

ネパールの歴史的組積造建造物の地震時挙動について

Study on Seismic Behavior of a Historic Masonry Building in Nepal

古川愛子¹・清野純史²・土岐憲三³・谷口仁士³・H. R. Parajuli⁴・P. N. Maskey⁵

Aiko Furukawa, Junji Kiyono, Kenzo Toki, Hitoshi Taniguchi, H. R. Parajuli and P. N. Maskey

¹京都大学 助教 工学研究科 社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
Assistant Professor, Kyoto University, Dept. of Civil and Earth Resources Engineering

²京都大学 教授 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
Professor, Kyoto University, Dept. of Urban Management

³立命館大学 教授 歴史都市防災研究センター (〒603-8341 京都市北区小松原北町58)
Professor, Ritsumeikan University, Research Center for Disaster Mitigation of Urban Cultural Heritage

⁴立命館大学 学術研究員 歴史都市防災研究センター (〒603-8341 京都市北区小松原北町58)
Post Doctoral Fellow, Ritsumeikan University, Research Center for Disaster Mitigation of Urban Cultural Heritage

⁵トリブバン大学 教授 工学部土木工学科 (Pulchowk, Lalitpur, Nepal)
Professor, Tribhuvan University, Institute of Engineering, Dept. of Civil Engineering, Nepal

Seismic behavior of an existing historic masonry building in Nepal is simulated. Results for two input ground motions with different exceedance probabilities, three cases with different strength of brick-to-brick connections, and two cases of different stiffness of ring beams are compared. In the simulation, the building does not get severe damage by the ground motion with the exceedance probability of 10% in 50 years, but falling down of structural elements occurs for that of 5%. It is found that structural damage can be reduced by inputting vertical columns and increasing the strength. It was also found that softer ring beams can reduce damage if the structure has sufficient strength to behave as a whole.

Key Words : *historic masonry building, Nepal, seismic behavior, simulation*

1. はじめに

ヒマラヤ造山帯の一部に位置するネパール・カトマンズバレー(Kathmandu Valley)は、カトマンズ(Kathmandu)、パタン(Patan)、バクタプル(Bhaktapur)という主要な3つの地区から成るネパール文化の中心地であるが、地震多発地帯に位置するがゆえに何世紀にも渡って歴史的な建造物の消長が繰り返されている。特に1934年にカトマンズを襲ったマグニチュード8を超える大地震では、多くの寺院やモニュメントなどの文化遺産がことごとく破壊された¹⁾。

カトマンズバレーは1979年にUNESCOから世界遺産地区(World Heritage Site)に指定されたが、都市化・商業化に伴って、伝統的な瓦屋根を有する組積造や組積造と木造との歴史的複合構造物の取り壊しや、劣悪なコンクリート建物の建設や増築などが加速した。そのため、2003年に危機遺産リストに登録された。その後、世界遺産委員会とネパール政府関連省庁の努力が重ねられ、2007年に危機遺産リストから外された²⁾。

しかし、このような文化遺産保護の観点からの改善努力²⁾はなされてはいるものの、こと地震災害からの歴史的建造物の保護は十分とはいえない。現存する歴史的なモニュメントや寺院建築、それを取り囲む地域の建物などは、100年に1回程度生じる大地震のたびに倒壊を含む大きな被害を受けており、その度に形を変えたり消滅したり、あるいは近年の鉄骨や鉄筋コンクリートを用いた補強工事によって伝統的工法とは異なる姿になるような事例が多数報告されている³⁾。

これに対して、日本政府はJICAを通じて様々な形で技術援助を行っており、2002年には日本国内ではほぼ確立された手法を利用して、カトマンズの地震被害想定を行っている⁴⁾。この中で行われている建物被害推定は、これまで世界で起こった地震による各種建物に関する被害統計から導出された被害関数⁵⁾を利用したものであるため、カトマンズバレーに適した被害関数であるとは言いがたい。また、前述のように被害推定は経験的に導出された被害関数に基づくため、標本は住家被害が主であり、歴史的建造物を対象としたものではないため、現存する歴史的建造物が保有する耐力については依然として未知のままである。

本研究では、ネパールが最も注意しなければならない自然災害である地震から歴史的建造物群などの文化遺産を守るための知見を得ることを目的として、カトマンズに現存する歴史的建造物の地震被害シミュレーションを実施した。まず、カトマンズにおける50年発生確率が10%と5%の2通りの地震動³⁾を、様々な方向に入力することにより、建物がそれぞれの方向の地震動に対してどの程度の被害を受けるのかを調べた。次に、煉瓦の強度と建物被害の関係を調べ、さらに、梁の物性値と建物被害の関係を調べることで、被害を防止するための対策について検討を行った。

