

博士論文

斜め嵌合接合部の強度特性に関する研究

伊藤 啓富

目次

第1章	緒言	4
1.1	研究背景と目的	4
1.2	既往研究	7
1.2.1	繊維斜め方向加力に関する既往研究	7
1.2.2	せん断に関する既往研究	7
1.2.3	斜め嵌合接合に関する既往研究	8
1.3	本論文の構成	8
第2章	ほぞ根元のせん断破壊が卓越する斜め嵌合接合部試験	9
2.1	試験の目的	9
2.2	試験概要	9
2.3	試験結果と考察	14
2.3.1	材料試験結果	14
2.3.2	接合部試験結果	15
2.3.3	特性値の検討	25
2.3.4	許容耐力の評価	29
2.4	解析	31
2.4.1	Hankinson 式との比較	31
2.4.2	FEM 解析	32
2.4.3	理論式による強度の評価	37
2.4.4	実験結果より求まる強度推定式	40
2.5	まとめ	42
第3章	繊維斜め方向に対するせん断強度試験	43
3.1	試験概要	43
3.1.1	試験体の物性	49
3.2	試験結果と考察	50
3.2.1	応力-変形関係	50
3.2.2	試験体の破壊状態	55
3.2.3	最大応力-繊維角度関係	57
3.3	解析	60
3.3.1	既往式との比較	60
3.3.2	FEM 解析	62
3.3.3	強度推定式の検討	66
3.4	まとめ	72
第4章	木造 20m超スパントラスの2段合掌尻仕口に関する実験的検証	73

4.1	試験の目的	73
4.2	予備解析と試験体計画.....	73
4.3	試験方法	78
4.4	試験結果と考察.....	81
4.4.1	材料試験結果.....	81
4.4.2	接合部要素試験結果.....	83
4.5	解析	86
4.5.1	試験体のフレーム解析.....	86
4.5.2	圧縮強度の評価.....	90
4.5.3	圧縮剛性と既往式の比較.....	91
4.5.4	ほぞせん断面の検討.....	97
4.6	まとめ	99
第5章	結言	100
5.1	各章のまとめ.....	100
5.2	本研究の成果.....	101
5.3	今後の課題	101

第1章 緒言

1.1 研究背景と目的

近年日本の人工林で植林されている木質資源が十分に利用されず高齢級化が問題となっている。この問題への対策のひとつとして、表 1-1 に示す様に日本の木材需要の約 42%を占めている製材と合板の主な利用先である建築において、住宅だけでなく非住宅の中大規模建築の木造化による需要拡大が注目されている。

表 1-1 木材の需要動向¹⁾

区 分			令和 4 年		令和 3 年		対前年 増減量 (千 m ³)	対前年 比 (%)
			数量 (千 m ³)	構成比 (%)	数量 (千 m ³)	構成比 (%)		
総 需 要 量	用 材	製 材	26,263	30.9	26,179	31.9	84	100.3
		合 板	9,820	11.5	10,294	12.5	△ 474	95.4
		ハ・ルフ・チップ・用材	29,547	34.7	28,743	35.0	804	102.8
		そ の 他 用 材	1,865	2.2	1,926	2.3	△ 61	96.8
		小 計	67,494	79.3	67,142	81.8	352	100.5
	し い た け 原 木		209	0.2	246	0.3	△ 37	85.0
	燃 料 材		17,390	20.4	14,742	17.9	2,648	118.0
計		85,094	100.0	82,130	100.0	2,964	103.6	

2010 年 5 月に木材の適切な供給や利用の確保を通じた林業の持続的かつ健全な発展を図り、森林の適正な整備や木材の自給率の向上に寄与することを目的に「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」²⁾が施行されて以降、公共建築物の木造化が推進されることとなり、中大規模木造建築の需要が高まった。さらに 2015 年 4 月に JIS A3301 木造校舎の構造設計標準³⁾が改訂された。また同規格内の附属書 D 及び E にて木造トラスの仕様(以下 JIS トラスと略す)が制定された。JIS トラスは幅 150mm 以下、せい 450mm 以下、長さ 6m 以下の住宅用に流通する製材及び集成材(以下流通材と略す)を用いてより大きなスパンの架構を組むものである。また、JIS トラスは仕口加工の多くを従来のプレカット加工機で賄えるため、経済的に建築できる特徴を備えており、学校建築にとどまらず様々な用途の中大規模木造に採用されている。図 1-1 は同法が施行されたあとの公共建築物木造化率の推移である。特に低層の建物の木造化率が着実に増加しているのがわかる。

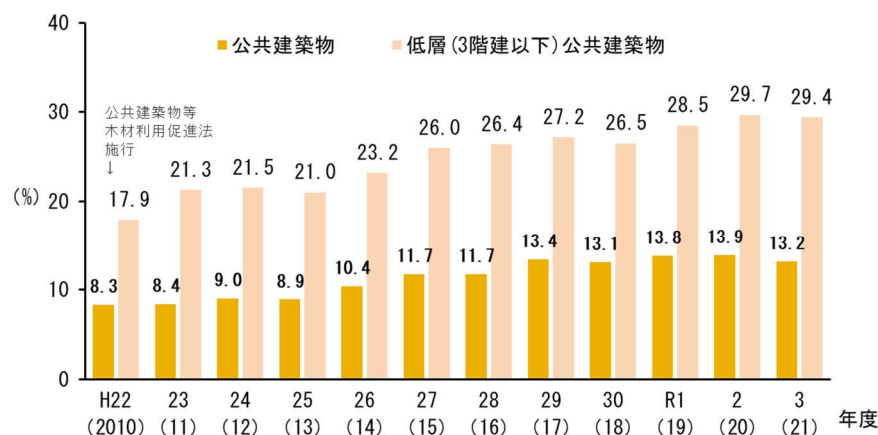


図 1-1 公共建築物の木造化率の推移

※令和 4 年度森林・林業白書¹⁾を基に作成

公共建築物等木材利用促進法は 2021 年 10 月に「脱炭素社会の実現に資する等のための建築物等における木材の利用の促進に関する法律」と改正され、公共建築物にとどまらず、民間の建築物に対しても木造化を推進していくことになった。図 1-2 は 2022 年の公共建築を含む建築着工床面積の内訳である。ここで非住宅建物に着目すると、公共工事に比べまだ比率は低いのが現状であり、今後木造化率を増加させるための取り組みは重要であると思われる。

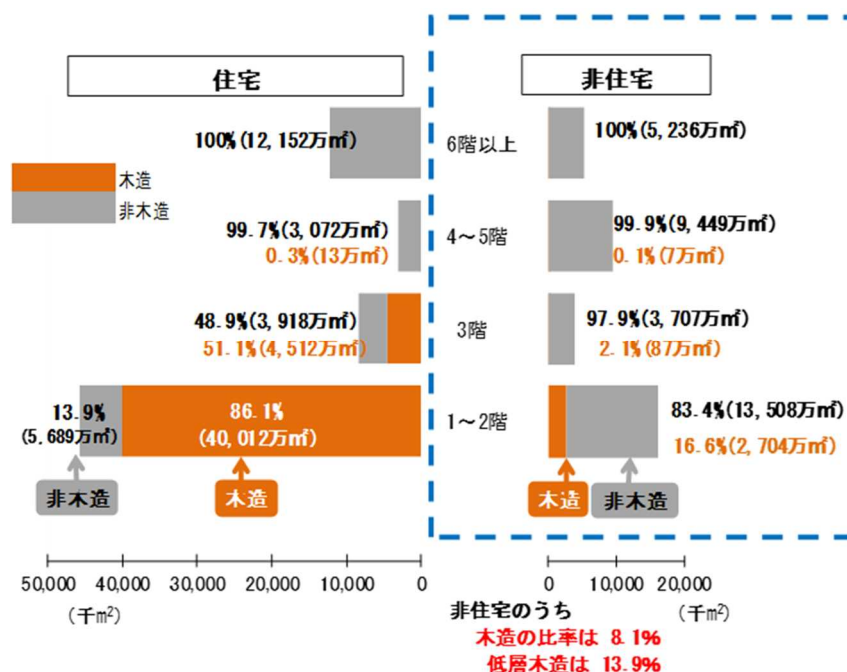


図 1-2 2022 年 用途別・階層別・構造別の着工建築物の床面積

※令和 4 年度森林・林業白書を基に作成

今後公共・民間問わず木造化を推進するにあたり、特に需要を拡大しやすい低層の中大規模木造では木造トラス架構にて大空間を設ける事が多い。しかし、JIS トラスにて制定されているのは最大スパン 11m にとどまっており、木造の需要拡大には更に大きなスパンのトラス架構を経済的に建築する事が有効である。また、近年の中大規模木造は図 1-3 の様に構造躯体そのものをデザインの一部として取り入れ、鉄骨造や鉄筋コンクリート造から木造に置き換えるのではなく、木造建築であることそのものの利点をもって建物の計画が進められる動きも活発となってきた。木造トラスの接合部にはいくつかあるが、木材同士を組み合わせてその接触面で応力を伝達する嵌合接合は従来主流であった金物による接合部と比較して金物・ボルト・ドリフトピンといった接合具があまり露出せず美観に優れるため、任意の角度の嵌合接合部は今後より利用されていくと考えられる。



図 1-3 トラス架構をデザインに取り入れた例

図 1-4 は斜めの嵌合接合の代表的なディテールである。ここで斜め嵌合接合部の斜材軸方向に圧縮軸力が加わった場合、雄材のほぞの強度は木口面の圧縮強度もしくはせん断面のせん断強度の弱い要素で性能算定されると考えられる。ここではほぞ木口面の圧縮は雄材の繊維方向に対して斜め方向の圧縮でこちらは様々な既往研究がある。一方でほぞ根元のせん断面は繊維方向と異なる方向のせん断力 (以後「斜めせん断力」と略す) が生じるが、繊維方向に対して中間角度のせん断強度については、力学メカニズムが明らかでないため、強度の推定は容易ではない。

前述の流通材を用いた JIS トラスは 11m スパンまでであるが、近年 15~20m あるいはそれ以上のスパンが求められることもあり、接合部に加わる応力もそれに応じて大きくなる。このため、大軸力を受ける斜めの嵌合接合部の圧縮及びせん断について正確な強度特性の把握は急務である。特にほぞ根元せん断に関しての知見はほとんど無く、建築物の実務設計においても曖昧なまま経験則的に問題無いであろうという断面を確保しているのが実状である。

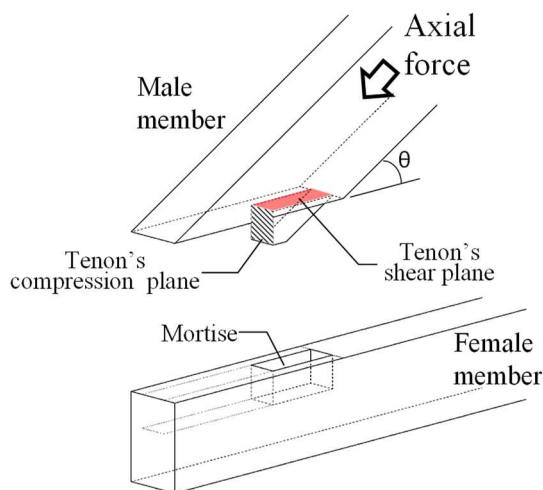


図 1-4 代表的な斜め嵌合接合部

本論では斜め嵌合接合部のほぞ木口の圧縮及び根元のせん断の特性について実験及び解析を用いて把握し、技術情報の一助とすることを目的としている。

1.2 既往研究

1.2.1 繊維斜め方向加力に関する既往研究

繊維方向と加力方向に角度がある場合の実験研究として、国内では森の研究⁴⁾が挙げられる。これはオレゴンパイン(ベイマツ)の一边45mmの立方体の試験片について、繊維方向に対する角度 \hat{F} 、接線方向に対する角度 \hat{J} をそれぞれ $0^\circ \sim 90^\circ$ の 15° 刻みで変化させた49通りについて圧縮試験を行ったものである。また、繊維方向と加力方向が異なる場合の力学性状についてはHankinson⁵⁾によるカエデ、イエローパイン、イエローポプラ、ホワイトパイン、ダグラスファー(ベイマツ)の試験片を2インチ×2インチの金属板で加力する圧縮試験を行いHankinson式を提唱した。Hankinson式は圧縮強度にとどまらず引張、圧縮曲げ、衝撃曲げ強度のほか弾性係数にも適用され、研究及び実施設計にて広く用いられているが、せん断強度に適用出来るかの知見は少ない。

引張りに関してはNilson, T. Masciaらによるカブカリ材を用いて8mm×20mmの断面について繊維方向に対する角度 $0^\circ \sim 90^\circ$ の 15° 刻みで変化させた引張試験を実施してHankinson式とTsai-Wu式との比較を実施している研究などが挙げられる。曲げについては桑村⁷⁾が幅30mmせい130mmのスギ製材による3点曲げ試験を実施している。試験は支点間距離を780, 240, 120mm、繊維方向に対する角度を $\tan \theta = 0.2, 0.4, 0.5$ をパラメータとしてTsai-Hill式に近い結果を得ている。

このほかに桑村⁸⁾がラワン構造用合板について、単板及び合板のL方向、T方向、 45° 方向の試験を行っているがせん断については支持部の圧壊などが生じており、十分な検証ができていないといえない。

1.2.2 せん断に関する既往研究

せん断に関する既往研究としてはElemer, M. Langら⁹⁾がアメリカヤマナラシ、レッドオーク、イエローポプラ、ポプラ、ターキーオークについて図1-5の様なト型試験体にて繊維方向を変化させた実験を行っている。しかし、いずれも広葉樹による試験であるほか図中のL軸及びR軸周りを変化させているが、本研究が目的とするT軸周りに変化させた試験は行っていない。Jen Y.ら¹⁰⁾が図1-6の様な蝶ネクタイ型のスプルース試験体にて、繊

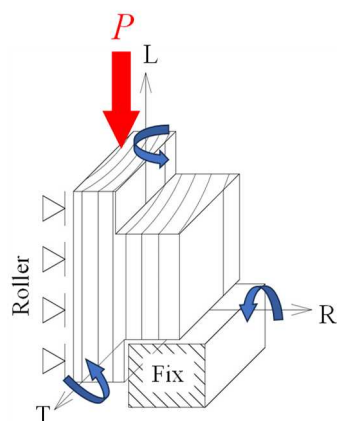


図 1-5 ト型せん断試験の概要

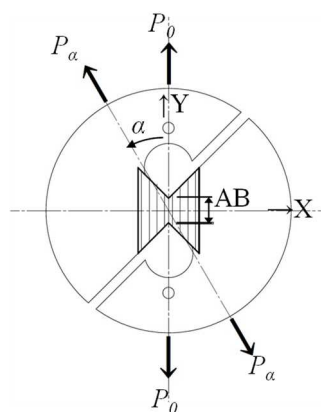


図 1-6 蝶ネクタイ型せん断試験

維方向に対して角度 α 方向に Pa を加力する試験を行った。せん断面の長さ AB を2インチ、厚さ1/2インチとして、角度 $\alpha=0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ について実施したところ、乗数を $n=2$ としたHankinson式とよく一致する結果を得ている。しかし、引張を伴うせん断といえる加力方法のため、角度 α が大きくなるに従い強度が低下する結果となっている。一方で本研究の斜め嵌合接合は圧縮を伴うせん断に近い本研究の応力状態とは異なる。圧縮・引張を伴わないせん断の実験は中島¹¹⁾がスギCLT表層ラミナの繊維角度を斜めにした、せん断面の幅90mm高さ90mmのいす型せん断試験を実施している。しかし、CLTの性質上せん断強度が平均化される結果となっており、斜めせん断力を受けたときの強度特性は不明である。

1.2.3 斜め嵌合接合に関する既往研究

木造トラスの研究は数多く実施されているが、斜め嵌合接合部に関する研究は非常に少ない。田尾ら¹²⁾による木造キングポストトラスの実験では、斜め嵌合接合部の破壊も観測されているが、その破壊箇所の強度や抵抗メカニズムの検証には至っていない。同じく田尾ら¹³⁾がスギ製材を用いた4寸勾配を想定した合掌尻部分の試験を行っているが、ほぞ木口根元からの割裂破壊などで強度が決まっており、せん断強度は不明なのが実状である。

1.3 本論文の構成

本論の構成を以下に記す。

第1章では研究背景と目的を述べ、本研究の意義を示した。また、既往研究を示し現在不足しているものを明確にし、本研究で解明してゆくものを示した。

第2章ではせん断破壊が卓越する斜め嵌合接合部の実験を行い、その強度特性を計測した他、FEM解析などでその応力状態の検討と解析を行った。

第3章では木材が繊維と異なる方向にせん断力を受ける場合の力学性状を計測するため、小試験体による実験を行い、その強度特性とFEM解析による内部の応力状態などの検討と解析を行った。

第4章では20m超のキングポストトラスを想定し、登り梁より大きな軸力を受ける合掌尻の斜め嵌合接合部に対する実験を行い。その強度及び剛性の適切な設計方法について解析と実験値と既往式の比較を実施した。

第5章では各章で得られた結論を総括して述べ、本研究で得られた成果と今後の研究課題についてまとめた。

第2章 ほぞ根元のせん断破壊が卓越する斜め嵌合接合部試験

2.1 試験の目的

前章で述べたとおり木材が斜めせん断力を受けたときの性状が現状全く不明である。木造トラス等の設計現場においては安全側に繊維方向のせん断強度で計算しているのが実状であるが、極めて不経済になるケースも少なくなく、定性的な判断をする材料すらない状況も非常に深刻な問題である。このため先ず斜め嵌合接合のほぞ根元のせん断が卓越する試験体による実験を行った。

実験にあたり斜めせん断力以外の要素を極力排除するため雄材のほぞの木口面と胴付き面を受ける雌材の代わりとなる受け治具を設ける。また、本実験では斜め接合部の角度等を様々に変えた多数の試験体にて実験を実施するため万能試験機にて実施できるサイズで計画した。

2.2 試験概要

雄材のほぞのせん断面で確実に破壊させるため、ほぞのせん断面を母材に対し十分に小さく計画する。具体的には軸部の母材は 120mm×120mm 正角材として、ほぞの巾 b を 30mm、せい d を 60mm と母材断面より十分に小さくした。また、ほぞの木口面での圧壊を避けるため、ほぞの木口面は幅 30mm、高さ 60mm とした。本実験では雌材に対する雄材の角度の変化に対する性状の変化が重要なので、斜め接合部の角度(本論文では以後荷重角度と称する) θ を 3 寸勾配弱の屋根勾配にあたる 15° から 60° の範囲とする。 60° を超える角度はほぼ雌材のめり込み強度が支配的になる事が予想され、ほぞでの破壊は生じないと判断し実施しない。前述の様に 100kN 万能試験機にて実験を実施するため、加力治具を含めた状態で同機のスโตรーク範囲内に収まる大きさとし、試験体の長さを材軸中央で胴付き面から 350mm の長さとした。図 2-1 に試験体の 1 例を示す。

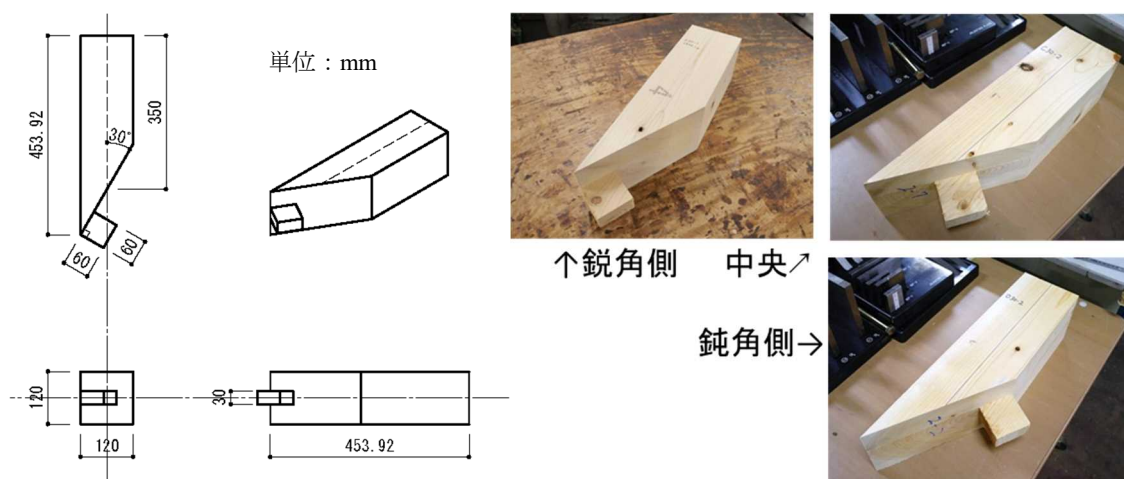





図 2-1 試験体の例

試験体は 3DCAD にて試験体の 3D モデルデータを作成し、それを基にドイツ製の汎用加工機 hundegger(K2-Industry[®])にて製作した。架構は部材の切断は丸鋸を用い、胴付き面やほぞはルーターによって加工した。

試験パラメータは試験体の母材の材軸と胴付き面の角度 $\theta=15\sim60^\circ$ まで 15° 刻みとした。またほぞ位置は田尾らの実験¹²⁾にてほぞの木口面より母材に割裂が生じトラスフレームの耐力が一時低下する現象が見られたので、母材に割裂を生じさせない様にほぞを胴付き面の鋭角側(Sharp)に設置した試験も行う。続けてほぞを部材軸心(Center)に設置した試験と鈍角側(Obtuse)に設置した試験も実施し、ほぞ位置による強度への影響も検証する。材料は材料ごと及び同一材料内の成熟材、未成熟材の強度のばらつきが少なく、流通性の高い材料としてヒノキ(JAS 機械等級区分製材 E110 SD20)を使用し、各パラメータについて傾向を把握するため3体ずつ試験を行う。表 2-1 に試験体一覧を示す。

表 2-1 試験体一覧

シリーズ	胴付き面 ほぞ位置	荷重角度 θ ($^\circ$)	軸部断面 (mm)	ほぞの 幅×長さ×出 (mm)
S	鋭角側 Sharp 	15°	120×120 (mm)	$30 \times 60 \times 60$ (mm)
		30°		
		45°		
		60°		
C	部材 軸心 Center 	15°	120×120 (mm)	$30 \times 60 \times 60$ (mm)
		30°		
		45°		
		60°		
O	鈍角側 Obtuse 	15°	120×120 (mm)	$30 \times 60 \times 60$ (mm)
		30°		
		45°		
		60°		

試験体名は以下のルールとする。

試験体命名則 S 15 - 1

↗ ↑ ↖

ほぞ位置(中央:C 鈍角側:O) 角度 番号(1~3)

また、試験体は個々の材料物性のばらつきによる影響を最小限とするために、Sシリーズは1本の製材より各角度の試験体を各1体ずつ木取りし、一本目の材料S-1よりS15-1, S30-1, S45-1, S60-1を木取りした。同様に2本目の材料S-2よりS15-2, S30-2・・・、3本目の材料S-3よりS15-3, S30-3・・・を木取りした。また、試験体間の部分より密度の計測、全乾法による含水率試験、小試験体による材料試験を実施する。C,Oシリーズも同様に木取りした。

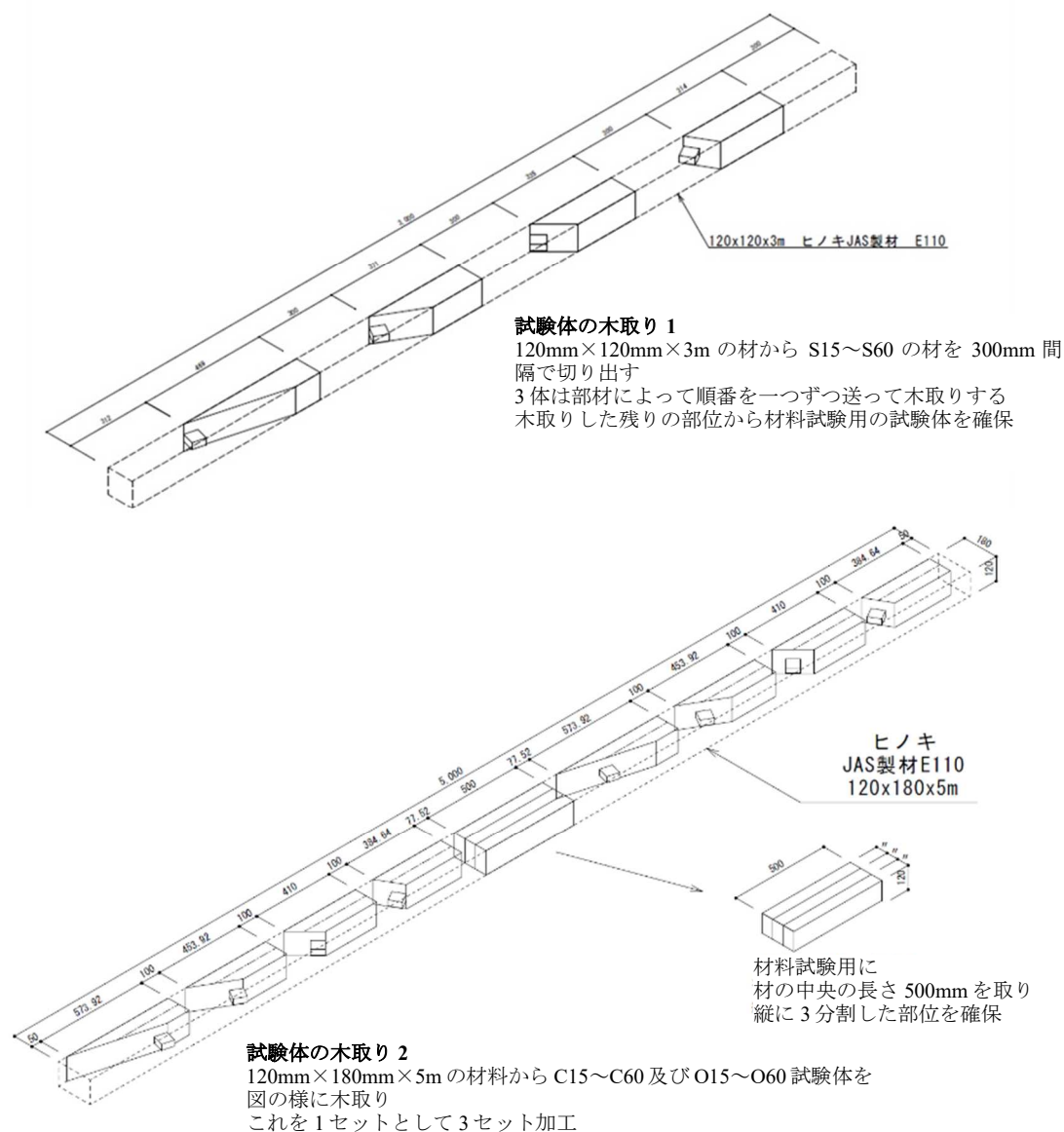


図 2-2 試験体の木取りの例

加力治具について、図 2-3 の様に胴付き面とほぞの木口面で受ける受け治具を下部に設け、加力部には試験体が受け治具の天板に沿ってずれて回転する事を考慮し 1 軸のピンを設けた加力治具を設けた。受け治具は図 2-4 の様に側板を組み換えて天板の角度を、天板

はほぞ受け治具の取り付け位置を調整できるようにしている。試験体胴付き面と天板間の摩擦を除去するため、両者の間にはテフロンシートを敷いた。

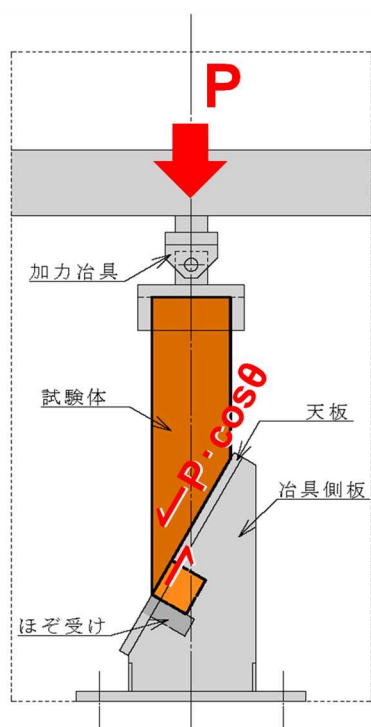


図 2-3 加力装置



図 2-4 天板の角度調整とほぞ受け位置調整

図 2-5 に計測位置と測定番号を示す。実験の計測は圧縮のロードセルを①として、試験体の軸方向の鉛直変形を計測する母材の表裏に①②、試験体のほぞの胴付き面の斜め変位(以後せん断変位)を計測する天板に平行に表裏③④、試験機の加力ヘッドの移動の⑤の計 6 箇所について計測する。変位計は全て CDP-50 を使用する。計測はデータロガー UCAM-65B(株式会社共和電業)にて行った。

加力計画については斜め嵌合接合では専ら長期の圧縮軸耐力を負担し、引張は引きボルト等で負担するため、押し切りの単調加力とする。加力速度は 1mm/分とした。

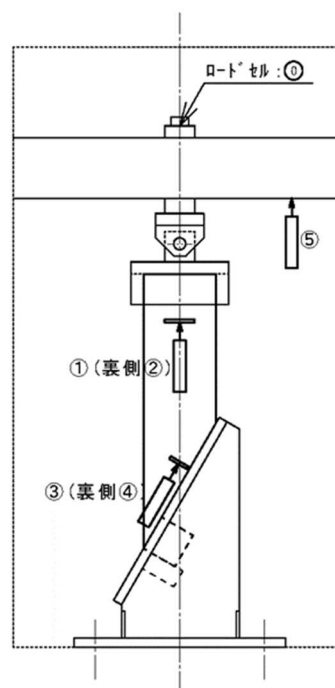


図 2-5 計測位置

2.3 試験結果と考察

2.3.1 材料試験結果

実験に用いた材料試験の結果を表 2-2 に示す。強度試験は JIS¹³⁾に基づいて実施しヤング係数は曲げ試験より得られた見かけのヤング係数である。

密度及び含水率は S シリーズについては木取りのさいに確保した端材、CO シリーズは C60-1～3 より材端を避けて図 2-6 の様に①×②×③を 120×120×50mm 前後の片を木取りしたものを使用して計測した。含水率は全乾法にて計測した数値である。

表 2-2 材料試験結果一覧

材料	曲げ 強度 (N/mm ²)	曲げ ヤング係数 (kN/mm ²)	せん断 強度 (N/mm ²)	圧縮 強度 (N/mm ²)	密度 (kg/m ³)	含水率 (%)
S-1	80.04 (6.51)	11.52 (0.80)	7.10 (0.51)	41.34 (2.14)	476	10.7
S-2	84.78 (7.89)	11.70 (0.66)	8.45 (0.39)	46.35 (2.38)	523	10.0
S-3	78.29 (6.40)	12.37 (1.21)	7.23 (0.77)	45.10 (2.62)	468	10.3
CO-1	51.94 (9.49)	9.98 (0.57)	6.94 (1.06)	-	456	12.2
CO-2	60.77 (6.36)	11.24 (0.96)	7.81 (0.73)	-	488	18.8
CO-3	58.86 (5.6)	11.13 (1.08)	7.71 (0.94)	-	485	20.0
基準値※	73.55	8.83	7.84	41.68	440	-
E110 SD20	38.40	10.80	2.10	31.20	—	20.0

※強度は文献¹⁵⁾に示される無欠点小試験体の強度、密度は文献¹⁶⁾の平均気乾密度
括弧内は標準偏差

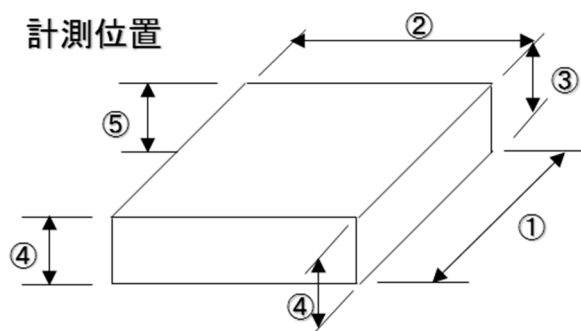


図 2-6 試験片寸法

2.3.2 接合部試験結果

図 2-7 に S シリーズの繊維方向である鉛直荷重 P と鉛直変位 δ の関係を示す。各試験体には初期滑りがみられたので、最大荷重 P_{MAX} の 0.1 倍と 0.4 倍の点を結んだ直線と荷重 0 の横軸との交点に変位 0 となる様に初期滑りの除去をおこなっている。以後のシリーズも同様に初期滑りの除去をおこなう。

$\theta=15^\circ$ では荷重が上昇した後変位 0.5mm 程で最大荷重に達しその後荷重が低下してゆき、変位 3mm 程度ではほぼ荷重がゼロになった。3 体とも同じような履歴曲線を描いている。

$\theta=30^\circ$ では初期すべりを除く変位 1mm 程度の変形で最大荷重に達した。最大荷重後 S15-1 は破壊音と共に荷重低下と回復を繰り返しながら徐々に荷重が低下、S30-2 は他の試験体より剛性と最大荷重が高く、最大荷重後 5kN ほど荷重低下した後徐々に荷重が低下、S30-3 は最大荷重が低く園の徐々に荷重が低下する現象が見られた。最大荷重は 18~20kN とばらつきが見られる。変位 2mm 以降は 3 体とも似通った性状となった。

$\theta=45^\circ$ では変位 1.5mm 程度で最大荷重に達し、その後 5~10kN の荷重低下が 1~2 度生じた後徐々に荷重が低下していった。S45-1 では変位 1mm 以降小刻みな破壊音を伴い荷重低下と上昇を繰り返しながら推移した。恐らく、ほぞ根元付近で内部に亀裂が発生し応力が解放され荷重が低下したあと亀裂が止まり荷重回復するというサイクルを繰り返しているものと思われる。初期剛性、最大荷重とも S45-1, S45-3, S45-2 の順に大きくなった。

$\theta=60$ 度では 3 試験体とも初期剛性が近く変位約 1.5mm で最大荷重に達し S60-2 が 3kN ほど大きい。最大荷重後は後小さな破壊音と共に緩やかに荷重低下し、27kN 付近に収束した。破壊音は荷重低下を伴わないため、S30-1 のものより微少な破壊によるものと思われる。

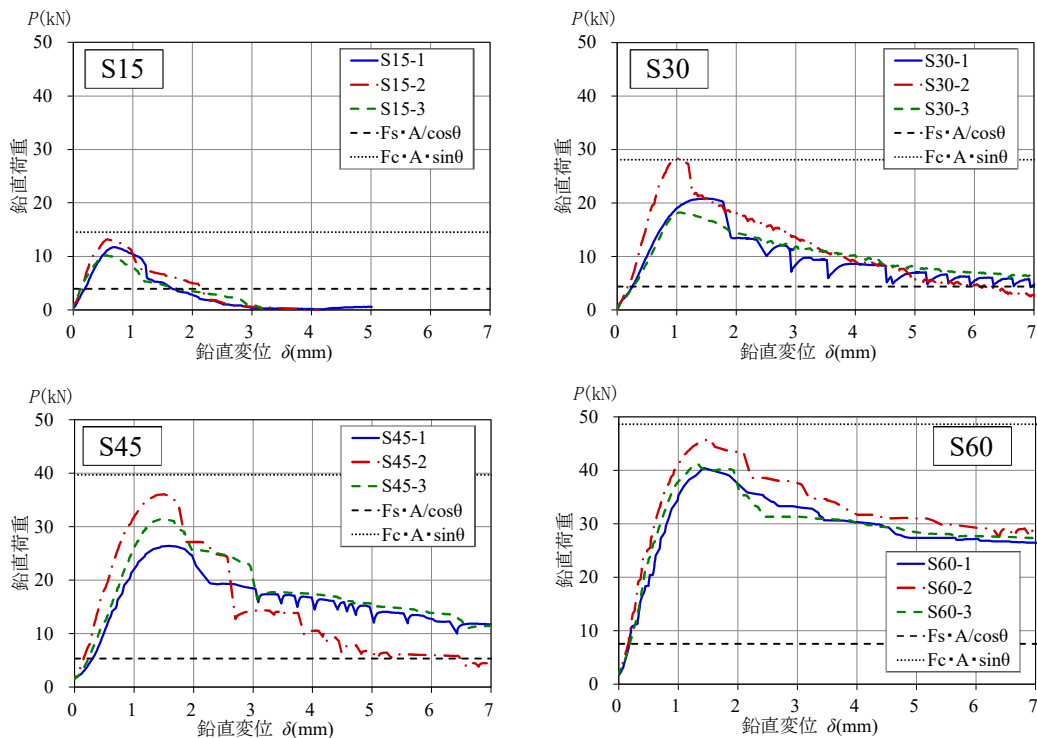


図 2-7 S シリーズ鉛直向荷重—鉛直変位関係

全般として、曲げ及びせん断強度の大きい S-2 の材料から木取りした試験体の最大荷重が最も大きい。一方で S-1 及び S-2 では材料強度の差が小さく試験結果では荷重角度によって強度の大小が変わる結果となっている。

各グラフ中に図 2-8 の様なほぞのせん断面のせん断強度より算出した場合の強度 $F_s \cdot A / \cos\theta$ 及びほぞせん断面の上見付け面積から求まる圧縮強度 $F_c \cdot A \cdot \sin\theta$ をプロットしている。 $\theta=15^\circ$ では圧縮で決まる強度よりの結果である。 $\theta=30^\circ$ では S30-2 がほぼ圧縮で決まる強度になり、他の 2 体は圧縮で決まる強度寄りの結果となった。 $\theta=45^\circ$ では S45-1 がせん断から決まる強度と圧縮で決まる強度のやや圧縮寄り、S45-2 が圧縮で決まる強度に近い結果で、S45-3 が 2 体の試験体の中間となった。 $\theta=60^\circ$ では 3 試験体とも圧縮で決まる強度寄りとなった。総じて試験結果で得られた最大荷重は両者の間に位置している。

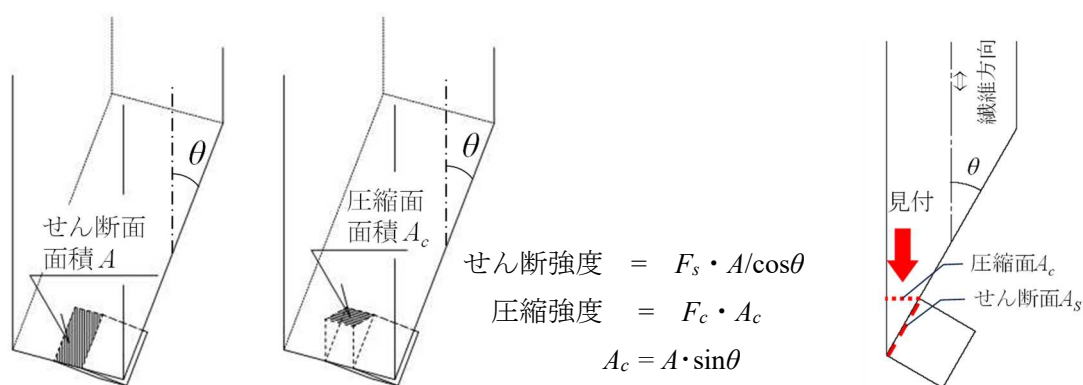


図 2-8 せん断面から求まる強度と圧縮面から決まる強度

図 2-10 にほぞ根元の断面積を $A(\text{mm}^2)$ としたときのせん断応力 $\tau = P \cdot \cos\theta / A$ と、せん断変位 δ_s の関係を示す。初期滑りは P - δ グラフにて鉛直変位 0 としたステップを $\delta_s = 0$ となる様に初期滑りの除去をおこなっている。また、グラフ中にヒノキ製材のせん断基準強度 $F_s = 2.1(\text{N/mm}^2)$ を示す。全ての試験体において、最大せん断応力は F_s の 2~6 倍程度あり、斜め嵌合接合部のほぞ根元のせん断強度は、繊維方向のせん断強度よりかなり大きい事が見て取れる。せん断応力は $\theta=45^\circ$ で最も大きくなった。

