

中高層木造建築物等の構造設計技術の開発

材料研究グループ 上席研究員 槌本 敬大

目次

- I 研究の背景と目的・項目
 - 1) 研究の背景と目的
 - 2) 各検討課題とその背景
 - II 木質複合部材の性能評価法の合理化
 - 1) 木質 I 型ジョイストの破壊モード
 - 2) 木質 I 型ジョイストの荷重継続時間の調整係数
 - III 集成材フレーム構造の終局設計法と集成材パネルの可能性
 - 1) 鋼板挿入ドリフトピン接合部の終局設計
 - 2) 引きボルト接合部の終局設計法の合理化
 - 3) 靱性特性の異なる構造要素を混用した場合の構造特性
 - 4) 集成材等建築物の構造設計マニュアル改定案
 - 5) 集成材厚板パネルの可能性
 - IV 枠組壁工法実大 6 階建て実験棟を活用した中高層枠組壁工法の各種性能評価
 - 1) 背景と目的
 - 2) 建物重量による沈み込み挙動の測定
 - 3) 強震観測の結果
 - 4) 陸屋根の脱湿性能の検証
 - 5) 建具施工方法の耐水性能の検証
 - 6) 周囲振動・外部加振による振動特性の検討
 - V 低層 CLT パネル工法の普及に資する構造設計法の検討と各種性能評価
 - 1) 仕様書規定による安全確保方策の検討
 - 2) 実大実験棟を活用した各種性能評価
 - VI おわりに
- 謝辞 参考文献

I 研究の背景・目的と概要

1) 研究の背景と目的

我が国では、戦後に植林した人工林が生長し、建築用材として十分に使えるようになってきており、2010 年の「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」(平成 22 年法律第 36 号)の施行などにより、この利活用を推進することが施策課題となっ

ている。また、少子化や長期にわたる経済活動の低迷から、新築戸建て住宅の大幅な需要拡大も見込めないため、公共建築物や中高層大規模建築物への木材の利用等が必要となっている。しかし、2010 年同法施行以降、建築着工統計調査(国土交通省)に基づく林野庁の試算¹⁾では公共建築物全体の木造率は 2017 年度までに 43.2% から 41.9% まで微減、もしくは横ばいであるにも関わらず、公用

建築物の木造率は8.3%から13.4%に、このうち低層では17.9%から27.2%に上昇している(図1)。これらは今後も上昇していくものと想像される。同法施行以前はほぼ存在しなかったと考えられる4階建て以上の公共建築物の木造率は2017年度では3.9%となった(表1)が、まだまだ向上の余地があるものと考えられる。

一方、木材は可燃物であるため、長らくその建築の規模、高さ等が制限されてきたが、2000年の性能規定化を軸とした建築基準関係法令の改正により、木造建築の制限が大幅に緩和された。則ち、耐火性能が具備された木質構造は事実上、規模や高さの制限がなくなった。

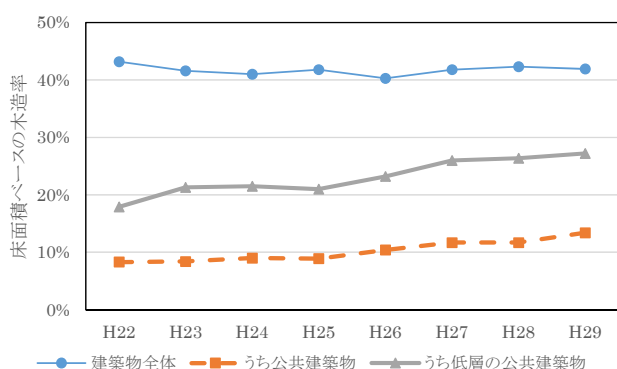


図1 2010年公共建築物等木材利用促進法施行後の木造率の推移(建築着工統計調査に基づく林野庁の試算¹⁾)

表1 我が国の2017年度の木造率(同上¹⁾)

	低層(3階建て以下)			中層(4階建て以上)			合計		
	床面積(ha)	うち木造床面積(ha)	比率	床面積(ha)	うち木造床面積(ha)	比率	床面積(ha)	うち木造床面積(ha)	比率
建築物全体	8,387	5,229	62.4%	4,916	343	7.0%	13,303	5,573	41.9%
公共建築物	587	160	27.2%	850	33	3.9%	1,437	193	13.4%
国	16	1.0	6.4%	60	0.4	0.7%	76	1.5	1.9%
国以外	571	159	27.8%	791	33	4.2%	1,362	192	14.1%

これに対して、建築研究所と国土技術政策総合研究所などが実施した建設省総合技術開発プロジェクト「木質複合建築構造技術の開発」(1999~2004年度)などで開発された耐火部材(被覆型、燃え止まり型)などの開発によって、耐火構造による木造建築物の建設が可能になった。

さらに、気候変動による各地での相次ぐ自然災害に対応して、温室効果ガス発生抑制の観点から、木材利用は世界各国で推進されているため、中高層木造建築物の建設はブームとなっている。例えば2009年の英国ロンドンの9階建て共同住宅を皮切りに2010年の豪州メルボルンの10階建て共同住宅、2016年のカナダ・バンクーバーの18階建て学生寮などと階数を伸ばしている。

2) 各検討課題とその背景

以上に対して我が国でも中高層木造建築物の建築を一般化させるべく以下の6課題について研究開発を実施した。それぞれの課

題の背景等を以下に示す。

(1) 木質複合部材の性能評価法の合理化

木質複合部材は、既に指定建築材料に指定されているが、木造の中高層化に際してニーズが高まると想像される異種材料との複合部材の性能評価法は確立されていない。前者においても性能評価について、その評価業務方法書の内容が十分でないため、H12建告1446号第3別表第二に示される構成要素の品質から性能を推定する手法が適用できない現状がある。後者についてもこれを応用することで、性能評価の簡素化が図れると考えられる。

(2) 集成材フレーム構造の終局設計法と集成材パネルの可能性

集成材建築物に関して、「大断面集成材建築物設計・施工マニュアル」(建設省建築指導課監修、日本建築センター、1988年)に基づいて構造計算がなされているが、 $Co=0.2$ における存在応力に対する許容耐力設計に留まっており、終局状態の考慮が必要と言われて久しく、このマニュアルの改訂版の作成に必要な技術的知見の収集、蓄積が必要である。

また、欧州で提案されたマッシュホルツ工法は、直交層を設けず繊維方向を揃えて積層した挽き板を壁に使用する構法であるが、今やCLTが同工法の代表格となっている。しかし、木材の繊維方向の強度は、繊維直交方向に比べて高く、これをパネル状に積層した部材(集成材厚板パネル)を活用して木造建築物の中高層化を図る方が効率的とも考えられ、この可能性を検討する必要がある。

(3) 軸組耐力壁構造建築物の許容応力度等計算の合理化

軸組耐力壁構造建築物に関して、3階建て以下の木造耐力壁構造(いわゆる木造住宅)の設計マニュアルは整備されているが、4階建て以上の許容応力度等計算に関しては設計マニュアルで不明確な部分も多い。軸組耐力壁構造建築物の合理的な許容応力度等計算に資する技術的な知見の収集等を行い、構造設計ガイドライン等の技術資料として取りまとめる必要がある。

(4) 枠組壁工法・CLTパネル工法の許容応力度等計算の合理化、及び中高層枠組壁工法の普及に資する各種性能評価

枠組壁工法・CLT構造建築物に関して、一定規模以下の3階建てまでは許容応力度計算で設計できるが、4階建て以上については法令上保有水平耐力計算が必要となる。平成26年度に木造下地の1時間耐火構造の例示仕様が告示化され、4階建ての木造建物が建設しやすい環境となったが、構造計算適合性判定の適用などハードルが高いため、枠組壁工法・CLTパネル工法の許容応力度等計算に資する技術的な知見の収集等を行い、適用範囲拡大に資する技術資料として取りまとめる必要がある。

また、4階建て以上の枠組壁工法については実績が少ないため、

その普及に資する各種性能（沈み込み挙動、建具の漏水防止性能、陸屋根の脱湿挙動等）の技術データを整備してとりまとめる必要がある。

(5) 木造と異種構造の併用構造の構造計算・性能評価の合理化

中高層木造の選択肢として RC 造や S 造との混構造によるものが考えられる。また、木造で大空間を構成するために水平構面を木造と RC 造の複合構造で構成することも考えられるが、併用構造の構造計算、異種構造間の接合部や複合構造の構造性能評価方法等には不明な部分も多い。木造と異種構造間の併用構造等の合理的な構造計算及び性能評価等に資する技術的な知見の収集等を行い、許容応力度等計算及び接合部標準仕様の設計指針案の技術資料として取りまとめる必要がある。

(6) 低層 CLT パネル工法の仕様書の規定、及びその普及に資する各種性能評価

CLT パネル工法については、平成 28 年度に基準強度、許容応力度、構造関係基準等が整備されたが、2 階建てまでの低層建築にも構造計算を要している。他の木造構工法と健全な市場競争を行うためには、2 階建てまでの低層建築物について構造計算を適用せずに安全確保する方策を提示する必要がある。また、我が国において CLT パネル工法の建築実績が乏しいことから、その普及のためには建築物内部における CLT パネルの寸法変化、温湿度環境等の基礎的な性能に関する技術的知見を収集してとりまとめる必要がある。

以上のように今後、中高層・大規模木造建築物、及び CLT パネル工法建築物を安全かつ合理的に設計し、普及を促進するためには、これらの課題を解決することが必要である。本報告では以上のうち、(1)、(2)、(4)の一部、並びに(6)について概要を報告する。

II 木質複合部材の性能評価法の合理化

1) 木質 I 型ジョイストの破壊モード

木質複合軸材は、建築基準法（以下、「法」と称する）第 37 条に基づく平成 12 年建設省告示（以下、「建告」と称する）第 1446 号第一第 11 号に指定建築材料として指定されており、同告示第二において JIS・JAS が指定されていないため、国土交通大臣認定が必要となる。同告示第三にその品質基準が示されているが、強度特性については実験によるか、その構成要素の品質から算出しても良いことになっている。しかし、構成要素の品質からその強度特性を推定し、大臣認定がなされた実績が無いことから、実験が必須となっている実態があるようである。このため、I 型ジョイストを例に採り、構成要素の品質から複合軸材の特

性値を推定する方法を明確にするための技術開発を行った。

このうち、短期の曲げ性能については既往の研究データ等整理して表 2 のようにその構成要素の寸法や仕様から破壊モードが概ね推定できそうであることが判明した。

表 2 I 型ジョイストの破壊モードと発生条件

分類	破壊部位	破壊モード	頻度	スパン	発生条件
I	フランジ	曲げ(引張)	多い	長い	梁せいが大きくフランジ幅が小さい、倒れ止めが少ない
		曲げ(圧縮)	少ない	長い	
II	ウェブ	面内曲げ	なし	短い	
III	ウェブ	面内せん断	あり	短い	せん断区間にウェブ継ぎ手がない or 強固に接合、ウェブが薄い・弱い、差し込み深さが深い
IV	フランジ・ウェブの接合部	せん断(水平方向)	少ない	短い	せん断区間にウェブ継ぎ手がない、ウェブが厚い・強い、差し込み深さが浅い
V	ウェブ・ウェブの継ぎ手	せん断(垂直方向)	多い	短い	せん断区間にウェブ継ぎ手がある、ウェブが厚い・強い、差し込み深さが深い
VI	ウェブ	圧縮座屈	少ない	極めて短い	ウェブが薄い・弱い、梁せい・フランジ幅が大きい
VII	フランジ	めり込み	少ない	極めて短い	ウェブが薄い・弱い、梁せい・フランジ幅が大きい

2) 木質 I 型ジョイストの荷重継続時間の調整係数²⁾

木質複合軸材である I 型ジョイストの性能評価において最も時間と労力を要するのは、荷重継続時間の調整係数を求めることと言われており、I 型ジョイストのフランジ要素である LVL（カラマツ、120E、1 級）、ウェブ要素である OSB（4 級、厚さ 9.5 mm）およびそれらを構成要素とした I 型ジョイストのクリープ破壊試験を行った（写真 1）。

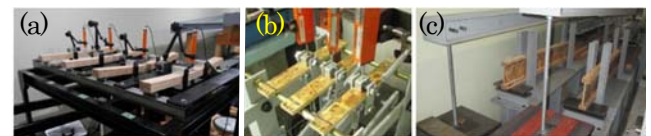


写真 1 (a) LVL、(b) OSB、及び(c) I 型ジョイストのクリープ破壊試験

LVL、OSB、I 型ジョイストの等級、樹種、公称寸法、密度等はそれぞれ表 3 に示すとおりである。これらの LVL と OSB と同一ロット、又は同一と見なせる品質の材料をフランジ及びウェブとして I 型ジョイストを製造した。

LVL、OSB、I 型ジョイストそれぞれについて、単純支持による短期曲げ試験を行い、その試験結果（表 4）に基づいてサイドマッチング（OSB についてはエンドマッチングについても適用）を施

し、本試験体の破壊荷重、則ちクリープ破壊試験における応力レベル100%の荷重を設定した。なお、LVLとI型ジョイストは3等分点4点曲げ、OSBは中央集中荷重を適用した。

表3 I型ジョイストとその構成要素の基礎特性値

試験体	等級	樹種	幅(mm)	せい(mm)	長さ(mm)	試験体数	密度(kg/m ³)	
							平均	標準偏差
LVL	120E, 1級	カラマツ	53	36	700	81	621	22.9
OSB	4級	CSP	40	9.5	300	228	699	26.0
I-joist	—	—	53	235	4,700	81	632	9.53

表4 I型ジョイストとその構成要素のサイド(エンド)マッチング試験体の強度等

試験体	幅(mm)	せい(mm)	スパン(mm)	試験体数	破壊荷重(kN)		MOR(MPa) 平均値	密度(kg/m ³)	
					平均	標準偏差		平均	標準偏差
LVL	53	36	630	45	5.87	0.847	57.0	621	22.4
OSB(SM)	40	9.5	250	27	0.431	0.0604	60.1	692	27.5
OSB(EM)	40	9.5	250	28	0.393	0.0567	51.0	689	26.0
I-joist	53	235	4,610	45	20.3	2.26	—	604	9.94

LVL、OSB、I型ジョイストそれぞれについて、クリープ破壊試験を実施した。LVLはその原板からI型ジョイストのフランジを採取した余長から試験体を採取し、これをサイドマッチング試験体と本試験体に交互に振り分けることでサイドマッチングを行った。I型ジョイストは短期用試験体の破壊荷重の平均値を応力レベル100%の荷重とした。OSBについてはその原板(幅1,220mm

×長さ2,440mm)を長さ方向(弱軸)に40mm(56列)に、幅方向(強軸)に300mm(4段)に切断し、上から2段目の偶数列をサイドマッチングによる本試験体、上から3段目の奇数列をエンドマッチングによる本試験体とし、その本試験体を長さ方向に挟む両側をエンドマッチング試験体、幅方向に挟む両側をサイドマッチング試験体として応力レベル100%の荷重を決定した。いずれも応力レベルは90%、80%、70%とし、LVLとI型ジョイストは3等分点4点曲げ、OSBは中央集中荷重を適用した。OSB、LVL、I型ジョイストの応力レベルと破壊荷重継続時間の関係をそれぞれ図2~4に示す。

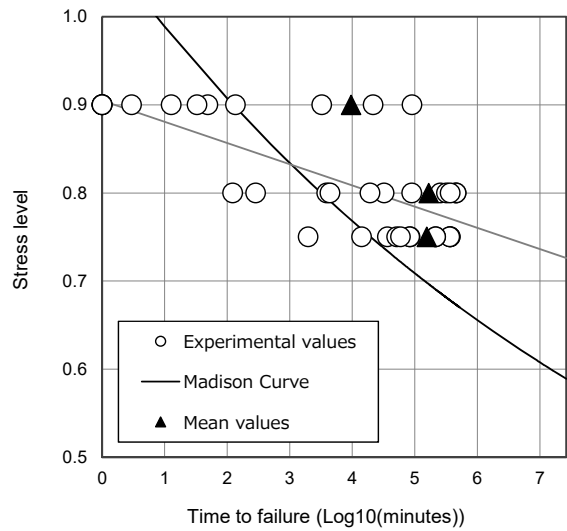


図3 LVLの応力レベルと破壊荷重継続時間の関係

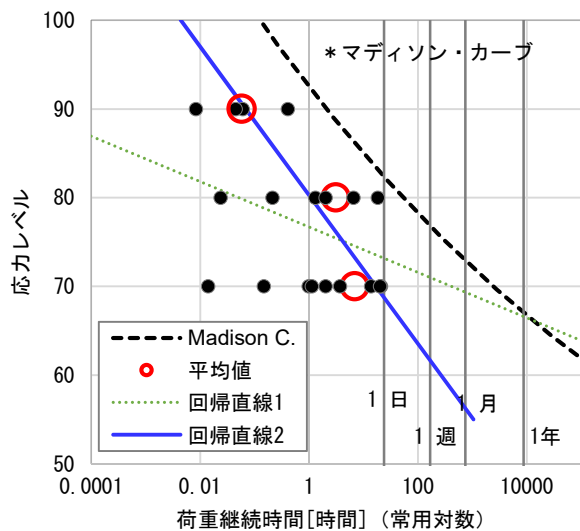
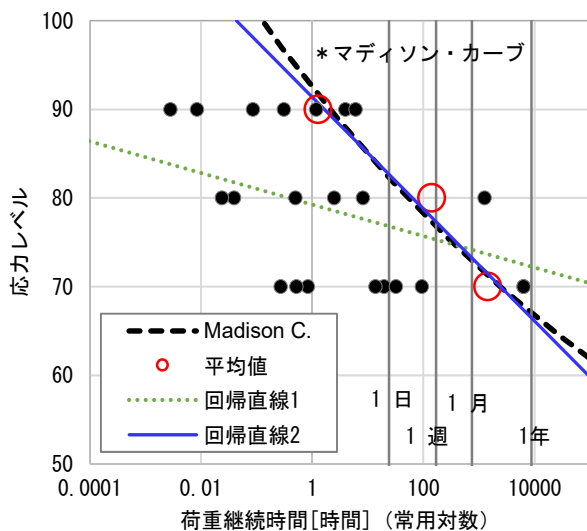


図2 エンドマッチング(左)・サイドマッチング(右)したOSBの応力レベルと破壊荷重継続時間の関係

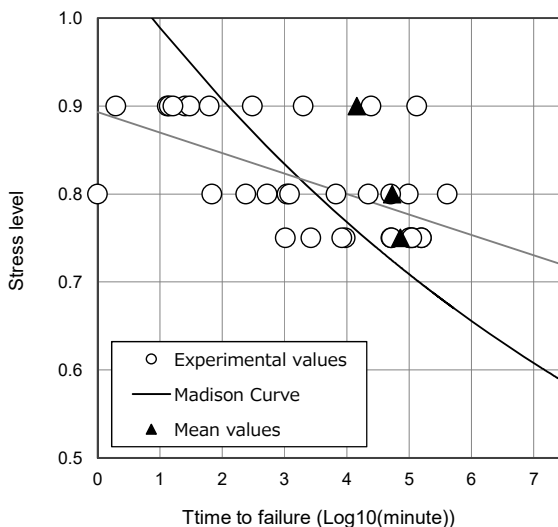


図4 I型ジョイストの応力レベルと破壊荷重継続時間の関係

OSB、LVL、I型ジョイストの応力レベルと破壊荷重継続時間の各プロットを直線回帰して、50年に相当する応力レベルを外挿するとそれぞれ0.62~0.69(平均値を回帰すると0.33~0.56)、0.73、0.72となる。ここで、本実験に用いたI型ジョイストのフランジとウェブに作用する最大曲げモーメントやせん断力の関係、及び短期試験の結果からフランジが先行的に破壊に到る構成である。つまり、破壊モードがほぼ特定できる場合にはI型ジョイストの破壊荷重継続時間の調整係数は、破壊に到る構成要素の破壊荷重継続時間の調整係数を適用できることを示唆している。

III 集成材フレーム構造の終局設計法と集成材パネルの可能性

1) 鋼板挿入ドリフトピン接合部の終局設計^{3,4)}

① 検討の背景と概要

鋼板挿入ドリフトピン(以下、DP)式モーメント抵抗接合部は、集成材構造の標準接合として数多くの実用例と研究例があるが、径長比や配置の規定が現行ルール(例えば、木質構造接合部設計マニュアル⁵⁾)を満足した接合部であっても、割裂が先行しDPによる終局耐力に到達せず脆性的な破壊を示す場合がある等、耐震要素として用いるための適切な仕様および設計法を確立する必要がある。

そこで、本節ではDPについて一般的に使用される3種類のピン径について、靱性能確保の目安の径長比を12として、現行ルールに則った矩形配置と円形配置の接合部を用意し、面内せん断試験を行い、配置パターンによる破壊性状や塑性変形能に関する知見を得た。さらに、比較的靱性能確保が容易な円形配置の接合部を取

り上げて、樹種や断面、DPの配列数を実験変数として、知見の多くない塑性変形能の実態や終局時の破壊性状を把握するとともに、剛性および耐力の計算値と比較して推定可能性の検証を行った。

