

平成 30 年度

**断面の大きい軸材料等を用いる木造建築物の
技術基準に関する検討
事業報告書**

平成 31 年 3 月

株式会社ドット・コーポレーション

京都大学 生存圏研究所

事業報告書 目次

第 1 章 事業内容

1.1 本事業の目的	第 1 章-1
1.2 実施概要	第 1 章-1
1.3 実施体制とスケジュール	第 1 章-3
1.3.1 実施体制	第 1 章-3
1.3.2 実施スケジュール	第 1 章-5

第 2 章 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討

2.1 検討の目的と方法	第 2 章-1
2.1.1 検討の目的	第 2 章-1
2.1.2 平成 30 年度の検討内容と検討方法	第 2 章-3
2.2 要素実験	第 2 章-8
2.2.1 屋根構面	第 2 章-9
2.2.2 小屋ばり構面	第 2 章-26
2.2.3 鉛直構面	第 2 章-38
2.3 小屋ばり組切妻屋根実験	第 2 章-65
2.3.1 境界条件の設定	第 2 章-65
2.3.2 実験方法	第 2 章-67
2.3.3 試験体概要	第 2 章-69
2.3.4 加力計画	第 2 章-71
2.3.5 計測計画	第 2 章-73
2.3.6 実験結果	第 2 章-79
2.4 数値解析	第 2 章-95
2.4.1 平面モデルによる解析	第 2 章-95
2.4.2 小屋ばり組の簡易解析モデル化と性能評価	第 2 章-111
2.5 仕様規定に関する提案	第 2 章-120
2.5.1 小屋ばり組の最大寸法・形状による検討	第 2 章-120
2.5.2 仕様規定の提案	第 2 章-129
2.6 まとめと今後の課題	第 2 章-132

第 3 章 断面の大きい軸材料の接合部の回転抵抗に関する検討

3.1 検討の目的と概要	第 3 章-1
3.2 小壁を有する水平載荷実験	第 3 章-3
3.2.1 実験の目的	第 3 章-3
3.2.2 構面試験体	第 3 章-3

第1章 事業内容

1.1 本事業の目的

伝統的構法による木造建築物については、建築基準法施行令3章3節において規定されている仕様（以下、仕様規定という。）に適合しない部分があることから、地震に対する安全性の確認にあたっては、仕様規定への適合を前提としない限界耐力計算等の構造計算を行わなければならない。そのため、伝統的構法による耐力要素について、仕様規定の整備が求められる。

そこで、本事業では、伝統的構法による木造建築物に用いられる耐震要素のうち、断面の大きい軸材料等を対象として、実験的・解析的検討を行い、仕様規定としての技術基準の提案を行うことを目的とした。

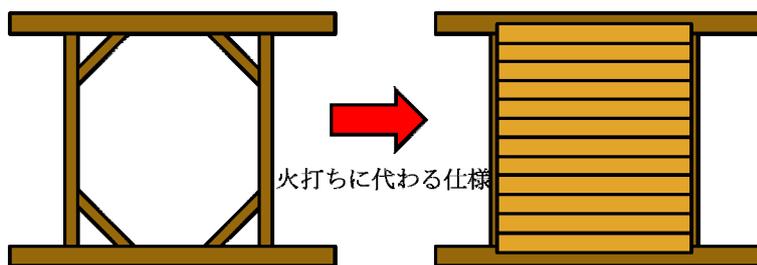
1.2 実施概要

本事業では、伝統的構法の耐力要素のうち軸材料と小屋ばり組を対象とし、2年かけて検証を行い、技術基準の提案を行った。

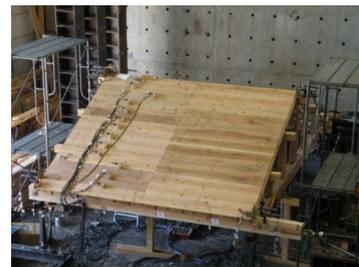
本事業では、以下に示す3つのテーマでの提案を行った。

（1）小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討（第2章）

既往の実験結果や、平成26年度に検討した火打ちに代わる床水平構面の検討方法を参考に、伝統的構法による壁、平面プランを想定したパラメトリックスタディ等により、小屋ばり組の水平構面に必要とされる屋根面のせん断性能を明らかにし、火打材に代わる仕様として用いる標準的な屋根面・小屋ばり組の仕様について検討を行った。



既往の研究：板張りの床の検討
現実に近い等分布荷重での解析・実験（等分布）を実施



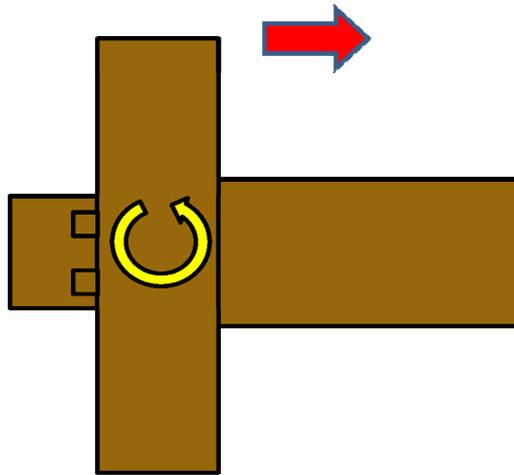
既往の研究：切妻屋根の実験
集中荷重で実験を実施

（2）断面の大きい軸材料の接合部の回転抵抗に関する検討（第3章）

伝統的構法では、断面の大きい柱等の軸材料が、横架材の接合部においてモーメント抵抗することにより、耐震性能に寄与するとされている。

そこで、既往の実験・解析的検討結果、設計式^{*1}等を元に、断面の大きい柱及び横架材で構成される接合部の回転抵抗について、水平抵抗要素として考慮するための解析的検討

を行った。

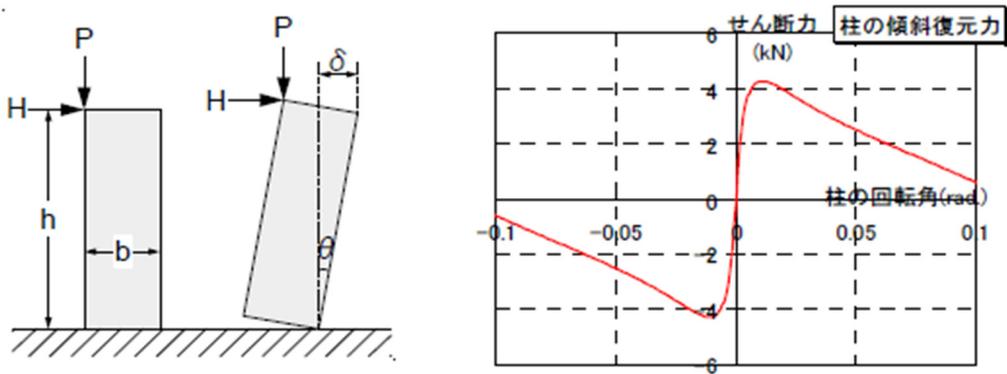


接合部の回転抵抗

(3) 断面の大きい軸材料の傾斜復元力に関する (第4章)

伝統的構法では、柱脚部における転倒に抵抗することにより、耐震性能に寄与するとされている。

そこで、既往の実験・解析的検討結果、等を元に、断面の大きい柱の傾斜復元力（転倒抵抗モーメント）を水平抵抗要素として考慮できる仕様条件を、実験および解析により確認した。また、実際の設計においてその要素を加算するための簡略式の提案を行った。



傾斜復元力

1.3 実施体制とスケジュール

1.3.1 実施体制

本事業においては、委員会およびワーキンググループを設置して、以下の有識者で構成した。

○断面の大きい軸材材料等を用いる木造建築物の技術基準に関する検討委員会

委員長	五十田 博	京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 教授
委員	鈴木 祥之	立命館大学 衣笠総合研究機構 教授
	齋藤 幸雄	齋藤建築構造研究室 代表
	後藤 正美	金沢工業大学 環境・建築学部 建築系建築学科 教授
	大橋 好光	東京都市大学 工学部 建築学科 教授
	河合 直人	工学院大学 建築学部 建築学科 教授
	腰原 幹雄	東京大学 生産技術研究所 木質構造学 教授
	中川 貴文	京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 准教授
	槌本 敬大	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ 上席研究員
協力委員	秋山 信彦	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ 研究員
	荒木 康弘	国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 基準認証システム研究室 主任研究官
行政	青木 亮	国土交通省住宅局 建築指導課 課長補佐
	徳竹 忠義	国土交通省住宅局 建築指導課 係長
事務局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション
	山崎 渉	(株) ドット・コーポレーション
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション

○軸材料の耐震性能検討ワーキンググループ

主 査 河合 直人 工学院大学 建築学部 建築学科 教授
委 員 中川 貴文 京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 准教授
藤田 香織 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 准教授
瀧野 敦夫 奈良女子大学 生活環境学部 住環境学科 講師
佐藤 弘美 金沢工業大学 環境・建築学部 建築系建築学科 講師
北守 顕久 京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 助教
向坊 恭介 鳥取大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助教
秋山 信彦 国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ 研究員
協力委員 荒木 康弘 国土交通省国土技術政策総合研究所
建築研究部 基準認証システム研究室 主任研究官
オブザーバー 樋本 敬大 国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ
上席研究員

行 政 青木 亮 国土交通省住宅局 建築指導課 課長補佐
徳竹 忠義 国土交通省住宅局 建築指導課 係長

事 務 局 平野 陽子 (株) ドット・コーポレーション
山崎 涉 (株) ドット・コーポレーション
佐々木留美 (株) ドット・コーポレーション

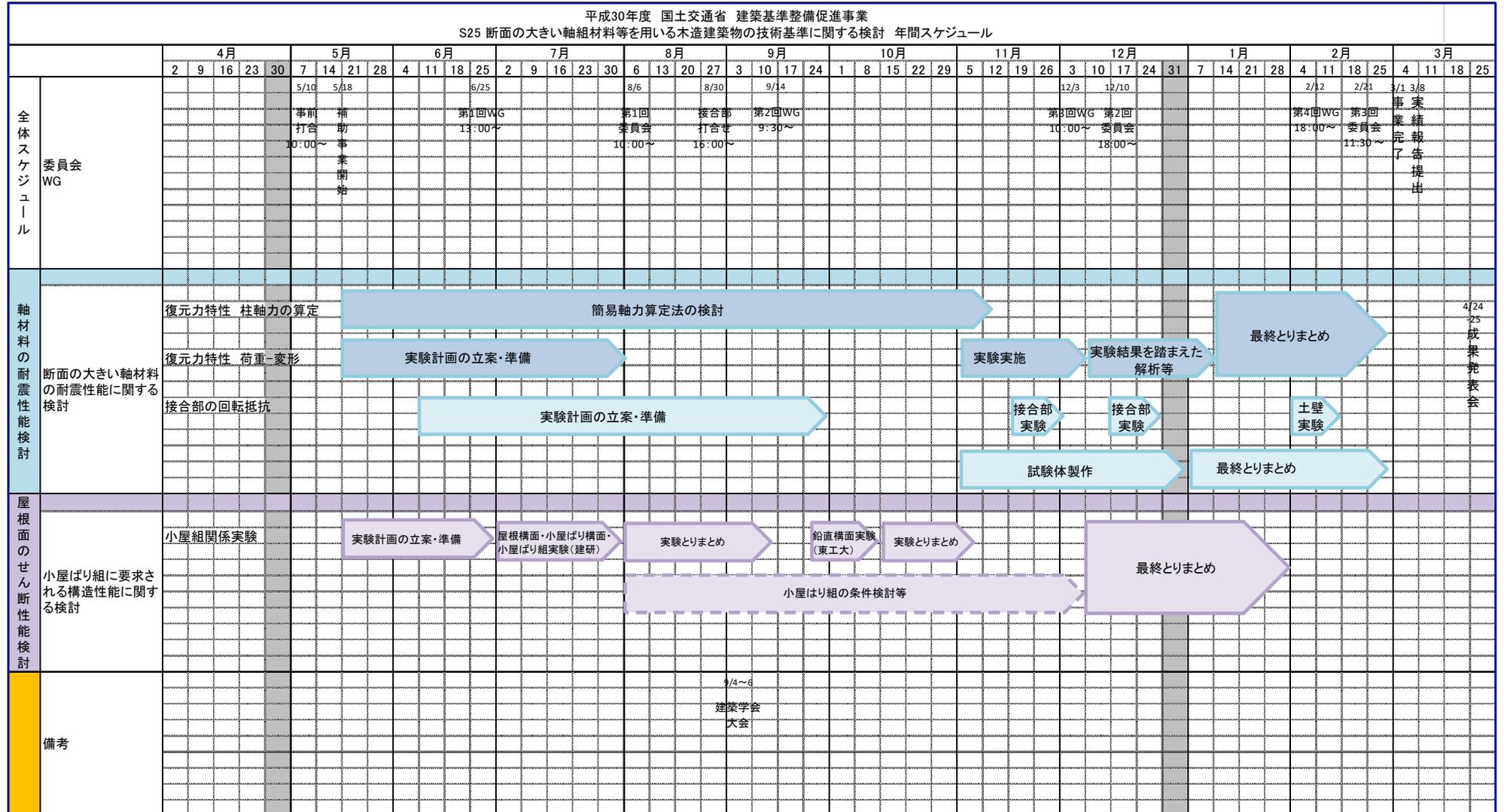
○屋根面のせん断性能検討ワーキンググループ

主 査 五十田 博 京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 教授
委 員 中川 貴文 京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 准教授
山崎 義弘 東京工業大学 環境・社会理工学院 坂田研究室 助教
秋山 信彦 国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ 研究員
協力委員 荒木 康弘 国土交通省国土技術政策総合研究所
建築研究部 基準認証システム研究室 主任研究官
オブザーバー 樋本 敬大 国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ
上席研究員

行 政 青木 亮 国土交通省住宅局 建築指導課 課長補佐
徳竹 忠義 国土交通省住宅局 建築指導課 係長

事 務 局 平野 陽子 (株) ドット・コーポレーション
山崎 涉 (株) ドット・コーポレーション
佐々木留美 (株) ドット・コーポレーション

1.3.2 実施スケジュール



第2章 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討

2.1 検討の目的と方法

2.1.1 検討の目的

小屋ばり組は、鉛直支持能力だけでなく、地震や風による水平荷重に対する水平構面としてのせん断性能も必要である。しかし、伝統的仕様の小屋ばり組は、構造用合板等の幅広の面材料や火打ちばりを使用しないため、現行規定の要求性能を満たしがたい。

そこで昨年度に検討された事項をもとに、伝統的仕様の小屋ばり組切妻屋根(図2.1.1-1)を対象として、地震や風等の外乱を想定した等分布荷重による実大水平加力実験を実施し、せん断性能を把握する。また、小屋ばり組の各構成要素(図2.1.1-2)の実験との比較により、各要素のせん断性能から小屋ばり組のせん断性能評価の可能性を検証し、各部の仕様の変化がせん断性能に及ぼす影響についても考察する。これらを踏まえ、伝統的仕様による小屋ばり組切妻屋根の構造安全性を担保するための仕様規定を提案する。

検討の手順は以下の通りである。

① 小屋ばり組の各構成要素の実験(2.2節)

小屋ばり組における各要素のせん断性能を把握するために、屋根構面、小屋ばり構面、鉛直構面に対し、一般的な頂部集中荷重形式による面内せん断実験を行う。

② 伝統的仕様小屋ばり組切妻屋根の実大水平加力実験(2.3節)

小屋ばり組切妻屋根の実大水平加力実験を行う。集中荷重で加力した既往実験とは異なり、本実験では地震や風等を想定した等分布荷重による加力方法とする。また、①の各要素実験から得たデータをもとに、小屋ばり組切妻屋根の全体挙動を予測するとともに、屋根構面と小屋ばり構面のせん断力-変形角関係の加算則成立可否を検討する。

③ 簡易モデルによる数値解析(2.4節)

要素実験結果に基づいて、平面解析モデルを作成し、小屋ばり組切妻屋根の実大水平加力実験の再現解析を行う。各部の仕様、特に鉛直構面に設けるべき水平抵抗要素の変化が小屋ばり組のせん断性能に及ぼす影響についても考察する。また、さらに抽象化した簡易解析モデルも導入し、平面解析モデルの数値解と整合することを確認するとともに、簡易解析モデルの解析解から、各部剛性の変化が全体挙動におよぼす影響を数式表現により理解する。

④ 小屋ばり組の各部仕様規定の提案(2.5節)

①～③の検討結果に基づき、小屋ばり組の各部に関する仕様規定を提案する。小屋ばり組の最大スパンや、小屋組内耐力壁を省略できる条件などは、基本的には昨年度の検討方法を踏襲するが、用いる数値については学術的根拠等を踏まえ一部見直しを行う。

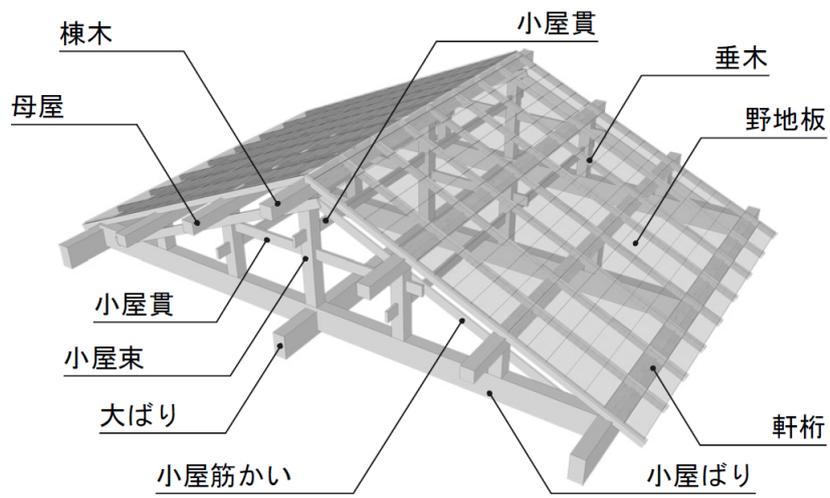


図 2.1.1-1 小屋ばり組切妻屋根



(a) 屋根構面 (b) 小屋ばり構面 (c) 鉛直構面

図 2.1.1-2 小屋ばり組切妻屋根における各構面

2.1.2 平成 30 年度の検討内容と検討方法

前節で挙げた①～④に関して、検討内容を示す。

① 小屋ばり組の各構成要素の実験 (2.2 節)

屋根構面、小屋ばり構面、鉛直構面について頂部集中荷重形式による面内せん断実験を行った。鉛直構面は小屋貫仕様、小屋筋かい仕様の 2 仕様を用意し、各試験体につき 3 体の実験を行った。実験により得られたせん断力-せん断変形角関係を図 2.1.2-1～3 に示す。

屋根構面および小屋ばり構面の床倍率は、それぞれ 0.28, 0.05 に相当することを確認した。鉛直構面は小屋貫より小屋筋かいを設ける方が初期剛性を高めるには有効であった。

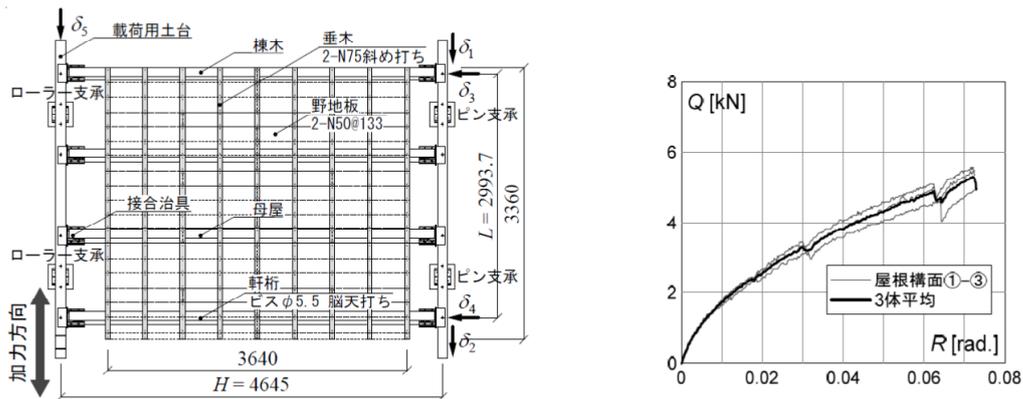


図 2.1.2-1 屋根構面試験体のせん断力-せん断変形角関係

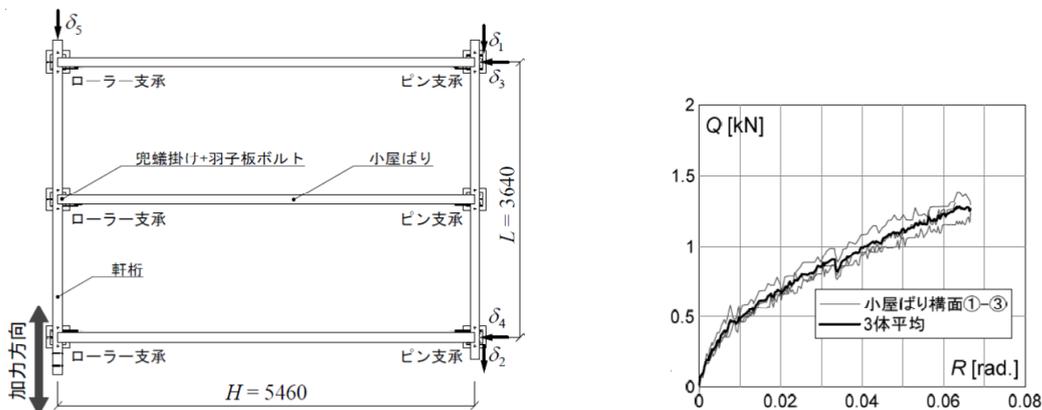


図 2.1.2-2 小屋ばり構面試験体のせん断力-せん断変形角関係

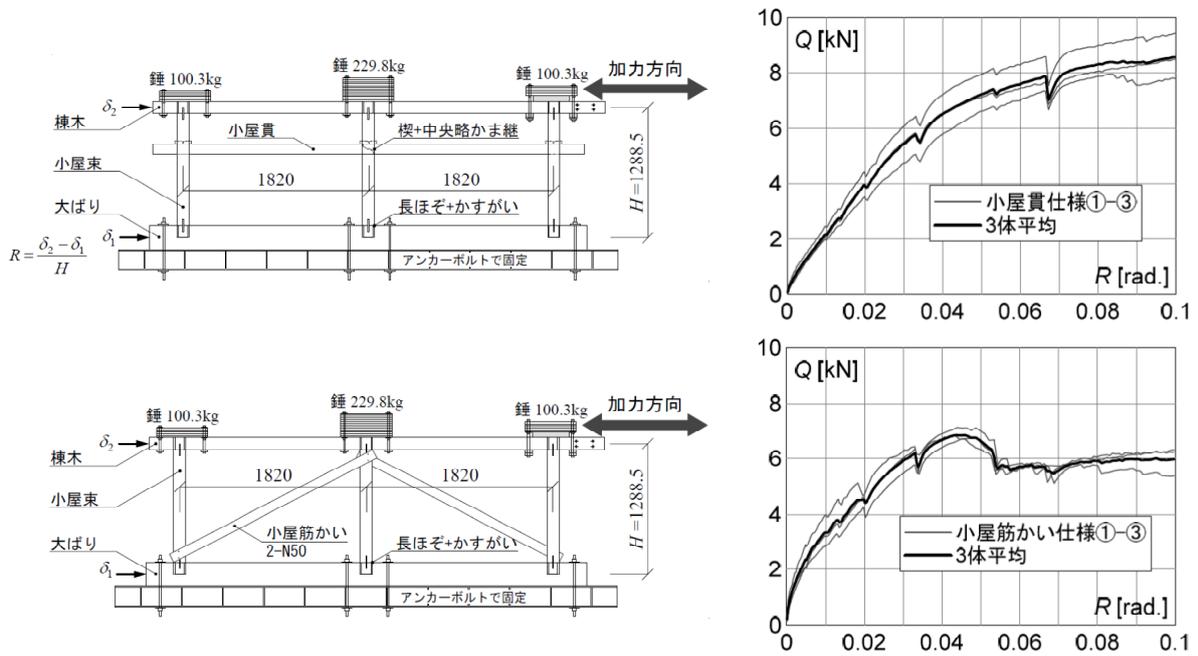


図 2.1.2-3 鉛直構面試験体のせん断力-せん断変形角関係
(上段：小屋貫仕様、下段：小屋筋かい仕様)

② 伝統的仕様小屋ばり組切妻屋根の実大水平加力実験 (2.3節)

はり間 5.46m, 桁行き 3.64m, 4.5 寸勾配の実大切妻屋根試験体に対し、各母屋・棟木に水平力を与えることで等分布荷重を再現した加力方法による実験を行った。境界条件として、両軒桁を水平支持した単純ばり形式と、片側の軒桁を水平・回転支持した片持ちばり形式の2種類を考慮した(図 2.1.2-4)。

図 2.1.2-5(a)より、片持ちばり形式のせん断力-せん断変形角関係は、屋根構面と小屋ばり構面のせん断力-せん断変形角関係の加算と概ね一致することを確認した。また図 2.1.2-5(b)より、片持ちばり形式より単純ばり形式の方が、小屋ばり構面の曲げ抵抗によって同一変形角時のせん断力が上昇するとともに、片持ちばり形式でも小屋ばり構面の曲げ抵抗によって自由端側より固定端側の方が同一変形角時のせん断力が上昇することを確認した。黒丸 (= 2.84kN) は2階建てを想定した許容応力度設計レベルの地震力に対する応答値であり、変形角が 1/200rad 程度に収まっていることから、十分な性能を有していると考えられる。

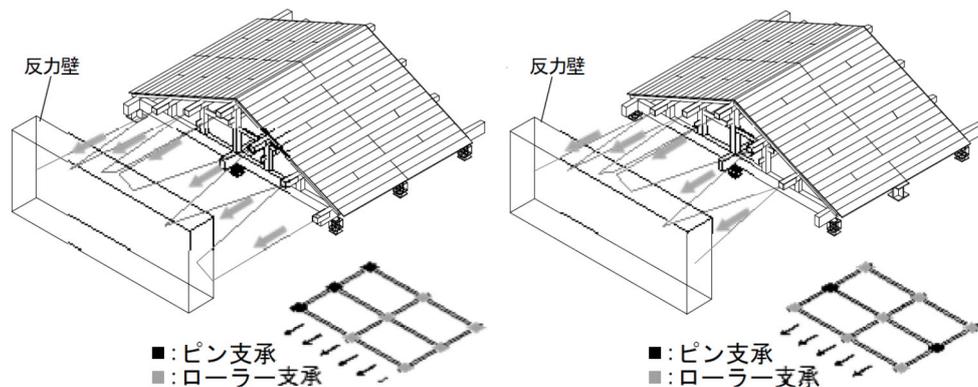


図 2.1.2-4 小屋ばり組試験体の加力方法 (左: 片持ちばり形式、右: 単純ばり形式)

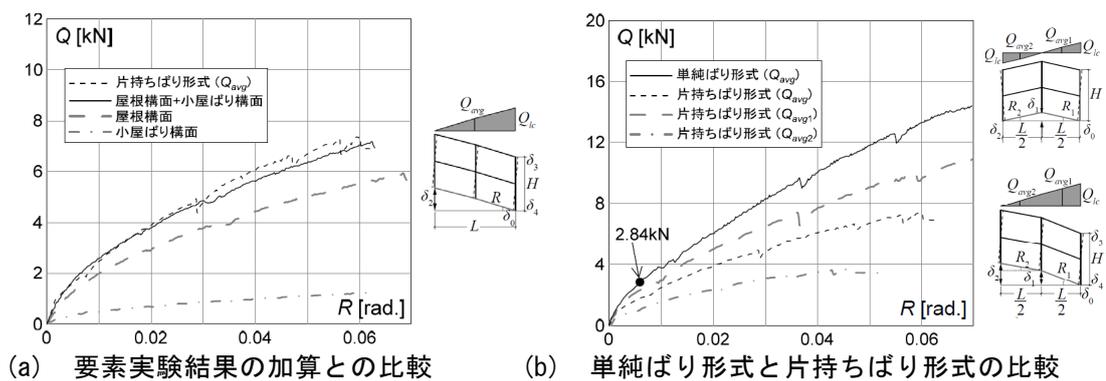


図 2.1.2-5 小屋ばり組試験体のせん断力-せん断変形角関係

③ 簡易モデルによる数値解析 (2.4節)

図 2.1.2-6 のように桁行き方向の要素を集約した平面解析モデルを用い、小屋ばり組切妻屋根の水平加力実験の再現解析を行った。各要素の非線形特性は、要素実験、または小屋ばり組実験の結果に基づいて決定した。図 2.1.2-7 に示すように、片持ちばり形式、単純ばり形式とも、解析結果は実験結果に概ね一致した。

本モデルを用い、鉛直構面の仕様を変化させた場合の全体挙動への影響をパラメトリックに検討した結果を図 2.1.2-8 に示す。片持ちばり形式では、鉛直構面の仕様変化がおよぼす影響は極めて小さいが、単純ばり形式では $1/100\text{rad}$ 以降で仕様による差が見られた。小屋貫を小屋筋かいに変更しても性能は大きく変わらないが、小屋束接合部を長ほぞから短ほぞに変更すると大変形時のせん断力が低下が大きかった。極大地震として 2 階の層せん断力係数 $C_2 = 1.0$ 相当の地震力を考慮すると、鉛直構面の水平抵抗要素として長ほぞと小屋貫または小屋筋かいを用いる必要があると考えられる。

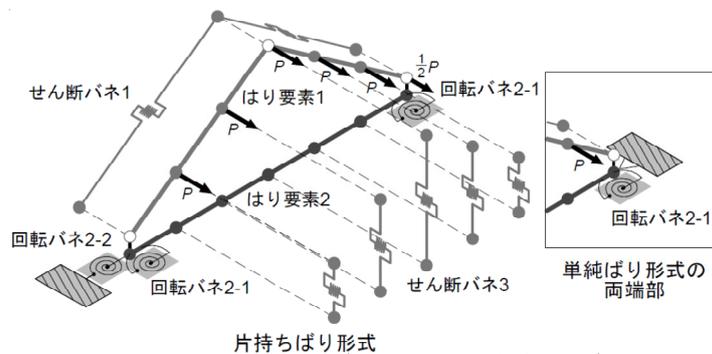


図 2.1.2-6 小屋ばり組の平面解析モデル

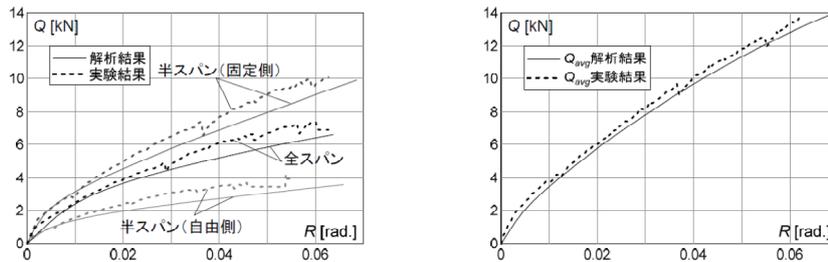


図 2.1.2-7 再現解析の精度 (左：片持ちばり形式、右：単純ばり形式)

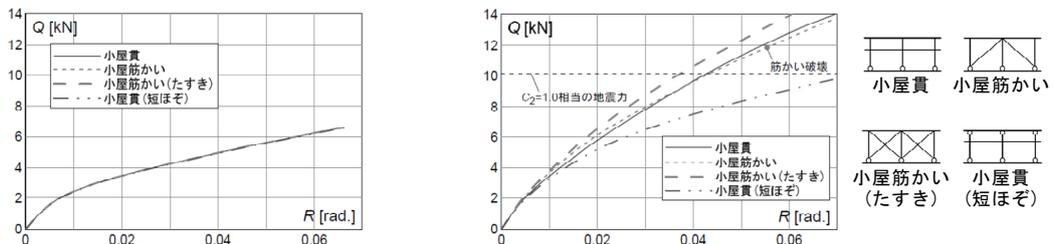


図 2.1.2-8 鉛直構面の仕様変化がおよぼす影響 (左：片持ちばり形式、右：単純ばり形式)

④ 小屋ばり組の各部仕様規定の提案（2.5節）

②で得た小屋ばり組切妻屋根の床倍率換算値を基に、地震・風に対する構造安全性を担保するための仕様規定を検討した。昨年度の検討で用いた力学モデルを踏襲し、小屋ばり組の最大スパンと内壁量の関係を定めるとともに、各部詳細の仕様規定を下記の1),2)のように提案した。

1) 最大スパンと内壁量

はり間（小屋ばりが掛かる）方向は最大 **7.28m** までとする。また、小屋ばりスパン、建物階数、桁行き方向耐力壁の偏心の有無（壁率比）に応じて、**桁行き方向の両側端部分を除いた建物内部に、表 2.1.2-1 に示す割合の壁量を当該小屋ばり組がかかる階の桁行き方向に確保**する。

ただし、内壁を過剰に配置すると建物外周部の壁量が不足する可能性があるため、両側端部にも全体の 25%以上の壁量をそれぞれ確保することが望ましい。

表 2.1.2-1 小屋ばりスパンごとに必要とされる内壁の負担割合

小屋ばり スパン(m)	平屋		2階	
	偏心なし (壁率比=1)	偏心あり (壁率比=0.5)	偏心なし (壁率比=1)	偏心あり (壁率比=0.5)
3.64	—	—	—	0.15
5.46	—	0.2	0.1	0.3
7.28	0.1	0.3	0.2	0.4

2) 各部詳細

2-1) 屋根構面：野地板（幅 **180mm**、厚さ **15mm**）を垂木（45x60mm、継手がある場合は乱になるように）に対して、**2-N50（間隔 135mm）**で接合する。あるいは、**床倍率が 0.28 以上^{注)}**であることを確認した仕様とする。垂木は釘 N75 で両面から斜め打ち、軒桁にはあおり止め金物を設ける。

2-2) 小屋ばり構面：小屋ばりと軒桁の接合は、**かぶとあり掛け、羽子板ボルト締めと同等以上の耐力を有する仕様で緊結**する。

2-3) 鉛直構面（桁行）：小屋束は棟木・母屋（上部）に**長ほぞ差し両面かすがい打ち**、小屋ばり（下部）に**短ほぞ差し両面かすがい打ち**で接合する。振れ止めとして**小屋貫（27x105mm）または小屋筋かい（15x90mm、2-N50）**を設ける（小屋束上下の横架材芯々間距離が 600mm 以下の場合は不要）。

2-4) 鉛直構面（はり間）：妻壁あるいは小屋筋かいを設ける。

注) ただし、2.5.1(a)「性能値の評価方法」で言及したように、本検討では許容せん断耐力を従来の最小値による評価ではなく、 $2/3P_{max}$ による評価を適用したため、従来の床倍率評価による 0.28 以上だけではなく、 $2/3P_{max}$ による評価で 0.66 以上を確保することが望ましい。

2.2 要素実験

小屋ばり組切妻屋根は建築ごとに大きさや勾配が異なるため、壁構面のように実験結果を直接設計用のデータとして用いることが難しい。したがって、要素実験結果から力学モデルを介して設計できるような計算モデルが必要となる。

そこで、各構成要素の性能把握の一つとして、小屋ばり組切妻屋根の全体実験に先立ち、屋根構面、小屋ばり構面、鉛直構面の各要素実験を行った（図 2.2-1）。

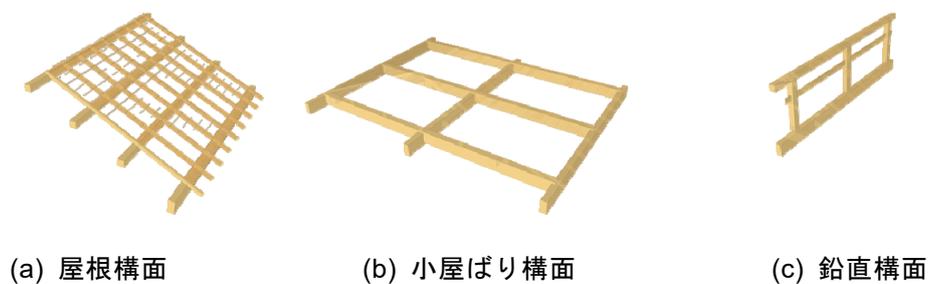


図 2.2-1 小屋ばり組切妻屋根における各構面

2.2.1 屋根構面

屋根構面実験では、実際の切妻屋根の勾配を考慮した試験体形式とし、頂部集中荷重形式による面内せん断実験を行った。

2.2.1(a) 実験方法

図 2.2.1-1、写真 2.2.1-1 に本実験のセットアップを示す。本実験は、建築研究所構造複合実験棟にて理研の 200kN 油圧シリンダを用いて加力した。

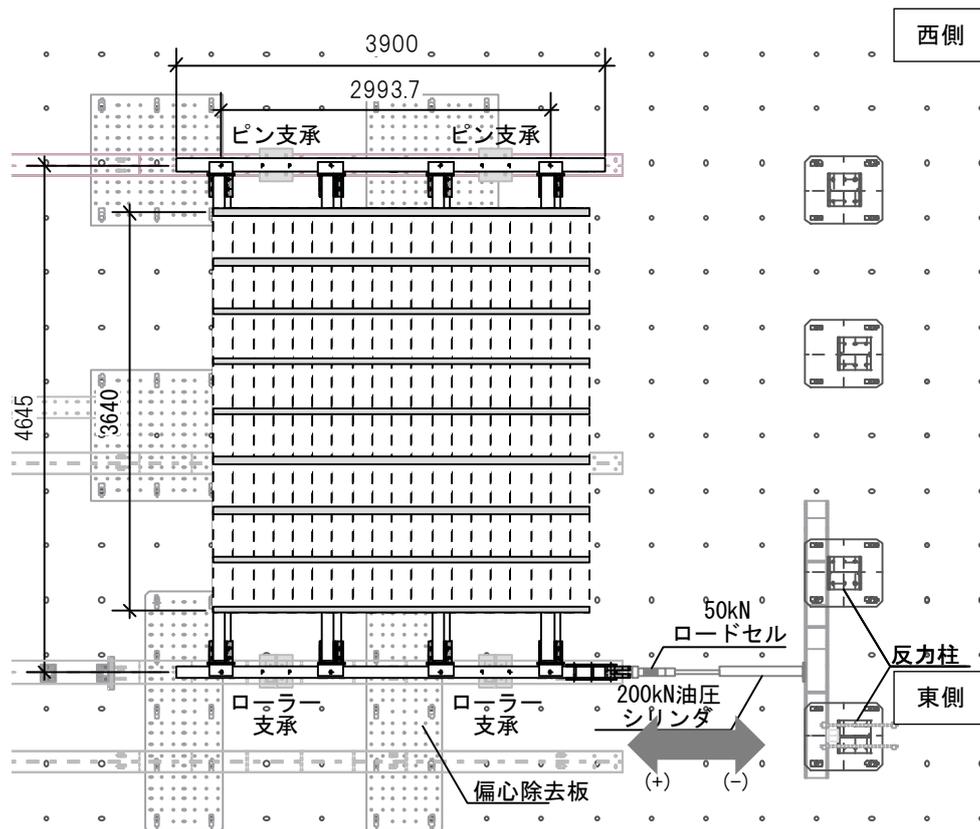


図 2.2.1-1 屋根構面セットアップ 伏図

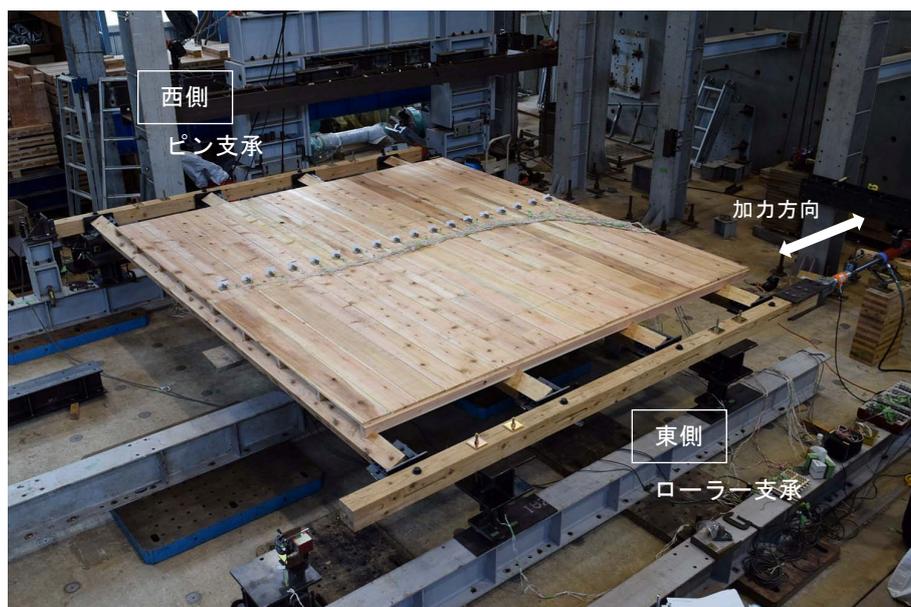


写真 2.2.1-1 屋根構面セットアップ

本試験体は水平に寝かせた状態で設置し、西側の載荷用土台は両ねじボルト（M16）でピン治具に固定し、東側の載荷用土台加力側は同様に両ねじボルトでボールベアリングを入れたローラー治具に取り付け、水平方向に動くようにした。

加力は、油圧シリンダの先端に 50kN ロードセルを取り付け、ピン治具を用いて東側載荷用土台と接合し、行った。

2.2.1(b) 試験体概要

屋根構面試験体では、屋根勾配を考慮した母屋に対する垂木の掛かりを設け、計3体行った。試験体形状を図2.2.1-2に、試験体断面寸法および材料特性を表2.2.1-1に示す。試験体名称は屋根構面①、屋根構面②、屋根構面③とした。4寸5分勾配の屋根構面を再現するため、母屋（棟木・軒桁）を傾けた状態とし、母屋間隔は997.9mm（勾配がついた状態で910mm間隔）としている。母屋と载荷用土台間の傾斜分のねじれを解消するために、母屋と载荷用土台の接合は写真2.2.1-2に示すような鋼製の治具を用いた。垂木（@455）は母屋にN75-2本で斜め打ち、軒桁にビスφ5.5-1本で脳天打ちで留め、野地板は垂木芯突きつけて垂木ごとにN50-2本で取り付けた。

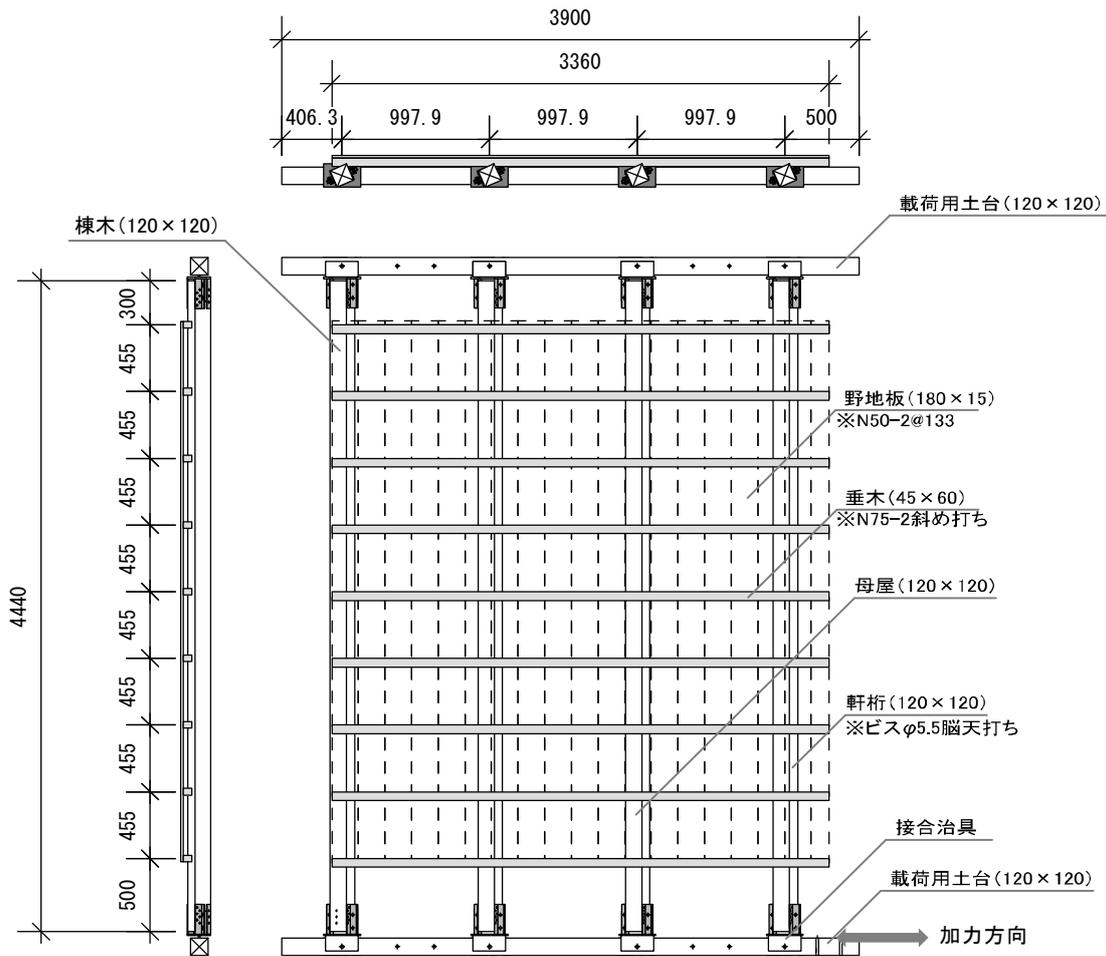


図 2.2.1-2 屋根構面試験体

表 2.2.1-1 材料特性

部材名称	試験体名称	寸法 [mm]	強度等級	材種	含水率 [%]	比重
野地板	屋根構面①	180×15×2000	無等級	スギ	20.7	-
	屋根構面②				27.7	0.43
	屋根構面③				27.3	0.40
垂木	屋根構面①	45×60×3360			12.3	-
	屋根構面②				12.1	0.41
	屋根構面③				18.7	0.40
土台	屋根構面①	120×120×3900			9.3	-
	屋根構面②				9.0	0.40
	屋根構面③				13.0	0.36
棟木 母屋 軒桁	屋根構面①	120×120×4440	18.6	-		
	屋根構面②		21.0	0.44		
	屋根構面③		24.0	0.45		



写真 2.2.1-2 載荷用土台－母屋の接合に用いた治具

2.2.1(c) 加力計画

文献 2.2-1) に準拠し、片側土台を固定して実施した。見かけのせん断変形角が 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50rad.を一回ずつ正負交番繰り返し載荷を行い、その後正側にジャッキのストローク限界まで単調載荷を行った後、荷重をゼロに戻し実験終了とした。ジャッキの押し側を正加力(+)、引き側を負加力(-)とする。載荷履歴詳細を表 2.2.1-2 に、載荷履歴を図 2.2.1-3 に示す。

表 2.2.1-2 載荷履歴詳細

変形角[rad.]	1/450 0.0022	1/300 0.0033	1/200 0.0050	1/150 0.0067	1/100 0.0100
変位[mm]	10.32	15.48	23.23	30.97	46.45
変形角[rad.]	1/75 0.0133	1/50 0.0200	1/30 0.0333	1/15 0.0667	1/13(over) 0.0769
変位[mm]	61.93	92.90	154.83	309.67	357.31

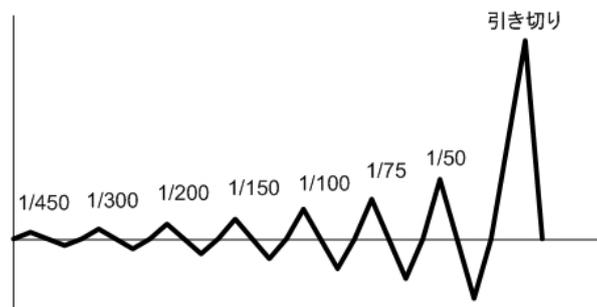


図 2.2.1-3 載荷履歴

2.2.1(d) 計測計画

試験体全体の計測計画を図 2.2.1-4, 2.2.1-5 に示す。荷重は加力ジャッキに取り付けたロードセルにより計測し、変形角は载荷用土台の固定点、加力点それぞれに高感度変位計、ワイヤー変位計を用いて絶対水平変位を計測した。また、西側の载荷用土台に取り付けた高感度変位計を用いて絶対水平変位を計測し、ロッキングの影響を除いた真の変形角を算出した。その他に、野地板同士のすべりを 18 箇所、変位計を用いて計測を行った。また、途中、1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/15rad.時に観察を行った。

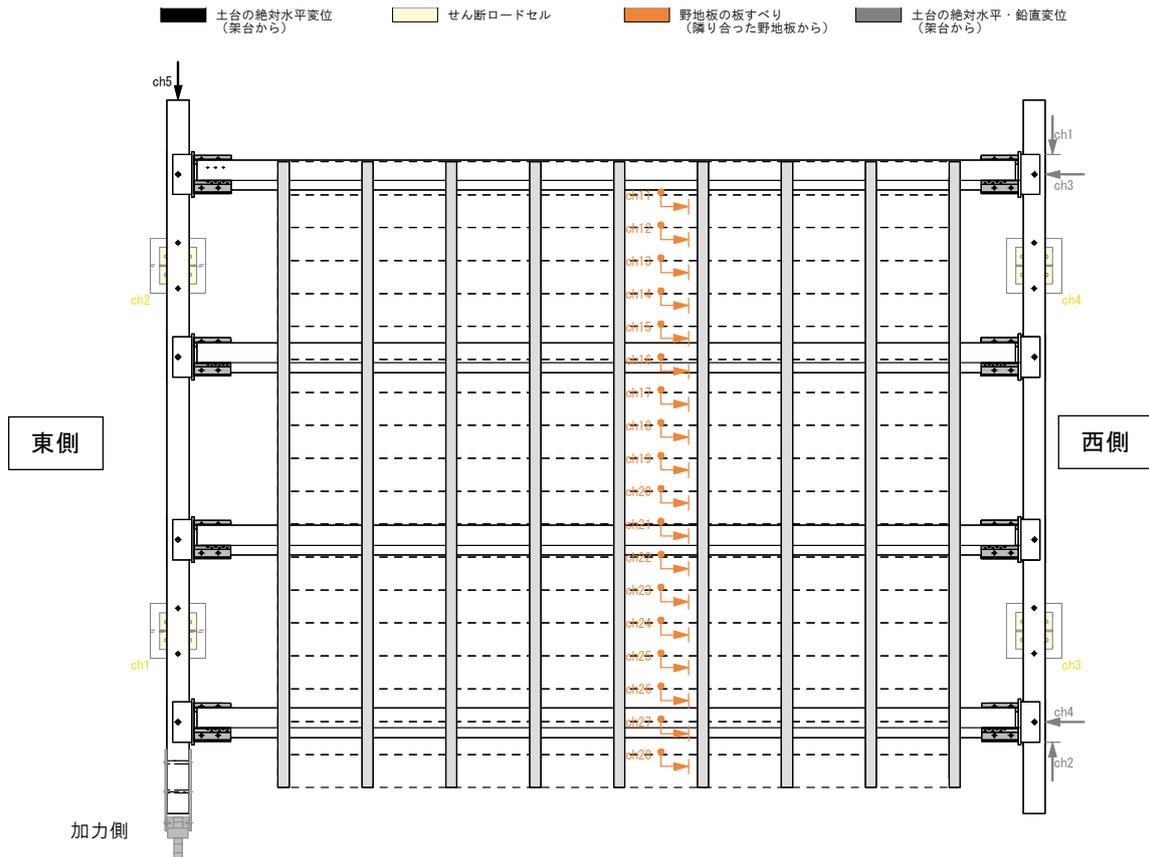


図 2.2.1-4 屋根構面計測計画 伏図

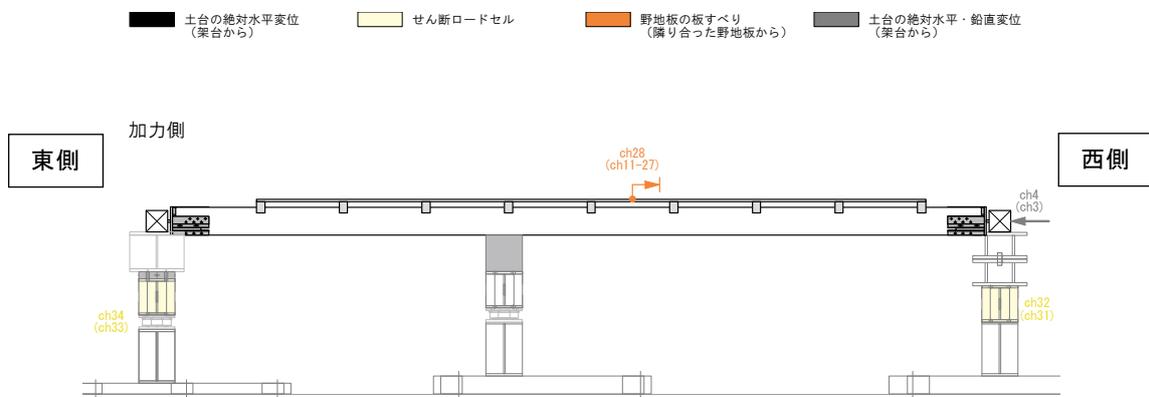


図 2.2.1-5 屋根構面計測計画 東西方向

図2.2.1-6に加力によるロッキングの影響を考慮した真のせん断変形角 R の計測方法を示す。加力点における加力方向水平変位（以下、水平変位）を δ_5 [mm]（ワイヤー変位計により計測）とし、固定点の水平変位を δ_1, δ_2 [mm]、加力直交方向水平変位（以下、垂直変位）を δ_3, δ_4 [mm]（高感度変位計 CDP25 により計測）とする。

