

東京電機大学

博士論文

「木と鋼のハイブリッド工法の支圧接合部の
力学的性状および構造設計法に関する研究」

The study on structural behavior of the bearing joint and the method
of structural design for timber - steel hybrid structure

平成28年7月

笹谷 真通

<目次>

【学位論文概要】

【第1章 序論】

- 1.1 本論文の背景
- 1.2 既往の研究成果
- 1.3 既往の木と鋼のハイブリッド建築
- 1.4 既往の木と鋼のハイブリッド構造
- 1.5 本論文の目的
- 1.6 本論文の構成

【第2章 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究】

- 2.1 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の工法概要および適用範囲
 - 2.1.1 はじめに
 - 2.1.2 工法概要
 - 2.1.3 適用範囲
 - 2.1.4 本工法に用いる仮定断面
- 2.2 鋼製ボルトを用いた線材接合部の力学的性状に関する実験的研究
 - 2.2.1 はじめに
 - 2.2.2 実験計画
 - 2.2.3 実験方法および測定項目
 - 2.2.4 実験結果および考察
 - (1) 破壊性状
 - (2) 荷重変形関係
 - (3) 耐力および初期剛性
 - (4) ボルト接合部の塑性率およびばらつきの評価
 - 2.2.5 本節のまとめ
- 2.3 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有するトラス壁の力学的性状に関する実験的研究
 - 2.3.1 はじめに
 - 2.3.2 実験計画
 - 2.3.3 実験方法および測定項目
 - 2.3.4 実験結果および考察
 - (1) 破壊性状
 - (2) 荷重変形関係
 - (3) ボルト接合部の引張および圧縮実験との比較
 - (4) トラス壁の構造特性係数 D_s
 - 2.3.5 解析検証
 - 2.3.6 本節のまとめ
- 2.4 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用
 - 2.4.1 はじめに
 - 2.4.2 本工法の設計方針およびフロー
 - (1) 構造設計方針概要
 - (2) 設計フロー
 - 2.4.3 本工法の構造特性係数および保有水平耐力の算定
 - (1) 構造解析方針概要
 - (2) 線材接合部の塑性率および特性値 sD_s の算出方法

- 2.4.4 解析結果および考察
 - (1) 解析結果概要
 - (2) 荷重条件の違いによる影響
 - (3) 本接合部の特性値 sDs とドーム型構造の構造特性係数 dDs の関係
 - (4) 構造設計への適用
- 2.4.5 本節のまとめ

【第3章 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究】

- 3.1 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の工法概要と特徴
 - 3.1.1 工法概要
 - 3.1.2 適用範囲
 - 3.1.3 本工法に用いる仮定断面
 - 3.1.4 本工法の施工順序
- 3.2 木質主材が負担する圧縮力の角度と強度の関係に関する実験的研究
 - 3.2.1 はじめに
 - 3.2.2 試験体および実験計画
 - 3.2.3 加力および測定計画
 - 3.2.4 実験結果および考察
 - 3.2.5 本節のまとめ
- 3.3 鋼製プレートを用いた面材接合部の追従性能に関する実験的研究
 - 3.3.1 はじめに
 - 3.3.2 試験体および実験計画
 - 3.3.3 加力および測定計画
 - 3.3.4 実験結果および考察
 - 3.3.5 本節のまとめ
- 3.4 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド耐震壁の力学的性状に関する実験的研究
 - 3.4.1 はじめに
 - 3.4.2 実験計画および試験体形状・寸法
 - 3.4.3 実験方法および測定項目
 - 3.4.4 実験結果および考察
 - (1) 破壊性状
 - (2) 履歴性状
 - (3) 構造特性係数 (Ds 値)
 - (4) ひずみ性状
 - (5) 木質パネルと鉄骨フレームのせん断分担
 - 3.4.5 本節のまとめ
- 3.5 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド耐震壁の構造設計への適用
 - 3.5.1 解析概要
 - 3.5.2 解析結果および初期剛性・耐力の評価
 - (1) 初期剛性
 - (2) 耐力
 - 3.5.3 本節のまとめ

【第4章 本論文のまとめ】

謝辞・参考文献

学位論文概要

「木と鋼のハイブリッド工法の支圧接合部の力学的性状および構造設計法に関する研究」

笹谷 真通

【全般】

建築物の用途や品質に対する要求や環境保全などの意識が高まる中、建築構造物の大スパン化、長寿命化、軽量化、意匠性、地域性などの社会的なニーズに応じて、材料・構造部材・施工方法などの合理性を追求した構造方法のひとつに、異種材料を組み合わせた「ハイブリッド構造」があげられ、この構造方法により様々な規模・用途の建築構造物が実現されている。また近年においても、CO₂削減が世界的に課題となり、木材の利用は重要なテーマとなっている。一方で、2010年10月に「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」が施行された背景もあり、木材を主体的に用い、これを補う役割に鋼材が用いられたハイブリッド構造は大きな発展を遂げた。そして今日においても、架構の大スパン化や構造形式の複合化などといったニーズへの対応や、構造解析技術の進歩や現場や工場におけるファブリケーション技術の向上などにより、木と鋼のハイブリッド構造は多くの技術者や研究者によって、その可能性を広げている。

「木と鋼のハイブリッド構造」を構成するうえで、木材は引張・圧縮・曲げに対して安定した力学性状を有するという特徴があるが、木材単体で使用する場合には多大な木材量を必要とし、木材の使用方法によっては、経済性や建築意匠に影響を及ぼすことが懸念される。さらに木材単体で構造物を構築しようとする、高さ・階数や耐火の観点から建築基準法の制限を受けることも、構造設計を行ううえで配慮が必要である。一方、鋼材は、引張力に対しては素材の特徴を活かすことができるが、木材に圧縮力や曲げモーメントが作用した際に生じる座屈挙動については、部材断面を決定する際に大きな影響を与える。以上の点から、木と鋼のハイブリッド構造の最大の特徴は、木材の長所を生かし、かつ木材と対称的な特徴を併せ持つ鋼材の長所を適所に組み合わせている点であり、同時に在来の木質構造に比べて、さらなる架構の大スパン化や構造形式の複合化が可能となったという背景もある。

木と鋼のハイブリッド構造を計画する際に、木と鋼の相互の応力伝達を円滑にするために重要な機構は「支圧」である。これは木と鋼が一体化して外力に抵抗する際に、木に鋼がめり込みながら応力を伝達する機構である。この木と鋼により構成されるハイブリッド構造の支圧接合部を設計する上で、耐力評価方法は「木質構造設計規準・同解説（日本建築学会）」などにより整備されており、同様に変形状態についても適切に評価しなければならないが、まだ十分な研究資料があるとは言い難い。

本論文は、木と鋼のハイブリッド構造の主材となる木材に線材または面材を用い、これに鋼を組み合わせることで一体化させ、双方が支圧状態を保つことにより所定の力学性能を発揮する2種類の木と鋼のハイブリッド構造の支圧接合方法を通して、これらの力学的性状、耐力や初期剛性、変形性能に関する評価、さらには構造設計への適用について述べたものである。

本論文で取り扱った木と鋼のハイブリッド構造は、以下の 2 種類の支圧接合方法を対象とする。

- ① 主材である木材を**線材**として、木材同士の接合部に鋼材を用いた工法
- ② 主材である木材を**面材**として、枳材および木材との接合部に鋼材を用いた工法

本論文は「序論」，「木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究」，「木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究」，「本論文のまとめ」の全 4 章から構成されている。

本論文を構成する各章の要旨については、以下の通りである。

【第 1 章 序論】

序論では、木と鋼のそれぞれが持つ構造的な特徴を組み合わせた、木と鋼のハイブリッド構造の研究の背景と目的について述べている。また過去の研究成果や建築作品事例を通して、木と鋼のハイブリッド構造の近年の傾向および各種接合工法の特徴、また本論文で取り扱う支圧接合方法との関係性について述べている。

【第 2 章 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究】

第 2 章では、主材である木材が線材で構成される鋼板挿入型のボルト接合部を用いたドーム型構造に着目し、ドーム型構造を構成する部材および接合部に用いられる鋼板挿入型ボルト接合部（以下、線材接合部），およびトラス壁の実験を通して、これらの耐力，初期剛性および構造特性係数を把握し、さらに線材接合部を有するドーム型構造の構造設計への適用について述べている。

「2.1 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の概要および適用範囲」

2.1 節では、3 角形のトラス壁で構成された 1 層目，また 2 層目以上はジオデシックドームと呼ばれる正 20 面体を構成する三角形の各辺をさらに 3 等分して、それぞれの節点を結ぶことで得られる 3 角形によって、ドーム状の屋根が形成されるドーム型構造の工法の特徴，およびドーム型構造を構成する各要素について述べている。

本建物の用途は国内に計画される一般戸建て住宅，店舗や事務所を対象とする。建物規模は、建物階数を平屋または 2 階建て，ドーム最大半径 10m までを想定する。耐震要求性能については、日本住宅性能表示制度における耐震等級 3 相当までを対象とする。各層のフレームを構成する部材はストラット材と呼ばれ、これにより 1 階のトラス壁および 2 階のドーム形状を形成している。ストラット材端部の接合部は、ガセットプレートおよびこのガセットプレートとストラット材を接合させるボルトにて構成される接合部（以下、コネクター接合部）により、ひとつの節点に 5 または 6 部材のストラット材が接合する。

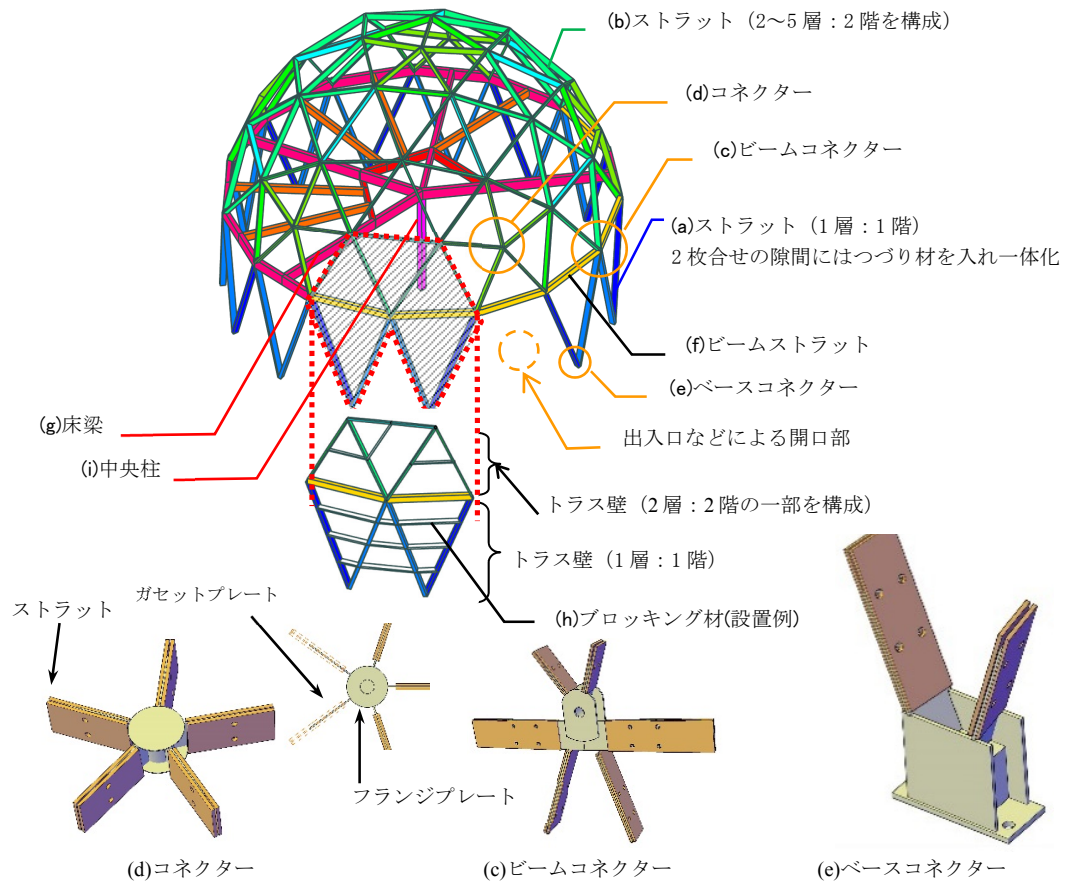


図 ドーム型構造の構成および各部名称・形状図

「2.2 鋼製ボルトを用いた線材接合部の力学的性状に関する実験的研究」

2.2 節では、線材接合部を有するドーム型構造が想定する規模や設計条件に対して、ストラット材に SPF および LVL の 2 種類の樹種（以下、ストラット材）を用いた、合計 7 種類のストラット材と線材接合部（以下、ボルト接合部）の組み合わせを選定し、ドーム型構造の構造設計に必要な耐力や初期剛性、および接合部を含むストラット材の塑性率を得ることを目的として、ボルト接合部の引張および圧縮載荷実験を行った。本節で得られた成果は下記の 4 点である。

- ① SPF と LVL を用いたストラット材とボルト接合部を組み合わせた 7 種類の断面を用いて、ストラット材を含むボルト接合部の耐力・初期剛性および塑性率を得ることができた。
- ② ボルト接合部の軸方向載荷実験の結果、引張実験はボルトが木材にめり込み、その後最大荷重に達するが、圧縮実験は目立った損傷もないまま最大荷重に達し、その後割裂破壊が顕著に確認された。またボルト接合部の初期のスリップの影響により、引張実験結果と比べて、圧縮実験結果より得られた初期剛性、耐力および塑性率は、本実験の範囲においては高い性能が見られた。
- ③ ストラット材に SPF を用いた引張実験の結果、最大荷重 P_{max} に達した後は緩やかに荷重が低下する。一方、ストラット材に LVL を用いた場合においては、最大荷重 P_{max} 以降に荷重が急激に低下する傾向が見られた。

- ④ ストラット材を SPF または LVL のいずれを選択した場合においても、ボルト接合部の引張実験結果と比較して、本実験の範囲においては圧縮実験結果のほうが耐力および塑性率のいずれも高い性能が得られた。

「2.3 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有するトラス壁の力学的性状に関する実験的研究」

2.3 節では、前節で選定した 7 種類の組み合わせのうち、代表的なストラット材およびボルト接合部の組み合わせを用いて、ドーム型構造の 1 階トラス壁の水平載荷実験を行い、ストラット材を有するボルト接合部の引張および圧縮実験の結果との比較を行った。本節で得られた成果の概要は下記の 2 点である。

- ① トラス壁の実験結果より、トラス壁に内蔵されたボルト接合部の引張側の力学性状は、ボルト接合部の引張実験のスリップ後の性状と同様の傾向を示した。また圧縮側については、ストラット材の割裂以降の剛性は引張実験の性状に近づく傾向が見られた。
- ② ボルト接合部の引張実験より得られた塑性率のばらつきを考慮した特性値 sDs は、トラス壁の実験結果より得られた構造特性係数 Ds の実験結果と概ね近い傾向が見られた。

「2.4 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用」

2.4 節では、前節までの結果にもとづいて、ドーム型構造の保有水平耐力の算定方法、およびドーム型構造の適用範囲内における構造特性係数 Ds 値の算出方法を提案した。本節で得られた成果は下記の 2 点である。

- ① ドーム型構造の層の構造特性係数は、ストラット材およびボルト接合部の種別に関わらず、建物に作用する鉛直荷重が増加するにつれ大きくなり、ある荷重において最大値を示す。それ以上の軸力においては緩やかに減少していく傾向を示した。
- ② ドーム型構造の形状が一定で、かつ使用する部材が同一層で同じ断面であれば、ドーム型構造の規模や用途、またこれを構成する部材断面によらず、ボルト接合部を含むストラット材の特性値とドーム型構造の層の構造特性係数とはある一定の関係が見られた。

【第 3 章 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究】

第 3 章では、主材である木材が面材で構成され、木材との接合部が引張力を負担せず、常に支圧力のみを伝達させる新しい木鋼ハイブリッド耐震壁工法を提案した。本工法の特徴は木と鋼が一体化される段階での施工精度が要求され、さらに建物供用後の乾燥収縮により生じる木材の割れへの配慮を行うために、建方精度や乾燥収縮時応力に対応した接合部を有するところである。本章で行われた各種実験を通して、本工法の力学的性状を把握し、構造設計に必要な耐力、初期剛性および構造特性係数を得ることができた。さらに本工法を用いた木と鋼のハイブリッド耐震壁の設計法について述べている。

「3.1 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の概要と特徴」

3.1 節では、都内某所に計画された地上 3 階建て、階高 3.6m の事務所建築を対象とした、鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木と鋼のハイブリッド耐震壁の工法の概要および特徴について述べている。本工法はスタックラミナパネルを用いた木質パネルとその外周に位置する鉄骨

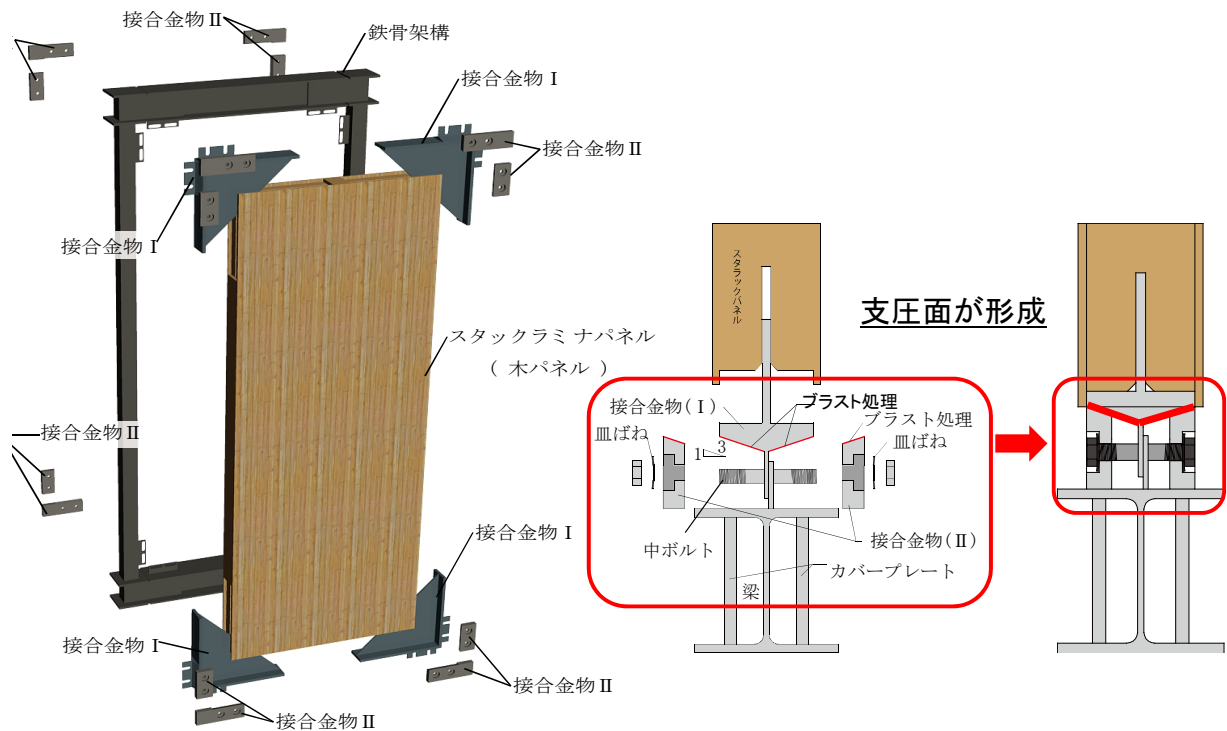


図. 木と鋼のハイブリッド耐震壁の構成および各部名称・形状図

フレーム，さらにこれらを接合金物 I・II と呼ばれる鋼製プレートにより構成される接合部（以下，面材接合部）を用いることにより双方を常に支圧状態に保ち，耐震壁面内方向に作用する外力に対して水平抵抗する工法である。本工法の特徴は下記の 4 点である。

- ① 長期荷重時は鉄骨フレームが負担し，水平荷重時は木質パネルが圧縮力を，外周鉄骨フレームが引張力を負担し，各素材のもつ長所が生かされた構造計画である。
- ② 木質パネルと鉄骨フレームの接合部は，接合金物の側面からボルトにて締め付けるくさび機構を有する。これを木質パネルの隅部 4 か所に設置し，鋼材と木材の接触面を支圧状態にする。
- ③ 木質パネルと鉄骨フレームは支圧接合であるため，長期的な乾燥による木材端部の面内収縮方向への拘束はなく，木材の割れへの配慮がされていると同時に，施工誤差を吸収できる機構である。
- ④ 木質パネルが乾燥収縮し，接合金物同士が離間しようとした際に，皿ばねの伸び効果により，双方が常に接触状態を保つ。

「3.2 木質主材が負担する圧縮力の角度と強度の関係に関する実験的研究」

3.2 節では，本工法の主材となる木質パネルのラミナの積層方向と圧縮強度の関係を把握するために，木質パネルのラミナ積層方向を変化させた場合の圧縮実験を行い，木質パネルが負担する圧縮力の角度と強度との関係を得ることができた。本節で得られた成果は下記の 2 点である。

- ① $\theta=30$ および 45 度試験体においては、ラミナ材の積層方向に沿って試験体が割れ、それ以外は圧壊に至った。
- ② 実験より得られた圧縮強度(σ_{max})は、ハンキンソン式より求めた圧縮強度(σ_{θ})と概ね一致する傾向を示した。

「3.3 鋼製プレートを用いた面材接合部の追従性能に関する実験的研究」

3.3 節では、主材である木材の乾燥により木質パネルが面内方向に収縮した際に、接合金物それぞれが離間せず、接触状態を保ちながら追従できることを確認するための実験を行い、接合金物が所定の追従性能を有することを確認した。本節で得られた成果は下記の2点である。

- ① 接合金物は、加力時に面外移動はなく、応力を鉄骨フレームに伝達できる機構である。
- ② 木質パネルを拘束したまま除荷した結果、残留変形が 0.5mm で、接合金物は内側に 1.5mm 程度移動した。この結果より接合金物の移動量は、 $1/3$ 勾配の関係から導き出せる値と一致し、木材の収縮時に皿ばねの効果により接合金物が追従できる機構であることが確認された。

「3.4 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド耐震壁の力学的性状に関する実験的研究」

3.4 節では、木鋼ハイブリッド耐震壁の耐力・初期剛性および構造特性係数 D_s 値を評価するための実大寸法のせん断実験を行った。実験変数は柱芯間距離： 1500mm (SFW) および 3600mm (WFW) の2水準とし、これに木質パネルの有無による性状の違いを把握するために、鉄骨フレームのみの試験体 (SF, WF) の2水準とする。本節で得られた成果は下記の2点である。

- ① 本工法の耐力、初期剛性および構造特性係数を求めることができた。
- ② 木質パネルと鉄骨フレームのせん断力の分担率が明らかになった。

「3.5 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用」

3.5 節では、前節の実験結果を用いて、本工法の力学的性状を解析的に検証を行った。解析モデルについては、鉄骨フレームを構成する柱および梁は線材モデルに置換し、柱梁接合部は剛接合とし、柱脚部はピン支持とする。また木質パネルは有限要素によりメッシュ分割された板要素とする。接合金物 I および II は、接合金物と木質パネルの接触部分を節点が共有できるような有限要素分割を行う。さらに鉄骨フレーム側に設置した接合金物 I と、木質パネル側に設置される接合金物 II との境界部分は、非加力側において引張力を負担しない連結要素としてモデル化する。以上の木質パネル、鉄骨フレームおよび接合金物を一体化させ、1層1スパンの弾性モデルによる解析を行う。本節で得られた成果は下記の2点である。

- ① 初期剛性は等変位めり込み基準式を用いて推定できた。
- ② 耐力については、前節で示したハンキンソン式を用いて、木材の圧縮ストラットのなす角より求められる応力度を用いて、実験より得られた最大耐力時のストラットに作用する圧縮力を負担する断面積を求めた結果、この傾向と概ね一致することが確認された。

【第4章 本論文のまとめ】

本論文の結論として、主材に線材および面材の2種類の木材を用いた木鋼ハイブリッド構造の実験および解析を通して、以上に述べた研究成果を総括した。

Title : The study on structural characteristics of the bearing joint and the method of structural design for timber - steel hybrid structure

Summary

In recent years, expectation for materials of higher quality and wider potential-use has coincided with the need for greater spans, longer design lives and lighter weights that adhere to the architect's visions. Moreover, buildings must consider its local setting, social utility as well as constructability. "Timber-Steel hybrid structural materials" (herein "Timber-Steel hybrids") have been proposed as a solution to such multifaceted issues. In recent years, government bodies have made concerted efforts to promote the use of timber leading to the completion of numerous buildings of varying use and size utilizing Timber-Steel hybrids.

A critical aspect of designing with Timber-Steel hybrids is the evaluation of its strength at the connection between the timber and steel as outlined in "Standard for Structural Design of Timber Structures" by Architectural Institute of Japan (herein "Timber Standard"). Unlike strength however, deflection of Timber-Steel hybrids are dependent on a set of case-specific factors including the shape of the connection and its material characteristics.

This paper explores empirical methods in assessing Timber-Steel hybrids in terms of their strength, initial stiffness and deflection characteristics, and the paper further studies the applicability of Timber-Steel hybrids as structural elements.

Section 1: Introduction

The introduction provides an overview of Timber-Steel hybrids as well as advantages in their use by studying experiments and examples of previous works, ultimately drawing parallels to this paper.

Section 2: Study on the Mechanical Properties of the Dome structure utilising Timber-Steel hybrid sections held together with bolted joint

The Dome structure consisted of a series of elements with steel plates inserted within timber beams (herein "struts") that were bolted together at the node to form the nodal connection. This section outlines strength, initial stiffness as well as the structural characteristic coefficient of the abovementioned timber-steel nodal connection (herein "bolted joint"). These parameters were determined through two experiments including

(1) trussed wall experiment¹ and (2) connection experiment².

This section further describes the applicability of Timber-Steel hybrids in the construction of Dome structures.

Section 2.1 Overview and features of the Dome structure

This section provides an overview of each of the elements – and their characteristics – that make up the Dome structure.

Section 2.2 Tensile and Compressive experiment of bolted joints with Timber-Steel Hybrid section

Considering the size and design criteria of the Domes structure, seven different bolted joints were chosen from a varying combinations of struts and connections. Compressive and Tensile experiments were carried out on each of these bolted joints. Comparisons were made between the bolted joints to determine differences in their compressive and tensile performances. Such experiments were able to determine the parameters needed for designing the Dome structure including strength, initial stiffness and the ductility factor of each of the seven struts.

Section 2.3 Trussed wall experiment on bolted joints.

In this section, the bolted joints described in the previous section were used to form the trussed wall and subjected to lateral loading experiments. A comparison was made between the tensile and compressive experiments carried out on individual bolted joints in the previous section and the lateral loading experiment of the trussed wall.

The experiments found that stiffness throughout the tensile experiment were similar to those from the compressive experiment after fracture had occurred.

Furthermore, the strength and initial stiffness of each trussed wall is analysed and explained.

Section 2.4 Significance of the experiments for design of Dome structure.

Using the results from the previously mentioned experiments, recommendations are presented on how best to design Dome structures and obtain their ductility factors.

¹ Trussed wall experiment involved a triangular truss that is subjected to lateral forces to determine strength, initial stiffness, and the structural characteristic coefficient of the bolted joint.

² The abovementioned bolted joints are tested individually in tension and compression experiments.

Moreover, a direct relationship was determined between the ductility factor of bolted joints and a floor's Structural Characteristic Coefficient regardless of material type or building size as long as the structure in question is a Dome and the materials used are the same for each respective floor.

Section 3: The Development of Earthquake resisting shear walls using Stack-Laminated-Timber

A new hybrid Timber-Steel wall (herein "hybrid wall") for earthquake resistance was developed using timber cladding/sheeting encased in metallic framing; able to resist external forces by acting as one single unit. In order for the hybrid wall to act effectively as a single unit, there is a need to prevent cracking in the timber sheeting; often as a result of construction inaccuracies and drying shrinkage. Studies were carried out to verify that the system was able to prevent cracks.

Through experimentation of such hybrid walls, basic properties such as its strength, initial stiffness and ductility factor were found. Moreover, a critique is provided as to the effectiveness of hybrid walls in structural design.

Section 3.1 Properties and characteristics of Earthquake resisting shear walls made of Stacked-Laminated Timber

This section presents the properties and characteristics of (timber-steel) hybrid earthquake resisting shear walls. A planned 3 storey building with a storey height of 3.6m in the metropolitan area provides the basis of this analysis.

Section 3.2 Experiment using Timber-Steel shear walls using Stack-Laminated-Timber

This section further explores properties of the timber panel that act as the primary component for earthquake resistance. Further, we validate the structural mechanism behind the hybrid wall. In particular, a relationship is determined between the panel's grain direction and its compressive strength.

Section 3.3 Experiment of

This section further explores properties of the timber panel that act as the primary component for earthquake resistance. Further, we validate the structural mechanism behind the hybrid wall. In particular, two experiments that verify the in-plane drying shrinkage of the timber panels.

Section 3.4 Horizontal Shear Experiment conducted on the hybrid wall

A horizontal shear experiment was carried out on a full-scale model of the hybrid wall to determine its initial stiffness, strength, and structural characteristic coefficient.

Section 3.5 Applicability of the hybrid wall for structural design

This section verified the results from Section 2.3 through Structural Analysis. The results of such analysis concluded that the initial stiffness of the hybrid wall could be predicted from its compressive strain through first-principles.

Furthermore, a relationship was plotted between the strengths of the hybrid wall as determined through the Hankinson equation, and the values obtain from the compressive strength experiment. This relationship led to the development of a method able to determine the sectional-area of the compressive strut³ in a hybrid shear wall.

Section 4: Conclusion

The conclusion of the paper is summarized the results of experimental and analytical study on assessing Timber-Steel hybrids in terms of their strength, initial stiffness and deflection characteristics. The paper further studies the applicability of Timber-Steel hybrids as structural elements, and proposed the estimation method of the structural design for Timber-Steel hybrids as structure.

³ Compressive Strut refers to the diagonal cross-sectional area of the hybrid wall that bears compressive forces when subject to lateral forces.

第 1 章 序論

1.1 本論文の背景

建築物の用途や品質に対する要求や環境保全などの意識が高まる中、建築構造物の大スパン化、長寿命化、軽量化、意匠性、地域性などの社会的なニーズに応じて、材料・構造部材・施工方法などの合理性を追求した構造方法のひとつに、異種材料を組み合わせた「ハイブリッド構造」があげられ、この構造方法により様々な規模、用途の建築構造物が実現している。

また近年においても、CO₂削減が世界的に課題となり、木材の利用は重要なテーマとなっている。一方で、2010年10月に「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」が施行された背景もあり、木材を主体的に用い、これを補う役割に鋼材が用いられたハイブリッド構造が注目されるようになった。

そして今日においても、架構の大スパン化や構造形式の複合化などといったニーズへの対応や、構造解析技術の進歩や現場や工場におけるファブリケーション技術の向上などにより、木と鋼のハイブリッド構造は多くの技術者や研究者によって、その可能性を広げている。

ここで「ハイブリッド構造」について、「合成構造の設計（日本建築学会関東支部2006年1月）¹⁻³⁾」を引用し、その言葉の意味や特徴について、もう少し触れておく。

建築構造の分野において、異なる材料を組み合わせで作られた構造は、「合成（Composite）」、「混合（Mixed）」、「複合・併用」あるいは「ハイブリッド（Hybrid）」と一般的によばれている。

さらに辞書によると、これらの言葉は下記のように定義されているが、これらも大きな差は見られない。

合成：二つ以上のものが合してひとつの状態をなすもの

混合：混じりあうこと、また混ぜ合わすこと

複合：二種以上のものが合して一つになること

ハイブリッド：混成物、混成の

以上より、建築で取り扱うハイブリッド構造とは、「合成」または「複合」構造に分類されるが、本論文にて取り扱うハイブリッド構造については、部材がある要素を「混成」しながら形成すると解釈し、「ハイブリッド構造」という言葉を用いることにする。

「木と鋼のハイブリッド構造」を構成するうえで、木と鋼のもつ力学的な特徴を以下にまとめる。

『木材の特徴』：日本古来から有用された伝統的な素材

<長所>

- ・ 比重が小さいため、比較的大きな断面でも**軽量**
- ・ **加工が容易**
- ・ 熱伝導率が小さく、断熱性に優れた建材として普及
- ・ 表層部が炭化することで火災の進行を食い止める耐火性（**燃え止まり層**ができる）
- ・ 空気中の水分を吸収・放出して湿度の均衡を保とうとする調湿作用

<短所>

- ・ 特に大スパン架構において、木材単体で使用する**と多量の木材を必要**とする
- ・ **乾燥収縮による割れ**が生じる
- ・ 節によって不均質部が生じ、強度低下を招く恐れがある（**材のばらつき**）
- ・ 可燃性，腐朽性（虫害）

<力学的性質>

- ・ 繊維方向か繊維直行方向かにより，また丸太の状態から製材する部分によって，強度は異なる。
- ・ **含水率によって強度が依存**される。
- ・ 一般的な建築材料は繊維方向において，無欠点小試験片の場合では，引張強度が最も大きく，次いで，曲げ強度，圧縮強度，せん断強度の順になるが，実際の製材では，曲げ>圧縮>引張>せん断の順になる。

『鋼材の特徴』：産業革命以降の代表的な素材として近代・現代建築を支える素材

<長所>

- ・ **高強度**であり**軽量化**が可能
- ・ 粘り強さ（=**靱性**）に富む
- ・ 比強度(引張強度÷比重の値)が大きい
- ・ 機械的性質の信頼性が高い（**ばらつき**が小さい）
- ・ RC構造やSRC構造と比較して，**短期間で工事**が可能
- ・ 解体が容易で，リサイクルできる材料がある

<短所>

- ・ 錆びやすい（さびどめ塗装が必要）
- ・ 鋼材が耐火性に劣るために高温時に耐力が低下する（**耐火被覆**が必要）
- ・ 部材としての長さに対する断面径が小さいと**座屈**を生じやすい
- ・ 極低温時に脆性破壊を起こしやすい

上記に加えて、構造設計の観点から追記すると、木材は引張・圧縮・曲げに対して安定した力学性状を有するという特徴があるが、繊維方向の弾性剛性が鋼材に比べて1/10程度であることから、木材単体で使用する場合には多大な木材量を必要とし、経済性や建築意匠に影響を及ぼすことが懸念される。また木材単体で構造物を構築しようとする、高さや階数、さらには耐火の観点から建築基準法の制限を受けることも、構造設計を行ううえで配慮が必要である。

また鋼材は、引張力に対しては素材が持つ特徴を活かしているが、圧縮や曲げに対する座屈挙動については、部材断面を決定する際に大きな影響を与える要素となることがある。

ここで、木材と鋼材のそれぞれの持つ長所および短所を整理すると、図 1-1 に示す通り、幾つかのキーワードによってまとめることができる。ここで抽出されたキーワードは以下のとおりである。

- 「軽量」・・・木材と鋼材の長所をあわせた
- 「加工性」・・・木材と鋼材の長所をあわせた
- 「適材適所」・・・木材の短所を鋼材の長所が補う
- 「品質の安定性」・・・木材の短所を鋼材の長所が補う
(鋼材の短所を木材の長所が補う)
- 「耐火性能」・・・鋼材の短所を木材の長所が補う

以上からも、木材と鋼材の長所を伸ばしあい、さらにお互いの短所を補うために、これらの特徴を適材適所に組み合わせている点が、木と鋼の「ハイブリッド構造」の最大の特徴であり、この特徴を最大限に活かすことによって、従来の木質構造に比べて、さらなる架構の大スパン化や構造形式の複合化が可能となった要因もあるといえる。

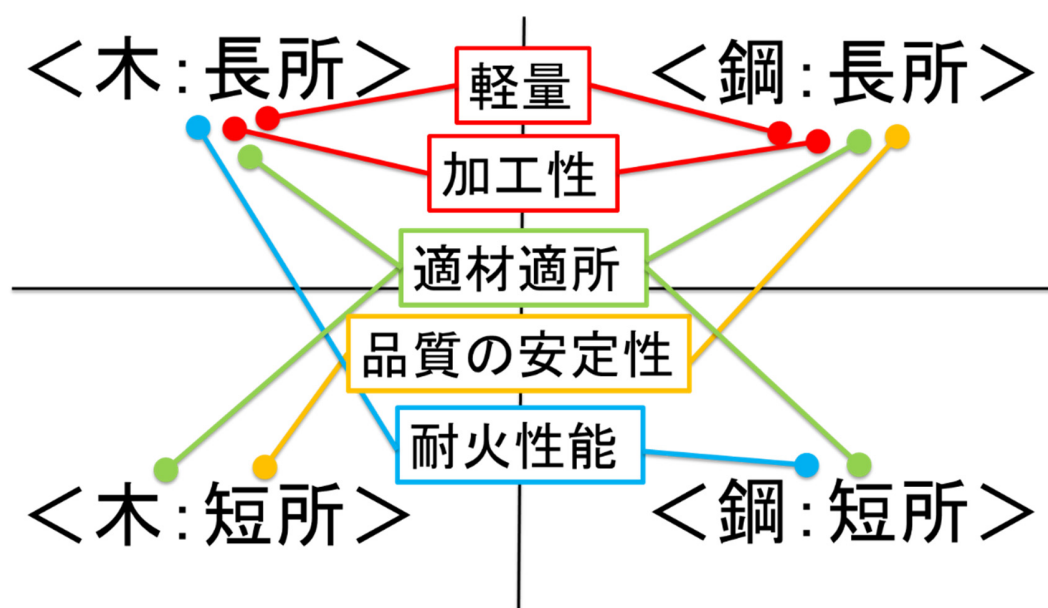
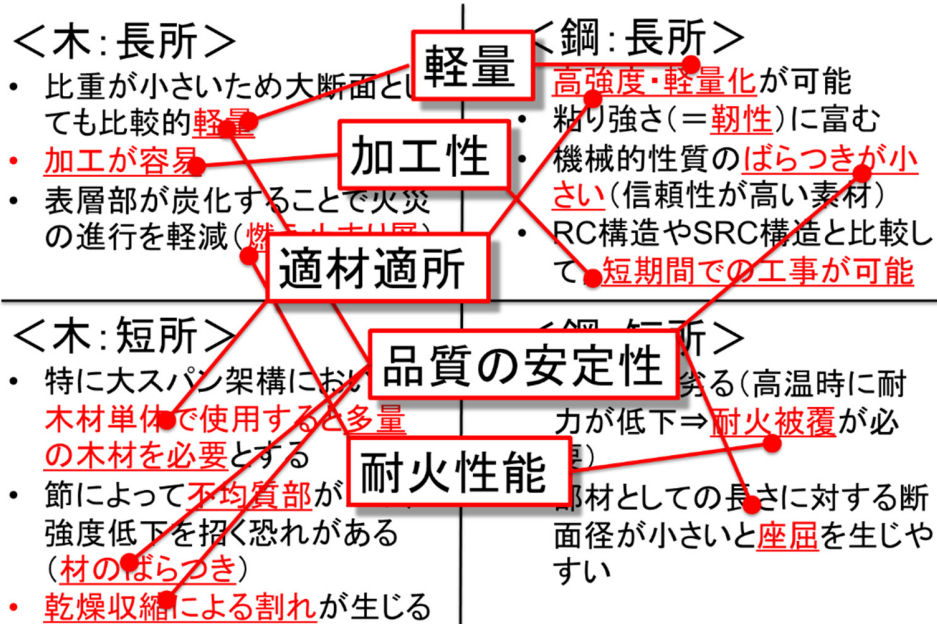


図 1-1 木と鋼の特徴の整理

1.2 既往の研究成果

ここでは筆者も共同執筆に参加した文献¹⁻¹⁾の中にまとめられている文献調査の結果を引用して、過去およそ15年の間に発表された全69件の木と鋼のハイブリッド構造の研究論文の傾向について述べる。

a) 研究目的の分類

研究成果を研究目的別に分類したものを図1-2に示す。この結果より木材を主材とした研究が多く見られた。また現在実用化されているハイブリッド工法のさらなる強度を向上することを目的としたものが全体の36%と、最も多い結果となっている。以下に代表的な既往の研究成果について、木材を線材および面材の場合に分類する。

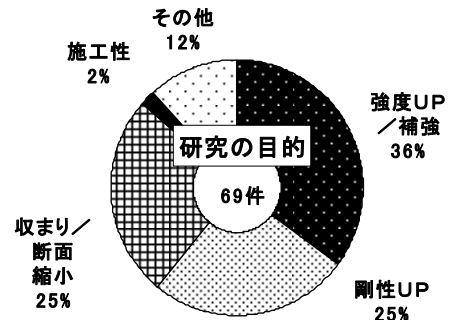


図1-2 研究目的による割合

【主材である木材を線材として用いた既往の研究抄録】

- [1] 「木質構造ボルト接合部の降伏耐力分布」澤田圭，安村基，日本建築学会学術講演梗概集 C-1/pp.41-/1999

耐力に関する実験・研究：木材のめり込み強度及びボルトの降伏曲げモーメントの分布がボルト接合部の降伏耐力分布に及ぼす影響を実験により検討するもので、本実験結果から、材料の強度分布の5%下限値から求めた降伏応力度より木質構造設計規準との比較検討を行っている。

- [2] 「木造の繊維直行方向力加力を受けるボルト接合部の破壊機構」安村基，日本建築学会学術講演梗概集 C-1/pp.35-/1996

数値解析・研究：木材の繊維と直交方向の加力を受ける2本のボルトが隣接して配置された場合について、応力拡大係数を適用して解析を行い、ボルト間隔を狭くすると、亀裂の進展に伴う荷重の上昇は期待できず、亀裂発生後接合部が脆性的に破壊することが確認された。

- [3] 「木材端部を炭素繊維補強したボルト接合部の力学性能実験(その1)」後藤隆洋，鴛海四郎，増田幸雄，日本建築学会学術講演梗概集 C-1/pp.59-/1998

補強方法：伝統建築物の耐震補強方法のひとつとして、木材端部の脆性的破壊の抑制と狭いボルト間隔での耐力確保を目的とした実験を行った。その結果、炭素繊維シートはボルト位置で部材軸と直交方向にシートに横割れが生じ、割れが進

展し上下の鋼板の際で破断した。ボルト間隔を狭くすると炭素繊維の有無に関わらず、高力ボルトの変形は見られないという結果が得られた。

【主材である木材を面材として用いた既往の研究抄録】

- [1] 「鋼製枠組みと LVL パネルを用いたハイブリッド耐震システムの開発（その 1～その 3）」塩手博道ら，日本建築学会学術講演梗概集／2010 年 9 月
木と鋼の耐震パネル開発：本工法は CT 断面 のフランジと LVL パネルの木口という比較的大きな支圧面を確保することで，大きな応力を確実に LVL パネル内に伝達し，LVL パネルの強度を最大限に発揮させるものとなっている。さらに LVL パネルの回転を抑制するために枠組み CT にリブプレートを設け，それに対応する LVL パネルの位置にスリットを設け両者をかみ合わせることにする。また枠組み CT の 4 隅には三角プレートを設置し，枠組みコーナー部の剛性を高めることで十分な支圧面を確保している。このハイブリッド耐震システムの実験，解析を行い，提案した耐震システムが極めて単純な構造システムでモデル化し，剛性，終局耐力を推定している。
- [2] 「挽板接着壁・床構法(マッシュホルツ構法)の構造的可能性(その 1～その 2)」荻生田秀之，日本建築学会学術講演梗概集／2001 年 7 月
マッシュホルツを用いた耐震パネル開発：本工法はドイツで開発されたもので，集成材と同様にラミナ又は小角材を接着積層して耐力壁や水平構面・屋根を形成し，各構面を金物接合する工法である。本研究ではアンカーボルト接合，ホールダウン金物接合，タイロッド式接合，SPC 工法接合の 4 種類の接合方法による耐力壁を提案し，接合部および耐力壁水平加力実験を行い，破壊性状，最大耐力，剛性，及びせん断応力度分布等の力学的性状を把握した。
壁倍率（「枠組み壁工法建築物構造計算指針」により算出）は，アンカーボルト接合，ホールダウン金物接合および大径ボルト接合 1P ではおよそ 5～6，タイロッド式接合は 9.6 という結果が得られた。
- [3] 「スギを用いて製造したクロス・ラミネイティド・ティンバー (CLT) の強度性能（その 1～その 9）」安村基，日本建築学会学術講演梗概集／2013 年 8 月
CLT を用いた耐震パネル開発：欧州で近年開発されたクロス・ラミネイティド・ティンバー(以下 CLT)は，国産材の新しい利用法として期待が高く，研究が産学官連携の中で急速に進展している。その中で，CLT が構造材として要求される諸強度特性やそれらへの製造条件の影響解明について一連の報告を行っている。
- [4] 「ロッキング抵抗する厚板耐力壁の水平挙動に関する研究（その 1～その 2）」中谷誠，日本建築学会学術講演梗概集／2012 年 9 月
LSB と厚板を用いた耐力壁：本研究では，大型のネジ型接合具であるラグスクリーボルト（以下 LSB）を用いて，CLT における実大サイズの接合部を想定し，LSB の引き抜き実験を行った。また CLT における LSB の埋め込み位置と引き抜き性能の関係性を詳細に検討するために，薄板を用いた引き抜き実験を行った。

実大引き抜き実験結果は、HC 試験体は CC 試験体と比較して、すべり係数 K_s は高いが最大引き抜き荷重 P_{max} が小さい結果となった。薄板実験の結果より、引き抜き強度 f_v は、繊維平行方向ラミナの割合が増加するほど低下する傾向を示し、引き抜き剛性は増加する傾向を示した。

スギ CLT からの LSB の引き抜き性能は、スギ集成材と比較して同等の性能を示したが、CLT の埋め込むラミナの繊維方向により、すべり係数が変化するため、注意が必要である。

これらの研究目的において共通している傾向は、耐力評価に関する実験的研究は多く行われているが、特にハイブリッド部材または接合部の変形性能に着目した研究は少なく、ハイブリッド部材の設計資料はまだ十分ではないと考えられる。

b) ハイブリッド化の分類

i) ハイブリッド化の研究対象

ハイブリッド化の研究対象の割合を図 1-3 に示す。研究対象としては柱や梁などの部材が 38%，木と鋼との接合部が 36% である。木質フレームなどの架構全体での研究も 22% 程度行われている。全体的に木材に対するボルトなどのめり込みによる耐力に関する研究も見受けられたが変形性状を取り扱った研究は少なかった。

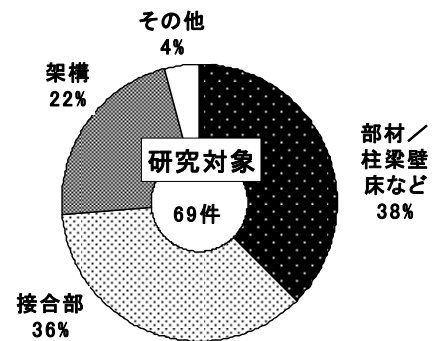


図 1-3 研究対象による割合

ii) ハイブリッド化の構成方法

ハイブリッド化の構成方法の割合を図 1-4 に示す。

「貼る」：柱材などにおいて、集成材の側面に鋼板を貼る『鋼材で木材を補強する』

「挟む」：鋼材を木材で挟み、鋼材の 100%の耐力を発揮する『木材で鋼材を補強する』

「通す」：ドリフトピンなどを用いて『木材と鋼材が同じ断面内にて一体化』

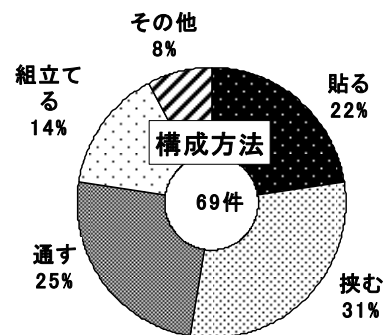


図 1-4 構成方法による割合

c) 接合方法の分類

接合方法の分類は図 1-5 に示す通り、「ボルト接合」で全体の 28% であった。ボルト、ネジ/ビスの接合に使われる鋼材は、接着剤を使用している研究が多く見られた。木材と鋼材の加工精度や施工精度の違いによる影響があると考えられる。しかしハイブリッド部材を組み立てる、または長期的な乾燥収縮に関する挙動を対象とした研究は見られなかった。

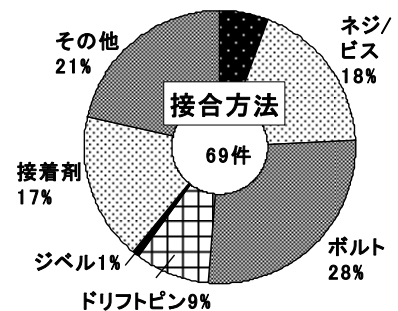


図 1-5 接合方法の割合

1.3 既往の木と鋼のハイブリッド建築

ここでは筆者も共同執筆に参加した文献¹⁻¹⁾の中にまとめられている文献調査の結果を引用して、過去およそ15年の間に発表された全88件の木と鋼のハイブリッド構造の建築雑誌に掲載された建築作品の傾向について述べる。

a) 建築階数

建物階数の分布を図1-6に示す。この結果、地上3階建て以下の低層建築で全体の96%を占めていることが確認された。これは建築物の階数による耐火または準耐火建築物としての要求性能や、木材の使用性との制約が影響しているものと考えられる。

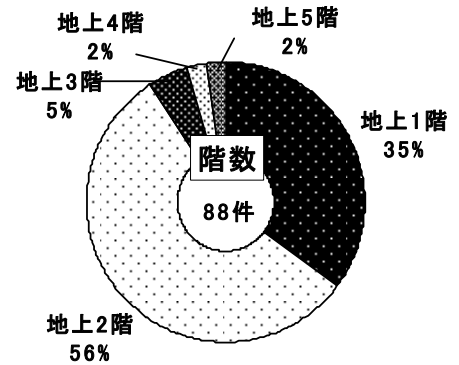


図1-6 建築階数の割合

b) 建築用途

建物用途の割合は図1-7に示すとおり、教育施設が全体の40%を占め、その中の80%は校舎に、20%は体育館やホールでの使用である。文化施設は25%であり、教育施設を含めると主要な公共建築において、全体の70%を占める。これより、特に不特定多数が利用する公共建築においては、木材利用促進の背景が影響していることが考えられる。

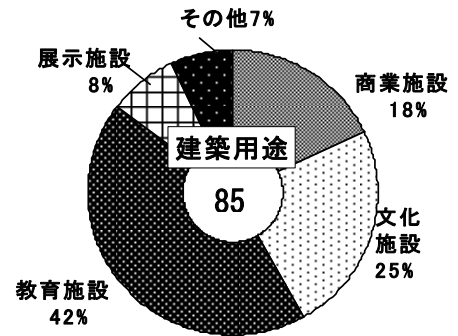


図1-7 建築用途の割合

c) ハイブリッド化の理由や目的

ハイブリッド化の理由・目的の分布を図1-8に示す。ハイブリッド化の主な理由としては、「大スパンの確保・木造の補強」であるが、ハイブリッド化の目的が多岐にわたっていることから、木と鋼のハイブリッド構造の設計に対する規準の整備が必要であると考えられる。

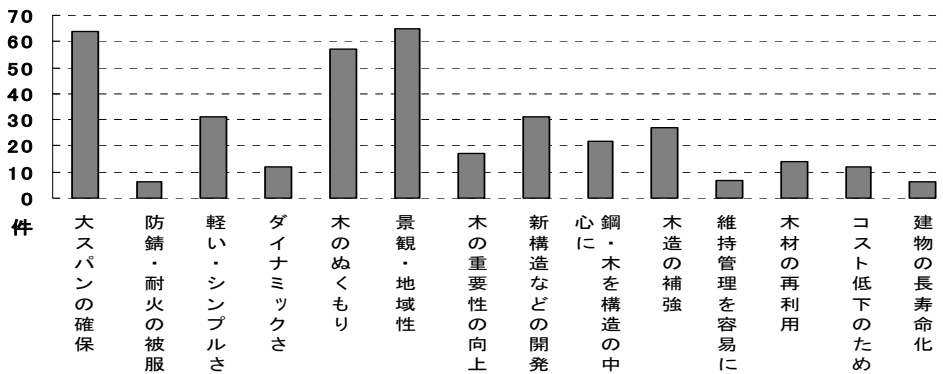


図1-8 ハイブリッド化の目的

d) ハイブリッドの接合方法

ハイブリッド化の接合方法の割合を図 1-9 に示す。接合方法として多いのは、「ボルト」接合であり、全体の 66% を占める。しかし、木材の表面に金物を見せない利点のある「ドリフトピン接合」の実例も 19% である。これは、前述の研究テーマの傾向とも近いが、ネジやビスを用いたハイブリッド構造が実用的という点から少なく、ハイブリッド部材が負担する応力レベルが大きくなっている背景も関連していると考えられる。

