

文化財建造物構造実験データ集 2026 年度登録リスト

※整理番号 26××は、2026 年度登録データの××番目を示す。

<材料試験>

○木材

- ・ 2601 常称寺の古材（アカマツ）の材料試験及び非破壊強度推定試験

<要素試験>

○壁

- ・ 2602 旧ハンター住宅における木骨煉瓦壁の性能試験

<補強性能試験>

○その他

- ・ 2603 特別史跡熊本城跡石垣のジオテキスタイル補強土工法による補強性能確認のための振動台実験

常称寺本堂の古材（アカマツ）の材料試験及び非破壊強度推定試験

- 種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：重要文化財 常称寺本堂

文化財種別（指定年月日）：2007 年 12 月 4 日

所在地：広島県尾道市西久保町 8-3

所有者（管理団体）：宗教法人常称寺（時宗）

構造形式：一重入母屋造本瓦葺

建築年：16 世紀初頭

事業名称：重要文化財常称寺本堂ほか 2 棟 保存修理事業

事業期間：平成 28 年 11 月～令和 6 年 12 月

工事種別：解体修理

事業者：宗教法人常称寺

設計監理：(公財)文化財建造物保存技術協会、(有)安芸構造計画事務所（構造）

実験計画者：(公財)文化財建造物保存技術協会 園田誠嗣

(有)安芸構造計画事務所 古川 洋

広島県立総合技術研究所・林業技術センター 渡辺靖崇 齋藤一郎、山本 健

森林総合研究所 木材研究部門 加藤英雄、小島瑛里奈

実験機関：広島県立総合技術研究所・林業技術センター、森林総合研究所 木材研究部門

実験年月日：令和 2 年 7 月 1 日～令和 6 年 8 月 31 日

関連文献：

- 1) International Journal of Architectural Heritage 24 Nov 2024

Mechanical Properties of Wooden Structural Members from a Historical Japanese Temple
Under Renovation and the Effect of Criss-Sectional Voids and Aging、Erina Kojima etc

- 2) 木材学会誌 71 巻 4 号(2025 年 10 月)

“築 500 年以上の木造建築より採取したアカマツ（Pinus densiflora）及びヒノキ
（Chamaecyparis obtusa）材の強度性能 “ 渡辺靖崇 他

●実験に至る経緯と目的

建物の全解体修理は 200～300 年毎に行われるのが一般的で、次回までの修理期間や部材の用途を考慮しながら、取り替え部材の選定や修繕が行われている。常称寺本堂の全解体修理において、化粧材としては柱を含めた軸組材や肘木、化粧垂木が取り替えられ、廃材として処理される状況になった。その中で一部通し肘木を含めて化粧垂木 130 本の廃材を利用して、500 年以上経たアカマツ材の強度性能の確認を目的に、古材の実大曲げ、圧縮試験と古材の無欠点小試験体を作製し、曲げ、圧縮、引張、せん断、部分圧縮試験を行った。併せて、非破壊検査として縦振動法と応力波速度測定器(FAKOP)による動的ヤング係数を測定し、曲げ強度や静的ヤング係数との相関性を確認した。実際の材料試験と強度性能の検証は、広島県立総合技術研究所・林業技術センターおよび森林総合研究所・木材研究部門にて行い、その結果をここに報告する。

●供試体の選定と試験体

供試体として用いた化粧垂木の解体前の状況を写真 1 に、解体収納状況を写真 2 に示した。解体収納した化粧垂木には茅負や木負への釘止めの痕跡に加え、大半の部材に虫害の痕跡が確認された。再利用の選定した結果 130 本が再利用不可と判断さて、この度の供試体と提供された。その中には数本のヒノキ材も含まれ、アカマツ材と同様に強度性能を確認したが、ここでは試験体数が少ないので報告を省略する。



写真 1 化粧垂木の状況

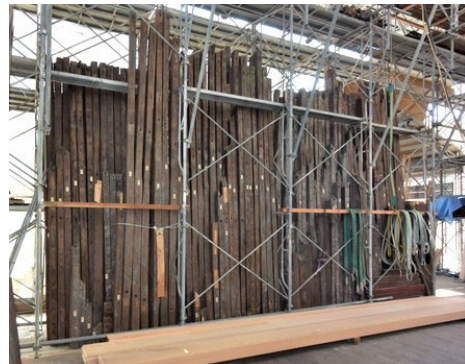


写真 2 化粧垂木等の収納状況

各種試験の試験体の寸法、試験体数、試験に際して測定した密度を表 1 に示した。強度試験前に、部材断面と長さ、重量を測定した上で、縦振動法と応力波速度測定器（FAKOP）を用いて動的ヤング係数を測定した。測定の様子を写真 3、4 に示した。FAKOP の測定では、標準的に用いられる金槌の打撃のほかに、ノック式ボールペンを改造した装置で打撃するMM法による測定も行った。

提供された部材のうち長さが 2.7m を超えるものは曲げ試験用に、それ以外を圧縮試験に振り分け、劣化した古材の実大部材の強度試験を行った。更に、実大部材の非破壊部分から古材の無欠点小試験体を製作し、曲げ試験、圧縮試験を実施した。曲げ、圧縮、引張試験については、新材試験を行い古材との比較を行った。また実大曲げ試験の非破壊部分から、2 段階にわたって損傷部分を取り除き密度と縦振動法により動的ヤング率を測定し、密度と動

表 1 各試験体の寸法形状、試験体数、試験体数と平均密度

単位:mm、kg/cm³

	試験種別	試験片の断面	長さ	試験体数	密度	備 考
実大 試験体	曲げ試験	88.0~128.6x84.3~144.9	1800	72	474	3等分荷重
	圧縮試験	61.7~107.8x98.1~129.4	≒540	55	494	中央180mmの縮み
無欠点 の 小試 験体	曲げ試験	20.0x20.0	320	62	525	L=280の中央荷重
	圧縮試験	20.0x20.0	60	55	518	材面間の平均縮み
	引張試験	20.2x 5.0	500	100	533	中央5d平均伸び
	せん断	幅(1)x厚さ(5、6)x高さ(2、3)				
	LT面	20.0x20.1、9.9x30.0、20.1		113	522	いす型板目
	LR面	20.0x19.9、9.9x30.0、20.1		113	521	いす型柱目
	部分圧縮	幅x厚さx長さ				
	LR面	20.0x20.0x59.9		48	517	柱目
	LT面	20.0x20.0x59.9		48	513	板目



写真3 縦振動法によるヤング係数の測定



写真4 FAKOP によるヤング係数の測定

的ヤング係数の相関を確認した。更に、欠点を出来るだけ除去した無欠点小試験体で引張試験を実施した。

図1に示すように、曲げの無欠点小試験体の非破壊検査部分をよりいす型せん断試験片と部分圧縮試験片を製作した。いす型せん断試験片の形状を図2に示した。

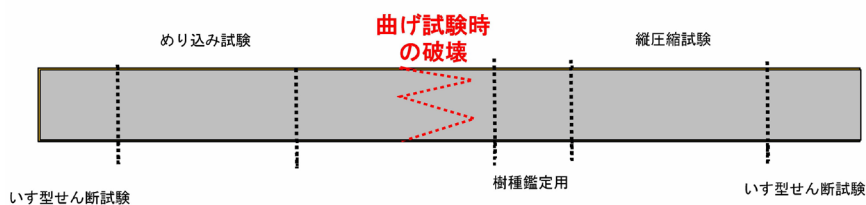


図1 せん断試験片、縦圧縮試験片、部分圧縮試験片の採取要領

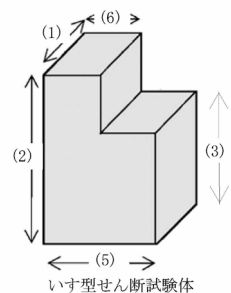


図2 いす型試験体

●実験方法

実大の曲げ試験は、梁成を 100mm と想定し支点間距離を 1800mm とし、写真 5 に示すように、3 等分加力とした。加力装置は 1000kN 実大強度試験機 (IP-10B-B2、(株)前川試験機製作所) を使用し、変位計 (SDP-50、(株)東京測器研究所) を用いて変位量を測定した。実大の圧縮試験は、2000kN 実大圧縮試験機 (A-200-B1、(株)前川試験機製作所) を用い、試験体長さ 540mm の中央 180mm 間の縮み量を変位計 (CDP-25、(株)東京測器研究所) を用いて測定した。

小試験体曲げ、圧縮、部分圧縮試験は 100kN 万能試験機 (AL-100kN、ミネビアミツミ (株)) を用いて写真 7～10 に示すような治具を取り付けて、変位計 (SDP-50) を用いて変形量を計測した。曲げ試験は中央集中荷重とし、せん断試験と部分圧縮試験は板目面と柃目面に対して行った。



写真 5 実大曲げ試験



写真 6 実大圧縮試験

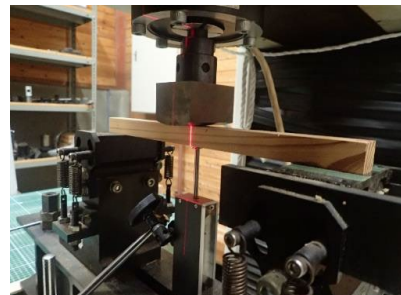


写真 7 小試験体曲げ試験



写真 8 小試験体

圧縮試験



写真 9 小試験体

部分圧縮試験



写真 10 小試験体

せん断試験

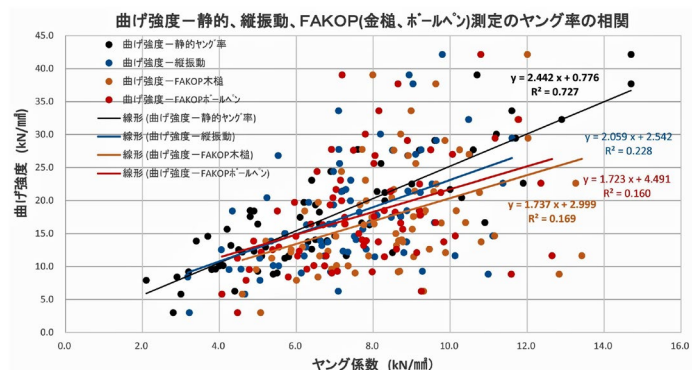


写真 11 小試験体

引張試験

●古材の実大曲げ・圧縮強度と動的ヤング係数の測定結果

実大曲げ及び圧縮試験の結果を無欠点小試験体の結果と共に表 2 に示した。古材の実大曲げ試験結果から得られた曲げ強度と静的ヤング係数に、古材の実大曲げ試験に先だって測定したそれぞれの古材の動的ヤング係数を併記して図 3 に示した。また、試験体毎の静的ヤン



グ係数と動的ヤング係数の相関を図4に示した。曲げ強度と静的ヤング係数の線形近似曲線の相関係数： $R=(0.727)^{0.5}=0.853$ となり相関が高く、静的ヤング率を求めることで曲げ強度を推定することが可能であることが分かった。縦振動法やFAKOP（金槌、ボールペン）によって求めた動的ヤング係数との相関性は $R^2=0.228, 0.169, 0.160$ となり、相関係数がほぼ同じであることが分かった。静的ヤング係数と動的ヤング係数の相関は、縦弾性法、FAKOP（金槌、ボールペン）共に $R^2=0.382, 0.399, 0.382$ と殆ど変わらなかった。

図5に示した圧縮強度とヤング係数の相関は、静的ヤング係数との相関係数 $R^2=0.148$ 、縦振動法やFAKOP（金槌、ボールペン）の動的ヤング係数の測定でも $R^2=0.231, 0.167, 0.079$ と相関性は曲げ試験に比べて低い結果となった。特に、圧縮強度と静的ヤング係数の相関性の低さは、試験体の中間に取り付けた測定治具の取り付けに問題があった可能性が高いことが、試験者により報告されている。

曲げ試験結果についてみると、蟻害や劣化の進んだ古材についても、曲げ強度と静的ヤング係数には高い相関があり、静的ヤング率を測定することで曲げ強度の推定は可能と判断できる。縦振動法やFAKOPにより測定した動的ヤング係数と曲げ強度には高い相関があるとは認められない。静的ヤング係数と動的ヤング係数との間にはある程度の相関は認められるので、古材を含めた静的ヤング係数と曲げ強度の相関図があれば、動的ヤング率を測定することで曲げ強度の推定も可能と考えられる。

●経年使用に伴う損傷を有する部材性能の確認

ここでは非破壊検査法として、動的ヤング係数を測定することで、古材の経年使用に伴う性能を確認すること目標とした。杓や切り欠き、虫食いある古材の使用状態を損傷大、杓や切り欠きを除去した状態を損傷小、虫食いや釘穴等も除した状態を損傷無として、それぞれの試験体を切り出して製作し、密度、縦振動法により動的ヤング係数を測定した。併せて、新材の無使用の板と損傷無の試験体の密度、動的ヤング率を測定した。古材及び新材の損傷

