

大型振動台実験による 石垣補強技術の耐震性評価

橋本 隆雄¹・中澤 博志²・池本 敏和³・宮島 昌克⁴

¹正会員 国士舘大学教授 理工学部まちづくり学系 (〒154-8515 東京都世田谷区世田谷4-28-1)
E-mail: thashimo@kokushikan.ac.jp (Corresponding Author)

²正会員 防災科学技術研究所地震減災実験研究部門主幹研究員 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台3-1)
E-mail: nakazawa@bosai.go.jp

³正会員 金沢大学講師 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail: tikemoto@se.kanazawa-u.ac.jp

⁴正会員 金沢大学教授 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail: miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

2016年熊本地震はMj 6.5の前震及びMj 7.3の本震により熊本県全域に大きな被害をもたらした。特に、熊本城では、石垣全体の30%が崩壊や孕みの被害が生じた。東日本大震災、熊本地震を契機として、城郭石垣の耐震性能の向上が期待できる補強工法の検討が望まれるが、城郭石垣の既往事例でも耐震補強対策の効果を明確にして適用したものは見当たらない。そこで、茨城県つくば市にある防災科学技術研究所の大型振動台実験施設を用いて2019年8月5日～10月14日の期間で6つのモデルについて3回の耐震性能実験を行った。本論文では、その大型実験の内容及び結果について言及している。実験の結果、石垣タイプではジオテキスタイル巻き込みモデル、非石垣タイプでは筒状固結体アンカー工法モデルの変状が非常に少なく効果的であることが明らかとなった。

Key Words : stone walls, reinforcement measures, shaking table experiments

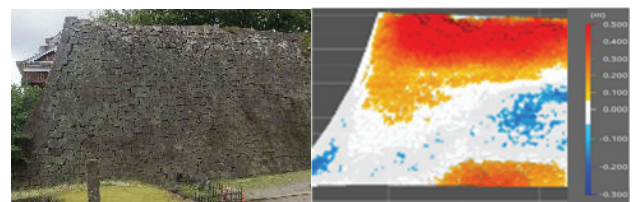
1. はじめに

2016年熊本地震はMj 6.5の前震及びMj 7.3の本震により熊本県全域に大きな被害をもたらした。特に、熊本県のシンボルである熊本城では、石垣全体の30%が写真-1に示すような崩壊や図-1に示すような孕みの被害が生じた。これまで、石垣の崩壊メカニズム^{1)~8)}は、非破壊検査等を用いた被害分析^{1)~8)}、解析^{9)~18)}、実験^{19)~25)}等により各石垣タイプや形状による影響について明らかになってきている。一方、孕みの変形量、振動モード、豪雨による被災との相違点、各補強対策^{26)~28)}の効果については明らかにされていない。東日本大震災、熊本地震を契機として、城郭石垣の耐震性能の向上が期待できる補強工法の検討が望まれるが、城郭石垣の既往事例でも耐震補強効果を明確にしているものは見当たらない。

石垣のタイプは、表-1に示すように以下の3つがある。
[1] 石垣タイプ：石垣の内部が栗石のみで構成されているもの。平地に突出して建つ櫓台や郭部の石垣など、両面が築石で構成されるものに多い。



写真-1 熊本城重要文化財「北十八間櫓」石垣の崩壊状況



(a) 地震後の状況 (b) 3Dレーザーを用いた孕み分析
図-1 飯田丸平櫓石垣の孕み状況

[2] 半石塁タイプ：石垣が背面側の地面より立ち上がり、背面が栗石層と地山（盛土）で構成されているもの。

[3] 非石塁タイプ：石垣が築石と栗石層からなり、背面側の地面より立ち上がりがなく、背面が栗石層と地山（盛土）で構成されているもの。

飯田丸等の石垣が崩壊した石塁タイプの補強工法としては、ジオテキスタイル工法の適用が考えられるが、これまで伝統的な手積みによる工法、長石・押石を入れた工法、修復時に粒度調整栗石を混入した工法との効果について比較検証が行われていない。また、宇土櫓石垣等の孕みを生じている非石塁タイプの補強工法は、これまで全て解体してからの再構築のみで、行ったことがない。そこで、これら伝統的工法と現代工法も含めた耐震補強の効果を施工実験及び大型振動台を用いた加振実験によって客観的・定量的に検証する必要が生じた。実験は、茨城県つくば市にある国立研究開発法人防災科学技術研究所の大型振動台実験施設を用いて2019年8月5日～10月14日の期間で3回に亘り6つのモデルの実験を行った。本論文では、石塁と非石塁タイプの石垣補強対策の実験による耐震性評価の検証結果について考察する。

2. 熊本城石垣被害の特徴

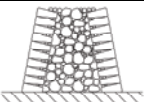
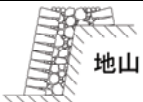
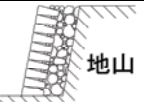
(1) 石垣の修復と被害箇所

2016年熊本地震の前震では、図-2(a)に示すようにこれまで修復してきた10箇所で被害箇所が発生した。本震では、図-2(b)に示すようにこれまで修復してきた箇所のほとんどに被害が発生した。

(2) 石垣タイプ毎の被害程度の分析

図-3は熊本城の各石垣タイプ延長/全石垣延長で算出した石塁タイプ毎の分類である。石塁タイプは石塁型21%・芯土型5%の26%、半石塁タイプは緩い地盤型11%・やや緩い地盤型31%・固い地盤型6%の48%、非石塁タイプは緩い地盤型13%・やや緩い地盤型6%・固い地盤型7%の26%である。図-4は石垣タイプ毎の被害程度の割合である。このグラフから石塁タイプは崩壊しているもの多く、半石塁タイプ及び非石塁タイプの緩い地盤及びやや緩い地盤型で崩壊または孕みの被害が多いことが分かる。一方、半石塁タイプ及び非石塁タイプの固い地盤型は被害が軽微であることが分かる。

