# 論文 ネパールのレンガ壁を有する RC 建物の振動特性の計測と解析

片山 遥\*1・李 曰兵\*2・真田 靖士\*3・崔 琥\*4

要旨:2015年4月25日にネパール・ゴルカで発生した地震により多くの鉄筋コンクリート造(以下 RC)建物が被害を受けた。これらの建物には組積造レンガ壁が多用されていた。レンガ壁が RC フレーム構造の耐力や振動特性に影響を与える可能性があると予想される。本研究ではネパールのレンガ壁を有する RC 建物に対して,常時微動計測より建物の振動特性を実測した。また,立体骨組モデル解析を行い,レンガ壁のストラット置換法を用いて建物の振動特性への影響を分析した。

キーワード:非構造壁、組積造壁、鉄筋コンクリート構造、常時微動測定、固有値解析、ストラット置換

# 1. はじめに

2015 年 4 月 25 日にネパールにおいてマグニチュード (Mw)7.8 の地震が発生した。日本建築学会の災害調査団 の調査結果より,この地震はネパール国内に大きな被害 をもたらした<sup>1),2)</sup>。ネパールの都市部で一般的に使われて いる鉄筋コンクリート造 (RC) 建物にも大きな損傷を与 えた<sup>3)</sup>。なお,ネパールの RC 建物には共通して,レンガ の組積造壁が多用されている。

既往の研究 4により,組積造壁は RC 架構の耐力を上 昇させることやその変形性能に大きく影響を及ぼすこと が実証されている。しかしながら,現在ネパールの建築 基準ではレンガ壁は構造性能には直接影響を与えない非 構造壁として扱われており,耐震性能への寄与について は明確に記載されていない。建物を設計するために,そ の固有周期などの振動特性を正しく評価する必要がある。

そこで、本研究ではレンガ壁が建物の振動特性に与え る影響を検証することを目的とし、ネパールにおいてレ ンガ壁を有する RC 住宅の常時微動を測定し、得られた 結果と立体骨組の解析の結果を比較することにより、こ の種の建物の振動特性を検討する。

# 2.2015年ネパール・ゴルカ地震の概要と研究対象建物 2.1 地震概要

2015 年 4 月 25 日 11 時 56 分 (現地時間), Mw7.8 の地 震がネパールで発生した。震源は首都カトマンズから北 西約 80km の場所で, 震源深さは 8.2km である <sup>5)</sup>。また, 5 月 12 日にカトマンズの東約 70km の場所で Mw.7.2 の 余震が発生した。ネパール政府<sup>6</sup>による被害の概要は, 以下のとおりである。死者: 8,891 名, 負傷者: 22,302 名, 全壊建物: 605,254 棟, 一部被害建物: 288,255 棟。

# 2.2 研究対象建物

研究対象建物はネパール首都のカトマンズ市内にある。 建物周辺地図を図-1に示す。地上5階,地下1階建て のレンガ壁を有する RC 住宅建物である。基礎構造は直 接基礎である。本建物は地震後に建てられ,微動計測を 行った際,内装工事中であった新築建物である。写真-1に建物の外部および内部の様子を示す。本建物の1階 平面図,断面図を図-2に示す。同図に示すように,本 建物は桁行方向に4スパン,梁間方向に1スパンを有す る建物である。また,リバウンドハンマー試験によるコ ンクリート強度の実測値は39.8N/mm<sup>2</sup>であった。材料定 数および各部材寸法を表-1 および表-2 に示す。部材 寸法は実測値である。



\*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)
\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻助教 博(工) (正会員)
\*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻准教授 博(工) (正会員)
\*4 東京大学生産技術研究所 助教 博(工) (正会員)



表一2 部材寸法					
部材	断面(mm)				
柱	350×350				
梁間方向梁	300×600				
桁行方向梁	330×620				
スラブ厚	160				

# 3. 常時微動計測に基づく振動特性評価

#### 3.1 測定方法

対象建物の固有周期やモード形といった振動特性を把 握するため、2015年10月に建物の常時微動を計測した。 測定には K 社製のピックアップ(速度型地震センサ;水 平 2 成分,鉛直 1 成分の 3 成分の同時測定,固有振動周 波数;2Hz,測定振幅範囲;±2mm,感度;0.8V/kine以 上,1 秒間に 100 個の速度データを記録)および収録器 を使用した。

