



# ネパールの歴史的煉瓦造建築物を対象とした常時微動計測に基づく動力学性能評価

向井, 洋一 ; 星野, 隼人 ; 山本, 直彦 ; 増井, 正哉 ; 宮内, 杏里 ; スワ  
ル, ラム プラサド

---

**(Citation)**

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 24:176-190

**(Issue Date)**

2020-03

**(Resource Type)**

departmental bulletin paper

**(Version)**

Version of Record

**(JaLCD0I)**

<https://doi.org/10.24546/81013269>

**(URL)**

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/81013269>



# ネパールの歴史的煉瓦造建築物を対象とした 常時微動計測に基づく動力学性能評価

Evaluation of dynamic characteristics of historical masonry buildings  
in Nepal by micro-tremor measurement

向井 洋一<sup>1)</sup>  
Yoichi Mukai  
星野 隼人<sup>2)</sup>  
Hayato Hoshino  
山本 直彦<sup>3)</sup>  
Naohiko Yamamoto  
増井 正哉<sup>4)</sup>  
Masaya Masui  
宮内 杏里<sup>5)</sup>  
Anri Miyauchi  
ラム プラサド スワル<sup>6)</sup>  
Ram Prasad Suwal

概要：本研究では、2015年に発生したネパール・ゴルカ地震における甚大被害地の一つであるバクタプル市の歴史的煉瓦造建築物において、常時微動計測を実施するとともに、計測建物の数値解析モデルを用いた固有値解析を行い、各建物の固有振動数と固有振動モードについて検証を行った。解析モデルの作成においては、計測建物ごとに推定された1次固有振動数の値を再現するように、壁要素の弾性係数の値を調整した。常時微動計測により得られた建物のフーリエスペクトル曲線を観察すると、固有値解析により得られた高次の固有振動数の値と同程度の個所に、振幅が大きくなる部分が見られた。さらに、歴史的煉瓦造建築物の煉瓦壁に対して行った常時微動計測結果について、有限要素モデル解析との比較検証を行い、煉瓦壁の面外方向の振動性状の評価とともに、建物全体応答への影響を検証した。本報では、これら現地計測、及び数値解析の結果に基づき、ネパールの歴史的煉瓦造建築物が有する動力学的特徴について考察する。

キーワード：ネパール、煉瓦造建築物、常時微動解析、フーリエスペクトル、固有値解析

## 1. はじめに

2015年4月25日11時26分（現地時刻）、ネパールの首都カトマンズ（Kathmandu）から北西に約77km、深さ15kmの地点を震源として、Mw7.8の大地震が発生した。ネパール政府災害リスク低減ポータルサイト（Nepal Disaster Risk Reduction Portal）<sup>1)</sup>によれば、当該地震によりネパール全域で死者8,856名、負傷者22,309名という甚大な人的被害が確認され、602,257棟の建物が全壊し、285,099棟の建物に部分的損傷が生じたと報告されている。2011年時点でのネパールの建物総数は4,627,318棟であったと報告されており、当該地震による被害の甚大さが伺える。カトマンズから東に約12kmに位置する本研究の調査対象地であるバクタプル（Bhaktapur）市においては、死者333名、負傷者2,101名、全壊建物18,905棟、部分的損傷建物9,105棟であったと報告されている。カトマンズ盆地の3都市（首都カトマンズ、パタン（Patan）、及びバクタプル）は、1979年にユネスコの世界文化遺産に指定された「Kathmandu Valley」の中でも、中世の文化を色濃く残した街として知られ<sup>2)</sup>、歴史的な構法を用いた煉瓦造建築物<sup>3)</sup>が多数現存しており、これらの建物の耐震的脆弱性により、大規模な建物被害が生じたことが指摘されている。

震災後は、急ピッチで被害建物の修復や再建が進む一方で、鉄筋コンクリート補強骨組を用いた煉瓦造建築による建替を行う事例、あるいは耐震的な検証を行うことなく歴史的な構法で再び再建を行う事例が多数見られる。ネパールの都市の歴史的・文化的景観を保全しつつ、耐震性の高い街づくりを進めていくためにも、歴史的煉瓦造建築物の構造的性能を耐震的な観点から再評価することが重要であると考えられる。本報では、ネパールの歴史的構法による煉瓦造の住宅建築物を調査対象として、その振動性状を明らかにするために、常時微動計測を実施するとともに、対象建築物の数値解析モデルを用いた固有値解析に基づき、実測結果の検証を行った結果について報告する。

## 2. 歴史的煉瓦造建築物の常時微動計測調査

本研究において調査対象とするネパールの歴史的構法による煉瓦造建築物は、使用される材料品質・力学性能や、構築される構造部材の寸法・配置・接合など、工学的な意味での設計過程を経て構築されておらず、いわゆるノンエンジニアド建築であると考えられる。建物のファサード構成、平面計画や各階用途など、共通する様式や仕様を有するものの、個々の建物についてみれば、平面形状の相違、間口・奥行き・階高の相違、建築時期や経年劣化の相違、増改築の有無、地震による損傷度や修復履歴の相違、など多様であり、それぞれの建物の耐震的な性能がどのような状態にあるのかを定量的に見極めることが難しい。従って、建物規模や、建物を構成する構造要素の状況などに基づく類型化とともに、振動計測に基づく物理的な計測データから、歴史的構法による煉瓦造建築物に共通する構造特性を明らかにすることが重要であると考えられる。

そこで、これまで地震による建物被害調査<sup>4)</sup>を進めてきたバクタプルの旧市街地を中心としたエリアに現存する歴史的構法の煉瓦造建築物を対象として、2017年と2018年の2回にわたって常時微動計測を実施した<sup>5-7)</sup>。2017年の計測では、歴史的煉瓦造建築物の弾性1次固有振動数を推定することを主たる目的として、計10棟の建物において、建物の最上階と地上での同時計測を実施した。2018年の計測では、2017年に計測した1棟と2017年とは別の3棟の建物において、高次の固有振動数と固有振動モード性状を評価するために、建物各階での常時微動計測を実施した。

### (1) 計測建物と計測手法の概要

図1に常時微動計測の概要を示す。計測にはIMV社製の3軸加速度計HM-0013を用いた。サンプリング周波数100Hzで、計測時間を200秒とし、2台の加速度計を用い、図1に示すように建物の屋上（小屋組を持つ建物、ないし地震により屋根部分が崩壊している建物においては最上階の床

上) と建物地盤上での同時計測を行った。加速度計の軸は、建物の奥行き方向を X 軸、間口方向を Y 軸、高さ方向を Z 軸に合わせて設置した。データ数 16384 ( $=2^{14}$ ) に対する FFT 解析結果に、Hanning Window による平滑化処理を 50 回繰り返し、各建物のフーリエスペクトルを求めた。

