

補強板をねじ留めしたスギ板壁耐力壁の水平加力試験*¹

中田 欣作

スギ厚板を用いた落とし込み板壁の性能向上を目的として、本ざね加工した厚板を横張りした後に、厚板表面の溝に正方形の木ダボを挿入し、壁の垂直方向および対角方向に交差させた補強板をねじ留めした板壁の水平加力試験を行った。また、木ダボおよび補強板の有無等の条件を変えた板壁の試験を行った。

見かけのせん断変位角が1/120rad時の耐力から求めた壁倍率相当値は、木ダボのみの板壁では1.1倍であったが、木ダボと補強板を用いた板壁では4.3倍になり、大幅に耐震性能が向上した。構成要素の木ダボ、補強板および木ねじが負担する荷重から求めた壁倍率相当値は、それぞれ1.3、1.9および1.3倍となり、補強板の効果が最も高く、木ダボと木ねじの効果は同程度であり、厚板の効果は認められなかった。

面内せん断変形のうち横架材への板のめり込み、板相互のずれ、壁の圧縮変形および壁の水平移動の変形成分が占める割合は、木ダボのみの板壁では、それぞれ26%、33%、26%および18%となった。木ダボと補強板を用いた板壁では、それぞれ21%、31%、11%および24%となり、横架材への板のめり込み、板相互のずれおよび壁の圧縮変形が減少した。構成要素と変形成分の関係では、木ダボは板相互のずれ、補強板は横架材への板のめり込みおよび壁の圧縮変形、木ねじは壁の圧縮変形を減少させる効果が高かった。

以上より、木ダボと補強板を用いた板壁においては、板相互のずれと壁の圧縮変形が小さいために壁が一体となって水平せん断力に抵抗することができ、かつ、横架材への板のめり込みも小さいため、面内せん断変形が小さくなるとともに耐力が向上したと考えられる。

1. はじめに

木造住宅の耐力壁には、筋かい耐力壁や合板張り耐力壁などの現代構法の壁とともに、土塗り壁、面格子壁および落とし込み板壁などの伝統構法の壁がある。

伝統構法である落とし込み板壁は、現在構法の筋かい耐力壁や合板張り耐力壁と比べると、最大耐力は十分高いが、初期剛性が低いために耐震性能の指標である壁倍率が低いのが現状である。落とし込み板壁では木材のダボを用いて厚板に作用する水平せん断力に抵抗させるが、主に板相互のずれと壁の圧縮筋かいゾーンの圧縮変形により板壁の面内せん断変形が決定される¹⁾。

そこで、高強度の木材をダボに用いて板相互のずれを減少させるとともに、補強板をねじ留めすることにより圧縮変形を減少させれば、板壁の面内せん断変形を大幅に減少させることができると考え、以下の検討を行ってきた²⁾。

正方形および円形断面の14種類の木ダボを用いてスギ厚板の2面せん断試験を行った²⁾。アカガシ、ホワイ

トアッシュおよびユーカリの木ダボは初期剛性、最大耐力および塑性率が高く木ダボに適していた。正方形断面の木ダボでは、従来から用いられている円形断面の木ダボと比較すると、断面積の比と同等の初期剛性および最大耐力の向上が認められた。

各種の直径と長さの木ねじ17種類と鉄丸くぎ3種類を用いてスギ厚板の1面せん断試験を行った³⁾。厚板耐力壁用の木ねじの中では、直径4.2mm、長さ55mmの木ねじは、最大耐力、降伏耐力および変位1mm時の荷重が高く、一般的に用いられている長さ50mmの鉄丸くぎと比較すると、最大耐力が2.0倍、変位1mm時の荷重が1.3倍となった。

厚板表面の溝に正方形の木ダボを挿入するとともに厚板を各種の方法でねじ留めした板壁の水平加力試験を行った⁴⁾。本ざね加工した厚板を横張りした後に、補強板として壁の垂直方向の縦板および交差させた斜め板をねじ留めすることにより、壁の圧縮変形および板相互のずれが減少した。

本研究では、各種試験で求めた木ダボ、木ねじおよび補強板を用いて板壁の水平加力試験を行い、これらの接

*¹ 本研究の一部は、第62回日本木材学会大会(2012年3月、札幌)において発表した。

合具が板壁の面内せん断変形の減少に及ぼす効果について検討するとともに、耐震性能の向上に関する検討を行った。

2. 材料と方法

2.1 供試材料

図1に板壁の種類と構成部材を示す。供試材料には表1に示す製材品を用いた。図2に示すように柱および梁に

は長さ方向に幅68×深さ15mmの片側が解放された溝加工、土台には長さ方向に幅31×深さ15mmの溝加工を行った。厚板は本ざね加工した後、図3に示すように幅方向に幅21×深さ21mmの溝加工を両端から50mmの位置および中央の3か所に行った。柱と梁および土台を幅75×厚さ30×長さ50mmで単ほぞ接合し、鉄丸くぎN90を2本打ち込んだ。