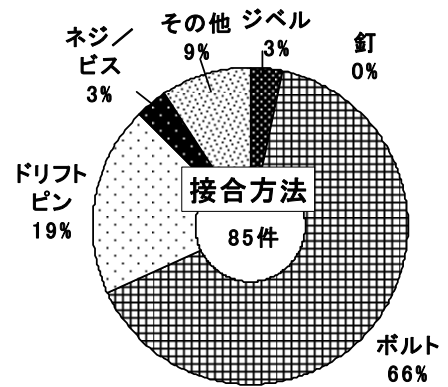


図 1-9 接合方法

1.4 既往の木と鋼のハイブリッド構造

ここでは筆者も共同執筆に参加した文献¹⁻²⁾の中にまとめられている文献調査の結果を引用して、ハイブリッド構造を採用している建築事例を紹介する。事例については多様な木と鋼のハイブリッド工法が挙げられるが、ここではハイブリッド工法の架構システムより、軸力系、せん断系、曲げ系の3種類に分類し、それぞれの特徴を述べる。

< 軸力系 >

軸力系の架構システム代表的な形式として、本章ではトラス・ドーム・シェルをあげた。以下に各形式について概要および事例を紹介する。

1) トラス

トラスを用いた架構システムは、一般的に体育館の屋根のような大スパン構造に用いられることが多い。また近年の架構形態の傾向としては、平行トラスのように大スパンを主目的としたものから、アーチ系トラス構造のようにトラス架構自体が建築として表現しているものも多く見受けられるようになった。

以下に特徴的なシステムを列記する。

- ① 断面ハイブリッド：軸力を負担する部材には鋼材とし、座屈補剛材として木材を使用した例
- ② 部材別ハイブリッド：圧縮軸力（+曲げ）を木材が負担し、引張材として鋼材を用いた例
- ③ 部材+接合部別ハイブリッド：木材で構成されたトラスの構成要素の一部として接合部に鋼材を用いた架構システムの例

① 断面ハイブリッドの事例

深谷市生涯学習センター公民館（図1-10，設計：松田平田設計），および長南中学校体育館（図1-11，設計：榎本建築設計事務所，構造設計：飯島建築構造事務所）は、上弦材をフラットバーに集成材を挟んだ部材に下弦材を鋼材としたハイブリッド構造。



図1-10 深谷市生涯学習センター公民館



図1-11 長南中学校体育館

② 部材別ハイブリッドの事例

所沢市民体育館（図 1-12，設計：所沢市道路公園部営繕課＋坂倉建築研究所，構造設計：O.R.S 事務所）は，メインアリーナの屋根の構造形式を，木造トラスとスチールの鋼棒を組み合わせたものを採用している。スギ製材を用いたアーチ状の木造トラスを構成したうえで，木造トラス同士を鋼棒で立体的に接合する。これにより木材には圧縮力，鋼棒には引張力しかかからない構造形式とした。木造トラスを構成する上下弦材と束材の接合方法は独自に開発したシヤーコネクターや収縮追随型のナットなどの金物を組み合わせ，接合精度や接合強度を高めている。

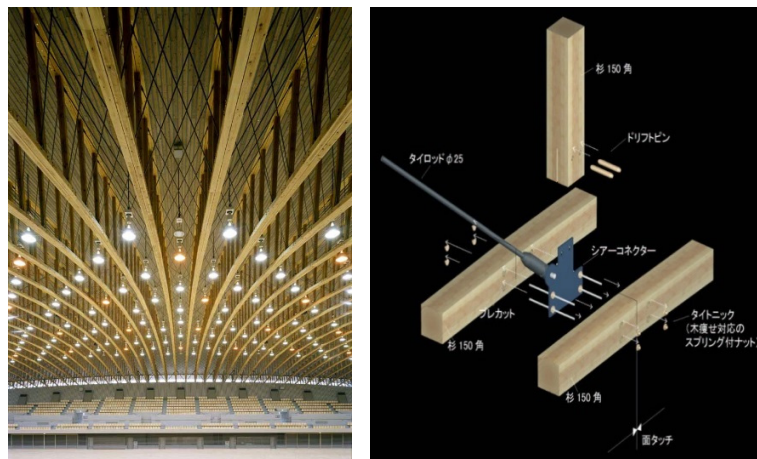


図 1-12 所沢市民体育館

始良町運動公園体育館（図 1-13，設計：古市徹雄郡市建築研究所・山下設計 設計共同体，構造設計：川口衛構造設計事務所）は，南北方向に流線型をしており，下弦材は鉄骨によるフラットバー，ラチス材は鋼管による不完全トラス構造（完全なラチストラスから部分的にラチス材を間引いた構造体）とした。集成材はスパン方向には上弦材としての圧縮力が作用するが，不完全トラスとしてラチス材を間引いたことにより若干の曲げモーメントが生じている。集成材の繊維方向はスパン方向と平行になるように構成し，スパン方向の継ぎ手は曲げモーメントが最小になる箇所を選んで設けられている。

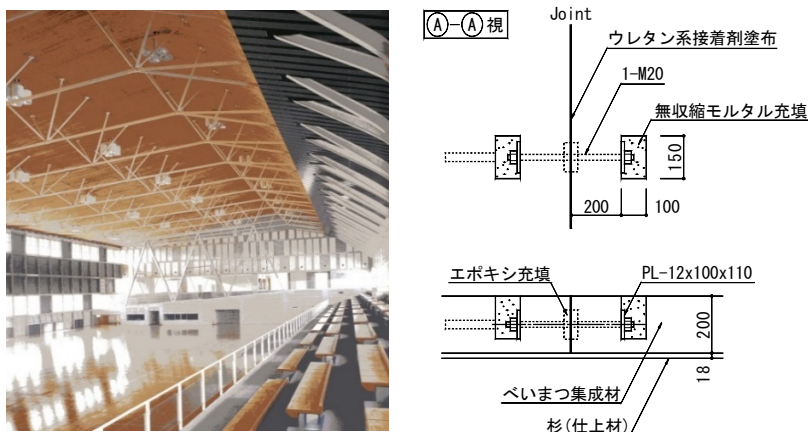
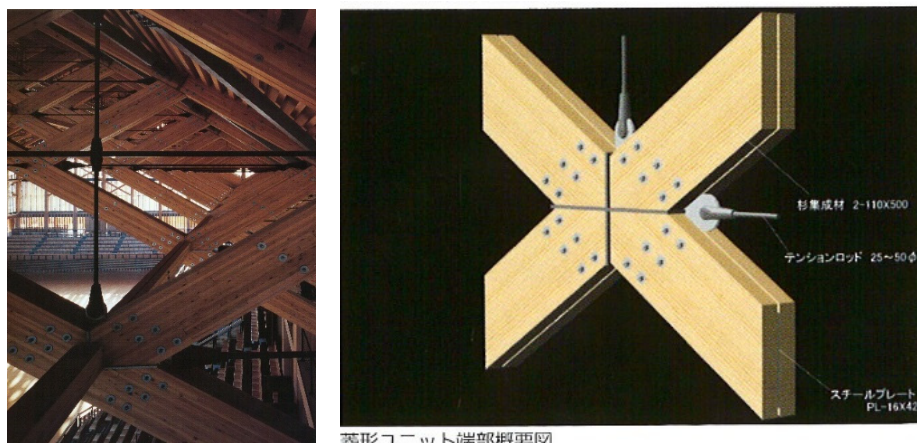


図 1-13 始良町運動公園体育館

愛媛県武道館（図 1-14，設計：愛媛県土木部道路都市局建築住宅課，石本建築事務所，構造設計：播設計室）は，菊間瓦の大屋根を支える木質系ハイブリッドトラスであり，のぼり梁に集成材もしくは集成材とスチールプレートの複合部材を使用している。集成材は2本合わせとして，その間にスチールプレートを挟み込んでひし形にしたトラス架構を構成している。応力場としては，圧縮力が主となるが，引張材はひし形の対角を十字に結んだ高張力鋼のテンションロッド材を用いている。ウッドタッチと呼ばれる接合部の精度を確保するため，含水率を14%以内にするこゝで，乾燥収縮による精度誤差を最小限とした。



菱形ユニット端部概要図

図 1-14 愛媛県武道館

JR 四国高知駅舎（図 1-15，設計：内藤廣建築設計事務所，構造設計：川口衛建築構造設計事務所）は，アーチの最大せいは 2.8m で，上下弦は立体的に作られる。上弦材は「く」の字部分を除き，スギ集成材とし，下弦材および斜材は鋼管で構成される。



図 1-15 JR 四国高知駅舎

砥用町林業総合センター（図 1-16，設計：西沢大良建築設計事務所，構造設計：オーヴ・アラップ・アンド・パートナーズ・ジャパン・リミテッド）は，外壁側に軽量鉄骨の柱，屋内側にはスギ材による建物に対して 45°方向に配置した格子状の立体トラスにより構成している。



集会室よりエントランスを見る。集会室、会議室、資料展示室の上の架構が盛り上がっている。

図 1-16 砥用町林業総合センター

③ 部材+接合部別ハイブリッドの事例

うつくしま未来博・「21 世紀建設館」（図 1-17，設計：岩村アトリエ，構造設計：TIS & Partners）は，柱に複数の木材を束ねて鋼製のジョイントプレートを使い，8 本を組み合わせると一つの組柱として，構造として一体化させている。



図 1-17 うつくしま未来博・「21 世紀建設館」

2) ドーム

ドームとは、鉛直方向に作用する力を利用して圧縮力で安定する構造形式であり、圧縮力に強い木材の特徴が活かされる。ただしドーム形状とする場合は、部材同士の接合部がピン接合の場合、接合される部材の材軸方向と直交方向（面外方向）に作用する応力が生じる場合、または曲げ応力が部材の主軸方向に対して複合的に作用する場合については、設計および現場監理に注意を要する。

出雲ドーム（図 1-18，設計：KAJIMA DESIGN，構造設計：KAJIMA DESIGN+斎藤公男）は、V字型のストラット材を介して、リングケーブルと PC 鋼棒を 36 本の放射状集成材アーチの内側に配置する立体張弦アーチ構造である。横つなぎ材は放射状のアーチにより木材の特性を生かして圧縮力に抵抗している。また束材を介したリングケーブル、PC 鋼棒は、ブレース効果によって変形や偏荷重に抵抗している。



図 1-18 出雲ドーム

大館樹海ドームパーク（図 1-19，設計：伊東豊雄建築設計事務所，構造設計：竹中工務店）は、長辺方向アーチトラスの上・下弦材は集成材（2-210×420～810），束材は角型鋼管（□-300×200×9），斜め材は鋼棒（25φ～48φ）をそれぞれ使用している。

長辺方向のアーチは 6m 間隔である。短辺方向のアーチの主材料は集成材で長辺方向のアーチの中間位置で相互を接続している。また短辺方向には束材間に X 型に角型鋼管を配しており、これら 2 方向のアーチにより形成される格子内には鋼棒によるブレースを設置して面内剛性を高めている。

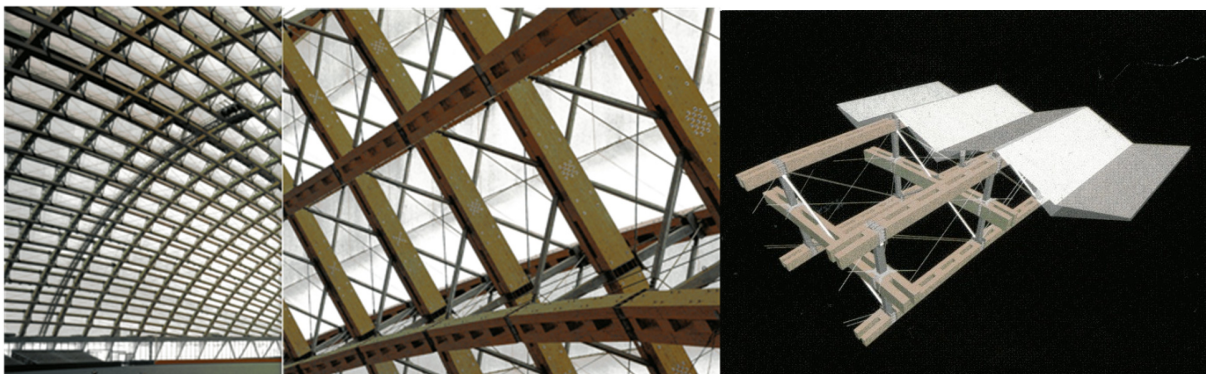


図 1-19 大館樹海ドームパーク

3) シェル

シェルは応力が多方向におよぶ。つまり形態そのものが多角形的な広がりをもつため、木造の場合は応力の流れる方向に応じて部材を配置しているのが特徴である。

芦北町地域資源活用総合交流促進施設（図 1-20、設計：高橋晶子+高橋寛/ワークステーション、構造設計：佐藤淳構造設計事務所）は、120mmの集成材で36mを支持させているシェル構造である。部材の厚さを120mmとして、交互に相欠きをしながら組み立てられる。コア部には地震や暴風時に抵抗できるRC耐震壁を配置している。

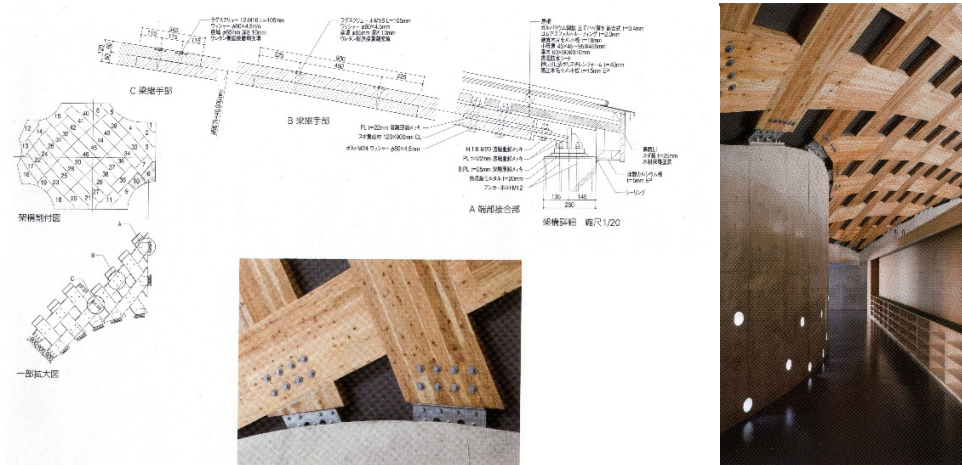


図 1-20 芦北町地域資源活用総合交流促進施設

山寺郵便局（図 1-21、設計：南一誠+伊藤邦明、構造設計：相原俊弘+（株）S.D.G）は、4枚の木造HPシェルにアラミド繊維シートを導入しシェルの強度と剛性を補い、さらに鉄骨張弦梁を組み合わせて架構の安定を確保している。



図 1-21 山寺郵便局

< せん断系 >

せん断系については、木質架構に鋼または RC 耐震要素を用いて水平力に抵抗しているものと、木に鋼を用いて相互を接合させてせん断抵抗させるものに分類される。

1) 鋼材または RC 耐震壁＋木質柱梁架構

耐震壁に取り付かない柱および梁は、構造計算においては長期部材として、耐震設計は別の耐震要素（鋼材ブレース、鋼板またはコンクリート）に依存するシステムであり、これは従来型の筋交いや構造用合板を用いた架構システムと同類である。

長野県稲荷山養護学校（図 1-22，設計：北川原温建築都市研究所，構造設計：安芸構造計画事務所）は、柱梁部材は木造の非耐震部材とし合板で挟み、また必要に応じて PC 鋼材にて補強して一体化している。コア部には地震や暴風時に抵抗できる RC 耐震壁を配置している。



図 1-22 長野県稲荷山養護学校

吉川英二記念館（図 1-23，設計：下坂吉和，構造設計：陶器浩一）は、伝統木造建築の耐震補強として、ガラス材との接合部に粘弾性体を取り付けた制振壁をスクリーナー釘で建物と一体化する計画である。

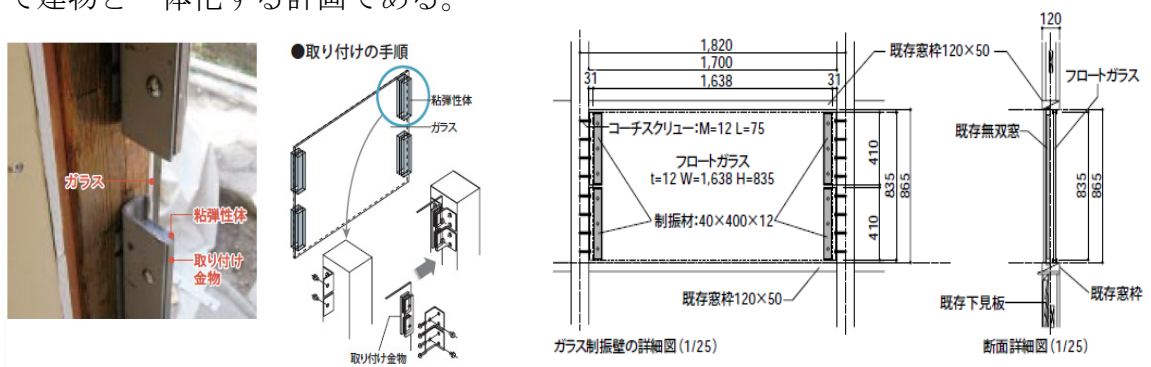


図 1-23 吉川英二記念館

2) 木質耐震壁+木質柱梁架構

三重県立熊野古道センター(図 1-24, 設計: 建築研究所アーキヴィジョン, 構造設計: 梅沢建築構造研究所)では, 耐震壁を構成する個材同士をスプリットリングによるジベル接合にてせん断力を伝達させるディテールも紹介されている。また伝統工法である通貫壁から発展して, 最近は格子壁を耐震要素とした事例も見受けられるようになった。

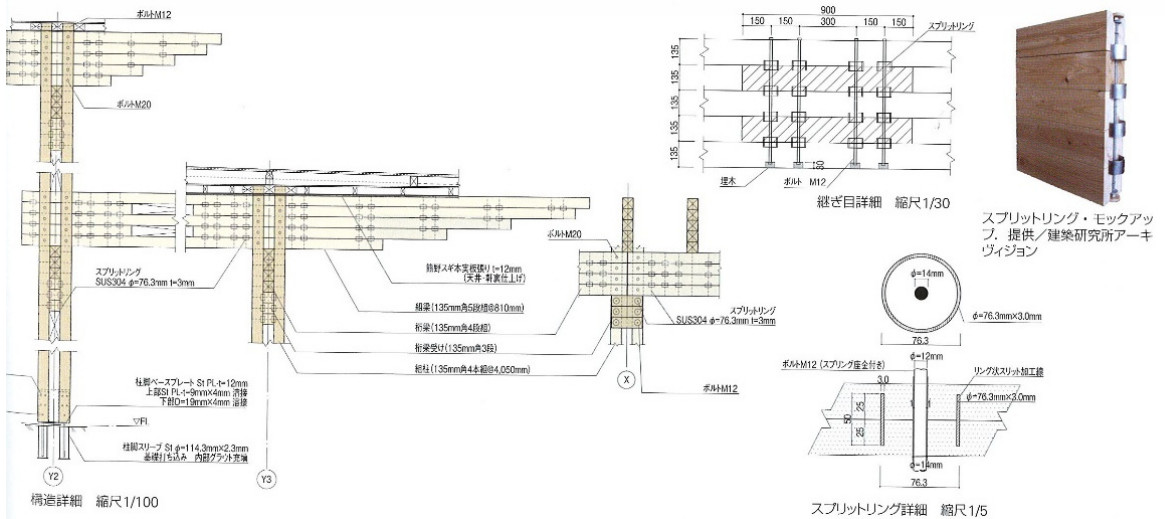


図 1-24 三重県立熊野古道センター

< 曲げ系 >

木質構造は木材の特性上、スリップ挙動に起因する柱梁接合部の剛性低下が懸念されるため、従来は柱梁接合部に方杖、または小壁を設けたものが用いられてきた。しかし近年では柱梁接合部の回転剛性を実験的に検証し、その力学挙動を評価した文献などが見られるようになってきた。

鬼石多目的ホール（図 1-25、設計：妹島和代建築設計事務所、構造設計：川口衛建築構造設計事務所）は、ホール上部屋根構造を、地元産のスギ材を有効利用した集成材を用いて、19.8m スパンを梁せい、中央部で 900mm、端部 400mm で実現している。また幅は 60mm として、極めて薄い舟形梁をジョイスト形式に並べる (@525) ことによって構成し、上面には構造用合板を配し、水平剛性を確保する設計となっている。

スパン 19.8m の梁を集成材といえども木造のみで構成しているため、その補強、補剛の為に、梁材の上下端部を幅 60 の鉄板プレート (t=12) で補強する設計とした。

この補強プレートは上面ではエポキシ樹脂接着剤とラグスクリューで、下面は梁下端に溝を作りエポキシ樹脂接着剤で埋める方法により、いずれも工場接合した。

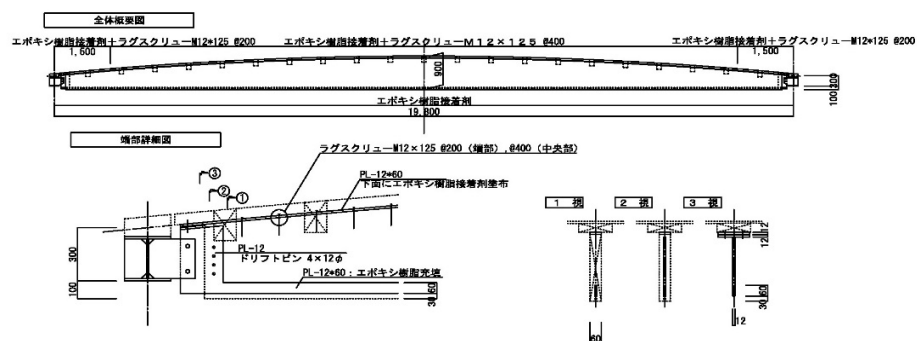




図 1-25 鬼石多目的ホール

1.5 本論文の目的

以上に述べた背景を踏まえて、本論文では木と鋼のハイブリッド構造を構成する主材は木材に着目し、主材を接合する材として鋼が多く用いられていることから、支圧接合部に鋼を用いた木と鋼のハイブリッド構造を対象とする。

主材となる木材と、支圧接合部である鋼材を用いた接合部の関係を表 1-1 に示す。木と鋼のハイブリッド構造を設計する上で、相互の応力伝達を円滑にするために重要な機構は「支圧」である。これは木と鋼が一体化して外力に抵抗しようとするときに、木に鋼がめり込みながら応力を伝達するものである。この応力伝達機構により、ここでは主材に用いる木材は線材および面材、これを鋼材にて接合する方法としてはボルトを用いたせん断接合およびプレートなどの面材を用いた面タッチ接合の2種類を想定し、本論文においては、「木主材：線材+ボルト；せん断接合」および「木主材：面材+ボルト；面タッチ接合」の2種類の接合法を対象とする。

表 1-1 主材の木材と鋼製支圧接合部の関係

鋼 支圧接合部 木主材	線材	面材
せん断接合 (ボルト)		<ul style="list-style-type: none"> ・乾燥収縮時の木材の拘束による割れ ・施工性（ボルト多数配置）
面タッチ接合 (プレート)	<ul style="list-style-type: none"> ・端部拘束の低下 ・引張軸力を伝達できない 	

これらの木と鋼の接合部の接合法に関して、耐力評価方法は「木質構造設計規準・同解説（日本建築学会，2006年12月）」などにより整備されており、剛性評価，特に変形性状についても同様に，適切に評価しなければならないが，前節までに述べたとおり，まだ十分な研究資料があるとは言い難い。

本論文では，木と鋼のハイブリッド構造の主材となる木材に線材または面材を用い，これに鋼を組み合わせて一体化させ，双方が支圧状態を保つことにより，所定の力学性能を発揮する2種類の木と鋼のハイブリッド構造の支圧接合方法を通して，木と鋼のハイブリッド構造の力学的性状，耐力や初期剛性，変形性能に関する評価，さらには構造設計への適用について述べたものである。

1.6 本論文の構成

本論文で取り扱う木と鋼のハイブリッド構造は、以下の2種類の支圧接合方法を対象としている。

- ① 主材である木材を線材として、木材同士の接合部に鋼材を用いた工法
- ② 主材である木材を面材として、枠材および木材との接合部に鋼材を用いた工法

本論文は「序論」、「木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究」、「木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究」、「本論文のまとめ」の全4章から構成されている。

本論文を構成する各章の要旨については、以下の通りである。

【第1章 序論】

序論では、木と鋼のそれぞれが持つ構造的な特徴を組み合わせた、木と鋼のハイブリッド構造の研究の背景と目的について述べている。また過去の研究成果や建築作品事例を通して、木と鋼のハイブリッド構造の近年の傾向および各種接合工法の特徴、また本論文で取り扱う支圧接合方法との関係性について述べている。

【第2章 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究】

第2章では、主材である木材が線材で構成される鋼板挿入型のボルト接合部を用いたドーム型構造に着目し、ドーム型構造を構成する部材および接合部に用いられる鋼板挿入型ボルト接合部（以下、線材接合部）およびトラス壁の実験を通して、これらの耐力、初期剛性および構造特性係数を把握し、さらに線材接合部を有するドーム型構造の構造設計への適用について述べている。

「2.1 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の概要および適用範囲」

2.1節では、3角形のトラス壁で構成された1層目、また2層目以上はジオデシックドームと呼ばれる正20面体を構成する三角形の各辺をさらに3等分して、それぞれの節点を結ぶことで得られる3角形によって、ドーム状の屋根が形成されているドーム型構造の工法の特徴、およびドーム型構造を構成する各要素について述べている。

本建物の構成および部材名称を図1-26に示す。本建物の用途は国内に計画される一般戸建て住宅、店舗や事務所を対象とする。建物規模は、建物階数を平屋または2階建て、ドーム最大半径10mまでを想定する。耐震要求性能については、日本住宅性能表示制度における耐震等級3相当までを対象とする。各層のフレームを構成する部材はストラット材と呼ばれ、これにより1階のトラス壁および2階のドーム形状を形成してい

る。ストラット材端部の接合部は、ガセットプレートおよびこのガセットプレートとストラット材を接合させるボルトにて構成される接合部（以下、コネクター接合部）により、ひとつの節点に5または6部材のストラット材が接合する。

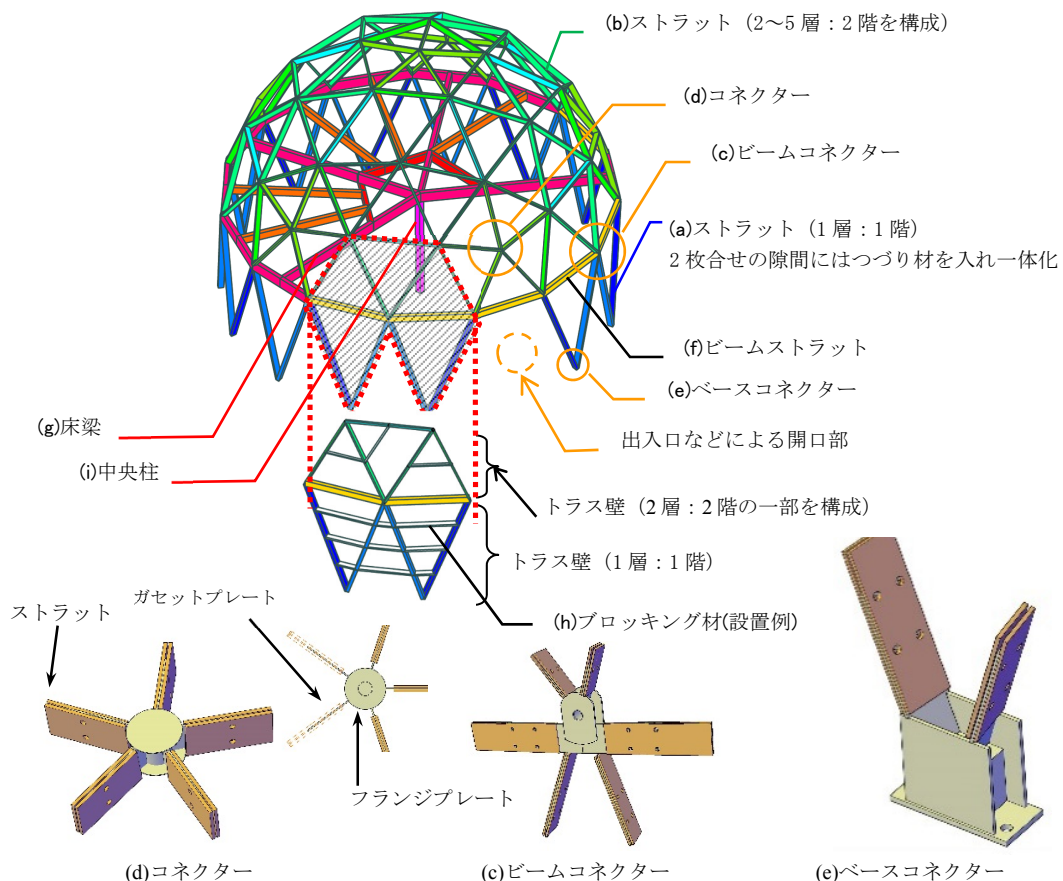


図 1-26 ドーム型構造の構成および各部名称・形状図

「2.2 鋼製ボルトを用いた線材接合部の力学的性状に関する実験的研究」

2.2 節では、線材接合部を有するドーム型構造が想定する規模や設計条件に対して、ストラット材に SPF および LVL の 2 種類の樹種（以下、ストラット材）を用いた、合計 7 種類のストラット材と線材接合部（以下、ボルト接合部）の組み合わせを選定し、ドーム型構造の構造設計に必要な耐力や初期剛性、および接合部を含むストラット材の塑性率を得ることを目的として、ボルト接合部の引張および圧縮載荷実験を行った。

「2.3 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有するトラス壁の力学的性状に関する実験的研究」

2.3 節では、前節で選定した 7 種類の組み合わせのうち、代表的なストラット材およびボルト接合部の組み合わせを用いて、ドーム型構造の 1 階トラス壁の水平載荷実験を行い、ストラット材を有するボルト接合部の引張および圧縮実験の結果との比較検証を行った。

「2.4 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用」

2.4 節では、前節までの結果にもとづいて、ドーム型構造の保有水平耐力の算定方法、およびドーム型構造の適用範囲内における構造特性係数 D_s 値の算出方法を提案した。

【第 3 章 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究】

第 3 章では、主材である木材が面材で構成され、木材との接合部が引張力を負担せず、常に支圧力のみを伝達させる新しい木鋼ハイブリッド耐震壁工法を提案した。本工法の特徴は木と鋼が一体化される段階での施工精度が要求され、さらに建物供用後の乾燥収縮により生じる木材の割れへの配慮を行うために、建方精度や乾燥収縮時応力に対応した接合部を有するところである。本章で行われた各種実験を通して、本工法の力学的性状を把握し、構造設計に必要な耐力、初期剛性および構造特性係数を得ることができた。さらに本工法を用いた木と鋼のハイブリッド耐震壁の設計法について述べている。

「3.1 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の概要と特徴」

3.1 節では、都内某所に計画された地上 3 階建て、階高 3.6m の事務所建築を対象とした、図 1-27 に示される鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木と鋼のハイブリッド耐震壁の工法の概要および特徴について述べている。本工法はスタックラミナパネルを用いた木質パネルとその外周に位置する鉄骨フレーム、さらにこれらを接合金物 I・II と呼ばれる鋼製プレートにより構成される接合部（以下、面材接合部）を用いることにより双方を常に支圧状態に保ち、耐震壁面内方向に作用する外力に対して水平抵抗する工法である。本工法の特徴は下記の 4 点である。

- ① 長期荷重時は鉄骨フレームが負担し、水平荷重時は木質パネルが圧縮力を、外周鉄骨フレームが引張力を負担し、各素材のもつ長所が活かされた構造計画である。
- ② 木質パネルと鉄骨フレームの接合部は、接合金物の側面からボルトにて締め付けるくさび機構を有する。これを木質パネルの隅部 4 か所に設置し、鋼材と木材の接触面を支圧状態にする。

- ③ 木質パネルと鉄骨フレームは支圧接合であるため、長期的な乾燥による木材端部の面内収縮方向への拘束はなく、木材の割れへの配慮がされていると同時に、施工誤差を吸収できる機構である。
- ④ 木質パネルが乾燥収縮し、接合金物同士が離間しようとした際に、皿ばねの伸び効果により、双方が常に接触状態を保つ。

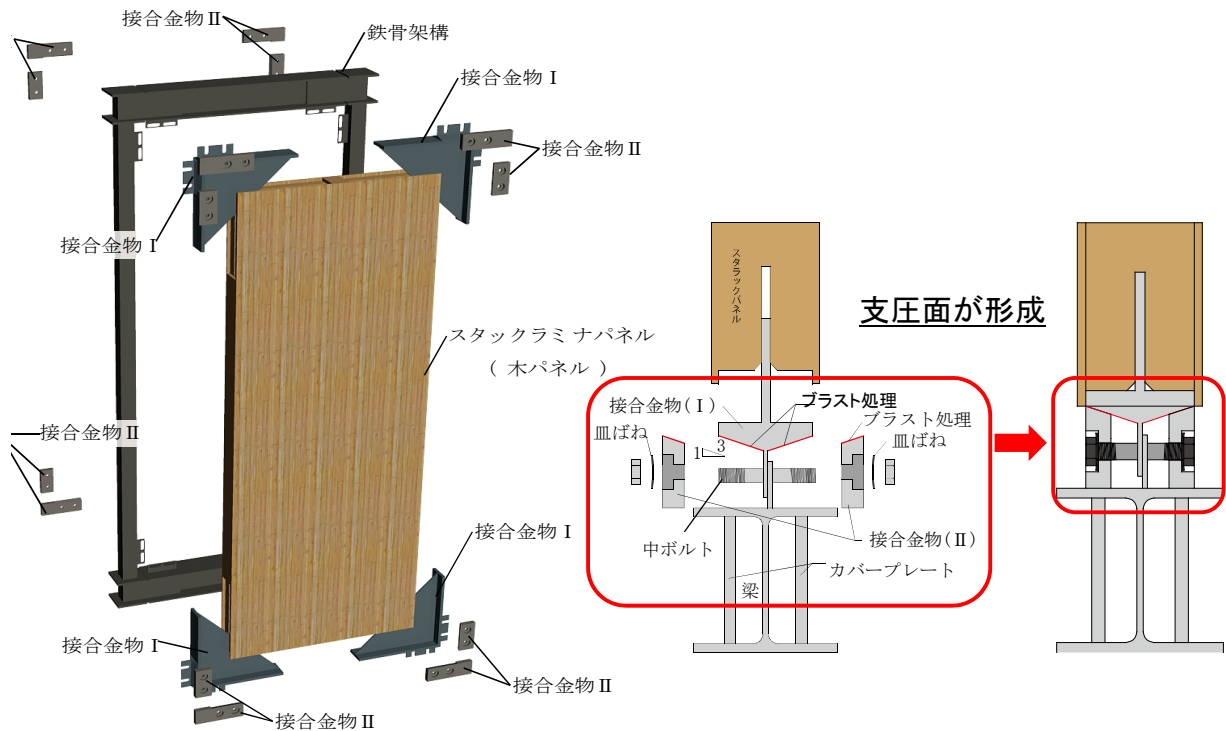


図 1-27 木と鋼のハイブリッド耐震壁の構成および各部名称・形状図

「3.2 木質主材が負担する圧縮力の角度と強度に関する実験的研究」

3.2 節では、本工法の主材となる木質パネルのラミナの積層方向と圧縮強度の関係を把握するために、木質パネルのラミナ積層方向を変化させた場合の圧縮実験を行い、木質パネルが負担する圧縮力の角度と強度との関係を得ることができた。

「3.3 鋼製プレートを用いた面材接合部の追従性能に関する実験的研究」

3.3 節では、主材である木材の乾燥により木質パネルが面内方向に収縮した際に、接合金物それぞれが離間せず、接触状態を保ちながら追従できることを確認するための実験を行い、本工法に用いる接合金物が所定の追従性能を有することを確認した。

「3.4 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド耐震壁の力学的性状に関する実験的研究」

3.4 節では、木鋼ハイブリッド耐震壁の各種耐力・初期剛性および構造特性係数 D_s 値を評価するための実大寸法のせん断実験を行った。実験変数は柱芯間距離：1500mm (SFW) および 3600mm (WFW) の 2 水準とし、これに木質パネルの有無による性状の違いを把握するために、鉄骨フレームのみの試験体 (SF, WF) の 2 水準とする。

「3.5 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用」

3.5 節では、前節の実験結果を用いて、本工法の力学的性状を解析的に検証を行った。解析モデルについては、鉄骨フレームを構成する柱および梁は線材モデルに置換し、柱梁接合部は剛接合とし、柱脚部はピン支持とする。また木質パネルは有限要素によりメッシュ分割された板要素とする。接合金物 I および II は、接合金物と木質パネルの接触部分を節点が共有できるような有限要素分割を行う。さらに鉄骨フレーム側に設置した接合金物 I と、木質パネル側に設置される接合金物 II との境界部分は、非加力側において引張力を負担しない連結要素としてモデル化する。以上の木質パネル、鉄骨フレームおよび接合金物を一体化させ、1 層 1 スパンの弾性モデルによる解析を行う。

【第 4 章 本論文のまとめ】

本論文の結論として、主材に線材および面材の 2 種類の木材を用いた木鋼ハイブリッド構造の実験および解析を通して、以上に述べた研究成果を総括した。

第2章

木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド
構造の力学的性状に関する研究

2.1 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の工法概要および適用範囲

2.1.1 はじめに

本研究では、主材である木材は線材とし、木材同士を鋼材にて接合するハイブリッド構造方法のひとつとして、鋼製ボルトを用いた線材接合部を有するドーム型構造の工法（以下、本工法）に着目し、ドーム型構造を構成する部材および鋼製ボルトを用いた線材接合部（以下、ボルト接合部）、およびトラス壁の二種類の実験を通して、本工法の力学的性状を把握し、ドーム型構造の構造特性係数（以下、 D_s 値）を算出し、ドーム型構造の構造設計への適用範囲について述べたものである。

2.1.2 工法概要

ドーム型構造の形状定義は、図 2.1-1 に示されるように、ジオデシックドーム²⁻⁷⁾に基づく 3 角形のトラスフレームを耐震要素としたもので、1 階（1 層目）については階高確保のための形状修正を行っており、1 層目は二等辺三角形、2 層目は正三角形で構成される。

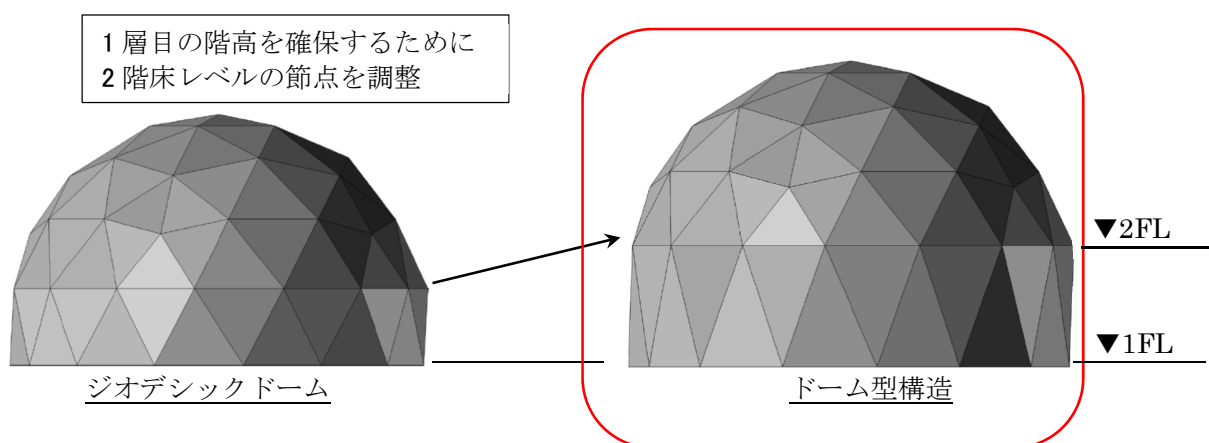
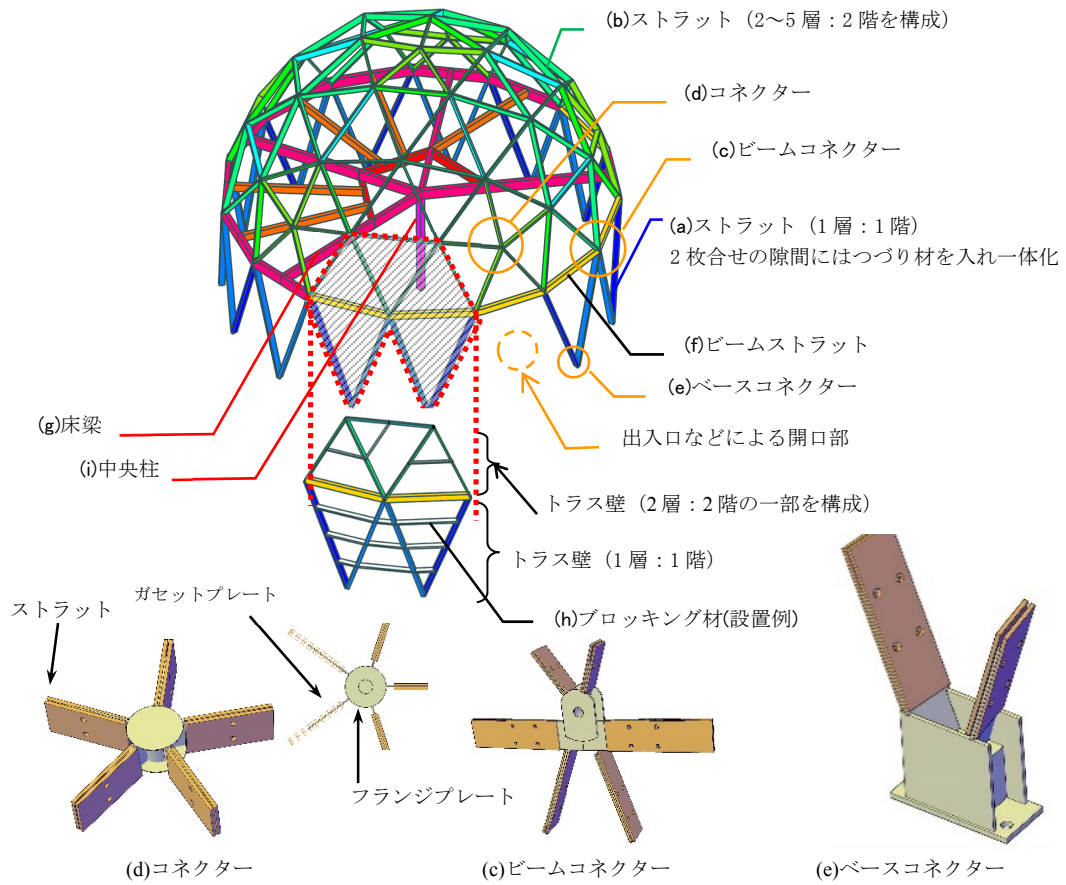


図 2.1-1 ドームハウスの形状定義

ドーム型構造を構成する各部材および接合部の概要を図 2.1-2 に示す。本工法は 3 角形のトラス壁で構成された 1 層目、また 2 層目以上はジオデシックドームと呼ばれる正 20 面体を構成する三角形の各辺をさらに 3 等分して、それぞれの節点を結ぶことで得られる 3 角形によって、ドーム状の屋根が形成されている。



- ストラット ドーム状の壁及び屋根を構成する材。2枚合わせの場合は隙間につづり材を入れ一体化
- ブロッキング材 ストラット材の弱軸方向の座屈止め
- トラサ壁 ストラット材及びブロッキング材で構成された三角形の耐力壁
- ビームストラット 外壁面の2階床レベルに配置した床材（本図中（b））
- 床梁 2階床のドーム内部に配置した床梁
- 中央柱 2階床を内部で支える間柱。鉛直力のみ負担する。
- コネクター ストラット材又はビームストラット同士を繋ぐ接合金物（本図中（a））
- ベースコネクター ストラット材と基礎をアンカーボルトで繋ぐ接合金物（本図中（c））

図 2.1-2 ドーム型構造の構成および各部名称・形状図

各層のフレームを構成する部材はストラット材（図 2.1-2(a)(b)参照）と呼ばれ、これにより 1 階のトラス壁および 2 階のドーム形状を形成している。ストラット材端部の接合部は、ガセットプレートおよびこのガセットプレートとストラット材を接合させるボルトにて構成される接合部（以下、コネクタ接合部、図 2.1-2(c)(d)(e)）により、ひとつの節点に 5 または 6 部材のストラット材が接合する。コネクタ接合部はガセットプレートの他に、中心に 89.1 φ × t4.5mm の鋼管を設置し、それらを内外両側からフランジプレート（160 φ × t4.5mm）を用いて一体となっている。

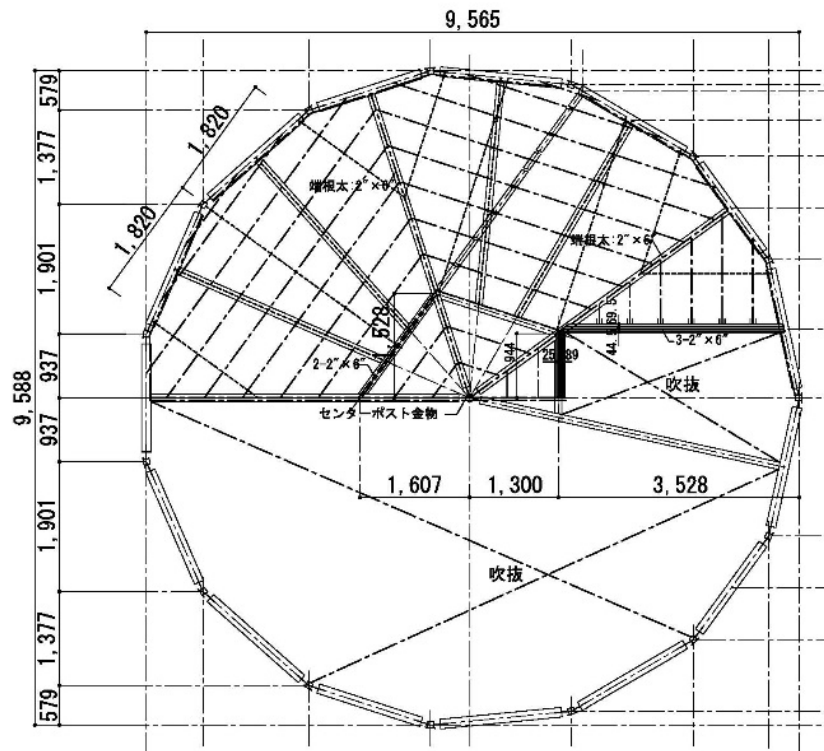
ストラット材は 1 枚または 2 枚合わせとして部材断面を選定することが可能であり、ガセットプレートとは 1 面または 2 面せん断形式で接合される。さらに 1 層目のストラット材は座屈拘束を目的として、図 2.1-2 (h) に例示したブロッキング材を用いて、隣り合うストラット材を一体化する。また出入口など開口部が必要な箇所においては、ストラット材 2 本 1 組の V 字型のトラス壁が欠損されることになるが、隣り合うトラス壁同士が連続して欠損されないことを条件として、立体解析によりドーム型構造の構造安全性が確認されるものとする。2 階床は、外周部に設置されるビームストラット（図 2.1-2 (f)）および平面中央部に設置される中央柱（図 2.1-2 (i)）から放射状に床梁（図 2.1-2 (g)）に配置され、この床梁間に根太材を架けて、床材が設置される。基礎は RC 造とし、ストラット材脚部はベースコネクタ（図 2.1-2 (e)）より、アンカーボルトを用いて基礎に緊結される。

2.1.3 適用範囲

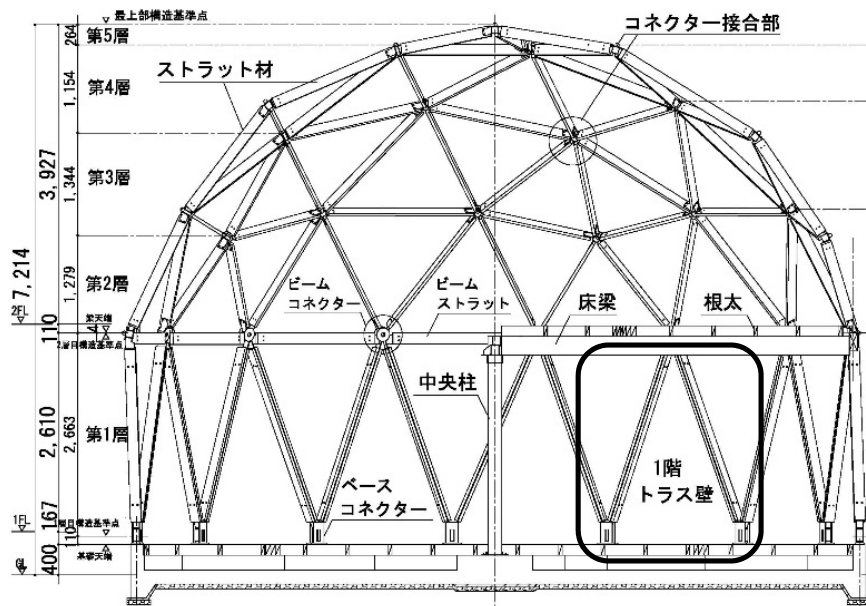
本工法が対象とする用途および規模を表 2.1-1 に、本工法の平面図および断面図を図 2.1-3 にそれぞれ示す。建物の用途は国内に計画される一般戸建て住宅、店舗や事務所を対象とする。建物規模は、建物階数を平屋または2階建て、ドーム最大半径10mまでを想定する。耐震要求性能については、日本住宅性能表示制度における耐震等級3相当までを対象とする。

表 2.1-1 ドーム型構造の適用範囲

構造	木造	
用途	戸建て住宅, 店舗, 事務所	
構造計算ルート	保有水平耐力計算	
積載荷重 (N/m^2)	住宅	1,800(床) 1,300(架構) 600(地震)
	店舗	2,900(床) 2,400(架構) 1,300(地震)
	事務所	2,900(床) 1,800(架構) 800(地震)
基準風速(粗度区分)	30~46 m/sec (Ⅲ)	
垂直積雪量 (単位積雪重量)	一般地域(100cm未満) $20N/m^2/cm$ 多雪地域(100~200cm) $30N/m^2/cm$	
地震地域係数(Z)	1.0~0.7	
振動特性係数(R_t)	1	
標準せん断力係数(C_0)	(一次設計)0.2 (二次設計)1.0	
耐震等級	最大3まで	
層間変形角	1/120以下	
規 模	階数	地階を除く階数は2以下とする
	ドーム半径	3m以上、10m以下
	延べ面積	$700m^2$ 以下
	最高高さ	13m以下



2階平面図



断面図

図 2.1-3 代表的なドーム型構造の平面および断面図

2.1.4 本工法に用いる仮定断面

本工法に用いる仮定断面を表 2.1-2 に示す。前述にて設定された適用範囲や積雪荷重などの設計条件，および耐震等級を網羅させるために，あらかじめ許容応力度設計により選定された部材（以下，ストラット材），およびストラット材端部の接合点（以下，コネクタ接合部）を構成する鋼板挿入型ボルト接合部（以下，ボルト接合部）を組み合わせたものを7種類選定し，この中から建物の用途や規模に対して各階の断面を選択する。

表 2.1-2 仮定断面

断面	ストラット材				ボルト接合部(鋼板挿入型)			想定降伏モード	基準終局耐力(kN)
	規格	部材断面寸法(mm)	部材本数	樹種	ボルト本数	径(mm)	ガセットプレート厚(mm)		
No1	2×6	38×140	1	SPF 甲種2級	2	M12	4.5	Ⅲ	13.1
No2	2×6	38×140	2	SPF 甲種2級	2	M12	4.5	Ⅲ	26.3
No3	2×6	38×140	2	SPF 甲種2級	2	M16	4.5	Ⅲ	44.2
No4	2×6	38×140	2	SPF 甲種2級	2	M20	9	I	59.0
No5	2×6	38×140	2	LVL 140E	2	M20	6	Ⅲ	78.6
No6	2×8	38×184	2	LVL 140E	4	M20	9	Ⅲ	157.3
No7	2×10	38×235	2	LVL 140E	6	M20	9	Ⅲ	217.0

