

## 2016年熊本地震における被災した伝統構法木造建物の3次元地震応答解析

## 3D Earthquake Response Analysis for Un-anchored Traditional Wooden Houses during 2016 Kumamoto Earthquake

村田 晶<sup>1</sup>・八木耀平<sup>2</sup>・鈴木祥之<sup>3</sup>・宮島昌克<sup>4</sup>

Akira Murata, Yohei Yagi, Yoshiyuki Suzuki and Masakatsu Miyajima

<sup>1</sup>金沢大学 助教 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

Asistant Professor, School of Environmental Design, Kanazawa University

<sup>2</sup>神戸市建設局 (〒650-8570 神戸市中央区加納町6-5-1)

Kobe City

<sup>3</sup>立命館大学 教授 衣笠総合研究機構 (〒603-8341 京都市北区小松原北町58)

Professor, Kinugasa Research Organization, Ritsumeikan University

<sup>4</sup>金沢大学 教授 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

Professor, School of Environmental Design, Kanazawa University

In Japan, some traditional style wooden houses are not fixed with base stones (ishibadate base) on the ground. When an earthquake occurred, they were sliding on stones. In order to clarify influence of an earthquake, many static load tests and shaking table tests have been executed. Thus, Kumamoto earthquake occurred last year and many traditional style houses were damaged. It is thought that we can evaluate the characteristic of these houses by analyzing such damage.

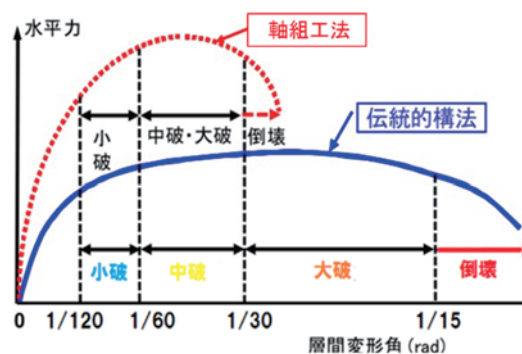
In this study, we have purposes to estimate two wooden houses of traditional style at Kumamoto city and Mashiki town which suffered the damage of 2016 Kumamoto Earthquake.

**Keywords :** Un-anchored traditional wooden house, 3-D earthquake response analysis, Earthquake damage

## 1. はじめに

2016年4月14日21時26分、熊本県熊本地方を震央とする、震源の深さ11km、気象庁マグニチュード6.5の地震(前震)が発生し、熊本県益城町で震度7を観測した。その28時間後の4月16日1時25分には、同じく熊本県熊本地方を震央とする、震源の深さ12km、マグニチュード7.3の地震(本震)が発生し、熊本県西原村と益城町で震度7を観測した。全壊住宅が約8,000棟、半壊が約18,000棟、一部破損が約73,000棟、それぞれ確認されており、その中には伝統木造建物も多く含まれている。ここで、基礎に石場建てを有する伝統構法建物は数々の実験、特に2010年から2012年にかけての要素実験や実大実験<sup>(例えば1)~3)</sup>、解析的な検証<sup>(例えば4)~6)</sup>により、図1に示すようなクライテリア、すなわち地震に対し他の木造の構法に比べ耐力こそ劣るが、大きな変形性能を持ち粘り強いことが明らかにされてきた。今回の2016年熊本地震においても、筆者らの調査により、伝統構法建物は上記のような性能を発揮しており、改修を施すことで供用可能となる建物が大部分を占めていることを明らかにしている。

そこで本研究では、2016年に発生した熊本地震で被災した伝統木造建物の被害詳細調査結果と筆者らが推定した調査地点における推定地震動を用い、被災した伝統木造建物の耐震性能を評価する。

