

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	組積造インフィル壁を想定した試験体の面外方向の振動台実験と水平抵抗性能の評価
Title(English)	SHAKING TABLE TEST ON A SPECIMEN REPRESENTING BRICK MASONRY INFILL WALL AND EVALUATION OF ITS LATERAL RESISTANCE
著者(和文)	PRADHAN SUJAN, 真田 靖士
Authors(English)	Sujan PRADHAN, Yasushi SANADA, Rokhyun YOON, Ho CHOI, Kiwoong JIN, Ryuki HATA, Jose Tomas DIAZ GUZMAN
出典(和文)	日本建築学会技術報告集, Vol. 27, No. 66, pp. 744-749
Citation(English)	AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 27, No. 66, pp. 744-749
発行日 / Pub. date	2021, 6
権利情報	日本建築学会

組積造インフィル壁を想定した 試験体の面外方向の振動台実験 と水平抵抗性能の評価

SHAKING TABLE TEST ON A SPECIMEN REPRESENTING BRICK MASONRY INFILL WALL AND EVALUATION OF ITS LATERAL RESISTANCE

パラダン スーザン * 1 真田靖士 * 2
尹 ロク現 * 3 崔 琬 * 4
晋 沂雄 * 5 畠 龍樹 * 6
ディアズ グズマン ホセ トマス * 1

Sujan PRADHAN * 1 Yasushi SANADA * 2
Rokhyun YOON * 3 Ho CHOI * 4
Kiwoong JIN * 5 Ryuki HATA * 6
Jose Tomas DIAZ GUZMAN * 1

キーワード：
発展途上国, 地震応答, 充填壁, 非構造部材, 面外耐力

Keywords:
Developing country, Earthquake response, Infill wall, Nonstructural member, Out-of-plane resistance

Masonry walls are widely used as infill in RC buildings even in the countries with high seismicity and affect the seismic performance of buildings. Due to the vulnerability of masonry infill walls to earthquakes, out-of-plane collapse should be considered when their effects on the seismic performance of buildings are discussed. Hence, this study was performed to experimentally investigate the out-of-plane behavior/performance of a typical brick masonry infill wall in Bangladesh and to propose a simplified analytical model to estimate the out-of-plane resistance. Findings from this study will contribute to the performance evaluation of RC buildings with masonry infill walls.

1. はじめに

レンガの組積造壁は、組積材料として焼成(時折、未焼成)レンガを、目地材料であるセメントモルタルやクレイ(粘土)モルタルを介して積み上げた構造である。レンガの組積造壁は昔から万里の長城、インドのタージマハル、バビロンの空中庭園など、世界の多くの地域で主要な建築材料として使われてきた。時代の変化と建設技術の発展とともにレンガ壁の使用方法も変化している。現代では他の構造と組み合わせて用いられる場合もあり、例えば RC 造建物では外壁や間仕切り壁としてレンガの組積造壁(以下、レンガ壁)が多く使用されている。この種の架構形式は日本ではあまり馴染みのないものであるが、Photo1 に示すようにネパール、バングラデシュ、インドネシ

アなどの地震の危険性が高いアジア圏の発展途上国においても施工が容易であり、材料が安く入手しやすいという理由により幅広く用いられている。その他、より先進国である中国やトルコなどにおいても建設費の節約のため、RC 造壁ではなく組積造壁が用いられる場合も多い。このような外壁や間仕切り壁は地震時に大きく損傷し、これまでも度々人的被害を拡大させた^{2)~4)}。

レンガ壁の地震被害を低減するためには、レンガ壁を有する建物の耐震性能をより正確に把握する必要がある。これまでの構造設計では、レンガ壁などの二次壁は建物の構造性能に寄与しない部材として構造計算で考慮されない場合が多かった。一方、レンガ壁は RC 造建物に作用する地震外力の一部を負担することや建物の構造性能



a) Nepal

b) Bangladesh

c) Indonesia

Photo 1 RC buildings with brick masonry infill walls



Photo 2 Out-of-plane failure of infill walls in the 2015 Nepal earthquake

¹ 大阪大学大学院工学研究科 大学院生
(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

² 大阪大学大学院工学研究科 教授

³ 大阪大学大学院工学研究科 助教

⁴ 静岡理工科大学理工学部建築学科 准教授

⁵ 明治大学理工学部建築学科 専任講師

⁶ 大阪大学大学院工学研究科 元大学院生

¹ Graduate Student, Osaka Univ.

² Prof., Osaka Univ.

³ Assistant Prof., Osaka Univ.

⁴ Assoc. Prof., Shizuoka Institute of Science and Technology

⁵ Senior Assistant Prof., Meiji Univ.

⁶ Former Graduate Student, Osaka Univ.