2. 解析概要

(1) 解析対象建造物

解析対象建造物は、写真1(a)(b)に示す組積造と木造との歴史的複合建造物である。建物は17世紀中ごろに建てられたものであるが、地震や老朽化によってさまざまな個所に補修が行われ現在に至っている。建物は2階建てで、長辺方向と短辺方向の幅は16.5m、5.6mである。1階と2階の高さは2.4m、2.1mである。屋根の地上からの高さは6.5mである。いずれの壁にも開口部があるが、開口部の割合は西側の壁（写真1(a)）が最も大きい。壁を構成する煉瓦はセメントモルタルにより接着されている。接着面の外側からセメントを押し込んで接着を強化する場合もある。壁は、厚さ10cm程度の2面の煉瓦の壁の間にくず煉瓦やセメントを詰め込んで1枚の壁としている。煉瓦の大きさは特に古いものは統一されたものではなく、時代や作られた工場によって多少異なる。古いものは干し煉瓦、補修されたものは焼成煉瓦である。建物内部は写真1(c)のように幅2-3mの細長い空間が2列である。

(2) 解析モデル

北西、北東、上方から図化した解析モデルを図1(a)(b)(c)に、煉瓦以外の柱とリング梁の配置を図1(d)に、座標軸を図1(a)に示す。Y軸の正側が東である。開口部の多い西側の壁には、1階に木製の柱が8本、2階に開口部を囲むように4本の木材が配置されている。また、1階と2階の壁の上を這うようにリング梁が配置されている。厚さは、建物外側の4枚の壁が55cm、内側の壁のうち、長手方向の壁が55cm、短辺方向の壁が40cmとした。建物は直方体および台形柱の剛体要素の集合体としてモデル化した。総要素数は1190である。



(a) 西側の壁

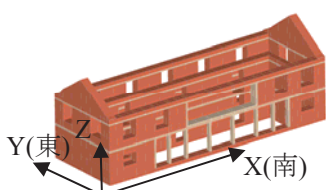


(b) 東側の壁



(c) 2階東側の部屋

写真1 解析対象建造物



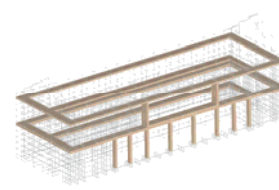
(a) 北西から見た図



(b) 北東から見た図



(c) 上側から見た図



(d) 煉瓦以外の柱と梁(北西)

図1 解析モデル

振動特性を表す物性値を表1(a)に示す。煉瓦の物性値は、現地調査（弾性波トモグラフィー）によって推定された壁の平均的な値とした⁶⁾。そのため、壁は煉瓦単位でモデル化せず、厚さ方向の平均的な物性値を有する煉瓦より大きいサイズの要素でモデル化した。西側の壁の木材の物性値は現地調査で測定されていないため、広葉樹ぶなの一般的な値⁷⁾を用いた。リング梁の物性値も現地調査で測定されていないため、煉瓦の物性値を用いた場合と木材の物性値を用いた場合の2通りとした。屋根はモデル化せず、付加質量を屋根直下の要素に与えた。東西に通る天井の木製の梁は本数が少ないためモデル化を省略した。

要素間には、要素の剛性に基づくばねを与えた。要素自身は剛体であり変形しないが、要素が重なりあうことで建物全体の变形を表現することができる。ばねに作用する引張・せん断・圧縮応力が、それぞれの強度を上回った場合、ばねを切断し、破壊現象を表現した。本解析では、煉瓦とモルタルを含んだ壁の平均的な物性値を持った煉瓦より大きな要素間の接合面においてのみ破壊が生じると仮定し、強度を煉瓦要素間強度と呼ぶこととした。引張強度、せん断強度（粘着力、内部摩擦角）、圧縮強度を表1(b)に示す。施工条件の違いや経年劣化の影響などにより、建物によって強度はばらつくと考えられ、イランの組積造の事例でも文献毎にばらついている⁸⁾⁹⁾。そこで、煉瓦要素間強度として弱、中、強強度の3通りを想定した。ネパールの強度に関する文献が見当たらなかったため、基準となる中強度は室内実験により得られたイランの煉瓦の強度⁸⁾を代替的に用いた。弱強度と強強度は、中強度の引張強度、粘着力、圧縮強度をそれぞれ1/10倍、10倍としたものとした。木材の強度は表1(b)に示す広葉樹ぶなの一般的な強度⁷⁾を用いた。リング梁は壁を一体化する役割を持っているので、引張強度の大きい木材の強度をリング梁の強度として代替的に用いたが、いずれのケースでも破壊せず弾性挙動を示した。煉瓦一柱間、煉瓦一リング梁間の強度は、煉瓦要素間強度と同じ値を用いた。

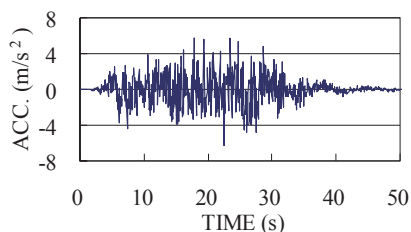
(3) 入力地震動

加速度波形を図2に示す。ネパールの歴史地震データと活断層データから地震危険度解析によって推定されたものである。図2(a)は50年発生確率5%（再現期間975年）のもので最大加速度は 6.3m/s^2 、図2(b)は50年発生確率10%（再現期間475年）のもので最大加速度は 4.2m/s^2 である。

