

# 論文 一軸振動台を用いた ALC 組積造の動的応答に関する基礎的研究

横田 誠\*1・高島 健史\*2・田才 晃\*3・杉本 訓祥\*4

**要旨：**組積材料として断熱性能を有する軽量気泡コンクリートブロック(ALC ブロック)を用いた住宅建築の構法実用化を目指して、ALC ブロックを用いた組積造の架構試験体の振動台実験を行い、動的挙動を検証した。実験は試験体3体6種類を用意し、「振動特性把握のための小振幅加振」と「実地震波による架構の動的応答を確認するための大振幅加振」を行った。振動特性は既往研究によって設定した剛性と試験体質量によって評価でき、壁長さの異なる各構面ごとにそれぞれ固有振動数を持っていた。地震波加振において面内壁は高い耐震性が確認され、木梁軸力の適切な配分により壁の負担せん断力を評価できた。

**キーワード：**ALC ブロック, 組積造, 振動台実験, 面内せん断変形

## 1. はじめに

組積造は石や煉瓦などを積んだ伝統的な構法であり、高い耐久性、耐火性、遮音性を持ち、独特の美観をもつ利点から世界中で普及している。日本においては、歴史的になじみの薄い構法<sup>1)</sup>のため工業化が盛んではなく、性能や品質への不安や工期の長さおよびコストの高さなどから一般に普及していない。一方、鉄筋で補強されたコンクリートブロック造(補強 CB 造)においては、高い耐震性を持つことが報告されている<sup>2)</sup>。しかし補強 CB 造の住宅などでは、近年の高断熱化の要求により壁面に断熱材が施され、目地による美観が失われてしまう。そこで、断熱性能をもつ材料として、組積材料に軽量気泡コンクリート(以下、ALC)で形成されたブロックを用いた図-1のような住宅建築の構法(以下 ALC 組積造)が考えられる。ALC はグラスウール断熱材(密度 10kg/m<sup>3</sup>)<sup>3)</sup>の2~3 倍程度の熱伝導率に留まり、構法的に厚壁となる組積造では、ALC でも一般的な住宅程度の断熱性能は確保できる。著者らはこれまでに、本構法の実用化に向けて、要素試験や、部材や架構の静的荷重実験を実施してきた<sup>4)~5)</sup>。本論文では、実大試験体の振動台実験を行い、ALC 組積造の固有振動数や減衰定数などの振動特性および地震波加振時の建物全体の動的挙動について述べる。



図-1 ALC 組積造住宅アイソメ

## 2. ALC 組積造の構法概要

構法詳細について図-2 に示す。ブロックには絶乾比重 0.37 と通常の ALC よりも比重が約 3 割低い軽量気泡コンクリート(ALC(37))を用いる。ブロックの基準寸法は、高さ 150mm、奥行き 250mm で、幅は 250mm, 500mm, 750mm の 3 種類がある。ブロックにはφ50mm の縦穴が端部から 125mm の位置に 250mm ピッチで空けられており、ブロック底部および両端部には台形状の溝が存在す

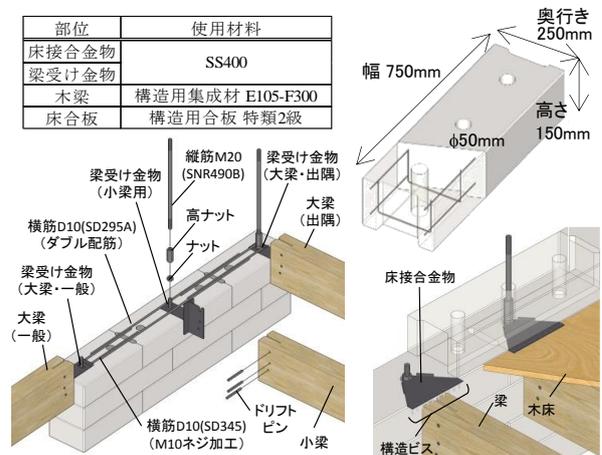


図-2 ALC 組積造構法詳細

表-1 試験体材料特性

試験	部位	材料	形状 (mm)	試験体数	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	強度 (N/mm <sup>2</sup> )
引張	縦筋	SNR490B	M20×600	3	345	206	578
	横筋	SD295A	D10×600	3	386	195	529
圧縮	充填材	グラウト	φ50×100	5	—	—	42.5
	ブロック	ALC(比重0.37)	φ64×128	9	—	—	3.5

\*1 横浜国立大学大学院 都市イノベーション学府 建築都市文化専攻 (学生会員)

\*2 旭化成ホームズ 修士(工学)

\*3 横浜国立大学大学院 都市イノベーション研究院 教授 博士(工学) (正会員)

\*4 横浜国立大学大学院 都市イノベーション研究院 准教授 博士(工学) (正会員)

