

# スギ材のめり込み特性を活用した高靱性軸組工法の開発

福留重人\*, 中原 亨\*, 南 晃\*

## Development of High Toughness Frame Construction utilizing Compressive Strain Characteristic of Sugi Lumber

Shigeto FUKUDOME, Toru NAKAHARA and Akira MINAMI

木造建築物の構造性能向上を目的として、柱を横架材に貫通させ木材のめり込み変形を活用する構造形式を採用することによって、大変形時まで建築物の耐力を維持して軸組の倒壊を抑止する工法を考案した。また、接合部の補強方法を提案し、柱-横架材接合部及び軸組耐力壁の各種強度試験を実施して構造性能に関する検証を行った。その結果、補強方法の適正条件を把握するとともに、開発した軸組工法が終局時まで耐力を維持する安定した靱性挙動を示すことを確認した。

**Keyword** : 木造建築物, 軸組工法, 高靱性, 強度試験, ヒキモン構造

### 1. 緒言

地震や風等による荷重から人命及び財産を長期的に護るためには、建築物において靱性の高い軸組及び接合部を構成して倒壊を防ぐことが重要である<sup>1) 2)</sup>。一方、本県の民有林におけるスギ蓄積量は、令和2年4月時点で樹齢50年以上の割合が60%を超えており<sup>3)</sup>、今後、供給原木の主体が大径材に移行することが予想される。そのため、林業・木材関連分野ではスギ大径材の利用促進が課題になっており、丸太から樹心を除いた心去り材を製材して建築用材

として活用するための研究開発等が進められている<sup>4) 5)</sup>。

木材は繊維直交方向の部分的な圧縮荷重に対して変形しやすいが、大変形時まで荷重が上昇する粘り強い性質「めり込み特性」を有するため<sup>6)</sup>、建築物の接合部において靱性向上に活用することが期待できる<sup>7)</sup>。

そこで、本研究では図1に示すような奄美大島の木造住宅に用いられている伝統的工法<sup>8) ~13)</sup>（以下、ヒキモン構造）を参考にして、柱を横架材（桁、大引等）に貫通させる構造形式により大変形時に至るまで耐力を維持して軸組の倒壊を抑止する靱性の高い工法を考案した。また、接合部の補強方法について施工性等を考慮して3タイプ提案し、柱-横架材接合部及び軸組耐力壁の強度試験により構造性能の検証を行った。

### 2. 試験方法

#### 2.1 軸組の構成及び接合方法

ヒキモン構造は横架材を床及び天井の位置で井桁に組み、柱を貫通させ補強材で緊結する構造形式に特徴があり、粘り強い強度特性を有することが報告されている<sup>14) ~17)</sup>。本研究では、このヒキモン構造の軸組構成を参考にして、図2に示すような架構システム<sup>18) ~21)</sup>による木造建築物を想定した。ヒキモン構造の接合部は、柱の断面を細くして横架材の角穴に貫通させる形状であるため、欠き込み部の応力集中による脆性破壊や接合部加工の能率が課題になると思われる。そこで、柱の接合部分から外側の両端部を八角形に加工して横架材の丸孔に貫通させる形式として、負荷時の接合部における応力緩和や接合部加工時の能率向上を図った。また、建築物が地震や風等の荷重を受けた場合に生じる鉛直荷重及び水平荷重に対して強度性能を維持するために木製の補強材で緊結した。接合部の加工方法及び



図1 奄美大島における伝統的工法木造住宅

\*地域資源部

組立方法を図3に示す。また、接合部における補強材の配置を図4から図6に示す。補強材A及び補強材Bは鉛直荷重に、補強材Cは水平荷重に対して、それぞれ変形低減や耐力向上等を図ることを目的とした。補強材には、クス(密度:0.56g/cm<sup>3</sup>)、ヒノキ(密度:0.63g/cm<sup>3</sup>)及びカシ(密度:0.77g/cm<sup>3</sup>)の心去り正角材を用いた。

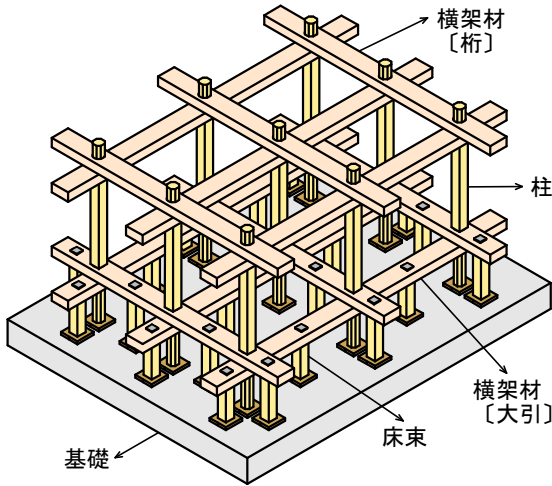


図2 架構システム

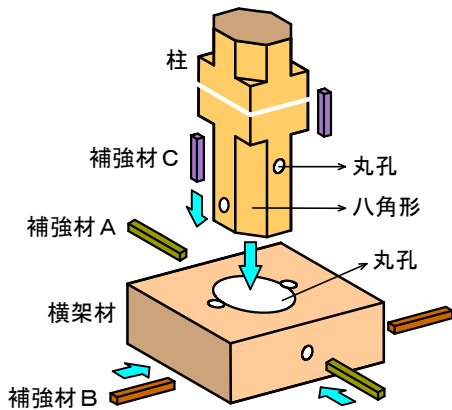


図3 接合部の加工方法及び組立方法

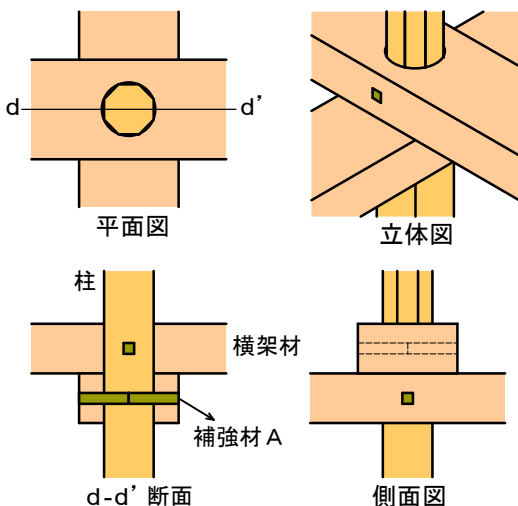


図4 接合部における補強材Aの配置

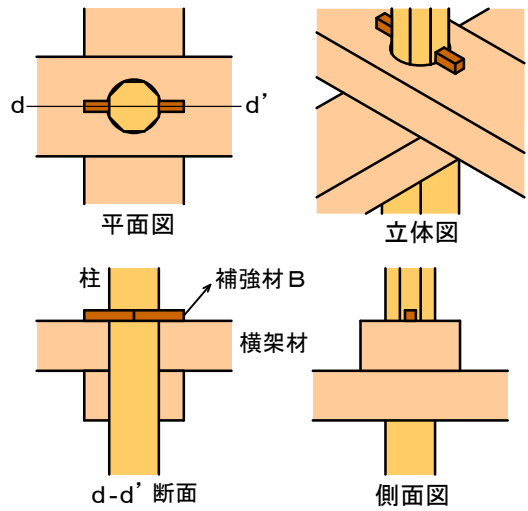


図5 接合部における補強材Bの配置

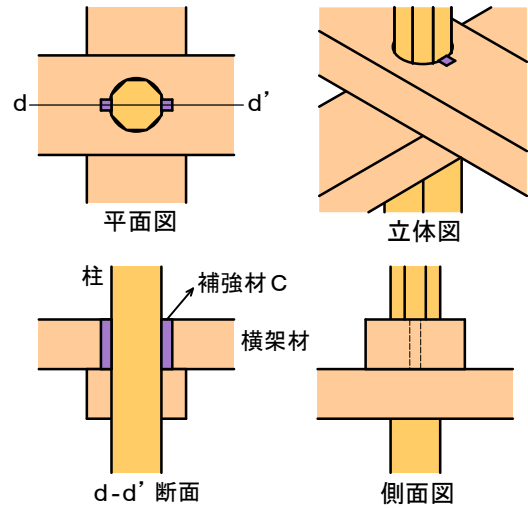


図6 接合部における補強材Cの配置

2.2 軸組材の断面寸法及び性質

建築物における軸組材の断面寸法を、柱の辺長 120mm、横架材の幅 240mm、高さ 120mmと設定し、試験には1/4に縮小した断面寸法(柱 30mm×30mm、横架材 60mm×30mm)の心去り材を用いた。横架材の柱貫通用孔径は32mmに統一した。軸組材に用いたスギ材の性質を表1に示す。

表1 試験に用いたスギ材の性質

項目	含水率 (%)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	曲げヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
平均値	13.4	0.41	6.45
標準偏差	0.5	0.04	1.84
最大値	14.6	0.50	10.94
最小値	12.6	0.32	3.05

2.3 柱-横架材接合部のせん断試験

補強材の嵌合度が柱-横架材接合部の強度性能に及ぼす影響を把握するために、図7に示す方法により横架材を支

持して柱端部に下向きの力を加え、荷重と柱の鉛直変位の関係を得た。柱と横架材の補強材用孔径を8.0mmに統一し、補強材Aの辺長を6.0mm, 6.5mm, 7.0mmの3条件とした。補強材の樹種はヒノキに統一し、条件ごとに6体の試験を実施した。また、補強材Aの辺長が柱-横架材接合部の強度性能に及ぼす影響を把握するために、同様の方法により柱端部に下向きの力を加え、荷重と柱の鉛直変位の関係を得た。柱と横架材の孔径を6.0mm, 8.0mm, 10.0mmの3条件とし、補強材Aの辺長を5.0mm, 6.5mm, 8.0mmとした。補強材の樹種をヒノキに統一し、条件ごとに6体の試験を実施した。

次に、補強材Bの辺長が柱-横架材接合部の強度性能に及ぼす影響を把握するために、図8に示す方法で横架材を支持して柱端部に下向きの力を加え、荷重と柱の鉛直変位の関係を得た。柱と横架材の孔径を6.0mm, 8.0mm, 10.0mmの3条件として、補強材Bの辺長を5.0mm, 6.5mm, 8.0mmとした。補強材の樹種をヒノキに統一し、条件ごとに6体の試験を実施した。

