

大阪・関西万博 大屋根リングの構造設計

Structural Design of The Grand Ring (Expo 2025 Osaka, Kansai, Japan)

林 将利*1、北山 宏貴*2、鷹羽 直樹*3、九嶋 壮一郎*4

1. はじめに

大屋根リングは日本の伝統木造建築に使用されてきた貫接合と現代の構造技術を融合させることで、斜材や耐力壁を用いないラーメン構造の木架構を実現している。貫接合による2方向ラーメンとするため、円周方向と半径方向の梁には段差を設けている。貫接合の採用により、解体・再利用に配慮した合理的な架構形式としている。

3.6mを1スパンとした4×8ユニット（円周方向4スパン半径方向8スパン）と2×8ユニット（円周方向2スパン半径方向8スパン）を放射状に連続して配置することで、大屋根リングは大きな円を構成している（図-1）。ユニット同士は端部ピン接合のつなぎ梁により接続することで、EXP.Jを設けずに「ひとつながりの構造体」として計画している。

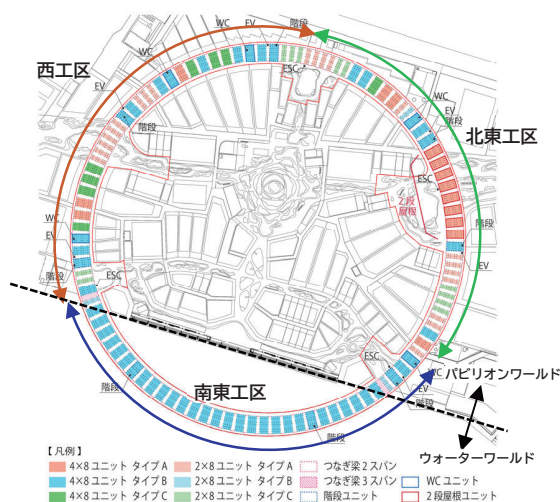


図-1 ユニットの配置図

柱材・梁材ともに対称異等級構成集成材を採用し、柱材はヒノキ E95-F270 又はオウシュウアカマツ E95-F270、梁材は主にスギ E65-F225 を使用している。また床材にはCLTを採用している（図-2）。

基礎はパビリオンワールドを直接基礎、ウオーターワールドを杭基礎としている。これは当敷地において、圧密沈下に対するプレロード期間の差によるものである。沈下速度が比較的小さいパビリオンワールドは浮き基礎を採用し、排土バランスをとって基礎底レベルを設定している。支持力については平板載荷試験を行い、長期許容支持力 80 kN/m^2 として設計している。ウオーターワールドの杭は深度49mに出現するN値50以上の洪積の砂礫層・砂層を支持層とし、解体を考慮して先端羽根付き鋼管を採用している。長期許容支持力は 1556 kN/本 である。

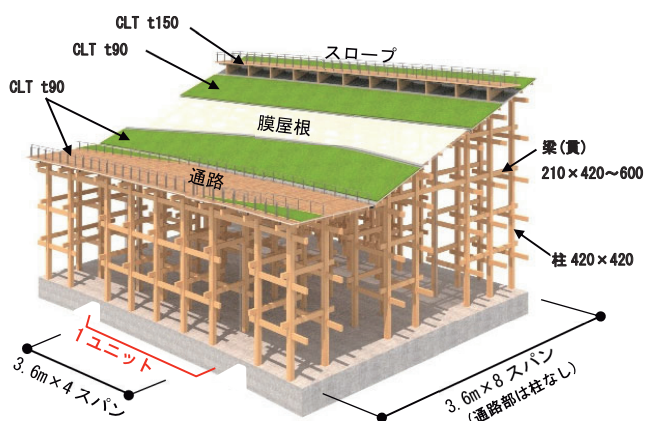


図-2 架構概要

*1 HAYASHI Masatoshi : (株) 梓設計 構造部門 構造部
 *2 KITAYAMA Hiroki : (株) 大林組 設計本部 構造設計部
 *3 TAKABA Naoki : 清水建設(株) 設計本部 構造設計部
 *4 KUSHIMA Soichiro : (株) 竹中工務店 大阪本店 設計部構造部門

2. 構造設計概要

本建物は供用期間が半年間（大阪・関西万博開催期間：2025年4月～10月）の仮設建築物となるが、通常の建築物と同様に現行法の建築基準法・同施行令・告示等に基づく構造上の安全性を確保している。また、耐火設計については仮設建築物であり、耐火建築物等の規定は「その他建築物」に該当するため、考慮していない。

法令上は、壁量等の規定を適用しない「集成材等建築物」であり、建物高さが13mを超え31m以下となるため、木造建築物の「構造計算ルート2」を適用している。地震力の算定に用いる外力分布はAi分布とし、屋根面の傾斜により高さが異なる部分があるため、安全側に2層と仮定して設定する。風圧力は、基準風速 $V_0=34\text{m/s}$ 、地表面粗度区分Ⅱとして算出し、屋根面の傾斜部に作用する風圧力に加え、躯体（柱・梁）に作用する風圧力を考慮した。

構造設計クライテリアは、短期荷重に対して、部材の応力：短期許容応力度以下、架構の層間変形角：1/120以下、偏心率：0.15以下としている。また、2階がある北東工区の2段屋根ユニットについては剛性率：0.6以上を満足させている。接合部については、短期荷重に対して、接合部に生じる曲げモーメント：短期許容モーメント以下としている。貫接合部、柱頭接合部（平場部）および柱脚接合部の短期許容モーメント・回転剛性は、実大実験結果を基に、「木造ラーメンの評価方法・構造設計の手引き2016年版（公益財団法人日本住宅・木材技術センター）」（以下、木造ラーメンの手引き）に準拠して評価した（写真-1）。併せて、実験結果の検証のためにFEM解析による検討も実施している。なお、実大実験による接合部の耐力・剛性評価、建築基準法施行令第81条第2項第二号の規定に基づく許容応力度計算等（ルート2）による検証の妥当性については、大阪・関西万博の仮設建築物を対象とした性能評価機関GBRCによる技術審査を受け、審査書を取得した。