る。ブロック内部には U 字型のφ3.2mm の内部鉄筋が存在する。組積造の壁はシーリングを塗付したブロックを組積し、鉄筋を配して補強することで構成される。配筋後、座金およびナットにて仮固定をして、プレミックスタイプの無収縮グラウト(日鉄住金高炉セメント製、以下グラウト)を充填する打ち込み工法を採用する。縦筋には、両端部に転造ネジ加工を施した丸鋼(SNR490B、M20)を用い、丸鋼接合部分には高ナットを用いる。横筋には異形鉄筋(SD295A、D10)を用い、継手は重ね継手として、端部定着は 180° フックとする。縦筋は 750mm 以下、横筋は 600mm 以下(ブロック 1~4 段ごと)の間隔で配筋する。床および梁は木造とし、木梁の上に構造用合板で床を形成する。木梁には構造用集成材を用い、梁受け金物を介して壁と接合する。梁には鉛直力および軸力を伝達する大梁、鉛直力のみを伝達する小梁が存在する。大梁の梁受け金物(一般)は、横筋とボルト接合され、同一構面上の組積壁に生じた層せん断力の分配は大梁を介して行われる。床と壁は床接合金物により接合され、床接合金物は組積壁施工時にグラウトに固着される。床接合金物の固着される部分は L 字に折曲げられており、床面に生じた慣性力は床接合金物からの支圧でグラウトに伝達される。

### 3. 実験計画

#### 3.1 試験体・測定計画

試験体材料特性を表-1 に、試験体概要と実験目的を表-2 に、試験体図・計測計画を図-3 に、各試験体のアイソメ図を図-4 に示す。

試験体は壁厚 250mm の 1 対の組積壁が木床で接合された 1 層または 2 層の実大架構とした。組積壁の縦筋は鉄骨造の基礎にボルト接合とした。試験体は計 3 体製作し、目的に応じて部分的な撤去や大梁による接合などで、形状を変化させた。試験体 1 は、1 層の壁長さ 3m の有開口壁とコの字型の無開口壁で構成され、形状変化はしない。試験体 2 は、2 層の L 字状の平面形状の幅 2.25m の壁 2 構面と、幅 2.5m の面外方向の壁 1 枚からなる 2(1)を加振し、その後に面外壁を撤去した 2(2)を加振した。試験体 3 は、1 層の L 字状の平面形状の壁 A(幅 2m)および壁 B(幅 1m)の壁 2 構面からなり、両者が大梁によって接合されていない 3(1)、大梁で両者を一体化した 3(2)、

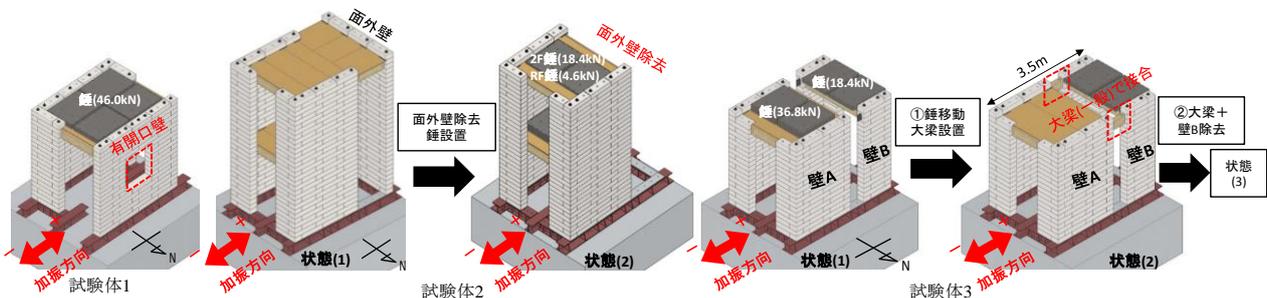


図-4 各試験体のアイソメ図

表-2 試験体概要と実験目的

#### (a)試験体概要

試験体名	層数	概要
試験体1	1	それぞれ幅3mの開口付壁と無開口壁(コの字型)からなる
試験体2	2	幅2.25mの連層壁2構面(L字型)と幅2.5mの面外壁からなる
試験体3	1	互いに向き合ったL字型の壁A(幅2m)と壁B(幅1m)×2構面からなる

#### (b)試験体の形状変化と実験目的

試験体	状態	説明	主な目的
1	—	—	開口部および偏心の影響確認
2	状態(1)	錘なし、面外壁あり	面外方向の挙動確認
	状態(2)	錘あり、面外壁なし	連層時の影響確認
3	状態(1)	壁A、壁Bが互いに独立	単層壁の振動特性の把握
	状態(2)	壁Aと壁Bを大梁で連結	大梁の軸力伝達能力の確認
	状態(3)	木梁、壁Bを撤去※1	最終破壊性状の確認(ただし、結果的に破壊に至らず)