木ダボのみの試験体Aでは、厚板を柱、梁および土台の軸組の中に梁と平行に18枚並べ（以下、横張り」と記

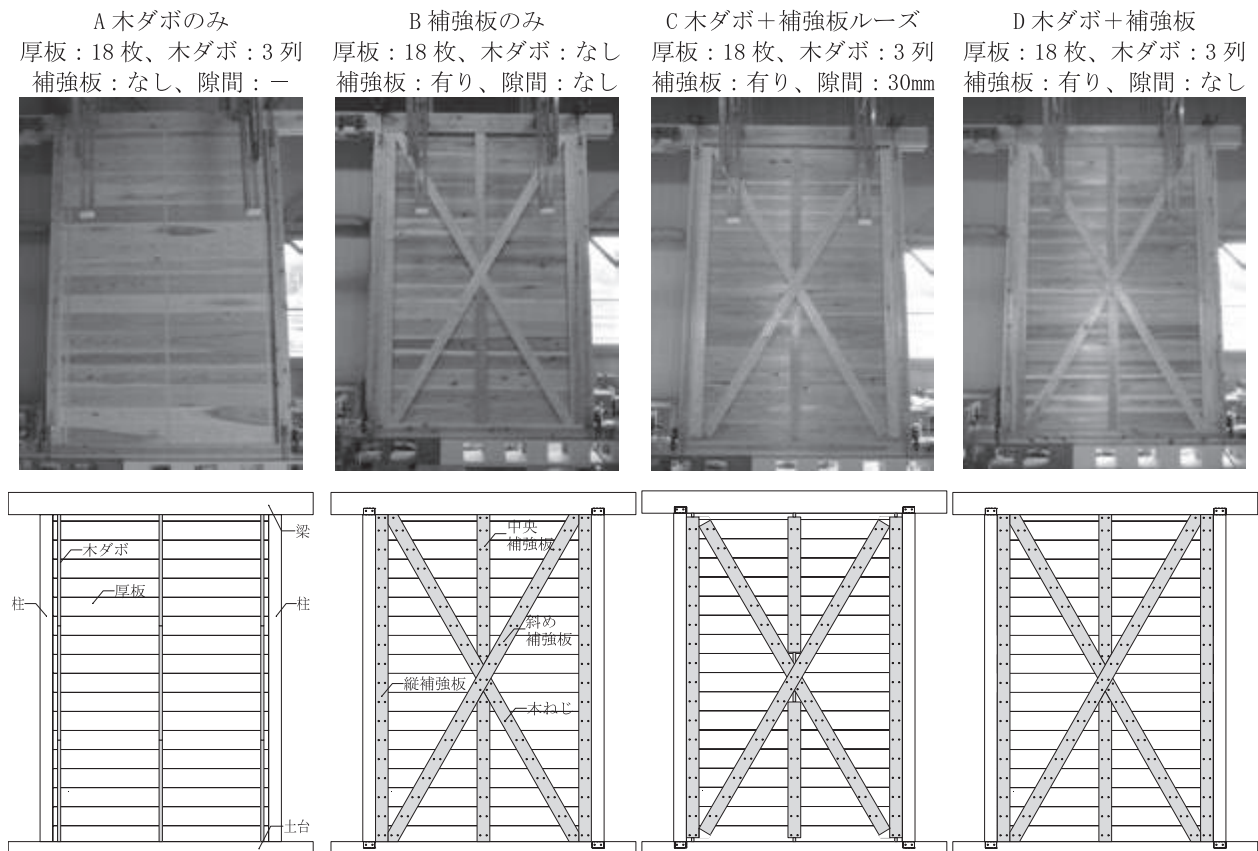


図1 板壁の種類と構成部材

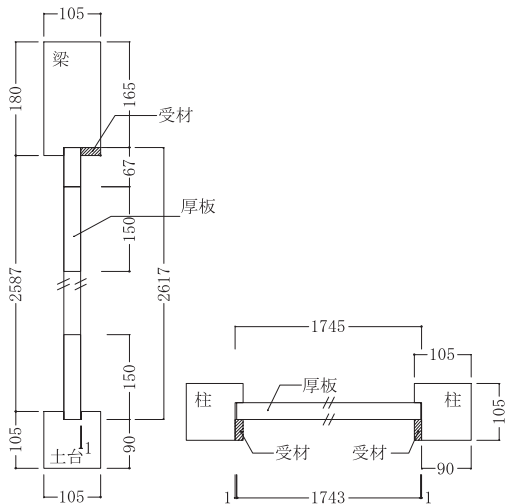


図2 溝加工および受材

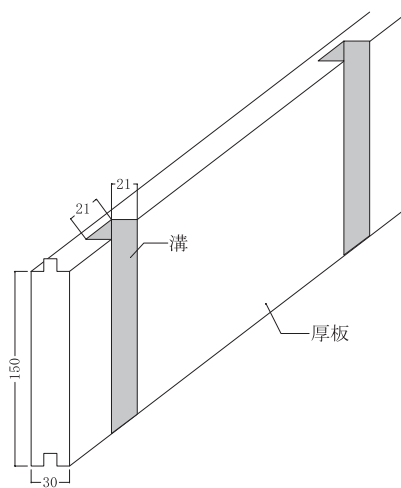


図3 厚板

表1 供試材料

構成部材	樹種	幅 (mm)	厚さ (mm)	長さ (mm)	ヤング係数
柱	スギ	105	105	2587	E90
土台	スギ	105	105	2420	E90
梁	スギ	105	180	2720	E90
厚板	スギ	150	30	1743	E90
補強板	スギ	90	30	—	—
受材	スギ	38	15	—	—
木ダボ	アッシュ	21	21	—	—

す。)、厚板の溝に下から順に、長さ825、900および892mmのホワイトアッシュ製の木ダボを各3本、3列にはめ込んだ。最上段の板の幅は、1つ下の板と梁との隙間を測定してそれと同じ寸法に加工した。その後、長さ2587および2720mmのスギ製材品の受材を、直径3.3×長さ35mm、ねじ部長さ22mmの半ねじタイプの細目スリムビスを用いてピッチ150mmで柱および梁にねじ留めした。

補強板のみの試験体Bでは、厚板を横張りし、壁の両側において垂直方向に長さ2587mmの補強板2枚（以下、縦補強板と記す。）を柱の受材に接触させるようにねじ留めした。また、中央部で交差するように相欠き加工した補強板（以下、斜め補強板と記す。）2枚を対角方向にねじ留めした。さらに斜め補強板と接触するように先端を加工した補強板（以下、中央補強板と記す。）2枚を壁中央にねじ留めした。斜め補強板の先端部分は、柱、梁および土台側がすべて65mmとなるように加工した。斜

表2 変位の測定項目

測定項目	記号	数量	変位計	精度 (mm)
梁の水平変位	A	1	DP-500CS	1/20
土台の水平変位	B	1	CDP-25	1/500
柱の垂直変位	C	4	CDP-50	1/200
土台の垂直変位	D	2	CDP-50	1/200
壁と梁との垂直相対変位	E	2	CDP-100	1/100
壁と土台との垂直相対変位	F	2	CDP-100	1/100
壁と梁との水平相対変位	G	1	CDP-50	1/200
壁と土台との水平相対変位	H	1	CDP-50	1/200
板相互の水平相対変位	I	5	CDP-25	1/500
壁全体の圧縮変位	J	2	DP-500CS	1/20
壁上半分の圧縮変位	K	2	DP-500CS	1/20

