

論文 組積造壁体の地震時挙動に関する実験的研究

青木 孝義^{*1}・宮村 篤典^{*2}・谷川 恭雄^{*3}・大橋 幾世^{*4}

要旨：組積造建築物の耐震強度を推定し、保存・補強・修復計画を立案するにあたり、その構造特性や劣化現況、使用材料の強度特性等の把握が重要となる。本研究は、組積造壁体の地震時における構造挙動を実験的に明らかにすることを目的として、一定軸力を受ける組積造壁体の繰り返し水平加力実験を行い、高さ／幅比、軸力と層間変形角、最大水平耐力の関係を明らかにしている。

キーワード：組積造、壁体、地震時挙動、高さ／幅比、層間変形角、最大水平耐力

1. はじめに

ヨーロッパに現存する教会堂、宮殿や中世から近代の住宅の多くは、石やレンガと、その間の石やレンガに比べて相対的に弱いモルタルで構成されている。これらの建築物のなかには、充分な補強筋を使用しているものもあるが、まったく補強筋を使用していない建築物も少なくない。また、鉄筋コンクリート造、または鉄骨造柱梁部材により構成されるラーメンの構面内に、間仕切り壁や外壁として設置される組積造（レンガ）壁体は、ヨーロッパにおいては低層の建物を中心に広く普及しているが、2000年8月に発生したイタリア北部のアスティ地方を中心とする地震にみられるように、過去に地震被害も多く発生している。

本研究は、組積造壁体の地震時における構造挙動を実験的に明らかにすることを目的として、一定軸力を受ける組積造壁体の繰り返し水平加力実験を行い、高さ／幅比(H/D)、軸力と層間変形角、最大水平耐力の関係を明らかにしている。

2. 実験の概要

2.1 組積造壁体のモデル化

開口部を有するより現実に近い組積造壁体の実験を実施する前に、推定される構造挙動別に

壁体を分解し、それぞれの構造挙動を調べるための実験を行った。組積造壁体は、過去の震害被災状況の分析から、図-1に示すようにその上部と下部に開口があるものを梁（A）、左右に開口があるものを柱（B）、開口部（X）、剛体に近い部分に分割することができる¹⁾。

2.2 組積造壁体試験体の概要

2.1で分割した梁（A）、柱（B）部分について、現存する建築物の形状を整理して、図-2から図-7に示す試験体を作成した。具体的には、梁モデル A:A1 (H/D=2.000), A2 (H/D=1.276), A3 (H/D=0.683), 柱モデル B:B1 (H/D=1.921), B2 (H/D=1.217), B3 (H/D=0.634) の計 6 種類である。なお、近代の建築物を想定し、壁厚は 210mm、目地モルタルの厚さは 10mm とした。

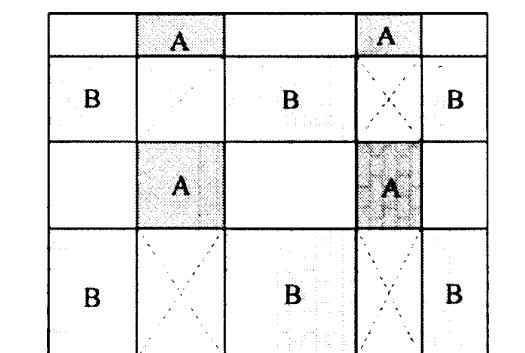


図-1 組積造壁体のモデル化

*1 名古屋市立大学助教授 芸術工学部生活環境デザイン学科 工博 (正会員)

*2 名古屋市立大学教授 芸術工学部生活環境デザイン学科 工博

*3 名古屋大学大学院教授 環境学研究科都市環境学専攻 工博 (正会員)

*4 名古屋大学大学院大学院生 環境学研究科都市環境学専攻修士課程 (正会員)