想定降伏モード I : 主材のめり込み, Ⅲ : ボルトの曲げ降伏

ストラット材は，設計条件に応じて JAS 枠組壁工法構造用製材（甲種 2 級，樹種：SPF，以下 SPF）および構造用単板積層材（LVL140E-525F 特級，樹種：ダフリカカラマツ，以下 LVL）とし，これに取り付くボルト接合部は各ストラット材の強度および剛性に応じて決定される。ストラット材に SPF を用いたボルト接合部の算定においては，木質構造設計規準・同解説²⁻³⁾に準拠して，構造計算により適切な断面を算定する。一方，ストラット材に LVL を用いたボルト接合部の各種耐力の算定に際しては，本研究では既往の研究成果²⁻⁸⁾ ²⁻⁹⁾を参考にして，ストラット材に SPF を用いたボルト接合部と同様の方法にて算定する。

またドーム型構造の 1 層目を構成する 1 階，および 2 層目から 5 層目を構成する 2 階のそれぞれに用いる部材および接合部の仕様は，コネクタ接合部を構成するガセットプレートの種類が施工上煩雑にならないように，ドーム型構造の規模や用途，および要求性能に応じて，1 階には No3～7 の 5 種類より，2 階については，No1～4 の 4 種

類の中から選択する。この組み合わせのうち、例えば東京都内の図 2.1-3 に示す規模の住宅用途（耐震等級 1 相当）を想定した場合のストラット材とボルト接合部の組み合わせは、1 階：No4, 2 階：No1 を想定している。この場合 1 階と 2 階で部材断面が異なるため、2 階床レベルでは、2 種類の部材がひとつのコネクター接合部で取り合うことになるが、それ以外については、ひとつのコネクター接合部につき 1 種類のストラット材およびボルト接合部が取り合う仕様となる。

2.2 鋼製ボルトを用いた線材接合部の力学的性状に関する実験的研究

2.2.1 はじめに

本章では、ストラット材を含む鋼板挿入型ボルト接合部（以下、ボルト接合部）の耐力や剛性、および塑性率を得ることを目的とした軸方向加力実験を行う。

2.2.2 実験計画

試験体の概要を表 2.2-1 に、試験体の形状及び寸法を図 2.2-1 に、使用材料する代表的な木材および鋼材の機械的性質を表 2.2-2 にそれぞれ示す。

実験変数は加力方向を引張と圧縮の 2 種類、部材断面は前述の仮定断面 7 種類を用い、試験体は合計 7 種類の 60 体製作する。

本実験に用いるストラット材は、JAS 枠組壁工法構造用製材（甲種 2 級，樹種：SPF）および構造用単板積層材（LVL140E-525F 特級，樹種：ダフリカカラマツ）とし、ストラット材端部にはストラット材の断面により決定される接合ボルト M12，M16 または M20（材質 SWRM8，JIS G 3505）と同径の孔が設けられている。ボルトの締め付けはトルクレンチを用い、各ボルト 1 本につき手締めにて座金が木材にめり込まない程度の 70Nm で締め付け管理を行った。

ボルト接合部を構成するガセットプレート厚は、接合部タイプにより 4.5mm，6mm または 9mm とし、ストラット材とのボルト接合用にボルト径+2mm の孔が設置されている。試験体上部の加力治具側との接合部は高力ボルトにて一体化され、ボルト接合部側と同様に、ボルト径+2mm の孔が加工されている。試験体の組立は、実際の施工手順を想定して、ボルトがガセットプレート孔の下端に接触する位置に設置した。

表 2.2-1 試験体寸法

試験体 No	ストラット材			ボルト配置					ガセットプレート厚(mm)	試験体数
	部材断面寸法(mm)	部材本数	樹種	径 (mm)	ボルト本数	ボルト間隔 r(mm)	端距離 e1 (mm)	縁距離 e2 (mm)		
No1	38×140	1	SPF 甲種2級	12	2×1	48	85	46	4.5	引)8
No2	38×140	2	SPF 甲種2級	12	2×1	48	85	46	4.5	引)6
No3	38×140	2	SPF 甲種2級	16	2×1	65	115	37.5	4.5	引)6
No4	38×140	2	SPF 甲種2級	20	2×1	65	240	37.5	9	引)8(圧)6
No5	38×140	2	LVL 140E	20	2×1	65	140	37.5	6	引)8
No6	38×184	2	LVL 140E	20	2×2	100	140	42	9	引)8
No7	38×235	2	LVL 140E	20	3×2	75	140	42.5	9	引)8(圧)2

(引): 引張実験、(圧): 圧縮実験

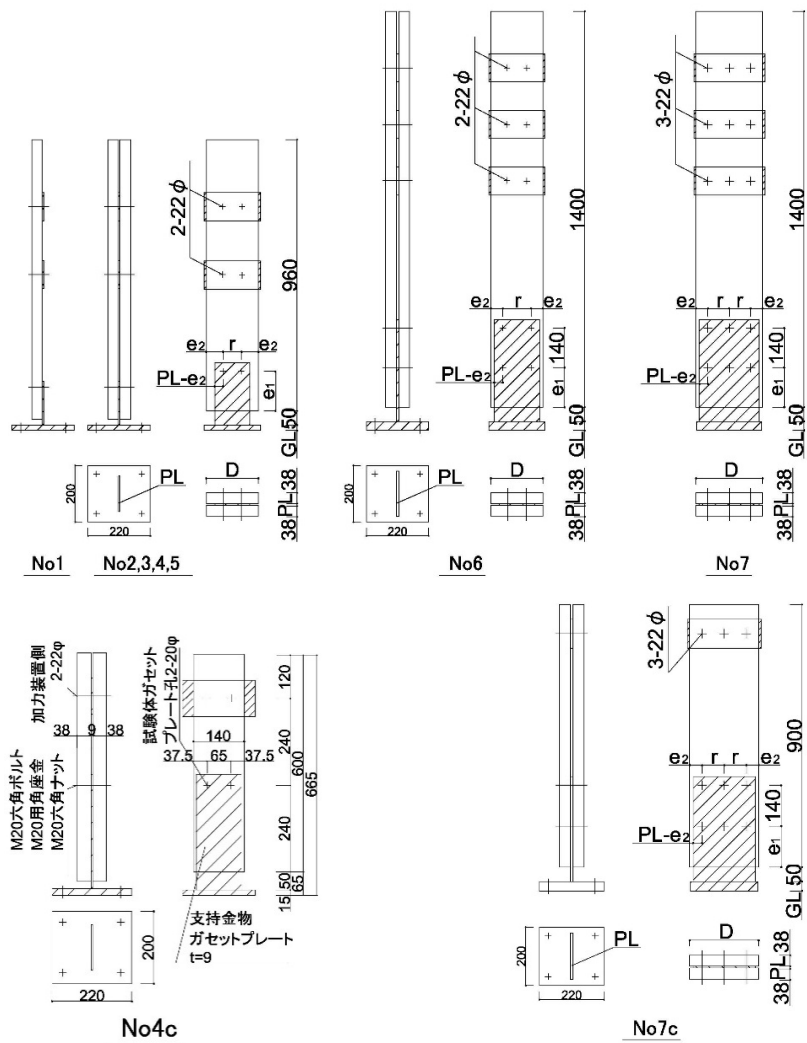


図 2.2-1 試験体図(上段：引張，下段：圧縮試験体)

表 2.2-2 代表的な木材の素材実験結果

No4 試験体	密度 (g/mm ³)	最大応力度 (kN/mm ²)	含水率 (%)
①左面	0.51	34.0	12.4
①右面	0.46	31.1	12.5
②左面	0.54	35.2	12.1
②右面	0.46	35.4	13.0
③左面	0.46	38.3	12.2
③右面	0.47	37.2	12.1
④左面	0.40	25.9	12.0
④右面	0.43	33.2	11.8
⑤左面	0.40	38.7	11.7
⑤右面	0.43	33.8	12.1
⑥左面	0.46	31.1	13.1
⑥右面	0.50	32.6	13.1
⑦左面	0.45	39.3	11.1
⑦右面	0.46	32.4	11.1
⑧左面	0.43	25.9	11.8
⑧右面	0.40	32.4	11.8

No4c 試験体	密度 (g/mm ³)	最大応力度 (kN/mm ²)	含水率 (%)
①左面	0.37	29.2	11.0
①右面	0.34	28.6	11.0
②左面	0.40	34.7	11.8
②右面	0.42	34.9	12.0
③左面	0.50	41.3	12.5
③右面	0.50	39.5	11.7
④左面	0.47	33.2	11.6
④右面	0.46	35.7	12.5
⑤左面	0.38	35.8	11.5
⑤右面	0.38	35.6	11.3
⑥左面	0.42	35.4	11.3
⑥右面	0.41	39.6	11.5

鋼材	降伏 応力度 (N/mm ²)	最大 応力度 (N/mm ²)	伸び率 (%)
PL-4.5	237	414	32
PL-6	310	432	30
PL-9	272	436	29

2.2.3 実験方法および測定項目

本実験は、木質構造設計規準・同解説²⁻³⁾付録2、および枠組壁工法建築物構造計算指針²⁻⁴⁾第V編に準じ、ボルト接合部の軸方向の引張および圧縮実験を単調載荷により行う。引張力载荷は図 2.2-2 に示すとおり、試験体頂部と 2 本の引張治具 (2PL-9, SS400) とは M20 にて固定される。この引張治具は、門型フレームに設置されたオイルジャッキ (能力: 最大引張力 2000kN) に取り付けた加力治具 H250×250×9×14 (SS400) と高力ボルトにて一体化させる。ベースプレートは高力ボルトにて支持土台に取付ける。

圧縮実験の加力方法は図 2.2-2 に示すとおり、アムスラー型万能試験機 (能力: 最大 2000kN) を用いて実施する。

測定方法は図 2.2-3 に示すとおり、引張および圧縮実験とも同様の方法とし、ベースプレート下面を不動点として、ここから接合部の変形量を測定する。

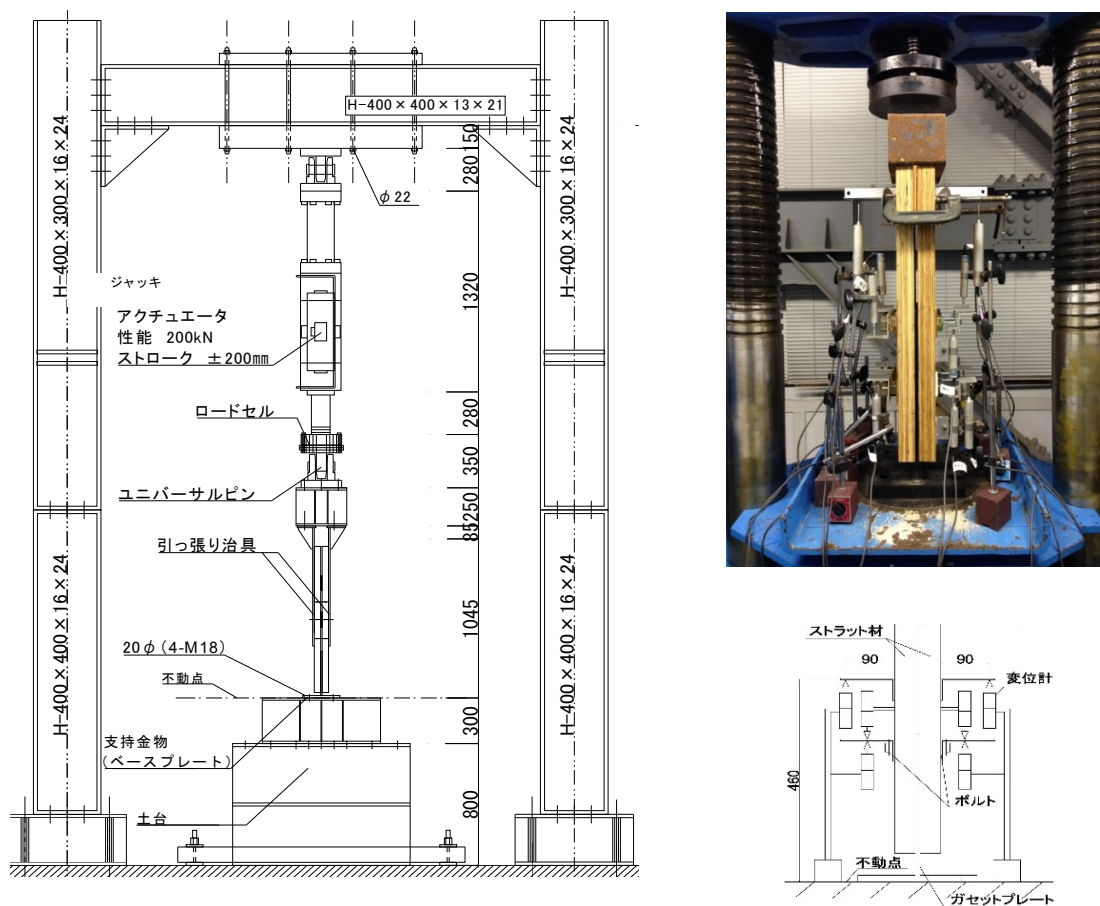


図 2.2-2 加力装置図 (左: 引張実験、右上: 圧縮実験) 図 2.2-3 測定方法

2.2.4 実験結果および考察

(1) 破壊性状

実験結果を表 2.2-3 に、各試験体の代表的な最終破壊形状および実験終了後の試験体解体時のボルト、ナットおよび座金の状況写真を図 2.2-4 にそれぞれ示す。

(a) 引張 (No4) および圧縮 (No4c) 実験結果の比較

引張実験 (No4) における破壊経過は、引張荷重 4kN 程度より木材のボルト周辺から割裂音が生じた。その後変位量 $\delta = 5\text{mm}$ 付近から、ボルト孔近辺でボルトのめり込みにより木材から亀裂を発生し、ボルト孔下部のめり込みが目視で確認できた。その後割裂長さおよび幅が進展し、最大荷重 P_{\max} 時にはストラット材の下端まで割裂が進行し、最終破壊状況に至った (図 2.2-4 (a))。

圧縮実験 (No4c) においては、変位量 $\delta = 3\text{mm}$ 付近までは目視による大きな変化は見られなかった。その後変位量 $\delta = 5\text{mm}$ 付近までにおいて座金が材軸方向にずれる現象が見られ、最大荷重 P_{\max} に達するが、最大荷重到達時までは引張実験結果で見られたような割裂破壊は顕著にはみられなかった。最大荷重以降の変形過程において、割裂が徐々に進行していく様子が目視にて確認された (図 2.2-4 (b))。

実験結果と想定降伏モードとの関係については、本試験体の想定降伏モードはモード I (主材のめり込み) であり、実験後の試験体を解体した後の目視観察において、図 2.2-4 (a,b) に示すとおり、ボルトの曲がりは確認されなかったことから、想定降伏モードどおりであったと判断した。

(b) ストラット材に用いる樹種の違いによる影響

ストラット材に SPF を用いた No1~4 試験体 (以下、S シリーズ) については、全体的な傾向として、加力初期の段階において木材のボルト周辺から割裂音が生じた。その後変位量 $\delta = 3\sim 6\text{mm}$ 付近から、ボルト孔近辺でボルトのめり込みにより木材から亀裂を発生し、ボルト孔下部のめり込みが目視で確認できた。その後割裂長さおよび幅が進展し、最大荷重 P_{\max} 時にはストラット材の下端まで割裂が進行し、最終破壊状況に至った (図 2.2-4 (a))。

またストラット材に LVL を用いた No5, 6 および No7 試験体 (以下、L シリーズ) については、最初にボルト孔近辺でボルトがめり込み、その後めり込み状態が進行しながら、最大荷重近辺でボルト孔下端部の木材がボルト幅の範囲で抜け出すような破壊性状を示した (図 2.2-4 (b))。

引張実験結果と想定降伏モードとの関係については、No4 試験体が想定降伏モードⅠ（木材へのめり込み），それ以外については想定降伏モードⅢ（ボルトの曲げ降伏）であるが，実験後の試験体を解体した目視確認の状況では，No1～3 試験体についてはボルトの曲がり確認された（図 2.2-4 (a,b)）。それ以外の試験体についてボルトの曲がりは確認されず，いずれも木材の端部の割裂破壊，もしくは木材端部の抜け出し破壊が顕著であった。

表 2.2-3(a) 実験結果

試験体		初期剛性 K(kN/mm)	降伏耐力 Py(kN)	最大荷重 Pmax(kN)	終局耐力 Pu(kN)	塑性率 $\mu = \delta u / \delta v$	接合部の 特性値 Ds
No1	平均	11.09	20.1	34.2	31.5	7.92	0.268
	標準偏差	47.80	1.81	5.45	4.94	2.45	0.039
	5%下限値			22.2	20.6		0.354
No2	平均	5.41	35.4	55.5	48.0	3.07	0.453
	標準偏差	3.94	4.10	9.98	8.21	0.40	0.039
	5%下限値			32.2	28.8		0.544
No3	平均	20.90	47.4	75.4	66.9	4.17	0.375
	標準偏差	50.6	2.89	7.65	8.16	0.9	0.048
	5%下限値			57.6	47.9		0.488
No4	平均	17.55	54.4	79.4	72.0	7.53	0.241
	標準偏差	43.25	21.17	8.68	5.36	3.50	0.062
	5%下限値			60.4	60.3		0.477
No5	平均	21.54	75.7	126.6	109.1	2.65	0.493
	標準偏差	15.30	5.10	8.94	11.39	0.60	0.067
	5%下限値			107.1	84.1		0.639
No6	平均	49.59	174.9	248.8	196.5	1.76	0.634
	標準偏差	55.00	28.63	11.06	14.15	0.20	0.042
	5%下限値			224.5	165.5		0.725
No7	平均	67.94	303.7	426.3	367.8	2.24	0.539
	標準偏差	26.99	28.41	15.11	19.95	0.20	0.027
	5%下限値			393.2	324.1		0.597
No4c	平均	62.57	56.2	96.8	87.3	16.86	0.184
	標準偏差	18.18	18.30	10.44	9.68	7.32	0.033
	5%下限値			71.1	63.5		0.265
No7c	平均	197.75	353.9	528.6	501.7	3.9	0.381
	標準偏差	333.05	22.41	3.39	4.10	0.74	
	5%下限値						

表 2.2-3(b) 代表的な試験体（No4 および No4c）の実験結果

試験体名	初期剛性 K(kN/mm)	降伏耐力 Py(kN)	降伏耐力時 変位 δy (mm)	最大荷重 Pmax(kN)	Pmax時 変位 δ_{max} (mm)	終局耐力 Pu(kN)	降伏点 変位 δv (mm)	終局変位 δu (mm)	塑性率 $\mu = \delta u / \delta v$	接合部の 特性値Ds
T-①	18.73	52.4	2.80	83.9	12.3	75.4	4.0	20.5	5.08	0.330
T-②	21.00	67.9	3.23	88.4	4.4	77.6	3.7	15.5	4.19	0.368
T-③	21.30	74.7	3.51	86.0	5.2	75.1	3.5	31.8	9.00	0.243
T-④	17.99	63.8	3.55	69.8	14.2	67.5	3.6	26.3	7.37	0.270
T-⑤	10.41	24.8	2.38	73.6	4.4	66.5	6.2	77.2	12.48	0.204
T-⑥	19.36	59.3	3.06	82.6	7.0	74.6	3.9	26.6	6.89	0.280
T-⑦	20.45	72.6	3.55	86.0	14.0	76.0	3.7	45.5	12.23	0.206
T-⑧	11.17	19.5	1.74	65.2	7.8	63.3	3.0	17.1	3.01	0.446
平均	17.55	54.4		79.4		72.0			7.53	0.293
標準偏差	4.32	21.17		8.68		5.36			3.52	0.084
5%下限値				60.4		60.3				0.477
C-①	81.35	40.7	0.50	84.8	4.5	76.19	0.94	28.9	30.9	0.128
C-②	45.63	46.5	1.02	93.1	5.3	83.93	1.84	21.8	11.8	0.210
C-③	49.70	73.6	1.48	102.2	6.5	92.47	1.85	22.0	11.9	0.210
C-④	87.57	83.2	0.95	114.0	3.6	103.22	1.18	19.5	16.6	0.176
C-⑤	63.49	38.7	0.72	88.9	4.4	80.06	1.39	26.0	17.6	0.169
C-⑥	47.67	54.6	1.17	97.6	5.7	88.2	1.85	23.5	12.4	0.210
平均	62.57	56.2		96.8		87.3			16.9	0.184
標準偏差	18.18	18.30		10.44		9.68			7.32	0.033
5%下限値				71.1		63.5				0.265

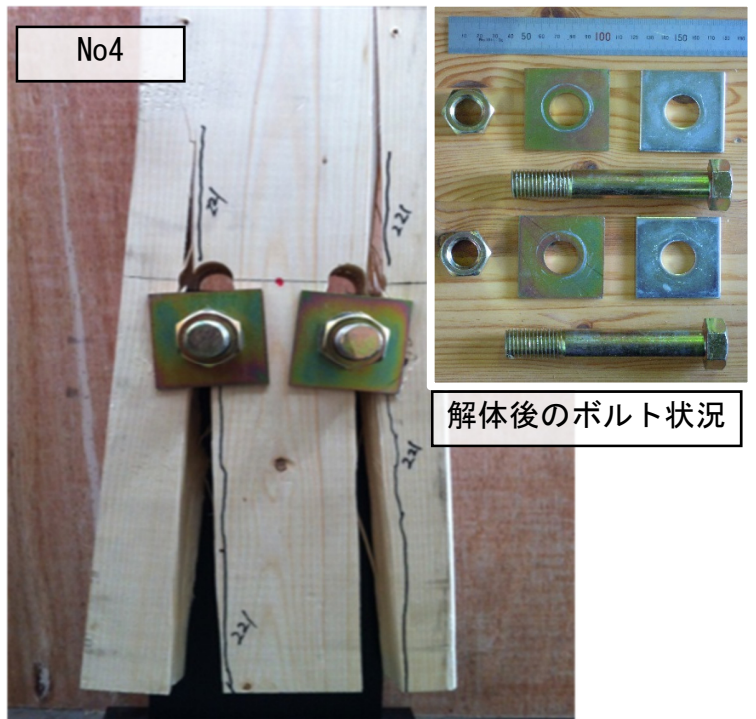
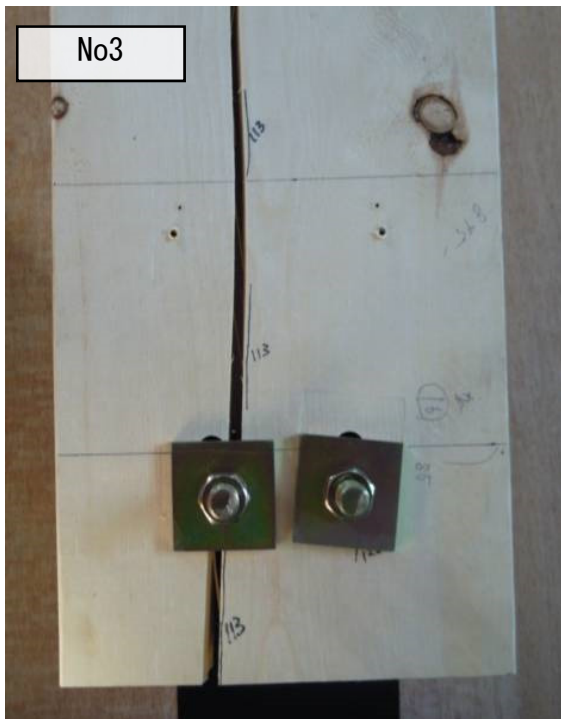
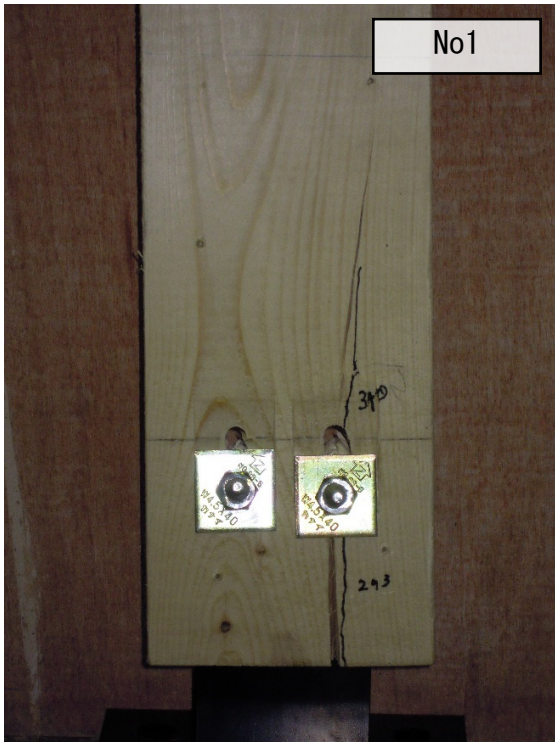


図 2.2-4 (a) 代表的な最終破壊状況-1

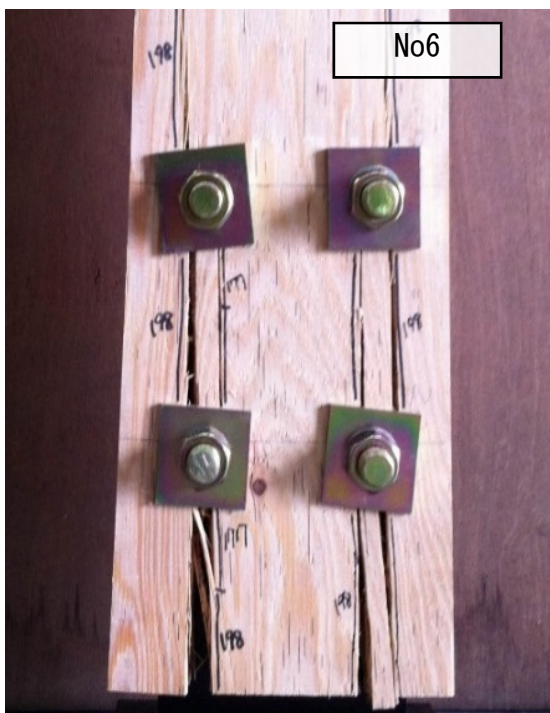
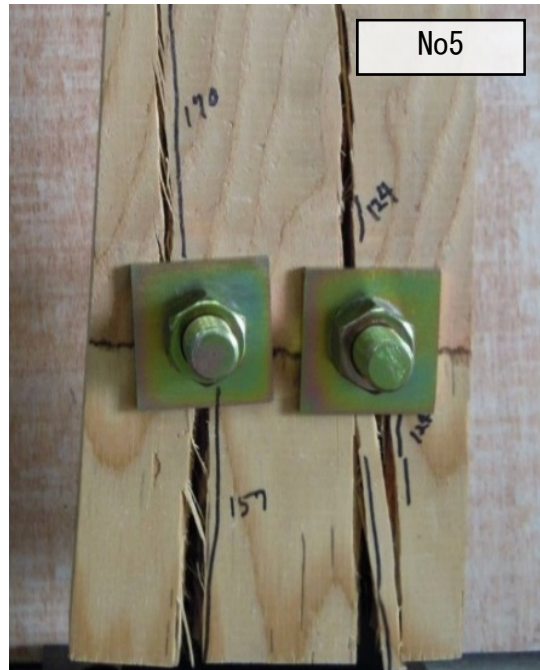
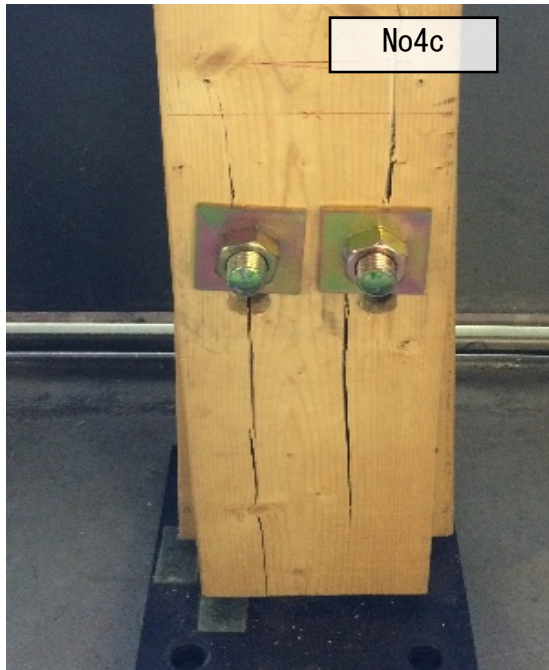


图 2.2-4 (b) 代表的な最終破壊状況-2

(2) 荷重変形関係

各試験体の引張および圧縮実験の荷重変形曲線を図 2.2-5 にそれぞれ示す。図中の縦軸は試験体に作用する引張または圧縮荷重を，横軸は試験体に取り付けた変位計の材軸方向の計測値をそれぞれ示す。

(a) 引張 (No4) および圧縮 (No4c) 実験結果の比較

引張実験の荷重変形曲線は，ガセットプレートとボルトがクリアランスを有しているため，これらが接触した後に初期剛性を発現した。その後変位量 $\delta = 5\text{mm}$ 付近まではほぼ直線的に増大した。最大荷重に達した後，緩やかに耐力が低下しながら変形が進行した。

圧縮試験の結果は，実験開始時点においてガセットプレートとボルトが接触状態であるため，変位量 $\delta = 3\text{mm}$ 付近まではほぼ直線的に荷重が増大して最大荷重に達した。その後緩やかに耐力が低下しながら変形が進行した。圧縮実験においては，最大荷重時以降に割裂が顕著にみられた影響により，最大荷重以降は負勾配のまま最大変位量に至った。なお圧縮実験の最大変位量については，試験体の木材下端からベースプレート上端のベースプレートとガセットプレート溶接部上端までのクリアランスが 38mm 程度であるため，木材と鋼材が接触する直前の時点で載荷を終了した。

(b) ストラット材に用いる樹種の違いによる影響

引張実験の荷重変形曲線は，ガセットプレートとボルトがクリアランスを有しているため，これらが接触した後に初期剛性を発現した。その後 S シリーズについては，ほぼ直線的に荷重が増大した後に徐々に剛性低下が見られて最大荷重 P_{\max} に達した。その後は緩やかに荷重が低下し，最大変形に達した。

一方，L シリーズは最大荷重以降，ストラット材端部においてボルト幅にわたり木材が抜け出す状態が見られた時点で最大荷重 P_{\max} に達し，その時点で荷重が急激に低下した。また圧縮試験体 No7c については，荷重変形関係は概ね No4c と同様の傾向が見られた。

(3) 耐力および初期剛性

本試験体の終局耐力の計算値 cPu を木質構造設計規準・同解説²⁻³⁾に示される方法により算出した結果を図 2.2-5 にあわせて示す。終局耐力の実験値 ePu を算出するにあたり，最大荷重 P_{\max} の実験値にばらつきが認められたため，ここでは同一試験体を母集

団とした平均値から求めた下限値の推定値（正規分布を仮定した信頼水準75%の95%下限許容限界値，以下5%下限値）にもとづき，各実験結果における終局耐力の実験値 ePu の5%下限値による終局耐力の実験値 ePu' を算出した。

(a) 引張(No4)および圧縮(No4c)実験結果の比較

各試験体とも5%下限値による終局耐力の実験値 ePu' が概ね終局耐力の計算値 cPu を上回ることが確認された。また引張実験結果と比較して，圧縮実験結果の5%下限値による終局耐力の実験値 ePu' のほうが14%程度高いことが確認された。これは圧縮側のほうが最大荷重時まで木材の割裂が顕著に現れていない状態が維持されたことが影響していると考えられる。

初期剛性については，圧縮実験は加力初期段階よりボルトと木材が接触状態にて加力しているが，引張実験はガセットプレートに設けられたボルトクリアランスにより，加力初期においてスリップ挙動を示した影響により，このスリップ挙動を含めた接合部の初期剛性は圧縮実験結果のほうが3.8倍程度高い結果となったが，引張実験結果の第2剛性と圧縮実験結果の初期剛性を比較すると，概ね近い傾向が見られた。

(b) ストラット材に用いる樹種の違いによる影響

各試験体とも5%下限値による終局耐力の実験値 ePu' が概ね終局耐力の計算値 cPu を上回ることが確認された。一方，ストラット材の種類による耐力のばらつきについては，5%下限値による終局耐力の実験値 ePu' および最大荷重 P_{max} とともに，平均値に対する5%下限値耐力の低減率は，Sシリーズは約24～46%程度に対して，Lシリーズは約8～16%程度の低減率であったことから，Lシリーズのほうが全体的に耐力のばらつきの影響が小さい傾向が見られた。またLシリーズのNo7cの終局耐力 ePu をNo7の引張実験結果から得られた5%下限値による終局耐力の実験値 ePu' と比較すると，圧縮実験のほうが25%程度高い傾向が見られた。

初期剛性については，圧縮実験は加力初期段階よりボルトと木材が接触状態にて加力しているが，引張実験はガセットプレートに設けられたボルトクリアランスにより加力初期においてスリップ挙動を示した影響により，このスリップ挙動を含めた接合部の初期剛性はNo7cの圧縮実験結果のほうが2.9倍程度高くなる傾向が見られた。

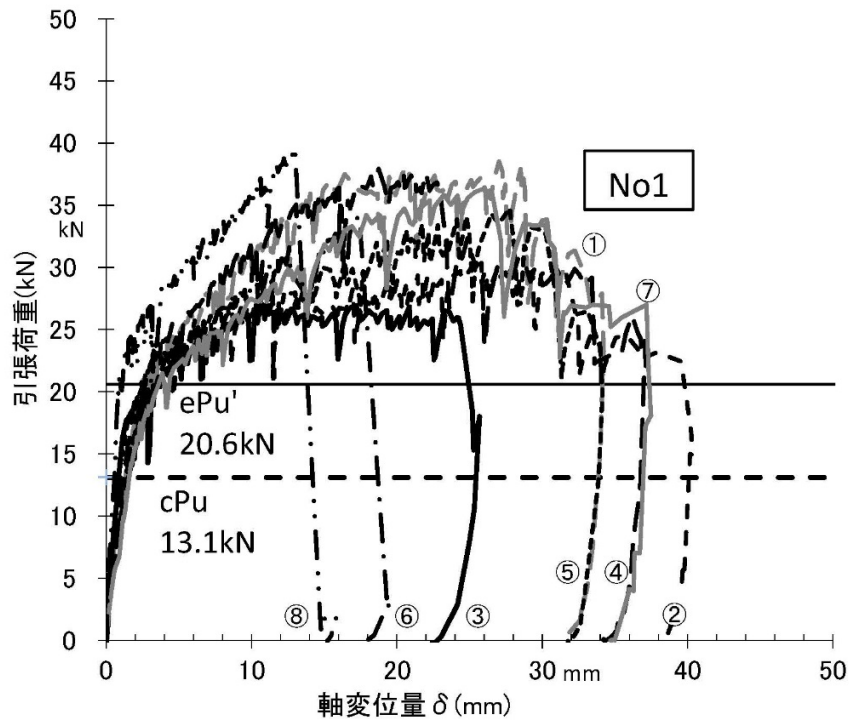


図 2.2-5(a) 荷重変形曲線 (No1)

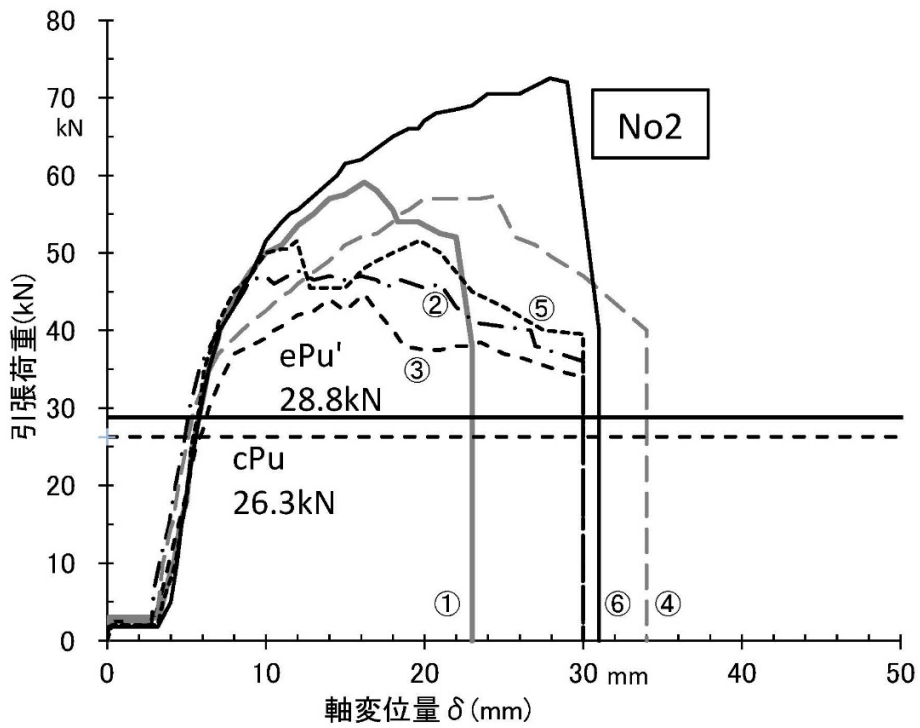


図 2.2-5(b) 荷重変形曲線 (No2)

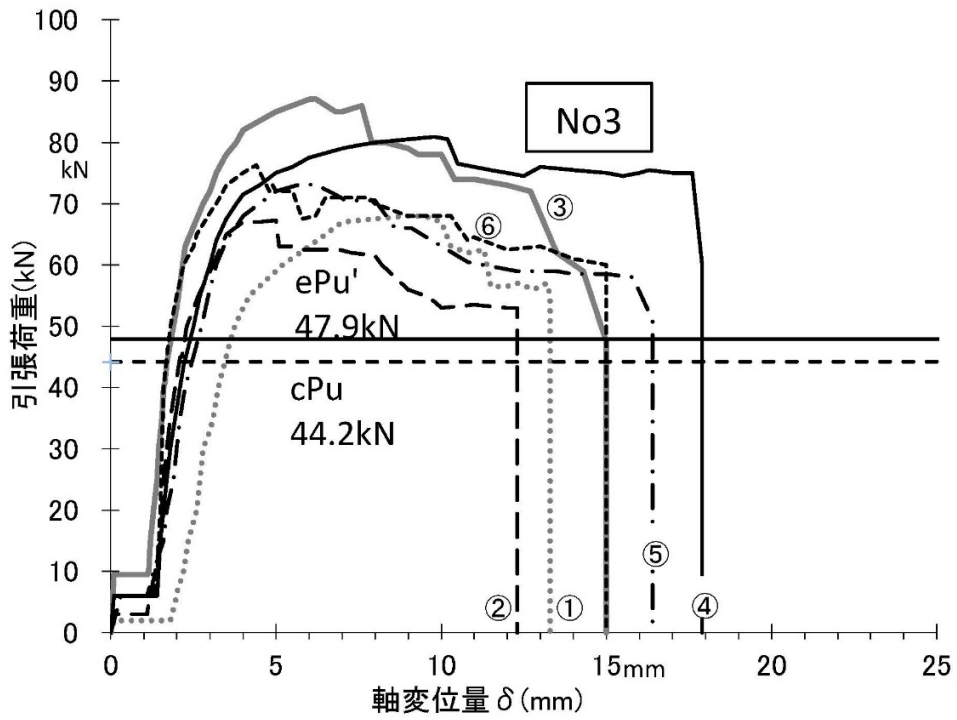


図 2.2-5(c) 荷重変形曲線 (No3)

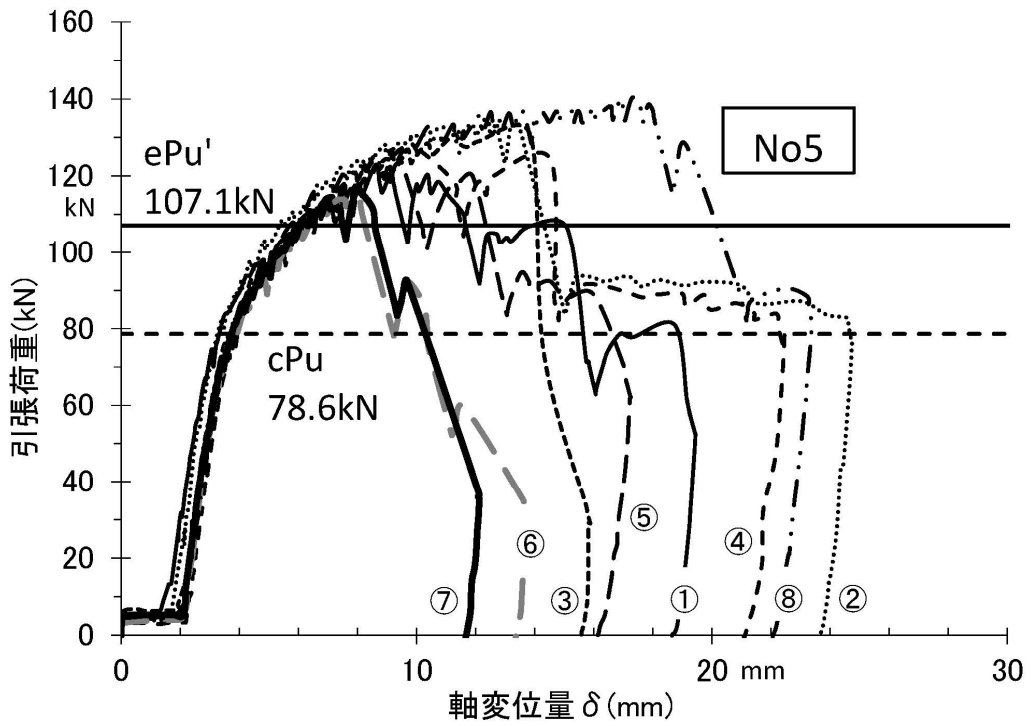


図 2.2-5(d) 荷重変形曲線 (No5)

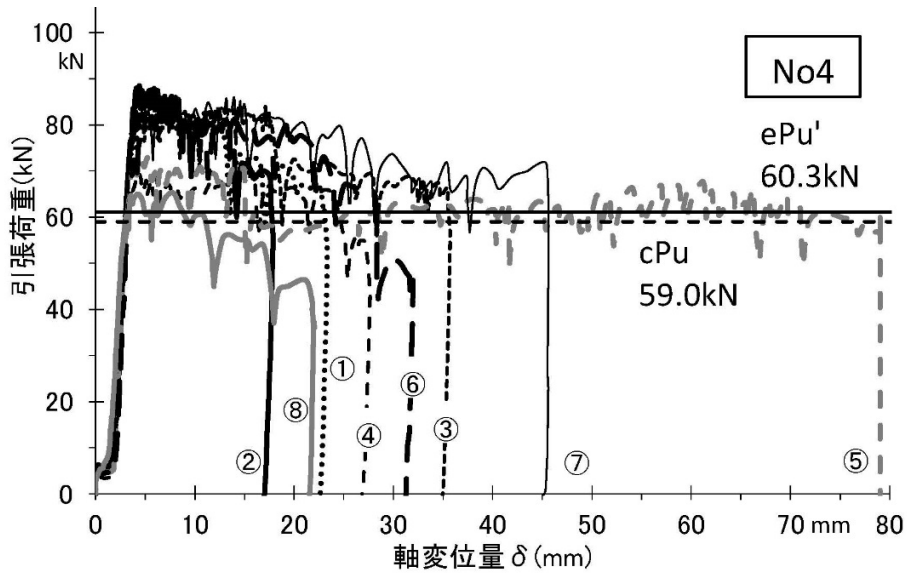


图 2.2-5(e) 荷重變形曲線 (No4)

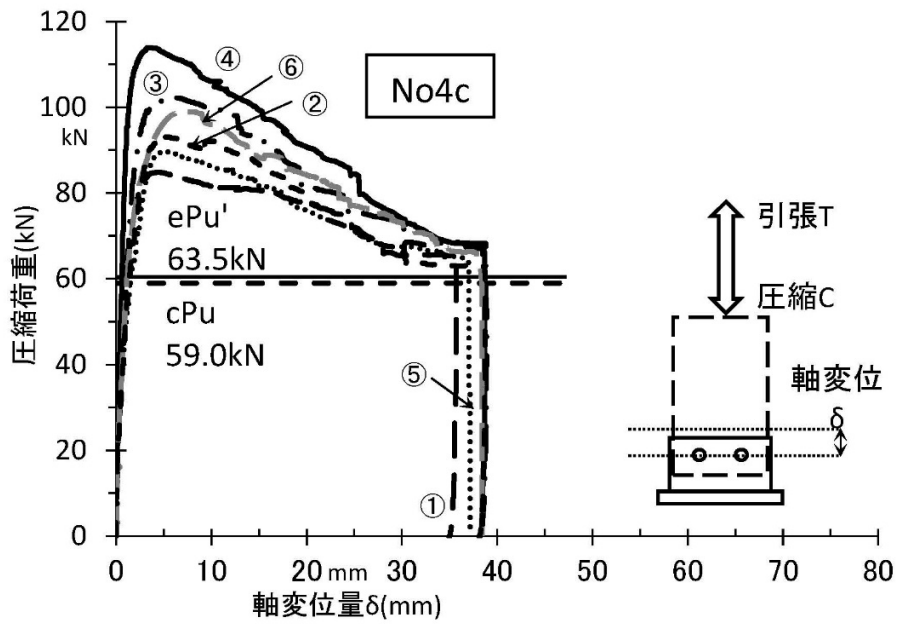


图 2.2-5(f) 荷重變形曲線 (No4c)

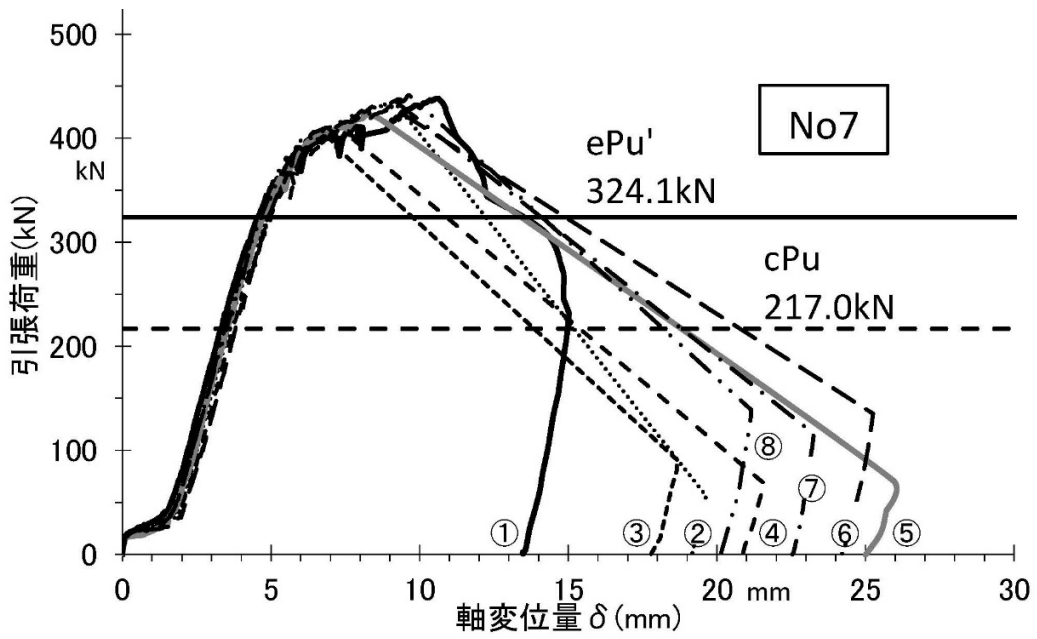


図 2.2-5(g) 荷重変形曲線 (No7)

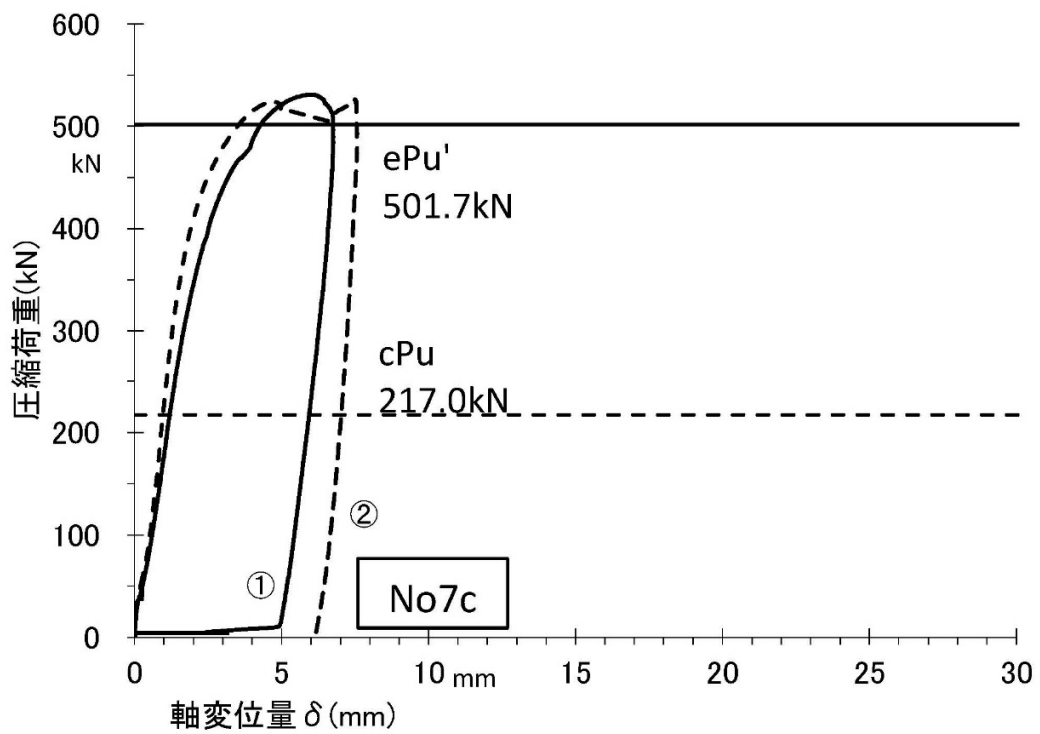


図 2.2-5(h) 荷重変形曲線 (No7c)

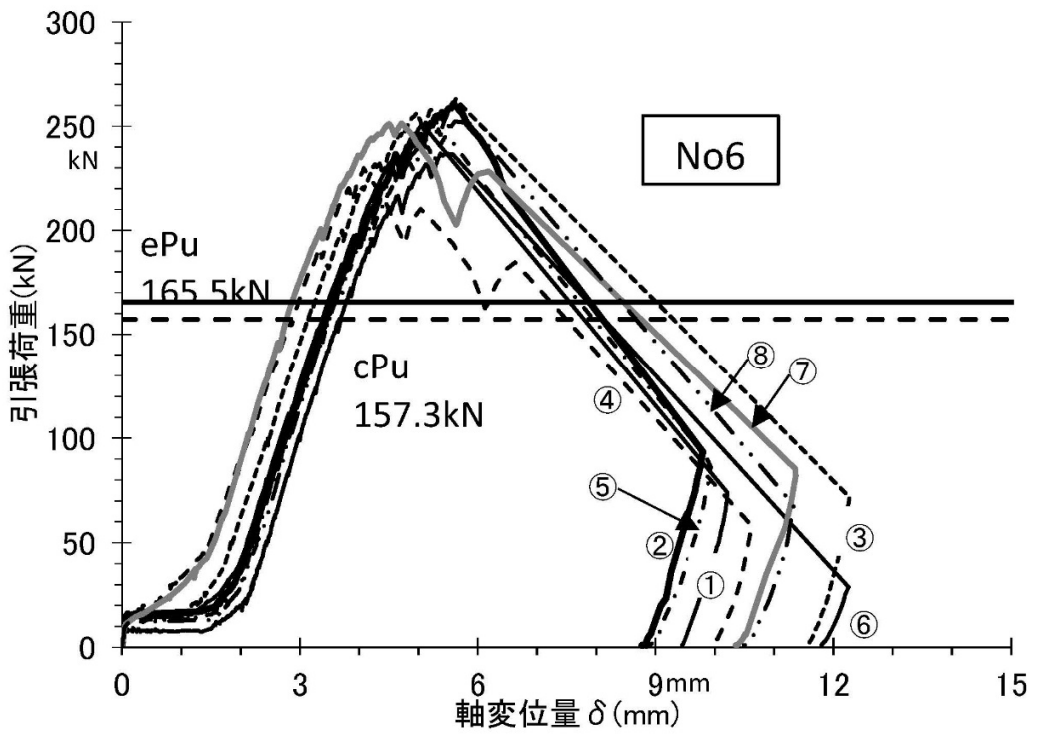


図 2.2-5(i) 荷重変形曲線 (No6)

