

地震に強い地域をつくる

30 土蔵壁の性能を知る

東日本大震災では、北関東にある伝統的な建造物にも多くの被害をもたらし、特に土蔵造の町屋や倉庫の甚大な被害が報告されている。土蔵造建物の耐震性については、これまで全国的に見ても研究事例が稀少で未検証なことが多い。今回の震災被害を教訓にして土蔵造建物の地震被害を軽減するために、その構造性能の解明と、補強方法の準備が必要である。そこで、現地調査²⁾によって栃木市周辺の土塗壁の仕様を明らかにしてきた。そして、その仕様に基づき土蔵造耐力壁(Type3試験体)を製作し、それに対する水平加力実験を行い、構造性能を明らかにした。得られた知見を土蔵造建物の耐震性能評価ならびに耐震補強設計、被災建造物の残余耐震性能評価等に役立てることとする。

a) 実験概要

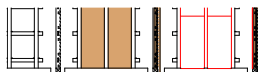
図1および表1に示す3タイプの試験体をそれぞれ1体製作して加力実験を実施した。Type3-1は貫による効果の確認を目的とした軸組のみの試験体である。Type3-2は既存土蔵造耐力壁の耐力・変形性能、損傷状況等を確認する試験体である。Type3-3はType3-2と同じ仕様の試験体を修復限界変形まで加力するものであり、仕様が同じ試験体の構造性能のばらつきを確認するほか、損傷した試験体を補修し、補修効果を明らかにすることを目的とする。補修の方法や効果は、第Ⅲ編11、12項に後述する。

b) 試験体の仕様

試験体の形状や寸法、使用材料については、基本的に全て同一であり、幅はスパン910mmの2スパン、高さ方向の仕口交点間の高さは2,730mmである。また、柱と横架材との仕口部は、大変形でも柱の小口が横架材に接触しない形状にすることで、柱と横架材のめり込み等による抵抗を無視し、壁板の性能だけを確認できるようにしている。さらに、栃木市周辺に現存する土蔵造建物は、大壁部分の底面全面が基礎石に載って支持されていることを考慮し、試験体の大壁部分底面は加力装置の鉄骨治具上に接地させている。Type3-2,3の形状・寸法を図2に、使用材料と仕様を表2に示す。なお、Type3-2と同じ仕様の土塗壁に構造用合板を張り付けたType3-4試験体も併せて製作している。

表1 試験体一覧

試験体名称	仕様
Type3-1	土蔵造大壁に見られる貫と軸組のみ
Type3-2	土蔵造大壁の性能を最終破壊まで確認
Type3-3	修復限界状態までの性能を確認



軸組 (Type3-1) 既存土蔵造耐力壁 (Type3-2,3)

図1 試験体概要図(屋内側立面および断面)

表2 使用材料と仕様

部材		仕様	
軸組	柱	材料	スギ(栃木産)
		寸法	幅130mm × せい130mm+つた掛け20mm
	土台	材料	スギ(栃木産)
		寸法	□150mm
	梁	材料	スギ(栃木産)
		寸法	幅120mm × せい180mm
貫	貫	材料	スギ(栃木産)
		寸法	幅30mm × せい120mm
	楔	材料	ヒノキ(栃木産)
間渡し竹	間渡し竹	材料	真竹 栃木産
		寸法	小径20~30mm
小舞竹	小舞竹	材料	真竹 栃木産
		寸法	小径20~30mm (横架材見付面には割竹を使
	留めつけ	材料	藁縄
壁土	粘土	産地	栃木県栃木市
	川砂	産地	鬼怒川水系