地盤に対して,研究対象建物から南西方向に約30m離 れた比較的広い場所で2ヶ所を計測した。

建物の測定点は図-3 に示すように、西側の桁行方向 真中の柱から一定の間隔を設けた位置とした。また、同 図に計測の様子も示す。図-4 に建物に対する 4 ケース の計測点配置を示す。建物のモード形を算出するため、 3 台の計測器のうちの2 台を1 階および最上階に固定し、 残りの1 台を逐次2 階から屋上階に移すよう計画した。 なお、測定機器の制限から地下階は計測対象外とした。 各計測ケースでは多点同時計測を行った。測定にあたり、 各階の計測時刻は収録器に付属する GPS を利用して同 期し、1 ケースあたり 15 分前後計測した。計測は比較的 静かな朝に行った。なお、計測中に内装工事は行われて いない。

# 3.2 測定結果に基づく地盤および建物の振動特性評価

計測したデータのうち比較的定常的な振動を示した区



間(約165秒)を取り出し、スペクトル解析を行った。 スペクトル解析に使った代表的な速度データを図-5 に 示す。

図-5 計測ケース1の時刻歴波形

2F

1F

11:24:00 11:24:30 11:25:00 11:25:30 11:26:00 11:26:30

5F

桁行方向

#### (1) 地盤

(eu 40

<u>剰</u> -40

-80x10<sup>-3</sup>

**₩** ( 0

研究対象建物周辺地盤上の微動測定結果を用いて,水 平2方向のフーリエ振幅の2乗和平方根として得られる フーリエ振幅を鉛直方向のフーリエ振幅で除したH/Vス ペクトルを算出した。地盤のH/Vスペクトル比を図-6 に示す。固有周期は地盤1が0.88秒(1.14Hz),地盤2が 0.98 秒(1.03Hz)であり,比較的柔らかい地盤であること が分かった。

# (2) 建物

例として、図-7に計測ケース1の各階の常時微動水 平成分をフーリエスペクトル化した結果を示す。図-8 に各計測ケースにおいて、1階の常時微動水平成分のフ ーリエスペクトルに対する上階の常時微動水平成分のフ ーリエスペクトルの比を示す。図-8より、建物の梁間



方向の固有振動数は2.9~3.0Hz であり,固有周期は0.33 ~0.34 秒である。一方,桁行方向においては梁間方向よ りも明確な卓越振動数が得られなかったが,7.5~9.5Hz (0.11~0.13 秒)であった。桁行方向の固有周期は梁間 方向よりも遥かに短い結果であった。その原因は,建物 の梁間方向にはレンガ壁がほとんどなく,桁行方向には 全面的に設けられている(写真-1 参照)ためと考えら れる。また,図-8に示すように,梁間方向において,2 次固有振動数と思われるピークが明らかに現れているが, 桁行方向においては捉えられなかった。



#### (3) 建物モード形の推定

以上の各ケースの計測結果より,建物高さ方向のモー ド形を推定する。推定方法は各計測で得られた卓越振動 数においてフーリエスペクトルが最大になる階を基準測 定階とし,基準測定階とその他の測定階との位相差をフ ーリエ位相スペクトル値の差/0として求め,振幅スペ クトル値に cos/0を乗じたものを振幅とした。その後, 各階の振幅を1階の振幅で差し引いて基礎固定を仮定し た。これより求められた各階の振幅を最大振幅により基 準化し,高さ方向にプロットしたものをモード形とした。 各計測ケース(各階)のモード形をケース4の5階の振 幅に基づいて基準化し,合成したモード形を建物全体の モード形とした。

図-9 に各ケースおよび建物全体の梁間方向のモード 形を示す。同図の実線が1次モード形,破線が2次モー ド形である。図-10 に各ケースおよび建物全体の桁行方 向の1次モード形を示す。

#### 4. 数値解析に基づく振動特性評価

前述した微動計測より求められた建物の振動特性はレ ンガ壁を含んだ実建物のものである。レンガ壁が RC フ



レーム構造の振動特性に与える影響を調べるため,本章 では解析的に分析する。

# 4.1 解析方法

解析では建物を立体の弾性フレームに置換して振動特性を評価した。RC架構のみの場合とレンガ壁の剛性を 考慮した場合の二通りの解析モデルに対して固有値解析 を行った。