にも影響を与えること、すなわち建物の耐震性能を大きく左右する場合もあることが既往の研究^{9)~11)}により明らかになっている。これらの研究ではレンガ壁の面内方向の性能が RC 架構に与える影響に焦点を当てている。しかし、地震時にはレンガ壁の面内方向と面外方向の両方に地震力が作用する。レンガ壁の面外方向の耐力が十分でない場合、レンガ壁の面外崩壊が発生し、人命に重大な危険をもたらすことが、Photo2 に示すように過去の地震災害において多数報告されている。

レンガ壁の面内方向および面外方向に対する耐震性能評価はこれまでも数多く取り組まれてきたが^{8)~11)}、その材料や施工に強い地域性があるため、既往の方法の適用性を慎重に判断する必要がある。そこで、筆者らはアジア圏発展途上国を対象に、これまでインドネシアやネパールなどで用いられるレンガ壁が同国の RC 造建物の耐震性能に及ぼす影響を正確に評価するため、レンガ壁の材料特性や構造特性に関する資料を現地実験により収集し、また、これらを適用してレンガ壁の面内方向の性能が RC 造建物の耐震性能に与える影響を検討し、一定の成果を上げてきた^{12),13)}。今後はレンガ壁の面内性能のみならず、より脆弱な面外性能を考慮して、RC 造建物の耐震性能を評価することが望まれるが、本研究ではバングラデシュを対象に同

国のレンガ壁の面外性能を評価するための振動台実験を実施する機会に恵まれた¹⁴⁾。バングラデシュのレンガ壁の素材はアジア圏の他国と比較しても材料強度が低い特徴を有する。そのため、本レンガ壁の面外性能の実験的評価を行うことで、アジア圏で用いられる同種のレンガ壁に期待できる面外方向の抵抗性能（主に水平加速度に対する抵抗性能）の下限を見積もることができると考えた。本稿では、上記の背景の下に計画したバングラデシュのレンガ壁を模擬する試験体の面外挙動を把握するための振動台実験を実施し、レンガ壁の面外方向の抵抗性能を概算する方法を提案して実験結果と比較した結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

バングラデシュ現地のレンガは日本国内への輸入が困難なため、本実験では同国で使用されているレンガの寸法や強度を日本国内で再現したものを使用した¹⁵⁾。Fig.1 に試験体の構造詳細を示す。同図の座標軸は後述の Fig.2 を参照されたい。試験体は実大スケールのレンガ壁であり、形状は振動台の大きさや重量制限、加振容量などを考慮し、壁厚×幅が約 100mm×約 900mm であり、壁の高さは約

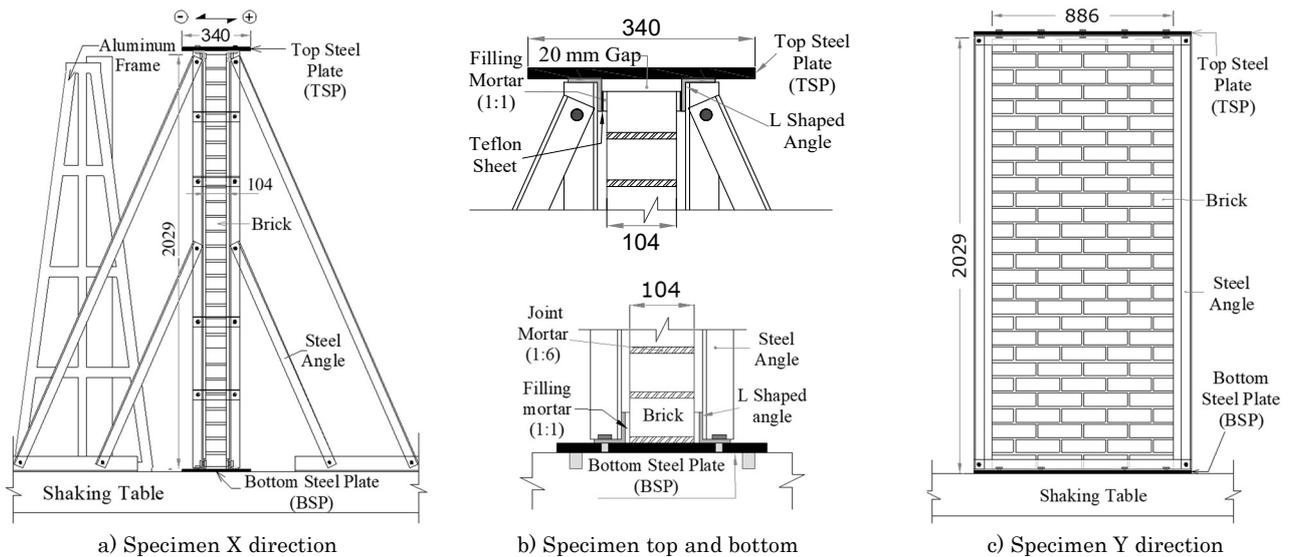


Fig.1 Specimen details (unit= mm)