図3 曲げ強度と静的・動的ヤング係数の相関図

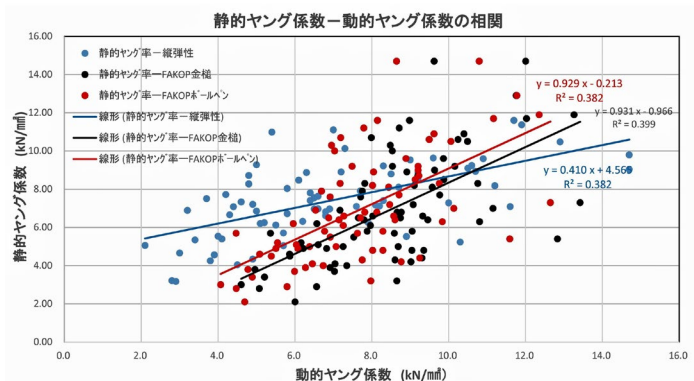


図4 静的ヤング係数と動的ヤング係数の相関図

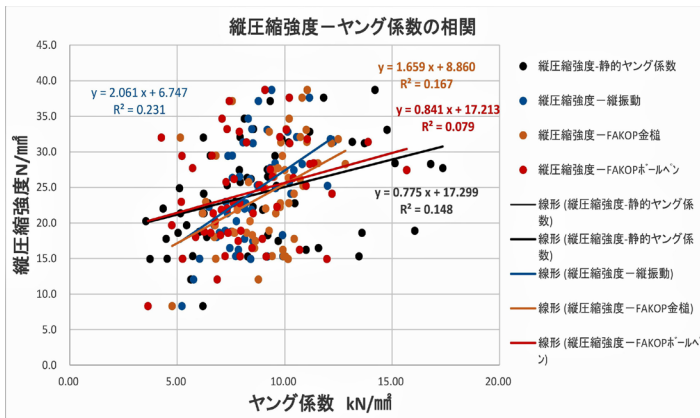


図5 圧縮強度と静的・動的ヤング係数の相関図

無の試験体から引張試験の小試験体を製作し引張試験を行った。

古材の各損傷大 77 体、損傷小 106 体、損傷無 102 体、新材の板材 33 体、小試験体 66 体の密度、動的ヤング係数の測定結果を図 6、図 7 に累積頻度として示した。明らかに損傷が減じることで、密度、動的ヤング係数は向上していることが確認できる。

図 8 に古材の密度と動的ヤング係数の相関を示した。○内に示したように通常のアカマツ材に比べ密度の高い材が含まれている。動的ヤング係数は密度に比して小さく、樹脂による高密度化は動的ヤング係数への影響が小さいと考えられる。密度が高くなれば動的ヤング係数は増加するが、密度と動的ヤング係数の相関性が高いとは認められなかった。

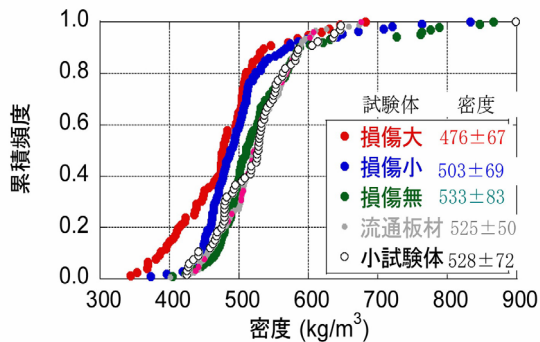


図 6、密度の累積頻度

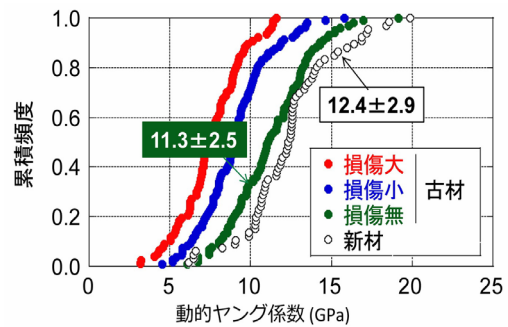


図 7 動的ヤング率の累積頻度

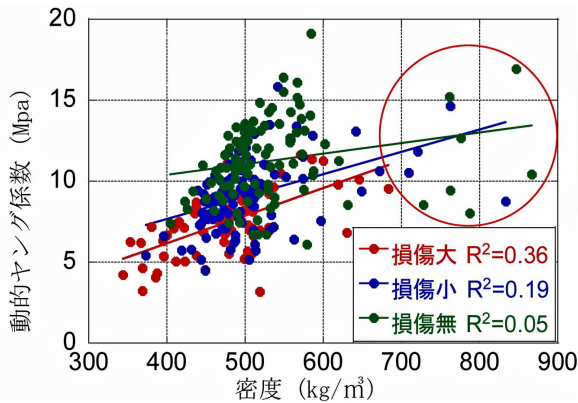


図 8 古材の密度－動的ヤング率の相関図

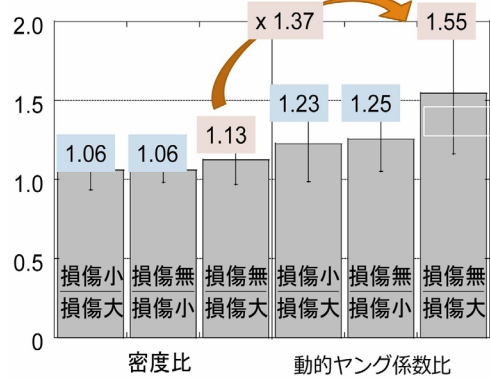


図 9 損傷試験体の密度、動的ヤング係数比

図 9 に損傷度合いの密度比と動的ヤング係数比を示した。損傷無／損傷大の密度比は 1.13 倍に対し、動的ヤング係数比は 1.55 となり、図 6、図 7 の累積頻度のグラフと同じような結果となった。また、動的ヤング率の測定結果では、古材と新材の損傷無小試験体の動的ヤング係数を比較すると、古材の動的ヤング係数が 10% 程度の低下が認められるが、図 14 に示した引張試験より求めた静的ヤング係数は 4% の低下に留まっていた。非破壊検査方法の精度を検討するためにも今後のデータの蓄積に期待する。

●無欠点少試験体の曲げ・圧縮強度の試験結果

実大試験体から曲げ試験用の無欠点小試験体(20mm×20mm×320mm) 62 体を製作し、支点間距離：14d(=280mm)の中央荷重方式として、曲げ強度と中央部の変形を測定し静的ヤング係数を算定した。その結果は古材の実大材の試験結果共に表 2 に示した。

古材の実大試験の結果と森林総合研究所で行われたアカマツ材の新材の結果を併記して、曲げ強度と静的ヤング係数の相関を図 10 に示した。古材実大や新材小試験体の曲げ試験結果の曲

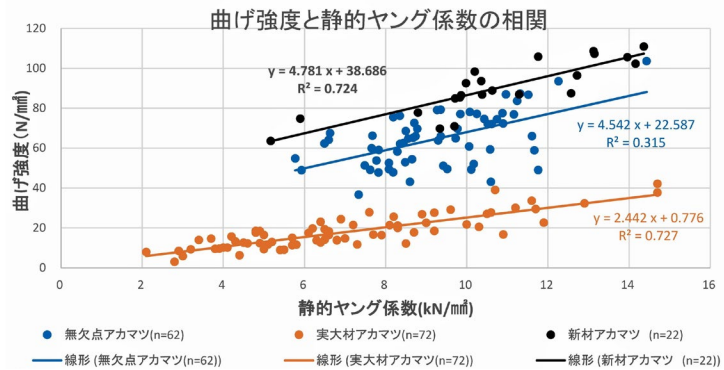


図 10 曲げ強度－静的ヤング係数の相関図

げ強度と静的ヤング係数の相関係数： $R^2=0.727$ 、 0.724 に比べ、古材小試験体の曲げ強度と静的ヤング係数の相関係数： $R^2=0.315$ は低い結果となった。また、古材実大、古材及び新材小試験体の曲げ強度の平均値は 17.8N/mm^2 、 64.8N/mm^2 、 90.6N/mm^2 で、廃材にした古材実大材の曲げ強度は虫害等により大きく低下していること、古材の無欠点小試験体の曲げ強度は新材に比べ約 30%低下していることが確認できた。また、古材実大の曲げ強度と静的ヤング係数の線形近似曲線の傾きは新材の約 1/2 で、虫害等に断面欠損の影響が大きいことが分かる。無欠点小試験の古材及び新材の線形近似曲線の傾きはほぼ同じあることは、古材の静的ヤング率も曲げ強度と同程度低下していると考えられる。

縦圧縮試験についても、古材の実大圧縮試験と新材小試験体の圧縮試験結果を併記して、縦圧縮強度と縦圧縮ヤング係数の相関を図 11 に示した。古材及び新材の無欠点小試験体の縦圧縮強度と縦圧縮ヤング係数の相関係数： $R^2=0.396$ 、 0.651 と実大材に比べて高い相関を示してい

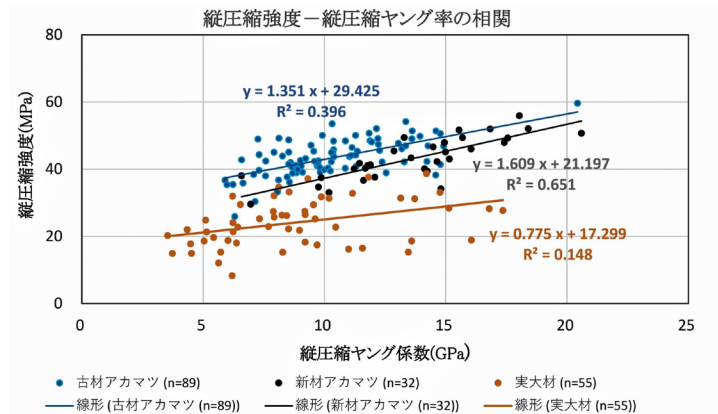


図 11 圧縮強度－縦圧縮ヤング係数の相関図

る。実大材及び古材、新材小試験体の縦圧縮強度の平均値は 24.2N/mm^2 、 43.4N/mm^2 、 43.2N/mm^2 で、実大材の縦圧縮強度は虫害等により小さいが、小試験体の縦圧縮強度は古材も新材も変わらない結果となった。試験体個々の結果をみると、新材は近似曲線を挟んで分布し縦圧縮ヤング係数の平均値が 13.3N/mm^2 であるのに対し、古材の小試験体は分散傾向にあり縦圧縮ヤング係数が 10.1N/mm^2 と、25%程度低いことが分かる。

●無欠点少試験体の引張強度の
試験結果

古材を２段階に分けて損傷部分を取り除いて、材の密度と縦振動法により動的ヤング係数を測定した部材から引張用小試験体：20mmx5mmx500mm を100 体製作し、引張試験を行った。比較のために新材アカマツの無欠点小試験体 64 体を製作し引張試験を行った。新材と古材の引張強度と引張静的ヤング係数の相関を図 12 に示した。

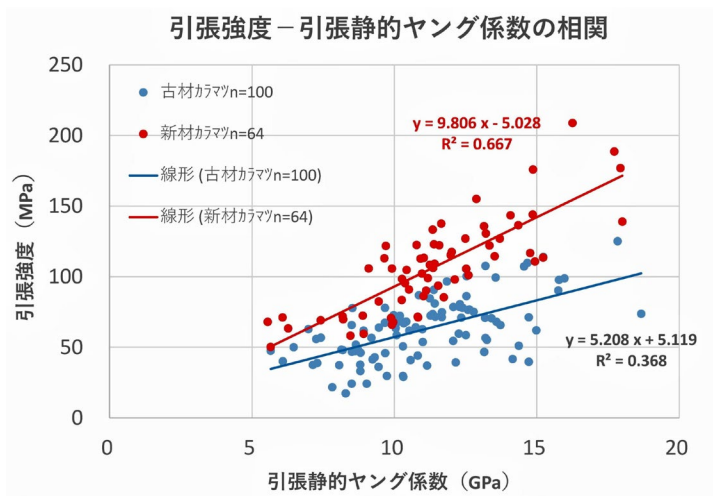


図 12 引張強度－引張静的ヤング係数の相関図

新材の引張強度と引張静的ヤング係数の相関係数 $R^2=0.667$ と高い相関性が認められるが、古材については $R^2=0.368$ と相関性は低下することが分かる。古材の平均引張強度と引張静的ヤング係数は 62.5Mpa 、 11.0Gpa に、新材は 107.1Mpa 、 11.4Gpa であった。図 12 の古材と新材の分布をみると、引張静的ヤング係数の最小・最大値はほぼ同じ領域にあり、引張強度は明らかに新材が古材に比べ高強度である。古材と新材の引張耐力と引張静的ヤング係数の累積頻度を図 13、図 14 に示した。

