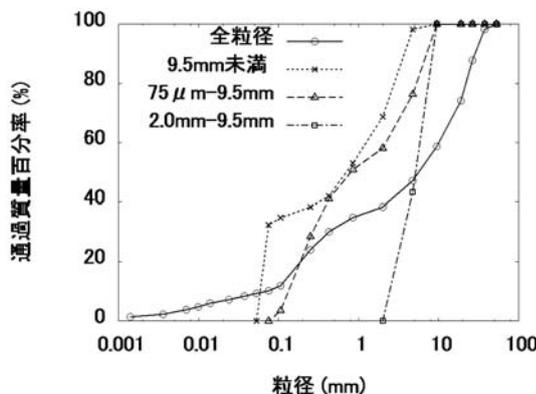
	岩ズリの種類	粒度	作製方法	圧密前の供試体密度 (g/cm <sup>3</sup> )	初期拘束圧 (kPa)
case1	岩ズリ H	9.5mm 未満	緩詰め	1.610	100
case2		2mm~9.5mm	緩詰め	1.388	100
case3		9.5mm 未満	密詰め	1.558	200
case4		9.5mm 未満	密詰め	1.978	100
case5		2mm~9.5mm	緩詰め	1.333	200
case6		9.5mm 未満	緩詰め	1.342	100
case7	岩ズリ C	2mm~9.5mm	緩詰め	1.168	100
case8		9.5mm 未満	緩詰め	1.322	200
case9		9.5mm 未満	密詰め	1.536	100
case10		2mm~9.5mm	緩詰め	1.110	200
case11	岩ズリ Sg	9.5mm 未満	緩詰め	1.353	100
case12		75 $\mu$ m~9.5mm	緩詰め	1.491	100
case13		2mm~9.5mm	緩詰め	1.322	100
case14		9.5mm 未満	密詰め	1.591	100
case15		9.5mm 未満	緩詰め	1.418	200
case16		2mm~9.5mm	緩詰め	1.334	200



(a) 岩ズリ H



(b) 岩ズリ C



(c) 岩ズリ Sg

図-2.12 岩ズリの粒度分布

(2) 岩ズリの力学特性

相似粒度調整を行った岩ズリの力学特性を検討するため、岩ズリの種類、密度および初期拘束圧が強度特性に及ぼす影響について検討を行う。

図-2.13 に初期拘束圧 100kPa の際の各岩ズリの三軸圧縮試験により得られた主応力差、体積ひずみと軸変位の関係を示す。本来、三軸圧縮試験の試験結果は、軸変位から軸ひずみを求めて整理すべきであるが、X線CT装置で取得した断面画像との比較の容易さから、ここでは横軸を軸変位としている。すべてのケースにおいて確認できる荷重中の応力緩和はX線CT撮影中の荷重中断によるものである。いずれの岩ズリにおいても軸変位が15mm（軸ひずみ15%程度）になるまで主応力差が緩やかに増加した。体積ひずみも同様に軸変位が15mmになるまで増加し続け、最終的には5%前後の圧縮が生じていた。珪砂の主応力差最大時の軸ひずみは数%であることから、岩ズリは比較的大きく歪むことによってピーク強度に達することが分かった。また、岩ズリの種類に着目すると、軸変位10mmまでは主応力差-軸変位関係に大きな差は見られない。軸変位10mm以降においては、岩ズリHとCはほぼ同程度の最大主応力差が得られているのに対し、岩ズリSgではやや小さい最大主応力差となった。

図-2.14 に、三軸圧縮試験中にX線CT装置により撮影した供試体の鉛直断面画像を示す。画像では密度が高い部分が白く、低い部分が黒く表示されている。岩ズリSgの場合、粗い粒子同士はほとんど接触しておらず、細かい粒子の中に浮いているような状態である。これは、相似粒度に調整した岩ズリSgの細粒分含有率が30%と大きくなっているためと考えられる。一方、粒度がほぼ同じで細粒分の少ない岩ズリHおよびCでは、X線CT画像より、初期状態ですでに粗い粒子同士が接触していることが確認できる。

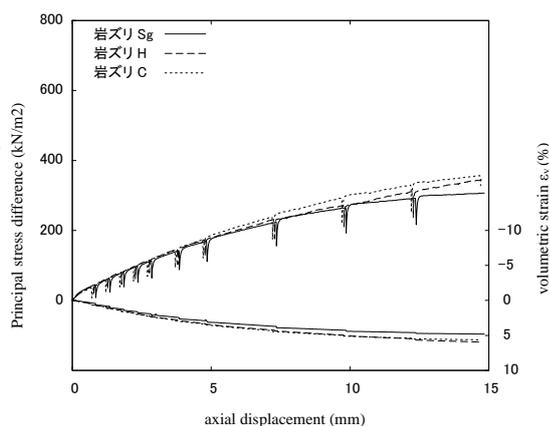


図-2.13 異なる岩ズリの三軸圧縮試験結果  
(粒径 9.5mm 未満, 緩詰め, 初期拘束圧: 100kPa)

角  $\phi_0$  を示しており, いずれの岩ズリにおいても, 供試体が密になるほど内部摩擦角  $\phi_0$  が大きくなることを確認できる。

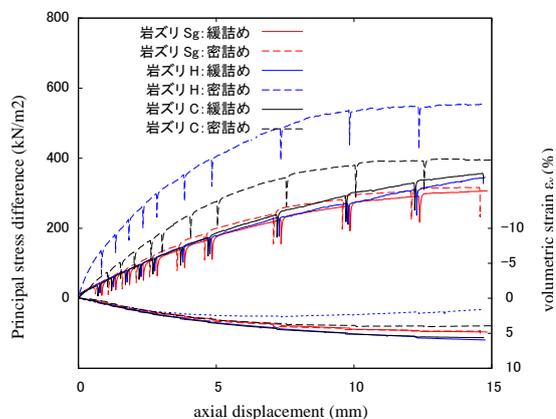


図-2.15 供試体密度と強度特性との関係  
(粒径 9.5mm 未満, 初期拘束圧 100kPa)

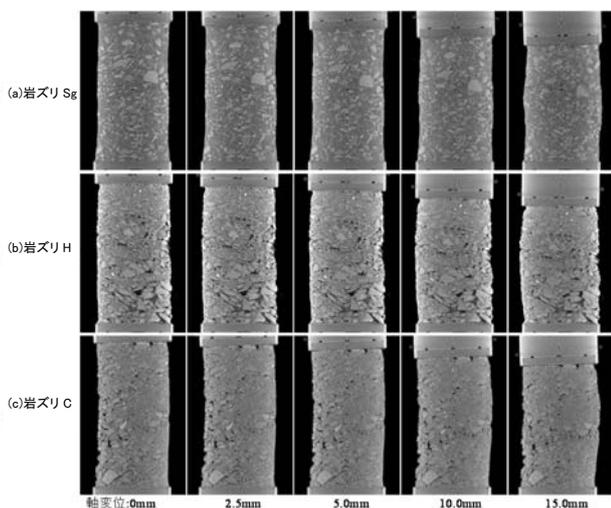


図-2.14 三軸圧縮試験時の鉛直断面画像  
(粒径 9.5mm 未満, 緩詰め, 初期拘束圧: 100kPa)

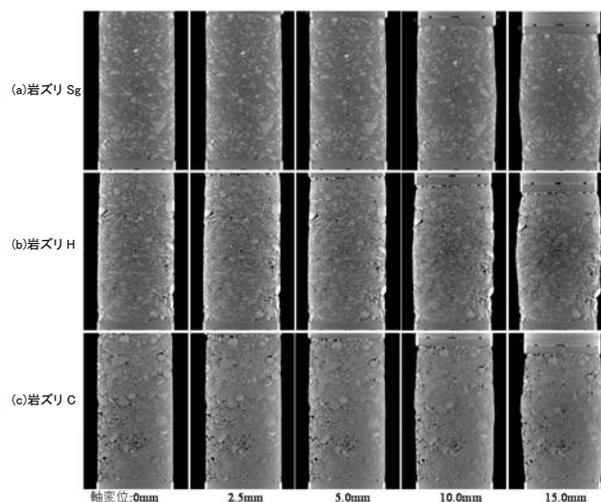


図-2.16 三軸圧縮試験時の鉛直断面画像  
(粒径 9.5mm 未満, 密詰め, 初期拘束圧 100kPa)

図-2.15 に供試体の作製方法の異なる岩ズリ (緩詰め, 密詰め) の三軸圧縮試験結果を示す. 粒度は 9.5mm 未満とし, 初期拘束圧 100kPa としている. いずれの岩ズリにおいても密詰めの方が最大主応力差が大きいが, 岩ズリ Sg では緩詰めとの差が小さい. また体積ひずみは岩ズリ H 以外において, 軸ひずみ増加に伴う圧縮傾向を示したまま試験が終了している. 岩ズリ H では, 密詰めのケースにおいて軸変位 5mm 程度までは圧縮傾向を示し, その後膨張側に転じている.

密詰めのケースにおける三軸圧縮試験中に X 線 CT 装置により撮影した供試体の内部状況を図-2.16 に示す. いずれの岩ズリにおいても, 軸変位の増加とともに供試体が徐々に軸直角方向に広がっていることが分かる.

表-2.3 には各々の実験での応力円から求めた内部摩擦

表-2.3 供試体作製方法と  $\phi_0$  との関係

岩ズリの種類	粒度	作製方法	初期拘束圧	内部摩擦角 $\phi_0$
case1	9.5mm 未満	緩詰め	100kPa	39.5
case4		密詰め	100kPa	46.7
case6	9.5mm 未満	緩詰め	100kPa	40.1
case9		密詰め	100kPa	41.7
case11	9.5mm 未満	緩詰め	100kPa	37.3
case14		密詰め	100kPa	38.4

図-2.17 に初期拘束圧の異なる三軸圧縮試験の結果を比較して示す. 岩ズリの粒度 9.5mm 未満とし, 緩詰めのケースについて示している. いずれの拘束圧においても軸変位が 15mm になるまで主応力差は緩やかに増加して

いる。初期拘束圧 200kPa での軸変位 15mm 時における最大主応力差は、いずれの岩ズリにおいても同程度の 600kPa 程度となった。またいずれの岩ズリにおいても、初期拘束圧が高いほど体積ひずみが大きくなる傾向にあることが確認でき、例えば、岩ズリ H において軸変位 15mm 時の体積ひずみは初期拘束圧 100kPa で 6%程度、200kPa で 8%程度となった。

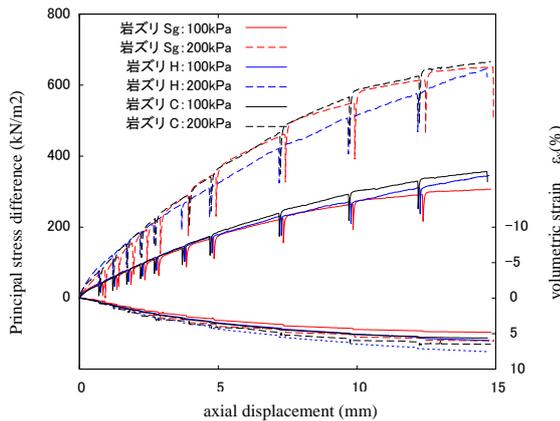


図-2.17 初期拘束圧と強度特性との関係  
(粒度 9.5mm 未満, 緩詰め)

(3) 岩ズリの粒度分布と強度特性との関係

図-2.18 に岩ズリ Sg について粒度を 3 種類 (9.5mm 未満, 75 $\mu$ m~9.5mm, 2.0~9.5mm) に調整した際の三軸圧縮試験の結果を示す。初期拘束圧 100kPa とし、緩詰め条件としている。主応力差において圧縮初期の挙動は粒度ごとに大きな差は見られないものの、軸変位の増加とともに差が生じている。粒度 9.5mm 未満のケースで最大主応力差が最も小さく、粒度が 75 $\mu$ m~9.5mm および 2.0~9.5mm のケースの最大主応力差は同程度であった。礫分以上の粒子のみを用いたケース (粒度 2.0mm~9.5mm) では、軸変位が 5mm を超えたあたりから主応力差が不安定に変動する様子が見られる。体積ひずみについては、粒度組成による違いはあまり見られなかった。

図-2.18 と同条件のケースについて、X 線 CT 装置により三軸圧縮試験中に撮影した供試体の内部状況を図-2.19 に示す。粒度が 9.5mm 未満のケースでは、圧縮初期において粗い粒子同士が接しておらず、細かい粒子の中に浮いている状況を確認できる。一方、粒度が 2.0mm~9.5mm のケースでは礫分が骨格構造を形成している状況を確認できる。これらの中間の粒度である 75 $\mu$ m~9.5mm の場合、供試体の一部で粗い粒子が接触している。供試体の中で粗い粒子同士が接触している供試体 (粒度 75 $\mu$ m~9.5mm および 2.0mm~9.5mm) では、軸変位の増加とともに

に粗い粒子同士でかみ合わせが生じることにより、図-2.18 において主応力差が増加したと推察される。このような粒度の違いによる粒子骨格と強度特性の傾向は、前述の図-2.13, 図-2.14 での岩ズリの種類 (粒度分布) の違いによる粒子骨格形成と強度の関係と同様の傾向である。

図-2.19 (b) の軸変位 15mm の X 線 CT 画像においては、圧縮に伴う岩ズリの粒子破碎の発生が確認できた (丸で囲んだ部分)。

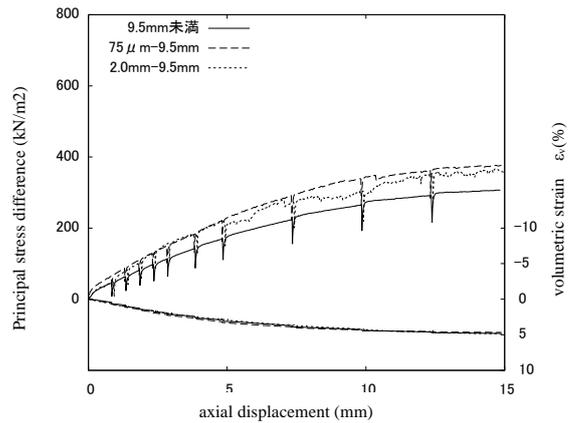


図-2.18 粒度分布と強度特性との関係  
(岩ズリ Sg, 緩詰め, 初期拘束圧 100kPa)

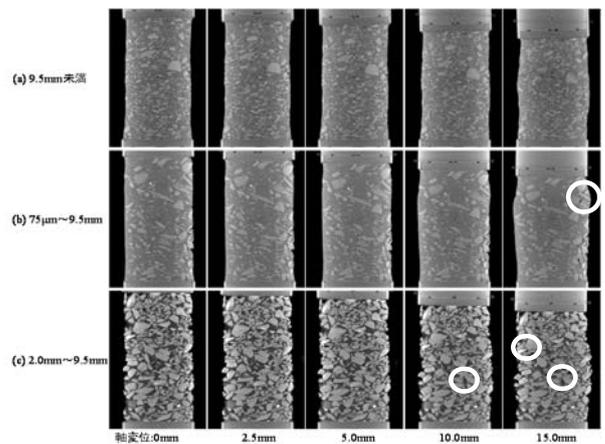


図-2.19 三軸圧縮試験時の鉛直断面画像  
(岩ズリ Sg, 緩詰め, 初期拘束圧 100kPa)

(4) 岩ズリの骨格構造が強度特性に及ぼす影響

岩ズリの骨格構造と力学挙動についてさらに検討する。骨格構造に影響する粒子破碎について注目し、その状況を明確にするため、粒度 2.0~9.5mm のものを用いた実験について着目した。岩ズリ Sg と C を使い、拘束圧が粒子破碎に及ぼす影響について比較検討した三軸試験結果を図-2.20 に示す。初期拘束圧を 100kPa, 200kPa とし、緩

詰めの条件としている。図中には、粒度 9.5mm 未満の結果も合わせて示す。これより、粒度 2.0~9.5mm における最大主応力差は、いずれの拘束圧においても岩ズリ Sg の方が岩ズリ C よりも大きいことが分かる。また、前項に示したように、粒度 2.0~9.5mm における主応力差は軸変位が 5mm を超えたあたりから不安定に変動する様子が見られるが、粒度 9.5mm 未満のものでは滑らかな線となっている。

粒度 2.0~9.5mm の供試体における三軸圧縮試験時の X 線 CT 画像を図-2.21、図-2.22 に示す。本検討では、供試体中心位置で直交する 2 つの X 線 CT 画像から粒子破碎の状況を目視で観察することを試みた。図中の丸で囲まれた部分は粒子破碎が確認できた箇所を示す。また、図より確認できた軸変位と累積破碎数の関係を図-2.23 に示す。図-2.23 より、いずれの供試体においても軸変位の増加とともに粒子破碎発生箇所が増加していることが確認できる。また、岩ズリ C の方が岩ズリ Sg よりも粒子破碎の数が多く、岩ズリの種類により粒子破碎の発生状況が異なることが確認された。これは、図-2.20 において粒度 2.0~9.5mm における最大主応力差が岩ズリ Sg がより大きかったことに関係すると考えられる。また、前述の最大密度試験時における粒子破碎率が岩ズリ C がより大きかったこととも整合する(表-2.1)。

粒子破碎の発生傾向は、初期拘束圧が大きいほど多くなることも図-2.23 より読み取ることができ、拘束圧が高いほど粒子に加わる力が大きくなるためと考えられる。

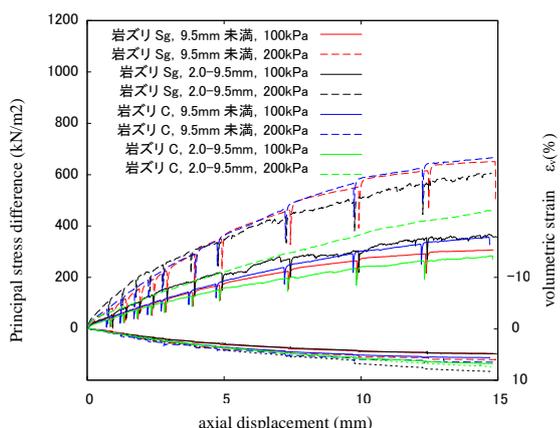
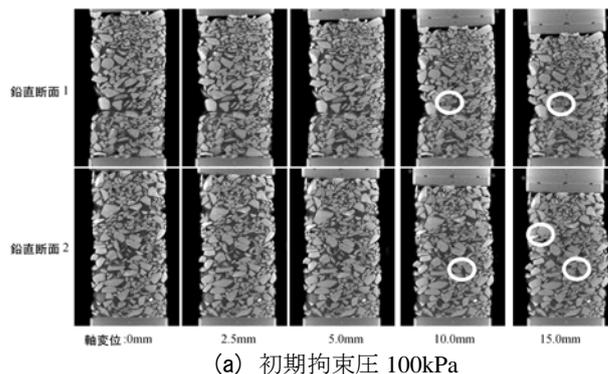
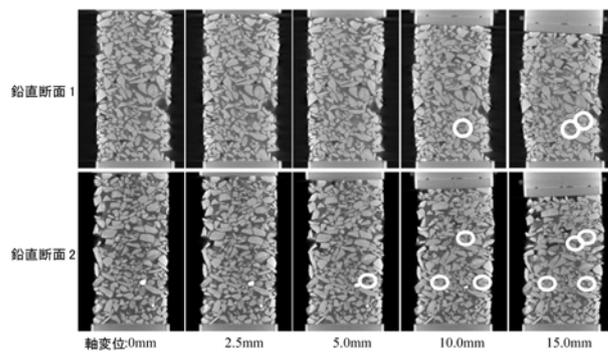


図-2.20 三軸圧縮試験結果 (緩詰め)

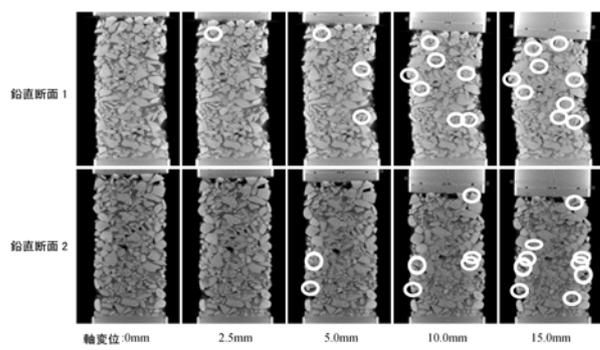


(a) 初期拘束圧 100kPa

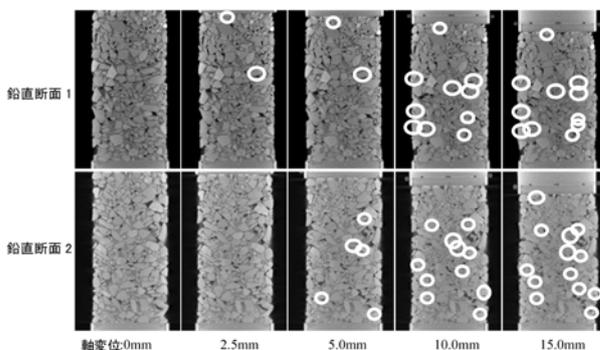


(b) 初期拘束圧 200kPa

図-2.21 X 線 CT により得られた鉛直断面画像 (岩ズリ Sg, 岩ズリの粒度 2.0~9.5mm, 緩詰め) (画像中の丸で囲まれた箇所は粒子破碎部分であり、一度破碎した箇所を累積で示している.)



(a) 初期拘束圧 100kPa



(b) 初期拘束圧 200kPa

図-2.22 X 線 CT により得られた鉛直断面画像 (岩ズリ C, 岩ズリの粒度 2.0~9.5mm, 緩詰め) (画像中の丸で囲まれた箇所は粒子破碎部分であり、一度破碎した箇所を累積で示している.)

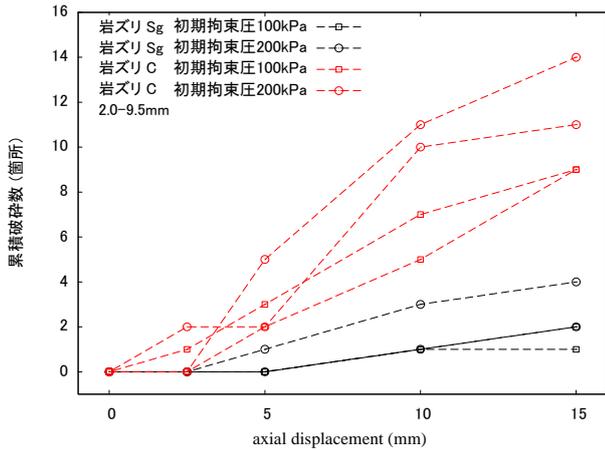


図-2.23 軸変位と累積破碎との関係

本実験で観察された粒子破碎の形態を図-2.24 に示す。この図より、岩ズリの破碎状況としては2つに破碎、層状に破碎、粉々に破碎するなどの破碎形態が確認された。軽部ら<sup>11)</sup>によると粗粒材料の粒子破碎の形態はだまかに分けて粒子が粉々に壊れる、粒子の角張りがとれる、粒子表面のギザギザがとれるとの報告があり、本試験で観察された破碎の状況と概ね整合している。

また、図-2.24 (d)に示すように、画像の暗い部分で岩ズリの粒子破碎の状況が確認できた。X線CT画像では、画像中の暗い部分は密度が低い部分を表しており、画像の暗い部分は岩ズリの中に含まれる密度の小さい軽石や泥岩等に対応していることが考えられる。これらは強度が比較的小さく、脆い粒子であり、荷重の増加によって岩ズリに含まれるそのような粒子から破碎が発生していくことが推察される。

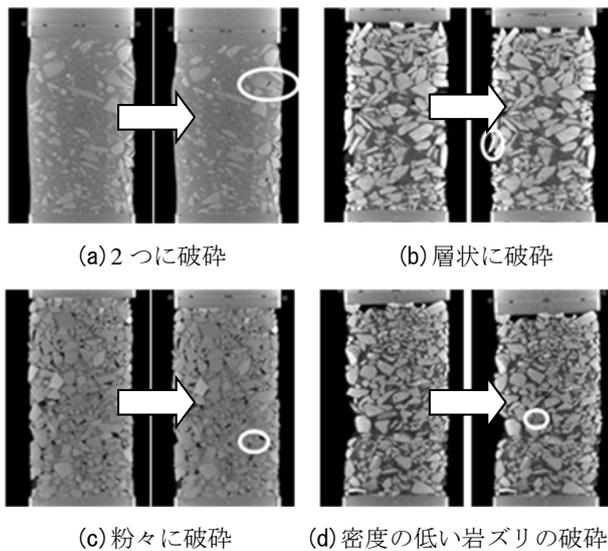


図-2.24 粒子破碎の形態

表-2.4に各実験での応力円から求めた内部摩擦角 $\phi_0$ を示す。case15を除くすべてのケースにおいて、初期拘束圧が増加するほど内部摩擦角が低減している。既往研究における岩ズリの大型三軸圧縮試験結果においても初期拘束圧が増加するほど内部摩擦角が低減すること、その低減率は徐々に小さくなることが報告されており<sup>12)</sup>、本実験結果と整合する。

また、粒度が異なるとその低減率が異なり、骨格構造を礫分が形成しているケース(粒度2.0~9.5mm)ほど内部摩擦角の低減率が大きくなっている。粒子破碎の多い岩ズリCについては、case6を除いて、 $\phi_0$ はいずれの初期拘束圧においても岩ズリSgよりも小さな値を示しており、前述の粒子破碎が多いことが影響していると考えられる。

表-2.4 初期拘束圧と $\phi_0$ との関係

	岩ズリの種類	粒度	作製方法	初期拘束圧	内部摩擦角 $\phi_0$
case1	岩ズリ H	9.5mm 未満	緩詰め	100kPa	39.5
case3				200kPa	38.6
case2		2.0~9.5mm		100kPa	38.7
case5				200kPa	34.1
case6	岩ズリ C	9.5mm 未満		100kPa	40.1
case8				200kPa	39.0
case7		2.0~9.5mm		100kPa	36.5
case10				200kPa	32.6
case11	岩ズリ Sg	9.5mm 未満	100kPa	37.3	
case15			200kPa	39.4	
case13		2.0~9.5mm	100kPa	40.0	
case16			200kPa	37.1	

