ISSN 0917-057X

December 2018
防災科学技術研究所研究資料　第423号
Technical Note of the National Research Institute
for Earth Science and Disaster Resilience: No.423

耐震性貯水槽の液状化対策効果に関する実験研究

ー液状化による浮き上がり防止に関する排水性能の確認ー

Experimental Study on Effectiveness of Liquefaction Countermeasure of Earthquake Resistant Water Storage Tank

- Confirmation of drainage performance on prevention of uplifting caused by liquefaction -

国立研究開発法人
防災科学技術研究所
National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Japan

防災科学技術研究所研究資料　第四二三号　耐震性貯水槽の液状化対策効果に関する実験研究　防災科学技術研究所

National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience
Tennodai 3-1, Tsukuba, Ibaraki, 305-0006 Japan

防災科学技術研究所研究資料

第 354 号　地震動予測地図作成ツールの開発(付録 DVD) 155pp. 2011 年 5 月発行
第 355 号　ARTS により計測した浅間山の火口内温度分布(2007 年 4 月から 2010 年 3 月)　28pp. 2011 年 1 月発行
第 356 号　長岡における積雪観測資料(32) (2009/10 冬期)　29pp. 2011 年 2 月発行
第 357 号　浅間山鬼押出火山観測井コア試料の岩相と層序(付録 DVD)　32pp. 2011 年 2 月発行
第 358 号　強震ネットワーク　強震データ　Vol. 29(平成 22 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
第 359 号　強震ネットワーク　強震データ　Vol. 30(平成 22 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
第 360 号　K-NET・KiK-net 強震データ(1996 − 2010) (DVD 版 6 枚組). 2011 年 3 月発行
第 361 号　統合化地下構造データベースの構築 ＜地下構造データベース構築ワーキンググループ報告書＞ 平成 23 年 3 月 238pp. 2011 年 3 月発行
第 362 号　地すべり地形分布図 第 49 集「旭川」16 葉(5 万分の 1). 2011 年 11 月発行
第 363 号　長岡における積雪観測資料(33) (2010/11 冬期)　29pp. 2012 年 2 月発行
第 364 号　新庄における気象と降積雪の観測(2010/11 年冬期)　45pp. 2012 年 2 月発行
第 365 号　地すべり地形分布図 第 50 集「名寄」16 葉(5 万分の 1). 2012 年 3 月発行
第 366 号　浅間山高峰火山観測井コア試料の岩相と層序(付録 CD-ROM)　30pp. 2012 年 2 月発行
第 367 号　防災科学技術研究所による関東・東海地域における水圧破砕井の孔井検層データ　29pp. 2012 年 3 月発行
第 368 号　台風災害被害データの比較について(1951 年～ 2008 年，都道府県別資料) (付録 CD-ROM) 19pp. 2012 年 5 月発行
第 369 号　E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-5 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 - 実在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する震動台実験及びその解析 - (付録 DVD)　64pp. 2012 年 10 月発行
第 370 号　強震動評価のための千葉県・茨城県における浅部・深部地盤統合モデルの検討(付録 CD-ROM)　410pp. 2013 年 3 月発行
第 371 号　野島断層における深層掘削調査の概要と岩石物性試験結果 (平林・岩屋・甲山) (付録 CD-ROM)　27pp. 2012 年 12 月発行
第 372 号　長岡における積雪観測資料 (34) (2011/12 冬期)　31pp. 2012 年 11 月発行
第 373 号　阿蘇山一の宮および白水火山観測井コア試料の岩相記載(付録 CD-ROM)　48pp. 2013 年 2 月発行
第 374 号　霧島山万膳および夷守台火山観測井コア試料の岩相記載(付録 CD-ROM)　50pp. 2013 年 3 月発行
第 375 号　新庄における気象と降積雪の観測(2011/12 年冬期)　49pp. 2013 年 2 月発行
第 376 号　地すべり地形分布図 第 51 集「天塩・枝幸・稚内」20 葉(5 万分の 1). 2013 年 3 月発行
第 377 号　地すべり地形分布図 第 52 集「北見・紋別」25 葉(5 万分の 1). 2013 年 3 月発行
第 378 号　地すべり地形分布図 第 53 集「帯広」16 葉(5 万分の 1). 2013 年 3 月発行
第 379 号　東日本大震災を踏まえた地震ハザード評価の改良に向けた検討　349pp. 2012 年 12 月発行
第 380 号　日本の火山ハザードマップ集　第 2 版(付録 DVD)　186pp. 2013 年 7 月発行
第 381 号　長岡における積雪観測資料 (35) (2012/13 冬期)　30pp. 2013 年 11 月発行
第 382 号　地すべり地形分布図 第 54 集「浦河・広尾」18 葉(5 万分の 1). 2014 年 2 月発行
第 383 号　地すべり地形分布図 第 55 集「斜里・知床岬」23 葉(5 万分の 1). 2014 年 2 月発行
第 384 号　地すべり地形分布図 第 56 集「釧路・根室」16 葉(5 万分の 1). 2014 年 2 月発行
第 385 号　東京都市圏における水害統計データの整備(付録 DVD)　6pp. 2014 年 2 月発行
第 386 号　The AITCC User Guide –An Automatic Algorithm for the Identification and Tracking of Convective Cells–　33pp. 2014 年 3 月発行
第 387 号　新庄における気象と降積雪の観測(2012/13 年冬期)　47pp. 2014 年 2 月発行
第 388 号　地すべり地形分布図 第 57 集「沖縄県域諸島」25 葉(5 万分の 1). 2014 年 3 月発行
第 389 号　長岡における積雪観測資料 (36) (2013/14 冬期)　22pp. 2014 年 12 月発行
第 390 号　新庄における気象と降積雪の観測(2013/14 年冬期)　47pp. 2015 年 2 月発行
第 391 号　大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のためのＥ－ディフェンス加振実験 報告書 －大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験－　193pp. 2015 年 2 月発行
第 392 号　地すべり地形分布図 第 58 集「鹿児島県域諸島」27 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
第 393 号　地すべり地形分布図 第 59 集「伊豆諸島および小笠原諸島」10 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
第 394 号　地すべり地形分布図 第 60 集「関東中央部」15 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
第 395 号　水害統計全国版データベースの整備. 発行予定
第 396 号　2015 年 4 月ネパール地震(Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するヒアリング調査　58pp. 2015 年 7 月発行
第 397 号　2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における建物被害に関する情報収集調査速報　16pp. 2015 年 9 月発行

表紙写真 ・・・・ 地震時の液状化による地下埋設物の被害事例

防災科学技術研究所研究資料

第 398 号　長岡における積雪観測資料 (37) (2014/15 冬期)　29pp. 2015 年 11 月発行
第 399 号　東日本大震災を踏まえた地震動ハザード評価の改良(付録 DVD)　253pp. 2015 年 12 月発行
第 400 号　日本海溝に発生する地震による確率論的津波ハザード評価の手法の検討(付録 DVD)　216pp. 2015 年 12 月発行
第 401 号　全国自治体の防災情報システム整備状況　47pp. 2015 年 12 月発行
第 402 号　新庄における気象と降積雪の観測(2014/15 年冬期)　47pp. 2016 年 2 月発行
第 403 号　地上写真による鳥海山南東斜面の雪渓の長期変動観測(1979 ～ 2015 年)　52pp. 2016 年 2 月発行
第 404 号　2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における地震の概要と建物被害に関する情報収集調査報告　54pp. 2016 年 3 月発行
第 405 号　土砂災害予測に関する研究集会－現状の課題と新技術－プロシーディング　220pp. 2016 年 3 月発行
第 406 号　津波ハザード情報の利活用報告書　132pp. 2016 年 8 月発行
第 407 号　2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するインタビュー調査 －改訂版－ 120pp. 2016 年 10 月発行
第 408 号　新庄における気象と降積雪の観測 (2015/16 年冬期)　39pp. 2017 年 2 月発行
第 409 号　長岡における積雪観測資料 (38) (2015/16 冬期)　28pp. 2017 年 2 月発行
第 410 号　ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究 －改修されたため池堤体の耐震性能検証－　87pp. 2017 年 2 月発行
第 411 号　土砂災害予測に関する研究集会－熊本地震とその周辺－プロシーディング　231pp. 2017 年 3 月発行
第 412 号　衛星画像解析による熊本地震被災地域の斜面・地盤変動調査 －多時期ペアの差分干渉 SAR 解析による地震後の変動抽出－　107pp. 2017 年 9 月発行
第 413 号　熊本地震被災地域における地形・地盤情報の整備 －航空レーザ計測と地上観測調査に基づいた防災情報データベースの構築－　154pp. 2017 年 9 月発行
第 414 号　2017 年度全国市区町村への防災アンケート結果概要　69pp. 2017 年 12 月発行
第 415 号　全国を対象とした地震リスク評価手法の検討　450pp. 2018 年 3 月発行予定
第 416 号　メキシコ中部地震調査速報　28pp. 2018 年 1 月発行
第 417 号　長岡における積雪観測資料(39) (2016/17 冬期)　29pp. 2018 年 2 月発行
第 418 号　土砂災害予測に関する研究集会 2017 年度プロシーディング　149pp. 2018 年 3 月発行
第 419 号　九州北部豪雨における情報支援活動に関するインタビュー調査　90pp. 2018 年 7 月発行
第 420 号　液状化地盤における飽和度確認手法に関する実験的研究 －不飽和化液状化対策模型地盤を用いた模型振動台実験－　62pp. 2018 年 8 月発行
第 421 号　新庄における気象と降積雪の観測(2016/17 年冬期)　45pp. 2018 年 11 月発行
第 422 号　2017 年度防災科研クライシスレスポンスサイト(NIED-CRS)の構築と運用　56pp. 2018 年 12 月発行

防災科学技術研究所研究資料 第 423 号

平成 30 年 12 月 19 日 発行

編集兼　国立研究開発法人
発行者　防 災 科 学 技 術 研 究 所
〒 305-0006
茨 城 県 つ く ば 市 天 王 台 3 － 1
電話 (029)863-7635
http://www.bosai.go.jp/

印刷所　前 田 印 刷 株 式 会 社
茨 城 県 つ く ば 市 山 中 152-4

※防災科学技術研究所の刊行物については，ホームページ（http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/）をご覧下さい.

耐震性貯水槽の液状化対策効果に関する実験研究
－液状化による浮き上がり防止に関する排水性能の確認－

中澤博志＊1・濱田貴嗣＊2・原　忠＊3・河上修士＊4

Experimental Study on Effectiveness of Liquefaction Countermeasure of Earthquake Resistant Water Storage Tank
– Confirmation of drainage performance on prevention of uplifting caused by liquefaction –

Hiroshi NAKAZAWA*[1], Takashi HAMADA*[2], Tadashi HARA*[3], and Shuji KAWAKAMI*[4]

*[1]*Department of Disaster Mitigation Research,*
National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Japan
nakazawa@bosai.go.jp
*[2]*Shin Kochi Jyuko co., ltd., Japan*
thamada@skj-kk.co.jp
*[3]*Kochi University, Japan*
haratd@kochi-u.ac.jp
*[4]*Kochi Industry Promotion Center, Japan*
s_kawakami@joho-kochi.or.jp

Abstract

One of the typical examples of liquefaction damage of the ground during the earthquake is breakage and loss of function due to the floating of underground buried objects or underground structures. Regarding damage to liquefaction of underground objects, there are many research results of manholes, and many cases of loss of function due to floating have been reported. Regarding drinking water storage tanks that are required to be used immediately after disaster from the viewpoint of regional disaster prevention, although considering seismic resistance as the main subject, studies on floating up measures have not been done much at present is there. Therefore, in this research, we devised a water reservoir with a drainage function as an effort to develop a liquefaction countermeasure type earthquake resistant water storage tank, conducted shake table tests to verify the drainage function, confirm the effectiveness of the countermeasure did.

Key words: Liquefaction, Liquefaction countermeasure, Water storage tank, Uplifting, Shake table test

1. はじめに

地震時の地盤の液状化被害の典型的な例の１つに，地下埋設物あるいは地下構造物の浮き上がりによる破損や機能消失がある．地下埋設物の液状化被害については，主としてマンホールの調査実績が多く，浮き上がりによる機能消失の事例が数多く報告されている．

地震時の地盤の液状化被害の典型的な例の１つに，地下埋設物あるいは地下構造物の浮き上がりによる破損や機能消失がある．地下埋設物の液状化被

*[1] 国立研究開発法人　防災科学技術研究所　地震減災実験研究部門
*[2] 新高知重工株式会社
*[3] 高知大学
*[4] 高知県産業振興センター

害事例については，主としてマンホールの調査実績が多く，中でも，平成 16 年 10 月に発生した新潟県中越地震では，液状化によって 1,400 カ所以上でマンホールが突出，平成 23 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震では 20,000 カ所以上のマンホールが被害を受け，下水管の排水機能はもとより，その段差によって交通機能にも障害を及ぼし救助活動を妨げた苦い経験がある [1]．以降，マンホールの浮き上がりについては，その対策方法の検討が精力的に行われてきている．

一方，地下に設置されている防火貯水槽ならびに飲料用貯水槽は，2016 年熊本地震の際，**写真 1** に示す様に，地盤の液状化を原因とする地下貯水槽の破損や機能喪失が見られた．特に，地域防災上の観点から，発災直後の供用が求められる飲料用貯水槽については，これまで L2 地震動に対する耐震性の検討はなされてきているものの，躯体の耐震性にのみ焦点が当てられ，液状化による浮き上がり対策に関する検討がされていないのが現状である．そのため，将来大規模な被害を及ぼすとされる東南海・南海地震の被害想定地域にあたる自治体では，ライフラインの確保のため，貯水槽の液状化対策を求め始めている．そこで，本研究では，液状化対策型耐震性貯水槽の開発に向けた取り組みとして，排水機能付きの貯水槽を提案し，排水機能を検証するための簡易実験を実施し，その効果を定性的に検証した．続いて，大型土槽を用いた振動台実験を実施し，データを取得するとともにその分析を通じ，浮き上がり対策効果を検証した．

なお，本報告は，新高知重工および高知大学との共同研究「液状化対策型耐震性貯水槽の対策効果評価に関する研究」で実施した研究成果を取りまとめたものである．この成果で生まれた液状化対策型耐震性貯水槽は，すでに（一財）消防設備安全センターおよび高知県防災関連製品認定制度の認定（新高知重工株式会社）を受けている．研究実施期間は，平成 28 年度の予備実験を経て，平成 29 年 9 月 12 日～平成 29 年 3 月 31 日に防災科学技術研究所の所有する大型耐震実験施設で行われた．

2. 地下構造物の浮き上がり被災事例

地下構造物の浮き上がり事例としては，1964 年新潟地震（**写真 2**）[2]，1983 年日本海中部地震，1993 年釧路沖地震，1994 年三陸はるか沖地震，2003 年十勝沖地震，2004 年新潟県中越地震（**写真 3**），および 2011 年東北地方太平洋沖地震（**写真 4**）等がある．なお，1995 年兵庫県南部地震では，大規模な液状化が確認されたが，埋設物の浮き上がりに関する大きな被害は確認されていない．

地震時浮き上がり被害事例として，上下水管路，パイプライン，マンホール，地下タンクおよび地下貯水槽等があるが，液状化による浮き上がり事例としては，管路やマンホールと言った比較的小さな構造物の事例が多く報告されている．先の 2018 年北海豪胆振東部地震についても，**写真 5** に示す様に，大規模な液状化が見られなかった地域（北海道勇払郡安平町の事例）でも，軽微ではあるが浮き上がりが見られた．管路に関しては埋戻し土の液状化による揚水圧が主要因であり，継手部の破損が多く見られている．大きな地下構造物に関しては，**写真 6** に示す地下駐車場の浮き上がり事例があり，隣接する RC ビルにも地盤変状の影響がある．

なお，指針類では，例えば，下水道施設の耐震対策指針と解説 [3] に対策工法が示されている．浮き上がり対策の基本的な原理を大別すると，液状化発生そのものを防止・抑制する方法と，被害を軽減する方法がある．前者は地盤改良であり，後者は，過剰間隙水圧の消散，杭基礎等の構造的な補強，および重量化が代表的であり，本研究の様に，躯体そのものに対策を施す例は示されていないようである．

3. 排水機能付きの貯水槽の概要

液状化地盤中の地下埋設物の浮き上がりメカニズムに関しては，地震によって生じる過剰間隙水圧による揚圧力が浮き上がりの主要因となり得る．そこで，地震中に貯水槽躯体周辺に発生・成長する過剰間隙水圧を地震と同時に消散させるよう，排水機能を躯体に設けた構造を考案した．

図 1 に模型実験で用いた概念図を示す．図中 (a) は従来型の概略図であり，耐震性を有しているものの，液状化が懸念される際には別途地盤改良等の対策が必要となる．一方 (b) に示す液状化による被害抑止を目的とした浮上防止型は，構造形式は従来型とは大きく変化しないものの，底版から頂版まで貫通させた排水ベントを内部に有し，液状化時に生じる周辺地盤の過剰間隙水圧の上昇に応じ地下水を排

写真 1　地下貯水タンクの浮き上がりによるコンクリートスラブの破損(2016 年熊本地震)
Photo 1 Breakage of concrete slab due to uplifting of underground water storage tank (The 2016 Kumamoto Earthquake).

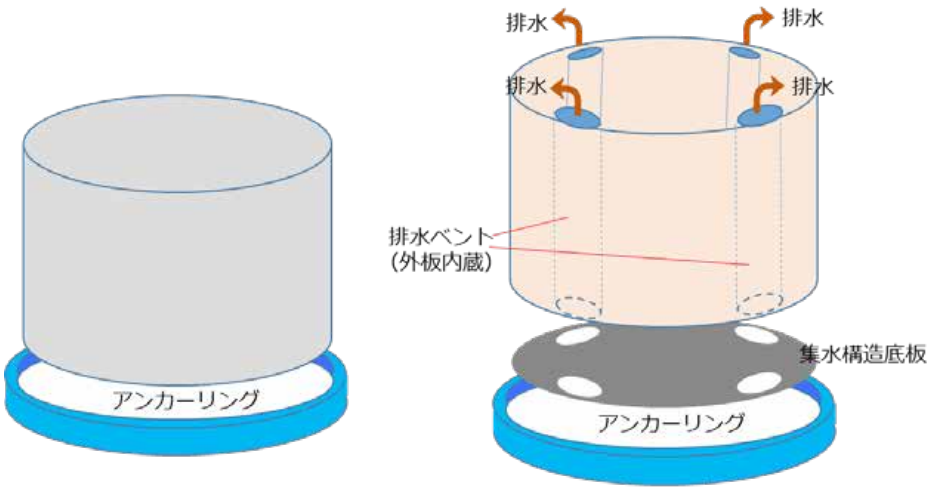
写真 2　新潟市内のマンホールの浮き上がり (1964 年新潟地震)
Photo 2 Uplifting of a manhole in Niigata city (1964 Niigata Earthquake).

写真 3　小千谷市内のマンホールの浮き上がり (2004 年新潟県中越地震)
Pohto 3 Uplifting of a manhole in Ojiya City (2004 Niigata Prefecture Chuetsu Earthquake).

写真 4　浦安市内のマンホールの浮き上がり (2011 年東北地方太平洋沖地震)
Photo 4 Uplifting of a manhole in Urayasu city (The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake).

写真 5　安平町内のマンホールの浮き上がり (2018 年北海道胆振東部地震)
Photo 5 Uplifting of a manhole in Abira City (The 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake).

写真 6　横浜市内の地下駐車場の浮き上がり (2011 年東北地方太平洋沖地震)
Photo 6 Uplifting of the underground parking lot in Yokohama city (The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake).



(a) 従来型貯水タンク　　(b) 浮上防止型貯水タンク

図 1　実験模型の概念図
Fig. 1　Concept of test model.

水排出する機能を付加している．排水ベントは，鋼製タンク内部に設置しており，既存の構造を大きく変更せずコスト抑制に配慮した点に特徴がある．なお，日本消防設備安全センター認定指針[4)]を見ると，給排水又は給水のための配管を貫通させる開口部を設ける場合は頂版に設けるものとし，加工は製造時に実施することが求められている．配管貫通のための開口部について，以下の様な記載がある．

a) 開口部の数は，1 基あたり 4 個以内
b) 1 個の開口部面積は，500 cm^2 以内
c) 1 基あたりの開口部面積の合計は 750 cm^2 以内
d) 開口部の周囲は必要な補強を行う
e) RC，PC の場合，鉄筋のかぶりを確保

このうち，頂版の開口部が 4 カ所までとされていることから，本研究では，過剰間隙水圧の消散効率を高める為，**図 2** に示す様に，底版下に排水ベントへと水流を導くタービン型集水構造を提案し，排水性の検証を行った．本実験では，**写真 7** に示すフィルタ材を詰めた集水性の高い底板を用いた．

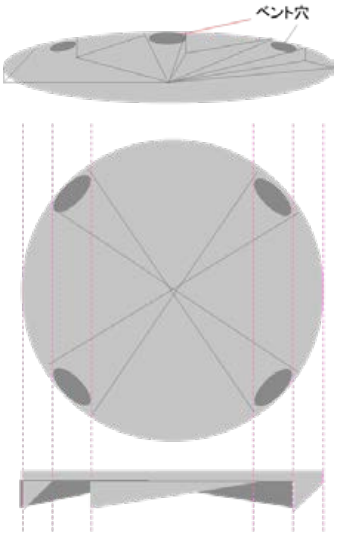


図 2　タービン型の集水構造底板
Fig. 2　Bottom plate of turbine type with water drainage structure.

写真 7　模型実験用底板
Photo 7　Bottom plate for the model test.

4. 簡易小型模型実験

図 3 に実験模型とセンサ配置を含めた断面図をそれぞれ示す．実験ケースは，無対策である従来型 (Case1) と排水ベント付きの浮上防止対策型 (Case2) の 2 ケースとし，加振時の模型躯体周辺地盤の過剰間隙水圧挙動，および**写真 8** に示す加振後の浮上り量を計測し，排水機能の確認を目的とした．以下に，貯水槽模型，模型地盤，振動台実験概要をそれぞれ述べる．

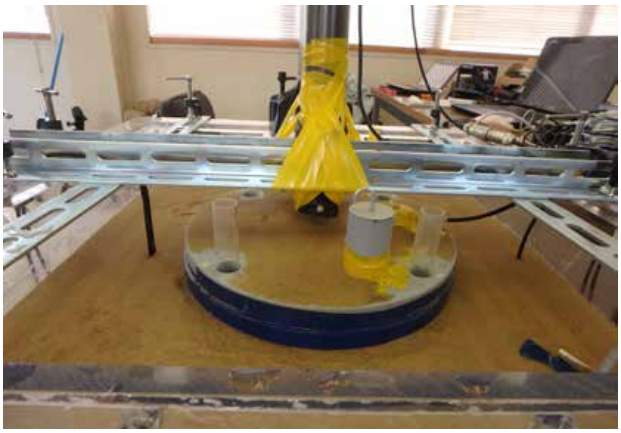


写真 8　残留変形の様子
Photo 8 Aspect of residual deformation.

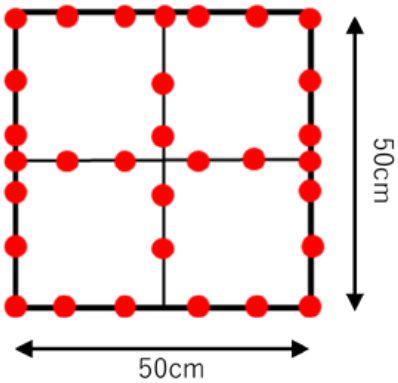


図 3　地表面計測箇所
Fig. 3 Distribution of measurement points on the model ground surface.

4.1 液状化・模型基本性能確認のための予備実験

模型地盤や加振方法策定のため，センサを用いたデータ取得を行わずに予備実験を実施した．以下に実験概要と**写真 9** に一連の流れを示す．

4.1.1 検討条件

各種検討条件を以下に列挙する．

(1) 予備検討

実験用模型躯体は，**図 2** に示す 4 穴が基本形ではあるが，ここでは，液状化対策 6 穴(貯水無し，ウェイト調整無し) とした．また，模型外径 ϕ26 cm，高さは，躯体 19.5 cm に加え，低盤 2 cm とし，トータルで 21.5 cm とした．使用した振動台モーターの回転数は，1,800 rpm (3 Hz) とした．土層等の設定に関しては，地盤材料に豊浦砂を用い，躯体底面以下を 18.0 cm，躯体天蓋以上 を 2.0 cm の土被り厚とし，地下水位は天蓋同位とした．

(2) 実験手順

本予備実験の手順は以下の通りとした．

① 起振機水槽内水位 5.4 cm まで注水した．(**写真 9**(a))

② 珪砂投入：水中落下により，1 層目低盤からの高さ 9.0 cm (24 kg) とし，2 層目は 18.0 cm (＋24.0 kg) とした．(**写真 9**(a))

③ 躯体設置：躯体を水平かつ地盤面を乱さないように静置した．(**写真 9**(a))

④ 珪砂投入：躯体天蓋以上 2.0 cm まで実施した．(**写真 9**(a))

⑤ 注水：躯体天蓋位置まで，土槽下部の注水コックより，クイックサンドが生じないレベルでゆっくりと注水した．(写真 9(a))

⑥ 模型地盤高測定：以上のセッティング後，模型地盤の GL レベルを水平に均した後，測定した．**図 3** に示す GL 面上の水平間隔 10.0 cm を目安とした測定点で，起振機水槽上部までの高さを測定した．(写**真 9**(a))

⑦ モーターの検定：小型振動台の回転数を 1,800 rpm まで漸増させ，周波数 f = 3 Hz で起振した．本検定では，モーター回転数が 1,200 rpm で 2 Hz を示した．

4.1.2 実験結果

(1) 目視による実験結果

地盤の液状化開始直後，躯体排水ベント内における水位上昇を確認した．加振継続中において，躯体が垂直に浮上をし始め，最終的に，バランスを崩して躯体傾斜・転倒の残留変位を確認した．過剰間隙水圧が消散した後，模型地盤高測定により，地表面の沈下が平均で概ね 2 ～ 3 cm であり，非常に大きな体積圧縮を生じたことを確認した．

(2) 目視からの考察

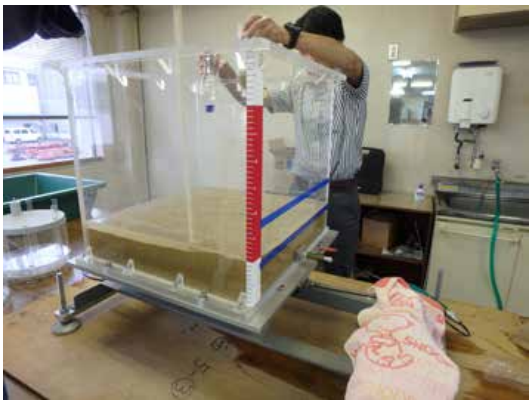
目視からではあるが，排水構造は機能していたため，同様な構造での実験に移行できることを確認できた．また，振動時の躯体浮上に伴う転倒要因は，模型がアクリル製かつ中空状態の躯体の軽さにより，過度の浮力が生じたことによるものと考えられる．実際には，実機に対する縮尺相当の重量を負荷した釣り合いが必要であるが，実験条件として躯体重量 40 t 級貯水槽相当を想定し，実験が可能な重量に設定することが必要であることから，縮尺比 1/50 に対し，重量は 15 kg の比較的軽い模型条件に設定した．

(a) 実験用貯水槽模型外観

(b) 浮き上がり防止構造説明用模型

(c) 模型底盤

(d) 基礎地盤作製状況



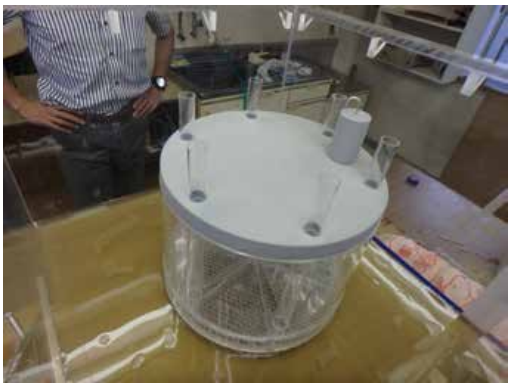
(e) 基礎地盤作製状況(1)

(f) 基礎地盤作製状況(2)

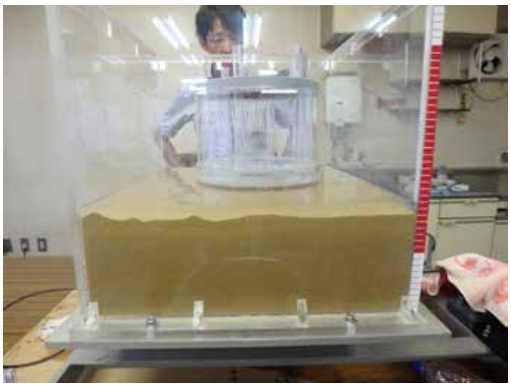
(g) 基礎地盤作製状況(3)

(h) 乾燥砂落下装置

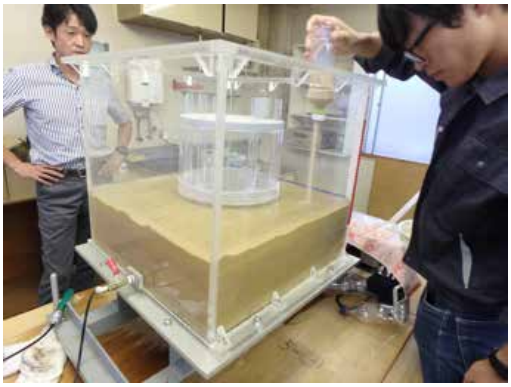
写真 9(1)　模型実験工程
Photo 9(1) Process of the simple model test.



