

木造制振建築物の実大振動台実験と中大規模木造建築物への応用 Shaking Table Test and Development of Large Scale Wooden Construction with Seismic Damping System

竹内 章博* 山崎 康雄*
Akihiro Takeuchi Yasuo Yamasaki
金川 基*
Motoi Kanagawa

要 約

近年、熊本地震をはじめとした震度7規模の地震が頻発しており、木造建築物においても、いかにして耐震性を確保するかが重要な課題となっている。

本報では昨年度の報告に引き続き、制振ダンパーを設置した2階建ての実大木造建築物に対して、2016年に発生した熊本地震の前震、本震を連続入力した振動台実験および時刻歴応答解析を行い、その耐震性能について検討を行った。さらに、実験結果を応用した5階建て木造建築物のシミュレーション解析を行い、中大規模木造建築物に対する制振効果について検討したので報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験概要および解析概要
- § 3. 実験結果および解析結果
- § 4. 中大規模木造建築物の解析的検討
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

近年、熊本地震をはじめとした震度7規模の地震が頻発しており、木造建築物においても、いかにして耐震性を確保するかが重要な課題となっている。

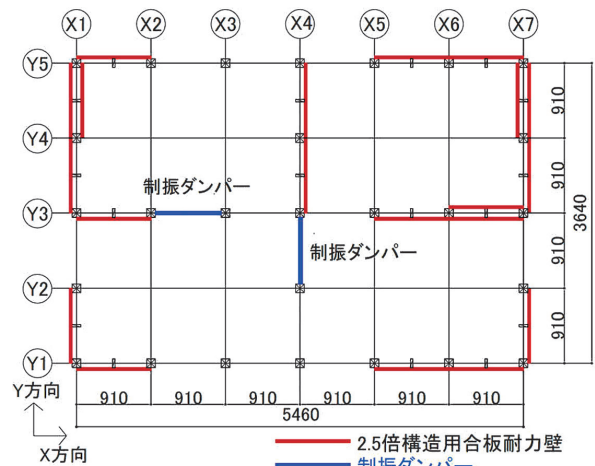
昨年度の報告¹⁾では、熊本地震前震と本震を連続入力した実大木造建築物の振動台実験を行い、大地震時における木造建築物の地震時挙動について示した。

本報告では引き続き、2階建ての実大木造建築物の試験体に、制振ダンパーを設置した場合の振動台実験を行い、その耐震性能について検討した。さらに、実験結果を応用した5階建て木造建築物についてのシミュレーション解析を行い、中大規模木造建築物に対する制振ダンパーの効果について検討したので報告する。

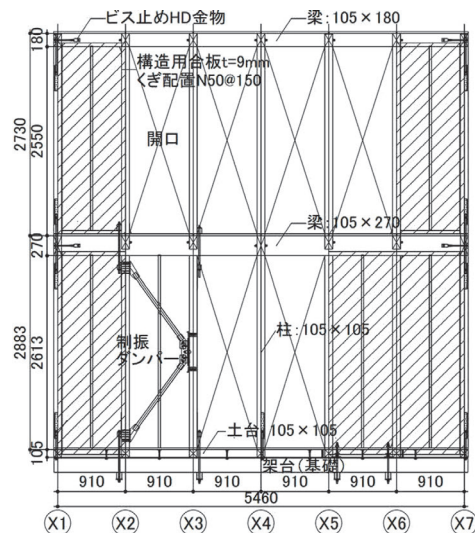
§ 2. 実験概要および解析概要

2-1 試験体概要

図一1に試験体の1階伏図を、図二2にY3通りの軸組図を示す。また写真一1に試験体の外観を示す。



図一1 試験体1階伏図



図二2 試験体Y3通り軸組図

* 技術研究所建築技術グループ



写真-1 試験体外観

試験体は昨年度の報告¹⁾と同様に、1階の階高が2,883 mm、2階が2,730 mmの在来軸組工法による箱型2層の木造建築物とする。試験体の重量は、1階が41.54 kN、2階が28.62 kNである。