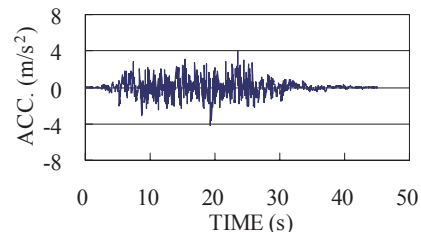
地震動の入力方向のケースとしては、1方向にのみ入力する3ケース、2方向に同じ加速度を入力する3ケース、3方向に同じ加速度を入力する1ケースの計7通りとした。表2に入力ケースを示す。

表1 解析パラメータ

(a) 物性値			(b) 強度				
物性値	煉瓦	木材	強度	煉瓦要素間強度			柱・ リング梁
				中強度	弱強度	強強度	
質量(kg/m ³)	1.9×10^3	7.0×10^2	引張強度 (MPa)	0.127	0.0127	1.27	110
ヤング率 (N/m ²)	7.67×10^8	6.3×10^8	粘着力 (MPa)	0.0304	0.00304	0.304	9.0
ポアソン比	0.2	0.3	内部摩擦角 (°)	32.0	32.0	32.0	0.0
			圧縮強度 (MPa)	0.49	0.049	4.9	45.0



(a) 50年発生確率5%



(b) 50年発生確率10%

図2 入力地震動

表2 地震動の入力方向のケース (○：入力、－：入力しない)

方向	ケースX	ケースY	ケースZ	ケースXZ	ケースYZ	ケースXY	ケースXYZ
X方向	○	－	－	○	－	○	○
Y方向	－	○	－	－	○	○	○
Z方向	－	－	○	○	○	－	○

3. 解析結果

(1) 地震動の入力方向毎の建物の破壊状況

まず、地震動の入力方向毎に、推定地震動に対する建物の破壊状況を検討する。煉瓦要素間強度が中強度で、リング梁の物性値を煉瓦と同じ値に設定した場合の結果を例にとって示す。

a) 50年発生確率5%の地震動を入力した場合

図3に、50年発生確率5%の地震動入力後の建物の破壊状況を、地震動の入力方向のケース毎に示す。引張破壊を起こした面を赤線で、面を囲む4辺を黒線で示す。50年発生確率5%の地震動では、引張破壊を起こして落下に至る要素が見られた。いずれのケースにおいても、せん断破壊、圧縮破壊は生じなかった。

まず、1成分入力の3ケース（図3(a)(b)(c)）を比較する。短辺方向の壁上部の三角形の部分は、X方向に入力した場合には多くの要素が引張破壊の後に落下したが、Y方向に入力した場合には落下しなかった。その下の壁は、X、Yのいずれの方向に入力した場合も引張破壊が生じたものの落下する要素は生じなかった。長手方向の壁では、内側と東側の壁に多くの引張破壊が生じた。これらの壁では、Y方向に入力した場合には面外方向に大きく振動するため、多くの要素間で引張破壊が生じ、大きくずれる要素や落下する要素が確認された。一方、西側の壁では、X、Yのいずれの方向に入力した場合も引張破壊がほとんど生じなかった。この理由は、西側の壁には鉛直方向に木製の柱が通っており、これらが引張に抵抗するためであると考えられる。よって、開口部の割合が最も大きいにも関わらず被害が最も小さいという結果になった。上下方向（Z）に入力した場合は、ほとんど建物は振動せず、引張破壊も起こらなかった。

次に、図3(a)と(d)、図3(b)と(e)を比較することにより、水平動に加えて上下動を入力することの影響を調べる。X方向に入力する場合は、上下動が加わることで、三角形の部分の落下要素の数が増えているが、それ以外の被害はほとんど変わらない。この理由は、三角形の要素が一番上にあり、周辺の要素からの拘束が少ないので、上下動が加わることによって転倒し易くなるものと考えられる。Y方向に入力する場合は、上下動を追加することで引張破壊を起こしたエリアが増加してはいるが、落下する要素の数は減少しており顕著な違いは見られない。

次に、2成分入力の3ケース（図3(d)(e)(f)）を比較すると、水平方向に2成分入力したケースXYの被害が最も大きく、三角形の部分の要素はほとんど落下しており、内側、東側の壁内の要素も多く落下している。

3成分入力したケース（図3(g)）と水平方向に2成分入力したケース（図3(f)）の被害を比較すると、落下要素や引張破壊を起こしている赤色のエリアに大きな違いは見られない。

以上をまとめると、組積造は壁が面外方向に振動した後に引張破壊を起こして破壊に至るため、破壊の程度は主に水平動に支配されることがわかった。また、長手方向の壁は、幅が長い上に開口部が大きいため面外方向に振動し易いが、短辺方向の壁は幅が短く開口部の割合も小さいため面外方向に振動しにくい。そのため、長辺方向の壁の面外方向（Y方向）に地震動が入力されるときに被害が大きくなったと考えられる。木製の柱との複合構造となっている西側の壁は破壊しておらず、柱の補強効果が確認された。

