

# 博士論文

大規模木造建築物の構造技術に関する実験的研究

江坂 佳賢

## 目次

1. 序論.....	1-1
1.1. 背景と目的 .....	1-1
1.2. 大規模木造建築物における構造表現 .....	1-4
1.3. 大規模木造建築物の構造設計上の課題 .....	1-4
1.4. 本稿の構成 .....	1-7
1.5. 参考文献.....	1-10
2. 部材の大型化を可能とする工法の提案と評価 .....	2-1
2.1. 軸材系部材の大型化の提案.....	2-1
2.1.1. 軸材系の大型化による利点.....	2-4
2.1.2. GIR 接合による大型部材の要求性能と検証方法の提案 .....	2-6
2.1.3. 参考文献 .....	2-7
2.2. 面材系部材の大型化の提案.....	2-8
2.2.1. GIR 接合による CLT フラットスラブの開発と検証方法の提案.....	2-10
2.2.2. 各種要素試験とその結果.....	2-12
2.2.3. 試験結果を用いた解析モデルの構築 .....	2-16
2.2.4. 解析結果と実験結果の比較.....	2-24
2.2.5. 実大試験体による提案手法の確認.....	2-24
2.2.6. 参考文献 .....	2-27
2.3. まとめ .....	2-28
3. 建築物の大規模化を可能とする構造技術の提案と評価.....	3-1
3.1. 構造用ビスを用いたファスナーレベルにおける割裂補強と靱性確保の提案 .....	3-1
3.1.1. ドリフトピン接合を用いたファスナーにおける改善提案.....	3-2
3.1.1.1. 要素試験における実験内容（引張） .....	3-2
3.1.1.2. 要素試験における実験結果（引張） .....	3-5
3.1.1.3. 要素試験における実験内容（引張+曲げ） .....	3-7
3.1.1.4. 要素試験における実験結果（引張+曲げ） .....	3-10
3.1.1.5. 考察 .....	3-12
3.1.2. 梁受金物を用いた仕口部における改善提案 .....	3-13
3.1.2.1. 要素試験における実験内容（せん断） .....	3-13
3.1.2.2. 要素試験における実験結果（せん断） .....	3-16
3.1.2.3. 考察 .....	3-17

3.1.3. 鋼板挿入ドリフトピン接合における改善提案.....	3-18
3.1.3.1. 接合部試験における実験内容（曲げ） .....	3-19
3.1.3.2. 接合部試験における実験結果 .....	3-20
3.1.3.3. 考察 .....	3-22
3.1.4. ドリフトピン接合を用いたファスナーにおける改善提案に関する考察.....	3-23
3.1.5. 参考文献.....	3-25
3.2. 軸力の影響を考慮した接合部レベルにおける靱性能確保の提案 .....	3-26
3.2.1. 実験内容（純曲げ・複合・要素） .....	3-27
3.2.2. 実験結果（純曲げ・複合・要素） .....	3-30
3.2.3. 解析的検討.....	3-33
3.2.4. 解析結果と実験結果の比較.....	3-36
3.2.5. 評価手法の提案と考察 .....	3-36
3.2.6. 参考文献.....	3-41
3.3. 木材を活用した制振部材による建物レベルにおける靱性能確保と 損傷制御の提案 .....	3-42
3.3.1. 木材による補剛工法の要求性能と評価手法 .....	3-42
3.3.2. 既往の研究.....	3-43
3.3.3. 解析的検討.....	3-43
3.3.4. 実験内容 .....	3-52
3.3.4.1. 試験体概要 .....	3-52
3.3.4.2. 実験概要 .....	3-53
3.3.5. 実験結果 .....	3-53
3.3.6. 解析結果と実験結果の比較.....	3-56
3.3.7. 考察 .....	3-59
3.3.8. 参考文献.....	3-60
4. 設計事例.....	4-1
4.1. 木造屋根架構を有する構造.....	4-2
4.2. 重層骨組架構を有する構造.....	4-4
5. 結語.....	5-1
5.1. 研究総括.....	5-1
5.2. 今後の展望 .....	5-1
5.3. 謝辞.....	5-2

## 1. 序論

### 1.1. 背景と目的

持続可能な循環型社会の構築を見据え、生物資源である木材の有効利用が求められている。建設分野における木材利用の主である木造建築物の建設を通じ、材料生産・建設時における環境負荷の低減や炭素貯蔵効果等による環境性能が期待されている。建設地における炭素貯蔵および、産地における循環を促すことで、環境配慮型社会における建設プロセスの一躍を担うと考えられる。

海外に目を向けると、集成材・構造用合板・LVL・CLT等の木質材料の実用化が欧州・北米地域を中心に早くから進み、近年では大型の木造建築を多数目にすることとなった。特に、カナダにおける18階建の高層木造建築である **Brock Commons** (ブロックコモンズ)、ノルウェーにおける18階建の **Mjøstårnet** (ミョーストールネット)、イギリスにおける9階建の **Murray Grove Apartment Building** (マリーグロブアパート) は、近年の大規模木造建築物の技術開発を象徴するものとして、メディア等でも多数取り上げられている。

また、カナダのバンクーバー五輪のアイスオーバルとして用いられた **Richmond Skating Oval** (スパン：100m)、同じく、ノルウェーにおける **Olympic Hall-Vikingskipet** (スパン：96.4m)、ドイツにおける **Messe Karlsruhe** (スパン：80m) など、木造屋根架構のスパンが80m～100m超のものまである。

これらの事例から、木材・木質材料を活用して大規模な建築物を設計・建設しており、今後の発展が期待されている。

表 1-1 木造高層建築物の事例収集

	建物名	設計者	所在地	Floors	Hight
国内	1 銀座8丁目開発計画※	株式会社 竹中工務店	東京都中央区	12	56,000m
	2 大林組研修施設ビル※	株式会社 大林組	神奈川県横浜市	11 ?	
	3 PARK WOOD 高森	株式会社 三菱地所設計	宮城県仙台市	10	33,000m
	4 玉川大学学生寮※	株式会社 久米設計	東京都町田市	11	31,000m
	5 仙台駅南口プロジェクト※	株式会社 シェルター	宮城県仙台市	7	26,500m
	6 国分寺フレイバーライフ本社ビル	NPO法人team Timberize	東京都国分寺市	7	24,300m
	7 イニエ南笹口	株式会社 シェルター	新潟県新潟市	5	16,900m
	8 ぶろぼの福祉ビル	有限会社 浅田設計室	奈良県奈良市	5	0m
海外	1 Mjøsa Tower	Voll Arkitekter, Moelven	Norway	18	85,400m
	2 HoHo※	Rüdiger Lainer Partner, Richard Woschitz	Austria	24	84,000m
	3 Terrace House※	Shigeru Ban Architects, Read Jones Christofferson	Canada	19	71,000m
	4 Baufeld 1 Suurstoffi West※		switzerland	15	60,000m
	5 Brock Commons Tallwood House	Acton Ostry Architects, Fast + Epp	Canada	18	54,000m
	6 treet	Artec AS, Sweco Norge AS	Norway	14	52,800m
	7 Lighthouse Joensuu※	Arcadia Oy, Joensuu Juva Oy	Finland	14	48,000m
	8 Sensations wooden block	Koz Architects, ASP Architecture	France	11	38,000m
	9 Forte		Australia	10	32,200m
	10 Framework※		America	12	0m

表 1-2 木造大スパン建築物の事例収集

	建物名	設計者	所在地	span
国内	1 長野市オリンピック記念アリーナ（エムウェーブ）	久米・鹿島・奥村・日産・飯島・高木設計共同企業体	長野県長野市	80,000
	2 大分県立武道スポーツセンター	株式会社 石本建築事務所	大分県府内町	70,000
	3 所沢市民体育館	株式会社坂倉建築研究所	埼玉県所沢市	67,000
	4 堀之内町民体育館	(有)宮脇樫建築研究所	新潟県中魚沼郡	38,000
	5 JR高知駅 くじらドーム	内藤廣建築設計事務所	高知県高知市	38,000
	6 森林体験交流センター	日本設計	北海道白糠郡	34,000
	7 茨城県総合教育研修センター	(株)レーモンド設計事務所	茨城県西茨城郡	28,000
海外	1 Richmond Skating Oval	Cannon Design, Glotman Simpson	Canada	100,000
	2 OLYMPIC HALL - VIKINGSKIPET		Norway	96,400
	3 Max Aicher Arena	POHL Architekten	Germany	90,000
	4 Håkons Hall		Norway	84,600
	5 Messe Karlsruhe		Karlsruhe	80,000
	6 Gunda Niemann-Stirnemann Halle Erfurt	Planungsgemeinschaft Pohl & Deyhle Pohl Architekten Stadtplaner	Germany	80,000
	7 Hamar Olympic Amphitheatre	HRTB	Norway	70,800
	8 University Laval Soccer Stadium	ABCP Architecture + urbanisme	Canada	65,000
	9 Buffalo HarborCenter, Rink 1		New York, United States	42,000
	10 Rayleigh Durham International Terminal 2	Fentress Architects	North Carolina, United States	41,000
	11 Anaheim Ice Arena	Frank Gehry	California, United States	35,000
	12 Lemay America Auto Museum	Alan Grant, LARGE architecture	Washington, United States	31,000
	13 Mactan-Cebu International Airport	IDA	Philippines	30,000

国内に目を向けると、現在、国内の木材利用の約半分の量は建築用資材が占めているが、今後、日本は人口減少時代を迎える。このような背景の下、非住宅分野の建築用材への木材利用促進に向け、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規定され、公共建築物の木造化・木質化が推進されている。

また、国産材・地域材の利用を推進する政策的な後押しや、CLT（直交集成版）の製造・普及に関する技術開発・設備投資が進められた。そして、この使用を可能とする建築基準法の改正も施行され、非住宅分野における中大規模の木造建築物の計画・実現が着実に進んでおり、これらの政策の成果が出つつある。一方、今後はより大規模な建築物への木材利用促進の進展がいつそう期待されている。

一方で、大規模木造建築物の分野では、その実現・普及の観点において、海外からは大きく遅れている現状が見受けられる。この理由について、以下の分析を行った。

まず一点目は、大型部材の製造に伴う製造・運搬等の制約であると考ええる。大規模木造建築物の建設に際しては、これを構成する部材の大型化が不可欠となる。海外では、山林から加工工場・加工工場からその先への道路整備・運搬性能の効率化、大型の集成材・CLTの製造機器による大規模製造が進められており、大型の部材製造が可能となっている。

国内に目を向けると、急峻な山林へアクセスする狭く・湾曲した道路事情、住宅用部材に特化した木材・木質材料の製造・供給体制、建設用資材の運搬に関わる道路使用上の規制に伴う、運搬可能な部材サイズの制約等が重なり、大型の部材・断面の資材の供給が困難となっている。

二点目は、我が国固有の建築物に要求される耐震設計の要求水準であると考ええる。。我が国の建築物に対する耐震設計では、中小地震に対し被害を留めるレベル（使用限界）と、大地震に対し人面保護を確保するレベル（安全限界）の二段階の設計の考え方に基づいている。これによって、材料や接合部においては、長期的に作用する荷重に加え、短期的なレベル、終局的なレベルを考慮して、各種外力レベルに抵抗することとなる。

地震リスクの低い環太平洋地域以外の北米・欧州を中心とした海外では、これらを考慮する必要が少なく、実質的には、終局レベルに対する安全率として長期的・短期的なレベルを設定できることに對し、国内での建設に際しては、大地震時の終局的なレベルを正確に考慮して設計に反映する必要があると考えられる。

本研究では、加工性に優れ、他の建築材料に比べ軽量で、環境負荷の観点にも長けた木材の長所を生かし、今後の建築分野における木材利用の促進・普及につながる大規模木造建築物の実現に向けた現状の諸問題を対象とする。

その上で、これらを解決するための技術開発を行い、その有効性を実験などで検証し、構造技術の観点から新しい技術の提案を行う。

## 1.2. 大規模木造建築物における構造表現

木造建築物において、その建設に関わるコストの問題は大きい。一般に、構成部材や接合部のサイズ・種類が広く普及し、これに特化した供給・流通のサプライチェーンが構築されている住宅規模では、木造が安価となるが、これを超える規模では、木造が他の構造種別に比べ、高価となる傾向があり、大規模建築物においては、この傾向がより顕著となる。

一方、木造建築物における建築的な価値の一つとして、木材・木質材料の表現が挙げられる。このため、中規模・大規模な木造建築物の実現・普及のためには、仕上材を極力排し、構造材である木材を上手く表現することが、意匠性能・構造性能・内装性能を併せ持つ、木材ならではの利点であると考えられる。

ここで、建物が大規模化する場合には、建築物自体に要求される、構造性能・防耐火性能・遮音性能等はより向上する。その一方で、木材の表現性は規模効果を伴い、いっそう象徴的になると言える。このことから、本稿では今後の開発・発展・普及が進むと考えられる大規模木造建築物に対して、構造設計上からの視点に立ち、より建築的・構造的に魅力的な空間である木材を現しで表現できる構造技術・工法開発に関する実験的研究をまとめる。

## 1.3. 大規模木造建築物の構造設計上の課題

本章では、大規模木造建築物の実現・普及に関する国内外の相違点および、現在の構造技術・工法による大規模木造建築物の構造設計における課題・問題点を示し、今後、我が国で必要となる構造技術・工法の方方向性を示す。

### (1) 剛性・耐力の高い接合方式の開発

木造建築物の大規模化は、これを構成する部材寸法・ユニットサイズの大規模化にもつながることが想定される。木材は生物資源故に、寸法サイズの制約がある。また工業化された木質材料においても、その製造機器および材料運搬上の規制から、製作可能寸法には一定の限界が設定されている。

このため、大規模木造建築物の建設に際しては、現在、広く流通している木材・木質材料の製造サイズをベースに、これを建設現場等にて組み合せ、相互に接合することで、中小サイズの部材を、大規模サイズの部材に再構成することが想定される。この再構成の際に、建設現場で接合可能な、高剛性・高耐力の接合方法が必要になると考えられる。

### (2) 個々の構成部材・接合部における靱性能確保

1981年に制定された新耐震設計法では、損傷限界と安全限界の2段階の構造安

全性の確認が求められてきた。鉄骨造や鉄筋コンクリート造では、工法が限定されているため、構造計算ルート 1 および 2 においても、仕様規定を遵守することにより、安全限界時に対する構造安全性が自動的に満足されることになっている。

中小規模木造建築物では、2000 年の建築基準法改定以降、構造計算ルート 1 および壁量計算法において、安全限界時の検討を包含するような許容耐力の設定方法となっている。一方、中大規模木造建築物の場合、構造性能を支配する接合工法が多岐にわたるため、それらを包含する仕様規定が確立されておらず、一般的には、損傷限界時の検討のみに留まっている。このため、個々の部材および接合部においては、必要耐力の確保のみではなく、安全限界時の視点にたった構造設計が求められる。

木質構造の接合部では、保有耐力接合を満足することは不可能である。多くの場合、鋼材から製作された接合金物を介して部材に作用する外力を木部に伝達させている。このとき、鋼材の降伏ではなく、割裂に代表される木部破壊（以降、木破を称する）で耐力が決定する接合部では、多くの場合、脆性的な挙動を示す。割裂に関しては、木材・木質材料を扱う上で、製造・施工過程を経た内部割れの発生という潜在的な欠陥要因を避けることができない。近年では国産製材の利活用を推進する動きも活発化しており、乾燥割れ等の初期割れの可能性を潜在する材料を、いかに上手く使うか、という視点も求められる。

そこで、安定的な接合性能の確保には、この不確定要因に依存しない、割裂補強の技術提案が不可欠であると考ええる。

### (3) 増大する軸力の影響を加味した部材・接合部評価

木質ラーメン構造を用いた対象建物は、住宅などの低層建築物に限定されてきた。ここでの構造設計における接合部は軸力の影響に依存しない回転バネでモデル化している。

層数やスパンが増大する中大規模木造建築物に木質ラーメンを用いる場合、鉛直荷重支持部材および接合部には、軸力の影響が無視できない。一方、鉄筋コンクリート造では軸力の影響を加味したモデル化手法が確立されており、一般の構造計算プログラムにも適用され普及している。

中大規模木造建築物を対象とした木質ラーメン構造において、鉄筋コンクリート造で確立されている軸力を考慮した解析手法を適用できれば、構造設計が簡素化できる。

### (4) フレームの復元力特性の改善、繰り返し変形に対する架構計画

木材・木質材料は、天然資源材料であるため、自ずと材料強度・特性に上限がある。このため、鉄骨造や鉄筋コンクリート造のような、材料の高強度化は不可能である。また、接合部においても、保有耐力接合が形成されず、架構としての耐力には限界があり、一定規模以上の高層化・大型化には制約が生じる。さらに、接合部



の力学的特性は、木造特有のスリップ現象が伴う。スリップ現象は、接合部におけるエネルギー吸収が期待できず、地震等の水平荷重時において過大な応答変位が生じる危険性が高い。

そこで、大型化・重層化を目指すひとつの解決方法として、他材料とのハイブリッドが有効な手段と考えられる。ここでは、より木造を主体としたハイブリッド化の検討を行う。

#### 1.4. 本稿の構成

本稿では、前章までに述べた、既往の環境下における大規模木造建築物の構造設計上の課題を解決しうる、構造技術および工法開発の提案を行い、その効果を実験的検証によって示す。そして、有効性等の考察を重ね、一連の成果を実験的研究としてまとめる。

本稿における構造技術・工法開発の提案は、下記の方針に立脚したものである。また、以降の各章において記述する個々の要素技術は、相互に関連し、これを組み合わせることで、木造建築物の魅力を有した、大規模木造建築物の実現・発展・普及につながることを目指した。

##### <構造技術・工法開発の提案方針>

- ・大規模木造建築物の実現・普及につながる構造部材・接合部に関する提案とする。
- ・木造建築物の最大の魅力の1つである、部材を現しで表現できる工法とする。このとき、防耐火および遮音等からの要求性能は対象外とし、純粋に構造性能を部材現しで満たすことができる手法とする。

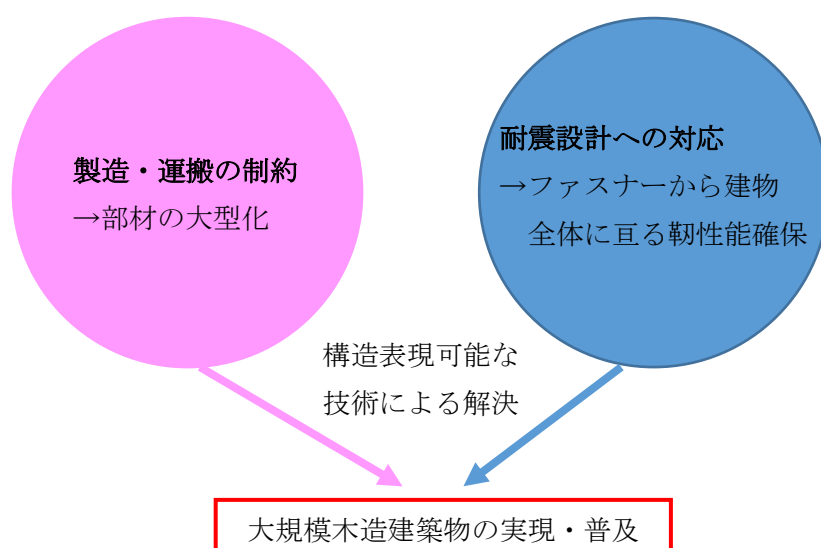


図 1-1 本研究の目的

<対象とする建築物>

- ・研究対象として取り上げる建築物は、大規模木造建築物とする。
- ・本研究に基づく構造技術による、国内における大規模木造建築物の実現・普及への成果対象を考える場合、今後の大規模木造建築物の目指す方向性は、大空間構造物への適用および重層型構造物による高層化、の2つの可能性が考えられる。
  - 大空間の構成方法として、従来のシェル構造・立体トラス構造ではなく、部材の相互連結による長部材を活用して、軸材で大空間を構成する方式が提案できる。
  - CLT等の面材の相互連結により、大型面材として床・屋根・壁への適用も考えられる。
  - 高層化に向けては、耐震設計に対応した靱性確保、高軸力下での接合部評価、建物全体への付加減衰の付与、のいずれもが、重要な構成要素となる。

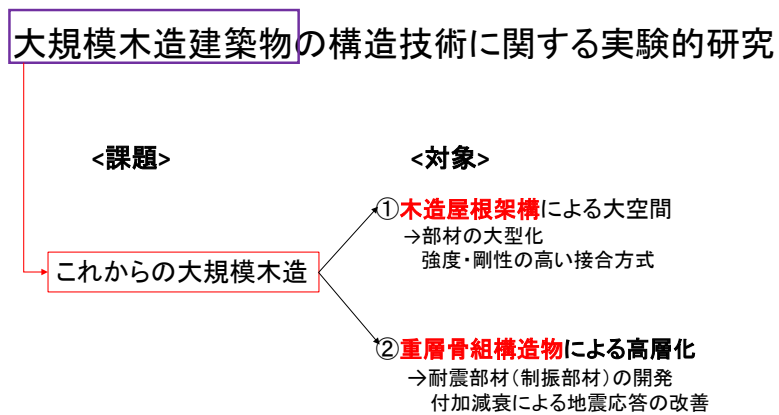


図 1-2 本研究の対象

## <全体構成と各章における記載事項>

### 1. 序論

本研究を行うに至った社会的背景および、それを受けた本研究の目的および対象を述べる。大規模木造建築物の計画・建設が進む海外事例に対し、大きく遅れを取っている国内の状況において、その原因と課題を抽出し、その諸問題に対する提案と実験的研究による検証の方針を記載する。

### 2. 部材の大型化を可能とする工法の提案と評価

国内における木材供給・流通事情および道路使用等に関わる輸送事情を考慮すると、工事現場へ搬入後において、部材の大型化を可能とする構造技術が有益だと考えられる。本章では、この観点からの工法提案を行い、実験的検討により、その有効性を検証する。

### 3. 建築物の大規模化を可能とする構造技術の提案と評価

大規模木造建築物の実現のためには、ファスナーレベルから接合部・建物全体の視点に亘る、横断的な構造技術が必要だと考える。本章では、中小地震から大地震までの外乱に対応するために靱性能確保の視点に重きを置いた。その上で、建物を構成する各要素に対し構造技術の提案を行い、実験による性能確認の結果および考察を示す。

### 4. 設計事例

本研究に基づく構造技術による、国内における大規模木造建築物の実現・普及への成果対象を考える場合、今後の大規模木造建築物の目指す方向性は、大空間構造物への適用および重層型構造物による高層化、の2つの可能性が考えられる。ここでは、本研究によって得られた知見・技術を活用し、設計事例を示す。

### 5. 結語

本研究を通じて得られた結果と知見に対し、結果の考察を行うとともに、今後の課題を述べる。

## 1.5. 参考文献

- 1) (社)日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1981.6
- 2) 梅村・大澤（監修）・渡部（編）：木造・ブロック造の耐震設計，オーム社，1983.1
- 3) 杉山（編著）・菊池・野口・鈴木・神谷・安村（編）：木質構造，共立出版，2008.4
- 4) 木造住宅等震災調査委員会：平成 7 年阪神・淡路大震災 木造住宅等震災調査報告書，1995.10
- 5) (財)日本住宅・木造技術センター：大断面木造建築物接合部設計マニュアル，1996.3

## 2. 部材の大型化を可能とする工法の提案と評価

大規模木造建築物の建設に際しては、これを構成する部材の大型化が不可欠となる。海外では、山林から加工工場・加工工場からその先への道路整備・運搬性能の効率化、大型の集成材・CLTの製造機器による大規模製造が進められており、大型の部材製造が可能となっている。一方で、国内に目を向けると、急峻な山林へアクセスする狭く・湾曲した道路事情、住宅用部材に特化した木材・木質材料の製造・供給体制、建設用資材の運搬に関わる道路使用上の規制に伴う、運搬可能な部材サイズの制約等が重なり、大型の部材・断面の資材の供給が困難となっている。

これらの国内事情を考慮すると、工事現場へ搬入後に、部材の大型化が可能となる構造技術の提案が有益であると考え、この観点からの工法提案を行うものとする。工事現場段階での部材の大型化には、高剛性・高耐力の部材間の接合技術が不可欠であると言える。この要求性能を満たすべく、本章ではGIR（グルードインロッド）接合による、部材の大型化技術を提案し、各種の検証を述べる。

### 2.1. 軸材系部材の大型化の提案

GIR接合は、木材を削孔し、接着剤を介した鋼棒にて相互を一体化させた、木-木接合の方式の一種である。接合部において、金物等が露出せず、木現しでの建築表現が可能である点、および接合効率（耐力・剛性）の高いモーメント抵抗接合である点、などの特徴がある。

この接合法を活用し、部材の大型化を考える。軸材系部材について検討すると、その適用としては、横架材・柱材が代表的なものである。横架材の連結による長大化は、大スパン架構の形成を可能とする。また、柱材の連絡により、高層・高階高な建物への適用の可能性もある。さらに、湾曲材を連結することにより、アーチ型架構による大空間構造物への適用にもつながると考える。

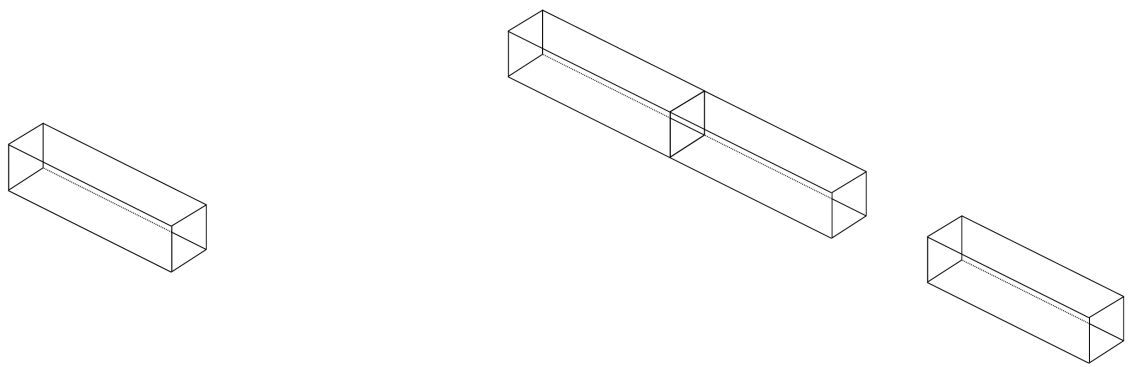


図 2-1 横架材の連結による大型化

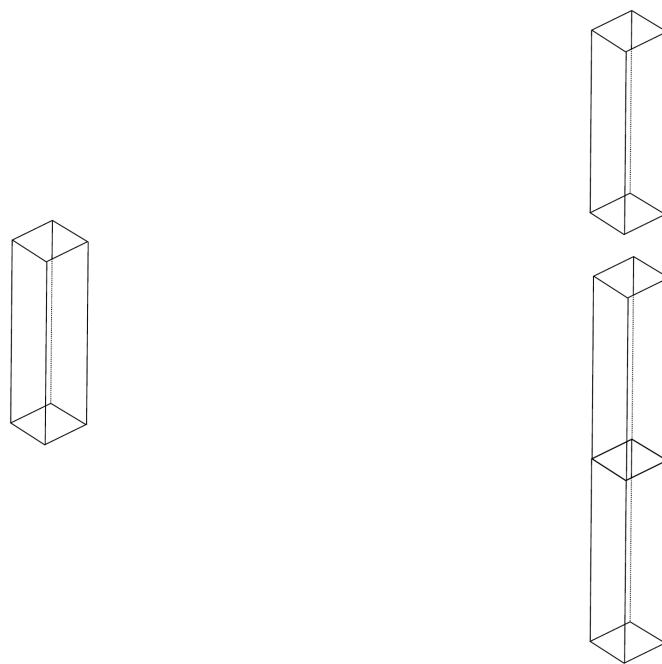


図 2-2 柱材の連結による大型化

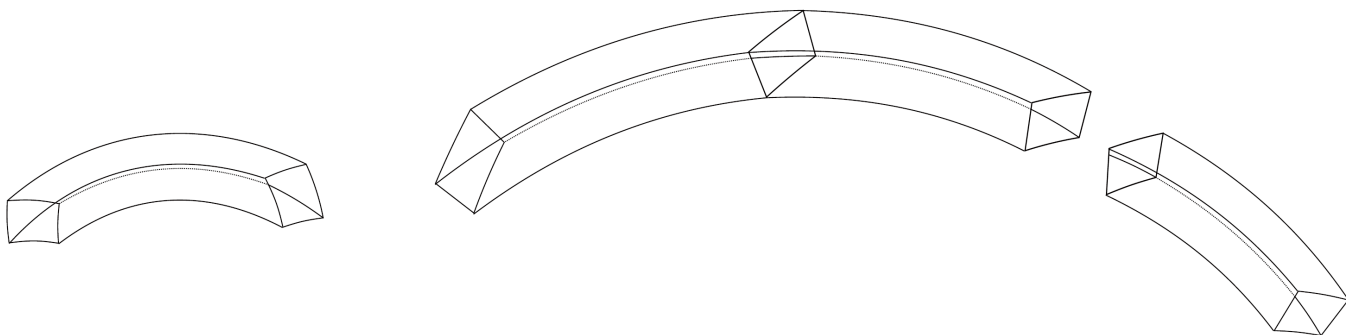


図 2-3 湾曲材の連結による大型化



### 2.1.1. 軸材系の大型化による利点

屋根架構への木材利用として、図 2-4 に示す 5 種類の架構方式を設計提案として挙げる。このとき、上記の構造方式のスパンを長大化する場合、屋根部材に継手を設ける必要が生じる。(1)に示すビーム案では長期荷重に対し、主として曲げモーメント作用下での継手となる一方で、その他の構造方式では軸力+曲げモーメントの複合応力下での継手となる。