真のせん断変形角 R

$$R = \frac{\delta_5 - \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}}{H} - \theta_\alpha \quad [\text{rad.}] \quad (2.2-1)$$

固定側載荷用土台の回転角 θ_α

$$\theta_\alpha = \frac{\delta_3 - \delta_4}{L'} \quad [\text{rad.}] \quad (2.2-2)$$

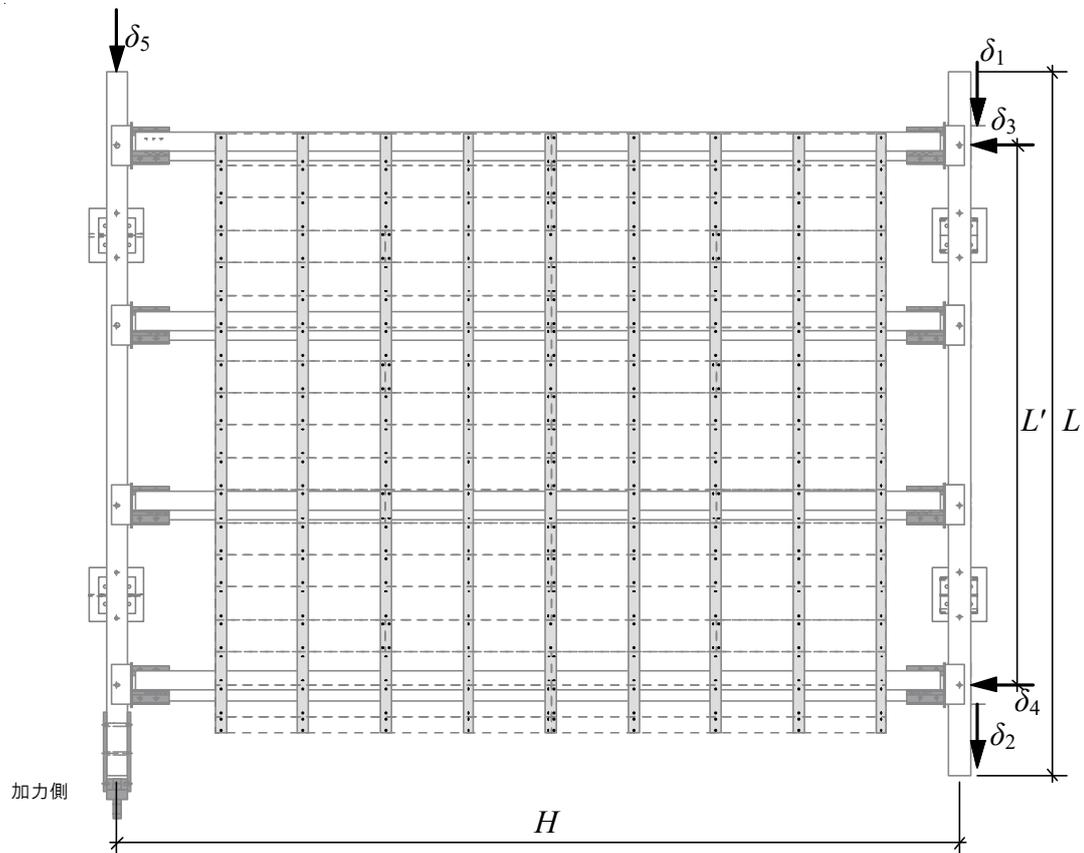


図 2.2.1-6 変形角 R の計測方法

2.2.1(e) 実験結果

図 2.2.1-7 に屋根構面試験体それぞれのせん断力-真のせん断変形角関係を、図 2.2.1-8 に包絡線を示す。3 体とも初期剛性は概ね一致した。

せん断力は、図 2.2.1-9 中の式(2.2-3)に示すように垂木軸方向に屋根構面をせん断する場合に有効な幅あたりのせん断力に変換したものとした。

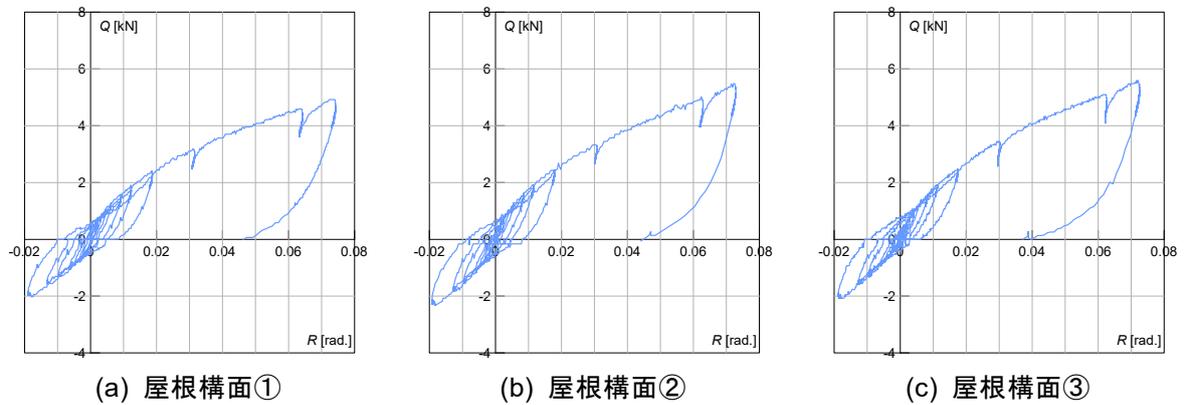


図 2.2.1-7 せん断力-せん断変形角関係

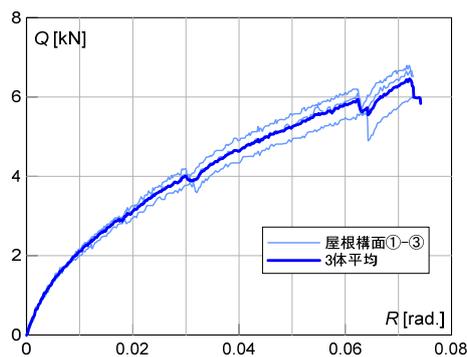


図 2.2.1-8 包絡線

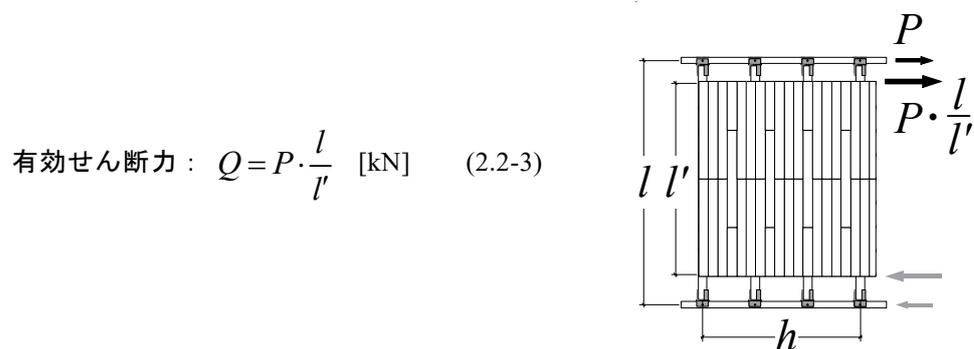


図 2.2.1-9 せん断力補正方法

写真 2.2.1-3 に破壊性状を示す。全試験体共通して、1/75rad.のあたりから、変形とともに釘のすべりによる野地板同士のずれや垂木のころびが増大していった。1/50rad.時以降では、垂木が母屋にめり込む様子を目視により確認した。



(a) 野地板同士の板すべり



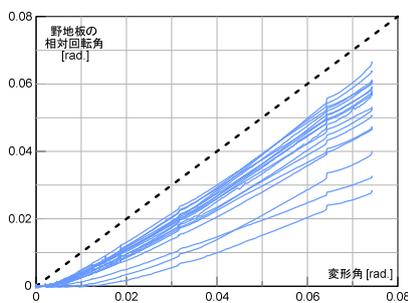
(b) 垂木のころび



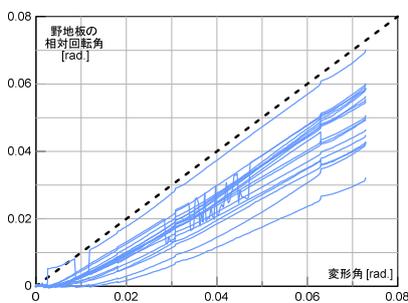
(c) 1/15rad.変形時

写真 2.2.1-3 破壊性状

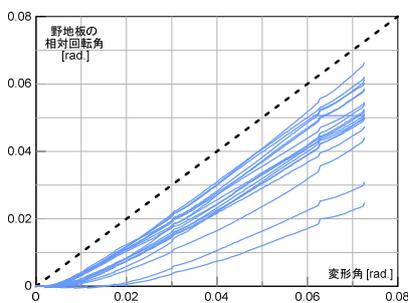
図 2.2.1-10 に野地板の相対変形角—真のせん断変形角の関係を示す。野地板の相対回転角は、野地板同士の相対すべりを隣り合う野地板の中心間距離で除したものと定義した。3体すべての試験体において、野地板の相対変形角が変形角に比べて、小さくなった。これは、加力による垂木のころび（写真 2.2.1-3(b)）をはじめとする他部材の変形の影響があると考えられる。また、軒先にある野地板においては、よりその影響が大きい。



(a) 屋根構面①



(b) 屋根構面②



(c) 屋根構面③

図 2.2.1-10 野地板の相対回転角—せん断変形角関係

面内せん断挙動の評価法

文献 2.2-2)を参考に、野地板－垂木間に打ちつけた釘によるせん断特性を評価する。垂木に対して打ちつけた釘の挙動イメージを図 2.2.1-11 に示す。

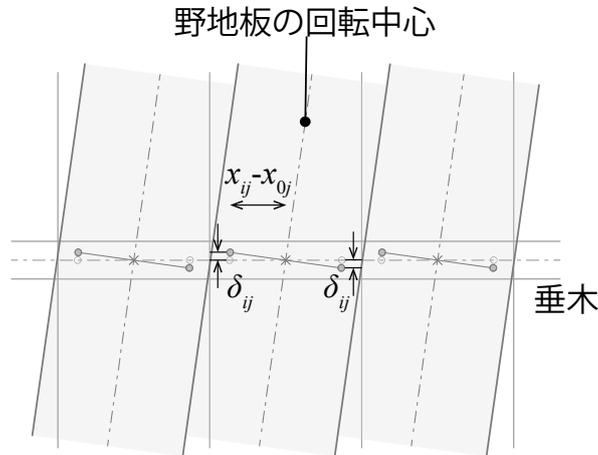


図 2.2.1-11 釘の挙動イメージ

野地板ごとの回転中心 x_{0j} を式(2.2-4)より求める。

$$x_{0j} = \frac{\sum_{i=1}^n x_{ij}}{n} \quad (2.2-4)$$

<p>x_{0j} : j 枚目の野地板の回転中心 x_{ij} : j 枚目の野地板の i 本目の釘の位置 n : 1 枚の野地板に打たれる釘の本数</p>

x_{0j} は釘接合部の回転中心であり、本試験体では全ての野地板の中心に位置する。

次に、野地板構面の変形角 R を任意の値として与え、 j 枚目の野地板の i 本目の釘のすべり $\delta_{n,ij}$ を式(2.2-5)で求める。また、野地板構面のせん断力 Q は、釘のせん断力によって各野地板に生じるモーメントの総和を l' で除したものとした (式(2.2-6))。ここで、式中の $P_{n,ij}(\delta_{n,ij})$ は、以下に示す釘 (N50) のせん断実験結果より得たせん断力-すべり関係を用いた。

$$\delta_{n,ij} = R|x_{ij} - x_{0j}| \quad (2.2-5)$$

$$Q = \frac{1}{l'} \sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^n P_{n,ij}(\delta_{n,ij}) |x_{ij} - x_{0j}| \quad (2.2-6)$$

l' : 屋根構面のスパン (図 2.2.1-9)

N : 野地板の枚数

釘のせん断実験

使用した釘（N50）のせん断力－すべり関係を取得するための要素実験を行った。

試験体は図 2.2.1-12 に示すように垂木（断面寸法：45×60mm）の両側面に野地板（断面寸法：180×15mm）を釘（N50）4 本で各面に打ち付け、垂木同士を押し合う形式で計 4 体行った。両側の野地板が負担するせん断力は等しいと仮定して、図 2.2.1-12 に示す位置で計測した垂木材－野地板材間のすべりを上下 4 箇所ずつ計 8 箇所計測し、釘 1 本当たりのせん断力－すべり関係を算出した。試験体数は 4 体とし、計 16 箇所のせん断力－すべり関係を取得した（図 2.2.1-13）。

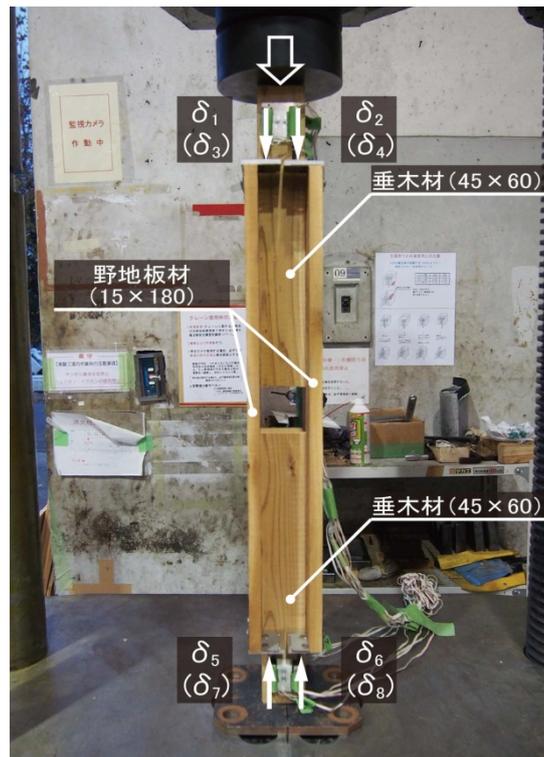


図 2.2.1-12 釘せん断実験のセットアップ

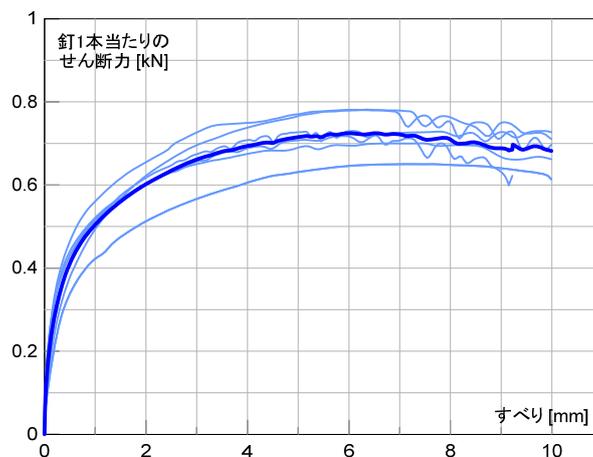


図 2.2.1-13 釘 1 本あたりのせん断力－すべり関係

垂木のころび（ねじり）による剛性

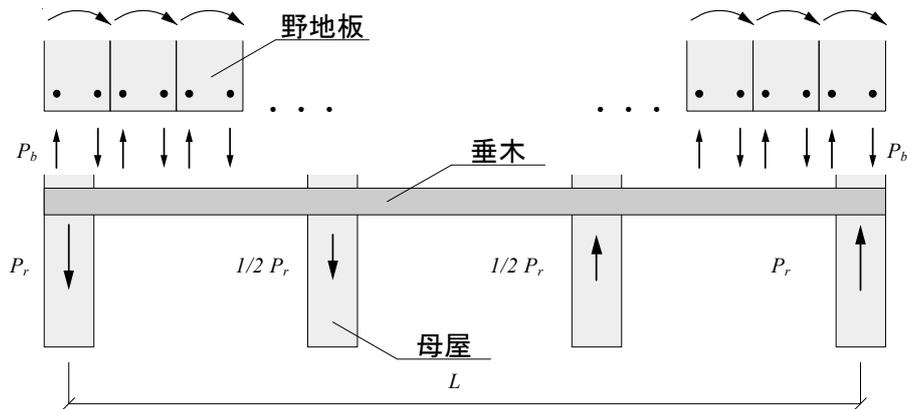


図 2.2.1-14 野地板・母屋が垂木に与える力

野地板および母屋が垂木に与える力のモデルを図 2.2.1-14 に示す。
野地板が垂木に与えるモーメントは式(2.2-7)で求められる。

$$M_b = P_r \times d \times n \quad (2.2-7)$$

d : 野地板をとめる釘の距離
 n : 野地板の枚数

また、母屋が垂木に与えるモーメントは式(2.2-8)で求められる。

$$\begin{aligned} M_r &= P_r \times L + \frac{1}{2} P_r \times \frac{1}{3} L \\ &= \frac{7}{6} P_r L \end{aligned} \quad (2.2-8)$$

$d \times n \approx L$ とすると、 $M_b = M_r$ より、

$$P_b = \frac{7}{6} P_r \quad (2.2-9)$$

P_b と P_r で 1/6 ほどの差異があるが、今回は評価の簡易化のために中央 2 本の母屋の反力は考慮せず、 $P_b = P_r$ と扱う。

この時、垂木は一樣のねじりを受ける状態にモデル化することができる（図 2.2.1-15）。

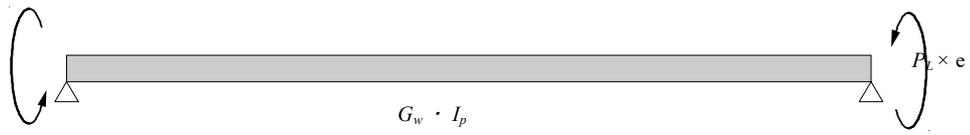


図 2.2.1-15 一様のねじりを受ける垂木

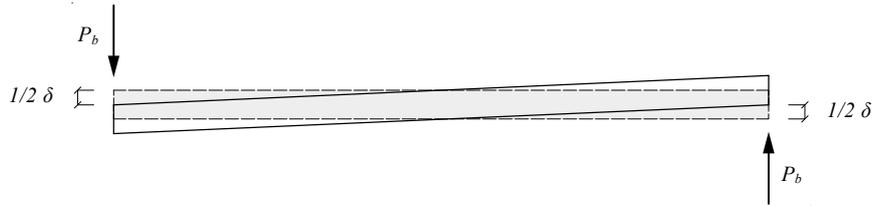


図 2.2.1-16 垂木のねじりによって生じる上下端面間の水平変位

垂木のねじりによって生じる上下端面間の水平変位（図 2.2.1-16）は式(2.2-10)で表すことができる。

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{P_b e}{G_w I_p} \times L \times e \\ &= \frac{P_b e^2 L}{G_w I_p} \end{aligned} \quad (2.2-10)$$

e : 転ばし寸法
 G_w : せん断弾性係数 (=E/15)
 I_p : サンプナンねじり定数

垂木 1 本あたりの負担せん断力を P_r とすると、垂木 1 本のねじりによるせん断剛性は式 (2.2-11) で表すことができる。

$$\begin{aligned} K_r &= \frac{P_r}{\delta} \times L \\ &= \frac{G_w I_p}{e^2} \text{ [kN/rad.]} \end{aligned} \quad (2.2-11)$$

実験では垂木を 9 本用いているため、その本数分考慮するとともに、屋根構面の要素実験では垂木軸方向へのせん断のため、向きの補正も行った。

屋根構面の全体剛性 K は、釘のすべりによる剛性 K_0 と垂木のころびによる剛性 K_r を用いて算出した (式(2.2-12))。

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_0} + \frac{1}{K_r}} \quad (2.2-12)$$

せん断力-変形角関係の実験結果と評価結果の比較を図 2.2.1-17 に示す。初期剛性は、実験値が評価法より低めに出た。また、変形角が増加するにつれ、実験値の方が評価法に比べ荷重が大きくなるのは、野地板同士の摩擦や、母屋・軒桁に対する垂木の掛かり部のモーメント抵抗による影響であると考えられる。

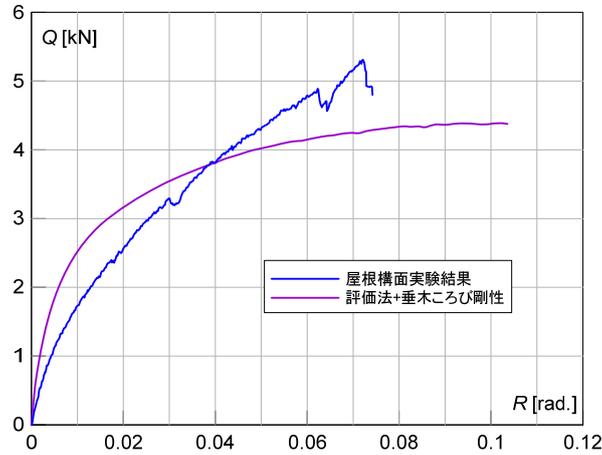


図 2.2.1-17 評価法と実験値の比較

2.2.1(f) 床倍率の算出

特性値一覧を表 2.2.1-4 に示す。床倍率の算定においては、文献 2.2-1) を参照し、1/15rad. 時までの結果を用いて算出した。なお、試験体幅には軒の出の長さを算入していない。

文献 2.2-1) では、スギ板を野地板とした屋根構面の単位長さあたりの許容せん断耐力が 0.39kN/m、文献 2.2-3) では床倍率が 0.20 とされており、今回の実験結果はこれらの数値をやや上回った。なお、上記は屋根勾配を考慮した数値である。

表 2.2.1-4 屋根構面の特性値一覧

試験体名称	P_y [kN/m]	$0.2P_u/D_s$ [kN/m]	$2/3P_{max}$ [kN/m]	$P_{(1/120)}$ [kN/m]	K [kN/rad/m]	P_u [kN/m]	P_{max} [kN/m]	γ_y [rad.]	γ_v [rad.]	γ_u [rad.]	μ	D_s
屋根構面①	1.00	0.61	1.33	0.62	48.13	1.71	2.00	0.02	0.04	0.07	2.08	0.56
屋根構面②	0.90	0.53	1.22	0.51	41.96	1.53	1.83	0.02	0.04	0.07	2.00	0.58
屋根構面③	1.17	0.66	1.51	0.62	52.58	1.92	2.27	0.02	0.04	0.07	1.98	0.58
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.02	0.60	1.36	0.58	47.56	1.72	2.03	0.02	0.04	0.07	2.02	0.57
最大値	1.17	0.66	1.51	0.62	52.58	1.92	2.27	0.02	0.04	0.07	2.08	0.58
最小値	0.90	0.53	1.22	0.51	41.96	1.53	1.83	0.02	0.04	0.07	1.98	0.56
変動係数	0.13	0.11	0.11	0.10	0.11	0.11	0.11	0.03	0.01	0.01	0.03	0.02
50%下限値	0.96	0.57	1.29	0.56	45.04	1.63	1.93	0.02	0.04	0.07	1.99	0.57

最小値 P_0	0.56	kN/m
-----------	------	------

cos θ 考慮 最小値 P_0	0.51
---------------------------	------

床倍率換算	0.28
$2/3P_{max}$ 時	0.66

床倍率換算	0.26
$2/3P_{max}$ 時	0.60

試験体名称	特定変形角時の P [kN/m]									
	450 0.0022	300 0.0033	200 0.0050	150 0.0067	120 0.0083	100 0.0100	75 0.0133	50 0.0200	30 0.0333	15 0.0667
屋根構面①	0.25	0.36	0.47	0.53	0.62	0.67	0.79	0.98	1.29	1.80
屋根構面②	0.19	0.29	0.38	0.47	0.51	0.59	0.69	0.86	1.15	1.71
屋根構面③	0.26	0.33	0.45	0.52	0.62	0.72	0.85	1.09	1.46	2.13
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	0.23	0.33	0.43	0.51	0.58	0.66	0.78	0.98	1.30	1.88
最大値	0.26	0.36	0.47	0.53	0.62	0.72	0.85	1.09	1.46	2.13
最小値	0.19	0.29	0.38	0.47	0.51	0.59	0.69	0.86	1.15	1.71
変動係数	0.15	0.11	0.11	0.06	0.10	0.10	0.10	0.11	0.12	0.12
50%下限値	0.22	0.31	0.41	0.49	0.56	0.63	0.74	0.93	1.23	1.78

2.2.2 小屋ばり構面

小屋ばり構面実験では、主に接合部の曲げ性能の把握を目的に頂部集中荷重形式による面内せん断実験を行った。

2.2.2(a) 実験方法

図 2.2.2-1、写真 2.2.2-1 に本実験のセットアップを示す。本実験は、建築研究所構造複合実験棟にて理研の 200kN 油圧シリンダを用いて加力した。

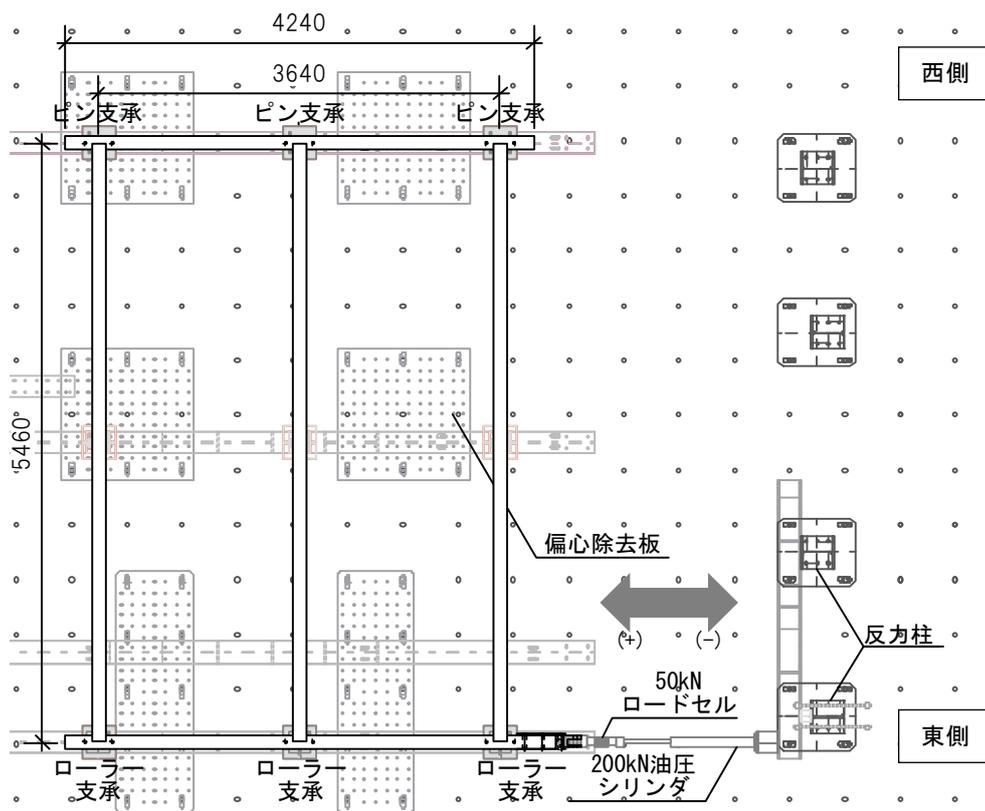


図 2.2.2-1 小屋ばり構面セットアップ 伏図

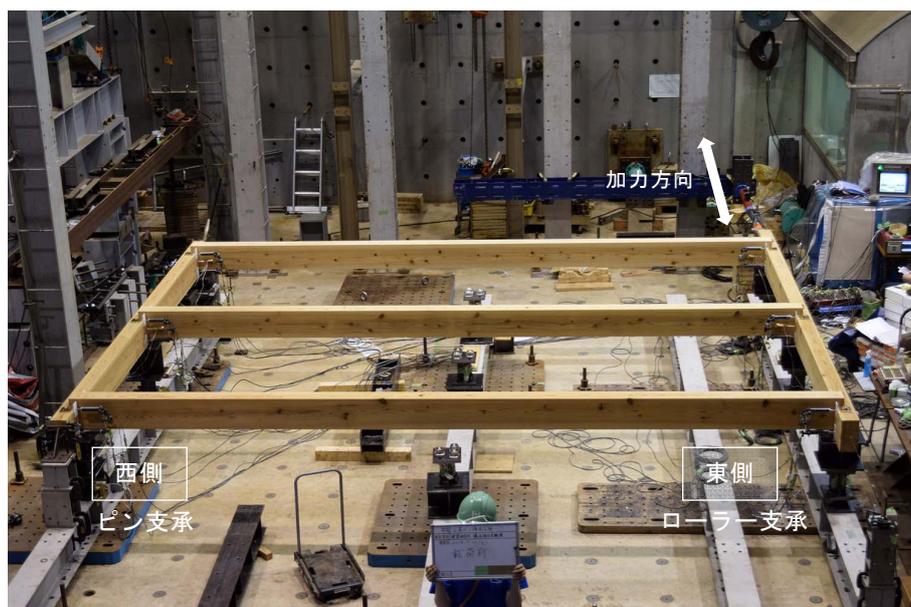


写真 2.2.2-1 小屋ばり構面セットアップ

本試験体は水平に寝かせた状態で設置し、西側の軒桁は両ねじボルト（M16）でピン治具に固定し、東側の軒桁は同様に両ねじボルトでボールベアリングを入れたローラー治具に取り付け、水平方向に動くようにした。

加力は、油圧シリンダの先端に 50kN ロードセルを取り付け、ピン治具を用いて試験体と接合し、行った。

2.2.2(b) 試験体概要

試験体の接合部仕様は、国内で多く用いられているとされる兜蟻掛けと羽子板ボルトを用いたものとし、計3体の実験を行った。試験体形状を図2.2.2-2に、接合部（兜蟻掛け、羽子板ボルト）の詳細を図2.2.2-3に、試験体の材料特性を表2.2.2-1に示す。試験体名称は小屋ばり構面①、小屋ばり構面②、小屋ばり構面③とした。小屋ばり間隔は1820mmとした。羽子板ボルトの張力は、実験前にすべての箇所軸ひずみが概ね 150μ （初期張力で2.6kN）となるようにしてから載荷した。

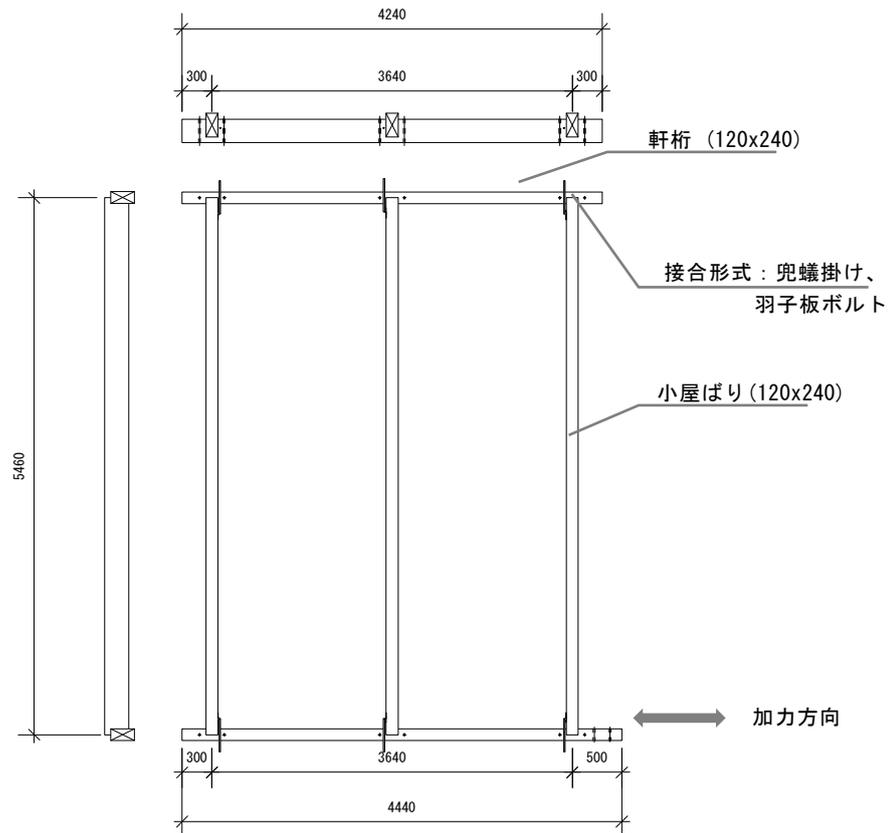


図 2.2.2-2 小屋ばり構面試験体

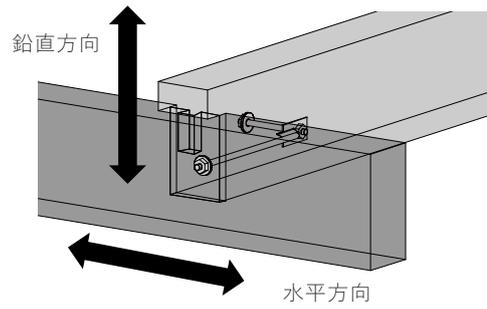


図 2.2.2-3 接合部（兜蟻掛け、羽子板ボルト）詳細

表 2.2.2-1 試験体寸法および材料特性

部材名称	試験体名称	寸法 [mm]	強度等級	材種	含水率 [%]	比重	動的ヤング率 [kN/mm ²]
軒桁	小屋ばり構面①	120×240×4440	無等級	スギ	20.6	0.40	6.19
	小屋ばり構面②				15.6	0.40	6.59
	小屋ばり構面③				17.6	0.44	7.45
小屋ばり	小屋ばり構面①	120×240×5460	無等級	スギ	28.2	0.47	7.97
	小屋ばり構面②				22.5	0.42	8.14
	小屋ばり構面③				21.6	0.42	7.39

2.2.2(c) 加力計画

文献 2.2-1) に準拠し、片側土台を固定して実施した。見かけのせん断変形角が 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50rad.を一回ずつ正負交番繰り返し載荷を行い、その後正側にジャッキのストローク限界まで単調載荷を行った後、荷重をゼロに戻し実験終了とした。ジャッキの押し側を正加力(+)、引き側を負加力(-)とする。載荷履歴詳細を表 2.2.2-2 に、載荷履歴を図 2.2.2-4 に示す。

表 2.2.2-2 載荷履歴詳細

変形角[rad.]	1/450 0.0022	1/300 0.0033	1/200 0.0050	1/150 0.0067	1/100 0.0100
変位[mm]	12.13	18.20	27.30	36.40	54.60
変形角[rad.]	1/75 0.0133	1/50 0.0200	1/30 0.0333	1/15 0.0667	
変位[mm]	72.80	109.20	182.00	364.00	

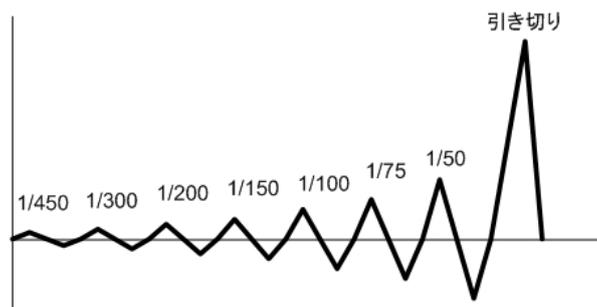


図 2.2.2-4 載荷履歴

2.2.2(d) 計測計画

試験体全体の計測計画を図 2.2.2-5, 6 に示す。荷重は加力ジャッキに取り付けたロードセルにより計測し、変形角は軒桁の固定点、加力点それぞれに高感度変位計、ワイヤー変位計を用いて絶対水平変位を計測した。また、西側の軒桁に取り付けた高感度変位計を用いて絶対水平変位を計測し、ロッキングの影響を除いた真の変形角を算出した。その他に、高感度変位計を用いて、各軒桁-小屋ばりの引き抜けおよび回転を計測し、ひずみゲージを用いて、羽子板ボルトの軸ひずみを計測した。

軒桁と小屋ばりの接合部に関して、兜蟻掛けにより、加力水平方向以外にも、鉛直方向にもわずかに回転が生じると予測し、計測を行った。

また、途中、1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/15rad.時に観察を行った。

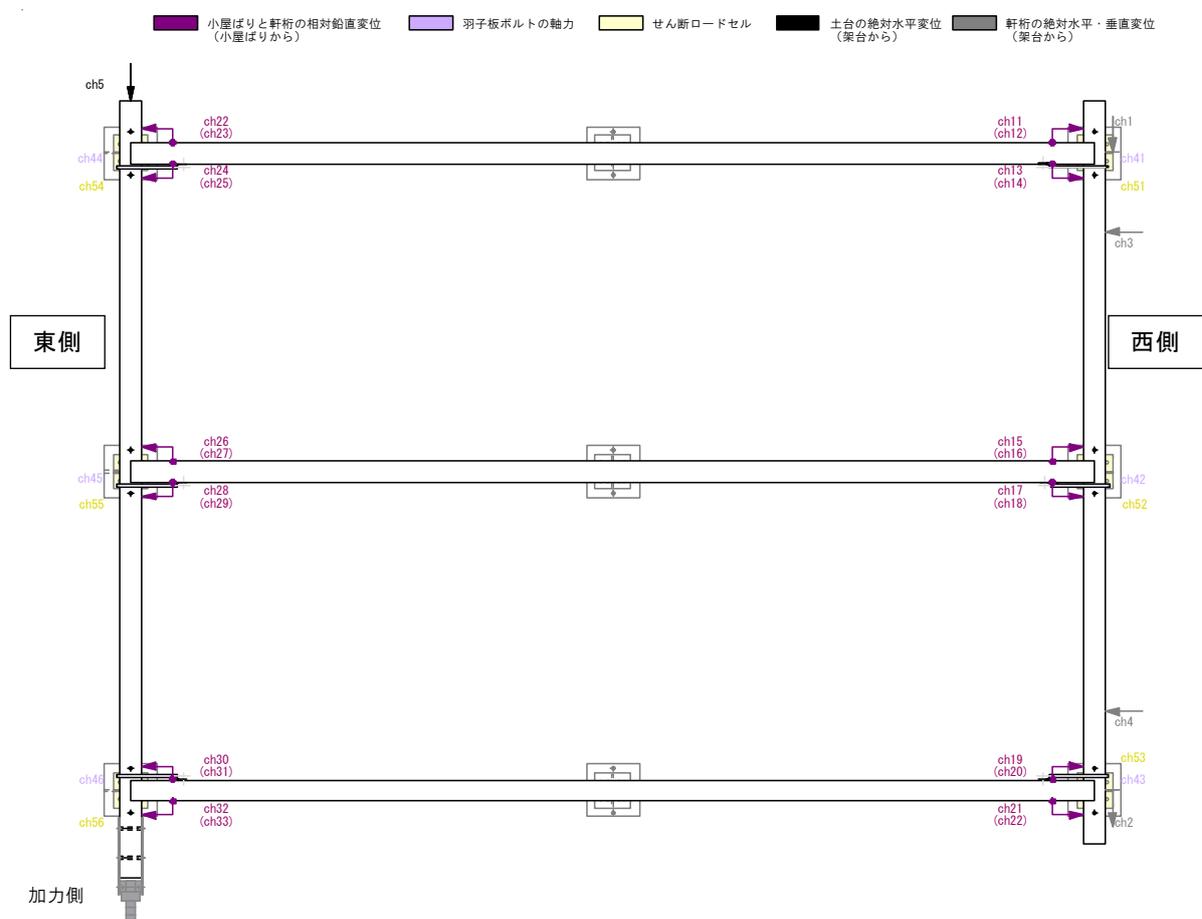


図 2.2.2-5 小屋ばり構面計測計画 伏図

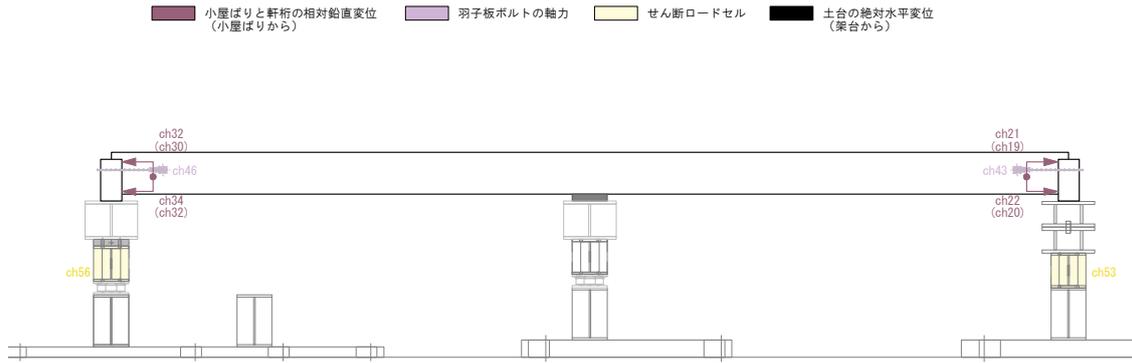


図 2.2.2-6 小屋ばり構面計測計画 桁行方向立面図

図2.2.2-7に加力によるロッキングの影響を考慮した真のせん断変形角 R の計測方法を示す。加力点における加力水平方向変位（以下、水平変位）を δ_5 [mm]（ワイヤー変位計により計測）とし、固定点の水平変位を δ_1, δ_2 [mm]、加力直交方向水平変位（以下、垂直変位）を δ_3, δ_4 [mm]（高感度変位計 CDP25 により計測）とする。

真のせん断変形角 R

$$R = \frac{\delta_5 - \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}}{H} - \theta_\alpha \quad [\text{rad.}] \quad (2.2-13)$$

固定側載荷用土台の回転角 θ_α

$$\theta_\alpha = \frac{\delta_3 - \delta_4}{L'} \quad [\text{rad.}] \quad (2.2-14)$$

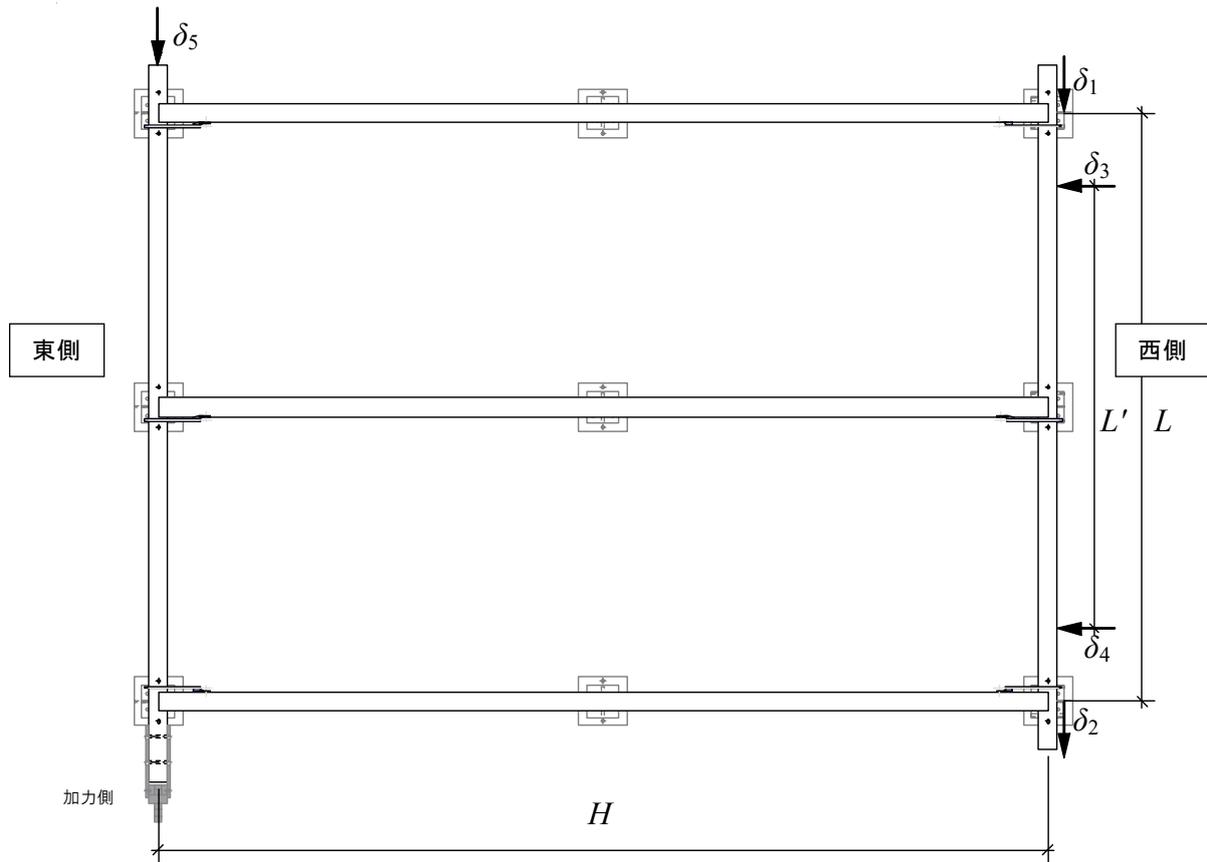


図 2.2.2-7 変形角 R の計測方法

2.2.2(e) 実験結果

小屋ばり構面試験体 3 体それぞれのせん断力-真のせん断変形角関係を図 2.2.2-8 に、3 体の包絡線を図 2.2.2-9 に、破壊性状を写真 2.2.2-2 に示す。1/100rad.時より変形に伴い、羽子板ボルトの座金がめり込んでいく様子（写真 2.2.2-2(b)）を確認した。また、1/75rad.のあたりから、軒桁-小屋ばりの接合部分において、離間およびめり込みが見られ（写真 2.2.2-2(a)）、1/50rad.時ではほぼすべての箇所で見られた。同様に 1/75rad.以降より小屋ばり中央部が加力方向側にはらみ出す様子も確認できた。

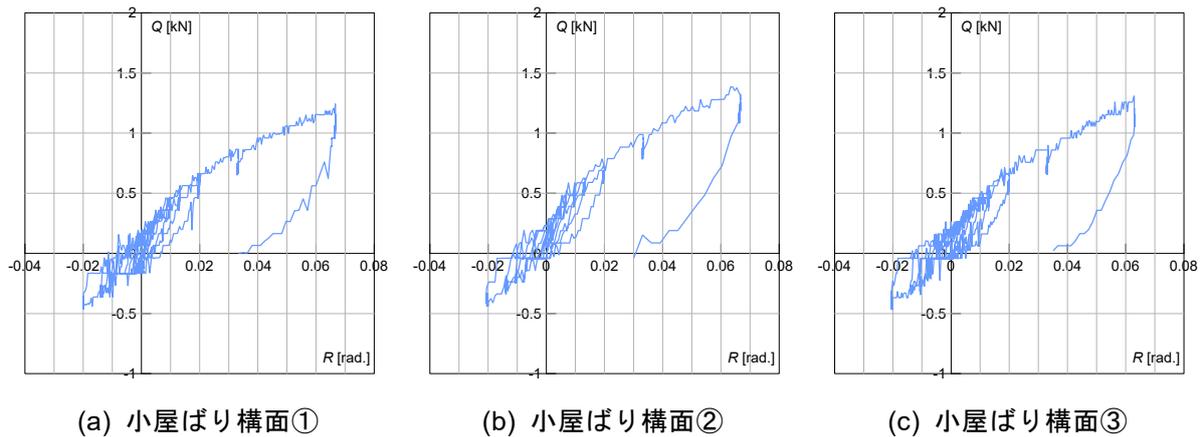


図 2.2.2-8 せん断力-せん断変形角関係

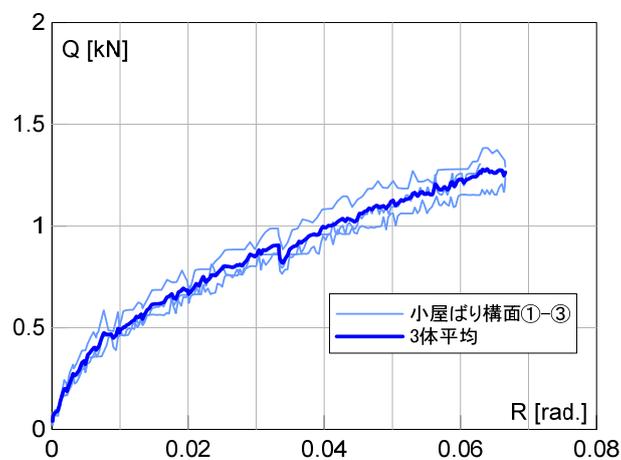


図 2.2.2-9 包絡線



(a) 軒桁-小屋ばりのずれ



(b) 羽子板ボルトのめり込み



(c) 1/15rad.変形時



(d) 小屋ばりの曲げ



(e) 軒桁-小屋ばりのめり込み

写真 2.2.2-2 破壊性状

図 2.2.2-10 に軒桁と小屋ばりの水平方向相対回転角－真のせん断変形角関係を、図 2.2.2-11 に鉛直方向相対回転角－真のせん断変形角関係を示す。軒桁－小屋ばり接合部は鉛直方向にも僅かに回転しているが、水平方向の回転に比べるとかなり小さいことがわかる。

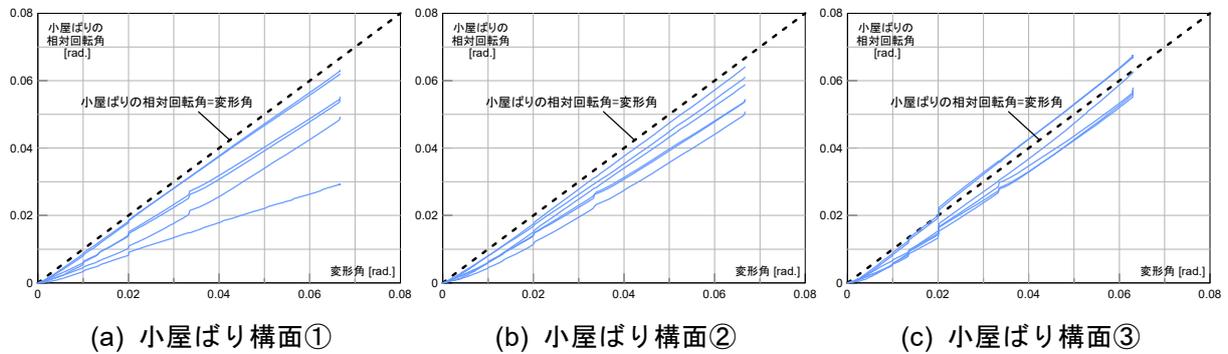


図 2.2.2-10 小屋ばり接合部の水平方向相対回転角－真のせん断変形角関係

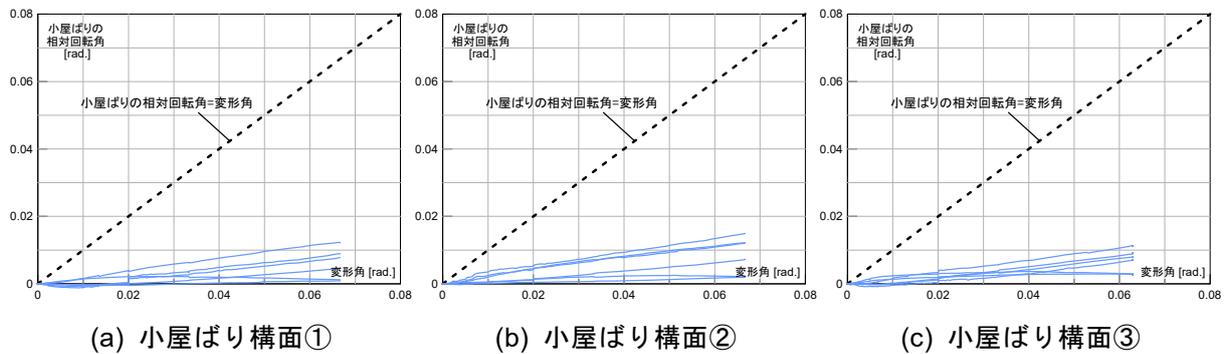


図 2.2.2-11 小屋ばり接合部の鉛直方向相対回転角－真のせん断変形角関係

羽子板ボルトの軸力（軸ひずみから計算）と接合部の水平方向相対回転角の関係を図 2.2.2-12 に示す。羽子板ボルトの設置位置によって軸力の増減の傾向が異なった。なお、図中の縦軸 N および羽子板ボルトの許容耐力は、初期張力（ $=2.6\text{kN}$ ）を減じている。