図1 伝統構法のクライテリア<sup>1)</sup>

## 2. 3次元立体モデルによる地震応答解析について

解析対象建物として、益城町赤江地区に位置する農家型の建物であるS邸と、熊本市中唐人町に位置する町家型の建物であるナチュラル&ハーモニックピュアリティ（以下N邸と表記する）の2棟を選定する。それぞれの建物については2016年5月と7月に詳細調査を行い、図面記帳をし、被害状況を確認した。両邸の被害については、S邸では壁損傷と中破程度の柱残留変形が確認できているが、柱折損等の被害は確認できていない。また、一部床下を確認した限りでは大きな柱脚部滑りについて確認できなかった。N邸については壁損傷と中破～大破に至る程度の柱残留変形が確認できているが、柱折損等の被害は確認できていない。ここで、N邸は通りに面している構面より奥（運河側）に進むに従い地面が傾斜しているため、地下に部屋が存在する。解析を行うにあたり、柱脚部を剛として仮定するとともに、地下部のモデル化を割愛している。

対象建築物の特徴をモデル化し解析を行うにあたり、3次元を考慮した個別要素法による解析を行う。個別要素法を適用する理由としては、大変形時における部材の挙動を評価することと石場建て部の柱脚浮き上がりを考慮するためである。なお、これらの解析には、木造構造物の3次元地震応答解析の実績がある、建築研究所より公開されている汎用解析ソフトウェアのwallstat<sup>7)~9)</sup>を使用する。モデル化に必要な軸組、接合部、構面、柱脚のパラメータは、本来であれば対象建物と同地区、構法を模擬した要素実験データより求められるべきであるが、本稿では伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会のデータベース<sup>8)</sup>、高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル<sup>10)</sup>、そして伝統木造構法を生かす木造耐震設計マニュアル<sup>11)</sup>より引用する。また、主な構造要素のモデル化については既往研究<sup>12)</sup>を基としている。ここで、小屋組部分については、既往研究と同様に架構の持つ耐力を屋根構面に置き換え、陸屋根として表現している。以上によりモデル化した両建物の解析モデルを図2、図3に示す。本稿では、図に示すように玄関のある構面に対し平行方向をX方向、直交方向をY方向と定義する。S邸、N邸ともにX方向が桁行、Y方向が張間となる。

軸組のモデル化については表1に示すように解析対象とする建築物の材種ごとに部材の曲げ強度を設定し、断面係数に従い最大曲げモーメントを決定することとし、軸組断面を3つの断面ごとに分け、弱軸・強軸の方向を考慮し計算を行う。被災調査により、対象建物であるS邸では横架材にマツ、柱にヒノキが使われているが、N邸では調査により把握できなかったため、S邸と同様、横架材にマツ、柱にヒノキを使用していると仮定する。また、軸組は折損（部材の曲げ破壊）を再現するために弾塑性回転バネと弾性梁要素でモデル化<sup>12)</sup>を行う。なお、折損は回転角が大きくなりバネの骨格曲線の曲げモーメントが0に達すると、部材間の回転バネをピン結合に変更することで表現する。

接合部のモデル化については軸組間の接合部は、回転バネと弾塑性バネ（せん断に対しては剛）を用いてモデル化<sup>13)</sup>し、スリップとバイリニア型の復元力として扱う。ここで、回転バネで木材のめり込みを、弾塑性バネで木材の引き抜きを表現している。また、回転バネは強軸、弱軸の各方向にそれぞれ作用するように

