

高山市伝統構法木造建築物の 3次元立体モデルによる地震応答解析

3-D Earthquake Response Analysis for Traditional Wooden Houses in Takayama City

清水一史¹・村田 晶²・吉富信太³・向坊恭介⁴・池本敏和⁵

Kazufumi Shimizu, Akira Murata, Shinta Yoshitomi, Kyousuke Mukaibou
and Toshikazu Ikemoto

¹金沢大学大学院 博士前期課程 大学院自然科学研究科環境デザイン学専攻 (〒920-1192 金沢市角間町)

Master Course Student, Graduate School of Natural Science and Technology, Kanazawa University

²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

³立命館大学 准教授 理工学部建築都市デザイン学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Associate Professor, Dept. of Architecture and Urban Engineering, Ritsumeikan University

⁴立命館大学 助教 理工学部建築都市デザイン学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Asistant Professor, Dept. of Architecture and Urban Engineering, Ritsumeikan University

⁵金沢大学 講師 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

Associate Professor, School of Environmental Design, Kanazawa University

Many worthy traditional wooden houses are remained in Takayama City, and two areas are selected the Historic Preservation District by the Agency for Cultural Affairs. Threre is a problem in living these houses because it is difficult to evaluate seismic performance. But it is difficult to evaluate the criteria of seismic performance since the result of research is still insufficient. A lot of seismic evaluation for the structural element of traditional wooden houses are performed. But the seismic evaluation by 3-D earthquake response analysis is not fully studied. It is possible to perform well-balanced retrofit or reinforcement by which this study.

This study estimates the seismic response characteristics of the tradisional wooden house in Takayama City by using 3-D earthquake response frame analysis, and we propose evaluating the seismic performance of traditional wooden house model.

Keywords : *traditional wooden house, 3-D earthquake response analysis*

1. はじめに

飛騨高山では、多くの伝統構法木造建築物が残っており、文化庁が定める重要伝統的建造物群保存地区に2つの地区が選定されている。高山市では「高山市美しい景観と潤いのあるまちづくり条例」などの条例を設けて保存への取り組みを進めている。一方で生活様式の変遷や災害に対する安全性などの懸念から移住や建て替えなどにより美しい町並みが少しずつ失われつつある。また、高山市の伝統構法木造建築物に関する研究は意匠的観点においては行われている¹⁾のに対し、構造的観点によるものはほとんどないため、耐震改修や補強に関しても従来の地震力に建物を堅く固めることで耐えるような大きな変形性能を有する伝統構法

建物に適合しない手法で行われているのが現状である。よって、高山市伝統構法木造建築物の合理的な耐震化を行うために、当該区域の伝統木造建築物の地震応答挙動を明らかにする必要がある。しかし、あらゆる建物に対して調査や実験を行い統計的に木造家屋の地震応答を評価することは現実的でないため、解析モデルを構築し、計算機上で検討することが一般的であり、精度の高い解析モデルの確立が望まれる。また、伝統構法は地域ごとで伝承されてきた木組みの技術や構成部材の材種が異なることから、全国一律の方法で評価することもできない。近年、伝統構法木造建築物による部材ごとの研究が進められている^(例えば2)。一方、地域特性を考慮した耐震性能評価^(例えば3)は一部の地域で行われてきてはいるが、十分には行われていないのが現状である。

よって、本研究では、飛騨高山の伝統構法木造建築物一棟の振動特性を汎用構造解析ソフトによって把握し、伝統構法木造建築物架構モデル全体の耐震性能評価をすることを目的とする。

2. 3次元立体モデルについて

高山の伝統構法建築物の平面形状での特徴としては、玄関から裏へと続く土間（通りどじ）が通り、通りどじに沿って1間ないし2間の部屋（おおえ）が正面から裏へ配している。また、高山の古い町並みは伝統構法木造建築物が通り沿いに数十棟連なり、隣家との距離がほとんどないため、建物の張り間方向両脇の外壁には吹き抜け空間の明かり窓以外は開口部がなく、全て全面壁である。一方で、桁行き方向には2階吹き抜け空間の周囲以外は壁などの耐震要素が少なく、特に1階にはほとんどないような特徴を持っている。