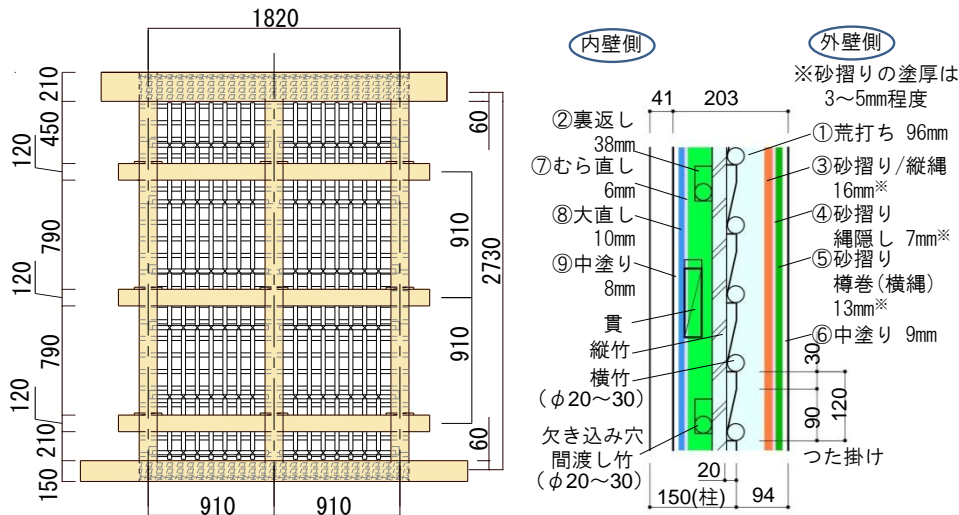


図2 土蔵壁 (Type3-2,3) の試験体形状・寸法

各試験体 (Type3-4 の詳細は33項で後述する) の乾燥後の壁厚 (硬化後のチリ寸法から評価した平均値) と、試験体の重量を表3に示す。荒壁は 167~172mm (砂摺り厚さ9~15mm を含む)、中塗りは屋外側で9mm 程度、屋内側で 24mm 程度を塗り、最終的な壁厚は 202~204mm 程度となった。

また、実験前に荷重計で計測した試験体の重量は 13.0~13.5kN (単位体積重量: 11.0~11.4kN/m³) であった。これを既往の研究²⁾に示した壁土の密度 (硬化後の見かけ密度) に実体積を乗じて推定した値 (推定値) と比較すると、両者は良く対応することがわかった。

表3 壁厚と試験体の重量

		Type3-2	Type3-3	Type3-4	平均値
壁厚 [mm]	荒壁 ^{※1}	169	172	167	169
	中塗り	35	32	35	34
	合計	204	204	202	203
重量	試験体重量 [kN]	13.5	13.0	13.3	13.2
	(単位体積あたり重量 [kN/m ³])	(11.4)	(11.0)	(11.0)	(11.2)
	土蔵造大壁重量の推定値 ^{※2} [kN]	13.5			

※1 砂摺り(中塗り土)の各工程3~5mm程度、計9~15mm程度を含む

※2 壁土の重量は、計測した壁厚に文献2)に示す各壁土の密度を乗じて算出した。竹および藁縄の重量は無視した。軸組の比重は、文献3)に示す値を参考にした。柱については、つたかけを除いて算出した。

c) 土蔵壁の損傷経過

実験での主要な損傷経過は、Type3-2 と Type3-3 で概ね同様の傾向が確認できた。表4には、損傷状況や最大耐力に対する耐力比、残留変形等を層間変形角と対応させて示している。

変形角 1/600~1/450rad で隅角部に微細なひび割れが発生し、1/450~1/300rad で内壁に横貫に沿うひび割れが生じ始めた。1/100~1/75rad になると内壁の隅角部が圧壊をはじめ、ほぼそれと同じ変形レベルで外壁脚部のはらみが確認されるようになった。1/75rad 加力時には外壁面の中央柱付近にせん断ひび割れが発生し、1/60~1/50rad では最上段の横貫に沿って外壁にひび割れが現れ始めた。この時、内壁では横貫に沿ったひび割れが、柱内法幅の全長にわたって繋がり、ひび割れ幅も進展したことから、1/50rad を修復限界状態 (部分的な補修により構造性能を本来持っていた性能まで回復できる限界状態と定義) と判断した。さらに加力を進めると、-1/30rad 加力時に外壁面の中央柱付近に大きなせん断ひび割れが発生して外壁中央の壁土が剥落したり、1/30rad~1/20rad にかけて屋外側最上段の横貫に沿った複数のひび割れが一つに繋がるなど、損傷が進行すると耐力が低下を始めた。Type3-2 は 1/7.1rad まで加力を行ったが、藁縄との付着により、最後まで外壁面の壁土が大規模に崩落することは無かった。

