

3次元立体解析モデルを用いた旧加悦町役場庁舎の 耐震性能評価に関する研究

Study on Seismic Performance of Old Town Office in Kayano Town by Using 3D Analysis Model

浅野陽彦¹・吉富信太²・中治弘行³・須田達⁴・向坊恭介⁵・佐藤英佑⁶・鈴木祥之⁷

Akihiko Asano, Shinta Yoshitomi, Hiroyuki Nakaji, Tatsuru Suda, Kyosuke Mukaibo, Eisuke Sato
and Yoshiyuki Suzuki

¹立命館大学大学院 理工学研究科環境都市専攻 博士課程前期課程 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Graduate Student, Ritsumeikan University, Graduate School of Science and Engineering

²立命館大学教授 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)

Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Architecture and Urban Design

³公立鳥取環境大学教授 環境学部 (〒689-1111 鳥取県鳥取市若葉台北1-1-1)

Professor, Tottori University of Environmental Studies, Faculty of Environmental Studies

⁴金沢工業大学准教授 建築学部建築学科 (〒924-0838 白山市八束穂3-1)

Associate Professor, Kanazawa Institute of Technology, Dept. of Architecture

⁵鳥取大学助教 工学研究科 (〒680-8550 鳥取市湖山町南4-101)

Assistant Professor, Tottori University, Graduate School of Engineering

⁶立命館大学客員研究員 (〒603-8577 京都市北区等持院北町56-1)

Researcher, Ritsumeikan University

⁷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, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

This study is evaluating seismic performance of an old town hall building by using 3D analysis model. The target building is the old Yosano town hall in Kyoto which is traditional wooden building and seismic reinforcement, i.e. addition or replacement of shear wall and partition wall or repair of base foundation, is examined to raise the seismic performance of this building. In this study, 3D analysis models are constructed corresponding to the building before reinforcement and after reinforcement based on site investigation or loading test. Seismic performance is examined by using eigen value analysis and time history analysis for five sever earthquakes and the validity or problem is discussed.

Keywords: *Traditional wooden structure, 3D analysis model, time history analysis, seismic performance*

1. はじめに

京都府与謝野郡加悦町の伝統木造建物である与謝野町旧役場庁舎(竣工：昭和4年)の耐震改修が現在検討されている(図1)。改修に際して実施された詳細な構造調査に基づき、内壁の仕様の変更や壁の追加、土台の補強等が検討されている。伝統木造建物の耐震性能評価には限界耐力計算を用いることが多いが、特殊な床組、方杖や間柱といった要素により、部分的な変形が問題となることが想定される。そこで本研究は、3次元立体解析モデルを構築して、改修案の妥当性をより詳細に検討することを目的とする。本稿では特に内壁の仕上げ等の意匠的要素の効果も考慮したうえで、巨大地震時の時刻歴応答評価を行った結果を示す。

2. 建物概要と改修案について

(1) 建物の概要

対象建物は、昭和4年に京都府与謝野郡加悦町に建設された伝統木造建物である。現地調査によると、外壁にはモルタル壁、内壁には土壁、ドロマイトプラスターが使用されており、場所によって仕様が異なる。木組みの特徴としては、小屋組みが主に短辺方向にキングポストトラスを配置した構造となっており(図2)、1階天井裏と1階壁が短辺方向に均等に配置された方杖で接合されている(図3)。2F床には水平面に斜材を配置している。また、現在本建物は土台・柱脚・木摺において、雨水による腐朽や蟻害による被害が著しい。通り番号を図4、断面図を図5に示す。