本建物は円周約2kmと巨大であり、大屋根リングを構成する各ユニットは地震時に同一の挙動を示さない可能性がある。そのため、ユニット単体で構造安全性能を確保する方針とした。ユニットタイプ（スパン数）や断面タイプ（1階通路の位置の違いによる柱配置）、荷重条件（スロープ位置、トイレや階段の有無）等の違いにより、全109ユニットのうち、49ユニットの構造計算を行っている。

上部構造の応力解析方針は、3工区で統一し、以下の方針とした。また、解析プログラムには、「SNAP ver8

（構造システム）」を使用した。

【3工区共通の応力解析方針（図-3）】

- ・柱・大梁を線材要素でモデル化した3次元立体弾性応力解析モデルを用いる。線材要素は軸剛性、2軸曲げ剛性、2軸せん断剛性を考慮する。
- ・貫接合部および柱頭接合部の回転剛性は、ねじりバネとしてモデル化する。「木造ラーメンの手引き」で示される接合部のモデル化方法を採用し、同一フレームの柱要素と梁要素を平面的に微小にずらし、柱梁接合部では柱と梁のそれぞれに節点を設けて節点同士をねじりバネで連結する。また、並進方向の変位および鉛直軸周りの回転角については、2節点で同一となるよう拘束する。
- ・柱脚接合部の回転剛性は、材端の回転バネでモデル化する。基礎はモデル化せず、支点の境界条件は固定とする。
- ・CLT床の面内剛性が非常に小さいため、屋根面は非剛床とした。CLTの面内剛性について、4章で詳報する。

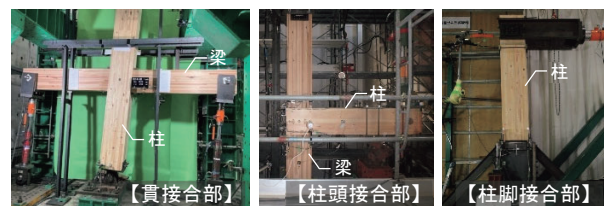
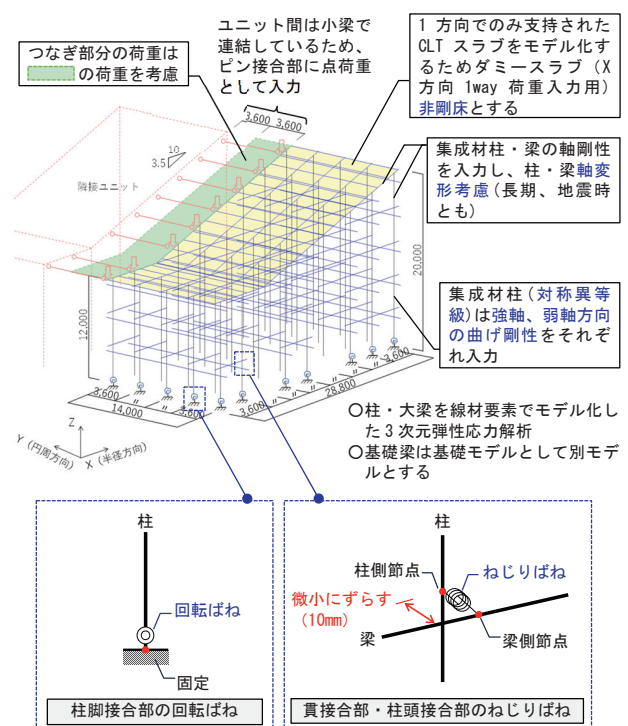


写真-1 接合部実大実験



実大実験結果より設定した回転剛性を回転ばね・ねじりばねに入力

図-3 ユニット単体を対象とした上部構造の応力解析モデル

木造ラーメン架構の変形や耐力への影響が大きい貫接合部、柱頭接合部（平場部）および柱脚接合部については、新たな接合方法を開発した（表-1）。接合部の実大性能実験結果は3工区で共有し、本プロジェクトに限り、他工区の仕様を互いに使用可とすることで、実験や設計の効率化を図っている。

貫接合部については、仕口部の梁内にラグスクリューボルトを設置し、梁の繊維直交方向のめり込みを防止する機構とすることで、伝統的な貫接合部（無補強）に比べ、剛性と耐力の向上を図っている（図-4）。また、建物高さが外周側が高いことや荷重偏心に伴う地震時のねじれ変形を緩和するため、剛性と耐力が異なる3タイプ（低剛性タイプ、標準タイプ、高耐力タイプ）を開発し、使い分けている（図-5）。低剛性タイプは伝統的な接合とし、高耐力タイプは鋼板でせん断補強を行っている。