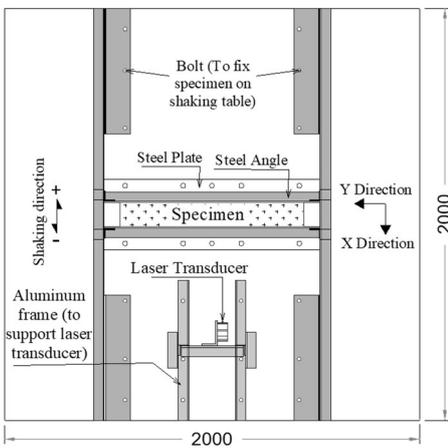


Fig. 2 Setup on shaking table (unit= mm)

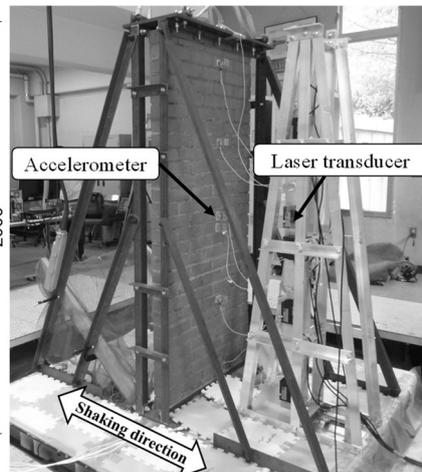


Photo 3 Overall view of test setup

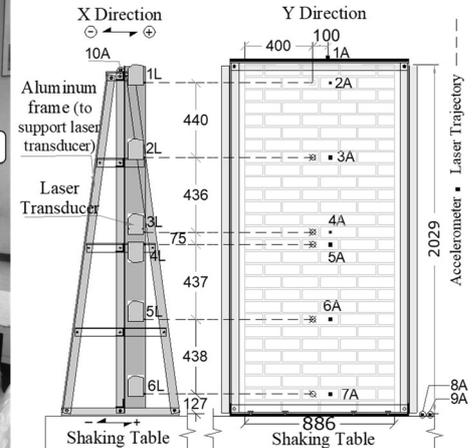


Fig. 3 Laser transducers and accelerometers

2000mm (28 層) である。レンガ単体の寸法は 210mm×100mm×60mm であり、使用したモルタルはバングラデシュで目地モルタルとして一般的に用いられる 1:6 (セメント:砂の体積比) を使用し、目地の厚さは 10mm である。

試験体作製は、現地の作業工程と同様に高さの半分 (約 1m) までを 1 日目に、残りの半分の 2 日目に組積した。また、試験体作製後 7 日間は霧吹きにより水を吹きかけて養生した。

試験体は、RC 造の周辺架構を有するいわゆるインフィル壁 (充填壁とも呼ばれる) のレンガ壁部分を模擬し、実大相当の高さを維持して長さ方向を部分的に切り出したものを想定した。そこで、レンガ壁上下の RC 造梁を模擬した鋼材による架構を計画し、レンガ壁と周辺架構を一体的に作製した。Fig.1b の下図のように、レンガ壁脚部と底部の鋼板の境界にはセメント:砂の配合が 1:6 のモルタルを敷設するとともに、モルタルと鋼板の接着力が相対的に弱くなり壁脚部と鋼板の境界ですべりが生じることを防止する目的で L 形鋼材を水平に設置し、レンガ壁と L 形鋼材 (水平) の境界には同配合が 1:1 のモルタルを充填した。一方、Fig.1b の上図のように、レンガ壁頂部は上部鋼板との間に 20mm の隙間を設けた。これは上下の鋼板間に各鋼板の角部を結ぶ L 形鋼材 (鉛直) を設けたため (Fig.1), レンガ壁の目地の開きに伴う壁高さ方向の伸びに対し、周辺架構が抵抗して壁断面に軸力を作用させないための計画である。ただし、レンガ壁と上部鋼板の境界には、上記の底部と同様に、L 形鋼材 (水平) を設け、レンガ壁頂部の水平変位は拘束した (なお、上部では鉛直力の伝達を解消するためレンガ壁と L 形鋼材 (水平) 間にテフロンシートも設けた)。すなわち、レンガ壁上端では垂直方向に自由度のあるローラー支持、下端では固定支持、側面は自由端とした。とくに上端の構造詳細は、現地のインフィル壁は周辺 RC 造架構が建設された後に施工されるためレンガ壁の頂部はモルタルが不完全に充填された状態が散見されることを考慮し、こうした状態を模擬することを意図した。なお、鋼材による架構には斜材を設け、加振時に上下の鋼板は振動台上とおおよそ同一の動きとなるように計画した。試験体設置状況は Fig.2 と Photo3 にそれぞれ示す。