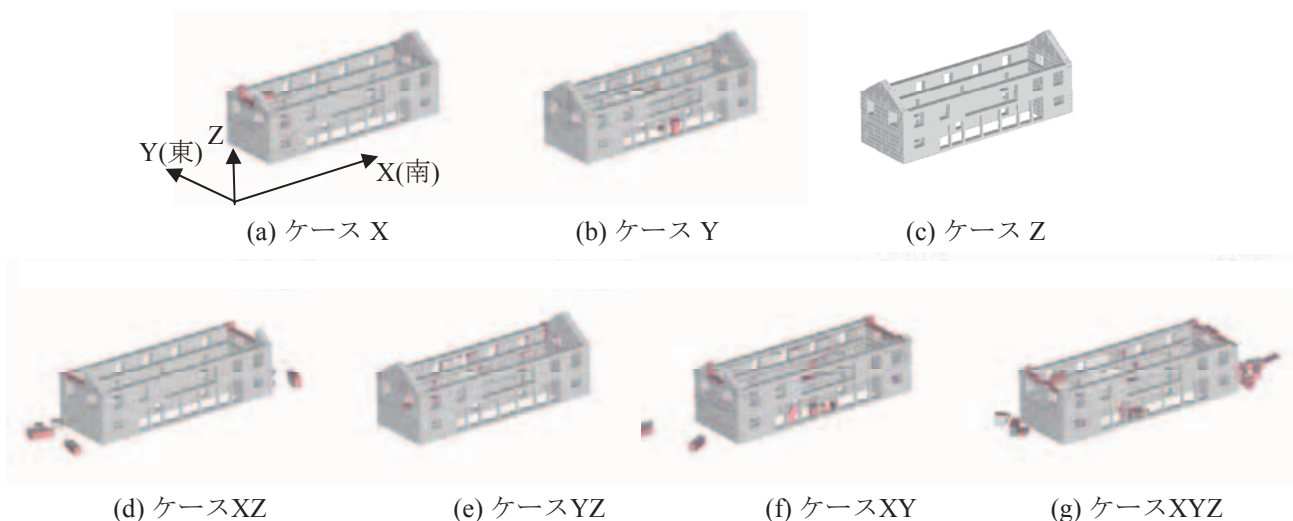


図3 地震動の入力方向毎の建物被害（50年発生確率:5%、煉瓦要素間強度:中、リング梁の物性値:煉瓦）

b) 50年発生確率10%の地震動を入力した場合

図4に、50年発生確率10%の地震動入力後の建物の破壊状況を、地震動の入力方向のケース毎に示す。引張破壊のみ生じ、せん断破壊、圧縮破壊は生じなかった。いずれのケースにおいても落下する要素は確認されなかった。引張破壊は、壁と壁の接合部の上方や、開口部周辺に僅かに見られたが、周囲の要素との間にずれを生じる要素は確認されなかった。これらのことから、当モデルは50年発生確率10%の地震動に対して耐力を有していると考えられる。

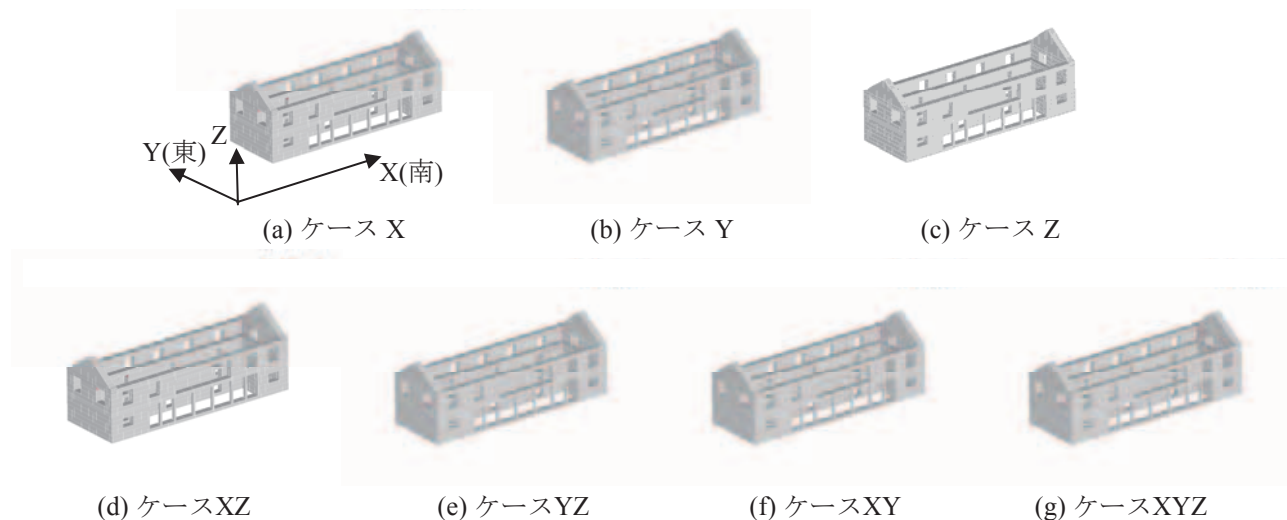


図4 地震動の入力方向毎の建物被害 (50年発生確率:10%、煉瓦要素間強度:中、リング梁の物性値:煉瓦)