2.3 組積造壁体の構成材料

レンガは JIS4 種 ($210 \times 60 \times 100\text{mm}$, 圧縮強度 3MPa 以上), 消石灰 (気乾密度 2.24g/cm^3) は岐阜県大垣産の市販品, セメント (気乾密度 3.16 g/cm^3) は市販の普通ポルトランドセメント, 細骨材 (山砂の洗い砂, 粗粒率 2.75%, 吸水率 1.69%, 表乾密度 2.57 g/cm^3 , 絶乾密度 2.52 g/cm^3)

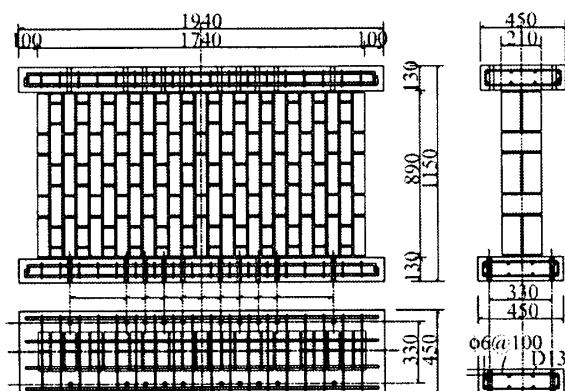


図-2 試験体（梁モデル：A1）

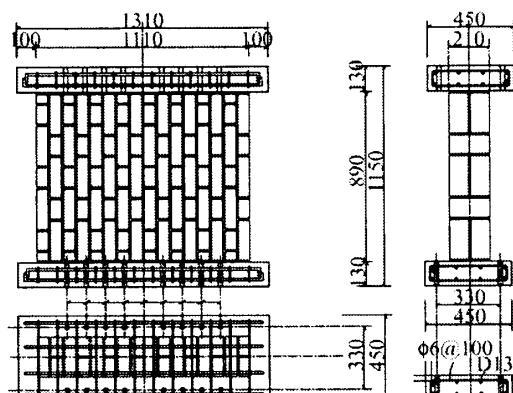


図-3 試験体（梁モデル：A2）

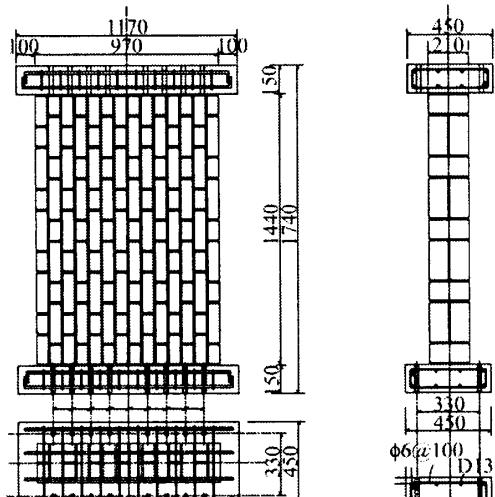


図-4 試験体（梁モデル：A3）

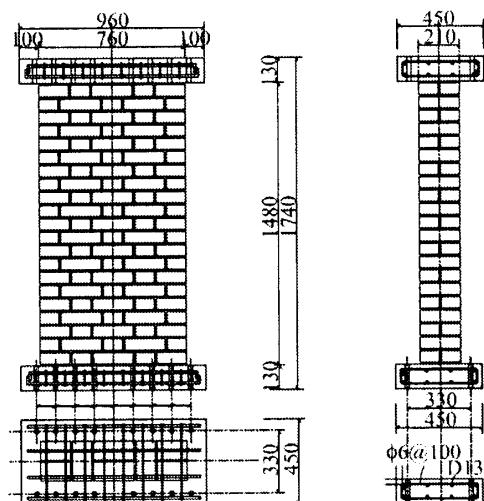


図-5 試験体（柱モデル：B1）

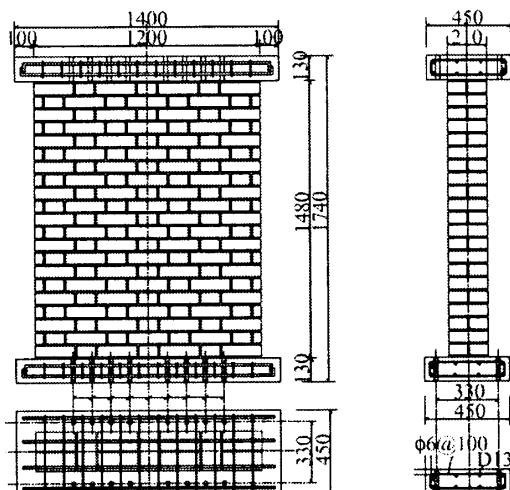


図-6 試験体（柱モデル：B2）

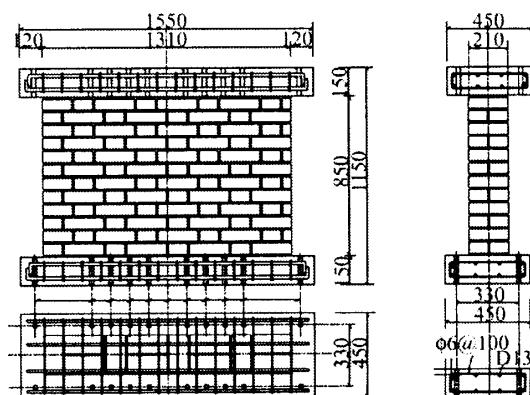


図-7 試験体（柱モデル：B3）

は愛知県西加茂郡小原村産を使用した。なお、練混ぜ水には水道水を用いた。実験には細骨材は絶乾状態、消石灰、セメントとレンガは気乾状態のものを用いた。

2.4 モルタルの調合