各パラメータについて、 $\theta=15^\circ$ では変位 0.2~0.8mm と鉛直より若干変形で最大応力となっている。また、最大応力後も変形が大きい。 $\theta=30^\circ$ では S30-2 が最大応力時の変位が大きくなっており試験体によって差異が見られる。 $\theta=45^\circ$ では概ね鉛直変位と同じ変位 1.5mm 程度で最大応力となっている。一方で $\theta=60^\circ$ では最大応力時の変位が 2.3~2.8mm と大きくなっているのが特徴である。この角度では木口面が繊維直交方向よりになるため、木口面のめり込み変形が大きくなっているのではないかと推測される。

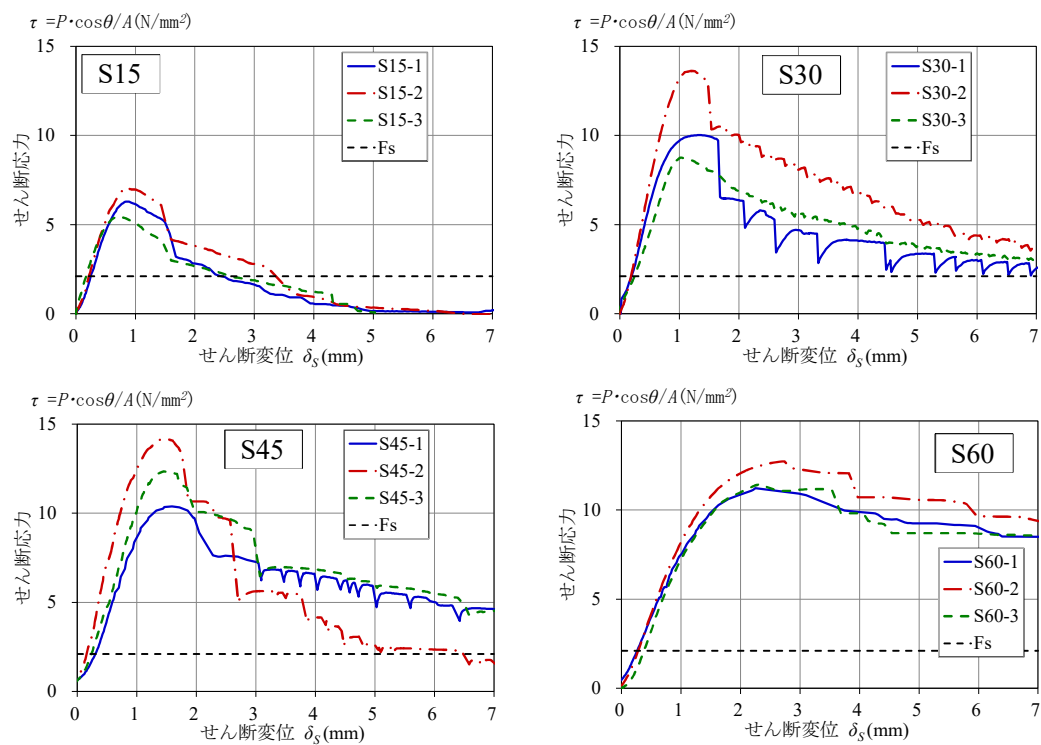


図 2-10 S シリーズほぞ根元せん断応力-せん断変位関係

図 2-9 に代表的な加力終了時の様子を
示す。いずれの試験体も最大荷重に達す
る前後で矢印で示すほぞ付近の材測面に
凹みが生じ破壊音と共に荷重が低下する
現象が見られた。



図 2-9 S シリーズの代表的な加力終了時

図 2-11 に C シリーズの繊維方向である鉛直荷重 P と鉛直変位 δ の関係を示す。S シリーズと同様に初期滑りの除去をおこなった他、せん断から決まる強度と圧縮から決まる強度を表示している。

$\theta=15^\circ$ では変位 0.7~0.8mm 付近で最大荷重に達し、その後 S シリーズ試験体と比較して緩やかに荷重が低下していった。C15-2 のみ圧縮から決まる強度を上回り、他の 2 体は圧縮で決まる強度よりやや小さい。

$\theta=30^\circ$ では変位 1~1.3mm 程度で最大荷重に達し、比較的直線的に荷重が低下していった。最大荷重は C30-2 が圧縮で決まる強度よりやや小さく、C30-1 及び C30-3 はほぼ同じ値でせん断で決まる強度と圧縮で決まる強度の圧縮よりとなった。C30-1 のみ荷重が下がっている間に何度か破壊音と供に荷重低下と回復する現象がみられた。また C30-2 は最大荷重の手前から微少な荷重低下と回復を繰り返す性状がみられた。

$\theta=45^\circ$ では変位 2~2.5mm で最大荷重に達し、変位 3.5mm 付近まで低下したのち荷重低下は緩やかになった。最大荷重は C45-1 が特に大きく圧縮で決まる強度よりで、残る 2 体はせん断で決まる強度と圧縮で決まる強度の中間付近の結果となった。最大荷重時の変位は S シリーズと比べ大きい。また、最大荷重後荷重が低下してゆき、変位 3mm を超えたあたりから各試験体とも破壊音を伴う小さな荷重低下と回復を繰り返す現象が加力終了まで続いた。

$\theta=60^\circ$ では S シリーズに比べ明らかに初期剛性が低く、変位 2.5~3mm 付近で最大荷重となった。その後若干の荷重低下をしてから破壊音と共に大きく荷重低下する現象がみられた。CO-1 から木取りした試験体は破壊音に伴う荷重低下と回復の幅が大きく CO-3 からの

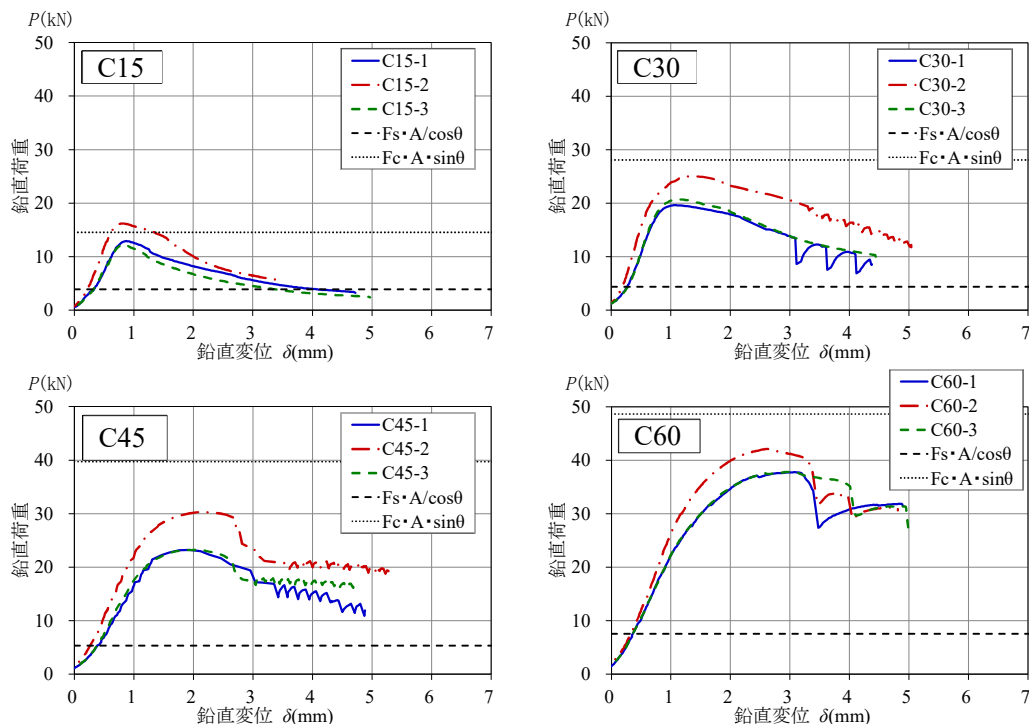


図 2-11 C シリーズ鉛直荷重—鉛直変形関係

ものはその幅が非常に小さく、CO-2 からのものはその中間という傾向が共通して見られる。

実験結果は C15-2 を除きせん断から決まる強度と圧縮から決まる強度の両者の間に位置している。また、S シリーズと同様に曲げ及びせん断強度の最も高い CO-2 の材料を用いた試験体が最も高い荷重となっているが、次に強度の高い CO-3 との差は少ない。一方で両者より材料強度がやや低い CO-1 を用いた試験体は CO-3 と近い結果となっている。

図 2-12 に C シリーズのせん断応力 τ と、せん断変位 δ_s の関係を示す。S シリーズと同様に初期滑りの除去とヒノキ製材のせん断基準強度を表示した。全ての試験体において、最大せん断応力は F_s の 3～5 倍程度であった。最大せん断応力は $\theta=30^\circ$ が最大となり、 $\theta=45^\circ$ はそれより若干小さい結果となった。

$\theta=15^\circ$ では最大応力時の変位は鉛直と変わらないが、その後の変位は鉛直と比べ特に大きくなっている。 $\theta=30^\circ$ では、初期剛性は 3 試験体ともほぼ同じとなり、変位 1～1.5mm で最大応力となった。 $\theta=45^\circ$ でも初期剛性は 3 試験体とも近い。最大応力の変位は 2.2～3mm 付近となっている。 $\theta=60^\circ$ では初期剛性がかなり低くなり、最大応力時変位は 4.5～5mm となった。これは S シリーズと同様に理由と考えられる。

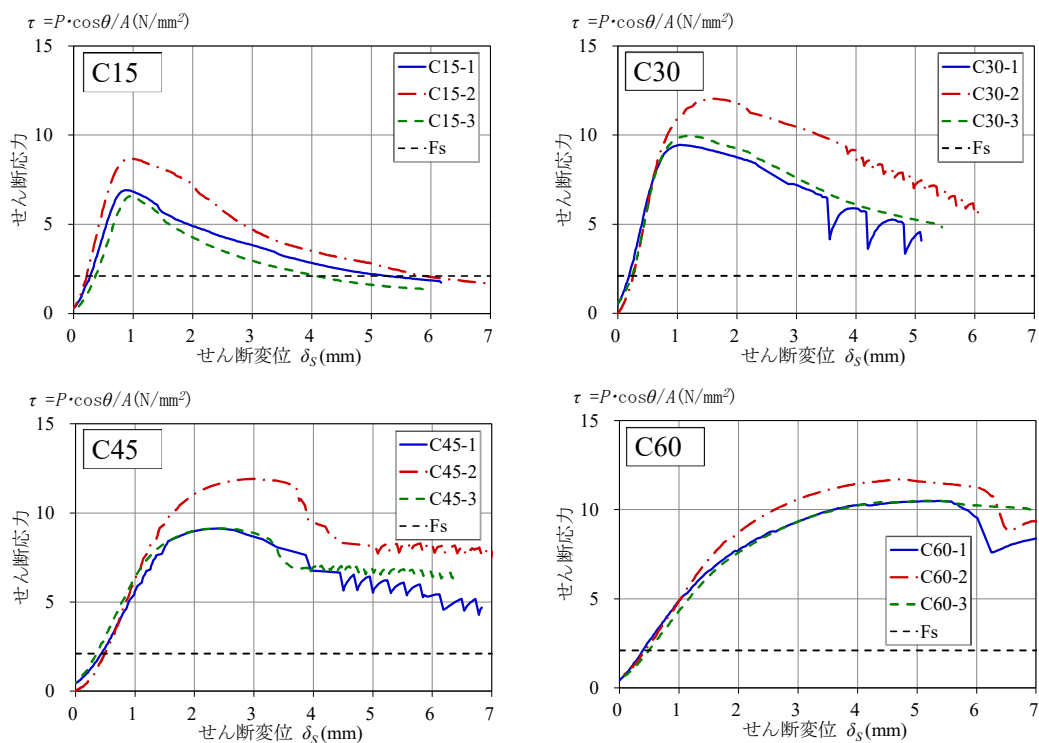


図 2-12 C シリーズほぞ根元せん断応力ーせん断変位関係

C シリーズの代表的な加力終了時の様子を図 2-13 に示す。加力中には表面的な破壊は見られず、合掌尻の試験でしばしば見られるほぞ木口根元からの割裂破壊も見られなかった。



図 2-13 Cシリーズの代表的な加力終了時

図 2-14 に O シリーズの繊維方向である鉛直荷重 P と鉛直変位 δ の関係を示す。S シリーズと同様に初期滑りの除去をおこなった他、せん断から決まる強度と圧縮から決まる強度を表示している。

$\theta=15^\circ$ では 3 試験体ともほぼ同じ初期剛性で荷重が増加し変位 1.1~1.8mm で最大荷重に達した。その後徐々に低下していった。低下は C シリーズよりさらに緩やかであり、荷重が 0 になる事も無かった。これはほぞの破壊性状と抵抗機構が S シリーズ、C シリーズと違いがあるためと考えられる。また、O15-2 を除き圧縮で決まる強度より大きな結果となった。

$\theta=30^\circ$ では最大荷重時の変位が 1.5mm 前後に達した。3 試験体とも荷重の上昇中から破壊音を伴うわずかな荷重低下と回復を繰り返し、最大荷重後も同様の性状を伴いながら緩やかに荷重が低下している。最大荷重は O30-1 試験体がせん断で決まる強度と圧縮で決まる強度の中間付近、O30-3 が圧縮で決まる強度よりやや下、O30-2 は両者の間であった。

$\theta=45^\circ$ では 3 試験体とも比較的近い初期剛性で荷重が増加したあと、変位 1mm を超えたところで剛性が急激に低下し、O45-1 は変位 1.2mm 付近で、O45-2 は変位 1.8mm 付近、O45-3 は変位 3mm 付近で最大となった。最大荷重は O45-3 がせん断で決まる強度と圧縮で決まる強度の中間付近、O45-1 はせん断で決まる強度寄りであった。最大荷重後は横ばいに近い状態で緩やかに荷重が低下した。変位が 4mm を超えたところで O45-1 試験体で破壊音と共に荷重低下と回復が見られるが、その幅は小さく荷重低下は非常に緩やかであった。

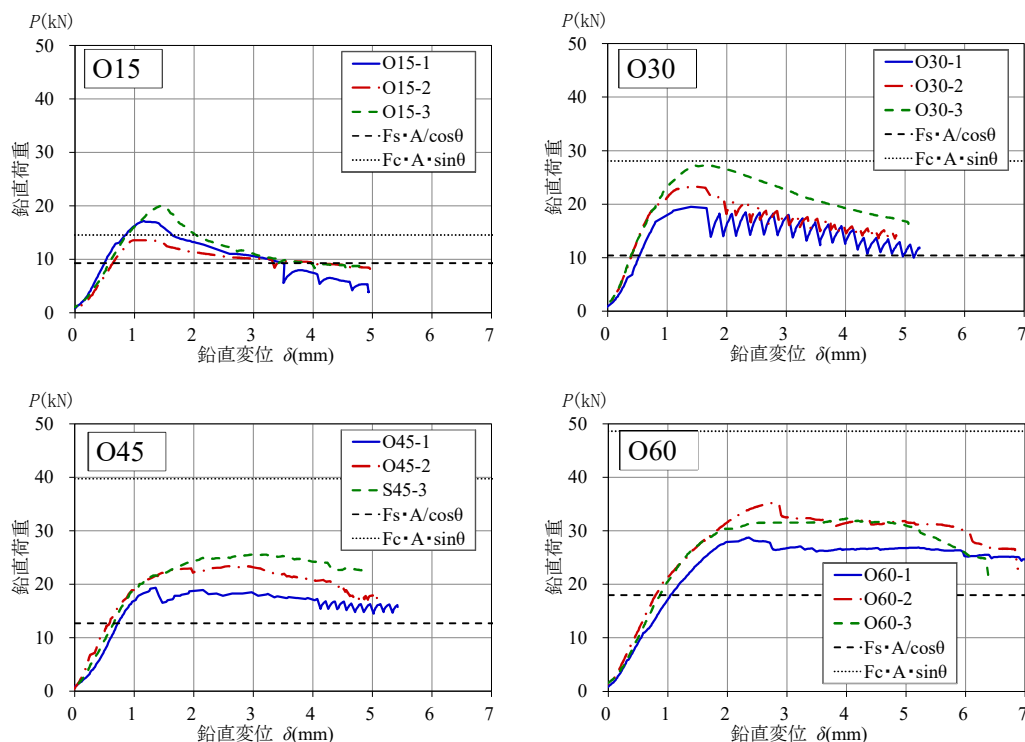


図 2-14 軸方向荷重－変形関係

$\theta=60^\circ$ では O60-1 試験体の初期剛性がやや低く推移し、各試験体の最大荷重及び最大荷重時の変形にばらつきが見られた。最大荷重はいずれもせん断で決まる強度寄りであった。荷重上昇中から破壊音を伴う微少な荷重低下と回復が見られた。また、変位 3mm を近辺から荷重がほぼ横ばいとなり、変位 4~5mm の間で荷重が低下した。

S シリーズと同様にせん断強度から求まる $F_s \cdot A / \cos\theta$ 及び圧縮強度から求まる $F_c \cdot A \cdot \sin\theta$ をプロットすると、実験結果は O15-1、O15-3 を除き両者の間に位置している。

図 2-15 に O シリーズのせん断応力 τ と、せん断変位 δ_s の関係を示す。S シリーズと同様に初期滑りの除去とヒノキ製材のせん断基準強度を表示した。全ての試験体において、最大せん断応力は F_s の 3~6 倍程度であった。最大せん断応力は $\theta=30^\circ$ が最も大きくなり、他の $\theta=15^\circ$ と $\theta=45^\circ$ 、 $\theta=60^\circ$ が近い結果となっている。

$\theta=15^\circ$ では最大せん断応力時の変位及びその後の性状などグラフの履歴が鉛直に近い性状をしている。 $\theta=30^\circ$ では最大せん断応力時の変位は 1.5mm と鉛直に近いがその後の変位はやや大きくなった。 $\theta=45^\circ$ では変位 1.5mm 以降変位が鉛直と比べ大きくなる傾向が見られて、O45-1 と他の試験体との初期剛性の差が若干大きくなった。 $\theta=60^\circ$ では C シリーズと同様に変位 4mm 以降の大変形となった。

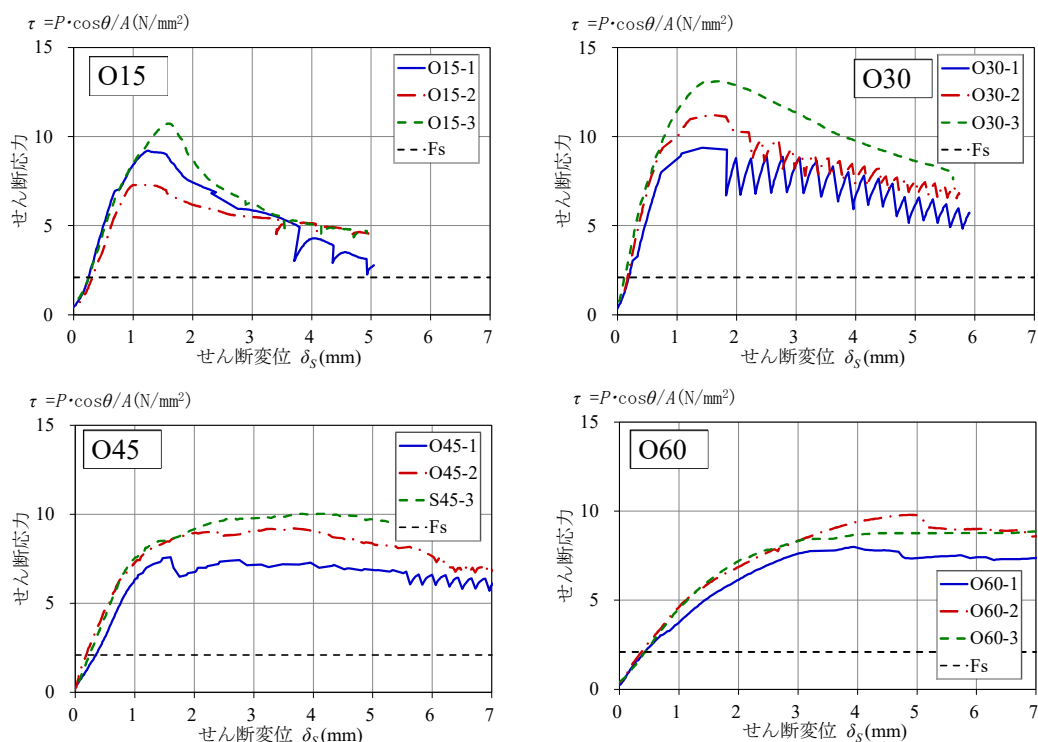


図 2-15 O シリーズほぞ根元せん断応力ーせん断変位関係

Oシリーズの代表的な加力終了時の様子を図 2-16 に示す。鈍角側の母材側面に矢印の位置に亀裂が入りそこから孕み出す現象がみられた。この現象は $\theta=15^\circ$ 以外の全ての試験体でみられた。

CO-1 から木取りした試験体は破壊音に伴う荷重低下と回復の幅が大きく CO-3 からのものはその幅が非常に小さく、CO-2 からのものはその中間という性質が C シリーズと共通して見られる。



図 2-16 O シリーズの代表的な加力終了時

図 2-17 に S シリーズの試験体の代表的な破壊性状を示す。ほぞを鋭角側に設置したこれら試験体はほぞ木口と反対側の根元を中心に、ほぞ全体が回転し母材から滑り出す現象が見られた。ほぞの木口面には治具との接触面に若干の圧縮変形が確認されるが、圧縮破壊は見られない。破壊状態から図 2-8 で示した圧縮面を支点とした曲げ圧縮の様な抵抗機構が見て取れる。

S30-2



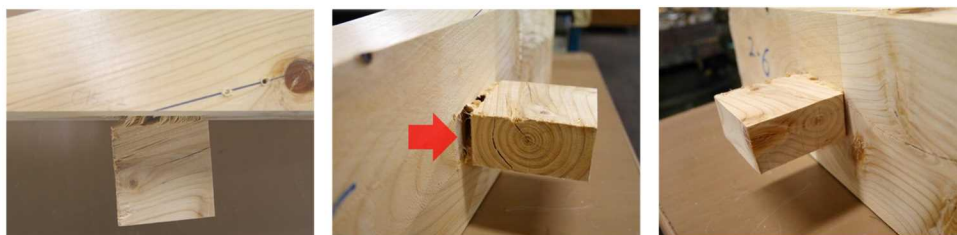
S45-1



図 2-17 S シリーズの代表的な破壊状況

図 2-18 に C シリーズの試験体の代表的な破壊状況を示す。ほぞが中央にある場合では矢印で示す木口面の根元にて割裂が発生し、ほぞが若干回転しながら、母材から滑り出す破壊現象が見られた。ほぞ自体も木口の反対側根元を中心として若干回転している。S シリーズと同様にほぞの木口面には治具との接触面に若干の圧縮変形が確認されるが、圧縮破壊は見られない。また、木造トラスの実験にてしばしば観測される合掌尻で母材全体が割裂する破壊は見られなかった。破壊状態からほぞ木口根元の割裂と母材内部の曲げ圧縮の様な抵抗機構が見て取れる。

C15-2



C30-2

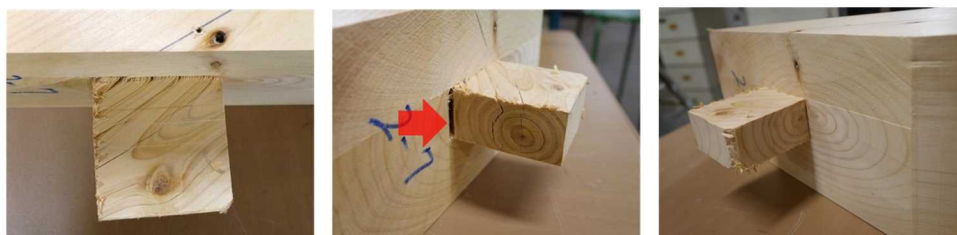


図 2-18 C シリーズの代表的な破壊状況

図 2-19 に O シリーズの代表的破壊性状を示す。ほぞ鈍角側にある試験体では矢印で示す母材側面に割れが生じ、ほぞごとと孕み出す現象が見られた。S、C シリーズと同様にほぞの木口面には治具との接触面に若干の圧縮変形が確認されるが、圧縮破壊は見られない。また、C シリーズと同様に木造トラスの実験にてしばしば観測される合掌尻で母材全体が割裂する破壊は見られないが、ほぞの両側面の根元から、前述の母材側面の割れと繋がる割れがみられる。破壊状態からほぞ木口の割れと破壊力学のモードⅢ(面外せん断モード tearing mode)¹⁷⁾の様な抵抗メカニズムが見て取れる。

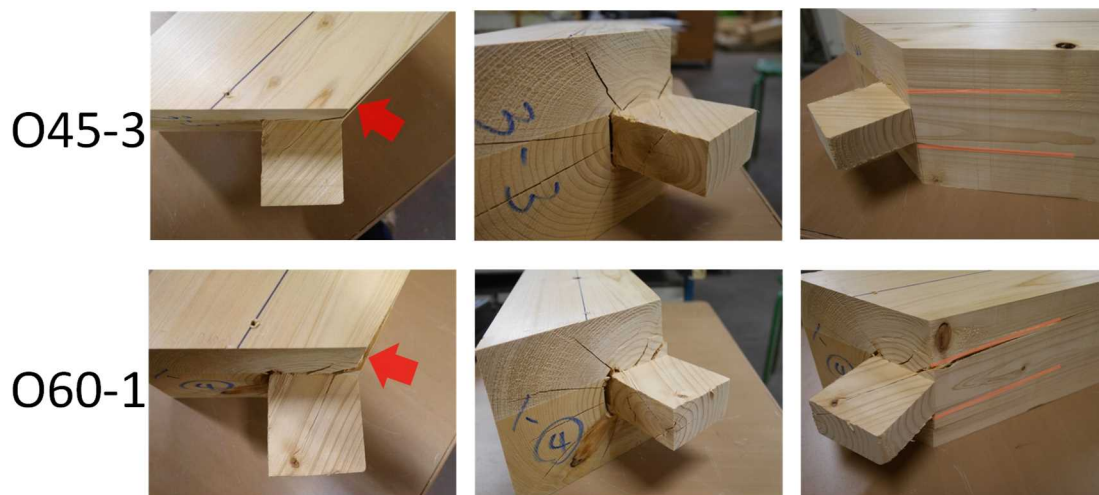


図 2-19 O シリーズの代表的な破壊状況

全ての試験体でほぞせん断面そのものではなく母材内部の破壊を伴っており、斜め嵌合接合部の強度発現メカニズムは母材内部の抵抗機構を含んだものであると推測される。

2.3.3 特性値の検討

各試験体の特性値を計算する。図 2-20 は本実験における完全弾塑性モデルで特性値の算出を試みた例であるが、 $0.1P_{max}$ - $0.4P_{max}$ の勾配と比べ $0.4P_{max}$ - $0.9P_{max}$ の勾配が同等か大きいものがあり、 P_y を適切に算出出来ない。これは、 $0.1P_{max}$ 時の荷重ではまだ初期滑りが収束仕切っておらず、勾配が小さめに出る一方で、 $0.4P_{max}$ 前後よりより上の荷重ではそれ以下の荷重と同様に直線的に増加しているためである。この傾向は荷重角度 θ の小さい試験体に多く見られた。特性値を統一した方法で算出するため、文献¹⁸⁾を参考に、初期勾配は原則 $0.1P_{max}$ ~ $0.4P_{max}$ 間とし、前述の $0.4P_{max}$ ~ $0.9P_{max}$ 間の勾配の方が大きいときは $0.1P_{max}$ ~ $0.9P_{max}$ を初期勾配とした。オフセット量は P_{max} 時の変形の 5%としてスケルトンカーブとの交点を P_y とした。 P_u は完全弾塑性モデルと同様に終局変位 Du までの包絡線によるエネルギー量が等価になる完全弾塑性モデルに置換した場合の荷重として算出した。S30-3 等で P_y が P_u を上回る場合があったので、このときは $P_y=P_u$ とした。また、S30-1 等で P_u が P_{max} を超えてしまう場合があったため、このときは $P_u=P_{max}$ とした。

各試験体の特性値を求めた結果を表 2-3 に示す。短期許容荷重は全て $2/3P_{max}$ で決まっている。

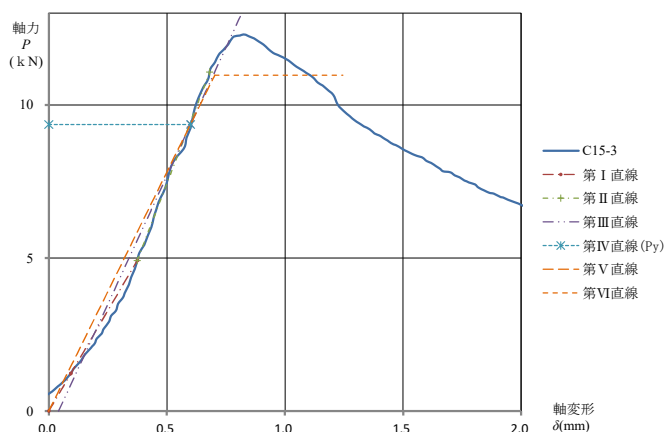


図 2-20 特性値算出の例

表 2-3 特性値一覧

試験体		P_{max}	P_y	初期剛性 K	P_u	μ	短期基準耐力 min($2/3P_{max}$, P_y)
		(kN)	(kN)	(kN/mm)	(kN)		(kN)
鋭角側 Sharp	S15-1	11.730	11.296	18.984	11.447	1.921	7.82
	S15-2	13.200	11.256	26.800	12.820	2.082	8.80
	S15-3	10.200	7.944	24.072	9.810	2.387	6.80
	S30-1	20.830	19.635	18.097	20.830	1.606	13.89
	S30-2	28.300	26.778	31.320	27.116	1.442	18.87
	S30-3	18.200	16.764	18.456	16.764	2.166	12.13
	S45-1	26.430	25.292	20.073	26.430	1.639	17.62
	S45-2	36.070	30.095	33.254	35.829	1.639	24.05
	S45-3	31.430	29.359	24.231	29.359	1.942	20.95
	S60-1	40.400	27.528	37.969	36.367	3.459	26.93
中央 Center	S60-2	45.830	29.572	50.121	41.359	3.765	29.57
	S60-3	41.170	34.529	40.863	39.349	2.244	27.45
	C15-1	12.900	10.077	15.996	11.502	1.925	8.60
	C15-2	16.200	10.477	22.292	14.969	2.363	10.48
	C15-3	12.300	9.362	15.604	10.969	1.770	8.20
	C30-1	19.630	18.574	21.184	18.574	2.834	13.09
	C30-2	25.030	22.534	26.574	23.475	3.563	16.69
	C30-3	20.700	19.218	22.489	19.218	2.818	13.80
	C45-1	23.230	22.131	15.262	22.362	2.041	15.49
	C45-2	30.330	27.768	19.583	30.330	1.832	20.22
鈍角側 Obtuse	C45-3	23.230	21.938	15.182	23.230	1.782	15.49
	C60-1	37.770	29.264	20.044	37.101	1.859	25.18
	C60-2	42.130	36.084	22.838	42.130	1.862	28.09
	C60-3	37.800	30.309	19.810	37.321	2.165	25.20
	O15-1	17.170	15.557	16.728	16.579	1.856	11.45
	O15-2	13.600	12.569	13.837	12.569	2.534	9.07
	O15-3	20.000	19.441	14.508	20.000	1.347	13.33
	O30-1	19.500	18.051	17.525	19.500	1.539	13.00
	O30-2	23.330	20.139	23.693	23.044	2.045	15.55
	O30-3	27.270	21.241	23.866	25.529	2.978	18.18
	O45-1	19.330	18.106	16.004	18.106	3.645	12.89
	O45-2	23.430	18.861	19.545	22.312	3.928	15.62
	O45-3	25.530	21.001	17.214	24.470	3.456	17.02
	O60-1	28.770	22.005	16.300	26.281	5.042	19.18
	O60-2	35.270	23.575	20.063	31.975	3.834	23.51
	O60-3	32.370	27.616	17.874	31.219	3.434	21.58

斜め嵌合接合部の荷重角度とほぞ位置の変化による最大耐力と短期許容耐力及び初期剛性の変化を検討する。

図 2-21 に角度及びほぞ位置による鉛直荷重の最大耐力 P_{max} の平均値をグラフ化したものを示す。ほぞが鋭角側では角度の変化による最大耐力の変化が大きく、鈍角側は少ない傾向が見られ、中央は両者の中間的な結果となった。また、 θ が小さいときは鈍角側へ行くほど耐力が高くなり、 θ が大きいときは鋭角側に行くほど耐力が高くなる傾向も確認できる。斜め嵌合接合部の耐力は角度だけでなくほぞの位置によっても変化する事がわかる。

鋭角側で θ が小さいとき耐力が小さくなるのは、損傷状態からほぞを回転させる荷重がかかる一方、その荷重を受けると思われる図 2-8 の圧縮面がせん断面の軸方向の投影面積であるため小さく、この小さな面積で荷重を負担しなければならないためと推測される。一方 θ が大きくなると圧縮面の投影面積が大きくなり、耐力の発揮に有利になるためと考えられる。

逆に鈍角側は θ が小さいときはほぞ木口根元の割裂抵抗が期待できるため耐力が高くなると考えられる。一方で θ が大きくなると、破壊状態からわかるように母材側面から孕み出す破壊に対して抵抗力が小さくなるためと推測される。

ほぞが中央にあるときは、実験結果の傾向より両者の中間的な抵抗機構が構成されていると思われる。

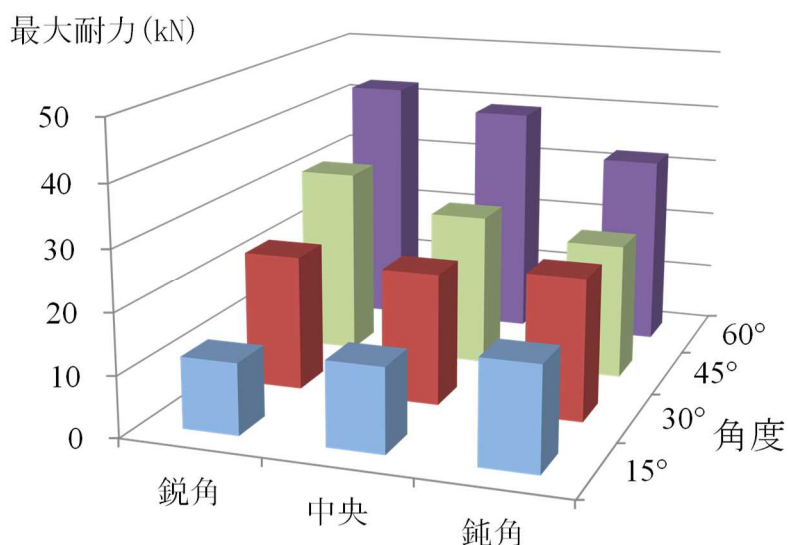


図 2-21 最大耐力の比較

図 2-22 に角度及びほぞ位置による最大せん断応力の平均値を示す。軸方向荷重である鉛直荷 P に対してせん断面には $P \cdot \cos\theta$ が入力されるので、 θ が小さいときはほぞせん断面にかかる荷重が大きくなり、 θ が大きくなるに従い小さくなってゆくの、せん断面の耐力は $\theta=60^\circ$ 時は小さくなる。最大耐力と同様に θ が小さいときは鈍角側へ行くほど耐力が高くなり、 θ が大きいときは鋭角側に行くほど耐力が高くなる傾向は同じである。だが鈍角

側では角度依存性があまり見られない。鋭角側では $\theta=45^\circ$ で、中央では $\theta=60^\circ$ で、鋭角側では $\theta=30^\circ$ でせん断耐力が最大となった。

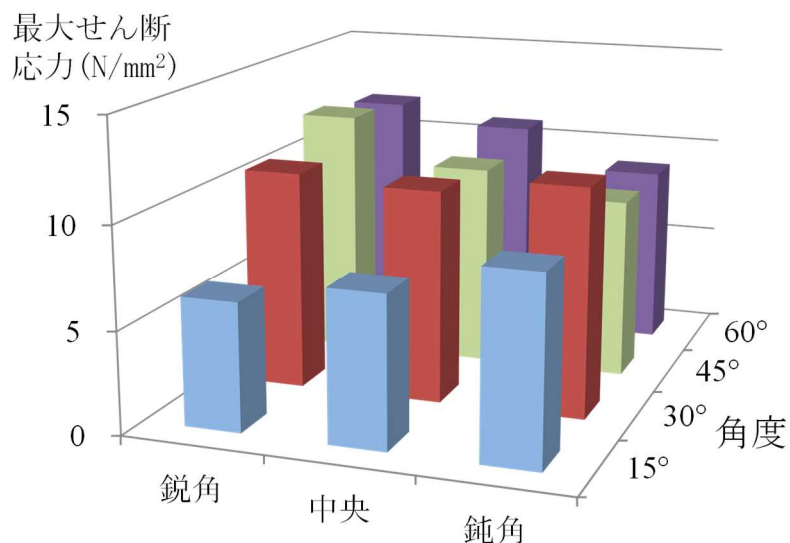


図 2-22 最大せん断応力

図 2-23 に角度及びほぞ位置による短期基準耐力の平均値を示す。パラメータ毎に異なるスケルトンカーブを描いていたが、特性値から求まる短期耐力は最大耐力である $2/3P_{max}$ で決まっており最大耐力と同じ傾向となった。

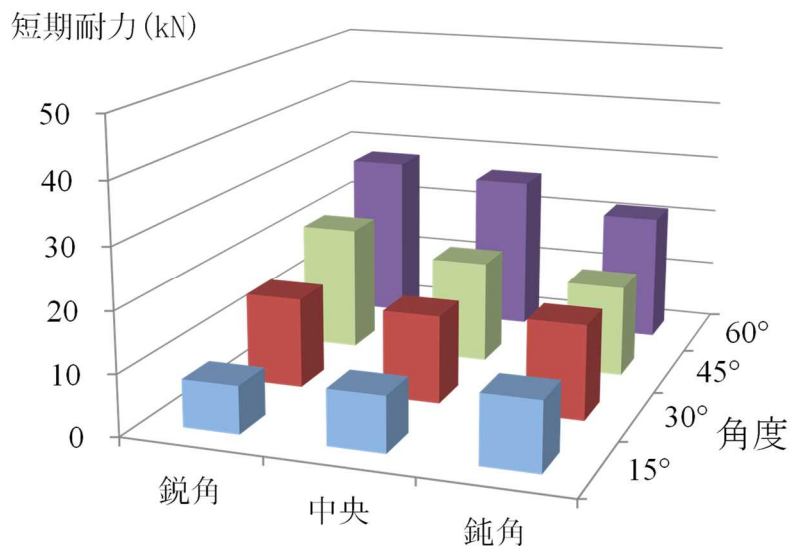


図 2-23 短期耐力一覧

図 2-24 に角度及びほぞ位置による初期剛性の平均値を示す。初期剛性は前節で触れた通りほぞ鋭角側 $\theta=60^\circ$ のときが突出しているものの、それ以外では角度の依存性は見られない。またほぞ位置については鋭角側の初期剛性が若干高い傾向が見られる。

木材は繊維方向に圧縮されたときその剛性は木口付近にひずみが集中するダメージゾーンの影響を強く受ける事が知られている。斜め嵌合接合部でもほぞ木口はこれらの影響を受けているものと思われる。

