斜めビス打ちした斗拱型重ね透かし梁構造の力学的性能に関する研究

STUDY ON THE STRUCTURAL PERFORMANCE OF TOKYŌ (INTERLOCKING WOODEN BRACKET) TYPE LAYERED TIMBER BEAM STRUCTURES EMPLOYING INCLINED SCREW JOINTS

笹谷真通 — * 1 倉橋由宇 — * 2
河原 大 — * 3 櫻井克哉 — * 4
伊藤潤一郎 — * 4

Masamichi SASATANI — * 1 Yu KURAHASHI — * 2
Hiro KAWAHARA — * 3 Katsuya SAKURAI — * 4
Junichiro ITO — * 4

キーワード：
木質屋根構造, 重ね透かし梁, せん断ブロック, 斜めビス打ち接合, 実大曲げ実験

Keywords:
Wooden roof structure, Layered beam, Shear block, Inclined screw joint, Full-scale bending experiment

This research focuses on the layered timber beam used in the “Odaka Community Center” constructed in Minamisoma City, Fukushima Prefecture. Shearing experiments of the inclined screw joints connecting the timber layers and a bending experiments of the full-scale layered beam are conducted. A comparison between the initial stiffness of the layered beam and a non-layered beam show an increase, confirming the layering effect. The results from the full-scale layered beam are compared and verified with numerical simulations from an analytical elastic model, displaying similar trends.

1. はじめに

2010年に公共建築物等における木材の利用促進に関する法律が定められ, CO₂削減等の目的に木材利用が促進されている。その一方で, 建築の大スパン化, 長寿命化, 軽量化, 意匠性, 地域性などのニーズに応えるために, 様々な木質構造や工法が提案されている¹⁾。その中において, 例えば一般的な重ね透かし梁は, 角材を2段以上鉛直方向に重ねてかい木とビスを用いて一体化することにより, 意匠性だけではなくさらなる大スパン化や軽量化に期待した構造である。この構造の特徴は, 曲げ抵抗が支配的な弦材にせん断抵抗要素であるかい木が応力伝達上重要な役割を有している点である²⁾。

本研究では, 福島県南相馬市内の一角に建設された「小高交流センター(図1)³⁾」(以下, 本建物)にて採用した重ね透かし梁による木質屋根構造に着目した。この構造は図2に示す通り, 弦材である木部材と弦材同士を接合するかい木およびフルスレッドビス接合部(以下, せん断ブロック)を交互に積層させた重ね透かし梁である。この屋根構造は, せん断ブロックを用いて弦材を持ち送る斗拱型の形状を模したデザインにすることにより, 大きなスパンの建築に対しても構造用集成材でなく製材を用いることを可能とするが, この斗拱型重ね透かし梁の力学的性能や構造設計に関する資料はまだ少ない。

よって本研究では, 本建物に用いた重ね透かし梁の実大寸法によるせん断ブロックと重ね透かし梁の構造実験, および弾性モデルによる構造解析を行い, この重ね透かし梁の力学的性能に関する基礎資料を得ることを目的とした。

図1 敷地全体図

図2 重ね透かし梁屋根構造(北3棟内観)

^{*1} 東京電機大学未来科学部建築学科 准教授・博士(工学)
(〒120-8551 東京都足立区千住旭町5番)

^{*2} 東京電機大学大学院未来科学研究科建築学専攻 大学院生

^{*3} 東京電機大学未来科学部建築学科 助教・博士(農学)

^{*4} ARUP 修士(工学)

^{*1} Assoc. Prof., Dept. of Science and Tech. of Future Life, Tokyo Denki Univ., Dr.Eng.

^{*2} Graduate Student, Dept. of Science and Tech. of Future Life, Tokyo Denki Univ.

^{*3} Assistant Prof., Dept. of Science and Tech. of Future Life, Tokyo Denki Univ., Dr.Agr.

^{*4} ARUP, M.Eng.