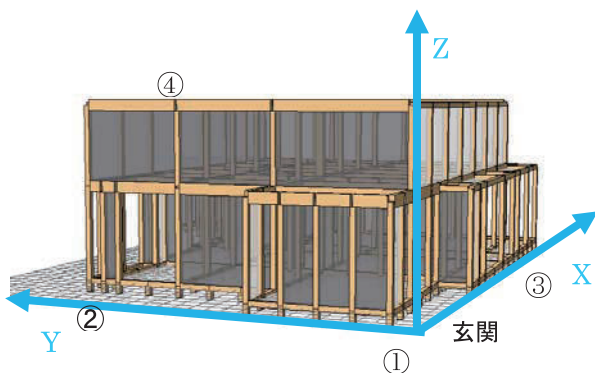


図2 S邸解析モデル

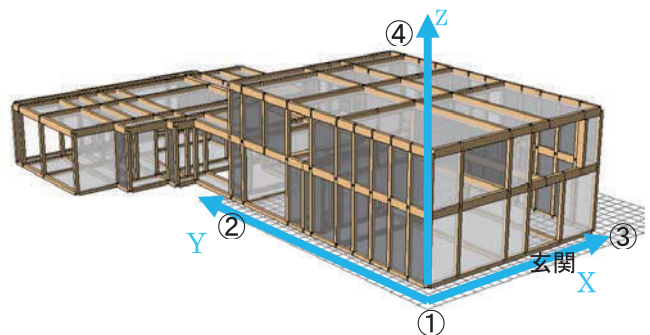


図3 N邸解析モデル

表1 断面形状と軸組特性（左；S邸，右；N邸）

	ヒノキ		マツ			
	柱	大黒柱	横架材	梁	大梁	
断面形状(mm)	150×150	240×240	150×150	150×300	360×360	
最大曲げモーメント(kN・m)	強軸	41.34	169.34	49.61	198.45	685.84
	弱軸	41.34	169.34	49.61	99.23	685.84

	ヒノキ		マツ			
	柱	大黒柱	横架材	梁	大梁	
断面形状(mm)	150×150	240×240	150×150	150×300	360×360	
最大曲げモーメント(kN・m)	強軸	41.34	169.34	49.61	198.45	685.84
	弱軸	41.34	169.34	49.61	99.23	685.84

している。ほぞの仕様に関しては、長ほぞ込栓接合と仮定する。なお、除荷時はwallstatの仕様により、第1勾配で除荷した後、スリップで原点に戻るモデルとする。

柱脚・石場建てのモデル化について、石場建てに関しては参考文献<sup>4)</sup>のモデル化を参考に、柱脚の滑りや摩擦、浮き上がりによる衝撃を考慮し解析を行う。滑る方向に対し各柱脚に伝わる鉛直荷重 $N$ から摩擦力を算出した後、柱脚に加わる水平力 ( $P_x, P_y$ ) との比較により滑りの有無を判定する。ただし、N邸に関しては、前述の通り建物構造（一部地下が存在）から、地面との接点に関しては剛としてモデル化する。

- ・試験体が滑りだす条件  $\mu_1 \times N < \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$  (柱脚速度ベクトルと地盤速度ベクトルの内積が負で停止)
- ・滑り中に柱脚要素にかかる摩擦力  $\mu_2 \times N$  (符号は水平力と逆方向)

上記式中の $\mu_1$ は静止摩擦係数、 $\mu_2$ は動摩擦係数とする。上記の柱脚の滑動のモデルは参考文献<sup>14)</sup>において、振動台実験における柱脚の滑り現象を精度よく再現できることを確認している。

柱脚の浮き上がりに関しては、柱脚下部の「鉛直方向の絶対変位が地盤レベルと同じか下回った場合」は地震波入力に従い、「絶対変位が地盤レベルより上部の場合」は拘束なしで浮き上がっている状態とする。また、地盤との接触条件としては文献<sup>1)</sup>を参考に、静止摩擦係数 $\mu_1$ を0.5、動摩擦係数 $\mu_2$ を0.4、地盤と解析モデルが接触した際の跳ね返りの弾性剛性を50,000kN/m、粘性減衰定数を0.02と、それぞれ設定する。なお、本稿で使用するデータは6枚びしゃん仕上げの礎石・細のデータとする。

