CLT 耐震パネルを組み込んだ鉄骨ハイブリッド構造の設計事例と抽出された課題

A CASE STUDY AND FUTURE SUBJECTS OF STEEL FRAME HYBRID STRUCTURE WITH CLT INFILL SHEAR WALLS

福本晃治 — * 1 國府田まりな — * 2
齋藤真美 — * 3 岡崎智仁 — * 4
五十田 博 — * 5 安井 昇 — * 6

Koji FUKUMOTO — * 1 Marina KOUDA — * 2
Mami SAITO — * 3 Tomohito OKAZAKI — * 4
Hiroshi ISODA — * 5 Noboru YASUI — * 6

キーワード：
CLT, 混合構造, 現し木材, 耐震パネル, 保有水平耐力計算, 耐火性能

Keywords:
CLT (Cross laminated timber), Hybrid structure, Exposed timber, Seismic panel, Horizontal load-carrying capacity calculation, Fire-resistance performance

We have developed a new hybrid structure using CLT infill shear walls and a steel frame, for middle-rise and high-rise buildings. This structural system enhances the structural potential of CLT panels by holding them in the steel frame. A steel frame can support sustained load of a high-rise building without CLT shear walls and allows use of long-span beams. Based on these features, this paper firstly presents the relationship of the strengths of CLT shear walls, joints and beams, and then studies the seismic and fire resistance design of the new hybrid structure system, introducing an example project.

1. はじめに

2016年にCLT (Cross Laminated Timber) に関する関連告示が施行されて以来、CLTを用いた建築物が普及しつつある。CLTを用いた構造システムとしてはCLTパネルのみで構成されるCLTパネル工法や、従来の木造軸組工法における耐力壁や床として部分的にCLTを併用する方法が主流となっており、主として3階建程度までの低層建物に適用されている。一方、CLTが先行して普及している欧米では、CLTを活用した高層建築物が既に実現に至っている。日本国内でも、中高層建築に木質構造を適用しようとする取り組みが活発となっており、CLTはそのための有力な構造材料として期待されている。しかし、現在普及しつつあるCLTパネル工法や在来軸組工法との組み合わせによる構造システムでは高層建築への適用には課題が多く、高層建築物に必要な不可欠な高軸力の支持や大スパン架構を、経済性を含めて合理的に達成することが困難である。更に、建築物に対して区域や規模に応じて1時間～3時間の耐火性能を確保することが建築基準法で規定されており、木質構造部材を安易に耐火被覆すると木を空間に表現したいという意匠面での要求と相反するだけでなく、耐火被覆に施工手間とコストがかかる問題があり、木質構造の耐火性能の確保には多面的な課題が含まれる。

このような構造上、耐火上の課題を踏まえ、筆者らはCLTを耐震要素として鉄骨造に組み込んだ構造システムに着目した。CLTを鉄骨架構により拘束することでCLTが本来保有している構造性能を発揮させ、鉄骨架構により高軸力の保持や大スパンを合理的、経済的に実現することを目的とした。更にCLTパネルを耐震要素として特化し耐火被覆を無くすことで、意匠性、施工性、経済性の向上を図った。

海外でも既に同種の構造システムの研究開発が進んでいる¹⁾が、国内での実施では以上の様な多様な要求を満たすことが必要である。

本稿では、まず、CLTパネルの耐震要素としての耐力と、接合部や周辺部材の耐力との関係を把握した上で鉄骨架構に組み込んだ際のCLTの耐力を検証し、実プロジェクトを例にした構造設計手法を提示する。次に、構造システムとしての耐火性能の確保のため、CLT耐震パネルの耐火被覆を無くした場合に、CLTの燃焼が周辺鉄骨の耐火性能に与える影響について検証した結果を示す。

2. CLTパネル工法で実現できる耐力

2. 1 CLT耐震壁の各接合部耐力の比較

まず、一般的なCLT耐震壁の接合要素として、引張側は引きボルト接合、圧縮側はCLTの支圧とした場合について、各接合部の耐力を比較検討する。その際、CLT耐震壁に対して梁勝ちの納まりとし、梁を集成材とした場合のせん断耐力、めり込み耐力も考慮し、後に鉄骨梁とした場合と比較検討する。なお、本稿ではCLTを耐震要素として特化した利用を目的としていることから、長期応力については考慮しない。