※1:状態(3)では、壁A床上に状態(1)と同様の錘を設置している。

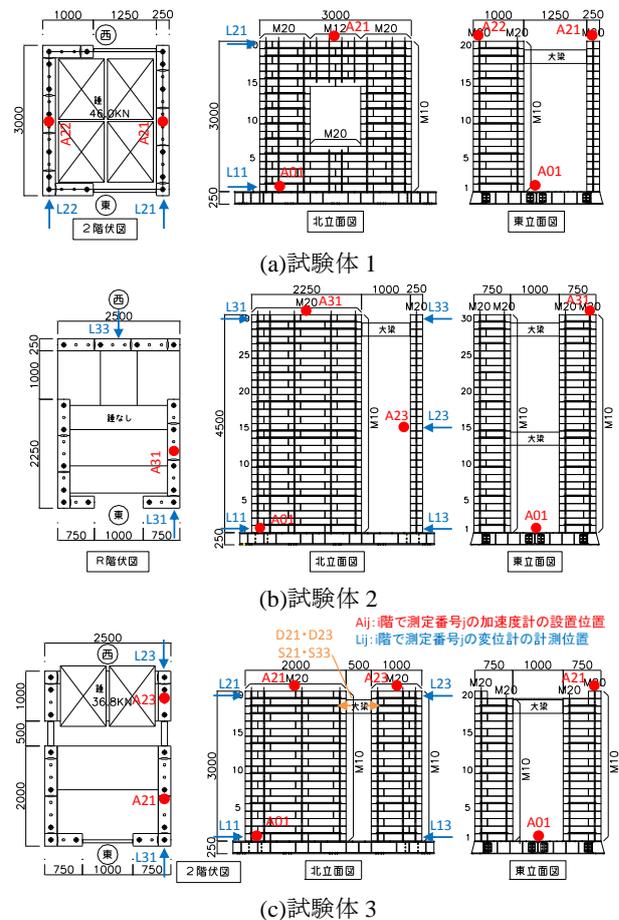


図-3 試験体図・測定計画

び壁 B(幅 1m)の壁 2 構面からなり、両者が大梁によって接合されていない 3(1)、大梁で両者を一体化した 3(2)、

大梁と壁 B を撤去して壁 A 床上に 3(1)と同様の錘を載せた 3(3)の順番で加振した。各試験体には本構法の実建物(梁間方向スパン 4m)で想定している固定荷重、載荷重に対応するように錘を設置した。このとき、加振方向の壁の単位長さあたりの負担重量は 10kN/m 程度となった。なお試験体の総重量は単位面積あたり 10kN/m<sup>2</sup>程度となった。試験体 2(1)では錘を設置すると振動台の許容重量を超えるため、面外壁の挙動確認を主な目的として錘を設置しなかった。試験体 3(2)で壁 A 上に錘が無いのは、壁 B に荷重を集中させて大梁の軸力伝達の状態を確認するためである。図-3 に示す A は加速度計の設置位置、L はレーザー変位計による振動台外の不動点からの絶対変位の測定位置、D は相対変位の測定位置、S はひずみゲージの測定位置を表し、数字の 1 桁目は層、2 桁目は通番を表す。

### 3.2 加振計画

加振は、①固有振動数  $f$  と減衰定数  $h$  を確認する小振幅加振と②地震動時の応答を確認する大振幅加振の 2 種類を行った。試験体 3(1)は同一基礎の上に固定されているため、大梁を接続しない状態でも壁 A, B は同時に加振され、振動特性把握のための小振幅加振と小地震のみ加振した。加振②の加振波一覧を表-3 に、入力倍率を表-4 に、加振波の加速度応答スペクトルを図-5 に示す。

加振①では、常時微動計測(BGN, 5 分間)およびホワイトノイズ波(WN, 0.1~15Hz, 50gal)の入力と起振機による自由振動(free, 各 3 回)を行い、サンプリング数は 100Hz とした。加振②では告示波と兵庫県南部地震などの観測地震波を、入力倍率を変えて入力してサンプリング数は 500Hz とした。WN および地震波の加振には水平一軸振動台を用いた。後述するように本試験体の固有振動数は 10Hz(固有周期 0.1 秒)程度が予想されたため、振動台実験で一般的に使用される地震波に加えて、10Hz 程度で加速度応答スペクトルが卓越する地震波を選定した。振動台の入力変位の制限により、表-3 の(HPF02)で示す一部の地震波では、応答に影響が小さいと考えられる低周波成分を除外した。主要な地震波の加振後には BGN および WN の入力を行って振動特性の変化を確認した。