このような特徴をモデル化し、解析を行うに当たり、本研究では3次元フレームモデルを用いた解析を行う。解析には汎用解析ソフトであるwallstat⁴⁾を使用する。解析対象として、岐阜県高山市大新町の重要伝統的建造物群保存地区に指定され、市指定文化財である明治初期の高山の標準的な町屋であるM家を選定する。解析パラメータとして、伝統構法の特徴をモデルに組み込んで設定するため、接合部及び土小壁に非線形性を考慮し、柱、貫、桁は弾性部材とする。なお、それぞれのパラメータについては以下のように設定する。

軸組は折損を考慮するために図1のように弾塑性回転バネ+弾性梁要素でモデル化を行う。M家では、横架材にヒメコマツ、柱にアカマツを使用していることから、解析対象とする建築物の材種ごとに部材の曲げ強度を文献²⁾などにより設定し、断面係数に従い最大曲げモーメントを決定することとする。また、強軸、弱軸の各方向を考慮している。調査により、柱梁を含めた軸組の断面寸法は様々で、それら一つ一つの断面二次モーメントを計算し、最大曲げモーメントを算出するという方法では煩雑で、あまり現実的と言えない。そこで、軸組断面を3パターンに分け、3つの断面で計算を行う。横架材に使われているヒメコマツ、柱に使われているアカマツの最大曲げモーメントを以下の表1にまとめて示す。

軸組間の接合部は、図2のように弾塑性回転バネ+弾塑性バネを用いてモデル化を行う。バネは強軸、弱軸の各方向に独立して作用する。ほぞの仕様に関しては、梁せい240mm、280mmで雇いほぞ車知打ち、それ以外の柱・梁接合部で差鴨居ほぞ車知打ち、柱・足固め接合部で雇いほぞ車知打ちである。また、主要な柱については長ほぞ、間柱は短ほぞで接合されるとしてモデル化する。ここで雇いほぞとは、それを受ける溝に差し込み、柱を通して横架材を接合するものである。車知はほぞを留める栓の方法を指す。なお、解析の都合上雇いほぞと差鴨居については同一の特性としてモデル化する。また、くさびの種類による復元力特性の差については本研究では考慮していない。接合部の弾塑性ばね復元力モデルを以下の図3に、弾塑性回転ばねモデルを図4に、雇いほぞ、差鴨居の弾塑性ばね復元力モデルを図5に、長ほぞ、短ほぞの復元力特性を図6に、それぞれ示す。構面については鉛直構面、水平構面ともにトラスバネでブレース置換することでせん



図1 軸組モデル

図2 接合部モデル

表1 断面形状と軸組特性

		アカマツ	ヒメコマツ		
		柱	横架材	大梁	太鼓梁
断面形状(mm)		120×120		120×240	200×280
最大曲げモーメント (kN・m)	強軸	21.50	21.50	48.30	73.33
	弱軸	21.50	21.50	33.64	66.45