2. 斗拱型重ね透かし梁構造の概要

本建物に採用した重ね透かし梁の概要を図3に示す。上段の弦材は□-150×120、中・下段の弦材は□-105×120のスギ製材（いずれも機械等級区分E70）とし、それぞれをかい木□-90×90（機械等級区分E70）およびフルスレッドビス8φ（パネリッドⅩ相当品、L=260または290mm）を用いて一体化した。なお、フルスレッドビスの施工においては、弦材とせん断ブロックのより一層の一体化を期待し、接合面に対して45度斜めに打ち込んだ。

この重ね透かし梁が切妻屋根を形成し、これに直交する方向にはつなぎ材□-90×90（機械等級区分E70）およびビス6φ（パネリッドⅡ⁺相当品、L=160または200mm）を用いて、屋根全体を構成している。さらに、棟木に依存せず屋根を支えるために、鉄筋コンクリート梁側の端部を5層の重ね梁形状とし、支持金物（SS400）頂部よりフルスレッドビスを下方に2本打ち込んだ。本屋根と主体構造は、支持金物下部ベースプレートとアンカーボルト（いずれもSS400）により主体構造である鉄筋コンクリート梁に緊結した。

3. せん断ブロックのせん断実験

3.1 実験概要

本建物で用いられている重ね透かし梁のせん断ブロックは2種類のビス打ちの方法を用いた。特にせん断ブロック接合部においてはフルスレッドビスを斜めに打ち込む計画としたために、この接合部の力学的性状を適切に評価する必要がある。

本章では、本建物に用いる重ね透かし梁の積層接合部分のせん断実験を実施し、せん断ブロックの力学的性状を把握し、構造検討に必要なせん断耐力およびせん断剛性を適切に評価するための資料を得ることを目的とした。

3.2 試験体概要

試験体概要を図4に示す。試験体は全てスギ製材（機械等級E70、密度0.50g/cm³および含水率7.71%（平均値））を用い、断面寸法105×120mmの弦材（側材）と断面寸法90×90mmのかい木（主材）間をビスで結んで構成されるロケット型とした。繊維方向との角度が90度となるようにビスを打ったもの（以下、Eシリーズ）には中央部分にねじ切りをしていない形状のもの（長さ160mm、径6mm、パネリッドⅡ⁺相当品）を使用し、木材の繊維方向との角度が45度、135度となるようにフルスレッドビスをX型に直交させて斜め打ちしたビス（以下、Nシリーズ）には全ねじ形状のもの（長さ260mm、径8mm、パネリッドⅩ相当品）を使用した。ここで用いたビスの機械的性質は各ビスの引張試験結果より、フルスレッドビスは $\sigma_y = 1129\text{N/mm}^2$ （ $F = 891\text{N/mm}^2$ ）、ビスは $\sigma_y = 2727\text{N/mm}^2$ （ $F = 1908\text{N/mm}^2$ ）が得られた。

施工手順については、Eシリーズは主材、側材1、側材2をそれぞれ重ね、側材側から側材の鉛直方向の中心位置がビス交差部となるようにビスを施工した（貫入深さ55mm程度）。Nシリーズは、先に側材1と主材を重ね、主材側から側材1の鉛直方向の中心位置がビス交差部となるようにフルスレッドビスを打ち（貫入深さ121mm程度）、その後側材2を重ね、側材2から側材との鉛直方向の中心位置がビス交差部となるようにフルスレッドビスを施工した（貫入深さ100mm程度）。

試験体数はE、Nシリーズ6体ずつ計12体制作した。

図3 重ね透かし梁構造の概要

図4 試験体概要

図5 測定位置

図6 試験体設置状況

3.3 実験方法

鉛直および水平方向の変位計の位置を図5に、試験体設置状況を図6にそれぞれ示す。実験はアムスラー型万能試験機（圧縮1000kN）を用いた。加力速度は3mm/minとし、試験体上端より特定変位25mm⁴）または最大荷重の80%（0.8P_{max}）のいずれかに至るまで単調載荷した。また荷重Pについては1つのせん断面あたりの荷重を算出するために、ロードセルから得られた荷重値の半分を荷重Pとした。図5のように、変位計はA、B、D、D'を用い、不動点から主材の下端に設置した測定用アングルまでの鉛直変位、側材の開きを測定し、D、D'の平均値をせん断変形量δとした。

3.4 実験結果

E、Nシリーズの各試験体の実験結果および構造性能評価に用いる終局耐力P_uをはじめとする特性値を表1に、代表的な最終破壊状況を図7に、E、Nシリーズの各試験体の荷重-変形関係、P_uの平均値、および信頼水準75%の95%下限値（以下、下限値）を図8および図9にそれぞれ示す。なお、図8および図9中の縦軸は1つのせん断面に作用するP(kN)、横軸は変位計D、D'の平均から算出した材間せん断ずれ変位δ(mm)である。また、特性値の算出方法に関しては実験