図1 与謝野町旧役場庁舎東面



図2 小屋組み



図3 1階の方杖

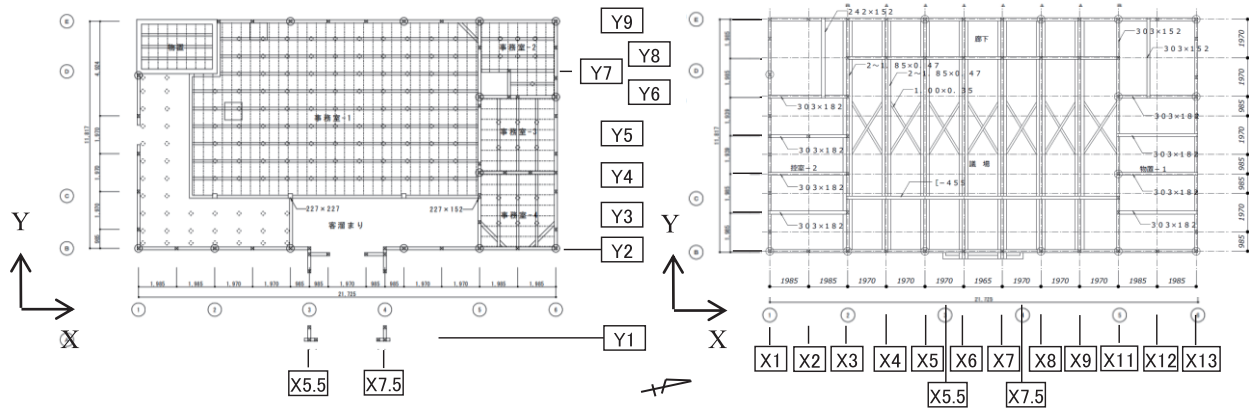


図4 通り番号

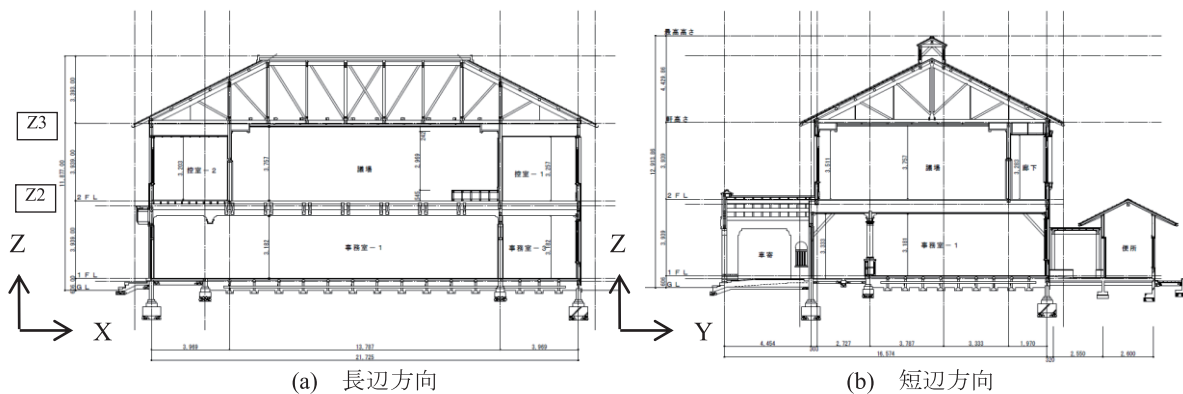


図5 断面図

(2) 改修の基本方針

本建物の改修前後における内壁と外壁の仕様を図6に示す(点線部は仕様未確認のため周辺架構から推定)。本件の改修案では主に、損傷の激しい基礎の補強、予備調査と耐震性能評価の結果から耐震補強が必要と判断された内壁については耐力と同時に変形性能の向上が期待できる乾式土壁パネルに変更し、漆喰仕上げとする。また1階西側において2面の壁を増設する。

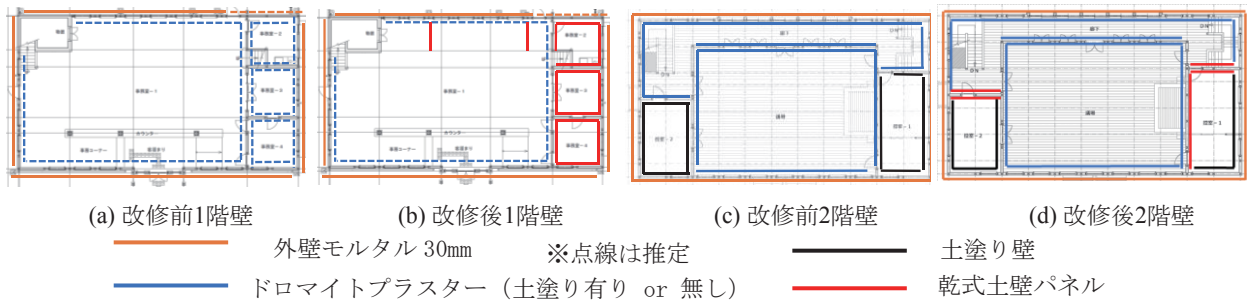


図6 壁面の位置と種類

3. 立体架構モデルを用いた時刻歴応答解析

(1) 概要

本研究では、現地調査や載荷実験の結果、文献調査の情報などをもとに、改修前と改修後の2つの3次元立体解析モデルを用意し、固有値解析、長期荷重による静的応答解析及び、地震時応答解析を行うことで改修案の妥当性を検証する。対象建物のモデル化は、解析任意形状立体フレームの弾塑性解析モデルSNAPモデルを利用し、各要素を線材あるいは要素ばねに置換する事で行う。構面図を図7、図8、図9に示す。