(5) 岩ズリの骨格挙動

荷重載荷時の岩ズリの骨格構造の変形について、X線CT画像のPIV解析(Particle Image Velocimetry)を行った。各ステップで撮影した2枚のX線CT画像間の変位データを算定し、供試体の変形挙動を分析した(図-2.25)。

岩ズリSgにおいて、図-2.25(a)は砂分が多い粒径75 $\mu$ m~9.5mmについて示しており、粗い粒子が細かい粒子の中に浮いているようなケースである。図-2.25(b)は礫分だけの粒径2.0mm~9.5mmについて示している。それぞれの上段画像は三軸圧縮試験でのX線CT画像であり、下側の画像はPIV解析の結果を示している。図中の矢印は各画像間での変位ベクトルを示している。

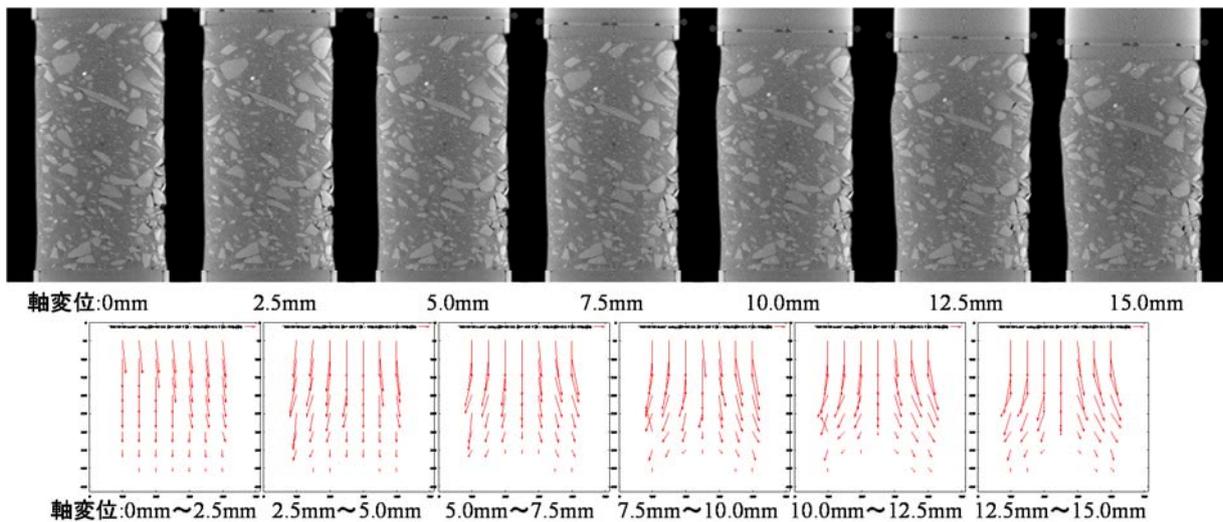
図-2.25(a)から、粗い粒子が細粒分の中に浮いているようなケースでは、圧縮初期(軸変位0mm~2.5mm)において供試体は軸方向に圧縮され、その後、軸変位の増加とともに軸直角方向に膨らむ傾向が確認できる。この傾向は、粒度を9.5mm未満としたケースでもほぼ同様であった。

一方、図-2.25(b)より、礫分以上の粒子のみで供試体を作製したケースでは、圧縮初期(軸変位0mm~2.5mm)は図-2.25(a)と同様に軸方向へ圧縮されるが、軸変位

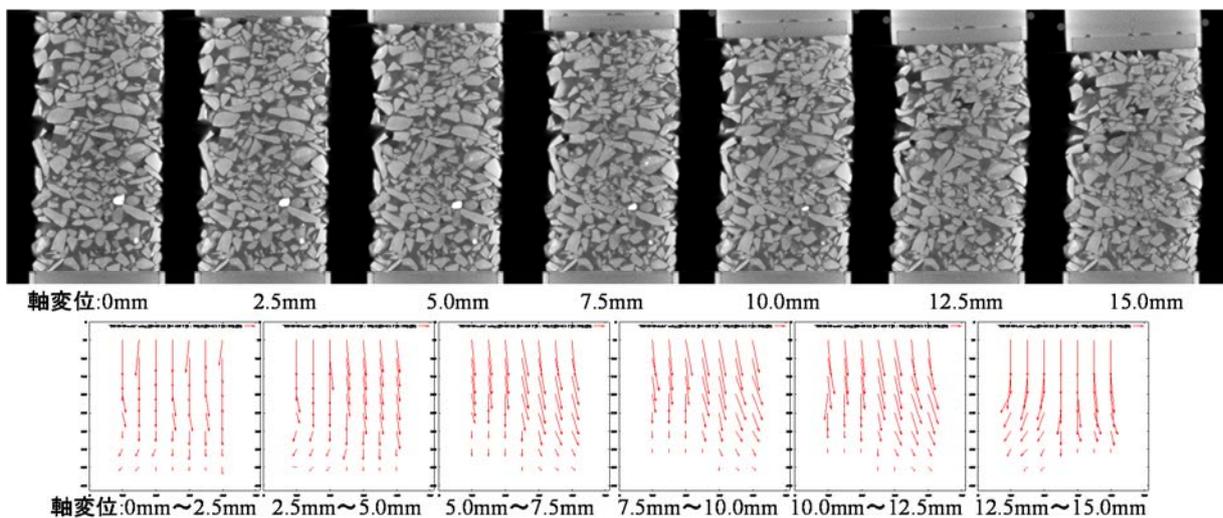
2.5mm 以降においては供試体右半分は画像右下へ変位し、左半分は軸方向へ圧縮される。ここで、図-2.21 (b)より、X線CT画像から判別できる最初の粒子破碎は軸変位2.5mm~5.0mmの間で供試体右下部に生じていることが確認でき、ここを境に供試体の変形挙動が変化しているようである。

以上より、供試体の大部分が粗い粒子で構成されているような場合(図-2.25 (b)のようなイメージ)、軸変位の増加とともにそれぞれの粒子に力が伝わり、粗い粒子で骨格が形成されていく。その後、軸変位の増加とともに粒

子同士に作用する力が大きくなることで粒子破碎が生じる。これにより骨格構造の一部が破壊され、その後の変形モードが変化する。粗い粒子が細かい粒子の中に浮いているような供試体の場合には(図-2.25 (a)のようなイメージ)、軸変位の増加とともに供試体は圧縮され、骨格構造が形成されていくものと考えられる。その過程で粒子破碎が生じたとしても、骨格構造の大部分を細かい粒子が形成しているため変形モードに大きな変化は見られないものと推察される。



(a) 岩ズリの粒度  $75\mu\text{m}\sim 9.5\text{mm}$   
(岩ズリ  $S_g$ , 緩詰め, 初期拘束圧  $100\text{kPa}$ )



(b) 岩ズリの粒度  $2.0\text{mm}\sim 9.5\text{mm}$   
(岩ズリ  $S_g$ , 緩詰め, 初期拘束圧  $200\text{kPa}$ )

図-2.25 PIV解析結果

### 3. 岩ズリ水平地盤の振動実験

1章で示したように、東北地方太平洋沖地震において岩ズリを用いた岸壁における被害が見られたことから、ここでは、地震時における動的繰返しせん断を受けた際の岩ズリ挙動の把握を目的とし、岩ズリの水平地盤の振動実験を行った。

#### 3.1 実験概要

実験においては、大型振動台に2種類のせん断土層（小型土層：幅1m×高さ0.5m×奥行0.5m，大型土層：幅2m×高さ1m×奥行1m），または、剛土層（幅4m×高さ1.5m×奥行1.5m）を設置し、岩ズリを投入して地盤を作成した。それぞれの実験模型の平面図および断面図を図-3.1に示す。せん断土層は、側方に限られた幅の模型地盤であっても地震中の水平方向せん断変形を抑制しないよう、縦方向に複数の土槽枠を積み重ねたような構造となっている（写真-3.1）。

図-3.1のように、作成した岩ズリ地盤には、その挙動を把握するため、加速度計および間隙水圧計を地中、地表に設置している。また、岩ズリ地盤の変形挙動を把握するため、せん断土層を用いた実験において、せん断土層枠の動的水平変位を測るためにレーザー変位計を複数設置している。岩ズリ地盤の沈下挙動については、地表面沈下の測定にレーザー変位計を用い、また、岩ズリ地中での鉛直沈下量計測用にワイヤー式変位計を繋げた沈下板を複数深度に設置した。また、岩ズリ地盤地表においては、地震動載荷後の地表鉛直沈下量を測定するための地表ターゲットも複数配置し、加振後においてその高さを計測している。

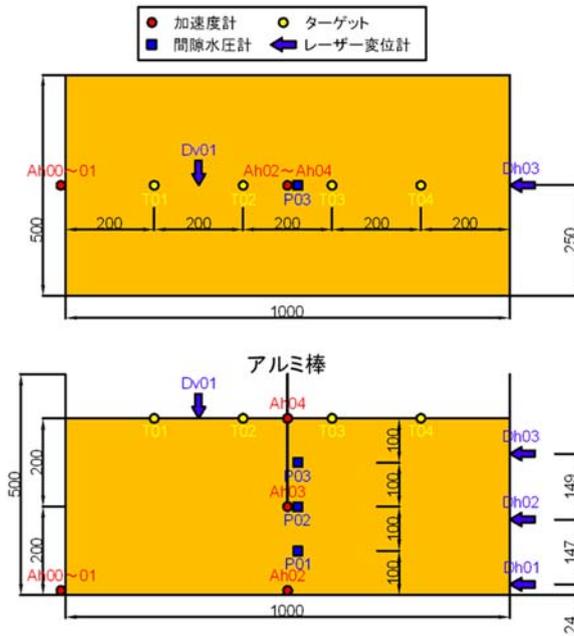
実験ケースを表-3.1に示す。実験では、岩ズリ種別、密度、地盤作成法、相似率、入力地震動を変化させた実験ケースを設定した。

実験に用いた岩ズリは、模型地盤作成前において、採石場より採取した岩ズリH、C、Skは気乾状態であり、現地岸壁より採取した岩ズリSgは湿潤状態であった。模型地盤作成においては、岩ズリ材料をスコップで静かに土槽内に投入し、地盤が所定厚さに達した後に水位が地表面に達するまで土層底部からゆっくりと注水する方法を標準とした。密詰めの地盤を作成する場合には、スコップで所定量を投入するたびに人力で踏み固めを行い、密度を増大させることとした。また、岩ズリSgにおいては、比較のため、先に土槽内に水を張ったのちに岩ズリをスコップでその中に静かに投入する方法によって地盤作成をするケースも設定した。

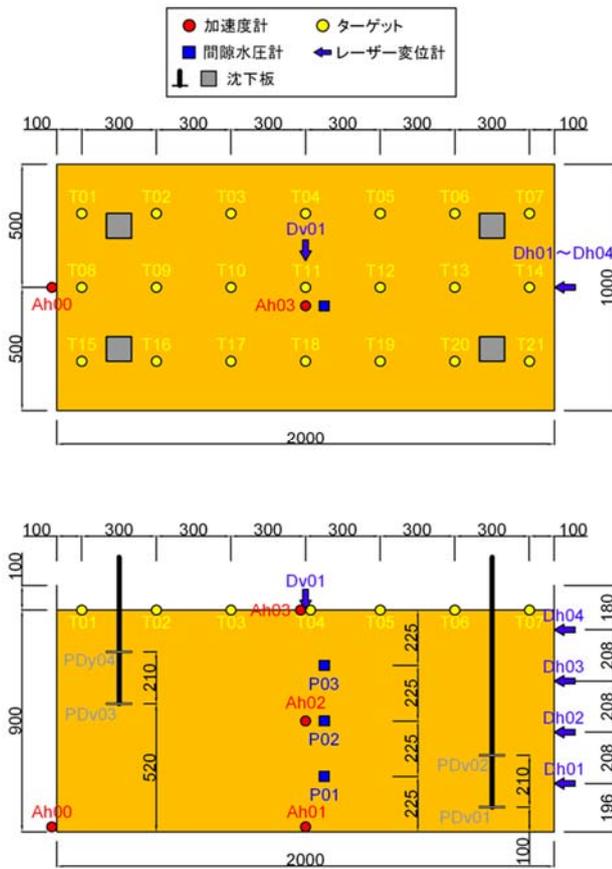
本実験においては、1章で示した実岸壁での岩ズリ層厚を考慮し、各ケースにおいて層厚が実スケールで12m、18m程度となるよう長さの相似率 $\lambda$ を設定した。相似則については、Iaiにより提案されている、1G場における振動台実験の相似則<sup>13)</sup>を適用した。この相似則は地盤を二層系飽和材料（間隙水と土骨格）とし、力のつり合い式と連続の式に基づき導かれたものである。本相似則において、密度の相似率を1、ひずみの相似率を $\lambda^{0.5}$ と仮定することで得られる相似則を適用した。表-3.2に適用した相似率の一覧を示す。

実験に使用した入力地震波を図-3.2および図-3.3に示す。地震波は、1章に示した東北地方太平洋沖地震の際の常陸那珂港、仙台港で事後に推定された地震動を工学的基盤面でのE+F波に変換したものであり、相似則により時間縮尺 $\lambda^{0.75}$ を適用した相似則波と、そのままの縮尺とした原寸波を用いた。

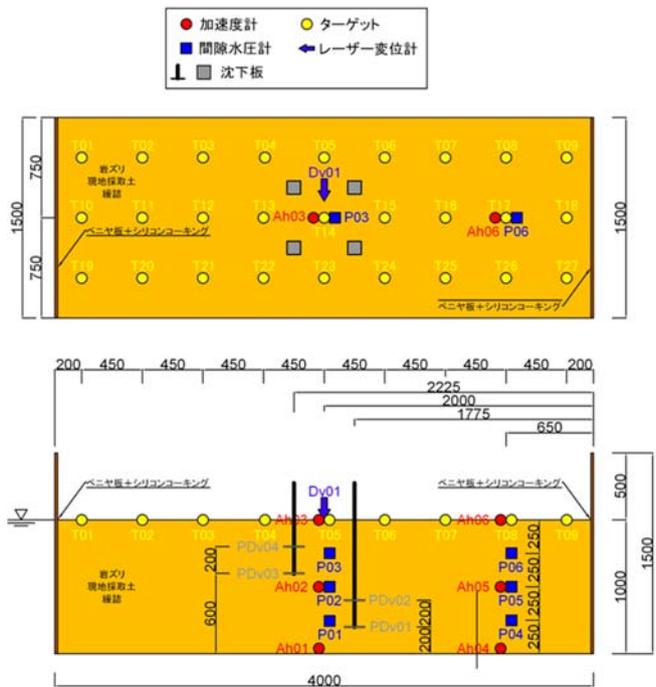
加振実験は作成した模型地盤に対して複数回行った。各加振後において模型地盤の地表面沈下量を測定し、事後の体積からその時点での岩ズリ密度を確認し、各加振実験での岩ズリの挙動と密度の関係を整理することとした。



(a)小型せん断土槽



(b)大型せん断土槽



(c)剛土槽

図-3.1 使用した土層および計測機器



(a)小型せん断土槽



(b)大型せん断土槽

写真-3.1 せん断土槽

表-3.1 実験ケース

(a) 岩ズリH

ケース名称	試料	密度	せん断土槽	土層作成方法	$\lambda$	入力地震動	初期相対密度 Dr(%)
case TL-H_o	岩ズリ H	緩詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	25.2
case TL-H2_o	岩ズリ H	緩詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	34.3
case TD-H_o	岩ズリ H	密詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	54.7
case TL-H_s	岩ズリ H	緩詰め	小型	気中投入	30	仙台	29.6
case TL-H2_s	岩ズリ H	緩詰め	小型	気中投入	30	仙台	58.7
case TD-H_s	岩ズリ H	密詰め	小型	気中投入	30	仙台	99.9

(b) 岩ズリC

ケース名称	試料	密度	せん断土槽	土層作成方法	$\lambda$	入力地震動	初期相対密度 Dr(%)
case TL-C_o	岩ズリ C	緩詰め	大型	気中投入	12.11	仙台	-10.4
case TL-C2_o	岩ズリ C	緩詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	-19.9

(c) 岩ズリSg

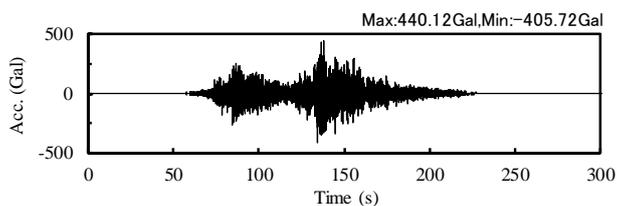
ケース名称	試料	密度	せん断土槽	土層作成方法	$\lambda$	入力地震動	初期相対密度 Dr(%)
case TL-Sg_s	岩ズリ Sg	緩詰め	小型	気中投入	30	仙台	-5.2
case SL-Sg_s	岩ズリ Sg	緩詰め	小型	水中投入	30	仙台	26.1
case TD-Sg_s	岩ズリ Sg	密詰め	小型	気中投入	30	仙台	63.3
case SL-Sg2_s	岩ズリ Sg	緩詰め	小型	水中投入	30	仙台	29.5
case SL-Sg_s_v	岩ズリ Sg	緩詰め	小型	水中投入	30	仙台	0.8
case TL-Sg_o	岩ズリ Sg	緩詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	11.3
case TD-Sg_o	岩ズリ Sg	密詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	35.8
case TL-Sg_xl	岩ズリ Sg	緩詰め	剛土層	気中投入	10.9, 20	仙台, 常陸那珂	26.7

(d) 岩ズリSk

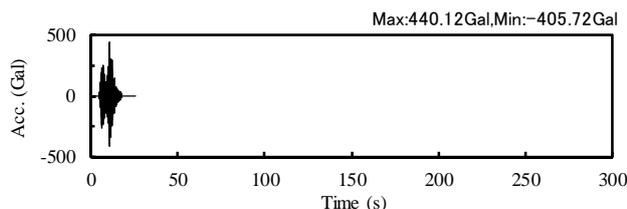
ケース名称	試料	密度	せん断土槽	土層作成方法	$\lambda$	入力地震動	初期相対密度 Dr(%)
case TL-Sk_s	岩ズリ Sk	緩詰め	小型	気中投入	30	仙台	8
case TD-Sk_s	岩ズリ Sk	密詰め	小型	気中投入	30	仙台	47.1
case TL-Sk_o	岩ズリ Sk	緩詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	5.3
case TD-Sk_o	岩ズリ Sk	密詰め	大型	気中投入	20	常陸那珂	45.7

表-3.2 相似則と縮尺比

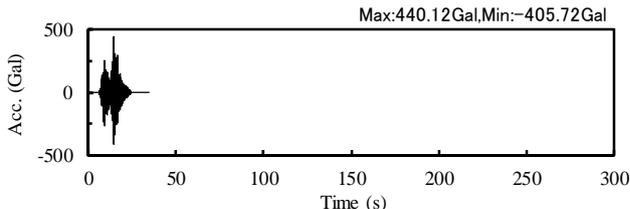
使用した土槽		小型せん断土槽	大型せん断土槽	大型せん断土槽 剛土槽	剛土槽
パラメータ	実物/模型				
長さ	$\lambda$	30.00	12.11	20.00	10.90
密度	1	1.00	1.00	1.00	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	12.82	6.49	9.46	6.00
応力	$\lambda$	30.00	12.11	20.00	10.90
間隙水圧	$\lambda$	30.00	12.11	20.00	10.90
変位	$\lambda^{1.5}$	164.32	42.15	89.44	35.99
加速度	1	1.00	1.00	1.00	1.00
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48	3.48	4.47	3.30
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.82	6.49	9.46	6.00



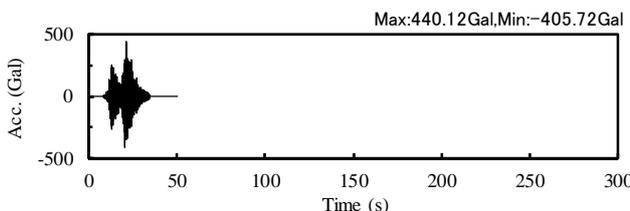
(a) 原寸波



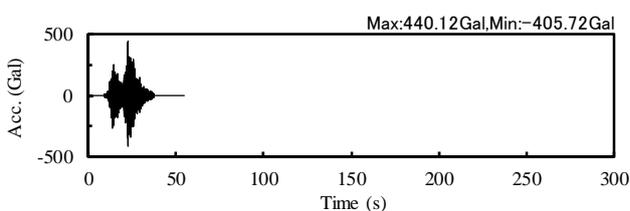
(b) 相似則波 :  $\lambda = 30$



(c) 相似則波 :  $\lambda = 20$

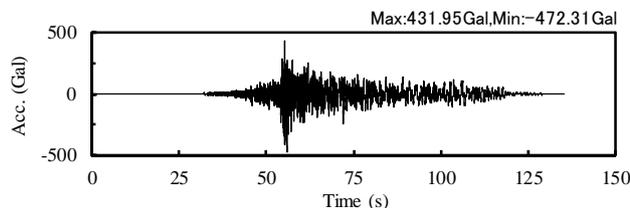


(d) 相似則波 :  $\lambda = 12.11$

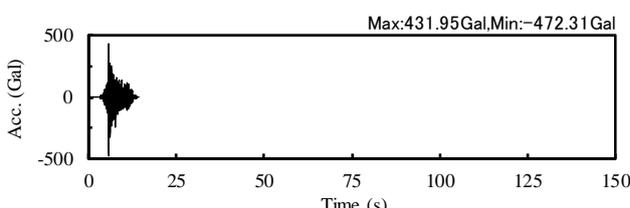


(e) 相似則波 :  $\lambda = 10.9$

図-3.2 入力地震動：仙台港



(a) 原寸波



(b) 相似則波 :  $\lambda = 20$

図-3.3 入力地震動：常陸那珂港

### 3.2 実験結果

加振実験における加速度、間隙水圧、変位の時刻歴の一例を図-3.4、図-3.5に示す。これらのケースでの岩ズリはSg, Skであり、相対密度は10%程度である。岩ズリSgのケースにおいては過剰間隙水圧の蓄積が見られるが、図中に示す初期の有効上載圧までは達しておらず、完全な液状化には達していない。岩ズリSkのケースにおいては、過剰間隙水圧の発生は全く見られず、岩ズリH, Cも同様の傾向であった。2章に示したように、岩ズリSgは他の岩ズリと比較して細粒分・砂分の含有が多く、透水係数もやや小さい。よって、ここでの入力地震動では完全な液状化には達しなかったものの、他よりは液状化が発生する可能性が大きいと考えられる。一方、岩ズリSk, H, Cにおいては過剰間隙水圧の蓄積がほとんど見られなかったことから、液状化の可能性はかなり小さいことが認められる。

これらのケースについて、同じ入力地震動で3回加振した時のそれぞれの地表沈下量を図-3.6、図-3.7に示す。どちらのケースにおいても、加振回数とともに沈下量は減少していることが確認できる。加振を重ねる毎に岩ズリ地盤は沈下して体積収縮し、密度は大きくなる。よって同じ入力地震動においても、密度の増大によって岩ズリの地震時の体積収縮量は小さくなる事が分かる。

各加振ケースにおける地表沈下量を岩ズリの層厚で除することによって、その加振により生じた体積ひずみを算出できる。岩ズリHで作成した模型地盤について複数回の加振(常陸那珂波)で生じたそれぞれの岩ズリの体積ひずみを図-3.8に示す。ここで、相似則波による加振結果については、体積ひずみは相似率を考慮して実物スケールでの値としている。どのケースにおいても、同じ入力地震動で加振するにしたがい体積ひずみは小さくなる。また、1回目の加振の最も密度が小さいケースにおいては、6%以上の圧縮の体積ひずみが生じている。

岩ズリHについて、体積ひずみとその際の岩ズリ地盤の密度との関係を整理したものを図-3.9、図-3.10に示す。ここでは、前者は相対密度で示し、後者では2章において締固め試験より求めた最大乾燥密度との比率である締固め度で示した。体積ひずみは圧縮を正としており、相似則波加振による結果においては相似率を考慮して実物スケールでの値としている。加振波形は常陸那珂波、仙台波の両方について示している。どちらの図においてもばらつきは見られるものの、密度が大きくなるにつれて体積収縮が小さくなる事が確認できる。相対密度において70%以上、締固め度で0.9以上の密度となると、常陸那珂波、仙台波の加振では体積収縮はほとんど起こらないこ

とが分かる。なお、1章で示した常陸那珂港での岩ズリ層厚18m程度を考慮すると、4%の体積ひずみにより70cm程度、1%で20cm程度の岩ズリ層の沈下が考慮される。常陸那珂での被害事例では岸壁法線の水平変位は50cm以上で背後地盤は130cm以上沈下していた。これは、およそとして、岸壁の側方変位により50cm沈下し、残りの80cm程度が岩ズリの体積収縮により沈下したと考えることができる。この体積収縮量は4~5%程度の岩ズリの体積ひずみに相当する。よって、図-3.9より考慮すると、ばらつきはあるものの、現地における岩ズリの相対密度は地震前において小さく、緩い状態であったことが考えられる。

岩ズリC, Sg, Skについても同様に、体積ひずみと相対密度、締固め度の関係を整理した(図-3.11, 図-3.12, 図-3.13, 図-3.14, 図-3.15)。岩ズリCにおいては2章において締固め試験を実施していないので、締固め度との関係は整理していない。いずれの場合も、ばらつきはあるものの、岩ズリの密度増大とともに体積圧縮ひずみは小さくなる傾向にある。相対密度において、岩ズリSkでは40%程度でもあまり大きな体積圧縮ひずみは生じていないが、岩ズリSgでは5%を超えるような大きな圧縮ひずみが生じている。岩ズリSgでは、相対密度0%程度において10%を超えるような大きな圧縮ひずみが生じたケースも見られた。岩ズリCでは、データが少なくばらつきも多いものの、岩ズリSkと同様に、相対密度40%程度で体積圧縮ひずみはかなり小さく、体積収縮はあまり生じていない。