## 4. 実験結果

### 4.1 小振幅加振による振動特性評価

#### (1) 振動特性の評価手順

BGN, WN および free から固有振動数と減衰定数を求めた。BGN は約 5 分間の計測データを 81.92 秒間隔に分割し、40.96 秒分を重ねアンサンブル平均を行うことでランダム波形を作成し、フーリエ振幅スペクトルを算出した。その後、Parzen Window(バンド幅 0.35Hz)によりスペ

表-3 加振波一覧

加振波	略称	Amax <sup>※3</sup> (cm/s <sup>2</sup> )	Vmax <sup>※3</sup> (cm/s)	Dmax <sup>※3</sup> (cm)
告示簡易2種 ランダム位相(HPF02 <sup>※1</sup> )	告示	606	78.0	12.2
El Centro NS(50kine基準化)	El Centro	508	39.7	6.1
十勝沖地震 八戸 EW(50kine基準化)	八戸	281	36.8	5.4
兵庫県南部地震 JMA神戸 NS	JMA神戸	792	96.1	14.3
東北地方太平洋沖地震 K-net薬館 NS	薬館	2703	98.0	6.0
熊本地震(14日) KiK-net益城 EW	益城14日	914	86.7	15.0
熊本地震(16日) KiK-net益城 EW(HPF02 <sup>※1</sup> )	益城16日	1083	120.8	17.7
熊本地震(16日) TMP1 <sup>※2</sup> EW(HPF02 <sup>※1</sup> )	TMP1	1404	144.2	19.4

※1: HPF02は2HzのHigh Pass Filterの意味

※2: 2016年4月の熊本地震時に益城町内に設置された臨時観測点より計測されたことされる記録<sup>9)</sup>

※3: Amax, Vmax, Dmaxはそれぞれ加速度, 速度, 変位の最大値の意味

表-4 入力倍率一覧

略称	入力倍率(%)					
	試験体1	試験体2		試験体3		
		状態(1)	状態(2)	状態(1)	状態(2)	状態(3)
告示	20,50,100	20,50,100	100	20	20,50,80,100	-
El Centro	20,50,100	20,100	100	-	20,50,100	-
八戸	20,50,100	20,50,100	50,100	20	20,50,100	50,100
JMA神戸	20,50,100,150	20,50,100	100,150	20	20,40,50,100,125,150	100,150
薬館	10,30,50,70,100	10,30,70	70,100	10	10,20,70	70,100
益城14日	10,50,100	10,100	100	20	20,50,100	-
益城16日	10,50,100	10,100	100	20	10,50,100	-
TMP1	10,50,100,125	10,50,100	100,125	10	10	100

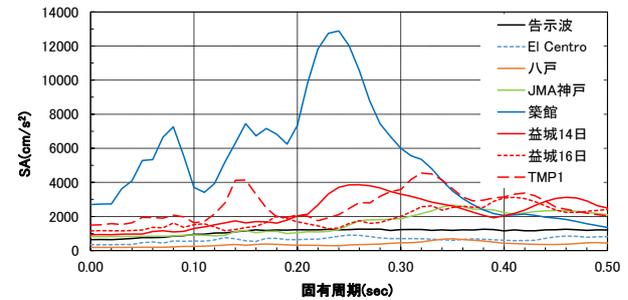


図-5 加速度応答スペクトル (h=5%)

クトルを平滑化し伝達関数(鉄骨基礎と試験体頂部のスペクトル比)のピークを固有振動数とし、減衰定数を  $1/\sqrt{2}$  法により求めた。WN は約 3 分間の計測データよりフーリエ振幅スペクトルを算出し、その後は BGN と同様の処理を行った。free では試験体を定常振動させた状態で加振を止め、波形を計測してゼロ・クロッシング法により固有振動数を算出した。free は各 3 回行いその平均値を試験体の固有振動数とした。

#### (2) 振動特性の評価結果

各試験体の振動特性結果と最大応答加速度(Amax)を表-5 に、BGN および WN より算出した伝達関数を図-6 に示す。試験体 2(1), 2(2)の BGN では伝達関数から明確なピークが検出されなかったため、評価対象から除外した。また、試験体 1 の WN および試験体 3(1)の BGN による減衰定数の評価は、伝達関数のピーク付近が広がりすぎており、他の加振結果と比較しても  $1/\sqrt{2}$  法では過大な減衰になると判断し、評価対象から除外した。

結果より以下のことが確認された。

- 振幅レベル 1gal~500gal 程度となる BGN~WN 加振では、固有振動数はほぼ一致した。

・試験体1の南北の壁上では異なる固有振動数が計測された。ただし、それぞれの固有振動数での伝達関数が高い値を示したため、木床の剛性により互いの壁面の剛性が影響を与えながらも各構面ごとの壁の剛性が反映されたものと考えられる。