表-1 石垣構造のタイプ

石塁	半石塁	非石塁
		
	地山	地山

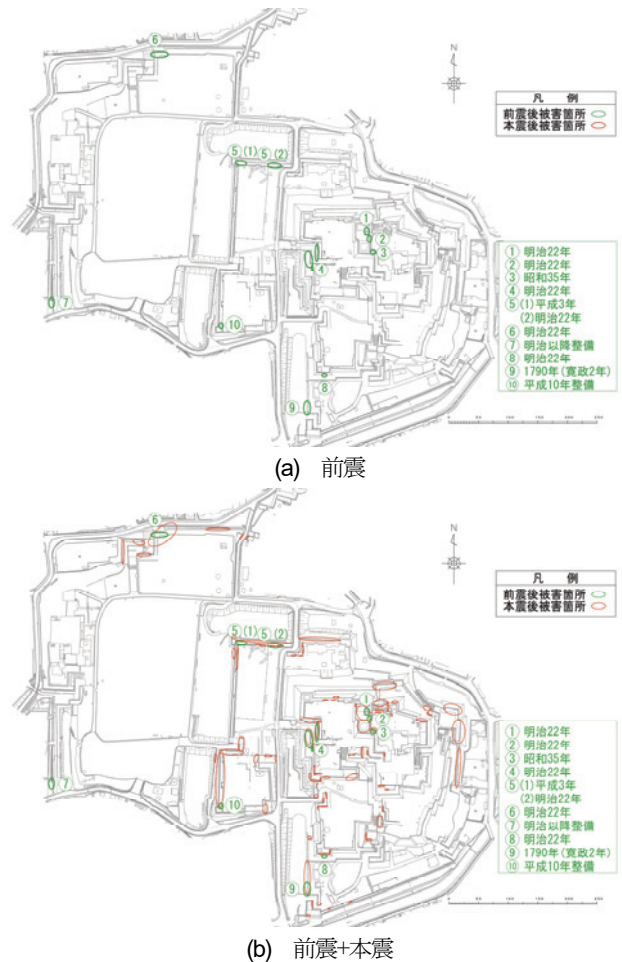


図-2 熊本地震による石垣修復箇所の被害

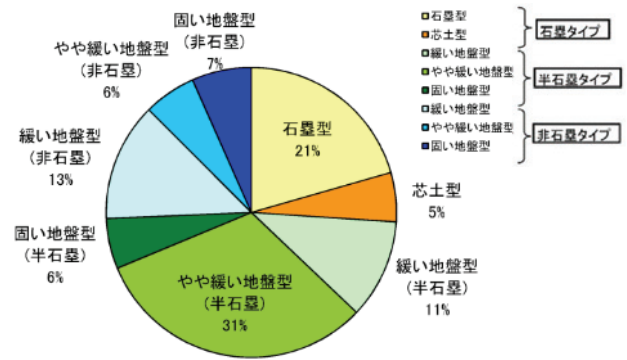


図-3 石垣タイプ毎の分類

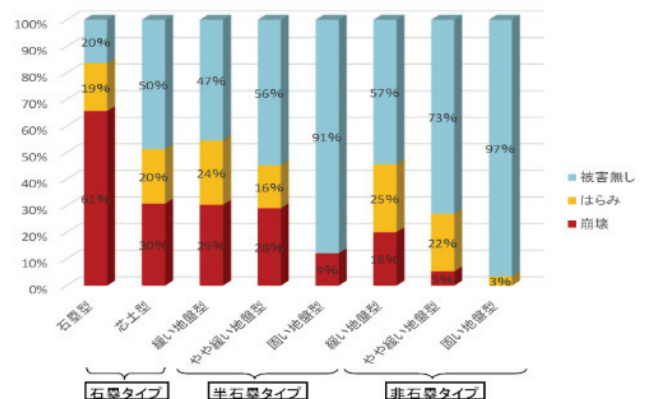


図-4 石垣タイプ毎の被害程度の割合

3. 大型振動台実験の内容

(1) 大型振動台実験の概要

石垣の実験は写真-2 に示すように防災科学技術研究所大型振動実験施設を用いて行った。振動台のテーブルのサイズは 14.5m×15.0m で、大型せん断土槽の内寸法は長さ 11.6m×幅 3.1m×高さ 4.5m である。石垣の構造は、大型せん断土槽内に石垣面が向いている方向と加振方向が同じになるように両側に高さ 4m の 2 種類の異なるモデルを作成した。

1 回目の実験は伝統的な工法であるが 2016 年熊本地震で崩壊現象が多い石垣タイプで(a)粒度調整栗石モデル、(b)手積みモデルについて行った。2 回目の実験は石垣の崩壊を防ぐための補強工法タイプで(c)ジオテキスタイル巻込みモデル、(d)長石・押石補強モデルについて行った。3 回目の実験は崩壊はしていないが孕み現象を生じている非石垣タイプに対して(e)鉄筋挿入アンカー工法モデル、(f)筒状固結体アンカー工法モデルについて行った。なお、石垣構造(築石・栗石の形状寸法及び栗石層幅)は、相似則からスケール比に応じて縮小する必要がないように熊本城宇土槽下の石垣と同じにした。また、ジオテキスタイル及びアンカーの径・長さ等の補強材料は、実際のものを採用した。

(2) 築石・栗石の諸元

石垣タイプの構造は築石と栗石、非石垣タイプの構造は築石と栗石に加え背後地盤からなる。実験に用いる各緒元の計測は、防災科学技術研究所大型振動実験施設の屋外仮置場にて 2019 年 9 月 25 日に実施した。

a) 築石の構造

築石は、栃木県産凝灰岩を図-5 及び表-2 のように実際の城壁に用いるような形状寸法に加工した。平均の単位体積重量は 19.6kN/m³、1 個の平均重量は 47kg である。築石の控え長さは熊本城で一般的な 0.7m になるようにした。

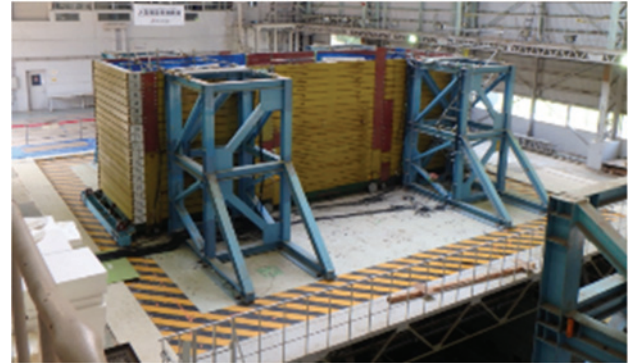
b) 栗石の構造

熊本城の栗石は一般の割栗石と違い、粒径が 0.3m 以上もある大きな玉石であるために、実際の東十八間櫓石垣の栗石を熊本城の碎石置き場からつくばの実験施設まで運搬して使用した。ただし、後述する石垣の粒度調整碎石が混合する粒度調整栗石モデル及び長石・押石モデルでは、実験後に粒度調整碎石の分離が難しい。また、非石垣の筒状固結体アンカー工法モデルではウレタンを注入するため栗石とウレタンが付着してしまうため元のまま返却することができない。そこで、石垣の粒度調整栗石モデル及び長石・押石モデル、非石垣の筒状固結体アンカー工法モデルの実験では、熊本城東十八間櫓の石垣の栗石と同形状の玉石で単位体積重量もほぼ同じ栃木

鬼怒川産砂岩を使用した。また、粒度調整碎石は仙台城と同じ 20~80mm を混合した。しかし、栗石の各緒元が分からなかったため、表-3 のように単位体積重量、間隙率、密度を計測した。