構面のモデル化について、図2、図3に記載した壁、床（図中の灰色で表記する）の復元力としては、実験値<sup>1),3)</sup>を参照し、トラスバネでブレース置換しモデル化する。履歴特性はバイリニア+スリップ型履歴則とする。壁については間仕切り壁について明確なデータがなかったため、土壁の半分の強度として仮定する。また、窓は大窓に加え、小窓のある部分も壁面として取り扱わず、開口と仮定する。床についてはスギ材の柔床仮定とする。屋根架構については梁と同材を使用していると仮定するが、小屋組の変形については考慮しない。また、架構の持つ耐力を屋根構面に置き換えて表現するため、解析モデルの形状としては陸屋根で表現する。

重量モデルについては、現地調査により部材を確認し屋根荷重、外壁、内壁、床、載積荷重等の単位重量 (N/m<sup>2</sup>) に該当面積 (m<sup>2</sup>) を乗じることにより算出している。重量は各階の要素に均等に配分する。各建物の重量モデル算定に係る基準荷重を表2に、各建物の重量モデルを表3にまとめる。

建物に入力する地震波は、桁行、張間両方向の地震応答特性を把握し、建築物の建築基準法に対するクライテリア、加えて石場建ての性能と建築物被害への影響を検証するために、BCJ-L1とBCJ-L2<sup>16)</sup>を各方向に入力する。なお敷地地盤による増幅は考慮しない。また、地震に対する建築物全体の性能を確認するため、JMA熊本波前震、本震の水平成分を基に筆者らの手法<sup>17)</sup>で推定した、各建物敷地における3方向推定地震動を入力する（以下 推定熊本波と表記する）。入力波の方向は、図2に示すX方向をEW、Y方向をNSとする。計算に用いた推定地震動については図4～図7にそれぞれ示す。

### 3. 地震応答解析結果および考察

S邸におけるBCJ-L1、L2波入力時の最大層間変形角と残留層間変形角を表4、5にそれぞれ示す。表中の丸数字は図1中の観測点と対応する。図1のクライテリアに従い、倒壊判定を行う。なお、1/1000(rad.)未満は#で示す。表に示すようにBCJ-L2入力では、1、2階ともX方向加振時のX変位とY方向加振時のY変位の最大応答変位、残留応答変位が大きくなるが、最大層間変形角でも1/15(rad.)を超えず、1/30(rad.)を若干超え

表2 対象建物の構成要素調査荷重<sup>15)</sup>

固定荷重	構成部位	仕様	荷重
	構架材	マツ	5.19(kN/m <sup>3</sup> )
	柱	ヒノキ	4.02(kN/m <sup>3</sup> )
	1階・2階床	スギ(柔床)	3.72(kN/m <sup>2</sup> )
	壁	土壁	0.45(kN/m <sup>2</sup> )
	屋根	和瓦	0.42(kN/m <sup>2</sup> )

表3 重量モデル (左; S邸, 右; N邸)

S邸		N邸	
2階上半分+小屋組	140.8kN	2階上半分+小屋組	95.4kN
2階下半分+1階上半分	172.3kN	2階下半分+1階上半分	204.8kN
1階下半分	113.2kN	1階下半分	154.5kN

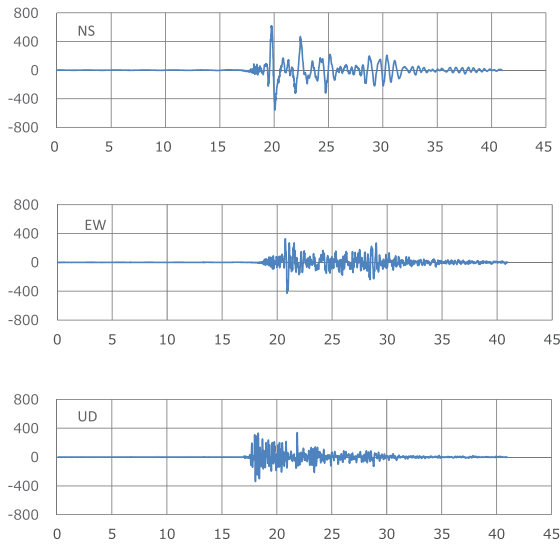


図4 推定地震動波形（S邸，前震）  
（縦軸；加速度(cm/s<sup>2</sup>), 横軸；時間(s))