結果の荷重変形曲線に基づき木質構造接合部設計マニュアル（日本建築学会）⁵⁾に示される完全弾塑性モデル置換による方法に準拠した。

Eシリーズの実験結果は全般的に、 $P=1.5\text{kN}$ 、変位 $\delta=2\text{mm}$ 程度まで剛性はほぼ直線的に増加し、4～10mm 変形するまで初期剛性の2割程剛性が低下した。その後剛性低下が進行しながら最大荷重 $P_{max}=2.5\sim 4\text{kN}$ ($\delta=4\sim 18\text{mm}$)を迎えた。最大荷重後は剛性が緩やかに低下し最大荷重の8割以上の耐力を保持し、主材が図5に示す不動点に接触する前の $\delta=40\sim 46\text{mm}$ 付近にて実験を終了した。

Nシリーズの実験結果は全般的に、降伏時荷重 $P=15.0\text{kN}$ 、変位 $\delta=2\text{mm}$ 程度まで剛性はほぼ直線的に増加し、 $\delta=3\sim 4\text{mm}$ 変形するまで初期剛性の1割程剛性が低下した。その後剛性低下が進行しながら最大荷重 $P_{max}=16\sim 24\text{kN}$ ($\delta=4.5\sim 6\text{mm}$)を迎えた。6体の試験体のうち4体は最大荷重後剛性が緩やかに低下し、実験終了時まで最大荷重の7～9割以上の耐力を保持し変形が進んだ。残りの2体は最大荷重後に剛性が急激に低下した。その後各試験体とも、主材が図5に示す不動点に接触する前の $\delta=43\sim 48\text{mm}$ 付近にて実験を終了した。

以上の各シリーズの実験結果において、荷重低下が $0.8P_{max}$ に至らず特定変位 25mm に達したものは12体中8体であった。

3.5 計算値の比較

ここでは各シリーズの実験結果の比較用として、以下に示す方法により計算値耐力を算定した。

Eシリーズについては、ビスをラグスクリューと仮定し、木質構造設計標準・同解説⁶⁾に準じて式(1)～(4)により基準終局せん断耐力を求めた。

$$p_{uj} = jK_n \cdot n \cdot r_u \cdot p_y = 1.0 \cdot 1 \cdot 1.0 \cdot 820 = 820(\text{N}) \quad (1)$$

$$p_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l = 0.182 \cdot 19.4 \cdot 4.2 \cdot 55 = 820(\text{N}) \quad (2)$$

$$p_{uw} = \max \left\{ \frac{A_{et} \cdot F_t}{A_{es} \cdot F_s} = \frac{3604 \cdot 13.2}{6212 \cdot 1.8} = 47573(\text{N}) \right\} \quad (3)$$

$$p_{uo} = \min(p_{uj}, p_{uw}) = p_{uj} = 0.82(\text{kN}) \quad (4)$$

ただし、 p_{uj} ：木材が割裂やせん断、引張り等により破壊しないと仮定した場合の終局せん断耐力、 jK_n ：ラグスクリュー本数に基づく耐力の低減係数、 n ：ラグスクリュー本数、 r_u ：終局強度比、 p_y ：単位接合部の降伏せん断耐力、 C ：接合形式係数、 F_e ：主材の基準支圧強度、 d ：接合具径、 l ：主材厚、 p_{uw} ：割裂またはせん断破壊による終局耐力、 A_{et} ：引張部分の有効面積、 A_{es} ：せん断の有効面積、 F_t ：引張りの基準強度、 F_s ：せん断基準強度、 p_{uo} ：接合部の基準終局せん断耐力である。

Nシリーズについては文献⁷⁾を引用し、交差打ちによる木材間の摩擦抵抗を考慮せず、ここではユーロコード⁸⁾に示されるビス斜め打ちの引き抜き耐力の算定方法に準拠し、式(5)(6)にて算出した。

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} = \frac{1 \cdot 14.29 \cdot 8 \cdot 100 \cdot 0.98}{0.6 + 0.5} = 10.18(\text{kN}) \quad (5)$$

$$f_{ax,k} = 0.52 d^{-0.5} \cdot l_{ef}^{0.1} \cdot \rho_k^{0.8} = 0.184 \cdot 0.631 \cdot 123.091 = 14.29(\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