いずれの試験も、最大荷重に達した後、荷重が最大荷重の80%以下に減少するか、または柱の鉛直変位が30mmに達するまで荷重を加え続けた。

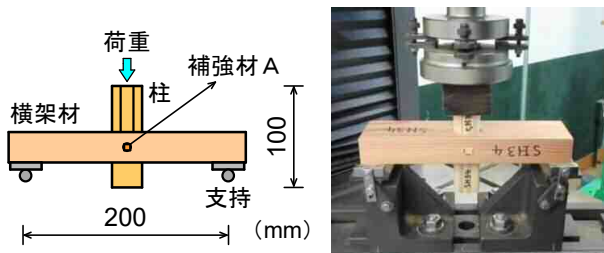


図7 柱-横架材接合部のせん断試験方法〔補強材A〕

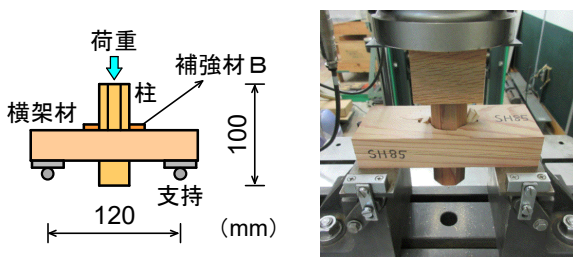


図8 柱-横架材接合部のせん断試験方法〔補強材B〕

#### 2. 4 柱-横架材接合部の鉛直荷重試験

補強材の密度が柱-横架材接合部の鉛直強度性能に及ぼす影響を把握するために、図9に示す方法により横架材を支持して柱端部に下向きの力を加え、荷重と柱の鉛直変位の関係を得た。柱と横架材の孔径を8.0mmに、補強材A, B, Cの辺長を6.5mmにそれぞれ統一し、補強材にクス, ヒノキ, カシの3樹種を用いて条件ごとに4体(クス, カシ)または6体(ヒノキ)の試験を実施した。荷重は柱の鉛直変位が30mmに達するまで加え続けた。

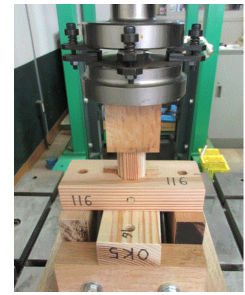
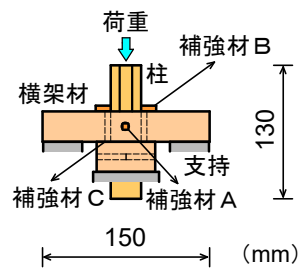


図9 柱-横架材接合部の鉛直荷重試験方法〔補強材A, B, C〕

#### 2. 5 柱-横架材接合部のモーメント抵抗試験

補強材Cの辺長が柱-横架材接合部の強度性能に及ぼす影響を把握するために、図10に示す方法により横架材を垂直に支持して柱に下向きの力を加え、荷重と柱の鉛直変位の関係を得た。柱と横架材の孔径を6.0mm, 8.0mm, 10.0mmの3条件、補強材Cの辺長を5.0mm, 6.5mm, 8.0mmとした。補強材の樹種をヒノキに統一し、条件ごとに6体の試験を実施した。荷重は柱の回転角が0.25radに達するまで加え続けた。

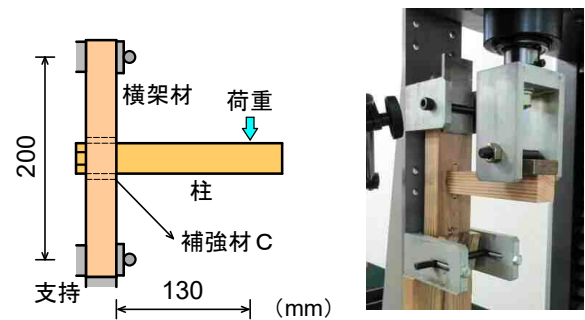


図10 柱-横架材接合部のモーメント抵抗試験方法〔補強材C〕

#### 2. 6 柱-横架材接合部の水平荷重試験

補強材の密度が柱-横架材接合部の水平強度性能に及ぼす影響を把握するために、図11に示す方法により直交させた横架材を治具及びボルトで固定して柱に水平方向の力を

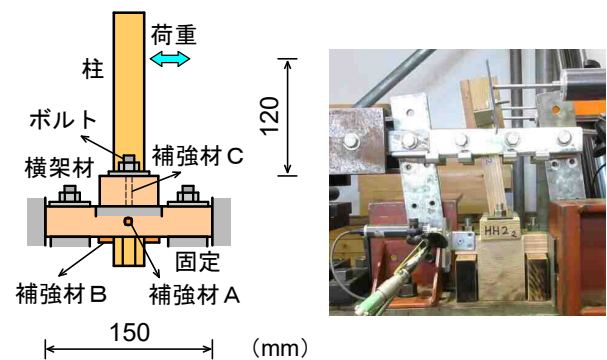


図11 柱-横架材接合部の水平荷重試験方法〔補強材A, B, C〕

加え、荷重と柱の水平変位の関係を得た。柱と横架材の孔径を8.0mmに、補強材A, B, Cの辺長を6.5mmにそれぞれ統一し、補強材にクス、ヒノキ、カシの3樹種を用いて条件ごとに4体(クス、カシ)または6体(ヒノキ)の試験を実施した。荷重は柱の回転角が0.2radに達するまで加え続けた。

2. 7 軸組耐力壁の水平荷重試験

補強材の密度及び配置方法と加力方向が軸組耐力壁の強度性能に及ぼす影響を把握するために、図12に示す水平荷重試験を行った。治具及びボルトで大引の両端部6箇所を固定して、桁の片側端部に水平方向の力を加え、荷重と横架材の水平変位の関係を得た。柱と横架材の孔径を8.0mmに、補強材A, B, Cの辺長を6.5mmにそれぞれ統一し、補強材にヒノキ及びカシの2樹種を用いた。加力方向は横架材の上下配置により図13に示す2条件とした。また、接合部における補強材の配置方法は図14に示す3条件とし、条件ごとに3体の試験を実施した。試験は軸組耐力壁の変形角が0.01rad, 0.025rad, 0.05rad, 0.1radの正負変形時において3回の繰り返し加力を行った後、荷重が最大荷重の80%以下に減少するか、または耐力壁の変形角が0.2radに達するまで単調載荷で加力を続けた。

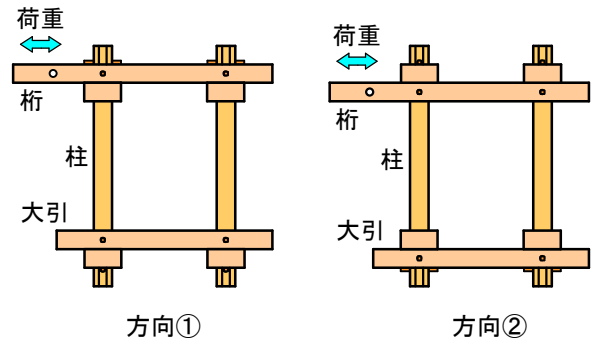
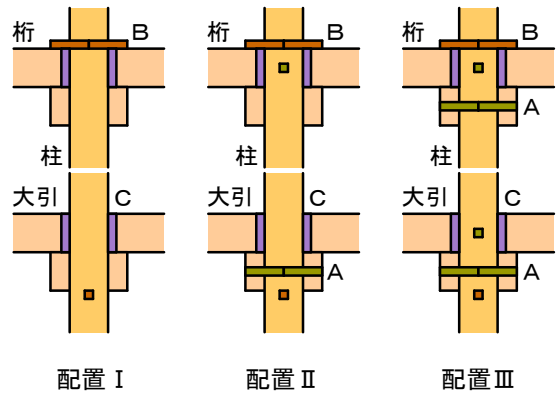
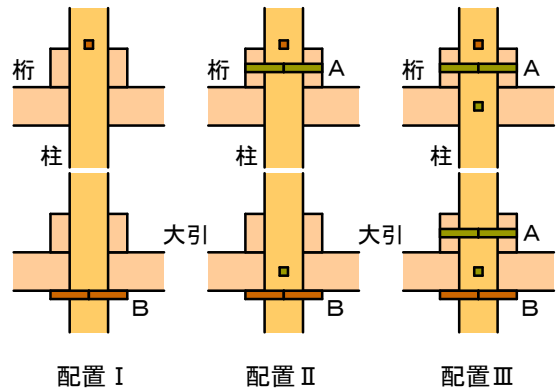


図13 軸組耐力壁の加力方向



(a) 加力方向① 断面図



(b) 加力方向② 断面図

図14 接合部における補強材の配置方法

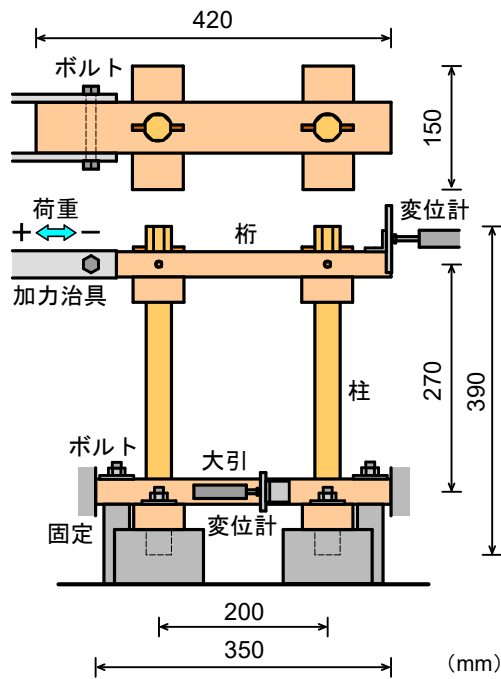


図12 軸組耐力壁の水平荷重試験方法

3. 試験結果

3. 1 柱-横架材接合部のせん断強度性能

柱-横架材接合部の強度性能を評価するために、試験で得られた荷重-変位曲線をバイリニア置換して特性値を求めた<sup>22)</sup>。補強材Aの辺長を因子としたせん断試験の評価結果を表2に示す。また、軸組材孔径を8.0mmに統一した時の補強材Aの辺長とせん断強度性能の関係を図15に示す。辺長が大きくなるほど初期剛性、最大荷重及び面積の各数値が高くなる傾向が見られた。終局時変位は辺長の6.5mmと7.0mmが同等の数値を示した。次に、軸組材孔径を3条件とした時の補強材Aの辺長とせん断強度性能の関係を図16に示す。辺長が大きくなるほど最大荷重が高くなる傾