ここで、(5)に示すアーチ+スラスト処理案は主要応力を圧縮軸力としながら、個材曲げモーメントを負担する方式であり、木材および GIR 接合部の材料性状および力学特性を考えた場合、最も長スパン化が期待できる方式であると考えられる。

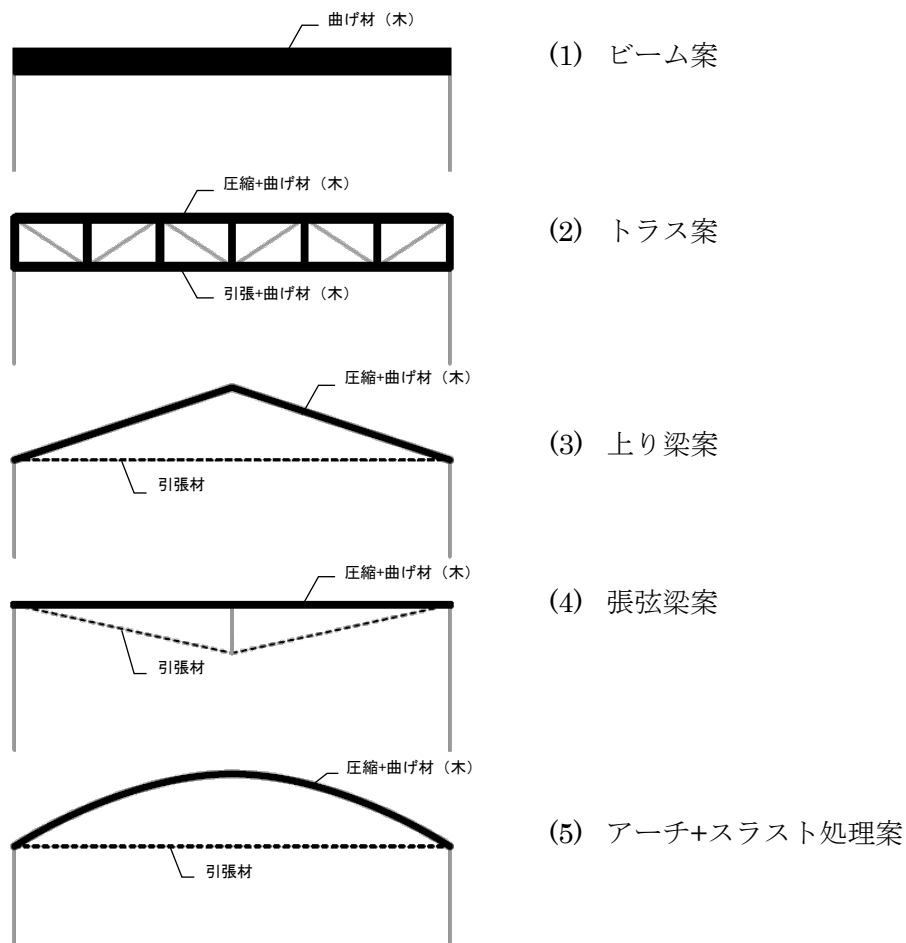


図 2-4 屋根架構の構造方式

### 2.1.2. GIR 接合による大型部材の要求性能と検証方法の提案

体育館や屋内競技場のような空間構造物の屋根架構に GIR 接合にて一体化された木造アーチを使用する際、当該部材の設計応力は曲げモーメントよりも圧縮軸力が卓越している。しかしながら、参考文献 1), 2) に示される現行の GIR 接合部の曲げ耐力に対する設計式では、軸力の影響は考慮されていない。

一方、RC 柱では、平面保持を仮定される場合においては、材料の物理量として曲率・ヤング係数・ひずみを用いることで、曲げモーメントと軸力を考慮した設計式が確立している 3)。

GIR 接合部は、曲げに対する抵抗機構が RC 柱に酷似していると考えられるが、接合具単体の引張要素試験からは接合具の木材からの抜け出し量の情報を、純曲げ試験からは接合部の回転角の情報を得ることしかできない。このことは、RC 柱の設計式と GIR 接合部の設計式とでは物理量の「長さの次元」が異なっていることを意味する。しかしながら、力学的な性状を考慮すると平面保持を仮定した RC 柱の設計式を GIR 接合部にも適用できると考えられるので、「長さの次元」を適切に読み替えることで RC 柱の理論式をそのまま GIR 接合部に適用できる可能性がある。

そこで、「長さの次元」を適切に読み替えた RC 柱の理論式が、どの程度圧縮軸力と曲げモーメントの作用する GIR 接合部の設計手法に適用できるかを実験的・解析的に検証することで、GIR 接合部における要求性能と検証方法の提案を行う。その詳細は、第 3 章において詳述する。

### 2.1.3. 参考文献

- 1) 木質構造接合部設計マニュアル(2009：日本建築学会)
- 2) ホームコネクター インストラクションマニュアル  
(株ホームコネクター・(株)スクリムテックジャパン,2015)
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010：日本建築学会)
- 4) 木質構造設計規準・同解説(2006：日本建築学会)
- 5) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017：日本住宅・木材技術センター)

## 2.2. 面材系部材の大型化の提案

面材系部材の大型化について検討すると、その適用としては、定尺寸法の木質パネル等を平面内に相互連結し、拡張することにより、大きな平面を覆う空間の構成が可能となる。

近年では直交集成板（以後 CLT と略す）の製造・流通が進展するとともに、法整備も進み、建設材料としての使用が可能となっている。この技術を掛け合わせるにより、大型の床面・屋根面の建設が可能となり、今後の普及が期待される。

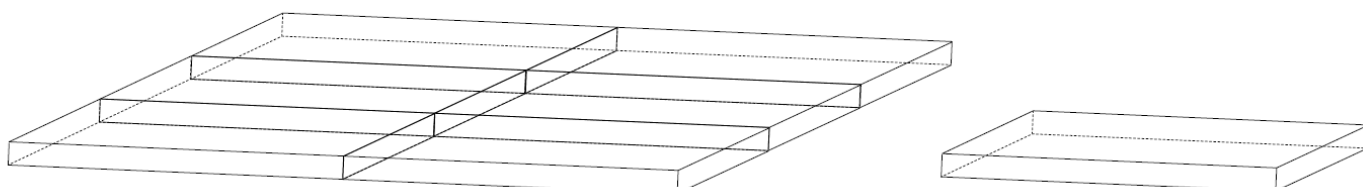


図 2-5 面材の連結による大型化

CLT は、厚さ 12mm から 36mm 程度の挽き板を幅方向に並べ、これを互いに直交して積層・接着した大型の木質パネルである。2016 年に日本でも CLT の許容応力度および基準強度が告示に追加されると共に、CLT パネル工法による構造方法・構造計算に関する技術基準 1)2)が新設されたことで、構造設計において CLT を建築構造材料として容易に使用して設計できるようになった。ここで、CLT パネル工法で想定している使われ方は、鉛直荷重（長期荷重等）に対しては CLT 床板を一方向スラブとして用い、水平荷重（地震力等）に対しては CLT 壁板で抵抗する、壁式構造を前提としたものである。しかしながら、CLT の持つ面材としての構成を最大限に生かした建築空間表現が出来るフラットスラブ構造に使用する事は前提としていない。

ここでは、面外曲げ剛性を確保するために、2 枚の CLT を直交させて GIR ダボ筋で一体化させた二方向フラットスラブ構造を用いた建物を設計し、建設する事を目的として、CLT 二方向フラットスラブ構造システムを開発した 3)。

CLT に関しては、平成 13 年国土交通省告示第 1024 号（平成 30 年改正）に基準強度等が示されているとともに、CLT パネル工法による設計法 1)2)などが示されて利用されている。しかし CLT 二方向フラットスラブにおける面外方向の挙動については、十分な設計方法が確立されていない。

CLT 二方向フラットスラブ構造の設計方法では、柱－柱間を重ね梁に置換した骨組構造として、CLT を重ね梁としてモデル化する方法が考えられる。しかしフラットスラブは、本来は二方向に荷重を分散させながら全体で荷重抵抗するシステムであるため、より合理的な設計を行うには、CLT の各方向の面外性能と CLT を重ねた効果を考慮した FEM 解析による CLT 二方向フラットスラブ構造設計法の確立が必要である。鉄筋コンクリート構造のフラットスラブの設計では、シェルモデルによる FEM 解析を用いた構造解析が一般的である。

今回開発した CLT 二方向フラットスラブ構造では、パネルの同士を GIR 接合（異形鉄筋を用いた接着接合）しており、RC 構造のフラットスラブのような均質な部材としてモデル化できない。そのため、厚さのある CLT と GIR 接合を考慮して、精密にモデル化したソリッドモデルによる FEM 解析をすることが好ましい。しかし、実際の建物に対応した様々な形状の二方向フラットスラブに対して、ソリッドモデルを用いて設計を行うことは、限られた設計期間やその解析データ量を考慮すると現実的ではない。そこで、開発された CLT 二方向フラットスラブで必要となる抵抗要素を抽出した各種要素試験データを基に、CLT の二方向フラットスラブの FEM 解析が一次設計（許容応力度計算）レベルで簡易に利用できるシェルモデルを開発する。そして、シェルモデルによる解析と実際に CLT 二方向フラットスラブの施工時に、鉛直たわみ測定と振動測定を実施して、シェルモデルによる解析結果との比較を行い、その妥当性を検証して報告する。

### 2.2.1. GIR 接合による CLT フラットスラブの開発と検証方法の提案

今回提案している CLT フラットスラブ構造システム<sup>3)</sup>は、最下部の屋根以外は屋根に構造用 CLT を用いており、陸屋根部では強軸方向を直交させて CLT 板を厚み方向に二段に重ねて配置したフラットスラブ形状の構造形式としている。CLT フラットスラブを構成している CLT の定尺板 (2m×4m) 同士の面内方向接合部には、高剛性・高耐力かつ外観上接合金物が見えず意匠性に優れる、GIR 接合にて長辺と短辺の二方向に接合する。また上下間の CLT 同士の面外方向接合部も異形鉄筋を用いた GIR 接合によりシアキーを形成して一体化させる。鉛直荷重は、鉄骨支持柱（一部は鉄筋コンクリート柱上部に鉄骨支持金物を取り付ける）に取り付けた鉄板のキャピタルを介して支持する。また水平力を伝達できるように、要所に GIR 接合による CLT 部材による水平力抵抗用壁を配置する。図 2-6 に CLT フラットスラブ構造の構成概念図を示す。本提案では、8m×8m グリッドとなる空間を、5 層 7 プライのスギ S60A 種構成 CLT（厚さ 30mm の 7 プライで総厚さ 210mm）を二枚重ね合わせて、厚さ 420mm の二方向 CLT フラットスラブを構成している。

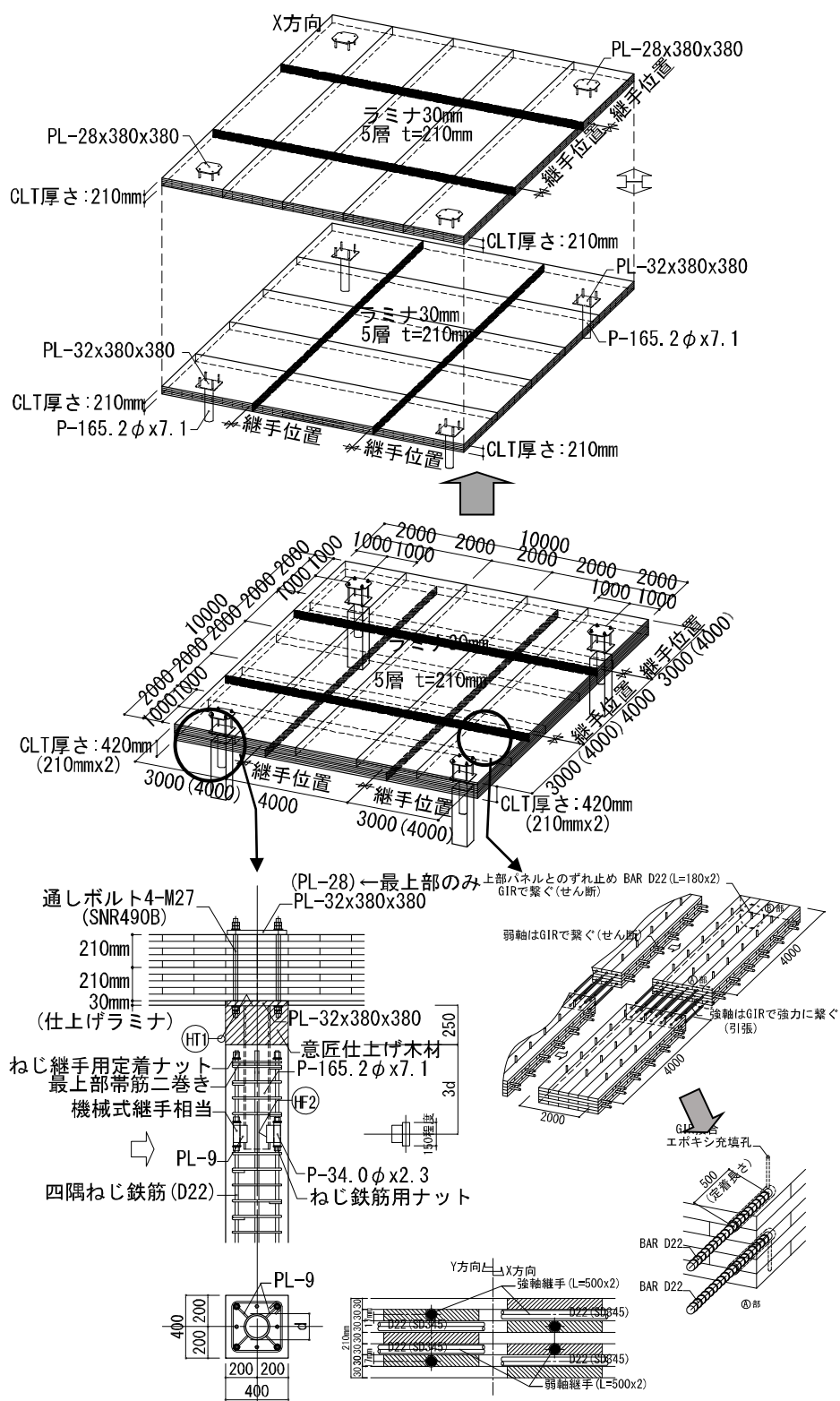


図 2-6 CLT フラットスラブ構造の構成概念図



## 2.2.2. 各種要素試験とその結果

CLT 二方向フラットスラブをシェルモデルによるモデル化を行うために、参考文献 3)に示す各種試験から得られる各種データ以外に、CLT の弱軸同士の GIR 接合部の面外曲げ剛性を、以下の要素試験で調べた。1m 幅で 5 層 7 プライのスギ S60A 種構成 CLT（厚さ 30mm で総厚さ 210mm）で 2-D22 異形鉄筋で GIR 接合した弱軸方向 4 点載荷面外曲げ試験を行って各種データを得た。図 2-7 に参考文献 3)に掲載していない CLT の実大弱軸方向面外曲げ試験での試験体図を示す。さらに図 2-8 には、CLT の強軸及び弱軸方向面外曲げの  $M-\theta$  曲線結果を示す。なお接合鉄筋本数は、告示による CLT の曲げ強度以上で接合部耐力が確保でき、さらに重ね梁にした際に、単体の CLT 全断面の告示の引張強度に対して、接合部耐力がほぼ確保できる本数を設計的に考慮して、強軸及び弱軸に対して上下に同本数になるように配置している。これにより、シェルモデルによる FEM 解析に必要な強軸方向の接合部回転バネ定数として、 $K_{\theta}=21200\text{kN}\cdot\text{m/rad}$ 、弱軸方向の接合部回転バネ定数として、 $K_{\theta}=1600\text{kN}\cdot\text{m/rad}$  を採用する。

また CLT 二方向フラットスラブは、CLT 同士を厚さ方向に重ね合わせており、XY 両方向に約 400mm 間隔で配置した、D22 鉄筋（SD345）を挿入した CLT 同士の面外 GIR 接合部の効果でシアキーを形成して、上面 CLT と下面 CLT のずれを抑えた重ね梁としている。

そこで GIR 接合によるシアキー部分のせん断剛性等を確認するために、参考文献 3)に示す 5 層 7 プライのスギ S60A 種構成 CLT（ラミナ幅 120mm）に D22 鉄筋を貫通させてエポキシ樹脂接着剤を注入して木材－鋼棒間を接着させたせん断試験体によるシアキーせん断試験を行った。シアキーせん断試験体 6 体の荷重 ( $P/2$ ) - 相対せん断変位 ( $u$ ) の関係と、試験体で得られた完全弾塑性近似の結果の平均値のプロットを図 2-9 に示す。これにより、FEM 解析に必要なシアキーのせん断剛性バネ定数として、 $K=14.29\text{kN/mm}$  を採用する。

図 2-10 には、参考文献 3)に示す幅 1m の実大 CLT 重ね梁の 4 点載荷面外曲げ試験により得られた CLT 重ね梁①の試験結果と、CLT 重ね梁①における GIR 接合区間の  $M-\theta$  曲線結果を示す。

図 2-11 には、参考文献 3)に示す 1/2 縮小試験体による柱頭にフラットプレートを取り付けた鉛直支持柱の CLT フラットスラブへの接合を想定したパンチングシア試験の荷重変形曲線と最終破壊状況を示す。後述の自重によるめり込み時の圧縮剛性の影響を考慮する場合には、比較的低い荷重状態で線形比例関係が成立している図中赤線に示すめり込み剛性を用いる。このめり込み時の圧縮剛性は、加力板から CLT の強軸方向と弱軸方向の両方向に一樣な応力の広がりとなることを考慮して、強軸方向と弱軸方向の  $E_o$  の平均値を用いてめり込み剛性を計算した。その結果、1/2 縮小試験体による実験では、参考文献 4)に示す等変位めり込み基準式で求められるめり込み時の圧縮剛性がほぼ合うことが確認された。

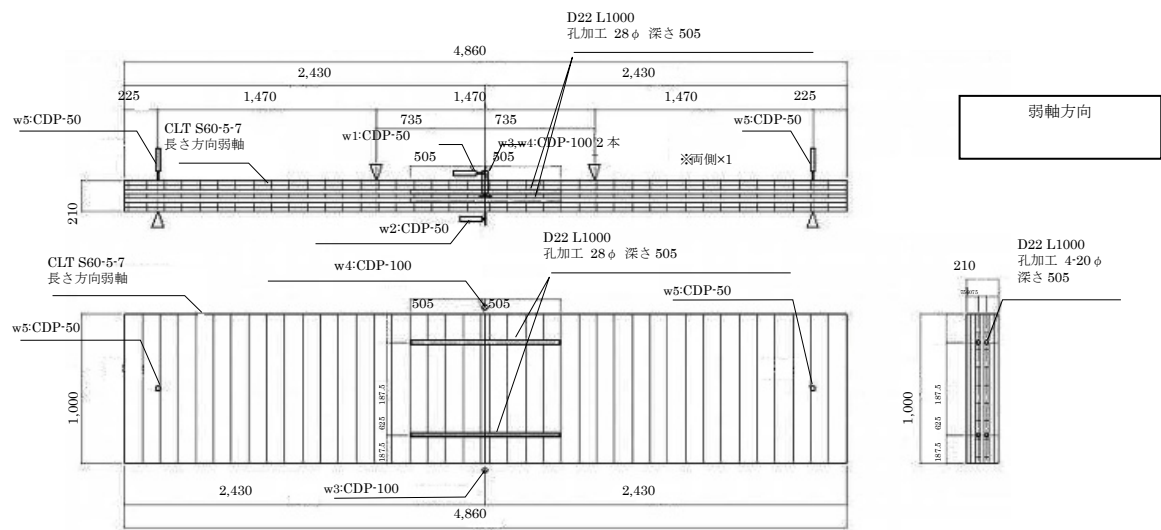
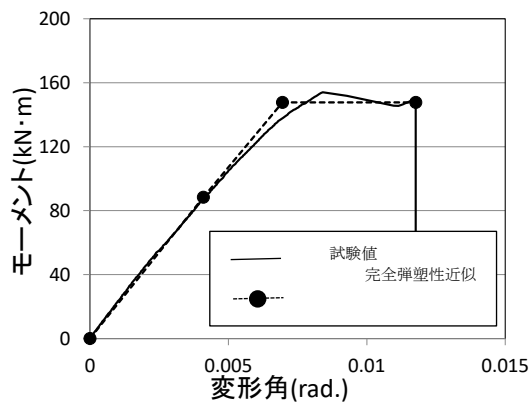
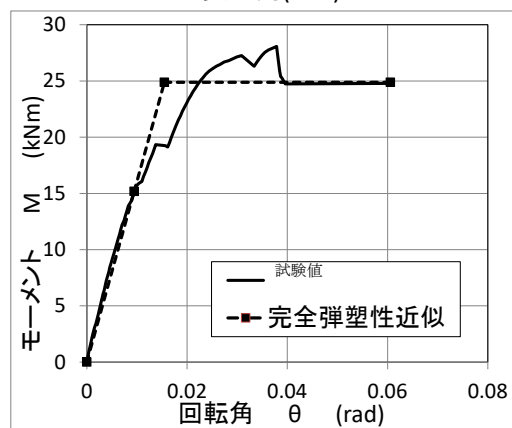


図 2-7 CLT の弱軸方向実大面外曲げ試験体図



最大モーメント	$M_{max}$	kN·m	154.1
最大モーメント時変形角	$\theta_{stmax}$	$\times 10^3 \text{rad}$	8.41
降伏モーメント	$M_y$	kN·m	88.4
降伏変形角	$\theta_y$	$\times 10^3 \text{rad}$	4.09
終局モーメント	$M_u$	kN·m	147.7
終局変形角	$\theta_u$	$\times 10^3 \text{rad}$	11.8
剛性	$K$	kN·m/rad	21244
降伏点変形角	$\theta_v$	$\times 10^3 \text{rad}$	6.95
塑性率	$\mu$		1.69
構造特性係数	$D_s$		0.65

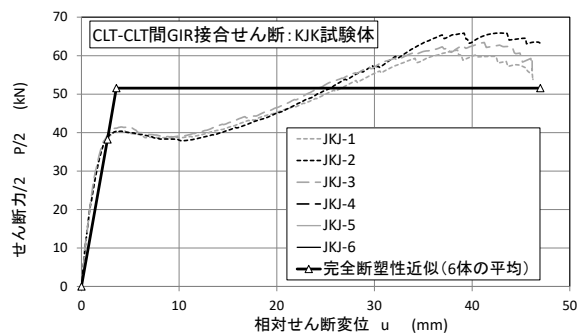
強軸方向



最大モーメント	$M_{max}$	kN·m	28.08
最大モーメント時変形角	$\theta_{stmax}$	$\times 10^3 \text{rad}$	37.84
降伏モーメント	$M_y$	kN·m	15.19
降伏変形角	$\theta_y$	$\times 10^3 \text{rad}$	9.45
終局モーメント	$M_u$	kN·m	24.89
終局変形角	$\theta_u$	$\times 10^3 \text{rad}$	60.57
剛性	$K$	kN·m/rad	1606.85
降伏点変形角		$\times 10^3 \text{rad}$	15.49
塑性率	$\mu$		3.91
構造特性係数	$D_s$		0.38

弱軸方向

図 2-8 CLT の実大面外曲げ試験（強軸 参考文献 1）と弱軸）の結果



弱強強弱	$P_y$	$2/3P_{max}$	弱強強弱	剛性
JKKJ-1	34.02	50.11	JKKJ-1	13.98
JKKJ-2	39.37	52.26	JKKJ-2	15.71
JKKJ-3	32.89	45.64	JKKJ-3	13.03
JKKJ-4	34.49	47.24	JKKJ-4	15.41
JKKJ-5	36.95	47.23	JKKJ-5	15.99
JKKJ-6	34.76	46.45	JKKJ-6	13.80
平均	35.41	48.15	平均	14.65
標準偏差	2.35	2.51	標準偏差	1.21
変動係数	0.066	0.052	K	0.297
ばらつき係数	0.85	0.88		
平均×Z	29.93	42.28	TL	14.29

図 2-9 セン断試験体の試験結果と荷重変形関係

試 験 体 記 号	最大荷重時			最大モーメント		曲 げ 強 さ $F_b$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	さ 曲げヤング係数 $E_b$ ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )
	荷重 (kN)	変位 $\delta$ (mm)	試験体の状況	M ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	$\theta$ ( $\times 10^{-3} \text{rad}$ )		
重ね梁①	248.6	215.3	スパン中央 I の CLT の割裂	379.7	11.5	12.9	3.5

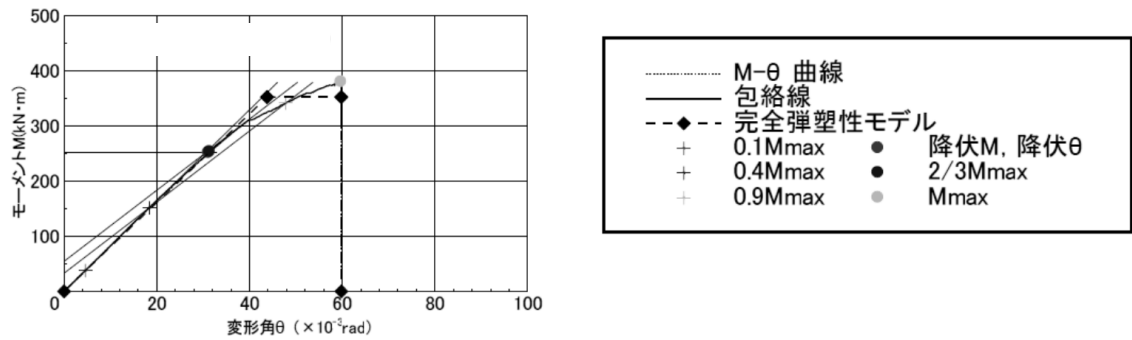
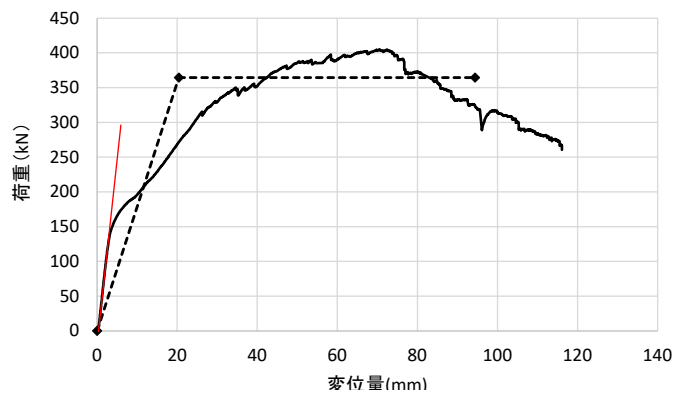