ただし、 $F_{ax,k,Rk}$ ：繊維方向に対し角度 α のときの許容引抜き耐力、 n_{ef} ：有効ねじ本数、 $f_{ax,k}$ ：繊維直行方向の引抜き強度、 d ：ねじ山径、 k_d ： $\min(d/8.1)$ 、 l_{ef} ：ねじ部打ち込み深さ、 ρ_k ：木材の密度である。

表 1 実験結果

特性値	試験体名	Eシリーズ			Nシリーズ		
		平均値	標準偏差	下限値	平均値	標準偏差	下限値
完全弾塑性モデル	P_{max} 最大積載荷重 (kN)	3.30	1.07	4.11	20.38	5.30	28.38
	K 初期剛性 (kN/mm)	0.68	0.07	0.66	5.92	0.90	5.65
	P_y 降伏耐力 (kN)	1.79	0.22	1.28	12.57	1.66	8.69
	δ_y 降伏変位 (mm)	2.65	0.23	2.13	2.18	0.50	1.02
	δ_v 降伏点変位 (mm)	4.21	0.53	2.97	3.14	0.72	1.46
	P_u 終局耐力 (kN)	2.86	0.53	1.63	18.05	2.15	13.02
	δ_u 終局変位 (mm)	25.00	0.00	25.00	18.20	6.94	1.98

ここで、 P は1つのせん断面に作用する荷重または各種耐力である。

図 7 破壊状況 (E シリーズ)

図 8 Eシリーズ荷重－変形曲線

図 9 Nシリーズ荷重－変形曲線

各シリーズの計算値と実験値を比較すると、Eシリーズの P_u 平均値/ $p_{uo}=3.48$ 、Nシリーズの P_u 平均値/ $p_{uo}=1.77$ であったが、 P_u 下限値に対してはそれぞれ 1.98、1.27 であった。

なお、計算過程における想定破壊モードは、木材が割裂やせん断、引張等により破壊しないものとなっており、実験における破壊性状と一致していた。

4. 斗拱型重ね透かし梁実大曲げ実験

4.1 実験概要

本章では本建物に用いた重ね透かし梁の力学的性能の把握を目的とした実大寸法の曲げ実験を行った。試験体の形状、寸法および支持状況を図10に示す。試験体は本建物で使用した梁の片側半分を対象とし、本研究にて対象とする重ね透かし梁の他に、比較のために重ね透かし梁の上弦材のみとした梁（以下、単梁）の曲げ実験を行い、重ね透かし梁の積層効果についても検討した。

4.2 試験体概要

重ね透かし梁は図10に示す通り、上弦材が□-150×120、中・下弦材□-105×120を使用した三層構成である。各弦材の間には、かい木（断面寸法 90×90mm、材軸方向 210mm）およびつなぎ材（断面寸法 90×90mm）を材軸方向に 910mm 間隔で設置した。それぞれの木材はスギ製材（機械等級区分 E70、密度 0.37g/cm³および含水率 7.28%（平均値））を使用した。

弦材とかい木の接合は、3章で用いたせん断ブロック接合方法より、木材の繊維方向との角度が 45 度、135 度となるようにフルスレッドビス 8φ（パネリードX相当品）とし、上弦材には L=290mm、中・下弦材には L=260mm を用いた。弦材とつなぎ材の接合は、木材の繊維方向との角度が 90 度となるようにビス 6φ、L=160mm（パネリードII*相当品）を用いた。支持金物側は 5 層の重ねた重ね梁形状とし、木材の繊維方向との角度が 90 度となるようにビス 6φ、L=160 または 200mm（パネリードII*相当品）を用いた。単梁は重ね透かし梁と同寸法の上弦材□-150×120 のみとした。試験体は同じ仕様の重ね透かし梁 3 体（名称 No.1～3）、単梁 1 体の計 4 体とした。

4.3 実験方法

荷重方法は図10に示す通り、重ね透かし梁の両端部を支持点とした 4 点荷重方法⁹⁾とした。各試験体各所の変位測定位置を図11に、試験体設置状況を図12にそれぞれ示す。