向が見られたが、初期剛性、終局時変位及び面積は辺長が8.0mmで低くなる傾向が見られた。また、試験後の破壊状況を確認するために、補強材Aの辺長と横架材割れ長さの関係を図17に示す。軸組材孔径を8.0mmに統一した試験においては、補強材の辺長7.0mmで割れ長さが増加しており、

終局時変位に影響したことが推察される。また、軸組材孔径と併せて補強材辺長を3条件とした試験においては、補強材の辺長8.0mmで割れ長さが増加しており、終局時変位及び面積の減少に影響したことが推察されるため、補強材Aの辺長は6.5mmが適切と思われる。

表2 柱-横架材接合部のせん断試験結果〔補強材A：辺長〕

補強材 樹種	補強材 辺長 (mm)	軸組材 孔径 (mm)	項目	初期剛性 (kN/mm)	最大荷重時		終局耐力 (kN)	終局時変位 (mm)	面積 (kN・mm)
					荷重 (kN)	変位 (mm)			
ヒノキ	5.0	6.0	平均值	0.286	1.25	9.38	1.10	12.02	10.89
			標準偏差	0.087	0.11	2.97	0.10	3.69	3.54
			最大値	0.408	1.38	14.91	1.22	17.80	16.05
			最小値	0.157	1.11	6.70	0.99	8.48	6.71
	6.0	8.0	平均值	0.195	1.56	9.22	1.46	12.13	12.34
			標準偏差	0.031	0.20	1.24	0.19	3.45	5.26
			最大値	0.246	1.92	10.93	1.73	15.57	18.84
			最小値	0.156	1.33	7.52	1.29	7.57	5.47
	6.5	8.0	平均值	0.306	1.56	10.90	1.37	15.61	18.14
			標準偏差	0.067	0.13	1.80	0.12	3.37	3.78
			最大値	0.358	1.71	13.90	1.52	20.99	21.86
			最小値	0.176	1.38	9.48	1.19	11.64	12.32
	7.0	8.0	平均值	0.321	1.93	10.36	1.72	14.85	21.13
			標準偏差	0.087	0.18	2.27	0.16	3.14	7.75
			最大値	0.464	2.10	12.98	1.95	18.59	32.01
			最小値	0.222	1.60	7.92	1.48	10.66	10.86
	8.0	10.0	平均值	0.219	1.65	11.68	1.46	15.06	16.96
			標準偏差	0.052	0.11	1.54	0.11	3.05	5.09
			最大値	0.283	1.82	14.60	1.60	20.79	26.43
			最小値	0.143	1.51	10.27	1.31	11.89	13.15

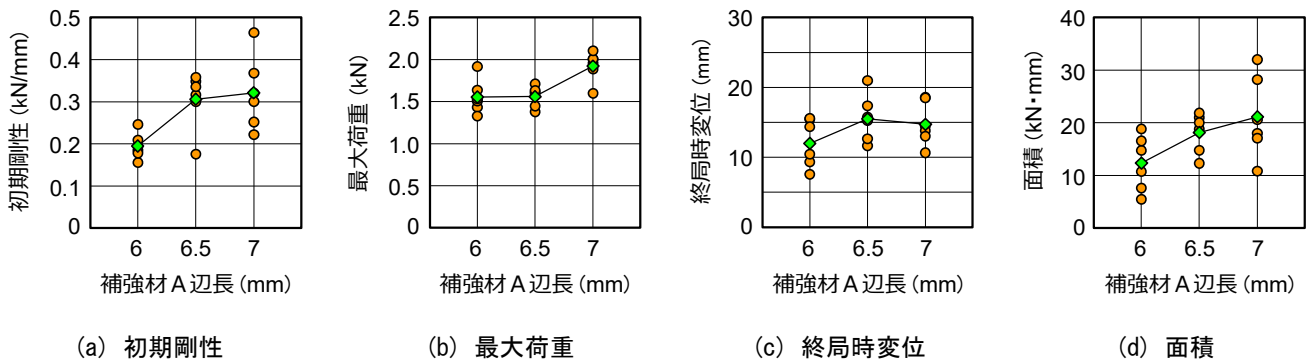


図15 補強材Aの辺長とせん断強度性能の関係〔補強材：ヒノキ，軸組材孔径：8mm，—◆— 平均値〕

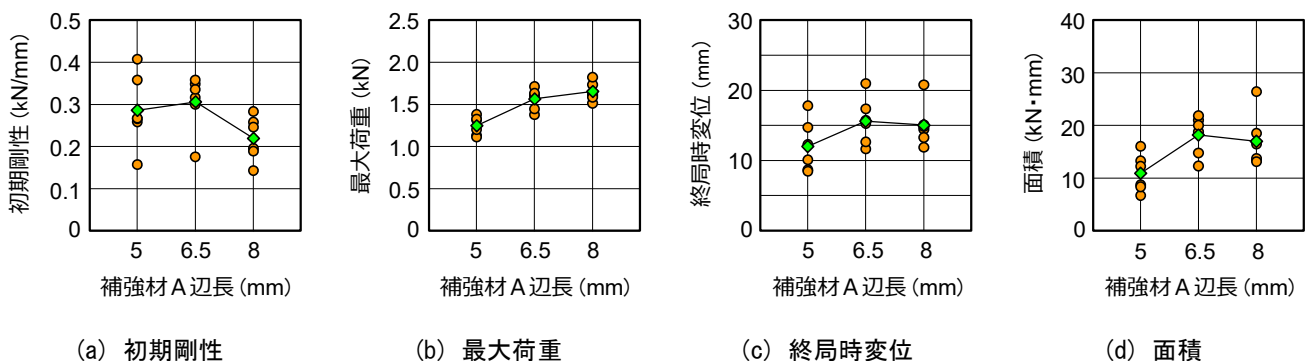
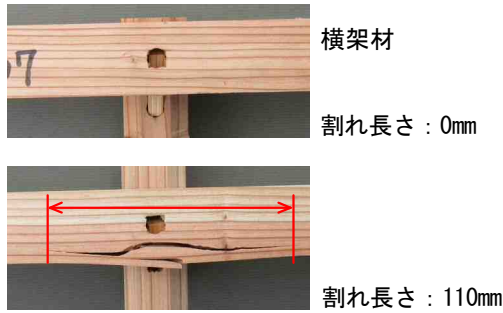
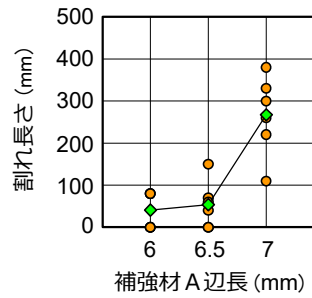


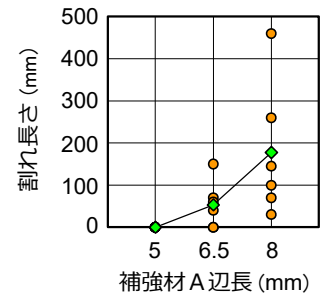
図16 補強材Aの辺長とせん断強度性能の関係〔補強材：ヒノキ，軸組材孔径：6mm，8mm，10mm，—◆— 平均値〕



(a) 横架材割れ長さの定義



(b) 軸組材孔径 : 8mm



(c) 軸組材孔径 : 6mm, 8mm, 10mm

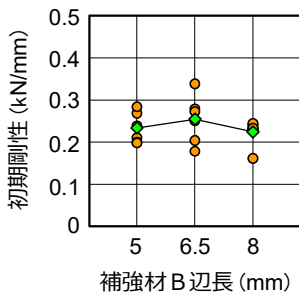
図17 補強材Aの辺長と横架材割れ長さの関係 [補強材 : ヒノキ, ◆ 平均値]

補強材Bの辺長を因子とした柱-横架材接合部のせん断試験の評価結果を表3に示す。また、軸組材孔径を3条件とした時の補強材Bの辺長とせん断強度性能の関係を図18に示す。辺長が大きくなるほど最大荷重、終局時変位及び面積の各数値が高くなる傾向が見られたが、初期剛性は各

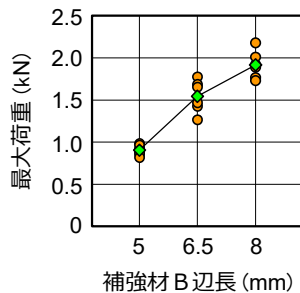
辺長とも同等の数値を示した。破壊性状としては、補強材Bの繊維平行方向せん断破壊が、辺長6.5mmで42%、8.0mmで75%発生したが、各試験体とも終局時まで柱及び横架材の割裂破壊等は発生せず、耐力を維持する粘り強い性状を示した。

表3 柱-横架材接合部のせん断試験評価結果 [補強材B : 辺長]

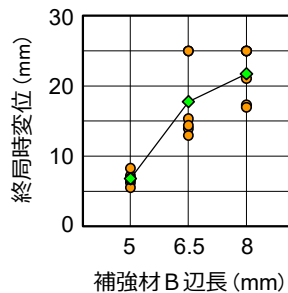
補強材 樹種	補強材 辺長 (mm)	軸組材 孔径 (mm)	項目	初期剛性 (kN/mm)	最大荷重時		終局耐力 (kN)	終局時変位 (mm)	面積 (kN・mm)
					荷重 (kN)	変位 (mm)			
ヒノキ	5.0	6.0	平均値	0.233	0.91	5.88	0.81	6.80	4.09
			標準偏差	0.037	0.06	0.64	0.06	0.93	0.79
			最大値	0.284	0.98	6.57	0.87	8.29	4.89
			最小値	0.198	0.82	5.17	0.72	5.54	2.90
	6.5	8.0	平均値	0.254	1.55	11.38	1.36	17.77	20.59
			標準偏差	0.057	0.19	1.37	0.16	5.66	8.77
			最大値	0.339	1.77	13.46	1.52	25.02	33.71
			最小値	0.179	1.26	9.33	1.16	12.95	12.44
	8.0	10.0	平均値	0.224	1.92	17.18	1.70	21.73	30.72
			標準偏差	0.031	0.16	4.79	0.18	3.86	8.41
			最大値	0.244	2.18	25.01	1.95	25.01	40.67
			最小値	0.162	1.73	12.23	1.50	16.98	20.90