(2) モデル化の基本方針

- ① 軸組の柱梁材はアカマツを想定し、ヤング係数は 11.7kN/mm^2 とした弾性要素とする。
- ② 柱梁間の仕口接合部は金物を使用しているが、回転抵抗が期待できないためピン接合とする。
- ③ 耐力要素は実験値から得られるグラフを近似化した上でモデルに反映する。具体的な作成手順については、次節で記述する。
- ④ 床・屋根等の水平構面は柔床とし、面要素の面内剛性を考慮した弾性要素とする。板材剛性よりも釘の剛性で面内剛性が決まるため実測データのモード形を参照して2F床や天井材などの面内剛性を低減する。
- ⑤ 柱脚：柱脚はピン支持とする。
- ⑥ 荷重：荷重は面荷重として、壁、屋根、床にそれぞれ値を設定する。また積雪による屋根荷重を考慮したモデルも用意する。荷重を各節点の集中質量に変換する(表1、表2、図10)。

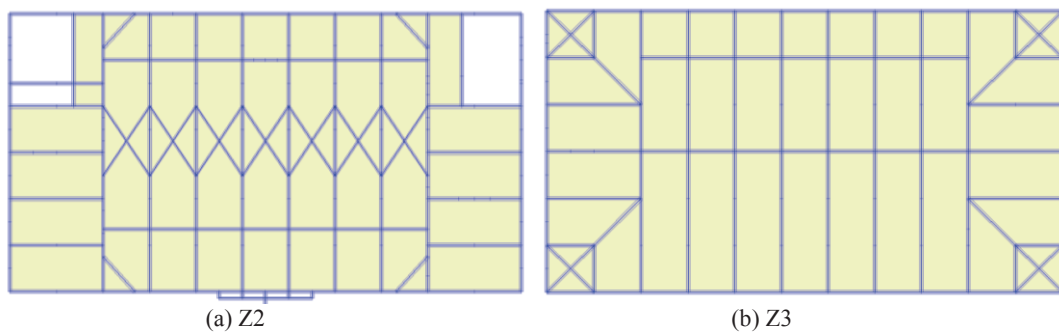


図7 Z構面図

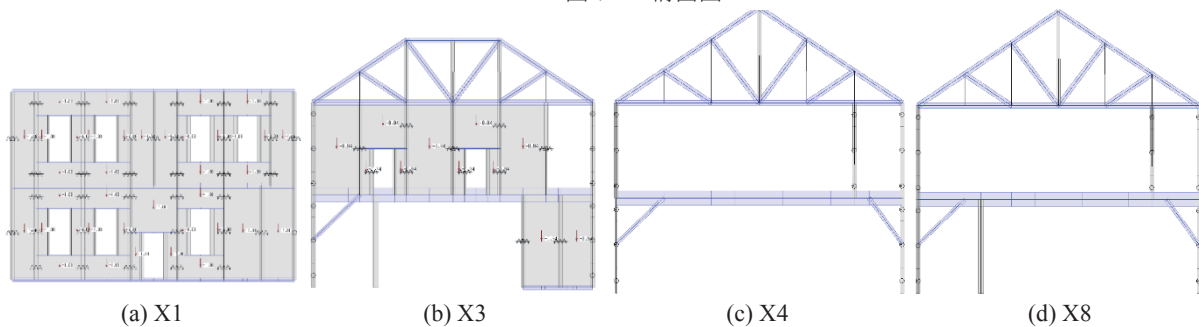


図8 X構面図

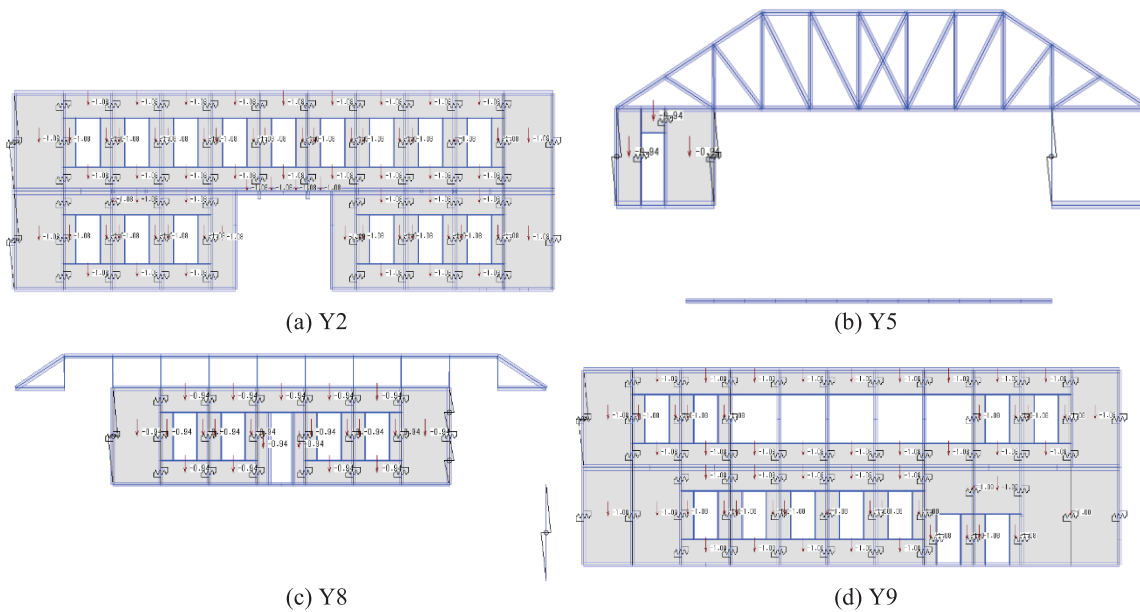


図9 Y構面図

表1 荷重リスト

	積雪	2F床	屋根	2F天井	壁	内壁
長期用 kN/m^2	2.3	0.45	0.65	0.39	1.08	0.94
地震用 kN/m^2	1.15	0.45	0.65	0.39	1.08	0.94

表2 各層質量

	積雪なし(ton)	積雪考慮(ton)
小屋レベル	70.67	119.8
2階床レベル	69.07	71.57

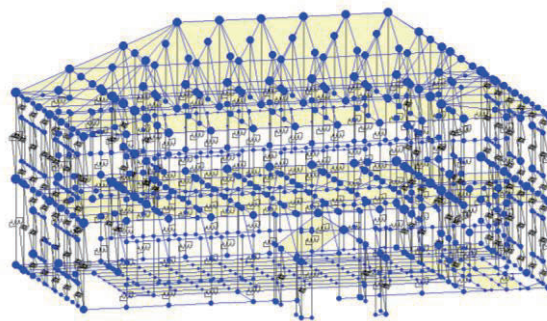