② 試験体の仕様

配置パターンをパラメータとした試験体群の仕様と概略図をそれぞれ表5及び図5に示し、DPを円形配置した試験体群の仕様と概略図をそれぞれ表6及び図6示す。

配置パターンをパラメータとした試験体は、DP径20、16、12mmをそれぞれ用いる3シリーズについて、3種類の矩形配置シリーズ(-1:繊維平行方向ピッチ7d/繊維直交方向ピッチ7d+塑性耐力比1.5,-2:繊維平行方向ピッチ7d/繊維直交方向ピッチ7d+塑性耐力比1.0,-3:繊維平行方向ピッチ12d/繊維直交方向ピッチ7d+塑性耐力比1.5)と1種類の円形配置(-4:円周方向ピッチ7d)を、各1体ずつ用意した。なお、塑性耐力比とは、接合部の終局時の塑性耐力に対する母材の曲げ強度の比率である。

DPを円形配置した試験体は、試験体のせいを500~900mmとし、DPの円形配置を2重としたものと3重としたものを作製した。せん断力に対しては、せん断キーを設けて応力伝達機構を明快にした。そのせん断キーの耐力は、固定荷重および積載荷重の鉛直荷重による負担分と終局時に必要となる水平力によるせん断力負担分を考慮して母材のせん断強度の50%を目標耐力として仕様を提案した。2重にしたものには3本、3重にしたものには5本の鋼

表5 配置パターンをパラメータとした試験体群の仕様

試験体名	構造用集成材	挿入鋼板	ドリフトピン	接合仕様		せん断キー用寸法	開き止め用寸法	モーメント
				ピン配置	本数			
φ20	強度等級: E120-F300 樹種: 杉/ツグ 寸法: 260x860x4000	材質: SN490B 板厚: 12mm	材質: SS400 径: 20mm 長さ: 260mm	矩形	24	材質: S45C-N 径: 40mm	材質: SS400 径: 16mm 産金: 60x60	3240
				円形	24			
				矩形	24			
				円形	24			
φ16	強度等級: E105-F300 樹種: 杉/ツグ 寸法: 210x576x2700	材質: SN490B 板厚: 9mm	材質: SS400 径: 16mm 長さ: 210mm	矩形	16	材質: S45C-N 径: 30mm	材質: SS400 径: 12mm 産金: 45x45	2120
				円形	16			
				矩形	16			
				円形	16			
φ12	強度等級: E105-F300 樹種: 杉/ツグ 寸法: 160x432x2000	材質: SN490B 板厚: 9mm	材質: SS400 径: 12mm 長さ: 160mm	矩形	16	材質: S45C-N 径: 24mm	材質: SS400 径: 8mm 産金: 30x30	1520
				円形	14			
				矩形	14			
				円形	18			

表6 DPを円形配置した試験体群の仕様

試験体名称	ドリフトピン (円形配置)					構造用集成材				挿入鋼板			モーメント アーム [mm]	N [本]
	材質 [-]	径 [mm]	長さ [mm]	両端 配列 数	配列 数	幅 [mm]	せい [mm]	樹種 [-]	強度等級 [-]	材質 [-]	厚さ [mm]	せい [mm]		
O15-500	SS400	12	145	C2	2重	150	500	杉/ツグ	E105-F300	SN490B	12	454	1668	3
O15-750	SS400	12	145	C2	2重	150	750	杉/ツグ	E105-F300	SN490B	12	704	2588	3
B15-750	SS400	12	145	C2	2重	150	750	杉/ツグ	E105-F300	SN490B	12	704	2588	3
K15-750	SS400	12	145	C2	2重	150	750	杉/ツグ	E95-F270	SN490B	12	704	2588	3
O12-750	SS400	12	115	C2	2重	120	750	杉/ツグ	E105-F300	SN490B	12	704	2588	3
O18-750	SS400	12	175	C2	2重	180	750	杉/ツグ	E105-F300	SN490B	12	704	2588	1
O15-750-3	SS400	12	145	C2	3重	150	750	杉/ツグ	E105-F300	SN490B	12	704	2588	3
O15-900-3	SS400	12	145	C2	3重	150	900	杉/ツグ	E105-F300	SN490B	12	854	2948	3

棒を鋼板と集成材に貫通させ、接合部の中心以外の鋼板の孔は長孔として、モーメント抵抗を発現しないようにした。

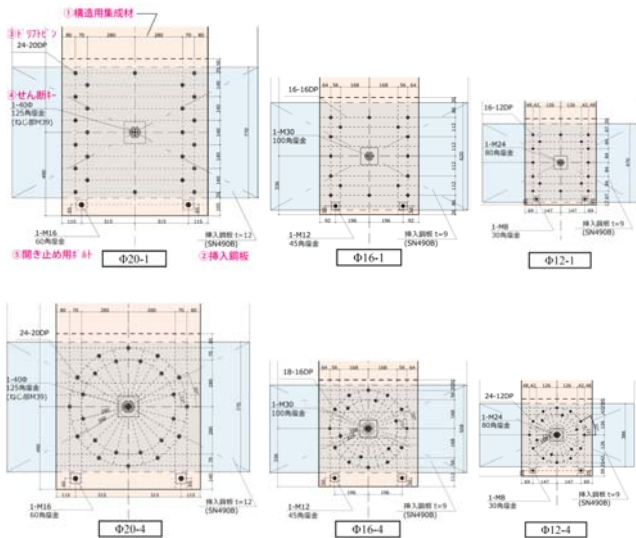


図5 配置パターンをパラメータとした試験体の概要

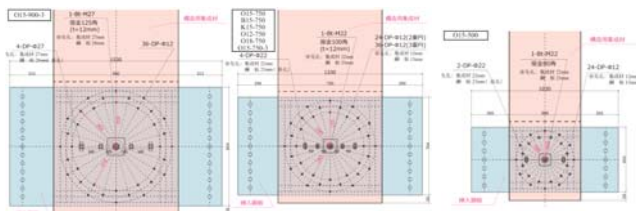


図6 DPを円形配置した試験体の概要

③ 実験方法

木口のめり込みや鋼板や接合金物の塑性化等の影響を除き DP 接合単独の挙動を抽出するため片持ち形フレームによる試験方法を採用した。試験体のセットアップを図7に示す。加力方法は「木造ラーメンの評価方法・構造設計の手引き」に準じ、挿入鋼板の両端を反力治具に高力ボルトで緊結し、アクチュエータを用いて頂部に正負交番繰り返し荷重を与えた、モーメントは荷重計により測定した荷重にモーメントアーム（加力心ー接合配列図心間距離）を乗じて、回転角は変位計により測定した集成材ー鋼板間の相対変位（繊維平行方向：0° / 繊維直交方向：90°）を測定間距離で除して算出した。

④ 実験結果

DP 配置パターンをパラメータとした試験体のモーメント回転角関係を図8に、代表的な破壊性状を図9に示す。図8には、別途実施した予備実験（紙面の都合上ここでは割愛）より推定した計算値による剛性と耐力を比較として示した。矩形配置（-1~3）の場合、基本的には繊維方向割裂が引張応力側の最外列位置で木口から上部のピン位置に至るまで一気に生じて、大きく荷重低下する

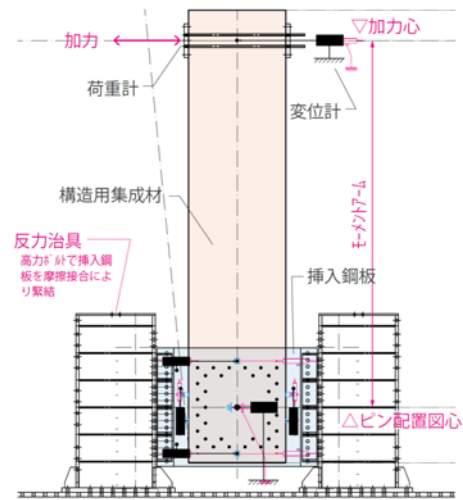


図7 試験体のセットアップ

が、繊維平行方向ピッチを7dとした試験体（-1,2）に対して12dとした試験体は（-3）は、割裂破壊が発生する時点の回転角が大きくなる傾向にあり、繊維平行方向ピッチを大きくすることは塑性変形能の確保にある程度の効果があると言える。逆に言えば、現行ルールの最低基準では不十分な可能性があることが確認された。

一方、円形配置（-4）の場合には、繊維方向割裂が集成材の材軸に近い内層ラミナの位置で生じるがそれによる耐力低下は殆どなく、その後も耐力が上昇し安定した塑性挙動を示した。

DPを円形配置した試験体の特性値の一覧を表7に、塑性率と集成材せいとの関係を図10に、代表的なモーメントー回転角関係（O15-750とO15-750-3の1体）を図11に、全試験体のモーメント回転角関係の正側包絡線を図12に、剛性、降伏モーメント、終局モーメントの実験値とその推定値を比較してそれぞれ図13~15に示した。塑性率に関して、2重円では集成材せいが750mm：6.79～8.71、500mm：4.08、3重円では集成材せいが900mm：6.78、750mm：4.61となり、せいが小さいほど低い傾向にあった。また、配列円の数の影響については、3重円の配列の試験体は、2重円のものに比べて早期に荷重低下し塑性率が低下する傾向があった。この傾向の理由としては、接合部の母材の接合具打込み孔による欠損の割合の大小の影響が理由の一つとして考えられる。推定可能性（推定方法は文献⁹参照）に関して、剛性については鋼板のピン径+1mmの先孔のスリップ分が無いものとして計算される推定値に対して実験値が概ね1/3の比率の関係にあり、従来の指針・マニュアル類で示されている低減率では不十分であることが確認され、耐力についてはパイマツがやや高いものの概ね高い適合性を示し、従来の指針・マニュアル類で示されている「いずれか

の接合具 1 本が降伏する耐力の 2/3 を短期許容耐力」とする方法

に対して、より合理的な評価方法を採用できることが確認された。

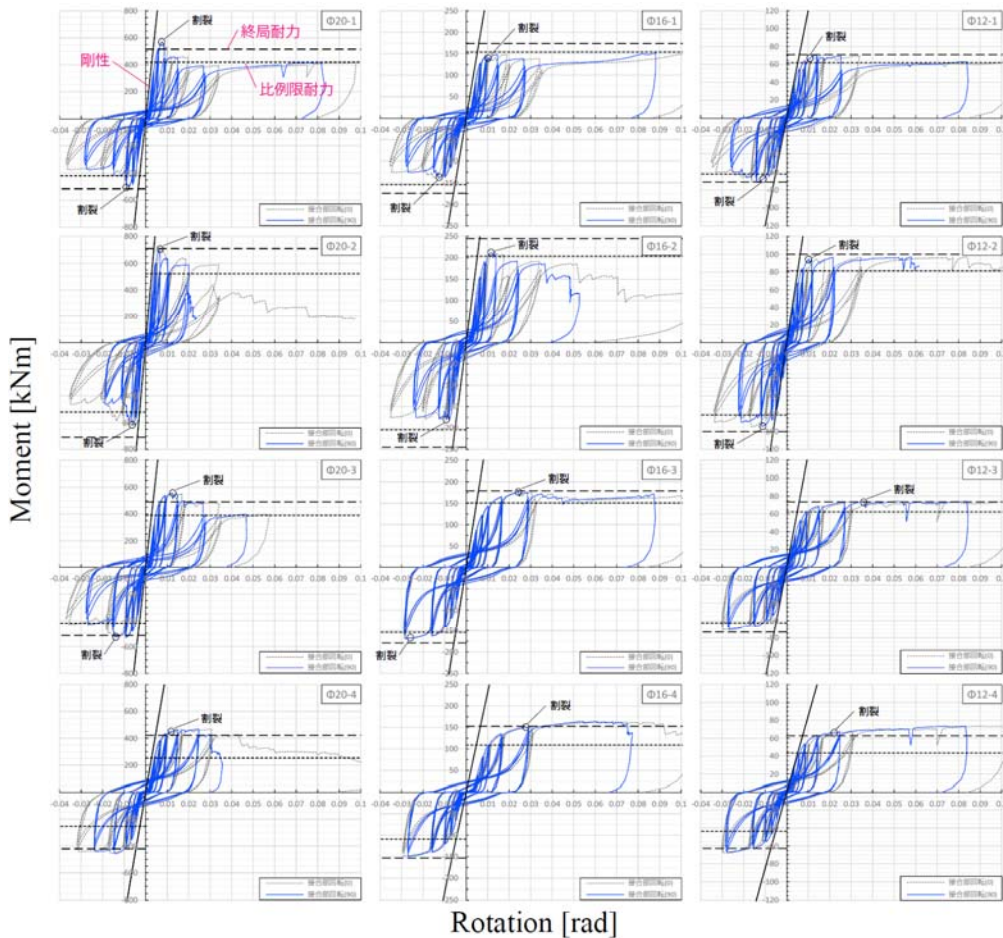


図8 各試験体のモーメントー回転角関係

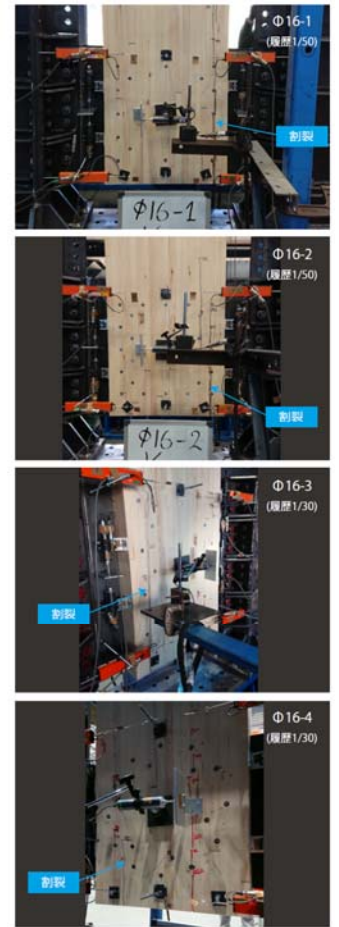


図9 破壊性状

表7 円形配置した試験体の試験結果の特性値

	K	M_y	θ_y	M_u	θ_p	θ_u	M_{max}	μ
	[kNm/rad]	[kNm]	[rad]	[kNm]	[rad]	[rad]	[kNm]	[-]
O15-750	Ave. 22752 (c.v.) (0.07)	125 (0.06)	1/181 (0.13)	180 (0.01)	1/126 (0.07)	1/15 (0.00)	194 (0.01)	8.44 (0.07)
B15-750	Ave. 24835 (c.v.) (0.08)	154 (0.09)	1/160 (0.18)	210 (0.03)	1/118 (0.11)	1/15 (0.00)	224 (0.02)	7.90 (0.10)
K15-750	Ave. 19748 (c.v.) (0.14)	129 (0.06)	1/152 (0.11)	192 (0.04)	1/102 (0.15)	1/15 (0.02)	223 (0.03)	6.79 (0.12)
O15-750-3	Ave. 27123 (c.v.) (0.04)	154 (0.05)	1/177 (0.01)	218 (0.01)	1/124 (0.04)	1/27 (0.13)	242 (0.02)	4.61 (0.10)
O12-750	Ave. 22416 (c.v.) (0.03)	117 (0.04)	1/191 (0.06)	155 (0.02)	1/145 (0.06)	1/17 (0.13)	169 (0.03)	8.71 (0.14)
O15-900-3	Ave. 46706 (c.v.) (0.02)	216 (0.03)	1/216 (0.01)	290 (0.01)	1/161 (0.01)	1/24 (0.14)	322 (0.02)	6.78 (0.13)
O15-500	Ave. 8802 (c.v.) (0.19)	67.4 (0.07)	1/127 (0.24)	92.5 (0.03)	1/93 (0.18)	1/23 (0.07)	98.8 (0.04)	4.08 (0.13)
O18-750	20599	136	1/151	202	1/102	1/15	221	6.79

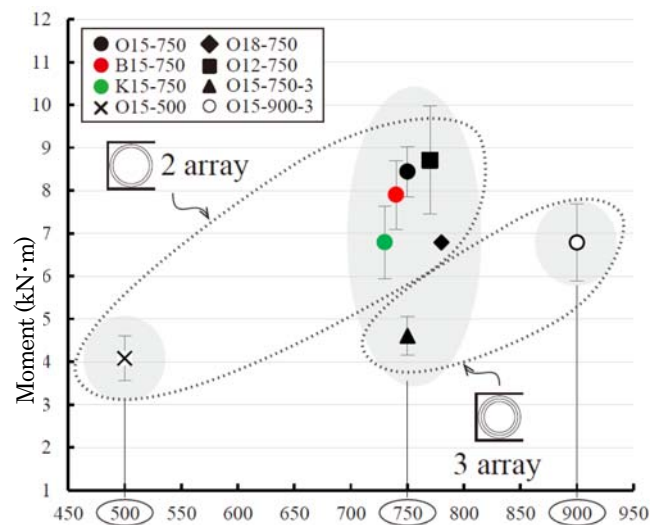


図10 塑性率と集材せいとの関係

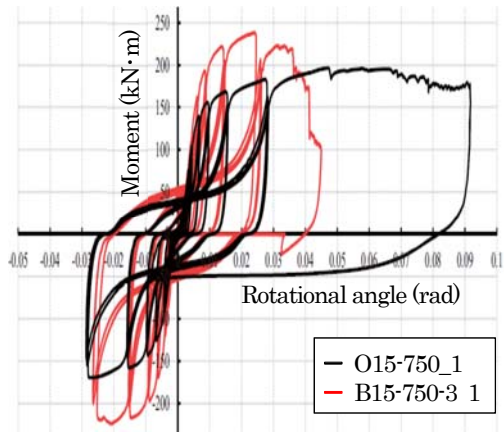


図 11 円形配置試験体群の代表的なモーメント-回転角関係

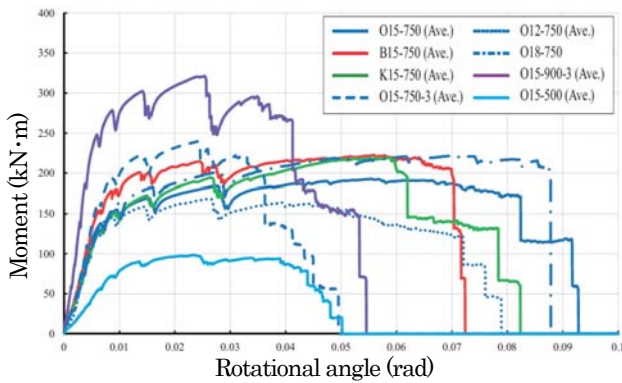


図 12 円形配置試験体群のモーメント-回転角関係の正側包絡線

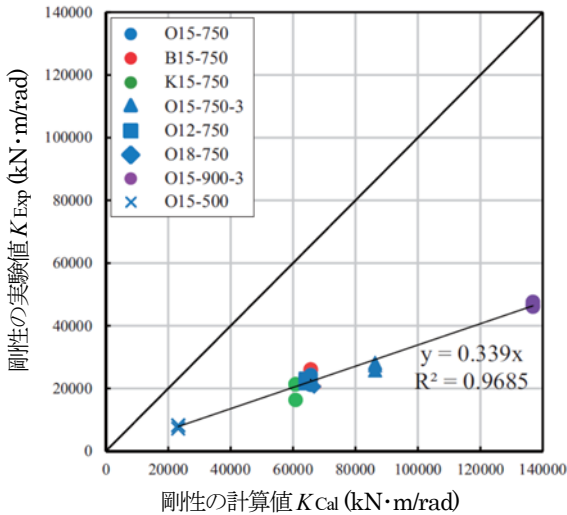


図 13 剛性の推定値と実験値の比較

⑤ まとめ

実務で一般的な仕様について実験を行い、剛性や耐力が得やすくより採用される矩形配置については、終局時の変形性能は乏しく非常に脆性的であることを明らかとした。一方で、円形配置については、比較的高い塑性変形能が得られることが分かった。この円

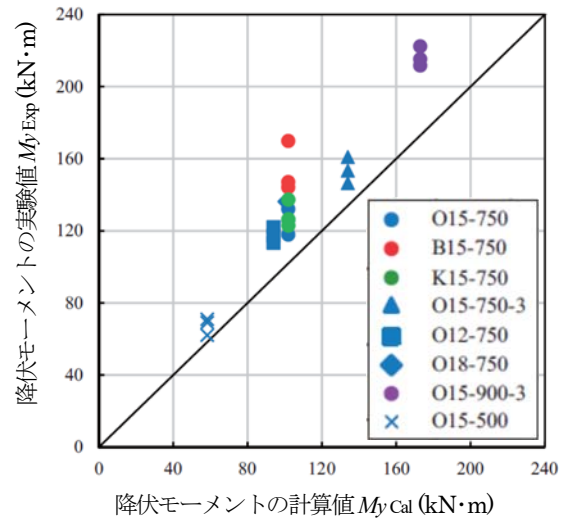


図 14 降伏モーメントの推定値と実験値の比較

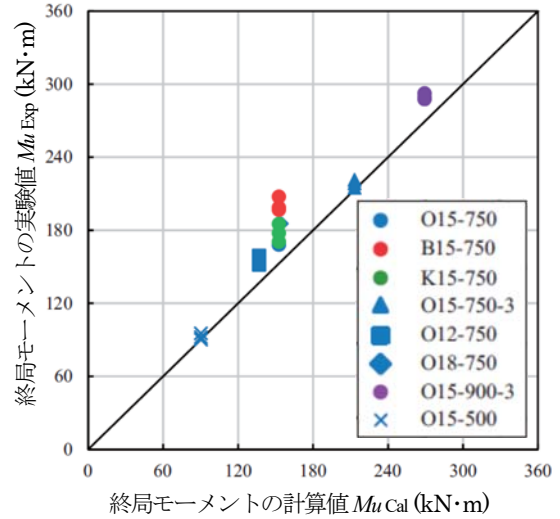


図 15 終局モーメントの推定値と実験値の比較

形配置の塑性変形能の指標の塑性率は、材せいや配列円の数に応じて変動することが確認された。本実験で得られた塑性率は、実用を想定したせん断キーによる断面欠損も考慮された接合部仕様に対するものであり、これらを目安にした塑性変形能の規定化が可能と考えられる。更に、従来の指針・マニュアル類で示されている剛性・耐力の推定方法に対して、より適合性の高い合理的な評価方法を採用できることが確認され、終局耐力設計法を提案できる目途が見ついた。