この間隙率 n は、以下の式(1)のように間隙の体積 V_v と全体の体積 V に対する百分率として定義する。

$$n = V_v / V \times 100 \quad (1)$$



(a) 振動台の状況



(b) 実験前の箱型内の状況

写真-2 防災科学技術研究所の大型振動実験せん断土槽

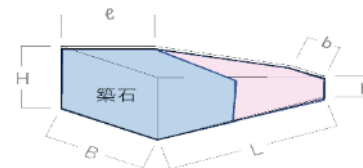


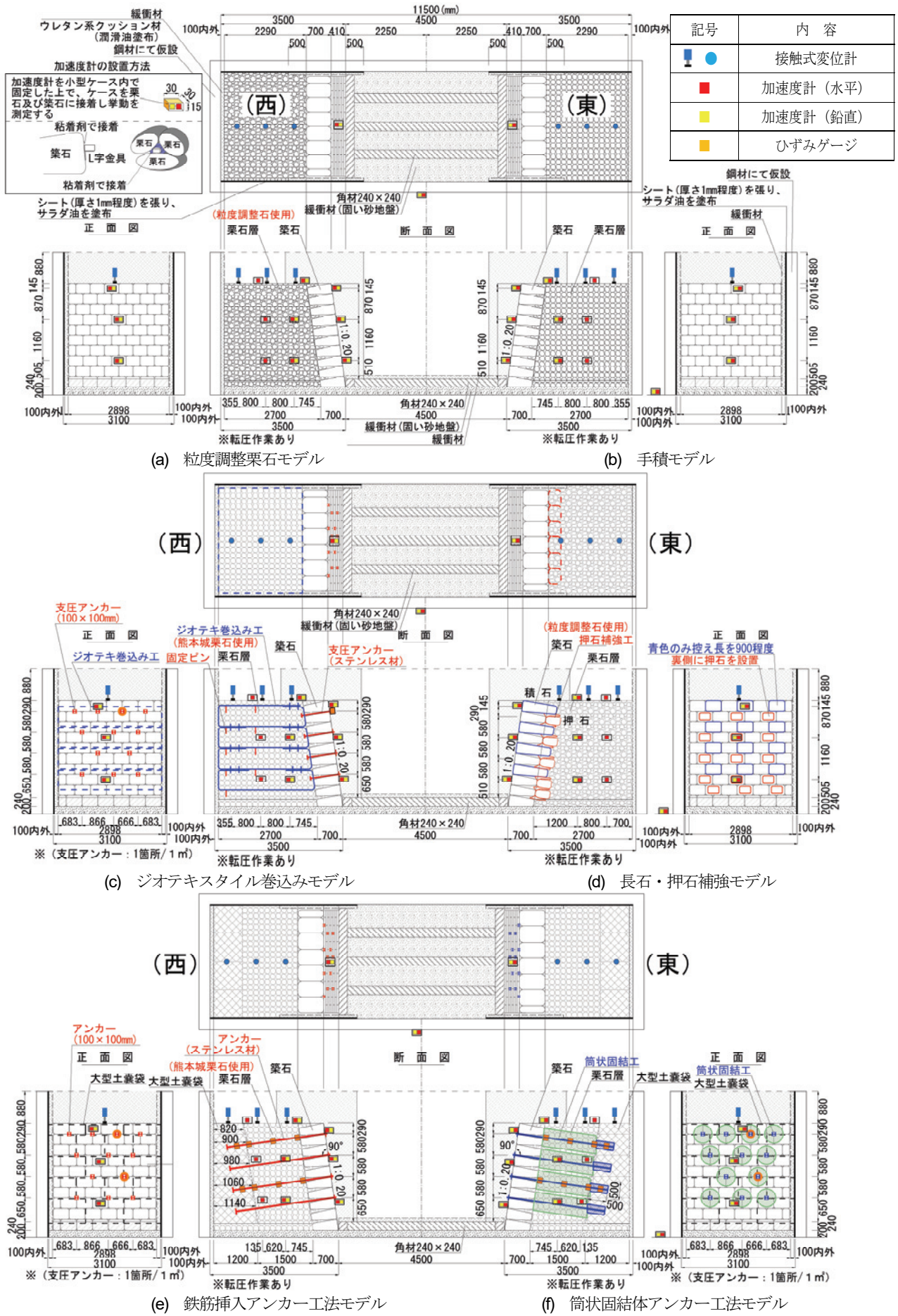
図-5 実験の築石形状

表-2 築石形状寸法(mm)

	B(幅)	H(高さ)	L(控え)	l	b	h
西側	403	317	714	117	152	149
東側	398	312	727	230	150	14

表-3 栗石 ([3]は粒度調整碎石を含む) の諸元

	単位体積重量 (γ : kN/m ³)	間隙率 (n : %)	密度 (ρ : g/cm ³)
[1]熊本城	15.3	38	1.56
[2]栃木県鬼怒川産砂岩	15.0	41	1.53
[3]粒度調整碎石+[2]	16.9	30	1.66



この栗石重量は、単位体積 1.0m^3 の内容量をもつ木製の計測箱を製作し、その中に遮水シートを配置後に実験に使用した栗石を投入して計測箱等の重量を差し引いて計測した。その後、間隙率は計測箱内に注水して、その全体重量から栗石重量を差し引いて注水量を計測して求めた。[2]栃木県鬼怒川産砂岩の栗石と[3]粒度調整碎石の体積割合は、[2]が 59%に対して[3]が 11%となっている。栗石の間隙率は、栃木県鬼怒川産砂岩が 41%に対して碎石を混合することで 30%程度に下がり、熊本城栗石 38%に比べても小さくなっている。

c) 背後地盤の構造

石垣には、表-1 に示すように築石の背面が栗石層のみの石罫タイプと栗石層の背後に土砂がある半石罫及び非石罫タイプがある。そこで、栗石背後の地盤に定着体を有し石垣の緩みを引き留める効果の検証は、栗石層にアンカー材の定着体を形成しても栗石層自体が沈下・すべりが生じるために非石罫タイプで実験を行った。非石罫タイプの栗石背後地盤は、1t 大型土嚢袋の中に山砂を使用して十分な締固めのために舗装工用のタンパランマー転圧機を用いて作成した。この理由は、間隙が 40% も大きな栗石層の背後に土を直接入れると加振時に背後地盤の土砂が栗石内の隙間に流出してしまうためである。

(3) 各実験モデルの特徴

図-6 は 6 つの各実験モデルの模式図である。沈下計測は模型の天端に接触式変位計で、水平・鉛直方向の加速度測定は栗石層の中に小型ケースを栗石及び築石に接着してその中に加速度計を入れて、鋼材のひずみ測定は鋼材にひずみ計を設置して行った。以下に、モデル毎の特徴について言及する。

a) 粒度調整栗石モデル (石罫タイプ, 図-6(a))

本工法は、従来の手積モデルでは地震による石垣崩落の要因として栗石の沈下・側方移動による影響が大きいと考えられることから、栗石の沈下・側方移動対策として栗石の間隙部を粒径の小さい碎石等で充填し、栗石の他に碎石との摩擦を確保してインターロッキング効果を期待するものである。碎石の大きさは地震時に栗石間を擦り抜けて沈下しないように粒度調整碎石 20~80mm の粒径とした。また、碎石は全体の約 11%混入した。

ただし、本実験に用いた栗石は、単粒度碎石を混入すると熊本城東十八間櫓の石垣の栗石の返却が困難であるため、同形状の栃木県産凝灰岩を使用した。

b) 手積モデル (石罫タイプ, 図-6(b))

本工法は、従来の伝統工法である裏栗石を熟練石工が手積みで個々の栗石形状を考慮して他の石との噛み合わせが良くなるように積み上げ、間隙の低減と摩擦力を上昇させる法である。本実験の栗石は、宇土櫓の築造年代と同じ 2016 年熊本地震で崩壊した熊本城東十八間櫓の

石垣の栗石を大型振動実験施設まで運搬して使用した。

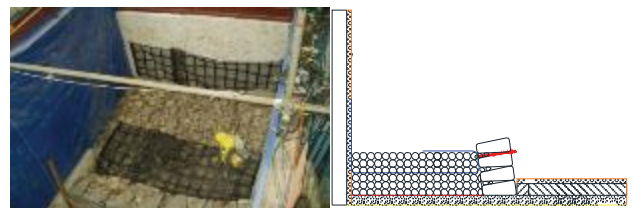
c) ジオテキスタイル巻込みモデル (石罫タイプ, 図-6(c))

本工法は、写真-3 に示すように栗石を近代工法となるジオテキスタイルで巻込み、築石表面に受圧板を設けアンカーにより連結して一体化することで石垣の補強を図るものである。ジオテキスタイル巻込みは栗石の沈下や側方移動への変形拘束を期待し、築石表面の受圧板とアンカーで連結することで築石と栗石との一体化を図ることができる。実験に使用したジオテキスタイルは、ポリエステル繊維とアラミド繊維を交織させたグリッド状の織物で、品質管理強度が縦 80kN/m ×横 80kN/m のアデム F タイプ (F-80) である。ジオテキスタイルの巻込み方は、図-7 に示すようにジオテキスタイルを築石背面及び後部の発泡スチロールに沿わせながら、栗石を積んで巻き返す方法を取った。巻込み層厚は、ジオテキスタイル補強土壁での敷設間隔 0.6~1.2m を参考に、築石 2 段分あるいは栗石 2 個分である 0.6m 程度とした。定着方法は、図-8 に示すようにアンカー先端に連結用鉄筋を設置してジオテキスタイルの巻き上げ部に押し当て、アンカー頭部の締結ナットを締めることにより、連結用鉄筋がジオテキスタイルを築石側に引っ張って定着する方法を採用した。本実験に用いた栗石は、宇土櫓の築造年代と同じ 2016 年熊本地震で崩壊した熊本城東十八間櫓の石垣の栗石を運搬して使用して行った。



(a) 両面巻込み状況 (b) アンカー連結部

写真-3 ジオテキスタイル巻込みモデル



(a) 巻込み状況 (b) 巻込み施工図

図-7 ジオテキスタイル巻込み方法

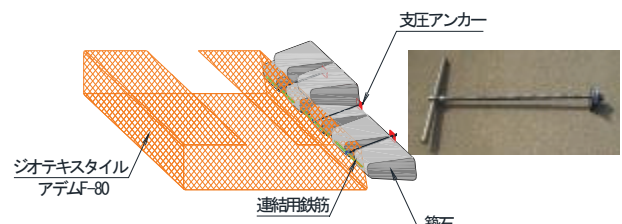


図-8 ジオテキスタイル・アンカー・連結部の概要図

d) 長石・押石補強モデル (石墨タイプ, 図-6(d))