変位計は(株)東京測器研究所製ひずみゲージ式変位計

め補強板の長さは、梁、土台および縦板で囲まれる部分の寸法を測定し、それと同じ寸法に加工した。ねじ留めは、直径4.2×長さ55mm、ねじ部長さ40mmの半ねじタイプの耐力壁用ねじ³⁾を用いて、長さ方向あるいは垂直方向にピッチ150mmで厚板1枚につき各2本行った。

木ダボと補強板を用いた試験体（以下、木ダボ+補強板の試験体と略す。）Dでは、木ダボのみの試験体に補強板のみの試験体と同じ補強板をねじ留めした。

木ダボと横架材に接触しない補強板を用いた試験体（以下、木ダボ+補強板ルーズの試験体と略す。）Cでは、木ダボのみの試験体に補強板をねじ留めしたが、縦補強板、斜め補強板および中央補強板は端部を直角に加工するとともに、梁および土台との隙間を30mmとした。ま

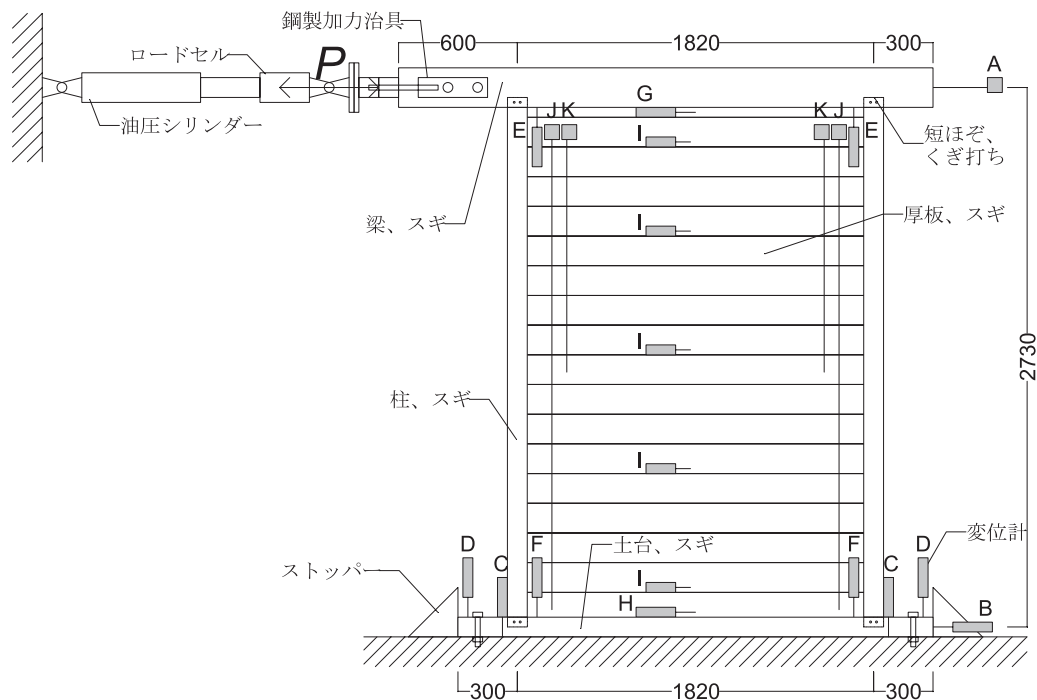


図4 板壁の水平加力試験 注) 変位計Cは柱の前後に各2個。

た、斜め補強板の相欠きも直角に加工した。

2.2 板壁の水平加力試験

図4に板壁の水平加力試験の方法を示す。板壁の水平加力試験は、標準的な試験方法⁵⁾に準拠して行った。板壁の寸法は、幅1820mm、高さ2730mm、試験体の設置方法は柱脚固定式とし、土台の2ヶ所をボルトと座金で試験装置に固定した。柱頭および柱脚には(株)栗山百造製ホールダウン金物KHDⅢ-30・35を各2個取り付け、それぞれ梁上部に設置した溝形鋼および試験装置に固定した。

加力方法は正負交番繰り返し加力とし、見かけのせん断変形角が1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75および1/50radの正負変形時において、それぞれ3回の繰り返し加力を行った後、圧縮方向の加力で破壊するものとした。荷重速度は30mm/minとした。表2に示すように、試験体の変位を測定した。荷重は精度1/100kNの(株)東京測器研究所製ロードセルTCLP-200KNBで測定した。以上の測定は(株)東京測器研究所製データロガーTDS-303を用いて1秒間隔の設定で行った。

見かけのせん断変形角 θ_1 および柱脚部のせん断変形角 θ_2 は式(1)および(2)により求め、真のせん断変形角 θ_3 は式(3)により求めた。

$$\theta_1 = \frac{\delta_A - \delta_B}{H} \quad (1)$$

$$\theta_2 = \frac{\delta_{CL} - \delta_{CR}}{W_C} \quad (2)$$

$$\theta_3 = \theta_1 - \theta_2 \quad (3)$$

ただし、 δ_A :梁の水平変位、 δ_B :土台の水平変位、 δ_C :柱の垂直変位、添え字:L:左側、R:右側、H:梁の高さ(=2730mm)、 W_C :変位計Cの間隔(=1974mm)。

柱、土台、梁および厚板の試験時の含水率は10.7、9.8、13.0および12.4%であった。

3. 結果と考察

3.1 板壁の水平加力試験の結果

図5に板壁の水平加力試験における荷重-せん断変形角曲線を示す。木ダボのみの試験体Aでは、見かけのせん断変形角1/50radまでの繰り返しでは破壊は認められなかった。変形角0.029radにおいて木ダボの破壊が生じ荷重が低下した。その後は荷重の回復および低下を繰り返すとともに、木ダボの合わせ目付近において木ダボおよび厚板の端部に破壊が認められた。変形角0.059radにおいて板壁の非加力側の高さ方向の中央部が面外に膨らみ、板壁が柱の溝から外れて荷重が大きく低下した。