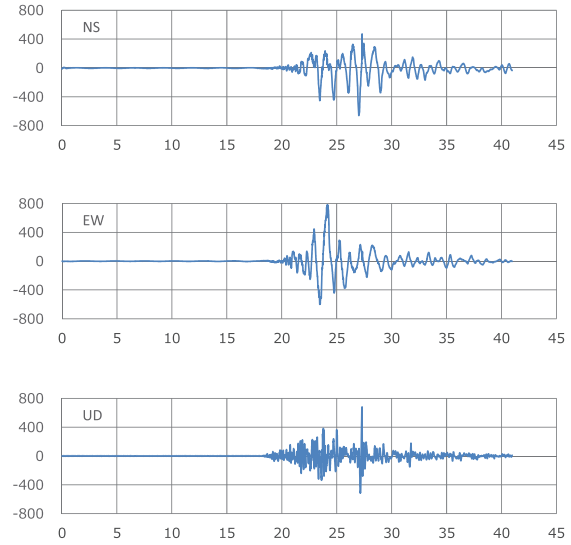


図5 推定地震動波形（S邸，本震）  
（縦軸；加速度(cm/s<sup>2</sup>), 横軸；時間(s))

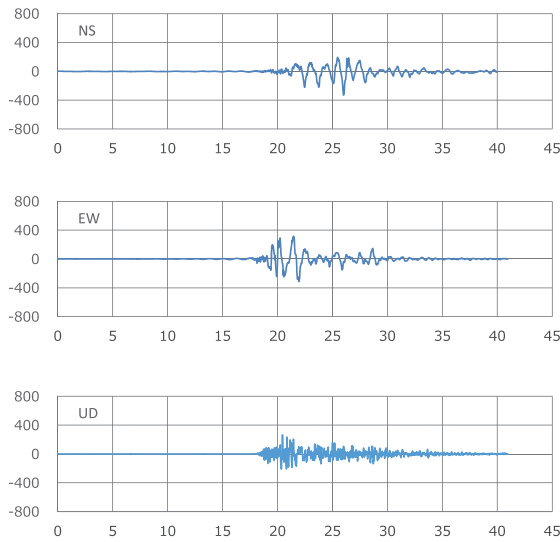


図6 推定地震動波形（N邸，前震）  
（縦軸；加速度(cm/s<sup>2</sup>), 横軸；時間(s))

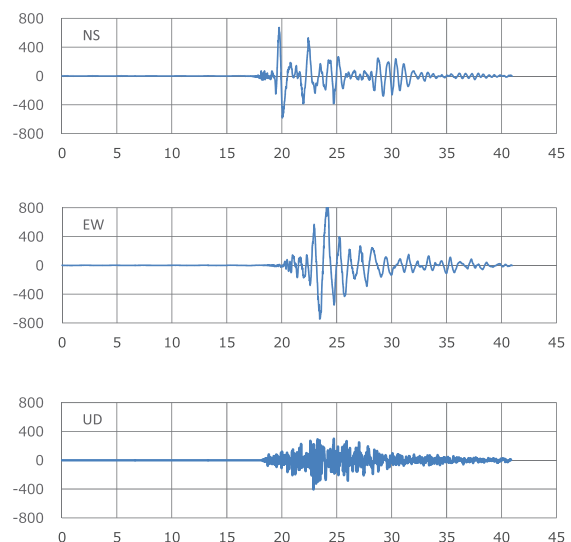


図7 推定地震動波形（N邸，本震）  
（縦軸；加速度(cm/s<sup>2</sup>), 横軸；時間(s))