近代のモルタルの調合は、イタリアの基準を参考に²⁾、容積比でセメント 1 : 水硬性石灰 2 : 細骨材 9 とした。ただし、水硬性石灰が入手できなかったため、実験では消石灰を代わりに使用した。水分量については、施工性を考慮して決定した。モルタルの調合を表-1 に示す。

2.5 載荷・測定方法

載荷装置を図-8 に示す。組積造試験体の鉄筋コンクリート基礎は、PC 鋼棒を用いて反力床に固定された反力台に高力ボルトにより緊結し、組積造壁体上部の鉄筋コンクリート梁は同じく高力ボルトにより加力ビームに緊結した。この加力ビームを水平に保つため、加力ビームと反力フレームの間にパンタグラフが取り付けられている。一定鉛直荷重と繰り返し水平荷重を油圧ジャッキにより試験体に加力した。なお、実験に用いた鉛直荷重は、最上階と、4 階建ての組積造建築物における 1 階部分の壁体を想定し、開口部横の壁体が負担する常時荷重を参考にして決定した。その結果、柱に相当するモデル B の組積造壁体が負担する鉛直方向軸圧縮応力度は、最上階で 0.2MPa、1 階部分で 1.2MPa と仮定した。なお、梁に相当するモデル A の組積造壁体が負担する常時水平荷重はゼロであることから、最小限の圧縮応力度 0.05MPa を加えて実験を行った。

組積造壁体への加力スケジュールは、層間変形角で制御し、鉄筋コンクリート造の耐震壁の実験を参考に、崩壊するまで 0.02rad とその整数倍の部材角で各 2 回繰り返すことを原則とした。加力スケジュールを図-9 に示す。実験では各ステップ終了時に、反発硬度と超音波速度の測定を行った。ここで、各ステップは、組積造壁体が過去に受けた地震の大きさを表していると