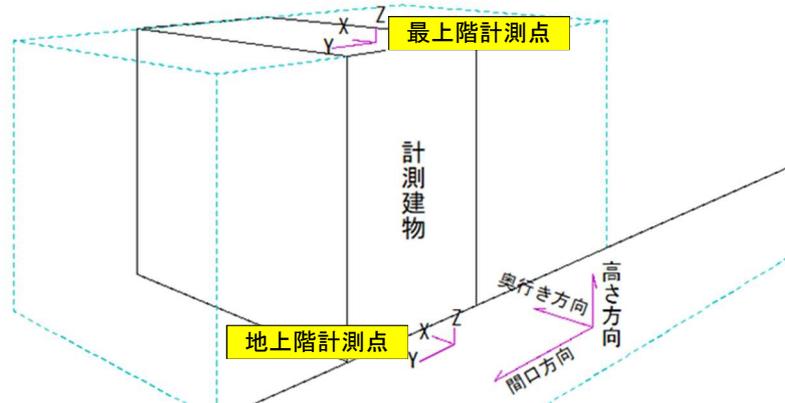


図1 常時微動計測の概要



図2 計測建物の外観

表 1 計測建物の概要

建物番号	階数	屋根・屋上の状態	軒高 (m)	基準階床面積 (m <sup>2</sup> )	建物番号	階数	屋根・屋上の状態	軒高 (m)	基準階床面積 (m <sup>2</sup> )
1	5	バルコニー	11.9	30	8	5	ペントハウス	11.0	38
2	5	バルコニー	11.0	86	9	4	小屋組	10.7	40
3	4	バルコニー	10.0	41	10	2*	仮トタン板葺	5.1	33
4	4	小屋組	8.8	184	11	3*	仮トタン板葺	5.8	55
5	5	バルコニー	10.7	26	12	4	ペントハウス	8.2	37
6	6	バルコニー	11.4	16	13	4	小屋組	8.2	50
7	3	小屋組	9.0	73	* : 上層階、または小屋組の崩壊による残存階数				

調査対象とした建物の階数、軒高、基準階床面積の一覧を表 1 に示す。これらの情報とともに、それぞれの建物の最上階の仕様を示す。「小屋組」としたものは、歴史的構法の傾斜屋根で瓦葺仕上げの屋根であり、小屋裏空間を最上階とみなしている。「バルコニー」としたものは、最上階の上に、屋上バルコニー階 (R 階) を設けたものである。但し、R 階は建物階数にカウントしていない。「ペントハウス」としたものは、小屋組空間の天井高を嵩上げし、トタン板葺屋根で最上階を居住ないし収納空間に改装したものである。なお、建物 10 及び、建物 11 は、3 階床ないし小屋組階床までが残存しており、それ以上の部分は地震時に崩壊し、その後撤去されており、トタン板葺による仮屋根で養生されている状態にある。図 2 に、これら 13 棟の建物外観写真を示す。建物 1～建物 10 については、2017 年に建物の最上階と地上での常時微動の同時計測を実施した。建物 8 および建物 11～建物 13 については、2018 年に建物各階での常時微動計測を実施した。

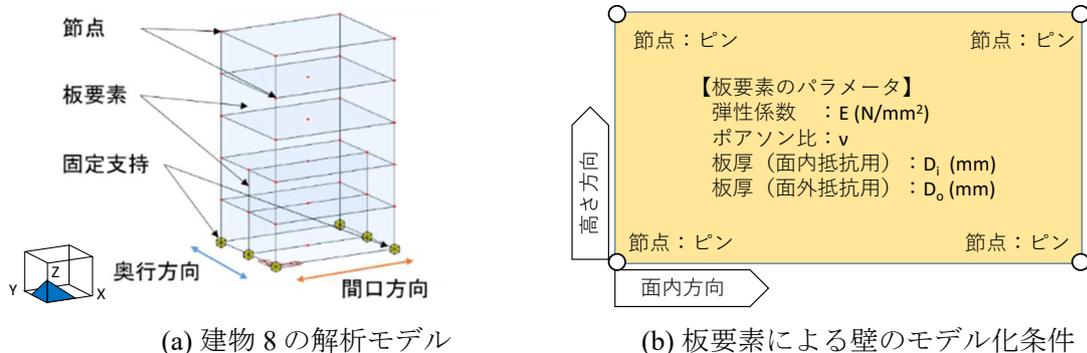


図 3 数値解析モデルの概要

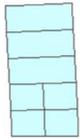
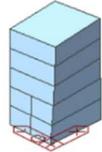
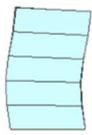
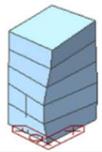
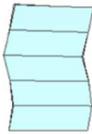
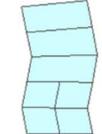
(2) 歴史的煉瓦造建築物の弾性 1 次固有振動数

2017 年と 2018 年に計測した全 13 棟の歴史的煉瓦造建築物の最上階と地上の常時微動応答計測データより得られたフーリエスペクトルにより、それぞれの建物の奥行方向、間口方向の弾性 1 次固有振動数を推定した。さらに、計測を行った個々の建物の数値解析モデルを作成し、固有値解析を行った。数値解析モデル化の手順を以下に示す。

- ① 各建物の実測寸法に基づき、各階各通りの連続する煉瓦壁全面を 1 枚の均質材料の板要素でモデル化する。
- ② 各板要素について、壁厚の設定を壁全面積に対する開口部の占める割合 (開口率) に応じて低減する。
- ③ 解析モデルの固有値解析を行い、1 次固有振動数が、常時微動計測による推定値と概ね一致するように壁の弾性係数を調整する。

なお、解析には汎用構造解析ソフト Midas-iGen（MIDAS IT 社製）を用いた。計測を行った建物のうち、「建物 8」を一例として、解析モデルの概要図を図 3 に示す。建物 8 の解析モデルを用いた固有値解析により得られた、1 次から 9 次までの固有振動数と固有振動モードを表 2 に示す。また、図 4 に示す、建物 8 における常時微動計測により得られた、最上階と地上階とのフーリエスペクトル比（奥行方向、間口方向）の曲線上に、固有値解析により推定された奥行方向、間口方向、回転方向についての、それぞれ 1 次から 3 次までの固有振動数の位置を縦線で示している。

表 2 固有値解析結果（固有振動数と固有モード）

1 <sup>st</sup> 3.62 Hz（奥行方向）	2 <sup>nd</sup> 3.89 Hz（間口方向）	3 <sup>rd</sup> 4.69 Hz（回転）
		
4 <sup>th</sup> 11.30 Hz（間口方向）	5 <sup>th</sup> 12.24 Hz（奥行方向）	6 <sup>th</sup> 13.69 Hz（回転）
		
7 <sup>th</sup> 19.37 Hz（間口方向）	8 <sup>th</sup> 21.92 Hz（回転）	9 <sup>th</sup> 22.61 Hz（奥行方向）
		