試験体の耐力壁は、告示壁倍率2.5倍の仕様であり、1階には同耐力壁を10P、2階には8Pを配置している。

なお、今回の試験体には、試験体1階のX4通りとY3通りに各1箇所、制振ダンパーを設置する。

計測は、各階床の加速度、層間変位について行った。

2-2 制振ダンパー概要

写真-2に、制振ダンパーの外観を示す。また、図-3に同ダンパー1基あたりの荷重-変位曲線を示す。

制振ダンパーは木造試験体にK型に取り付く形状としている。なお、制振ダンパーの材料には、昨年度報告したシミュレーション解析の知見を活用できるよう、高減衰ゴムを使用した粘弾性ダンパーを用いる。

制振ダンパーの荷重-変位曲線は、別途実施した周辺架構を含んだ静的載荷試験の結果を示している。



写真-2 制振ダンパー外観

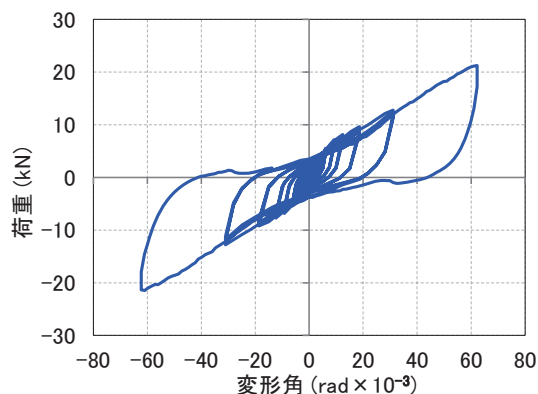


図-3 制振ダンパーの荷重-変位曲線

表-1には制振ダンパーの荷重-変位曲線から算出した壁倍率評価の4つの指標について示す。制振ダンパーの耐力は0.2 Pu/Dsの値で決定されており、壁倍率としては、約3倍相当の性能となっている。

表-1 制振ダンパーの性能 (単位 kN)

P_y [kN]	$2/3P_{max}$ [kN]	$P_{1/120}$ [kN]	$0.2P_u/D_s$ [kN]	短期基準 耐力[kN]
9.68	14.85	6.37	5.96	5.96

2-3 入力地震動

表-2に入力した熊本地震の地震動を示す。

地震動は昨年度の報告¹⁾と同様に、益城町宮園での観測波(以降、熊本地震前震)、KiK-net 益城町での観測波(以降、熊本地震本震)を連続で入力する。入力は試験体のX方向をEW成分、Y方向をNS成分とし、X方向、Y方向、Z方向の3軸同時加振とした。

表-2 入力地震動

	方向	最大加速度 [cm/s ²]	最大速度 [cm/s]	最大変位 [cm]
熊本地震前震 (益城町宮園)	EW	717	132	26
	NS	602	103	17
	UD	317	14	2
熊本地震本震 (KiK-net益城町)	EW	983	137	27
	NS	671	91	16
	UD	817	38	7

2-4 解析概要

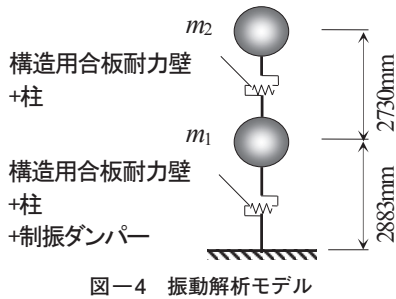
図-4に制振ダンパーを設置した場合の、木造建築物の解析モデル図を示す。解析モデルは2質点系の振動解析モデルとし、構造用合板耐力壁と柱をせん断ばねとして入力した。解析は、弾塑性解析プログラム(SNAP Ver.8: (株)構造システム)を使用して行った。