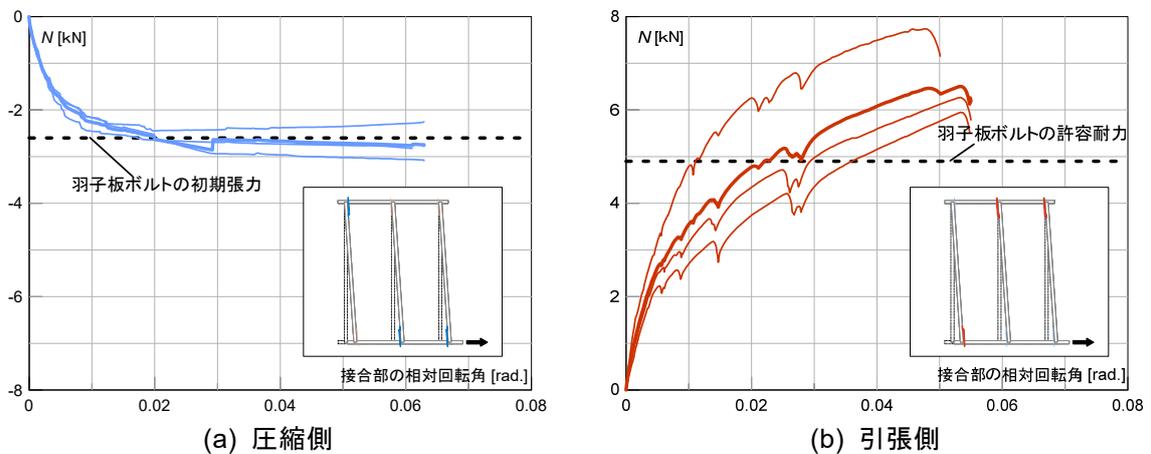


図 2.2.2-12 羽子板ボルトの軸力－接合部相対回転角関係

2.2.2(f) 床倍率の算出

特性値一覧を表 2.2.2-3 に示す。床倍率の算定においては、文献 2.2-1) を参照し、1/15rad. 時までの結果を用いて算出した。小屋ばり構面のみでは、せん断抵抗要素としての寄与は小さいことが分かる。

表 2.2.2-3 小屋ばり構面の特性値一覧

試験体名称	P_y [kN/m]	$0.2P_u/D_s$ [kN/m]	$2/3P_{max}$ [kN/m]	$P_{(1/120)}$ [kN/m]	K [kN/rad/m]	P_u [kN/m]	P_{max} [kN/m]	γ_y [rad.]	γ_v [rad.]	γ_u [rad.]	μ	D_s
小屋ばり構面①	0.18	0.10	0.23	0.13	9.33	0.28	0.34	0.02	0.03	0.07	2.22	0.54
小屋ばり構面②	0.17	0.13	0.25	0.13	12.46	0.31	0.38	0.01	0.02	0.07	2.67	0.48
小屋ばり構面③	0.20	0.10	0.24	0.13	9.15	0.30	0.36	0.02	0.03	0.06	1.92	0.59
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	0.18	0.11	0.24	0.13	10.32	0.30	0.36	0.02	0.03	0.07	2.27	0.54
最大値	0.20	0.13	0.25	0.13	12.46	0.31	0.38	0.02	0.03	0.07	2.67	0.59
最小値	0.17	0.10	0.23	0.13	9.15	0.28	0.34	0.01	0.02	0.06	1.92	0.48
変動係数	0.08	0.14	0.05	0.03	0.18	0.05	0.05	0.22	0.14	0.03	0.17	0.11
50%下限値	0.18	0.10	0.23	0.13	9.44	0.29	0.35	0.02	0.03	0.06	2.09	0.51

最小値 P_0	0.10	kN/m
-----------	------	------

床倍率換算	0.05
$2/3P_{max}$ 時	0.12

試験体名称	特定変形角時の P [kN/m]									
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15
	0.0022	0.0033	0.0050	0.0067	0.0083	0.0100	0.0133	0.0200	0.0333	0.0667
小屋ばり構面①	0.05	0.07	0.09	0.10	0.13	0.13	0.15	0.18	0.24	0.34
小屋ばり構面②	0.05	0.08	0.11	0.11	0.13	0.14	0.17	0.19	0.27	0.36
小屋ばり構面③	0.06	0.07	0.09	0.10	0.13	0.14	0.14	0.18	0.25	0.37
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	0.05	0.08	0.10	0.10	0.13	0.14	0.16	0.18	0.25	0.36
最大値	0.06	0.08	0.11	0.11	0.13	0.14	0.17	0.19	0.27	0.37
最小値	0.05	0.07	0.09	0.10	0.13	0.13	0.14	0.18	0.24	0.34
変動係数	0.11	0.10	0.08	0.09	0.03	0.06	0.10	0.02	0.07	0.05
50%下限値	0.05	0.07	0.09	0.10	0.13	0.13	0.15	0.18	0.24	0.35

2.2.3 鉛直構面

鉛直構面実験では、屋根構面と小屋がり構面を繋ぐ小屋がり組桁行方向における一要素として、頂部集中荷重形式による面内せん断実験を行った。試験体は、切妻屋根小屋がり組実験で用いた小屋貫を設けた仕様と、小屋筋かいを設けた仕様の2種とし3体ずつ計6体の実験を行った。

2.2.3(a) 実験方法

図 2.2.3-1、写真 2.2.3-1 に本実験のセットアップを示す。本実験は、東京工業大学西 8 号館地下実験室木質実験用フレームにて、200kN アクチュエータを用いて加力した。

試験体は、大ぶり部分を両ねじボルト (M16) で反力架台とフレームに固定した。また、大ぶり部分が加力により動かないように、木口部分をずれ止めで固定した。

加力は、200kN アクチュエータの先端にピン治具を取り付けて試験体と接合し、行った。載荷中に試験体が面外に傾くことを防ぐための面外拘束として、棟木部分に2箇所ずつ表裏から戸車で挟み込むようにした。また、アクチュエータは、滑車を介してカウンターウェイトで吊るし、自重が試験体にかからないようにした。

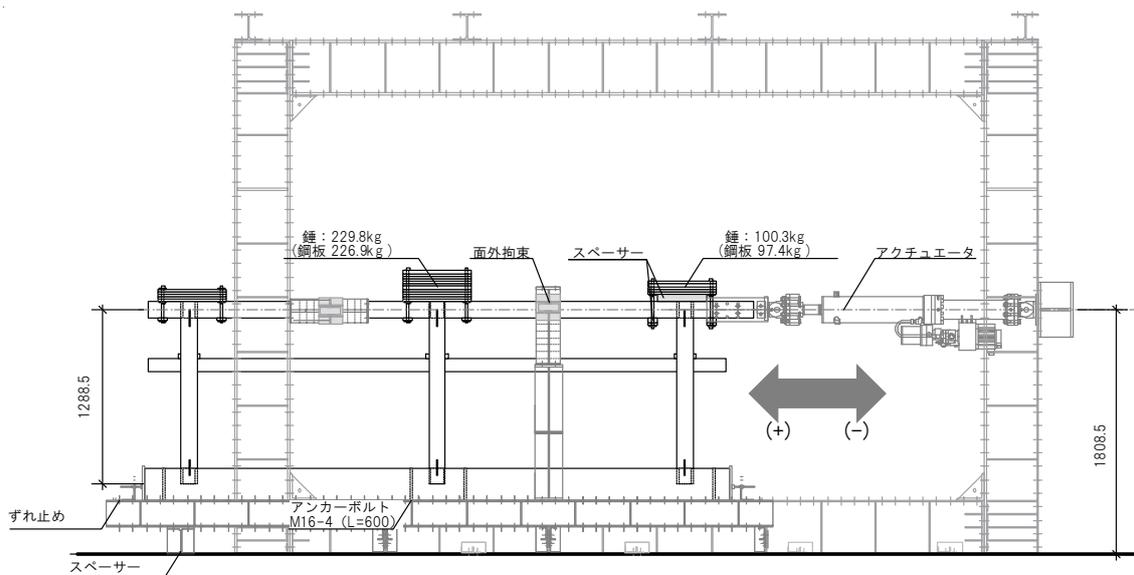
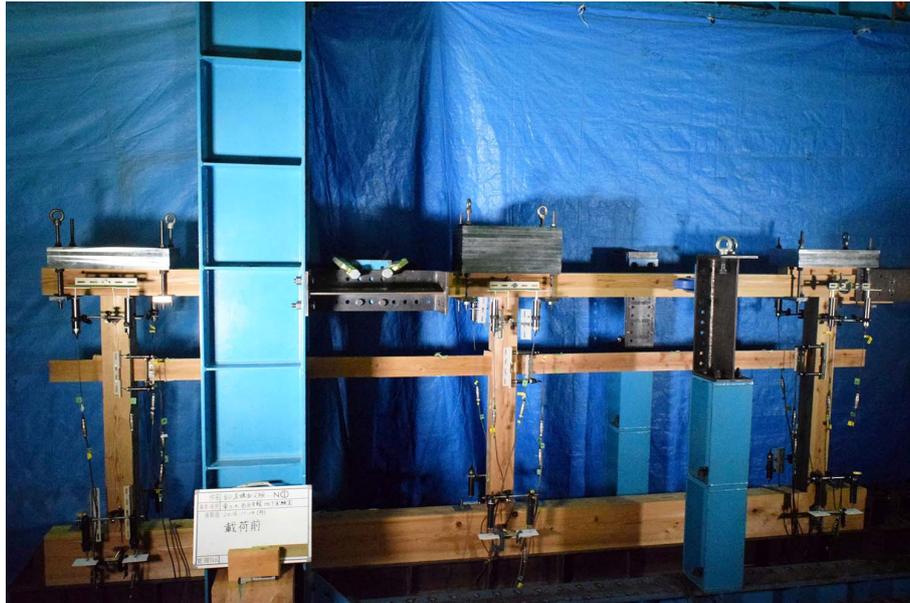


図 2.2.3-1 鉛直構面セットアップ



(a) 小屋貫仕様



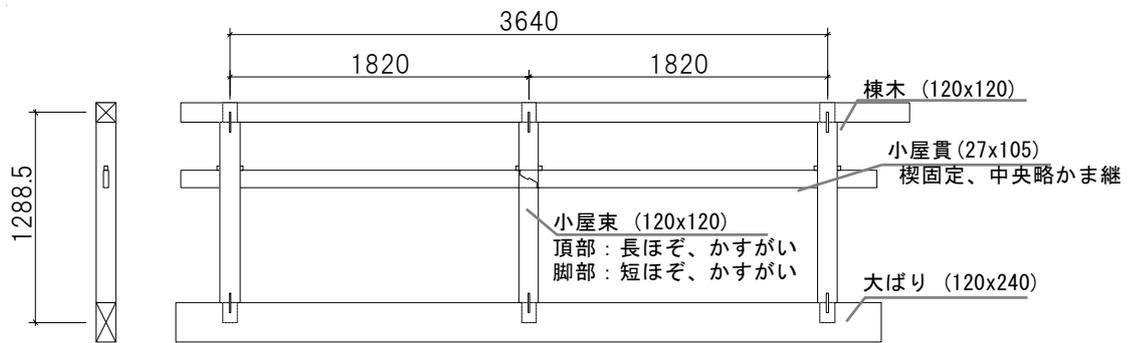
(b) 小屋筋かい仕様

写真 2.2.3-1 鉛直構面セットアップ

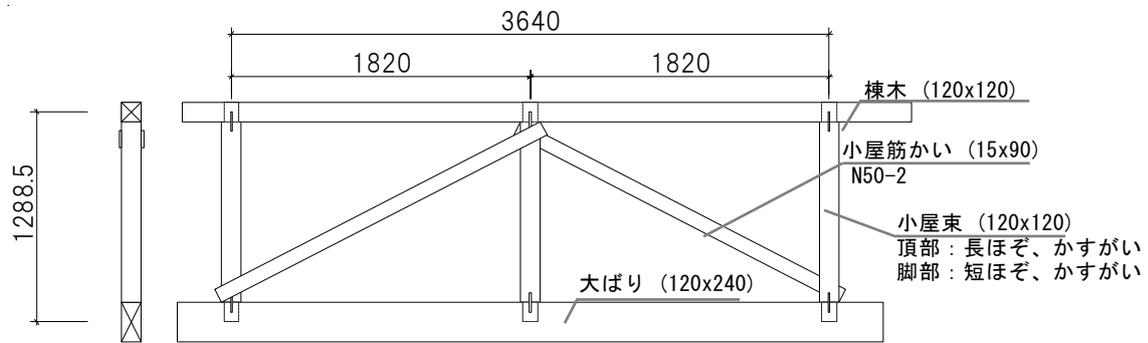
2.2.3(b) 試験体概要

鉛直構面試験体は、小屋ばり組切妻屋根の実験で用いている小屋貫仕様と、小屋筋かい仕様の2種類を対象に各3体ずつ、計6体とした。試験体を図2.2.3-2に、試験体寸法および材料特性を表2.2.3-1に示す。試験体名称は小屋貫仕様をN①、N②、N③、小屋筋かい仕様をB①、B②、B③とした。小屋束のほぞは頂部は長ほぞ(120mm)、脚部は短ほぞ(120mm)とし、加力方向に平行になるように配置されている。小屋貫仕様では、楔を用いて小屋束と小屋貫を固定し、小屋貫は中央略かま継としている。小屋筋かい仕様では、N50-2本で小屋束と小屋筋かいを固定している。

小屋ばり組において、屋根荷重($w=1.3\text{kN/m}^2$)を想定したとき、鉛直構面の負担幅(つまり母屋間隔)0.91mとすると、長さ3.64mの鉛直構面の負担重量は、 $1.3\text{kN/m}^2 \times 0.91\text{m} \times 3.64\text{m} = 4.31\text{kN}$ となるため、これを棟木の上に錘として積載した。



(a) 小屋貫仕様



(b) 小屋筋かい仕様

図 2.2.3-2 鉛直構面試験体図

表 2.2.3-1 試験体寸法および材料特性

部材名称	試験体名称	寸法 [mm]	強度等級	材種	含水率 [%]	比重	動的ヤング率 [kN/mm ²]
棟木	鉛直構面N①	120×120×4440	無等級	スギ	7.5	0.43	7.49
	鉛直構面N②				7.7	0.39	8.60
	鉛直構面N③				7.8	0.41	7.59
	鉛直構面B①				8.7	0.34	7.57
	鉛直構面B②				11.7	0.41	6.85
	鉛直構面B③				10.4	0.37	9.60
大ばり	鉛直構面N①	120×240×4300			9.4	0.41	8.71
	鉛直構面N②				11.1	0.40	7.09
	鉛直構面N③				17.4	0.41	7.66
	鉛直構面B①				16.0	0.44	8.16
	鉛直構面B②				10.4	0.32	6.26
	鉛直構面B③				9.6	0.42	9.55
小屋束	鉛直構面N①	120×120×1048.5			8.6	0.46	-
	鉛直構面N②				8.7	0.47	-
	鉛直構面N③				7.8	0.46	-
	鉛直構面B①				11.6	0.49	-
	鉛直構面B②				8.0	0.44	-
	鉛直構面B③				7.7	0.46	-
小屋貴	鉛直構面N①	27×105×4240	8.7	0.37	-		
	鉛直構面N②		9.0	0.36	-		
	鉛直構面N③		9.1	0.39	-		
小屋筋かい	鉛直構面B①	15×90×2230	11.3	0.41	-		
	鉛直構面B②		9.0	0.40	-		
	鉛直構面B③		8.1	0.42	-		

2.2.3(c) 加力計画

文献 2.2-1) に準拠し、大ばりを固定して実施した。見かけのせん断変形角が 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50rad. を一回ずつ正負交番繰り返し載荷を行い、その後正側に 1/10rad. まで単調載荷を行った後、荷重をゼロに戻し実験終了とした。ジャッキの押し側を正加力(+)、引き側を負加力(-)とする。載荷履歴詳細を表 2.2.3-2 に、載荷履歴を図 2.2.3-3 に示す。

表 2.2.3-2 載荷履歴詳細

変形角[rad.]	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100
	0.0022	0.0033	0.0050	0.0067	0.0100
変位[mm]	2.86	4.30	6.44	8.59	12.89
変形角[rad.]	1/75	1/50	1/30	1/15	1/10
	0.0022	0.0033	0.0050	0.0067	0.0100
変位[mm]	2.86	4.30	6.44	8.59	12.89

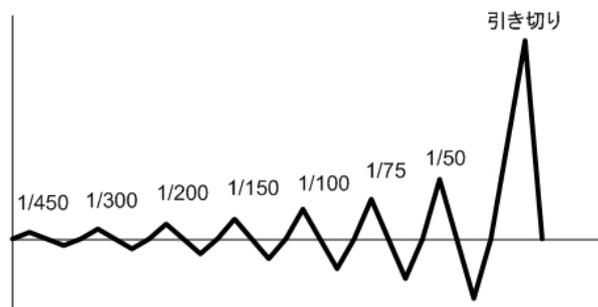
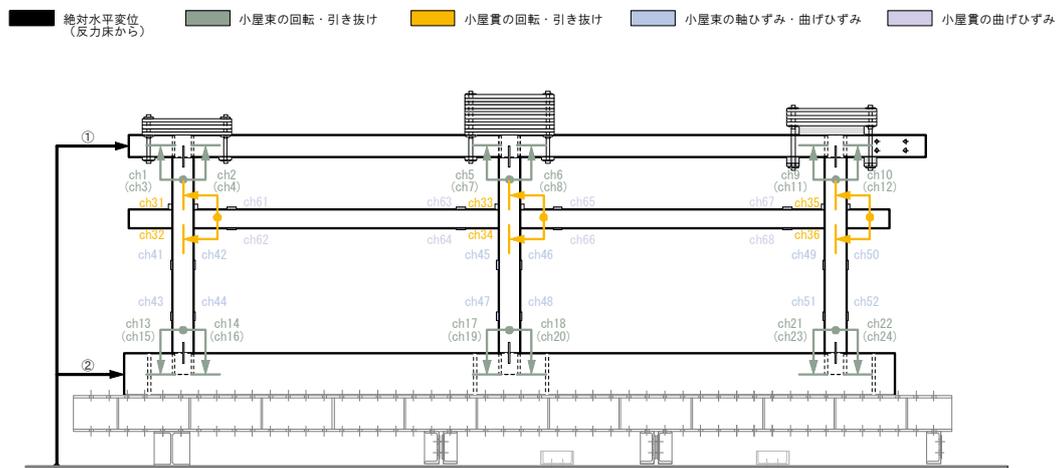


図 2.2.3-3 載荷履歴

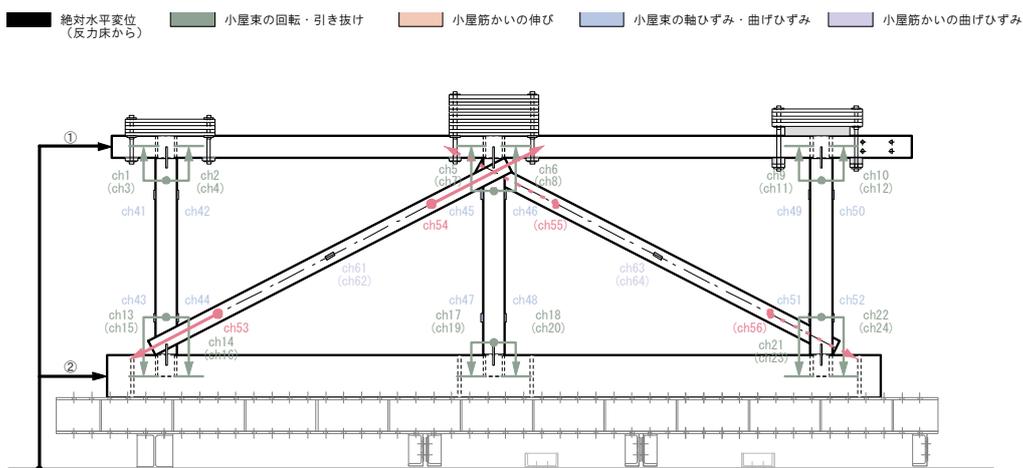
2.2.3(d) 計測計画

試験体全体の計測計画を図 2.2.3-4 に示す。荷重はアクチュエータ内蔵のロードセルにより計測し、変形角は大ばり端部に高感度変位計、棟木の木口面にワイヤー変位計を用いて絶対水平変位を計測した。その他に小屋束頂部・脚部の引き抜けおよび回転を高感度変位計を用いて表裏計 12 箇所、小屋束の軸ひずみ・曲げひずみをひずみゲージを用いて束ごとに上下 4 箇所計 12 箇所計測した。加えて、小屋貫仕様試験体では、貫の引き抜けおよび回転を高感度変位計を用いて 3 箇所、小屋貫の曲げひずみをひずみゲージを用いて上下 2 箇所計 4 箇所計測した。小屋筋かい仕様試験体では、小屋筋かいの軸ひずみ・曲げひずみの計測をひずみゲージを用いて表裏 2 箇所計 4 箇所計測した。なお、木材に貼付したひずみゲージは、実験後に当該箇所を切り出して圧縮試験を行い、ひずみと荷重の関係をキャリブレーションし、後述の分析に用いた。

また、途中、1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/15rad.時に観察を行った。



(a) 小屋貫仕様



(b) 小屋筋かい仕様

図 2.2.3-4 鉛直構面計測計画

図 2.2.3-5 に加力によるロッキングの影響を考慮した真のせん断変形角の計測方法を示す。加力点における加力水平方向変位（以下、水平変位）を δ_5 [mm]（ワイヤー変位計により計測）とし、固定点の水平変位を δ_1, δ_2 [mm]（高感度変位計 CDP25 により計測）とする。

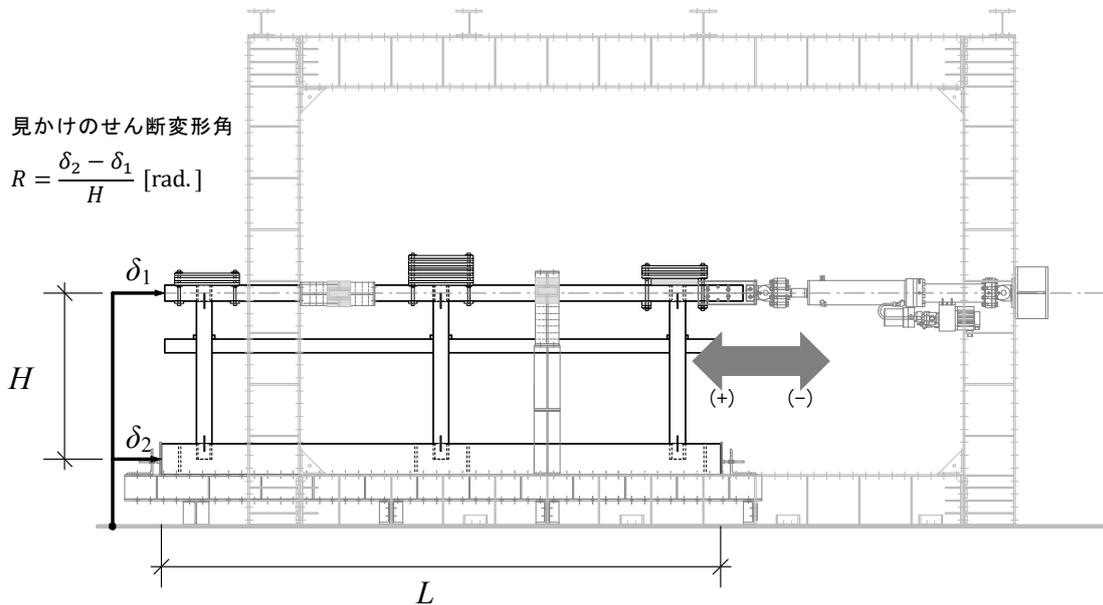


図 2.2.3-5 変形角 R の計測方法

鉛直構面試験体における各部材の名称を図 2.2.3-6 に示す。

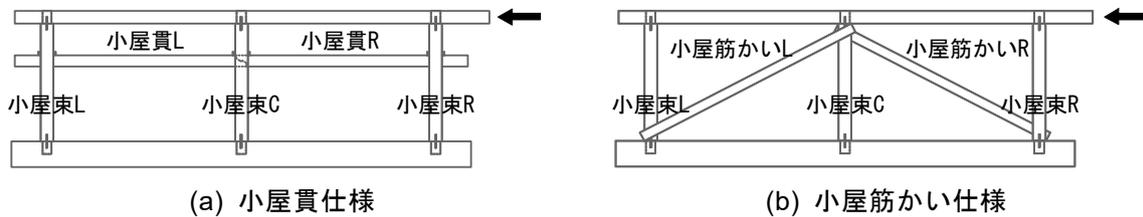


図 2.2.3-6 鉛直構面各部材名称

2.2.3(e) 実験結果

2.2.3(e)-1 小屋貫仕様

鉛直構面小屋貫仕様試験体の荷重－真のせん断変形角関係を図 2.2.3-7 に、包絡線を図 2.2.3-8 に、破壊性状を写真 2.2.3-2 に示す。初期剛性は概ね一致したが、変形角が大きくなるに従い、荷重に差が生じた。1/100rad.付近で小屋束と棟木・大ばりとの離間を確認した。また 1/75rad.付近から、楔が小屋貫や小屋束にめり込む様子を確認した。それに伴い、小屋貫が面内方向へわずかに変形する様子を確認した。

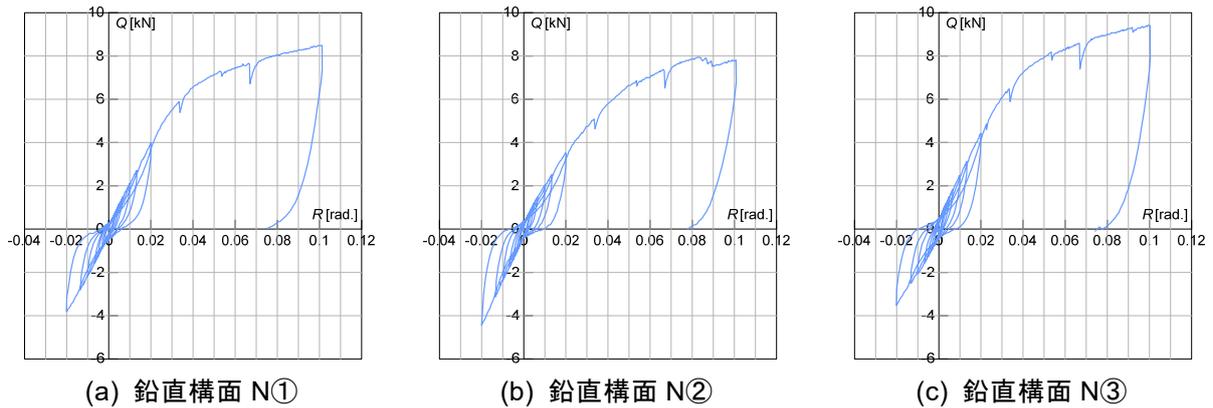


図 2.2.3-7 荷重－真のせん断変形角関係

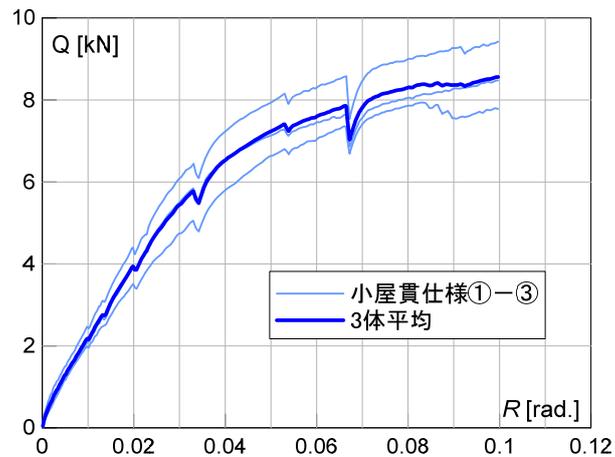
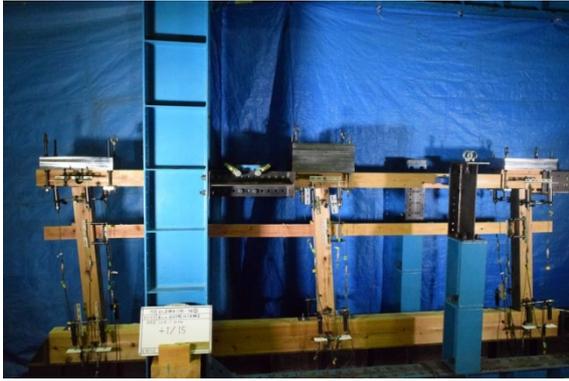


図 2.2.3-8 包絡線



(a) 1/15rad. 変形時



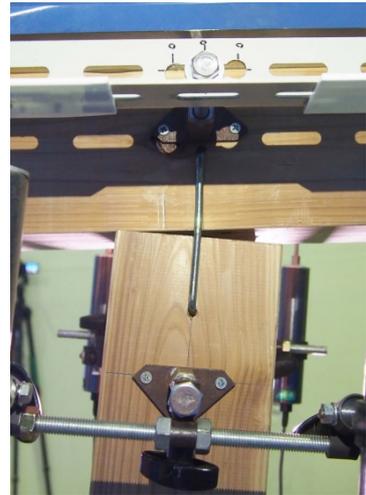
(b) 接合部の回転



(c) 貫の変形



(d) 楔のめり込み



(e) かすがいの変形

写真 2.2.3-2 破壊性状

小屋束の接合部に生じたモーメントー小屋束の回転角関係を図 2.2.3-9 に示す。接合部のモーメントは以下の式を用いて算出した。

計測箇所のモーメントの算出方法

$$M = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{120} \times E \times I \quad [\text{kN} \cdot \text{mm}] \quad (2.2-15)$$

せん断力の算出方法

$$Q = \frac{M_{upper} + M_{lower}}{l} \quad [\text{kN}] \quad (2.2-16)$$

M_{upper}, M_{lower} : 計測箇所のモーメント l : M_{upper}, M_{lower} 間の距離
--

接合部におけるモーメントの算出方法

$$\text{頂部} : M_{top} = M_{upper} + Q \times l_t \quad [\text{kN} \cdot \text{mm}] \quad (2.2-17)$$

$$\text{脚部} : M_{bottom} = M_{lower} + Q \times l_b \quad [\text{kN} \cdot \text{mm}] \quad (2.2-18)$$

Q : 各小屋束に発生するせん断力 l_t, l_b : M_{upper}, M_{lower} の計測箇所から小屋束端部までの距離
--

3 体目小屋束 L に関しては、楔の効きによる貫の抵抗やほぞの効きが強かったためモーメントが大きくなったと考えられる。

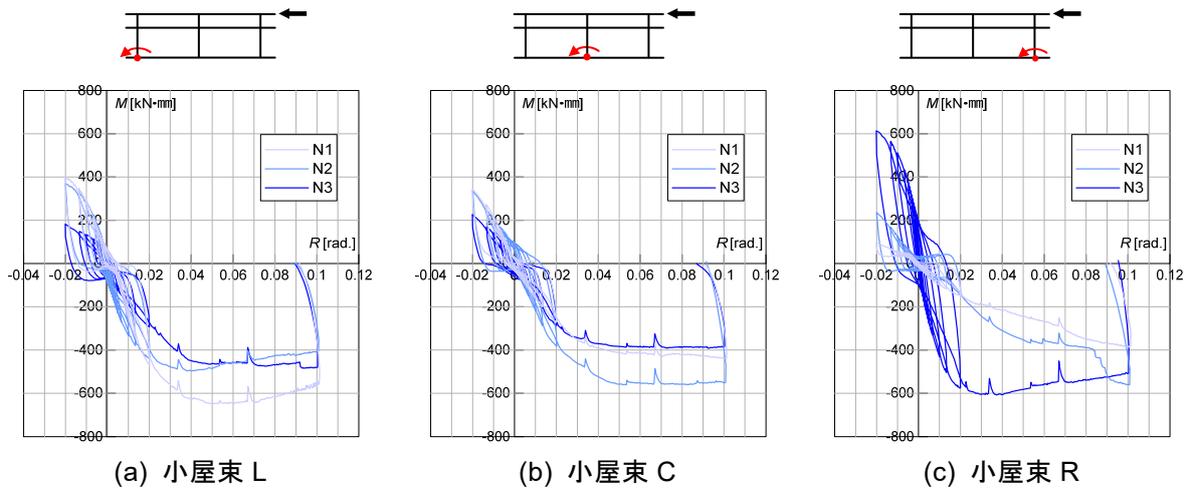


図 2.2.3-9 小屋束脚部に発生するモーメントー回転角関係

小屋束に生じたせん断力ー真のせん断変形角関係を図 2.2.3-10 に示す。小屋束に発生するせん断力は各箇所ではばらつきが見られた。

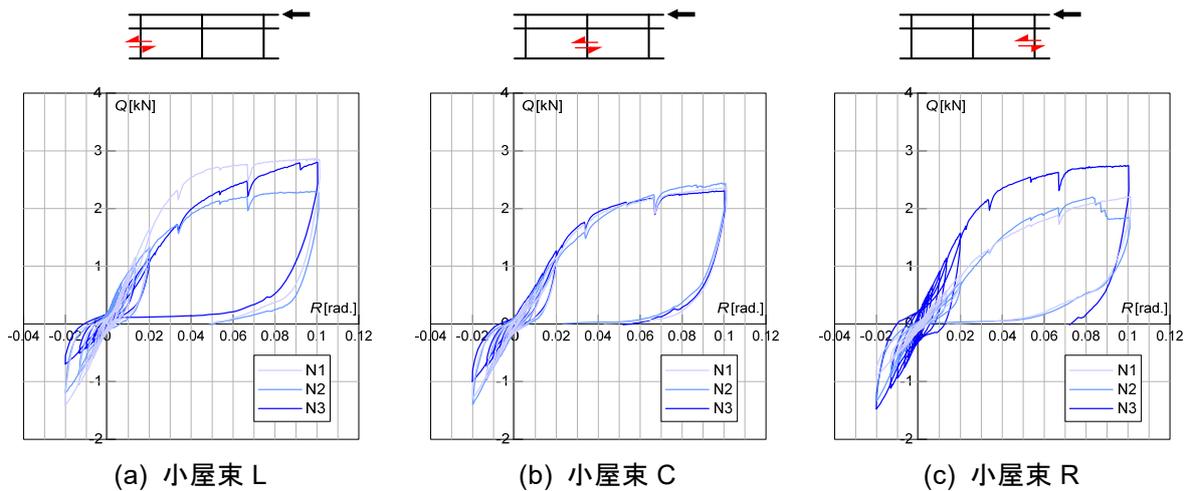
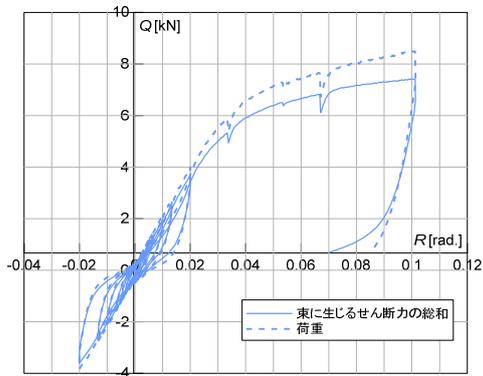
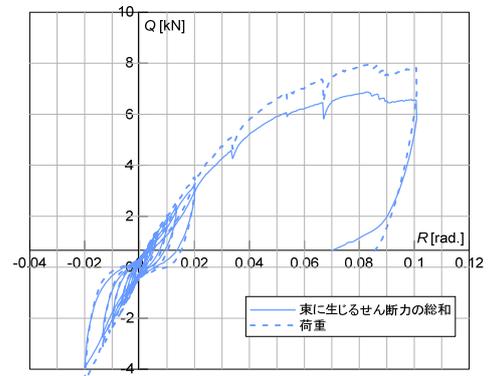


図 2.2.3-10 小屋束に発生するせん断力ー真のせん断変形角関係

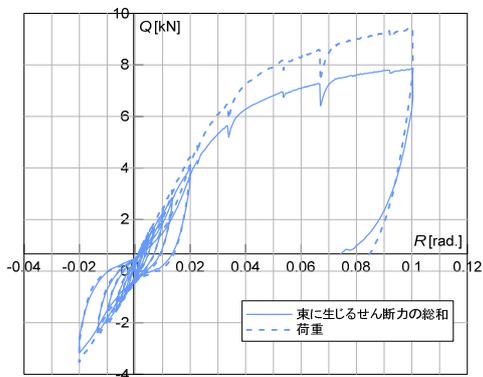
小屋束に生じたせん断力の総和—真のせん断変形角関係を図 2.2.3-11 に示す。3 体とも試験体に導入した荷重と同程度の値を示している。



(a) 鉛直構面 N①



(b) 鉛直構面 N②



(c) 鉛直構面 N③

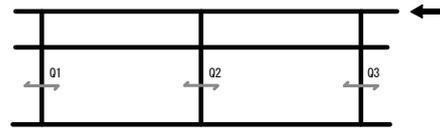
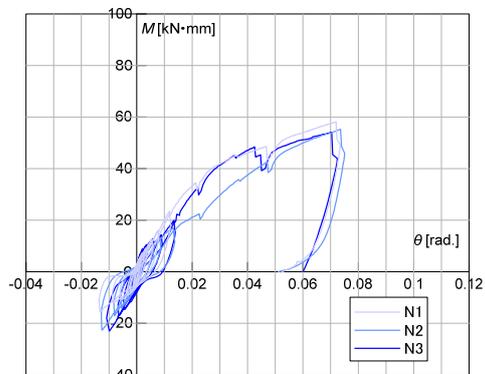
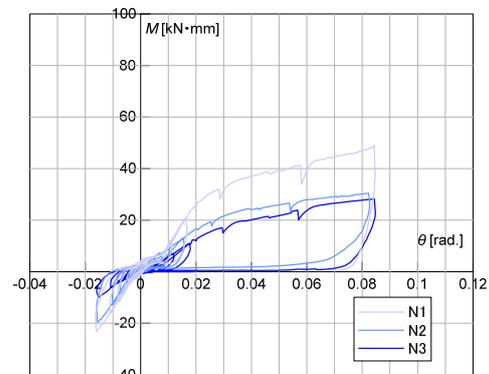


図 2.2.3-11 各束のせん断力の総和—真のせん断変形角関係

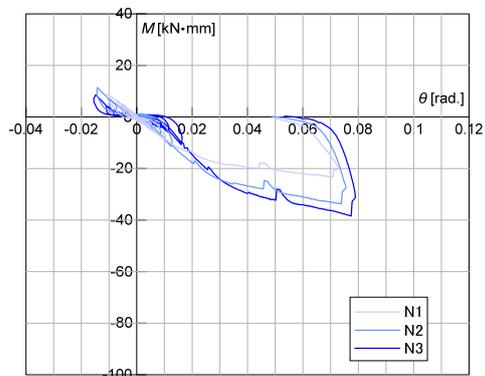
小屋貫に生じたモーメント—小屋貫の相対回転角関係を図 2.2.3-12 に示す。回転角が小さい時からモーメントのばらつきがみられる。これは、楔や貫の反り等が各試験体によって異なっていたためだと考えられる。



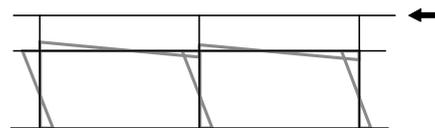
(a) 小屋貫 L



(b) 小屋貫 C



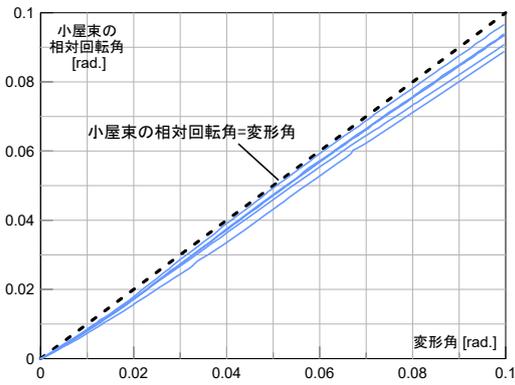
(c) 小屋貫 R



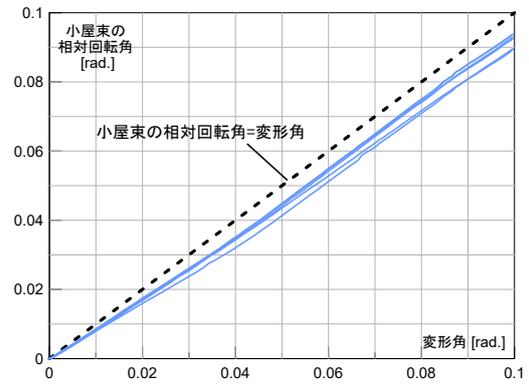
(d) モーメント分布

図 2.2.3-12 小屋貫に発生するモーメント—小屋貫の相対回転角関係

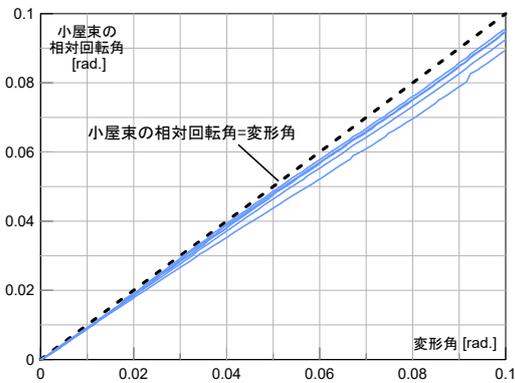
小屋束の相対回転角—真のせん断変形角関係を図 2.2.3-13 に示す。3 体とも相対回転角と変形角は概ね一致している。



(a) 鉛直構面 N①



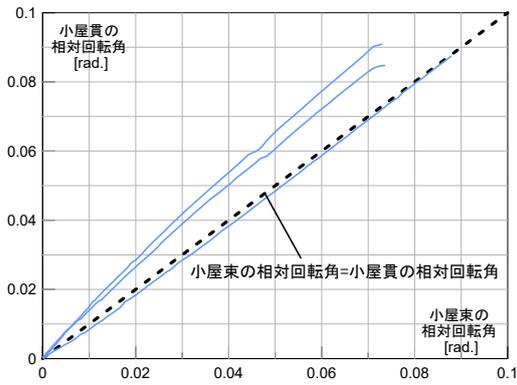
(b) 鉛直構面 N②



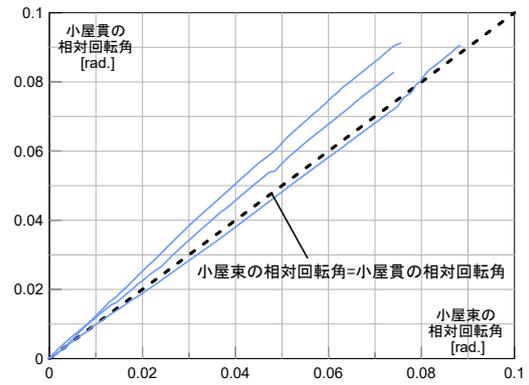
(c) 鉛直構面 N③

図 2.2.3-13 小屋束の相対回転角—真のせん断変形角関係

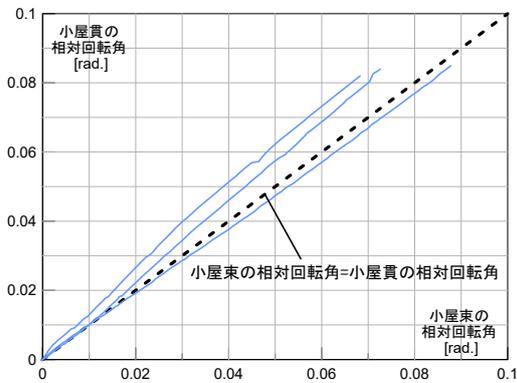
小屋貫の小屋束に対する相対回転角—小屋束の棟木に対する相対回転角関係を図 2.2.3-14 に示す。3 体とも、小屋貫の回転角は小屋束の回転角と同程度であった。



(a) 鉛直構面 N①



(b) 鉛直構面 N②



(c) 鉛直構面 N③

図 2.2.3-14 小屋貫の相対回転角—小屋束回転角関係

2.2.3(e)-2 小屋筋かい仕様

鉛直構面小屋筋かい仕様試験体の荷重－真のせん断変形角関係を図 2.2.3-15 に、包絡線を図 2.2.3-16 に、破壊性状を写真 2.2.3-3 に示す。初期剛性は概ね一致した。1/450rad.ですでに圧縮筋かいの面外方向への座屈を目視で確認した。変形角に伴いはらみも大きくなったが、筋かいが破壊することはなかった。引張力が作用する筋かいにおいては、3 体とも 1/15rad.付近で筋かいの上部を留める釘が外れる様子を確認した。

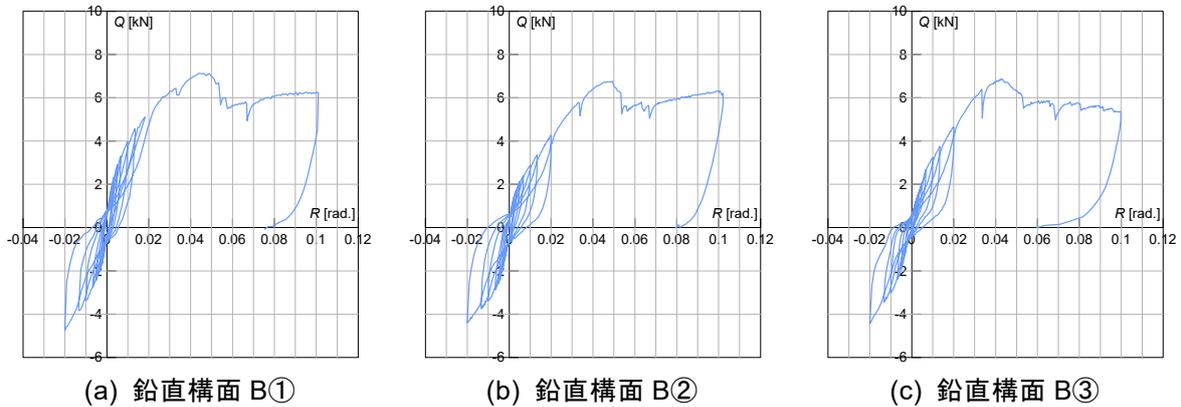


図 2.2.3-15 荷重－せん断変形角関係

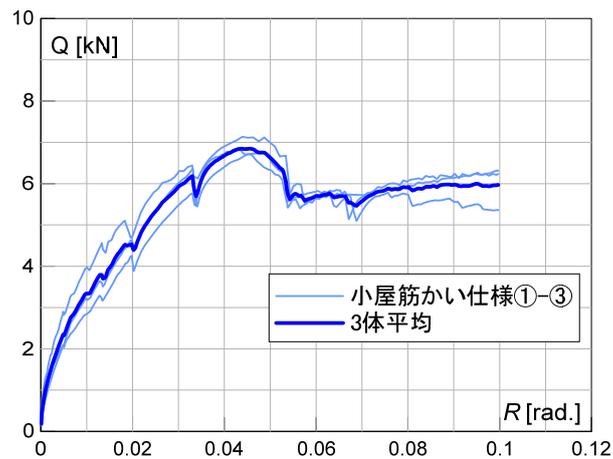
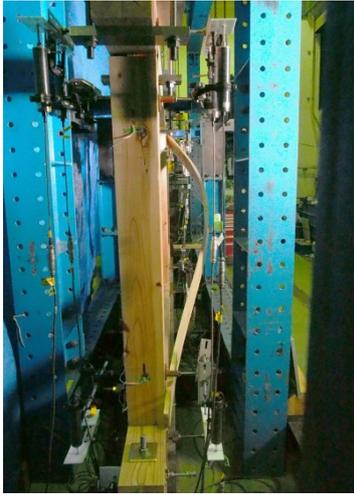


図 2.2.3-16 包絡線



(a) 筋かいの面外への変形



(b) 接合部の回転



(c) 1/15rad.変形時

写真 2.2.3-3 破壊性状

小屋束に発生したモーメントー小屋束の大ばり・棟木に対する相対回転角関係を図2.2.3-17に示す。箇所によって負担するモーメントが異なることを確認した。

3体目小屋束C（頂部）にて、1/15rad.時にモーメントが大きく下がった原因として、筋かいが外れた影響が考えられる。

3体ともに頂部の方がわずかに大きいモーメントを示していることが確認できる。

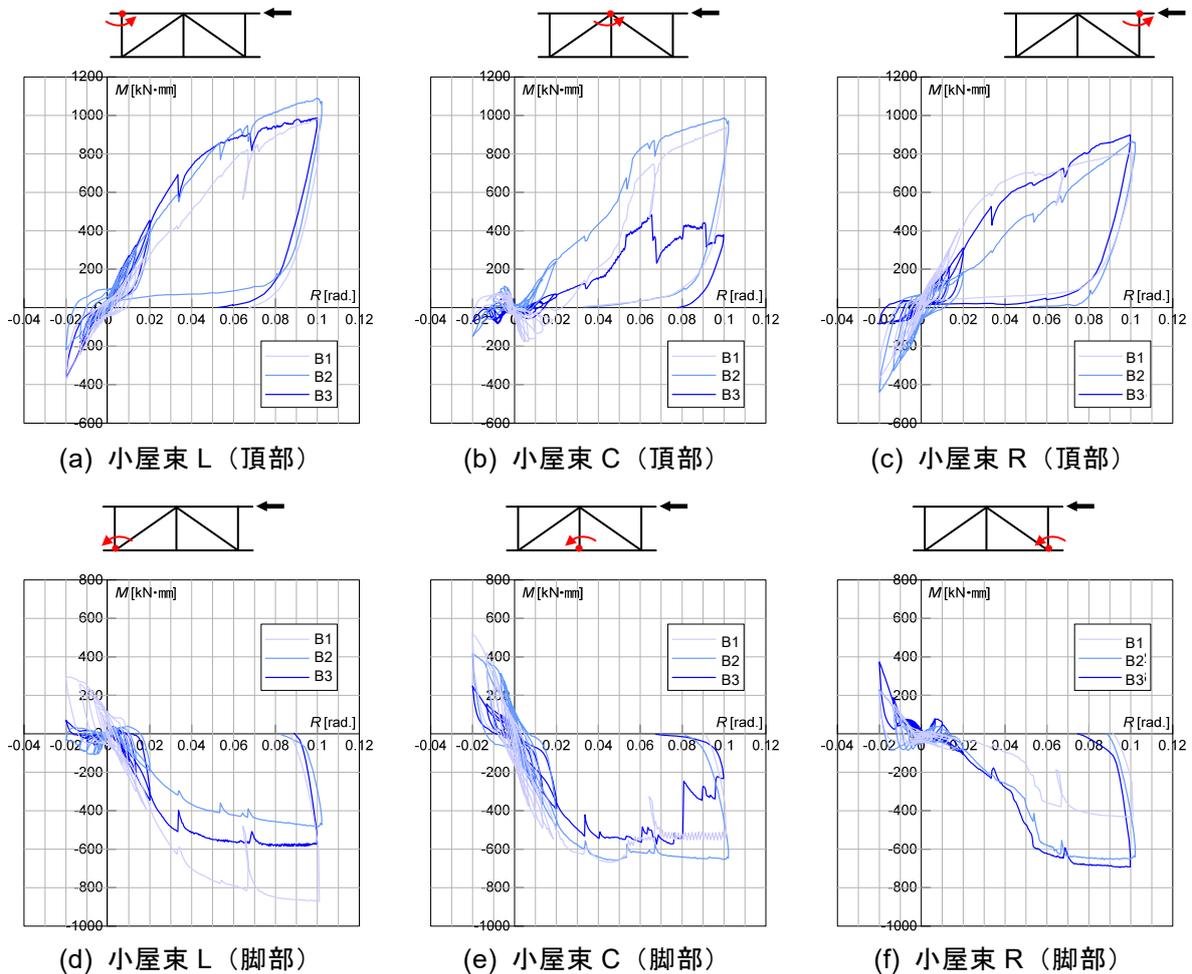


図 2.2.3-17 小屋束に発生するモーメントー小屋束回転角関係（頂部、脚部）

小屋束に発生したせん断力-真のせん断変形角関係を図 2.2.3-18 に示す。各小屋束が負担するせん断力は、均等に分配されておらず、試験体によって、それぞれの小屋束が負担するせん断力の割合が異なった。

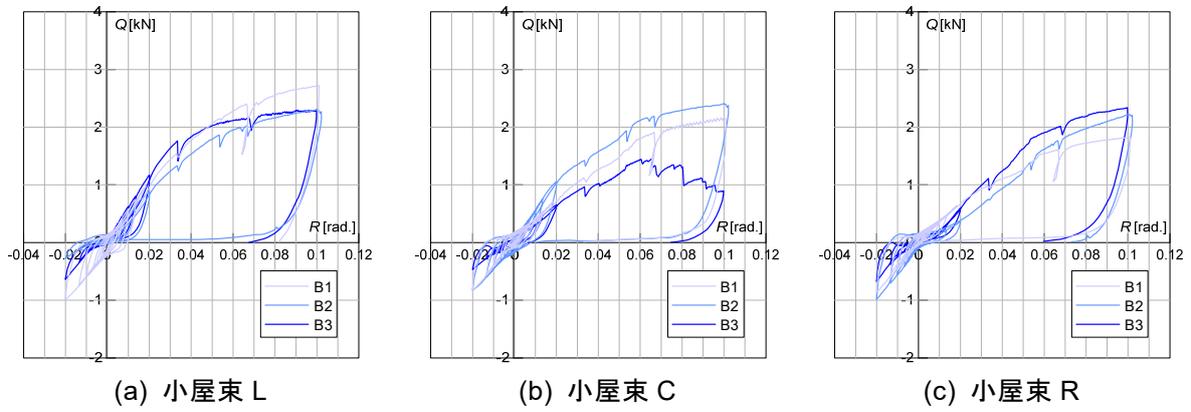
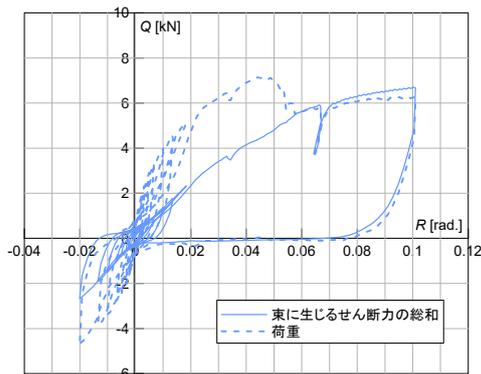