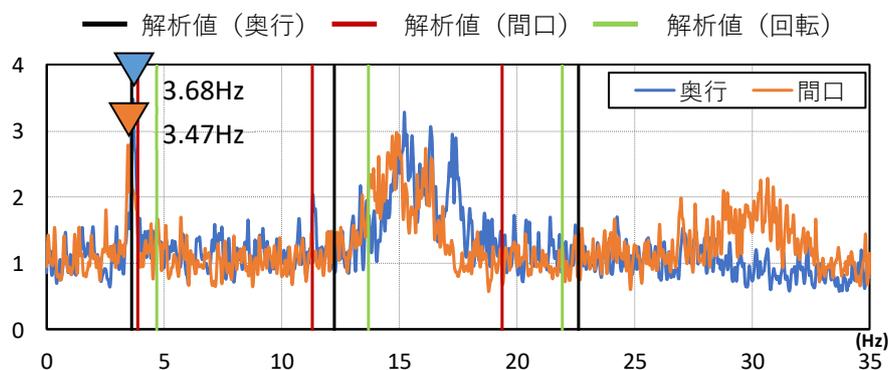


図 4 建物 8 のフーリエスペクトル比（最上階 vs. 地上階）

図 5 に常時微動計測を行った全 13 棟の建物において、FFT 解析により推定した 1 次固有振動数の計測値、及び数値解析モデルによって得られた 1 次、2 次の固有振動数の計算値をプロットしたものを示す。表 3 に全 13 棟の建物に関する、これら固有振動数の値とともに、それぞれの数値解析モデルの壁要素に与えた弾性係数の値を示す。

図 5 及び表 3 より、常時微動計測を行った建物の 1 次固有振動数の計測値は、平均すると、奥行方向 4.18 秒、間口方向 4.10 秒となり、奥行、間口方向ともに概ね同程度である。一方で、図 5 の (a) と (b) を見ると、奥行方向に比べると間口方向の 1 次固有振動数の計測値の方が、建物ごとのばらつきが大きい。計測値による 1 次固有振動数と同程度となるようにモデル化した、それぞれの

建物に対応する数値解析モデルの固有値解析結果の一覧（表 3）を見ると、固有値解析による 2 次固有振動数の 1 次固有振動数に対する比は、間口方向、奥行方向とも概ね 3 倍程度となっている。

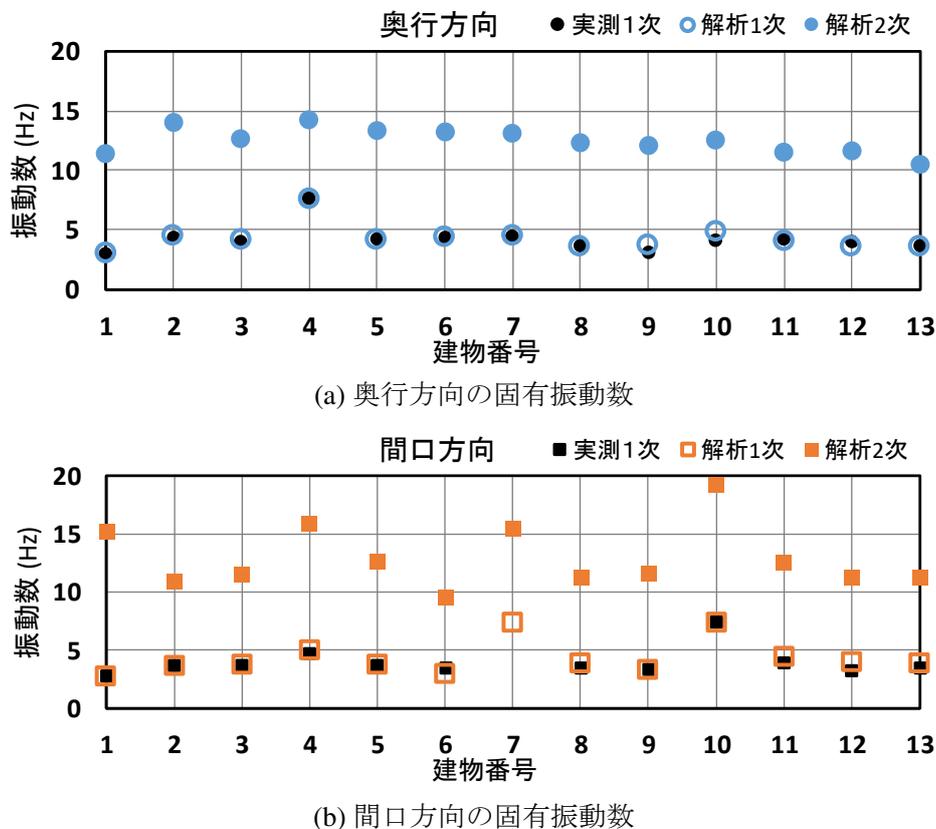


図 5 各建物の 1 次固有振動数（計測値）と 1 次・2 次固有振動数（解析値）

表 3 各建物の固有振動数の計測値と解析値、及び解析モデルの壁要素の弾性係数

建物番号	奥行方向				間口方向				壁の弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
	計測 1 次	解析 1 次	解析 2 次	2 次 / 1 次	計測 1 次	解析 1 次	解析 2 次	2 次 / 1 次	
1	3.00	3.03	11.37	3.75	2.83	2.78	15.31	5.51	650
2	4.31	4.44	14.00	3.15	3.71	3.64	11.00	3.02	600
3	3.95	4.11	12.64	3.08	3.70	3.75	11.54	3.08	400
4	7.56	7.57	14.24	1.88	4.80	5.00	15.99	3.20	450
5	4.15	4.15	13.30	3.20	3.77	3.77	12.63	3.35	550
6	4.27	4.34	13.16	3.03	3.50	3.04	9.60	3.16	550
7	4.40	4.45	13.05	2.93	-	-	-	-	480
9	3.09	3.71	12.04	3.25	3.42	3.34	11.61	3.48	500
8	3.68	3.62	12.24	3.38	3.47	3.89	11.30	2.90	600
10	4.10	4.85	12.51	2.58	7.50	7.40	19.28	2.61	175
11	4.17	3.99	11.47	2.87	3.91	4.51	12.50	2.77	165
12	3.99	3.60	11.54	3.21	3.27	4.04	11.33	2.80	300
13	3.67	3.60	10.45	2.90	3.56	3.95	11.35	2.87	280
平均	4.18	4.27	12.46	2.92	3.95	4.10	12.79	3.12	438.5

数値解析モデルに与えた、壁要素の弾性係数については、調査建物で平均すると 438.5 N/mm<sup>2</sup> であり、上層崩壊で下部 2 層のみが残存する状態の建物 10 と、小屋組部分が地震時に崩壊した状態の建物 11 を除いた調査建物では、280~650 N/mm<sup>2</sup> 程度の範囲内の値となった。海外の歴史的構法

による煉瓦造建築物を対象とし、煉瓦壁の圧縮試験や有限要素解析を行った先行研究（文献 8～10）によると、これらの煉瓦壁を構成する要素の等価な弾性係数の値としては  $100\sim 1000\text{ N/mm}^2$  程度が報告されており、本報の解析モデルに用いた値は、それらの値と比べて大きな隔たりはない。また、計測値のフーリエスペクトル曲線においては、大半の建物については、数値モデル解析で得られた高次の固有振動数と近い振動数の個所において、振幅の卓越する部分があることを視認できた。