2.2 計測計画

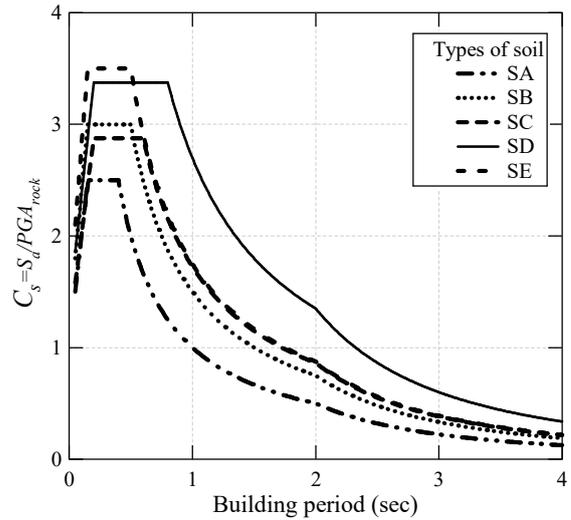
载荷は Fig.2 に示す明治大学の振動実験解析棟にある 2m×2m の振動台を使用した。振動台の支持重量は約 10kN に制限されている。試験体の高さ方向に沿って面外方向の変位と加速度を計測するために、Fig.3 に示すように 6 台のレーザー変位計 (1L~6L) と 6 台の加速度計 (2A~7A) を設置した。その他、試験体頂部の鋼板上に 1 台 (1A)、振動台上に 2 台 (8A (X 方向) および 9A (Y 方向)) の加速度計、アルミニウム材による架構頂部に 1 台 (10A) の加速度計をそれぞれ配置した。

2.3 加振計画

本実験の試験体は RC 造建物内に設置されるレンガ壁を模擬した。そこで、振動台の加振波は Bangladesh National Building Code¹⁶⁾ の Eq.1 により定義される設計用加速度応答スペクトルに基づいて作成した。

$$S_a = 2ZI/3R \times C_s \quad (1)$$

ここで、 Z : 地域係数 (=0.20, ダッカ), I : 重要度係数 (=1.00, 用途係数), R : 応答低減係数 (=1.00, 弾性), C_s : 標準化された加速度応答スペクトルである。 C_s は建物の固有周期と地盤種別の関数とし



SA = Rock or other rock-like geological formation; SB = Deposits of very dense sand, gravel or very stiff clay; SC = Deep deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay; SD = Deposits of loose-to-medium cohesionless soil or predominantly soft-to-firm cohesive soil; SE = Soil profile consisting of a surface alluvium layer with shear wave velocity of type SC or SD.

Fig. 4 Normalized design acceleration response spectra for different types of soil¹⁶⁾

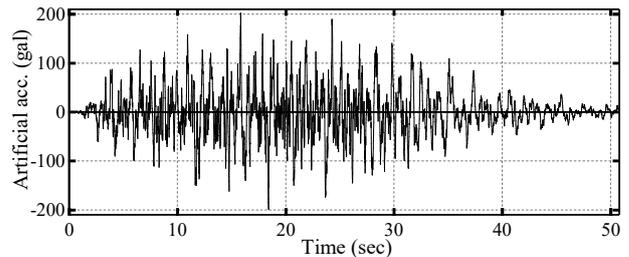


Fig. 5 Artificial seismic wave

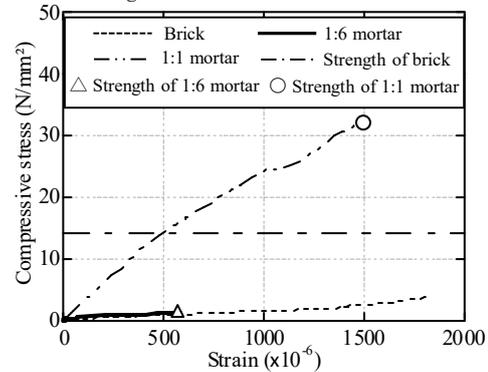


Fig. 6 Material stress-strain relationships

Table 1 Average mechanical properties of materials

Description	Average value (N/mm ²)		Standard deviation	
	Comp. strength	Secant /elastic modulus	Comp. strength	Secant /elastic modulus
Brick	14.8	1,643	1.2	370
1:6 joint mortar	1.02 (σ_{mc})	2,644	0.2	681
1:1 filling mortar	34.6	20,465	7.6	7,918