図 2-10 CLT 重ね梁①の  $M-\theta$  曲線，包絡線および完全弾塑性モデル



試験終了時のめり込み状況



試験体下部の割裂状況

図 2-11 パンチングシアー試験による荷重変形曲線と最終破壊状況

2.2.3. 試験結果を用いた解析モデルの構築

①FEM 解析に用いる材料特性と解析プログラム

解析プログラムは、NASTRAN Ver.2016.1.1 を使用した。解析モデルに設定した材料物性値を表 2-1 に示す。弾性係数 E は、各種試験に用いた実際の CLT の材料試験値であり、せん断弾性係数 G は、今回は材料試験値を入手できなかったため参考文献 1) に示す値を使用した。

表 2-1 FEM 解析に採用した材料の物性値

構成部材		弾性係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )		ポアソン比 ν
			面内	面外	
C L T	弱軸方向	750	500	19.4	モデル A は別記 モデル B は 0.3
	強軸方向	6890		55.8	
鉄筋		205000	E/2/(1+ν)=78846		0.3
梁要素(解析用)					

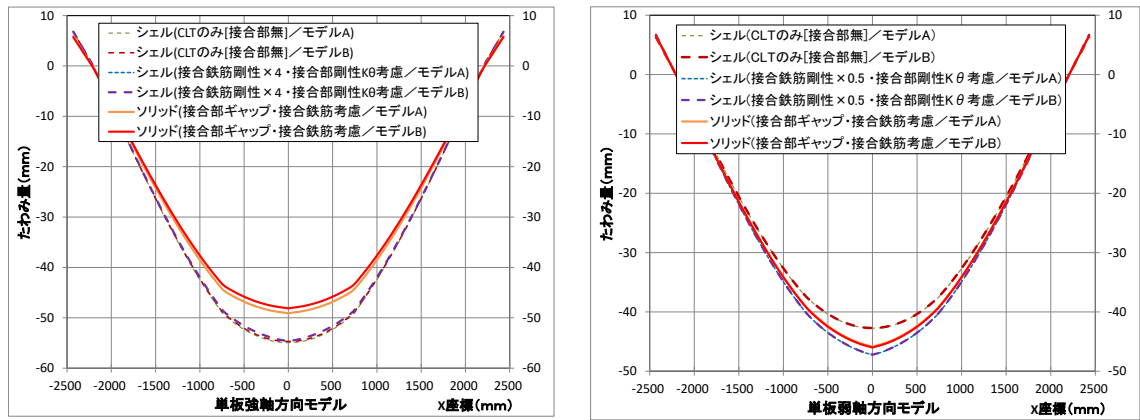


図 2-12 各モデルによる CLT 単板の面外曲げ変形予測曲線  
(解析用支持点はピンローラー支持)

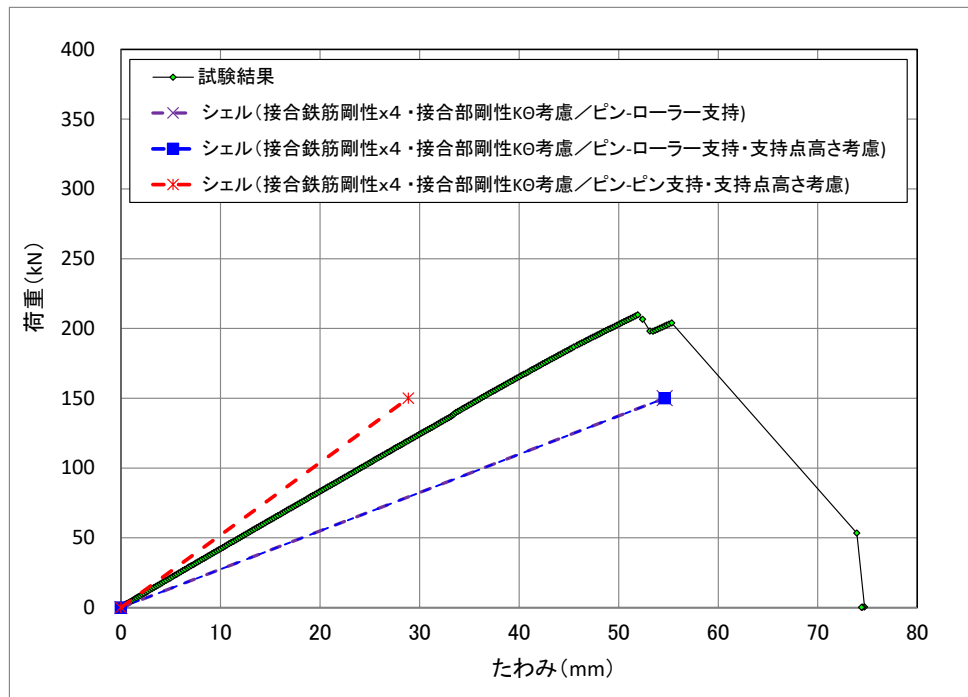


図 2-13 CLT の実大面外曲げ試験と各種モデル FEM 解析との比較

## ②CLT 重ね梁の FEM 解析と曲げ試験との比較

二方向の CLT フラットスラブのシェルモデルを構築するに際して、CLT の一方向の曲げ試験結果に対して、ソリッドモデルによる FEM 解析結果を行い、その解析結果を参考にシェルモデルを以下のように作成した。

参考文献 3) に示す CLT の単板実大強軸方向面外曲げ試験において、GIR 接合部の鉄筋の材軸方向に付着割裂破壊を伴う破壊性状を示した。それに伴い GIR 接合部に用いている鉄筋を挿入している鉄筋区間 (例えば図 2-14 に示すモデル図参照) は、鉄筋の曲げ剛性と CLT の曲げ剛性との違いから、変形性状が他の CLT のみの区間と異なることが予想された。また設計時にはポアソン比を一律の値で扱える可能性を考慮して、ポアソン比の影響を調べる必要がある。そこで CLT 重ね梁の FEM 解析を行うに先立って、CLT 単板の実大面外接合部曲げ試験を模した FEM 解析をソリッドモデルとシェルモデルの双方で行い、比較的簡易なシェルモデルのモデル化の妥当性について検討した。図 2-12 の各モデルによる CLT 単板の接合部面外曲げ載荷時における変形曲線を示す。なおポアソン比は、参考文献 5) を参考に、面内方向の  $\nu_{XY}$  を  $\nu_{LR}$  と  $\nu_{LT}$  の平均となる 0.45、面外方向に関係する  $\nu_{XZ}$  と  $\nu_{YZ}$  を 0.6 (ソリッドモデルのみ) と設定した場合をモデル A とし、すべての方向のポアソン比  $\nu$  を 0.3 とした場合をモデル B としている。図 2-12 から、GIR 接合による CLT 単板接合材の面外曲げ形状を考慮するには鉄筋が挿入された GIR 接合部の曲げ剛性を適切に評価する必要があるとわかった。鉄筋の曲げおよび軸剛性を考慮するために、CLT 接合部に挿入している鉄筋区間に梁要素をシェル要素と同一節点に並列で設定し、多数本の鉄筋を解析モデルでは 2 本の梁要素に集約して平面的に配置した。その梁要素に用いる断面二次モーメント  $I$  は、0.5m 幅あたりの上下の鉄筋を 1 本の曲げ材に集約した断面二次モーメントの合計  $I$  として次に示す値とした。

強軸：  $I =$  上下各 8-D22 の CLT 厚中心軸周り断面 2 次モーメント

弱軸：  $I =$  上下各 2-D22 の CLT 厚中心軸周り断面 2 次モーメント

この解析では、シェルモデルの強軸接合部における梁要素の曲げ剛性を強軸  $I$  の 4 倍、弱軸接合部における梁要素の曲げ剛性を弱軸  $I$  の 0.5 倍の剛性増大率 (剛性増大率の各値は、試行錯誤の解析結果より導出) を乗じることで、GIR 接合部を考慮した CLT 板のたわみ曲線が試験と整合する。そこで今後のシェルモデルを用いた FEM 解析での鉄筋区間の梁要素の剛性増大率を、このように設定した。またポアソン比の影響は、モデル A とモデル B を比較すると、ソリッドモデルの強軸モデルで 2% 程度、ソリッドモデルの弱軸モデルで 0.3%、シェルモデルの強軸モデルで最大 0.4% 程度、シェルモデルの弱軸モデルで最大 0.06% 程度と小さく、ポアソン比を一律 0.3 として扱うことは可能であると判断できる。したがってこれ以降の解析では、CLT のポアソン比は、工学的判断で一律 0.3 とする。

また図 2-13 に、CLT の強軸方向実大面外曲げ試験結果と各種シェルモデルによる FEM 解析結果との比較を示す。図 2-13 より FEM 解析のシェルモデル化では、GIR 接合に伴う鉄筋区間の剛性増大率に実験より得られた接合部の接合部回転バネ定数  $K_{\theta}$  を加えて、さ

らに支持点位置における試験体の厚さを考慮して支持点高さ相当の剛材を支持点に考慮させたモデル化の方が、変形適合性が良い。また CLT の単板実大面外曲げ試験における端部支持状態は、FEM 解析における端部支持条件がピン・ローラー支持とピン・ピン支持の中間値を示すことより、実験では端部支持点に摩擦による抵抗があることが確認された。以上の点を考慮して、参考文献 3) に示す重ね梁の曲げ試験である 1 m 幅の CLT 重ね梁①試験体を対象に FEM 解析を実施した。図 2-14 に重ね梁シェルモデルの概要を示す。CLT は一枚ごとに材芯で直交異方性のシェル要素とし、鉄筋の曲げおよび軸剛性を考慮するために、CLT 接合部鉄筋区間（図 2-14 参照）に梁要素をシェル要素と同一節点に並列で 2 本に集約して設定した。梁要素に用いる断面二次モーメント  $I$  は、前述した CLT 単板接合部の単純面外 FEM 解析より得た値、すなわち 1 m あたり 2 本に集約した断面二次モーメントの合計  $I$  に対して、シェルモデルの強軸接合部の梁要素の曲げ剛性を強軸  $I$  の 4 倍、弱軸接合部の梁要素の曲げ剛性を弱軸  $I$  の 0.5 倍の剛性増大率を乗じた値とすることで、シェルモデルの回転剛性を CLT 接合部要素試験から得られた接合部の回転剛性である強軸方向:  $21200\text{kN}\cdot\text{m/rad}$ 、弱軸方向:  $1600\text{kN}\cdot\text{m/rad}$  と合わせた。またシアキー部のモデル化は図 9 による。なお境界条件は、両端をピン支持としたモデルと、両端をピン支持でさらに試験体の厚さを考慮して支持点高さ相当の剛材を支持点に考慮した剛梁によるモデル化を設定したモデル（以下オフセットモデル）の 2 種類とする。FEM 解析の両モデルと参考文献 3) に示す重ね梁①の試験結果より荷重変形曲線の比較を図 2-15 に示す。図 2-15 により、ソリッドモデルでは、端部支持条件がピン・ローラー支持より両端ピン支持の方が、剛性が高くなり、更に両端ピン支持オフセットモデルの方が、剛性が高くその値はほぼ重ね梁試験値に近い。またこの結果より、梁試験における境界条件は、完全な一方ピン他方ローラー支持ではなく、むしろ両端ピン支持に近い状態であったと考えられる。なお紙面の都合で詳細は割愛するが、図 2-15 に示すようにシェルモデルは試験体を考慮したモデルが試験値に近い。したがって、ソリッドモデルに合うようにシェルモデルを作成した FEM 解析を設計に利用することは可能であると判断できる。

### ③CLT 二方向フラットスラブの FEM 解析

CLT フラットスラブでは二方向に荷重が分散されるため、一方向荷重伝達機構の梁要素とは異なる変形性状が予想される。そこでその特性を把握するために、実プロジェクトと同一である CLT の厚さ 30mm のラミナを用いた 5 層 7 プライのスギ S60A 種構成（総厚さ 210mm）を、直交に二枚重ね合わせた総厚さ 420mm を有する  $10\text{m}\times 18\text{m}$  二方向フラットスラブ（スパン間は  $8\text{m}\times 8\text{m}$  を基準とした片方向に 2 スパンで、両端に各 1m の張り出し部を持つ二方向フラットスラブ）を対象に、シェルモデルによる FEM 解析を実施した。材料物性は、表 2-1 による。 $10\text{m}\times 18\text{m}$  二方向フラットスラブは、構造形態や荷重の対称性を考慮して、図 2-16 に示す 1/4 の範囲で解析モデルを作成した。また解析モデルは、前節の重ね梁曲げ試験を対象に作成したシェルモデルを踏襲して作成した。図 2-17 に  $10\text{m}\times$



図 2-18 に FEM 解析による長期荷重時の 10m×18mCLT 二方向フラットスラブの応力分布図の例, 図 2-19 に CLT 二方向フラットスラブの FEM 解析による自重による変形図, 図 2-20 に CLT 二方向フラットスラブの FEM 解析による固有振動数のモード図と固有振動数を示す。図 2-19 より, 柱支持部のキャピタル部分付近 (図中赤丸印部) では, 急激に変形する形状となっており, これはせん断力が急激に大きくなるため, せん断変形が大きいことを示している。

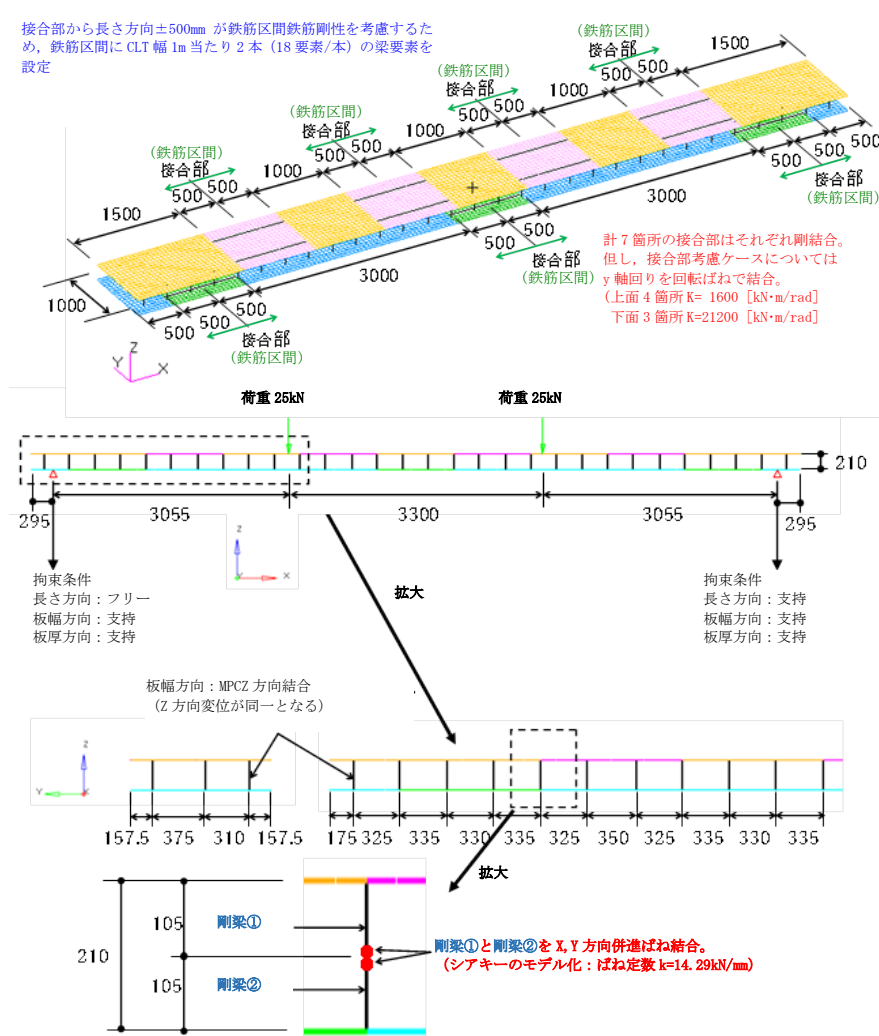


図 2-14 CLT 重ね梁シェルモデルの概要

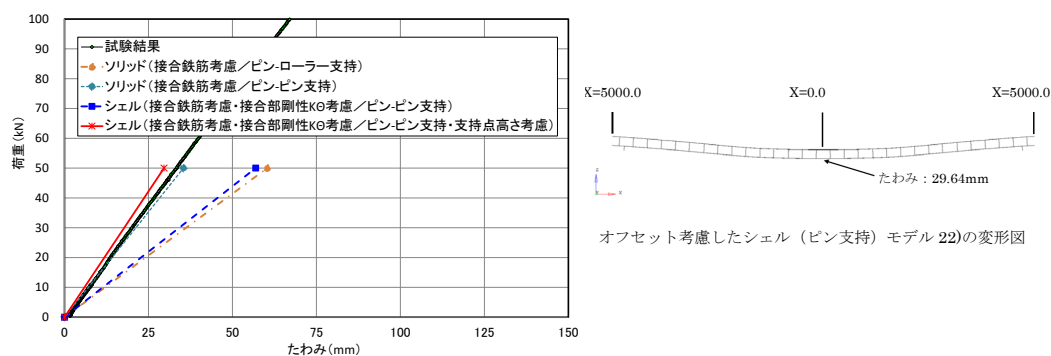


図 2-15 FEM モデルと重ね梁試験との荷重変形曲線と変形図例

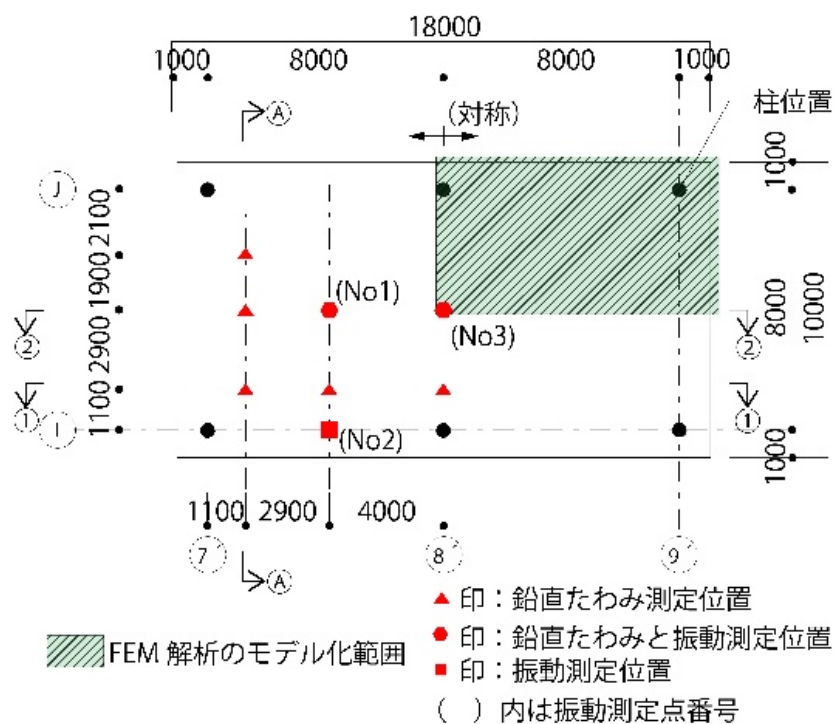
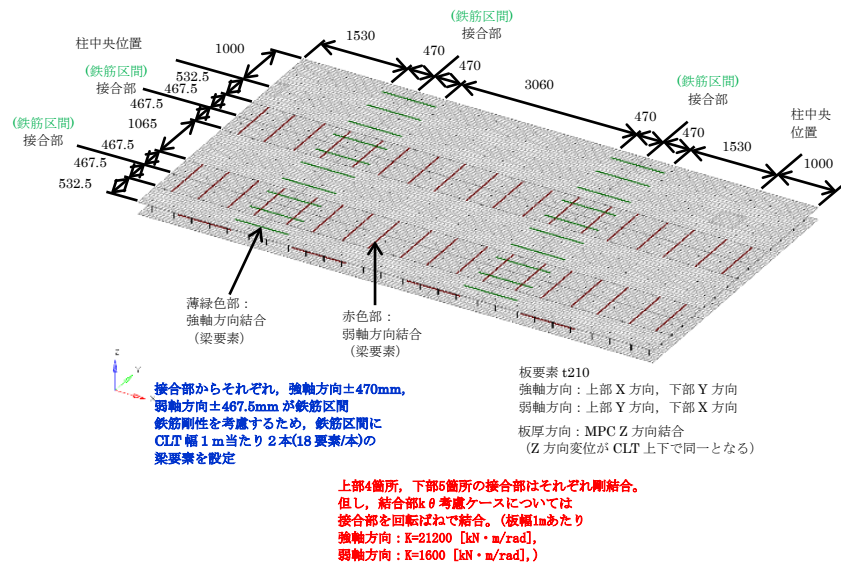


図 2-16 10m×18m フラットスラブを対象とするモデル化範囲



対称条件 (拘束方向)：  
X 方向並進変位  
Y 軸回り回転  
Z 軸回り回転

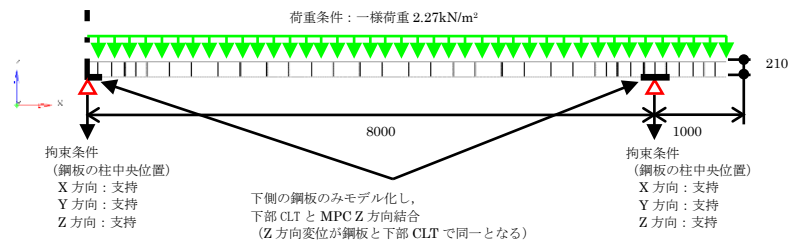
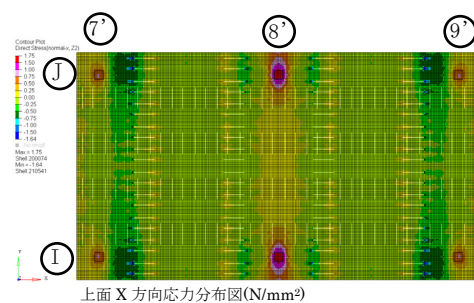


図 2-17 10m×18m フラットスラブモデルの概要



フラットスラブ  
上面 X 方向の応力分布  
(N/mm<sup>2</sup>)

図 2-18 FEM 解析によるフラットスラブの自重での応力分布例

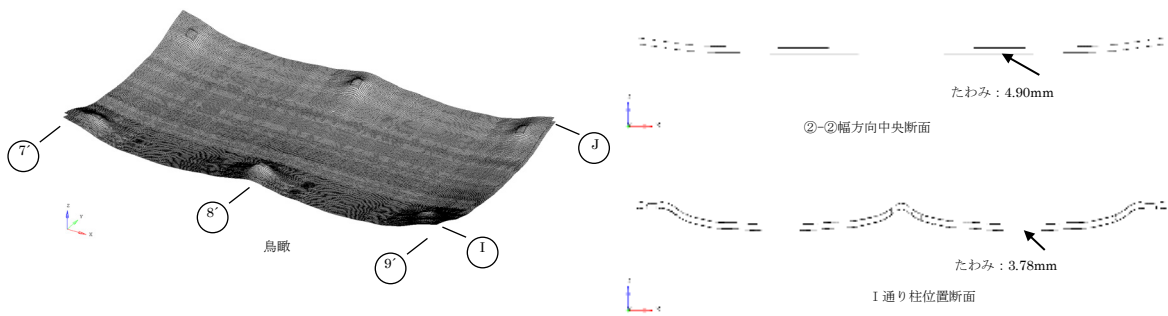


図 2-19 FEM 解析によるフラットスラブの自重での変形図

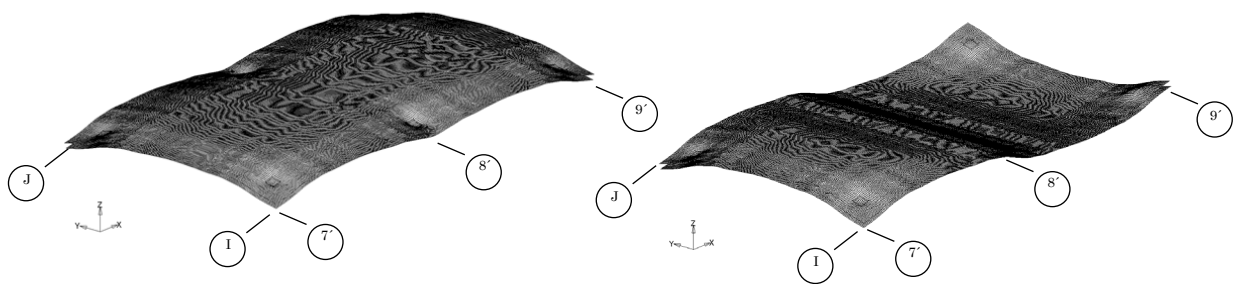


図 2-20 FEM 解析によるフラットスラブの固有振動モード図

#### 2.2.4. 解析結果と実験結果の比較

FEM 解析によるたわみ量推定の妥当性を確認するために、実プロジェクト<sup>3)</sup>で RC 柱の上部に金物を介して取り付けた CLT 二方向フラットスラブを用いて、動的加振による鉛直方向の固有振動数の測定と、自重によるたわみ量の測定試験を行った。動的加振の方法は、人間（体重 700N）の一人跳躍により衝撃加振を付与することとした。なお CLT 二方向フラットスラブのモジュールは、前節の FEM 解析で用いた 8m×8m グリッドのフラットスラブが 2 スパン分となる形状で、各方向に 1 m の張り出し部分を有している。CLT 二方向フラットスラブに用いた CLT は、各種要素試験時と同様の厚さ 30mm のラミナ（ラミナ幅 120mm）を用いた 5 層 7 プライのスギ S60A 種構成（鹿児島県産と宮崎県産によるスギ材で総厚さ 210mm）を、直交に二枚重ね合わせた総厚さ 420mm を有している。

#### 2.2.5. 実大試験体による提案手法の確認

##### ①鉛直方向の固有振動数測定による実測値と解析値との比較

動的加振による実プロジェクトにおける CLT 二方向フラットスラブの鉛直方向の 1 次固有振動数の実測値は  $f_1=6.3\text{Hz}$  であった。測定点情報を図 2-16 に、実測した CLT 二方向フラットスラブの振動性状を図 2-21 に、振動諸元値の解析値と実測値の比較を表 2-2 に示す。解析の 3 次から 5 次は振動数が非常に近接しているため、実測では明確に分離できないと考え 1 つのモードと見なした。

固有振動数の実測結果は総じて解析値に対し 20%程度下回る。各々 1 次のモードに対する比率を求めると、解析値と実測値は概ね一致していることから、固有モード形状は解析で評価できていると考えられる。解析と実測の重量差は小さいと仮定すると、実測値から算出される剛性は解析値に対し 35%程度低下する。一方、減衰定数については 0.5%から 1.5%と通常の RC スラブよりも低く、定値減衰に近い傾向が見られ、高次モードの影響が生じやすいと考えられる。剛性評価における実測値と解析値との相違は、後述する鉛直たわみ確認試験と合わせて考察する。