### (3) 建物各階床での常時微動計測

2018年の調査では、建物の高次の振動モードについて、より詳細な検証を行うために、建物 8 とともに、新たに 3 棟の歴史的煉瓦造建築物（建物 11～13）に対する常時微動計測を行った。加速度計が 2 台であるため 1 台を最上階に設置した状態で、他の 1 台を他階のいずれかに移動させながら順次、2 つの高さレベル間での同時計測を行った。全ての計測データに対する FFT 解析を行った後に、計測時刻の異なるデータ間での最上階の応答レベルが同等となるように、フーリエスペクトルの振幅レベル補正を行った。以下にその手順を示す。

- ①  $n$  階と最上階との同時計測時の最上階のスペクトル曲線において、 $0\sim 50\text{Hz}$  までの区間を積分した値を、 $R_n$  ( $n=1, 2, 3, \dots$ ) とする。
- ② 各計測時の  $R_n$  が  $R_1$  と等しくなるように、各階のフーリエスペクトル曲線に補正係数  $R_1/R_n$  を乗ずる。

計測を行った建物のうち「建物 8」を一例とし、建物各階での常時微動計測の結果、並びに数値解析モデルを用いた固有値解析に基づく検証結果を示す。図 7 に観測した各階応答のフーリエスペクトルを示す。図中には、数値モデル解析で得た、間口方向、奥行方向、回転についての 1～3 次までの固有振動数を縦線で示している。図 6 に、建物 8 の数値解析モデルを用いた固有値解析により算定した、奥行方向併進モードと間口方向併進モードの関する 1～3 次の固有振動数の値と刺激係数ベクトルを示す。いずれの方向においても、2 次では 2～4 階の応答、3 次では、2 階と 4 階の応答が大きくなるのがわかる。そこで、図 7 において、中間階（2～4 階）のフーリエスペクトルを見ると、数値モデル解析によって得られた高次（2 次、及び 3 次）の固有振動数付近のところに、振幅の卓越する部分が見られる（青▼：奥行方向、橙▼：間口方向）。一方、解析モデルの固有振動数と離れた振動数域（8 Hz、15 Hz 付近）にも振幅の卓越する箇所が見られる（灰▼）。

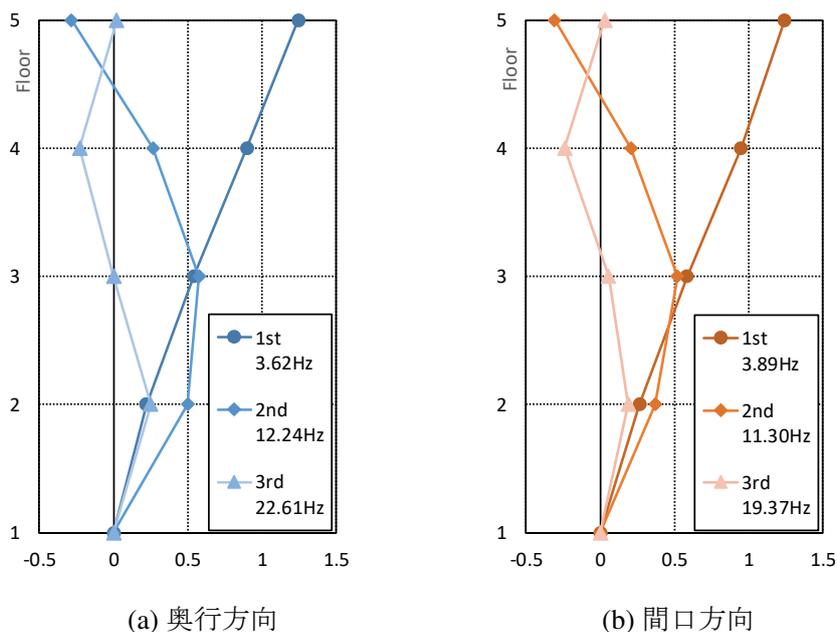
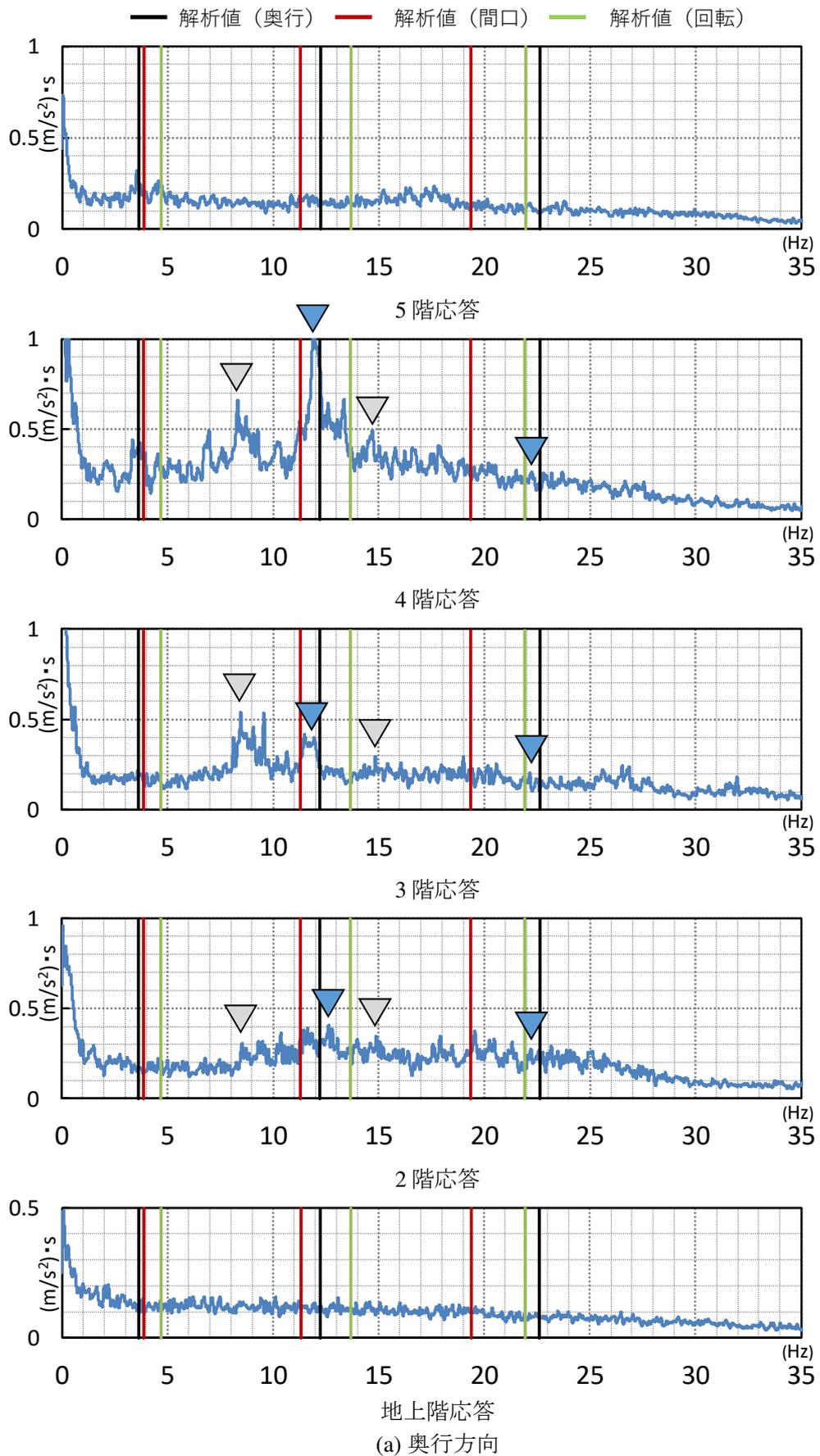