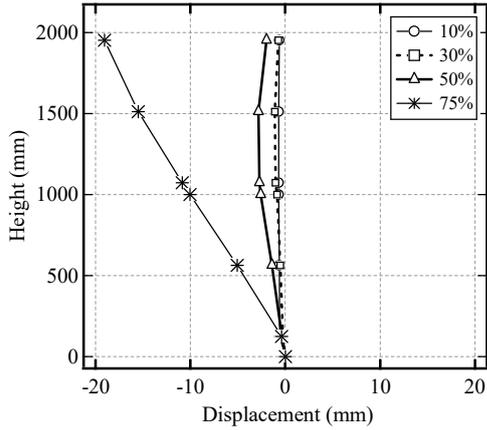


Fig. 7 Displacement profiles at time when a maximum value was recorded

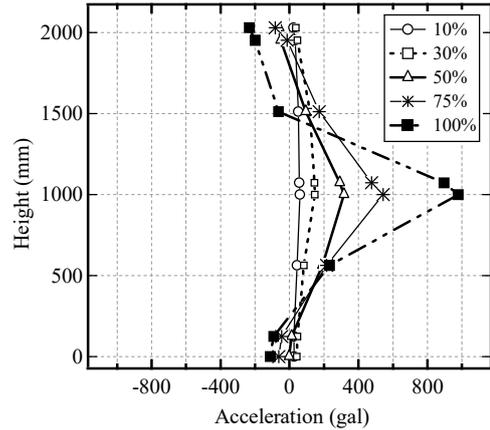
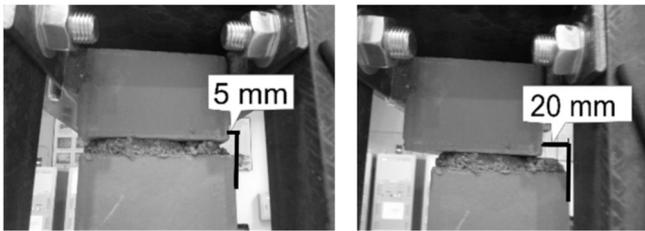


Fig. 8 Acceleration profiles at time when a maximum value was recorded



(a) 50% input stage (b) 75% input stage

Photo 4 Development of permanent slides



(a) Ultimate state (75% excitation) (b) Collapse (100% excitation)

Photo 5 Slipping and failure of the specimen

て表される。Fig.4に Bangladesh National Building Code に基づく減衰定数 5%時の全ての地盤種別における標準化された加速度応答スペクトルを示す。

地盤種別はダッカを想定した“SD”とした (Fig.4)。本実験では地震のマグニチュード 8.0 を想定し、大崎による方法¹⁷⁾を用いて人工地震波を作成した。Fig.5に本実験の加振波の加速度時刻歴波形を示す。なお、最大加速度は約 200gal である。実験では上記の人工地震波に対し 10% (20gal), 30% (60gal), 50% (100gal), 75% (150gal), 100% (200gal) の倍率を乗じた 5 段階の入力を設定し、レンガ壁試験体を面外方向 (Fig.2 の X 方向) に加振した。

3. 使用材料の力学的特性

Table1 にレンガとモルタルの材料試験に基づく圧縮強度と割線弾性係数の平均値および標準偏差を示す。また、材料試験の応力度-ひずみ度関係の一例を Fig.6 に示す。なお、同図中では、最大圧縮強

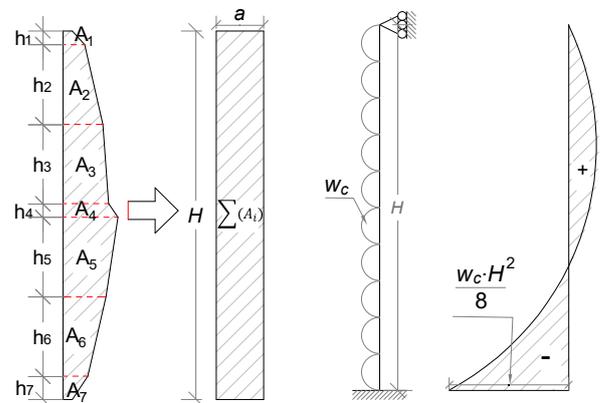


Fig. 9 Equivalent acceleration

Fig. 10 Moment diagram

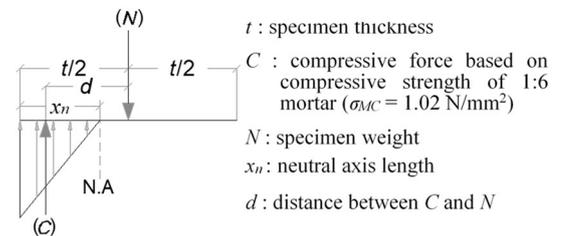


Fig. 11 Sectional forces at the wall bottom

度までの計測結果を示す。ただし、レンガにおいては最大圧縮強度を発揮する前にひずみの計測に不具合が生じたため、ひずみを正常に計測できた区間のみを示し、最大圧縮強度は一点鎖線で併せて示す。材料試験は各材料の試験体 3 本を製作し実施した。各モルタル試験体の直径は 50mm、高さは 100mm である。圧縮強度はレンガとセメント：砂比が 1:6 の目地モルタルとを比較すると後者が大幅に小さかった。レンガとセメント：砂比が 1:6 の目地モルタルの割線弾性係数はひずみのゼロ点と応力-ひずみ関係が線形に近い強度までを結ぶ直線の傾きとして評価した。セメント：砂比が 1:1 の充填モルタルの割線弾性係数は鉛直ひずみ 50×10^{-6} のときの座標点と圧縮強度の 1/3 に相当する座標点を結ぶ直線の勾配 (JIS A 1149)¹⁸⁾ として求めた。さらに、本研究ではレンガ壁の曲げ引張強度を評価するために、レンガをモルタル (セメント：砂比=1:6) を介して 7 層に組積したプリズム試験体を 5 体作成した。ただし、プリズム試験体は載荷試験のため横向きに寝かせる過程で自重でレンガとモルタルの接着面が剥離して壊れたため、期待できる曲げ引張強度 σ_t の最大値はプリ