図-5に解析で用いた試験体の、構造用合板耐力壁1mあたりの骨格曲線および復元力特性を示す。また、図-6には、同様に柱1本あたりの骨格曲線および復元力特性について示す。

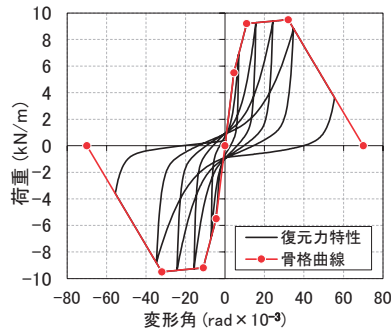
なお、これらの骨格曲線および復元力特性の設定は、昨年度の報告¹⁾で得られた知見を活用して行った。

図一七に制振ダンパー1基あたりの骨格曲線および復元力特性を示す。制振ダンパーの骨格曲線は前述した荷重-変位曲線を包絡する様に設定した。復元力特性については、木造用4折線NCLモデルを用い、各変位時の等価減衰定数が実験による値と概ね一致するように設定した¹⁾。なお、時刻歴応答解析の際には、上記の骨格曲線に振動数依存性による補正を考慮した。

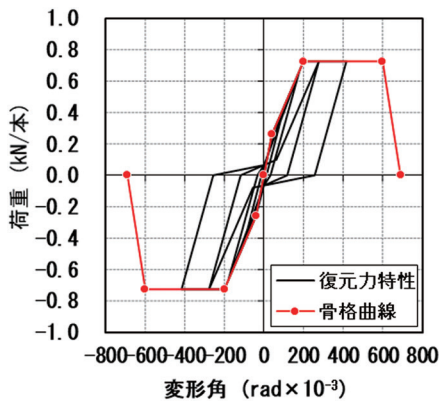
解析は実験と同様に、熊本地震前震、本震の順番で連続加振して行く。なお、解析モデルにおける減衰定数は瞬間剛性比例型2%とした。



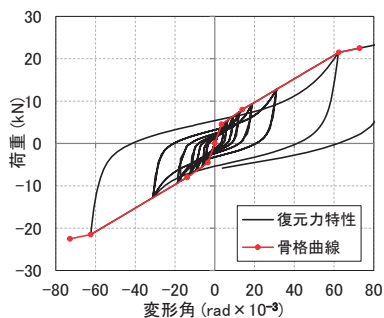
図一四 振動解析モデル



図一五 構造用合板耐力壁の復元力特性 (単位長さ)



図一六 柱の復元力特性 (1本)



図一七 制振ダンパーの復元力特性 (1基)

§ 3. 実験結果および解析結果

3-1 実験結果

以下では、熊本地震前震および本震を連続加振した実験結果について、制振ダンパーがある場合(以降、制振)と、無い場合¹⁾(以降、耐震)で比較して示す。

なお、実験結果の比較は層間変位の大きかった試験体X方向について示す。

(1) 荷重-変位関係

図一八(a)に熊本地震前震の、各階の荷重-変位図を、同図(b)には本震の場合を、制振の場合と、耐震の場合で比較して示す。

各層の荷重-変位関係より、制振の場合は、耐震に比べて、連続した地震動を受けた際にも、構造用合板耐力壁の剛性低下が抑制されていることが分かる。

(2) 固有周期の推移

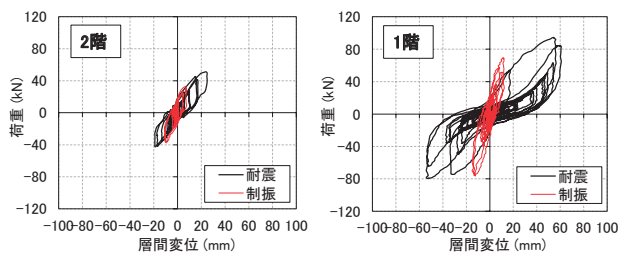
図一九に試験体の1次固有周期の推移を示す。

耐震の場合、加振前の固有周期は0.2秒程度であったのに対し、前震、本震と入力を受けるにつれて躯体が損傷し、本震を受けた後は、約1秒と加振前に比べて約5倍も周期が伸びている。一方、制振の場合は、連続加振後も、加振前の値からほぼ変化していないことが分かる。