(4) ボルト接合部の塑性率およびばらつきの評価

引張および圧縮実験結果より得られたボルト接合部の塑性率を表 2.2-3 に示す。実験結果より得られた塑性率のばらつきについては、降伏耐力の実験値 ePu' の算出方法と同様に、各実験結果から得られたボルト接合部の塑性率のばらつきを考慮して、5%下限値の考え方をを用いた特性値を求めた。ボルト接合部の塑性率のばらつきを考慮した特性値（以下、 sDs ）は、以下の方法により算出する。

- ① 引張または圧縮実験結果より、木質構造設計規準・同解説²⁻³⁾により算出された各試験体の終局耐力の実験値 ePu 、降伏点変位 δv 、終局耐力時変位 δu を用いて得られる塑性率 μ を、各試験体それぞれについて算出する。
- ② 各試験体の塑性率 μ を用いて、ボルト接合部の特性値 sDs を各試験体それぞれについて、式 2.2-1 により算出する。

$${}_sD_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \dots \dots \dots \text{式 2.2-1}$$

- ③ ボルト接合部の特性値 sDs に加えて 1 となるような補数 $sD's$ を式 2.2-2 により求める。

$${}_sD'_s = 1 - {}_sD_s \quad \dots \dots \dots \text{式 2.2-2}$$

- ④ 同一試験体数分の $sD's$ のばらつきを評価するため、 $sD's$ の 5%下限値 $sD'su$ を算出する。
- ⑤ 以上より得られた $sD'su$ に加えて 1 となるような補数として、ばらつきを考慮して得られた $sD''s$ を式 2.2-3 にて算出し、ここで得られた $sD''s$ を、各試験体のばらつき考慮したストラット材を有するボルト接合部の特性値 sDs と読み替える。

$${}_sD''_s = 1 - {}_sD'_su \quad \dots \dots \dots \text{式 2.2-3}$$

この方法により、本実験で得られた S シリーズの代表的なボルト接合部の特性値 sDs は、No2 : $sDs=0.544$ (標準偏差 $\sigma=0.039$) , No3 : $sDs=0.488$ ($\sigma=0.048$) , No4 : $sDs=0.477$ ($\sigma=0.084$) , No4c : $sDs=0.265$ ($\sigma=0.033$) , L シリーズの代表的な特性値 sDs は、No5 : $sDs=0.639$ ($\sigma=0.067$) , No6 : $sDs=0.725$ ($\sigma=0.042$) , No7 : $sDs=0.597$ ($\sigma=0.027$)

であった。この特性値 sDs の平均値に対する偏差による低減率は、S シリーズは約 16～39%程度に対して、L シリーズは約 10～22%程度の低減率であり、L シリーズのほうが、耐力の比較結果と同様に変形性状のばらつきの影響が小さい傾向が見られた。これは割裂破壊が支配的な S シリーズと、ボルト下端近傍における木材の抜け出し破壊が支配的な L シリーズのそれぞれの破壊性状の違いによるものと考えられる。

また L シリーズの No7c の圧縮実験の結果から得られた 特性値 $sDs=0.381$ となり、引張実験結果を上回る結果が得られた。

2.2.5 本節のまとめ

本研究では、鋼板挿入型木質接合部を用いたドーム型構造の工法概要を示し、本工法に用いられるボルト接合部の引張および圧縮載荷実験を行った。

本節で得られた成果は以下の通りである。

- ① SPF と LVL を用いたストラット材とボルト接合部を組み合わせた 7 種類の断面を用いて、ストラット材を含むボルト接合部の耐力・初期剛性および塑性率を得ることができた。
- ② ボルト接合部の軸方向載荷実験の結果、引張実験はボルトが木材にめり込み、その後最大荷重に達するが、圧縮実験は目立った損傷もないまま最大荷重に達し、その後割裂破壊が顕著に確認された。またボルト接合部の初期のスリップの影響により、引張実験結果と比べて、圧縮実験結果より得られた初期剛性、耐力および塑性率は、本実験の範囲においては高い性能が見られた。
- ③ ストラット材に SPF を用いた引張実験の結果、最大荷重 P_{max} に達した後は緩やかに荷重が低下する。一方、ストラット材に LVL を用いた場合では最大荷重 P_{max} 以降に荷重が急激に低下する傾向が見られた。
- ④ ストラット材を SPF または LVL のいずれを選択した場合においても、ボルト接合部の引張実験結果と比較して、本実験の範囲においては圧縮実験結果のほうが耐力および塑性率のいずれも高い性能が得られた。

2.3 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有するトラス壁の力学的性状に関する実験的研究

2.3.1 はじめに

本節ではドーム型構造の1階（第1層）に用いるトラス壁のせん断実験を行う。なお実際のドーム型構造に用いられる1階のトラス壁は、正15角形の平面形状にあわせて隣り合うトラス壁の壁線がなす角度が24度となっており、ストラット材およびコネクター接合部を構成するガセットプレートについてもこれらの平面形状・角度にあわせて設置されることになるが、本実験では同一鉛直面トラス壁1面を抽出した載荷実験を行う。本実験に用いるストラット材の素材試験結果を表2.3-1に示す。

2.3.2 実験計画

試験体図を図2.3-1に示す。トラス壁試験体は前章で用いた試験体と同じ仕様のもので、本試験体を構成するストラット材はJAS 枠組壁工法構造用製材（甲種2級，樹種：SPF）とし、同一試験体を合計3体製作した。なお鋼材のボルト孔クリアランスは+2mm，木材については±0mmとし、ボルトの締め付けはトルクレンチを用い、各ボルト1本につき手締めにて座金が木材にめり込まない程度の70Nmで締め付け管理を行った。なお試験体の組立は、接合部試験と同様に実際の施工手順を想定して、ボルトがガセットプレート孔の下端に接触する位置に設置した。またストラット材とブロッキング材の接合は、4本の木ねじ（4.2φ，長さ130mm）を用いる。

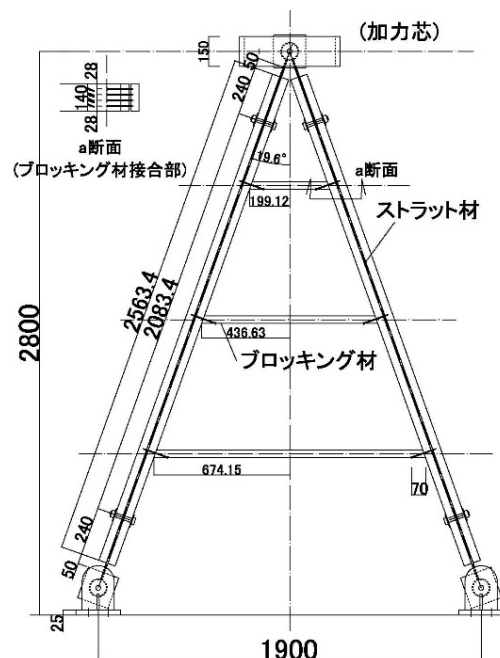


図 2.3-1 試験体図

2.3.3 実験方法および測定項目

加力装置図を図 2.3-2 に、測定方法を図 2.3-3 にそれぞれ示す。加力方法は枠組壁工法建築物構造計算指針²⁻⁴⁾に倣い、無載荷式による正負交番繰り返し加力とし、層間変形角 R が 1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50rad. の時点で、それぞれ 3 回の正負繰り返し加力を行う。最大荷重に達した後、最大荷重の 80% 以下の荷重に低下するまで加力する。加力装置は 1000kN オイルジャッキを試験体頂部に水平位置に左右 2 箇所設置し、それぞれ交互に試験体に引張力を作用させる。試験体とジャッキの接合は長尺ボルトを水平に設置する。繰り返し载荷において、非加力側のジャッキに接合される長尺ボルトは、試験体と接続した状態のままでは载荷ができないため、本実験では非加力側の長尺ボルトはジャッキを固定しているナットを毎回緩め、非加力側の長尺ボルトに水平力が作用しないような制御を行う。

変位計測については頂部水平変位、ストラット材全長、および脚部のコネクター接合部の材軸方向変位をそれぞれ計測する。またひずみゲージを用いて、ストラット材中央部分の材軸方向のひずみ量を計測する。

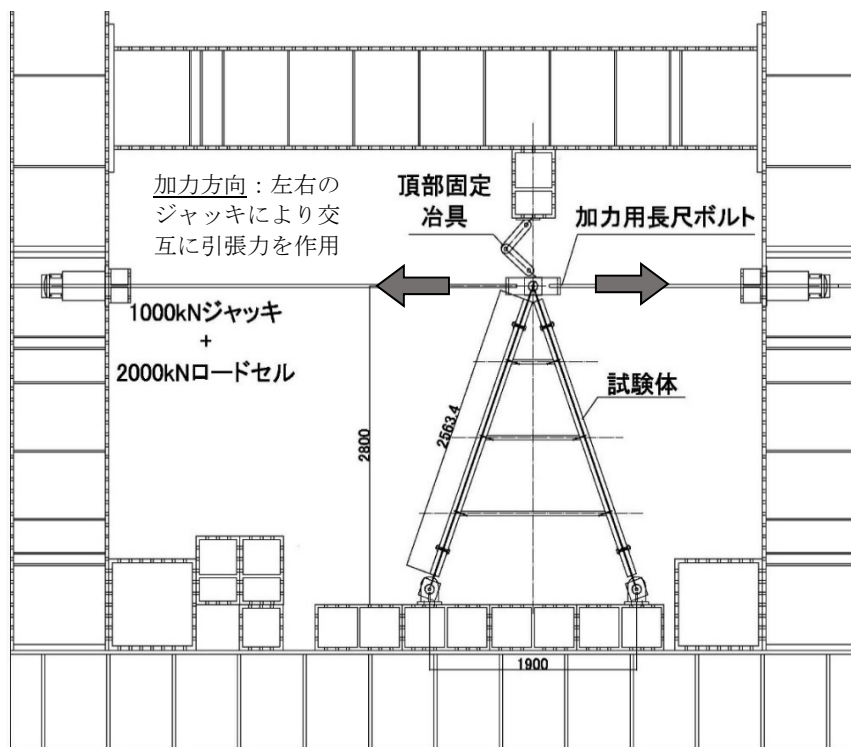


図 2.3-2 加力図

表 2.3-1 ストラット材の素材試験結果

試験体名	密度 (g/ml)	最大応力度 (kN/ml)	含水率 (%)
No1 左面	0.41	28.0	11.2
No1 右面	0.37	27.6	11.0
No2 左面	0.42	28.6	12.1
No2 右面	0.44	29.3	12.0
No3 左面	0.50	30.4	12.5
No3 右面	0.42	28.0	11.7

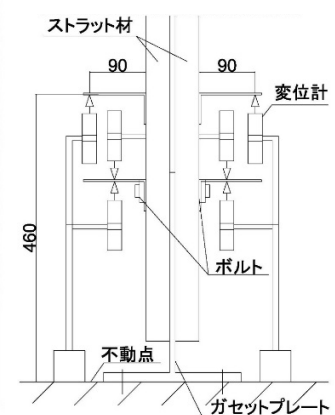


図 2.3-3 測定方法

2.3.4 実験結果および考察

本実験の実験結果を表 2.3-2 に、最終破壊状況を図 2.3-4～2.3-6 にそれぞれ示す。

(1) 破壊性状

破壊性状について、 $R=1/200rad$ までは目立った損傷は確認されなかったが、その間はストラット材とブロッキング材の接合部付近において、材同士の接触面から摩擦音が断続的に確認された。

$R=1/150rad$ 付近より、頂部および脚部の引張側ボルト接合部周りで木材が割れる音が確認された。また No1 試験体においては、 $R=1/150rad$ 負加力時にストラット材とブロッキング材を一体化している木ねじが抜ける状態が目視にて確認された。

$R=1/100rad$ 負加力時では引張側コネクタ接合部に取り付くストラット材方向に沿った割裂が顕著に見られ、ボルトがストラット材にめり込んでいる状況が外観から目視にて観察された。その後当該箇所のみび割れ幅および長さが進展し、 $R=1/90rad$ 正加力時において最大荷重 P_{max} に到達した。 $R=1/75rad$ 正加力時において、ボルトが材軸方向に大きく移動してトラス壁全体が大きく水平変形して実験を終了した。

これらの傾向は3体ともに同様の性状を示したが、No1 および No2 試験体は正加力時圧縮側部材頂部において、No3 試験体は正加力時引張側頂部において、同様の最終破壊状態が確認された。

実験終了後に試験体を解体した後の目視観察においては図 2.3-4 に示すとおり、ストラット材の割裂以外のボルトの大きな損傷は確認されなかった。また本試験体に用いた接合部は想定降伏モード I（主材のめり込み）であり、以上の最終破壊状況より、想定降伏モードどおりであったと判断した。

表 2.3-2 実験結果

試験体名	初期剛性 K(kN/mm)	最大荷重 P _{max} (kN)	P _{max} 時 変位 δ _{max} (mm)	終局耐力 P _u (kN)	降伏点 変位 δ _v (mm)	終局変位 δ _u (mm)	塑性率 μ = δ _u /δ _v	D _s
No1	2.239	49.5	37.3	46.8	20.9	74.6	3.57	0.404
No2	2.054	45.5	31.8	38.2	18.6	44.5	2.39	0.514
No3	2.284	46.5	33.1	39.5	17.3	43.9	2.54	0.495
平均	2.192	47.2	—	39.8	—	—	2.83	0.471



a) 全体最終破壊状況 (No1)



b) ブロッキング材の接合部ネジの抜けだし



(c) 解体後のボルトの状況

図 2.3-4 最終破壊状況 (No1)



a) 全体最終破壊状況



b) 柱頭部の割裂破壊状況

図 2.3-5 最終破壊状況 (No2)



a) 全体最終破壊状況



b) 柱頭部の割裂破壊状況

図 2.3-6 最終破壊状況 (No3)

(2) 荷重変形関係

各試験体の履歴曲線、および得られた荷重変形関係から、木質構造設計基準・同解説²⁻³⁾の方法により求めたモデル化曲線を図 2.3-7 に示す。縦軸は試験体頂部に作用させた水平荷重を、横軸は頂部に設置した変形計による水平変位量の計測値および変形角をあわせて示す。図中の実線が No1 の試験体の履歴曲線を示し、No2 および No3 試験体については包絡曲線にて示す。

トラス壁の荷重変形関係においては、加力初期段階において、 $\delta=2\sim 5\text{mm}$ 付近まで若干剛性が低くなる(図 2.3-11 参照)が、 $R=1/450\text{rad}$ ($\delta=6.2\text{mm}$) 付近より剛性が上昇し、 $R=1/200\text{rad}$ まで逆 S 字ループ形状を描きながら荷重が上昇した。 $R=1/150\text{rad}$ 付近にて変形が増大し、頂部コネクター接合部のボルト近傍の引張側に割裂が生じ、最大荷重 P_{\max} (47.2kN: 平均値) に達した。それ以降は、No1 は荷重を保持したまま変形が進行するのに対して、No2 および No3 は徐々に荷重が低下しながら変形が進行した。その後トラス壁頂部のストラット材端の割裂が顕著になり、トラス壁全体の水平変位が大きく進行し、最大変位 δ_{\max} に達した。加力初期段階においては、ボルトクリアランスが影響してスリップ挙動を示し、剛性低下が起こったものと考えられる。

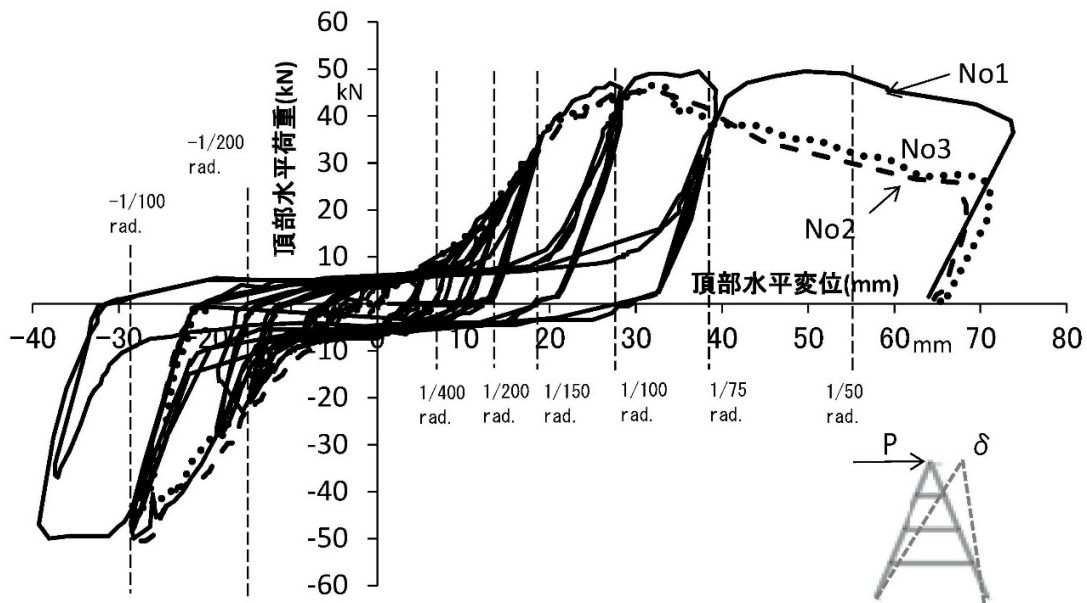


図 2.3-7 履歴曲線

(3) ボルト接合部の引張および圧縮実験との比較

前節で行ったボルト接合部の引張および圧縮実験結果より得られた荷重変形関係、およびトラス壁実験で得られた代表的なボルト接合部に作用する軸力および変形量の関係を比較して図 2.3-8 に示す。図中の縦軸はボルト接合部に作用する軸力（正側が引張荷重，負側が圧縮荷重），横軸は変位計によるボルト接合部の材軸方向の変形量の計測値を示す。図中の実線または点線は前節図 2.2-5 で示したボルト接合部の実験結果を，丸印はトラス実験で得られた結果である。ここで用いるボルト接合部に作用する軸力は，頂部に作用させた水平荷重方向とストラット材とのなす角度より，ストラット材が負担する軸力を算出した。

この結果より，引張側についてはボルト接合部の引張実験の初期スリップ以降の荷重変形関係と，トラス壁に組み込まれたボルト接合部の荷重変形関係とは，概ね同様の傾向を示すことが確認された。

また圧縮側については，ボルト接合部に作用する荷重の増加に伴い，圧縮側の剛性 (K_2) は，引張実験のスリップ後の第2勾配 (τK_2) に近づく傾向が見られた。これは正負繰り返し载荷によりコネクター接合部に圧縮および引張力が繰り返し作用した影響により， $R=1/150\text{rad}$ 付近にて圧縮側に割裂が生じたことよって，引張側と同様の性状に近づいたものと考えられる。

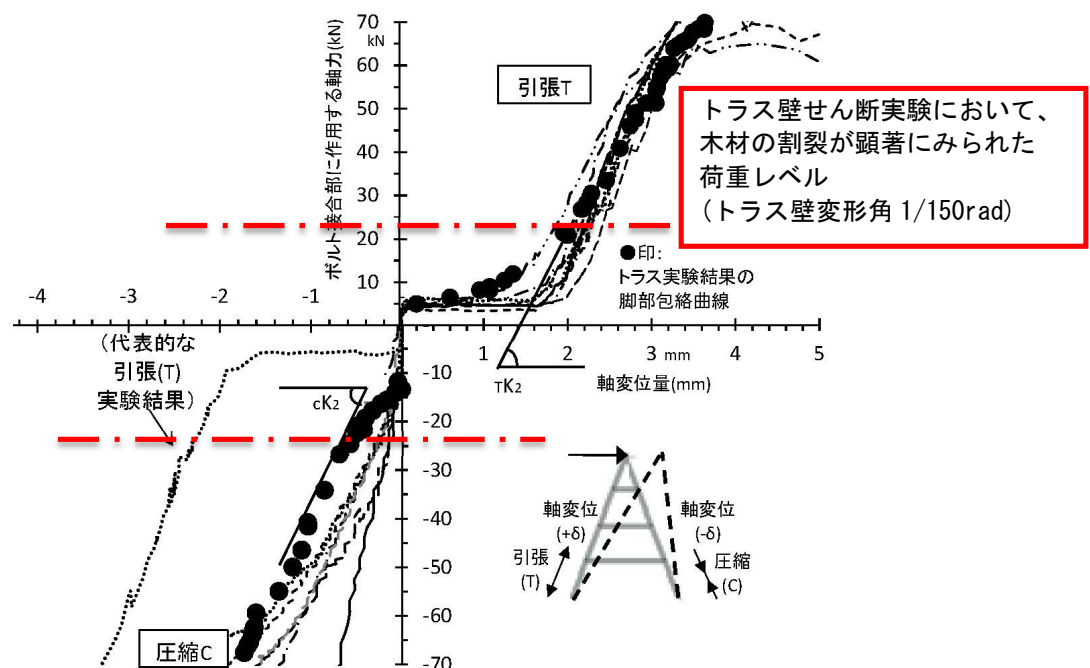


図 2.3-8 トラス壁脚部の荷重変形曲線

(4) トラス壁の構造特性係数 D_s

トラス壁の実験により得られた構造特性係数 D_s の算定結果を表 2.3-2 に示す。前節のボルト接合部の引張実験 (T) の実験結果から得られたストラット材を有するボルト接合部の特性値 $sD_s = 0.477$ と、トラス壁の実験で得られた 3 体のトラス壁の構造特性係数 D_s を比較すると、トラス壁実験結果にばらつきが認められたが、ボルト接合部の特性値 sD_s とトラス壁実験の構造特性係数の平均値とは概ね近い傾向が見られた。

2.3.5 解析検証

(1) 概要

本試験体の解析モデルの概要を図 2.3-9 に示す。本解析モデルは、ストラット材を線材でモデル化する。ストラット材端部のボルト接合部の軸剛性は、前章で得られたボルト接合部の実験結果を用い、ストラット材の軸剛性および両端のボルト接合部の計 3 箇所を直列ばねにより一体化させた部材剛性とし、材端はピン接合とした弾性モデルである。解析ソフトは GSA (OASYS 社製) を用いる。

ボルト接合部のモデル化に際しては、前章のボルト接合部の引張および圧縮実験結果が異なったことから、この比較検討もあわせて行う。解析モデルの引張側部材には引張実験結果を材端に与え、圧縮側部材端部には、引張側と同様に引張実験結果を与えたモデル (以下、引張-引張モデル) , および圧縮側に圧縮実験結果を与えたモデル (以下、圧縮-引張モデル) の 2 種類の検証を行う。なおトラス壁の最大水平耐力の解析値 cP_{max} は、引張側部材に作用する軸力が、ボルト接合部の引張実験結果の最大荷重 P_{max} の 5% 下限値 (60.4kN) における頂部水平荷重 (40.63kN) とする。なおここで用いる 60.4kN は引張実験結果で得られた 8 体の最大荷重 P_{max} の各値よりも小さい数値となっている。

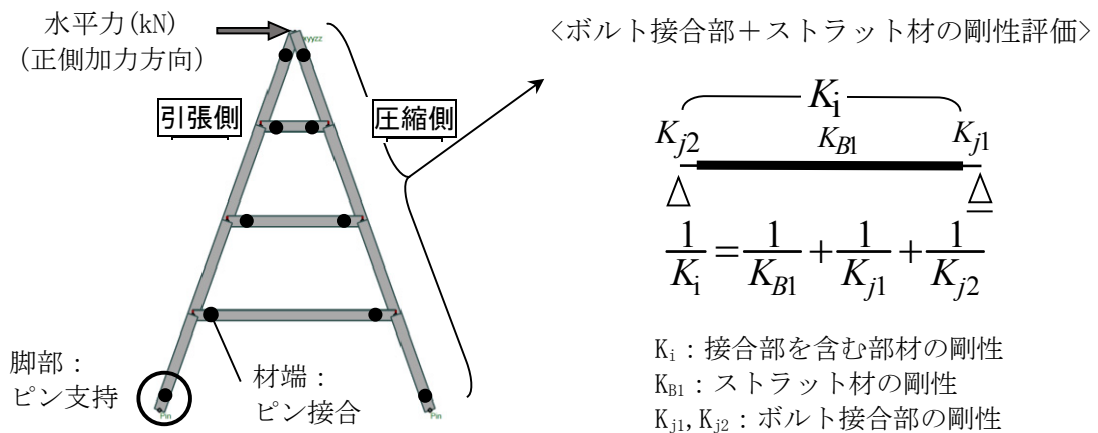


図 2.3-9 解析モデル図

(2) 解析結果および考察

本解析によって得られた結果を図 2.3-10 および表 2.3-3 に、また解析結果とトラス壁の実験結果の比較を図 2.3-11 にそれぞれ示す。

トラス壁の解析結果による非加力側部材の引張剛性に対する圧縮剛性の増加がトラス壁の水平剛性におよぼす影響については、非加力側部材に圧縮剛性を用いることにより、トラス壁の水平剛性が 40.8%程度上昇する傾向が見られた。

また本解析結果とトラス壁の実験結果との関係については、引張-引張モデルによって得られた解析結果とトラス壁の実験結果の平均値とを比較すると、初期剛性については実験結果と解析結果には約 31%程度の差異が見られた。また圧縮-引張モデルによって得られた解析結果との差異は約 7.7%であり、本実験結果における初期剛性の平均値は、圧縮-引張モデルと引張-引張モデルの解析結果から得られた初期剛性の間に位置することが確認された。

表 2.3-3 解析結果のまとめ

	初期剛性 (kN/mm)	トラス壁最大 水平耐力 cPmax(kN)	cPmax時 ストラット軸力 (kN)	cPmax時 トラス壁頂部 水平変位 (mm)
圧縮-引張	2.241	40.6	60.4	18.1
引張-引張	1.591	40.6	60.4	25.5

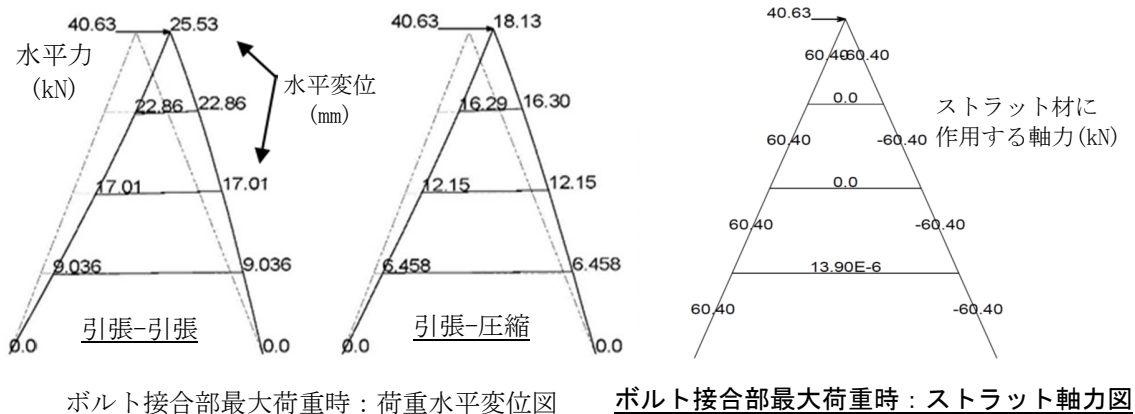


図 2.3-10 解析結果

トラス壁の実験結果と解析結果との比較については、前章にて求めたストラット材を有するボルト接合部の終局耐力の計算値 (58.98kN) 時点におけるトラス壁頂部水平力の解析値 cPu (39.64kN) とトラス壁の終局耐力の実験値 ePu , およびボルト接合部の最大荷重 P_{max} 時点の 5% 下限値 (60.4kN) における頂部水平荷重 (40.63kN) と、トラス壁の最大水平荷重 eP_{max} については、概ね同様の傾向が見られた。

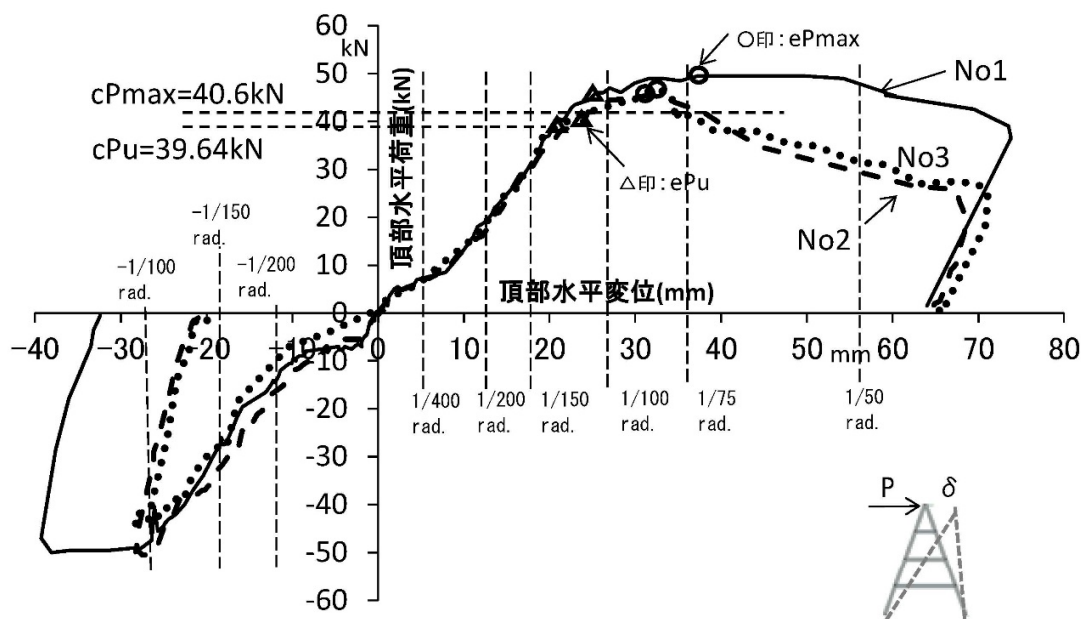


図 2.3-11 荷重変形曲線と解析結果との比較

2.3.6 本節のまとめ

本研究では、鋼板挿入型木質接合部を用いたドーム型構造の1階に用いられるトラス壁のせん断実験を行った。

本節で得られた成果は以下の通りである。

- ① トラス壁の実験結果より、トラス壁に内蔵されたボルト接合部の引張側の力学性状は、ボルト接合部の引張実験のスリップ後の性状と同様の傾向を示した。また圧縮側については、ストラット材の割裂以降の剛性は引張実験の性状に近づく傾向が見られた。
- ② ボルト接合部の引張実験より得られた塑性率のばらつきを考慮した特性値 sDs は、トラス壁の実験結果より得られた構造特性係数 Ds の実験結果と概ね近い傾向が見られた。

2.4 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用

2.4.1 はじめに

本節では鋼板挿入型ボルト接合部を用いたドーム型構造の設計方法、およびドーム型構造の層の構造特性係数（以下、 D_s 値）の算出方法を提案する。

2.4.2 本工法の設計方針およびフロー

(1) 構造設計方針概要

本工法の設計方針を以下に示す。

- ・ 今回対象とするドーム型構造の構造計算は、保有水平耐力計算と同等以上の安全性の確認を行うための構造計算を行う。
- ・ 円形平面、ドーム形状の屋根およびトラス壁といった特殊要素については、木質構造設計基準・同解説²⁻³⁾および枠組壁工法建築物構造計算指針²⁻⁴⁾に準拠し、構造安全性を確認する。
- ・ 建物の規模や用途については、2.1 節の適用範囲に準拠する。

(2) 設計フロー

本工法を用いたドーム型構造の構造計算を行うに際して、図 2.4-1 に示すフローチャートに従って、許容応力度計算および保有水平耐力計算を行う。ドーム型構造の保有水平耐力計算の方法については、建築基準法施行令第 82 条に準拠し、下記に示す式 2.4-1 より、必要保有水平耐力以上であることを確認する。

$$Q_{un} = {}_d D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad \dots \dots \dots \text{式 2.4-1}$$

ここで、 ${}_d D_s$: 本建物の各層の構造特性係数

F_{es} : 形状係数

Q_{ud} : 地震力によって各階に生じる水平力 ($C_0=1.0$)

また崩壊形の確認については図 2.4-2 に示すとおり、1 階または 2 階の最下層である第 2 層の部材が崩壊形を形成すること、もしくは同一層のボルト接合部のいずれか一箇所が最初に終局耐力、または限界塑性率に達した時点のいずれかとする。

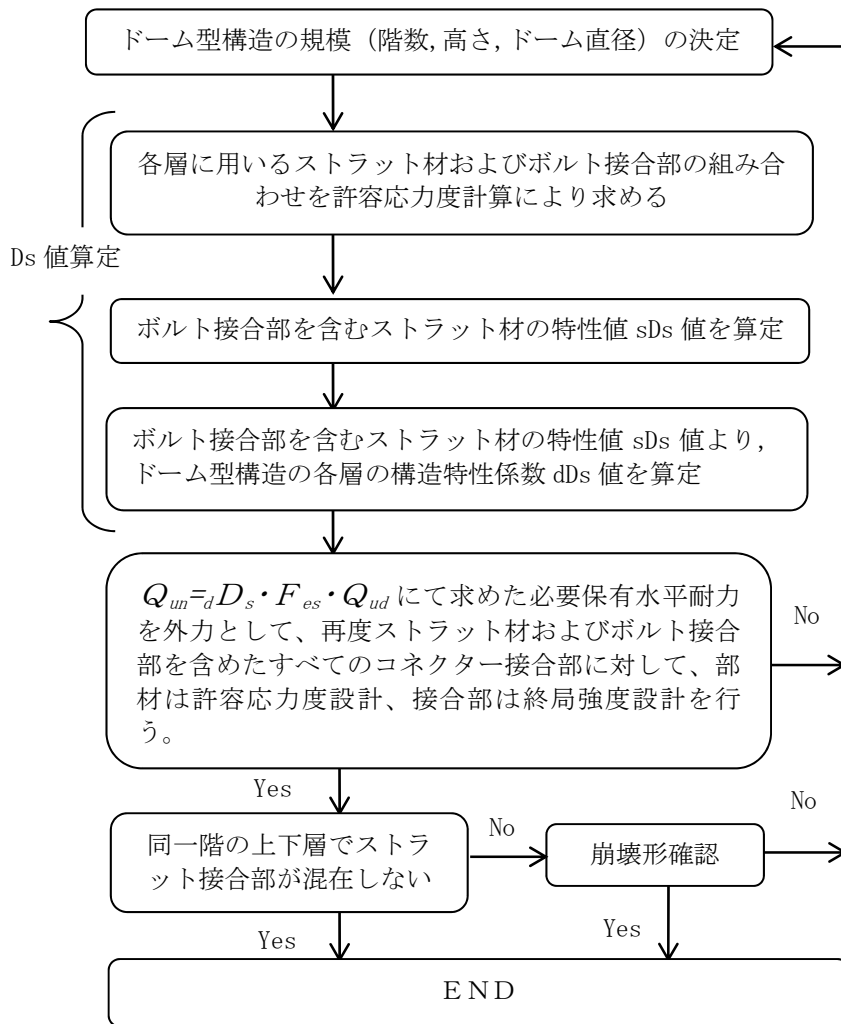


図 2.4-1 許容応力度計算および保有水平耐力算出フロー

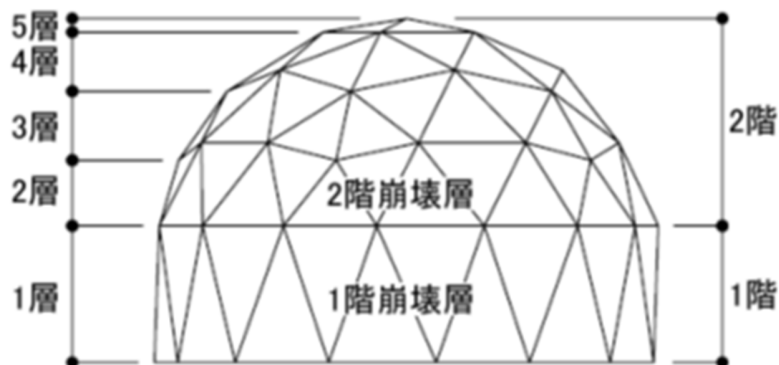


図 2.4-2 階と崩壊層との関係

2.4.3 本工法の構造特性係数および保有水平耐力の算定

(1) 構造解析方針概要

ここでは本工法を用いたドーム型構造の保有耐力計算に際して、ストラット材を含む鋼板挿入型ボルト接合部の実験結果を用いた本工法の構造特性係数 D_s 値を算出することを目的とした静的弾塑性解析を行う。

本建物の解析モデル、ストラット材およびボルト接合部のモデル化の概要を図 2.4-3 に、またボルト接合部と一体化されたストラット材のモデル化の方法を図 2.4-4 にそれぞれ示す。本建物の規模は本章 2.1 節図 2.1-3 に示すものとし、用途は住宅を想定する。

構造解析方針は以下の通りとする。

- ・ 部材はいずれも線材要素で構成され、ストラット材端部および中央柱両端部はいずれもピン接合でモデル化する。
- ・ ストラット材やその他の部材は全て軸剛性のみが寄与するものとする。また 1 階外壁、2 階床および屋根に設置される面材は、面材を支持する下地材を介してストラット材に接合され、面材同士が直接応力を伝達しない仕上げ材であるため、構造材としては評価せず、重量のみを考慮する。
- ・ 本解析に用いる部材断面は、ボルト接合部実験で用いた No4 および No4c 試験体と同様とし、耐力や剛性、および塑性率の各数値は、圧縮材と引張材ともに No4 の実験結果を用いたモデル（以下、引張－引張モデル）、および圧縮材は No4c の実験結果を用いたモデル（以下、圧縮－引張モデル）のそれぞれについて解析を行う。
- ・ ストラット材を含むボルト接合部の引張実験より得られたボルト接合部の特性値（ sDs ）を用い、ボルト接合部の非線形性を考慮した立体モデルによる静的弾塑性解析を行い、これより得られた各層の荷重変形曲線から、ドーム型構造の各階の構造特性係数（以下 dDs ）を算出する。
- ・ 本解析はドーム型構造の層の構造特性係数 dDs を算出するための荷重変形関係を得ることを目的としているため、1 階トラス壁面および 2 階屋根面には開口によるストラット材の欠損を設けず、重心と剛心は一致させた偏心のない剛床モデルとする。
- ・ 層の降伏は、ある部材が最初に軸降伏した時点とする。また層の終局状態はある部材が最初に塑性率 μ に到達した時点とする。この塑性率 μ はストラット材を含むボルト接合部の引張および圧縮実験より得られた塑性率のばらつきを考慮した 5% 下限値を用いる。なお本解析においては、前章にて行われたボルト接合部の引張および圧縮実験より得られた特性値 sDs （引張実験 $T=0.477$ 、圧縮実験

C=0.261) を前述の式 2.2-1 に代入して得られた値 (引張 : 2.698, 圧縮 : 7.840) を, 本解析に用いる塑性率 μ とする。

- ・ 本解析に用いる解析ソフトは, 部材の非線形性を考慮した静的立体解析が可能な Sein La CREA(NTT DATA 社製)を用いる。
- ・ 2階のドーム型構造の層の構造特性係数 dDs の検討に際しては, 1階の層降伏が先行しないように, 1階の部材は全て軸降伏させないように弾性モデルとした全体モデルとした静的弾塑性解析を行う。
- ・ 今回の設計条件における規模および用途による 1階のストラット材に作用する長期軸力は, 1階 : 1.75kN, 2階 : 0.73kN である。

<ボルト接合部+ストラット材の剛性評価>

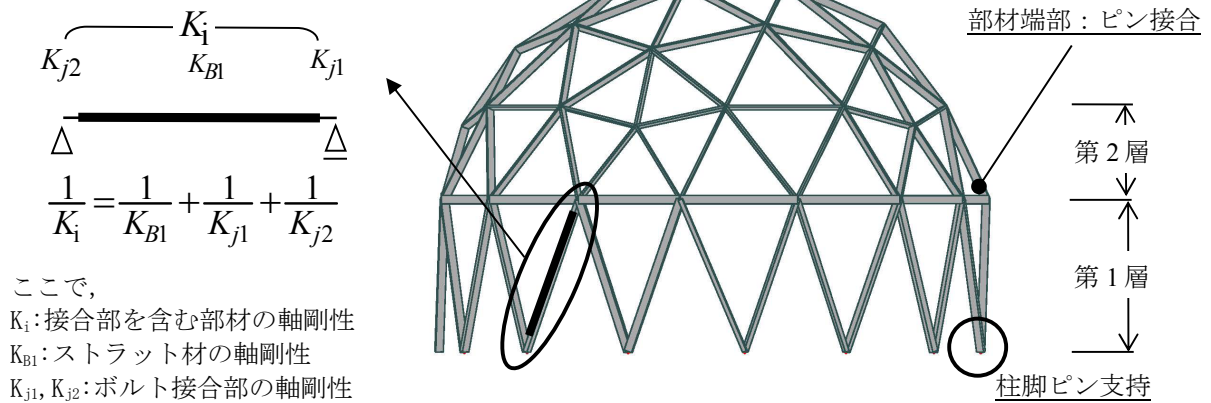


図 2.4-3 ドーム型構造の解析モデル

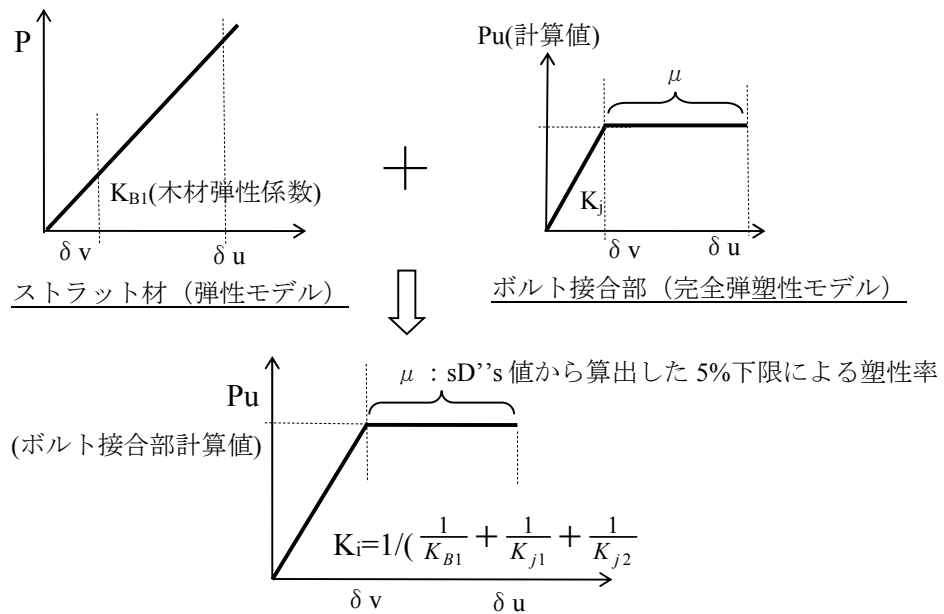


図 2.4-4 ボルト接合部を含むストラット材のモデル化

(2) 線材接合部の塑性率および特性値 sDs の算出方法

ドーム型構造を構成する各ストラット材は、本章2.1節図2.1-3に示すとおり第1層と第2層のストラット材長が異なることから、ストラット材とボルト接合部が一体化されたときの軸剛性 K_i や塑性率 μ をストラット材長ごとに算出する必要がある。ここではストラット材の全長を加味したボルト接合部の塑性率の算出方法を、図 2.4-4 にもとづいて以下の手順によって算出する。

- ① ドーム型構造の立地条件、規模および要求性能を加味した許容応力度設計の結果より、7種類の仮定断面の中から各階のストラット材を材長ごとに抽出する。
- ② ストラット材の材長を加味したボルト接合部の初期剛性の算定については、ストラット材の軸剛性 K_{B1} は木材の弾性係数 E_0 を、ストラット材の両端のボルト接合部の剛性 K_{j1} および K_{j2} はボルト接合部の引張または圧縮実験結果より得られた初期剛性の平均値を用いて、これらの3つの剛性値を直列ばねとして足し合わせ、ボルト接合部を含むストラット材として一体化された初期剛性 K_i を各ストラット材の材長ごとに算出する。
- ③ ストラット材の材長を加味したボルト接合部の塑性率の算定については、引張および圧縮実験結果より得られたボルト接合部の5%下限値を考慮した塑性率 μ から算出された終局変位 δu と、ストラット材の軸剛性 K_{B1} を用いて、ボルト接合部の降伏点変位 δv および終局耐力の実験値 ePu の時点での弾性変形量 δu を算出し、それぞれの時点におけるボルト接合部とストラット材の変形量を足し合わせて、各試験体のストラット材の材長を加味したボルト接合部の塑性率 μ を算出し、これをストラット材の材長ごとにそれぞれ求める。
- ④ 各ストラット材の材長ごとに、ばらつきを考慮して求められた塑性率 μ を用いて、前節で示した方法により、ボルト接合部の特性値 sDs を算出し、この値から同一試験体を母集団とした平均値から求められる下限値の推定値（正規分布を仮定した信頼水準75%の95%下限許容限界値、以下5%下限値）の考え方をい、本章2.2節で述べた手順により、各試験体のばらつき考慮したストラット材ごとのボルト接合部の特性値 sDs を算出する。

2.4.4 解析結果および考察

(1) 解析結果概要

本解析モデルを用いて行われた解析結果を図 2.4-5 に示す。図中の縦軸はドーム型構造の 1 階の第 1 層および 2 階の第 2 層の層せん断力を、横軸は各層の層間変位をそれぞれ示す。

この引張-引張モデルにより得られたドーム型構造の各階の構造特性係数 dDs は、1 階： $dDs=0.592$ 、2 階： $dDs=0.547$ 、圧縮-引張モデルを用いた結果は、1 階： $dDs=0.475$ 、2 階： $dDs=0.422$ となった。それぞれの 2 種類のモデルから得られた結果より、圧縮-引張モデルにおいては圧縮実験結果を用いて評価したことにより、引張-引張モデルと比較して、終局耐力は約 2.3%、初期剛性は約 41%、層の構造特性係数 dDs 値は約 25% 程度上昇する傾向が見られた。

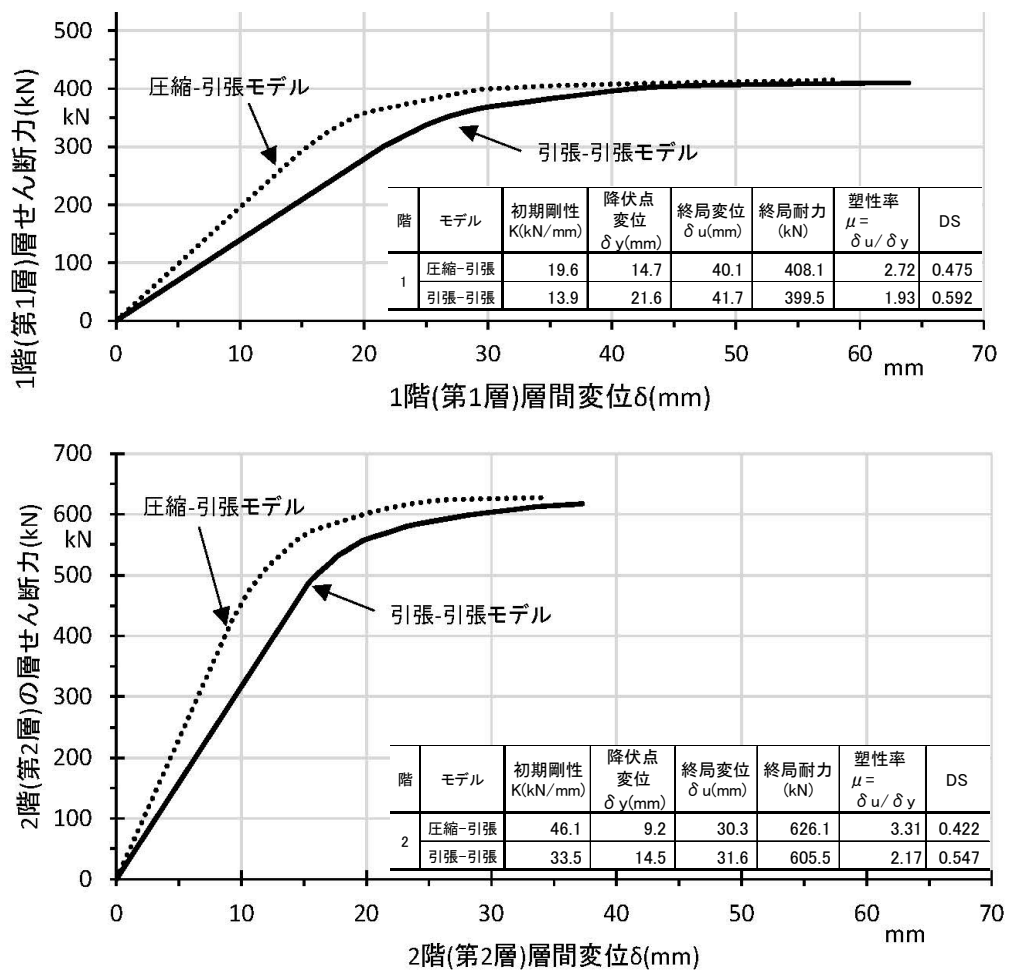


図 2.4-5 静的弾塑性解析結果

(2) 荷重条件の違いによる影響

先に用いた解析モデルおよび7種類の仮定断面を用いて、ドーム型構造の用途により決定される積載荷重や、建設される地域性から決定される積雪荷重など、ドーム型構造に作用する鉛直荷重が変化したときの影響を解析的に検討する。

上記に示した荷重条件の変動による、部材の特性値 sDs と層の dDs の関係を図 2.4-6 に示す。図中の横軸はストラット材に作用する鉛直荷重を、縦軸左側は静的弾塑性解析により得られた1階(第1層)または2階(第2層)の層間変位量 (δv : ドーム型構造の降伏点変位, δu : ドーム型構造の終局耐力時変位), 縦軸右側はドーム型構造の各階の構造特性係数 dDs である。ストラット材に作用する荷重は、1階の検討モデルは2階床に作用する積載荷重および屋根面に作用する荷重を、2階については屋根面に作用する積雪荷重を想定した鉛直荷重である。また本検討で用いる塑性率 μ は、本章 2.2 節にて得られた各断面における引張実験結果の5%下限値によるボルト接合部を含むストラット材の塑性率および特性値 sDs を用いて、式 2.2-1 を用いて算出する。

- 荷重条件の変動が sDs に及ぼす影響は図 2.4-7 に示す通り、以下が起因すると考える。
- ステップ①(鉛直荷重が作用しない状態): 圧縮側と引張側の接合部が同時期に軸降伏し、最もフレームの面剛性が小さい状態となる。その後のフレームの水平変形 δu が最大値を示す。
 - ステップ②(鉛直荷重が作用): 引張側に鉛直荷重が作用し、圧縮側の軸降伏が先行する。その後圧縮側が軸降伏する時点以降において、フレームの水平変位が増大。
 - ステップ③(鉛直荷重が増加): 引張側接合部に入る鉛直荷重が増加することにより、ある水平荷重時において引張側が軸降伏しないまま、圧縮側が限界塑性率に到達する状態が生じる。
 - ステップ④(鉛直荷重がさらに増加): 圧縮側に作用する鉛直荷重がさらに増大すると、圧縮側の降伏荷重時のフレームの水平荷重および変形量が徐々に低下するため、塑性率 ($\delta u / \delta v$) の値は δv が減少することにより、見かけの dDs 値が若干小さくなるものの、ほぼ一定の dDs 値を示す。