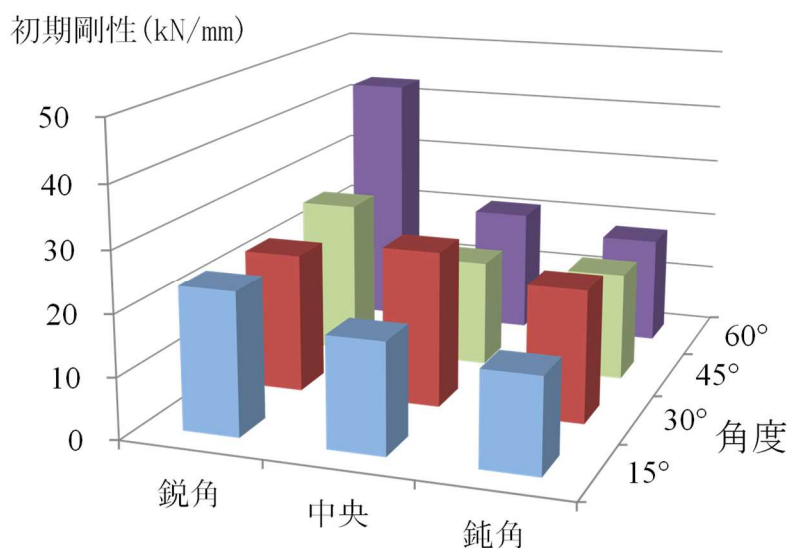


図 2-24 初期剛性一覧

2.3.4 許容耐力の評価

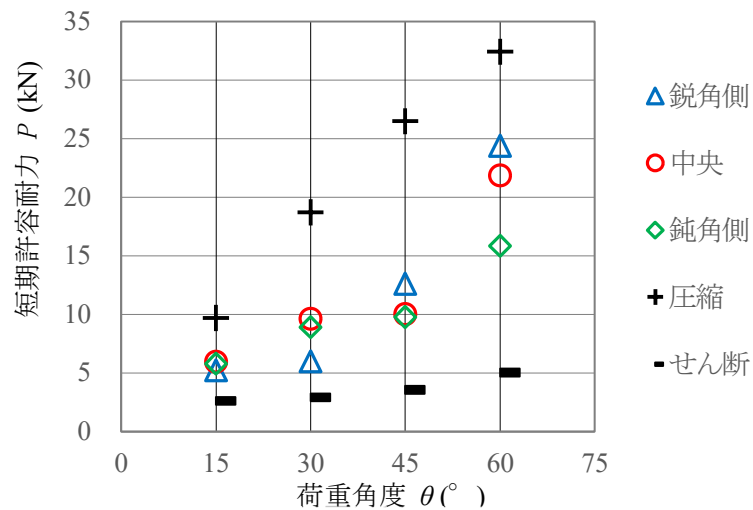
各試験体の特性値から、文献¹⁹⁾に基づいて斜め嵌合接合部の短期許容耐力を求める。尚、低減係数 α に関しては、①は嵌合接合のため金物の腐食等の耐久性の懸念はない、②接合部は加工機によるものなので、施工精度の問題はない③工学的判断については、S シリーズ及び C シリーズにおける $\theta=15^\circ$ の試験体が脆性的な性状を示している。以上から S15 及び C15 には低減 α をかけるべきであるが、ここでは計算条件を揃えて各パラメータの比較をおこなうためあえて $\alpha=1.0$ (低減無し)とした。さらに、ほぞのせん断面における建築基準法上の短期せん断許容応力度から求まる耐力 $2/3 \cdot F_s \cdot A / \cos\theta$ 及びほぞせん断面の上見付け面積に建築基準法上の短期圧縮許容応力度をかけた $2/3 \cdot F_c \cdot A \cdot \sin\theta$ との比較を行う。表 2-4 にて短期許容耐力の計算結果とせん断から求まる耐力および圧縮から求まる耐力を、図 2-25 に実験結果とせん断および圧縮耐力との比較を示す。

全てのパラメータにてせん断から求まる耐力と圧縮から求まる耐力の中間という結果となった。せん断の基準耐力と比較すると 2.0～4.9 倍の値となっており、斜め嵌合接合部のほぞ根元せん断耐力は相応に高い耐力を示していると言える。

ほぞ位置と実験結果との関係に着目すると荷重角度 θ が 30° 以下のときはほぞが鈍角側にある方が有利に、 θ が 45° 以上のときはほぞが鋭角側にあった方が有利になる傾向もわかる。

表 2-4 実験値と建築基準法上の短期耐力の比較

試験体		平均 短期許容耐力 $\min(2/3P_{max}, P_y)$	標準偏差	CV	k	$1-CV \cdot k$	θ (°)	短期許容耐 力	せん断で決まる 短期許容耐力 $2/3 \cdot F_s \cdot A / \cos\theta$	圧縮で決まる 短期許容耐力 $2/3 \cdot F_c \cdot A \cdot \sin\theta$
		(kN)						(kN)	(kN)	(kN)
鋭角側 Sharp	S15	7.81	0.817	0.105	3.152	0.670	15	5.23	2.61	9.69
	S30	14.96	2.852	0.191		0.399	30	5.97	2.91	18.72
	S45	20.87	2.624	0.126		0.604	45	12.60	3.56	26.47
	S60	27.98	1.142	0.041		0.871	60	24.38	5.04	32.42
中央 Center	C15	9.09	0.993	0.109	3.152	0.656	15	5.96	2.61	9.69
	C30	14.52	1.556	0.107		0.662	30	9.62	2.91	18.72
	C45	17.06	2.231	0.131		0.588	45	10.03	3.56	26.47
	C60	26.16	1.366	0.052		0.835	60	21.85	5.04	32.42
鈍角側 Obtuse	O15	11.28	1.746	0.155	3.152	0.512	15	5.78	2.61	9.69
	O30	15.58	2.115	0.136		0.572	30	8.91	2.91	18.72
	O45	15.18	1.716	0.113		0.643	45	9.77	3.56	26.474
	O60	21.42	1.772	0.083		0.739	60	15.84	5.04	32.24



2.4 解析

実験結果について解析を行う。

2.4.1 Hankinson 式との比較

Hankinson 式と本研究の実験結果を比較する。荷重角度 θ が 0° に近いときはせん断が、荷重角度が 90° に近いときは圧縮が支配的になると考えられる。そこで F_θ を F_s 、 F_{90} を F_c として式(2.1)の様に計算する。

$$P_\theta = \frac{F_s \cdot F_c}{F_s \sin^n \theta + F_c \cos^n \theta} \quad (2.1)$$

記号 P_θ : 角度 θ のせん断面応力度(N/mm²)

F_s : せん断の基準強度(N/mm²)

F_c : 圧縮の基準強度(N/mm²)

θ : 材軸と胴付き面のなす角度($^\circ$)

n : 係数で応力の種類により 1.5~2.5 を取りここでは 2.0 とする

図 2-26 に Hankinson 式の計算結果と実験で得られたほぞのせん断面の最大せん断応力度の比較を示す。Hankinson 式実験結果より安全側の傾向とはなったが、実験結果と大きく異なる性状を示し、乗数 n を変化させても実験値に近くなる可能性は無いと考えられる。斜め嵌合接合の強度特性は、破壊性状で観察された様に圧縮面を支点とした曲げ圧縮、ほぞ木口根元の割裂、ほぞ側面の面外せん断等の抵抗機構が組み合わされた既往の式とは全く違う強度発現メカニズムが働いていると考えられる。

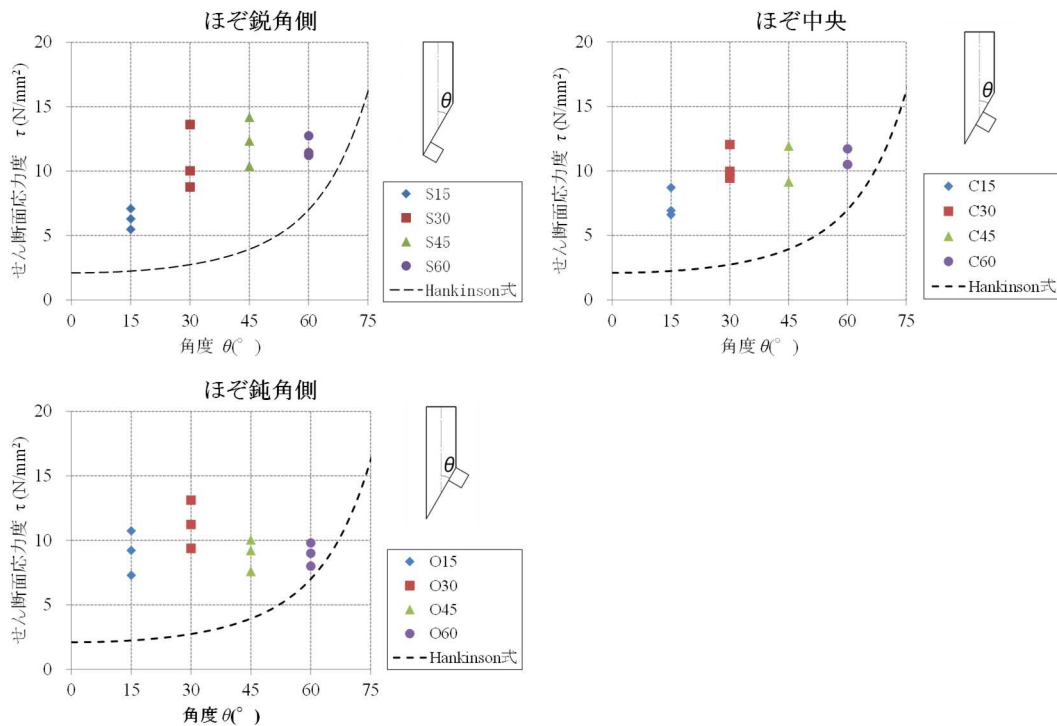


図 2-26 Hankinson 式との比較

2.4.2 FEM 解析

実験において、ほぞが母材からすべり出す破壊がみられたため、FEM 解析による内部の応力状態を確認する。図 2-27 に示すように斜めほぞ差し仕口に圧縮力が加わる場合を想定しており、ほぞ位置及び角度をパラメータとしている。試験体は面対称となる中心で 2 分割した片方についてモデル化した。材料定数を表 2-5 に示す。繊維方向のヤング係数はヒノキ(JAS 機械等級区分製材 E110 SD20)を想定して文献²⁰⁾より決定し、材軸となる Y 方向を繊維方向とした直交異方性材料とした。直交方向の R 方向と T 方向は木材の部位によって異なるため、あえて両者とも T 方向の値とし、 $E_T=E_R=E_L/10$ とした。また、せん断弾性係数は $G_{LR}=G_{LT}=E_L/15$ 、 $G_{RT}=G_{LR}/10$ とした。R 方向と T 方向の値を同値にした事による解析結果への影響については、R 方向と T 方向のヤング係数等は L 方向のそれと比べ十分に小さいことから、影響は少ないと考えられる。また、R 方向は T 方向に比べヤング係数等が高いことから本解析は実態よりその特徴が顕著に表れると推測される。ポアソン比は文献²¹⁾を参考に各方向 0.4 とした。境界条件は接合部の胴付き面及びほぞの圧縮力を受ける面を圧縮のみ拘束、分割面を対象拘束とした。荷重はせん断面 $A_s=900\text{mm}^2$ のせん断強度 $F_s=2.1\text{N/mm}^2$ から決まる耐力 $F_s \cdot A_s / \cos\theta = 2182\text{N}$ を上部より材軸方向に加えた。解析は ANSYS19.1 を使用しほぞの木口面母材側隅角部の分割数を細かくしてゆき 20 分割した段階で加力部の軸方向変位がほぼ収束したため、この分割数にて検討を行った。また、ほぞ位置が鋭角側(sharp)と鈍角側(Obtuse)にあるときの性状についても同様の条件で検討した。解析モデルはほぞの根元などの隅角部が特異点となる形状であるが、本解析では破壊部分の最大応力ではなく試験体内部の応力分布に着目するため、特異点を解消するためのフィレット処理等は実施しなかった。

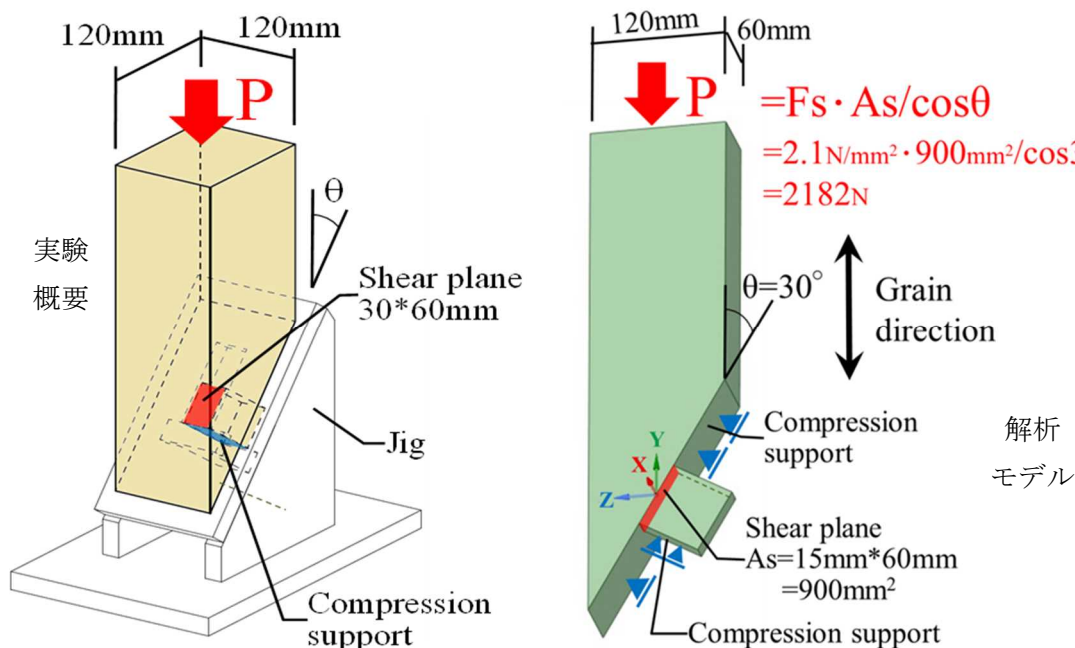


図 2-27 FEM 解析モデル

表 2-5 解析に用いた材料定数一覧

Coordinate axis	Young's modulus (N/mm ²)	Shear modulus (N/mm ²)	Poisson's ratio	Density (g/cm ³)
L	E_L 10800	G_{RT} 72	ν_{RT} 0.4	0.44
R/T	E_T/E_R 1080	G_{LR}/G_{LT} 720	ν_{LR}/ν_{LT} 0.4	

図 2-28 に S30、C30、O30 の最大主応力を示す。上段が試験体側面、下段が試験体中央をスライスした断面である。試験体の形状からほぞの鋭角側の根元での応力集中が顕著となっており、ほぞ根元のせん断面における応力は僅かである。隅角部は特異点となっているため応力値は発散しているとみられる。隅角部より 0.5mm 近傍の応力はいずれも 10N/mm² 前後であった。

S30 では、ほぞ側面に引張応力が分布している一方、中央部付近の応力は小さい。

C30 ではほぞ側面に S30 と同様の応力分布がある一方、中央部ではほぞ木口根元から、前面の胴付き面にかけて引張応力の分布が見られる。

O30 ではほぞ側面は C30 と同様である一方、中央部ではほぞ木口の根元から胴付き面への応力分布の範囲が非常に広い。

この後軸力 P を大きくしていくと応力集中部より割裂が発生したのち最大耐力となると予想される。またほぞの鈍角側の根元にも若干の応力集中がみられた。

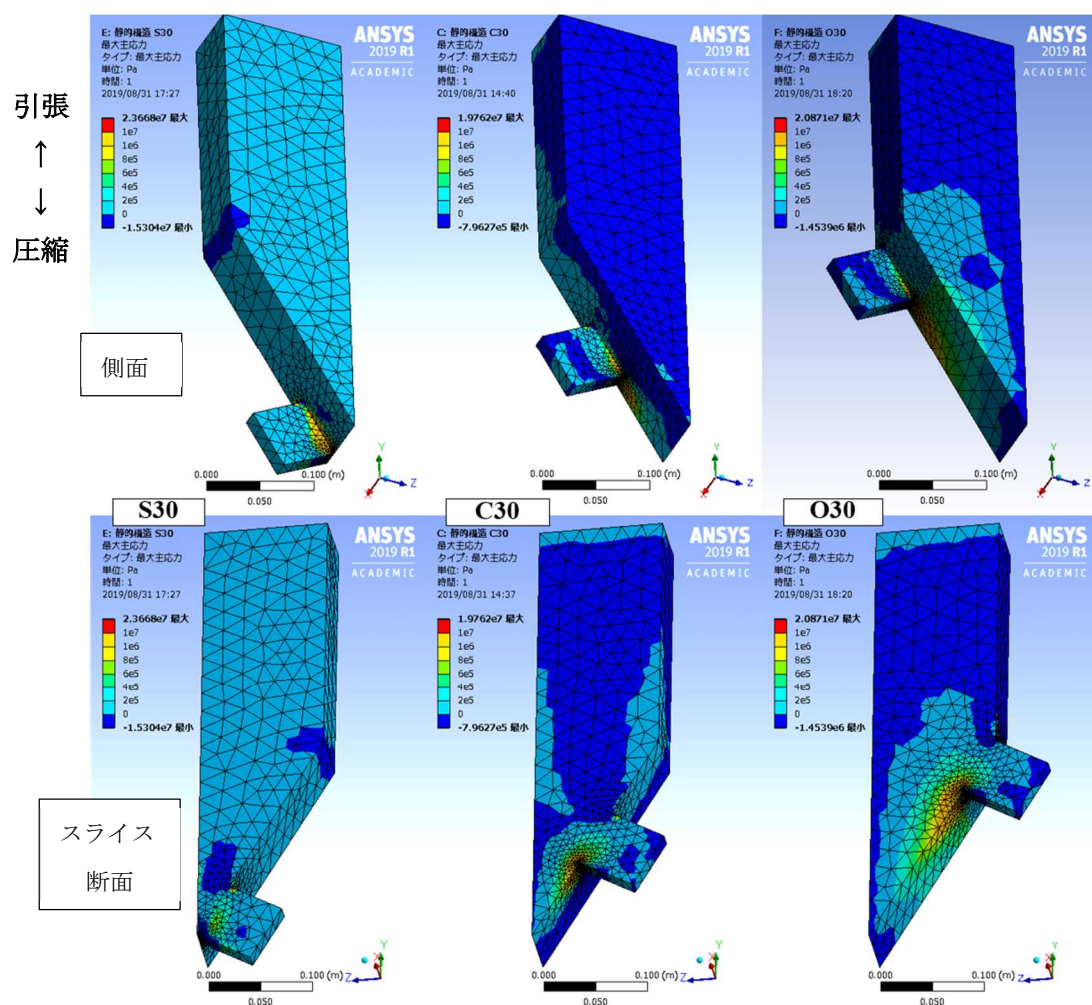


図 2-28 最大主応力

図 2-29 に S30、C30、O30 の最大せん断応力を示す。上段が試験体側面、下段が試験体中央断面である。

S30 ではほぞ側面とそれと接する胴付き面にせん断応力の集中が見られる。また、ほぞの中央部は木口根元とほぞ木口反対側に応力の集中が見られる他、せん断面よりほぞ内部及び母材にも応力が分布している。また、ほぞ木口反対側の根元から材軸方向に広い範囲でせん断応力が分布している。

C30 では側面のせん断力分布は S30 と同様であった。一方中央部はほぞ木口反対側の根元の応力集中がの範囲が狭く、ほぞ木口面と接する胴付き面にも応力集中が見られる。

O30 では側面のせん断応力分布は S30 と同様であるが、ほぞ木口面正面の胴付き面の拾い範囲で若干のせん断応力分布が見られる。ほぞ中央の応力分布はほぞ木口反対側の応力集中が小さくなり、ほぞ木口前面の胴付き面における応力分布の範囲が広がっている。

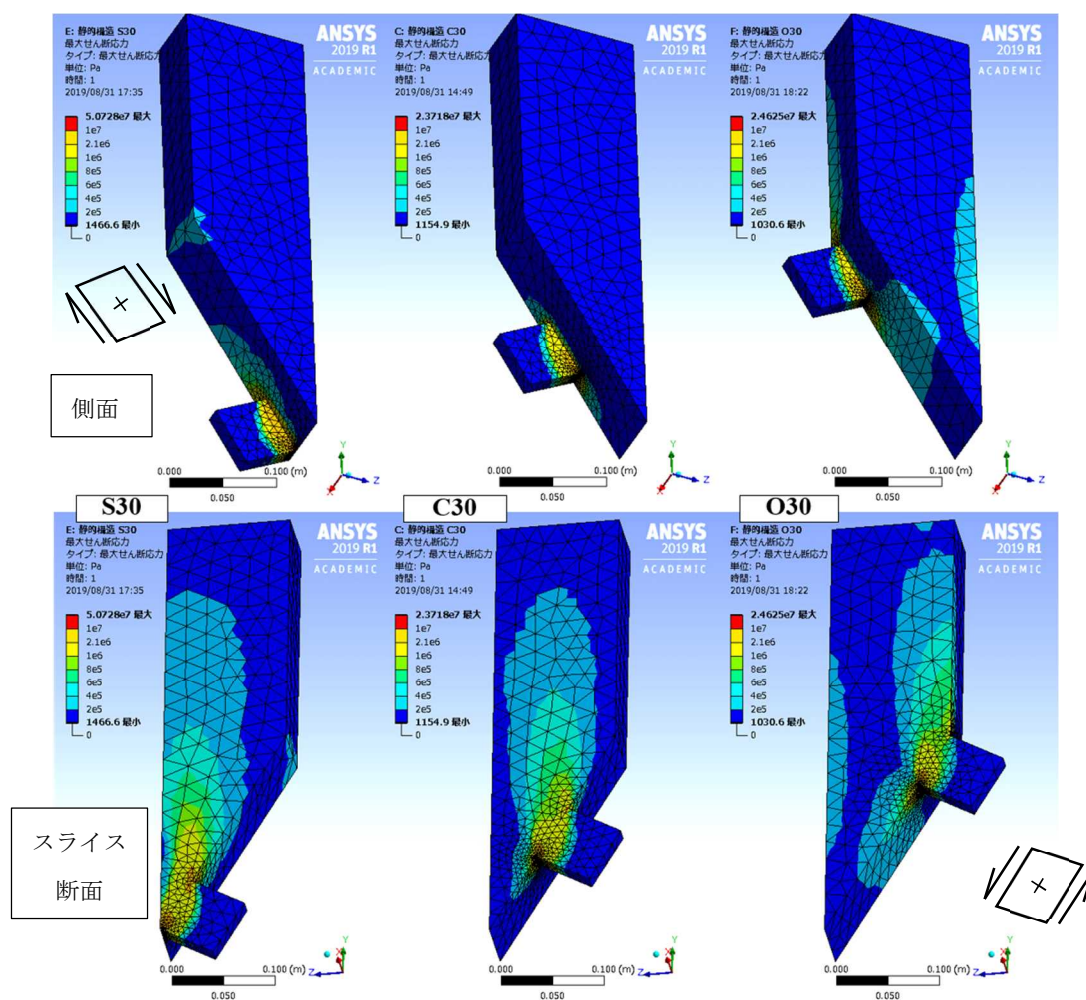


図 2-29 最大せん断応力

図 2-30 に S30、C30、O30 の破壊状態と軸力 $P=2182\text{N}$ 時におけるほぞ中央の主応力ベクトルを示す。図中の赤が引っ張り方向、青が圧縮方向である。

先ず C30 では圧縮応力がほぞの側面の高さ 40%程度の範囲からほぞのせん断面に向かって伝達される一方、ほぞのせん断面でも圧縮応力の流れるのが確認出来る。また、ほぞ鋭角側の根元には圧縮応力の集中が確認出来るほか、繊維直交方向に近い角度で大きな引張が生じているのが確認出来、実験でも割裂が生じている。

次に S30 ではほぞの根元に引張が生じないディテールであるため、圧縮応力の集中が C30 と比べより顕著にみられる。また、ほぞ側面の圧縮応力を受ける範囲が C30 に比べ狭く、実験でもこの部分に繊維が折れ曲がる破壊がみられた。

O30 ではほぞ根元の繊維直交方向の引張が中央に比べ小さくなっている。また S30 と同様に圧縮力を受ける範囲が C30 と比較して狭く、ほぞのせん断面に圧縮力が直接的に伝達される傾向が見られる一方、鈍角側の根元の応力集中はあまりみられない。実験では母材の鈍角側側面に割れが生じ、ほぞの根元が孕み出す破壊がみられた。

以上の様に接合部角度が同じであっても、ほぞ木口から応力が伝達される範囲やほぞ根元の引張力の存在等の応力伝達機構に差異が生じ、S シリーズ及び C シリーズでは応力図と同様な破壊性状を示す事が確認出来た。

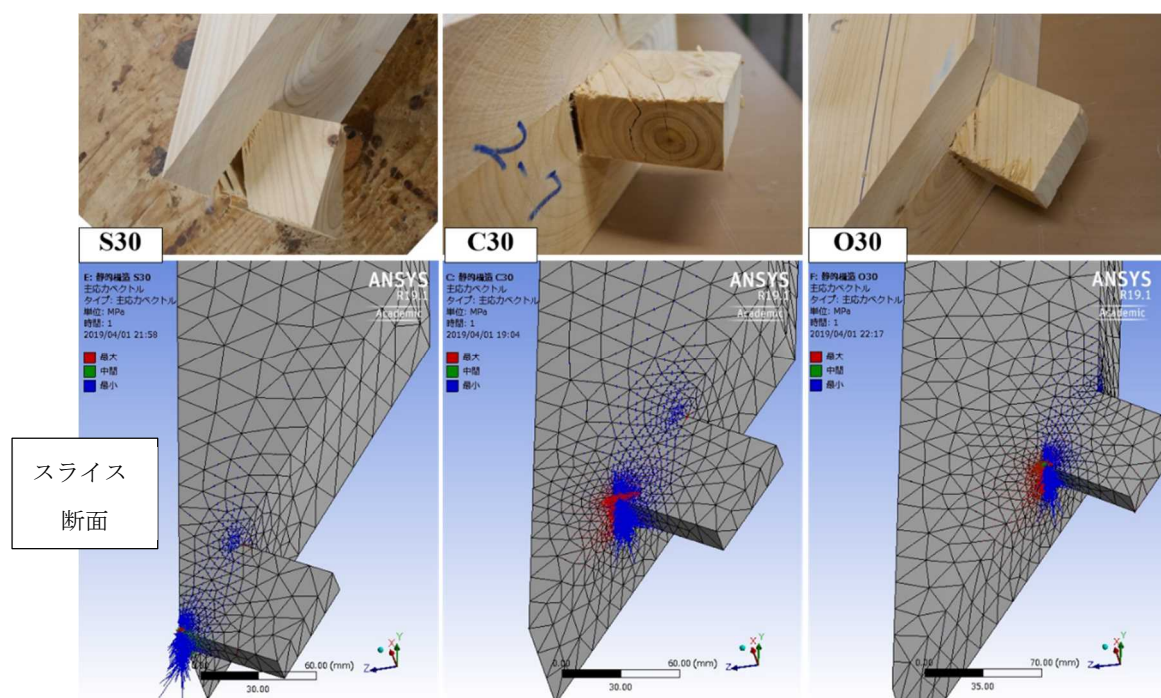


図 2-30 破壊性状と主応力ベクトル

2.4.3 理論式による強度の評価

Hankinson 式とほぞのせん断面の最大せん断応力度の結果とは全く異なる性状を示しているのが判明した。ここでは斜め嵌合接合部のうちほぞが鋭角側にある S シリーズの抵抗メカニズムの仮説と理論式を提案し実験結果との比較を行う。まずほぞのせん断面の抵抗メカニズムを図 2-31 のモデルを推定し理論式を立てた。

モデルは実験結果よりほぞが鋭角側にある場合、ほぞのせん断面の破壊ではなくほぞの木口面の反対側根元の点 A を中心に母材から滑り出すように回転する現象が見られた。この現象より接合部は軸力に対しほぞのせん断面そのものではなくほぞせん断面の水平投影面である曲げ面 A_b と曲げ面とほぞの側面の延長面でできる三角形のせん断面 A_s が、ほぞにかかるせん断力 $P \cdot \cos\theta$ に対して抵抗すると仮定する。

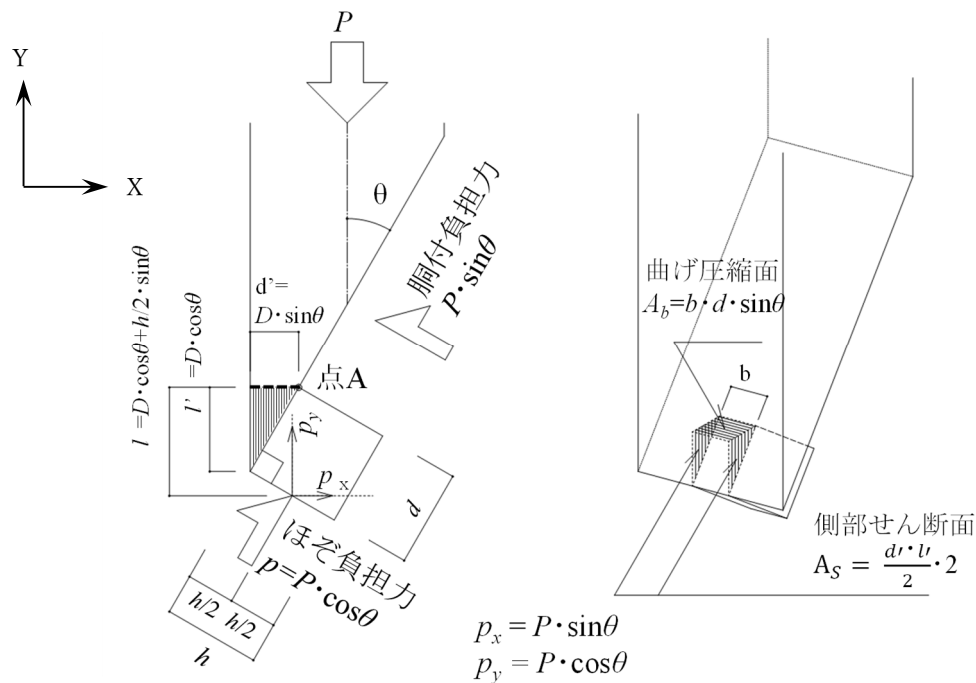


図 2-31 ほぞ鋭角側(S シリーズ)の理論式モデル

ほぞにかかるせん断力に対する抵抗力は図 2-31 中のせん断面と曲げ面の合算で決まると仮定する。曲げ面による抵抗について、ほぞは木口面の反対側付け根、図中の点 A を中心に回転しようとするとは仮定すると、曲げ面に生じる曲げモーメント m は式(2.2)で表される

$$m = p_x \cdot l = p \cdot \sin\theta \cdot l \quad (2.2)$$

ここで p_x : ほぞ木口にかかる力の水平成分で $p_x = p \cdot \sin\theta$ (N)

p : ほぞ木口にかかる力で $p = P \cdot \cos\theta$ (N)

l : ほぞの木口の加力中心から点 a までの距離で $l = d \cdot \cos\theta + \frac{h}{2} \sin\theta$ (mm)

d : ほぞの長さ(mm)

h : ほぞの出(mm)

一方で曲げ面に生じる圧縮力 p_y は式(2.3)より求まる。

$$p_y = p \cdot \cos\theta \quad (2.3)$$

以上から曲げ面の強度は文献²¹⁾より式(2.4)であらわすことができる。なお、文献では強度は長期及び短期 f_c, f_b であるが、ここでは基準強度 F_c, F_b としている。

$$\left(\frac{p_y}{A_b \cdot F_c} \right) + \left(\frac{m}{Z \cdot F_b} \right) = 1 \quad (2.4)$$

ここで A_b : 曲げ面断面積(mm²)

F_c : 圧縮強度(N/mm²)

Z : 曲げ面の断面係数(mm³)

F_b : 曲げ強度(N/mm²)

曲げ面の曲げで決まるほぞせん断面の抵抗力を p_{m1} として、 $m=p_{m1} \cdot l$ を式(2.4)に代入して変形すると式(2.5)となる。

$$p_{m1} = \frac{1}{\left(\frac{\cos\theta}{A_b \cdot F_c} + \frac{l \cdot \sin\theta}{Z \cdot F_b} \right)} \quad (2.5)$$

また、曲げ面の強度がせん断で決まる場合の抵抗力 p_{m2} は式(2.6)で決まる。

$$p_{m2} = Q_{ma} / \sin\theta \quad (2.6)$$

ここで Q_{ma} : 曲げ面のせん断強度で $Q_{ma} = F_s \cdot A_b / 1.5$ (N)

F_s : せん断強度(N/mm²)

よって曲げ面によるほぞせん断面の抵抗力 p_m は曲げ強度 p_{m1} と圧縮強度 p_{m2} の小さい方で決まるため式(2.7)となる。

$$p_m = \min(p_{m1}, p_{m2}) \quad (2.7)$$

側部せん断面の抵抗について、せん断面の抵抗力 p_s は式(2.8)で表される。

$$p_s = A_s \cdot F_s \quad (2.8)$$

ここで A_s : 側部せん断面の面積(mm²)

以上よりほぞのせん断耐力は p_a は式(2.9)となる。

$$p_a = p_m + p_s \quad (2.9)$$

式(2.9)を各角度について p_a を計算した結果を表 2-6 に示す。計算に当たって圧縮、曲げ、せん断強度は検討部分の寸法が材料試験の寸法と近いことを勘案し、それぞれの材料試験の平均値 $F_c=44.26\text{N/mm}^2$ 、 $F_b=81.04\text{N/mm}^2$ 、 $F_s=7.59\text{N/mm}^2$ を用いた。図 2-32 に理論式と実験結果の比較を示す。各荷重角度とも理論式と実験式が概ね一致する結果となった。

表 2-6 S シリーズ理論式の計算結果

荷重 角度	面積	断面係数	曲げ圧縮面 耐力			p_m		側部せん断力			
θ	A_b	Z	圧縮	曲げ	曲げ圧縮面 せん断耐力	曲げ 圧縮	せん断	l'	A_s	Q_s	P_s 理論値
(°)	$=b \cdot D'$ (mm ²)	$=b \cdot D^3/6$ (mm ³)	$=F_c \cdot A_b$ (N)	$=F_b \cdot Z$ (N・mm)	$=F_s \cdot A_b/1.5$ (N)	(N)	(N)	$=D \cdot \cos\theta$ (mm)	$=l' \cdot D'/2 \times 2$ (mm ²)	$=F_s \cdot A_s$ (N)	(N)
15	466	1206	20620	97716	2357	4527	9108	57.96	900	6831	11358
30	900	4500	39834	364680	4554	8807	9108	51.96	1559	11832	20638
45	1273	9000	56334	729360	6440	13468	9108	42.43	1800	13662	22770
60	1559	13500	68995	1094040	7888	19395	9108	30.00	1559	11832	20940

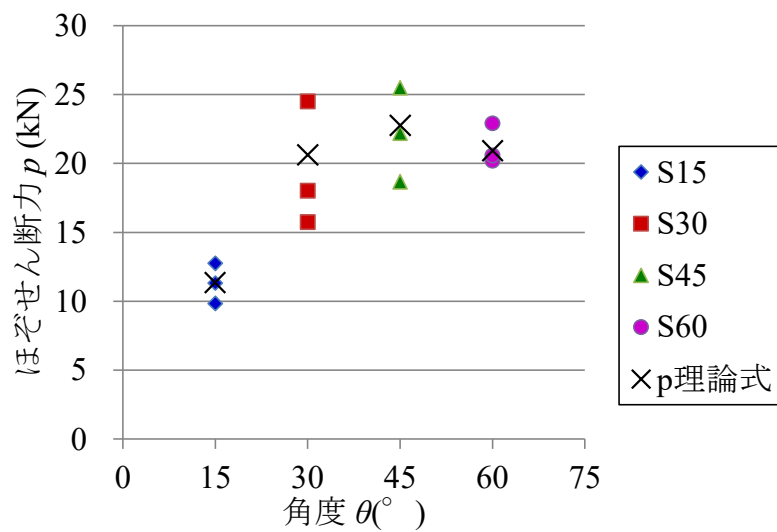


図 2-32 理論式と実験結果の比較

また、ほぞ中央(Cシリーズ)及びほぞ鈍角側(Oシリーズ)の理論式の構築も検討したが、Cシリーズは同様のモデル化をするとSシリーズのモデルに割裂の抵抗機構を追加する事になるが、その場合、単純にSシリーズより理論式の結果が大きくなるが実験結果とは明らかに異なる。また、Oシリーズは前述の破壊力学におけるモードⅢに近い破壊をしていたが、木材についての破壊力学の破壊靱性などの物性値もデータが少なく、理論式の構築はそれらの基礎データの収集からおこなわねばならず、やむなく断念した。

2.4.4 実験結果より求まる強度推定式

前節で S シリーズの理論式の提案を行った。しかし、C シリーズ及び O シリーズについては十分な精度の理論式に至る事が出来なかった。一方で、建築の実務設計において、斜め嵌合接合部のほぞ根元のせん断強度を推定する事が急務である。そこで実験結果の傾向から推定式の提案を試みる。

図 2-33 は 2.3.2 で求めた各パラメータの短期許容耐力のグラフに対し、鋭角側、中央、鈍角側の各ほぞ位置について求めた短期許容耐力と荷重角度の関係に最小自乗法による一次近似線を引いたものである。この図を見ると実験結果は概ねせん断から決まる $F_s \cdot A / \cos \theta$ と圧縮から決まる $F_c \cdot A \cdot \sin \theta$ の間にあって、荷重角度 θ に対し直線的に推移していると推定される。また、ほぞ位置が鋭角側のときは直線の傾きは大きく鈍角側のときは傾きが小さい、中央のときは両者の中間的な特徴が見られる。

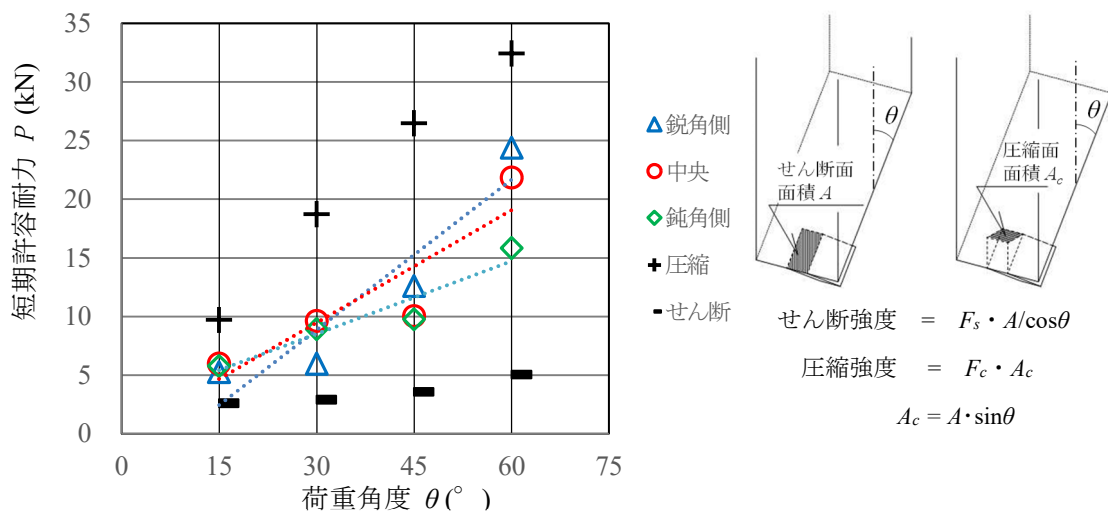


図 2-33 ほぞ位置と実験結果の近似線

このことから斜め嵌合接合部のせん断面で決まる強度 Pa は式(2.10)で表すことが出来ると推察した。

$$Pa = Pa_s + f(\theta) \cdot (Pa_c - Pa_s) \quad (2.10)$$

ここで Pa : 斜め嵌合接合部のせん断面で決まる強度 (kN)

Pa_s : ほぞ根元のせん断から決まる強度で $Pa_s = F_s \cdot A_s / \cos \theta$ (kN)

Pa_c : 圧縮から決まる強度で $F_c \cdot A \cdot \sin \theta$ (kN)

$f(\theta)$: ほぞ位置により決まる荷重角度 θ に関する関数で $0 \leq f(\theta) \leq 1$

図 2-34 各荷重角度・ほぞ位置の実験結果について $f(\theta)$ の値をプロットしたもの示す。ここで、各ほぞ位置について最小自乗法にて近似線を引いた。各近似線の傾き及び切片の一時方程式を各ほぞ位置の $f(\theta)$ とする。