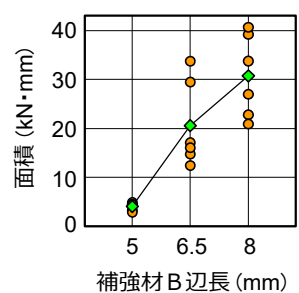
(a) 初期剛性



(b) 最大荷重



(c) 終局時変位



(d) 面積

図18 補強材Bの辺長とせん断強度性能の関係 [補強材 : ヒノキ, 軸組材孔径 : 6mm, 8mm, 10mm, ◆ 平均値]

3. 2 柱-横架材接合部の鉛直強度性能

柱-横架材接合部の鉛直方向の強度性能を評価するために、試験で得られた荷重-変位曲線をバイリニア置換して特性値を求めた<sup>22)</sup>。補強材の密度を因子とした鉛直荷重試

験の評価結果を表4に、補強材の密度と鉛直方向強度性能の関係を図19にそれぞれ示す。密度が高くなるほど最大荷重、終局時変位及び面積の各数値が高くなる傾向が見られたが、初期剛性は各密度とも同等の数値を示した。

表4 柱-横架材接合部の鉛直荷重試験評価結果〔補強材A, B, C:密度〕

補強材		項目	初期剛性 (kN/mm)	最大荷重時		終局耐力 (kN)	終局時変位 (mm)	面積 (kN・mm)
樹種	密度 (g/cm <sup>3</sup> )			荷重 (kN)	変位 (mm)			
クス	0.56	平均値	0.827	3.06	7.47	2.80	11.83	28.18
		標準偏差	0.311	0.46	1.94	0.38	1.12	6.86
		最大値	1.329	3.73	10.08	3.40	13.19	38.26
		最小値	0.470	2.60	5.09	2.45	10.52	22.18
ヒノキ	0.63	平均値	0.786	4.51	10.69	4.17	14.41	48.35
		標準偏差	0.196	0.36	1.83	0.32	2.94	9.80
		最大値	1.013	5.02	13.54	4.59	18.60	61.28
		最小値	0.548	4.06	8.56	3.79	11.07	37.02
カシ	0.77	平均値	0.897	4.89	11.80	4.50	17.01	64.47
		標準偏差	0.278	0.16	3.31	0.18	4.42	18.22
		最大値	1.365	5.08	16.72	4.71	22.40	87.68
		最小値	0.642	4.74	7.52	4.31	11.63	44.10

〔補強材辺長：6.5mm，軸組材孔径：8mm〕

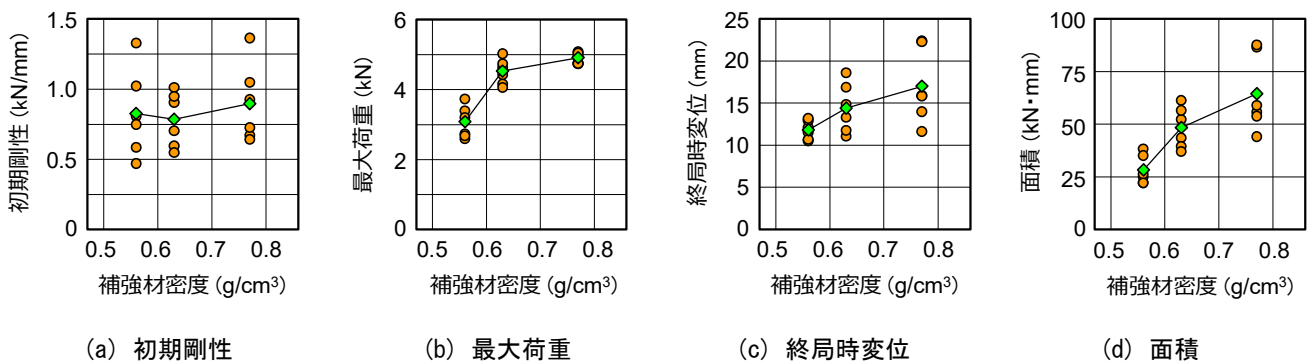


図19 補強材の密度と鉛直方向強度性能の関係〔補強材辺長：6.5mm，軸組材孔径：8mm，—◆— 平均値〕

### 3.3 柱-横架材接合部のモーメント抵抗性能

柱-横架材接合部のモーメントに対する強度性能を評価するために、試験で得られた荷重-回転角曲線をバイリニア置換して特性値を求めた<sup>22)</sup>。補強材Cの辺長を因子としたモーメント抵抗試験の評価結果を表5に、補強材Cの辺長とせん断強度性能の関係を図20にそれぞれ示す。初期剛性、最大荷重、終局時変位及び面積は各辺長において同等

の数値を示した。このことから、モーメント抵抗性能に対しては補強材Cの辺長による影響が小さいと思われる。荷重と回転角の関係は、いずれの試験体においても、回転角の増加に伴って終局時まで荷重が漸増する靱性的な挙動を示した。また、破壊性状としては、柱、横架材及び補強材におけるせん断破壊や割裂破壊等は見られず、粘り強い性状を示した。

表5 柱-横架材接合部のモーメント抵抗試験評価結果〔補強材C:辺長〕

補強材		軸組材 孔径 (mm)	項目	初期剛性 (N・m/rad)	最大モーメント時		終局耐力 (N・m)	面積 (N・m・rad)
樹種	辺長 (mm)				モーメント (N・m)	回転角 (rad)		
ヒノキ	5.0	6.0	平均値	523	92.3	0.249	86.5	14.4
			標準偏差	53	6.2	0.002	5.7	1.1
			最大値	601	102.8	0.250	96.3	16.3
			最小値	461	84.6	0.245	81.4	13.2
	6.5	8.0	平均値	575	92.4	0.250	84.9	15.0
			標準偏差	58	11.5	0.000	11.7	1.8
			最大値	688	115.1	0.250	107.2	18.5
			最小値	531	84.6	0.249	74.3	13.8
8.0	10.0	平均値	504	89.5	0.250	82.7	13.9	
		標準偏差	84	10.1	0.000	8.3	1.8	
		最大値	570	100.6	0.250	89.0	15.3	
		最小値	345	75.3	0.249	70.9	11.0	

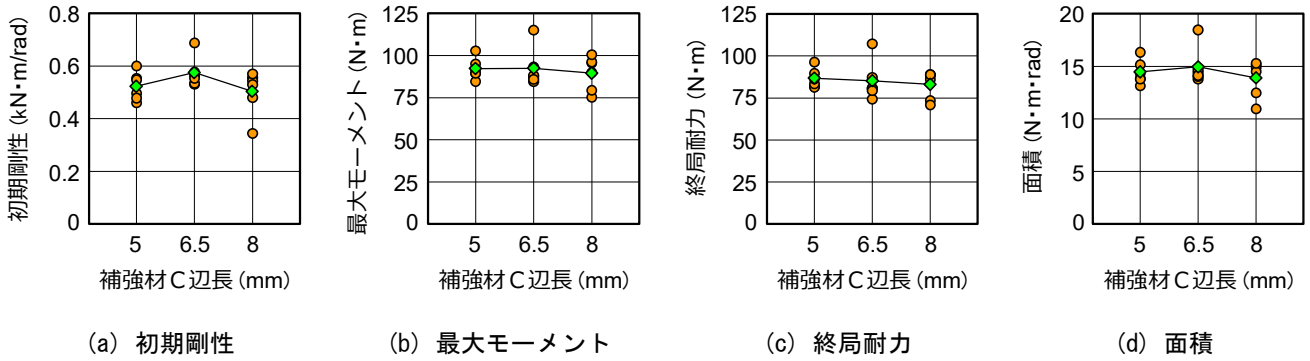


図20 補強材Cの辺長とモーメント抵抗性能の関係〔補強材：ヒノキ，軸組材孔径：6mm，8mm，10mm，—◆— 平均値〕

3. 4 柱-横架材接合部の水平強度性能

柱-横架材接合部の水平方向の強度性能を評価するために、試験で得られた荷重-回転角曲線をバイリニア置換して特性値を求めた<sup>22)</sup>。補強材の密度を因子とした水平荷重試験の評価結果を表6に示す。各試験体は変形角0.1rad程度まで急激な荷重低下がなく安定した靱性挙動を示した。また、ほとんどの試験体で顕著な破壊が見られず、接合部における各部材のめり込みで変形が進展する粘り強い性状を示した。次に、補強材の密度と水平方向強度性能の関係

を図21に示す。密度が高くなるほど初期剛性が高くなる傾向が見られたが、最大モーメント、終局時変位及び面積は各樹種とも同等の数値を示した。このことから、初期剛性は補強材の材質が影響するが、最大モーメント、終局時変位及び面積は軸組材の材質による影響が支配的になることが推察される。これまでの各試験結果から、軸組耐力壁試験体の作製に際しては、補強材の辺長を6.5mmに、軸組材の補強材用孔径を8.0mmに、それぞれ統一し、補強材の樹種をヒノキ及びカシにすることとした。

表6 柱-横架材接合部の水平荷重試験評価結果〔補強材A，B，C：密度〕

補強材樹種	項目	初期剛性 (N・m/rad)	最大モーメント時		終局耐力 (N・m)	終局時回転角 (rad)	面積 (N・m・rad)
			モーメント(N・m)	回転角(rad)			
クス	平均値	1629	132.1	0.134	121.3	0.156	14.42
	標準偏差	329	11.0	0.040	10.0	0.043	5.69
	最大値	2070	143.0	0.184	131.5	0.192	20.48
	最小値	1310	116.7	0.086	109.8	0.100	7.36
ヒノキ	平均値	1934	139.1	0.128	124.2	0.147	14.73
	標準偏差	477	20.4	0.038	16.7	0.044	7.39
	最大値	2783	178.0	0.192	155.4	0.197	26.35
	最小値	1520	119.7	0.094	108.0	0.097	7.20
カシ	平均値	2086	132.8	0.110	114.4	0.139	13.37
	標準偏差	437	35.8	0.024	28.7	0.036	6.58
	最大値	2426	178.0	0.132	149.9	0.167	20.41
	最小値	1479	90.5	0.086	79.8	0.092	5.22