本工法は、築石背面に従来工法である長石と押石により石組みし、築石の支持力や土圧に対して既存の築石の長さが足りないものを築石と押石を含めた控え長さを長くして耐震性向上を期待して補強したものである。長石形状の平均は高さ 0.4m, 幅 0.3m, 奥行き 0.8m で、押石形状の平均は高さ 0.25m, 幅 0.4m, 奥行き 0.45m を用いた。押石は築石の背後に置いただけで、接着等を行っていない。補強の石組みは築石構築時に合わせて専門の石工職人が行った。

ただし、本実験に用いた栗石は、単粒度砕石を混入すると熊本城東十八間櫓の石垣の栗石の返却が困難であるため、同形状の栃木県鬼怒川産砂岩のものを使用した。

e) 鉄筋挿入アンカー工法モデル (非石墨タイプ, 図-6(e))

本工法は、石垣に孕みを生じた場合の耐震補強対策として、これまでに石垣や石積擁壁の補強実績がある「鉄筋挿入工法」を改良して、写真4及び図-9に示すように栗石背後地盤内にアンカー体を拡張して築石前面にアンカーの受圧板を設置して築石及び背後の栗石の沈下や側方移動をアンカーの緊張力により崩壊しないようにしたものである。補強材は、図-6(e)に示す築石の水平・鉛直位置から直角方向に設置した。本実験に用いた栗石は、宇土櫓の築造年代と同じ 2016 年熊本地震で崩壊した熊本城東十八間櫓の石垣の栗石を大型振動実験施設まで運搬して使用した。

f) 筒状固結体アンカー工法モデル (非石墨タイプ, 図-6(f))

本工法は、「(e)鉄筋挿入アンカー工法」のアンカー体をグラウト補強し、栗石間の隙間にウレタン注入かつ築石前面にアンカーの受圧板を設置して築石及び背後の栗石の沈下や側方移動をさせないようにしたものである。本工法の補強材は、図-6(f)に示す築石の水平・鉛直位置の表面から直角方向に設置した。筒状固結体アンカーは基本構造として、先端の定着部(グラウト)と栗石層(ウレタン)とで構成されている。ここで主に筒状と表現しているのは栗石とウレタンが付着し、芯材の周りに大きな固結体ができていることを指している。

写真 5(a)はウレタン注入後の筒状に固結した間の砕石を取り除いたもので、栗石間にある黄色の部分ウレタンである。ウレタン注入は、図-10 の全ネジ中空鋼棒に一定間隔で上部に穴を開け、その中に袋上のシートを挿入して発泡したウレタンを栗石間の隙間に入れ黄色の部分のように筒状に固結させた。芯材はウレタンが注入できるように中空の異形棒鋼を用いている。この中空の異形棒鋼には、ウレタンが均等に芯材側面から排出できるように所定の間隔で孔を開けている。さらに、ウレタンが均等に芯材周りにいきわたるように中空内部にあらか

じめ筒状の布材を挿入してウレタンを注入する。筒状の布材はウレタンが直ぐに先端から排出され局所的な固結体形成を防ぐために用いている。グラウト部分は、写真-5(b)の土砂が入っている土嚢袋の上のものである。

ただし、裏込め栗石は、筒状固結体アンカー工法モデルのウレタンが熊本城の栗石に付着するために、同形状の栃木県鬼怒川産砂岩のものを使用した。



(a) 鉄筋挿入部分 (b) 拡張部分
写真4 鉄筋挿入アンカー工法モデルの状況

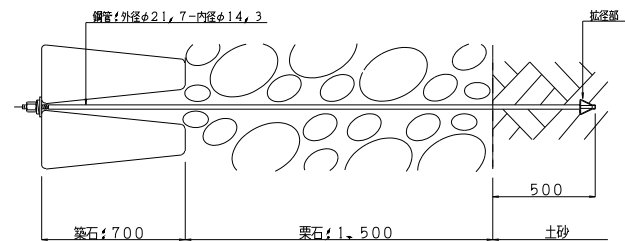


図-9 鉄筋挿入アンカー工法モデルの詳細図



(a) ウレタン注入部分 (b) グラウト部分
写真5 筒状固結体アンカー工法モデルの状況

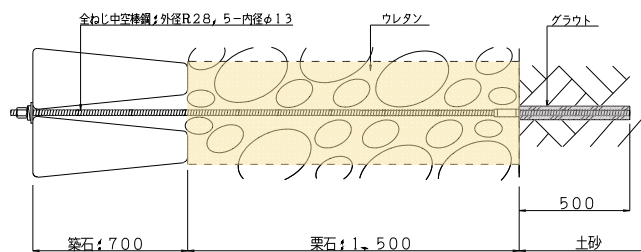


図-10 筒状固結体アンカー工法モデルの詳細図

4. 実験条件

(1) 加振条件

振動加振方向は大型せん断土槽内の石垣面が向いている方向と加振方向が同じになるように東西1水平方向で行った。地震動波形は熊本地震等の観測波形ではなく、各石垣の孕み変状や裏栗石の沈下挙動を明確にするために図-11に示すように前後にテーパを付けた加振振動数10Hzと3Hzの2つの正弦波を作成し、段階的に振幅を増加させた。石垣の崩壊には、地震力に加え固有周期が大きく影響する。そこで、入力波形の振動数は、これまでに経験のない実物大実験であるため、試験的に最も危険な最初のケース(総重量 $2 \times 10^5 \text{kg}$)の供試体の共振振動数を調査して決定することとした。

その結果、共振振動数は10Hzとなったが、振動台の性能上、この振動数では石垣に大きな損傷を与えるような応答変位振幅が出ないと考えられた。一方、1Hzではせん断土層内の重量が大きいため、試験機のパワーが足りなくなり加速度が出ないことが分かった。そこで、振動数は、これまでの防災科学技術研究所でのせん断土層を用いた実験の経験から、450gal程度まで10Hzで行い、それ以上について試験機のパワーが出る3Hzにすることにした。各ケース(実験日)毎に共振点を測定したが、変化がなく他の実験結果と比較するために同じ条件とした。ただし、相似則は実物の一部なので考慮していない。第1回目の実験の加振は表-4に示すように10Hzの正弦波を加振時間10秒で50galから100gal, 200gal, 300galと徐々に大きくし、450galまで繰り返し行った。その後、3Hz, 650galで2回加振した。

しかし、2回目及び3回目の実験では、表-5及び表-6に示すように補強対策をしているため50gal及び200galを省略した。その他に正弦波10Hz, 正弦波3Hzの加振前後に、試験体の固有振動数を確認するためにホワイトノイズ波の加振を行った。650galを2回行ったのは、熊本城では熊本地震での益城町の震度7の2度の大地震が発生し、正弦波であるので最大でなく等価な加速度値²⁹⁾として崩壊が再現できないかを期待して行った。実験模型は実際の熊本城の形状にしたが、高さが高くないので石垣天端付近における石垣の地震動増幅を考慮した加速度をモデルに入力した。

また、石垣の築石の変状は、各地震動ごとに図-12のように3Dレーザスキャナ計測を行い水平・鉛直変位を測定した。3Dレーザスキャナは、装置から1秒間に数千発のレーザが周辺に照射され、計測対象物とセンサの間をレーザパルスが往復する時間から距離計測及びレーザビームを放射した方向から計測対象点の3次元座標を取得することができる。計測方法は、時間を計測して距離を算出するタイムオブフライト方式と、出射光と反射