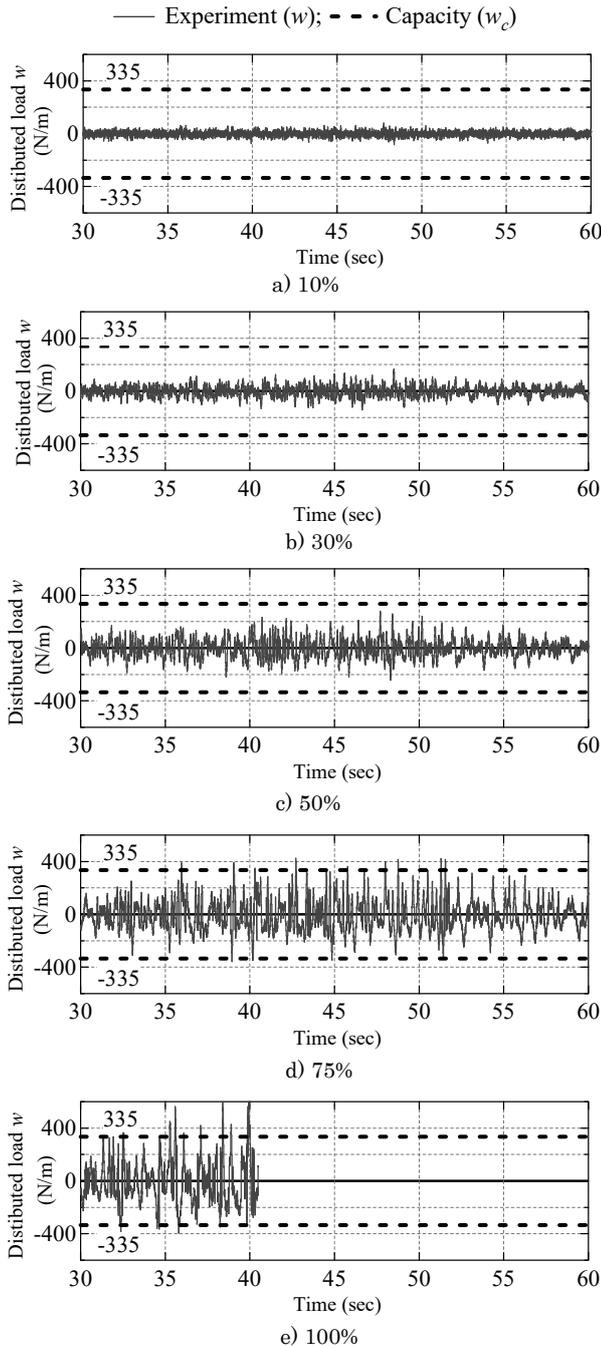


Fig. 12 Comparison of experimental distributed load(w) and analytically evaluated resistance capacity(w_c)

ズム試験体の自重に基づいて推定したところ 0.012N/mm^2 であった。また、試験体の単位体積重量は 18.6kN/m^3 である。これらの材料試験結果と試験体の単位体積重量は、後述の水平抵抗性能の評価に用いる。

4. 実験結果

各加振はレンガ壁の面外方向 (Fig.2 の X 方向) に入力され、各加振後には目視による観察を行い、試験体の損傷を確認した。Fig.7 および Fig.8 に壁高さに沿って設置されたレーザー変位計と加速度計によって最大値が計測された時刻における変位と加速度の分布を各

加振ごとにそれぞれ示す。記録された変位と加速度の値は、1000 データ/秒として記録され、高周波数のノイズが含まれていたため、移動平均によりノイズを除去する処理を行った。移動平均は10データごとに平均を取得した。

損傷経過について、Fig.7 に示すように10% (20gal) 加振時と30% (60gal) 加振時において試験体の高さに沿う変位の分布はほぼ同様であり、試験体は剛体に近い挙動を示すことが確認された。これらの加振後では試験体に目視により観察できるひび割れは見られなかった。続く50%加振時においてレンガ壁は試験体高さ中央が面外方向にはらみ出すような動きが観察され始め、その結果、加振後にはPhoto4(a)に示すようにレンガ壁の上部から1段目と2段目の境界 (2.1節で詳述したように最上層はL形鋼材により水平変位が拘束されたため、実質的に最上段の目地に相当する) において5mm程度面外方向の残留変位が生じた。さらに、75%加振時においてレンガ壁は面外方向に大きくはらみ出すような動きが目視でも確認でき、レンガ壁と上部L形鋼材間を充填したモルタルの一部が落下した。Photo5(a)に示すように加振中の試験体は最上段の目地より下部が片持ち柱のような挙動を示し始め、加振後ではPhoto4(b)に示すように同目地の残留変位が20mm程度に増大した。これらの結果より、本加振中には試験体はおおよそ終局状態に達したと判断される。100%加振時にレンガ壁の面外方向への崩落が予想されたため、変位の測定は75%加振で終了した。100%加振時において最上段の目地より下部のレンガ壁の面外変形が大きくなり、加振途中にPhoto5(b)に示すように面外方向に崩落した。