1章に示したように、仙台港においては岸壁の側方変位とともに、背後エプロン部で平均60~80cm、最大で130cm程度の沈下が見られている。側方への変位も考えると、現地で見られた沈下量のうちのいくらかが岩ズリの体積収縮により生じたと考えられる。層厚12mを考慮すると体積圧縮ひずみが5%で60cmの沈下量となり、図-3.12, 図-3.14より、岩ズリSg, Skにおいて5%程度の体積ひずみとなるには相対密度はかなり小さな値である必要がある。

せん断土槽を用いた実験においては、せん断土槽枠の水平方向の動きを計測するレーザー変位計を設置しており、地盤の水平変位を鉛直方向の複数個所で計測している(図-3.1)。この水平変位のデータから、以下により地盤のせん断ひずみを算出した。

$$\gamma_{xy} = \frac{D_{x1} - D_{x2}}{L} \times 100$$

ここに、 $\gamma_{xy}$  : せん断ひずみ(%)

$D_{x1}$ ,  $D_{x2}$  : 隣合うレーザー変位計による水平変位

$L$  : 隣合うレーザー式変位計間の距離

また、剛土層を用いた実験においては、加速度計で得られた加速度時刻歴を時間で2階積分することにより変位時刻歴とし、上式と同様に、隣合う二つの深度の変位値の差を加速度計間の距離で除すことによってせん断ひずみを算出した。せん断ひずみ値は各計測センサー間の値として求められ、これらの複数のせん断ひずみ値をそれぞれのセンサー間距離(層厚)で重みづけして平均化して、一つの代表のせん断ひずみ時刻歴とした。また、相似則波で加振したケースにおいては、ひずみの相似率を適用して、実スケールにおけるせん断ひずみ値とした。

各岩ズリについて、このようにして求めたせん断ひずみの加振中の最大値と加振後の体積圧縮ひずみとの関係を図-3.16, 図-3.17, 図-3.18 および図-3.19 に示す。最大せん断ひずみが大きくなるにつれて体積ひずみも大きくなる傾向が見られるものの、ばらつきは大きい。

最大せん断ひずみはせん断ひずみの瞬間的な最大値であり、振動の継続時間は考慮できない。そこで、せん断ひずみの時間的な累積を考慮できるものとして、以下に示す累加せん断ひずみ<sup>14)</sup>を求めることとした。

$$\gamma_{acm} = \int_0^t |\dot{\gamma}(t)| dt$$

ここに、 $\dot{\gamma}(t)$  : 時刻  $t$  におけるせん断ひずみ速度

各岩ズリでの累加せん断ひずみと体積ひずみの関係を図-3.20, 図-3.21, 図-3.22 および図-3.23 に示す。またここでは、各加振ケースにおける岩ズリの相対密度をマーカー種別で分類して表示している。これらの図においてもばらつきは大きいものの、岩ズリ密度が小さく、累加せん断ひずみが大きいほど、体積ひずみが大きくなる傾向が見られる。

各岩ズリに発生した体積圧縮ひずみはその密度や載荷される繰返しせん断の大きさに依存することを確認し、また、岩ズリ種別によっても異なることを確認した。発生した体積ひずみは岩ズリ  $S_g$  が最も大きい傾向にあり、その次に岩ズリ  $H$  の順となり、岩ズリ  $S_k$ ,  $C$  の体積ひずみは他よりも小さくなる傾向があった。よって、地震時における岩ズリの沈下、体積収縮を把握するには動員される繰返しせん断の大きさや相対密度だけでは十分ではなく、個別の岩ズリごとにそれらとの関係を把握する必要があることが分かった。ここで行った実験結果は現場での岩ズリの沈下事例と整合性があった。よって、現場における岩ズリの密度と加えられる地震荷重を把握して同様の実験を行うことにより、岩ズリの沈下挙動を予測できると考えられる。

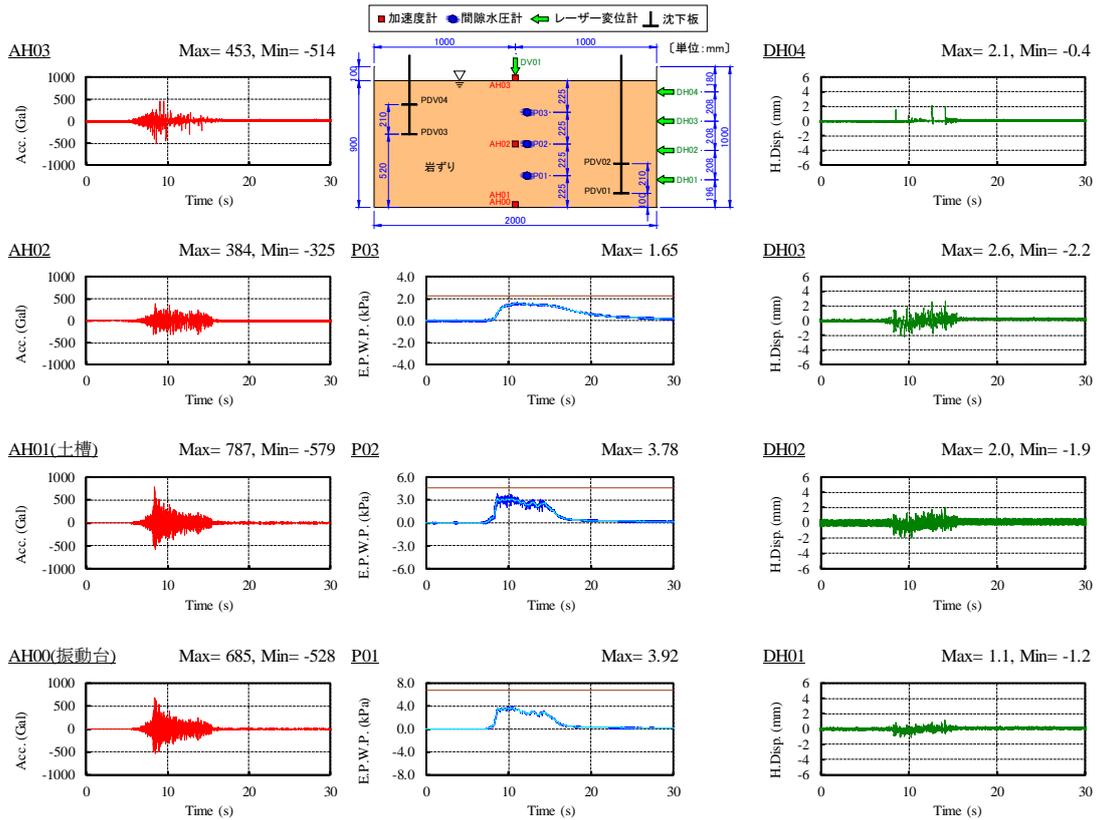


図-3.4 case TL-Sg\_o (相似則波 1 波目), 岩ズリ Sg : 加速度, 間隙水圧および水平変位時刻歴

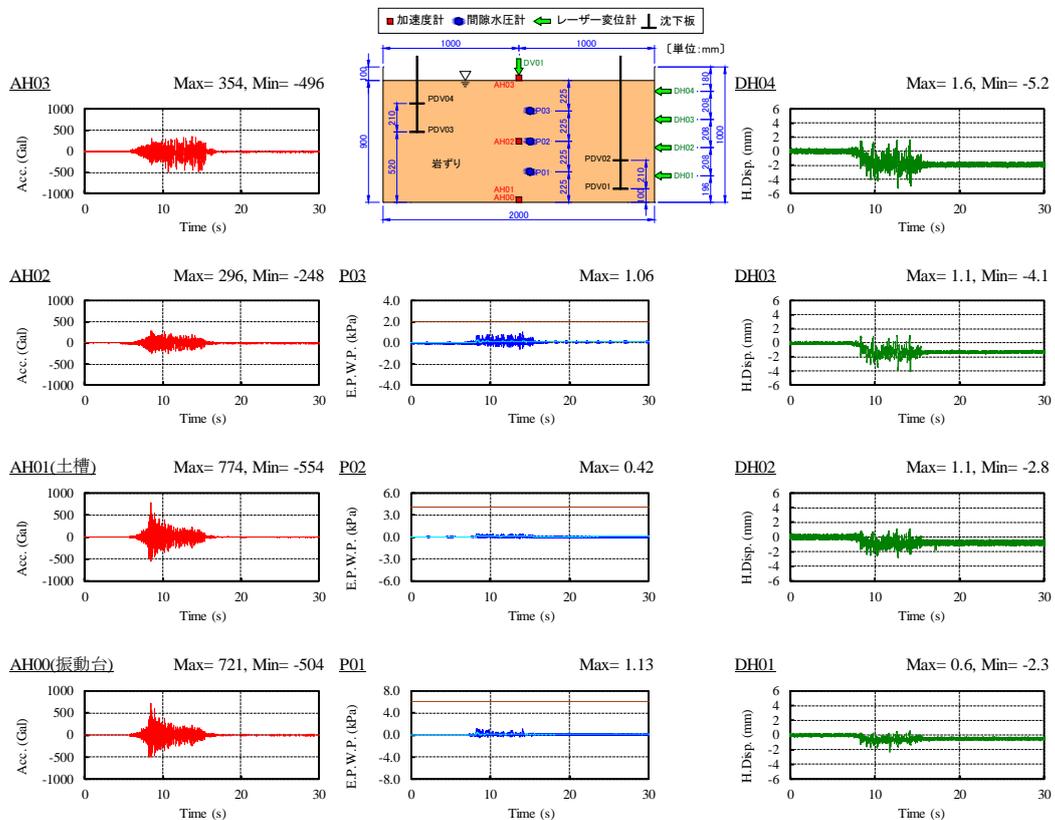


図-3.5 case TL-Sk\_o (相似則波 1 波目), 岩ズリ Sk : 加速度, 間隙水圧および水平変位時刻歴

DV01

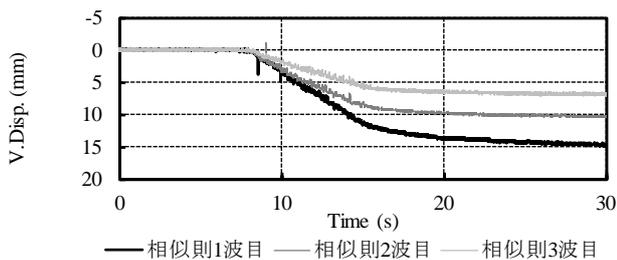


図-3.6 case TL-Sg\_o (相似則波 1~3 波目), 岩ズリ Sg, 鉛直変位時刻歴

DV01

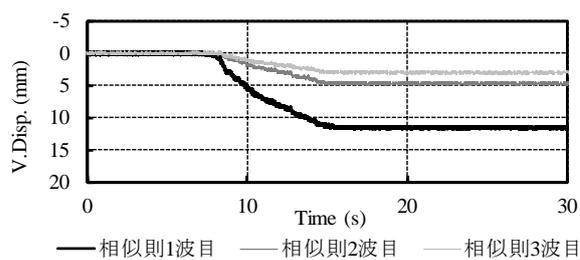


図-3.7 case TL-Sk\_o (相似則波 1 波目), 岩ズリ Sk, 鉛直変位時刻歴

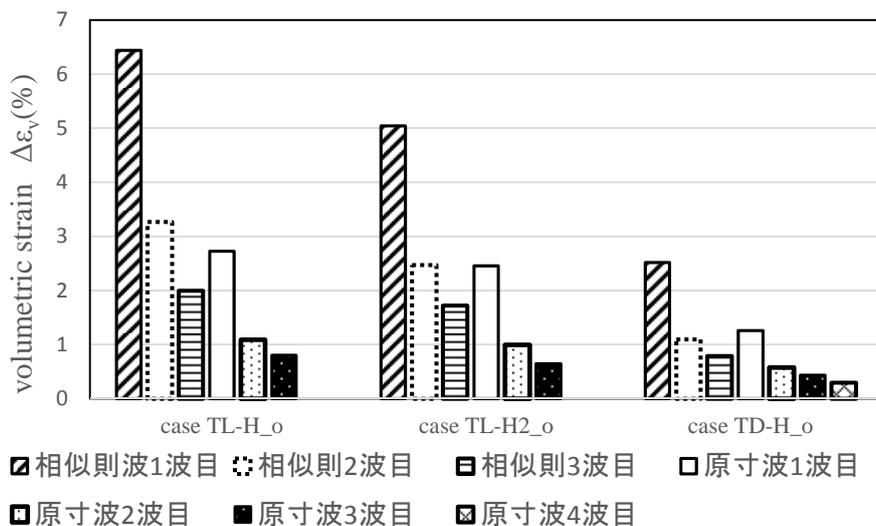


図-3.8 加振毎による体積ひずみの発生量 (岩ズリ H)

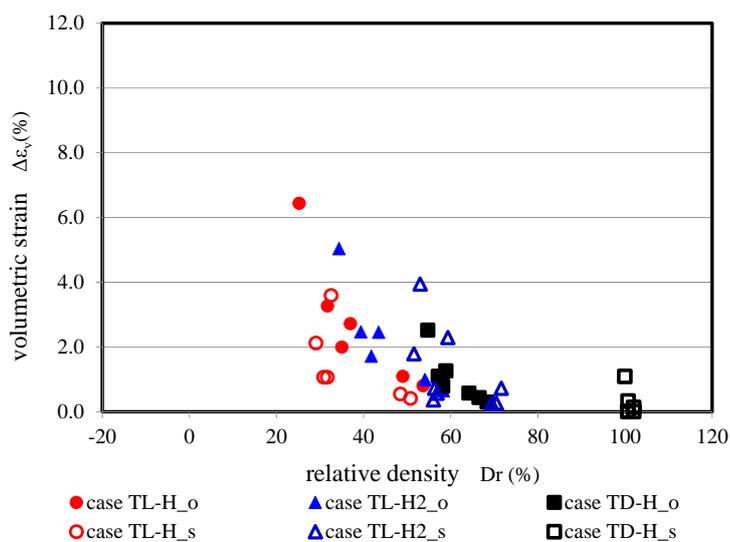


図-3.9 相対密度と体積ひずみの関係 (岩ズリ H)

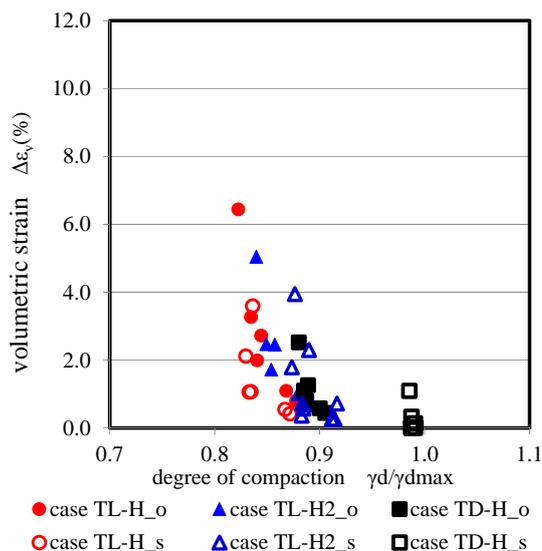


図-3.10 締固め度と体積ひずみの関係 (岩ズリ H)

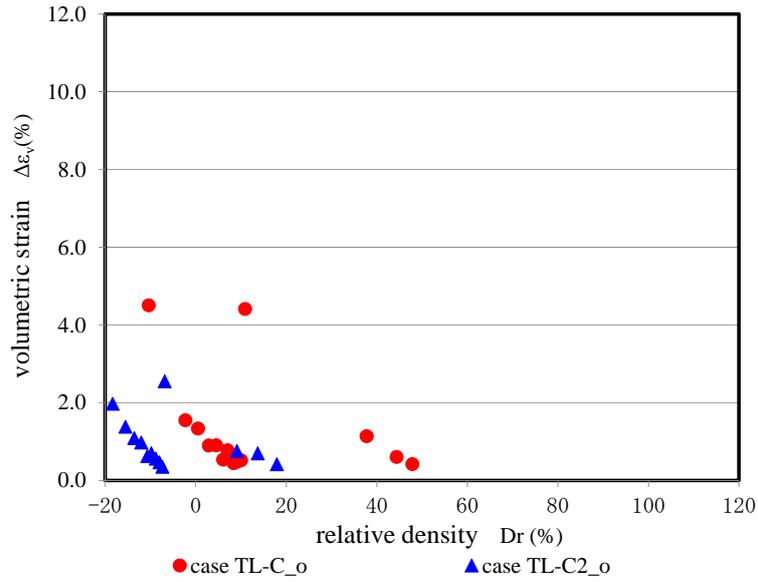


図-3.11 相対密度と体積ひずみの関係 (岩ズリ C)

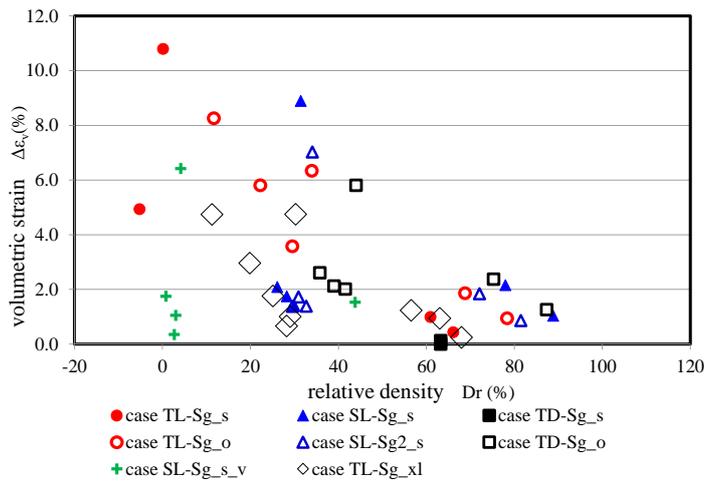


図-3.12 相対密度と体積ひずみの関係 (岩ズリ Sg)

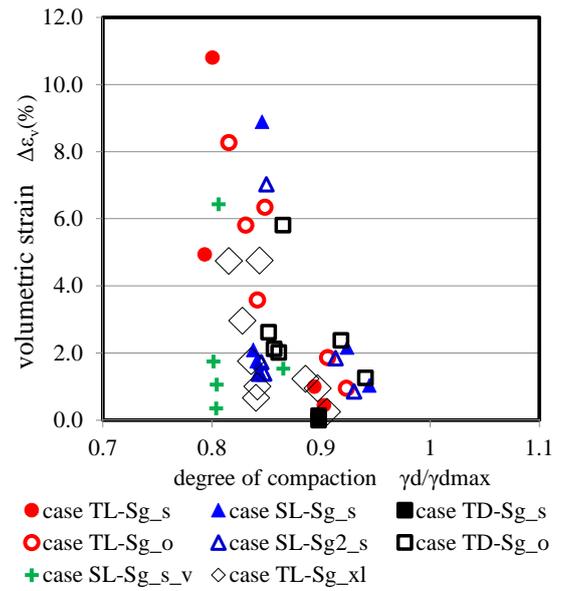


図-3.13 締め固度と体積ひずみの関係 (岩ズリ Sg)

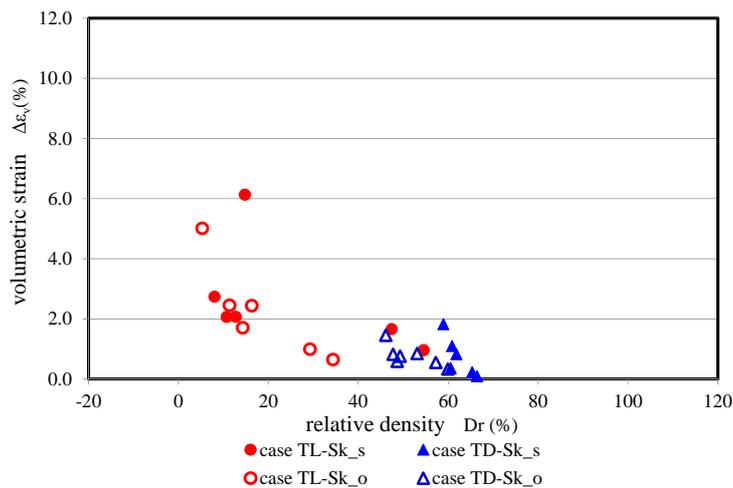


図-3.14 相対密度と体積ひずみの関係 (岩ズリ Sk)

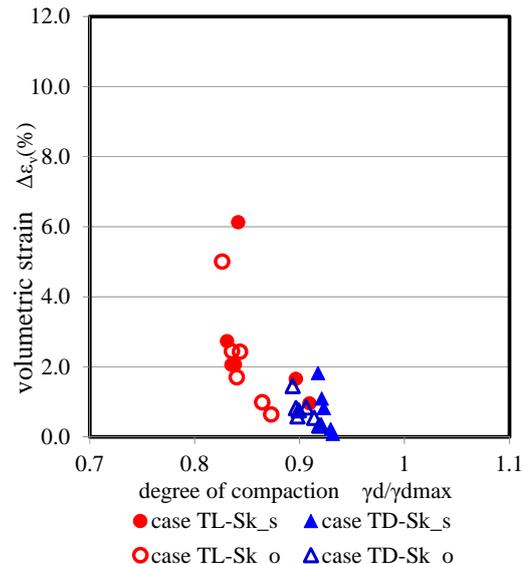


図-3.15 締固め度と体積ひずみの関係 (岩ズリ Sk)

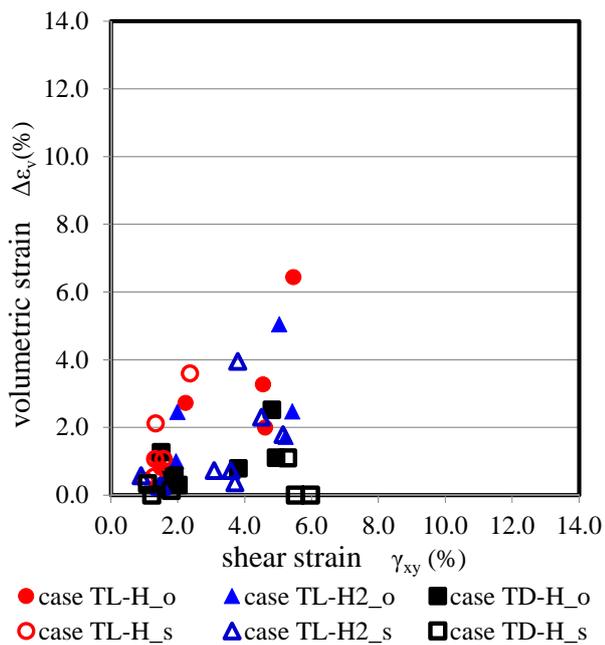


図-3.16 せん断ひずみと体積ひずみの関係 (岩ズリ H)

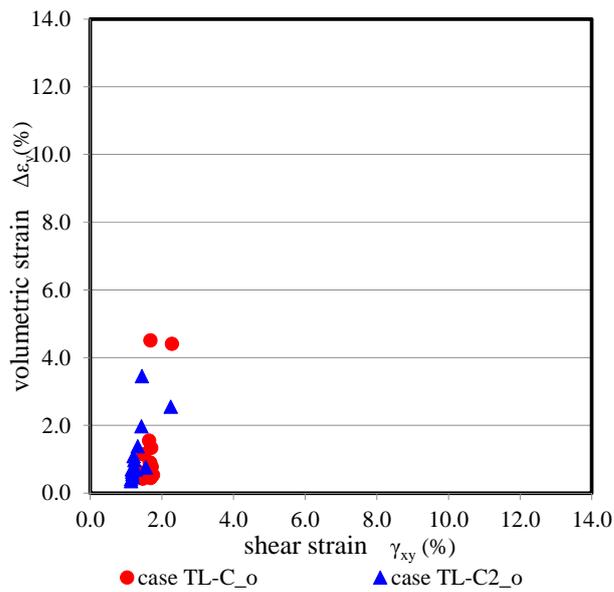


図-3.17 せん断ひずみと体積ひずみの関係 (岩ズリ C)

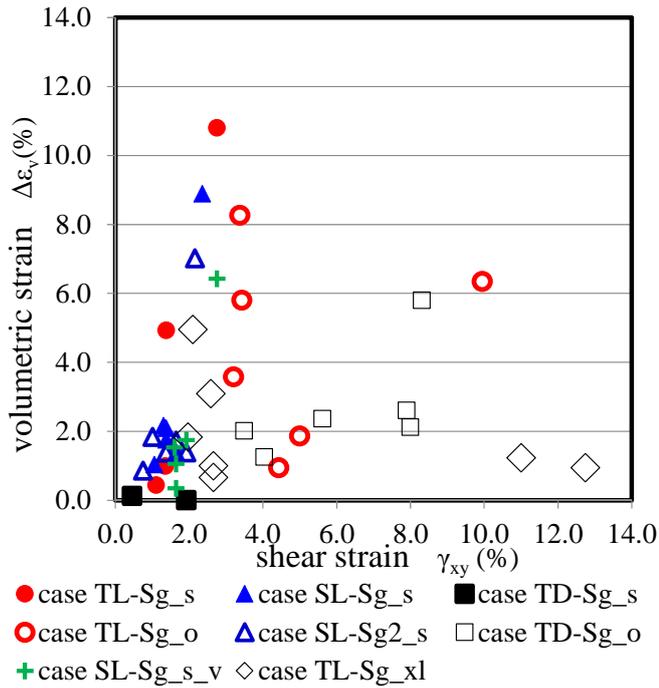


図-3.18 せん断ひずみと体積ひずみの関係  
(岩ズリ Sg)