モデル化における仮定は以下のとおりである。

(1) 柱梁部材は剛域を有する線材に置換した。剛域は節 点から D/4(D:各部材のせい)までとした。

(2) 地上 5 層をモデル化して,基礎梁を剛と仮定し,基礎下をピン支持とした。

(3) 建物の重量算定には構造躯体の重量,および非構造 壁の重量を考慮した。

(4) レンガ壁の剛性はストラットに置換して評価した。
 ストラットの幅は Smith&Carter による次式<sup>9</sup>に基づいて
 算定した。算定式は以下のとおりである。



$$w = 0.58 \frac{1}{H}^{0.445} (\lambda_h H')^{0.335 d_z \frac{1}{H}^{0.064}}$$
(1)  
$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_z t \sin 2\theta}{4E_b L_c H}}$$
(2)

ここで、w:ストラットの幅,  $E_z$ :レンガ壁のヤング係数,  $E_b$ :コンクリートのヤング係数,  $I_s$ :柱の断面二次モーメント, t:壁厚,他の記号は**図**-11 を参照されたい。



図-11 Smith&Carter の置換法の参照図

(5) レンガ壁に用いるモルタルは配合比 1:4:0.55 のもの,
 レンガはネパールで一般的に使われている Local Brick
 (220mm×110mm×55mm)を想定した。

(6) ストラットに置換したレンガ壁のヤング係数につい ては、レンガとモルタルのヤング係数を合成した値を用 いる。合成方法は以下の通りとする。図-12にレンガに 対するモルタルの重ね方を示す。

(a) まず図-12(a)に示すように、レンガとレンガ上下の目地材(モルタル)を合成した等価ヤング係数E'<sub>wall</sub>を式(3)より求める。

$$\frac{N \times L_b}{A \times E_b} + \frac{N \times L_m}{A \times E_m} = \frac{N \times L}{A \times E'_{wall}}$$



$$E'_{wall} = L \times \frac{E_b E_m}{L_b E_m + L_m E_b}$$
(3)

ここで、 $E_m$ : モルタルのヤング係数、 $E_b$ : レンガのヤン グ係数、 $L_m$ : モルタル厚さ(実測値より 10mm とする)、  $L_b$ : レンガ高さ、 $L = L_m + L_b$ 、 $E'_{wall}$ : レンガとその上下 の目地材の等価ヤング係数、A: レンガ上部の面積、N: 面積 A に作用する軸力である。

(b) そして、図-12(b)に示すように、上記の(a)で求め た等価ヤング係数E'<sub>wall</sub>とレンガ側面のモルタル(水平方 向に隣接する仕上げモルタル)を合成してレンガ壁の等 価ヤング係数E<sub>wall</sub>を式(4)より求める。

$$\frac{N \times L}{A \times E_{wall}} = \frac{N_1 \times L}{A_m \times E_m}$$
$$\frac{N \times L}{A \times E_{wall}} = \frac{N_2 \times L}{A_b \times E'_{wall}}$$

$$E_{wall} = \frac{1}{A} (A_m E_m + A_b E'_{wall}) \tag{4}$$

ここで、 $A_m$ : レンガの側面にあるモルタルの断面積(壁 表面の仕上げモルタルの厚さは実測値とする)、 $A_b$ : レン ガの断面積、 $A = A_m + A_b$ 、 $N_1$ 、 $N_2$ : 断面積 $A_m$ 、 $A_b$ に作 用する軸力、 $E_{wall}$ :解析に使うレンガ壁(ストラット) のヤング係数である。 各壁の断面図を図-13,以上の計算より得られたレン ガ壁のヤング係数および単位容積重量を表-3 に示す。 また,西側の桁行方向の外壁は両面モルタル仕上げ,東 側の桁行方向の外壁は片面モルタル仕上げである。



表-3 レンガ壁のヤング係数及び単位容積重量

	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	単位容積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
両側モルタル仕上げ	3557.8	18.0
片側モルタル仕上げ	3423.8	17.5
内壁	3659.7	17.7

(7) 開口を有するレンガ壁は体積が等価な無開口壁として扱い,ストラットに置換した。また,腰壁については ストラットに置換せず,それが接続する柱の剛域として 考慮した。