柱と梁の圧着方法については、木楔を打ち込む従来工法からの改善を図り、工区毎で施工手順や圧着性の管理方法等を考慮した圧着方法をそれぞれ開発している。

各工区の貫接合部のディテールの違いや実大性能試験結果等については、3章で詳報する。

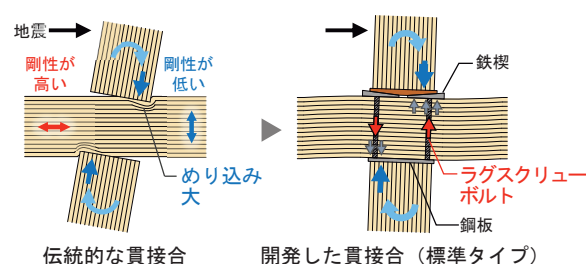


図-4 貫接合部の改良例（西工区）

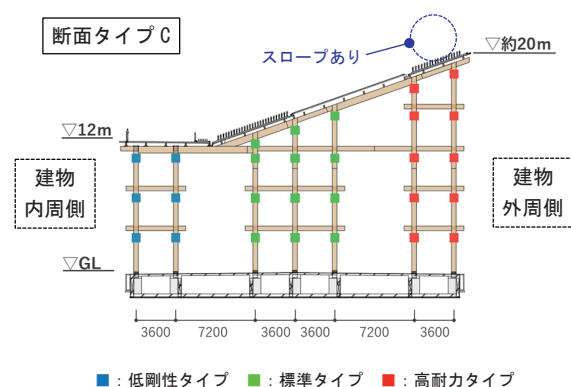


図-5 軸組図と3タイプの貫接合部の使い分け例（西工区）

表-1 接合部一覧表

		貫接合部			柱脚接合部	柱頭接合部	
		低剛性タイプ	標準タイプ	高耐力タイプ		平場部	斜面部
北東工区	符号	J6	J4	J7	J12	J13N	JP1N
	姿図						
	回転剛性	7000kNm/rad	15000kNm/rad	17500kNm/rad	30000kNm/rad	5400kNm/rad	—
	短期許容M	43.9kNm	74.4kNm	100.3kNm	98.2kNm	46.7kNm	—
南東工区	符号	J1S	J3A	J5S	J11	J13	JP1S
	姿図						
	回転剛性	7000kNm/rad	16500kNm/rad	18000kNm/rad	24000kNm/rad	5400kNm/rad	—
	短期許容M	51.9kNm	63.4kNm	122.2kNm	116.1kNm	46.7kNm	—
西工区	符号	J1	J2	J5	J11	J13W	JP1W
	姿図						
	回転剛性	7000kNm/rad	11000kNm/rad	18000kNm/rad	24000kNm/rad	5400kNm/rad	—
	短期許容M	51.9kNm	65.8kNm	122.2kNm	116.1kNm	46.7kNm	—
接合形式		モーメント抵抗接合【実大試験により耐力・剛性を評価】					ピン接合

3. 各工区の接合部概要

3.1 北東工区

大屋根リングでは、架構設計において各位置の柱梁接合部で必要となる剛性や耐力の違いに対応するため、標準タイプ・低剛性タイプ・高耐力タイプの3種類の貫接合部を採用している。図-6に北東工区で採用した3種類の貫接合部を示し、以下に各タイプの特徴を述べる。

標準タイプ(J4)は、仕口の梁内部にラグスクリューボルト(LSB)を設置し、その上下に鋼製プレート(支圧プレート)を配置することで、梁の繊維直交方向のめり込みを防止しているタイプである。一般的な貫接合部よりも大きな剛性と耐力の確保を目的としており、北東工区のなかで採用箇所数が最も多いタイプである。

低剛性タイプ(J6)は、梁内部に設置するLSBを極力短くし、梁下側の支圧プレートを省略することで、一般的な貫接合部と同様に梁の繊維直交方向のめり込みを許容したタイプである。一般的な貫接合部と同程度の剛性と耐力の確保を目的としており、標準タイプよりも剛性が低いため、架構全体の剛性バランスを調整するために特定フレームの柱梁接合部に採用した。

高耐力タイプ(J7)は、梁内部のLSBは標準タイプと同じであるが、梁上下の支圧プレートを柱側面より突出させて支圧範囲を拡大している。また、仕口内の梁側面に鋼板プレートを木ビスで設置することで、仕口内の梁のせん断補強を行っている。標準タイプよりもさらに大きな剛性と耐力の確保を目的としたタイプであり、大きな接合部モーメントが作用する柱梁接合部に採用した。

北東工区の貫接合部では、楔を打ち込むことで柱と梁を締め固める従来の貫接合部と異なり、梁上側のLSB端部の雌ネジに仕込んだ六角ボルトとナットを締め付け、支圧プレートに押し付けることで柱と梁を圧着している。ボルトとナットを、所定のトルク値により締め付け管理することで、従来の楔の打ち込みによる圧着方法に比べ、施工管理の簡略化と施工精度による性能ばらつきの改善を図っている。また、水平方向の繰返し载荷に対して、楔の抜出しによる緩み防止も目的としている。

接合部性能は十字型実大試験体の実験結果(図-7)から評価しており、回転剛性は標準タイプで15000 kNm/rad、低剛性タイプで7000 kNm/rad、高耐力タイプで17500 kNm/radとなった。また、短期許容モーメントは標準タイプで74.4 kNm、低剛性タイプで43.9 kNm、高耐力タイプで100.3 kNmとなった。剛性・耐力ともに低剛性タイプ<標準タイプ<高耐力タイプとなり、目的としていた異なる3種類の接合部性能の確保を確認した。

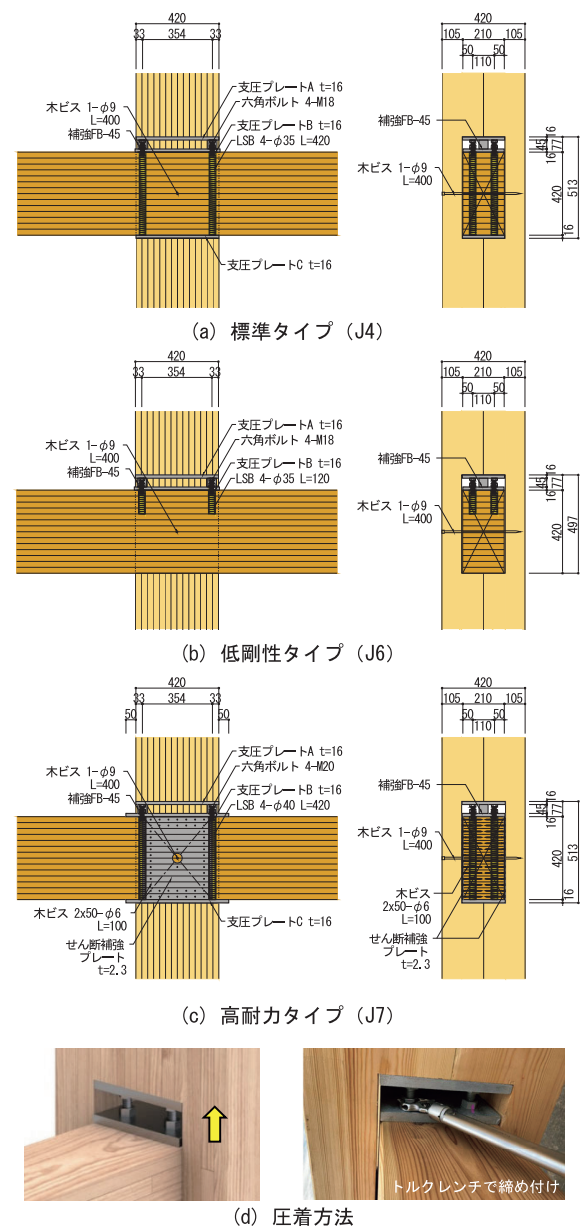
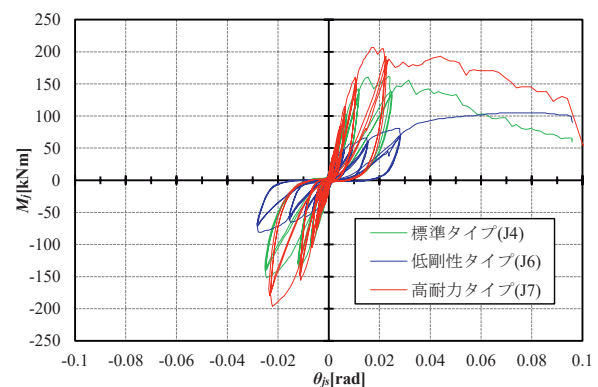