図10 節点質量

(3) 建物の耐力性能について

本モデルにおける主たる耐力要素には、方丈と壁面がある。現場で使用されている方丈、壁面の復元力特性は金沢工業大学で実施された実験データを参照し、そこから近似的に求めたグラフから弾塑性単軸バネモデルを生成する。ラスモルタル壁、土壁、耐震補強用の乾式土壁は原点付近で切片荷重の期待できる強度低下型4折れ線の単軸バネモデル、ドロマイト壁と方丈は原点付近で切片荷重が期待できないトリリニアスリップモデルの単軸バネモデルで表現する。ここでは、5つある壁面の復元力特性の内、主にモルタル壁の復元力特性の生成過程について記述する。

本建物の外壁はモルタル壁である(図11)。また1階部分における蟻害が激しい(図12)。金沢工業大学で行われたモルタル壁の耐力実験(図13)と文献調査から得られたグラフに合うように、4折れ線の近似グラフを作成する。同様にして、土壁、耐震補強用の乾式土壁、ドロマイト壁、方丈の近似グラフを作成する¹⁾(図15)。この近似グラフから復元力特性の定義に必要な入力値を取り出し、木造用強度低下4折れ線モデルを生成する。また、モデル上で復元力特性を与える際は、配置する壁面の長さや高さに応じて降伏荷重や水平変位を調節した値を入力する。調節は主に、長さに対して復元力が比例するように、高さに対して水平変位が反比例するように行う。壁面のサイズと復元力特性パラメーターの対応は表3に示す。なお、モルタル壁の下地の木摺が剛性と耐力に対し寄与が高いことが実験の結果明らかになったため、木摺部分の蟻害や腐朽の範囲と程度の調査結果に基づいて、実験で得られた剛性と耐力の値を1Fで65%、2Fで90%に低減した値を用いる。