続いて、試験体の水平抵抗性能 (水平耐力) を議論するための実験資料として、壁面に作用した水平力を評価する。本稿では、Fig.9に概念図を示すように、壁高さ方向に配置した加速度計から得られた加速度データより加速度計間を線形補間して高さ方向に積分し (総面積を求め)、これを試験体高さ $H (=2,029\text{mm})$ で除して壁全体に作用した平均加速度 a を算出する方針とした。壁の単位長さあたりに作用する水平力 (一様分布荷重 w) はEq.2により評価できる。

$$w = m \cdot a / H \quad (2)$$

ここで、 m : レンガ壁試験体の質量である。

Fig.12に各加振時にレンガ壁に作用した単位長さあたりの水平力 w の時刻歴を示す。実験結果の分析結果は次に示す理論的な水平耐力の評価結果と比較しながら後述する。

5. 面外方向の水平抵抗性能の評価

本研究では試験体の面外方向の水平抵抗性能 (水平耐力) w_c は実験で作用した平均的な分布荷重 w の許容値として評価する。本稿ではレンガ壁に一様分布荷重が作用する場合に最大曲げモーメント M_m が脚部で得られることから (Fig.10), w_c はレンガ壁が脚部で抵抗可能な曲げモーメント M_r に基づいて評価することを試みる。 M_r はFig.11に示すレンガ壁の脚部断面の応力状態を仮定して求める。曲げ引張強度 α は目地モルタルの圧縮強度 α_{MC} と比較して非常に小さいため無視した。以上より、 M_r はEq.3により評価できる。

$$M_r = C \times d \quad (3)$$

$$C = 1/2 \times \sigma_{MC} \times l \times x_n \quad (3a)$$

$$x_n = 2N / (\sigma_{MC} \times l) \quad (3b)$$

$$d = t/2 - x_n/3 \quad (3c)$$

ここで、 C : 目地モルタルが圧縮縁で圧縮強度に達する時の圧縮力 ($=N$), N : 試験体の自重による軸力 ($=3,477$ N), x_n : 中立軸深さ ($=7.6$ mm), d : C と N の距離 ($=104/2-7.6/3=49.5$ mm) l : 試験体の長さ ($=886$ mm), t : 試験体の厚さ ($=104$ mm), σ_{Mc} ($=1.02$ N/mm²) は Table1 の材料試験値を用いた。

以上より、本研究では面外方向の水平耐力 w_c を試験体の脚部における面外抵抗の曲げモーメント M_r と最大曲げモーメント M_m (Fig.10) の関係 ($M_m=M_r$) により評価した (Eq.4)。

$$M_m = w_c \cdot H^2/8 = M_r \quad (4)$$

6. 水平抵抗性能の評価結果と実験結果の比較・考察

Fig.12 に各加振時のレンガ壁への (単位長さあたり) 作用水平力 w の時刻歴と 5 章の評価法による水平耐力 w_c の比較を示す。10%加振と 30%加振時において実験による作用水平力 w は水平耐力 w_c に比べて十分に小さく、損傷が観察されなかった実験結果と整合している。75%加振時において w は w_c を上回り、試験体が本加振中におよそ終局状態に達した結果と整合する。ここで、50%以降の加振時において試験体における高さ方向の加速度分布は一様分布から壁高さ中央が励起される分布に変化したが、加速度分布の変化が水平耐力に与える影響は 17%程度と小さいこと (Fig.8 の加速度分布を用いた場合に対して試験体脚部における曲げモーメントは $168N \cdot m$ であり、同加速度分布を Fig.9 に示すように一様分布に置換した場合は $144N \cdot m$ であった。以上より、Fig.10 の力学モデルによる w_c は Fig.8 の加速度分布を用いた場合と比較して、最小で 17% ($= (168-144)/144$) 過小評価すること) を別途確認しており、本研究で提案したレンガ壁の面外方向の水平耐力評価方法は良好に実験結果と整合することを確認した。

7. まとめ

本研究では、発展途上国の RC 造建物において一般に非構造壁部材として扱われるレンガ造のインフィル壁の面外性能の把握を目的に実大のレンガ壁試験体の振動台実験を行った。また、レンガ壁の面外方向の水平抵抗性能 (水平耐力) を簡便に評価する方法を示し、その妥当性を検証した。以下に本稿の内容をまとめる。