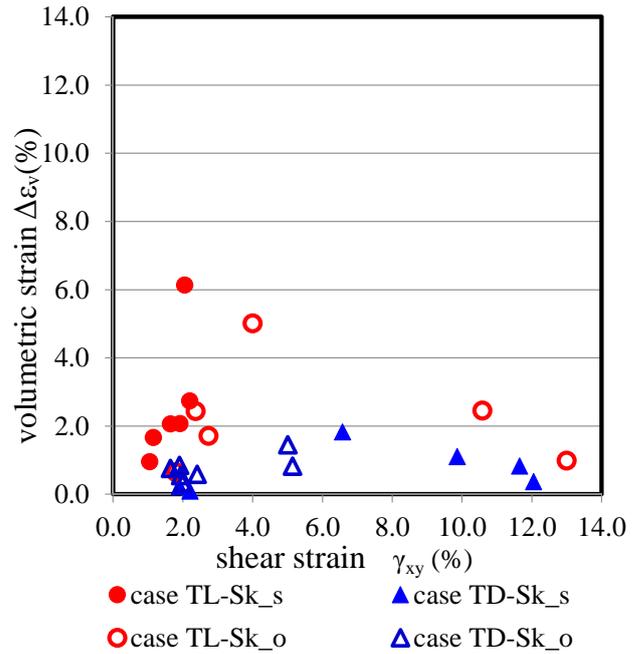


図-3.19 せん断ひずみと体積ひずみの関係  
(岩ズリ Sk)

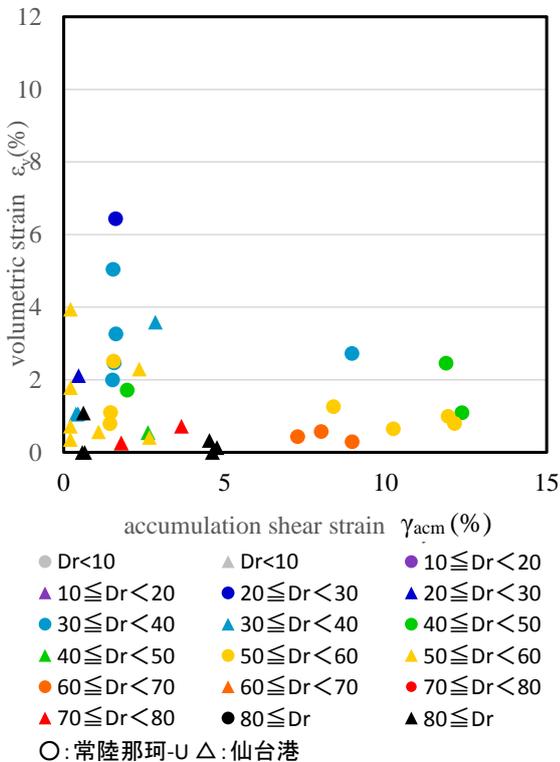


図-3.20 体積ひずみと累加せん断ひずみの関係  
(岩ズリ H)

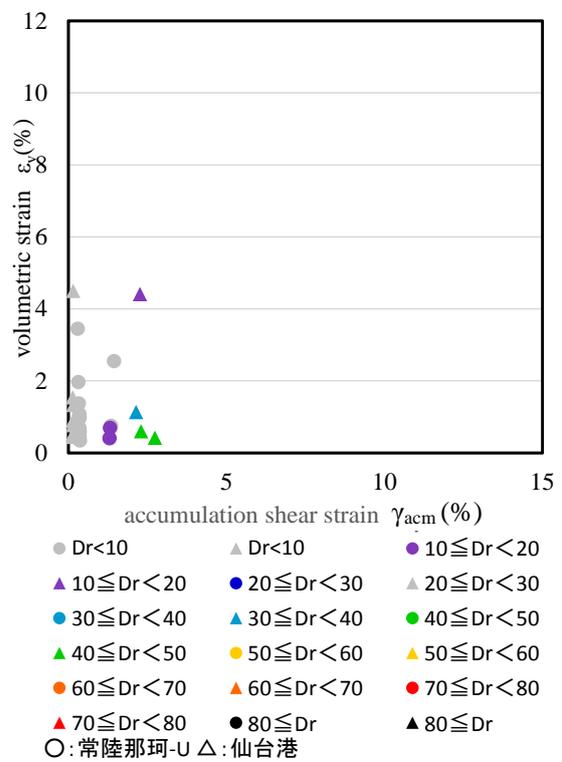


図-3.21 体積ひずみと累加せん断ひずみの関係  
(岩ズリ C)

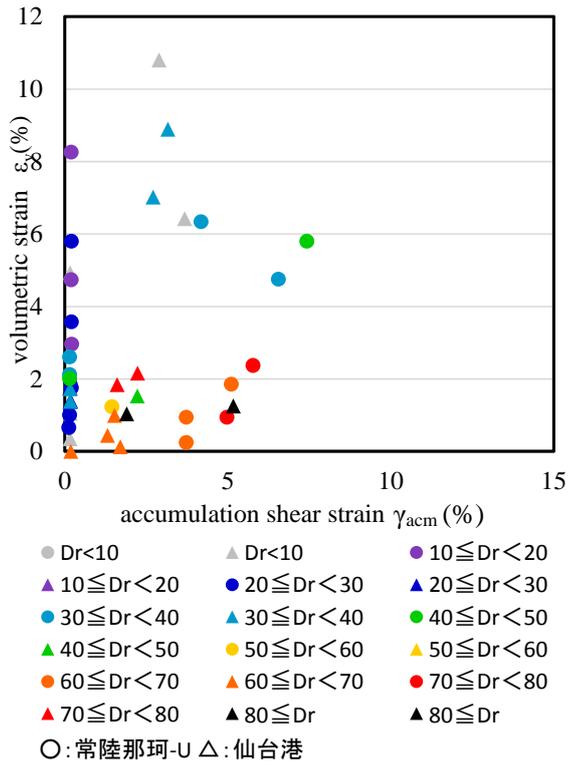


図-3.22 体積ひずみと累加せん断ひずみの関係  
(岩ズリ Sg)

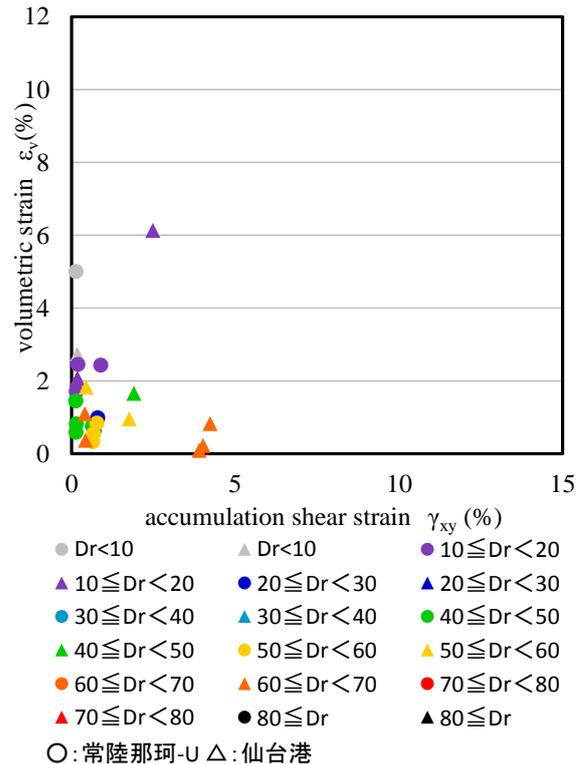


図-3.23 体積ひずみと累加せん断ひずみの関係  
(岩ズリ Sk)

## 4. 岩ズリを用いた岸壁の模型振動実験

前章で示したように、岩ズリの地震時挙動、体積変化特性は岩ズリの密度や載荷される繰返しせん断の大きさ、岩ズリ種別によっても異なることを確認し、東北地方太平洋沖地震での岩ズリ部の沈下被害との整合性も認められた。そこで、本章においては、被害が生じた岩ズリを用いた岸壁の地震時の全体挙動を把握することを目的とし、岸壁の模型振動実験を行うこととした。現地で用いられていたとされる岩ズリ H, Sg, Sk を用いて、常陸那珂港重力式岸壁および仙台港矢板式岸壁の振動実験を行う。

### 4.1 常陸那珂港重力式岸壁

#### (1) 実験概要

実験は大型水中振動台に設置した高さ 1.5m、幅 4.0m、奥行き 2.8m の鋼製剛土槽を用いて行った。被害が報告されている常陸那珂港北埠頭の重力式岸壁（水深-14m、図-1.1）の構造断面をもとに<sup>1,2,6)</sup>、相似率 1/20 の岸壁模型を作製した（図-4.1）。裏埋部の岩ズリ材料には、現地岸壁に用いられていたとされる岩ズリ H を用いた。土槽内に鋼製の中仕切り版を設置して奥行方向に 1.4m ずつに分割し、裏埋部岩ズリの密度が小さい場合と大きい場合の二つの模型断面を準備し、同時に加振実験を行うことで異なる密度での挙動の違いを検討した。

模型の最下層には工学基盤を想定し、飯豊珪砂 6 号にセメントを 6% 配合した固化処理土を配置した。ケーソン下の捨石マウンドには砕石 5 号を用い、静かに砕石を積み上げて表面を慎重に均し成形した。現地岸壁の後方の背後地盤では液状化が発生した埋土層があるが、ケーソン背後の広範囲が岩ズリ材で埋め立てられており、また図-4.1 の模型の範囲に埋土層はほとんど含まれないため、岸壁への影響は小さいと判断し模型では考慮していない。ケーソン模型は、高さ 0.98m、幅 1.3m、奥行き 0.775m の鋼製箱殻でモデル化した。ケーソンの鉛直方向の重心位置および設置圧が現地の実岸壁と整合する様に飯豊珪砂 6 号（相対密度 80%）を 0.84m の高さまで鋼殻内に投入した。ケーソン模型設置後、岩ズリ層をスコップにより慎重に投入した。

地盤作製後、水道水を注入することで地盤の間隙を満たし、海水部分も作製した。なお、密度管理により求めた岩ズリ層の相対密度は、緩詰め地盤で 42%、密詰め地盤で 93% であった。図-4.1 に示すように、地盤中に加速度計および間隙水圧計を配置し、ケーソンおよび岩ズリ地盤の変形挙動測定のためのレーザー式変位計を設置した。また、ケーソン天端および岩ズリ地盤の地表面に地震動

載荷後の残留変位を測定するための計測ターゲットを複数配置し、加振後においてその位置を測定した。

模型相似則は、せん断土槽実験と同様に Iai により提案された 1G 場における相似則<sup>13)</sup>を適用した（表-4.1）。

入力地震波は、せん断土槽振動実験に用いた地震波と同様に、東北地方太平洋沖地震の際の常陸那珂港について事後推定された地震動を工学的基盤面での E+F 波に変換したものであり、相似則により時間縮尺  $\lambda^{0.75}$  を適用したものを使用した（図-3.3(b)）。

#### (2) 実験結果

図-4.2 に、緩詰め地盤（岩ズリ相対密度 42%）のケースにおける加速度、間隙水圧、変位の時刻歴を示す。加振とともに間隙水圧の動的な変動は見られるが、その蓄積は見られず、前章のせん断土槽実験と同様に液状化は発生していない。これは密詰め地盤（相対密度 93%）のケースにおいても同様であった。ケーソンは加振とともに水平に変位し、背後岩ズリ地盤表面では沈下が生じた。

加振後における緩詰め、密詰めのケースそれぞれの残留変形図を図-4.3 に示す。図中の青字は緩詰め断面の結果であり、赤字は密詰め断面の結果である。作図における変形量の倍率は 5 倍としており、ケーソン天端の水平変位、ケーソンと背後地盤の段差の括弧内の数値は相似則を適用して実物スケールに換算したものである。図中のプロットで青四角（■）は間隙水圧計位置を示し、付記した数値は最大過剰間隙水圧比を表している。

前述のように、両断面ともに過剰間隙水圧の上昇は小さく、液状化は発生していない。ケーソン天端の水平変位は、模型スケールで緩詰め断面 6.4mm、密詰め断面 5.1mm であり、緩詰め断面と密詰め断面との差はあまり大きくない。これは、ケーソンの変位量がその慣性力による影響が大きく、相対的に背後の岩ズリ密度の影響が小さいためと考えられる。

一方、ケーソンと背後地の段差は模型スケールにおいて緩詰め断面で 14.0mm、密詰め断面で 6.5mm となっており、その差はおよそ 2 倍である。これは、構造物背後に岩ズリ材料を用いた場合、地震時の岩ズリ部の沈下量が岩ズリ地盤の密度に応じて異なるためであると推察される。

実験結果を実物スケールに換算すると、緩詰め地盤ではケーソンの水平変位が 0.58m、ケーソンと背後岩ズリ地盤の段差が 1.25m であり、1 章に示した常陸那珂港現地での岸壁の被災報告と近い値を示している。密詰め地盤の場合はケーソンと背後地盤の段差が 0.58m であり、被害報告よりも小さい値となった。よって、実験結果に基づく、現地の岩ズリは緩詰め状態であったことが推察される。



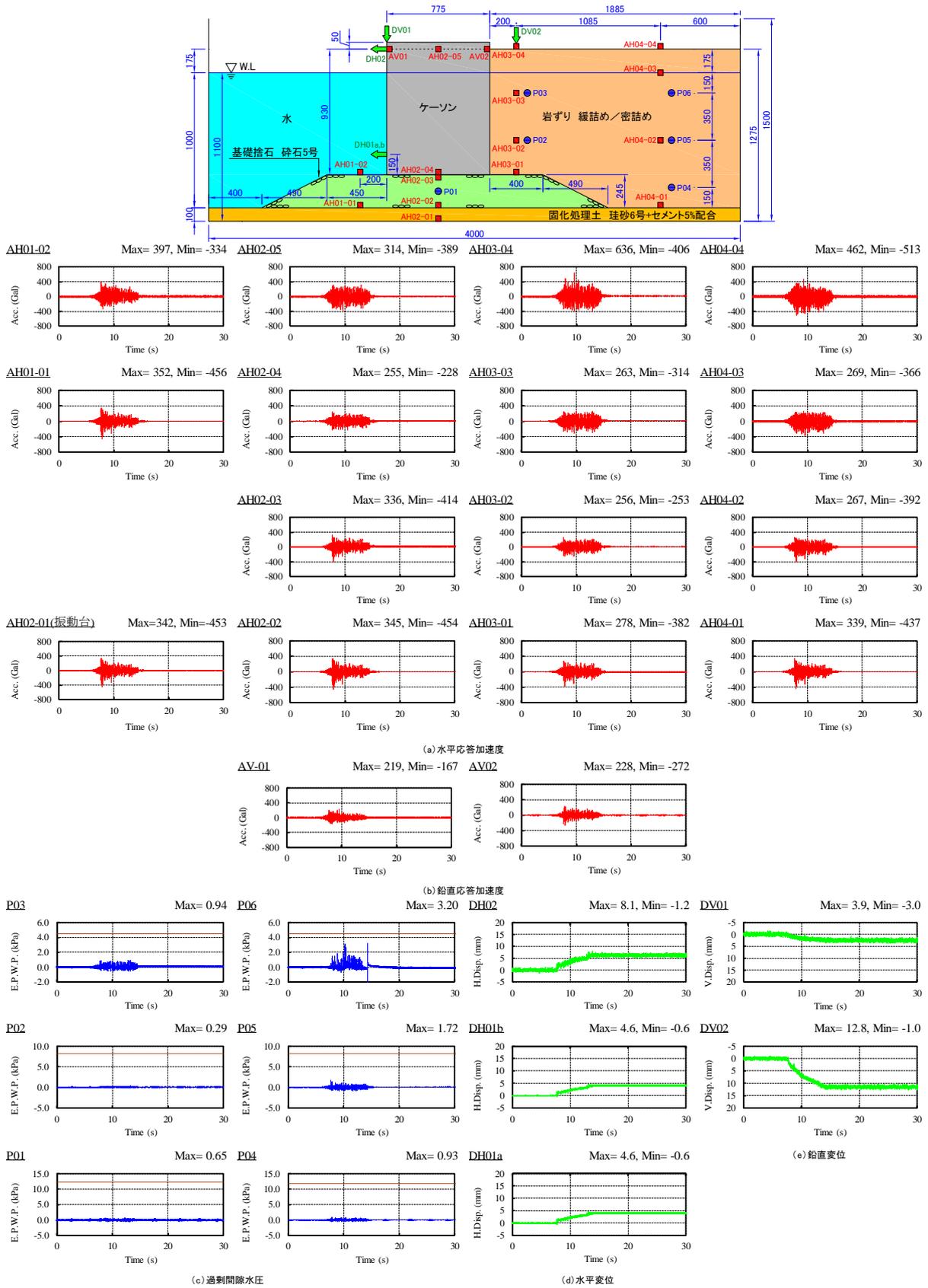


図-4.2 実験結果 (緩詰め地盤, 相対密度 42%)

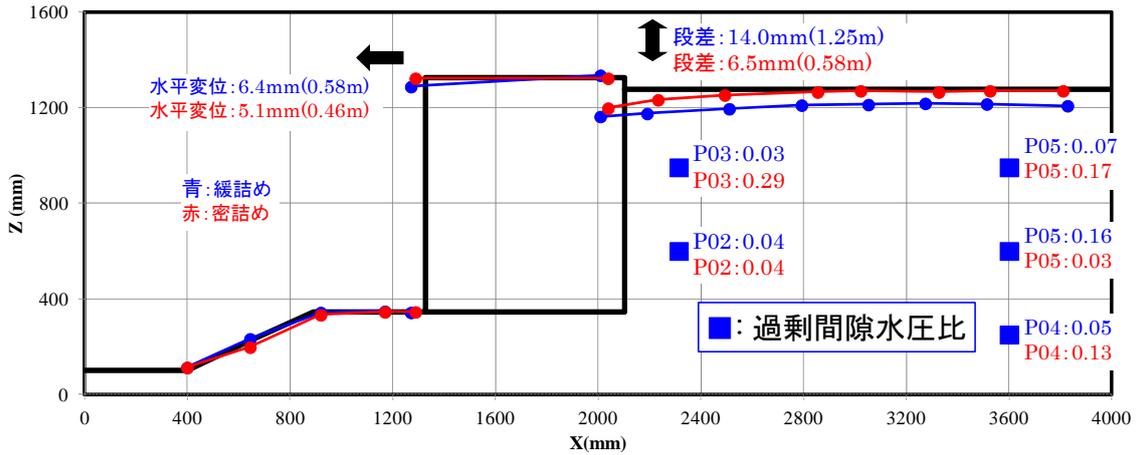


図-4.3 残留変形図（青：緩詰め地盤，赤：密詰め地盤，変形量倍率5倍）

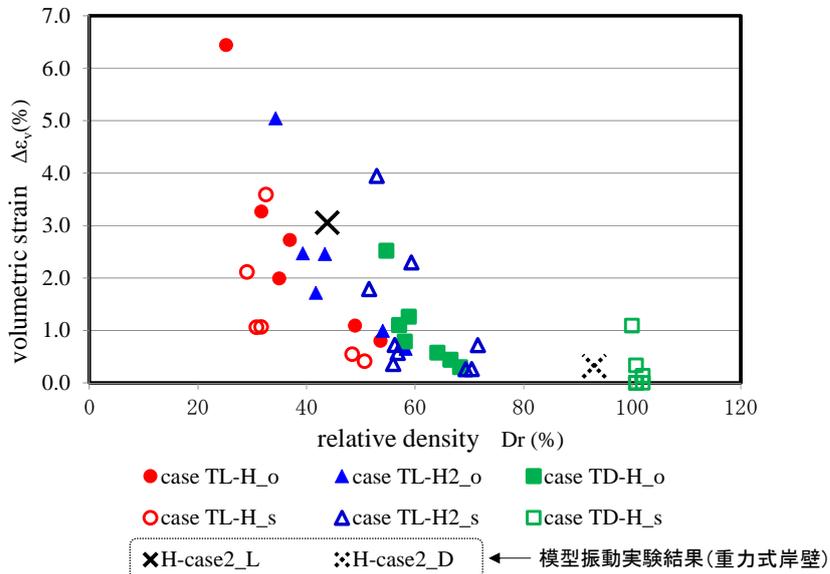


図-4.4 相対密度と体積ひずみ関係比較（岩ズリ H）

## 4.2 仙台港矢板式岸壁

### (1) 実験概要

前節と同様に、大型水中振動台に設置した高さ 1.5m、幅 4.0m、奥行き 2.8m の鋼製剛土槽を用いて加振実験を行った。被害が報告されている仙台港向洋地区の控え組杭式鋼管矢板岸壁（Ⅱ区、水深-14m、図-1.5）の構造断面をもとに<sup>1,2)</sup>、相似率 1/30 の岸壁模型を作製した（図-4.5）。模型相似則は、せん断土槽実験と同様に Iai により提案された 1G 場における相似則<sup>13)</sup>を適用した（表-4.2）。

埋立部の岩ズリ材料には、現地岸壁に用いられていたとされる岩ズリ Sg および Sk を用いた。土槽内に鋼製の中仕切り版を設置して奥行方向に 1.4m ずつに分割し、裏

埋部岩ズリを Sg または Sk とした二つの模型断面を準備し、同時に加振実験を行うことで異なる岩ズリでの挙動の違いを検討した。

矢板、控え組杭の根入れ層である工学的基盤層は、堅固な地盤となるように珪砂 5 号にセメント 3% を配合した固化処理土とした。1 章で示したように向洋地区岸壁（Ⅰ区）では被災が見られないことから自然現地盤層は液状化が生じず、強度が大きかったと考えられた。そこで本実験においても、現地盤層に相当する部分が液状化せず十分な強度を有するよう、飯豊珪砂 4 号による密な地盤（目標相対密度 100%）とし、矢板および控え工設置後に珪砂 4 号を気中落下法で土槽内に投入して海底面までの土槽

を作製した。矢板背後には単粒度砕石 5 号による裏込石を構築し、さらにその背後は岩ズリ (Sg または Sk) をスコップを用いて人力により岩ズリ材料を静かに投入し、緩詰め地盤を作製した。スコップでの投入時において岩ズリ Sg は湿潤状態であり、岩ズリ Sk は気乾状態であった。

前面矢板、控え組杭は縮尺比  $\lambda=30$  を考慮して、表-4.2 の曲げ剛性に関する相似則を満足するように、前面矢板は実物で杭径 1400mm 厚さ 16mm の鋼管矢板に対して厚さ 9mm の鋼板とし、控え組杭は実物で杭径 1000mm 厚さ 10mm の鋼管杭に対して杭径 14mm 厚さ 1mm の鋼管杭とした。なお、曲げ剛性 EI が相似則を満足するように部材を選定したため、降伏モーメントおよび全塑性モーメントは相似則を満足しない。相似則を考慮すれば、実験部材の降伏モーメントおよび全塑性モーメントは、目標とした実物相当値と比較して矢板で 100 倍程度、控え杭で 10 倍程度大きくなる。また、控え上部工は自重が相似則を満足するように幅 80mm×高さ 105mm のアルミ製角材とした。使用材料の一覧を表-4.3 に示す。なお、前面矢板および控え上部工は、模型中央部で壁面摩擦の影響が小さくなるように 3 分割している。

地盤作製後、模型地盤を乱さないように下部から水道水をゆっくりと注入することで地盤の間隙を満たし、海水部分も作製した。注水により岩ズリ部は水浸して沈下が生じたため、所定高さまで岩ズリ材料を再度投入した。岩ズリはスコップで静かに投入され、特に岩ズリ Sg は湿潤状態であったため非常に緩い状態となり、相対密度は岩ズリ Sg で-45%、岩ズリ Sk で 4% となった。

図-4.5 に示すように、地盤中に加速度計および間隙水圧計を配置し、矢板および控え工の変形挙動測定のためのレーザー式変位計を設置した。矢板および控え工にはひずみゲージを複数貼付し、その変形を計測した。また、矢板天端および岩ズリ地盤の地表面に地震動載荷後の残留変位を測定するための計測ターゲットを複数配置し、加振後においてその位置を測定した。

入力地震波は、せん断土槽振動実験に用いた地震波と同様に、東北地方太平洋沖地震の際の仙台港について事後推定された地震動を工学的基盤面での E+F 波に変換したものであり、相似則により時間縮尺  $\lambda^{0.75}$  を適用したものをを使用した (図-3.2 (b))。

表-4.2 相似則と縮尺比

パラメータ	実物/模型	縮尺比
長さ	$\lambda$	30.00
密度	1	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	12.82
応力	$\lambda$	30.00
間隙水圧	$\lambda$	30.00
変位	$\lambda^{1.5}$	164.32
加速度	1	1.00
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.82
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	4,436,553
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	4,930

表-4.3 使用材料一覧

項目	材料	仕様
矢板	鋼板	厚さ 9mm
控え組杭	鋼管	外径 14mm, 肉厚 1mm
控え上部工	アルミ製角材	幅 80mm, 高さ 105mm

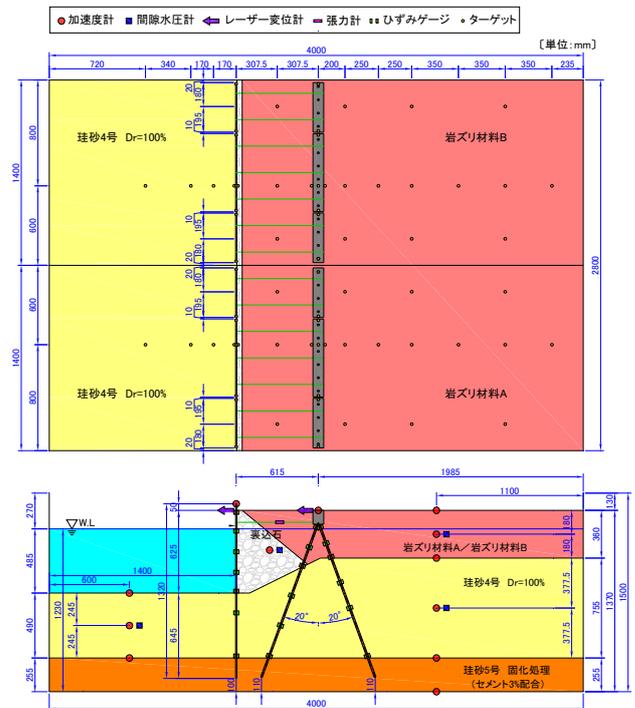


図-4.5 仙台港 実験模型 平面図および断面図

(2) 実験結果

岩ズリ Sg と Sk のケースにおける加速度、間隙水圧、変位の時刻歴を図-4.6、図-4.8 に、控え杭曲率の時刻歴を図-4.7、図-4.9 に示す。どちらのケースにおいても珪砂部分では過剰間隙水圧はほとんど発生していない。岩ズリ部分については、岩ズリ Sg のケースにおいて小さな過剰間隙水圧の蓄積が見られるが、初期有効上載圧まで