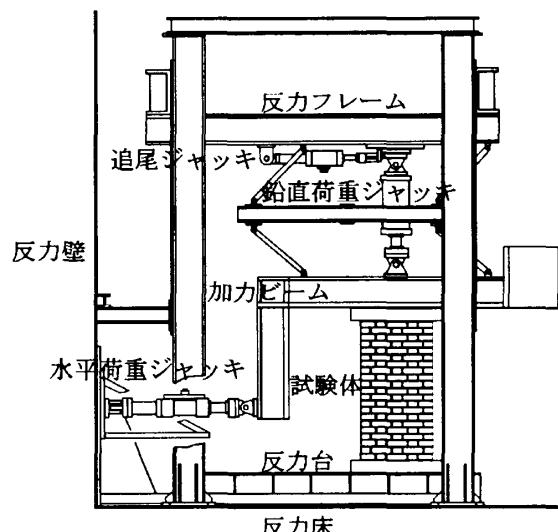


図-8 載荷装置

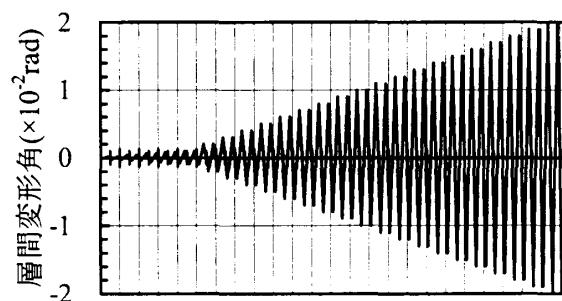


図-9 加力スケジュール

考えられる。組積造壁体に反発硬度法と超音波速度法の非破壊試験を適用した結果については、稿を改める予定である。

3. 実験結果とその考察

3.1 組積造壁体の最大水平耐力の推定式

Magenes 等の研究によれば、柱に相当する組積造壁体 B の最大水平耐力は、崩壊モードに応じて以下の式で推定される³⁾。

1) 曲げ、ロッキング：

$$V_r = \frac{D \cdot t}{\alpha_v} \cdot \frac{p}{2} \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u} \right) \quad (1)$$

表-1 モルタルの調合表 (1リットルあたり)

セメント (g/L)	消石灰 (g/L)	細骨材 (g/L)	水 (cc/L)	フロー 値 (mm)	水/セメント + 消石灰比 (%)	水/セメント比 (%)	水/消石灰比 (%)	消石灰 の割合 (%)	容積比 消石灰 : 細骨材
174.5	247.3	1252.2	337.5	168	80.0	193.4	136.5	32.3	1:4.50

$$\alpha_v = \frac{\psi' \cdot H}{D}$$

ここで、 D : 壁体の幅、 t : 壁体の厚さ、 H : 壁体の高さ、 p : 単位面積当たりの鉛直荷重、 κ : 実験による係数 (0.85)、 f_u : 圧縮強度、 ψ' : 壁体の上下方向の拘束効果 (0.5: 固定、1.0: 自由)

2)せん断:

$$V_d = D \cdot t \cdot \min \left(\frac{1.5 \cdot c + \mu \cdot p}{1 + 3 \cdot c \cdot \frac{\alpha_v}{p}}, \frac{c + \mu \cdot p}{1 + \alpha_v} \right) \quad (2)$$

ここで、 μ : 摩擦係数、 c : 粘着力

しかし、梁に相当する組積造壁体 A の最大水平耐力に関する式はない。

3.2 実験結果とその考察

実験より得られた水平荷重 Q と層間変形角 R の関係を、図-10 から図-20 に示す。

梁モデル A H/D の小さい A3 は、曲げひび割れが最初に壁体の端部で水平目地に沿って観察された後、縦目地に沿ってひび割れが発生した。その後、急激に荷重が低下し、縦目地に沿うひび割れが発生し、滑りが観察された。 H/D が大きくなるに従い (A2, A1), 水平目地に沿う曲げひび割れは発生せず、縦目地に沿うひび割れが発生した後、滑りが観測された。繰り返し水平加力と単調載荷による梁モデル A2 の Q-R 関係を、それぞれ図-11 と図-12 に示す。

柱モデル B H/D の大きい B1 は、鉛直荷重の大小に関わらず、曲げひび割れが最初に壁体の端部で水平目地に沿って発生した。その後は水平荷重は上昇せず、水平目地に沿う滑りが観測された (図-21)。鉛直軸応力度 0.2 MPa, 1.2 MPa 時の実験による最大水平耐力は、それぞれ 22.29 kN (15.5 kN), 95.88 kN (68.6 kN) である。ここで、括弧内の数字は推定式による値である。繰り返し水平加力と単調載荷による鉛直軸応力度 1.2 MPa を受ける柱モデル B1 の Q-R 関係を、それぞれ図-15 と図-16 に示す。これ