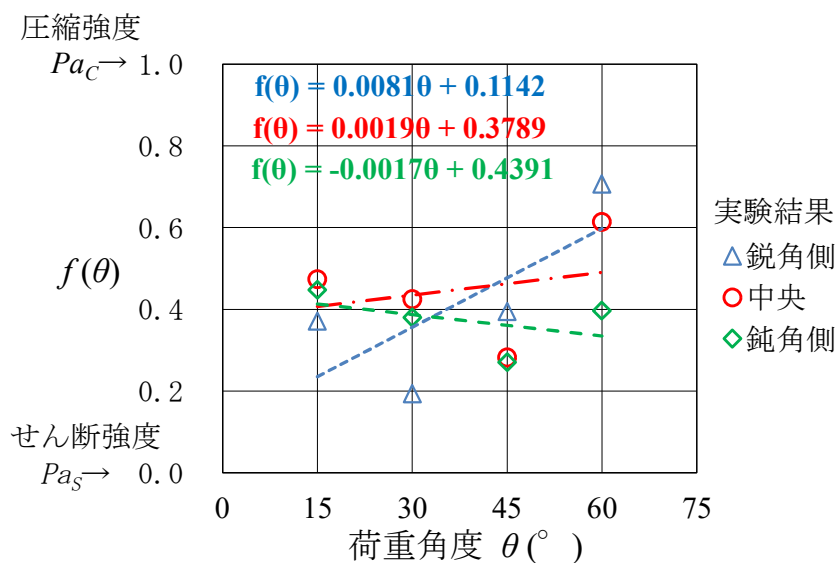


図 2-34 実験結果の $f(\theta)$ と近似線

図 2-35 に各ほぞ位置について求めた $f(\theta)$ と実験値の比較を示す。推定式は比較的实验結果を表現出来ている。

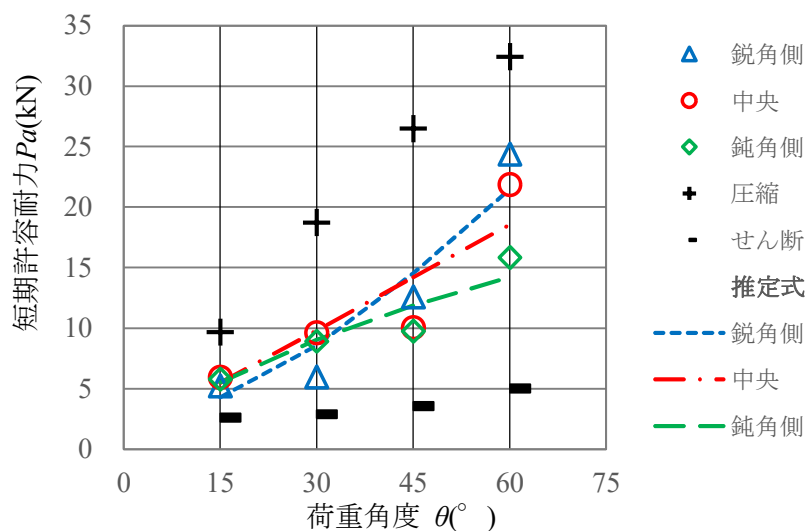


図 2-35 斜め嵌合接合部強度推定式の適用結果

現状ではヒノキ製材の試験結果のみであるが、強度等級や寸法、樹種の違いなどのデータが充実すればより精度の高い $f(\theta)$ を導き建築設計に利用可能な推定式を立てられると考えられる。

2.5 まとめ

本章の斜め嵌合接合部の試験と解析において、以下の知見を得た。

- 斜め嵌合接合部は荷重角度が小さいときは脆性的な性状を示し、荷重角度の増大に伴い靱性的な性状に変化した。
- 荷重角度の変化のほか、ほぞの位置によっても最大耐力などの強度特性が変化した。
- 初期剛性に角度及びほぞ位置による依存性はあまり見られなかった。これは、荷重角度やほぞ位置以上に木口面のダメージゾーンの影響を受けているためと考えられる。
- 斜め嵌合接合部の基準耐力は、ほぞ根元のせん断面からきまる強度とほぞのせん断面を軸方向からみた見付面積に圧縮力を乗じた強度の中間、圧縮寄りの結果となった。また、実験結果より求めた接合部の短期許容耐力の評価を行ったところ、ほぞ根元のせん断強度から決まる短期許容耐力の 2.8～5.5 倍となった。
- 荷重角度が 30° 以下の場合にはほぞが鈍角側にあると強度的に有利であり、それを超える角度ではほぞは鋭角側が強度的に有利であり、ほぞ中央は両者の中間的な性質であった。
- ほぞせん断面のせん断強度について、Hankinson 式は実験結果とそぐわない結果となった。これは、ほぞ根元の線断面の強度は、母材内部の抵抗機構によって決まるためと考えられる。
- 試験体をモデルとした FEM 解析を実施したところ、ほぞ位置のよって接合部角度が同じであっても応力伝達機構には差異があり、試験体 S 及び C では応力図と同様な破壊性状をもつ事が確認出来た。
- ほぞが鋭角側にある場合の実験結果と試験体の破壊性状からほぞが鋭角側にある場合の強度理論式を提案したところ、精度の高い結果を得た。
- 斜め嵌合接合部の荷重角度とほぞ位置の実験結果の傾向から、最小自乗法に基づく強度推定式を提案した。

第3章 繊維斜め方向に対するせん断強度試験

第2章においてせん断面での破壊を卓越させた斜め嵌合接合部実験を行い、接合部の角度とほぞの位置がせん断強度等に影響を与えることや、斜めせん断力に対するせん断面の強度はいずれの場合も建築基準法告示²³⁾に示される材料のせん断強度を上回るという結果を得た。しかし、より汎用的な設計手法確立のためには、ほぞ根元に加わる斜めせん断力に対する性状を把握する必要があると判断した。

そこで本章では繊維方向と異なる方向のせん断力を受ける木材強度の強度発現メカニズムを明らかにすることを目的とし、製材より作成した小試験体に斜めせん断力を加える試験を実施し、基礎的なデータを収集する。また、得られたデータを基に Hankinson⁵⁾式や Tsai-Hill²⁴⁾²⁵⁾式といった繊維角度補正式との比較を行う。加えて有限要素法解析にて内部の応力状態の検証を行う。

斜めの嵌合接合部において雄材は図3-1に示す様に軸力 N が生じた場合、そのY方向成分 $P=N\cos\theta$ はほぞ木口面にて圧縮力を雌材に伝達する。ほぞは、ほぞの根元からの非常に短い片持ち梁となり、根元から荷重中心 P までの距離 L とほぞのY方向断面せい D の比が $L/D < 1$ となる。そのため、ほぞのせん断面は曲げ応力に対してせん断応力が卓越した曲げせん断応力を受けると考えられる。また、X方向成分 $N\sin\theta$ は仕口胴付き面(Fitting plane)を通じて雌材に伝達されるが、木口面の摩擦によりせん断面にも若干のX方向圧縮力が生じる。なお、斜め嵌合接合部ではほぞは回転が拘束されない。

そのため、斜め嵌合接合部の力学性状を再現するためには、純粋な斜めせん断加力の実験を行うより、 L/D を極力小さくして、せん断力が卓越した片持ち梁的な実験を行う必要があると考えられる。

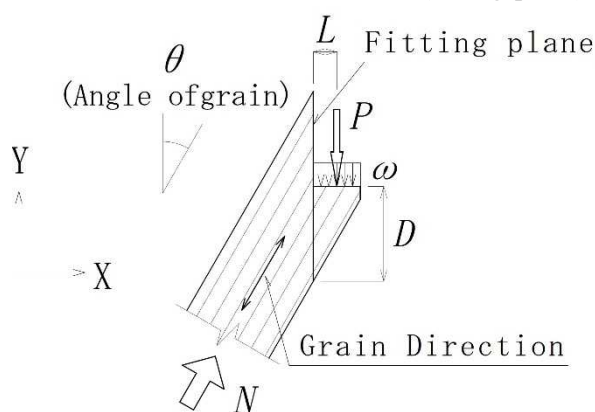


図3-1 斜め嵌合接合部のモデル

3.1 試験概要

木材のせん断強度を測定する場合様々な方法が提案されているが、木造建築分野では一般に JIS¹³⁾のいす型せん断試験が実施される。この試験法を繊維の角度をつけたいす型せん断試験に準用した場合、加力方法は本研究の目的とする加力方法に近い。一方で支点については、せん断試験を実施すると、図3-2左に示す様にせん断破壊面が支持台にかかり正しい結果が得られない。そこでいす型せん断試験体に対し同図右の様にせん断面の四辺にスリットを設け破壊が支持側の母材内に収まり、支持台がせん断破壊を抑制しない形状とした。

試験体の寸法は基本的となるNシリーズについて木口断面30mm角、いす高さ30mmとし、幅3mmのスリットによりせん断面は幅10mm高さ14mmとした。下側スリットは破壊

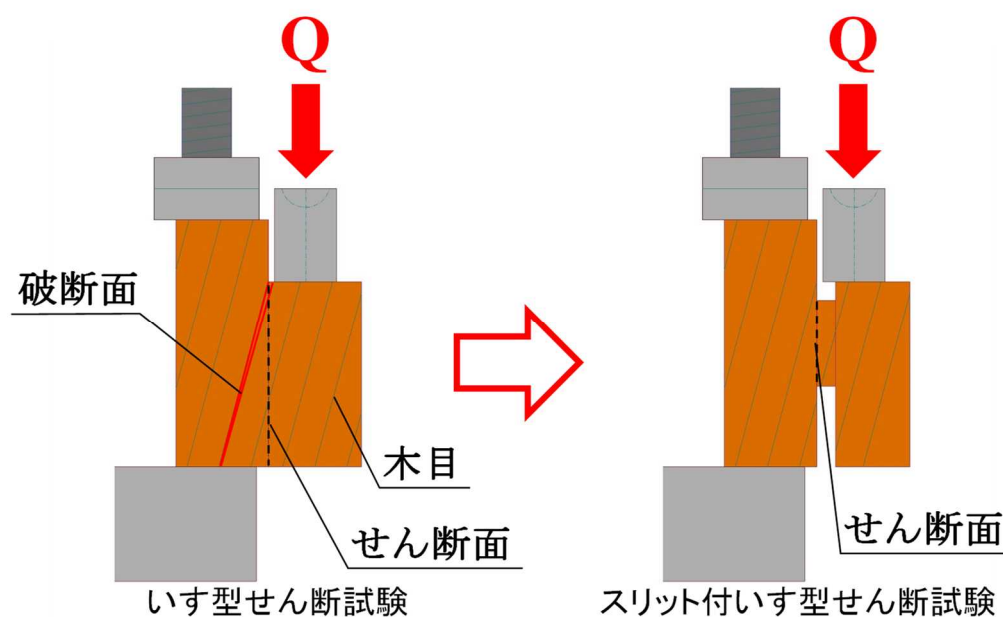


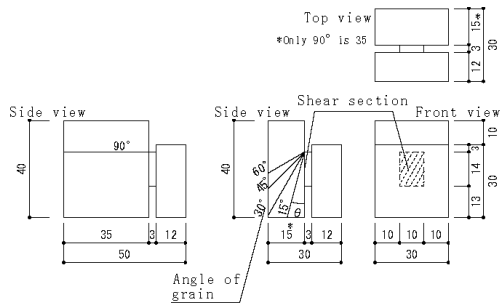
図 3-2 繊維斜めせん断試験方法

が支持台に到達しない十分な長さとしせん断高さと同程度の 13mm とした。

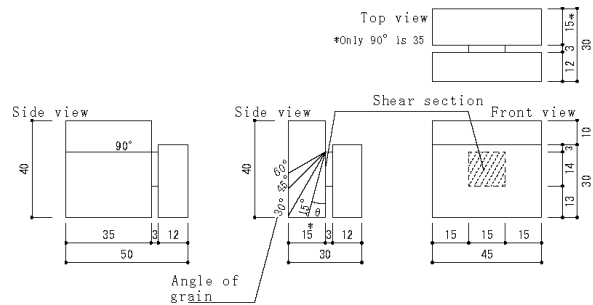
せん断面と繊維のなす角度である荷重角度 θ をパラメータに 0, 15, 30, 45, 60, 90° の 6 種としたものを基本となる N シリーズとした。せん断面の幅と高さの比及びせん断面の寸法による影響もみるため N シリーズから幅及び高さを変えたシリーズも実施し、せん断面の寸法による影響も調査する。図 3-3 に試験体の外観一覧を、表 3-1 試験体パラメータ一覧に試験体パラメータと供試材料の気乾密度、及び全乾法で計測した含水率一覧を示す。N シリーズを各 12 体、それ以外のシリーズについては各 6 体実施した。試験に用いた木材はヒノキ (*Chamaecyparis obtusa*, 以後 Japanese cypress と表記) とし、JAS 機械等級区分製材 E110 (SD20) である。N シリーズは第 2 章において C シリーズ及び O シリーズで使用した材料 CO-1 より、N シリーズ以外は同じ規格の一本のヒノキ製材 (TLW と称する) より採取し、室温 20℃、湿度 65% の恒温恒湿室に 24 時間程度静置し試験を行った。尚、90° の試験体については予備試験時に支持側の母材内部の繊維方向のせん断破壊が先行し適切な結果が得られなかったため、奥行き (図 3-3 中の*部分) を 15mm から 35mm に拡大したもので実施した。試験は JIS¹³⁾ に準拠したいす型せん断試験の治具を使用し 50kN 万能試験機 (インストロン製 型式 4204) を用いて単調载荷にて行い、荷重速度は 0.5mm/min とした。試験の終了条件は荷重が最大荷重の 80% 以下まで低下する、もしくは変位 5mm に達するまでとした。荷重は万能試験機クロスヘッド内蔵のロードセル (型式 2518-80Z) にて、変位はクロスヘッドの変位を変位計 (東京測器研究所製 CDP-50) にて計測した。図 3-4 試験体外観に試験体の外観を図 3-5 に試験体の設置状況を示す。

単位：mm

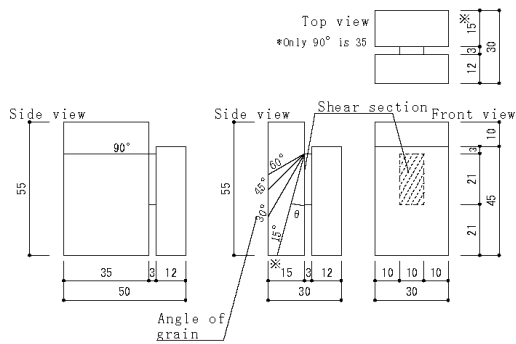
N Series



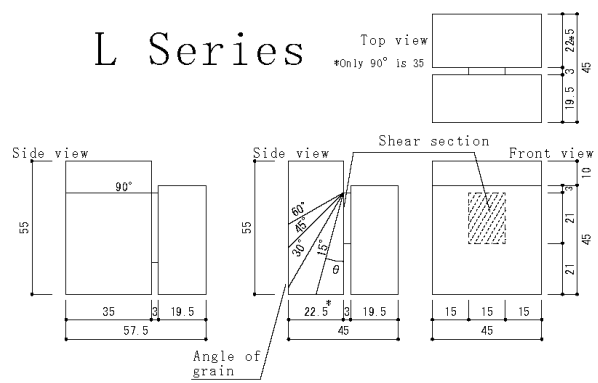
W Series



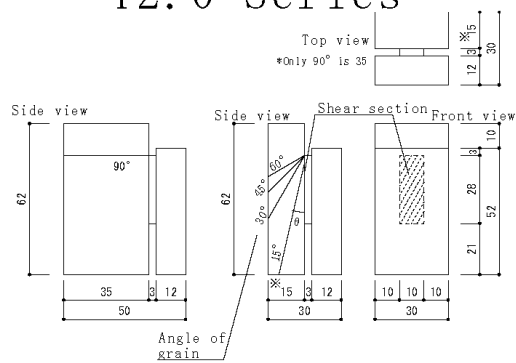
T1.5 Series



L Series



T2.0 Series



T2.5 Series

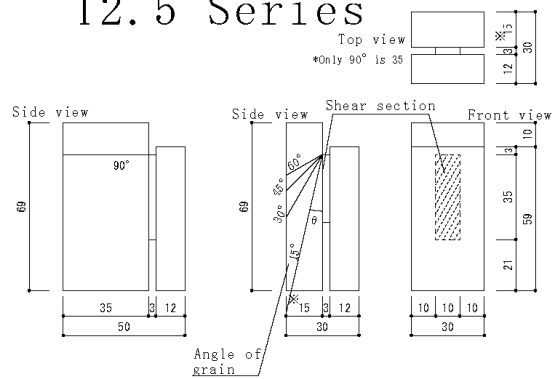
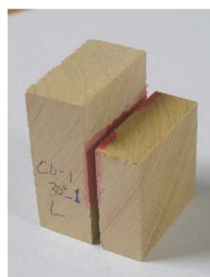


図 3-3 試験体概要

表 3-1 試験体パラメーター一覧

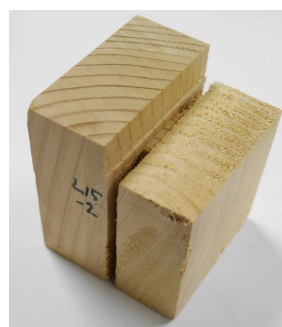
試験体名 (材料名)	荷重 角度 (°)	せん断面			スリッ ト幅 (mm)	試験 体数	密度		含水率		
		幅 b (mm)	高さ D (mm)	面積 A (mm ²)			(kg/m ³)		(%)		
N Series (CO-1)	N000	0	10	14	140	3	12	458	(29.9)	12.8	(0.84)
	N015	15						441	(21.1)	13.5	(2.18)
	N030	30						433	(30.7)	12.9	(0.31)
	N045	45						440	(28.8)	12.9	(0.45)
	N060	60						447	(18.2)	12.8	(1.25)
	N090	90						426	(22.4)	12.4	(0.47)
W Series (TLW)	W000	0	15	14	210	3	6	471	(20.6)	8.6	(1.12)
	W015	15						479	(20.7)	9.7	(2.43)
	W030	30						473	(18.4)	10.3	(3.09)
	W045	45						490	(16.1)	8.4	(0.72)
	W060	60						481	(22.0)	8.4	(3.04)
	W090	90						468	(22.0)	8.8	(1.11)
L Series (TLW)	L000	0	15	21	315	3	6	493	(29.6)	8.1	(1.46)
	L015	15						508	(37.2)	8.6	(0.88)
	L030	30						471	(14.5)	9.4	(0.43)
	L045	45						486	(19.1)	8.5	(0.61)
	L060	60						495	(40.6)	8.7	(2.61)
	L090	90						477	(15.3)	8.4	(0.84)
T1.5 Series (TLW)	T15000	0	10	21	210	3	6	477	(25.9)	6.9	(2.95)
	T15015	15						477	(19.4)	8.4	(1.11)
	T15030	30						487	(27.6)	8.2	(0.99)
	T15045	45						493	(49.5)	8.7	(1.22)
	T15060	60						508	(47.5)	8.2	(1.23)
	T15090	90						491	(32.7)	8.4	(1.17)
T2.0 Series (TLW)	T20000	0	15	28	420	3	6	494	(31.9)	10.1	(1.12)
	T20015	15						477	(12.6)	10.3	(0.71)
	T20030	30						481	(25.0)	10.9	(1.02)
	T20045	45						493	(33.6)	10.1	(1.09)
	T20060	60						506	(29.8)	9.2	(0.49)
	T20090	90						489	(19.9)	8.5	(0.29)
T2.5 Series (TLW)	T25000	0	15	35	525	3	6	508	(68.5)	8.3	(3.42)
	T25015	15						477	(11.8)	10.7	(2.59)
	T25045	45						454	(17.8)	10.8	(1.26)
	T25090	90						493	(34.1)	10.7	(1.11)



N Series



W Series



L Series



T1.5 Series



T2.0 Series



T2.5 Series

図 3-4 試験体外観

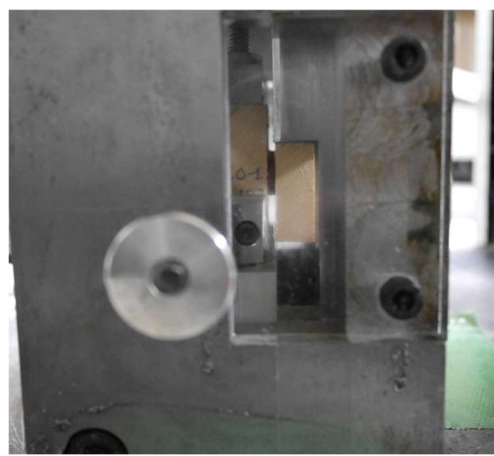


図 3-5 試験体設置状況

試験体の木取りについて、N シリーズは第 2 章の試験を終了した試験体から切り出して採取した。図 3-6 に試験体採取の例を示す。加力を終えた試験体を帯鋸盤にて縦に 3 つに切断したあと、試験で生じた損傷や割れ、節などの欠点を避けながら木取りをおこなった。N シリーズ以外の試験体は図 3-7 の様に採取した。製材を一定の長さで切断したあと帯鋸盤で縦に T1.5、T2.0、T2.5 を採取する部分については 3 つに、L シリーズと W シリーズを採取する部分については 2 つに分割した上で節や割れなどの欠点を避けながら試験体の木取りを行った。

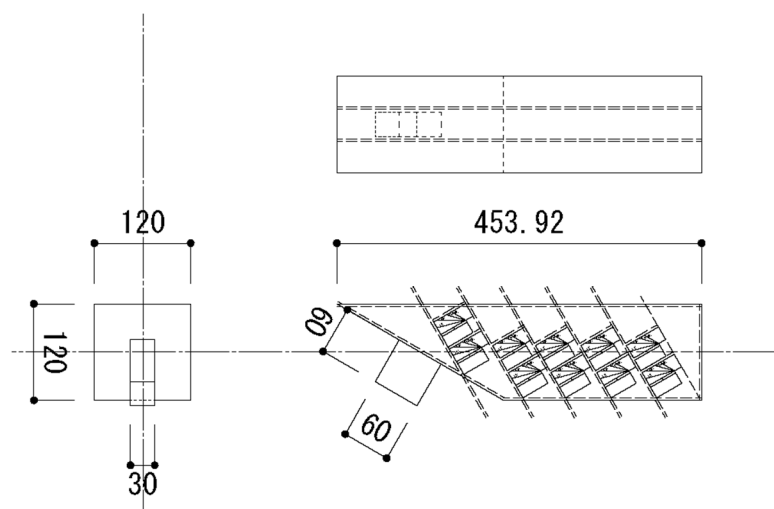


図 3-6 N シリーズ木取りの例

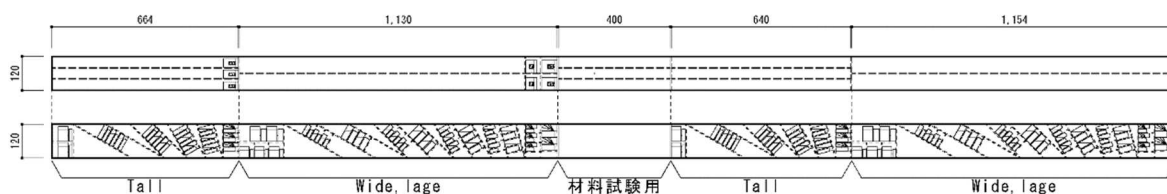


図 3-7 N シリーズ以外の木取り

加工は N シリーズについて、スリットを含め卓上丸鋸盤にて行った。それ以外のシリーズは卓上丸鋸盤で試験体の外寸を切り出したあと、L 形の欠き込みをフライス盤で切削、スリットを卓上丸鋸盤で 1mm 程度浅く入れたあとフライス盤にて 3mm 幅のエンドミルで仕上げ加工をおこなった。

3.1.1 試験体の物性

斜めせん断試験体を JIS Z2101¹³⁾に基づいて試験した場合の物理的特性を取得するため、同一ロット製材について、曲げ試験といす型せん断試験及び縦圧縮試験を実施した。

曲げ試験は幅及びせい 20mm、支点間距離 280mm の 3 点曲げとし、荷重速度は 2mm/min とした。試験体数は 12 体とした。いす型せん断試験は木口断面 30mm 角、せん断面の長さ 30mm と斜めせん断試験と同じ外寸とした。斜めせん断試験と同じ治具を用い、荷重速度は 0.5mm/min とした。試験体は 12 体とした。縦圧縮試験は断面 30mm 角、高さ 60mm の全面圧縮試験とし、荷重速度は 2mm/min とした。試験体の表裏面にひずみゲージ(東京測器製 PFL-30-11)を貼付け、試験体の繊維方向ひずみも計測した。試験体数は 11 体とした。

試験はいずれも 50kN 万能試験機(インストロン製 型式 4204)を用い、荷重はロードセル(型式 2518-80Z)の値を、変位は変位計(東京測器製 CDP-50)で、曲げ試験は試験体中央下部の変位を、それ以外はクロスヘッドの変位を計測した。表 3-2 試験体の材料試験結果に材料試験結果を示す。また、参考値として、無欠点小片のデータ¹⁵⁾と JAS 製材の基準値も表示する。表中のヤング係数は各試験体の $0.1-0.4\sigma_{max}$ より算出した。材料 CO-1 曲げヤング係数の値が小さいが E110 の基準である 9.8kN/mm^2 以上 11.8kN/mm^2 未満の範囲内である。

表 3-2 試験体の材料試験結果

材料	圧縮 ₂ N/mm ² n=6	曲げ ₂ N/mm ² n=12	せん断 N/mm ² n=12	曲げ ヤング係数 kN/mm ²
N Series (CO-1)	52.39 (2.23)	51.94 (9.49)	6.94 (1.06)	9.98 (0.57)
L,W,T1.5,T2.0,T2.5 Series (TLW)	—	87.70 (12.29)	7.62 (1.11)	13.62 (0.65)
無欠点小片 基準強度	41.68	73.55	7.84	8.83
ヒノキ JAS 製材 E110SD20	31.20	38.40	2.10	10.80

括弧内は標準偏差.

3.2 試験結果と考察

3.2.1 応力－変形関係

図 3-8 に N シリーズのせん断応力度－変形関係を示す。試験体の形状的にスリット部のせん断ひずみの計測が困難であったが、荷重角度によって性状が特徴的に変化する現象がみられたので、特に表示し検討する。応力は荷重をせん断面の実測面積で除して算出し、変形はクロスヘッドの変位とした。また、各試験体の $0.1-0.4 \tau_{max}$ 間の傾きより算出した初期剛性 $K(\text{N}/\text{mm}^2/\text{mm})$ の平均値を表示した。仕様ごとの最大せん断応力度は荷重角度 $\theta=15^\circ$ で一旦下がったあとは θ の増大と共に最大応力が上昇する。一方で θ の増大と共に K が小さくなっていった。また、最大応力後の性状は荷重角度が小さいときは急激に耐力が低下する脆性的な性状を示し、荷重角度が増大すると耐力低下が緩やかになり靱性的な性状に変化した。荷重角度 30° 以上の試験体では一度耐力が低下した後再度上昇し最大耐力に至った試験体が見られた。桑村の中央で合板補強した繊維斜め梁の実験⁷⁾で割裂による耐力低下が発生したあと、割裂破壊線が補強部で止まり曲げ梁として耐力が再び上昇する現象が見られた。本試験でも同様にスリット部上部で割裂が発生したあと、母材が割裂破壊を止め曲げに近い抵抗機構が働いたと推測される。

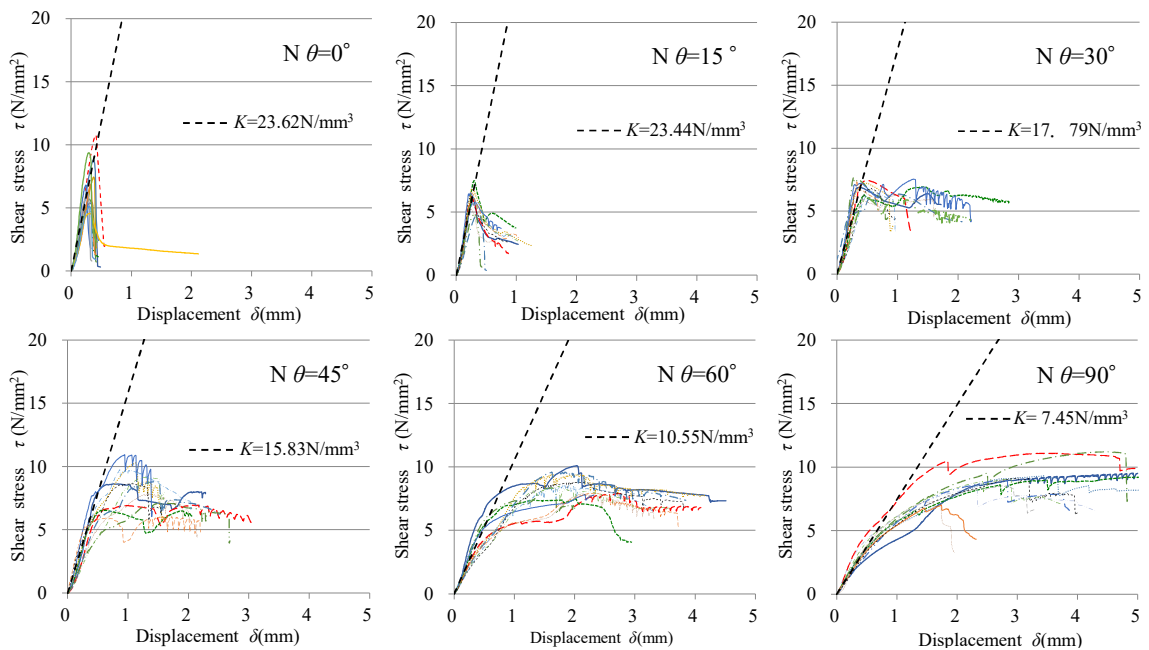


図 3-8 N シリーズのせん断応力変形関係

表 3-3 にせん断強度と図 3-9 の様にロードセルと変位から算出したせん断弾性係数を示す。ヒノキのせん断弾性係数について適切な資料が見つけれなかったので、参考値としてスギなどの樹種の値を²¹⁾ 表 2-1 に示す。 $\theta=0^\circ$ 時のせん断弾性係数が非常に小さい値となっているが、これはローディングブロックとの木口接触部のダメージゾーンの変形を拾っているためと思われる。一方で $\theta=0^\circ$ 時のせん断弾性係数は参考値の G_{RT} の値に近く、中間角度のせん断弾性係数は $\theta=0\sim90^\circ$ で段階的に変化しているのが、ダメージゾーンの影響は加力方向が繊維直交方向に近くなるほど段階的に小さくなっていくのが推測される。

表 3-3 せん断強度とせん断弾性係数

θ [°]	せん断強度 [N/mm ²]	せん断弾性係数 [N/mm ²]
0°	6.83 (1.95)	63.52 (17.55)
15°	6.06 (0.76)	61.70 (12.53)
30°	6.94 (0.54)	47.27 (12.04)
45°	8.39 (1.52)	42.94 (10.39)
60°	8.53 (0.81)	28.22 (9.69)
90°	9.06 (1.25)	19.43 (4.34)

括弧内は標準偏差

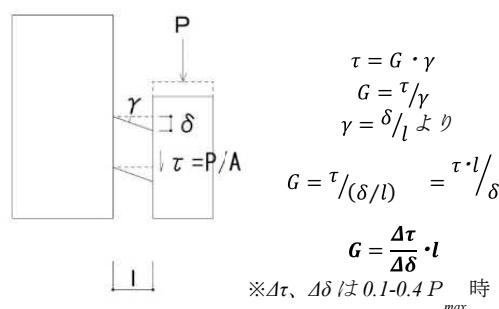


図 3-9 せん断弾性係数の算出方法

表 3-4 せん断弾性係数の参考値

	柁目 G_{LR} [N/mm ²]	板目 G_{RT} [N/mm ²]	木口 G_{RT} [N/mm ²]
スギ	637	343	15
エゾマツ	539	441	20
アカマツ	981	539	44

	柁目 G_{LR} [N/mm ²]	板目 G_{RT} [N/mm ²]	木口 G_{RT} [N/mm ²]
スギ	637	343	15
エゾマツ	539	441	20
アカマツ	981	539	44

図 3-10 に L シリーズのせん断応力度－変形関係を示す。 θ が小さいときは N シリーズより強度が小さく、 θ が大きくなると強度が大きくなる。 $\theta=60^\circ$ でも脆性破壊する試験体が見られた。

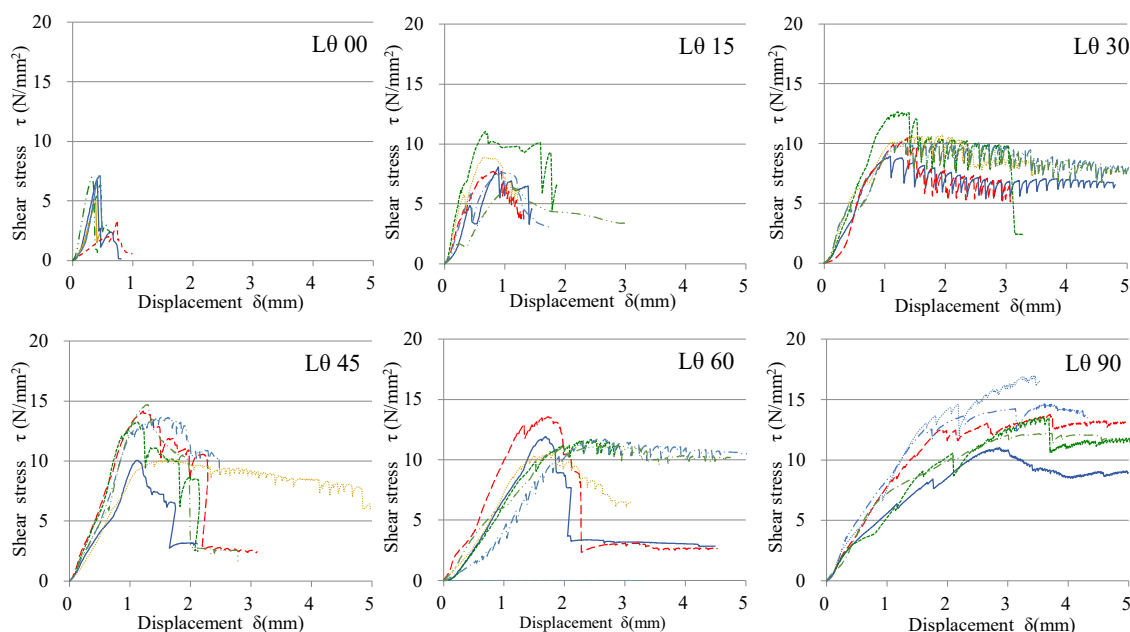


図 3-10 L シリーズのせん断応力変形関係

図 3-11 に W シリーズのせん断応力度－変形関係を示す。 θ が小さいときは N シリーズより強度が小さく、 $\theta=45^\circ$ を超えると大きくなった。グラフの傾向は N シリーズと同様であった。

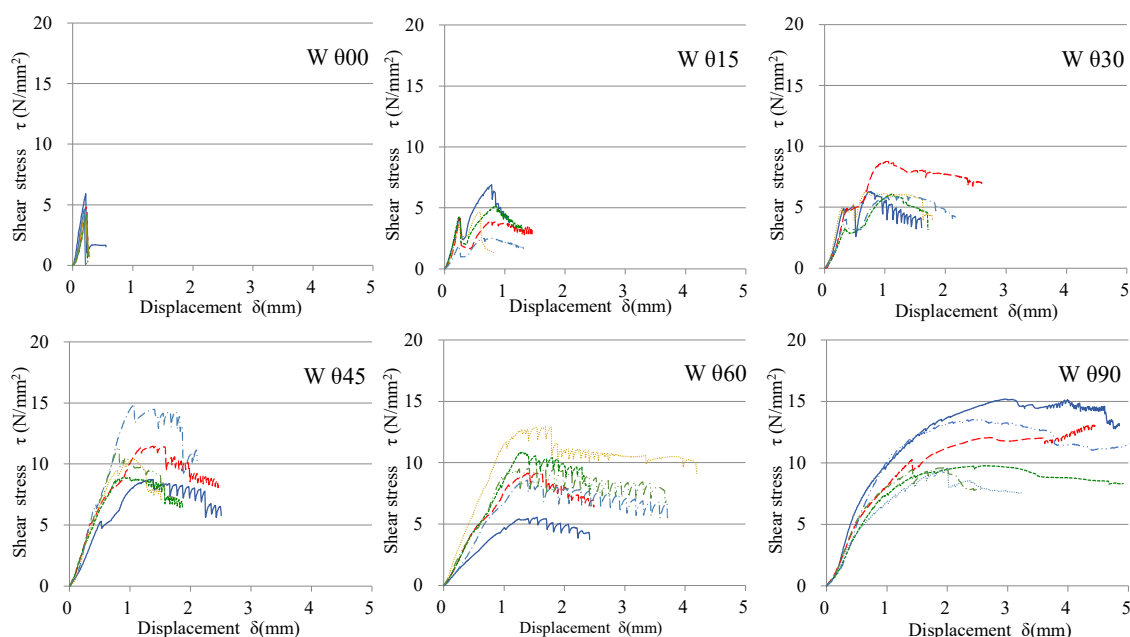


図 3-11 W シリーズのせん断応力変形関係

図 3-12 に T シリーズのせん断応力度－変形関係を示す。 θ が小さいときの強度は N シリーズに近く、 30° 以降は N シリーズより大きくなる傾向がみられた。最大応力後の傾向は N シリーズと同様であった。

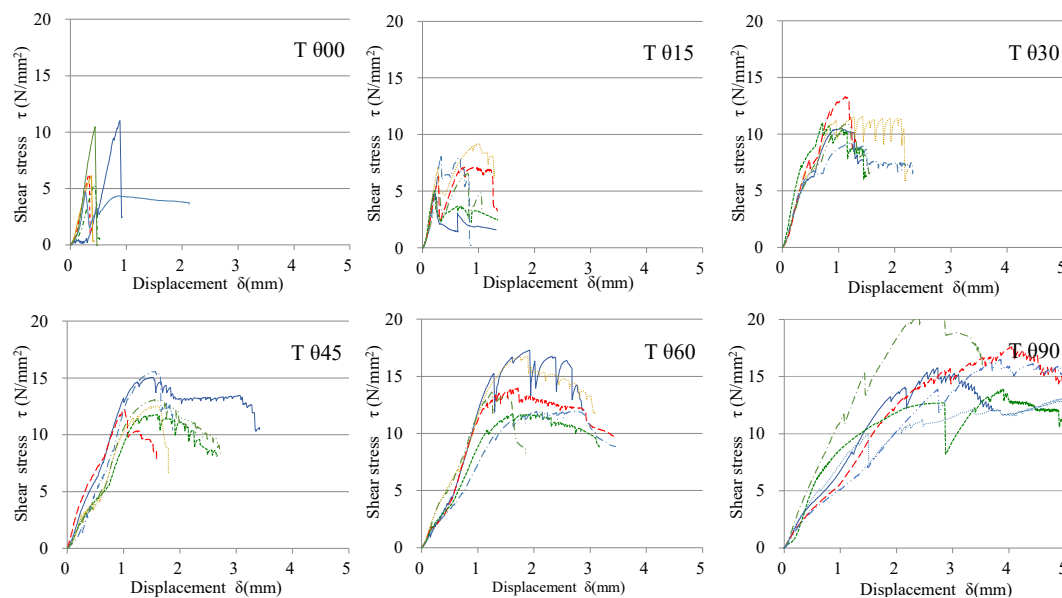


図 3-12 T シリーズのせん断応力変形関係

図 3-13 及び図 3-14 に T2.0 シリーズと T2.5 シリーズのせん断応力変形関係を示す。傾向は T1.5 シリーズと同様に、荷重角度が小さいときは初期剛性が高い一方で最大応力に脆性的な破壊をするのに対して、荷重角度が大きくなると初期剛性が低下する一方で最大応力後の低下が緩やかに変化してゆくのが確認できる。