補強板のみの試験体Bでは、変形角1/50radまでの繰り返しでは破壊は認められなかった。変形角の増大とともに圧縮筋かいゾーンの斜め補強板の土台へのめり込みが大きくなり、変形角0.080radにおいて左右の斜め補強板の下半分が木ねじとともに厚板から引き抜けて荷重が大きく低下した。左右の斜め補強板の上半分では多くの木ねじが破損していた。

木ダボ+補強板ルーズな試験体Cでは、変形角1/50radまでの繰り返しでは破壊は認められなかった。変形角の増大とともに圧縮筋かいゾーン端部での厚板の梁および土台へのめり込みが大きくなるとともに、板壁中央部の面外への膨らみが大きくなり、変形角0.079radにおいて試験を中止した。斜め補強板端部において木ねじの破損が認められた。

木ダボ+補強板の試験体Dでは、変形角1/50radまでの繰り返しでは破壊は認められなかった。変形角の増大とともに圧縮筋かいゾーン端部での厚板の梁および土台へのめり込みが大きくなるとともに、板壁中央部の面外への膨らみが大きくなった。変形角0.067radにおいて右側の斜め補強板の上半分が木ねじとともに厚板より引き

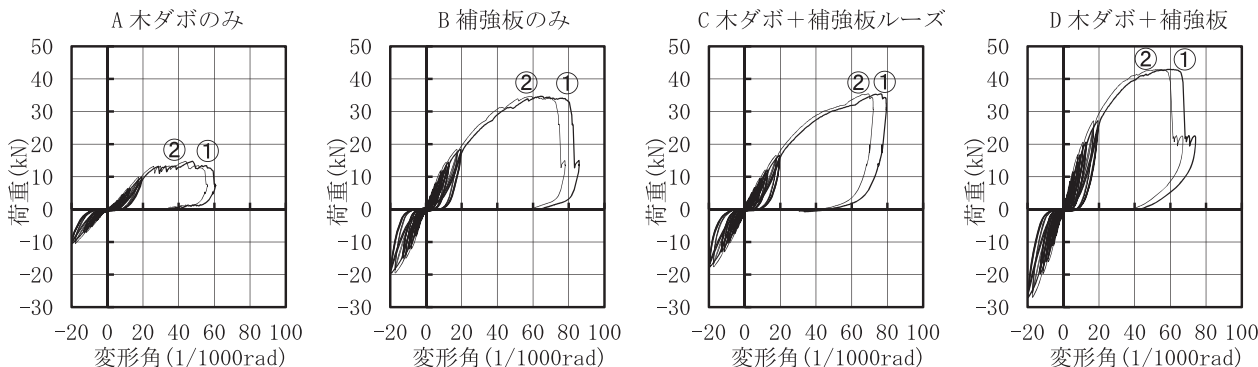


図5 板壁の荷重-せん断変形角曲線

① (太い線): 見かけのせん断変形角、② (細い線): 真のせん断変形角

表3 板壁の強度特性

項目	単位	A	B	C	D
最大耐力 P _{max}	kN	14.8	34.7	35.4	42.9
降伏耐力 P _y	kN	10.4	16.8	21.6	22.4
終局耐力 P _u	kN	13.2	31.2	32.5	39.5
特定耐力 P ₁₂₀	kN	4.0	16.8	8.6	15.3
最大変形角	1/1000rad	47.7	64.4	76.4	58.7
降伏変形角	1/1000rad	21.4	16.3	27.8	14.5
終局変形角	1/1000rad	58.8	81.7	79.4	67.1
降伏点変形角	1/1000rad	27.3	30.4	41.9	25.6
初期剛性 K	kN/rad	483	1026	775	1540
塑性率 μ		2.16	2.69	1.90	2.62
構造特性係数 D _s		0.55	0.48	0.60	0.49

特定耐力：見かけのせん断変形角が 1/120rad 時の耐力、
最大変形角：最大耐力時の変形角

表4 板壁の短期基準せん断耐力

項目	単位	A	B	C	D
P _y	kN	10.4	16.8	21.6	22.4
0.2P _u /D _s	kN	4.8	13.1	10.9	16.2
2/3P _{max}	kN	9.8	23.1	23.6	28.6
P ₁₂₀	kN	4.0	10.8	8.6	15.3
最小値	kN	4.0	10.8	8.6	15.3
壁倍率		1.1	3.0	2.4	4.3

P_{max}、P_y、P_u、P₁₂₀、D_s：表3参照

抜けて荷重が大きく低下した。斜め補強板端部において木ねじの破損が認められた。

表3に板壁の強度特性を、表4に短期基準せん断耐力を

示す。PickPoint⁶⁾を用いて荷重-変形角曲線の特徴点の抽出と完全弾塑性モデル化を行い、最大耐力P_{max}、降伏耐力P_y、終局耐力P_u、初期剛性K、塑性率μおよび構造特性係数D_sを求めた。壁倍率は短期基準せん断耐力の最小値を係数(=1.96)および壁の長さ(=1.82m)で除して求めた。

すべての試験体で、見かけのせん断変位角が1/120rad時の耐力が短期基準せん断耐力の最小値となり、これから求めた壁倍率相当値は、木ダボのみの試験体Aでは1.1倍であったが、木ダボおよび補強板を用いた試験体Dでは、4.3倍になり、大幅に耐震性能が向上した。