図1にCLT耐震壁に水平力Qが作用した場合の応力状態の概念図を示す。「2016年版CLTを用いた建築物の設計施工マニュアル」²⁾

((公財)日本住宅・木材技術センター発行)(以下、「CLTマニュアル」)によると、圧縮合力Cの位置は圧縮縁から0.17d、応力中心間距離は $j = 0.83d$ (d:図1参照)とされている。この時、接合面の耐力を決定する各接合要素の耐力は、引きボルトの引張耐力: T_y 、CLT圧縮側の圧縮耐力: C_c 、梁の場合のめり込み耐力: C_{cv} である。ま

¹⁾ ㈱竹中工務店大阪本店設計部構造部門 副部長・修士(工学)
(京都大学生存圏研究所 社会人博士課程)
(〒590-0037 大阪府堺市堺区北九保園3-35)

²⁾ ㈱竹中工務店大阪本店設計部構造部門 修士(工学)

³⁾ ㈱竹中工務店技術研究所 修士(工学)

⁴⁾ ㈱竹中工務店技術本部技術プロデュース部 博士(工学)

⁵⁾ 京都大学生存圏研究所 教授・博士(工学)

⁶⁾ 早稲田大学理工学術院総合研究所 招聘研究員・博士(工学)
(桜設計集団一級建築士事務所 代表)

¹⁾ Senior Manager, Structural Engineering Section, Design Department, Takenaka Corporation, M. Eng.

(Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto Univ.).

²⁾ Structural Engineering Section, Design Department, Takenaka Corporation, M. Eng.

³⁾ Research and Development Institute, Takenaka Corporation, M. Eng.

⁴⁾ Technology Department Head Office, Takenaka Corporation, Dr. Eng.

⁵⁾ Prof., Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto Univ., Dr. Eng.

⁶⁾ Visiting Researcher, Waseda Research Institute for Science and Engineering, Dr. Eng.

た、CLT 耐震壁を上下左右に連続して配置する場合は、境界部材としてのせん断耐力: Q_v も CLT 耐震壁が負担できるせん断力に影響を与える。CLT 耐震壁全体として見ると、図 2 に示すように、上下の圧縮力: C 、引きボルトの引張力: T による偶力モーメントとせん断接合部のせん断力: Q_j による偶力モーメントのつり合いが成立することで回転抵抗が生じる。引きボルトが引張降伏した後は、CLT 耐震壁の圧縮による応力伝達が徐々に卓越し、CLT 支圧部が圧縮耐力に達するか、CLT 耐震壁上下の境界梁がせん断耐力やめり込み耐力に達することで、回転抵抗の耐力が決定する。これらを計算式に示すと下記のようになる。

CLT 壁支圧部の圧縮耐力: $C_c = F_c \cdot A_e$

梁のめり込み耐力: $C_{cv} = F_{bcv} \cdot A_e$

CLT 壁の圧縮領域面積: $A_e = 0.25 \cdot d \cdot t$

梁のせん断耐力: $Q_v = F_{sy-y} \cdot B \cdot D$

支圧部における最小耐力: $C_u = \min(C_c, C_{cv}, Q_v)$

C_u による回転抵抗: $M_{Cu} = C_u \cdot L_c$

T_y による回転抵抗 $M_{Ty} = T_y \cdot L_t$

全回転抵抗: $\Sigma M_R = M_{Cu} + M_{Ty}$

全回転抵抗により生じる水平耐力: $Q_R = \Sigma M_R / H$

ただし、記号は図 1、図 2、表 1 による。

表 1 に CLT 耐震壁を S60-7-7 (210mm 厚、幅 $L \times$ 高さ $H=2m \times 3m$) とし、引きボルト 2-M20 (ABR400)、ここではまず、スギの梁 (幅 $\times$ せい $=210 \times 300$) を用いた場合について、CLT 耐震壁としての回転抵抗の計算例を示す。引きボルトの引張降伏耐力 T_y は、CLT 支圧部の圧縮耐力 C_c に対して 7% と小さいが、角孔周囲の破壊を避けるためには引きボルトの引張降伏耐力を高くできず、回転抵抗に対する引きボルトの寄与率を上げることは難しい。一方、CLT 支圧部での圧縮力の伝達は、梁のせん断耐力 Q_v によって決まる場合は CLT 壁の支圧耐力 C_c による場合の 15%、梁のめり込み耐力 C_{cv} で決まる場合は C_c による場合の 65% が上限となる。梁がせん断耐力に達した際の CLT のせん断応力度は $\tau = 0.304 \text{ N/mm}^2$ となりせん断基準強度には 9 倍程度の余裕がある。つまり、CLT 耐震壁の材料強度そのものではなく、梁のめり込み耐力やせん断耐力が CLT 耐震壁の水平耐力において支配的となる。