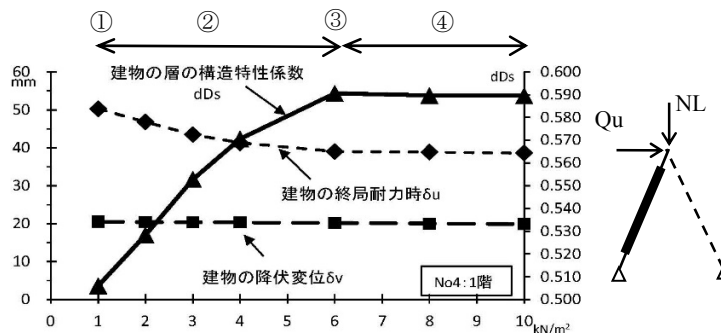


図 2.4-7 ドーム型構造に作用する水平力と軸力との影響

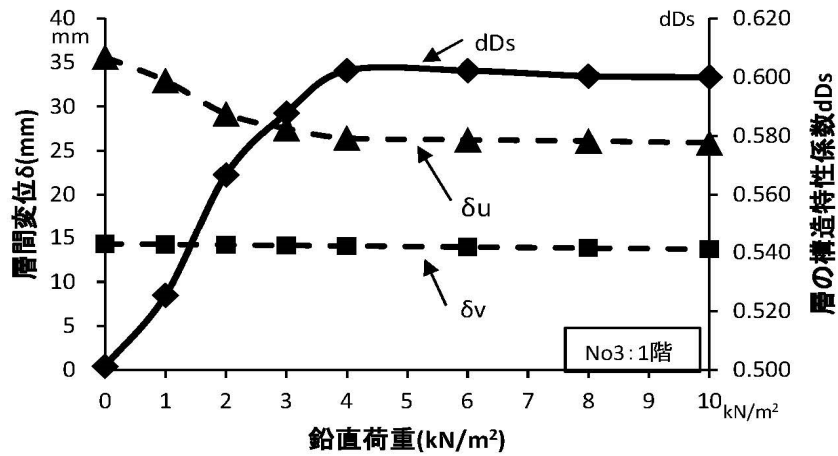


図 2.4-6 (a) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-1

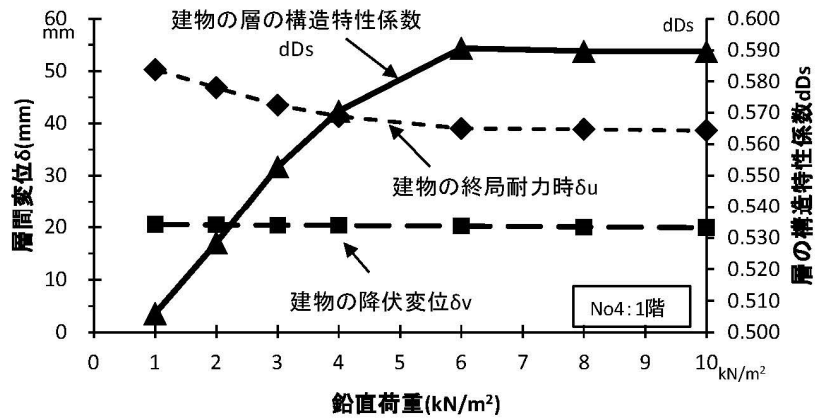


図 2.4-6 (b) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-2

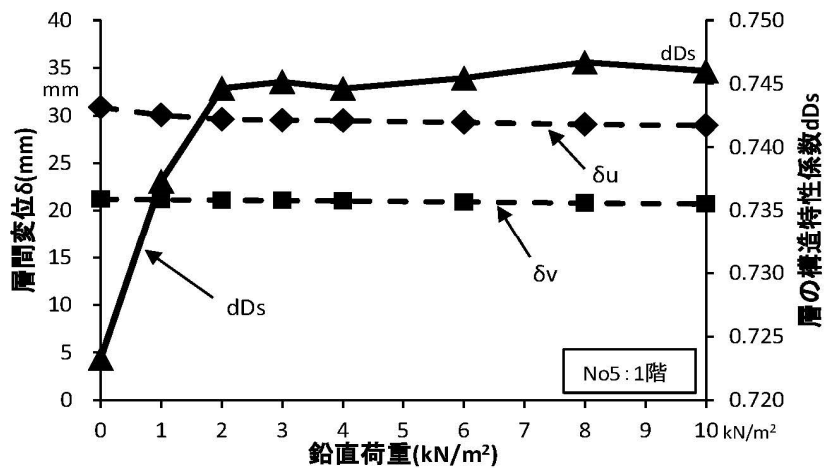


図 2.4-6 (c) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-3

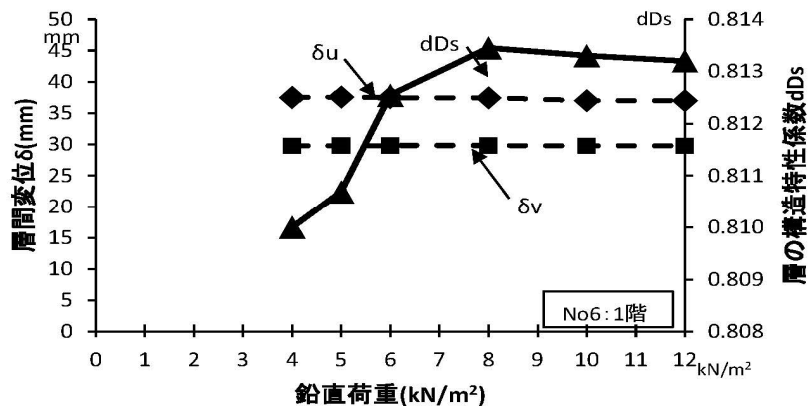


図 2.4-6 (d) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-4

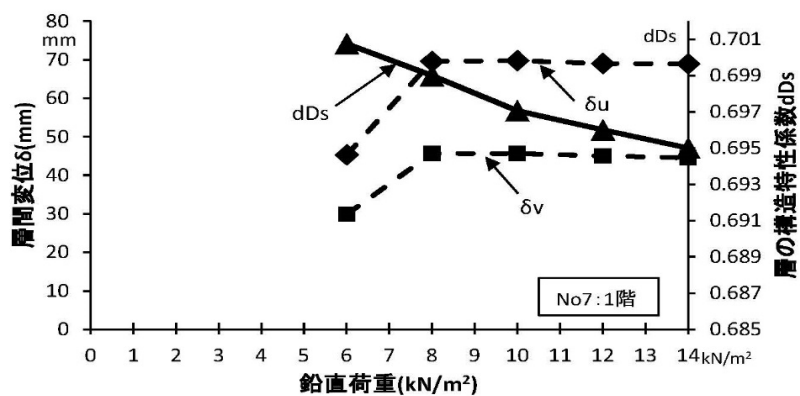


図 2.4-6 (e) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-5

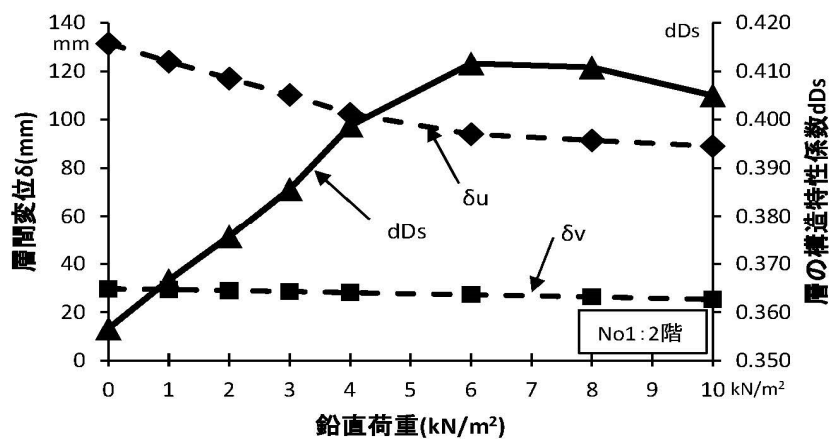


図 2.4-6 (f) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-6

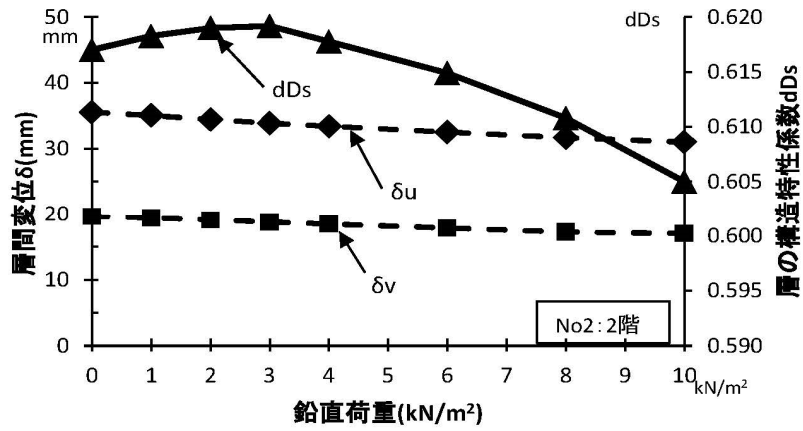


図 2.4-6 (g) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-7

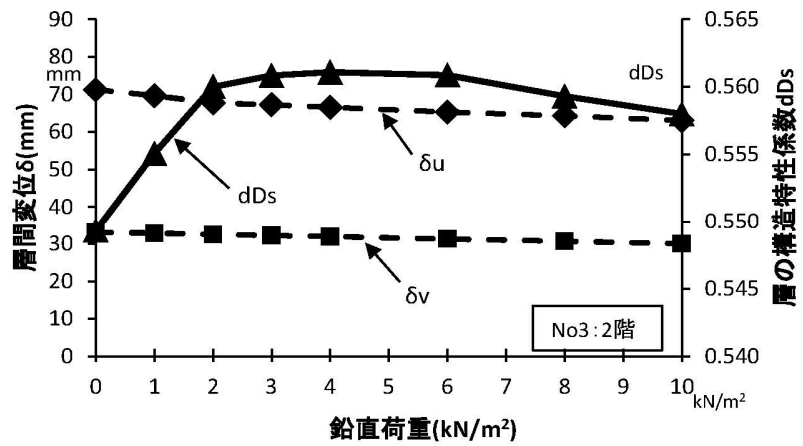


図 2.4-6 (h) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-8

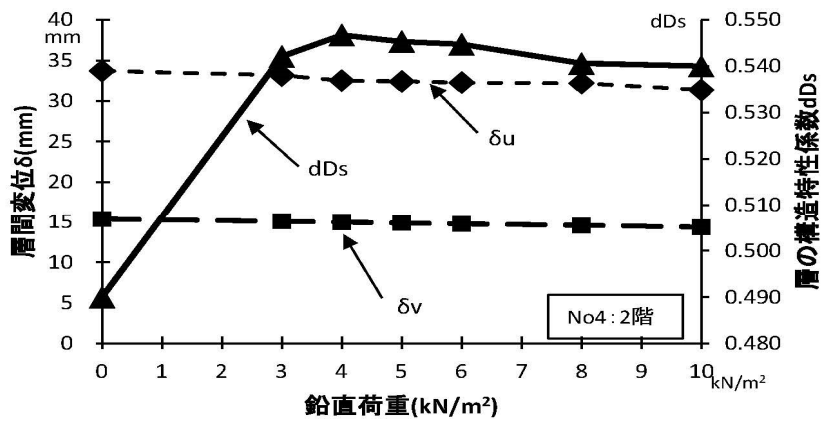


図 2.4-6 (i) ドーム型構造に作用する鉛直荷重とドーム構造の構造特性係数 dDs との関係-9

(3) 本接合部の特性値 sDs とドーム型構造の構造特性係数 dDs の関係

前述の解析結果より、ドーム型構造に作用する鉛直荷重を変化させた場合、ある鉛直荷重時において、引張側ボルト接合部が軸降伏しない状態において、ドーム型構造の層の構造特性係数 dDs が最大値を示す傾向が見られた。

ここでは7種類のボルト接合部を有するストラット材の断面において、ある鉛直荷重がドーム型構造に作用した際に、建物規模に応じたストラット材長の変化や、ボルト接合部の仮定断面や精度によるばらつきを想定して、ボルト接合部を含むストラット材の特性値 sDs を変化させた場合のドーム型構造の構造特性係数 dDs への影響について検討を行う。

ボルト接合部を有するストラット材の特性値 sDs とドーム型構造の構造特性係数 dDs との関係を図 2.4-7 に示す。図中の縦軸はドーム型構造の構造特性係数 dDs 、横軸はボルト接合部を含むストラット材の特性値 sDs を示す。

ドーム型構造に作用する鉛直荷重を変動させて、前節と同様の方法で静的弾塑性解析を行い、得られたボルト接合部を含むストラット材の特性値 sDs とドーム型構造の構造特性係数 dDs の関係についてはいずれも同様の傾向を示し、ある鉛直荷重時において、ボルト接合部を含むストラット材の特性値 sDs に対する層の構造特性係数 dDs の増大率は最大値を示した。また部材断面が大きくなるにつれて、鉛直荷重の変動による材の特性値 sDs に対する層の構造特性係数 dDs の増大率のばらつきが小さくなる傾向も見られた。

この結果より、ドーム型構造の形状が整形であること、また各階についてそれぞれ同じ部材を用いる条件のもと、ストラット材は、それ自身がドーム型構造の耐震性能に直接的に影響を与える部材であることから、鉛直荷重条件や部材の特性値 sDs の材長や塑性率のばらつきに関わらず、ボルト接合部を有するストラット材の sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs とは一定の関係があることが確認できた。

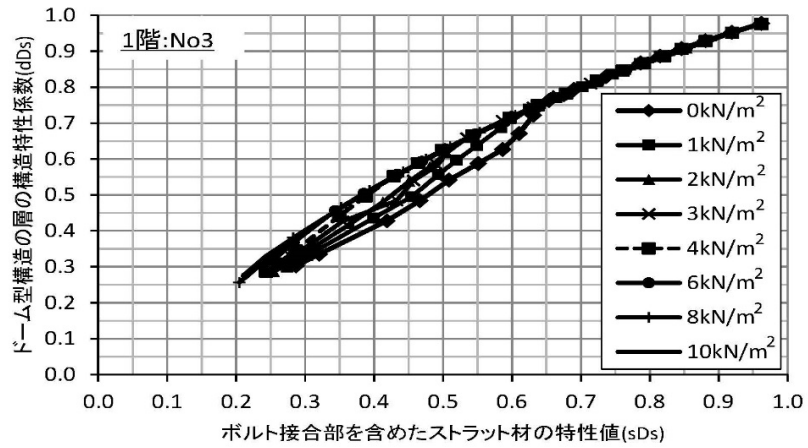


図 2.4-7(a) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-1

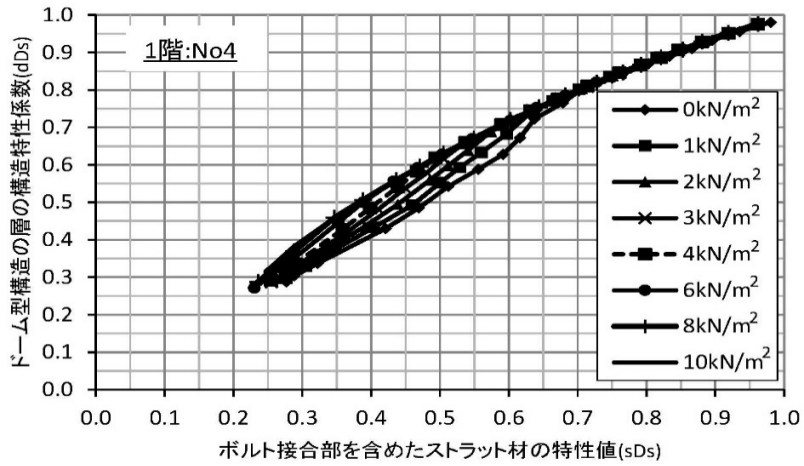


図 2.4-7(b) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-2

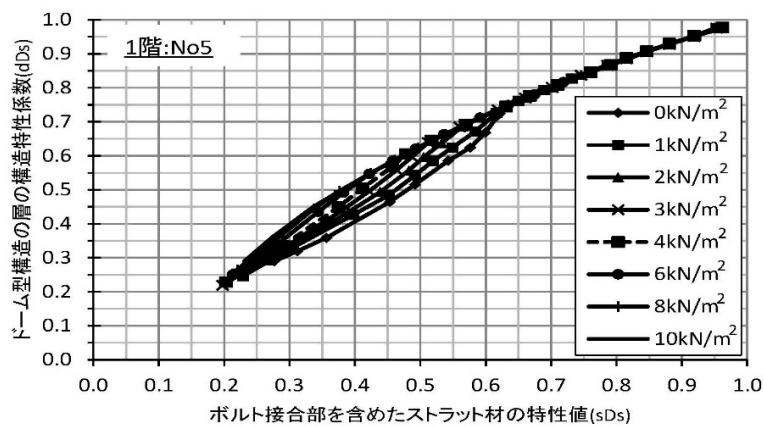


図 2.4-7(c) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-3

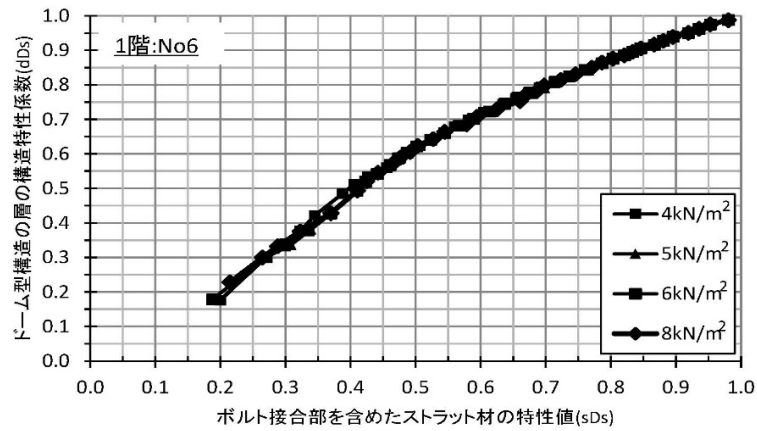


図 2.4-7(d) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-4

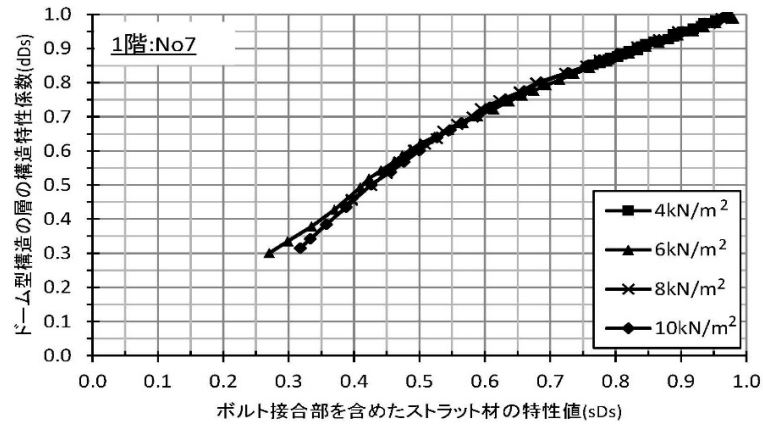


図 2.4-7(e) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-5

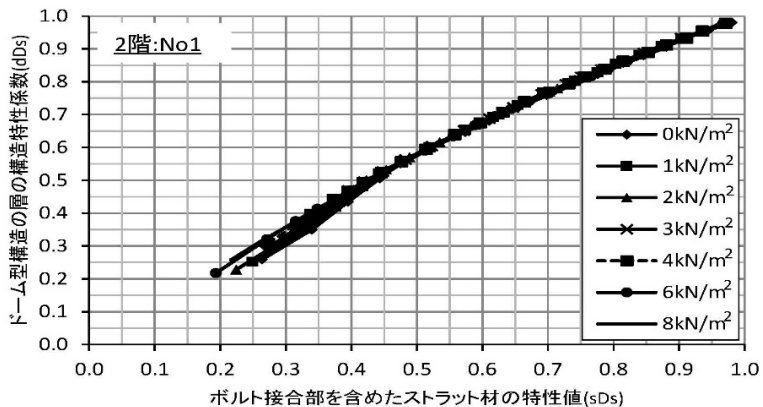


図 2.4-7(f) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-6

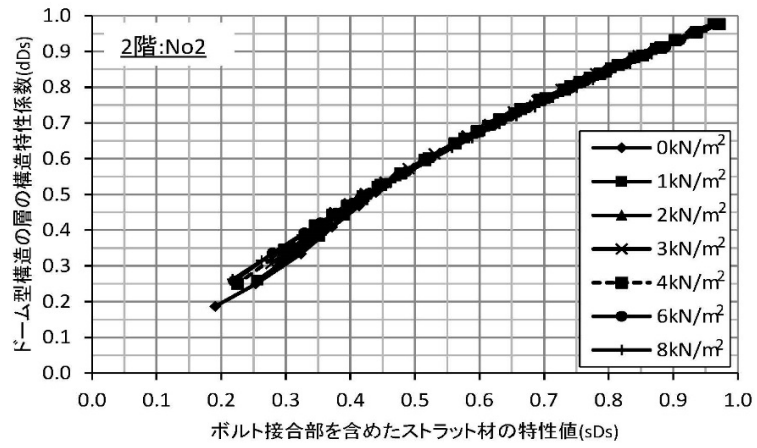


図 2.4-7(g) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-7

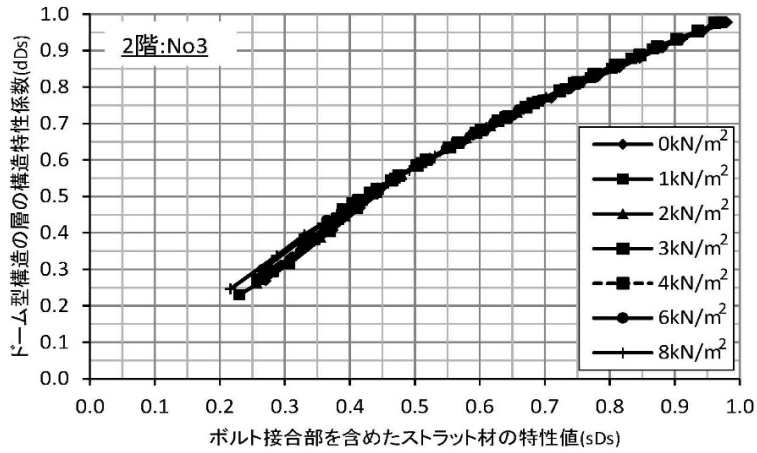


図 2.4-7(h) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-8

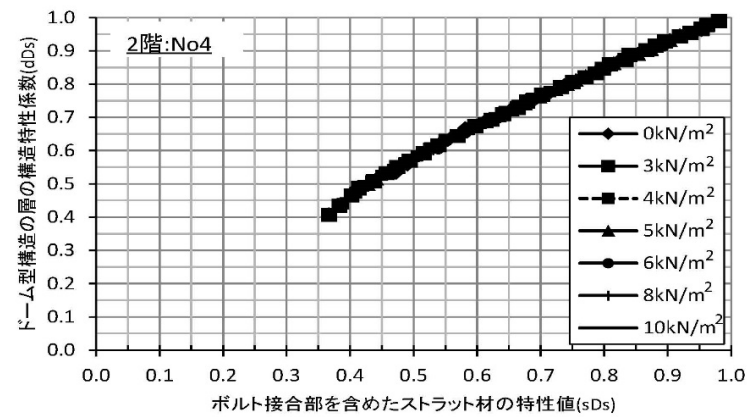


図 2.4-7(i) 接合部の特性値 sDs とドーム型構造の層の構造特性係数 dDs との関係-9

(4) 構造設計への適用

以上の結果より、接合部を含む部材の特性値 sDs と、層の dDs の最大値との関係を図 2.4-8 に示す。これによりドーム型構造の構造特性係数 dDs は、建物の規模や用途に応じて7種類のストラット材とボルト接合部の組み合わせを選定することにより、様々な部材長に対応したボルト接合部を含むストラット材の特性値 sDs が得られ、この特性値 sDs からドーム型構造の層の構造特性係数 dDs を導くことができる。

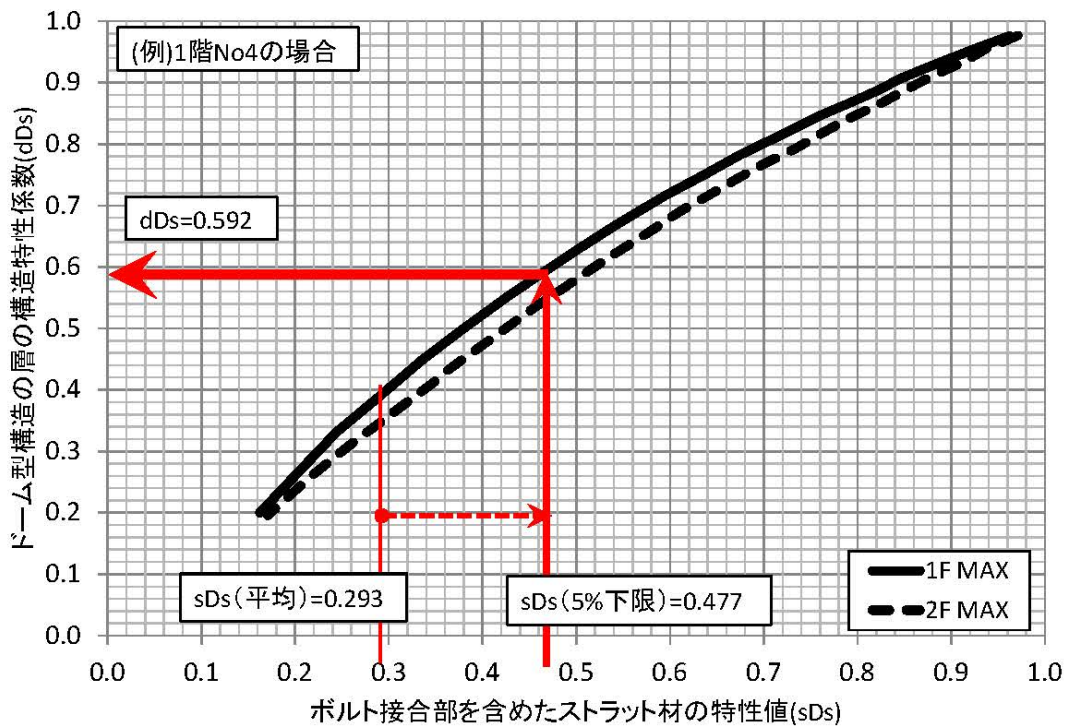


図 2.4-8 ドーム型構造の部材の特性値 sDs と層の Ds との関係

2.4.5 本節のまとめ

本節では、前節までに得られた資料を用いて、本工法を用いたドーム型構造の設計方法およびDs値を算出する方法を提案した。

本節において得られた成果は以下の通りである。

- ① ドーム型構造の層の構造特性係数は、ストラット材およびボルト接合部の種別に関わらず、建物に作用する鉛直荷重が増加するにつれ大きくなり、ある荷重において最大値を示す。それ以上の軸力においては緩やかに減少していく傾向を示した。
- ② ドーム型構造の形状が一定で、かつ使用する部材が同一層で同じ断面であれば、ドーム型構造の規模や用途、またこれを構成する部材断面によらず、ボルト接合部を含むストラット材の特性値とドーム型構造の層の構造特性係数とはある一定の関係が見られた。

第3章

木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド
構造の力学的性状に関する研究

3.1 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の工法概要と特徴

3.1.1 工法概要

第1章で述べたとおり、既往の調査研究成果³⁻¹⁾³⁻²⁾からも明らかになったとおり、特に近年は公共建築物における木材の利用促進が期待されている背景もあり、CLTの実用化に向けた取り組みが盛んに行われている³⁻³⁾。最近の実用例では、LVLを鉄骨フレームに内蔵したハイブリッド耐震壁の提案もある³⁻⁴⁾。ただしこれらは木と鋼が一体化される段階での施工精度が要求され、さらに建物供用後の乾燥収縮により生じる木材の割れへの対処が求められる。

本章では、部材である木材を面材として、枠材および木材との接合部に鋼材を用いた木と鋼のハイブリッド耐震壁に着目し、建方精度や乾燥収縮時応力に着目した新しい工法（以下、本工法）を通して、各種実験を通して本工法の力学的性状を把握し、設計に用いる資料を得ることを目的とする。

本工法の概要を図3.1-1に、各部詳細図を図3.1-2にそれぞれ示す。工法の特徴を以下に示す。

- ① 長期荷重時は鉄骨フレームが負担し、水平荷重時は木質パネルが圧縮力を、外周鉄骨フレームが引張力を負担し、各素材のもつ長所が一体化された構造計画である（図3.1-3）。
- ② 木質パネルと鉄骨フレームの接合部（以下、面材接合部）は、接合金物の側面からボルトにて締め付けるくさび機構を有する。これを木質パネルの隅部4か所に設置し、鋼材と木材の接触面が支圧状態になる。
- ③ 木質パネルと鉄骨フレームは面材接合部によって常に支圧状態であるため、長期的な乾燥による木材端部の面内収縮方向への拘束はなく、木材の割れへの配慮がされていると同時に、施工誤差を吸収できる機構である。
- ④ 木質パネルが乾燥収縮し、接合金物同士が離間しようとした際に、皿ばねの伸び効果により、双方が常に接触状態を保つ（図3.1-4）。

3.1.2 適用範囲

本工法を用いる対象建築物は、都内某所に計画された地上3階建て、階高3.6mの事務所建築であり、平面計画上1.5mおよび3.6mスパンに配置される2種類の耐震要素を対象とする。

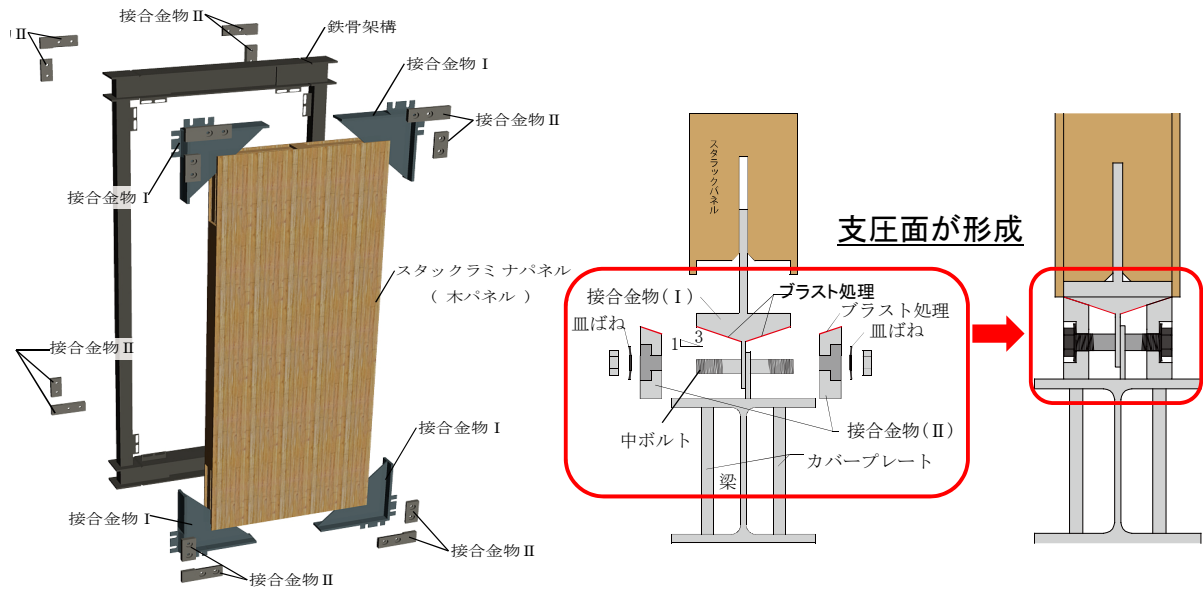


図 3.1-1 木と鋼のハイブリッド耐震壁の構成および各部名称・形状図



図 3.1-2(a) スタックラミナパネルの構成

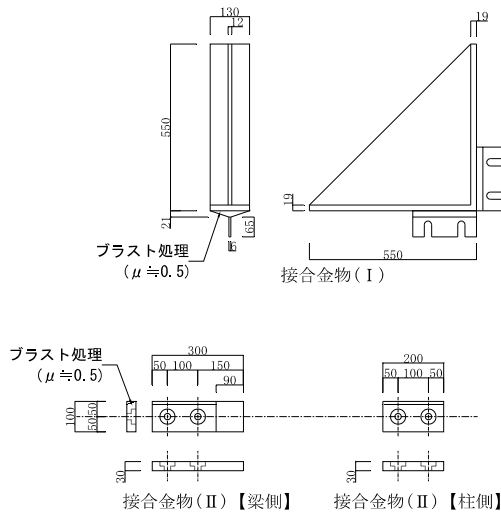


図 3.1-2(b) 接合金物の形状・寸法

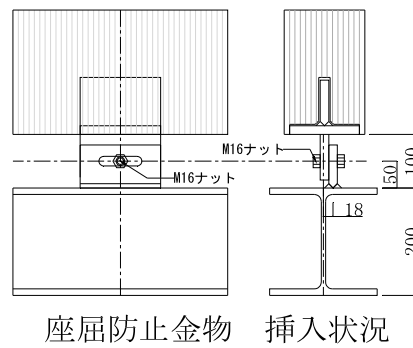
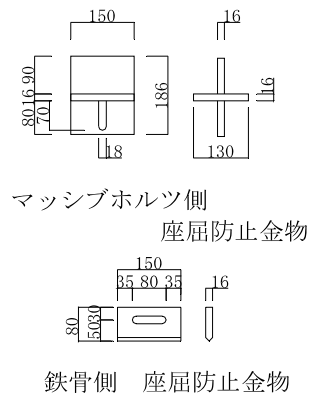


図 3.1-2(c) 座屈防止金物形状・概要

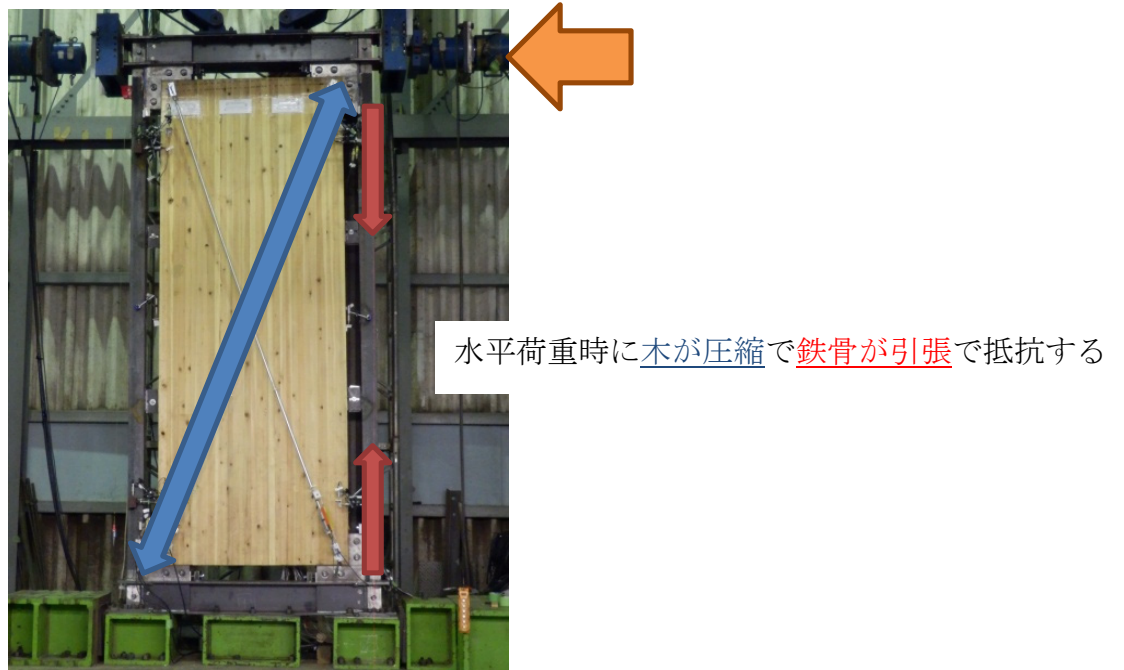


図 3.1-3 水平力の抵抗機構

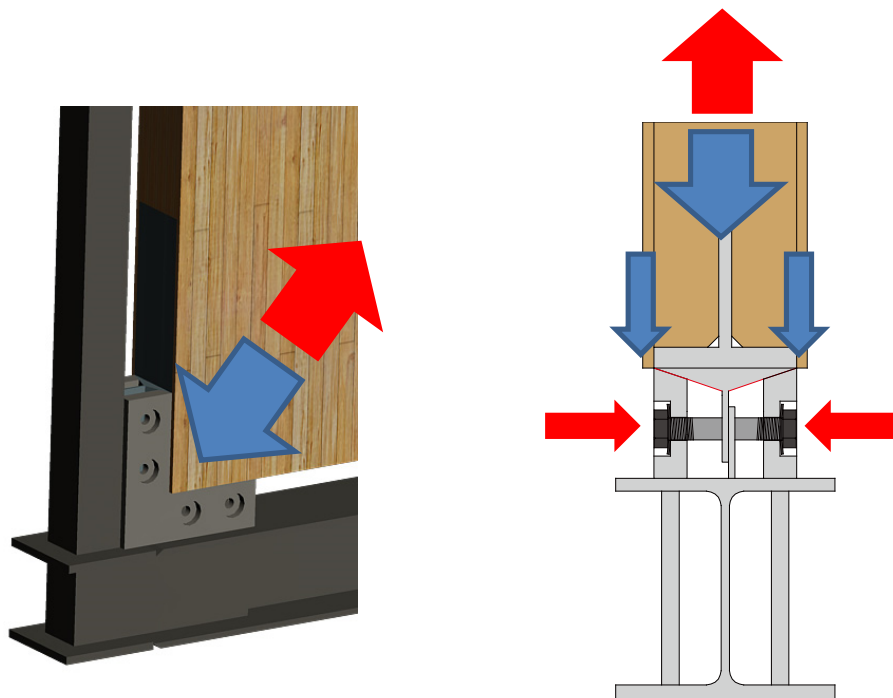


図 3.1-4 乾燥収縮時の接合金物の挙動

3.1.3 本工法に用いる仮定断面

本工法を構成する要素および仮定断面を以下に示す。

a) 木質パネル

本工法では様々な木質パネルが選択可能であるが、意匠性、および構造用集成材としての実績や基準強度を有することを考慮して、30mm厚×150mm幅のラミナ材をこば立てて積層した、厚さ150mmのスタックラミナパネルを採用する。

b) 鉄骨フレーム

鉄骨フレームは木質パネルと一体化することにより耐震性能を発揮するほか、鉄骨フレーム単体で長期荷重を負担する。鉄骨柱は水平荷重時に大きな引張力を負担させ、かつ高い軸剛性に期待し、本工法では矩形の中実（無垢）断面(■-100×100)を用いる。材質については、梁材はSN490Bを、柱材は入手可能なSS400材を用いる。

c)接合金物

あらかじめ接合金物Ⅰを挿入した木質パネルを建て方し、その後鉄骨フレームと接合金物Ⅰとの間に接合金物Ⅱが設置され、接合金物Ⅱに設けたボルトを用いて接合金物同士が接触状態になる。また接合金物同士の接触面には1/3勾配のテーパ面が設置され、接触面を粗面とすることにより、ボルトの引張力を介さず、支圧力により円滑に鉄骨フレーム側に応力伝達させる。

さらに木質パネルが乾燥収縮状態において、接合金物Ⅰが接合金物Ⅱから離間しようとした際に、鉄骨フレームが木質パネルを拘束することなく、ボルトに内蔵された皿ばねの効果によって追従し、常に接合金物同士が接触状態を保つことができる。

d)座屈止め材

水平力作用時に、鉄骨柱には引張力が作用し、また木質パネルには圧縮ストラットが形成される。この応力状態において木質パネルの面外方向への座屈を拘束する材を適所に設置する。なお面内方向に2方向ルーズ孔を設け、面内方向の応力は負担しない構造計画となっている。

3.1.4 本工法の施工順序

本工法における組立概念図を図 3.1-5 に、施工フロー図を図 3.1-6 にそれぞれに示す。

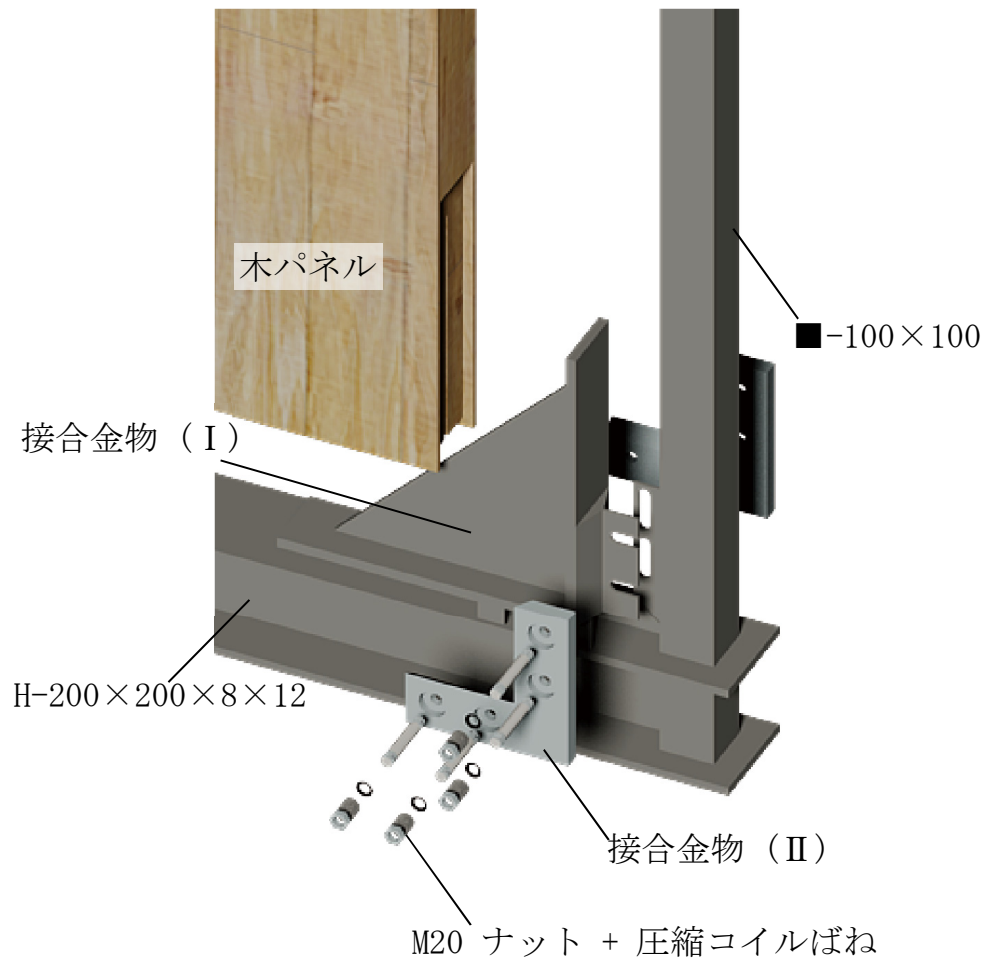
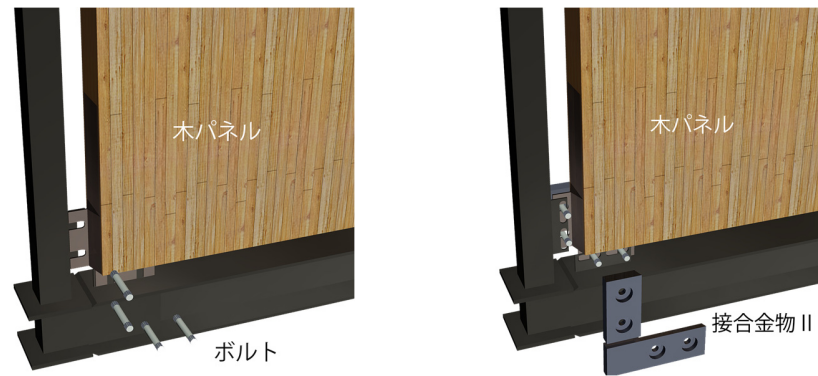


図 3.1-5 試験体組み立て概要



- ① 鉄骨フレームを先行して建て、その後接合金物(I)を木材に設けられたスリットに差し込む



- ② 鉄骨側に設けられた接合用のプレート部分にボルトを挿入しパネル両面から接合金物(II)をはめ込む



- ③ 接合金物の位置を決めたら、両面からナットと皿ばねを用いてボルトで締め付け接合する。

図 3.1-6 施工フロー図

3.2 木質主材が負担する圧縮力の角度と強度の関係に関する実験的研究

3.2.1 はじめに

本節では、スタックラミナパネルを用いた木と鋼のハイブリッド耐震壁の力学性状を把握するための基礎資料を得ることを目的として、スタックラミナパネルの素材試験を通して、木質主材が負担する圧縮力の角度と強度との関係についてまとめたものである。

3.2.2 試験体および実験計画

試験体の一覧を表 3.2-1 に、試験体の寸法および実験方法を図 3.2-1 にそれぞれ示す。本実験は、耐震要素となる木質パネルのラミナの積層方向と圧縮強度の関係を把握することを目的とする。

実験変数は 1.5m スパンタイプ（以下、SFW）および 3.6m スパンタイプ（以下、WFW）のそれぞれの辺長比を加味して、ラミナ材の積層方向と加力方向とのなす角度 θ として、SFW は 3 水準：0, 30, 90 度、WFW は 5 水準：0, 30, 45, 60, 90 度とする。試験体の形状は断面寸法 150mm×150mm、高さ 300mm とする。なお試験体は実大水平加力実験に用いる木質パネルの一部より採取したものが含まれており、各水準 3 体、合計 87 体製作する。

試験体は前節にて述べた通り、樹種はスギとしラミナ材は、ヤング率：E60 以上(JAS 機械等級区分構造用製材)、含水率 20% 以下のものを利用し日本農林規格「第 5 条構造用集成材に規定に適合する同一等級構成構造用集成材」(E55-F225) に則り作成された大板（本章 3.4 節で用いる実大実験試験体）から切り出し作成した。

3.2.3 加力および測定計画

加力は万能圧縮試験機(能力：2000kN)による単調圧縮载荷とする。測定方法は、試験機のロードセルの鉛直方向の移動量から計測する。

表 3.2-1 試験体一覧

積層角度 (DEG)	シリーズ		合計
	A~C, G	D~F	
0 (L0)	各 3 体	各 3 体	21 体
30 (L30)			21 体
45 (L45)		-	12 体
60 (L60)		-	12 体
90 (L90)		各 3 体	21 体

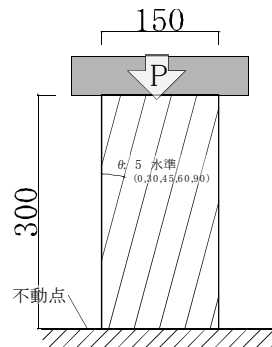


図 3.2-1 実験方法

3.2.4 実験結果および考察

実験変数ごとの実験結果(平均値)の一覧を表 3.2-2 に各変数の荷重変形関係の代表例として G シリーズの荷重変形曲線と試験体の主な破壊状況を変数ごとに図 3.2-2(a)～(e)に示す。

各試験体の破壊は、圧壊によって試験体が破壊する。E-30 シリーズに関しては 300kN 程で剛性が低下し始めるのと同時にラミナ材の積層方向に沿って試験体が割れることによって試験体が破壊した。さらに、圧縮強度は、ラミナ材の積層方向が加力方向に対して垂直に近づくほど低下し、 $\theta=90^\circ$ に対して $\theta=0^\circ$ の値はおよそ 10 倍上昇する結果となった。

表 3.2-2 全シリーズ試験結果一覧(平均)

積層角度	圧縮強度 σ_{max} (N/mm ²)	標準偏差 (σ_{max})	ヤング率 E_c (10 ³ N/mm ²)	初期剛性 K_c (kN/cm)
0	34.2	2.8	7.48	2636.3
30	14.7	1.4	4.41	1228.8
45	7.7	0.9	1.65	597.6
60	4.7	0.6	1.03	377.0
90	3.1	0.3	0.70	166.2

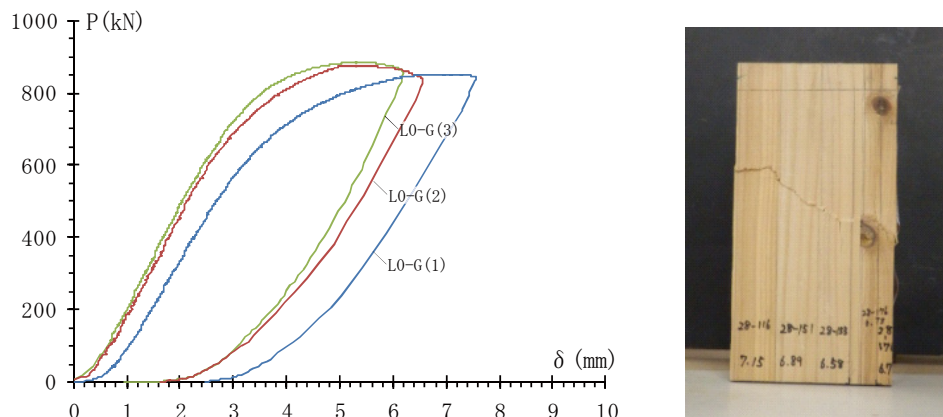


図 3.2-2(a) L0-G シリーズ荷重-変形曲線と破壊状況

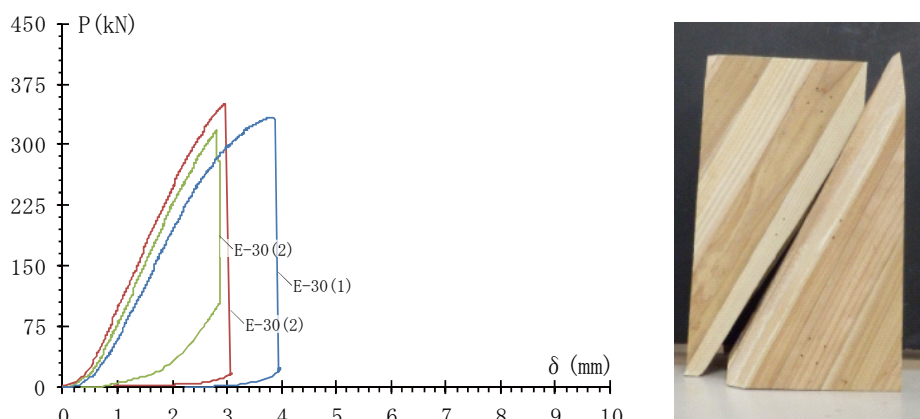


図 3.2-2(b) L30-G シリーズ荷重-変形曲線と破壊状況

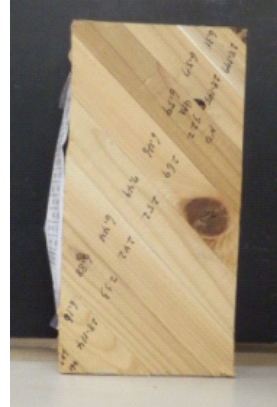
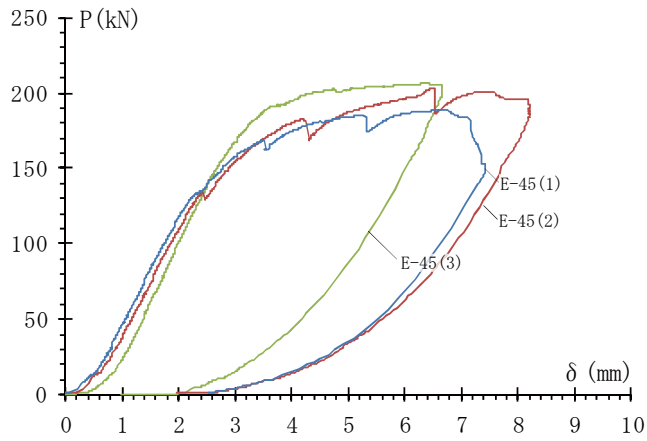