##### ②鉛直たわみ確認試験による実状と解析との比較

実プロジェクトにおける CLT 二方向フラットスラブの鉛直たわみの測定には、レーザー距離計（BOSCH 社製レーザー距離計 GLM80、最小測定単位 0.1mm）を用いて、建物の 1 階床レベルから支保工ジャッキダウン前後による鉛直変位差を測定した。鉛直変位測定点を図 2-16 に、鉛直変位結果を図 2-22 に示す。屋根部支持金物以下は、RC 構造であるため、鉛直変位は生じないと仮定できる。なお鉛直たわみ測定試験では、柱支持部分の CLT へのめり込み量も考慮した絶対的な変位であるのに対し、シェルモデルによる FEM 解析では、柱位置の鉄骨フラットプレート（380mm×380mm）のめり込みによる沈下量は含まれてい

ない。そこで図 2-22 に示す FEM 解析結果については、参考文献 4)に示されているめり込み基準式で得られた柱支持点部分の変位を加算した鉛直変位も合わせて示す。工事段階では、900mm～1000mm ごとにサポート梁を配置して支保工で支持しながら CLT 二方向フラットスラブを配置し、その後一気にジャッキダウンをしている。支保工等の配置精度を考慮すると、支保工等のある初期時の CLT に作用する応力状態が RC 構造のように完全に 0 でないと推測される。実測値と解析値には差異が確認できるが、変形性状の傾向はトレースできており、本解析方法により変形予測できると判断できる。

端部における変位は、解析値の方が実大 CLT 二方向フラットスラブの実測値よりも大きい。すなわち、解析におけるめり込みによる変位が大きめに評価されている反面、フラットスラブの内側の変形については、解析の方がやや小さめに評価されているものの設計で用いることは可能な程度であると考えられる。また柱支持部のキャピタル付近を示す図 17 の①-①断面の変形図では、FEM 解析による鉛直変位の方が大きい。今回の FEM 解析においては、参考文献 1)による示すせん断弾性係数  $G$  を用いているが、参考文献 8)による CLT の面外方向せん断弾性係数は、5 層 5 プライの場合であるが参考文献 1)で示す値より強軸方向で 3.7～6.7 倍、弱軸方向で 4.5～8.6 倍の値を示している。また文献 9)によると、他の層構成でもほぼ同じ傾向が認められる。したがって、参考文献 1)におけるせん断弾性係数の値は、実状の CLT のせん断弾性係数の値より過小値となっているため、FEM 解析では支持点近傍部で、急激に変形する影響が過大に評価されていると想像される。また、図 2-19 に示す FEM 解析による自重での変形状態と、図 2-20 に示す 1 次モード形状の両者は、同一形状（上下逆転）と見なすことができ、スラブ中央部の面外曲げ変形が主として卓越する。図 2-22 の②-②断面中のフラットスラブ中央部変位の実測値は、解析値（めり込み無視・考慮ともに）に対し増大している。これより実測値から算出される剛性は解析値に対し、めり込み無視の場合で 25%程度、めり込み考慮の場合で 9%程度低下することが確認できた。

CLT フラットスラブの剛性評価においては、振動測定時・たわみ計測時ともに、実測値が解析値を下回る傾向が確認された。その原因としては、CLT フラットスラブの FEM 解析には評価されていない支持点でのめり込み評価および支持点近傍部のせん断剛性評価によるものと考えられ、本ケースでは合計で 30%程度前後することが確認された。

表 2-2 解析値と実測値の比較

解析値			実測値			
次数	固有振動数	割合	次数	固有振動数	減衰定数	割合
1 次	7.8Hz	(1.0)	1 次	6.3Hz	1.0%	(1.0)
2 次	9.1Hz	(1.17)	2 次	7.5Hz	1.5%	(1.19)
3 次	13.8Hz	(1.77)	3 次	11.1Hz	1.0%	(1.76)
4 次	14.0Hz	(1.79)				
5 次	14.0Hz	(1.79)				
6 次	15.6	(2.00)	4 次	13.5	1.0%	(2.14)

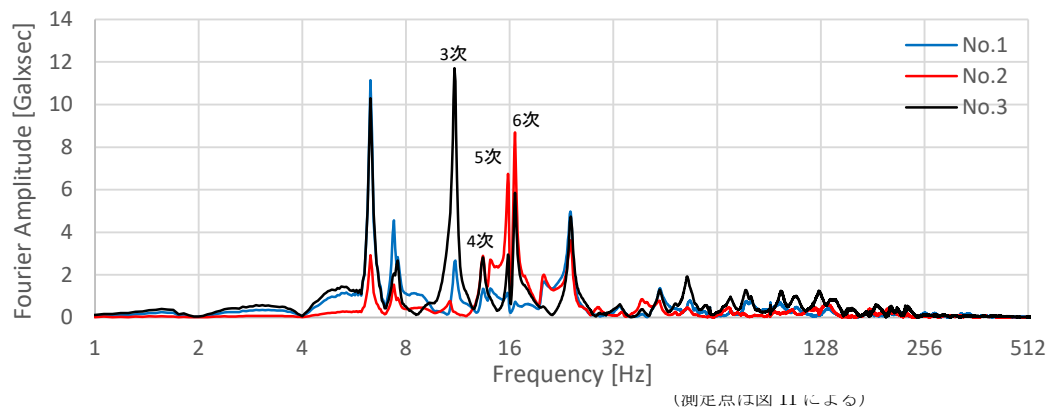


図 2-21 実大 CLT 二方向フラットスラブの振動測定結果

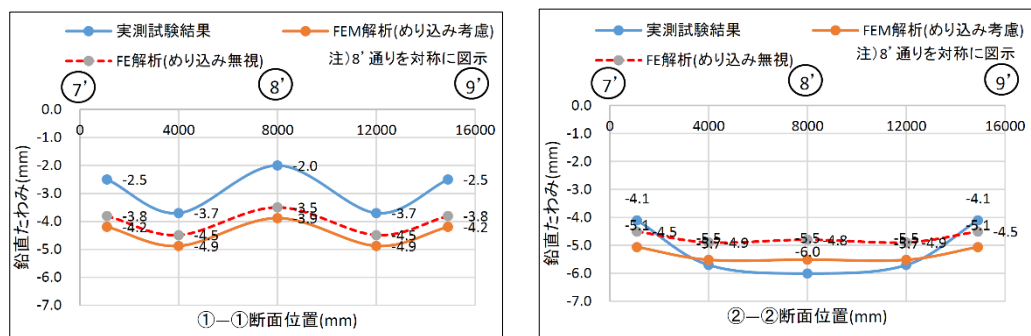


図 2-22 FEM 解析と実測試験結果による鉛直たわみ量の比較

#### 2.2.6. 参考文献

- 1) (財)日本住宅・木材技術センター：2016 年公布・施行 CLT 関連告示等解説書，2016.7
- 2) (財)日本住宅・木材技術センター：2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル，2016.11
- 3) 村上，三松，江坂，塩崎，小松，村上：重ね梁形式の CLT 二方向フラットスラブの設計方法に関する実験的研究，日本建築学会技術報告集，第 24 巻，第 57 号，2018.6
- 4) 日本建築学会：木質構造基礎理論，pp.107～111，2010
- 5) 澤田：木材の変形挙動，(社)日本材料学会，材料，第 32 巻，第 359 号，1983.8
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 7) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説 2006 年版，2006
- 8) 藤田，野沢，宮武，長尾，加藤，軽部，園田，中原：CLT の面外方向の曲げ性能に幅はぎ接着が与える影響—5 層 5 プライの場合—，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，2016.8
- 9) 宮武，青木：CLT パネルの強度特性，CLT パネル構造における構造設計の課題，日本建築学会大会（東北），木質構造 PD 資料，pp.21，2018.9



### 2.3. まとめ

大断面集成材の継手を想定した複数の接合具からなる GIR 接合部において、実務設計レベル（終局耐力に対し 3～4 割程度の余裕度が確保された場合＝部材応力を短期許容応力度未満に留め、弾性挙動を保持する場合）では、圧縮軸力と曲げモーメントが同時作用する複合応力下での接合部耐力および剛性評価に、本稿の提案手法が適用できることを示した。一方、降伏から終局耐力に近い領域では、理論解は実験結果に比べ曲率および回転角が低めに評価される傾向があった。これについては、複合応力試験での回転角計測のための標点間距離と、引張要素試験から得られる見かけのヤング係数評価のための長さとの同一となる、適切なヒンジ長さ  $L_h$  を解析と実験の両面から検証するとともに、木材自体の異方性・非線形性等の影響も考えられるため、今後の研究が必要であると考ええる。

- ・ CLT 二方向フラットスラブ構造システムに対し、GIR 接合を有する CLT の面外曲げ試験結果を基に、CLT 重ね梁の FEM モデルを構築する事は可能であり、CLT 重ね梁の面外曲げ試験で得られた挙動とソリッドモデルによる解析結果はよく合うことが確認された。
- ・ 接合鉄筋挿入区間とそれ以外とを区別して評価するシェルモデルによる 10m×18m の CLT 二方向フラットスラブの解析結果と、実測によるたわみ測定結果および振動測定結果より、本手法による変形性状および振動モード解析は十分有効であることが確認された。
- ・ CLT 二方向フラットスラブの鉛直振動における減衰定数は、0.5%から 1.5%となり、通常の RC スラブよりも低く、定値減衰に近い傾向が見られ、高次モードの影響が生じやすいことが確認された。
- ・ CLT 二方向フラットスラブの支持点近傍部はせん断力が大きいため、より精度を高めて解析するためには、CLT の面外方向のせん断弾性係数を実験等から設定する方が望ましいと考えられる。
- ・ 本検証は同一等級構成材の CLT に対するものであり、異等級構成材への適用性までは未検証であるが、実験を含む一連の検討過程を経ることで、合理的モデル化は可能と考えられる。

### 3. 建築物の大規模化を可能とする構造技術の提案と評価

大規模木造建築物の実現のためには、ファスナーレベルから接合部・建物全体の視点に亘る、横断的な構造技術が必要だと考える。本章では、中小地震から大地震までの外乱に対応するために靱性能確保の視点に重きを置いた。その上で、構成要素ごとに構造技術の提案を行い、実験による性能確認を行った。

#### 3.1. 構造用ビスを用いたファスナーレベルにおける割裂補強と靱性確保の提案

ドリフトピン接合は、ドリフトピンの曲げ・せん断抵抗によって内部応力を伝達する接合法であり、現在、住宅から中大規模建築物まで広く実用される。接合部に求められる耐力に応じた径・本数を設定することにより、様々な部材寸法に適用できる。また、ドリフトピンの曲げ降伏により、接合部に変形性能をもたせることが可能な一方で、接合部の条件によっては木材に割裂破壊が生じ、十分な変形性能が得られない場合もある。

このときの破壊形式を考えると、引張力が作用する通直材端部およびせん断力と曲げモーメントが作用する横架材の継手・仕口等の代表的なファスナー部分では、方性の強い木材・木質材料では、その作用部位が弱点となり、割裂破壊が生じやすい性質がある。このため破壊性状が最終的には脆性的になり、他の建築構造材料と同等の靱性能を確保することは難しいと言われている。構造用ビスによる接合部補強に関する研究は、海外で先行しており、I. Bejtka ら<sup>1)</sup>は、ヨハンセンの降伏理論を拡張した設計モデルを提案し、F. Lam ら<sup>2)</sup>は、ビス補強されたボルト接合部に対する載荷実験を実施した。また H. J. Blaß ら<sup>3)</sup>、D. Lathuillière ら<sup>4)</sup>は、ドリフトピン接合部に生じる脆性的な破壊形式を指摘するとともに、外国産材による実験結果から、補強による靱性向上効果を示し、様々なビス仕様に対する比較実験<sup>5), 6)</sup>も報告される。一方、国内では並木<sup>7)</sup>ら、松永ら<sup>10), 11)</sup>により、国産のスギ製材・集成材に対する実験が示される。

本研究では、製材（ヒノキ・スギ）、集成材（スギ）という複数の国産の木質材料を対象に、ビス補強による割裂補強および靱性確保の効果を実験にて検証した。さらに、木材に潜在する内部割れに対するビス補強効果の検証のため、意図的にスリットを設けた試験体による要素試験を行った。

### 3.1.1. ドリフトピン接合を用いたファスナーにおける改善提案

引張力が作用する通直材端部のファスナー部分では、割裂破壊が生じやすい。さらに、製材を用いた場合、人工乾燥に伴う内部割れの発生も懸念される。

ファスナー部分付近に内部割れが生じた場合、特にドリフトピンを用いた工法を採用するケースでは、亀裂の進展等による悪影響が生じ、ファスナー部分における耐力・靱性が低下する可能性がある。製材を用いる場合の架構形式・接合部形式には、これを考慮し、内部応力の伝達経路を適切に確保できる接合方式を採用する必要がある。

一方で、近年の木材活用政策においては、国産材の製材での利用促進も進められており、金物工法等が採用される事例も見受けられる。ここでは、ファスナー部分の割裂破壊の抑制および靱性確保を目的として、木材の繊維直交方向に構造用ビスを打ち込む工法の提案を行うとともに、実験による性能確認の結果を報告する。

#### 3.1.1.1. 要素試験における実験内容（引張）

内部割れの発生を模擬した部材に設けたドリフトピン接合に対する要素試験を行い、ビスによる補強効果を実験的に確認することを目的とした。試験では、ドリフトピン（ $\phi 12$ , L103）＋ホゾ金物（HDP15）から成る柱端接合部に対し、材軸方向（木材の繊維方向）への引張接合を想定する。この接合では、ファスナーに生じる引張力に対して、繊維方向にドリフトピンがめり込む力が作用することで、抵抗機構が形成される。

試験体は、材端の木口面から設けた先孔にホゾ金物を差し込み、このホゾ金物と木材を1本のドリフトピンにより緊結する構成とし、木材はヒノキ製材（E90, 105×105×600mm）とした。内部割れを模擬するため、木口からドリフトピン孔までの間に幅3mmのスリットを設け、構造用ビスによる補強の有無での比較を行った。試験体は補強有×3体（RT-01～03）、補強無×1体（NRT-01）とした。補強には径5mm、長さ105mmの構造用ビス（JT5-105）を使用し、ドリフトピンに対し、芯間隔を8.5mmとして両者が接触する程度の極めて近傍へ打ち込んだ。試験体図を図3-1に、試験時の木材の含水率を表1に、試験状況を写真3-1～写真3-3に示す。

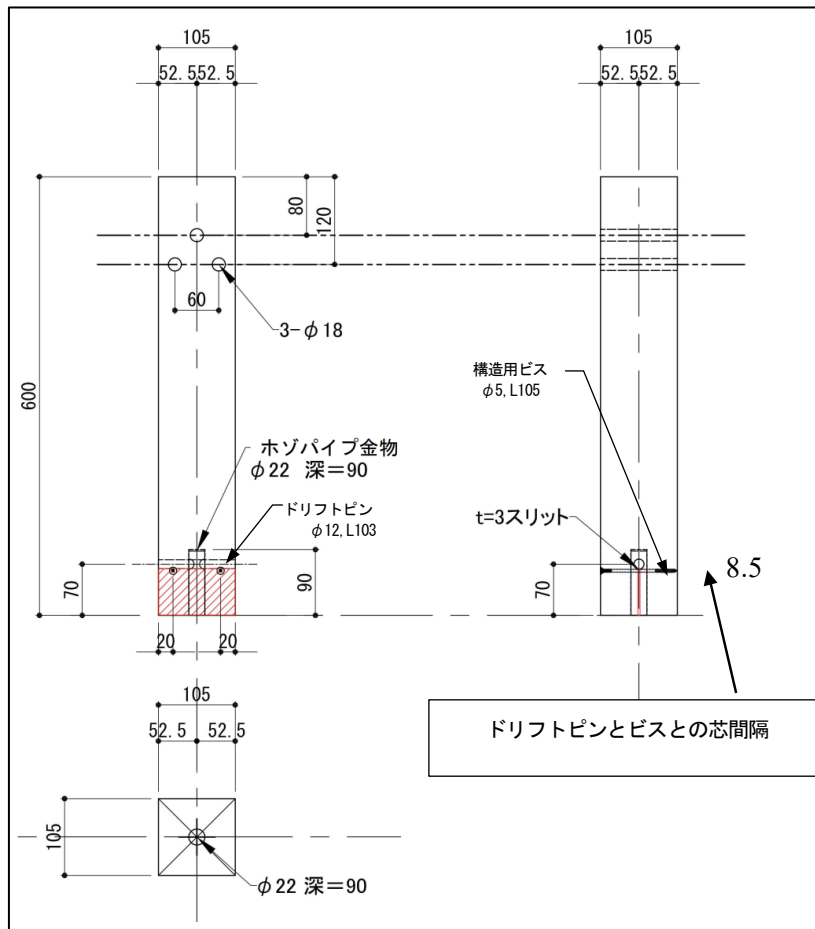


図 3-1 試験体図

表 3-1 試験体の含水率(%)

試験体	含水率
RT-01	9.5
RT-02	11.0
RT-03	10.0
NRT-01	15.0



写真 3-2 試験状況

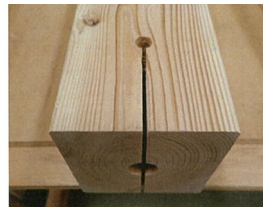


写真 3-1 スリット概要



写真 3-3 変位測定方法

ファスナー部の変位 ( $\delta p$ ) は、試験体の直交する 2 面にて相対変位を測定し、両者の平均値を変形量とした。引張荷重は試験で実測された荷重値とし、特性値（降伏耐力  $P_y$ 、降伏変位  $\delta_y$  等）は参考文献 12) に準拠した、完全弾塑性モデルにより算出した。

### 3.1.1.2. 要素試験における実験結果（引張）

表 3-2 に主要な試験結果および完全弾塑性モデルで算出した特性値を示す。図 3-2 に各試験体の引張荷重と引張変位の関係および、完全弾塑性モデルでの算出結果を示す。

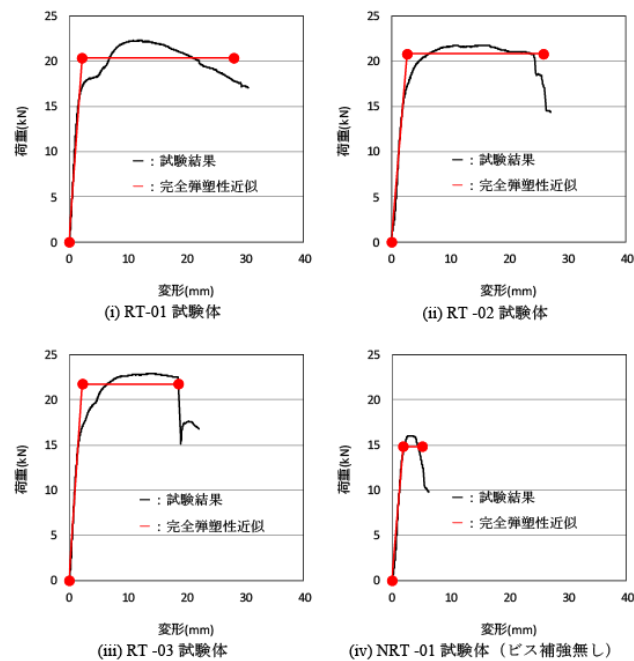
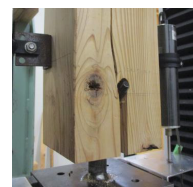


図 3-2 荷重-変形関係と完全弾塑性モデルとの比較



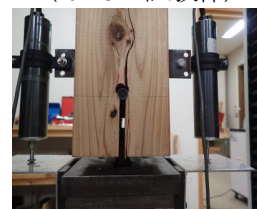
ドリフトピンの曲げ変形  
(RT-01 試験体)



材の割裂破壊  
(RT-02 試験体)



ビスの曲げ変形  
(RT-02 試験体)



材の割裂破壊  
(NRT-01 補強ビス無し)

写真 3-4 試験体の破壊性状

表 3-2 試験結果

試験体名		RT-01	RT-02	RT-03	平均値	NRT-01 (ビス補強なし)
$P_{max}$	(kN)	22.3	21.8	22.9	22.3	16.0
$\delta_{P_{max}}$	(mm)	12.1	10.8	13.8	12.2	2.79
$P_y$	(kN)	15.5	14.8	14.7	15.0	12.3
$\delta_y$	(mm)	1.65	1.87	1.52	1.68	1.55
$\delta_u$	(mm)	28.0	25.9	18.6	24.2	5.15
$K$	(kN/mm)	9.43	7.89	9.61	8.98	7.90
Energy		549	511	381	480	62.6
$P_u$	(kN)	20.4	20.8	21.8	21.0	14.9
$\delta_v$	(mm)	2.16	2.64	2.27	2.36	1.88
$\mu$		13.0	9.80	8.21	10.3	2.74
$D_s$		0.20	0.23	0.25	0.23	0.47

注)  $\delta_{P_{max}}$  : 最大荷重時の変位、 $\delta_y$  : 降伏変位、 $\delta_u$  : 終局変位、 $P_u$  : 終局荷重、  
 $\delta_v$  : 完全弾塑性モデルの降伏点変位、 $\mu$  : 塑性率、 $D_s$  : 構造特性係数

### 3.1.1.3. 要素試験における実験内容（引張+曲げ）

前記の要素試験結果を踏まえ、構造用ビスを用いたファスナー部の補強提案に対し、軸力と曲げモーメントが作用する複合応力下において、実験的検証を行った。

ここでは、実建物にも採用可能な斜柱型耐震架構（図 3-3）を想定し、斜柱を鉛直荷重支持部材とともに、地震・風等の水平荷重の支持・抵抗要素としても働くことを意図した。このため斜柱の柱頭・柱脚部には、軸力と曲げモーメントが同時に作用することを想定している。なお、圧縮力に対しては、斜柱の木口面からの圧縮により荷重伝達させる設計とし、引張力に対しては、繊維方向にドリフトピンがめり込む力が作用することで抵抗する。さらに、曲げモーメントに対しては、ホゾ金物を介した応力伝達を想定している。

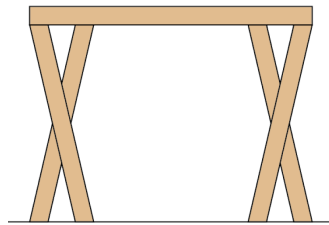


図 3-3 斜柱型耐震架構

試験体は、材端の木口面から材軸に対して斜め方向に設けた先孔にホゾパイプを差し込み、このホゾ金物と柱材とを直交に配置した 2 本のドリフトピン（ $\phi 12$ , L118）により緊結した。柱材はヒノキ製材（E90,  $120 \times 120 \times 600\text{mm}$ ）とし、内部割れを模擬するため、木口からドリフトピン孔までの間に幅 3mm のスリットを直交する 2 面に設け、ビス補強の有無での比較を行った。試験体は補強有 $\times 3$ 体（RHP-01 $\sim$ 03）、補強無 $\times 1$ 体（NRHP-01）とした。補強には径 5mm、長さ 105mm の構造用ビス（JT5-105）を使用し、ドリフトピンに対し、芯間隔を 8.5mm として両者が接触する程度の極めて近傍へ打ち込んだ。試験体図を図 3-4 $\sim$ 図 3-6 に、試験状況を写真 3-5 $\sim$ 写真 3-8、試験時の木材の含水率を表 3-3 に示す。

加力は前記試験と同様に引張方向への単調加力とし、鉛直方向に向けた材軸に沿って载荷した。接合金物が鉛直方向に対し傾斜角をもって取り付くため、ファスナー部に引張力および、これに伴い付加的に発生する曲げモーメントを同時に作用させることを図った。このとき、試験体の上部に振れ止め用の車輪を設置し、全体回転を防止した上で、試験を実施した。ファスナー部の変位（ $\delta p$ ）は、試験体の側面 4 面にて相対変位を測定し、四者の平均値を変形量とした。引張荷重は試験で実測された荷重値とした。特性値は、前記試験と同様に完全弾塑性モデルにより算出した。



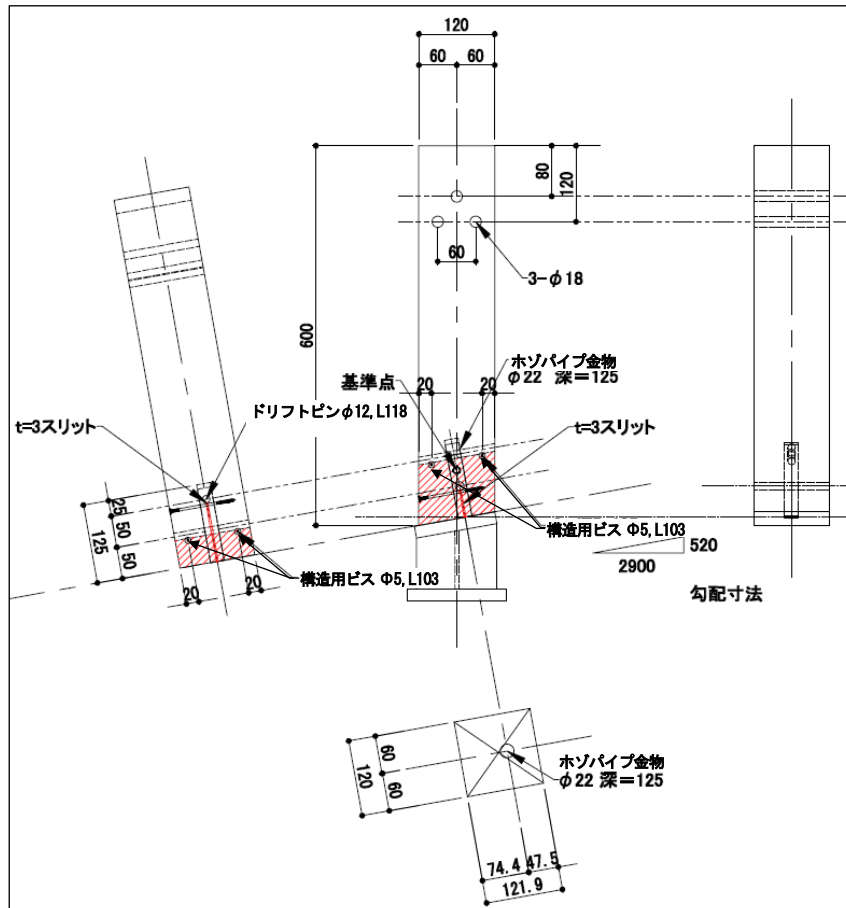


図 3-4 試験体の図面（依頼者提供図面）

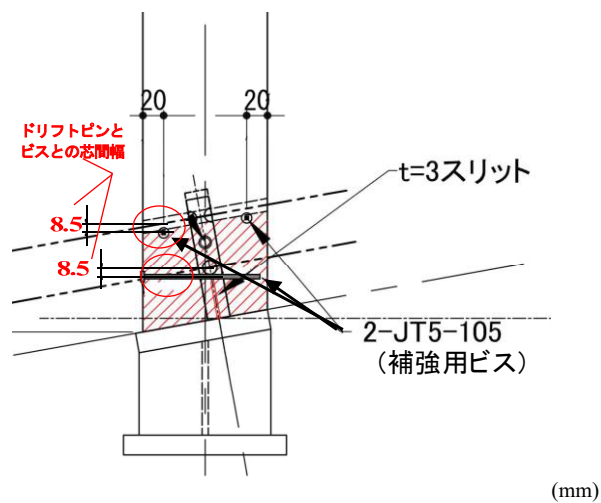


図 3-5 補強用ビスの埋め込み位置



写真 3-5 試験体全景



写真 3-6 変位測定方法



写真 3-7 スリット加工概要



写真 3-8 試験に用いた接合金物

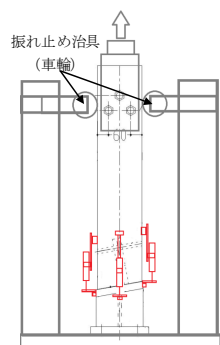


図 3-6 試験方法概要

写真 3-9 ビスとドリフトピン

表 3-3 試験体の含水率(%)