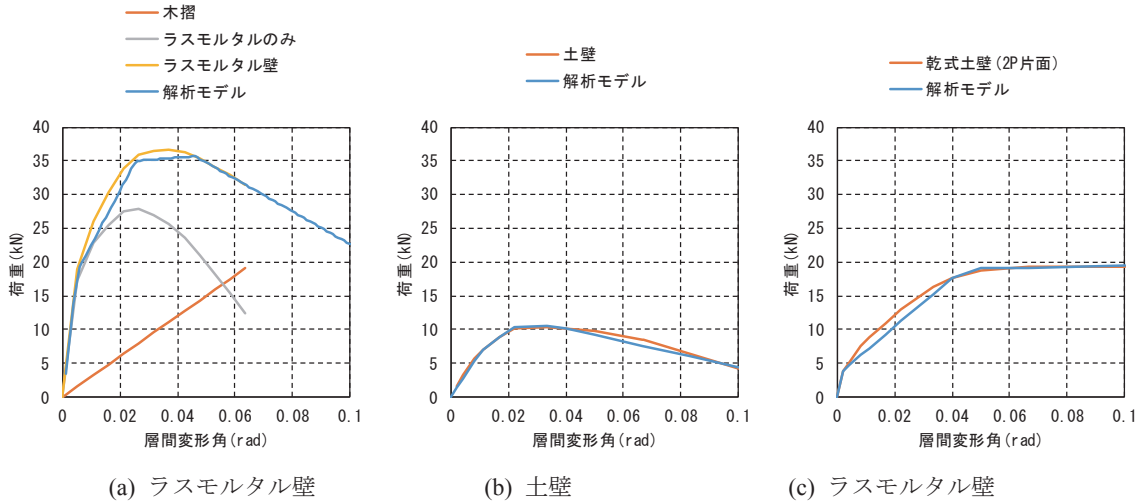
図11 2階モルタル壁



図12 土台外壁の蟻害



図13 耐力実験の様子

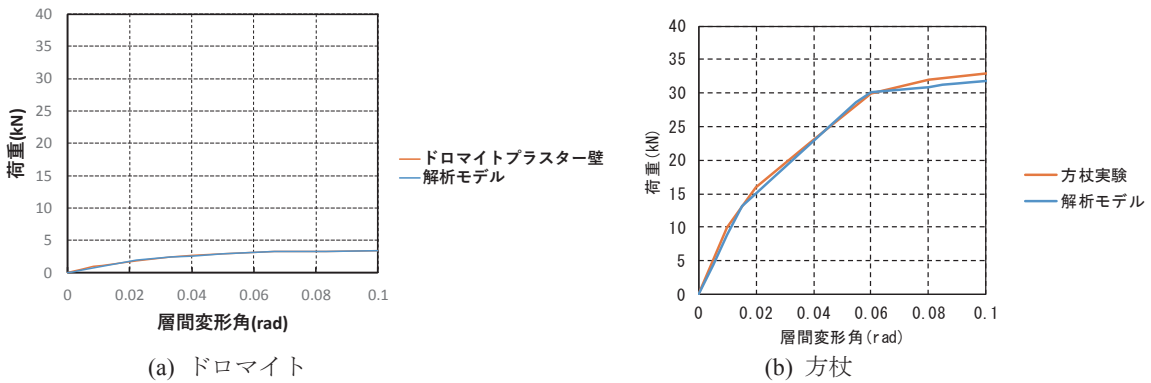


(a) ラスモルタル壁

(b) 土壁

(c) ラスモルタル壁

図14 H2745×B1820の壁面の解析モデル (強度低下型)



(a) ドロマイト

(b) 方杖

図15 H2745×B1820の壁面の解析モデル (トリリニアスリップ)

表3 モルタル壁の壁面サイズと復元力特性パラメーター値

	H	B	K	F _c	F _y	α	β	δ _c	δ _y
	mm	mm	kN/mm	kN	kN	0	0	mm	mm
実験	2745	1820	1.26	18.9	35	0.23	0.01	15	70
0	4000	1970	0.94	20.5	37.9	0.23	0.01	21.9	102.0
1	1021	2042	3.80	21.2	39.3	0.23	0.01	5.6	26.0
2	4000	1000	0.48	10.4	19.2	0.23	0.01	21.9	102.0
3	2480	1300	1.00	13.5	25.0	0.23	0.01	13.6	63.2
4	2480	729	0.56	7.6	14.0	0.23	0.01	13.6	63.2
5	2480	364	0.28	3.8	7.0	0.23	0.01	13.6	63.2
6	1021	1021	1.90	10.6	19.6	0.23	0.01	5.6	26.0
7	2000	2000	1.90	20.8	38.5	0.23	0.01	10.9	51.0
8	2000	729	0.69	7.6	14.0	0.23	0.01	10.9	51.0
9	2000	364	0.35	3.8	7.0	0.23	0.01	10.9	51.0

α, β:初期剛性に対する第1,第2折れ線の剛性の比率

F_c, δ_c:第1折れ点の荷重と変位、F_y, δ_y:第2折れ点の荷重と変位

H:高さ, B:長さ, K:剛性

4. 解析結果

(1) 固有値解析の結果

固有値解析の結果を表4、図16に示す。各方向の1次モード質量比が約90%で、改修前より改修後の方が固有周期は短く、内壁の追加、乾式土壁パネルを用いた内壁の仕様の変更等の改修により剛性が向上する事が確認できる。図16(a)より、方杖のある短辺方向の1次モードの方が、長辺方向の1次モードより周期が長い、これは図15の実験結果より、方杖の剛性を低減しているためである。また、壁のないロングスパンの構面剛性が方杖によって増加し、壁の多い構面との剛性の差が少なくなりバランスが良くなっていると考えられる。