は達しておらず、液状化には至っていない(図-4.6)。ただし、本実験においては相似率を考慮した間隙流体の粘性増大等による透水係数の調整は行っておらず、注意が必要である。岩ズリ Sk のケースでは、岩ズリ部では過剰間隙水圧はほとんど発生していない(図-4.8)。どちらの岩ズリのケースにおいても、矢板および控え杭の変位はほとんど生じていない。

控え組杭の曲げ変形については、作用した軸力を考慮した降伏曲率も合わせて示している(図-4.7, 図-4.9)。控え杭の曲げ変形は、どちらの岩ズリのケースにおいても、地盤の浅い部分において、入力波の振幅が大きい時刻(12s 前後)において動的に変動しており、作用軸力増加による降伏曲率の低下も影響し、降伏曲率に達している。ただし、前項に示したように、控え杭等の模型部材は曲げ剛性に関する相似則を満足するように部材を選定したため、降伏モーメントおよび全塑性モーメントに関しては相似則を満足していない。したがって、模型部材に発生するモーメントは模型部材の実際の降伏モーメントには至っておらず弾性域内である。そのため、控え杭の変形は実物で実際に生じる変形よりも過小に評価している可能性があり、注意が必要である。

模型岸壁の残留変形状態を図-4.10 に示す。ここで、作図における変形量の倍率は 10 倍とし、変形状態を強調している。表記されている変形量は、相似率を適用して実物スケールでの値としている。矢板、控え組杭部の赤いプロットは、実スケールで考慮した場合に降伏に達したと考えられる箇所(ひずみ計測位置)である。

図中には過剰間隙水圧比最大値を示しており、前記のように、岩ズリ Sg においてやや過剰間隙水圧の蓄積が見られるものの、1.0 よりかなり小さく、液状化には至っていない。しかし、背後の岩ズリ地盤の表面では沈下が生じている。岩ズリ部の層厚が厚い控え工背後地盤で沈下が大きく、よって、岩ズリ部分の体積収縮の影響が大きいと考えられる。矢板および控え杭の変位は、どちらの岩ズリのケースにおいても、ほとんど生じていない。

実験での矢板の水平変位は、1 章で示した仙台港岸壁の被害事例と比較して小さい結果となった。これは、前記のように、実スケールでは控え組杭が降伏に達したと考えられるのに対して、実際の模型部材は降伏に至らず、そのために矢板天端の変位量も小さくなったことが考えられる。また、矢板～控え工間の沈下量は実物スケールで、約 75cm (岩ズリ Sg)、約 45cm (岩ズリ Sk) であった。現地の被災では 60～80cm、最大で約 130cm の沈下がみられた。本実験での岸壁法線変位が控え工が降伏しなかった影響で 10cm 以下の小さな変位であったが、法線がはらみ

出すことにより沈下も発生するため、実際にはより大きい水平変位となることを考えれば、実験結果と被災観測値は調和的な結果である。従って、本実験では岩ズリは非常に緩い密度で作成しており、被災した岸壁の岩ズリ部でも、被災前においては非常に緩い状態であったことが考えられる。

本実験での相対密度と体積ひずみ関係について、前章に示した水平地盤の振動実験結果との比較を行った。なお、模型振動実験での体積ひずみ量は、矢板の側方への移動と岩ズリ地盤表面の沈下を考慮し、加振後における岩ズリ部の体積から算定した。また、ひずみに対する相似率を適用して、実スケールにおける値とした。比較結果は図-4.11 に示すようである。矢板岸壁の模型実験における岩ズリの密度が非常に小さく、他の水平地盤の実験での密度と差があるが、密度と体積ひずみの関係はおおよそ同様と考えられる。

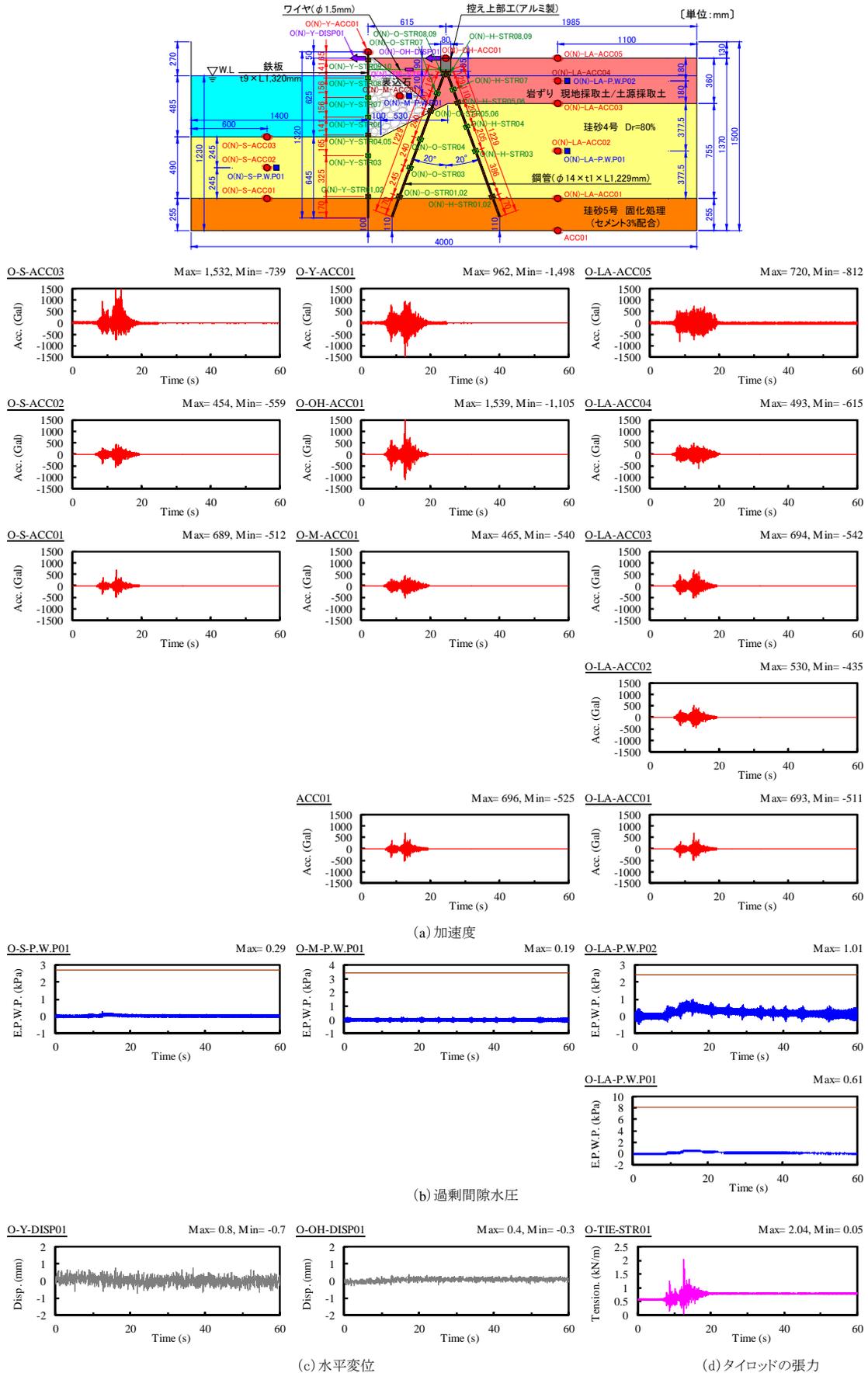
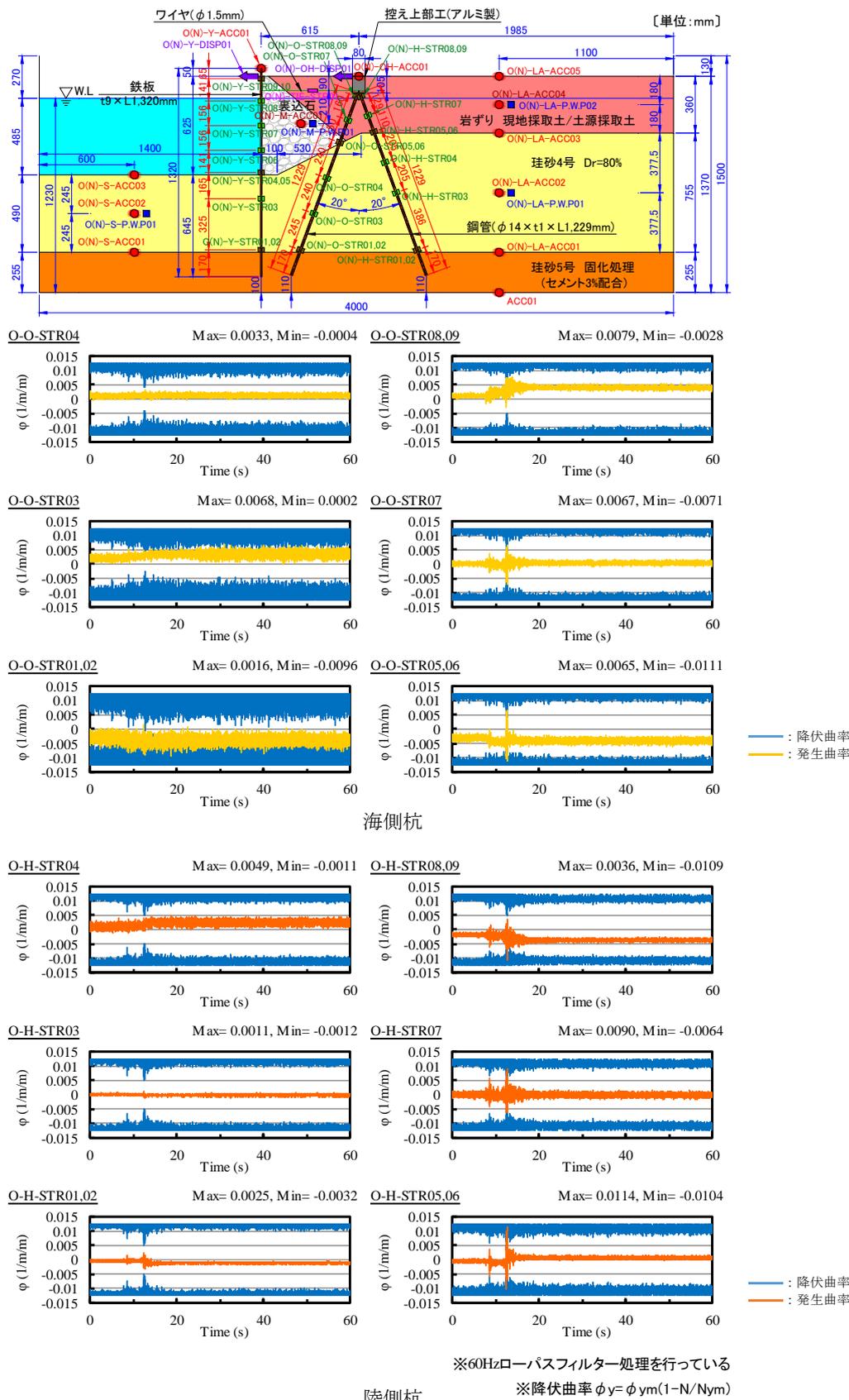


図-4.6 加速度，過剰間隙水圧，変位およびタイロッド張力の時刻歴（岩ズリ Sg）



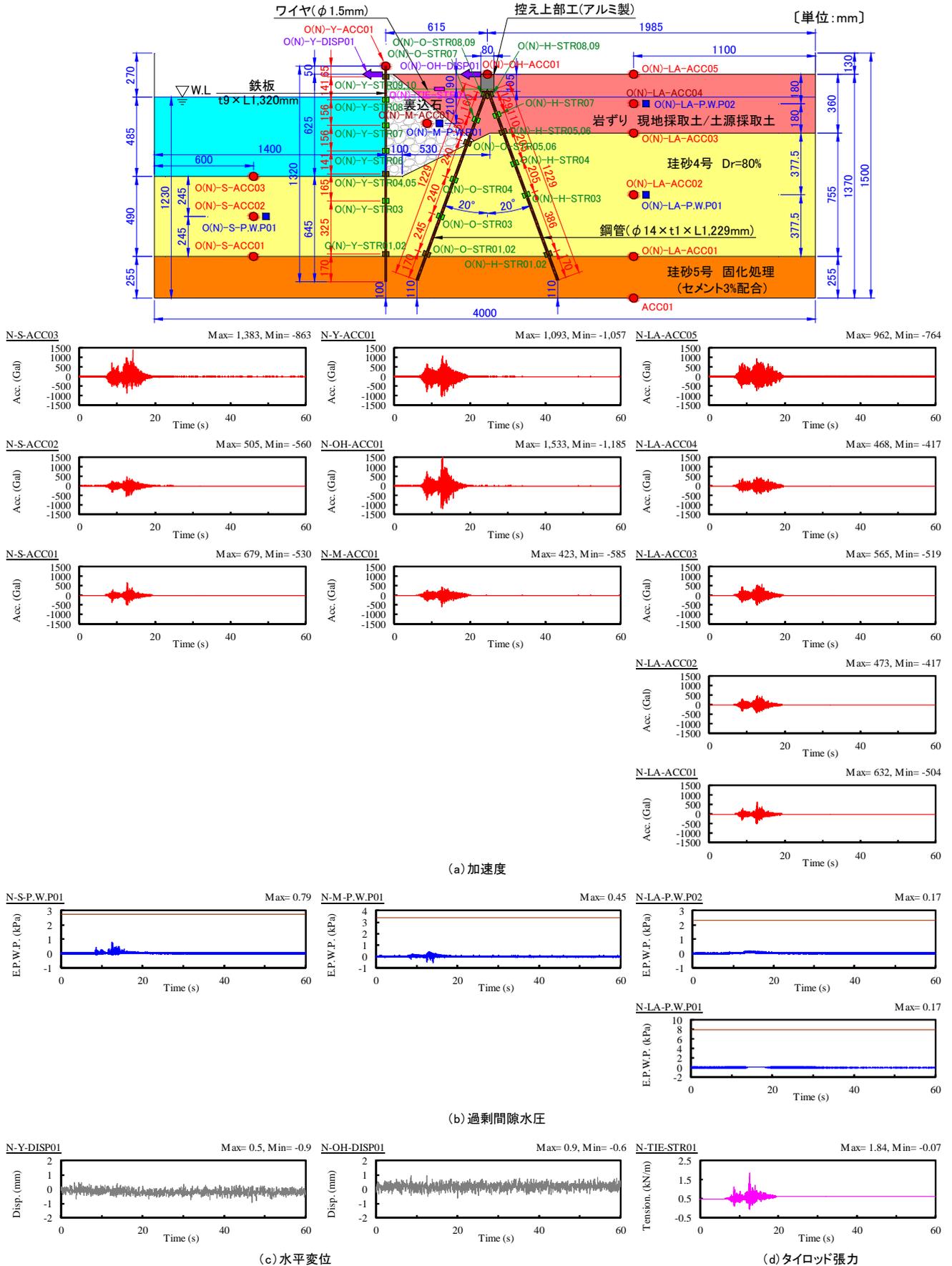
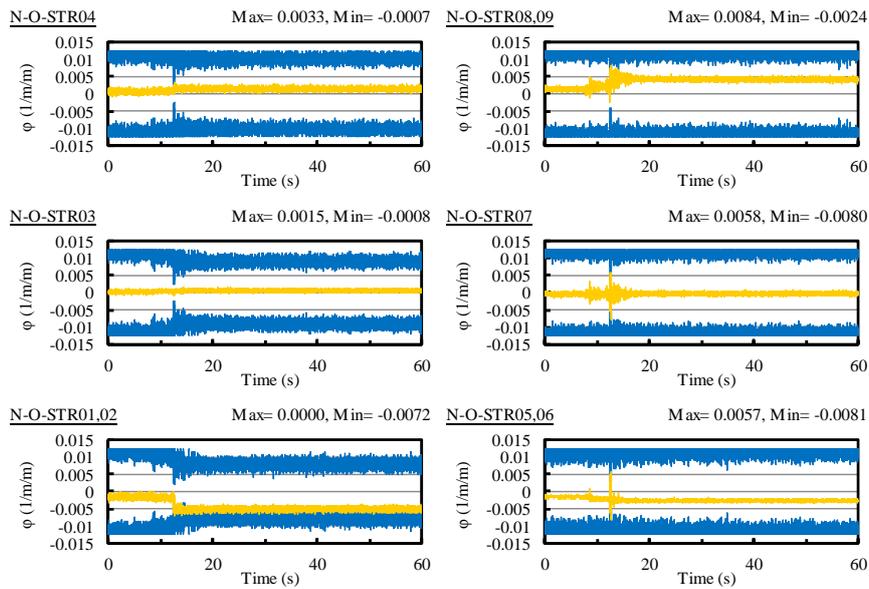
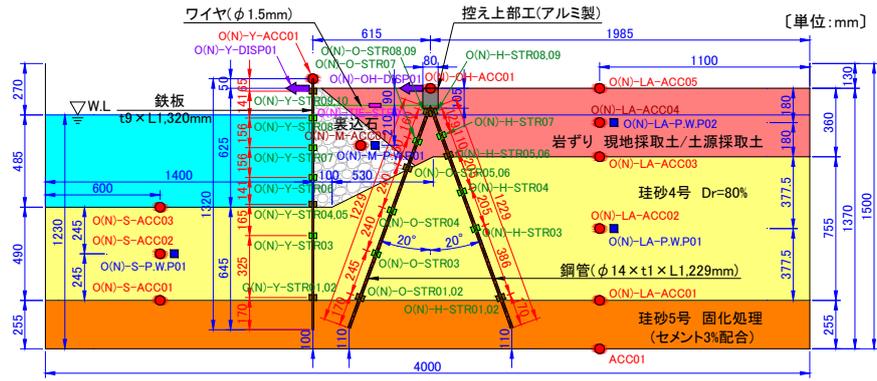
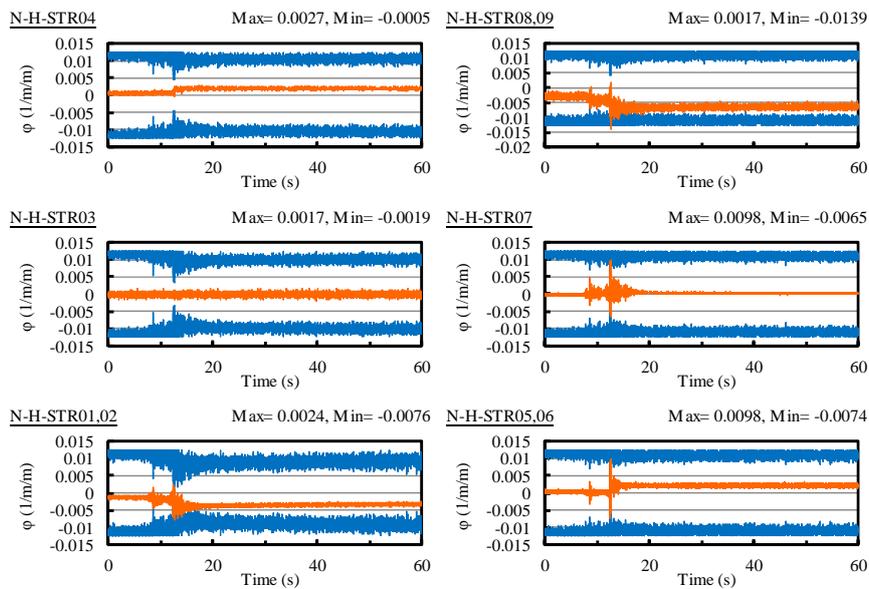


図-4.8 加速度，過剰間隙水圧，変位およびタイロッド張力の時刻歴（岩ズリ Sk）

岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動に関する実験および解析



海側杭

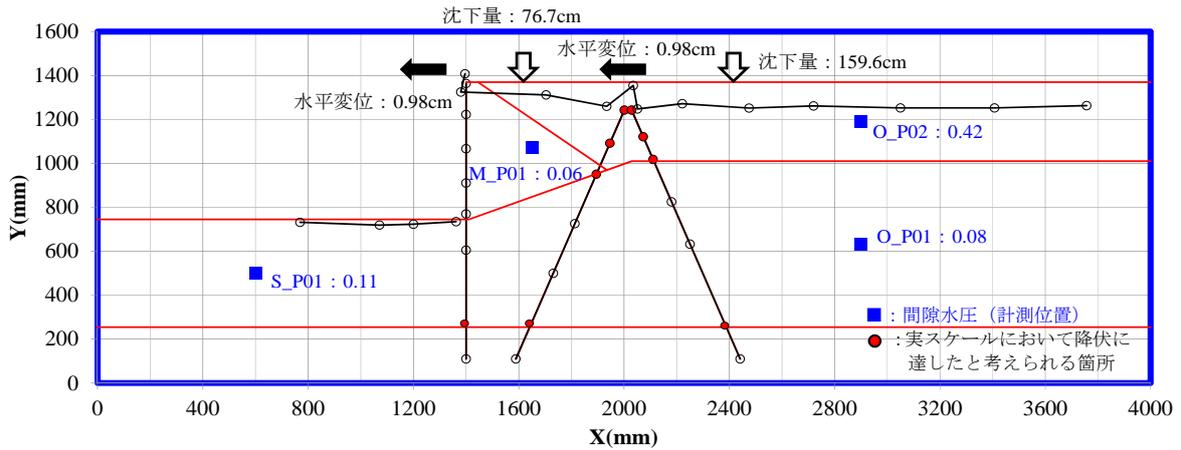


※60Hzローパスフィルター処理を行っている

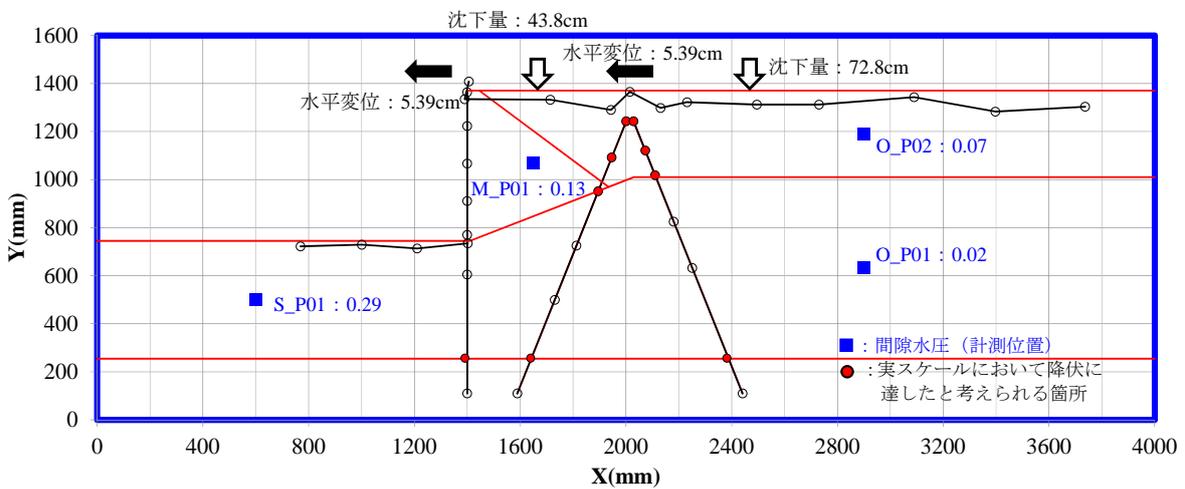
※降伏曲率  $\phi_y = \phi_{ym}(1 - N/N_{ym})$

陸側杭

図-4.9 控え杭の曲率時刻歴 (岩ズリ Sk)



(a) 岩ズリ Sg



(b) 岩ズリ Sk

図-4.10 残留変形図 (変形率 10 倍)

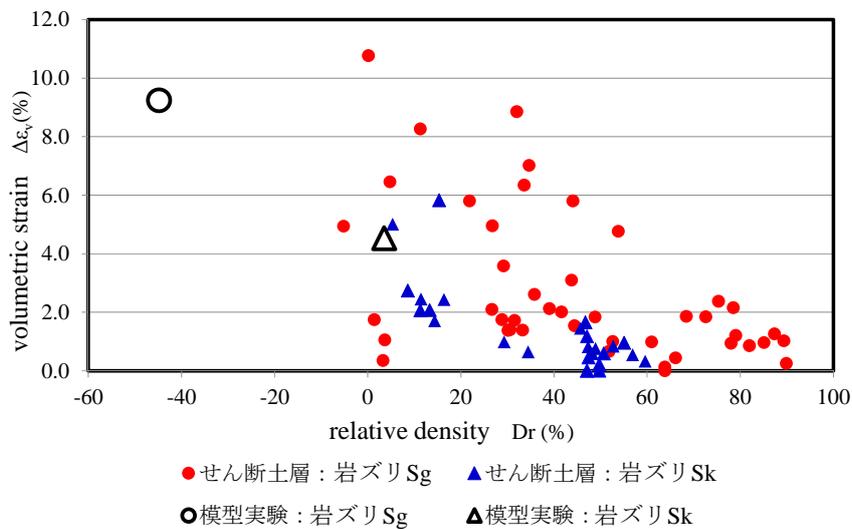


図-4.11 相対密度と体積ひずみの関係 (岩ズリ Sg, Sk)