2) 引きボルト接合部の終局設計法の合理化

① 検討の背景と概要

従前の柱梁接合部の既往研究は、ボルトやめり込みの先行降伏を保証する条件の整理を主目的として盛んに行われてきたが、降

伏後の荷重変形挙動の評価については2次剛性を経験的に設定する等々や理論的裏付けに乏しく、架構形式によっては軸力の影響が無視できない場合も想定されるが、その場合の評価方法は未整備となっており、設計法として体系化がなされたとは言い難いのが現状である。

そこで、RC造の柱やS造の露出柱脚の設計法と同様にして、めり込み理論を応用し一定軸力の影響を考慮できる降伏耐力 / 終局耐力の評価式（ここでは梁勝ち柱頂部を例に定式化するが、これに限定することは企図していない）を提案した。さらに、この妥当性を検証するため、柱木口の三角形めり込みと梁座金の等変位めり込みの荷重変形挙動を対象として、余長を変数とした曲げ実験を行い、評価式（以下、計算値）との適合性の検証を行った。

② 耐力の評価式⁷⁾

各要素の荷重変形関係は図16に示すような完全弾塑性モデルと仮定すれば、無軸力条件下の降伏耐力 M_y は、構造設計マニュアル⁵⁾の引用元の既往研究⁸⁾より、ボルトの引張降伏 / 梁座金の等変位めり込み降伏 / 柱木口の三角形めり込み降伏、で決まる耐力の中の最小値として、次式で表現される。なお、式の記号等の説明は式[8]の後にまとめて示す。

$$M_y = \min \left[\begin{array}{l} P_{by} = A_e \cdot F_{by} \\ tP_{by} = x_0 \cdot y_0 \cdot bF_m \cdot tC_{ym} \\ tP_{ey} = (x_{n0} \cdot cb \cdot bF_m) / 2 \cdot tC_{ym} \end{array} \right] \cdot j \quad [1]$$

$$j = d - \frac{x_n}{3 \cdot tC_x} \quad [1a] \quad tC_{ym} = \sqrt{\frac{tC_x \cdot tC_y}{tC_{xm} \cdot tC_{ym}}} \quad (X = r, f) \quad [1b]$$

$$\begin{cases} tC_x = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot x_0) \cdot \{1 - 1/2 \cdot \exp(-(3 \cdot x_1) / (2 \cdot bh))\} \\ tC_y = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot n \cdot y_0) \cdot \{1 - \exp(-(3 \cdot n \cdot y_1) / (2 \cdot bh))\} \\ tC_{xm} = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot x_0), \quad tC_{ym} = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot n \cdot y_0) \end{cases} \quad [1c]$$

$$\begin{cases} tC_x = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot x_n) \cdot c \\ tC_y = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot n \cdot cb) \cdot \{1 - \exp(-(3 \cdot n \cdot y_1) / (2 \cdot bh))\} \\ tC_{xm} = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot x_n), \quad tC_{ym} = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot n \cdot cb) \end{cases} \quad [1d]$$

$$x_n = -c_2 + \sqrt{c_2^2 + c_3} \quad [1e] \quad \begin{cases} c_2 = n_e \cdot h / 4 + (2 \cdot bh \cdot c) / 3 \\ c_3 = n_e \cdot h / 2 \cdot d \end{cases} \quad [1f]$$

$$c = 1 - \exp(-(3 \cdot x_1) / (2 \cdot bh)) \quad [1g]$$

$$n_e = K_1 / \{cb \cdot h \cdot tC_y \cdot bE_{90} / (4bh)\} \quad [1h]$$

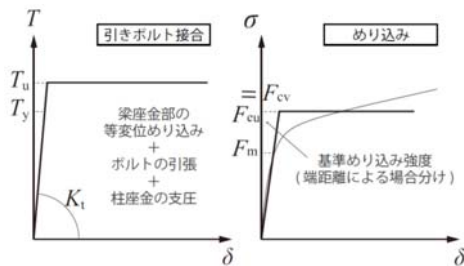


図16 要素の荷重変形関係のモデル化

次に、一定軸力条件下の降伏耐力 M_y については、RC造の柱やS造の露出柱脚と同様にして、軸力の大きさに応じて中立軸が移動するため、応力状態を図17に示すような(i)~(v)の状態に分けて求める。どの状態にあたるかは、曲げモーメント M を軸力 N で割った偏心距離 e に応じて、次式によって判別ができる。

$$\begin{cases} 0 < e \leq g_1 \rightarrow \text{(i)} & g_2 \leq e, e \leq g_3 \rightarrow \text{(iii)} & g_4 \leq e < 0 \rightarrow \text{(v)} \\ g_1 \leq e \leq g_2 \rightarrow \text{(ii)} & g_3 \leq e \leq g_4 \rightarrow \text{(iv)} \end{cases} \quad [2]$$

$$\begin{cases} g_1 = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3tC_{x(i)}} \right) \cdot h, & g_2 = \frac{h}{2} - \frac{d}{3} \cdot \frac{1}{1 + (4c \cdot bh) / (3d)} \\ g_3 = \frac{h}{2} - \frac{3n_e \cdot h(d - h/2)d - (h - d)^3}{3n_e \cdot h(d - h/2) - 3(h - d)^2 - 4c(h - d)bh} \\ g_4 = -\frac{(d - h/2)^2}{h/2} \end{cases} \quad [2a]$$

各応力状態について、中立軸 x_n 、引きボルト接合の負担軸力 T 、柱木口によるめり込み合力 ΣN は次式で求まる。なお、台形めり込みが生じる状態(i)については、文献⁹⁾と同様に三角形めり込みと等変位めり込みの加算として求めた。

$$x_n = \begin{cases} \frac{h}{2} \cdot \left(\frac{tC_{xm(i)}}{tC'_{x(i)}} + \frac{tC_{x(i)}}{tC'_{x(i)}} \cdot \frac{g_1}{e} \right) \dots \text{(i)} \\ 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{16}{9} \cdot bhc / \left(\frac{h}{2} - e \right)} \right] \dots \text{(ii)} \\ \text{the solution of eq.[A]} \dots \text{(iii)} \\ \text{the solution of eq.[B]} \dots \text{(iv)} \\ \frac{h}{2} + \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{e} \dots \text{(v)} \end{cases} \quad [3]$$

$$x^3 - \left(\frac{h}{2} - e \right) \left(3x^2 + 4bhcx \right) - 3n_e \cdot \frac{h}{2} \left(d - \frac{h}{2} + e \right) (d - x) = 0 \quad [A]$$

$$x^3 - \left(\frac{h}{2} - e \right) \left(3x^2 + 4bhcx \right) - 3n_e \cdot h \left[\left(\frac{h}{2} - x \right) e + \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 \right] = 0 \quad [B]$$

$$T = \begin{cases} \frac{e - h/2 + x_n / (3 \cdot tC_x)}{d - x_n / (3 \cdot tC_x)} N \dots \text{(iii)}, & -\frac{d - x_n}{h - 2x_n} N \dots \text{(v)} \\ \frac{\{e - h/2 + x_n / (3 \cdot tC_x)\} (d - x_n)}{2[\{h/2 - x_n / (3 \cdot tC_x)\} (h/2 - x_n) + (d - h/2)^2]} N \dots \text{(iv)} \end{cases} \quad [4]$$

$$\Sigma N = \begin{cases} N \dots \text{(i), (ii)} & \frac{e + d - h/2}{d - x_n / (3 \cdot tC_x)} N \dots \text{(iii)} \\ \frac{e(h/2 - x_n) + (d - h/2)^2}{\{h/2 - x_n / (3 \cdot tC_x)\} (h/2 - x_n) + (d - h/2)^2} N \dots \text{(iv)} \end{cases} \quad [5]$$

降伏耐力 M_y は、負担軸力 T とめり込み合力 ΣN が以下の条件を満たすモーメントの中の最小値で求められる。

$$T = \min [P_{by}, tP_{by}]$$

$$\Sigma N = \begin{cases} (h \cdot cb \cdot bF_m) \cdot \sqrt{\frac{tC'_{x(i)} \cdot tC_y}{tC_{xm(i)} \cdot tC_{ym}}} \cdot \left(1 + \frac{tC_{xm(i)}}{tC_{x(i)}} \cdot \frac{e}{g_1} \right)^{-1} \dots \text{(i)} \\ tP_{ey} \dots \text{(ii) - (iv)} \end{cases} \quad [6]$$

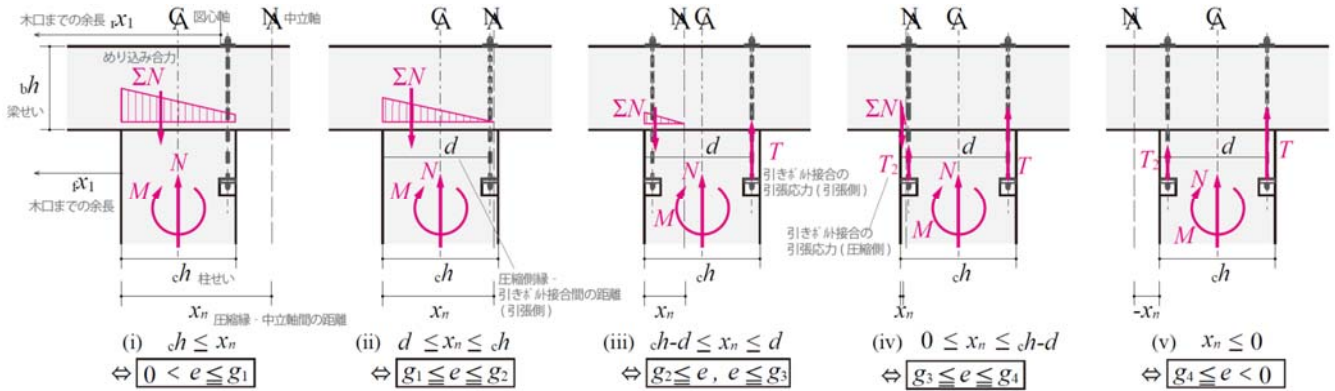


図 17 軸力の大きさに応じた応力状態の場合分け (弾性域)

なお、状態(i)の長さ方向の余長効果係数は下式で求める。

$$\begin{cases} iC_{x(i)} = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot ch) \cdot c, & iC_{xm(i)} = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot ch) \\ iC'_{x(i)} = 1 + (4 \cdot bh) / (3 \cdot ch) \cdot \{1 - 1/2 \cdot \exp(-(3 \cdot \alpha_1) / (2 \cdot bh))\} \end{cases} \quad [7]$$

③ 終局耐力

終局時の応力状態は、RC 造の柱や S 造の露出柱脚と同様に、軸力の大きさに応じて図 18 に示すような(I)～(III)に場合分けされる。終局耐力 M_u は次式で表現される。

$$M_u = \begin{cases} \text{(I)} \quad \Sigma N_u - T_u \leq N \leq \Sigma N_u : (\Sigma N_u - N) \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ \text{(II)} \quad -T_u \leq N \leq \Sigma N_u - T_u : M_{u0} + \frac{h}{2} \left(1 - \frac{2T_u + N}{\Sigma N_u} \right) \cdot N \\ \text{(III)} \quad -2T_u \leq N \leq T_u : (N + 2T_u) \left(d - \frac{h}{2} \right) \end{cases} \quad [8]$$

$$M_{u0} = T_u \cdot j_{u0} \quad [8a] \quad T_u = \min \begin{cases} P_{bu} = A_b \cdot F_{by} \\ iP_{eu} = x_0 \cdot y_0 \cdot iF_{cu} \end{cases} \quad [8b]$$

$$j_{u0} = d - \frac{x_{nu0}}{2} \quad [8c] \quad x_{nu0} = \frac{T_u}{\Sigma N_u} \cdot ch \quad [8d] \quad \Sigma N_u = cb \cdot ch \cdot iF_{cu} \quad [8e]$$

ここで、 P_{by} : ボルトの降伏耐力,

iP_{ey} : 梁座金部のめり込み降伏耐力,

iP_{ey} : 柱木口による梁のめり込み降伏耐力,

j : 弾性域の応力中心間距離,

A_e : ボルトの有効断面積,

F_{by} : ボルトの降伏強さ,

x_0/y_0 : 梁座金の材長 / 材幅方向の長さ,

iF_m : 梁の降伏めり込み応力度,

x_n : 弾性域の中立軸位置,

cb : 柱幅,

d : 圧縮側縁引きボルト接合剛心間距離,

$iC_x/iC_y/iC_{xm}/iC_{ym}$: 柱木口によるめり込みの余長効果係数,

$iC_x/iC_y/iC_{xm}/iC_{ym}$: 梁座金部のめり込みの余長効果係数,

bh : 梁せい,

α_1 : 梁座金の材長方向木口側の余長,

y_1 : 梁座金の材幅方向の余長,

n : 梁樹種グループの置換係数,

α_1 : 柱木口の圧縮側縁からの梁の材長方向の余長,

y_1 : 柱木口に対する梁の材幅方向の余長,

iE_{90} : 梁の繊維直交方向のヤング係数,

K_t : 引きボルト接合の引張剛性,

T_u : 引きボルト接合の終局耐力,

ΣN_u : 柱木口全面による梁の終局めり込み耐力,

$M_{u0}/j_{u0}/x_{nu0}$: 無軸力下の終局曲げ耐力 / 応力中心間距離 / 中立軸位置,

P_{bu} : ボルトの軸部降伏耐力,

iP_{eu} : 柱座金部の終局めり込み耐力,

A_b : ボルト軸部の断面積,

iF_{cu} : 柱座金部のめり込み強度,

iF_{cu} : 梁フェイスのめり込み強度

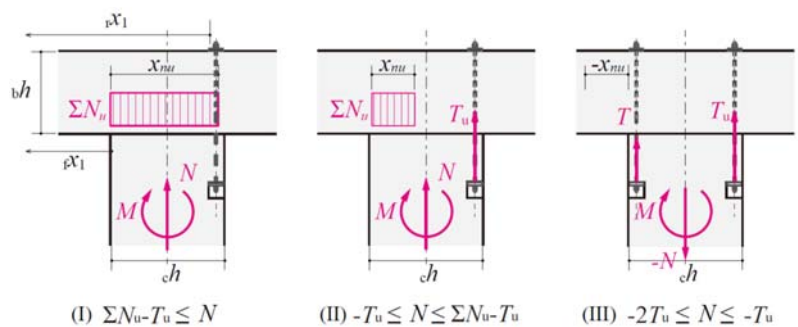


図 18 軸力の大きさに応じた応力状態の場合分け (塑性域)

④ 評価式の検証

提案した評価式を用いて、文献¹⁰⁾の計算例の引きボルト式柱—梁接合部を対象として、圧縮軸力が耐力に及ぼす影響を見た(文献

の柱梁接合部は梁勝ちなので、90° 回転させて柱と梁を入れ替えた。その結果を図 19 に示す。降伏耐力は圧縮軸力によってボルトの引張降伏から柱木口のめり込み降伏に降伏箇所が変化し、終局耐力はある圧縮軸力までは増加し、その後頭打ちして低下する傾向を示した。

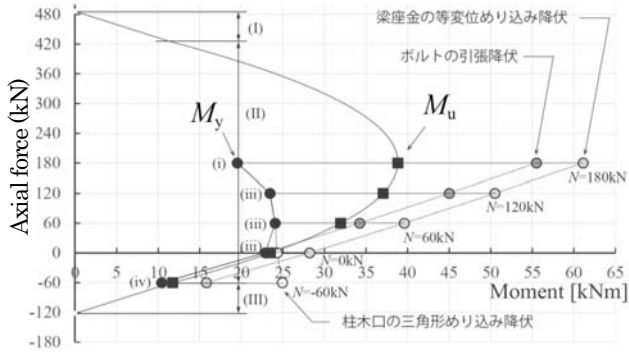


図 19 曲げ耐力に対する圧縮軸力の影響

⑤ 評価式の妥当性検証実験の方法¹⁾

前節までに提案した評価式の妥当性を実験的に検証するため、柱木口の三角形めり込みと梁座金の等変位めり込みの荷重変形挙動を対象として、余長を変数(表 8)とした引きボルト接合部のモーメント抵抗実験(図 20)を行った。縦に加力する柱、横に梁を配置し、これを図 21 のように接合して試験体とした。加力柱は、下端にビス固定した箱形金物を介して、引きボルトとせん断ダボにより梁試験体と接合した。箱形金物の形状は、梁試験体の上面との接触面において幅 160 mm / 長さ 450 mm とした。引きボルトは、径 M20 / 材質 SNB7 (高温用合金鋼ボルト材 / 強度区分 9.8 相当) の全ねじボルトを用いて加力試験時に弾性範囲内に留まるよう設計し、梁試験体の下面に座金(材質 SS400 / 形状 t=16 mm × 120 mm × 120 mm)を配置して固定した。梁試験体の先孔は直径 24 mm とした。また、せん断ダボは、丸鋼(材質: SS400 / 径 40 mm / 長さ: 60 mm)を箱形金物の下面中央に溶接した。ダボの両端には、径 20 mm のドリフトピンをダボ直交方向に打込み補強した。境界条件として、梁試験体の右端部は固定端、加力柱の加力点はピンとみなせる納まりとした。

表 8 試験体の仕様

試験体名	樹種	等級	幅 (mm)	せい h (mm)	余長(mm)	試験体数
e24	オウシユウアカマツ	E195-F300	105	450	24	3
e h/3			105	450	150 (1/3 h)	3
e h/2			105	450	225 (1/2 h)	3
e h			105	450	450 (h)	3
e 2h			105	450	900 (2 h)	3
e 3h			105	450	1,350 (3 h)	3

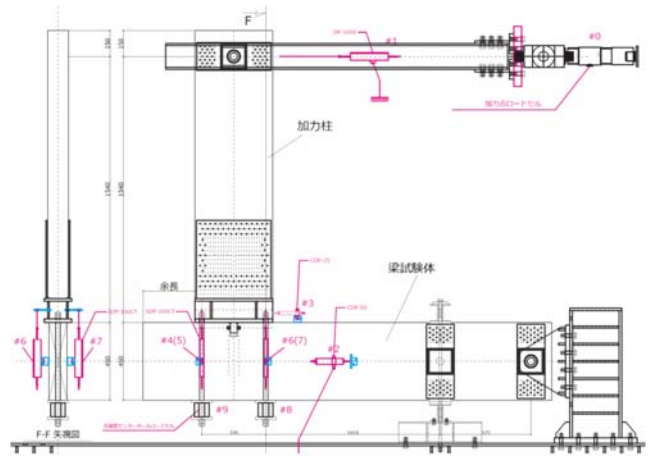


図 20 試験体のセットアップ

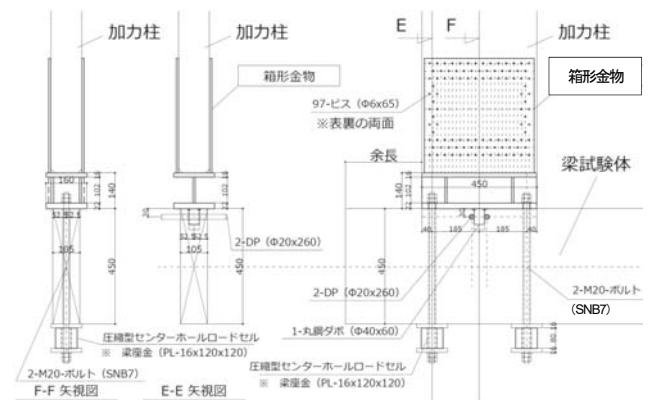


図 21 接合部の詳細図

母材は、構造用集成材で等級 E105-F300 / 樹種オウシユウアカマツ / 断面 105 mm × 450 mm を用いた。実験変数は余長(加力柱の箱形金物の左縁からの梁試験体の左側木口までの長さ)とし、最小を 24 mm とし、材せい h に対する比率で 1/3, 1/2, 1, 2, 3 の 6 水準を用意した。

加力はジャッキ押し側を正とし、その履歴は加力点変位をモーメントアーム(加力心-接合心長さ)で除した見かけの層間変形角で、1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/10 rad の正負変形角制御とし、繰返し回数は 3 回とした。試験時の測定対象は、図 20 中に示すが加力点位置の水平荷重 / 変位 (#0 #1)、梁試験体の水平変位 (#2)、柱フェイスの箱形金物の水平変位 (#3)、箱形金物 - 梁試験体間の引きボルト軸心位置の鉛直方向変位(引きボルト軸方向変位、#4 ~ 7)、引きボルトに発生する軸力(引きボルト軸力、#8, 9)とした。

接合部モーメントは、加力点位置の水平荷重に柱フェイスまでの距離 1,540 mm を乗じて求めた。接合部回転角は、2 本の引き

ボルト軸方向変位の和を両者の距離で割って求めた。梁座金部のめり込み応力度とめり込み変位は、前者は引きボルト軸力をめり込み面積 $105 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$ で割ることで、後者は引きボルト軸方向変位から計算によるボルト伸び変位 (引きボルト軸力 / $(E_s A_b / l_b)$) を引いて求めた。