現地での微動計測から評価した固有振動数は、長辺方向5.0Hz、短辺方向が4.2Hzであり、Y方向が柔な傾向は定性的には実測と解析で対応しているものの、実測の方が3倍程度高振動数である。この差が生じた要因として実建物に比べて解析モデルでは質量を10倍程度重く評価しているか、剛性を1/10程度に低く評価しているか、あるいはその両者の影響が考えられる。建物の壁や床の仕様から質量が1/10になることは考えにくい、壁要素モデルの初期剛性が低めに設定されていると考えられる。一般に木造建物の場合、微振動時の剛性は地震時の剛性よりも高く評価されることが知られており、3.(3)節において設定した復元力のスケルトンカーブは主に大変形時のループに合わせているため、初期剛性の低めの評価につながった可能性がある。多くの検討実績のある土壁と異なり、特にモルタル壁の実験は今回初めて実施したものであり、実建物の仕様を試験体で再現できていない可能性がある。図13のモルタル壁試験体では、モルタルと木摺が損傷する前に、両者をつなぐ鉄網と釘部分が最終的に破断してモルタル壁が脱落した。一方図11に示すように実際のモルタル壁では木摺の隙間にはみ出したモルタルが木摺とモルタルの一体化に寄与し、試験体に比べて実物の剛性と耐力は大きいことが予想される。耐震性能評価においては安全側で耐力の低い実験の仕様を採用する。初期剛性の設定の影響については(3)節において検討する。

表4 固有値解析の結果

次数	雪なし				雪あり			
	改修前		改修後		改修前		改修後	
	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)
1	0.78	1.28	0.65	1.55	0.84	1.20	0.69	1.45
2	0.70	1.44	0.62	1.61	0.74	1.34	0.67	1.50
3	0.53	1.89	0.46	2.16	0.56	1.79	0.49	2.04
4	0.24	4.26	0.24	4.26	0.25	4.01	0.25	4.02
5	0.20	4.94	0.19	5.42	0.21	4.85	0.19	5.31
6	0.18	5.52	0.18	5.65	0.19	5.40	0.18	5.51

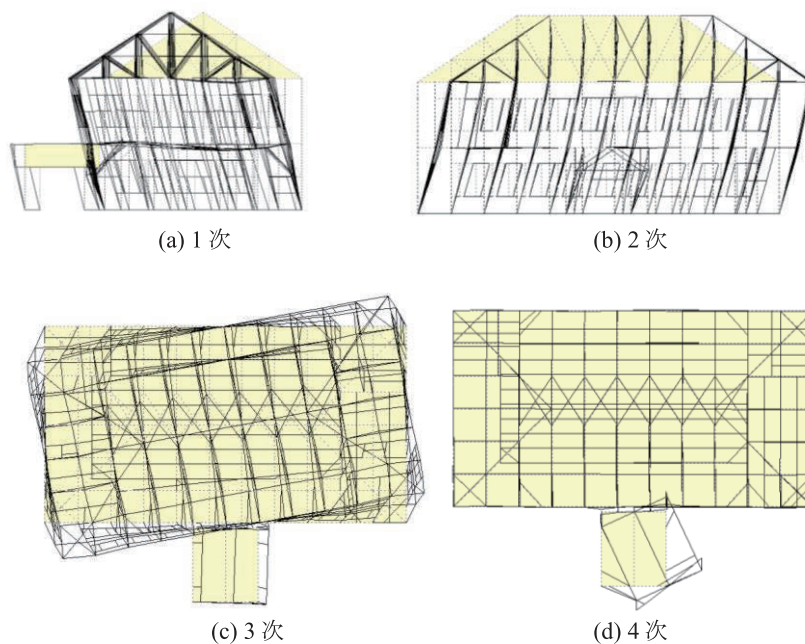


図16 固有モード形状 (1次～4次)

(2) 時刻歴応答解析の結果

入力地震動の波形と応答スペクトルを図17に示す。応答解析では日本建築センター模擬波BCJ-L1(稀地震)、BCJ-L2(極稀地震)、JMA神戸波(JMA-Kobe1995NS)、K-net益城波2016 (KMMH16EW)、K-net築館波2011 (MYG004NS) の5つの地震波を用いる。JMA神戸波に対する各層荷重変形関係を図18,19に、各地震動に対する最大層間変形角を表5に示す。図18, 19では各層の中心位置の代表節点における変位応答から層間変位を評価し、加速度応答に表2の各層質量を乗じて層せん断力 (Q1:1層、Q2:2層) を評価した。

