

蛇籠を用いた耐震性道路擁壁の実大振動台実験 および評価手法の開発

—被災調査から現地への適用に至るまで—

Full-Scale Model Experiment and Development of Evaluation Method for Earthquake-Resistant Road Retaining Wall Using Gabions

- Process until Application of the Proposal Method from On-Site Damage Survey in Nepal Site -



防災科学技術研究所研究資料 第四二六号

蛇籠を用いた耐震性道路擁壁の実大振動台実験および評価手法の開発

防災科学技術研究所

防災科学技術研究所研究資料

- 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
- 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

防災科学技術研究所研究資料

- 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 地上写真による鳥島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 –多時期ベアの差分干渉 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
- 第 423 号 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– 48pp. 2018 年 12 月発行
- 第 424 号 バイプロを用いた起振時過剰間隙水圧計測による原位置液状化強度の評価手法の検討–原位置液状化強度の評価に向けた土槽実験の試み– 52pp. 2019 年 1 月発行
- 第 425 号 ベントナイト系遮水シートの設置方法がため池堤体の耐震性に与える影響 102pp. 2019 年 1 月発行

– 編集委員会 –		防災科学技術研究所研究資料 第 426 号
(委員長)	浅野 陽一	
(委員)		平成 31 年 2 月 27 日 発行
三輪 学央	下瀬 健一	編集兼 国立研究開発法人
河合 伸一	平島 寛行	発行者 防災科学技術研究所
中村 いずみ	市橋 歩	〒 305-0006
(事務局)		茨城県つくば市天王台 3-1
白田 裕一郎	前田 佐知子	電話 (029)863-7635
池田 千春		http://www.bosai.go.jp/
(編集・校正)	樋山 信子	印刷所 前田印刷株式会社
		茨城県つくば市山中 152-4

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience 2019

※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。

- 表紙写真・・・(a) ネパール・アラニハイウェイにおける健全な蛇籠擁壁
(b) 実大模型実験における蛇籠擁壁試験体
(c) 加振後における擁壁の残留変形の様子
(d) 2015 年ネパール・ゴルカ地震で被災した蛇籠擁壁の状況

蛇籠を用いた耐震性道路擁壁の実大振動台実験および評価手法の開発

－被災調査から現地への適用に至るまで－

中澤博志^{*1}・原 忠^{*2}・末次大輔^{*3}・西 剛整^{*4}・栗林健太郎^{*5}・張 浩^{*2}・ハザリカ・
ヘマンタ^{*6}・三好克明^{*7}・下村昭司^{*8}・木村 瞬^{*5}・白倉和也^{*5}・柴原 隆^{*2}・田端憲太郎^{*1}

Full-Scale Model Experiment and Development of Evaluation Method for Earthquake-Resistant Road Retaining Wall Using Gabions

－ Process until Application of the Proposal Method from On-Site Damage Survey in Nepal Site －

H. Nakazawa^{*1}, T. Hara^{*2}, D. Suetsugu^{*3}, T. Nishi^{*4}, K. Kuribayashi^{*5}, C. Zhang^{*2}, H. Hazarika^{*6}, K. Miyoshi^{*7},
S. Shimomura^{*8}, S. Kimura^{*5}, K. Usukura^{*5}, R. Shibahara^{*2}, and K. Tabata^{*1}

^{*1} *Earthquake Disaster Mitigation Research Division,
National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Japan
nakazawa@bosai.go.jp, tabata@bosai.go.jp*

^{*2} *Kochi University, Japan
haratd@bosai.ac.jp, zhang@kochi-u.ac.jp, s48ryu1212@gmail.com*

^{*3} *Saga University, Japan
suetsugu@ilt.saga-u.ac.jp*

^{*4} *Construction Project Consultants Inc., Japan
t_nishi@cpcinc.co.jp*

^{*5} *Eight-Japan Engineering Consultants Inc., Japan
kuribayashi-ke@ej-hds.co.jp, kimura-syu@ej-hds.co.jp, usukura-ka@ej-hds.co.jp*

^{*6} *Kyushu University, Japan
hazarika@civil.kyushu-u.ac.jp*

^{*7} *Matsui Wire Netting Industry Co., Ltd., Japan
miyoshi@matsuikk.co.jp*

^{*8} *Daiou-Shinyo Construction Co., Ltd., Japan
syoozi-s_00555@daioh.co.jp*

Abstract

In the 2015 Nepal Gorkha Earthquake, the gabion structures such as retaining wall for road showed their high flexibility to maintain their functions in the mountainous areas regardless that many structures were damaged. In this report based on the results of the damage field survey on gabion retaining wall, full-scale shake table tests were conducted and reported to evaluate the earthquake resistance of the retaining wall for road using gabion, which can be seen frequently on site in Nepal. As the cross section of gabion retaining wall, 3 cases of vertical type, stepwise type and gravity type with an increased number of gabions were considered. Comparing the residual deformations of the gabion retaining walls, vertical type did not collapse but tilted forward largely after the shake test, and showed a similar situation to the damage situation confirmed in the filed survey in Nepal. Other two cases

^{*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} 高知大学 ^{*3} 佐賀大学 ^{*4} CPC ^{*5} エイト日本技術開発 ^{*6} 九州大学 ^{*7} 松井金網工業 ^{*8} 大旺新洋

suffered only slight deformation and was thought to have the effective structures for application on site. Finally, FEM numerical analysis and trial wedge method were applied to the experimental results of 3 cases. And the suggestion useful for earthquake resistant design in the future was made by comparing the active rupture angles with the positions of the deformation such as crack which occurred in the background after the vibration. Then, it was indicated that trial wedge method could be also applied to gabion retaining wall.

Key words: Gabion, Retaining wall, Nepal Gorkha Earthquake, Damage survey, Full-scale shake table test

1. はじめに

2015年ネパール・ゴルカ地震では、カトマンズ盆地を中心に、各種構造物に多数の被害が確認された。一方、中山間地域では、道路擁壁を始めとする蛇籠構造物が高い屈撓性を発揮し、その機能を維持した事例も確認された。本資料では、蛇籠構造物被害調査の分析結果、要素試験や小型模型実験、そして、これらの知見に基づき、ネパール現地に多く存在する蛇籠を用いた道路擁壁の耐震性評価のための実大振動台実験を実施し報告するものである。

本研究では、地震後にアラニコ・ハイウェイ沿線調査において、115箇所の蛇籠構造物の調査に基づき、要素試験、小型模型実験、および実大振動台実験を実施した。実大振動台実験で使用した土槽は、内寸高さ4.0 m、幅3.1 mおよび奥行き11.5 mの箱型であり、その中に、断面直交方向に3列の壁高3 mの擁壁と背後地盤を造成した。加振は、漸増部2s、定常部4sおよび漸減部2sで構成される3 Hzの正弦波を用い、加速度振幅を4段階に分けて加振を行った。蛇籠擁壁断面は、直立壁、階段状および蛇籠の数を増やした重力式の3ケースを対象とし、加振前後に3Dレーザー計測を行った。3Dレーザー計測による蛇籠擁壁の残留変形を比較すると、直立壁については、加振後に崩壊には至らなかったものの大きく前傾し、現地調査における幾つかの被害状況と類似した様相を示した。他2ケースについては変形が軽微であり、現地に適応可能な構造形式として有効であると考えられた。最終的には3ケースの実験結果に対し試行くさび法を適用させ、加振後の背後地盤に生じたクラック等の変状箇所と主働崩壊角との比較を通じ、今後の耐震設計に資する示唆を行うとともに、蛇籠擁壁にも同手法が適用可能であることを示した。

研究の背景、目的、および実施体制について、以下に述べる。

1.1 研究の背景

ネパール国は面積約147,181 km²の開発途上国で、その地形・地質は変化に富む。国土全体で地震や風水害のリスクが高く、斜面災害や軟弱層に起因した市街地の地盤沈下、液状化など様々な地盤工学的課題を抱えている。近年では、2015年4月25日に発生したネパール地震(Mw7.3)により土木・建築構造物の多くが被災し、筆者らも現地において確認した¹⁾。また、筆者らは、地震発生後の2015年7月、11月および2016年11月の3回にわたり、地震や地震後の豪雨で道路閉塞が多発したアラニコ・ハイウェイを対象に、被害実態や土木構造物の損傷程度などを現地調査し、土木構造物に多用されている蛇籠構造物の利用形態や構造的な特徴を詳細に分析した^{2)~5)}。ネパール国では蛇籠構造物の主材料である河床礫が豊富であるため、安価で簡易な施工で対応できる利点を活かし、道路擁壁やガードレール、水制工等として広く利用されていることがわかった。

本研究で検討対象とした蛇籠擁壁に関しては、過去の事例や耐震性に関する既往の実験・解析事例に乏しく、現地で対策立案の参考になる情報が殆どないのが現状である。そこで、本研究では、ネパールにおいて蛇籠擁壁の大きな孕み出しや崩壊が顕著であった直立3段積み、また、この比較対象として、階段状3段積みおよび蛇籠個数を増やした重力式の蛇籠擁壁を対象に、耐震性能評価および地震時における被災メカニズムを解明するための3ケースの実大蛇籠擁壁を用いた振動台実験を実施するに至った。実大実験で得た蛇籠擁壁の加振時応答データ、残留変形および加振後の背後地盤の損傷について分析結果、および各ケースの耐震性評価を通じ、現地での試験施工へ適用されている。

1.2 研究の目的

蛇籠は、1つ1つが独立した単体構造のため運搬・

材料調達・施工が容易であり、中詰土と鉄線で構成される簡単な構造であるため、道路擁壁、砂防施設や河川護岸等の構造物を始めとし、法覆工、水制工、床止め工および侵食防止などの地震や風水害に対する防災用の仮設材とする等、多種多様な用途で国内外における土木現場や農業土木分野に用いられている⁶⁾。農業農村整備民間技術情報データベース(NNTD)によると、近年でも蛇籠の技術登録件数が伸びつつあり、建設コスト削減の観点から、建設事業における採用件数は今後も増えていくものと期待される⁷⁾。

1.1節において述べた2015年4月25日に起きたネパール・ゴルカ地震では、平地での道路盛土被害や山間地での斜面崩壊とそれに伴う道路擁壁の被害が確認され、コンクリート製擁壁に亀裂が生じた一方、蛇籠擁壁に軽微な変形は生じたものの崩壊に至っていない事例が見られ、その有効性について報告されている⁸⁾。国内における最近の地震被害事例について確認すると、2004年の新潟県中越地震や2008年の岩手・宮城内陸地震の際、コンクリート擁壁等が被災しているにも拘わらず、蛇籠擁壁はその屈撓性から地震による地盤変形に追従し崩壊を防いだ事例が報告されている⁹⁾。

近年、地盤の残留変形に着目した性能設計が主流になってきている。上述の様に、蛇籠構造物に関しては、地震に対する粘り強さが期待できるため、そのニーズは高いものと思われる。一方で、経験則に頼ることが多く、蛇籠籠そのものの変形特性が不明であることから、既存の計算手法を用いた安定計算による照査レベルに留まり、事前の被災予測に基づく対策ができる水準には及んでいないのが現状である。この課題を克服するためには、被災予測手法の高精度化が必要である。

本研究では、ネパール地震調査で得られた大きな孕み出しや崩壊が顕著であった蛇籠擁壁を対象とした検討を行ったが、防災対策としての有効性を示すためには、蛇籠の変形メカニズム把握と耐震性評価手法の構築整備が必要である。そのために、蛇籠の中詰め材の変形特性(4章)、ミニチュア蛇籠を用いた蛇籠積層体の変形特性(5章)、実大模型実験(7, 8章)、および実大模型実験を対象とした数値解析(9章)を行い、耐震性蛇籠擁壁の開発と耐震性評価手法を提案することを目的とした。なお、ネパール

国のアラニコ・ハイウェイの蛇籠実態調査については、2015年11月、2016年11月および2017年5月に実施し、実大模型実験については、2016年5月、2017年5月および6月に実施された。ここで検討された知見は、ネパールにおける蛇籠道路擁壁のガイドライン等に活かされ、低コストで施工が容易な蛇籠擁壁の普及を可能にするものと考えられる。

1.3 研究体制

本研究で実施されたネパール国における調査は、2015年ネパール・ゴルカ地震後、九州大学の音頭の下始まったものである。その後、2件の日本学術振興会科学研究費補助金を得た。ネパールの被災調査は基盤研究B(海外学術調査, 16H05746)「ネパール地震における山地道路被害の要因分析と簡易な地盤災害抑制構造物の開発」(研究代表: 高知大学)、および実大振動台実験は、基盤研究B(一般, 16H04413)「蛇籠を用いた耐震性道路擁壁と評価手法の開発」(研究代表: 防災科学技術研究所)に対する補助の下実施された。また、「蛇籠を用いた耐震性道路擁壁と評価手法の開発」で実施された実大実験では、松井金網工業の蛇籠の知見が活かされており、この中の研究項目として、中詰め材の変形特性について高知大、蛇籠積層体の変形特性について佐賀大、および数値解析については、CPCおよびエイト日本技術開発が主となり実施された。

最終的に一連の実験から得た知見は、高知大が獲得した「JICA 草の根技術協力事業(地域活性化特別枠)“ネパールにおける防災と環境を両立させる現地適応型蛇籠技術普及事業(2016-2018)”」におけるネパール国・ダディン郡での試験施工の設計、また、施工と施工後のモニタリングでは、大旺新洋およびエイト日本技術開発の知見が活かされている。

2018年3月の「防災力向上のための有効的な蛇籠の利活用に関するワークショップ」は、公益財団法人セコム科学技術振興財団「学術集会および科学技術振興事業助成」の支援の下、実施されている。

2. 蛇籠の歴史と利用実態

2.1 蛇籠の歴史

蛇籠とは、竹材を円筒形に編み内部に玉石、割石などを充填して河川工事に使用したことから始まり、今日見るような亜鉛めっき鉄線構造のものに発展・成長した土木構造物である¹⁰⁾。蛇籠の起源は

紀元前 361 年～251 年頃に中国四川省の都江堰の築堤に際して考案，使用されたと考えられている。当時は水を防ぐ目的で写真 1 のように蛇籠を積み上げて使用されていた。四川省は長江上流に位置する竹の産地であり中詰材に適した河床材料も豊富なため，蛇籠発祥地としてふさわしい立地であった。中国で蛇籠は「石籠」と総称され，竹製の蛇籠は「竹籠」とも呼ばれている。このように竹籠は材料の入手が容易で，施工が簡易，そして河床の変動に順応するなどの特徴から，現在も都江堰では様々な工程で一般的に使用されている¹¹⁾。特徴としては，高い屈撓性や追従性，透水性，籠材の運搬や材料の収集が比較的容易なこと，工期が短いこと，そして自然材料を使用した場合の環境面への配慮等が挙げられる。(写真 2，写真 3)。

2.2 日本の蛇籠の発展史

表 1 に我が国における蛇籠の名称や材料，規格化等についての歴史をまとめる。蛇籠の日本への伝来時期は古事記より西暦 380 年～640 年とされており，当時は竹の籠に石を詰めたものが用いられていた。古事記には「荒籠」と記載されているが，近世には「蛇籠」という呼称で一般的に使用されている。また，形状も古代から近世にかけて農書や地方書，治水書などから，我が国の河川の状態に合わせて改良がおこなわれていたことが記載されている。天保 2 年(西暦 1682 年)の百姓伝記には蛇籠は堤防の水衝部や洗堀箇所に対する防御資材として用いられており，中詰材に石がない場合には土俵を用いる場合もあったとされている。籠枠についても竹だけではなく，藤かつらやつたかずら，松ふさ，細長く割れる木などが用いられていたことが分かっている。古来の蛇籠は円筒状のものが一般的であり，径が 2 尺(約 60 cm)程度であったが，近世後期には 1 尺 7 寸(約 51 cm)以下が一般的で，小河川では 1 尺 5 寸(約 45 cm)のものが使用されていた。明治期に至り，籠枠には竹ではなく鉄線が用いられるようになり，耐久性の向上や施工の容易化などにより蛇籠は土木工事資材として使用用途が広がった。明治 41 年には亜鉛メッキ鉄線を使用した蛇籠が作製され，翌年には石川県の犀川の護岸工事や富山県の片貝川の水力発電工事に導入された。その後明治 44 年には蛇籠製造機が開発され，機械製の鉄線蛇籠が広く普及した。昭和 26，27 年度に，建設省は蛇籠の構造上の基準



写真 1 中国四川省の竹籠
Photo 1 China bamboo basket in Sichuan Province.



写真 2 ソロモンで港湾施設に使用されている蛇籠の例
Photo 2 An example of a gabion that is used for a port facility with Solomon.



写真 3 フィジーで河川護岸に使用されている蛇籠の例
Photo 3 An example of a gabion that is used for river protection in Fiji.

についての研究を委託¹²⁾し，昭和 28 年 4 月に「蛇籠の亜鉛メッキ鉄線および構造上の基準」が制定された¹²⁾。さらに昭和 29 年 8 月にはこの基準を参考として，亜鉛メッキ鉄線蛇籠の日本工業規格(JIS A

表1 日本の蛇籠の名称・材料・規格化の歴史
Table 1 History of name, material, standardization of Japanese gabion.

年代	名称	材料		制定・改正・規格化
		かご	中詰材	
380年～640年 古事記	荒籠・石籠	竹	自然石・碎石	
1682年（天保2年） 地方竹馬集 続地方落穂集	蛇籠	竹 藤かつら つたかつら 松ふさ	自然石・碎石・土俵	
1868年～（明治期）		鉄線・竹		
1908年（明治41年）		亜鉛メッキ鉄線が使用されるようになる		
1911年（明治44年）		手編み製法から機械製法が導入される		
1953年（昭和28年）		亜鉛めっき鉄線		
1954年（昭和29年）			「JIS G 3532 鉄線」が制定 「JIS A 5513 亜鉛めっき鉄線製じゃかご」が制定 円筒形じゃかごを規格化	
1957年（昭和32年）		製造技術の進歩により亜鉛めっき付着量が向上	「JIS A 5513 亜鉛めっき鉄線製じゃかご」が改正	
1962年（昭和37年）		亜鉛めっき鉄線の種類が変更	「JIS G 3532 鉄線」が制定	
1983年（昭和58年）		亜鉛めっき鉄線 着色塗装亜鉛めっき鉄線 塩化ビニル被覆鉄線	自然石・碎石 リサイクル材	「JIS G 3542 着色塗装亜鉛めっき鉄線」が制定 「JIS G 3543 塩化ビニル被覆鉄線」が制定
1984年（昭和59年）	蛇籠 ふとんかご	亜鉛めっき鉄線（亜鉛めっき付着量が向上） 着色塗装亜鉛めっき鉄線 塩化ビニル被覆鉄線 溶解アルミニウムめっき鉄線		「JIS G 3544 溶解アルミニウムめっき鉄線」が制定 「JIS A 5513 亜鉛めっき鉄線」が改正 角形じゃかごを規格化
1989年（平成元年）		高耐食の亜鉛アルミニウム合金めっき鉄線の製造開始		
1993年（平成5年）		亜鉛めっき鉄線 着色塗装亜鉛めっき鉄線 塩化ビニル被覆鉄線		「JIS G 3547 亜鉛めっき鉄線」が制定 「JIS A 5513 亜鉛めっき鉄線製じゃかご」が改正 亜鉛厚めっき品を規格化
2002年（平成14年）		溶解アルミニウムめっき鉄線 亜鉛アルミニウム合金めっき鉄線		「JIS A 5513 じゃかご」が改正 着色塗装亜鉛めっき品、塩化ビニル被覆品、溶解アルミニウムめっき品を規格化 パネル式角形じゃかごを規格化



写真4 円筒型蛇籠の法覆工への使用例（じゃかご工法の手引きと解説より抜粋）

Photo 4 Example of use of a cylindrical gabion to a method of covering lacquered wood (excerpt from handouts and commentary on the basket method).



写真5 角形蛇籠の根固め工への使用例（じゃかご工法の手引きと解説より抜粋）

Photo 5 Example of use for a 5-sided gabion roots consolidator (Extracted from the guide and commentary on the shakedown method).

表2 蛇籠の種類¹²⁾
Table 2 Types of gabions¹²⁾.

種類 (通称)	形状	特徴	主用途	
円筒形じゃかご (じゃかご)		<ul style="list-style-type: none"> 平坦か緩い勾配で張り形式で使用される。 屈撓性、透水性に優れる。 	法覆工 根固工	
角形じゃかご (ふとんかご)		<ul style="list-style-type: none"> 平坦か緩い勾配では張り形式、急勾配では積み形式で使用される。 屈撓性、透水性に優れる。 	法覆工 根固工 床止工 土留工	
パネル式角形じゃかご (パネル式ふとんかご)		<ul style="list-style-type: none"> 角形じゃかごをパネル状に改良したもので、施工性に優れる。 	法覆工 根固工 床止工 土留工	
異形 じゃかご	だるまかご		<ul style="list-style-type: none"> 安定性に富む 粗度が大きい 	法覆工 根固工 水制工
	楕円かご		<ul style="list-style-type: none"> 円筒形じゃかごにおいて、断面を楕円にしたもの 中詰め量の節約が可能 	法覆工 根固工
	三角かご		<ul style="list-style-type: none"> 断面が三角形 安定性に富む 粗度が大きい 中詰め量の節約が可能 	法覆工 水制工
	さざなみかご A型		<ul style="list-style-type: none"> 断面が波形 安定性に富む 粗度が大きい 中詰め量の節約が可能 	法覆工 水制工
	さざなみかご C型		<ul style="list-style-type: none"> 断面が屋根形 安定性に富む 粗度が大きい 	法覆工 水制工
	扇かご		<ul style="list-style-type: none"> 断面が扇形 粗度が大きい 	根固工 床止工
	かまぼこかご		<ul style="list-style-type: none"> 断面がかまぼこ形 安定性に富む 粗度が大きい 中詰め量の節約が可能 	法覆工

5513)が制定され、品質の向上と確保が図られた³⁾。一方、現在ではコンクリート構造物等のように詳細な設計基準はなく、蛇籠の高い屈撓性、追随性、透水性などの特性を考慮して耐震性を定量的に評価した研究はほとんど見られないことから、伝統工法として仮設工に使用されることがほとんどである。

2.3 蛇籠の種類と用途

「JIS A 5513 じゃかご」には表2に示すように、大きく分けて4種類の蛇籠が規格化されている。また、以下の蛇籠以外にも様々な用途に対応した蛇籠が開発されており、二重ふとんかご、大型ふとんかご、港湾築堤マット、ドレーンかごなどがある。円筒形蛇籠は、平坦もしくは緩い勾配で張り形式で使

用され、主に写真4のように法覆工や根固工で用いられる。角形蛇籠(通称ふとんかご)は、円筒形蛇籠と同様に平坦あるいは緩い勾配では張り形式で使用され、急勾配では積み形式で使用される。用途は法覆工、根固工、床止工、土留工等に用いられており、写真5に根固工として用いられた例を示す。パネル式蛇籠は角形蛇籠をパネル状に改良したもので、施工性に優れており用途は角形蛇籠と同じである。

3. ネパールにおける地震被害調査概要

3.1 地形および被害履歴

ネパール国は14.7万km²と日本の4割弱程度の国土を有する内陸国であり、その約15%が標高



図1 背面からの土砂崩れに耐えた蛇籠道路擁壁の例 (地点 99)

Fig. 1 Example of a gabion road wall Endured landslides from the back (point 99).



図2 基礎地盤の変形に追従した蛇籠道路擁壁の例 (地点 81)

Fig. 2 Example of a gabion road wall following the deformation of the foundation ground (point 81).

4,000 m 以上の高地帯に分類されている。中国国境に接する北部は 8,000 m 級の高峰を含むヒマラヤ山脈が並ぶ高山地帯があるが、南部には標高 300 m 以下のタライ平原が広がっている。このように、北から南にかけて複雑な地形地質を呈するのは、インドプレートにフィリピン海プレートが衝突する地殻変動の激しい箇所に位置するためである。首都カトマンズは山地に囲まれた盆地地形で、軟弱な地盤が広がる一方、中山間地域は複雑かつ急峻な地形・地質で形成されているため、地震や降雨による落石や山腹崩壊、地すべりなどの斜面災害の発生が多い^{13),14)}。

ネパール国における自然災害は、5月～9月の雨期に生じるモンスーンによる降水や活発な地震活動が主である。実際に、1993年の集中豪雨では、連続降雨量 830 mm の降水により大規模な斜面災害や洪水災害が発生し、死者・行方不明者は 2,000 人以上となった¹⁵⁾。また、2015年4月25日に発生したネパール・ゴルカ地震 ($M_w=7.8$) では土石流や斜面崩壊等により道路閉塞が多発し、復旧の遅れから孤立化が長期化し経済活動が停滞するなどの市民生活に大きな影響を与えた¹⁶⁾。

筆者らは、開発途上国における地震時の道路法面崩壊を抑制するための具体策を検討するため、ネパール・ゴルカ地震で斜面災害が顕著に見られた中山間地域を対象とした予備的調査を、発災約 3 カ月後の 2015 年 7 月に行った¹⁾。その結果、もたれ式コンクリート擁壁の被災が顕著である一方、図 1, 2

のような道路擁壁や河川護岸などに設置された蛇籠構造物の多くが強震に耐え、機能が維持されたことを確認した。ネパール国において、蛇籠構造物が普及した時期は定かではないが、道路構造物としての大規模な施工は 1985 年の Lamosangu-jiri feeder road が最初である¹⁷⁾。金網作製の機械化に伴い、河川や砂防分野への利用が広がり、近年では斜面崩壊の抑制や崩壊後の復旧、路肩の崩壊防止工にも用いられている¹⁸⁾。政府開発援助 (ODA) の支援により、竣工したシンズリ道路 (総延長約 160 km) では、路肩部に蛇籠が積極的に活用されている¹⁹⁾。

3.2 現地調査概要

現地調査は震央から約 125 km 離れた図 3 に示す中国国境に接する主要な道路の 1 つで、ネパール・ゴルカ地震で斜面災害が顕著に見られたアラニコ・ハイウェイ (AH42 号線, Dhulikhel ~ kodari 間) を対象とした²⁰⁾。調査は全 115 地点で実施し、目視で確認された蛇籠構造物すべてに対して、用途や周辺状況、構造的な特徴 (蛇籠の寸法・損傷状況, 中詰材の材質や岩質・寸法, 金網と鉄線の寸法) をまとめた²¹⁾。路線が長いため、調査は 2015 年ネパール・ゴルカ地震の発災 3 カ月後の 2015 年 7 月 22 日, 7 カ月後の 2015 年 11 月 23 日～24 日, 1 年 7 カ月後の 2016 年 11 月 16 日～17 日の 3 回に分けて行った。3 回目の調査は地震発生から 1 年以上経過していたが、復旧がほとんど進まず地震による被害の痕跡が明瞭に残されており、2015 年 7 月の予備調査や年度

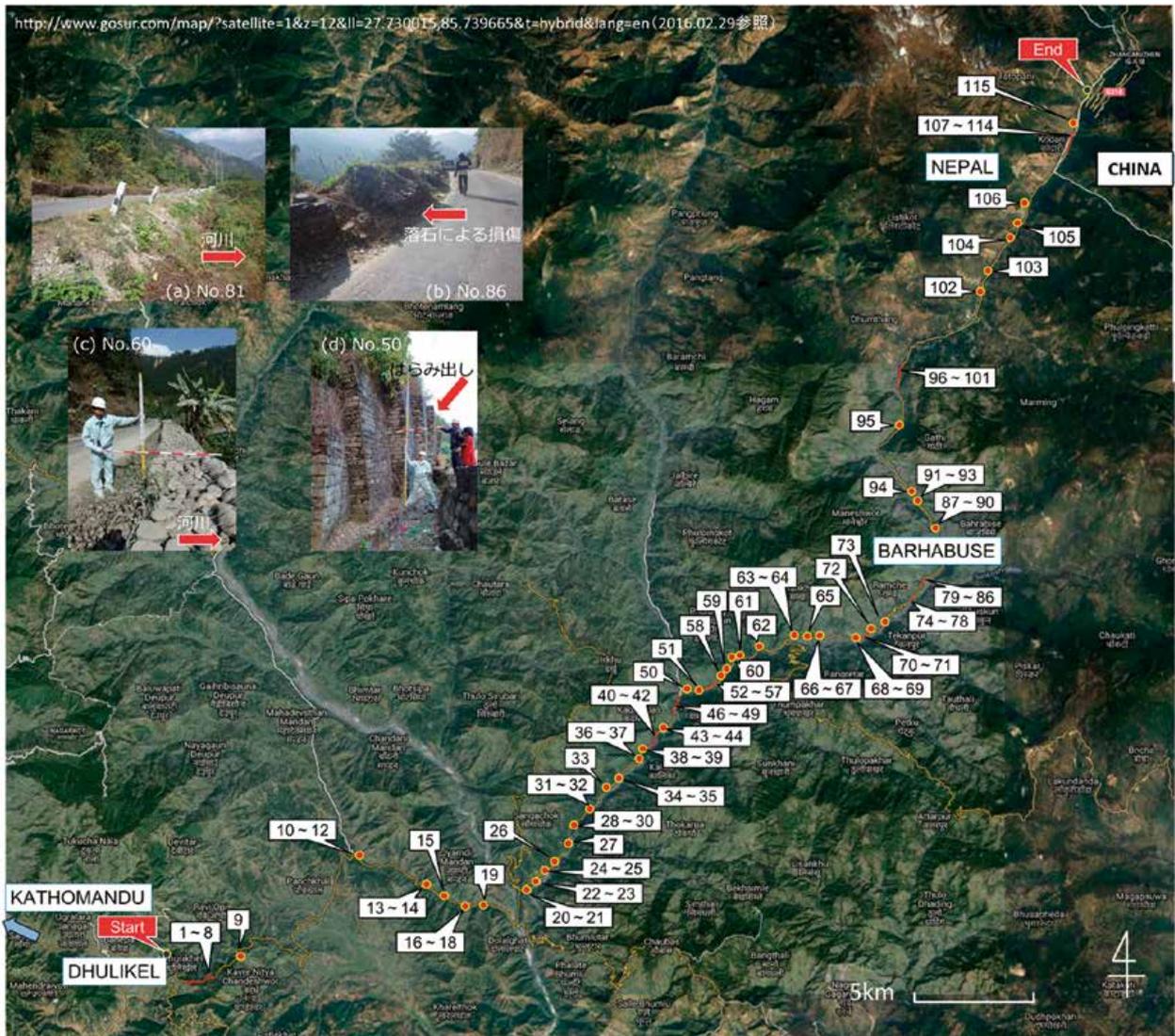


図 3 現地調査箇所と地点番号 アラニコ・ハイウェイ (AH42 号線, Dhulikhel ~ kodari 間)
 Fig. 3 Site survey area and point number The Araniko Highway (AH42, between Dhulikhel and kodari).

をまたいだ同一被災箇所の比較では、目視による現認や周辺住民などへのヒアリングにより、地震後の降雨による蛇籠の損傷や倒壊が生じていない事実を確認した。蛇籠の積層方法や個数、壁高、蛇籠一籠当たりの寸法や全長については、スタッフやポール、コンベックスを用いて計測し、被害状況は図 4 に例示する A (健全), B (孕み出し相当) および C (崩壊) の 3 段階に目視で分類した。中詰材は各調査地点ごとに任意に選択した 3 試料について、ロックハンマーによる打音検査の結果を電研式岩級区分²²⁾で分類したのち、石分を含む地盤材料の粒度試験 (JGS 0132-2009)²³⁾ に従い、長径・中径・短径をそれぞれ測定した。参考のため、アラニコ・ハイウェイ沿いにストックされた中詰材について、任意に 30 個選

択し前述の方法で形状を測定した²⁴⁾。

さらに、現地の蛇籠作成工場から提供を受けた鉄線を我が国に持ち帰り、材料特性を詳しく分析した。また、地すべりによる復旧工事が行われている現場 (地点 73 付近) について、作業工程の観察や現地作業員へのヒアリングを行った²⁵⁾。全調査地点について、本章の最後で表 8 および写真 11 にまとめた。

3.3 ネパール国における蛇籠の利活用状況および被害分析

3.3.1 蛇籠の利活用状況

(1) 調査に基づく蛇籠の利活用状況

現地調査で確認されたネパール国の蛇籠構造物の利用実態を表 3 に示す。蛇籠の土木構造物への利用は道路付帯施設 (擁壁や山留壁) や車両防護壁、河川護岸などに活用され、山留壁には蛇籠表面から

表3 現地調査で確認されたネパール国の蛇籠構造物の利用実態

Table 3 Actual utilization of gabion structure of Nepalese country confirmed by field survey.

用途	特徴	利用頻度	中詰材
道路擁壁 山留壁	<ul style="list-style-type: none"> ・中山間道路の利用が多い ・積み方は直立と段積みの2種類 ・直立型の中詰材は整形された扁平なものが丁寧に積まれている ・アンカーによる補強例あり 	大	玉石・岩塊
車両防護壁	<ul style="list-style-type: none"> ・中山間道路の利用が多い ・積層数の多くは1段で、延長は様々 ・中詰材は玉石がほとんどであり、詰め方は粗雑 	中	玉石多数
護岸工	<ul style="list-style-type: none"> ・河川流量の多い中山間地で利用が多い ・ほとんどが段積み ・中詰材は玉石と岩塊が混在しており、詰め方は粗雑 	中～大	玉石・岩塊
水制工	<ul style="list-style-type: none"> ・中山間地の利用が多い ・積み方は段積みのみ ・中詰材は玉石と岩塊が混在しており、詰め方が粗雑で、間隙が多い 	中	玉石
砂防堰堤	<ul style="list-style-type: none"> ・水路工等の付帯施設はコンクリートと併用した例が多い ・中詰材の詰め方は丁寧 	小	岩塊

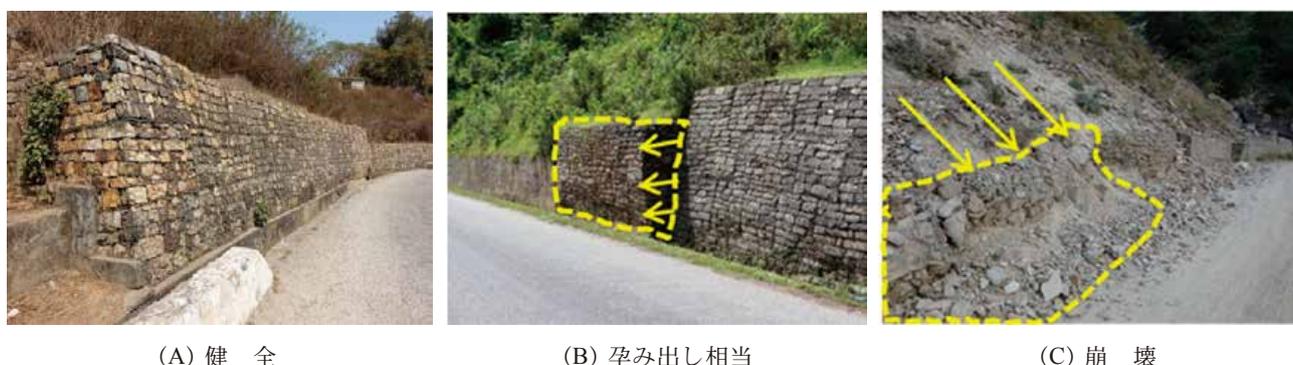


図4 被害状態の分類例
Fig. 4 Classification example of damage status.

アンカーにより補強された事例も確認された。蛇籠は角形蛇籠の形状が主に用いられており、積層方法は我が国にはない直立積みのものが道路擁壁などに標準的に採用されていた。蛇籠の土木構造物への利用は、図5に示すように道路擁壁が50%と最も多く、車両防護壁18%、河川護岸・水路12%、山留8%、砂防堰堤5%、道路法肩の崩壊防止4%となっている。籠枠の寸法は利用形態によらず1m×1m×1mが主であり、積層数は3段が多く見られた。籠枠の上下左右は針金で緊結される例が多いが、一部もしくは全部を省略したのも複数箇所を確認された。また、写真6に示す蛇籠中央部分の金網の変形や設置不良による天端の乱れ、写真7に示す地下水の湧出箇所を中心とした金網の腐食、写真8に示す不織布の設置がないことによる裏込土の蛇籠内への流入や植生の繁茂により透水性能が著しく低下した事例が確認された。道路擁壁の場合、蛇籠基礎は敷石を設

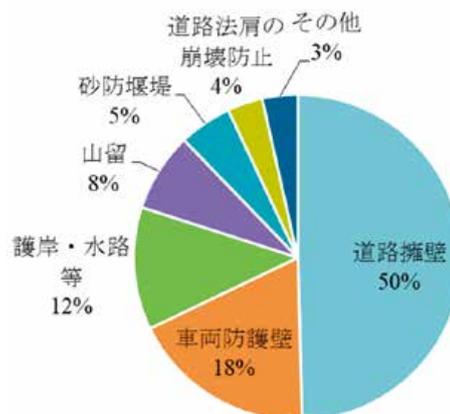


図5 蛇籠の土木構造物への利用割合
Fig. 5 Percentage of use of gabion to civil engineering structure.

置し平滑化したものが確認されたが、車両防護壁は表層に据え置きするのみであった。

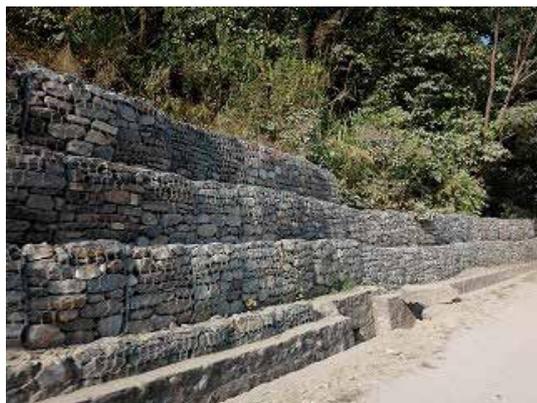


写真6 金網の変形と天端の乱れ
Photo 6 Distortion of wire mesh and turbulence of top edge.



写真9 現地の施工状況(現場A)
Photo 9 Construction situation on site (site A).

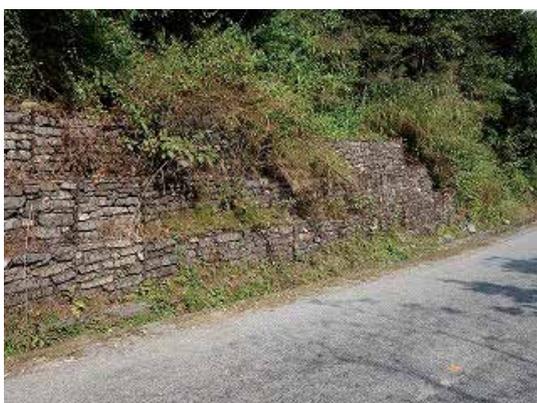


写真7 腐食した金網
Photo 7 Corroded wire mesh.



写真10 現地の施工状況(現場B)
Photo 10 Construction situation on site (site B).



写真8 裏込土の流入と植生の繁茂による透水性の低下
Photo 8 Degradation of water permeability due to influx of back bed soil and vegetation.

(2) ヒアリングに基づく施工実態

実施工現場の実態調査は、本研究で対象とする蛇籠道路擁壁と蛇籠の構造や構成する材料、積層方法、中詰材の詰め方が類似し、土留め工、擁壁工としての効果を期待した河川護岸の復旧工事を対象とした。対象地点はアラニコ・ハイウェイから分岐し

てスンコシ川へ下る箇所であり、地震発生後の地すべりにより被災し、2015年から復旧工事が進められている。河川護岸は道路の擁壁と併用されており、写真9に示す中央政府発注の現場(以下、現場Aと称する)と、写真10に示す本道路を利用する企業が独自に施工する現場(以下、現場Bと称する)の2箇所が近接している。現場Aでは施工状況の観察を、現場Bでは作業員へのヒアリングを行った¹⁷⁾。表4に実態調査の結果をまとめる。表中には比較のため我が国の鉄線籠型護岸の設計・施工基準²⁶⁾を併記する。籠枠の寸法や形状、中詰材の寸法は各現場による大きな差異は見られないが、製作方法や中詰材の調達方法は大きく異なる。すなわち、道路擁壁に用いる籠枠はある程度統一的な考え方により選定されるが、それ以外の細部については発注者、もしくは施工者の経験則や能力に依存している。中詰材の籠枠への投入は全て人力によるが、籠枠側面には250 mm前後にレンガ状に加工された扁平な岩塊を丁寧に隙間なく積層し、見栄えの良い均質な形状に

表4 実態調査結果
Table 4 Result of actual utilization survey.

		現場A	現場B	鉄線籠型護岸の設計・ 施工基準 ¹⁸⁾
調査方法		現地観察	現地観察 作業員へのヒアリング	-
発注元		国	企業	-
用途		河川護岸（地すべり防止）		護岸工
作業員		5名程度	10名/日	-
蛇籠の積み方		階段状		平置き
蛇籠寸法		1m×2m×1m		高さ0.3m～0.5m
網目間隔		-	100mm～150mm	75mm～100mm
線径		-	籠枠：φ5mm 網目：φ3mm	籠枠：φ6mm 網目：φ3.2mm～4.0mm
籠の製作方法		現地にて作成	工場にて作製後、搬入	-
中詰材	形状	蛇籠側面：岩塊 内部：玉石		-
	寸法	岩塊：幅250mm～500mm，厚さ100mm～250mm 玉石：粒径100mm～150mm		玉石：粒径50mm～200mm
中詰材の調達方法		現場より採取	別地区より搬入	-
基礎の形式		-	地山を平坦化 (岩盤であるため)	-
施工日数		-	1か月 (30個当たり)	-
地震時の 安定性の検討		無し	無し	有り



図6 粒径の異なる中詰材の投入状況
Fig. 6 Introduction of filling materials with different particle sizes.

仕上げるのに対し、蛇籠内部は我が国で採用される中詰材とほぼ同程度の粒径の玉石や加工によりできた岩塊の端材をランダムに投入している(図6)。施工者へのヒアリングによれば、蛇籠基礎部の平滑化や緩勾配の設置、コンクリートや捨石による基礎処理、中詰材の材質や加工方法、詰み方、蛇籠の積層

数や積み方は明確な基準がなく、また地震時の安定性に関する技術指針類がないなど、設計・施工面の対応がなされていない。地域性や現場の責任者の経験則によるところが大きいことから現状の施工方法では類似のサイズや性能を有する籠枠を用いた場合であっても常時および地震時の安定性に大きな違いが生じる可能性が考えられる。

3.3.2 蛇籠構造物の被害概要

道路擁壁については調査した範囲では、被害と蛇籠の積み方、積層数との関係には明確な傾向はみられない。直立積みでは、A(健全)とB(孕み出し相当)は同数であり、C(崩壊)は少数である。階段状はB(孕み出し相当)が最も多く、C(崩壊)もある程度の箇所数が確認された。孕み出し相当や崩壊と判定された道路擁壁の多くは地震により生じたことを現地住民の証言から確認している。どちらの積み方もC(崩壊)に至るケースは地すべりや落石を伴うような大規模な被災箇所に限られる。多積層の場合、蛇籠の上載荷重の増加とともに籠枠の孕み出しが多く見られた。

表5 ネパール国と我が国の道路擁壁に用いられる蛇籠の材料特性の比較
 Table 5 Comparison of material properties of gabion used for road holding wall in Nepal and Japan.

	現場A	現場B	鉄線籠型護岸の設計・ 施工基準 ¹⁸⁾
調査方法	現地観察	現地観察 作業員へのヒアリング	-
発注元	国	企業	-
用途	河川護岸（地すべり防止）		護岸工
作業員	5名程度	10名/日	-
蛇籠の積み方	階段状		平置き
蛇籠寸法	1m×2m×1m		高さ0.3m～0.5m
網目間隔	-	100mm～150mm	75mm～100mm
線径	-	籠枠：φ5mm 網目：φ3mm	籠枠：φ6mm 網目：φ3.2mm～4.0mm
籠の製作方法	現地にて作成	工場にて作製後、搬入	-
中詰材	形状	蛇籠側面：岩塊 内部：玉石	-
	寸法	岩塊：幅250mm～500mm, 厚さ100mm～250mm 玉石：粒径100mm～150mm	玉石：粒径50mm～200mm
中詰材の調達方法	現場より採取	別地区より搬入	-
基礎の形式	-	地山を平坦化 (岩盤であるため)	-
施工日数	-	1か月 (30個当たり)	-
地震時の 安定性の検討	無し	無し	有り

車両防護壁については被害分類に大きな差は見られない。籠枠の変形は側面からの車両の衝突や落石、基礎部分の沈下の影響が見られ、道路擁壁に比べ施工後の経年変化により蛇籠天端部の中詰材が空洞化した事例が顕著であった。

3.3.3 蛇籠の構造形式

表5にネパール国蛇籠と日本式蛇籠で道路擁壁に用いられる金網の材料特性を示す。蛇籠の主体となる金網は、我が国では1911年に開発された蛇籠製造機の実用化により利用種別によらず菱形目にほぼ統一され、鉄線の線径に合わせ、網目の大きさを変化させている¹²⁾。道路擁壁には溶接金網を用いる場合があり、ほとんどの蛇籠の高さが0.5mとネパールと比較して低く、線径が太い。これは、中詰材の投入に重機を使用するため面剛性を高め孕み出しを生じにくくするためである。一方、ネパール国では、道路擁壁には手編製法、機械網とも亀甲目がほぼ一貫して用いられ¹⁸⁾、金網の線径は約3mm、網目は縦横が100～150mmにほぼ統一されている。蛇籠の骨組みとなる枠線の線径は、我が国では

表6 中詰材の密度と吸水率
 Table 6 Density of packing material and water absorption coefficient.

	形状	密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)
ネパール国	岩塊	2.67	0.93
	玉石	2.68	0.34
高知県 奈半利川	玉石	2.64	0.78

大型の布団籠では線径が13mm以上の高強度材料が規格化¹²⁾されているが、ネパール国では運搬性や施工過程での籠枠の屈撓性を重視し、また現地での人力による組み立てに優れた約4mmが標準である。金網および枠線に使用するめっき鉄線の表面処理は、アルミ合金メッキで被覆した我が国の鉄線の場合は耐食性に優れ、推定耐用年数は用途によらずネパール国のおおよそ2倍程度を有する。

3.3.4 蛇籠中詰材の概要と変形・損傷

中詰材の形状は、主に角礫、円礫および両者の混合で構成されていた²⁰⁾。ロックハンマーにより判定した中詰材の岩級区分は、道路擁壁はB級(岩質堅硬)が17.9%、CH級(比較的岩質堅硬)が48.2%、

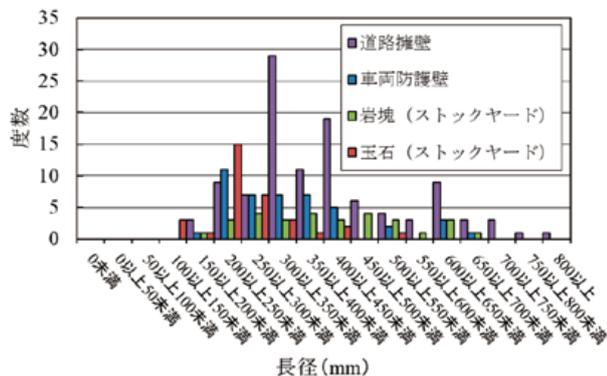


図7 ネパール国蛇籠の中詰材の長径ヒストグラム
Fig. 7 Long diameter histogram of sand filling material of Nepalese country gabion.

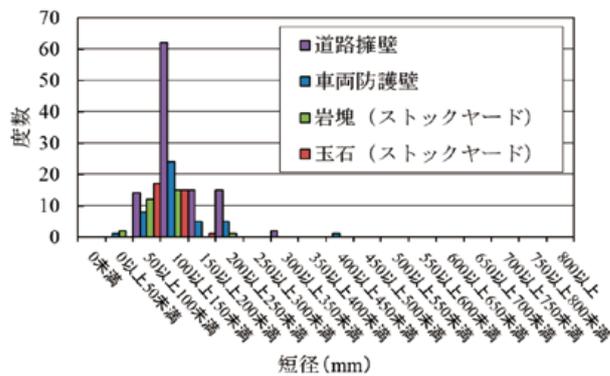


図8 ネパール国蛇籠の中詰材の短径ヒストグラム
Fig. 8 Short diameter histogram of sand filling material of Nepalese country gabion.

表7 擁壁および車両防護壁の被害傾向

Table 7 Damage tendency of retaining wall and vehicle protective wall.

利用形態	調査結果		蛇籠の積み方			中詰材				蛇籠の損傷個数
	被害形態	調査箇所数	直立 (箇所)	階段状 (箇所)	段数 (段)	岩塊 (箇所)	玉石 (箇所)	混合 (箇所)	緩詰・盗難	
道路擁壁	A	20	11	9	2~4	17	2	1	4	9
	B	27	11	16	2~5	23	1	3	2	14
	C	9	3	6	2~7	6	1	2	2	6
車両防護壁	A	8	-	-	1~3	2	3	3	2	2
	B	8	-	-	1~2	1	5	2	7	3
	C	6	-	-	1~2	2	2	2	1	2

車両防護壁はB級が54.5%，CH級が31.8%である。道路擁壁はCH級に分類される中詰材の割合が多いが，車両防護壁と比較すると詰め方が丁寧であるため，中詰材の圧壊は調査した範囲では確認されない。

一方，車両防護壁は，Bの円礫単体が角礫との混合で多用されることが多いが，通常は1~2段の段積みで最上層も小さいことから，中詰材の圧壊は確認できなかった。しかし，施工が雑で蛇籠への充填が不十分であることから，蛇籠の変形・圧縮が多くみられた。表6にストックヤードより採取した中詰材の密度と吸水率をまとめる。試験結果は各試料とも任意に選択した3試料の平均値を示している。表中には，高知県奈半利川の根固め工として施工された蛇籠中詰材の結果²⁵⁾を併記する。密度と吸水率は粗骨材の密度および吸水率試験方法(JIS A 1110)により求めた。中詰材の平均的な密度は岩塊，玉石とも2.6 g/cm³程度であり，両試料とも一般的な岩石の密度とほぼ同程度であり我が国の中詰材よりやや大きい。吸水率は玉石に比べ岩塊がわずかに高く，河川より運搬された玉石と比べやや風化している。

図7および図8に道路擁壁と車両防護壁の中詰材と，ストックヤードの玉石と岩塊の長径と短径のヒストグラムをそれぞれ示す。道路擁壁に使用されている中詰材の長径は300 mm以上450 mm未満並びに400 mm以上450 mm未満の頻度が多く，800 mmを超える長径も見られる。車両防護壁は200 mm以上400 mm未満の頻度が多く，多様な粒径を有する道路擁壁に比べ粒度幅が狭い。玉石を用いた車両防護壁は，ストックヤードの玉石のサイズに類似する。短径は道路擁壁と車両防護壁共に50~250 mmの粒径がほとんどである。

表7に示す蛇籠の損傷(蛇籠の破断・隙間・錆等)に着目する。被害形態がB(孕み出し)相当の場合，擁壁の調査27箇所中，損傷個所が14箇所あったが，錆による劣化が多く，すぐには構造に影響しない類のものであった。一方，車両防護壁は8箇所中，損傷個所が3箇所であったが，蛇籠の破断が2箇所含まれる。なお，蛇籠の切断による中詰材の盗難被害も散見された。

表8(1) 調査結果の一覧(地点1~60)
Table 8(1) List of survey results (points 1 to 60).