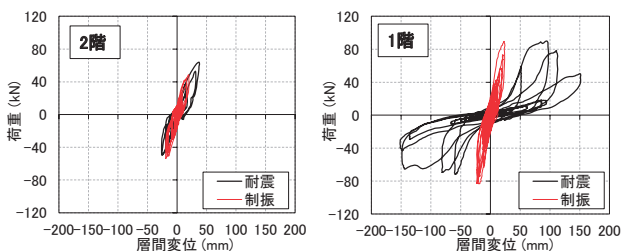
(3) 最大層間変位および最大層間変形角

表一三に各階の最大層間変位および最大層間変形角の値を、制振の場合と、耐震の場合で比較して示す。

最大層間変形角の値は、制振の場合、耐震に比べて半分以下に低減されていることが分かる。特に1階の最大層間変形角の値は、本震時の値が、耐震の場合1/19と1/30を超えているのに対して、制振の場合は1/118と1/100程度に抑制されていることが分かる。



(a) 熊本地震前震



(b) 熊本地震本震

図一八 荷重-変位関係

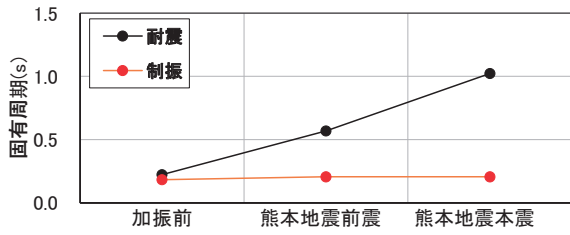


図-9 固有周期の推移

表-3 最大層間変位と最大層間変形角の比較

2階			
X方向	熊本地震前震	熊本地震本震	
耐震	25.0 (1/109)	38.3 (1/71)	
制振	11.0 (1/249)	20.4 (1/134)	
1階			
X方向	熊本地震前震	熊本地震本震	
耐震	61.0 (1/47)	151.8 (1/19)	
制振	15.1 (1/191)	24.4 (1/118)	

単位：mmおよびrad ()内は最大層間変形角

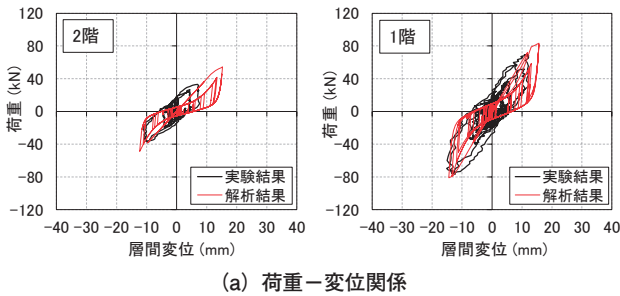
3-2 実験結果と解析結果の比較

以下では、層間変位の大きかった試験体の X 方向について、制振の場合の実験結果と解析結果の比較を示す。

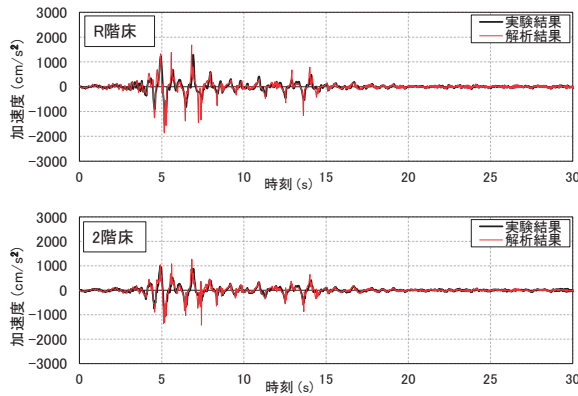
図-10 (a) に熊本地震前震の、各階の荷重-変位図を、同図 (b) には各階床の応答加速度の時刻歴波形を、同図 (c) には各階の層間変位の時刻歴波形を、それぞれ実験結果と解析結果を比較して示す。また、図-11 には同様にして本震の場合を示す。