特性値の算出は、各加力方向の荷重変形関係の包絡線に対して、剛性は最大荷重 P_{\max} を基準として、初期剛性は $0.1P_{\max}$ と $0.4P_{\max}$ 、2次剛性は $0.7P_{\max}$ と $0.95P_{\max}$ のデータ範囲の最小二乗法近似直線の勾配とし、降伏耐力 P_y はその2直線の交点の耐力、終局耐力 P_u は終局変位 δ_u までのエネルギーが等価となるよう完全弾塑性置換したときの降伏耐力と評価した。

⑥ 評価式の妥当性検証実験の結果

接合部全体について、モーメント回転角関係の包絡線の平均と計算値を図 22 に、モーメント抵抗特性値を比較して図 23 と表 9 に示した。実験値は、e 24 試験体のみ剛性 / 耐力ともやや低くなったが、余長が 150 mm 以上のものはほぼ同様の挙動を示した。計算値は、正側加力時に余長に応じた剛性の変化が実験に比べて大きい傾向となり、三角形めり込みの評価で余長の影響の考慮が過剰である可能性が示唆された。一方で、負側加力時は剛性の変化は実験と同様に大きくなく、梁座金の等変位めり込みの評価は概ね妥当であると考えられた。計算値は下限値であるが、降伏耐力は実験平均値に対して 1.7~2.5 倍程度、終局耐力は 1.3~1.5 程度に乖離し、基準材料強度と実態の強度が大きく異なる可能性がある。

柱座金部のめり込みについて、荷重変形関係の包絡線の平均と計算値を図 24 に、座金部のめり込みに関する特性値を比較して図 25 と表 10 に示した。実験値と計算値の耐力の乖離の程度は、座金部のめり込み挙動においても同程度であった。

⑦ まとめ

引きボルト接合部の終局設計法の合理化を目的とし、柱梁接合部の剛性・耐力評価式を提案し、耐力発現要素の一つであるめり込

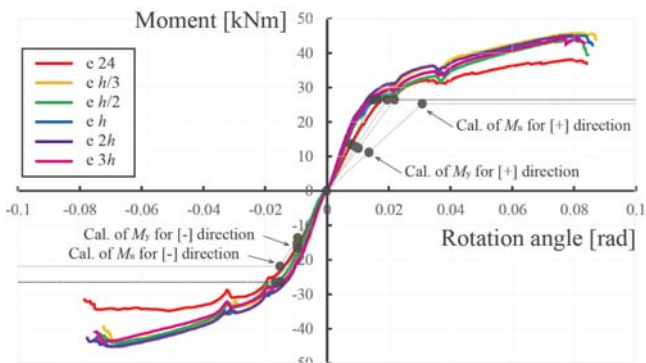


図 22 モーメント回転角関係 (包絡線)

み挙動の適合性について検討し課題を把握した。

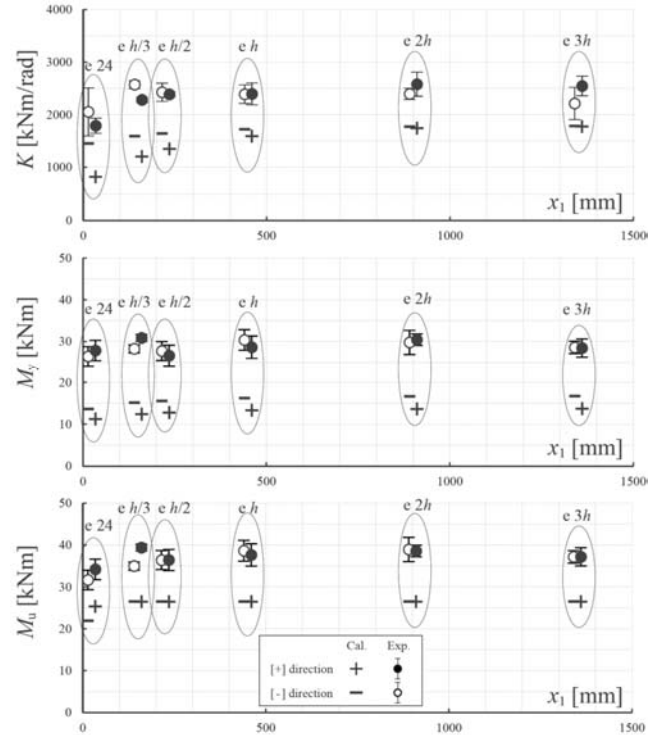


図 23 各余長の剛性、降伏・終局モーメントの実験値と計算値の比較

表 9 接合部のモーメント抵抗特性値

		[-] direction						[+] direction					
		K	K_2	M_y	M_{\max}	M_u	θ_u	K	K_2	M_y	M_{\max}	M_u	θ_u
		[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[rad]
e 24	Ave.	2055	261	26.4	34.7	31.7	0.080	1790	195	27.9	36.6	34.2	0.090
	c.v.	0.22	0.15	0.09	0.08	0.08	0.03	0.08	0.17	0.09	0.04	0.05	0.06
	Cal.	1451	-	13.6	-	21.9	-	818	-	11.2	-	25.3	-
	Ave./Cal.	(1.42)		(1.94)		(1.45)		(2.19)		(2.48)		(1.35)	
e h/3	Ave.	2573	339	28.2	41.6	35.0	0.077	2283	257	30.9	44	39.4	0.090
	c.v.	0.03	0.04	0.03	0.02	0.11	0.07	0.02	0.03	0.03	0.01	0.01	0.03
	Cal.	1589	-	15.1	-	26.5	-	1204	-	12.4	-	26.5	-
	Ave./Cal.	(1.62)		(1.87)		(1.32)		(1.90)		(2.49)		(1.49)	
e h/2	Ave.	2428	359	27.7	41.8	36.4	0.076	2385	286	26.6	41.7	36.4	0.085
	c.v.	0.07	0.05	0.08	0.02	0.08	0.02	0.02	0.08	0.09	0.06	0.06	0.00
	Cal.	1639	-	15.5	-	26.5	-	1348	-	12.8	-	26.5	-
	Ave./Cal.	(1.48)		(1.78)		(1.38)		(1.77)		(2.08)		(1.38)	
e h	Ave.	2391	305	30.4	43.0	38.6	0.077	2396	267	28.6	43	37.6	0.087
	c.v.	0.07	0.13	0.08	0.06	0.08	0.03	0.09	0.08	0.09	0.02	0.01	
	Cal.	1721	-	16.2	-	26.5	-	1589	-	13.3	-	26.5	-
	Ave./Cal.	(1.39)		(1.87)		(1.46)		(1.51)		(2.15)		(1.42)	
e 2h	Ave.	2396	323	29.8	43.3	38.9	0.078	2581	246	30.5	43	38.6	0.084
	c.v.	0.04	0.03	0.10	0.02	0.05	0.01	0.09	0.09	0.05	0.02	0.02	0.04
	Cal.	1770	-	16.6	-	26.5	-	1742	-	13.6	-	26.5	-
	Ave./Cal.	(1.35)		(1.79)		(1.47)		(1.48)		(2.24)		(1.46)	
e 3h	Ave.	2214	289	28.6	41.4	37.2	0.076	2546	261	28.4	42.3	37.2	0.086
	c.v.	0.14	0.10	0.05	0.06	0.06	0.01	0.07	0.07	0.08	0.09	0.07	0.02
	Cal.	1781	-	16.7	-	26.5	-	1774	-	13.7	-	26.5	-
	Ave./Cal.	(1.24)		(1.71)		(1.40)		(1.43)		(2.08)		(1.41)	

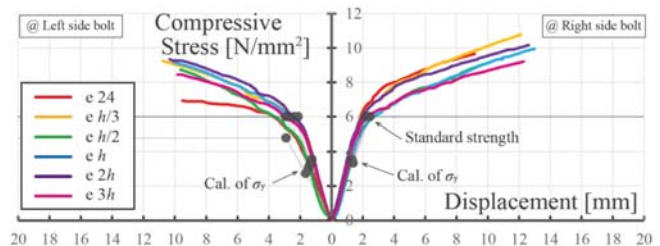


図 24 座金部のめり込みに関する荷重変形関係 (包絡線)

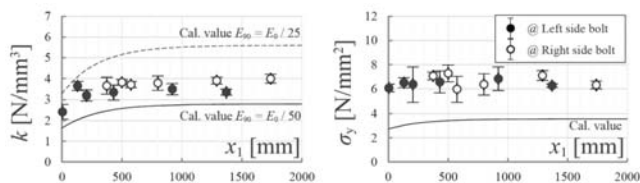


図 25 梁座金部のめり込みに関する特性値の余長との関係

表 10 梁座金部の等変りめり込み特性値

	@ Left side bolt						@ Right side bolt						
	k	k_2	σ_y	σ_{max}	σ_u	δ_u	k	k_2	σ_y	σ_{max}	σ_u	δ_u	
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[mm]	
e 24	Ave.	2.4	0.16	6.1	7.1	6.8	13.4	3.6	0.43	7.1	9.4	8.7	10.6
	c.v.	0.15	0.11	0.05	0.08	0.08	0.18	0.11	0.13	0.04	0.03	0.04	0.05
	Cal.	1.6	-	2.7	-	4.8	-	2.5	-	3.3	-	6.0	-
	Ave-Cal.	(1.47)		(2.22)		(1.41)		(1.48)		(2.11)		(1.44)	
e h/3	Ave.	3.6	0.34	6.5	9.0	7.8	11.6	3.8	0.36	7.3	11	9.1	13.1
	c.v.	0.06	0.16	0.06	0.03	0.01	0.11	0.03	0.12	0.10	0.03	0.06	0.14
	Cal.	2.0	-	3.0	-	6.0	-	2.6	-	3.4	-	6.0	-
	Ave-Cal.	(1.78)		(2.14)		(1.29)		(1.48)		(2.13)		(1.52)	
e h/2	Ave.	3.2	0.34	6.4	9.0	7.6	12.5	3.7	0.33	6.0	9.5	8.0	14.7
	c.v.	0.08	0.04	0.23	0.07	0.11	0.15	0.04	0.08	0.18	0.06	0.10	0.03
	Cal.	2.2	-	3.2	-	6.0	-	2.6	-	3.5	-	6.0	-
	Ave-Cal.	(1.44)		(2.01)		(1.26)		(1.41)		(1.73)		(1.34)	
e h	Ave.	3.3	0.34	6.6	9.1	8.0	11.8	3.8	0.34	6.4	10	8.2	14.9
	c.v.	0.10	0.09	0.14	0.05	0.08	0.11	0.09	0.07	0.14	0.03	0.05	0.06
	Cal.	2.5	-	3.4	-	6.0	-	2.7	-	3.5	-	6.0	-
	Ave-Cal.	(1.32)		(1.94)		(1.33)		(1.39)		(1.81)		(1.37)	
e 2h	Ave.	3.5	0.34	6.8	9.3	8.3	12.1	3.9	0.31	7.1	10	8.8	14.0
	c.v.	0.08	0.09	0.14	0.05	0.07	0.16	0.04	0.07	0.06	0.03	0.04	0.05
	Cal.	2.7	-	3.5	-	6.0	-	2.8	-	3.6	-	6.0	-
	Ave-Cal.	(1.27)		(1.94)		(1.38)		(1.40)		(2.00)		(1.47)	
e 3h	Ave.	3.3	0.31	6.3	8.6	7.7	12.9	4.0	0.29	6.3	9.3	8.0	14.9
	c.v.	0.04	0.22	0.02	0.06	0.03	0.02	0.05	0.07	0.05	0.05	0.03	0.03
	Cal.	2.8	-	3.6	-	6.0	-	2.8	-	3.6	-	6.0	-
	Ave-Cal.	(1.20)		(1.76)		(1.28)		(1.43)		(1.78)		(1.34)	

3) 靱性特性の異なる構造要素を混用した場合の構造特性¹²⁾

① 検討の背景と概要

木造建築物の構工法には集成材フレームや耐力壁形式等々であるが、その変形特性は一様ではない。建築物の耐震性能要求は稀に発生する地震に対して損傷しないことと、極めて稀に発生する地震に対して倒壊しないこととされている。極稀の地震で倒壊しないことを確かめるひとつの方法として、保有水平耐力を計算する方法があり、必要保有水平耐力はその構造特性に応じて構造特性係数 D_s などをせん断力係数 $C_0=1.0$ を乗じて求めることとなっているが、構造特性は構工法ごとに異なり、これらの構工法を併用した場合の構造特性係数の評価方法は示されていない。

そこで、異なる構造特性を有する構造要素が同一層内で混用された場合について、時刻歴応答解析によるパラメトリックスタディを行って、構造特性係数の設定方法を検討した。

② 復元力特性の設定方法

解析の対象とする構造要素は、集成材ラーメンフレーム、集成材3ヒンジアーチ、面材張り耐力壁および集成材ブレース構面とした。それぞれについて、既往の文献から鋼板挿入ドリフトピン接

合・引きボルト接合によるラーメンフレーム¹³⁾、集成材3ヒンジアーチ¹⁴⁾、構造用合板・石こうボードによる耐力壁¹⁵⁾、集成材ブレース構面¹⁶⁾の骨格曲線を抽出し、その等価粘性減衰を考慮して復元力特性を決定した。骨格曲線は 1/120 rad 時の耐力で標準化し、高耐力・低耐力を有する場合は仮定し、その中間的な骨格曲線を中耐力と定義(図 26)し、さらに等価粘性減衰特性についても低、中、高の特性を有する場合は復元力特性のモデルを設定した。集成材3ヒンジアーチは、一体の湾曲集成材による場合、湾曲集成材で継手がある場合、通直集成材がドリフトピンで接合される場合について、復元力特性のモデルを設定(図 27)した。面材張り耐力壁については、構造用合板による場合と石こうボードによる場合については図 28 のように復元力特性を設定した。集成材ブレース構面については、端部をドリフトピンで接合した場合と貫通ボルトで接合の復元力特性を図 29 のように設定した。以上の解析対象モデルの骨格曲線を比較すると図 30 (部材の弾性変形を含む) のようになる。

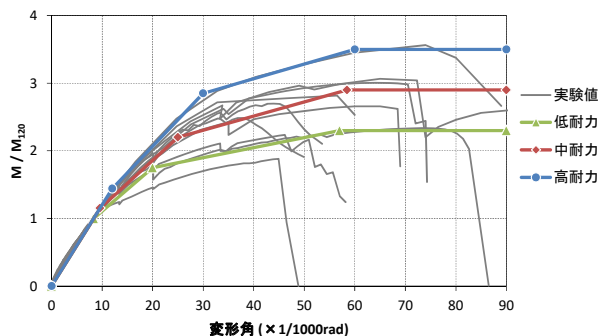


図 26 集成材ラーメンフレームの骨格曲線

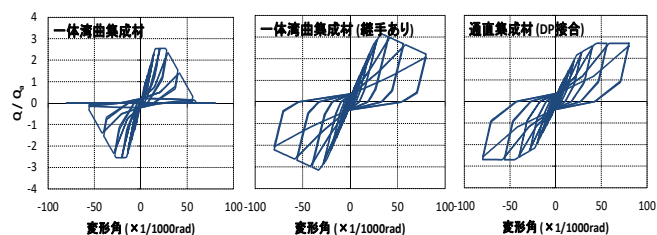


図 27 集成材3ヒンジアーチの復元力特性

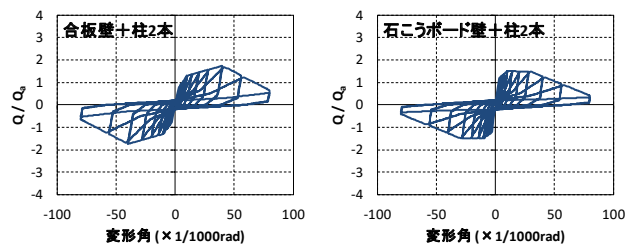


図 28 面材張り耐力壁の復元力特性

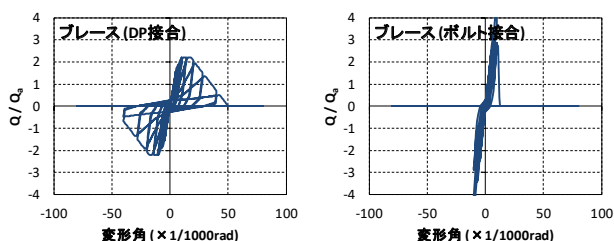


図 29 面材張り耐力壁の復元力特性

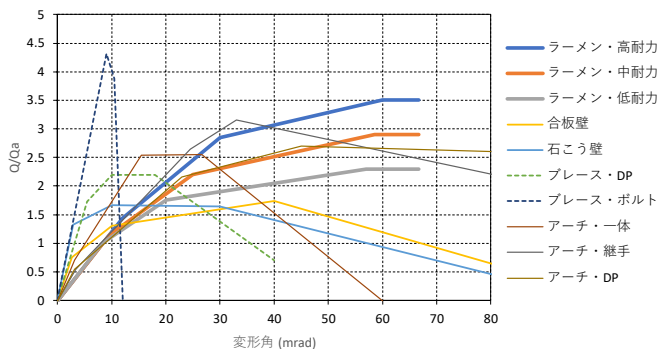


図 30 構造要素単体の復元力モデル骨格曲線

③ 時刻歴応答解析によるパラメトリックスタディ

構造特性の異なる要素の組合せとして、表 11 の組合せについて時刻歴応答解析を行った。それぞれの構造要素組合せについて、併存する構造要素の許容耐力の比率 $\beta (= 0 \sim 1.0 @ 0.1)$ 、終局層せん断力係数 $C_u (= 0.20 \sim 0.75 @ 0.05)$ をパラメータとした。

入力波は令 82 条の 5 第五号および平 12 建告第 1457 号第 10 第 1 項に基づく第二種地盤の加速度応答スペクトルに適合する継続時間 60 秒の人工地震動 5 波とし、最大応答はその平均値で評価した。また、ベースシア係数 1.0 に相当する強さとするために入力倍率を 0.8 とした。

表 11 解析対象とした構造要素の組合せ

	ラ高	ラ中	ラ低	合板	石こう	ブDP	ブBolt	アーチ	ア継手	アDP
ラ高	—	—	—	○	○	○	○	—	—	—
ラ中	—	—	—	○	○	○	○	—	—	—
ラ低	—	—	—	○	○	○	○	—	—	—
合板	—	—	—	—	○	○	○	○	○	○
石こう	—	—	—	—	—	○	○	○	○	○
ブDP	—	—	—	—	—	—	○	○	○	○
ブBolt	—	—	—	—	—	—	—	○	○	○
アーチ	—	—	—	—	—	—	—	—	○	○
ア継手	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○
アDP	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

④ 解析結果

表 11 に示す構造要素の組合せについて、骨格曲線の重ね合わせから得られる終局変位 δ_u に対する人工地震動 5 波による最大応答変位の平均値 δ_{max} の比 $\phi (= \delta_{max} / \delta_u)$ の例として、ラーメンフレーム

(高耐力・中減衰) と石こうボード壁、ブレース構面の組合せについて表 12 に示す。最大応答の平均値が終局変位を超えた組合せ ($\phi > 1$) は破壊に至ったものとして、セルに網をかけた。いずれも、ほとんどの場合において $C_u \geq 0.35$ 以上としないと構造が成立しにくいことが分かる。貫通ボルト接合によるブレースの負担率が 0.5 以上となる場合は、 $C_u \leq 0.75$ では応答変形が要素の荷重変形関係を合成した骨格曲線から得られる終局変位を超え、構造が成立しないことが分かる。同表の最右列には、 ϕ が 1.0 となるときの C_u を直線補間によって求めたものを構造特性係数 D_s として示した。また、構造特性係数 D_s と混用する構造要素の許容耐力の比率 β の関係のうち、主なものを選択して図 31, 32 に示す。高耐力ラーメンフレーム、継手を有するアーチ、合板壁、石こうボード壁、ブレースのうち DP 接合のものとはボルト接合のものの Q_u/Q_a はそれぞれ 0.30、0.42、0.61、0.71、0.51、0.25 であるので、必ずしも混用する要素のうち Q_u/Q_a が大きな方の数値を構造特性係数 D_s としなくてもよいことが分かる。

表 12 終局変位 δ_u に対する最大応答変位 δ_{max} の比の例

ラーメンフレーム(高耐力・中減衰) + 石こうボード耐力壁													
$\beta \setminus C_u$	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	D_s
0	4.93	2.38	1.24	0.97	0.94	0.87	0.85	0.79	0.70	0.64	0.60	0.56	0.34
0.1	4.89	2.37	1.23	0.95	0.93	0.86	0.83	0.76	0.69	0.62	0.58	0.53	0.34
0.2	4.64	2.31	1.20	0.93	0.90	0.86	0.80	0.72	0.65	0.59	0.52	0.45	0.34
0.3	3.59	2.33	1.22	0.93	0.88	0.82	0.74	0.65	0.57	0.49	0.44	0.40	0.34
0.4	3.75	2.31	1.09	0.92	0.87	0.81	0.70	0.57	0.51	0.45	0.41	0.38	0.33
0.5	3.85	2.29	0.91	0.90	0.86	0.75	0.61	0.52	0.46	0.41	0.37	0.35	0.30
0.6	3.85	2.34	0.90	0.89	0.82	0.68	0.54	0.47	0.42	0.37	0.35	0.31	0.30
0.7	3.80	2.17	0.90	0.88	0.78	0.58	0.49	0.43	0.37	0.34	0.30	0.26	0.30
0.8	4.95	2.26	2.42	0.98	0.78	0.59	0.51	0.45	0.40	0.34	0.27	0.22	0.35
0.9	9.99	3.29	2.62	1.14	0.83	0.67	0.56	0.48	0.41	0.32	0.26	0.22	0.37
1	11.28	4.59	1.89	1.24	0.98	0.73	0.62	0.50	0.38	0.28	0.25	0.22	0.40