地点	利用形態	構造				周辺状況						蛇籠寸法(cm)			蛇籠の損傷状況			中詰材		
		蛇籠の積み方	ブロック段数	排水管	排水溝	崩壊の有無 ^{※1}	背後地盤の状況 ^{※2}	落石	裏込め土との隙間	地下水	基礎地盤 ^{※3}	幅	高さ	奥行	蛇籠の破断	蛇籠の隙間	蛇籠の錆	形状	詰み方 ^{※4}	その他の状態
1	擁壁	階段	3段	-	-	A	-	-	●	●	●	100	75	100	●	-	-	円	A	-
2	擁壁	階段	3段	-	●	B	-	-	●	●	-	100	100	100	-	-	-	角	A	-
3	擁壁	階段	3段	-	●	B	-	-	-	-	-	100	100	100	-	-	-	角	A	-
4	擁壁	階段	3段	-	●	B	-	-	-	●	-	300	75	70	●	-	-	円	A	-
5	擁壁	階段	2段	●	●	A	-	-	-	●	-	100	100	100	-	-	●	角	A	-
6	擁壁	階段	3段	-	●	B	●	-	●	●	不明	104	93	160	-	-	●	角	A	-
7	擁壁	階段	4段	-	●	A	-	-	●	-	-	100	100	100	-	-	-	円+角	A	-
8	歩道(ガードレール)	不明	1段	-	-	A	-	-	●	-	-	200	70	90	-	●	●	角	A	-
9	擁壁	階段	3段	-	●	C	-	-	-	-	●	300	100	100	-	●	●	円+角	A	緩詰
10	擁壁	階段	3段	-	●	B	-	-	●	●	-	300	90	100	-	-	-	角	A	-
11	擁壁	階段	7段	-	●	C	-	-	●	-	不明	200	100	100	-	●	-	円	A	-
12	擁壁	直立	4段	-	-	A	-	-	-	-	-	200	100	100	-	●	-	角	A	-
13	水制工	階段	6段	-	-	A	-	-	-	-	不明	200	100	100	-	-	-	円	B	-
14	擁壁	階段	5段	●	●	C	-	-	●	●	-	150	80	100	-	-	-	角	A+B	-
15	擁壁	直立	3段	-	-	C	-	-	●	●	-	150	100	100	-	-	-	角	A	-
16	車両防護壁	不明	1段	-	-	A	-	-	-	-	-	200	100	100	-	-	-	円	A	-
17	浸食防止用護岸	階段	8段	-	-	A	-	-	-	-	不明	200	100	100	-	-	-	円	A	-
18	砂防堰堤	階段	3段	-	●	C	●	-	-	●	●	200	100	100	-	-	-	円	A	-
19	車両防護壁	不明	2段	-	-	A	-	-	●	-	-	300	100	100	-	-	-	円+角	A	緩詰
20	擁壁	階段	2段	-	●	C	-	-	-	-	●	100	100	200	-	●	-	角	A	やや緩詰
21	砂防堰堤	階段	3段	-	-	C	-	-	●	-	不明	200	100	100	-	-	-	円+角	A	-
22	車両防護壁	不明	2段	-	-	A	-	-	-	-	-	100	100	100	●	-	-	角	A	-
23	谷埋め・道路の崩壊防止	階段	5段	-	-	B	-	-	-	-	不明	200	100	100	-	-	-	円	B	-
24	擁壁	直立	4段	●	-	B	-	-	●	●	-	100	100	100	-	●	-	角	A	-
25	擁壁	直立	3段	-	●	B	-	-	-	-	●	100	100	100	-	●	-	円+角	A	-
26	擁壁	階段	3段	-	●	B	●	●	●	●	-	300	100	100	-	-	●	角	A	-
27	土留め・道路の崩壊防止	階段	3段	-	-	A	-	-	-	-	不明	300	100	100	-	-	-	円+角	A	-
28	擁壁	階段	3段	-	●	A	-	-	-	-	-	200	100	100	-	-	-	角	A	-
29	車両防護壁	不明	1段	-	●	A	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円	A	-
30	擁壁	階段	3段	-	●	B	-	●	●	-	不明	100	100	100	-	-	-	角	A	-
31	斜面崩壊対策	直立	2段(既設擁壁上の追加)	-	●	C	●	-	●	-	●	100	300	300	-	-	-	角	A	-
32	車両防護壁	不明	1段	-	-	A	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円+角	A	緩詰
33	砂防堰堤	不明	1段	-	-	A	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円+角	A	緩詰
34	擁壁	階段	2段	-	●	B	-	-	-	-	●	300	100	100	-	●	-	円+角	A+B	盗難
35	擁壁	直立	3段	-	-	A	-	-	●	-	不明	100	100	100	-	●	-	角	A	盗難
36	土留め・道路の崩壊防止	直立	2段	-	-	A	-	-	-	-	-	150	50	50	-	-	●	円	A	-
37	車両防護壁	直立	2段	-	-	A	-	●	-	-	-	200	100	100	-	-	-	円+角	A+B	-
38	擁壁	直立	3段	-	●	A	-	-	-	●	●	100	100	100	-	-	-	角	A	-
39	擁壁	階段	2	●	●	B	-	-	-	-	●	200	100	100	-	-	-	角	A	-
40	車両防護壁	不明	1段	-	-	B	-	-	-	-	-	200	100	100	-	-	-	円	B	-
41	擁壁	直立	2段	-	●	A	-	-	-	●	●	100	100	100	-	-	-	角	A	-
42	擁壁	直立	2段	●	●	A	-	-	-	-	●	200	100	100	-	-	-	角	A	-
43	砂防堰堤	直立	3段	-	-	A	-	-	-	-	-	100	100	150	-	-	-	角	A	-
44	車両防護壁	不明	1段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	●	円	B	緩詰
45	車両防護壁	不明	1段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円+角	B	緩詰
46	車両防護壁	不明	1段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円	B	緩詰
47	擁壁	直立	3段	-	●	A	-	-	-	-	●	300	100	100	-	-	-	角	A	-
48	水路	直立	2段	-	-	A	●	●	●	●	-	100	100	100	-	-	-	角	A	-
49	擁壁	直立	4段	●	●	B	-	●	●	●	●	200	100	100	-	-	-	角	A	-
50	砂防堰堤	直立	5段	●	●	B	-	●	-	-	●	200	100	100	-	-	-	角	A	-
51	車両防護壁	不明	1段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	100	100	●	-	-	円	B	緩詰
52	擁壁	直立	2段	-	●	A	-	-	-	-	●	100	100	150	-	-	-	角	B	盗難
53	擁壁	直立	4段	●	-	B	-	-	●	●	-	200	100	100	-	-	-	角	A	-
54	車両防護壁	不明	1段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円+角	B	緩詰
55	車両防護壁	不明	1段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円	B	緩詰
56	擁壁	直立	2段	-	●	A	-	-	-	●	-	200	100	100	-	-	●	角	B	-
57	擁壁	階段	3段	-	●	B	●	-	●	●	-	100	100	100	-	-	●	角	A	緩詰
58	流路工	階段	2段	-	●	A	●	-	●	●	不明	300	100	150	-	-	-	角	A	-
59	車両防護壁	不明	2段	-	-	C	●	-	●	●	-	300	100	150	-	-	-	円	B	-
60	護岸	階段	3	-	-	C	-	-	-	●	-	300	100	100	-	-	-	円	B	-

※1 A:健全, B:はらみ出し相当の変状, C:崩壊

※2 地すべり・土石流・斜面崩壊

※3 基礎部が排水溝や植生の繁茂により判断できないものは不明としている

※4 A:段積み B:ランダム

-:無し

●:有り

表 8(2) 調査結果の一覧(地点 61～115)
Table 8(2) List of survey results (points 61 to 115).

地点	利用形態	構造				周辺状況						蛇籠寸法(cm)			蛇籠の損傷状況			中詰材		
		蛇籠の積み方	ブロック段数	排水管	排水溝	崩壊の有無※1	背後地盤の状況※2	落石	裏込め土との隙間	地下水	基礎地盤※3	幅	高さ	奥行	蛇籠の破断	蛇籠の隙間	蛇籠の錆	形状	詰み方※4	その他の状態
61	土留擁壁	階段	5段	-	-	A	-	-	●	-	不明	200	100	100	-	-	-	角	B	-
62	擁壁	直立	3段	-	●	B	-	-	●	●	●	200	100	200	●	-	●	角	A	-
63	擁壁	直立	3段	-	●	A	-	●	-	●	不明	200	100	200	-	-	●	角	A	-
64	擁壁	階段	3段	-	●	A	-	-	●	-	●	200	100	100	-	-	-	円	B	盗難
65	車両防護壁	不明	1段	-	-	C	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円+角	B	緩詰
66	擁壁(壁のかさ上げ)	直立	2段	-	●	B	-	-	-	●	●	200	100	100	-	-	●	角	B	-
67	土留め	階段	2段	-	-	A	-	-	●	-	●	200	100	100	-	-	-	角	A	緩詰
68	護岸	階段	3段	-	-	A	●	-	-	-	不明	300	100	-	-	-	-	角	B	-
69	擁壁	直立	4段	-	●	A	-	-	-	-	●	200	100	100	●	-	●	角	A	-
70	擁壁	階段	4段	-	●	B	-	-	-	-	不明	100	100	100	●	-	●	角	A+B	-
71	擁壁	階段	2段	-	●	A	-	-	-	-	-	200	100	-	●	-	●	角	A	-
72	水路・擁壁	直立	4段	●	●	A	-	-	-	-	-	100	100	-	-	-	-	角	A	-
73	擁壁(壁のかさ上げ)	直立	2段	-	●	B	●	-	-	-	●	100	100	100	-	-	-	角	A	-
74	護岸	階段	5段	-	-	C	●	-	-	-	不明	300	100	-	-	-	-	円	B	-
75	擁壁	階段	2段	-	●	B	-	●	-	-	-	100	100	-	-	-	-	円+角	A	-
76	擁壁	直立	3段	-	-	B	●	●	-	-	不明	100	100	-	●	-	-	角	A	-
77	擁壁	直立	2段	-	●	C	●	-	-	-	不明	100	100	100	●	-	-	円+角	A	-
78	車両防護壁	不明	1段	-	-	C	-	●	-	-	-	200	100	100	●	-	-	円+角	A	-
79	車両防護壁	不明	1段	-	-	C	-	●	-	-	-	200	100	100	●	-	-	円	B	-
80	擁壁	直立	3段	-	●	B	-	-	-	-	●	100	100	-	-	●	●	角	A	-
81	擁壁	階段	3段	-	-	B	-	-	-	-	不明	300	100	100	-	-	-	角	A	-
82	車両防護壁	不明	3段	-	-	A	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	円	B	-
83	砂防堰堤	直立	不明	-	-	A	-	-	-	-	不明	100	100	100	-	-	●	角	A	-
84	擁壁	階段	2段	-	●	A	-	●	-	●	●	100	100	100	-	-	-	角	A	-
85	車両防護壁	不明	2段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	50	100	●	-	●	角	B	盗難
86	車両防護壁	不明	2段	-	-	C	-	●	-	-	-	300	50	100	●	●	-	角	B	-
87	擁壁	階段	4段	-	●	A	-	-	●	-	●	90	90	100	-	-	-	角	A	-
88	擁壁	直立	3段	-	●	B	-	-	-	-	●	100	100	100	-	-	-	円	A	-
89	護岸	階段	3段	-	-	A	-	-	-	-	不明	150	100	100	-	-	-	円	B	-
90	水制工	階段	4段	-	-	A	-	-	-	-	不明	150	100	200	-	-	-	角	B	-
91	擁壁	階段	3段	-	-	B	●	-	-	-	-	100	90	90	-	-	-	角	B	-
92	護岸	階段	不明	-	-	B	●	-	-	-	-	150	100	100	-	-	-	角	B	-
93	護岸	階段	不明	-	-	B	-	-	-	-	不明	150	100	200	-	-	-	円+角	B	緩詰
94	護岸	階段	9段	-	-	B	-	-	-	-	-	200	100	100	-	●	-	角	B	-
95	擁壁	階段	3段	-	●	B	●	●	-	●	不明	200	100	100	-	-	●	角	A	-
96	擁壁	階段	4段	-	-	C	●	●	-	-	不明	100	100	100	●	-	-	角	A	-
97	水路	不明	不明	●	-	A	-	-	-	-	-	100	100	-	-	-	-	角	A	-
98	山留	直立	2段	-	-	A	●	-	-	-	-	100	100	-	-	-	-	角	A	-
99	擁壁	直立	2段	-	-	B	●	-	-	-	-	100	100	150	-	●	-	角	A	-
100	擁壁	直立	3段	-	-	C	●	-	-	●	不明	100	100	100	●	-	-	角	A	-
101	擁壁	階段	4段	-	-	A	-	-	●	-	-	200	100	100	-	-	-	角	A	-
102	山留	階段	2段	-	-	B	-	-	-	-	-	300	100	100	-	-	-	角	A	-
103	擁壁	階段	不明	-	-	C	-	-	-	-	不明				-	-	-	角	A	-
104	山留	階段	4段	-	-	B	-	●	-	-	-	100	100	100	●	-	-	角	A	-
105	擁壁	階段	5段	-	●	B	-	-	-	-	●	100	100	100	-	-	-	角	A	-
106	護岸	階段	3段	-	-	A	-	-	-	-	-				-	-	-	角	A	-
107	山留	階段	4段	-	-	A	●	-	-	-	不明	300	100	100	-	-	-	角	A	-
108	車両防護壁	不明	1段	-	-	C	-	-	-	-	-	300	100	100	●	-	●	角	A	-
109	山留	階段	4段	-	-	B	-	-	-	-	不明	100	100	90	-	●	-	角	A	-
110	山留	階段	3段	-	-	C	●	●	-	-	-	100	100	90	●	-	●	角	A	-
111	護岸	階段	5段	-	-	C	●	●	-	-	-				-	-	-	角	A	-
112	護岸	階段	4段	-	-	B	-	●	-	-	不明	100	100	100	●	-	-	角	A	-
113	山留	階段	2段	-	-	B	●	-	-	-	-	90	90	85	-	-	●	角	A	-
114	山留	階段	3段	-	-	B	-	-	-	-	●	90	90	85	-	-	●	角	A	-
115	山留	階段	3段	-	-	B	-	-	●	-	●	100	100	90	-	-	-	角	A	-

※1 A:健全, B:はらみ出し相当の変状, C:崩壊
※2 地すべり・土石流・斜面崩壊

※3 基礎部が排水溝や植生の繁茂により判断できないものは不明としている

-:無し
●:有り

※4 A:積み B:ランダム



現地調査箇所と地点番号 アラニコ・ハイウェイ (AH42 号線, Dhulikhel ~ kodari 間)



調査地点 1



調査地点 2



調査地点 3



調査地点 4

写真 11(1) 各調査地点における様子
Photo 11(1) Situation at each survey site.



調査地点 5



調査地点 6



調査地点 7



調査地点 8



調査地点 9



調査地点 10



調査地点 11



調査地点 12



調査地点 13



調査地点 14



調査地点 15



調査地点 16



調査地点 17



調査地点 18



調査地点 19



調査地点 20

写真 11(2) 各調査地点における様子
Photo 11(2) Situation at each survey site.



調査地点 21



調査地点 22



調査地点 23



調査地点 24



調査地点 25



調査地点 26



調査地点 27



調査地点 28



調査地点 29



調査地点 30



調査地点 31



調査地点 32



調査地点 33



調査地点 34



調査地点 35



調査地点 36

写真 11(3) 各調査地点における様子
Photo 11(3) Situation at each survey site.



調査地点 37



調査地点 38



調査地点 39



調査地点 40



調査地点 41



調査地点 42



調査地点 43



調査地点 44



調査地点 45



調査地点 46



調査地点 47



調査地点 48



調査地点 49



調査地点 50



調査地点 51



調査地点 52

写真 11(4) 各調査地点における様子
Photo 11(4) Situation at each survey site.



調査地点 53



調査地点 54



調査地点 55



調査地点 56



調査地点 57



調査地点 58



調査地点 59



調査地点 60



調査地点 61



調査地点 62



調査地点 63



調査地点 64



調査地点 65



調査地点 66



調査地点 67



調査地点 68

写真 11(5) 各調査地点における様子
Photo 11(5) Situation at each survey site.



調査地点 69



調査地点 70



調査地点 71



調査地点 72



調査地点 73



調査地点 74



調査地点 75



調査地点 76



調査地点 77



調査地点 78



調査地点 79



調査地点 80



調査地点 81



調査地点 82



調査地点 83



調査地点 84

写真 11(6) 各調査地点における様子
Photo 11(6) Situation at each survey site.



調査地点 85



調査地点 86



調査地点 87



調査地点 88



調査地点 89



調査地点 90



調査地点 91



調査地点 92



調査地点 93



調査地点 94



調査地点 95



調査地点 96



調査地点 97



調査地点 98



調査地点 99



調査地点 100

写真 11(7) 各調査地点における様子
Photo 11(7) Situation at each survey site.



調査地点 101



調査地点 102



調査地点 103



調査地点 104



調査地点 105



調査地点 106



調査地点 107



調査地点 108



調査地点 109



調査地点 110



調査地点 111



調査地点 112



調査地点 113



調査地点 114



調査地点 115

写真 11(8) 各調査地点における様子
Photo 11(8) Situation at each survey site.

4. 中詰材を想定した礫質土の三軸試験

4.1 はじめに

蛇籠は設計・施工から維持管理に至るまで経験的な知見を反映する部分が多く、蛇籠単体の力学特性や耐震性などを学術的な知見で定量的に評価した研究は多くない。本章では中詰材の常時および地震時の力学特性を求め、蛇籠の安定性に与える影響を明らかにすることを目的に、圧密排水三軸圧縮(CD)試験と繰返し非排水三軸試験を行ったので報告する。

4.2 試験試料の概要

本試験で使用した試料は、ネパール国で使用されている蛇籠中詰材の玉石と岩塊と類似の形状や硬度を有する角礫と円礫である。円礫には図9に示す高知県仁淀川の河床砂礫を、角礫には図10に示す茨城県筑波山産の碎石を、図11に示す粒度に調整して用いた。粒度分布は各試料とも、実大の模型蛇籠を作成する際に蛇籠1籠分の中詰材481個を「石分を含む地盤材料の粒度試験方法」(JGS 0132-2009)に準拠して計測した粒度と均等係数を合わせて約1/50の相似粒度としている。試料の物理特性を表9に示す。各試料で作製する供試体の相対密度を合わせるため、礫の最小密度・最大密度試験(JGS 0612-2009)に基づいて最小・最大密度も求めた。また、「土質試験の方法と解説」に示されている地盤材料の工学的分類体系の小分類では粗粒土の礫(G)に分類され、均等係数 U_c によって「粒径幅の広い」「分級された」に細分類することができ、本研究で使用している材料は分級された礫(GP)に分類される。

4.3 圧密排水三軸圧縮(CD)試験

蛇籠構造物は、鉄線で編まれた籠に碎石を詰めて構成されるが、中詰材の形状や粒径、詰め方、籠枠の形状、サイズ、積層方法、積層数、基礎地盤・背面地盤の処理など様々な要因が耐震性に影響する。各要因による耐震性への影響を評価するため、研究グループでは実大模型振動台実験や小型模型実験、またそれらの再現解析を行っている^{27)~30)}。

本試験は、中詰材の常時における力学特性および、形状の違いによる力学特性への影響を明らかにすることを目的に、圧密排水三軸圧縮試験を行った。

4.3.1 圧密排水三軸圧縮試験方法

供試体は4.3章に記述したように $D_r=20\%$ 前後の緩詰めで作成したのち、背圧を98 kPa付加し間隙圧係数 $B=0.95$ 以上であることを確認し、3段階の有効



図9 高知県仁淀川砂礫の外観
Fig. 9 Appearance of Nishodogawa gravel of Kochi prefecture.



図10 茨城県筑波山産碎石の外観
Fig. 10 Appearance of crushed stone from Tsukuba mountain, Ibaraki prefecture.

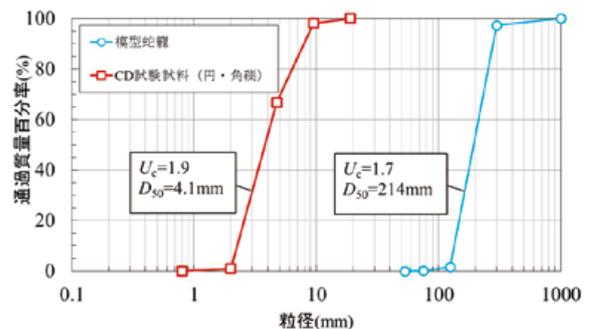


図11 実大模型蛇籠の中詰材と各試料の粒径加積曲線
Fig. 11 Grain size distribution curve of the filling material of real scale model gabion and each sample.

表 9 各試料の物理特性一覧
Table 9 List of physical properties of each sample.

試料名	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	U_c	U_c'	D_{50} (mm)	D_{max} (mm)	D_{min} (mm)
仁淀川河床砂礫 円礫	2.70	1.84	1.59	1.9	1.0	4.1	19.0	0.85
茨城県筑波山産碎石 角礫	2.68	1.71	1.29	1.9	1.0	4.1	19.0	0.85

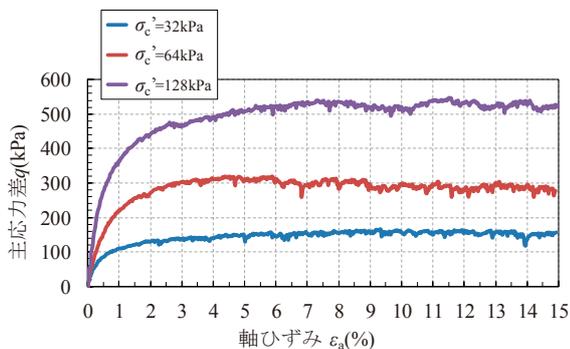


図 12 円礫の主応力差－軸ひずみ曲線
Fig. 12 Principal stress difference of circular gravel - linear strain curve.

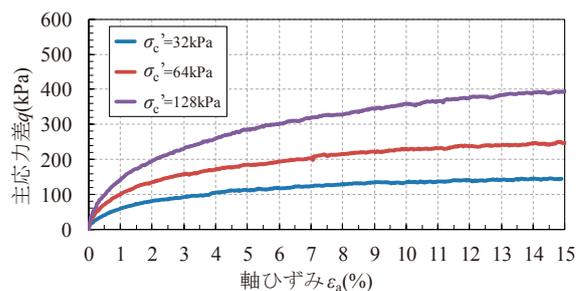


図 13 角礫の主応力差－軸ひずみ曲線
Fig. 13 Principal stress difference of breccia - linear strain curve.

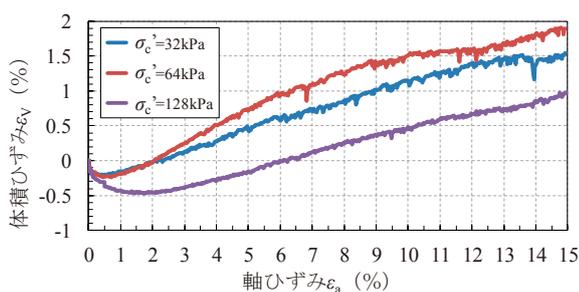


図 14 円礫の体積ひずみ－軸ひずみ曲線
Fig. 14 Volumetric strain of circular gravel - linear strain curve.

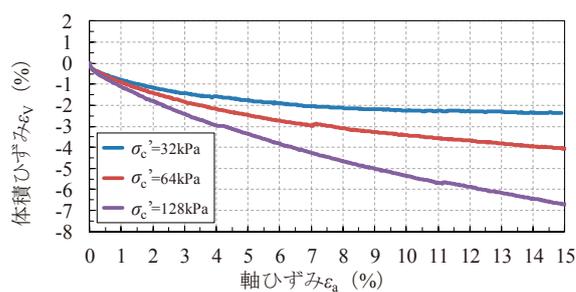


図 15 角礫の体積ひずみ－軸ひずみ曲線
Fig. 15 Volumetric strain of breccia - linear strain curve.

拘束圧 σ'_c で等方圧密した。有効拘束圧 σ'_c は実大模型振動台実験で計測した蛇籠 1 籠分の重さ (15.8 kN) から算出し、それぞれ 3・5・8 段積み相当の $\sigma'_c=32$ kPa, 64 kPa, 128 kPa とした。圧密終了後、軸ひずみ速度 0.1%/min の条件で軸ひずみ $\epsilon_a=15\%$ まで単調載荷した。

また、各試料の圧密後と軸ひずみ $\epsilon_a=1\%$, 5%, 15% に到達した時点で試験を終了し、十分炉乾燥したのちふるい分析を行い試験前の粒度分布と比較することで、粒子破碎率 B_M を算出した。

4.3.2 圧密排水三軸圧縮(CD)試験結果

図 12 および図 13 に試験より得られた円礫と角礫の主応力差－軸ひずみ曲線を示す。各試料とも最大主応力差 q_{max} は有効拘束圧 σ'_c の増加に伴い大きい

値となり、拘束圧依存性が見られた。円礫と角礫を比較すると、有効拘束圧 $\sigma'_c=32$ kPa では最大主応力差 q_{max} に大きな差はないが、 $\sigma'_c=64$ kPa, 128 kPa と大きくなるにつれて円礫の方が大きな値を示した。また、ピーク強度到達時の軸ひずみは円礫の方がはやく、角礫は軸ひずみ $\epsilon_a=15\%$ まで主応力差 q が上がり続け、緩い砂と同様な挙動を示した。

図 14 および図 15 に各試料の体積ひずみ－軸ひずみ曲線の試験結果を示す。円礫は荷初期に体積の収縮傾向が見られた後、軸ひずみ $\epsilon_a=2\%$ に到達する前に膨張傾向に転じ、荷終了まで膨張傾向を示し続けた。このような挙動は密な砂に見られる正のダイレイタンシー特性である。また、円礫の主応力差－軸ひずみ曲線と比較すると、軸ひずみ $\epsilon_a=2\%$ 程度

以降の荷重過程で、軸ひずみのわずかな変動による主応力差と体積ひずみの細かな増減が見られる。これは荷重中の粒子の再配列過程で粒子同士の乗り上げや間隙への落ち込みが繰り返されたためと推察される。一方、碎石は緩い砂に見られる挙動と類似しており、荷重初期から終了時まで体積収縮傾向を示す負のダイレイタンス特性を示した。これは、円礫は余裕間隙比 $e-e_{min}$ が角礫の半分以下であり、荷重初期の軸ひずみが小さい段階で粒子が密な粒子配列に再配列され、せん断初期から体積膨張傾向を示したと推察される。

図16および図17に各試料の排水単調荷重試験より得られたモール・クーロンの破壊包絡線を示す。拘束圧を変化させた供試体の垂直応力 σ とせん断応力 τ をプロットして描いたすべてのモール円に接する接線の傾きからせん断抵抗角 ϕ_d 、そしてその接線の切片から粘着力 c_d を表現している。各試料のせん断抵抗角 ϕ_d および縦軸切片 c_d は各図の黒の実線より読み取り、円礫が $\phi_d=42.0^\circ$ 、 $c_d=13$ kPa となり、角礫は $\phi_d=34.6^\circ$ 、 $c_d=22$ kPa となった。各試料とも細粒分含有率 $F_c=0\%$ のため、破壊包絡線より求められた粘着力は見掛けの粘着力であり、本来の破壊包絡線は点線で示した曲線となる。見掛けの粘着力 c_d を無視した場合のせん断抵抗角 ϕ_d は、有効拘束圧が大きくなるにつれて小さくなる傾向がある。

本研究では、解析に用いる物性値としてせん断抵抗角 ϕ_d をネパールの現地調査で3段積み蛇籠擁壁が最も使用されているという結果から、3段積み相当の $\sigma'_c=32$ kPa のモール円に合わせて取ることとした。各図の $c_d=0$ kPa を通る赤の実線から読み取り、円礫のせん断抵抗角は $\phi_d=46^\circ$ 、角礫は $\phi_d=44^\circ$ とな

り、円礫の方がわずかながらせん断抵抗角が大きいことが分かった。

上述したように、粒度分布や相対密度がほぼ等しいにもかかわらず、円礫と角礫で力学特性に違いが生じる理由には、いくつかの要因が考えられ、その内の1つに間隙比 e の違いが挙げられる³¹⁾。荷重による体積収縮の限界(最小間隙比 e_{min})に達するまでに残された体積収縮の余裕量(余裕間隙比 $e-e_{min}$)が小さいほど、荷重直後のわずかな軸ひずみによって密な粒子配列に変化する。

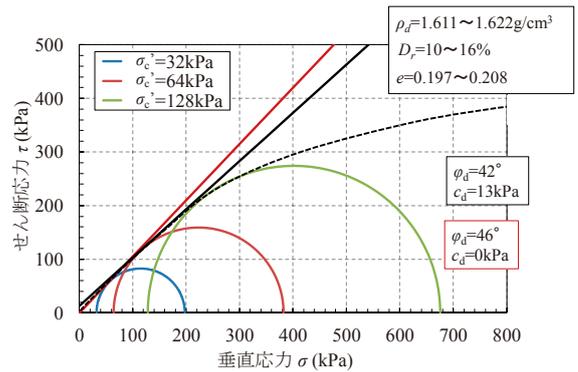


図16 円礫のモールの応力円
Fig. 16 Mohr's stress circle of circular gravel.

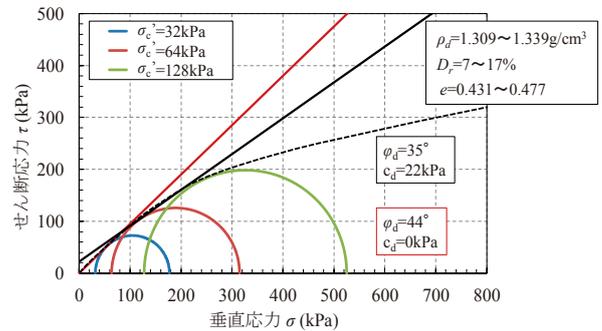


図17 角礫のモールの応力円
Fig. 17 Mohr's stress circle of breccia.

表10 円礫と角礫の繰返し荷重試験における粒子破砕率
Table 10 Particle breakage rate in cyclic loading tests of circle gravel and breccia.

(a) 円礫

有効拘束圧 (kPa)	最小密度 $\rho_{dmin}(g/cm^3)$	最大密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	土粒子密度 $\rho_s(g/cm^3)$	乾燥密度 $\rho_d(g/cm^3)$	間隙比 e	余裕間隙比 $e-e_{min}$
32	1.59	1.84	2.70	1.61	0.675	0.208
64				1.62	0.666	0.199
128				1.62	0.664	0.197

(b) 角礫

有効拘束圧 (kPa)	最小密度 $\rho_{dmin}(g/cm^3)$	最大密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	土粒子密度 $\rho_s(g/cm^3)$	乾燥密度 $\rho_d(g/cm^3)$	間隙比 e	余裕間隙比 $e-e_{min}$
32	1.29	1.71	2.68	1.31	1.047	0.477
64				1.32	1.025	0.455
128				1.34	1.001	0.431

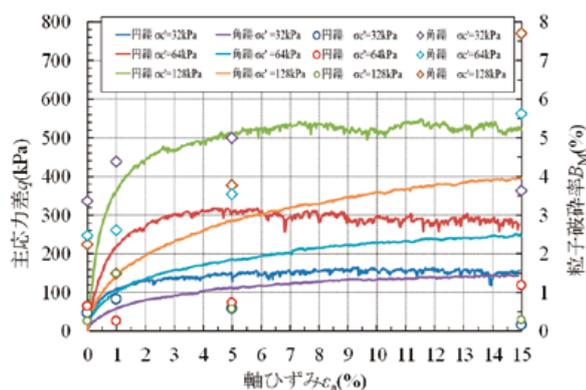


図 18 各試料の拘束圧における軸ひずみ-粒子破壊率曲線(主応力差を併記)

Fig. 18 Linear strain at confining pressure of each sample - particle breakage rate curve (with principal stress difference).

表 10 に円礫と角礫の各拘束圧における余裕間隙比を示す。円礫の余裕間隙比 $e-e_{\min}$ は 0.20 前後であるのに対し、角礫は 0.43 ~ 0.48 程度であり 2 倍以上の差があるため、同じ相対密度ではあるが、円礫は荷重後の軸ひずみが小さい段階で粒子が密な粒子配列に再配列することで、正のダイレイタンスを示したと推察された。

一方、角礫は円礫と比べて余裕間隙比が大きいため、土粒子が空隙に落ち込むように移動することで負のダイレイタンスを示したと推察された。

図 18 に各試料の粒子破砕率と各拘束圧における主応力差を併記したグラフを示す。この結果から分かるように円礫は角礫と比較して破砕率が小さく、荷重段階や有効拘束圧に依存するような傾向などは見られなかった。一方、角礫は円礫に比べて破砕率が大きく、ばらつきはあるものの各拘束圧で荷重が進むにつれて破砕率が大きくなる傾向が見られた。すなわち、角礫は余裕間隙比 $e-e_{\min}$ が大きいことと、角張の破碎によって土粒子が空隙に落ち込み圧縮変形すると推察された。

4.5 繰返し非排水三軸試験

本試験は地震時における蛇籠中詰材のせん断強度および、形状の違いがせん断強度に及ぼす影響を明らかにすることを目的に、繰返し非排水三軸試験を行った。

4.5.1 繰返し非排水三軸試験方法

静的試験同様ネパール国蛇籠の中詰材を模擬した $D_r=20\%$ 以下の緩詰め供試体に対して背圧を 98

表 11 円礫と角礫の繰返し荷重試験における粒子破砕率

Table 11 Particle breakage rate in cyclic loading tests of circle gravel and breccia.

(a) 円礫

供試体番号	相対密度 $D_r(\%)$	DA=5%時の N_c	粒子破砕率 $B_M(\%)$
c64-1	22	0.46	0.43
c64-2	13.9	5.02	0.53
c64-3	10.3	49.98	0.26

(b) 角礫

供試体番号	相対密度 $D_r(\%)$	DA=5%時の N_c	粒子破砕率 $B_M(\%)$
e64-1	18.2	0.29	0.92
e64-2	18	2.83	0.78
e64-3	25.2	20.65	0.90

kPa 付加した後、間隙係数 $B=0.95$ 以上であることを確認し、3 段階の有効拘束圧 σ'_c で等方圧密した。有効拘束圧 σ'_c は圧密排水三軸圧縮試験同様、実大模型振動台実験で計測した蛇籠 1 籠分の重さ (15.8 kN) から算出し、それぞれ 3・5 段階相当の $\sigma'_c=32$ kPa, 64 kPa とした。圧密終了後、せん断波速度 V_s を計測し、振動数 0.1 Hz の正弦波で両振幅軸ひずみ $DA=10\%$ に到達するまで荷重した。振動数についてはかなり広い振動数範囲 (0.05 Hz ~ 12 Hz) にわたって力学的性質の変化は大きな影響を受けないとされており³²⁾、また振動数はできるだけ小さい方が繰返し軸荷重を所定の力に制御しやすいことから 0.1 Hz とした。荷重終了後の各試料の粒度分布と試験前の粒度分布を比較することで粒子破砕率 B_M を算出した。

4.5.2 繰返し非排水三軸試験結果

表 11 に各試料の試験結果をまとめる。各試料とも礫を含む試料であり、システムコンプライアンスの影響により過大評価をしている可能性が懸念されたため、田中ら³⁴⁾の提案方法を用いてメンペネの補正を行った。本試験において C_N は 1.0 ~ 1.4 程度であり、この値は、一般的に試験に供されている (例えば利根川砂礫) 礫分を含む供試体よりやや小さい値を示しているが、メンペネ厚さが 0.5 mm の厚いものを使用し、メンペネの貫入量を抑えているため、おおむね妥当な値であると推察される。

続いて図 19 に円礫、図 20 に角礫の有効拘束圧 $\sigma'_c=64$ kPa の繰返し非排水三軸試験より得られた繰

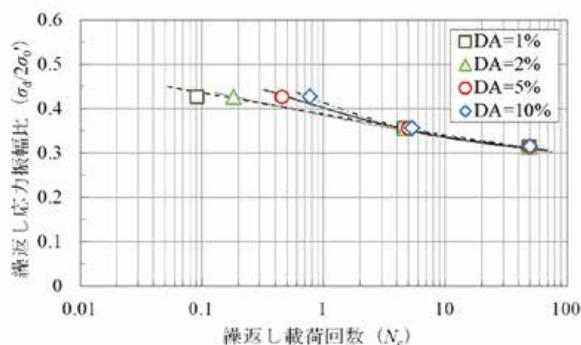


図19 円礫の繰返し応力振幅比—繰返し载荷回数
Fig. 19 Cyclic shear stress amplitude ratio of circular gravel - number of cyclic loading.

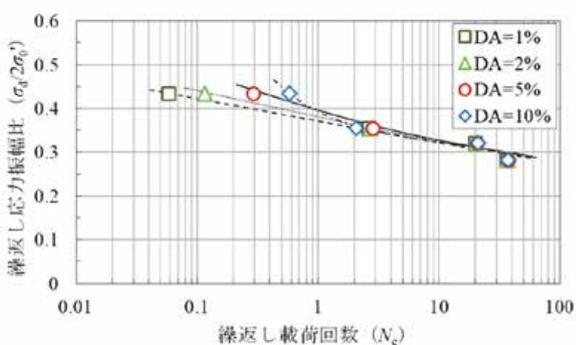


図20 角礫の繰返し応力振幅比—繰返し载荷回数
Fig. 20 Cyclic shear stress amplitude ratio of breccia - number of cyclic loading.

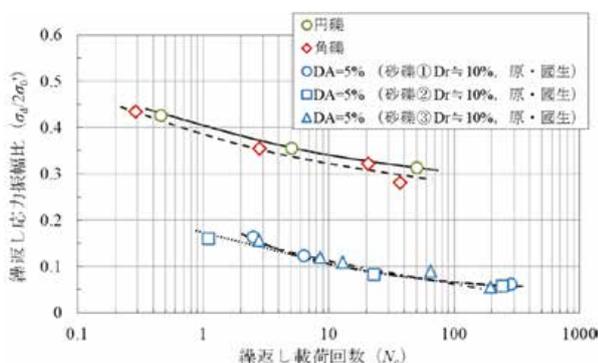


図21 各試料のDA=5%時の繰返し応力振幅比—繰返し载荷回数(原・國生らによるDr=10%の砂礫を併記³³⁾)
Fig. 21 Cyclic shear stress amplitude ratio at DA=5% of each sample - number of cyclic loading.

返し応力比—繰返し载荷回数のグラフを示す。それぞれ両振幅軸ひずみ $DA = 1, 2, 5$, および 10% 到達時の繰返し载荷回数に対する繰返し応力振幅比を示している。各試料とも両振幅軸ひずみ DA の違いによるせん断強度曲線の差異が小さく、繰返し载荷

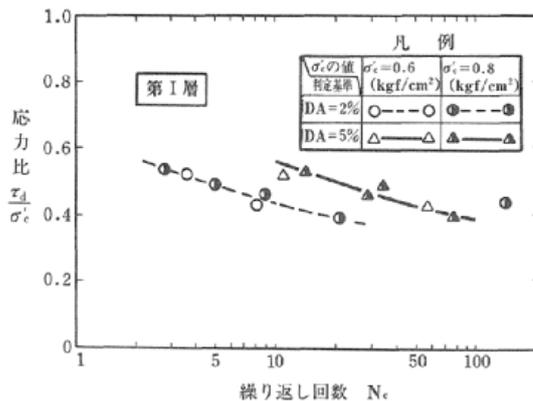


図22 砂礫地盤の凍結サンプリングによる繰返し非排水三軸試験結果(田中ら³⁴⁾)
Fig. 22 Result of cyclic undrained triaxial test using frozen samples taken from gravel ground. (After Tanaka *et al.* ³⁴⁾)

回数の増加に伴って繰返し応力振幅比は緩やかに低下しており、緩い砂の強度曲線と類似の傾向を示した。繰返し载荷回数 $N_c=20$ における繰返しせん断強度 R_{L20} は、円礫が $\sigma_d/2\sigma'_0=0.33$ 、角礫が $\sigma_d/2\sigma'_0=0.31$ となり、本実験においてはわずかに円礫の繰返しせん断強度が大きい結果となるが、静的試験と比べると形状の違いによる差は小さいものであった。

図21に円礫と角礫の $DA=5\%$ の強度曲線および原・國生ら³³⁾による $D_r \cong 10\%$ の緩詰の砂礫で構成される供試体の $DA=5\%$ の結果¹²⁾を併記したものを示す。試料①～③は平均粒径 D_{50} と均等係数 U_c がそれぞれ①は $D_{50}=0.14$, $U_c=1.44$, ②は $D_{50}=0.40$, $U_c=3.79$, ③は $D_{50}=1.15$, $U_c=13.1$ となっており、有効拘束圧 σ'_c は 98 kPa である。また、図22に田中ら³⁴⁾の砂礫地盤の凍結サンプリングによる繰返し非排水三軸試験結果を示す。相対密度はサンプリングコアによって異なるが、 $D_r=50 \sim 80\%$ 程度の中密詰め、有効拘束圧 σ'_c はサンプリングされた深度に合わせて 58.8 kPa と 78.4 kPa である。これらの結果から、今回対象としている円礫と角礫は中密詰めの際材よりは繰返し応力振幅比はやや小さく、緩詰の供試体としては値が大きいことが分かる。

以上の結果から、圧密排水三軸圧縮 (CD) 試験では形状の違いによって力学特性が大きく異なるが、繰返し非排水三軸試験では形状の違いによるせん断強度の差はほとんど生じないことが分かった。この要因としては、常時と地震時ではせん断強度に起因する要素が異なることが推察される。

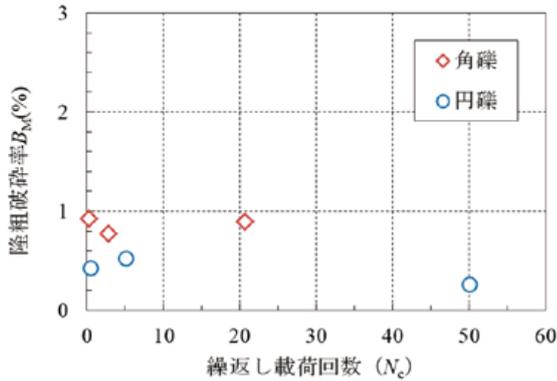


図 23 繰返し载荷回数に対する角礫と円礫の粒子破壊率
Fig. 23 Particle breakage rate of circle gravel and breccia against number of cyclic loading.

ここで、表 11、図 23 に繰返し非排水三軸試験で得られた粒子破壊率 B_M を示す。円礫は静的試験同様、粒子破壊率は小さく繰返し载荷回数による値の変化がない。また、角礫と比較してわずかに破壊率は小さい結果となった。角礫は静的試験に比べて破壊率が小さく、繰返し载荷回数による値の変化もほとんど見られなかった。このように静的・動的試験の粒子破壊率の変化は試験中の粒子の挙動に起因していると推察される。静的試験は時間をかけて上下面から圧縮し続け、粒子同士が擦れ合うように移動するため、角のある角礫は移動中に角張りが取れて間隙に落ち込み圧縮変形する。また円礫は角礫と同じ相対密度であっても余裕間隙比が小さいため、圧縮方向のみの力によるわずかな軸ひずみで密な状態に粒子が再配列し膨張傾向を示した。

一方、動的試験では短い間隔で圧縮と引っ張りを繰り返すため、粒子が回転するように挙動し角礫は破碎しやすい角張りに大きな力が働くことがなく、円礫と破壊率や強度に大きな差が生じなかったと推察される。

一連の試験結果から、本試験で得られた結果の範囲で現場に置き換えて考えると、常時における蛇籠中詰材は自重による上載荷重と背面地盤からの主働土圧による一定方向の力を長い時間かけて受け続けることとなるため、中詰材には余裕間隙比が小さく粒子破碎しにくい玉石が優位である。また、地震時には蛇籠壁体のみを考慮すれば、わずかにせん断強度が大きく、粒子破碎率も小さい玉石が優位であると推察される。

4.6 まとめ

本章では、中詰材の形状の違いが常時および地震時の安定性にどのように影響するのかを評価すること、蛇籠道路擁壁の解析に使用する物性値を推定することを目的としてせん断試験を行い整理した。圧密排水三軸圧縮試験から以下の主要な知見が得られた。

- (1) 粒度や相対密度がほぼ等しいにも拘わらず、円礫は正のダイレイタンスを、角礫は負のダイレイタンスを示した。
- (2) 円礫のせん断抵抗角は $\phi_d=46^\circ$ 、角礫 $\phi_d=44^\circ$ となり、両試料ともに $D_r=80\%$ 程度の密詰の豊浦標準砂よりもせん断抵抗角が大きい結果となった。
- (3) 円礫と角礫の力学特性が異なる要因は、円礫は粒度組成や相対密度が等しいが余裕間隙比 $e-e_{\min}$ が角礫の倍以上小さいこと、角礫は粒子が破碎しやすく体積圧縮しやすいことなどが影響していると推察された。

また、繰返し非排水三軸試験から以下の主要な知見が得られた。

- (1) 円礫と角礫は粒子形状の違いによらず、载荷初期から平均有効主応力が緩やかに減少し、変相線到達後から急激に軸ひずみが発生し過剰間隙水圧比が 1.0 に到達する、緩い砂と類似の挙動であった。
- (2) せん断強度は粒子形状の違いによらず類似の結果を示し、繰返し载荷回数 $N_c=20$ における繰返しせん断強度 R_{L20} は円礫が $\sigma_c/2\sigma'_0=0.33$ 、角礫が $\sigma_c/2\sigma'_0=0.31$ であり、緩詰めめの砂礫供試体にしては大きい結果となった。
- (3) 繰返し非排水三軸試験では短い間隔で圧縮と引っ張りを繰り返すため、粒子が回転するように挙動し角礫は破碎しやすい角張りに大きな力が働くことがなく、円礫と破壊率や強度に差が生じなかったと推察された。

5. 小型模型実験による蛇籠の変形特性

5.1 実験目的

3章で述べた通り、2015年4月25日のネパール・ゴルカ地震発生後に、首都カトマンズと中国国境を結ぶ主要幹線道路(アラニコ・ハイウェイ)の蛇籠擁壁の被災状況調査を実施した結果、前傾やはらみ出

しの変状はみられるものの、擁壁としての機能は発揮されている事例が見られた²²⁾。蛇籠擁壁の安定性を評価する際には、その大きな特徴の1つである屈撓性を考慮することが必要である。しかし、この点に着目した研究や調査事例は少ないのが現状である。

本章では、蛇籠擁壁の基本的な挙動を調べるための模型実験装置を作製し、変形抵抗に及ぼす中詰め材の形状、充填密度、蛇籠同士の緊結ならびに上載荷重の影響を調べた。

5.2 実験概要

本実験で使用した模型蛇籠の寸法は、20 cm×20 cm×20 cmである(写真12)。一連の実験に用いた中詰め材は、市販砕石(筑波産)の角礫と、高知県の奈半利川で採取した円礫である。粒径の範囲は37 mm～19 mmとした。角礫と円礫の最大・最小密度を求めると、角礫は $\rho_{dmax}=1.682 \text{ g/cm}^3$ および $\rho_{dmin}=1.376 \text{ g/cm}^3$ 、円礫は $\rho_{dmax}=1.773 \text{ g/cm}^3$ および $\rho_{dmin}=1.470 \text{ g/cm}^3$ である。

模型蛇籠擁壁の水平載荷実験装置の概略を図24に示す。本装置は平面ひずみ状態で1列3段直立積み込みの模型蛇籠擁壁に、水平・鉛直方向の2方向から荷重載荷可能である。模型蛇籠擁壁前面に変位計と、ガラス製側壁からのデジタル画像撮影により載荷時の蛇籠の挙動を観測する。載荷方法は、最上段蛇籠上面に剛板を介して鉛直方向に一定圧力を載荷させた状態で、中段の蛇籠背面に剛板(180 mm×180 mm)を介して水平方向に一定速度で載荷する。本実験では変位速度1.5 mm/minで載荷した。なお、載荷時に下段蛇籠下面および上段蛇籠上面においてすべり変位が生じないように、図に示すストッパーで固定する。側壁内面にはシリコングリースを薄く塗布して摩擦軽減を図る。

実験条件を表12に示す。中詰め材の形状(円礫、角礫)、密度(密詰め、緩詰め)、上下の蛇籠同士を針金で前面、後面を2箇所ずつ結びつける条件(緊結有り、無し)および上載圧による水平抵抗の違いを比較する。なお、角礫の密詰めの一部において相対密度が100%を超えている条件があるが、蛇籠網の剛性が小さいため充填時にはらみ出したり、網目から砕石の一部がはみ出したりすることが原因である。

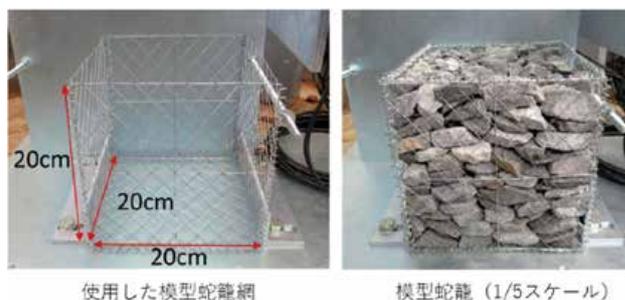


写真12 使用した模型蛇籠
Photo 12 Gabion model used in the tests.

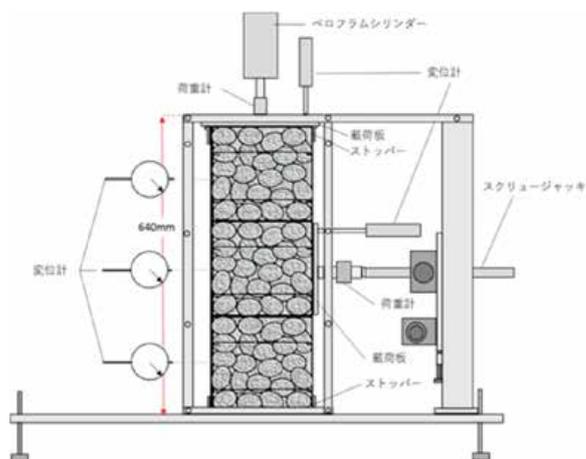


図24 蛇籠模型の水平載荷実験装置
Fig. 24 Lateral loading test apparatus of gabion model.

表12 実験条件
Table 12 Experimental conditions.

実験条件	中詰め材	詰め方	相対密度 (%)	緊結の有無	上載圧 (kPa)
Case 1r	円礫	密詰め	90.0	有り	6.0
Case 1a	角礫		111.4		
Case 2r	円礫	密詰め	88.5	無し	6.0
Case 2a	角礫		111.1		
Case 3r	円礫	緩詰め	21.3	有り	6.0
Case 3a	角礫		57.3		
Case 4r	円礫	密詰め	95.2	有り	12.0
Case 4a	角礫		96.9		

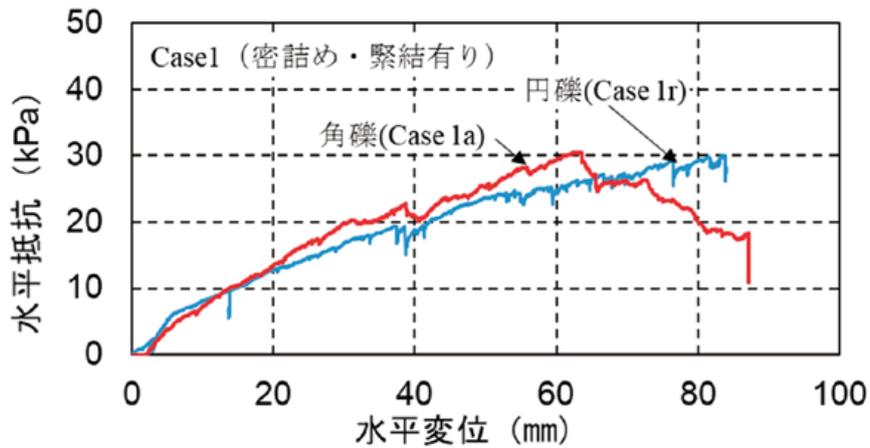


図 25 Case1 における水平抵抗と水平変位の関係
 Fig. 25 Relationship between lateral resistance and horizontal displacement in Case 1.

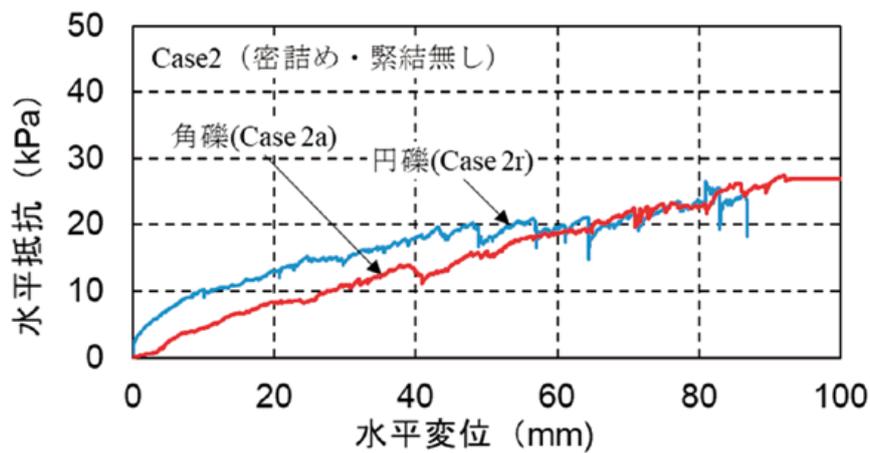


図 26 Case2 における水平抵抗と水平変位の関係
 Fig. 26 Relationship between lateral resistance and horizontal displacement in Case 2.

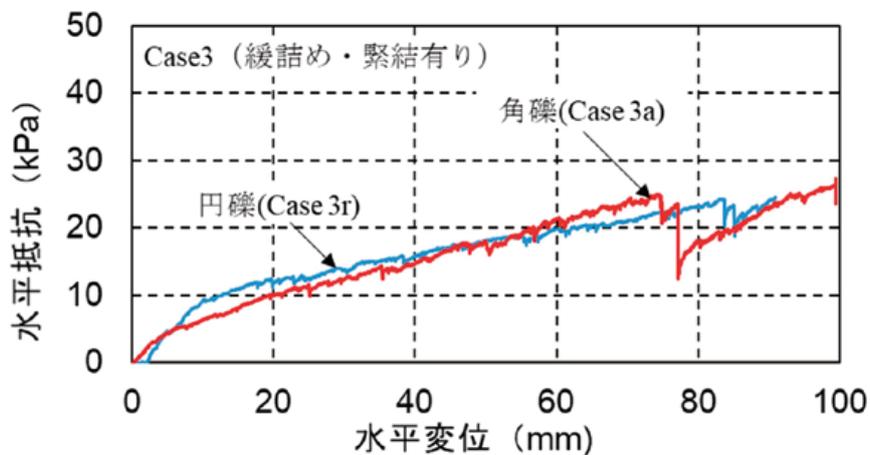


図 27 Case3 における水平抵抗と水平変位の関係
 Fig. 27 Relationship between lateral resistance and horizontal displacement in Case 3.