図 3. 2-2 (c) L45-G シリーズ荷重-変形曲線と破壊状況

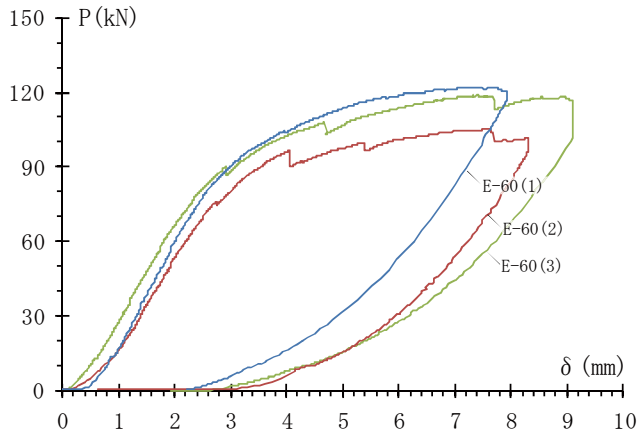


図 3. 2-2 (d) L60-G シリーズ荷重-変形曲線と破壊状況

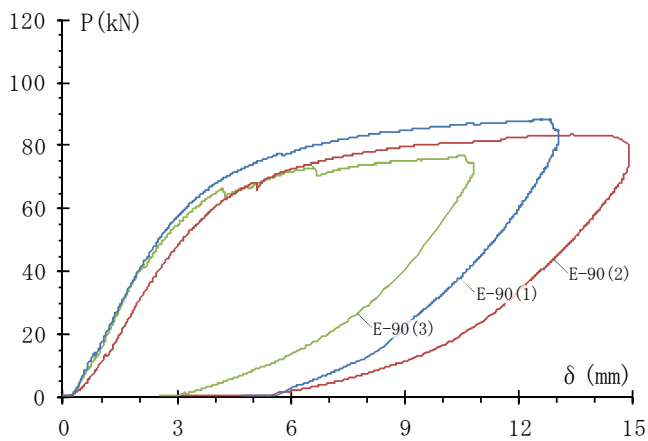


図 3. 2-2 (e) L90-G シリーズ荷重-変形曲線と破壊状況

また本実験結果をハンキンソン式と比較した結果を図 3.2-3 に示す。

本実験より以下の点が明らかになった。

- ・ $\theta=30$ および 45 度試験体においては、ラミナ材の積層方向に沿って試験体が割れ、それ以外は圧壊に至った。
- ・ 実験より得られた圧縮強度(σ_{max})は、図 3.2-3 に示すハンキンソン式より求めた圧縮強度(σ_{θ})と概ね一致する傾向を示した。

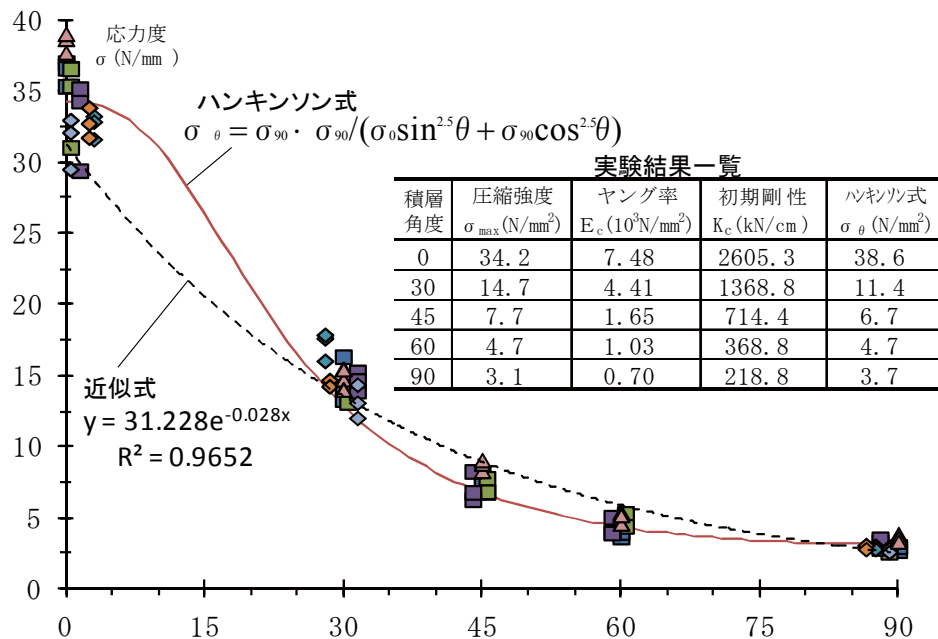


図 3.2-3 ラミナ積層角度と圧縮強度の関係

3.2.5 本節のまとめ

本実験を通して、本工法の主材となる木質パネルのラミナの積層方向と圧縮強度の関係を把握するための実験を行い、木質パネルが負担する圧縮力の角度と強度との関係を把握することができた。

本節で得られた成果は下記の2点である。

- ① $\theta=30$ および 45 度試験体においては、ラミナ材の積層方向に沿って試験体が割れ、それ以外は圧壊に至った。
- ② 実験より得られた圧縮強度(σ_{max})は、ハンキンソン式より求めた圧縮強度(σ_{θ})と概ね一致する傾向を示した。

3.3 鋼製プレートを用いた面材接合部の追従性能に関する実験的研究

3.3.1 はじめに

本節では、スタックラミナパネルを用いた木と鋼のハイブリッド耐震壁の力学性状を把握するための基礎資料を得ることを目的として、木と鋼のハイブリッド耐震壁の端部の接合金物の追従性能に関する実験を行うものである。

3.3.2 試験体および実験計画

本実験は、本工法に用いる木質パネルの乾燥により、木質パネル面内方向に収縮した際に、隅部に設置したそれぞれの接合金物が追従し、双方の接合金物が常に接触状態を保つことを確認する。

試験体の形状及び寸法を図 3.3-1 に示す。鉄骨の柱梁の断面寸法は、柱：■-100×100，梁：H-200×200×8×12で柱脚部に加力フレームとの接合のため 10-φ25 をあけている。また同図に示すように、柱梁には接合金物(I)，(II)との接合用に PL-6(寸法：65×200)を溶接しておき、接合用にルーズホールをあける。接合用金物は M20 の中ボルトを用いて接合する。接合の際ナットと座金の上に圧縮コイルばね（皿ばね）を挿入した。

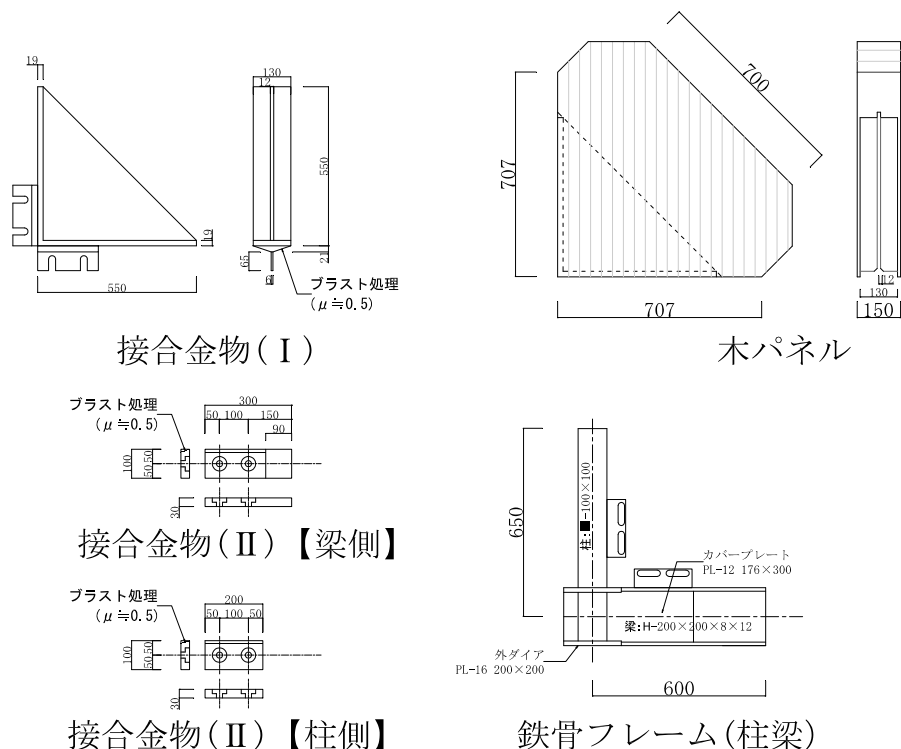


図 3.3-1 試験体の形状および寸法

3.3.3 加力および測定計画

本実験の加力方法を図 3.3-2 に、実験風景を図 3.3-3 にそれぞれ示す。試験体は実大寸法の木質パネル隅部を用い、木質パネルおよび接合金物は本工法で用いるものと同じの仕様とする。加力は油圧ジャッキ(性能：2000kN)を用い、試験体上部には木材の回転を拘束するための治具とローラーを設置し、水平方向のみ変形できるようにする。測定項目は図 3.3-4 に示す通り、木パネルの縮み量(水平方向)及び接合金物(II)の面外方向の変位を測定する。木材の縮み量は油圧ジャッキによる加力芯位置における木パネルの水平変位 δ_w (変位計番号：WX1)、接合金物(II)の面外変形量 δJ (FZ1, FZ2, BZ1, BZ2)の 2 項目を、試験体の表裏で合計 5 か所にて測定する。

実験は以下の手順で実施する。

- (1) 接合金物同士をボルトの手締めにて接触状態にする
- (2) 油圧ジャッキにより試験体に圧縮力 50kN まで荷重を載荷
- (3) 接合金物のボルトをトルクレンチにて 20N・m で締め付ける
- (4) 鉄板とビスで木質パネルの収縮状態を保ったまま除荷

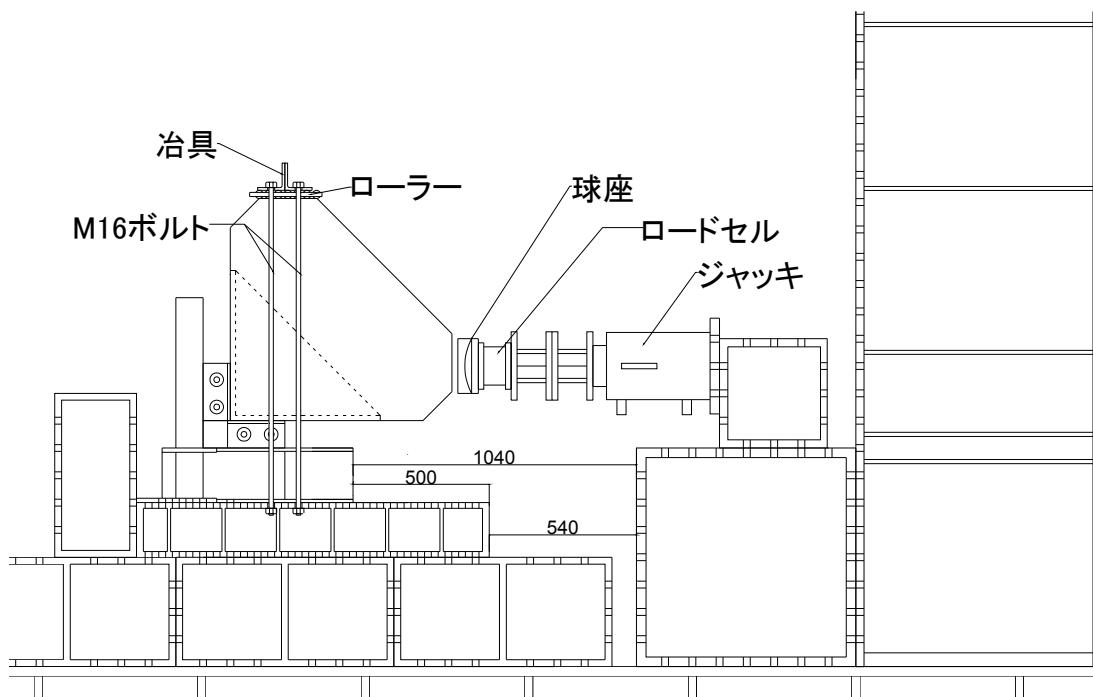


図 3.3-2 加力方法

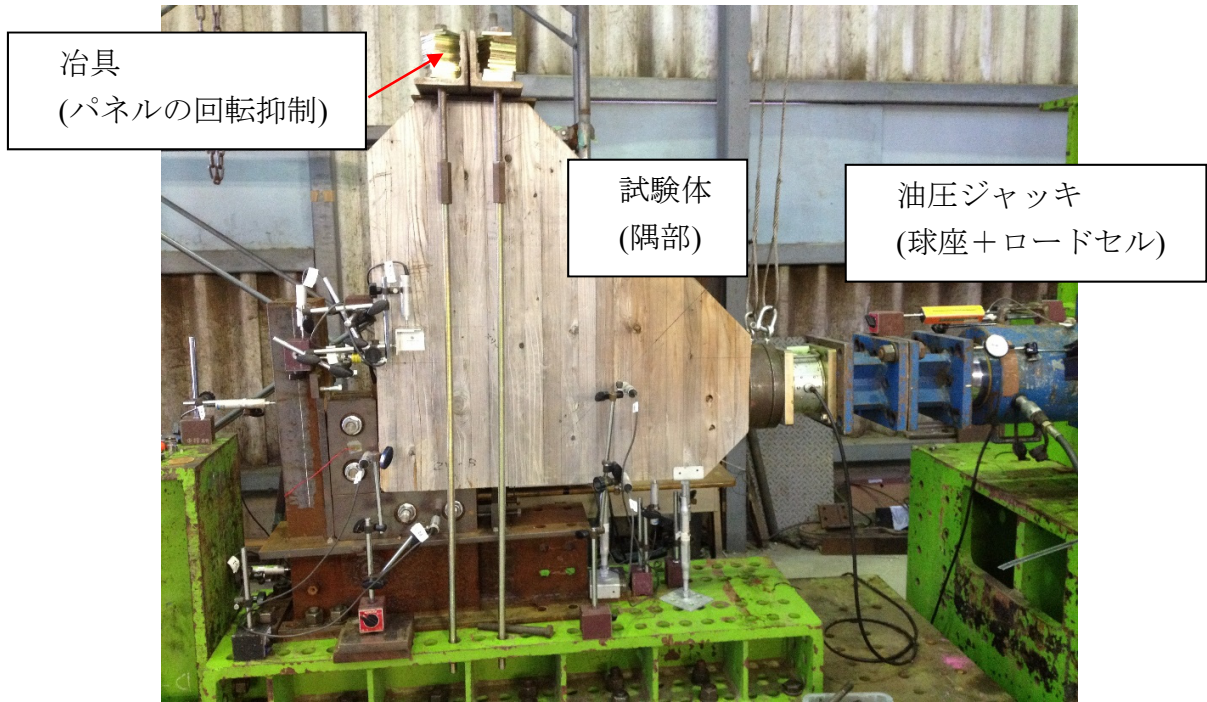


図 3.3-3 乾燥収縮時挙動実験方法

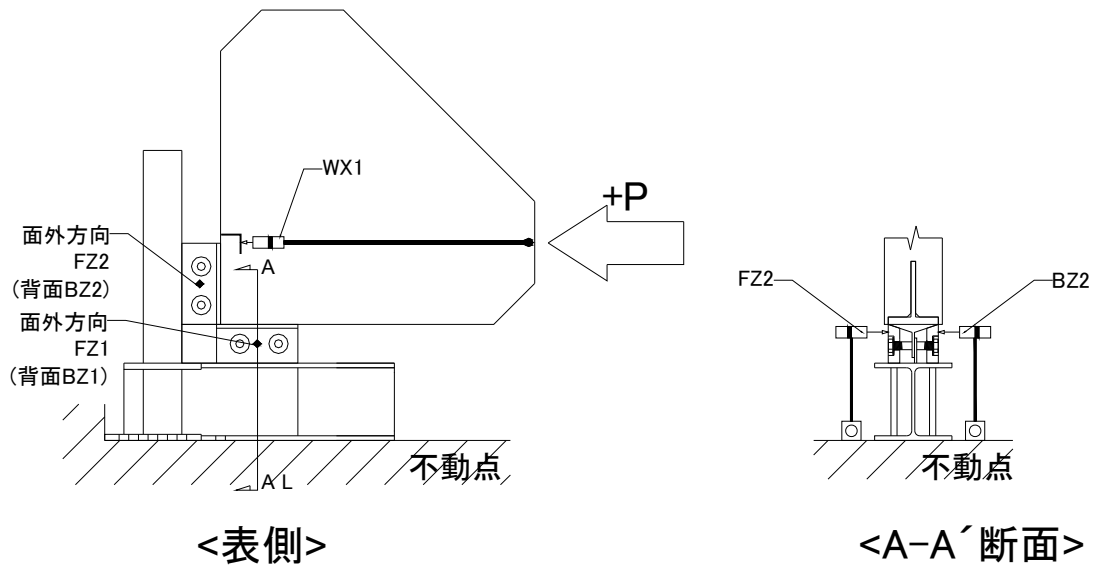


図 3.3-4 測定方法

3.3.4 実験結果および考察

実験結果を図 3.3-5 に示す。実験結果より以下の点が明らかになった。

- ・ 接合金物Ⅱは，加力時に面外移動はなく，応力を鉄骨フレームに伝達できる。
- ・ 木質パネルを拘束したまま除荷した結果，残留変形が 0.5mm で，接合金物Ⅱは内側に 1.5mm 程度移動した。この結果より接合金物の移動量は，1/3 勾配の関係から導き出せる値と一致し，木材の収縮時に皿ばねの効果により接合金物Ⅱが追従できる機構であることが確認された。

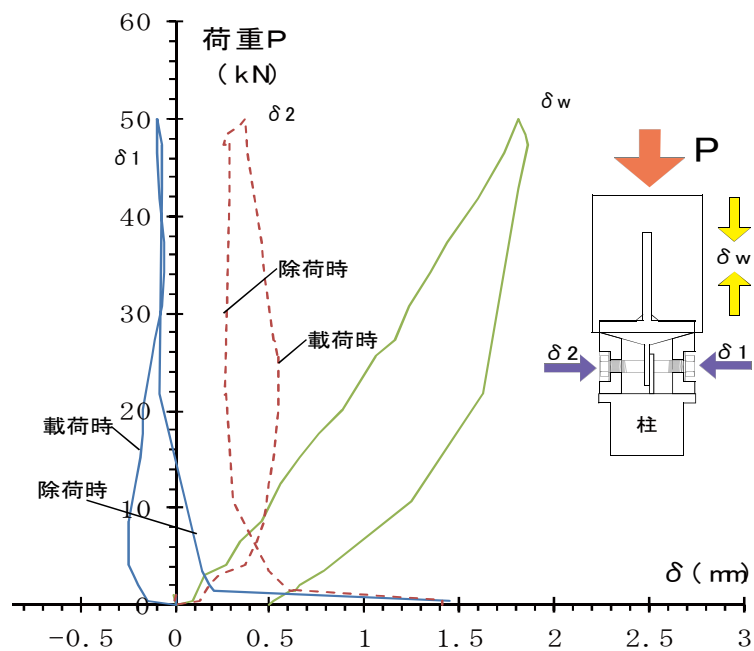


図 3.3-5 乾燥収縮時挙動実験結果

3.3.5 本節のまとめ

主材である木材の乾燥により木質パネルが面内方向に収縮した際に，接合金物それぞれが離間せず，接触状態を保ちながら追従できることを確認するための実験を行い，本工法に用いる接合金物の挙動を確認した。

本節で得られた成果は下記の 2 点である。

- ① 接合金物Ⅱは，加力時に面外移動はなく，応力を鉄骨フレームに伝達できる。
- ② 木材の収縮時に皿ばねの効果により接合金物Ⅱが追従できる機構である。

3.4 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド耐震壁の力学的性状に関する実験的研究

3.4.1 はじめに

本節では、スタックラミナパネルを用いた木と鋼のハイブリッド耐震壁の実大寸法のせん断実験を行い、耐力や初期剛性および構造特性係数を実験的に得ることを目的とする。

3.4.2 実験計画および試験体形状・寸法

実験計画は表 3.4-1 に示すとおり、実験変数は柱芯間距離：1500mm (SFW) および 3600mm (WFW) の 2 水準とし、これに木質パネルの有無による性状の違いを把握するために、鉄骨フレームのみの試験体 (SF, WF) の 2 水準とする。鋼材の機械的性質を表 3.4-2 に示す。また木材の機械的性質は表 3.4-3 および図 3.4-1 に示すとおり、前節の木材の素材試験結果を用いる。

表 3.4-1 実験計画表

パネル	スパン(m)	
	1.5(木材:1.2m)	3.6(木材:3.3m)
有	SFWシリーズ(3体)	WFWシリーズ(3体)
無	SFシリーズ(1体)	WFシリーズ(1体)

表 3.4-2 鋼材の機械的性質

部材	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び率 (%)
柱	SS400	280	432	37
梁	SN490	422	540	29

表 3.4-3 木材の素材試験結果

		積層角度				
		0	30	45	60	90
SFW	-1	32.7	17.2	-	-	3.0
	-2	32.8	14.6	-	-	3.0
	-3	31.6	13.2	-	-	2.9
WFW	-1	36.4	14.7	7.7	7.7	2.9
	-2	34.4	13.8	7.2	5.0	3.3
	-3	33.1	14.7	7.2	4.4	3.3
平均		33.5	14.7	7.3	5.7	3.1

※表の値の単位は(N/mm²)、含水率は全て15%以下

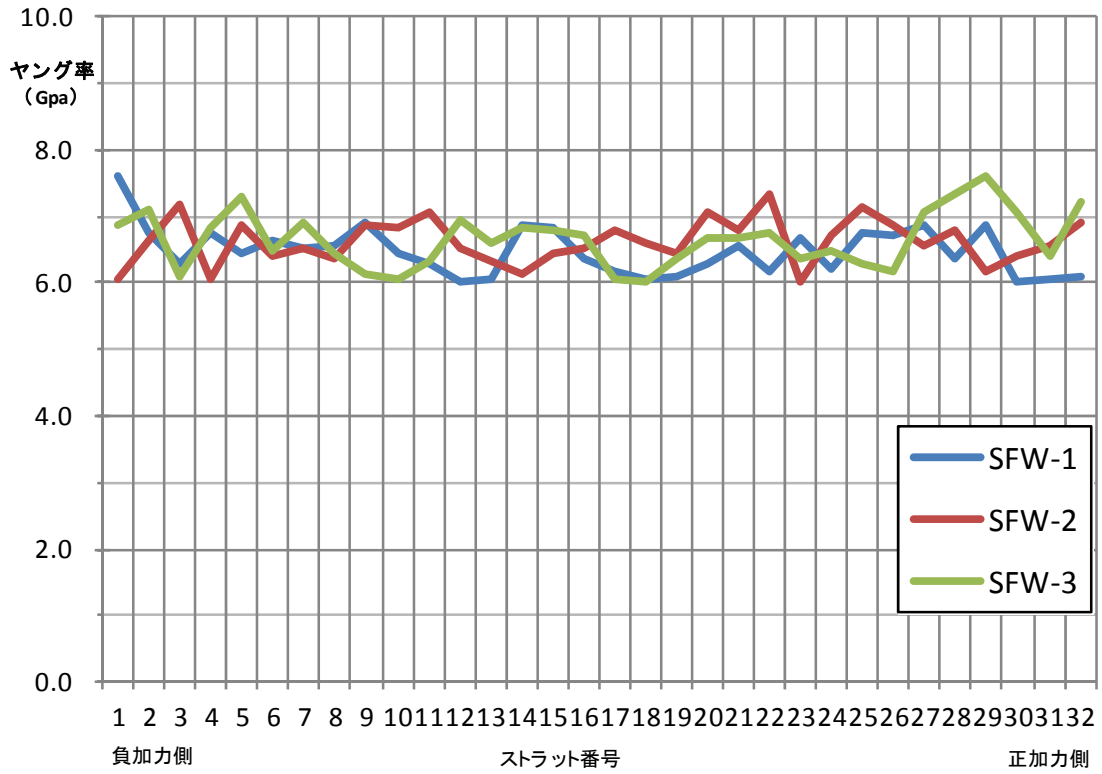


図 3.4-1 (a) SFW の素材試験結果

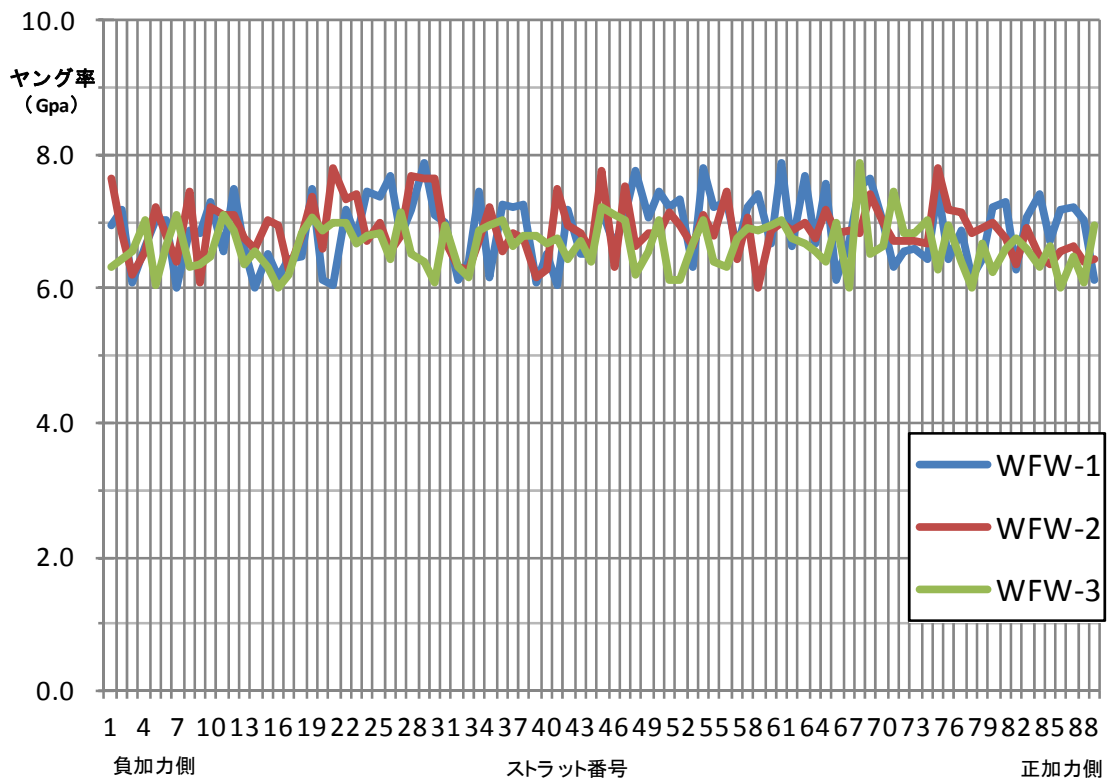


図 3.4-1 (b) WFW の素材試験結果

試験体の形状および寸法を図 3.4-2 に示す。試験体は実大寸法とした 1 層 1 スパンの架構であり、SFW 及び WFW は同一試験体を各 3 体、S 及び WF 試験体を各 1 体とした合計 8 体製作する。鉄骨フレームは各シリーズ共通で、柱：■100×100 (SS400 中実 (無垢) 断面)，梁：H200×200×8×12 (SN490B) で構成され、上下梁端部には PL-12 にて両側面を補強している。鉄骨フレーム内部に挿入する木質パネルは、厚さ 30mm×幅 150mm のラミナ材を積層させたスタックラミナパネル (樹種：スギ材，ヤング率：JAS 機械等級区分構造用製材 E65，含水率：20%以下) を用い、試験体高さは実際の建物階高にあわせて、上下梁芯間 3600mm とする。なお鉄骨フレーム下部梁は、全長にわたり加力フレームに高力ボルトにて固定されている。

木質パネルと鉄骨フレームを接合する隅部は、木質パネル側に設けたスリット部に接合金物 I を挿入し、木質パネル建て込み時に、接合金物 II は鉄骨梁フランジと接合金物 I との隙間に挿入し、外側から接合金物 II を中ボルト 2-M20 にて、接合金物のテーパ面が接触状態になるまで締め込む。座屈止め材は、SFW 試験体は鉄骨柱にそれぞれ 2 か所ずつの計 4 箇所、WFW 試験体は鉄骨柱と梁にそれぞれ 2 か所ずつ計 8 箇所、1-M20 の中ボルトにて接合する。

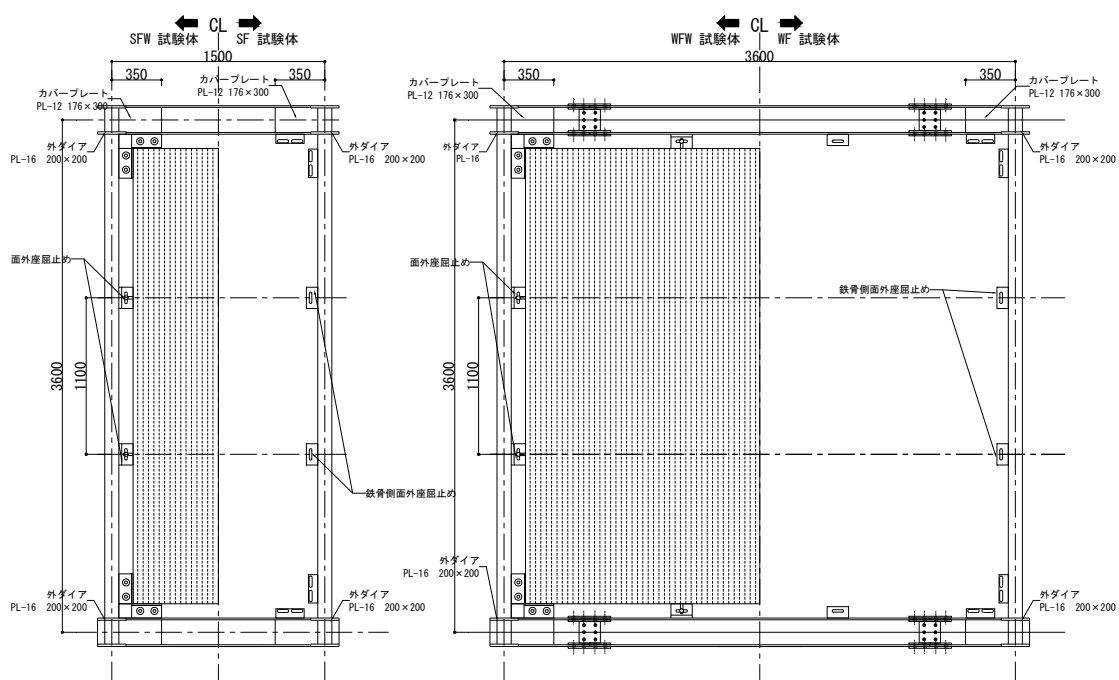


図 3.4-2(a) 試験体図

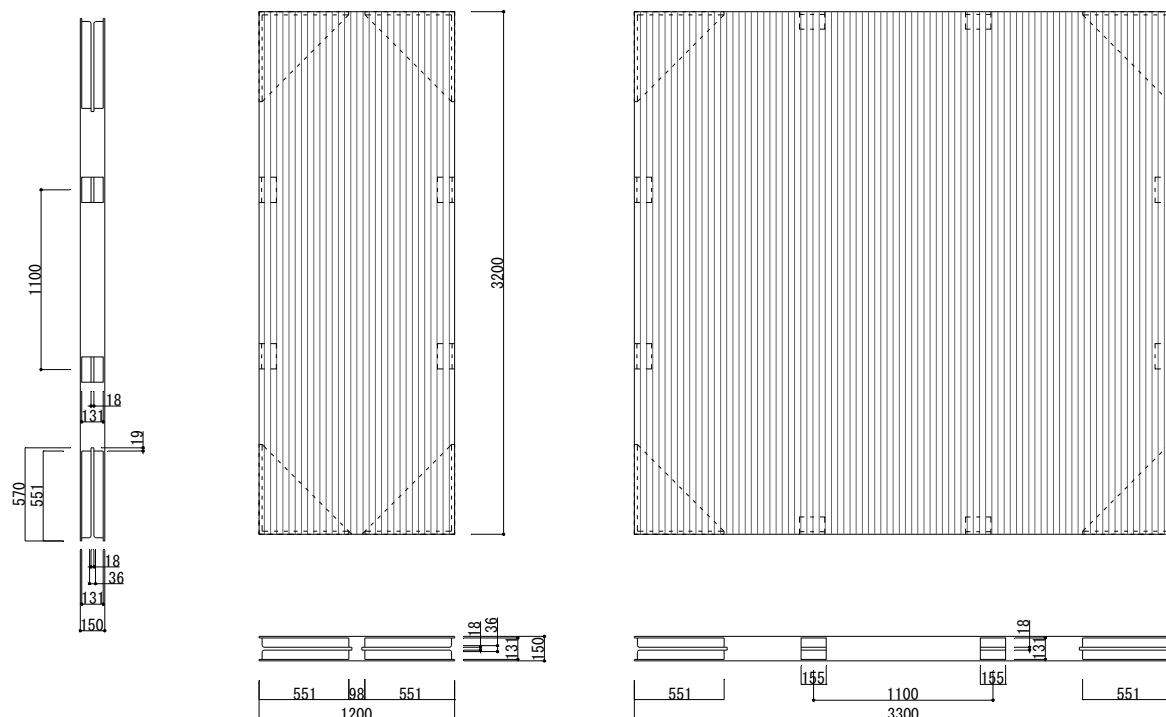


図 3.4-2 (b) 木質パネル図

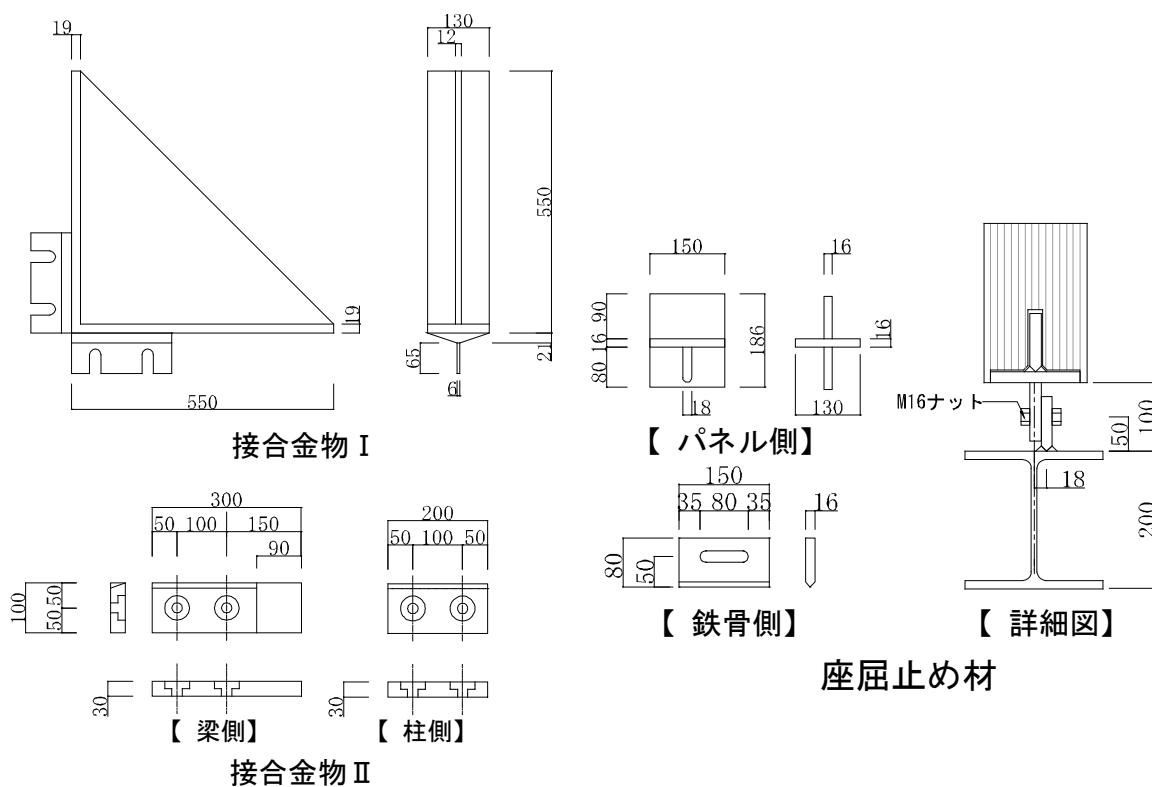


図 3.4-2 (c) 試験体の形状および接合金物の部品図

ここで SFW-1 試験体は、後述の通り加力実験途中において、引張側柱脚部のダイヤフラムプレートとの隅肉溶接部の溶接量不足による引張破断が生じた。それ以外の全試験体は、当該箇所を部分溶け込み溶接としたほか、PL-16 によるプレート補強を両側部に行い、柱脚部に溶接部破断を先行させない対処を施した。

3.4.3 実験方法および測定項目

本実験の加力計画は図 3.4-4 および図 3.4-5 に示す通り、試験体の鉄骨フレーム上部左右端の梁芯位置に設置した油圧ジャッキ（能力：2000kN）を用い、それぞれのジャッキが圧縮力を作用させ、正負交番繰返载荷による無载荷式加力を行う。载荷計画は試験体の水平変形 δ を試験体高さ（上下梁芯位置 3600mm）で除した値を全体変形角 R とし、 $R=1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50$ を 3 サイクルずつ行い、その後正加力側にて最大変形まで単調载荷を行う。

測定項目は、図 3.4-4 および図 3.4-6 に示すとおり、鉄骨フレームの水平変形および軸変形である。また鉄骨フレームのひずみは鉄骨柱両端部の材軸方向に、一方向ゲージを用いて計測を行う。

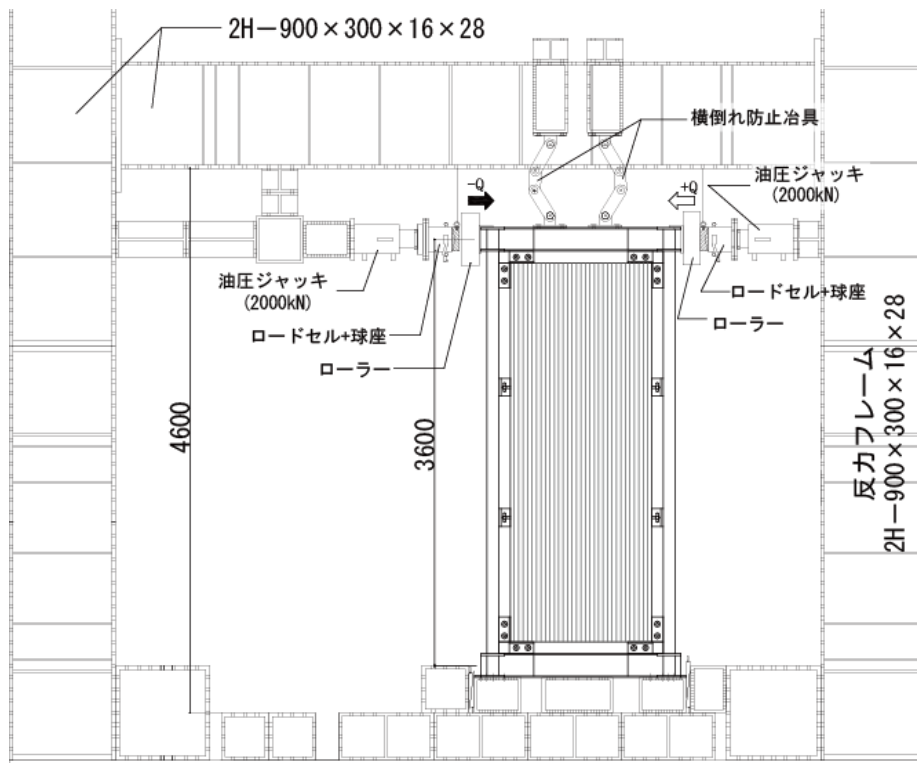


図 3.4-4 (a) 実験方法および測定項目 (SFW 試験体)



図 3.4-4 (b) 実験風景 (SFW 試験体)

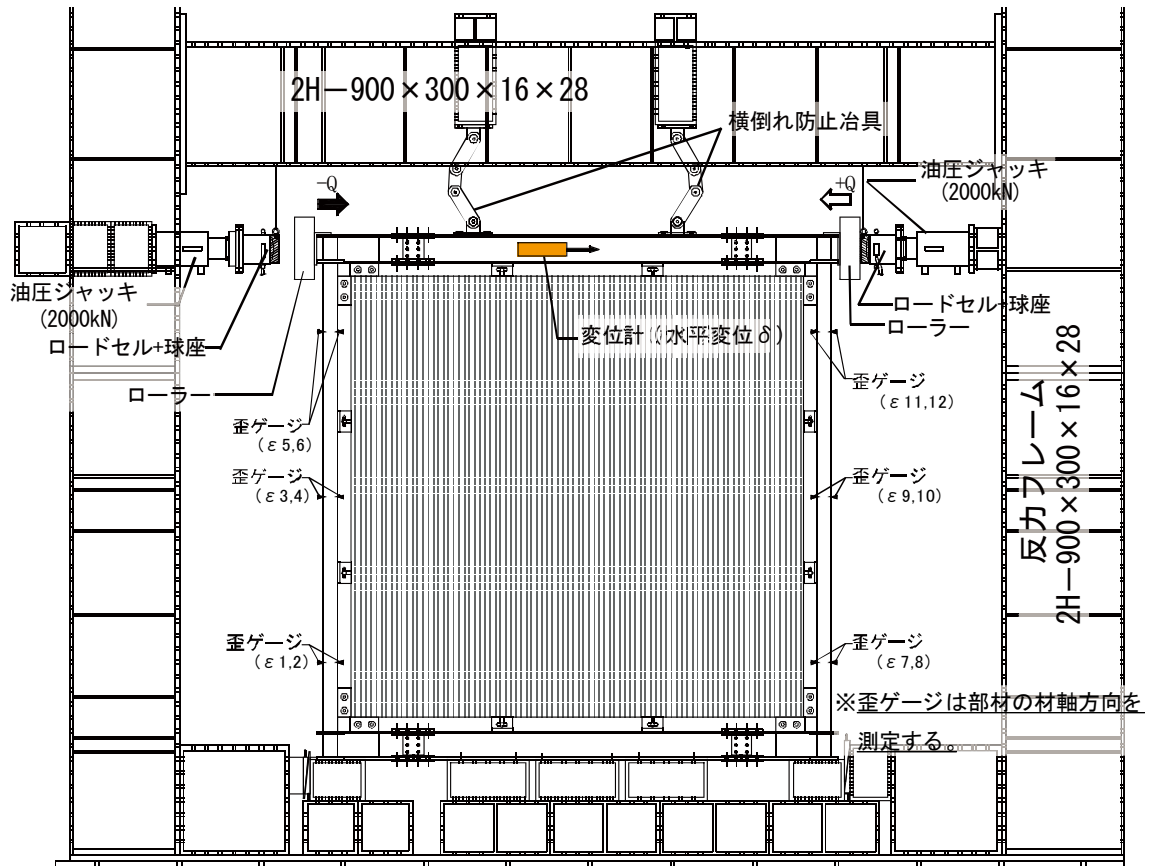


図 3. 4-4 (c) 実験方法および測定項目 (WFW 試験体)



図 3. 4-4 (d) 実験風景 (WFW 試験体)

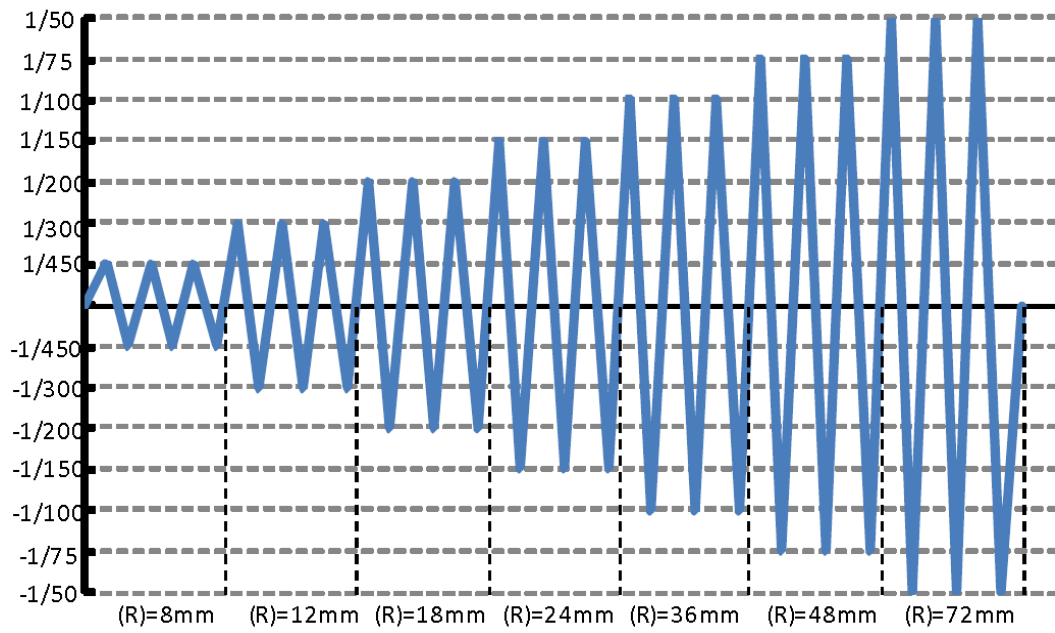


図 3.4-5 加力サイクル

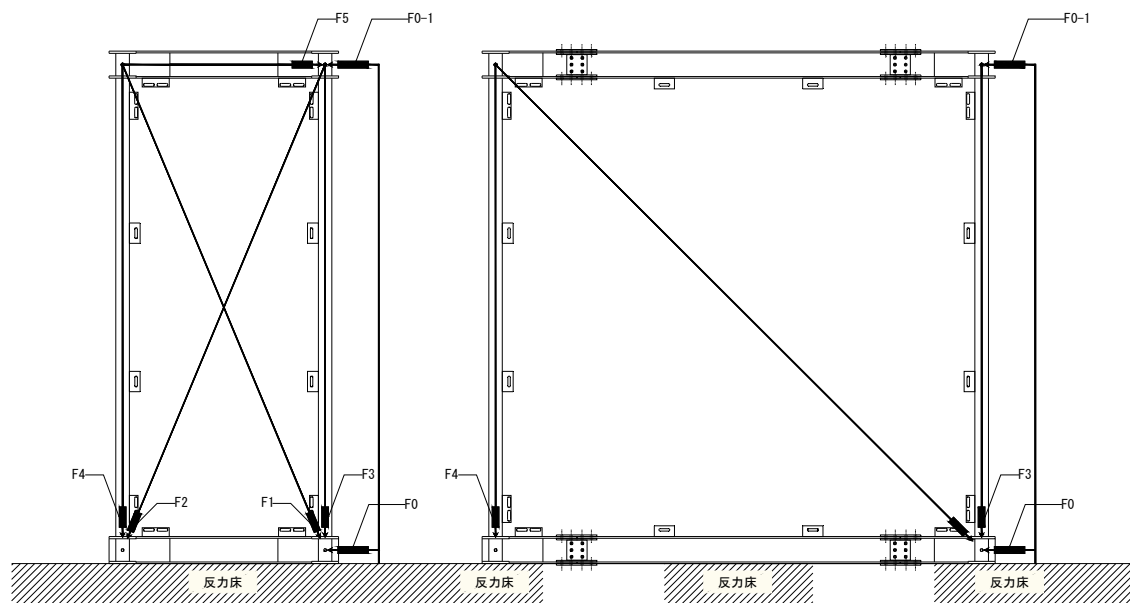


図 3.4-6 (a) 変位測定方法

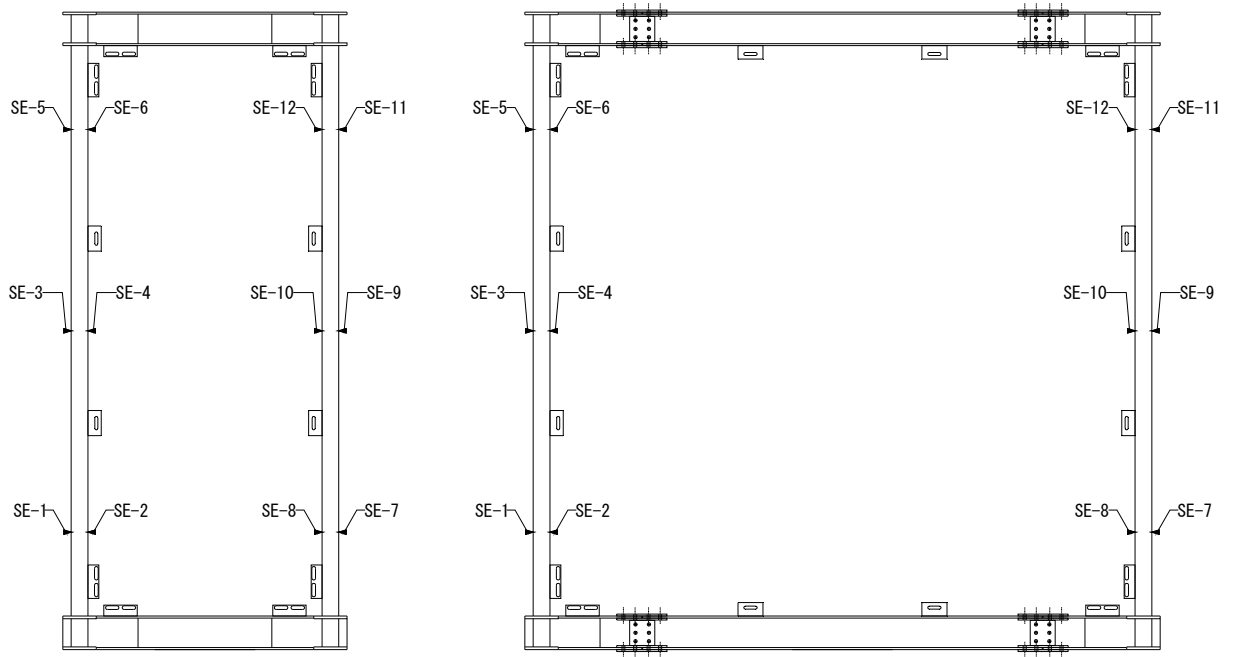


図 3.4-6 (b) 変位測定方法 (鋼材)

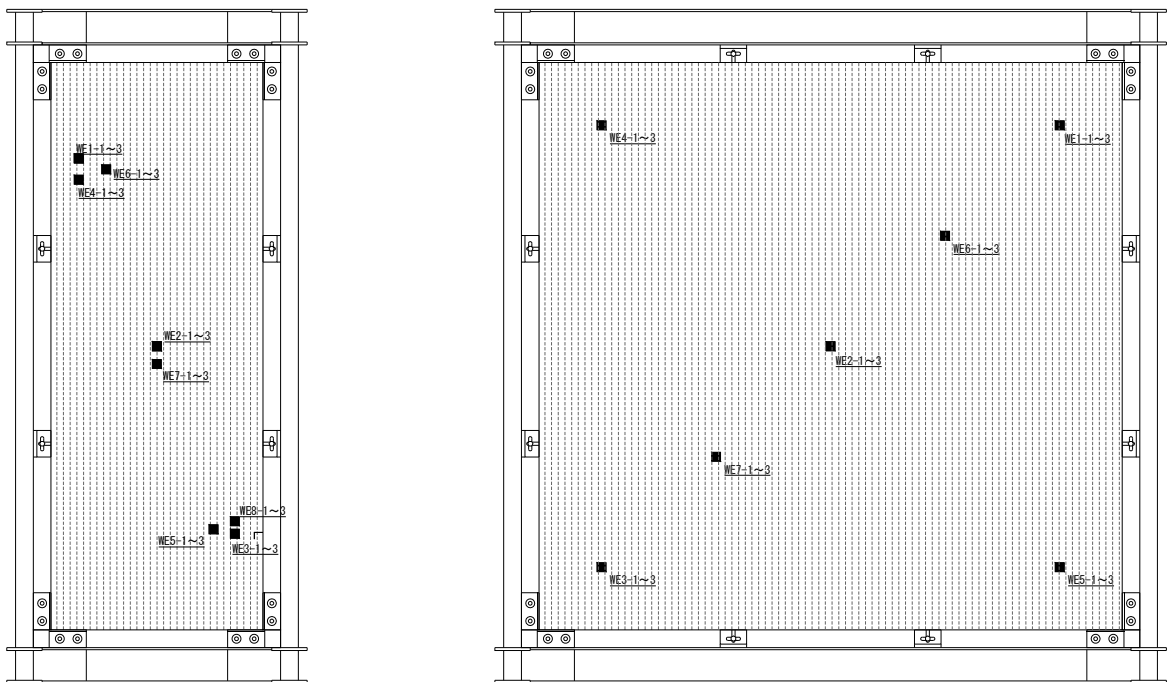


図 3.4-6 (c) 変位測定方法 (木材)

3.4.4 実験結果および考察

(1) 破壊性状

実験結果を表 3.4-4 に、代表的な破壊性状を図 3.4-7 にそれぞれ示す。最終破壊形式は、せん断破壊 (TypeA) および接合金物 I の木質パネルへのめり込みが顕著にあらわれたもの (TypeB) の 2 種類に分類される。SFW および WFW 試験体の実験経過はそれぞれ以下のとおりである。