(2) 煉瓦要素間強度の影響

次に、煉瓦要素間強度が構造物の地震被害に及ぼす影響について検討する。(1)における検討において、落下する要素が見られた50年発生確率5%の地震動に対する検討結果について示す。

図5、6に、煉瓦要素間強度が弱、中、強強度のモデルに対して、地震動を3方向に入力したとき(ケースXYZ)の、地震動終了後の建物被害を示す。図5はリング梁の物性値を煉瓦と同じ値に設定したとき、図6はリング梁の物性値を木材と同じ値に設定したときの結果である。

弱強度の場合(図5、6(a))、三角形の部分ほぼ全てと、内側と東側の長辺方向の壁の多くの要素が落下した。それ以外の壁で落下する要素はなかった。弱強度であっても、柱で支えられた西側の壁の要素は落下せず、柱の効果が確認できる。梁の物性値を木材の値に設定したモデルの方が、落下した要素の数が多かった。



図5 煉瓦要素間強度と建物被害の関係 (50年発生確率:5%、ケースXYZ、リング梁の物性値:煉瓦)

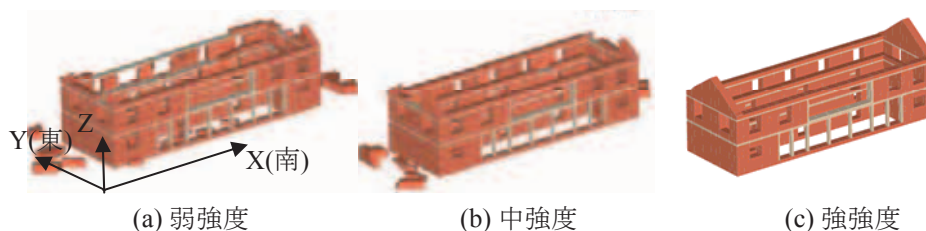


図6 煉瓦要素間強度と建物被害の関係 (50年発生確率:5%、ケースXYZ、リング梁の物性値:木材)

中強度の場合（図5、6(b)）、三角形の部分のほぼ全てと、2階のリング梁の上にある多くの要素が落下した。また、リング梁の物性値として煉瓦の値を採用したモデル（図5(b)）では、内側の長辺方向の壁において1階と2階のリング梁の間にある要素の一部が落下したが、梁の物性値として木材の値を採用したモデル（図6(b)）では落下しなかった。

強強度の場合（図5、6(c)）、いずれのモデルでも落下する要素が生じなかった。

以上のように、50年発生確率5%の大きな地震動であっても、強度を強強度まで上げることによって落下する要素がなくなり、建物被害を大きく軽減できることがわかった。また、強度によって被害の程度が大きく異なるので、建物の地震被害を適切に評価し対策を講じるためには、強度を正しく把握することが重要である。

(3) リング梁の物性値の影響

(2)における検討結果より、中強度の場合、リング梁の物性値として木材の値を用いた方が煉瓦の値を用いたときよりも被害が小さくなり、弱強度では逆に被害が大きくなることがわかったので、ここではリング梁の物性値の影響について検討する。

リング梁は、全ての壁の上を這うように設置されており、煉瓦と煉瓦、壁と壁を拘束する効果を持っている。木材は煉瓦よりも剛性が小さく変形し易いので、煉瓦間に変形し易い木材を挿入することが被害を抑制する場合も増加する場合もあると考えられる。そこで、リング梁の物性値を煉瓦と同じ値に設定したときと、木材と同じ値に設定したときの地震時挙動を比較することによって、剛性の小さい要素を挿入することの効果について考察する。50年発生確率5%の地震動を3方向（ケースXYZ）に入力した結果について比較する。

(2)において煉瓦の落下が生じた弱強度と中強度の結果について比較する。

a) 煉瓦要素間強度が弱強度の場合

図7、8に、弱強度の場合の両モデルの地震時挙動を示す。2階のリング梁の上の要素は、リング梁を木材と仮定したモデルの方が、早い時刻で落下している。例えば15秒後（図7、8(a)）において、リング梁を木材と仮定したモデルでは北側の壁上方と東、内側の長手方向の壁の上端の要素の多くが落下しているが、リング梁を煉瓦と仮定したモデルでは1つの要素も落下していない。この理由は、木材は煉瓦よりも剛性が小さく変形し易いため、変形したリング梁に追従して変形するリング梁上の要素には引張応力が生じ易く、かつ周囲の要素からの拘束も少ないため、弱強度の場合は引張破壊が生じ易く落下し易いものと考えられる。