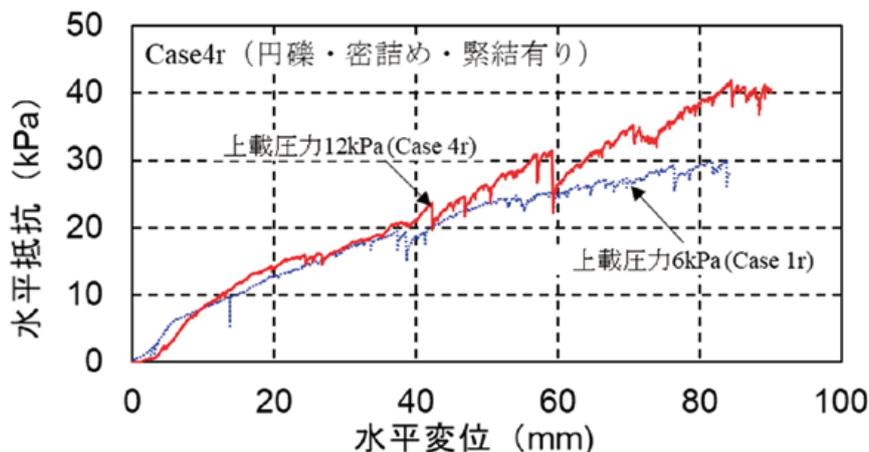


図 28 Case4r における水平抵抗と水平変位の関係
 Fig. 28 Relationship between lateral resistance and horizontal displacement in Case 4r.

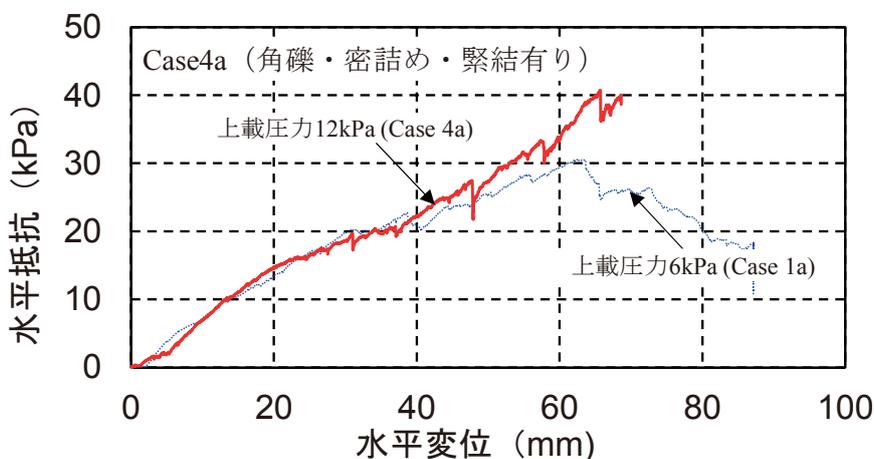


図 29 Case4a(密詰め・上載圧 12 kPa)における水平抵抗と水平変位の関係
 Fig. 29 Relationship between lateral resistance and horizontal displacement in Case 4a (Dense condition and 12 kPa in overburden pressure).

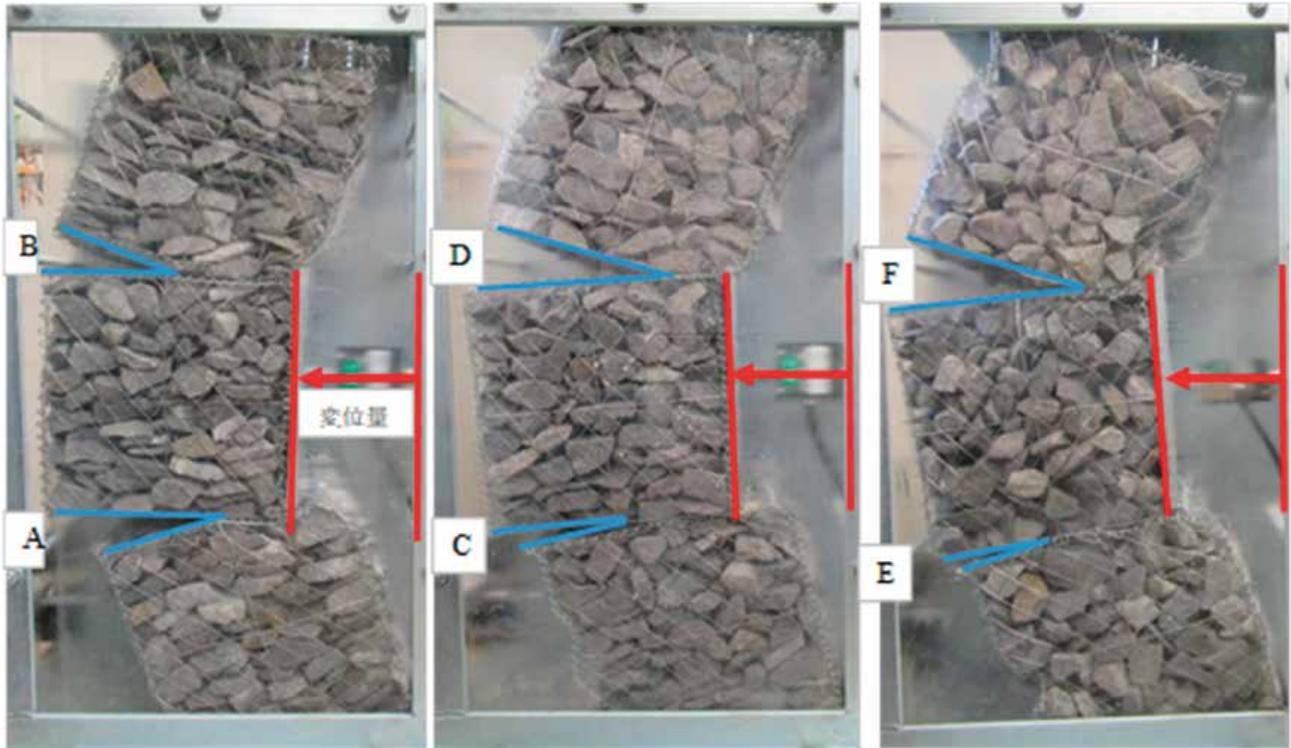
5.3 実験結果と考察

Case1 (密詰め・緊結有り)の水平抵抗と水平変位の関係を図 25 に示す。なお、計測される水平荷重を載荷板の面積で除したものを水平抵抗と定義する。角礫の水平抵抗は小刻みな変化を示しながらピーク値 30.6 kPa を示し、水平変位が 60 mm を越えた付近で急激に減少した。円礫の水平抵抗はピークを示さずに単調に増加した。角礫の場合における水平抵抗の急激な減少は、蛇籠前面緊結部の針金が破断したことに起因する。一方で円礫の場合では緊結部の針金が破断しなかったが、蛇籠網が大きく伸びていたことが観察された。円礫と角礫の載荷直後の剛性を比較すると、載荷直後から水平変位 10 mm の範囲では円礫の方が大きく、水平変位が 10 mm

より大きい範囲では角礫の方が大きくなった。

Case2r, 2a(密詰め・緊結無し)の結果を図 26 に示す。角礫と円礫ともに、水平抵抗力は、蛇籠網あるいは緊結の破断が無い場合、水平変位の増加に伴い単調に増加した。これらの条件においても、載荷直後の剛性は角礫よりも円礫の方が大きい。また、緊結無しの場合には、図 25 に示した緊結有りの場合よりも水平抵抗が小さくなることを確認できる。

Case3(緩詰め・緊結あり)の結果を図 27 に示す。角礫の水平抵抗はピーク値 25.0 kPa を示した後に急激に減少した。図 25 に示した角礫の結果と同様の挙動と同様に、蛇籠前面緊結部の針金が破断したことが確認された。ただし、水平抵抗がピークを示すときの水平変位量は、密詰め (Case1) よりも大きく、



(a) Case 1a

(b) Case 2a

(c) Case 3a

写真 13 水平変位 90mm 時の模型蛇籠擁壁の変形状況

Photo 13 Deformation status of gabion retaining wall model at horizontal displacement of 90 mm.

剛性は小さくなる。一方、円礫の水平抵抗はピークを示さず単調に増加した。試験終了時における蛇籠前面緊結部の状態は Case1 と同様に、緊結していた針金は破断せずに蛇籠網が大きく伸びていた。緩詰めの場合も載荷直後の剛性は円礫の方が角礫よりも大きい。

Case4 (上載圧 12 kPa・緊結有り)の結果を図 28 および図 29 に示す。なお、それぞれに図 25 に示した結果を併記している。図 28 の円礫の場合では、水平抵抗ならびに剛性は水平変位が 37 mm に到達するまで、12.0 kPa の場合と 6.0 kPa の場合でほとんど変わらない。それより水平変位が大きくなると、水平抵抗は 12 kPa の方が大きくなる。角礫についても図 29 に示すように、円礫と同様な挙動を示している。これらの結果より、上載荷重の影響は小さいと考えられる。

5.4 まとめ

本研究では蛇籠擁壁の水平抵抗に及ぼす中詰め材の形状、ならびに上載荷重の影響を模型実験を行って調べた。その結果、擁壁の変形量が小さいときの

変形抵抗は角礫に比べて円礫の方が大きいことがわかった。蛇籠同士の緊結は中詰め材の形状に関わらず変形抵抗を増加させる効果があることが確認された。今回設定した荷重レベルでは変形抵抗に及ぼす上載荷重の影響は小さいと考えられた。

6. 蛇籠擁壁の植生調査および劣化等に関する観測

蛇籠擁壁の試験施工およびグリーン土木インフラとして壁面に植生工を施し、継続的なモニタリングを行うための植生工の検討および気象センサの設置と観測を実施した。平成 30 年 11 月現在も観測を継続中であるため、施工および観測途中経過を以下に述べる。

6.1 施工計画

観測用蛇籠擁壁は、図 30 に示す防災科学技術研究所内の大型耐震実験施設屋外ヤード内に施工された。施工条件としたのが、日射に関して建物の影響を受けず、かつ施設管理上、問題のない場所とした。擁壁の構築において、日当たりの違いによる植生の比較を行うことを念頭に、擁壁壁面は南北に位置す

るように配置計画を行った。施工概念図を図 31 およびセンサ設置を表 13 にそれぞれ示す。図 31 に示す試験体における植生は、次の要領を遵守した。

- 1) 苗は $h=150$ mm 程度の位置に植栽する。
- 2) 蛇籠壁面からは 300 ~ 500 mm 程度入った箇所に配置する。
- 3) 南面と北面にキズタ長尺苗とブドウ苗 (巨峰)、東面と西面にキズタ苗を植栽する。
- 4) ツタ (茎) はクリップ等を用いて蛇籠壁面に括り

付ける。

- 5) 植生土は $h=300$ mm 程度の高さまでの範囲で割ぐりの隙間を充填する。なお、施工時には、植生土 (まさ土) の含水比は 5.9% であった。
- 6) 底面に敷設した不織布は、最終的に巻き上げて、植生土のこぼれ出しを防止する。

6.2 施工の状況

植生材料の準備、蛇籠擁壁の施工、およびセンサ設置に至るまでを写真 14 に示す。

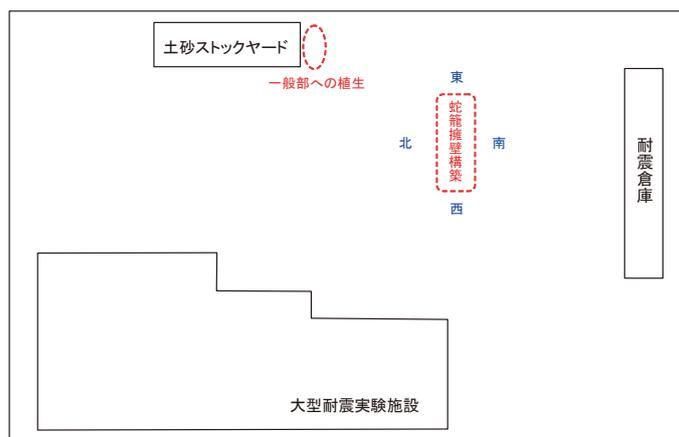


図 30 施工場所
Fig. 30 Construction site.

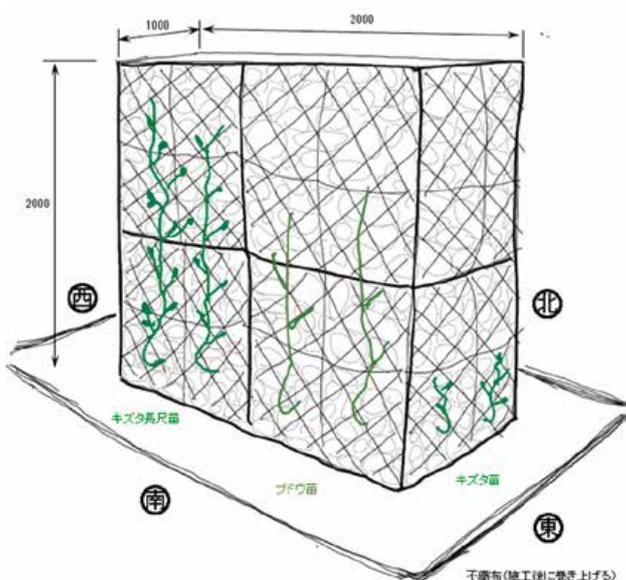


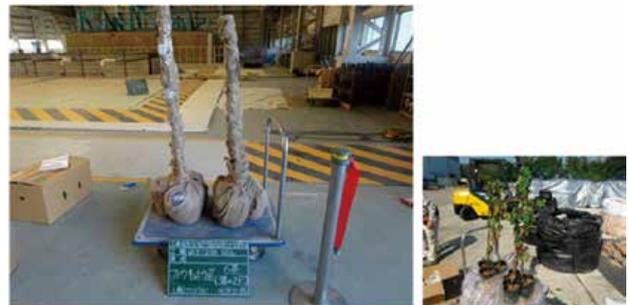
図 31 蛇籠擁壁の概要
Fig. 31 Outline of gabion retaining wall.

表 13 観測装置
Table 13 Observational device.

	設置位置	測定対象	設定測定間隔
データロガー雨量計	擁壁上	設置箇所の雨量	10分
USB デジタル温度計	南面および北面 (本体は東面 BOX 内)	南面および北面の温度	10分
日射計	擁壁上 (ロガーは東面 BOX 内)	設置箇所の日射量	10分



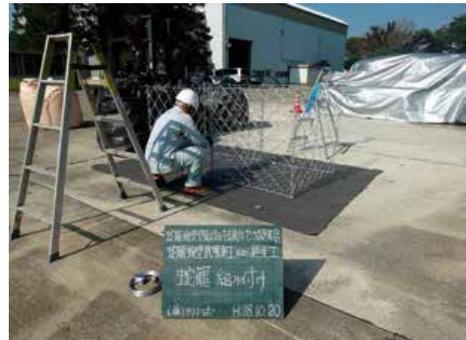
(a) キズタ長尺苗およびキズタ苗



(b) ブドウ(キョホウ)苗



(c) 不織布敷設



(d) 1 段目蛇籠の組立て



(e) 割ぐり投入・敷き並べ(1層 150 mm 程度)



写真 14(1) 施工記録
Photo 14(1) Construction record.



(f) 割ぐりの隙間に植生土(まさ土)充填



(g) 苗木の植栽(キズタ長尺苗・キズタ苗・ブドウの3品種)



(h) 植栽上に割ぐり1層投入および植生土(まさ土)充填



(i) 植栽完了(植栽上に割ぐり投入・敷き並べ(1層150mm程度)および植生土(まさ土)充填)

写真14(2) 施工記録

Photo 14(2) Construction record.



(j) 蛇籠1段目中詰め工



(k) 蛇籠1段目中詰め工完了



(l) 南面東側(ブドウ苗)



(m) 南面西側(キズタ長尺苗)



(n) 西面(キズタ苗)



(o) 北面西側(キズタ長尺苗)



(p) 北面東側(ブドウ苗)



(q) 東面(キズタ苗)



(r) 蛇籠2段目組み付け



写真 14(3) 施工記録
Photo 14(3) Construction record.



(s) 蛇籠2段目中詰め工および底面不織布の巻上げ



(t) 蛇籠擁壁試験施工および植生工完了



(u) 南面



(v) 西面



(w) 北面



(x) 東面

写真14(4) 施工記録
Photo 14(4) Construction record.



(y) 日射計設置



(z) データロガー雨量計設置



(aa) USB デジタル温度計設置

写真 14(5) 施工記録

Photo 14(5) Construction record.

植生工を施す際の蛇籠擁壁の施工順序を表 14、および作業のポイントを写真 15 にそれぞれ示す。

6.3 観測結果

2016 年 10 月から、日射量、雨量、気温および蛇籠擁壁の金網と中詰め材の温度についての観測を開始した。データは、10 分間隔でサンプリングされ、時系列データとして、2018 年 11 月現在も継続してまとめられている。

温度計に関しては、バッテリーの仕様の関係で、ところどころ、未計測区間が生じているものの、蛇籠擁壁の金網と中詰め材の温度差の検討に資するデータの取得はできている。図 32 に蛇籠擁壁におけ

る観測データおよび気象庁によるつくば(館野)における観測データ³⁵⁾を示す。また、観測する過程における植生や中詰め材の状態を目視観察したが、その結果を写真 16 に示す。ここで使用した中詰め材の重量が 64.74 t であることから、蛇籠擁壁の密度は、16.19 t/m³ であり、実大実験と概ね同様である。2 年間で天端部の蛇籠金網と中詰め材の 10 cm 程度の隙間が生じていること、写真 17 に示す様に蛇籠内の空隙にスズメの営巣が確認されたこと、および植生(キズタ)に関しては、根を十分に張ることのできない環境であるため、成長は見られないが初期状態を維持しているため、今後も観測を継続したい。

表14 植生を施す際の蛇籠擁壁施工順序

Table 14 Order of Gabion retaining wall construction in applying vegetation.

順序	施工内容	備考および留意点
1	(蛇籠施工底面に不織布敷設)	巻き上げ後に植生土がこぼれ出さない大きさと敷設する
2	1 段目蛇籠の組み付け	針金等を用いて緊結する
3	割栗1層(150mm程度)投入	出来る限り密に敷き並べる
4	割栗の隙間に植生土充填	十分に充填する(施工高さ150mm)
5	苗の植栽(横向きに植栽、蛇籠外側でツタを縦方向に向ける) ←写真15(a)	300~500mm程度埋め込む(ただし、あとでツタを蛇籠に留められる範囲)
6	割栗で苗の周りを囲う	丁寧に敷き並べる
7	苗の上に割栗1層(150mm程度)投入	苗を包み込んだ不織布を破損させないように注意する
8	割栗の隙間に植生土充填	十分に充填する(施工高さ300mm)
9	全体に注水	全体に行き渡るように注水する
10	割栗を投入し、蛇籠1段目の施工終了	適宜、張線を入れて型崩れを防止する
11	ツタをクリップ等で蛇籠に留める ←写真15(b)	ツタ(茎)を折らないように注意する
12	(不織布を敷設したケースにおいては、不織布を巻き上げ、植生土のこぼれ出しを防止する) ←写真15(c)	
13	2段目以降の蛇籠の施工を繰り返す	

なお、可能であれば、施工後1週間程度は注水するのが望ましい。



(a) 苗の植栽



(b) ツタのクリップ留め



(c) 不織布の巻き上げ

写真15 作業のポイント
Photo 15 Point of works.

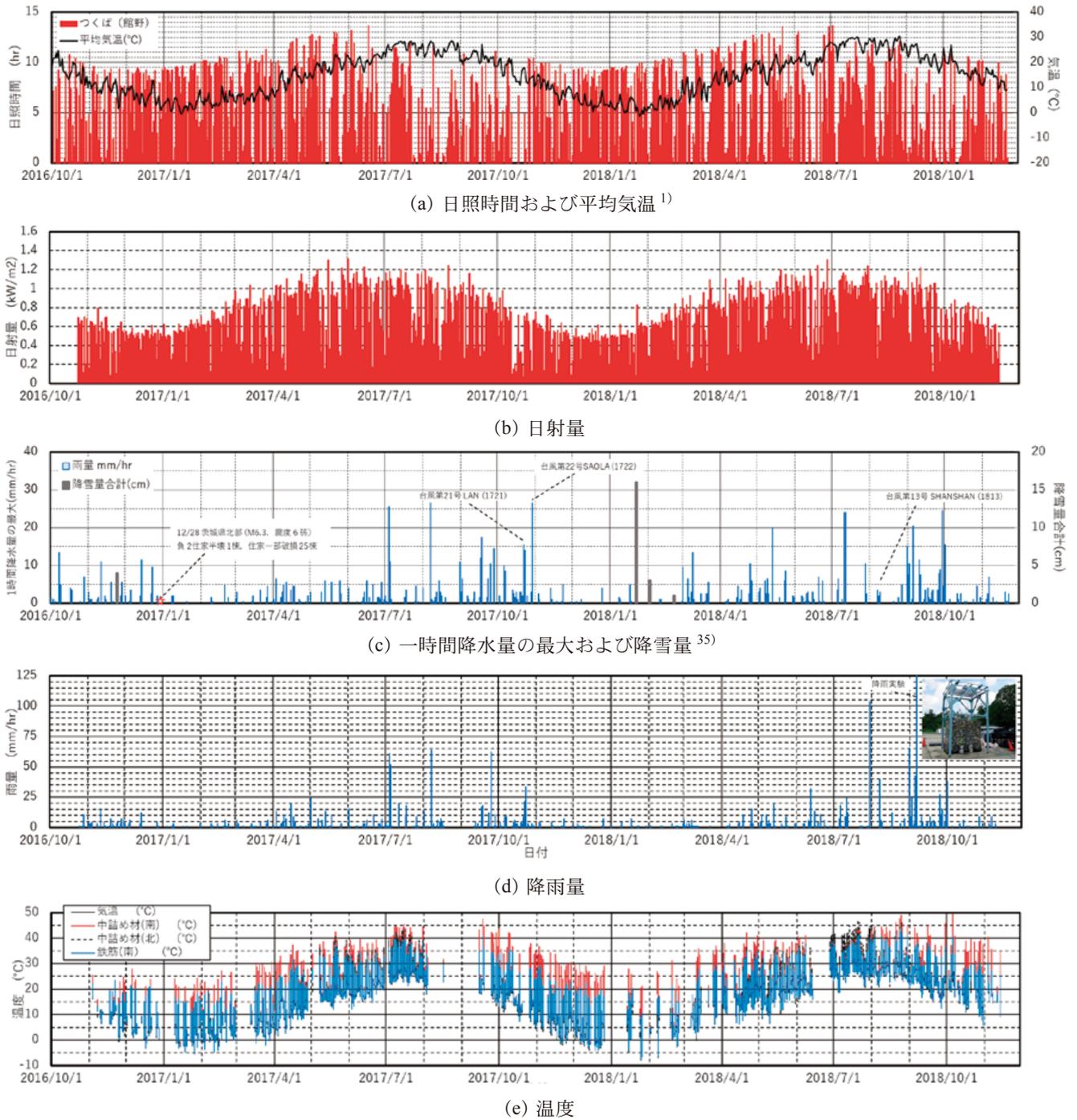


図 32 観測データ
Fig. 32 Monitoring data.



写真 16 蛇籠擁壁外観
Photo 16 Appearance of gabion retaining wall.



写真 17 蛇籠内におけるすずめの営巣
Photo 17 Sparrows nesting in gabion retaining wall.

7. 実大蛇籠壁の振動特性実験

本実験は、蛇籠擁壁の振動特性を把握するため、緊結の有無の比較を兼ねた3段積み直立蛇籠擁壁2試験体を振動台に構築した。8章において後述するが、実験に使用した振動台の仕様は、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 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となっている。模型実験の概念図を図33に示す。

7.1 蛇籠擁壁の仕様および試験体の作製方法

設置した蛇籠擁壁は、3段積み直立蛇籠擁壁であり、2章で述べた蛇籠擁壁と同様な試験体とした。したがって、籠のサイズはW1 m×D1 m×H1 mの立方体を用い、籠枠は日本で流通している亜鉛メッキ

製(φ3.2 mm、網目は13 cm)を用いた。蛇籠中詰め材は平均で18 cmの割栗石を用い、1つずつ手積みにより蛇籠擁壁を構築した。籠枠のたわみや孕み出しを防止するため、写真18に示すように、籠内部の中間高さ付近に張り線を設置した。また、擁壁下端は、H鋼で固定端とした。試験体の概要を表15に示す。

写真19にCase A、Case Bにおける蛇籠間の緊結部を赤線で示す。ネパールにおける被害事例では、擁壁を構成する蛇籠同士の緊結の有無により被害の度合いが異なっていた²⁾ことから、本研究では蛇籠左右の緊結有りとしの2種類設計、針金を用いてCase Aでは蛇籠上下左右全てにおいて一辺に概ね5箇所ずつ緊結し、Case Bでは蛇籠上下の隣接面のみ緊結した。

施工過程および試験体出来形に関し、順を追って写真20と表16にそれぞれ示す。

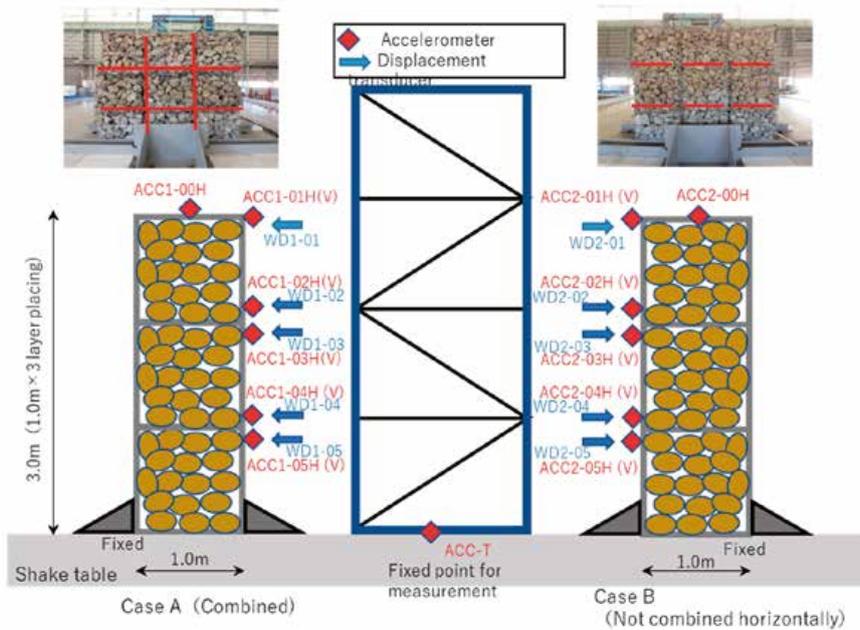


図33 蛇籠壁試験体概要
Fig. 33 Outline of ganoin wall test model.

表15 予備実験条件
Table 15 Conditions of preliminary experiment.

蛇籠	Case A		Case B	
	厚さ (m)	単位重量 (kN/m ³)	厚さ (m)	単位重量 (kN/m ³)
三段目	0.97	15.73	0.95	15.76
二段目	0.95	15.43	0.90	14.85
一段目	0.93	15.45	0.90	15.04



写真18 蛇籠内の張線
Photo 18 Wiring set within gabion.



(a) Case A



(b) Case B

写真 19 蛇籠壁の緊結箇所

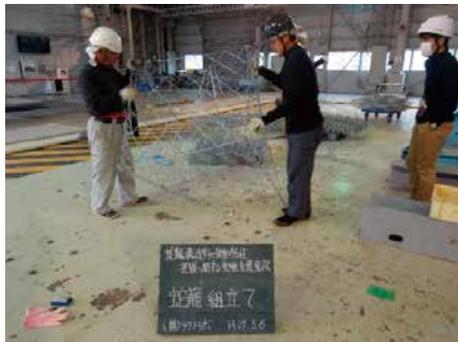
Photo 19 Tying lines of the gabion wall.



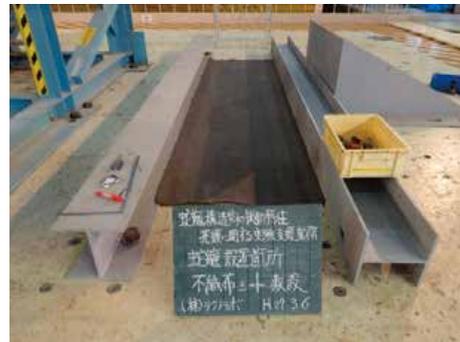
(a) 資材搬入



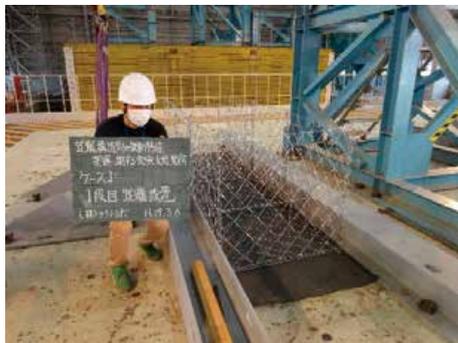
(b) 蛇籠固定器具の設置



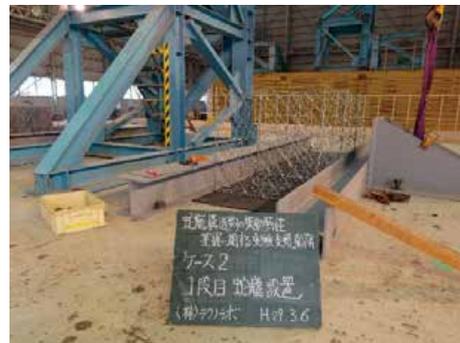
(c) 蛇籠の組立て



(d) 不織布シート敷設



(e) 1段目蛇籠設置 (Case A)



(f) 1段目蛇籠設置 (Case B)

写真 20(1) 蛇籠壁の製作から実験終了まで

Photo 20(1) Process from the construction of the gabion wall to the end of the experiment.



(g) 1段目蛇籠の中詰め (Case A)



(h) 1段目蛇籠の中詰め (Case B)



(i) 1段目蛇籠施工完了 (Case A)



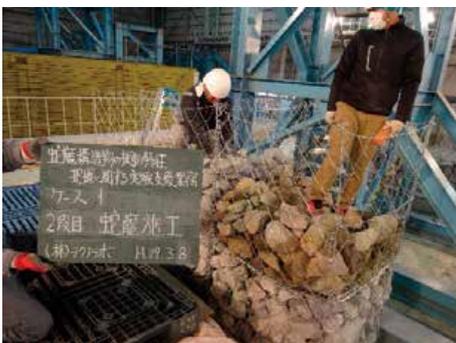
(j) 1段目蛇籠施工完了 (Case B)



(k) 2段目蛇籠設置 (Case A)



(l) 2段目蛇籠設置 (Case B)



(m) 2段目蛇籠の中詰め (Case A)



(n) 2段目蛇籠の中詰め (Case B)

写真 20(2) 蛇籠壁の製作から実験終了まで

Photo 20(2) Process from the construction of the gabion wall to the end of the experiment.



(o) 2段目蛇籠施工完了 (Case A)



(p) 2段目蛇籠施工完了 (Case B)



(q) 3段目蛇籠設置 (Case A)



(r) 3段目蛇籠設置 (Case B)



(s) 3段目蛇籠の中詰め (Case A)



(t) 3段目蛇籠の中詰め (Case B)



(u) 2段目蛇籠施工完了 (Case A)



(v) 2段目蛇籠施工完了 (Case B)

写真 20(3) 蛇籠壁の製作から実験終了まで

Photo 20(3) Process from the construction of the gabion wall to the end of the experiment.



(w) 3段目蛇籠施工完了 (Case A)



(x) 3段目蛇籠施工完了 (Case B)



(y) 安全対策として不動点タワーの設置および転倒防止 (Case A)



(z) 安全対策として不動点タワーの設置および転倒防止 (Case B)



(aa) 加速度計設置 (Case A)



(ab) 加速度計設置 (Case B)

写真 20(4) 蛇籠壁の製作から実験終了まで
Photo 20(4) Process from the construction of the gabion wall to the end of the experiment.



(ac) 変位計設置 (Case A)



(ad) 変位計設置 (Case B)



(ae) センサ配線



(af) 加振前の様子



(ag) 65 gal 加振後



(ah) 130 gal 加振後



(ai) 203 gal 加振後



(aj) 257 gal 加振後

写真 20(5) 蛇籠壁の製作から実験終了まで

Photo 20(5) Process from the construction of the gabion wall to the end of the experiment.

表16 出来形測定結果
Table 16 Measurement results of the test models.

(a) Case A

ケース1	施工後出来形測定値 (m)			体積 (m ³)	割ぐり重量 (kN)	単位体積重量 (kN/m ³)
	幅	高さ	奥行き			
1段目	3.200	0.930	1.050	3.12	48.28	15.45
2段目	3.250	0.950	1.100	3.40	52.40	15.43
3段目	3.150	0.970	1.000	3.06	48.07	15.73
全体	3.200	2.850	1.050	9.58	148.75	15.53

(b) Case B

ケース2	施工後出来形測定値 (m)			体積 (m ³)	割ぐり重量 (kN)	単位体積重量 (kN/m ³)
	幅	高さ	奥行き			
1段目	3.400	0.900	1.100	3.37	50.63	15.04
2段目	3.450	0.900	1.150	3.57	53.01	14.85
3段目	3.350	0.950	1.050	3.34	52.68	15.76
全体	3.400	2.750	1.100	10.29	156.32	15.20

7.2 計測および加振計画

蛇籠擁壁を構成する蛇籠同士の緊結の加振前後の形状の変化や振動特性を把握するため、表17に示すように加速度計および巻き取り式変位計を擁壁前面にそれぞれ5箇所に設置した。

加振ケースを表18に示す。入力波は、最大加速度が50 Gal、周波数 $f=0.05\text{ Hz} \sim 30\text{ Hz}$ の帯域を有するホワイトノイズ(WN)、および8章で述べる実大実験で用いたCase1の振動台応答値と同様な加速度振幅を有し、加速度振幅を4段階に調整した正弦波を用いた。加振は、ホワイトノイズと正弦波を交互に入力し、正弦波については、加振段階ごとに加速度振幅を大きくし、入力加速度の目標値は65, 132, 203 および 257 Gal とした。なお、Case Bは、表18に示すNo.3の加振時にすでに変位が大きくなっており、水平変位の計測を回避し残留変形のみでの計測とした。また、No.4の加振前に転倒防止のため、スリングベルトを設置した。

7.3 実験結果

初期の加振であるNo.2および蛇籠壁に大変形が

表17 センサの設置位置

Table 17 Sensor installation positions.

		ケース A		ケース B	
		設置高さ (m)		設置高さ (m)	
		加速度計	変位計	加速度計	変位計
蛇籠1段目	上部	0.88	0.90	0.77	0.85
蛇籠2段目	下部	1.05	1.05	1.06	1.04
	上部	1.80	1.81	1.76	1.77
蛇籠3段目	下部	1.95	1.96	2.03	1.94
	上部	2.65	2.73	2.59	2.69

表18 加振ケース

Table 18 Shaking test cases.

実験ケース	
Case A	蛇籠間水平方向に緊結あり
Case B	蛇籠間水平方向に緊結なし
加振ケース	
1	WN(0.05~30Hz)
2	65gal ⇒ WN
3	132gal ⇒ WN
4	203gal ⇒ WN
5	257gal

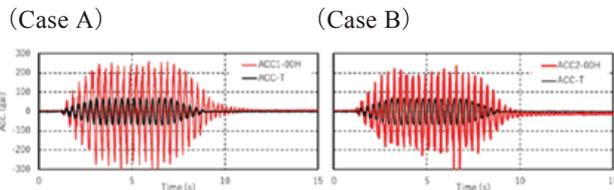
生じた No.3 の正弦波加振の時刻歴データを図 34 に示す。No.2 の 65 Gal で実施した加振における天端での加速度応答を見ると、Case A, B ともに大きな差はないと判断できる。一方、蛇籠の水平変位に着目すると、緊結の無い Case B において、加振に伴う水平変位が発生している様子がわかる。蛇籠壁前面の加速応答に関しては、擁壁下端から天端にかけて、増幅している様子がわかる。また、加振 No.3 における傾向も同様であり、特に、Case B では、水平方向の蛇籠間の緊結が無いことによる加速度応答の乱れが見られている。

図 35 に蛇籠壁前面の加速応答の最大・最小値、

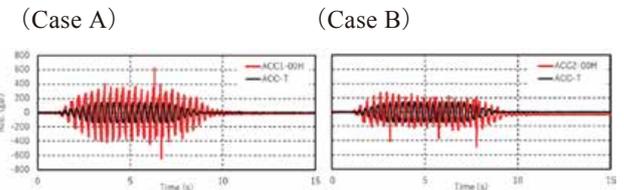
天端における最大加速度応答の時刻の深度分布を示す。加速度応答の深度分布は、上下の蛇籠間で異なり、緊結有の Case A に対し、緊結無の Case B の方が加速度応答にギャップがあることがわかる。なお、本章の最後に示す図 40 に、すべての加振の時系列データを記載した、

図 36 に各正弦波加振による蛇籠擁壁前面の残留変形分布を示す。図中 (a) は蛇籠壁の変位分布、一方 (b) は、8 章で述べる実大実験における三段積み直立、階段状および重力式擁壁前面における残留変形の分布を示している。(a) に示す蛇籠壁の Case A と Case B の比較をすると、天端における水平変位量は、

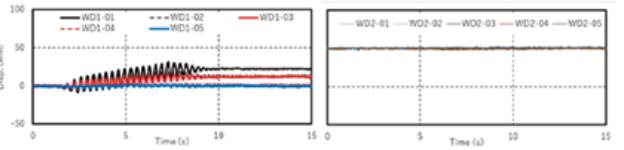
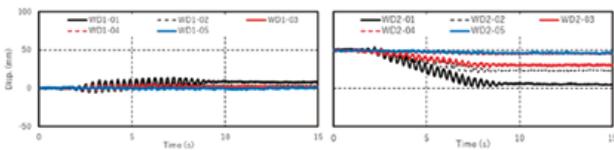
【加振No.2】



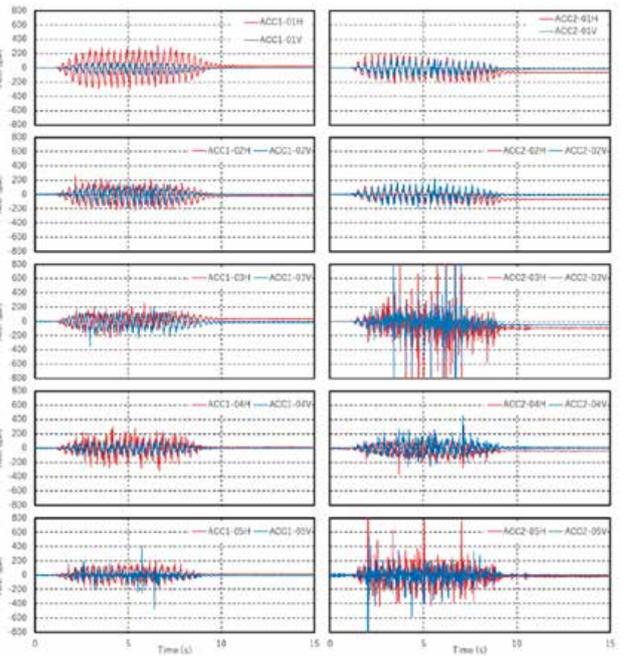
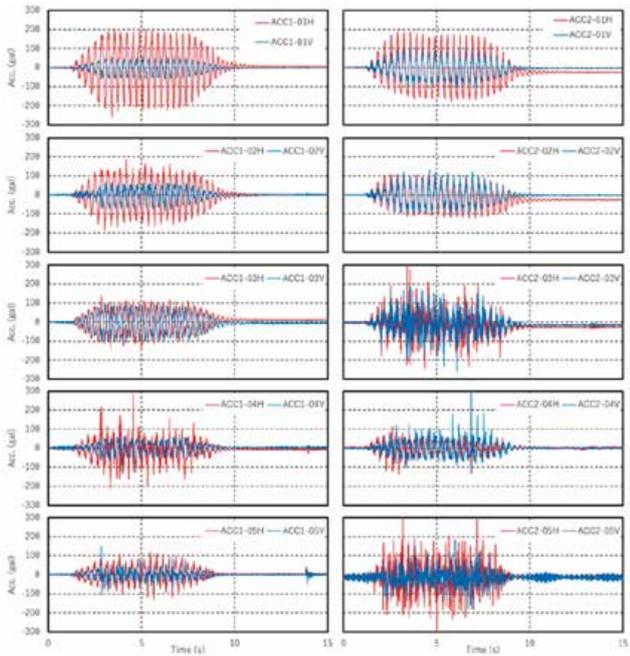
【加振No.3】



(a) 振動台および蛇籠天端における応答加速度



(b) 蛇籠擁壁前面における水平変位(Case Bは欠測)

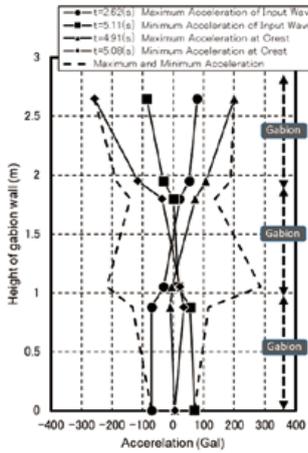


(c) 蛇籠擁壁前面における加速度応答

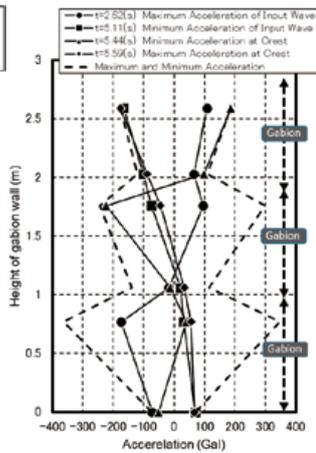
図 34 正弦波加振(No.2, No.3)の時刻歴データ
Fig. 34 Time history data of shake tests by sinusoidal wave (No. 2, No. 3).

【加振No.2】

(Case A)

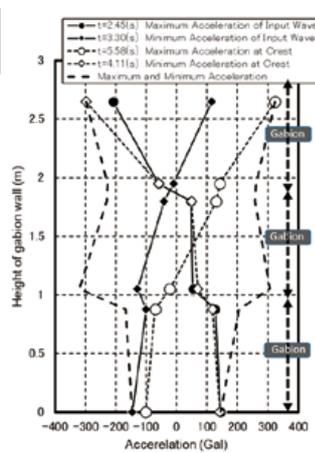


(Case B)



【加振No.3】

(Case A)



(Case B)

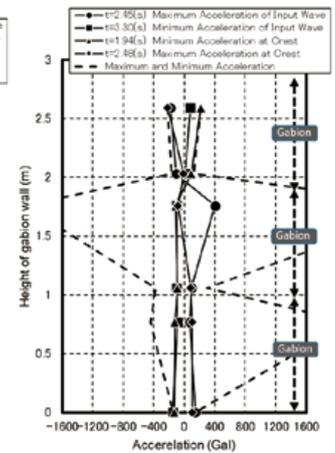


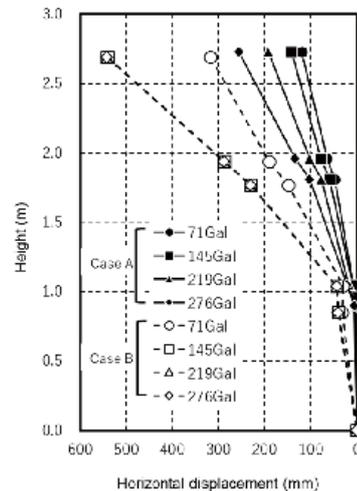
図35 蛇籠擁壁前面における加速度応答分布(加振 No.2, No.3)

Fig. 35 Acceleration response distribution at the front of the gabion retaining wall. (Shake test No. 2, No. 3).

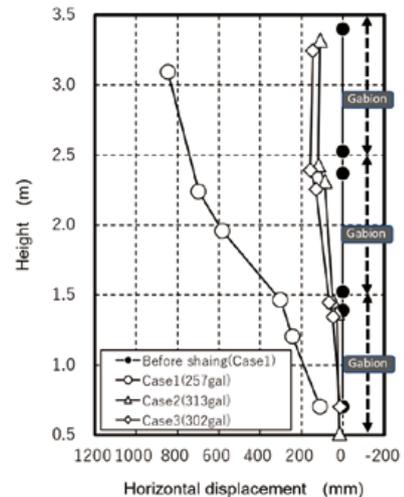
緊結の無い Case B の水平変位が大きく、Case A に比べ約 2 倍程度を示している。また、蛇籠壁と実大実験において最も耐震性に劣る三段積み直立擁壁の残留変位を比較すると、両者の下部の固定条件が異なるため変形モードは異なるものの、実大実験では背後地盤の崩壊により残留変形量が大きいのに対し、蛇籠壁については、振動のみの影響であるため、Case B の変位レベルがやや小さい結果となった。これより、蛇籠壁のみで見ると、緊結の有無が変形性能に大きく寄与していることがわかる。

7.4 蛇籠壁の振動特性に関する分析

蛇籠壁の振動特性を把握するため、ホワイトノイズの時刻歴の代表データ(加振前および 65 Gal 加振後)を図 37、そして、Case A の天端および 8 章で述べる実大実験における Case3 の背後地盤地表面 (ACC09) を比較データとして、正弦波加振前のホワイトノイズに基づくフーリエスペクトルおよび入力加速度に対する増幅関数を図 38 にそれぞれ示す。これらの図より、Case A の直立の蛇籠擁壁の固有周期は 4.3 Hz、一方、背後地盤については、9 Hz 程度で波が増幅しやすいことがわかる。また、図 39 および表 19 に各加振ごとの Case A および Case B における蛇籠壁の固有振動数の変化を示す。Case B は 132 Gal 正弦波加振後に孕み出しが大きくなったため、転倒防止用ロープを取り付けたことからデータを除外している。本結果より、Case B の 132 Gal 加振後までは、緊結の有無によらず 3 段積み直立蛇籠擁壁の固有振動数は 4.3 Hz 程度であったと判断された。



(a) 蛇籠壁



(b) 実大実験における蛇籠擁壁

図36 水平変位分布および残留変形分布
Fig. 36 Distributions of horizontal and residual deformation.

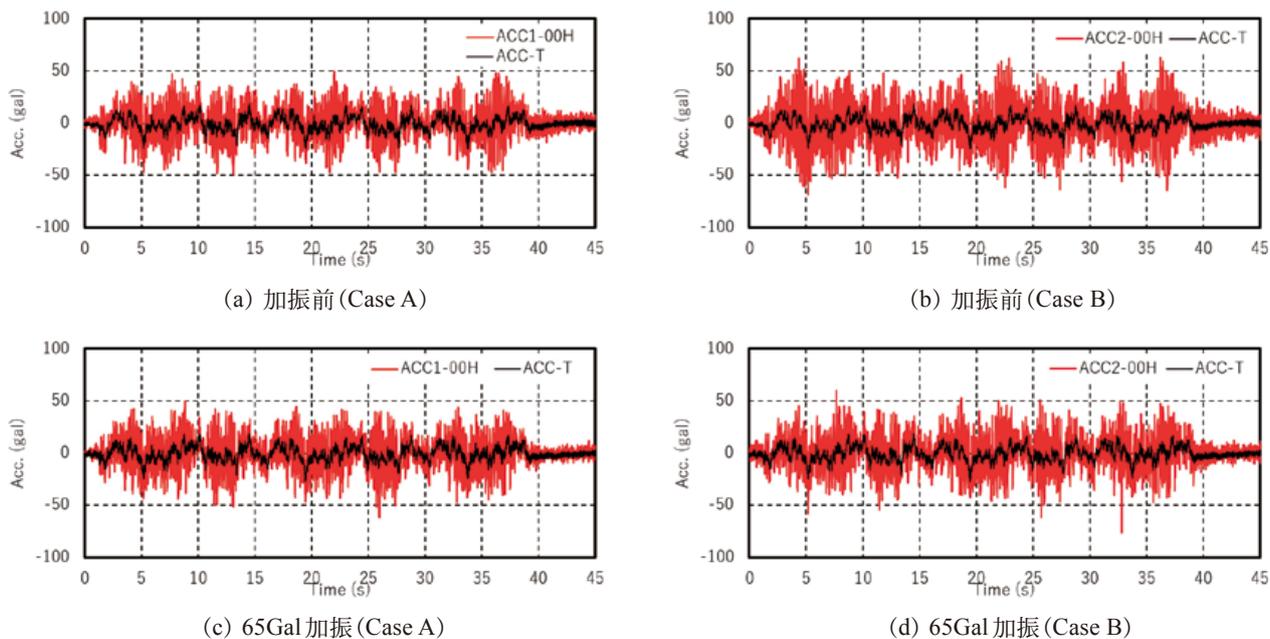


図 37 加振前後の時刻歴データ
Fig. 37 Time history data before and after shaking.

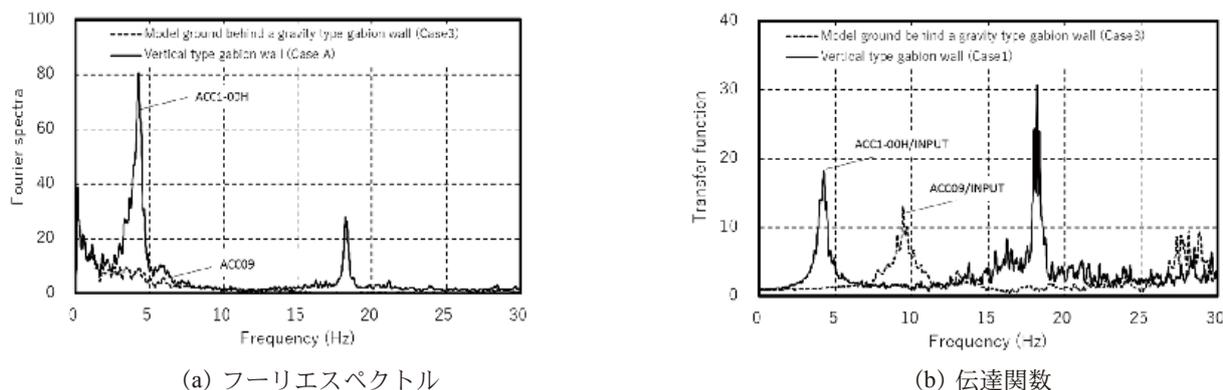


図 38 蛇籠壁のフーリエスペクトルおよび伝達関数 (Case A における 132 Gal 加振後)
Fig. 38 Fourier spectrum and transfer function of gabion wall (after shaking by 132 Gal in Case A).

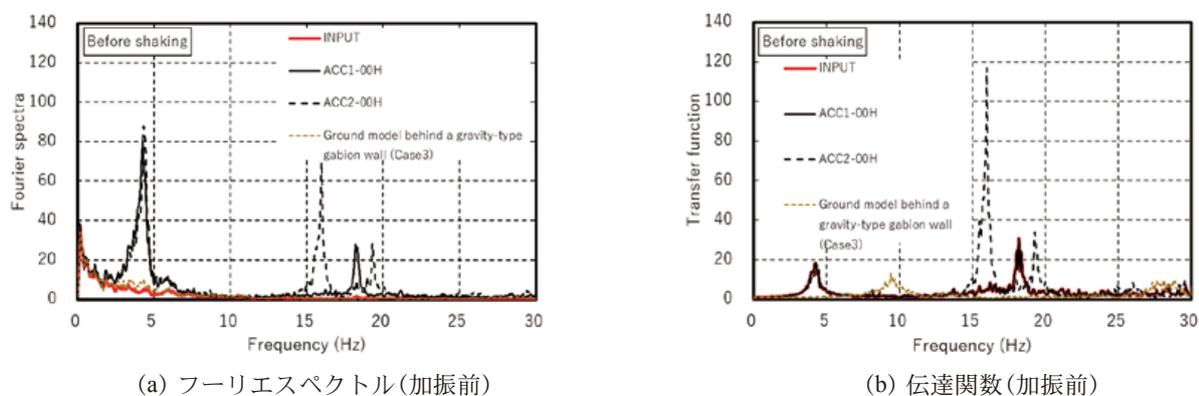
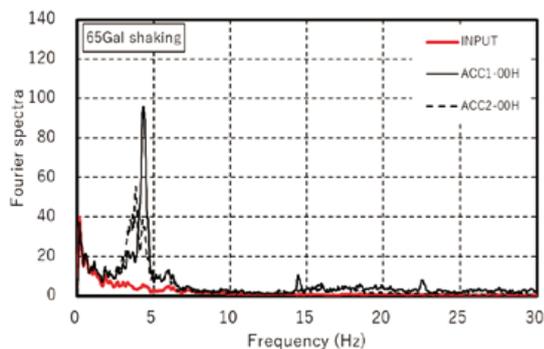
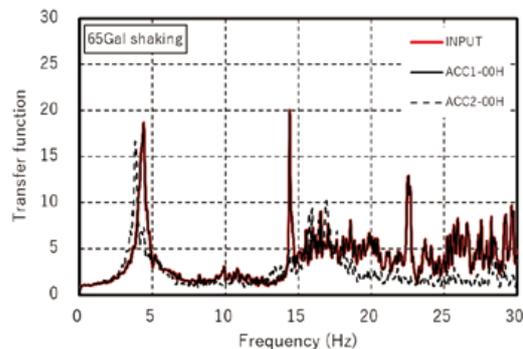


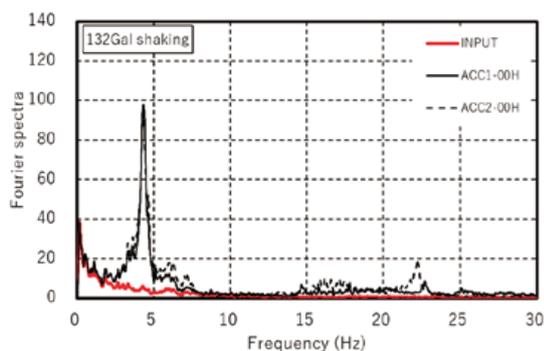
図 39(1) 蛇籠壁のフーリエスペクトルおよび伝達関数
Fig. 39(1) Fourier spectrum and transfer function of gabion wall.