(i) 飽和基礎地盤上模型設置

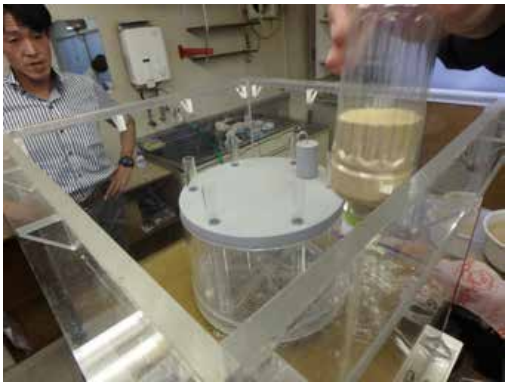


(j) 模型設置時外観



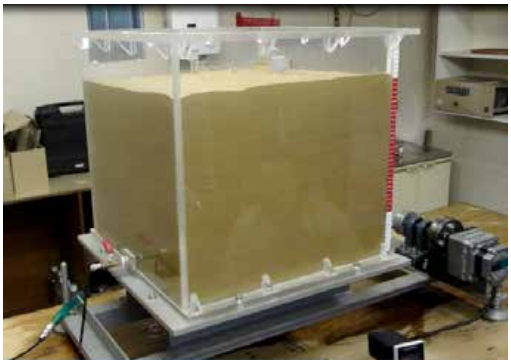
(k) 模型周辺地盤作製状況(1)

(l) 模型周辺地盤作製状況(2)

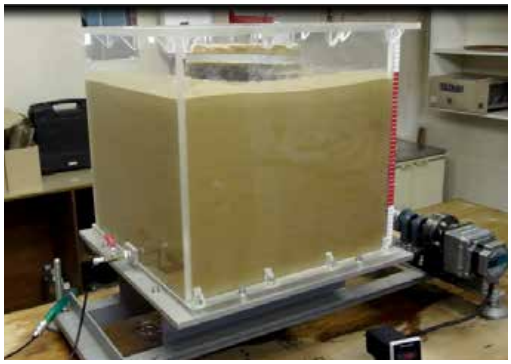


(m) 模型周辺地盤作製状況(3)

(n) 模型地盤および模型設置完了

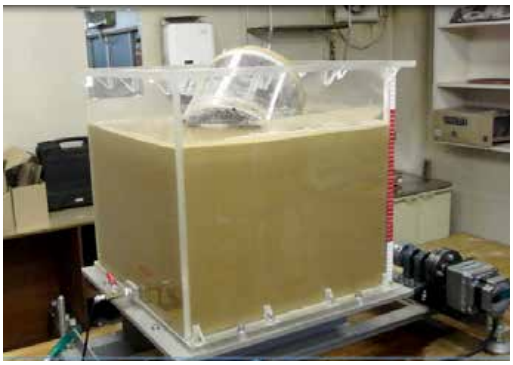


(o) 加振直後



(p) 加振中

写真 9(2)　模型実験工程
Photo 9(2) Process of the simple model test.



(q) 加振後

写真 9(3)　模型実験工程
Photo 9(3) Process of the simple model test.

4.2　簡易振動台による小型模型実験

本実験は，従来型の無体策模型と本研究で提案する排水ベント付きの 2 ケース(Case1，Case2)とし，

a) 加震時の地盤と躯体の加速度および周辺地盤の過剰間隙水圧挙動

b) 加振後の浮き上がり量の比較

上記 2 点による効果確認を行い，定量評価を行うとともに，大型模型実験計画に資する検討を実施した．

土槽と模型の寸法は，4.1 節で実施した予備実験と同様なものとし，その緒元は，以下の通りである．なお，模型の排水ベントに関しては，日本消防設備安全センター認定指針に示される「開口部の数は 1 基あたり 4 個以内」等の定めを再現した．あたらめて，各種諸元等の詳細を以下に示す．

4.2.1　検討条件

各種検討条件を以下に列挙する．

(1) 実験用土槽

本実験で使用した土槽の材質はアクリル製，寸法は，それぞれ長さ 0.5 m ×幅 0.5 m ×深さ 0.5 m の立方体とした．

(2) 実験ケース

実験ケースは，排水ベントの有無により，Case1 は，従来型(無体策)，Case2 は本研究で検証する排水ベント付きの貯水槽タンク模型とし，地盤条件，計測条件および加振条件は極力統一するようにした．

(3) 貯水槽模型

模型用貯水槽躯体は，液状化対策用の排水ベント 4 穴とし，実験では，貯水無し，かつトータルのウエイトで 15 kg に調整した．なお，先にも述べたが，4.1 節において 6 穴タイプの模型を使用したが，日本消防設備安全センター認定指針によると頂板の開口部は 4 カ所までと明記されていることから，4 穴タイプに変更している．後に示す**図 6** にも示すが，模型外径は，ϕ26 cm，高さは(21.5 cm 躯体 19.2 cm+低盤 2 cm)とした．

(4) 貯水槽模型

本実験に供する地盤材料には，豊浦砂を用いた．その物理試験項目と物性値を**表 1**，**表 2** および**図 4** にそれぞれ示す．**図 4** 中には，港湾基準[5]による液状化の可能性のある範囲を併記した．これにより，液状化の可能性の高い粒度特性を有していることがわかる．

表 1　土質試験の試験項目
Table 1　List of soil tests conducted in this model test.

試験項目	試験方法
土粒子の密度試験	JIS A 1202
土の粒度試験(ふるいのみ)	JIS A 1204
砂の最大密度・最小密度試験	JGS 0161

表 2　豊浦砂の物理的性質
Table 2　Physical properties of Toyoura sand.

土粒子の密度　ρ_s (g/cm^3)	2.653
最小密度　ρ_{dmin} (g/cm^3)	1.386
最大密度　ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.664
最大間隙比　e_{min}	0.915
最小間隙比　e_{max}	0.594

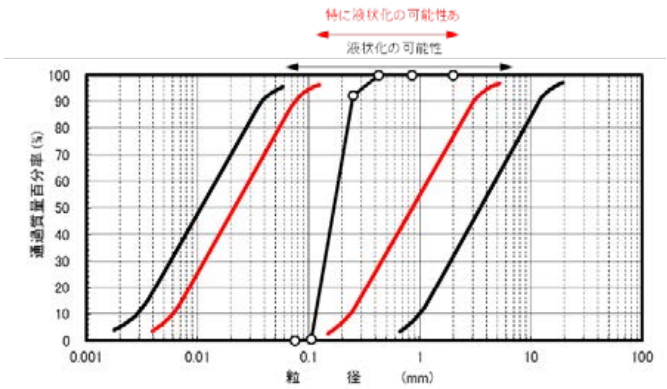


図 4　豊浦砂の粒径加積曲線
Fig. 4　Grain size distribution curve of Toyoura sand.

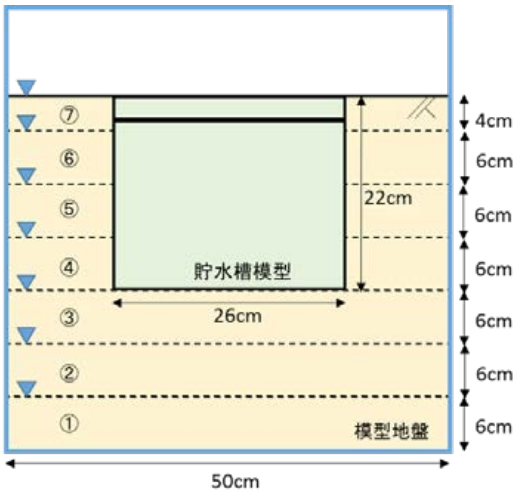


図 5　模型実験断面
Fig. 5　Section of the model test.

(5) 模型地盤の作製

模型地盤は，相対密度 D_r ＝ 50% 相当の締まり具合を目標に，水中落下法により作製した．なお，相対密度は以下の式で定義される．

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \qquad (1)$$

ここに，e_{min} は最大間隙比，e_{max} は最小間隙比，および e は間隙比を示す．模型地盤作製にあたり，**図 5** を基に，豊浦砂および間隙水の投入量を以下の通り試算した．模型地盤は①～⑦の 7 層に別れ，各層あたりの間隙水を予め土槽内に満たしておいて，その上部から，**写真 9 (h)** に示すペットボトルを加工した容器から，所定の乾燥豊浦砂を落下・堆積させた．

D_r ＝ 50% を想定した場合の試算結果について，**図 5** 中に示す①～③における 1 層あたりの乾燥豊浦砂投入重量 W_s は 27.8 kg，③まで造成後，模型を所定の場所に整置した後の④～⑥における 1 層あたりの W_s は 21.85 kg，および⑦については 14.57 kg であり，模型地盤は，概ね試算通りに作製された．

写真 10 に各種工程における作業写真を示す．

(6) センサ配置

計測機器・センサ類の設置・接続は模型地盤作製と同時に行った．設置する計測機器・センサ類の数量は**表 3** に示す通りである．また，設置位置を**図 6** に示す．図中に示すセンサのナンバリングについては，例えば，ACC1-1 であれば，加速度計，Case1 の 1 番目というケースとなる．

計測には，共和電業のメモリレコーダアナライザ「EDX-10A」を用いた．本ロガーの最大チャンネル (CH) 数は 16CH であり，このうち，ひずみを出力する CH が 12CH, 電圧を出力する CH が 4CH である．計測項目と数量については，加速度計 4 基，間隙水圧計 4 基，およびレーザー変位計 2 基となる．その他として，動画を記録するため，小型のビデオカメラ等を土槽上に設置した．

表 3　センサ一覧
Table 3　Sensor list.

適 用	計測機器・センサ類	単 位	数 量
振動台・土槽底面	加速度計	CH	1
模型地盤	加速度計	CH	2
	間隙水圧計	CH	3
	レーザー変位計（地表面鉛直変位）	CH	1
模型躯体	加速度計	CH	1
	レーザー変位計（模型躯体鉛直変位）	CH	1

4.2.2　加振条件

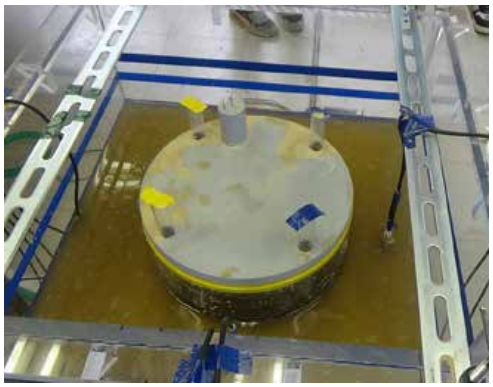
加振実験に際し，始めに微小な波を土槽底面に生じさせ，模型地盤の S 波速度を測定した．模型地盤のせん断剛性を確認後，加振実験を実施した．加振ケースは，Case1 で無対策 (従来型)，Case2 では，排水ベントを伴う対策型の模型を試した．

S 波速度の測定は，起振機で微小な波を発生させることが困難なため，底盤を木槌で軽く叩き，弾性波を発生させた．データ整理は，土槽底面の加速度計から地表中を伝播する走時波形を用い，それぞれの波形の立ち上がり時間差より S 波速度を算出した．

加振に際しては，躯体重量が 40 t 級貯水槽満水時重量を念頭に 1/18 相当の設定を目標とした事から，模型貯水槽内に水道水を満たし加振を実施した．

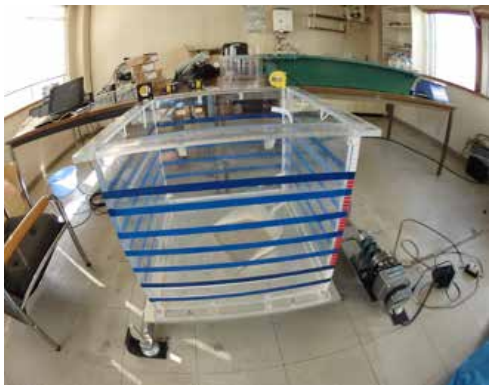
加振条件として，まずは予備実験にて，振動台に模型重量を負荷した状態でモーター回転数と振動台の応答加速度の関係を明らかにし，その上で，モーター回転数を選定し，本実験に望んだ．**表 4**，**表 5** および**図 7** に，加振ケース，模型地盤の S 波速度

(a) 実験用模型(Case1)

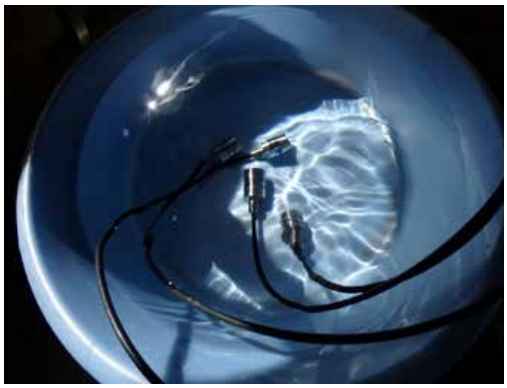


(b) 実験用液状化対策型模型(Case2)

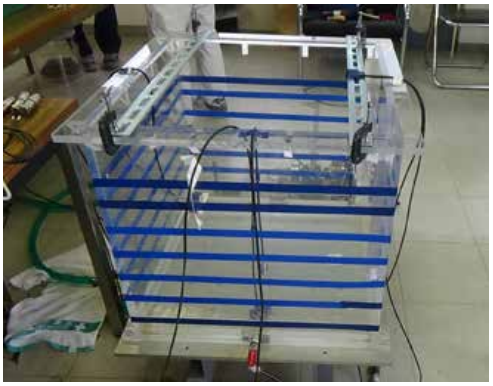
(c) 模型排水底盤(Case2)



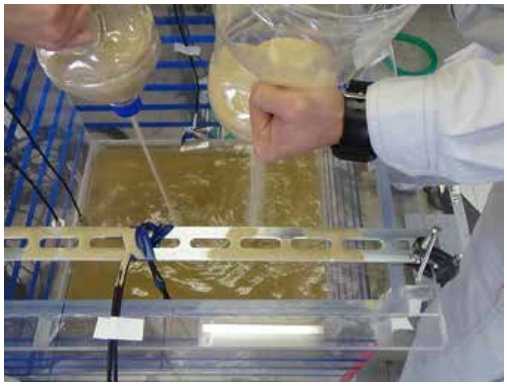
(d) 実験用土槽礎地盤作製状況



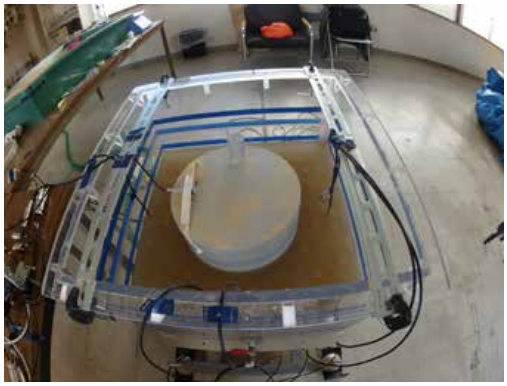
(e) 間隙水圧計養生



(f) 模型地盤作製前センサ吊込み状況



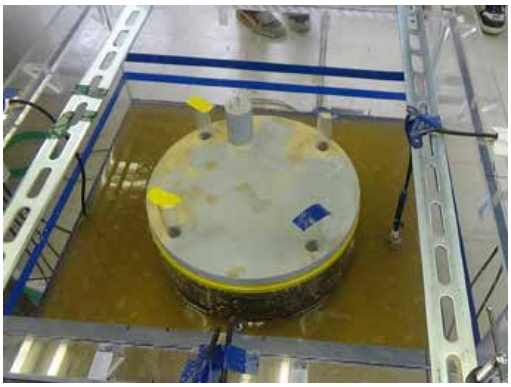
(g) 模型地盤作製状況



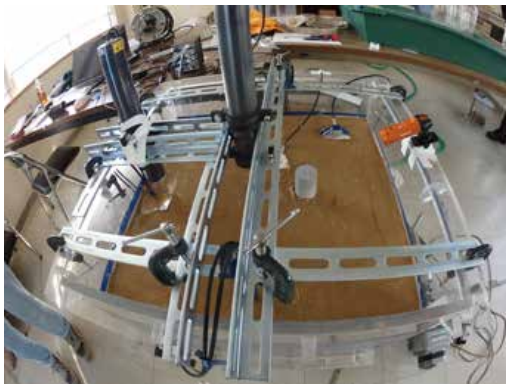
(h) 飽和基礎地盤上模型設置

写真 10(1)　模型実験準備
Photo 10(1) Preparation for the simple model test.

(i) 模型地盤



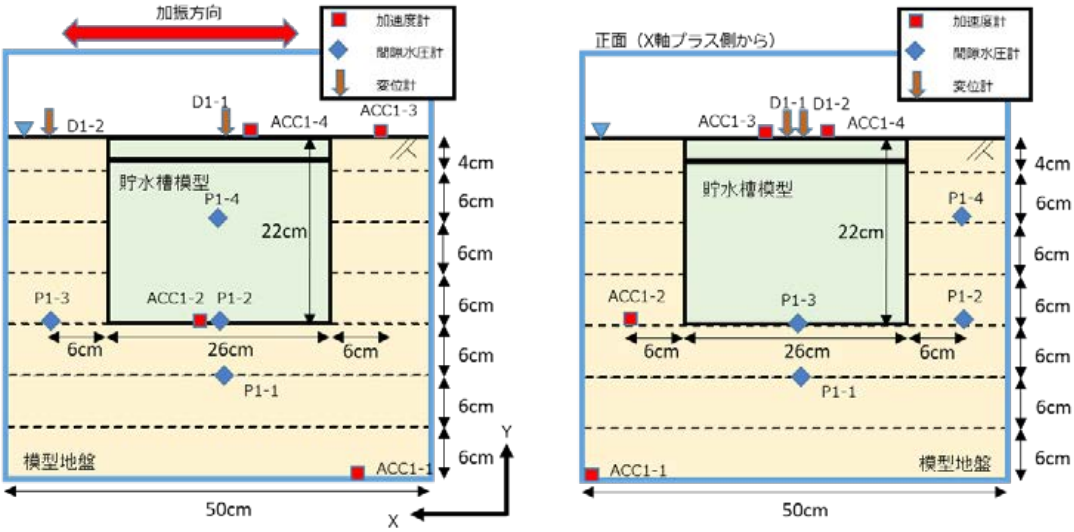
(j) 模型作製完了(1)



(k) 模型作製完了(2)

(l) 計測機器

写真 10(2)　模型実験準備
Photo 10(2) Preparation for the simple model test.



(a) 正面　　(b) 前面

図 6　センサ配置図
Fig. 6 Layout of Sensors.

および S 波速度計測時の走時波形をそれぞれ示す．模型地盤は，概ね，Dr = 40 ～ 55% と模型実験にしてはやや緩く，V_s は相対密度に応じ 60 ～ 90 m/s の範囲の低い速度を示している．

図 8 に，モーター回転数と振動台応答加速度および周波数の関係を示す．Case1 と Case2 で若干の違いが認められるが，加振目安として，400 rpm で 0.5 Hz，100 Gal，800 rpm で 1 Hz，200 Gal，および 1,200 rpm で 2 Hz，400 Gal 程度となった．

表 4　加振ケース
Table 4　Cases of shaking table tests.

ケース	加振No.	モーター回転数 (rpm)	加振周波数 (Hz)	最大加速度 (Gal))	加振時間 (s)
Case1（予備実験）	1	200	0.33	28.7	17.9
	2	400	0.69	73.1	19.2
	3	800	1.36	151.9	15.1
	4	1000	1.69	271.3	28.7
	5	1200	2.02	405.9	26.7
	6	1500	2.51	611.3	24.7
Case2（予備実験）	1	400	0.68	73.0	20.5
	2	800	1.31	165.4	15.9
	3	1200	2.03	446.3	19.2
	4	1500	2.48	626.6	20.2
Case1	1	800	1.38	144.7	12.27
	2	1200	2.12	404.3	13.59
Case2	1	800	1.37	161.9	12.4
	2	1200	2.06	403.2	7.75

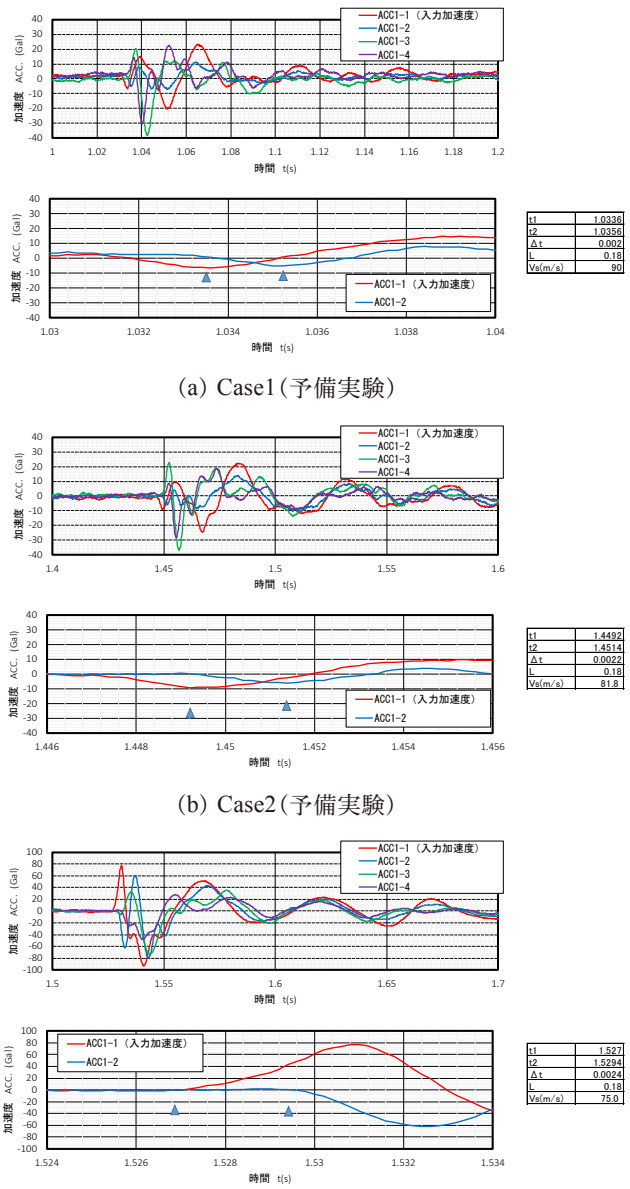
表 5　模型地盤の S 波速度
Table 5　S-wave velocity of the model ground.

ケース	相対密度 Dr(%)	S波速度 Vs(m/s)
Case1（予備実験）	55.5	90.0
Case2（予備実験）	44.0	81.8
Case1	54.5	75.0
Case2	41.9	64.3

4.2.3　実験結果

表 4 に示す一連の実験結果について，**図 9** ～**図 18** に予備実験で得られた時刻歴データを示す．なお，Case1 の実験ケースは**図 9** ～**図 14**，Case2 は**図 15** ～**図 18** に示されている．地表面に設置した加速度計（ACC1-3，ACC2-3）および変位計（D1-2，D2-2）については，液状化による地下水の浸出･水没によりデータの取得が困難であったが，間隙水圧計や模型躯体の加速度・変位については時刻歴データを確実に取得できた．

図 19 ～**図 22** に本実験における時刻歴データを示す．Case1，2 ともに，振動台のモーター回転数が 800 rpm, 1,200 rpm で加振を実施した．予備実験同様，



(a) Case1（予備実験）

(b) Case2（予備実験）

(c) Case1（本実験）

(d) Case2（本実験）

図 7　S 波速度計測時の走時波形
Fig. 7　Travel time waves at measurement of S-wave velocity.

