

制震機能付加型筋かい金物の耐震性能評価

古田 智基¹

¹ 第一工業大学教授 建築デザイン学科 (〒899-4395 鹿児島県霧島市国分中央 1-10-2)
E-mail: t-furuta@daiichi-koudai.ac.jp

Evaluation of Seismic Performance of Braced Wooden Frame using New Brace Fastener with Damping Mechanism

Tomoki FURUTA

Professor, Dept. of Architecture and Design, Daiichi Univ. Institute of Technology
(Kokubu-Chuo 1-10-2, Kirishima-shi, Kagoshima-ken 899-4395, Japan)
E-mail: t-furuta@daiichi-koudai.ac.jp

Abstract: This study is to popularize and standardize vibration control system for wooden houses. For this purpose, development of the new brace fastener which contains damping mechanism and performance evaluation of it will be performed. The new brace fastener is low-cost and easy to install, moreover it is effective for strong storm. To absorb the vibration energy of a wooden house effectively, focusing on wood braces which is used as major shear wall in post and beam construction wooden houses, the new brace fastener which connects the end of a wood brace and a wood frame contains high damping rubber. Furthermore, structural design method and performance evaluation method of wooden houses with the new brace fasteners will be proposed. Since the performance evaluation method is simple and clear for not only engineers but also clients, they can understand the balance of the structural performance and the costs easily.

To solve social problems and realize an affluent society, it is important that producing high-quality housing stocks, namely wooden houses with higher structural performance. Clients must be notified the importance of building wooden houses with higher structural performance. With the new brace fastener, structural performance of wooden houses will be improved due to its vibration control mechanism at lower cost. Therefore, the new brace fastener is able to be standard vibration control system for wooden houses. The new brace fastener provides clients with safer dwelling against disaster due to large earthquakes or large storms, and an affluent society will be realized.

Keywords: Wooden house, Brace fastener, High damping rubber, Earthquake response analysis

1. はじめに

在来軸組構法において、筋かいは主要な耐震要素であるが、釘打ちの構造用合板などに比べて靱性が乏しく、また、柱や横架材といった軸組との接合部は、地震による建物の振動エネルギーを効率良く吸収するディテールになっていない。

そこで、筋かい金物に塑性変形が集中する部分をつくり、さらに、高減衰ゴムも付加することで、剛性と靱性をバランス良く持ち合わせ、従来の金物に比べて制震効果が高い制震機能付き筋かい金物を開発した。

本報では、この筋かい金物の概要と、この金物を用いた筋かい耐力壁の静的せん断加力試験を

行った結果と、この静的せん断加力試験の結果を使い、2階建の在来軸組構法木造住宅を対象とした地震応答解析による制振効果を報告する。

2. 本筋かい金物の概要

本筋かい金物の外形を図1に示す。これは、厚さが3.2mmの亜鉛めっき鋼板を図2のように切り出し、左右4カ所に切り欠きを施したうえで、図3のように折り曲げ加工したものである。切り欠き部では、折り曲げた後の内径は5mmである。せん断弾性係数0.4N/mm²の高減衰ゴムは、鋼板を折れ曲げることでできた5mmの幅のスペースに充填され、加硫接着される。内部への充填と同

時に、このゴムは金物の表面も被覆し、鋼材の急激な塑性変形や腐食を防止する。写真1に完成した金物を示す。

本筋かい金物は、図4のように内使いとし、筋かい側に径が3.7mm、長さ45mmのビス6本、柱側に径が3.7mm、長さ75mmのビス9本で留め付ける。

軸組のせん断変形に伴って筋かいに軸力が作用すると、金物の表面と裏面にずれ変位が生じ、切り欠き部にひずみが集中して、エネルギーを吸収する。また、高減衰ゴムにもせん断変形が生じ、減衰力を発生する。