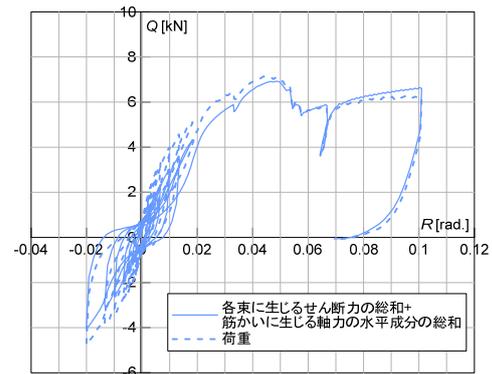
図 2.2.3-18 小屋束に生じたせん断力-真のせん断変形角関係

小屋束に発生したせん断力と筋かいに発生した軸力の水平方向成分の総和—真のせん断変形角関係を図 2.2.3-19~2.2.3-21 に示す。アクチュエータにて導入した荷重と、各束に流れるせん断力を足し合わせたものを比較すると、小屋束に流れるせん断力が小さくなる。これは、残りの荷重分が小屋筋かいに軸力成分として流れたためだと考えられる。

各束のせん断力の総和に筋かいの軸力の水平方向成分の総和（後述）を加えたものを同様に比較すると、正側はアクチュエータ荷重と概ね一致したが、負側はやや差が生じた。小屋筋かいにて計測したひずみが降伏ひずみを越えた影響が考えられる。

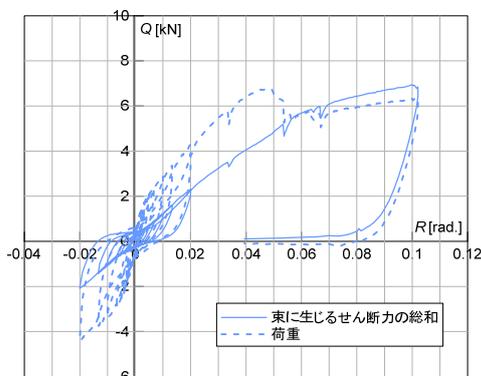


(a) 各束のせん断力の総和

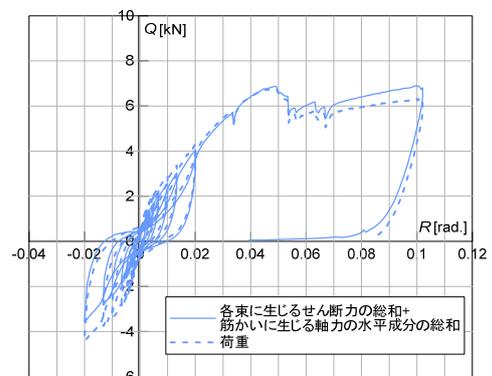


(b) 各束のせん断力+筋かい軸力の水平成分の総和

図 2.2.3-19 荷重—真のせん断変形角関係との比較（鉛直構面 B①）

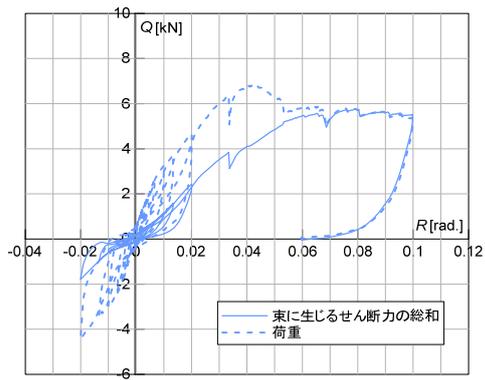


(a) 各束のせん断力の総和

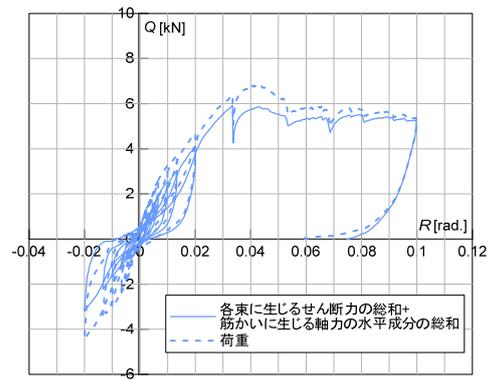


(b) 各束のせん断力+筋かい軸力の水平成分の総和

図 2.2.3-20 荷重—真のせん断変形角関係との比較（鉛直構面 B②）



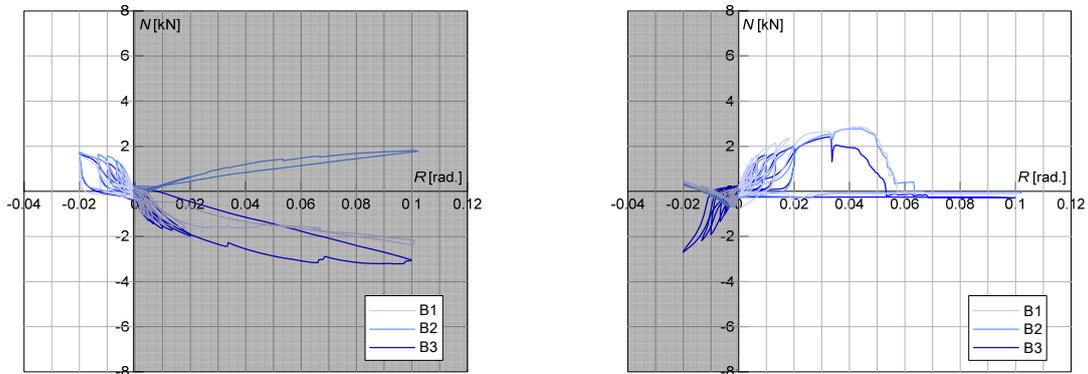
(a) 各束のせん断力の総和



(b) 各束のせん断力+筋かい軸力の水平成分の総和

図 2.2.3-21 荷重—真のせん断変形角関係との比較（鉛直構面 B③）

小屋筋かいに発生した軸力-真のせん断変形角関係を図 2.2.3-22 に示す。計測したひずみが降伏点（キャリブレーションにて計測）を超えていたため、十分な計測が行われていない圧縮時のデータ（網掛け部分）は除去してデータ整理を行うこととした。



(a) 小屋筋かい L

(b) 小屋筋かい R

図 2.2.3-22 小屋筋かいに発生する軸力-真のせん断変形角関係

筋かいの座屈荷重をオイラー座屈荷重（式(2.2-19)）から概算する。

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} \text{ [kN]} \quad (2.2-19)$$

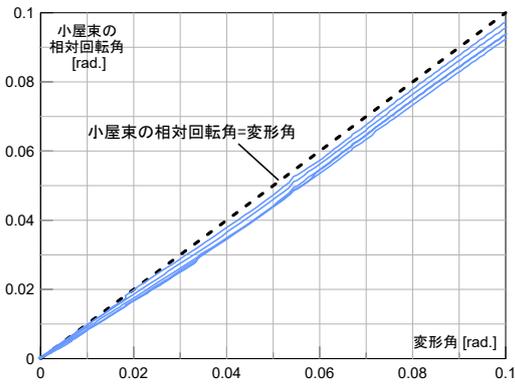
筋かいが両端ピン支持と仮定した場合（ $L_k=L$ ）、上式より、 $N_{cr}=0.44$ [kN]

両端固定と仮定した場合（ $L_k=L/2$ ）、 $N_{cr}=1.77$ [kN]

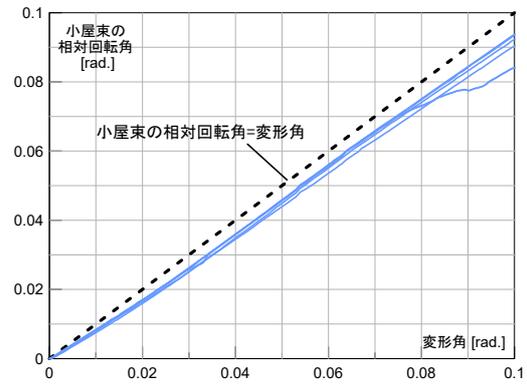
ピン、固定の中間と仮定した場合（ $L_k=L/1.5$ ）、 $N_{cr}=0.99$ [kN]と算出される。

そのため、1/450rad.変形時にはすでに筋かいは座屈をはじめていたと考えられる。実験中の観察においても 1/450rad.変形時ですでに筋かいが面外方向にはらむ様子を確認した。

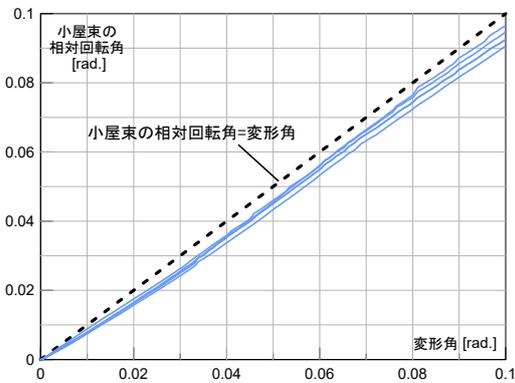
軒桁と小屋束の加力方向相対回転角—真のせん断変形角関係を図 2.2.3-23 に示す。小屋束の相対回転角と変形角に関しては概ね一致している。



(a) 鉛直構面 B①



(b) 鉛直構面 B②



(c) 鉛直構面 B③

図 2.2.3-23 小屋束の相対回転角—真のせん断変形角関係

2.2.3(f) 鉛直構面試験体における各要素の寄与分

鉛直構面小屋貫仕様および小屋筋かい仕様における各部材の寄与分を図 2.2.3-24 に示す。各部材の寄与分は実験値および以下の計算式により算出した。鉛直構面実験における圧縮側筋かいの計測ひずみは、座屈により載荷初期から降伏ひずみを超えていたため、小屋筋かい仕様における筋かいの寄与分（実験値）は、引張側の筋かいのみ考慮した。

小屋貫仕様において、貫の寄与分（実験値）とは、貫の計測ひずみから算出したモーメントをせん断力に変換したものであり、貫の寄与分（計算値）よりも初期剛性が低くなった。これは楔の傾斜が大きく、変形初期には楔孔の端部しか楔に接触していなかったことと、貫中央に略かま継が設けられていたことが原因と考えられる。

小屋筋かい仕様において、小変形時では筋かいが負担する割合が大きいが、変形が進むと筋かいが外れ、負担力は最終的にゼロとなった。

全体的に、計算値は実験値を概ね捉えられていると考えられる。

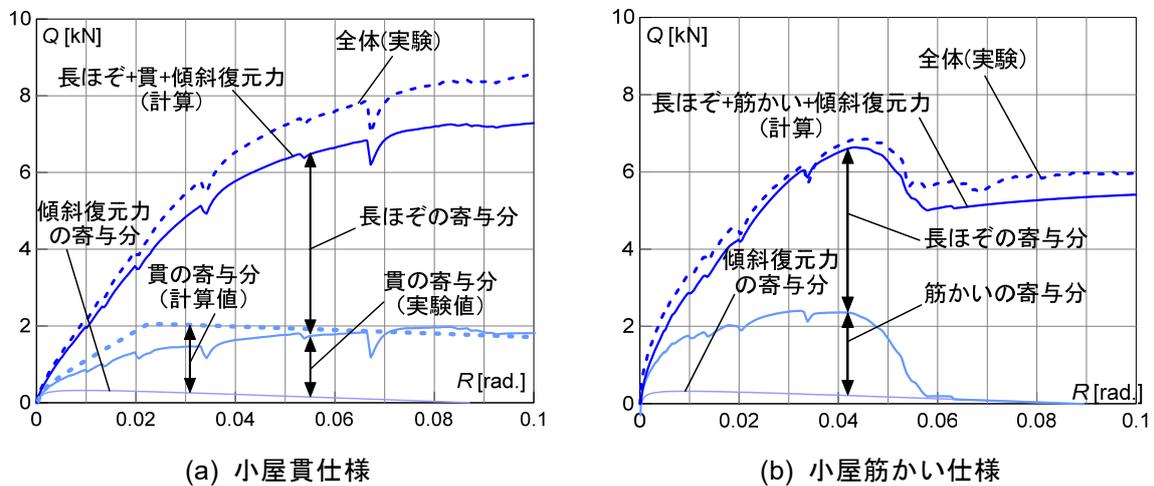


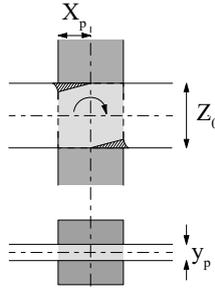
図 2.2.3-24 鉛直構面における各部材の寄与分

通し貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式

文献 2.2-4)の理論式を用いて算出した。

$$\text{回転剛性} : K_{\theta} = x_p^2 y_p E_{90} \left\{ \frac{x_p}{Z_p} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5 \mu C_{xm} \right\} \quad (2.2-20)$$

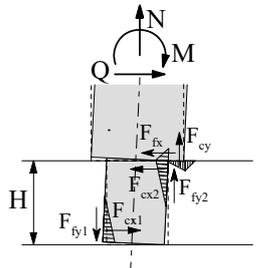
$$\text{降伏モーメント} : M_{yb} = \frac{K_{\theta b} Z_p F_m}{x_p E_{90} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (2.2-21)$$

$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}$: 端距離が無限大のときの X 方向のめり込み増大係数 $C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p}$: 端距離が無限大のときの Y 方向のめり込み増大係数 E_{90} : 全面横圧縮ヤング係数 (N/mm ²) ※ $E_{90} \equiv \frac{1}{50} E_0$ とする n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数 ※ スギ $n = 5$	
--	---

実験における中央の貫は略かま継ぎであるが、今回の計算では通し貫として算出した。

長ほぞの曲げモーメントの計算式

文献 2.2-5)の解析モデルを用いて長ほぞ接合部に軸力・せん断力・曲げモーメントが作用したときの力のつり合いから、長ほぞの曲げモーメントー回転角関係を算出した。

F_{cx1}, F_{cx2} : ほぞのめり込みによる抵抗力 F_{cy} : 土台のめり込みによる抵抗力 F_{fx}, F_{fy1}, F_{fy2} : 動摩擦力	
---	--

小屋束の傾斜復元力特性の計算式

文献 2.2-6)の理論式を用いて算出した。

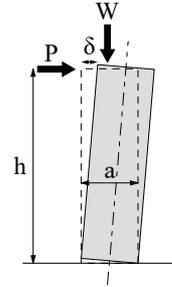
$$\text{傾斜復元力による水平荷重} P = \frac{W}{h} \left(a - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2Wh}{K_e a \delta}} - \delta \right) \quad (2.2-22)$$

k_e : 部分圧縮変形の剛性 (MPa/cm)

※ $k_e = 19.6 \text{ MPa/cm}$ とする

W : 各小屋束上に積載した錘の重量

※ $W_{\text{束1}}, W_{\text{束3}} = 0.98 \text{ kN}$ 、 $W_{\text{束2}} = 2.25 \text{ kN}$ とする



【2.2 参考文献】

- 2.2-1) (公財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計, 2017.3
- 2.2-2) 山崎義弘, 五十田博, 中川貴文, 荒木康弘, 坂田弘安：板張り根太床構面の力学的挙動に関する研究 様々な荷重分布下における水平構面の面内せん断挙動, 構造工学論文集, Vol.63B, pp.611-619, 2017.4
- 2.2-3) (財)日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法 木造住宅の耐震精密診断と補強方法 (改訂版)、2004. 7
- 2.2-4) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル, 2009.11
- 2.2-5) 坂田弘安, 山崎義弘, 宇田川洋隆, 大橋好光：曲げせん断を受ける長ほぞ差し込栓打ち接合部の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 671 号, pp.45-54, 2012.1
- 2.2-6) 日本建築学会：限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説, 2013.2

2.3 小屋ばり組切妻屋根実験

前節にて示した小屋ばり組切妻屋根の各要素実験では、各構面の面内せん断性能について把握した。その各要素が持つ抵抗性能が、小屋ばり組切妻屋根においてどのように発揮されているか検証することを目的に、実大水平加力実験を実施した。また、小屋ばり組切妻屋根が負担する水平力（地震力や風圧力）を再現するために、本実験は等分布荷重形式とし、軒桁の固定条件は片持ちばり形式と単純ばり形式の2種類を設定した。

2.3.1 境界条件の設定

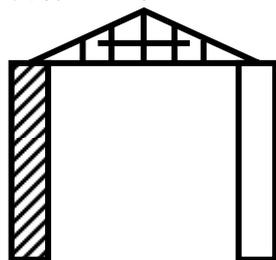
- ・片持ちばり形式（固定－ローラー）（図 2.3.1-1(a)）

等分布荷重を受ける小屋ばり組全体に対し、片側が耐力壁線（回転拘束）、片側が非耐力壁線（回転非拘束）で支持された状態を再現する。実際には起こり得ない耐力壁配置ではあるが、ダイアフラムとしてのせん断性能を調べる目的で実施した。

- ・単純ばり形式（ピン－ピン）（図 2.3.1-1(b)）

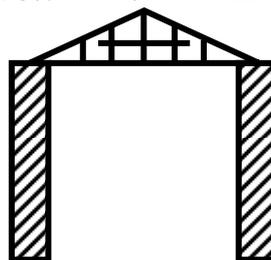
等分布荷重を受ける小屋ばり組全体に対し、両側が耐力壁線（回転非拘束）で支持された状態を再現する。

片側軒桁下部のみが耐力壁



(a) 片持ちばり形式

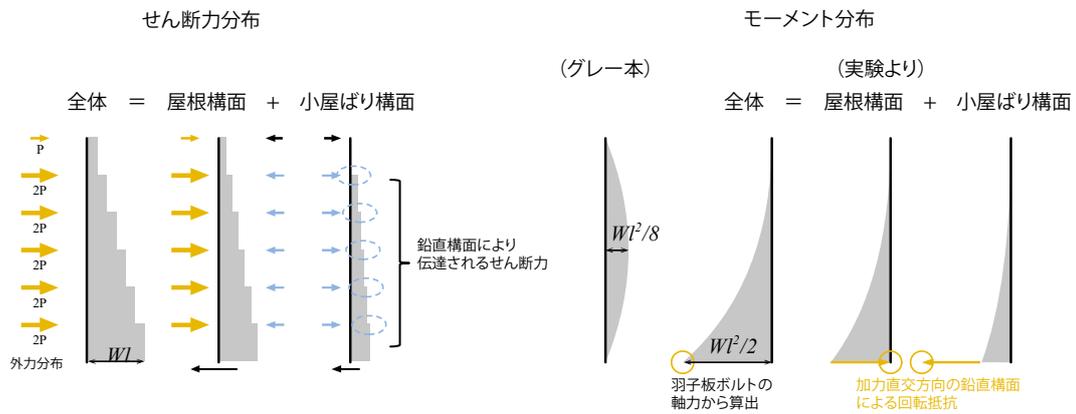
両軒桁下部が耐力壁



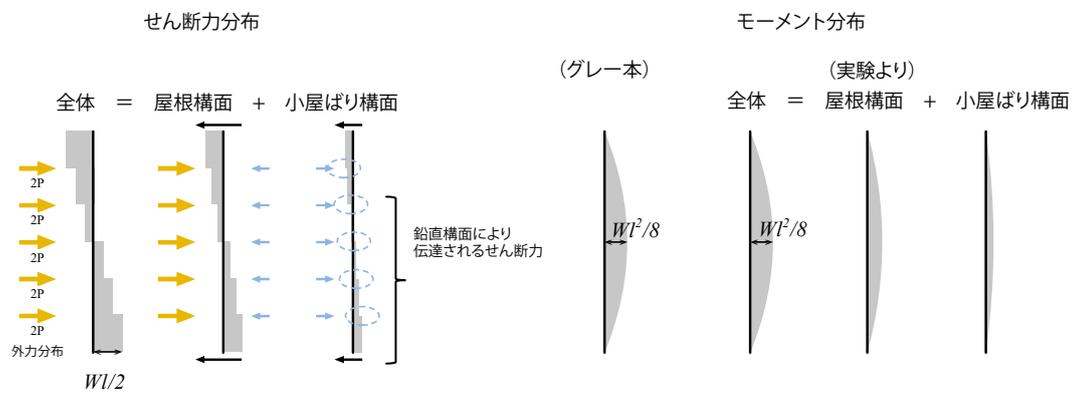
(b) 単純ばり形式

図 2.3.1-1 境界条件

図 2.3.1-2 に各境界条件下での予想される応力分布を示す。



(a) 片持ちばり形式の場合 ($w = 11P/l$)



(b) 単純ばり形式の場合 ($w = 10P/l$)

図 2.3.1-2 小屋ばり組実験における各境界条件下での応力分布

2.3.2 実験方法

図 2.3.2-1、写真 2.3.2-1 に本実験のセットアップを示す。本実験は、建築研究所構造複合実験棟にて行った。等分布荷重形式の加力は、試験体母屋の端部に取り付けたワイヤーをレバーブロックを用いて巻き上げることで再現した。

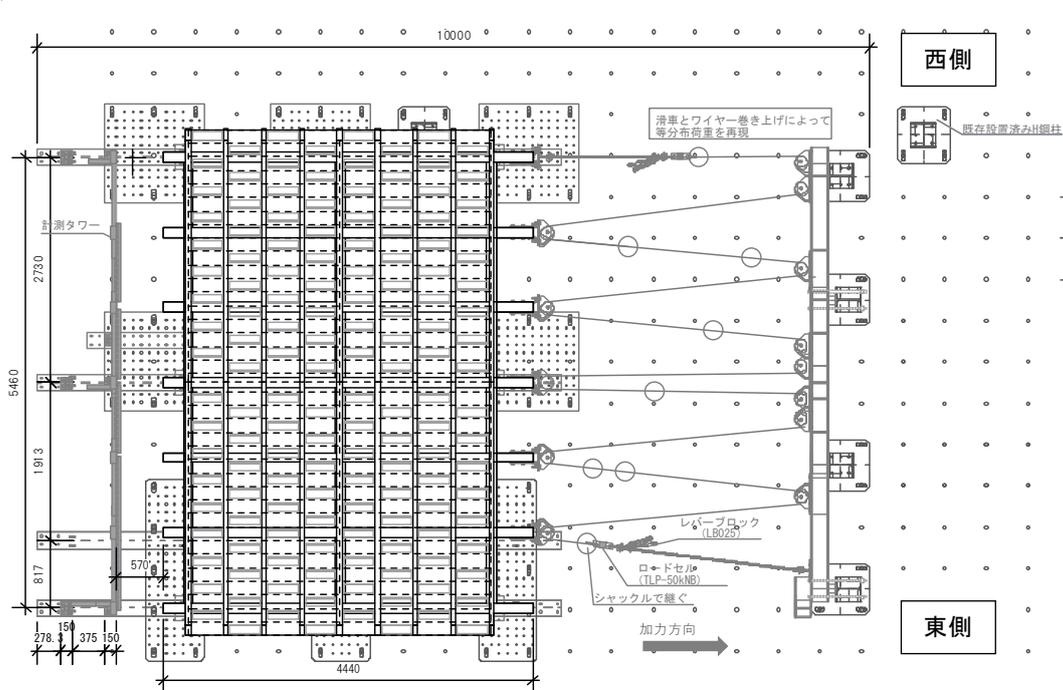


図 2.3.2-1 小屋ばり組（片持ちばり形式）セットアップ 伏図



(a) 試験体側

(b) 反力側

写真 2.3.2-1 等分布荷重の再現方法

本試験体は軒桁（大ばり）－小屋ばりの接合部計9か所の下部で、図2.3.2-2に示すようにせん断ロードセル付きのピン支承・ローラー支承にそれぞれ接合した。片持ちばり形式では、東側の軒桁を両ねじボルト（M16）でピン治具に固定し、反力用架台に固定した。大ばりと西側の軒桁は両ねじボルト（M16）でボールベアリングを入れたローラー治具に取り付け、水平方向に動くようにした。単純ばり形式では、西側・東側の両軒桁の中央部分にピン治具を取り付け、それ以外の7か所は全てローラー治具を取り付け、加力水平方向に動くようにした。

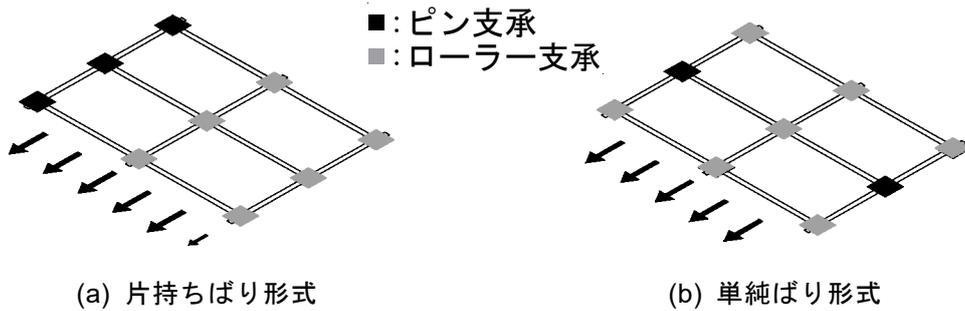


図 2.3.2-2 ピン支承・ローラー支承の配置

2.3.3 試験体概要

本試験体は、前節で示した屋根構面、小屋ばり構面、鉛直構面の各要素からなる小屋ばり組切妻屋根であり、平面寸法は桁行 3640mm、梁間 5460mm、高さ 1288.5mm、屋根面は 4.5 寸勾配とし、片持ちばり形式、単純ばり形式それぞれ 1 体ずつ計 2 体とした。試験体形状を図 2.3.3-1 に、試験体の寸法および材料特性を表 2.3.3-1 に示す。試験体名称は片持ちばり形式を小屋ばり組 C、単純ばり形式を小屋ばり組 S とした。

軒桁—小屋ばりの接合には兜蟻掛けと羽子板ボルトを用い、大ばり—小屋ばりの接合には渡りあご掛けと羽子板ボルトを用いた。小屋束は頂部は長ほぞ、脚部は短ほぞ（頂部は加力方向に対して強軸方向、脚部は弱軸方向とした）、両面かすがい打ちとした。小屋貫は楔締めとし、桁行方向の貫は中央で略かま継ぎとした。垂木は母屋に N75-2 本で斜め打ちで留め、野地板は板の登り 3 枚ごとに乱継ぎとし、垂木芯突きつけで、垂木ごとに N50-2 本で取り付けた。また、屋根荷重を想定して 14.6kN の錘を積載した。

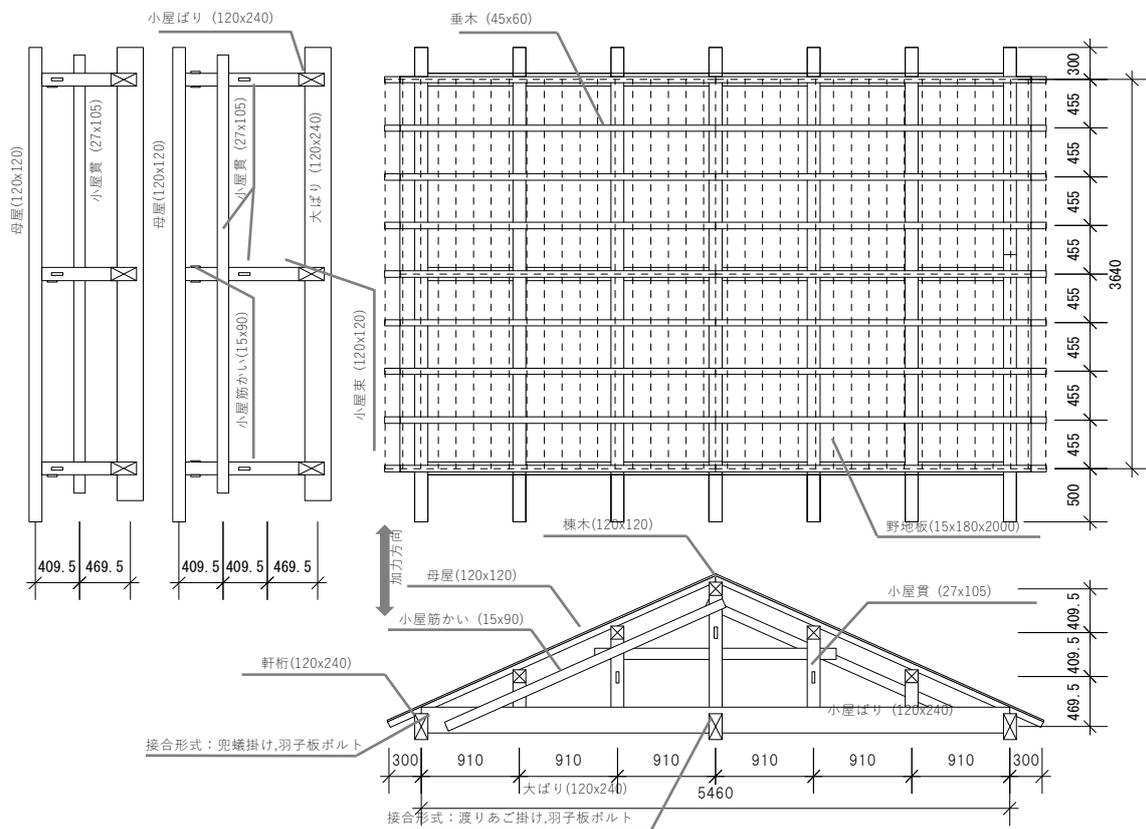


図 2.3.3-1 小屋ばり組切妻屋根試験体

表 2.3.3-1 材料特性

部材名称	試験体名称	寸法 [mm]	強度等級	材種	含水率 [%]	比重	動的ヤング率 [kN/mm ²]
軒桁	小屋ばり組S	120×120×4440	無等級	スギ	19.6	0.43	6.53
	小屋ばり組C				15.0	0.38	6.40
大ばり	小屋ばり組S	120×240×4400			25.1	0.42	7.92
	小屋ばり組C				10.6	0.30	-
小屋ばり	小屋ばり組S	120×240×5460			21.9	0.47	-
	小屋ばり組C				18.9	0.38	-
小屋束	小屋ばり組S	120×120×1048.5			9.4	0.37	-
	小屋ばり組C				9.7	0.36	-
小屋貫（桁行方向）	小屋ばり組S	27×105×4240			14.4	0.38	-
	小屋ばり組C				13.4	0.39	-
小屋貫（梁間方向）	小屋ばり組S	27×105×2240			13.9	0.35	-
	小屋ばり組C				13.9	0.39	-
野地板	小屋ばり組S	180×15×2000			14.9	0.35	-
	小屋ばり組C				13.1	0.36	-
垂木	小屋ばり組S	45×60×3400			12.7	0.39	6.71
	小屋ばり組C				13.4	0.39	7.85
筋かい	小屋ばり組S	15×90×3000	-	0.50	-		
	小屋ばり組C		13.9	0.52	-		
母屋	小屋ばり組S	120×120×4440	15.4	0.43	7.91		
	小屋ばり組C		15.3	0.41	-		

2.3.4 加力計画

単純ばり形式では母屋-軒桁間の水平面内せん断変形角、片持ちばり形式では両側軒桁間のせん断変形角で制御し、それぞれ $1/15\text{rad}$. を目標に一方（北側）に単調載荷した。等分布荷重形式は図 2.3.4-1、写真 2.3.4-1 に示すように、母屋（棟木）・軒桁の各端部に滑車付きの加力治具を取り付け、ワイヤーをジグザグ状に通し、ワイヤーの両端をレバーブロックによって巻き上げることで再現した。各加力点にかかる荷重はワイヤー軸方向と加力方向の余弦を考慮してデータ整理を行う。

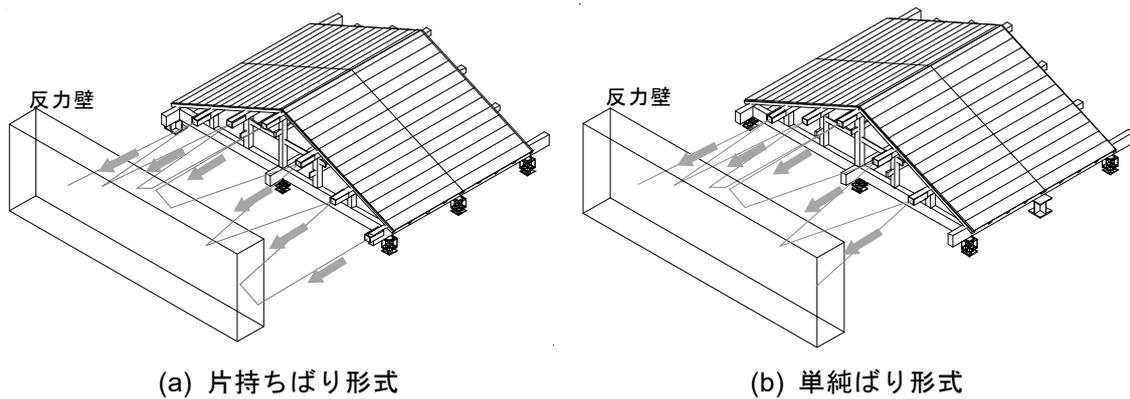


図 2.3.4-1 小屋ばり組実験セットアップ 概略図



写真 2.3.4-1 加力部分セットアップ

2.3.5 計測計画

試験体全体の計測計画を図 2.3.5-1~4 に示す。荷重は加力用レバーブロックの先端に取り付けた軸力ロードセルおよび、試験体下部に取り付けたせん断ロードセルにて計測した。

変形角は軒桁・大ばりの加力点それぞれに高感度変位計、レーザー変位計を用いて絶対水平変位を計測し、ロックキングの影響を除いた真のせん断変形角を算出した。

その他に、高感度変位計を用いて、軒桁-小屋ばり、小屋束頂部・脚部、小屋貫それぞれの引き抜けおよび回転、垂木の軸方向すべりを計測し、ひずみゲージを用いて、羽子板ボルトの軸ひずみを計測した。また、途中、1/100, 1/30, 1/15rad.時に観察を行った。

小屋ばりと軒桁の相対水平変位 (小屋ばりから)
 小屋裏と大ばり・小屋ばりの相対鉛直変位 (小屋裏から)
 小屋裏と棟木・母屋の相対水平変位 (小屋裏から)
 小屋裏と小屋ばりの相対水平変位 (小屋裏から)
 棟木・母屋の絶対水平変位 (計測タワーから)

せん断ロードセル
 垂木の軸方向すべり (軒桁から)
 羽子板ボルトの軸力
 軒桁の絶対鉛直変位 (架台から)

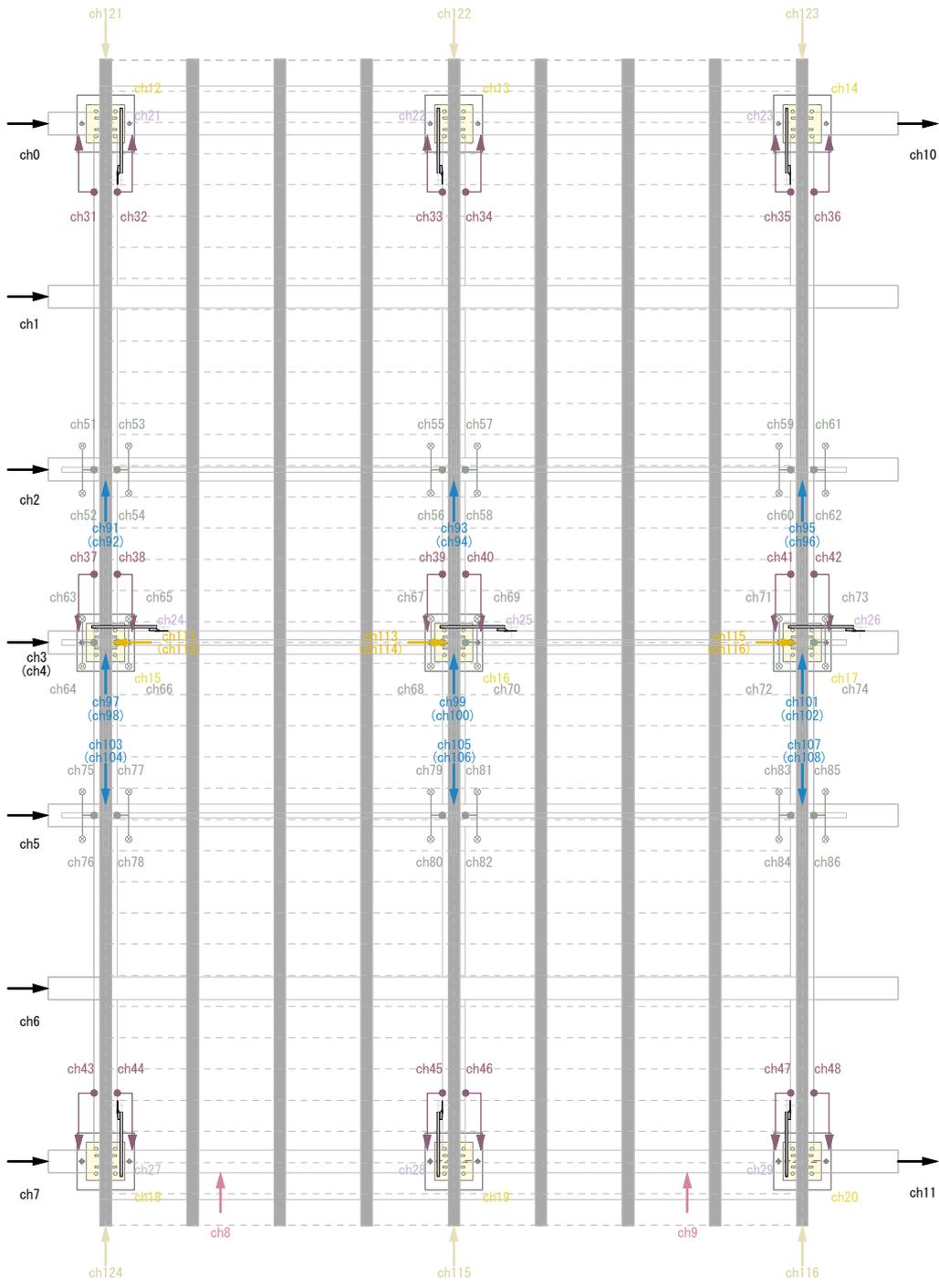


図 2.3.5-1 片持ちばり形式計測計画 伏図

- 小屋ばりと軒桁の相対水平変位 (小屋ばりから)
- 小屋裏と大ばり・小屋ばりの相対鉛直変位 (小屋裏から)
- 小屋裏と棟木・母屋の相対水平変位 (小屋裏から)
- 小屋裏と小屋ばりの相対水平変位 (小屋裏から)
- 棟木・母屋の絶対水平変位 (計測タワーから)
- せん断ロードセル
- 垂木の軸方向すべり (軒桁から)
- 羽子板ボルトの軸力
- 軒桁の絶対鉛直変位 (梁台から)

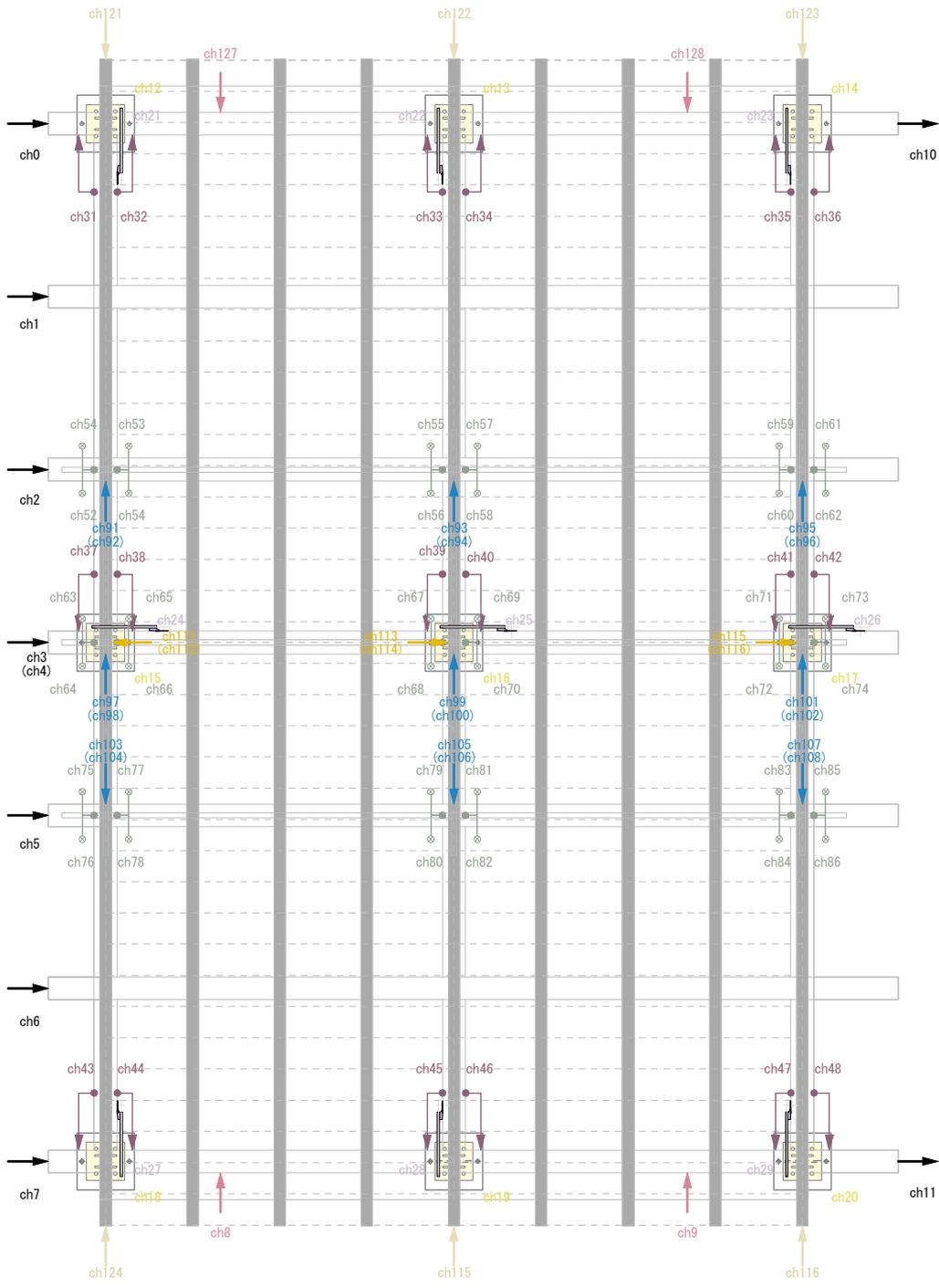


図 2.3.5-2 単純ばり形式計測計画 伏図

- 小屋ばりと軒桁の相対水平変位 (小屋ばりから)
- 小屋家と大ばり・小屋ばりの相対鉛直変位 (小屋家から)
- 小屋貴と棟木・母屋の相対水平変位 (小屋貴から)
- 小屋貴と小屋ばりの相対水平変位 (小屋貴から)
- 棟木・母屋の絶対水平変位 (計測タワーから)
- せん断ロードセル
- 垂木の軸方向すべり (軒桁から)
- 羽子板ボルトの軸力
- 軒桁の絶対鉛直変位 (梁台から)

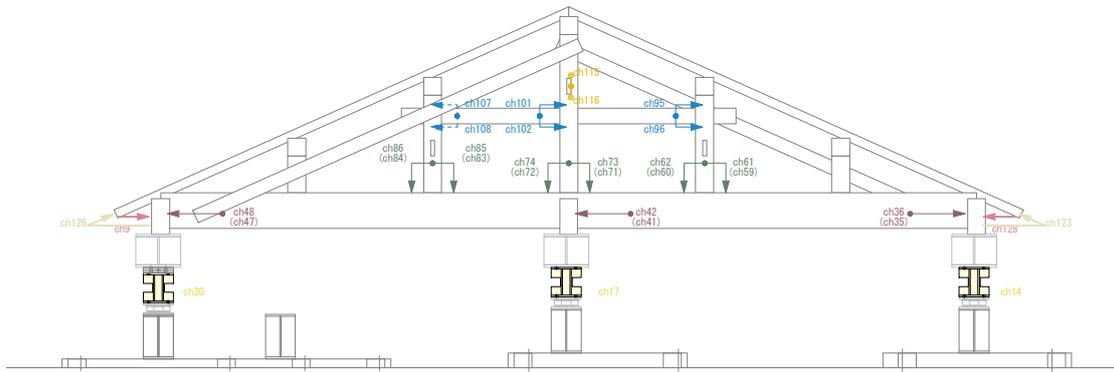


図 2.3.5-3 小屋ばり組計測計画 梁間方向

- 小屋ばりと軒桁の相対水平変位 (小屋ばりから)
- 小屋家と大ばり・小屋ばりの相対鉛直変位 (小屋家から)
- 小屋貴と棟木・母屋の相対水平変位 (小屋貴から)
- 小屋貴と小屋ばりの相対水平変位 (小屋貴から)
- 棟木・母屋の絶対水平変位 (計測タワーから)
- せん断ロードセル
- 垂木の軸方向すべり (軒桁から)
- 羽子板ボルトの軸力
- 軒桁の絶対鉛直変位 (梁台から)

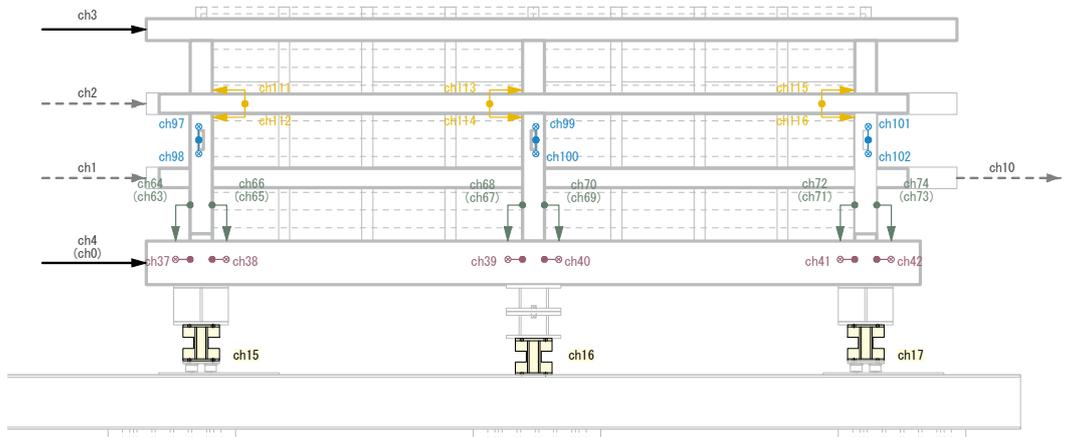


図 2.3.5-4 小屋ばり組計測計画 桁行方向

式(2.3-1)~(2.3-3)および図 2.3.5-5 に、片持ちばり形式および単純ばり形式それぞれのせん断変形角 R の算出方法を示す。加力点となる軒桁および小屋ばりの加力方向水平変位（以下、水平変位）を $\delta_5, \delta_6, \delta_7$ [mm]（ワイヤー変位計により計測）とし、軒桁の加力直交方向水平変位（以下、垂直変位）を $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$ [mm]（高感度変位計 CDP25 により計測）とする。

片持ちばり形式

真のせん断変形角 R

$$R = \frac{\delta_5 - \delta_7}{2L} - \theta_\alpha \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-1)$$

固定側軒桁の回転角 θ_α

$$\theta_\alpha = \frac{\delta_3 - \delta_4}{H'} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-2)$$

単純ばり形式

真のせん断変形角 R

$$R = \frac{\delta_6 - \delta_7}{L} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-3)$$

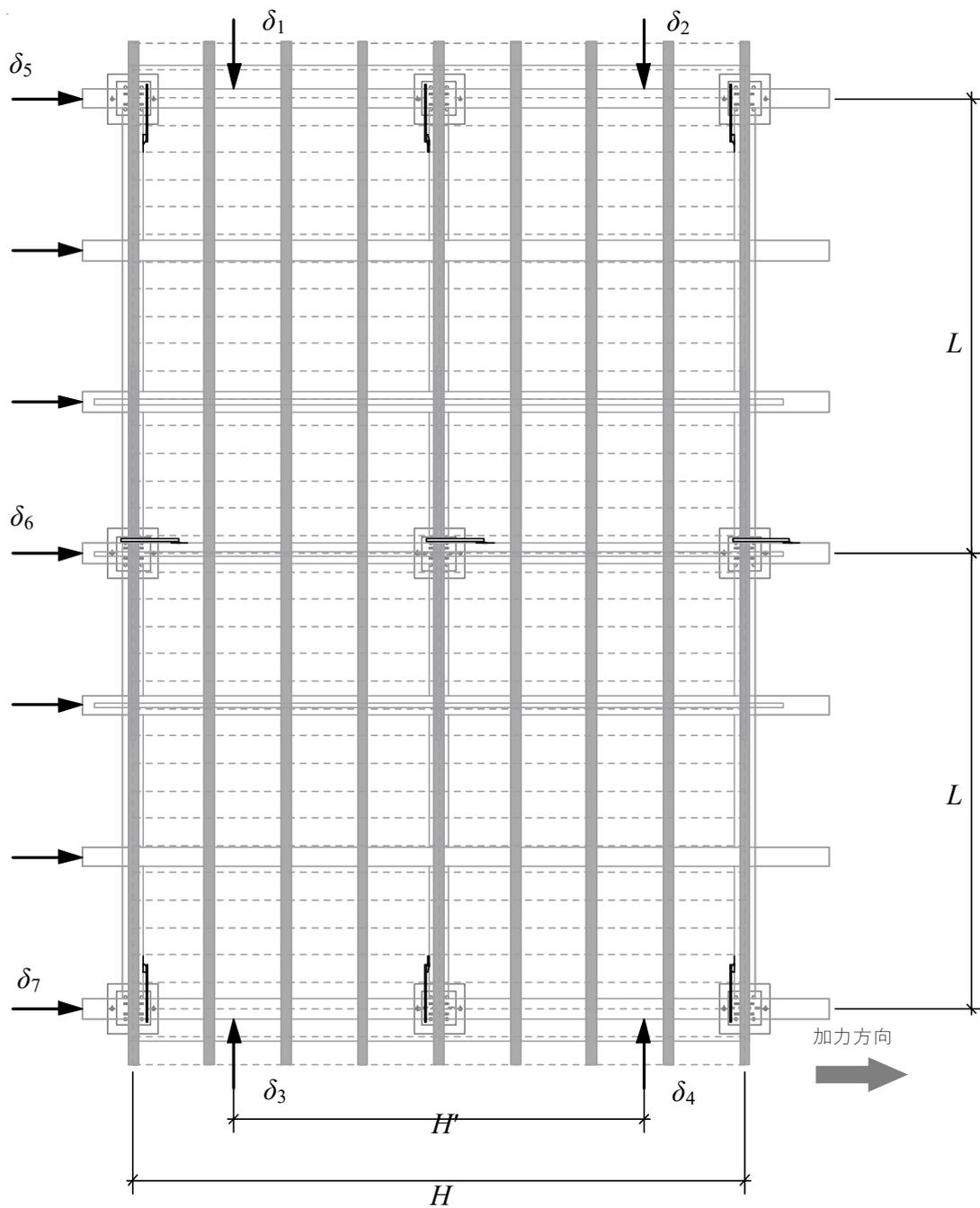


図 2.3.5-5 変形角 R の計測方法

2.3.6 実験結果

片持ちばり形式と単純ばり形式のそれぞれのせん断力-真のせん断変形角関係を図 2.3.6-1 に示す。なお、せん断力に関しては、等分布荷重時では、スパン内の平均せん断力が水平構面の降伏の支配要因となる^{2.3-1)}ことから、それぞれの平均せん断力を算出した。算出方法を式(2.3-4)~(2.3-16)に示す。

片持ちばり形式の半スパン評価時において、全スパン評価時の平均せん断力と比べて、固定側 (Q_{avg1}) で増加、自由側 (Q_{avg2}) で減少しているが、図 2.3.6-6 に示すような小屋ばり構面の曲げ抵抗の影響があったためだと考えられる。図中に示す変位モードは、レーザー変位計により計測した。単純ばり形式の平均せん断力が片持ちばり形式の全スパン評価時に比べて大きいことも同様の理由であると考えられる。

図 2.3.6-1 中に示す ● は $C_0 = 0.2$, $A_2 = 1.4$ (2 階建てを想定) とした許容応力度設計レベルの地震力に対する応答値である。変形角は 0.005rad.程度に収まっており、耐力の余裕も十分にあることから、伝統的仕様においても十分な性能を有していると考えられる。