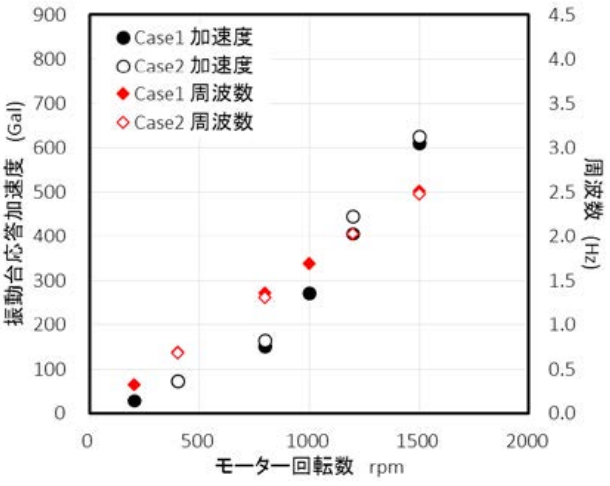


図 8　加振性能の確認
Fig. 8　Confirmation on the performance of the shake table.

地表面に設置した加速度計（ACC1-3，ACC2-3）および変位計（D1-2，D2-2）については，液状化による地下水の浸出・水没によりデータの取得が困難であったが，間隙水圧計や模型躯体の加速度・変位については時刻歴データを確実に取得でき，躯体の浮き上がり時の転倒も確認されなかった．

4.2.4　考察

表 4 における予備実験の 400 rpm による加振，本実験における 800 rpm および 1,200 rpm の 3 ケースを対象に加振時の液状化に伴う躯体浮き上がりや，過剰間隙水圧消散に伴う地表面沈下量に着目した考察を行う．振動台の応答加速度と加振時の周波数は，Case1 と Case2 において，それぞれ同様と見なせるが，手動により加振時間がそれぞれ異なることから，加振開始から 5 波，10 波および最大過剰間隙水圧発生時の各加振回数毎にデータ整理を行った．

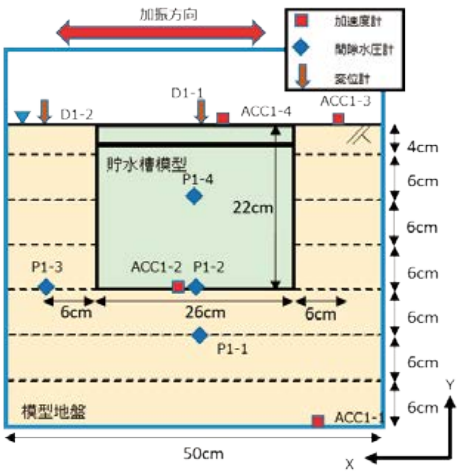
図 23 に振動台応答加速度と過剰間隙水圧比の関係，**図 24** に地盤内最大加速と最大過剰間隙水圧比の関係をそれぞれ示す．**図 23** より，今回の実験条件として，200 ～ 300 Gal 程度で液状化に至ることが確認できる．また，躯体脇の地盤において 200 Gal 以上の加速度が生じると，完全に液状化に至る様子がわかる．

次に，**図 25** に最大過剰間隙水比と地表面沈下量の関係を示す．過剰間隙水圧比が 1 以下の場合，Case1 と 2 に顕著な差異は認められず 10 mm 程度であるが，過剰間隙水圧比が 1 を超えて完全に液状化した場合には，Case1 で 30 mm 程度，Case2 では 15 mm 程度と倍半分の沈下が生じており，Case2 の排水ベントの効果が表れたものと考えられる．しかし，仮に躯体が浮上しなくても段差が生じる可能性も残していると言える．

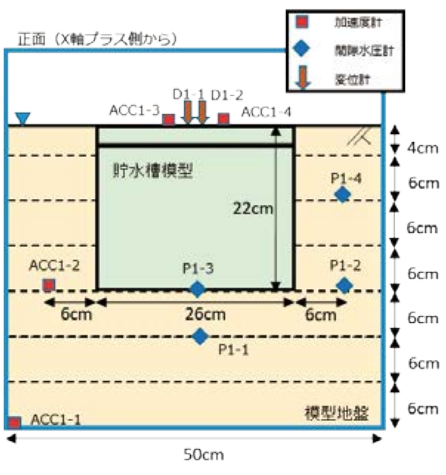
過剰間隙水圧比と躯体浮上量の関係について，加振繰返し数毎にまとめ，**図 26** ～**図 28** にそれぞれ示す．Case1 と Case2 を比較すると，繰返し数の増加に伴い，過剰間隙水圧，躯体浮上量も僅かに増加しているが，両者の関係は，Case1 の方が大きく浮上している．特に，過剰間隙水圧比が 0.7 までは，Case1 は徐々に浮上が生じ，一方，Case2 の浮上が抑えられていることから，この範囲では顕著な対策効果がみられている．また，最大値で見ると，過剰間隙水圧比が 0.7 を超えると，躯体の周辺摩擦が完全になくなることから，浮上量に差があるものの，両者ともに躯体の浮上が顕著になる様子がわかる．

上記をまとめると，周辺地盤については，過剰間隙水圧比の増加に伴い徐々に沈下が発生し，1 に達すると地表面沈下が顕著になるが，沈下量は排水ベントがある Case2 の沈下量は約半分に抑えられている．一方，躯体の浮上量に関しては，過剰間隙水圧比が 0.7 程度までは，Case1 で浮上が生じるものの，Case2 の対策が効果的であった．

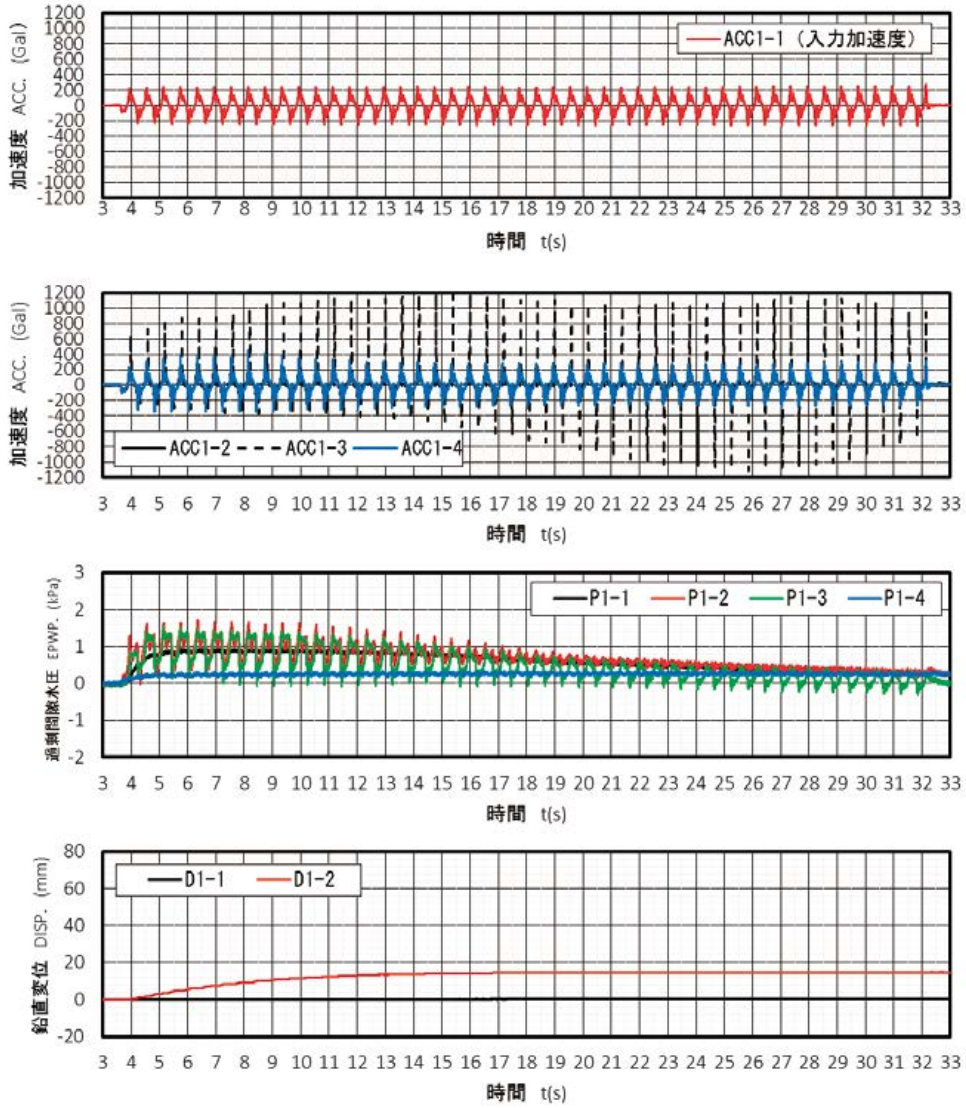
地震後の貯水槽の機能維持を考えると，躯体の浮上と周辺地盤の沈下によって生じる段差を把握する必要がある．**図 29** および**図 30** に最大過剰間隙水圧比と相対変位の関係を示す．Case1，Case2 の両者を比較すると，過剰間隙水圧比が 0.7 程度までは，ほぼ同様な相対変位が生じるようであるが，これを超えた場合に顕著な差が生じている様子がわかる．今回の実験では，Case1 で約 80 mm，Case2 で約 30 mm 程度であり，周辺の液状化層の過剰間隙水圧が蓄積してからの排水ベントによる排水効果は高いと判断できる．**写真 11** にも示すが，Case2 で生じた相対変位が機能喪失，損傷，修復可能なレベルかの判断は困難であるが，一般的な地盤条件として，躯体周囲すべてが液状化層であることはないと考えられることから，実際の被害程度はより小さいものと考えてよいと思われる．



(a) 正面

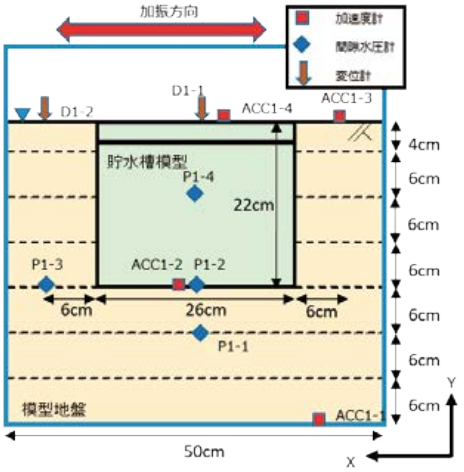


(b) 前面

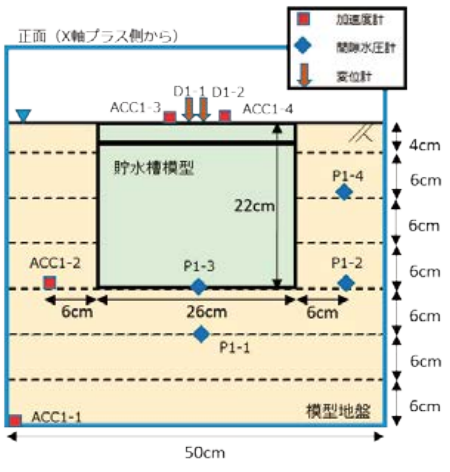


(c) 時刻歴データ

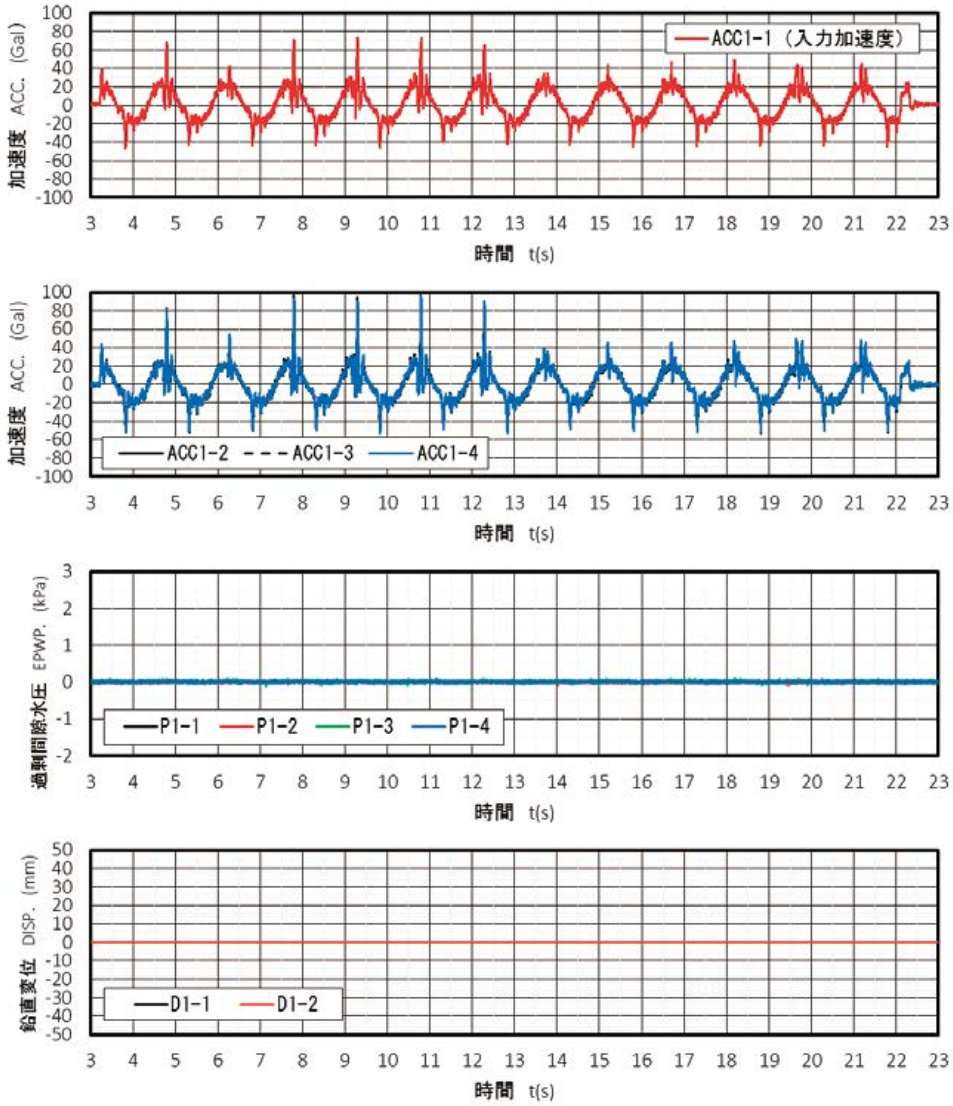
図 9　予備実験時刻歴データ (Case1-1)
Fig. 9　Time history data of preliminary test (Case1-1).



(a) 正面

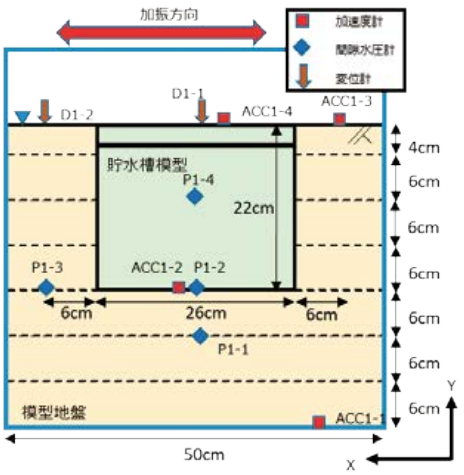


(b) 前面

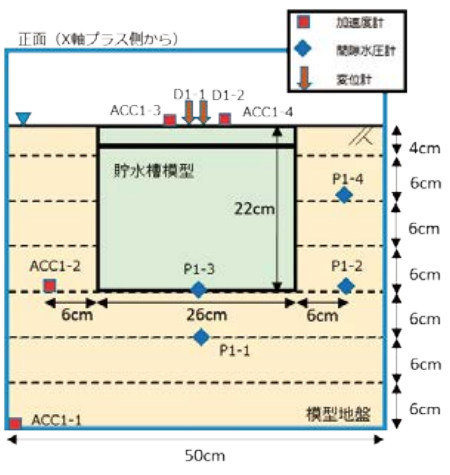


(c) 時刻歴データ

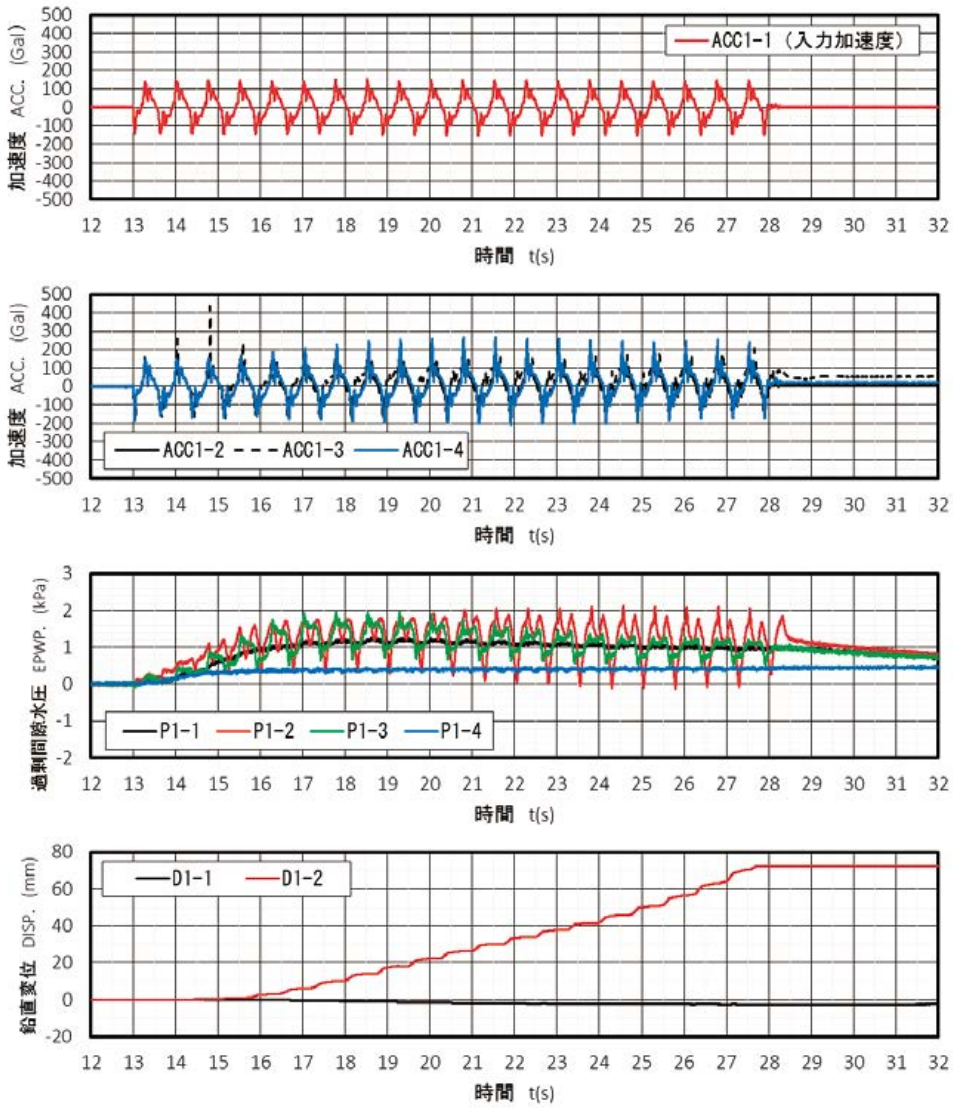
図 10　予備実験時刻歴データ (Case1-2)
Fig. 10 Time history data of preliminary test (Case1-2).



(a) 正面

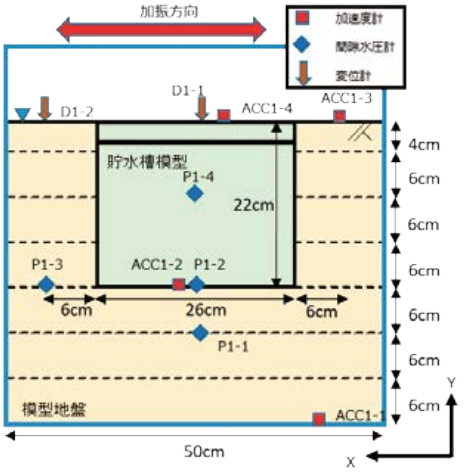


(b) 前面

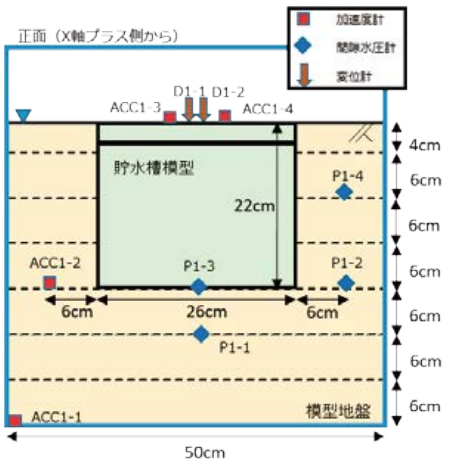


(c) 時刻歴データ

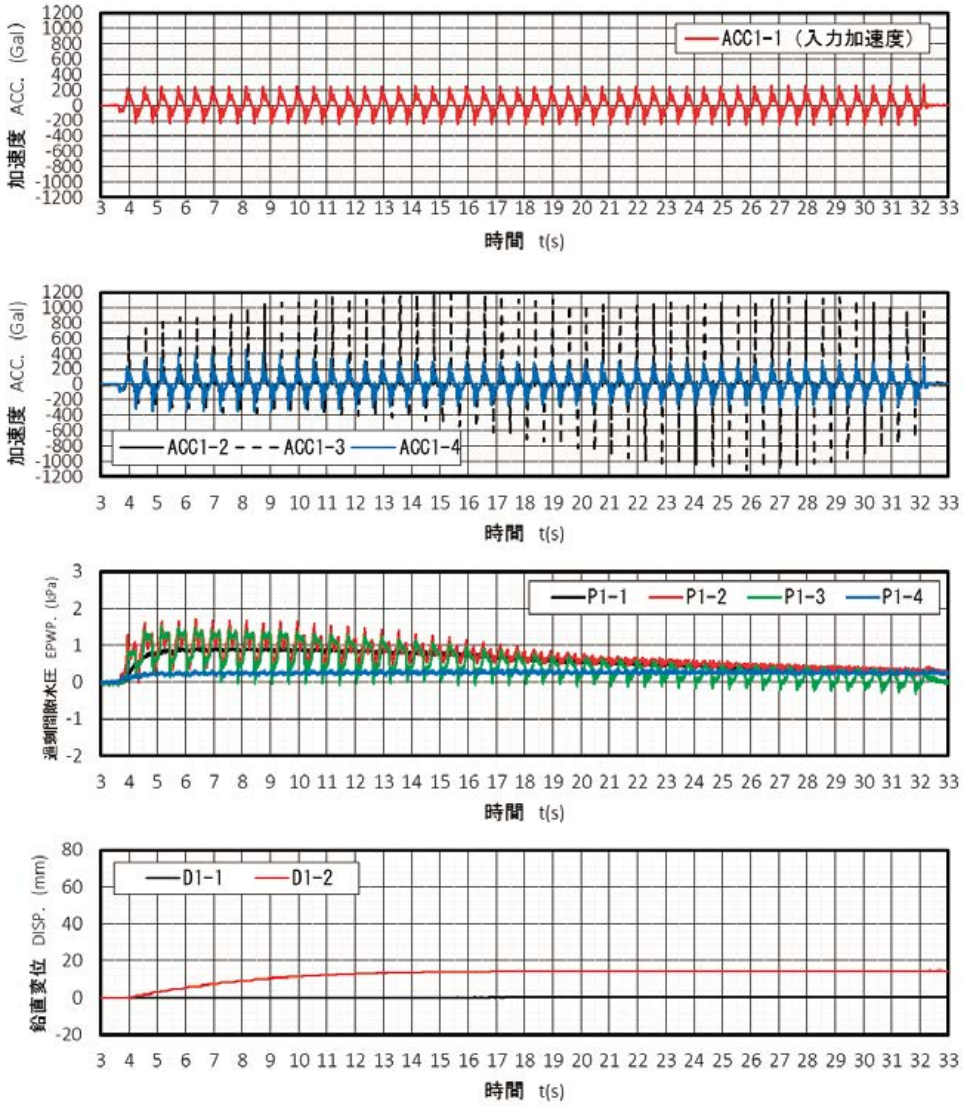
図 11　予備実験時刻歴データ (Case1-3)
Fig. 11　Time history data of preliminary test (Case1-3).



(a) 正面

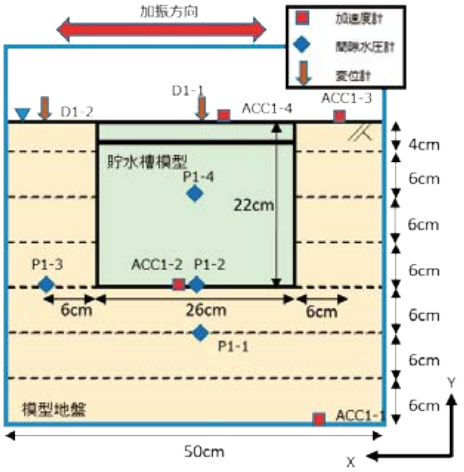


(b) 前面

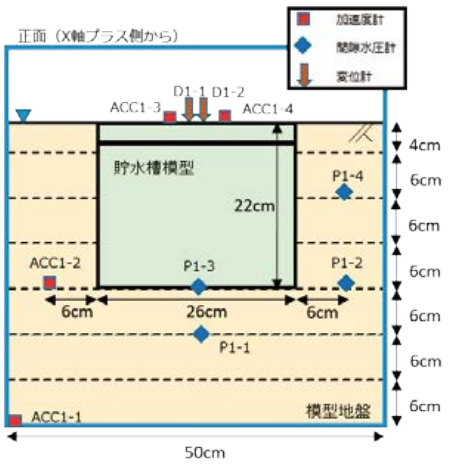


(c) 時刻歴データ

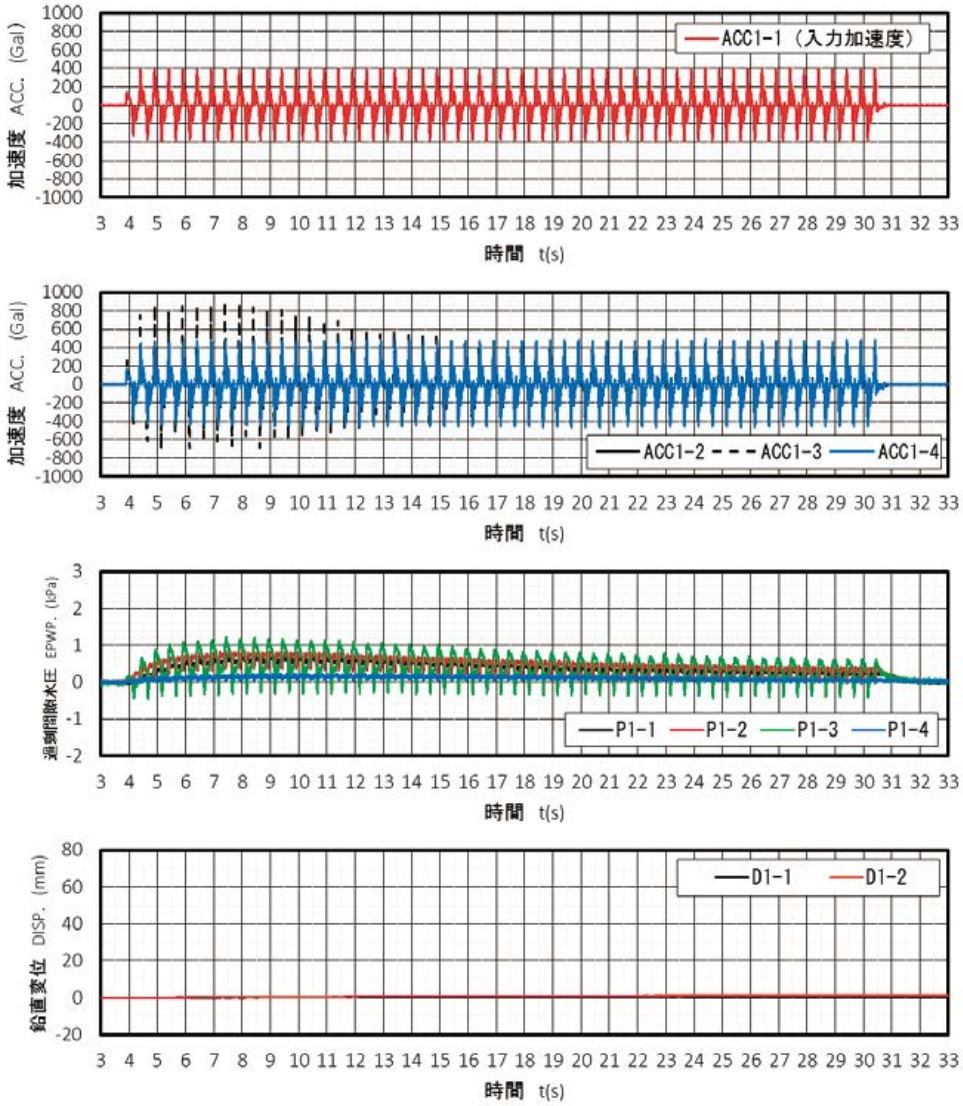
図 12　予備実験時刻歴データ (Case1-4)
Fig. 12 Time history data of preliminary test (Case1-4).