図 6 併進方向の 1～3 次の固有振動数と刺激係数ベクトル形状



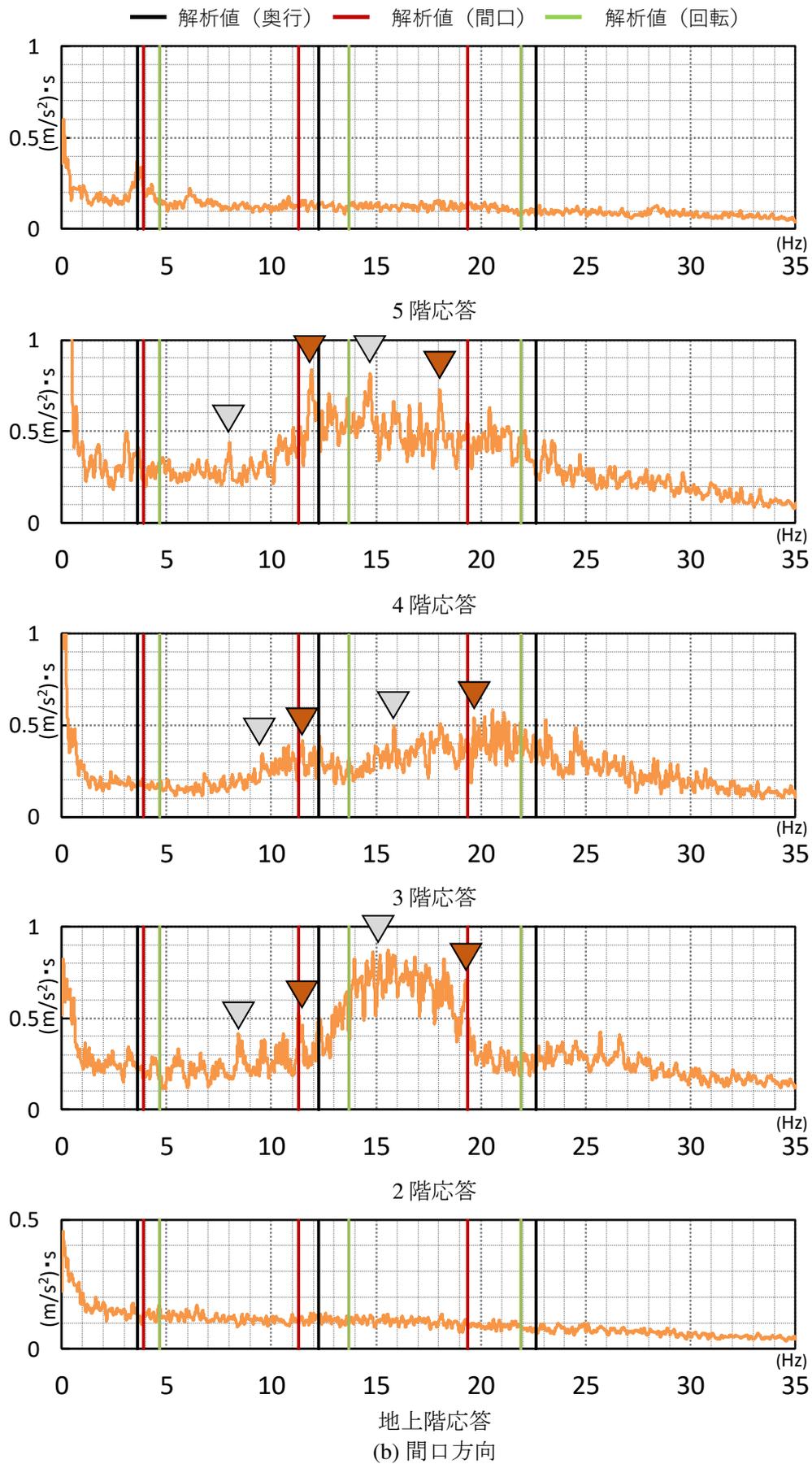


図7 各階のフーリエスペクトル

### 3. 煉瓦壁の面外振動に関する常時微動計測と有限要素モデル解析

前章で示した煉瓦造建物での常時微動計測結果においては、数値解析モデルにより得られた高次の固有振動数とは離れた振動数域においても、振幅の卓越する箇所が観測された。以下では、計測結果のフーリエスペクトル曲線に見られる、これらの振動数域で振幅が大きくなる要因については、建物の水平抵抗性能には寄与しない煉瓦壁の面外振動が影響する可能性を考え、調査建物の最上階の煉瓦壁部分において行った、煉瓦壁上下位置での常時微動計測結果の分析とともに、煉瓦壁部分に対する有限要素モデルを用いた数値解析による検証を行う。

#### (1) 煉瓦壁における常時微動計測

煉瓦壁自体の振動性状を把握するため、壁の上部中央付近と壁下部付近の床上に加速度計をそれぞれ設置して同時計測を行った。以下、建物 8 における最上階の煉瓦壁における計測について示す。図 8 に示すように正面壁（間口方向壁）、境界壁（奥行方向壁）での計測をそれぞれ行った。最上階の床上と、煉瓦壁の上端で収録した常時微動計測データに対して、FFT 解析を行い、床面レベルの振動に対する壁上部位置でのフーリエスペクトル比を求めた。図 9 に、正面壁及び境界壁のフーリエスペクトル比を示す。

図 9 において、正面壁、境界壁のいずれにおいても、面内方向と面外方向のフーリエスペクトル比の曲線の性状は異なっている。面外方向のスペクトル比には、正面壁においては、8~10Hz 付近、10~12Hz 付近、13~15Hz 付近、24~26Hz 付近、34~35Hz 付近に、境界壁においては、12~14Hz 付近、18~20Hz 付近、20~22Hz 付近、32~35Hz 付近などの振動数域に振幅が大きくなっている箇所が見られる。これらは、建物 8 の数値モデル解析により得られた建物全体に対する、奥行方向の 1 次~3 次までの固有振動数 3.62、12.24、22.61Hz、間口方向の 1 次~3 次までの固有振動数 3.89、11.30、19.37Hz とは、異なる振動数成分のものも含まれていることがわかる。従って、煉瓦壁上部で計測されるフーリエスペクトル比に見られる壁の面外方向への固有振動が床面を通じて、建物各階の床面で行った常時微動計測結果にも影響を与えていた可能性が示唆される。