以上の仮定に基づき, RC 架構のみとレンガ壁をスト ラットに置換して架構に組み込んだ解析モデルをそれぞ れ図-14(a), (b)に示す。



# 4.2 RC 架構のみの解析結果

固有値解析結果から得られた固有振動数および固有周 期は梁間方向において1次が1.55Hz,0.65s,2次が4.8Hz, 0.21s,桁行方向において1.84Hz,0.55sである。3.2(2)項 に示した実測値よりも大幅に低い振動数,長い周期が得 られた。

# 4.3 レンガ壁を考慮した解析結果

固有値解析結果から得られた固有振動数および固有周 期は,梁間方向では1次が2.95Hz,0.34s,2次が10.0Hz, 0.10s,桁行方向は7.41Hz,0.14sである。

RC 架構のみの場合の解析値に比べて梁間方向の固有 振動数が約 2.3 倍,桁行方向が約 4.1 倍となった。

表

本章で得られた解析の結果と前述した実測値の比較を 表-4に示す。RC架構のみの場合とレンガ壁を考慮した 場合を比べると、特に1次固有周期について、後者が常 時微動計測で得られた結果に近いことがわかる。また、 解析でレンガ壁を考慮した場合のモード形を図-9 およ び図-10に実測値と比べて示す。モード形は同図の5階 を基準に比較した。梁間方向の2次モード形は実測と解 析の誤差が大きいが、梁間方向と桁行方向の1次モード 形は概ね一致している。レンガ壁を考慮した場合の解析 結果と実測値にずれがあるのは、レンガ壁をトラス材に 置換していることや解析では地下室を考慮していないこ となどが考えられる。

# 5. レンガ壁が RC 建物の設計に与える影響

# 5.1 RC 建物の設計用地震力の概要

ネパールで RC 建物を設計する場合,設計用水平地震 力係数C<sub>d</sub>は以下の式で与えられる。

$$C_d = CZIK \tag{5}$$

ここで、C:基本地震力係数、図-15より地盤種類および建物の固有周期に応じて定められる。地盤は Type1(Rock or Stiff Soil Sites)、Type2(Medium Soil Sites)、 Type3(Soft Soil Sites)の3種類に分類され、本研究対象建 物では、地盤を2ヶ所計測した結果、固有周期は0.6秒 を超える0.88秒および0.98秒であり、ネパールの建築 基準<sup>10)</sup>ではType3に分類される。Z:地域係数(0.8~1.1)、 対象建物のある地域カトマンズでは1.0である。I:重要 度係数、病院等の重要施設は1.5、燃料施設や危険物を取 り扱う施設は2.0、その他は1.0である。K:構造係数、 設計段階では組積造壁は構造部材として考慮されていないので、1.0である。

また, ネパールの建築基準<sup>10)</sup> には式(6)のように固有 周期の算定方法が記載されている。

$$T = 0.06H^{\frac{3}{4}}$$
(6)

ここで, H: 建物高さ(m),本建物は15mである。

式(6)より,本建物の固有周期は 0.46 秒となる。これは 3.2 節で示した計測結果である梁間方向 0.34 秒および桁 行方向の 0.12 秒を上回っている。

## 5.2 設計法の課題

ネパールの設計基準<sup>11)</sup>によると, RC 建物に用いられ るレンガ壁は非構造部材として扱われている。今回実施 した常時微動計測の結果と数値解析の結果を比べると,

-4	実測値およ	び解析	値の	比較

固有周期(s)		宝测体	解析值		田女拒動粉(日)		宇训店	解析值	
		夫側個	RC 架構のみ	レンガ壁を考慮	回有版動	<u>ж(п</u> z)	天側恒	RC 架構のみ	レンガ壁を考慮
梁間方向	1次	0.33~0.34	0.65	0.34	沙胆士向	1次	2.9~3.0	1.55	2.95
	2次	0.15~0.16	0.21	0.10	采间刀问	2次	6.2~6.5	4.80	10.0
桁行方向	1次	0.11~0.13	0.55	0.14	桁行方向	1次	7.5~9.5	1.84	7.41



固有周期の実測値はレンガ壁を考慮した解析値に近い結 果であった。RC架構のみのモデルの解析値より遥かに 短いことが確認され、レンガ壁がRC建物の固有周期に 大きく影響することが実証された。