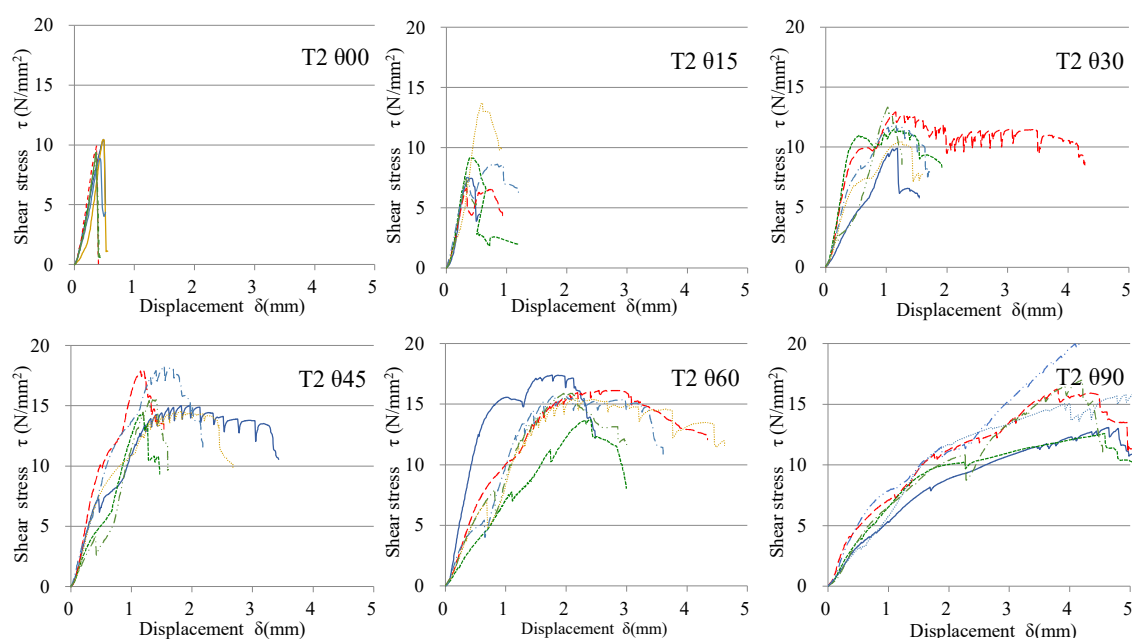


図 3-13 T2.0 シリーズのせん断応力変形関係

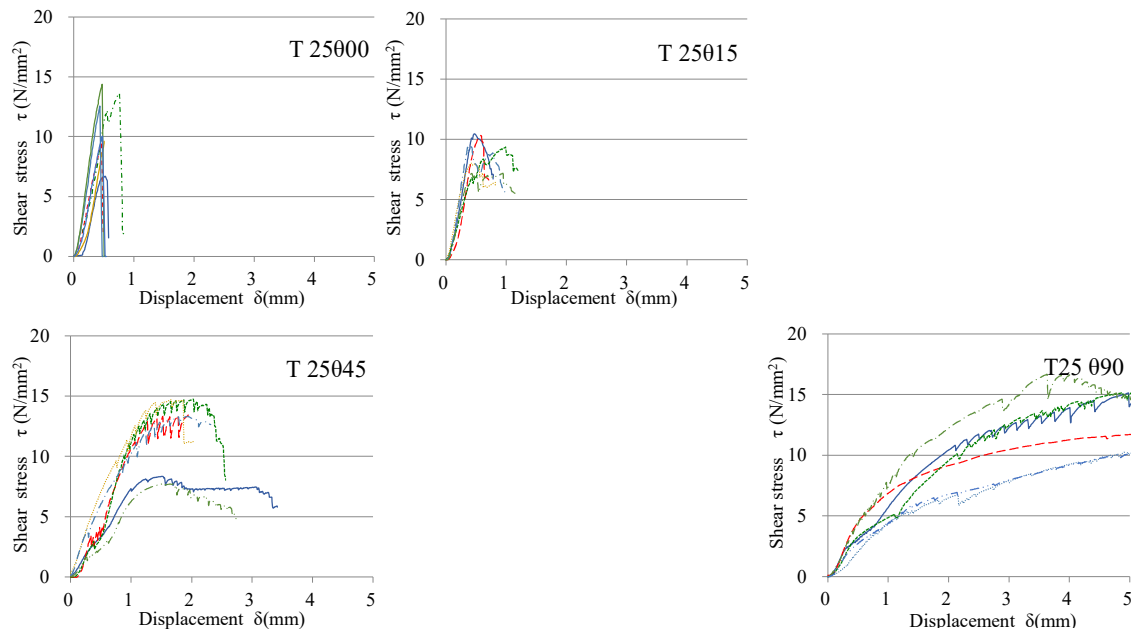


図 3-14 T2.5 シリーズのせん断応力変形関係

尚、T2.5 シリーズの $\theta=45^\circ$ 及び $\theta=90^\circ$ は全ての試験体において、支持側母材の強度・剛性不足による図 3-15 の様な支持側母材の破損又は治具の拘束不足による図 3-16 の様な試験体の回転が生じたため、参考値とする。

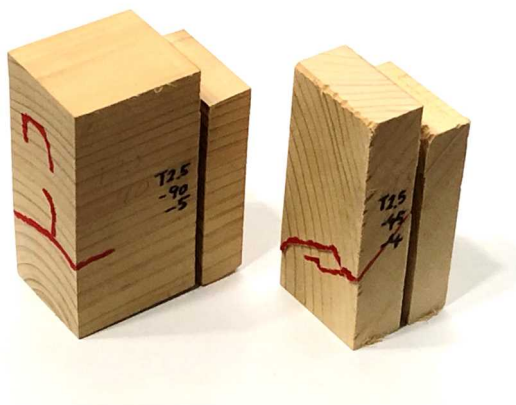


図 3-15 母材の破損

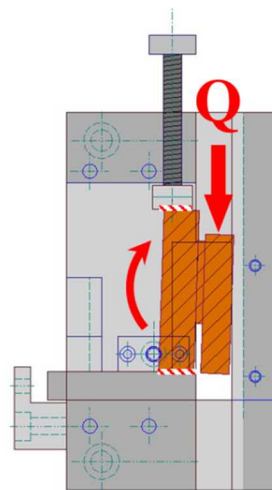


図 3-16 試験体の回転

3.2.2 試験体の破壊状態

図 3-17 に N シリーズの各荷重角度における代表的な加力終了後の試験体の様子を示す。 $\theta=0^\circ$ 以外では矢印で示す支持側又は加力側の上部に割れが発生しているのが確認された。また支持側の母材が加力側に孕み出す現象がみられた。すなわち斜めせん断応力を受ける試験体はせん断面付近での繊維直交方向の引張応力などの作用で破壊が始まろうとする状態を母材が拘束する抵抗機構が働いているものと考えられる。この現象は前章の斜め嵌合接合部試験でも確認された。

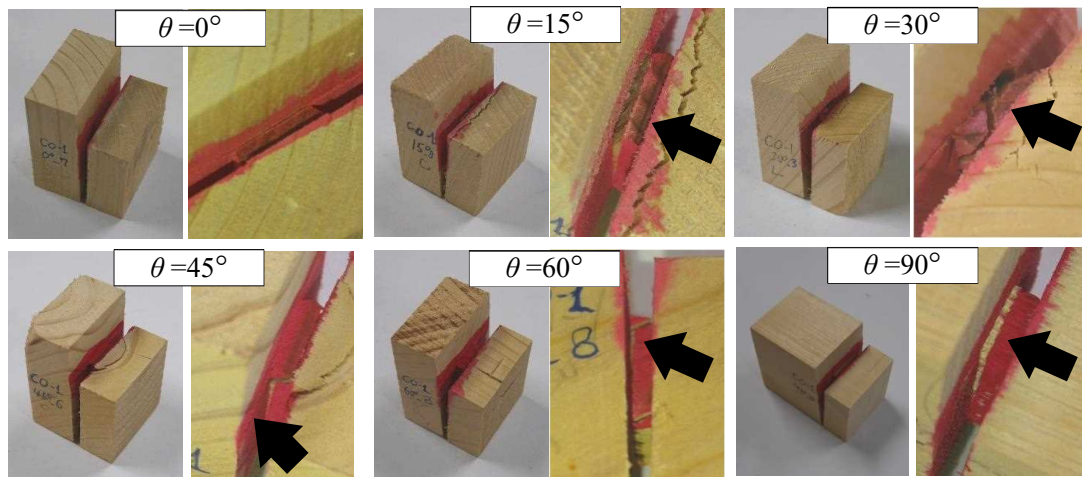


図 3-17 N シリーズ 破壊状況

図 3-18 に L、W、T1.5、T2.0、T2.5 シリーズの代表的な破壊状態を示す。破壊状態はおおむね N シリーズと同様であったが、せん断高さの高い L 及び T シリーズではスリット部の割れが上下に発生しやすい傾向が見られた。また、L60_03 の様に支持側上部の割れが母材に進展する破壊が生じた試験体も見られた。T2.5 シリーズの一部の試験体はスリット側面中央付近に亀裂が生じる現象がみられた。尚、T2.0 シリーズの荷重角度 60° と T2.5 シリーズの荷重角度 45° の試験体にて加力中に母材が大きく変形する現象が見られたため、最大応力付近の剛性は本来より小さく観測されていると考えられる。

L
シリーズ



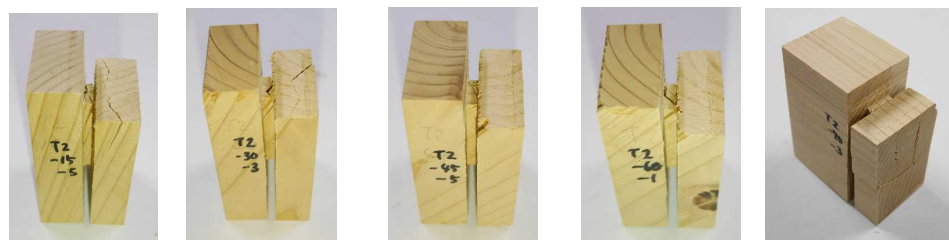
W
シリーズ



T1.5
シリーズ



T2.0
シリーズ



T2.5
シリーズ



図 3-18 各シリーズの代表的な破壊状況

3.2.3 最大応力－繊維角度関係

実験結果に基づくせん断強度とその平均を図 3-19 に示す。比較のため材料試験のせん断強度も併記する。3.2.1 でも述べたとおり T2.5 シリーズの $\theta=45^\circ$ 及び 90° は、試験体の支持側母材の破損又は加力治具内での回転が生じていたため、参考値である。実験結果について N シリーズに注目すると $\theta=0^\circ$ はせん断面が小さいため材料内のばらつきの影響と思われるせん断強度ばらつきの大きさがみられるものの、平均値はいす型せん断試験とほぼ同じであり、スリット付きであってもいす型せん断試験と概ね同条件で加力できていると考えられる。また、平均値では $\theta=15^\circ$ で極小値を取り、それ以降は上昇する現象がみられた。

N シリーズ以外での平均せん断強度は 0.9N/mm^2 程度大きい 7.62N/mm^2 となった、また、せん断強度に対し $\theta=0^\circ$ 時の最大応力の平均値が異なるシリーズもあった。

荷重角度 $15\sim 90^\circ$ では T シリーズが最も高く、W シリーズが最も小さく、L シリーズはその中間的な結果となった。これは、前章及び本章の試験体破壊状況から斜めのせん断強度はせん断面ではなく、母材内部の抵抗機構で決まると推測されており、せん断面の側面のせん断拘束効果が大きく影響しているためと思われる。

N シリーズとせん断面の幅と高さの比が同じ L シリーズと比較すると、L シリーズは $\theta=0^\circ$ 以外では材料のせん断強度の差以上に大きな値となっており、角度が大きくなるに従いその差は大きくなる。W シリーズ試験では、 $\theta=0\sim 30^\circ$ では N シリーズより強度が小さくなり、 $\theta=45^\circ$ 以降では大きくなる結果となった。

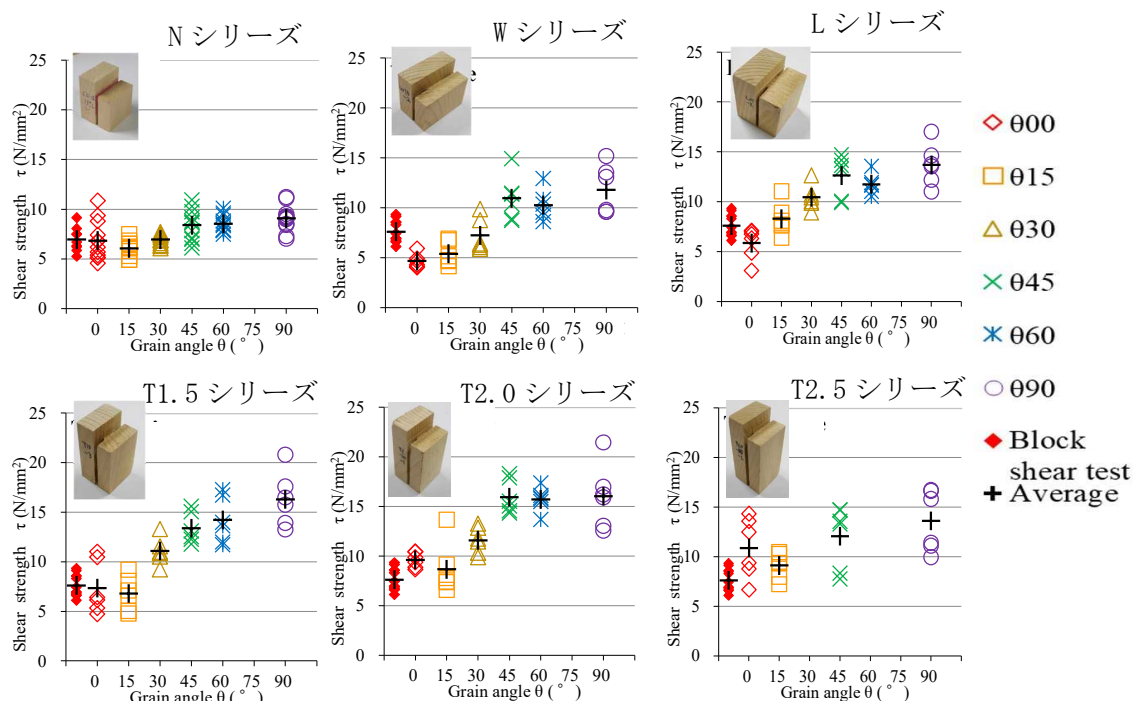


図 3-19 せん断強度－繊維角度関係

N シリーズ以外では繊維角度によりばらつきの大きいシリーズが存在するが規則性は認められない。W シリーズ $\theta=45^\circ$ 及び T2.0 シリーズ $\theta=15^\circ, 90^\circ$ など特に最大応力の大きな試

験体が存在するのでスミルノフ・グラブス検定にて有意水準 $\alpha=0.05$ (5%) として外れ値の検討を行った。結果いずれも有意水準 $\alpha=0.05$ を上回っていたため、測定結果の棄却は出来ない。結果の平均値に着目すると、これまでと同様に荷重角度 15° で一旦低下したあと荷重角度の増大とともに強度が増大するのがわかる。

各荷重角度における試験体のせん断高さとせん断強度の関係を図 3-20 に示す。さらに線形近似を行いその直線を合わせて示す。T2.5 シリーズの荷重角度 $\theta=45^\circ$ 及び 90° は前述の理由より近似の対象から外している。せん断高さは各試験体の実測値としている。

荷重角度 $\theta=0^\circ$ においてせん断高さが大きくなるにつれ、直線的に上昇している傾向がみられた。杉野²⁶⁾らによるいす型せん断試験の幅と高さを変えた実験では、幅及び高さが大きくなるに従いせん断強度が低下したが、本試験では逆の結果となった。せん断幅が広くなる W、L シリーズでは同じせん断高さの N、T1.5 シリーズと比べ若干小さくなった。 $\theta=15^\circ$ 以降でも同様にせん断高さの増加に伴い直線的に増加する傾向がみられ、荷重角度 θ が大きくなると上昇する割合が大きくなる傾向が見られる。また、幅の広い W、L シリーズは同じせん断高さの N、T1.5 シリーズの差はあまり見られない。本論の試験方法でのせん断高さは $14\sim35\text{mm}$ と比較的小さいこと、せん断力が卓越する片持ち梁に近い加力となっていることから、材料の寸法効果はあまり生じず曲げ応力/曲げ強度の影響がせん断高さの増大に応じて小さくなっていると考えられる。斜め接合部の強度についてもほぞ根元の長さが強度に影響する可能性が考えられる。

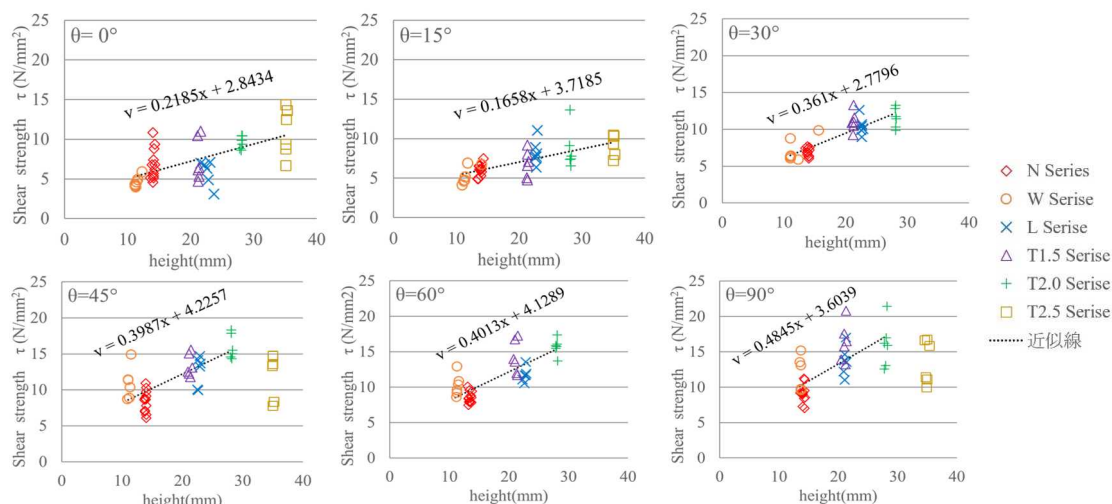


図 3-20 せん断強度-せん断高さ関係

図 3-21 に N シリーズにおける最大せん断応力 τ と年輪傾角 θ_r の関係を示す。年輪傾角 θ_r は図 3-22 に示す様にスリットの上面中央付近のせん断面と年輪の T 方向のなす角を分度器で計測した。荷重角度 $\theta=0^\circ$ 及び 90° において年輪傾角が大きくなるに従い最大せん断応力が低下する傾向が見られたが、 $\theta=15^\circ\sim 60^\circ$ の中間角度では年輪傾角による明確な影響は確認できなかった。原因は不明であるが、斜めせん断を受ける場合、その強度発現メカニズムは年輪傾角に依存しない事が推察される。

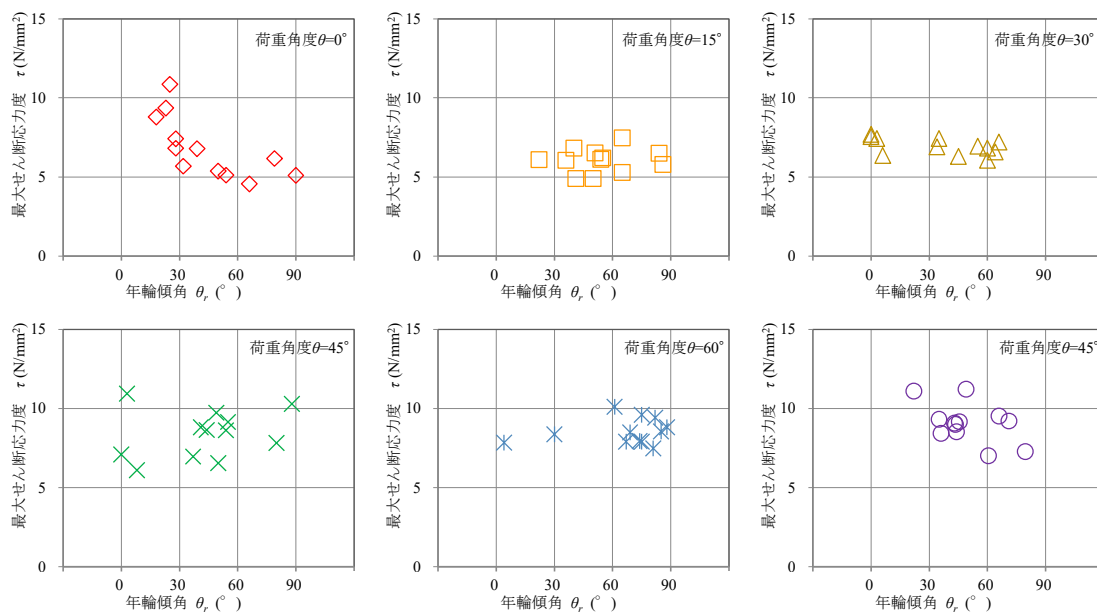


図 3-21 N シリーズ 最大せん断応力年輪傾角関係

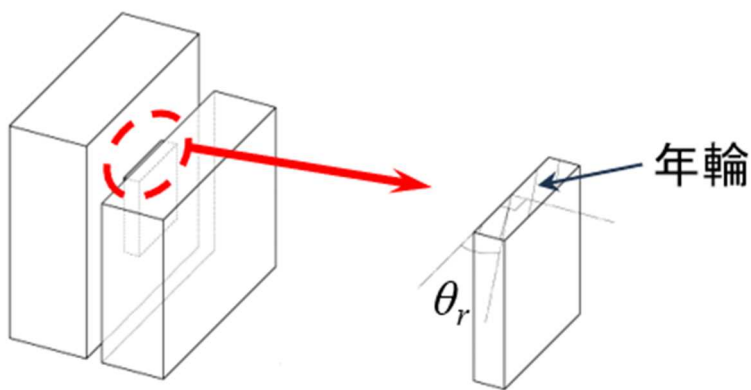


図 3-22 年輪傾角 θ_r の計測方法

3.3 解析

3.3.1 既往式との比較

実験結果について Hankinson 式及び Tsai-Hill 式との比較を行った。

Hankinson 式は式(3.1)であらわされる。ここでは $\theta=0^\circ$ 及び $\theta=90^\circ$ の平均を τ_0 、 τ_{90} として $n=1.5, 2.0, 2.5$ について表示した。

$$\tau_\theta = \frac{\tau_0 \cdot \tau_{90}}{\tau_0 \sin^n \theta + \tau_{90} \cos^n \theta} \quad (3.1)$$

ここで、 τ_θ は荷重角度 θ 時のせん断強度、 τ_0 は荷重角度 0° 時のせん断強度、 τ_{90} は荷重角度 90° 時のせん断強度、 n は階乗の指数で応力の種類により 1.5~2.5 の値を取る。

Tsai-Hill 式は繊維方向、繊維直交方向、せん断応力の相互作用を考慮する式である。ここで試験体スリット部における加力方向の座標系と繊維方向の座標変換を図 3-23 に示す。ここで加力方向の XY 座標系応力に対する繊維方向と繊維直交方向の LT 座標系の関係は (3.2) 式で表せる。

$$\begin{bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_T \\ \tau_{LT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 \varphi & \sin^2 \varphi & 2 \sin \varphi \cos \varphi \\ \sin^2 \varphi & \cos^2 \varphi & -2 \cos \varphi \sin \varphi \\ -\cos \varphi \sin \varphi & \cos \varphi \sin \varphi & \cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

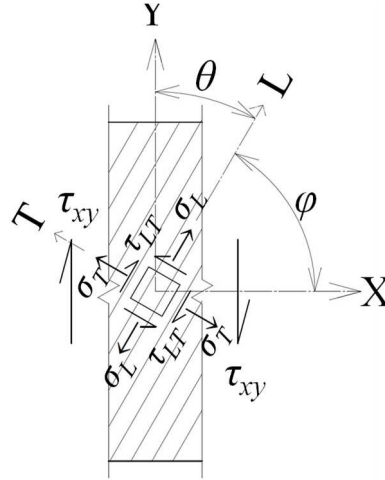


図 3-23 応力の主軸の回転

ただし、 $\varphi = \pi/2 - \theta$

ここで $\sigma_x=0$, $\sigma_y=0$ とすると LT 座標系の応力は(3.3a)~(3.3c)式で表すことが出来る。

$$\sigma_L = -2\tau_{xy} \cos \varphi \sin \varphi \quad (3.3a)$$

$$\sigma_T = 2\tau_{xy} \cos \varphi \sin \varphi \quad (3.3b)$$

$$\tau_{LT} = \tau_{xy} (\sin^2 \varphi - \cos^2 \varphi) \quad (3.3c)$$

Tsai-Hill 式は(3.4)式で表される。

$$\frac{\sigma_L^2}{F_L^2} + \frac{\sigma_T^2}{F_T^2} - \frac{\sigma_L \sigma_T}{F_L^2} + \frac{\tau_{LT}^2}{F_{LT}^2} = 1 \quad (3.4)$$

(3.4)式の σ_L , σ_T , τ_{LT} に式(3a)～(3c)式を代入し、 τ_{xy} について解くと(3.5)式になる。

$$\frac{1}{\tau_{xy}^2} = \frac{4\cos^2\varphi\sin^2\varphi}{F_L^2} + \frac{4\cos^2\varphi\sin^2\varphi}{F_T^2} + \frac{4\cos^2\varphi\sin^2\varphi}{F_L^2} + \frac{(\sin^2\varphi - \cos^2\varphi)^2}{F_{LT}^2} \quad (3.5)$$

ここで F_L , F_{LT} は表 3-2 の材料試験結果の繊維方向圧縮強度 F_C とせん断強度 F_S を、 F_T は三好らの報告²⁷⁾より繊維直交方向の引張強度の平均として $F_T=3.29\text{N/mm}^2$ とした。

実験結果の平均値と Hankinson 式を比較すると、 $n=2.0$ では比較的实验値に近い傾向がみられたが $\theta=15^\circ$ の強度の落ち込みが見られず、 $n=1.5$ では $\theta=30^\circ$ が極小値となり $\theta=45^\circ$, $\theta=60^\circ$ の実験値との乖離が大きくなった。

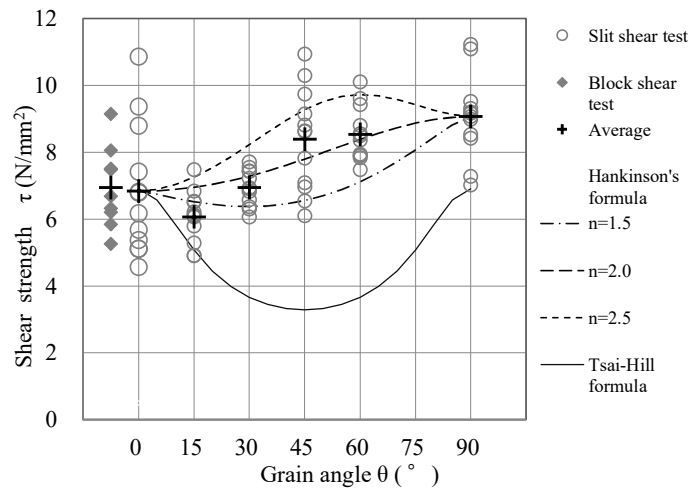


図 3-24 N シリーズの実験結果と既往式との比較

Tsai-Hill 式と実験結果を比較すると、数式の性質上 $\theta=0^\circ$ と 90° が同一値となる。また、 45° 付近で最小値を取りその値は概ね F_T となる。これは、 $\theta=45^\circ$ のとき最も強度の低い T 方向の引張応力 σ_T が最大となるためである。しかし、実験結果とは大きく異なる。これは θ がある程度大きくなると図 3-25 の左の様に θ が小さいあいだは、最も弱い繊維直交引張

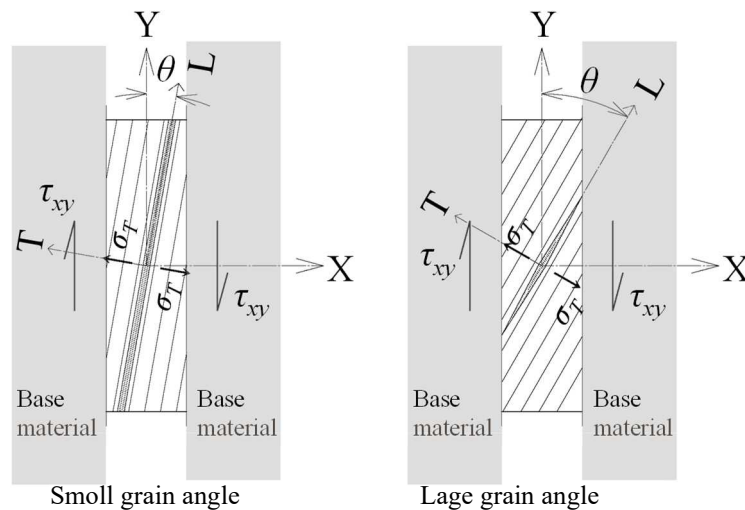


図 3-25 母材による拘束効果

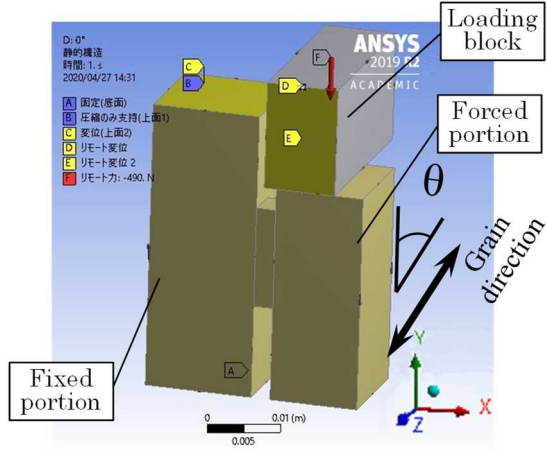
が支配的となって強度が決まるのに対し、 θ が大きくなると右に示す様に T 方向の両端のひずみが支持側及び加力側の母材で拘束されるためと考えられる。実験結果が $\theta = 15^\circ$ で極小値となる結果となった原因は、 $\theta = 15^\circ$ 付近までは、母材の拘束効果が少ないためと考えられる。

本研究で想定している斜め嵌合接合部のほぞ根元のせん断は、作用線間距離のごく短い偶力によって生じるせん断力に対する強度を想定しているので、二次元平面板を想定している Tsai-Hill 式の適用はそぐわないと考えられる。

3.3.2 FEM 解析

斜めせん断の抵抗機構を把握するため、実際の試験に即した有限要素法解析を実施し、試験体内部の応力状態を観察する。解析は ANSYS 2019.R2 を使用した。解析モデルは試験体の中心で 2 分割した片方についてモデル化した。尚、スリット幅は試験体の実測値が 2.5~2.8mm であったため、平均値となる 2.7mm とした。試験体に接する加力治具のローディングブロックも剛体としてモデル化した。有限要素法解析のモデルを図 3-26 に示す。境界条件は試験体固定部下面 A を固定とし、試験体固定部上面 B, C は Y 方向のみの圧縮とし X, Z 方向変位を拘束した。ローディングブロックは D 点にて X, Z 方向変位を拘束した。荷重はせん断試験より得られた平均せん断強度 7N/mm^2 にせん断面の面積を乗じた 490N をローディングブロックを介して鉛直下方向に加えた。材料定数は E_L を材料試験より求めた E_c とした。また、沢田²⁸⁾による研究より

解析に用いる E_R , E_T 及び G_{LR} , G_{RT} , G_{RT} を算出し、村田ら²⁹⁾の研究よりヒノキのポアソン比を設定した。表 3-5 に解析に用いた材料定数を示す。なお、実験では R 方向と T 方向を厳密に区別できないため、あえて両者とも T 方向の値とした。R 方向と T 方向の値を同値にした事による解析結果への影響については、R 方向と T 方向のヤング係数等は L 方向のそれと比べ十分に小さいため、影響は少ないと考えられる。また、R 方向は T 方向に比べヤング係数等が高いため本解析は実態よりその特徴が顕著に表れると推測される。パラメータは実験と同じ荷重角度について解析した。解析モデルの要素分割は自動メッシュ



Note: A: Fix, B, C: Restraint for compression and X, Z displacements, D: restraint for X, Z displacements, E: Symmetry, F: Load

図 3-26 FEM 解析モデル

表 3-5 材料定数

Coordinate axis	Young's modulus (N/mm ²)	Shear modulus (N/mm ²)	Poisson's ratio	Density (kg/m ³)
L	E_L 17447	G_{RT} 52	ν_{RT} 0.8	440
R/T	E_R/E_T 872	G_{LR}/G_{LT} 872	ν_{LR}/ν_{LT} 0.6	

ユにて行い、支持部および加力部は最大3mmとした。スリット部は予備解析にて2.7mmより段階的に細かくしていった結果、変形が十分に収束する0.6mmとした。 $\theta=0^\circ$ における加力部の変形は0.086mmであり、実験における最大耐力時の変形の平均値0.313mmより小さな結果となった。これは実験では加力部のローディングブロックと接触する付近の木材繊維が圧密で大きなひずみが生じたためと考えられる。解析モデルはスリット周辺の隅角部が特異点となる形状であるが、本解析では破壊部分の最大応力ではなく試験体内部の応力分布に着目するため、特異点を解消するためのフィレット処理等は実施しなかった。

図 3-27 に各試験体のミーゼス応力を示す。比較のため、各試験体の凡例の目盛りを統一させている。 $\theta=0^\circ$ のときスリットの支持側上下に応力が集中しているのに対し、 $\theta=15^\circ \sim 60^\circ$ ではスリット部から支持側の母材内部に繊維方向に添った 10N/mm^2 程度の応力帯がみられる。 90° ではスリットの上下端から繊維方向に応力が広がるのが確認出来る。

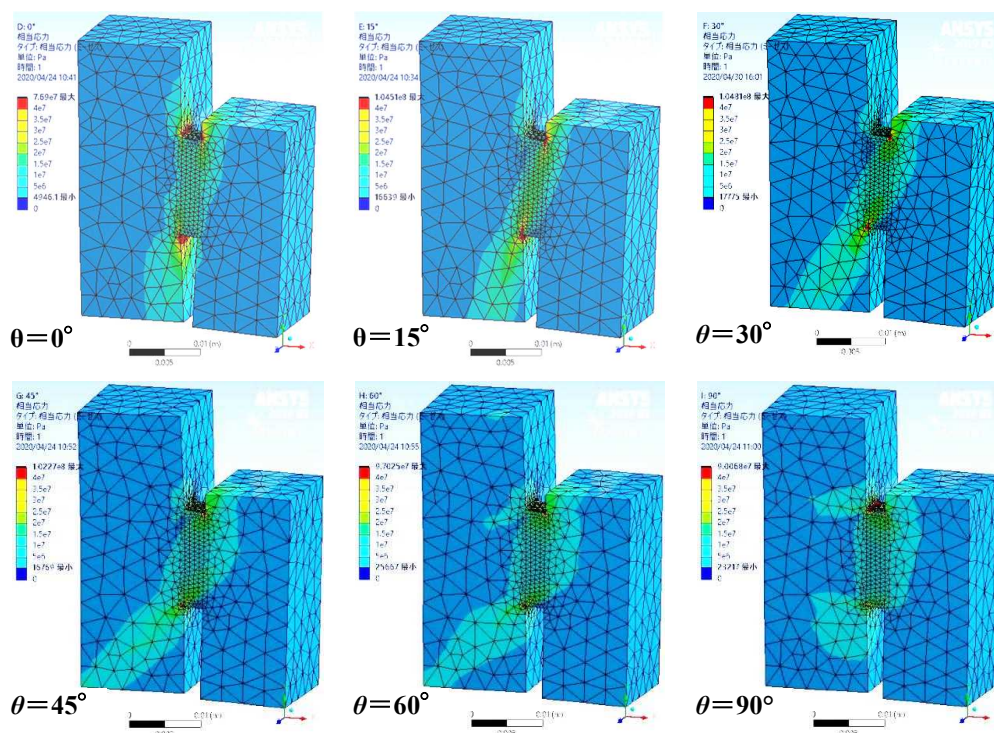


図 3-27 N シリーズミーゼス応力図

図 3-28 に試験体の中央切断面のせん断応力度分布を示す。試験体の加力方向である鉛直下向きを正とし、材料試験で得られたせん断強度の平均値 7N/mm^2 を最大目盛として各試験体の凡例の目盛りを統一させて表示している。荷重角度 $\theta=0^\circ$ では支持側上下及びスリット内にせん断強度に近い応力が見られ、いす型せん断試験の解析結果²⁶⁾とも一致する。一方 $\theta=15^\circ$ ではスリットの加力側上部から支持側下部に向かって 7N/mm^2 を超える範囲が $\theta=0^\circ$ に比べ大きく、上下で連続している。 $\theta=30\sim 60^\circ$ では加力側上部付近と支持側下部付近にそれぞれ繊維方向に添ってせん断応力が集中し、 7N/mm^2 を越える部位が見られる。この応力集中は支持側下端より母材内部に概ね繊維方向に 13mm 程度の長さで分布している。 $\theta=90^\circ$ では加力側上部から支持側上部にかけてせん断応力の集中がみられ、上部はスリット上面より 2mm 程度下から 9mm 程度の範囲で 7N/mm^2 を越える範囲が分布している。

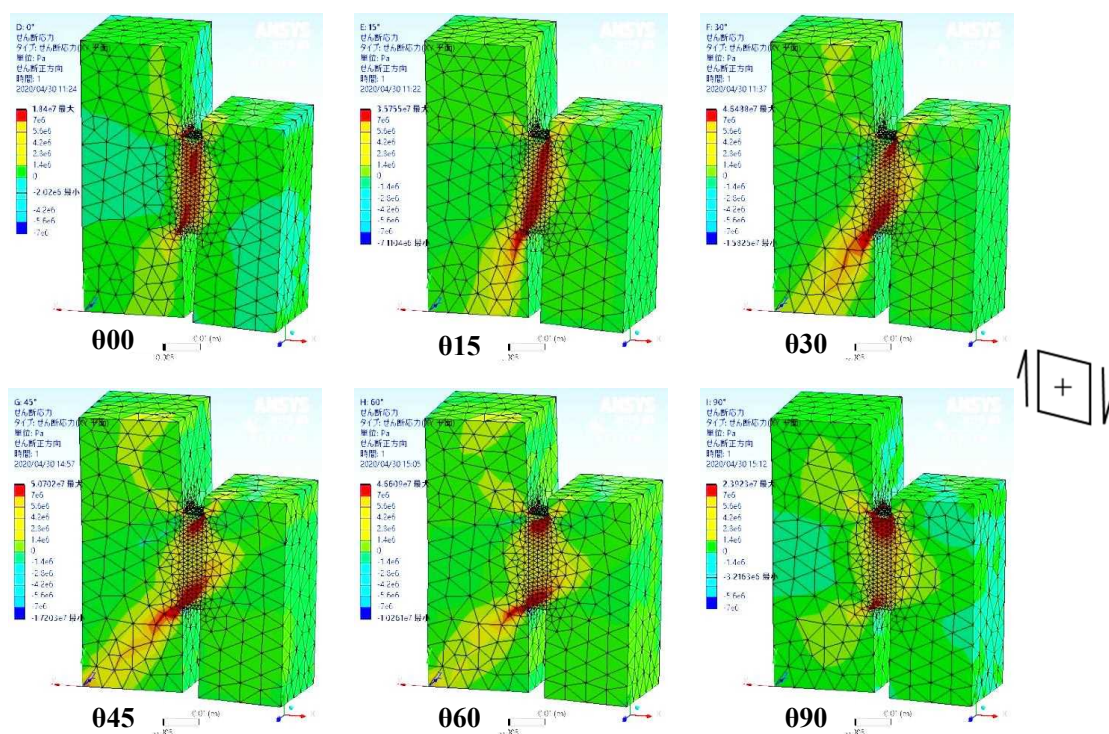


図 3-28 せん断応力图

図 3-29 に試験体のスリット付近の主応力ベクトルを示す。 $\theta=0^\circ$ では加力側上部に加えられた荷重に対し、支持側上部の上下方向の引張応力と支持側下部の上下方向の圧縮応力が生じているのが観察される。 $\theta=15\sim60^\circ$ では支持側上部では繊維直交方向の引張応力が確認出来る。一方で下部の圧縮応力部が繊維角度の増大に応じて傾斜していくのが確認でき、抵抗機構が変化しているのが確認できる。試験体の破壊状況でもこの付近に割れが生じている。一方で下部の圧縮応力部が繊維角度の増大に応じて傾斜していくのが確認され、抵抗機構が変化しているのが確認できる。 90° ではスリット上部に再び繊維方向の引張応力が見られ、下部に繊維方向に沿った圧縮応力が見られた。