図-6 北東工区の貫接合部



3.2 南東工区

南東工区は3工区の中で最も海側に位置しており、地盤の埋立地圧が浅く、建方時の重機に対する制約があった。そのため、施工地組ユニットの小型化に対応した作業効率の良い接合部ディテールが求められた。さらに、架構の大規模化や屋根面の積載荷重に対応するため、従来の貫接合部に比べて高剛性・高耐力かつ靱性に富む仕様が求められた。

これらの工区の特徴に合わせて考案した貫接合部を図-8に示す。梁仕口にLSBとめり込み防止PLを設置し、梁繊維直交方向のめり込みを防止することで高耐力・高剛性化を図るとともに、梁仕口内にフルスレッドビスを設けることで、梁仕口のせん断破壊による急激な耐力低下を抑制し、高い靱性能を有する仕様としている。貫接合部は柱にテーパ加工を行い、LVL楔と引きボルトで固定することで、柱と楔の接触面積を確保しながら、楔のズレ止めを行っている。このディテールは柱と楔が一樣に支圧されるだけでなく、取付け作業の観点からも、軽量で特殊器具も不要な部材で構成されており、作業効率が良く機動性も高い。また、柱のテーパ加工は南東工区のみにある杭工事期間を活用してあらかじめ工場で製作しており、工区の特徴・与条件に対して最適な貫接合部を設計・施工一体となって創り込んだ。

貫接合部は梁仕口にLSBとめり込み防止PLを設置したものを標準タイプ(J3A、J3B)とし、工区の中で最も多く採用した。耐力及び剛性の評価は実大試験結果(図-9)から評価しており、最外縁のLSB間隔を360mmとしているJ3A仕様で回転剛性16500kNm/rad、耐力63.4kNm、最外縁のLSB間隔を420mmに広げたJ3B仕様で回転剛性19000kNm/rad、耐力77.7kNmとなり、LSB間隔を広げたことで耐力・剛性とも向上することを確認した。また、梁中央にフルスレッドビスを設けたことで、せん断ひび割れが抑制され、狙いとしていた靱性に富んだ結果となっている。

ユニットの接合部各位置における必要剛性・耐力の違いを考慮し、標準タイプに加え、低剛性タイプ・高耐力タイプを適材適所に計画した。南東工区の貫接合部の構造性能を表-2に示す。架構の偏心率を抑えるため、高さが低い円周方向の特定フレームに低剛性タイプを用いた。高耐力タイプは階段等の重荷重ユニットにて応力が大きくなる接合部に採用した。全体変形に対する接合部の変形割合は低剛性タイプが約60%に対し、標準タイプ・高耐力タイプは約40%であり、目的としていた貫接合の仕様の違いによる架構の変形制御の効果を確認した。

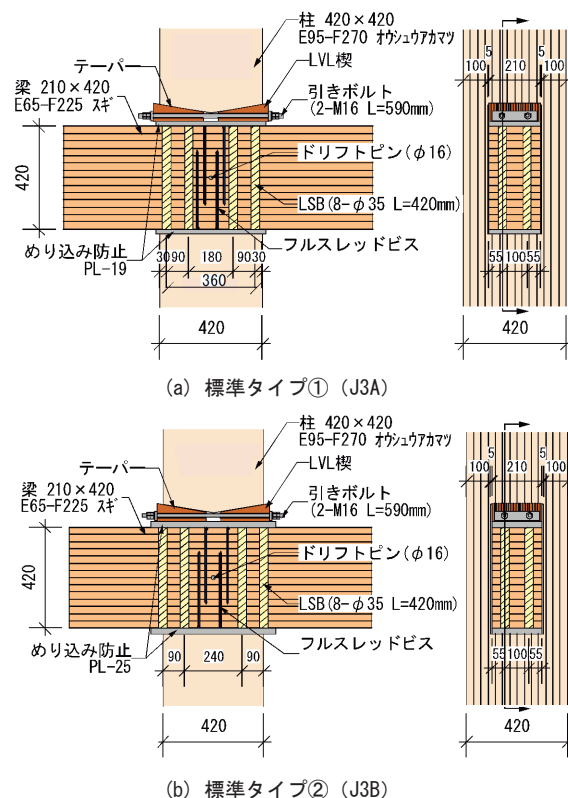


図-8 南東工区の貫接合部

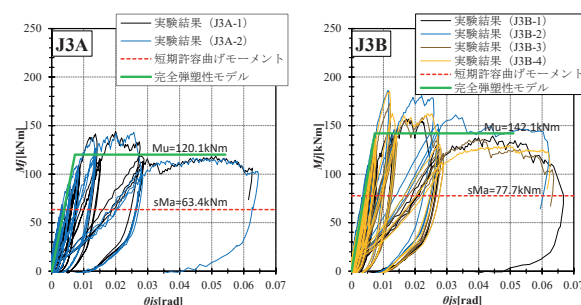


図-9 貫接合部(標準タイプ)の実大実験結果(M-θ関係)

表-2 南東工区の貫接合部の構造性能

	回転剛性	16500 (kNm/rad)		回転剛性	19000 (kNm/rad)
	短期耐力	63.4 (kNm)		短期耐力	77.7 (kNm)
標準タイプ①(J3A)			標準タイプ②(J3B)		
	回転剛性	7000 (kNm/rad)		回転剛性	18000 (kNm/rad)
	短期耐力	51.9 (kNm)		短期耐力	122.2 (kNm)
低剛性タイプ(J1)			高耐力タイプ(J5)		

3.3 西工区

北東・南東工区と同様に剛性・耐力が異なる3つのタイプの貫接合を開発し、建物高さや負担モーメントの大きさに応じて、層間変形角と偏心率のクライテリアを満足するようにバランスよく配置している。