光の時間的なズレ(位相差)を距離に換算する位相差方式があるが、本実験では位相差方式で行った。

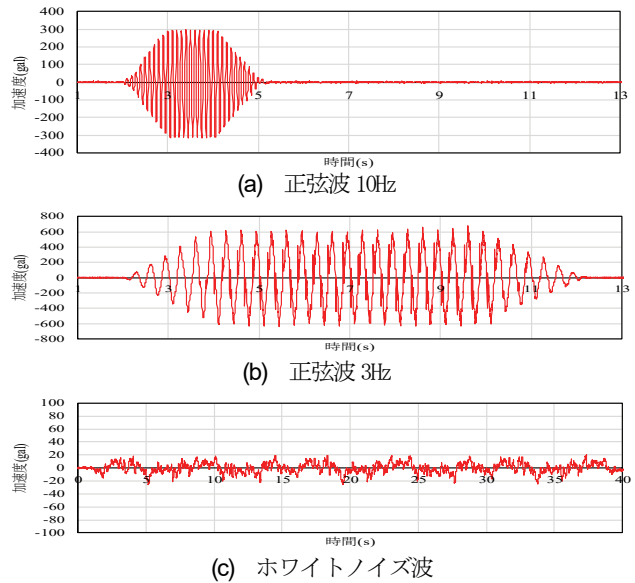


図-11 振動台実験における入力地震動

表-4 第1回目の入力地震動

No.	加振振動数	目標加速度 (gal)	最大加速度 (gal)	
			プラス側	マイナス側
1	10Hz	50	35	35
2	10Hz	100	113	109
3	10Hz	200	205	209
4	10Hz	300	296	313
5	10Hz	450	439	473
6	3Hz	650	675	635
7	3Hz	650	650	637

表-5 第2回目の入力地震動

No.	加振振動数	目標加速度 (gal)	最大加速度 (gal)	
			プラス側	マイナス側
1	10Hz	100	116	119
2	10Hz	300	342	353
3	10Hz	450	471	507
4	3Hz	650	689	634
5	3Hz	650	714	656

表-6 第3回目の入力地震動

No.	加振振動数	目標加速度 (gal)	最大加速度 (gal)	
			プラス側	マイナス側
1	10Hz	100	112	115
2	10Hz	300	326	328
3	10Hz	450	491	450
4	3Hz	650	645	632
5	3Hz	650	628	623



図-12 3Dレーザスキャナの測定イメージ

(2) アンカーのひずみ計測

石垣の表面の変位や天端の沈下の状況は、加振中でも計測することができる。しかし、非石墨のアンカーを用いた対策工法は、アンカーが石垣の背後の栗石や土砂のグラウトに対してどのように働いているのかを確認することができない。そこで、石垣中にあらかじめひずみゲージを入れてアンカーの状態を計測した。ひずみゲージは各アンカーの上下各1枚を1組として、写真-6に示す位置に取り付け、地震波形による各アンカーの抵抗力を調査した。アンカーの抵抗力については、最終加振における各部位ごとのひずみゲージ上下1組の平均ひずみをグラフ化(ひずみ-時間の関係)して確認する。ひずみゲージがオーバーロードしている場合は、片側曲げ評価しかできないためグラフから除外した。

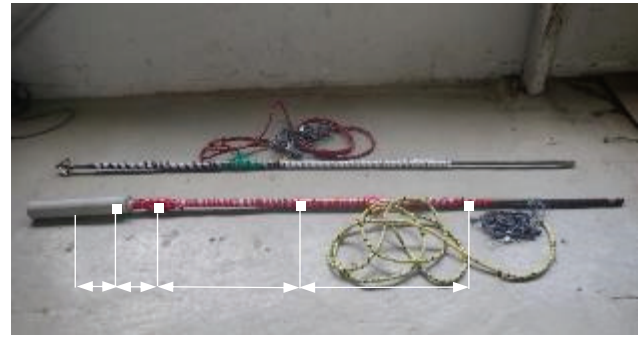


写真-6 ひずみゲージ取り付け(上段:鉄筋挿入アンカー, 下段:筒状固結体アンカー)

石垣解体時に調査したところ、損傷等は見られなかった。よって、アンカーが引き抜けながら抵抗し、石垣の孕みのある程度拘束した状態にあると判断できる。したがって、この工法は、振動時の水平力が石垣に作用し、アンカー材の先端が抵抗しながら抜け出しているため石垣の拘束効果が低減し、孕みが生じることが明らかとなった。

(f)筒状固結体アンカー工法は累積変動として上部が背後に傾斜し、下部が孕み出し、最終の最大変位量が非常に少なく効果的であることが明らかとなった。しかし、非石墨タイプの(e)と(f)が石墨タイプと違い石垣の上部が後方に傾斜している。この理由は、加振時に砂が裏栗石の隙間に侵入するのを防止するために砂を入れた土嚢を十分な締固めをするために舗装工事用のタンバランマー転圧機を用いて締固めながら積み上げて土層を作成したが、土嚢同士の配列上生じる隙間のため、振動により土嚢内部の砂が移動し沈下が生じたと考えられる。

5. 実験結果

(1) 築石の水平変位分布の累積

図-13は各モデルの650galの正弦波(2回目)による加振後の石垣上面、側面、正面からの写真と水平変位量のコンター図を重ねたものである。コンター図は、石垣の築石について加振前と加振後の3Dレーザスキャナ計測の差分から作成した。

a) 石墨タイプの実験結果

(a)粒度調整栗石モデルは累積変動として前面上部が転倒するように大きく傾斜し、最終の最大変位量が200mmを超えている。(b)手積モデルは累積変動として中央部が大きく孕み出し、最終の最大変位量が200mmを超えている。(c)ジオテキスタイル巻込みモデルは累積変動としてアンカーが入っていないところが大きく変形している。しかし、他のモデルに比べると変形が小さく抑えられて、最終の最大変位量が90mmとなっている。

(d)長石・押石補強モデルでは累積変動として長石がないところが大きく変形している。(a)や(b)よりも変位が少なくなっているが、最終の変位量が150mmを超えている。

以上の石墨タイプの結果では、(c)ジオテキスタイル巻込みモデルの対策が変位を抑制し、効果的であることが分かった。

b) 非石墨タイプの実験結果

(e)鉄筋挿入アンカー工法は先端部が拵がりヤジリのように土嚢内部で引っかかっている状態である。この工法は図-13より築石表面が湾曲状に、アンカーがないところで最終の最大変位量が80mmの孕み出しを生じ、それに伴いアンカー頭部の位置も追隨して、上部~下部に向けて湾曲状の位置関係にある。一方、アンカー本体及び築石表面に露出しているアンカー頭部のねじ定着部は、

(2) 築石中央部の水平変位の累積

図-14は加速度を段階的に増加させたときの各加速度で加振した後の残留変位量である。グラフの縦軸は積み石の段数で、横が加速度毎の水平変位を表している。

a) 石墨タイプの実験結果

石墨タイプの(a)~(d)について以下に比較する。100(113~119)gal及び300(313~353)galでは、どのモデルも水平変位が小さいことが分かる。500(473)galでは、1回目の(a)と(b)が最大20mm程度の小さな変位をしているが、他の石垣の変位はない。

650galの1回目では(a)150mm, (b)130mm, (d)110mmと大きな変位をしているのに対して、(c)が60mmと小さな変位になっている。650galの2回目では、さらに水平移動が大きくなり(a)230mm, (b)210mm, (d)200mmと大きな変位をしているのに対して、(c)が90mmと小さな変位になっている。このことから、石墨タイプの対策は、(c)ジオテキスタイル巻込みが変位を抑制し、効果的であることが分かった。