図 1 応力伝達概念図

2. 2 CLT 耐震壁の支圧部耐力と CLT 耐震壁のせん断応力度の関係

次に、CLT 耐震壁の支圧部が仮に圧縮耐力 C_c まで達したとした場合における CLT 耐震壁のせん断応力度について検討する。図 3 に表 1 と同条件で、CLT の高さ H を変化させたとき、CLT 耐震壁の支圧部が圧縮耐力に達したときの CLT 耐震壁のせん断応力度を示す。これによると、 H/L が 1.3 以下となると、CLT 耐震壁のせん断応力度がせん断基準強度 F_s に達し、せん断破壊する懸念があるが、 H/L が 1.3 以上の形状比では、CLT 耐震壁の耐力は支圧部が先行して圧縮耐力に達する。このことから、形状比 H/L を一定値以上とした上で、圧縮力が十分に伝達できるように、境界部材のせん断耐力やめり込み耐力を確保することで、変形性能を損なわず CLT パネル自身が保有する性能を十分に発揮できると考えられる。

図 2 回転抵抗の概念図

図 3 支圧部が圧縮耐力に達した際の τ と H/L の関係

表 1 CLT 耐震壁の回転抵抗の計算例

CLT 壁	高さ	H	3000 (mm)	引きボルト位置	d_f	230 (mm)
	幅	L	2000 (mm)	$L - d_f$	d	1770 (mm)
	厚さ	t	210 (mm)	支圧領域幅	$0.25d$	442.5 (mm)
	等級		S60-7-7	圧縮合力位置	d_c	221.3 (mm)
	面内曲げ強度	F_b	9.3 (N/mm ²)	支圧部有効断面積	A_e	92925 (mm ²)
	面内圧縮強度	F_c	9.3 (N/mm ²)	圧縮合力間距離	L_c	1557.5 (mm)
集成材梁	面内せん断強度	F_s	2.7 (N/mm ²)	引張合力間距離	L_t	1540 (mm)
	幅	B	210 (mm)	CLT 壁の支圧耐力	C_c	859.6 (kN)
	成	D	300 (mm)	梁のめり込み耐力	C_{cv}	557.6 (kN)
	断面積	A	63000 (mm ²)	梁のせん断耐力	Q_v	132.3 (kN)
	材種		スギ	CLT 支圧部の最小耐力	C_u	132.3 (kN)
	めり込み強度	F_{bcv}	6.00 (N/mm ²)	引きボルト降伏耐力	T_y	115.2 (kN)
引きボルト	せん断強度	F_{sy-y}	2.10 (N/mm ²)	C_u による回転抵抗	M_{Cu}	206.1 (kN・m)
	材質		ABR400	T_y で決まる回転抵抗	M_{Ty}	177.3 (kN・m)
	降伏点強度	σ_y	235 (N/mm ²)	全回転抵抗	ΣM_R	383.4 (kN・m)
	径		M20	CLT 水平耐力	Q_R	127.8 (kN)
	本数	n	2 (本)	CLT せん断応力度	τ	0.304 (N/mm ²)
	断面積	a_s	490 (mm ²)	CLT せん断基準強度	F_s	2.700 (N/mm ²)

3. CLT 耐震パネル+鉄骨造ハイブリッドシステムと構造設計手法

3. 1 構造システムの概要

以上の状況を鑑みて、CLT を鉄骨造に組み込むことで、CLT の耐震要素としての構造性能を向上させる構造システムを考案した (図 5)。鉄骨梁により CLT 支圧部の圧縮力伝達を確保するとともに、境界梁としてのせん断耐力を確保することが目的である。また、CLT が圧縮またはせん断の最大耐力を発揮する以前に鉄骨を先行降伏させることでエネルギー吸収能力を確保でき、幅広く耐震性能をコントロールすることも期待できる。