試験体	含水率
RHP-01	16.0
RHP-02	15.5
RHP-03	15.5
NRHP-01	14.0

#### 3.1.1.4. 要素試験における実験結果（引張+曲げ）

表 3-4 に主要な試験結果および完全弾塑性モデルで算出した特性値を示す。図 3-7 に各試験体の引張荷重と引張変位の関係および完全弾塑性モデルの結果を示す。

表 3-4 試験結果

試験体名	RT-01	RT-02	RT-03	平均値(補強有)	NRT-01(補強無)
$P_{max}$ (kN)	22.30	21.80	22.90	22.30	16.00
$\delta_{P_{max}}$ (mm)	12.10	10.80	13.80	12.20	2.79
$P_y$ (kN)	15.50	14.80	14.70	15.00	12.30
$\delta_y$ (mm)	1.65	1.87	1.52	1.68	1.55
$\delta_u$ (mm)	28.00	25.90	18.60	24.20	5.15
$K$ (kN/mm)	9.43	7.89	0.96	8.98	7.90
$P_u$ (kN)	20.40	20.80	21.80	21.00	14.90
$\delta_v$ (mm)	2.16	2.64	2.27	2.36	1.88
$\mu$ (—)	13.00	9.80	8.21	10.30	2.74
$D_s$ (—)	0.20	0.23	0.25	0.23	0.47

注)  $P_{max}$ : 最大荷重、 $P_y$ : 降伏荷重、 $P_u$ : 終局荷重  $\delta_{P_{max}}$ : 最大荷重時の変位、 $\delta_y$ : 降伏変位、 $\delta_u$ : 終局変位、 $K$ : 初期剛性、 $\delta_v$ : 完全弾塑性モデルの降伏点変位、 $\mu$ : 塑性率、 $D_s$ : 構造特性係数

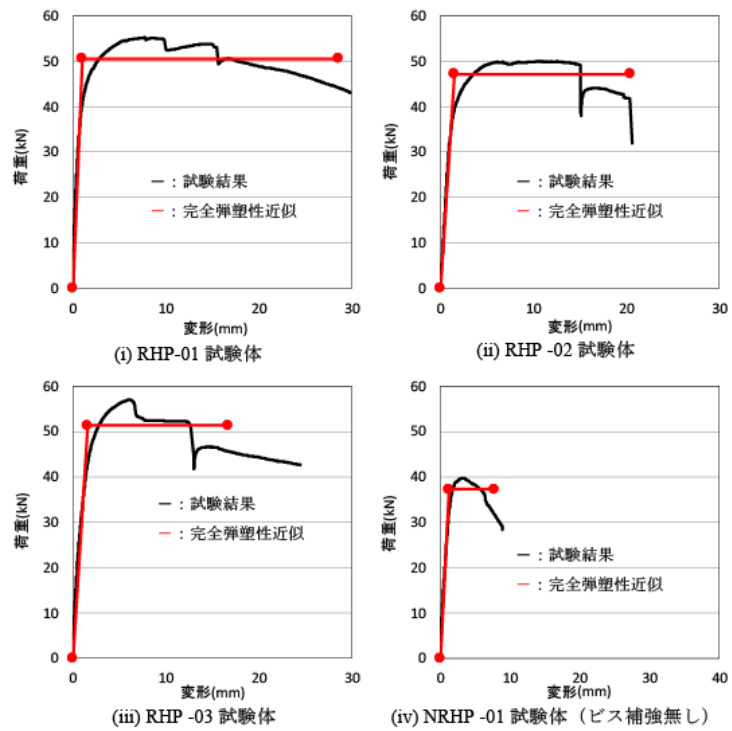
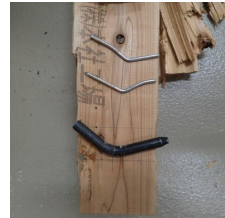


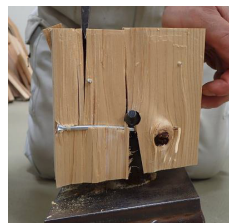
図 3-7 各試験体の荷重と変位の関係と完全弾塑性モデルの結果



終局時の破壊性状  
(RHP-01 試験体)



ドリフトピンとビスの曲げ  
(RHP-01 試験体)



ビスの曲げ変形  
(RHP-03 試験体)



柱に生じた割裂破壊  
(補強無し試験体 NRHP-01)

写真 3-10 試験体の破壊性状

#### 3.1.1.5. 考察

ビス補強を行った試験体（RT）では，載荷初期においてドリフトピン位置から材の上部に割裂破壊が生じたものの，その後荷重が低下すること無くドリフトピンおよびビスが大きく曲げ変形した。RT-01 試験体ではそのまま曲げ変形が進行して終局に至り，RT-02 と RT-03 試験体ではそれぞれ引張変位が 24.4mm と 18.6mm においてドリフトピン上部の材の割れが広がることで荷重が低下して終局に至った。全ての試験体において，ドリフトピンとビスに大きな曲げ変形が確認された。

比較用の補強無試験体（NRT-01）では，変位量 3mm 程度でドリフトピン上部に割れが発生し，その割れが大きく広がることで荷重が低下して終局に至った。また，ドリフトピンの曲げは軽微であった。各試験体の破壊性状を写真 3-10 に示す。

本結果より，終局耐力  $P_u$  では補強有モデルの平均値 21.0kN に対し，補強無モデルでは 14.9 kN となり，40%程度の耐力上昇が認められた。また塑性率では補強有モデルの平均値 10.3 に対し，補強無モデルでは 2.74 に留まり，補強により概ね 3 倍以上の数値となった。ドリフトピンの極近傍へのビス補強により，耐力および靱性能の向上の可能性があることが確認された。

### 3.1.2. 梁受金物を用いた仕口部おける改善提案

本章では、梁受金物を用いた接合部近傍の割裂破壊の抑制および靱性確保を目的として、木材の繊維直交方向に構造用ビスを打ち込んで、この補強を行う工法の提案を行うとともに、実験による性能確認の結果を報告する。

#### 3.1.2.1. 要素試験における実験内容（せん断）

ここでは、内部割れを模擬したスリット付き部材の梁端部に対する金物試験を行った。試験体はスギ製材（E70 105×240×795）の梁材とし、金物には梁受金物（TH-24）と留付け用のドリフトピン（ $\phi 12$ , L103）を使用し、割裂補強として径 8mm、長さ 230mm の構造用ビス（PX8-230）をドリフトピンに対して、芯間隔を概ね 10mm として、両者が接触する程度の極めて近傍へ打ち込み、補強効果を検証した。試験体は補強有×3 体（S-0～2）、補強無×1 体（S0）とし、平均含水率は柱材が 18.5%、梁材が 15.4%であった。試験体図を図 3-8 に、試験状況を写真 3-11 に示す。加力は鉛直方向単調加力とし、特性値を完全弾塑性モデルにより算出した。



写真 3-11 試験状況



写真 3-12 試験体の破壊性状





### 3.1.2.2. 要素試験における実験結果（せん断）

表 3-5 に主要な試験結果および特性値を、図 3-9 に各試験体の荷重と変形の関係および完全弾塑性モデルでの算出結果を示す。本結果より、終局耐力  $P_u$  では補強有モデルの平均値 89.61 kN に対し、補強無モデルでは 74.25 kN となり、補強により 20%程度の耐力上昇が認められた。一方、塑性変形能力および構造特性係数  $D_s$  は、ほぼ同等の性能を示しており、繊維方向と直交する鉛直载荷によるせん断試験では、補強無モデルにおいても急激な耐力および変形能力の消失には至らなかった。

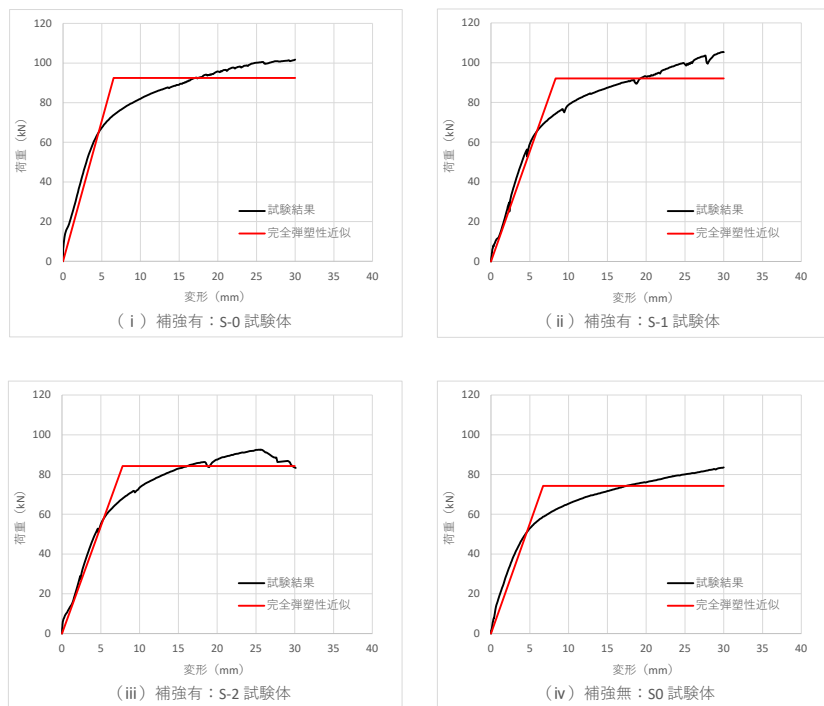


図 3-9 各試験体の荷重-変形関係とその完全弾塑性近似

表 3-5 試験結果

試験体名	S-0	S-1	S-2	平均値(補強有)	S0(補強無)
$P_{max}$ (kN)	101.70	105.40	92.50	99.87	83.50
$\delta_{Pmax}$ (mm)	30.00	29.90	25.68	28.53	30.00
$P_y$ (kN)	65.00	65.54	57.52	62.69	51.04
$\delta_y$ (mm)	4.60	5.92	5.33	5.28	4.62
$\delta_u$ (mm)	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
$K$ (kN/mm)	14.13	11.07	10.79	11.86	11.05
$P_u$ (kN)	92.50	92.08	84.26	89.61	74.25
$\delta_v$ (mm)	6.54	8.32	7.81	7.56	6.72
$\mu$ (—)	4.59	3.61	3.84	3.97	4.46
$D_s$ (—)	0.35	0.40	0.39	0.38	0.36

#### 3.1.2.3. 考察

梁受金物接合部へビス補強を行った場合、ドリフトピン近傍での割裂破壊を抑制する効果が認められた。また、接合部の耐力上昇も確認できたが、これにはドリフトピンとビスとの位置関係が影響すると考えられる。

### 3.1.3. 鋼板挿入ドリフトピン接合における改善提案

複数のドリフトピンから構成される接合部では、個々のドリフトピンの影響が相互に関連し、その最終耐力発現のメカニズムは、作用応力・ドリフトピン配置・部材配置における方向性等により複雑なモデルとなる。一方、耐震設計において終局レベルまでの検証を行う場合、割裂等による急激な耐力低下は避ける必要があると考えられる。

曲げモーメントに対してドリフトピン接合を用いる場合、曲げ抵抗に対して繊維方向にドリフトピンがめり込む力が作用するため、その作用部位が弱点となり、割裂破壊が生じやすい。このため破壊性状が最終的には脆性的になり、靱性能を確保することが困難となる傾向がある。本章では、部材の繊維直交方向に構造用ビスを打ち込み、割裂破壊を防止することで、接合部の靱性能を改善させることを目的として、実験による性能確認を行った。

### 3.1.3.1. 接合部試験における実験内容（曲げ）

対象とする試験体を図 3-10 に示す。本試験体で使用する集成材は、カラムツの対称異等級構成集成材 E105-F300 とし、母材の短期許容耐力に対し、接合部が概ね 90%の耐力となるよう接合効率を設定した、鋼板挿入ドリフトピンによる接合部材とした。部材サイズは 890mm×22mm を想定し、その 60%サイズとなる 534mm×132mm とし、構成するラミナ厚さも同様に 60%サイズとなる 18mm で製作した。A 試験体は、鋼板挿入ドリフトピンのみであり、B 試験体は、A 試験体のドリフトピンのピッチに対し、半ピッチずれるように部材の外端部に径 6mm、長さ 170mm の構造用ビス（PX6-170）を 2 列に配置して、割裂補強を行った。なお試験体数は、A・B それぞれ 3 体とした。

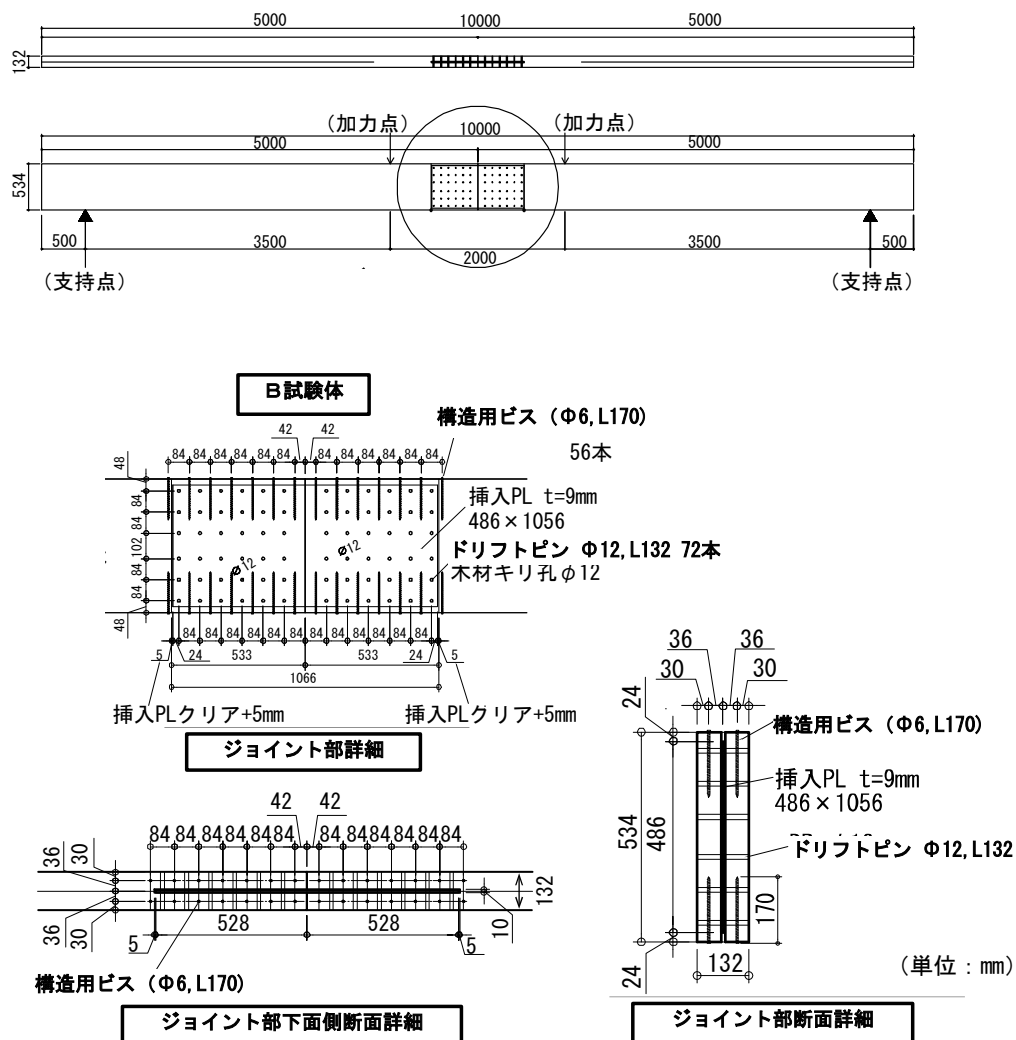


図 3-10 A 試験体と B 試験体の概要

3.1.3.2. 接合部試験における実験結果

表 3-6 に各試験体の試験結果を示す。また、母集団の分布形を正規分布とみなしたときの 50%下限値および 5%下限値を

表 3-7 に示す。さらに写真 3-13 に代表的な A3・B3 試験体の破壊状況を、図 3-11 に各試験体の曲げモーメントー曲率関係とその完全弾塑性近似線を示す。

表 3-6 試験結果①

試験体名	補強無				補強有			
	A-1	A-2	A-3	A-平均値	B-1	B-2	B-3	B-平均値
Mmax (kNm)	163.0	171.0	165.0	166.3	172.9	171.9	171.9	172.2
$\theta_{max}$ (rad)	35.2	31.3	40.1	35.5	47.6	47.4	49.4	48.1
My (kNm)	95.0	97.4	99.2	97.2	98.9	101.9	105.2	102.0
$\theta_y$ (rad)	10.6	9.8	13.1	11.2	10.8	12.5	12.7	12.0
Mu (kNm)	154.0	158.7	153.4	155.4	161.8	158.6	162.6	161.0
$\theta_u$ (rad)	41.1	31.3	41.8	38.1	75.4	72.0	57.7	68.3
$\theta_v$ (rad)	17.2	16.0	20.3	17.8	17.7	19.4	19.7	18.9
K $\theta$ (kNm/rad)	8974	9913	7564	8817	9121	8174	8271	8522
$\mu$ (-)	2.39	1.96	2.06	2.14	4.25	3.71	2.93	3.63
Ds (-)	0.514	0.586	0.566	0.555	0.365	0.395	0.453	0.404

注: 表中の記号の定義を以下に示す。  
Mmax : 最大モーメント  
 $\theta_{max}$  : Mmax時回転角  
My : 降伏モーメント  
 $\theta_y$  : 降伏回転角  
Mu : 終局モーメント  
 $\theta_u$  : 終局回転角  
 $\theta_v$  : 完全弾塑性モデルでの降伏点回転角  
K $\theta$  : 初期剛性  
 $\mu$  : 塑性率  
Ds : 構造特性係数

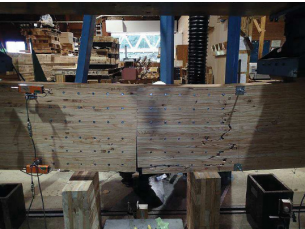
表 3-7 試験結果②

試験体名	補強無				変動係数 CV	ばらつき 係数1	50%下限値 (kNm)	ばらつき 係数2	5%下限値 (kNm)	短期基準耐力 (kNm)
	A-1	A-2	A-3	A-平均値						
My (kNm)	95.0	97.4	99.2	97.2	0.022	0.990	96.2	0.933	90.7	90.7
$0.2 \cdot \mu \cdot \sqrt{(2\mu - 1)}$ (kNm)	59.9	54.2	54.2	56.1	0.059	0.972	54.5	0.814	45.7	
(2/3)・Mmax (kNm)	108.7	114.0	110.0	110.9	0.025	0.988	109.6	0.921	102.2	

試験体名	補強有				変動係数 CV	ばらつき 係数1	50%下限値 (kNm)	ばらつき 係数2	5%下限値 (kNm)	短期基準耐力 (kNm)
	B-1	B-2	B-3	B-平均値						
My (kNm)	98.9	101.9	105.2	102.0	0.031	0.986	100.6	0.903	92.1	92.1
$0.2 \cdot \mu \cdot \sqrt{(2\mu - 1)}$ (kNm)	88.6	80.4	71.7	80.2	0.105	0.950	76.3	0.668	53.6	
(2/3)・Mmax (kNm)	115.3	114.6	114.6	114.8	0.004	0.998	114.6	0.989	113.6	

注: 50%下限値は平均値にばらつき係数1を乗じた値を示す。ばらつき係数1は、母集団の分布形を正規分布とみなし、75%の50%下限許容限界をもとに、算定した。  
ばらつき係数1=1-CV・K 【k=0.471, k: 試験体数に依存する定数(n=3)】  
5%下限値は平均値にばらつき係数2を乗じた値を示す。ばらつき係数2は、母集団の分布形を正規分布とみなし、75%の95%下限許容限界をもとに、下式より算定した。  
ばらつき係数2=1-CV・K 【k=3.152, k: 試験体数に依存する定数(n=3)】



A3 試験体の破壊状況 1



A3 試験体の破壊状況 2



B3 試験体の破壊状況 1



B3 試験体の破壊状況 2

写真3-13 A3試験体・B3試験体の破壊状況

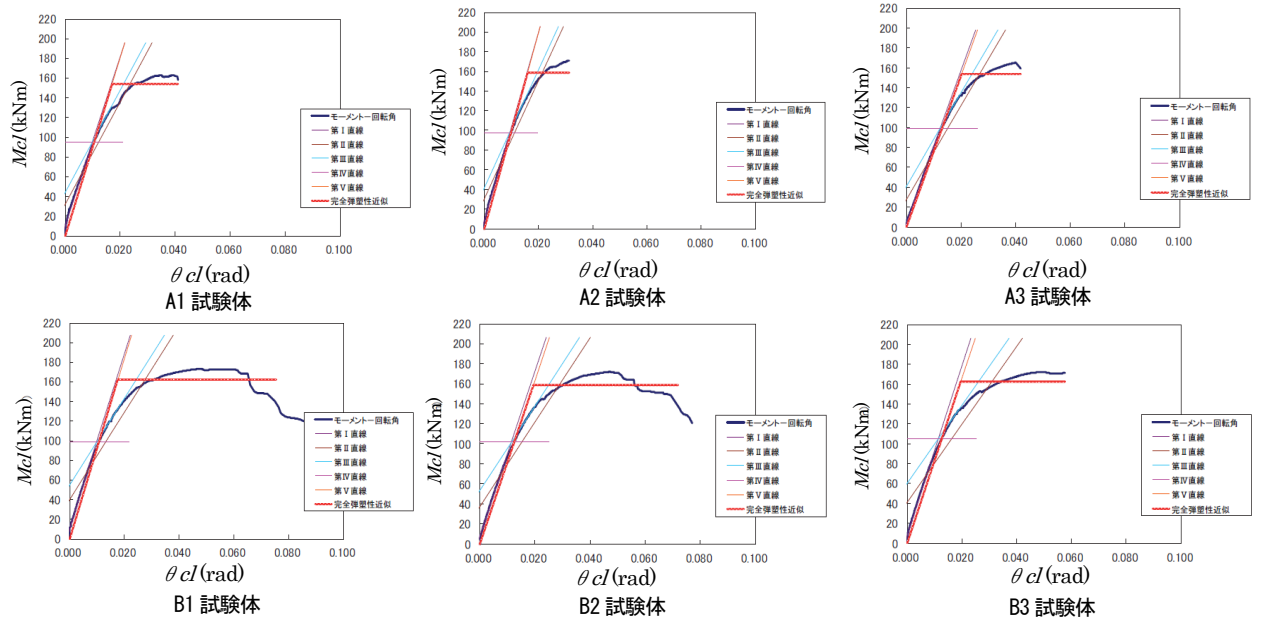


図 3-11 各試験体の曲げモーメント—曲率関係とその完全弾塑性近似

### 3.1.3.3. 考察

表 3-6 および図 3-10 より、補強有モデル (B 試験体) と補強無モデル (A 試験体) とを比較すると、各試験体の降伏曲げモーメント  $M_y$  や最大曲げモーメント  $M_{max}$  および終局モーメント  $M_u$  平均値は、補強有モデルの方が補強無モデルより若干高い値を示したが、初期剛性に関しては補強無モデルの方が若干大きくなった。しかしその差はいずれも 5 % 未満であるため、明らかな補強による影響とは考えにくい。一方、塑性率では補強有モデルの平均値 3.63 に対し、補強無モデルでは 2.14 に留まり、補強により概ね 1.5 倍以上の数値となった。これに伴い構造特性係数  $D_s$  は、補強有モデルの平均値 0.404 に対し、補強無モデルでは 0.555 となり、本手法のビス補強により、接合部の靱性確保が可能となることが示唆された。

さらに最大曲げモーメント  $M_{max}$  に着目すると、補強有モデルの方が数値的なばらつきが小さく、安定した挙動を示している。表 3-7 より、 $(2/3) \times M_{max}$  の変動係数 CV 値は、補強有モデルで 0.004 となり、補強無モデルの 0.025 に対して明らかに小さくなる。このため、ばらつきを考慮した 5 % 下限値による  $(2/3) \times M_{max}$  の値は、補強有モデルの方が補強無モデルに比べて 11 % 程度高い値を示した。これは写真 3-13 に表される、最大耐力時に生じる、部材外端部の割裂の抑制効果によるものと考えられ、最大耐力の発現が割裂破壊に依存せず安定化されるためであると推察した。なお、本推察については、試験体数を増やした実験による追加検証により、その実証性を向上させたい。

#### 3.1.4. ドリフトピン接合を用いたファスナーにおける改善提案に関する考察

本研究では、割裂破壊により急激な耐力低下をもたらす可能性のある、ドリフトピンを用いた継手・仕口等のファスナー部から、多数の接合具により構成される接合部までを対象とし、構造用ビスを用いた改善提案を行い、実務における構造設計に則した複数のケーススタディを実験的検証に基づきに行った。試験体には、製材（ヒノキ・スギ）、集成材（スギ）という複数の国産の木質材料を対象とし、要素試験から接合部試験までを実験的に確認した。このとき、要素試験および接合部試験（せん断）では構造用ビスによる割裂破壊の補強効果および、木材に潜在的に発生する内部割れに対する改善効果を検証するため、スリットを設けた試験体に対するビス補強の効果を比較した。また接合部試験（曲げ）においてはスリットを設けず、通常の鋼板挿入ドリフトピン接合と構造用ビス付きの鋼板挿入ドリフトピン接合とを比較した。

いずれの実験結果から、構造用ビス補強を行った試験結果において、割裂補強および靱性能の向上が確認された。その中で、2章および3章で示した各試験では、補強ビスをドリフトピンに対して接触する程度の極近傍の位置に打ち込んだが、この場合には割裂補強および靱性能の向上に加え、耐力・剛性の上昇も確認できた。ここでは、ファスナーに生じる引張力に対して、ドリフトピンが繊維方向にめり込むだけでなく、極近傍に設けた補強ビスにも荷重伝達されて、両者が抵抗する機構が発揮されたためではないかと推察した。

また、4章で示した接合部試験（曲げ）では、ドリフトピンピッチの中間位置に補強ビスを打ち込んでおり、両者の芯間隔は 42mm となっている。ここでは、接合部の最大耐力発現に至る変形能力のみが向上し、靱性確保が可能となったが、耐力・剛性の向上効果は確認できなかった。この場合、耐力・剛性の発現にはドリフトピンのめり込み性状が支配的となり、補強ビスは、割裂補強および靱性能の向上のみに寄与したのではないかと推察した。上記の実験的検証から、以下の結論を得た。

- ・海外で先行研究の進む構造用ビスによるジベル型接合部の性能改善手法は、ドリフトピン接合を用いた国産の木質材料に対しても有効である。
- ・木質材料の製造から施工に至る過程で潜在的に発生し、亀裂進展の原因となる内部割れに対し、これを模擬したスリット付き試験体による実験を行うことで、構造用ビスによる補強の有効性を示した。
- ・構造用ビスによる補強に伴い、接合部の変形能力・靱性能の向上がもたらされるが、ドリフトピンと構造用ビスとが接触するほど近接する場合には、耐力・剛性も向上する結果を実験から得た。
- ・ドリフトピン接合の要素試験から、実務で想定される接合部試験の結果までをまとめることで、構造用ビス補強による接合部の塑性率の改善効果を示した。