表4 土蔵壁(Type3-2,3)の損傷経過

層間変形角[rad]	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/60	1/50 ^{*1}	1/40	1/30	1/20	最終状況	
ひび割れ状況 青線: 正加力時 赤線: 負加力時	屋外側 ←加力方向→													
	屋内側 ←加力方向→													
耐力比[%]	21	27	36	48	57	72	80	84	88	96	100	98	85	
残留変形[×10 ⁻³ rad]	0.4	0.4	0.7	1.2	1.6	2.3	3.7	5.0	6.7	9.4	14.8	25.2	—	
破壊経過	隅角部で微細なひび割れ発生		屋外側中央柱周りにせん断ひび割れ発生		屋外側壁脚部が土台全域に渡り圧壊		屋外側壁脚部の隅角部付近の壁土剥離		屋外側横貫上にひび割れ発生		屋外側中央柱の両脇にせん断ひび割れ発生			
	横貫周りにひび割れ発生 横貫周りにひび割れ幅1mm以上		屋外側中央柱周りにせん断ひび割れ発生		屋外側壁脚部が土台全域に渡り圧壊		屋外側壁脚部の隅角部付近の壁土剥離		屋外側横貫上にひび割れ発生		屋外側中央柱の両脇にせん断ひび割れ発生			
軸組と壁板のはだ別れ[mm]	屋外側 ^{*2}	3	3	5	10	15	20	25	30	—	—	—	—	
楔の抜け量[mm]	屋内側	—	—	—	5	10	15	20	30	—	—	—	—	

※1 熟練の左官工が修復できる限界と判断した変形角 ※2壁板と加力治具の天端のはだ別れを計測

d) 耐力変形性状と壁倍率の評価

実験より得られた各試験体の荷重変形角関係(水平荷重と見かけのせん断変形角の関係)を図3に、包絡曲線を比較して図4に、実験結果一覧を表5に示す。表中には、同じ壁土を用いて製作した木造民家真壁(前項記載の Type2 試験体、壁厚:約 70mm)の実験結果も参考に示している。

Type3-1 試験体の耐力は、1/7rad 以上の大変形に至っても低下することなく、変形に比例して上昇を続ける性状が確認できた。Type3-2 試験体の最大耐力は 37.1kN であり、その時の変形角は 1/30rad であった。最大耐力以降も最終変形まで最大耐力の 84%以上の耐力を維持し、高い靱性能を有していることが確認できた。壁倍率は 5.9 となり、建設省告示 1100 号(以下、告示)で定める土塗壁の壁倍率 1.5(真壁仕様:塗壁 70mm)に対して約 3.9 倍の値となった。Type3-3 試験体は、修復限界状態と判断された変形角 1/50rad までの载荷を行った。それまでの各変形時の耐力は、Type3-2 に対して正加力側で 94%程度、負加力側で 92%程度であり、同じ仕様で製作した試験体の構造性能は、施工精度に若干の差異があっても、ばらつきの小さい結果であった。