表5より、JMA神戸波、益城波で応答が比較的大きいもののいずれの地震動でも1/20となっていることがわかる。積雪を考慮すると重量増加によりやや応答は増加する傾向にあるものの、積雪を考慮しない場合と概ね同じ傾向がみられる。最大変形時のループの面積から評価した等価減衰定数は、10~20%程度であり、ほとんどのケースで補強により特にY方向でループ面積が増え応答が低減しているが、JMA神戸波のX,Y両方向及び、益城波X方向、築館波X方向では補強前後の応答がほとんど変わらない。図17と表5より、1次固有周期 (0.6~0.8s) のあたりで、JMA神戸波、益城波、築館波では応答スペクトルの棚があり、改修による短周期化により応答が変わらないか増大することがわかる。塑性化による剛性低下を考慮すると、JMA神

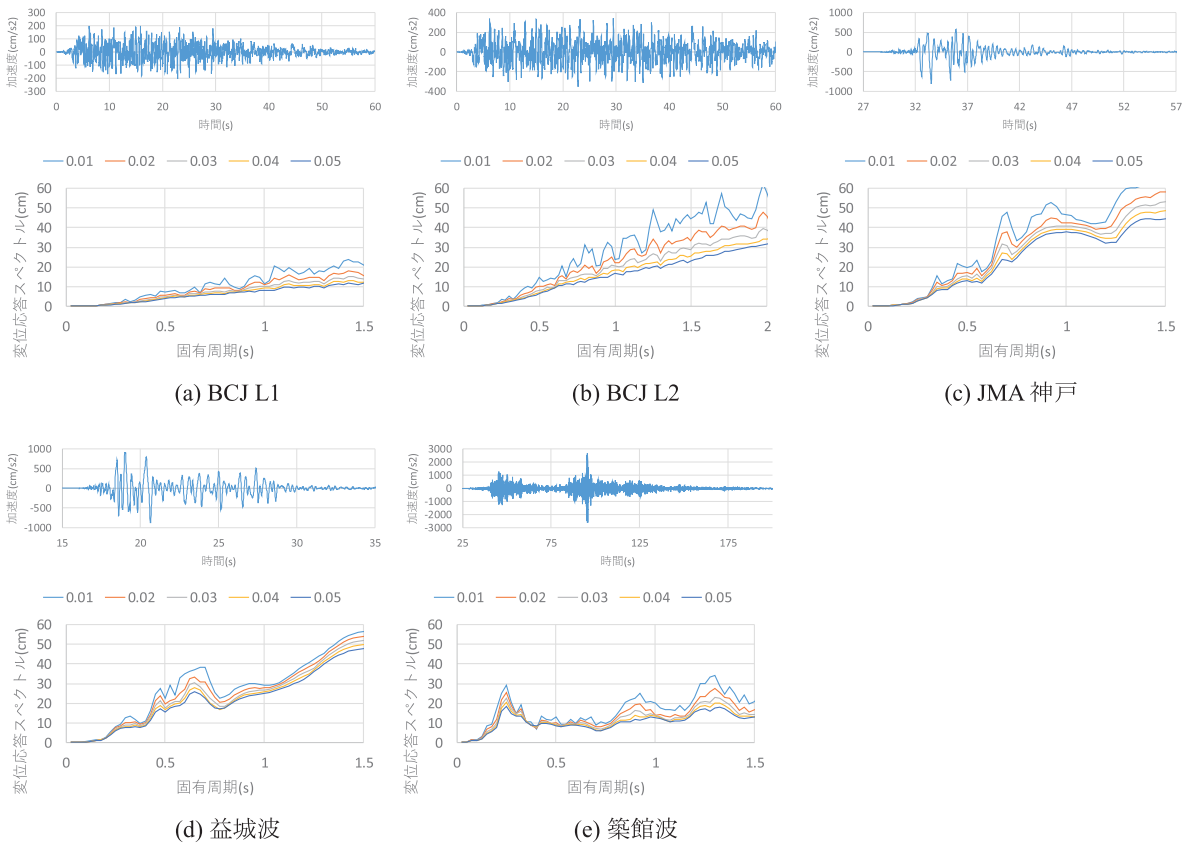


図17 地震波形と変位応答スペクトル

表5 最大層間変形角

		雪なし				雪考慮			
		X方向		Y方向		X方向		Y方向	
		補強前	補強後	補強前	補強後	補強前	補強後	補強前	補強後
BCJ L1	1F	1/90	1/120	1/109	1/139	1/102	1/101	1/107	1/149
	2F	1/146	1/177	1/89	1/126	1/149	1/155	1/85	1/122
BCJ L2	1F	1/58	1/67	1/68	1/78	1/57	1/61	1/64	1/75
	2F	1/78	1/87	1/58	1/64	1/72	1/74	1/54	1/60
JMA KOBE	1F	1/20	1/21	1/24	1/24	1/22	1/23	1/27	1/26
	2F	1/25	1/26	1/20	1/21	1/26	1/27	1/22	1/22
益城	1F	1/34	1/35	1/33	1/39	1/31	1/33	1/29	1/36
	2F	1/42	1/43	1/28	1/33	1/37	1/39	1/25	1/30
築館	1F	1/70	1/72	1/66	1/86	1/56	1/70	1/64	1/73
	2F	1/61	1/65	1/47	1/61	1/54	1/61	1/45	1/53