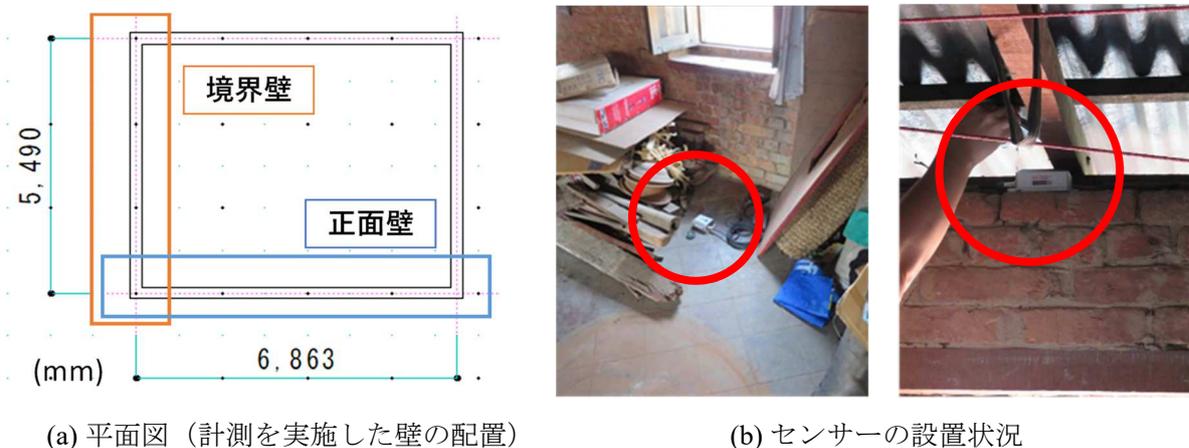
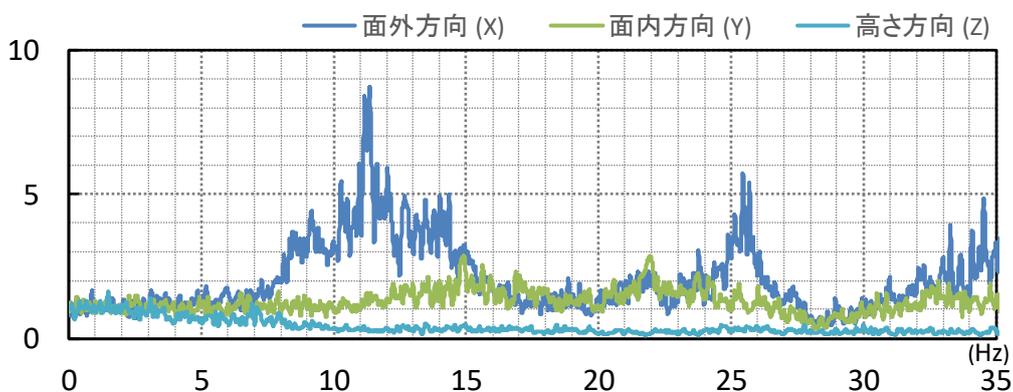


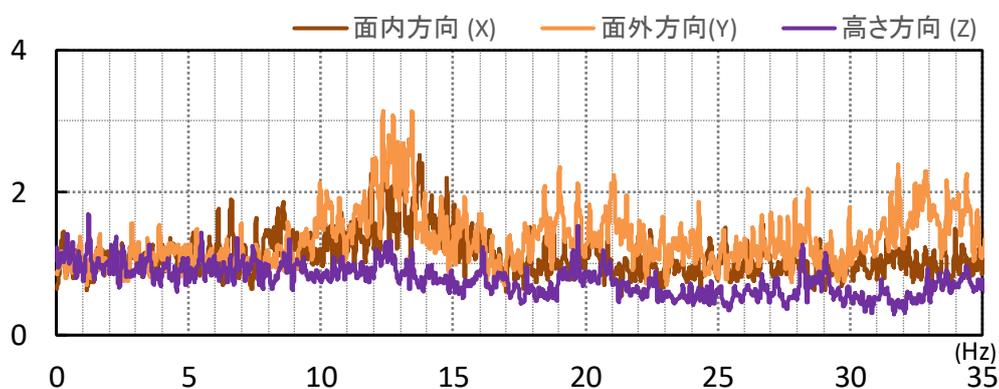
図 8 建物 8 における煉瓦壁での常時微動計測

計測を行った煉瓦壁の実測寸法をもとに有限要素モデルを作成した。煉瓦壁を構成する、①煉瓦+目地部分、②支持木材部分について、それぞれを均質材料と考え、100mm×100mm の要素サイズでメッシュ分割し、板厚 400mm のシェル要素でモデル化した。固有値解析を行うとともに、煉瓦壁の床位置で計測された加速度成分のうち壁の面外方向の成分を入力とした時刻歴応答解析を行った。解析モデルのモード減衰定数  $h$  は 0.15 とした。なお、建物全体の数値モデル解析により得られた固有振動数とは離れた振動数域において、計測結果に現れる振幅の卓越する箇所については、壁自体の固有振動数の影響であると考えて、FEM 解析により求めた煉瓦壁の面外方向振動

の伝達関数曲線が、常時微動計測結果により得られたものに近づくようなモデルの弾性係数を試行錯誤的に推定した。表 4 に有限要素モデルの材料定数、図 10 に正面壁と境界壁のモデル概要をそれぞれ示す。



(a) 正面壁の計測結果

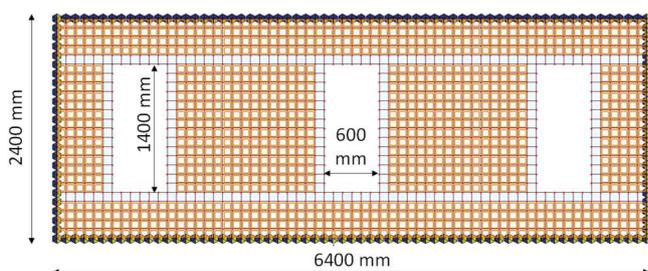


(b) 境界壁の計測結果

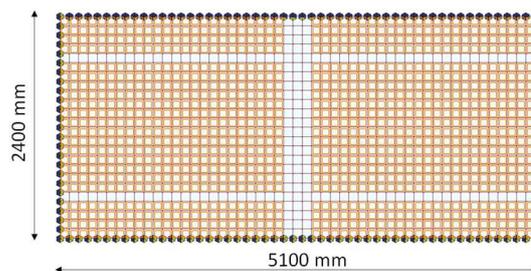
図 9 煉瓦壁における床面に対する壁上部でのフーリエスペクトル比

表 4 有限要素モデルの材料定数

要素	図内表現	弾性係数	ポアソン比	単位体積重量
煉瓦要素		50 N/mm <sup>2</sup>	0.17	1760 kg/m <sup>3</sup>
木材要素		500 N/mm <sup>2</sup>	0.2	500 kg/m <sup>3</sup>