解析結果は実験結果と概ね一致しており、特に荷重-変位図については、木造特有の変形が進むにつれて剛性が低下する履歴特性が良く説明されている。

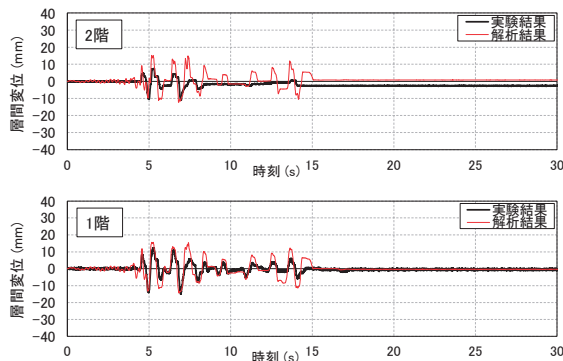
また、前震を受けて構造用合板耐力壁が剛性低下した後、さらに本震を受けた場合の履歴特性も良く説明されている。なお、R 階の床応答加速度の値は、前震、本震の場合とも約 2000 gal 程度と、耐震の場合¹⁾と同程度の大きさであることが分かる。



(a) 荷重-変位関係

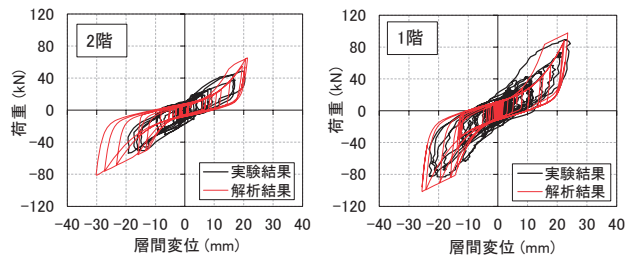


(b) 加速度の時刻歴波形

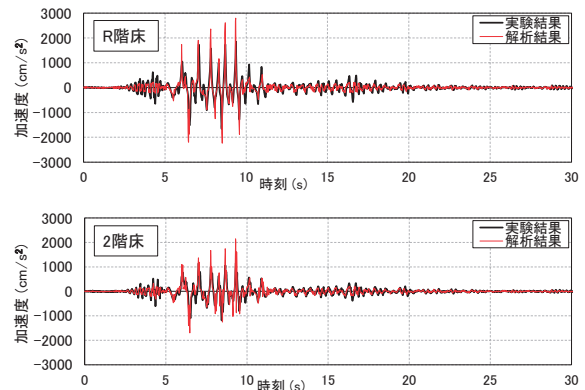


(c) 層間変位の時刻歴波形

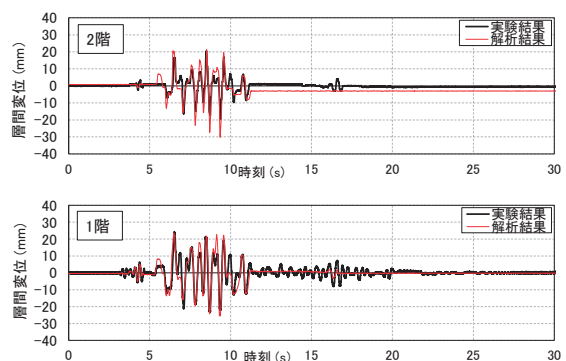
図-10 熊本地震前震の場合の比較



(a) 荷重-変位関係



(b) 加速度の時刻歴波形



(c) 層間変位の時刻歴波形

図-11 熊本地震本震の場合の比較

§ 4. 中大規模木造建築物の解析的検討

本章では、実大振動台実験で得られた知見を応用した、中大規模木造建築物についてのシミュレーション解析を行い、制振ダンパーの効果について検証を行う。

4-1 検討建物概要

図-12 に検討建物の1階伏図を示す。

検討建物は、「木造軸組工法による高耐力耐力壁(木住協仕様)活用マニュアル」²⁾に記載されている、5階建て共同住宅の試設計例を引用して作成した。なお、同設計例の構造用合板耐力壁には、壁倍率換算で約19倍相当までの高耐力耐力壁が用いられている。