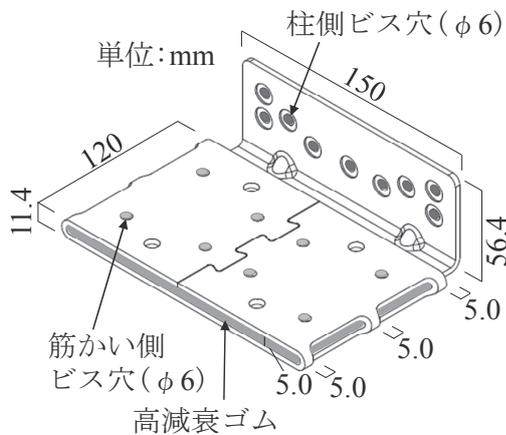


図1 本筋かい金物の外形

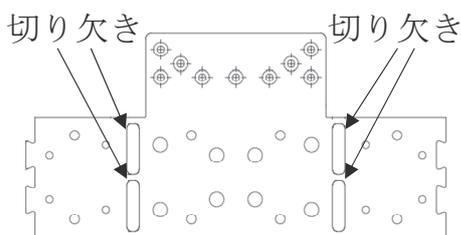


図2 折り曲げ前の本金物

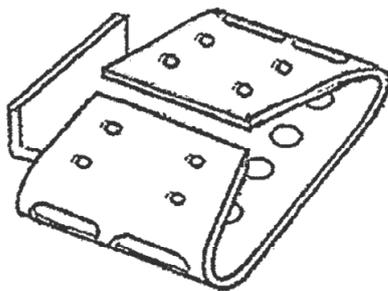


図3 折り曲げ方法

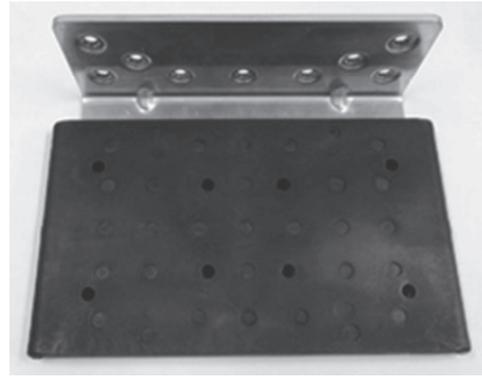


写真1 高減衰ゴムを加硫接着して完成した本金物

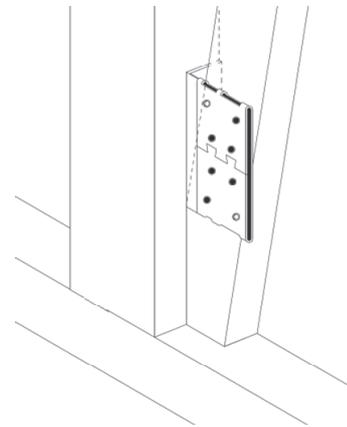


図4 本金物を軸組に取付けた状態

3. 静的せん断加力試験

本筋かい金物を断面が45mm×90mmの筋かいの両端に用いた片筋かい試験体を3体製作し、静的せん断加力試験を行った。横架材芯々間距離は2730mm、両柱芯々間距離は910mmで、その中央に30mm×105mmの間柱を設置した。桁(ベイマツ)の断面は180mm×105mmであり、柱および土台(スギ)の断面は105mm×105mmである。柱-桁および柱-土台仕口は短ほぞ差しであり、試験はタイロッド式で行った。真の変形角1/600rad~1/50radで正負3回繰り返し载荷を行い、その後、筋かいの引張側に単調载荷を行った。筋かいの圧縮側には1/120radまでとした。なお、今回の試験で用いた金物は、安全側の評価が得られるよう、金物表面の被覆としての高減衰ゴムは接着されているが、内部のゴムは金物に接着されていない。

図5に荷重－真の変形角関係、図6に包絡線を示す。1/100radを超えると、金物の表面と裏面のずれが顕著になり、荷重－変形角関係の履歴面積が大きくなった。さらに変形が進むと、金物の表裏のずれがさらに大きくなり、ひずみが集中する5mm幅の部分が破断して耐力が低下した。柱側のビスで最も端のものについては、頭部が破断してしまう場合もあったが、そのことによる耐力の低下は顕著ではなかった。また、筋かいの端部に割れが生じる場合もあったが、耐力の低下は生じなかった。

表1に特性値の一覧を、表2に壁倍率を評価した結果を示す。これらの表の数値は、軸組の負担力を差し引いた包絡線から得られたものである。4つの指標は近い値であり、剛性、耐力、靱性のバランスがとれていることが分かる。4つの指標ではPyが最小値となり、ばらつきによる低減を考慮すると、壁倍率は1.88となった。