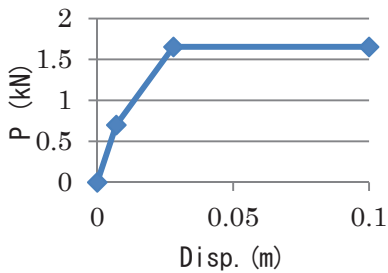


図3 弾塑性ばね復元力特性

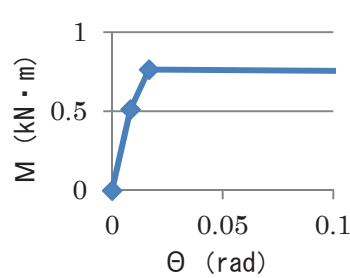


図4 弾塑性回転ばね復元力特性

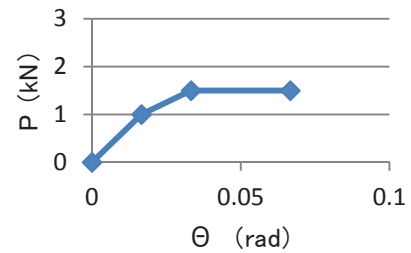


図5 雇いほぞ、差鴨居復元力特性

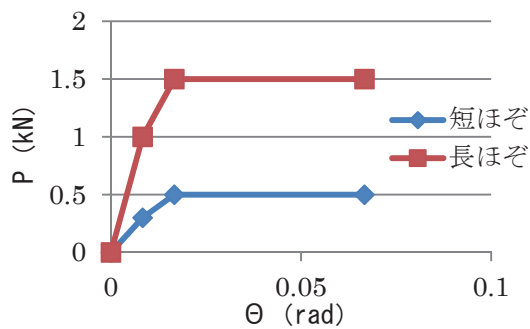


図6 長ほぞ、短ほぞ復元力特性

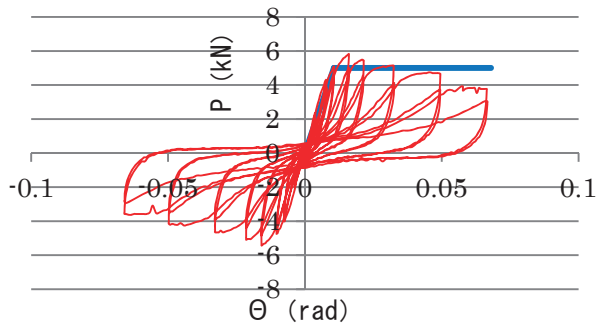


図7 高山土壁の復元力特性

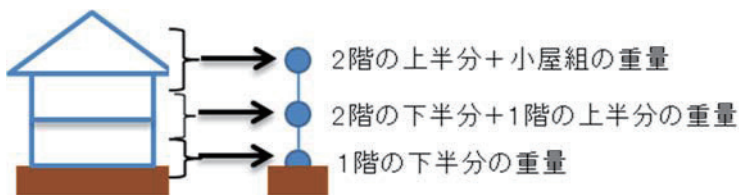


図8 2階建て質点系モデル

表2 設定した重量

	常時	積雪期
2 階上半分+小屋組	76.4kN	296.4kN
2 階下半分+1 階上半分	153.1kN	
1 階下半分	52.2kN	

断力のモデル化を行う。土壁、板壁、床の復元力としては、高山伝統木造部材を対象に行われた実験値^{5)、6)、7)}よりパラメータを設定する。一例として図7に土壁の復元力モデルを示す。屋根のモデル化については、地震時の倒壊に関する要素として屋根は質量としての影響は大きいと考えられるが、全体的に剛であり耐力は十分に有していると考えられるため、今回のモデル化では切り妻屋根の架構を再現することはせず、陸屋根として表現し、陸屋根の水平構面に屋根架構の持つ耐力を持たせることとする。地盤接合部のモデル化については、本来、伝統構法木造建築物では、基礎が完全に剛接合になっていないことから、柱脚の滑りによる摩擦を考慮することが求められるが、今回のモデル化に際しては、柱脚の滑りや摩擦を考慮していない。解析対象の重量に関しては、図8のように質点系モデルを設定し、屋根荷重、外壁、内壁、床、載積荷重を考

慮する。既往の指針⁸⁾と調査結果を参考に、設定した重量を表2に示す。また、積雪期地震の応答挙動を調べるために積雪荷重の設定も行う。

以上により作成した解析モデルは要素数797個、パネの数1277個である。入力する地震波は、M家の構造特性を把握するためにBCJ-L1、BCJ-L2⁹⁾を、既往最大規模の実地震動による被害を想定するために1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸波を、それぞれ用いる。

3. M家の地震応答特性

(1) BCJ波入力による地震応答特性

前章でモデル化を行ったM家の全体架構モデルをX（張り間）、Y（桁行）、Z（鉛直）軸として付した図を図9に、1階平面図を図10に、それぞれ示す。BCJ-L1、L2加振時応答解析結果を基に、表3、4に①～⑧で示したM家の四隅の4点と吹き抜け部分の外周に2点の計6点の最大応答変形を示す。表に示すようにX（張り間）方向加振時には1階、2階ともにほとんど変形していないことが分かる。これは張り間方向において内部空間にはほとんど耐力壁がないが、両脇の外壁が1、2階ともに全面壁であることが原因だと考えられる。一方、Y（桁行）方向加振時には大きく変形している。前面道路に対して正面の③と④では、1階が2階と比較して大きく変形している。逆に裏手側①と②では、2階の方が大きく変形している。また、吹き抜け空間がある中央部⑦と⑧では、2階の変形が少なく、1階が大きく変形している。これらの変形挙動は基本的に壁の配置に寄与している部分が大きいが言える。ここで、表中の# は1/1000以下の層間変形角を意味している。表に示すように、建物の場所により1、2階の応答に大きな差があることから、建物全体の偏心について

