木造住宅を対象とした制振壁の開発事例と制振性能の実験的検証

DEVELOPMENT CASE OF HIGH DAMPING WALL FOR WOODEN DWELLING HOUSE AND EXPERIMENT VERIFICATION OF DAMPING PERFORMANCE

津田千尋 — * 1 吉岡圭介 — * 2
五十田博 — * 3 御子柴正 — * 4
宮澤健二 — * 5

Chihiro TSUDA — * 1 Keisuke YOSHIOKA — * 2
Hiroshi ISODA — * 3 Tadashi MIKOSHIBA — * 4
Kenji MIYAZAWA — * 5

キーワード：
実大振動台実験, 制振住宅, 軸組構法, 制振壁, 低降伏点鋼

Keywords:
Full scale shaking table tests, High damping house, Timber frame structure, High damping wall, Low yield steel

The development case of high damping walls with workability, low cost, a small number addition and high damping performance is reported. The verification experiment of structural damping performance is conducted. And the result is reported as follows. (1) The maximum equivalent damping factor of the walls is 29%. (2) The maximum decreasing ratio of response displacement is 40%, and the ratio of acceleration is 59% in many full scale shaking table tests. (3) The contributory effect of stiffness on the response is cleared. (1) The decreasing ratio 51% of displacement and the 71% of acceleration were the contributory effects of the stiffness.

1. はじめにと目的

1995年阪神淡路大震災以降, 数多くの研究機関による研究開発の成果と基準法の改定もあり, 木造住宅の耐震性能が飛躍的に向上してきた。更に, 近年は, 耐震性能に追加的に補う手法として, また既存住宅の新たな耐震補強手法として, 木造住宅を対象にした制振装置の提案と開発が多くの研究開発機関により試みられ, その成果が報告されている。^{1)~4)}

一方, 木造住宅の制振化では, 間取り及びコスト等により制振装置の配置数が制限されるなどの背景があり, 制振装置の改良, 高性能化が強く望まれる。この結果, 剛性に期待した制振装置の開発や壁倍率の取得などが試みられている。

そこで, 筆者らは施工の簡易さ, コスト, 設置数の減少及び減衰性能の向上に配慮した壁形式の制振装置開発を試みた。そして, 制振壁単体の性能確認実験を行い, 更に実大規模の木造軸組構法住宅模型の振動台実験を実施して開発した制振壁の応答低減効果について検証した。

本報の2章は制振壁の概要と水平加力実験の結果を述べ, 制振壁の減衰性能を明らかにする。更に, 繰り返し変形が生じたときの耐力低下に触れ, 構造用合板耐力壁の既往実験結果との比較を行った。

3章では2章に述べた制振壁を用いた実大規模の木造制振住宅模型の振動台実験について述べる。3.1節の試験体の概要から始まり, 実験内容と実験結果を述べ, 性能の検証について報告する。更に, 剛性寄与により生じた応答低減について触れ, その考察結果をのべる。

2. 制振壁水平加力実験

2.1 制振壁概要

図1及び写真1に示す制振壁は, 表1に示す新日本製鐵製の構造用弾塑性履歴ダンパー用鋼板(以降降伏点鋼と記述)を用いた履歴型制振装置である。本制振壁は木造住宅を対象にして, 減衰性能の向上と施工性を共に追求して開発した。

水平加力実験に用いた制振壁は壁長910mmで層間高さ2730mmとし, 表2に示す柱と土台には杉材を, 梁には米松を使用した。柱及び土台は105mm×105mm, 梁は180mm×105mmの断面とし, 柱頭柱脚接合部は短ほぞとした。柱梁接合部には羽子板金物を, 柱土台接合部には25kN用ビス止めホルダウンを使用した。また, 安全性を考慮した壁性能を把握するために, 土台には密度の低い杉材を用いた。

制振壁

制振ダンパー

写真1 制振壁と制振ダンパー

^{*1} 工学院大学工学部建築学科 兼任講師・博士(工学)
(〒359-1106 埼玉県所沢市東狭山ヶ丘3-2877-10)

^{*2} 工学院大学工学部建築学科 修士課程
^{*3} 信州大学工学部 准教授・博士(工学)

^{*4} 防災科学技術研究所 主任研究員

^{*5} 工学院大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

^{*1} Part-time Lecturer, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kogakuin Univ., Dr. Eng.