図6に荷重増加比とせん断変形角との関係を包絡線で示す。荷重増加比は木ダボのみの試験体との比とした。表5に各試験体の構成部材と構成部材毎の耐力を示す。試験体B、CおよびDの荷重増加比は、荷重初期の変形角1/1000radではそれぞれ4.0、4.0および4.6倍であったが、変形角27/1000radでそれぞれ1.8、1.7および2.6倍と最低値を示し、その後の変形角では増加した。試験体A、B、CおよびDの構成部材は表5に示すとおりであり、各構成部材の負担する荷重を以下の式(4)~(7)により求めた。

$$P_1 = P_A + P_B - P_D \tag{4}$$

$$P_2 = P_D - P_B \tag{5}$$

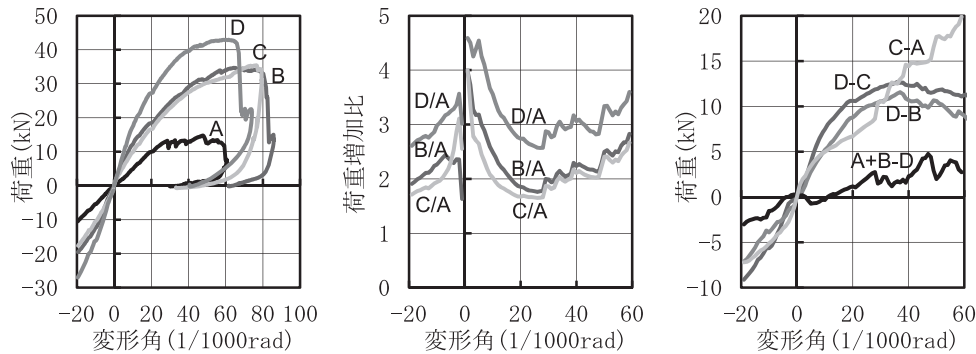


図6 4種類の板壁の荷重-せん断変形角曲線の包絡線の比較

A、B、C、D：図1参照、A+B-D、D-B、D-C、C-A：厚板、木ダボ、補強板、木ねじが負担する荷重

表5 各試験体の構成部材と構成部材毎の耐力

構成部材	単位	試験体				構成部材			
		A	B	C	D	厚板	木ダボ	補強板	木ねじ
厚板		○	○	○	○	A+B-D			
木ダボ		○		○	○	D-B			
補強板			○		○	D-C			
木ねじ			○	○	○	C-A			
P ₁₂₀	kN	4.0	10.8	8.6	15.3	-0.5	4.5	6.7	4.6
壁倍率		1.1	3.0	2.4	4.3	—	1.3	1.9	1.3

A、B、C、D：図1参照、A+B-D、D-B、D-C、C-A：厚板、木ダボ、補強板、木ねじが負担する荷重

$$P_3 = P_D - P_C \quad (6)$$

$$P_4 = P_C - P_A \quad (7)$$

ただし、 P_A 、 P_B 、 P_C および P_D ：試験体A、B、CおよびDの見かけのせん断変形角が1/120rad時の荷重、 P_1 、 P_2 、 P_3 および P_4 ：構成部材の厚板、木ダボ、補強板および木ねじが負担する荷重

構成部材が負担する荷重は、4/1000radまでの荷重初期では木ねじの負担する荷重が最も高いが、5/1000rad以上では木ダボ、木ねじ、補強板の順に高くなり、10/1000rad以上では木ねじ、木ダボ、補強板の順に高くなり、37/1000rad以上では木ねじが最も高くなった。このように、荷重初期では木ねじが最も早くせん断力に抵抗を始めるが、その後は補強板および木ダボの効果が高くなり、補強板および木ダボが降伏した後は、再び木ねじの効果が高くなると言える。変形角1/120rad時の木ダボ、補強板および木ねじが負担する荷重から求めた壁倍率相当値は、それぞれ1.3、1.9および1.3倍となり、補強板の効果が最も高く、木ダボと木ねじの効果は同程度となった。厚板の効果は認められなかった。

3.2 板壁のせん断変形における変形成分

図7に荷重と各部位の変位との関係を示す。横架材への板のめり込みについては、正加力時には、梁の左側および土台の右側の圧縮筋かいゾーンの端部では板壁のめり込みが生じ、逆側の梁の右側および土台の左側では板壁の沈み込みおよび浮き上がりが生じた。正加力時の荷重10kNにおける梁左側の厚板のめり込みは、試験体Aでは3.0mmであったが、B、CおよびDではそれぞれ1.5、2.7および1.1mmに減少した。BとDでは変位の減少が大きく、横架材への接触面積が補強板により増加することにより横架材への板のめり込みが減少すると考えられる。

壁の圧縮変形については、正加力時には、壁の左上および右下部の圧縮筋かいゾーンでは圧縮変形が生じ、逆側の壁の右上および左下部ではこれらより小さい圧縮変形が生じた。正加力時の荷重10kNにおける左上における板壁の圧縮変形は試験体Aでは4.0mmであったが、B、CおよびDではそれぞれ0.5、1.5および0.2mmに減少した。BとDでは変位の減少が大きく、斜め補強板による圧縮筋かい効果により板壁の圧縮変形が減少すると考えられる。また、Cでも変位が減少しており、これは木ねじの効果によるものと考えられる。

板相互のずれについては、荷重の増加とともに変位が大きくなり、垂直方向の部位での比較では、中央部よりも上下端での変位が大きくなる傾向があった。正加力時の荷重10kNにおける上端の板相互のずれは試験体Aでは0.8mmであったが、B、CおよびDではそれぞれ1.0、0.6

および0.2mmになった。BとCおよびDの比較では、Bでは荷重が10kN以上となると変位が大幅に増加する傾向があり、これは木ダボの有無による影響と考えられる。

壁の水平移動については、荷重の増加とともに変位が大きくなり、壁上部および下部における変位は同程度であった。正加力時の荷重10kNにおける壁上部の水平移動は試験体Aでは3.8mmであったが、B、CおよびDではそれぞれ2.5、2.6および2.3mmに減少した。Aでは壁下部の変位に初期すべりが認められた。0.1 P_{max} と0.4 P_{max} 時の変位を結ぶ直線とX軸との交点から求めた初期すべりは1.9mmであり、柱の溝の間隔と厚板の長さの差である隙間2.0mmとほぼ一致した。Aでは、壁の水平方向のすきまに相当する初期すべりが生じるが、補強板をねじ留めすることによりこの初期すべりを抑えることができると考えられる。

加力側の柱の浮き上がりとは非加力側の柱の沈み込みの合計の変位については、荷重の増加とともに変位が大きくなった。正加力時の荷重10kNにおける柱の変位は試験体Aでは3.6mmであったが、B、CおよびDではそれぞれ2.0、2.1および1.7mmに減少した。これは補強板と木ねじにより壁が一体となって水平せん断力に抵抗することにより、柱の鉛直力が減少したためと考えられる。