重ね透かし梁端部の支持条件は、本建物の実際の支持条件に合わせるために、屋根頂部側は棟木との納まりと同様にガセットプレート (PL-4.5, SS400) にドリフトピン (2-13φ, SS400) にてピン支持し、支持金物側は製材を 5 層重ねた重ね梁端部に図3に示した支持金物と同じ形状ものを用いて、図10中に示す支持柱により支持した。本建物ではこの支持金物に作用する各種応力を鉄筋コンクリート梁で負担しているが、本実験においては支持柱および支持ビーム (H-175×175×7.5×11) にて反力を負担させた。スパン中央部の変位量 δ は支点変位 (δ_q , δ_R) と中央部変位 (δ_A , δ_H) としてそれぞれの変位より下式 (7) により算出した。

$$\delta = (\delta_A + \delta_H) / 2 - (\delta_q + \delta_R) / 2 \quad (7)$$

4.4 実験結果

本実験における代表的な最終破壊状況を図13、本実験結果から得られた特性値⁵⁾と荷重-変形曲線の比較を表2、図14にそれぞれ示す。ここで表2に示す特性値の算出方法は3.4節と同様である。また図14の縦軸は荷重 P (kN)、横軸はスパン中央の鉛直変形量 δ (mm) である。

実験経過について、単梁は最大荷重 $P_{max}=40.92\text{kN}$ ($\delta=68.2\text{mm}$) にてスパン中央部で曲げ破壊が生じた (図13(a))。重ね透かし梁は、

図10 試験体概要(上段:重ね透かし梁,下段:単梁)

図11 測定位置(上段:重ね透かし梁,下段:単梁)

図12 試験体設置状況(重ね透かし梁)

図13 代表的な最終破壊状況

図 1 1 に示す計測点 N 付近で、上限材とかい木隅部(図 13(c) (ア)部)において隙間が目視にて確認され、さらに上弦材にて割れが生じ(図 1 3 (c))、この部分が割れた時点で最大荷重 $P_{max}=37.64\sim44.12\text{kN}$ に達した。重ね透かし梁試験体の実験結果を単梁と比較すると、初期剛性において 1.29～1.40 倍の効果がみられたが、最大荷重 P_{max} においては、重ね透かし梁の平均値と単梁の結果はほぼ同様の値であった。また重ね透かし梁の各試験体とも屋根頂部側のつなぎ材が鉛直方向に引き抜ける事象(図 1 3 (b))が初期の段階にみられた。

5 解析モデルによる検証

5.1 モデル概要

本章ではせん断ブロックおよびつなぎ材の各接合部をモデル化した弾性解析を行った。解析ソフトは GSA8.7 (OASYS 社製)を用いた。解析モデルは図 1 5 に示すように、梁左端部をピン支持とし、梁右端部は鉄筋コンクリート梁設置範囲をピン支持とした。重ね透かし梁を構成する上・中・下弦材は線材要素(Beam)、支持金物は線材要素(Beam)、せん断ブロックはばね要素(Spring)と圧縮材要素(Strut)と面要素(2D Element)を組み合わせ、つなぎ材部と支点部バネにはばね要素(Spring)を用いた。

解析モデル入力値を表 3 に示す。上・中・下弦材の弾性係数は使用材料の機械等級区分より $E=7000\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.4^{10)}$ 、密度は 4.2 節に示す計測値 $\rho=0.37\text{g/cm}^3$ を用いた。

せん断ブロック、つなぎ材および支点部バネのせん断剛性 k_x は 3 章の表 1 に示す各シリーズの初期剛性 K の平均値とし、ビスの打ち込み位置にばね要素(Spring)を設置した。ここでせん断ブロックのばね要素は図 1 6 に示すかい木の回転中心がフルスレッドビスの交差位置にあると仮定した。せん断ブロックの軸剛性については、実験結果より隅部において隙間が生じ、回転中心付近では接触していたことから、ここではかい木全長の半分の面積が弦材と接触していたと想定し、スギの半径方向ヤング係数¹⁰⁾より軸剛性値($k_y=61950\text{N/mm}$)を算出した。つなぎ材の引き抜き剛性 k_y については、文献¹¹⁾のスギ板目面の荷重—変形曲線から読み取った値($k_y l=6000\text{N/mm}$)を用いた。支点部バネの軸剛性 k_y については、スギの半径方向ヤング係数¹⁰⁾より支点部の圧縮剛性をビスの本数で除した数値($k_y 2=25250\text{N/mm}$)を用いた。