## 5. 有効応力解析による再現解析

前章で実施された岩ズリを用いた岸壁の振動実験に対し、二次元有効応力解析 FLIP (Ver.7.2.2) を用いて実験結果を再現することを試みた。本解析では岩ズリの水平地盤に関する振動実験結果を再現できるよう岩ズリの解析パラメータの調整を行い、そこで設定されたパラメータを用いて岸壁の模型振動実験の再現解析を行った。水平地盤の振動実験には実験ケースが複数あり、岸壁模型実験での岩ズリ密度に近いケースを選定して検討を行った。

### 5.1 重力式岸壁模型実験の再現解析

#### (1) 岩ズリ水平地盤の振動実験における挙動の再現

岩ズリ水平地盤の振動実験はせん断土槽を用いており、加振方向側方に変位が拘束されないため水平成層地盤とみなすことができる。よって解析においては、模型水平地盤を一次元地盤モデルとしてモデル化して検討を行った。解析モデルを図-5.1 に示す。

対象とした岩ズリ材は、被害の生じた重力式岸壁で用いられていた岩ズリ H である。3章で行った岩ズリ H のせん断土槽を用いた実験において、その密度が前章の重力式岸壁模型振動実験での岩ズリ密度に近い実験ケース (case TL-H2\_o, 2 回目加振, 相対密度 39%) を選定して検討対象とした。

岩ズリ材のモデル化には地震時の体積変化を表現するため、排水条件下でダイレイタンスーを考慮できるカクテルグラスモデル<sup>15,16)</sup>を適用した。表-5.1 および表-5.2 に岩ズリのモデル化に用いたパラメータを示す。表-5.1 に示す物理特性である飽和密度  $\rho$ 、間隙率  $n$ 、および相対密度  $Dr$  は模型作成時の密度管理データより設定した。動的変形特性である初期せん断弾性係数  $G_{ma}$  は、実験での模型地盤を微小なパルス波で加振し、その振動の伝達を岩ズリ地盤上下に設置した加速度計で計測し、せん断波速度を算定することにより求めた。ポアソン比  $\nu$ 、最大減衰定数  $h_{max}$  は一般的な砂の値とした。内部摩擦角  $\phi_f$  は、室内試験より求められた相対密度との関係より算定した。透水係数  $k$  は粒度試験結果より、クレーガーによる一般的な土の  $D_{20}$  ( $\approx 2\text{mm}$ ) と透水係数の関係より求めた。

カクテルグラスモデルでは、土の一般的な動的変形特性に関するパラメータの他に、繰返しせん断時の体積変化を規定する以下のようなダイレイタンスーパラメータがある。収縮的ダイレイタンスーの上限値である  $\varepsilon_{dc}^{cm}$  は、加振実験前の初期間隙比から最小間隙比  $e_{min}$  まで体積収縮すると仮定して設定した。岩ズリの透水係数が大きく実験では液状化がほとんど発生していないため、状態変

数に応じた収縮的ダイレイタンスーを考慮せず補正係数  $r_{so}=1.00$  とするため  $(q1, q2)=(1.0, 0.0)$  とした。体積弾性係数に関するパラメータ  $r_k$ ,  $k$ ,  $n_k$  は一般的な砂の値と同値とした。弾性せん断ひずみ増分の仮想塑性せん断ひずみ増分への寄与係数  $c1$  は 1.0 とした。

以上のパラメータを設定し、膨張的・収縮的ダイレイタンスー係数  $r_{e,d}$ 、収縮的ダイレイタンスー係数  $r_{e,dc}$  を変化させ実験の沈下量を再現するパラメータを試行錯誤的に求めた。入力地震波は、実験においてせん断土槽の底面に設置した加速度計 Ah01 での計測値を使用した。

せん断土槽振動実験の加速度応答、間隙水圧、水平変位および鉛直変位、体積ひずみおよびせん断ひずみの時刻歴変化について図-5.2 に示す。なお、実験値の変位および各ひずみについては 50Hz のローパスフィルタによるノイズカットを行っている。鉛直変位については、加振中の増加傾向および残留変位量共に整合させることができた。水平変位については、計測器や収録機器等による電気ノイズが大きく、主要動が加振前からノイズに埋もれてしまい判断が難しいが、加速度振幅が大きい 3s~12s 近辺に着目すると、Dh02, Dh03 の実験値と近い挙動を示し、振幅の程度も概ね整合している。間隙水圧は、全ての間隙水圧計位置で初期有効上載圧より低い値を示し、液状化に至っていないことが確認出来る。P03 位置での間隙水圧は加振中に変動しているが、これは、実験において動水圧が大きく出ているものと考えられる。

さらに、レーザー変位計およびワイヤ式変位計により計測された変位を元に体積ひずみとせん断ひずみの時刻歴を比較した。特に近い位置で得られている Dh04~Dh03 でのせん断ひずみ時刻歴と、PDv03~PDv04 での体積ひずみ時刻歴を示す。せん断ひずみ時刻歴は解析値がやや大きめの振幅を示したものの、体積ひずみ時刻歴は概ね整合した結果となった。

表-5.1 岩ズリの動的特性パラメータ

パラメータ	岩ズリ
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) 1.74
基準拘束圧	$\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> ) 3.53
初期せん断剛性	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> ) 2980
体積弾性係数	$K_{U/Lma}$ (kN/m <sup>2</sup> ) 7772
ポアソン比	$\nu$ 0.33
間隙率	$n$ 0.375
せん断抵抗角	$\phi_f$ (°) 39
相対密度	$Dr$ (%) 41.8
透水係数	$k$ (m/s) $1.75 \times 10^{-2}$
最大減衰定数	$h_{max}$ 0.24
体積弾性係数(間隙水)	$K_f$ (kN/m <sup>2</sup> ) 2200000

表-5.2 カクテルグラスモデルパラメータ

パラメータ	$-\varepsilon^d$	$q_1$	$q_2$	$\gamma_k''$	$l_k$	$\gamma_k$	$c_1$	$\gamma_{\varepsilon^d}$	$\gamma_{\varepsilon^d}^c$
設定値	0.13	1.00	0.00	0.00	2.00	0.50	1.00	0.13	0.5

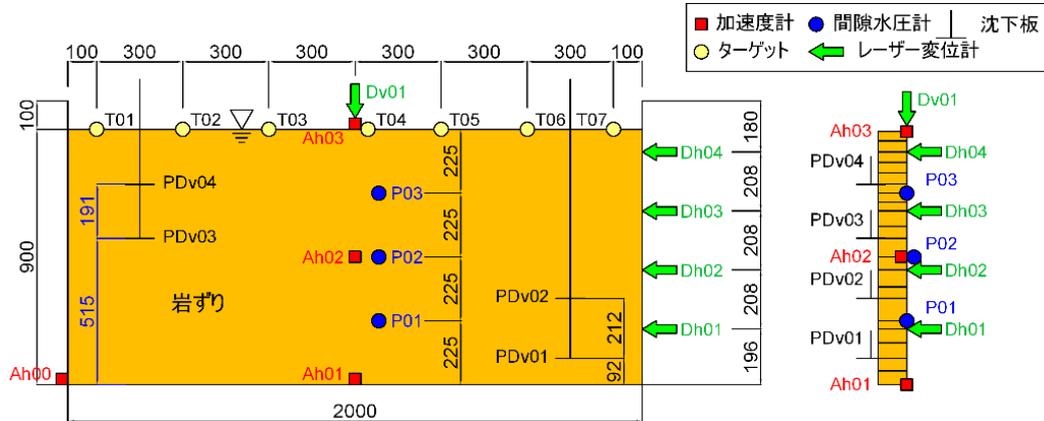


図-5.1 実験モデルと解析モデル

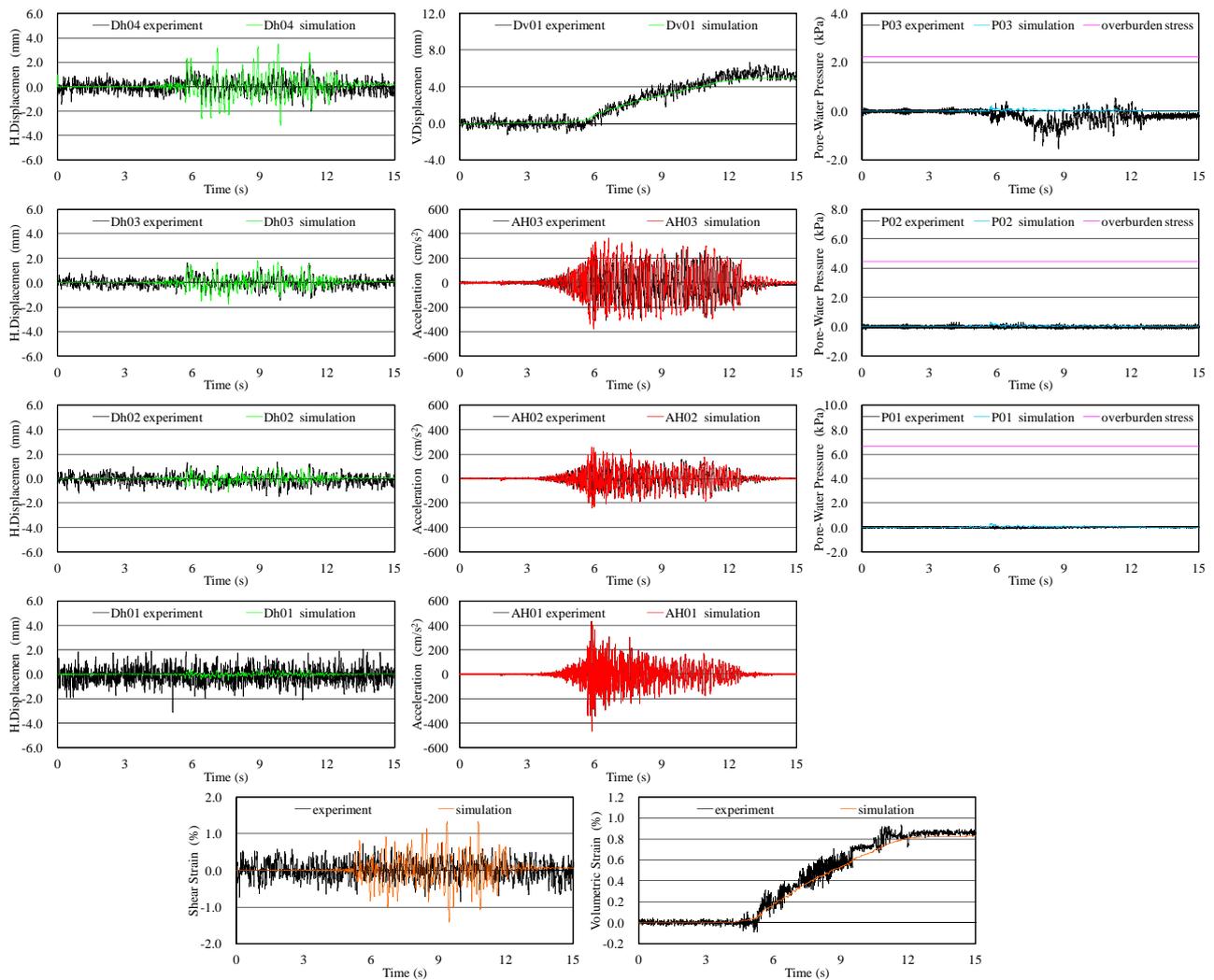


図-5.2 せん断土層の再現解析結果

(2) 重力式模型岸壁挙動の再現解析

前節のせん断土槽実験の再現解析で得られた岩ズリの動的特性パラメータおよびカクテルグラスモデルパラメータを用い、4章の重力式岸壁模型振動実験結果の再現を解析により行うことを試みた。解析対象としたケースは、被害事例との整合性の良い結果となった緩い岩ズリ(相対密度42%)を用いたものである。

図-5.3に解析断面と加速度、変位、間隙水圧の出力位置を示す。岩ズリのモデル化は、せん断土槽実験の再現解析と同様にカクテルグラスモデルによりモデル化し、ケーソンは線形平面要素でモデル化した。また、基礎捨石と固化処理土はマルチスプリング要素でモデル化した。表-5.3に各部の動的特性パラメータを示す。動的特性パラメータについては、模型岸壁作成過程において計測した重量や含水比、せん断波速度等を用いて算出した。実験に使用された基礎捨石は、砕石5号である。基礎捨石のせん断抵抗角 $\phi$ は別途実施した三軸CD試験より決定した。また、本来基礎捨石部は排水条件によるモデル化が望ましいと考えられるが、マルチスプリング要素によりモデル化しているため間隙水の体積弾性係数 $K_f$ を低減させ、見かけの透水性を与える方法を採用した<sup>17,18)</sup>。

各出力位置での実験値と解析値の時刻歴比較を図-5.4に示す。岩ズリの沈下量(DV02)については、加振中の増加傾向及び残留沈下量においてよく再現出来ている。ケーソン前面の水平変位(DH02)についても残留変形量、時刻歴変化共に精度良く再現できた。ケーソン前面鉛直変位(DV01)においては、実験における沈下量は表現できていない。間隙水圧(P04, P05, P06)については、初

期有効上載圧まで達しているものは無く、実験結果と同様に過剰間隙水圧の蓄積はほとんど見られない。加速度応答については浅い位置に設置したAH04-04では加速度振幅がやや小さめの値を示しているが、その他の加速度は再現性が良い。

実験結果と解析結果の残留変形の比較を図-5.5に示す。ケーソンから離れるにつれて解析による地表面沈下量がやや小さめの値を示しているものの、岩ズリ部とケーソンの段差および全体的な地表面沈下はほぼ整合している。

表-5.3 解析パラメータ：重力式岸壁  
(a)平面要素

パラメータ	ケーソン
密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	2.08
せん断剛性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	22300000
ポアソン比 $\nu$	0.2

(b)マルチスプリング要素

パラメータ	固化処理土	基礎捨石
密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	2.00	2.00
基準拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5.625	5.625
せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	245000	10370
体積弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	638900	27040
ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
間隙率 $n$	0.45	0.47
せん断抵抗角 $\phi_r$ (deg)	0	39
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	720	20
最大減衰定数 $h_{max}$	0.24	0.24
体積弾性係数(間隙水) $K_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	2200000	22000

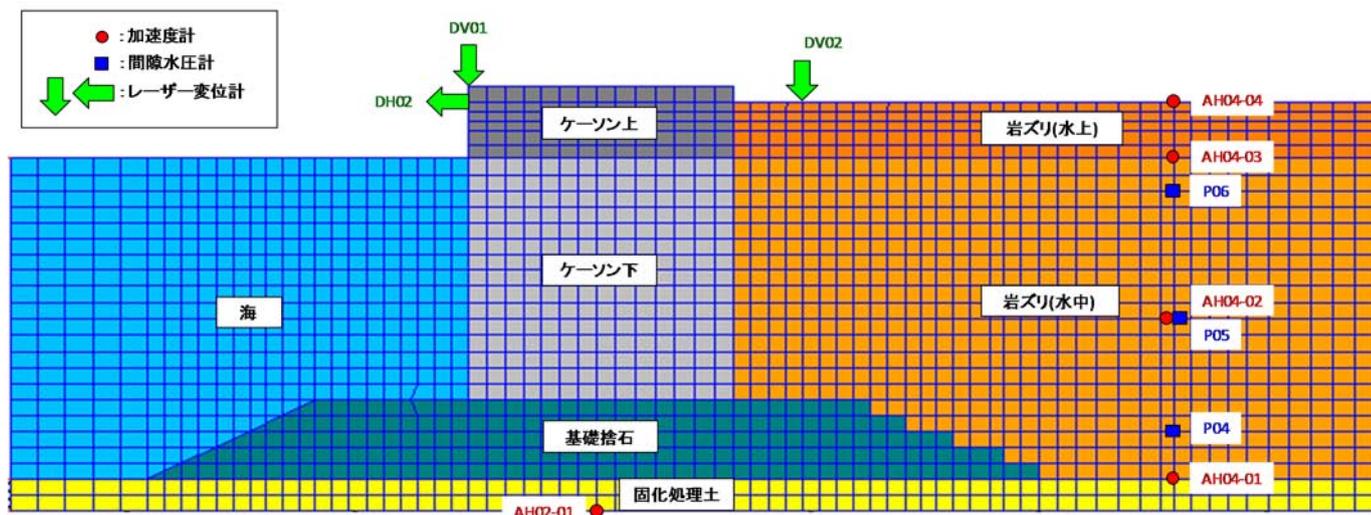


図-5.3 解析断面と計測器位置：重力式岸壁

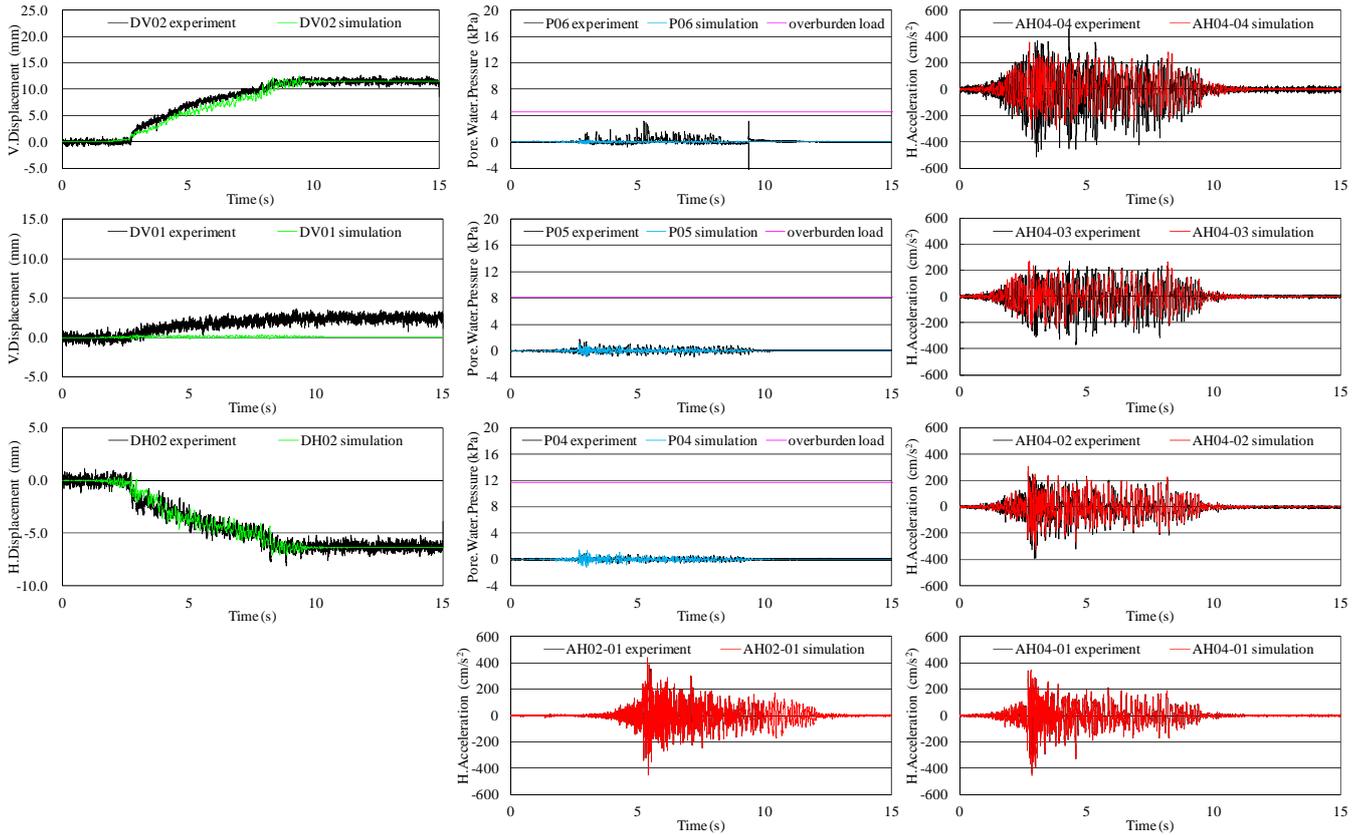


図-5.4 実験値および解析値との時刻歴比較：重力式岸壁

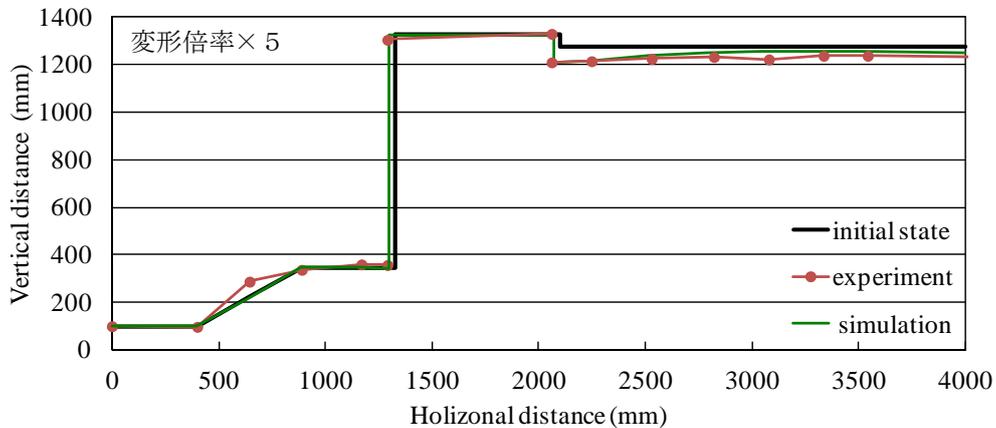


図-5.5 実験結果および解析結果の残留変形比較：重力式岸壁

## 5.2 矢板式岸壁模型実験の再現解析

(1) 岩ズリ水平地盤の振動実験における挙動の再現

重力式模型岸壁の再現解析同様に、せん断土槽を用いた岩ズリ水平地盤の振動実験結果について、FLIPを用いた1次元応答解析による再現を検討した。対象とした岩ズリ材は被害の生じた矢板式岸壁において用いられていたとされる岩ズリ Sk とし、矢板式岸壁模型振動実験での

岩ズリ密度に近い実験ケース (case TL-Sk\_s, 1 回目加振, 相対密度 8%) を選定して検討した。前節と同様にカクテルグラスモデルを用いて岩ズリ Sk をモデル化し、パラメータの設定を行った。設定したパラメータを表-5.4 および表-5.5 に示す。

せん断土槽実験と再現解析の加速度応答, 間隙水圧, 水平変位, および鉛直変位の時刻歴を図-5.6 に示す。なお,

実験値は 3Hz のローパスフィルタによる処理を行っている。鉛直変位は膨張的・収縮的ダイレイタンス係数  $r_{e,d}$ 、収縮的ダイレイタンス係数  $r_{e,dc}$  をを調整することにより、その増加傾向や残留変位を整合させることができた。Dh01 の実験値は電気ノイズが大きく判断が難しいが、Dh02, Dh03 の結果をみると実験値と近い挙動を示し振幅の程度は概ね整合している。間隙水圧においては、P03 における間隙水圧の上昇を解析では表現できていないが、P01, P02 では実験、解析ともにほとんど変動がなく、両者の整合性は良い結果となった。以上より、せん断土槽を用いた岩ズリ地盤の振動実験結果を概ね再現しているとし、矢板岸壁の模型振動実験結果の再現に用いる岩ズリのパラメータを決定した。

表-5.4 岩ズリの動的特性パラメータ

パラメータ		岩ズリ
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.925
基準拘束圧	$\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.365
初期せん断剛性	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,511
体積弾性係数	$K_{U/Lma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3,940
ポアソン比	$\nu$	0.33
間隙率	$n$	0.43
せん断抵抗角	$\phi$ (°)	37
相対密度	$D_r$ (%)	8.60
透水係数	$k$ (m/s)	$1.34 \times 10^{-2}$
最大減衰定数	$h_{max}$	0.240
体積弾性係数(間隙水)	$K$ (kN/m <sup>2</sup> )	2,200,000

表-5.5 カクテルグラスモデルパラメータ

パラメータ	$-\varepsilon_d^{cm}$	$q_1$	$q_2$	$\gamma_k''$	$l_k$	$\gamma_k$	$c_1$	$\gamma_{ed}$	$\gamma_{ed}^c$
設定値	0.17	1.00	0.00	0.00	2.00	0.50	1.00	0.20	0.20

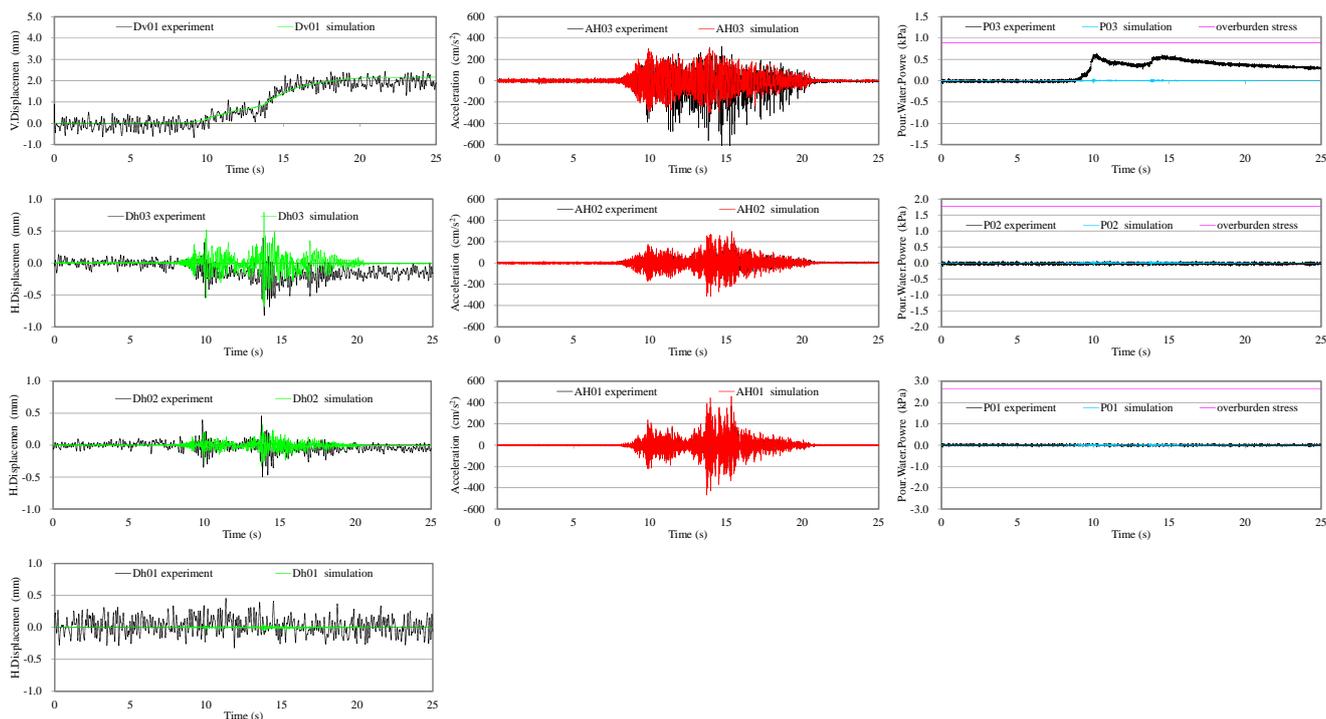


図-5.6 せん断土層の再現解析結果

(2) 矢板式模型岸壁挙動の再現解析

前節のせん断土槽実験の再現解析で得られた岩ズリのパラメータを用い、4章の矢板式岸壁の模型振動実験に対する再現解析を実施した。解析対象とした実験ケースは、岩ズリ Sk (相対密度 4%) を用いたものである。図-

5.7 に解析断面と加速度、変位、加速度の出力位置を示す。岩ズリ材以外の材料のモデル化手法を以下に示す。

矢板および控え組杭は、前述のように、曲げ剛性に関する相似則を満足するよう部材を選定したため曲げ耐力の大きい模型となっており、加振実験時に塑性化は生じな

い. よって, 線形はり要素でモデル化した. なお, 矢板前面と地盤間にはジョイント要素を配し, 矢板背面と地盤間は水平変位自由度を多点拘束した. 組杭部と地盤間には杭-地盤間相互作用ばねを配した. タイロッドは圧縮側には抵抗せず引っ張り側に抵抗する非線形ばね要素でモデル化した. また, 固化処理土, 珪砂 5 号, および裏込部はマルチスプリング要素でモデル化し, 固化処理土については拘束圧依存性を考慮しない. 固化処理土, 珪砂 5 号のせん断弾性係数は, 模型作成時に行った微小パルス波加振試験から得られたそれぞれのせん断波速度から求めた. 一方で裏込部は, その形状からせん断波速度の計測が困難であったため, 使用材料および模型製作条件が同じである前述の重力式岸壁模型振動実験の再現解析で用いたせん断弾性係数とした. 珪砂 5 号の内部摩擦角は相対密度  $D_r=80\%$  として既往の内部摩擦角との関係より設定した. 固化処理土の強度定数は粘着力で与えた場合に自重解析時に不自然な応力集中がみられたため, 内部摩擦角  $45^\circ$  として堅固な土層を表現した. 解析パラメータを表-5.6 に示す.