(a) 正面

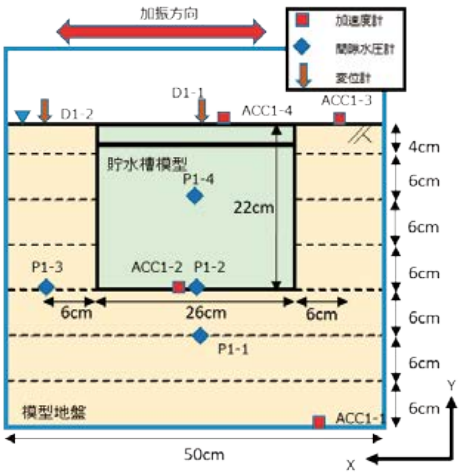


(b) 前面

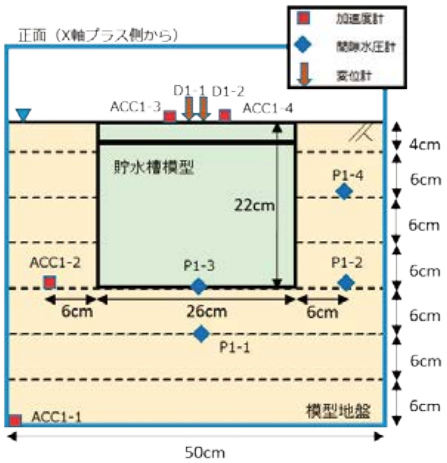


(c) 時刻歴データ

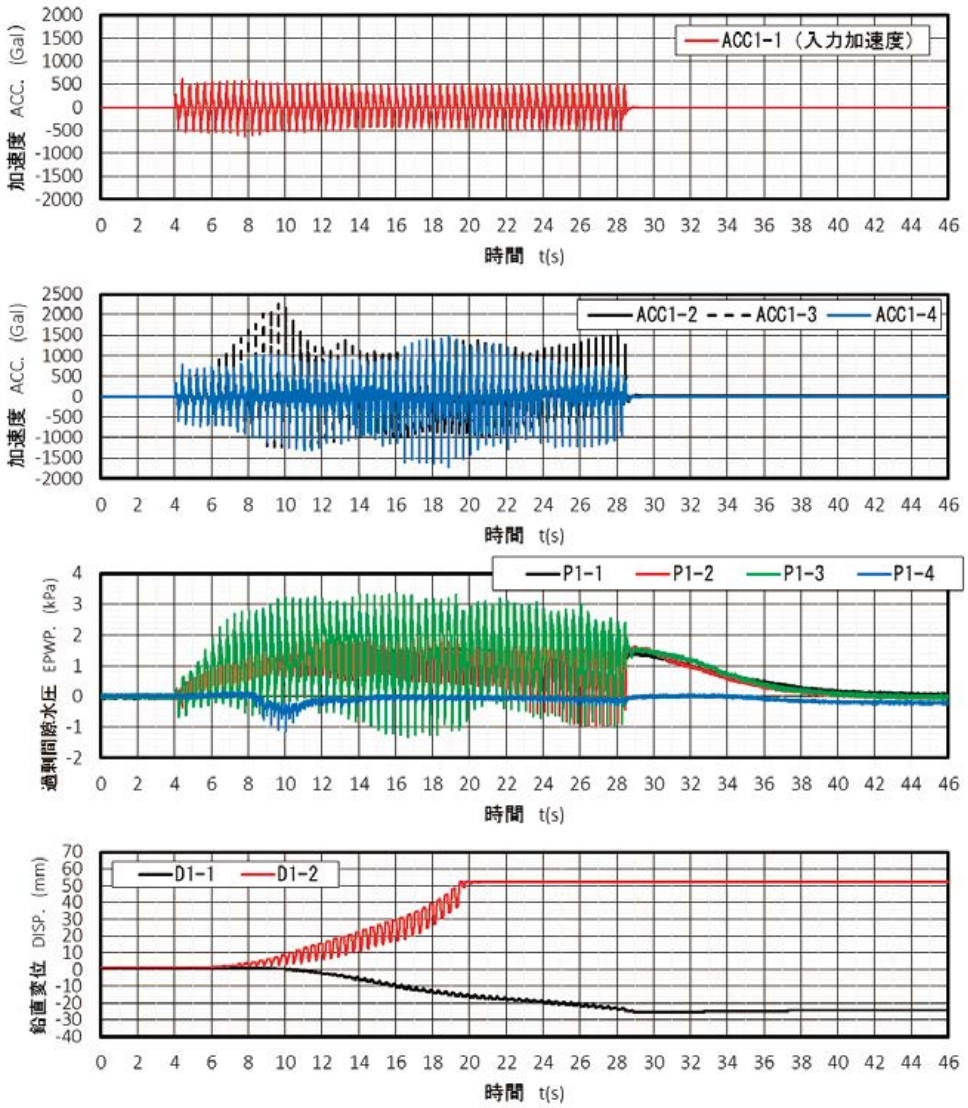
図 13　予備実験時刻歴データ (Case1-5)
Fig. 13　Time history data of preliminary test (Case1-5).



(a) 正面

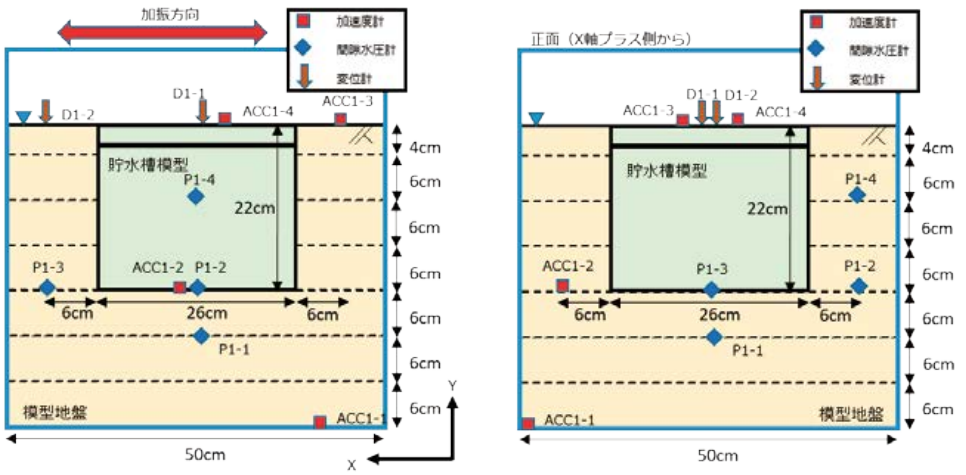


(b) 前面

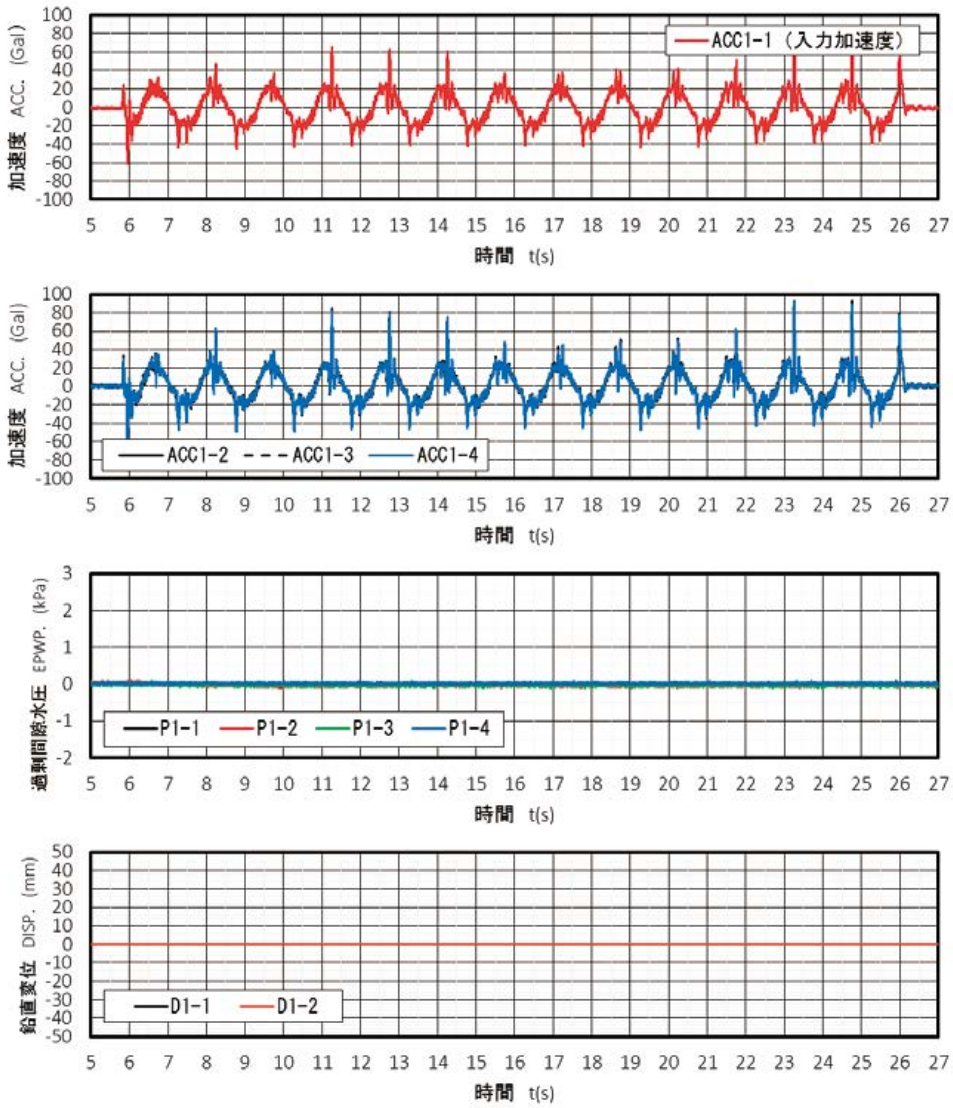


(c) 時刻歴データ

図 14　予備実験時刻歴データ (Case1-6)
Fig. 14 Time history data of preliminary test (Case1-6).

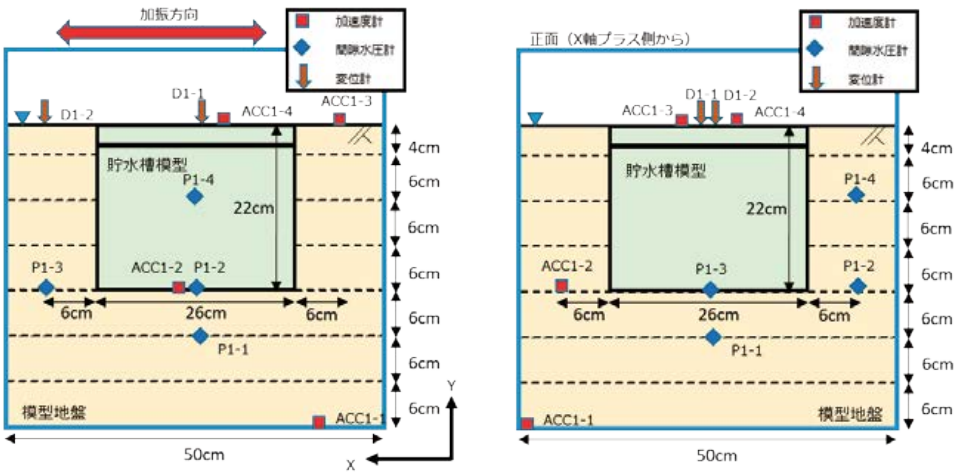


(a) 正面　　(b) 前面

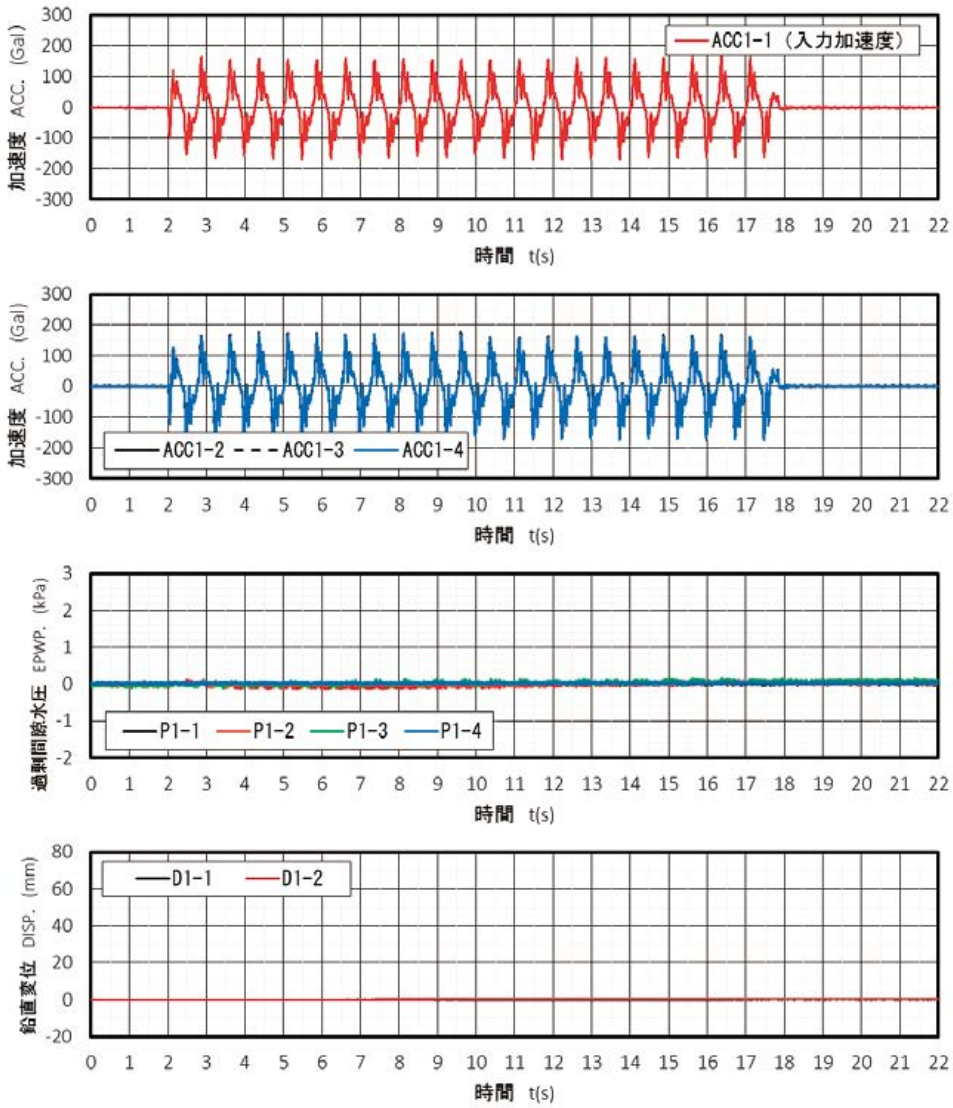


(c) 時刻歴データ

図 15　予備実験時刻歴データ (Case2-1)
Fig. 15 Time history data of preliminary test (Case2-1).

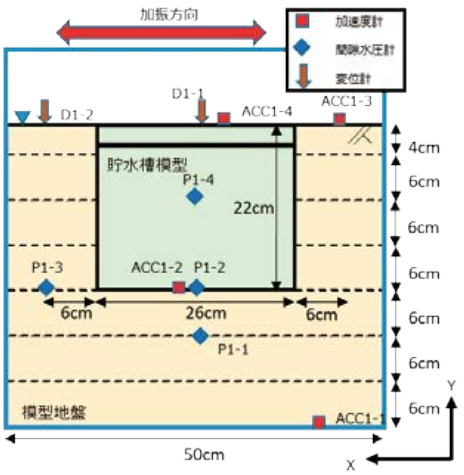


（a）正面　　（b）前面

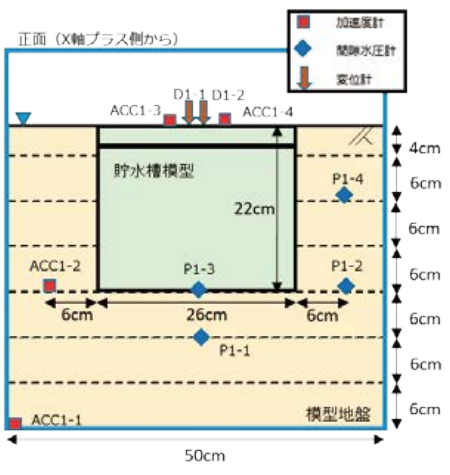


（c）時刻歴データ

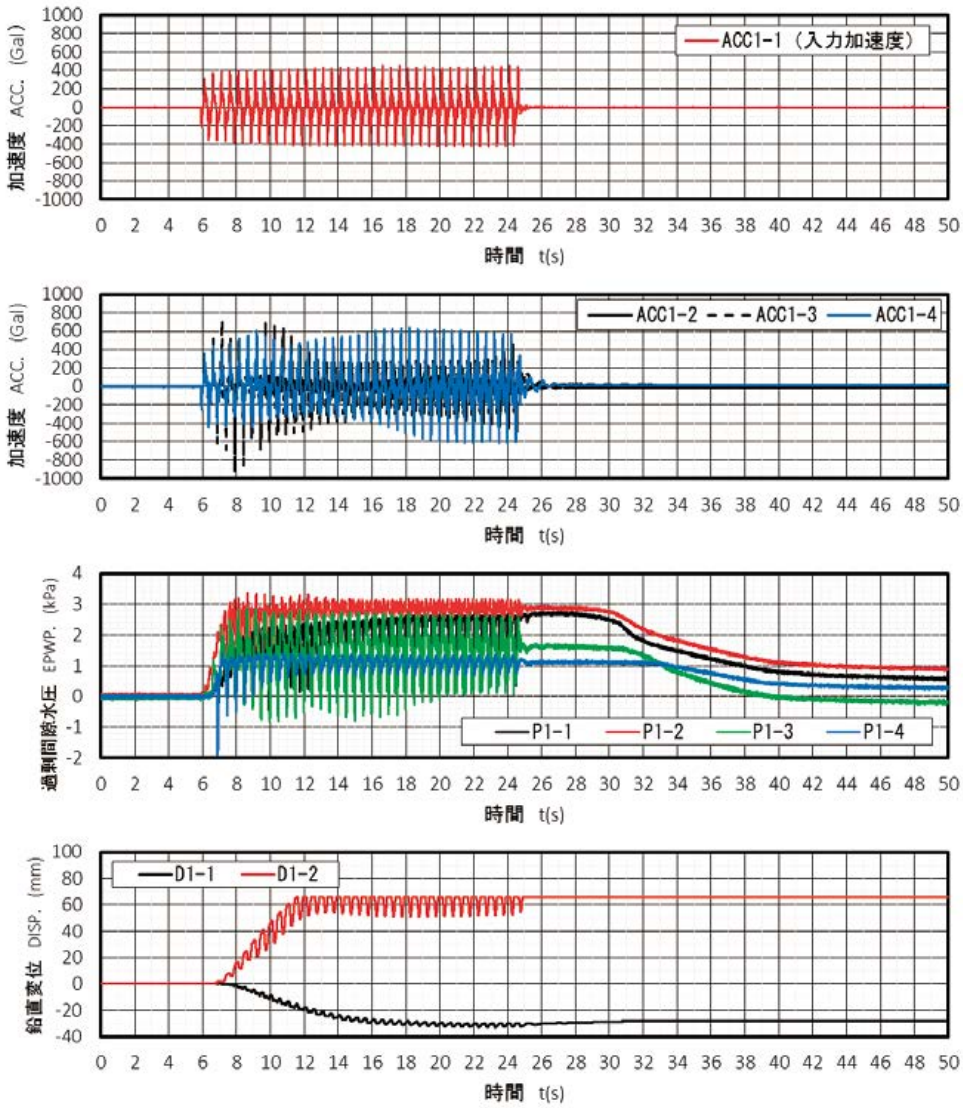
図 16　予備実験時刻歴データ (Case2-2)
Fig. 16　Time history data of preliminary test (Case2-2).



(a) 正面

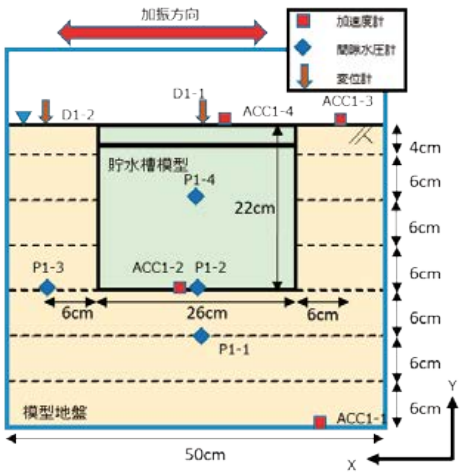


(b) 前面

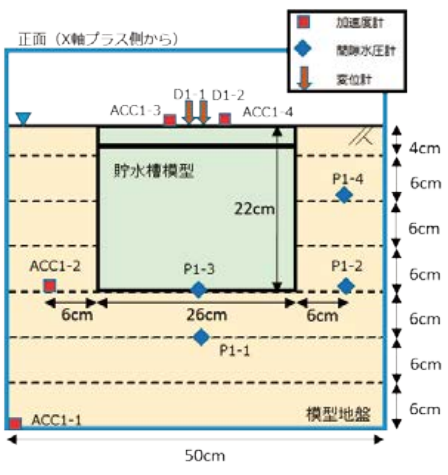


(c) 時刻歴データ

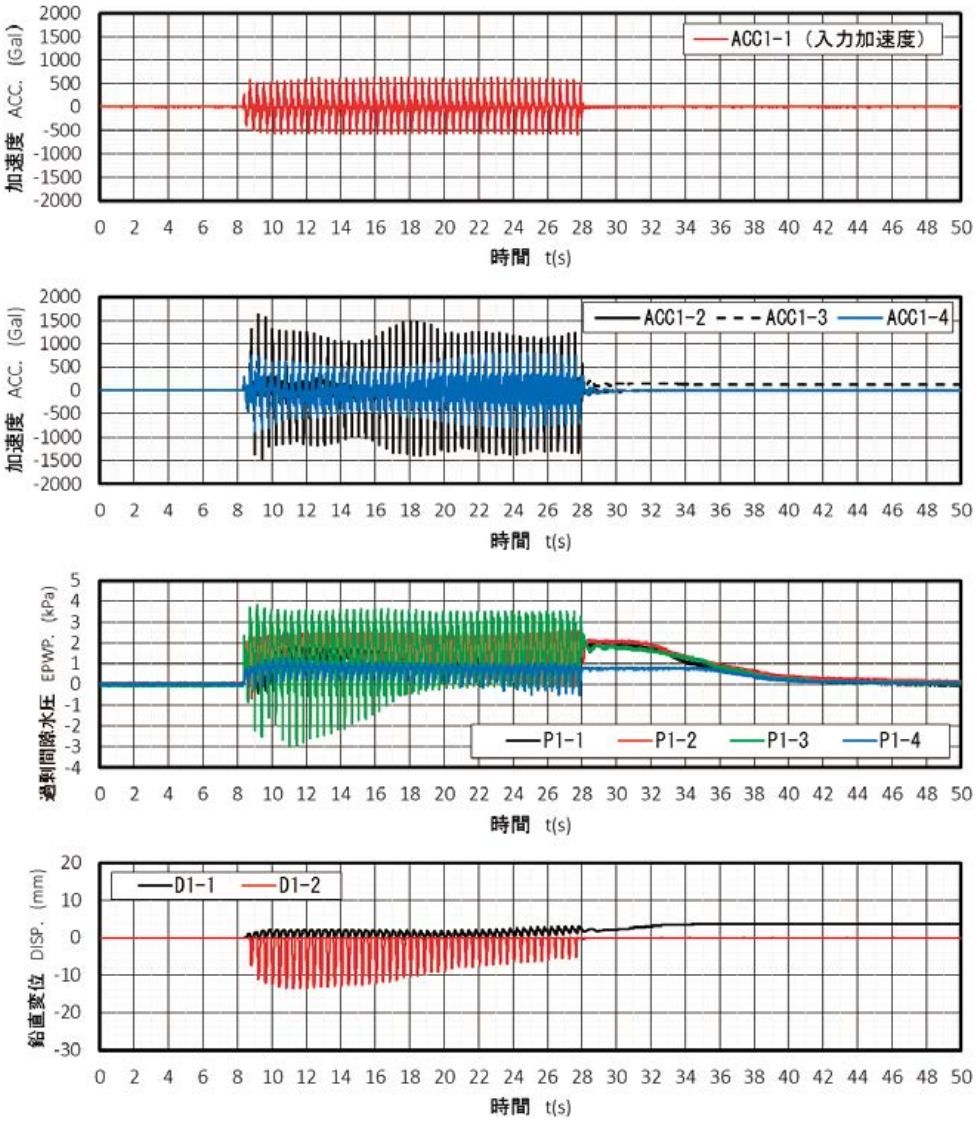
図 17　予備実験時刻歴データ (Case2-3)
Fig. 17 Time history data of preliminary test (Case2-3).