ラーメンフレーム(高耐力・中減衰) + ブレース(ドリフトピン接合)													
$\beta \setminus C_u$	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	D_s
0	4.93	2.38	1.24	0.97	0.94	0.87	0.85	0.79	0.70	0.64	0.60	0.56	0.34
0.1	4.59	2.33	1.26	0.94	0.93	0.88	0.82	0.74	0.66	0.61	0.55	0.47	0.34
0.2	4.14	2.47	0.94	0.95	0.89	0.83	0.73	0.63	0.55	0.46	0.41	0.38	0.30
0.3	4.27	2.55	0.93	0.93	0.89	0.79	0.62	0.52	0.46	0.40	0.36	0.33	0.30
0.4	3.44	2.31	0.98	0.96	0.85	0.59	0.51	0.45	0.38	0.34	0.30	0.27	0.30
0.5	5.14	3.27	1.25	1.16	0.81	0.64	0.55	0.45	0.40	0.35	0.30	0.27	0.37
0.6	8.96	3.42	2.57	1.66	1.03	0.81	0.67	0.56	0.49	0.41	0.35	0.32	0.41
0.7	10.43	7.27	5.29	2.46	1.28	0.95	0.75	0.64	0.53	0.44	0.37	0.34	0.44
0.8	14.71	10.91	6.88	5.09	1.75	1.07	0.82	0.70	0.56	0.45	0.40	0.37	0.46
0.9	14.10	9.48	8.04	5.82	4.37	1.24	0.91	0.75	0.58	0.48	0.43	0.38	0.49
1	18.54	14.52	13.52	11.31	7.49	2.38	0.96	0.77	0.59	0.49	0.44	0.38	0.50

ラーメンフレーム(高耐力・中減衰) + ブレース(貫通ボルト接合)													
$\beta \setminus C_u$	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	D_s
0	4.93	2.38	1.24	0.97	0.94	0.87	0.85	0.79	0.70	0.64	0.60	0.56	0.34
0.1	5.41	2.36	1.26	0.96	0.94	0.88	0.84	0.79	0.72	0.65	0.60	0.53	0.34
0.2	3.23	1.37	0.96	0.95	0.86	0.84	0.72	0.64	0.58	0.52	0.47	0.45	0.30
0.3	7.47	4.89	2.20	1.26	1.08	0.93	0.94	0.87	0.83	0.76	0.71	0.65	0.43
0.4	3.38	2.00	1.40	1.26	1.18	1.02	0.93	0.83	0.72	0.64	0.48	0.30	0.46
0.5	27.98	13.42	8.50	7.51	5.15	4.67	4.57	4.39	4.27	4.09	3.38	2.79	
0.6	23.85	20.94	15.16	8.10	7.77	7.25	5.23	4.97	4.36	4.41	4.35	3.57	
0.7	20.51	20.75	20.39	16.25	13.80	10.86	7.35	7.23	6.07	5.23	4.70	4.44	
0.8	23.98	21.38	20.74	16.81	15.41	15.34	10.92	10.62	9.76	6.61	5.99	5.78	
0.9	28.20	26.67	23.66	19.78	18.28	16.46	16.16	13.32	16.21	11.83	10.76	8.83	
1	26.15	29.42	25.78	24.50	24.30	21.06	19.42	17.65	19.13	20.67	17.07	16.21	

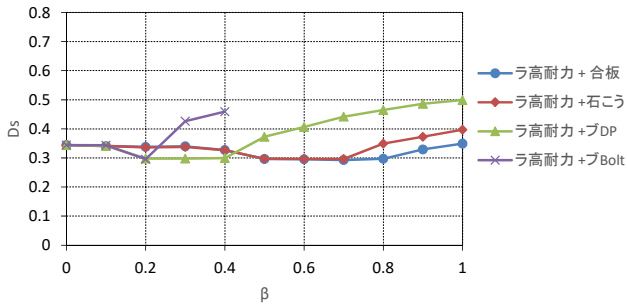


図 31 ラーメンフレーム（高耐力・中減衰）と面材耐力壁・集成材ブレース混用時の構造特性係数 D_s

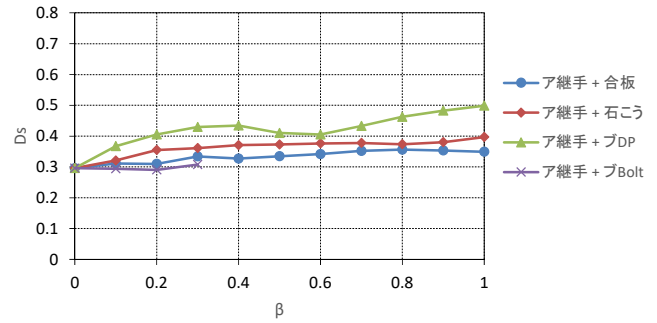


図 32 継手を有する湾曲3ヒンジアーチと面材耐力壁・集成材ブレース混用時の構造特性係数 D_s

4) 集成材等建築物の構造設計マニュアル改定案

前節までの技術開発の成果を盛り込み、以下に示すような目次の集成材等建築物の構造設計マニュアルの改訂原案を作成した。

集成材等建築物の構造設計マニュアルの改訂案 目次

章 節	項	章 節	項	章 節	項
第1章	集成材等建築物の範囲	3.5	ラグスクリューボルト接合 (小谷)	5.4	各部の設計
1.1	法令上の位置づけ	3.5.1	ラグスクリューボルト単体の引抜性能	5.4.1	水平構面の検定
1.1.1	建築基準法施行令第46条第2項	3.5.1	ラグスクリューボルトを用いた柱脚接合部	5.4.2	基礎の設計と検定
1.1.2	適用可能な材料	3.5.2	ラグスクリューボルトを用いた柱梁接合部	5.4.3	接合部 (主架構以外) の検定
1.1.3	構造性能の法令上の要求	3.6	鋼板挿入接合 (秋山)	5.4.4	部材の検定* (長期・短期)
1.2	集成材等建築物の沿革	3.6.1	初期剛性の算出	5.5	ルート1の構造計算
1.2.1	集成材による建築の歴史	3.6.2	降伏モーメント	5.5.1	一般事項
1.2.2	集成材等建築物の変遷	3.6.3	終局モーメント	5.5.2	大地震動下での安全確保
1.3	集成材等建築物の特徴	3.6.4	保有耐力接合の条件	5.6	ルート2の構造計算
1.3.1	架構形式と接合方法	3.6.5	ルート1・2における靱性能による低減	5.6.1	一般事項
1.3.2	本書で扱う架構形式と接合部	3.6.6	柱側の設計	5.6.2	6割増
1.3.3	集成材構造の長所	3.7	合わせ梁式モーメント抵抗接合 (福山)	5.6.2	大地震動下での安全確保
1.3	構造計画	3.7.1	合わせ梁式モーメント抵抗接合の許容耐力	5.7	ルート3の構造計算
1.3.1	鉛直荷重に対する計画	3.7.2	合わせ梁式モーメント抵抗接合の終局耐力	5.7.1	一般事項
1.3.2	水平荷重に対する構造計画	第4章	ブレース・方づえ・アーチ構造の架構形式と接合部の設計	5.7.2	D_s の設定方法
第2章	集成材等建築物に使用する材料の特性	4.1	面材耐力壁構造	5.8	燃えしろ計算
2.1	構造用集成材	4.2	面材耐力壁の種類と構造的特徴	5.8.1	法令の規定と要求性能
2.1.1	構造用集成材の種類と特徴	4.2.1	面材耐力壁の種類と構造的特徴	5.8.2	柱、はりの継手及び仕口の構造
2.1.2	構造用集成材の日本農林規格	4.2.2	面材耐力壁の構造計算モデル	5.8.3	燃えしろ計算
2.1.3	構造用集成材の強度特性値	4.2.3	面材耐力壁構造の構造計算モデル	第6章	混構造の構造計算 (平面混構造を加える)
2.2	構造用単板積層材	4.2	ブレース構造 (五十田)	6.1	構造計算ルート
2.2.1	構造用単板積層材の種類と特徴	4.2.1	ブレース構造の構造的特徴	6.1.1	混構造の組合せと構造計算ルート
2.2.2	構造用単板積層材の日本農林規格	4.2.2	ブレース端部の接合方法と設計法	6.1.2	ルート1を適用できる混構造
2.2.3	構造用単板積層材の強度特性値	4.2.3	ブレース構造の構造計算モデル	6.2	鉄筋コンクリート造の設計
2.3	構造用製材	4.3	ボルト接合による方づえ構造 (五十田)	6.3	鉄骨造の設計
2.3.1	構造用製材の種類と特徴	4.3.1	方づえ構造の種類と構造的特徴	6.4	木造部分の設計
2.3.2	構造用製材の日本農林規格	4.3.2	方づえのボルト接合部の設計方法	6.4.1	RC造部分の重量に関する特例
2.3.3	構造用製材の含水率と構造方法	4.3.3	方づえ構造の構造計算モデル	6.4.2	ルート1の構造計算と水平構面の検定
2.3.4	構造用製材の強度特性値	4.4	アーチ構造	第7章	試験法・評価法
2.4	木質接着成形軸材料	4.4.1	アーチ構造の種類と構造的特徴	7.1	接合部の試験方法と性能評価法
2.4.1	木質接着成形軸材料の種類と特徴	4.4.2	湾曲アーチ肩部の接合方法	7.1	接合部の塑性率と層の D_s
2.4.2	木質接着成形軸材料の基準	4.4.3	アーチ構造の構造計算モデル	7.2	架構の水平せん断試験方法と性能評価法
2.4.3	木質接着成形軸材料の強度特性値	第5章	構造設計方法	7.3	単位架構の塑性率と層の D_s
2.4	木質複合軸材料	5.1	構造計算ルート (植本)	第8章	構造計算例
2.4.1	木質複合軸材料の種類と特徴	5.1.1	建築物の規模と構造計算ルート	8.1	鋼板挿入ドリフトピン接合による集成材半剛節ラーメン構造
2.4.2	木質複合軸材料の基準	5.1.2	構造計算の項目と適用関係	8.2	ブレース構造
2.4.3	木質複合軸材料の強度特性値	5.1.3	仕様規定の適用関係と適用除外	8.3	アーチ構造
2.6	構造用面材	5.1.4	方向別構造計算ルートの混用	8.4	方づえ構造
2.7	直交集成材 (CLT)	5.2	荷重・外力	8.5	混構造
2.7.1	直交集成材 (CLT)	5.2.1	自重と積載荷重	付録	
3	半剛節ラーメン骨組の架構形式と接合部の設計	5.2.2	地震力	付-1	集成材の日本農林規格 (構造用集成材)
3.1	半剛節ラーメン骨組の構造的特徴と接合方法	5.2.3	風圧力	付-2	単板積層材の日本農林規格 (構造用単板積層材)
3.2	半剛節ラーメン骨組の構造計算モデル	5.2.4	積雪荷重	付-3	製材の日本農林規格 (構造用製材)
3.3	引きボルト接合 (秋山)	5.3	設計のクライテリア	付-4	建築基準法第37条
3.3.1	柱脚接合部の設計	5.3.1	損傷限界と許容耐力	付-5	木質接着成形軸材料の品質基準
3.3.2	柱梁接合部の設計	5.3.2	安全限界と終局耐力	付-6	木質複合軸材料の品質基準
3.4	接着接合 (グレートインロッド) (腰原)	5.3.3	偏心率とFe割増し	付-7	建築基準法施行令第3章第3節
3.4.1	接着接合の最大耐力	5.3.4	塔状比と全体転倒	付-8	建築基準法施行令第82条、同条の2、同条の3、同条の4、同条の6
3.4.2	接着接合の許容耐力の設定方法	5.3.5	燃えしろ計算適用時の変形制限	付-8	昭和62年建設省告示第1898号
		5.3.6	長期荷重に対するクライテリア	付-9	昭和62年建設省告示第1899号
				付-10	昭和55建設省告示第1791号第1
				付-11	昭和55建設省告示第1792号第2
				付-12	平成19年国土交通省告示第503号
				付-13	平成19年国土交通省告示第504号
				付-14	技術的助言

5) 集成材厚板パネルの可能性

① マスティンバー工法に用いる各種パネルの寸法安定性^{17,18)}

(i) 検討の背景

木造建築物の新たな構工法のひとつとして国内外で注目されているマスティンバー工法は、CLT を代表格として様々な研究、技術開発が行われている。同工法の中高層化を考えた場合に、飛躍的に要求性能が高くなる鉛直方向の部材耐力や接合耐力に対しては、CLT よりも集成材パネルの方が繊維方向要素は多いために有利であるとも考えられるが、一般的には寸法安定性が高いとされるCLT が優先的に選択されている。しかし、実大パネルの寸法安定性について具体的に明らかにした技術的知見はほとんどない。

そこで、CLT パネル、集成材パネル、並びにLVL パネルを外気に晒した環境で曝露試験を行い、その含水率、寸法等の変化を経時的に約2年間測定し、その結果に基づいて評価した結果を述べる。

(ii) 試験体

幅1m×長さ2.7mのCLT、集成材(以下、「GLT」)、LVL(A及びB種、試験体名をそれぞれLVA、LVBとした)によるパネルを対象とした。厚さはCLTと集成材については90、120、150mmのパネルを、LVLについては90、150mmのパネルを試験体とした。なお、CLTはスギによるS60B、集成材はスギによるE65-F255、LVLはスギによるE60相当(A種)とE50相当(B種)とし、いずれも2体ずつ用意した。

(iii) 曝露環境

建築物内での使用を想定して降雨が作用せず外気に晒される環境(写真2上)を国立研究開発法人建築研究所内の曝露試験場内に構築して各試験体1体(試験体名称***-1)ずつ設置した。比較のために降雨も作用する環境(写真2下)にも各1体(同***-2)ずつ設置した。

(iv) 測定方法

曝露試験は2017年4月中旬に開始し、最初の2ヵ月は1週間おきに、その後1ヵ月おきに試験体の重量、寸法、含水率、矢高を測定した。各部寸法のうち4辺の長さ等を巻尺で測定した。厚さについては精度0.05mm以上のノギスを用いて図33に示す①～⑭(①、④、⑪、⑭は試験体の隅角部、②、③、⑤、⑥、⑨、⑩、⑫、⑬は隅角部から約200mm離れた箇所、⑦と⑧は長辺の中点である)の箇所について測定した。さらに、高周波式含水率計を用いて図33の①～⑮について含水率を測定した。

(v) 重量変化

雨水が作用しない環境下での各試験体の重量変化率と含水率をそれぞれ図34、図35に示す。高周波式水分計が内部の含水まで



写真2 降雨のない外気曝露環境(上)と屋根なしで雨水が作用する曝露環境(下)

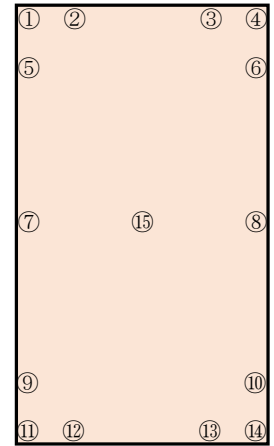


図33 パネルの測定箇所

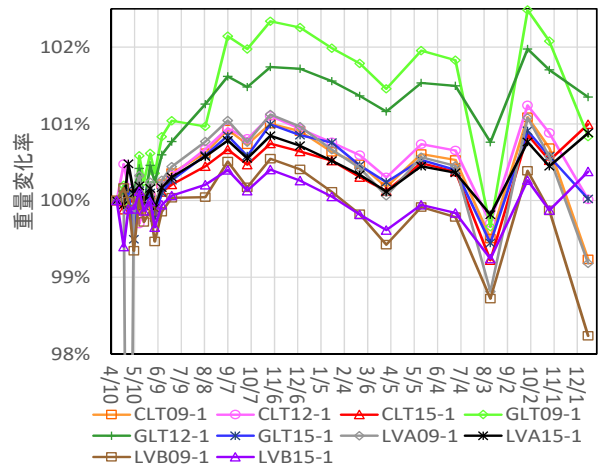


図34 各試験体の重量変化率

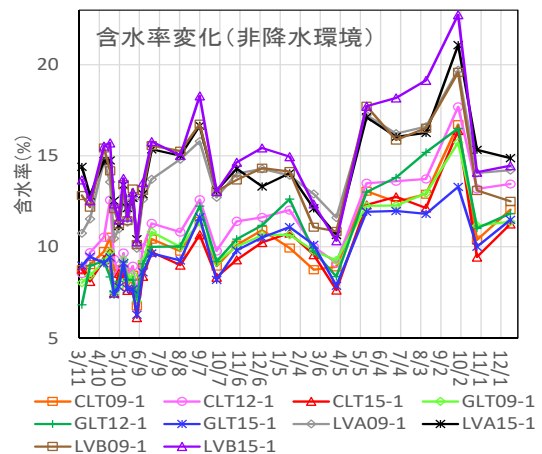


図35 各試験体の水分計による含水率

測定できていると仮定すると、GLTは含水率の初期値が極めて低い可能性があり、吸水率(重量増加率)も大きくなったと考えられ

る。LVL の A, B 種はその逆に含水率の初期値が比較的高かったために吸水量も少なかったと考えられる。また、測定期間を通じて日変動は把握できていないが、2018 年 8 月の重量減少が大きいのは高温による放湿が進んだためと考えられるが、水分計による含水率はその挙動を捉えていない。一方、同年 9 月末の重量増加、含水率とも大きな数値を示したのは、その前日にはつくば市で 46.5 mm の降雨を記録したことが影響したものと想像される。以上から、非降水環境では CLT、GLT、LVL の吸水特性には有意な差がない可能性が示唆される。

(vi) 面内の寸法変化

各試験体の 2018 年 2 月までの 10 ヶ月、同年 12 月までの 20 ヶ月の面内の寸法変化をそれぞれ図 36、図 37 に示す。非降水環境における最初の 10 ヶ月では、LVL は収縮したが、20 ヶ月では当初寸法から膨潤する方向に転じた。過乾燥の可能性のある GLT は 90 mm 厚の試験体を中心に幅（短辺）方向に大きな寸法変化があることが分かる。非降水環境でも、降水環境でも CLT の寸法変化は幅方向、長さ方向ともに 1mm 以下であり、極めて寸法安定性が高いことが分かる。非降水環境において、LVL は GLT より寸法安定性が高い可能性があるが、B 種については幅方向の寸法変化は小さく、寸法安定性は高い可能性がある。

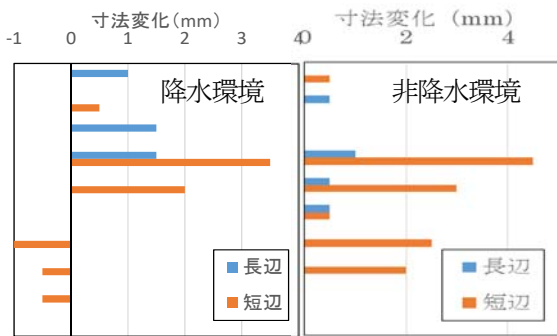


図 36 10 ヶ月の面内寸法変化

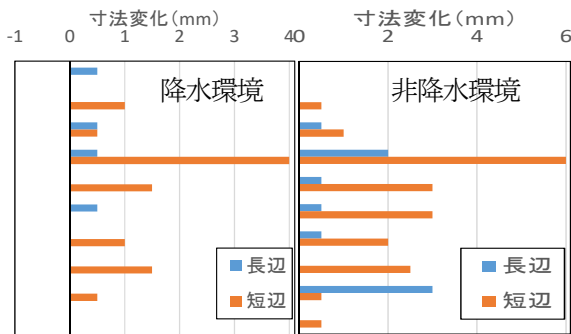


図 37 20 ヶ月の面内寸法変化

(vii) 寸法（厚さ）変化

各試験体の曝露開始時からの厚さの増減を図 38 に、雨水が作用しない環境下の厚さの変化率を図 39 に示す。曝露開始当初は多少の乾燥収縮も見られたが、約 2 年弱の乾湿繰り返しの結果、降雨・非降雨環境ともに全体的には厚さは膨張傾向にある。降雨環境の LVL の厚さ膨張率が大きいことは曝露期間が長くなっても同じであるが、GLT の厚さ膨張率も大きく測定されている。しかし、前述のように過乾燥である可能性を考えれば、CLT と有意な差がない可能性がある。一方、非降雨環境では 20 ヶ月の曝露期間を経ても CLT、GLT、LVL による厚さの変化はいずれも 1 mm 未満で、厚さに対して 0.8% 未満であった。降雨環境での厚さ膨張率は LVL、GLT、CLT の順に大きいのに対し、非降雨環境では 3 種類に有意な差がないことが分かった。