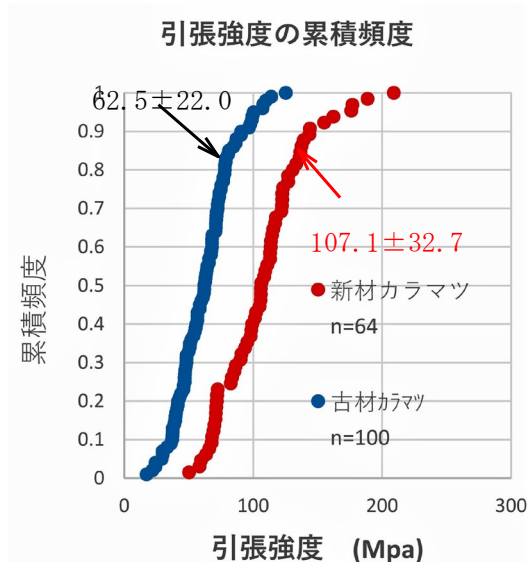


図 13 引張強度の累積頻度

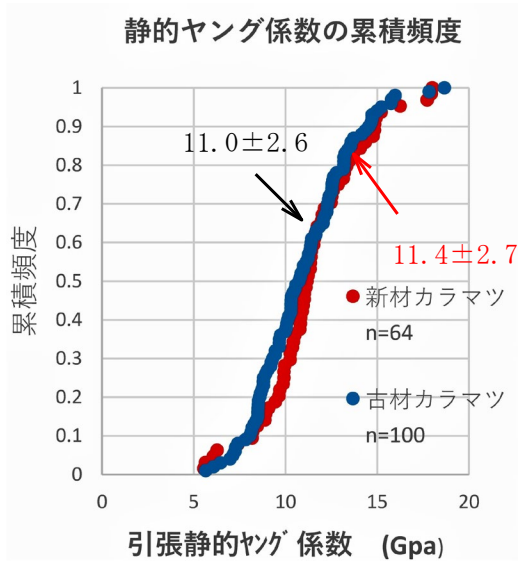


図 14 引張静的ヤング率の累積頻度

静的ヤング係数の分布は古材が $11.0 \pm 2.6\text{Gpa}$ 、新材が $11.4 \pm 2.7\text{Gpa}$ と殆ど変わらないのに対して、引張強度の分布は古材が $62.5 \pm 22.0\text{Mpa}$ 、新材が $107.10 \pm 32.7\text{Mpa}$ となり、引張強度だけが低下していることが確認された。明らかにエイジングによる引張強度の低下と判断される。

更に、引張小試験体の破断形状にも古材と新材の差は認められた。写真 12 に代表的な破

断性状を、図 15 に破断長さを 5mm 未満、5mm～25mm、25mm 以上に分類したときの割合を示した。古材では 5mm 未満の破断長が 4 割を越え、新材では 25mm 以上の破断が 4 割を超えることが確認された。明らかに古材の破断は脆く、新材の破断は靱性が期待できることが想像できる。

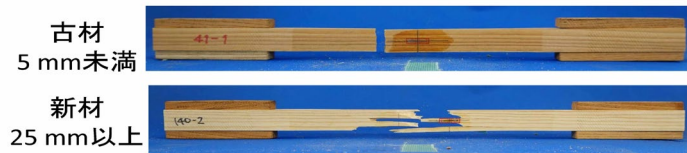


写真 12 小試験体の破断形状

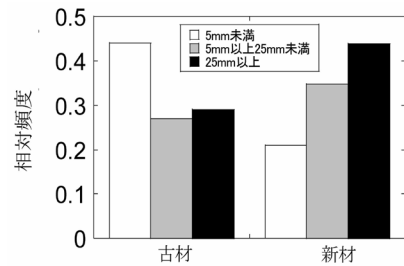


図 15 引張破断長の相対頻度

●無欠点少試験体のせん断強度の試験結果

板目面と柾目面のせん断の試験結果を表 3 に、せん断強度と密度の相関を図 16 に示した。

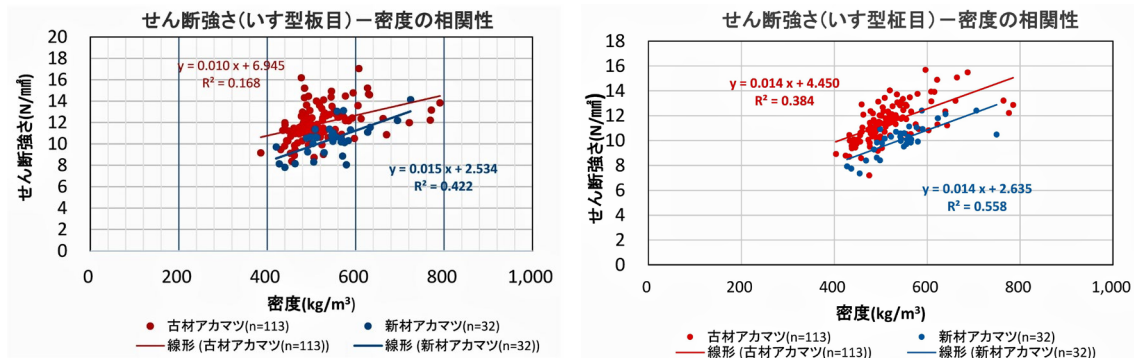


図 16 せん断強度－密度の相関図

古材小試験体の板目面と柾目面のせん断強さは 9.09N/mm^2 、 8.83N/mm^2 で、新材の 10.4N/mm^2 、 10.1N/mm^2 より 10% 程度低い結果となった。密度についても古材の 517kg/m^3 、 516kg/m^3 に対して、新材は 544kg/m^3 、 546kg/m^3 と、強度同様になり 10% 程度低い結果となった。密度との相関についても古材は新材に比べて低い結果となった。

●無欠点少試験体の部分圧縮強度の試験結果

板目面と柾目面の部分圧縮試験結果を表 3 に、部分圧縮強度と密度との相関を図 17 に示した。

板目面と柾目面の部分圧縮強度の平均値は 11.7N/mm^2 、 12.3N/mm^2 と柾目面の方が若干の高い結果となった。密度との相関については、板目面の方が柾目面より高い結果となった。

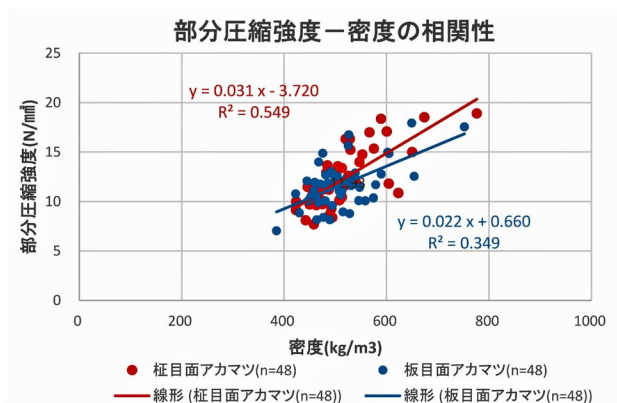


図 17 部分圧縮強度－密度の相関図

●古材の基準強度について

古材の実大曲げ、圧縮強度、無欠点小試験体の曲げ、圧縮、引張、せん断、部分圧縮の試験結果を基に、平均値、標準偏差、変動係数を算定し、試験体数に基づいて強度については信頼水準 75% の 95% 下限値の基準強度特性を、静的ヤング係数は信頼水準 75% の 50% 下限値のヤング係数を算定した。欠損を含む実大試験結果に対しては欠点による低減率を 1.00 として基準強度を算定した。無欠点小試験体には 1980 年～1988 年の新耐震基準による許容応力の改定に際して用いられた欠点による低減定数を基準強度特性値に乗じて基準強度を算定し、表 2、表 3 に示した。

表 2 古材の曲げ強度、圧縮強度の一覧

	古材の実大試験体				古材の無欠点小試験体			
試験	曲げ試験		圧縮試験		曲げ試験(良)		圧縮試験	
試験体数	71		55		67		55	
MOR/MOE	MOR	MOE	MOR	MOE	MOR	MOE	MOR	MOE
最小値 N/mm ²	3.01	2.10	8.3	3.54	36.64	5.77	25.93	5.90
最大値 N/mm ²	42.14	14.70	38.7	17.36	103.55	14.43	59.63	20.43
平均値 N/mm ²	17.84	6.99	24.2	8.93	64.77	9.29	43.36	10.32
標準偏差 N/mm ²	8.20	2.86	7.02	3.49	12.94	1.55	5.51	2.57
変動係数 %	45.9	41.0	29.0	39.1	19.98	16.7	12.7	24.9
95%, 50% 下限値	1.789	0.084	1.806	0.093	1.806	0.084	1.806	0.093
バラツキ係数	0.18	0.97	0.48	0.96	0.64	0.99	0.77	0.98
強度特性値 N/mm ²	3.20	-	11.5	-	41.6	-	33.4	-
ヤング係数 N/mm ²	-	6.75	-	8.60	-	9.16	-	10.08
欠点低減係数	1.00	-	1.00	-	0.45	-	0.62	-
基準強度 N/mm ²	3.20	-	11.5	-	18.7	-	20.7	-
(無等級) N/mm ²	28.2	-	22.2	-	28.2	-	22.2	-

表 3 古材の引張強度、せん断強度、部分圧縮強度

	古材の無欠点小試験体						
試験	引張試験		せん断試験		部分圧縮		
試験体数	100		113		48		
MOR/MOE	MOR	MOE	板目面	柁目面	板目面	柁目面	
最小値 N/mm ²	17.24	1.66	8.37	7.21	7.05	7.70	
最大値 N/mm ²	125.20	12.56	17.03	15.70	17.93	18.90	
平均値 N/mm ²	62.49	6.29	11.92	11.48	11.69	12.30	
標準偏差 N/mm ²	21.99	2.22	1.64	1.51	2.39	2.50	

変動係数 %	35.20	35.24	23.52	13.15	20.41	23.07		
95、50%下限値	1.758	0.068	1.755	1.755	1.816	1.816		
バラツキ係数	0.38	0.98	0.76	0.78	0.63	0.58		
強度特性値 N/mm ²	23.82	-	9.09	8.83	7.36	7.15		
ヤング係数 N/mm ²	-	6.14	-	-	-	-		
欠点低減係数	0.65	-	0.50	0.50	1.00	1.00		
基準強度 N/mm ²	15.48	-	4.55	4.42	7.36	7.15		
(無等級) N/mm ²	17.7	-	2.40	2.40	9.0	9.0		

欠点による低減係数は、曲げ強度 0.45、圧縮強度 0.62、引張強度 0.65、せん断強度 0.50 を採用した。部分圧縮強度は低減係数が見当たらなかったもので 1.00 とした。

この表から以下のことが確認できた。

- ①実大試験の曲げ強度と縦圧縮強度の基準強度を比較すると、縦圧縮強度は虫害や劣化による断面性能の低下があつて、現行基準法の基準強度の半分程度の性能は確保されているが、曲げ強度は 1/10 近くまで強度が低下している。部材の曲げ性能としては、部材表面の虫害の影響が大きく、40%を超える変動係数となり基準強度の低下に大きく影響していることが分かる。
- ②無欠点小試験体の曲げ、縦圧縮、引張試験の結果をみると、それぞれの基準強度特性値は無等級の基準強度の 1.48 倍、1.51 倍、1.32 倍と大きく変わらないが欠点による低減係数の差が基準強度の差となっていることが分かる。
- ③いす型試験機による無欠点小試験体のせん断強度は、板目面と柃目面の差は小さく、現行基準法のせん断の基準強度を大きく上回る結果となった。
- ④無欠点小試験体による部分圧縮強度は、欠点による低減係数を考慮しなければ、現行基準法の基準強度の 80%の性能が確認できている。

以上の結果より、古材の力学性能を評価するにあたって、部材の曲げ耐力を低下が最も大きな要因で、木材表面の虫害や断面欠損、使用箇所配慮することが必要である。

●さいごに

廃材とはいえ、500 年を超える 130 本の部材を提供頂いた常称寺、(公財)文化財建造物保存協会の皆様に感謝致します。一本一本の重量を拾い、縦振動法と FAKOP を用いて動的ヤング係数を測定し、実大曲げと圧縮試験を行い、破損した実大材から小試験体を製作して各種材料試験に加え、比較のために新材の試験を行い、最新の知見を持って性能を評価して頂いた広島県立総合技術研究所及び森林総合研究所の皆様に御礼申し上げます。

500 年を超えて屋根を支え続けてきた部材には、虫害等による断面性能の低下に加え、一事例ながら、エイジングによる性能の低下も明らかになりました。そのエイジングによる性能の低下は曲げ、圧縮、引張、それぞれの応力により異なる結果でした。部材応力のクライ

テリアを考慮すれば、曲げ応力を注視すれば良いとの考えもありますが、今後の更なるデータの蓄積が必要と感じている。

本実験のもう一つの目標であった、非破壊検査、縦振動法と応力波速度測定器(FAKOP)により動的ヤング係数を測定し、部材耐力、特に曲げ耐力を推定する方法については、ある程度の相関は確認できました。適用を検討する貴重なデータとなったと確信しているが、今後のデータの蓄積、研究成果に期待する。（文責 古川 洋）

旧ハンター住宅における木骨煉瓦壁の性能試験

●種別：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、

要素試験 [接合部・軸組・**壁**・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]、

補強性能試験 [接合部・軸組・**壁**・水平構面（床・天井・小屋組・屋根）・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：旧ハンター住宅

文化財種別（指定年月日）：重要文化財（昭和 41 年 6 月 11 日）

所在地：兵庫県神戸市灘区青谷町 1-1-4 王子動物園内

所有者（管理団体）：神戸市

構造形式：木造（木骨煉瓦造）、建築面積 269.8m²、二階建、一部三階、スレート葺

建築年：明治 40 年（昭和 39 年移築）

事業名称：重要文化財旧ハンター住宅耐震診断事業

事業期間：令和 4 年 9 月～令和 7 年 8 月

工事種別：耐震診断

事業者：神戸市

設計監理：-

実験計画者：一般財団法人 建築研究協会

実験機関：大阪工業大学

実験年月日：実大実験(1)：令和 5 年 4 月～5 月、実大実験(2)：令和 6 年 10 月～11 月

引用・参考文献：日本建築学会『木質構造設計規準・同解説』、平成 18 年 12 月

●実験に至る経緯と目的

旧ハンター住宅は、外壁の多くが木骨煉瓦壁により構成される。木骨煉瓦架構に筋かいが組み合わされた構面も存在し、耐震診断を行うためにはこの木骨煉瓦架構の構造特性を把握する必要があるが、木骨煉瓦造建築の耐震性に関する研究は国内外を通じて極めて少ない。他文化財建造物の修理において木骨煉瓦壁の各種の実験が行われているが、柱・梁の寸法、煉瓦および目地の仕様、煉瓦の積み方や木架構との納まりなど本建物とは仕様が異なっているため、この実験結果を用いて診断することは難しいと考えられた。そのため、本建物の仕様に基づいた実験を行い、構造特性を把握する必要があった。