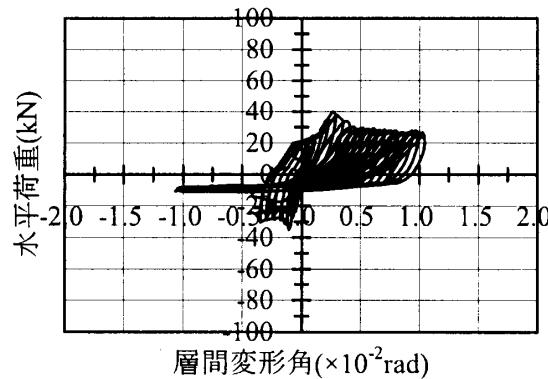


図-10 梁モデル A1 の Q-R 関係

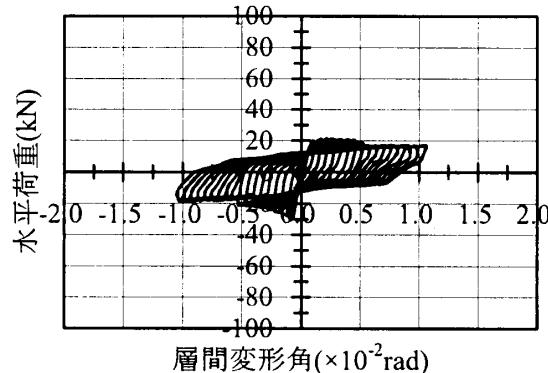


図-11 梁モデル A2 の Q-R 関係

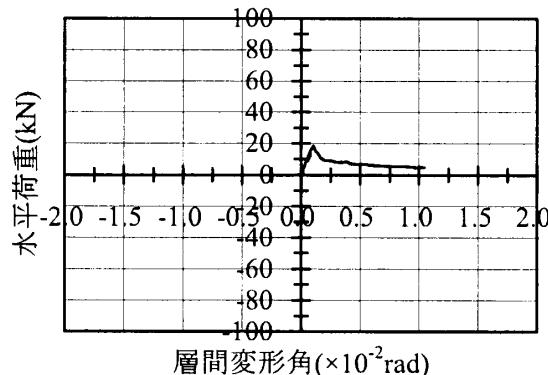


図-12 梁モデル A2 の Q-R 関係 (単調載荷)

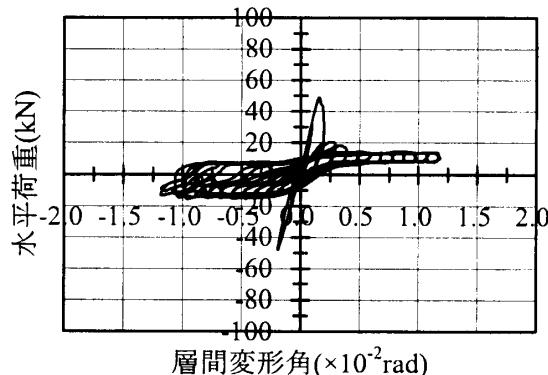


図-13 梁モデル A3 の Q-R 関係

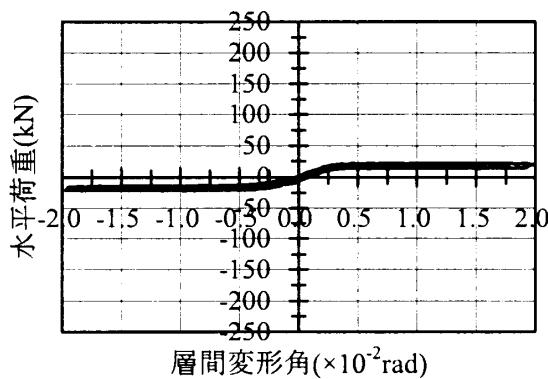


図-14 柱モデルB1のQ-R関係(0.2MPa)