29秒後（図7、8(h)）では1階と2階のリング梁の間の要素で落下したものが確認された。リング梁を木材と仮定したモデルの方が落下要素数が多い。落下に至るメカニズムは、周辺の全ての要素と引張破壊を起こした後に、直下の要素の上で滑動して端部から落下するというものであった。木材のリング梁の方が変形し易いため、滑動して落下した要素の数が多くなったものと考えられる。

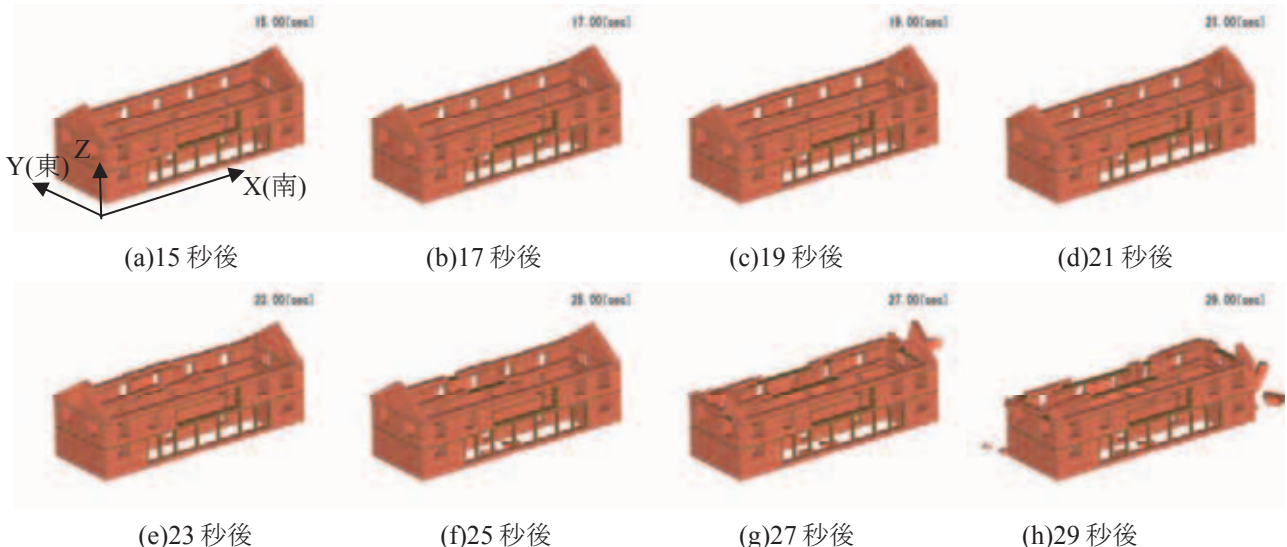


図7 リング梁の物性値が煉瓦と等しいときの地震時挙動(50年発生確率5%、ケースXYZ、煉瓦要素間強度:弱)

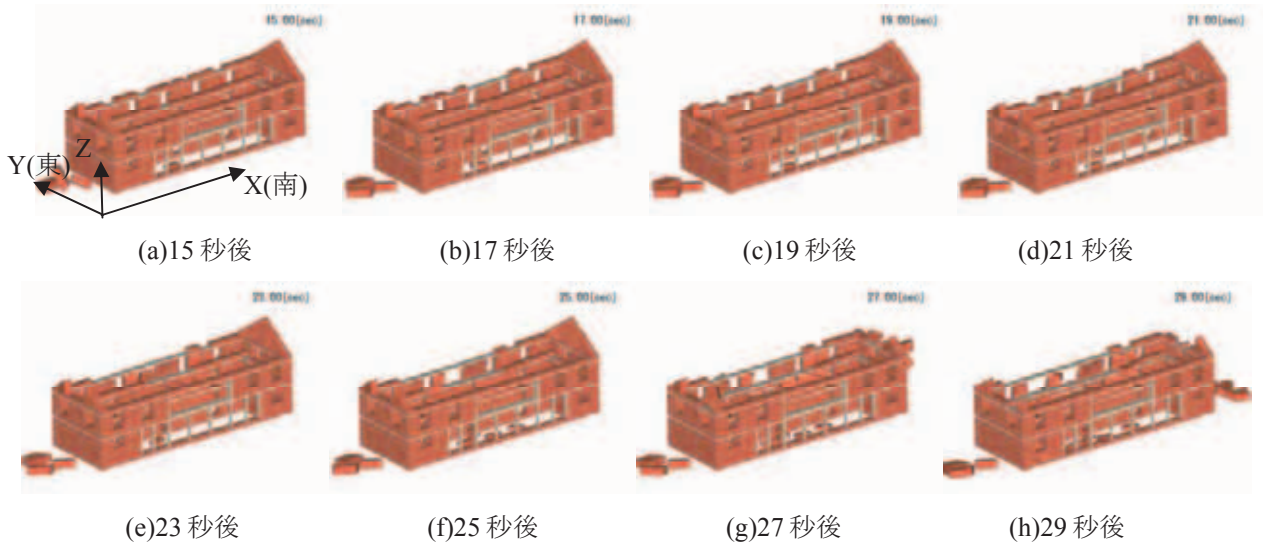


図8 リング梁の物性値が木材と等しいときの地震時挙動(50年発生確率5%、ケースXYZ、煉瓦要素間強度:弱)