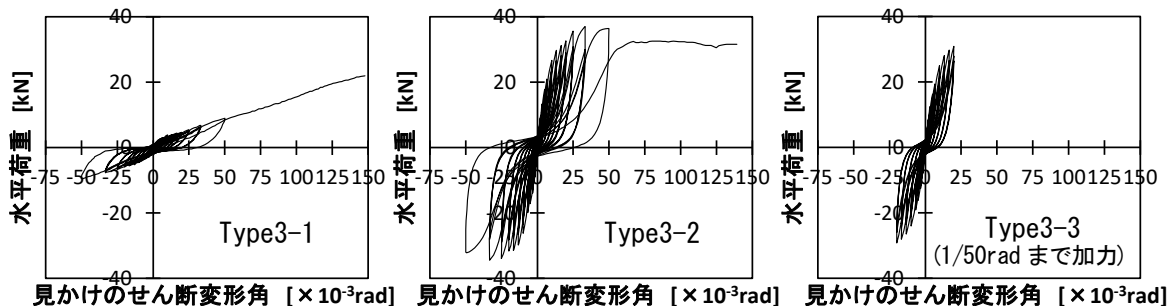


図3 水平荷重—見かけのせん断変形角関係

表5 土蔵壁(Type3-2,3)の特性値一覧

供試体名称	P _{max} [kN]	δ-P _{max} [×10 ⁻³ rad]	K [kN/10 ⁻³ rad]	δ _y [×10 ⁻³ rad]	δ _v [×10 ⁻³ rad]	δ _u [×10 ⁻³ rad]	P _y [kN]	2/3P _{max} [kN]	0.2Pu/Ds [kN]	P ₁₂₀ [kN]	各試験体の壁倍率 ^{*5}
Type3-1 ^{*2}	10.68	66.67	0.22	22.53	42.94	66.67	5.06	7.12	2.80	3.29	0.7
Type3-2 ^{*2}	37.09	33.38	2.81	8.01	11.83	66.67	22.46	24.73	21.28	23.32	5.9
Type3-3 ^{*3}	30.92	20.00	—	—	—	—	—	—	—	21.89	—
木造民家真壁 ^{*4}	19.32	28.88	1.79	6.05	8.60	50.25	11.77	12.88	10.67	13.69	2.9

(*)表中の記号を示す P_{max}:最大耐力 δ-P_{max}:最大耐力時の変形 K:初期剛性 δ_y:降伏変形 δ_v:完全弾塑性モデルの降伏点変形 δ_u:終局変形 P_y:降伏耐力 P_u:終局耐力 Ds:構造特性係数 P₁₂₀:見かけのせん断変形角が1/120rad時の耐力 (*2)Pa算出において、1/15radでデータを打ち切って算出した。 (*3)左官工の立会いの下、修復限界(1/50rad)まで载荷した。 (*4)文献1に示される栃木市仕様の木造民家真壁の3体のばらつきを考慮した値 (*5)壁倍率は下式より算出した。なお、ばらつきを考慮していない。 壁倍率 = Pa × (1/1.96) × (1/L) × α Pa:短期許容せん断耐力(網掛け部分は採用した値)[kN] 1.96:倍率が1を算出する値[kN/m] L:壁長さ(一問試験体=1.82m) α:低減係数(α=1)