図 4 に筆者らの設計事例である「兵庫県林業会館」の概要を、図 6 にその構造パースを示す⁷⁾。図 5 に示すように、基準形として、CLT 耐震パネルは S60-5-7 (210mm 厚)、鉄骨柱: □-175×175×9 (BCR295)、鉄骨梁: H-300×150×6.5×9 (SM490A) とし、階高 3.4m、柱配置 2.4m ピッチの鉄骨グリッドに高さ 2.940m×幅 2.085m ($H/L=1.41$) の

CLT 耐震パネルを配置した。引張接合として、CLT 耐震パネルの四隅に引きボルト 2-M20 (ABR400) を配置し、せん断接合として、鋼板挿入型ドリフト接合 (ドリフトピン径 $\phi 16$) を中央に設けた。また、後述する耐火性能の確保と確実な応力伝達のために、CLT と鉄骨梁との間に無収縮モルタルを充填した。

図 4 「兵庫県林業会館」の建築概要

図 5 CLT+鉄骨ハイブリッド構造

3. 2 接合部耐力と CLT 耐震パネルの負担せん断力の関係

上記の構造システムについて、2. 1、2. 2 と同様に接合部耐力と、CLT パネルの負担せん断力との関係を表 2 に示す。なお、使用した CLT 耐震パネルは、S60-5-7 (210mm 厚) であるが、梁フランジ幅が 150mm となるため支圧部の圧縮耐力については最外ブライを除いた S60-5-5 (150mm 厚) 相当として算定を行った。検討の結果、CLT の支圧部の圧縮力伝達は、境界梁のせん断降伏耐力 Q_v によって決まる場合は支圧部圧縮耐力 C_c による場合の 56% となり、このとき同時に引きボルトが引張降伏しているとする、CLT 耐震パネルのせん断応力度は $\tau = 0.62 \text{ N/mm}^2$ で、ほぼ同じ寸法構成となる表 1 の場合に対し約 2 倍の応力度となる。本プロジェクトでは CLT の構造性能を活用することにより鉄骨部材の最小化をも意図しているため、更に CLT の負担力を増大させるには、鉄骨梁断面を増大すればよい。鉄骨梁のフランジは CLT からの支圧力により面外力を受けることになるが、図 5 に示すように、フランジ面に面外補強 PL を設け、更に縦スチフナによ

りフランジを補強した。また、CLT からの圧縮力により鉄骨梁のせん断降伏を許容する設計としているが、この縦スチフナは鉄骨梁ウェブプレートとのせん断座屈の防止にもなる。

図 6 「兵庫県林業会館」の構造パース

表 2 兵庫県林業会館における CLT 耐震パネルの回転抵抗

CLT 壁	高さ	H	2940 (mm)	引きボルト位置	d_t	230 (mm)
	幅	L	2085 (mm)	$L-d_t$	d	1855 (mm)
	厚さ	t	210 (mm)	支圧領域幅	$0.25d$	463.8 (mm)
	等級		S60-5-7	圧縮合力位置	d_c	231.9 (mm)
	面内曲げ強度	F_b	11.6 (N/mm ²)	支圧部有効面積	A_e	69563 (mm ²)
	面内せん断強度	F_s	2.3 (N/mm ²)	圧縮偶力間距離	L_c	1621 (mm)
鉄骨梁	圧縮部等級		S60-5-5	引張偶力間距離	L_t	1625 (mm)
	圧縮部厚さ	t_c	150 (mm)	CLT 壁の支圧耐力	C_c	676.1 (kN)
	面内圧縮強度	F_c	9.72 (N/mm ²)	梁のめり込み耐力	C_{cv}	— (kN)
	断面		H-300x150x6.5x8	梁のせん断耐力	Q_v	378.3 (kN)
	引張降伏点強度	F_t	357.5 (N/mm ²)	CLT 支圧部の最小耐力	C_u	378.3 (kN)
	せん断降伏強度	F_s	206.4 (N/mm ²)	引きボルト降伏耐力	T_y	115.2 (kN)
引きボルト	せん断断面積	A_s	1833 (mm ²)	C_{cu} による回転抵抗	M_{Ccu}	613.4 (kN・m)
	材質		ABR400	T_y で決まる回転抵抗	M_{Ty}	187.1 (kN・m)
	降伏点強度	σ_y	235 (N/mm ²)	全回転抵抗	ΣM_R	800.5 (kN・m)
	径		M20	CLT 水平耐力	Q_R	272.3 (kN)
	本数	n	2 (本)	CLT せん断応力度	τ_R	0.622 (N/mm ²)
	断面積	a_t	490 (mm ²)	CLT せん断基準強度	F_S	2.700 (N/mm ²)