実大実験(1)では、現況の木骨煉瓦壁の力学的特性を確認することを目的に現況仕様に倣った木骨煉瓦壁試験体による載荷実験を実施した。実大実験(2)では、木骨煉瓦壁に対する補強効果の検証を目的に補強金物を追加した試験体による載荷実験を実施した。

● 姿図・寸法

【使用材料】

軸組：杉材 E70 相当 182×182

煉瓦：普通煉瓦（JIS R 1250 4 種相当）

煉瓦目地：ポルトランドセメント（JIS R 5210）＋砂

筋かい端部金物：PL-3.2 SS400（実大実験(2)）

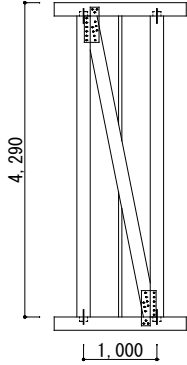
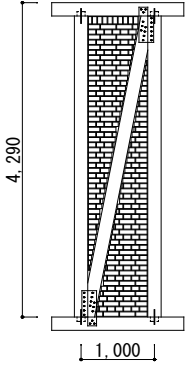
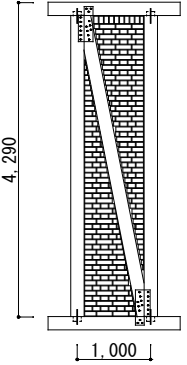
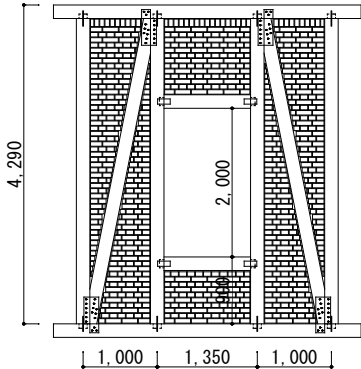
まぐさ・窓台端部金物：タナカ オメガプレート SD（実大実験(2)）

【試験体寸法】

実大実験(1)

試験体名	1-V 試験体	1-B1 試験体	1-B2 試験体	1-BV 試験体
フレーム	単独			
試験体数	1 体			
試験体 形状				
セメント:砂	-	1:2	1:3	1:2
試験体名	1-WB 試験体		1-WBV 試験体	
フレーム	複合			
試験体数	1 体			
試験体 形状				
セメント:砂	1:2		1:2	

実大実験(2)

試験体名	2-V 試験体	2-BV1 試験体	2-BV2 試験体
フレーム	単独		
試験体形状			
セメント：砂	-	1：2	1：2
試験体名	2-WBV 試験体		
フレーム	複合		
試験体形状			
セメント：砂	1：2		

●概要

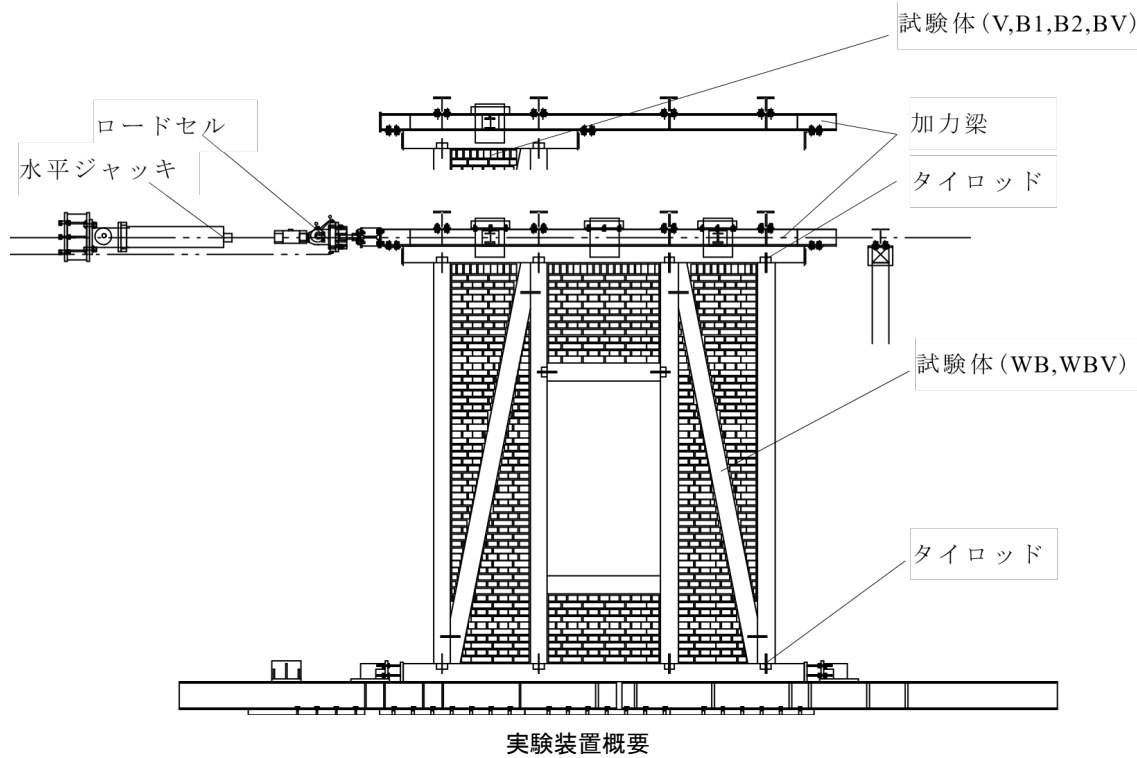
実大実験(1)では、現況仕様の木骨煉瓦壁を想定した試験体（単独フレーム4体、複合フレーム2体の計6体）について、載荷試験を実施した。

実大実験(2)では、木骨煉瓦壁に筋かいが配置された試験体（単独フレーム3体、複合フレーム1体の計4体）について、筋かい端部およびまぐさ・窓台端部に補強金物を取り付けたうえで、載荷試験を実施した。

なお、煉瓦目地の配合比率は「旧ハンター氏邸移築工事報告書」を参考に、煉瓦組積体要素による予備実験（圧縮・せん断・引張）を実施し決定した。

●実験方法

タイロッド方式の正負漸増繰返し载荷実験とし、1/600～1/30 まで各ステップ正負 2 回の繰返し载荷を行い、引き側で最終破壊させた。荷重はアクチュエータに取り付けられたロードセルで測定し、変位は電気式変位計を用いて、横架材及び土台の水平変位、柱の浮き上がり変位、接合部の回転・めり込み量等を測定した。また、ひずみゲージを用いて柱及び筋交いのひずみ度を測定した。

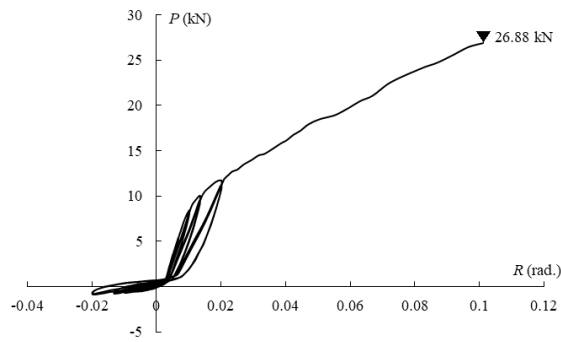


●特性値

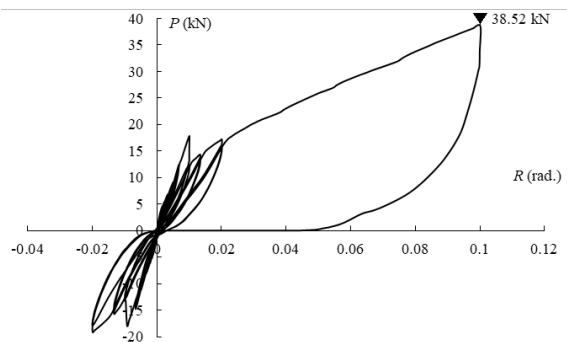
試験体名		1-V	1-B1	1-B2	1-BV	1-WB	1-WBV	2-V	2-BV1	2-BV2	2-WBV
壁長	m	1.00	1.00	1.00	1.00	3.35	3.35	1.00	1.00	1.00	3.35
初期剛性 K	kN/rad	712.64	1112.45	764.32	539.87	2318.63	1403.82	870.46	1186.98	1380.76	3711.32
Py	kN	10.09	17.65	17.91	4.04	61.95	39.27	7.48	27.66	10.65	71.28
P ₁₅₀	kN	5.38	10.24	12.35	3.80	34.17	17.61	6.36	10.56	9.99	36.24
P ₆₀	kN	11.07	18.19	15.79	4.67	49.61	30.54	10.45	23.23	15.84	64.52
P ₃₀	kN	14.65	19.16	21.13	5.73	76.51	45.50	12.77	33.00	19.67	92.93
$0.2\sqrt{(2\mu-1)P_u}$	kN	7.27	10.47	9.12	4.02	29.85	18.19	6.19	17.95	13.71	49.42
2/3P _{max}	kN	14.05	16.77	20.13	5.36	74.69	50.40	8.64	31.15	13.12	74.11
P ₁₅₀	kN	5.38	10.24	12.35	3.80	34.17	17.61	6.36	10.56	9.99	36.24
P _{min}	kN	5.38	10.24	9.12	3.80	29.85	17.61	6.19	10.56	9.99	36.24
P _{min} /m	kN/m	5.38	10.24	9.12	3.80	8.91	5.26	6.19	10.56	9.99	10.82
壁倍率		2.7	5.2	4.6	1.9	4.5	2.6	3.1	5.3	5.0	5.5

●荷重変形

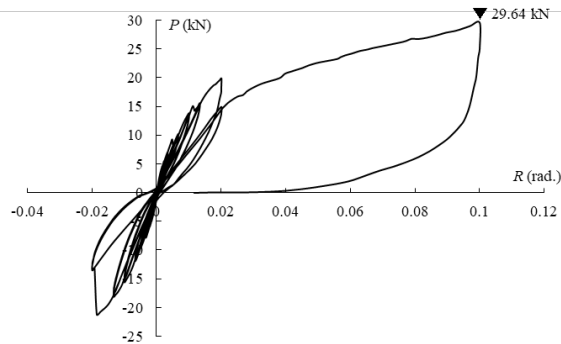
実大実験 (1)



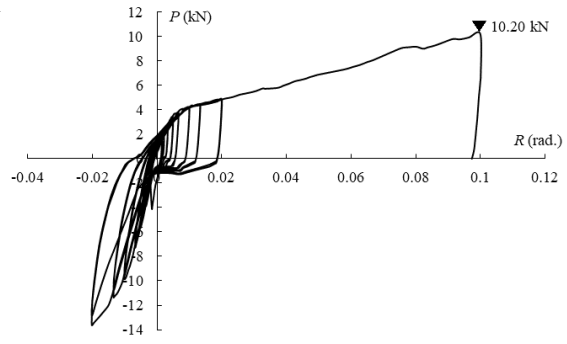
1-V



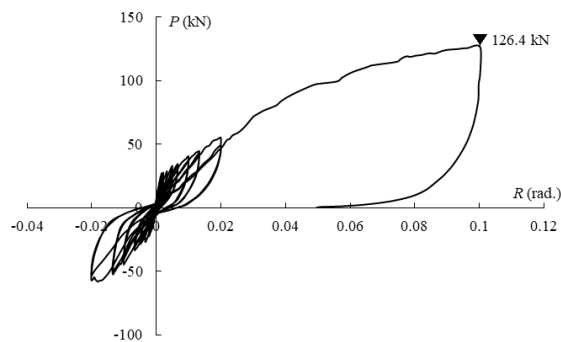
1-B1



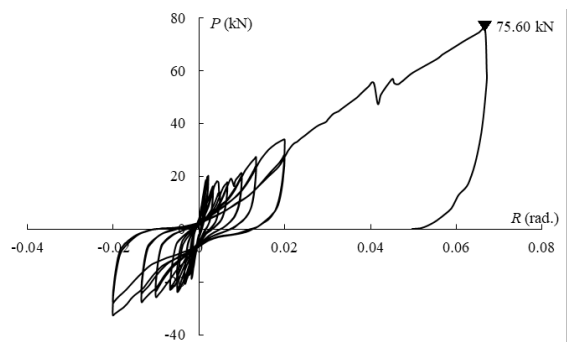
1-B2



1-BV

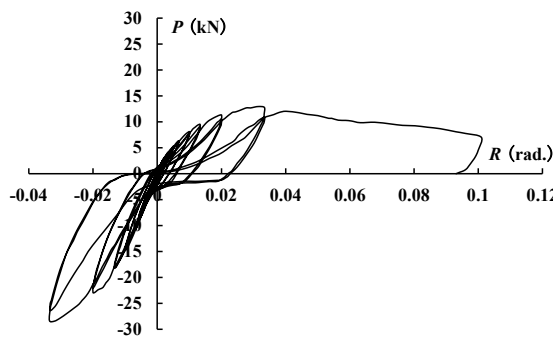


1-WB

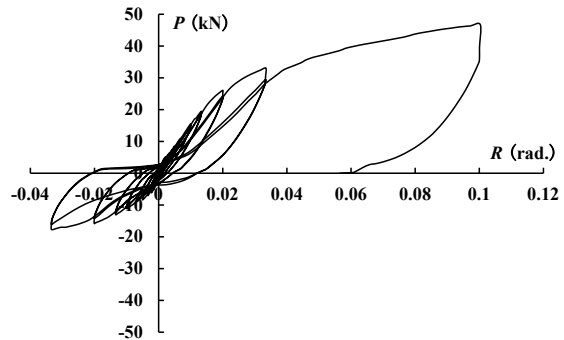


1-WBV

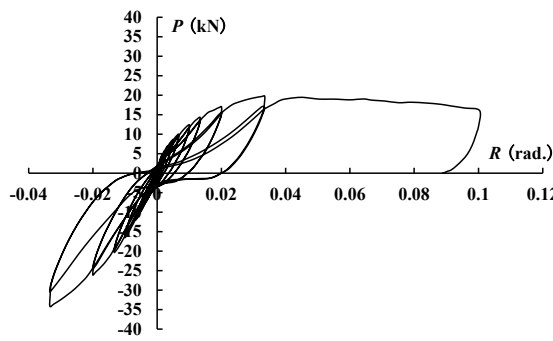
実大実験(2)