〔補強材辺長：6.5mm，軸組材孔径：8mm〕

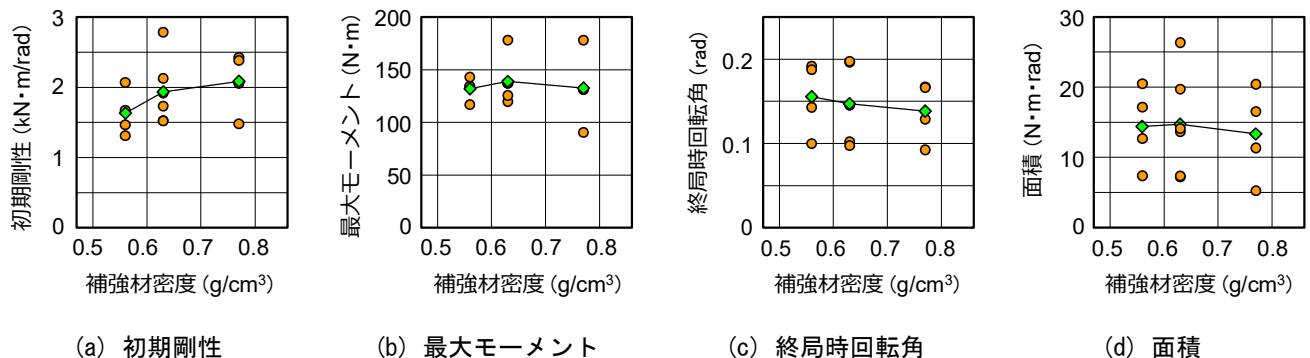


図21 補強材の密度と水平方向強度性能の関係〔補強材辺長：6.5mm，軸組材孔径：8mm，—◆— 平均値〕



3. 5 軸組耐力壁の水平強度性能

軸組耐力壁の強度性能を評価するために、試験で得られた荷重-変形角曲線の包絡線を図22に示す方法でトリリニア置換して荷重-変形関係を定義した<sup>23)</sup>。条件ごとの包絡

線及びトリリニア曲線（平均値）を図23に示す。各試験体は変形角が0.1rad以上になっても急激な荷重低下がなく安定した靱性挙動を示した。また、一部の試験体以外は終局時まで顕著な破壊が見られず粘り強い性状を示した。

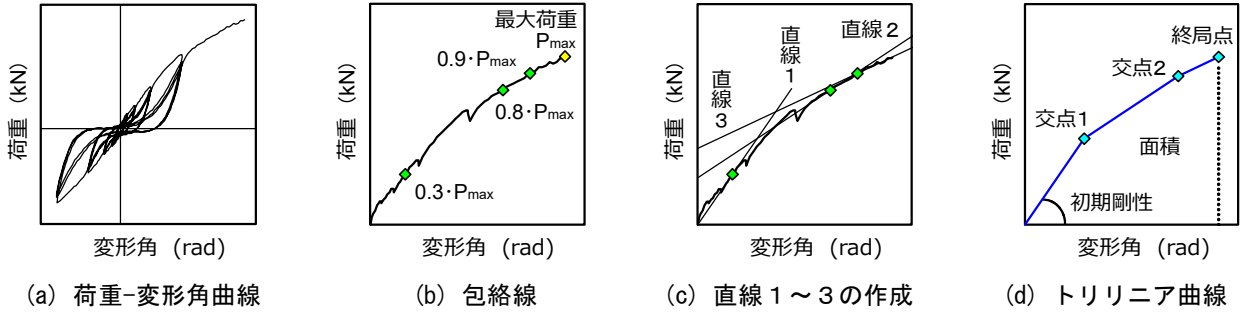


図22 荷重-変形関係のトリリニア置換方法

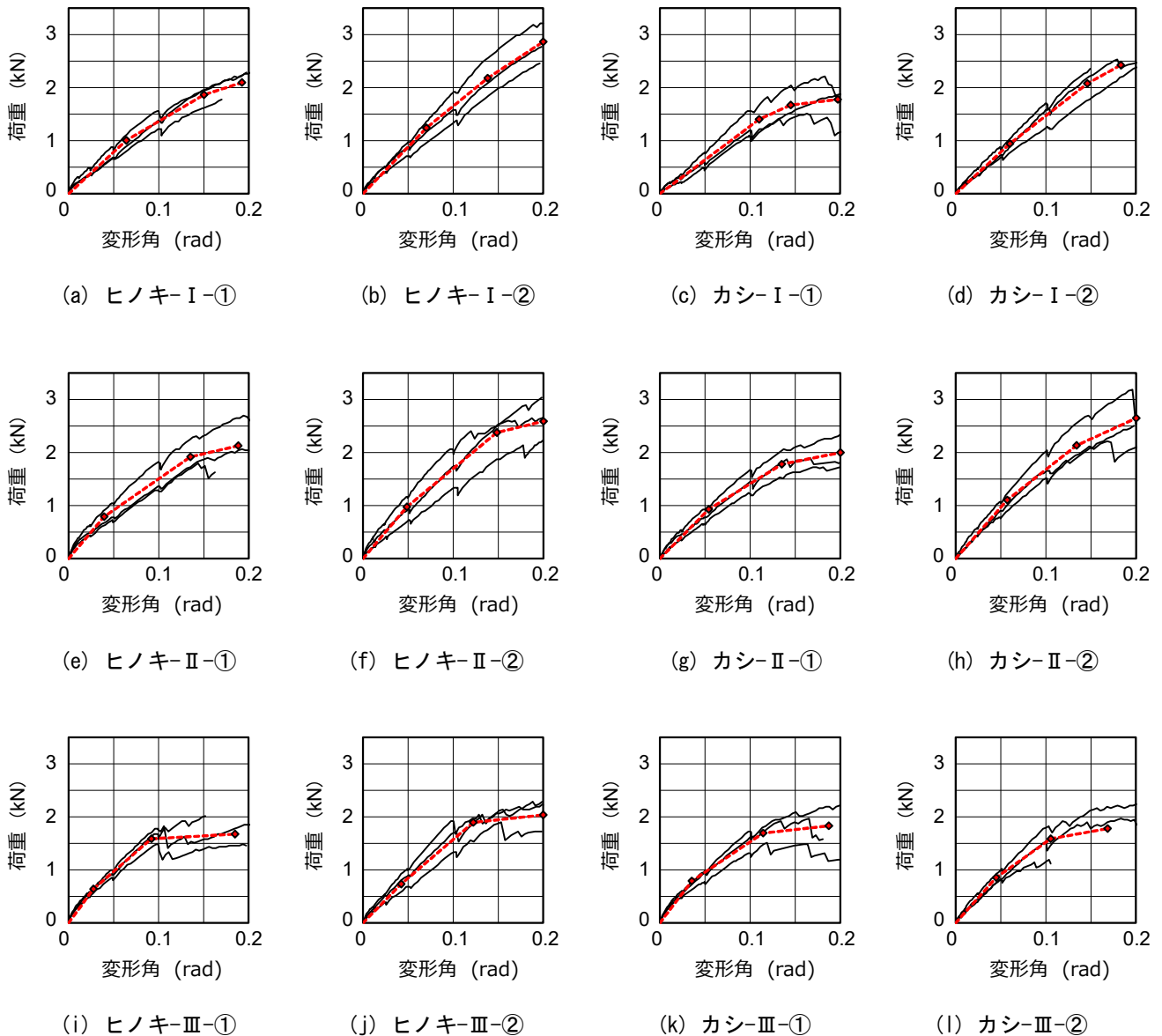


図23 軸組耐力壁の水平荷重試験における荷重-変形角曲線〔包絡線〕及びトリリニア曲線〔-◇-平均値〕

トリリニア置換時の特性値を表7及び表8に、評価結果を表9及び表10にそれぞれ示す。また、補強材の配置と水平方向強度性能の関係を図24に示す。初期剛性は配置のⅠ、Ⅱ、Ⅲの順に高くなり、最大荷重及び面積は配置Ⅲが低くなる傾向が見られた。終局時変形角は各配置とも同等の数値を示したが、補強材にカシを用いた配置Ⅲの加力方向②で番号1の試験体が0.106radと低くなった。この試験体では柱の接合部分で曲げ破壊が発生しており、水平強度に対する靱性確保が優先される箇所では、ⅠまたはⅡの配置が適切と思われる。次に、軸組材の密度と各特性値の関係を図25から図28に、軸組材の曲げヤング係数と各特性値の関

係を図29から図32に、軸組材の平均年輪幅と各特性値の関係を図33から図36に、それぞれ示す。初期剛性、最大荷重及び面積は、柱の曲げヤング係数及び平均年輪幅と、並びに横架材の密度とそれぞれ相関が高い傾向が見られたが、終局時変形角は各指標との相関が認められなかった。

破壊性状としては、横架材の補強材用孔からの割れは発生せず、柱の曲げ破壊が一部発生した。また、耐力壁の水平強度性能に関しては、横架材の曲げヤング係数及び平均年輪幅による影響が少ないことから、曲げに対する変形性能の要求度が低い箇所等で、曲げヤング係数の低い材料の有効活用が期待できる。

表7 軸組耐力壁の水平荷重試験におけるトリリニア置換時特性値〔補強材：ヒノキ〕

補強材		加力方向	試験体番号	交点1		交点2		終局点	
樹種	配置			荷重(kN)	変形角(rad)	荷重(kN)	変形角(rad)	荷重(kN)	変形角(rad)
ヒノキ	Ⅰ	①	1	0.74	0.053	1.56	0.139	1.76	0.177
			2	1.11	0.078	2.01	0.153	2.25	0.200
			3	1.17	0.061	2.02	0.158	2.28	0.200
		②	1	0.62	0.043	1.29	0.096	2.56	0.200
			2	1.28	0.075	2.44	0.165	2.80	0.200
			3	1.82	0.093	2.81	0.154	3.24	0.200
	Ⅱ	①	1	0.73	0.041	1.87	0.147	2.05	0.200
			2	0.53	0.031	1.62	0.122	1.63	0.164
			3	1.12	0.046	2.27	0.137	2.70	0.200
		②	1	0.63	0.044	1.99	0.158	2.13	0.200
			2	1.04	0.055	2.73	0.163	3.00	0.200
			3	1.26	0.047	2.42	0.123	2.63	0.200
	Ⅲ	①	1	0.69	0.032	1.34	0.086	1.42	0.200
			2	0.72	0.032	1.76	0.101	1.94	0.155
			3	0.51	0.019	1.66	0.088	1.66	0.200
		②	1	0.74	0.053	1.71	0.133	1.73	0.200
			2	1.09	0.057	2.02	0.136	2.23	0.200
			3	0.37	0.017	1.96	0.098	2.15	0.200