b) 煉瓦要素間強度が中強度の場合

図9、10に、中強度の場合の地震時挙動を示す。まず、壁の面外変形の程度を比較する。リング梁の物性値を木材の値と仮定したモデルでは、煉瓦の値と仮定したモデルよりも、東側と内側の長手方向の壁が面外方向に大きく振動している様子が見て取れる。例えば、図9、10(e)(g)は東側へ、図9、10(f)(h)は西側へ振動しているが、図10の方が図9よりも変位が大きい。この理由は、前述のとおり木材の方が剛性が小さく変形し易いためであると考えられる。西側の壁の面外振動の変位量は、両モデルともわずかで違いが見当たらない。この理由は、両モデルとも木製の柱で支持されているためである。短辺方向の壁は、壁の幅が小さいために面外変形も小さいため、両モデルで有意な違いが見られない。

次に、2階のリング梁の上の要素の被害を比較する。例えば22秒後（図9、10(a)）、リング梁を木材と仮定したモデルの方が、より多数の要素が落下している。この理由は、弱強度の考察で述べたとおりである。

一方、2階のリング梁の下の要素の落下状況について調べると、リング梁を煉瓦と仮定したモデルでは内側と東側の長手方向の壁の要素が落下したが、リング梁を木材と仮定したモデルでは面外変形が大きいにも関わらず落下しなかった。弱強度のときと逆の傾向である。この理由は次の通りであると考えられる。リング梁の物性値を煉瓦の値と仮定した場合、煉瓦がわずかに引張破壊したとき、煉瓦の見かけの剛性はリング梁の剛性よりも小さくなるため、剛性の大きいリング梁の拘束のために、煉瓦の壁がしなやかに面外変形できず、面外方向に滑動して落下する要素が生じる。一方、リング梁が木材の場合、煉瓦の壁は柔なリング梁と一体となつてしなやかに面外に変形できるため、滑り落ちる要素数が少ないものと思われる。

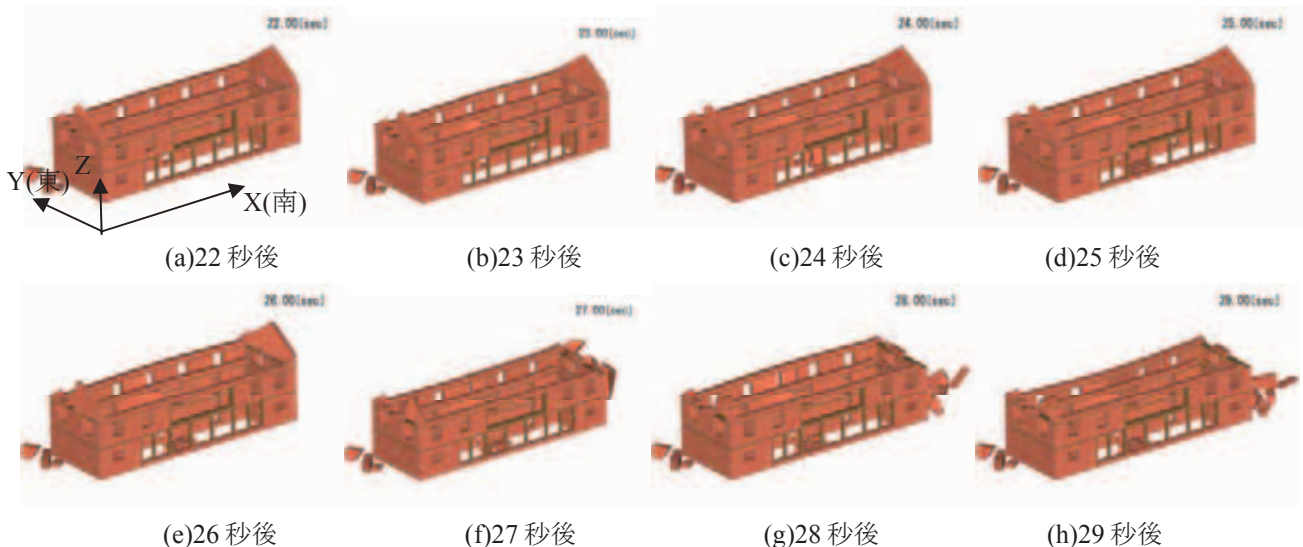


図9 リング梁の物性値が煉瓦と等しいときの地震時挙動(50年発生確率5%、ケースXYZ、煉瓦要素間強度:中)