- ・上記を発展させることで、大地震時を想定した木造建築物の靱性確保のための、現実的かつ有効な手段としての構造用ビスによる補強の可能性を示し、耐震設計における構造特性係数の設定にも効果が亘ることを示唆した。

なお、本稿で示した各種実験の試験体数は、最低限のものであるが、今後は、より試験体数を増やした上での考察および、ドリフトピンと補強ビスとの位置関係による耐力・靱性能の改善効果についての検証の蓄積を望む。

### 3.1.5. 参考文献

- 1) I.Bejtka, H.J.Blaß : Self-tapping screws as reinforcements in connections with dowel-type fasteners, International Council for Building Research and Innovation, Working 18, vol. 38, Karlsruhe, Germany, 2005
- 2) F.Lam, M.C.Wrede, C.C.Yao, J.J.Gu: Moment resistance of bolted timber connections with perpendicular to grain reinforcements, World Conference on Timber Engineering, Miyazaki, Japan, 2008
- 3) H.J.Blaß, P.Schädle: Ductility aspects of reinforced and non-reinforced timber joints, Engineering Structures 33, 2011, pp.3018–3026
- 4) D.Lathuillière, L.Bléron, T.Descamps, J.F.Bocquet: Reinforcement of dowel type connections, Construction and Building Materials 97, 2015, pp.48–54
- 5) C.Zhang, W.S.Chang, R.Harris: Investigation of thread configuration of self-tapping screws as reinforcement for dowel-type connection, World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria, 2016
- 6) C.Zhang, H.Guo, K.Jung, R.Harris, W.S.Chang: Using self-tapping screw to reinforce dowel-type connection in a timber portal frame, Engineering Structures 178, 2019, pp.656–664.
- 7) 並木, 苅部, 那須, 稲山 : ドリフトピン接合部におけるビス補強効果について, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), 2014.9
- 8) 落合陽 : 木材の割裂破壊耐力推定のための基礎的研究, 東京大学 学位論文, 2018
- 9) 村上 (勝), 江坂, 村上 (雅) : 木造における鋼板挿入ドリフトピン接合における 靱性能の改善に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), 2018.8
- 10) 松永, 外西, 小林 : ドリフトピン接合部におけるビスによる割裂補強, 第 22 回木質構造研究会技術発表会技術報告集, 2018.12
- 11) 松永, 小林, 外西 : 集成材を用いた鋼板挿入ドリフトピン接合部におけるビスによる割裂補強, 第 69 回日本木材学会大会 (函館), 2019.3
- 12) (財)日本住宅・木材技術センター : 木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2017 年版, 2017.3

### 3.2. 軸力の影響を考慮した接合部レベルにおける靱性能確保の提案

軸力の影響を考慮した構造設計では、鉄筋コンクリート造の柱の設計モデルが確立している。ここでは、コンクリートが圧縮力を負担し、鉄筋が引張力と一部の圧縮力を負担する。**GIR** の接合部では、木部の木口面からの圧縮力の伝達と、鉄筋による引張力と一部の圧縮力の負担がなされ、鉄筋コンクリート造の柱と類似した応力伝達機構が形成される。

一方、鉄筋コンクリート造の柱では、曲げモーメントと曲率の関係式として定式化されているが、**GIR** 接合部では、曲げモーメントは回転角（曲率×ヒンジ長さ）の関係として評価されている。このため、曲率と回転角の関係性を結び付けるヒンジ長さの設定が、この評価法の重要なポイントとなる。

そこで、様々な軸力レベルでの実験を行い、その読み替え理論の検証を行う必要がある。本章では、一体の試験体に対し、軸力とせん断力を一定の比率で載荷させ、そのレベルを様々な可変させることで、一連の検証を行った。

加味した評価が不可欠となる。中小規模木造建築物の設計時には、その影響は小さいとされてきた軸力（特に固定荷重時）であるが、大規模木造建築物の構造設計においては、無視することができない。

力学的には、**GIR** の埋め込み長さの範囲内では、木材と **GIR** 間での引張応力の変換が行われており、その区間での曲げ性状のモデル化として、木材断面の曲げ剛性（ $EI$ ）でモデル化することは適切ではない。木口からの **GIR** の抜け出し量は、埋め込み区間の **GIR** と木材の境界面のずれと、**GIR** の伸びの累計である。曲げ理論では、平面保持を仮定しているので、長さの次元を読み替えるための基準長さは、引張側と圧縮側を等しくする必要がある。そこで、基準長さを **GIR** の埋め込み長さとし、その間で生じる曲率の累計が回転角として計測されていると仮定する。一般には、モーメント抵抗接合部の回転角は、木口付近の極めて短い検長で計測されている。引張側では上述した **GIR** 接合具の変形の累計として伸びが計測されるが、圧縮側では検長間の木材の縮みが計測されていることとなる。実際には木材の圧縮側の縮みは検長外でも生じており、検長の取り方で縮み量は異なり、そこから算出される圧縮剛性も異なる。

一般的にモーメント抵抗接合部の繊維方向の圧縮剛性の算出は、ドリフトピンを対象とした面圧剛性式（平井・小松式）参考文献 4)を拡大解釈して用いているが、曲げ理論に則ると、埋め込み区間内の圧縮剛性は等変分布による全面圧縮のため、埋め込み区間内の単位長さあたりの木材の面圧剛性として木材のヤング係数を用いるのが自然である。

以上より、ヒンジ長さを **GIR** の埋め込み長さとしてモデル化することで、埋め込み区間外との理論的な整合性もとれると考えられる。

3.2.1. 実験内容（純曲げ・複合・要素）

試設計建物（スパン約 50m のタイ付き木造アーチ）の構造解析により仮定した設計用応力（短期圧縮軸力：900～1400kN，短期曲げモーメント：290～310kN・m）に対して，大断面集成材を想定したアーチ主材の仮定断面を算出した。試設計段階では，検討継手部分の GIR 接合部における軸力と曲げモーメントの相関性が不明であったため，圧縮軸力は木部材同士の接触面（ウッドタッチ）にて直接負担させ，曲げモーメントを GIR にて負担させる考え方の下，参考文献 1), 2)に基づく設計式を用いて GIR 接合部の径と配置を決定した。

GIR 接合部の断面図および使用材料の諸元を図 3-12 に示す。実験変数は，種類の異なる 2 種類の GIR 接合部（D25 タイプ，M24 中空全ネジタイプ）に対して，軸力無しの純曲げ試験，軸力+曲げの複合応力試験，そして引張および圧縮の要素試験とし，実大実験として各部の変位，ひずみの計測を行った。図 3-13 には複合応力試験におけるひずみゲージ位置図を示す。

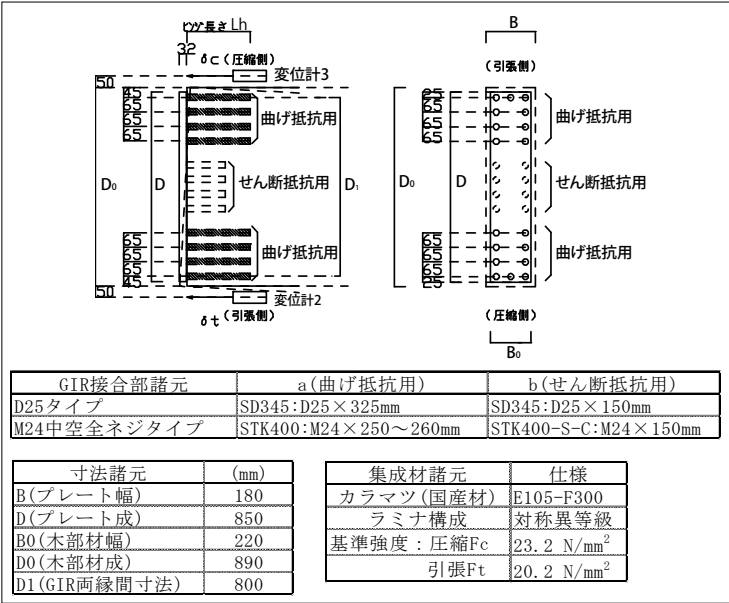


図 3-12 GIR 接合部概要

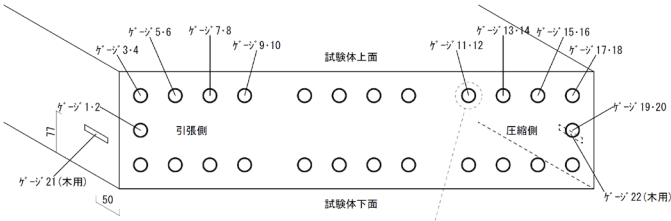


図 3-13 ひずみゲージ計測位置図

### ①純曲げ試験

純曲げ試験では、2種類の GIR 接合部（D25 タイプ，M24 中空全ネジタイプ）を各 1 体とし，図 3-14 に示す载荷状態による実験により接合部性能を確認した。

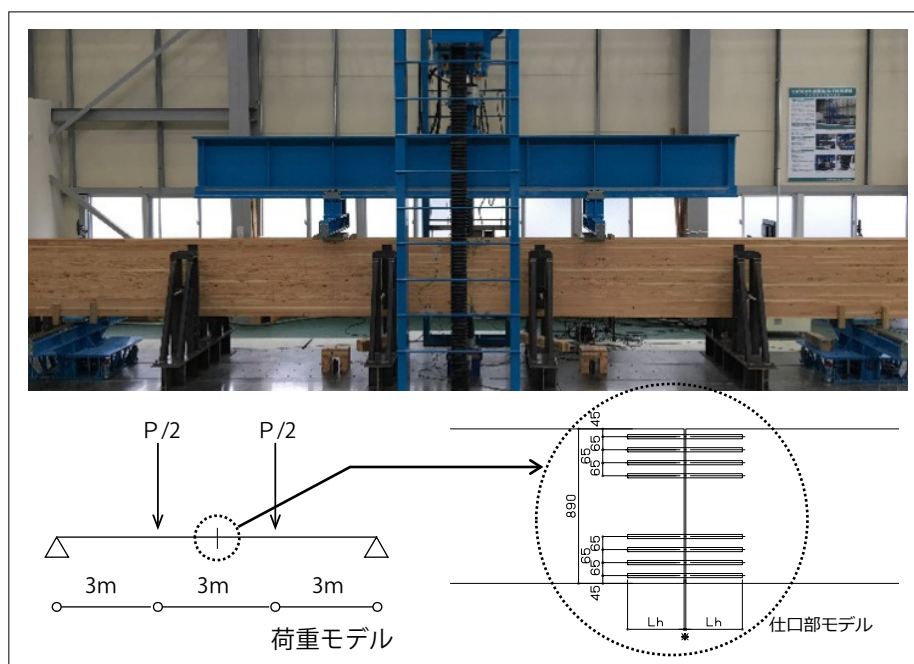


図 3-14 純曲げ試験概要

## ②複合応力試験

複合応力試験では、D25 タイプを 1 体、M24 中空全ネジタイプは接合面の仕様を変更した 2 体とし、図 3-15 に示す加力装置を用いて GIR 接合部に対して、正負一回の繰り返し加力とした。試設計建物の応力解析から得られた検討継手部分の応力値に対し、図 3-15 の表中に示す値にて、試験体に圧縮軸力  $N$  およびせん断力  $Q$  の複合応力が  $N/Q=8.1$  となるように比例载荷を行った。なお装置の能力上、最大軸力  $N=1900 \sim 1910 \text{ kN}$   $\langle \text{軸力比} = N / (F_c \cdot B_0 \cdot D_0) \approx 0.42 \rangle$  に達した時点で、 $N$  を一定として  $Q$  のみを増加させて破壊を確認し、その後、負側に加力した。GIR 接合部の回転角の計測は、接合面から GIR の定着長さ+50mm (穿孔深さ) を標点間距離  $L$  とした。また、各 GIR のひずみも測定し、別途単体接合具の引張試験でひずみと軸力の関係を調べ、作用軸力を推定した。

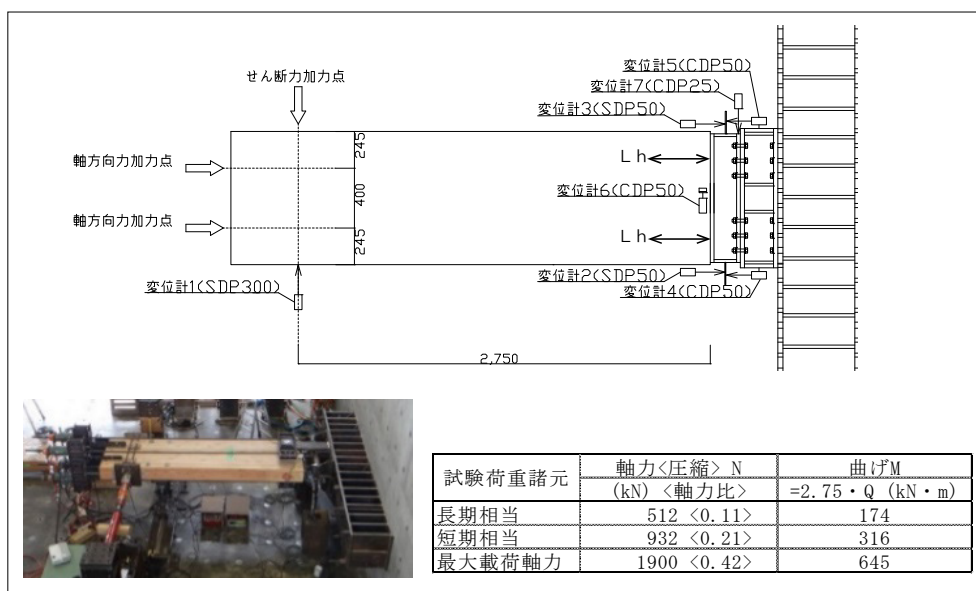


図 3-15 複合応力試験概要

3.2.2. 実験結果（純曲げ・複合・要素）

前述した複数の実験結果から得られた GIR 接合部位置での曲げモーメントと回転角から GIR 接合部の性能を評価し、その結果を図 3-17～図 3-20 に示す。

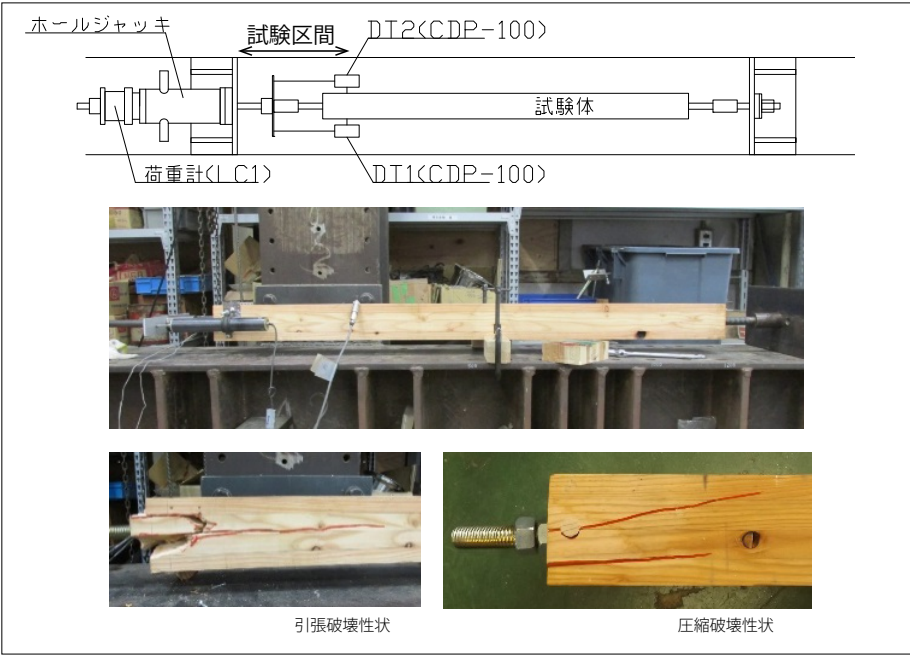


図 3-16 要素試験概要

①純曲げ試験

純曲げ試験の破壊状況は、2 種類の GIR 接合部試験体とも引張側の GIR 接合具の抜けて脆性的に耐力が低下した。結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 純曲げ試験結果

接合部種別	2/3Mmax時		剛性K (kN・m/rad)	Mmax時	
	M (kNm)	$\theta$ ( $\times 10^{-3}$ rad)		M (kNm)	$\theta$ ( $\times 10^{-3}$ rad)
D25タイプ	344.1	1.049	358565	516.2	2.036
M24中空 全ネジタイプ	413.8	1.436	359459	620.7	2.422

## ②複合応力試験

複合応力試験では、圧縮側で木材に金物がめり込み、最大軸力到達後、せん断力のみを増加させた時点で M24 中空全ネジタイプでは引張側 GIR 接合具の抜け出しが、D25 タイプでは側面割裂と同時に引張側 GIR 接合具が抜け出して耐力低下した。耐力低下後は両タイプともに、高圧縮軸力の影響により純曲げ試験のような脆性破壊はせずに、粘りのある挙動を呈した。

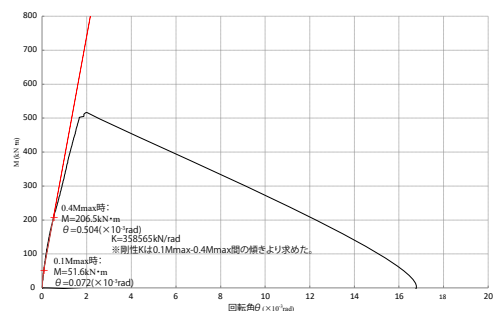


図 3-17 純曲げ試験 (D25 タイプ)

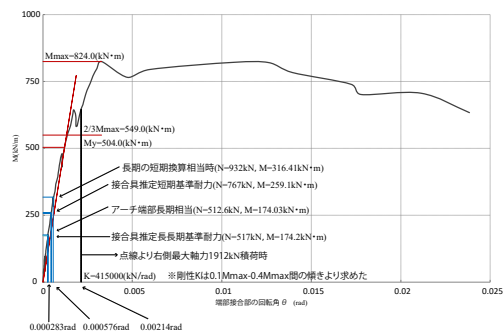


図 3-18 複合応力試験 (D25 タイプ)

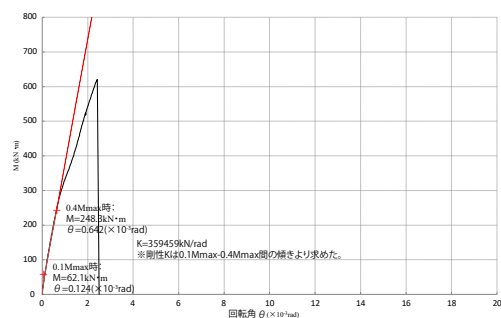


図 3-19 純曲げ試験  
(M24 中空全ネジタイプ)

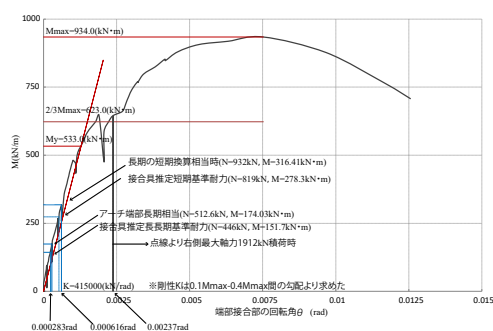


図 3-20 複合応力試験  
(M24 中空全ネジタイプ)



③単体接合具の要素試験

要素試験結果から得られた軸力を、接合具の公称断面積で除し、応力度  $\sigma$  を算出した。また抜け出しあるいは押し込み量を接合具の埋め込み長さで除し、見かけのひずみ  $\varepsilon$  に変換し、応力度とひずみの相関を図 3-21～図 3-22 に示す。同図より、 $0.1 \sigma_{\max}$  -  $0.4 \sigma_{\max}$  の割線剛性から GIR の見かけのヤング係数を求めた。なお圧縮要素試験に基づく剛性評価の結果は、引張試験結果とほぼ同値であったため、割愛する。

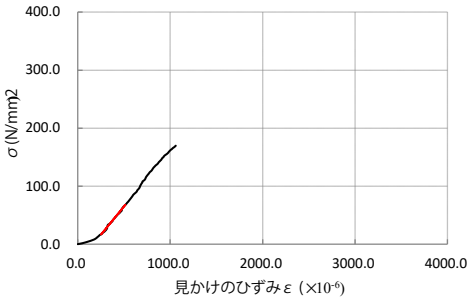


図 3-21 引張要素試験 (D25 タイプ)

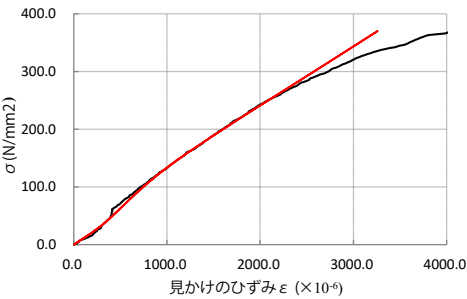


図 3-22 引張要素試験  
(M24 中空全ネジタイプ)

表 3-9 引張要素試験結果

接合部種別	Py (kN)	Pmax×2/3 (kN)	Pmax (kN)	P0 (kN)	
	平均値	平均値	平均値	短期基準引張強度	ばらつき係数※
D25タイプ	59.5	63.8	95.7	51.2	0.80
M24中空 全ネジタイプ	105.7	110.9	166.3	68.7	0.65

※信頼水準75%における95%下限値

### 3.2.3. 解析的検討

GIR 接合部に関する純曲げ試験・複合応力試験・要素試験の結果を検証すると、この接合方式の力学的性状は、平面保持を仮定した RC 柱の設計式に近いことが確認された。故に接合部の変形-ひずみ関係と対になる、回転角-曲率関係を把握し、「長さの次元」を適切に読み替えることで RC の理論式を GIR 接合部に適用できる可能性があると推定される。そこで本章では、前述した RC 柱の理論式が、圧縮軸力と曲げモーメントの作用する GIR 接合部の設計手法に対し、どの程度適用できるかを解析的に検討する。

なお「長さの次元」を読み替えるための長さは、接合具の埋め込み長さを用いることで、回転角を曲率に置き換え、木部からの抜け出し量をひずみに置き換えることとする。

#### ①接合部ヒンジ部の回転角から曲率への変換手法

接合部ヒンジ部の回転角から曲率へは、以下の手法にて変換を行う。

$$\theta_h = (\delta_c - \delta_t) / (D_0 + 50 \times 2) \text{ [rad]} \quad \dots (1)$$

$$\phi = \theta_h / L_h \text{ [rad/mm]} \quad \dots (2)$$

$\theta_h$  : 接合部ヒンジ部の回転角

$\phi$  : 曲率

$L_h$  : ヒンジ部長さ

$D_0$  : 部材成 (890mm)

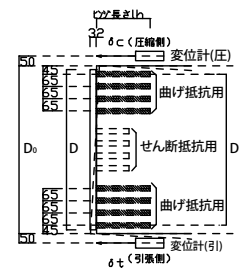


図 3-23 曲率変換モデル

②接合部の抜け出し量と軸力からヤング係数を算出

見かけの引張ヤング係数  $E_{st}$  および見かけの圧縮ヤング係数  $E_{sc}$  を接合部の引張および圧縮要素試験結果から求める。

見かけの引張および圧縮ヤング係数 ( $E_{st}$ ,  $E_{sc}$ ) は、変位計で計測した変位から接合部露出部分の伸びを差し引いた後、接合部の埋め込み長さで除した値を接合具のひずみ  $\varepsilon$  と捉え、接合具に作用する軸力を断面積で除して応力度とし、応力度とひずみの包絡線による  $0.1P_{max}$ - $0.4P_{max}$  の割線剛性から算出した。この手法にて算出した各 GIR 接合具の見かけのヤング係数を表 3-10 に示す。

$$\sigma = P/A_s \text{ [N/mm}^2\text{]} \dots (3)$$

$\sigma$  : 軸応力度

$A_s$  : 接合具断面積[mm<sup>2</sup>]

$$\varepsilon = \delta_{定}/L \dots (4)$$

$\varepsilon$  : 見かけのひずみ

$\delta_{定}$  : 変位計 1, 変位計 2 から計測される変位  $\delta$  の平均値から、外部に露出する接合具部の変位  $\delta_{出}$  を差し引いた変位[mm]

$L$  : 木材内部への接合具埋め込み長さ[mm]

$\delta_{出}$  は以下にて算出する。

$$\varepsilon_{出} = \sigma / E_s \dots (5)$$

$$\delta_{出} = (\text{接合具の出} - 40) \times \varepsilon_{出} \dots (6)$$

$E_s$  : 鋼材のヤング係数[N/mm<sup>2</sup>]

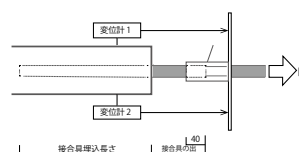


図 3-24 引張要素試験概要

接合具の見かけのヤング係数  $E$  見かけは以下にて算出する。

$$E_{見かけ} = \sigma / \varepsilon \text{ (} 0.1 \sigma_{max} \text{-} 0.4 \sigma_{max} \text{ の割線曲線) } \dots (7)$$

※圧縮ヤング係数  $E_{sc}$  も同様の計算により算出する。

表 3-10 見かけのヤング係数

	D25タイプ		M24全ネジ中空タイプ	
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon$ ( $\times 10^{-6}$ )
	引張応力度	見かけのひずみ	引張応力度	見かけのひずみ
$\sigma_{max}$ 時	169.0	—	363.0	—
$0.1 \sigma_{max}$ 時	16.9	252.0	36.3	272.0
$0.4 \sigma_{max}$ 時	67.9	516.0	145.0	1090.0
E見かけ	$1.930 \times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )		$1.322 \times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )	

③RC 柱理論を適用した軸力作用下における GIR 接合部のモーメント抵抗性能の評価手法

前述した検証の下，RC 柱理論に「長さの次元」を置き換えたことにより，RC 柱設計式に沿い，接合金物による木造の接合部の計算を仮定する。なお，今回行われた木材端部接合部の試験では，計 26 本の接合金物が使用されている。その中で，中央部に配置した 8 本のせん断抵抗用接合金物のモーメント抵抗性能への影響は小さいと仮定し，両端の各 9 本，計 18 本の接合金物のみが曲げモーメントに対して抵抗するとして計算を行う。図 3-25 に曲げモーメント  $M$  と軸力  $N$  が作用するときの断面の応力度分布を模式的に示す。断面の軸方向の力の釣合いは一般的に次のように表すことができる。

$$N = ({}_sC + {}_wC) - {}_sT \cdots (8)$$

(8)式は中立軸位置  $X_n$  と関連して定まることから，中立軸位置  $X_n$  について解くことにより， $X_n$  を容易に算出することができる。中立軸における曲げモーメントの釣合い式は，次式のようになる。

この際，中立軸位置  $X_n$  により，引張または圧縮となる接合金物の本数が異なるため， $X_n$  に対応したそれぞれの式を作成し， $X_n$  と整合する式を求める。これを解くことにより，断面に作用している曲げモーメント  $M$  の大きさを求めることができる。最終的に得られた式を(9)式に示す。