・試験体3(1)の壁Aと壁Bでは異なる固有振動数を示したが、試験体3(2)では一致した。これは大梁により2つの壁が一体となって挙動したためと考えられる。

### (3) 設計用の剛性を用いた固有振動数と実験値の比較

ここでは、固有振動数について計算値と実験値を比較する。計算値の固有振動数は、既往の静的実験結果により設定した単位長さあたりの剛性評価法<sup>4)</sup>を用いて、式(1)~(3)により求め、実験値は地震波加振前の損傷がない状態の値を用いた。試験体3(2)に関しては、試験体3(1)の加振は小地震のみの加振であり、試験体に損傷が出ていないことを確認している。壁高さ3mの場合の層間変形角 $1/1500\text{rad}$ 時の単位長さあたりの許容耐力 $Qa^4$  [kN/m]を基準にして、式(3)により各壁の剛性 $Ki$ を求め

表-6 試験体重量・剛性・固有振動数

試験体	W <sub>壁</sub> (kN)	W <sub>床</sub> (kN)	W <sub>錘</sub> (kN)	ΣW (kN)	K (kN/m)	f <sub>計算</sub> (Hz)	f <sub>WN</sub> (Hz)	f <sub>WN</sub> /f <sub>計算</sub>
1	16.6	3.1	46.0	65.7	40000	12.3	13.3	1.08
2(1)	19.3	3.6	—	22.9	12000	11.4	15.5	1.36
2(2)	19.3	3.6	23.0	45.9	12000	8.1	12.7	1.58
3(1)壁A	11.7	1.5	36.8	50.0	23600	10.8	13.3	1.23
3(1)壁B	7.0	0.8	18.4	26.2	4900	6.8	9.4	1.38
3(2)	18.7	2.3	36.8	57.8	28400	11.0	12.3	1.11

$$1/f_{\text{計算}} = 2\pi\sqrt{\sum M/K} \quad (1)$$

$$K = \sum Ki \quad (2)$$

$$Ki = \frac{Qa}{h \times \theta} \times \left(\frac{h}{H}\right)^3 \times L \times r_k \quad (3)$$

f<sub>計算</sub>: 固有振動数の計算値(Hz)    Ki: 各壁の剛性(kN/m)

K: 試験体の剛性(kN/m)

H: 振動台試験壁高さ(m)

L: 壁長さ(m)

r<sub>k</sub>: 開口低減係数

h: 静的試験の壁高さ(=3m)

θ: Qa時の層間変形角(rad)

表-5 振動特性結果

試験体	計測位置	BGN			WN			free	
		f (Hz)	h (%)	Amax (gal)	f (Hz)	h (%)	Amax (gal)	f (Hz)	Amax (gal)
1	北壁	14.6	1.0	1	13.3	—	503	13.8	113
	南壁	24.4	0.2	1	22.2	—	306	13.7	47
2(1)	北壁	—	—	7	16.5	0.8	538	16.0	164
	面外壁	—	—	8	9.9	1.3	566	10.0	66
2(2)	北壁	—	—	6	12.6	1.0	427	12.6	220
3(1)	北壁 <sub>A</sub>	13.7	—	1	13.3	1.2	146	13.5	146
	北壁 <sub>B</sub>	10.0	1.3	3	9.4	1.3	212	9.7	59
3(2)	北壁 <sub>A</sub>	12.7	1.2	0.2	12.3	1.3	144	12.1	14
	北壁 <sub>B</sub>	12.7	1.2	0.7	12.3	1.3	170	12.1	19

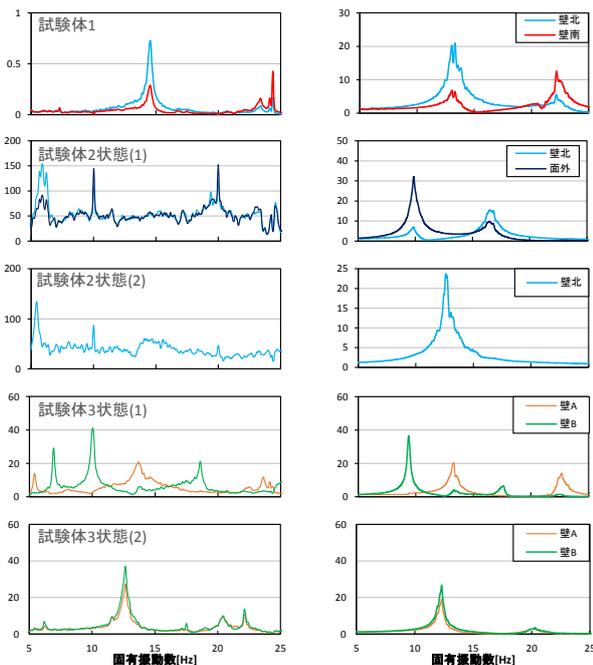
た。このとき、剛性は壁高さの3乗に比例すると仮定し、開口部の影響を低減係数 $r_k$ により考慮した。各試験体の剛性 $K$ は、各壁の剛性の和として式(2)により求めた。固有振動数算定時の総質量 $\Sigma M$ は、試験体の壁高さの半分より上部の壁重量 $W_{\text{壁}}$ 、水平構面の重量 $W_{\text{床}}$ および錘の重量 $W_{\text{錘}}$ の和 $\Sigma W$ を重力加速度で除した値とした。固有振動数の計算値 $f_{\text{計算}}$ は、式(1)で求めた。