^{*2} Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kogakuin Univ.

^{*3} Assoc. Prof., Dept. of Eng., Shinshu Univ., Dr. Eng.

^{*4} Prevention Chief Researcher, (c)National Research Institute for Earth Science and Disaster

^{*5} Prof., Grad. School of Eng., Kogakuin Univ., Dr. Eng.

図1 制振壁試験体

表1 ダンパー用鋼板概要

製造会社	新日本製鐵
名称	建築構造用弾塑性履歴ダンパー用鋼板 BT-LYP225
下位降伏点	205~245kN/mm ²
降伏比	80%以下
伸び	40%以上

表2 制振壁木質軸組概要

柱	杉	断面：105mm×105mm
梁	米松	断面：180mm×105mm
土台	杉	断面：105mm×105mm
柱頭柱脚	短ボゾ	
柱脚補強金物	S-HD25	
柱頭補強金物	羽子板ボルト	
横架材芯々間距離		2730mm

写真1のΩ型に成形した低降伏点鋼は図1のように層間の1/2高さにφ27.2mmの鋼管ブレースを通して木質躯体と緊結した。鋼管ブレースと躯体は図1右図に示すL型の金物を用いて結合し、L型金物は75mmのM9ラグスクリューボルトで柱と梁及び土台に留めつけてある。また、図1右図に示す低降伏点鋼と柱には90mmのM9ラグスクリューボルトを6本使用した。

低降伏点鋼は図2に示すような主に鉛直方向に変形し、加えてブレース結合点と柱までの偏心モーメントによってΩ型金物の湾曲部が水平方向に圧縮及び引張り変形する。

2.2 壁面内水平加力実験概要

加力実験方法はビス止めホルダウング物による柱脚固定式とした。制振壁には速度5.0mm/sの正弦波を梁心点に変位制御で加力し、各層間変形角で3サイクルを繰り返した正負漸増加力を行い、層間変形角1/30rad.まで実施した。

一方、制振壁面内せん断力は200kNアクチュエータ内蔵荷重計の値を使用し、梁芯高さのアクチュエータ加力点の変位量を層間変位とした。また、層間変位を表1に示す横架材芯々間距離で除した値を層間変形角とする。以降に示す壁の層せん断力及び層間変形角はこれらの値を意味する。

2.3 水平加力実験結果

水平加力結果の層せん断力-層間変位曲線を図3に示す。紡錘形状の履歴を描き、履歴面積の大きさが確認できる。また、終局耐力程

図2 Ω型低降伏点鋼の変形

図3 層せん断力-層間変位曲線

図4 等価剛性

図5 等価減衰定数

$$Heq = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (1)$$

$$\Delta W: \text{履歴面積}, W = \frac{1}{2} Keq \delta^2$$

Keq : 最大荷重時の等価剛性, δ : 層間変位

度の1/30rad.の耐力は10.8kN、弾性限界程度の1/120rad.は7.34kNであり、壁倍率に相当する基準耐力1.96kN/mと壁長0.91mから算出した基準耐力との比は、1/120rad.で約4.1倍となった。

また、図4によると等価剛性は層間変形角の上昇に伴い低下し、1/200rad.の等価剛性は431kN/m、弾性限界程度の1/120rad.で321kN/mであった。

一方、図3の1サイクルの履歴と式(1)より算出した等価減衰定数は1/200rad.で0.11、1/120rad.は0.17と層間変形角の上昇に伴いその値は大きくなり最大は1/45rad.の0.27である。