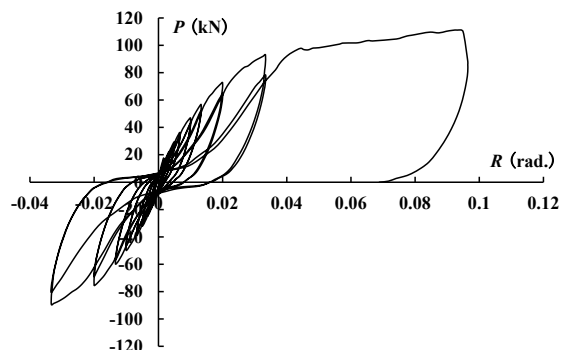
2-V



2-BV1



2-BV2



2-WBV

●破壊形状

実大実験(1)では、煉瓦隅部や筋かい端部でめり込みが進行する挙動が確認された。筋かい有りの試験体(1-BV・1-WBV)では筋かい上部の三角形の煉瓦壁が、変形が進行するにつれ筋かいに添って鉛直方向に滑り落ち、桁側でのめり込みが生じないということが判明し、煉瓦のみの試験体に比べて大幅に耐力が低下する結果となった。また、複合試験体(WB・WBV)では、垂壁・腰壁の圧縮ストラットに起因するまぐさ・窓台接合部の引き抜けや土台側の柱ほぞの破壊が顕著に見られた。

実大実験(2)では、筋かい端部のラグスクリューボルト孔に破壊が集中し、その破壊は筋かいの片側端部に集中する傾向が確認できた。ラグスクリューボルト自体の変形はわずかであったが、大変形時にはラグスクリューボルトの抜け出しに伴い、筋かい金物プレートの局部座屈様の変形が確認された。1-BV 試験体等で見られた筋かい上部側の煉瓦壁の落下は、筋かい金物を取り付けた場合でも同様に生じることが確認された。



1-V 試験体 脚部 筋かいめり込み状況



1-B 試験体 脚部 煉瓦めり込み状況



1-WBV 試験体 筋かい・煉瓦の離間状況



1-WBV 試験体 脚部ひび割れ状況



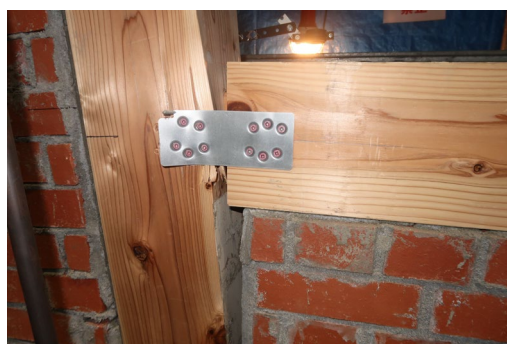
2-V 試験体 筋かい端部破壊状況



2-BV2 試験体 頂部 煉瓦離間状況



2-WBV 試験体 筋かい端部金物変形状況



2-WBV 試験体 窓台端部破壊状況

●理論式

—

●モデル化

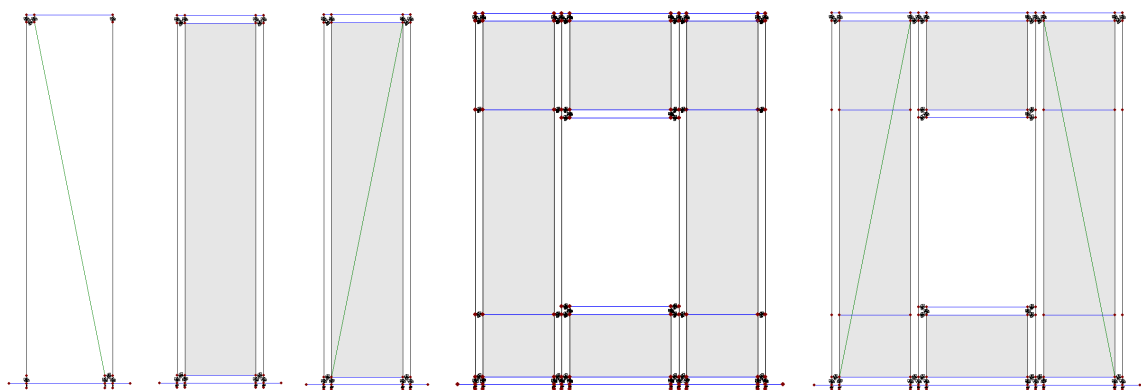
解析モデルの構築は、「任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP ver. 8 (株式会社 構造システム)」を使用した。

煉瓦壁部分を壁エレメントでモデル化し、木部との取合いは煉瓦壁の木部へのめり込みにより応力を伝達するものとし、煉瓦壁 4 隅にめり込みを考慮した軸方向スプリングを設置することでモデル化した。スプリングの剛性・耐力はめり込み幅、めり込み長さをそれぞれ 0.8 倍に低減し算出した。煉瓦壁に筋かいが組み込まれた場合は、煉瓦部のスプリングの剛性・耐力は 1/5 に低減させた。壁エレメントの剛性・耐力は実建物の調査結果の値を使用し、壁の曲げ耐力は無視した。複合フレームでは、全壁構面の壁エレメントをまぐさ・腰壁位置で分割した。

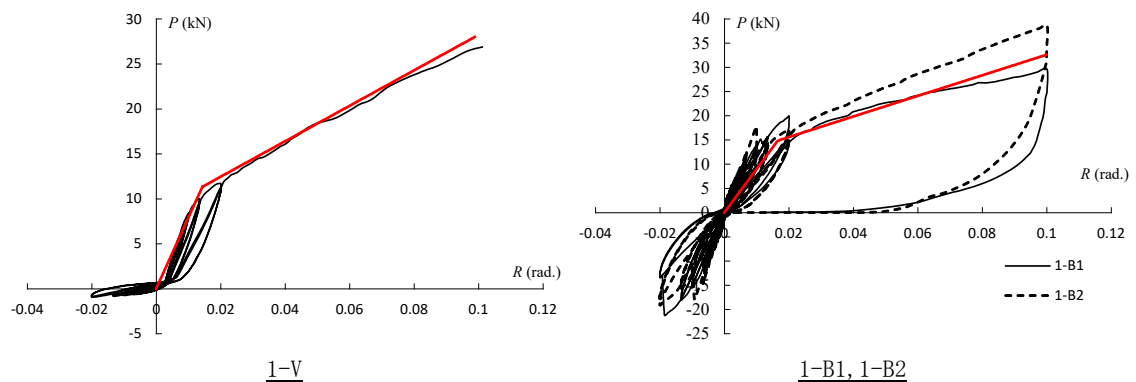
筋かいは、煉瓦壁同様に端部でのめり込みを軸方向スプリングとしてモデル化し、ブレース要素と柱梁とを接続させた。スプリングの剛性算出には初期スリップを考慮した。

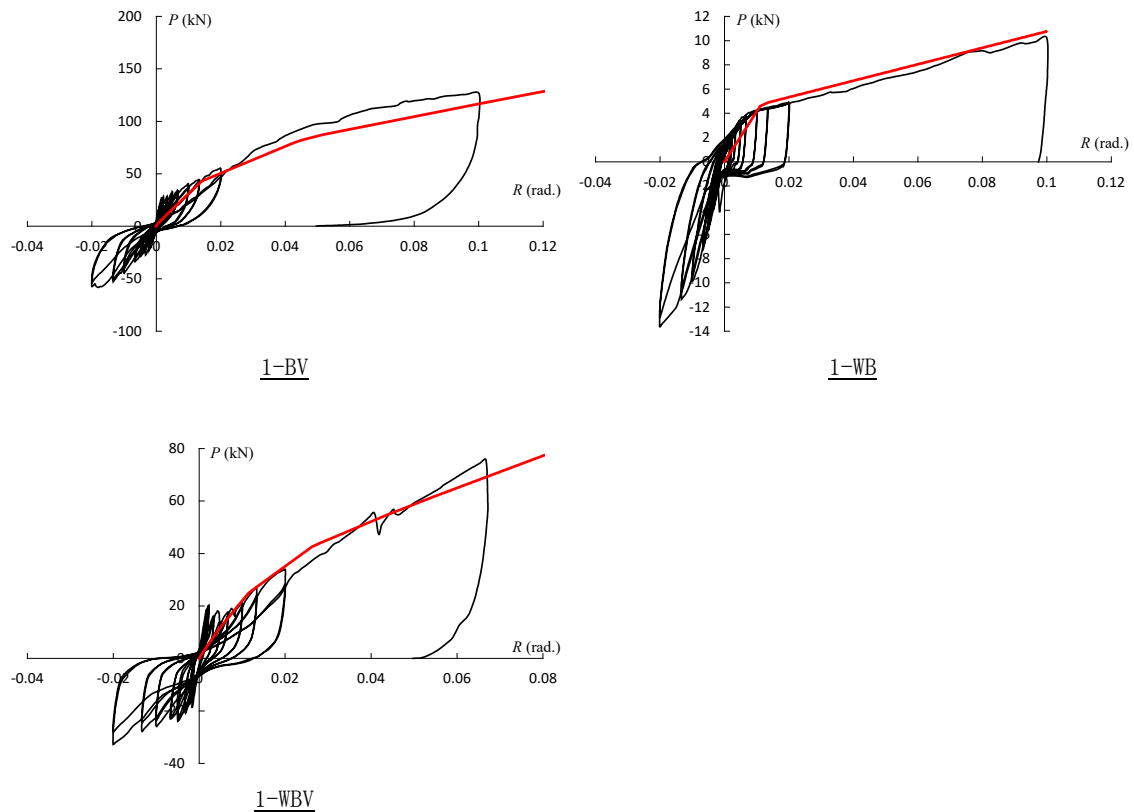
柱頭柱脚・まぐさ部の接合部はスプリング要素でモデル化し、回転剛性・耐力を考慮した。

また、タイロッド方式の実験と整合させるため、桁節点は鉛直方向の変位を拘束した。



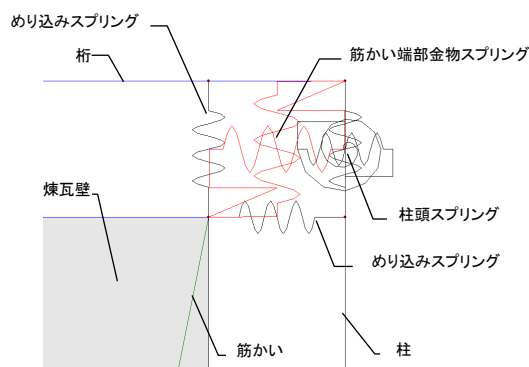
解析モデル図



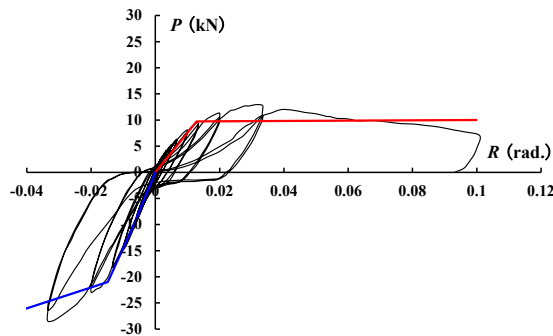


筋かい端部金物は、筋かい軸方向の耐力・剛性を算出し、鉛直・水平方向に分解した上で解析モデルにバイリニア型の復元力を持つスプリング要素として入力した。スプリングの耐力は柱側耐力と梁側耐力を合算した値と筋かい端部の耐力の小さい方とした。剛性は柱側と梁側は並列系、筋かい端部と柱側・梁側とは直列系であるとして算出した。プレートの変形は、ラグスクリーボルト接合部に比べ軸方向へ与える影響が少ないため、解析上無視した。