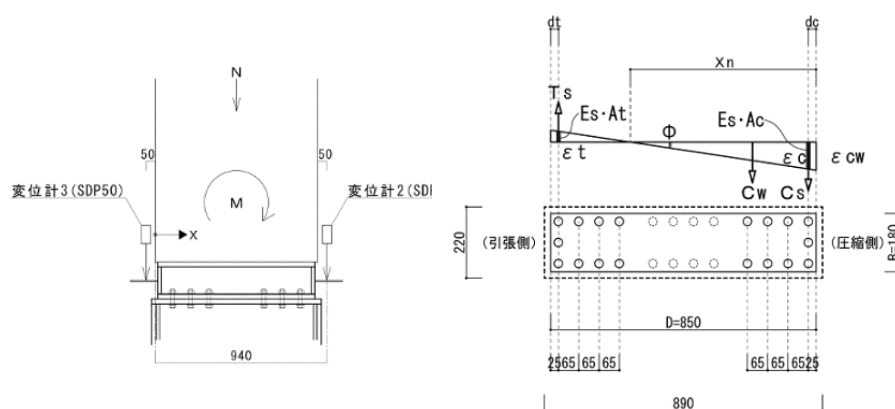


図 3-25 断面応力度分布図

$$M = {}_sC_1(x_n - 45) + {}_sC_2(x_n - 45 - 65) + {}_sC_3(x_n - 45 - 65 \times 2) + {}_sC_4(x_n - 45 - 65 \times 3) + {}_sT_1(d - x_n) + {}_sT_2(d - x_n - 65) + {}_sT_3(d - x_n - 65 \times 2) + {}_sT_4(d - x_n - 65 \times 3) + N \left( \frac{d - d_c}{2} - (d - x_n) \right) \cdots (9)$$

※45, 65 は接合金物の端空き寸法およびピッチ(mm)を示す。

### 3.2.4. 解析結果と実験結果の比較

GIR 接合部の種別（D25 タイプ，M24 中空全ネジタイプ）ごとに前述した実験値と計算値とを比較したグラフを図 3-26～図 3-28 に，数値諸元を表 3-11～表 3-12 に示す。

また，GIR 接合部の各部に配置された接合具ごとの作用軸力について，各ポイントのひずみゲージから得られた実験値と計算値とを比較したグラフを図 3-29～図 3-30 に示す。なお，My 以降の载荷状態では，ひずみゲージの断線および接合具の抜け出し等により，鋼棒のひずみ・応力を正確に測定できなかったため，グラフ表記は長期から短期相当の区間を示す。

### 3.2.5. 評価手法の提案と考察

これまでの純曲げ試験・複合応力試験結果から得られた，圧縮軸力作用下における曲げモーメント抵抗性能を示した，N(軸力)・M(曲げモーメント)の相関曲線を図 3-31～図 3-32 に示すとともに，既往の手法から算出した許容曲げモーメント・許容圧縮軸力を併記する。参考文献 1)，2)

表 3-11 曲げモーメント比較（D25 タイプ）

	曲率 $\Phi$	中立軸位置 $X_n$	曲げモーメント M		軸力 N
	$\theta / L$	計算値	計算値	実験値	実験値
	$\times 10^{-6} (\text{rad/mm})$	圧縮縁より (mm)	(kNm)	(kNm)	(kN)
長期相当	0.87	586	213	177	524
短期相当	1.77	568	431	318	977
My	3.73	514	887	503	1490
2/3Mmax	4.13	509	981	545	1600
N=1900	6.59	472	1536	647	1910
Mmax	10.10	434	2309	824	1910

表 3-12 曲げモーメント比較（M24 中空全ネジタイプ）

	曲率 $\Phi$	中立軸位置 $X_n$	曲げモーメント M		軸力 N
	$\theta / L$	計算値	計算値	実験値	実験値
	$\times 10^{-6} (\text{rad/mm})$	圧縮縁より (mm)	(kNm)	(kNm)	(kN)
長期相当	1.00	596	180	174	507
短期相当	2.17	559	382	318	939
My	4.69	515	793	545	1610
2/3Mmax	6.29	490	1030	624	1850
N=1900	8.36	455	1330	645	1910
Mmax	26.50	368	3810	934	1910

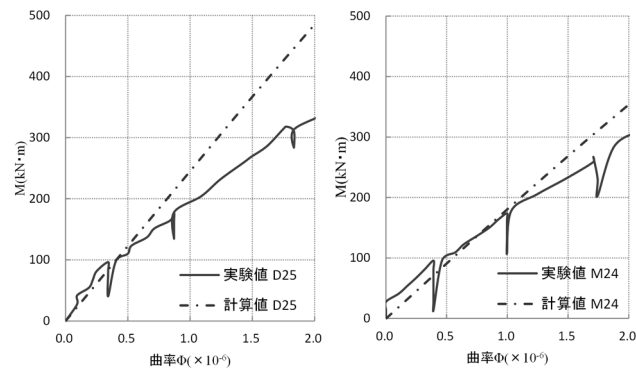


図 3-26 M- $\phi$  関係比較（曲率： $\sim 2.0 \times 10^{-6}$ まで）  
D25 タイプ / M24 中空全ネジタイプ

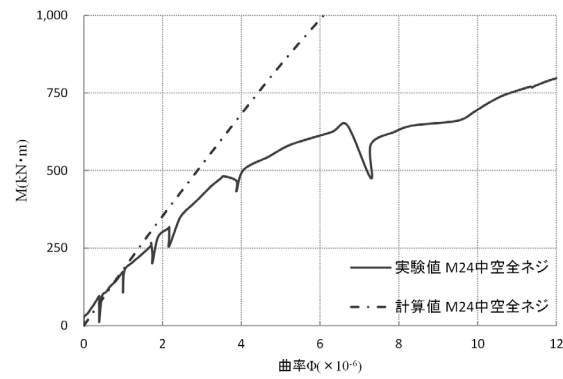


図 3-27 M- $\phi$  関係（D25 タイプ）

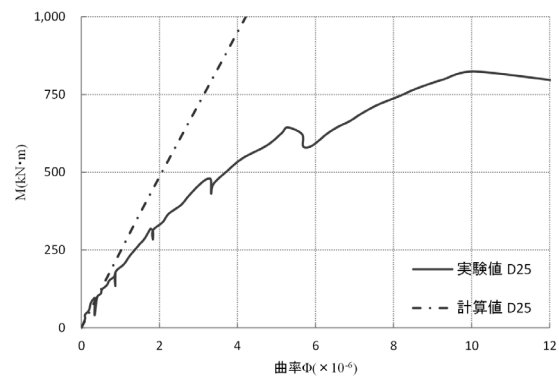


図 3-28 M- $\phi$  関係（M24 中空全ネジタイプ）

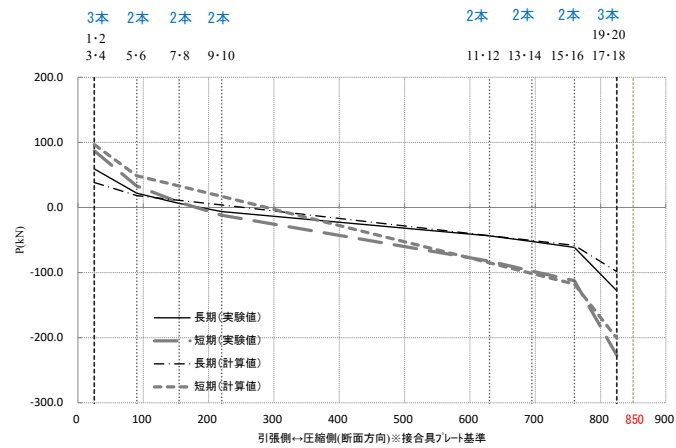


図 3-29 接合具の作用軸力図 (D25 タイプ)

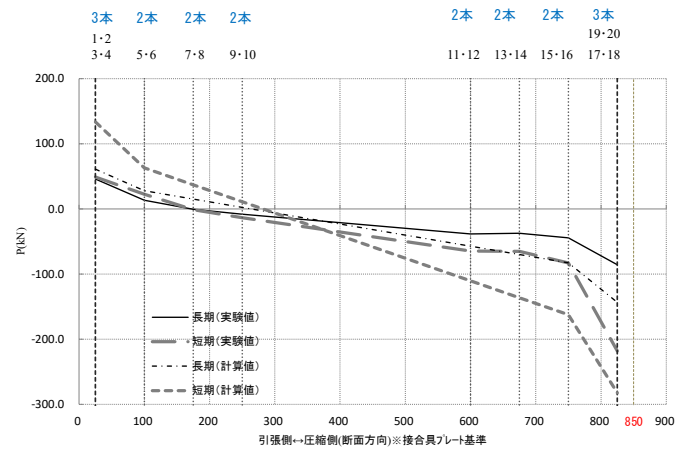


図 3-30 接合具の作用軸力図 (M24 中空全ネジタイプ)

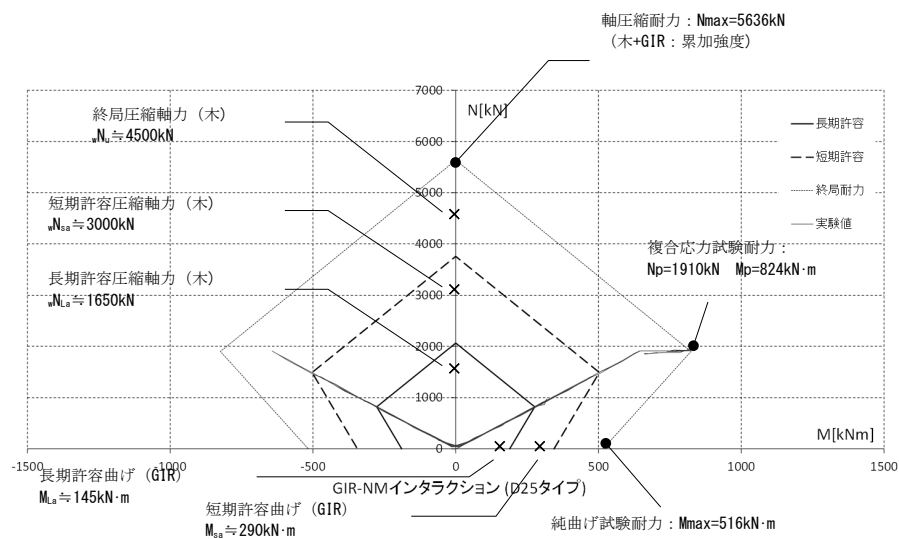


図 3-31 N(軸力)-M(曲げ): 相関曲線 (D25 タイプ)

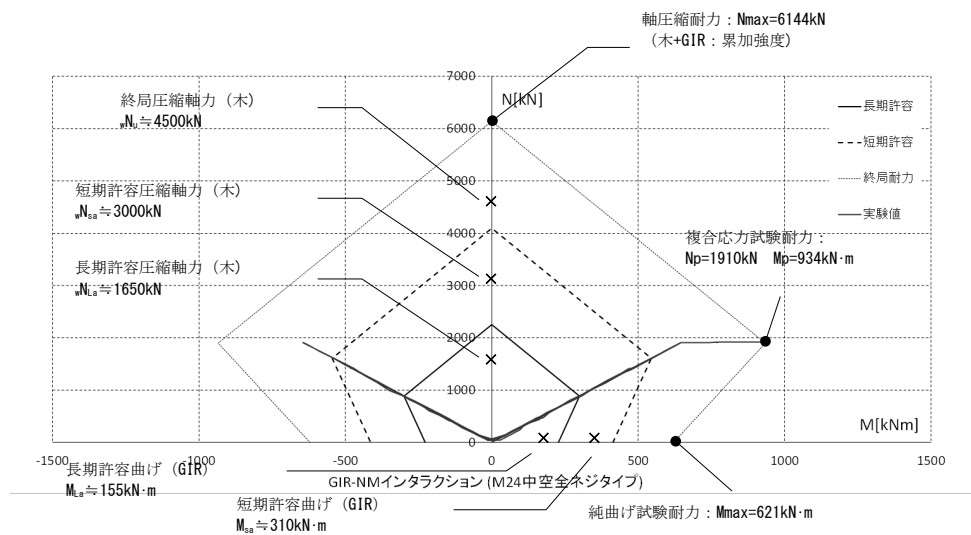


図 3-32 N(軸力)-M(曲げ): 相関曲線 (M24 中空全ネジタイプ)



M- $\phi$  関係を示すグラフより、計算により求められた数値は、長期相当までは、実験値とほぼ一致した挙動が得られている。それ以降は実験値（試験結果の包絡線）の方が大きな曲率となっており、曲げ剛性の計算値が実験値よりも高めに評価される傾向があった。

部材断面内の各接合具の作用軸力に注目すると、弾性挙動となる長期から短期相当までは、計算により求めた軸力は、実験結果のひずみ値から算出された軸力とほぼ一致した結果が得られた。

曲げ剛性の計算値が実験値よりも高くなった原因としては、GIR 接合具単体の引張試験において、力学モデルに用いる読み替えのための基準長さを標点間距離として抜け出し量を計測するべきところを、木材側の標点を木口近傍に設定したため、埋め込み区間内の木材の伸び変形分、GIR の見かけのヤング係数が高めに評価されたことも一因として考えられる。そして図 3-29～図 3-30 に示される中立軸位置の計算値と実験値との差異も、このこと起因すると考えられる。

また図 3-31～図 3-32 より、複合応力試験では、GIR と圧縮側木材とがほぼ同時に許容耐力に達するような N(軸力)と M(曲げモーメント)の組み合わせで加力したことが分かった。そして当該継手部のモーメント抵抗性能が、引張側縁応力が圧縮領域、かつ圧縮側縁応力・GIR 接合具が許容耐力内では、漸増するという RC 柱と同等の性状が確認された。

一連の検証から、「RC 柱理論を適用した軸力作用下における GIR 接合部のモーメント抵抗性能の評価手法」は、長期から短期相当までは実用的なモデル化が可能であると考えられる。

### 3.2.6. 参考文献

- 1) 木質構造接合部設計マニュアル(2009：日本建築学会)
- 2) ホームコネクター インストラクションマニュアル  
(株)ホームコネクター・(株)スクリムテックジャパン,2015)
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010：日本建築学会)
- 4) 木質構造設計規準・同解説(2006：日本建築学会)
- 5) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017：日本住宅・木材技術センター)
- 6) 井上他：接着剤と接合金物を併用した木質構造継手接合部に関する実験的研究(日本建築学会構造系論文集 第 489 号,1996)
- 7) 井上他：接着剤と接合金物を併用した木質構造仕口接合部に関する実験的研究(日本建築学会構造系論文集 第 498 号,1997)
- 8) 村上他：軸力作用下における GIR 接合部のモーメント抵抗性能の評価に関する研究  
その 1：実験概要(日本建築学会大会学術講演梗概 22203, 2017)
- 9) 江坂他：軸力作用下における GIR 接合部のモーメント抵抗性能の評価に関する研究  
その 2：解析的検証(日本建築学会大会学術講演梗概 22204, 2017)

### 3.3. 木材を活用した制振部材による建物レベルにおける靱性能確保と損傷制御の提案

主架構に木材・木質部材を適用した重層型の大規模木造建築物の実現には、制振部材による付加減衰量の付与が有効である。そこで、エネルギー吸収能力の高い鋼材と木材をハイブリッド化した制振部材に焦点を当て、その効果を実験的に検証した。

#### 3.3.1. 木材による補剛工法の要求性能と評価手法

一般に、中高層の重層型建物に利用される鋼製の制振間柱は、低降伏点鋼のウェブのせん断降伏により、履歴型のエネルギー吸収を担う制振部材である。

安定した吸収エネルギーの確保のためには、ウェブの板座屈を防止した上でせん断降伏させることが重要であり、一般的には鋼製の補剛リブを設けてウェブの板座屈を防いでいる。本計画では、低降伏点鋼のウェブの板座屈を、木材で補剛することを意図した。

木材には直接層せん断力等の外力は負担させず、変位安定性能・繰り返し性能に優れる、木材のめり込み性能および曲げ性能に期待することで、ウェブの補剛を行うことを目指しており、使用木材には、集成材・製材・CLT等、様々な木質材料が考えられる。

本部材は制振部材であり、鉛直荷重支持部材には該当しないため、耐火処置等が不要となり、製造者等を限定することなく、幅広い運用が期待される。また既往の鋼材系制振間柱に必要となる、ウェブへの補剛リブの溶接が不要となり、溶接技量および施工手間の低減が可能となる。さらに意匠性に優れた制振部材であり、見え掛り部での積極的な利用も可能となる。このことから新築に限らず、一般的に溶接施工が困難であるとともに、耐震部材（制振部材）の設置箇所が限定される、既存建物の耐震改修などにも拡張できる可能性が高い。

### 3.3.2. 既往の研究

鋼材と木材のハイブリッド部材の開発的研究は、これまでも実施されており、その多くが鉛直荷重支持部材（柱・梁等）を対象に、異種材料同士を接合する手法の下で、効率的な接合と荷重分配を探究している。一方、耐震部材（制振部材）を対象としたものでは、伊藤らによる木パネルで面外補剛された鋼板耐震壁の開発（参考文献 3)～5)，および渋谷らによる木材で座屈補剛した場合における座屈拘束ブレースの補剛性能に関する研究（参考文献 6)～7)）が確認され、前者は面材（壁）、後者は軸材（ブレース）を対象としている。本研究としては前者の一部が参考となるが、被補剛材である木材の材種・補剛材である鋼材の材種および形状・両者の接合方法・適用対象建物の規模等に差異がある。

本稿では、中高層の重層型建物への適用を想定した上で、鋼材と木材とを簡便な方法により接合し、意匠性にも優れた制振部材の開発について、解析的検討によりダンパーの設計を行った後、実大モデルによる実験的検討に基づき、構造安全性の確認を実施した。この一連の検討内容とともに、実建物への適用により得られた成果を報告する。

### 3.3.3. 解析的検討

本章では、木材の曲げ性能を鋼板の補剛に活用するという着想に基づき、解析的検討を行い、その実現性を検証するとともに、ダンパーの設計を行った。

#### ①検討対象

検討対象は図 1 に示すとおり、BH-900×350×6×22 の溶接組立て H 形鋼部材とし、H 形鋼部材のみの無補剛モデルと H 形鋼部材のウェブ両面に木部材を宛がうことでウェブの板座屈補剛を意図した木補剛モデルを比較検討する。鋼材はフランジには SM490A、ウェブには LY225 を用いるものとし、補剛木材の形状は厚さ 139mm×幅 792mm×長さ 3000mm とし、厚さ 139mm×幅 300mm×長さ 792mm のスギ集成材（E65F225）の単位木片を幅方向に積層接着して形成することを想定する。ウェブ両面に設けた木材は通しボルトにて相互に緊結し、鉄骨部材のせん断変形が木材に伝達されることがないように、通しボルトが貫通する鉄骨側のボルト孔は縦方向のルーズ孔とする。これにより、鉄骨部材がせん断変形した際には木材はロッキングし、木材がせん断変形することを回避し、鉄骨部材のせん断変形に追従可能となる。当該部材は制振間柱として使用し、せん断力を負担した際には柱の上下端に逆対称モーメントが作用する状態を想定する。

## ②解析モデル

図 3-34 に解析モデルの概要図を示す。

鋼材は 4 節点シェル要素を用いてモデル化する。応力度-ひずみ関係は図 3-35 に示すとおりトリリニアでモデル化し、降伏条件には Mises の降伏条件を用いて歪硬化は等方硬化とする。鋼材の材料特性を表 3-13 に示す。

木材はソリッド要素を用い、弾性でモデル化する。本工法では図 3-33 に示すように集成材の単位木片を積層接着して板状の補剛木材を成形することを想定し、その力学的性状から積層接着の接着性能には期待しない設計とした。よって本解析においては間柱長さ方向の木材の剛性は無視し、間柱幅方向の曲げ剛性のみ有するモデルで解析を行う。解析モデルにおける木材の材料特性を表 3-14 に示す。

H 形鋼ウェブ両面の木材を相互に緊結するボルトは図 3-34 に示すとおり、ボルト軸部の弾性剛性を有するばね要素としてモデル化し、補剛木材の表面に座金形状の剛体を設けることで座金のモデル化を行う。また鉄骨部材がせん断変形した際に補剛木材はロッキングにより変形追従する機構のため、最上部中央および最下部中央のボルトを除き、ボルトと鉄骨の関係は自由とする。

境界条件は、柱下端は X,Y,Z 方向並進と X,Y,Z 軸まわりの回転をすべて拘束とする。柱上端は X,Z 軸方向の並進と X 軸まわりの回転は自由であり、Y 方向並進と Y,Z 軸まわりの回転を拘束する。補剛木材と鉄骨間は接触問題として扱うが、摩擦は無視するものとする。

表 3-13 鋼材の材料特性

	フランジ(SM490A)	ウェブ(LY225)
降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	325	205
ヤング係数 E(N/mm <sup>2</sup> )	205,000	205,000
ポアソン比 $\nu$	0.3(弾性), 0.5(塑性)	0.3(弾性), 0.5(塑性)
2 次勾配(N/mm <sup>2</sup> )	4,100(E/50)	3,417(E/60)
引張強さ $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	490	300
3 次勾配(N/mm <sup>2</sup> )	205(E/1000)	205(E/1000)

表 3-14 木材の材料特性

集成材(E65F225)	L 方向	R 方向	T 方向
ヤング係数 E(N/mm <sup>2</sup> )	6,500 (E <sub>L</sub> )	260 (1/25・E <sub>L</sub> )	1.0 (剛性非考慮)
せん断弾性係数 G(N/mm <sup>2</sup> )	G <sub>LR</sub> =433 (1/15・E <sub>L</sub> )	G <sub>RT</sub> =1.0 (剛性非考慮)	G <sub>LT</sub> =433 (1/15・E <sub>L</sub> )

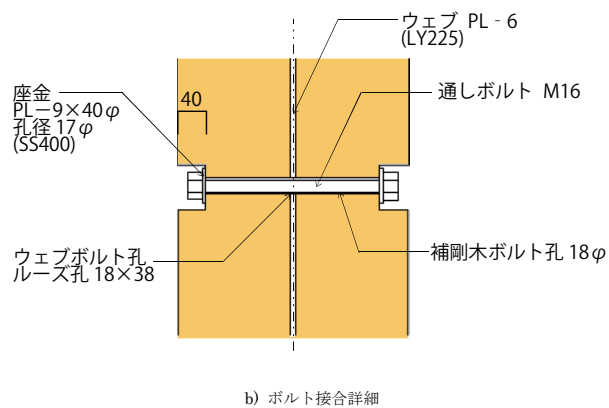
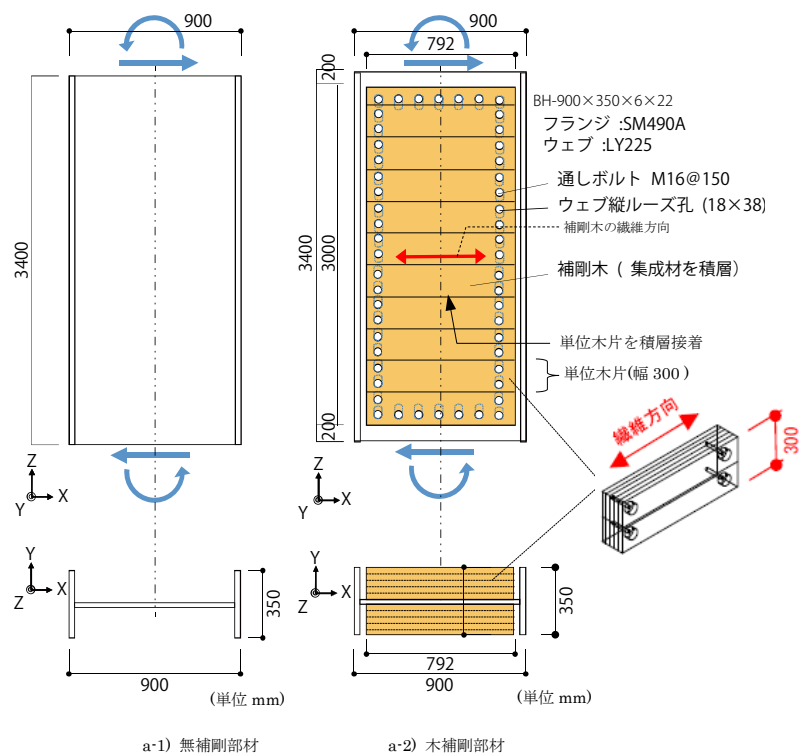


図 3-33 検討部材概要図



### ③解析方法

解析ソフトに ABAQUS を用い、以下に示す解析を行う。

#### (1) 座屈固有値解析

弾塑性有限要素解析において初期不整を導入するために H 形鋼部材のみのモデルで座屈固有値解析を行い、H 形鋼部材の座屈モードを求める。

#### (2) 弾塑性有限要素解析

無補剛モデル、木補剛モデル共にウェブ面外方向 (Y 方向) の初期不正の最大値を柱長さの 1/1000(3.4mm)とし、上記の H 形鋼部材のみのモデルの座屈固有値解析で得られた 1 次の座屈モード形状で初期不整を付与したうえで、柱上端にウェブ面内方向 (X 方向) の強制変位を与えて増分解析を行う。増分解析は柱の部材角が 1/50 に達した時点で終了する。

### ④解析結果

#### (1) 座屈固有値解析

H 形鋼部材のみのモデルで座屈固有値解析を行って得られた 1～3 次モードの弾性座屈荷重と座屈モードを図 3-36 に示す。

#### (2) 弾塑性有限要素解析

弾塑性解析で得られたウェブの平均せん断応力度-部材角関係を図 3-37 に示す。なお、ウェブの平均せん断応力度は以下より算出した。

$$\tau = Q / \{t_w \times (H - 2t_f)\}$$

ここで、 $\tau$  : ウェブの平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : 柱のせん断力(N)

$H$  : 柱せい(mm)

$t_w$  : ウェブ厚(mm)

$t_f$  : フランジ厚(mm)

図 3-37 にウェブの材料降伏せん断応力度を併せて示すが、ここに示すとおり、無補剛モデルでは材料降伏せん断応力度に達する以前にウェブの座屈発生によってウェブの負担せん断応力度が低下するのに対し、木補剛モデルでは材料降伏せん断応力度付近まで弾性の挙動を示し、その後も負担せん断応力度が低下することなく、安定した復元力特性を示し、木材による補剛効果が確認できる。

図 3-38 に無補剛モデルおよび木補剛モデルの部材角 1/50 時点の H 形鋼の変形図を示す。図に示すとおり、無補剛モデルではウェブの面外変形が 60mm と大きくウェブが面外に座屈している一方、木補剛モデルではウェブの面外変位は最大でも 2.3mm 程度に留まっており、木の補剛効果によりウェブの面外変形が進展していないことが確認される。

図 3-39 に無補剛モデルおよび木補剛モデルの部材角 1/50 時点の H 形鋼の Mises 応力図



を示す。図に示すとおり、無補剛モデルでは座屈モードの山谷で局所的に応力度が過大となっているのに対し、木補剛モデルではウェブの応力は一様に分布しており、正負交番の繰り返し载荷等においても早期にウェブが破断することなく、安定した履歴特性を示すことが想定される。

図 3-40 に補剛木材の繊維方向の応力度を示す。ボルト孔周りで局部に大きな応力が発生しているが、版中央の応力を確認すると応力度の最大値はウェブ接触面側、外面側（ウェブ接触面反対）共に  $3\text{N/mm}^2$  以下に収まっており、短期許容曲げ応力度  $15.0\text{N/mm}^2$  と比較しても十分弾性範囲に収まっていると判断できる。

図 3-41 には補剛木材のウェブ接触面のウェブ面直交方向の応力度を示す。応力度の最大値は  $1\text{N/mm}^2$  以下であり、めり込みに対する短期許容応力度  $4.0\text{N/mm}^2$  以下に収まっていることが確認される。

図 3-42 に解析で得られた各ボルトの軸力図を示す。ボルトの最大軸力は  $5.6\text{kN}$  程度である。ボルト M16 の短期許容引張力は  $36.9\text{kN}$  であることからボルトはウェブの座屈を補剛するのに十分安全側の設計になっていることが確認される。

木材の座金（PL-9×40φ）に対するめり込みは、ボルト孔（18φ）欠損を考慮した断面積から算定した座金部分の支圧が  $5.59\text{N/mm}^2$  となり、スギのめり込みに対する基準強度である  $6.0\text{N/mm}^2$  以下に収まっていることを確認した。また、参考文献 2) による支圧面の応力分布から、支圧面中央の孔欠損部分が支圧算定上の影響を殆ど有しないと考え、孔欠損を考慮しない断面積で支圧を算定すると  $4.46\text{N/mm}^2$  となり、参考文献 2) に基づくめり込み降伏耐力である  $4.49\text{N/mm}^2$  以下であることを合わせて確認した。