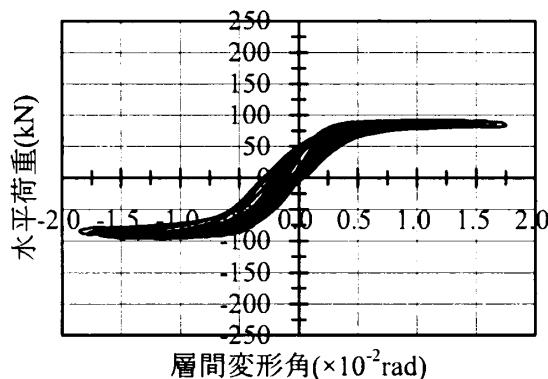
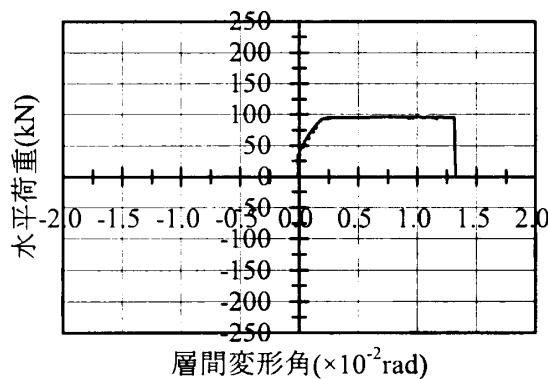


図-15 柱モデルB1のQ-R関係(1.2MPa)

図-16 柱モデルB1のQ-R関係
(1.2MPa, 単調載荷)

より、最大水平耐力は両者でよく一致していることが分かる。

鉛直軸応力度が小さい場合(0.2MPa), H/Dが小さくなるに従い(B2, B3), 壁体の端部で水平目地と縦目地に沿うせん断ひび割れが発生した後、水平目地に沿う滑りが観測された。H/Dが1.217(B2), 0.634(B3)の実験による最大水平耐力は、それぞれ60.91kN(39.7kN),

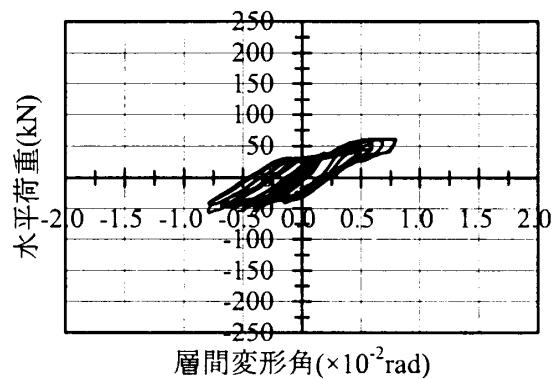


図-17 柱モデルB2のQ-R関係(0.2MPa)

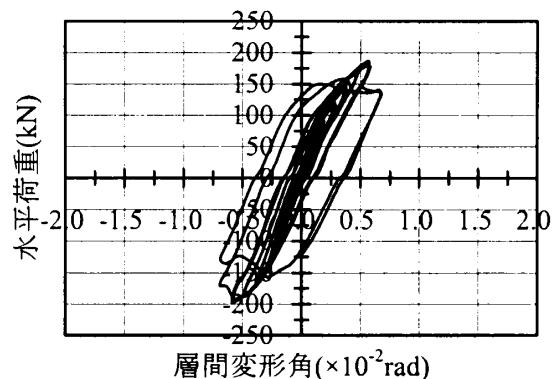


図-18 柱モデルB2のQ-R関係(1.2MPa)