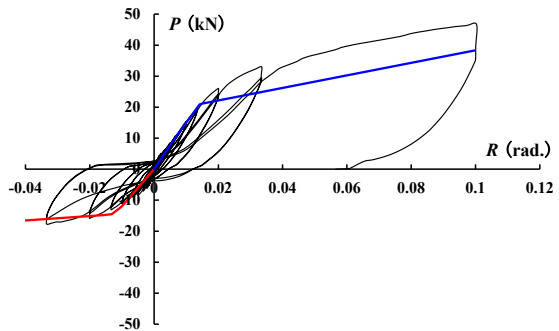
まぐさ・窓台接合部の金物（オメガプレート SD）は、接合部のスプリング要素の引張方向の復元力特性として解析モデルに評価した。復元力特性はバイリニア型とし、メーカー公開データの終局耐力 P_u の平均値を降伏耐力とした。



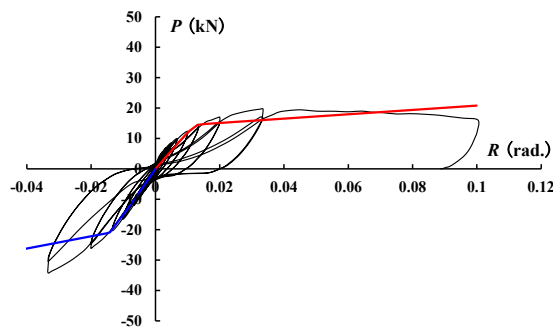
筋かい端部のモデル概要



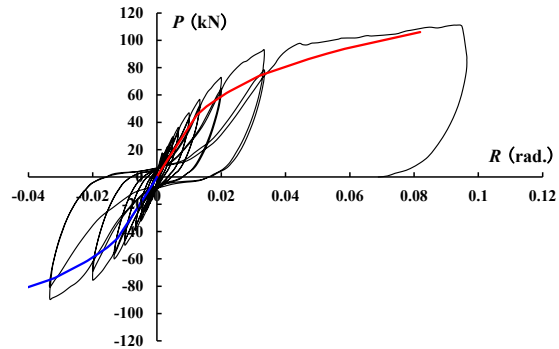
2-V



2-BV1



2-BV2



2-WBV

●考察

木骨煉瓦壁は接合部の耐力が担保されることが前提ではあるが、煉瓦隅部での木軸へのめり込み変形が卓越し、大変形まで比較的安定した挙動を示すことが判明した。ただし、木骨煉瓦壁に筋かいが組み込まれると、筋かいにより煉瓦壁が分断され、筋かい上部側の煉瓦壁が変形に伴い鉛直方向に滑り落ちるため、煉瓦のみの壁体に比べせん断力に対する抵抗力が大きく低下する。建築当時は、筋かいは構造的配慮のためと設置されたものと思われるが、結果として耐震性能を低下させる要因となっていると言える。

実大実験(2)において、上記問題の対応策として筋かい端部に補強金物を設置し、その補強効果を検証した結果、1/30rad 程度までは煉瓦のみの壁体とほぼ同等の性能を発揮した。ただし、1/30rad 以降の大変形領域においては煉瓦のみの壁体のような荷重上昇は見られず、ラグスクリュー部の変形が進行することで、緩やかに荷重低下が生じる結果となった。1/30rad 程度までは十分な補強効果が確認できたことから、耐震診断・補強計画における大地震動時の限界変形は 1/30rad に設定することが望ましいと判断した。

特別史跡熊本城跡石垣のジオテキスタイル補強土工法による補強性能確認のための振動台実験

- 種別**：材料試験 [木材・煉瓦・鉄・コンクリート・その他]、重量測定、
要素試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]、
補強性能試験 [接合部・軸組・壁・水平構面 (床・天井・小屋組・屋根)・非構造部材・その他]

●基本情報

文化財名称：特別史跡 熊本城跡

文化財種別 (指定年月日)：特別史跡 (昭和30年12月29日)

所在地：熊本市中央区本丸及び二の丸ほか

所有者 (管理団体)：国 (熊本市)

構造形式：石垣

事業名称：熊本城石門周辺石垣復旧設計業務委託

事業期間：令和5年5月～令和8年3月

工事種別：石垣復旧工事

事業者：熊本市 文化市民局 熊本城総合事務所

実験計画者：熊本市、株式会社フジヤマ、扇精光コンサルタンツ株式会社
金沢大学、前田工織株式会社

実験機関：国立大学法人 金沢大学 地震工学研究室

実験年月日：令和6年12月～令和7年2月

参考文献：香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則、土木学会論文報告集、
No.75,pp.69-77,1978.

●実験に至る経緯と目的

平成28年に発生した熊本地震では、M6.5の前震およびM7.3の本震により、熊本県を中心として多数の家屋倒壊や土砂災害などの被害が発生した。国指定特別史跡である熊本城においても建造物や石垣が被害を受け、特に石垣については城内の約3割で崩壊や膨らみ、緩みなどの変状が確認されている。

石垣の復旧にあたっては、「熊本城復旧基本計画」に基づき、伝統技法を基本としつつ、安全性の確保が困難な箇所についてはジオテキスタイル補強土工法 (以下ジオグリッド) などの現代工法を併用した補強が行われている。

本実験では、石垣の補強工法の有効性を評価することを目的として、無補強 (伝統的工法) およびジオグリッド敷設などの各ケースについて、縮小模型を用いた振動台加振実験を実施した。これにより、各補強工法の耐震補強効果について検証を行った。

●実験概要

1) 実験設備

・振動台実験機（写真 1）

・土槽寸法

幅 800 mm×高さ 1000 mm×奥行き 1200 mm

2) 実験方法

振動台に固定された土槽内に、相似則 1/10 の石垣模型を実験ケース毎に構築する。入力加速度 100gal から加振を開始し、積石もしくは栗石層（ジオグリッドによる補強体）が崩壊した段階まで加振する。

入力波は正弦波とし、振動数 5Hz、振動時間 5 秒間（25 波）の加振を行う。なお、振動時間については、実地震動の継続時間 30 秒（道示波のレベル 2 タイプ II 相当）とし、これに香川の相似則¹⁾を考慮する。

積石形状は、熊本城内の石垣において平均的な形状の高さ 7.85m、勾配 1:0.25 の布積みを対象とし、背面は総栗石を想定して 5～30mm の玉石とする。補強材としてジオグリッド（トリカルネット N-2）を使用する。

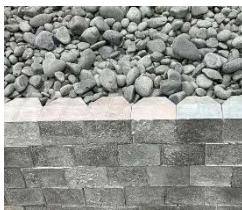


写真 2 積石・栗石（玉石）

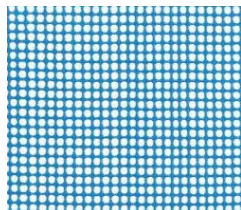


写真 3 トリカルネット N-2

3) 実験ケース

実験ケースは図 1 に示す 4 ケースを実施する。CASE1 は、積石と栗石層のみで構成された伝統工法（無補強）。CASE2 は、ジオグリッドと栗石層を相互に設置した水平敷設。CASE3 は、ジオグリッドで栗石層を包み込む巻込み構造（拘束土壁構造）。CASE4 は、ジオグリッドの積石側のみ栗石層を包み込む巻込み構造（補強土壁構造）とする。

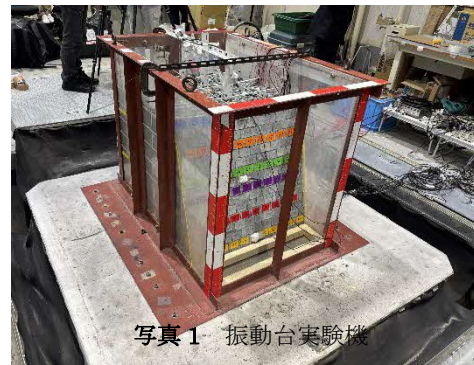


写真 1 振動台実験機

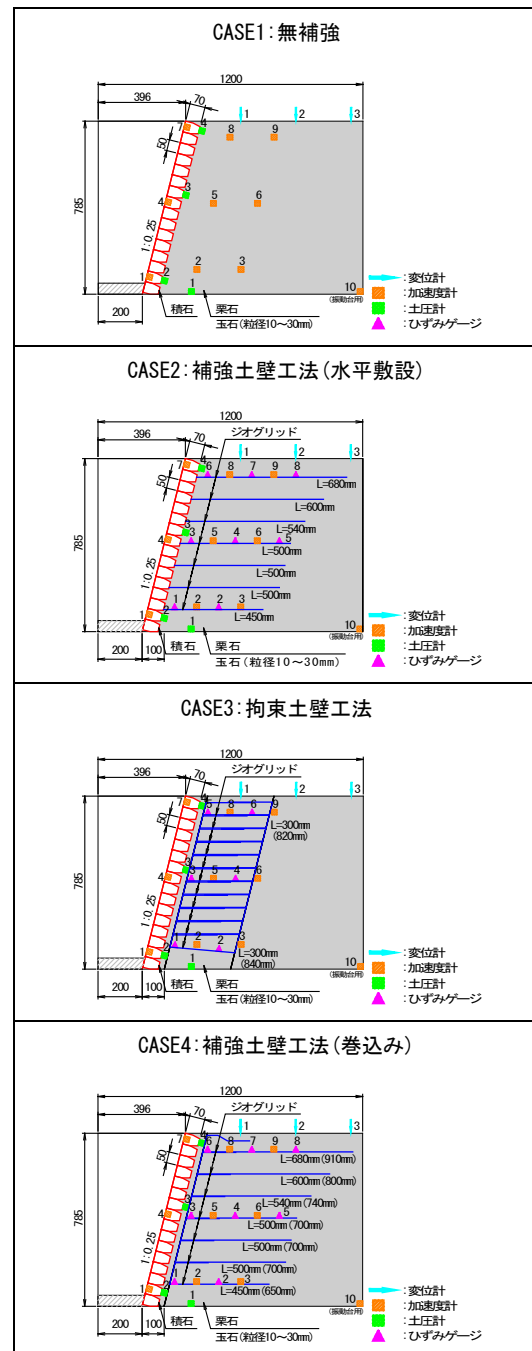


図 1 各実験ケースにおける標準断面図

●実験結果

1) 目標加速度

目標加速度と最大加速度は下表のとおりである。

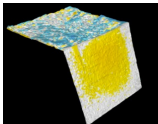
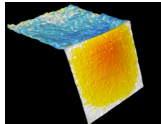
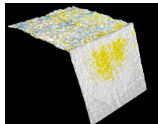
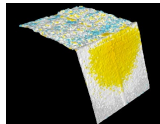
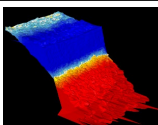
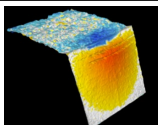
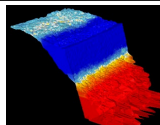
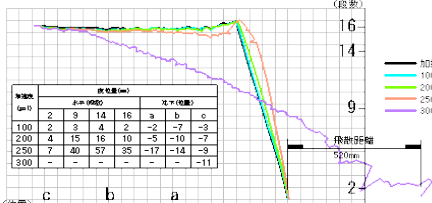
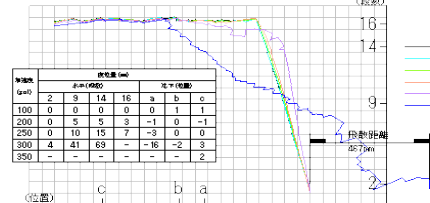
(単位：gal(cm/s²))

目標加速度	100	200	250	300	350	400	500	600	700
換算震度	5 弱	5 強	6 弱	6 弱	6 強	6 強	6 強	7	7
CASE1	93	182	224	299					
CASE2	93	180	224	269	329				
CASE3	95	180	228	277	315	226	469	578	717
CASE4	107	193	235	289	332	385	492	599	728