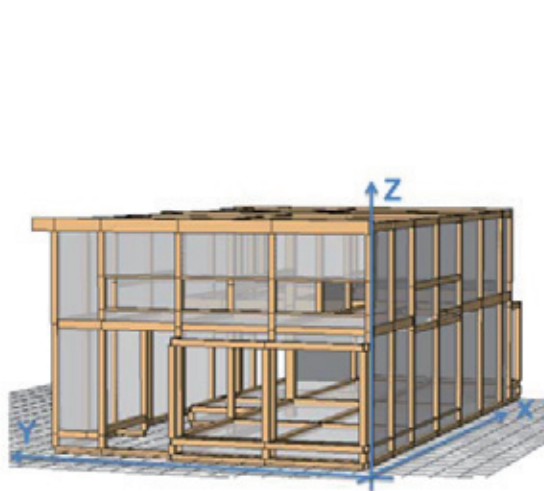


図9 M家解析モデル

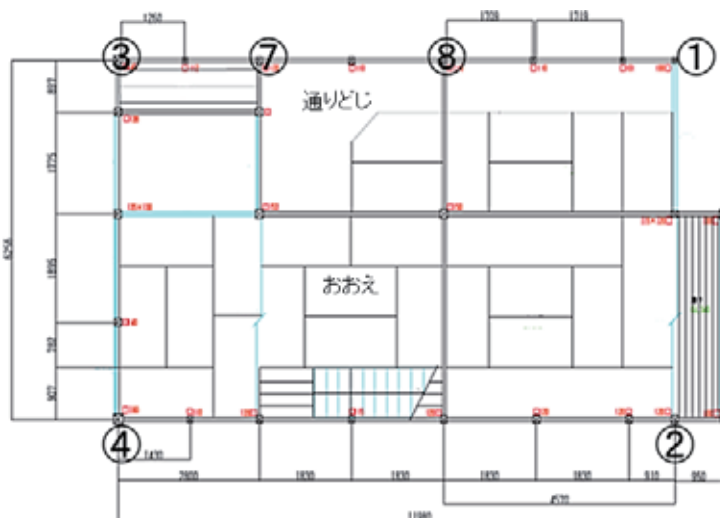


図10 M家1階平面図

表3 M家のBCJ入力後最大応答変位

最大応答変位(mm)										X振動方向 Y振動方向	
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	-34	25	-1.2	20.7	5.9	4.4	-2.1	32.9		
	2F	7.6	-6.8	-3.4	-45.2	-13.6	-9.7	4.6	-123.0		
②	1F	26	-25	-1.0	20.6	5.4	4.6	-3.0	32.8		
	2F	-1.8	-6.8	-1.2	-45.0	-2.6	-9.6	-3.7	-122.5		
③	1F	-3.1	-4.4	1.0	32.7	6.0	-5.7	1.5	-102.6		
	2F	42.3	-6.4	7.4	-7.5	91.1	-26.0	11.9	-10.9		
④	1F	26	-4.7	0.8	33.4	5.1	-5.4	1.1	-103.4		
	2F	5.1	3.7	-1.4	-6.5	10.4	15.2	1.9	-9.7		
⑦	1F	-3.1	4.8	0.9	61.9	6.0	6.7	1.3	-149.2		
	2F	1.5	-4.7	1.0	-4.7	2.7	-8.9	2.0	-5.2		
⑧	1F	-3.2	5.8	1.0	75.1	6.0	-6.1	2.1	-162.3		
	2F	1.7	-4.9	0.8	-5.2	-3.1	-5.5	-2.4	-5.5		