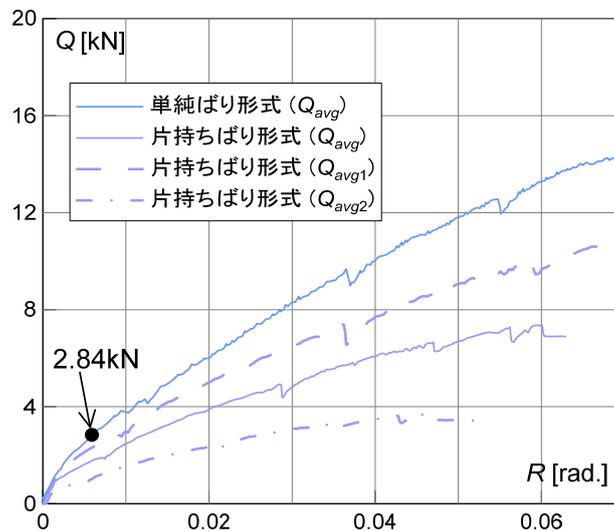


図 2.3.6-1 平均せん断力-真のせん断変形角関係

片持ちばり形式：全スパン評価 ($L:5460\text{mm}, H:3640\text{mm}$)

- 平均せん断力算出方法

$$Q_{avg} = \frac{Q_{lc}}{2} \quad [\text{kN}] \quad (2.3-4)$$

Q_{lc} ：固定側軒桁下部に取り付けたせん断ロードセルにて計測した荷重

- せん断変形角 R の算出方法

$$R = \frac{\delta_2 - \delta_0}{L} - \phi \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-5)$$

$$\text{固定側軒桁の回転角 } \phi = \frac{\delta_3 - \delta_4}{H} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-6)$$

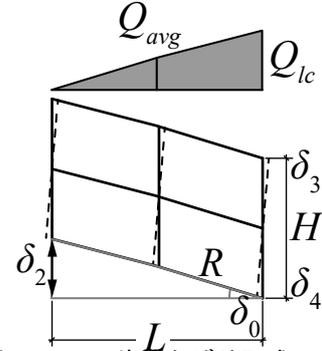


図 2.3.6-2 片持ちばり形式 全スパン評価

片持ちばり形式：半スパン評価 ($L:5460\text{mm}, H:3640\text{mm}$)

- Q_{avg1} および Q_{avg2} の算出方法

$$Q_{avg1} = Q_{lc} \times \frac{3}{4} \quad [\text{kN}] \quad (2.3-7)$$

$$Q_{avg2} = Q_{lc} \times \frac{1}{4} \quad [\text{kN}] \quad (2.3-8)$$

Q_{lc} ：固定側軒桁下部に取り付けたせん断ロードセルにて計測した荷重

- Q_{avg1} 点および Q_{avg2} 点の変形角 R_1, R_2 の算出方法

$$R_1 = \frac{\delta_1 - \delta_0}{\frac{L}{2}} - (\phi + \phi_{pull}) \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-9)$$

$$R_2 = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\frac{L}{2}} - (\phi + \phi_{pull}) \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-10)$$

$$\text{固定側軒桁の回転角 } \phi = \frac{\delta_3 - \delta_4}{H} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-11)$$

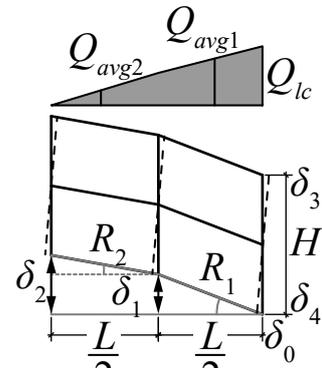


図 2.3.6-3 片持ちばり形式 半スパン評価

$$\text{小屋ばり引き抜けによる回転角 } \phi_{pull} = \frac{\delta_L - \delta_R}{H} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-12)$$

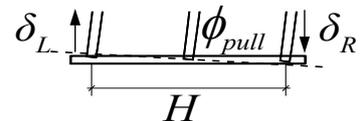


図 2.3.6-4 引き抜けによる回転角

単純ばり形式 ($L:5460\text{mm}$, $H:3640\text{mm}$)

- ・平均せん断力算出方法

$$Q_{avg} = \frac{Q_{lc}}{2} \quad [\text{kN}] \quad (2.3-13)$$

Q_{lc} :各軒桁下部に取り付けたせん断ロードセルにて計測した荷重

- ・変形角算出方法

$$R_1 = \frac{(\delta_1 - \delta_2)}{\frac{L}{2}} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-14)$$

$$R_2 = \frac{(\delta_1 - \delta_0)}{\frac{L}{2}} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-15)$$

$$R_{avg} = \frac{R_1 + R_2}{2} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-16)$$

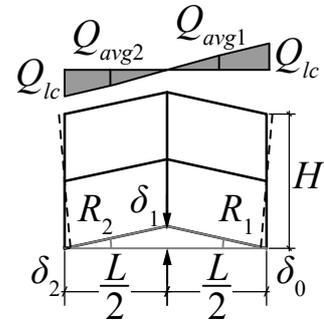


図 2.3.6-5 単純ばり形式

R_2 が十分に計測できていなかったため、データ整理では R_{avg} ではなく、 R_1 を変形角として用いた。

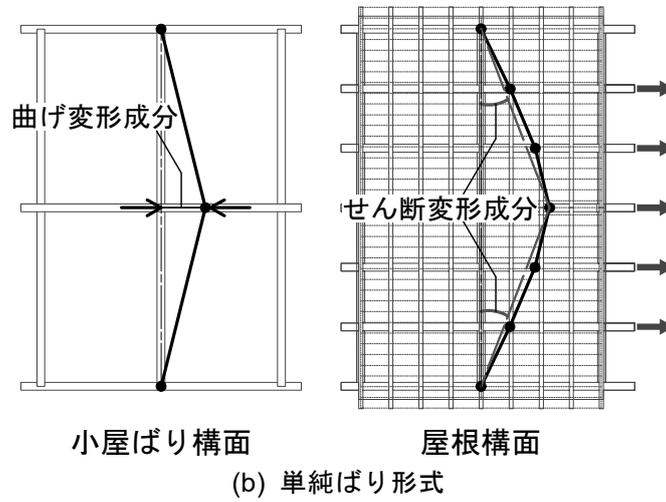
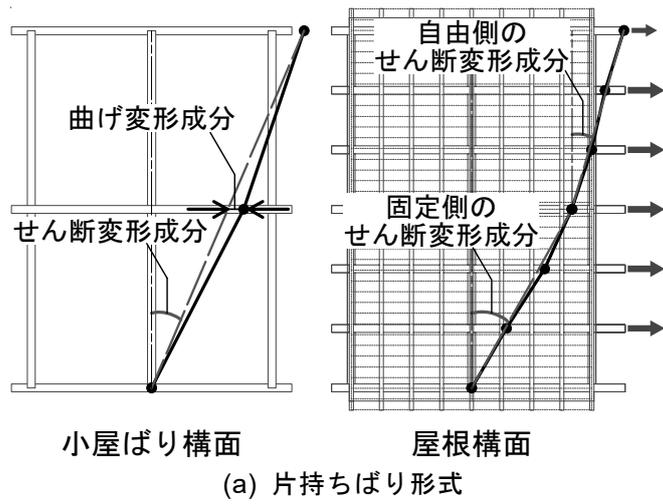


図 2.3.6-6 小屋ばり構面および屋根構面の変位モード ($R = 0.067\text{rad}$ 時)

図 2.3.6-6 より、外力は屋根構面にのみ与えているため、小屋ばり構面の変位はやや遅れていることがわかる。

写真 2.3.6-1 に 1/15rad.変形時、写真 2.3.6-2 に破壊性状を示す。



(a) 片持ちばり形式



(b) 単純ばり形式

写真 2.3.6-1 1/15rad.変形時



(a) 軒桁-小屋ばりのずれ



(b) 小屋束のずれ



(c) 野地板のずれ



(d) 軒桁-小屋ばりの離間



(e) 小屋束の傾斜



(f) 垂木のねじれ

写真 2.3.6-2 破壊性状

軒桁と小屋ばりの相対変形角－せん断変形角関係を図 2.3.6-7 に示す。片持ちばり形式、単純ばり形式共通して、固定側およびピン側の小屋ばりの相対変形角とせん断変形角は概ね一致している。片持ちばり形式では、加力側（ローラー）、中央（ローラー）、固定側の順で、より変形角の方が値が大きいため、小屋ばりには曲げ変形が生じていることを確認した。単純ばり形式において、試験体中央の接合部（大ばり－小屋ばり）部分では小屋ばりの回転は他の箇所と比較すると小さくなった。

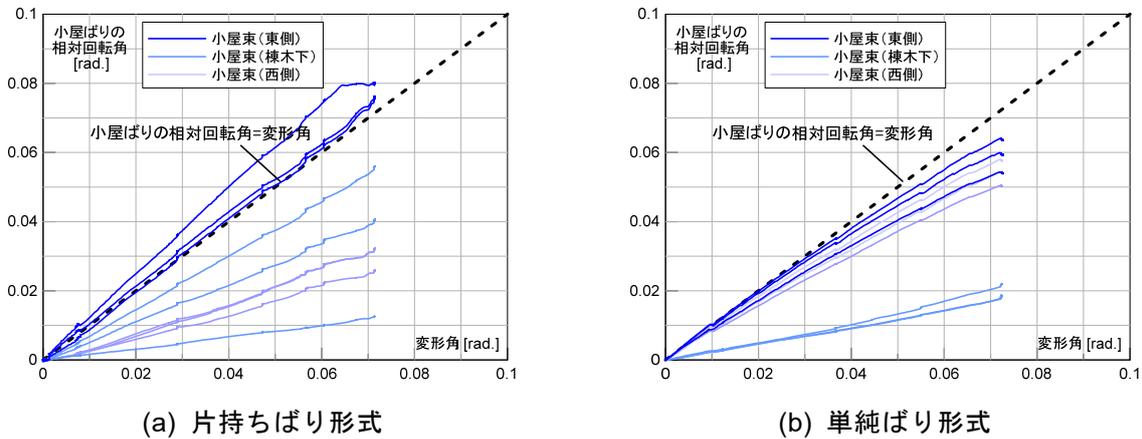
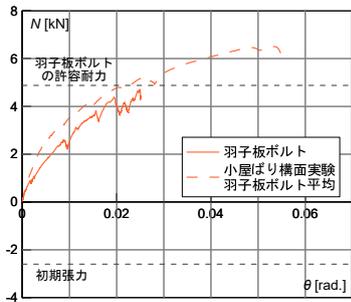
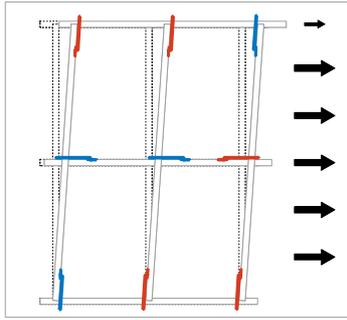
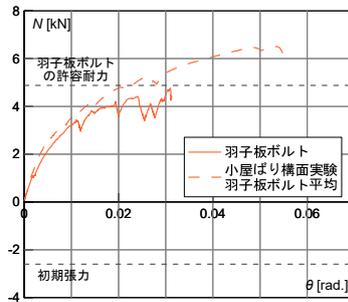


図 2.3.6-7 小屋ばりの相対回転角－変形角関係

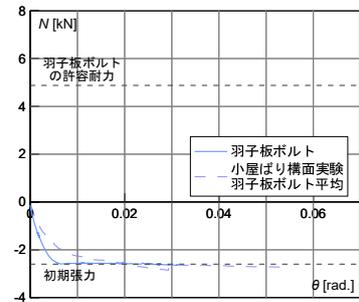
片持ちばり形式時と単純ばり形式時における羽子板ボルトの軸力と接合部相対回転角の関係を図 2.3.6-8,9 に示す。また、接合部が同一回転角時の小屋ばり構面実験時の軸力－接合部相対回転角関係を重ねている。両軸力の差分は、小屋ばり組になったことによる効果、具体的には屋根構面のせん断抵抗の反力が妻壁構面を介して小屋ばり構面に流れたことにより生じたと考えられる。



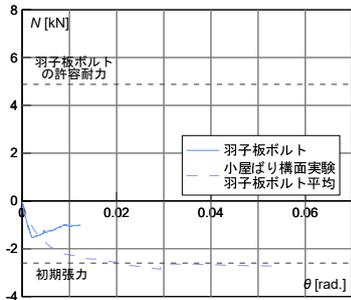
(a) 小屋ばり 1 (ローラー)



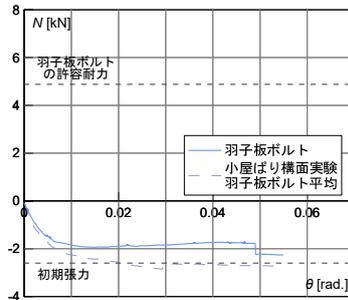
(b) 小屋ばり 2 (ローラー)



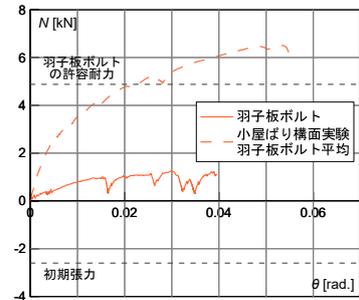
(c) 小屋ばり 3 (ローラー)



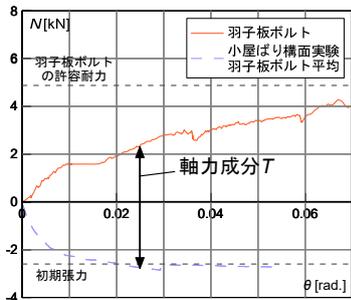
(d) 小屋ばり 1 (ローラー)



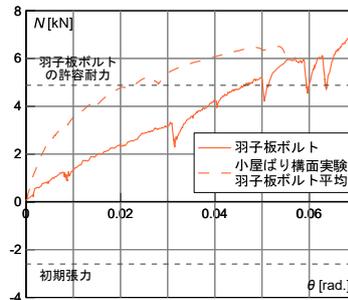
(e) 小屋ばり 2 (ローラー)



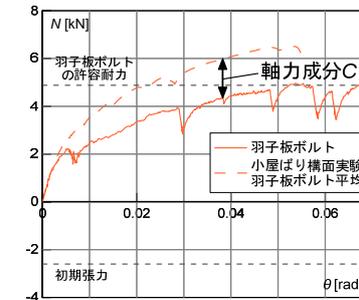
(f) 小屋ばり 3 (ローラー)



(g) 小屋ばり 1 (固定)

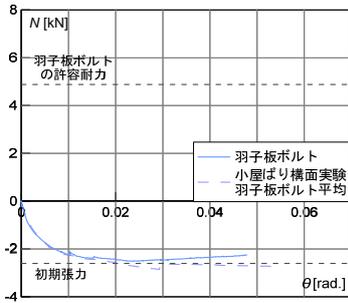
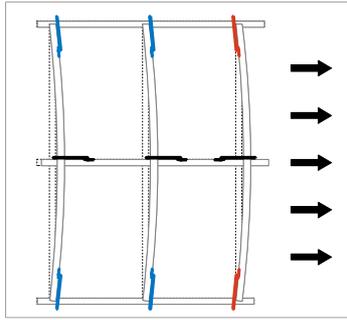


(h) 小屋ばり 2 (固定)

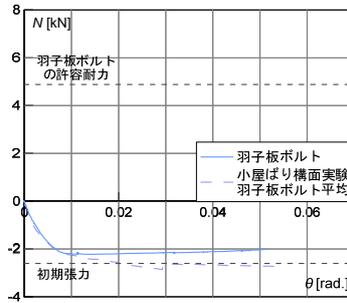


(i) 小屋ばり 3 (固定)

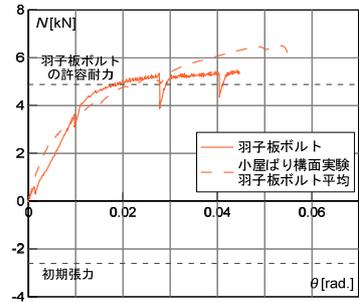
図 2.3.6-8 羽子板ボルトの軸力-真のせん断変形角関係 (片持ちばり形式)



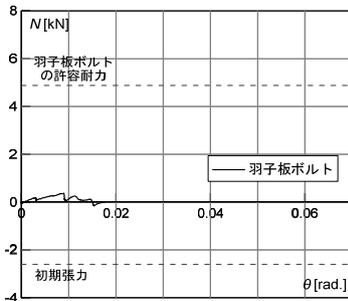
(a) 小屋ばり 1 (ローラー)



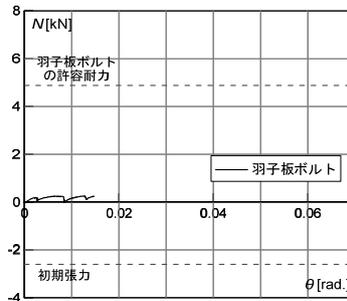
(b) 小屋ばり 2 (固定)



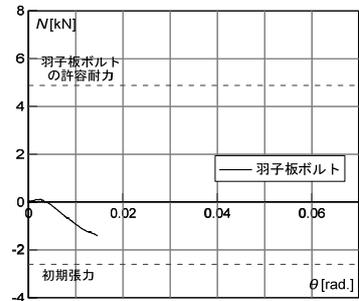
(c) 小屋ばり 3 (ローラー)



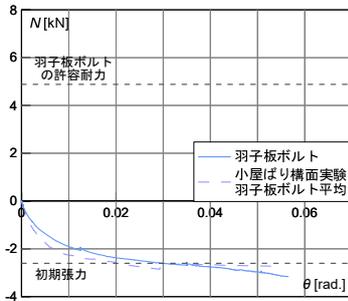
(d) 小屋ばり 1 (ローラー)



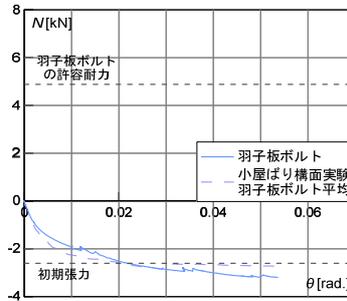
(e) 小屋ばり 2 (ローラー)



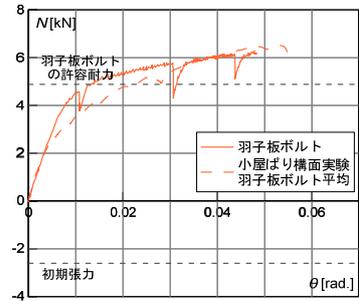
(f) 小屋ばり 3 (ローラー)



(g) 小屋ばり 1 (ローラー)



(h) 小屋ばり 2 (固定)



(i) 小屋ばり 3 (ローラー)

図 2.3.6-9 羽子板ボルトの軸力-真のせん断変形角関係 (単純ばり形式)

片持ちばり形式において、図 2.3.6-8(g),(i)に示すように、試験体固定端側の羽子板ボルトの軸力から軸力成分を求め、この軸力成分から算出した固定端接合部モーメントと外力によるモーメントを比較したものを図 2.3.6-11 に示す。小変形時ではモーメントは概ね一致しているが、0.01rad.時以降から羽子板ボルトの軸力より算出される固定端接合部モーメントが外力によるモーメントを下回った。しかし、大局的にはモーメントは全て小屋ばり構面で抵抗されていると言え、図 2.3.1-2(a)のように、屋根構面と小屋ばり構面は、それぞれのせん断力に比例してモーメントを負担しているわけではないことが確認できた。また、羽子板ボルトのみで固定端接合部のモーメントに抵抗させるという現行指針^{2.3-2)}の考え方は妥当と考えられる。

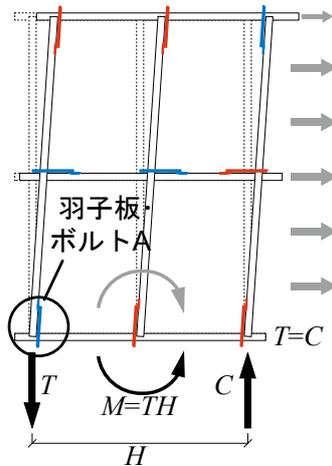


図 2.3.6-10 固定端接合部モーメント

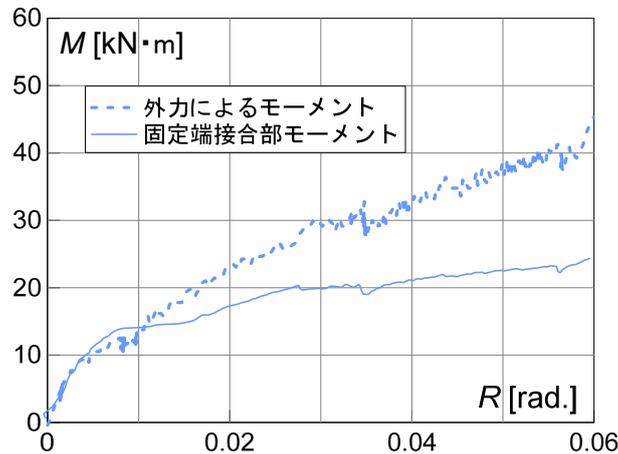


図 2.3.6-11 固定端接合部モーメントー真のせん断変形角関係

小屋ばり組実験と鉛直構面実験において、小屋束脚部ほぞの加力方向に対する向き、小屋束との接合部材に違いがあった。その詳細イメージを図 2.3.6-12 に、鉛直構面の違いを表 2.3.6-1 に示す。

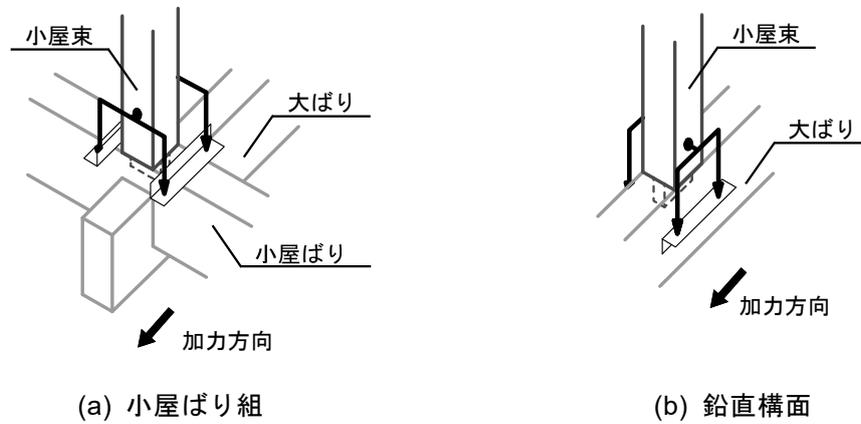


図 2.3.6-12 小屋束の接合箇所および計測

表 2.3.6-1 各実験の鉛直構面の違い

	小屋ばり組 鉛直構面	要素実験 鉛直構面
ほぞの向き	弱軸	強軸
束の接合部材	小屋ばり	大ばり
計測箇所	束から小屋ばり	束から大ばり

鉛直構面の変形角は、図 2.3.6-13 の計測方法と式(2.3-17),(2.3-18),(2.3-20)を用いて算出した。

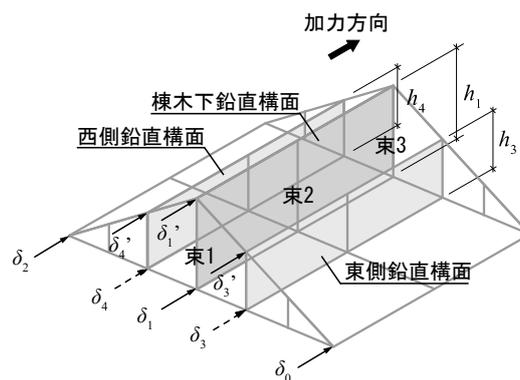


図 2.3.6-13 変形角算出のための計測方法

片持ちばり形式、単純ばり形式それぞれの δ_3 、 δ_4 においては、計測していなかったため、式(2.3-19),(2.3-21),(2.3-22),(2.3-23)を用いて算出した。

片持ちばり形式

- ・ 棟木下の鉛直構面

$$R_1 = \frac{(\delta_1' - \delta_1)}{h_1} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-17)$$

- ・ 西側の鉛直構面

$$R_4 = \frac{(\delta_4' - \delta_4)}{h_4} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-18)$$

$$\delta_4 = \delta_1 + \frac{(\delta_2 - \delta_1)}{3} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-19)$$

- ・ 東側の鉛直構面

$$R_3 = \frac{(\delta_3' - \delta_3)}{h_3} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-20)$$

$$\delta_3 = \delta_1 - \frac{(\delta_1 - \delta_0)}{3} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-21)$$

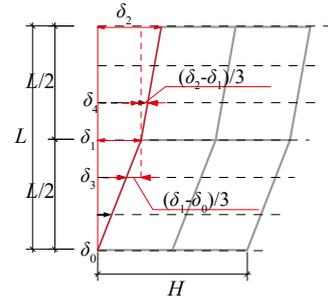


図 2.3.6-14 片持ちばり形式

単純ばり形式

- ・ 棟木下の鉛直構面

式 (2.3-17) を用いた。

- ・ 西側の鉛直構面

式 (2.3-18) を用いた。

$$\delta_4 = \delta_1 - \frac{(\delta_1 - \delta_2)}{3} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-22)$$

- ・ 東側の鉛直構面

式 (2.2-9) を用いた。

$$\delta_3 = \delta_1 - \frac{(\delta_1 - \delta_0)}{3} \quad [\text{rad.}] \quad (2.3-23)$$

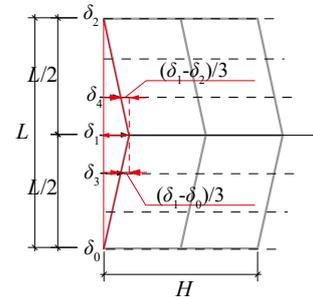


図 2.3.6-15 単純ばり形式

※ δ_0 が十分に計測できていなかったため、データ整理では R_4 を変形角として用いた。

小屋束の相対回転角—小屋ばり組鉛直構面の変形角関係を図 2.3.6-16 に示す。ただし、小屋束の相対回転角は脚部、すなわち大ばりまたは小屋ばりとの相対回転角である。片持ちばり形式時、単純ばり形式時どちらにおいても、上式にて算出した各鉛直構面の変形角と比べて、小屋束の相対回転角のほうが小さく出る結果となった。小屋束の回転により小屋ばりが加力方向に転んだことにより、小屋束—小屋ばりの相対回転角が小屋束自身の回転角より小さくなったと考えられる（写真 2.3.6-3(a)、図 2.3.6-17）。小屋ばり組における小屋束脚部は、加力方向に対してほぼが弱軸方向であったことも踏まえると、モーメント抵抗はほとんど期待できないピンに近い接合であったと考えられる。

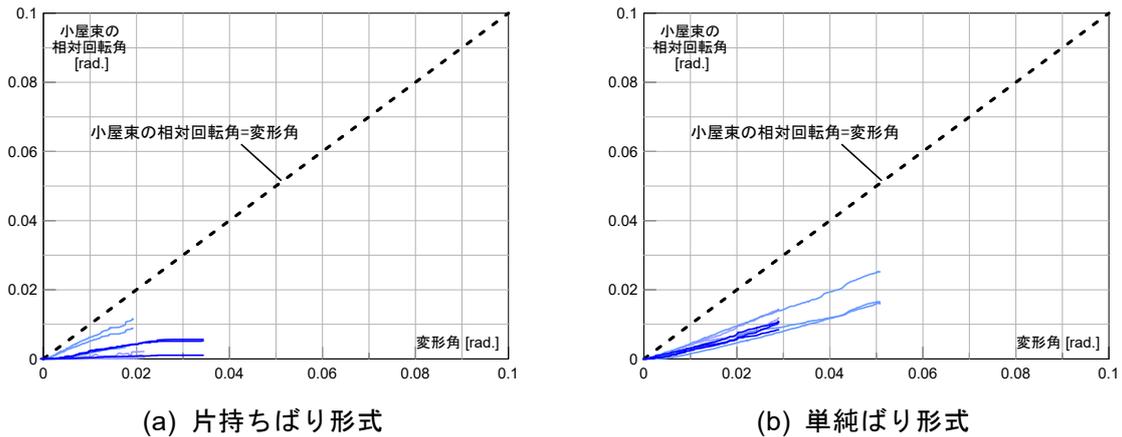


図 2.3.6-16 小屋束の相対回転角—鉛直構面のせん断変形角関係



(a) 小屋ばりの転び



(b) 小屋束の接合部における離間

写真 2.3.6-3 破壊性状

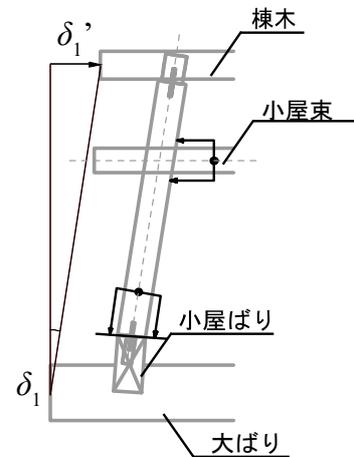


図 2.3.6-17 変形イメージ

小屋貫の小屋束に対する相対回転角－鉛直構面のせん断変形角関係を図 2.3.6-18 に示す。両者が概ね一致していることから、小屋貫は鉛直構面に生じた変形角に対して有効に機能したと言える。

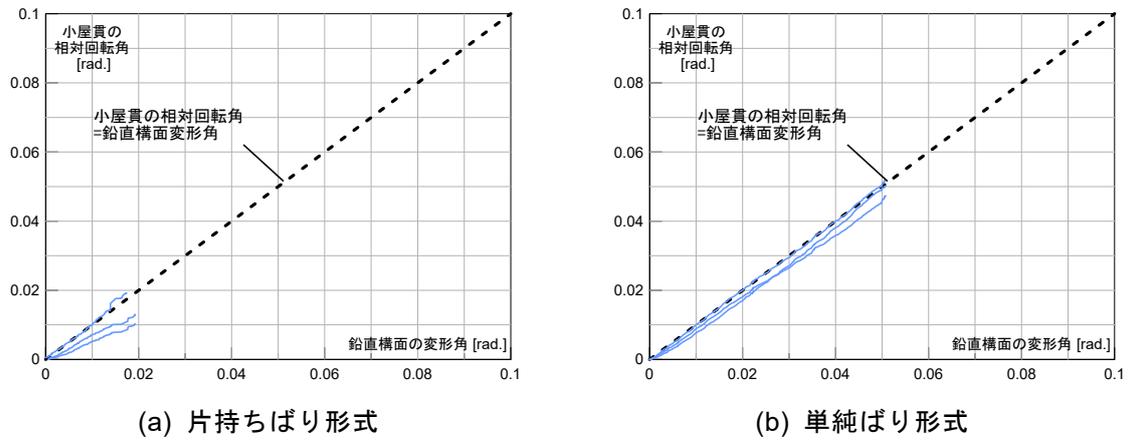


図 2.3.6-18 小屋貫の相対回転角－鉛直構面変形角関係

各要素実験との比較

要素実験結果から推定される屋根構面、小屋ばり構面の同一変形角時の寄与分との比較を図 2.3.6-20 に示す。なお、縦軸は文献 2.3-1)での検討結果を踏まえ、等分布荷重形式（小屋ばり組）の場合はスパン内の平均せん断力とした。片持ちばり形式の小屋ばり組では、屋根構面と小屋ばり構面の同一変形角時の寄与分の足し合わせと概ね一致したため、加算則が成立すると考えられる。

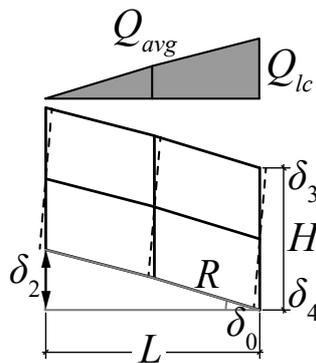
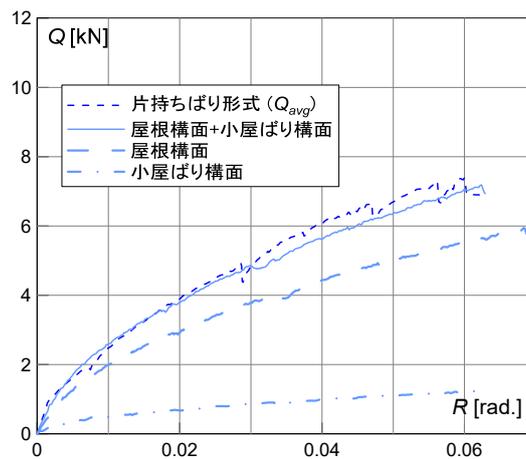


図 2.3.6-19 片持ちばり形式における変形角とせん断力



※屋根構面、小屋ばり構面は 3 体平均。

図 2.3.6-20 包絡線（平均せん断力ー真のせん断変形角関係）

文献 2.3-2)の評価法に基づいて算出した、片持ちばり形式による全スパン評価での特性値一覧を表 2.3.6-2 に示す。

表 2.3.6-2 片持ちばり形式（全スパン評価）の特性値一覧

試験体名称	P_y [kN/m]	$0.2P_u/D_s$ [kN/m]	$2/3P_{max}$ [kN/m]	$P_{(1/120)}$ [kN/m]	K [kN/rad/m]	P_u [kN/m]	P_{max} [kN/m]	γ_y [rad.]	γ_v [rad.]	γ_u [rad.]	μ	D_s
片持ちばり (全スパン評価)	1.15	0.62	1.45	0.57	51.78	1.89	2.17	0.02	0.04	0.07	1.84	0.61

最小値 P_0	0.57	kN/m
-----------	------	------

床倍率換算	0.29
$2/3P_{max}$ 時	0.74

試験体名称	特定変形角時の P [kN/m]									
	450 0.0022	300 0.0033	200 0.0050	150 0.0067	120 0.0083	100 0.0100	75 0.0133	50 0.0200	30 0.0333	15 0.0667
片持ちばり (全スパン評価)	1.08	1.31	1.63	1.86	2.09	2.48	3.00	3.89	5.39	7.91

※1/15rad.については、実験データより補完した。

【2.3 参考文献】

- 2.3-1) 山崎義弘，五十田博，中川貴文，荒木康弘，坂田弘安：板張り根太床構面の力学的挙動に関する研究 様々な荷重分布下における水平構面の面内せん断挙動，構造工学論文集，Vol.63B，pp.611-619，2017.4
- 2.3-2) （公財）日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計，2017.3

2.4 数値解析

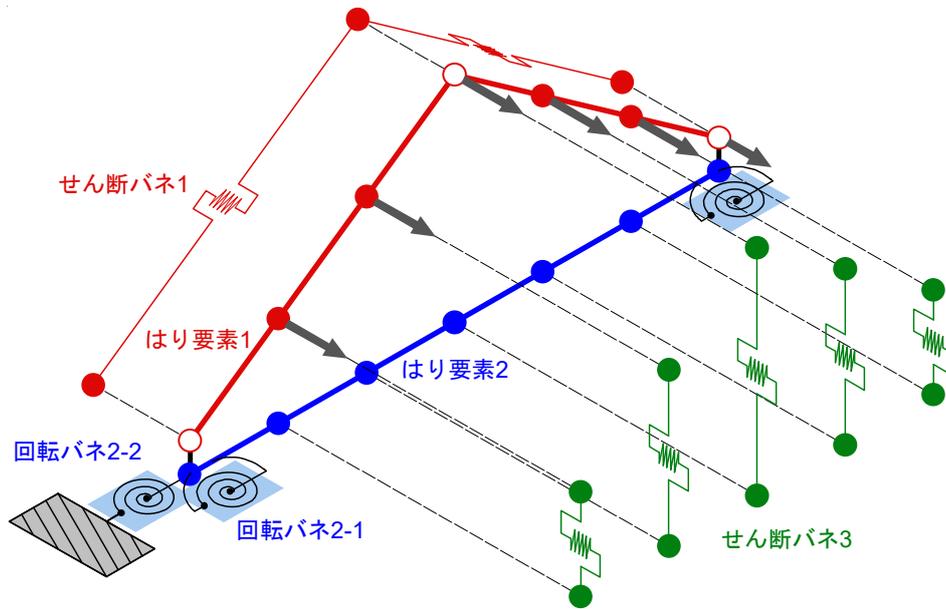
2.4.1 平面モデルによる解析

2.2 で述べた小屋ばり組の各要素実験を基にした力学モデルを作成し、小屋ばり組実験と同様に母屋の位置に水平力を与えて、片持ちばり形式および単純ばり形式での平面解析を行った。

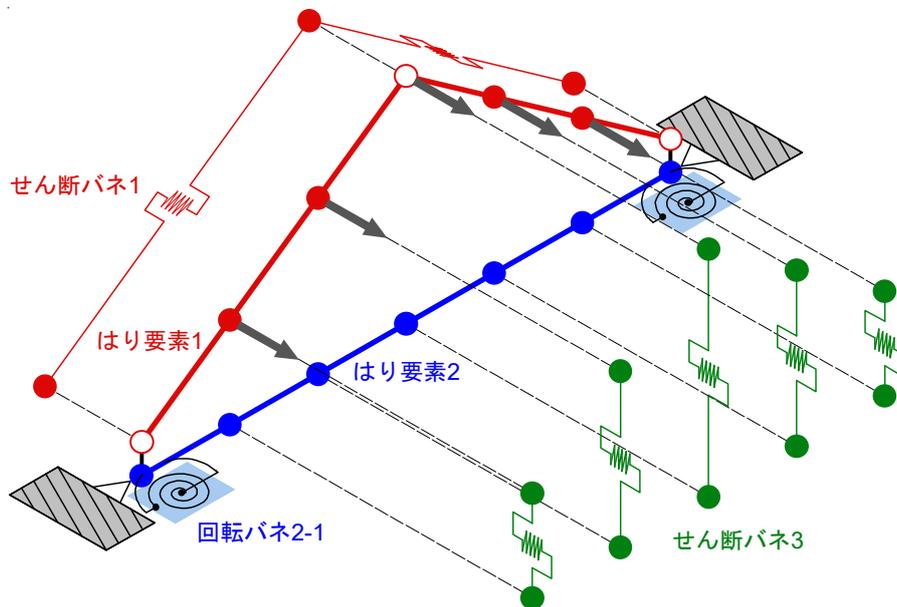
解析によって得られた結果と小屋ばり組実験結果との比較により、各要素のせん断性能を用いた小屋ばり組のせん断性能評価の可能性を検証する。また、現行の仕様規定を満たさない伝統的木造建築物において、各部の仕様の変化がせん断性能に及ぼす影響についても検証する。

2.4.1(a) モデル化

図 2.4.1-1 に小屋ばり組の平面解析モデルを示す。桁行き方向長さをゼロとした平面に縮約したモデルとなるため、縮約した幅方向に直交する方向の変位による回転挙動（小屋ばり接合部の引抜・圧縮特性）は回転バネにより再現した。表 2.4.1-1 に各要素の特性値の決定法を示す。



(a) 片持ちばり形式



(b) 単純ばり形式

図 2.4.1-1 平面解析モデル

表 2.4.1-1 平面解析モデルの要素

要素名	構面	対応する部材性能	特性の決定方法
せん断バネ1	屋根構面	野地板のせん断性能	屋根構面実験結果
はり要素1		垂木の曲げ性能	垂木のEI(野地板による補剛を考慮)
はり要素2	小屋ばり構面	小屋ばりの曲げ性能	小屋ばりのEI
回転バネ2-1		接合部の曲げ性能	小屋ばり構面実験結果
回転バネ2-2		接合部の引抜・圧縮性能	小屋ばり構面実験結果 小屋ばり組切妻屋根実験結果
せん断バネ3	鉛直構面	鉛直構面のせん断性能 (貫筋かい,束のほぞの 曲げ抵抗,傾斜復元力)	鉛直構面実験結果

2.4.1(a)-1 屋根構面要素

屋根構面のモデル化は、図 2.3.6-6 のような変位モードから、棟木を中心とした半スパンでのせん断バネと、両端ピンのはり要素の並列体とした。

・はり要素 1

平面に縮約したモデルとなっているため、垂木の EI を本数分考慮してモデル化を行った。部材の材料特性は、曲げ試験の結果からヤング係数を設定した。

また、垂木に野地板が取りつくことによる補剛効果の影響も考慮した。野地板による垂木の補剛効果の評価を以下に述べる。

垂木の曲げ変形により野地板と垂木の間に相対回転が生じると、垂木は野地板を留める釘から反力を受ける。梁材の縁応力を負担する位置に面材が取り付くことによるストレスト・スキン効果^{2.4.1)}と異なり、梁材側面への接合かつ小幅の面材との相対回転によって抵抗力が発揮されるため、これを図 2.4.1-2 のような力学モデルで表す。

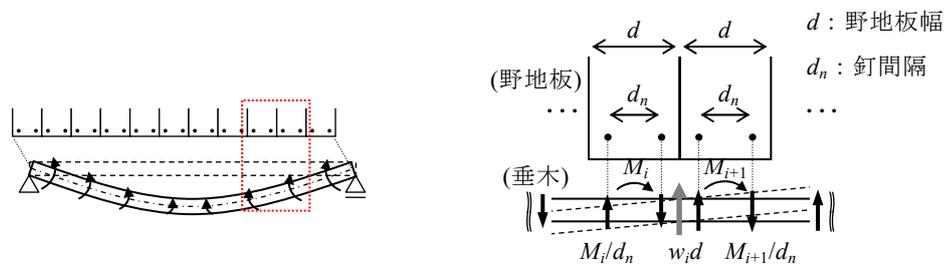


図 2.4.1-2 野地板を留める釘からの反力を受ける垂木

隣り合う野地板(i 番目と $i+1$ 番目)の釘から受けるモーメントをそれぞれ M_i, M_{i+1} とし、これらの合力により生じる垂木直交方向への力を、 $w_i d$ (w_i : 単位長さあたりの力) と表せば、

$$w_i d = \frac{M_{i+1}}{d_n} - \frac{M_i}{d_n} \quad (2.4-1)$$

ここで、 $d, d_n \rightarrow 0$ として微小区間 ($= \Delta x$) での釣り合い式で表せば、

$$w_{(x)} \Delta x = \frac{\Delta M}{\Delta x (d_n/d)} \quad (2.4-2)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \Delta M &= \bar{K}_\theta \Delta x \Delta \theta \\ \bar{K}_\theta &= K_\theta / d \\ K_\theta &= k d_n^2 / 2 \end{aligned} \quad (2.4-3a-c)$$

であり、 $w(x)$ は垂木軸方向の位置 x における単位長さあたりの垂木直交方向への力、 \bar{K}_θ は単位長さあたりの釘接合部回転剛性、 K_θ は釘接合部一箇所あたりの回転剛性、 k は釘 1 本あたりのすべり剛性である。

式(2.4-3)を整理し、位置 x における垂木のたわみ y として $d^2 y / dx^2 = \Delta \theta / \Delta x$ であることを利用すれば、次式が得られる。

$$w_{(x)} = \frac{K_\theta}{d_n} \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2.4-4)$$

つまり、野地板による垂木の補剛効果は、式(2.4-4)の分布荷重を与えることで表現できる。

等分布荷重 w を受ける曲げ剛性 EI の単純ばりに適用すると、たわみに関する次式の微分方程式が得られる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = w + w_n \quad (2.4-5)$$

式(2.4-4)を代入すれば、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - \frac{K_\theta}{d_n} \frac{d^2 y}{dx^2} = w \quad (2.4-6)$$

式(2.4-6)に単純ばりの境界条件 ($y|_{x=\pm l/2} = 0, dy/dx|_{x=0} = 0, d^2 y/dx^2|_{x=\pm l/2} = 0$) を代入して解を求めると、

$$y = \bar{w} \bar{l}^4 \left[\frac{\cosh(x/\bar{l})}{\cosh(l/(2\bar{l}))} - \frac{1}{2\bar{l}^2} x^2 + \frac{l^2}{8\bar{l}^2} - 1 \right] \quad (2.4-7)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \bar{w} &= w/EI \\ \bar{l} &= \sqrt{EI d_n / K_\theta} \end{aligned} \quad (2.4-8)$$

とした。最大たわみは $y_{\max} = y|_{x=0}$ であるから、

$$y_{\max} = \bar{w} \bar{l}^4 \left[\frac{1}{\cosh(l/(2\bar{l}))} + \frac{l^2}{8\bar{l}^2} - 1 \right] \quad (2.4-9)$$

また、補剛がない ($K_\theta=0$) 場合の最大たわみは $y_{n,\max} = 5wl^4/(384EI)$ であるから、補剛による垂木の曲げ剛性増大率を α とおけば、

$$\alpha = \frac{y_{n,\max}}{y_{\max}} \quad (2.4-10)$$

と表すことができる。

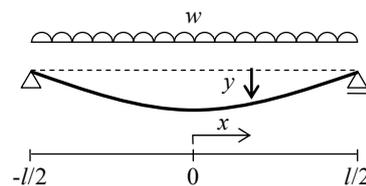


図 2.4.1-3 等分布荷重を受ける単純ばりへの置換

例として、 $E = 9000\text{N/mm}^2$, $I = 60 \cdot 45^3/12\text{mm}^4$, $d = 180\text{mm}$, $d_n = 133\text{mm}$, $l = 3018\text{mm}$ とし、釘 1 本あたりのすべり剛性 k を、すべり 2mm 時の割線剛性 (300N/mm) とすると $\alpha = 5.5$ となり、高い補剛効果が得られることが分かる。釘のせん断力-すべり関係は非線形性が強いので、 k を一定値に定めることは難しいが、図 2.4.1-4 に示す通り $1/\alpha$ を l/\bar{l} の関数と見なせば、 k により多少 l/\bar{l} が変動してもある程度高い α (3 以上) を確保できている。さらに後述の解析結果が示すように、この程度の α があれば垂木の曲げ変形は十分小さくなるため、このような k の変動に起因する α の不確定性はあまり大きな問題とはならない。

なお、等分布荷重ではなく中央集中荷重としても、ほぼ同じ α が得られたことから、外力分布の影響は小さいと考え、等分布荷重時の解を援用することとした。

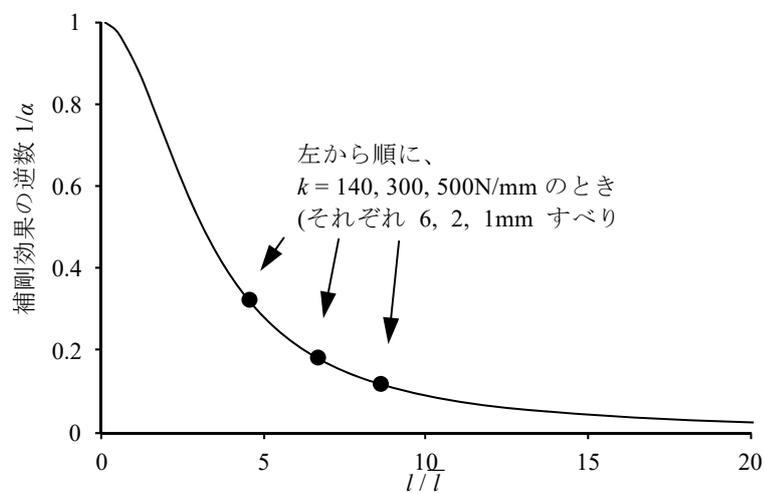


図 2.4.1-4 野地板による補剛効果の傾向と推定値

・せん断バネ要素 1

屋根構面実験結果を基に、文献 2.4-2)のモデルを用いて非線形特性を取得した。図 2.4.1-5 にせん断バネ 1 のモデル化を示す。

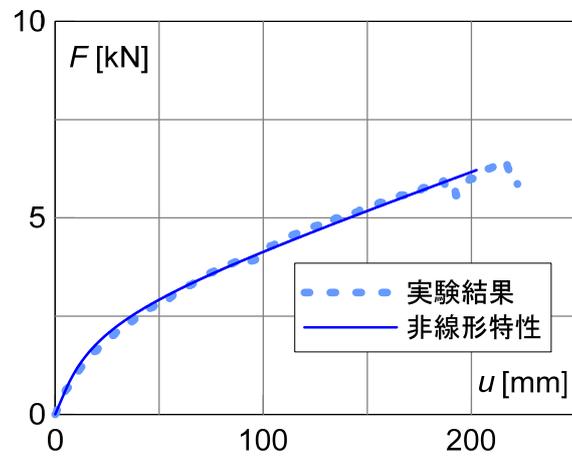


図 2.4.1-5 せん断バネ 1 のモデル化

2.4.1(a)-2 小屋ばり構面要素

・はり要素 2

平面に縮約したモデルとなっているため、小屋ばりの EI を本数分考慮してモデル化を行った。

・回転バネ要素 2-1

小屋ばり構面実験結果を基に、文献 2.4-2)のモデルを用いて非線形特性を取得した。なお、小屋ばり構面実験結果には、小屋ばりの弱軸曲げ成分が含まれているため、図 2.4.1-6 に示すように、小屋ばりの弱軸曲げの影響を除去したものをを用いた。図 2.4.1-7 に回転バネ要素 2-1 のモデル化を示す。

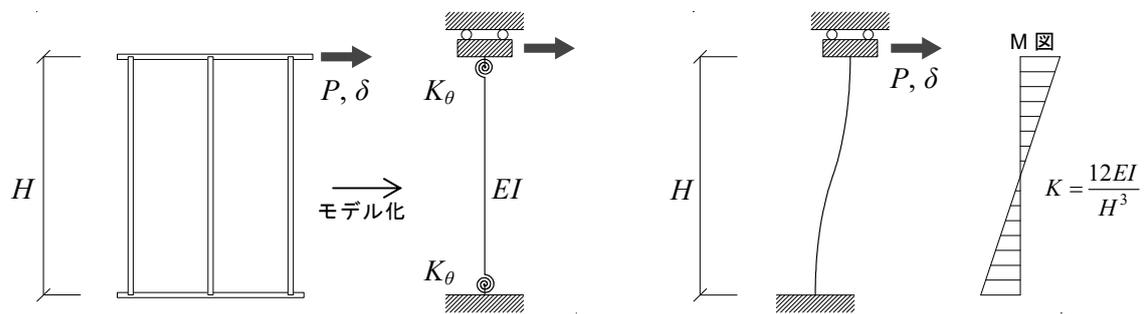
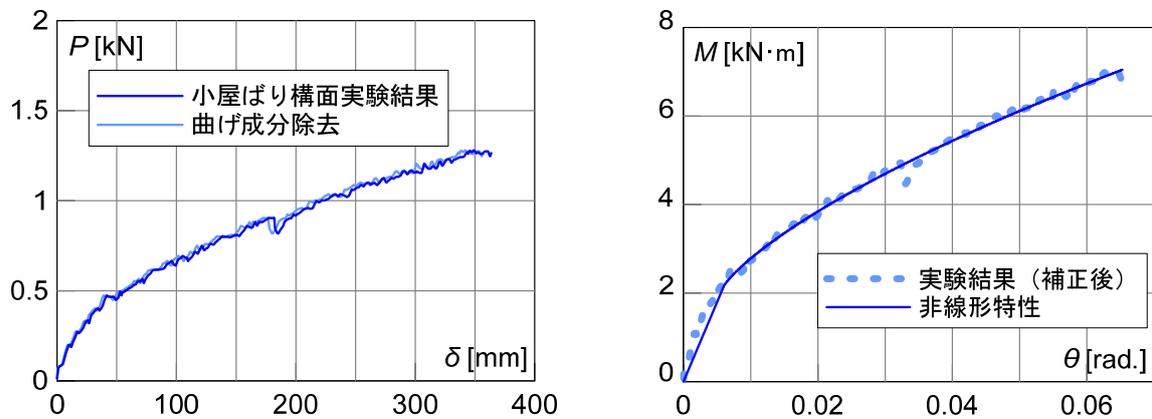


図 2.4.1-6 小屋ばり構面モデル



(a) 要素実験結果補正

(b) モデル化

図 2.4.1-7 回転バネ 2-1 のモデル化

・ 回転バネ要素 2-2

小屋ばり組実験片持ちばり形式においては、固定側軒桁で小屋ばりの引き抜けが確認された。小屋ばり組実験片持ちばり形式にて算出した、固定端モーメント（図 2.3.6-11）と接合部変形より算出した接合部回転角（式(2.3-12)）の関係から、文献 2.4-2)のモデルを用いて非線形特性を取得した。図 2.4.1-8 に回転バネ要素 2-2 のモデルを示す。

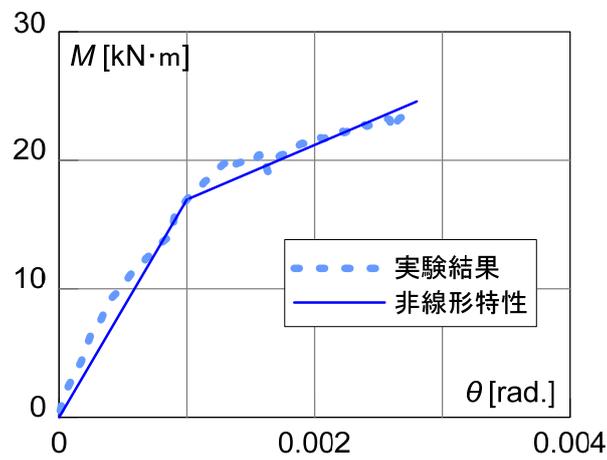


図 2.4.1-8 回転バネ 2-2 のモデル化

2.4.1(a)-3 鉛直構面要素

・せん断バネ 3

鉛直構面実験結果を基に、文献 2.4-2)のモデルを用いて非線形特性を取得した。ただし、小屋ばり組実験では、下端のほぞは弱軸方向かつ直交する小屋ばりを介して曲げモーメントが伝達されるため、上端のほぞのみが有効であった。一方で、要素実験では上下端ともほぞが強軸方向であったため、鉛直構面実験結果の長ほぞの寄与分を半分に減じて評価を行った。