せん断ブロックの回転性能のモデル化の方法については、図 1 5 に示す通りかい木を面要素 (2D Element) にてモデル化された剛体ブロック ($E=1.0\times10^9\text{N/mm}^2$) とし、弦材との接触面は引張力を負担しない圧縮材要素(Strut)を用いて、かい木の回転により生じる支圧力を伝達する方法とした。この圧縮材要素の軸剛性は図 1 6 に示す通り、かい木の繊維直交面圧剛性¹²⁾¹³⁾と弦材の三角形めり込み剛性¹⁴⁾を直列的に考慮し、下式 (8)、(9)、(10) から得る回転剛性 k_θ を、回転中心—圧縮材間距離の二乗で除して算出した。さらに、算出した剛性相当になるように圧縮材の断面積を調整した ($E\cdot A_{st}/L_{st}=5055\text{N/mm}$)。

$$k_1 = \frac{\int_0^{\ell/2} b \cdot e^{e k_{90} \theta x^2} dx}{\theta} = \frac{e k_{90} \cdot b \cdot \ell^2}{24} \quad (8)$$

$$k_2 = \frac{(\ell/2)^3 \cdot b \cdot E_{c90}}{z_0} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{2z_0}{(3\ell/2)} \right\} \quad (9)$$

表 2 実験結果

試験体名 特性値		試験体					単梁
		No.1	No.2	No.3	平均値	標準偏差	
Pmax 最大積載荷重	(kN)	44.12	37.64	38.94	40.23	2.80	40.92
K 初期剛性	(kN/mm)	1.09	1.01	1.09	1.06	0.04	0.78
Py 降伏耐力	(kN)	19.51	20.30	23.55	21.12	1.75	33.86
δy 降伏変位	(mm)	18.40	18.98	23.41	20.26	2.24	42.33
σu 終局耐力	(kN)	28.60	30.11	34.04	30.92	2.29	35.06
δu 終局変位	(mm)	37.57	31.22	45.75	38.18	5.95	47.21
δv 降伏点変位	(mm)	26.25	—	31.22	28.74	—	—

図 1 4 荷重—変形曲線

図 1 5 解析モデル(図中の Pin はピン支点位置を示す)

表 3 入力値

材料名	要素種別	入力値		
弦材	Beam	$E=7.00\times10^3$	$\nu=0.4$	$\rho=4.08\times10^{-7}$
支持金物	Beam	$E=2.05\times10^5$	$\nu=0.3$	$\rho=7.85\times10^{-6}$
せん断ブロック	Spring	$k_x=5920$	$k_y=61950$	
	Strut	$E=7.00\times10^3$	$\nu=0.4$	$\rho=4.08\times10^{-7}$ Ast=156 Lst=217.5
	2D Element	$E=1.00\times10^9$	$\nu=0.4$	$\rho=4.08\times10^{-7}$
つなぎ材	Spring	$k_x=1360$	$k_y1=6000$	
支点部バネ	Spring	$k_x=1360$	$k_y2=25250$	

E:弾性係数 (N/mm²) ν :ポアソン比 ρ :密度 (kg/mm³)
 k_x, k_y :剛性 (N/mm) Ast:圧縮材断面積 (mm²) Lst:弦材間距離 (mm)

図 1 6 せん断ブロックの回転時の圧縮要素剛性値の算出方法

$$k_\theta = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_2} \quad (10)$$

ただし $e k_{90}$:繊維直交方向のみかけ面圧剛性(N/mm²)、 b :奥行方向の厚み(mm)、 ℓ :かい木の長さ(mm)、 E_{c90} :全面横圧縮ヤング係数

(N/mm²)である。

また本解析により得られる重ね透かし梁の最大値の決定においては、いずれかの弦材が基準強度に達した時点もしくは、3章の表1で得られたせん断ブロックの降伏耐力のいずれか小さい方に達した時点を重ね透かし梁の解析上の最大耐力とした。

5.2 解析結果および考察

重ね透かし梁の解析結果と実験結果における初期剛性および最大耐力の比較を表4に示す。また、解析結果から得られた線材要素のモーメント図およびせん断ブロックの回転挙動(拡大)を図17にそれぞれ示す。なお、図17におけるモーメントは、上弦材が基準強度 F_b に達する時の荷重($P=39.84\text{kN}$)を載荷した時の値である。

この方法により解析を行った結果、初期剛性は実験値/解析値=1.21、最大耐力は実験値/解析値=1.02となった。解析による最大耐力は、上弦材の基準強度 F_b によって定まり、4.4節にて確認された上限材の割れの箇所と解析結果の最大曲げモーメントが一致していることを確認した。また、先端側のせん断ブロックは図13(c)(ア)部に圧縮力が生じていないことから、実験結果で目視された離間状態が再現されたと推察する。