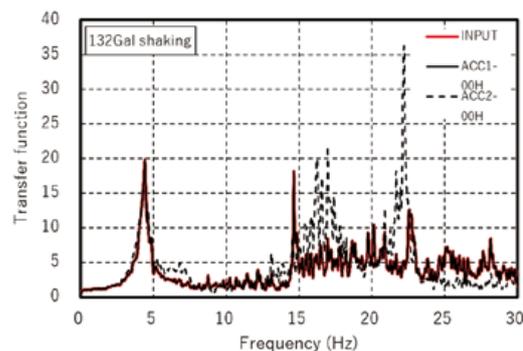
(c) フーリエスペクトル(65 Gal加振後)



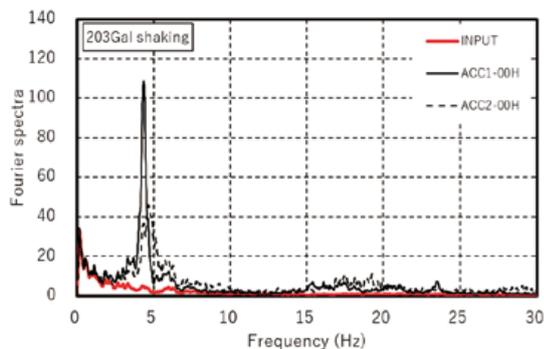
(d) 伝達関数(65 Gal加振後)



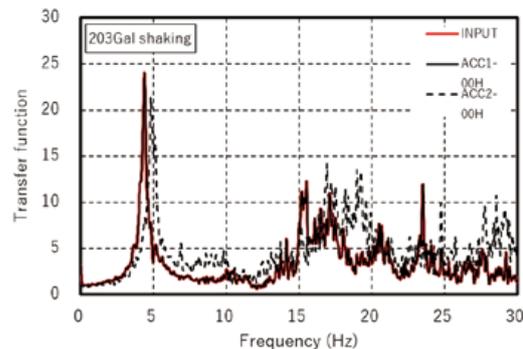
(e) フーリエスペクトル(132 Gal加振後)



(f) 伝達関数(132 Gal加振後)



(g) フーリエスペクトル(203 Gal加振後)



(h) 伝達関数(203 Gal加振後)

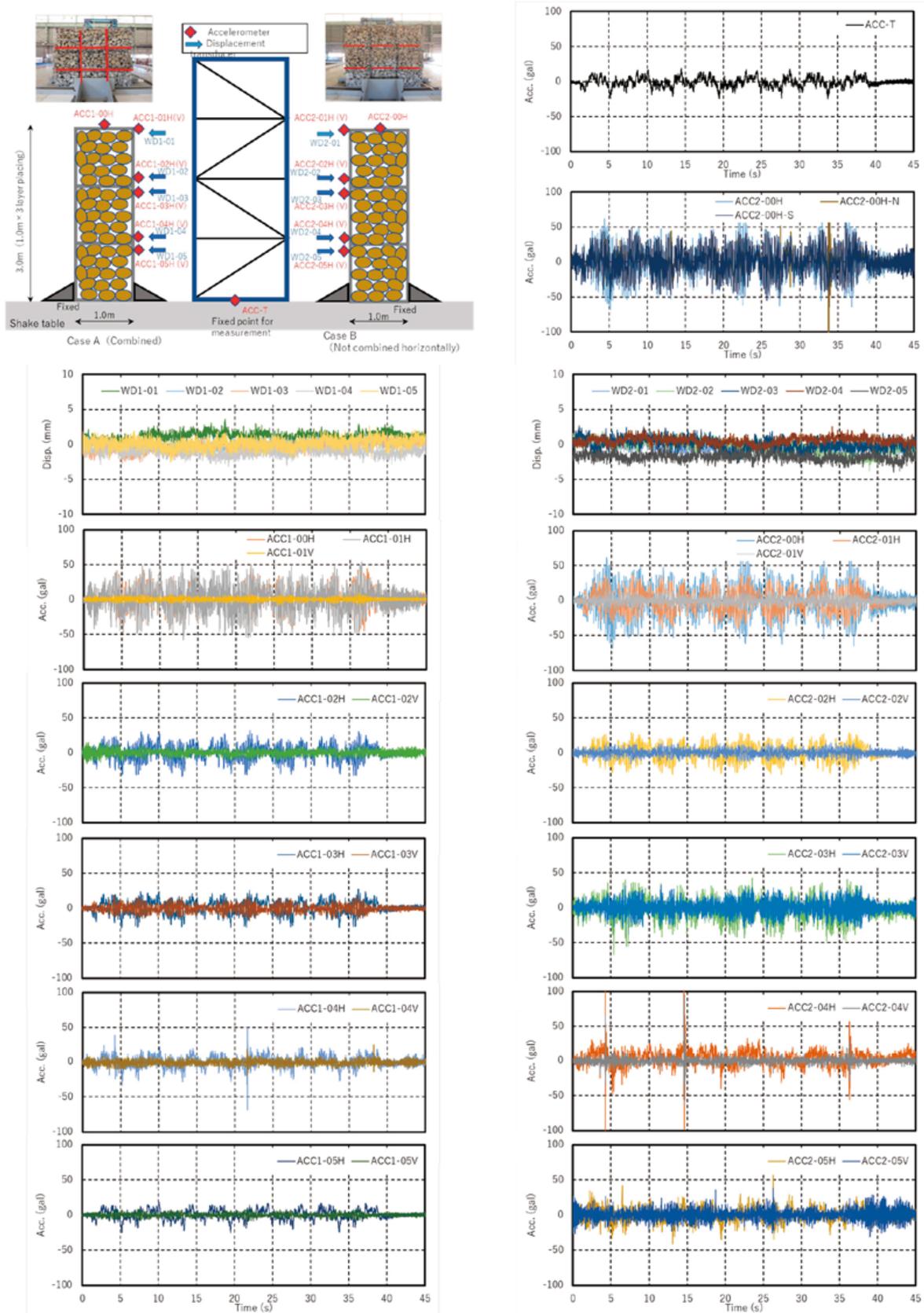
図 39(2) 蛇籠壁のフーリエスペクトルおよび伝達関数

Fig. 39(2) Fourier spectrum and transfer function of gabion wall.

表 19 加振毎の固有振動数の変化

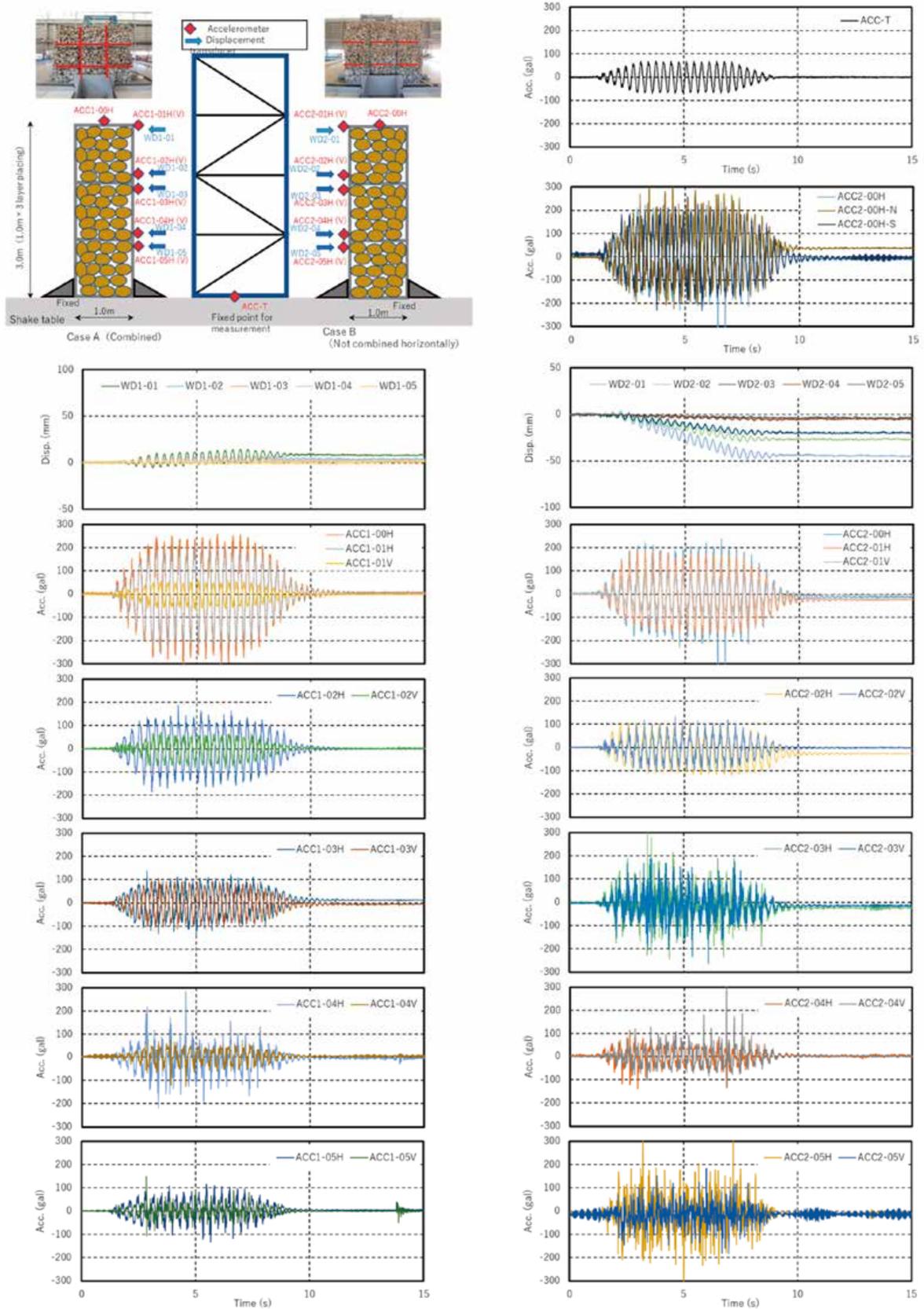
Table 19 Changes in natural frequency for each shaking.

実験ケース	加振前	加振後			
		65gal	132gal	203gal	257gal
Case A (緊結あり)	4.26	4.32	4.33	4.35	-
Case B (緊結なし)	4.32	3.83	4.30	-	-



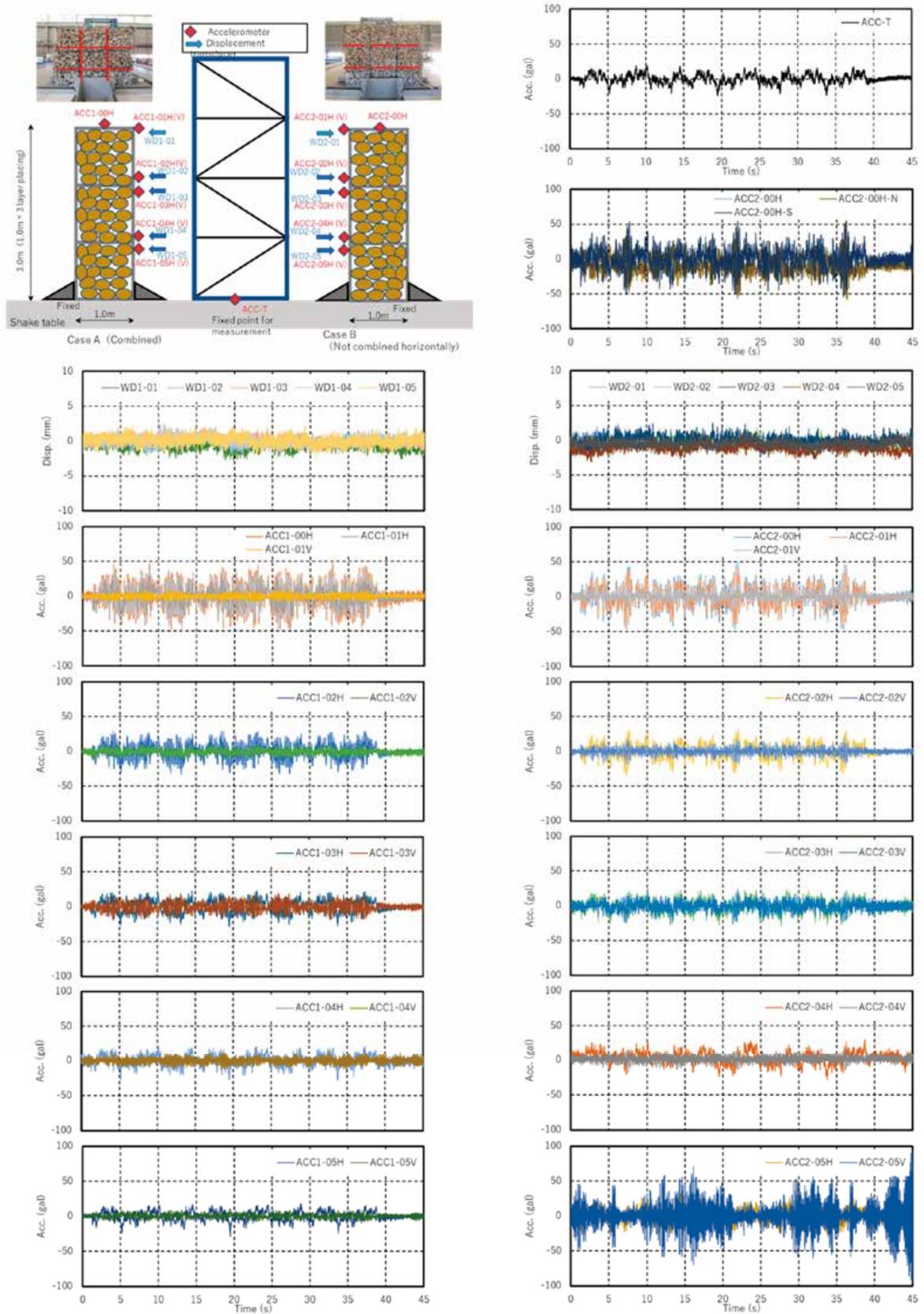
(a) 加振No.1(ホワイトノイズ)

図 40(1) 時刻歴データ
Fig. 40(1) Time history data.



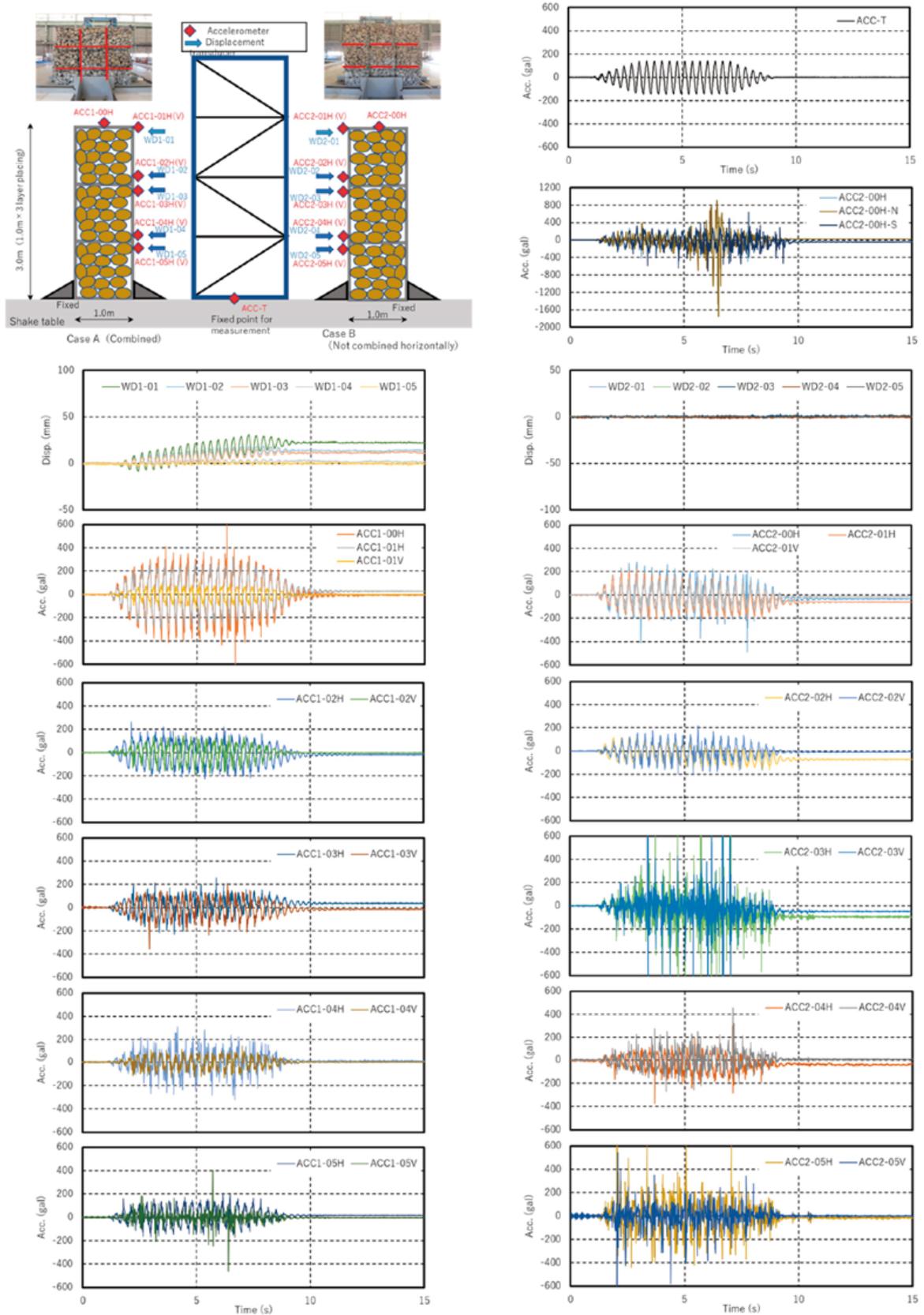
(b) 加振 No.2 (正弦波 65 Gal)

図 40(2) 時刻歴データ
Fig. 40(2) Time history data.



(c) 加振No.2(ホワイトノイズ)

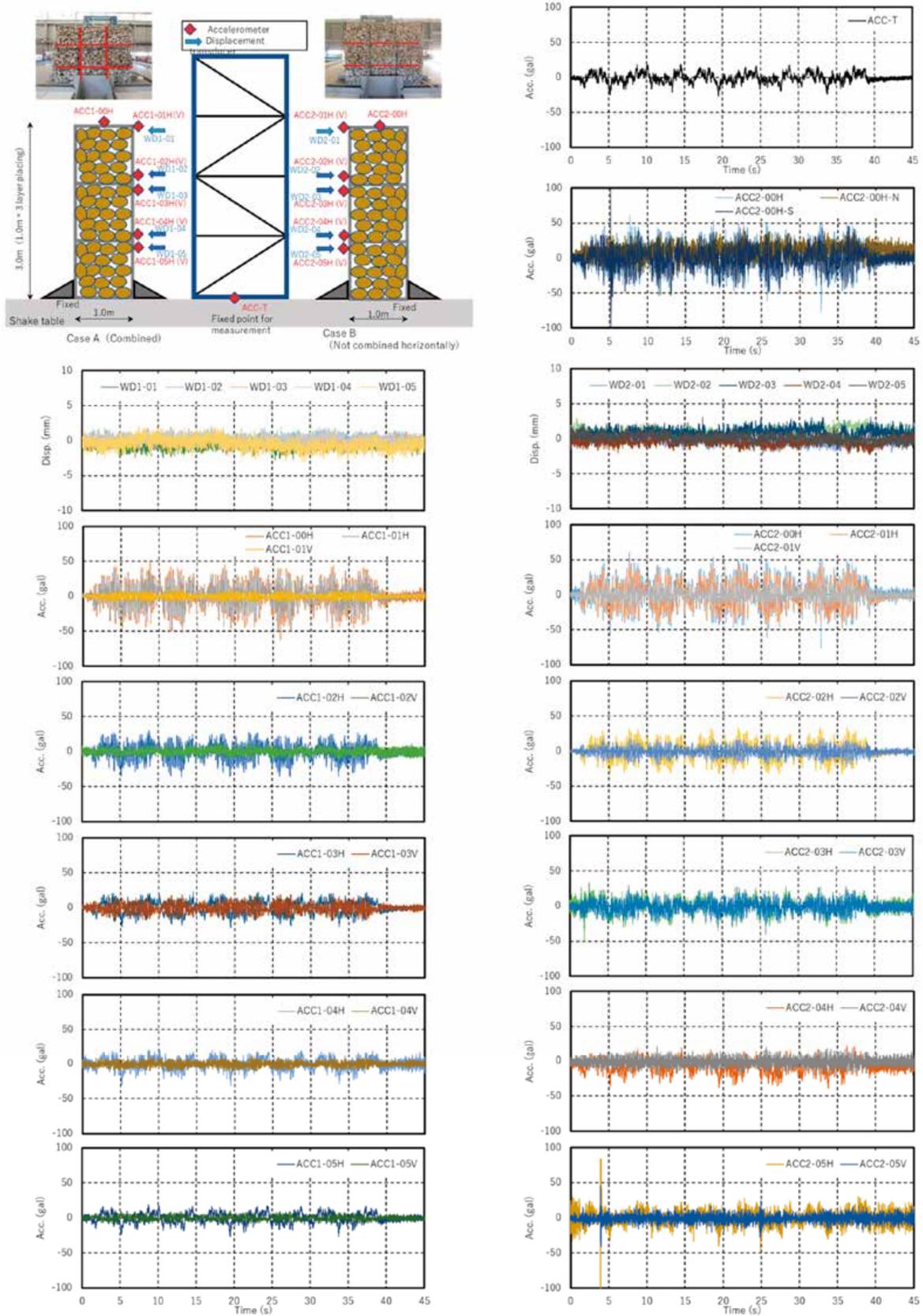
図 40(3) 時刻歴データ
Fig. 40(3) Time history data.



(d) 加振 No.3(正弦波 132 Gal)

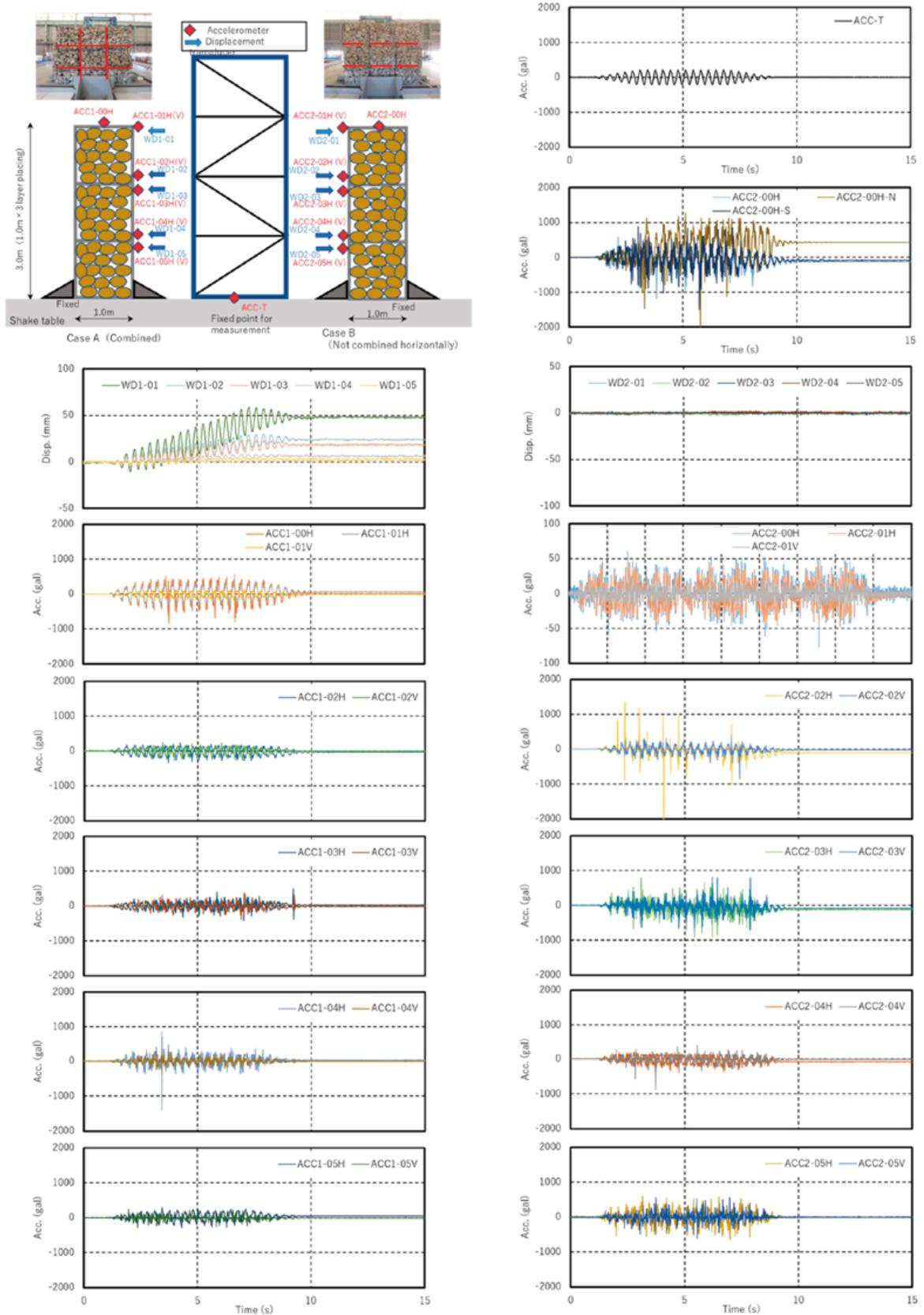
図 40(4) 時刻歴データ

Fig. 40(4) Time history data.



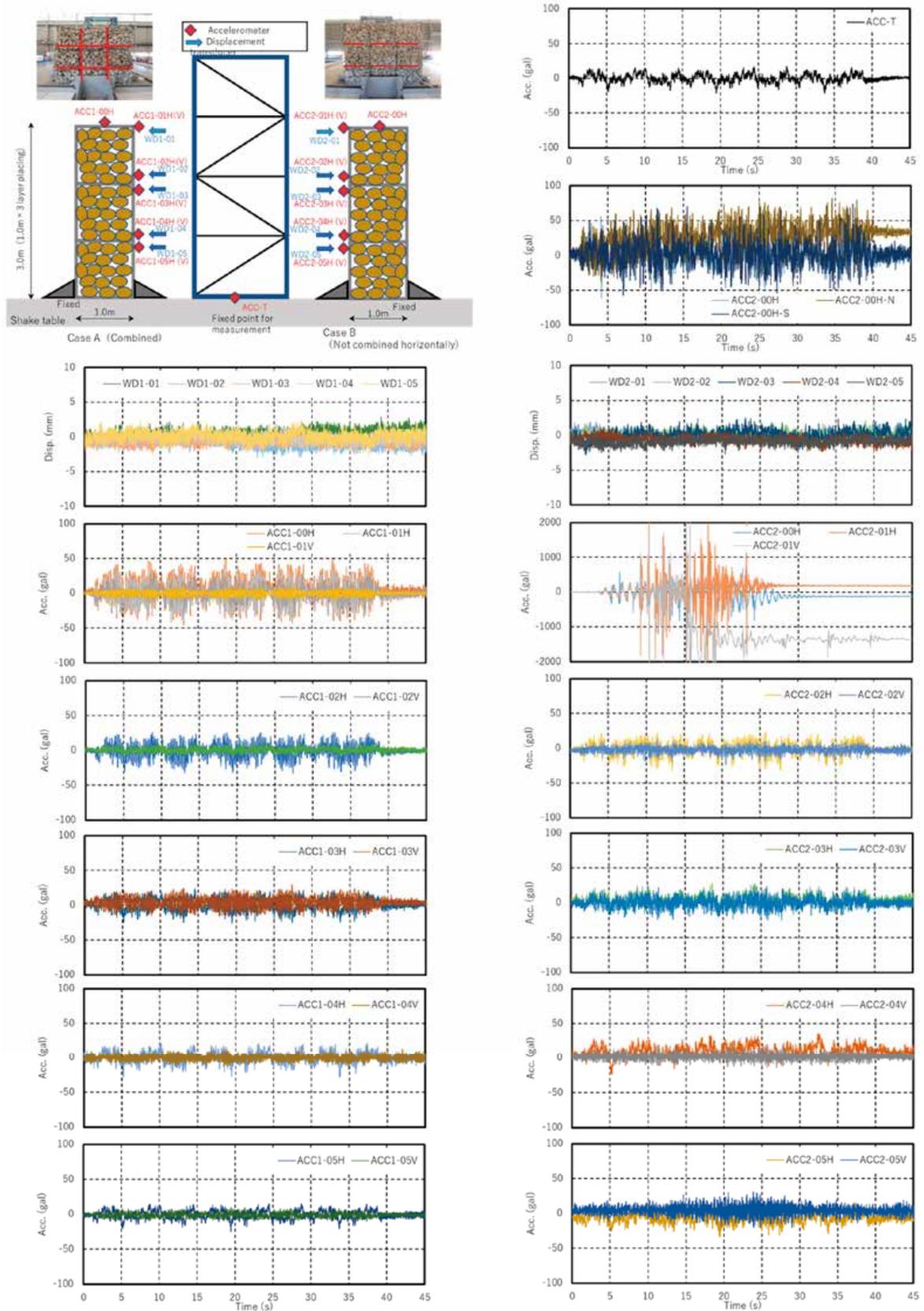
(e) 加振No.3(ホワイトノイズ)

図 40(5) 時刻歴データ
Fig. 40(5) Time history data.



(f) 加振 No.4(正弦波 203 Gal)

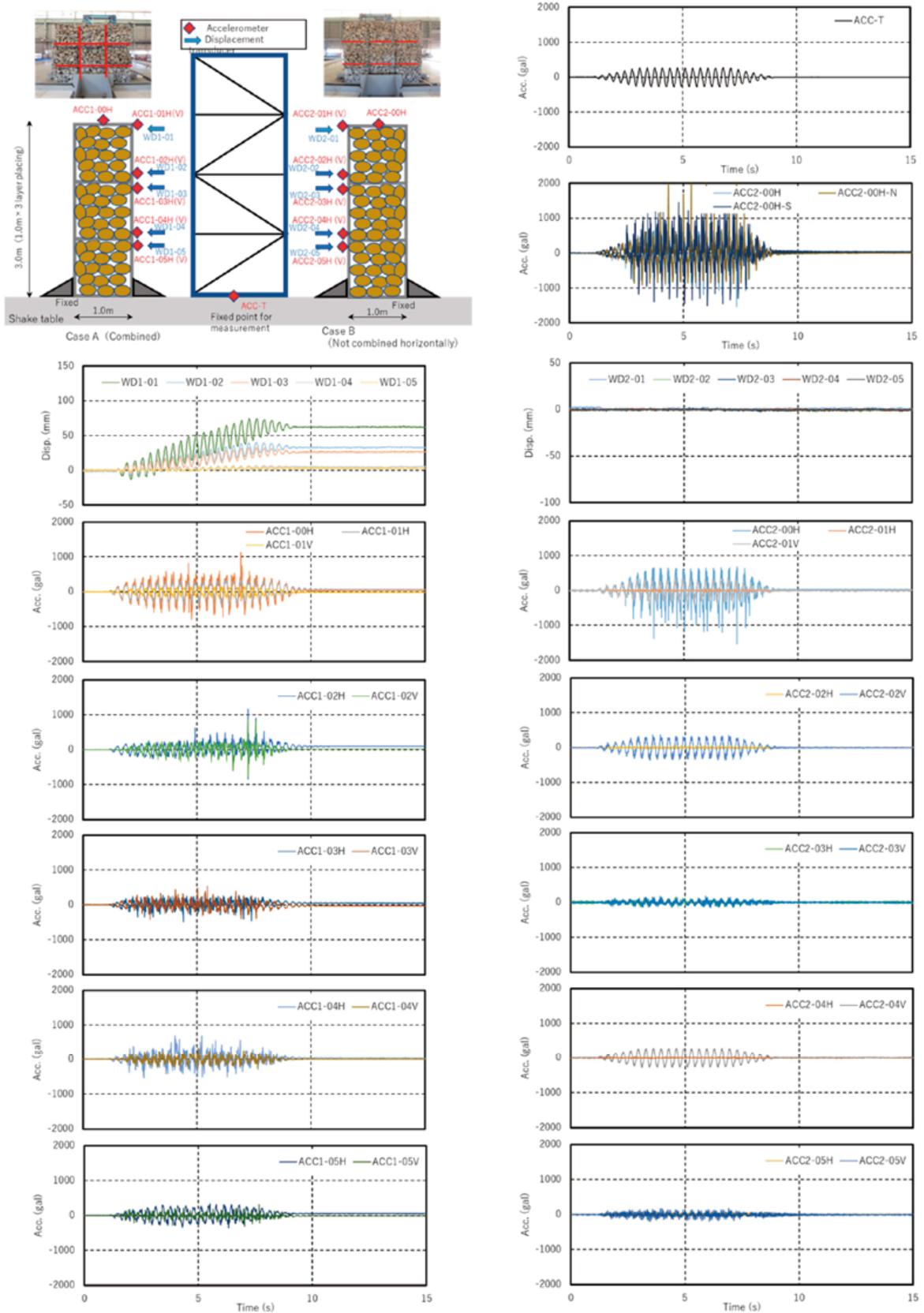
図 40(6) 時刻歴データ
Fig. 40(6) Time history data.



(g) 加振 No.4(ホワイトノイズ)

図 40(7) 時刻歴データ

Fig. 40(7) Time history data.



(h) 加振 No.5(正弦波 257 Gal)

図 40(8) 時刻歴データ

Fig. 40(8) Time history data.

8. 蛇籠擁壁の耐震性評価のための実大振動台実験

8.1 実験概要

研究で実施した実大模型実験は、蛇籠擁壁の耐震性能および地震時動的挙動を検証するため実施された。実大模型実験における蛇籠擁壁の仕様に関しては、前章で述べた現地被害調査に基づき、表 20 にまとめられ、3 ケースの擁壁構造が計画された。実験断面の詳細は後に譲るが、各ケースの特徴について述べると、Case1 は3 段の鉛直積みで、アラニコ・ハイウェイで見られた特徴的な直立構造、Case2 は階段状の3 段段積みで、Case1 と使用する蛇籠の数は変わらないため、コスト安ではあるが耐震性は背後地盤の安定性に依存する構造形式、および Case3 は3 段2 列で蛇籠の数を増やすことによる重力式構造であり、背後地盤に拘わらず安定性が高いがコスト高となるケースである。

加振時には、加速度と変位の計測による動的挙動を把握するとともに、加振前と各加振終了後、3D レーザー測量を実施し、蛇籠擁壁の残留変形を調べた。また、サウンディング試験を実施し、蛇籠背後地盤の破壊形態について調査した。以下に、本実験

の概要や使用した材料について述べる。

8.1.1 実験装置

写真 21 に使用した振動台の状況写真を示す。使用した振動台は、表 21 に示す様に、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 kN 搭載時に約 0.5 G (490 Gal)、2,450 kN 搭載時に 0.8G (784 Gal) の加速度、またストロークは ±22 cm の仕様である。また、振動台上にセットする実験用の土槽は、内寸法で高さ 4.0 m、幅 3.1 m、長さ 11.6 m のサイズである。

8.1.2 蛇籠材料および地盤材料

本実験に用いた各種材料は、擁壁用に蛇籠金網と其中詰め材である割栗石、また、背後地盤にはまさ土を用いた。各材料の特徴について述べる。

(1) 蛇籠の材料

蛇籠金網については、ネパール現地で用いられている製品の入手が困難であったため、日本で JIS (日本工業規格 (JIS A 5513) 化され調達可能な鉄筋径 $\phi 3.2$ mm、網目が 13 cm の菱形状の垂鉛メッキ製品を用いる事とした。ネパールでは、鉄筋径が $\phi 3 \sim$

表 20 各実験ケースの特徴
Table 20 Features of each experimental case.

実験ケース	加振条件	特徴	蛇籠擁壁		背後地盤		
			構造	密度 ρ (t/m ³)	湿潤密度 ρ_t (kN/m ³)	自然含水比 w_n (%)	締固め度 D_c (%)
Case1	65, 132, 203, 257Gal	ネパール・アラニコハイウェイで最も多かった形式で被災箇所も多数	3段直積み	15.80	17.09	5.0	86.4
Case2	85, 162, 244, 313Gal	コスト安ではあるが、耐震性は背後地盤の安定性に依存する	3段段積み (階段状)	15.41	18.19	7.5	89.9
Case3	83, 151, 249, 302Gal	コスト高ではあるが、背後地盤に拘わらず安定性が高い	重力式 (3段2列)	15.08	18.23	6.9	90.5



(a) Shake table



(b) Soil container

写真 21 実験設備
Photo 21 Experimental devices.

表 21 震動台の仕様
Table 21 Specification of shake table.

Loading capacity	500 ton
Table size (area)	14.5m x 15m (217.5m ²)
Power supply	Hydraulic pump system
Shaking direction	Horizontal (1-dimensional)
Excitation force	3,600kN (four 900kN actuators)
Maximum acceleration	940cm/s ² for 200 ton 500cm/s ² for 500 ton
Maximum velocity	100cm/s
Maximum displacement	+/- 22cm

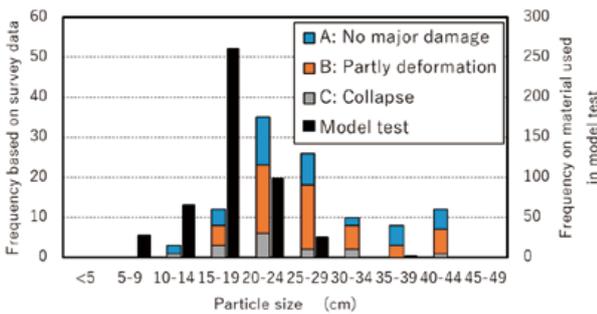


図 41 中詰め材のヒストグラム
Fig. 41 Histogram of filling material.

表 22 蛇籠中詰め材の物理・力学的性質
Table 22 Physical and shear characteristics of gabion filling material.

材料種別	模型実験		ネパール現地被災調査
	割栗石1	割栗石2	
湿潤密度 ρ_r (g/cm ³)	2.653	2.736	2.702
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	2.631	2.726	2.689
吸水率 w_a (%)	0.8	0.3	0.5
有効間隙率 n_e (%)	2.2	0.9	1.4
一軸圧縮強さ q_u (MN/m ²)	109.1	199.0	124.3
変形係数 E_{r50} (GN/m ²)	42.3	54.2	48.2
ポアソン比 ν	0.310	0.273	0.233

5 mm, 網目形状は亀甲状, 四角およびの菱形状と様々なものが確認されたが, 蛇籠擁壁の網目サイズは, 最小で 9 cm, 最大で 18 cm であり, 防錆処理が施されていないものも散見された. なお, 本実験では, 蛇籠単体のサイズについてはネパール国内で広く用いられている 1 m x 1 m x 1 m のものを使用した²⁾.

(2) 蛇籠の中詰め材

中詰め材に使用した割栗石の粒径は, 「石分を含む地盤材料の粒度試験方法 (JGS0132-2009)」に準拠して計測を行い既往調査結果と比較した. 本実験で使用した割栗石とアラニコ・ハイウェイ沿線の蛇籠擁壁における中詰め材の粒径のヒストグラムを図 41 に示す. 実験に用いた材料は, 15 ~ 19 cm の粒径のも

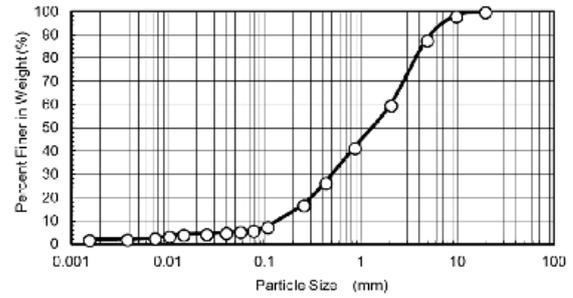


図 42 まさ土の粒径加積曲線
Fig. 42 Grain size distribution of decomposed granite soil.

表 23 蛇籠中詰め材の物理・力学的性質
Table 23 Physical and shear characteristics of material for ground model.

Density of soil particles	ρ_d (g/cm ³)	2.657
Maximum particle size	D_{max} (mm)	19.0
Fine content (<0.075 mm)	F_c (%)	6.1
Mean particle size	D_{50} (mm)	1.61
Uniformity coefficient	U_c	19.5
Optimum water content	w_{opt} (%)	11.6
Maximum dry density	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.880
Plasticity index	I_p	NP
Cohesion	c_d (kN/m ²)	20.5
Angle of shear resistance	ϕ_d (°)	38

のが最も多く平均で概ね 18 cm であった. 一方, ネパールで蛇籠擁壁に供した材料は, 20 ~ 24 cm が最も多く, 実験よりは大きめの粒径の材料が用いられている傾向にある. ネパールでは自然材料をそのまま用いているケースが多いため, かなり大きな礫材も混ざることが多いと言える.

次に, 中詰め材の物理的性質および一軸圧縮試験の結果を表 22 に示す. なお, 一軸圧縮強さ q_u , 変形係数 E_{r50} およびポアソン比 ν は, 中詰め材から直径 3.5 cm および高さ 7 cm のサイズにコア抜きした供試体による試験結果である. 模型実験に供した材料とネパールのもを比較すると, ν に差異が見られるが, その他の物理的性質や q_u は概ね同等と判断できることから, 両者はほぼ等しい材料であるものと考えられる.

(3) 模型地盤材料

模型地盤にはまさ土を用いた. 図 42 および表 23 に粒径加積曲線と物理・力学特性をそれぞれ示す. 粒度の殆どが礫分と砂分で構成され, 模型地盤造成時の施工管理に用いる最大乾燥密度 ρ_{dmax} は 1.884 g/cm³ であった.

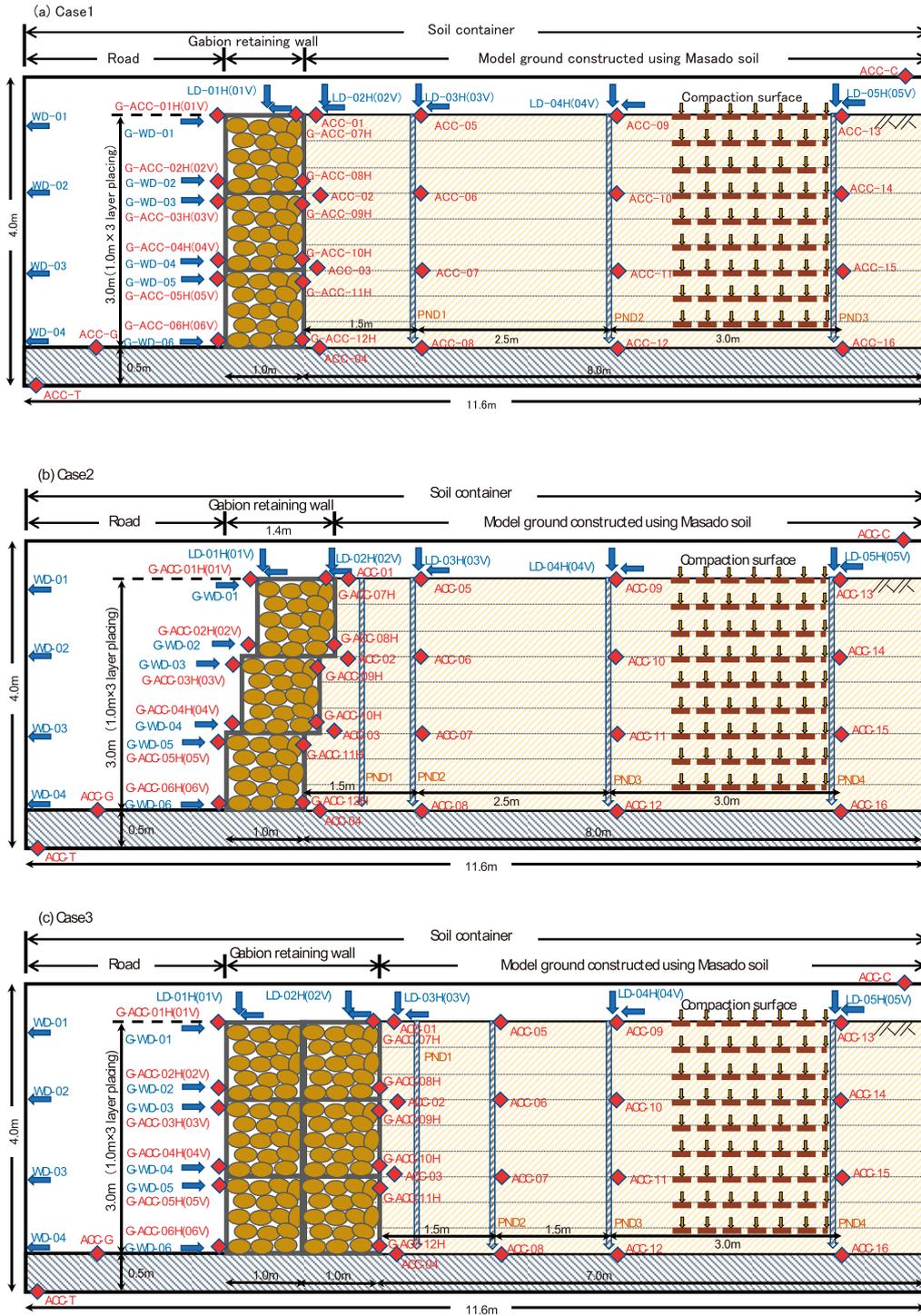


図 43 実大実験断面図
 Fig. 43 Cross-section of full-scale model experiment.

8.1.3 実大模型の施工

図 43 に、実大模型の断面図を示す。蛇籠擁壁は、蛇籠金網を組立て、土槽内の所定の位置に土槽幅 3.1 m に相当する横 3 列に設置し、中詰め材として割栗石を用いた。なお、現地被害調査では、中詰め材に

玉石を用いている場合、蛇籠の孕み出しや天端の凹みが多く見られたが、それを避けるため、本実験では、割栗石を丁寧に 1 つずつ手積みした。また、現地被害調査とヒアリング調査では、蛇籠間の緊結は、現場責任者によって省略されていたケースが散見さ

れたが、隣り合う蛇籠同士は縦横ともに緊結がなされているものが多数であったことを確認している。そこで、本実験では、写真22に示すように、3ケースの構造形式は異なるが、隣り合う蛇籠同士、および上下の蛇籠同士は針金で結合するとともに、たわみ防止のため、蛇籠内部に張線を使用し固定した。また、2段目と3段目に準じ、擁壁を構築していったが、その過程で蛇籠前面に孕み出しが生じないように当て板で補強し、中詰め材を充填後、板を引き抜いた。なお、この当て板は、調査現場では使われていない。

最終的に、施工時の記録から中詰め材の密度は、表19に示す様に、3ケースで概ね $1.5 \sim 1.6 \text{ t/m}^3$ であることを確認した。なお、現地調査において、蛇籠の密度測定が困難であったが、関係者によるヒアリングや施工状況の見学から、手積みによる施工である点で一致しており、現場と実験条件はほぼ同一であるものと推察される。また、施工後に、現地被災調査と同様に、ハンマーによる簡易検査を実施し、岩級区分はCHとBが混じっていたが、約6割はCHと判断された。

模型地盤については、図43に示した通り、土槽内に層厚50cmの基礎地盤を造成し、その上にまさ土を撒き出し転圧した(写真22(a))。この際、蛇籠背面に不織布を当てて土砂の流出を防いだ。1層あたりの撒き出し厚を30~35cmとし、9~10層(3.0m相当)造成した。転圧回数は予備実験の結果、図44に示す様に施工性を考慮し、締固め度 D_c が確実に90%以上となる最低限の回数として5回と定めた。模型地盤造成時の平均含水比 w_c は5.2%であり、最適含水率 w_{opt} より低かったものの、概ね D_c が90%程度の背後地盤を造成することができた。

模型地盤の品質に関し、加振前に微小加振を行い計測したせん断波速度 V_s により評価した。震動台への入力波形と模型地盤内に設置した加速度センサで計測された加速度波形のピーク時のせん断波の到達時間を読みとり、 V_s を取りまとめた。表24にCase2を事例としたとりまとめを示す。このケースでは、加振前の模型地盤全体では、 $V_s=62 \sim 200 \text{ m/s}$ とばらつきが大きく、擁壁背後や土槽近くで大きい値を示す傾向にあるが、平均値で108 m/s程度であった。

なお、一連の施工過程について、参考までに、順を追って写真23に示しておく。



(a) 蛇籠擁壁施工状況全景 (Case1)



(b) 蛇籠同士の結合



(c) 蛇籠内に設置した張線

写真22 蛇籠擁壁施工状況

Photo 22 Construction of gabion retaining wall.

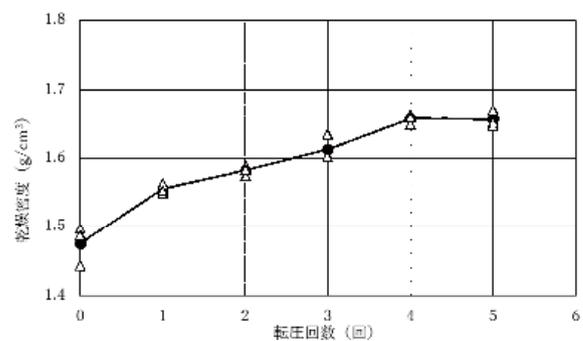


図44 締固め予備試験結果

Fig. 44 Result of preliminary compaction test.

表 24 模型地盤の S 波速度 (Case2)

Table 24 S-wave velocity of the model ground (Case2).

深度区間(m)	センサー			
	ACC-1	ACC-5	ACC-9	ACC-13
0.5-3.5	ACC-1	ACC-5	ACC-9	ACC-13
2.5-3.5	ACC-2	ACC-6	ACC-10	ACC-14
1.5-2.5	ACC-3	ACC-7	ACC-11	ACC-15
0.5-1.5	ACC-4	ACC-8	ACC-12	ACC-16

入力加速度 (Gal)	S波速度, Vs (m/s)			
	加振前	85	162	244
85	97	103	75	143
	91	91	91	125
	100	83	62	125
	100	167	77	200
	120	100	88	125
	71	125	91	167
	-	62	-	111
	125	167	50	111
	111	120	100	88
	-	-	-	91
	48	62	83	91
	250	200	67	83
244	58	70	86	94
	45	56	43	100
	77	-	200	100
	59	34	143	83
313	-	-	120	100
	-	-	100	77
	-	77	143	167
	143	125	125	91



(a) まさ土の納入



(b) 試験施工(締固め規定に関する試験)

写真 23(1) 実験の準備から終わりまで

Photo 23(1) Process from preparation to end of experiment.



(c) 基礎部施工



(d) 背後地盤1層目施工



(e) 背後地盤2層目施工



(f) 背後地盤9層目施工

写真 23(2) 実験の準備から終わりまで
Photo 23(2) Process from preparation to end of experiment.



(g) 背後地盤 10 層目施工



(h) 蛇籠擁壁の施工



(i) センサ取付け治具の設置



(j) 蛇籠への加速度計設置

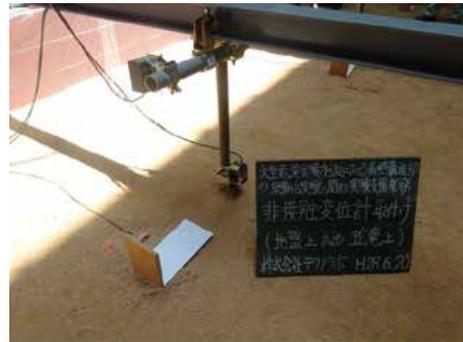
写真 23(3) 実験の準備から終わりまで
Photo 23(3) Process from preparation to end of experiment.



(k) 背後地盤加速度計設置



(l) 変位計設置(蛇籠および土槽)



(m) レーザー変位計設置(蛇籠および地盤上)



(n) センサーケーブル配線

写真 23(4) 実験の準備から終わりまで
Photo 23(4) Process from preparation to end of experiment.



(o) Case1 における加振前(左)および加振後(右)



(p) 解体前損傷観察(左から前面からの全景, 擁壁背後および擁壁前面)



(q) 背後地盤解体・搬出



(r) 蛇籠解体・搬出

写真 23(5) 実験の準備から終わりまで

Photo 23(5) Process from preparation to end of experiment.



(s) センサ取り出(左)および地盤解体・撤去完了(右)

写真 23(6) 実験の準備から終わりまで
Photo 23(6) Process from preparation to end of experiment.

8.2 測定計画, 加振条件および調査計画

8.2.1 測定計画および加振条件

加振時の動的挙動を観測するため, 図 43 に示す箇所において, 加速度計を蛇籠擁壁と背後地盤に設置した. いずれのケースも蛇籠擁壁には前面と背面に 6 基ずつ設置し, 背後地盤内には, 基礎地盤面からの目安の高さが 1.0 m, 2.0 m および 3.0 m で, かつ蛇籠背後から, 3 段階の距離で離れた地点に 1 基ずつ設置した. また, 巻取り式の変位計を蛇籠前面に 6 基設置し, レーザー変位計を蛇籠天端と背後地盤の地表面 4 箇所水平, 鉛直方向に設置した.

調査地における地震動についての詳細が不明であったため, 写真 24 に示すよう蛇籠擁壁が傾斜し, 蛇籠間のずれが生じるようなケースを対象に, 蛇籠自体の応答変位が主たる被害要因となることを想定した加振条件を設定することとした. そこで, 本実験の加振で用いた入力波は, 蛇籠擁壁の共振周波数に近い 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. 波形については, 後述の実験結果について示す図 48 ~ 図 50 に示されている. 加振時には, 表 19 に示すように, 目標入力加速度の振幅を 4 段階に分けて加振を行った.