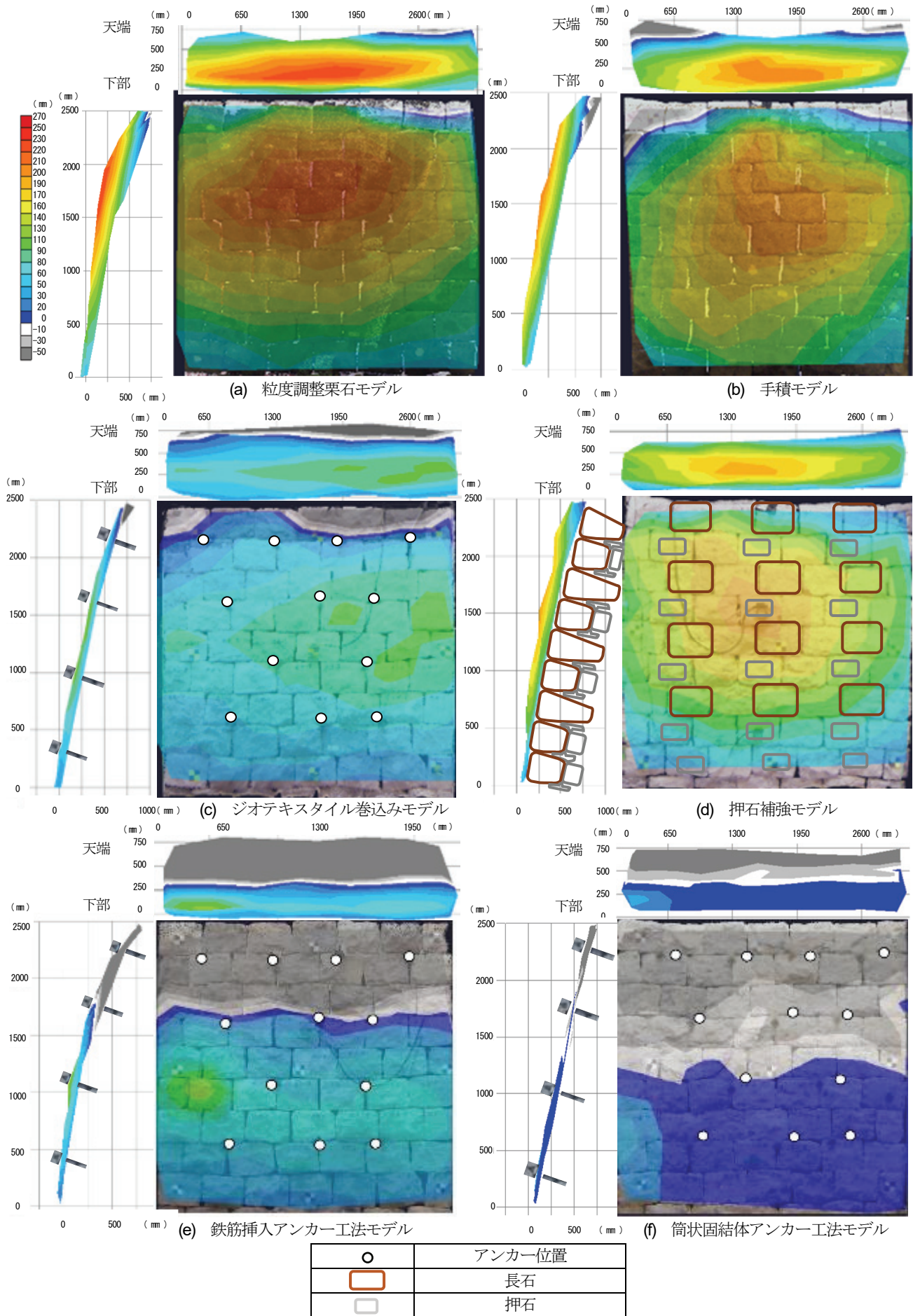
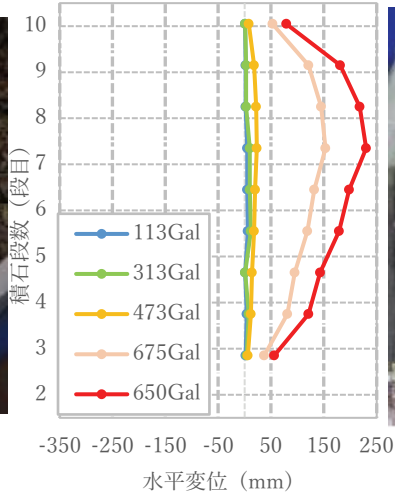
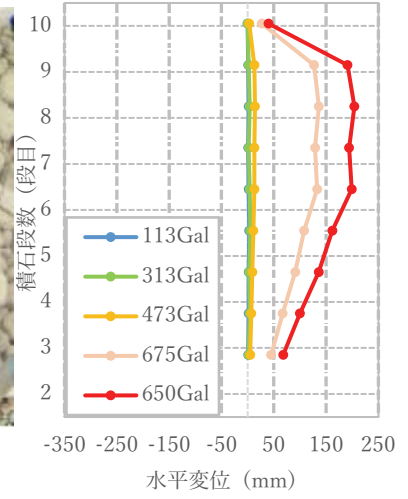


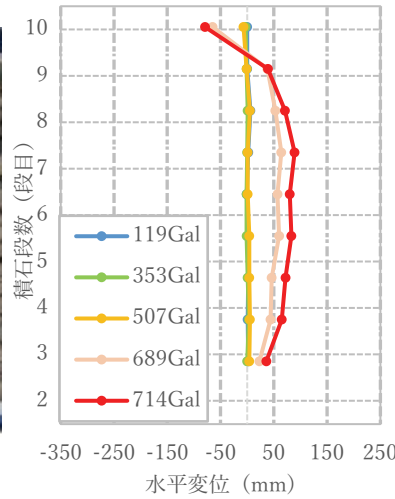
図-13 650galの正弦波(2回目)による加振後の築石の累積変動カウンター



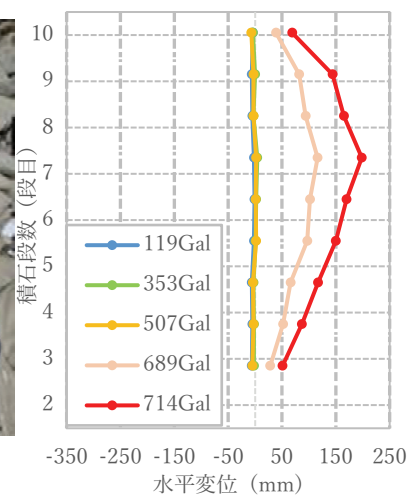
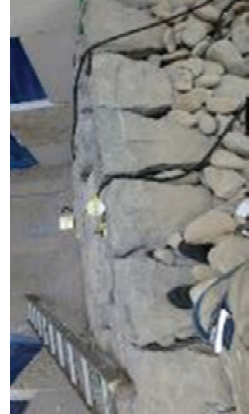
(a) 粒度調整栗石モデル



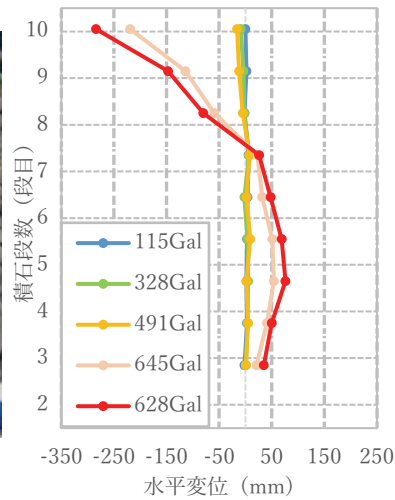
(b) 手積モデル



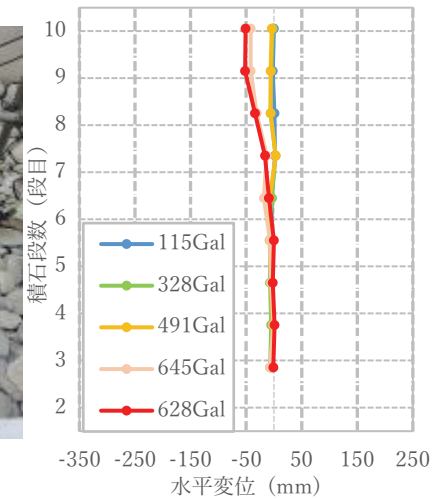
(c) ジオテキスタイル巻込みモデル



(d) 押石補強モデル



(e) 鉄筋挿入アンカー工法モデル



(f) 筒状固結体アンカー工法モデル

図-14 各加速度の正弦波による加振後の水平累積変位量

b) 非石罫タイプの実験結果

非石罫タイプの(e)と(f)について以下に比較する. 両モデルは115gal, 328gal, 491galまで水平変位がみられないが, 650galの1回目で大きくなった. 650galの2回目の累積変位量は, (e)が前面に80mm, 背後に280mmと大きな変位をしているのに対して, (f)が前面に2mm, 背面に50mmと非常に小さな変位になっている. このことから非石罫タイプの(f)の対策は変位を抑制し, 非常に効果的であることが分かる. この理由としては, ウレタンの改良体により栗石層の沈下に伴う滑動が抑えられ, かつ栗石背後の土嚢部のグラウトによるアンカー材の定着体形成と石垣表面のアンカー材定着板と締結による効果により鉄筋挿入アンカーより累積変位を抑えることができたと考えられる.