表8 軸組耐力壁の水平荷重試験におけるトリリニア置換時特性値〔補強材：カシ〕

補強材		加力方向	試験体番号	交点1		交点2		終局点	
樹種	配置			荷重(kN)	変形角(rad)	荷重(kN)	変形角(rad)	荷重(kN)	変形角(rad)
カシ	Ⅰ	①	1	1.46	0.136	1.66	0.161	1.79	0.200
			2	1.07	0.089	1.37	0.135	1.49	0.192
			3	1.68	0.106	1.99	0.139	2.06	0.200
		②	1	0.80	0.060	1.73	0.144	2.38	0.200
			2	1.04	0.068	2.24	0.150	2.57	0.200
			3	1.00	0.053	2.26	0.144	2.33	0.149
	Ⅱ	①	1	0.84	0.059	1.53	0.133	1.78	0.200
			2	0.92	0.054	1.73	0.132	1.93	0.200
			3	1.03	0.050	2.08	0.139	2.28	0.200
		②	1	0.85	0.051	2.14	0.150	2.51	0.200
			2	1.08	0.058	1.98	0.135	2.14	0.200
			3	1.37	0.061	2.29	0.118	3.29	0.200
	Ⅲ	①	1	0.54	0.025	1.35	0.102	1.42	0.185
			2	0.79	0.036	1.76	0.112	1.87	0.176
			3	1.04	0.045	1.97	0.129	2.20	0.200
		②	1	0.50	0.024	1.06	0.076	1.13	0.106
			2	1.11	0.066	1.79	0.134	2.00	0.200
			3	0.94	0.045	1.90	0.106	2.21	0.200

表9 軸組耐力壁の水平荷重試験評価結果〔補強材：ヒノキ〕

補強材		加力方向	試験体番号	剛性 (kN/rad)		最大荷重時		面積 (kN・rad)	
樹種	配置			直線1	直線2	荷重 (kN)	変形角 (rad)	0.8Pmaxまで	終局点まで
ヒノキ	I	①	1	13.83	9.60	1.80	0.174	0.099	0.181
			2	14.28	11.99	2.29	0.200	0.131	0.261
			3	19.16	8.75	2.29	0.200	0.149	0.281
		②	1	14.54	12.68	2.46	0.196	0.150	0.265
			2	17.12	12.73	2.80	0.200	0.180	0.307
			3	19.46	16.33	3.21	0.200	0.186	0.364
	II	①	1	17.97	10.67	2.09	0.200	0.121	0.257
			2	16.71	12.09	1.80	0.144	0.083	0.174
			3	24.24	12.73	2.70	0.200	0.160	0.337
		②	1	14.27	11.90	2.24	0.200	0.132	0.249
			2	18.84	15.64	3.09	0.200	0.189	0.338
			3	27.04	15.14	2.68	0.200	0.128	0.364
	III	①	1	21.23	11.99	1.48	0.099	0.050	0.222
			2	22.85	14.86	2.02	0.152	0.082	0.197
			3	27.60	16.59	1.85	0.200	0.064	0.267
		②	1	13.93	12.16	1.90	0.153	0.092	0.233
			2	19.05	11.86	2.29	0.200	0.122	0.290
			3	22.33	19.43	2.24	0.200	0.084	0.307

表10 軸組耐力壁の水平荷重試験評価結果〔補強材：カシ〕

補強材		加力方向	試験体番号	剛性 (kN/rad)		最大荷重時		面積 (kN・rad)	
樹種	配置			直線1	直線2	荷重 (kN)	変形角 (rad)	0.8Pmaxまで	終局点まで
カシ	I	①	1	10.71	8.00	1.85	0.200	0.101	0.205
			2	12.01	6.57	1.51	0.163	0.072	0.185
			3	15.91	9.21	2.21	0.183	0.104	0.273
		②	1	13.32	11.02	2.38	0.200	0.160	0.245
			2	15.31	14.59	2.53	0.179	0.139	0.290
			3	18.86	13.91	2.36	0.149	0.118	0.187
	II	①	1	14.19	9.38	1.73	0.200	0.089	0.223
			2	17.24	10.21	1.90	0.148	0.096	0.253
			3	20.69	11.67	2.36	0.200	0.133	0.297
		②	1	16.71	13.04	2.53	0.200	0.148	0.286
			2	18.56	11.68	2.21	0.168	0.117	0.283
			3	22.32	16.30	3.19	0.196	0.185	0.374
	III	①	1	21.60	10.61	1.51	0.119	0.062	0.195
			2	22.04	12.68	1.97	0.165	0.087	0.227
			3	23.02	11.06	2.24	0.200	0.119	0.298
		②	1	20.58	10.87	1.19	0.104	0.036	0.079
			2	16.90	9.99	1.97	0.200	0.099	0.261
			3	21.13	15.53	2.24	0.200	0.096	0.301