る程度であった。残留変形角は1/120(rad.)を下回る結果となった。また、X、Y方向による剛性のばらつきが小さいことから、変形角については両方向とも同様な大きさとなった。さらに、柱脚接点での変位（すべり）についてもほとんど見られなかった。原因としては、1階の壁面量そのものが少なかったことに加え、1階部分に小窓のある壁面が多数存在していたが、小窓のある構面は壁面として入力せず、開口として取り扱っていたため、剛性が十分でないためと思われる。ただし、残留変形角が大きくないことより、塑性変形とはなっているが剛性低下するには至らない揺れであったと思われる。

同様に、N邸におけるBCJ-L1、L2波入力時の最大層間変形角と残留層間変形角を表6、7にそれぞれ示す。表中の丸数字は図2中の観測点と対応する。X方向の建物剛性が不足しているため、表に示すようにY方向加振時のX変位の最大応答変位が大きくなり、2階についてはY方向加振時のY変位より大きくなった。また、町家型建物のためS邸よりも全体的に柱・梁寸法も小さく、壁配置についても制約があるために、変形量も大きくなり、最大層間変形角が1/15(rad.)により近づいていることがわかる。さらに、1階の変形が大きくなることで、2階への地震力の伝達が小さくなるため、変形量が相対的に小さくなった。

次に推定熊本波入力における各対象建物の最大層間変形角を表8に、残留層間変形角を表9にそれぞれ示す。

ここで、表中の白色が小破（1/120～1/60(rad.））、黄色が中破（1/60～1/30(rad.））、橙色が大破（1/30～1/15(rad.））、赤色が倒壊（1/15(rad.）～）を表す。表に示すように調査結果との関係は概して調和的であるものの、N邸に関しては詳細調査では残留変形角は1/30radを超えていなかったことから、解析結果が過大に評価されていると考えられる。この理由としては、推定した地震動が過大であった可能性もあるが、解析モデルについてもN邸には本来地下室が存在しているが、解析上での表現が困難なため今回はモデル化せずに解析を行ったため、過大な評価となったのではないかと考えられる。地下室の表現については今後の課題としたい。S邸については開口の多い鉛直構面の変形が大きくなっていること、N邸については全般的に変形が大きくなっていることから、補修・補強を考えていく上での参考になると考えられる。

表4 BCJ-L1,L2加振時最大層間変形角（S邸）

最大層間変形角(rad)									
入力波		BCJ-L1				BCJ-L2			
入力方向		X方向加振		Y方向加振		X方向加振		Y方向加振	
観測方向		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
①	1F	1/94	#	#	1/96	1/26	#	#	1/28
	2F	1/164	1/318	#	1/203	1/52	1/262	1/449	1/48
②	1F	1/95	#	#	1/96	1/27	#	#	1/28
	2F	1/182	1/308	1/262	1/206	1/53	1/258	1/253	1/48
③	1F	1/94	1/310	1/531	1/94	1/28	1/464	1/265	1/25
	2F	1/163	#	#	1/171	1/48	#	#	1/52
④	1F	1/95	1/321	1/195	1/94	1/27	1/419	1/174	1/25
	2F	1/178	#	#	1/172	1/53	#	#	1/52

表5 BCJ-L1,L2加振時残留層間変形角（S邸）

残留層間変形角(rad)									
入力波		BCJ-L1				BCJ-L2			
入力方向		X方向加振		Y方向加振		X方向加振		Y方向加振	
観測方向		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
①	1F	1/619	#	#	1/313	1/177	#	#	1/277
	2F	1/364	#	#	1/511	1/466	#	#	1/432
②	1F	1/406	#	#	1/255	1/260	#	#	1/168
	2F	1/906	#	#	1/923	1/511	#	#	1/667
③	1F	1/813	#	#	1/302	1/205	#	#	1/206
	2F	#	#	#	1/686	1/302	#	#	1/390
④	1F	1/299	#	#	1/361	1/191	#	#	1/124
	2F	#	#	#	1/1200	1/667	#	#	1/407