図8に面内せん断変形の変形成分の変形角と見かけのせん断変形角との関係、図9に変形成分の比率とせん断変形角との関係を示す。横架材への板のめり込みによる変形角 θ_4 、板相互のずれによる変形角 θ_5 、壁の圧縮変形による変形角 θ_6 、壁の水平移動による変形角 θ_7 は式(8)～(11)を用いて求めた。板相互のずれでは、最上段の板幅は他の板幅の半分以下であるため、この部分のずれは無視した。

正加力時

$$\theta_4 = \frac{W_E(\delta_{EL} - \delta_{FR}) + \frac{(L_x - W_E)}{2}(\delta_{EL} - \delta_{ER} + \delta_{FL} - \delta_{FR})}{W_E L_x}$$

負加力時

$$\theta_4 = \frac{W_E(\delta_{ER} - \delta_{FL}) + \frac{(L_x - W_E)}{2}(\delta_{ER} - \delta_{EL} + \delta_{FR} - \delta_{FL})}{W_E L_x}$$

(8)

$$\theta_5 = \sum_{i=1}^5 \delta_{ii} \times \frac{16}{5 \times L_y} \quad (9)$$

正加力時

$$\theta_6 = \frac{\sqrt{L_x^2 + L_y^2} \left(\sqrt{L_x^2 + L_y^2} - \sqrt{L_x^2 + \left(L_y - \delta_{JR} \frac{L_y}{H_J} \frac{L_x}{W_J} \right)^2} \right)}{L_x L_y}$$

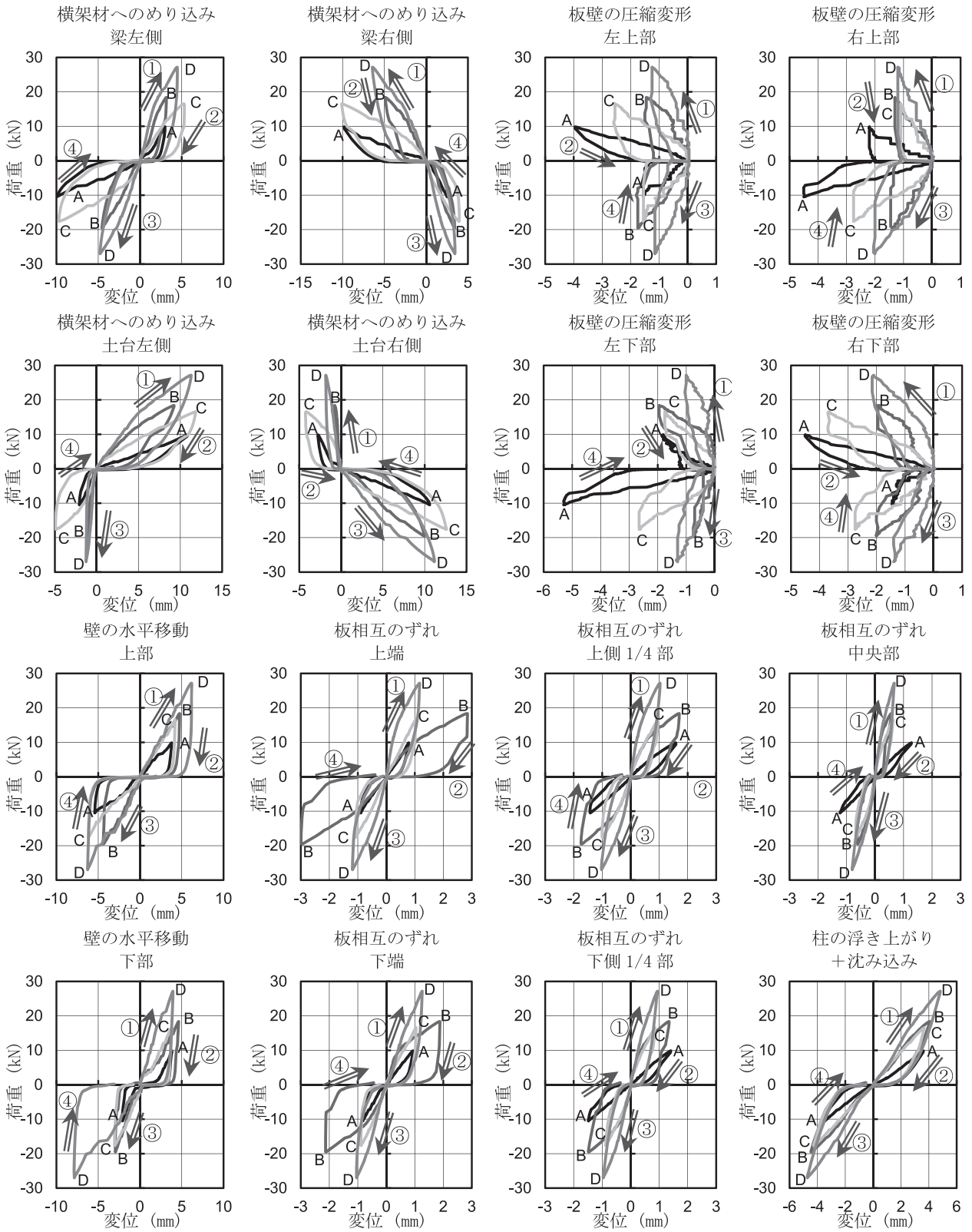


図7 荷重と各部位の変位との関係

A、B、C、D：図1参照、矢印：①：正加力、②：戻り、③：負加力、④：戻り

負加力時

$$\theta_6 = \frac{\sqrt{L_x^2 + L_y^2} \left(\sqrt{L_x^2 + L_y^2} - \sqrt{L_x^2 + \left(L_y - \delta_{jL} \frac{L_y}{H_j} \frac{L_x}{W_j} \right)^2} \right)}{L_x L_y} \quad (10)$$

$$\theta_7 = \frac{\delta_G + \delta_H}{L_y} \quad (11)$$

ただし、右方向および上方向が正、 δ_E : 壁と梁との垂直相対変位、 δ_F : 壁と土台との垂直相対変位、 δ_G : 壁と梁との水平相対変位、 δ_H : 壁と土台との水平相対変位、 δ_I : 板相互の水平相対変位、 δ_J : 壁全体の圧縮変位、