以上の様に荷重角度 $\theta=0^\circ$ 及び 90° と両者の中間角度では応力伝達が段階的に変化する事が解析結果からも明らかになった。

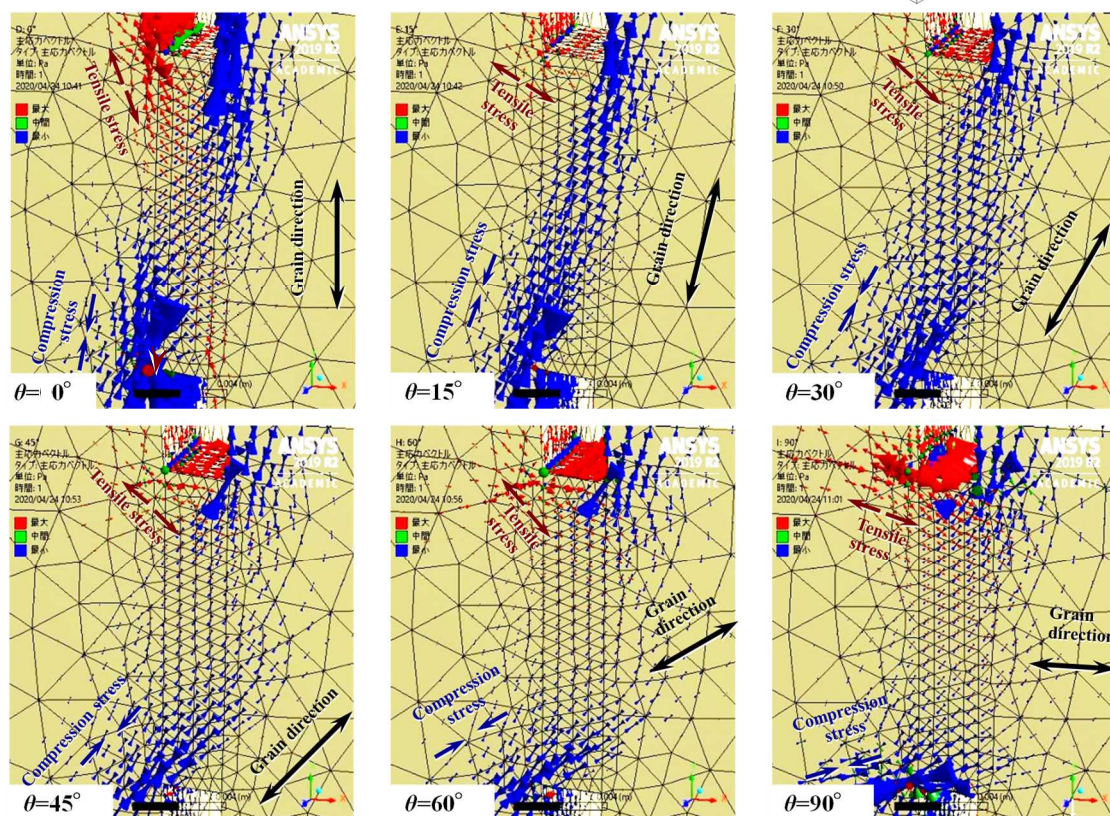


図 3-29 主応力ベクトル図

3.3.3 強度推定式の検討

有限要素法解析結果より、荷重角度 $\theta=15\sim60^\circ$ の中間角度では、支持側上部の繊維直交方向の引張力と支持側下部の繊維方向圧縮力により抵抗していると推測し図 3-30 の様な釣り合い方程式に基づく抵抗モデルを仮定した。このときの X 方向、Y 方向及びモーメントの釣り合い方程式は式 (3.6) ～(3.7) で表される。

$$\text{X 方向: } N \sin \theta - T_{CV} \cos \theta = 0 \quad (3.6)$$

$$\text{Y 方向: } N \cos \theta + T_{CV} \sin \theta - P = 0 \quad (3.7)$$

A 点まわりモーメント:

$$N \cdot x' - T_{CV} d \cdot \cos \theta + P \cdot x = 0 \quad (3.8)$$

ここで θ : 荷重角度($^\circ$)

N : 母材内部が負担する圧縮力(N)

T_{CV} : 加力部隅角の割裂耐力(N)

P : 荷重(N)

x' : A 点から N の応力中心までの距離(mm)

d : セン断面の高さ(mm)

x : セン断面から P の加力点までの距離(mm)

また、支持側下部の圧縮要素は図 3-31 の様に N_1 と N_2 に分解できる。斜め嵌合接合の耐力 P_{max} は上式を変形し割裂強度 T_{CV} もしくは下部の圧縮縁の強度 F_c の小さい方で決まると考えられる。(3.6)～(3.8)式より T_{CV} で決まる P_{max} を P_{CV} として導くと式(3.9)となる。

$$P_{CV} = T_{CV} \left(\frac{\cos^2 \theta}{\sin \theta} + \sin \theta \right) \quad (3.9)$$

T_{CV} は下式で示す割裂破壊荷重式³⁰⁾より求める。なお、文献の式は接合具の両側の割裂を想定しているため、1/2 倍としている。

$$T_{CV} = \frac{b \cdot C_r}{\sqrt{1/h_e - 1/h}} \quad (3.10)$$

ここで b : セン断面の幅(mm)

C_r : 割裂破壊定数で $C_r = 39.6\rho - 4.44$

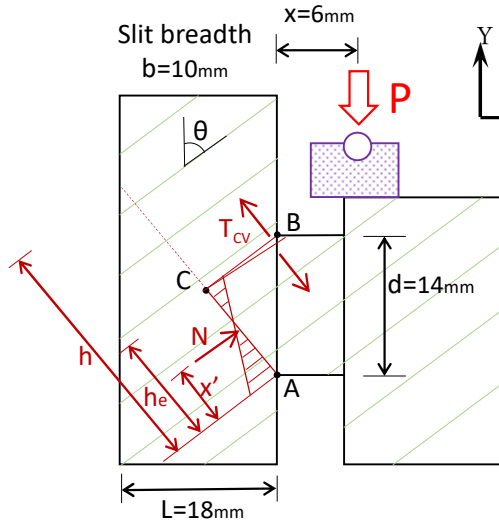
ρ : 密度で $440(\text{kg/m}^3)$ とする。

h_e : 加力側縁端距離(mm)

h : 部材せいでここでは A 点より AC の延長上の母材端までの距離(mm)

同様に式(3.6)～(3.8)より圧縮縁強度 F_c で決まる P_{max} を P_c として導くと下式となる。

$$P_c = \frac{F_c \cdot b \cdot d^2 \sin^2 \theta}{6 \left\{ x - \frac{d \sin^2 \theta}{3(\cos \theta + \frac{\sin \theta}{\cos \theta})} \right\}} \quad (3.11)$$



$$F_c = \sigma_1 + \sigma_2$$

$$N_1 = \sigma_1 \cdot b \cdot h_e = \sigma_1 \cdot b \cdot d \sin \theta$$

$$N_2 = \sigma_2 \cdot b \cdot \frac{h_e}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{4} \sigma_2 \cdot b \cdot h_e = \frac{1}{4} \sigma_2 \cdot b \cdot d \sin \theta$$

図 3-30 斜めせん断力に対する抵抗モデル

図 3-31 AC 間の応力

式(3.9)及び式(3.11)の結果の小さい方をせん断面の面積で除した式(3.12)を理論上の斜めせん断強度とする。

$$\tau_i = \min(P_{cv}, P_c) / A \quad (3.12)$$

ここで τ_i : 斜めせん断強度の理論式

A : せん断面の面積で $A = b \cdot D (\text{mm}^2)$

計算した斜めせん断強度 τ_i と実験結果を比較したものを図 3-32 に示す。なお、圧縮強度および密度は材料試験結果の $F_c = 52.39 \text{ N/mm}^2$ および $\rho = 0.44$ を用いた。 $\theta = 30^\circ$ 未満では圧縮縁でそれ以上では割裂で決まった。また、 $\theta = 30^\circ$ における両者の差は僅かであった。理論式の計算結果と実験結果を比較すると $\theta = 30^\circ$ 付近で実験結果と概ね一致するがそれ以外は乖離が見られる。

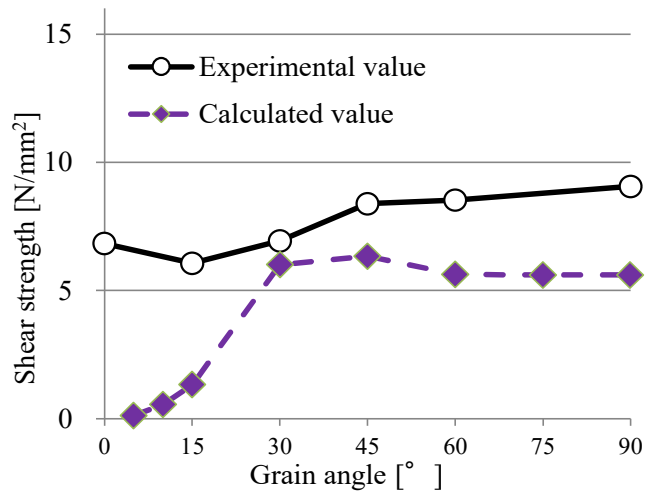


図 3-32 設計式と実験式の比較

桑村⁷⁾の行った割裂破壊線を拘束した繊維傾斜曲げ試験では割裂破壊後に曲げ破壊に移行し再度耐力が上昇する現象が確認されている。また、実験結果でも $\theta=30^\circ$ 以上では一度耐力が低下してから再び上昇し最大耐力となる試験体を確認出来る。そこで、図 3-33 に示す割裂破壊後の曲げモードのモデルを仮定しこのとき求まる強度について検討する。この仮定では荷重 P に対して繊維方向の P_1 と繊維直交方向の P_2 に分けそれぞれを AC 面にて圧縮と引張で負担する複合力を受けるため文献より式(3.13)となる。

$$\left(\frac{P_1}{A} \cdot \frac{1}{F_c}\right) + \left(\frac{P_2 \cdot l}{Z} \cdot \frac{1}{F_b}\right) = 1 \quad (3.13)$$

ここで P_1 : 荷重 P に対する繊維方向成分

$$\text{で } P_1 = P \cdot \cos \theta$$

A : AC 面の面積で $b \cdot d \sin \theta$

P_2 : 荷重 P に対する繊維直交方向成分

$$\text{で } P_2 = P \cdot \sin \theta$$

l : 曲げスパンで $l = \frac{d}{2} \cos \theta + \frac{x}{\sin \theta}$

Z : AC 面の断面係数で

$$b \cdot (d \cdot \sin \theta)^2 / 6$$

この式を P について解くと式(3.14)となる。

$$P = \frac{b \cdot d \cdot F_c}{\left(\frac{\cos \theta}{\sin \theta} + \frac{6l}{d \sin \theta}\right)} \quad (3.14)$$

また、この抵抗機構では側面の三角形の ABC 面によるせん断強度 F_s による拘束効果が期待できるため式(3.15)にせん断拘束を加味した曲げモードの P_{max} となる P_B が下式である。

$$P_B = \frac{b \cdot d \cdot F_c}{\left(\frac{\cos \theta}{\sin \theta} + \frac{6l}{d \sin \theta}\right)} + F_s A_s \quad (3.15)$$

ここで A_s : 図 3-22 におけるせん断面の両側面の三角形 ABC の面積で

$$A_s = 2d^2 \sin \theta \cdot \frac{\cos \theta}{2}$$

P_{max} が式(3.9)の割裂で決まるとき、 $P_{CV} < P_B$ であったのなら式(3.16)を採用する。この場合の理論式は式(3.15)となる

$$\tau_{il} = \max(\min(P_{CV}, P_C), P_B) / A \quad (3.16)$$

ここで τ_{il} : 割裂破壊後の曲げモードを考慮した斜めせん断強度の理論式

計算した斜めせん断強度 τ_{il} と実験結果を比較したものを図 3-34 に示す。図 3-32 と比べ $\theta=45 \sim 60^\circ$ 付近でも計算値は実験値が良く一致する様になったが、微小角度において差異が見られる。

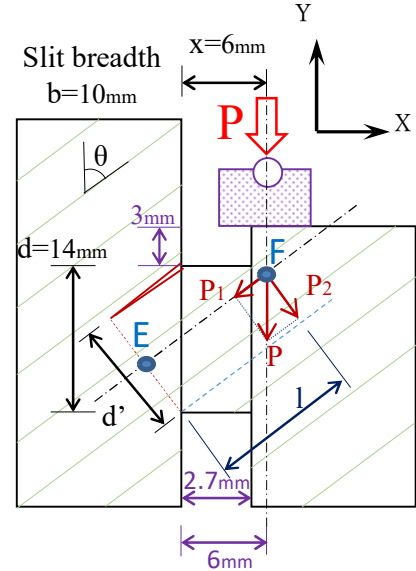


図 3-33 曲げモード力学モデル

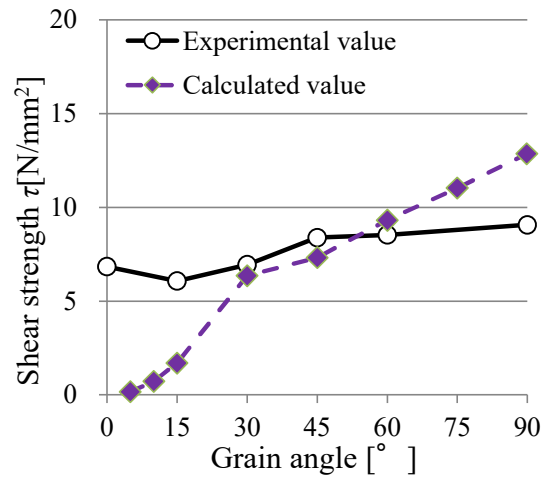


図 3-34 計算値と実験値の比較

$\theta=15^\circ$ 以下の領域について 3.3.1 の既往式との比較において図 3-35 の様に θ が小さいときはスリット以外の支持側と加力側母材拘束効果が無いもしくは小さく Tsai-Hill 式と実験値は近い結果になる事がわかっている。

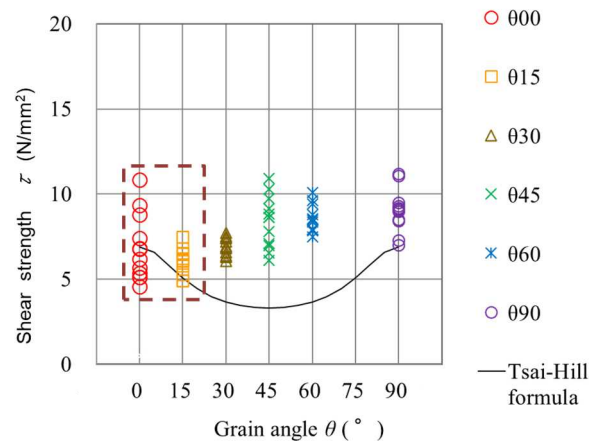


図 3-35 θ が小さい範囲の実験結果と Tsai-Hill 式

そこで θ が小さいとき Tsai-Hill 式を適用すると理論式は式(3.17)となる。

$$\tau_{i2} = \max(\max(\min(P_{CV}, P_C), P_B)/A, \tau_{TH}) \quad (3.17)$$

ここで τ_{i2} : θ が小さいときは Tsai-Hill 式が卓越すると仮定したときの
斜めせん断強度の理論式

τ_{TH} : Tsai-Hill 式より求めたせん断強度

計算した斜めせん断強度 τ_{i2} と実験結果を比較したものを図 3-36 に示す。 $\theta=90^\circ$ 以外は概ね実験値と一致する結果が得られた。

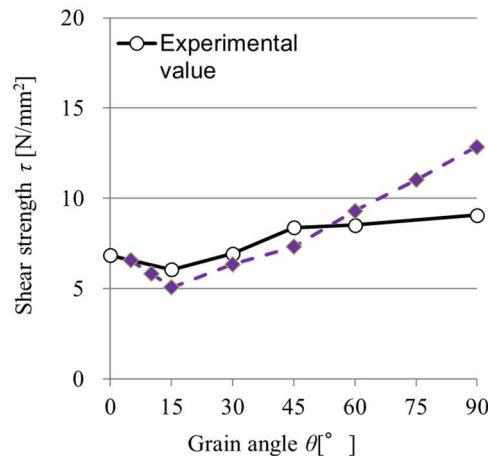


図 3-36 θ が小さいときは Tsai-Hill 式を適用したときの理論式と実験式の比較

式(3.17)を各シリーズに適用したものを図 3-37 に示す。W シリーズの $\theta = 45^\circ$ 及び T1.5 シリーズと L シリーズの $\theta = 30 \sim 45^\circ$ で実験値が理論式を上回る結果となっている。W シリーズの $\theta = 45^\circ$ については、6 体中 1 体が大きく上振れした結果であったため、その影響であると推察される。一方 T1.5 シリーズと L シリーズでは N シリーズに比べスリット幅は同じでせん断面の高さが大きくなったため、支持側の母材側だけでなく図 3-38 の楕円で囲んだ加力側の母材にも抵抗機構が働き始めたためと推察される。

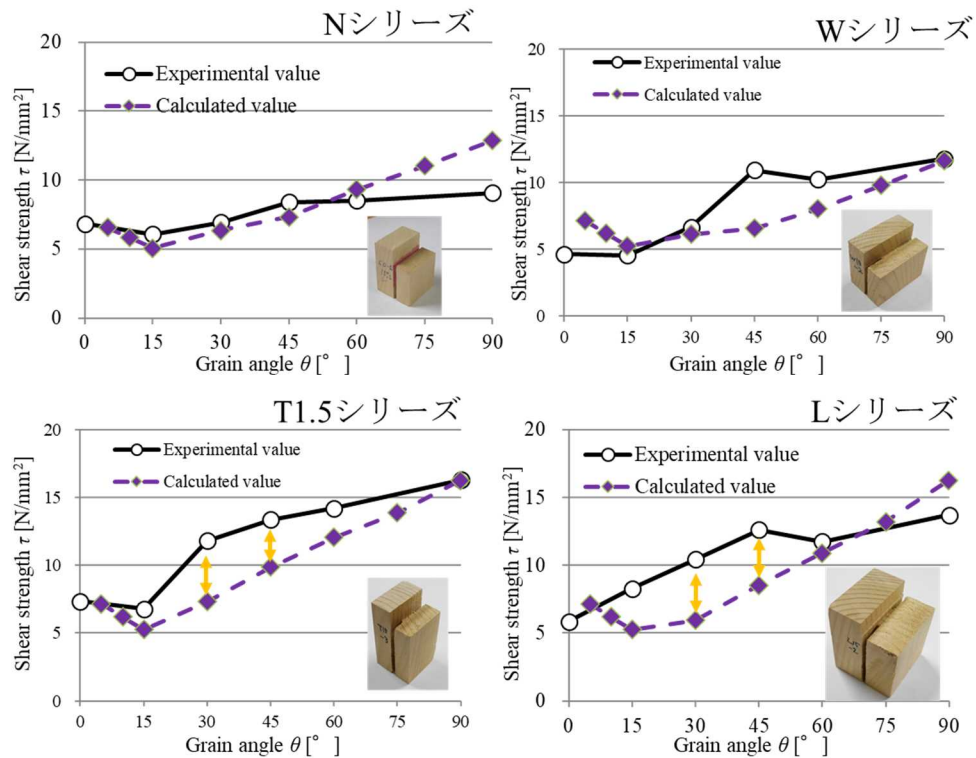


図 3-37 各シリーズと理論式と実験値の比較

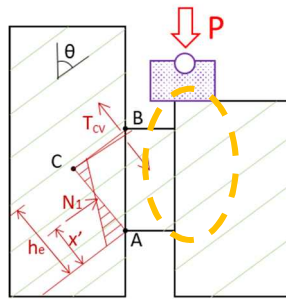


図 3-38 加力側母材の抵抗機構

以上より、木材の斜め嵌合接合部を想定した繊維斜めせん断の試験を行った結果、荷重角度 θ の変化に応じて、母材内部を含めた抵抗機構が変化しながら強度発現メカニズムが生じる事が判明した。さらにその強度発現メカニズムを数式化することが出来た。本章で提案した理論式は、加力側母材内部の抵抗機構を再現していないが、建築における斜め嵌合接合部のほぞは支持側母材のみに抵抗機構が存在するディテールのため、大きな問題にはならないと判断出来る。

3.4 まとめ

斜めの嵌合接合部において雄材の根元が繊維方向と異なる方向のせん断力を受けた場合の木材強度の強度発現メカニズムを明らかにするため、いす型せん断試験体にスリットを入れた試験体で繊維方向を変化させたせん断試験を実施し、さらに有限要素法で内部の応力状態の解析と強度発現メカニズムの理論式を提案を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・ 繊維方向と加力方向のなす角 0° の試験体では通常はいす型せん断試験と最大せん断応力ほぼ同じ結果となり、有限要素法解析のせん断応力分布とも一致し試験方法は妥当であると考えられる。
- ・ 実験では 15° で最大平均応力が低下し、そこから 90° に至るまで角度の増大に伴って最大平均応力が上昇する現象が見られた。また、角度が大きくなるに従い剛性が低下するほか、脆性的な破壊性状から靱性的な破壊性状に変化した。
- ・ 試験体の破壊性状はスリット上部に割れが発生し、母材が支持側から加力側に孕み出す現象がみられた。
- ・ せん断面の寸法を変化させた試験体はせん断高さの増大に応じて直線的に最大応力が大きくなる結果となった。
- ・ 実験結果と Hankinson 式及び Tsai-Hill 式を比較結果、Tsai-Hill 式とは試験体が繊維直交引張を母材が拘束するため $\theta = 15^\circ$ 未満以外では実験値より小さくなり、Hankinson 式とは、乗数 $n=2$ で実験値と比較的近い傾向が見られたが $\theta = 15^\circ$ の最大応力の落ち込み見られず、両者とも実験結果とは異なる結果となった。
- ・ 有限要素法解析を実施した結果、荷重角度 $\theta = 0^\circ$ から角度が生じると、せん断応力分布が変化した他、引張側主応力が繊維方向から繊維直交方向に変化し、抵抗機構が変化する事が見てとれた。
- ・ 斜めせん断の強度はせん断面ではなく、支持側の母材内部において、上部に生じる繊維直交引張と下部に生じる繊維方向圧縮等の抵抗機構で決まると推測された。
- ・ 試験体の破壊性状と FEM 解析による応力分布を基に釣り合い方程式及び Tsai-Hill 式等の組み合わせた強度発現メカニズムを想定し理論式を提案し実験結果と近い結果を得た。せん断長さが大きくなると加力側母材の抵抗機構が無視できなくなるのが判明したが、本論文の目的である斜め嵌合接合部のせん断強度の推定のさいにはおおきな問題とならない要素であった。

斜め嵌合接合部を想定した加力条件下における、斜めせん断力を受ける木材の強度発現メカニズムを概ね解明できた。

第4章 木造 20m超スパントラスの2段合掌尻仕口に関する実験的検証

4.1 試験の目的

これまで第2章で比較的小断面の斜め嵌合接合部のせん断試験を行い強度推定式の提案を行った、第3章では小試験体による斜めせん断の試験を通じて強度発現メカニズムを解析した。しかし、第3章は小試験体による試験であり、第2章でもトラス架構で用いられる接合部より小型の試験体による結果である。また、いずれも試験体の破壊される部位付近の欠点を避けて製作したもので、実大の仕口での性能も確認する必要がある。そこで、実際の木造トラスの仕口を通じて斜め嵌合接合部の実験と解析を行う。本章の実験では斜め嵌合接合部のせん断破壊を意図しないが、実験において生じているほぞ根元せん断面のせん断応力について解析・検討も行い、これまで得られた知見との比較をおこなう。

第1章で述べたとおり JIS トラスにて制定されているスパンは最大 11m であるが、更に大きなスパンのトラス架構を経済的に建築する需要が高まっている。しかし、JIS トラスより大きいスパンのキングポストトラスの研究は 12m スパンの実験³¹⁾などに限られており、十分な知見があるとは言い難い。そこで本章では流通材を用いたスパン 20m 超のキングポストトラスの仕様の検討にあたり、合掌尻仕口に求められる性能と形状の提案及び実験と解析結果について報告する。

4.2 予備解析と試験体計画

図 4-1 に 21m スパンのキングポストトラス案を示す。流通材のうちスギ及びヒノキ製材でコスト及び入手性の良好と考えられる幅×せいを 120mm×120～240mm の平角材で構成し、3.5 寸勾配で中央の真束と鋼棒による側束を左右に 3 本を有する形態とした。解析条件はトラスピッチを 1820mm とし、荷重は JIS A3301 の荷重条件³²⁾のうち、積雪について一般地域の多くを網羅できる 2 級を想定し固定荷重及び積載荷重は同級の範囲内で金属葺き天井ありの一般的な構成を想定した 1300N/m²、積雪荷重は一般地域積雪 90cm、単位重量 20N/cm/m²より 1800N/m²とした。部材のヤング係数は製材部分を E90 相当の 8800N/mm²、鋼材部分を 205000N/mm²とした。解析は市販の汎用平面骨組応力解析プログラムを用い、接合部はピンと仮定した。本解析条件において検定比最大要因の判定を行うと、長期 $1300/1.1=1181 < \text{中短期(短期積雪時)} (1300+1800)/1.6=1938$ となり短期積雪時が卓越する。図 4-2 にフレーム解析で求まる短期積雪時の軸力・支点反力を示す。合掌尻部分の登り梁軸力は 167.4kN の圧縮、端部の下弦材は 155.4kN の引張となった。以降の検討では応力負担が可能な合掌尻仕口を考案し、その実大サイズの接合部実験と応力変形解析について述べる。

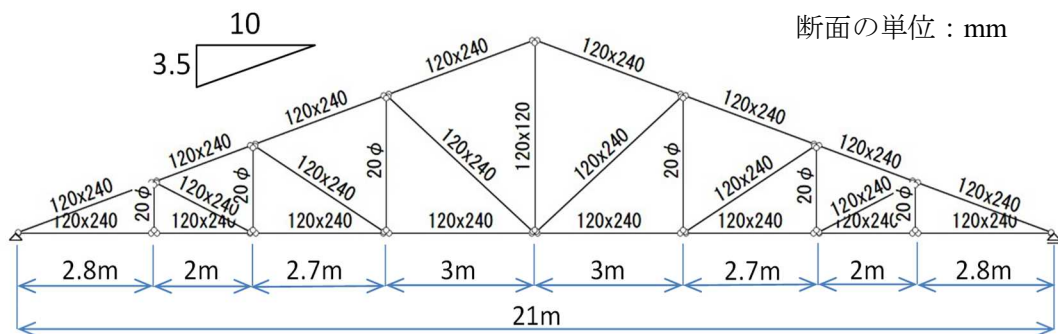


図 4-1 21m スパンキングポストトラス案

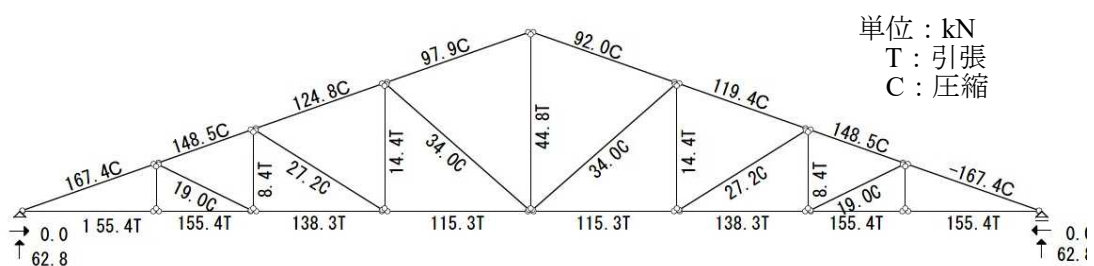


図 4-2 短期積雪時の軸力・支点反力

21m スパンキングポストトラスで求めた合掌尻仕口の登り梁軸力に、余裕を持たせた短期積雪時軸力 180kN に耐えられる合掌尻仕口を JIS トラスと同じ斜め嵌合接合で計算³³⁾すると、応力伝達に必要な登り梁のほぞ胴付き面はヒノキ製材を使用した場合で幅 65mm 深さ 220mm となった。この寸法を確保するには図 4-3 の様に下弦材に 120mm×300~390mm 程度の断面寸法が必要となり、前述の比較的流通の多いスギやヒノキの平角製材などを用いることができない上、ほぞとほぞ穴形状も一般的なプレカット加工機的能力を超えコスト的に不利になる。合掌尻仕口の計算内容を図 4-4 に示す。計算ではほぞ木口面の支圧が卓越し検定比 0.95 となっている他、下弦材のほぞ穴側面の引張の検定も 0.91 と余裕がなく下弦材の端抜けせん断も検定比 0.86 となっており、計算上ほとんど余裕のない設計となっている事がわかる。

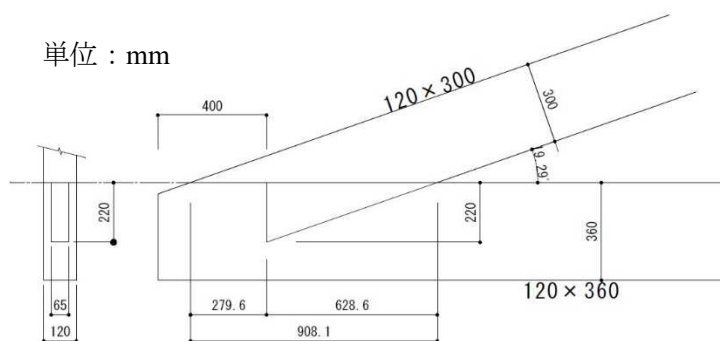


図 4-3 21m スパンの合掌尻の軸力を満たす仕口形状

合掌尻等斜め接合部の検討									
検討箇所		合掌尻				合掌材料		ヒノキ JAS製材	
合掌梁の角度 θ	3.50 寸			0.337 rad				E90	
合掌梁の寸法	B	120	D	300 (mm)		下弦材材料		ヒノキ JAS製材	
ほぞ幅×深さ	b	65	d	220 (mm)				E90	
下弦材寸法	B'	120	D'	390 (mm)		圧縮基準強度	Fc	24.6 (N/mm ²)	
下弦材せん断長さ	Lg	400				引張基準強度	Ft	18.6 (N/mm ²)	
離れ防止ボルト	M16 - 1本					曲げ基準強度	Fb	30.6 (N/mm ²)	
同座金	70	×	70	×	9 (mm)	せん断強度	Fs	2.1 (N/mm ²)	
合掌梁の軸力 N _{AB}						めり込み強度	F c v	11.2 (N/mm ²)	
長期	80,000	短期地震/風	0	短期積雪	180,000 (N)	座金支圧強度	F c v '	16.7 (N/mm ²)	
合掌梁のせん断力						支圧強度(繊維方向)	Fe0	22.4 (N/mm ²)	
長期	3,300	短期地震/風	0	短期積雪	9,000 (N)	支圧強度(繊維直角)	Fe90	11.2 (N/mm ²)	
P _A	3,115		0		8,495 (N)	密度	ρ	370 (kg/m ³)	
上弦材と下弦材の接合部の働く応力									
N _{AB} ・cos θ = T _{AE} =						ボルト	断面(mm ²)	F t (N/mm ²)	長期(N) 中短期(N) 短期(N)
長期	75,509	短期地震/風	0	短期積雪	169,895 (N)	M12	85	235	13,282 19,923 19,923
P _A +N _{AB} ・sin θ = V _A =						M16	151	295	29,642 44,462 44,462
長期	29,543	短期地震/風	0	短期積雪	67,958 (N)	M20	236	235	36,895 55,343 55,343
ほぞ胴付き面の負担支圧力 N _c					μ = 0.35	M22	285	235	44,643 66,964 66,964
N _c = T _{AE} ・μ・V _A =					※ θ ≦ 15° のときは μ = 0 とする	M24	339	235	53,129 79,693 79,693
長期	65,169	短期地震/風	0	短期積雪	146,109 (N)	ボルト無し	0	0	0 0 0
①ほぞ胴付き面の支圧強度の検討							※断面積は実径の75%で計算		
F _{eθ} = $\frac{F_{e0} \cdot F_{e90}}{F_{e0} \cdot \sin^2 \theta + F_{e90} \cdot \cos^2 \theta}$					= 20.20 (N/mm ²)		Ft		
l _{fθ}	6.73	s _{fθ}	13.46	s _{sfeθ}	10.77 (N/mm ²)	SNR400	235		
支圧面積A _c = 14300 (mm ²)						SNR490	295		
N _c /(A _c ・f _{eθ1}) =									
長期	0.68	短期地震/風	0.00	短期積雪	0.95	・・・ OK			
②下弦材端部のせん断面の検討									
有効せん断長さL _s = 300 (mm)					※L _g =200mm以上は超過分を1/2にして加算し400mmを超える部分は加算しない				
せん断面積 As = 300 × (220 × 2 + 65) = 151,500 (mm ²)						合掌材側 座金支圧強度			70.70 °
N _c /(A _s ・f _θ) =						座金支圧方向と繊維の角度	θ 1 =	1.234 rad	
長期	0.61	短期地震/風	0.00	短期積雪	0.86	・・・ OK			
ほぞ穴両側部分の引張断面積 At2 = 12,100 (mm ²)						F _{cθ} = $\frac{F_{e0} \cdot F_{e90}}{F_{e0} \cdot \sin^2 \theta + F_{e90} \cdot \cos^2 \theta}$			
ほぞ穴下端位置のせん断面積 A s 2 = 36,000 (mm ²)						= 11.85 (N/mm ²)			
N _c /(A _{ss} ・f _s +At2・f _θ) =									
長期	0.65	短期地震/風	0.00	短期積雪	0.91	・・・ OK			
③合掌梁のほぞ入隅部からの割裂の検討									
T _{CV} = N _c ・sin θ =						下弦材側 座金支圧強度			
長期	21,529	短期地震/風	0	短期積雪	48,267 (N)	座金支圧方向と繊維の角度	θ 1 =	90.00 °	1.571 rad
he = d・cos θ =	207.6			H = 300 B = 120		F _{cθ} = $\frac{F_{e0} \cdot F_{e90}}{F_{e0} \cdot \sin^2 \theta + F_{e90} \cdot \cos^2 \theta}$			
Cr = 0.03959 × ρ -	4.438			= 10.210 (N/mm ² ・1.5)		= 11.20 (N/mm ²)			
割裂終局耐力 P _{uk} = B・Cr・√(1/he-1/H) = 31,822 (N)					※片側割裂なので2は乗じず				
l _{Pak}	10,607	s _{Pak}	21,214	ss _{Pak}	16,972 (N)				
離れ防止ボルトの強度									
A _e = 150.72 Ft = 295									
ボルトの引張耐力 Ta = Ae・ft =									
l _{Ta}	29,642	s _{Ta}	44,462	ss _{Ta}	44,462 (N)				
座金のめり込み検討 Acv = 4900 (mm ²)									
N _{cv} = Acv・f c v =									
長期	27,277	短期地震/風	54,553	短期積雪	43,643 (N)				
T _{cv} /(P _{ak} +min(T _a ,N _{cv})) =									
長期	0.57	短期地震/風	0.00	短期積雪	0.80	・・・ OK			

図 4-4 合掌尻の計算内容

そこで、図 4-5 の様に入手性に優れる 120mm×240mm の平角製材を用いることを想定し、登り梁を上下 2 段とし、それぞれにほぞを設けて荷重を分散させるディテールを考案した。この場合、それぞれの登り梁の負担軸力を 1/2 の 90kN と仮定して同様の計算をすると必要なほぞ幅×深さはスギ製材 E70 を使用した場合 70mm×120mm となり、下弦材断面も 120mm×240mm で可能となる。図 4-6 に 2 段合掌尻仕口の片方について計算した詳細を示す。計算ではほぞ木口面の支圧強度が卓越しその検定比は 0.93 であった。

この 2 段合掌尻仕口の力学的性能を確認するための接合部要素実験を行った。

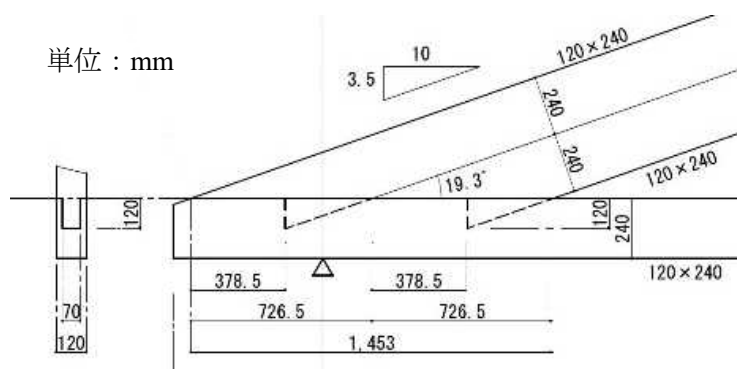
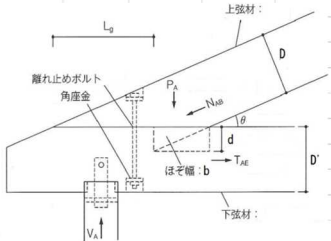


図 4-5 登り梁を上下 2 段としたときの仕口形状

合掌尻等斜め接合部の検討					合掌尻		合掌材料		スギ JAS製材	
検討箇所									E70	
										
合掌梁の角度 θ					3.50 寸		0.337 rad			
合掌梁の寸法					B 120		D 240 (mm)		下弦材材料	
ほぞ幅×深さ					b 70		d 120 (mm)		ヒノキ JAS製材	
下弦材寸法					B' 120		D' 240 (mm)		E90	
下弦材せん断長さ					Lg 350					
離れ防止ボルト					M16 - 1本					
同座金					70 × 70		90,000 (mm)			
合掌梁の軸力 N_{AB}										
長期					40,000 短期地震/風		0 短期積雪		90,000 (N)	
合掌梁のせん断力										
長期					1,650 短期地震/風		0 短期積雪		4,500 (N)	
P_A					1,557		0		4,247 (N)	
上弦材と下弦材の接合部の働く応力										
$N_{AB} \cdot \cos \theta = T_{AE} =$					長期 37,754 短期地震/風		0 短期積雪		84,947 (N)	
$P_A + N_{AB} \cdot \sin \theta = V_A =$					長期 14,771 短期地震/風		0 短期積雪		33,979 (N)	
ほぞ胴付き面の負担支圧力 N_c					$\mu = 0.35$					
$N_c = T_{AE} \cdot \mu \cdot V_A =$					長期 32,584 短期地震/風		0 短期積雪		73,055 (N)	
①ほぞ胴付き面の支圧強度の検討									※断面積は実径の75%で計算	
$F_{e\theta} = \frac{F_{e0} \cdot F_{e90}}{F_{e0} \cdot \sin^2 \theta + F_{e90} \cdot \cos^2 \theta} =$					17.49 (N/mm ²)					
$\frac{f_{e\theta}}{f_{e0}} = \frac{5.83}{11.66} =$					Safe θ 9.33 (N/mm ²)		SNR400		235	
支圧面積 $A_c =$					8400 (mm ²)		SNR490		295	
$N_c / (A_c \cdot f_{e\theta}) =$					長期 0.67 短期地震/風		0.00 短期積雪		0.93 . . . OK	
②下弦材端部のせん断面の検討										
有効せん断長さ $L_s =$					275 (mm)		※ $L_g=200$ mm以上は超過分を1/2にして加算し400mmを超える部分は加算しない			
せん断面積 $A_s =$					$275 \times (120 \times 2 + 70) =$		85,250 (mm ²)			
$N_c / (A_s \cdot f_s) =$					長期 0.55 短期地震/風		0.00 短期積雪		0.77 . . . OK	
ほぞ穴両側部分の引張断面積					$A_{t2} = 6,000$ (mm ²)					
ほぞ穴下端位置のせん断面積					$A_{s2} = 33,000$ (mm ²)					
$N_c / (A_{ss} \cdot f_s + A_{t2} \cdot f_t) =$					長期 0.54 短期地震/風		0.00 短期積雪		0.76 . . . OK	
③合掌梁のほぞ入隅部からの割裂の検討										
$T_{CV} = N_c \cdot \sin \theta =$					長期 10,764 短期地震/風		0 短期積雪		24,134 (N)	
$he = d \cdot \cos \theta =$					113.3		$H = 240$ $B = 120$			
$Cr = 0.03959 \times \rho =$					4.438		$= 8.231$ (N/mm ^{1.5})			
割裂終局耐力 $P_{uk} = B \cdot Cr \cdot \sqrt{1/he - 1/H} =$					14,465 (N)		※片割割裂なので2は乗じず			
$L_{P_{ak}} 4,822$ $S_{P_{ak}} 9,643$ $SS_{P_{ak}} 7,715$ (N)										
離れ防止ボルトの強度					$Ae = 150.72$ $Ft = 295$					
ボルトの引張耐力 $T_a = Ae \cdot ft =$					$L_{T_a} 29,642$ $S_{T_a} 44,462$ $SS_{T_a} 44,462$ (N)					
座金のめり込み検討					$Acv = 4900$ (mm ²)					
$Ncv = Acv \cdot f_c v =$					長期 27,277 短期地震/風		54,553 短期積雪		43,643 (N)	
$Tcv / (P_{ak} + \min(T_a, Ncv)) =$					長期 0.34 短期地震/風		0.00 短期積雪		0.47 . . . OK	