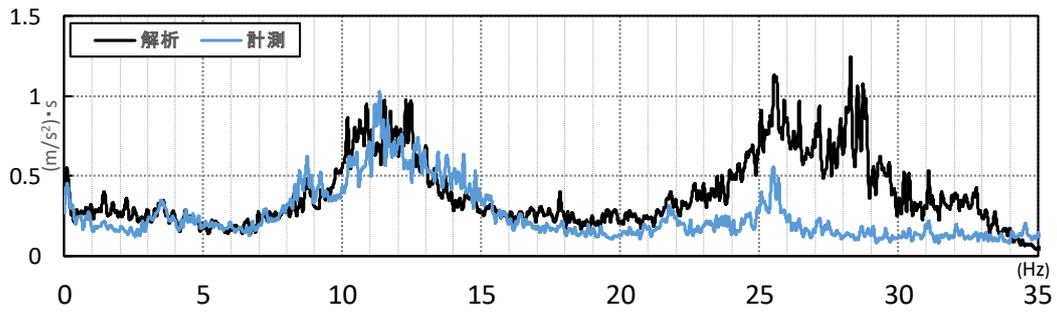


(a) 正面壁のモデル

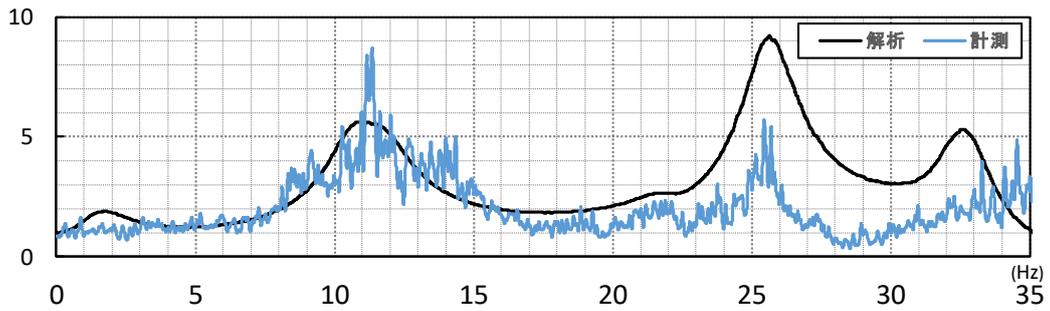


(b) 境界壁のモデル

図 10 有限要素モデルの概要

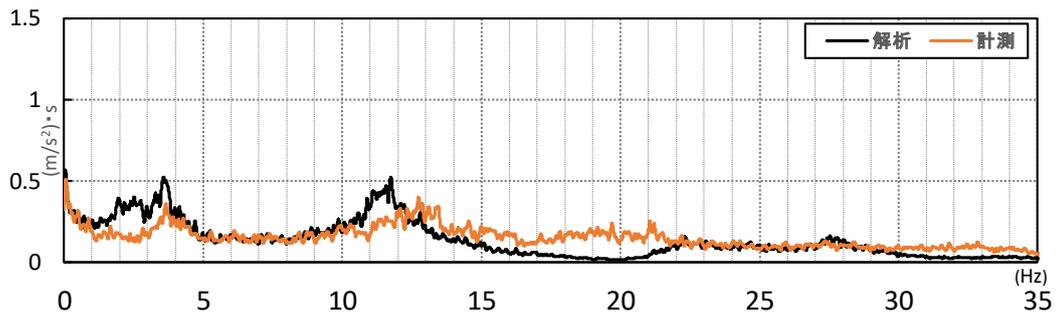


(a) 正面壁上部中央の応答のスペクトル

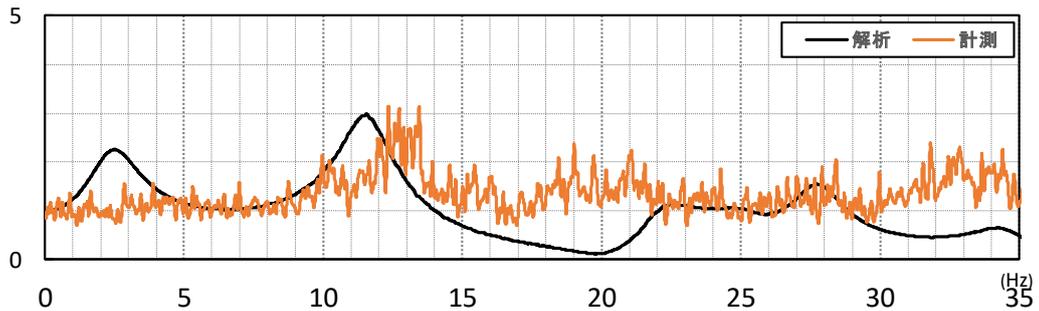


(b) 煉瓦壁直下の床上に対する正面壁上部中央でのスペクトル比（伝達関数）

図 11 計測値と解析値の比較（正面壁上部の面外方向応答）



(a) 境界壁上部中央の応答のスペクトル



(b) 煉瓦壁直下の床上に対する正面壁上部中央でのスペクトル比（伝達関数）

図 12 計測値と解析値の比較（境界壁上部の面外方向応答）

図 11 に正面壁、図 12 に境界壁における、常時微動計測結果と有限要素モデル解析結果との比較を示す。これらの図において、(a) は、煉瓦壁の上部での常時微動計測により得られた加速度応答の面外方向成分のフーリエスペクトルと、数値解析モデルに常時微動計測時に床面で得られた加速度応答を入力として与えた際の壁上端中央部での面外方向の加速度応答のフーリエスペクトルの比較である。(b) は、これらの応答を、入力に用いた床加速度応答のフーリエスペクトルで除し

たフーリエスペクトル比であり、煉瓦壁下部からの入力に対する壁上部での面外応答に関する伝達関数を表す。

正面壁（図 11）については、計測値と解析値の整合度が良いことが確認できる。境界壁（図 12）については、やや不整合がみられるが、壁を左右に隔てる木材要素と煉瓦壁要素の接触条件の設定や、境界壁の面外に対して与えた弾性係数の値の設定（本解析では、正面壁と同じ値を与えている）等、モデル化における問題点がある可能性として考えられる。

なお、これらの図を見ると、10 Hz を超える振動数域で、フーリエスペクトルの振幅が大きくなる部分が見られており、煉瓦壁の持つこのような振動数域における固有振動が、図 7 に示した建物 8 の 2～4 階応答のフーリエスペクトルにも見られる、建物全体モデルの固有振動数とは離れた個所で、振幅が大きくなる部分を生じた要因に関与しているものと推定される。

#### 4. まとめ

本報では、ネパールの歴史的煉瓦造建築物の常時微動計測を実施し、数値解析モデルを用いた固有値解析結果との比較検証を行った。

- (1) 常時微動計測を行った 13 棟の建物の 1 次固有振動数の計測値は、平均すると、奥行方向 4.18 秒、間口方向 4.10 秒となり、奥行、間口方向ともに概ね同程度である。なお、奥行方向に比べ間口方向では、建物ごとのばらつきが大きい。
- (2) 1 次固有振動数が計測値に整合するように作成した数値解析モデルを用いた固有値解析によると、2 次固有振動数の 1 次固有振動数に対する比は、間口方向、奥行方向とも概ね 3 倍程度となった。この際、モデルの壁要素に与える弾性係数は、280～650 N/mm<sup>2</sup> 程度であった。
- (3) 大半の建物で計測されたフーリエスペクトル曲線において、固有値解析により得られた 2 次以上の固有振動数の値に近いところに、振幅が大きくなっている部分が観測された。
- (4) 建物の各階で常時微動計測を行った結果、振動レベルは最上階と地上階を除いた中間階において大きくなる傾向が見られ、高次の固有振動数によるとみられる応答も中間階に顕著に見られた。
- (5) 壁単体の有限要素モデルを用いた壁の面外方向応答の数値解析を行った結果、煉瓦壁上下での常時微動計測結果から得られた、煉瓦壁の面外方向の振動特性と比較的良く整合した。こうした煉瓦壁自身の面外振動の影響も、建物全体の計測結果に現れているものと考えられる。