各試験体の質量、剛性および式(1)による固有振動数を表-6に示す。実験より得られた固有振動数は、計算により求めた固有振動数よりもやや高い傾向が見られたが概ね一致した。実験値の方が固有振動数で高い値を示したのは、各試験体のL字直交部分の剛性が計算値に反映されていないことや、WN加振では層間変形角が $1/1500\text{rad}$ に達していないことなどが挙げられる。また2層の試験体である試験体2(1)、2(2)で差が顕著なのは、2層面外壁や2層の錘分の質量を簡易的に1質点として計算していることや、式(3)において簡略的に試験体高さにより曲げ剛性のみを補正していることが考えられる。実験結果と計算結果の詳細検討は今後の課題としたい。

## 4.2 大振幅加振による加振結果

### (1) 層間変形角と固有振動数の変化

加振結果を表-7に、各試験体の層間変形角と固有振動数の推移を図-7に示す。変位はレーザー変位計による計測データを用いた。面内壁の層間変形角は試験体壁頂部と鉄骨基礎の層間変位を測定区間で除して求めた。試験体2(1)の面外壁の変形角は、2階床高さの変位と壁頂部から鉄骨基礎までの層間変位の平均値との差を壁高さ/2で除して求めた。固有振動数は各地震波加振後の



(a)BGNによる

(b)WNによる

図-6 伝達関数

WNによる値を示した。

試験体1から3(2)までの面内壁について最大応答加速度Amaxは試験体2(2)の北壁で築館100%による4749gal, 最大層間変形角は試験体1の有開口壁でTMP1 125%による層間変形角1/315radであった。図-5で前述した加速度応答スペクトル通り築館波では全体的に大きな応答加速度が得られたが、層間変形角はTMP1, JMA神戸でも大きい値が得られた。試験体のALC表面に発生した曲げひび割れは1/500radまでに確認され、既往の静的壁実験3)で残留ひび割れが確認された層間変形角(壁長さ1.5mで1/300rad, 4.5mで1/1000rad, 共に壁高さ3m)と同程度であった。目地間のひび割れ、開閉は確認できなかった。曲げひび割れが発生する1/500rad近い層間変形角を記録した地震波加振後でも固有振動数の変化はほとんど見られず、耐力壁の損傷は小さかったと考えられる。今回の加振では、戸建住宅に大きな損傷を与えた実地震波や試験体の固有振動数に近い値で加速度応答スペクトルが卓越する地震波を用いて加振を行ったが、どの試験体も最終破壊には至らず、特に面内方向の壁には残留ひび割れが0.1mm未満の損傷しか発生しなかった。そのため本構法の面内方向の耐力壁は、地震動に対して高い耐震性能を期待できると考えられる。

面外方向壁の挙動に関しては、告示波100%やJMA神戸100%までは、変形角が1/450rad程度で試験体壁中央部に曲げひび割れが数箇所入るに留まった。しかし、築

館70%では応答加速度4231gal, 層間変形角1/64radを記録し、壁中央部の曲げひび割れが全幅に渡る進展や壁脚部のALCの圧壊が見られるなどの損傷が確認された。面外壁について、固有振動数近辺で応答スペクトルが卓越する地震動に対して十分な耐震性を持つには、控え壁などで面外剛性を高める必要があると考えられる。

(2) 静的実験と動的实验の比較

試験体3(3)の壁の負担せん断応力度-層間変形角関係(τ-R関係)を図-8に、試験体3(2)の模式図を図-9に、試験体3(2)のτ-R関係を図-10に示す。

ここでは、試験体3(2)について大梁の軸力を考慮した壁A, Bの負担せん断力QA, QBから求めたτ-R関係と既往の静的実験より設定した壁剛性4)との比較を行う。検討範囲は試験体3の北側とし、加振波はJMA神戸150%とした。慣性力PA, PBは、壁A, B上の加速度の計測値に壁高さ中央より上部の質量の半分を乗じて求め