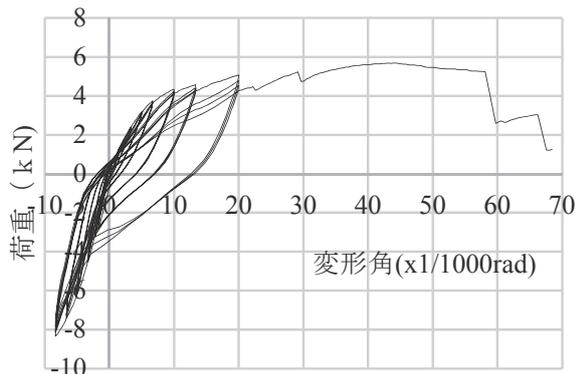


図5 No.3の荷重－変形角関係

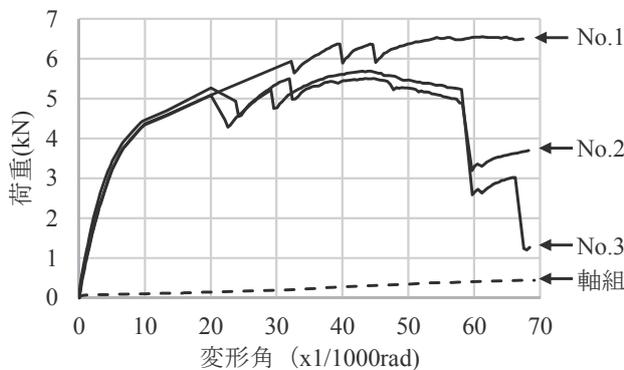


図6 全試験体の包絡線

表1 完全弾塑性モデルの特性値一覧

	No.1	No.2	No.3
Py(kN)	3.74	3.28	3.40
Pmax(kN)	6.16	5.30	5.39
P _(1/150rad) (kN)	3.66	3.82	3.65
Pu(kN)	5.62	4.88	4.90
μ	6.24	8.06	6.92
Ds(=1/√2μ-1)	0.30	0.26	0.28
0.2·Pu/Ds(kN)	3.81	3.80	3.51
2/3Pmax(kN)	4.11	3.53	3.59
K(kN/rad)	526	672	580
γ _v (x10 ⁻³ rad)	7.11	4.88	5.86
γ _v (x10 ⁻³ rad)	10.69	7.25	8.44
γ _u (x10 ⁻³ rad)	66.7	58.4	58.4

Py:降伏耐力、Pmax:最大耐力、P_(1/120rad):1/120rad時の耐力、Pu:終局耐力、μ:塑性率、Ds:構造特性係数、K:初期剛性、γ_v:降伏耐力時の変形角、γ_v:仮想降伏点における変形角、γ_u:終局変形角

表2 壁倍率の評価

	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき係数	50%下限値 (kN)	壁倍率
Py	3.47	0.068	0.967	3.35	1.88
P _(1/150rad)	3.71	0.025	0.988	3.66	2.05
0.2·Pu/Ds	3.70	0.045	0.978	3.61	2.03
2/3Pmax	3.74	0.085	0.959	3.58	2.01

4. 復元力特性のモデル化

静的せん断加力試験で得られた荷重－変形角関係から、本金物を用いた筋かい耐力壁の履歴モデルを作成する。

まず筋かいの引張側について、復元力特性を3折れ線のトリリニアとし、試験結果に近づくように各パラメータを調整すると、図7のような荷重－変形角関係が得られた。

次に筋かいの圧縮側は、4折れ線のNCLモデル¹⁾を用い、同様に、試験結果に近づくように各パラメータを調整した。静的せん断加力試験では、筋かいの圧縮側は1/120radまでであったため、筋かいに座屈は生じなかったが、解析モデルでは、せん断力が6.5kNで座屈が生じると仮定している。

上記のような復元力特性を骨組解析モデルに設定し、増分解析を実施して、たすき掛けの筋かい耐力壁の荷重－変形角関係を求めた。その結果から算定した等価粘性減衰定数は、1/100radで8.7%、1/50radで16.3%となり、釘打ちの構造用合板に匹敵する減衰性能を有していることが分かった。