4.3 試験方法

図 4-7 に 2 段合掌尻仕口の試験体概要を示す。合掌尻のほぞは図 4-5 に準じた形状とし、ほぞ根元の入隅部からの割裂防止に M16 両引きボルトを設けた。頂部は登り梁勝ちとして登り梁同士をほぞパイプ金物で登り梁同士を接続した。下弦材接合部は束勝ちとして短ほぞ差し仕口とし、短期強度 50kN のホールダウン金物 4 個で下弦材同士を緊結した。登り梁の材料はスギ機械等級区分製材 E70-SD20 である。使用材料は登り梁：スギ機械等級区分製材 E70-SD20、下弦材：ヒノキ機械等級区分製材 E90-SD15、束：スギ製材(無等級)SD20 とした。表 4-1 に各部材を縦振動法によって実測した動的ヤング係数を示す。支点は左右とも水平ローラーとし頂部より単調加力とした。試験は愛媛県林業研究センターにて実施した。加力装置を図 4-8 に示す。また、試験体の計測位置を図 4-9 及び図 4-10 に示す。合掌尻は左右対称に変位を計測しており、左側は図に示した右側と対象に配置して計測している。

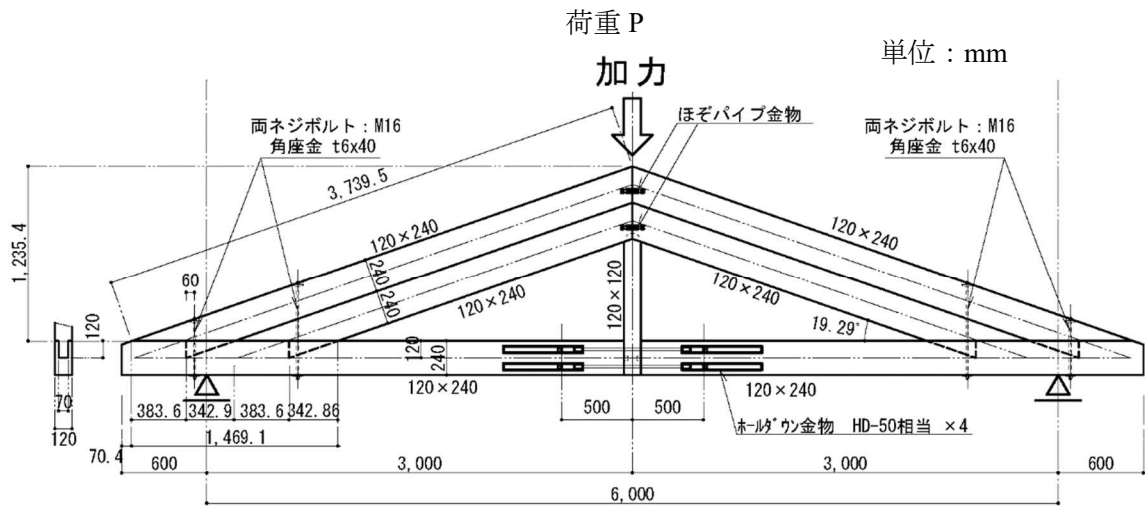


図 4-7 試験体概要



図 4-8 実験状況

表 4-1 縦振動法によるヤング係数計測結果

部位	登梁 スギ機械等級区分製材 E70-SD20				下弦材 ヒノキ機械等級区分製材 E90-SD15		束 スギ無等級 SD20
	左上段	左下段	右上段	右下段	左	右	
動的 ヤング係数 E_b [N/mm ²]	8880	9740	8860	8810	12670	10670	8400

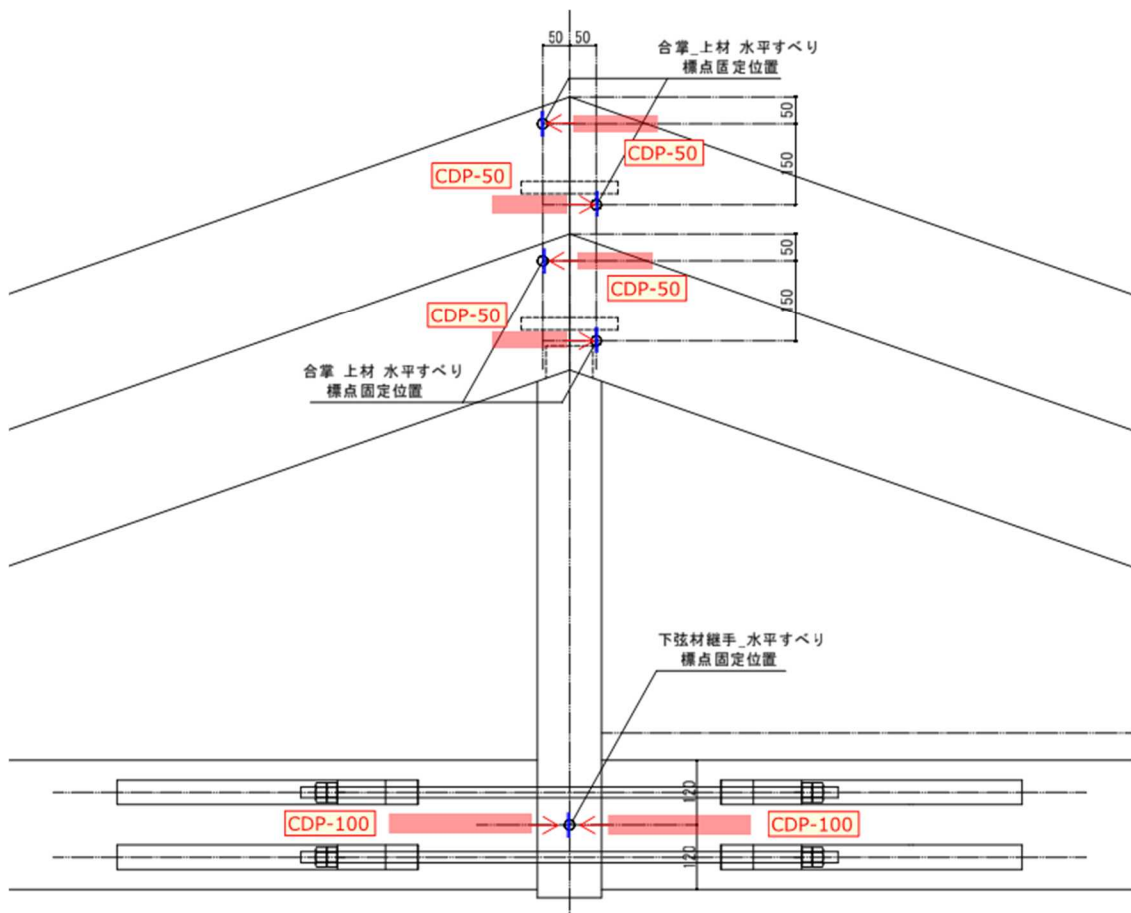


図 4-9 頂部及び下弦材継手部計測位置

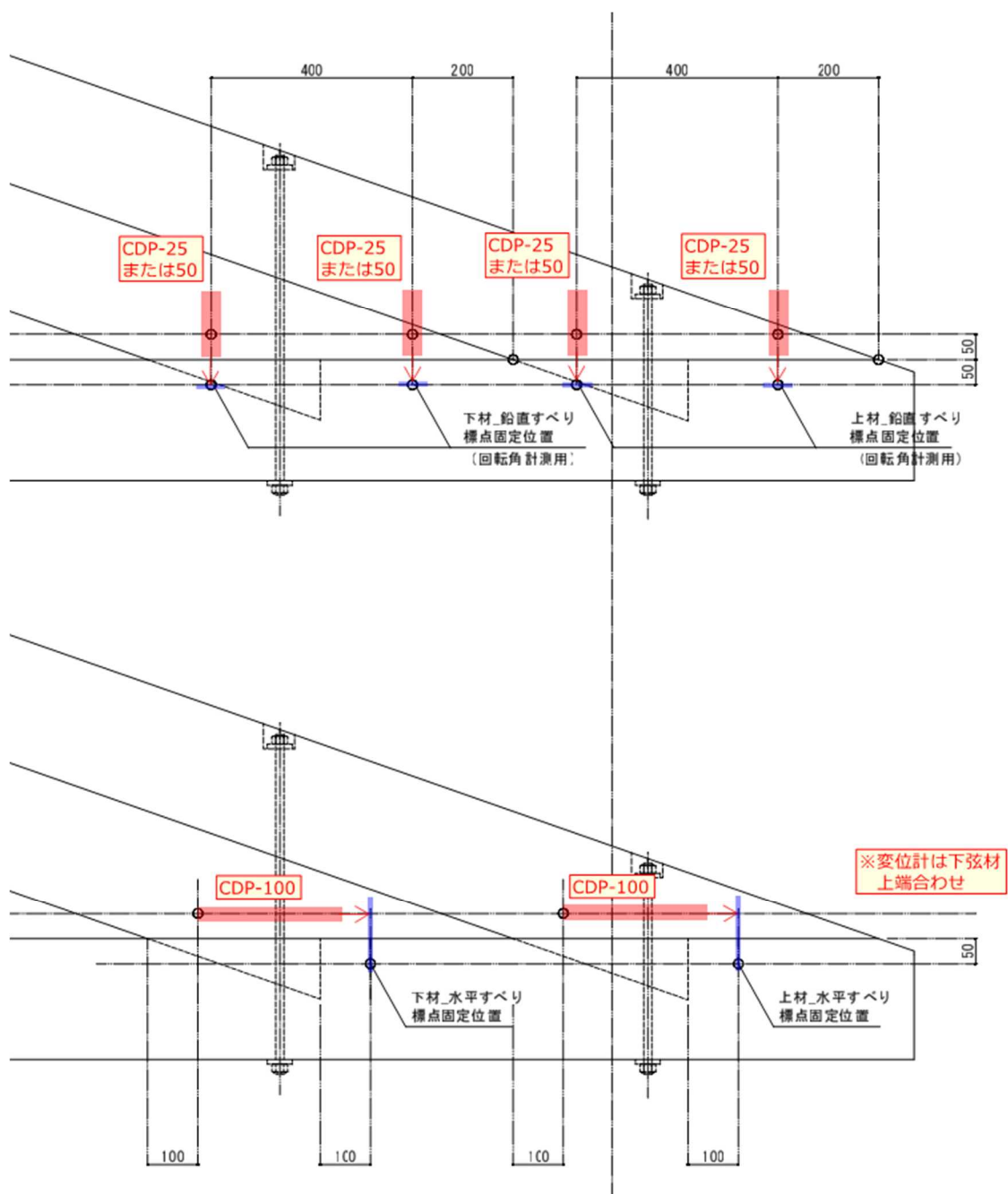


図 4-10 合掌尻計測位置図

4.4 試験結果と考察

4.4.1 材料試験結果

実験で用いる登り梁の合掌尻仕口の木口面は繊維斜め方向の圧縮を受けるので、繊維方向及び繊維直交方向及び木口が受ける角度について圧縮試験¹³⁾を行った。接合部要素実験は合掌尻仕口を左右対称に配置したため、左右それぞれの上下段計4部材について試験を行った。材料試験体は接合部要素実験後部材の損傷の無い部分から採取し、室温20℃、湿度65%の恒温恒湿室に24時間程度静置し試験を行った。試験体は辺長20×20mm、加力方向の長さ40mmの直方体として繊維方向(L)、登り梁の勾配に相当する斜め方向(19.3°)、半径方向(R)について各々6体実施した。試験は50kN万能試験機を用いて単調載荷にて行い、加力速度は1.5mm/minとした。試験の終了条件は荷重が最大荷重の80%以下まで低下する、もしくは変位5mmに達するまでとした。荷重はロードセルの値を、変位はクロスヘッドの変位を変位計にて計測した。また、試験体の両端部より辺長の1/2である10mmを除いた加力方向の長さ20mmの区間について、試験体の相対する二面にひずみゲージを貼り加力方向のひずみを計測した。また、19.3°方向の試験体は繊維斜め面にR方向試験体は柢目面にひずみゲージを貼った。

図4-11 右上段部材の圧縮荷重-変位関係に右上段部材についてL方向、19.3°方向、R方向の荷重Pとクロスヘッド変位 δ の関係を示す。代表的な破壊性状を図4-12に示す。L方向試験体は端部が横方向に押し倒されるほうき状横倒し型となった。19.3°方向では加力面および支持面より繊維方向に沿ってずれる破壊がみられた。R方向試験体は試験体の柢目面より早材がT方向に膨らむ破壊となった。表4-2に各部材の圧縮試験結果を示す。圧縮ヤング係数 E_c は応力ひずみ曲線の比例限範囲より求めた。降伏応力 σ_{cy} は比例限の傾きをひずみ0.1%オフセットさせた直線と応力ひずみ曲線の交点とし、交点を得られなかった試験体については $0.9\sigma_{max}$ を降伏点とした。尚、交点を得られなかった試験体は全てL方向で、13体あった。L方向及びR方向の降伏応力及び圧縮ヤング係数は文献³⁴⁾より大きな値となった。また、 σ_{max} についてはR方向の5mm変形時の応力を参考情報として記す。降伏応力及び圧縮ヤング係数と繊維角度の関係及びL方向とR方向の結果を既知としたHankinson式⁵⁾との比較を図4-13に示す。圧縮応力は $n=2.5$ 、圧縮ヤング係数は $n=2.0$ に近い傾向がみられた。

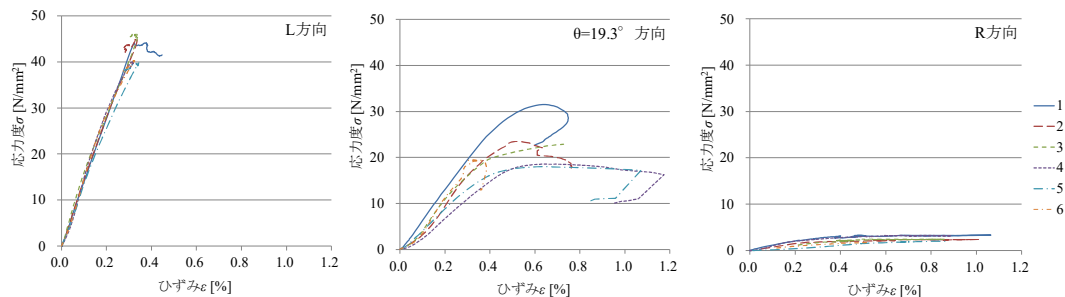


図 4-11 右上段部材の圧縮荷重-変位関係

表 4-2 圧縮材料試験結果

部材	方向	試験 体数	最大応力 σ_{max} N/mm ²	降伏応力 σ_{cy} N/mm ²	圧縮ヤング 係数 E_c kN/mm ²	密度 kg/m ³	含水率 %
左上段	L	6	40.65 (1.90)	38.82 (2.71)	12.28 (1.48)	411 (24.1)	10.49 (0.49)
	19.3°	6	25.57 (3.85)	23.17 (3.47)	6.00 (0.69)	396 (32.5)	10.79 (0.39)
	R	6	3.24 (0.66)	2.36 (0.49)	0.83 (0.31)	392 (20.6)	11.12 (0.53)
左下段	L	6	35.15 (1.31)	32.19 (1.92)	11.25 (0.69)	342 (11.7)	11.08 (0.50)
	19.3°	6	25.22 (1.98)	23.07 (2.93)	5.70 (0.92)	385 (8.7)	12.22 (0.25)
	R	6	2.87 (0.19)	2.42 (0.28)	0.90 (0.25)	382 (10.7)	12.45 (0.27)
右上段	L	6	42.59 (2.64)	38.60 (2.78)	14.05 (1.36)	420 (8.4)	10.82 (0.77)
	19.3°	6	22.32 (4.61)	21.28 (4.54)	5.87 (1.19)	402 (34.1)	10.90 (0.37)
	R	6	3.05 (0.40)	1.99 (0.48)	0.75 (0.28)	374 (25.5)	11.82 (0.54)
右下段	L	6	40.83 (4.03)	38.74 (5.20)	12.31 (1.68)	409 (14.6)	10.06 (0.71)
	19.3°	6	23.51 (1.85)	22.08 (1.31)	5.82 (0.94)	377 (20.8)	9.87 (1.61)
	R	6	2.78 (0.54)	1.97 (0.41)	0.96 (0.47)	384 (12.6)	9.97 (1.57)
全体 平均	L		39.80	37.09	12.47	395	10.61
	19.3°		24.15	22.40	5.85	390	10.94
	R		2.99	2.18	0.86	383	11.34

結果はいずれも平均値で〇内は標準偏差

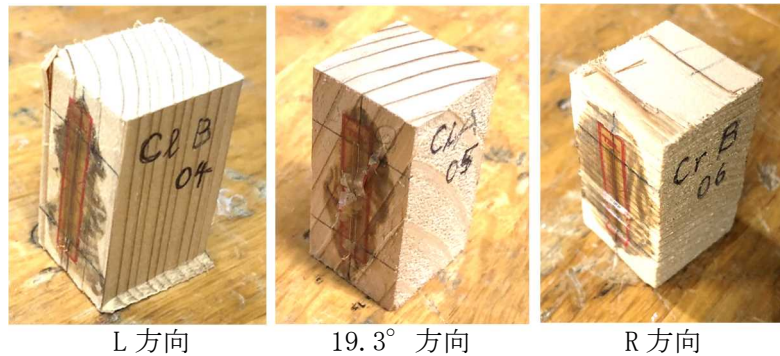


図 4-12 材料試験体の破壊状態

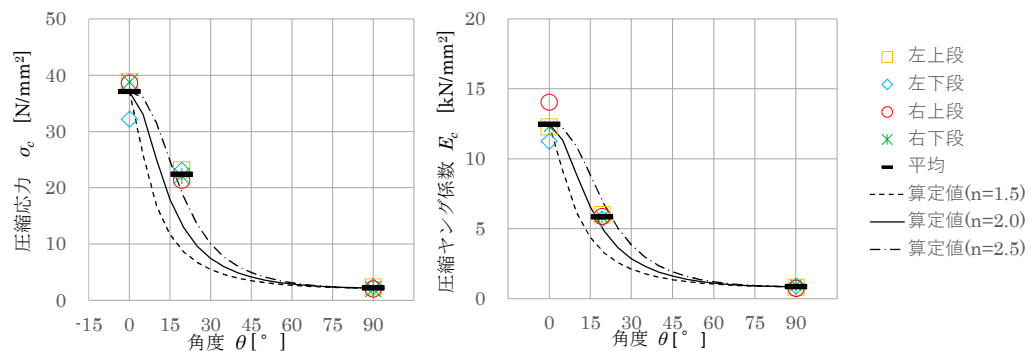


図 4-13 材料試験の降伏応力及びヤング係数とハンキンソン式の比較

4.4.2 接合部要素試験結果

図 4-14 に荷重 P と束下端変位 δ の関係及び完全弾塑性モデル化にて特性値を求めた結果を示す。初期滑りを除き、 $0.1-0.4P_{max}$ の傾きを基に補正した。 $\delta=29\text{mm}$ (スパンに対し約 $1/207$)、 $P=168\text{kN}$ 付近で剛性が低下した後は緩やかに荷重が上昇し、 $\delta=84.0\text{mm}$ (スパンに対し約 $1/73$)で $P_{max}=199.1\text{kN}$ となった。その後は荷重が徐々に低下し、 $\delta=167\text{mm}$ 付近で加力を終了した。完全弾塑性モデルで特性値を算出した結果、降伏耐力 $P_y=150.1\text{kN}$ 、終局耐力 $P_u=190.8\text{kN}$ 、短期基準耐力は $\min(2/3P_{max}, P_y)=132.8\text{kN}$ となった。また、 P_y と δ_y から求めた剛性は $K=6.136\text{kN/mm}$ となった。試験体の短期基準耐力より短期積雪時許容耐力は $132.8 \times 1.6/2=106.2\text{kN}$ 、三角関数より登り梁 1 本あたりの軸力を計算すると $106.2/\sin(19.3^\circ)/4=80.3\text{kN}$ となった。これは 2.2 で示した合掌尻仕口 1 箇所あたりの必要耐力 90kN を若干下回る結果であった。

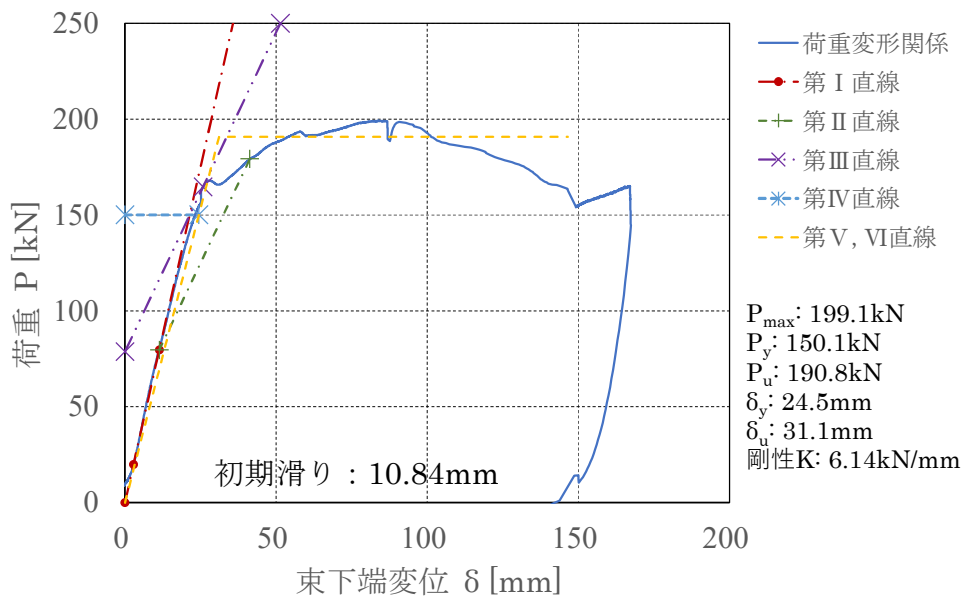


図 4-14 荷重-束下端変形関係

図 4-15 に実験終了後の合掌尻のほぞの破壊状態を示す。いずれも水平力を伝達する登り梁下部下端のほぞの圧縮破壊となっており、割裂防止ボルト穴付近の損傷が激しい。右内側の破壊が特に顕著で下弦材のほぞ穴側面を横に広げ下弦材に割裂破壊を生じさせている。下弦材側の木口支圧面には目立った破壊は見られなかった。ほぞの入隅部からの割裂破壊は生じていない。また、第 2 章及び第 3 章で見られたせん断破壊も見られない。割裂防止ボルトについて、右下段の箇所が大きく変形しているが、一方で左側下段はほとんど変形しておらず、差異が見られる。図 4-16 に加力終了後の下弦材ほぞ穴の状況を示す。右下段のほぞ穴にて支圧部端から割れが観測されるが、これはほぞの圧壊によって押し広げられたものである。支圧部には目立った損傷は確認されなかった。

以上から図 4-6 合掌尻を 2 段としたときの計算(1 段分)の計算でほぞ木口の圧壊が卓越した計算と同じ破壊で強度が決まったと考えられる。



図 4-15 合掌尻ほぞの破壊状態



図 4-16 加力終了後の下弦材ほぞ穴の状況

図 4-17 に加力終了後の頂部と下弦材一束接合部を示す。頂部ドリフトピンに曲げ降伏が確認されたが下弦材継手のホールダウン金物にも損傷は見られなかった。以上から本実験ではほぞ木口の圧縮破壊で最大荷重が決まったと思われる。当該部分の計算した図 4-5 でも木口支圧面の圧縮の検定比が最も高く計算で予想される部位で破壊したといえる。



図 4-17 加力終了後の頂部及び束一下弦材

図 4-18 に荷重－各登り梁の合掌尻での水平すべり量 δ_H 関係を示す。初期スリップ及び降伏後のすべり量に差異があるものの、比例限界までの傾きを検討したところ表 4-3 に示す様に最大 96.7kN/mm 最小 79.7kN/mm で比較的近い値となった。上段より下段の傾きが大きい、登り梁は概ね均等に荷重を分担していると考えられる。また、加力後の破壊状態で割裂防止ボルトの変形の大きな右側は最大荷重後大きく変形している一方、もっとも変形の少ない左下段は最大耐力後ほとんど変形していない。割裂防止ボルトの変形は最大耐力後の変形で生じたもので、合掌尻仕口の強度にはほとんど寄与していないと思われる。

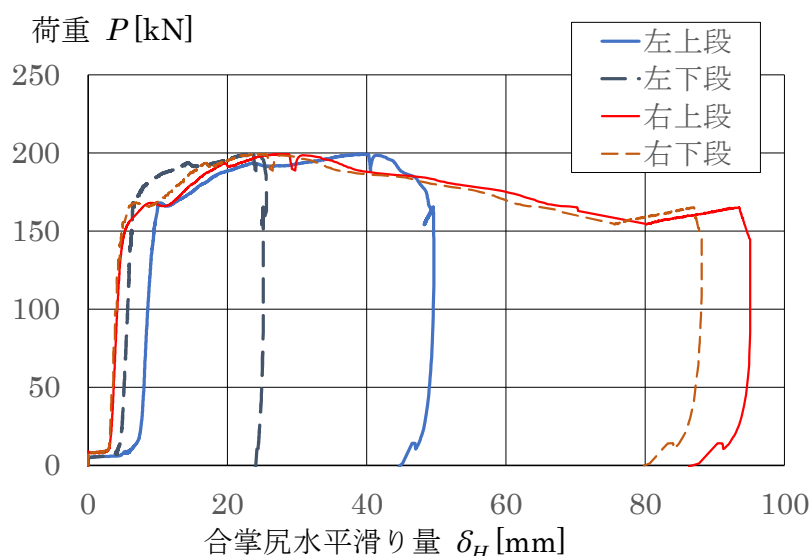


図 4-18 荷重-合掌尻水平変位関係

表 4-3 荷重-合掌尻水平変形直線部の傾き

	左上段		左下段		右上段		右下段	
	P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]
下限荷重	36.2	7.8	17.8	4.8	20.4	3.3	26.3	3.2
上限荷重	124.7	8.9	134.9	6.0	124.7	4.5	128.6	4.3
傾き [kN/mm]	79.7		96.7		86.2		93.0	

4.5 解析

試験結果のフレーム解析と合掌尻の強度・剛性についての評価を行う。

4.5.1 試験体のフレーム解析

試験体をモデルとしたフレーム解析を実施した。図 4-19 に解析モデルを示す。各部材のヤング係数は表 4-1 の動的ヤング係数の数値とした。登り梁の頂部は文献³⁵⁾を基に圧縮側を平井・小松式より三角形支圧剛性、引張側を金物の引張剛性のつり合い条件より中立軸位置 x_p を求め回転剛性を算出し回転バネとした。図 4-20 に回転バネの計算を示す。木材のヤング係数は Hankinson 式より乗数 $n=2$ として求めた。

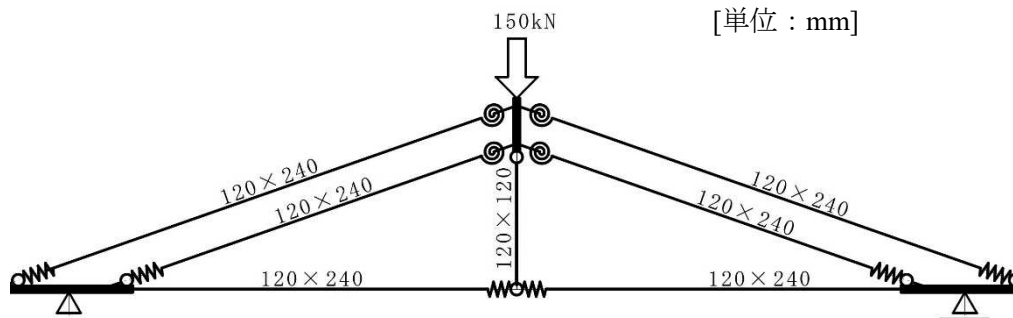


図 4-19 解析モデル

柱脚部剛性と曲げ耐力(金物使用)			
柱巾	B	120 mm	
柱せい	D	240 mm	
引張縁～ボルト芯	dc	144.7 mm	
	d	95.3 mm	
ヤング係数	E	5.37 kN/mm ²	
圧縮強度	Fc	11.9 N/mm ²	
引張強度	Ft	22.4 N/mm ²	
曲げ強度	Fb	33.0 N/mm ²	
		33 kN/mm ²	寸法効果係数 1.00
金物等仕様		HDP-10	
金物初期剛性	K	2.59 kN/mm	
降伏耐力	Ty	31.19 kN	
	Tu	53.09 kN	
終局変形	Δu	32.40 mm	
短期許容引張耐力	sT	35.44 kN	
中立軸位置xpの計算			
引張側:	$T = 1/K \cdot (d - x_p) \theta$		
圧縮側:	$\Sigma N = 1/2 \cdot x_p^2 \cdot B \cdot k_{w0} \cdot \theta$		
	$k_{w0} = \frac{E_c}{31.6 + 10.9 \cdot (x_p/2)}$ ※平井・小松式		
力の釣り合いより $T = \Sigma N$			
よりxpの二次方程式を解く			
	$a = B \cdot E_c \cdot (1/K) + 10.9$		
	$= 259.799$		
	$b = 5.45d - 31.6$		
	$= 487.79$		
	$c = 63.2d$		
	$= 6023.0$		
	$x_p = (b + \sqrt{b^2 + 4ac})/a$		
	$x_p = 7.0 \text{ mm}$		
曲げ剛性の計算			
	$j = d - x_p/3$		
	$j = 93.0 \text{ mm}$		
	$K \theta = \frac{(d - x_p)j}{1/K} = 21239$		
	$K \theta = 21 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$		

引張側: $T = K \cdot (d - x_p) \theta$

圧縮側: $\Sigma N = \frac{1}{2} \times x_p^2 \times B \times k_{w0} \times \theta$

$k_{w0} = \frac{E_c}{31.6 + 10.9 \cdot \frac{x_p}{2}} \text{ kN/mm}^2$ (西圧用H2)
 $\frac{x_p}{2}$ = 三角形分布の左辺 $\frac{1}{2}$

力の釣り合いより $T = \Sigma N$

$\frac{1}{2} \times x_p^2 \times B \times \frac{E_c}{31.6 + 10.9 \cdot \frac{x_p}{2}} \theta = K \cdot (d - x_p) \theta$

$\frac{1}{2} \cdot B \cdot E_c \cdot \frac{1}{K} x_p^2 = (31.6 + 5.45 x_p)(d - x_p)$

$= 31.6d - 31.6x_p + 5.45d x_p - 5.45x_p^2$

$\frac{1}{2} (B \cdot E_c \cdot \frac{1}{K} + 10.9) x_p^2 - (5.45d - 31.6) x_p - 31.6d = 0$

$(B \cdot E_c \cdot \frac{1}{K} + 10.9) x_p^2 - 2 \cdot (5.45d - 31.6) x_p - 63.2d = 0$

$x_p = \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{a}$

図 4-20 頂部回転剛性の計算

下弦材と束の接合部はホールダウン金物の剛性を文献³⁶⁾より1個あたり15kN/mmと仮定して軸方向バネを入力した。また、束及び下弦材と上下段の登り梁の間は広く接している上に金物で拘束されているため、剛域と見なしてモデル化した。支点は剛体移動を避けるため片方をピンとした。

合掌尻仕口の剛性は図 4-21 の様にほぞ穴及びほぞの木口接触面の支圧剛性 K_1 及び K_2 を基に直列バネとして式(4.1)より水平方向のすべり剛性 K_H および登り梁の軸方向剛性 K_P 求めた。ほぞ穴及びほぞの木口支圧剛性は式(4.2)により、めりこみ剛性は文献³⁵⁾より式(4.3),(4.4)に示す平井・小松式及び Hankinson 式より算出した。

$$K_P = K_H / \cos \theta, \quad \frac{1}{K_H} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \quad (4.1)$$

K_P : 合掌尻仕口の登り梁軸方向剛性[N/mm]

θ : 登り梁と下弦材のなす角度[rad]

K_H : 合掌尻仕口の水平剛性[N/mm]

K_1, K_2 : ほぞ穴及びほぞ木口の支圧剛性[N/mm]

$$K_{1,2} = x_b \cdot y_b \cdot k_{1,2} \quad (4.2)$$

x_b : 木口の短辺幅[mm]

y_b : 木口の長辺幅[mm]

k_1, k_2 : ほぞ穴及びほぞ木口の面積あたりのめりこみ剛性[N/mm³]

$$k_0 = \frac{E}{31.6 + 10.9x_b}, \quad k_{90} = \frac{k_0}{3.4} \quad (4.3)$$

k_0 : 繊維方向の面積あたりのめりこみ剛性[N/mm³]

k_{90} : 繊維直交方向の面積あたりのめりこみ剛性[N/mm³]

E : 木材のヤング係数[N/mm²] 表 4-1 による

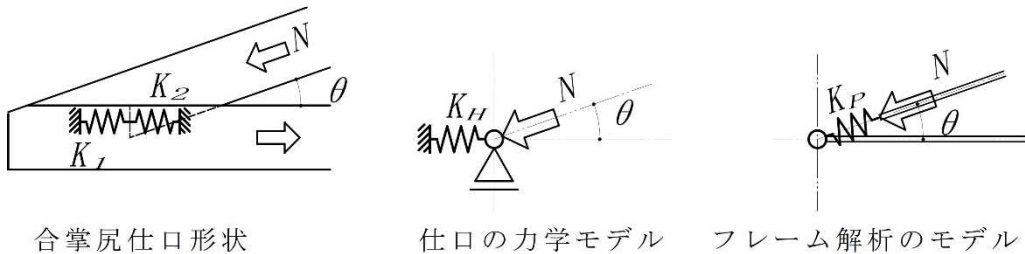


図 4-21 合掌尻バネ変換モデル

$$k_\theta = \frac{k_0 k_{90}}{k_0 \sin^2 \theta + k_{90} \cos^2 \theta} \quad (4.4)$$

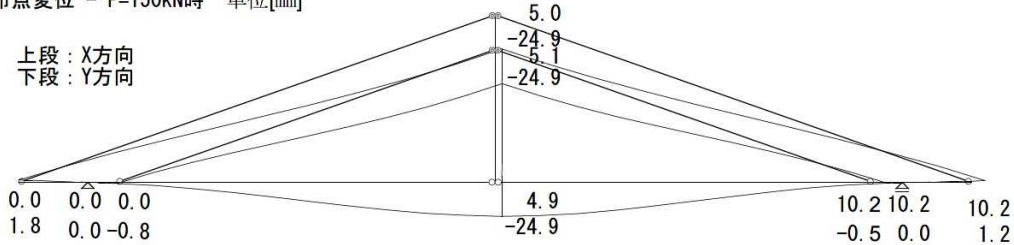
k_θ : 繊維と加力方向が θ のときの面積あたりのめりこみ剛性[N/mm³]

荷重は実験結果より完全弾塑性モデルで求めた P_y に相当する 150kN を入力した。解析は市販の汎用平面骨組応力解析プログラムを用いた。

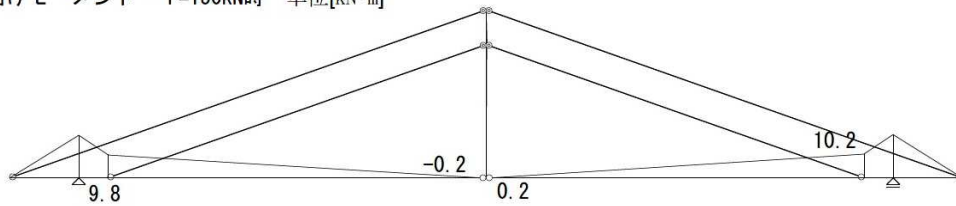
図 4-22 に節点変位と曲げモーメント、軸力・支点反力の解析結果を示す。束材下端の変位は 24.9mm となり実験結果の $\delta_y=24.5\text{mm}$ とほぼ同じ値となった。また、登り梁の軸力は上段、下段とも概ね同じ数値となった。ここで、曲げモーメント図において、左右の下弦材の下段合掌尻端部にそれぞれ 9.8, 10.3kN・m の曲げモーメントが発生しているのが確認出来る。これらは、支点に対し 2 段の登り梁から 2 つの節点に荷重が加わるために生じてい

る局所的な曲げである。

● 節点変位 - P=150kN時 単位[mm]



● 曲げモーメント - P=150kN時 単位[kN・m]



● 軸力・支点反力 - P=150kN時 単位[kN]

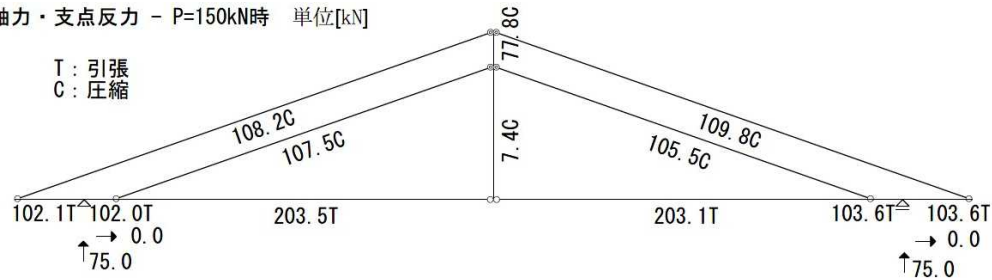


図 4-22 フレーム解析結果

この下弦材の合掌尻部分について文献²¹⁾より式(4.5)の複合応力の検定を行った。

$$\left(\frac{N}{A_e} \cdot \frac{1}{f_t}\right) + \left(\frac{M}{Z_e} \cdot \frac{1}{f_b}\right) \leq 1 \quad (4.5)$$

ここで N : 引張軸力[N]

A_e : 有効断面積[mm²]

M : 曲げモーメント[N・mm]

Z_e : 有効断面係数[mm³]

f_t : 許容引張応力度[N/mm²]

f_b : 許容曲げ応力度[N/mm²]

検定は実験結果より短期基準耐力時(荷重 132.8kN)を想定し部材応力をフレーム解析結果から比例すると仮定して $N=203.1 \times 132.8/150=179.8\text{kN}$, $M=10.2 \times 132.8/150=9.0\text{kN}\cdot\text{m}$ 、断面性能は合掌尻ほぞ穴の欠損を考慮し $A_e=20400\text{mm}^2$, $Z_e=590634\text{mm}^3$ 、強度はヒノキ E90 より $\sigma f_t=F_t \times 2/3=18.6 \times 2/3=12.4\text{N/mm}^2$, $\sigma f_b=F_b \times 2/3=30.6 \times 2/3=20.4\text{N/mm}^2$ とすると、(4.5)式の左辺の値は 1.45 となり、計算上 NG となった。文献によれば軸方向引張力によって曲げモーメントが減少するが安全側として式(4.5)が定められているので、本実験では破壊に至らなかった。

たと推測される。引張及び曲げの個別の検定比はそれぞれ 0.71 及び 0.75 であった。なお、ここでは検討を省いたが、前述の支点周辺の局所的な曲げに対する検討も必要である。

4.5.2 圧縮強度の評価

図 4-23 及び式(4.6)より実験で求めた短期荷重時合掌尻ほぞ木口の水平方向成分を求め検定計算³³⁾を行った。合掌尻は長期荷重又は短期積雪荷重で決まるため、静的摩擦による抵抗を考慮している。また、登り梁の合掌尻木口接触面の強度は Hankinson 式によった。なお、文献³³⁾では F_0 , F_{90} に支圧強度が用いられるが、支圧強度はボルト、ドリフトピンなどの接合具から受ける支圧に対する強度のため、材料の繊維方向圧縮及び繊維直交方向圧縮(全面圧縮)も併せて比較した。結果を表 4-4 に示す。