表-7 大振幅加振結果

試験体	計測位置	告示波100%加振		JMA神戸150%加振		最大計測値			
		Amax [gal]	Rmax [rad]	Amax [gal]	Rmax [rad]	Amax [gal]	Rmax [rad]	加振波	
1	北壁	974	1/728	1632	1/386	3570	築館100%	1/315	TMP1 125%
	南壁	736	1/733	1588	1/393	3095	築館100%	1/324	TMP1 125%
2(1)	北壁※1	1117	1/1110			2776	築館70%	1/592	築館70%
	面外壁※2	1337	1/455			4231	築館70%	1/64	築館70%
2(2)	北壁※1	1287	1/1025	1463	1/565	4749	築館100%	1/341	築館100%
3(2)	北壁A	680	1/742	1713	1/399	2396	築館70%	1/399	JMA神戸150%
	北壁B	727	1/727	2111	1/387	2529	築館70%	1/387	JMA神戸150%
3(3)	北壁A	762	1/726	1421	1/397	2596	築館100%	1/397	JMA神戸150%

※1試験体2状態(1)北壁、状態(2)北壁はR階の応答加速度および層間変形角を示している。  
 ※2試験体2状態(1)面外壁は、壁高さ中心点の応答加速度および層間変形角を示している。

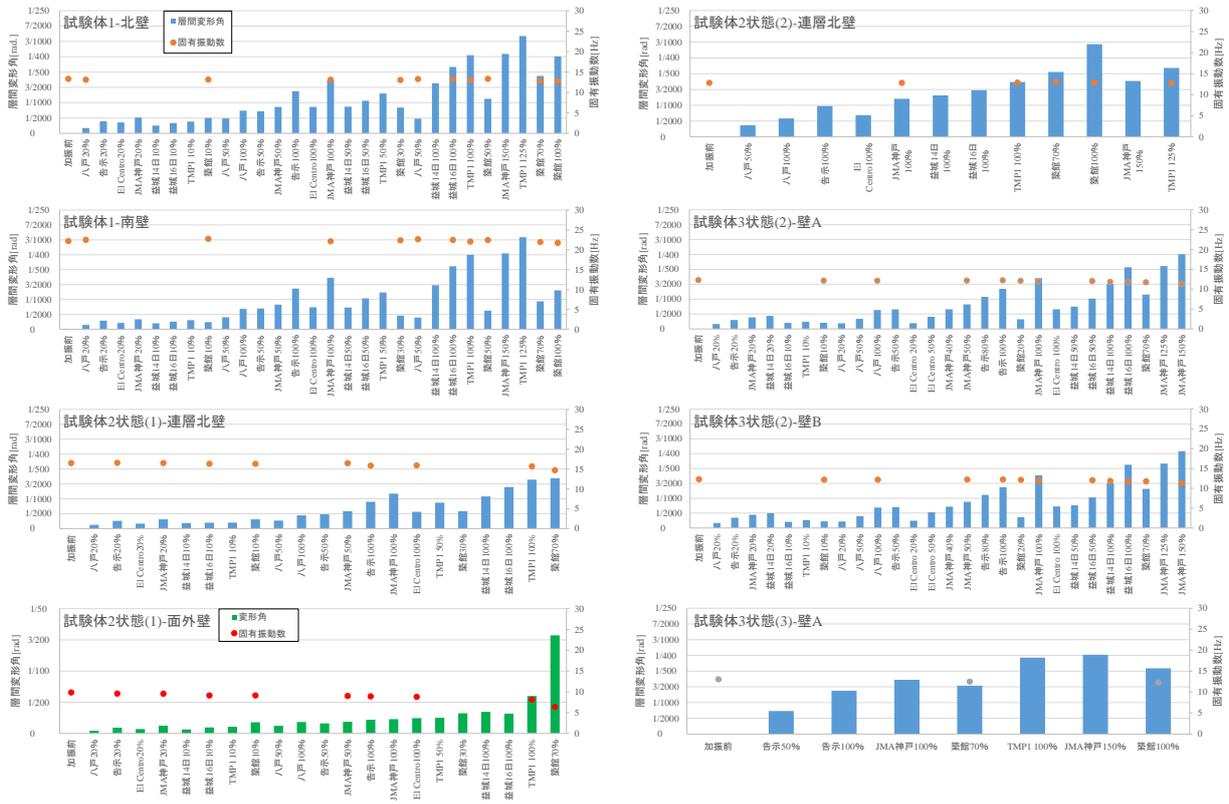


図-7 層間変形角と固有振動数の推移

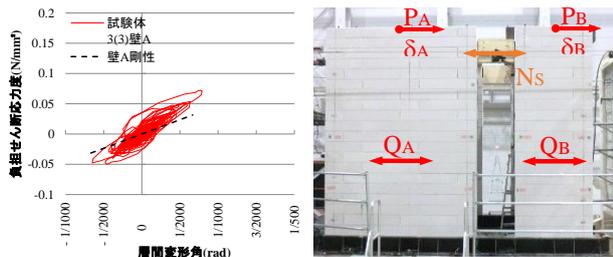
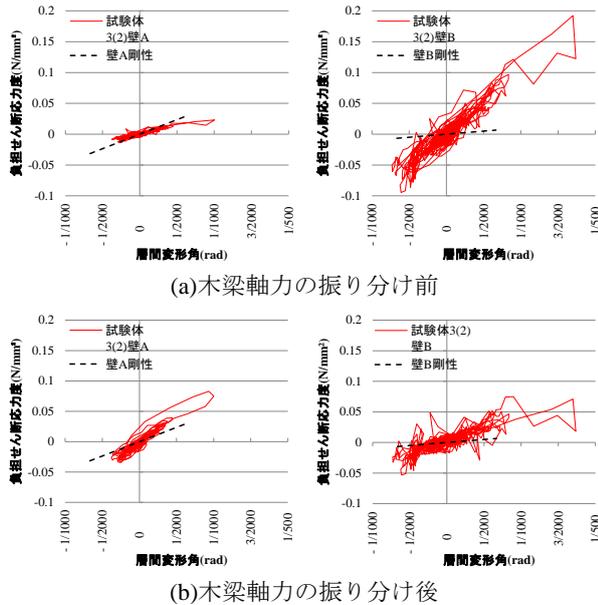


図-8 試験体 3(3) τ-R 関係 図-9 試験体 3(2) 模式図



(a)木梁軸力の振り分け前

(b)木梁軸力の振り分け後

図-10 試験体 3(2) τ-R 関係

た。大梁軸力  $N_S$  は、ひずみゲージの計測値に梁受け金物の断面積(420mm<sup>2</sup>)とヤング率(205000N/mm<sup>2</sup>)を乗じて求めた。層間変形角は、レーザー変位計では履歴性状が明確に現れなかったため、加速度計測値の周波数成分 1Hz 以下をカットして 2 階積分を行った加速度積分変位を用いた。QA, QB は西向きを正として式(4)より求め、負担せん断応力(N/mm<sup>2</sup>)はそれらを壁の面内方向の断面積で除して求めた。グラフ上の点線は、式(3)により求めた壁長さごとの剛性を壁厚 250mm で除した値を示している。

$$\begin{cases} Q_A = P_A + N_S \\ Q_B = P_B - N_S \end{cases} \quad (4)$$