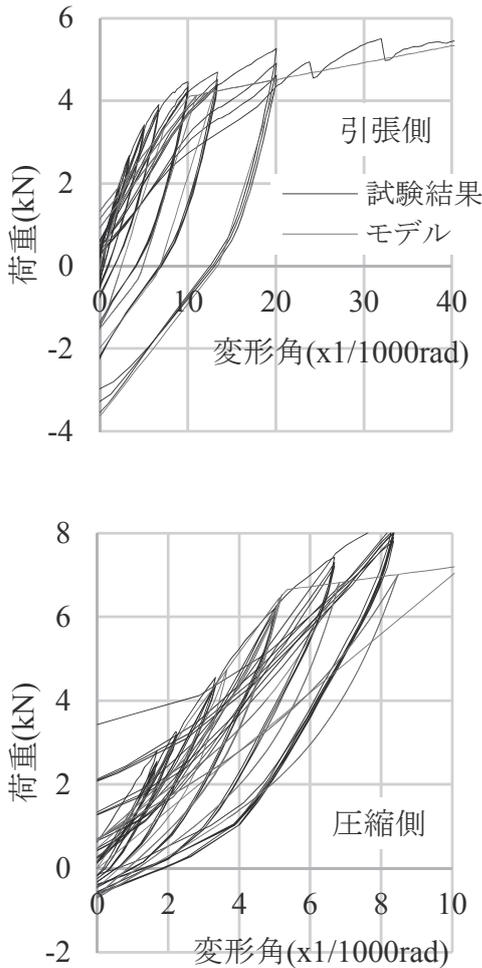


図7 荷重-変形角関係のモデル化

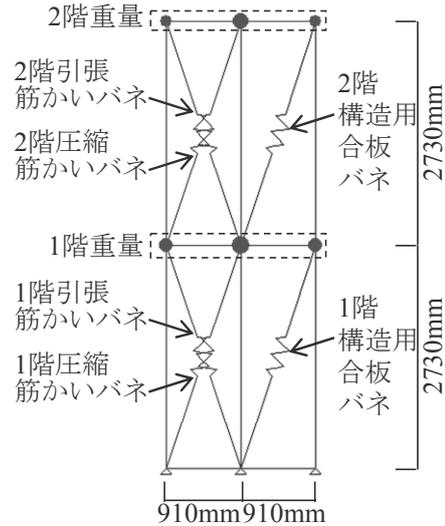


図8 解析モデル

図9に各耐力壁の復元力特性を示す。本筋かい金物を用いた二つ割り筋かいの引張側の履歴モデルはトリリニアとし、圧縮側は4折れ線のNCLモデルをとした。既存の筋かい金物を用いた、たすき掛けの筋かい耐力壁と構造用合板耐力壁の履歴モデルについては、4折れ線のNCLモデルを用いた。

解析モデルを作成するにあたり、壁量充足率および1階と2階の床面積比を主なパラメータとした。1階と2階の壁量充足率は同じとした。また、構造用合板耐力壁を混用した場合や、入力波が異なる場合についても解析を行った。表3に解析パラメータの一覧を示す。

5. 解析モデル

解析モデルは、図8のような柱-横架材接合部をピンとする2層の骨組モデルで、筋かいの引張側の復元力特性を有する非線形バネと圧縮側の復元力特性を有する非線形バネとを対角線上に配置している。構造用合板耐力壁を混用するケースでは、この非線形バネも並列に配置する。

表3 解析モデルのパラメータ

耐力壁の種類	壁量充足率	床面積比 (2階/1階)	構造用合板負担率
二つ割り筋かい 〔既存金物または 制振機能付き金物〕 構造用合板	1.00	1.25	0%
	1.25	1.00	
	1.50	0.75	50%
	1.75	0.50	
	2.00	0.50	

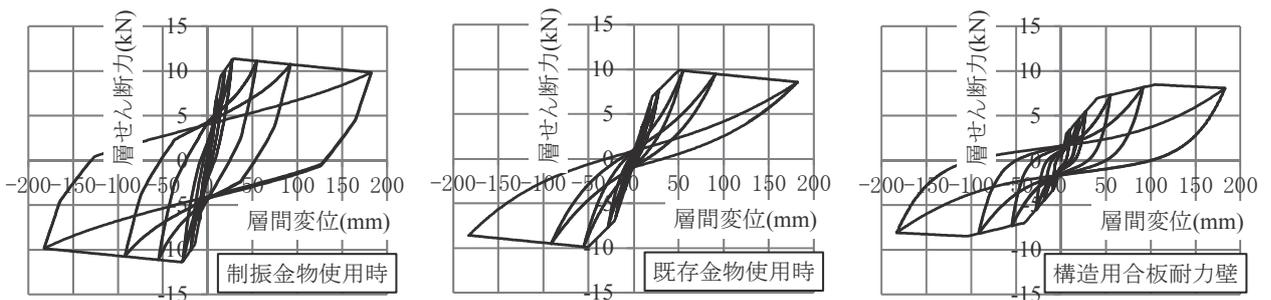


図9 各耐力壁の解析モデル (壁長: 1P(910mm))