なお, 蛇籠擁壁の共振周波数確認のための予備実験は別途実施された. この実験についての詳細は, 7 章の「実大蛇籠壁の振動特性実験」ですでに述べられている. この予備実験の要点は, 表 25, 図 45 および図 46 に示されている. 表 25 より, 予備実験では 2 つの試験体を用い行われた. 1 つは実大実験の Case1 と同様な構造で, 蛇籠間をすべて針金で緊結するケース (Case A), もう一方は, 蛇籠上下同士は



写真 24 蛇籠間のずれ (No.50)
Photo 24 Gap between gabions (No.50).

表 25 予備実験条件
Table 25 Conditions of preliminary experiment.

Gabion	Case A		Case B	
	Thickness (m)	Unit weight (kN/m ³)	Thickness (m)	Unit weight (kN/m ³)
Third layer	0.97	15.73	0.95	15.76
Second layer	0.95	15.43	0.90	14.85
First layer	0.93	15.45	0.90	15.04

緊結するが隣り合う水平方向には緊結しないケース (Case B) とした. なお, 両試験体の緊結箇所については, 図 45 中の写真に赤線で示されている. 加振は, $f=0.05 \sim 30$ Hz のホワイトノイズと実大実験で用いた正弦波を交互に入力し, 正弦波については, 加振段階ごとに加速度振幅を大きくした.

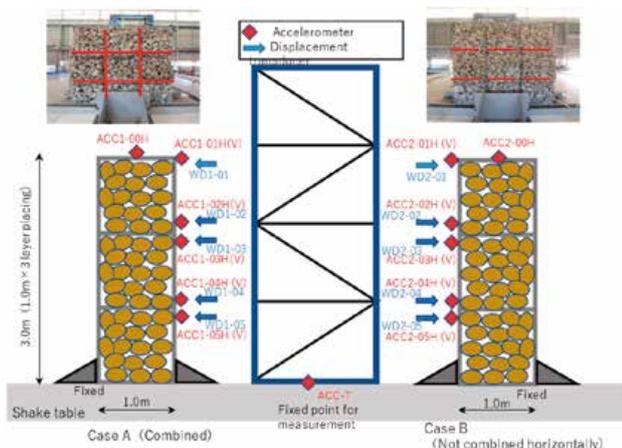
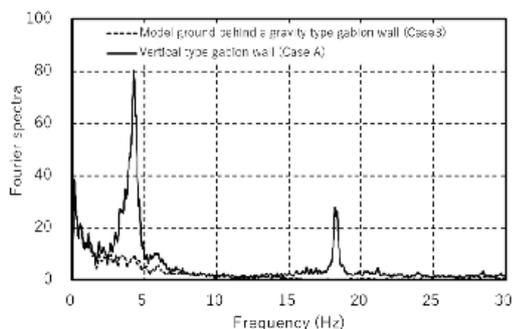
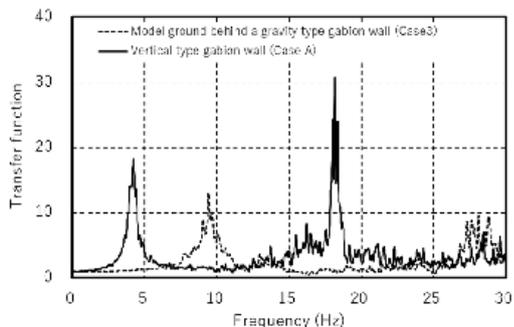


図 45 予備実験断面図
Fig. 45 Cross-sections of preliminary experiment.



(a) フーリエスペクトル



(b) 増幅関数

図 46 フーリエ解析結果
Fig. 46 Results of Fourier analysis.

図 46 に示す Case A の天端，および実大実験 Case3 の背後地盤地表面 (ACC09) を対象に，正弦波加振前のホワイトノイズに基づくフーリエスペクトルを図 46 (a) に示し，入力加速度に対する増幅関数を同図 (b) にまとめた．これらの図より，Case A の直立の蛇籠擁壁の固有周期は 4.3 Hz，一方，背後地盤については，9 Hz 程度で波が増幅しやすいことがわかる．



(a) ターゲット



(b) ターゲット設置状況



(c) 測定状況

写真 25 3D レーザー計測の概要

Photo 25 Outline of 3D territorial razer measurement.

8.2.2 3D レーザー計測および背後地盤調査

蛇籠擁壁と背後地盤の残留変形量を把握するため，加振前後において 3D レーザー計測を実施した．なお，計測時期は，各ケース 3 回で，加振前，正弦波 3 段階目，および最終加振後である．なお，本計測は，照射したレーザーパルスが対象物から反射し戻ってくるまでの時間で距離を算出するもので，回転しながら連続してレーザーの照射を行うため，一度に大量の点データを取得できる利点を有する．計測器の主な性能は，測定範囲が 0.6 ~ 330 m で測定

誤差が±2 mmである。

写真25に3Dレーザー計測の概要を示す。ターゲットは直径14 mmであり、土槽の各地点から計測したデータを合成するためのもので、統合した点群データを作成した。合成はFARO社製SCENEを使用し、計測データをSCENEに取り込み、前処理(ターゲットの算出、FOCUS内蔵カメラで撮影した写真を点群へ色付け)を行った後、合成を行った。なお、途中の計測時は、写真撮影を行わないため、色なしの点群となる。全地点からのデータを合成した結果を図47に示す。

背後地盤調査は、簡易動的コーン貫入試験(PDCP)および軽量簡易動的貫入試験(PANDA)を実施したが、本資料では、PANDAのデータを用いた考察を行った。なお、PANDAは、盛土や埋土などの締固



図47 合成結果
Fig. 47 Synthesis result.

め地盤の評価に多く利用されている調査手法であり、写真26に示すように、狭隘地での実施が可能で、ハンマーによる任意の打撃力でロッドとその先端に接続した先端コーンを地盤に打ち込み、その時の1打撃毎の動的貫入抵抗値 q_d を求めることが出来るため、空間分解能が高いデータを取得できる³⁶⁾。

8.3 実験結果

本節では、擁壁および背後地盤の加振時挙動および最終加振後の残留変形について述べる。Case1～3のいずれも、加振とともに擁壁の水平変位が累積し、背後地盤にクラックが生じる様子が確認されている。各ケースの加振時挙動については、表26に



写真26 軽量簡易動的貫入試験実施状況
Photo 26 Execution of lightweight simple dynamic penetration testing.

表26 背後地盤における損傷状況のとりまとめ

Table 26 Summary of damage situation in ground behind the wall.

Experimental case	Structure type	Input acceleration (Gal)	Aspect of back ground	Collapse area
Case1	Vertical type	65	変状なし	変状なし
		132	擁壁背後0.7mでクラックが生じ滑り崩壊	～0.7m
		203	1.1m, 1.6m, 2.1m, 2.8mにクラックが発生	～0.7m
		257	1.1mの範囲に滑り崩壊	～1.1m
Case2	Stepwise type	85	変状なし	変状なし
		162	擁壁近傍にクラック発生	クラックのみ
		244	0.55mでクラックが生じ滑り崩壊	～0.55m
		313	1.1mの範囲に滑り崩壊が進行	～1.1m
Case3	Gravity type added a number of gabions	83	変状なし	変状なし
		151	0.8m, 1.5mにクラックが発生	クラックのみ
		249	0.8mで滑り崩壊	～0.8m
		302	2.4m, 2.7mでクラックが発生	～0.8m

示す通り、Case1において、4段階の加振のうち、2回目の132 Gal加振時に擁壁背後から1.1 mの地表面に大きなクラックが生じ、背後地盤の崩壊とともに、擁壁の顕著な前傾が生じた。Case2では、2回目の162 Gal加振時に擁壁から0.55 mの箇所に軽微

なクラックが生じ、次の244 Gal加振時に、完全に崩壊域となった。Case3についてもCase2と同様に2回目の151 Gal加振時に擁壁から0.8 mおよび1.5 mの箇所に軽微なクラックが生じたが、最終的には2.7 mの範囲でクラックが生じた。

【65Gal】

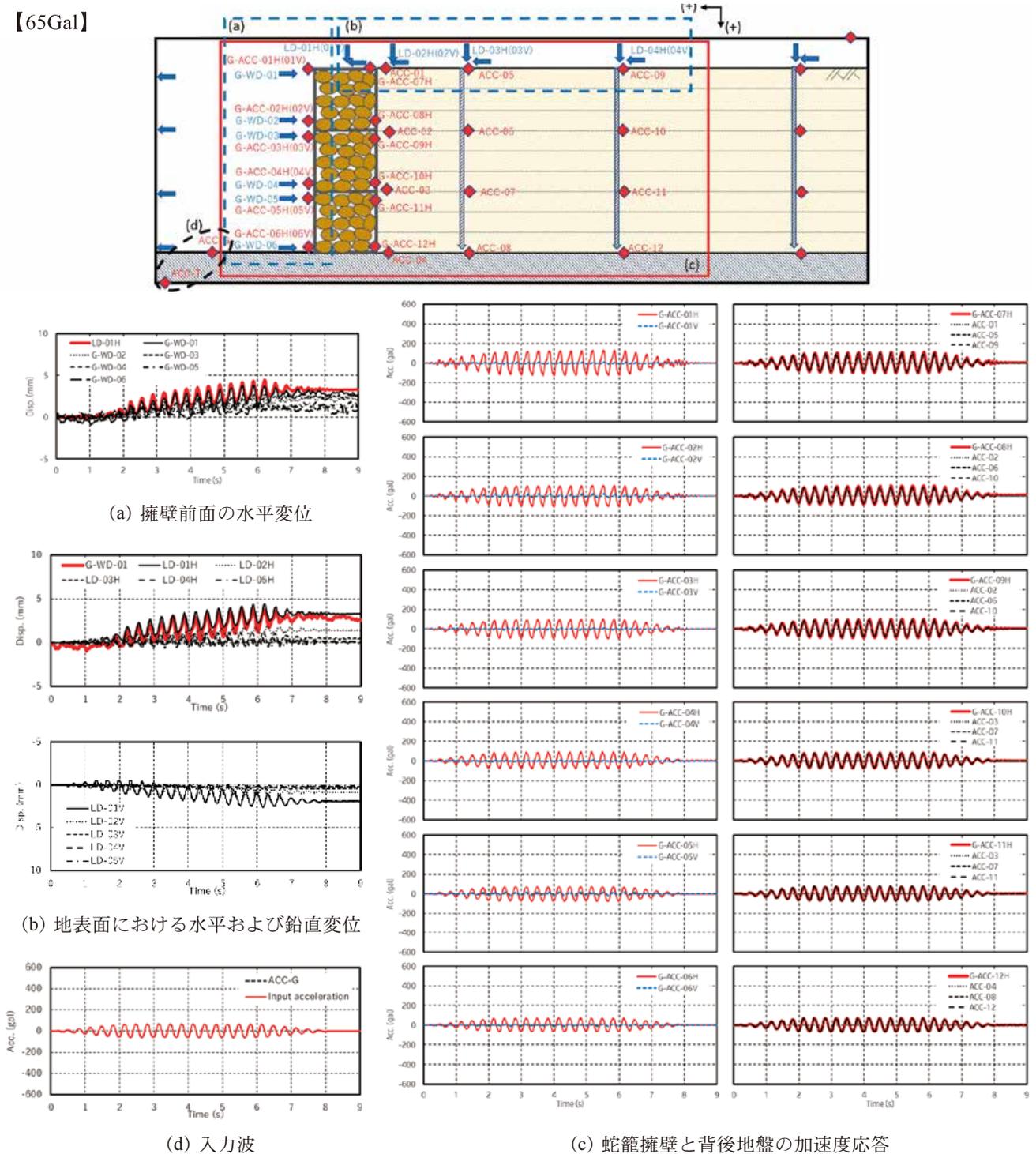


図 48(1) 時刻歴データ (Case1)
Fig. 48(1) Time history data (Case1).

上記より、いずれのケースも2回目の正弦波加振で背後地盤に損傷が生じ始めたことから、時刻歴データについては2回目の加振時について報告するものとする。

8.3.1 時刻歴データ

各ケースにおける2回目の正弦波加振の時刻歴を図48～図50にそれぞれ示す。図中のセンサー図に図示する点線のくくりと(a)～(c)の各グラフは対応している。

【132Gal】

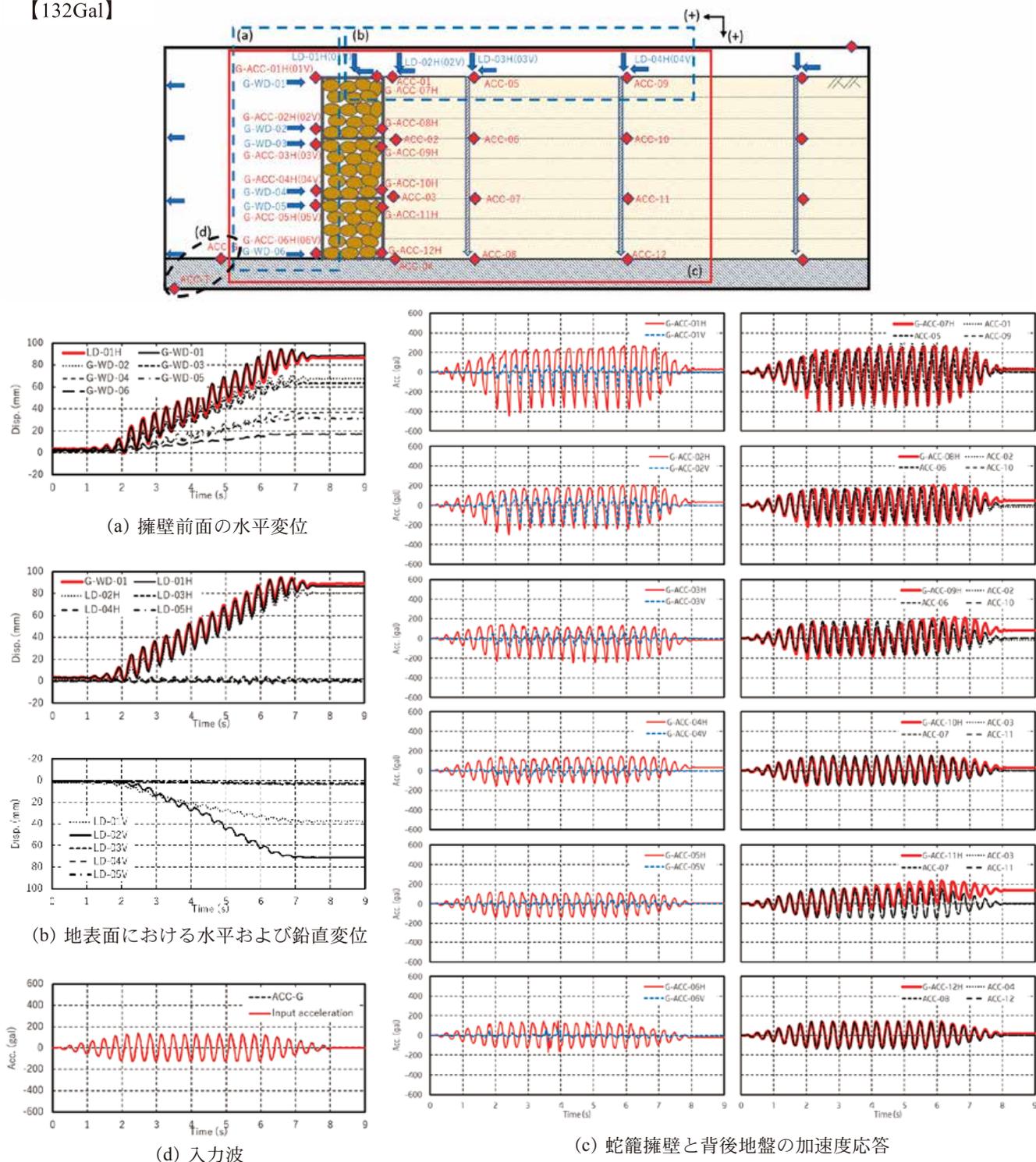


図48(2) 時刻歴データ (Case1)
Fig. 48(2) Time history data (Case1).

各図 (a) に示す最上段の蛇籠擁壁天端 (G-WD-01, LD-01H) および (b) における背後地盤地表面 (LD-02H~05H, LD-02V~05V) の水平および鉛直変位の時刻歴を見ると、ケースごとに異なるものの、加振に伴い擁壁前面への水平変位量と地表面沈下が増大し

ていく様子がわかる。また、同図 (c) における擁壁前面と擁壁背後地盤の加速度応答を見ると、下部から上部にかけて、加速度が増幅して伝わっている様子がわかる。また、擁壁背面側に着目すると、擁壁上部において、直近の模型地盤よりも蛇籠の加速度

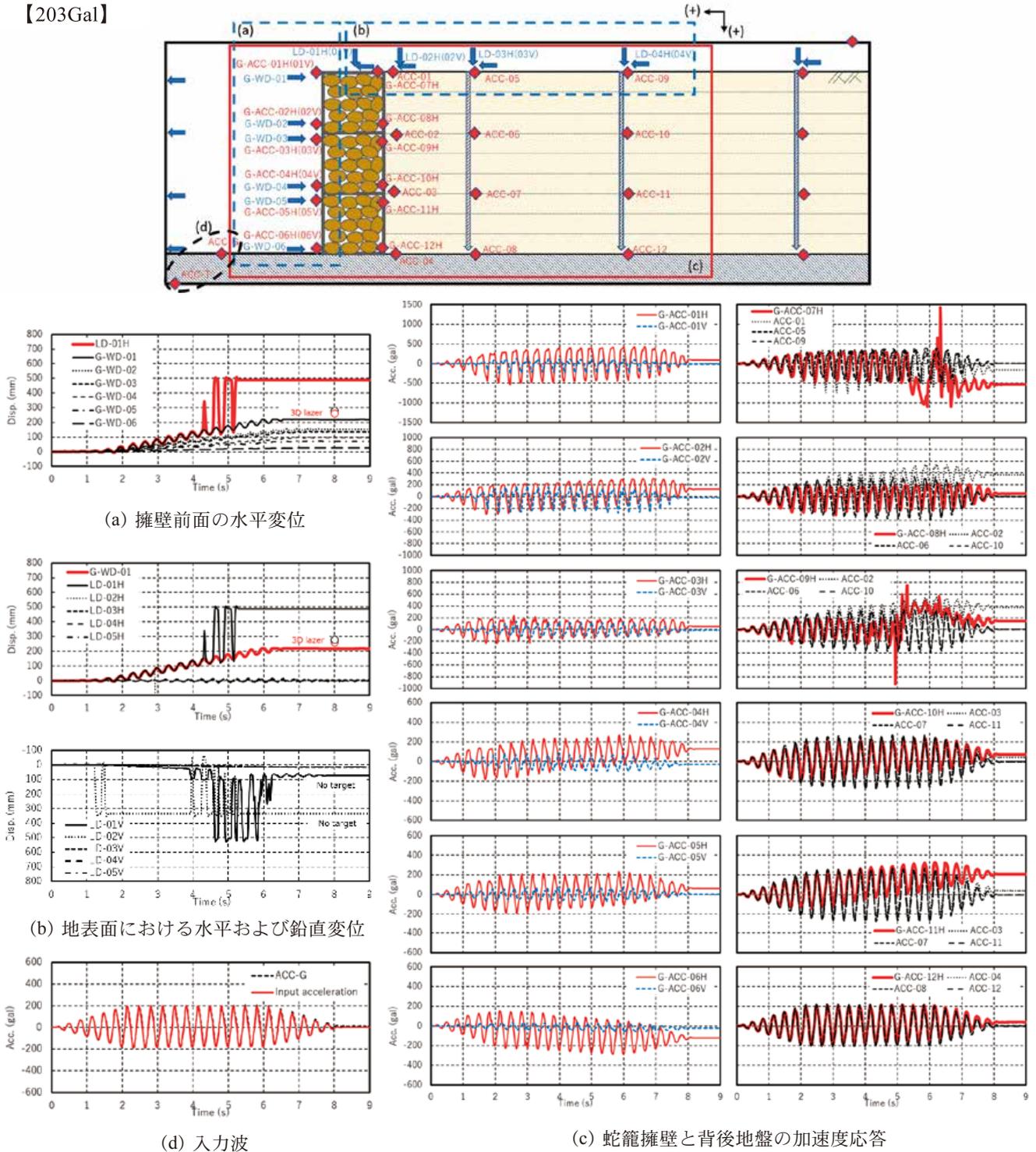


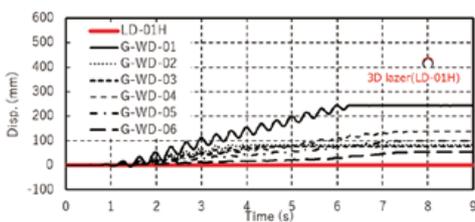
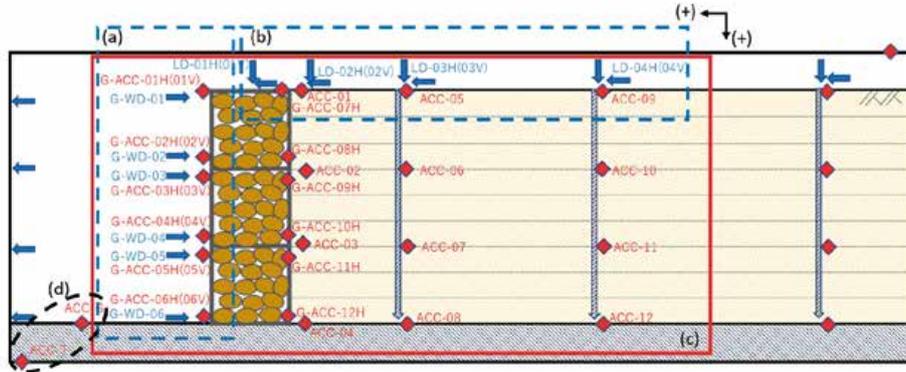
図 48(3) 時刻歴データ (Case1)
Fig. 48(3) Time history data (Case1).

振幅が大きくなっており、特に最上部の三段目の蛇籠にその傾向が顕著に現れている。表26での説明の通り、このタイミングの加振により、写真25に示す通り、各ケースにおける背後地盤にクラック等の損傷が確認された。

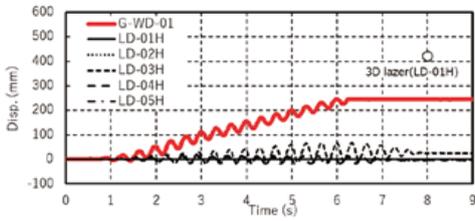
8.3.2 振動特性

初回の加振では、蛇籠と背後地盤は一体化して挙動していたが、次に加振段階では、蛇籠と背後地盤の応答に位相差が生じ、また、振幅の大きさが異なっていたものと推察される。そこで、正弦波の定

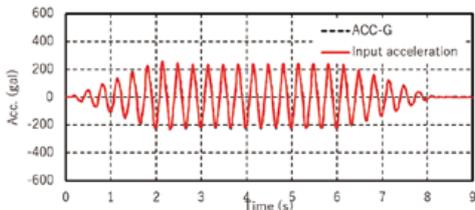
【257Gal】



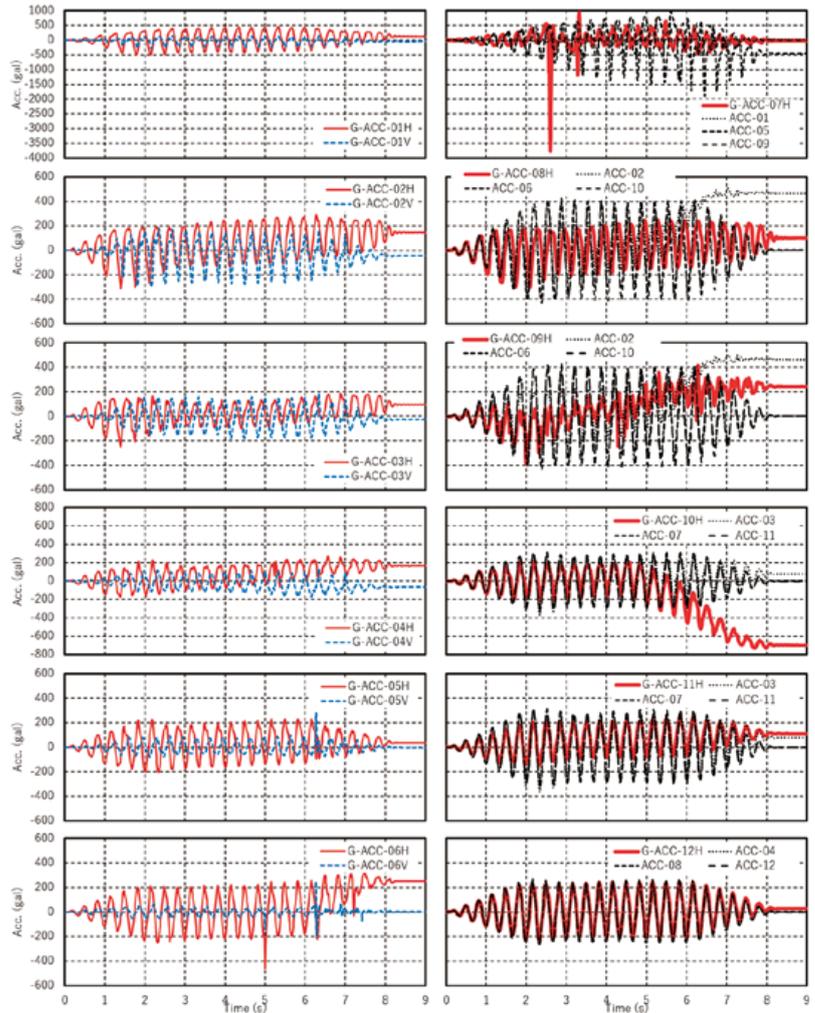
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



(d) 入力波



(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

図48(4) 時刻歴データ (Case1)

Fig. 48(4) Time history data (Case1).

常部である $t=2 \sim 6s$ における擁壁背面および近傍地盤の拡大図を図51に示す. 同図(a)~(c)の各図は, 図中最上部に示すセンサ配置図において, 点線内に図示されている蛇籠擁壁および擁壁近傍背後地盤の水平変位と水平加速度を示している.

132 Gal 加振時のデータに着目し Case1 を見ると, 蛇籠背面部における水平変位は, 蛇籠と背後地盤近傍 (LD-01H, LD-02H) は一体化して, 加振とともに変形が累積しているが, 模型地盤中央 (LD-03H) は, 殆ど変位が生じていないことがわかる. 加速度応答

【85Gal】

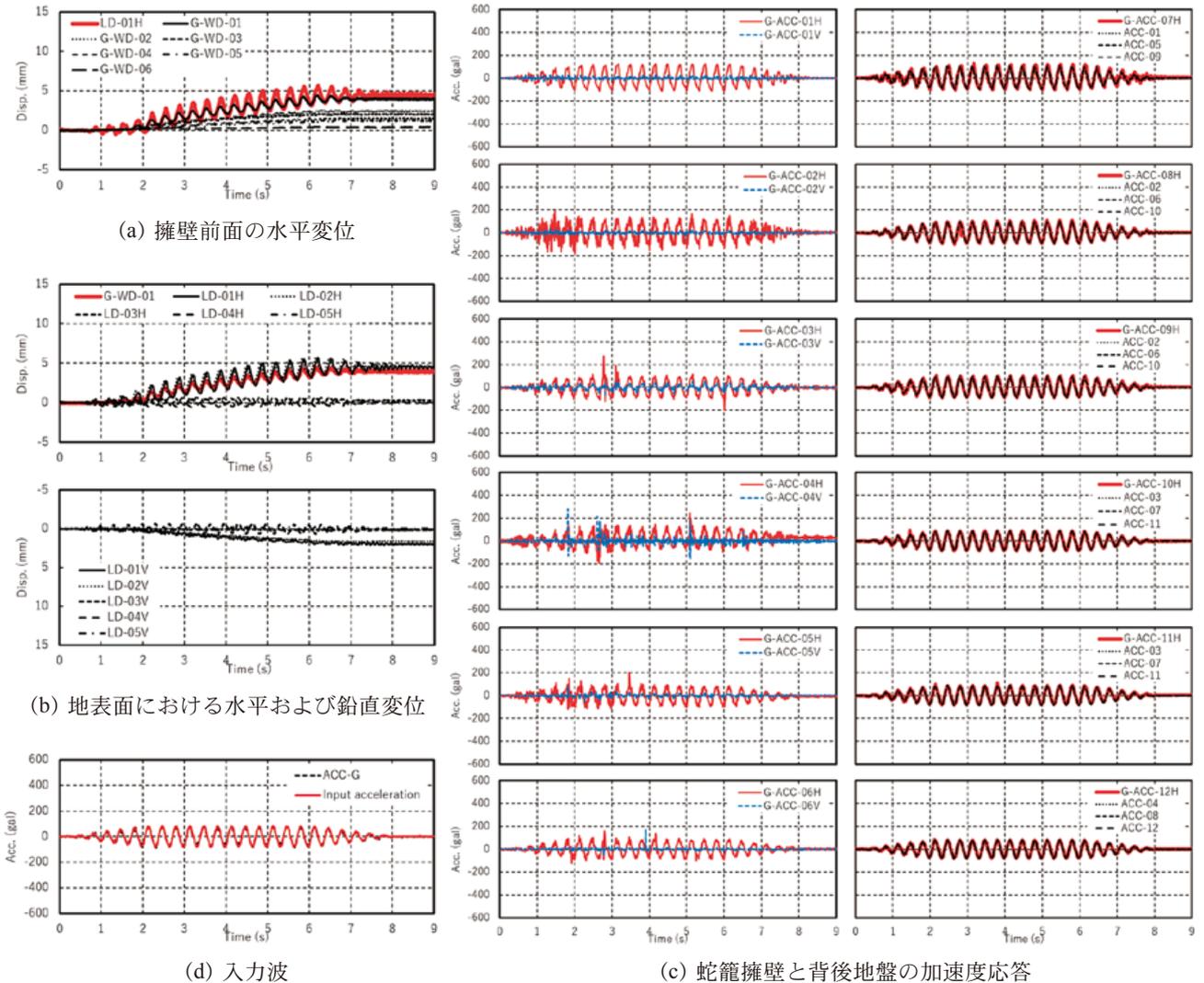
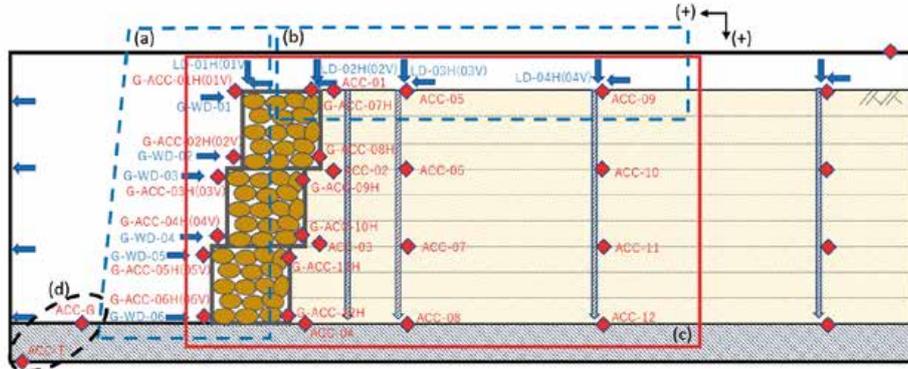
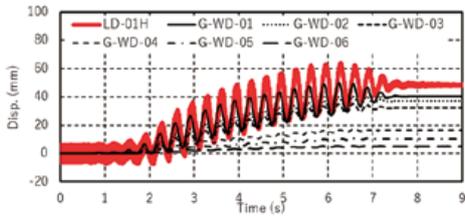
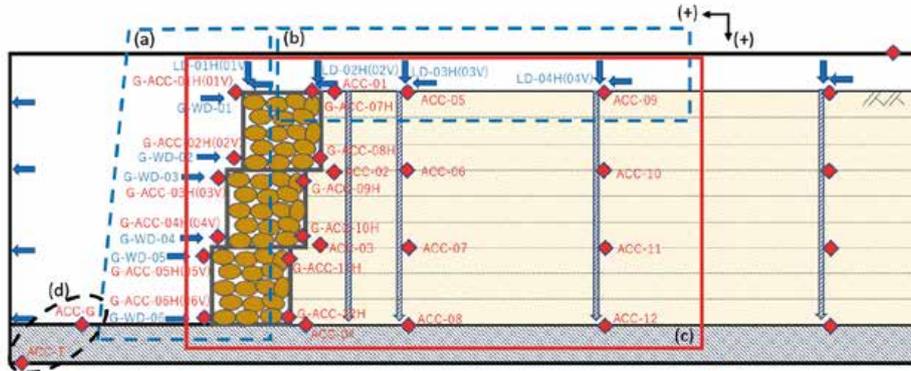


図 49(1) 時刻歴データ (Case2)
Fig. 49(1) Time history data (Case2).

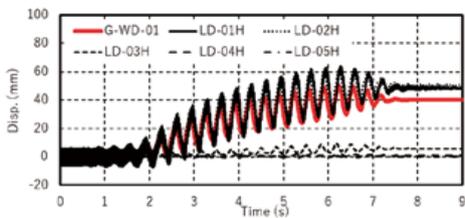
については、擁壁下段では、蛇籠背面、模型地盤近傍および中央部の加速度応答が概ね一致しているが、上段において、蛇籠、背後地盤近傍および中央部で、それぞれ位相差が生じ、かつ、蛇籠の加速度振幅が大きくなっていることがわかる。同様な観点

でCase2 および Case3 を見ると、Case3 における加速度振幅は背後地盤に比べ若干大きく、水平変位が背後地盤でやや広範囲に生じているものの、Case2, Case3 ともに、上段の蛇籠と背後地盤に位相差が生じている様子がわかる。これら3ケースの加振段階

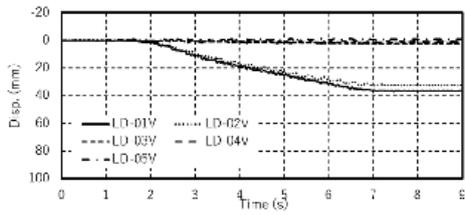
【162Gal】



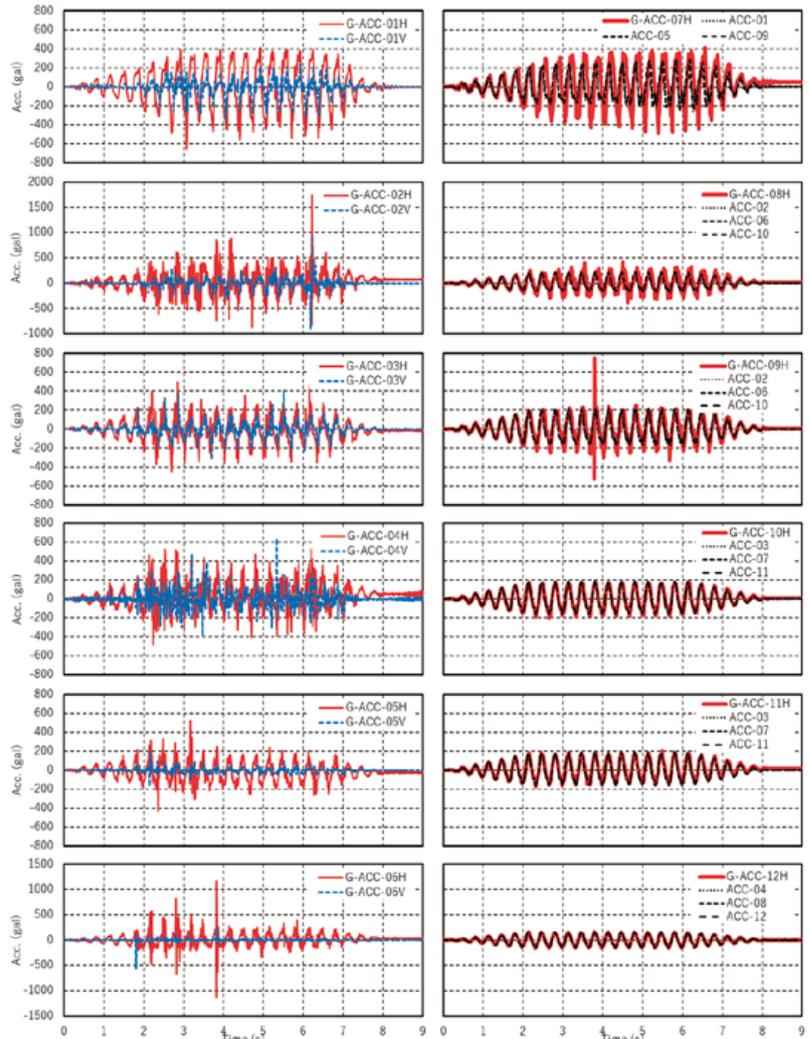
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



(d) 入力波



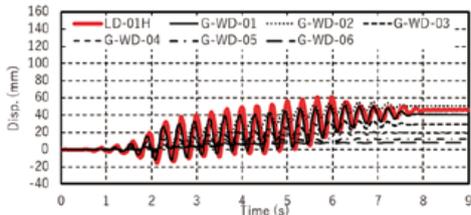
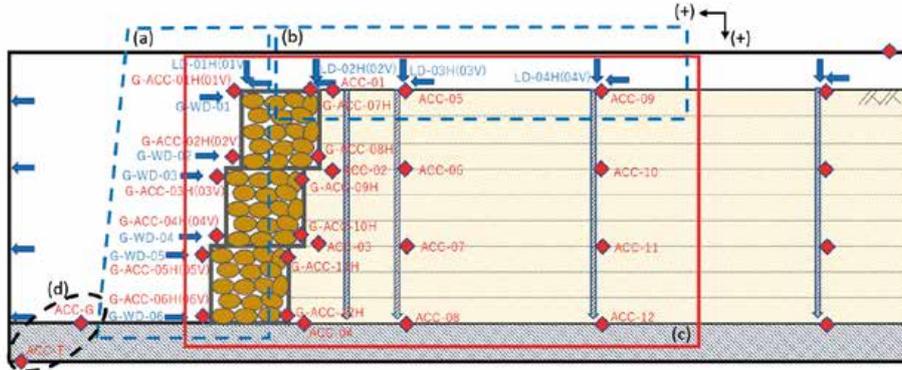
(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

図49(2) 時刻歴データ (Case2)
Fig. 49(2) Time history data (Case2).

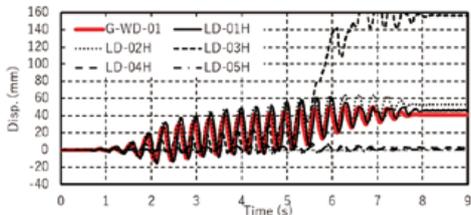
において、擁壁から 0.55 ~ 1.5 m 程度の範囲で背後地盤にクラックが生じた要因は、蛇籠擁壁天端と蛇籠擁壁近傍の背後地盤との間に生じた位相差と振幅の大きさが要因として挙げられる。

図 52 に蛇籠擁壁天端と模型地盤中央部地表面における増幅関数を示す。図 51 に示したように、3 ケースとともに、2 回目である 150 gal 前後の加振により位相差が生じ始めたが、最後の加振まで最も影響を

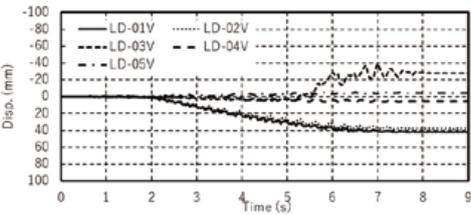
[244Gal]



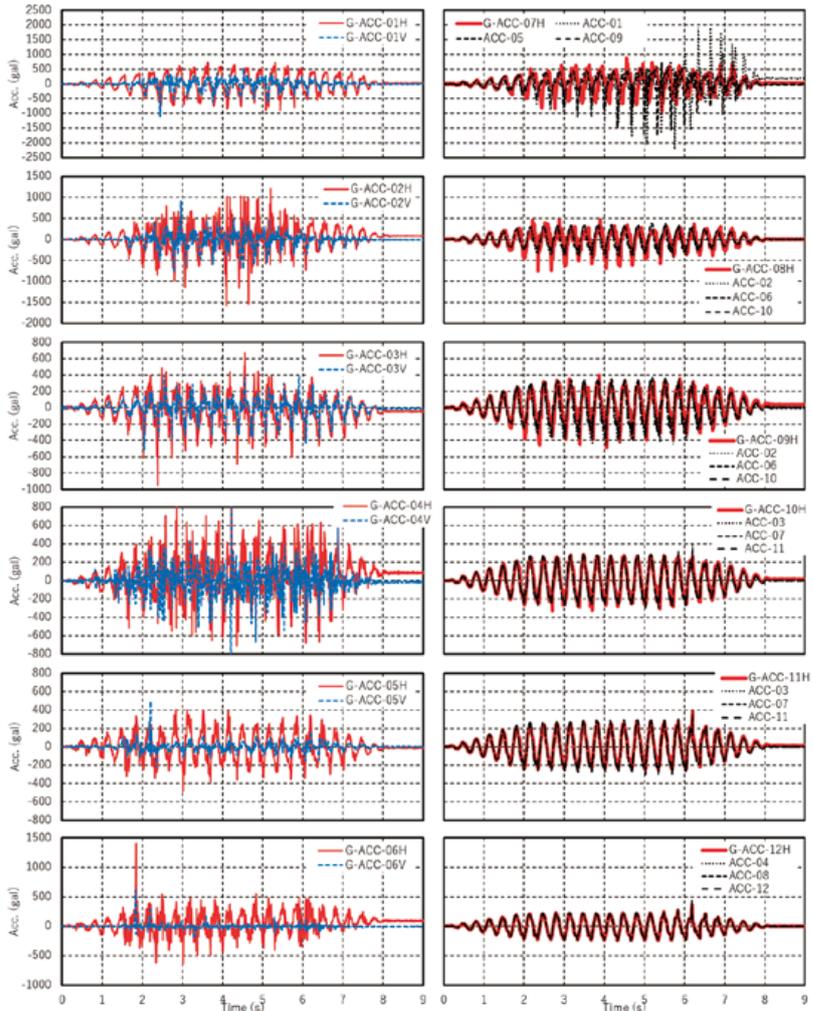
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



(d) 入力波



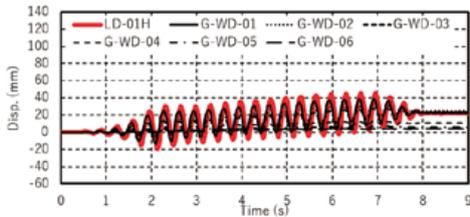
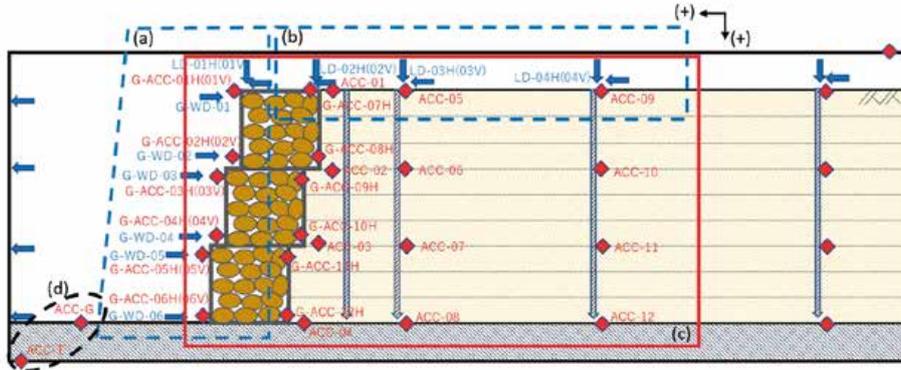
(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

図 49(3) 時刻歴データ (Case2)
Fig. 49(3) Time history data (Case2).

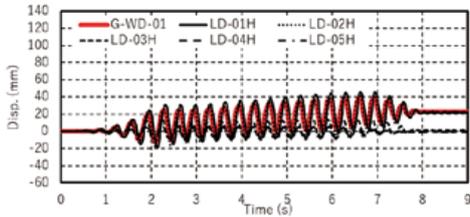
受けた構造がCase1であった。ホワイトノイズ(WN)により、固有周期を算出し、加振による蛇籠擁壁と背後地盤の劣化の状況を確認することが出来る。Case2 および Case3 の加振前と最終的な加振後のみ

実施したため、これらのケースを対象に、蛇籠擁壁天端(G-ACC-01H)と背後地盤中央(ACC09)について、図52にフーリエスペクトルと増幅関数を示す。Case2における増幅関数に着目すると、加振前には

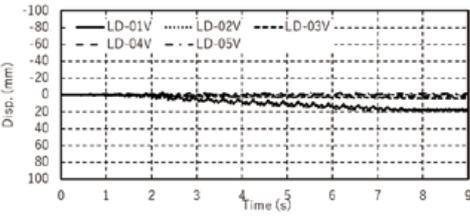
【313Gal】



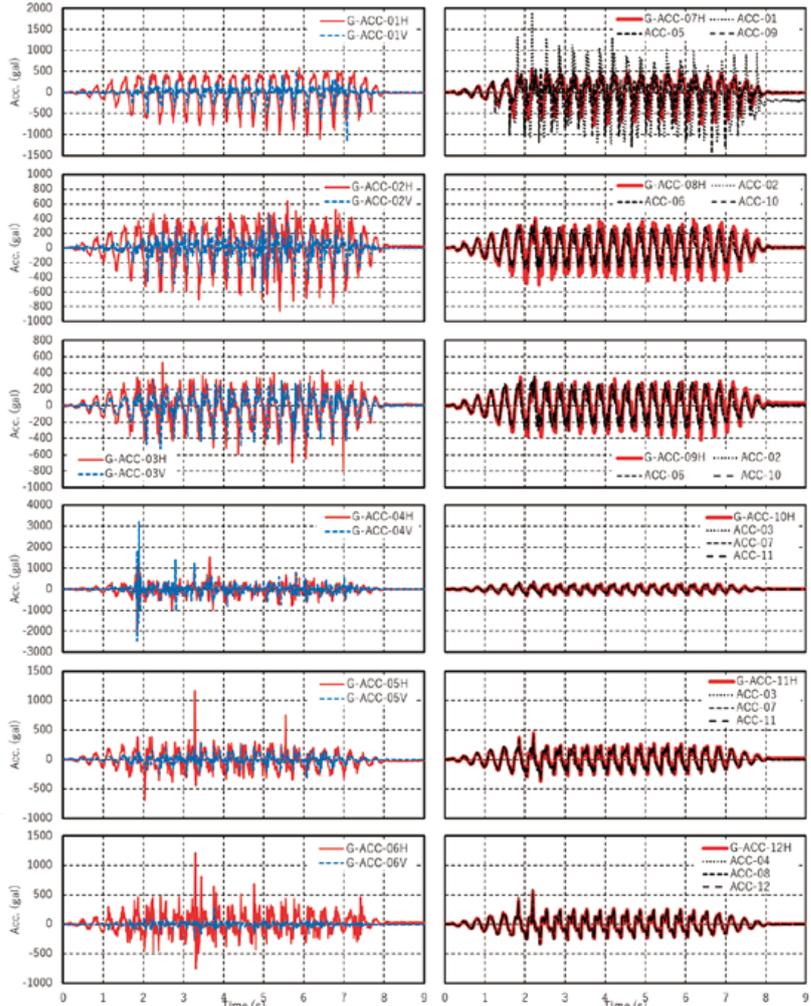
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



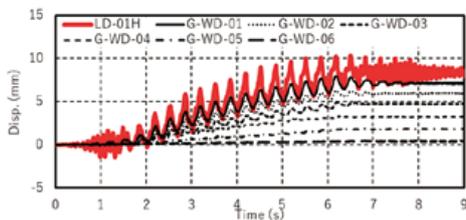
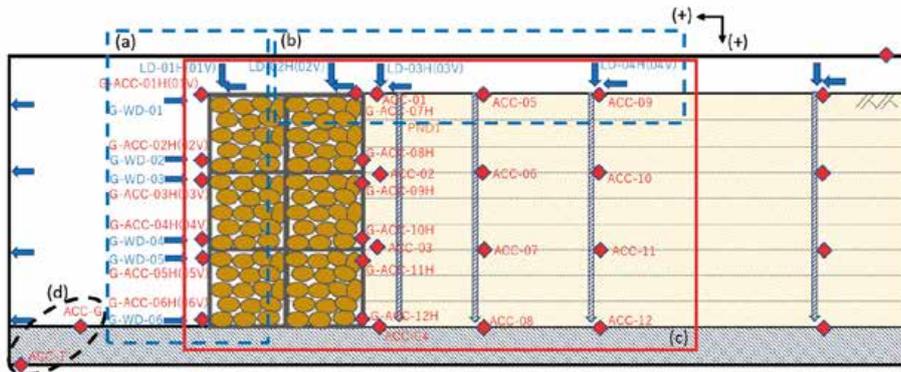
(d) 入力波



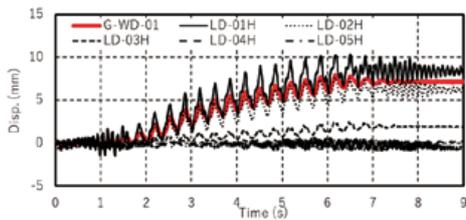
(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

図49(4) 時刻歴データ (Case2)
Fig. 49(4) Time history data (Case2).

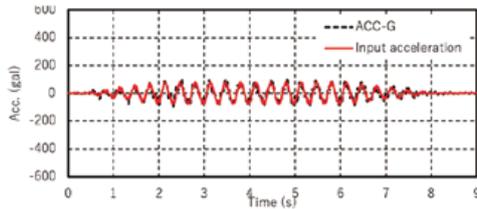
[83Gal]



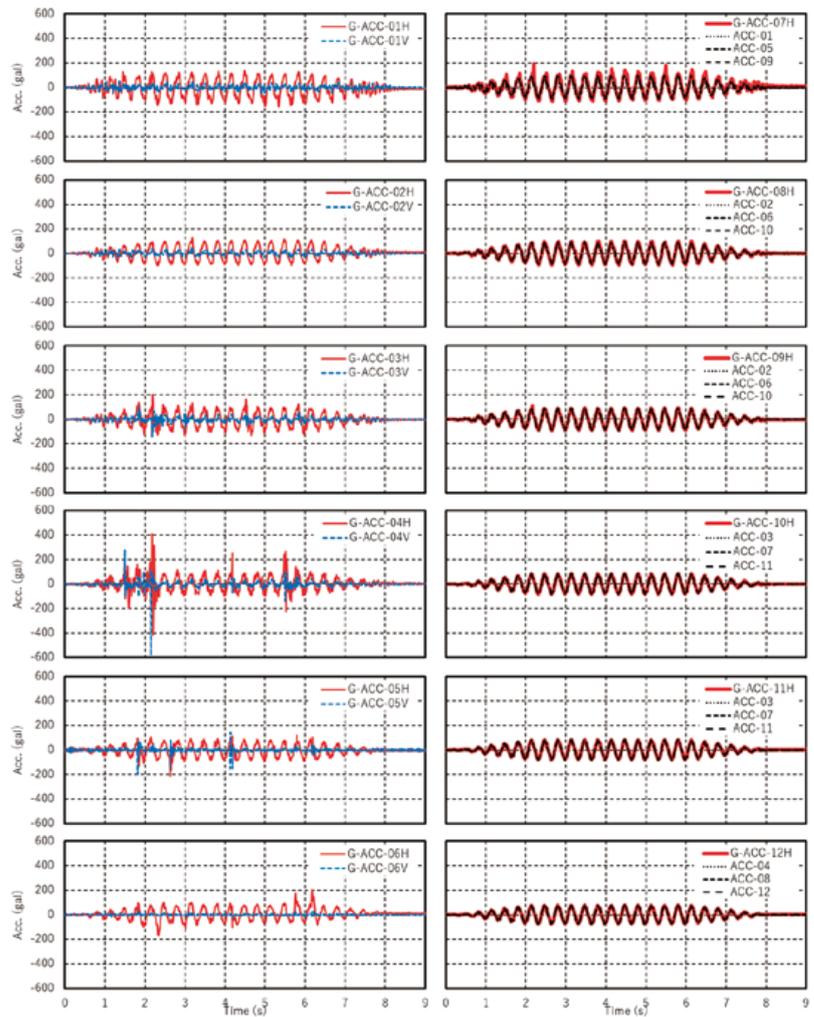
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



(d) 入力波

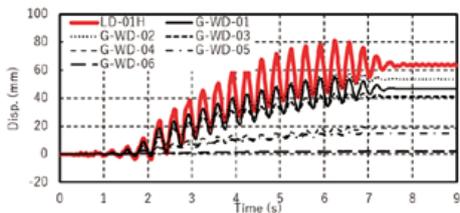
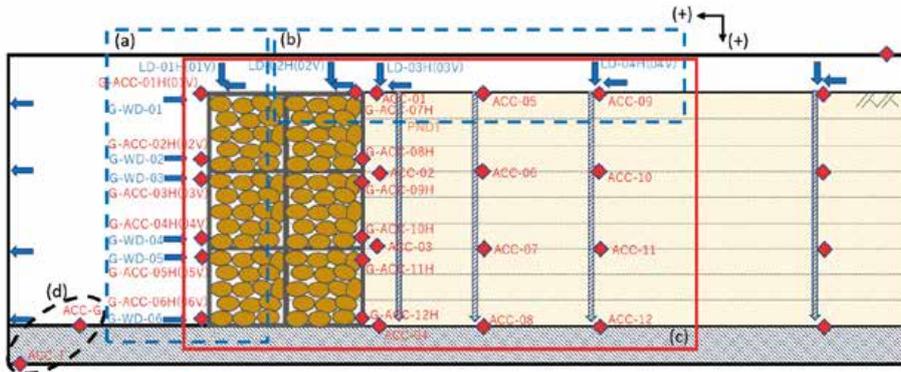


(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

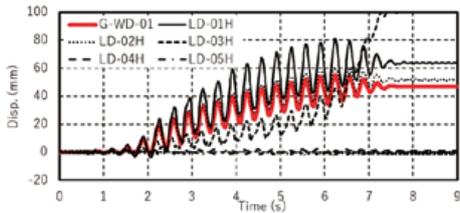
図 50(1) 時刻歴データ (Case3)

Fig. 50(1) Time history data (Case3).