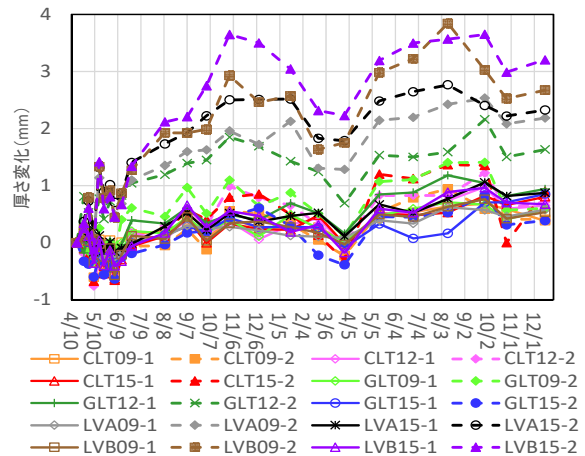


図 38 全試験体の厚さの変化

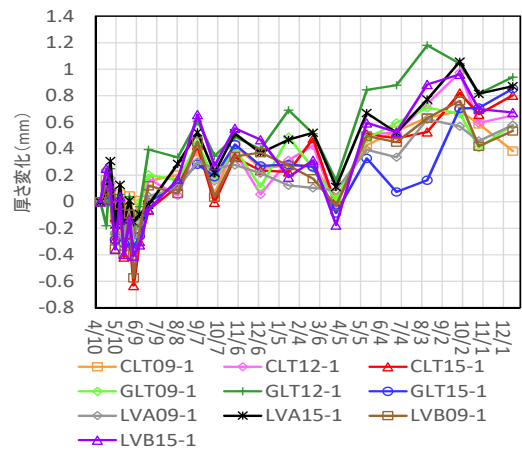


図 39 非降雨環境下の厚さの変化

(viii) 結論

約 20 ヶ月にわたる CLT、集成材、LVL パネルの曝露試験の結果から、以下を得た。

- ・非降水環境では CLT、集成材、LVL パネルの吸水特性には有意な差がない可能性がある。
- ・降水の有無によらず CLT の幅・長さ方向の寸法変化は 1 mm 以下で、他より寸法安定性が高い。
- ・非降雨環境では 20 カ月の曝露期間を経ても CLT、集成材、LVL による厚さの変化に有意な差はなく、いずれも 1 mm 未満で、厚さに対して 0.8 % 未満である。

② 集成材厚板パネルの構造性能評価法・設計法の検討

(i) 集成材厚板パネルの構造性能評価法

集成材厚板パネルによる構造について、通常の集成材フレーム構造の軸系モデルではその挙動を適切に表現できず、マルチスプリングモデル (図 40) を適用すれば CLT パネル工法と同様にその構造性能が評価できる可能性が示唆された (図 41)。

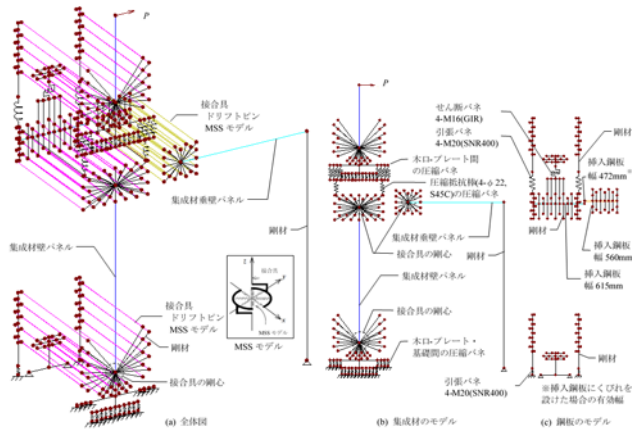


図 40 マルチスプリングモデルによるモデル化

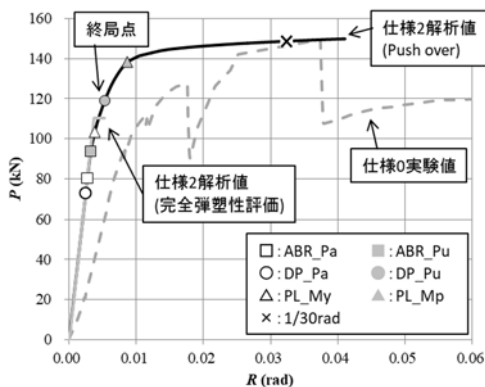


図 41 集成材厚板パネルの構造性能評価

(ii) 集成材厚板パネルによる構造設計例

中層程度のパネル構造の構造要素の一例として、CLT マニュアルに掲載されるト型構面の短期基準耐力が CLT パネルと同等 ($Q_a=76\text{kN/m}$) 以上となる接合部の設計例 (図 42) を作成した。そ

の結果、パネル頂部の剛性、降伏耐力は表 13 のように算定され、接合具 (ドリフトピン) の必要本数は CLT パネルよりも多くなる事が分かった。

表 13 パネル頂部の接合部の設計内容

計算諸定数		
ns	1	[—]
n	24	[本]
x0	420	[mm]
y0	210	[mm]
外力M	1000000	[Nmm]
外力Q	0	[N]
外力N	0	[N]
Ks0	67584	[N/mm]
Ks90	27620	[N/mm]
Py0	46617	[N]
Py90	23075	[N]
Rj	174792159660	[Nmm/rad]
Dj	1622008	[Nmm]
Sj	662879	[Nmm]
K	174792	[kNm/rad]
(Fres/P ω)max	4	[—]
My	275.0	[kNm]

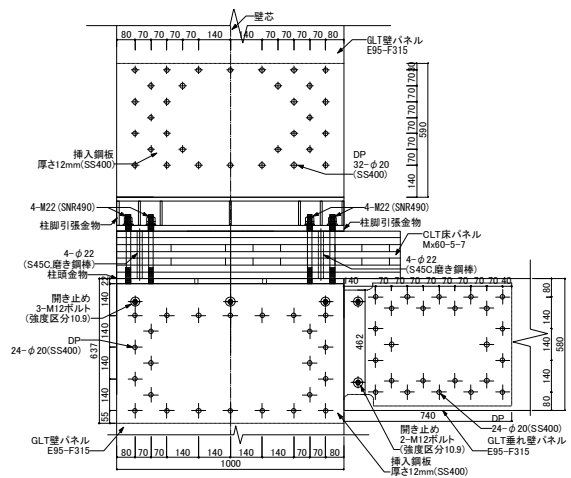


図 42 集成材厚板パネルによるト型構面の設計例

IV 枠組壁工法実大6階建て実験棟を活用した中高層枠組壁工法の各種性能評価

1) 背景と目的

「枠組壁工法6階建て実大実験棟プロジェクト」が国土交通省「木造建築技術先導事業」(平成26年度追加募集分)に採択され、日本ツーバイフォー建築協会と共同して、同実験棟(写真3に外観)の施工検証、各種性能評価を実施した。このうち、資材投入量や施工性検証については、枠組壁工法による6階建ては低層の枠組壁工法より木材使用量が2倍以上多いこと、各工程のうち石こ

うボードの施工に全体の 1/3 以上の工数を要することなどを得、平成 28 年度建築研究所講演会¹⁹⁾において報告した。ここでは、その後実施してきた各種性能検証の結果の概要を報告する。

2) 建物重量による沈み込み挙動の測定

枠組壁工法の多くは、床版の上に壁を立ち上げるプラットフォーム工法方式である。床組は概して繊維方向に対して強度・剛性が約 1/10 の繊維直交方向の部材で構成されるため、その圧縮変形、めり込み変形及び乾燥収縮（枠組壁工法用構造用製材の含水率は概してその JAS の基準値である 19 % よりも低い約 15% 程度まで乾燥されているが、高機密化された戸内では 9~12 % まで乾燥が進むことが知られている）やその長期挙動は中層以上の枠組壁工法では重要な課題である。そこで、乾燥や積載荷重等による沈み込みに対処する手法の開発や施工方法を検討するため、沈み込み量の計測を行った。測定は、2~6 階の床組、及び小屋組から 1 階基礎に延ばしたワイヤの先端に変位計（写真 4）を設置することで各層床組及び小屋組の上下変位を測定した（写真 3）。測定箇所は図 43 に示す 4 箇所とした。測定結果の概要を図 44 に示す。このうち、沈み込みの挙動を平面プラン上の階段室及びそれ以外のコーナー部で測定した結果、製材で床版を構成している階段室の方が、LVL、CLT、平行弦トラスなどで床組を構成している一般部より沈み込みが大きくなるものの、約 1 年で沈み込みの挙動は落ち着くことが判明した。



写真 4 沈み込み測定センサ

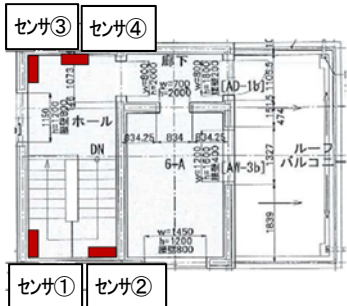


図 43 沈み込みセンサ設置箇所



写真 3 枠組壁工法 6 階建て実大実験棟の外観と沈み込み測定イメージ

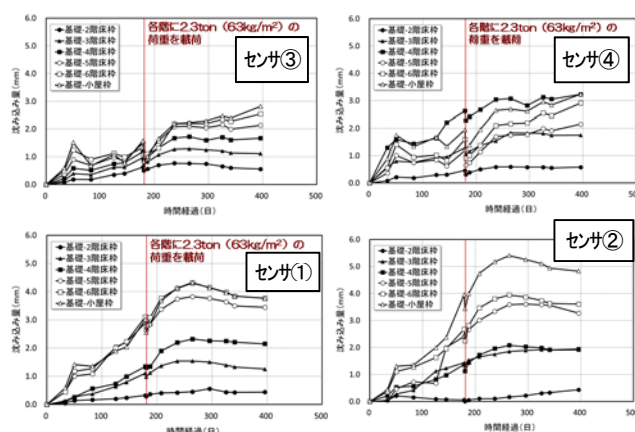


図 44 各階の沈み込み量の推移

3) 強震観測の結果

地盤面、2階及び6階床版上に強震計を設置（図 45）して観測したところ、平成 28 年 5 月 16 日（茨城県南部、 $M_j=5.5$ 、計測震度 3.6）、11 月 22 日（福島県沖、 $M_j=7.4$ 、計測震度 3.7）をはじめとする複数の地震発生時の強震記録が収録できた。その結果、固有周期は NS 方向 0.3 秒 (3.3Hz)、EW 方向 0.27 秒 (3.6~3.7Hz) であった。疑似速度応答スペクトルは図 46 の通りであり、前者の強震記録による応答変位は NS 方向 0.9~0.5 cm、EW 方向 0.2~0.7 cm であることなどを得た。

また、約 2 年半の期間における 100 を超える強震記録の分析から、建物の固有振動数や減衰定数の振幅依存性や気候による変動が明らかとなった。また、固定荷重を模擬する目的で付加質量として一時的に設置されたプールは、建物の固有振動数を減少させ、減衰定数を増加する効果があることが確認された（図 47）。

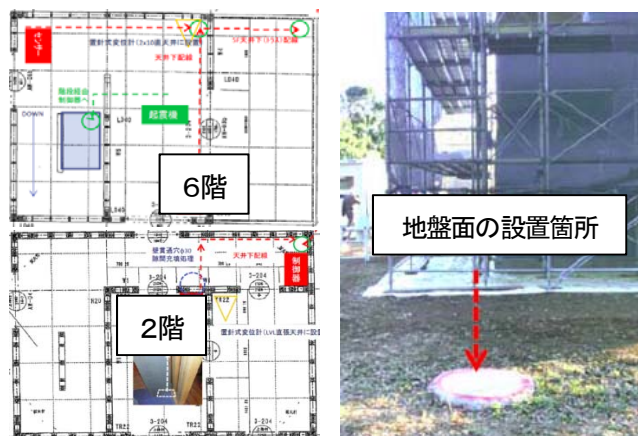


図 45 地震計の設置箇所

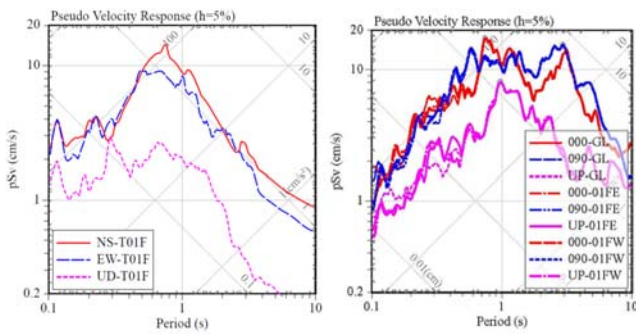


図 46 6階建て枠組壁工法建築物の疑似速度応答スペクトル (左: 2016.5.16 計測震度 3.6、右: 2016.11.22 計測震度 3.7)

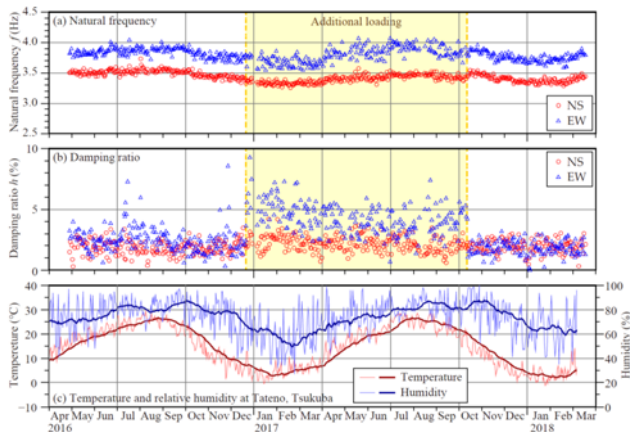


図 47 常時微動記録から算出した日毎の固有振動数(上段)と減衰定数(中段)及びつくば市館野の日平均気温と相対湿度(下段)

4) 陸屋根の脱湿性能の検証

中層木造建築物の屋根は陸屋根が採用されることが多く、その防水施工前には雨水等水分が作用し、防水施工によってこれが封じ込められてしまう場合がある。封じ込められた水分状態が長期間維持されると構造躯体の生物劣化を引き起こす可能性が高い。そこで、屋根下地面材の上に施工する断熱材に格子状の通気用の溝を設け、この溝を使って屋根下地面材の水分を脱気装置（脱気筒：ペーパス）から外部に排出させる排出させる脱気防水システム（図 48）を採用し、実際に実大試験棟の陸屋根に施工した。断熱材の溝付近に湿度センサを脱気装置から 1m おきに設置し、湿度を経時的に測定する一方で、ルーフバルコニー部分には脱気装置を設置せずに溝付近の湿度を測定して比較した（図 49）。陸屋根及び変化を図 50 に示す。脱気装置の有無に拘わらず、陸屋根及びルーフバルコニーの防水層下部の相対湿度、及び絶対湿度は低下し続け、水分が減少傾向であることが分かった。さらに、脱気装置のある陸屋根の方が、同装置の無いルーフバルコニーより湿度の低下する速度が速く、水分の減少速度の向上に脱気装置が寄与していることが明白である。

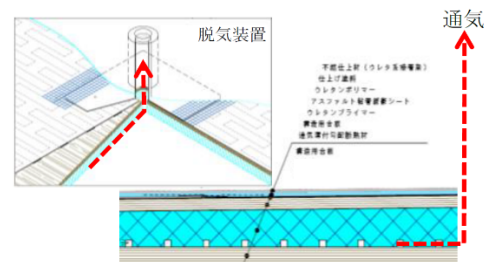


図 48 陸屋根の脱気防水システム

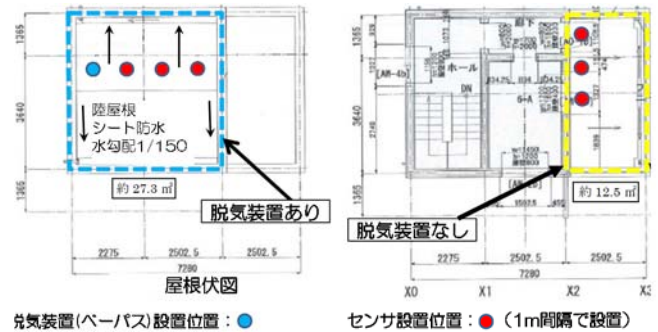


図 49 陸屋根の脱気防水システム

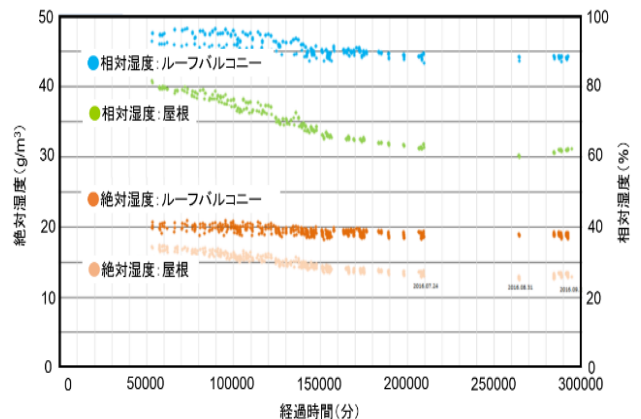


図 50 陸屋根の脱気防水システム

5) 建具施工方法の耐水性能の検証

木造建築物用の開口部用建具は、3階建てまでの低層に作用する水圧・風圧力に対応している。則ち、本実験棟の4～6階に作用する水圧・風圧力に対応した木造用のサッシは商品化されていない。このため、本実験棟の4～6階の開口部には鉄骨造用のサッシを設置した。鉄骨造用のサッシの防水収まりが適切に実施されているかを検証するため、南側及び西側の開口部の隅角部の下側に漏水センサ（コーナー札幌社製結露センサ：写真5）を図 51 に示す箇所に設置し、漏水の有無を経時的に測定した。その結果、建築後3年までは漏水したことを示すデータは得られなかった。

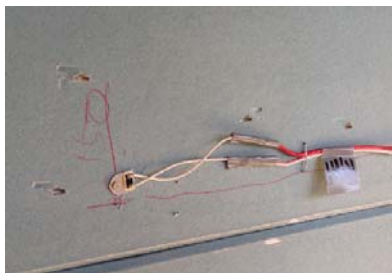


写真5 漏水（結露）センサ（上）とその設置状況（下）

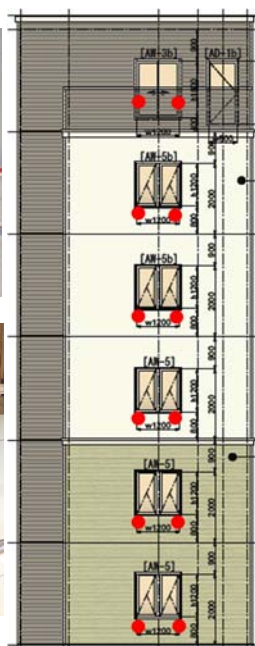


図51 センサ設置箇所(●)

6) 周囲振動・外部加振による振動特性の検討

常時微動（約 10m 離れた国道の交通振動を含む）、及び車両を用いた強制加振を行い、各部の微動、速度を計測して解析した結果、当実大験棟のように搭状比が大きいと、建物応答は上部構造の固有振動数による共振ではなく、地盤-上部構造相互作用に伴う基礎構造のロッキングが支配的となること（図52）などが明らかになった。

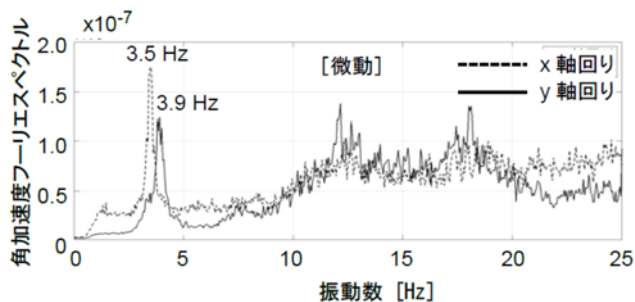


図52 1階床の角加速度フーリエスペクトル(縦軸単位:rad/s²・s)

V 低層CLTパネル工法の普及に資する構造設計法の検討と各種性能評価

1) 仕様書の規定による安全確保方策の検討

① 実務者・設計者による仕様書の規定の与条件と適用範囲

2016 年度に構造設計コンサルタントや住宅メーカーの技術者等 20 名に対して、2 階建てまでを対象として仕様規定のみで安全を確保するとして CLT パネル工法の与条件と適用範囲についてア

ンケート調査を行った。耐力壁の架構としては、小幅パネル架構、大版パネル架構①、大版パネル架構②の順に希望が多いことが分かった。耐力壁以外の各部の構工法については表 14 に示す構工法で建築する希望が多いことが分かった。

また、2 階建てまでで仕様書の規定のみで安全確保をする場合に使用する CLT パネルの仕様については表 15 に示す希望が多かった。さらに、各部位の接合方法や接合具について希望を聞くと表 16 に示すとおりとなった。以上のほか、基礎は立ち上がり幅 150 ~180 mm で主筋 D16、あばら筋 D10 の布基礎を希望する方が最も多く、アンカーボルトは M16 となる仕様を希望する方が最も多かった。

表 14 各部構法で採用希望が多かった構工法

部位	最も多かった回答	次に多かった回答
非耐力壁	軸組構法	CLT・枠組壁工法*
垂れ壁	CLT	軸組構法
腰壁	CLT	軸組構法
1 階床組	軸組構法	枠組壁工法
2 階床組	CLT	軸組構法
天井構面	CLT	軸組構法
屋根構面	軸組構法	CLT

※記入が 2 つある場合は 2 位同数、CLT : CLT パネル工法

表 15 使用する CLT パネルの仕様

項目	部位	最も多かった回答	次に多かった回答
樹種	全ての部位	スギ	ヒノキ
パネル厚さ	耐力壁	90 mm	120 mm・150 mm**
	垂れ壁	90 mm	120 mm
	腰壁	90 mm	120 mm
	2 階床	210 mm	150 mm
	天井	150 mm	90 mm
強度等級	屋根	90 mm	150 mm
	耐力壁	Mx60	S60
	2 階床	Mx60	Mx90
	天井	Mx60	Mx90
使用環境 (全部位)	屋根	Mx60	S60
	ラミナ厚さ (全部位)	30 mm 以上	24 mm 以上
使用環境 (全部位)		JAS における B*	JAS における C**