解析モデルの1階には、壁長が1P(910mm)のたすき掛け二つ割り筋かい耐力壁を1箇所配置し、節点に付加する重量と2階の耐力壁の量を調整することで、所定の壁量充足率や床面積比とした。

節点に付加する重量は、以下の式(1)~(3)で求めた。ここで建物重量には、耐力壁以外の準耐力壁などによる負担分を全体の1/3と仮定し、2/3を乗じている。

$$\text{建物重量(1階+2階)} = \frac{\text{壁倍率} \times \text{壁長} \times \text{基準耐力} / C_0}{\text{壁量充足率} \times 2/3} \quad (1)$$

$$\text{1階重量} = \frac{\text{建物重量}}{(1 + \text{単位面積重量比} \times \text{面積比})} \quad (2)$$

$$\text{2階重量} = \text{建物重量} - \text{1階重量} \quad (3)$$

ここでの壁倍率は、静的せん断加力試験で得られた壁倍率(短期基準せん断耐力)ではなく、建築基準法施行令の壁倍率であり、制震機能付き金物を用いた場合も、既存金物を用いた場合も4.0(たすき掛け)とした。壁長は0.91m、基準耐力は1.96kN/m、 C_0 は層せん断力係数で0.2である。単位面積重量比とは、1階と2階の単位床面積あたりの重量比で、本解析では0.7とした。面積比は1階と2階の床面積比である。なお、解析モデルの一次固有周期は、床面積比が1.0、壁量充足率が1.0の場合で0.43秒、壁量充足率2.0の場合で0.30秒であった。

入力地震波の種類は、JMA Kobe NS波およびBCJ L2波とした。JMA Kobe NS波の入力倍率は55%とし、固有周期が0.16秒~0.64秒における減衰定数5%時の応答加速度の平均は、概ね980gal(1G)である。

なお、解析モデルの減衰定数は、瞬間剛性比例で5%とした。

6. 解析結果

図10にJMA Kobe NS波を入力した場合の最大層間変位を示す。最大層間変位は、床面積比が1.25、壁量充足率が1.0の場合の1階であり、既存の筋かい金物では147mm(1/19rad)、本金物では76mm(1/36rad)である。既存の金物を用いた場合の層間変位に対する本金物を用いた場合の層間変位の割合は、概して、50%以下であり、壁量充足率が高くなるほど小さくなる傾向である。

図11にBCJ L2波を入力した場合の結果を示す。最大層間変位は、床面積比が1.25、壁量充足率が1.0の場合、既存の筋かい金物を用いた場合は77mm(1/36rad)、本金物を用いた場合で66mm(1/41rad)である。既存の金物を用いた場合、壁量充足率が1.0~1.25で2階の層間変位が1階より大きくなる傾向がある。壁量充足率が1.0の場合を除くと、既存の金物を用いた場合の層間変位に対する本金物を用いた場合の層間変位の割合は、概して、70%以下である。

図12は、構造用合板が負担する壁量を全壁量の50%とし、JMA Kobe NS波を入力した場合の結果である。既存の筋かい金物の場合、構造用合板を混用することによって、1階については、層間変位が平均80%程度になる。既存の金物を用いた筋かい耐力壁の壁倍率は、構造用合板耐力壁に比べて過大評価であるといえる。なお、本金物の場合は同等の層間変位であり、構造用合板耐力壁に匹敵する性能であるといえる。