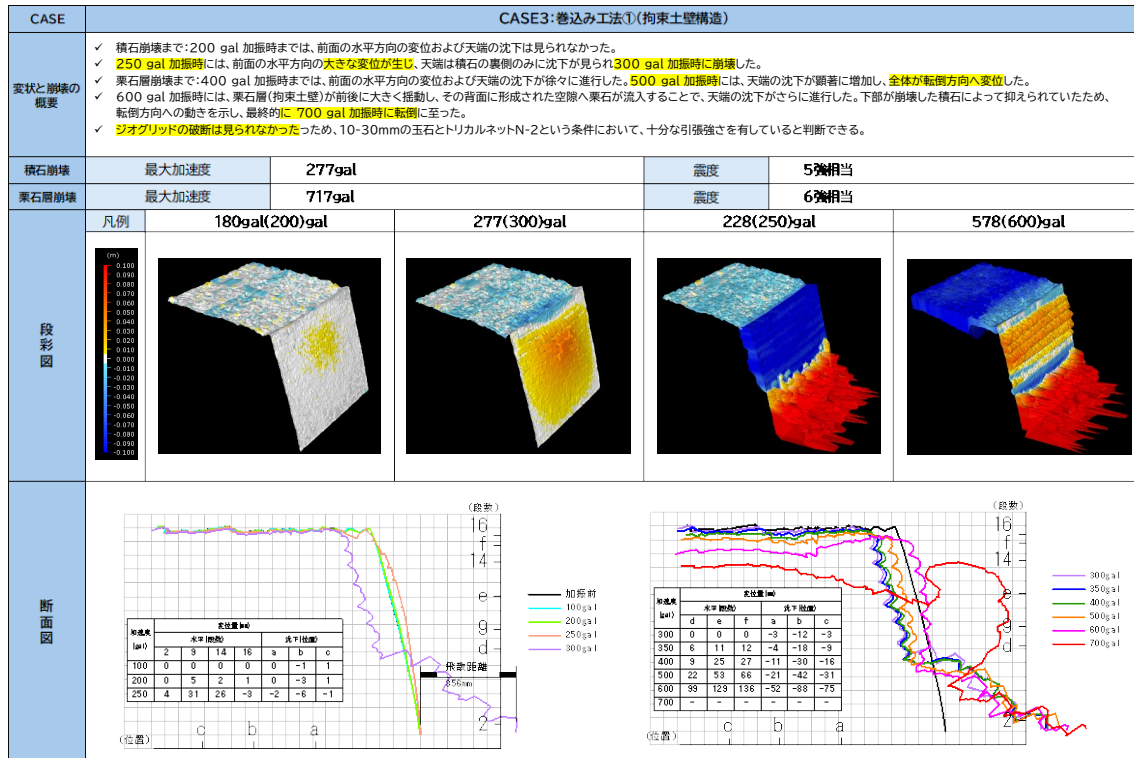
2) 変状と崩壊の概要

a) 各 CASE の変状と崩壊の概要

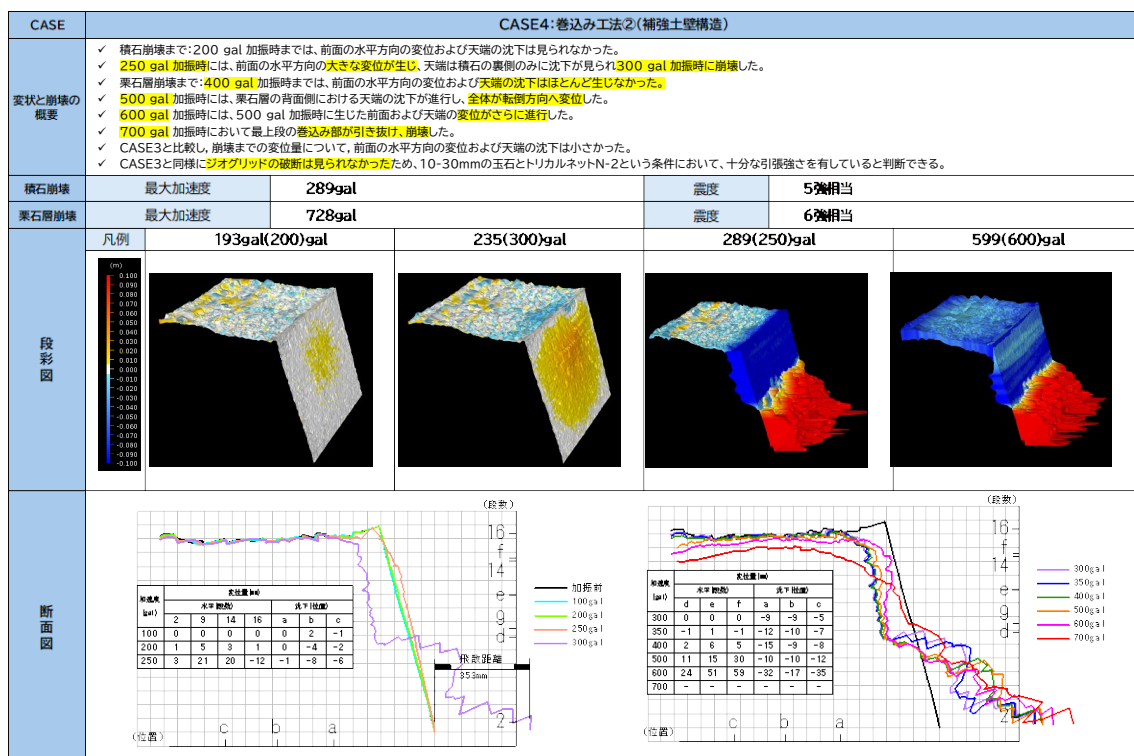
① CASE1・CASE2

CASE	CASE1:無補強				CASE2:水平敷設													
変状と崩壊の概要	✓ 200 gal 加振時に前面の水平方向のわずかな変位が生じたが、天端の沈下は見られなかった。 ✓ 250 gal 加振時に前面および天端の変位が顕著となり、300 gal 加振時に崩壊した。				✓ 250 gal 加振時に前面の水平方向のわずかな変位および天端のわずかな沈下が見られた。 ✓ 300 gal 加振時には、前面および天端の変位がさらに進行し、350 gal 加振時に崩壊した。													
横石崩壊	最大加速度	299gal	震度	5強相当	最大加速度	329gal	震度	5強相当										
裏石崩壊	最大加速度	同上	震度	同上	最大加速度	同上	震度	同上										
段彩図	凡例	182(200)gal		224(250)gal		凡例	180gal(200)gal		224(250)gal									
																		
																		
断面図																		

② CASE3



③ CASE4



3) 積石

a) 積石の変状範囲

加振前と比較したときの変位を下表に示す。青がマイナス、赤がプラス変位を表す。崩壊段階前の加振後では大きな差は確認できないが、比較的小さな加振段階では変状範囲はCASE1>2≒3≒4の順である。地震動による変位に伴う解体修理範囲はCASE2、3、4が狭くなることが推測される。

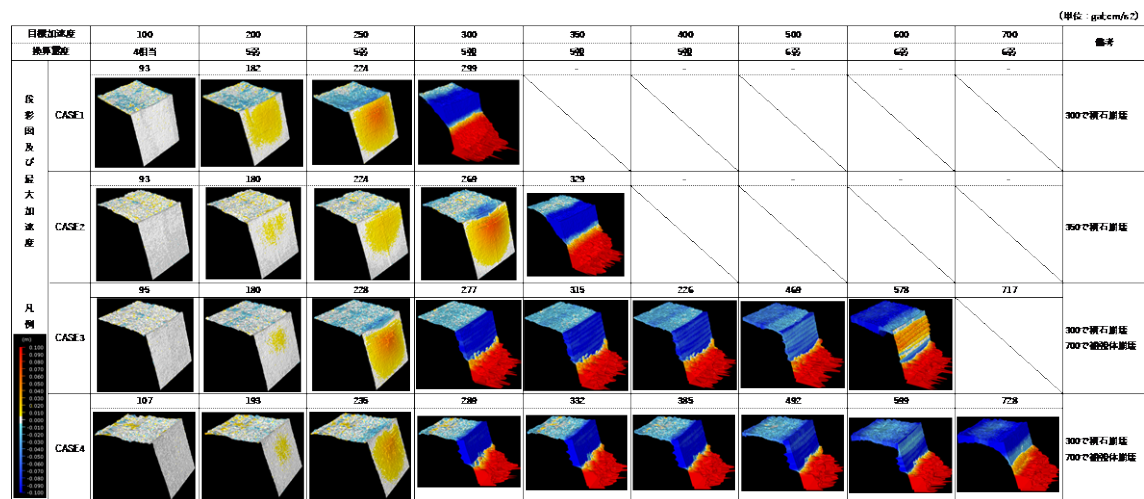


図 2 加振前と比較したときの変位

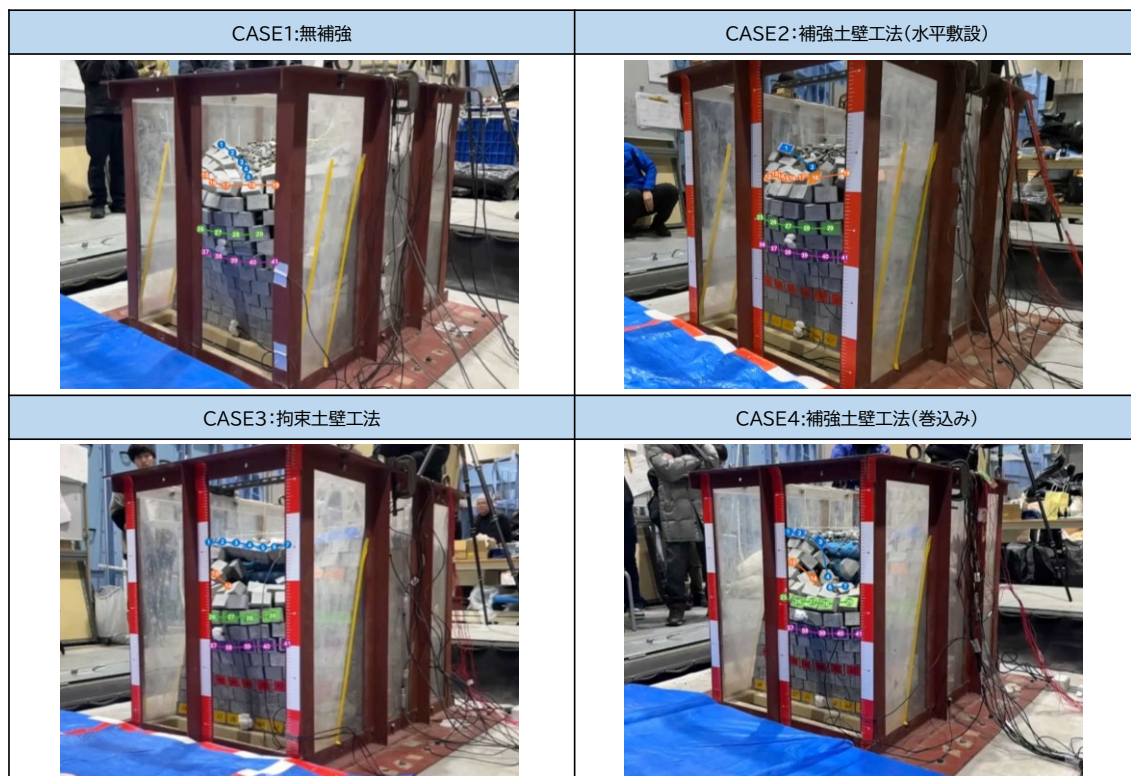


写真 2 崩壊瞬間の状況

b) 飛散距離

土層前面の柱の影響あるものの、飛散距離は CASE1>2>3≒4 の順である。これは CASE1、2 では積石と栗石層が同時に崩壊するのに対し、CASE3、4 では積石のみが崩壊するためである。

石垣の周辺環境によっては、築石の一部崩壊が許容される場合がある。このような条件下では、CASE3、4 のように栗石層を補強する構造を採用することで、飛散距離を小さくし、石垣からの離隔距離を最小限に抑える効果が期待できる。

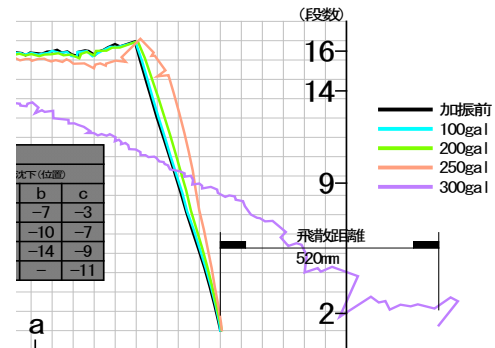


図3 断面図

c) 積石の水平変位

3D レーダー計測結果から、水平方向の変位量が最も小さい積石 2 段目を 1 とし、9、14、16 段目の水平方向変位量倍率を図 4 に示す。

CASE 1、2 は 14 段目を中心にくの字型にはらみ出し崩壊した。

断面図を確認すると、CASE1、2 ともに 200gal 加振時、天端の沈み込みより先に積石が変形していることが確認できる。(図 3)

CASE3、4 は 9 段目を中心にくの字型にはらみ出し崩壊した。

いずれのケースにおいても、熊本城内で発生した石垣中段からくの字型に変形し崩壊した事象と類似している。

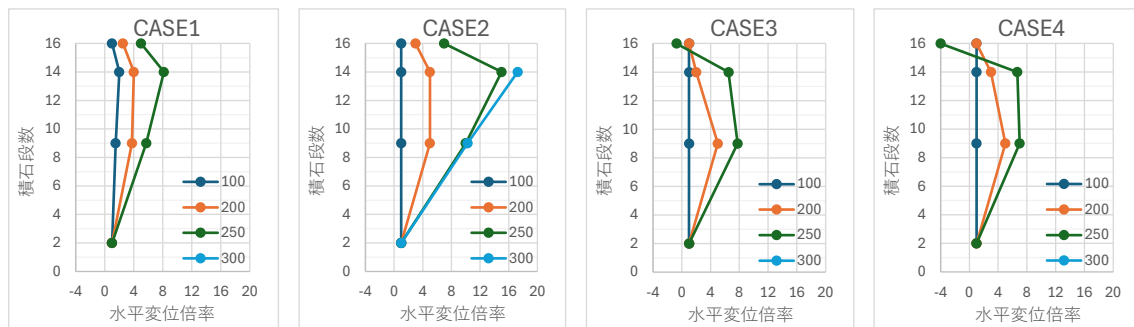


図4 各ケースにおける積石の水平方向変位量の応答倍率一覧

d) 地表面(天端) 沈下量

最上段の積石前面から 200mm 離れた位置の栗石層表面の沈下量を図 5 に示す。

200gal 加震時において CASE1 の沈下量は 5mm、CASE2 は 1mm、CASE3、4 は沈

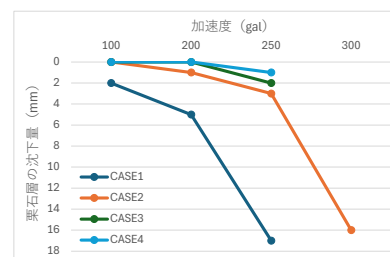


図5 加速度と栗石層表面の沈下量の関係

下がなかった (0mm)。このことから、ジオグリッドによる栗石層の沈下量の低減効果はあると判断できる。

4) 栗石層 (玉石)

a) 栗石移動量

積石に対して栗石層がどのような挙動をするのか、また補強方法によってその挙動に相違があるのかを確認するために、加振後の各段階で取得した側面オルソ画像を重ね、移動した栗石の移動量を計測。