筆者等の既往実験^(付録)では軸組構法合板耐力壁の等価減衰定数は0.13から0.12程度である。そして、本報制振壁の等価減衰定数の最大は層間変形角1/45rad.の0.27であり、その耐力壁に比べ2.2倍程度高い減衰性能であった。また、弾性限界程度の1/120rad.においては耐力壁が0.12、制振壁は0.17であり、耐震壁に対して1.4倍程度の減衰性能を有する。一方、層間変形角1/30rad.まで低降伏点鋼の破断はなかった。

次に、繰り返し加力による耐力低下に着目する。1/60rad.程度では3サイクルの繰り返しによる耐力低下は小さく、1/30rad.になると耐力低下が大きくなることが図6の履歴から確認できる。また、図7からその低下の大きさは確認できる。層間変形角1/120rad.の2サイクル目は耐力低下が小さく3サイクル目でも2%の低下、また、1/60rad.においても低下の大きさは殆ど変化せず、3サイクル目で3%である。しかし、1/30rad.になるとその低下は大きく、3サイクル目で16%の耐力低下となった。

一方、筆者等の軸組構法面材耐力壁における既往実験結果^(付録)の繰り返しによる耐力低下の近似値も図7に示した。その低下に比べ本報

図6 繰り返し加力の履歴と耐力低下

図7 繰り返し回数と耐力低下

表3 振動台実験試験体仕様

柱	杉	105mm×105mm
梁	米松	180mm×105mm
土台	ヒバ	105mm×105mm
床	広葉樹構造用合板	24mm
耐力壁	針葉樹構造用合板	9mm
柱頭柱脚	短ホゾ	
柱脚一補強金物	2F：S-HD20, 1F：S-HD25	
柱頭一補強金物	2F：羽子板ボルト, 1F：S-HD20	
耐力壁一釘	N50	外周@150, 間柱@200
床一釘	CN65	外周@75千鳥, 内部@150
横架材芯々間距離	2730mm

図9 制振試験体平面図

写真2 制振試験体

表4 振動台実験試験体名称と壁量及び重量

試験体種類	X方向耐力壁枚数		建築面積	壁量×壁倍率×1.96/総重量	重量		固有周期
	1層	2層			2階床	R階床 (パルス波)	
非制振	6枚	4枚	19.8m ²	0.58	26kN	20kN	0.17秒

試験体種類	制振試験名称	制振壁枚数	耐力壁枚数	記録地震波名称
制振	D2S2W6S	2枚	6枚	K-NET小千谷EW70%
	D2S3W3E13	3枚	3枚	K-NET小千谷EW70% (非) - 90% (制)
				K-NET小千谷EW70%

*表中重量は応力解析用重量である

*制振試験名称の表記：

[実験方法と階数, 制振壁枚数, 耐力壁枚数, 偏心の有無]

例：D2S2W6E13 {D2:2階建て振動台実験} {S2:制振壁2枚} {W6:耐力壁6枚}
{S:無偏心, E13:偏心率0.13}

Keq_d : 制振壁1/120rad等価剛性, Heq_d : 制振壁1/120rad等価減衰定数

$$Keq_f: \text{耐力壁剛性} = \frac{\text{耐力壁枚数} \times 0.91\text{m} \times 2.5\text{倍} \times 1.96\text{kN/m}}{2.73\text{m} \times 1/120\text{rad}} \quad (2)$$

$$Heq_{f+d} = \frac{Keq_f Heq_f + Keq_d Heq_d}{Keq_f + Keq_d} \quad (3)$$

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} \quad (4)$$

振結果から微小応答時の卓越周期は0.17秒であった。ここで、表4に示す1階重量は1階層間1/2の高さから2階1/2の高さまで、2階重量は2階層間1/2の高さ以上の固定荷重と積載荷重である。