(a) 正面

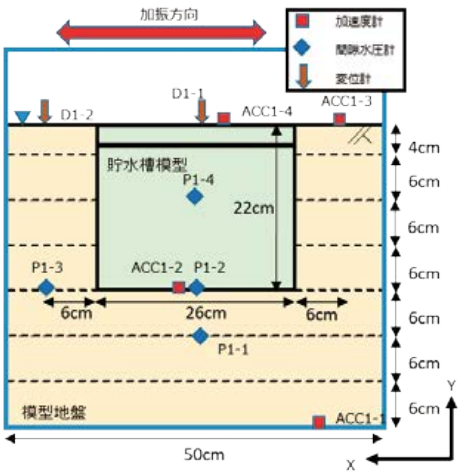


(b) 前面

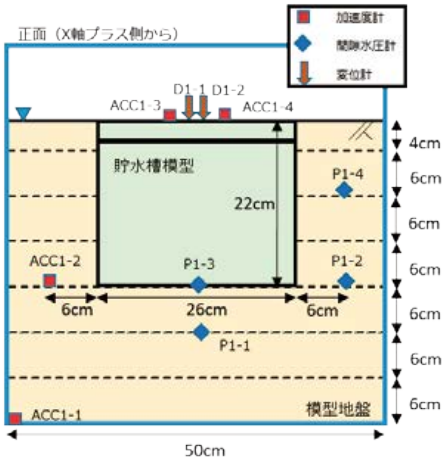


(c) 時刻歴データ

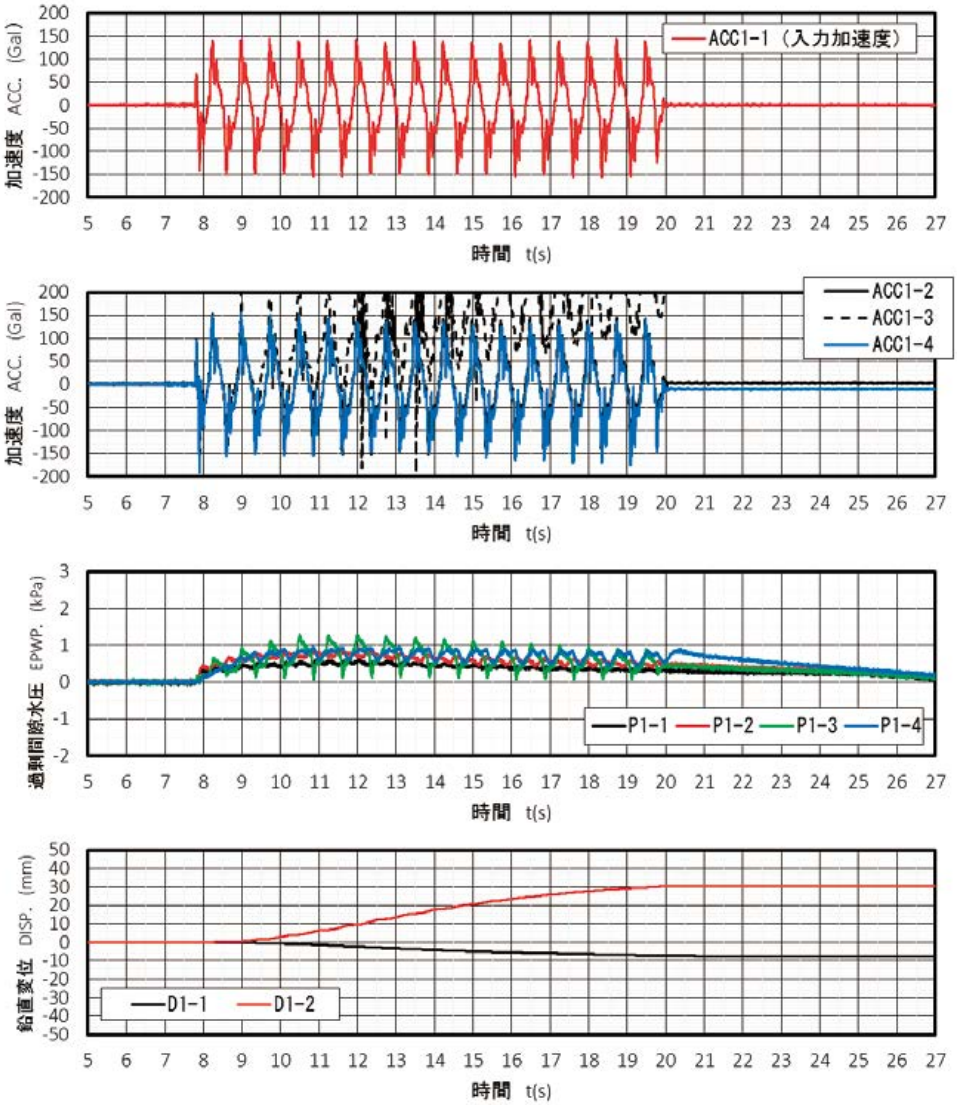
図 18　予備実験時刻歴データ(Case2-4)
Fig. 18 Time history data of preliminary test (Case2-4).



(a) 正面

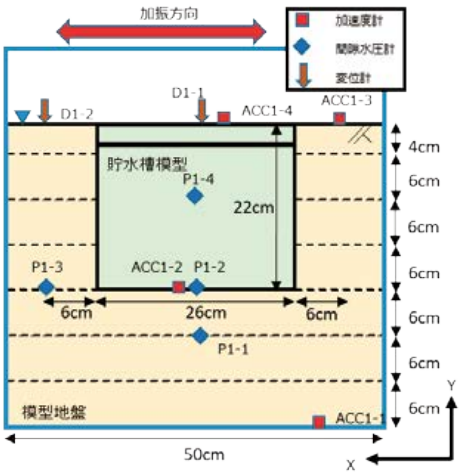


(b) 前面

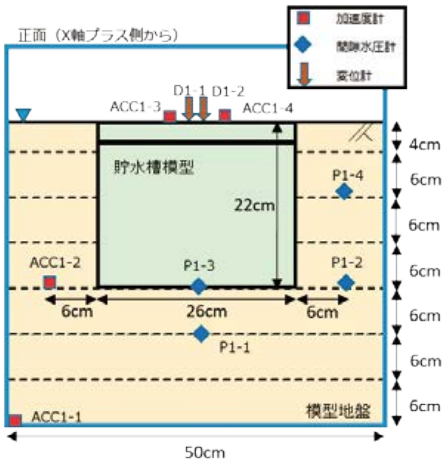


(c) 時刻歴データ

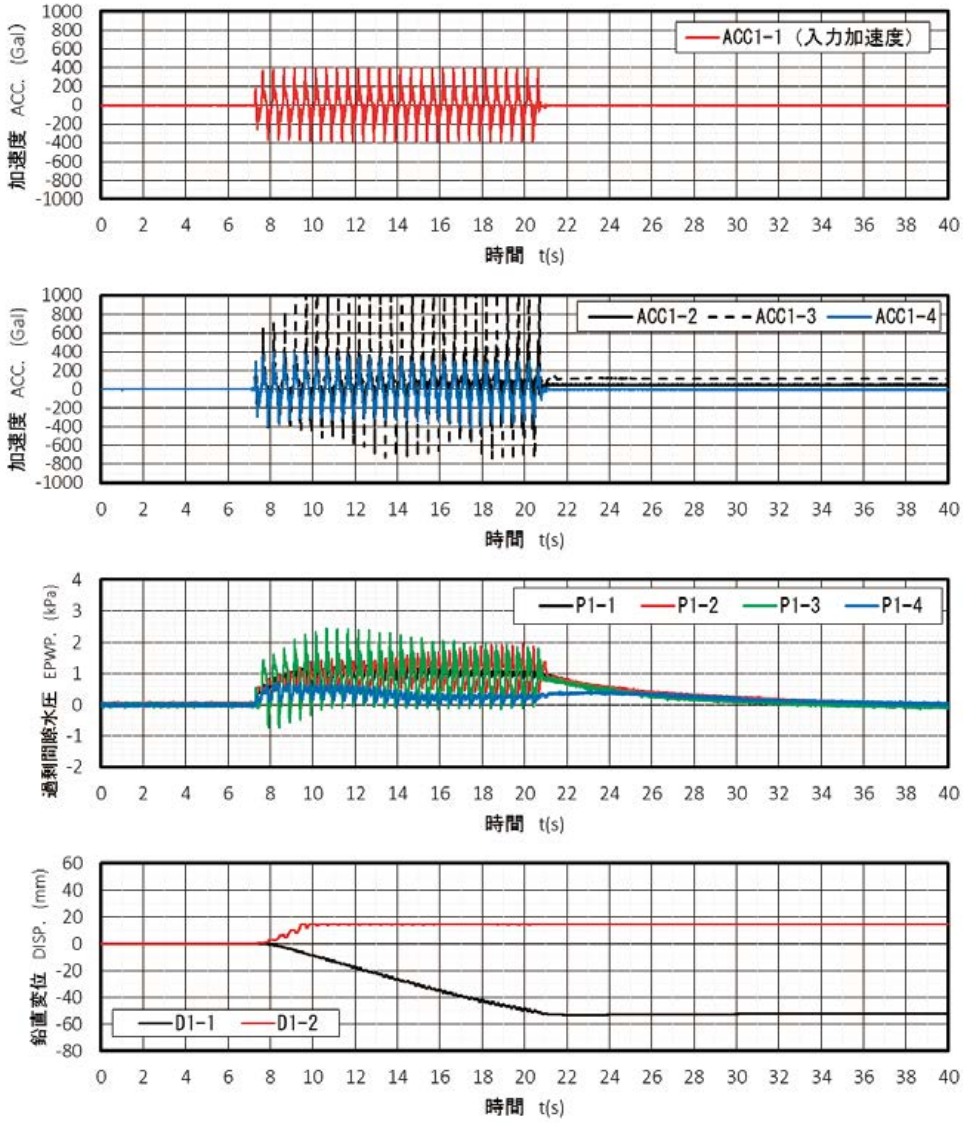
図 19　本実験時刻歴データ (Case1-1)
Fig. 19 Time history data of main test (Case1-1).



(a) 正面

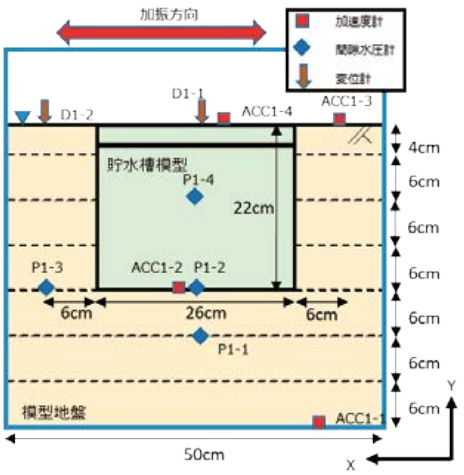


(b) 前面

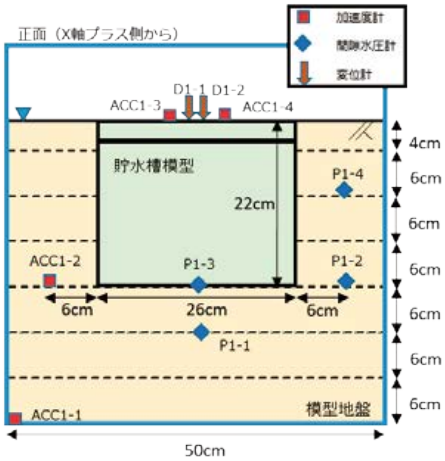


(c) 時刻歴データ

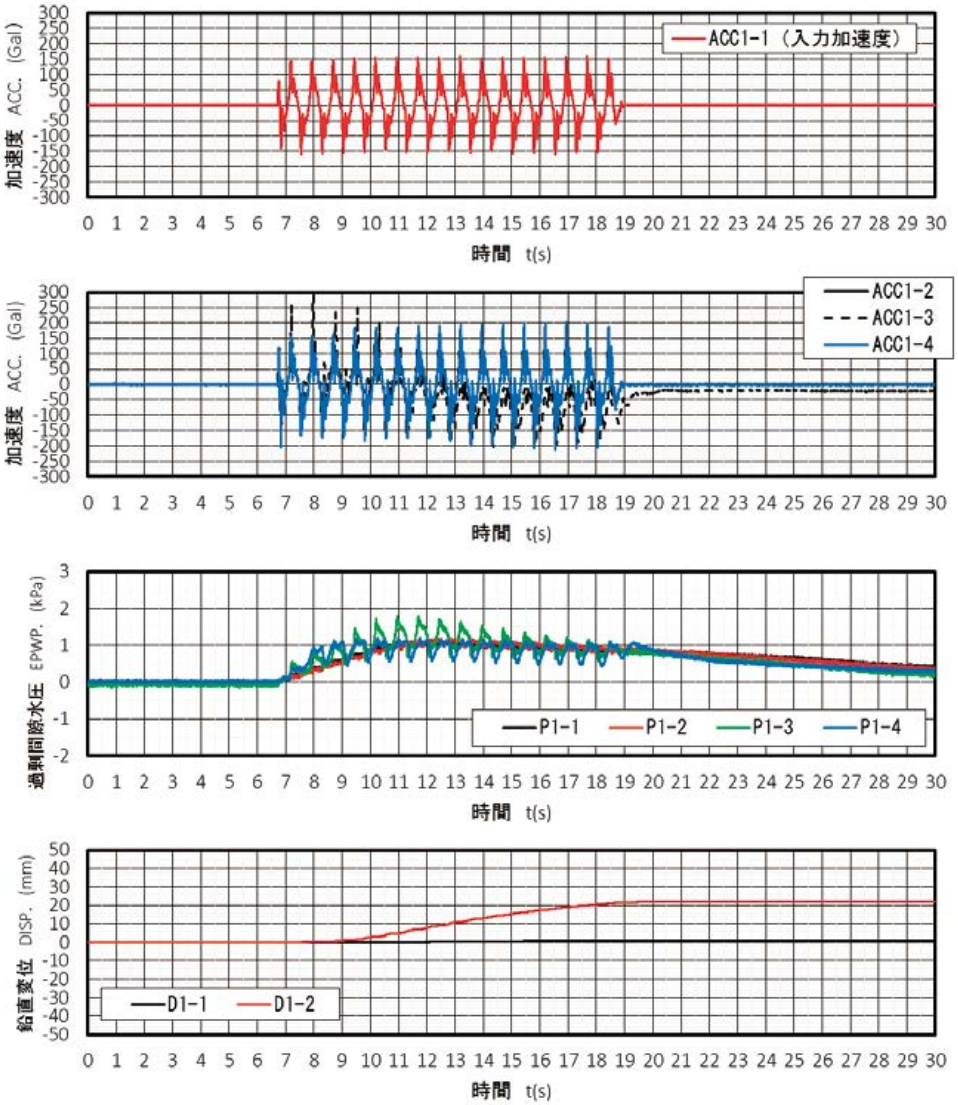
図 20　本実験時刻歴データ (Case1-2)
Fig. 20 Time history data of main test (Case1-2).



(a) 正面

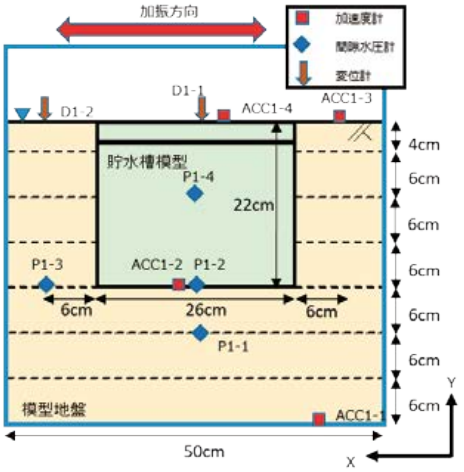


(b) 前面

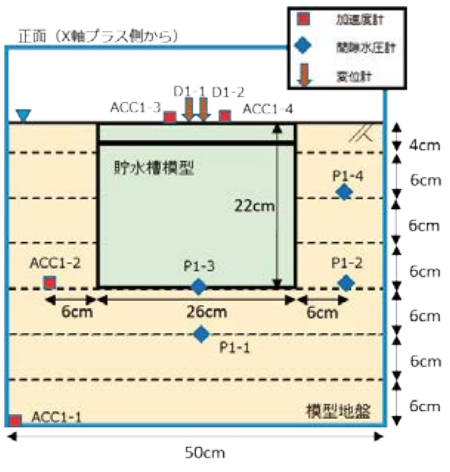


(c) 時刻歴データ

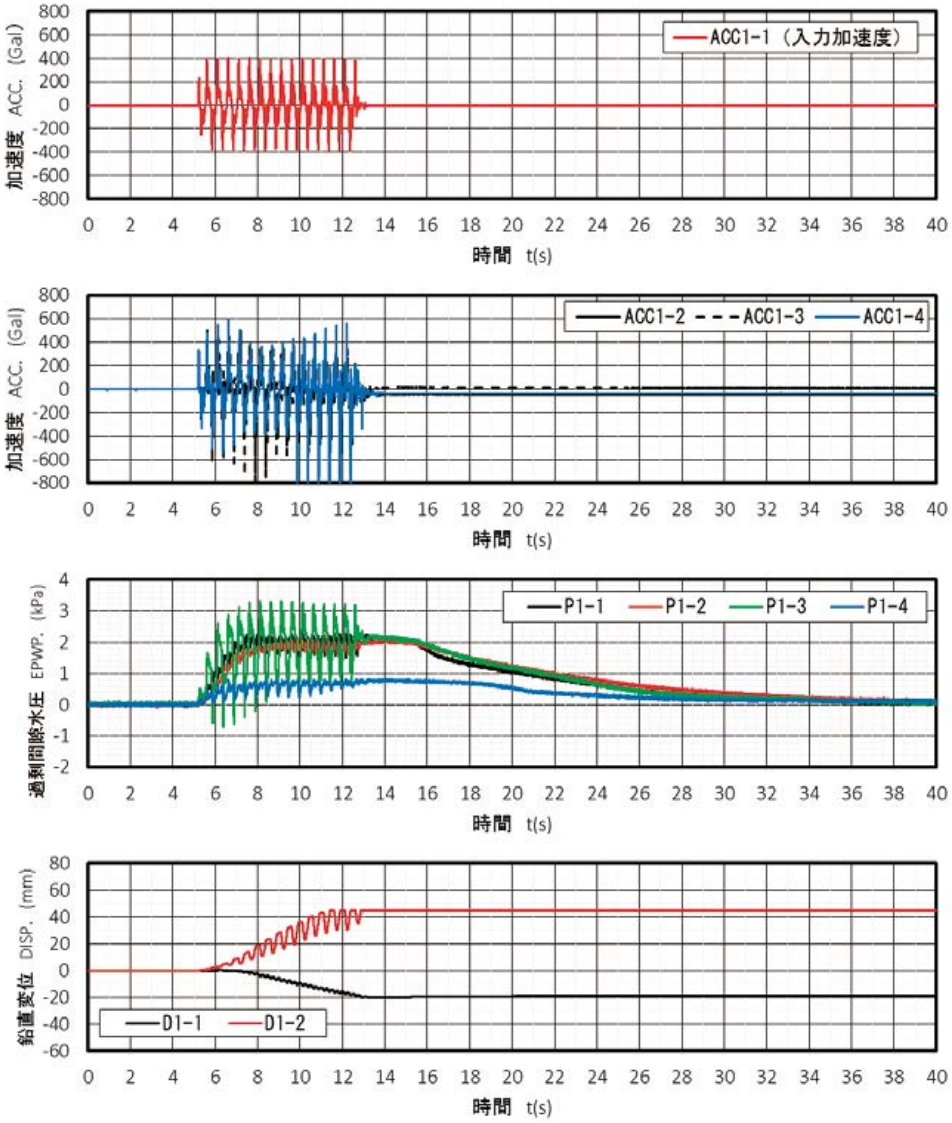
図 21　本実験時刻歴データ (Case2-1)
Fig. 21　Time history data of main test (Case2-1).



(a) 正面



(b) 前面



(c) 時刻歴データ

図 22　本実験時刻歴データ (Case2-2)
Fig. 22　Time history data of main test (Case2-2).

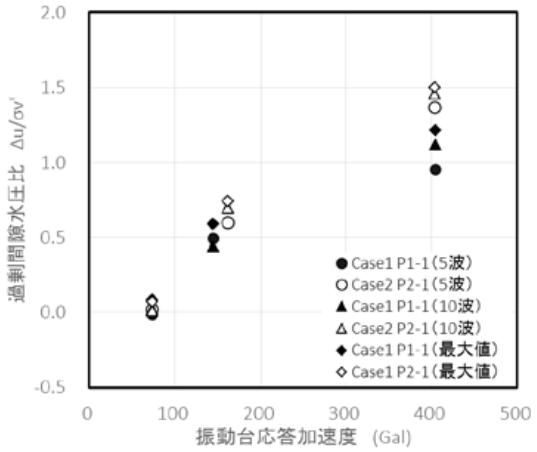


図 23　振動台応答加速度と過剰間隙水圧比の関係
Fig. 23 Relationship between response acceleration of the shake table and excess pore water pressure ratio.

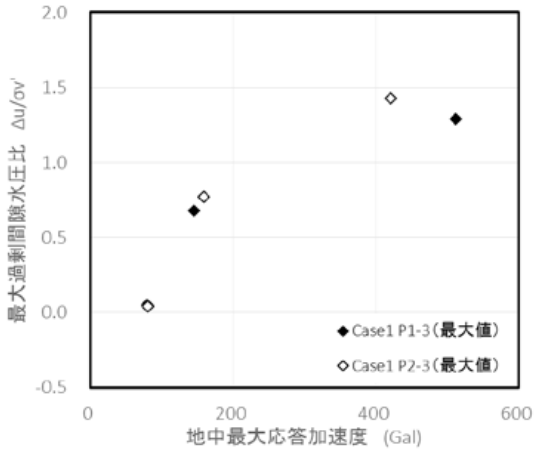


図 24　地盤内最大加速と最大過剰間隙水圧比の関係
Fig. 24 Relationship between maximum acceleration in the model ground and maximum excess pore water pressure ratio.

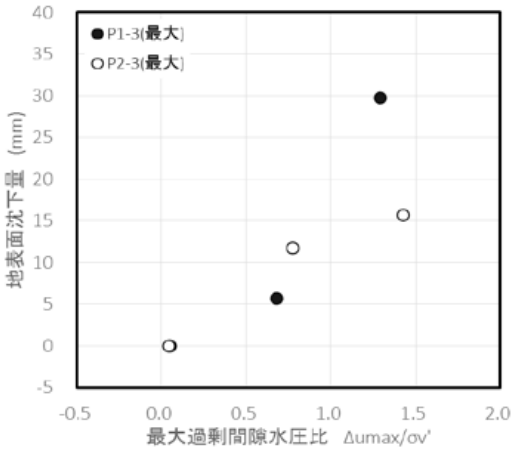


図 25　最大過剰間隙水圧比と地表面沈下量の関係
Fig. 25 Relationship between maximum excess pore water pressure ratio and subsidence of the model ground surface.

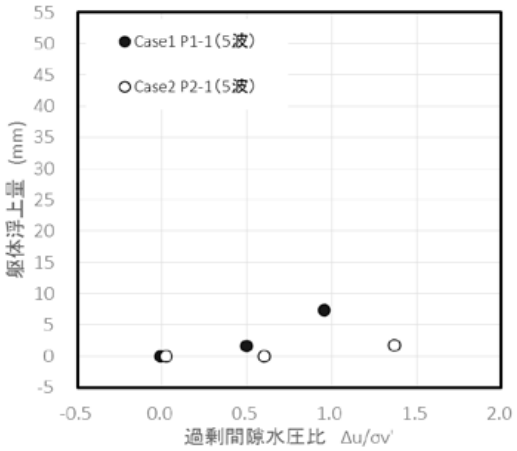


図 26　過剰間隙水圧比と躯体浮上量の関係(5 波)
Fig. 26 Relationship between excess pore water pressure ratio and uplifting of the model tank (5 waves).

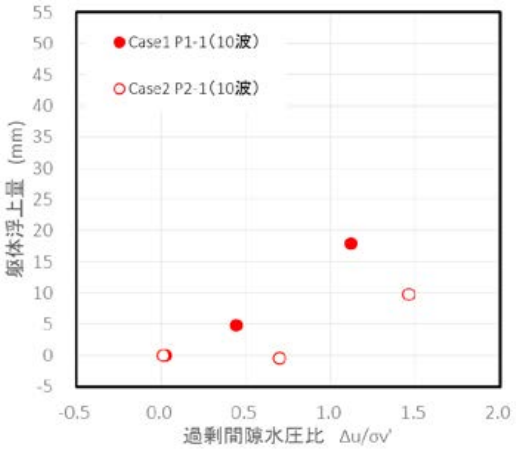


図 27　過剰間隙水圧比と躯体浮上量の関係(10 波)
Fig. 27 Relationship between excess pore water pressure ratio and uplifting of the model tank (10 waves).

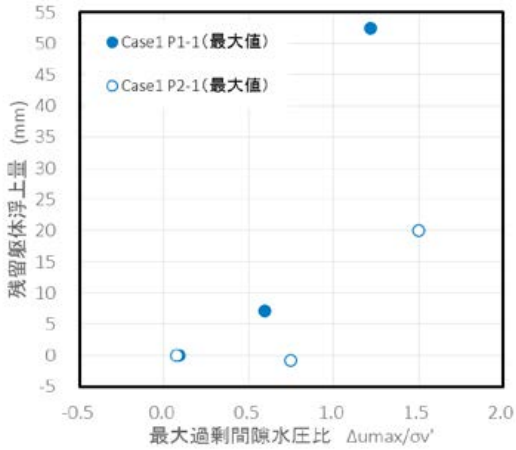


図 28　過剰間隙水圧比と躯体浮上量の関係
Fig. 28 Relationship between excess pore water pressure ratio and uplifting of the model tank.

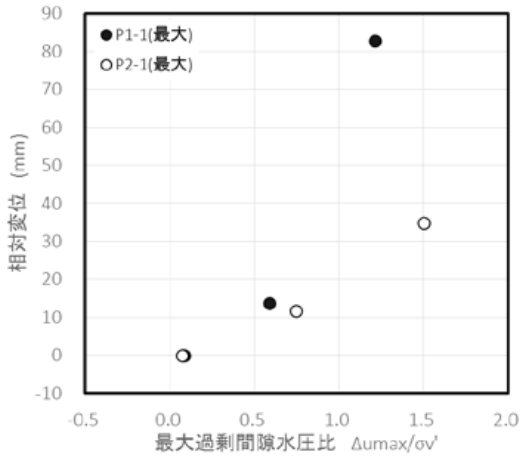


図 29　最大過剰間隙水圧比と相対変位の関係(P1-1，P2-1)
Fig. 29 Relationship between maximum excess pore water pressure ratio and relative displacement (P1-1, P2-1).