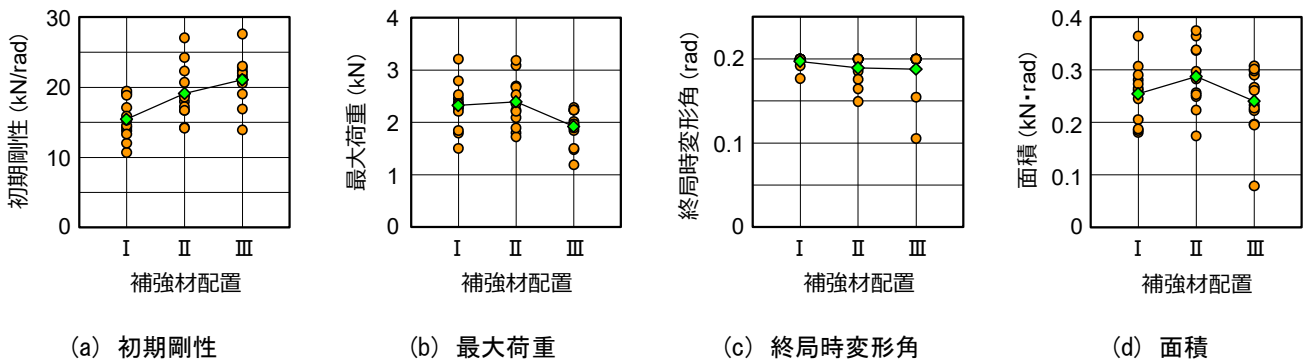


図24 補強材の配置と水平方向強度性能の関係〔軸組耐力壁，◆— 平均値〕

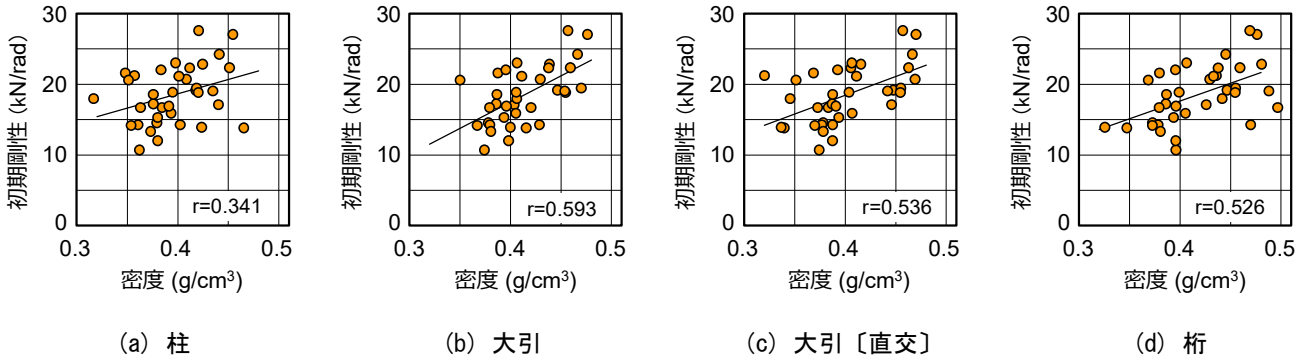


図25 軸組材の密度と初期剛性の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

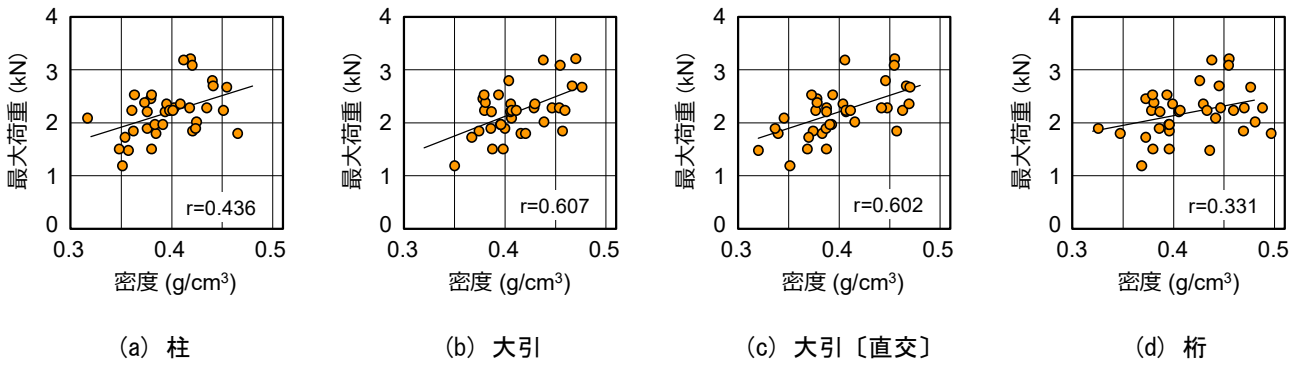


図26 軸組材の密度と最大荷重の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

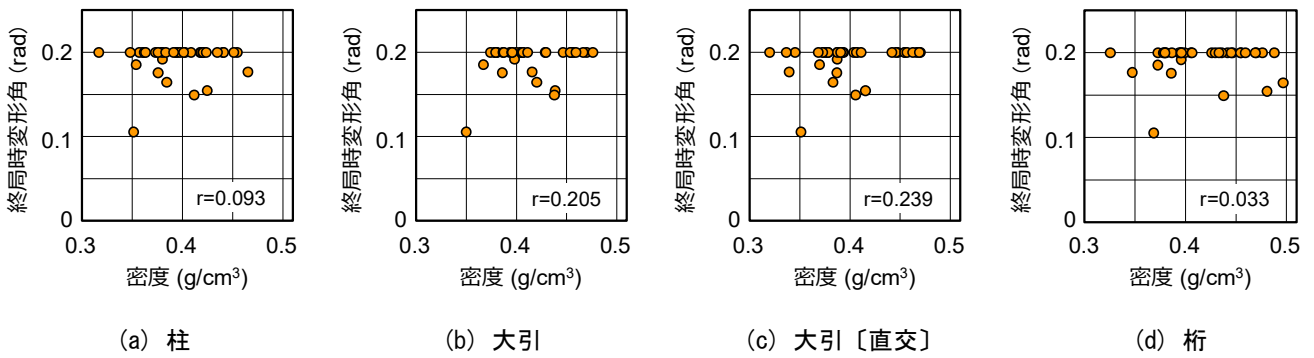


図27 軸組材の密度と終局時変形角の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

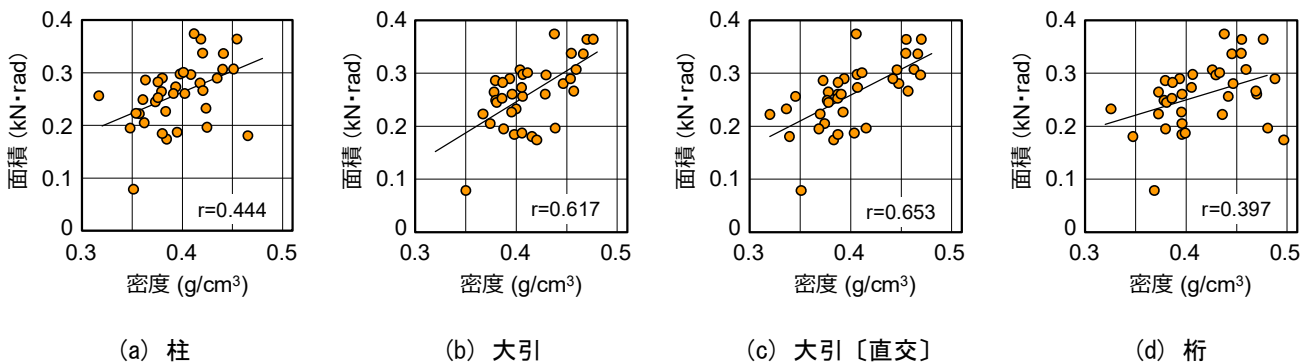


図28 軸組材の密度と面積の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

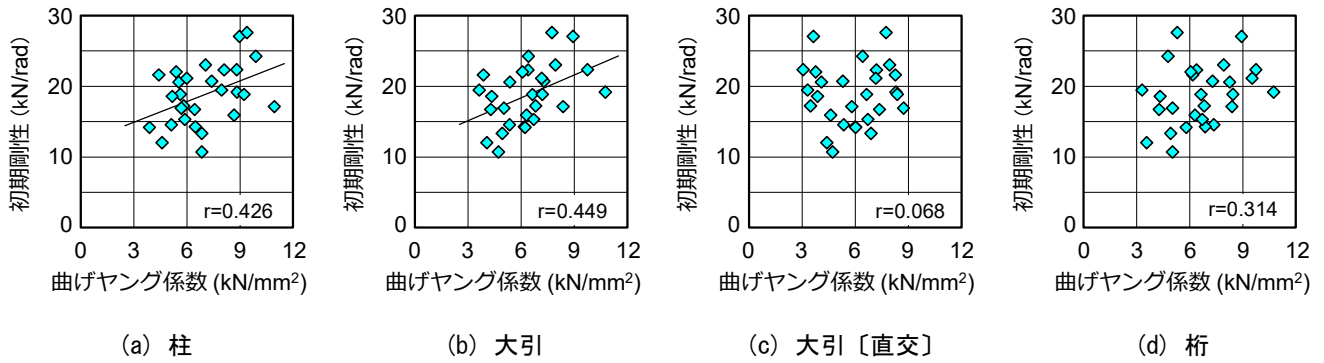


図29 軸組材の曲げヤング係数と初期剛性の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

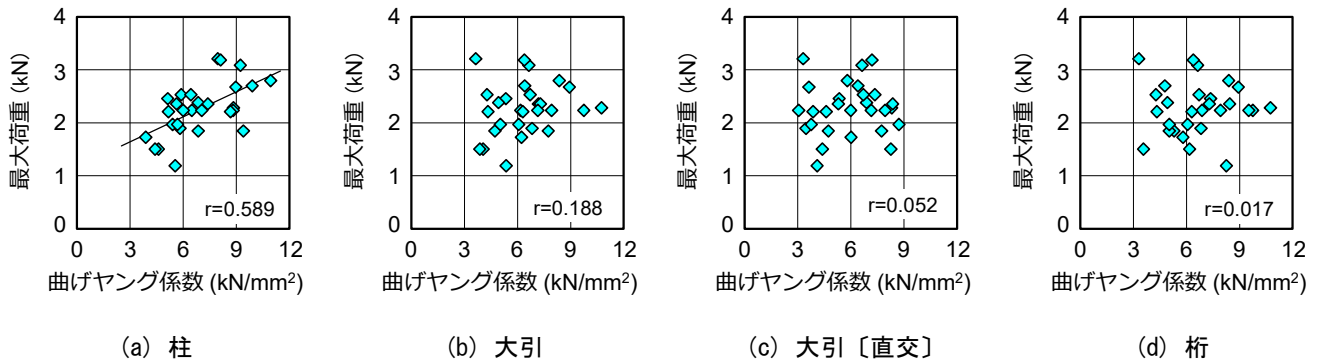


図30 軸組材の曲げヤング係数と最大荷重の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

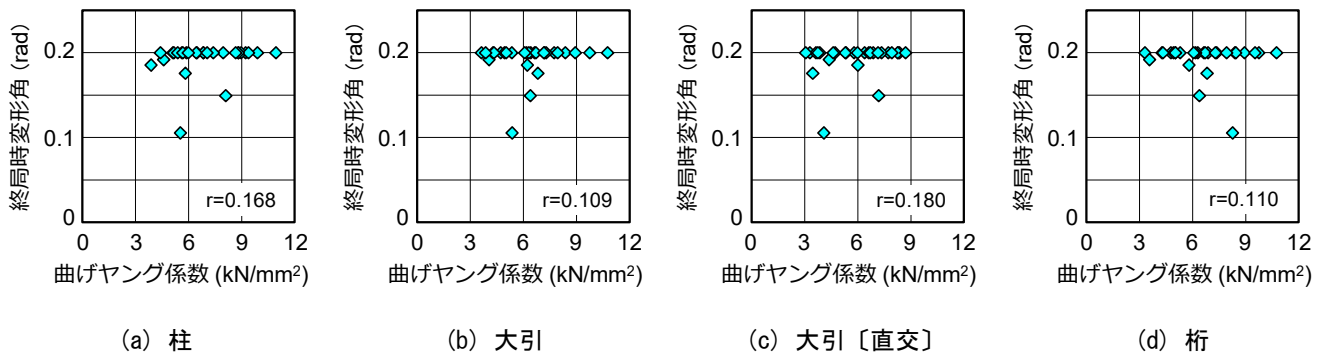


図31 軸組材の曲げヤング係数と終局時変形角の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

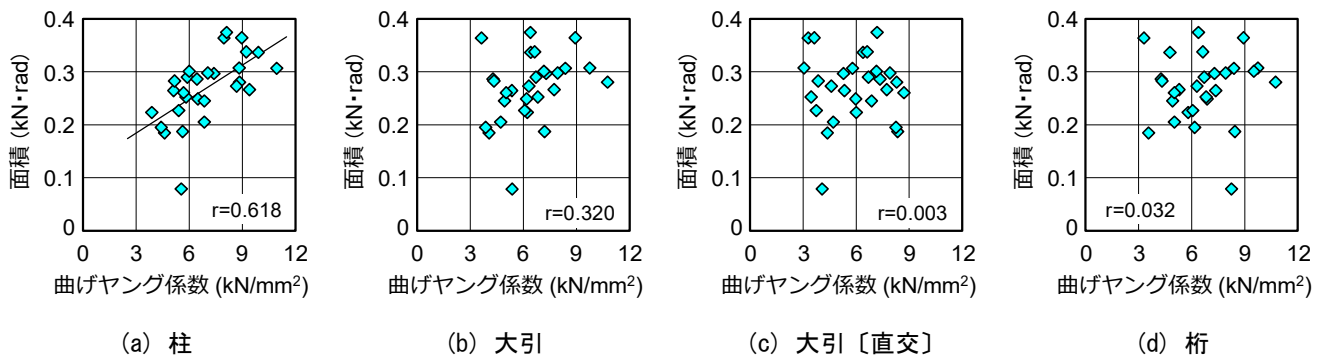


図32 軸組材の曲げヤング係数と面積の関係〔軸組耐力壁，水平荷重試験〕

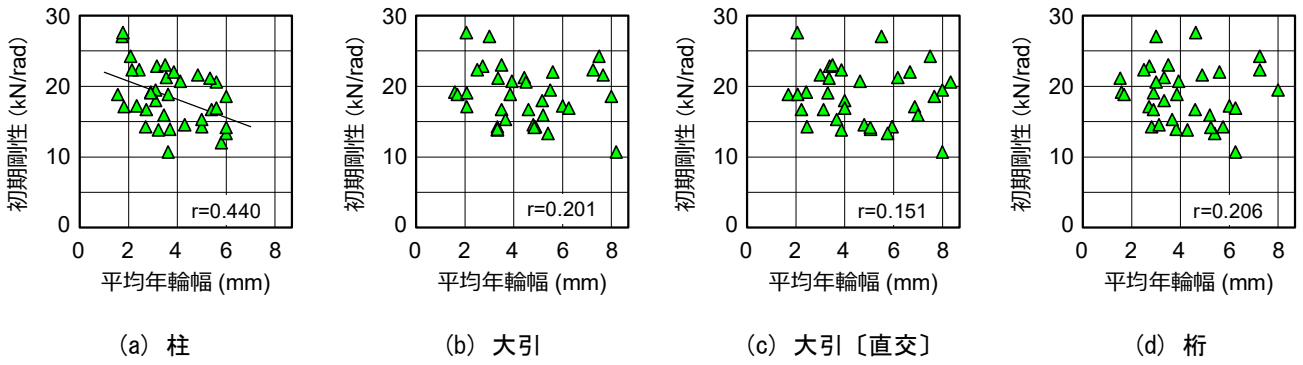


図33 軸組材の平均年輪幅と初期剛性の関係 [軸組耐力壁, 水平荷重試験]