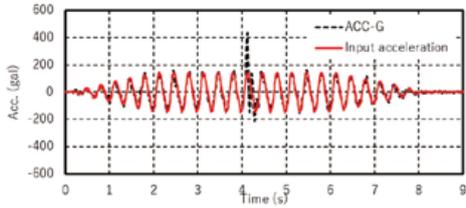
【151Gal】



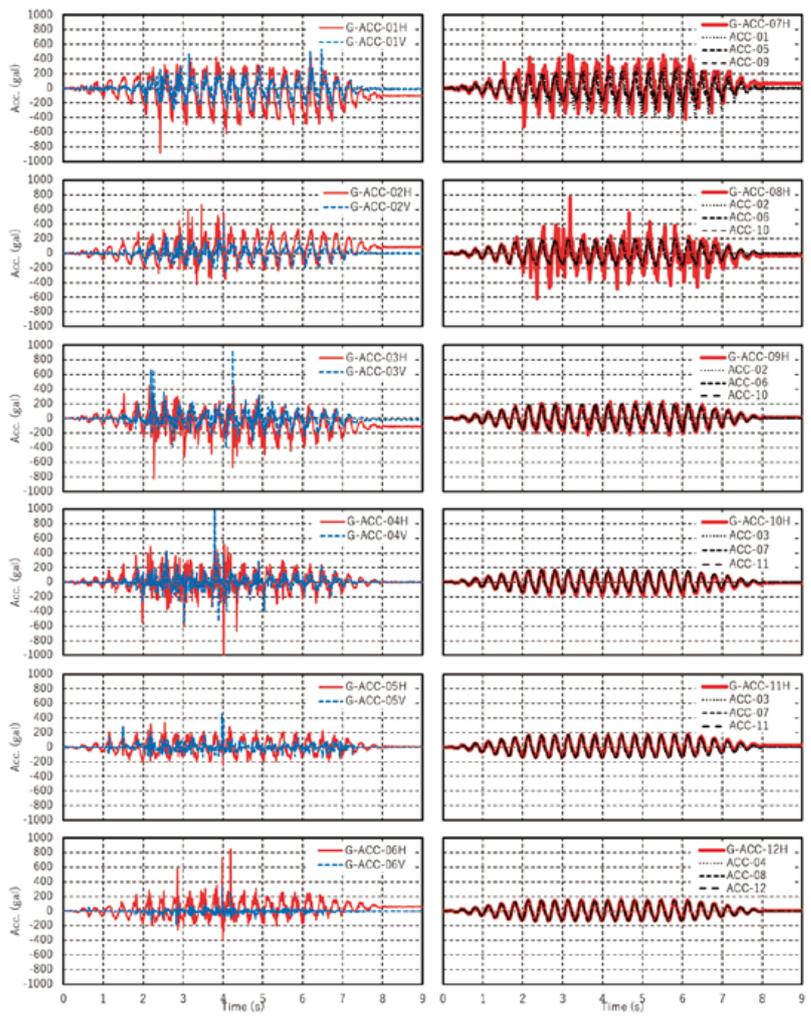
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



(d) 入力波

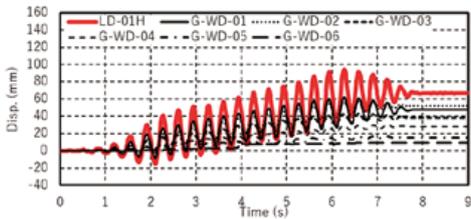
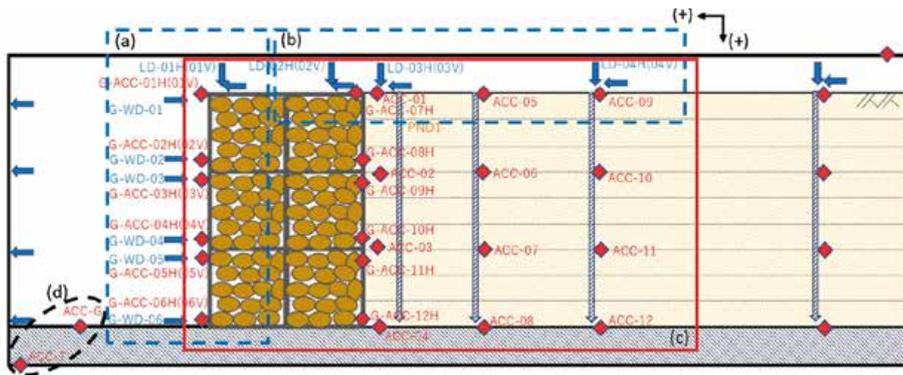


(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

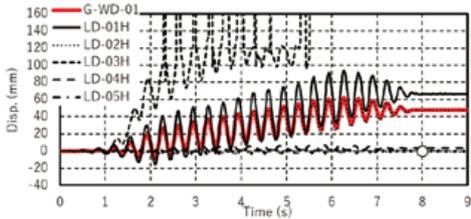
図 50(2) 時刻歴データ (Case3)

Fig. 50(2) Time history data (Case3).

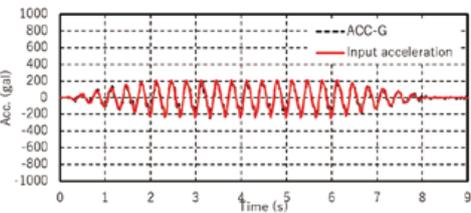
[249Gal]



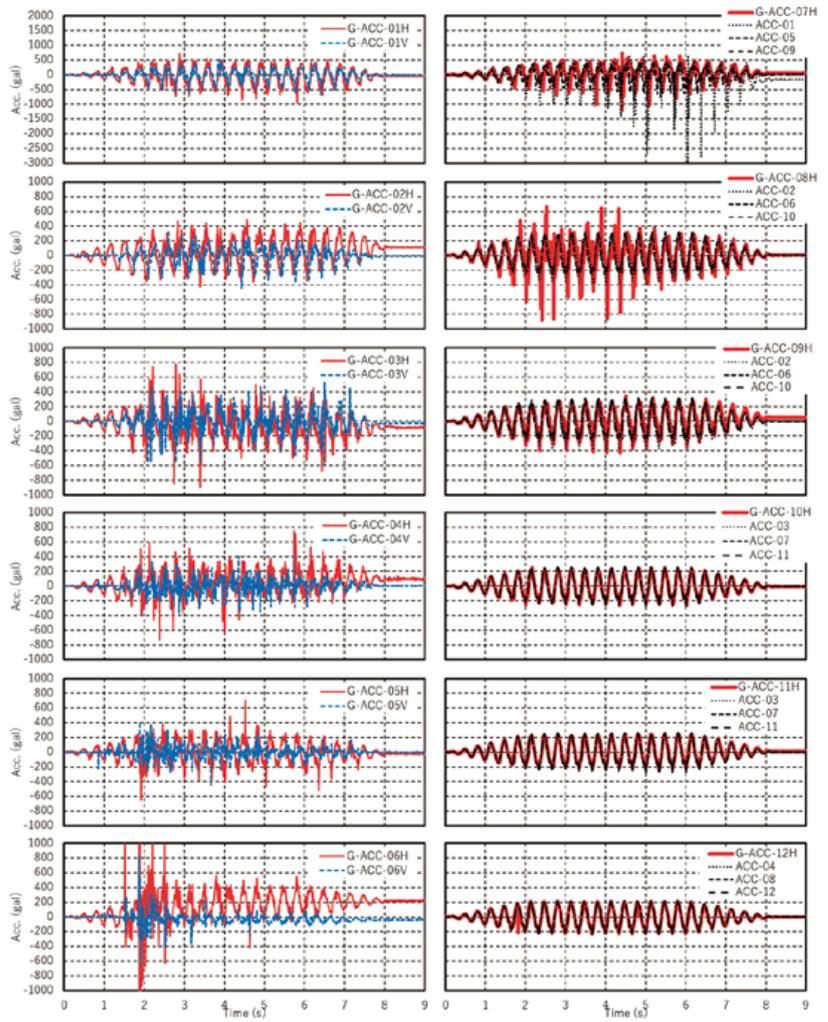
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



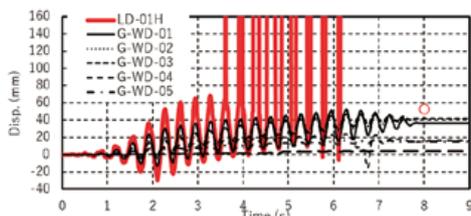
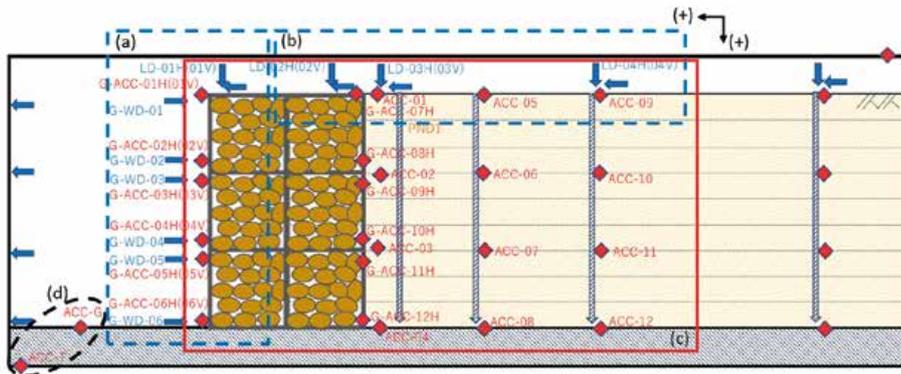
(d) 入力波



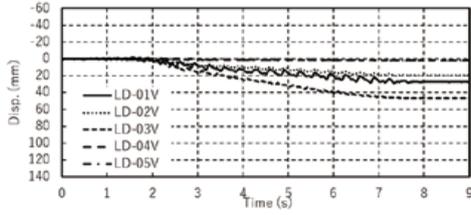
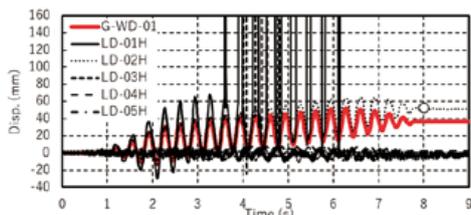
(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

図 50(3) 時刻歴データ (Case3)
Fig. 50(3) Time history data (Case3).

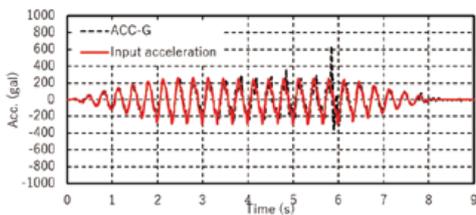
【302Gal】



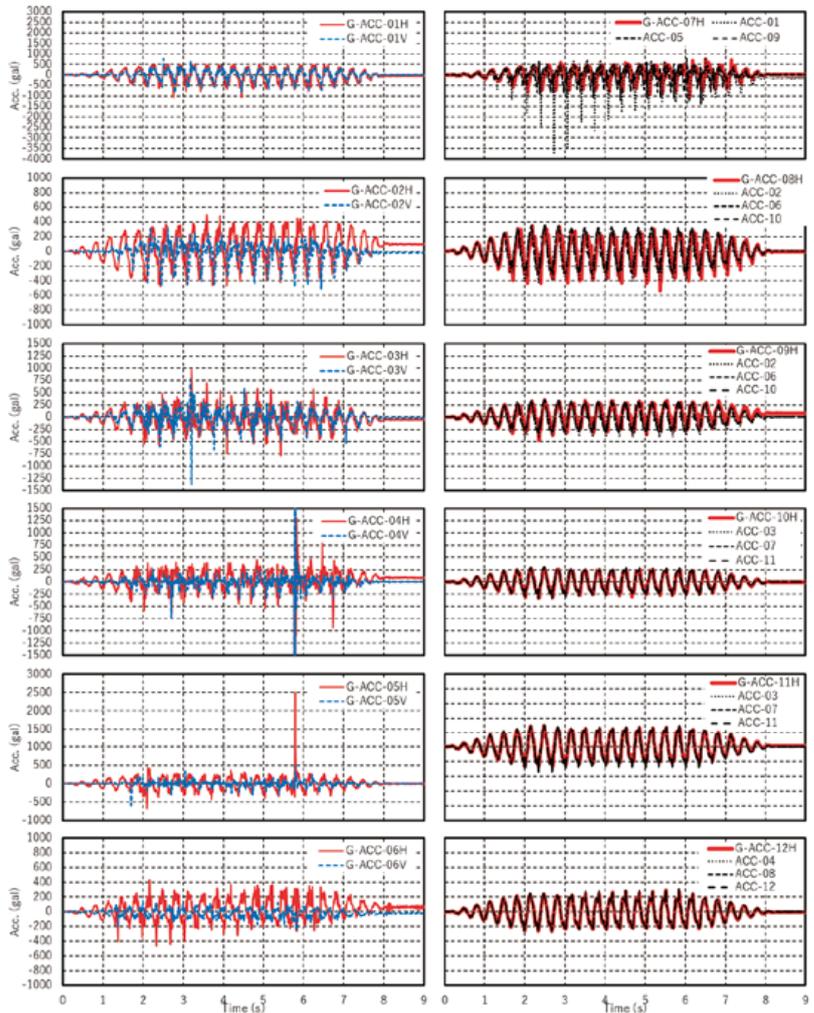
(a) 擁壁前面の水平変位



(b) 地表面における水平および鉛直変位



(d) 入力波



(c) 蛇籠擁壁と背後地盤の加速度応答

図 50(4) 時刻歴データ (Case3)

Fig. 50(4) Time history data (Case3).



写真 27 加振後の背後地盤の損傷状況
Photo 27 Damage situation the model ground behind the gabion wall after shaking tests.

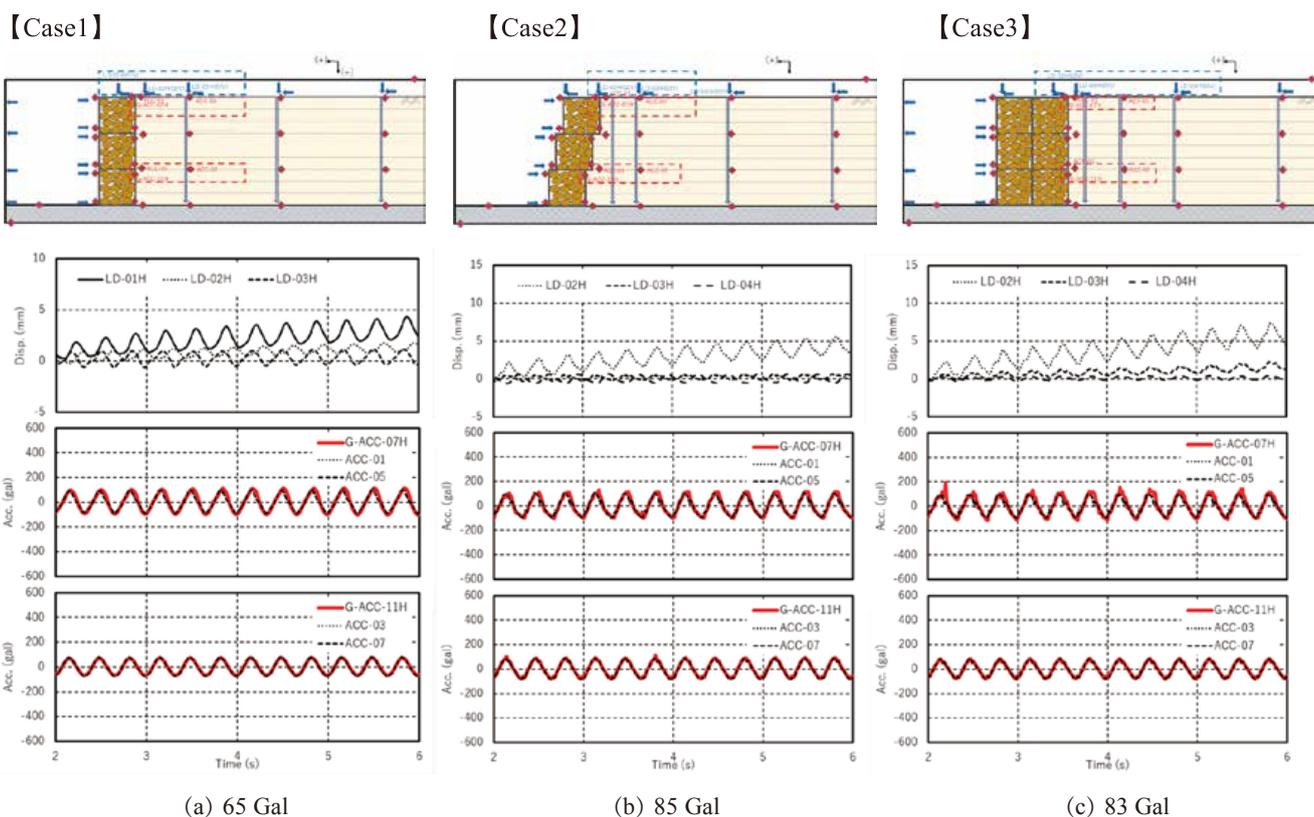
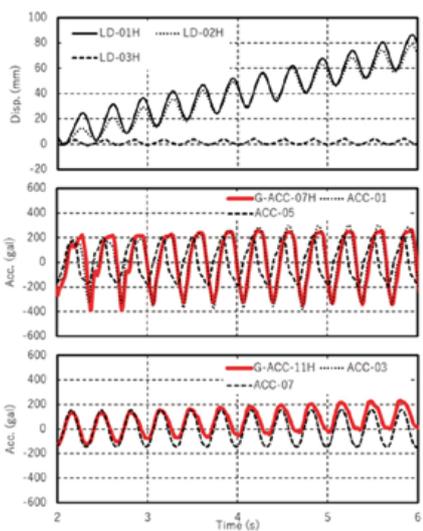
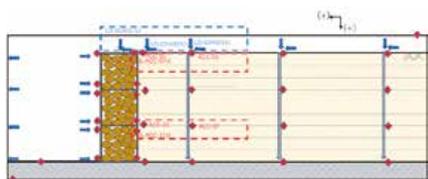


図 51(1) 正弦波定常部の時刻歴
Fig. 51(1) Time history of steady part of sinusoidal wave.

蛇籠擁壁のピークは二山確認できるが、9.43 Hz および 10.12 Hz であり、背後地盤では 9.38 Hz であった。加振後には、蛇籠擁壁で 8.82 Hz、背後地盤では 8.88 Hz で増幅のピークが見られたが、4 回の正弦波加振により大きな残留変形やダメージを受けることで、での変化が顕著であることがわかる。なお、増幅率そのものの加振前後における変化は小さいことがわかる。一方、Case3 の加振前については、蛇籠擁壁で 9.43 Hz および 12.63 Hz、背後地盤で 9.38 Hz、12.91 Hz に増幅率のピークが見られるのに対し、加振後には、蛇籠擁壁のピークは 8.93 Hz、

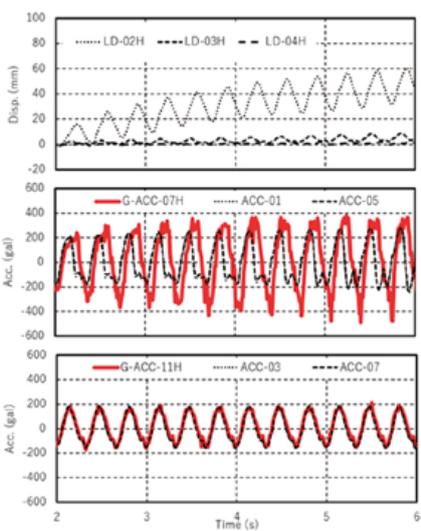
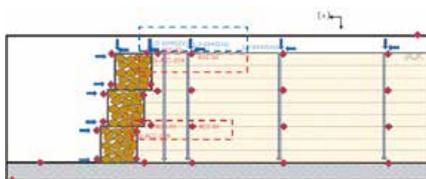
13.08 Hz、また、背後地盤では 8.94 Hz を示している。最初のピークの周波数がやや低下すること、増幅率自体も低下が著しいことがわかる。増幅率に関しては、Case2 では、加振レベルが大きくなっても、蛇籠擁壁が背後地盤にもたれているため、地盤と一体的に挙動するため、蛇籠擁壁の損傷や地盤の変状の影響が現れにくいものと考えられる。一方、Case3 では、加振レベルが上がると、位相差により蛇籠擁壁と地盤がそれぞれ独立して挙動することから、特に地盤の変状の影響が増幅率に現れてきやすいものと推察される。

【Case1】



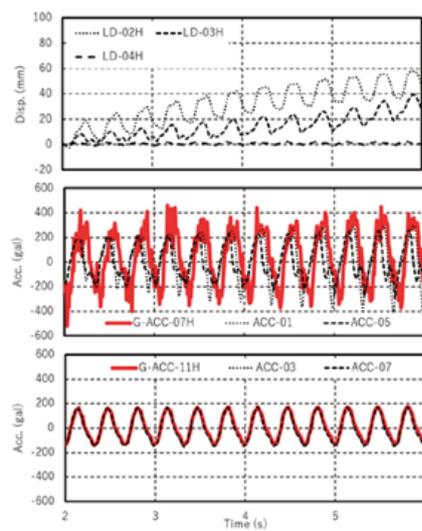
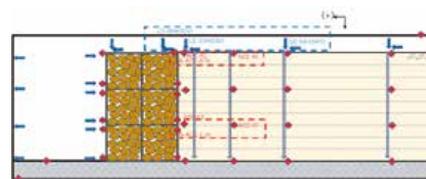
(d) 132 Gal

【Case2】

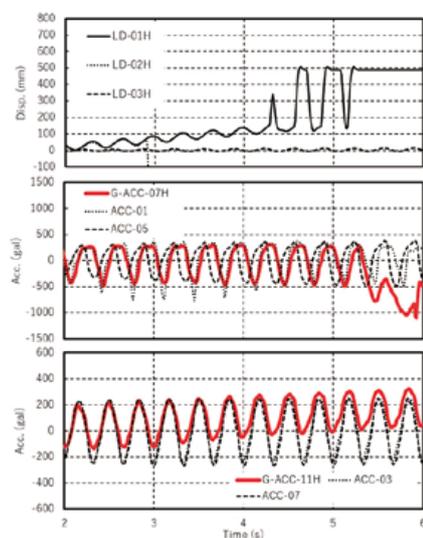


(e) 162 Gal

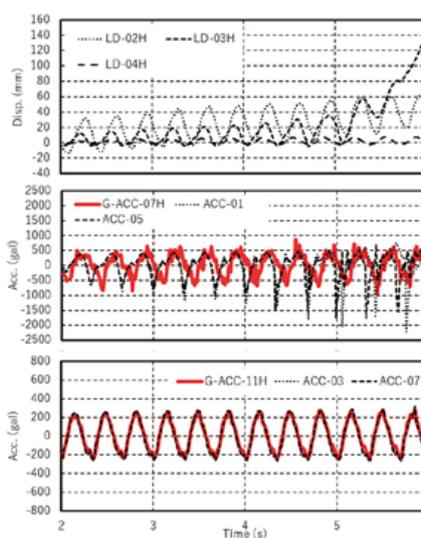
【Case3】



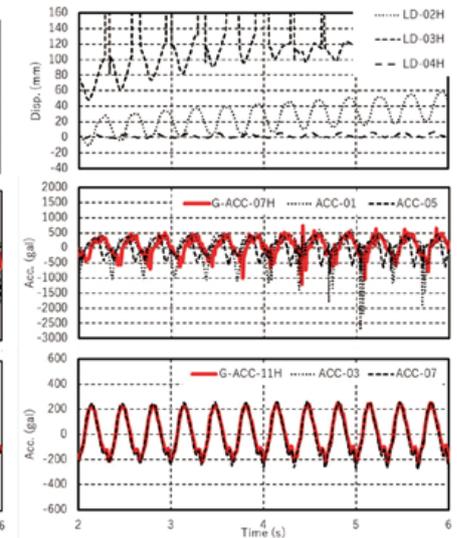
(f) 151 Gal



(g) 203 Gal



(h) 244 Gal



(i) 249 Gal

図 51(2) 正弦波定常部の時刻歴
Fig. 51(2) Time history of steady part of sinusoidal wave.

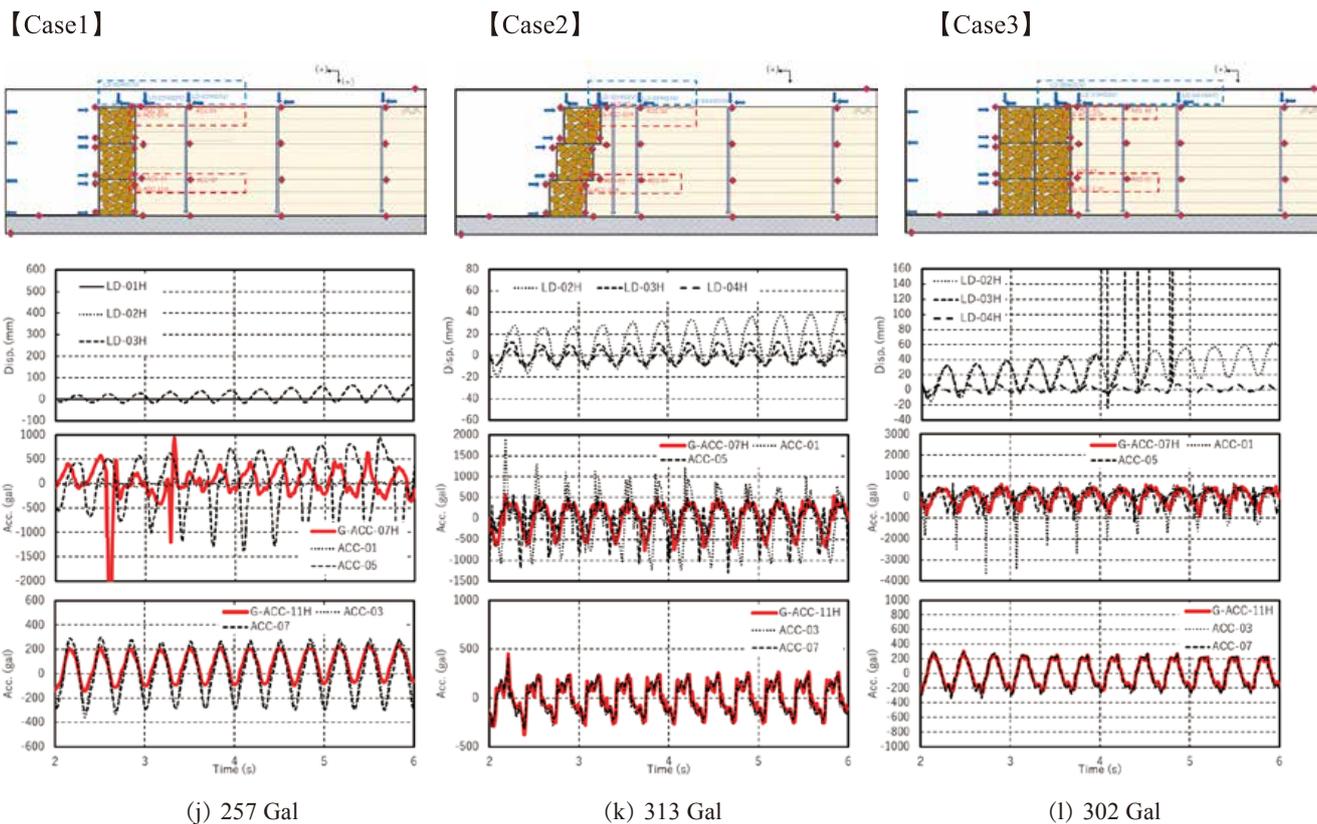


図 51(3) 正弦波定常部の時刻歴

Fig. 51(3) Time history of steady part of sinusoidal wave.

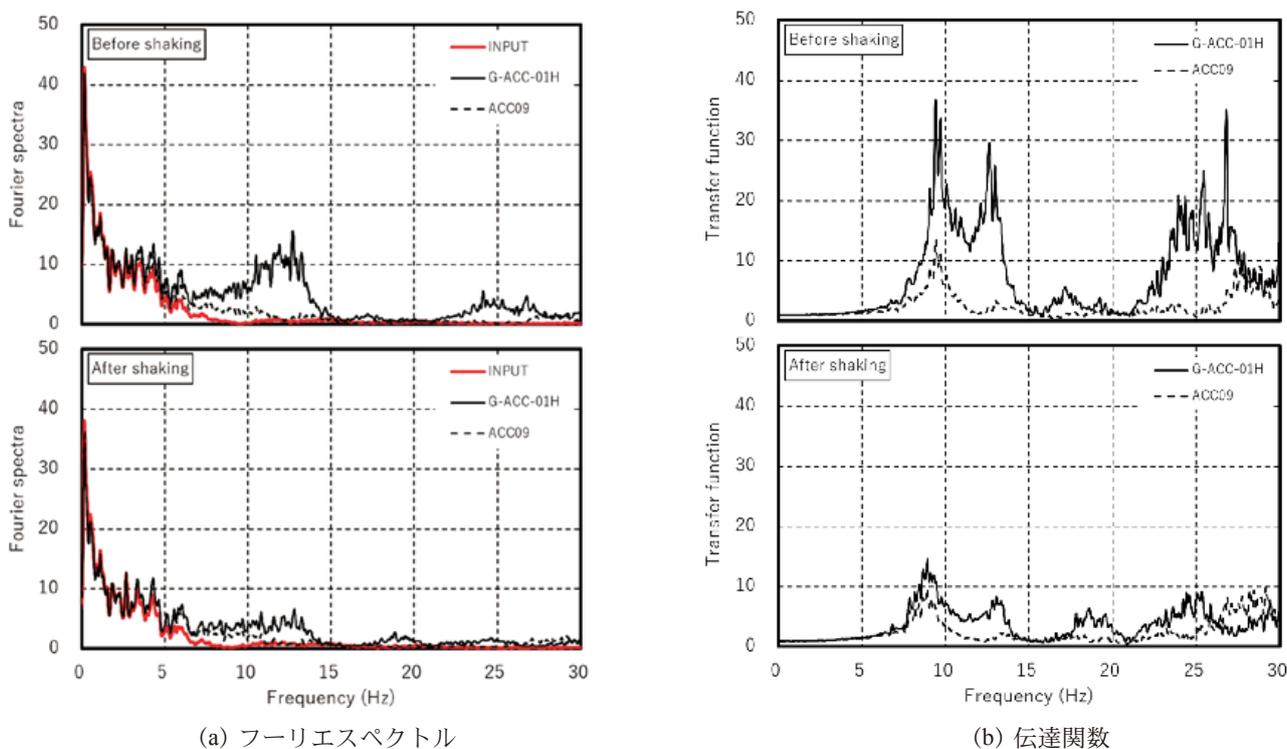


図 52 フーリエスペクトルおよび伝達関数

Fig. 52 Fourier spectrum and transfer function.

8.3.3 残留変形

各ケースにおける蛇籠擁壁の加振毎の擁壁の全面の変形傾向を図53に示す。図中のプロットは、各加振後の変位計センサ設置個所の位置を示したものである。いずれのケースも、加振段階が進む毎に、擁壁が前面へ変位していく様子がわかる。Case1については2段目の蛇籠の変形が著しく、天端で約80 cmの水平変位が生じているが、前傾したまま擁壁の倒壊は見られなかった。一方、Case2および

Case3については、擁壁天端の水平変位が両ケースともに20 cm未満であり、両者の加振時における安定メカニズムは異なると推察されるものの、Case1に比べると破局的な変状は見られなかった。

実大模型全体の残留変形傾向を確認するため、3Dレーザー計測による加振前、3回目の加振および最終加振後残留変形の様子を図54に示す。また、図55に加振前残留変形の比較を示す。各ケースともに、4回の正弦波加振により変位が累積した結果

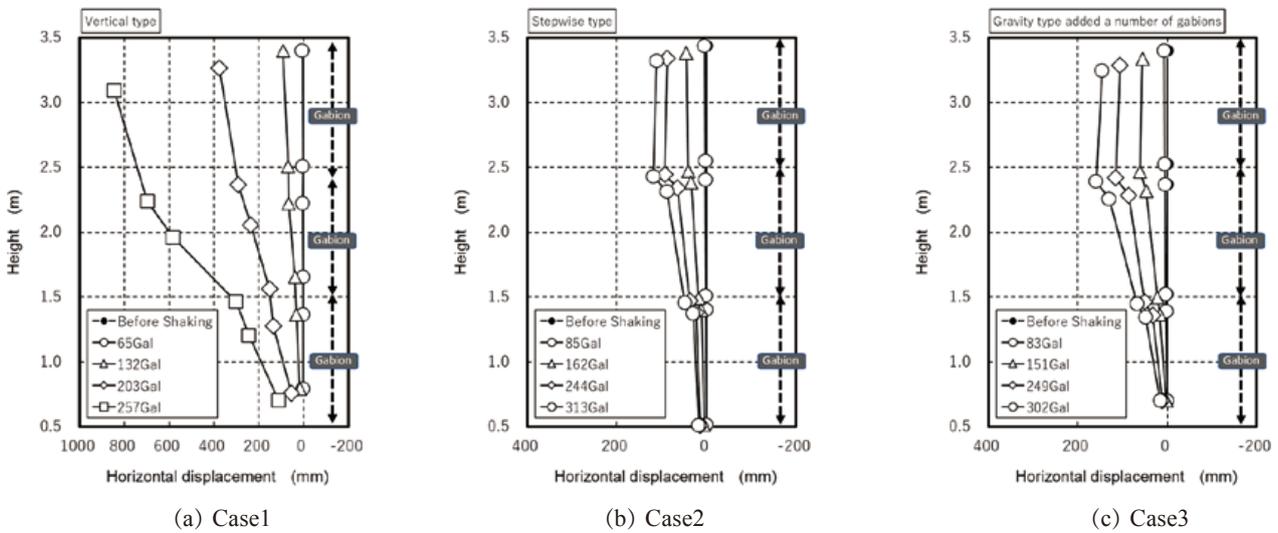


図53 蛇籠擁壁前面の変形の様子
Fig. 53 Deformation of the front of the gabion retaining walls.

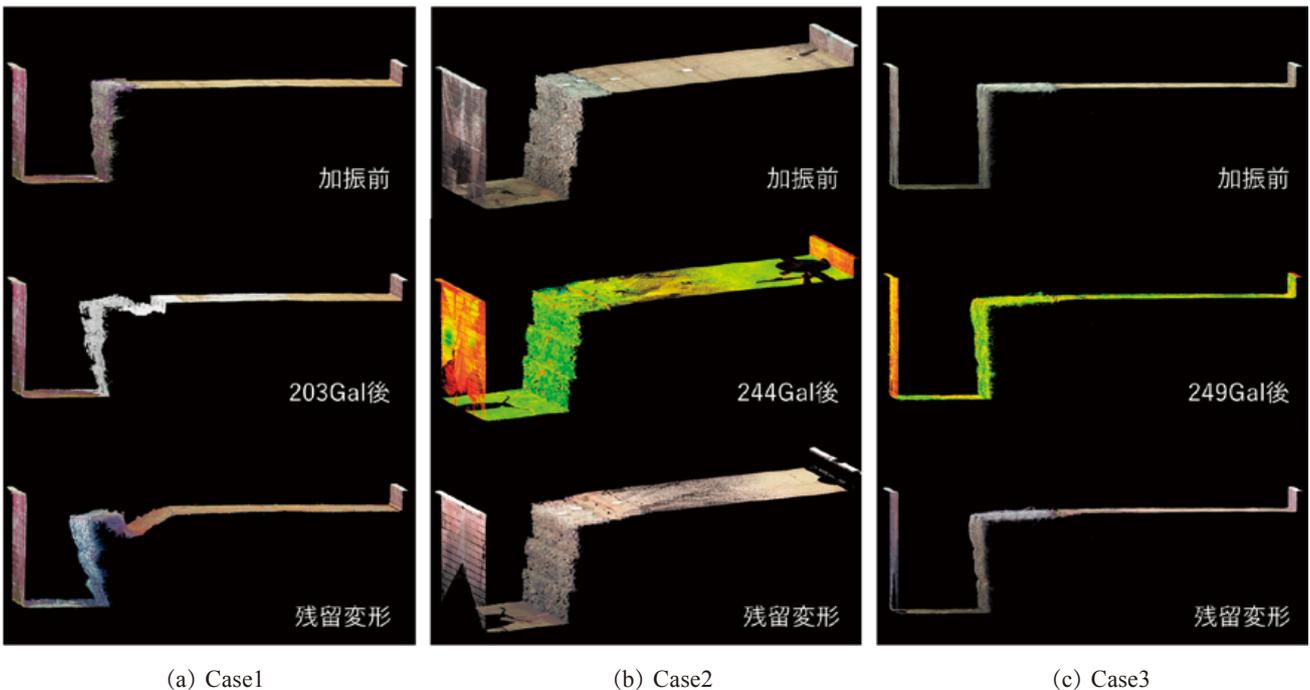


図54 3Dレーザー計測結果
Fig. 54 Results of 3D territorial laser measurements.

であるが、Case1 の擁壁において、大きな前傾と背後地盤の崩壊が明瞭に確認できる。Case2 および Case3 についても、擁壁に水平変位が発生しているが、Case1 に比べ僅かである様子がわかる。

次に、背後地盤の変状を評価するため、擁壁前面および上方からの3D レーザー計測結果を図56に示す。図中には、クラック箇所について、目視および動画による情報を加えた。蛇籠部の黄色線は蛇籠の加振前の形状、一方、赤色の実線は最終加振後の残留変形の形状を示している。図中に示す加速度の値

は、正弦波加振の入力加速度を示しており、クラックや変状が生じた条件を示している。表26にすでに示したが、各ケースともに、2回目の正弦波加振、すなわち、Case1 で132Gal、Case2 で162Gal および Case3 で151Gal の入力加速度により、背後地盤にクラックが生じたことが確認できた。また、最終加振後における蛇籠天端の沈下と前面への変形についてはCase1 が顕著であり、蛇籠の変形量が大きい。そのため、擁壁背後近傍の崩壊領域も拡大している様子を明瞭に見ることができる。

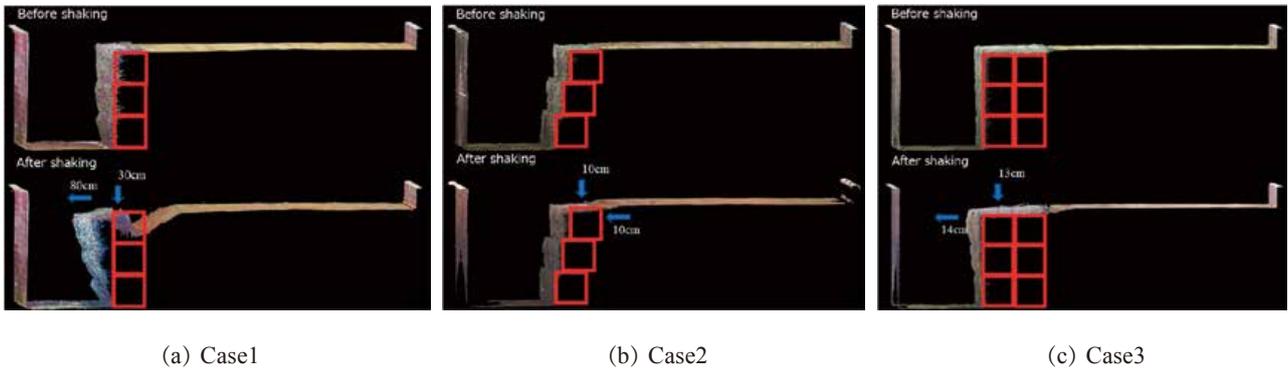


図55 3D レーザー計測結果
Fig. 55 Results of 3D territorial laser measurements.

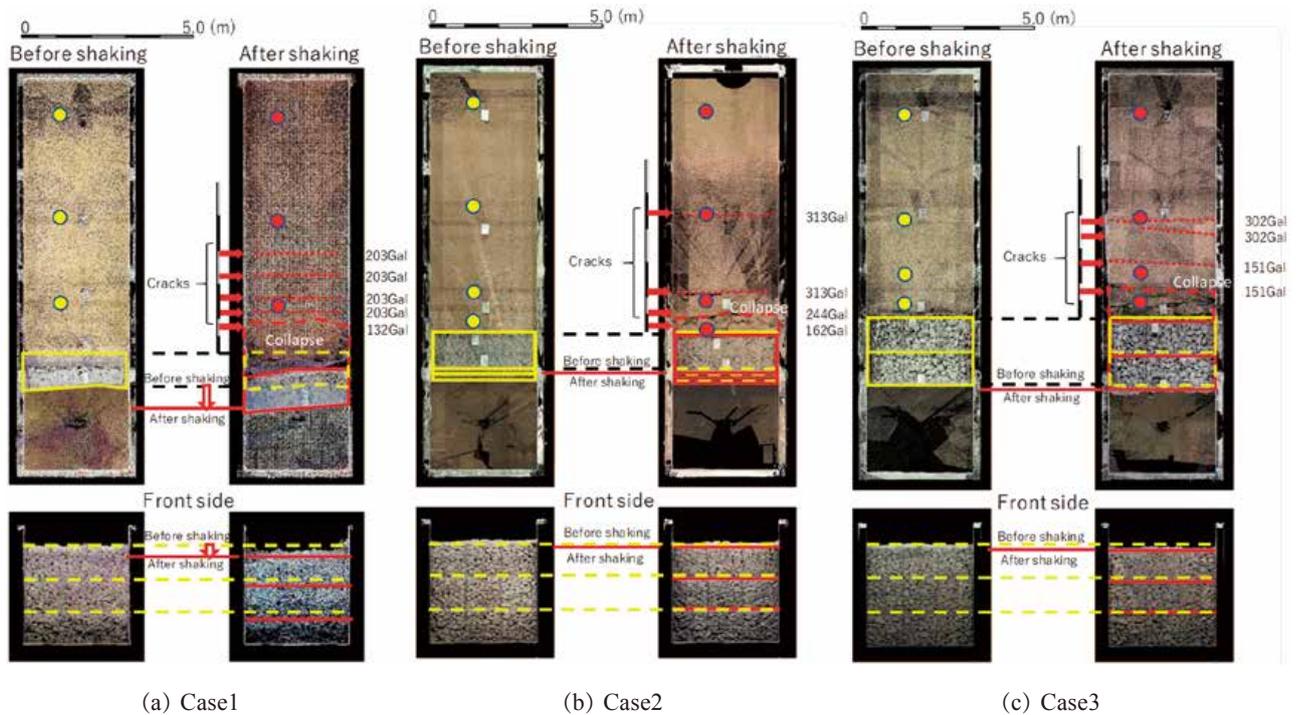
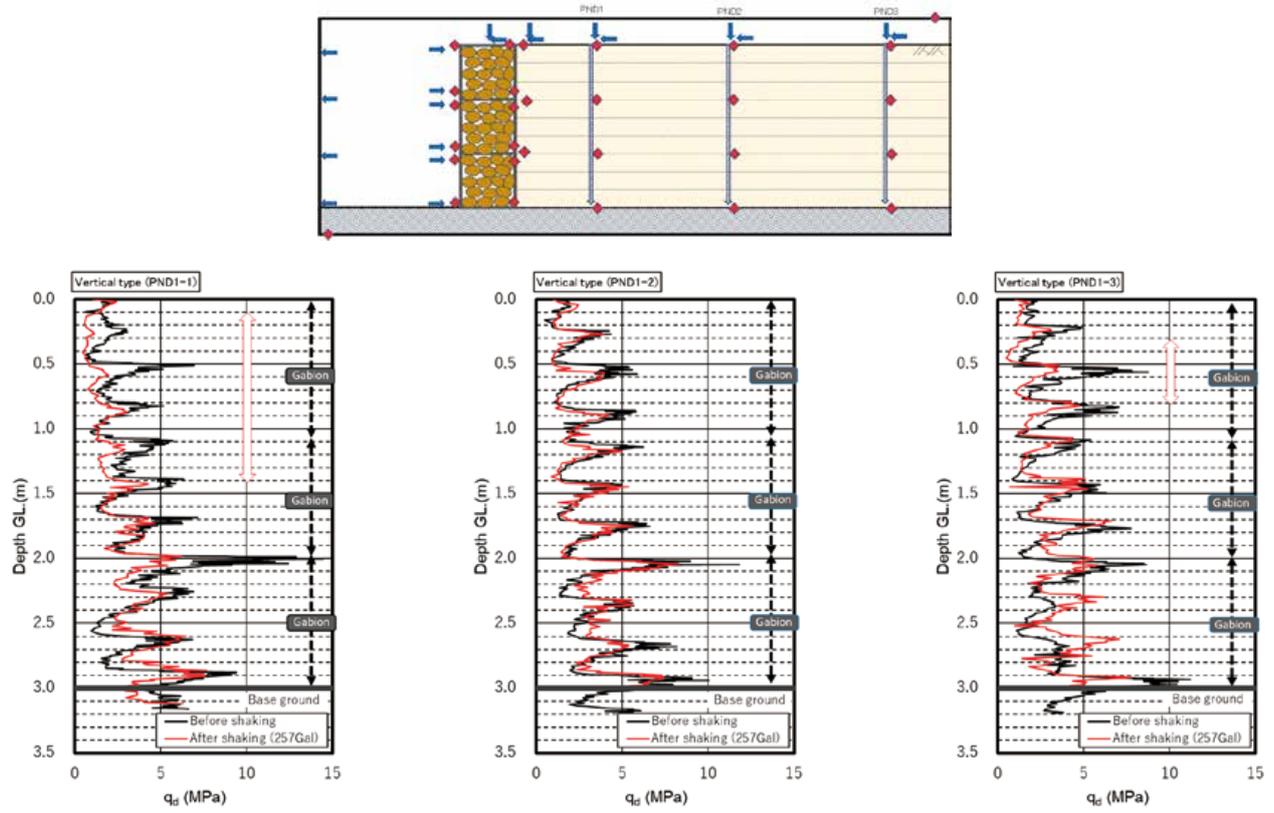
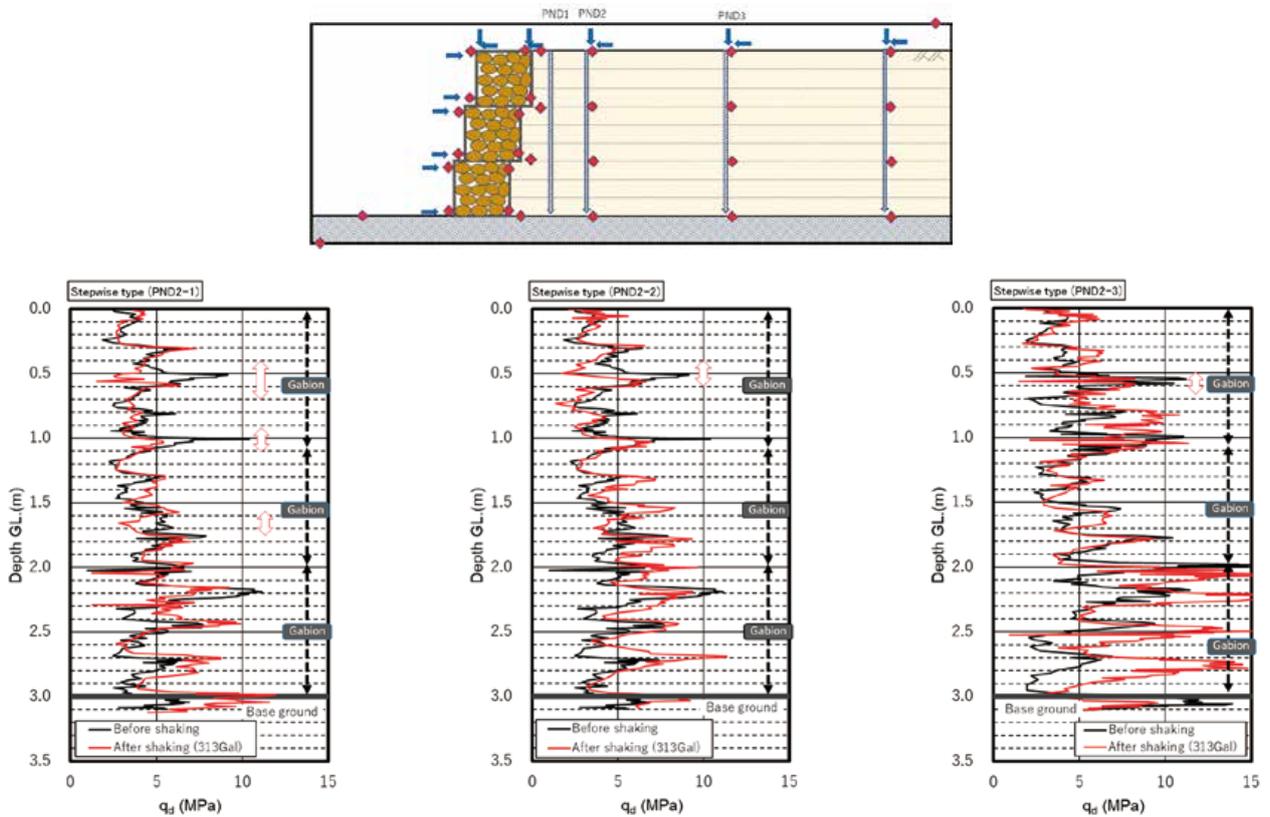


図56 3D レーザー計測によるオルソ(○: PANDA 調査箇所)
Fig. 56 Orthophoto made by 3D terrestrial laser measurement (○: survey spots by PANDA).



(a) Case1



(b) Case2

図 57(1) 加振前および最終加振後における軽量簡易動的貫入試験結果

Fig. 57(1) Results of lightweight simple dynamic penetration testing before shake table test and after final shaking.

8.3.4 地盤の損傷調査

各ケースにおける加振前後の背後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 57 に示す。試験実施箇所は、図 56 に示されており、PANDA は土槽の縁から約 1.0 m の離隔をとった測線上で実施された。いずれのケースも、蛇籠擁壁に最も近い箇所から、Case1 を例にとると、PND1-1、離れるに従い PND1-2 および PND1-3 となる。なお、Case2 と Case3 の PND2-4 および PND3-4 は土槽境界付近となるため図示を省いたが、Case1 における PND1-3 と概ね同様な結果を示していた。

各ケースにおいて、加振前のいずれの結果も、約 0.3 ~ 0.4 m 程度の間隔で転圧面がピークとして周期的に現れている。これに対し、加振後の調査結果について、上述の加振前の q_d に対し、加振後の q_d が約半分以下、あるいは、加振前の深度分布傾向と著しく異なる傾向を示す範囲について、赤い矢印で図示している。なお、加振前に対し、加振後の q_d に増加がみられる範囲については、対象外とした。Case1 の PND1-3、Case2 の PND2-2 および 2-3 のように、

擁壁から離れた場所で地盤の緩みが顕著である q_d の低下領域が見られるが、3 ケースとも擁壁背面近傍の調査地点において、加振後の q_d の低下領域と q_d のピークの鈍化の様子が見られる。この q_d 低下領域は、各ケースともに、2 回目の正弦波加振で擁壁背後地盤にクラックが生じ、その後の加振によって、擁壁が前面に変位したことによる崩壊領域と考えられる。なお、Case2 では q_d 低下領域が途切れている状態、かつ最も範囲が小さい状態となっているが、擁壁の構造形式が段積みによるもたれ式であるため、蛇籠の自重が作用したことによる影響と推察される。図 53 ~ 図 55 に示す蛇籠擁壁の残留変形傾向を考慮すると、Case1 については、背後地盤の崩壊領域の影響で著しい前傾が生じたが転倒には至らず、一方、Case2 では、段積み構造であるため擁壁の重心が背後地盤側にあり、擁壁近傍の背後地盤が破壊したとしても、柔軟に変形することにより崩壊を防ぐことを示した。いずれのケースも、可撓性に富む蛇籠の利点が活かされた結果であると考えられる。

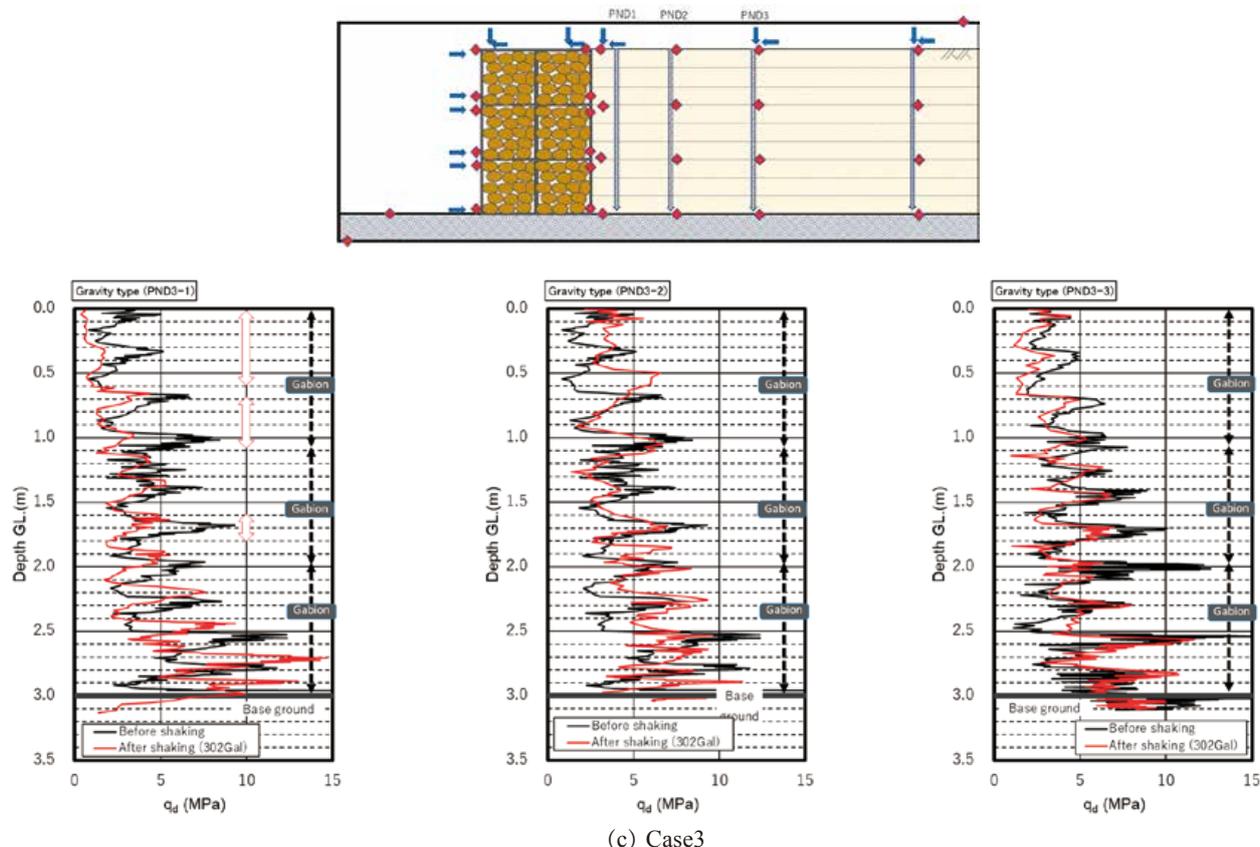


図 57(2) 加振前および最終加振後における軽量簡易動的貫入試験結果

Fig. 57(2) Results of lightweight simple dynamic penetration testing before shake table test and after final shaking.