次に、非制振試験体に制振壁2枚を付加した制振試験体の加振を表4に示すD2S2W6Sと呼び、図8に示す1階Y1通りの耐力壁3枚を制振壁に変更した制振試験体の加振をD2S3W3E13として図9、写真2に平面図と試験体概観写真を示した。D2S3W3E13は1/120rad. 制振壁耐力と合板耐力壁の壁倍率から想定される偏心率が0.13, 加えて1層の耐力が非制振試験体耐力と概ね一致するようにして制振壁枚数を3枚とした。

ここで、既往実験^(付録)の軸組構法合板耐力壁の等価減衰定数は弾性

の制振壁の耐力低下が十分に小さいことがわかる。

3. 実大振動台実験

本章は2章で示した低降伏点鋼制振壁を次に述べる木造軸組構法試験体である。一般的な構造仕様による実物大規模での制振壁付加の効果を確認することを目的とし、土台の材種はヒバとした。また、2章で示した制振壁単体の性能では安全側の性能確認とし、土台は前述した杉材を用いている。

3.1 振動台実験試験体概要

試験体は表3に示す構造仕様に図8の平面を有する2階建て軸組構法試験体である。一般的な構造仕様による実物大規模での制振壁付加の効果を確認することを目的とし、土台の材種はヒバとした。また、2章で示した制振壁単体の性能では安全側の性能確認とし、土台は前述した杉材を用いている。

構造用合板9mmの壁倍率2.5倍相当の耐力壁を図8に示す1階X方向に6枚、2階に4枚を配置した。表4から想定する非制振試験体の弾性限界程度の1階耐力は層せん断力係数で0.58である。また、矩形波加

限界程度の層間変形角1/120rad. で付録表2に示す0.12程度であった。そして、この値と式(3)により求めた制振試験体の弾性限界程度での予想等価減衰定数はD2S2W6Sが0.14, D2S3W3E13が0.15になり各17%, 25%の増加率が見込める。また、式(4)の告示式より算出した減衰による加速度低減率 F_h によると加速度が各8%, 12%の低減となる。そして、図5のように層間変形角が大きくなるに従い制振壁減衰性能は上昇するため、弾性限界以上ではこれらの加速度低減以上の効果が期待できる。一方、表3に示す各制振試験体とそれぞれに対応する非制振試験体の耐力壁は後述する一連の加振実験終了後に合板耐力壁を新規に貼り替え更に、釘の位置を既往釘孔とずらして打ち付けた。

表 5 再現波形と加振順序
D2S2W6S と対応する非制振試験体

加振順序	入力波形名称	最大入力目標加速度[m/s ²]
1	矩形波	
2	K-NET小千谷30%EW	3.84
3	K-NET十日町30%NS	5.08
4	矩形波	
5	K-NET小千谷70%EW	8.97
6	矩形波	
7	K-NET小千谷90%EW (制振試験体のみ)	11.53
8	矩形波 (制振試験体のみ)	

D2S3W3E13 と対応する非制振試験体

加振順序	入力波形名称	最大入力目標加速度[m/s ²]
1	スイープ波	0.5
2	K-NET小千谷30%EW	3.84
3	K-NET十日町30%NS	5.08
4	スイープ波	0.5
5	K-NET小千谷50%EW	6.41
6	スイープ波	0.5
7	K-NET小千谷70%EW	8.97
8	スイープ波	0.5

3.2 振動台実験加振内容

非制振試験体と制振試験体にはそれぞれ表4に示すK-NET十日町の原波30%とK-NET小千谷原波30%から90%範囲の波形を振動台に再現し、矩形波またはスイープ波含めて最大8回の加振を行った。ここで示す各波形の原波は記録地震波に低周波数領域のフィルターを通した波形であり、十日町は0.2Hz以下、小千谷は0.4Hz以下をカットした。また、小千谷波形のフーリエスペクトルの卓越周波数は1.45Hzで主要動の継続時間は17秒間程度である。後述の本章報告は小千谷70%及び90%のみの結果とした為に十日町の詳細は省略する。