※ 記入が 2 つある場合は 2 位同数

**使用環境 C : 材料の含水率が時々 19 % を超える環境、構造物の耐力部材として接着剤の耐水性、耐候性又は耐熱性について通常の性能が要求される使用環境

*使用環境 B : 使用環境 C に加えて、構造物の火災時でも高度の接着性能を要求される環境

表 16 各部の接合方法で採用希望が多かった接合形式と接合具

部位	最も多かった回答	次に多かった回答	引きボルト
壁-基礎	鋼板挿入+DP	鋼板添板+木ねじ	3位
壁-壁(鉛直)	鋼板挿入+DP	鋼板添板+木ねじ	3位
壁-壁 (水平一般部)	鋼板添板+木ねじ	鋼板挿入+DP	
壁-壁 (水平交叉部)	鋼板添板+木ねじ	木ねじのみ	
壁-垂れ壁	鋼板添板+木ねじ	鋼板挿入+DP	6位
壁-腰壁	鋼板添板+木ねじ	鋼板挿入+DP	5位
壁-床	鋼板添板+木ねじ	鋼板挿入+DP	4位
床-床	木材添板+くぎ	鋼板添板+木ねじ ・木ねじのみ*	
壁-屋根	木ねじのみ	鋼板添板+木ねじ	3位
屋根-屋根	鋼板添板+木ねじ	木材添板+くぎ ・木材添板+木ねじ*	

※ 記入が2つある場合は2位同数、DP：ドリフトピン

一方、仕様書の規定のみで建設したい建築物の規模は、2階建て以下、500 m²以下、軒高さ9 m以下、高さ13 m以下という希望が圧倒的に多く、木造軸組構法や枠組壁工法の壁量計算で建設できる規模と同等のものを望んでいることが分かった。また、モジュールは1,000 mm、アスペクト比は4以下、階高は3,300 mm以下を希望している方も圧倒的に多く、アスペクト比、階高については限定して良いことも判明した。さらに、耐力壁配置の制限に関する意向は表17の通りで、種々意見があるので配慮が必要であることが分かった。

表 17 構造仕様の制限に関する希望

制限事項	最も多かった回答	次に多かった回答
耐力壁線間距離の上限	12 m以下	15 m以下
耐力壁線区画の面積の上限	72 m ² 以下	80 m ² 以下・ 64 m ² 以下*
耐力壁線のずれの上限	1,000 mm以下	455 mm以下
耐力壁線のずれ箇所数の上限(同一階)	2箇所以下	1箇所以下
耐力壁線に設ける開口幅の上限	4 m以下	5 m以下
耐力壁線上の開口率の上限	3/4以下	4/5以下・ 2/3以下*
上下耐力壁線のずれの上限	1,000 mm以下	許容しない
床梁の支点間距離の上限	8 m以下	—
床の開口制限(面積)	16 m ² 以下	10 m ² 以下
床の開口制限(開口率)	1/4以下	1/3以下
片持ちバルコニーの上限	1.5 m以下	2.0 m以下

※ 記入が2つある場合は2位同数

② 低層用 CLT 壁パネルの水平せん断性能と接合部性能の関係²⁰⁾

(i) 検討の背景

中高層木造建築用部材として国内外で脚光を浴びている CLT パネルは、その基準強度、許容応力度、構造計算基準等が 2016 年春に整備され、一般化した。しかし、CLT の更なる普及を目指した低価格化のためには、CLT パネルによる低層住宅の建築が必要とされる向きもある。

低層住宅を CLT パネル工法によって建築しようとするとき、現状では構造計算を要し、軸組構法や枠組壁工法と比べて不利である。そこで、低層 CLT パネル工法を構造計算せずに建築するルートの創設を目指して技術的知見の収集を行う。

(ii) 低層用 CLT 壁パネルの仕様

前節のアンケートから、壁パネルは、Mx60 による 3 層 3 プライのパネルの使用を支持する人が多かった。鉛直方向の接合部は鋼板添板型木ねじ接合と鋼板挿入ドリフトピン接合が最も支持された。しかし、前者は気密性の確保が難しいこと、後者は 2017 年当時 1 階脚部で基礎に設置する際の加工精度が問題とされていた。このため、本研究では 3 番目に多くの支持を集めた引きボルト接合を採用することとした。

(iii) 引きボルト接合部の性能

引きボルト接合部の引張耐力は、表層の平行層の幅はぎ面との位置関係によって耐力が異なることが知られているため、引きボルトの中心軸と幅はぎ面が一致している仕様 (J)、引きボルトの座堀の矩形孔の 1 辺が幅はぎ面と一致している仕様 (E)、並びに引きボルトの中心軸がラミナの中心と一致している仕様 (C) について実施した。さらに、低層住宅の内装には防耐火規定上の制限がないため、CLT パネルを現しにすることを想定して、座金の寸法を面外方向に貫通する 90×90 mm の場合と壁パネルの内装側に貫通しない引きボルトの矩形孔を想定して、座金寸法を 80×90 mm とする場合について接合部試験を実施した。試験方法の概要を図 53 に示す。CLT は幅はぎ接着の無い Mx60-3-3、A 種構成とし、ボルトは強度区分 10.9 の M20 転造ねじとした。座金は SS400 による厚さ 16 mm のものを使用した。各試験体の名称及び仕様を表 18 に示す。

試験体は各 4 体用意し、6 仕様各 1 体の単調載荷の結果得られた降伏変位 2.0~2.5 mm に基づいて、変位が 0.5, 1, 2, 4, 6, 8, 12, 16 mm のときを折り返し点とした一方向繰り返し加力試験とした。

引張試験の結果得られた包絡線を完全弾塑性モデルに近似し、降伏耐力 P_y 及び終局耐力 P_u を算出し、試験仕様ごとに比較して図 54 に示す。 P_y と P_u はともに座金が 80 mm と小さいときは

少々低下し、ボルトとラミナの継ぎ目の位置関係はJ, E, Cのうち
のEが最も耐力が低かった。

表 18 引きボルト接合部の試験体仕様

名称	座金の寸法 (mm)	表層ラミナの継ぎ目と ボルトの位置関係	試験 体数
P33-80J	80×90×t16	引きボルトの中心軸と継 ぎ目が一致	4
P33-90J	90×90×t16	引きボルトの中心軸と継 ぎ目が一致	4
P33-80E	80×90×t16	引きボルトの座堀の矩形孔 の1辺が継ぎ目と一致	4
P33-90E	90×90×t16	引きボルトの座堀の矩形孔 の1辺が継ぎ目と一致	4
P33-80C	80×90×t16	引きボルトの中心軸がラ ミナの中心と一致	4
P33-90C	90×90×t16	引きボルトの中心軸がラ ミナの中心と一致	4

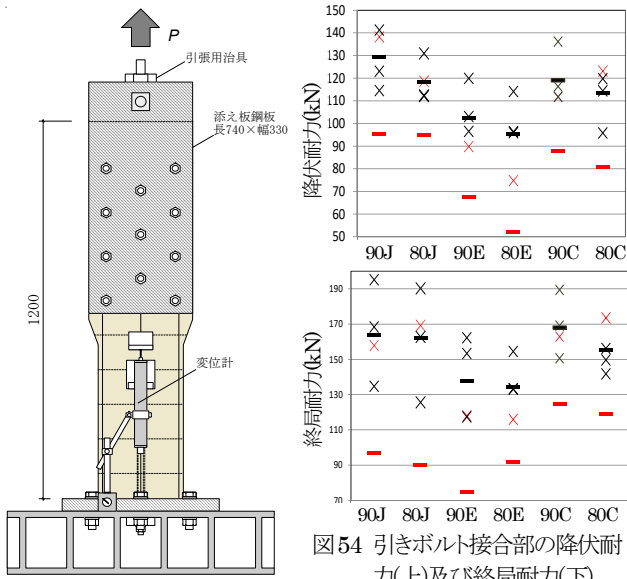


図 54 引きボルト接合部の降伏耐
力(上)及び終局耐力(下)
(ただし、×:単調載荷結果、×:繰返し
試験結果、-:全試験結果の平均値、
-:全試験結果の5%下限値)

(iv) 壁パネルの水平せん断性能

構造計算を要しない低層建築物の仕様が平成 28 年国土交通省
告示第 611 号においてルート 1 に対する制限事項より自由度が高
いものでは成立し得ない可能性を考慮して壁パネル試験体の脚部、
頂部の引きボルトは ABR490 による M16 とし、有効長さ 400 mm
以上を確保した。壁長さ 1 m の試験体の概要を図 55 に示す。CLT
パネルの材料組成は接合部試験と同様とし、頂部・脚部にそれぞれ
240 mm の横架材と 105 mm の土台を配し、それらとの間にφ28
×170 mm の鋼棒をせん断キーとして設置することでせん断変形
を抑制した。なお、せん断キーの近傍に構造用ビスを斜め打ちして
CLT パネルの面外変形、割裂破壊を回避した。

壁長さ 1 m の試験体は 4 体とし、壁配置の自由度を確保するこ
とを考慮して同 1.5 m と 2 m の試験体もほぼ同仕様（せん断キー
の本数は異なるが、ボルトの縁距離や表層ラミナの継ぎ目との位
置関係は同じ）で 1 体ずつ製作し、水平せん断試験に供した。

実験は、耐力壁の評価業務方法書に準じて±1/300, ±1/200, ±

1/150, ±1/100, ±1/75, ±1/50, ±1/30 rad で 3 回折り返した後、
破壊に至らしめた。なお、ABR490 による壁パネルの破壊は全て
引きボルトの破断、若しくはねじ部の破壊によって生じたため、一
部の試験体については試験終了後、ボルトを SCM435 による M20
（強度区分 10.9）に入れ替えて単調載荷試験を行い、接合部破壊
が生じた場合のせん断耐力を確認した。各試験体の仕様と破壊状
況、及び破壊後の再加力時の内容を表 19 に示す。

水平せん断試験の結果、ABR490 (M16)を用いたときの包絡線を
図 56 に示し、完全弾塑性モデルに置換して得られた壁の 4 指標を
表 20 に示す。また、SCM435 (M20)を用いたときの包絡線を図 57
に示し、包絡線から評価した許容耐力を表 20 に併せて示す。許容
耐力はいずれも終局耐力で決まり、SCM435 を用いた試験体は
ABR490 を用いた試験体後であることもあり、許容耐力が低く評価
された。1.5M と 2M については 1 体だけの評価であるが、概ね長
さに比例した耐力が得られるが、変形能力が大きく異なる。

さらに、「2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」
（日本住宅・木材技術センター）による計算方法に基づいて、
前述の接合部試験の包絡線から壁パネルの降伏点までの変形を予
測した結果を図 57 に併せて示す。試験体 1M-4 を除いて、加力試
験後の試験体の包絡線であるため、引きボルトを留め付ける座金
のめり込みが不均一で、これにより加力初期にすべりが生じた。こ
のすべりをオフセットすると、降伏点までの剛性は妥当な値と考
えられるが、降伏点は差が大きく、検討の余地が残る。

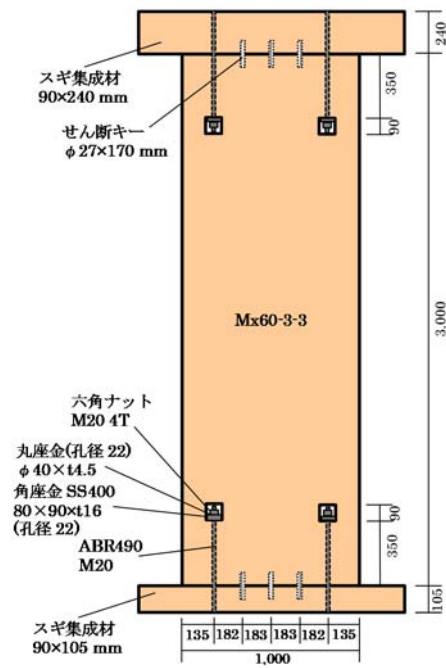


図 55 壁パネル試験体の概要

表 19 引きボルトによる壁パネル試験体の仕様

名称	引きボルトの種類	破壊状況	再加力時のボルト
1M-1	M16 ABR490	ねじ山の破壊	—
1M-2	M16 ABR490	ボルトの破断	M20 SCM435
1M-3	M16 ABR490	ボルトの破断	M20 SCM435
1M-4	M20 SCM435	接合部の破壊	—
1.5M	M16 ABR490	ボルトの破断	M20 SCM435
2M	M16 ABR490	ボルトの破断	M20 SCM435

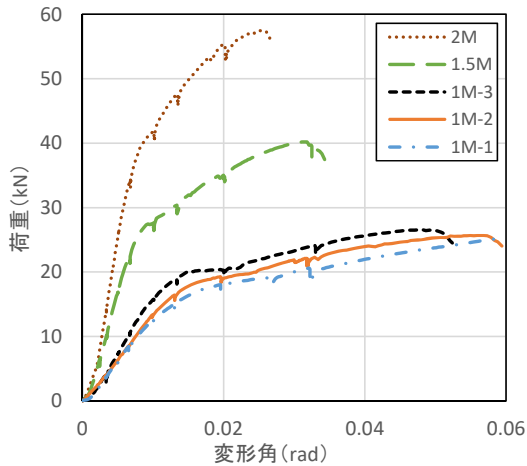


図 56 ABR490 (M16)による包絡線

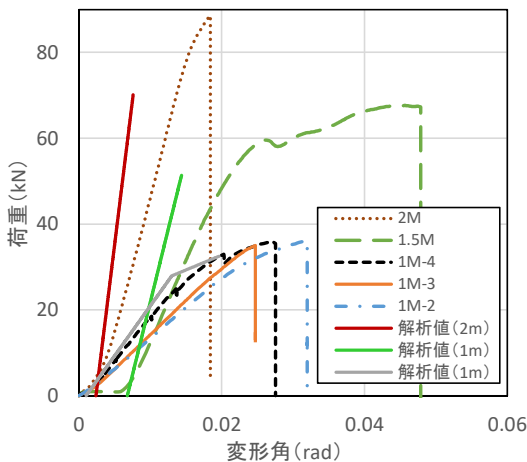


図 57 SCM435 (M20)による包絡線

表 20 壁パネルの降伏、終局せん断耐力等評価値

試験体名・評価指標	ABR490 (M16)を用いた場合の評価				SCM435 (M20)を用いた場合の評価			
	降伏耐力 Py	終局耐力	2/3 Pmax	1/120 rad 変形時の耐力	降伏耐力 Py	終局耐力	2/3 Pmax	1/120 rad 変形時の耐力
1M-1	15.37	9.95	16.85	10.67	—	—	—	—
1M-2	16.53	10.66	17.12	11.18	25.94	8.50	24.12	10.95
1M-3	17.85	11.29	17.72	13.50	30.18	7.21	23.35	11.52
1M-4	—	—	—	—	21.18	9.42	23.97	15.03
平均値	16.58	10.63	17.23	11.78	25.77	8.38	23.81	12.50
標準偏差	1.24	0.67	0.44	1.51	4.50	1.11	0.41	2.20
変動係数%	7.46	6.30	2.57	12.81	17.47	13.28	1.72	17.64
50%下限値	16.00	10.32	17.02	11.07	23.65	7.85	23.62	11.46
1.5M	24.76	16.43	26.79	26.37	49.16	20.03	45.11	6.36
2M	35.10	21.09	38.33	39.61	評価不能	59.07	35.29	—

ただし、終局耐力は塑性率を μ として、 $0.2P_u / \sqrt{2\mu - 1}$ の数値

(v) 本節の結論

設計者らの意向に基づいて構造計算を要しない低層 CLT パネル工法の仕様を定め、その接合部性能と CLT パネルのせん断性能を実験的に把握して以下を得た。

- 接合部は既往の研究と同様ラミナの継ぎ目と引きボルトの座掘孔の一边が一致したときに耐力が低下する。
- ABR490 による耐力壁の許容耐力は壁長さに比例する可能性がある。
- CLT マニュアルの方法で耐力壁の荷重-変形関係が概ね推定可能であるが、剛性の評価精度は必ずしも高くない。

③ 壁長が異なる CLT 壁パネル併用時の水平載荷時挙動の分析

(i) 検討方法

壁長が異なる 3 層 3 プライの低層用 CLT 壁パネルが同一壁線内に併用された場合の水平力作用時の挙動を解析的に検討する。壁長さは 1 m、1.5 m、2 m (壁高さは 3 m) とし、壁には CLT 床パネル 5 層 7 プライ又は集成梁があるものとする。壁の四隅には引きボルト接合をモデル化した非線形バネを設定し、1 階下部には土台があるものとし、その土台へのめり込み、並びに上階の CLT パネルによる床へのめり込み挙動も考慮したモデルについて荷重増分解析を行う。

(ii) 解析モデル

壁パネルは壁の厚さ・幅を持つ梁要素と上下に壁幅に相当する剛梁で構成し、図 58 に示すように壁長の異なる壁を直列に並べる解析モデルとするが、壁の上に床パネルが配置されるモデルと壁の上に集成梁が配置されるモデルの 2 種とする。壁の上に床パネルを載せる場合は、床の厚さ、強軸方向に 1 m の協力幅を持つ梁要素を配置し、集成材の梁を載せる場合は、90×240 mm のスギ集成材 E65-F225 を配置する。基礎天端を支持層とし、そこから土台高さ 105 mm、壁パネル高さは 3,000 mm とする。加力は床パネルの高さ又は集成梁せいを中心とし、壁長の異なる壁同士を直列で並べる場合は壁と壁の間隔はモデルの入力の便宜上 200 mm 空ける。壁パネルの四隅には引きボルトによる引張バネと土台や床パネルへのめり込み挙動を圧縮バネとして配置し、せん断バネを壁パネル上下中央に設ける。荷重は水平荷重を増分 (4,000 ステップ) させるが、固定荷重による鉛直荷重は載荷しない。

(iii) 入力データ

CLT の仕様と弾性係数は CLT 設計施工マニュアル²⁾に従って表 21 の数値を入力した。

接合部の引張バネは CLT 設計施工マニュアル²⁾等に従って

ABR490 の M16 の特性値（剛性平均）からバネ特性を算出した。なお、 L_b の算出方法は設計施工マニュアル²⁾に従った。引張バネの応力変形特性は終局耐力を折れ点とした完全バイリニアモデル（図 59）とした。解析上、壁パネルの隅角部に引張バネを配置するため、 $R = 0.83 d/D$ とし、弾性剛性に R^2 を乗じ、非線形応力変形特性の耐力には R を乗じ、変形を R で除し補正を行った。

接合部の圧縮バネの応力変形特性は、CLT 床には Mx60-5-7 を、梁・土台にはスギ集成材 E65-F225 を用いるとし、降伏耐力 P_y 、弾性剛性 K_1 、降伏後剛性 $K_2 (=k/8)$ は設計施工マニュアル²⁾「3.1.2 (3) 接合部のモデル化」(P. 68) より算出した。解析上、壁パネルの隅角部に圧縮バネを配置するため、 $R = 0.83 d/D$ とし弾性剛性に R^2 を乗じ、非線形応力変形特性の耐力には R を乗じ、変形は R で除し補正を行った。

なお、せん断バネは引きボルトで降伏させることを前提に剛性は無限大、耐力は十分高い値を設定し、予備解析により CLT 壁の下部が水平挙動していないことを確認した。また、せん断バネはせん断力のみ伝達し、せん断バネ位置でモーメントは発生しないものとした。

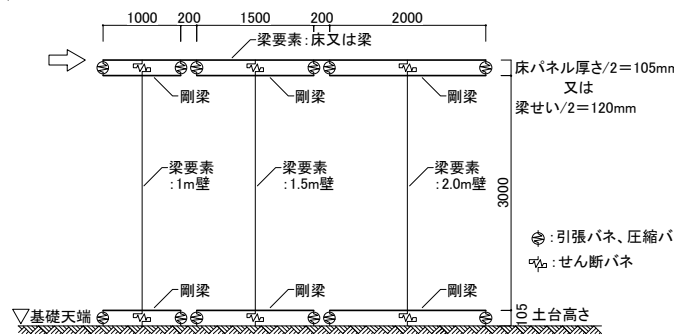


図 58 直列解析モデル

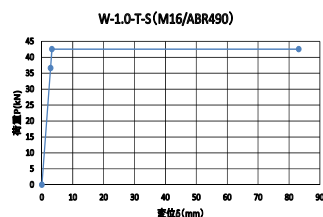


図 59 引張バネ特性

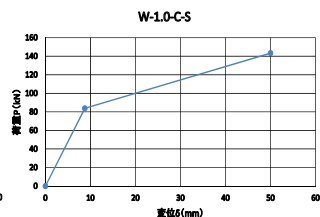


図 60 圧縮バネ特性

表 21 弾性係数 (単位: kN/mm^2)

部位	強度等級- ラミナ構成	面内方向			面外方向			
		E		G	E		G	
		強軸	弱軸	共通	強軸	弱軸	強軸	弱軸
壁	Mx60-3-3	4.000	1.000	0.500	5.777	0.111	0.0238	0.0625
床	Mx60-5-7	3.857	0.857	0.500	5.536	0.227	0.0297	0.0097

(iii) 解析結果

壁上を CLT 床とした場合は、壁長の長い CLT 壁 (2 m) の壁左下部の引きボルトから順に終局耐力に達し、最終的に CLT 壁 (2 m) の壁右上部の引きボルトが降伏して解析終了となった。なお、めり込み変形は最大で 5.52 mm であり、圧縮力が最大に作用している箇所においても、当該部位のめり込み降伏耐力の 67% 程度に留まっていた。

壁上を梁とした場合は、壁長の長い CLT 壁 (2 m) の壁左下部の引きボルトから順に終局耐力に達し、最終的に CLT 壁 (2 m) の壁右上部の引きボルトが降伏するのを残すのみとなったが、床 CLT に比べ梁では剛性が低いため、降伏は進まず、変形角 1/10 rad で解析終了となった。なお、めり込み変形は最大で 5.04 mm であり、圧縮力が最大に作用している箇所においても、当該部位のめり込み降伏耐力の 64% 程度に留まっていた。