側面に A~G 列、1~6 行を設定し、各グリッド内の任意の栗石の移動量と角度を計測する。グリッド内の移動量と角度を平均化し、図示する。移動量を見やすくするために 5 倍で矢印にて図示。

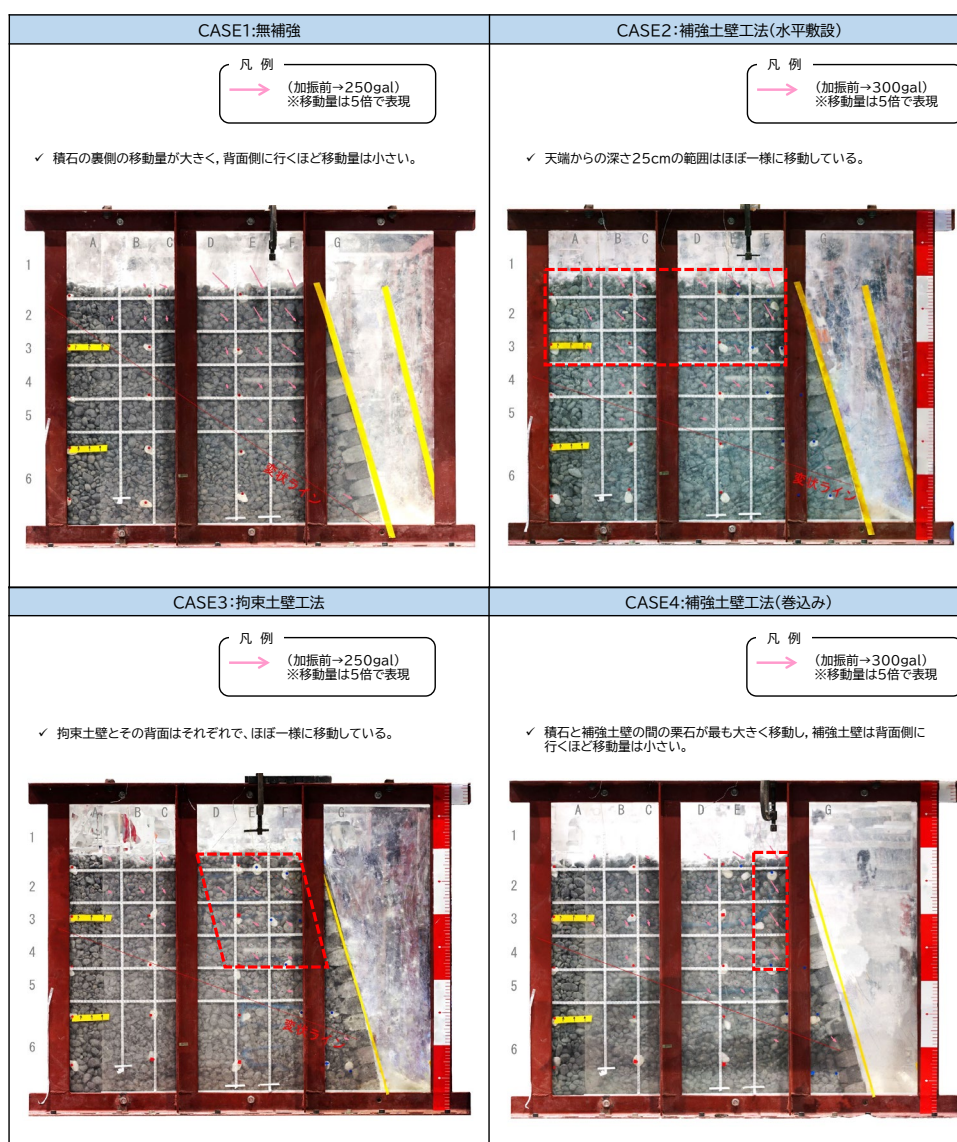


図 6 栗石移動量

変状の範囲は CASE1 が最も狭く、勾配も急であり、移動量も大きい。CASE2、3、4 は範囲および勾配が同程度である。全体として下部に行くほど移動量は小さい傾向である。このことから、ジオグリッドの敷設範囲については、栗石の移動量の低減効果はあると判断できる。

5) 応答加速度

a) 応答加速度の比較（積石と栗石）

崩壊 1 段階前の 250gal 加振時の積石に設置した加速度計の測点 4、7 と栗石層に設置した加速度計の測点 5、6、8、9 の応答加速度から、位相差を確認する。

加速度計 4、5（中段）では位相差は、1.0rad を下回るが、7、8（上段）では位相差が 0.3～1.3rad となっており、位相差が大きくなる。今回の計測値は誤差の範囲内と考えられるため、概ね同位相であると判断できる。

CASE1 の無補強と比較した際、CASE3 および 4 は中段においても上段においても最大値及び最小値が同様の傾向を示す。補強された栗石層と積石が異なる位相となり、積石がはじき出される可能性が懸念されていたが、内部補強が崩壊の要因となる挙動は確認できない結果となった。

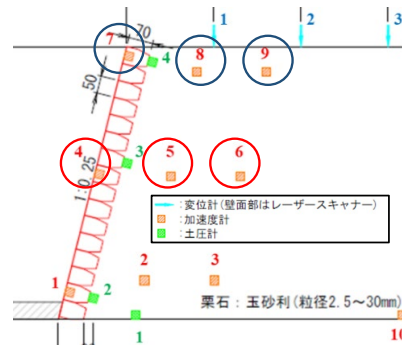


図 7 計測機器位置図

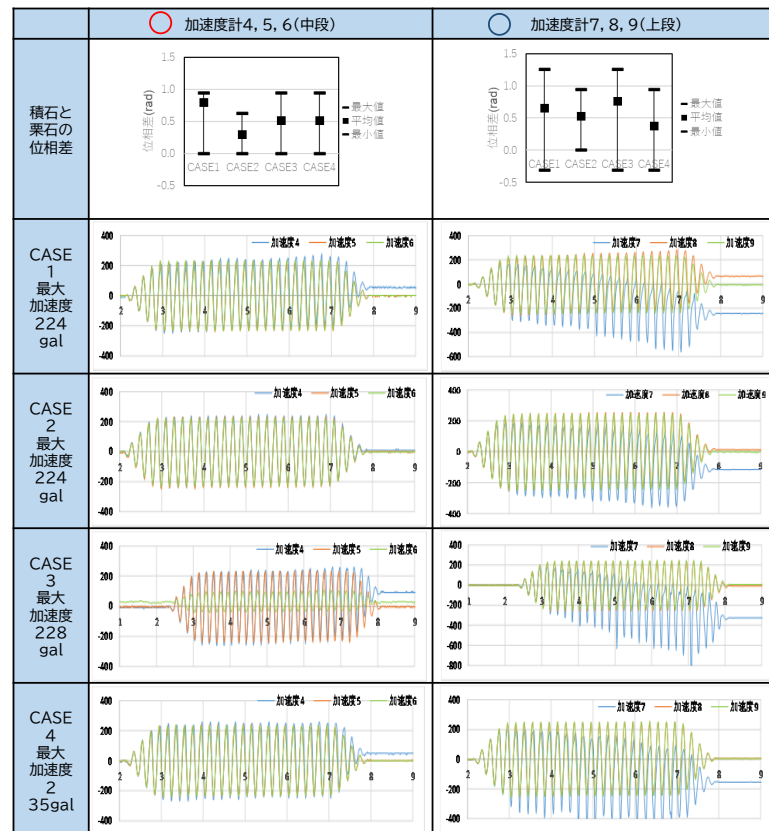


図 8 応答加速度重ね図一覧表（250gal 加震時）

b) 土圧と応答加速度の比較

積石 9 段目に設置した加速度計 4 とその背面に設置した土圧計 3 の時刻歴の推移を整理する。

全てのケースにおいて、先に応答加速度が正の方向にシフトし、その後、土圧が増加する傾向が見られる。ここで、応答加速度が正の方向にシフトするのは積石が前方へ傾斜しているためと考えられる。

積石の傾斜が土圧によって生じたのなら、土圧増加ののちに応答加速度が増加する関係性となるが、確認されなかった。

当実験においては、栗石層表面の沈下量の関係も踏まえると、積石の崩壊メカニズムは、栗石層の変位に伴い積石が押されたことによるものとは判断できず、積石自体の変位が先に生じ崩壊したと考察される。

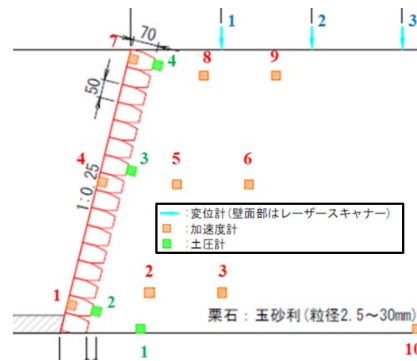


図 9 計測機器位置図

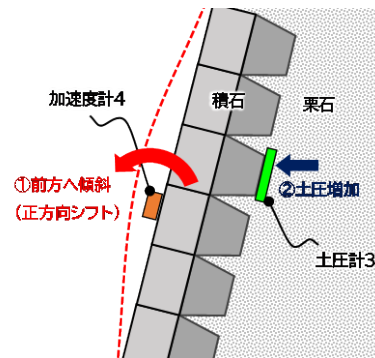


図 10 計測機器位置図

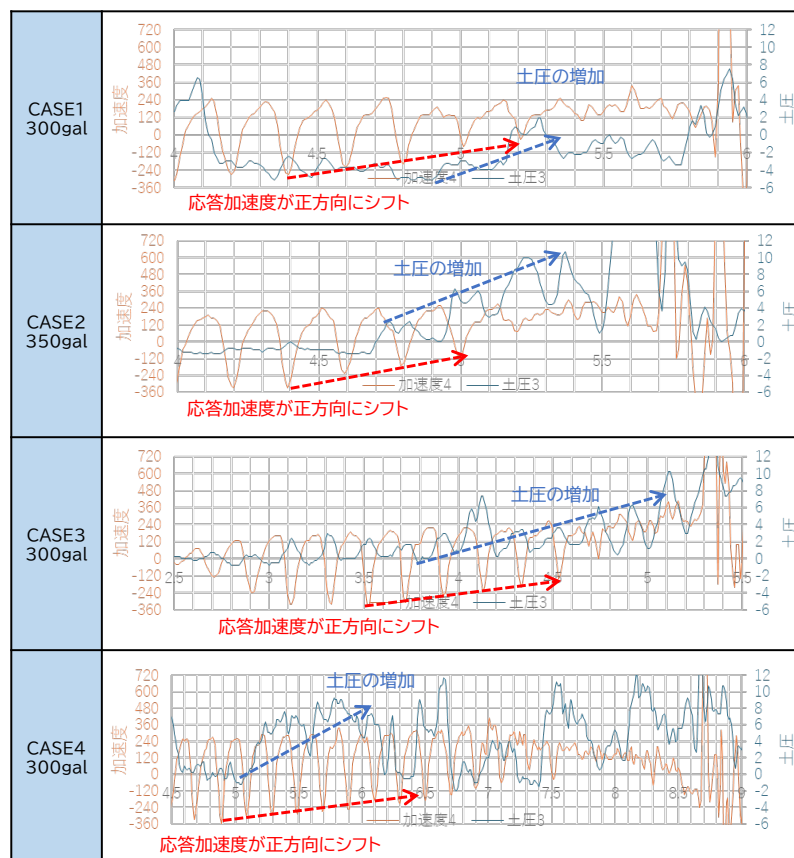


図 11 土圧と応答加速度の関係図一覧表 (崩壊時)

●まとめ

本実験により次の知見が得られた。

- ・ 上部ほど応答倍率が高いことから、積石が自由に移動しやすい状態にあることが示された。また、上部ほど積石と栗石の位相差が大きく、一体的な挙動を示さないことが確認された。
- ・ 加振段階が小さいうちは、積石の変位によって土圧の低減が確認された。一方、加振段階が大きくなると、上部からの拘束が弱まり、下部の積石が自由に移動し始める。その後、積石に大きな土圧が作用し、最終的に崩壊に至ることが確認された。これらの結果から、築石自体の慣性力が挙動に大きく影響していることが明らかとなった。
- ・ 上記の事象は補強の有無や補強方法の違いによって、耐震性に影響を及ぼすほどの顕著な差は確認できない。
- ・ ジオグリッドは栗石層の沈下抑制に有効であることが確認された。また、補強 CASE3 および CASE4 は、内部構造（栗石層）に対して一定の耐震性を有することが確認された。

今後は今回得られた知見を生かし、積石の動きを抑えること等の検討を進める予定である。