表 3.4-4 実験結果および各特性値

試験体名		降伏耐力 Q _y (kN)	降伏変位 δ _y (mm)	剛性 K(kN/cm)	終局耐力 Q _u (kN)	終局変位 δ _u (mm)	塑性率 μ	Ds値	最大荷重 Q _{max} (kN)	Q _{1/120} (kN)	短期基準 せん断耐力(kN)
SF		66.5	68.71	9.68	86.5	127.90	1.43	0.73	89.1	29.99	-
WF		62.7	82.21	7.64	80.9	202.90	1.91	0.60	84.6	24.50	-
SFW	-1	202.5	28.53	71.00	331.4	92.43	1.98	0.58	360.4	213.20	-
	-2	261.3	41.46	63.00	384.4	181.00	2.97	0.45	433.0	199.10	170.9
	-3	274.4	53.38	51.40	390.7	155.91	2.05	0.57	439.0	155.80	137.6
	平均値	267.9	47.42	61.80	387.6	168.46	2.51	0.51	436.0	177.45	154.2
標準偏差		9.3	8.43	9.85	4.5	17.74	0.65	0.08	4.2	30.62	23.5
WFW	-1	285.6	29.86	95.66	532.1	157.90	2.84	0.46	616.7	286.40	230.2
	-2	345.9	40.08	86.31	546.5	138.90	2.19	0.54	621.2	299.70	201.3
	-3	424.0	49.82	85.10	618.3	194.90	2.68	0.48	659.3	297.80	258.2
	平均値	351.8	39.92	89.02	565.6	163.90	2.57	0.49	632.4	294.63	230.0
標準偏差		69.4	9.98	5.78	46.2	28.48	0.34	0.04	23.4	7.19	28.5

<SFW 試験体>

木質パネルは R=1/200 までは目立った損傷は確認されなかったが、接合金物 I が木質パネルへめり込む音や、座屈止め材のすべる音が、加力側上部接合部とその対角の脚部接合部で断続的に確認された。

R=1/200 以降は、接合金物 I が木質パネルのラミナ直交面への横圧縮によるめり込みが生じ、同時に木質パネルの隅部が面外方向に膨らむ現象が見られ始めた。

R=1/75 までに、加力側接合部ではラミナ直交面への横圧縮によるめり込みが顕著に確認された。

R=1/50 時に、加力側上部接合部近辺でめり込みによってラミナ材方向の割裂が発生し、変形が大きくなるにつれて加力側上部とその対角の脚部接合部近辺は割裂が顕著に見られた。

R=1/40 付近で、SFW-1 試験体は引張側柱脚ダイヤフラムの溶接部が破断して耐力が低下し実験を終了した。SFW-2, 3 および WFW 試験体は脚部破断箇所を補強し、終局時において SFW-2 は、接合部の木質パネルへのめり込みが顕著になり、SFW-3 は木質パネルにラミナ材方向にせん断破壊が生じた後、実験を終了した。

<WFW 試験体>

R=1/150 までは SFW 試験体と同様の現象が確認され、R=1/100 以降より、接合金物 I の木質パネルのラミナ直交面への横圧縮によるめり込みが SFW 試験体よりも顕著にあらわれ、同時に梁に設置された座屈止め材が回転し、木材にめり込んでいく現象が確認された。

R=1/50 より加力側上部接合部近辺で、ラミナ材方向のめり込みによる割裂が発生し、変形が大きくなるにつれて加力側上部とその対角の脚部接合部付近ではラミナ材方向および直交方向の割裂が顕著にみられた。

終局時は、WFW-1 試験体は接合部端部のめり込みが著しく、荷重が低下したので実験を終了し、WFW-2 および WRW-3 試験体は座屈止め材がめり込み、終局時は木質パネルのせん断破壊により、実験を終了した。

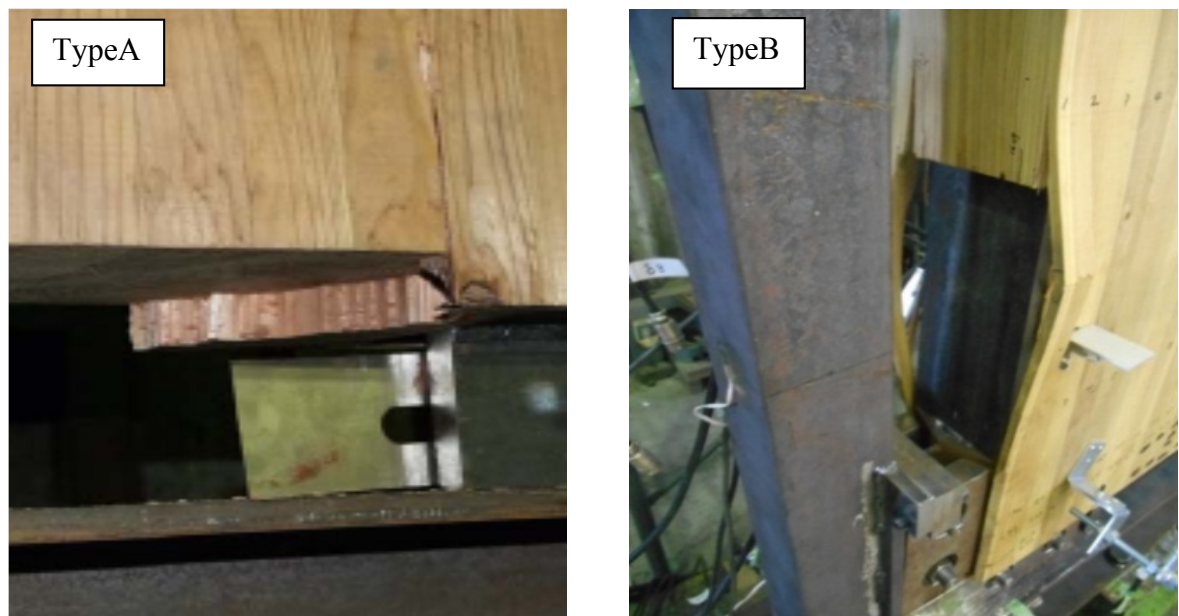


図 3.4-7(1) 試験体の最終破壊状況 (タイプ別)



a) 全体の破壊状況

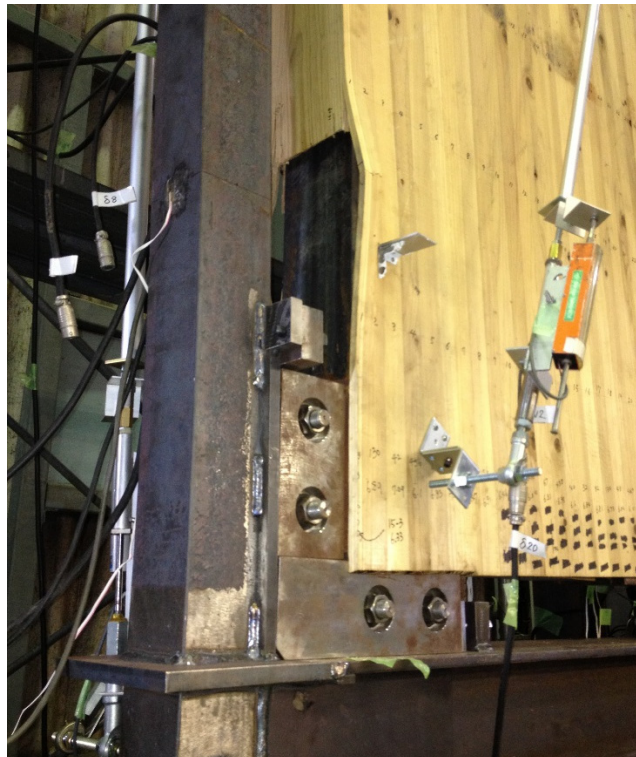


b) 柱脚部の破断状況

図 3.4-7(2) 試験体の最終破壊状況 (SFW-1)

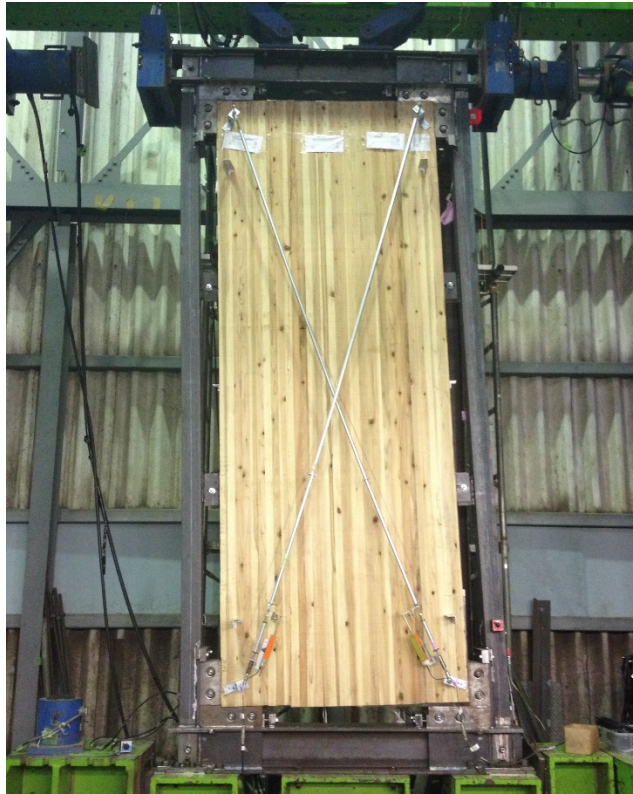


a) 全体の破壊状況



b) 木質パネル脚部のめり込み状況

図 3.4-7(3) 試験体の最終破壊状況 (SFW-2)

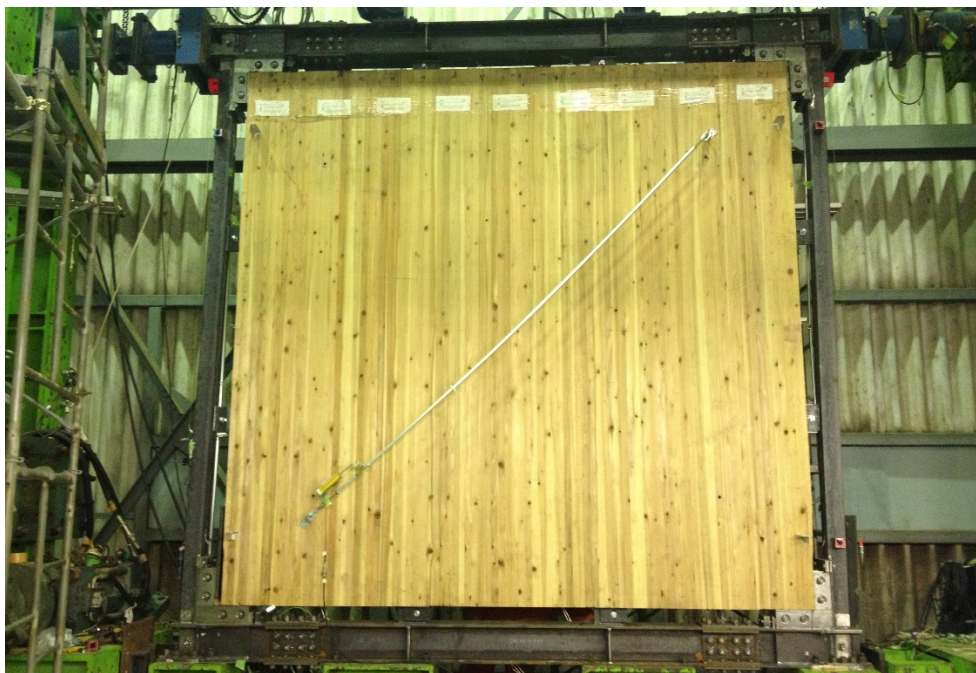


a) 全体の破壊状況



b) 木質パネルのせん断破壊状況

図 3.4-7(4) 試験体の最終破壊状況 (SFW-3)



a) 全体の破壊状況



b) 木質パネル脚部のめり込み状況

図 3.4-7(5) 試験体の最終破壊状況 (WFW-1)

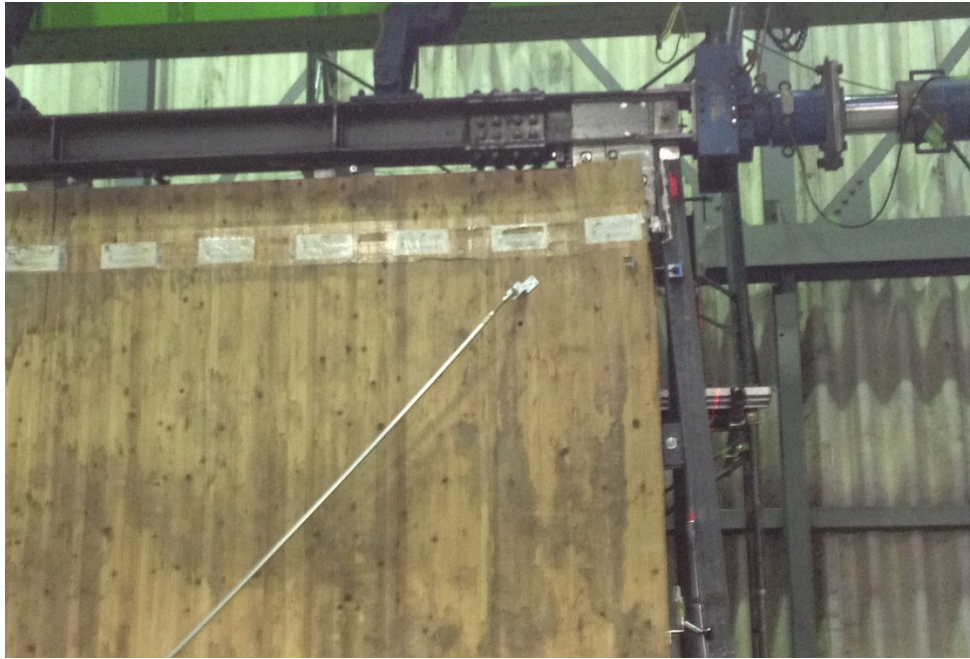


a) 木質パネル頂部のめり込み破壊状況



b) 木質パネル脚部のせん断破壊状況

図 3.4-7(6) 試験体の最終破壊状況 (WFW-2)



a) 木質パネル頂部のめり込み破壊状況



b) 木質パネル頂部のせん断破壊状況

図 3.4-7(7) 試験体の最終破壊状況 (WFW-3)

(2) 履歴性状

各試験体の履歴曲線を図 3.4-8 に示す。また各試験体の $R=1/450$, $1/200$, $1/50$ 時の無次元化履歴曲線を表 3.4-5 および図 3.4-9 にそれぞれ示す。無次元化履歴曲線は各変形角の第三サイクル履歴曲線を正側最大荷重・変位で基準化したもののうちの代表例である。

<SF・SFW 試験体>

SFW 試験体は、加力初期より $R=1/75$ まで若干逆 S 字ループ形状を示し、その後変形が増大して接合部のパネルへのめり込みが顕著になり、剛性が徐々に低下した。

$R=1/50$ 以降はほぼ荷重の増大はないまま変形が進行し、 $R=1/22$ 付近で最大耐力 ($Q_{av}=436.0\text{kN}$) に達した。

SF 試験体は、 $R=1/50$ までは概ね弾性挙動を示し、その後剛性が徐々に低下しながら変形量が増大し、 $R=1/29$ に最大耐力 (89.1kN) に達した。また木質パネルを挿入した結果、最大耐力が 4.8 倍、初期剛性で 7.5 倍上昇した。

<WF・WFW 試験体>

WFW 試験体は、 $R=1/200$ 付近より若干逆 S 字型のループが見られ始め、その後 $R=1/75$ より剛性が低下した。 $R=1/50$ 以降はほぼ荷重の増加はないまま変形が進行し、 $R=1/20$ 付近で最大耐力 ($Q_{av}=632.4\text{kN}$) に達した。

WF 試験体は最大耐力時まで SF 試験体と同様の性状を示し、 $R=1/17$ に最大耐力 (84.6kN) に達した。また木質パネル挿入した結果、最大耐力が 7.5 倍、初期剛性で 13 倍上昇した。

<耐震壁の辺長比による影響>

WFW 試験体の初期剛性および最大耐力は、SFW 試験体に対して 1.3 倍程度上昇する結果となった。これは、WF 試験体は鉄骨フレームの柱スパンが大きくなることにより、耐力および剛性が SF 試験体よりも小さくなるが、木質パネルを挿入することにより、WFW 試験体の木質パネルのせん力負担割合が SFW 試験体よりも増加することから、ハイブリッド耐震壁全体としての耐震性能が上がったものと考えられる。また履歴ループ面積は SFW および WFW 試験体ともに $R=1/450$ から減少するが、 $R=1/200$ 以降は面積の減少は見られなかった。

$R=1/200$ 以降の履歴ループの面積は、SFW より WFW 試験体のほうが 1.8 倍程度高い傾向がみられた。これは接合金物の木質パネルへのめり込みが WFW 試験体のほうが、圧縮ストラット角度の違いにより、WFW 試験体のほうがラミナ材直角方向へ作用する横圧縮力がより大きくなることから、ラミナ直角方向へのめり込み現象が顕著になったためと考えられる。

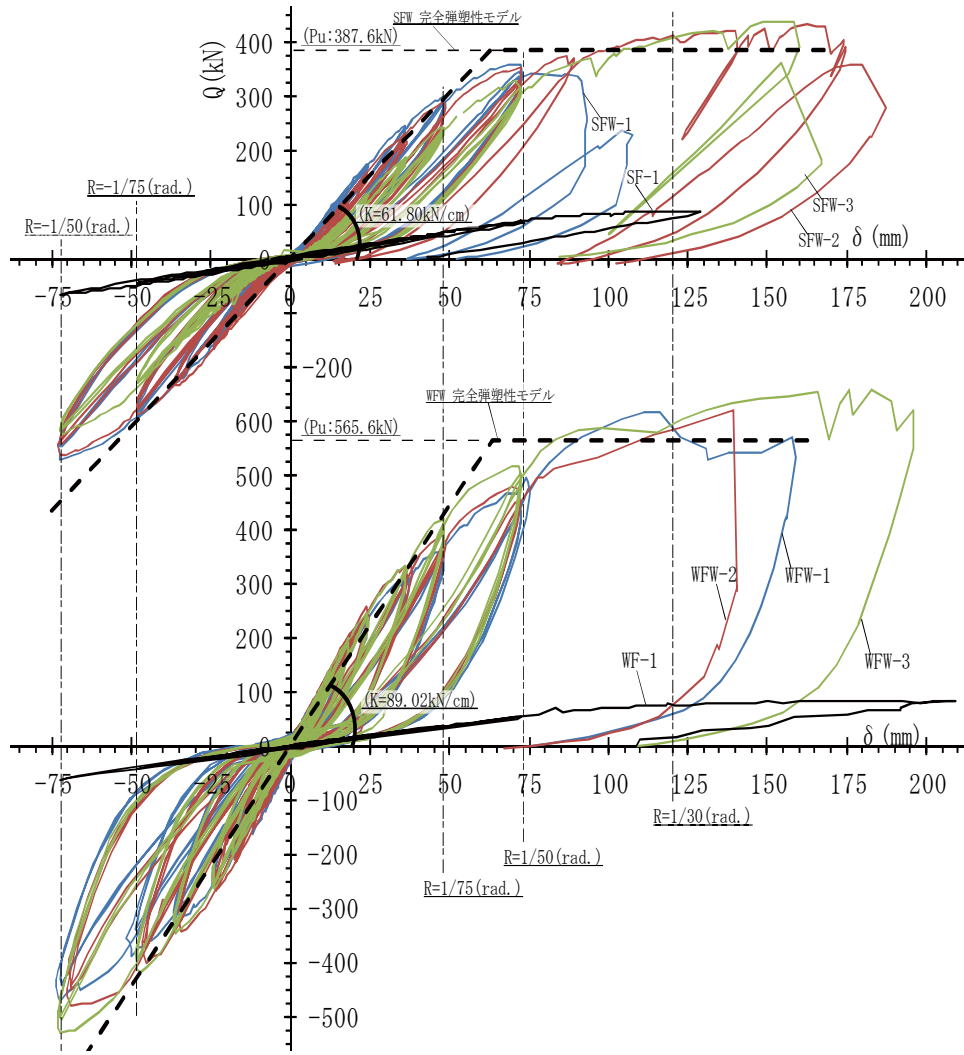
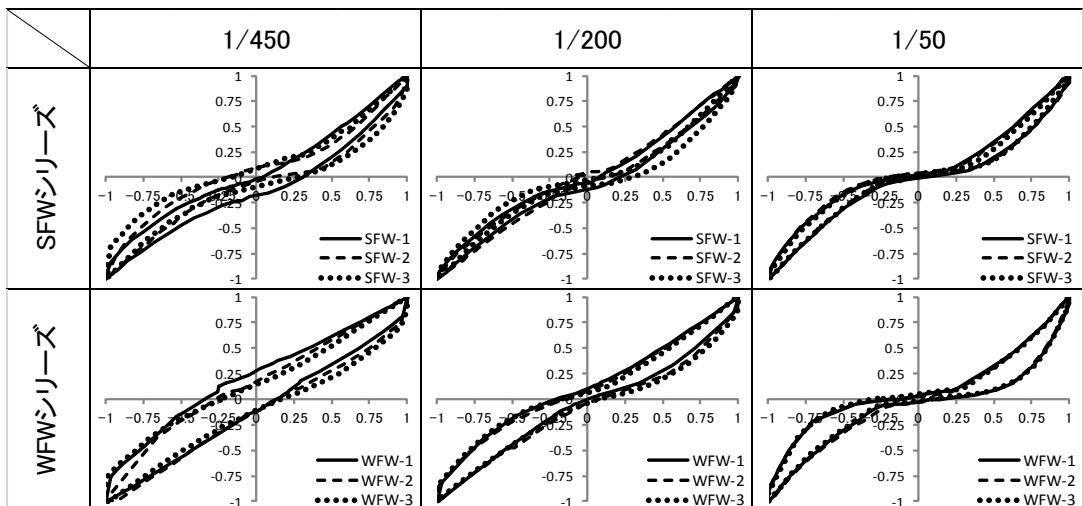


図 3.4-8 各試験体の履歴曲線

表 3.4-5 各試験体の無次元化履歴曲線



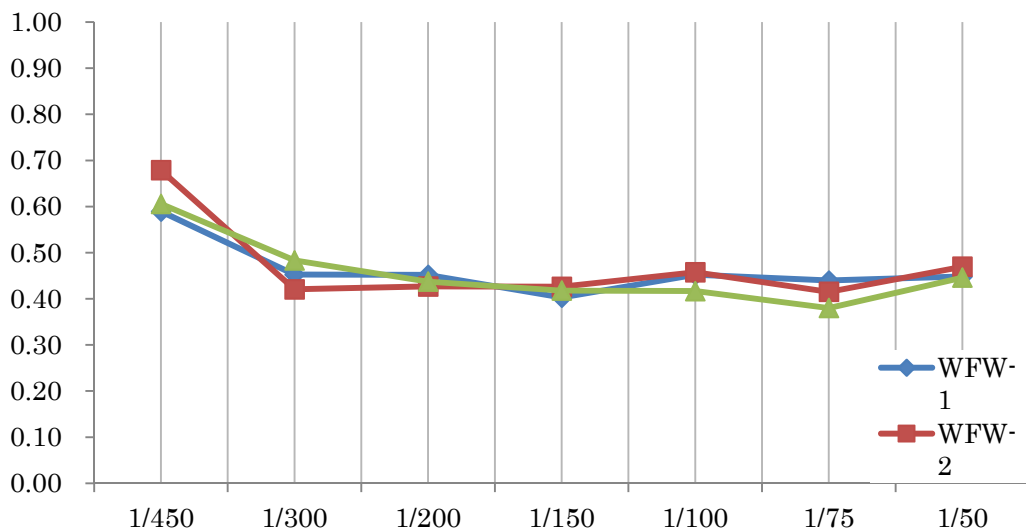
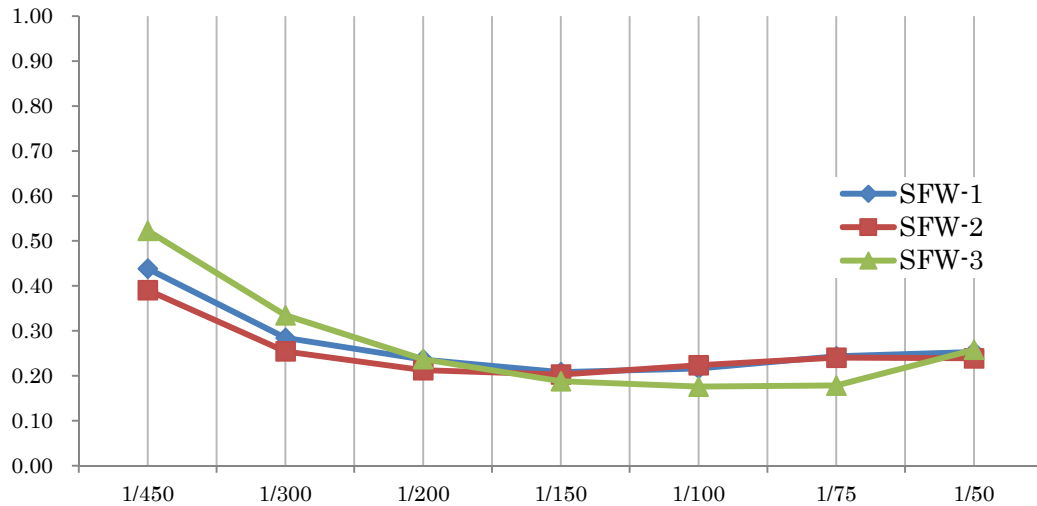


図 3.4-9 無次元化ループ面積の推移(3 サイクル目)

(3) 構造特性係数 (Ds 値)

構造特性係数(Ds 値)は、表 3.4-4 に示すとおり、実験より得られた履歴曲線より枠組壁工法建築物構造計算指針³⁻⁵⁾の評価方法に基づき算出する。なお、SFW-1 は R=1/48 にて柱脚ダイアフラムの溶接部が破断したため、SFW-1 の R=1/50 以降の実験結果は評価対象から除外する。

各試験体の Ds 値の平均値は、SFW 試験体で 0.51、WFW 試験体は 0.49 となり、両シリーズで大きな差は見られなかったが、短期基準せん断耐力は両シリーズ共に終局時まで耐力低下を生じることはなく、SFW 試験体は 154.2kN、WFW 試験体は 230.0kN (いずれも平均値) であり、SFW 試験体に比べて WFW 試験体の方が約 1.5 倍上昇する結果となった。

(4) ひずみ性状

a) 鉄骨フレーム

鉄骨フレームの歪性状の代表例として、正加力側の柱頭部の外側及び内側(計 2 カ所)の作用せん断力-歪関係を図 3.4-10 に示す。

柱頭部では、SF, WF, SFW 試験体は変形角 $R=1/50\text{rad}$ (点線) で内側又は、外側が降伏歪に達し、その後ひずみが増大する。これは剛性が低下し、変形が増大した時期とほぼ一致していることから、試験体の降伏は鉄骨の曲げ降伏が支配的と考えられる。なお、WFW 試験体は、柱脚部等では大変形時に降伏歪に達したものが確認された。

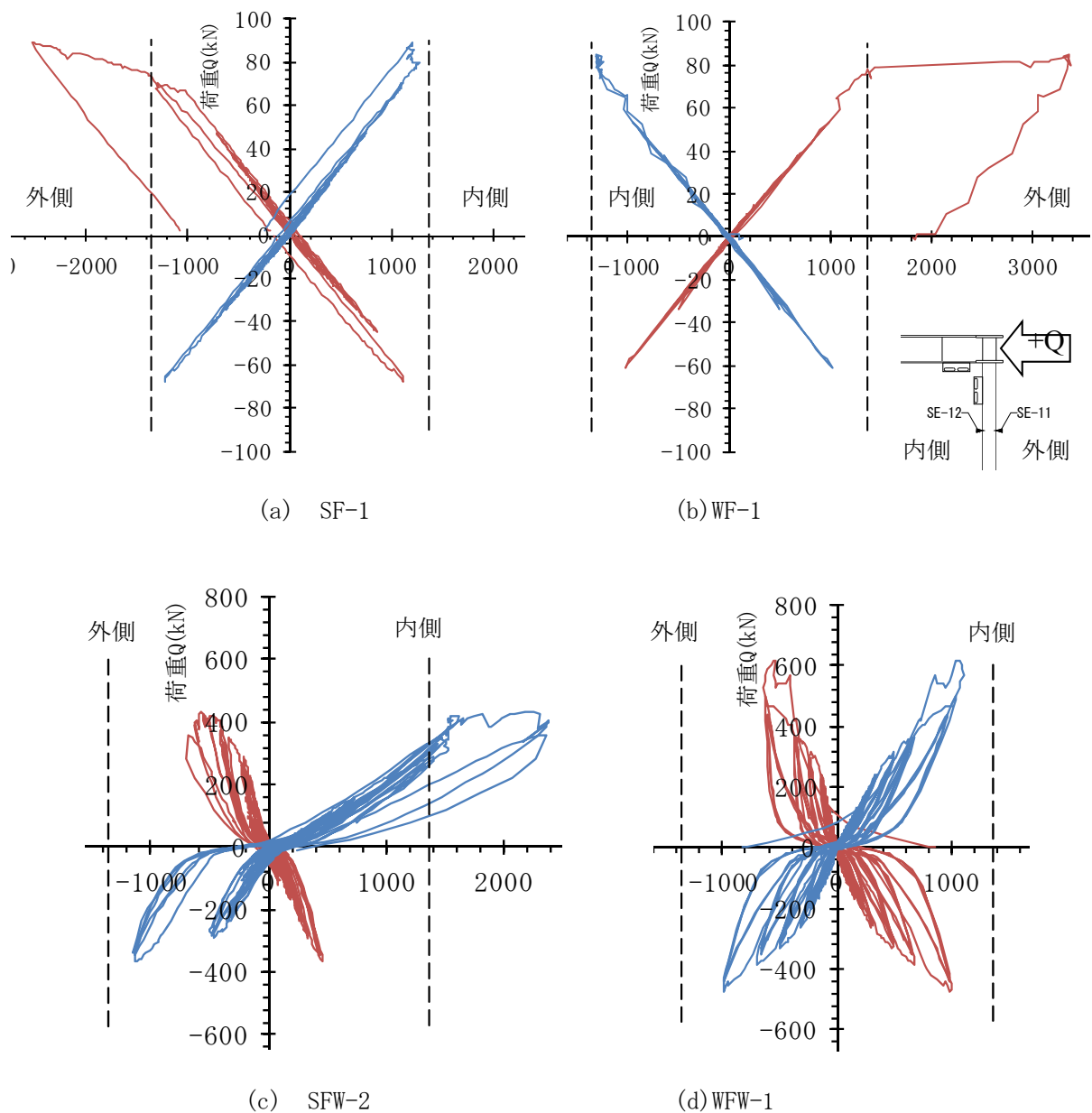


図 3.4-10 鉄骨フレーム柱頭歪性状

次に鉄骨フレームにて測定したひずみ結果より、鉄骨柱に作用する軸力、曲げモーメントおよびせん断力を、式 3.4-1~3.4-3 にて算出する。

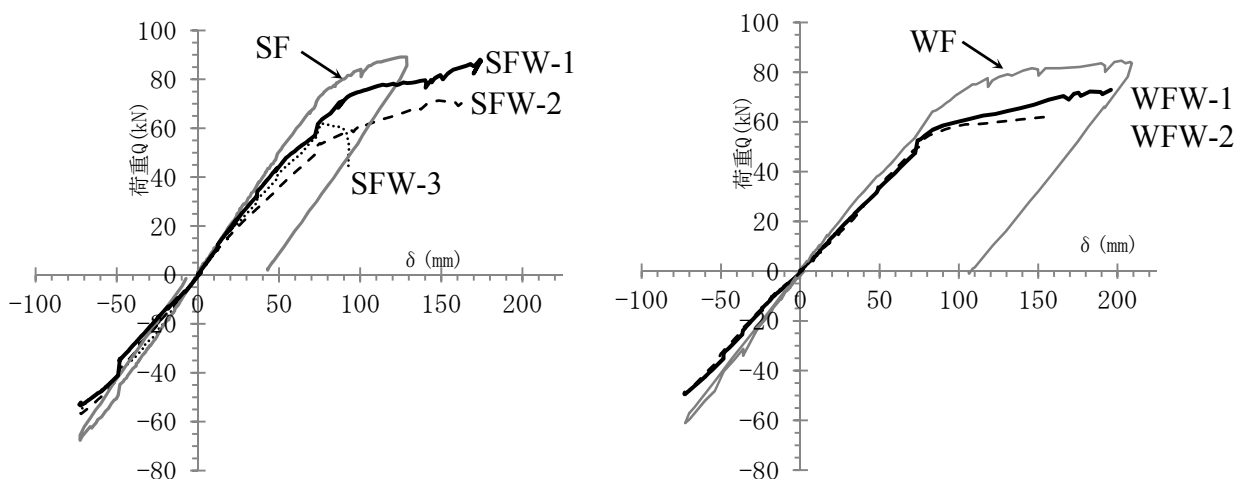
$$N_S = \varepsilon_{ave} \times E \times A = \{(\varepsilon_i + \varepsilon_{i+1}) / 2\} \times E \times A \quad \dots \dots \dots \text{式 3.4-1}$$

$$M_S = \varepsilon_{def} \times E \times Z = \{(\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}) / 2\} \times E \times Z \quad \dots \dots \dots \text{式 3.4-2}$$

$$Q_S = (M_T + M_B) / L \quad \dots \dots \dots \text{式 3.4-3}$$

- ここで、 N_s : 鉄骨フレームの柱軸力
 M_S : 柱頭および柱脚の曲げモーメント(T:柱頭, B:柱脚)
 L : 歪の測定間距離(2100mm)
 ε_{ave} : 鉄骨柱両面平均歪($\times 10^{-6}$)
 ε_{def} : 鉄骨柱両面歪差分($\times 10^{-6}$)
 E : 柱材のヤング率 ($E=205000 \text{ N/mm}^2$)
 A : 柱断面積($A=10000 \text{ mm}^2$)
 Z : 断面係数 ($Z=bh^2/6=166666 \text{ mm}^3$)
 i : 歪測定位置(i は奇数番号)

ここで、式 3.4-3 より得られた柱に作用するせん断力(Q_s)と、木質パネル無しの鉄骨フレームのみの試験体 (SF・WF) のと荷重変形の比較を図 3.4-11 に示す。この結果より SF と SFW 及び WF と WFW 試験体のいずれもほぼ同様の性状を示している事が確認された。



(a) SF 試験体と SFW 試験体

(b) WF 試験体と WFW 試験体

図 3.4-11 木質パネルの有無による Q_s の比較

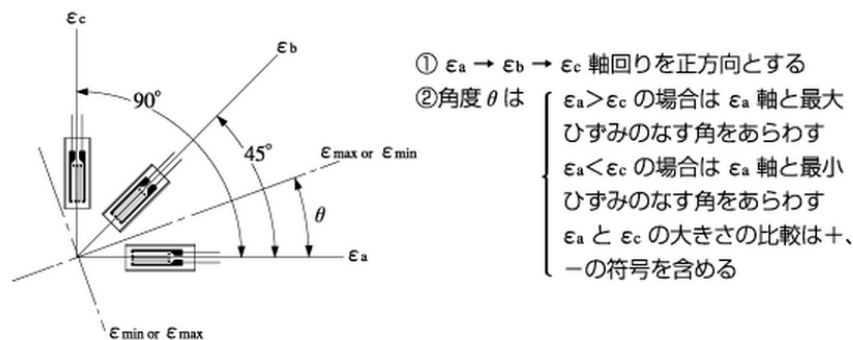
b) 木質パネル

木パネルは 3 方向ゲージを取り付けて測定を行う。また、その測定結果より、式 3.4-4~6 を用いて最大主ひずみ、最小主ひずみ、主ひずみ方向を算出した。

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left\{ \varepsilon_a + \varepsilon_c + \sqrt{((\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2)} \right\} \quad \dots \dots \dots \text{式 3.4-4}$$

$$\varepsilon_{min} = \frac{1}{2} \left\{ \varepsilon_a + \varepsilon_c - \sqrt{((\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2)} \right\} \quad \dots \dots \dots \text{式 3.4-5}$$

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_c}{\varepsilon_a - \varepsilon_c} \right\} \quad \dots \dots \dots \text{式 3.4-6}$$



SFW, WFW 試験体の代表的な各ひずみ測定結果および同式を用いて算出した主ひずみを図 3.4-12(a)~(d)にそれぞれ示す。

ひずみ測定結果より、特に木質パネル隅部において水平方向のひずみ値が大きい傾向を示し、パネル中央部では 45 度方向にひずみ値が大きい傾向を示すことが確認された。

また同測定結果から算出された主ひずみ算出結果においても、木質パネルの引張方向にはひずみ値は大きく現れず、木質パネルには引張力は負担せず、水平外力に対して木質パネルに形成された圧縮ストラットにより、水平抵抗しているものと考えられる。

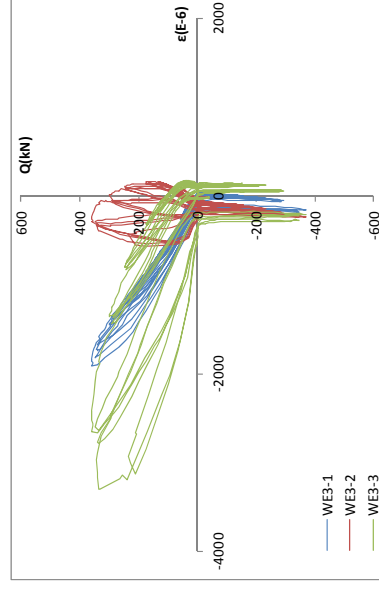
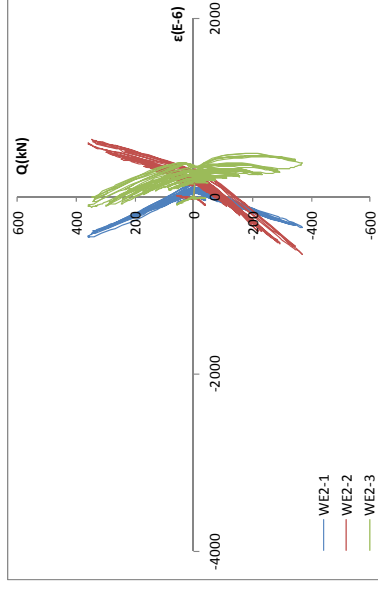
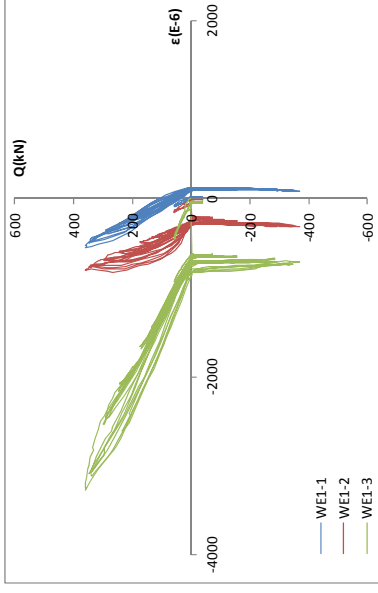
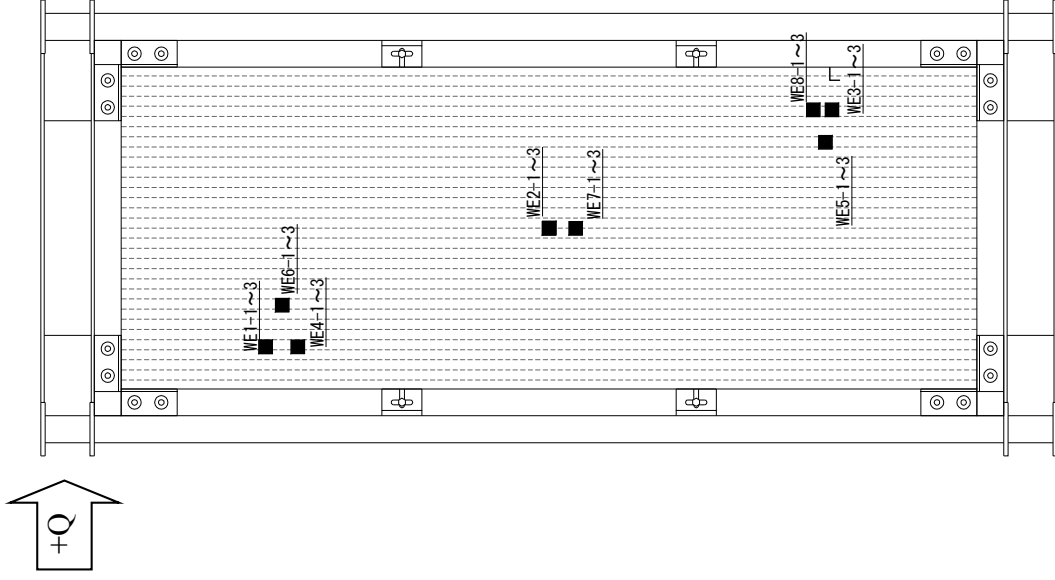


図 3.4-12 (a) SFW-1 木質パネルのひずみ測定結果

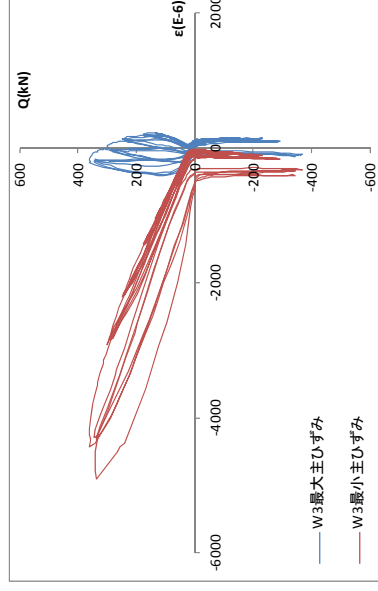
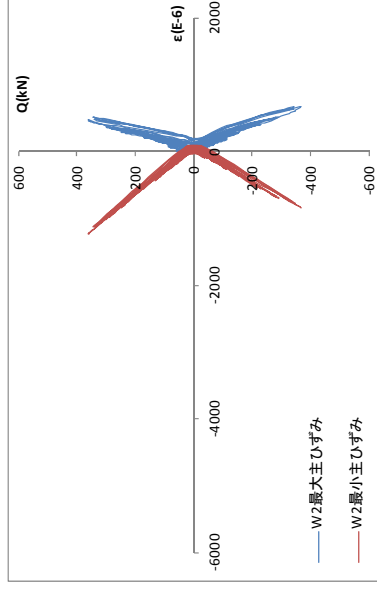
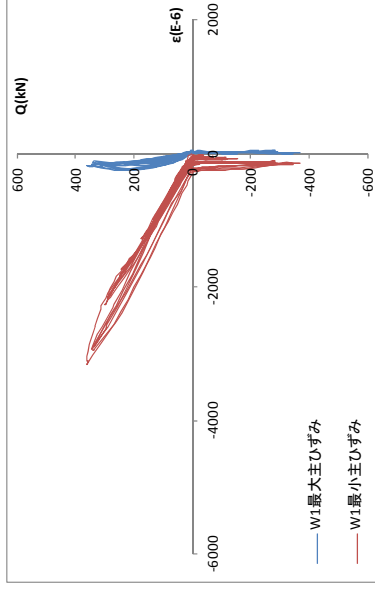
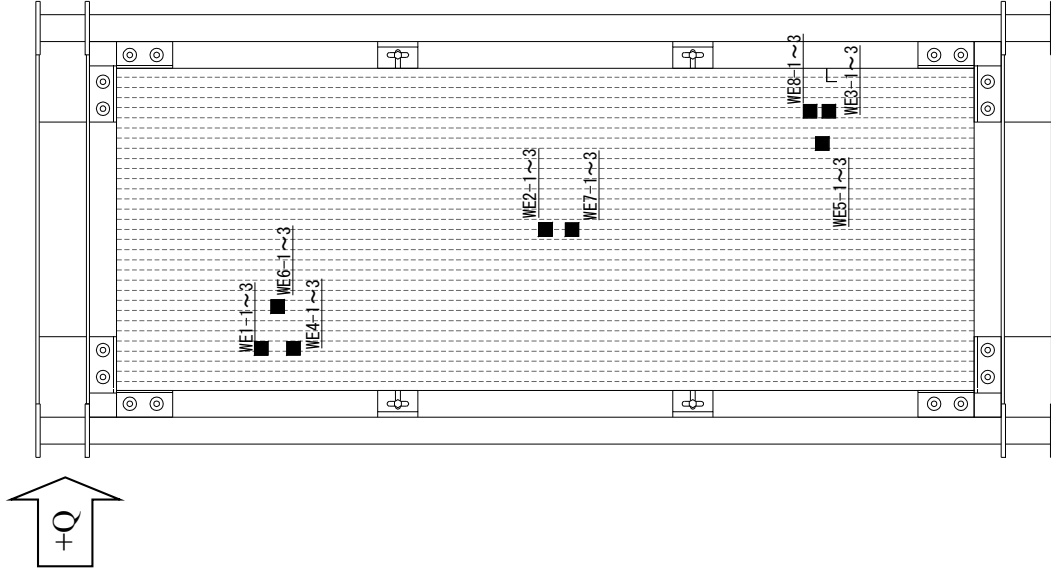


図 3.4-12 (b) SFW-1 木質パネルの主ひずみ算出結果

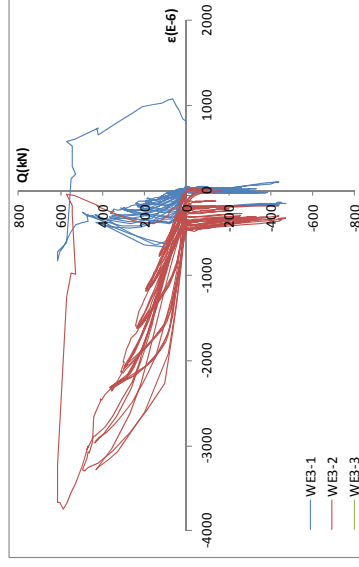
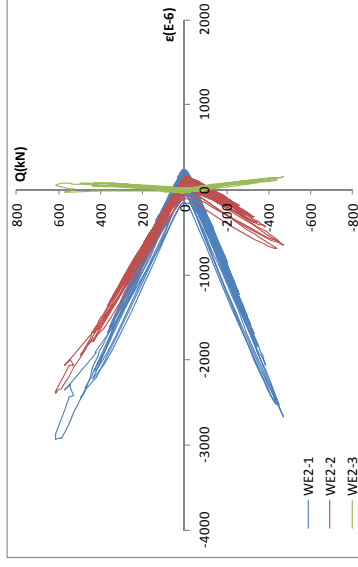
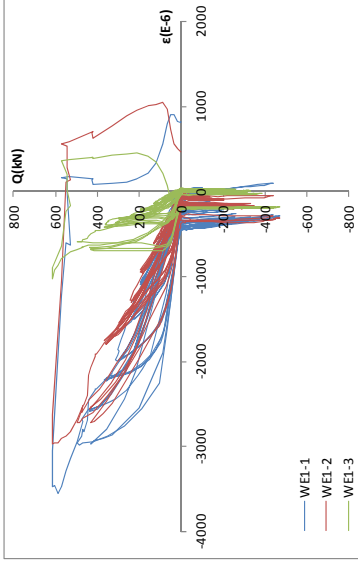
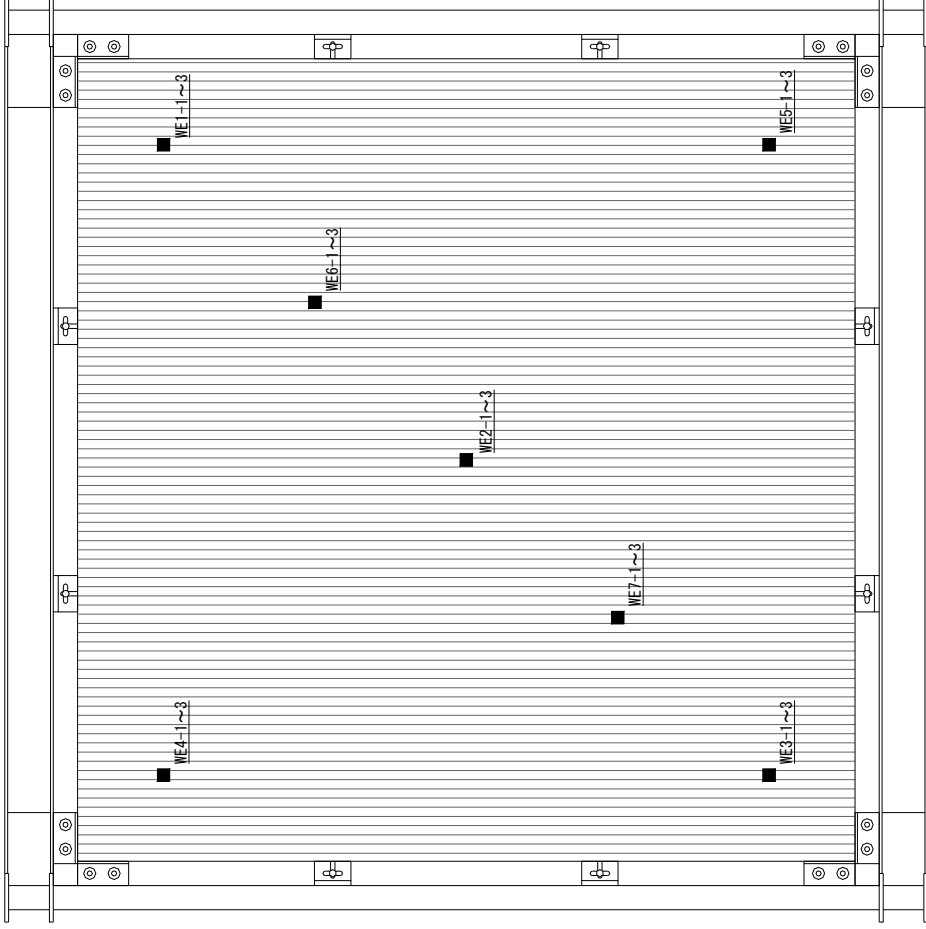