検討は、制振ダンパーを設置した場合(以降、制振)と、設置しない場合(以降、耐震)について行った。なお、制振ダンパーは、X方向およびY方向ともに、1階に4基、2~4階に3基、5階に2基設置するものとする。

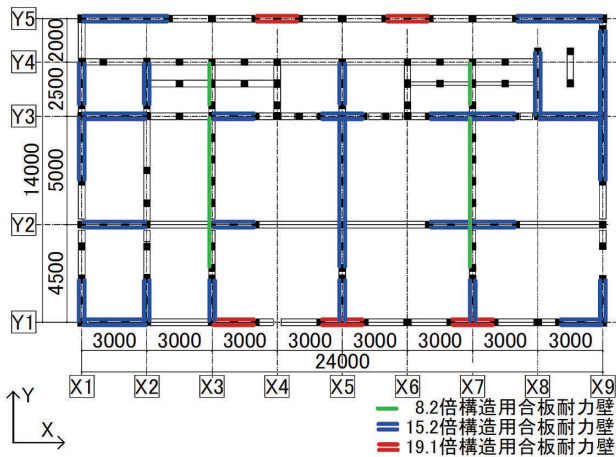


図-12 検討建物1階伏図

4-2 解析モデル概要

図-13 に解析モデル図を示す。

解析モデルは5質点系の振動解析モデルとし、振動台実験に対する解析手法と同様に、構造用合板耐力壁と柱および制振ダンパーをせん断ばねとして入力した。

図-14 に解析で用いた構造用合板耐力壁(壁倍率換算で約19倍相当)1mあたりの骨格曲線および復元力特性を示す。また、図-15 には同様にして、柱1本あたりの復元力特性を、図-16 には制振ダンパー1基あたりの復元力特性を示す。

これらの復元力特性の設定には、振動台実験の検証で得られた知見を応用し、同様の手法を適用した。

なお、構造用合板耐力壁の骨格曲線は、前述したマニュアル²⁾に記載されている骨格曲線を参考にして設定した。また制振ダンパーについては、実大振動台実験で使用した粘弾性ダンパーを参考として、図示した特性値で設定した。解析モデルにおける減衰定数は瞬間剛性比例型2%とした。

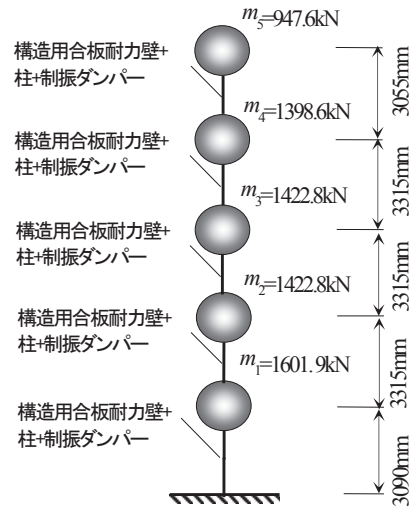


図-13 振動解析モデル

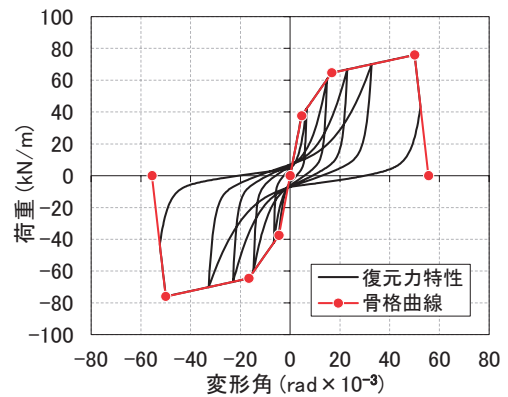


図-14 構造用合板耐力壁の復元力特性(単位長さ)