西工区では、伝統的な貫接合の外観デザインの継承と構造性能の向上の両立を目指し、伝統的な楔を鉄楔として受け継いでいる。これは、柱と梁の接触部分における応力集中の緩和と貫内部の補強部材への応力伝達機構とすることを意図したものである。さらに鉄楔と上楔LVLが面で接する形状とし、楔の上下面を柱・梁と密着させ、面接触で確実な力の伝達を図っている。柱に設ける貫の穴は直方体として大断面木材の加工を簡易化している。以下に開発した3タイプの特徴を示す(図-10)。

低剛性タイプ(J1)は柱梁への補強は行わず、鉄楔によって支圧範囲を拡大させ、梁の繊維直交方向のめり込み抵抗に期待したタイプである。

標準タイプ(J2)は、梁内部にラグスクリューボルト(LSB)を設置し、その下にめり込み防止PL、さらに木構造用ビスを打ち込み、梁の繊維直交方向のめり込みを防止している。梁仕口部の中央には、せん断補強用の長ビスを上下から打ち込み、せん断破壊による耐力低下の抑制による高靱性化を図っている。

高剛性タイプ(J5)は、標準タイプ(J2)の補強に加え、梁中央にスリットを設けて補剛PLを挿入し、梁と補剛PLをドリフトピンで一体化し、梁のめり込み防止と接合部のせん断補強をしている。標準タイプよりもさらに大きな剛性と耐力の確保を目的としており、主に大屋根リング外周部分や、階段・EVユニットのように大きな接合部モーメントが作用する部位に採用している。

各貫接合は、実大実験により剛性と耐力を評価した。構造計画時に意図したように、剛性・耐力ともに段階的な性能向上を実現した(図-11)。

いずれのタイプの貫接合もボルトが露出せず、柱・梁・楔による伝統美を継承した外観デザインであるが(写真-2)、施工においては、両側の鉄楔を挟み込む軽微な楔の締付治具を考案し、治具のボルトを締め付けて鉄楔の施工を行った(写真-3)。西工区はパビリオンが多数近接しており、早期の工事用の重機退避が必要であった。トルク値管理によるばらつきが少なく安定した品質と迅速な施工は、想定よりも2か月早い建て方完了にも大きく寄与した。さらに、鉄楔には取り外しが可能なディテールを採用しており、解体・リユースにも配慮した(写真-4)。

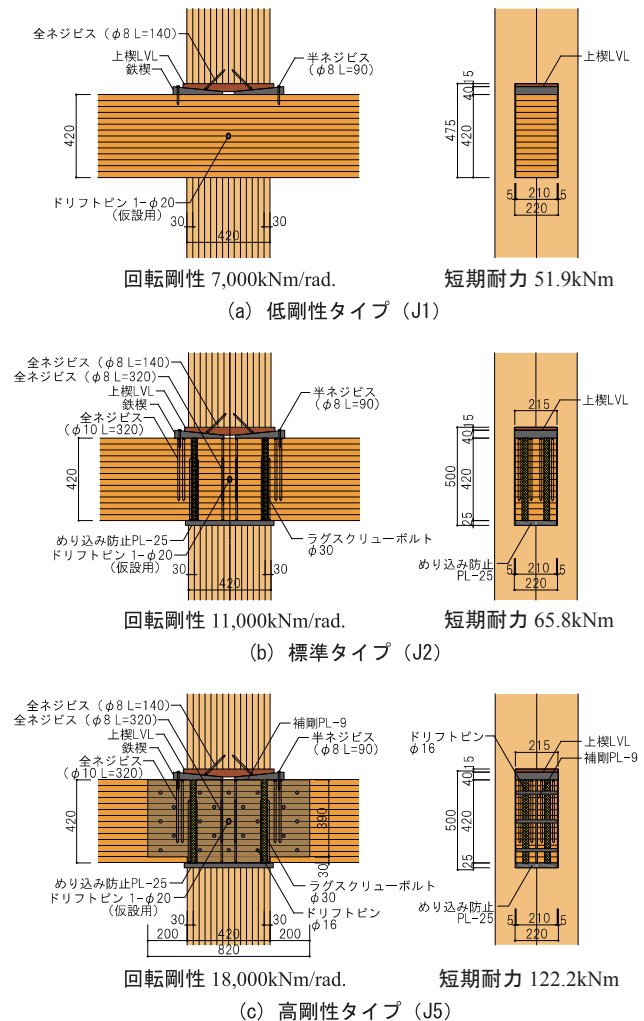


図-10 西工区の貫接合部

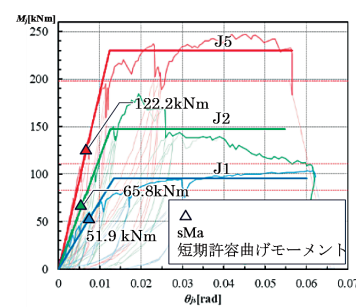


図-11 貫接合部の実大実験結果 (M-θ 関係)

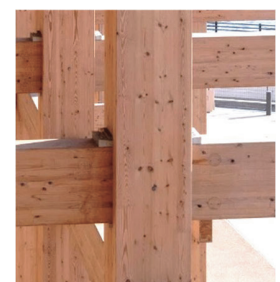


写真-2 J1タイプの貫接合



写真-3 貫接合部の施工状況

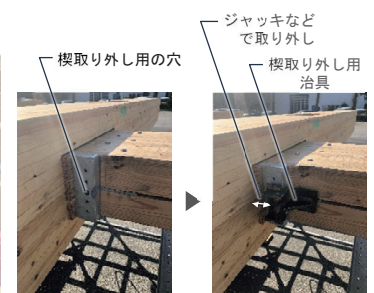


写真-4 楔に設けた取り外し用の穴と取り外し治具

4. CLTの床面剛性

大屋根リングでは屋根の床面に根太付きCLTを採用している。大梁上の根太にCLT床を木ビスにて固定し、大梁と根太の接合部は、北東工区・西工区ではアングルと木ビスにて固定、南東工区ではホールダウンパイプとドリフトピンで固定している。根太付きCLT床を採用することで、大屋根リングを構成するユニットやフレーム間の変位差に対し、水平構面が追従できるように図っている。屋根面のCLT床納まりの一例を図-12に示す。屋根面のCLT床の割付は幅方向の寸法を2400mm以下に割り付けており、長さ方向は平場部と斜面部で分割、斜面部においても膜屋根部を境にCLT床を分割して敷設している。