また、小屋ばり組実験では鉛直構面の高さが 3 種類あるため、曲げ抵抗系（長ほぞ、貫）に関しては図 2.4.1-9 から、傾斜復元力特性に関しては文献 2.4-3)の理論式から、筋かいに関しては角度の影響も考慮して、表 2.4.1-2, 3 に示すように補正を行った。

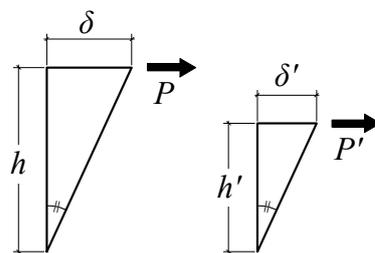


図 2.4.1-9 曲げ抵抗系（長ほぞ、貫）の高さ補正

表 2.4.1-2 鉛直構面の高さによる違いの補正方法（小屋貫仕様）

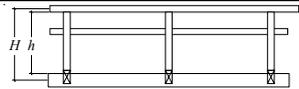
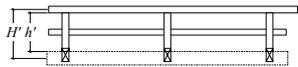
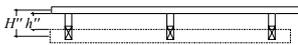
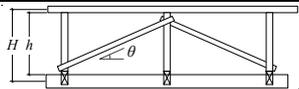
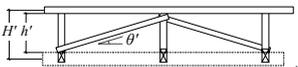
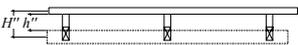
	high	mid	low
			
	力 変形	力 変形	力 変形
長ほぞ	$P_{ほぞ}$ δ	$\frac{H}{H'} P_{ほぞ}$ $\frac{h'}{h} \delta$	$\frac{H}{H''} P_{ほぞ}$ $\frac{h'}{h} \delta$
貫	$P_{貫}$ δ	$\frac{H}{H'} P_{貫}$ $\frac{h'}{h} \delta$	
傾斜復元力	$P_{傾}$ δ	$\frac{H}{H'} P_{傾}$ δ	$\frac{H}{H''} P_{傾}$ δ

表 2.4.1-3 鉛直構面の高さによる違いの補正方法（小屋筋かい仕様）

	high	mid	low
			
	力 変形	力 変形	力 変形
長ほぞ	$P_{ほぞ}$ δ	$\frac{H}{H'} P_{ほぞ}$ $\frac{h'}{h} \delta$	$\frac{H}{H''} P_{ほぞ}$ $\frac{h'}{h} \delta$
筋かい	$P_{筋かい}$ δ	$\frac{\cos \theta'}{\cos \theta} P_{筋かい}$ $\frac{\cos \theta}{\cos \theta'} \delta$	
傾斜復元力	$P_{傾}$ δ	$\frac{H}{H'} P_{傾}$ δ	$\frac{H}{H''} P_{傾}$ δ

その他に、鉛直構面の仕様による違いを調べるため、鉛直構面実験結果を基に、図 2.4.1-10 に示すように小屋貫仕様（小屋はり組実験試験体と同仕様）に加えて、小屋筋かい仕様、小屋筋かい（たすき）仕様、小屋貫（短ほぞ）仕様の計 4 種類を設定した。

各仕様の算出方法は以下の通り。

$$\begin{aligned} \text{小屋貫仕様} &= \text{長ほぞ} + \text{傾斜復元力特性} + \text{小屋貫} \\ \text{小屋筋かい仕様} &= \text{長ほぞ} + \text{傾斜復元力特性} + \text{小屋筋かい} \\ \text{小屋筋かい（たすき）仕様} &= \text{長ほぞ} + \text{傾斜復元力特性} + \text{小屋筋かい} \times 2 \\ \text{小屋貫（短ほぞ）仕様} &= \text{傾斜復元力特性} + \text{小屋貫} \end{aligned}$$

図 2.4.1-11 にそれぞれの非線形特性のモデル化を示す。なお、小屋筋かい仕様および小屋筋かい（たすき）仕様においては、モデル化を行う際、筋かい破壊までの実験結果を用いた。

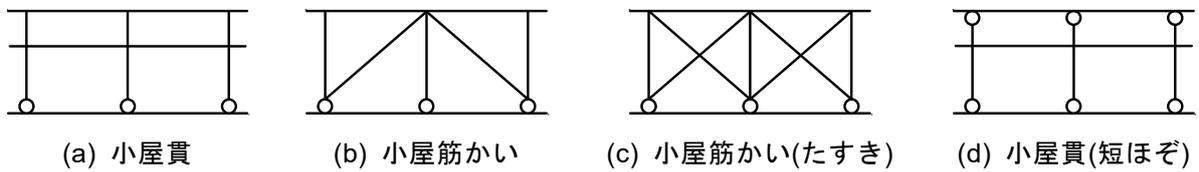


図 2.4.1-10 鉛直構面の仕様

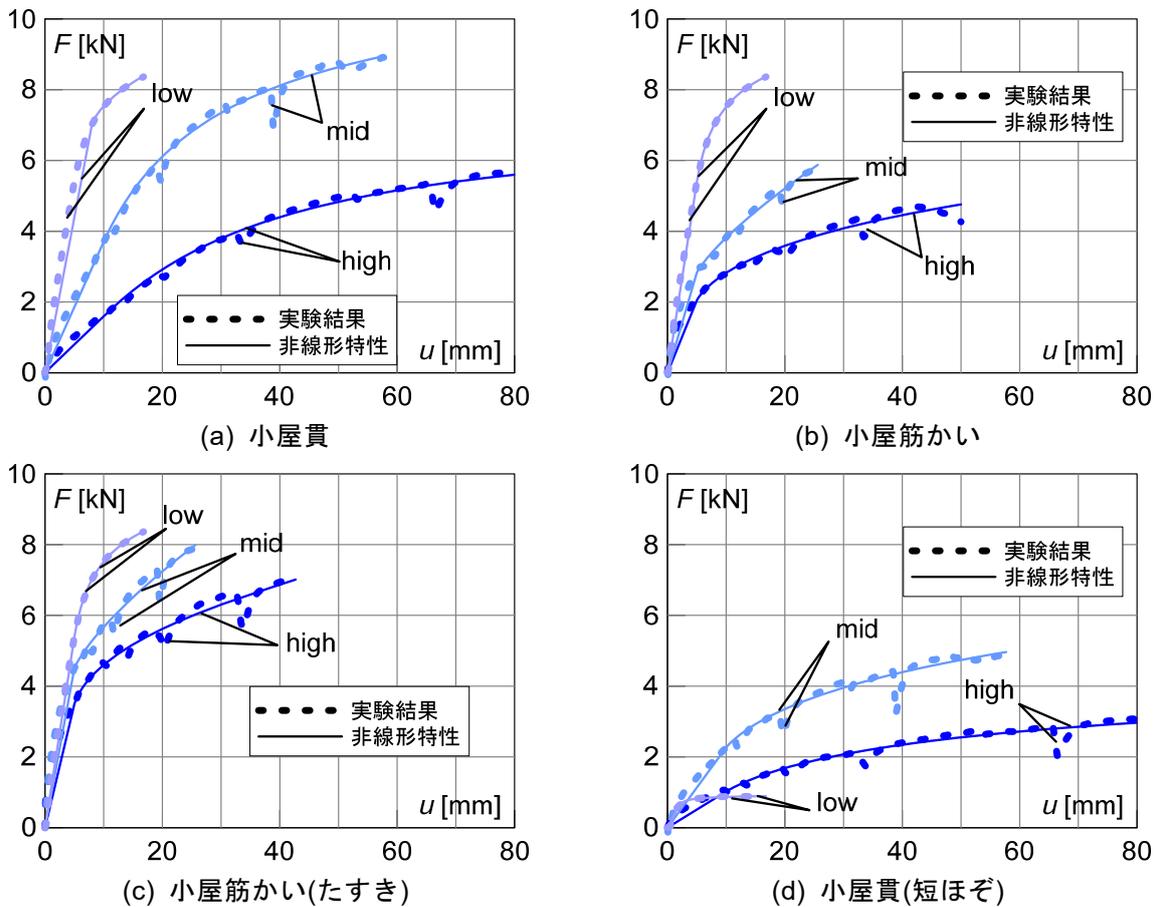


図 2.4.1-11 せん断バネ 3 のモデル化

2.4.1(b) 解析結果

図 2.4.1-12 に片持ちばり形式および単純ばり形式のせん断力-せん断変形角関係を示す。どちらも実験結果と概ね良好な対応を示した。

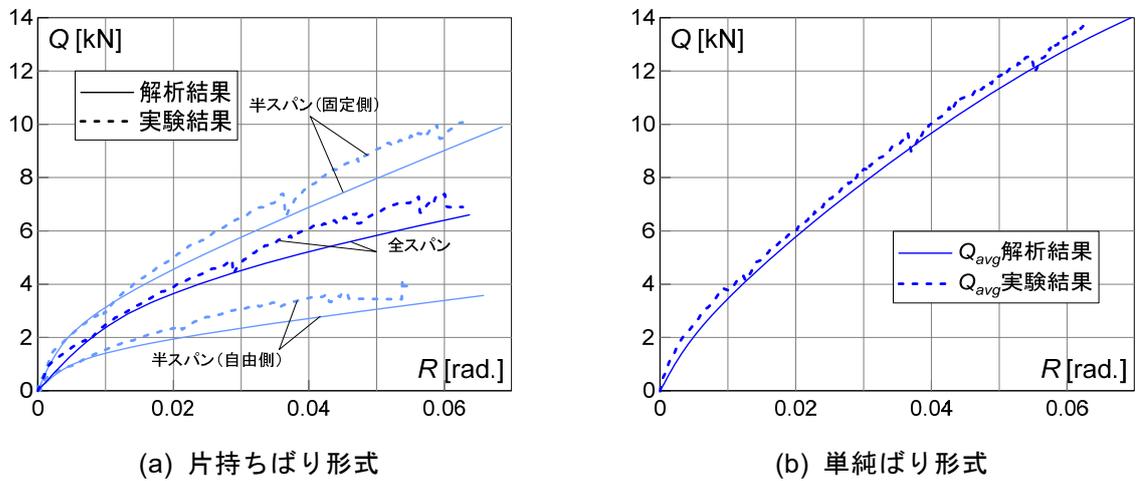
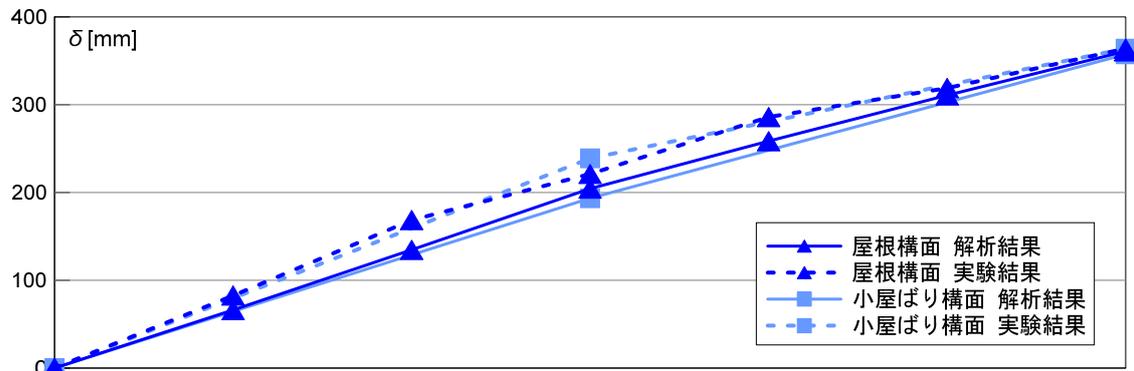
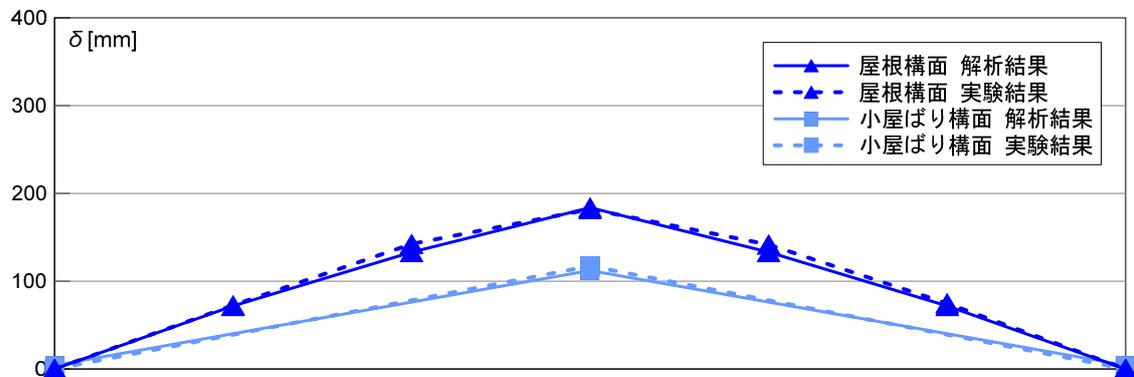


図 2.4.1-12 小屋ばり組のせん断力-せん断変形角関係

図 2.4.1-13 に $R=0.067\text{rad}$.時の屋根構面、小屋ばり構面の変位モードを示す。片持ちばり形式および単純ばり形式においてどちらも概ね良好な対応を示した。



(a) 片持ちばり形式

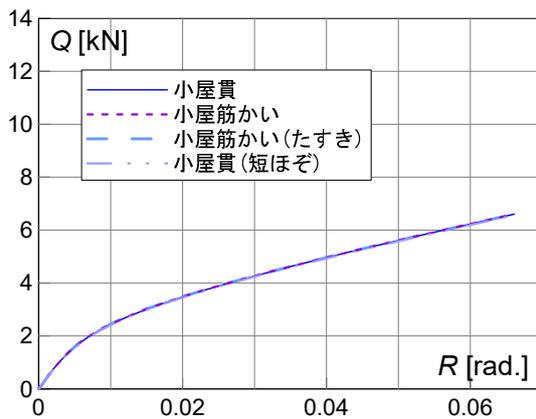


(b) 単純ばり形式

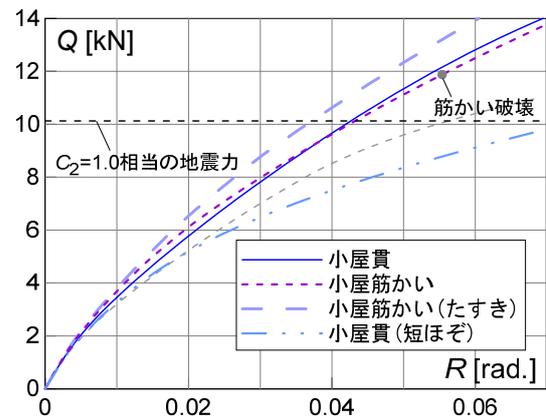
図 2.4.1-13 $R=0.067\text{rad}$.時の変位モード

図 2.4.1-14 に鉛直構面の仕様が異なるモデルのせん断力-せん断変形角関係を示す。片持ちばり形式では、鉛直構面の変形がほとんどないために仕様による影響が極めて小さいが、単純ばり形式では、 $R = 0.01\text{rad}$.以降で仕様による差が見られた。また、単純ばり形式において、小屋貫を小屋筋かいに変更しても性能は大きく変わらないが、小屋束接合部を長ほぞから短ほぞに変更すると大変形時のせん断力の低下が大きい。なお、図 2.4.1-14(b)中の灰色の点線は、小屋筋かいおよび小屋貫を用いていない仕様（長ほぞ+傾斜復元力のみ）を示すが、この仕様においてもせん断力の低下が大きい。

極大地震として2階の層せん断力係数 $C_2 = 1.0$ 相当の地震力^{2.4.4)}を考慮すると、鉛直構面の抵抗要素として長ほぞと小屋貫または小屋筋かいを用いる必要があると考えられる。



(a) 片持ちばり形式



(b) 単純ばり形式

図 2.4.1-14 鉛直構面各仕様モデルのせん断力-せん断変形角関係

2.4.2 小屋ばり組の簡易解析モデル化と性能評価

2.4.2(a) 性能評価式

屋根構面は棟木中心とした半スパン内では曲げ変形が極めて小さかったためせん断ばりに、小屋ばり構面は単純支持の曲げばりに、鉛直構面は本来離散的に配置されるがこれをせん断ばりと曲げばりを繋ぐ連続バネに置換した簡易解析モデルを導入する。

(A) 単純ばり形式の場合

図 2.4.2-1 のように、位置 x における曲げばりのたわみを $y_1(x)$ 、せん断ばりのたわみを $y_2(x)$ 、連続バネの単位長さあたりのバネ剛性を $k_v(x)$ とする。屋根構面に等分布荷重 w を与え、せん断ばりと曲げばりとの連続バネには単位長さあたり $w_v(x) (= k_v(x)(y_2(x) - y_1(x)))$ の反力が生じる。

ここで、以下の二つの仮定を設ける。

- 1) せん断ばりの変形はスパン内で一様であり、変位モードは三角形分布になる。
- 2) 連続バネの単位長さあたりの反力 $w_v(x)$ の分布は、 $x \rightarrow 0$ では $k_v(x) =$ 大、 $y_2(x) - y_1(x) =$ 小、 $x \rightarrow l$ では $k_v(x) =$ 小、 $y_2(x) - y_1(x) =$ 大となる傾向を踏まえ、 $w_v(x) \approx w_v(l) = k_v(l)(y_2(l) - y_1(l)) = w_v (=$ 定数) とし、等分布荷重として扱う。

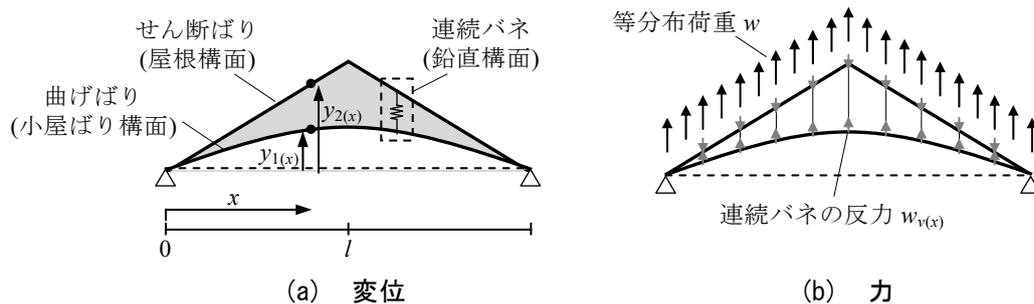


図 2.4.2-1 小屋ばり組の簡易解析モデル（単純ばり形式の場合）

* 小屋ばり組を上から見ている

対称性から左側半スパンのみを考え、図 2.4.2-2 のように位置 $x (= 0 \sim l)$ におけるせん断ばりのせん断力を $Q_s(x)$ とすると、

$$Q_s(x) = (w - w_v)(l - x) \quad (2.4.2-1)$$

したがって、スパン内の平均せん断力 $Q_{s,avg}$ は、

$$Q_{s,avg} = \frac{1}{l} \int_0^l Q_s(x) dx = \frac{1}{2} (w - w_v) l \quad (2.4.2-2)$$

せん断ばりのせん断剛性を K_s (kN/rad) とすれば、

$$\frac{Q_{s,avg}}{K_s} = \frac{y_2(l)}{l}, \quad \therefore y_2(l) = \frac{l^2}{2K_s} (w - w_v) \quad (2.4.2-3a,b)$$

また、曲げばりは等分布荷重 w_v のみを受けるので、曲げ剛性を EI とすれば、

$$y_{1(l)} = \frac{5w_v l^4}{24EI} \quad (2.4.2-4)$$

式(2.4.2-3), (2.4.2-4)より $y_{1(l)}, y_{2(l)}$ を求めると、

$$y_{2(l)} = \frac{w / \bar{K}_s}{1 + \frac{\bar{K}_v}{\bar{K}_s} \frac{\bar{K}_{EI}}{\bar{K}_v + \bar{K}_{EI}}} \quad (2.4.2-5)$$

$$\frac{y_{1(l)}}{y_{2(l)}} = \frac{\bar{K}_v}{\bar{K}_v + \bar{K}_{EI}} \quad (2.4.2-6)$$

ただし、

$$\bar{K}_s = \frac{2K_s}{l^2}, \quad \bar{K}_{EI} = \frac{24EI}{5l^4}, \quad \bar{K}_v = k_{v(l)} \quad (2.4.2-7a-c)$$

と置いた。

鉛直構面がない ($k_{v(x)} = 0$) , あるいは小屋ばりに継手がある ($EI = 0$) 等により、屋根構面のみで抵抗する場合のせん断ばりの最大たわみ $y_{2n(l)}$ は、

$$y_{2n(l)} = w / \bar{K}_s \quad (2.4.2-8)$$

であるから、屋根構面のみに対する、鉛直構面・小屋ばり構面が取り付くことによる補剛効果 α は、

$$\alpha = \frac{y_{2n(l)}}{y_{2(l)}} = 1 + \frac{\bar{K}_v}{\bar{K}_s} \frac{\bar{K}_{EI}}{\bar{K}_v + \bar{K}_{EI}} \quad (2.4.2-9)$$

となる。ただし、一般に屋根構面・鉛直構面は非線形化し、 \bar{K}_s, \bar{K}_v は一定値にならないため、各変形レベルに応じた割線剛性を用いる必要がある。

鉛直構面のせん断性能 (\bar{K}_v) に着目すると、

$$\alpha \rightarrow 1 \quad (\bar{K}_v \rightarrow 0), \quad \alpha \rightarrow 1 + \frac{\bar{K}_{EI}}{\bar{K}_s} \quad (\bar{K}_v \rightarrow \infty) \quad (2.4.2-10a,b)$$

が α に関する上下限を与える。

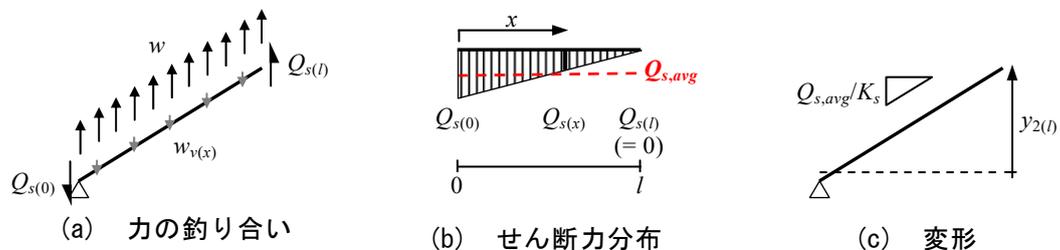


図 2.4.2-2 せん断ばり内の応力と変形 (単純ばり形式の場合)

(B) 片持ちばり形式の場合

片持ちばり形式では図 2.4.2-3 のように、部材角を R 、位置 x における部材角 R によって生じる変位を $y_0(x)$ ($= Rx$) とし、その他は単純ばり形式の場合と同様、曲げばりのたわみを $y_1(x)$ 、せん断ばりのたわみを $y_2(x)$ (せん断たわみは $y_2(x) + y_0(x)$)、連続バネの単位長さあたりのバネ剛性を $k_v(x)$ とし、屋根構面に等分布荷重 w を与える。片持ちばり形式の際の仮定 1),2) も踏襲する。

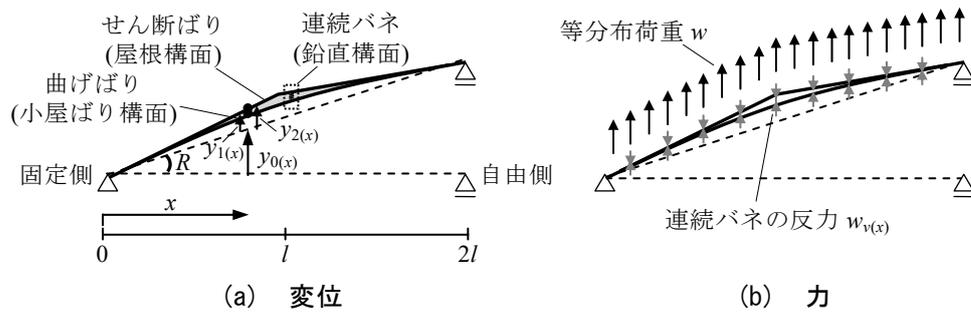


図 2.4.2-3 小屋ばり組の簡易解析モデル (片持ちばり形式の場合)

* 小屋ばり組を上から見ている

小屋ばり構面は接合部のモーメント抵抗を有するため、実際には自由側支点の移動によりせん断力が生じるが、一般に屋根構面に生じるせん断力に比して小さいため一旦無視し、最後に見かけの剛性に加算する。図 2.4.2-4 のように位置 x におけるせん断ばりのせん断力を $Q_s(x)$ とすると、

$$Q_s(x) = 2wl - w_v l - (w - w_v)x \quad (2.4.2-11)$$

したがって、スパン内の平均せん断力 $Q_{s,avg}$ は、

固定側半スパン ($x = 0 \sim l$) について

$$Q_{s,avg} = \frac{1}{l} \int_0^l Q_s(x) dx = \left(\frac{3}{2}w - \frac{1}{2}w_v \right) l \quad (2.4.2-12)$$

自由側半スパン ($x = l \sim 2l$) について

$$Q_{s,avg} = \frac{1}{l} \int_l^{2l} Q_s(x) dx = \left(\frac{1}{2}w + \frac{1}{2}w_v \right) l \quad (2.4.2-13)$$

せん断ばりのせん断剛性を K_s (kN/rad) とすれば、

固定側半スパン ($x = 0 \sim l$) について

$$\frac{Q_{s,avg}}{K_s} = \frac{y_0(l) + y_2(l)}{l}, \quad \therefore Rl + y_2(l) = \left(\frac{3}{2}w - \frac{1}{2}w_v \right) \frac{l^2}{K_s} \quad (2.4.2-14a,b)$$

自由側半スパン ($x = l \sim 2l$) について

$$\frac{Q_{s,avg}}{K_s} = \frac{y_0(2l) - y_0(l) - y_2(l)}{l}, \quad \therefore Rl - y_2(l) = \left(\frac{1}{2}w + \frac{1}{2}w_v \right) \frac{l^2}{K_s} \quad (2.4.2-15a,b)$$

また、曲げばりは等分布荷重 w_v のみを受けるので、曲げ剛性を EI とすれば、

$$y_{1(l)} = \frac{5w_v l^4}{24EI} \quad (2.4.2-16)$$

単純ばり形式の場合と同様に $w_v = k_{v(l)}(y_{2(l)} - y_{1(l)})$ を仮定し、式(2.4.2-14), (2.4.2-15), (2.4.2-16)より $y_{1(l)}, y_{2(l)}$ を求めると、

$$y_{2(l)} = \frac{w / \bar{K}_s}{1 + \frac{\bar{K}_v}{\bar{K}_s} \frac{\bar{K}_{EI}}{\bar{K}_v + \bar{K}_{EI}}} \quad (2.4.2-17)$$

$$\frac{y_{1(l)}}{y_{2(l)}} = \frac{\bar{K}_v}{\bar{K}_v + \bar{K}_{EI}} \quad (2.4.2-18)$$

$\bar{K}_s, \bar{K}_{EI}, \bar{K}_v$ の定義は単純ばり形式の場合と同様であり、よって $y_{1(l)}, y_{2(l)}$ は単純ばり形式と片持ちばり形式で一致する。また、

$$R = \frac{2w}{\bar{K}_s l} \quad (2.4.2-19)$$

となることから、全スパンでの見かけのせん断剛性は、屋根構面のせん断剛性 (\bar{K}_s) のみで決まり、小屋ばりの曲げ剛性 (\bar{K}_{EI}) や鉛直構面の剛性 (\bar{K}_v) に依存しない。

鉛直構面がない ($k_{v(x)} = 0$) , あるいは小屋ばりに継手がある ($EI = 0$) 等により、屋根構面のみで抵抗する場合の $x = l$ におけるせん断ばりのたわみを $y_{2n(l)}$ とすると、固定側半スパンのせん断たわみ (= $Rl + y_{2n(l)}$) と自由側半スパンのせん断たわみ (= $Rl - y_{2n(l)}$) が 3 : 1 になることから、

$$y_{2n(l)} = w / \bar{K}_s \quad (2.4.2-20)$$

が得られ、屋根構面のみに対する、鉛直構面・小屋ばり構面が取り付くことによる補剛効果 α は、

$$\alpha = \frac{y_{2n(l)}}{y_{2(l)}} = 1 + \frac{\bar{K}_v}{\bar{K}_s} \frac{\bar{K}_{EI}}{\bar{K}_v + \bar{K}_{EI}} \quad (2.4.2-21)$$

となり、 α も単純ばり形式と片持ちばり形式で一致する。

ただし、せん断たわみの抑制という意味では、固定側・自由側のせん断たわみで定義した次式の補剛効果 $\alpha_{fix}, \alpha_{free}$ が有用である。

$$\alpha_{fix} = \frac{Rl + y_{2n(l)}}{Rl + y_{2(l)}} = \frac{3\alpha}{2\alpha + 1} \quad (2.4.2-22)$$

$$\alpha_{free} = \frac{Rl - y_{2n(l)}}{Rl - y_{2(l)}} = \frac{\alpha}{2\alpha - 1} \quad (2.4.2-23)$$

単純ばり形式と同様、鉛直構面のせん断性能 (\bar{K}_v) に着目すると、

$$\alpha_{fix} \rightarrow 1 \quad (\bar{K}_v \rightarrow 0) , \quad \alpha_{fix} \rightarrow \frac{3+3\bar{K}_{EI}/\bar{K}_s}{3+2\bar{K}_{EI}/\bar{K}_s} \quad (\bar{K}_v \rightarrow \infty) \quad (2.4.2-24a,b)$$

$$\alpha_{free} \rightarrow 1 \quad (\bar{K}_v \rightarrow 0) , \quad \alpha_{free} \rightarrow \frac{1+\bar{K}_{EI}/\bar{K}_s}{1+2\bar{K}_{EI}/\bar{K}_s} \quad (\bar{K}_v \rightarrow \infty) \quad (2.4.2-25a,b)$$

が α_{fix} , α_{free} に関する上下限を与える。 α_{fix} , α_{free} の上限においてさらに \bar{K}_{EI}/\bar{K}_s が十分に大きければ、 $\alpha_{fix} \rightarrow 3/2$, $\alpha_{free} \rightarrow 1/2$ となり、せん断たわみが均一化される。

また、せん断ばりと曲げばりのスパン中央における変位の比は、

$$\frac{Rl + y_{1(l)}}{Rl + y_{2(l)}} = \frac{\bar{K}_v / (\bar{K}_v + \bar{K}_{EI}) + 2\alpha}{1 + 2\alpha} \quad (2.4.2-26)$$

であり、 $\alpha \rightarrow \infty$ で右辺 $\rightarrow 1$ となることが確認できる。

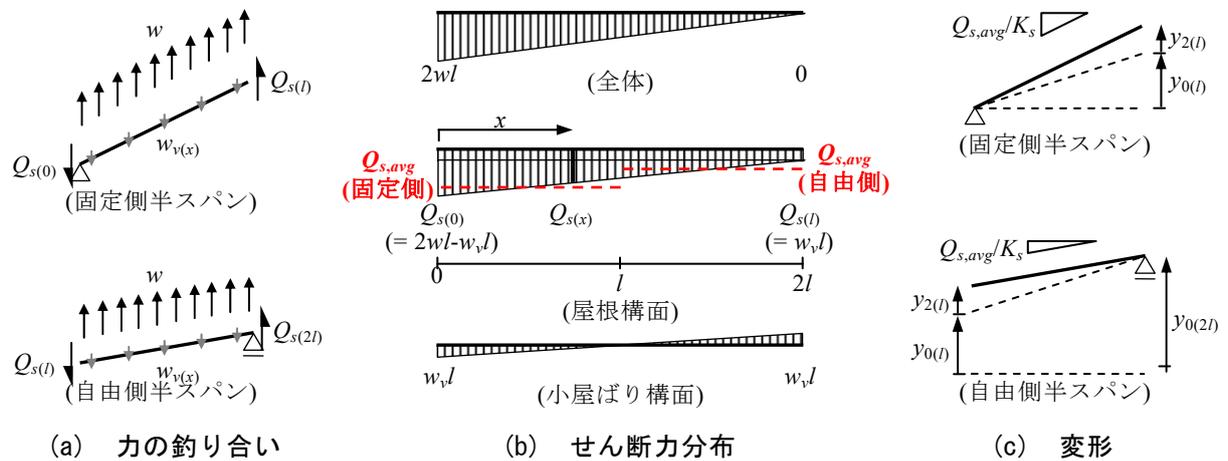


図 2.4.2-4 せん断ばり内の応力と変形（片持ちばり形式の場合）

2.4.2(b) 精度検証

$K_s, k_{v(l)}$ が非線形のため、骨組解析の各ステップで得られた $K_s, k_{v(l)}$ (割線剛性) を逐次評価式に代入し、骨組解析と比較することで、精度検証を行う。なお、実際にはターゲットとするせん断変形角時の変位モードを $K_s, k_{v(l)}$ (初期剛性) から求め、得られた変形レベルでの $K_s, k_{v(l)}$ (割線剛性) を評価して再計算、という手順を踏むことになる。

単純ばり形式では対称性のため K_s が一意に定まるが、片持ちばり形式では固定側半スパンと自由側半スパンで K_s が異なるため、両半スパンでの K_s (割線剛性) の平均値を採用した。また、片持ちばり形式では小屋ばり構面の接合部における回転抵抗に起因したせん断剛性も K_s に算入した。 $k_{v(l)}$ (kN/mm^2) は棟木直下の鉛直構面の剛性 $K_{v(l)}$ (kN/mm) と鉛直構面間隔 ($=455\text{mm}$) から、 $k_{v(l)} = K_{v(l)} / 455$ とした。

図 2.4.2-5 に単純ばり形式 (小屋貫仕様) における、骨組解析 (実線) と簡易モデル (破線) による評価結果の比較を示す。なお、 $R = y_{2(l)} / l$ とした。小変形時の変位モード (図 2.4.2-5(b)) でやや誤差があるものの、 $Q-R$ 関係 (図 2.4.2-5(a)) は骨組解析と簡易モデルが概ね一致した。 $Q-R$ 関係では $\bar{K}_v = \infty$ とした場合、および \bar{K}_v or $\bar{K}_{EI} = 0$ とした場合の結果を示しており、これらは \bar{K}_v (鉛直構面のせん断性能) を変動させたときの上下限を表す。元のモデル (小屋貫仕様) は上下限のほぼ中間的な性能を有していたことが分かる。

また、鉛直構面のせん断性能を向上させた小屋筋かい (たすき) 仕様と、せん断性能を低下させた小屋貫 (短ほぞ) 仕様をそれぞれ図 2.4.2-6~7 に示す。両モデルの $Q-R$ 関係はそれぞれ上限・下限に近づいた。簡易モデルはこのような仕様の違いによる性能変化を概ね追跡できている。

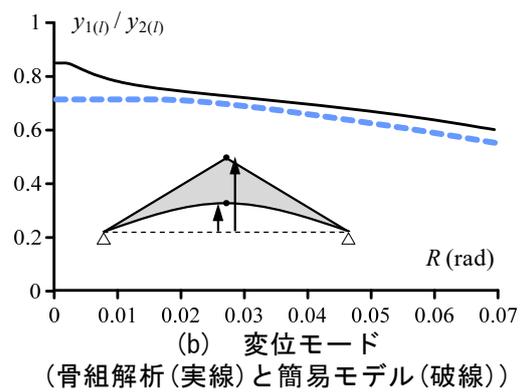
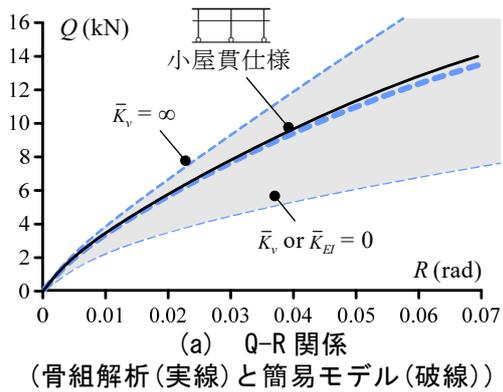


図 2.4.2-5 骨組解析と簡易モデルの比較 (単純ばり形式・小屋貫仕様)

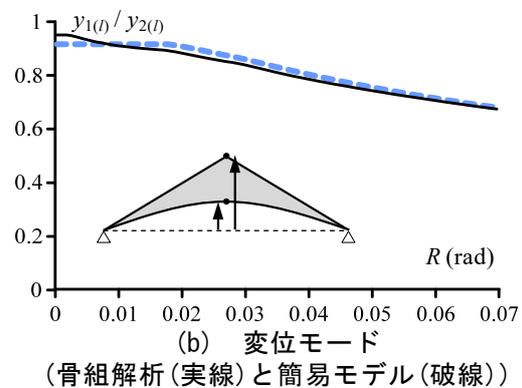
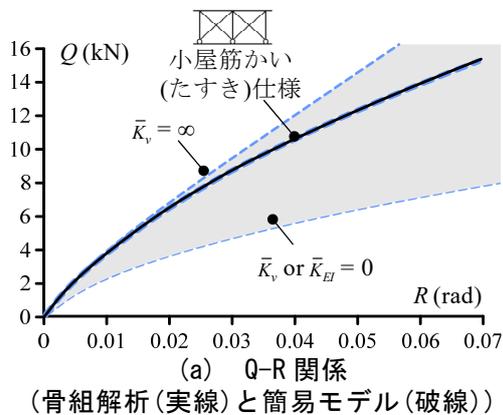


図 2.4.2-6 骨組解析と簡易モデルの比較 (単純ばり形式・小屋筋かい(たすき)仕様)

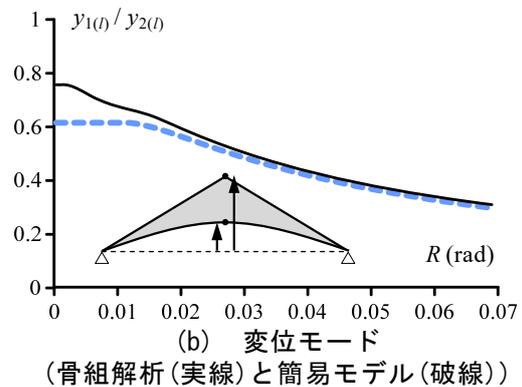
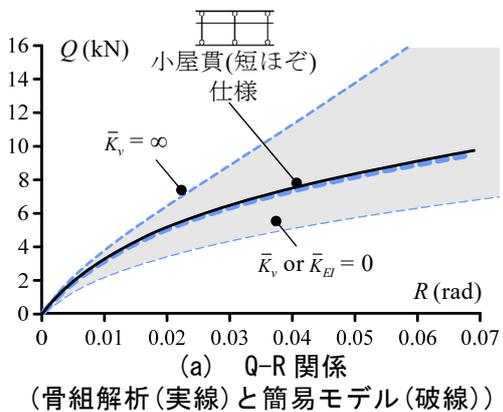


図 2.4.2-7 骨組解析と簡易モデルの比較 (単純ばり形式・小屋貫(短ほぞ)仕様)

続いて、図 2.4.2-8 に片持ちばり形式（小屋貫仕様）における、骨組解析と簡易モデルによる評価結果の比較を示す。Q-R 関係（図 2.4.2-8(a)）、変位モード（図 2.4.2-8(b)）とも簡易モデルは骨組解析に概ね一致した。単純ばり形式に比べると Q-R 関係の誤差がやや大きくなったが、これは K_s の評価において固定側と自由側で平均化したことによる影響と考えられる。図 2.4.2-8(c) に示す固定側半スパン Q-R 関係には $\bar{K}_v = \bar{K}_{EI} = \infty$, $\bar{K}_v = \infty$, および \bar{K}_v or $\bar{K}_{EI} = 0$ とした場合の結果も併せて示している。 $\bar{K}_v = \infty$ と \bar{K}_v or $\bar{K}_{EI} = 0$ は \bar{K}_v （鉛直構面のせん断性能）を変動させたときの上下限を表し、 $\bar{K}_v = \bar{K}_{EI} = \infty$ と \bar{K}_v or $\bar{K}_{EI} = 0$ はモデルの柔性が 2 : 3 になる。元のモデル（貫仕様）は $\bar{K}_v = \infty$ とほぼ一致することから、片持ちばり形式ではこれ以上鉛直構面のせん断性能を上昇させても性能向上が得られないことが分かり、変位モード（図 2.4.2-8(b)）で $(Rl+y_{1(t)}) / (Rl+y_{2(t)})$ がほぼ 1 であることから理解できる。

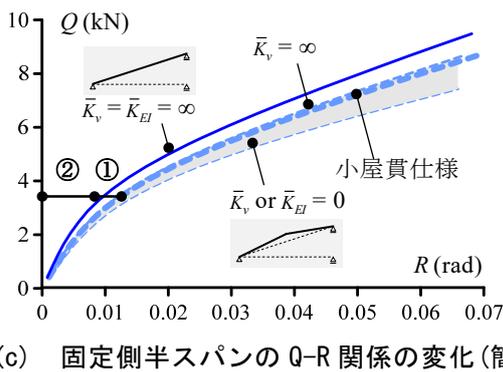
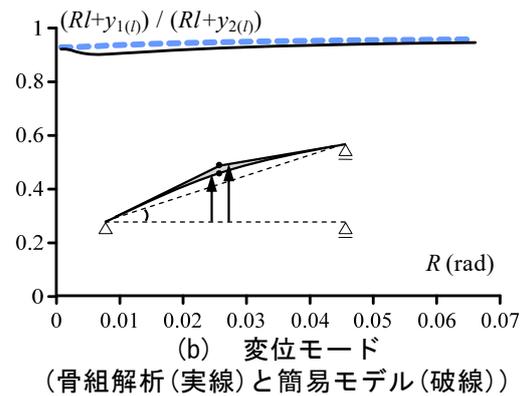
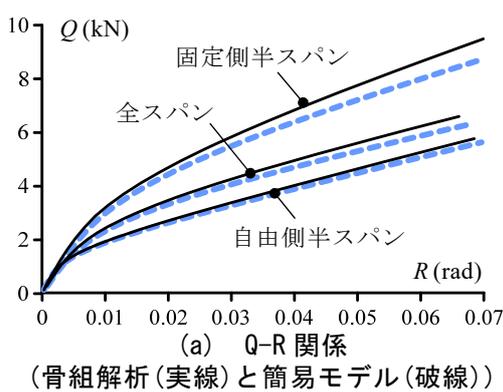


図 2.4.2-8 骨組解析と簡易モデルの比較（片持ちばり形式・小屋貫仕様）

【2.4 参考文献】

- 2.4-1) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，丸善出版株式会社， 2006 年 12 月
- 2.4-2) 松田和浩，笠井和彦，坂田弘安：フレームモデルによる木質制振架構の地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，第 661 号，pp.609-618，2011 年 3 月
- 2.4-3) 日本建築学会：限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説，2013 年 2 月
- 2.4-4) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：平成 23 年度事業報告書，2011 年 3 月

2.5 仕様規定に関する提案

2.5.1 小屋ばり組の最大寸法・形状に関する検討

2.5.1(a) 性能値の評価方法

終局変形の大きい伝統系木質構造物の構造要素に対し、在来構法と同様の手法で許容せん断耐力を算定すると、大抵は特定変形角時（1/120rad 時）耐力で決まり、最大耐力に比してかなり低い評価値となることが多い。そこで、昨年度の検討では既往の実験データを参考に、特定変形角時耐力ではなく、最大耐力で決まる特性値を許容せん断耐力とし、併せて考慮する地震力も、中地震ではなく大地震に対応させることとした。

今年度の小屋ばり組実験における、片持ちばり形式の载荷により得られたせん断力-変形角関係から、床倍率算定に関わる四つの指標を求めた結果を表 2.5.1-1 に示す。比較として、昨年度の検討に用いたデータを表 2.5.1-2 に示す。最大耐力で決まる特性値から床倍率換算値を求めると、今年度の実験データからは 0.74 となり、昨年度の検討に用いた 0.53 よりも 4 割程大きかった。

また、昨年度の検討では大地震時のベースシア係数として $C_0 = D_s = 0.33$ （完全弾塑性置換した際の塑性率 $\mu = 5$ に相当）を考慮したが、これを見直し、今年度の検討においては $C_0 = D_s = 0.45$ （ $\mu = 3$ に相当）を考慮することとした。

表 2.5.1-1 小屋ばり組片持ちばり形式実験による床倍率換算値（今年度の実験データ）

	Q_y	$Q_{1/120}$	$2/3Q_{\max}$	$0.2Q_u/D_s$
耐力 (kN)	4.18	2.07	5.27	2.25
床倍率換算値	0.59	0.29	0.74	0.32

表 2.5.1-2 RGCB 試験体の床倍率換算値（昨年度の検討に用いたデータ）

	Q_y	$Q_{1/120}$	$2/3Q_{\max}$	$0.2Q_u/D_s$
耐力 (kN)	2.70	1.93	3.83	1.89
床倍率換算値	0.37	0.27	0.53	0.26

2.5.1(b) 小屋ばり組自体が地震力または風圧力で倒壊しないための条件

屋根構面に等分布の水平力を受ける状態を考える。本来は、鉛直構面（小屋貫、小屋筋かい等）も水平力に抵抗できるが、ここではその寄与は見込まず、屋根構面と小屋ばり構面のせん断抵抗、すなわち小屋ばり組実験における片持ちばり形式でのせん断性能で考える。この場合、屋根構面には図 2.5.1-1 のような分布のせん断応力が生じる。

屋根部分の単位面積重量を 1.3kN/m^2 （重い屋根）、総 2 階建てを考慮して大地震時のせん断力係数 C_i を 0.63 ($= 0.45 \times 1.4 = D_s A_i$) とすると、図 2.5.1-1 における棟木を中心とした半スパン内の平均せん断力は次式のように表される。

$$\frac{1}{2} \frac{wl}{2} C_i = 0.205l \quad \text{kN/m} \quad (2.5.1-1)$$

ここに、 l は小屋ばり組の全スパンであり、上式は奥行き方向の長さで基準化している。

大地震時の許容耐力を片持ちばり形式の実験結果から $2/3P_{\max}$ ($= 5.27\text{kN}/3.64\text{m}$, 表 2.5.1-1) と設定した場合、スパン l の条件が次式のように導かれる。

$$l \leq 7.1 \quad \text{m} \quad (2.5.1-2)$$

ただし、図 2.5.1-1 のような力学条件は片持ちばり形式よりむしろ単純ばり形式に近く、単純ばり形式は片持ちばり形式の 1.6 倍程度の耐力があること、および次項でも示すように実際には建物内部の耐力壁の反力によって、小屋ばり組内のせん断力はかなり緩和されることを踏まえると、式(2.5.1-2)の数値はかなり余裕を含んでいる。

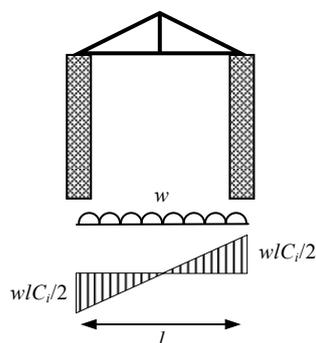


図 2.5.1-1 小屋ばり組単体の水平抵抗を考える場合の小屋ばり組内のせん断力分布

2.5.1(c) 許容耐力から決まるスパンとアスペクト比の制限

詳細は昨年度の報告書で詳述したため割愛するが、図 2.5.1-2～3 のように屋根構面に等分布荷重を受けながら、小屋ばり構面に集中荷重を受ける状態を考慮し、これらのせん断応力の重ね合わせから、小屋ばり構面の降伏条件を考察した。ここで、屋根構面に作用する等分布荷重は地震力または風圧力であり、小屋ばり構面に作用する集中荷重とは図 2.5.1-4 のように四分画法で言う側端部分を除いた中央部分（B,C 区間）に存在する内壁の反力である。

小屋ばり組の降伏条件として、“棟木を中心とした半スパンのいずれかの平均せん断力が許容せん断耐力に達したとき”を考え、品確法の必要床倍率算定式における、境界条件に応じた係数 α を求めると、次式のようになる。

$$\alpha = |0.5 - \beta| \quad \text{偏心なし (壁率比=1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{5}{6} - \frac{4}{3}\beta & \text{for } 0 \leq \beta < 0.5 \\ -\frac{1}{6} + \frac{2}{3}\beta & \text{for } 0.5 \leq \beta \leq 1 \end{cases} \quad \text{偏心あり (壁率比=0.5)} \quad (2.5.1-3a,b)$$

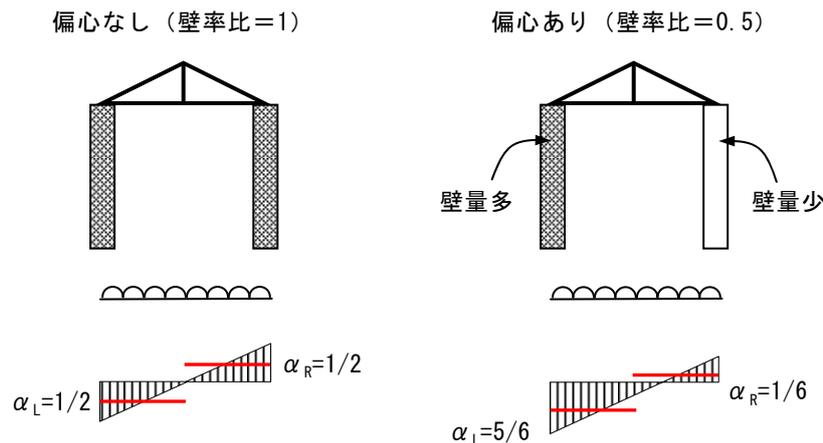


図 2.5.1-2 屋根構面に等分布荷重を受ける場合の境界条件に応じた係数

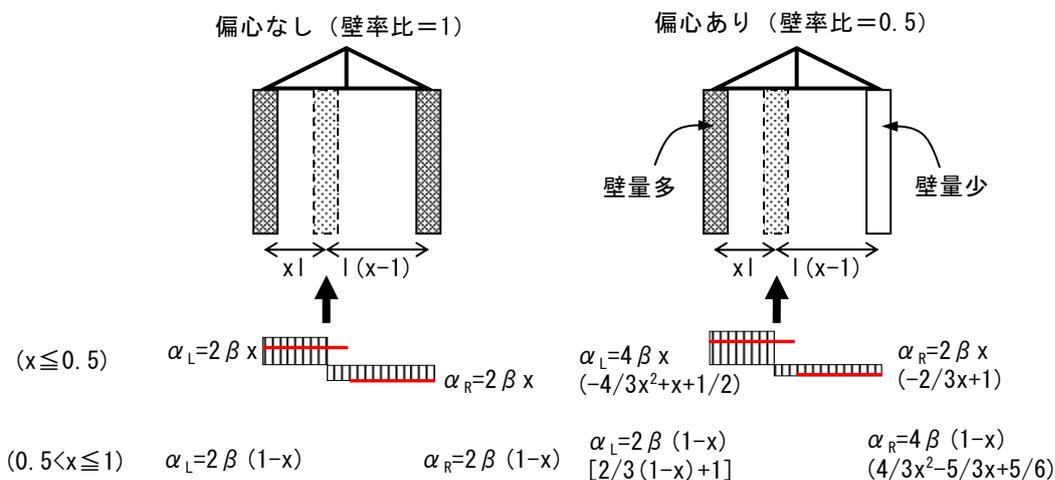


図 2.5.1-3 小屋ばり構面に集中荷重を受ける場合の境界条件に応じた係数

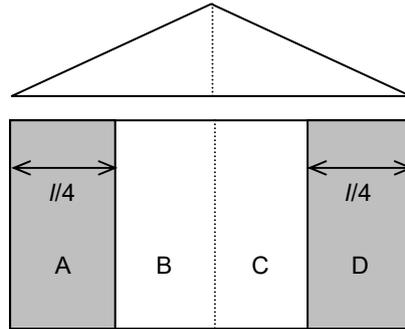


図 2.5.1-4 側端部分の考え方

地震に対する必要床倍率 ΔQ_{RE} および風に対する必要床倍率 ΔQ_{RW} は、それぞれ次式のように表される^{2.5-1)}。

$$\Delta Q_{RE} = \frac{\Delta R_E l \alpha}{200} \quad (2.5.1-4)$$

$$\Delta Q_{RW} = \frac{0.7 l \alpha}{L} \quad (2.5.1-5)$$

ここで、 l = 軒桁間距離、 L = 小屋ぶり組の奥行き (= 軒桁の長さ)、 α = 境界条件に応じた係数である。また、 ΔR_E = 地震に対する必要壁量であり、重い屋根で等級 1 相当 (等級 2 の 1/1.25 倍) とすると、20cm/m (平屋)、27.4cm/m (総 2 階) である (単位床面積あたりの重量は約 1.96kN/m² に相当)。式(2.5.1-5)右辺の 0.7 は、 $V_0 = 32$ m/s、階高を 2.8m として、等級 1 相当 (等級 2 の 1/1.2 倍) の場合の係数である。