(3) 芯材の残留ひずみ (μ)

図-15は650gal(2回目)における芯材の各位置によるひずみの発生状況で, 表-7が数字のゲージ番号位置での残留ひずみ(μ)である. (a)鉄筋挿入アンカー工法はひずみゲージの計測結果から栗石層において芯材の下側に引張ひずみ, 上側に圧縮ひずみが発生している. この理由としては, 栗石層の沈下が大きいため栗石部のひずみも大きく下そりの曲げが見られ, 図-14(e)のように石垣が押し出され, 筒状固結体アンカーより水平変位が大きくなり孕み出しを生じたと考えられる.

一方, (b)筒状固結体アンカー工法はひずみゲージの計測結果から芯材の下側に圧縮ひずみ, 上側に引張ひずみが生じている. この理由としては, 定着部の土嚢部分にほとんど曲げが発生しておらず, 栗石層で上そりの曲げが見られ, 石垣側の水平移動及び固結体で改良された栗石部の沈下は図-14(f)よりほとんど発生していないことから, 石垣側の孕み出しを引き留める効果が作用してと考えられる. 残留ひずみ(μ)は栗石部において上下異なる数値がでており, ウレタンによる栗石の固結体範囲の拘束の大きさの差異がアンカー材に作用する曲げに影響を与えているものと考えられる. ただし, ひずみが1,000 μ 以下であることからアンカー材に影響はない.

6. まとめ

(1) 石罫タイプの実験結果

粒度調整栗石モデルは前面上部が転倒するように大きく傾斜し, 手積モデルと長石・押石補強モデルは中央部が大きく孕み出した. ただし, 長石・押石補強モデルは粒度調整栗石モデルや手積モデルよりも変位が少なくなっている. 一方, ジオテキスタイル巻込みモデルは変位

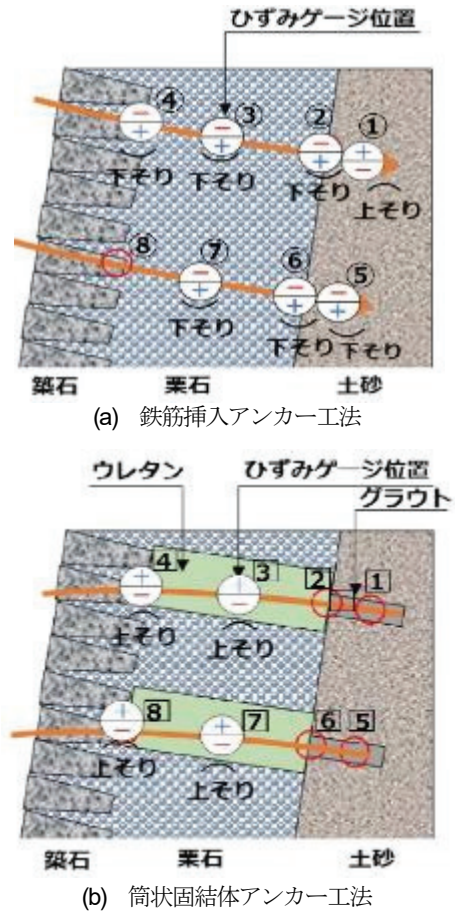


図-15 650gal(2回目)における芯材の各位置によるひずみの発生状況

表-7 650gal(2回目)における芯材の残留ひずみ (μ)

位置	種別	ゲージ番号	ゲージ位置		評価
			下	上	
上段	鉄筋挿入アンカー	①	-92.24	85.47	若干上そり
		②	647.79	-629.98	下そり
		③	1197.88	-1228.14	下そり
		④	1015.35	-989.15	下そり
	筒状固結体アンカー	①	52.61	-58.49	そり無し
		②	NG	-60.25	そり無し
		③	-358.56	1179.01	上そり
		④	-36.39	200.07	上そり
中段	鉄筋挿入アンカー	⑤	168.40	28.18	下そり
		⑥	339.58	-297.68	下そり
		⑦	841.28	-858.21	下そり
		⑧	8.77	-29.11	そり無し
	筒状固結体アンカー	⑤	20.71	16.12	そり無し
		⑥	-58.04	82.88	そり無し
		⑦	-805.38	415.85	上そり
		⑧	-75.36	209.90	上そり

を抑制し, 効果的であることが明らかとなった.

ただし, ジオテキスタイル巻込みモデルは崩壊後での対応で, 事前対策としての適用ができない.

(2) 非石罫タイプの実験結果

非石罫タイプの実験では, 鉄筋挿入アンカー工法が下部が孕み出したのに比べて, 筒状固結体アンカー工法の変位が非常に少なく効果的であることが明らかとなった.

筒状固結体アンカー工法は、ウレタンの改良体により栗石層の沈下に伴う滑動が抑えられ、かつ栗石背後の土嚢部のグラウトによるアンカー材の定着体形成と石垣表面のアンカー材定着板と締結による相乗効果により鉄筋挿入アンカーより累積変位を抑えることができたと考えられる。

ただし、筒状固結体アンカー工法は孕みが生じた状態で、事前対策として適用するための施工方法の確立が必要である。

(3) アンカーの実験結果

加振した後における芯材の残留ひずみ (μ) の状況から、鉄筋挿入アンカー工法は栗石の沈下による芯材の下そりが発生したため石垣が孕み出しを生じているが、筒状固結体アンカー工法は芯材が上そりとなり、栗石の沈下や石垣の孕み出しを抑えられていることが明らかとなった。

(4) 今後の課題

今回の実験により、(1)~(3)の結果を得ることが出来たが、築石形状や栗石層による各試験体の条件を模擬的に施工したものであり、実際の施工状況を忠実に再現できたものではない。

今後、本研究成果を応用し石垣補強工法の実現可能性を高めるためには、難易度は高いが以下に示す項目に取り組む必要がある。

[1] 施工性の可能性について

石垣のモデルによる施工性試験を行い、施工機械、地盤の固結体、ウレタンの注入方法・材料等の実現性に向けた改良を行う。

[2] 補強材料の長期耐久性やメンテナンスについて

アンカー材にステンレス材等の耐食の高い材料を用いて対応できるよう長期耐久性やメンテナンスについて検討を進める。

[3] 設計法の体系化について

本研究成果をもとに具体的な設計法を導くための追加実験を行い、重機による掘削・洗浄・鋼材及び固結体・ウレタン注入等の施工手順を体系化し、設計できるようにする。

謝辞: 本実験に関しては、土木学会地震工学委員会「城壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会」の各委員の協力を得て行ったものである。この紙面を借りて、関係者に厚く御礼を申し上げ、感謝する次第です。

参考文献

1) 橋本隆雄, 斉藤猛: 表面波・弾性波・地中レーダ探査による小峰城石垣の崩壊原因の分析, 国士舘大学

理工学部紀要, 第13号, pp. 95-108, 2020.3.