ここで、D2S2W6S制振試験体の小千谷90%については非制振試験体の小千谷70%の応答変形と一致させる為に90%の入力を行った。

3.3 計測内容と計測値の利用

振動台実験は応答加速度と層間変位及びホールダウン金物の軸歪みを測定した。応答加速度は歪み変換式加速度計、層間変位は歪み変換式変位計を、ホールダウン金物の軸歪みは歪みゲージを用いた。

$$Q_1 = m_1 \alpha_1 + m_2 \alpha_2, \quad Q_2 = m_2 \alpha_2 \quad (5)$$

$Q_{1,2}$: 1F, 2F 層せん断力

m_1 : 表4の2階床重量を重力加速度で除した値

m_2 : 表4のR階床重量を重力加速度で除した値

$\alpha_{1,2}$: 2F床面Y1とY7絶対加速度測定値の平均

RF床面Y1とY7絶対加速度測定値の平均

応答加速度については振動台、2階床及び屋根高さを測定し、層間変位は1階及び2階の横架材間変位を測定した。3章に示す層せん断力は式(5)により算出した値とし、層間変位は各構面の測定値とY1構面とY7構面の測定値の平均の2通りを用いた。また、ホールダウン金物は各試験体の各加振前に軸歪み200 μ まで締め付け、測定値を確認後に加振実験を始めた。

3.4 応答結果の検証

表3及び表4に示したD2S2W6S及びD2S3W3E13の制振試験体とそれぞれに対応する非制振試験体の層せん断力-層間変位曲線を図10に示す。この層間変位はY1とY7通り層間変位の平均値とする。

D2S2W6S小千谷70%の非制振試験体の最大応答変形角は1階で1/59rad., 2階で1/115rad.と損傷限界程度まで変形し、制振試験体では1階及び2階それぞれ1/184rad., 1/164rad.の弾性限界以内にまで応答変位が低減した。そして、これらを非制振に対する制振の応答変位の比で示すと、1階、2階でそれぞれ0.32, 0.70となり、変位が大きく低減したことがわかる。更に、制振壁を付加していない2階

図 10 層せん断力-層間変位曲線

図 11 応答加速度

の変位についても低減していた。ここで、非制振に対する制振の応答の比を低減率として以降に記述する。

D2S3W3E13 小千谷70%は非制振と制振の耐力を概ね一致させた試験であり、その結果図10下段の層せん断力-層間変位の耐力が一致した。非制振の最大応答変形角は1階、2階それぞれ1/42rad.、1/105rad.と1階が終局耐力近くまで変形したが、制振は1階、2階それぞれ1/102rad.、1/243rad.の低減率0.41、0.43と大きく変位低減した。

一方、応答加速度は図11に示すようにD2S2W6SとD2S3W3E13共に制振試験体が小さく、D2S2W6Sの低減率は2階、R階それぞれ0.71、0.84、D2S3W3E13が0.75、0.59と最大41%の応答加速度の低減率であった。

次に、非制振と制振の応答変形角を概ね一致させることを目的にしたD2S3W6S小千谷90%は、非制振に対して制振の入力加速度を1.29倍大きく再現した。この時の最大応答変形角は1階、2階それぞれ1/64rad.、1/121rad.、また非制振ではそれぞれ1/59rad.、1/115rad.と概ね一致した。そして、この入力加速度の29%増加分が制振壁を付加した効果と概ね判断できる。

以上のD2S2W6S試験の低減率は剛性を有した制振壁の剛性寄与と減衰寄与によって生じた結果である。そして、剛性寄与は耐力が増加したことによる変位低減、試験体の周期変動による応答加速度の増減とこの増減による変位の変化が含まれる。

一方、D2S3W3E13については耐力が一致しており減衰寄与のみの低減率である。また、図12よりD2S3W3E13の偏心によるねじれ変形は小さく、特に最大変位応答ではその応答差が小さいことから、偏心が最大応答の低減に及ぼした影響は小さいと判断する。また、Y1とY7構面の制振壁と耐力壁の履歴形状の違いとねじれ周期の変化による応答への影響については今後の課題とする。