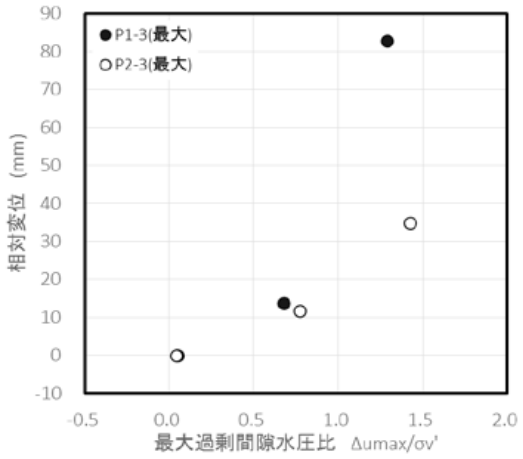


図 30　最大過剰間隙水圧比と地表面沈下量の関係
Fig. 30 Relationship between maximum excess pore water pressure ratio and subsidence of the model ground surface.

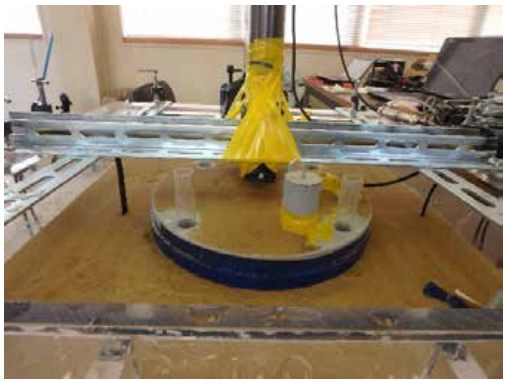


写真 11　Case2 における残留変形の様子
Photo 11 State of the residual deformation in Case 2.

5. 大型耐震実験施設を用いた模型実験

防災科研が所有する大型振動台（大型耐震実験施設）を利用し，中規模の試験体を用いた液状化対策型耐震性貯水槽の振動実験を実施した．

5.1 比較的大きな模型を用いた実験の目的

地震時の液状化被害の典型的な例の 1 つに，地下埋設物あるいは地下構造物の浮き上がりによる破損や機能消失があるのは，1 章他で述べた通りである．

本研究ならびに本章で扱う防火貯水槽ならびに飲料用貯水槽については，耐震性にのみ焦点が当てられているのみで，浮き上がり対策に関する検討事例は殆どない．繰り返しとなるが，東日本大震災や熊本地震の際に，地盤の液状化を原因とする貯水槽の破損や機能喪失が見られたことから，本研究は，液状化対策型耐震性貯水槽の開発を行い，比較的大きな土槽において，出来る限りのデータを取得し，対策効果の検証を定量的に行うものとする．なお，防火水槽に関しては，総務省消防庁が定める消防防災施設整備費補助金交付要綱[6]に規定する耐震性貯水槽の規格に適合することと，JIS 規格（JISQ0065（ISO/IEC ガイド 65））[7]に定める要求事項に基づく認証機関から認定証の交付が受けられるものとする必要がある．

実験を行うにあたり，簡易小型模型実験と同様に，2 つの異なる貯水槽試験体（対策・無体策）での挙動を把握するため，模型地盤は**写真 12** に示す土槽（L4.0 m × W1.0 m × H1.5 m）を間仕切りし，飯豊珪砂を乾燥状態で相対密度 D_r が 50 ～ 60% 程度に調整・模型地盤作製，試験体模型設置後，間隙水を注入する．振動台実験の加振前後において，地盤の品質管理として，簡易コーン貫入試験，弾性波速度測定等による模型地盤の品質管理を行った．加振実験は旧式貯水タンク（無対策）・新開発貯水タンク（液状化対策型）の比較を目的に実施した．

図 31 に示す大型耐震実験施設は，強震観測で得られた地震動記録を正確に表現することができ，構造物等の破壊機構の解明や，より長い周期を有する構造物等の応答特性の確認等，幅広い耐震工学の利用がなされている．振動台とその仕様は，**写真 13** および**表 6** に示すとおりである．最大登載重量は 500 t であり，その際の加振能力は概ね 0.5 G，200 t 登載で 1 G を発生させることが出来る．使用した振動台のサイズは，14.5 m × 15.0 m（搭載可能エリアは 12.0 m × 12.0 m）のテーブルサイズを有し，搭載重量は最大で 4,900 kN，また，加振能力として，4,900

写真 12　剛土槽
Photo 12　Rigid soil container.

図 31　大型耐震実験施設（防災科学技術研究所）
Fig. 31　Large scale earthquake simulator (NIED).

写真 13　振動台
Photo 13　Shake table.

表 6　振動台の仕様
Table 6　Specification of shake table.

Loading capacity	500 ton
Table size (area)	14.5m x 15m (217.5m2)
Power supply	Hydraulic pump system
Shaking direction	Horizontal (1-dimensional)
Excitation force	3,600kN (four 900kN actuators)
Maximum acceleration	940cm/s2 for 200 ton
	500cm/s2 for 500 ton
Maximum velocity	100cm/s
Maximum displacement	+/- 22cm

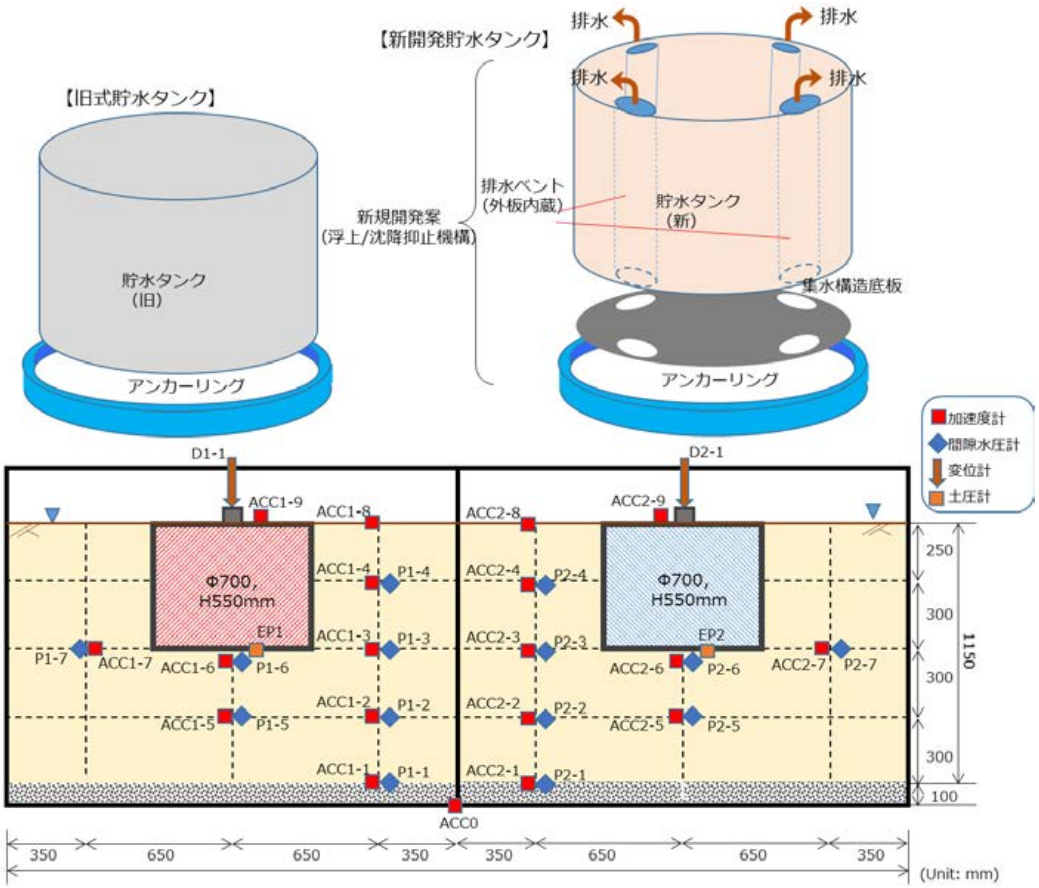
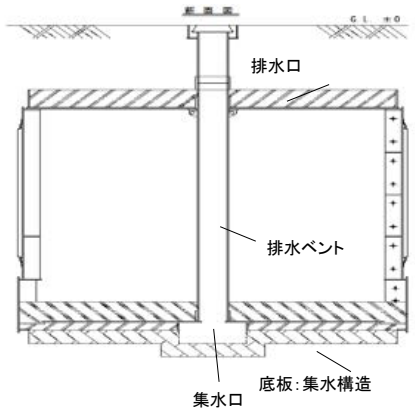
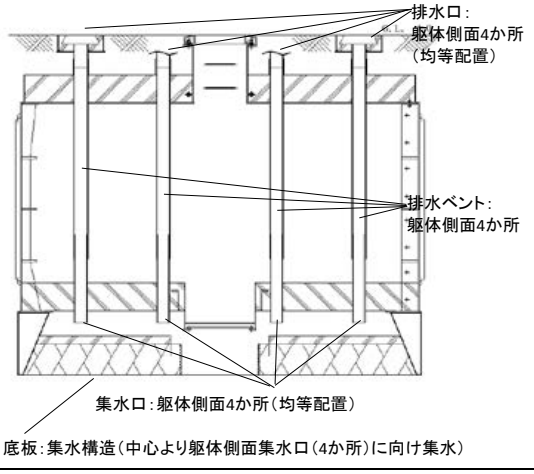


図 32　実験概要
Fig. 32　Outline of the experiment.

表 7　液状化対策型貯水槽の比較
Table 7 Comparison of liquefaction countermeasure type water storage tank.

	従来型	本研究における提案
構造概要	製品躯体底板に、躯体下部より上昇する水を躯体中央集水口へ集水する構造を、コンクリートと特殊骨材にドレンパイプを介して構築し、躯体底板中央部から頂板上部まで貫通するセンターパイプを通して過剰間隙水圧を外部に開放し、地震時液状化発生時の本体の浮上を抑止する構造。	土壌液状化が発生した際、製品躯体底板に施したタービン状の整流板にて、躯体下部にかかる過剰間隙水圧を分散せさ、躯体側面4か所に均等配置したドレンパイプ（底板から頂板まで貫通している）集水口へ集水、同ドレンパイプを経て水圧を躯体上部（地表）へ開放し、本体の浮上を抑止する構造。
サイズ	Φ4.2m×H3.74m	Φ4.8m×H3.75m
重量（40㎥円筒型）	8.5 t	12.8 t
施工性	■施工性：比較的悪い 井筒沈下後、掘削最下部に液状化を集水する為の集水構造を、コンクリート、特殊骨材、鋼製パイプで構築する必要がある。	■施工性：良好 従来の井筒沈下工法にて施工可能。
工期	約30日間（底板コンクリート養生期間含む）	約20日間
コスト	従来構造（中央支柱）利用により、コスト安	構造が複雑なため、使用鋼板量が従来製品の2割増
液状化対策効果	■液状化対策効果：比較的小さい ・中央集水および排水箇所が一か所に集中する為、排水効率が悪く、過剰間隙水圧が高くなると排水しきれず浮上する ・中央集水のため、圧力の分散が出来ず、不等沈下/浮上する	■液状化対策効果：大 ・躯体底面にかかる圧力を集水構造にて分散し側面ベント（4か所）に整流し排水する為、集水/排水効率が良く、不等沈下/浮上を起こさない
断面図		

kN 搭載時に約 0.5 G (490 Gal), 2,450 kN 搭載時に 0.8 G (784 Gal) の加速度，またストロークは± 22 cm の仕様である．また，計測システムは，160 CH の同時収録が可能である．

5.2　実験概要

小型模型実験結果を参考に本振動台実験計画を策定した．**図 32** に実験概要を示す．図は，旧式貯水タンク（無対策）と排水ベントを伴う新開発貯水タン

表 8　主な地盤材料試験項目
Table 8 List of main soil tests.

試験項目	試験方法
土粒子の密度試験方法	JIS A 1202
土の粒度試験方法(ふるいのみ)	JIS A 1204
砂の最大密度・最小密度試験方法	JGS 0161
土の繰返し非排水三軸試験方法	JGS 0541
突固めによる土の締固め試験	JGS 0711

ク(液状化対策型)の 2 つの比較実験である．なお，参考までに，実機に関する従来の液状化対策型と本研究における液状化対策型貯水槽の比較表を**表 7** に示す．本研究において，排水効率を上げるための工夫が示されていることがわかる．

無対策(旧式)貯水タンクに関しては，耐震性は有しているが，液状化に対応しておらず，設置地盤が液状化した際，浮上する可能性がある．一方，新開発貯水タンクは，躯体の耐震性はそのままに，設置地盤が液状化した場合でも排水ベントにより液状化水や土砂を排出，浮上を抑止する機構となる．

なお，実験期間は，H30 年 1 月 11 日～2 月 4 日の期間であり，加振実験は 1 月 23 日に実施し，実験終了後，速やかに解体・撤去した．

5.2.1　地盤材料および貯水槽模型

(1) 地盤材料

模型実験で用いる地盤材料は，含水比 w ＝ 2% 程度の宇部珪砂 6 号とし，トンパックにて保有しているものを用いた(**写真 14 (a)**)．事前に実施している地盤材料試験の項目・方法は**表 8** に示すとおりである．**表 9** に物理試験結果，**図 33** に粒径加積曲線を示す．粒径加積曲線を見ると，港湾基準[5]の液状化の可能性が非常に高い範囲に粒度分布が属していることがわかる．また，**図 34** に繰返し非排水三軸試験結果[8]を示す． 等方圧密後の相対密度が D_r ＝ 60%，75%，80% および 90% 程度となるように作製した供試体での繰返し三軸試験結果によると，液状化強度 R_{L20}(両振幅軸ひずみ DA ＝ 5%，繰返し載荷回数 N_c ＝ 20 回の繰返しせん断応力比)はそれぞれ 0.245，0.264，0.293 および 0.493 であった．

(2) 貯水槽模型

図 35 に液状化対策型貯水槽タンク模型を示す．材質は，簡易小型模型実験と異なり躯体の耐震性が高い鋼製である．本模型は，無対策型に対し，躯体

表 9　宇部珪砂 6 号の物理特性
Table 9 Physical properties of Ube Silica sand (No.6).

項　目		単位	値
土粒子の密度 ρ_d		g/cm^3	2.606
粒度組成	中砂分	%	73.4
	細砂分	%	23.1
	シルト分	%	2.7
	粘土分	%	0.8
	平均粒径 D_{50}	mm	0.329
	均等係数 U_c	-	2.07
締固め特性	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm^3	1.537
	最適含水比 w_{opt}	%	19.6
最小・最大密度	最小密度 ρ_{dmin}	g/cm^3	1.316
	最大密度 ρ_{dmax}	g/cm^3	1.657

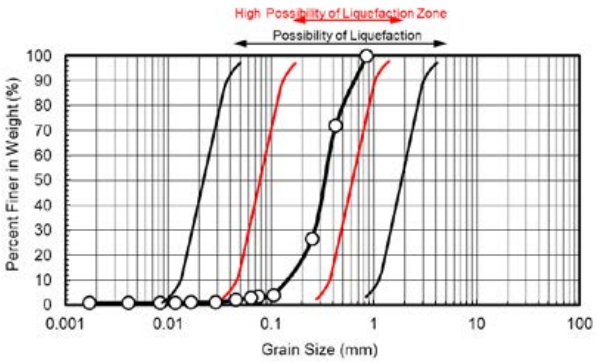


図 33　粒径加積曲線
Fig. 33 Grain size distribution curve.

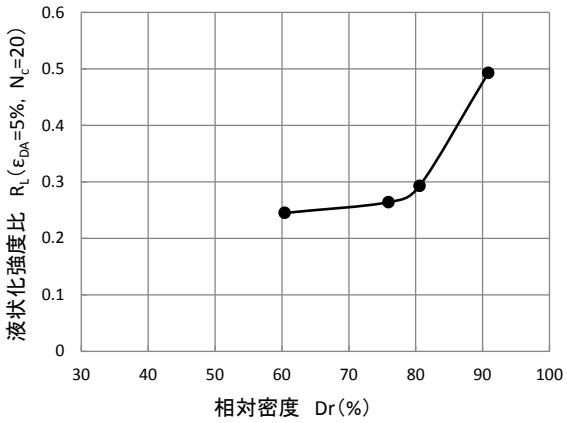
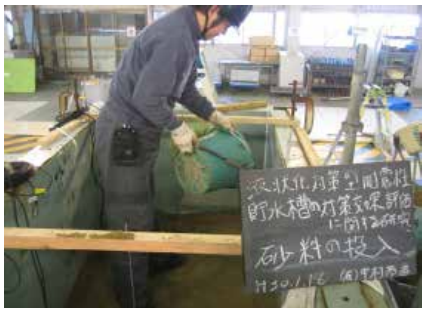


図 34　宇部硅砂 6 号における相対密度と液状化強度の関係
Fig. 34 Relationship between relative density and liquefaction strength in Ube Sirica sand (No.6).

(a) トンパック(宇部珪砂6号)

(b) 土槽の設置状況



(c) 地盤材料の投入

(d) 飽和過程

(e) 地盤材料の計量

(f) 液状化対策用砕石籠

(g) 貯水槽模型の設置

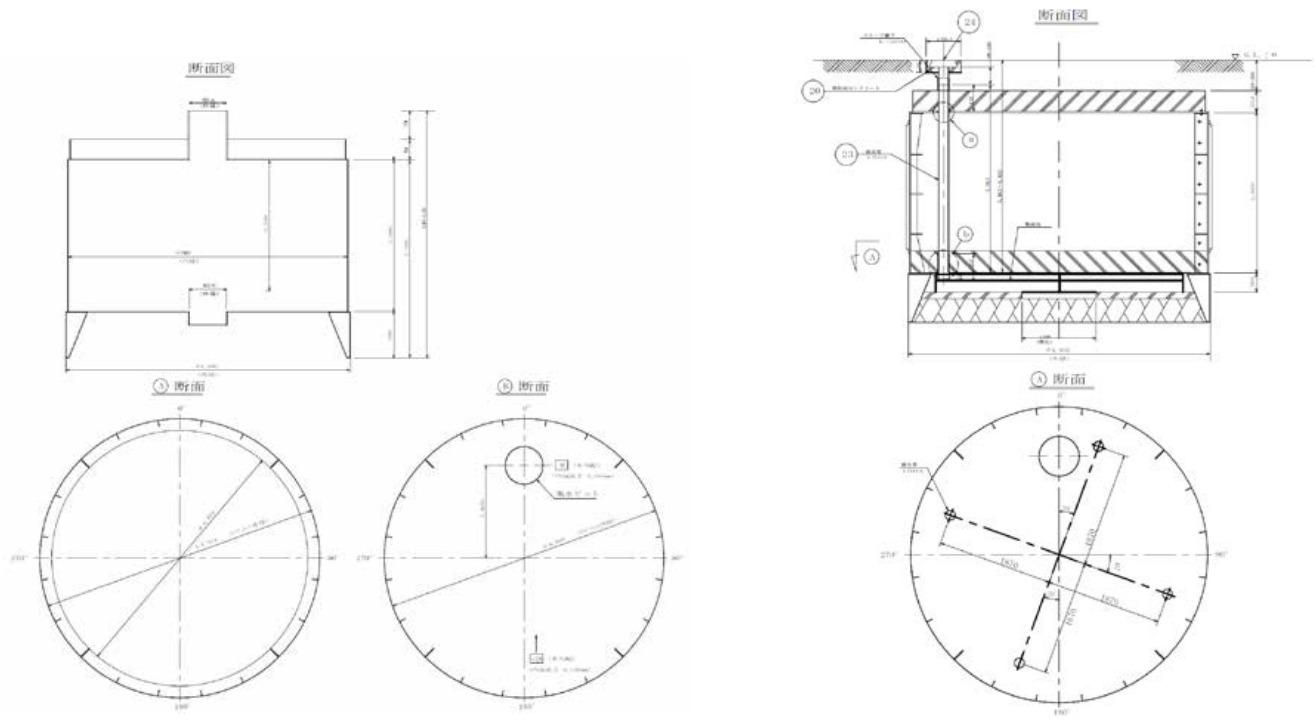
(h) 模型作製完了

(i) 間隙水圧計の設置

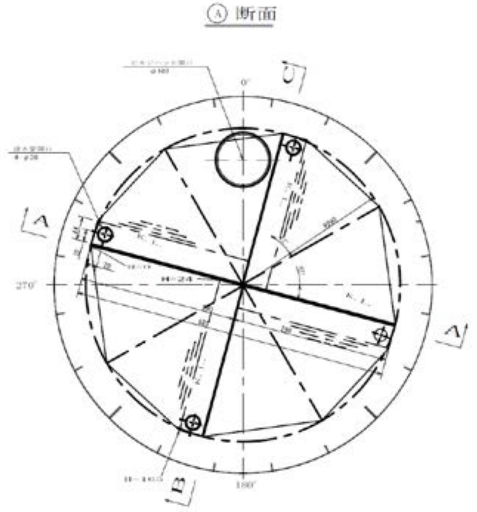
(j) 加速度計

(k) コーン貫入試験機材(PANDA)

写真 14　作業工程
Photo 14　Process to complete the experiment model.



(a) 完成図　　(b) 排水管



(c) 整流板

図 35　液状化対策型貯水槽タンク模型
Fig. 35 Liquefaction countermeasure type earthquake resistant water storage tank model.

内部に 4 本の排水管を通し，底部には過剰間隙水圧を消散させるための集水用の整流板が設けられている．実際には，同等の排水性能を有すると見なした砕石籠(**写真 14(f)**)を底部に設置したものを用いた．

模型サイズは，無対策で ϕ720 mm，高さ h370 mm，液状化対策型で外径 ϕ720 mm，下部排水板を含め高さ h550 mm，また，実験条件として躯体重量 40 t 級貯水槽満水時相当を想定した重量調整を行ったが，縮尺に関しては，概ね 1/7 程度となっている．

5.2.2　模型地盤の作製

実験には，内寸 4,000 mm × 1,000 mm × 1,500 mm の剛土槽を用いた．土槽を固定治具およびねじを用い，振動台のねじ穴へ締結・固定した．**写真 14 (b)** に土槽の設置状況を示す．

土層の下部に層厚 10 cm の砕石層を基盤層として設け，その上に液状化地盤を想定した D_r = 60% の地盤を目標に作製した．模型地盤は，湿潤状態の材料砂を所定の相対密度となるように計量し，下部よ

り地盤材料の撒き出し厚 30 cm を 3 層，最上部は 25 cm の撒き出しを行い，各層ごとに所定の地盤材料を投入後（**写真 14 (c)**），タンピングによって 4 層に分け順次地表面まで締固めた後，土槽下部からボイリングさせない水頭差により注水し飽和化を行った（**写真 14 (d)**）．模型地盤作製時に計量した地盤材料の重量は**表 10** に示す通りであり，その状況を**写真 14 (e)** に示す．なお，地表面まで飽和させるために行った注水量は概ね 1,650 l であり，地盤材料の投入量から確認した最終的な模型地盤の D_r は，無対策で 66.4%，一方，液状化対策型で 68.3% であった．

造成時，3 層目が終了した際に，所定の位置に貯水槽模型を静置し**写真 14 (g)**，4 層目の地盤作製を継続して行い，地表面の高さを計測し，**写真 14 (h)** および**図 36** に示すよう，模型地盤作製を終えた．また，加振前に，貯水槽模型内に満水状態を想定した水を入れ，重量調整を行った．

表 10　模型地盤の重量
Table 10　Weight of the model ground.

ケース	旧式貯水タンク（163kg）	新開発貯水タンク（204kg）
4層目	宇部珪砂 684kg	宇部珪砂 534kg　新型にはフィルタ（砕石：43kg）あり
3層目	宇部珪砂　935kg	宇部珪砂　977kg
2層目	宇部珪砂　911kg	宇部珪砂　923kg
1層目	宇部珪砂　750kg	宇部珪砂　831kg
フィルタ	砕石　418kg	砕石　418kg

5.2.3　計測・調査・加振計画

（1）計測計画

実験模型には，各ケース同様な配置によって，加速度計 9 箇所，間隙水圧計 7 箇所，土圧計 1 箇所およびワイヤ式変位計 1 基のセンサがそれぞれ設置された．これらのセンサの内，地中内に埋設する間隙水圧計については，液状化時に地盤内を移動しない様，造成前に予め所定の位置に設置できるように水

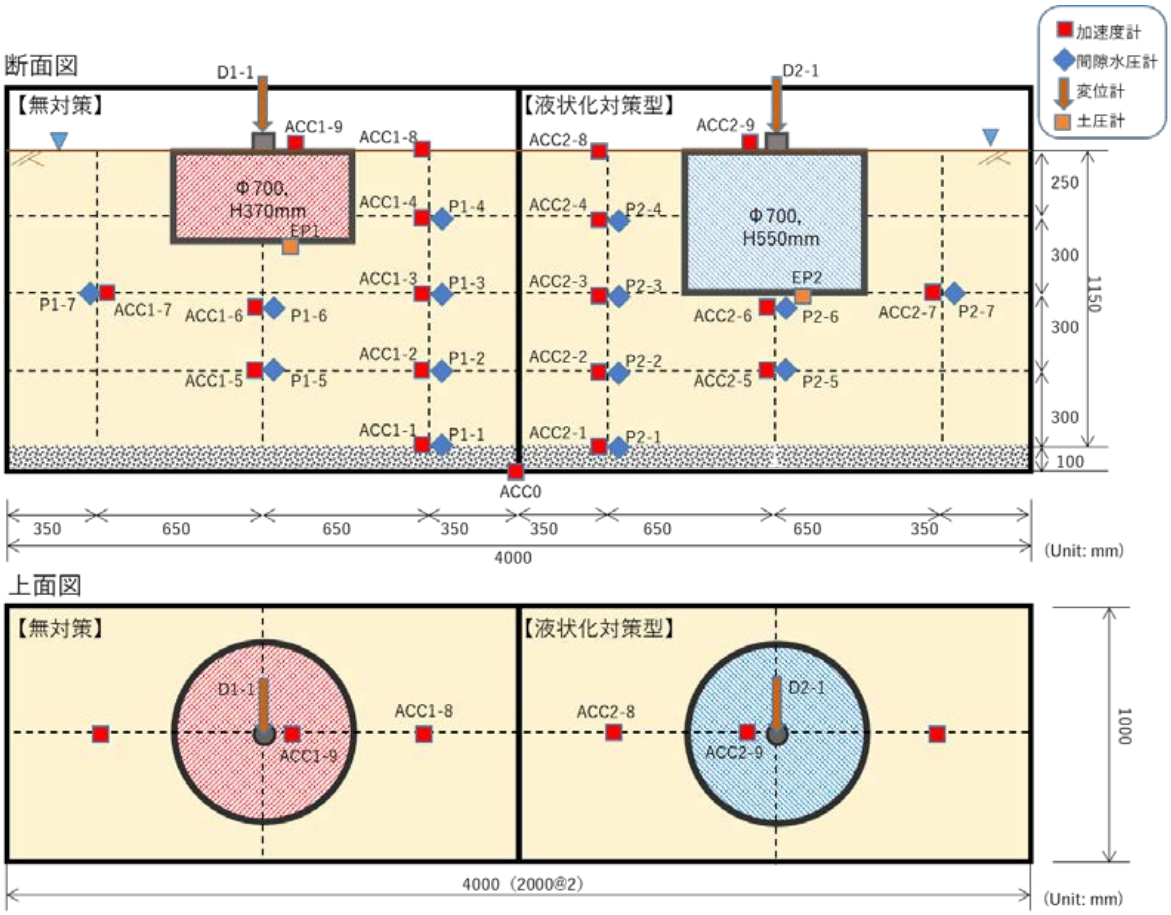


図 36　模型断面図
Fig. 36　Section of the model.