解析においては, 模型製作方法を考慮して, 自重解析は 3 段階の築堤解析を行った. 1 段階目は海底面までの地盤と矢板により自重解析を行い, 2 段階目で矢板背後までの地盤を考慮して自重解析を実施した. 2 段階目においてタイロッド位置における水平変位自由度を単点拘束し, その反力を 3 段階目で作用させた. 自重解析時は, 全ての間隙水要素を排水条件として検討し, 動的解析時には岩ズリ部のみ間隙水要素を排水条件とし, その他は非排水条件とした. また, 岩ズリ部の水面より上の要素は液状化は考慮しないが, ダイレイタンスーは考慮して解析を行った.

各出力位置での実験と解析の時刻歴の比較を図-5.8 に示す. 矢板と組杭の天端では, 実験, 解析ともに変位はほとんど発生していない. また, 間隙水圧もほとんど上昇しない点も実験と解析で調和的である. 加速度時刻歴においては, AH05 では解析値のほうが振幅が小さいが, その他の加速度計に対しては再現性がよい.

図-5.9 に実験と解析の残留変形の比較を示す. これより, 解析のほうが背後地の沈下量が小さいことがわかる. 解析における背後地の沈下量の最大値は 2.5mm であるのに対し, 実験における背後地の沈下量の最大値は 5mm 程度である. この理由としては, 解析パラメータの設定に参照したせん断土槽実験での体積ひずみは 0.5% 程度であるのに対し, 矢板模型実験における岩ズリ部の体積ひずみは 1% 程度であったため, 実験と比べて沈下量を小さく評価していると考えられる.

図-5.10 に矢板, および控え組杭の最大曲率分布を示す. まず, 矢板に着目すると, 矢板下部における曲率は実験と解析で異なる傾向を示すが, その他の位置における曲率分布は非常によく整合している. 控え組杭の押込側杭については, 杭頭の曲率は解析のほうがやや大きい, 曲率分布の傾向は概ね一致している. 引抜側杭に着目すると, 解析結果では杭頭ではなく E.L.+1.00m の付近に最大曲率が発生している. これは, 図-5.11 に地盤の残留ひずみ  $\epsilon_x, \epsilon_y$  の分布を示すが, 引抜き杭の E.L.+1.20~+1.30m 付近でひずみが局所的に大きくなっており, 解析ではそれより少し下の位置で引抜き杭の変形が大きくなったと考えられる. 最大曲率は異なるが, 曲率の分布傾向は押し込杭と同様に実験と解析は概ね一致している.

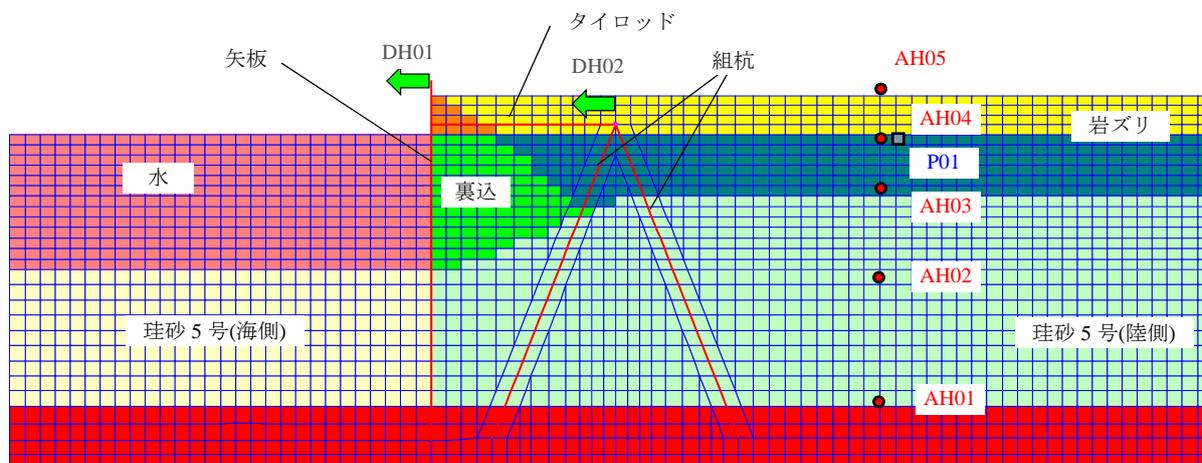


図-5.7 解析断面と計測機器：矢板式岸壁

表-5.6 解析パラメータ：矢板式岸壁

		(a)地盤			
パラメータ		固化処理土	珪砂5号(陸側)	珪砂5号(海側)	裏込石
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	2.000	2.140	2.140	1.370
基準拘束圧	$\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	6.123	2.016	5.625
初期せん断剛性	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	572,000	54,870	27,720	10,370
体積弾性係数	$K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1,492,000	143,100	72,290	27,040
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率	$n$	0.45	0.31	0.31	0.49
せん断抵抗角	$\phi$ (°)	45.0	42.0	42.0	39.4
粘着力	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	—	19.8
最大減衰定数	$h_{max}$	0.240	0.240	0.240	0.240
体積弾性係数 (間隙水)	$K_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	2,200,000	2,200,000	2,200,000	2,200,000

		(b)鋼材	
パラメータ		矢板	組杭
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	7.850	7.850
せん断剛性	$G$ (kN/m <sup>2</sup> )	76,920,000	76,920,000
断面積	$A$ (m <sup>2</sup> )	9.000E-03	4.084E-04
断面二次モーメント	$I$ (m <sup>4</sup> )	6.075E-08	8.679E-09
ポアソン比	$\nu$	0.30	0.30

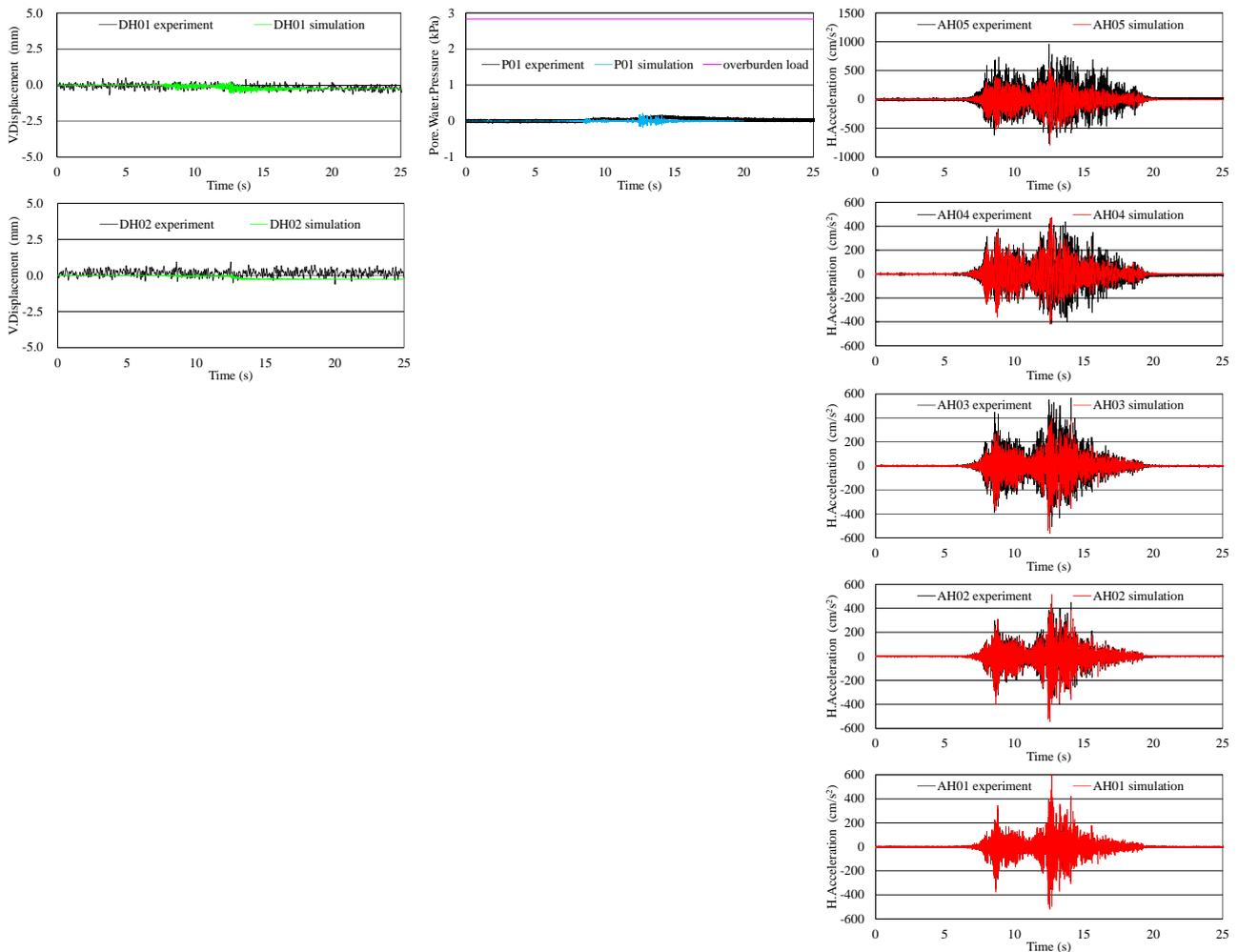


図-5.8 実験値および解析値との時刻歴比較：矢板式岸壁

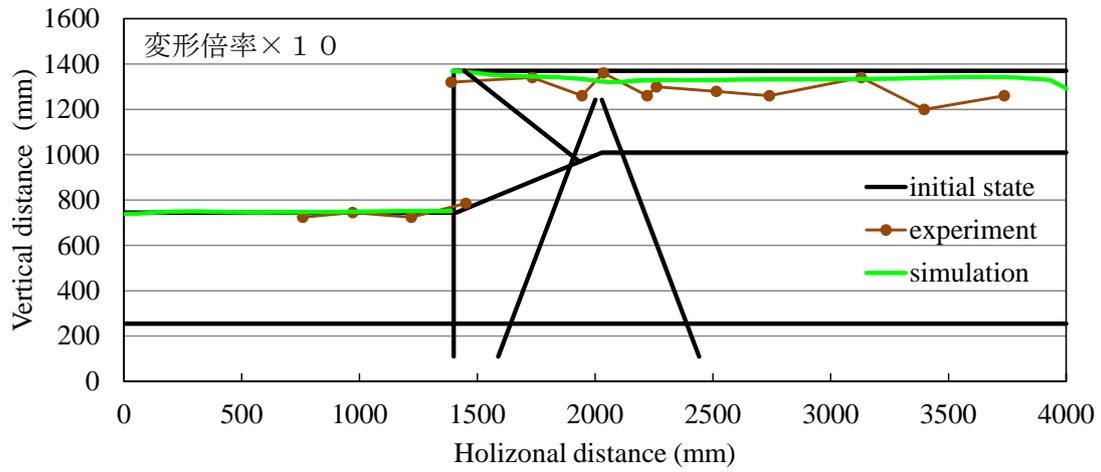


図-5.9 解析結果および実験結果の残留変形比較：矢板式岸壁

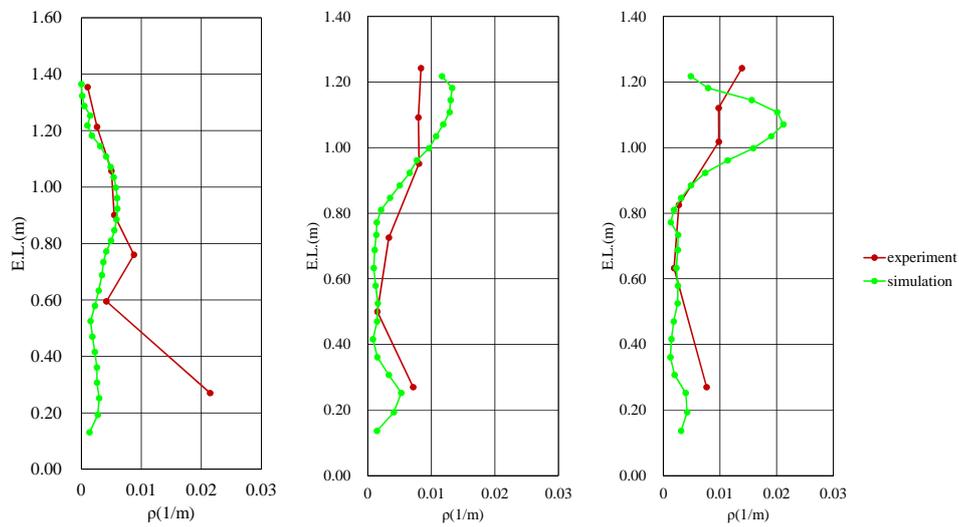


図-5.10 部材の最大曲率比分布（左：矢板，中：押込み杭，右：引抜き杭）

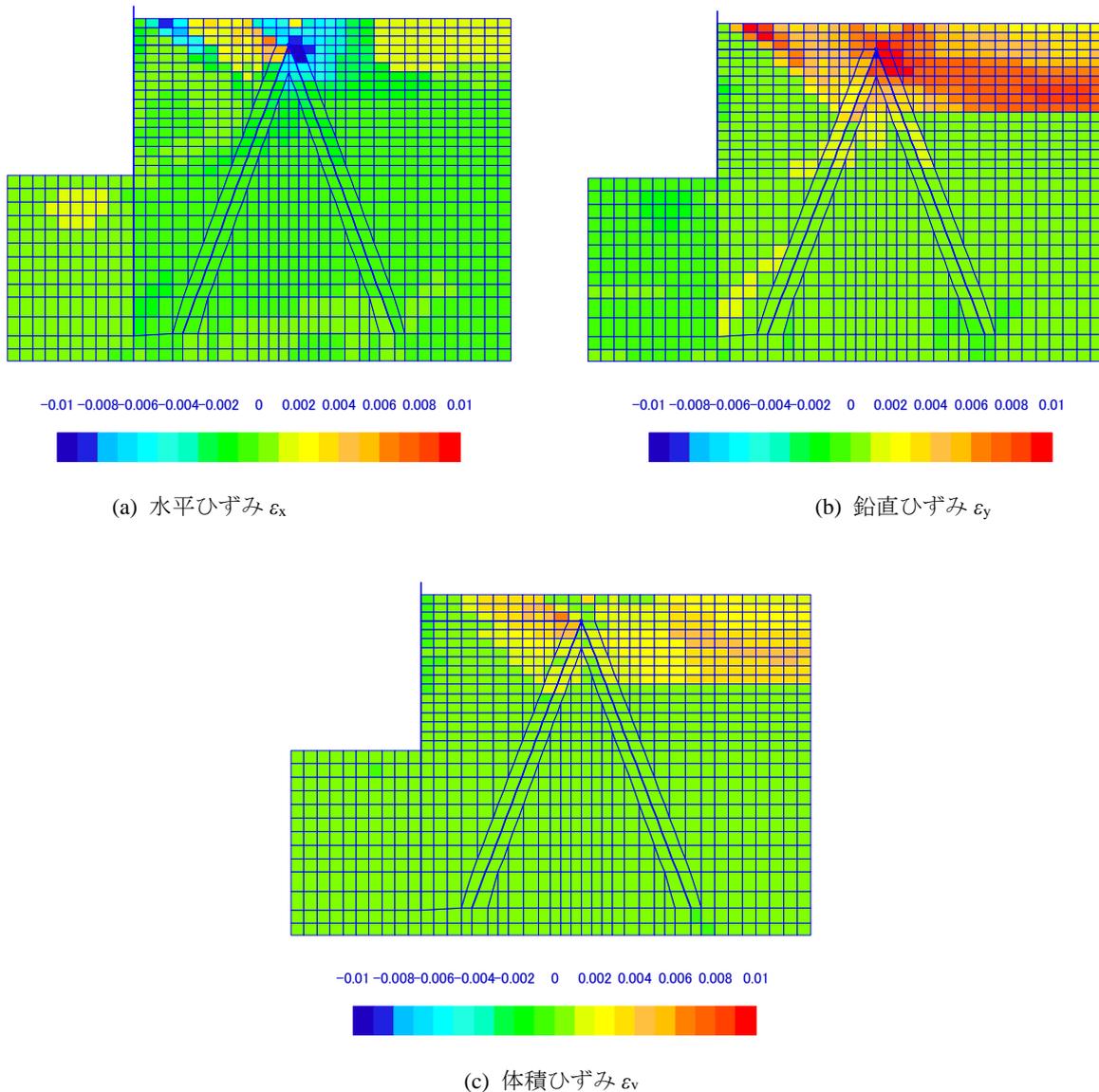


図-5.11 残留ひずみ分布

## 6. 岩ズリの原位置における密度の測定

これまでの研究により、繰返しせん断時の岩ズリの体積収縮特性は岩ズリの密度に大きく関係することが明らかとなった。振動実験等によりその関係を調査する方法も示されたことから、原位置において岩ズリがどの程度の密度となっているかを知ることが重要となる。そこで、ここでは、岩ズリの原位置密度を調査する手法について検討し、実際に岩ズリが埋立に用いられている地盤において実施した例について述べる。調査対象の岩ズリ層は図-6.1に示すとおりであり、地表より3mから11.5mの深さに位置している。

地盤密度を測定する方法として、密度そのものを他の物理量で間接的に測定するものと、体積と質量を測定して密度を算定するものがある。前者としては放射線の特徴を利用する非破壊の測定方法であるRI法がある。後者としては、体積を直接測定する方法としてコアカッター法があるが、粒径の大きな粒子を含む岩ズリをコアカッターにより採取することは難しい。また、体積を間接的に測定するものとして置換法もあるが、調査対象層が地下水位以下にある場合には安定した試験孔の掘削が困難であり、その体積を求めることができない。そこで、ここでは、質量と体積から密度を求める方法として、岩ズリを安定化させた後に試料を採取することを考慮し、薬液注入

工法により固化した後にサンプリングすることを検討した。また比較として、RI 法による岩ズリの密度の測定も検討した。

### 6.1 測定方法

#### (1) 固化した岩ズリのサンプリングによる密度測定

サンプリングによって土の密度を測定する場合、原位置における体積が変化しないように乱さずに試料を採取することが重要である。しかし、岩ズリの粒径は大きく、また、緩く堆積している場合には粒子配列は簡単に変わるため、サンプラーで岩ズりを乱さずに採取することは困難である。よって、ここでは、薬液注入工法によって岩ズりを原位置において固化した後に、サンプラーで採取することとした。これにより、岩ズリ粒子の配置を変化させずに採取が可能となるが、間隙に入った注入材の分だけ質量が増加する。岩ズリの密度算定には岩ズリだけの質量が必要となるため、ここでは、希塩酸によって注入材を溶解除去することとした。ただし、塩酸は石灰を溶解するため、岩ズりに石灰分が含まれる場合には予め岩ズリだけの溶解試験を行って溶解量を把握するなど、注意が必要である。

薬液注入工とサンプリングの位置を図-6.2 に示す。写真-6.1 に示すように、薬液注入工は中心間隔 0.8m の正三角形に配置された孔から行い、その中心位置において岩ズリのサンプリングを行った。薬液には懸濁型でゲルタイム 10 秒程度のものを用い、二重管により注入速度 10 L/min で注入した。懸濁型（セメント系）の注入材とすることで 1000kPa 程度の圧縮強度が期待でき、溶液型（水ガラス系）を用いる場合よりもサンプリング時の乱れの可能性を小さくできると考えられる。1 ステップ（25 cm）当たりの注入量を注入し、その後に注入管を 25 cm 引き上げて次のステップの注入を行った。注入圧力は最大で 1MPa 程度となった個所もあったが、平均的には深さに応じて数十 kPa から数百 kPa 程度であった。

試料採取においては、岩ズリは薬液注入工により固化されているものの、乱れの可能性を最小限とするために、水溶性ポリマーの濃厚溶液を使用したサンプリング方法<sup>19)</sup>を用いた。サンプラーは直径 100mm の試料が採取できるものを用いた。採取された試料を写真-6.2 を写真-6.3 に示す。X 線 CT により撮影した断面画像（写真-6.4）からも、岩ズリの間に固化材が注入されている様子が確認できる。

密度の算出においては、採取された試料の寸法から求めた体積と、供試体内の注入材を除いた岩ズリの質量を用いる。注入材の除去においては、コンクリートの配合を

推定する方法<sup>20)</sup>を参考に、試料をハンマーで打撃粉砕したのちに希塩酸に投入して攪拌して溶解することとした。この希塩酸に投入した試料を 1 $\mu$ m のガラス繊維フィルターでろ過し（吸引ろ過）、その残渣を乾燥させて質量を求めた。予備試験により注入材が希塩酸で完全に溶解することを確認したため、その残渣物を岩ズリとして考慮することとしている。希塩酸への投入と残渣の様子を写真-6.5 と写真-6.6 に示す。固化試料の粉砕および希塩酸での溶解処理によって岩ズリのみが得られるため、ふるい分けによる粒度試験や土粒子密度試験なども行った。

薬液注入前の岩ズリは海水で飽和していたため、注入材が海水に置き換えられると考え、サンプリング試料に含まれていた海水の質量は、以下により求めることが出来る。

$$\begin{aligned} \text{注入材の質量} &= \text{注入前の質量} - \text{残渣の質量} \\ \text{海水の質量} &= (\text{注入材の質量} / 1.28) \times 1.03 \\ \text{注入材の密度} &: 1.28\text{g/cm}^3 \\ \text{海水の密度} &: 1.03\text{g/cm}^3 \end{aligned}$$

よって、海水で飽和した岩ズリの密度は以下のように推定できる。

$$\begin{aligned} \text{岩ズリの密度} \\ &= (\text{残渣の質量} + \text{海水の質量}) / \text{試料の体積} \end{aligned}$$