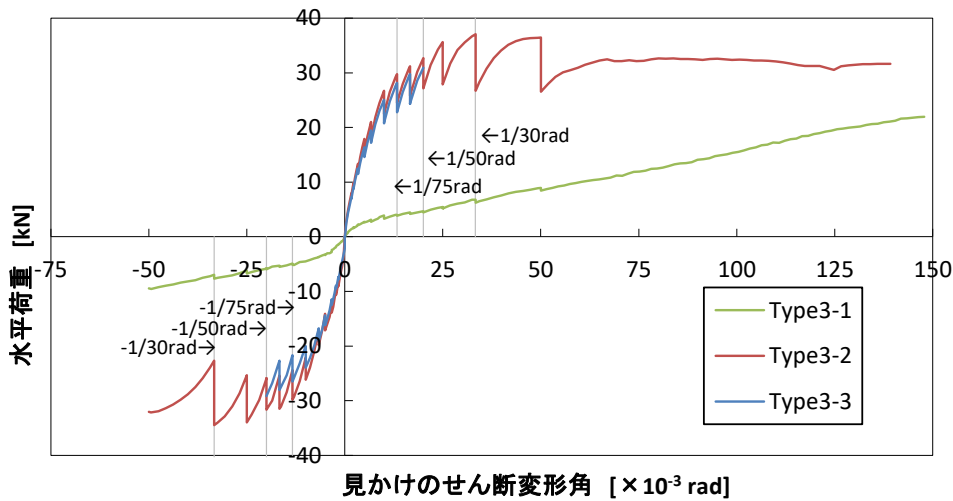


図4 包絡曲線

e) 木造民家真壁 (Type2) との構造的な性能の比較

土蔵造耐力壁 (Type3-2) の初期剛性や耐力は、木造民家真壁 (Type2) に比べて壁厚が大きいことにより高い値を示した (表5参照)。この Type2 と Type3-2 の実験結果の耐力と初期剛性について、各耐力をそれぞれの壁板断面積で除した平均せん断応力と、初期剛性を壁厚で除した単位厚さあたりの剛性を図5に比較して示している。単位当たりのせん断力や剛性は、全断面積もしくは全厚で評価すると、土蔵造大壁の方が小さくなる。一方、軸組内部の断面積や厚さで評価すると、平均せん断応力は木造民家真壁と近い値となり、初期剛性についてはほぼ一致する。つまり、同じ壁土を使用した場合でも土塗壁の耐力・剛性は壁厚に比例せず、概ね軸組内部の壁板が剛性や耐力に大きく影響していることが明らかになった。

図6には、軸組と外壁側面の水平変形の関係を示している。これを見て明らかなように、外壁面の水平変形は軸組のそれに追従しておらず、外壁面の水平変形量は軸組の変形量のおよそ0.8倍であった。

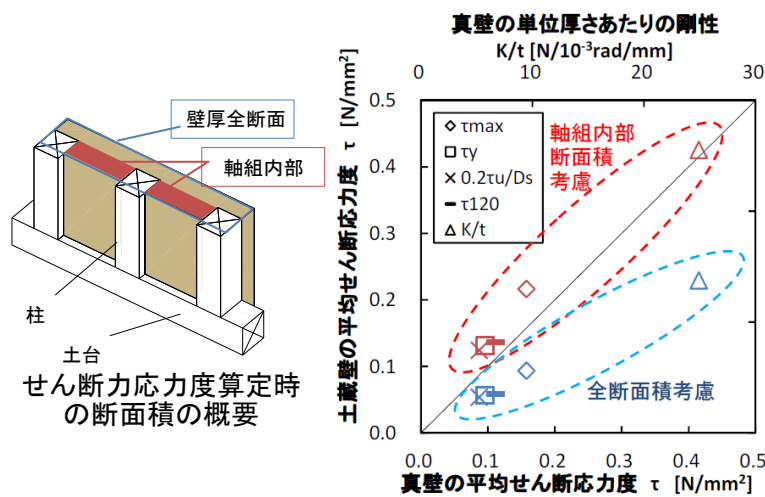


図5 土蔵造大壁と民家用真壁とのせん断力、剛性の比較

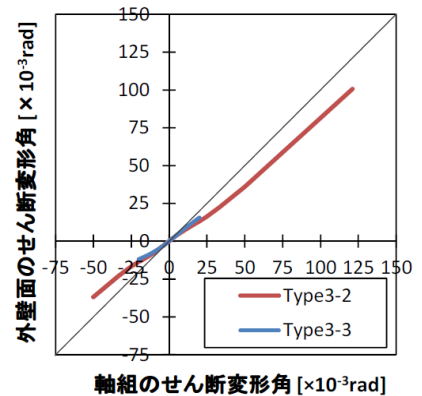


図6 外壁面と軸組との変位差

参考文献 (下線の文献は本項に関する発表論文等を示す)

- 1) 横内基, 大橋好光ほか: 歴史的町並みの地震防災対策に関する研究(その1~7)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.461-466、2013年9月、pp.277-278、2014年9月、pp.491-496、2015年9月
- 2) 國分直輝, 横内基, 松岡亘, 財津拓三, 御田村真毅, 大橋好光: 栃木市に現存する伝統的建造物の地震被害および耐震性に関する研究(その6 土塗壁の仕様と壁土の物性)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.149-150、2012年9月
- 3) 新建築学大系編集委員会(編): 新建築学大系 39 木質構造の設計、彰国社、1983年3月