3. 3 せん断接合の設計

せん断接合は鋼板挿入型ドリフトピン接合とした。CLT マニュアルでは圧縮力に対し、摩擦係数を 0.3 として摩擦力を考慮することが可能となっているが、CLT 耐震パネル+鉄骨ハイブリッド構造は、CLT を拘束することにより、CLT パネルの圧縮力を卓越させることができるため、摩擦力を有効に利用できる。図 2 に示すように、引きボルトの降伏引張力： T_y 、上下の支圧部の支圧耐力： C_c による鉛直方向の偶力と上下せん断接合部のせん断力による水平方向の偶力のつり合いにより水平耐力が決まるが、ドリフトピンが負担する設計用せん断力は全せん断力 Q_j から摩擦力 $Q_{fr} = 0.3 \times C_c$ を差し引いた分とした。ドリフトピンの構造性能としては、本プロジェクトと同様に CLT (S60-5-5) と $\phi 16$ のドリフトピンを使用した既往の接合部実験の結果³⁾を用い、これに一系列の複数本配置に対する耐力低減係数 0.8 を考慮して、ドリフトピン $\phi 16$ 一本当たりの降伏せん断力を $q_{dpy} = 22.7 \text{ kN/本}$ 、初期剛性を $K_s = 13.0 \text{ kN/mm/本}$ とした。

設計上は、一次設計時に対しては十分な余裕があり、3. 7 で後述するように保有水平耐力時のせん断接合要素パネの変位がせん断接合部の終局変位が上回らないようにドリフトピンの本数を決定した。

3. 4 構造設計フロー

図7に「兵庫県林業会館」の構造設計フローを示す。本建物では、CLT耐震パネルを耐震要素として特化するため、CLT耐震パネルがない状態で長期許容応力度設計を実施した。その上で、鉄骨造としての耐震計算ルート3に準拠し、層間変形角、偏心率、剛性率の確認、短期許容応力度設計、保有水平耐力計算、接合部の終局変位の確認を順次実施した。

図7 設計フロー

3. 5 応力解析モデル

図8に「兵庫県林業会館」の応力解析モデルを示す。CLTパネルは等価線材置換とし、弾性体として解析を行った。壁の上下端部に壁幅に相当する剛体梁を設け、その端部に壁接合部の引張、圧縮、中央部にせん断バネを非線形要素として配置した。

引きボルトの引張バネは、CLTマニュアルに基づき、引きボルトの座金直下の木材の面圧による初期剛性 K_C 、切欠き部両端の木材の引張による初期剛性 K_T 、引きボルトの引張軸剛性 K_B の3つの要素の直列バネを初期剛性 K_{CTB} として算定した。この時、角孔の周辺におけるCLTの引張破壊、せん断破壊を先行させず引きボルトの引張降伏で耐力が決まるような配置とした。弾塑性特性はバイリニア型にモデル化した。

支圧部の圧縮バネは、CLTマニュアルに準拠し、 $0.25d \times t$ の支圧領域の面積に対して単位面積あたりの支圧剛性を $kc=15.6N/mm^3$ として支圧バネ剛性 K_P を求め、圧縮強度 F_c から圧縮耐力 P_{PY} を算定しバイリニア型にモデル化した。最下部は鉄骨梁がRC梁にアンカーボルトで緊結されるが、圧縮は剛としアンカーボルトの引張をバイリニア型でモデル化する。

せん断接合部のせん断バネについては、3.3で示したドリフトピン1本あたりの降伏耐力を用い、支圧部の圧縮耐力に対して摩擦係数を0.3とした²⁾摩擦力 P_F までは剛 (K_{S1}) とし、その後はドリフトピンの本数に応じた剛性 K_{S2} を与え、 P_F にドリフトピンの降伏耐力 P_{DPV} を加算した耐力 P_{SY} を折れ点としたトリリニア型とした。なお、引張バネと圧縮バネのバネ要素は簡単のために壁パネル隅端部の節点に配置するが、実際の応力位置の影響を考慮して剛性及び耐力を補正(低減)する必要がある。図1の応力状態を参照して補正係数を $R=0.83d/D$ とし、剛性には R^2 、耐力には R を乗じた。