表4 M家のBCJ入力後最大層間変形角

入力波	最大層間変形角(rad)							
	BCJ L1				BCJ L2			
	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	1/690	1/940 #	1/114	1/401	1/531 #		1/71
	2F	1/243	1/271	1/539	1/41	1/136	1/191	1/406
②	1F	1/895	1/938 #	1/114	1/433	1/514	1/781	1/72
	2F	#	1/273 #	1/41	1/725	1/192	1/505	1/15
③	1F	1/755	1/536 #	1/72	1/392	1/412 #		1/23
	2F	1/44	1/291	1/249	1/245	1/20	1/71	1/156
④	1F	1/912	1/503 #	1/70	1/463	1/433 #		1/23
	2F	1/363	1/498 #	1/285	1/178	1/122	1/974	1/190
⑦	1F	1/759	1/487 #	1/38	1/392	1/353 #		1/16
	2F	#	1/392 #	1/392	1/222	1/209	1/945	1/355
⑧	1F	1/727	1/405 #	1/31	1/390	1/384 #		1/14
	2F	#	1/374 #	1/354	1/606	1/339	1/780	1/386

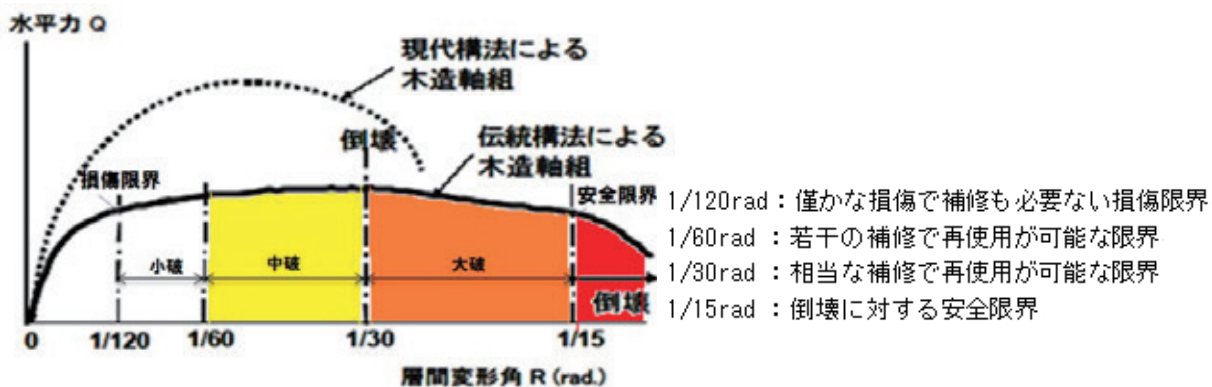


図 11 層間変形角による倒壊判定基準

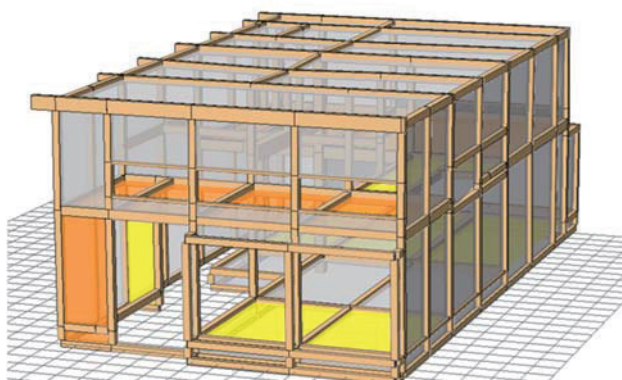


図 12 BCJ-L2 Y 方向入力時の応答解析結果

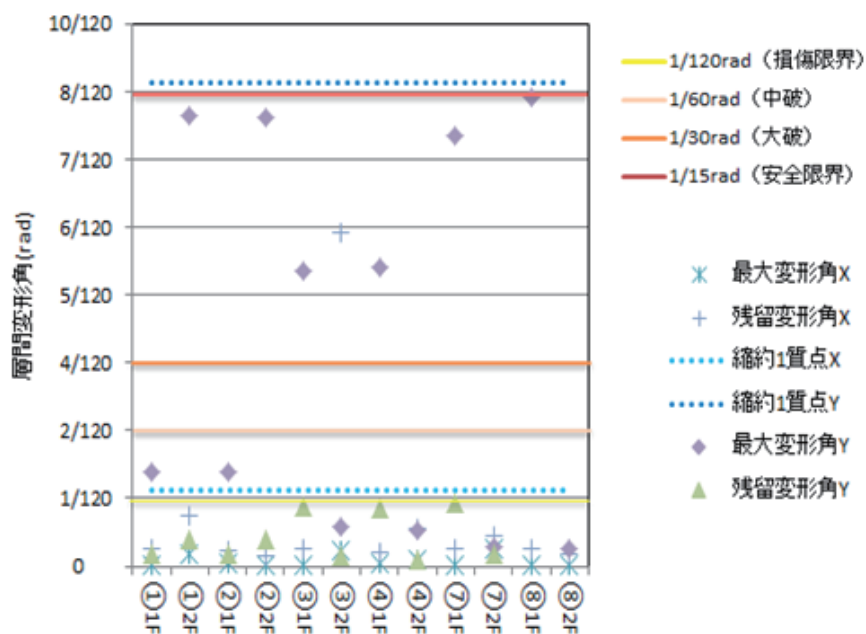


図 13 BCJ-L2 入力による倒壊判定

て考慮する必要があると言える。

次に X 軸方向、Y 軸方向の層間変形角を求め表 4 に示し、各点での地震時応答および倒壊判定を行う。ここで、図 11 に倒壊判定基準⁷⁾を、BCJ-L2 Y 方向入力による地震応答解析結果を図 12 にそれぞれ示す。ここで、