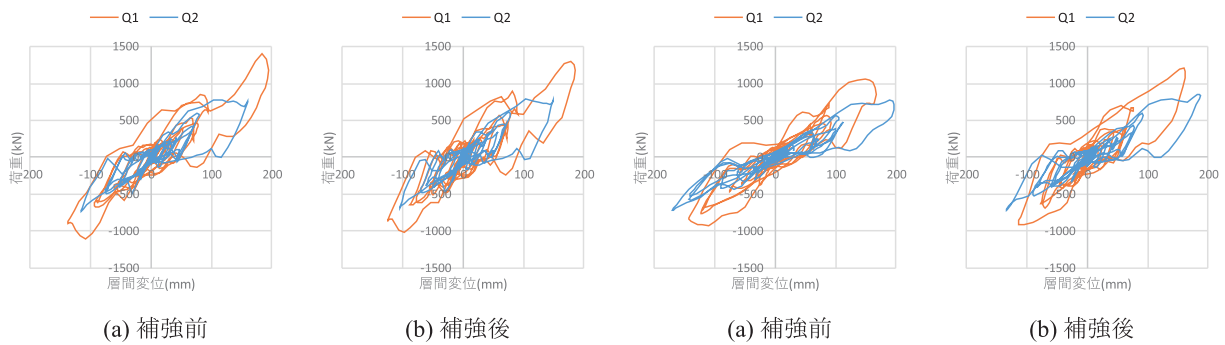


図 18 荷重変形関係 (X 方向、JMA KOBE、積雪なし)

図 19 荷重変形関係 (Y 方向、JMA KOBE、積雪なし)

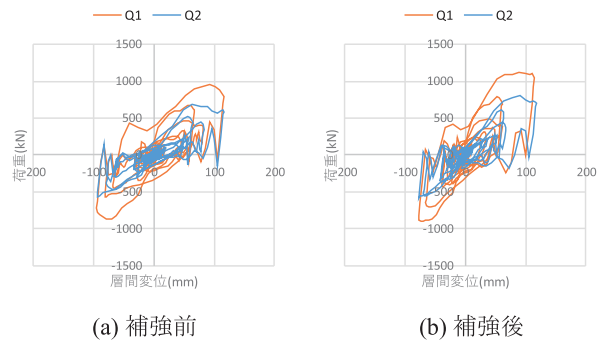


図 20 初期剛性変更モデルの荷重変形関係 (Y 方向、JMA KOBE、積雪なし)

戸波では最大変形時の割線剛性で初期剛性の1/3程度、固有周期は1.7倍程度（1.0～1.4s）になり、応答スペクトルが概ね一定になる領域にあるため、補強効果が低かったといえる。

(3) 初期剛性の影響

(1)節の考察より、実測と概ね固有振動数が対応するようにモルタル壁の初期剛性を20倍にしたモデル（1次3.9Hz、2次5.1Hz）のJMA神戸波に対する時刻歴応答解析を行う。中心点における荷重変形関係を図20に示す。層間変形角は補強前では1階で1/35、2階1/33であったのに対し、補強後では1階で1/34、2階で1/34となる。補強後のループ面積は、補強前から約14%増加するにも関わらず、最大応答は補強効果がほとんど見られない点は（2）節と同様の結果である。塑性化による長周期化により、最大応答が固有周期から予想される応答よりも大きくなり、かつ応答が概ね一定になる領域に固有振動数が含まれることが推察できる。

本例では、履歴ルール上、初期剛性変更の際して骨格曲線はおおむね一致するが、戻り剛性も初期剛性に比例して20倍になり、ループ形状および最大応答に違いが出ている。戻り剛性を変えずに初期剛性だけ変えた検討などを通じて、初期剛性の設定が地震時応答に及ぼす影響について更なる検討が必要である。

5. 結論

本研究では、床組や接合部、内壁と外壁の仕様および方杖の復元力特性を現地調査や要素載荷試験データ、文献調査などに基づいて考慮した三次元立体架構モデルを構築して時刻歴応答解析を行った。その結果、検討した巨大地震動のうち、改修効果の高低と応答スペクトルの関連が見られた。また実測モデルと解析モデルの固有周期の差より、定性的には解析と実測で対応するものの、剛性の定量的な設定は検討の必要がある。

謝辞：本研究実施にあたり旧加悦町役場庁舎耐震改修検討委員会より貴重な情報を頂戴した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル—限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、学芸出版社、2004