表6 BCJ-L1,L2加振時最大層間変形角（N邸）

最大層間変形角(rad)									
入力波		BCJ-L1				BCJ-L2			
入力方向		X方向加振		Y方向加振		X方向加振		Y方向加振	
観測方向		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
①	1F	1/23	1/184	1/161	1/18	1/16	1/157	1/67	1/15
	2F	1/93	1/224	1/115	1/31	1/77	1/210	1/40	1/25
②	1F	1/22	1/463	1/162	1/18	1/17	1/163	1/67	1/15
	2F	1/92	1/495	1/117	1/31	1/77	1/204	1/40	1/25
③	1F	1/26	1/113	1/80	1/19	1/19	1/116	1/30	1/13
	2F	1/77	1/234	1/89	1/31	1/59	1/191	1/27	1/24
④	1F	1/26	1/403	1/80	1/18	1/20	1/329	1/29	1/14
	2F	1/77	1/568	1/89	1/31	1/59	1/224	1/28	1/25

表7 BCJ-L1,L2加振時残留層間変形角（N邸）

残留層間変形角(rad)									
入力波		BCJ-L1				BCJ-L2			
入力方向		X方向加振		Y方向加振		X方向加振		Y方向加振	
観測方向		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
①	1F	1/76	#	1/658	1/42	1/50	1/194	1/197	1/37
	2F	1/597	#	1/411	1/76	1/178	1/303	1/144	1/68
②	1F	1/76	#	1/658	1/50	1/50	1/472	1/195	1/44
	2F	1/597	#	1/418	1/116	1/177	1/500	1/139	1/79
③	1F	1/74	1/926	1/103	1/43	1/52	1/147	1/132	1/37
	2F	1/605	#	1/109	1/77	1/136	1/274	1/102	1/68
④	1F	1/76	#	1/103	1/51	1/52	1/417	1/126	1/44
	2F	1/613	#	1/109	1/116	1/139	1/575	1/102	1/78

表8 推定熊本波加振時最大層間変形角

最大層間変形角(rad)					
入力地震動		推定波			
対象建物		S邸		N邸	
観測方向		X	Y	X	Y
①	1F	1/17	1/13	1/10	1/9
	2F	1/32	1/19	1/23	1/15
②	1F	1/17	1/13	1/10	1/9
	2F	1/32	1/19	1/23	1/16
③	1F	1/17	1/13	1/11	1/9
	2F	1/28	1/16	1/21	1/15
④	1F	1/17	1/13	1/11	1/9
	2F	1/27	1/16	1/21	1/15

表9 推定熊本波加振時残留層間変形角

残留層間変形角(rad)					
入力地震動		推定波			
対象建物		S邸		N邸	
観測方向		X	Y	X	Y
①	1F	1/48	1/29	1/19	1/19
	2F	1/119	1/49	1/43	1/31
②	1F	1/51	1/29	1/19	1/18
	2F	1/114	1/49	1/43	1/31
③	1F	1/47	1/29	1/21	1/18
	2F	1/69	1/38	1/41	1/30
④	1F	1/50	1/29	1/21	1/18
	2F	1/68	1/38	1/40	1/29

#### 4. まとめ

本研究では2016年熊本地震で被災した伝統構法建物であるS邸、N邸を対象として、3次元モデルによる地震応答解析を行った。解析結果よりS邸ではX、Y方向による剛性のばらつきは小さいこと、町家型建物のN邸では壁の少ないX方向の変形が支配的になることを明らかにした。ただし、1階の変形が大きくなることで、2階への地震力の伝達が小さくなることも解析的に明らかにした。推定熊本波はかなり強震であったため、最大層間変形角は1/15(rad.)を超える結果が得られたが、詳細調査結果より改修を施すことで引き続き供用可能であると判断できることから、伝統構法の優れた点を確認できるのではないと思われる。今後は、本解析結果を基に改修箇所を選定したうえで再解析を行い、建物地震応答特性を評価する予定である。