- 2) Hashimoto, T., Ishizukuri, K. and Matsu, T.: Analysis of the stone wall damage of Kumamoto Castle by 2016 Kumamoto earthquake using 3D laser scanner and ground survey, *Journal of 2019 Rock Dynamics Summit in Okinawa*, RDS-FS-0029, 2019.5.
- 3) 橋本隆雄, 斉藤猛: 熊本城の微動アレイ探査の解析, 国士舘大学理工学部紀要, 第12号, pp. 231-246, 2019.3.
- 4) 橋本隆雄, 石作克也, 松尾拓: 熊本城の石垣タイプと被害の相関についての研究, 国士舘大学理工学部紀要, 第12号, pp. 247-259, 2019.3.
- 5) 橋本隆雄, 石作克也, 松尾拓: 2016年熊本地震による熊本城石垣崩壊メカニズムの分析, 第73回年次学術講演会, pp.GO11-01-11, 第15回日本地震工学シンポジウム, 日本地震工学会, 2018.10.
- 6) Tsunekawa, R., Ikemoto, T., Miyajima, M. and Hashimoto, T.: Collapse behavior and analysis of stone retaining masonry's damage in Kumamoto castle during the 2016 Kumamoto earthquake, *ISAI*, S2-10, pp. 1075-1079, 2018.10.
- 7) Sugimoto, S., Yamanaka, M. and Katsuda, Y.: Research of damaged condition by the 2016 Kumamoto earthquake and ground investigation on stone walls and earth structures in Kumamoto castle, *International Journal of GEOMATE*, Vol. 14 (45), pp. 66-72, 2018.
- 8) 橋本隆雄, 鈴木彩加, 石作克也: 赤外線サーモトレーサ及び3Dレーザスキャナを用いた2016年熊本地震による熊本城石垣の被害調査に関する研究, 国士舘大学理工学部紀要, 第11号, 2017.11.
- 9) 大塚鎮, 酒井久和, 小野祐輔: 3次元DEMによる地震時の組積構造に対する適用性の研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 75, No. 4, pp. I_199-I_206, 2019.
- 10) 篠崎将也, 栗原陸人, 伊吹竜一, 石川大地, 小野祐輔, 酒井久和, 末富岩雄, 福島康宏, 橋本隆雄: 熊本地震で被災した百間石垣に対するSPH-DEM法による崩壊シミュレーション, 第39回地震工学研究発表会, D12-1494, 2019.10.
- 11) 恒川怜央, 池本敏和, 宮島昌克, 橋本隆雄: 2016年熊本地震における熊本城内の石垣被害及び崩壊挙動解析, 歴史都市防災論文集, Vol. 12, pp. 59-66, 2018.7.
- 12) 池本敏和, 宮島昌克, 橋本隆雄, 岩津雅也: 2016年熊本地震における熊本城内の石垣被害および崩壊挙動解析, 地震工学研究発表会, 2017.10.
- 13) 小野祐輔, 相澤類, 酒井久和, 太田直之, 中島進, 藤原寅士良, 高柳剛, 湯浅友輝, 池田勇司: 石積擁壁の耐震補強効果の検討のためのSPH-DEM連成解析法の開発, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 73, No. 4, pp. I_357-I_365, 2017.9.
- 14) 伊吹竜一, 小野祐輔, 酒井久和, 高柳剛, 湯浅友輝, 池田勇司: SPH-DEM法に基づく石積み擁壁の引き抜き模型実験に対する数値シミュレーション, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 74, No. 4, pp. I_608-I_616, 2018.11.
- 15) 小野祐輔, 内藤正輝, 酒井久和, 太田直之: SPH法による石積擁壁の模型振動実験の再現解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 72, No. 4, pp. I_515-I_522, 2016.5.

- 16) 野間康隆, 山本浩之, 西村毅, 笠博義, 西形達明, 西田一彦: 城郭石垣の地震時変形予測と安定性評価に関する研究, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 69, No. 4, pp. 444-456, 2013.11.
- 17) 村上友基, 沼田宗純, 目黒公郎: 2次元拡張個別要素法を用いた石垣構造に対する耐震補強策の検討, 生産研究, 65巻4号, pp. 447-451, 2013.12.
- 18) 酒井久和, 山地智仁, 小川悟史: 不連続変形法に基づく2001年芸予地震時の石積み擁壁の崩壊シミュレーション, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 65, No. 1, pp. 575-580, 2011.4.
- 19) 橋本隆雄, 中澤博志, 池本敏和, 宮島昌克: 非石塁構造石垣における補強技術の耐震性評価に関する大型振動台実験, 第75回年次学術講演会, 土木学会, CS10-17, 2020.9.
- 20) 橋本隆雄, 中澤博志, 池本敏和, 宮島昌克: 石塁構造石垣における補強技術の耐震性評価に関する大型振動台実験, 第55回地盤工学研究発表会, 地盤工学会, DS-3-10, 2020.7.
- 21) 恒川怜央, 影山亮太, 池本敏和, 宮島昌克, 橋本隆雄: 地震時における城郭石垣の対策工法に関する動的模型実験, 第39回地震工学研究発表会, D12-1525, 2019.10.
- 22) 池本敏和, 宮島昌克・橋本隆雄, 中島進, 藤原寅士良, 池本宏文: 石積擁壁の耐震挙動に関する模型実験及び不連続変形法を用いた挙動解析, 土木学会論文集 F6 (安全問題), Vol. 73, No. 2, pp. 181-188, 2017.11
- 23) 山本浩之, 西形達明, 八尾眞太郎, 西田一彦, 笠博義: 実物大モデルを用いた城郭石垣の地震時挙動の検討, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 1, pp. 43-57, 2010.
- 24) 梶田啓介, 北浦勝, 池本敏和, 宮島昌克: 石垣築石部の水平動的荷重時の水平移動量評価—もたれ擁壁型小型模型の振動実験—, 土木学会中部支部研究発表会, 2008.3.
- 25) 太田直之, 杉山友康, 岡田勝也, 鳥井原誠, 山本彰, 山田祐樹: 間知石による石積壁の地震時変形メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集 F, Vol. 62, No. 2, pp. 213-225, 2006.4.
- 26) 池本宏文, 中島進, 高崎秀明, 藤原寅士良: 崩壊防止ネットと地山補強材の併用による石積み壁の補強方法に関する大型振動台実験, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 73, No. 2, pp. 169-185, 2017.5.
- 27) 中島進, 渡辺健治, 神田政幸, 藤原寅士良, 高崎秀明, 池本宏文: 崩壊防止ネットと地山補強材による既設石積み壁の補強方法の開発, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 71, No. 4, pp. 317-334, 2015.
- 28) 太田直之, 杉山友康, 岡田勝也, 布川修, 鳥井原誠, 山本彰, 山田祐樹: 間知石を用いた石積壁を対象とした耐震補強工の開発, 土木学会論文集 F, Vol. 63, No. 2, pp. 212-224, 2007.6.
- 29) 橋本隆雄, 磯部有作, 松尾拓, 石作克也: 熊本城内の石垣を対象とした3次元地盤モデルの構築と2次元地震応答解析, 国士館大学理工学部紀要, 第14号, pp. 113-119, 2021.3.

(Received November 6, 2020)

(Accepted September 30, 2021)

SEISMIC EVALUATION OF STONE WALL REINFORCEMENT TECHNOLOGY BY LARGE-SCALE SHAKING TABLE TEST

Takao HASHIMOTO, Hiroshi NAKAZAWA, Toshikazu IKEMOTO
and Masakatsu MIYAJIMA

Kumamoto Prefecture was severely damaged by the 2016 Kumamoto earthquake (Mj 6.5 foreshock and Mj 7.3 main shock). Especially in Kumamoto Castle, 30% of the entire stone wall was damaged by collapse and bulge. However, seismic retrofitting measures for castle stone walls have hardly been implemented because they have not been verified by experiments. Therefore, using the large-scale vibration test facility of the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention in Tsukuba City, Ibaraki Prefecture, six models of seismic performance tests were conducted during the period from August 5 to October 14, 2019.

In this paper, the contents and results of the large-scale experiment are mentioned. It was clarified that the geotextile roll-in type for stone bases and the anchoring method using urethane for non-stone bases are very effective with very few deformations.