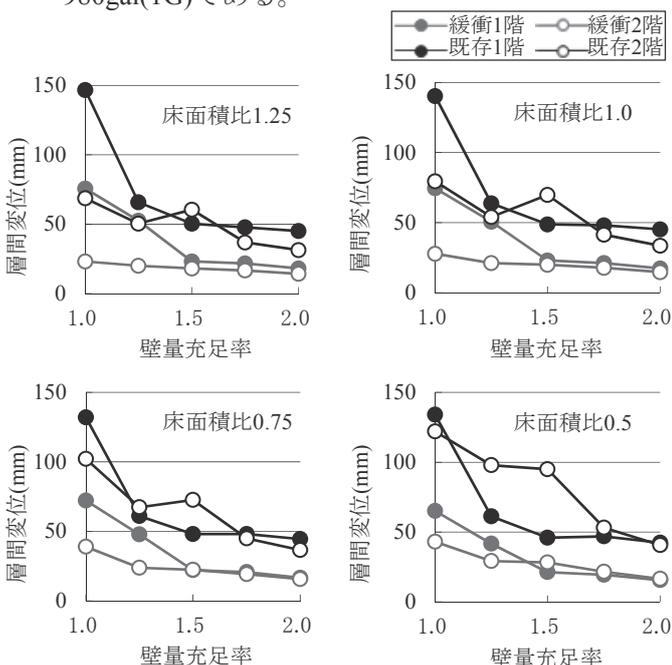


図10 壁量充足率と最大層間変位との関係 (JMA Kobe55%、合板負担率0%)

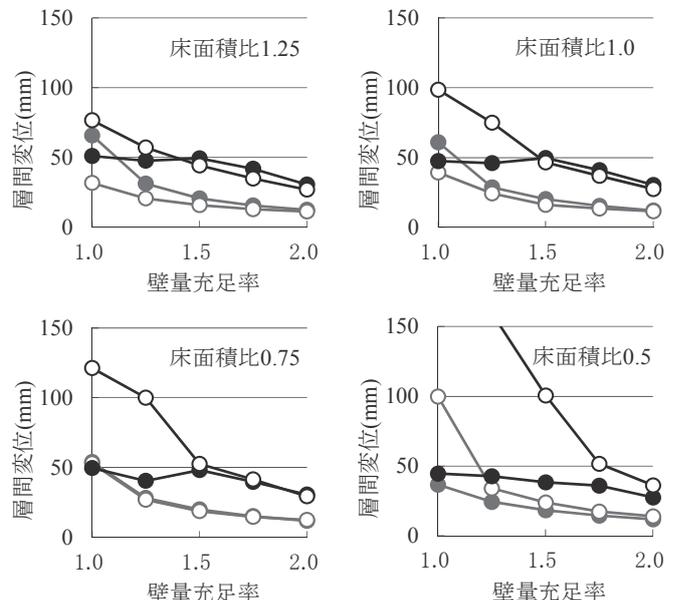


図11 壁量充足率と最大層間変位との関係 (BCJ L2 100%、合板負担率0%)

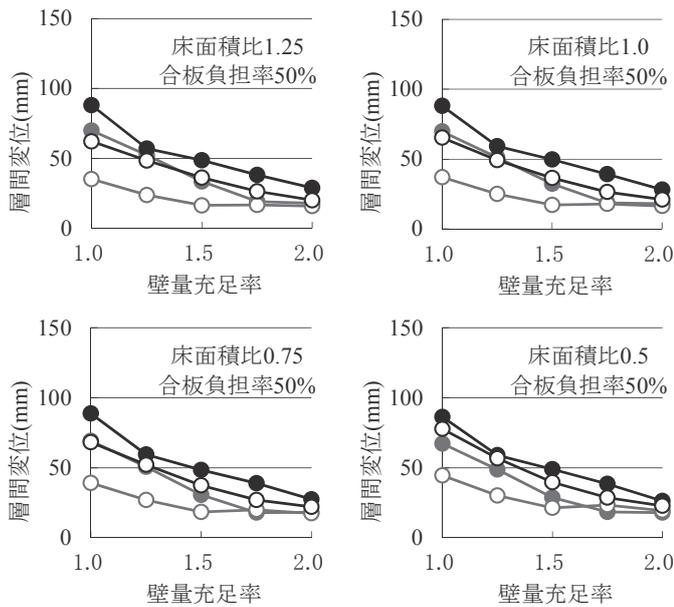


図 12 壁量充足率と最大層間変位との関係
(JMA Kobe55%、合板負担率 50%)

7. まとめ

剛性と靱性をバランス良く持ち合わせ、従来の金物に比べて制震効果が高い筋かい金物を開発し、その概要と静的せん断加力試験結果を示した。

地震応答解析を実施し、2階建の在来軸組構法木造住宅に制震機能付き筋かい金物を用いた場合の最大層間変位を把握した。この金物を用いた筋かい耐力壁は、構造用合板耐力壁に匹敵する性能を有していることが分かった。

謝辞

静的せん断加力実験は、ハウスプラス確認検査株式会社 横浜試験研究センターで行われました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松永裕樹, 曾田五月也, 宮津裕次: 木質構造物の復元力特性のモデル化と動的解析への適用, 日本建築学会関東支部研報告集, pp.201-204, 2008.3