図12の水平、鉛直構面については大破を赤、中破を橙、小破を黄色でそれぞれ表すこととし、赤丸は接合部がヒンジとなったことを表す。大破とは倒壊の一手手前で、相当の補修により再使用可能な状態、中破とはある程度の補復により再使用可能な状態、小破は損傷はあるが補修をほとんど必要としない状態を差す。

表に示すようにBCJ-L1での加振では桁行方向と張り間方向で変形性能が大きく異なり、張り間方向は強く、変形が比較的少ないが、桁行方向は2階レベルでは吹き抜け部のみが強く、表側・裏側に行くにつれて柔らかく変形しやすいことが分かる。1階レベルでは、吹き抜け部の変形角が大きく、上下、平面の壁量バランスの偏りが振動特性に影響を与えていることが分かる。ただし、図12に示すように接合部の損壊によるヒンジ化は見られない。また、一般に伝統構法木造建築物の設計のクライテリアは損傷限界が $1/120\text{rad}$ に設定されるが、桁行方向は4か所で損傷限界を大きく超える変形の生じることが分かる。また、③の2階の層間変形角が大きい理由として、建物正面の桁中央から⑦にかかる母屋へ架かっていた梁を、腐朽を理由に撤去したことが考えられる。梁を除去したことにより、加振時に正面の桁が、大きく張り間方向に振動するという挙動につながったと考えられる。今後耐震補強を考える上で、ここは考慮すべき点であると思われる。BCJ-L2においてもBCJ-L1と同様に張り間方向の変形が小さく、桁行方向で非常に大きい変形を示している。桁行方向では一般に安全限界として設定される $1/15\text{rad}$ を越えている点があるが倒壊までには至らない。

次に、M家の振動特性を近似応答計算した縮約一質点系の値と解析値を比較する形で図13に示す。図に示すように計算値と解析値ともに張り間方向と桁行方向で変形性能が大きく異なり、張り間方向はL2地震動に対しても小破程度で損傷限界を満たしているという点で共通の結果が得られた。また、桁行方向のL2地震動に対しては、解析値では安全限界を超える層間変形を示す点が多く見られ、計算値でも安全限界を超え、クライテリアを満たさないということが言える。