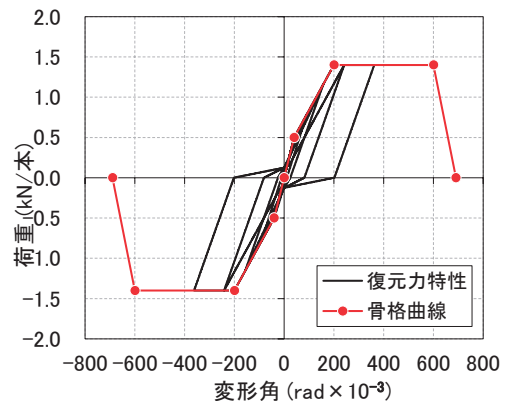


図-15 柱の復元力特性(1本)

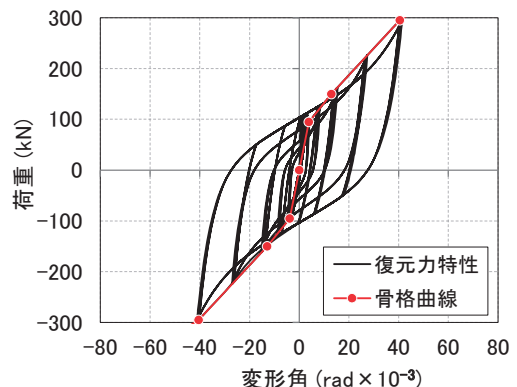


図-16 制振ダンパーの復元力特性(1基)

4-3 入力地震動

表一4 に入力した地震動を示す。

入力地震動は、レベル1 およびレベル2 の各地震動レベルに対して、それぞれ観測波3波、告示波3波、日本建築センター波（BCJ波）1波の合計7波を用いた。なお、告示波については表層地盤の増幅は考慮していない。

表一4 入力地震動

地震波レベル	地震波分類	入力地震動波形名	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)
レベル1 稀地震	観測波	El Centro1940NS	25	255
		TAFT1952EW		248
		八戸1968NS		176
	告示波	乱数位相	9	81
		JMA神戸NS位相	10	81
		八戸NS位相	12	63
		BCJL1	29	207
レベル2 極稀地震	観測波	El Centro1940NS	50	509
		TAFT1952EW		497
		八戸1968NS		352
	告示波	乱数位相	43	403
		JMA神戸NS位相	51	404
		八戸NS位相	62	313
		BCJL2	55	356

4-4 解析結果

以下では、最大層間変形角が大きかった、X方向の解析結果について示す。

図一17 に固有値解析の結果を、耐震の場合と制振の場合で比較して示す。1次固有周期の値は、制振の場合で0.78秒であり、耐震の場合の0.86秒に比べて短くなっていることが分かる。

図一18 にレベル1地震時の、各層の最大応答層間変形角図を、耐震の場合と、制振の場合で比較して示す。図一19 には、同様にしてレベル2地震時の場合を示す。

制振ダンパーの設置による最大層間変形角の低減効果は、レベル1地震時に比べて、大地震時であるレベル2地震時の方が大きいことが分かる。なお、レベル2地震時の場合、最大層間変形角の値は、制振ダンパーの無い耐震の場合で1/40程度であるのに対し、制振とすることにより1/75程度に低減されていることが分かる。