図 3.4-12 (c) WFW-1 木質パネルのひずみ測定結果

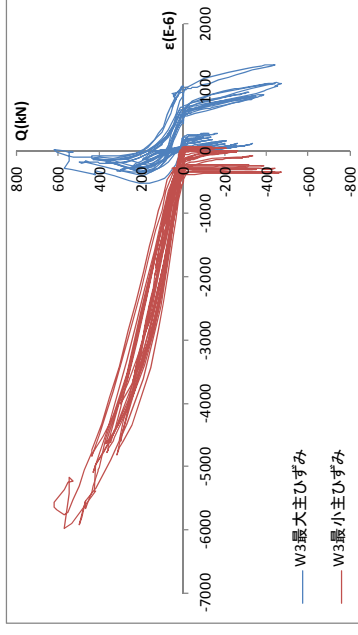
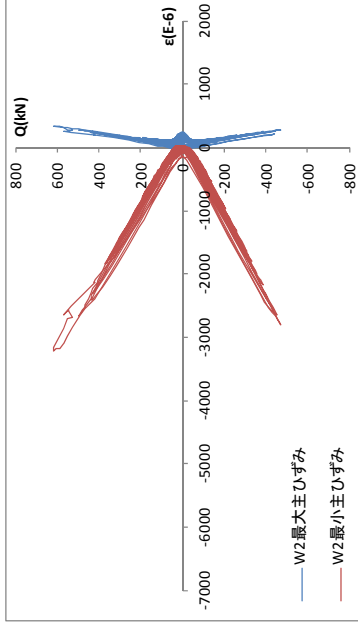
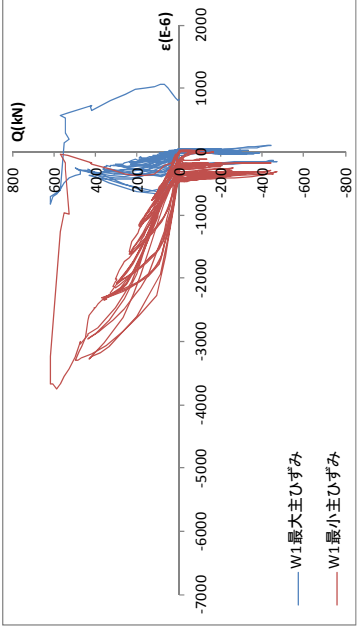
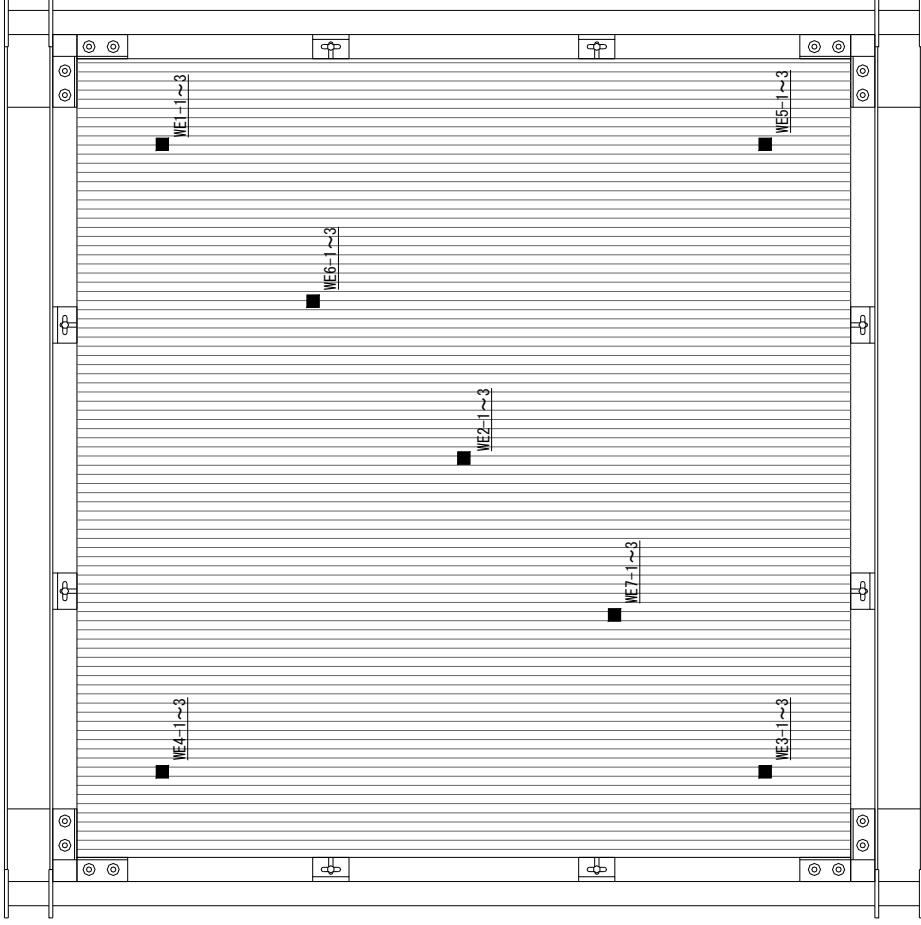


図 3.4-12 (d) WFW-1 木質パネルの主ひずみ算出結果

さらに、ここで得られた柱頭部の軸力および曲げモーメントと、試験体に作用する水平力との関係を図 3. 4-13 および 3. 4-14 にそれぞれ示す。

SF 及び WF 試験体はほぼ同様の性状を示したが、SFW・WFW 試験体は、加力側の柱には引張力が大きく発生し、圧縮力はほぼ負担していない結果が得られた。また柱頭に作用する曲げモーメントは、作用するせん断力に関わらず、各試験体ともほぼ同じ性状を示した。

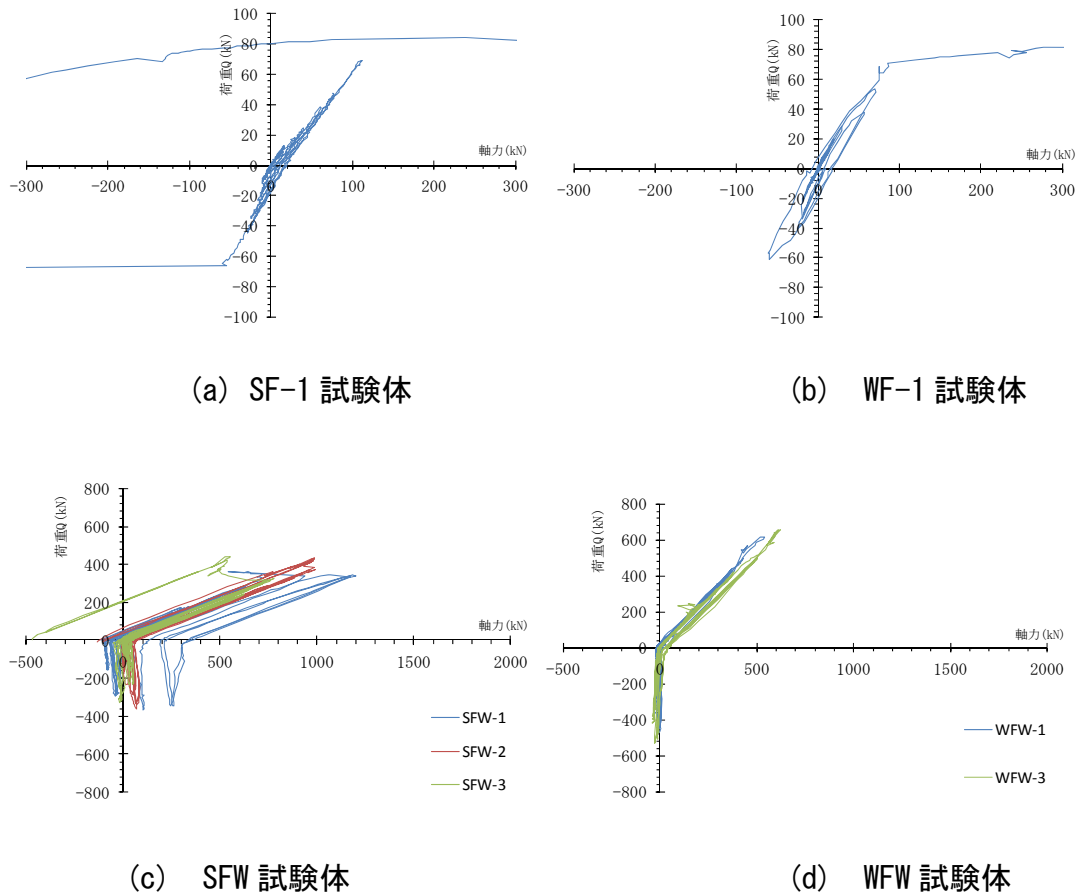
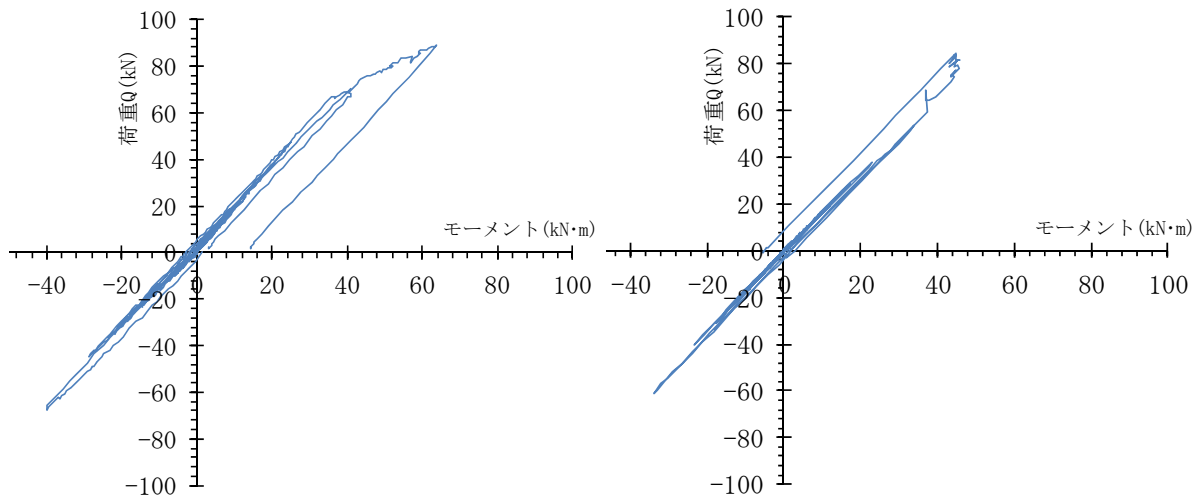
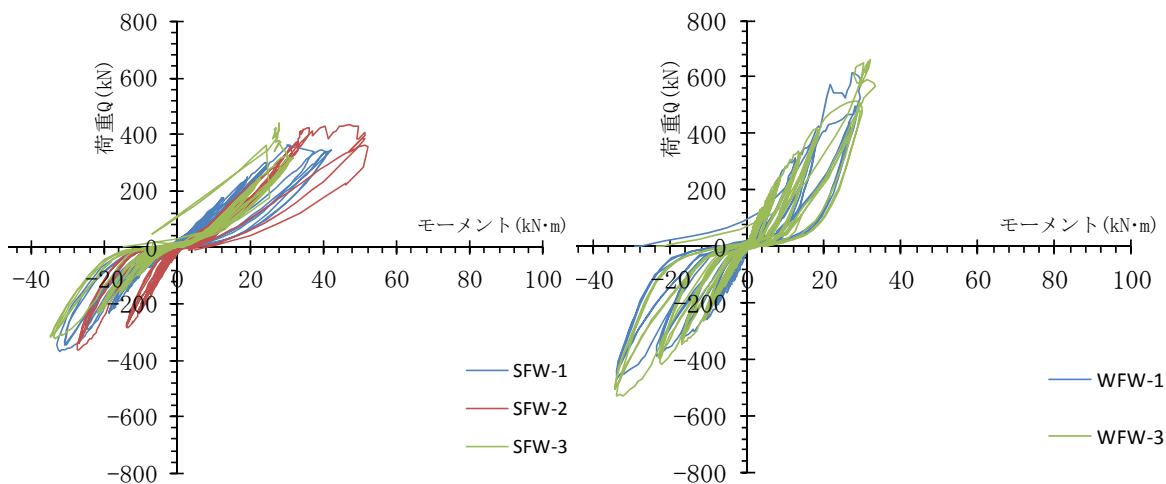


図 3. 4-13 各試験体の作用せん断力と柱頭部の軸力関係



(a) SF-1 試験体

(b) WF-1 試験体



(c) SFW 試験体

(d) WFW 試験体

図 3.4-14 各試験体の作用せん断力と柱頭部の曲げモーメント

さらにここで得られた鉄骨フレームの柱頭部の欠く加力ステップにおける曲げモーメントと軸力との関係を図 3.4-15 に示す。なお図中の点線は柱材の降伏線を示す。SFW・WFW 試験体については、鉄骨フレームに作用するせん断力と SF・WF 試験体の荷重変形関係はほぼ同様の性状を示した。また試験体の弾性域における木質パネルの負担せん断力と、鉄骨柱の負担せん断力との負担割合は 8:1 であり、WFW 試験体については 9:1 であった。

本結果より、SFW 試験体は降伏線と重なる 1/75rad 付近で、WFW 試験体は 1/50rad 付近で鉄骨柱が降伏しているものと考えられる。各試験体の柱が降伏する時期が異なるのは、試験体のスパンと高さ比が異なることから、鉄骨柱が負担する軸力に差異が生じているためであると考えられ、この傾向も前節において考察された鉄骨フレームのひずみ結果より得られた鉄骨柱の降伏のタイミングと概ね一致している。

以上の結果より、水平荷重時に木質パネルには圧縮力が負担し、これに取り付く鉄骨フレームには木質パネルにより生じる引張力が負担していると考えられる。

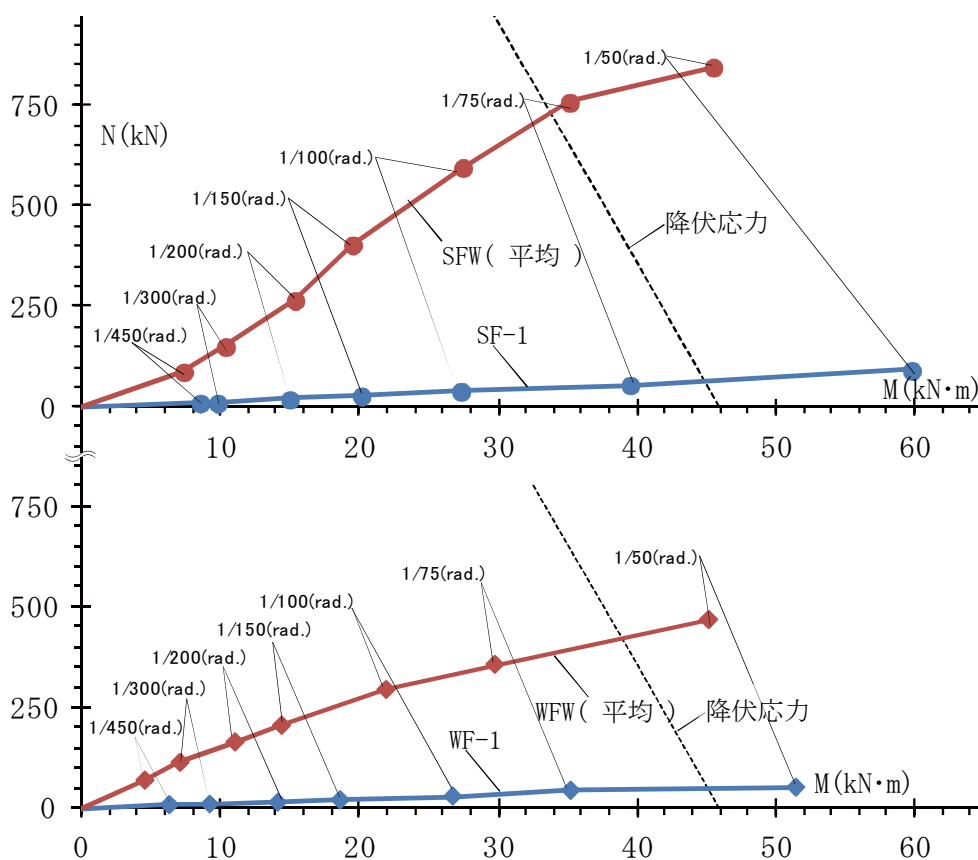


図 3.4-15 鉄骨柱の軸力および曲げモーメントの相関

(5) 木質パネルと鉄骨フレームのせん断力分担

本節で得られたひずみ測定結果より、鉄骨フレームのせん断力(ΣQ_s)および木質パネルが負担するせん断力を算出し、SFW および WFW 試験体のそれぞれについて、SF および WF 試験体の結果との比較を行い、フレーム全体に作用するせん断力 Q と、鉄骨柱より算出した Q_s の差分を木質パネルが負担するせん断力 Q_w として、式 3.4-7 により算出し、本式より得られた Q_s 、 Q_w 及び包絡線を図 3.4-16(a)(b)にそれぞれ示す。

$$Q_w = Q - Q_s \quad \dots \dots \dots \text{式 3.4-7}$$

以上より、本節で示した方法により、本工法を構成する各要素が、想定どおりの応力状態にて水平抵抗していることが明らかになったとともに、鉄骨フレームと木質パネルの水平抵抗分担率を明らかにすることができた。

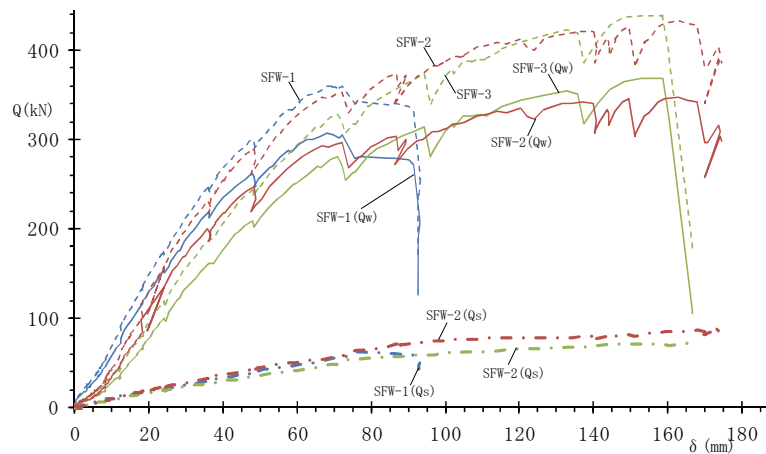


図 3.4-16(a) SFW のせん断力分担状況

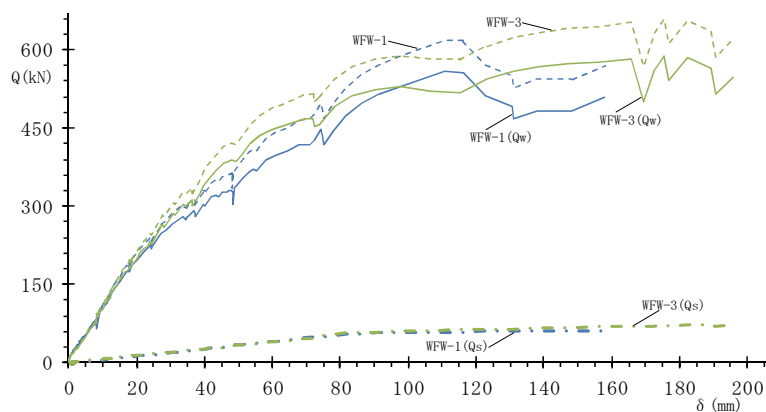


図 3.4-16(b) WFW のせん断力分担状況

3.4.5 本節のまとめ

本研究では、スタックラミナパネルを用いた木と鋼のハイブリッド耐震壁の実大寸法のせん断実験を行い、耐力・初期剛性および構造特性係数を実験的に得ることができた。

本節で得られた成果は下記の2点である。

- ① 本工法の耐力，初期剛性および構造特性係数を得ることができた。
- ② 木質パネルと鉄骨フレームのせん断力の分担率が明らかになった。

3.5 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド耐震壁の構造設計への適用

3.5.1 解析概要

本節では、本実験に用いた試験体の解析モデルを作成し、得られた結果との解析的な比較検証を行う。解析モデルは図 3.5-1 に、解析モデルの入力値は表 3.5-1 にそれぞれ示す通り、鉄骨フレームは柱および梁を線材モデルに置換し、柱梁接合部は剛接合とし、脚部はピン支持とする。また木質パネルは有限要素によりメッシュ分割された板要素とする。

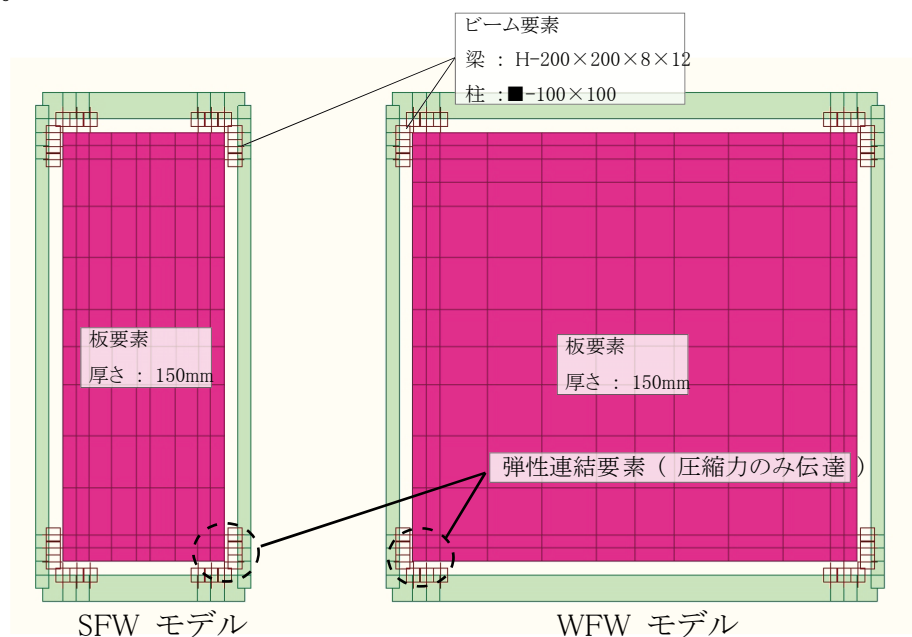


図 3.5-1 解析モデル図

表 3.5-1 解析モデルの入力値

部材	要素タイプ	材質	弾性係数(N/mm ²)		ポアソン比	モデル名	配置位置	剛性入力値
柱 梁	ビーム	SS400	2.05*10 ⁵		0.3	SFW	梁-パネル	5.5 × 10 ⁵
		SN490					柱-パネル	2.0 × 10 ⁵
木パネル	板要素 (直交異方性)	-	繊維方向	7.89 × 10 ³	0.4	WFW	梁-パネル	2.2 × 10 ⁴
			直交方向	7.00 × 10 ²			柱-パネル	8.0 × 10 ³

接合金物 I および II は、接合金物と木質パネルの接触部分を節点が共有できるような有限要素分割を行う。さらに鉄骨フレーム側に設置した接合金物 I と、木質パネル側に設置される接合金物 II との境界部分については、水平加力時に木質パネルに作用

せん断力は端部において圧縮力となり、木質パネルと鉄骨フレーム間の相互に応力伝達するが、非加力側において、接合金物は引張力を負担しない。

本解析モデルにおいて、相互を連結する要素は、非加力側において引張力を負担しない連結要素とし、この接合金物同士が非加力側にて離間したときの状態を解析的に再現する。弾性連結要素の初期剛性の評価においては、木質パネル単体のヤング率(本編第 2 章参照)、鉄骨フレームおよび接合金物の鋼材の剛性のほかに、接合金物 I と木質パネル境界部分とのめり込み剛性については、等変位めり込み基準式 (式 3.5-1, 3.5-2) より求められた剛性値 (値は表 3.5-1 参照) を連結要素に与える。

$$K_1 = x_p y_p C_x C_y \cdot E' / Z_0 \quad \dots \dots \dots \text{式 3.5-1}$$

$$C_x = 1 + \frac{2Z_0}{3X_p} \begin{pmatrix} \frac{3x_1}{2-e^{2Z_0}} & \frac{3x_2}{-e^{2Z_0}} \end{pmatrix}, C_y = 1 + \frac{2Z_0}{3nX_p} \begin{pmatrix} \frac{3ny_1}{2-e^{2Z_0}} & \frac{3ny_2}{-e^{2Z_0}} \end{pmatrix} \quad \text{式 3.5-2}$$

ここで、E' : 全面横圧縮ヤング係数 (E'=1/25E0)

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数 (n=5)

これら木質パネル、鉄骨フレームおよびこれらの連結要素となる接合金物を一体化させ、1層1スパンの弾性解析を行う。

3.5.2 解析結果および初期剛性・耐力の評価

解析結果を表 3.5-2 および図 3.5-2 に、本工法の耐荷機構を図 3.5-3 に示す。また解析結果と実大実験結果との比較を図 3.5-4 にそれぞれ示す。以下に初期剛性および耐力の実験値との比較結果を述べる。

表 3.5-2 解析結果

試験体	降伏耐力					最大荷重Pmax			
	接合金物 I との接触長さ (mm)	ストラット幅 (mm)	ストラットとなす角度	ハンキンソン式から求まる $\sigma\theta$	降伏耐力解析値 cPy (kN)	ストラット幅 (mm)	ストラットとなす角度	ハンキンソン式から求まる $\sigma\theta$	最大荷重解析値 cPy (kN)
SFW	550	226	24	17.5	241	411	60	7.1	436
WFW	550	430	51	7	350	700	45	6	632

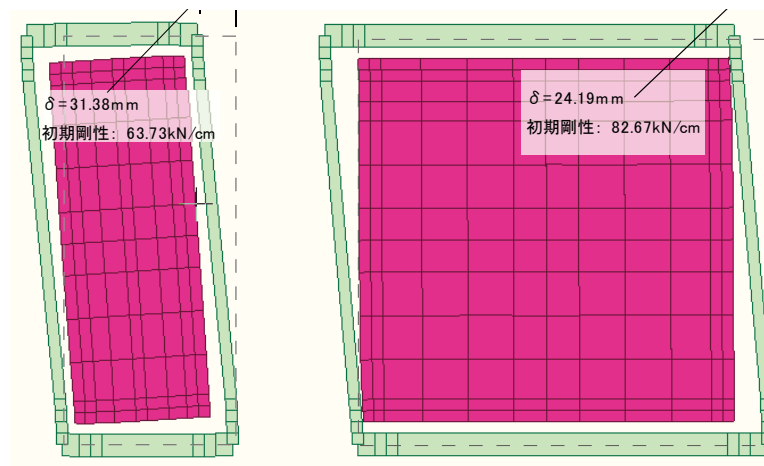


図 3.5-2 解析結果 (200kN 載荷時)

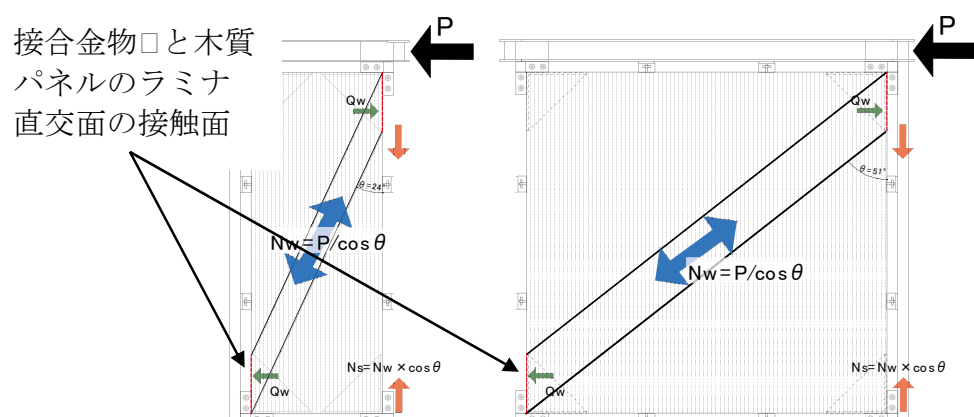


図 3.5-3 耐荷機構

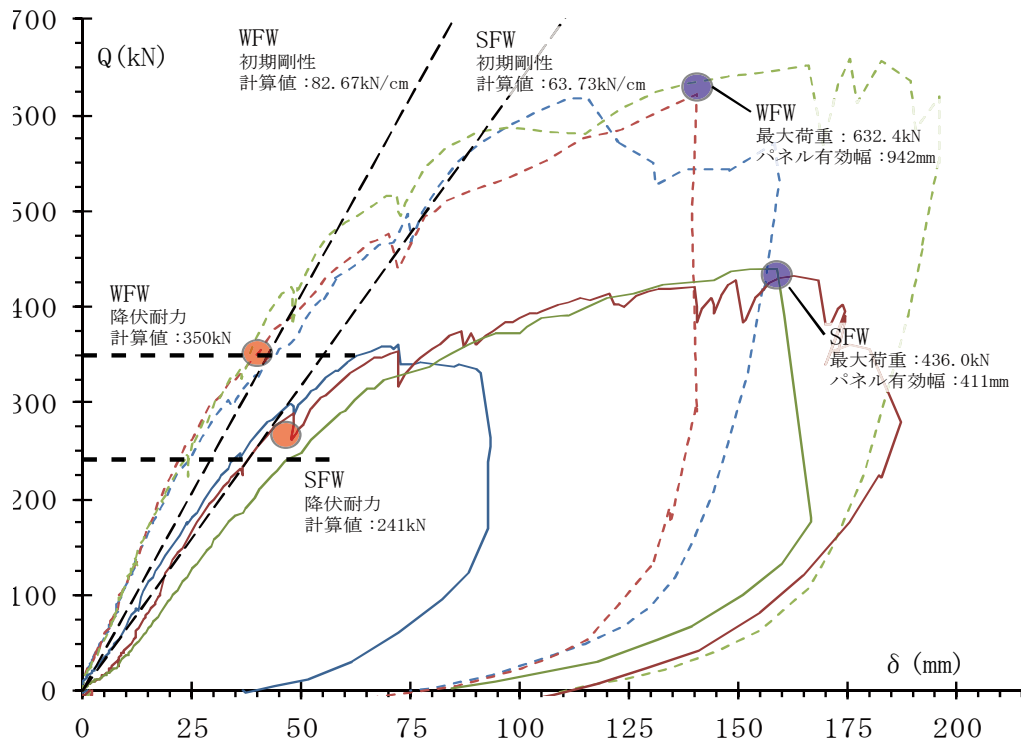


図 3.5-4 実験結果と解析結果との比較

(1) 初期剛性

本解析結果より得られた初期剛性は、SFW は 63.73kN/cm、WFW は 82.67kN/cm となり、今回採用した木質パネル端部の剛性算出法方を用いることにより、概ね実験結果の平均値 (SFW:61.80kN/cm、WFW:89.02kN/cm) と一致することが確認された。

(2) 耐力

本耐震壁に水平力が作用した時、木質パネルには圧縮ストラットが形成され、また鉄骨フレームを構成する柱部材には、それにつりあう引張力が作用する。この状態における各耐力の評価方法を以下に述べる。

a) 降伏耐力

木質パネルに形成される圧縮ストラット幅は、破壊性状より木質パネルの横圧縮力によるめり込み性状が支配的であった点から、応力を負担する面積は図 3.5-3 に示すとおり、ラミナ直交面と接合金物 I が接触する面積から算定する。この状態における降伏耐力は、ハンキンソン式によるラミナ材の積層方向となす角度から求められる圧縮強度 σ_{θ} より算出される。この推定値と実験結果を比較すると、SFW においては木質パネルの端部のめり込み応力度と鉄骨柱の降伏耐力がほぼ同時に生じており、また WFW

については、木質パネルの端部のめり込み応力度と、それぞれ実験値がほぼ一致することが確認された。

b) 最大荷重 P_{max}

実験結果より得られた最大荷重 P_{max} 時に木質パネルに作用する主応力度の等高線分布を図 3.5-5 にそれぞれ示す。最大荷重 P_{max} 時には同図に示す通り、接合金物 I の端部を結んでできるストラット幅に対して、木質パネル中央付近にて SFW 試験体は等高線形状からストラット幅が減少する傾向を、WFW 試験体においては広がる傾向を示した。ハンキンソン式を用いて算出された木材の圧縮ストラットのなす角より求められる応力度を用いて、実験より得られた最大耐力時のストラットに作用する圧縮力を負担する断面積を求めた結果、この傾向と概ね一致することが確認された。

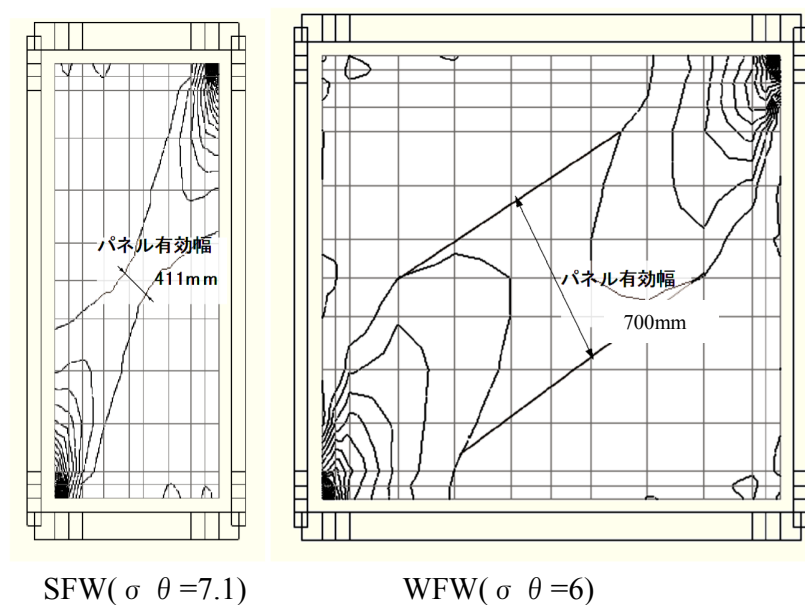


図 3.5-5 パネルの主応力度の等高線分布（最大荷重 P_{max} 時）

3.5.3 本節のまとめ

スタックラミナパネルを用いた木・鋼ハイブリッド耐震壁の工法を提案し，実験結果と解析結果との比較を通して，初期剛性や耐力，および構造特性係数に関する設計に必要な資料を得ることができた。

本節で得られた成果は下記の2点である。

- ① 初期剛性は等変位めり込み基準式を用いて推定できた。
- ② 耐力については，3.2節で示したハンキンソン式を用いて，木材の圧縮ストラットのなす角より求められる応力度を用いて，実験より得られた最大耐力時のストラットに作用する圧縮力を負担する断面積を求め，降伏耐力および終局耐力を導くことができた。

第4章 本論文のまとめ

各章にて得られた成果は以下の通りである。

【第2章 木質主材に線材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学性状に関する研究】

「2.2 鋼製ボルトを用いた線材接合部の力学的性状に関する実験的研究」で得られた成果は下記4点である。

- ① SPF と LVL を用いたストラット材とボルト接合部を組み合わせた7種類の断面を用いて、ストラット材を含むボルト接合部の耐力・初期剛性および塑性率を得ることができた。
- ② ボルト接合部の軸方向載荷実験の結果、引張実験はボルトが木材にめり込み、その後最大荷重に達するが、圧縮実験は目立った損傷もないまま最大荷重に達し、その後割裂破壊が顕著に確認された。またボルト接合部の初期のスリップの影響により、引張実験結果と比べて、圧縮実験結果より得られた初期剛性、耐力および塑性率は、本実験の範囲においては高い性能が見られた。
- ③ ストラット材に SPF を用いた引張実験の結果、最大荷重 P_{max} に達した後は緩やかに荷重が低下する。一方、ストラット材に LVL を用いた場合においては最大荷重 P_{max} 以降に荷重が急激に低下する傾向が見られた。
- ④ ストラット材を SPF または LVL のいずれを選択した場合においても、ボルト接合部の引張実験結果と比較して、本実験の範囲においては圧縮実験結果のほうが耐力および塑性率のいずれも高い性能が得られた。

「2.3 鋼製ボルトを用いた線材接合部を有するトラス壁の力学的性状に関する実験的研究」で得られた成果は下記2点である。

- ① トラス壁の実験結果より、トラス壁に内蔵されたボルト接合部の引張側の力学性状は、ボルト接合部の引張実験のスリップ後の性状と同様の傾向を示した。また圧縮側については、ストラット材の割裂以降の剛性は引張実験の性状に近づく傾向が見られた。
- ② ボルト接合部の引張実験より得られた塑性率のばらつきを考慮した特性値 sD_s は、トラス壁の実験結果より得られた構造特性係数 D_s の実験結果と概ね近い傾向が見られた。

「2.4 構成ボルトを用いた線材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用」で得られた成果は下記の2点である。

- ① ドーム型構造の層の構造特性係数は、ストラット材およびボルト接合部の種別に関わらず、建物に作用する鉛直荷重が増加するにつれ大きくなり、ある荷重において最大値を示す。それ以上の軸力においては緩やかに減少していく傾向を示す。

- ② ドーム型構造の形状が一定で、かつ使用する部材が同一層で同じ断面であれば、ドーム型構造の規模や用途、またこれを構成する部材断面によらず、ボルト接合部を含むストラット材の特性値とドーム型構造の層の構造特性係数とはある一定の関係が見られた。

【第3章 木質主材に面材を用いた木鋼ハイブリッド構造の力学的性状に関する研究】

「3.2 木質主材が負担する圧縮力の角度と強度の関係に関する実験的研究」の成果は下記の2点である。

- ① $\theta = 30$ および 45 度試験体においては、ラミナ材の積層方向に沿って試験体が割れ、それ以外は圧壊に至った。
- ② 実験より得られた圧縮強度(σ_{max})は、ハンキンソン式より求めた圧縮強度(σ_{θ})と概ね一致する傾向を示した。

「3.3 鋼製プレートを用いた面材接合部の追従性能に関する実験的研究」の成果は下記の2点である。

- ① 接合金物Ⅱは、加力時に面外移動はなく、応力を鉄骨フレームに伝達できる機構である。
- ② 木質パネルを拘束したまま除荷した結果、残留変形が 0.5mm で、接合金物Ⅱは内側に 1.5mm 程度移動した。この結果より接合金物の移動量は、 $1/3$ 勾配の関係から導き出せる値と一致し、木材の収縮時に皿ばねの効果により接合金物Ⅱが追従できる機構であることが確認された。

「3.4 鋼製プレートを用いた面材接合部を有するハイブリッド耐震壁の力学的性状に関する実験的研究」の成果は下記の2点である。

- ① 本工法の耐力、初期剛性および構造特性係数を求めることができた。
- ② 木質パネルと鉄骨フレームのせん断力の分担率が明らかになった。

「3.5 鋼製プレートを用いた面材接合部を有する木鋼ハイブリッド構造の構造設計への適用」の成果は下記の2点である。

- ① 初期剛性は等変位めり込み基準式を用いて推定できた。
- ② 耐力については、第2章で示したハンキンソン式を用いて、木材の圧縮ストラットのなす角より求められる応力度を用いて、実験より得られた最大耐力時のストラットに作用する圧縮力を負担する断面積を求め、降伏耐力および終局耐力を導くことができた。

以上の2種類の支圧接合方法に着目した研究成果を通して、第1章では図4-1に示すとおり、木と鋼の特徴を5つのキーワード「軽量、加工性、適材適所、品質の安定性、耐火性能」で示しているが、第2章および3章で述べた内容は、それぞれ図4-2に示すとおり、特に構造体の力学的性状に寄与する以下のふたつのキーワードに関連していることがわかる。

「適材適所」・・・木材は圧縮、鋼材は引張に使用する（本論第3章）

「品質の安定性」・・・材のばらつきを評価する（本論第2章）

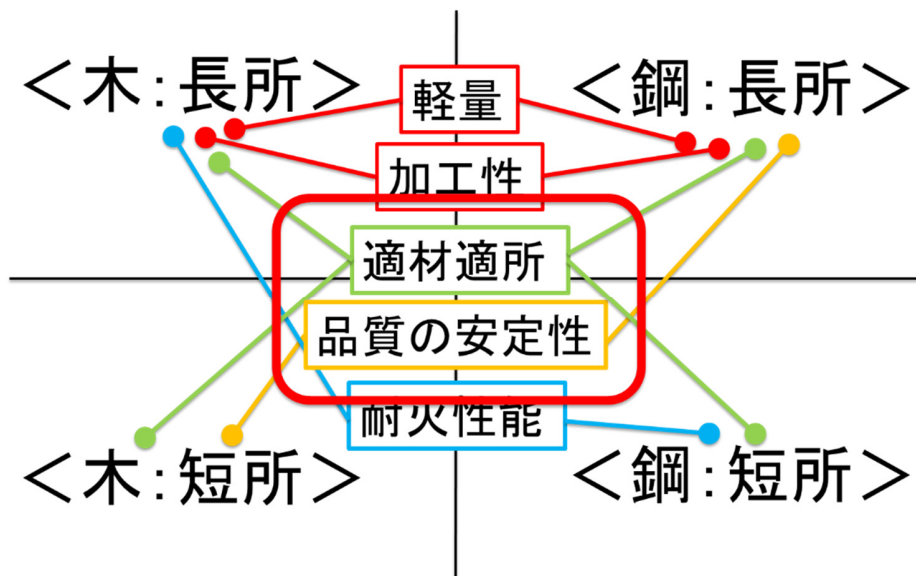


図4-1 木と鋼の特徴の整理（2）

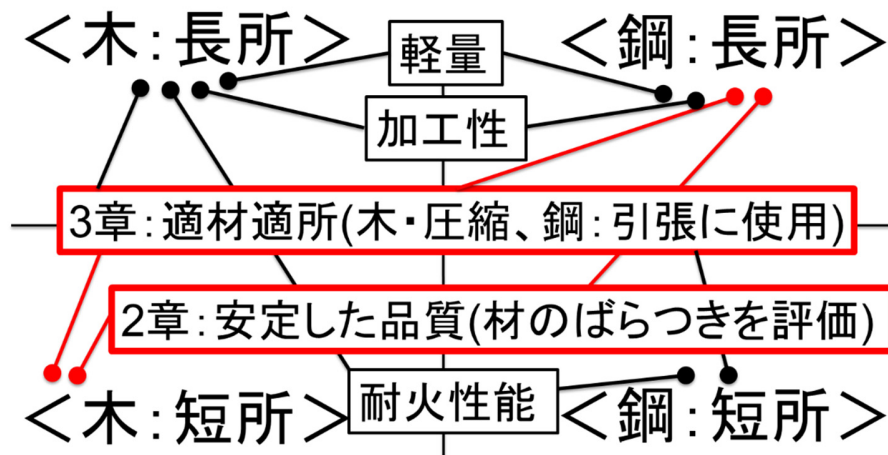


図4-2 木と鋼の特徴と本研究との関連


最後に、木と鋼のハイブリッド構造の支圧接合部を設計する際の留意点として、表4-1にまとめる。

木主材に線材を用いる場合は、鋼支圧接合部はボルトを用いたせん断接合部が一般的であり、その際には木材の強度のみならず、変形性状についても、ばらつきを適切に評価する必要がある。また木材のばらつきに影響を与えない設計方法のひとつとして、木材の割裂ではなくボルトの曲げ降伏型のモードが先行するような配慮も望ましい。

木主材に面材を用いる場合は、鋼支圧接合部は乾燥収縮や施工性の観点から面タッチ接合が望ましい。その際には木材には圧縮力を、鋼材には主に引張力を負担させる構造システムが、強度はハンキンソン式にて推定できるとともに、木と鋼のハイブリッド構造全体として木材の品質（ばらつき）に影響されない、安定した接合法となることも留意すべき点として挙げられる。

表 4-1 支圧接合部の設計上の留意点

鋼 支圧接合部	木主材	
	線材	面材
せん断接合 (ボルト)	木材の強度・変形のばらつきを適切に評価する	(乾燥収縮時の木材の拘束による割れ，ボルト多数配置による施工性の懸念点)
面タッチ接合 (プレート)	—	木：圧縮，鋼：引張を負担させる構造システムがより安定した性能を発揮する。



弱点を改善するための方法

以上、本論文の結論として研究成果を総括し、主材である木材を線材、および面材を用いた2種類の木鋼ハイブリッド構造の研究を通して、『木と鋼』という異なる二つの素材が混成して生まれる『ハイブリッド構造の支圧接合部』に着目し、構造実験および解析検証を通して力学的性状を把握し、これらに適した構造設計法を提案することができた。

【謝 辞】

筆者が本論文を執筆する機会を与えてくださいました，東京電機大学未来科学部建築学科教授立花正彦 博士におかれましては，筆者の学生時代から 25 年以上の長きにわたり，常に懇切丁寧なご指導やご鞭撻を賜りました。この場をお借りして，ここに深く謝意を申し上げます。

本論文審査に携わってくださいました以下の諸先生方におかれましても，ご多忙にも関わらず，本論文の審査の過程でさまざまなご指導を賜りました。ここに深く謝意を申し上げます。

東京電機大学未来科学部 建築学科 教授 朝山 秀一 博士
東京電機大学未来科学部 建築学科 准教授 山川 誠 博士
東京電機大学理工学部 建築・都市環境学系 教授 安田 進 博士
京都大学生存圏研究所 生活圏構造機能分野 教授 五十田 博 博士

筆者が本学在学当時の所属研究室の指導教官でした東京電機大学名誉教授 中野清司博士 より，卒業論文や修士論文執筆を通して，論文作成のために必要な基礎のご指導を賜りました。また筆者が学生時代のみならず，社会人となったあとも，大変貴重なご指導やご助言を賜りました。ここに深く謝意を申し上げます。

筆者が大学 4 年生の卒業研究の実験全般についてご指導賜りました金森洋史様（清水建設株式会社技術研究所，工学博士），および大学院生の修士研究の実験および報告書作成の際にご指導賜りました高野均様（オフィス.T，工学修士）の各位より，研究開発実務を通して，論文執筆に必要な一般的な基礎を学ぶ貴重な機会をいただきました。ここに深く謝意を申し上げます。

第 1 章の内容は，本論文の背景となる既往の研究成果および建築作品事例の調査として筆者も委員を務めた「新ハイブリッド構造建築の事例分析と設計課題に関する小委員会（日本鋼構造協会）」により発行されたテクニカルレポートの内容を一部引用したものであり，本レポートの執筆を通して，各委員の皆様からさまざまな最新情報や知見をいただきました。またこれらの事例の調査分析については，高橋澄子様（本学平成 21 年度卒業）のご協力を得ました。

第 2 章の内容は，東京電機大学と株式会社アール・シー・コアの共同研究で得られた成果が含まれており，本開発研究に従事する機会を与えてくださいました原田喜秀様，河野光邦様をはじめと

する株式会社アール・シー・コアの関係各位，また本実験の実施に関して徳安義則様（トクテック建築設計事務所），鈴木譲様（本学大学院平成 24 年度修了，現在鈴木工務店所属），遠藤未希様（本学大学院平成 26 年度修了，現在茨城県庁所属），芥川豪様（本学大学院平成 26 年度修了，現在株式会社エナ・デザインコンサルタンツ所属），トラス壁の実験に際し，押田光弘様（本学大学院平成 13 年度修了，工博），岡田賢様（本学大学院平成 27 年度修了，現在さいたま市役所所属），増山和憲様・末吉隆宏様（本学大学院生）のご協力を得ました。

第 3 章の内容は，東京電機大学と株式会社平成建設との共同研究で得られた成果に基づくものであり，本開発研究に従事する機会を与えてくださいました角田充様，逸見康彦様（当時），奥村賢史様をはじめとする株式会社平成建設の関係各位，また本工法開発および実験の実施に際し，法政大学教授網野禎昭博士，岡部実様（ベターリビングつくば試験センター，農博），深沢協三様（中央技術研究所，工博），芥川豪様（本学大学院平成 26 年度修了，現在株式会社エナ・デザインコンサルタンツ所属），岡田賢様（本学大学院平成 27 年度修了，現在さいたま市役所所属）にご助言・ご協力を賜りました。また本プロジェクトを実行するにあたり，筆者の所属会社の同僚の後藤一真様，藤原圭吾様（以上，アラップ）のご協力を得ました。

第 2 章および 3 章の内容は，筆者の所属会社のプロジェクトとして従事したものです。そしてこれらの開発業務を通して，本論文を執筆する諸データを得ることができました。本論文を執筆するにあたり，筆者の所属会社の日本における代表である小栗新様，および筆者の上司である柴田育秀様（以上，アラップ）および金田充弘様（アラップ，東京藝術大学准教授）のご理解・ご配慮をいただきました。また英文要旨作成においては，三宅平真様（アラップ）より助言をいただきました。

以上に加えて，これまでご指導くださいました諸先生や諸先輩，同期や後輩のみなさま，およびこれまで筆者に関わってくださいました全ての皆様へこの場をお借りして，深く感謝を申し上げます。

最後に，本論文を執筆するにあたり，常に寛大な理解をもって筆者を見守ってくれた妻・美智子，いつも応援してくれた長男・昂平，次男・和史，父・比登史，母・桂子，妹・昌代に，この場をお借りして深く感謝します。

【参考文献一覧】

<第1章>

- 1-1) 新しい建築空間—ハイブリッド構造の新展開—（新ハイブリッド構造建築の事例分析と設計課題に関する小委員会・報告書），平成 21 年 3 月，財団法人日本鋼構造協会，JSSC テクニカルレポート No82 ， 2009
- 1-2) 鋼・木ハイブリッド構造の設計施工技術資料，平成 24 年 3 月，財団法人日本鋼構造協会，JSSC テクニカルレポート No95 ， 2012
- 1-3) 合成構造の設計 —学びやすい構造設計— ， 2006 年 1 月，日本建築学会関東支部
- 1-4) 荒木康弘 坂本功：木質構造建築の架構に関する研究—’80 と ’90 の比較・分析—：日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊 ， P223, 224 ， 2001.12
- 1-5) 澤田圭，安村基：木質構造ボルト接合部の降伏耐力分布：日本建築学会学術講演梗概集 C-1/pp. 41-／1999
- 1-6) 安村基：木造の繊維直方向力加力を受けるボルト接合部の破壊機構：日本建築学会学術講演梗概集 C-1/pp. 35-／1996
- 1-7) 後藤隆洋，鴛海四郎，増田幸雄：木材端部を炭素繊維補強したボルト接合部の力学性能実験（その 1）：日本建築学会学術講演梗概集 C-1/pp. 59-／1998
- 1-8) 塩手博道ら：鋼製枠組みと LVL パネルを用いたハイブリッド耐震システムの開発（その 1～その 3） ， 日本建築学会学術講演梗概集／2010 年 9 月
- 1-9) 荻生田秀之：挽板接着壁・床構法（マッシュホルツ構法）の構造的可能性（その 1～その 2）：日本建築学会学術講演梗概集／2001 年 7 月
- 1-10) 安村基，スギを用いて製造したクロス・ラミネイティド・ティンバー（CLT）の強度性能（その 1～その 9）：日本建築学会学術講演梗概集／2013 年 8 月
- 1-11) 中谷誠：ロッキング抵抗する厚板耐力壁の水平挙動に関する研究（その 1～その 2）：日本建築学会学術講演梗概集／2012 年 9 月

<第2章>

- 2-1) 新しい建築空間—ハイブリッド構造の新展開—（新ハイブリッド構造建築の事例分析と設計課題に関する小委員会・報告書），平成 21 年 3 月，財団法人日本鋼構造協会，JSSC テクニカルレポート No82 ， 2009
- 2-2) 鋼・木ハイブリッド構造の設計施工技術資料，平成 24 年 3 月，財団法人日本鋼構造協会，JSSC テクニカルレポート No95 ， 2012

- 2-3) 日本建築学会, 木質構造設計基準・同解説, 2006.12
- 2-4) 2007年枠組壁工法建築物構造計算指針 日本ツーバイフォー建築協会 2007.10
- 2-5) 木質構造接合部設計マニュアル:日本建築学会
- 2-6) 芥川, 遠藤, 大島, 原田, 河野, 笹谷, 立花: 木-鋼板ガセットとの接合部の力学的性状に関する実験的研究(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), No. 22001~22003, pp1-6, 2013.8
- 2-7) 三浦誠: 規矩術による木質ジオデシックドームの検討, 日本建築学会技術報告集第15巻第29号, 27-30, 2009年2月
- 2-8) 徳田迪夫: せん断を受けるLVLボルト接合部の強度性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), No. 21453, 昭和62年10月
- 2-9) 小野泰, 鴛海四郎: LVL接合部のボルトおよびドリフトピンのせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), No. 21049, 1994年9月
- 2-10) 野口, 坂田, 和田, 宮澤: 木質鋼板単体ボルト接合の繊維方向荷重に対する強度算定方法の提案, 日本建築学会構造系論文集 第74巻 第638号, pp681-690, 2009年4月
- 2-11) 野口, 坂田, 宮澤: 木質鋼板単体ボルト接合のせん断力-すべり量関係算定式の提案, 日本建築学会構造系論文集第75巻第647号, pp157-164, 2010年1月
- 2-12) 桑村: ボルトと木材の摩擦係数 —鉄骨木質構造の研究 その11—, 日本建築学会構造系論文集 第77巻 第637号, pp407-416, 2012年3月
- 2-13) 桑村: 繊維方向荷重を受ける単一ボルト接合部木材の破壊形式 —鉄骨木質構造の研究 その15—, 日本建築学会構造系論文集 第78巻 第685号, pp529-538, 2013年3月
- 2-14) 松野, 青木, 鈴木: 木質構造におけるボルト接合部の力学的評価方法に関する研究(その1; 荷重角度が集成材のめり込み性状に与える影響), 日本建築学会構造系論文集 第480号, pp123-132, 1996年2月
- 2-15) 遠藤未希: 木-鋼板ガセット2面せん断接合部の力学的性状に関する実験的研究: 東京電機大学修士論文, 2015年3月

<第3章>

- 3-1) 新しい建築空間—ハイブリッド構造の新展開—(新ハイブリッド構造建築の事例分析と設計課題に関する小委員会・報告書), 平成21年3月, 財団法人日本鋼構造協会, JSSCテクニカルレポートNo82, 2009
- 3-2) 鋼・木ハイブリッド構造の設計施工技術資料, 平成24年3月, 財団法人日本鋼構造協会, JSSCテクニカルレポートNo95, 2012

- 3-3) 安村 基, スギを用いて製造したクロス・ラミネイティド・ティンバー(CLT)の強度性能 その1~20, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp115, 2013.83)
- 3-4) 塩手 博道ら, 鉄骨フレーム組みと LVL パネルを用いたハイブリッド耐震システムの開発 その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp129~132, 2013.9
- 3-5) 2007年枠組壁工法建築物構造計算指針 日本ツバ工法建築協会 2007.10
- 3-6) 木質構造基礎理論 日本建築学会 2010
- 3-7) 芥川豪: スタックラミナパネルを用いた木・鋼ハイブリッド耐震壁の力学的性状に関する実験的研究: 東京電機大学修士論文, 2015年3月