以上の方法により、図5の基準形について接合部バネを算定した結果を表3に示す。鉄骨架構については、線材要素によりモデル化し材端にバイリニア型の弾塑性特性を定義する。本構造システムのCLT配置の特徴から、鉄骨梁のせん断降伏が生じるが、スチフナで補剛された鋼板のせん断降伏に対する復元力特性は文献⁴⁾によるものとし、せん断降伏後のせん断剛性低下率を0.015と設定した。

以上の応力解析のモデル化手法は、CLTマニュアルに示された方法を参考にして鉄骨とのハイブリッド構造に応用したものであるが、市販の一貫構造計算プログラムによるモデル化は現状ほとんど不可

能であり、汎用応力解析ソフトを使用することとなる(筆者らは「MIDAS iGEN」を使用)。設定するばねや節点数が多くなることからモデル化やデータ処理の扱いが煩雑となり、設計に労力を有することは実務上大きな課題である。

図8 応力解析モデル概要

表3 接合要素バネ

圧縮バネ		引張バネ		せん断バネ	
k_C (N/mm ³)	15.6	K_C (kN/mm)	101.9	μ	0.3
d (mm)	1855	K_T (kN/mm)	1767.8	$P_F (= \mu \cdot P_{PY})$ (kN)	202.8
$0.25d$ (mm)	464	K_{CT} (kN/mm)	96.3	DP	$\phi 16$
t (mm)	150	引きボルト径	M20	n_S (本)	11
F_C (N/mm ²)	9.72	A_B (mm ²)	260	q_{dpy} (kN/本)	22.7
K_P (kN/mm)	1085.2	n_B (本)	2	k_S (kN/mm/本)	13.00
P_{PY} (kN)	676.1	L_B (mm)	478	P_{DPV} (kN)	249.7
		K_B (kN/mm)	223.0	K_{S1} (kN/mm)	10000.0
		K_{CTB} (kN/mm)	67.3	K_{S2} (kN/mm)	143.0
		P_{BY} (kN)	115.1	P_{SY} (kN)	452.5

3. 6 応力解析結果

表4に応力解析結果を示す。1次設計時においては、CLT耐震壁のせん断力負担率が8割程度と高く、層間変形角も1/500弱と小さく抑えられ、CLT耐震壁の剛性が十分に寄与する結果となった。

表4 応力解析結果

方向	層間変形角 (rad)	偏心率	剛性率	CLTの負担せん断力 (%)	CLTの平均せん断応力度 (N/mm ²)
X方向	1/494 (4F)	0.13 (4F)	0.74 (4F)	79.1 (2F)	0.36 (2F)
Y方向	1/469 (2F)	0.12 (3F)	0.74 (2F)	84.9 (2F)	0.40 (2F)

3. 7 保有水平耐力計算

「兵庫県林業会館」では上記応力解析モデルを構築したうえで、図7のフロー図に示すように、静的増分解析を実施して保有水平耐力計算を実施した。その際、問題となるのは構造特性係数 D_s 値をどのように設定するかである。現状では、CLT耐震パネル+鉄骨ハイブリッド構造としての変形性能やエネルギー吸収に関する実験的知見は少ない。そこで、CLTの技術基準となる告示平28国交告第611号の第八号に規定される特別な調査または研究に該当する措置として、CLT

マニュアルでは限界耐力計算に準拠した方法が示されており、これに準拠することとした。Ai 分布による地震力を各階に作用させて静的増分解析を実施し、各ステップにおける各階の水平変位分布を1次のモード形と読み替えて、等価1自由度系の代表変位 Δ と加速度Aに縮約する(式①、②)。このA- Δ 曲線に対し任意に目標変位 Δ_n を設定してエネルギー等価完全弾塑性モデルを設定すると、塑性率 μ が決まり、Ds値が算定される(式③、④)。この任意の目標変位 Δ_n とDs値との関係から加速度換算した必要保有水平耐力に相当する加速度 A_n が得られる。この A_n - Δ_n 曲線とA- Δ 曲線との交点が、保有水平耐力を決定する点となる。

$$A = Q_B \cdot \frac{\sum m_i \cdot d_i^2}{(\sum m_i \cdot d_i)^2} \quad \cdots \text{①}$$

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot d_i^2}{\sum m_i \cdot d_i} \quad \cdots \text{②}$$