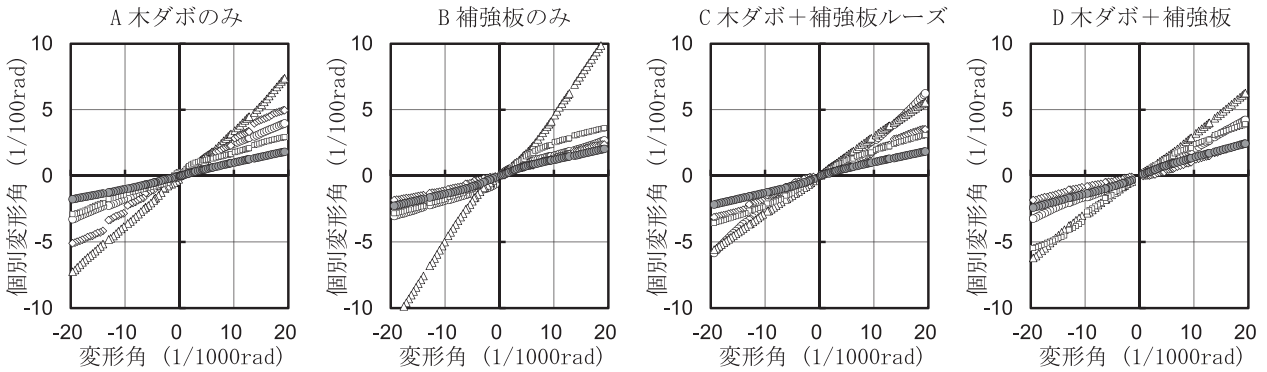


図8 変形成分の変形角と見かけのせん断変形角との関係

○: 横架材への板のめり込み、△: 板相互のずれ、◇: 壁の圧縮変形、□: 壁の水平移動、●: 柱脚部

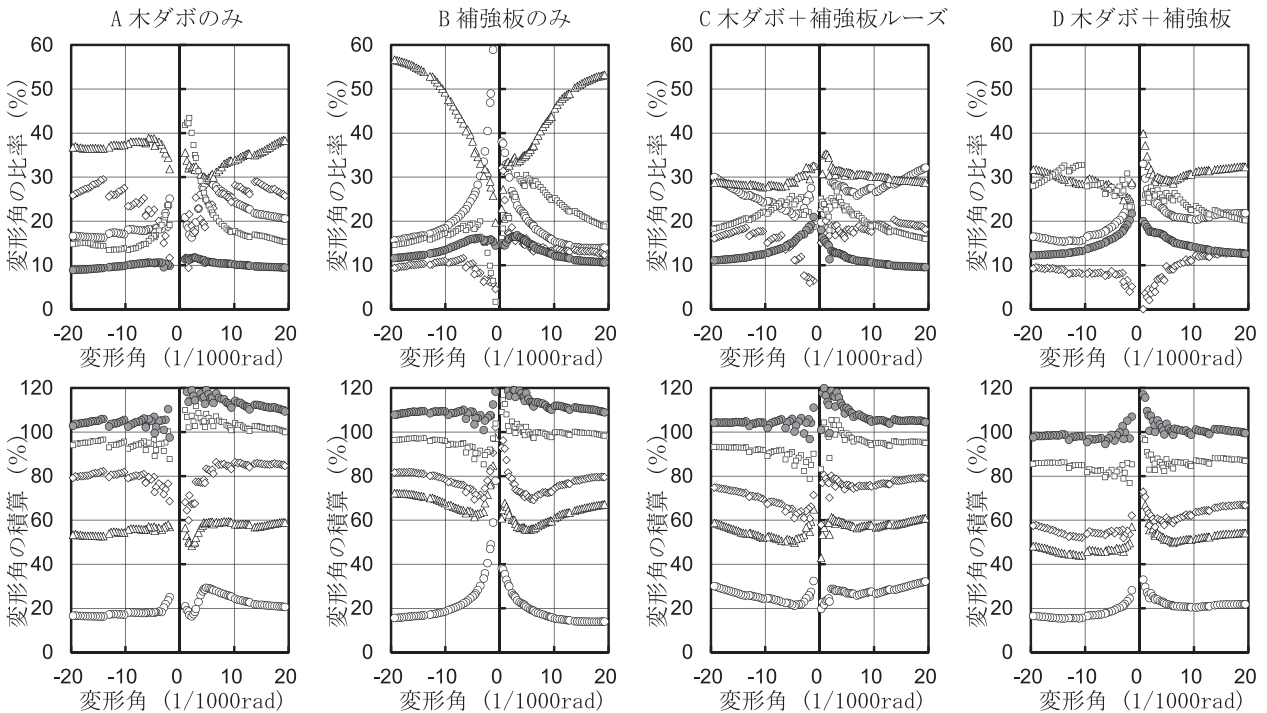


図9 変形成分の比率と見かけのせん断変形角との関係

○: 横架材への板のめり込み、△: 板相互のずれ、◇: 壁の圧縮変形、□: 壁の水平移動、●: 柱脚部

表6 変形角1/120rad時の変位成分の変形角と比率

試験体	変形成分の変形角 (×10 ³ rad)					合計	変形成分の比率 (%)					合計
	めり込み	板のずれ	圧縮変形	水平移動	柱脚部		めり込み	板のずれ	圧縮変形	水平移動	柱脚部	
A	2.2	2.9	2.2	1.6	0.9	9.7	26	33	26	18	10	113
B	1.4	3.5	1.2	2.2	1.1	9.4	17	42	14	26	13	112
C	2.3	2.6	1.6	1.7	0.9	9.1	27	30	18	20	11	106
D	1.8	2.6	1.0	2.0	1.2	8.6	21	31	11	24	15	101

A、B、C、D: 図1参照、

添え字： L ：左側、 R ：右側、 L_x ：内法幅（=1715mm）、 L_y ：横架材間の内法寸法（=2587.5mm）、 W_E ：変位計Eの間隔（=1587mm）、 W_J ：変位計Jの水平方向の間隔（=1415mm）、 H_J ：変位計Jの垂直方向の間隔（=2462.5mm）。