糸で釣込みを行い（**写真 14 (i)**），模型地盤を作製した．加速時計に関しては，液状化時に地中内で回転しないよう専用の冶具を設け（**写真 14 (j)**），地盤造成時，所定の高さにおいて，その都度設置した．

(2) 調査計画

模型地盤作製後，模型地盤の密度や均質性を調べるため，地盤調査実施した．調査手法は 2 通りあり，そのうち 1 つは，微小なパルスを振動台に入力し，せん断波が地中を伝わる際の S 波速度を測定するものである．この測定は，加振実験直前に実施し，地中に設置してある加速度計で観測された波の立ち上り時間差 Δt により，伝搬速度を算定する．もう 1 つの手法は，軽量簡易動的貫入試験（PANDA）[9] を用いた地盤調査を実施した．実施時期は，加振前後とし，液状化による地盤性状の違いを把握した．

軽量簡易動的貫入試験機（以下，PANDA）は，フランスで開発されたサウンディング手法であり，日本における知名度は低いが，フランス国内で 1,400 台程度，世界的にも 2,000 台程度（10 年前当時）普及しており，盛土や埋土などの締固め地盤の評価に多く利用されている．試験機は小型軽量で試験方法も簡便であることから，締固め地盤のみならず，模型実験における模型地盤の評価にも有効である．**図 37** に試験の様子およびコーンの形状を示す．先端抵抗 q_d は，**図 37 (a)** に示すようにハンマーによる打撃でロッドとその先端に接続したコーンを地盤に打ち込み，そのときの 1 打撃ごとに得ることが出来る．また，q_d は打撃エネルギーとその伝達効率および貫入量の関係から，次式により求められる．

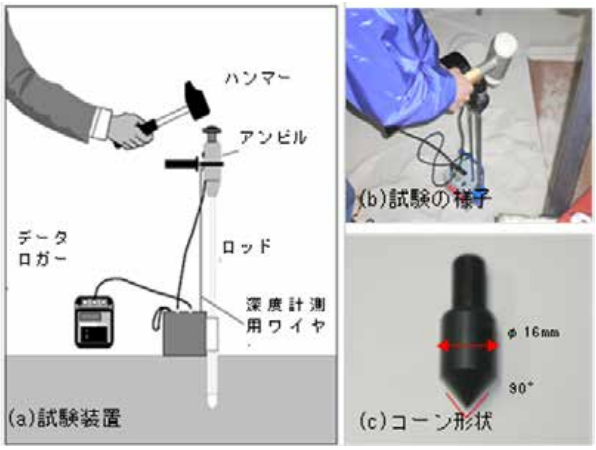


図 37　PANDA による試験方法および機材の概要
Fig. 37　Outline of test method by PANDA and its equipment.

$$q_d = \frac{1}{A}\frac{\frac{1}{2}MV^2}{1+\frac{P}{M}}\frac{1}{x} \qquad (1)$$

式中に示す A はコーン断面積，M は打撃側の質量，P は打撃を受ける側の質量，V は衝撃速度，x は 1 打撃あたりの貫入長さであり，打撃エネルギー（$MV^2/2$）は，アンビル内部のひずみゲージ式のセンサにより求められる．本調査法の利点としては，**図 37 (b)** にも試験の様子を示しているが，a) 狭い場所において，1 人で試験が可能，b) 打撃力が任意であり試験に時間をそれほど要さない，および c) 試験後直ちにデータのチェックが可能な点が挙げられる．また参考までに，q_d と N 値の関係について地盤材料別に式(2) のように示されている．なお，**写真 14 (k)** に土槽上における調査機材の状況が示されている．

$$q_d = 0.2 \sim 0.3N(\text{粘性土}) \qquad (2a)$$
$$q_d = 0.4 \sim 0.5N(\text{細砂，中砂}) \qquad (2b)$$
$$q_d = 0.6 \sim 1N(\text{砂，礫}) \qquad (2c)$$

表 11　加振ケース
Table 11　Shake table test case.

加振No.	加 振 内 容
1	S波速度測定（正弦波，1, 3, 5Hz，20gal）
2	正弦波　3Hz　50gal
3	正弦波　3Hz　105gal
4	S波速度測定（正弦波，1, 3, 5Hz，20gal）
5	正弦波　3Hz　161gal
6	S波速度測定（正弦波，1, 3, 5Hz，20gal）
7	正弦波　3Hz　444gal
8	S波速度測定（正弦波，1, 3, 5Hz，20gal）

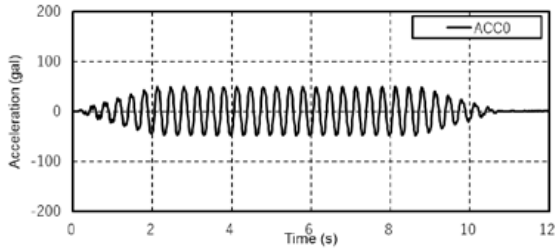


図 38　入力波（加振 No.2）
Fig. 38　Input wave (Shake test No.2).

次に，加振前後に地表面高さを計測した．計測にあたり，地表面を長手直交方向に 20 cm ごとに区切り，長手方向には 3 列の側線を設け，水平に張った水糸より直接ゲージを当てて値を読み取ることにより，加振による液状化後の変状を把握した．

(3) 加振ケース

加振ケースを**表 11** に示す．加振時の動的挙動を観測するため，本実験の加振で用いた入力波は，ある特定の地震動を用いずに，確実にタンク模型周辺地盤を液状化させることのできる 3 Hz の正弦波とし，漸増部，定常部および漸減部で構成される波を用いた．**図 38** に加振波形を示す．加振時には，**表 11** に示すように，模型地盤の S 波速度 V_s の確認を挟みながら，目標入力加速度の振幅を 4 段階に分けて加振を行った．

5.3 実験結果

一連の実験結果について，時刻歴データ，地盤の品質確認のため実施した S 波速度測定結果，

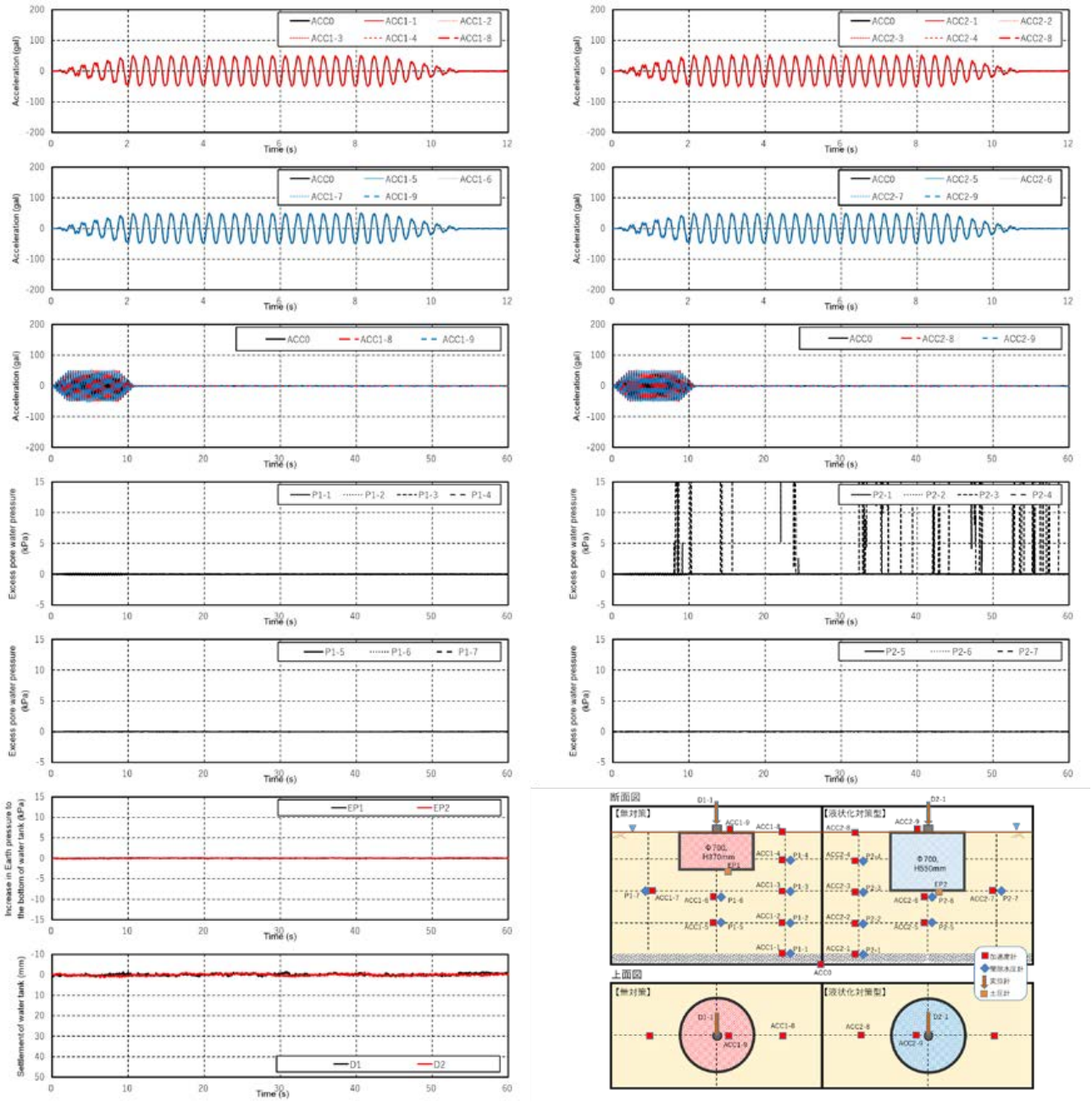


図 39 (1)　時刻歴データ (50 gal)
Fig. 39 (1) Time history data (50 gal).

PANDA による地盤調査結果，および地表面測定結果について，順を追って示す．

(1) 時刻歴データ

表 11 に示した一連の正弦波加振（No.2，3，5 および 7）の時刻歴データを**図 39** に示す．加振条件としての加速度は，振動台テーブル上で計測したフィードバックの最大値であり，4 段階の加振でそれぞれ，50 gal，105 gal，161 gal および 444 gal であった．このうち，3 段階目の 161 gal までは，加振に伴い，過剰間隙水圧や貯水槽模型の鉛直変位も生じていないことがわかる．応答加速度を確認すると，貯水槽模型と周辺地盤がほぼ一緒になって挙動している様子が見て取れる．また，過剰間隙水圧挙動を見ると，貯水槽模型脇の地盤では，加振に伴い若干ではあるが過剰間隙水圧が生じているが，模型直下では両ケースともに，間隙水圧に変化がないことがわかる．しかし，模型直下に配置した土圧計による設置圧の変化を見ると，無対策模型では設置圧が減少し，液

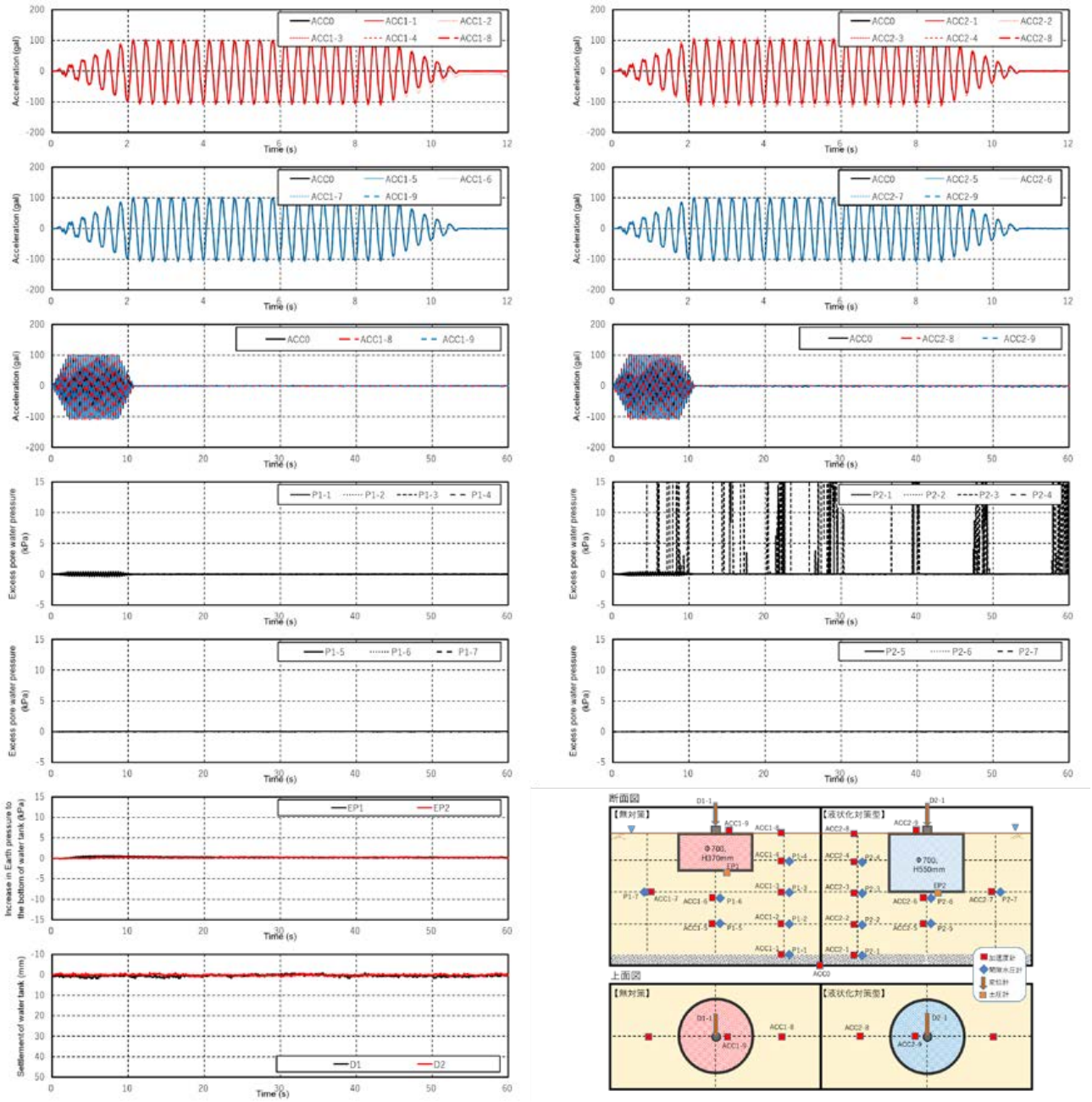


図 39（2）　時刻歴データ（105 gal）

Fig. 39（2） Time history data (105 gal).

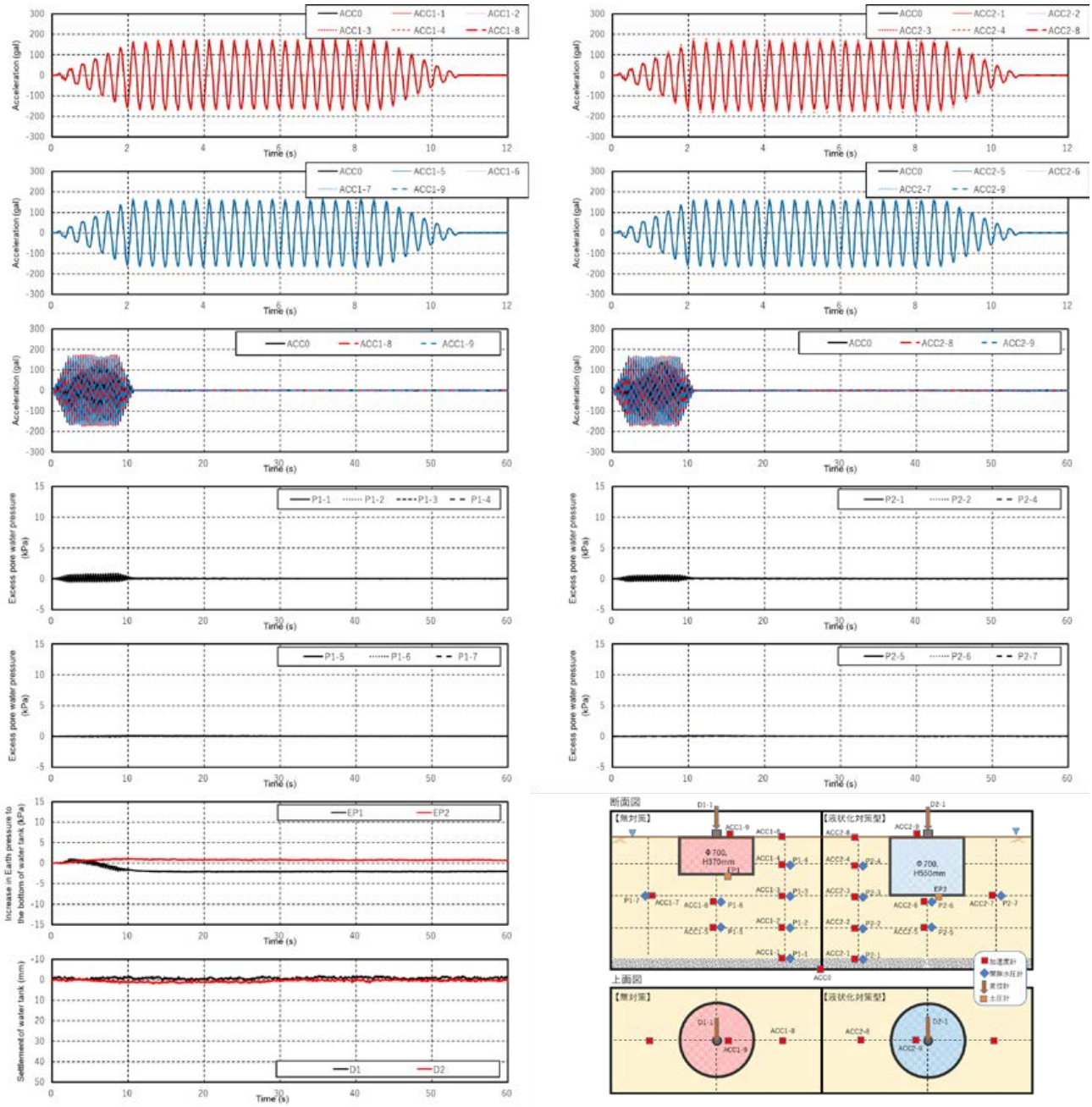


図 39(3)　時刻歴データ(161 gal)
Fig. 39(3) Time history data (161 gal).

状化対策型模型では微増していることがわかる．このタイミングで鉛直変位は生じていないものの，浮き上がり挙動に差異が生じ始めている兆候であるものと推察される．

最終的に実施した 444 gal の加振では，模型地盤が液状化したことから，地表面と貯水槽模型の加速度振幅が $t = 5$s 程度で減衰していることがわかる．また，無対策と液状化対策型で加速度応答を比べると，両者ともにその挙動に大きな差は見られない．過剰間隙水圧を見ると，貯水槽周辺地盤については，加振時に初期液状化に達した過剰間隙水圧が，加振終了直後から概ね 60s 以上かけて消散する様子がわかる．この傾向は，無対策および液状化対策型の両ケースともに同様である．一方，貯水槽直下を見ると，加振終了後，数秒は過剰間隙水圧が蓄積されたままであるが，液状化対策型における消散のタイミングが早く，排水ベントの効果が表れているものと推察される．貯水槽模型の設置圧に関しては，その傾向

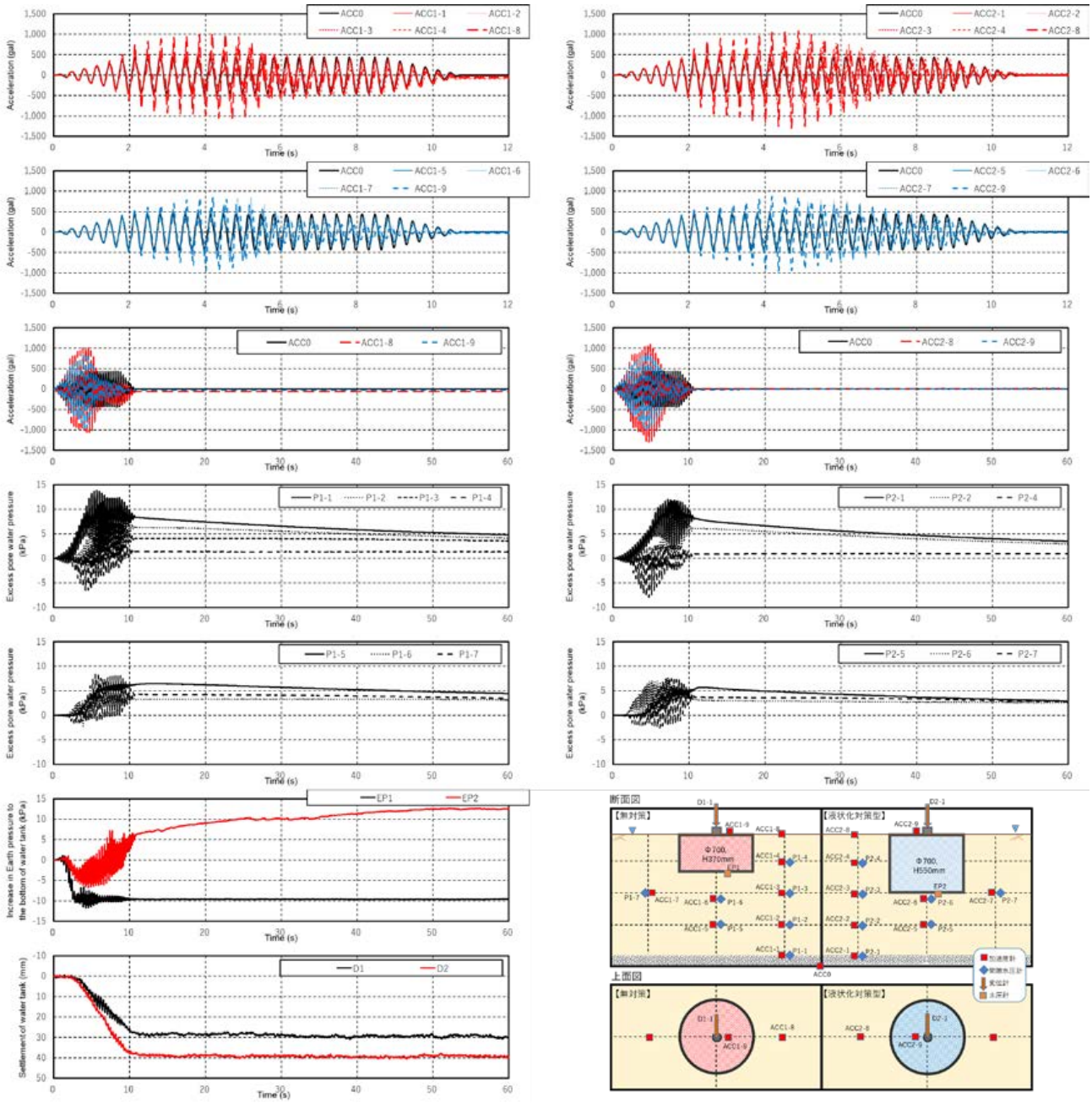
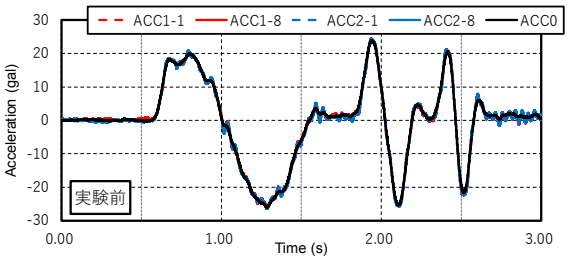


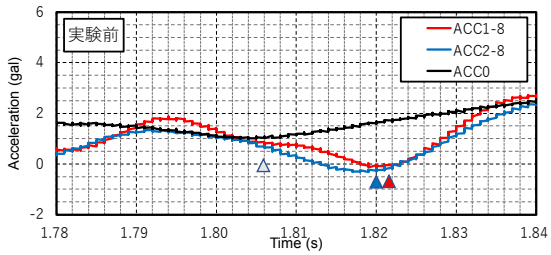
図 39(4)　時刻歴データ (444 gal)
Fig. 39(4) Time history data (444 gal).