9. 数値解析および安定計算による検討

実大振動台実験の結果、現地ですべて多く用いられる3m程度の直立擁壁(Case1)では、大規模な地震に対して大きな前倒れ現象が生じるものの倒壊には至らないことが示された。これはネパール国における被災事例で見られた最低限の性能を実験でも確認できたことを意味するが、同時に柔構造であるため変形の大きさは道路の通行等使用条件に対して無視できない範囲であると考えられた。このため、より安定性を向上させた形状(Case2, Case3)を提案し、実験的に安定性の向上を確認した。これらの実験的検証に対し更なる定量化を進めるとともに、擁壁高さや地形、地質条件等、種々の条件に対応するための基礎資料として、あるいは、蛇籠擁壁に特化した設計手法構築につなげるため、実大実験に対する安定計算と再現解析を行った。

9.1 数値解析による再現解析

9.1.1 解析ケース

解析ケースは、蛇籠擁壁単体のケースおよび実験

Case1, 2とした。Case3は、重力式の擁壁であり、Case1と背面土圧への抵抗原理は同様である。ここでは、もたれ式のCase2と重力式のCase1を比較することとした。

蛇籠単体の解析は、蛇籠擁壁の挙動評価に加え、その動的な物性を設定することを目的とした。すなわち、蛇籠単体の実験による固有周期を基本として、これに適合するように蛇籠モデルの動的物性値を設定するものとした。

9.1.2 解析手法

解析は、有限要素法(FEM)によった。実験では中詰材として割栗石を用いており、通常の土質材料と同様に粒状体としての力学特性を適用できると考えたものである。

解析は地震前の常時状態を表現するための初期応力解析と、動的解析によった。初期応力解析は、施工ステップを考慮した施工段階解析とした。図58に実験Case1, Case2に対する解析メッシュ図を示す。初期応力解析では、支持地盤施工⇒1段目蛇籠設置

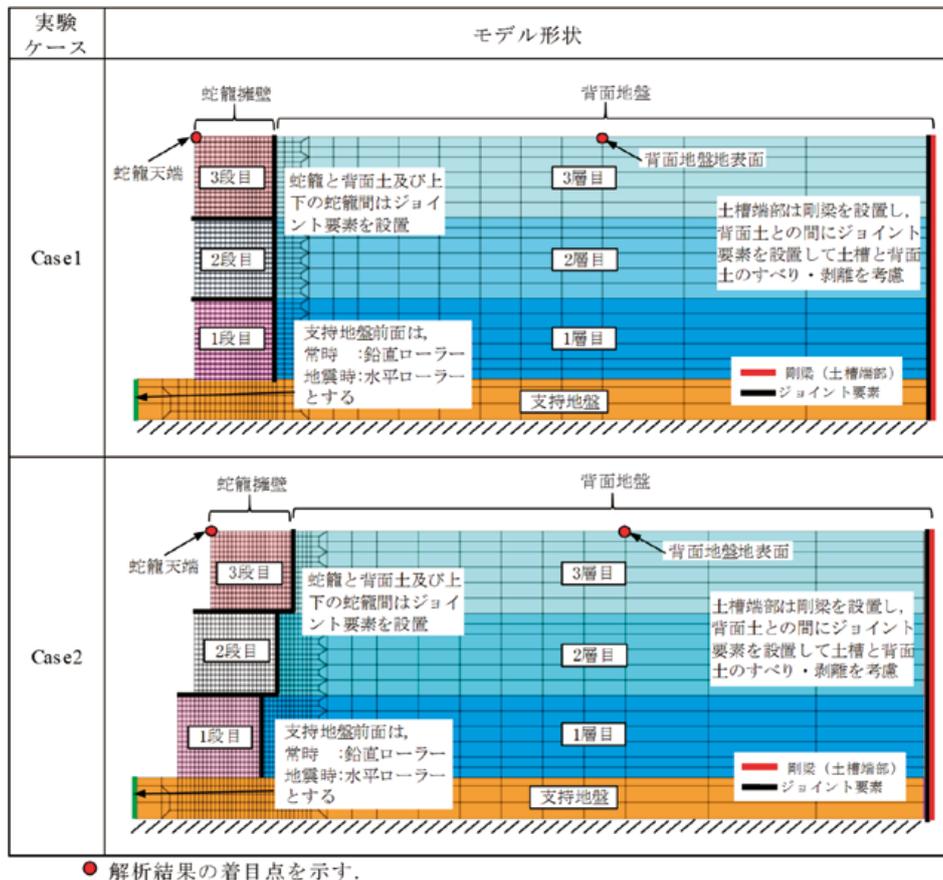


図58 解析モデル
Fig. 58 Analysis model.

⇒ 1層目背面土打設⇒ 2段目蛇籠設置の順に最終ステップで3層目の背面土打設まで7ステップに分けて施工を行った。

蛇籠の中詰材および背面地盤は平面ひずみ要素としてモデル化し、蛇籠は中詰材の変形を拘束するばねとしてモデル化した。また、上下の蛇籠間および蛇籠と背面地盤の間にもジョイント要素を設けた。

動的解析では、初期応力解析で得られた応力状態を初期値として、動的加振を行った。

9.1.3 解析に用いた物性値

上記の通り、蛇籠の中詰材および背面地盤は土として平面ひずみ要素でモデル化した。それぞれの設定物性値を表27に示す。単位体積重量は実測値に基づいて設定している。以下、設定した剛性率および強度定数等について示す。なお、ジョイント要素の剛性は、鉛直方向に対して $K=10^7 \text{ kN/m}^2$ とし、せん断方向は $K_s=10^4 \text{ kN/m}^2$ として摩擦係数を $\mu=0.6$ とした。

表27 地盤材料の物性値(静的)
Table 27 Physical properties of ground materials (static).

名称	ポアソン比 ν	ヤング率 $E(\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	強度定数 ^{※)}		備考
				粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(\text{deg})$	
中詰材	0.330	29,037	16.0	15.0	34.0	DCモデル
背面土	0.330	15,000	20.0	20.5(4.0)	38.0(38.5)	Mohr-Coulomb
支持地盤	0.330	20,000	20.0	-	-	弾性

()内は残留強度

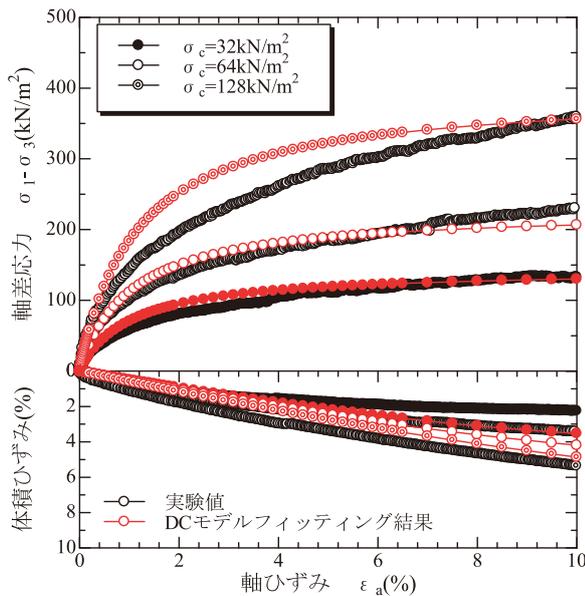


図59 中詰材の応力-軸ひずみ-体積ひずみ関係
Fig. 59 Stress-axial strain-volume strain relationship of filling materials.

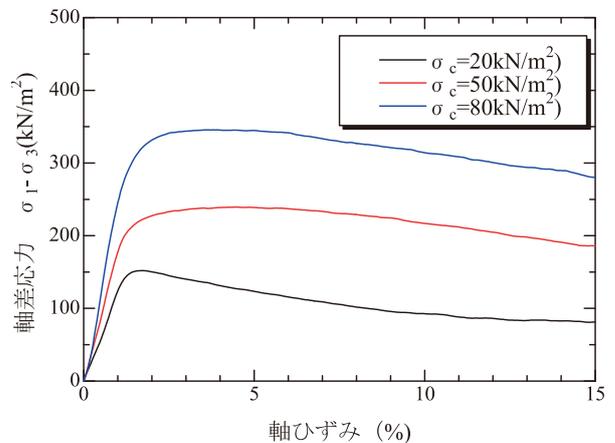


図60 背面地盤の応力-ひずみ関係
Fig. 60 Stress-strain relationship of the back ground.

表28 地盤材料の物性値(動的)
Table 28 Physical properties of ground materials (dynamic).

名称	ポアソン比 ν	弾性波速度 $V_s(\text{m/s})$	初期せん断剛性率 $G_0(\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	非線形特性		基準拘束圧 ^{※)}
					基準ひずみ γ_r	最大減衰率 h_{max}	
中詰材	0.450	200.0	65,262	16.0	5.00E-05	0.20	$\sigma_c=24\text{kN/m}^2$
背面土	0.450	200.0	81,577	20.0	1.60E-04	0.20	$\sigma_c=50\text{kN/m}^2$
支持地盤	0.450	200.0	81,577	20.0	1.60E-04	0.20	$\sigma_c=50\text{kN/m}^2$

※)せん断剛性率及び基準ひずみに対して基準拘束圧での値を標記の通りとし、拘束圧の0.5乗に比例するものとした。

静的解析の物性値の内、中詰材の強度-変形特性については Duncan-Chang の双曲線モデル³⁷⁾に基づいて非線形性を考慮した。双曲線モデルのフィッティングは、**図 59** に示す相似粒度材の三軸圧縮試験結果³⁸⁾によるものとした。**図 59** では室内三軸圧縮試験の結果と、フィッティング結果を示している。

背面地盤の静的物性値は、三軸圧縮試験結果 (CD 試験) に基づき、非線形特性を Mohr-Coulomb によるバイリニアモデルで評価した。三軸圧縮試験による応力-ひずみ関係は**図 60** に示す通りであり、双曲線よりもバイリニア型の方が適合性は高いと判断した。降伏後の剛性は 1/100 とした。また、背面土は蛇籠擁壁の前傾の影響で引張応力が作用しやすいと判断し、ノンテンション型 (引張破壊後の剛性率を 1/100 とする) の地盤特性とした。

本検討では静的解析において慣性力の影響を考慮したことは先に示した通りであるが、実験では加振による背面地盤の乱れが、特に蛇籠擁壁背面に生じており、**表 27** に示すピーク強度は発揮できないと考えた。このため、慣性力を作用させる解析においては背面地盤の強度は**表 27** の () 内に示す残留強度を採用するものとした。

中詰材と背面地盤の動的特性は、**表 28** に示す通りであるが、表中に示すように Ramberg-Osgood (R-O) モデルにより非線形性を考慮した。背面地盤は室内三軸圧縮試験による動の変形特性試験が行われており、これにフィッティングさせるように基準ひずみ g_r と最大減衰率 h_{max} を設定した。一方、中詰材は動の変形試験の結果が得られていないことから、既往の文献等により推定した。Tanaka *et al.*³⁹⁾ は Hualien の砂礫を用いた動の変形特性試験を行っており、その結果からは、比較的低いひずみ域で剛性低下が生じていることが読み取れる (基準ひずみ $g_r \leq 4 \times 10^{-4}$)。対象となる中詰材は細粒分の全くない岩塊より成っており、3 段積みの蛇籠では拘束圧も小さいことから、Tanaka *et al.* の結果よりもさらにひずみに対する剛性低下割合は大きいものとする。このことから、蛇籠の中心高さ (1.5 m) での拘束圧 (=24 kN/m²) 下での基準ひずみを $g_r = 5.0 \times 10^{-5}$ とした。最大減衰率 h_{max} については一般的な値として $h_{max} = 0.20$ を採用した。

なお、動的物性値の内、表中に示される初期せん断剛性率 G_0 と基準ひずみは、表中に示される基準

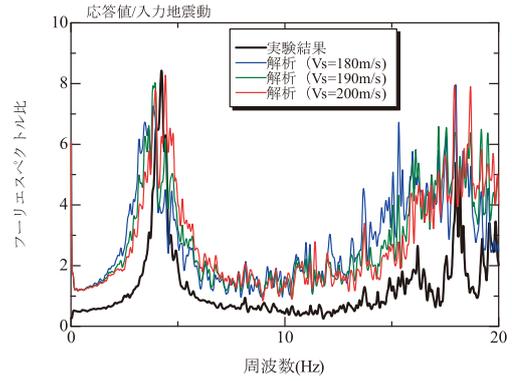


図 61 蛇籠単体の伝達関数 (天端応答 / 入力)
Fig. 61 Transfer function of gabion unit (response at crest / input).

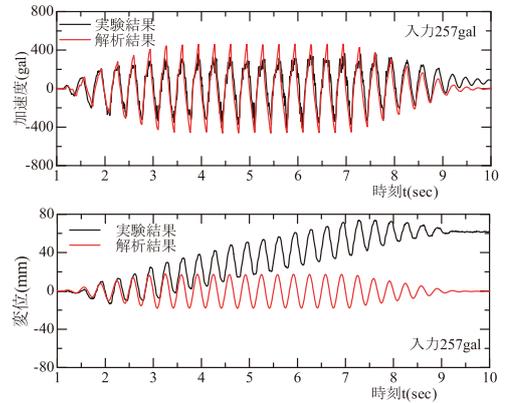


図 62 蛇籠単体の天端応答比較
Fig. 62 Comparison of crest response of gabion units.

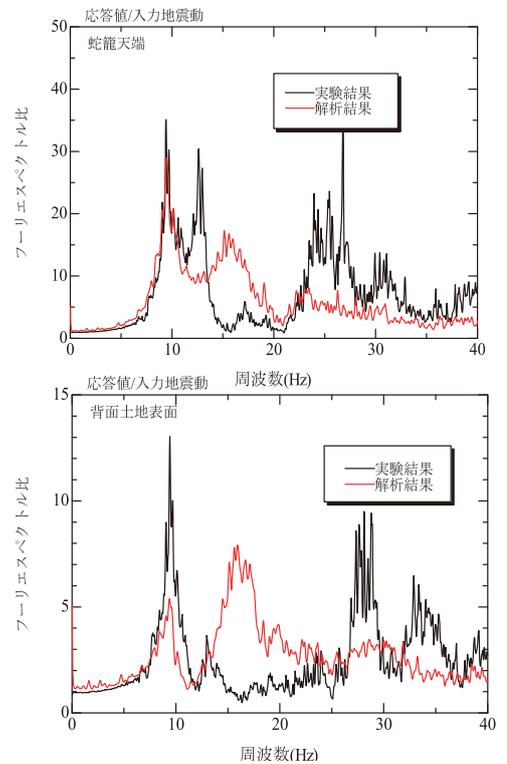


図 63 Case1 の応答に対する伝達関数
Fig. 63 Transfer function for response of Case 1.

拘束圧での値として与えており、これらは拘束圧の0.5 乗に比例して変化するものとした。

初期せん断剛性率 G_0 は、本実大実験および蛇籠擁壁単体の実大実験の結果により求めた。すなわち、実大実験によるホワイトノイズ波の入力時の応答特性に基づいて、せん断弾波速度 V_s をパラメータとしたトライアル解析を実施した。

図 61 に蛇籠擁壁単体モデル (図 64 参照) に対するホワイトノイズ波での天端応答加速度と入力加速度のフーリエスペクトル比 (伝達関数) を示した。ここでは蛇籠の基準拘束圧下における $V_s=180$ m/s, 190 m/s, 200 m/s とした時の結果を実験結果とともに示している。この図より、 $V_s=180$ m/s, 190 m/s のケースでは実験結果と比較して1次のピークがやや低い周波数となり、 $V_s=200$ m/s とした時のケースが最も実験結果に適合していることがわかる。表 28 の値はこのようにして算出している。図 62 は同モデルによる 257 gal の正弦波入力時の蛇籠擁壁天端の応答加速度と応答変位を示したものである。実験では完全な対称モデルとするのは不可能であり、このために天端変位は一方向へ累積して増加する。解析ではこの傾向は評価できないが、振幅自体はほぼ一致しており、全体に比較的良好な一致を示す。

図 63 に、Case1 のモデルを用い、背面地盤の基準拘束圧下での $V_s=200$ m/s とした時のスペクトル比を示す。ここでは蛇籠天端および背面地盤地表面 (図 58 参照) の結果を示したが、いずれも1次の固有周期は実験結果に適合していると考えられる。よって、背面地盤の基準拘束圧下における $V_s=200$ m/s を採用する。なお、図 61 と図 62 を比較すると蛇籠擁壁天端の固有周期は 4 Hz 前後と 9 Hz 前後で異なっている。背面地盤を有するモデルでは、より質量の大きい背面地盤の応答に支配されているようである。

9.1.4 蛇籠帯(金網)のモデル化

蛇籠擁壁は、中詰材とそれを拘束する金網 (ここでは蛇籠帯と称する) より構成される構造物である。解析上、この蛇籠帯のモデル化が重要と考えた。蛇籠帯のモデル化に当たっては、立体的な挙動を考慮する必要があるが、本検討では二次元モデルを用いており、蛇籠帯を梁モデルとしても中詰材の拘束効果は表現できないと考えた。このため、図 64 に示すように、ここでは蛇籠帯を水平ばねとしてモデル化するものとし、次の様にして求めた。

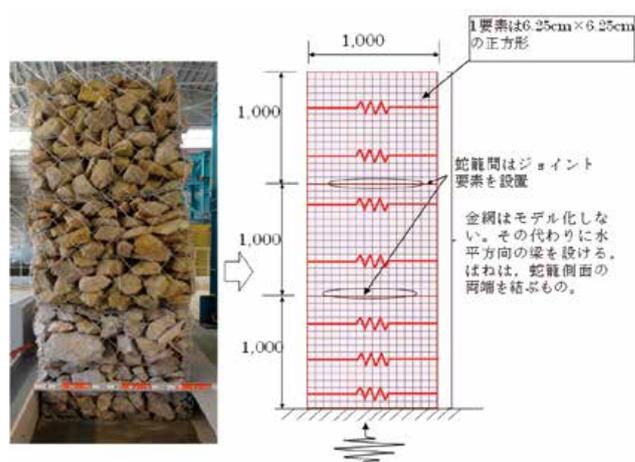


図 64 蛇籠帯のモデル化
Fig. 64 Modeling the gabion.

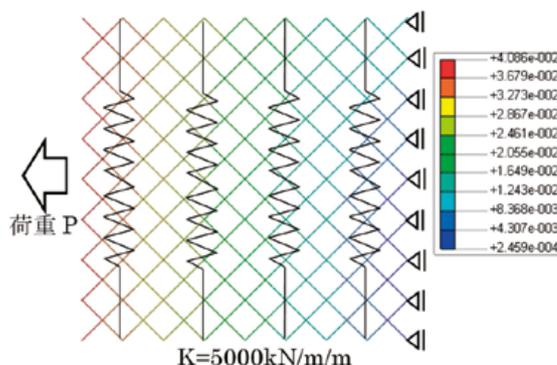


図 65 蛇籠帯の伸び量の想定
Fig. 65 Assumption of elongation of gabion.

表 29 蛇籠帯のばね
Table 29 Spring placed on gabion.

位置	値	単位
一般部	269.8	kN/m/m
上下端部	4071.7	kN/m
鉄線部	426.4	kN/m

用いられているひし形金網は中詰材の孕みによって伸びが生じる。この伸び量は、金網の特性として求められるから、孕みによって生じるたわみの大きさと伸び量の関係を想定することにより、孕みに抵抗できるばね値を求めるものである。ここでは蛇籠帯の孕みが放物線状 (二次関数的) に分布すると考えた。また、蛇籠帯の伸び量は、中詰材の圧縮特性が影響するものと考えられる。すなわち、蛇籠帯の孕みによる伸びは、鉛直方向の中詰材のひずみ (沈下) に応じて変化すると考える。ここでは、図 59 に基づいて拘束圧の低い条件 ($\sigma_c=32$ kN/m²) でのヤング率を $E=5,000$ kN/m² とし、図 65 に示すように、こ

それを蛇籠帯の鉛直方向の拘束ばねとして考慮した条件で蛇籠帯に水平力を与えて得られる変位より伸び量を算出した。なお、蛇籠上下端および鉄線部(蛇籠中心高さに設置した孕み防止用の鉄線)については同様にその剛性を考慮したばねとして設定した。設定したばね値は表29の通りである。

9.1.5 解析結果と考察

(1) 静的解析

加振前の状態を考慮した静的解析の結果として、地盤内の水平応力および鉛直応力の分布を図66に示す。図中の応力はマイナスが圧縮状態を表している。また、図では変形モードを10倍の倍率で示している。

この図より水平応力を見ると、Case1では蛇籠擁壁に背面地盤側下端に大きな引張力が作用している。前面側は支持地盤と擁壁の摩擦の影響で圧縮側に転じているが、圧縮力は蛇籠内よりも支持地盤部で大きい。一方、Case2では上段の蛇籠に引張力が生じるが下段では引張域はなく、全体に圧縮域になっている。擁壁基部の引張力と支持地盤の大きな

圧縮力は、支持地盤の破壊を伴う滑動の発生の可能性を示唆することになり、Case2の方が安定しているといえる。

鉛直応力の分布で見ると、Case1では背面地盤側の下部に大きな引張が発生しており、それに隣接する背面地盤に大きな圧縮力が生じる。このような現象は擁壁の転倒モードにより生じるものと考えられる。一方、Case2では蛇籠の上段、中断の下端に一部引張域が生じるが、最下段は圧縮状態になっており、転倒しにくい構造である。このような点からも安定性の観点でCase1よりもCase2の方が高い性能を有するといえる。

図67は、水平慣性力を作用させた時の最小主応力を示したものである。この図でも図66と同様に倍率10倍で変形モードを示している。図中には先の実験で得られた背面地盤の損傷状況より、クラックの発生位置および最終加振後の滑り崩壊範囲を示した。最初のクラックは、Case1で擁壁から70cmの位置で生じているのに対し、Case2でのクラック発生位置は蛇籠擁壁の極近傍である11cmの位置

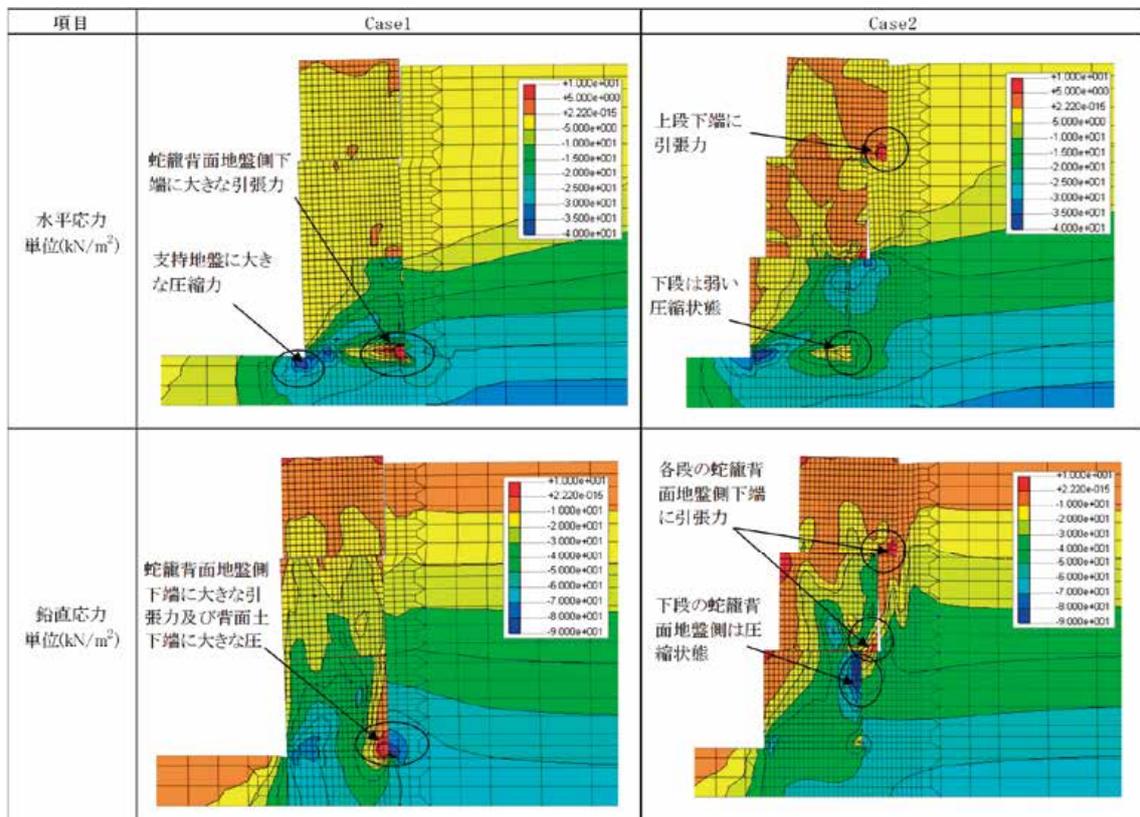


図66 静的解析による常時の水平および鉛直応力(変形倍率10倍)
Fig. 66 Horizontal and vertical stress by static analysis (deformation magnification 10 times).

であった。最小主応力(引張応力)の比較でみると、Case2では蛇籠擁壁の極近傍で大きな引張応力が作用しており、実験結果のクラック発生位置に一致する。Case1ではCase2に見られるような局所的な引張応力は見られないが、表層に近い位置で比較的広い範囲に引張応力の作用が見られる。表層部付近の引張応力の範囲は、Case1、Case2とも震度を大きくすることで広がっていく傾向にあり、実験で見られた加振加速度の増大とともに蛇籠擁壁から離れた位置で発生するクラックの現象と一致する。

図68は、水平慣性力作用時の最大せん断応力図である。図67と同様にクラックの発生位置および滑り崩壊範囲を示した。最小主応力と同様、せん断応力もクラック発生位置付近で大きくなり、震度の増加に伴い背面側にせん断応力の大きい範囲が広がることがわかる。なお、最小主応力、最大せん断応力ともに部分的な範囲ではCase2の方が大きい。こ

れは、Case2の蛇籠形状および中詰材と背面地盤の重量差によるものである。すなわち、施工段階において蛇籠中詰材より単位体積重量の大きい背面地盤を盛り立てた段階で蛇籠下の地盤に隙間が生じる。これに伴い蛇籠が背面地盤側にもたれ沈下を起こすことで両者の摩擦によるせん断力が発生する。この段階で背面地盤の蛇籠近傍はほぼ降伏しており、剛性は大きく低下している。その後、慣性力を作用させると、これにより倒れこんだ蛇籠と背面地盤の摩擦により、蛇籠中詰材よりも剛性の小さくなった背面地盤側に大きなせん断力と引張力が作用する。このため、蛇籠の極近傍位置でクラックが発生し、比較的背面部より近い位置で崩壊が生じる。Case1ではこのような現象は起きにくい。蛇籠擁壁自体の安定上の問題から倒れこみ量は大きくなり、背面地盤も不安定化していくものと考えられる。図66および図67には震度0.2の条件に対して蛇籠擁壁の

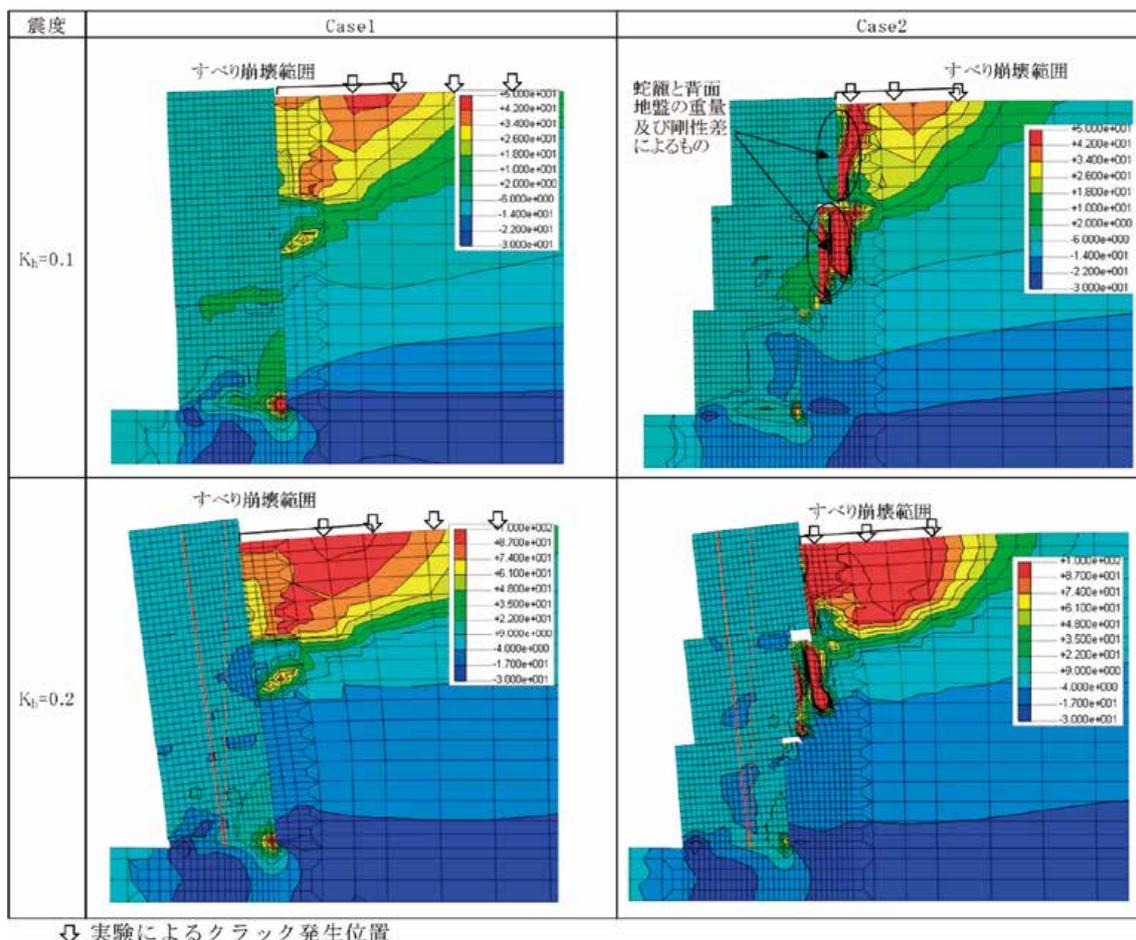


図67 水平慣性力作用時の最小主応力(変形倍率10倍)

Fig. 67 Minimum principal stress at the time of horizontal inertial force action (deformation magnification 10 times).

傾斜線を示した. Case1 の方が傾斜はやや大きくなっており, 転倒に対する安定性は Case2 の方が高いといえる.

(2) 動的解析

図 69 ~ 図 73 は, 動的解析による蛇籠擁壁天端および背面地盤地表面部 (図 58 参照) の加速度および変位の時刻歴を示したものである. いずれも実験における正弦波加振ステップの 1, 2 ステップ目を対象とした. 図 69 および図 70 に示す Case1 の結果で見ると, 入力加速度 65 gal の条件に対しては, 蛇籠擁壁天端, 背面地盤地表面上ともに実験結果と解析結果の加速度はほぼ一致している. 変位については背面地盤地表面でやや解析結果が大きい値を示すが, 蛇籠擁壁天端部ではほぼ一致する.

一方, 132 gal の加振条件では蛇籠天端部の加速度はマイナス側で実験結果よりもやや解析結果が大きくなり, 変位は実験結果が加振により累積していく

傾向を示すのに対して, 解析結果では加振による変位の累積は小さい. 図 71 および図 72 に示す Case2 についてみると, 加速度は 85 gal の段階では実験結果と解析結果はほぼ一致するが, 蛇籠擁壁天端の変位は Case1 の 132 gal 加振時と同様, 実験結果の累積する変位をうまく表現できていない. 162 gal 加振時においては, 蛇籠擁壁天端部の加速度は実験結果よりも解析結果の方が小さくなり, 同位置の変位も解析結果の方があきらかに小さい.

以上のように加振レベルの小さい段階では Case1 の実験結果と解析結果はよい一致を示すが, 加振レベルが大きくなると実験結果を表現できないことになる. また, Case2 については 85 gal 程度の加振においても蛇籠擁壁の変位をうまく表現できていない.

ここで, 解析による Case1 の 132 gal 加振時の蛇籠擁壁天端 (背面地盤側) と, 同じ位置の背面地盤部

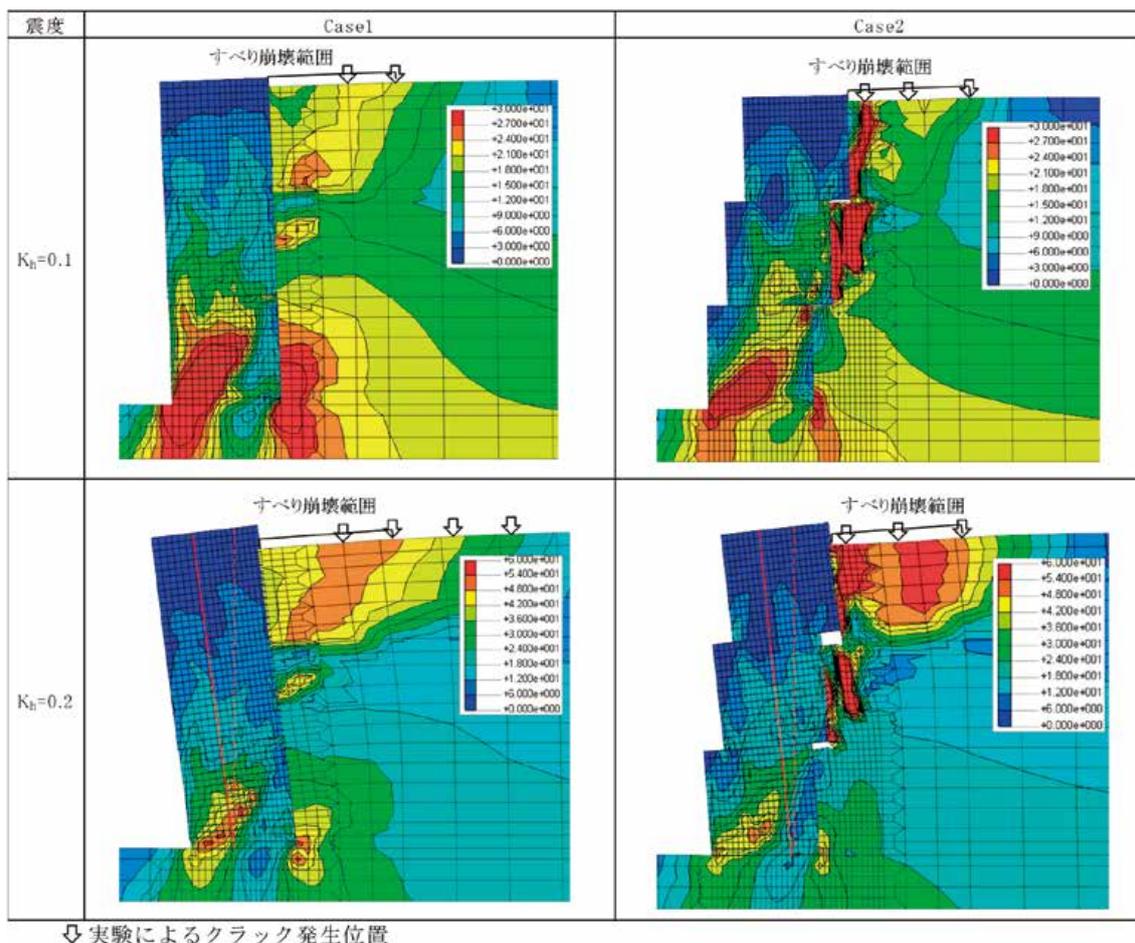
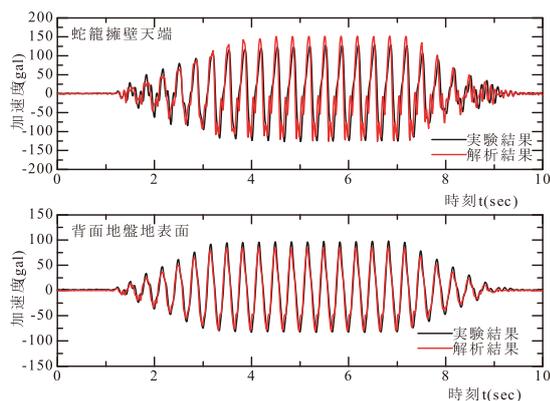
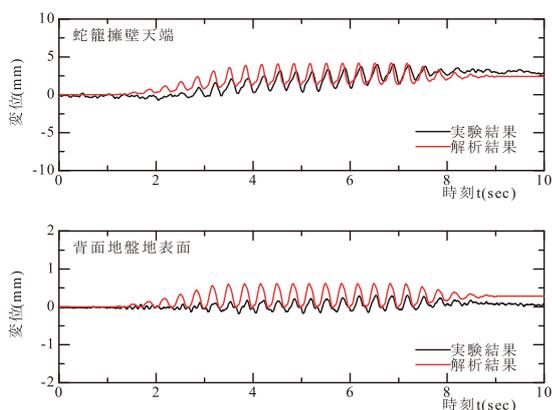


図 68 水平慣性力作用時の最大せん断応力 (変形倍率 10 倍)
 Fig. 68 Maximum shear stress at the time of horizontal inertial force action (deformation magnification 10 times).

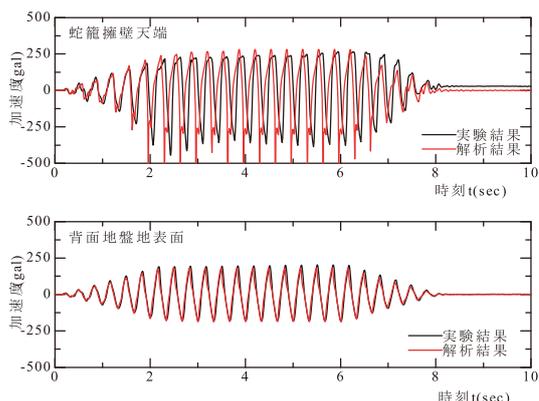


(a) 応答加速度

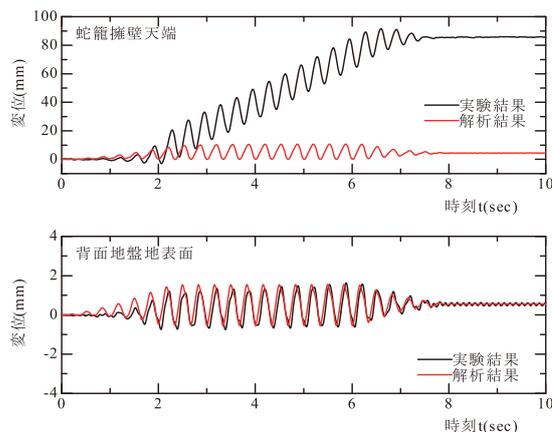


(b) 応答変位

図 69 Case1 における応答 (入力加速度 65 gal)
Fig. 69 Response in Case 1 (input acceleration 65 gal).



(a) 応答加速度



(b) 応答変位

図 70 Case1 における応答 (入力加速度 132 gal)
Fig. 70 Response in Case 1 (input acceleration 132 gal).

の変位の相対値を時刻歴で示したものが図 73 である。この図から加振時に相対変位 (変位差) は増加する傾向にあるが、変位差が 0 になる瞬間もあることがわかる。これは蛇籠擁壁と背面地盤の開きの増加と次の瞬間での衝突を意味している。

図 74 に両者の開きが大きくなる時刻 ($t=4.18$ 秒および 4.16 秒, 入力加速度 132 gal) およびその後の衝突の時刻 ($t=4.36$ 秒および 4.30 秒, 入力加速度 162 gal) の変形モード (変形倍率 20 倍) を示した。

図中のコンタは上側の図が水平応力であり、下側の図が鉛直応力である。Case1 では開いている瞬間に水平方向の引張応力 (プラス側) が発生し、衝突の瞬間は全体に圧縮側 (マイナス側) の応力が発生する。この繰り返しにより背面地盤は乱され、実験で見られたようにクラックおよびその進展による滑り崩壊が生じる。滑り面上の土砂は次に開いた瞬間に蛇籠擁壁との隙間に落とし込まれる。これによって、蛇籠擁壁背面部は充填された状態になり、次の加振

時に元に戻ることができないため変位は累積増加する。このような挙動は本検討で用いた解析プログラムでは表現できないため、加振レベルが大きくなると解析結果は特に変位に対して実験結果に適合できなくなる。また、蛇籠擁壁と背面地盤の衝突挙動についても適切な評価が困難であり、加振レベルが大きくなると加速度にも差が出てくる。

Case2 における解析結果の不適合については、図 67 および図 68 で示した通り蛇籠擁壁と背面地盤の間に局所的な引張応力およびせん断応力が作用しており、目視では確認できないが比較的低い加振レベルでも蛇籠擁壁の極近傍に破壊面が発生している可能性がある。このため Case1 の加振レベルの大きい場合と同様に、蛇籠天端の変位は累積して大きくなるような挙動となるものであろう。ただし、Case2 では局所的な破壊挙動はあるものの、先に示した通り全体の安定挙動の観点で見ると Case1 よりも優れるものと考えられる。図 74 には図 67 および図 68

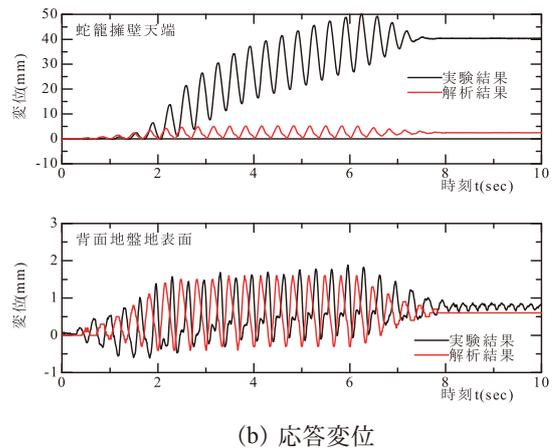
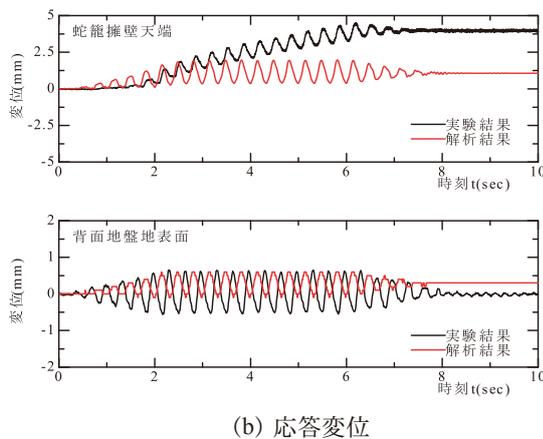
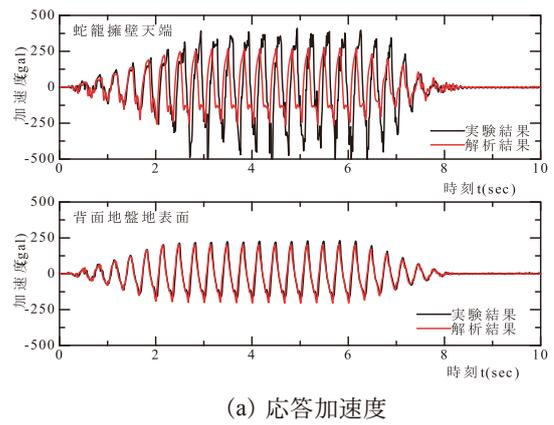
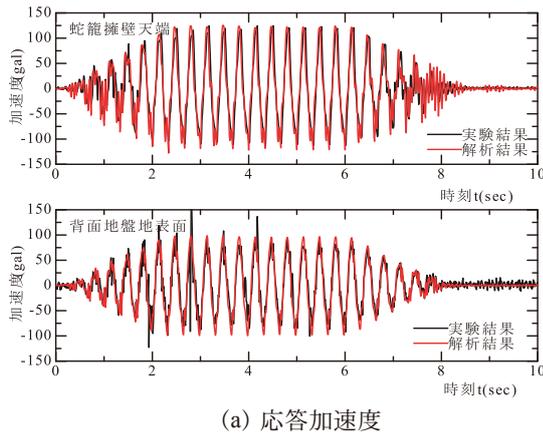


図 71 Case2 における応答(入力加速度 85 gal)
Fig. 71 Response in Case 2 (input acceleration 65 gal).

図 72 Case2 における応答(入力加速度 162 gal)
Fig. 72 Response in Case 2 (input acceleration 162 gal).

と同様、開きが大きくなる時刻の結果に対して傾斜線を示したが、傾斜角は Case1 の方が Case2 に比較してかなり大きくなっている。このため、実験の結果では、加振後の残留変位は Case1 に比較して Case2 の方がかなり小さくなるものである。

9.1.6 解析結果のまとめ

実大振動台実験の Case1 と Case2 に対し、有限要素法 (FEM) による静的解析および動的解析による評価を試み、以下に結果をまとめる。

- 静的解析の結果、常時の安定性について Case1 では滑動や転倒に対して問題が生じやすくなる可能性があり、もたれ式の Case2 の方が安定性は高い。
- 静的解析により慣性力を作用させると、Case2 では蛇籠擁壁近傍の背面地盤に部分的に大きな引張応力やせん断応力が作用する。これは蛇籠擁壁と背面地盤の剛性および重量の差によるものであるが、この影響で Case2 では蛇籠擁壁の極近傍にクラックが発生しやすくなる。この傾向

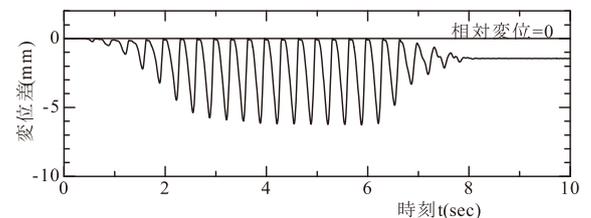


図 73 Case1 における蛇籠擁壁と背面地盤の相対変位(入力加速度 132 gal)

Fig. 73 Relative displacement between gabion retaining wall and back ground in case 1 (input acceleration 132 gal).

は実験結果と一致する。

- Case1, Case2 ともに静的解析力を増加させると背面地盤の引張応力、せん断応力が大きくなる範囲が広がる。この傾向は実験で見られたクラックの発生範囲の拡大傾向に一致する。
- 動的解析結果より、比較的大きな加振レベルでは蛇籠擁壁と背面地盤が衝突と開きを繰り返す現象が確認された。このため実験では背面地盤は乱され、発生した滑り面上の土砂が開きの発

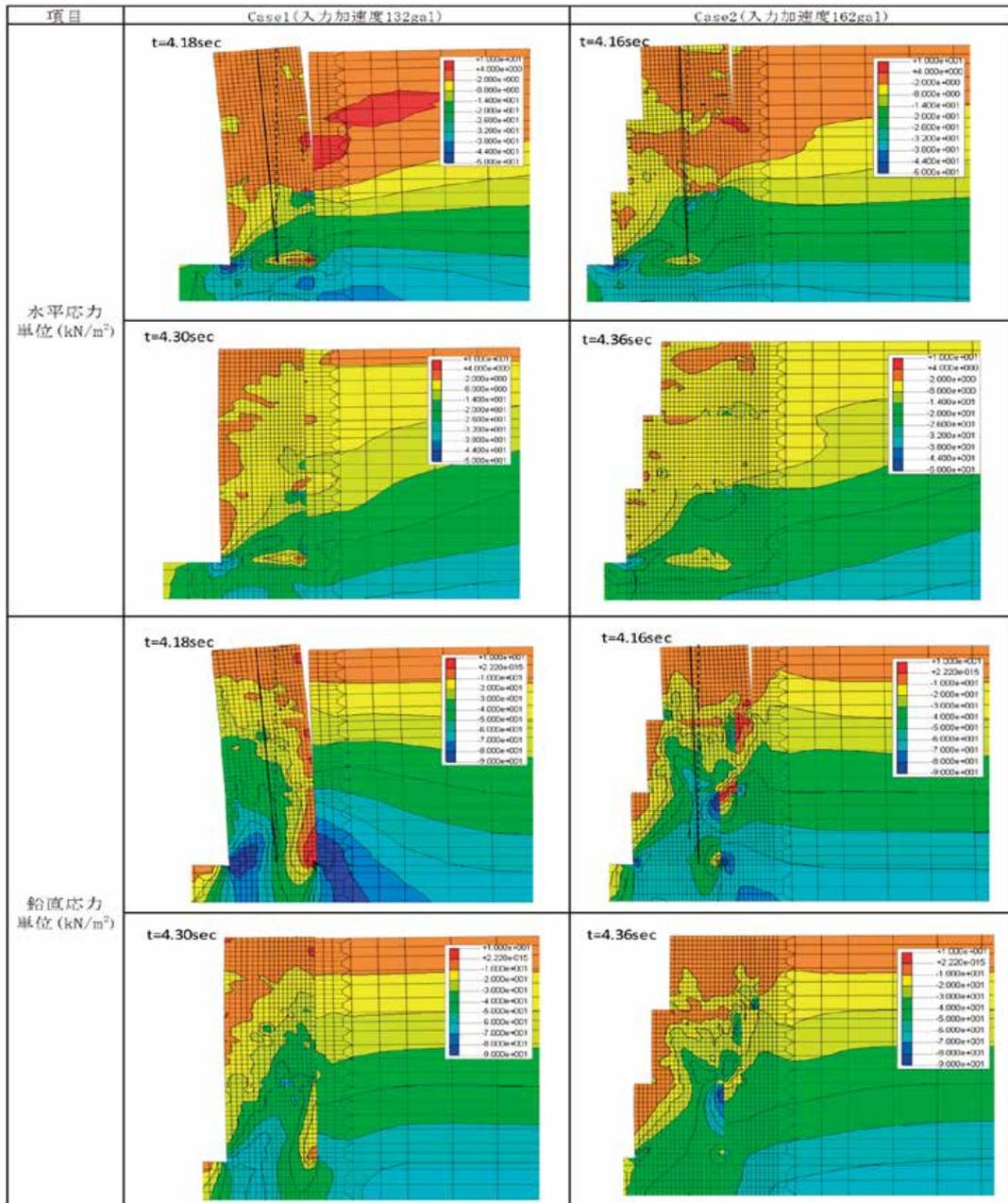


図 74 動的解析による変形モードと応力分布 (変形倍率 20 倍)

Fig. 74 Deformation mode and stress distribution by dynamic analysis (deformation magnification 20 times).