表6に変形角1/120rad時の変形成分の変形角と比率を示す。落とし込み板壁の面内せん断変形の変形成分は、板と軸材間の隙間による初期すべり、板相互のずれ、板のせん断変形、壁の圧縮筋かいゾーンの縮み、板端部の柱へのめり込み、板端部の横架材へのめり込みである¹⁾。一般的な板壁では、これらの変形成分の占める比率は、板相互のずれと壁の圧縮変形の合計で90%以上を占め、その他の変形成分の影響は少ない⁷⁾。また、1/2モジュールの幅910×高さ1782mmの板壁の試験では、圧縮変形が56%、板相互のずれが33%、横架材への板のめり込みが6%、柱へのめり込みが3%、せん断変形が1%であった⁸⁾。

本研究の木ダボのみの試験体Aでは、これらの既往の実験結果に比べて、板相互のずれはほぼ同等であるが、横架材への板のめり込みが大きく、壁の圧縮変形が小さくなった。この理由として、本研究の横架材への板のめり込みには、横架材そのものの圧縮変形に加えて上下端の板の幅方向の圧縮変形が含まれていることによると考えられる。また、既往の研究^{7,8)}では板の各層ごとに独立した比較的短い円形の木ダボを用いているが、本研究では板幅全体を貫いて各層に連続した長い通し木ダボを用いているため、木ダボによる壁の圧縮変形を抑制する効果があったと考えられる。本研究においても横架材への板のめり込み、板相互のずれおよび壁の圧縮変形の合計値は85%であり、既往の研究と同様の結果となる。また、前述の6つの要因のうち、初期すべりと柱へのめり込みの合計値は本研究の水平移動による変形であり、本研究で測定を行っていない板のせん断変形は1%程度である⁸⁾ため、本研究ではほぼすべての変形成分を把握できたといえる。

補強板のみの試験体Bでは、木ダボのみの試験体と比較して、壁の圧縮変形および横架材への板のめり込みが大幅に減少した。これは壁の垂直方向の圧縮力を補強板が負担することにより壁の圧縮変形が減少するとともに、横架材への接触面積が補強板により増加することによりめり込みが減少したためと考えられる。壁の圧縮変形は壁の対角線上の圧縮筋かいゾーンで最も大きくなるため、その方向にある斜め補強板が効果的に圧縮変形を減少させたといえる。板相互のずれと壁の水平移動は逆に増加した。これは、変形角1/120rad時の荷重を比較すると、試験体Bの荷重は試験体Aの2.7倍となるためであ

る。

木ダボ+補強板ルーズの試験体Cでは、補強板のみの試験体Bと比較して、壁の圧縮変形および横架材への板のめり込みが増加した。これは、横架材と補強板が接触していないためであると考えられる。逆に板相互のずれは減少したが、これは木ダボと木ねじの効果であると考えられる。

木ダボ+補強板の試験体Dでは、木ダボのみの試験体と比較して、横架材への板のめり込み、板相互のずれおよび壁の圧縮変形が減少した。これは、木ダボ、補強板および木ねじの総合的な効果によるものであるといえる。

以上より、木ダボ+補強板の試験体Dにおいては、板相互のずれと壁の圧縮変形が小さいために壁が一体となって水平せん断力に抵抗することができ、かつ、横架材への板のめり込みも小さいため、面内せん断変形が小さくなるとともに耐力が向上したと考えられる。

まとめ

スギ厚板を用いた落とし込み板壁の性能向上を目的として、本ざね加工した厚板を横張りした後に、厚板表面の溝に正方形の木ダボを挿入し、壁の垂直方向および対角方向に交差させた補強板をねじ留めした板壁の水平加力試験を行った。

見かけのせん断変位角が1/120rad時の耐力から求めた壁倍率相当値は4.3倍になり、大幅に耐震性能が向上した。構成要素の厚板、木ダボ、補強板および木ねじが壁倍率に与える効果は補強板が最も高く、木ダボと木ねじの効果は同程度であり、厚板の効果は認められなかった。

面内せん断変形の変形成分は、横架材への板のめり込み、板相互のずれ、壁の圧縮変形および壁の水平移動であり、木ダボは板相互のずれ、補強板は横架材への板のめり込みおよび壁の圧縮変形、木ねじは壁の圧縮変形を減少させる効果が高かった。

木ダボおよび補強板を用いた板壁においては、板相互のずれと壁の圧縮変形が小さいために壁が一体となって水平せん断力に抵抗することができ、かつ、横架材への板のめり込みも小さいため、面内せん断変形が小さくなるとともに耐力が向上したと考えられる。

引用文献

- 1) 土塗壁等告示に係る技術解説書作製編集委員会：“土

- 塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書”，東京，日本住宅・木材技術センター，2004，p.138.
- 2) 中田欣作：各種木ダボによるスギ厚板の2面せん断性能、奈良県森技セ研報 **43**、23-33 (2014).
 - 3) 中田欣作：各種木ねじによるスギ厚板の1面せん断性能、奈良県森技セ研報、投稿中.
 - 4) 中田欣作：スギ落とし込み板壁における厚板ねじ留めの効果、奈良県森技セ研報 **41**、27-36 (2012).
 - 5) 日本住宅・木材技術センター：“木造軸組工法住宅の許容応力度設計”，東京，日本住宅・木材技術センター，2008，p.563-592.
 - 6) 軽部正彦、原田真樹、林 知行：荷重変形曲線のモデル化とその問題点共有のための提案：特徴点抽出の自動化ツールについて、日本建築学会学術講演梗概集C-1構造Ⅲ、関東、2001、p.215-216.
 - 7) 竹村雅行、稲山正弘、村上雅英：在来軸組工法住宅の構造設計手法の開発：その62落とし込み板壁の面内せん断試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、北陸，2002，p.381-382.
 - 8) 戸田正彦、平間昭光、佐藤司、野田康信：落とし込み板壁の性能評価、林産試験場報、18(4)、9-15 (2004)
(2015年4月9日受理)