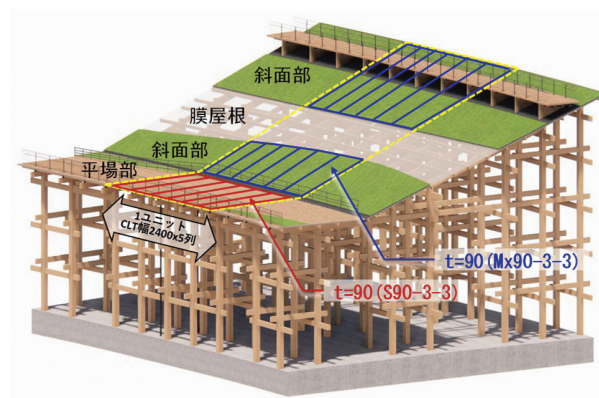
根太付きCLT床の水平構面の変形性能は実大実験にて確認した。図-13に実験結果の包絡線、及び実験結果から評価した完全弾塑性モデル、構造特性値を示す。試験体は同一仕様のもを3体として性能のばらつきを確認している。実験結果より、変形角1/100radまでは弾性的な挙動を示し、変形角1/15rad時点では根太端部の割裂やビスのめり込みが生じたが、荷重低下は見られなかった。

大屋根リングの構造計算から得られたユニット間、フレーム間の変位差による根太付きCLT床のせん断変形角の最大値は1/150rad程度であり、試験結果から得られた弾性範囲以内であることを確認した。尚、フレーム間の変位差の算出は床の面内剛性を考慮しない完全非剛床とした場合で実施した。大屋根リングの架構設計においては床の面内剛性を考慮しない場合で実施したが、実験結果で得られた床面剛性を考慮した場合においても、架構設計における設計クライテリアを満足することを代表ユニットにおいて確認している。

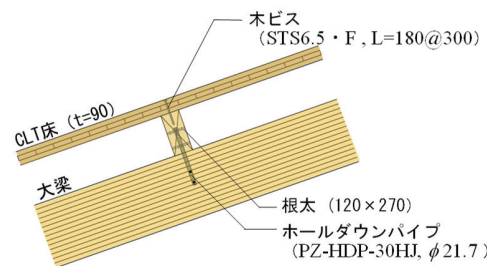
実大実験結果から得られた完全弾塑性モデルに対し、床面剛性に与える各要素の変形割合 (CLT、木ビス、根太直交方向、根太の転び) を把握するため、「(公財)日本住宅・住木技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017年版)」に示される詳細計算法との比較を実施した。詳細計算法に用いる根太直交方向接合の剛性 k_j および根太の転びによる剛性 k_y は表-3に示す実大実験で測定した各変位に基づき算出し、木ビス1本あたりのせん断剛性は、表-4に示す要素試験結果に基づき算定した。

図-14に実大実験結果に基づく弾塑性モデルと詳細計算法の比較を示す。詳細計算法は実験結果を概ね評価できており、各要素の変形は、根太の転びによる変形成分が最大となり、木ビスの変形と根太の直交方向の変形は

同程度であった。また、CLT床はほとんど変形しておらず、狙いとしていた、高い変形追従性能が確認できた。



(a) 屋根面の CLT 割付例



(b) CLT 床接合要領 (南東工区)

図-12 CLT床納まり例

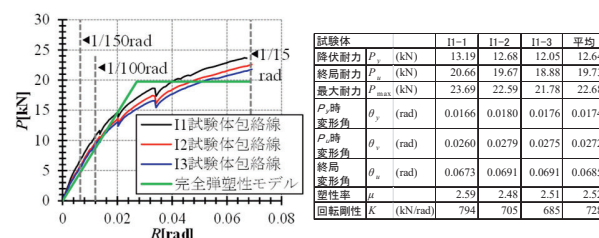


図-13 完全弾塑性モデルおよび構造特性値

表-3 k_j 、 k_y の算定結果

場所	I1-1t	I1-2t	I1-3t	I1-1b	I1-2b	I1-3b	平均	
根太直交方向接合の剛性 k_j	1.61	1.51	1.49	1.36	1.25	1.21	1.41	[kN/mm]
根太の転びによる剛性 k_y	1.03	1.01	1.10	0.98	0.89	0.81	0.97	[kN/mm]

表-4 木ビス (STS6.5・F L180) のせん断要素試験結果

		S3-1	S3-2	S3-3	S3-4	S3-5	S3-6	平均
降伏耐力	P_y [kN]	5.25	5.24	4.16	5.34	5.04	5.42	5.07
最大耐力×2/3	$2/3P_{max}$ [kN]	6.20	6.21	5.77	6.58	5.89	6.75	6.23
終局耐力	P_u [kN]	8.26	8.28	7.88	8.64	7.93	9.16	8.36
最大耐力	P_{max} [kN]	9.30	9.32	8.65	9.87	8.84	10.12	9.35
せん断剛性	K [kN/mm]	1.50	1.32	1.54	1.25	0.87	0.55	1.17

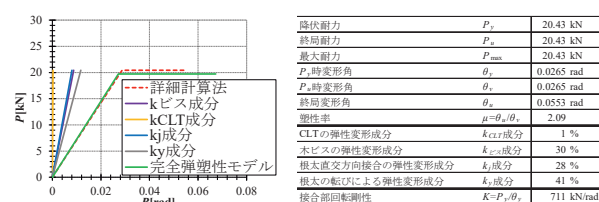


図-14 詳細計算法との比較

5. ユニット間での移行応力

大屋根リングでは、各ユニット単体の構造計算で設計を行っている。しかし、実際には各ユニットが屋根レベルで両端ピン接合のつなぎ小梁により連結されており、円周方向ではつなぎ小梁の軸剛性により地震時にユニット間で移行応力が発生すると考えられる。設計時には、このユニット間での移行応力に対しても別途検討を行っている。

5.1 モーダルアナリシスによる移行応力の算出

地震時にユニット間で生じる移行応力 N_T は、図-15のように隣り合う2つのユニットがつなぎ部分の剛性 k_T により連結されている場合を想定して式(1)により算出する。つなぎ部分の変形 δ_T は式(2)のように応答スペクトルによるモーダルアナリシス(SRSS法)により算出し、加速度応答スペクトルには振動特性係数 R_i に標準せん断力係数 C_0 および重力加速度 g を乗じた値を用いる。

$$N_T = k_T \cdot \delta_T \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