6 まとめ

本研究では、福島県南相馬市内の一角に建設された「小高交流センター」の木造屋根構造の事例にて採用された斜め打ちビスを用いた斗拱型の重ね透かし梁構造を対象として、これに組み込まれたせん断ブロック接合部のせん断実験および重ね透かし梁の実大曲げ実験を実施し、梁の曲げ実験結果と弾性モデルによる解析結果との比較検討を行った。

- 本研究で得られたことは以下のとおりである。
- ・フルスレッドビスをかい木に斜めに施工したせん断ブロックの力学的性能の基礎資料を得ることができた。
 - ・Eシリーズは木質構造設計規準・同解説のラグスクリューボルト耐力式を、Nシリーズはユーロコード5のビス斜め打ちの耐力式を用いて実験結果との比較を行った結果、実験値の下限値と概ね近い傾向を示した。
 - ・ビスを木材の繊維方向に打ったEシリーズは徐々に剛性低下しながら最大荷重を迎えたのに対して、ビス斜め打ちしたNシリーズは、最大荷重まではほぼ直線的に荷重増加していく傾向がみられた。
 - ・重ね透かし梁の実大曲げ実験を行った結果、単梁と比較してせん断ブロックに接合する弦材の割れが見られ、最大耐力に対して支配的であった。また重ね透かし梁の最大耐力の上昇効果は顕著に認められなかったものの、初期剛性が35%上昇したことから、木材の積層効果が見られた。
 - ・せん断ブロックの実験結果を用いた重ね透かし梁の弾性モデルによる解析方法を提案した。

本研究ではひとつの事例にもとづいた範囲の検討によるものである。今後はせん断ブロックのビスの打ち方やかい木の回転抵抗機構が重ね透かし梁におよぼす影響に関するさらなる資料を得るとともに、本研究にて提案した解析方法は弾性範囲であることから、各接合部の非線形性を考慮し、かい木の各種性状を反映したさらなる検討を行う必要があると考える。

表4 実験値—解析値比較

比較対象値 試験体名 重ね透かし梁	解析値		実験値		実験値/解析値	
	剛性 (kN/mm)	基準強度 F_b 時点の荷重P (kN)	剛性 (kN/mm)	最大荷重 Pmax(kN)	剛性	最大荷重 Pmax
	0.88	39.84	1.06	40.23	1.21	1.01

図17 解析結果

謝辞

本研究を実施するにあたり、本学名誉教授山本圭介先生、株式会社山本堀アークテクト堀啓様、株式会社シェルター木村仁様、遠藤康治様、シネジック株式会社様、本学非常勤助手芥川豪氏、本学大学院生今泉宏太氏、草間梨花氏、丹羽柊輔氏、並びに本学建築構造研究室有志一同にご協力いただきました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 倉橋由宇, 草間梨花, 今泉宏太, 丹羽柊輔, 笹谷真通: 重ね透かし梁を用いた木質屋根構造の構造性能および構造設計に関する研究 その2 重ね梁の事例および文献調査, 2020年度日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III 2020.7
- 2) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 第1版第1刷, pp.179-181, 2009
- 3) 新建築社: 新建築, 2019年3月号, pp.48-57, 2019.3
- 4) 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—, 第4版第1刷, pp.367-371, 2006
- 5) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 第1版第1刷, pp.315-317, 2009
- 6) 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—, 第4版第1刷, pp.222-259, 2006
- 7) Roberto Tomasi et al: Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws, Construction and Building Materials, vol 24, pp.1560-1571, 2010
- 8) EN 1995-1-1 2004+A1:2008(E): Eurocode 5 Design of timber structures, pp.74-77, 2008
- 9) 公益財団法人日本住宅・木材技術センター: 構造用木材強度試験マニュアル, pp.8-10, 2011.3
- 10) 丸善出版事業部: 木材工業ハンドブック, 改訂4版, pp.135, 2004.3
- 11) 並木淳史: 木質構造用ビスの引抜き耐力に関する研究, 日本工業大学研究報告, pp.141-144, 2016
- 12) 稲山正弘他: めり込み式に基づく面圧剛性算定式の提案, 第59回木材学会大会発表要旨集, 2009
- 13) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 第1版第1刷, pp.161, 2009
- 14) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 第1版第1刷, pp.275-276, 2009

[2021年2月1日原稿受理 2021年4月15日採用決定]