(2) JMA神戸波入力による地震応答特性

前項で、M家の振動特性を把握し、かつ解析値の妥当性検討を行い、整合性を確認したが、最大規模の被害想定を行うために1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸波を用いた地震応答解析を行う。また、高山市内は多い時で積雪が1mを超えることがあり、積雪の影響を無視することができない。よって、高山市における積雪を考慮した地震応答解析も行い、積雪荷重積載時と常時の地震応答の相違点を検討する。積雪荷重のモデル化については、前述に示す図8、表2より雪荷重を2階上半分+小屋組の重量に加算し、解析を行う。常時と積雪時の地震応答解析結果を図14、図15にそれぞれ示す。ここで、前述と同様に図中の水平、鉛直構面については大破を赤、中破を橙、小破を黄色でそれぞれ表すこととし、赤丸は接合部がヒンジとなったことを表す。また、図16に常時と積雪時での解析値と縮約一質点系の値と比較したものを示す。下記のグラフより、積雪時は常時と比べると、応答挙動において、2階の応答変位、層間変形が大きくなるということ、吹き抜け部分への影響が大きいということが分かる。積雪荷重を考慮せずとも、安全限界を超えた挙動を示していた1階は、積雪時と常時で同様の挙動を見せた。つまり、積雪時の地震動では2階部分の構造要素に与える影響が大きいことが分かる。しかしながら、積雪荷重のモデル化を簡易的に行っており、屋根雪が振動により滑り落ちる設定にしておらず、加振中の積雪荷重の減少を表現できていない。よって、今後の積雪時地震動解析時にはその点について考慮したい。

4. 結論

高山市伝統構法木造建築物において、稀に発生する地震動、極めて稀に発生する地震動に対する応答挙動を、BCJ-L1、BCJ-L2の加振解析により行った。桁行方向では壁量の少なさゆえに、大きな変形挙動を示したが、揺れを柔軟に受けとめ倒壊には至らなかった。張り間方向では、両側の外壁が全面壁で構成されていることと長方形平面の長辺方向であることから、内壁はほとんどないが変形が非常に少ないということが分かった。また、桁行方向は2階部分が全面壁で周囲を固めている吹き抜け部のみが変形が少なく、建物の正面、裏手側での変形が非常に大きいので、吹き抜け部を中心に大きく捻じれるような挙動を示す。これは常時微動計測時にみられた挙動と同等のものとなった。部材毎に見ていくと、床の剛性が低いため、L1地震動加振時は2階のいくつかの床構面で損傷限界を超え、L2地震動加振時はほとんどの床構面で損傷限界を超えるという結果になった。壁構面ではL2地震動加振時に建物正面の板壁と裏手の腰壁で損傷限界を超え、唯一設定した垂れ壁で安全限界を超えた。