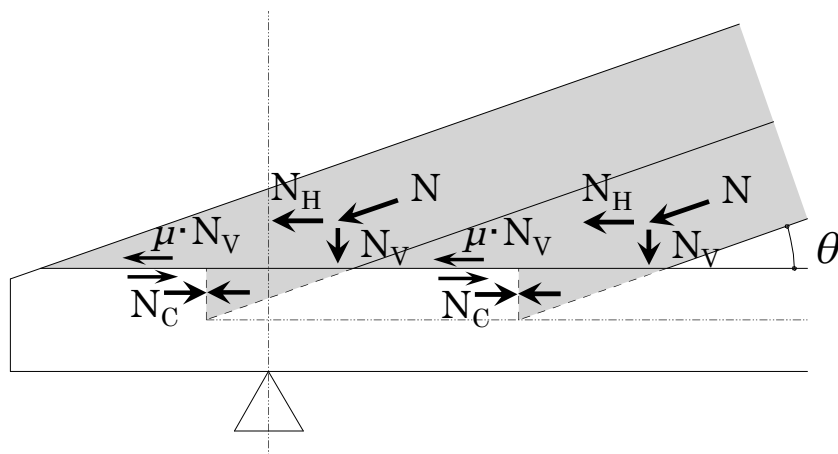


図 4-23 合掌尻仕口の応力

$$N_C = N_H - \mu N_V \quad (4.6)$$

N_C : 合掌尻仕口の木口接触面水平力[N]

N_H : 登り梁軸力 N の水平成分 $N_H = N \cos \theta$ [N]

N_V : 登り梁の軸力 N の鉛直成分 $N_V = N \sin \theta$ [N]

N : 登り梁軸力[N]

θ : 登り梁と下弦材のなす角度[rad]

μ : 下弦材上面と登り梁胴付き面の摩擦係数 文献³³⁾より 0.35

表 4-4 ほぞ木口接触面の強度比較

		有効面積 A_e [mm ²]	短期許容 応力度 f_e [N/mm ²]	計算結果 N_c [kN]	応力度 σ_e [N/mm ²]	検定比 σ_e/f_e
支圧 強度	全断面	8400	11.7	80.9	9.6	0.82
	ボルト穴 欠損考慮	6240			13.0	1.11
材料 強度	全断面	8400	7.6	80.9	9.6	1.26
	ボルト穴 欠損考慮	6240			13.0	1.71

支圧強度で評価した場合に着目すると、木口の全断面有効とすると検定比は 0.82 となり応力度は短期許容応力度を下回った。ここで試験体が合掌尻のほぞ入隅部割裂防止ボルト穴付近で圧壊していた事に注目し、木口の有効断面積 A_e をボルト穴 $\Phi 18\text{mm}$ の欠損を差し引いたものとした場合、検定比は 1.11 となった。一方で材料強度は支圧強度の 0.65 倍程度となったため、木口の全断面を有効とした場合でも検定比は 1.26 となり応力度が許容応力度を大きく上回る結果となった。合掌尻仕口のほぞ圧縮強度の検討は、支圧強度を基に引きボルト等の欠損を考慮することが適切と考えられる。また、本実験の結果では目標性能を下回ったが、合掌尻仕口の設計をボルト等の欠損がある場合はそれを考慮した上で設計することで目標性能を満たすことが可能と考えられる。本実験の仕様の場合、ほぞ断面を大きくするのは難しいので、割裂防止ボルトをほぞ木口より前に移動しほぞに欠損を生じさせない、割裂防止を欠損の少ない構造用ビスで行うなどの対策が考えられる。

4.5.3 圧縮剛性と既往式の比較

実験における合掌尻の水平剛性の評価について考察する。前項のフレーム解析にて下弦材の合掌尻端部に生じる局所的な曲げにより、鉛直力を負担する事が判明しており、支点反力より三角関数で登り梁と下弦材の軸力を求めても実状と一致しない。下弦材は上弦材 2 本と 1469mm 接して M16 両ねじボルト 2 本で締め付けられ拘束されているため下弦材にとって固定端に近い状態であるといえ、端部固定の片持ち梁と仮定したときのたわみは 20.6mm と近い値となった。そこで図 4-24 及び式(4.7)の様に頂部の荷重 P に対するほぞ木口の水平方向成分 N_c を計算した。上段と下段の登り梁の負担割合は均等と仮定した。

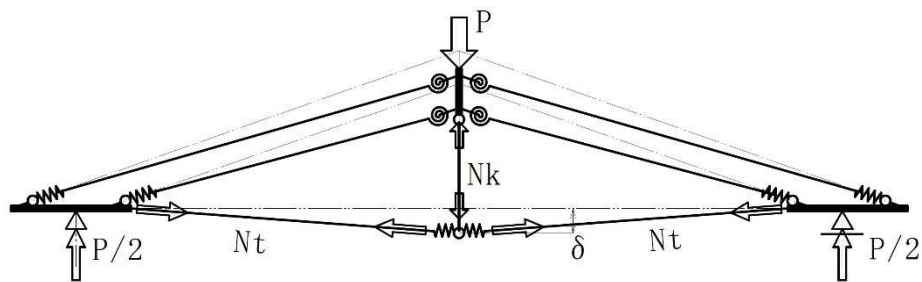


図 4-24 合掌尻のほぞ木口水平力の計算

$$N_c = N_t/2 - \mu N_v, \quad N_t = \frac{P}{2} - \frac{N_k}{2} \tan \theta \quad (4.7)$$

$$\delta = \frac{1}{3} \frac{N_k \cdot l^3}{EI} \quad \text{より} \quad \frac{N_k}{2} = \frac{3EI\delta}{l^3}$$

N_c : 合掌尻のほぞ木口 1 つあたりの水平力[N]

P : 荷重(N) N_t : 下弦材の軸力[N] N_k : 真束の軸力[N]

θ : 登梁角度 $19.3[^\circ]$ δ : 真束下端の変形[mm]

E : 下弦材の曲げヤング係数の平均[N/mm²]

計算した各合掌尻木口の水平方向分力と水平変位の関係を図 4-25 に示す。また、直線域の下限と上限のほぞ木口水平力と水平変形から求まる水平剛性と面積あたりの水平方向すべり剛性を表 4-5 に示す。左の上下段で差が見られる一方、右の上下段の差は小さい傾向が見られる。これは左上段の登り梁の動的ヤング係数が 8880N/mm^2 なのに対し左下段の動的ヤング係数が 9740N/mm^2 と大きいため、その影響であると考えられる。逆に右の上下段の登り梁の動的ヤング係数は非常に近い値のため、上下段の剛性も近い結果になったと思われる。

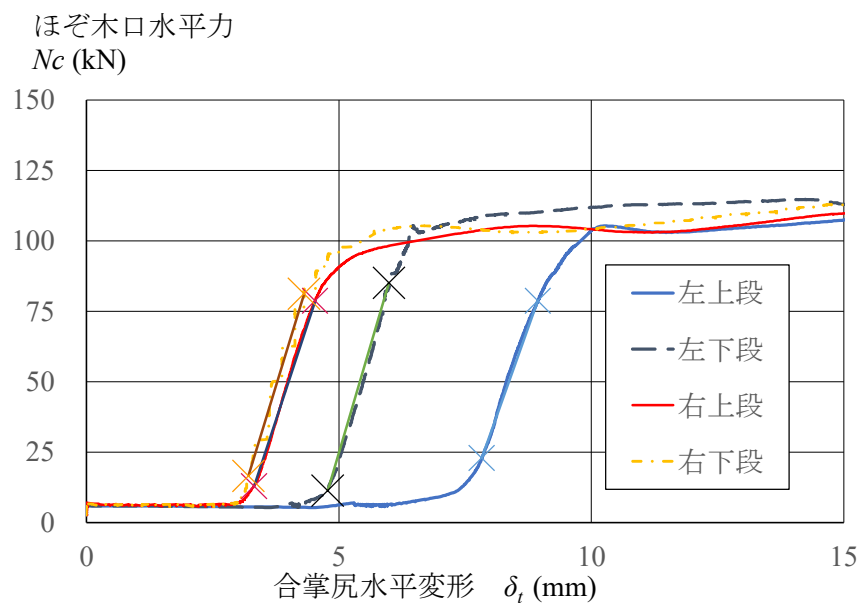


図 4-25 ほぞ木口水平方向分力-合掌尻水平変形関係

表 4-5 各合掌尻仕口の剛性

水平方向すべり 剛性 [kN/mm]		ほぞ木口断面 $b \times D$	木口面積あたりの剛性 [N/mm ³] 平均（標準偏差）
左上段	50.30	70×120	5.99
左下段	61.01		7.26
右上段	54.45		6.48
右下段	58.71		6.99
			6.68 (0.49)

求めた合掌尻仕口の仕口について田尾ら¹³⁾が実施した合掌尻仕口の実験にて、水平すべり剛性を計算しているので、本実験の結果と比較する。田尾らの実験にて本実験とほぞの形状が類似した J-1～3 試験体で観測した水平すべり剛性をほぞ木口断面の面積で除してほぞ木口面積あたりの剛性を計算したのが表 4-6 である。田尾らの実験では登り梁の材料は同じスギ E70 であるが登り梁の勾配が本実験の 3.5 寸に対して 4.0 寸であること、下弦梁の材料が本実験のヒノキ E90 に対しスギ E70 と条件が異なるため参考値となるが、本実験の結果と近いのがわかる。

表 4-6 田尾らの実験における木口面積あたりの剛性

	水平方向すべり 剛性 [kN/mm]	ほぞ木口断面 $b \times D$	木口面積あたりの剛性[N/mm ³] 平均(標準偏差)
JS-1	49.5		6.58
JS-2	48.8	80×90	6.78
JS-3	50.0		6.94

前項で求めた実験の合掌尻水平方向すべり剛性について既往式との比較を行う。木材の支圧剛性は平井・小松式がよく用いられ 4.5.1 節のフレーム解析にも適用している。しかし、この式はボルトやドリフトピン等の接合具の剛性評価式であるため本研究の様な広い面積の支圧剛性評価も精度良く行えているかを検討する。また、木材の支圧剛性の評価方法として近年提案された戸塚式³⁷⁾との比較を行う。戸塚式では図 4-26 のように木材の繊維方向の支圧剛性は木口付近の剛性の低いダメージゾーン長さ x とその区間の平均ヤング係数から求まる剛性 K_0 で決まるとされる。 x は次の式(4.8)式で表される。

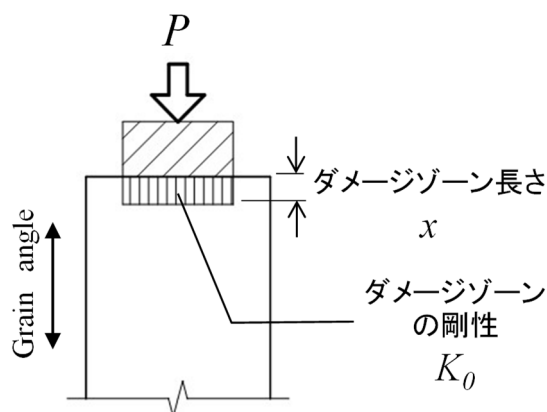


図 4-26 戸塚式の概念図

$$x = \left\{ \frac{\ln \left(1 - 0.5^{\frac{1}{A}} \right)}{-6.8} \right\}^k x_s \quad (4.8)$$

x : ダメージゾーンの長さ[mm]

x_s : 基準試験体のダメージゾーン長さ[mm]

k : 寸法効果パラメータ

A : 接触面積[mm²]

また、ダメージゾーンの剛性 K_0 は次の式(4.9)で表される。

$$K_0 = \frac{\alpha E_L A}{x} \quad (4.9)$$

K_0 : 繊維方向の剛性(ダメージゾーンの剛性)[N/mm]

α ; 母材に対するダメージゾーン内のヤング係数比

E_L : 木材の繊維方向ヤング係数 [N/mm²]

ここで、文献³⁷⁾よりスギ、ヒノキ、スプールの α は0.018、 x_s 及び k は加工方法で決まり表4-7のようになる。

表 4-7 加工方法による x_s と k の値³⁷⁾

	機械丸鋸	卓上丸鋸	角ノミ	ルーター
X_s [mm]	0.9	0.9	2.3	4.6
k	0.42~0.62	3.5	4.7	2.6

ほぞ穴及びほぞのダメージゾーン長さ x と剛性 K_0 は表4-7になる。なお、本実験ではほぞ穴の加工は角ノミ、ほぞ側の加工は機械丸鋸を用いた手刻みである。機械丸鋸の k は中間値の0.52とした。また、ほぞ木口のヤング係数は登り梁のヤング係数の平均 $E_0=9072\text{N/mm}^2$ 及び文献³⁴⁾よりR方向のヤング係数 $E_{90}=590\text{N/mm}^2$ を基にHankinson式より $E_{19}=3529\text{N/mm}^2$ とした。

表 4-8 ほぞ及びほぞ穴のダメージゾーン長さと剛性

	ほぞ穴 角ノミ	ほぞ 機械丸鋸
x [mm]	10.55	1.07
K_0 [kN/mm]	167.3	498.68

表4-9に合掌尻仕口の水平方向すべり剛性の実験値と計算値の比較を示す。平井・小松式と実験値を比較すると、実験値が15%程大きい結果となった。一方で戸塚式は実験値の2倍超となった。短辺幅70mmの本章の実験の条件下にて平井・小松式から求まる剛性は実験値よりやや低いという結果で精度的に比較的良好な結果となった。

表 4-9 合掌尻仕口水平剛性の実験値と計算値

	計算値 [kN/mm]	実験値(平均) [kN/mm]	計算/実験
平井・小松式	47.5	56.1	0.84
戸塚式	125.3		2.23

戸塚式は木材のダメージゾーンの力学的メカニズムを解明・理論式としたもので接合具にとどまらず木材の繊維方向の支圧剛性全般に適用可能な式として提案されたものであるが、今回の検証では剛性を過大に評価してしまう結果となった。この原因として現状での戸塚式は金属板の様な堅い素材で加力した実験を基にしており、本章での合掌尻仕口の雄

材のほぞ木口と雌材のほぞ穴の接触面の様に木材の木口同士が接触する場合の影響について不明である事が挙げられる。この場合剛性の高い晩材同士が接触する部分に応力が集中しやすくなり剛性は低下する事が予想される。また、ダメージゾーンの特性について、現状では繊維方向について詳細に検証されているが繊維が斜めになった場合の特性はまだ未解明である。本論文の 3.2.1 にてスリット部分のせん断弾性係数を検討したとき、繊維直交方向加力では加力治具と試験体の接触面のダメージゾーンの変位の影響を受けて適切な値を得られなかったが、一方で繊維直交方向のせん断弾性係数 G_{RT} は概ね適切と考えられる結果となっている。そして、中間角度では加力治具の変位から求まるみかけのせん断弾性係数が段階的に変化しており、繊維角度の変化によりダメージゾーンの影響は段階的に小さくなっていくのではないかと推測される。

今後戸塚式について木口同士の接触した状態及び繊維斜め方向の支圧についての研究データが充実すれば、より精度の高い接合部剛性の評価が可能になると期待される。

4.5.4 ほぞせん断面の検討

本章ではほぞ木口の圧縮の性状を検討してきたが、ここではほぞせん断面の検討を行う。4.5.2 節で求めたほぞ木口への短期荷重 N_C に対し図 4-27 の様に第 2 章で検討したほぞ根元のせん断面と母材内部の圧縮面の強度と比較する。

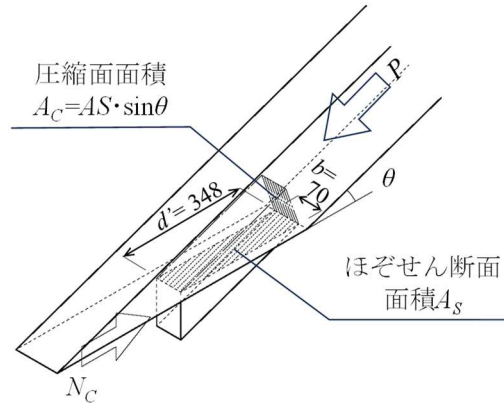


図 4-27 ほぞのせん断面の検討

先ずせん断面のせん断応力について検討する。表 4-4 より短期荷重 $N_C=80.9$ [kN]であったため、せん断面のせん断応力 τ はせん断幅 $b=70$ [mm]、せん断長さ $d'=348$ [mm] よりせん断面面積 $A_s=24360$ [mm²]、 $\tau=80.9 \times 1000/24360=3.32$ [N/mm²]となる。この応力はスギ E70 の基準せん断強度 $F_s=1.8$ [N/mm²]より求まる短期せん断許容応力度強度 $f_s=F_s \cdot 2/3=1.2$ [N/mm²]の 2.77 倍となるが、図 4-15 の破壊性状には第 2 章および第 3 章の実験で見られたせん断破壊は見られない。

そこで、2.3.3 節で求めた短期応力との比較を行う。2.3.3 節では軸方向力 P で検討しているため、 $P=N_C/\cos\theta$ ($\theta=19.3^\circ$)とし、せん断から決まる短期許容耐力 $2/3 \cdot F_s \cdot A_s/\cos\theta$ と圧縮から決まる短期許容耐力 $2/3 \cdot F_c \cdot A_s \cdot \sin\theta$ と比較した結果を表 4-10 に示す。第 2 章と同様にせん断と圧縮の中間の結果となった。なお、2.3.3 節の表 2-4 より、ほぞ鈍角側の比は $\theta=15^\circ$ 時せん断に対し 2.2 倍、圧縮に対し 0.59 倍、 $\theta=30^\circ$ 時はせん断に対して 3.06 倍、圧縮に対して 0.48 倍であった。実験ではほぞにせん断破壊が見られなかったので、本実験によるせん断面の耐力はさらに高いものと推測できる。

表 4-10 実験から求まる軸方向短期荷重とせん断および圧縮から決まる短期耐力との比較

	短期許容耐力 Pa [kN]	実験による短期荷重 $P=N_C/\cos\theta$ [kN]	Pa/P
せん断 $2/3 \cdot F_s \cdot A_s/\cos\theta$	31.0	85.7	2.76
圧縮 $2/3 \cdot F_c \cdot A_s \cdot \sin\theta$	115.0		0.74

本実験におけるほぞ根元のせん断強度について、2.4.4 で提案した強度推定式の適用を試みる。式(2.1)の $Pa=Pa_s+f(\theta) \cdot (Pa_c-Pa_s) \sim Pa_s=31.0$ [kN]、 $Pa_c=115.0$ [kN]を代入し $f(\theta)$ にほぞ鈍角側の $f(\theta)=-0.0017\theta+0.4391$ を適用して $\theta=19.3^\circ$ を代入すると、推定強度 Pa は 65.1[kN]と

なり実験結果の P より小さくなった。これは第 2 章で行った試験の試験体数が力学的傾向を見る事を目的としていたため 3 体としていたため、評価する上で信頼水準 75%における 95%下側許容限界の値を決めるための係数の数値を $k=3.152$ と大きく取らざるを得なかったためと考えられる。

ここで仮に試験体 6 体であった事を想定して $k=2.336$ を適用し、平均値及び標準偏差は同じと仮定した場合の関数 $f(\theta)$ を求め、強度推定式を再計算する。第 2 章の表 2-4 実験値と建築基準法上の短期耐力の比較を $k=2.336$ としたときの結果を表 4-11 に示す。

表 4-11 試験体数を 6 体と仮定したときの短期許容耐力の計算

試験体	平均 短期許容耐力 $\min(2/3P_{max}, P_y)$ (kN)	標準偏差	CV	k	1-CV · k	θ (°)	短期許容耐力 (kN)	せん断で決まる 短期許容耐力 $2/3 \cdot F_s \cdot A / \cos\theta$ (kN)	圧縮で決まる 短期許容耐力 $2/3 \cdot F_c \cdot A \cdot \sin\theta$ (kN)
鋭角側 Sharp	S15	7.81	0.817	0.105	0.756	15	5.90	2.61	9.69
	S30	14.96	2.852	0.191	0.555	30	8.30	2.91	18.72
	S45	20.87	2.624	0.126	0.706	45	14.74	3.56	26.47
	S60	27.98	1.142	0.041	0.905	60	25.32	5.04	32.42
中央 Center	C15	9.09	0.993	0.109	0.745	15	6.77	2.61	9.69
	C30	14.52	1.556	0.107	0.750	30	10.89	2.91	18.72
	C45	17.06	2.231	0.131	0.695	45	11.85	3.56	26.47
	C60	26.16	1.366	0.052	0.878	60	22.97	5.04	32.42
鈍角側 Obtuse	O15	11.28	1.746	0.155	0.639	15	7.20	2.61	9.69
	O30	15.58	2.115	0.136	0.683	30	10.64	2.91	18.72
	O45	15.18	1.716	0.113	0.736	45	11.17	3.56	26.47
	O60	21.42	1.772	0.083	0.807	60	17.28	5.04	32.24

さらに得られた短期許容耐力の値を元に関数 $f(\theta)$ を求めたのが図 4-28 である。ここで得られた鈍角側の関数 $f(\theta)$ を求めると $-0.005 \times 19.3 + 0.6683 = 0.572$ となり P_a を求めると $31.0 + 0.572(115.0 - 31.0) = 79.1[\text{kN}]$ となる。実験結果の $P = 85.7[\text{kN}]$ よりやや低い値となったが、比較的近い結果が得られている。田尾らの木造トラスの実験¹²⁾でも試験体によってはほぼ根元のせん断破壊が観測されていたので実態のせん断強度も 80~90kN 付近にあるものと予想される。本章の実験は第 2 章とは樹種が異なるが、斜め嵌合接合の強度は樹種が異なっても似た傾向を示す事が推測される。

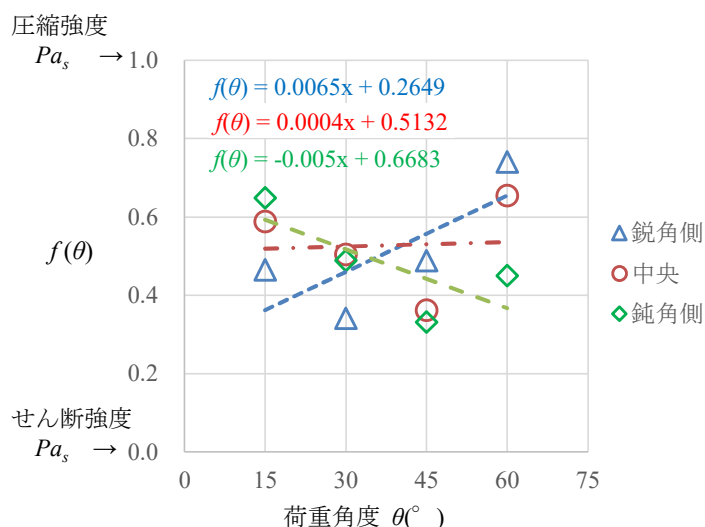


図 4-28 試験体を 6 体と仮定したときの $f(\theta)$

4.6 まとめ

スパン 20m 超トラスを想定した 2 段登り梁による合掌尻仕口の性能を検証すべく、材料試験および接合部の実大曲げ試験を実施した結果、以下の知見が得られた。

- ・接合部要素実験の結果から得た接合部の耐力は目標値を 10% 程度下回ったが、これは割裂防止ボルトの断面欠損が原因と思われる。
- ・接合部要素実験をモデルとしたフレーム解析の結果、解析による変形は若干大きい結果となった。
- ・接合部要素実験結果及びフレーム解析とも上下の登り梁の負担軸力は比較的均一であった。
- ・2 段登り梁を採用した場合、合掌尻仕口の下弦材側に比較的大きな 2 次応力が発生し、破壊には至らなかったものの強度計算上 NG となった。設計の際には考慮する必要があると考えられる。
- ・繊維方向、繊維直交方向、登り梁の勾配に合わせた 19.3° の木材の圧縮試験を実施し降伏強度とヤング係数を求め Hankinson 式と比較したところ、降伏強度は $n=2.5$ 、ヤング係数は $n=2.0$ に近い結果となった。
- ・合掌尻のほぞ木口の強度について検証した結果、支圧強度を用いてボルト穴欠損を考慮した場合に接合部要素実験結果に近い結果となった。合掌尻仕口の設計にあたっては、ほぞ内部の断面欠損があればそれを考慮する、若しくはほぞ内部に欠損を生じさせないディテールとする対策が必要であることが判明した。
- ・合掌尻の水平方向すべり剛性と既往式による算定値を比較したところ、平井・小松式は実験値よりやや小さく評価され、戸塚式は実験値より 2 倍超となった。戸塚式の実験値との差は繊維傾斜時の評価などの知見がまだ十分でないためと考えられる。
- ・ほぞの根元のせん断面のせん断応力の検討を行ったが、短期時において材料のせん断強度の 2.77 倍の応力が生じている事が判明したが、試験体にせん断破壊の性状は見られなかった。実大の木造トラス架構を想定した斜め嵌合接合部においても実態のほぞ根元せん断耐力は、材料の繊維方向許容せん断強応力度にほぞ根元の面積を乗じたものよりかなり高いことが改めて判明した。
- ・第 2 章で提案した斜め嵌合接合部のほぞ根元のせん断強度推定式を適用したところ、試験体数 6 体に基づく短期許容耐力推定式であれば、実情に近い結果となることが推測された。

今回の実験研究により、登り梁を上下 2 段とした合掌尻仕口は比較的均等に軸力を負担できると考えられ、木造トラスの長スパン時の比較的大きな軸力の伝達に有効な接合方法であることが確認できた。一方、2 段合掌仕口の接合部耐力及び剛性の評価方法については、今後より詳しい検証が必要と考えられる。

第5章 結言

本研究では木造トラス等に用いられる斜め嵌合接合部の性能についての研究を実施した。本章では研究を通じて得られた知見と成果についてまとめる。

5.1 各章のまとめ

第 1 章では中大規模木造建築の普及・拡大が求められている背景と中大規模木造建築のなかでも木造トラス架構が抱えている問題を提示し、研究の背景と目的及び意義について示した。さらに既往研究の内容と研究にあたって不明な要素を整理した。

第 2 章ではほぞのせん断破壊が卓越する接合部の実験を行い、その強度は接合部の角度とほぞの位置によって結果が変化し、接合部の角度が小さいときはほぞを鈍角側に、角度が大きいときは鋭角側に配置すると有利という結果を得た。また、斜め嵌合接合部の強度はほぞ根元のせん断面における繊維方向せん断強度とほぞ根元のせん断面を繊維方向から見た見付面積に繊維方向圧縮強度を乗じた強度の中間の結果となる結果を得た。また、ほぞが鋭角側にあるときの強度の理論式を提案し、実験値に近い結果を得た。さらに、短期許容耐力の推定式を提案した。

第 3 章では繊維に対し斜め方向のせん断力を受ける木材の強度特性を把握するため、いす型せん断試験体のせん断面にスリットを入れた小試験体による実験を行った。結果、繊維方向と加力方向の角度が 15° となったとき極小値を取り、その後角度の増大に伴い剛性が低下するとともに強度が上昇する現象が生じた。結果を既往式と比較したところ、異なる結果となった。また、木材は破壊性状から繊維に斜め方向にせん断力を受ける場合、せん断面ではなく母材内部の抵抗機構によって強度が決まることが判明した。さらに実験結果と FEM 解析等の結果から強度発現メカニズムを予測して理論式を提案し、試験体の現象を再現した。

第 4 章では第 2 章及び第 3 章で得られた知見を基に 21m スパンの木造キングポストトラスの合掌尻に求められる性能を試算し、必要な性能を流通材と住宅向けのプレカット工場の加工で賄える様に 2 段合掌尻仕口を考案してその性能を実証する実験を行った。実験結果は目標性能を若干下回る結果となったが、これは仕口部の割裂防止ボルトの欠損を考慮する必要があるためと判明した。また、上下 2 段とした登り梁の負担軸力は実験結果の性状及びフレーム解析結果から概ね均等になる事が判明した。合掌尻の剛性について実験結果と平井・小松式と戸塚式を比較したところ、平井・小松式は実験結果よりやや小さく、戸塚式は大きくなる結果となった。戸塚式は繊維傾斜方向の圧縮や木材木口同士の圧縮などに対する知見が十分でないため、今後の研究の進捗で精度の良い計算が可能になると思われる。さらに第 2 章で提案したほぞ根元のせん断面の強度予測式と実験結果を比較したところ、実験ではせん断破壊しなかったが、推定式では低い値となった。しかし、これは第 2 章の 1 パラメータあたりの試験体数が少ないことが原因で適切な試験体数の基に検討すれば精度良く強度予測が可能になると考えられる。

5.2 本研究の成果

本研究では斜め嵌合接合部におけるほぞ根元のせん断強度に関してはこれまでほとんど研究がなされておらず、木造建築の構造設計においては経験則的にはほぞの根元がせん断破壊しないであろう寸法で設計しているのが実状であった。本研究では残念ながら普遍的な理論式の提案までには至らなかったが、斜め嵌合接合部のほぞ根元のせん断強度が、繊維方向のせん断強度に対しどの程度大きいかの見通しは立てることが出来た。また、実験結果よりほぞ位置とせん断面の荷重角度によって強度が特徴的な傾向を示す事に着目し、推定式の提案を行った。

木材が繊維斜め方向のせん断を受けた場合、せん断面そのものではなく母材内部の抵抗機構によって強度発現メカニズムを構成している実態を観測し、FEM 解析により斜め嵌合接合部の内部の応力状態もそれを裏付けるという成果を得ることが出来た。斜めせん断を受ける木材の強度発現メカニズムについて、小試験体における理論式を提案し実験結果に近い結果を得ることも出来た。これらは今後斜め嵌合接合部の高強度化を進める際にも適切な補強方法を検討する一助になるであろう。

さらに実際の建物を想定し 21m スパンのキングポストトラスを流通材と住宅向けプレカット工場で加工可能な 2 段合掌尻仕口を考案した。これにより、木造トラスを大スパン化した場合でも、荷重の大きくなる部位の部材を 2 段として流通材を用いて設計する道筋を立てる事が出来た。また、本論文の第 2 章及び第 3 章でおこなった実験より寸法の大きい斜め嵌合接合部の仕口でも、ほぞ根元せん断面は同様に高い強度を発揮する事を確認したほか、提案した強度推定式は樹種などの条件が異なっても利用可能な可能性を示す事が出来た。今後木造建築の大スパン化の需要はますます高まる事が予想されるため、中大規模木造の普及促進の一助になったと自負している。

本論文で取り上げた戸塚式について、斜め嵌合接合部への適用にはまだ様々な条件下での知見を充実させる必要がある事が判明したが、繊維斜めめのときの支圧剛性については第 3 章にて荷重角度の変化に伴い連続的に変化し、繊維直交方向に近くなるとダメージゾーンの影響が小さくなる事が示唆される結果も得ることができた。木造の大スパン化を進める場合、設計段階での精度の高い変形予測が重要になるため今後の課題として重要度が高いと思われる。

以上から本論文にて木造トラスに用いられる斜め嵌合接合部のせん断強度について定性的な判断をする材料すらない非常に深刻な問題を改善できた。

5.3 今後の課題

本研究では斜め嵌合接合部の強度について、小試験体における斜めせん断の強度発現メカニズムを解明し理論式の提案を行ったが、接合部の理論式についてはほぞが鋭角側に付く場合に限定され、普遍的な理論式を提案するまでには行かなかった。本論文では釣り合

い方程式等を基にしたが、試験体の破壊性状的に破壊力学的な観点での解析も必要ではないかと推測される。斜めせん断を受ける木材の破壊について、本文中では触れなかったが第2章及び第3章の破壊性状を観察するとせん断面の加力側根元がモードⅠ又はモードⅠ及びⅡの組み合わせ、せん断面側面がモードⅢ的な破壊をしている。しかし、木材を破壊力学の観点から解析するには木材のエネルギー解放率 G_c などの基礎的な材料物性の蓄積が十分でない。建築の木造では破壊力学的な割裂破壊を木材の基準比重 γ_0 より求まる割裂破壊定数 $C_\gamma=0.396\gamma_0-4.44$ という簡便な式を用いてきたが斜めせん断力に対する普遍的な理論式を求めるには、より詳細な破壊力学に基づく解析も取り入れる必要があるのではないかと推測される。また、実験結果より強度推定式を提案したが本論文では試験体3体のデータを基にした式のため、耐力を実態より低めに評価している。6体の試験体に基づく推定式の係数を求めれば十分に精度の高い強度の推定が可能である。また、強度等級、仕口寸法、樹種別の幅広いデータの収集をおこなえばより広範囲に利用可能で実用的な推定式に発展させる事も可能と思われる。

木造トラスの設計において、たわみ変形は現状経験則として節点のすべり及び接合部のめり込み変形の影響について節点をピンと仮定したフレーム解析結果による変形を2.5倍する³³⁾としている。しかし、これは10m前後のスパンのものであり、20mスパンの木造トラスにも適用できるかは不明である。木造トラスを大スパン化する場合、長期荷重を受けた状態でのたわみの推定も重要な設計要素であるため、精度の高い接合部のすべり及び圧縮剛性の予測は不可欠になる。本研究でも合掌尻仕口の接合部剛性の検討も行ったが現状では接合具の支圧剛性式の平井・小松式を援用して運用している。今後はダメージゾーンの影響を考慮できる戸塚式について様々な状況での知見が充実すればいずれ可能になるであろうと思われる。

謝辞

本論文は筆者が東京大学大学院 博士課程 農学生命科学研究科 生物材料科学専攻 木質材料科学研究室に在籍中の研究成果をまとめたものである。

主任教授の稲山正弘教授より本研究テーマについて非常に有意義な研究である旨評価をいただきました。筆者の論文がその期待に見合う成果を創出出来たかいささか不安ではありますが、実験計画及び理論モデルの構築など貴重な提案およびご指導をいただきこの論文を完成させる事が出来ました。ここに深謝いたします。

研究にあたり文献調査をはじめ具体的な実験の計画・実施・解析、投稿論文の執筆にあたり適宜適切にご指導とご助言をいただいた同研究室の青木謙治准教授に深謝いたします。

実験にあたり、実験準備及び大学内の施設及び研究室の機器の取り扱い等の指導のほか、投稿論文の精査をしていただいた河原大助教(当時、現東京電機大学未来科学部建築学科 助教)及び落合陽助教(当時、現東京都市大学 建築都市デザイン学部 建築学科 講師)に感謝いたします。

第2章の実験にあたり、株式会社 渡邊工務店(本社：愛知県海部郡飛島村)より加力治具及び試験体の提供を受け実施しました。また、第3章の実験においても同社より材料の提供を受け実施しました。ここに感謝いたします。

第4章の実験は中大規模プレカット技術協会の協力を得て、愛媛県林業研究センターにて実験を実施しました。また、実験計画にあたって縦建築事務所の田尾玄秀氏に多大なご協力をいただきました。ここに感謝いたします。

参考文献

- 1) 林野庁, 令和 4 年度森林・林業白書(2023)
- 2) 林野庁：公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律(平成 22 年法律第 36 号). 2010 年 5 月 26 日交付, 同年 10 月 1 日施行.
- 3) JIS A3301：木造校舎の構造設計標準, 日本規格協会(2015)
- 4) 森徹：木材の機械的性質に関する二三の研究. 日本建築学会, 建築雑誌, pp.881-899, (1931),
- 5) Hankinson, R. L: Investigation of crushing strength of spruce at varying angle of grain. Air Force Information Circular No.259, U.S. Air Service, (1921)
- 6) Nilson, T. Mascia, Elias, A. Nicolas: Comparison Between Tsai-wu Failure Criterion and Hankinson's Formula for Tension in Wood. Wood Research Vol. 56(4), 499-510, (2011)
- 7) 桑村仁: 木材の割裂破壊線とフラクトグラフィ, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 650 号, pp.831-838, (2010)
- 8) 桑村仁: 合板の面内挙動における異方弾性強さ-鉄骨木造構造の研究 その 7-, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 653 号, pp1317-1326, (2010)
- 9) Elemer, M. Lang, Laszlo Bejo, Jozsef Szalai, Zsolt Kovacs: Orthotropic Strength and Elasticity of Hardwoods in Relation to Composite Manufacture. Part I .Orthotropy of Shear Strength. Wood and Fiber Science Vol32(4), 502-519, (2000)
- 10) Jen, Y. Liu, Lester, H. Floeter: Shear Strength in Principal Plane of Wood. Journal of Engineering Mechanics Vol.110(6), 930-936, (1984)
- 11) 中島昌, 北守顕久, 小松幸平：直交集成板の面圧および端部せん断挙動と繊維角度依存性. 木材学会誌 60(4), 216－226, (2014).
- 12) 田尾玄秀, 佐々木賢太, 河原大, 稲山正弘, 藤田和彦：住宅用流通材とプレカットを活用したキングポストトラス等の実大試験体による実験的研究, 日本建築学会技術報告集 第 23 巻 第 54 号(2017), pp.481-486
- 13) 田尾玄秀, 篠宮雄大, 河原大, 稲山正弘：木造トラスの合掌尻の斜めホゾ差し胴付き仕口の変形性能に関する実験的研究. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, 2018, pp.397-398.
- 14) JIS Z2101：木材の試験方法. 日本規格協会(2017).
- 15) 日本建築学会 木造構造設計規準・同解説 第 2 版(1995), p.160
- 16) 森林総合研究所 木材工業ハンドブック 改訂 4 版, 丸善株式会社, (2008), p.192
- 17) 小林英男：破壊力学, 共立出版株式会社, (1993), p63
- 18) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル, 第 1 版(2009), p.317
- 19) 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)①, (2017), pp313p14
- 20) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, 第 4 版, (2006)p.396

- 21) 森林総合研究所 木材工業ハンドブック 改訂 4 版, 丸善株式会社, (2008), p.135
- 22) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, 第 4 版, (2006)p.208
- 23) 国土交通省: 建築基準法(昭和 25 年法律 201 号), 平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1452 号, 木材の基準強度 F_c 、 F_t 、 F_b 及び F_s を定める件. 2015 年 8 月 4 日改正
- 24) Hill, R.: A theory of the Yielding and Plastic Flow of Anisotropic Metals,. Proceedings of the Royal Society of London, Ser. A, Vol.193, pp.281-297, (1948)
- 25) Tsai, S. W.: Strength Characteristics, of Composite Materials., NASA Contractor Report 224, (1964)
- 26) 杉野貴彦, 河原大, 青木謙治, 稲山正弘, 藤田和彦, 室星啓和: いす型せん断試験による集成材のせん断強度におけるせん断面の幅と高さによる影響の研究. 第 69 回日本木材学会大会研究発表要旨集,(2019), D14-01-1300
- 27) 三好由華, 神代圭輔, 吉田裕三: 木材の横引張変形特性ヒノキの横引張変形へ及ぼす年輪傾角,水分および温度の影響. 木材学会誌, Vol.60,No.5, pp.241-248, (2014)
- 28) 沢田稔: 直交異方性材料としての木材の弾性および強度. 日本材料学会 材料, 12(121), pp.749-753, (1963)
- 29) 村田功二, 棚橋秀光: 圧縮試験による木材のヤング率とポアソン比の測定. 日本材料学会 材料, 59(4), pp.285-290, (2010)
- 30) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 第 1 版(2009), p.276
- 31) 田尾玄秀ら: スギ製材を用いた屋根トラス架構の 12m スパン実大試験体による実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(2014), pp.397-398
- 32) JIS A3301: 木造校舎の構造設計標準, 日本規格協会(2015), p.5
- 33) 稲山正弘: 中大規模木造建築物の構造設計の手引き, 彰国社, (2017), pp.126
- 34) 独立行政法人 森林総合研究所監修: 木材工業ハンドブック改訂第 4 版, (2014), pp.135-136
- 35) 稲山正弘: 中大規模木造建築物の構造設計の手引き, 彰国社(2017), p.113
- 36) 日本住宅・木材技術センター: 木造軸組工法 中大規模木造建築物の構造設計の手引き(許容応力度設計編) 第 3 版, (2022), p136
- 37) 戸塚真里奈: 構造用木質材料における縦圧縮の力学特性, 東京大学大学院農学生命科学研究科博士論文, 2021.3