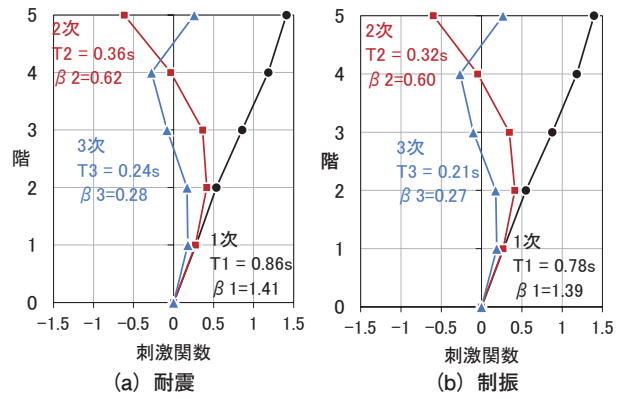
§5. おわりに

以上、木造建築物の実大振動台実験、およびその結果を応用した、中大規模木造建築物のシミュレーション解析を実施し、木造建築物に対する制振ダンパーの設置効果について検討した。

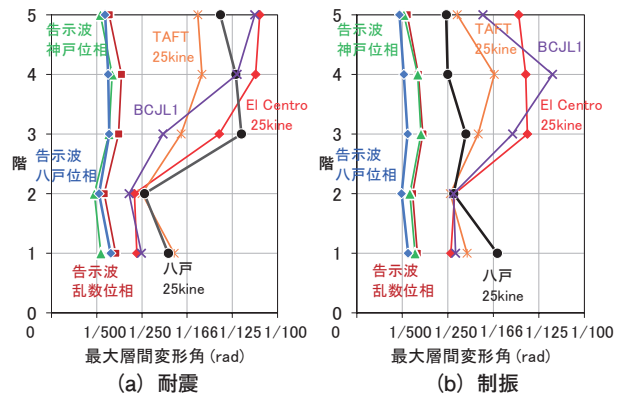
その結果、以下の事項が明らかとなった。

高減衰ゴムを用いた制振ダンパーの設置により、連続した地震動を受けた際にも、構造用合板耐力壁の損傷を抑制でき、耐震の場合に比べて最大層間変形角の値を低減できることが分かった。

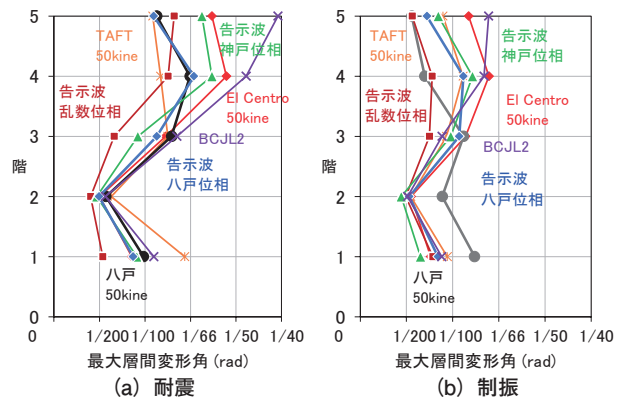
今回適用した木造用振動解析モデルにより、制振ダンパーを設置した場合の、木造建築物の地震時挙動を良く説明できることが分かった。



図一17 固有値解析結果



図一18 最大応答層間変形角図 (レベル1地震時)



図一19 最大応答層間変形角図 (レベル2地震時)

振動台実験結果を応用したシミュレーション解析により、中大規模木造建築物においても、制振ダンパーの設置による最大応答層間変形角の低減効果を確認できた。

謝辞. 本報は、住友ゴム工業株式会社との共同研究開発における成果の一部を報告したものである。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 竹内他：木造建築物の2016年熊本地震に対する挙動 振動台実験, 西松建設技報, VOL.44, 2021
- 2) 木造軸組工法による高耐力耐力壁 (木住協仕様) 活用マニュアル, 一般社団法人日本木造住宅産業協会, 2020.9