生した瞬間に両者の隙間に落とし込まれ、蛇籠擁壁の累積変位の増加が生じるものである。このような影響が少ない、入力加速度レベルの小さい条件では動的解析結果と実験結果はよい一致を示す。

- 静的解析，動的解析の結果より，もたれ式の Case2 では蛇籠擁壁近傍の背面地盤に局所的クラックが発生しやすくなる可能性があり蛇籠に若干の孕みが生じることは考えられるが，大き

な前傾の発生等安定上の問題は Case1 に比較して発生しにくく，より耐震性に優れた形状と見え，実験結果と一致する。

9.2 安定計算による検討

安定性の評価として，背後地盤のすべり面を試行くさび法により仮定し，蛇籠擁壁の安定性の評価が行えるか確認を行った。

9.2.1 試行くさび法によるアプローチ

安定性の評価として，背後地盤のすべり面を試行

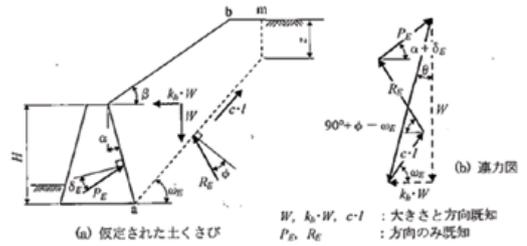
くさび法⁴⁰⁾により仮定し、蛇籠擁壁の安定性の評価が行えるかの確認を行った。図75に試行くさび法の概念図を示す。試行くさびの式(1)により、常時に加え、水平震度0.1～0.5の範囲において、主働崩壊角の推定を行った。各ケースの加振後の蛇籠前面の残留変位、背後地盤の加速度センサ最大応答値および、すべり角の推定と実験結果を図76～78に示す。

(1) 蛇籠前面の残留変位

蛇籠前面の残留変位の概要は3.3.4で記されているが、Case1の残留変位が一番大きく、Case2の残留変位が小さい結果である。

(2) 背後地盤応答加速度

背後地盤の加速度として、表層のすべり崩壊の影響が1番少ない点と考えられる蛇籠背面より一番離



$$P = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \varphi - \theta)}{\cos(\omega - \varphi - \alpha - \delta)} \dots \text{式(1)}$$

P : 主働土圧(kN/m) W : 土くさびの重量(kN/m²)
 ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)
 φ : 背後地盤のせん断抵抗角(°)
 δ : 壁面摩擦角(°) α : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

図75 試行くさび法によるすべり面の仮定⁴⁰⁾
 Fig. 75 Assumption of sliding surface by applying the trial wedge method.

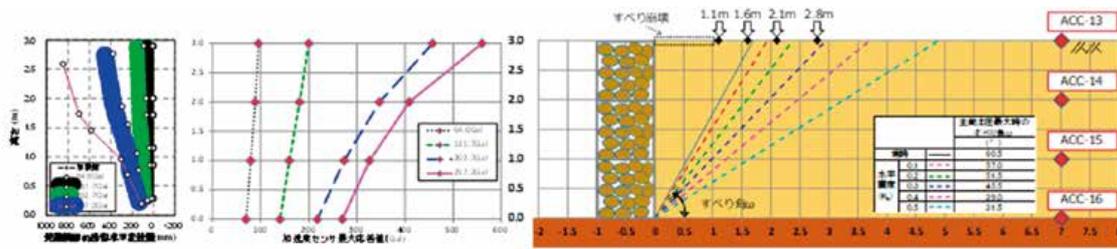


図76 Case1(蛇籠前面残留水平変位(左)加速度最大応答値(中)すべり角の推定と実験結果(右))
 Fig. 76 Case1. (Residual horizontal displacement of the gabion front (left), maximum acceleration response (middle) and estimation of slip angle and experimental results (right))

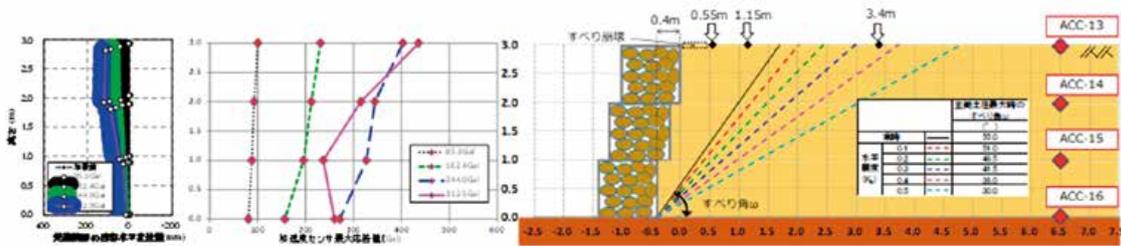


図77 Case2(蛇籠前面残留水平変位(左)加速度最大応答値(中)すべり角の推定と実験結果(右))
 Fig. 77 Case2. (Residual horizontal displacement of the gabion front (left), maximum acceleration response (middle) and estimation of slip angle and experimental results (right))

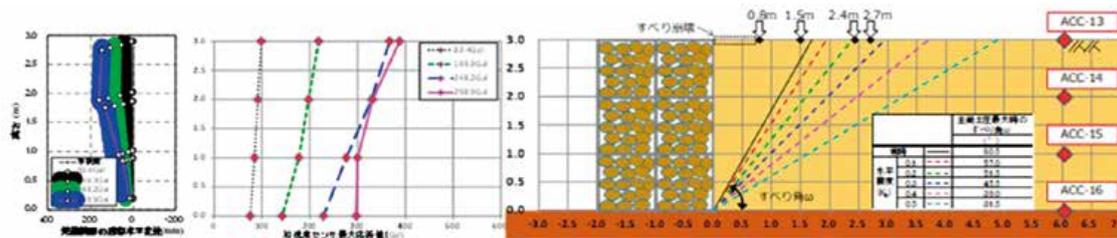


図78 Case3(蛇籠前面残留水平変位(左)加速度最大応答値(中)すべり角の推定と実験結果(右))
 Fig. 78 Case3. (Residual horizontal displacement of the gabion front (left), maximum acceleration response (middle) and estimation of slip angle and experimental results (right))

れた加速度センサにおける最大応答加速度の整理を行った。最大加速度は Case2 の入力加速度 312.2 Gal にて擁壁基面からの高さ 1.0 m 地点で加速度の低下がみられるが、概ね擁壁基面からの高さが高くなるにつれ加速度が高くなる傾向が確認された。また、最終加振時のクラックを基点とし、図 79 のように各観測点の加速度を加重平均として土くさび全体の加速度の算出を行ったところ、Case1 が 433 Gal (水平震度 0.43)、Case2 が 333 Gal (水平震度 0.33)、Case3 が 340 Gal (水平震度 0.34) であった。

(3) 安定性の評価

実験の結果では、いずれのケースでも試行くさび法を用いた常時のすべり角から推定される背後地盤の常時のクラック位置よりも、蛇籠背面に近い位置でクラックが確認された。また、試行くさび法より各水平震度が作用した際に想定される背後地盤のクラック位置と、(2) にて算出した土くさび全体の加速度と背後地盤に発生したクラック位置の関係では、Case2 においては概ね一致する。一方、Case1 と Case3 においては (2) にて算出されるクラック位置よりも蛇籠側にクラックが確認できる。試行くさび法はコンクリート重力式擁壁等の剛構造物を対象とした構造物である。蛇籠擁壁のように屈撓性の高い構造物では、剛構造物とは異なり擁壁擁壁の一部が変形することから、すべり角を推定する基点が背後地盤の基部よりも高くなる可能性がある。このため、試行くさび法にて安定性の評価を行う場合、多少の安全側の評価になる傾向が確認された。

9.2.3 安定計算上の課題と検討

試行くさび法を用いて背面盛土の主働崩壊面の推定を行った結果、試行くさびの基準点を蛇籠背面の基部より計算を行うと、背後地盤天端で確認された

クラック位置よりも離れた位置に主働崩壊面が現れる結果となった。このため、本実験における主働崩壊面の基点は擁壁基部よりも高い位置にあると仮定し、試行くさび法を用いて主働崩壊面の基点の推定を行った。推定方法は、下記に示す方法①と方法②を用い、実験結果と試行くさび法より土塊の慣性力の算出を行い、方法①と方法②において土塊の慣性力が交わる点を基点とした主働崩壊面が形成されたと推察し考察を行う。加振後の背面盛土の変状とクラック位置を表 30 に示す。

(1) 方法①による推定

加振時に発生した蛇籠背面から最も離れているクラックまでの距離を固定し、主働崩壊面の基点を変化させて土塊に作用する慣性力を算出する。土塊の慣性力は、実験時における各観測点の加速度の土塊の面積配分に基づく加重平均値 (図 79 参照) を用いた。使用する観測値は、図 80 に示す加速度センサのうち、表層のすべり崩壊の影響や土層からの

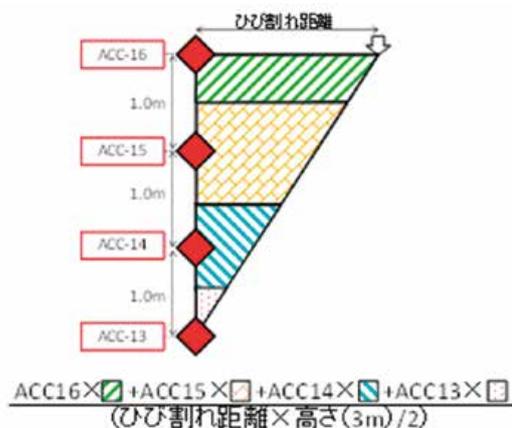


図 79 土くさびに発生する加速度
Fig. 79 Acceleration occurring in the soil wedge.

表 30 加振後の背後地盤の変状とクラック位置
Table 30 Deformation and crack position of back ground after shake test.

ケース	蛇籠の構造	加振回数	入力加速度	背後地盤の変状	蛇籠背面より最も遠いクラック位置	崩壊領域
Case1	3段直積み	1回目	68.0Gal	変状が見られない	-	変状なし
		2回目	137.2Gal	0.7m地点でクラックが入りすべり崩壊	0.7m	~0.7m
		3回目	211.7Gal	1.1m, 1.6m, 2.1m, 2.8mにクラックが発生	2.8m	~0.7m
		4回目	258.1Gal	1.1mの範囲ですべり崩壊	2.8m	~1.1m
Case2	3段階積み(階段形式)	1回目	85.3Gal	変状が見られない	-	変状なし
		2回目	162.4Gal	1.1m地点にクラックが発生	1.1m	クラックのみ
		3回目	244.0Gal	0.55m地点にクラックが入りすべり崩壊	1.1m	~0.55m
		4回目	312.5Gal	3.4m地点にクラックが発生し、1.1mの範囲ですべり崩壊が進行	3.4m	~1.1m
Case3	重力式(3段2列)	1回目	83.4Gal	変状が見られない	-	変状なし
		2回目	149.3Gal	0.8m, 1.5m地点にクラックが発生	1.5m	クラックのみ
		3回目	248.2Gal	0.8mすべり崩壊	1.5m	~0.8m
		4回目	298.9Gal	2.4m, 2.7m地点にクラックが発生	2.7m	~0.8m

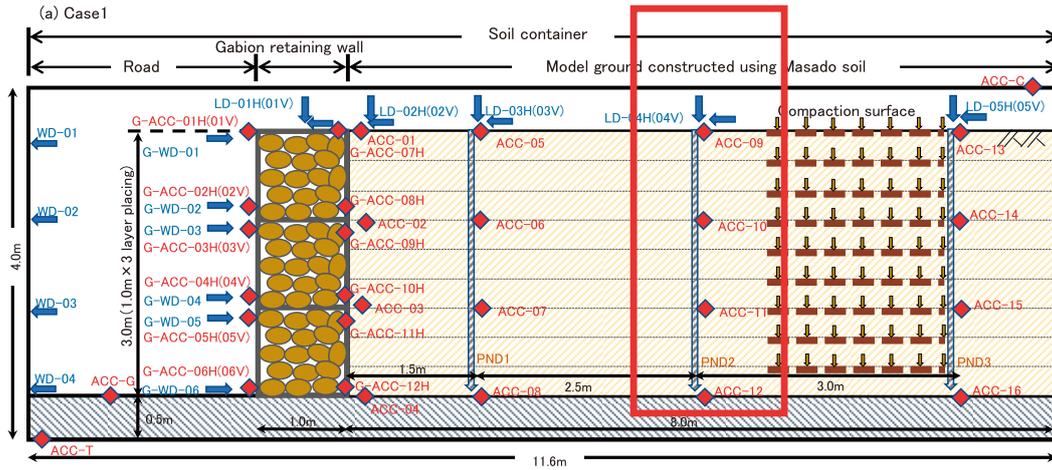


図 80 方法①で用いる加速度センサ位置
 Fig. 80 Acceleration sensor position used in method ①.

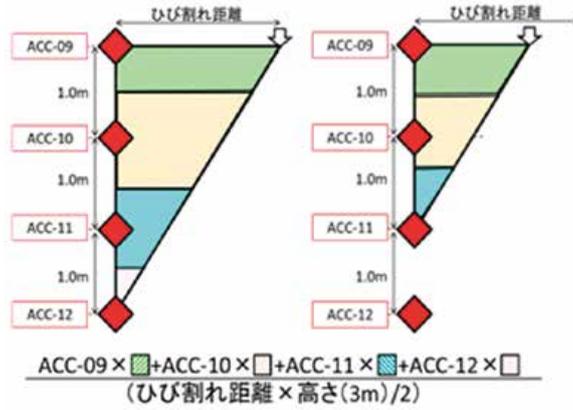


図 81 土くさびに発生する加速度(方法①と②の比較)
 Fig. 81 Acceleration occurring in the soil wedge (comparison between methods ① and ②).

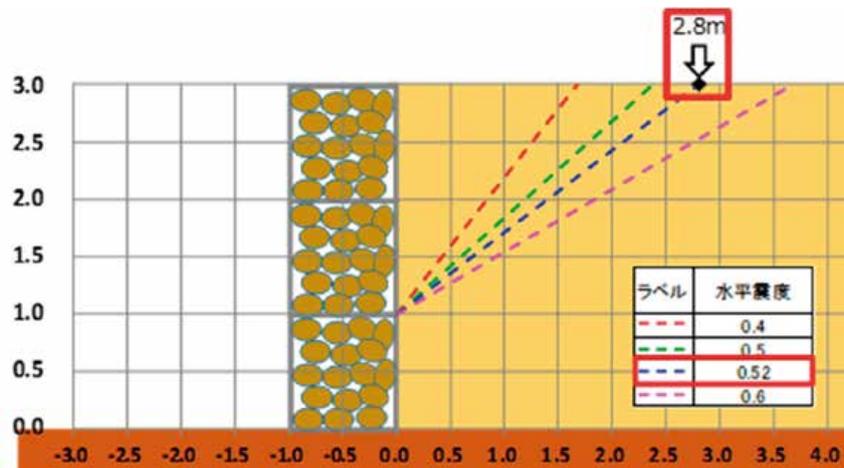


図 82 方法②による算出例
 Fig. 82 Calculation example by method ②.

反射波の影響が最も少ないと考えられる ACC-09 ~ ACC-12 における最大応答加速度とした。

(2) 方法②による推定

図 81 に示す様に、蛇籠背面から最も離れているクラックまでの距離を固定とし、主働崩壊面の基点を変化させた土塊に対して、試行くさび法を用いて土塊に作用する水平震度および慣性力を逆算する。算出例として、図 82 に Case1 の直積みケース 3 回目の加振における整理を示す。試行くさび法を用

い、起点高さの仮定を 1.0 m、クラック位置が 2.8 m 地点に発生する際の土塊に作用する慣性力を算出する。

9.2.4 安定計算の検討結果

(1) Case1 (直積み) の推定結果

Case1 の方法①と方法②を整理した結果を図 83 に示す。2 回目の加振 (137.2 Gal) では擁壁背面 0.7 m 地点のクラックを基準とした場合において、方法①と方法②とで交わる点が見つからなかった。3 回目

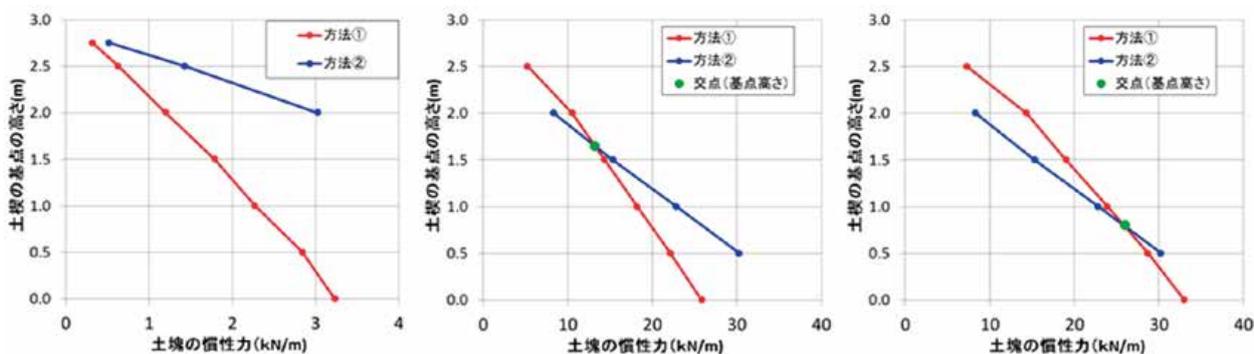


図 83 Case1 ((左)2 回目加振の推定結果 (中)3 回目加振の推定結果 (右)4 回目加振の推定結果)

Fig. 83 Case1. ((left) Estimation result of second shake test, (middle) third shake test (right) and fourth shake tests)

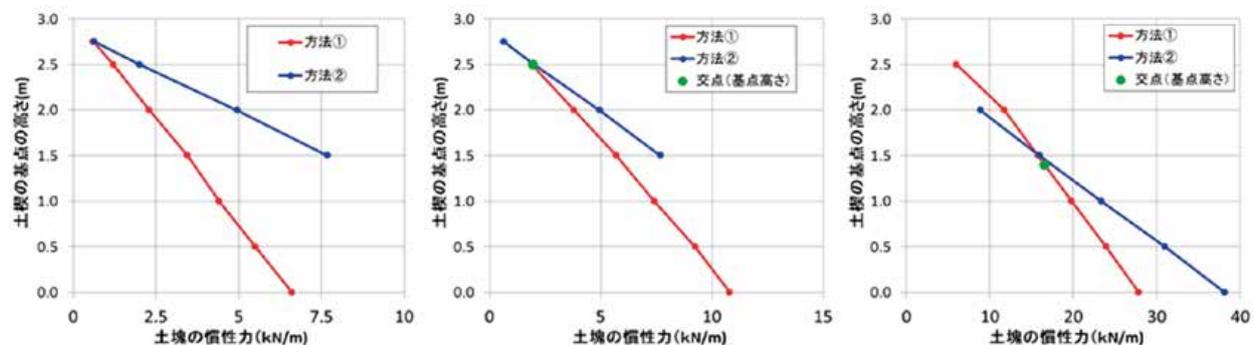


図 84 Case2 ((左)2 回目加振の推定結果 (中)3 回目加振の推定結果 (右)4 回目加振の推定結果)

Fig. 84 Case2. ((left) Estimation result of second shake test, (middle) third shake test (right) and fourth shake tests)

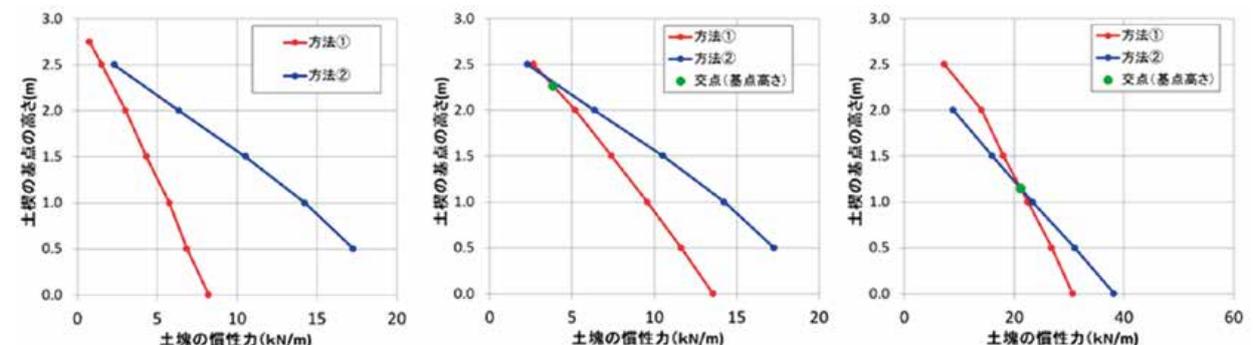


図 85 Case3 ((左)2 回目加振の推定結果 (中)3 回目加振の推定結果 (右)4 回目加振の推定結果)

Fig. 85 Case3. ((left) Estimation result of second shake test, (middle) third shake test (right) and fourth shake tests)

の加振(211.7 Gal)では、擁壁背面 2.8 m 地点のクラックを基準とした場合において、擁壁基部からの高さ約 1.65 m で方法①と方法②で交わる点を確認できた。交点は背後地盤が主動崩壊する際の基点と推定されることから、擁壁基部から約 1.3 m (蛇籠 2 段目の中段付近) を基点とした主働崩壊面が形成されたと推察される。4 回目の加振(258.1 Gal)では、擁壁背面 2.8 m 地点のクラックを基準とした場合において、擁壁基部から約 0.8 m (蛇籠 1 段目の上段付近) を基点とした主働崩壊面が形成されたと推察される。

(2) Case2(段積み)の推定結果

Case2 の方法①と方法②を整理した結果を図 84 に示す。2 回目の加振(162.4 Gal)では擁壁背面 1.1 m 地点のクラックを基準とした場合において、方法①と方法②とで交わる点が見つからなかった。3 回目の加振(244.0 Gal)では、擁壁背面 1.1 m 地点のクラックを基準とした場合において、擁壁基部からの高さ約 2.5 m で方法①と方法②で交わる点を確認できた。交点は背後地盤が主動崩壊する際の基点と推定されることから、擁壁基部から約 2.5 m (蛇籠 3 段目の中段付近) を基点とした主働崩壊面が形成されたと推察される。4 回目の加振(312.5 Gal)では擁壁背面 3.4 m 地点のクラックを基準とした場合において、擁壁基部からの高さ約 1.3 m で方法①と方法②で交わる点を確認できた。よって、擁壁基部から約 1.4 m (蛇籠 2 段目の中段付近) を基点とした主働崩壊面が形成されたと推察される。

(3) Case3(重力式)の推定結果

Case3 の方法①と方法②を整理した結果を図 85 に示す。2 回目の加振(149.3 Gal)では擁壁背面 1.5 m 地点のクラックを基準とした場合において、方法①と方法②とで交わる点が見つからなかった。3 回目の加振(248.2 Gal)では、擁壁背面 1.5 m 地点のクラックを基準とした場合において、擁壁基部からの高さ約 2.4 m で方法①と方法②で交わる点を確認できた。交点は背後地盤が主動崩壊する際の基点と推定されることから、擁壁基部から約 2.4 m (蛇籠 2 段目の中段付近) を基点とした主働崩壊面が形成されたと推察される。4 回目の加振(298.2 Gal)では擁壁背面 3.4 m 地点のクラックを基準とした場合において、擁壁基部からの高さ約 1.15 m で方法①と方法②で交わる点を確認できた。よって、擁壁基部から約 1.15 m (蛇籠 2 段目の中段付近) を基点とした主働崩壊面が形成されたと推察される。

9.2.4 試行くさび法による推定結果のまとめ

各ケースと基部の高さのとりまとめを表 31 に示す。すべての蛇籠の積み方を変えたケースにおいて、2 回目の加振での交点は確認できなかったが、入力加速度が増加するにつれ、試行くさび法にて推定する起点が基部に近づいていく傾向が確認された。

基点高さは蛇籠の積み方によって異なり、加振後の蛇籠の残留変位が大きいケースである Case1 が最も基部に近く、変状が最も少ない Case1 が基部よりも高いケースとなることが確認できた。

表 31 推定結果のとりまとめ
Table 31 Summary of estimation results.

ケース	蛇籠の構造	加振回数	入力加速度	蛇籠背面より最も遠いクラック位置	試行くさびの基準高さ
Case1	3 段直積み	2 回目	137.2Gal	0.7m	交点がない
		3 回目	211.7Gal	2.8m	1.65m
		4 回目	258.1Gal	2.8m	0.8m
Case2	3 段積み(階段形式)	2 回目	162.4Gal	1.1m	交点がない
		3 回目	244.0Gal	1.1m	2.5m
		4 回目	312.5Gal	3.4m	1.5m
Case3	重力式(3 段 2 列)	2 回目	149.3Gal	1.5m	交点がない
		3 回目	248.2Gal	1.5m	2.4m
		4 回目	298.9Gal	2.8m	1.15m

10. まとめ

本研究は、2015年ネパール・ゴルカ地震後のアラニコ・ハイウェイにおける蛇籠の利活用および被害調査結果を行ったことが始まりである。一連のネパール現地調査から、アラニコ・ハイウェイで確認した115箇所の蛇籠構造物の約半数が擁壁であった。全体として、階段状の段積み構造が直立構造を上回っていた。しかし、無被害、孕み出しおよび崩壊と判断される3段階の被害形態から、無被害と判断される構造は、直立構造と段積み構造がほぼ同数であった。また、孕み出し以上の被害については、段積み構造が直立構造の数を上回っており、中詰め材の施工や蛇籠同士の結合や地滑り等の他の要因が支配的であることが考えられた。これらの調査結果を3ケースの実大実験モデルに考慮した。

実大実験に至るまでには、室内要素試験、小型模型実験を実施し、地震時挙動と変形メカニズムの評価を試みた。また、一連の結果を用い、耐震設計手法の構築を念頭とした数値解析を行った。課題は残るものの、現状での成果と知見を以下に述べる。

10.1 研究のまとめ

地震や集中豪雨などの自然災害の多いネパール国において、蛇籠の利用実態や構造的な特徴、地震による被災形態や施工方法などを現地調査した。その結果を以下に述べる。

ネパール国における蛇籠の利活用は、道路付帯施設(擁壁や山留壁)や車両防護壁、河川護岸などに蛇籠が利用されていた。調査地点では、全体の約50%が道路擁壁への利用であり、積層数や金網・中詰め材の健全性は施工場所により異なることが分かった。道路擁壁に用いた蛇籠の被害は、積層数や積みによる明瞭な差は見られなかった。

蛇籠材料については、中詰め材は我が国のそれと岩質は類似するが、粒径は用いる形状により異なり、長径にはある程度のばらつきが見られた。また、蛇籠の鉄線のサイズや金網の形状は、用途によらずほぼ統一されていた。めっき鉄線の表面処理は我が国の道路擁壁などに使用される蛇籠のそれとは異なり、推定耐用年数はほぼ半分程度であった。

施工者へのヒアリングと施工に関する実態調査から、ネパール国での籠枠の製作や中詰め材の選定、加工方法を確認した。特に中詰め材の材質や加工方法、詰め方、蛇籠の積層数や積み方は明確な基準がなく、

地域の事情や現場の責任者の経験則によるところが大きいことが分かった。

次に実大実験について述べる。実大実験では、上記のアラニコ・ハイウェイで見られた特徴的な蛇籠擁壁構造であった直立3段積みであるCase1を計画し、Case2は階段状の3段段積みでコスト安ではあるが耐震性は背後地盤の安定性に依存する構造形式、およびCase3は3段2列の重力式構造であり、背後地盤に拘わらず安定性が高いが工期の長期化も含め、コスト高となるケースを対象とした。

各ケースの動的挙動については、背後地盤にクラックが生じた2回目の正弦波加振(入力加速度が150～200 Gal相当)に着目した。各ケースにおいて、加振とともに擁壁の水平変位が累積していく様子が確認できた。また、蛇籠擁壁下段では、蛇籠とその近傍の地盤が一体化して挙動するが、蛇籠上段では、蛇籠と背後地盤に位相差が生じ、蛇籠の応答加速度が大きくなっていった。この加振段階で生じた背後地盤のクラックの要因は、蛇籠擁壁天端と蛇籠擁壁近傍の背後地盤との間に生じた位相差と振幅の大きさが要因として考えられるが、その程度は、蛇籠擁壁の変位量に依存しているものと推察される。

各ケースにおける蛇籠擁壁変形傾向については、いずれのケースも、加振段階毎に、擁壁が前面へ変位した結果、Case1について下から2段目の蛇籠の変形が著しく、天端で約80 cmの水平変位が生じた。しかしながら、前傾したまま擁壁の倒壊は見られなかった。一方、Case2およびCase3については、擁壁天端の水平変位が両ケースともに20 cm未満であり、Case1に比べると破局的な変状は見られなかった。

3Dレーザー計測結果に基づく背後地盤の変状については、各ケースともに、2回目の正弦波加振(Case1で132 Gal, Case2で162 GalおよびCase3で151 Gal)により、背後地盤にクラックが生じた。これらのクラックの進展は、擁壁の全面への移動に依存し、Case1で擁壁背後近傍の崩壊が顕著であった。

背後地盤の損傷調査結果から、擁壁背後地盤における崩壊領域において、動的コーン貫入抵抗 q_d の低下域が確認できた。しかし、この崩壊領域は、Case2では小さく、擁壁の構造形式が段積みによるもたれ式であるため、擁壁の自重が作用しているものと思われる。

以上、今回の実験結果から、蛇籠擁壁は加振によって徐々に前傾し背後地盤が変形すること、また、加振レベルが大きくなると、蛇籠擁壁と背後地盤との位相差や振幅の大きさが異なることで、背後地盤が崩壊に至ることを確認した。また、崩壊した土塊は、必ずしも剛性の高くない蛇籠擁壁を変形させる要因となる。特に今回の実大モデルは、基礎を施工しない状態で地盤上に施工しているため、背後地盤の崩壊した土塊により擁壁を転倒に至らしめる可能性が推察された。特に、最も残留変形の大きかったCase1において、加振後に静置した状態で転倒・破壊には至らずに自立していた。したがって、加振時には振動特性の影響があるものの、残留変形から見て、背後地盤の大変形に追従していることから、蛇籠擁壁は柔構造あるいは可撓性に富むことが利点であることを確認できた。

10.2 現地へ適応に向けての取り組み

本研究がネパール国内で適正に活用されるよう、誤った知識の是正および本研究に基づく設計・施工手法の提案・周知が必要であると考え、そこで筆者らは、ネパール現地で蛇籠擁壁を実際に施工し、設計・施工上の問題点を抽出した。また、本研究結果に基づく新たな知見および実施工に基づく設計・施工上の問題点を整理し、蛇籠擁壁の耐震性能を向上させるノウハウを蛇籠マニュアルとして書き記している。さらに、蛇籠マニュアルが現場技術者等に周知されるよう、ワークショップの開催や施工指導の実施等、本研究結果がネパール国内で広く活用されるような取組を実施している。

(1) 現地適応に向けての取組計画

ネパール国ダディン郡における試験施工サイトの位置図および試験施工前後の現場の様子について、**図 86** および**写真 28** にそれぞれ示す。

以下に現地適応への取組実績および今後の計画を表 32 に示す。本研究は「JICA 草の根技術協力事業(地域活性化特別枠)“ネパールにおける防災と環境を両立させる現地適応型蛇籠技術普及事業(2016-2018)”」を通じて現地適応への取組みがなされている。

(2) 蛇籠擁壁の実施工

ネパールにおける設計・施工上の問題点を明らかにするため、地すべりが懸念される計3箇所に蛇籠擁壁を施工した。実際の計画・設計・施工は現地の

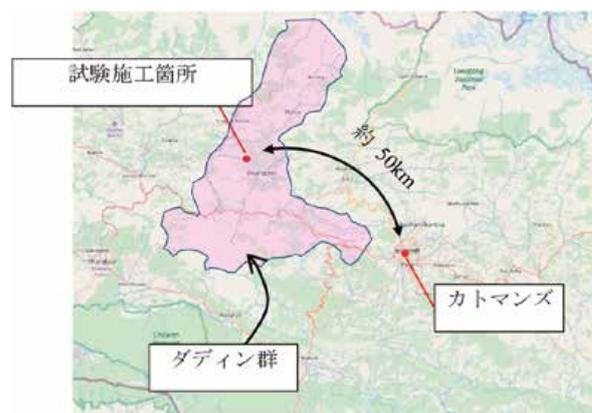


図 86 試験施工位置図
Fig. 86 Location map of test construction.



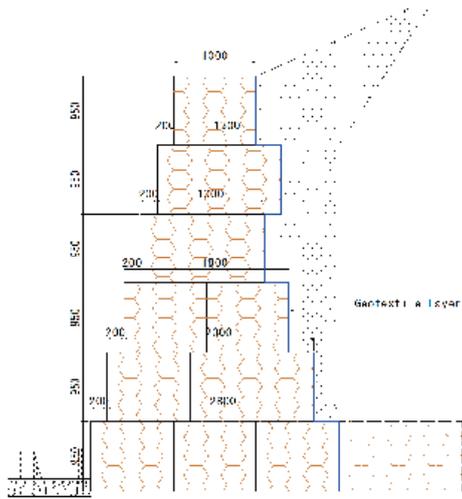
写真 28 試験施工前後の現場の様子
Photo 28 Scene of the site before and after the test construction.



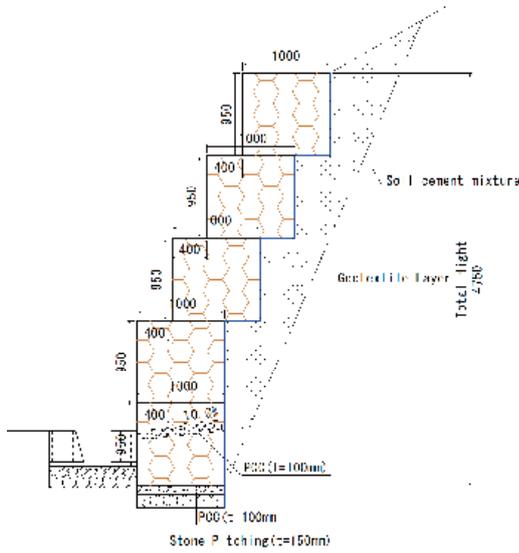
写真 29 実地指導の様子
Photo 29 Atmosphere of practical guidance.

ローカルコントラクターが主体となって実施し、筆者ら研究チームは、**写真 29** に示す通り、主要な施工段階における実地指導を行うことにより、設計・施工上の問題点を共有した。

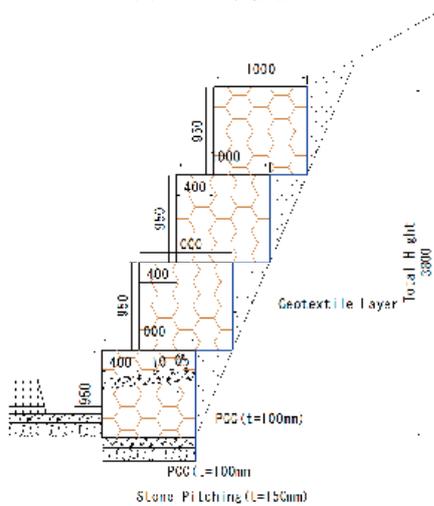
実施工された蛇籠構造物の構造は**図 87** の通りであり積み方の異なる蛇籠を構築した。Site1は、ネパールで一般的に用いられる構造の1つである重力式擁壁に模した形状である。Site2 および Site3 は日本で



(a) Site1 断面図



(b) Site2 断面図



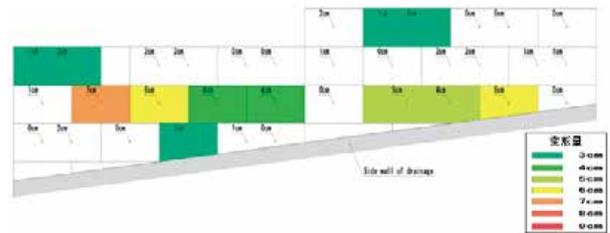
(c) Site3 断面図

図 87 試験施工断面図
Fig. 87 Cross section of test construction.

表 32 行動実績・予定表

Table 32 Table on activities up to now and future schedule.

	H29	H30	H31	H32
① 蛇籠擁壁の実施工				
1 Site1の実施工	■			
2 Site2の実施工	■			
3 Site3の実施工		■		
② 蛇籠マニュアルの製作				
4 目次(案)の製作		■		
5 概要版の製作		■		
6 詳細版の製作			■	
③ その他取組み				
7 蛇籠施工の実地指導	■	■		
8 各 Site の定期変位計測		■	■	■
9 マニュアルに関する WS			■	■



(a) 施工完了直後(2018.6)



(b) 施工完了より2カ月後(2018.8)

図 88 モニタリング結果(Site3)

Fig. 88 Monitoring results.

一般的に用いられる構造であるもたれ式擁壁に模した形状である。

なお、蛇籠擁壁の経時的な変位を把握することを目的として、本事業の中で定期的な簡易計測を実施している⁴¹⁾。簡易計測は途中段階ではあるが、計測結果のアウトプット例を Site3 に代表して図 88 に示す。はらみ出し量に応じて着色を変化させることにより、経時変化が視覚的に分かり易くなるように取りまとめている。



写真30 ワークショップの様子
Photo 30 A state of the workshop.

図88より、施工後2カ月が経過した蛇籠擁壁では3 cmを超える変位発生箇所が施工直後に比して増加している傾向が確認された。しかし、現段階では計測誤差であるのか、作用荷重による変位であるのかを判断するには十分なデータが得られていない。

また、ネパール式と日本式の変位量を相対的に比較すると、最上段部の蛇籠に受動土圧に起因すると推測される変位の差が約7 cm生じている。しかし、現段階では顕著な差とは呼べるものではなく、今後も経時的な計測結果から総合的に判断する必要がある。このように、さらに長期的な定期変位計測を実施し、計測結果を解析することにより、常時作用に対する変形特性を把握することが今後の目標である。

(3) 蛇籠マニュアルの製作

本研究で得られた知見や実施工から得られた課題をより多くの技術者へ共有するため、蛇籠マニュアルを製作する。現在は、現地のローカルコントラクターを対象とした蛇籠マニュアル-概要版-を作成中であり、今後は道路管理者や専門技術者を対象としたより詳細な内容を記した蛇籠マニュアル-詳細版-を作成する予定である。

作成される蛇籠マニュアルは、現地に適合し、且つ蛇籠の耐震性能が向上されるよう配慮されなければならない。従って、蛇籠マニュアルの記載内容に関する現地技術者からの意見をマニュアルに反映させるため、複数回のワークショップを計画している。写真30に示すように、2018年10月に蛇籠マニュアル-概要版-に関するワークショップを既に開催し、現地技術者の視点からの意見を聴取した。今後、蛇籠マニュアル-詳細版-についても同様にワー

クショップが計画されている。さらに、以降のワークショップでは現地技術者および道路管理者等を交えた各マニュアルへの理解促進を目的としたワークショップを開催予定である。

10.3 蛇籠擁壁の設計に向けての課題

今回の実験ケースから、ネパール現地で被災しやすい構造であった直立式蛇籠擁壁に対し、段積み、あるいはコストや工期が許せば重力式蛇籠擁壁は有効であることを示すことができた。したがって、現地施工に際しては、蛇籠擁壁に特化した設計手法の構築が必要である。9章において、既往の検討⁴³⁾に基づき、蛇籠擁壁の安定性の評価のため、Case1を対象とする試行くさび法による背後地盤のすべり面を評価した。常時に加え水平震度 k_h が0.1～0.5の範囲において主働崩壊角の推定を行い評価した主働崩壊線を図76に図示し、実験から得られた地表面クラックの位置との比較を行った。この試行くさび法によるすべり角の推定結果では、2回目の正弦波加振により常時のすべり線より内側に、蛇籠背後地盤の崩壊領域となるクラックが生じる結果を示した。

試行くさび法の適用は、コンクリート重量式擁壁等の剛構造物を対象としている。一方、蛇籠のような屈撓性の高い構造物では、蛇籠擁壁の一部、特に今回の実験結果では、擁壁上部の変形が顕著であるため、すべり角の推定結果と整合がとれなくなる可能性があり、推定時のすべり線の基点箇所の妥当性を検討する必要がある。そこで、図82に示す様に、すべり角を推定する基点が背後地盤の基部よりも高く設定することにより、安全側の評価になる傾向を得たため、試行くさび法を柔構造に適用させて安定性評価を行い得る可能性を示すことが出来た。

また、耐震設計には、数値解析手法を整備する必要がある。蛇籠自体は中詰材とそれを拘束する金網で構成される単純構造であるが、その変形特性は複雑であり、使用する材料によっても異なってくる。数値解析上、この蛇籠帯のモデル化が最も重要であり、モデル化に当たっては、立体的な挙動を考慮する必要があるが、実務上は二次元モデルで扱うことを考えなければならない。蛇籠帯を梁モデルとしても中詰材の拘束効果は表現できないため、蛇籠帯を水平ばねとしてモデル化することで、実大実験の再現をうまく行うことが出来た。

上述の安定計算と数値解析は、設計する上で重要であることは言うまでもない。本研究で、蛇籠の変形特性を考慮した手法の提案と実大実験結果との整合を示せたことは、蛇籠擁壁の技術体系の整備に向けても大きなことであると考えられる。

謝辞

ネパールにおける一連の蛇籠擁壁調査では、高知大学の段取りの下、Tribhuvan UniversityのDurga P. Sangraula教授、Pawan Kumar Bhattarai助教、Hydro LabのB. Bishwakarma所長、およびJICAネパール事務所の方々の支援を受けた。

3回に渡った実大振動台実験の実施では、元高知大大学院の田所佑里香様(現日特建設)、元佐賀大の松尾光流様(現八千代エンジニアリング)および松田衛様(元国土交通省北陸地方整備局)の各位には、実験期間につくばの大型耐震実験施設に常駐していただいた。慣れない土地と初めて行う大掛かりな実験の段取りから実施に至るまで、大変な思いをされたかと推察している。実験の実施に関しては、御子柴様のご助言や、テクノラボの中川様、ネクサス(旧中村商事)の中村様の多大な協力を得た。2017年6月22日の公開実験では、高山様を始めとするアジア航測の皆様短い期間で3Dレーザー計測結果を速報としてまとめていただいた。それを用い、当日の説明を行うことが出来、マスコミ各社の方々の好意的な報道によって、その後、波に乗って順調に成果を挙げることができた。

また、壁面緑化の知識のない筆頭著者の要望で、防災科研所内ではあるが気象災害軽減イノベーションセンターの横山仁様および中島広子様のご紹介で横山様のお知恵を借り、緑花技研藤田様のご指導の下、植生実験が実施された。その後、経年的に行った観測を維持するのも大変ではあったが、適宜、大型耐震実験施設の石原真理子様のご助力を得て、継続することができた。

本研究は、基盤研究B(海外学術調査、16H05746)「ネパール地震における山地道路被害の要因分析と簡易な地盤災害抑制構造物の開発」(研究代表：高知大学)および基盤研究B(一般、16H04413)「蛇籠を用いた耐震性道路擁壁と評価手法の開発」(研究代表：防災科学技術研究所)、また、公益財団法人セコム科学技術振興財団「学術集会および科学技術振興事

業助成」(代表：防災科学技術研究所)により、ワークショップ開催に至った。科研費の申請から共同研究契約、そしてワークショップの助成金獲得から段取りに至るまで、研究推進課青木直美様のご助力を得た。現在、アジア防災センターに所長として移動された鈴木元審議役および国際課の則竹匠様にも何かと気にかけていただき、研究を進める過程でヒントをいただいた。加えて、高知大学原研究室秘書の福井様にも大変お世話になった。

本資料における2章および3章は主に基盤研究B(海外学術調査、16H05746)によるもの、4章、5章、7章、8章および9章は、主に基盤研究B(一般、16H04413)による成果である。10章では試験施工に触れているが、これは、高知大が獲得したJICA草の根技術協力事業(地域活性化特別枠)によるものである。一連の研究実施に当たり、これらの研究助成等によって、精力的な調査・研究を実施することが出来た。何より、様々な方のご助力をいただいたことによって遂行することが出来たと考えている。最後になりますが、関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Nakazawa, H., Manandhar, S., Hara, T., Suetsugu, D., Kuribayashi, K., Nishi, T., Sakuraba, T., Kariya, T., Kochi, Y., and Hazarika, H. (2015): Report on damages caused by the 2015 Nepal Gorkha Earthquake. JAEE International Symposium on Earthquake Engineering, 2-36.
- 2) 原 忠・栗林健太郎・西 剛整・末次大輔・Suman Manandhar・中澤博志・櫻庭拓也・假屋隆文・河内佑己・ハザリカ・ヘマンタ(2016)：2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠構造物に関する被害調査(その1 調査概要)。第51回地盤工学研究発表会, 1661-1662.
- 3) 中澤博志・原 忠・末次大輔・栗林健太郎・西剛整・張 浩・Pawan Kumar Bhattarai(2016)：2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠構造物に関する被害調査(その2 蛇籠実態調査)。第51回地盤工学研究発表会, 1659-1660.
- 4) 末次大輔・原 忠・中澤博志・栗林健太郎・品川大地・西 剛整・張 浩(2016)：2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠構造物に関する被害調査(その3 蛇籠中詰め材の物理的性質)。第51

- 回地盤工学研究発表会, 1661-1662.
- 5) 栗林健太郎・西 剛整・張 浩・Pawan Kumar Bhattarai・原 忠・末次大輔・中澤博志(2016) : 2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠構造物に関する蛇籠構造物に関する被害調査(その4 蛇籠中詰め材の施工方法). 第51回地盤工学研究発表会, 1663-1664.
 - 6) ハザリカヘマータ・原 忠・門司直也・山崎直哉・西村謙吾・石蔵良平・笠間清伸(2014) : 鋼矢板および蛇籠式マウンドによる防波堤基礎の耐震・耐津波補強に関する研究. 第14回日本地震工学シンポジウム論文集, 455-464.
 - 7) http://www.nn-techinfo.jp/mdb_web/MdbSearch.do?sc_bunya=020404, (2015.10.13 閲覧).
 - 8) Kokusho, T., Ishizawa, T., and Hara, T. (2004): Slope failures during the 2004 Niigataken Chuetsu earthquake in Japan. Earthquake geotechnical case histories for performance-based design, 47-70.
 - 9) Nakazawa, H., Manandhar, S., Hara, T., Suetsugu, D., Kuribayashi, K., Nishi, T., Sakuraba, T., Kariya, T., Kochi, Y., and Hazarika, H. (2015): REPORT ON DAMAGES CAUSED BY THE 2015 NEPAL GORKHA EARTHQUAKE. JAEE International Symposium on Earthquake Engineering, 2-36, 9p.
 - 10) 全国防災協会(1963) : 蛇籠の知識. 日本河川協会.
 - 11) 石崎正和(1987) : 蛇籠に関する歴史的考察. 日本土木史研究発表会論文集, Vol.7, 253-258.
 - 12) 日本じゃかご協会(2001) : じゃかご工法の手引きと解説.
 - 13) Water and Energy Commission Secretariat, HMG. Nepal (1987): Erosional sedimentation in Nepal Himalaya-An assessment of river processes. Kefford Press, Singapore, 10-11.
 - 14) Yagi, H., Maruo, Y., Saijo, K., and Nakamura, S. (1990): The Sept. 1988. Large landslide in the vicinity of MCT, Darbang, Nepal. 地すべり, Vol.26, No.4, 45-49.
 - 15) 吉松弘行・山田 孝・大井英臣(1983) : ネパールの1993年集中豪雨による土砂災害. 新砂防, Vol.46, No.4, 58-62.
 - 16) 檜垣大助・八木浩司・若井明彦(2015) : 2015年ネパールゴルカ地震による土砂災害発生状況. (公社)日本地すべり学会緊急調査団報告書, 1-11.
 - 17) Government of Nepal (2016): Machine Fabricated Gabions-Nepal.
 - 18) 綱木亮介(2003) : ネパールにおける土砂災害と対策の現状. 砂防学会誌, Vol.55, No.6, 86-91.
 - 19) 外務省(2010) : 山岳道路に挑む日本の技術～ネパールの石垣道路～. 2009年度政府開発援助(ODA)白書, 第2章 日本の政府開発援助の具体的な取り組みコラム, p.41.
 - 20) 原 忠・末次大輔・Suman manandhar・中澤博志・栗林健太郎・西 剛整・櫻庭拓也・假屋隆文・河内佑字己・ハザリカヘマータ(2016) : 2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠構造物に関する被害調査～その1 調査概要. 第51回地盤工学研究発表会, 1657-1658.
 - 21) 中澤博志・原 忠・末次大輔・栗林健太郎・西 剛整・張 浩・Pawan Kumar Bhattarai(2016) : 2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠の利用実態と被害傾向に関する調査～その2 蛇籠実態調査～. 第51回地盤工学研究発表会, 1659-1660.
 - 22) 田中治雄(1966) : 土木技術者のための地質学入門, 山海堂.
 - 23) 地盤工学会(2009) : 地盤材料試験の方法と解説. 地盤工学会基準 石分を含む地盤材料の粒度試験方法(JGS 0132), 125-126.
 - 24) 末次大輔・原 忠・中澤博志・栗林健太郎・品川大地・西 剛整・張 浩(2016) : 2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠の利用実態と被害傾向に関する調査～その3 蛇籠中詰め材の物理的性質～. 第51回地盤工学研究発表会, 1661-1662.
 - 25) 栗林健太郎・原 忠・末次大輔・中澤博志・西 剛整・張 浩・Pawan Kumar Bhattarai(2016) : 2015年ネパール・ゴルカ地震における蛇籠構造物に関する被害調査～その4 蛇籠中詰め材の施工方法～. 第51回地盤工学研究発表会, 1663-1664.
 - 26) 国土交通省河川局治水課(2009) : 鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準(案).
 - 27) 原 忠・柴原 隆・田所佑理佳・中澤博志・末

- 次大輔・栗林健太郎・西 剛整・三好克明(2017) : 大型振動台実験による実大蛇籠擁壁の振動特性(その1)－実験概要－. 平成29年度地盤工学会四国支部技術研究発表会講演概要集, 7-8.
- 28) 原 忠・田所佑理佳・柴原 隆・中澤博志・末次大輔・栗林健太郎・西 剛整・三好克明(2017) : 大型振動台実験による実大蛇籠擁壁の振動特性(その2)－振動特性と緊結効果の評価－. 平成29年度地盤工学会四国支部技術研究発表会講演概要集, 9-10.
- 29) 末次大輔・松尾光流・中澤博志・原 忠・田所佑理佳・栗林健太郎・西 剛整(2017) : 蛇籠擁壁の耐震性評価手法検討(その2)－蛇籠構造の模型実験－. 土木学会第72回年次学術講演集, 483-484.
- 30) 栗林健太郎・原 忠・末次大輔・中澤博志・田所佑理佳・松尾光流・西 剛整(2017) : 蛇籠擁壁の耐震性評価手法の検討(その3)－再現解析による評価－. 土木学会第72回年次学術講演集, 485-486.
- 31) 吉村優治・小川正二(1994) : 砂の等方圧密およびせん断特性に及ぼす粒子形状の影響. 土木学会論文集, No.487, III -26, 187-196.
- 32) Yoshimi, Y. and H. Ohoka (1973) : A Ring Torsion Apparatus for Simple Shear Tests. Proc.8th ICSMFE, Vol. 1.2, 501-506.
- 33) 原 忠・國生剛治(2000) : 砂礫の液状化強度および液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響. 土木学会論文集, No.645/ III -50, 245-253.
- 34) 田中幸久・工藤康二・吉田保夫・片岡哲之・國生剛治(1988) : 砂礫地盤の力学的特性に関する研究－凍結サンプリングによる不攪乱試料の力学的特性とその簡易評価法－. 電力中央研究所・研究報告, U88021.
- 35) 気象庁 : 過去の気象データ・ダウンロード, <http://www.jma.go.jp/jma/menu/menureport.html> (2018.11.23 閲覧)
- 36) Langton, D.D. (1999): The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction. Ground Engineering, September, 33-36.
- 37) Duncan, J. M. and Chang, C. (1975); Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.96, No.SM5, 1629-1653.
- 38) 原 忠・田所佑理佳・柴原 隆・末次大輔・中澤博志・西 剛整・栗林健太郎(2018) : 室内試験による蛇籠擁壁の耐震性評価(その1)－中詰材のせん断特性－. 第53回地盤工学研究発表会発表講演集, 1795-1796.
- 39) Tanaka, Y., Kudo, K., Nishi, K., Okamoto, T., Kataoka, T., and Ueshima, T. (2000): Small Strain Characteristics of Soil in Hualien. Taiwan, Soils and Foundations, Vol.40, No.3, 111-125.
- 40) 社団法人日本道路協会(2012) : 道路土工 擁壁工指針(平成24年度版), 100-109.
- 41) Kimura, S., Hara, T., Suetsugu, D., Nakazawa, H., Nishi, T., Shimomura, S., Shibahara, R., and Kuribayashi, K. (2018): An issue of seismic structure and construction regarding gabion wall in rural area of Nepal. 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, ACEE0151, p.10.
- 42) 臼倉和也・中澤博志・原 忠・末次大輔・西 剛整・栗林健太郎・田所佑理佳(2017) : 蛇籠を用いた道路擁壁の耐震性評価に関する実大規模振動台実験－残留変形と背面盛土に発生したクラックの評価－. 日本地震工学会・大会2017. (2018年12月13日原稿受付, 2018年12月13日原稿受理)

要 旨

2015年ネパール・ゴルカ地震では、中山間地域において、道路擁壁を始めとする蛇籠構造物が高い屈撓性を発揮し、その機能を維持した事例が確認された。そこで、蛇籠構造物被害調査の分析結果に基づき、ネパール現地に多く存在する蛇籠を用いた道路擁壁の耐震性評価のための実大振動台実験を実施した。蛇籠擁壁断面は、直立壁、階段状および蛇籠の数を増やした重力式の3ケースを対象とした。直立壁については加振後に崩壊には至らなかったものの大きく前傾し、現地調査における幾つかの被害状況と類似した様相を示した。他2ケースについては変形が軽微であり、現地に適応可能な構造形式として有効であると考えられた。最終的には3ケースの実験結果に対しFEMによる数値解析と試行くさび法を適用させ、加振後の背後地盤に生じたクラック等の変状箇所と主働崩壊角との比較を通じ、今後の耐震設計に資する示唆を行うとともに、蛇籠擁壁にも同手法が適用可能であることを示した。

キーワード：蛇籠，擁壁，ネパール・ゴルカ地震，被災調査，実大振動台実験