一方,ネパールの設計慣行では,一般に RC 架構のみ の建物の固有周期に基づいて設計用地震力が求められる。 図-15より固有周期を長く見積もることより,設計用地 震力を過小評価し,建物が危険側に設計される可能性が 潜在する。

研究対象建物の固有周期の実測値と RC 架構のみのモ デルで解析した結果を図-15 に併せて示す。前述したよ うに、本建物の地盤は Type3 に分類され、両周期ともス ペクトル曲線の上限に位置し、基本地震力係数 C が同じ 数値(0.08)となる。しかし、仮に同建物の地盤が Type2 で あると、同図に示すように、基本地震力係数 C は約 0.075, さらに硬質な地盤の Type1 であったとすると、基本地震 力係数 C は約 0.06 となり、設計用地震力を過小評価する こととなる。このように、建物の固有周期や地盤種類に よって、設計地震力を過小評価する可能性があるため、 レンガ壁を有する RC 建物の振動特性を正しく評価する 手法の確立が必要である。

# 6. まとめ

本研究では、ネパールの建物を対象に、レンガ壁が RC フレーム構造の振動特性に与える影響を分析するため、 5 階建ての新築建物の現地実測および解析を行った。得 られた知見を以下にまとめる。

(1) 研究対象建物の常時微動を計測し、レンガ壁を有する RC フレーム構造建物の振動特性を把握した。これにより、梁間方向で 0.33~0.34 秒,桁行方向で 0.11~0.13 秒の1次固有周期が得られた。また、梁間方向では1次と2次,桁行方向では1次のモード形を捉えた。

(2) 建物の立体モデルを作成し, RC 架構のみと RC 架構にレンガ壁を考慮した場合の固有値解析を行った。その結果, RC 架構のみの固有値解析結果は実際の計測結 果より固有周期が梁間方向では約 1.9 倍, 桁行方向では

# 約3.8 倍長い結果となった。

(3) 一方, レンガ壁を考慮した場合の固有値解析では, 梁間方向と桁行方向の1次固有周期はそれぞれ0.34秒,0.13秒であり,実測値(0.33~0.34秒,0.11~0.13秒)に近い値が得られた。レンガ壁をストラット置換することにより解析モデルを構築し,解析する方法でこの種の建物の固有周期を評価することができた。

(4) レンガ壁を有する建物を設計する際,レンガ壁を非 構造部材と見なして,建物の固有周期への影響を無視す ると,建物の設計用地震力を危険側に評価する可能性が あることを指摘した。

# 謝辞

本研究は、科学技術振興機構平成 27 年度国際緊急共 同研究・調査支援プログラム(J-RAPID)(研究課題名:既 存を含むネパールの建築物の耐震性能評価精度向上に資 する調査研究,研究代表者:楠浩一・東京大学准教授) の助成を受けたものであり,関係各位に謝意を表します。

# 参考文献

- Yasushi SANADA et al. : Wall-to-floor area ratios of masonry school buildings, USMCA2015, Kathmandu, Oct. 2015
- Koichi KUSUNOKI et al. : Outline of damage and damage classification result of high-rise apartment buildings, USMCA2015, Kathmandu, Oct. 2015
- Yo HIBINO et al. : Damage assessment and seismic capacity evaluation of buildings in Gongabu, Kathmandu, USMCA2015, Kathmandu, Oct. 2015
- 山内成人,真田靖士,高橋絵里,中埜良昭: RC 枠 組組積構造を構成する非構造壁が構造躯体の耐震 性能に与える影響,コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.925-930, 2007.7
- 5) USGS Website : http://www.usgs.gov/, 2016.1
- Nepal Disaster Risk Reduction Portal : http://drrportal.gov.np/, 2016.1
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・
   同解説, pp.6-7, 2010.2
- UMA SHANKAR SAH : PERFORMANCE OF CEMENT MORTAR IN BRICK MASONRY, Tribhuvan University IOE Pulchowk, Aug. 2002
- B. Stafford Smith, C. Carter : A method of analysis for infilled frames, Proc. Inst. Civil Engrs, Sep. 1969
- 10) Nepal National Building Code 105, 1994
- 11) Nepal National Building Code 201, 1994