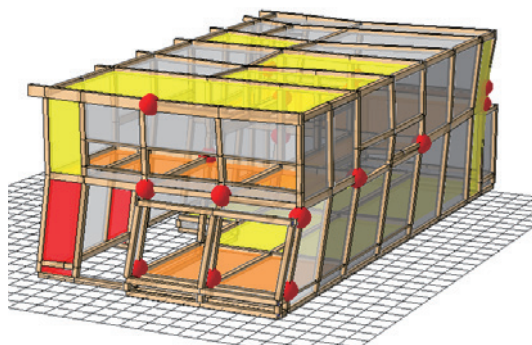


図14 JMA神戸波入力時の常時応答解析結果

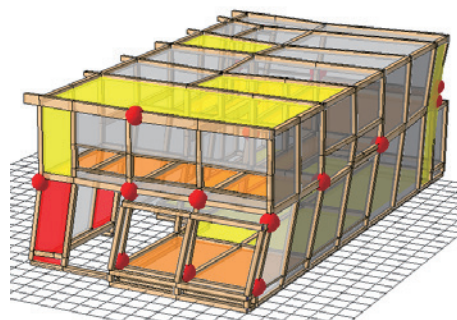


図15 JMA神戸波入力時の積雪時応答解析結果

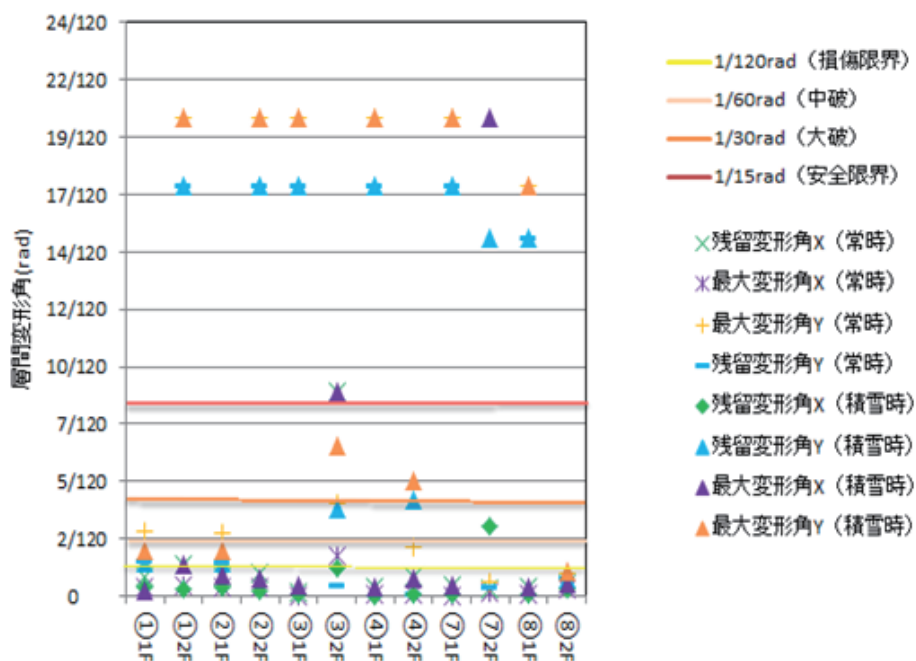


図16 JMA神戸波入力による倒壊判定

積雪を考慮した場合は、2階への影響が大きくなることが分かった。また、吹き抜け部での変形量も大きくなるということから、屋根雪挙動の設定も含めて今後詳細に積雪時の地震応答について考えていく必要がある。また、今回はJMA神戸波を用いたが、高山は山間部に位置する盆地であり、神戸の地盤震動特性とは異なると考えられる。よって、神戸波加振で得られた解析結果を、実際に高山で起こりうる最大規模の地震被害想定として用いることは事象を正しく表現できていない可能性があり、今後は想定地震波による検討が必要と思われる。また、本研究では3次元架構モデルによる地震応答解析に重点を置いており、解析を不安定化する要因となる屋根や基礎部のモデル化を簡易的にしたこと、木質材料の断面形状を一律に設定したことなどがあるが、限界耐力計算との整合性が得られたこともあり、これらモデルの簡易化が解析結果にそれほど大きな影響を及ぼしてはいないと推察できる。しかしながら、積雪荷重や、町屋という構造システムを考慮した際の隣家との接触判定、明り取りの天窓による影響など、高山伝統構法木造建築物の地震応答解析を詳細に行うときには本来考慮すべきと考えており、今後のモデル構築に対する検討課題としたい。

謝辞：本研究を進めるにあたり、解析プログラムは（独法）建築研究所のwallstat ver.2.0.2を利用させていただきました。また、解析に用いた強震記録はJMAの観測記録を利用させていただきました。本研究は高山市

伝統構法木造建築物耐震化マニュアル作成検討委員会（委員長：鈴木祥之立命館大学教授）の協力を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 中村聡太, 西川英佑, 西澤英和：現地調査に基づく歴史的建造物の評価手法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.329-330, 2009.
- 2) 鈴木祥之，他：伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験(その 1～7)，伝統軸組構法木造建物の E-ディフェンス震動台実験のシミュレーション(その 1～4)，日本建築学会大会学術講演梗概集構造Ⅲ，pp.515-538, 2007.
- 3) 須田達, 鈴木祥之, 奥田辰雄, 小笠原昌敏：京町家の耐震性能評価と耐震補強設計法，日本建築学会構造系論文集，No.616, pp.149-155, 2007.
- 4) T.Nakagawa, M.Ohta, et.al. "Collapsing process simulations of 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.
- 5) 木造軸組構法建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.
- 6) 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.
- 7) 「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会：土壁に関する実験，平成 23 年度国土交通省補助事業報告書，pp.788-977, 2011.
- 8) 一般財団法人 日本建築防災協会 国土交通大臣指定耐震改修支援センター：2012 年改訂版「木造住宅の耐震診断と補強方法」指針と解説編，pp.1-167, 2012.
- 9) 建築研究所・一般財団法人 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.