3.5 等価減衰定数と制振壁の負担剛性

制振と非制振試験体の等価減衰定数を図13に示した。等価減衰定

数は振動台実験結果の層せん断力-層間変位曲線から正負振幅差が小さい図14のような1サイクルの履歴を取りだし、式(1)により算出した。また、式(1)の δ には正負振幅の平均値を用いた。

非制振試験体の等価減衰定数は層間変形の依存が小さく、0.1から0.12程度の範囲であった。この値に対し、D2S2W6S小千谷70%及び90%の制振試験体は0.09から0.16であり非制振に対して最大で33%増加した。また、層間変形の大きさに依存し、層間変形角1/200rad.程度までは非制振の値が大きく、以降変形が進むにつれ非制振試験体より制振試験体の減衰性能が高くなる。

図5の制振壁の1/200rad.時等価減衰定数は0.10、付録表2による非制振試験体のその値は0.13であり制振壁の等価減衰定数のほうが小さい。よって、式(3)の重み付き平均から判断すると、層間変形が小さい範囲での制振試験体の減衰性能は非制振試験体よりも低下することになる。そして、変形が進み制振壁が有効に機能してくると、制振壁が非制振または耐力壁の減衰性能より大きくなり、制振試験体の減衰定数が高くなる。

一方、全ての層間変形角でD2S3W3E13の等価減衰定数がD2S2W6Sの

図 12 Y1, Y7 構面の 1 階応答変位

図 13 1 階層間変形角と 1 階等価減衰定数

図 14 1 サイクルの履歴

図 15 1 階層間変形角と 1 階の制振壁剛性比

図 16 1 質点応答スペクトルと等価振動数

制振試験体の値より大きく、また、層間変形角1/100rad. 付近の非制振試験体に対し58%増加の等価減衰定数0.19であった。

次に、非制振試験体剛性に対する制振試験体剛性の比から耐力壁等の剛性に対する制振壁剛性の比を算出し図15に示した。この比を制振壁剛性比とする。ここで、耐力壁等と記述したのは耐力壁以外の柱接合部の水平剛性も含む事に配慮した。

D2S3W3E13の剛性比は1.0程度と耐力壁等と同じ剛性負担であり、D2S2W6Sは0.2程度の負担である。そして、D2S3W3E13は剛性比が特に大きい為、等価減衰定数もD2S2W6Sの制振及び非制振試験体に比べ大きく増加した。

3.6 応答の低減

3.4節のD2S2W6S小千谷70%では変位と加速度が大きく低減していた。そのため、制振試験体の応答は層間変形角1/184rad. と小さく、3.5節では制振試験体の減衰性能が非制振試験体程度またはそれより小さく制振効果が見込めない結果となった。よって、D2S2W6S小千谷70%の応答低減は剛性寄与による低減と判断できる。

ここで、図16右図に示すD2S2W6S小千谷70%の非制振及び制振試験体の骨格曲線から最大応答時の等価振動数を固有値計算により算出した結果、制振が3.45Hz、非制振が2.43Hzであった。また、非制振の1階層間変形角1/200rad. 時の等価周期は3.34Hzである。これらの振動数範囲と図16左図に示す応答スペクトルによると制振壁付加による振動数変動が寄与して加速度が減少、そして、スペクトル上では20%程度の減少が生じていた。これは、3.4節の1階、2階の加速度低減率0.71、0.84を概ね捉えられている。しかし、図13のD2S2W6S小千谷90%の減衰定数と層間変形角の傾向から、層間変形角1/100rad. 以上の応答になれば応答低減が期待できることも確認できる。

一方、減衰寄与による低減であると判断したD2S3W3E13は3.5節から制振試験体の応答範囲において減衰性能増加が確認でき、加速度低減も大きく2階床で25%、R階で41%であった。