- ① 振動台実験において 30%加振時まで試験体は剛体に近い挙動をし、50%加振時からレンガ壁の最上部において残留変位が観測された。また、75%加振時において試験体はおよそ終局状態に達して、100%加振時にレンガ壁が面外方向に崩落した。
- ② レンガ壁の脚部における面外方向の抵抗曲げモーメント M_r に基づいて、レンガ壁が高さ方向に一様分布荷重を受ける場合に脚部に作用する曲げモーメント M_m との釣り合いから、水平耐力 w_c を評価する力学モデルを提示した。
- ③ 上記の力学モデルより得られたレンガ壁の面外水平耐力 w_c を、振動台実験の試験体に作用した平均的な水平力 w と比較した結果、試験体の損傷経過と良好に整合する結果が得られ、導かれた水平耐力が概ね妥当であることを確認した。

本研究では、レンガ組積造壁の面外方向の水平抵抗性能を実験的に評価し、その理論的な評価方法を示した。提案した評価方法は本研究の範囲において良好に実験結果と整合したが、1 体の試験体との比較であるため今後さらなる検証が望ましい。

謝辞

本研究は、JICA/JST の SATREPS プロジェクト (研究代表者: 中 埜良昭・東京大学教授) と連携して実施したものです。また、実験時には明治大学の晋研究室の学生の皆様にもご協力して頂きました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Fiala, J., Mikolas, M. and Krejsova, K.: Full Brick, History and Future, IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2019
- 2) Saatcioglu, M., Mitchell, D., Tinawai, R. and Gardner, J.: The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) Earthquake-Damage to Structures, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 28, pp.715-737,2001 (DOI: 10.1139/cjce-28-4-715)
- 3) Kusunoki, K., Kono, S., Tajiri, S. and Kashiwa, H.: Outline of Damage and Damage Classification Result of High-Rise-Apartment Buildings, New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia, Kathmandu, Nepal, 2015.10
- 4) Ressetto, T. and Peiris, N.: Observations of Damage due to the Kashmir Earthquake of October 8, 2005 and Study of Current Seismic Provisions for Buildings in Pakistan, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol.7, pp. 681-699.2009
- 5) Ahmed,A., Ali, A., Khalid, H. and Ahmad, M.: Role of Masonry Infill Wall on the Seismic Behavior of Typical Four-Story Building in Pakistan, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Vol.414,2018 (DOI:10.1088/1757-899X/414/1/012017)
- 6) Paudel, D.R. and Adhikari, S.K.: Effect of Masonry Infills on Seismic Performance of RC frame Building, International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, IJRSET, Vol. 4, pp. 7260-7267, 2015.8
- 7) Wakhaure, M.R and Ped, S.P.: Earthquake Analysis of High Rise Building with and without Infilled Walls, International Journal of Engineering and Innovative Technology (IJEIT), Vol. 2, pp. 89-94,2012.8
- 8) Smith, B.C and Carter, C.: A Method of Analysis for Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.44, pp. 31-48, 1969.11
- 9) Mainstone, R.J.: On the Stiffness and Strength of Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.49, pp.57-90, 1971.6
- 10) Meisl, C., Mattman, D., Elwood, K., Shite, T. and Ventura, C.: Out-of-Plane Seismic Performance of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls, 10th Canadian Masonry Symposium, Alberta, Canada, 2005.6
- 11) Cavaleri, L., Fossetti, M. and Papia, M.: Modeling of Out-of-Plane Behavior of Masonry Walls, Journal of Structural Engineering, Vol. 135, pp.1522-1532, 2009.12
- 12) Maidiawati and Sanada Y.: R/C Frame-Infill Interaction Model and its Application to Indonesian Buildings, Earthquake Engineering Structural Dynamics, EESD, Vol. 46, pp. 221-241, 2016.8
- 13) Pradhan, S., Li, Y., Sanada Y., Katayama, H., Fukui, S., Bhetwal, K.K., Choi, H. and Kusunoki, K.: Effects of Masonry Infill Walls on the Seismic Behavior of a Typical RC Building in Nepal, Proceedings of 17th World Conference on Earthquake Engineering, WCEE, Sendai, Japan, Paper No.2c-0233, 2020.9
- 14) SATREPS
website:https://www.jst.go.jp/global/kadai/h2712_bangladesh.html
(2020.10.3)
- 15) 江崎皓介, 金雪美, 鈴木有美, 高橋之, 真田靖士: 骨材にレンガチップを使用したコンクリートの圧縮試験, 日本建築学会東海支部研究報告書, No. 56. pp. 49-52, 2018.2
- 16) Bangladesh National Building Code: Version 2015
- 17) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994
- 18) JIS A 1149, 2010, Method of test for static modulus of elasticity of concrete, Japanese Standards Association.

[2020年10月6日原稿受理 2020年12月2日採用決定]