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \cdots \text{③}$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \cdots \text{④}$$

記号
 Q_B : 最下階の層せん断力
 m_i : i 階の質量
 d_i : i 階の変位
 Δ_y, Δ_u : 完全弾塑性バイリニアの降伏変位、終局変位

図 11 に+X 方向における各階の層せん断力-層間変位関係を示し、図 12 にこれから得られた等価1自由度系の加速度-代表変位曲線を例示する。上記の方法により全ケースについて保有水平耐力計算を実施した結果(表 5)、Ds=0.57~0.63 と、RC 造の最大 Ds 値 0.55 よりも大きな算定結果となった。図 10 のヒンジ図に示されるように、各接合部の降伏と、鉄骨柱の曲げ降伏、鉄骨梁のせん断降伏が生じている。鉄骨梁端部のせん断力に対して一般にはウェブ座屈の懸念があるが、本事例ではスチフナにより 100mm~140mm ピッチで補剛されており変形性能が期待できる。全体としては変形性能を有する挙動を示すものと考えられ、強度型の RC 造よりも Ds 値が高くなることはやや合理性に欠く計算結果と考えられる。この点については根拠となる資料に乏しいのが現状であり、構造実験等による性能検証が今後必要である。

表 5 に保有水平耐力計算の結果を示す。保有水平耐力時の CLT 耐震パネルの負担率は 68.9%~77.1% となり、一次設計時よりも負担率が少なくなるものの、平均せん断応力度は $\tau \approx 1.0\text{N/mm}^2$ 程度となり RC 耐震壁に匹敵するせん断水平力を負担する結果となった。

最後に、各接合部について、各接合要素のパネモデルの変形が終局変形 δ_u 以下となることを確認した。引張接合については引きボルトの伸び率 10% 時を終局変位とし、せん断接合については文献³⁾の実験結果を基に $\delta_u=32\text{mm}$ と設定し、保有水平耐力時の各接合要素パネに対する検定を実施した。

表 5 保有耐水平力計算結果

方向	層間変形角 (rad)	Ds	Fes	Qud (kN)	Qun (kN)	Qu (kN) (Qu/Qun)	CLTの 負担せん断力 (%)	CLTの平均 せん断応力度 (N/mm ²)
+X方向	1/44 (2F)	0.616	1.0	9698	5972	6110	68.9	1.05
						1.02	(2F)	(2F)
-X方向	1/48 (2F)	0.627	1.0	9698	6077	6110	68.9	1.05
						1.01	(2F)	(2F)
+Y方向	1/46 (2F)	0.571	1.0	9698	5534	5722	76.6	0.99
						1.03	(2F)	(2F)
-Y方向	1/44 (2F)	0.606	1.0	9698	5876	5916	77.1	1.02
						1.01	(2F)	(2F)

図 9 北構面応力図 (モーメント図) (+X 方向 保有水平耐力時)

図 10 北構面ヒンジ図 (+X 方向 保有水平耐力時)

図 11 層せん断力-層間変形角関係 (+X 方向)

図 12 加速度-代表変位関係 (+X 方向)

4. 耐火性能の確保について⁵⁾

耐火建築物であっても長期荷重を支持せず、水平力のみを負担する CLT 耐震パネルに対しては建築基準法上の耐火性能は要求されない。しかし、CLT 耐震パネルの厚さが大きい場合は、火災終了後も CLT の自焼が継続して CLT 耐震パネルが取付く鉄骨架構は法令上の要求耐火性能を上回る加熱を受ける可能性がある。そこで、本構造システ

ムに対する実大加熱実験により耐火性能の検証を行った。図 13 に実大加熱実験の試験体、表 6 に試験体一覧を示す。図 5 の基本形に対し、上下に分割した上側を試験体 No. 1、下側を試験体 No. 2 とした。試験体 No. 1 では CLT 床を想定し、上下面を強化石膏ボードにより耐火被覆した CLT 床を架構心から 1m 程度の範囲まで設置した。また、CLT 耐震パネルと鉄骨梁の間に無収縮モルタルを 80mm 厚で充填し、圧縮力の伝達と梁フランジの耐火被覆を兼用させた。なお、本試験体の鉄骨耐火被覆はケイ酸カルシウム板、床には石膏ボードを用いた。