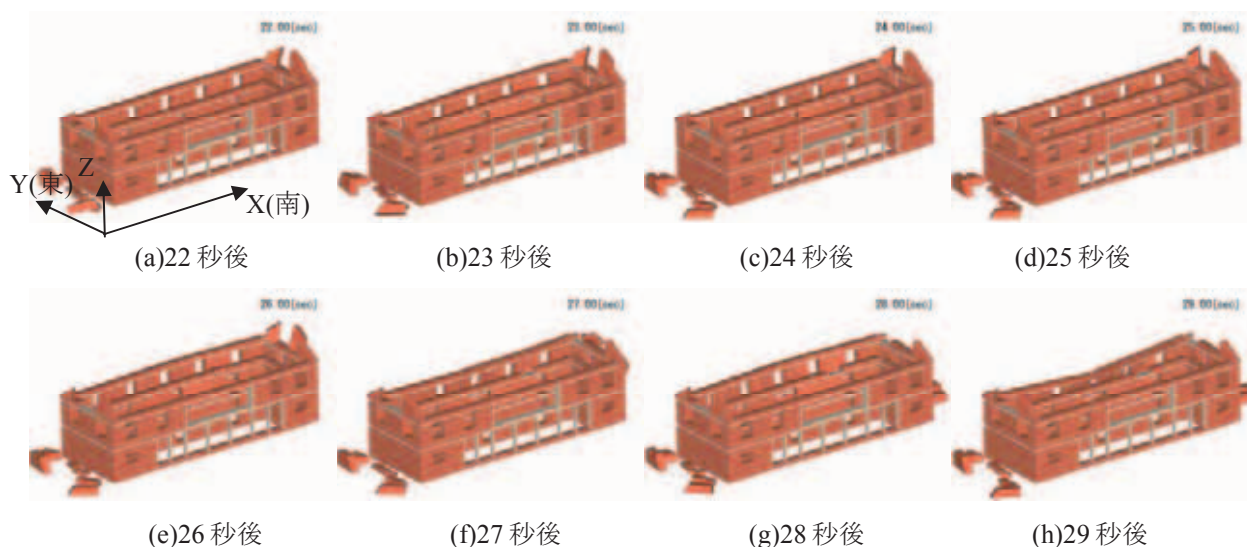


図10 リング梁の物性値が木材と等しいときの地震時挙動(50年発生確率5%、ケースXYZ、煉瓦要素間強度:中)

以上より、壁が一体となって変形できる程度に引張強度が確保される場合には、剛性の小さいリング梁の方が要素の落下を防止できる可能性のあると考えられる。

4. まとめ

本研究では、ネパールに実在する歴史的組積造建造物の地震被害をシミュレーションにより評価した。仮定したモデルでは、中強度の場合、50年発生確率10%の地震動に対しては引張破壊が生じるものの落下する要素は生じないが、50年発生確率5%の地震動に対しては一部の要素が落下する結果となった。木製柱との複合構造となっている西側の壁の被害が小さく、結果として木製の柱の存在が補強の役割を果たしていることが確認された。また、煉瓦要素間の強度によって被害の程度が大きく異なることがわかった。さらに、壁が一体となって振動できる程度に強度が確保できれば、リング梁の剛性が小さい方が壁が一体となつてしなやかに変形できるため、落下する要素数が少ない結果となった。建物の地震被害を適切に予測するには、要素間の強度やリング梁の剛性などを適切に評価する必要がある。

謝辞：本研究は、平成21年度立命館大学グローバルCOEプログラム（研究課題名：歴史都市を守る「文化遺産防災学」推進拠点）の研究成果の一部である。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Amatya, S.: Monument conservation in Nepal, Vajra Publications, 2008.
- 2) Rohit K.R.: Heritage homeowner's preservation handbook, UNESCO, 2007.
- 3) Parajuli, H.R., Kiyono, J., Ono, Y., and Tsutsumiuchi, T.: Design earthquake ground motions from probabilistic response spectra: Case study of Nepal, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, Vol.8, No.4, pp.16-28, 2007.
- 4) JICA: ネパール国カトマンズ盆地地震防災対策計画調査最終報告書, 2002.
- 5) Kiyono, J.: Immediate damage estimation of road bridges in Turkey just after an earthquake, *Journal of Social Safety Science*, No.8, pp.41-50, 2006.
- 6) Parajuli, H.R., Kiyono, J., Maskey, P.N., Shiotani, T., Momoki, S., Toki, K., Masuda, K., Taniguchi, H. and Furukawa, A.: Parametric study on old brick masonry walls by AE measurement, 第27回日本自然災害学会学術講演会, 2009.
- 7) たとえば, 岡田清, 小柳洽, 明石外世樹: 土木材料学, 国民科学社, 1998.
- 8) Ghannad MA, Bakhshi A, Mousavi Eshkiki SE, Khosravifar A, Bozorgnia Y, Taheri Behbahani AA.: A study on seismic vulnerability of rural houses in Iran. *Proc.of the 1st European Conference on Earthquake Engineering & Seismology*, No.680, 2006.
- 9) Kiyono J., Kalantari A.: Collapse mechanism of adobe and masonry structures during the 2003 Iran Bam earthquake, *Bulletin of earthquake research institute, University of Tokyo*, Vol.79, pp.157-161, 2004.