壁の上に CLT が設置されたときと集成材梁が設置されたときの各耐力壁の負担耐力の差異を比較して図 61 に示した。1/300 rad 時まで、概ね同様な挙動を示していた。1/150 rad 付近で 1 m、1.5 m の壁が耐力低下を始めるが、壁上が剛性の高い床 CLT の場合、壁右上の引きボルトが終局耐力に達していない 2 m 壁がその後、多くの水平力を負担するため荷重上昇が大きい。それぞれの負担耐力を合計した直列壁の加重変形関係を図 62 に示す。剛性の高い CLT 床が壁上に設置されている方が耐力は高いものの、剛性が低い集成材梁が壁上に設置されている方が変形能力はあることが分かる。

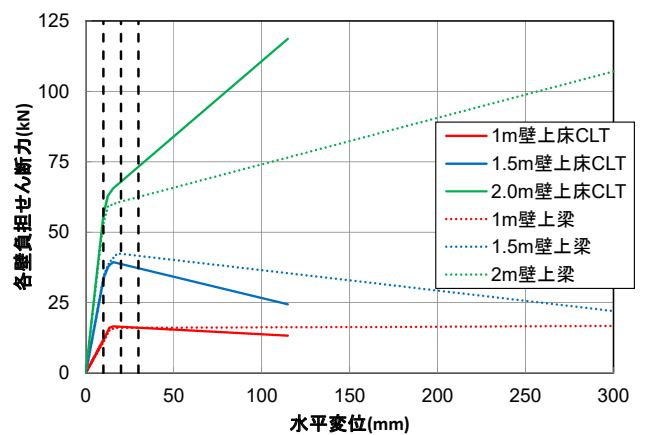


図 61 壁上の部材の違いによる単体壁の負担耐力の差異

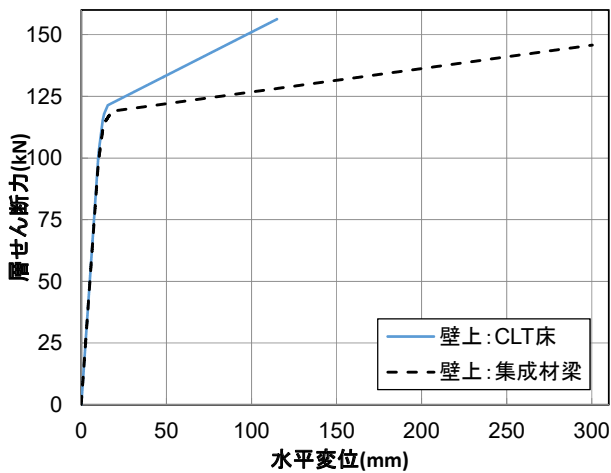


図 62 壁上の部材の違いによる耐力比較

④ 許容耐力に基づく住宅プランの例の検討

②で算出した 1 m 単位壁の許容水平せん断耐力を 10 kN として、平屋建て又は 2 階建ての住宅に必要な耐力壁の枚数は、表 22 の通りとなる。一方、鉛直荷重に対して必要な耐力壁の枚数は表 23 の通りとなる。前者の方が多いことが分かるが、これに基づいて、総 2 階建ての住宅の平面プランを検討すると、図 63 の通りとなり、住宅としては成立すると考えられる。しかし、低層の店舗併用住宅や事務所建築では壁量が多く必要で今後要検討である。

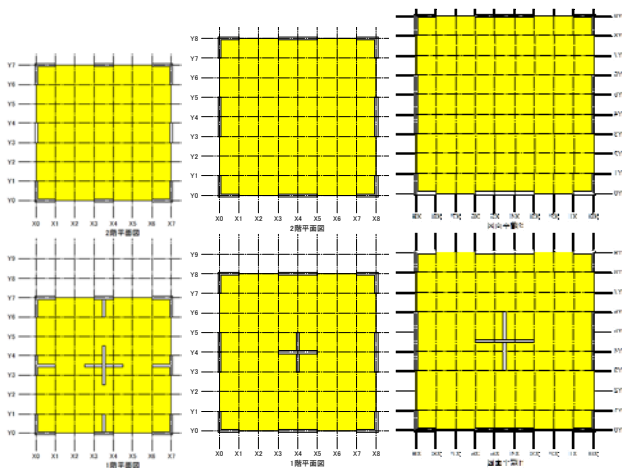


図 63 総 2 階の住宅における必要な耐力壁(=の箇所)配置の例 (左から、建築面積 30 坪、40 坪、50 坪の場合)

表 22 水平荷重に対する壁パネル 1 m の必要枚数

階数	住宅						
	総2階				平屋		
	(参考) 延べ20m ²	延べ30坪	延べ40坪	延べ50坪	(参考) 延べ10m ²	延べ30坪	延べ40坪
2	3.02	5.62	6.32	7.03	-	-	-
1	4.25	8.24	9.83	12.02	2.71	6.97	7.92

表 23 鉛直荷重に対する壁パネル 1 m の必要枚数

階数	住宅						
	総2階				平屋		
	(参考) 延べ20m ²	延べ30坪	延べ40坪	延べ50坪	(参考) 延べ10m ²	延べ30坪	延べ40坪
2	1.05	3.19	3.94	4.77	-	-	-
1	2.07	6.51	8.09	9.85	1.05	5.69	7.20

2) 実大実験棟を活用した各種性能評価

① 検討の経緯と目的

「CLT パネルの特質をいかした試作棟」が国土交通省「木造建築技術先導事業」(平成 26 年度追加募集分)に採択され、日本 CLT 協会と共同して、同実験棟(写真 6 に外観)の施工検証、各種性能評価を実施した。このうち、資材投入量や施工性検証については、同じ低層の軸組構法より木材使用量が 2~3 倍以上多いこと、床パネルは壁パネルに比べて 1 枚辺りの工数が多いことなどを得、平成 28 年度建築研究所講演会¹⁹⁾において報告した。ここでは、その後実施してきた各種性能検証の結果の概要を報告する。



写真 6 CLT パネル工法 2 階建て実験棟

② 建築物内で表し使用した CLT パネルの寸法変化挙動

CLT パネル工法実験棟における湿気供給システムによる吸放湿過程の内部表し CLT パネルの寸法変化を測定した結果、パネル間の隙間は減少傾向にあるものの、パネル間の目違いは減少しない(図 64)ことが判明した。

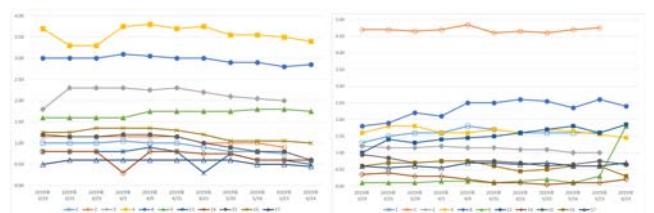


図 64 内部表し CLT のパネル間の隙間(左)と目違い寸法(右) (単位: mm)

③ 片持ちバルコニーの温湿度変動下におけるクリープ変形

粘弾性を有する有機材料は時間とともに荷重に対する変形が増加するクリープ挙動や応力緩和が見られることは衆知である。さらに、温湿度変動下におかれた木質材料のクリープ変形量が恒温恒湿下よりも増え、これをメカノゾープティブ変形という。新しい材料である CLT のメカノゾープティブ挙動は未知であるため、本実験棟を活用して測定した。屋外に面するオーバーハングの箇所のクリープ変形量の測定を継続した結果、7 層 7 プライ、5 層 7 プ

ライのパネルともに、設計時に想定された変形量(クリープ増大係数=2.0)には到達しない変形量(図64)に留まっている。



図64 片持ちバルコニーの温湿度変動下のメカのソープティプ変形(左:7層7プライ、右:5層7プライ)

④ 気密性能

完成当初の CLT 実験棟の気密性能は低かった。これに対して、ルーバー窓のサッシへの変更、鋼板添板金物の立体的な隙間への発泡剤の充填、玄関扉の機密仕様への改善など開口部やその周囲の仕様を数通り変えて気密性向上対策の結果、表24の通り性能向上が見られた。

表24 CLT 実験棟の機密性能

	総相当隙間面積 αA (cm ²)	相当隙間面積 C (cm ² /m ²)
木製開口部、換気口全てシール	696	4.0
1F部木製建具シール外し(一部)	777	4.4
1・2F部木製建具シール外し(一部)	887	5.0
玄関以外の開口部シール外し	1,707	9.7
玄関を含めたすべてのシール外し	2,911	16.5

⑤ 室内空気質

パッシブ法のバッチ式により1、2階居室に設置しホルムアルデヒド、VOCを測定した結果、表25の通りとなった。アセトアルデヒドが基準値を超えているが、木材を露出した場合には止むを得ないものである。

⑥ 居住性の評価(温熱環境)

各階、各室の温湿度を測定して(図65)室内温湿度環境を評価し、ある一定以上の居住性があることを確認した。また、空調設備、及び輻射冷暖房設備運転下の温湿度環境を測定した。その結果、外

気温の日較差に比べて室内の気温の日較差は小さいこと、空調停止後に室内の温度が外気温と同等になるには3日程度有することなどが得られた。

表25 CLT 実験棟の室内空気室測定結果

分析対象物質	1階の分析結果 (ppm)	2階の分析結果 (ppm)	指針値 (ppm)
ホルムアルデヒド	0.02	0.03	0.08
アセトアルデヒド	0.03	0.04	0.03
トルエン	0.01 未満	0.01 未満	0.07
エチルベンゼン	0.01 未満	0.01 未満	0.88
キシレン	0.01 未満	0.01 未満	0.20
スチレン	0.01 未満	0.01 未満	0.05
パラジクロロベンゼン	0.01 未満	0.01 未満	0.04

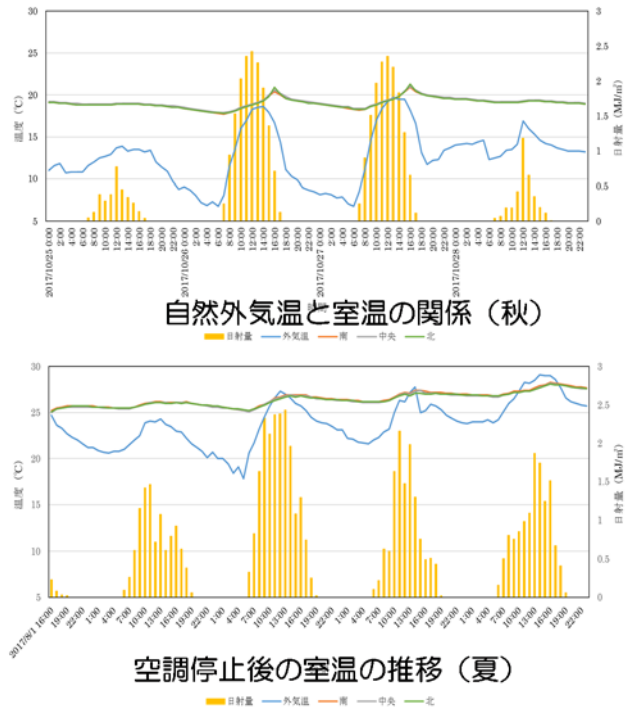


図65 CLT 実験棟内部の室温の推移(上:秋の自然外気との比較、下:夏の空調停止後の温度上昇挙動)

⑦ 居住性の評価(空調の効率)

空調設備、又は輻射冷暖房設備運転下の温湿度環境を測定し、室内の温度が空調等設備設定温度に達するまでの時間等を夏季と冬季について評価した。CLT 表しとなっている室内においては、空調設備の方が輻射式よりもその時間が短いこと、輻射式よりも空調設備の方が電力消費量は少ないことなど(図66)を得た。

⑧ 防水施工時の降水の脱湿挙動測定

CLT パネル工法建築物の屋根は陸屋根が採用されることが多く、その防水施工前には雨水等水分が作用し、防水施工によってこれ

が封じ込められてしまう場合がある。封じ込められた水分状態が長期間維持されると構造躯体の生物劣化を引き起こす可能性が高い。そこで、屋根下地面材の上に施工する断熱材に格子状の通気用の溝を設け、この溝を使って屋根下地面材の水分を脱気装置（脱気筒：ペーパス）から外部に排出させる排出させる脱気防水システムを採用し、実際に実験棟の陸屋根に施工した。断熱材の溝付近くに湿度センサを脱気装置から 1m おきに設置し、湿度を経時的に測定した（図 67）。その結果、脱気装置の負担面積の大小により脱湿性能に高低があること、脱気装置近傍の湿度は、外気の湿度変化と連動しており、脱気装置を介して湿気が防水層の中へ侵入することなどを得た。

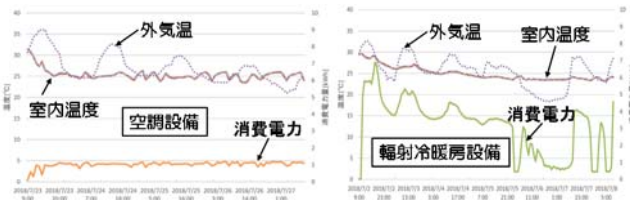


図 66 空調設備と輻射冷暖房設備の運転開始からの室内気温変化と電力消費量（夏季）

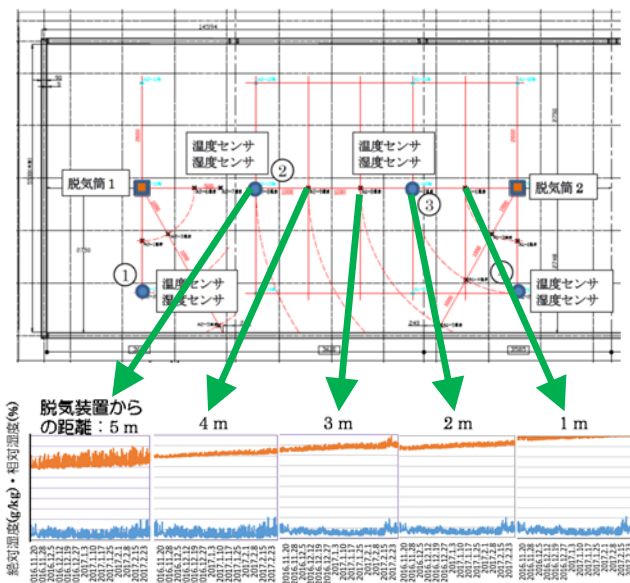


図 67 陸屋根の防水層下部の相対湿度・絶対湿度の推移

V おわりに

本研究を実施して、以下の事項を得た。

- ・木質 I 型ジョイストの破壊モードを整理し、破壊する部位の破壊荷重継続時間の調整係数で、部材全体を評価できる可能性がある。
- ・集成材フレーム構造のうち、鋼板挿入ドリフトピン接合や引き

ボルト接合による半剛節フレーム構造の終局挙動について検討した結果、仕様を限定すれば終局設計ができる可能性がある。

- ・適用範囲に制限があるものの、集成材等建築物の構造設計マニュアルの改訂版の素案が提案された。
- ・マスティンバー工法に使用するパネルとして、CLT は集成材厚板パネルや LVL パネルより寸法安定性に優れている。
- ・集成材パネルは CLT より寸法安定性に劣るが、マスティンバー工法において許容範囲であると考えられる。しかし、CLT と同じ耐力を発現する接合方法には、接合具などが多く必要となる。
- ・枠組壁工法 6 階建て実験棟において、沈み込み挙動は 1 年強の期間で多少落ち着くこと、陸屋根の脱気装置は防水層下部に残る水の排出に有効であること、同実験棟の塔状比ではロッキング振動が卓越していることなどを得た。
- ・2 階建てまでの住宅に対して 1~2m の無開口壁を単位要素として水平力に対する安全性確保方策に一定の目処が立ったが、低層の店舗併用住宅や事務所建築への適用には単位要素の耐力を向上させる必要がある。
- ・2 階建て CLT 実験棟を活用して各種性能評価を行って、片持ちパネルによるバルコニーは過大なメカノソープティブ変形を生じていないこと、内部現しの CLT パネルの隙間は経時的に現象するが目遣いは減少しないこと、陸屋根の脱気装置により湿気が逆流する可能性があることなどを得た。

謝辞

本研究は、構造研究グループと共同で実施したものである。材料研究グループ（当時）の山口修由氏（2019 年退職）、秋山信彦氏（2019 年異動→国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部評価システム研究室）においては本研究全般にわたってご尽力頂いた。木質 I 型ジョイストの破壊モードの整理と長期性能の表岡法の検討は地方独立行政法人北海道立総合研究機構森林研究本部林産試験場大橋義徳氏、高梨隆也氏、石原 亘氏の協力を得て実施したものである。鋼板挿入ドリフトピン接合、引きボルト接合による集成材フレームの終局設計法の検討は、秋山信彦氏（前掲）を中心に進めて頂いた成果である。集成材等建築物の構造設計マニュアルの素案は、「集成材フレーム終局耐力検討 WG」（主査：五十田博京都大学教授）のメンバーのご尽力の賜である。枠組壁工法 6 階建て実大実験棟を活用した各種性能評価は（一社）日本ツーバイフォー建築協会と共同して実施した成果であり、宇都宮大学中島史郎教授、産業技術総合研究所国松直氏、当所国際地震工学センター鹿嶋俊英上席研究員、田島ルーフィング(株)住建開発部山根良和

氏をはじめとする関係諸氏に大変お世話になった。低層 CLT パネル工法の仕様書の規定の検討は、「CLT パネル工法仕様規定検討委員会」（委員長：河合直人工学院大学教授）のメンバーにご検討頂いた成果である。2階建て CLT 実験棟を活用した各種性能評価は（一社）日本 CLT 協会と共同して行ったものであるが、当グループ以外にも国土交通省国土技術政策総合研究所住宅研究部桑沢保夫住宅情報システム研究官、同建築研究部平光厚雄設備基準研究室の協力も得て行ったものである。以上の多くの関係者にこの場を借りて厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 林野庁：平成 29 年度の公共建築物の木造率について、<https://www.rinya.maff.go.jp/j/press/riyou/190314.html>, 2017.3.14.
- 2) 槌本敬大、津田千尋、高梨隆也、石原 亘、大橋義徳：「木質 I 型梁の荷重継続時間の調整係数の評価方法」, 第 70 回日本木材学会大会（鳥取）研究発表要旨集, 2020.
- 3) 秋山信彦、槌本敬大、守屋嘉晃：「鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部の終局挙動に対する配置条件の影響」, 日本木材学会大会研究発表要旨集, 2018.
- 4) 秋山信彦、槌本敬大：「鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部の終局挙動に関する研究－円形配置の塑性変形能－」, 日本木材学会大会研究発表要旨集, 2019.
- 5) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル, 2009.
- 6) 秋山信彦：「鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部の保有耐力設計」, 日本建築学会シンポジウム大規模木質構造の構造設計規準（案）と実験的根拠－耐力壁の構造特性係数 D_s ・平面混構造・鋼板挿入ドリフトピン接合等一, pp.41-61, 2018.
- 7) 秋山信彦、岡本滋史、槌本敬大：「引きボルト式集成材ラーメン構造の耐震設計法に関する研究（その 1）柱梁接合部に関する一定軸力を考慮した降伏耐力・終局耐力の推定法の提案」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 179-180, 2019.
- 8) 稲山正弘ほか：「引きボルトを利用した木造ラーメン接合部の設計法に関する研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 99-120, 2009.
- 9) 望月英二：「離間と降伏を考慮した木造めり込み式の導出と簡易モデル化手法」, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 6 80, 1553-1560, 2012. 10.
- 10) 稲山正弘：中大規模木造建築物の構造設計の手引き, 彰国社, 2017.
- 11) 岡本滋史、秋山信彦、槌本敬大：「引きボルト式集成材ラーメン構造の耐震設計法に関する研究（その 2）柱梁接合部のめり込み挙動の実験検証」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 181-182, 2019.
- 12) 槌本敬大、三宅辰哉：「異なる構造特性を有する構造を混用した構造の構造特性係数の評価」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 493-494, 2019.
- 13) 集成材 TG：木造長期優良住宅の総合的検証事業 材料・構造分科会 平成 25 年度報告書, pp.341-391, 2014.
- 14) 鈴木恒、安村基：集成材アーチ架構の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造(2), 87-88, 1992.
- 15) 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き, 2005.
- 16) 弥浦壮太、五十田博、北村俊夫、新井一弘：大断面集成材プレーズを用いた鉛直構面の面内せん断実験と性能把握, 日本地震工学会大会, #117, 2013.
- 17) 槌本敬大、車田慎介、李元羽：「マッシュ・ティンバー用パネル部材の寸法安定性の検証」, 第 68 回日本木材学会研究発表要旨集, 2018.
- 18) 槌本敬大、車田慎介、李元羽：「マッシュ・ティンバー用パネル部材の寸法安定性の検証（2）～2年目の挙動を踏まえた評価～」, 第 69 回日本木材学会研究発表要旨集, 2019.
- 19) 槌本敬大：「CLT パネル工法実験棟と枠組壁工法 6 階建て実験棟の建築を通じた施工性検証」, 平成 29 年度建築研究所講演会テキスト, 2017.
- 20) 槌本敬大、鈴木圭、車田慎介、藤田和彦、秋山信彦、河合直人：「低層用 CLT 壁パネルの水平せん断性能と接合部性能の関係」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 317-318, 2018.
- 21) CLT 設計施工マニュアル編集委員会 編：「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」, 日本住宅・木材技術センター, 2018.