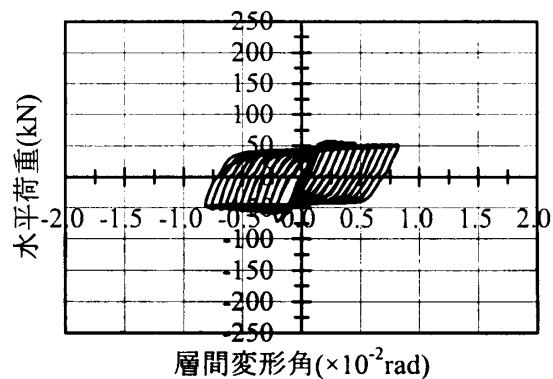


図-19 柱モデルB3のQ-R関係(0.2MPa)

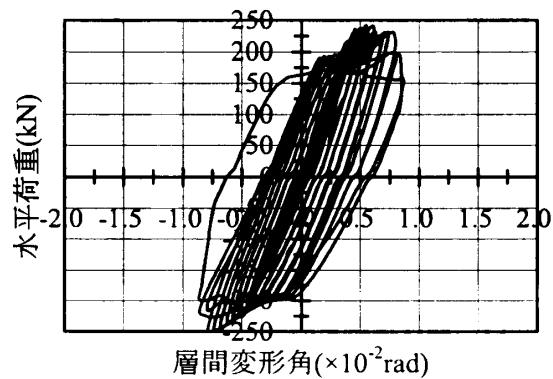


図-20 柱モデルB3のQ-R関係(1.2MPa)

71.64kN (66.8kN) である。

鉛直軸応力度が大きい場合 (1.2MPa), H/D が小さくなるに従い (B2, B3), 鉛直軸応力度が小さい場合と同様に, 最初に壁体の端部で水平目地と縦目地に沿うせん断ひび割れが発生した。その後, レンガを貫通するせん断ひび割れが観測され, 急激に耐力が低下し, 壁体は崩壊した (図-22)。H/D が 1.217 (B2), 0.634 (B3) の実験による最大水平耐力は, それぞれ 195.73kN (188.0kN), 256.08kN (250.7kN) である。

なお, 組積造壁体に用いたモルタルの材齢 4 週における圧縮強度は 3.907MPa, 引張強度は 0.326MPa である。

4.まとめ

本研究で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 組積造壁体を, 過去の震害被害状況の分析から, 構造的に柱, 梁, 刚体に近い挙動をする部分に分解した。
- 2) 既往の研究では, 梁に相当する部分に関して組積造壁体の実験は行われておらず, 繰り返し水平加力実験により, その地震時挙動を明らかにした。



図-21 曲げ卓越型崩壊 (B1)



図-22 せん断卓越型崩壊(B2)

3) 柱に相当する部分に関する組積造壁体の実験により, Magenes 等が提案している最大水平耐力の推定式の検討を行った。その結果, 推定式(1), (2)は, せん断崩壊モードから曲げ崩壊モードになるに従い, また鉛直軸応力度が小さくなるに従い, 精度が下がることを明らかにした。

今後は, 梁に相当する部分の組積造壁体に関して, 最大水平耐力の推定式の提案を試みるとともに, 柱, 梁部分に関して古代から近世の組積造建造物を想定した実験を行う予定である。さらに, 開口部を有するより現実に近い組積造壁体の実験を行い, 有限要素法による構造解析と比較することにより, 組積造壁体の地震時挙動を明らかにする予定である。

謝辞

本実験の実施にあたり, 名古屋市立大学嘱託員の鬼頭和明氏, 澤田喜八郎氏, 荒井武士氏, 伊藤充氏の助力を得た。本研究は, 平成 13 年度名古屋市立大学特別研究奨励費により進められた研究成果の一部である。なお, 実験には名古屋市立大学芸術工学部構造実験室を用いた。付記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Bernardini,A.(Editor) : Seismic Damage to Masonry Buildings, Proceedings of the international workshop on measures of seismic damage to masonry buildings, 1998.6
- 2) Norme Tecniche per la Progettazione, Esecuzione e Collaudo degli Edifici in Muratura e per il loro Consolidamento, Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 (M4, Bastarda)
- 3) Magenes, G. and Calvi, G.M. : In-plane Seismic Response of Brick Masonry Walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp.1091-1112, 1997