**謝辞：**本研究を進めるにあたり参考文献<sup>7)~9)</sup>の著者 中川貴文氏の所属する建築研究所開発の汎用ソフト wallstat ver.3.12を用いました。また、被害調査にあたり日本建築学会近畿支部木造部会の皆さまにご協力頂きました。想定熊本波作成にあたり、JMA強震記録、ならびにK-NET強震記録を用いました。記して心より感謝申し上げます。また、建物詳細調査にご協力頂いたS邸、N邸の方に記して感謝申し上げるとともに、被災した皆さまにおかれましては一日も早く以前の生活に戻れますよう、ご祈念申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：平成22-24年度事業報告書・設計法案、[http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report\\_2012.html](http://www.green-arch.or.jp/dentoh/report_2012.html) (2015.8.14アクセス)
- 2) 棚橋秀光、大岡優、向坊恭介、鈴木祥之：飛騨高山の伝統木造仕口の性能検証実験、歴史都市防災論文集、Vol.8、pp.1-8、2014。
- 3) 寺西ゆう子、青野弘和、森迫清貴：葦、萱を小舞に用いた土壁の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.269-272、2012。
- 4) 吉田尚弘、向坊恭介、大岡優、伊津野和行：礎石建て構法木造建築物の柱脚滑り挙動の解析的研究、日本建築学会講演梗概集C-1、pp.561-562、2009。
- 5) 松本 憲幸、河合 直人：伝統的木造住宅の地震時挙動に関する解析的研究、日本建築学会講演梗概集C-1、pp.429-430、2012。
- 6) 高林 弘樹、中川 貴文、高橋 徹：伝統的木造軸組構法による京町家の耐震性能 個別要素法を用いたシミュレーション解析、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、構造Ⅲ、pp.399-400、2011。
- 7) 独立行政法人 建築研究所：木造住宅 倒壊解析ソフトウェア wallstat (ver.3.1.2) ユーザーズマニュアル、(2016.7.15.アクセス) [http://www.nilim.go.jp/lab/idg/nakagawa/dl/manual\\_j.pdf](http://www.nilim.go.jp/lab/idg/nakagawa/dl/manual_j.pdf)
- 8) 中川貴文：大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発、建築研究資料 第128号、2010。
- 9) T.Nakagawa, M.Ohta, et. al. "Collapsing process simulation soft timber structures under dynamic loading III :Numerical simulations of the real size wooden houses", *Journal of Wood Science*, vol.56, No.4, pp.284-292, 2010。
- 10) 高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル作成検討委員会：高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル、2014。
- 11) 木造軸組構法建築物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統木造構法を生かす木造耐震設計マニュアル、株式会社学芸出版社、pp.1-128、2004。
- 12) 村田晶、清水一史、吉富信太、向坊恭介：高山伝統構法木造建築物の3次元地震応答解析による積雪荷重の影響、歴史都市防災論文集、Vol.10、pp.9-14、2016。
- 13) 木造軸組構法建築物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統木造構法を生かす木造耐震設計マニュアル、株式会社学芸出版社、pp.1-128、2004。
- 14) 山田耕司：石場建て建築物の最大滑動量の実験的推計に関する検討、歴史都市防災論文集 Vol.8、pp.237-242、2014。
- 15) 強度性能研究会：製材品の強度性能に関するデータベース・データ集〈6〉、2002。
- 16) 建築研究所・財団法人日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針、建築研究資料 No.83、1994。
- 17) 村田晶、秦吉弥、土田美悠子、向坊恭介、宮島昌克：熊本地震の益城町小谷地区における常時微動を用いた地震動推定と建物被害の関係について、第35回地震工学研究発表会、土木学会、USB、2016。