**謝辞：**本研究の一部は、科研費（15H05225）の一環として実施しました。また、現地での振動計測においては、竹内雅人氏（神戸大学大学院修了、現 JFE スチール）、Mohan Pant 教授（Khwopa Engineering College）、Mr. Sunil Jangam 氏の協力を得ました。ここに記して謝意を申し上げます。

#### 参考文献

- 1) Nepal Disaster Risk Reduction Portal, (<http://drrportal.gov.np/ndrrip/main.html>), Available to access as of 30 Jan. 2020.
- 2) UNESCO (2006): Heritage Homeowner's Preservation Manual - Kathmandu Valley World Heritage Site, Nepal, 11-5.
- 3) Suwal, Ram Prasad (2007): NEWARI BUILDING CONSTRUCTION TECHNOLOGY - A case of Vernacular Residential Dwelling of Bhaktapur city, Postgraduate Department of Urban Design and Conservation, Faculty of Science and Technology, Khwopa Engineering College, Purbanchal University, Bhaktapur, Nepal.

- 4) Mukai, Y., Yamamoto, N., Masui, M. and Miyauchi, A. (2016): Observation of Damaged Buildings and the Distribution on the South East Area of the Old Town in Bhaktapur, Proc. of Intl. Conf. on Earthquake Engineering and Post Disaster Reconstruction Planning, Bhaktapur, Nepal, 236-243.
- 5) Takeuchi, M., Hoshin, H., Mukai, Y., Yamamoto, N., Masui, M. and Miyauchi, A. (2018): On study for damage detection of non-engineered masonry structures - Micro-tremor measurement of damaged buildings by the 2015 Gorkha Earthquake in Nepal, Proc. of the 7th World Conference on Structural Control and Monitoring, 7WCSCM, Qingdao, China, 2517-2527.
- 6) H. Hoshino, M. Takeuchi, Y. Mukai, N. Yamamoto, M. Masui, A. Miyauchi, Y. Nagano, R. P. Suwal (2019): Micro-tremor Measurement of Damaged Masonry Buildings in Bhaktapur after the 2015 Gorkha Earthquake in Nepal, Proc. of the 2nd Intl. Conf. on Earthquake Engineering and Post Disaster Reconstruction Planning Bhaktapur, Nepal, 292-301.
- 7) 星野隼人 他 (2019) : 2015 年ネパール地震によるバクタプル市の建物被害と復興に関する調査研究 その 3 2018 年における建物再建状況調査, 日本建築学会近畿支部研究報告集 59・構造系, 13-16.
- 8) 二宮佑輝, 山口謙太郎, 宮島昌克, 大場文絵 (2010) : イラン・タブリーズ市の歴史的建造物バザールの耐震補強に向けた構造解析 -バザールの一角を抽出したモデルの有限要素法解析を中心に-, 都市・建築学研究 (九州大学大学院人間環境学研究科紀要) , 18, 53-60.
- 9) Alemdar, B, Temel, T, Baris Sevim, Ahmet, C, Faruk, Y. (2009): Modal Parameter Identification of Hagia Sophia Bell-Tower via Ambient Vibration Test, J. Nondestruct Eval., 28, 37-47.
- 10) 山口謙太郎, 宮島昌克, 尾崎景, 奥村卓也, 田原桂太 (2009) : イラン・タブリーズ市の歴史的建造物バザールの耐震安全性確保に向けた基礎的研究 その 1 構造体構成要素の圧縮載荷試験, 日本建築学会九州支部研究報告集 48, 681-684.

筆者 : 1) 向井洋一、大学院工学研究科、准教授 ; 2) 星野隼人、大学院工学研究科、大学院生 ; 3) 山本直彦、奈良女子大学生生活環境学部、准教授 ; 4) 増井正哉・京都大学大学院人間・環境学研究科、教授 ; 5) 宮内杏里・北電技術コンサルタント (株) ; 6) Ram Prasad Suwal, Nepal Engineering College, Assistant Professor

# **Evaluation of dynamic characteristics of historical masonry buildings in Nepal by micro-tremor measurement**

Yoichi Mukai  
Hayato Hoshino  
Naohiko Yamamoto  
Masaya Masui  
Anri Miyauchi  
Ram Prasad Suwal

## Abstract

This study focuses on the dynamic structural characteristics of historical construction-style masonry buildings in Nepal under ambient vibration. Most of these buildings do not seem to be built with a proper design procedure based on structural analysis and to be constructed under material quality control; thus, the structural performance of these buildings under seismic excitations is difficult to clarify. However, to improve the anti-seismic measure of the historical masonry buildings in Nepal, it is necessary to quantify the structural mechanism of these buildings based on the structural sensing and analyzing procedures.

For this aim, the natural frequencies and the dominant vibration modes of the typical historical masonry buildings were observed by executing the micro-tremor measurement. The historical masonry buildings for residence in the old town of Bhaktapur were selected as the target, and 10 residential buildings in this survey area were measured in 2017 and 2018. Two accelerometers were used to place at the top floor and the ground levels of each building. Through FFT analyses, the Fourier spectrum ratios of the building top vs. its ground are investigated, and the first natural frequencies are estimated. In parallel, the Eigenvalue analyses using the numerical models corresponding to each observed building are carried out, and the second-order natural frequencies of these building are estimated. Most of the buildings have a similar predominant natural frequency from 3Hz to 5Hz. The observed spectrum ratio curves also have the amplitude peaks at the high-frequency range, and these peak positions appear near the analytical second-order natural frequencies.

The further measurements at the historical masonry buildings were carried out in 2018 to assess more detailed structural vibration characteristics about high-order natural frequencies and modal vibration shapes. 4 historical masonry buildings are selected for this aim. Micro-tremor measurements were carried out by using two accelerometers, and the simultaneous data between each floor and the top floor of the buildings were recorded. These results are used to characterize pleural vibration modes of the historical masonry buildings and are referred for the numerical model analyses. The natural frequencies are compared between the observed results and numerical results. The Fourier spectrums of the observed floor responses show plural predominant-peaks, and some of these frequencies are corresponded appropriately to the Eigenvalues by numerical model analyses. Moreover, the influence of the out-of-plane vibration of the masonry wall is also estimated. The transfer function between the top and bottom of the masonry wall is investigated. By executing the FE model analyses, it is found that some of the high-order frequency responses could correspond to the out-of-plane vibration of the brick wall.