図 14 に試験体各点の温度履歴を示す（梁の計測結果は図 13 に示す計測点で「W」記号側を代表する）。両試験体とも加熱終了後 2～4 時間で CLT 壁が再燃焼し、試験体雰囲気温度が 700℃程度まで再上昇することが確認され、その後 1 時間程で CLT が焼失した。この加熱終了後の雰囲気温度の再昇温は、加熱終了後も継続した CLT 壁の両面からの燃焼が CLT 壁を貫通した際に激しく再燃焼したこと起因したと考えられる。試験体 No. 1 では、CLT の再燃焼による温度上昇に対し、梁の耐火被覆を 2 時間耐火仕様に増強することで、梁鋼材温度を 230℃程度に抑えられ、加熱開始後 360 分から 420 分をピークに温度が低下した。なお、加熱開始後 60 分を超えた直後に一時的な温度上昇が認められたが、本来は加熱面として存在しない床木口角部からの熱気侵入に起因するものである。また、CLT 耐震パネルと鉄骨梁を接合する引きボルトやせん断接合は熱橋となり鋼材温度を上げる要因となるが、無収縮モルタル厚を 80mm 確保することで接合部近傍の温度 (No. 1 の W19, W20, No. 2 の W13, W14) についても 250℃程度に収まり熱橋の影響は小さい。

以上より、60 分加熱後の鋼材の最大温度は 450℃程度となり、本建物の長期応力を超える残存耐力を有していると判断される。

表 6 実大加熱実験試験体一覧

試験体No.	鉄骨柱	鉄骨梁	耐火被覆 (ケイ酸カルシウム板)
No.1	□-175×175×9 (STKR400)	H-300×150×6.5×9 (SS400)	柱：1時間(20mm) 梁：2時間(35mm)
No.2			柱：1時間(20mm) 梁：1時間(20mm)

図 14 実大加熱実験の結果（抜粋）

図 13 実大加熱実験試験体図

5. まとめと今後の課題

以上より、CLT パネルを鉄骨架構に組み込むことにより CLT の構造性能を効率よく発揮させることが可能であることを示した。また、設計実例を通じて、保有水平耐力計算までを含めた一連の構造設計手法を提示し、本構造システムの有用性を確認した。一方で、今後に向けた課題として下記が挙げられる。

- ・ 構造実験による破壊性状や構造性能に関する知見が不足しており、構造特性係数 D_s 値に対する合理的な根拠がない。
- ・ 引きボルトは角孔周囲のせん断破壊や引張破壊を避けるため大きな引張降伏耐力を確保することができない。
- ・ 応力解析モデルが煩雑で設計実務上多大な労力を要する。
- ・ 高層建築への適用には 2 時間耐火についても検証が必要である。

これらの課題については、筆者らにより構造実験、解析的検討、加熱実験を実施中^{5), 6)}であり、後日、詳報する予定である。

参考文献

- 1) Bezabeh, M. Tesfamariam, S. and Stiemer, S.: Equivalent viscous damping for steel moment-resisting frames with cross-laminated timber infill walls, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001316, 2015
- 2) 2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル, (公財) 日本住宅・木材技術センター
- 3) 中島昌一, 他 5 名: ドリフトピンを用いた CLT 接合部の開発 その 1 本数と端距離・縁距離の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造), pp. 417～418, 2018
- 4) Takahashi, Y. and Shinabe, Y.: EXPERIMENTAL STUDY ON RESTORING FORCE CHARACTERISTICS OF SHEAR YIELDING THIN STEEL PLATE ELEMENTS, *Buildings*, *Journal of Structural and Construction Engineering* (Transactions of AIJ), Vol. 62, No. 494, pp. 107-114, 1997.4 (in Japanese)
- 高橋泰彦, 品部祐児: せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 1997 年 62 巻 494 号, pp. 107～114
- 5) 福本晃治, 他 4 名: 火災加熱を受ける CLT 耐震壁付き鋼架構の温度履歴, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (防火), pp. 207～208, 2019
- 6) 久保和民, 福本晃治, 他 5 名: CLT+鉄骨ハイブリッド構造システムに関する研究 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造 III), pp. 645～648, 2019
- 7) 福本晃治: CLT 現しで中高層建築を実現する CLT+鉄骨ハイブリッド構造「兵庫県林業会館」, pp. 140-145, 建築技術 2019.6

[2020 年 2 月 5 日原稿受理 2020 年 3 月 23 日採用決定]