床倍率 ΔQ_R が定まっていれば、式(2.5.1-4)、式(2.5.1-5)はそれぞれ次式のように、 l および l/L の制限値を表す。

$$l \leq \frac{200 \Delta Q_R}{\Delta R_E \alpha} \quad (2.5.1-6)$$

$$\frac{l}{L} \leq \frac{\Delta Q_R}{0.7 \alpha} \quad (2.5.1-7)$$

ここで、2.5.1(a)「性能値の評価方法」で述べたように、床倍率の決定要因において、中地震に関わるもの等を除外し、大地震時の挙動に着目していることを考えると、式(2.5.1-6)における ΔR_E もこれに併せて修正する必要がある (「大地震でも $2/3Q_{\max}$ 以下」をクライテリアとする)。すなわち、 ΔR_E は $C_0 = 0.2$ の地震力に対する必要壁量を表すため、大地震時のベースシア $C_0 = D_s$ と考え、式(2.5.1-6)を次式のように修正する。

$$l \leq \frac{200 \Delta Q_R}{(D_s / 0.2) \Delta R_E \alpha} \quad (2.5.1-8)$$

なお、式(2.5.1-7)に関しては極稀な風荷重を想定しているため、修正を行わない。

β を考慮した α (式(2.5.1-3)) を用いて、式(2.5.1-8)、式(2.5.1-7)からスパンおよびアスペクト比の制限値を算定すると、図 2.5.1-5~6 のようになる。なお、式(2.5.1-8)における $D_s = 0.45$ とした。

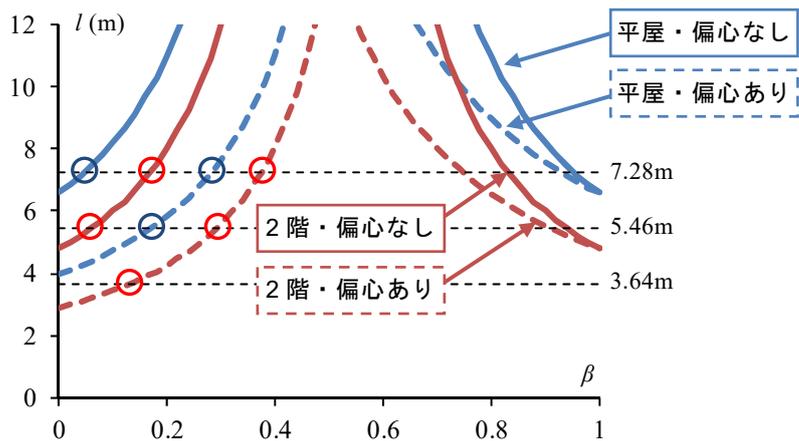


図 2.5.1-5 内壁の負担割合 β を考慮した小屋ばり組のスパン (l) の最大値

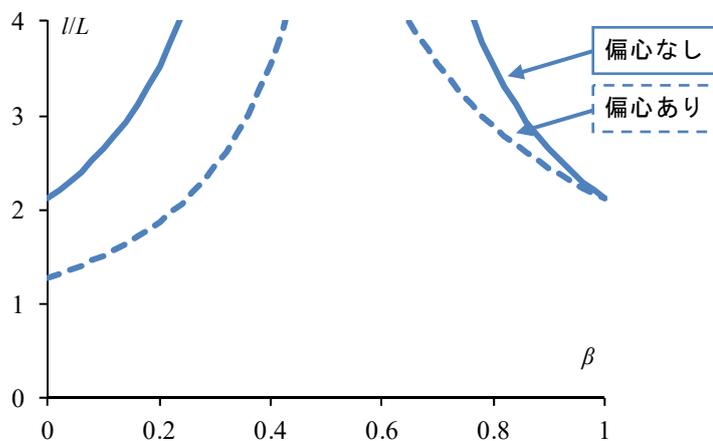


図 2.5.1-6 内壁の負担割合 β を考慮した小屋ばり組のアスペクト比 (l/L) の最大値

2.5.1(b)の結果より、小屋ばり組の最大スパンを 7.28m (4 間) と定め、3.64m (2 間)、5.46m (3 間)、7.28m (4 間) の 3 ケースについて必要とされる内壁の負担割合 β を図 2.5.1-5 から読み取ると、表 2.5.1-3 のようにまとめられる (数値は安全側に丸めている)。小屋ばり組のアスペクト比については、はり間 (l) より桁行き (L) の方が短くなることは考えにくいいため、 l/L が 1 以上であれば実用上は問題ないと考えられる。図 2.5.1-6 よりどのようなケースに対しても l/L の最大値は 1 を超えるため、アスペクト比に関しては制限を設けない。

表 2.5.1-3 小屋ばりスパンごとに必要とされる内壁の負担割合 β

小屋ばり スパン(m)	平屋		2 階	
	偏心なし (壁率比=1)	偏心あり (壁率比=0.5)	偏心なし (壁率比=1)	偏心あり (壁率比=0.5)
3.64	—	—	—	0.15
5.46	—	0.2	0.1	0.3
7.28	0.1	0.3	0.2	0.4

2.5.1(d) 小屋組内耐力壁の省略のための条件

文献 2.5-2)では、小屋ばり組に作用した水平力が、最上階における各耐力壁に的確に伝達されることを担保するため、最上階耐力壁は小屋ばり組内まで張り上げること（小屋組内耐力壁の設置）を要求している。ここで、図 2.5.1-7 のように小屋ばりが 1820mm 間隔、母屋および小屋束が 910mm 間隔で配置され、各小屋束に小屋貫（27x105mm の通し貫）および長ほぞ（30x90x120mm、上端のみ強軸で有効とし、下端は無効とする）があるとした場合、これが小屋組内耐力壁の代替となり得るか検討する。以下に計算手順を示す。

小屋貫の回転剛性（ $E_0=7000\text{N/mm}^2$, $E_{90}=E_0/50$, $n=5$, 通し貫）^{2.5-3)}

$$K_\theta = 46\text{kNm} / \text{rad} \quad (2.5.1-9)$$

長ほぞの回転剛性^{2.5-4)}

$$K_\theta = 30\text{kNm} / \text{rad} \quad (2.5.1-10)$$

小屋貫および小屋束の長ほぞによる回転剛性の面密度

$$\bar{K}_\theta = \frac{46 + 30}{1.82 \times 0.91} = 46\text{kN} / \text{rad} / \text{m} \quad (2.5.1-11)$$

位置 x における鉛直構面の 1/90rad 時耐力

$$P_{1/90}(x) = \bar{K}_\theta \times \frac{1}{90} \times \frac{1}{4.5x/10} \times L \quad (2.5.1-12)$$

$x=l-l' \sim l+l'$ の範囲で負担できる 1/90rad 時耐力

（全ての鉛直構面の変形角が同時に 1/90rad に達すると仮定）

$$\begin{aligned} P_{1/90} &= 2 \int_{l-l'}^l P_{1/90}(x) dx \\ &= 2.27L \ln \frac{l}{l-l'} \end{aligned} \quad (2.5.1-13)$$

$l'=l/2$ とすれば、

$$P_{1/90} = 2.27L \ln 2 \approx 1.58L \quad (2.5.1-14)$$

一方で、小屋ばり組を支持している最上階において、中央の幅 $y(\text{m})$ の区間の必要耐力 Q は、床面積あたりの必要壁量を $R_w(\text{cm/m}^2)$ として、

$$Q = 1.96R_w yL / 100 \quad (2.5.1-15)$$

例えば、2階建ての2階、一般地域、重い屋根、等級1相当（等級2の1/1.25倍）、総2階建てを想定すると、品確法の必要壁量は $R_w = 27.4\text{cm/m}^2$ であり、 $Q = P_{1/90}$ とすれば、 $y = \underline{2.94\text{m}}$ が導かれる（図 2.5.1-8）。

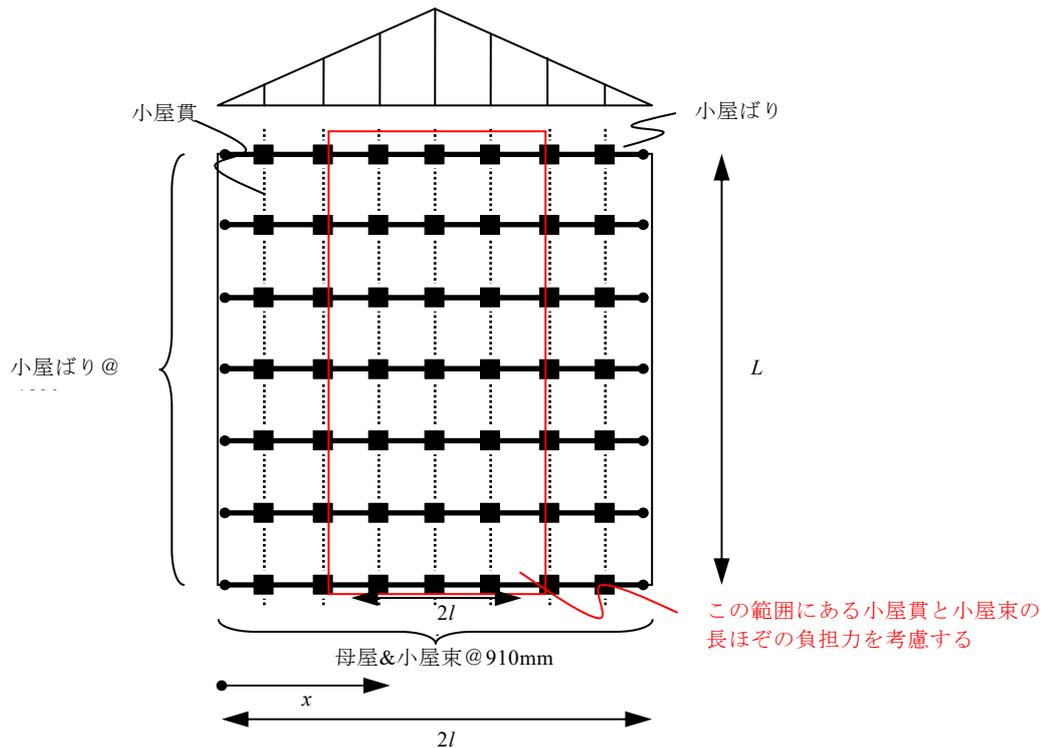


図 2.5.1-7 鉛直構面の負担力計算用モデル

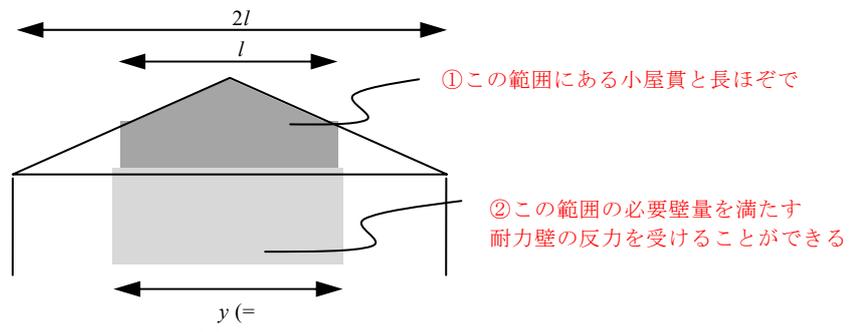


図 2.5.1-8 小屋ばり組内の小屋貫と小屋束の長ほぞで反力をとることができる範囲

2.5.1(c)「許容耐力から決まるスパンとアスペクト比の制限」において、2階建てで小屋ばり組のスパンが7.28mの場合には、内壁の負担割合が2割以上（偏心ありの場合は4割以上）必要であることを前述したが、このことは内壁で $y \geq 1.46\text{m}$ （ $= 7.28 \times 0.2$ ，偏心ありの場合は 2.91m ）の必要壁量を賄うことと同義である。

以上の結果から、小屋束が0.91x1.82mグリッド上に配置され、それらが長ほぞ差しで、貫が取り付けられれば、これらにより最低限必要な内壁の反力を受けることができ、小屋組内耐力壁の省略に成り得る。ただし、軒桁に近い背の低い小屋束には貫を取り付ける必要はなく、例えば小屋ばりのスパンが7.28mの場合、小屋ばり中央付近の小屋束に合計4本の小屋貫が取り付けられれば良い。参考までに、文献2.5-2)では振れ止めの具体的仕様として、桁行き方向くも筋かいの負担幅を4m以内とされている。

2.5.1(e) 垂木の曲げ変形の確認

小屋ばり組の主な重量は屋根構面に存在すると考えられ、屋根構面に等分布地震力が作用したときの垂木の挙動に着目する。垂木は弱軸曲げを受けるが、2.4.1(a)-1 で述べたように野地板によって曲げ剛性が高められている。図 2.5.1-9 のように屋根構面に作用する等分布地震力に対し、垂木の曲げ剛性のみで抵抗すると想定した際の曲げたわみを計算した。条件として、重い屋根を想定して単位面積重量を 1.3kN/m^2 、垂木間隔を 455mm 、 4.5 寸勾配、ベースシア係数は大地震時で 0.45 (D_s 値に相当)、2 階建てとして $A_2 = 1.4$ を考慮し、垂木・野地板・接合釘の仕様については試験体と同様とし、釘 1 本あたりのすべり剛性は 2mm すべり時の 300N/mm とした。表 2.5.1-4 のように「補剛あり」では小屋ばりスパンを 7.28m としても曲げたわみが 0.0077 と小さい。なお、本来は屋根構面に作用する地震力の一部は鉛直構面を介して直接耐力壁に伝達されるため、図 2.5.1-9 のように全地震力を垂木の曲げで受けるという仮定は安全側の評価である。よって、対象としている小屋ばりスパン 7.28m までにおいては、屋根構面中間部に作用する地震力は、垂木の曲げ抵抗によって、外周部の耐力壁線あるいは中央部の鉛直構面を介して中央部の耐力壁線まで伝達されると考えられる（中央部の鉛直構面から耐力壁線までの力の伝達については 2.5.1(d)「小屋組内耐力壁の省略のための条件」にて検証済）。ただし、垂木に継手を設ける場合は、文献 2.5-2) で言及されているように、継手位置が乱になるように配慮する必要がある。

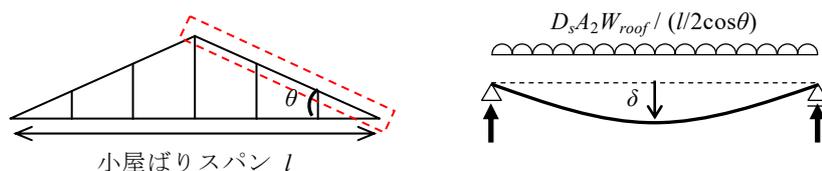


図 2.5.1-9 等分布地震力に対する垂木の曲げたわみの計算方法

表 2.5.1-4 等分布地震力に対する垂木の曲げたわみの計算結果
(上段: $\delta(\text{mm})$, 下段: $\delta/(l/(2\cos\theta))$ (-))

	小屋ばりスパン (m)		
	3.64	5.46	7.28
補剛あり	5.9	16.2	31.1
	0.0029	0.0054	0.0077
補剛なし	17.7	89.6	283.2
	0.0088	0.0297	0.0704

2.5.1(f) 外周部横架材の接合部

小屋ばり端に生じる引き抜き力の大きさは、耐力壁配置、屋根のプロポーシオン、屋根構面のせん断性能等で決まるが、京呂組でかぶとあり掛けとする場合、羽子板ボルト無しでは小屋ばり端部の引き抜き耐力はほぼゼロと考えられる。しかし、小屋ばり端部に引き抜き力が生じない仕様（具体的には耐力壁配置に偏りが無い整形な屋根）に限定することは現実的ではないため、小屋ばり端部の軒桁との接合部における羽子板ボルトの取り付けは必須とすることが望ましい。ただし、実際には羽子板ボルトが無かったとしても、垂木や直交壁に応力再配分が起こるため、直ちに小屋ばりが引き抜けるわけではないと考えられる。

一方で、小屋ばりのスパンが長い場合、小屋ばりに継手を設けることがあるため、外周部横架材に生じる軸力（引抜き力）を文献 2.5-2) の手法に則って計算する。昨年度の報告書・第 2.6.2 項と同様に、等分布荷重を受ける小屋ばり組の力学モデル（図 2.5.1-10）を用いる。2 階建ての 2 階、一般地域、重い屋根、等級 1 相当（等級 2 の 1/1.25 倍）、総 2 階建てを想定したときの品確法の必要壁量から重量を逆算すると、単位面積重量 $w = 1.96\text{kN/m}^2$ であり、総 2 階建てを考慮して大地震時のせん断力係数 C_i を $0.63 (= 0.45 \times 1.4 = D_s A_i)$ とする。スパン l の単純ばりを仮定したときの最大モーメント M を小屋ばり組の奥行 L で除すことで、外周部横架材に生じる引き抜き力 T が次式のように得られる。

$$T = \frac{M}{L} = \frac{wl^2}{8} C_i = 0.154l^2 \quad \text{kN} \quad (2.5.1-16)$$

例えば、小屋ばり組の最大スパン $l = 7.28\text{m}$ (2.5.1(c)「許容耐力から決まるスパンとアスペクト比の制限」) を代入すれば、 $T = 8.16\text{kN}$ となる。また、 $l = 5.46\text{m}$ とすれば、 $T = 4.59\text{kN}$ である。内壁の存在によって、実際の最大モーメントは単純ばりを仮定するよりも低減されることを踏まえると、上記のモデルはある程度安全側の設定になっていると考えられる。また、計算により得られた引き抜き力 T は、短ざく金物の一つ取り付けることで達成できる。

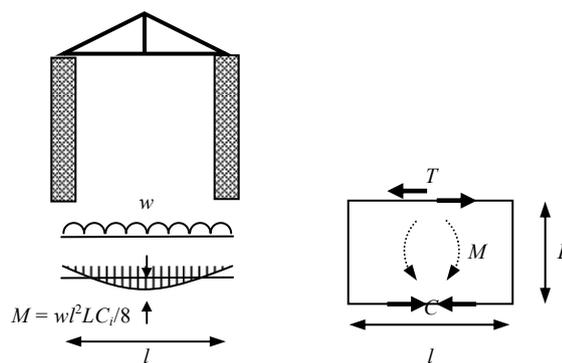


図 2.5.1-10 等分布荷重が作用する小屋ばり組における外周部横架材に生じる引抜き力

2.5.2 仕様規定の提案

1) 最大スパンと内壁量

はり間（小屋ばりが掛かる）方向は最大 **7.28m** までとする。また、小屋ばりスパン、建物階数、桁行き方向耐力壁の偏心の有無（壁率比）に応じて、桁行き方向の両側端部分を除いた建物内部に、表 2.5.2-1 に示す割合の壁量を当該小屋ばり組がかかる階の桁行き方向に確保する（図 2.5.2-1）。

表 2.5.2-1 小屋ばりスパンごとに必要とされる内壁の負担割合

小屋ばり スパン(m)	平屋		2階	
	偏心なし (壁率比=1)	偏心あり (壁率比=0.5)	偏心なし (壁率比=1)	偏心あり (壁率比=0.5)
3.64	—	—	—	0.15
5.46	—	0.2	0.1	0.3
7.28	0.1	0.3	0.2	0.4

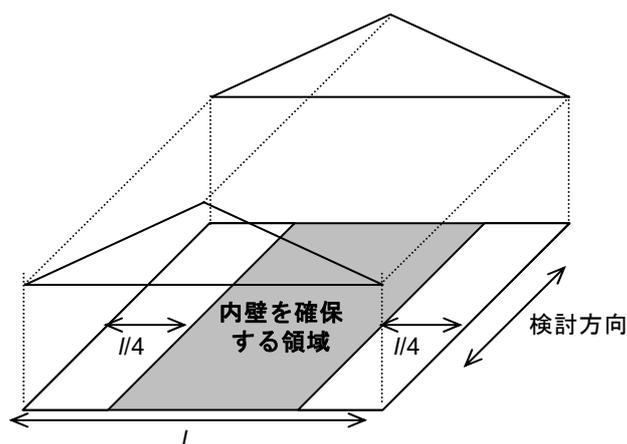


図 2.5.2-1 内壁を確保する領域

ただし、内壁を過剰に配置すると建物外周部の壁量が不足する可能性があるため、両側端部にも全体の 25%以上の壁量をそれぞれ確保することが望ましい。

2) 各部詳細

2-1) 屋根構面：野地板（幅 **180mm**、厚さ **15mm**）を垂木（45x60mm、継手がある場合は乱になるように）に対して、**2-N50（間隔 135mm）** で接合する。あるいは、**床倍率が 0.28 以上^{注)}**であることを確認した仕様とする。垂木は釘 N75 で両面から斜め打ち、軒桁にはあおり止め金物を設ける。

2-2) 小屋ばり構面：小屋ばりと軒桁の接合は、**かぶとあり掛け、羽子板ボルト締めと同等以上**の耐力を有する仕様で緊結する。

2-3) 鉛直構面（桁行）：小屋束は棟木・母屋（上部）に**長ほぞ差し両面かすがい打ち**、小屋ばり（下部）に**短ほぞ差し両面かすがい打ち**で接合する。振れ止めとして**小屋貫（27x105mm）**または**小屋筋かい（15x90mm, 2-N50）**を設ける（小屋束上下の横架材芯々間距離が 600mm 以下の場合には不要・図 2.5.2-2）。

2-4) 鉛直構面（はり間）：妻壁あるいは小屋筋かいを設ける。

注) ただし、2.5.1(a)「性能値の評価方法」で言及したように、本検討では許容せん断耐力を従来の最小値による評価ではなく、 $2/3P_{\max}$ による評価を適用したため、従来の床倍率評価による 0.28 以上だけではなく、 $2/3P_{\max}$ による評価で 0.66 以上を確保することが望ましい。

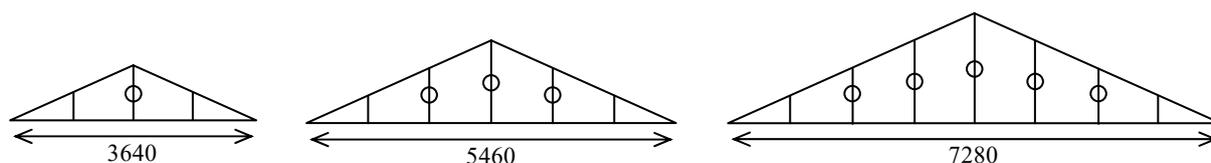


図 2.5.2-2 小屋ばりスパンと鉛直構面の仕様（○印の箇所に貫または筋かいを設ける）

【2.5 参考文献】

- 2.5-1) 大橋好光 他：木造住宅の構造設計[改正基準法と品確法] 別冊 6, 2001 年 3 月, 建築技術
- 2.5-2) (公財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017 年版), 2017 年 3 月
- 2.5-3) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル, 丸善, 2009 年 11 月
- 2.5-4) 坂田弘安, 山崎義弘, 宇田川洋隆, 大橋好光：曲げせん断を受ける長ほぞ差し込打接合部の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 671 号, pp.45-54, 2012 年 1 月

2.6 まとめと今後の課題

2.1 節で掲げた4つの検討内容について、それぞれ以下のようにまとめられる。

① 小屋ばり組の各構成要素の実験 (2.2 節)

屋根構面、小屋ばり構面、鉛直構面について頂部集中荷重形式による面内せん断実験を行った。屋根構面および小屋ばり構面の床倍率は、それぞれ 0.28, 0.05 に相当することを確認した。鉛直構面は小屋貫より小屋筋かいを設ける方が初期剛性を高めるには有効であった。

② 伝統的仕様小屋ばり組切妻屋根の実大水平加力実験 (2.3 節)

張間 5.46m, 桁行き 3.64m, 4.5 寸勾配の実大切妻屋根試験体に対し、等分布荷重を再現した加力方法による実験を行った。片持ちばり形式のせん断力-せん断変形角関係は、屋根構面と小屋ばり構面のせん断力-せん断変形角関係の加算と概ね一致することを確認した。小屋ばり構面の曲げ抵抗によって、片持ちばり形式より単純ばり形式の方が同一変形角時のせん断力が上昇し、片持ちばり形式では自由端側より固定端側の方が同一変形角時のせん断力が上昇することを確認した。

③ 簡易モデルによる数値解析 (2.4 節)

桁行き方向の要素を集約した平面解析モデルを用い、小屋ばり組切妻屋根の水平加力実験の再現解析を行い、解析結果は実験結果に概ね一致することを確認した。また、本モデルを用い、鉛直構面の仕様を変化させた場合の全体挙動への影響を検討した結果、片持ちばり形式では、鉛直構面の仕様変化がおよぼす影響は極めて小さいが、単純ばり形式では 1/100rad 以降で仕様による差が見られ、鉛直構面の水平抵抗要素として長ほぞと小屋貫または小屋筋かいを用いる必要があることを示した。

④ 小屋ばり組の各部仕様規定の提案 (2.5 節)

②で得た小屋ばり組切妻屋根の床倍率換算値を基に、地震・風に対する構造安全性を担保するための仕様規定を検討した。昨年度の検討で用いた力学モデルを踏襲し、小屋ばり組の最大スパンと内壁量の関係を定めるとともに、各部詳細の仕様規定を 2.5.2 項に示すように提案した。

また、以下に今後の課題を示す。

1) 小屋ばりの継手の仕様

小屋ばりのスパンが長い場合、継手を設けることが考えられるが、その具体的な仕様について精査する必要がある。2.5.1(f)「外周部横架材の接合部」の検討結果の他、文献 2.6-1) 等が参考になるが、その力学的な妥当性については今後検証する必要がある。

2) 鉛直構面の実性能の考慮

小屋ばり組に作用する地震力や風圧力の大きさ、およびそれにより小屋ばり組に生じる

応力は、極稀な地震・風による存在応力で評価している。したがって、鉛直構面より小屋ばり組（水平構面）が先行破壊することの防止を、真の意味で担保しているわけではない。小屋ばり組の先行破壊の防止を担保するため、接合部設計で言う”保有耐力接合”的な設計を可能にするには、鉛直構面の実性能を考慮しなければならない。

本検討では、一律 $D_s = 0.45$ と仮定して地震力を算定したため、設計用地震力としてはやや安全を見ているが、実性能のベースシア係数は 0.45 以上となることも十分に考えられるため、今後精査していく必要がある。

3) 下野部分の仕様

本検討では建物最上階の小屋ばり組の仕様に関して検討を行っており、部分 2 階における下野部分の仕様に関しては言及していない。本検討内で実施した実験によれば、在来構法と同様の評価手法に基づく床倍率が 0.29 に相当したことから、この数値に基づいて品確法の必要床倍率算定式等を適用することが考えられる。

4) はり間方向載荷時の挙動

昨年度の検討によりはり間方向については垂木のトラス効果によりかなり高い水平耐力を有していることを確認したため、本検討では小屋ばり組切妻屋根にとって脆弱な方向である、桁行き方向に載荷されるとき挙動に着目した。そのため、提案した仕様規定は、はり間方向載荷時の限界性能までを反映したわけではないが、桁行き方向と同様の性能確認方法が適用できると考えられる。

5) 寄せ棟・方形の扱い

昨年度の検討結果より、切妻に比べて寄せ棟や方形は、棟木・隅木が立体トラス的に働くため、せん断性能が向上することが分かっている。本検討で提案した、最大スパンと内壁量、各部仕様などの仕様規定については、寄せ棟や方形にも共通して適用可能と考えられ、切妻には無い隅木の棟木・軒桁への接合方法に関しては、文献 2.6-2)等を参考に、2-N90 と同等以上の耐力を有する仕様とすれば良いと考えられる。

【2.6 参考文献】

- 2.6-1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS11 木工事，丸善出版株式会社，2015年4月
- 2.6-2) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：平成23年度事業報告書，2011年3月

第3章 断面の大きい軸材料の接合部の 回転抵抗に関する検討

3.1 検討の目的と概要

伝統構法の柱-梁接合部はモーメント抵抗型の回転挙動を示すため、その断面が大きい場合には構面の水平せん断耐力に加算しうる耐力性能を有する可能性がある。本章では、このような接合部を有する伝統的仕様の鉛直構面の耐力を計算によって求める手法を検討する。昨年度の検討により、大きな断面の柱に取り付く差鴨居等の接合部の耐力は土壁小壁の耐力と比しても無視できない大きな耐力を持つこと、しかし柱の曲げ変形等に起因する変形角の不均一により、小壁と接合部は単純加算できないことが明らかとなった。加えて、告示で規定されている垂れ壁の記述は、差し鴨居等の軸組と土壁を書き分けられてはならず、加算を行うためにはこれらを明確化することの必要性も指摘された。そこで土塗り小壁を有する構面等の水平載荷実験をおこない、接合部の要素試験の結果と比較することで土塗り壁の性能と接合部の性能との加算則が成り立つかを確認した。

本検討の検討課題に関連する告示を以下に示す。

令第46条第4項→S56告示第1100号

令第46条第4項

七次に定めるところにより、土塗りの垂れ壁（当該垂れ壁の上下の横架材の中心間距離が0.75メートル以上であるものに限る。次号において同じ。）を設けた軸組

イ 当該軸組の両端の柱の小径（当該小径が異なる場合にあっては、当該小径のうちいずれか小さいもの。次号において同じ。）を別表第5（イ）欄に掲げる数値と、中心間距離を同表（ロ）欄に掲げる数値とすること。

ロ 当該垂れ壁を別表第5（ハ）欄に掲げる倍率の数値に応じた軸組に設けられる土塗壁とすること。

ハ 当該軸組の両端の柱と当該垂れ壁の下の横架材をほぞ差し込み栓打ち又はこれと同等以上の強度を有する接合方法により接合すること。

八次に定めるところにより、土塗りの垂れ壁及び高さ0.8メートル以上の腰壁を設けた軸組

イ 当該軸組の両端の柱の小径を別表第6（イ）欄に掲げる数値と、中心間距離を同表（ロ）欄に掲げる数値とすること。

ロ 土塗りの垂れ壁及び腰壁を別表第6（ハ）欄に掲げる倍率の数値（当該数値が異なる場合にあっては、当該数値のうちいずれか小さいもの）に応じた軸組に設けられる土塗壁とすること。

ハ 当該軸組の両端の柱と当該垂れ壁の下の横架材及び当該腰壁の上の横架材をほぞ差し込み栓打ち又はこれと同等以上の強度を有する接合方法により接合すること

別表第5

	(い)	(ろ)	(は)	(に)
	軸組の両端の柱		土塗壁の倍率	倍率
	小径	中心間距離		
(1)	0.15メートル未満	0.45メートル以上 1.5メートル未満	0.5以上 1.0未満	0.1を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(2)			1.0以上 1.5未満	0.2を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(3)			1.5以上 2.0未満	0.3を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(4)		1.5メートル以上	0.5以上 2.0未満	0.1を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(5)	0.15メートル以上	0.45メートル以上	0.5以上 1.0未満	0.1を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(6)			1.0以上 1.5未満	0.2を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(7)			1.5以上 2.0未満	0.3を軸組の両端の中心間距離で除した数値

別表第6

	(い)	(ろ)	(は)	(に)
	軸組の両端の柱		土塗壁の倍率	倍率
	小径	中心間距離		
(1)	0.13メートル以上 0.15メートル未満	0.45メートル以上 1.5 メートル未満	0.5以上 1.0未 満	0.2を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(2)			1.0以上 1.5未 満	0.5を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(3)			1.5以上 2.0未 満	0.8を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(4)	0.15メートル以上	0.45メートル以上	0.5以上 1.0未 満	0.2を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(5)			1.0以上 1.5未 満	0.5を軸組の両端の中心間距離で除した数値
(6)			1.5以上 2.0未 満	0.8を軸組の両端の中心間距離で除した数値

3.2 小壁を有する構面の水平載荷実験

3.2.1 実験の目的

告示第 1100 号第 1 項七号では、カウントする垂れ壁の土壁部分を「土塗りの垂れ壁（当該垂れ壁の上下の横架材の中心間距離が 0.75 メートル以上であるものに限る。）」と規定しているが、差し鴨居のせいが 300 ミリ近くになる垂れ壁などでは、土壁部分はほとんど存在しないことになる。このような形状はよくあるが、この場合、接合部の回転抵抗を加味した上での告示の内容となっていると理解できることから、現状の告示の内容に、接合部の回転抵抗を単純に足し合わせることはできない。そこで、このような条件の構面において、接合部の寄与を確認するための実験をおこなう。

3.2.2 構面試験体

図 3.2.2-1～図 3.2.2-3 に示す、3 種類の構面試験体（以下「構面試験体」とする）を対象とした。試験体の基本仕様は以下の通り（表 3.2.2-1）。

- ・小壁の形状は告示で規定される最低寸法（芯々750mm）とする。
- ・断面の大きい差鴨居（梁せい 360mm）が取り付く仕様とし、桁（せい 150mm）と併せて小壁部寸法は実質 465mm となる。
- ・差鴨居端部の接合によって耐力性能が異なることを考慮し 2P-2P のスパンの柱 3 本の試験体形状とし、左右柱には長ほぞ込栓打ち、中央柱には雇い竿車知留めの差鴨居が取り付く仕様とする。
- ・柱脚は土台仕様とし、かつ柱頭柱脚は解析が容易な込栓無しの長ほぞ仕口とする。
- ・土壁は比較参照が可能なように、H26 年度規準整備促進事業の時の材料・仕様と同一のものとする（表 3.2.2-2）。

仕口の詳細を図 3.2.2-4～図 3.2.2-5 に示す。土壁の断面詳細を図 3.2.2-6 に示す。

構面試験体は各 1 体ずつ試験をおこなった。

土塗り壁試験体については、軸組を上下反転した状態で施行し、雨がかりが無く通風性の良い屋外にて、2018 年 11/25 に荒壁塗り、12/10 に中塗り 1 回目、12/25 に中塗り仕上げ塗りの順におこない、試験実施日の 2019 年 2/5-8 までの間におおよそ 10 週間の期間を設けて乾燥させた。

表 3.2.2-1 構面試験体仕様

形状分類	試験体概要	試験体名称	試験体記号	数量
構面	軸組+土塗り小壁	軸組+小壁型	FM	1
	軸組	軸組型	F	1
	小壁部のみの軸組+土壁	小壁型	M	1

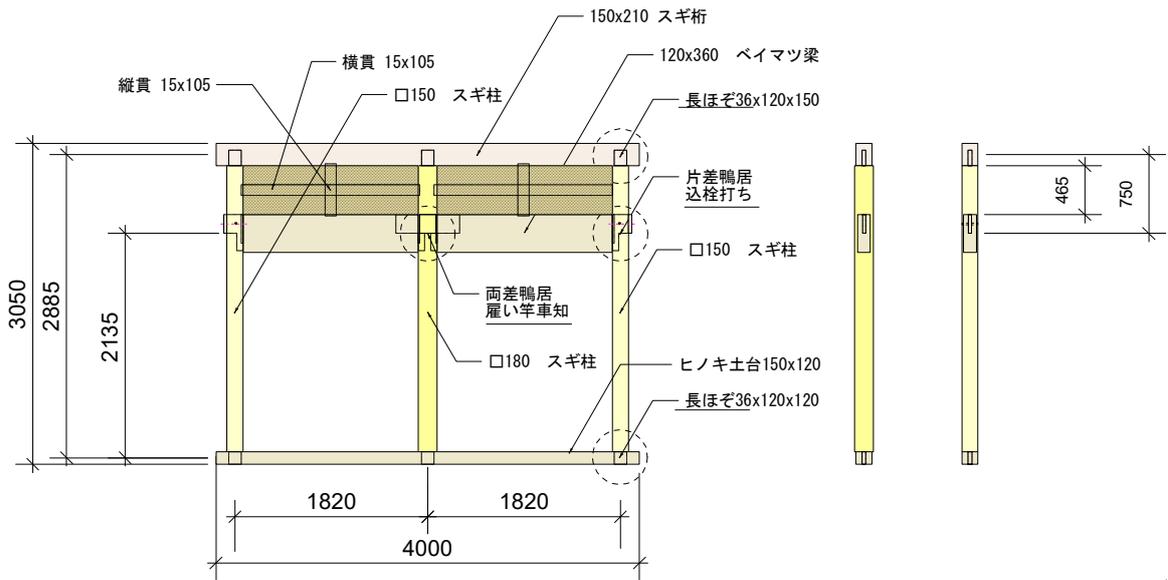


図 3.2.2-1 構面試験体：軸組+小壁型 (FM)

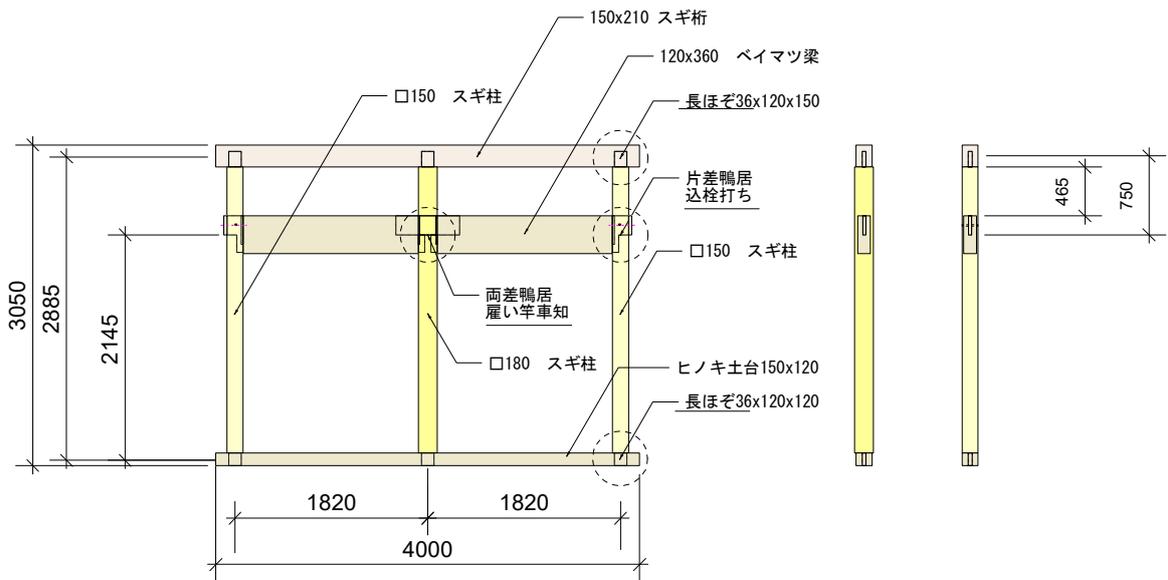


図 3.2.2-2 構面試験体：軸組型 (F)

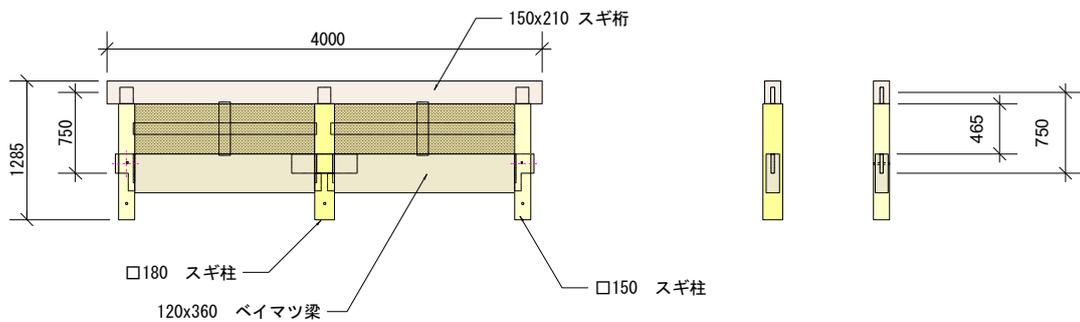


図 3.2.2-3 構面試験体：小壁型 (M)

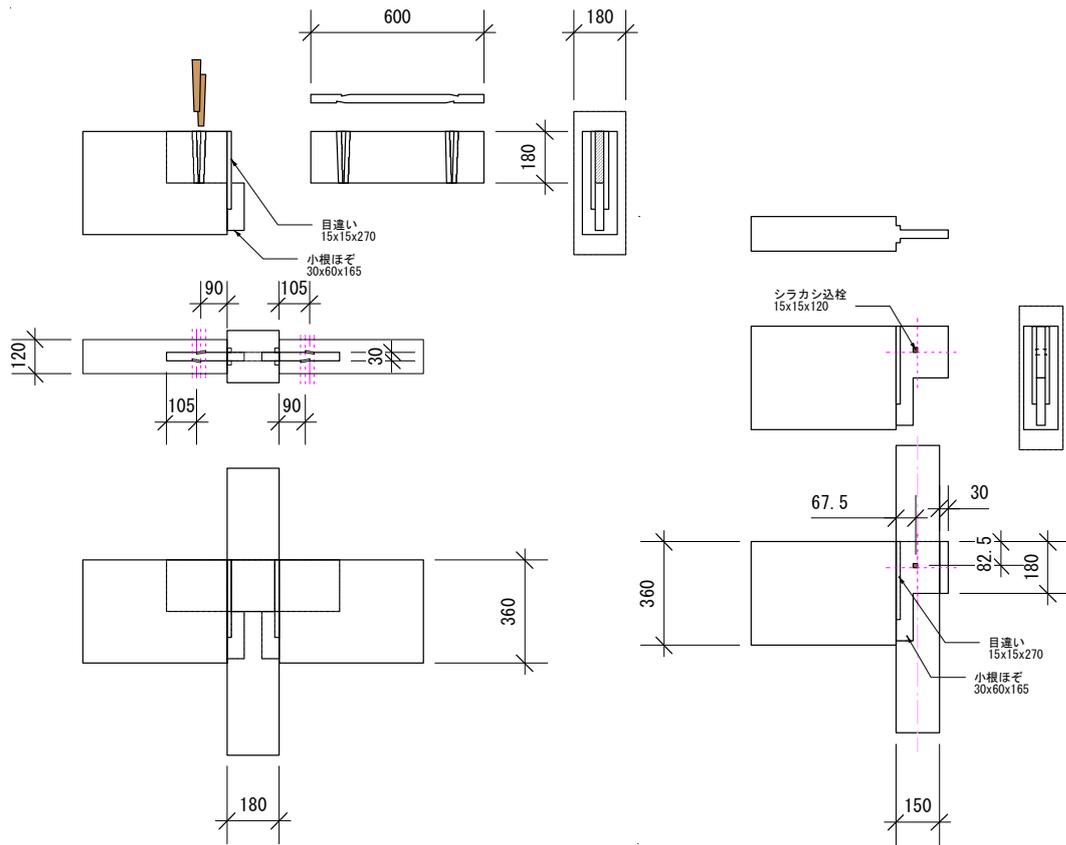


図 3.2.2-4 差鴨居接合部詳細（中央柱：雇い竿車知、左右柱：小根ほぞ差し込柱）

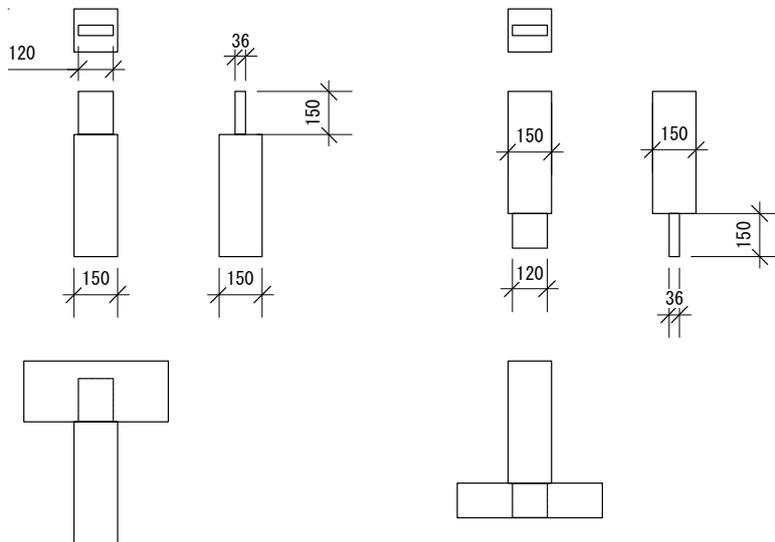


図 3.2.2-5 柱頭柱脚接合部詳細（長ほぞ）

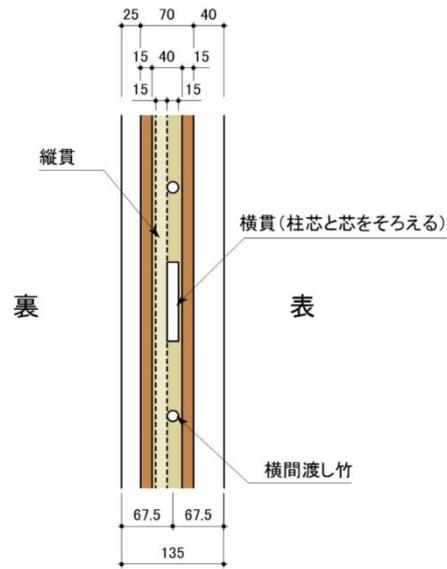


図 3.2.2-6 土壁詳細

表 3.2.2-2 試験体仕様

	項目	樹種	断面寸法(mm)	規格
軸部	中柱	スギ(背割りあり)	高さ 180×幅 180	目視等級・特選一等
	側柱	スギ(背割りあり)	高さ 150×幅 150	目視等級・特選一等
	桁	スギ	高さ 210×幅 150	目視等級・特選一等
	土台	ヒノキ	高さ 120×幅 150	目視等級・特選一等
	差鴨居	ベイマツ	高さ 360×幅 120	目視等級・特選一等
土塗り 壁	荒壁	徳島産土+スサ	厚さ：40mm	貫伏：スサ
	中塗り	徳島産土+砂+スサ	厚さ：30mm(表・裏各 15mm)	貫伏：スサ

表 3.2.2-3 仕口仕様

項目	仕様
柱頭	長ほぞ差し ほぞ差し部寸法(mm)：厚 30×幅 120×長さ 150 ほぞ根元：一段
柱脚	長ほぞ差し ほぞ差し部寸法(mm)：厚 30×幅 120×長さ 120 ほぞ根元：一段
差鴨居(中柱)	雇い竿車知栓 雇い竿寸法(mm)：厚 30×幅 180×長さ 600 (柱面から左右 210mm 突き出し) 小根ほぞ寸法(mm)：厚 30×幅 165×長さ 45 車知栓寸法(mm)：30×6.5×180 (樹種：シラカシ, テーパー付き) (一本は柱面から 105mm、もう一本は 90mm の位置に打ち込み) (テーパー角度は 14/180)
差鴨居(側柱)	小根ほぞ差し込栓 ほぞ差し部寸法(mm)：厚 30×幅 180×長さ 180 (柱面から 30mm 突き出し) 小根ほぞ寸法(mm)：厚 30×幅 165×長さ 45 込み栓寸法(mm)：15×15 (樹種：シラカシ) (ほぞ差部中心と込栓の辺が一致する位置に打ち込み)



差鴨居長ほぞ先端



雇い竿と車知



雇い竿と梁の収まり



柱脚長ほぞと背割り

写真 3.2.2-1 仕口の様子



フレームの地組



完成したフレーム



縦横貫とせわり



貫端部の収まり



間渡し竹の挿入



間渡し竹の収まり



木舞組



木舞組



土の練り合わせ



藁すさの追加



練り合わせ 2



荒壁塗り



荒壁片面塗り後の反対面



横貫の貫伏藁



貫伏の塗り込み



反対面荒壁塗り



完成後 5 日目 (横貫面)



完成後 5 日目（縦貫面）



試験体の養生



荒壁の乾燥



中塗り（1回目）



試験体の養生



仕上げ中塗り（2回目）



試験体運搬時の養生

写真 3.2.2-2 構面試験体の作成

3.2.3 試験方法

(1) 試験概要

実験は京大生存圏研究所木質材料実験棟で実施した。実験方法を図 3.2.3-1～図 3.2.3-3 に、実験の様子を写真 3.2.3-1 に示す。試験体頂部（桁位置中心、仕口：柱頭）を水平に加力し正負交番繰り返し载荷を行った。加力点の水平変位を制御変位として変位制御による加力とした。

構面試験体について、タイロッド式試験法とし、両側柱よりやや内側の位置で桁上部と下部鋼製架台とをローラーを挟んだ全ねじロッドで緊結した。

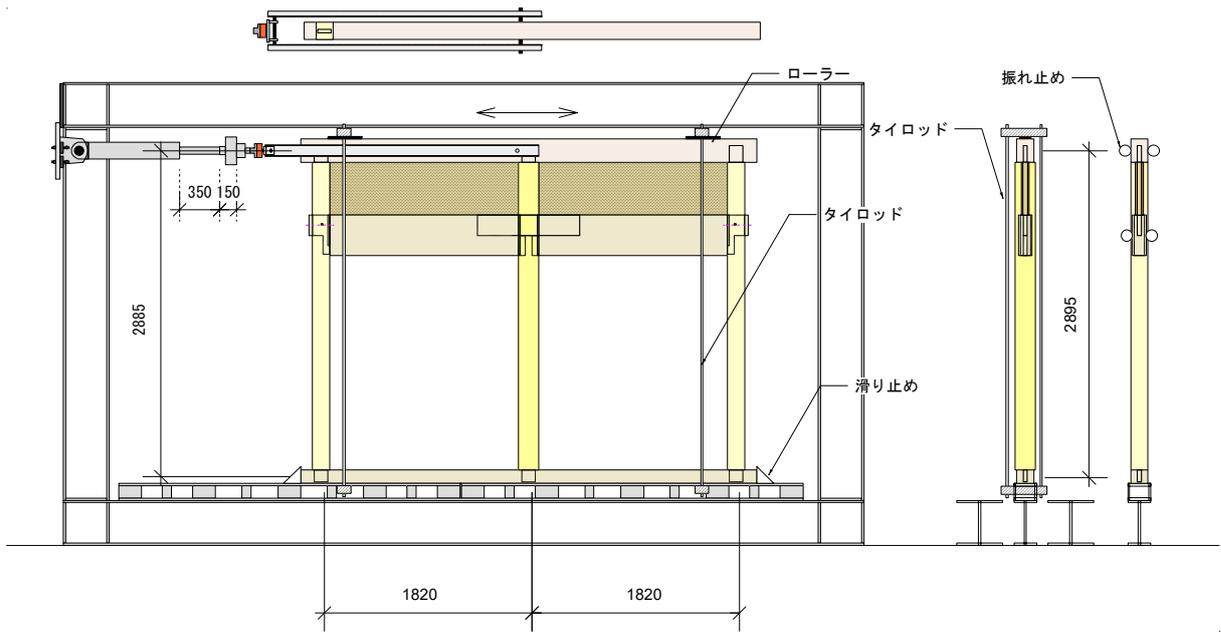


図 3.2.3-1 軸組+小壁型 (FM) と軸組型 (F) の試験体設置状況

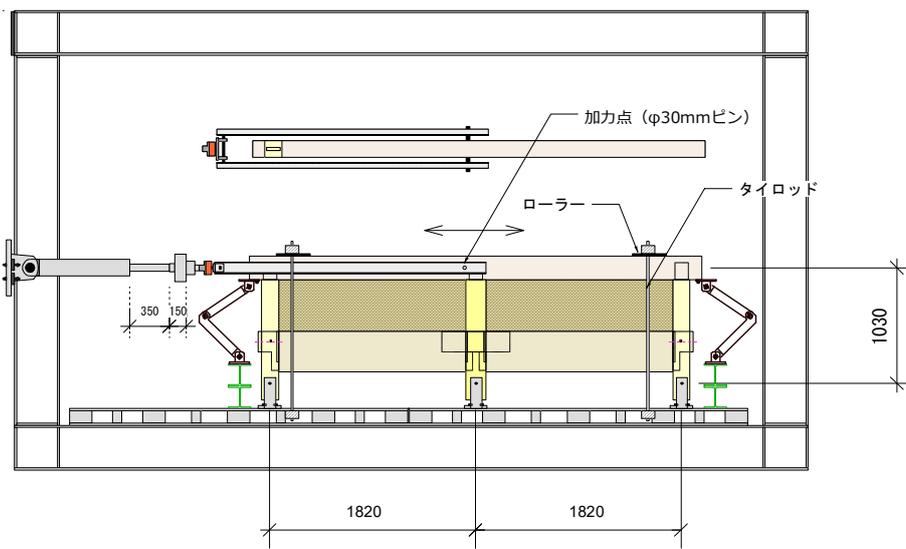


図 3.2.3-2 小壁型 (M) の試験体設置状況



小壁型 (M) 試験体



小壁型 (M) 試験体全景



軸組型 (F) 試験体全景



軸組型 (F) 試験体 (柱脚)



軸組+小壁型 (FM) 柱頭



軸組+小壁型 (FM) 全景

写真 3.2.3-1 実験の様子

(2) 加力計画

表 3.2.3-1 に示す変形角を目標として正負交番繰り返し加力を行った。なお、1/10 rad. は引き側のみ 1 回加力とした。

表 3.2.3-1 目標変形角 (rad.)