N_T : ユニット間での移行応力

k_T : つなぎ部分の剛性 (つなぎ小梁の軸剛性の合計)

δ_T : つなぎ部分の変形

$$\delta_T = |\delta_a - \delta_b|_{\max}$$

$$= \sqrt{\sum_{j=1}^2 |j\beta \cdot (j u_a - j u_b) \cdot j S_D|^2} \dots\dots\dots (2)$$

$j\beta$: j 次の刺激係数

$j u$: j 次の固有モード

$j S_D$: $j T$ に対応する変位応答スペクトルの値

$$j S_D = j S_A / j \omega^2 = R_t(j T) \cdot C_0 \cdot g / j \omega^2 \dots\dots\dots (3)$$

$j S_A$: $j T$ に対応する加速度応答スペクトルの値

$R_t(j T)$: $j T$ に対応する振動特性係数の値 (第3種地盤)

$j \omega$: j 次の固有円振動数

$j T$: j 次の固有周期

C_0 : 標準せん断力係数 (=0.2)

g : 重力加速度

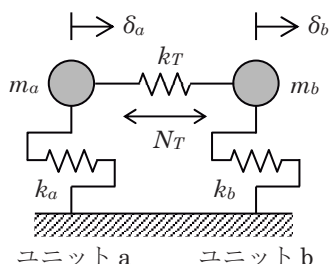


図-15 移行応力の算出モデル

検討対象とする隣り合う2つのユニットの組み合わせは、ユニット単体での円周方向の固有周期に最も差がある組み合わせ (ケース1) と、最も重量が大きいユニットとその隣接ユニットの組み合わせ (ケース2) の2ケースとした。表-5に検討対象としたユニットの諸元をケースごとに示し、表-6に移行応力の算出結果を示す。

表-5 検討対象ユニットの諸元

検討ケース	ケース1		ケース2	
ユニット	a	b	a	b
質量 m [t]	214.9	144.9	311.5	158.7
剛性 k [kN/mm]	7.711	4.115	10.43	4.951
固有周期 T [s]	1.049	1.179	1.086	1.125
地震力 Q_E [kN]	421.5	284.2	611.0	311.3

表-6 移行応力の算出結果

検討ケース	ケース1		ケース2
固有周期 $j T$ [s]	1次	1.096	1.099
	2次	0.068	0.075
つなぎ部分の剛性 k_T [kN/mm]	735		735
つなぎ部分の変形 δ_T [mm]	0.0511		0.0190
ユニット間の移行応力 N_T [kN]	37.6		14.0

ケース1での移行応力は37.6kNとなり、それぞれのユニットの地震力に対して、8.9% (ユニットa) および13.2% (ユニットb) となる。また、ケース2での移行応力は14.0kNとなり、それぞれのユニットの地震力に対して、2.3% (ユニットa) および4.5% (ユニットb) となる。

つなぎ小梁は移行応力に対して十分な耐力を有しており、それぞれのユニットの地震力に与える影響は軽微であるため構造安全性に問題はないと判断した。

5.2 剛体連結した場合との比較

つなぎ部分を剛体連結とした場合 ($k_T = \infty$) を考えると、それぞれのユニットの剛比に応じてせん断力を負担するため移行応力 N_T は式(4)により算出できる。なお、大屋根リングの設計では地震力の算出にあたり R_i による低減を考慮していないため、式(4)でも R_i を考慮していない。

$$N_T = \left| \frac{m_a \cdot k_b - m_b \cdot k_a}{k_a + k_b} \right| \cdot C_0 \cdot g \dots\dots\dots (4)$$

剛体連結した場合の移行応力は、ケース1で38.6kN、ケース2で14.4kNとなる。モーダルアナリシスの場合と比べると、剛体連結の場合のほうが移行応力はやや大きくなるが、その差はほとんどなくつなぎ部分は剛体に近いといえる。なお、モーダルアナリシスでは応答スペクトルを R_i から設定しているためその効果が含まれており、剛体連結との差にはその影響も含まれている。

6. 限界耐力計算による終局性能の把握

大屋根リングの構造計算はルート2による許容応力度等計算としている。ルート2の設計では接合部の塑性率を考慮した許容耐力を用いることで大地震時の影響が考慮されているが、本章ではさらに柱梁を含めた架構の終局時の性能を把握するため、荷重増分解析を行い、限界耐力計算（応答スペクトル法）による検討を行う。

検討は代表的な4×8ユニットで実施した。実験結果に基づき、母材より接合部が先行して終局耐力に達することから、塑性変形は全て接合部で発生すると仮定し、柱梁は弾性としている。貫接合部、柱頭接合部および柱脚接合部は実大実験で得られた完全弾塑性モデルによる非線形ばねを設定している。

検討対象ユニットで採用した各接合部の完全弾塑性モデルにおける回転剛性、終局曲げ耐力を表-7に、外力分布を表-8に示す。本計画では屋根面の傾斜により高さが異なる部分があるため、2層と想定して外力分布を設定した。図-16に代表的な軸組図と層の定義を示す。

限界耐力計算における損傷限界は、半径方向では貫接合部が短期許容耐力に達した時、円周方向では層間変形角が1/120radに達した時であった。また安全限界は、半径方向では柱が終局耐力に達した時、円周方向では層間変形角が1/30radに達した時であり、損傷限界、安全限界ともに、半径方向は耐力、円周方向は変形が決定要因となった。なお、半径方向では、図-16に示すC4通り3段目上部の柱については、曲げ破壊を生じた場合でも鉛直支持能力は維持され建物の倒壊に至らないことから曲げ破壊を許容している。

図-17に解析結果を示す。地盤増幅係数 G_s の算出については、稀地震時は略算法で行い、極稀地震では精算法で実施した。精算法はウォーターワールドで実施したボーリング調査に基づく結果(Bo)と、パビリオンワールドで実施したアレイ微動調査の結果(Ar)の両ケースにより計算した。図-17(b)(c)において要求スペクトルとA-Δ関係の交点を応答値とする。稀地震時の応答値は、半径方向が1/208rad、円周方向は1/175radであり、半径・円周方向ともに応答変位は損傷限界変位以下であった。