単層、単一壁の試験体 3(3)の t-R 関係は図-8 のようになった。剛性評価で想定している層間変形角と同等の 1/1500rad の最大応答が得られたが剛性は計算値よりも高い傾向を示した。一方、図-10(a)の木梁軸力の考慮前では計算値と比べ壁 A は低く、壁 B は大幅に上回る傾向

を示し図-8 と異なった。しかし、木梁軸力を考慮した図-10(b)では改善されて、どちらも図-8 と同様の傾向を示した。従って木梁軸力を考慮した層せん断力を検討することは適切であろうと考えられる。なお、静的載荷実験での最大耐力時の平均せん断応力は、壁長さ 1.5m の試験体で 0.18N/mm<sup>2</sup>、壁長さ 4.5m の試験体では 0.27N/mm<sup>2</sup>であった。4) 図-10(b)の最大せん断応力は、壁長さ 1.5m の試験体と比較して、壁 A が 45%、壁 B が 42%に留まった。

## 5. まとめ

今回の振動台実験より、以下の知見を得られた。

- ・ 本構法による架構の振動特性が把握でき、各壁の剛性の和により架構の固有振動数が概ね推定できることが確認された。
- ・ 地震波加振において、本実験ではどの試験体も破壊に至らず、面内壁は全加振を通して 0.1mm 未満の残留ひび割れとなり、高い耐震性が確認された。面外壁は固有振動数近辺で応答スペクトルが卓越する地震波で損傷を受けたことから、控え壁などで面外剛性を高める必要があることが確認された。
- ・ 大梁は軸力伝達可能で、軸力を考慮することで同一構面上の 2 つの壁の剛性は、静的実験により評価した剛性への対応が改善された。

## 参考文献

- 1) 山下 和正：メーソンリー建築の展望，住サイエンス 23 号，pp. 4-9，1993
- 2) 松村 晃 他：兵庫県南部地震による組積造建築物の被害について その 1～その 2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1091-1094，1998. 9
- 3) 日本工業規格 JIS A 9521 建築用断熱材，2017
- 4) 高島 健史 他：ALC ブロックを用いた組積体の材料特性と組積壁の面内せん断性状に関する実験的研究 その 1～その 5，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 277-286，2015. 9
- 5) 宮崎 遼 他：ALC ブロックを用いた組積体の材料特性と組積壁の面内せん断性状に関する実験的研究 その 6～その 8，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 179-184，2016. 8
- 6) 高島 健史 他：ALC ブロックを用いた組積体の材料特性と組積壁の面内せん断性状に関する実験的研究 その 9～その 11，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 477-482，2017. 8