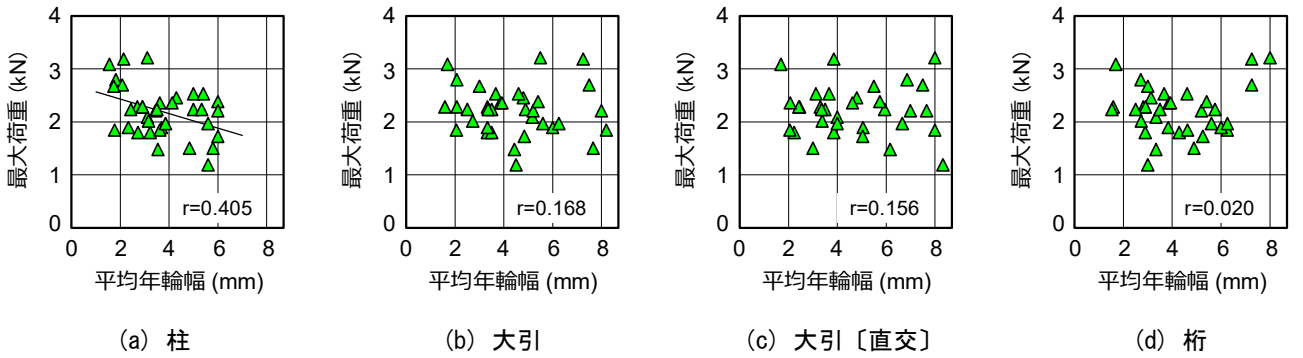


図34 軸組材の平均年輪幅と最大荷重の関係 [軸組耐力壁, 水平荷重試験]

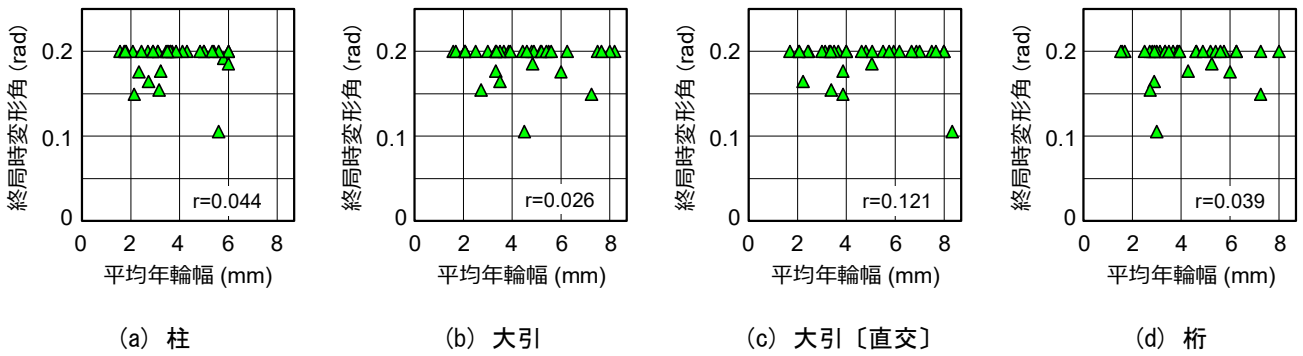


図35 軸組材の平均年輪幅と終局時変形角の関係 [軸組耐力壁, 水平荷重試験]

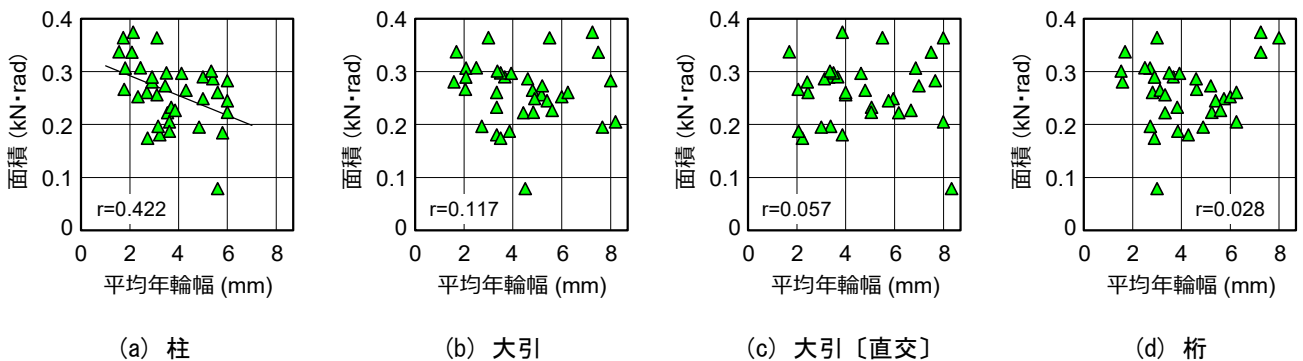


図36 軸組材の平均年輪幅と面積の関係 [軸組耐力壁, 水平荷重試験]

#### 4. 結 言

柱を横架材に貫通する接合形式で木材のめり込み変形を活用した軸組工法及び接合方法を考案し、柱-横架材接合部及び軸組耐力壁の各種強度試験を実施した結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 柱-横架材接合部のせん断強度は、補強材の辺長が大きくなるほど増加するが、補強材Aでは横架材の割れ発生が増加して変形性能が低下するケースも見られた。また、鉛直方向強度は、補強材の密度が高くなるほど増加した。
- (2) 柱-横架材接合部のモーメント抵抗性能は、補強材Cの辺長にかかわらず同等の数値を示した。また、水平方向強度は、補強材の密度にかかわらず同等の数値で、部材のめり込みにより変形が進展する粘り強い性状を示した。
- (3) 軸組耐力壁の水平方向強度性能は、補強材の使用箇所が多くなるほど初期剛性が高くなるが、最大荷重等では低下する傾向も見られた。いずれの試験体においても変形角0.1radまで急激な荷重低下がなく、終局時まで荷重が増加する安定した靱性挙動を示した。また、初期剛性、最大荷重及び面積は、柱の曲げヤング係数及び平均年輪幅と、並びに横架材の密度とそれぞれ相関が高い傾向が見られたが、終局時変形角は各指標との相関が認められなかった。

#### 謝 辞

本報告における接合技術及び構造形式は、京都大学生存圏研究所の木質材料実験棟全国共同利用研究で得られた成果を活用しました。御支援を賜りました関係各位に感謝申し上げます。また、奄美大島における伝統的工法木造住宅の調査及び情報収集に際しまして御支援を賜りました関係各位に感謝申し上げます。

#### 参 考 文 献

- 1) 大橋好光：建築技術，**821**，84-87(2018)
- 2) 西澤英和：“耐震木造技術の近現代史－伝統木造家屋の合理性”，学芸出版社(2018)p. 365-367
- 3) 鹿児島県環境林務部：令和2年度鹿児島県森林・林業統計，23-24(2020)
- 4) 大分県農林水産研究指導センター林業研究部：スギ大径材の有効利用技術 心去り構造材(2019)
- 5) 福留重人，中原亨，日高富男：鹿児島県工業技術センター研究報告，**30**，33-37(2016)
- 6) 平井卓郎，宮澤健二，小松幸平：“木質構造[第3版]”，東洋書店(2009)p. 112-113
- 7) 後藤一雄：“木構造の計算”，鹿島出版会(1980)p. 64-65
- 8) 惠原義盛：“奄美生活誌”，木耳社(1973)p. 35-43
- 9) 野村孝文：“南西諸島の民家”，相模書房(1976)
- 10) 川島宙次：“古代の伝承 民家の来た道”，相模書房(1992)p. 62-68
- 11) 宮澤智士：“奄美大島笠利町の民家調査報告”，日本ナショナルトラスト(1996)
- 12) 松井郁夫：建築技術，**646**，84-85(2003)
- 13) 青柳由佳，小林久高，濱定史：日本建築学会技術報告集，**57**，779-784(2018)
- 14) 福留重人，田島英俊：鹿児島県工業技術センター研究報告，**19**，83-86(2005)
- 15) 福留重人ら：京都大学生存圏研究所 木質材料実験棟全国共同利用研究報告会，29-33(2007)
- 16) 大岡悦子，山下麻衣，立花正彦：日本建築学会大会学術講演梗概集C-1構造Ⅲ，577-578(2009)
- 17) 山下麻衣，立花正彦：日本建築学会技術報告集，**33**，779-784(2010)
- 18) 福留重人：日本木材学会大会要旨集，127(2011)
- 19) 福留重人：木科学情報，**18**，44-45(2011)
- 20) 福留重人，日高富男：鹿児島県工業技術センター研究報告，**26**，51-56(2012)
- 21) 伝統的構法木造建築物設計マニュアル編集委員会：“伝統的構法のための木造耐震設計法”，学芸出版社(2019)
- 22) 有馬孝禮，高橋徹，増田稔編：“木材科学講座9 木質構造”，海青社(2001)p. 154-156
- 23) 廣石秀造ら：日本建築学会構造系論文集，**78**(12)，2183-2190(2013)