4. まとめ

本研究は木造住宅に対応させ、施工性の簡易さ及び高い減衰性能を追求した低降伏点鋼制振壁を開発した。そして、その壁性能を実験的に検証し、更に実大振動台実験を実施、その結果から制振効果の検証と考察を行った。

(1) 制振壁は弾性限界程度から制振性能を発揮し、最大減衰性能は等価減衰定数で0.27、層間変形角1/120rad. で基準耐力1.96kN/mの4.1倍の耐力性能を有している。更に、繰り返し変位経験による耐力低下について触れ、その耐力低下は合板耐力壁に比べ小さい。

(2) 振動台実験の結果、面材耐力壁仕様の実大試験体に制振壁を付加した効果は高く、変位低減率の最大が0.4、加速度低減率は0.59であった。また、制振試験体の等価減衰定数は非制振に対し最大58%増加し、D2S3W3E13制振試験体の0.19が最大であった。

(3) 制振壁を付加した効果には大きく分類して剛性寄与と減衰寄与が含まれる。振動台実験の応答結果、等価減衰定数算出及び1質点応答スペクトルによってその剛性寄与を簡易的に考察した結果、D2S2W6S小千谷70%試験についての変位、加速度応答低減の各0.51、0.71は剛性の寄与による効果であることを明確にした。

謝辞

本研究は文部科学省工学院大学学術フロンティア推進事業の一環により実施した。また、(株)サトウにより制振壁資材の提供を受けたことに感謝致します。

参考文献

1) 三津橋歩, 梶川久光, 西澤哲郎, 吉田傑, 小川春彦, 野口弘行, 鈴木秀三, 河合良成: 木質接着パネル構法住宅における制振構造に関する研究その2 制振耐力壁の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.63~64, 2005
2) 金井健二, 笠井和彦, 大木洋司, 坂田弘安, 西原耕作: 既存戸建住宅の耐震改修への制振技術適用に関する研究その1 粘弾性ダンパー制振壁の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.309~310, 2007
3) 岡田恒, 五十田博: 既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究その32 粘弾性, 粘性ダンパーを用いた耐震補強壁の振動台実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.197~198, 2004
4) 宮澤健二, 津田千尋: 粘弾性体を利用した木造住宅用制振壁に関する研究その4 オイルダンパー併用ハイブリットシステム住宅の解析的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.303~304, 2007

付録

2章及び3章での性能評価の必要から軸組構法構造用合板耐力壁の減衰性能と繰り返し変位による耐力低下について触れた。筆者等が現在とりまとめている一部の結果を示す。

付録表1に示す仕様の試験体にタイロッド式の層間変形角1/200rad. から1/30rad. までの正負漸増繰り返し加力と、1/120rad., 1/60rad., 1/30rad. の繰り返し変位加力を行った。その結果は、付録表2のように変形角に依存せず、等価減衰定数は概ね0.12であった。

次に、前述の繰り返し変位加力結果は付録図1のような傾向を示し、2サイクル目の変位経験で1/120rad., 1/60rad., 1/30rad. それぞれ13%, 17%, 24%の耐力低下であった。また、その低下は層間変形角の大きさに依存し、変形が大きいほど耐力低下は著しい。

付録表1 軸組構法合板耐力壁概要

柱	杉	105mm×105mm
梁	米松	180mm×105mm
土台	米桐	105mm×105mm
構造用合板	ラワン	12mm
柱頭柱脚	短ボゾ	
柱脚補強金物	S-HD20	
柱頭補強金物	羽子板ボルト	
釘	N50	外周@150, 間柱@200
横架材芯々間距離		2730mm

付録図1 繰り返しによる耐力低下

付録表2 等価減衰定数

変形角	h	変形角	h
1/200rad.	13%	1/100rad.	12%
1/150rad.	13%	1/90rad.	12%
1/120rad.	12%	1/60rad.	12%