なお、本検証を踏まえ、後述する実大実験では座金を PL-9×50φ（孔径 16φ）に、ボルトを M12 に変更し、めり込み部分の安全率を一層確保させた。

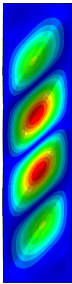
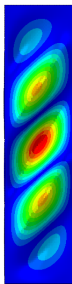
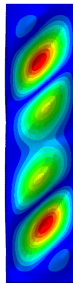
	【1次モード】 座屈荷重 407 [kN]	【2次モード】 座屈荷重 409 [kN]	【3次モード】 座屈荷重 450 [kN]
座屈モード形状			

図 3-36 座屈固有値解析結果

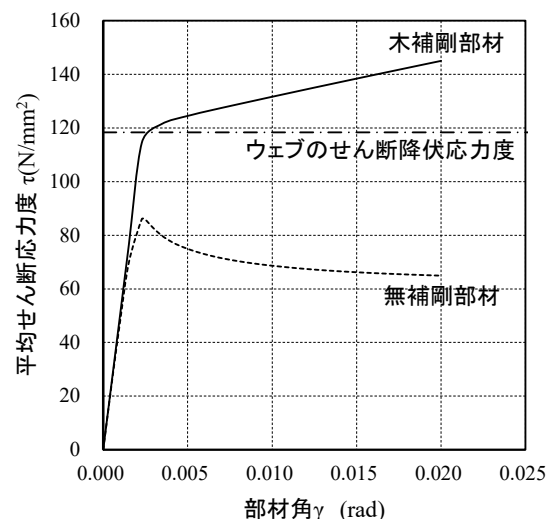
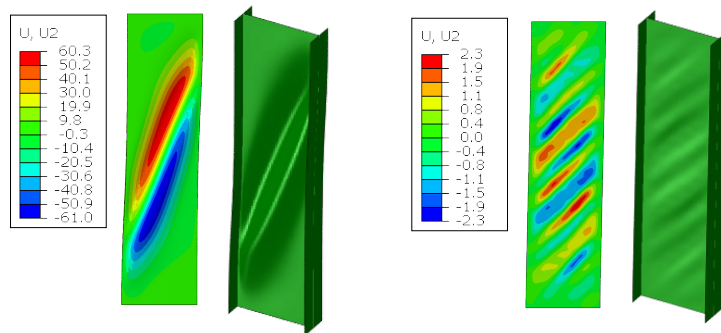


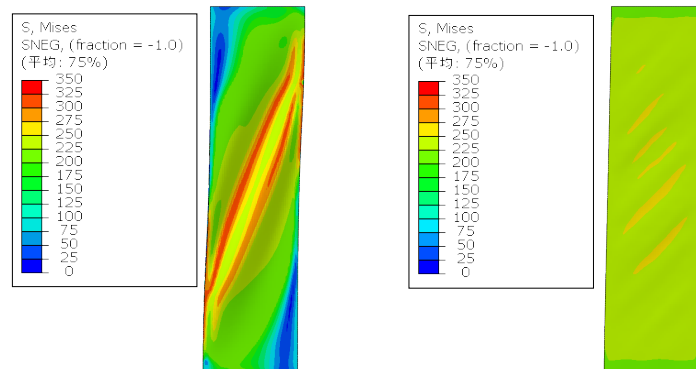
図 3-37 ウェブの平均せん断応力度—部材角関係



a) 無補剛モデル

b) 木補剛モデル

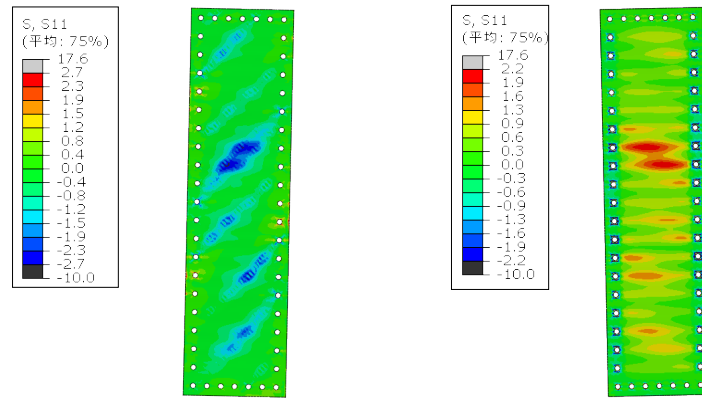
図 3-38 H 形鋼の変形図(mm)



a) 無補剛モデル

b) 木補剛モデル

図 3-39 H 形鋼の Mises 応力図(N/mm<sup>2</sup>)



a) ウェブ接触面側      b) 外面側（ウェブ接触面反対側）  
 図 3-40 補剛木材の繊維方向応力度(N/mm<sup>2</sup>)

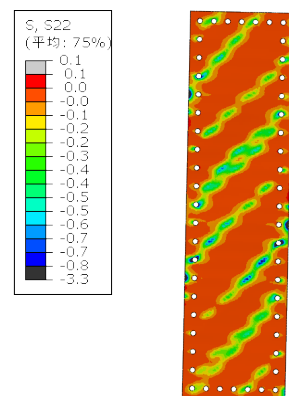


図 3-41 補剛木材のウェブ面  
 直交方向応力度(N/mm<sup>2</sup>)  
 (ウェブ接触面側)

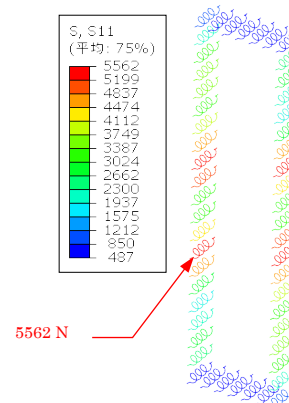


図 3-42 ボルト軸力図(N)

#### 3.3.4. 実験内容

4 章では、解析的検討によってダンパーの設計を行い、前述した解析条件下において木材による補剛効果を確認した。一方で、材料・幾何学的非線形性、異種材料間の接触、繰り返し効果による物性変化等に対しては、解析的検討のみでは不十分であると考え、実大の実験的検討に基づき、構造安全性を確認し、最終的な検証を行った。

##### 3.3.4.1. 試験体概要

試験体は実大試験体とし、鉄骨部材は BH-900×350×6×22 の溶接組立て H 形鋼とする。使用材料はフランジが SM490A、ウェブが LY225 とし、補剛木材はスギ集成材 (E65F225) の単位木片を二次接着（パネルボンド KU 使用）して成形したものとする。試験体図を図 3-43 に示す。

#### 3.3.4.2. 実験概要

実験は部材に逆対称曲げモーメントを発生させる形で加力を行う。載荷は図 3-44 に示すとおり、実建物への適用を想定した地震応答解析結果に基づき、層間変形角による制御として、層間変形角 $\pm 1/200$  サイクルを 3 回、 $\pm 1/100$  サイクルを 3 回、 $\pm 1/50$  サイクルを 3 回繰り返した後、大変形後の試験体挙動確認のため再度 $\pm 1/100$  サイクルを 3 回繰り返し、その後最終サイクルの載荷として試験体の耐力劣化が認められるか、または油圧ジャッキのストローク限界まで正方向（油圧ジャッキの引き方向）の単調載荷を実施する。

#### 3.3.5. 実験結果

実験により得られたウェブの平均せん断応力度と層間変形角の関係を図 3-45 に示す。最終的には油圧ジャッキのストローク限界である層間変形角 $+1/22.2$  ( $+0.045\text{rad}$ ) までの載荷を行ったが、耐力の低下は認められず、荷重－層間変形角関係は安定した紡錘形を示した。最大載荷荷重は最大変形時に記録した  $909\text{kN}$ （せん断応力度  $168.4\text{N/mm}^2$ ）であった。

本部材が地震により変形した際の仕上げ材の挙動を確認するため、片面に仕上げ化粧板を貼り付けて試験を行った。試験時の試験体挙動については、 $-1/200$  サイクル 1 回目の最大変形時に仕上げ材の鉄骨フランジへの接触と、載荷中には木材のきしみに起因すると思われる異音の発生が数回認められたが、仕上げ材および補剛木材に亀裂やはく離等の発生は認められなかった。なお、仕上げ材については層間変形角 $\pm 1/50$  の正負交番 3 サイクル終了後に取り外しを行った。

また、試験終了後に補剛木材の取り外しを行い、鉄骨および補剛木材の目視観察を行った。写真 3-16 に示すとおり、鉄骨ウェブについては座屈の発生は確認できず、補剛木材による鉄骨ウェブへの補剛効果が認められた。このとき、補剛木材の鉄骨接触面に損傷は認められなかった（写真 3-17）。また写真 3-18 に示すとおり、補剛木材の通しボルト用座金の接触面についても多少のめり込みが確認されたものの大きな変形や損傷がないことが確認された。

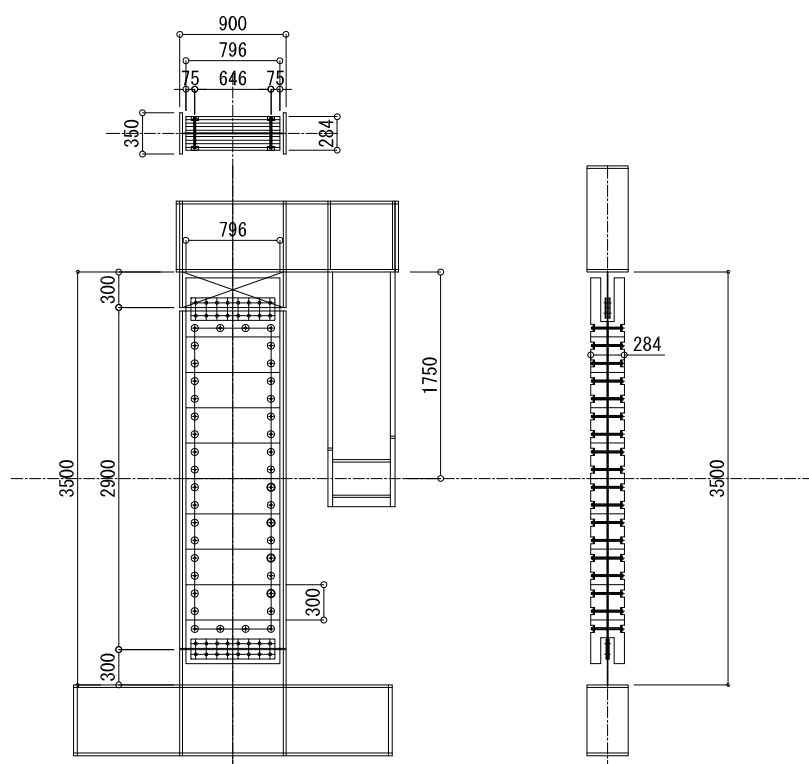


図 3-43 試験体図



写真 3-14 試験体セットアップ状況

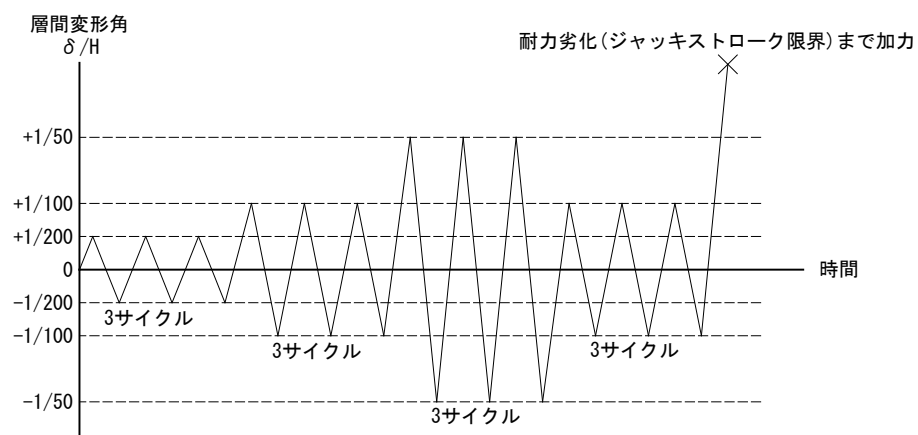


図 3-44 載荷プログラム



### 3.3.6. 解析結果と実験結果の比較

最終的に使用範囲を超える層間変形角  $1/22.2$  まで試験体の加力を行ったが、この段階では、補剛木材のロッキング変形が鉄骨ウェブのルーズ孔で追従できる範囲を超えたため、補剛木材固定用の M12 通しボルトについては鉄骨ウェブルーズ孔との接触で発生する支圧による曲げ変形が確認された（写真 3-19）。また鉄骨ウェブルーズ孔部分および補剛木材のキリ孔部分にもボルト接触に伴う変形が生じたが、ボルト自体に緩みや亀裂などは認められなかった。

なお、参考として変位を 0 点に戻した後、補剛木材を撤去し、この状態で層間変形角  $\pm 1/50$ 、1 サイクルの加力を行った。無補剛時の加力により得られたウェブの平均せん断応力度と層間変形角の関係を図 3-46 に示す。また、 $+1/50$  サイクル時の試験体の状況写真を写真 3-15 に示す。ウェブ全面にせん断座屈が生じ、ウェブの材料降伏に至る前に耐力劣化を起こしていることが確認された。

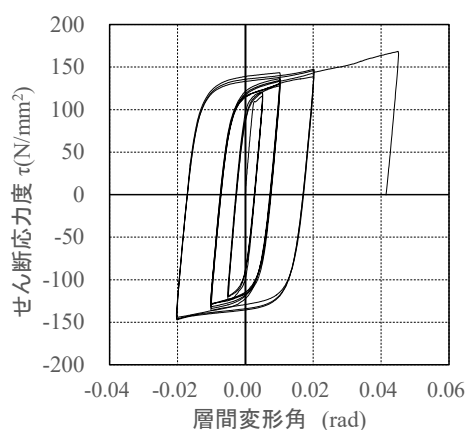


図 3-45 ウェブの平均せん断  
応力度—層間変形角関係

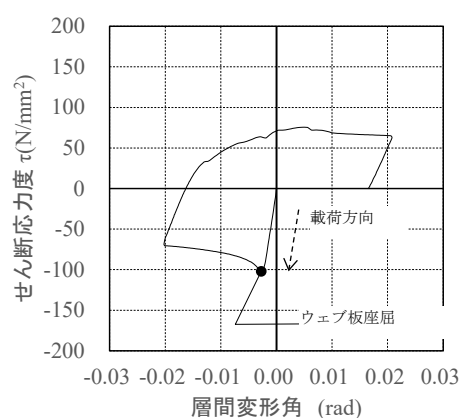


図 3-46 無補剛の場合のウェブの  
平均せん断応力度—層間変形角関係



写真 3-15 無補剛試験の変形状況



写真 3-16 試験体変形状況  
(鋼板部分)



写真 3-17 試験後の木補剛材状況  
(鋼板接触面側)

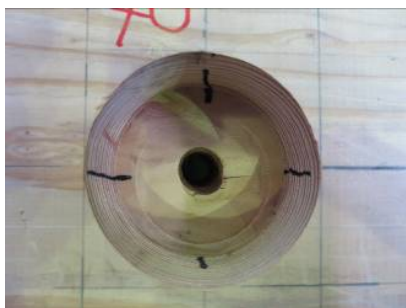


写真 3-18 座金接触面状況



写真 3-19 通しボルトの状況

#### 3.3.7. 考察

変位安定性や繰り返し性能に優れる，弾性範囲下における，木材のめり込み性能および曲げ性能を利用した本工法による薄板鋼板の補剛効果を確認することができた。

鋼材の補剛に求められる剛性・耐力は，一般にその基準強度に依存する。本稿では，対象鋼材を低降伏点鋼とした制振部材を想定し，比較的低い補剛剛性・補剛耐力を木材にて賄うことを意図した。そして補剛木材には，その力学的性状と材料製作性・入手性を加味し，単位木片の二次接着により成形する手法を採用し，その効果を確認することができた。

### 3.3.8. 参考文献

- 1) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法-, 2006
- 2) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用, 東京大学 学位論文, 1991
- 3) 伊藤他：木質パネルで面外補剛されたスリット入り鋼板の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 657 号, pp.2065-2071, 2010.11
- 4) 谷口・伊藤他：スリット入り鋼板耐震壁の補剛性能検証実験と補剛設計式の導出 その 1～2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 22433～22434, 2012
- 5) 伊藤・中居他：木パネル補剛スリット入り鋼板の補剛特性および間柱型耐震壁としての性能 その 1～2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 22570～22571, 2014
- 6) 渋谷他：座屈拘束ブレースの補剛性能に関する研究 その 1 木材で座屈補剛した場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 22437, 2004
- 7) 小林・渋谷他：座屈拘束ブレースの補剛性能に関する研究 その 2～3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 22508～22509, 2005

#### 4. 設計事例

本章では、前章までに提案した構造技術を適用し、大規模木造建築物の実現・普及につながると考える設計事例・建物モデルを記し、その特性および優位性に言及する。

本研究に基づく構造技術による、国内における大規模木造建築物の実現・普及への成果対象を考える場合、今後の大規模木造建築物の目指す方向性は、大空間構造物への適用および重層型構造物による高層化、の2つの可能性が考えられる。大空間の構成方法として、従来のシェル構造・立体トラス構造ではなく、部材の相互連結による長部材を活用して、軸材で大空間を構成する方式が提案できる。また大型面材による床・屋根・壁への適用も考えられる。一方、高層化に向けては、耐震設計に対応した靱性確保、高軸力下での接合部評価、建物全体への付加減衰の付与、のいずれもが、重要な構成要素となる。

##### (1) 木造屋根架構を有する構造

建築設計の実務的視点に立ち、建築物の構造部材への木材利用を考えた場合、その立地条件・規模等による制約条件はあるが、火災性状に配慮した使用部位の選定が求められる。このような背景において、有効な木材利用部位として、建築物の大スパン屋根架構に着目した。そして GIR 接合による木造屋根架構の実現に向け、複数の実験を行い接合部性能の評価手法を開発するとともに、仮定した設計事例に対し、実務レベルの構造設計に必要な設計情報の展開を行った。

##### (2) 木造重層骨組架構を有する構造

また、いま一つは重層骨組架構を有する構造だと考える。建築物の構造部材への木材利用を考えた場合、建物規模や立地に加え、その適用対象を鉛直荷重支持部材とするか否かで、耐火規定への適合の要否および要求性能が異なる。近年では、中大規模建築物の構造部材への木材利用を具現化するため、床・柱・梁等に対する耐火措置を講じた木材を利用した工法・製品が開発されつつあるが、これらの場合、製造者が限定される等の制約がある。

ここでは、耐火処置等の規定がかからない鉛直荷重を支持しない耐震部材(制振部材)に焦点を当てるとともに、今後、主架構に木材・木質部材を適用した重層型の大規模木造建築物および、既往の鉄骨造・鉄筋コンクリート造に対する魅力的な可視構造体としての可能性を言及する。

#### 4.1. 木造屋根架構を有する構造

屋根架構への木材利用として、図 4-1 に示す 5 種類の架構方式を設計提案として挙げる。このとき、上記の構造方式のスパンを長大化する場合、屋根部材に継手を設ける必要が生じる。(1)に示すビーム案では長期荷重に対し、主として曲げモーメント作用下での継手となる一方で、その他の構造方式では軸力+曲げモーメントの複合応力下での継手となる。

ここで、(5)に示すアーチ+スラスト処理案は主要応力を圧縮軸力としながら、個材曲げモーメントを負担する方式であり、木材および GIR 接合部の材料性状および力学特性を考えた場合、最も長スパン化が期待できる方式であると考えられる。

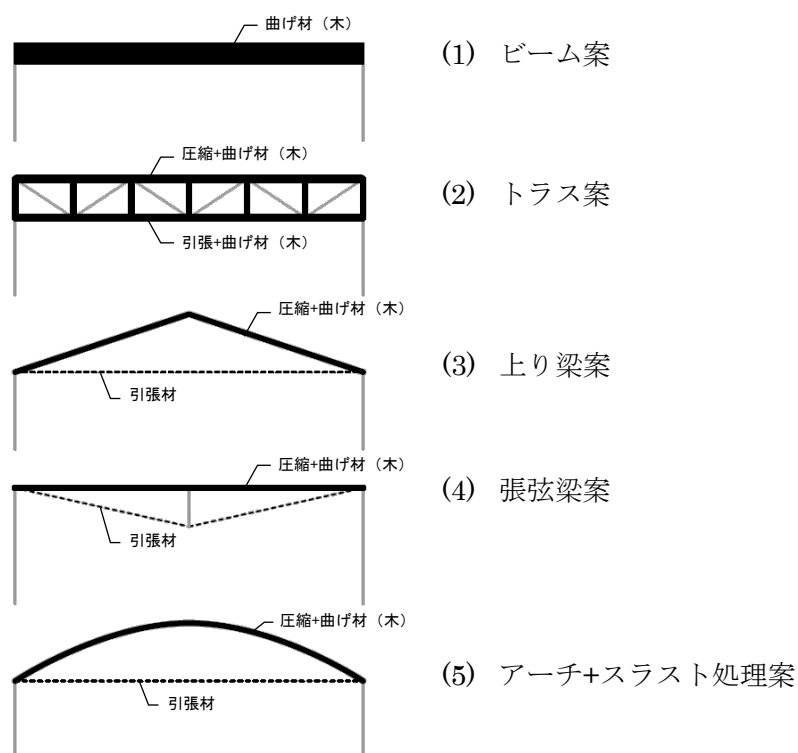


図 4-1 屋根架構の構造方式

図 4-2 はアーチ+スラスト処理案に対し、複数の派生形を想定したモデルを示す。(a), (b) は下部構造の水平剛性・耐力の確保を目指したものであり, (c)はこれを発展させ, 複合架構化を図ったものである。

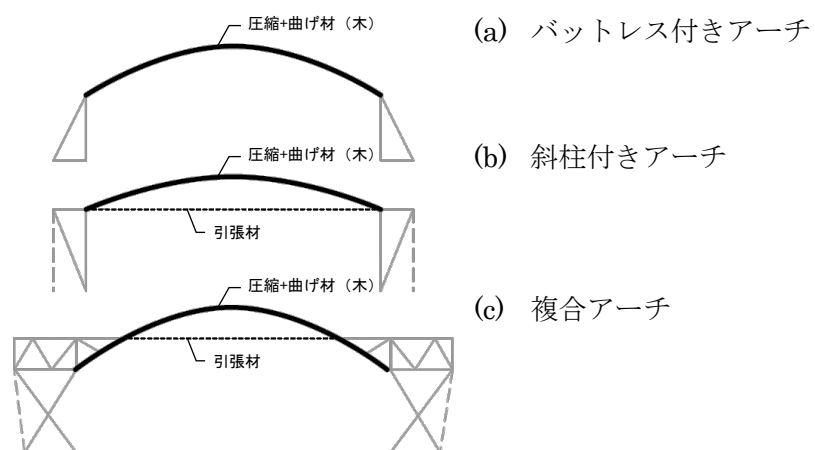


図 4-2 アーチ構造の派生形



## 4.2. 重層骨組架構を有する構造

木造建築物の耐震架構における柱・梁接合部では、その荷重－変形関係（復元力特性）において、木造特有のスリップ現象が伴う。スリップ現象は、接合部におけるエネルギー吸収が期待できず、大規模な建築物、特に建物層数の大きな重層型の建築物においては、地震等の水平荷重時において過大な変形が生じる危険性や、繰り返し変形に伴うエネルギー吸収・変形制御型の構造設計における弱点になる可能性が高い。

主架構に木材・木質部材を適用した重層型の大規模木造建築物の実現には、建物全体を視野に入れた変形制御型の構造設計を行うことが重要であり、このためには、制振部材等による付加減衰の付与が効果的だと考える。この制振部材に、木材の曲げ性能・めり込み性能を上手く活用した装置を開発・導入することで、この解決に加え、既往の鉄骨造・鉄筋コンクリート造に対する魅力的な可視構造体としての付加価値も創出できる可能性がある。

既往の制振部材を用いたこれまでの構造設計においては、制振部材はコア内の隠蔽部に配置することが一般的であり、外観上・使用上の問題から見え掛かり部への配置事例は少ない。都市部における重層型の大規模建築物の典型例である、コア形式が片コア型となるビルディングタイプの場合、コア内に制振部材が集中配置されることにより、偏心を生じて建物がねじれ振動すること、制振部材を設置できる箇所が限られることが課題となる。

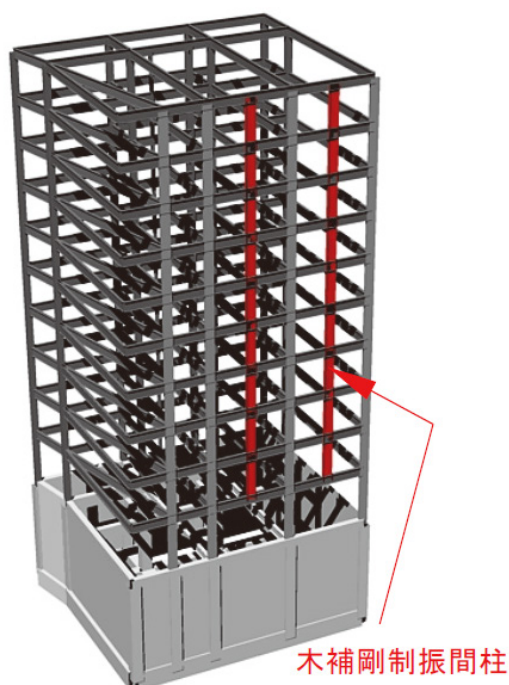


図 4-3 架構パース

そこで本提案では、桁行方向において、今回開発した木補剛制振間柱の優れた意匠性を活用し、コア内の座屈拘束ブレースと、外装面架構の見え掛かり部に設けた木補剛制振間柱とにより、バランスの良い架構を構成し、その解決を図った

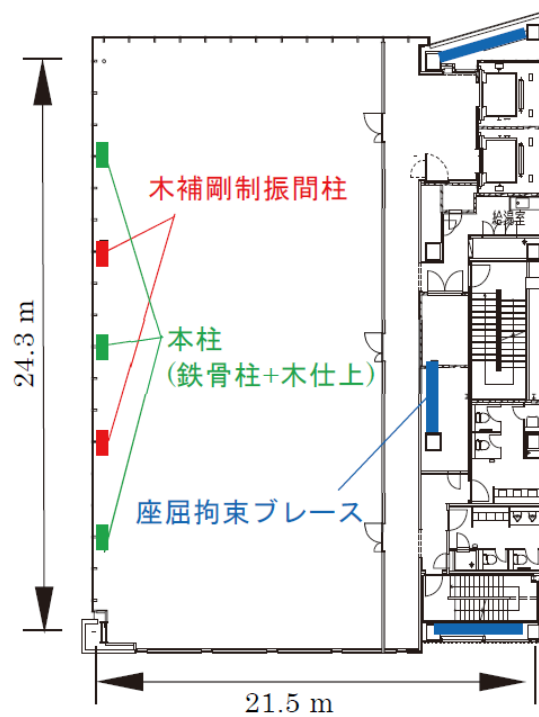


図 4-4 基準階平面図

## 5. 結語

### 5.1. 研究総括

本研究では、現状における国内の大規模木造建築物の実現・普及への課題と考える、①部材の大型化技術および②耐震設計への対応のための靱性能確保につながる構造技術について、各スケールを横断する形での提案を行い、実験的研究に基づき、その効果を検証した。そして、個々の提案を集積した設計事例を示すことにより、本研究で示された提案を活用した大規模木造建築の実現性を示唆した。

### 5.2. 今後の展望

一連の実験的研究を踏まえた一般化評価手法の構築について、今後の課題と考える。

### 5.3. 謝辭