がより顕著になり，特に，加振時および後の排水に伴う土圧の増加が著しく，鉛直変位において，液状化対策型の方が無対策模型よりも沈下が大きくなる要因となっている．しかし，鉛直変位に関しては，加振が終了すると同時に収束している様子がわかる．

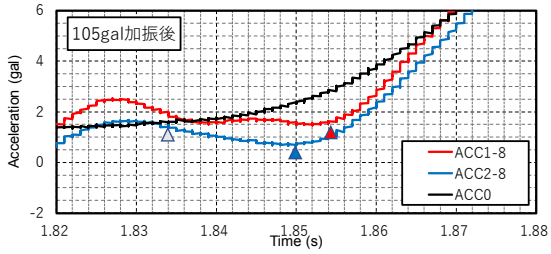
(2) S 波速度計測結果

模型地盤の S 波速度を調べるため，**図 40** に示す 3 種類の周波数による正弦波を入力波とした加振を行った．なお，加振は，過剰間隙水圧の消散を確認した後，速やかに実施している．**図 40** は S 波速度計測時の走時波形をそれぞれ示したものであるが，実験前 (加振 No.1) の模型地盤の V_s は概ね 80 ～ 90 m/s であり，105 gal の加振 (加振 No.4) 後，60 ～ 80 m/s を示し，最終的 (加振 No.8) に，40 ～ 50 m/s を示していた．全体的に，模型地盤の D_r は無対策で 66.4%，一方，液状化対策型で 68.3% であったことから，全体として，液状化対策型の模型地盤の V_s の方が大きかった．

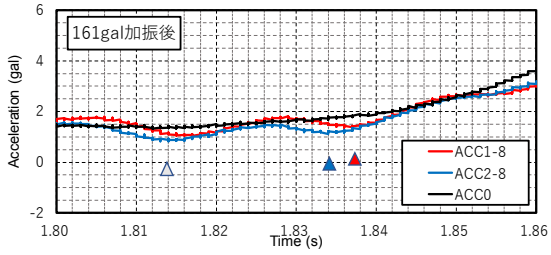




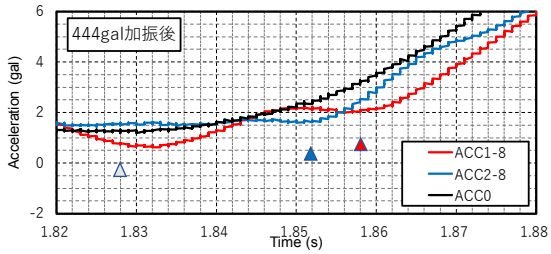
	無対策	液状化対策型
t1 △	1.806	1.806
t2	1.822	1.820
⊿ t (s)	0.016 ▲	0.014 ▲
L (m)	1.25	1.25
Vs(m/s)	78	89



	無対策	液状化対策型
t1 △	1.834	1.834
t2	1.854	1.850
⊿ t (s)	0.020 ▲	0.016 ▲
L (m)	1.25	1.25
Vs(m/s)	62	78



	無対策	液状化対策型
t1 △	1.814	1.814
t2	1.837	1.834
⊿ t (s)	0.023 ▲	0.020 ▲
L (m)	1.25	1.25
Vs(m/s)	54	62



	無対策	液状化対策型
t1 △	1.828	1.828
t2	1.858	1.852
⊿ t (s)	0.030 ▲	0.024 ▲
L (m)	1.25	1.25
Vs(m/s)	42	52

図 40　相似波形および S 波速度
Fig. 40　Travel time wave form and S-wave velocity.

(3) 地盤調査結果

各ケースにおける加振前後の模型地盤の変化を把握するために実施した PANDA による試験結果を**図 41** に示す．試験実施箇所は同図に示されており，PANDA は土槽の縁から約 20 cm の離隔をとった測線上で実施された．無対策，液状化対策型ともに，加振前である飽和前と飽和後，および最終的に実施した 444 gal による加振後，過剰間隙水圧が消散した後に調査を行った．飽和後と加振後を比較すると，コーン先端抵抗 q_d の分布傾向は変わらないものの，無対策，液状化対策型ともに．加振時に液状化したことによって，全体的に q_d の分布が低下していることがわかる．ただし，貯水槽模型が埋設されている GL.-0.6 m までを見ると，底面の排水の有無の差が見られ，液状化対策型の q_d の変化が比較的少ないことがわかる．

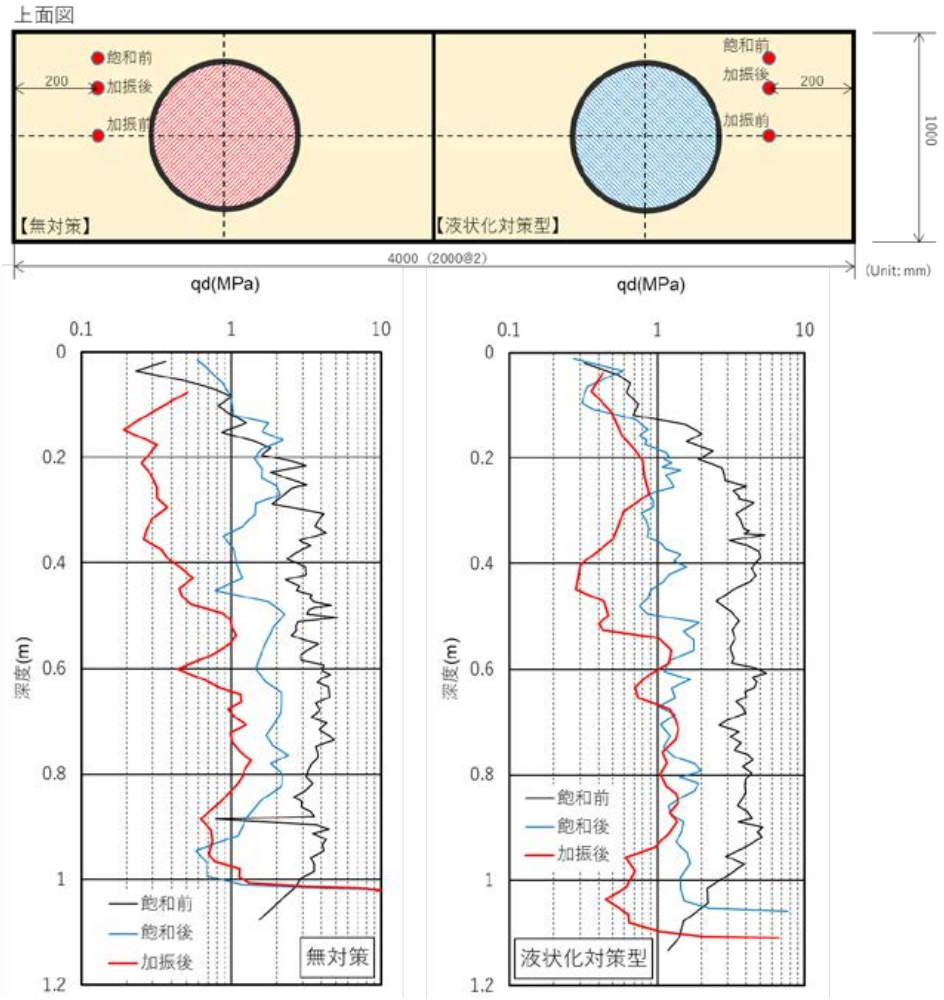


図 41　地盤調査結果
Fig. 41　Ground investigation results.

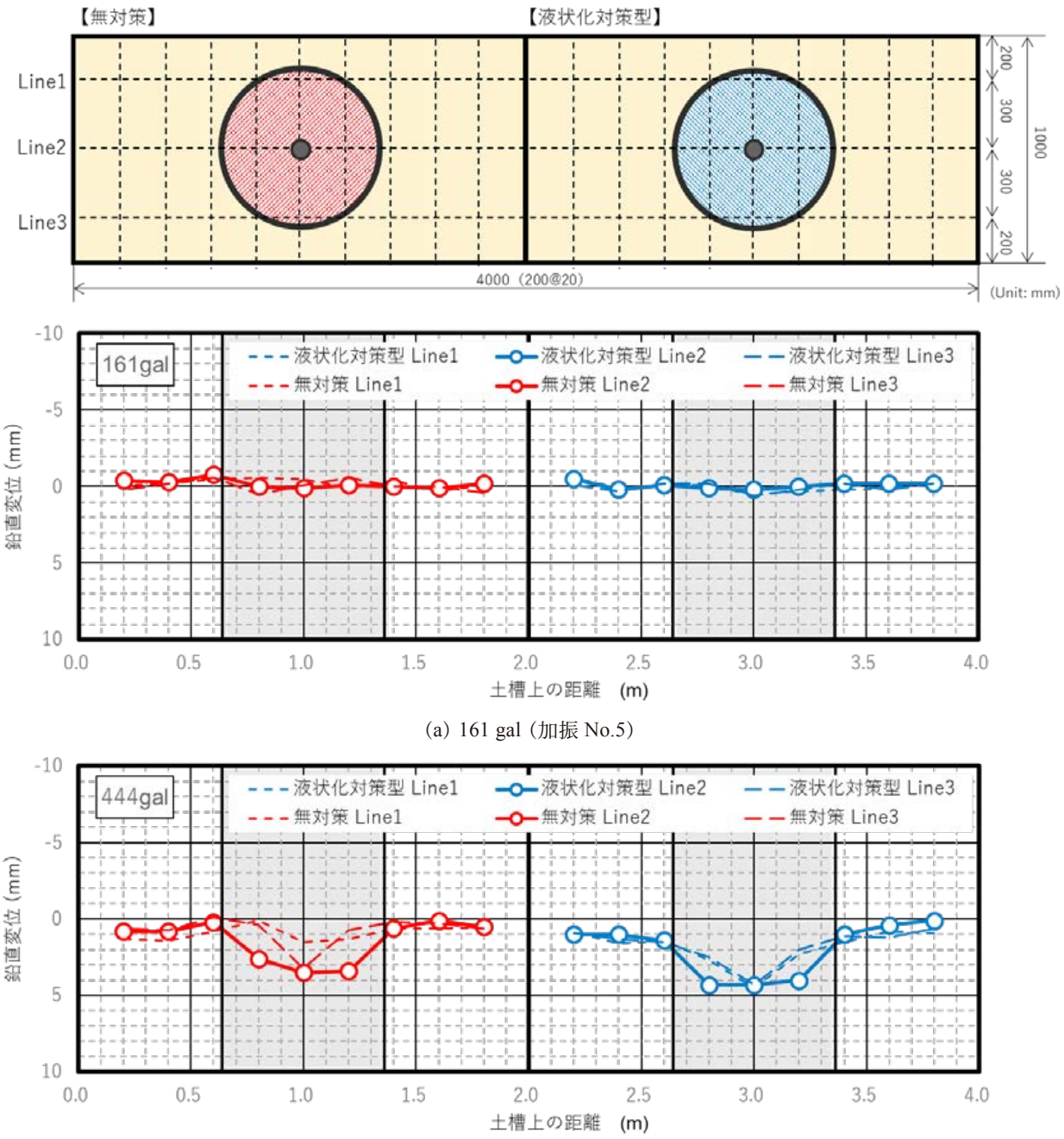
(4) 地表面沈下量測定結果

図 42 に 161 gal（加振 No.5）および 444 gal（加振 No.7）による加振後の鉛直変位分布を示す．グラフの縦軸は，プラス (+) が沈下を表し，鉛直変位は加振前に対する差分を示している．161 gal による加振後には，貯水槽および模型地盤地表面ともに殆ど変化が見られないが，444 gal 加振後の貯水槽模型を横切るセンターラインである Line2 を見ると，貯水槽に 5 mm 弱程度の沈下が生じ，周辺地盤もそれに巻き込まれる形で沈下が生じていることがわかる．無対策と液状化対策型で比較すると，液状化対策型の方が，沈下がやや大きい様子がわかる．

表 12 に貯水槽模型と周辺地盤との段差を計測した結果を示す．加振前の無対策および液状化対策型の段差は，それぞれ，35 ～ 43 mm，32 ～ 38 mm であり，161 gal 加振後もあまり変化が見られない．最終的な 444 gal による加振によって，それぞれ 11 ～ 27 mm，0 ～ 15 mm へと変化し，液状化対策型の段差が小さくなっている様子がわかる．

図 43 に入力加速度と貯水槽模型による段差の関係を示す．同図は，**表 12** でまとめた段差の値を示したものであり，無対策および液状化対策型の平均値を併記している．平均値に着目すると，444 gal の加振によって，周辺地盤も沈下が生じるものの，それよりも著しい沈下が貯水槽模型に生じることにより，段差が減少したものと考えられる．この傾向は液状化対策型に良く表れており，排水ベント設置の伴う過剰間隙水圧の消散・排水効果により沈下が促進されたことが一因であるものと推察される．

図 44 に簡易模型実験と大型模型実験における貯



(a) 161 gal（加振 No.5）

(b) 444 gal（加振 No.7）

図 42　地表面および模型の沈下分布
Fig. 42 Subsidence distribution of ground surface and model.

水槽モデルの鉛直変位の比較を示す．本来，模型スケールの違いにより，両者の直接の比較が困難である．また，Iai [10] による相似則を適用して比較する方法もあるが，模型の材質の違いについて，留意が必要である．これを踏まえ，**図 44** では小型模型と大型模型との直接の比較は行わず，ここでは傾向の把握のみとした．

4 章でも示したが，躯体下の過剰間隙水圧比は，無対策・液状化対策型に拘わらず液状化に至るが，同図 (a) に示す躯体の鉛直変位量は，小型模型の液状化対策型でも浮上は生じているものの，無対策で浮上が最も大きく対策効果が表れている． 大型模型に関しては，満水状態を想定したため，過剰間隙水圧の発達・成長による基礎地盤の軟化が原因で，

表 12　貯水槽模型と周辺地盤との段差
Table 12　Gap between the water storage tank and the model ground around the tank model.

加振	無対策 ⇔ 加振方向	液状化対策型
加振前	42 / 35 / N W E S / 43 / 40	38 / 33 / N W E S / 36 / 32
161gal	46 / 38 / N W E S / 53 / 42	38 / 35 / N W E S / 35 / 38
444gal	18 / 27 / N W E S / 11 / 27	15 / 0 / N W E S / 8 / 12

単位：mm

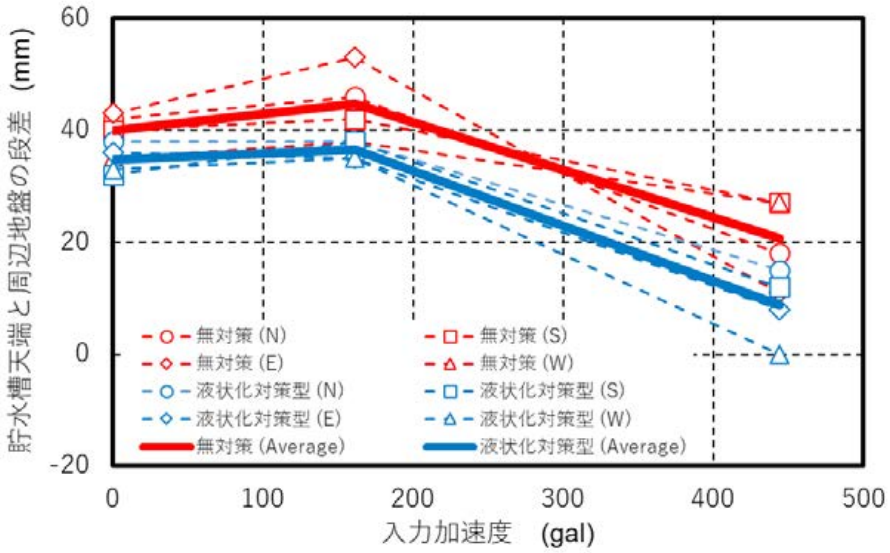
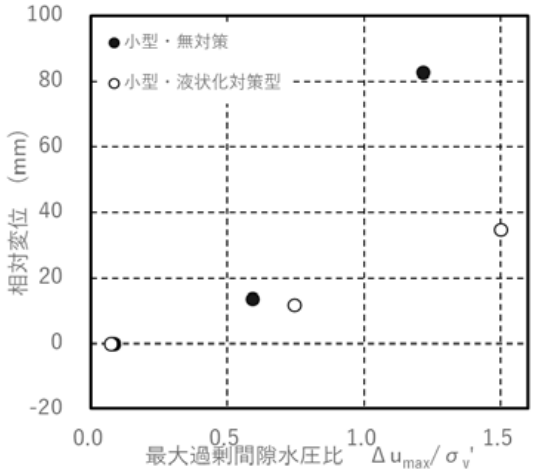
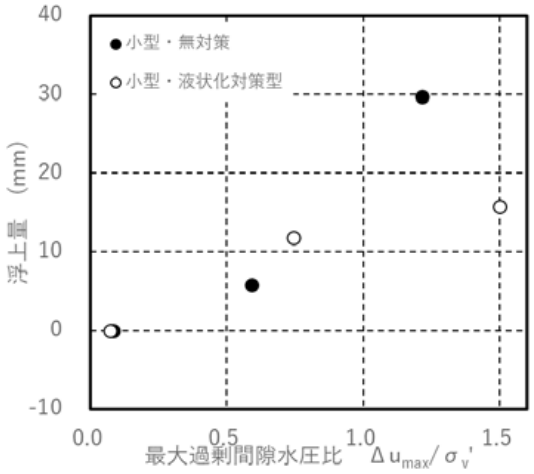


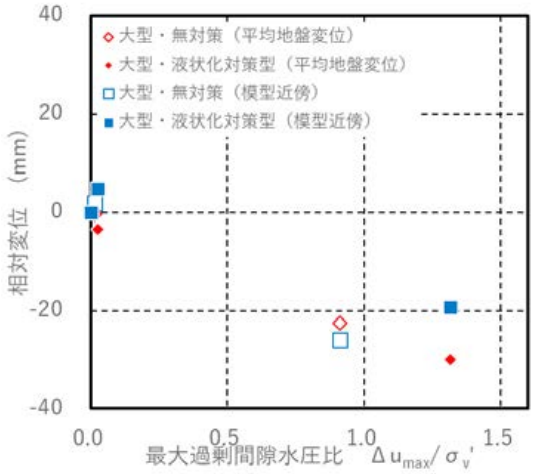
図 43　入力加速度と貯水槽模型による段差の関係
Fig. 43　Relationship between input wave and the gap caused by the water storage tank model.



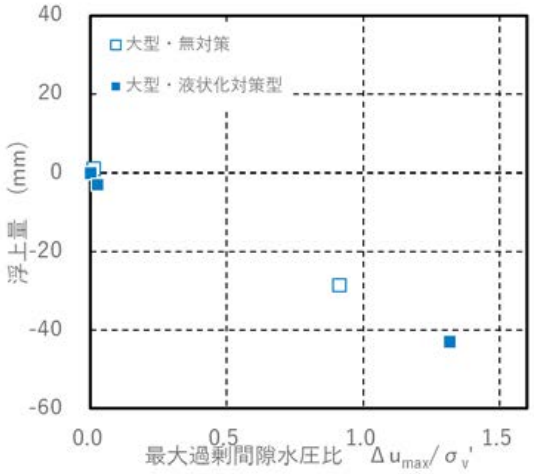
(a) 貯水槽の浮上量(小型模型)



(b) 相対変位(小型模型)



(c) 貯水槽の浮上量(大型模型)

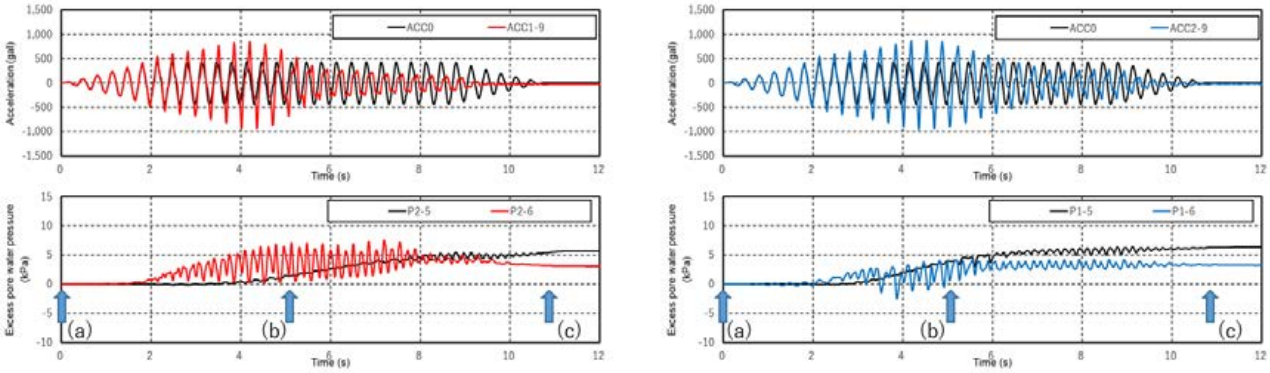


(d) 相対変位(大型模型)

図 44　簡易模型実験と大型模型実験における貯水槽モデルの鉛直変位の比較
Fig. 44 Relationship of vertical displacement of the water storage tank model between simple model tests and Large model experiments.

沈下している様子がわかる．しかし，**図 39 (4)** および**図 45** における 444 gal 加振による時刻歴データを確認すると，模型直下の土圧や過剰間隙水圧挙動から，液状化対策型の沈下については，揺すり込み沈下の影響が含まれているものと推察される．したがって，模型直下で過剰間隙水圧が同様に生じても，無対策・液状化対策型での挙動は異なることがわかる．同図 (b) に示す躯体と地表面の鉛直相対変位は，小型模型の無対策・液状化対策型両者で段差が生じる結果を示しているが，液状化型における対策効果が見てとれる．一方，大型模型における相対変位は，模型の沈下が著しかったことからマイナスを示しており，段差が減少する結果となった．

図 45 中に示す矢印は，加振開始時，最大過剰間隙水圧，加振終了時を示しており，これらのタイミングに加え，加振から 60s 後および過剰間隙水圧が完全に消散した際の液状化型の排水ベントの状況を**写真 15** に示す．最大過剰間隙水圧時の地下水の排水状況と加振終了時にも排水されている様子が確認できることから，排水効果に関しては，目視で確認することが出来た．



(a) 無対策　　(b) 液状化対策型

図 45　444 gal 加振時における加速度応答および過剰間隙水圧挙動
Fig. 45　Acceleration response and excess pore water pressure behavior by 444 gal-shaking.

(a) 加振前

(b) 最大過剰間隙水圧時

(c) 加振終了時

(d) 加振開始 60s 後

(e) 過剰間隙水圧消散後

写真 15　液状化型の排水ベントの状況
Photo 15　Situation of drainage vent in liquefaction countermeasure type water storage tank.

6. まとめ

地下に設置されている防火貯水槽ならびに飲料用貯水槽は，既往の地震において，地盤の液状化により破損や機能喪失が見られている．特に，地域防災上の観点から，発災直後の供用が求められる飲料用貯水槽については，躯体の耐震性にのみ焦点が当てられ，液状化による浮き上がり対策に関する検討がされていないのが現状である．本研究では，液状化対策型耐震性貯水槽の開発に向けた取り組みとして，排水機能付きの貯水槽を提案し，排水機能を検証するための簡易実験および大型模型による振動台実験を実施し，浮き上がり対策効果を検討した．

簡易実験から得られた知見は，躯体の浮上量に関し，過剰間隙水圧比の増加とともに，無対策と液状化対策型両者で浮上が生じるものの，排水ベント設置による液状化対策型の浮上量を抑えており，対策効果が確認された．また，地震後の貯水槽の機能維持を考え，躯体の浮上と周辺地盤の沈下によって生じる相対変位（段差）を確認したところ，過剰間隙水圧比が 0.7 程度までは，ほぼ同様な相対変位が生じるようであるが，これを超えた場合に顕著な差が生じ，無対策でその傾向が顕著であった．また，液状化対策型は，周辺の液状化層の過剰間隙水圧が蓄積してからの排水ベントによる排水効果は高いと判断できる．しかし，液状化対策型においても相対変位は生じることから，それによる段差が機能喪失，損傷，修復可能なレベルかの判断をする必要はある．

大型振動台で実施した模型実験において，無対策と液状化対策型で模型天端の加速度応答を比べると両者ともにその挙動に大きな差は見られず，周辺地盤で同様な液状化が再現されていた．また，両者ともに実機の満水状態を想定し，躯体の沈下が生じた．しかし，貯水槽直下では，加振時おける模型直下の土圧増分や過剰間隙水圧挙動から，液状化対策型揺すり込みの影響が含まれており，模型直下で過剰間隙水圧が同様に生じても，無対策・液状化対策型での挙動は異なることがわかる．加振終了後には，液状化対策型における消散のタイミングが無対策よりも早く，排水ベントの効果が表れており，動画による確認によって，排水ベントの効果が目視によっても確認できた．

一連の実験を通じ，成層条件によって，液状化対策効果が異なるが，本研究における提案は，液状化時の排水性や過剰間隙水圧消散を促進することであり，この点については，確実性のある効果が検証されたものと考える．

謝辞・まとめ

本研究において，新高知重工株式会社が（一財）日本消防設備安全センターによる型式認定として，平成 30 年 2 月 28 に新型式認定合格（認定番号：耐-18002 号），および平成 30 年度第 1 回「高知県防災関連製品認定制度」において，認定製品として採用された．

また，簡易実験の実施にあたり，元高知大学大学院（現日特建設株式会社）の田所佑里香さん，高知大学大学院の林聖淳さん，棚谷南海彦さんおよび中村友紀恵さんをはじめ，沢山の方のご協力を得た．ここに記して，謝意を表します．

参考文献

1) 松島 修・目黒 亨・高瀬行廣・松田恭明・中田 稔：日本下水道新技術機構，https://www.jiwet.or.jp/result/annual/pdf/2007/pipe/02/2007a2-2-1-6m.pdf，2018 年 3 月 1 日閲覧．
2) 土木学会新潟震災調査委員会編土木学会（1966）：昭和 39 年新潟地震震害調査報告書，584-588．
3) 日本下水道協会（2014）：下水道施設の耐震対策指針と解説　2014 年版．
4) 日本消防設備安全センター：耐震性貯水槽の設計手引き及び管理マニュアル，www.fesc.or.jp/05/pdf/manual.pdf，2018 年 9 月 1 日閲覧．
5) （社）日本港湾協会（2007）：港湾施設の技術上の基準・同解説（上巻）　国土交通省港湾局監修，第 6 章　地盤の液状化，383-389．
6) 総務省消防庁：消防防災施設整備費補助金交付要　綱，http://www.fdma.go.jp/neuter/topics/zaisei_info/pdf/sisetu.pdf，2018 年 10 月 1 日閲覧．
7) （独）製品評価技術基盤機構認定センター：JISQ0065 製品認証機関に対する一般要求事項（IDT,ISO/IECGuide65）適用のための指針（第 1 版）平成 16 年 4 月 1 日，http://www.j-organic.org/kikakukannrenn/isoguide65.pdf，2018 年 10 月 1 日閲覧．
8) 高田英典・竹内秀克・今井優輝・鈴木亮彦・山下勝司・中澤博志（2018）：バイブロを用いた締

固め改良地盤の評価に向けた土槽実験．土木学会第 73 回年次学術講演会，Ⅲ -341，681-682.
9) Langton, D.D. (1999): The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction, Ground Engineering Septemer, 33-34.
10) 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.

（2018 年 10 月 15 日原稿受付，
2018 年 10 月 17 日原稿受理）

要　旨

地震時の地盤の液状化被害の典型的な例の 1 つに，地下埋設物あるいは地下構造物の浮き上がりによる破損や機能消失がある．地下埋設物の液状化被害については，主としてマンホールの調査実績が多く，浮き上がりによる機能消失の事例が数多く報告されている．また，地域防災上の観点から，発災直後の供用が求められる飲料用貯水槽については，これまで耐震性を主体に検討されていたが，浮き上がり対策に関する検討はあまりなされていないのが現状である．そこで，本研究は，液状化対策型耐震性貯水槽の開発に向けた取り組みとして，排水機能付きの貯水槽を考案し，排水機能を検証するための振動台実験を実施し，その対策効果を確認した．

キーワード：液状化，液状化対策，貯水槽，浮き上がり，振動台実験