極稀地震時の応答値はウォーターワールドで実施したボーリング調査で地盤増幅係数 G_s を算出した結果(Bo)の方が大きく、減衰定数 h は半径方向・円周方向ともに8%程度、ベースシア係数は半径方向が0.62、円周方向が0.51となった。応答値については、半径方向が1/48rad、円周方向が1/36radであり、半径・円周方向ともに応

答変位は安全限界変位以下であった。

表-7 検討対象ユニットで採用されている接合部の諸元

符号	貫接合部			柱頭接合部		
	低剛性タイプ	標準タイプ	標準タイプ	柱脚接合部	平場柱	斜面柱
変形						
完全弾塑性モデル諸元						
回転剛性	7000 (kNm/rad)	16500 (kNm/rad)	19000 (kNm/rad)	24000 (kNm/rad)	5400 (kNm/rad)	—
塑性率	4.51	7.48	6.99	2.23	3.90	—
終局曲げモーメント	96.1 (kNm)	120.1 (kNm)	142.1 (kNm)	329.0 (kNm)	87.6 (kNm)	—
採用箇所 (通称符号)	—	N2, N3, N5	N1, N5	全柱脚	平場部柱頭	斜面部柱頭
半径方向	C1, C2, C4, C5	—	C7, C8, C9	—	—	—
円周方向	—	—	—	—	—	—

表-8 外力分布

方向	層	W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	Q_{Ei} (kN)	P_{Ei} (kN)	P_{Ei}/P_{E1}	<符号>
半径	2	772	772	0.38	1.64	0.33	254	254	1.61	Wi: 各層重量
	1	1285	2057	1.00	1.00	0.20	411	158	1.00	ai: 階重量と1階重量の比
円周	2	772	772	0.38	1.65	0.33	254	254	1.62	Ai: 層せん断力分布係数
	1	1285	2057	1.00	1.00	0.20	411	157	1.00	Qi: 地震層せん断力係数
										PEi: 水平力

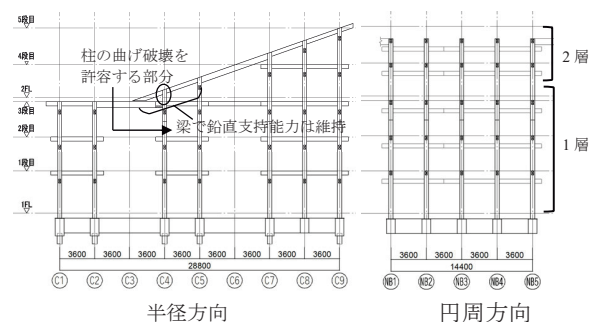
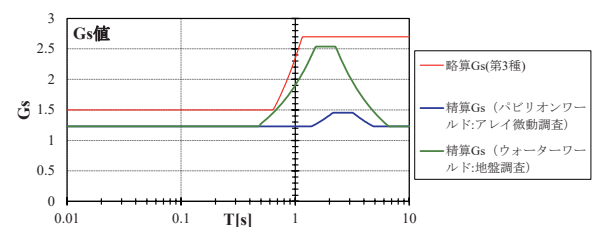
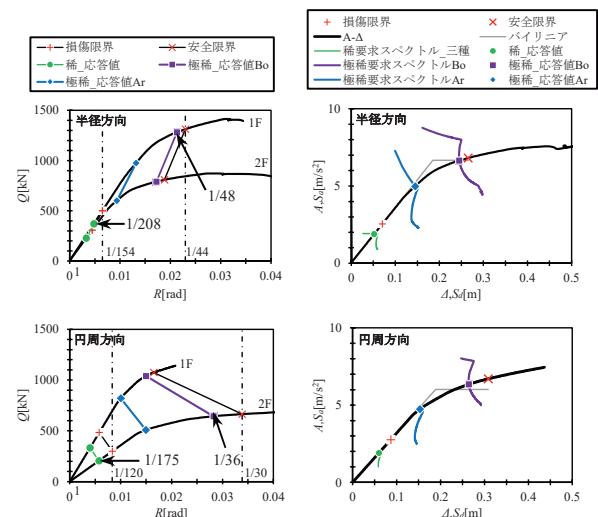


図-16 代表的な軸組図



(a) G_s 算定結果



(b) $Q-R$ 関係

(c) $A(S_d)-D(S_d)$ 関係

図-17 解析結果

7. まとめ

高さ20mを超える大屋根リングを、伝統的な貫接合を用いて、木造の柱と梁のみで実現することは、大きなチャレンジであった。基本設計者、3工区の実施設計者が課題を共有し、解決に向けて知恵を出し合ったり、作業を分担し合ったりしたことにより、短期間で設計をまとめあげることができた。このように立場や所属を超えて叡智を結集して完成に至ったことは、大屋根リングが会場デザインの理念である「多様でありながらひとつ」を具現化したものと言える。



写真-8 大屋根リング ギネス世界記録認定



写真-5 実大性能実験の確認



写真-9 構造設計チーム（4社）



写真-6 3工区の貫接合部の外観

【執筆者】



*1 林 将利
(HAYASHI Masatoshi)



*2 北山 宏貴
(KITAYAMA Hiroki)



*3 鷹羽 直樹
(TAKABA Naoki)



*4 九嶋 壮一郎
(KUSHIMA Soichiro)

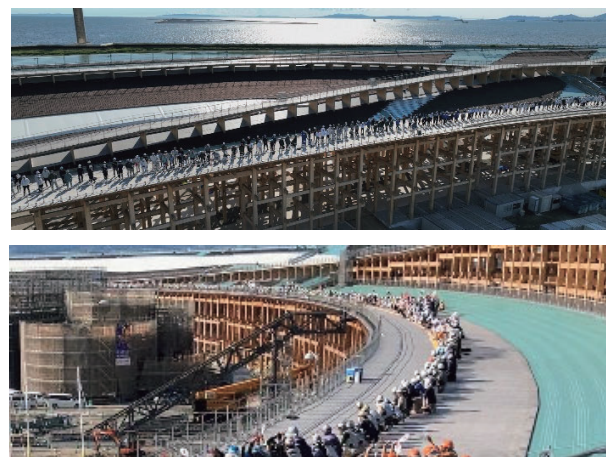


写真-7 繋がるイベント（関係者がリングを囲む）

当施設の確認検査及び建築技術安全審査は、（一財）日本建築総合試験所が実施しました。