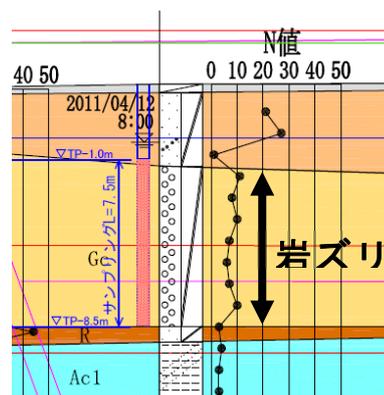


図-6.1 調査対象の岩ズリ層

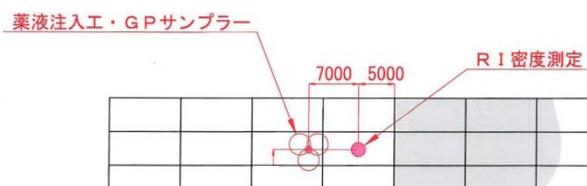


図-6.2 試料採取および RI による密度測定の位置

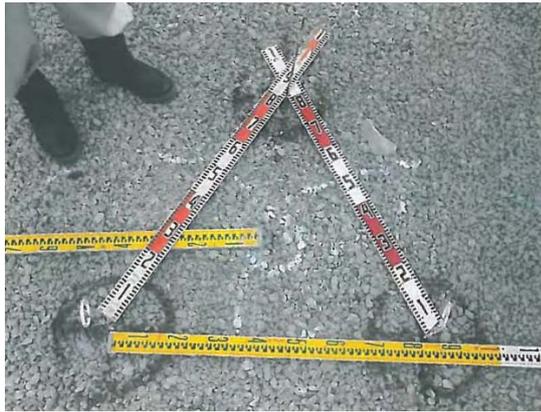


写真-6.1 薬液注入工とサンプリングの位置



写真-6.2 採取された岩ズリの一例



写真-6.3 20cmに切り出された試料

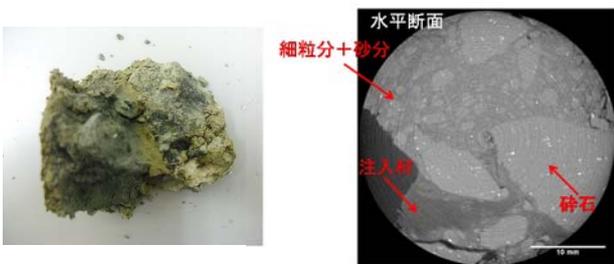


写真-6.4 解体した試料の一部とX線CTによるその断面画像



写真-6.5 粉碎した試料の希塩酸による溶解



写真-6.6 塩酸処理後の残渣物の乾燥後の状態

#### (2)RI 法による密度測定

RI 法による測定においては、岩ズリ部を削孔して孔壁保護のために直径 86mm のケーシングパイプを設置し、孔内に挿入型の RI 機器を使用して測定を行った。RI による測定は、固化処理した岩ズリのサンプリング位置から 7m 離れた箇所で行った (図-6.2)。

用いた挿入型 RI 機器は、プローブに装備された 2 種類の放射性同位元素 (ラジオアイソトープ, RI) から放出される放射線 (ガンマ線および中性子線) を利用して地下深部の湿潤密度および含水量を非破壊で測定するものである。プローブが計数するのは単位時間当たりの放射線の数 (計数率) であり、地盤密度の算定にはあらかじめ現場の測定条件に合わせた供試体を作製して放射線計数率と密度の関係性を求めておく必要がある (校正試験)。よって、校正試験には、現場で使用するケーシングパイプと材質・形状が同じものを使用する必要がある。本測定に用いた挿入型 RI 機器の仕様および概要を表-6.1 および図-6.3 に示す。測定概念図を図-6.4 に示す。

密度測定においては、ガンマ線源 (Co-60, コバルト 60) からのガンマ線のコンプトン効果の性質を用いている。コンプトン効果とは、ガンマ線はエネルギーの一部を元素の軌道電子に与え、自らは小さなエネルギーとなって

進行方向を変える現象のことを言う。地盤中に放出されたガンマ線は、コンプトン効果による散乱の繰り返しによってエネルギーが減少し、最終的には全エネルギーを電子に与えて消滅するが、一部は地盤内で散乱して線源上部に装備している検出器に入射する。そのため地盤の湿潤密度が高いほど単位時間当たりに入射するガンマ線の数(計数率)は少なくなり、この計数率と密度の関係を予め校正試験により求めておくことで、現地で測定されるガンマ線の計数率から地盤の湿潤密度を求めることができる。

図-6.5 および図-6.6 に非水浸・水浸状態での校正試験結果を示す。校正試験においては、一般的な山砂を用いた場合と、対象としている岩ズリと同等のものを用いた場合の2ケースについて検討を行った。前述のように、ケーシングパイプも現場で使用するものと同じものを用いている。図に示されるように、山砂と岩ズリを用いたケースにおいて少し差は見られたが、大きな違いは無かった。

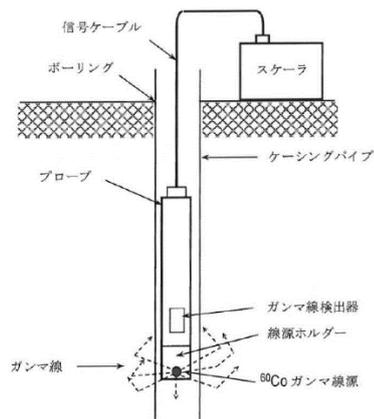


図-6.4 測定概念図

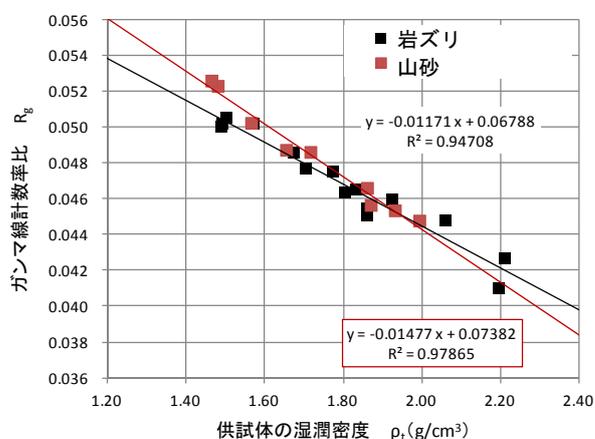


図-6.5 校正試験結果(非水浸状態)

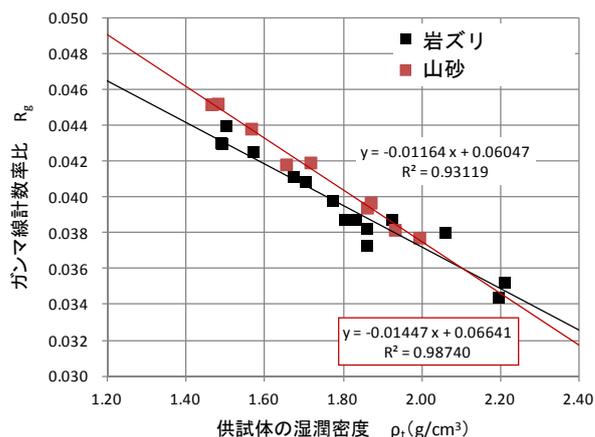


図-6.6 校正試験結果(水浸状態)

表-6.1 挿入型 RI 機器の仕様

測定方法	湿潤密度	ガンマ線後方散乱型
測定範囲	湿潤密度	1000~2500 g/cm <sup>3</sup>
放射線源	ガンマ線源 (密度測定)	<sup>60</sup> Co(コバルト-60)密封線源 (2.6MBq 半減期 5.2 年)
検出器	ガンマ線	シンチレーションカウンター 1 本
使用温度	0~45℃	
プローブ	寸法	φ38×1109mm
	重量	約 4kg
	耐水圧	10 気圧
	材質	ステンレス・スチール
信号ケーブル	同軸 4 芯	長さ 30cm(標準)

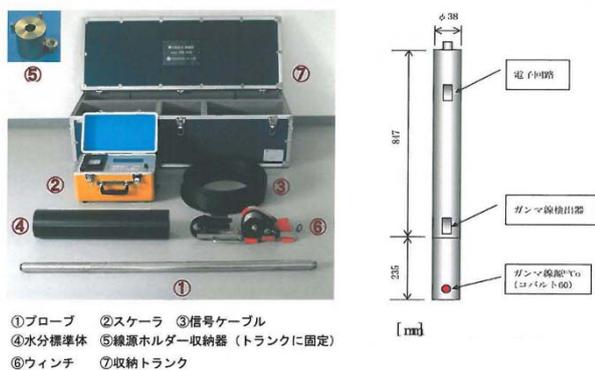


図-6.3 挿入型 RI 機器の概要

## 6.2 測定結果

サンプリング試料と RI 法による密度試験結果を図-6.7 に示す。ここでは湿潤密度を示しており、地下水位以下に

においては飽和密度に相当する。RI 法においては、岩ズリ層より上の埋土部における結果も合わせて示し、山砂と岩ズリのそれぞれの校正試験結果についてプロットしている。

RI 法においては、岩ズリ部の密度が  $1.99\sim 2.35\text{g/cm}^3$  程度となった。前述のように、校正試験に山砂と岩ズリのどちらを用いるかによってガンマ線計数率と密度の関係がやや異なるが、密度測定結果にそれほど大きな影響は見られなかった。一方、サンプリングされた試料から算定した密度は  $1.86\sim 2.03\text{g/cm}^3$  程度となり、RI 法によるものと異なる結果となった。ただし、深度方向における密度の増減の傾向はよく似ており、岩ズリの地中での堆積状態の傾向は表現されていると考えられる。

岩ズリの薬液注入工後のサンプリングは正三角形配置の注入孔の中心で行い、注入孔からは  $50\text{cm}$  程度離れている(写真-6.1)。注入圧力はそれほど大きいものではなく、注入量も岩ズリの間隙の体積にほぼ等しい量としているため、サンプリング実施個所での岩ズリを注入によって大きく乱したことは考え難い。一方、RI 法では挿入型 RI 機器のために観測孔を削孔するが、岩ズリは粒子が粗く、ケーシングパイプ周辺は乱されることが考えられる。挿入型 RI 機器による密度測定は、その測定領域が機器の中心から半径数十  $\text{cm}$  と考えられている。また、測定の重みは一様ではなく、中心から離れるにつれて重みが低下するとされる。したがって、挿入型 RI 機器を用いた方法では、削孔時に乱される可能性のあるケーシングパイプ周辺域を主体に密度測定している可能性があり、その影響で密度が大きく求められていることも考えられる。

RI 法と薬液注入工で固化した後にサンプリングする方法の二つの手法で結果に違いが見られ、観測孔削孔時における岩ズリ地盤の乱れの影響が考えられた。薬液注入工により岩ズリ地盤を乱さないよう固化した後にサンプリングすることにより、原位置における岩ズリの密度を測定する方法を示すことが出来た。よって、別途岩ズリの繰返し載荷時の挙動を確認する試験と合わせることで、地震時における体積収縮などの挙動を予測し、岸壁構造全体への影響も検討することが出来る。また、岩ズリを用いた地盤造成時における、陸上部だけでなく水中部の密度管理にも適用できると考えられる。

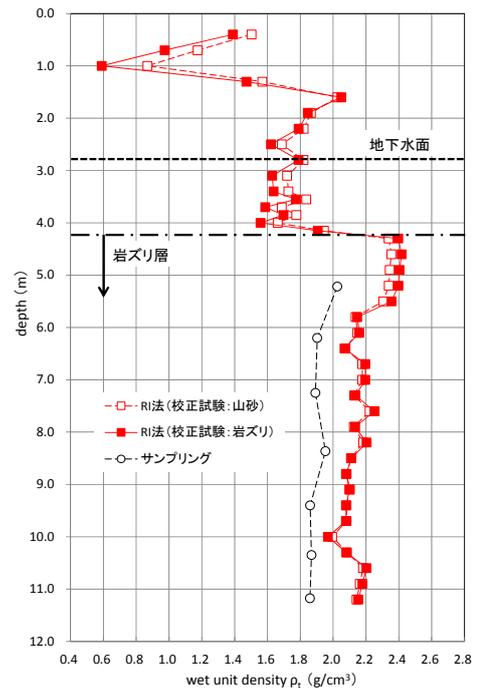


図-6.7 密度試験結果

## 7. まとめ

本研究では 2011 年東北地方太平洋沖地震において液状化せずに被害が生じた岸壁に関連し、用いられていた岩ズリの基礎的な物理・力学特性および動的挙動を検討し、また岸壁構造の模型実験を行うことで、その被災要因について検討した。また、岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動の評価を目的として、岩ズリの水平地盤の振動実験結果をもとに二次元有効応力解析を用いる方法を検討した。最後に、実岸壁の地震時挙動検討に必要な原位置での岩ズリ密度の測定手法についても検討した。本研究で得られた知見は以下のようまとめられる。

- 岩ズリには母岩種類、粒子形状、粒度等によりさまざまな種類のものがあることから、本研究においては被害の生じた岸壁で用いられたもの等の数種類の岩ズリを対象とし、岩ズリ種類によって物理・力学特性が異なることを確認した。
- X 線 CT 装置内において岩ズリの圧密排水三軸圧縮試験を行い、その力学特性と内部構造、粒度組成等との関係を確認した。細粒分・砂分が少ないものでは礫以上の粗い粒子の接触・噛み合わせで骨格形成をして強度が大きく、粒子破砕により変形挙動が変化することや、細

粒分・砂分が多い場合には礫分が細かな粒子の中に浮いた状態となって全体強度は小さくなり、荷重増加による変形挙動も比較的一様であること等を確認した。

—地震動による繰返しせん断時の動的挙動を把握することを目的として、岩ズリ水平地盤の振動実験を行った。東北地方太平洋沖地震で想定された二つの地震波形に対して過剰間隙水圧の大きな蓄積は見られず、液状化の可能性が小さいことを確認した。一方、岩ズリ地盤の密度が小さい場合には体積収縮が生じて岩ズリ地盤表面が沈下した。岩ズリ密度が大きくなるとこの体積収縮量は小さくなり、密度がある一定以上となることで体積収縮は見られなくなるが、その密度の閾値は岩ズリ種別によって異なった。

—岩ズリ地盤の岸壁構造への影響を検討するため、被害が見られた重力式及び矢板式岸壁の模型振動実験を実施した。矢板式岸壁では模型において構造部材の力学変形特性を完全に再現できないことから実被害における矢板変位を再現することは難しかったが、そのことを考慮することで裏埋部岩ズリ地盤の沈下は実被害と整合すると認められた。重力式岸壁の模型振動実験では、岩ズリが緩い場合においてケーソン水平変位および背後岩ズリ地盤沈下量が実被害におおむね整合した。地震時における岩ズリの体積収縮が背後地盤地表の沈

下量に影響することを確認し、その密度が小さいほど沈下が大きいことを明らかにした。また重力式岸壁において、裏埋めの岩ズリ密度はケーソン水平変位量にはあまり寄与しないことを確認した。

—岸壁の模型振動実験に関し、二次元有効応力解析 FLIP を用いて実験結果を再現することを試みた。岩ズリ水平地盤の振動実験結果を用いて岩ズリの解析パラメータの調整を行い、そのパラメータを用いて岸壁の模型振動実験の再現解析を行った。解析における過剰間隙水圧の蓄積は見られないものの背後岩ズリ地盤の沈下する挙動や岸壁はらみだし量は、実験結果と良い整合を示した。

—RI 法と薬液注入工で固化した後にサンプリングする方法の二つの手法で結果に違いが見られ、観測孔削孔時における岩ズリ地盤の乱れの影響が考えられた。薬液注入工により岩ズリ地盤を乱さないよう固化した後にサンプリングすることにより、原位置における岩ズリの密度を測定する方法を示すことが出来た。よって、別途岩ズリの繰返し載荷時の挙動を確認する試験と合わせることで、地震時における体積収縮などの挙動を予測することが出来る。岩ズリを用いた地盤造成時における、陸上部だけでなく水中部の密度管理にも適用できると考えられる。

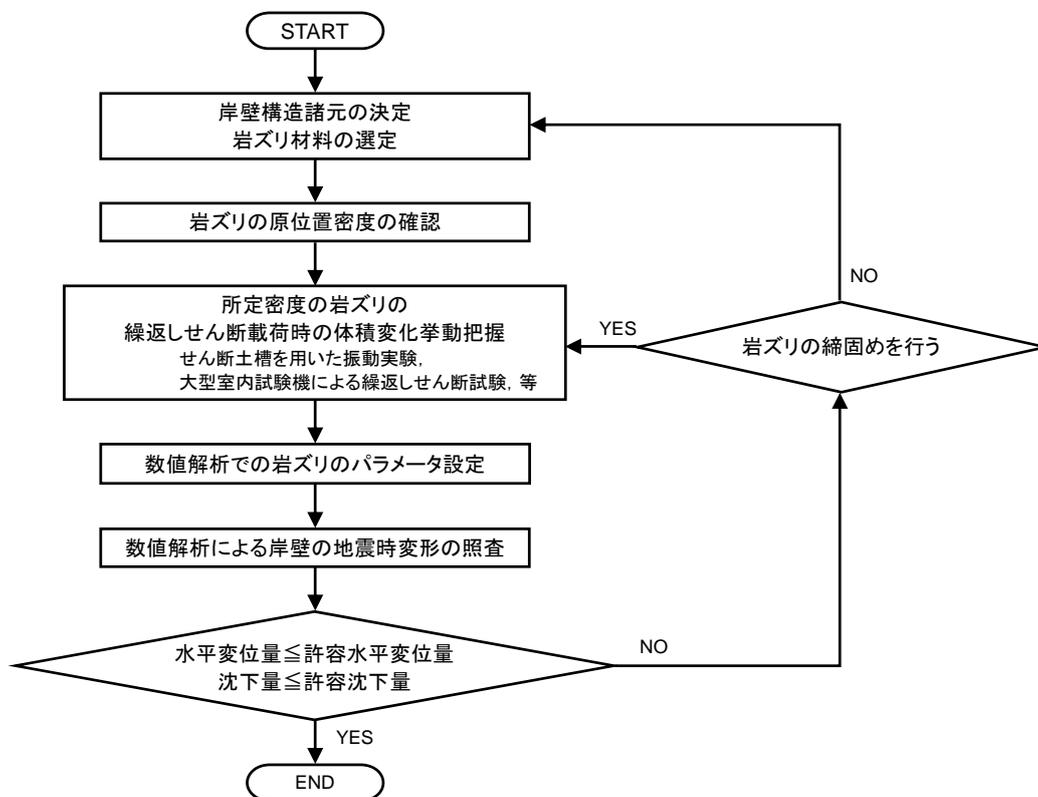


図-7.1 岩ズリを用いた岸壁の耐震設計検討の流れ

これまで見てきたように、岩ズリに起因する岸壁の特徴的な被害は、岩ズリ埋立部の沈下と壁体構造等との段差等が考えられる。これらの被害は、地震後において岸壁構造が安定している場合には、地表面沈下部への埋土等で応急的な復旧が可能なものであり、重要ではない通常の岸壁施設では性能規定の対象とはならないかもしれない。しかし、地震後即時の岸壁供用を求められる重要な施設においては、地盤の沈下や段差等の規定も重要な要求性能となる可能性がある。

このような場合における岩ズリを用いた岸壁の耐震設計検討は、図-7.1に示すような流れになると考えられる。岩ズリの繰返しせん断載荷時の挙動把握については、3章で示したせん断土槽による振動実験や、大きな粒径の材料も扱える大型試験機による繰返しせん断試験<sup>9)</sup>などの実施が考えられる。また、本研究で明らかとなったように密度の影響は大きく、岩ズリ埋立時の密度の把握は重要で、6章で示した原位置での密度測定が参考にでき、現場での試験埋立や大型土槽への投入試験<sup>9)</sup>なども考えられる。数値解析実施においては、繰返しせん断による岩ズリの体積変化を考慮できる解析プログラムを利用すること必要で、その材料パラメータ設定において4章で示したような方法を参考にできると考えられる。

本研究結果より、岩ズリの地震時の繰返しせん断による体積収縮はその密度が大きく影響することが明らかになったことから、その対策として密度増大のための締固めを行うことがまず最初に考えられる。締固めにより増大した岩ズリ密度において繰返しせん断時の体積変化挙動を確認し、沈下量等の施設要求性能が満足することを検討する。ただし、締固め工法は適用が可能な土質に限りがあり、径の大きな粒子を含む岩ズリにおいては適用が困難な場合もある。そのような場合には、6章で示したような、薬液注入工を用いた岩ズリの固化による対策も考えられる。

(平成27年5月1日受付)

## 謝辞

本研究を進めるにあたり、東北地方整備局と関東地方整備局のご協力を頂きました。また、原位置で固化した岩ズリの溶解試験において構造研究チームの川端主任研究官に貴重なアドバイスを頂きました。岩ズリの繰返しせん断時の挙動については、動土質研究チームの高橋主任研究官と後藤元研究員と多くの議論をさせて頂きました。ここに記して深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 高橋重雄, 戸田和彦, 菊池喜昭, 菅野高弘, 栗山喜昭, 山崎浩之, 長尾毅, 下迫健一郎, 根木貴史, 菅野甚活, 富田孝史, 河合弘泰, 中川康之, 野津厚, 岡本修, 鈴木高二朗, 森川嘉之, 有川太郎, 岩波光保, 水谷崇亮, 小濱英司, 山路徹, 熊谷兼太郎, 辰巳大介, 鷺崎誠, 泉山拓也, 関克己, 廉慶善, 竹信正寛, 加島寛章, 伴野雅之, 福永勇介, 作中淳一郎, 渡邊祐二: 2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報, 港湾空港技術研究所資料, No.1231, 2011.
- 2) 宮島正悟, 小泉哲也, 宮田正史, 竹信正寛, 坂田憲治, 浅井茂樹, 福田功, 栗山善昭, 下迫健一郎, 山崎浩之, 菅野高弘, 富田孝史, 野津厚, 山路徹, 鈴木高二朗, 中川康之, 佐々真志, 森川嘉之, 水谷崇亮, 小濱英司, 有川太郎, 加島寛章, 高橋英紀, 大矢陽介, 遠藤仁彦, 原田卓三, 青木伸之, 佐瀬浩市, 山本貴弘, 早川哲也, 林誉命, 西谷和人, 白井正興: 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による港湾施設等被害報告, 港湾空港技術研究所資料, 2015.
- 3) 森田年一, 上部達生, 林恒一郎, 三藤正明: 岩ズリの液状化特性に関する実験的研究, 第33回地盤工学研究発表講演集, pp.751-752, 1998.
- 4) 河村健輔, 新舎博, 笹井剛, 遠藤敏雄, 福本裕哉: 大規模埋立工事に使用する岩ズリ材料の液状化に関する模型振動台実験, 第42回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.453-454, 2007.
- 5) 後藤佑介, 佐々真志, 山崎浩之, 高橋英紀, 小濱英司: 岩ズリの繰返しせん断による体積収縮特性と密度特性, 港湾空港技術研究所資料, No.1278, 2013.
- 6) Takahashi, H., Oohashi, T. and Endoh, H.: Earthquake Damage Investigation of Gravity-Type Quay Walls in Ibaraki Port, Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, pp.687-696, 2012.
- 7) 港湾空港技術研究所 地震動研究チーム: 2011年東北地方太平洋沖地震による地震動の事後推定, [http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/research\\_jpn/research\\_jpn\\_2011/jr\\_401.html](http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/research_jpn/research_jpn_2011/jr_401.html) (参照2013.11.14) .
- 8) 似内徹, 水鳥隆志, 佐藤優: 締固め密度の補正式に関する検討, 第35回地盤工学研究発表会, pp.981-982, 2000.
- 9) 福本武明: 粒子集合体の混合の問題に関する一見解, 土木学会第53回年次学術講演集, pp.16-17, 1998.
- 10) W.B.Fuller and S.E.Thompson: The Laws of Proportioning Concrete, Trans. A.S.C.E., pp.67-143, 1907.

- 11) 軽部大蔵, 野並賢, 鶴ヶ崎和博, 山口充: 相似粒度に調整した粗粒材料の強度特性に及ぼす粒子形状と粒子破碎の影響, 土木学会論文集, No.617, III-46, pp.201-211, 1999.
- 12) 高橋英紀, 立花祐二, 西川丈博, 後藤寿: 大型鋼板セル中詰材に用いた岩ずりの物理および力学試験, 第47回地盤工学研究発表会講演集, pp.431-432, 2012.
- 13) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure Model in 1G-Gravitational Field, Report of Port and Harbor Res.Inst.Vol.27, No.3, pp.3-27, 1998.
- 14) 仙頭紀明, 風間基樹, 渦岡良介: 日排水繰返しせん断履歴後の再圧密実験と体積収縮特性のモデル化, 土木学会論文集, No.764, III-67, pp.307-317, 2004.
- 15) 井合進, 飛田哲男, 小堤治: 砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係, 京都大学防災研究所年報, 第51号B, pp.291-302, 2008.
- 16) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics., Vol.35, No.3, pp.360-392, 2011.
- 17) 沿岸技術研究センター: 港湾構造設計事例集(平成19年改訂版)上巻, 第2編係留施設, 第1章ケーソン式係船岸, pp.56-76, 2007.
- 18) 沿岸技術研究センター: 港湾構造設計事例集(平成19年改訂版)上巻, 第2編係留施設, 第2章直杭式横棧橋, pp.43-54, 2007.
- 19) 柳澤希実, 金子進, 谷和夫, 酒井運雄: 高濃度ポリマー溶液を使用した新しいサンプリング方法の実験的研究, 岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, Vol.32, pp.311-316, 2003.
- 20) (社)セメント協会: 硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告, コンクリート専門委員会報告, F-18, 1967.

港湾空港技術研究所報告 第54巻第2号

2015.9

編集兼発行人 国立研究開発法人港湾空港技術研究所

発行所 国立研究開発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 © (2015) 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。

## CONTENTS

1. Discussion on Real-time Estimation of Vertical Distribution of Horizontal Velocities for One-way Coupling from NOWT-PARI to CADMAS-SURF/2D .....	Katsuya HIRAYAMA, Takashi NAKAMURA .....	3
2. Stability of Caisson-type Breakwater's Mound and Reinforcing Embankment against Tsunami .....	Hidenori TAKAHASHI, Shinji SASSA, Yoshiyuki MORIKAWA, Yoichi WATABE, Daiki TAKANO .....	21
3. Experiment and Numerical Analysis on Seismic Behavior of Ouay Wall Using Coarse-grained Rock Waste .....	Eiji KOHAMA, Shuzo SETOBUCHI, Kengo KUSUNOKI, Noriko YAO, Hiroyuki YAMAZAKI, Taka-aki MIZUTANI, So HIRAI .....	51