目標変形角	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15	最終
繰り返し回数	3	3	3	3	3	3	3	1	1	1 (引側のみ)

(3) 計測計画

計測計画を図 3.2.3-4～図 3.2.3-5 に、計測チャンネルリストを表 3.2.3-2～表 3.2.3-3 に示す。

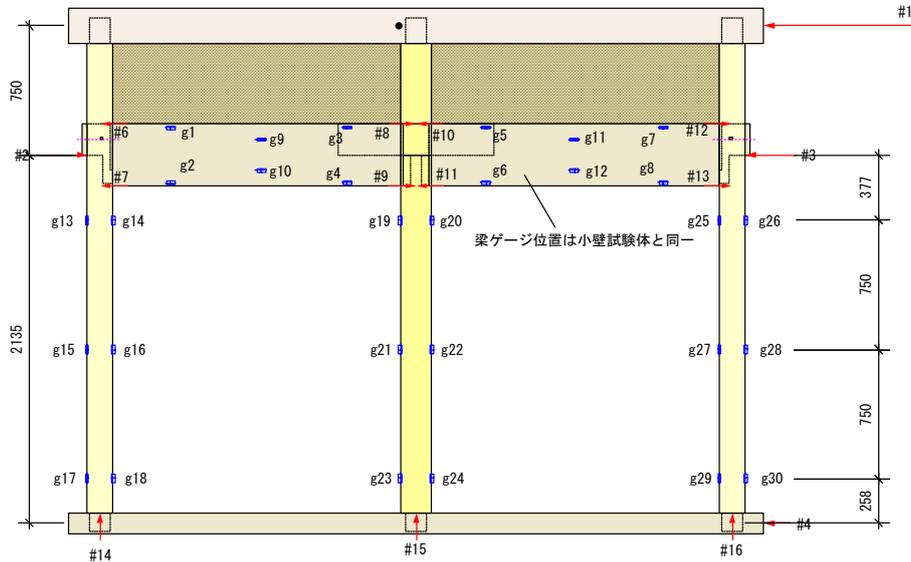


図 3.2.3-4 軸組+小壁型 (FM) と軸組型 (F) の計測計画

表 3.2.3-3 軸組+小壁型 (FM) 、軸組型 (F) の計測チャンネルリスト

CH 番号	計測項目	計測機器 (全て東京測器)
#0	代表水平荷重	TCLM50kNb
#1	水平代表変位	DP-500e
#2	左柱梁心位置水平変位	DP-500e
#3	右柱梁心位置水平変位	DP-500e
#4	土台水平変位	CDP-50
#5	欠番	
#6	左柱梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#7	左柱梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#8	中柱左梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#9	中柱左梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#10	中柱右梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#11	中柱右梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#12	右柱梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#13	右柱梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#14	左柱鉛直変位	CDP-50
#15	中柱鉛直変位	CDP-50
#16	右柱鉛直変位	CDP-50
g1-8	柱心から 400mm 位置梁軸方向ひずみ	PFL-20-11-5LJC-F
g9-12	梁中心位置梁軸方向ひずみ	PFL-20-11-5LJC-F
g13-18	左柱表面柱軸方向ひずみ	PFL-20-11-5LJC-F
g19-24	中柱表面柱軸方向ひずみ	PFL-20-11-5LJC-F
g25-30	右柱表面柱軸方向ひずみ	PFL-20-11-5LJC-F

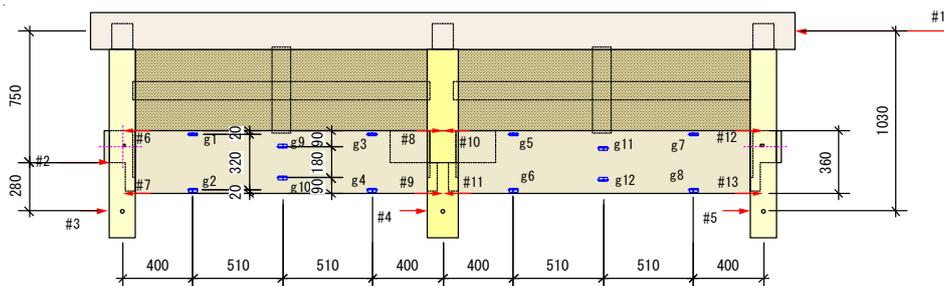


図 3.2.3-5 小壁型 (M) の計測計画

表 3.2.3-2 小壁型 (M) の計測チャンネルリスト

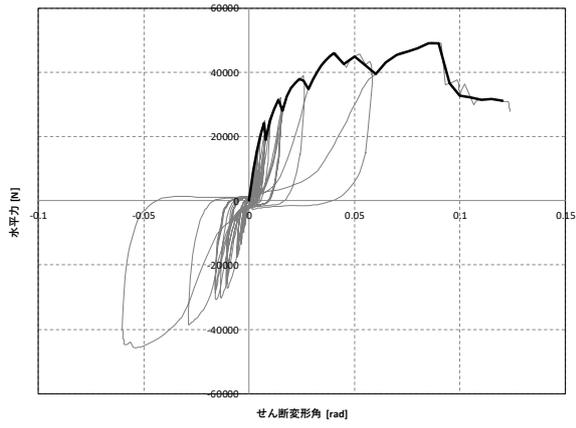
CH 番号	計測項目	計測機器 (全て東京測器)
#1	水平代表変位	DP-500e
#2	左柱梁心位置水平変位	DP-500e
#3	左柱支点水平変位	CDP-50
#4	中柱支点水平変位	CDP-50
#5	右柱支点水平変位	CDP-50
#6	左柱梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#7	左柱梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#8	中柱左梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#9	中柱左梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#10	中柱右梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#11	中柱右梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#12	右柱梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#13	右柱梁下-柱水平相対変位	SDP-100
g1-8	柱心から 400mm 位置梁軸方向ひずみ	PFL-20-11-5LJC-F
g9-12	梁中心位置梁軸方向ひずみ	PFL-20-11-5LJC-F

3.2.4 試験結果

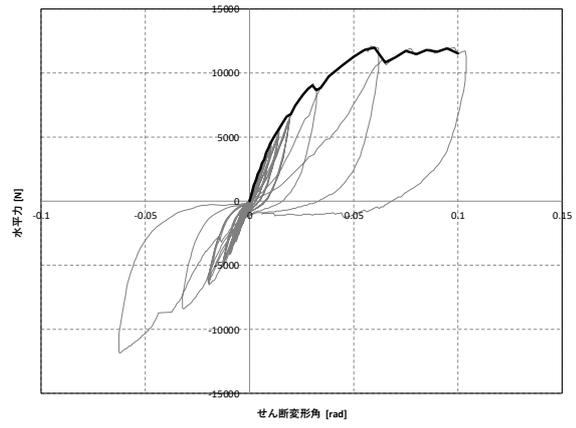
構面試験体について、それぞれの代表変位(#1)を試験体高さ H (F、F+M : 2885mm、M : 1030mm) で除し、せん断変形角を得た。小壁型(M)、軸組型(F)、軸組+小壁型 (FM) の荷重-せん断変形角関係を図 3.2.4-1 に示す。また、試験体の変形の様子を写真 3.2.4-1 に示す。いずれの試験体も 1/15rad に至るまで概ね耐力低下や明確な破壊を生じることが無かった。土壁を有する試験体では終局に至るまで土壁にせん断ひび割れ等は生じず、土壁チリ部で圧縮破壊が進展した。

小壁型 (M) では、1/12rad 程度の引き加力時に左柱柱脚支点部で柱の割裂破壊が生じた。

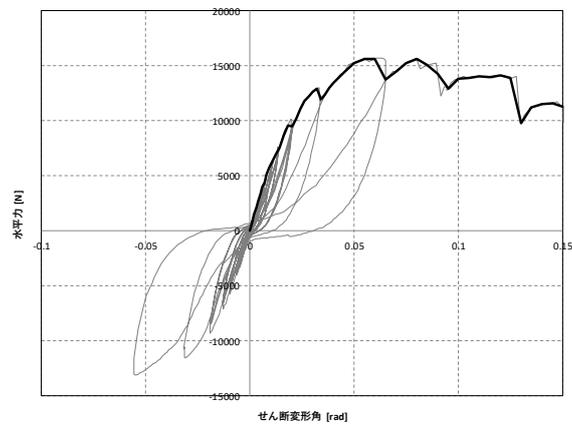
軸組+小壁型 (FM) では 1/8rad 程度の時、左柱柱頭部のほぞを起点とする柱の割裂破壊が生じた。



小壁型 (M)



軸組型 (F)



軸組+小壁型 (FM)

図 3.2.4-1 構面試験体の荷重-代表せん断変形角関係



軸組型 (F) 1/30



終局



軸組+小壁型 (FM) 1/30



終局



小壁型 (M) 1/30



終局

写真 3.2.4-1 試験体の変形の様子

3.3 構面試験に用いた接合部の回転実験

3.3.1 実験の目的

構面試験体の耐力を推定するために、そこに用いられる各種接合要素の耐力性能を評価する。

3.3.2 接合部試験体

図 3.3.2-1～2 に前項で述べた 3 種類の構面試験体に用いられる各接合部を取り出した 4 種の接合部試験体（以下「仕口試験体」とする）を示す(表 3.3.2-1)。試験体仕口の基本仕様は前項と同一である(表 3.2.2-3)。中柱に取り付く差鴨居雇い竿車知栓留め仕口を X 型、左右柱に取り付く差鴨居端部小根ほぞ差し込栓留め仕口を T 型、柱頭、柱脚の長ほぞ差し仕口をそれぞれ Ha, Hb 型と呼ぶ。

柱頭を再現した Ha 型では、構面試験体で 150×210 であったスギの桁を 150 角としている。これは、長ほぞの性能のみに頼った仕口であることから、接合部実験では長ほぞの長さとしのせいを合わせたことによる。また、柱脚を再現した Hb 型では、構面試験体でヒノキであった土台をスギとしている。これは、長ほぞの抵抗機構においてほぞに比べて柱側が十分強く、耐力発現機構に影響しないと考えられるため、入手が容易なスギを材料としたものである。

各試験体は 3 体ずつ（T 型は加力方向を違えて計 6 体）試験を行った。なお、仕口試験体名は X-1、X-2、X-3 のように「試験体記号-試験体番号」とする。

表 3.3.2-1 試験体仕様

形状分類	試験体概要	試験体記号	数量
仕口	中柱仕口（雇い竿車知、両差し）	X	3
	側柱仕口（小根ほぞ込栓、片差し）	T	6
	柱頭仕口（長ほぞ、片差し）	Ha	3
	柱脚仕口（長ほぞ、片差し）	Hb	3

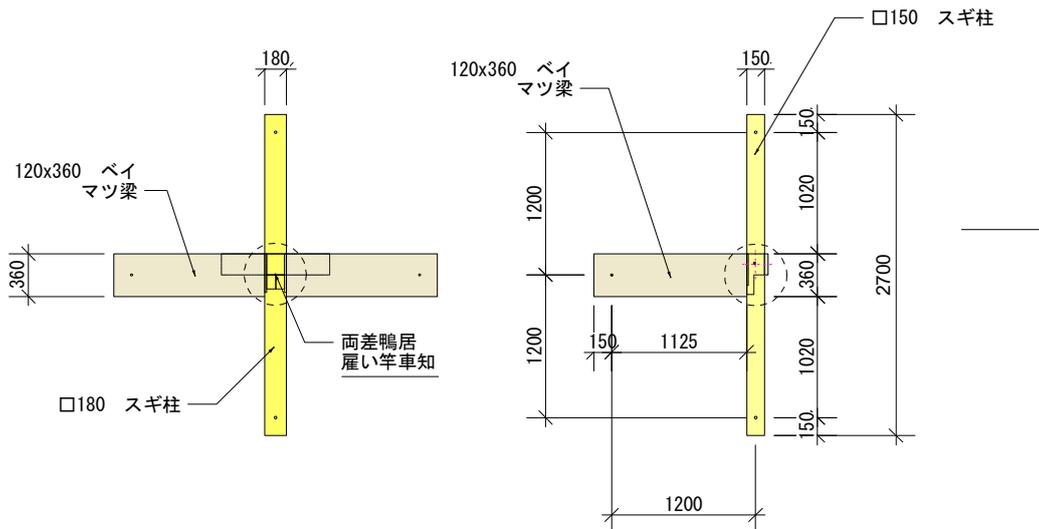


図 3.3.2-1 仕口試験体 (X 型、T 型)

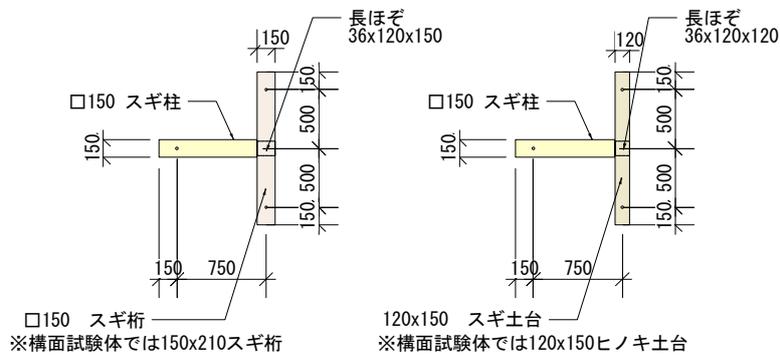


図 3.3.2-2 仕口試験体 (Ha,Hb 型)

3.3.3 試験方法

(1) 試験概要

実験は京大生生存圏研究所木質材料実験棟で実施した。実験方法を図 3.3.3-1～図 3.3.3-2 に、実験の様子を写真 3.3.3-1 に示す。仕口試験体は鋼製治具を用いて各部材端部をピン支持し、試験体頂部（柱頭）を水平に加力し正負交番繰り返し载荷を行った。加力点の水平変位を制御変位として変位制御による加力とした。

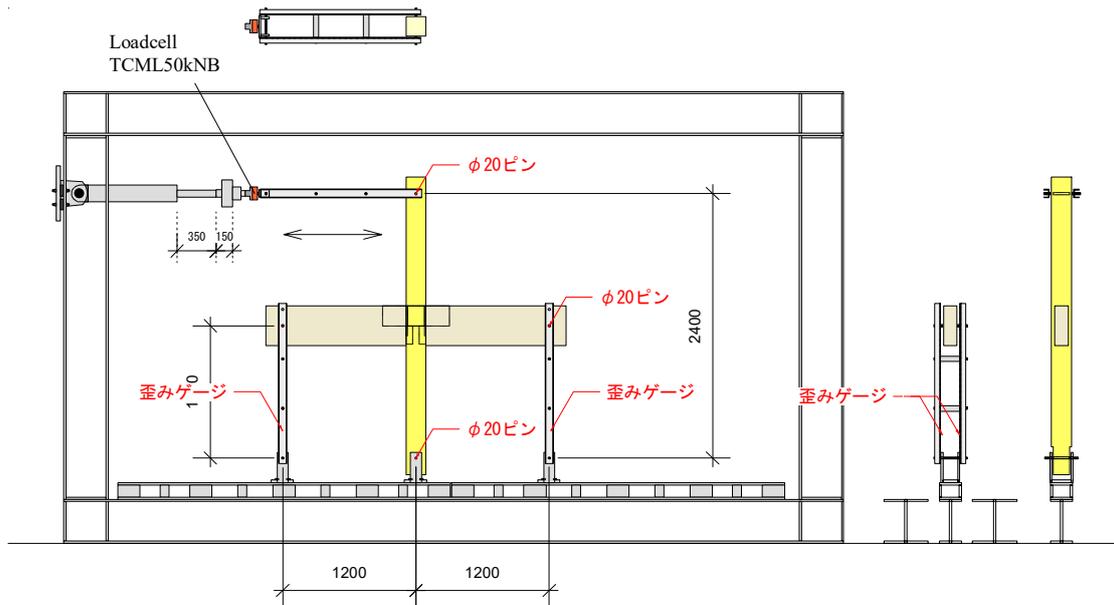


図 3.3.3-1 仕口試験体設置状況 (X,T 型)

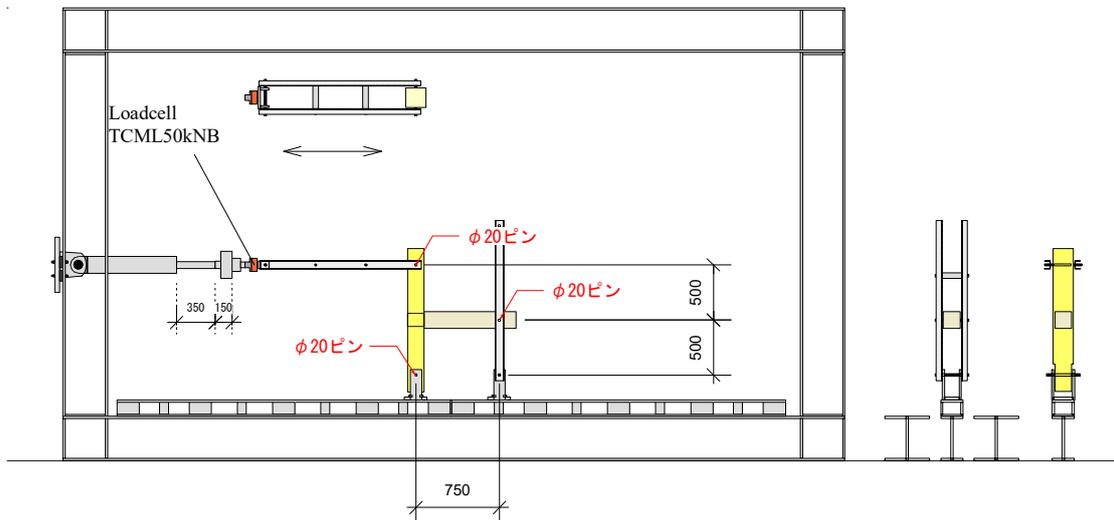


図 3.3.3-2 仕口試験体設置状況 (Ha,Hb 型)



要素試験 (T 型)



要素試験 (X 型)



仕口試験体変位計

写真 3.3.3-1 仕口試験体設置状況

(2) 加力計画

表 3.3.3-1 に示す変形角を目標として正負交番繰り返し加力を行った。なお、1/10 rad. は引き側のみ 1 回加力とした。

表 3.3.3-1 目標変形角 (rad.)

目標変形角	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15	最終
繰り返し回数	3	3	3	3	3	3	3	1	1	1 (引側のみ)

(3) 計測計画

計測計画を図 3.3.3-3 に、計測チャンネルリストを表 3.3.3-2～表 3.3.3-4 に示す。

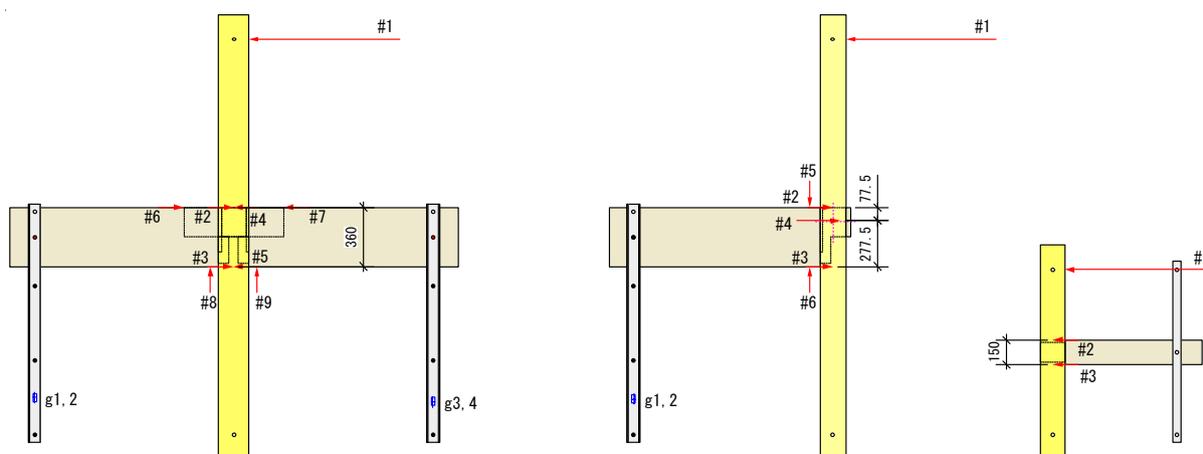


図 3.3.3-3 仕口試験体の計測計画 (左より、X、T、Ha(Hb))

表 3.3.3-2 仕口試験体 X 型の計測チャンネルリスト

CH 番号	計測項目	計測機器 (全て東京測器)
#0	代表水平荷重	TCLM50kNb
#1	水平代表変位	DP-500e
#2	左梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#3	左梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#4	右梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#5	右梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#6	左梁-雇いぼぞ水平相対変位	CDP-50
#7	右梁-雇いぼぞ水平相対変位	CDP-50
#8	左梁-柱鉛直相対変位	CDP-50
#9	右梁-柱鉛直相対変位	CDP-50
g1	左支持鉄骨軸方向ひずみ 1	PFL-20-11-5LJC-F
g2	左支持鉄骨軸方向ひずみ 2	PFL-20-11-5LJC-F
g3	右支持鉄骨軸方向ひずみ 1	PFL-20-11-5LJC-F
g4	右支持鉄骨軸方向ひずみ 2	PFL-20-11-5LJC-F

表 3.3.3-3 仕口試験体 T 型の計測チャンネルリスト

CH 番号	計測項目	計測機器 (全て東京測器)
#0	代表水平荷重	TCLM50kNb
#1	水平代表変位	DP-500e
#2	梁上-柱水平相対変位	SDP-100
#3	梁下-柱水平相対変位	SDP-100
#4	込栓位置梁-柱鉛直相対変位	CDP-50
#5	梁-柱鉛直相対変位(上)	CDP-50
#6	梁-柱鉛直相対変位(下)	CDP-50
g1	支持鉄骨軸方向ひずみ 1	PFL-20-11-5LJC-F
g2	支持鉄骨軸方向ひずみ 2	PFL-20-11-5LJC-F

表 3.3.3-4 仕口試験体 Ha,Hb 型の計測チャンネルリスト

CH 番号	計測項目	計測機器 (全て東京測器)
#0	代表水平荷重	TCLM50kNb
#1	水平代表変位	DP-500e
#2	梁上-柱水平相対変位	CDP-50
#3	梁下-柱水平相対変位	CDP-50

3.3.4 試験結果

仕口試験体については、接合部において梁部材に取り付けた水平変位計による柱との相対変位の差分を変位計間距離で除し、接合部回転角 θ を計算した。また、水平力と柱の支点間距離の積により、仕口のモーメント M を算出した。

図 3.3.4-1～図 3.3.4-4 に各試験体の $M-\theta$ 関係を示す。

X 型は押し引き加力で抵抗要素が同一であるが、正負の履歴形状には違いが見られる。負側履歴では前サイクル時の最大変位点に指向しない。これは、正側加力時に雇い竿が引張を受けると閉じる側の梁においても引張力が伝達され、車知に損傷と残留変形が生じるためと考えられる。

T 型については正負の履歴が大きく異なる。図 3.2.4-4 において、第 1 象限が仕口上部が開く側、第 3 象限が仕口上部が閉じる側に対応する。これは仕口上部が閉じる側の加力時には込栓が引張抵抗するが、開く側の加力時には込栓はほとんど働かずモーメント抵抗が小さいためである。また、今回の試験条件では柱の支持鋼を拘束していないために、大変形時に桁から柱が引き抜ける変形が生じると残留変形となり履歴性状に影響した。

Ha,Hb 型も長ほぞ仕口であるため、正負の極性は本来小さいものと考えられる。しかし今回の試験体はほぞの側面に沿って幅の大きな背割りを有していた。これにより、ほぞの片面では見かけの圧縮面積が 6 割程度に小さくなっているものもあった。背割りはほぞの横圧縮座屈破壊を生じさせることがあり、この影響によって Ha,Hb 型では正負の履歴性状が異なる結果となった。なお、ほぞの背割り位置は試験体によって向きを変えて設置した。

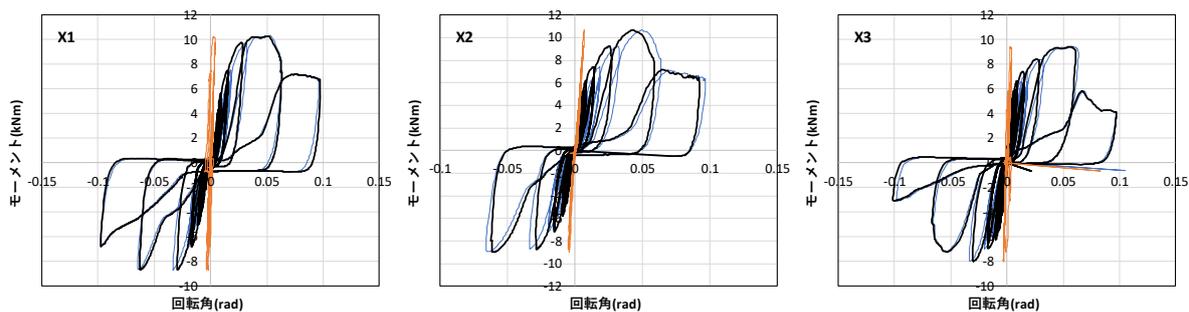


図 3.3.4-1 両差し雇い竿車知 (X 型) 仕口試験体 M- θ 関係

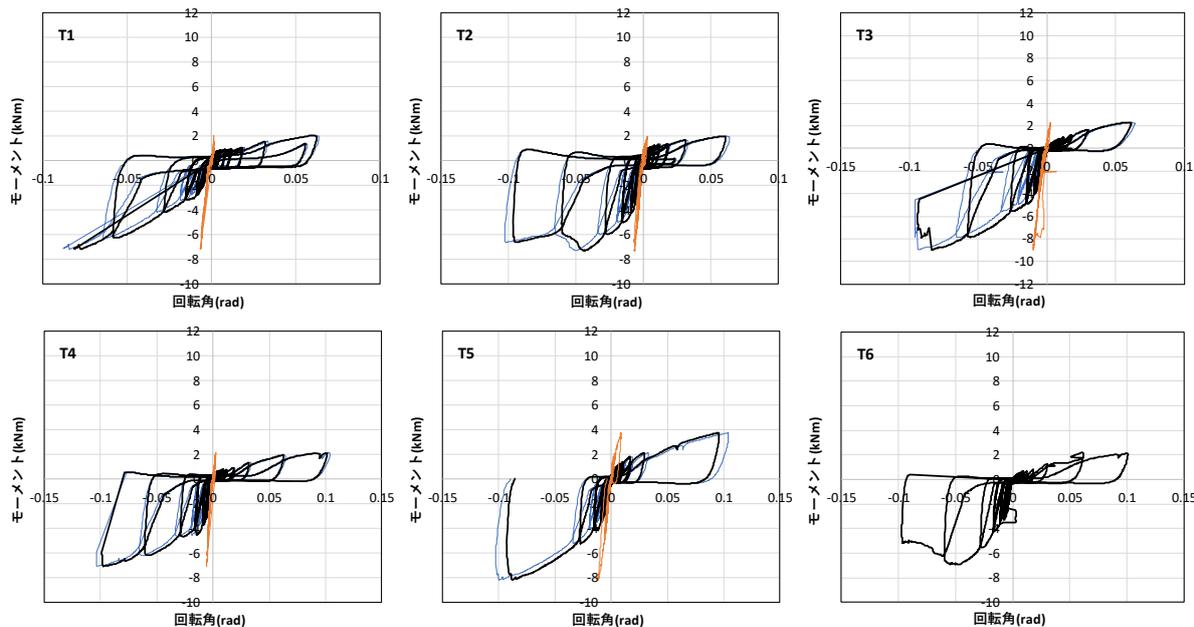


図 3.3.4-2 片差し小根ほぞ差込栓留め (T 型) 仕口試験体 M- θ 関係

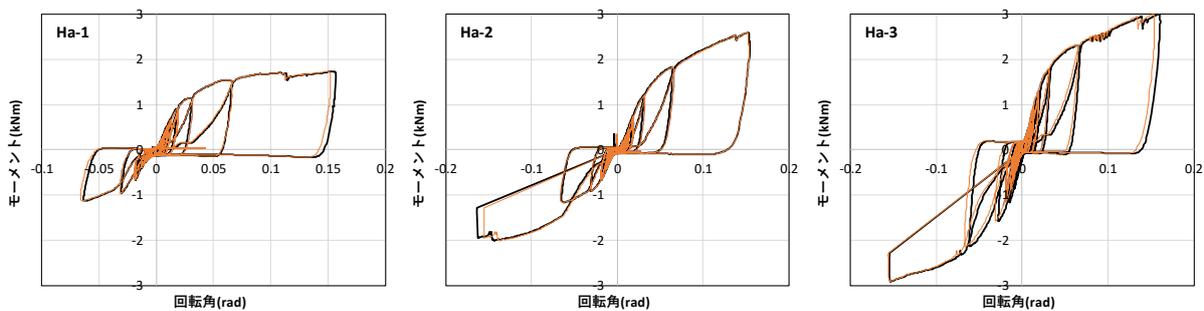


図 3.3.4-3 柱頭長ほぞ差 (Ha 型) 仕口試験体 M- θ 関係

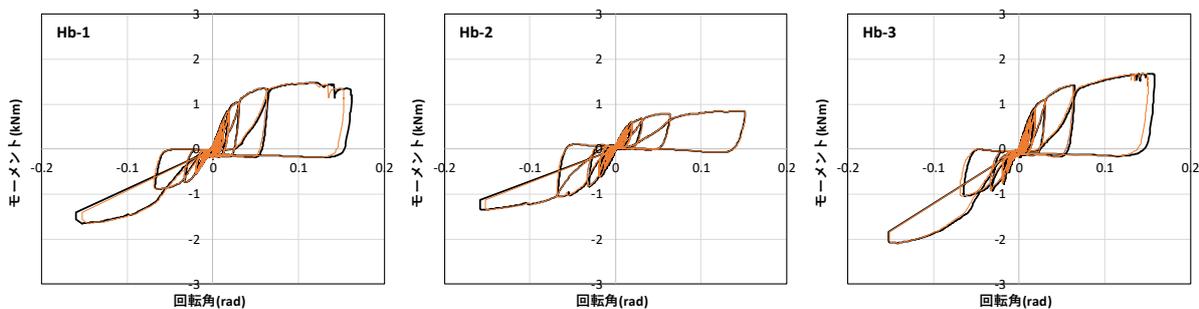


図 3.3.4-4 柱脚長ほぞ差 (Hb 型) 仕口試験体 M- θ 関係

X,T型については、梁端の支持鋼にひずみゲージを添付し、軸方向ひずみ ε を計測した。T試験体において、鋼材断面Aと鋼材ヤング係数Eを用いて鉛直反力Vを下式によって算出した。

$$V=A \times E \varepsilon$$

この鉛直反力Vに接合部中心までの距離をかけることでモーメントを算出し、外力モーメントと比較すると精度良く一致した。このため、この鋼材ひずみ計測値を用いてX型仕口における左右梁の負担モーメントを別個に算出した。算出結果を図3.3.4-5に示す。図中青線が右梁、赤線が左梁の梁端負担モーメント（柱心換算値）であり、両者を足し合わせると外力モーメントと精度良く一致する。

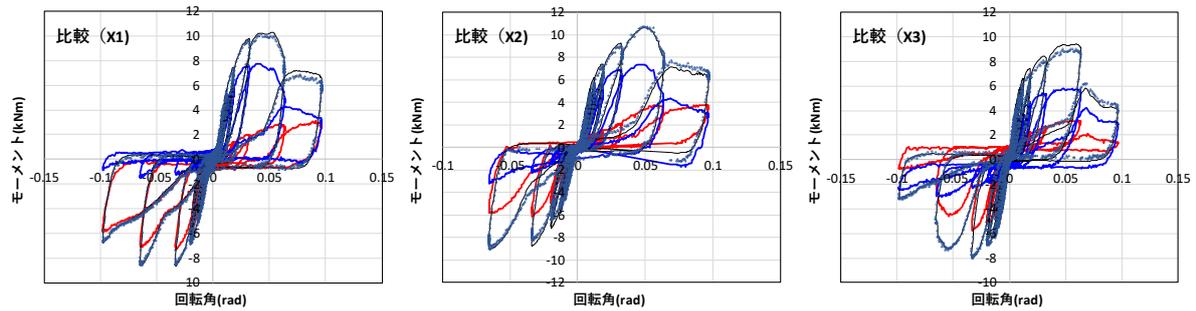


図 3.3.4-5 ゲージから算出した左右梁の負担モーメント (X型)

図 3.3.4-6 に各試験体 M- θ 関係の包絡線を示す。X 型については引き加力時(第 1 象限) : X_all と、左右の梁端モーメント : X_r, X_l を示した。T 型については仕口上部が閉じる側(正側)と開く側(負側)をそれぞれ第 1 象限において示した。Ha, Hb 型について各条件 3 体の試験結果包絡線のうち 2 体はほぞの背割りが上向き、1 体はほぞの背割りが下向きに配置された結果である。同条件の試験結果包絡線の同一変形角時の値の平均値を取り、平均化曲線を算出し、図中に重ねて示した。

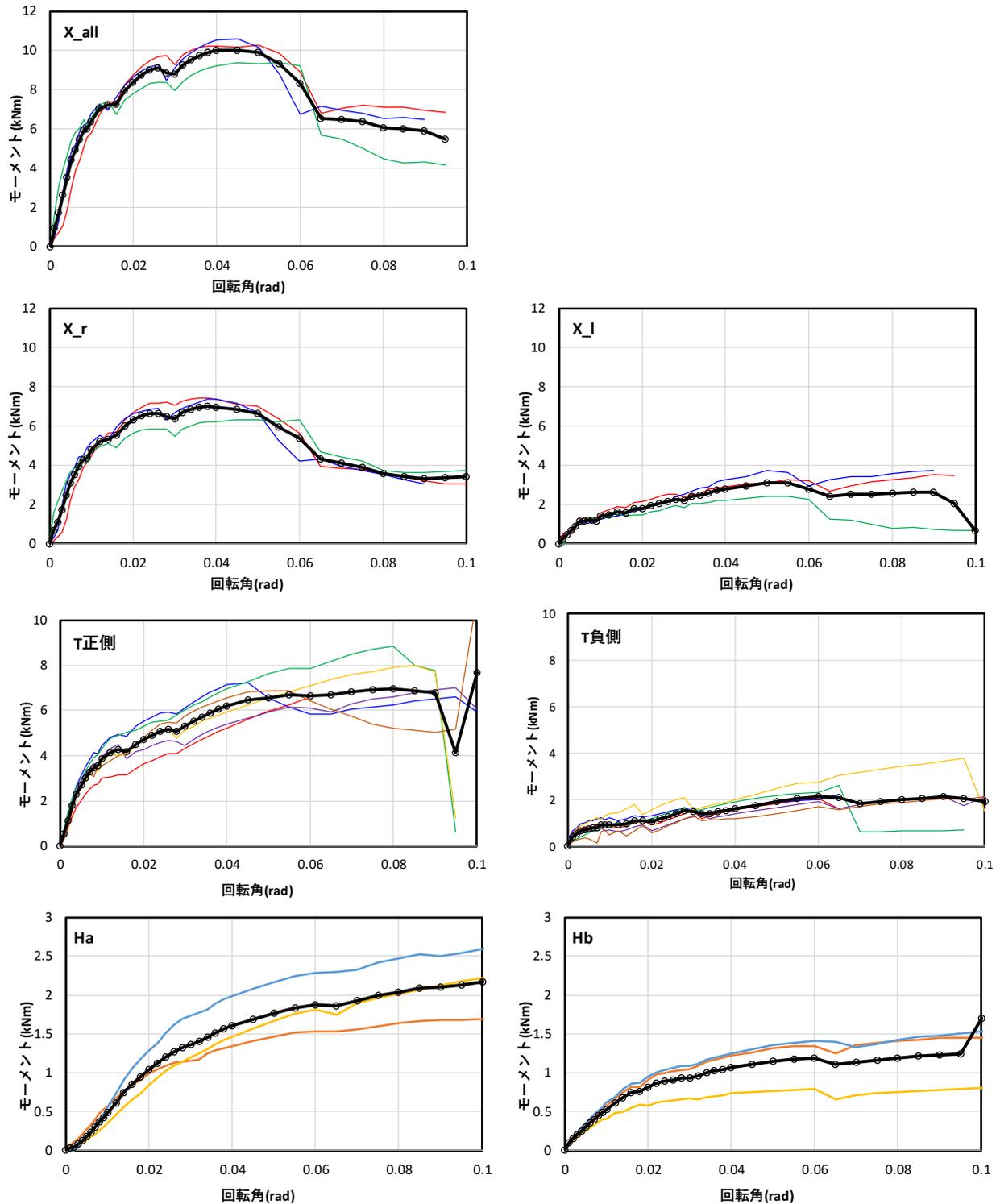


図 3.3.4-6 各試験体 M- θ 関係の包絡線と平均化曲線

表 3.3.4-1 に各試験体平均化包絡線の各変形角時の値を示し、図 3.3.4-7 にそれらの曲線を比較した。特に、X 型の雇い竿が引張を受ける側の梁(X_r)の曲線と T 型体の込栓が引張を受ける側 (T_n) の負曲線、および X 型の雇い竿が引張を受けない側の梁(X_l)の曲線と T 型の込栓が引張を受けない側 (T_p) の曲線がそれぞれ似通った値を示した。これは、今回の仕口試験体において、竿車知の引張抵抗メカニズムと込栓の引張抵抗メカニズムが大差無い抵抗性能を持っていたことを示す。

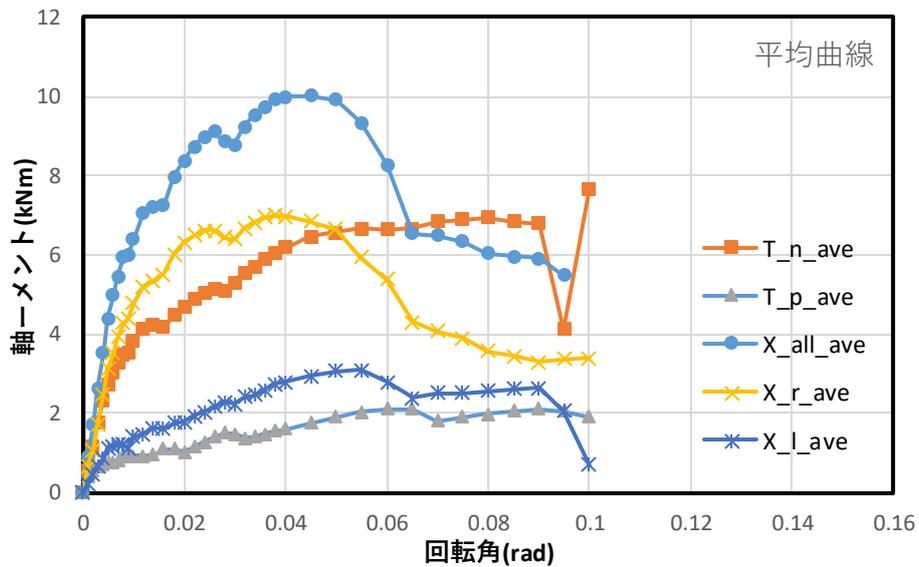


図 3.3.4-7 各試験体 M-θ 関係の平均化包絡線の比較

表 3.3.4-1 各試験体平均化包絡線の各変形角時の値

	[rad]	0	1/200	1/100	1/75	1/50	1/30	1/20	1/15
X_all	[kN.m]	0	4.41	6.39	7.17	8.39	9.44	9.92	6.52
X_l_ave	[kN.m]	0	1.13	1.39	1.57	1.77	2.45	3.07	2.43
X_r_ave	[kN.m]	0	3.12	4.77	5.29	6.31	6.76	6.65	4.22
T_正側	[kN.m]	0	0.75	0.91	0.94	1.03	1.40	1.90	2.01
T_負側	[kN.m]	0	2.71	3.84	4.21	4.70	5.65	6.57	6.72
Ha	[kN.m]	0	0.18	0.49	0.70	1.04	1.44	1.76	1.88
Hb	[kN.m]	0	0.29	0.53	0.66	0.82	0.98	1.14	1.11

3.4 構面試験結果の考察

3.4.1 構面試験：軸組型（F）の接合部試験からの推定

構面試験：軸組型(F)において柱の曲げ変形を無視し、接合部試験結果から類推して構面のせん断力Qを求める検討を行った。接合部のモーメント抵抗のみがせん断抵抗要素と考えると、構面のせん断力Qは特定変形角時の接合部モーメントを累加することで求めることができる。

$$Q = Q_j \quad Q_j: \text{接合部のモーメント抵抗に由来するせん断力}$$

$$Q_j = \sum m_j / H \quad \sum m_j: \text{接合部の負担モーメントの総計}$$

H: 構面高さ(ここでは 2865mm)

表 3.3.4-1 に示した各接合部の平均化包絡線の値を用いて構面試験体：軸組型（F）の荷重-せん断変形角関係を推定し、構面試験結果と比較した。各仕口の特定変形角時のモーメント抵抗をそれぞれ、A:X型、B:T型正側、C:T型負側、D:Ha(柱脚)、E:Hb(柱頭)とすると、軸組型（F）のモーメント抵抗成分はA+B+C+3×D+3×Eであらわすことができる。したがって、これらを累加し、構面高さで除すことで構面のせん断抵抗力を算出した。結果を図 3.4.1-1、表 3.4.1-1 に示す。

接合部の積算値は構面試験結果と初期において非常に良く一致した。一方で、大変形時にやや下回る値となった。この原因として、写真 3.4.1-1 に示す様に、大変形時に差鴨居が両側の柱に挟まれて突っ張ることにより、差鴨居の対角線方向に軸抵抗が働くことを考慮していないことが考えられた。図 3.4.1-1 中に軸組型（F）の試験結果と接合部の積算結果の差分を示すが、これが差鴨居の軸抵抗成分となる。

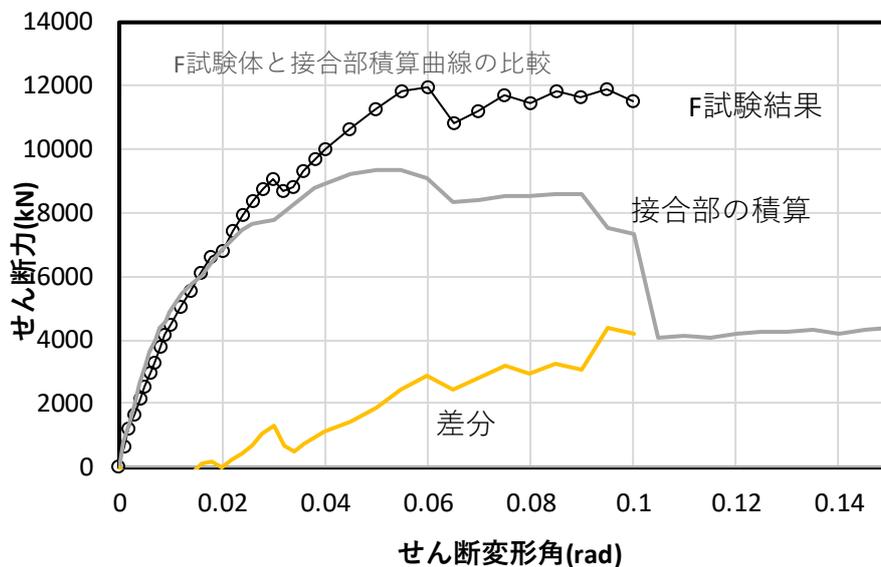


図 3.4.1-1 軸組型（F）の試験結果と接合部の総和との比較

表 3.4.1-1 軸組 (F 型) の接合部抵抗成分の積算

	要素試験体					軸組試験体	
	A	B	C	D	E	A+B+C+ 3×D+3×E	$\Sigma m_j/H$ (=2.895m)
	T_p_ave	T_n_ave	X_all_ave	Ha_ave	Hb_ave	M 積算	Q 換算値
	[kN. m]	[kN. m]	[kN. m]	[kN. m]	[kN. m]	[kN. m]	[N]
	0	0	0	0	0	0	0
1/200	0.75	2.71	4.41	0.18	0.29	9.30	3211.8
1/100	0.91	3.84	6.39	0.49	0.53	14.18	4899.7
1/75	0.94	4.21	7.17	0.70	0.66	16.40	5665.5
1/50	1.03	4.70	8.39	1.04	0.82	19.69	6800.7
1/30	1.40	5.65	9.44	1.44	0.98	23.74	8201.5
1/20	1.90	6.57	9.92	1.76	1.14	27.11	9365.8
1/15	2.01	6.72	6.52	1.88	1.11	24.23	8370.3



写真 3.4.1-1 大変形時の差鴨居の柱間での突っ張り抵抗の様子

3.4.2 構面試験：小壁型 (M) の接合部試験からの推定

構面試験：小壁型 (M) においても、柱の曲げ変形の影響を無視し、接合部試験結果からの推定を試みた。このとき、接合部に由来する構面のせん断力 Q_j と小壁の抵抗に由来する構面のせん断力 Q_w 、および差鴨居の軸抵抗成分に由来する構面のせん断力 Q_n は独立に考えることができるものとする。 Q_j 、 Q_w はそれぞれ下記で計算できる。

$$Q = Q_j + Q_w + Q_n$$

$$Q_j = \Sigma m_j / H$$

Σm_j : 接合部の負担モーメントの総計

H : 構面高さ (ここでは 1030mm)

$$Q_w = Q_u \times W \times h / H$$

Q_u : 土壁の基準せん断力 (文化財指針による)

W : 土壁長さ (ここでは柱の芯々距離=3.84m)

h : 土壁正味高さ (ここでは桁と差鴨居の芯々距離=750mm)

H : 構面高さ(ここでは 1030mm)

また差鴨居の軸抵抗成分 Q_n について、3.4.1 で求めた軸抵抗成分を Q_{nf} とすると、小壁におけるせん断力換算値 Q_{nw} は、壁高さの比率に応じて下記の式で求められる。

$$Q_{nw} = Q_{nf} \times H_f / H_w$$

Q_{nw} : 小壁試験体における差鴨居の軸抵抗によるせん断力
 Q_{nf} : 軸組試験体における差鴨居の軸抵抗によるせん断力
 H_w, H_f : それぞれ小壁、軸組の構面高さ(ここでは 1030mm, 2865mm)

各仕口のモーメント抵抗をそれぞれ、A:X 型、B:T 型正側、C:T 型負側、D : Ha(柱脚)、E:Hb(柱頭)とすると、小壁 (M 型) のモーメント抵抗成分は A+B+C+3×E であらわすことができる。したがって、これらを累加し、構面高さで除すことで軸組のせん断抵抗力を算出した。

土壁の基準せん断力 Q_w について、図 3.4.2-1 に示す様に、参考文献によれば、小壁の高さは基本耐力性能に影響を示さないことが読み取れる。このため、ここでは重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領(以下文化財指針)に基づく伝統的木造建築物構造設計指針・同解説の全面土壁の骨格曲線を元に仮定した(図 3.4.2-2)。すなわち、

$$\tau = (\tau_0 + C_2 \gamma) \left(1 - e^{-\frac{C_1 \gamma}{\tau_0}} \right) \quad : \text{土塗り壁のせん断応力度}$$

ここで $\tau_0 = 0.05092 \text{ (N/mm}^2\text{)}$, $C_1 = 14.87 \text{ (N/mm}^2\text{/rad.)}$, $C_2 = 1.782 \text{ (N/mm}^2\text{/rad.)}$

※最大応力後、1/15rad 時に耐力が半分に低下する。

文化財指針に基づく小壁試験体の土壁耐力性能を表 3.4.2-1 に示す。ただし、土壁厚=70mm、土壁長=3.84m(柱芯々距離)とした。

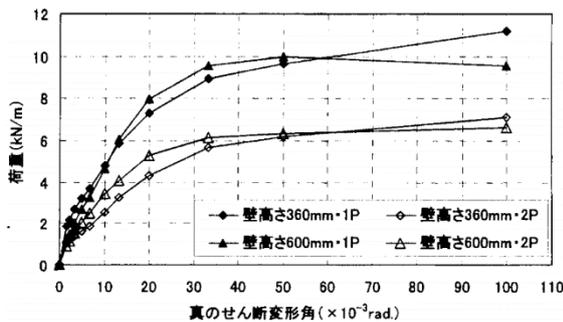


図 4 荷重-変形角包絡曲線(土壁)

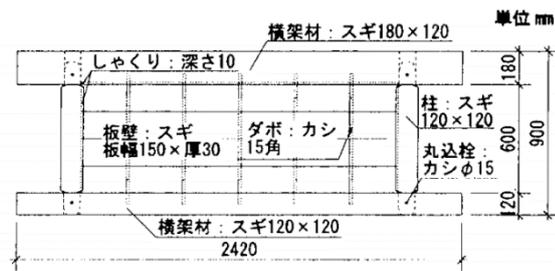


図 1 落とし込み板壁試験体

図 3.4.2-1 早崎ら：差鴨居構法の強度性能に関する研究：

その 11 各種小壁の面内せん断実験 建築学会大会梗概 2011

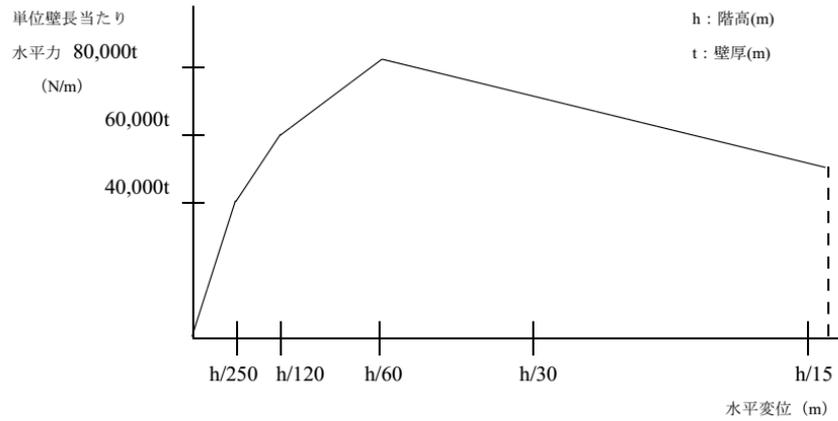


図 3.4.2-2 文化財指針における全面土塗り壁の基本骨格曲線

表 3.4.2-1 土壁基準せん断力 ${}_uQ_w$ の骨格曲線 (土壁厚=70mm)

	0	1/200	1/100	1/75	1/50	1/30	1/20	1/15	1/10
[rad]	0	0.005	0.010	0.013	0.020	0.033	0.050	0.067	0.100
${}_uQ_w$ [N/m]	0	3215.6	4552.4	5221.7	5525.3	4666.6	4629.3	2800.0	933.3

接合部モーメントに基づくせん断力 Q_j 、土壁のせん断抵抗に基づくせん断力 Q_w 、および差鴨居の軸抵抗力成分に基づくせん断力 Q_f を同一変位ごとに足し合わせることで構面試験：小壁型 (M) のせん断力-変形角関係を推定した。構面試験：小壁型 (M) の結果と比較したものを図 3.4.2-3 に示す。 $Q_j+Q_w+Q_f$ の総和曲線は大変形時の耐力がやや異なるものの、試験結果と良い対応を示す様に見える。大変形時が異なる原因として、小壁型 (M) では柱の柱脚-柱頭支点間距離が短いため、差鴨居軸力成分がより強く働く事が考えられる。

以上のように、小壁型 (M 型) においても各抵抗要素の重ね合わせは概ね成立することが確認された。またこの検討によれば、接合部の耐力性能は土壁の耐力と初期において同程度の耐力負担であり、1/15rad 時には土壁の 2 倍に相当する耐力を負担している事が示された。

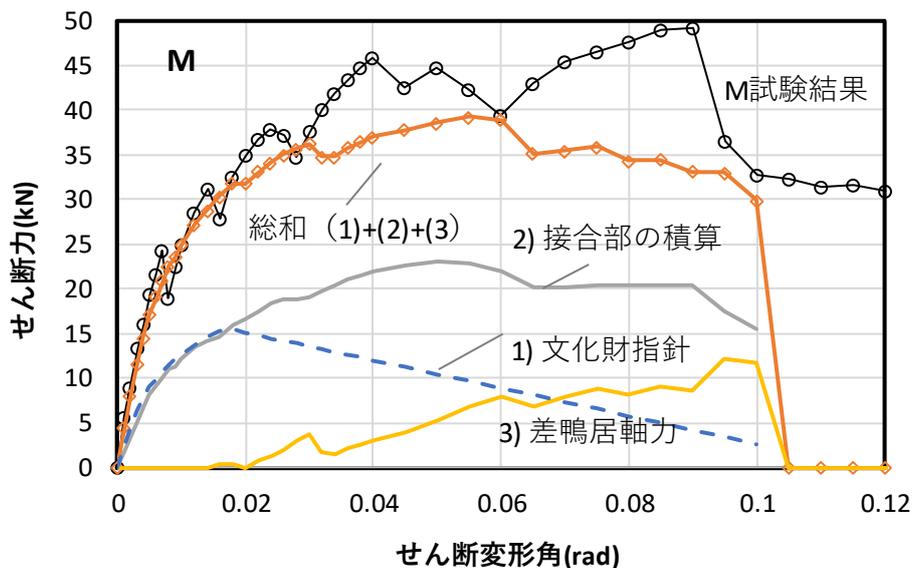


図 3.4.2-3 小壁型(M)の試験結果と各成分との比較

表 3.4.2-2 小壁型 (M) における各抵抗成分の積算

		0	1/200	1/100	1/75	1/50	1/30	1/20	1/15	1/10
	[rad]	0	0.005	0.01	0.013333	0.02	0.033333	0.05	0.066667	0.1
Q _j	[N]	0	8169	12232	14008	16735	20192	22991	20291	15613
Q _w	[N]	0	8991	12729	14309	15136	13048	10439	7829	2610
Q _n	[N]	0	0	0	0	0	1557	5203	7113	11661
Q	[N]	0	17160	24961	28318	31872	34797	38633	35232	29884

3.4.3 構面試験：小壁＋軸組型 (FM) の接合部試験からの推定

構面試験：小壁＋軸組型 (FM) についても、同様に各成分がそれぞれ独立に、見かけのせん断変形角に応じた耐力負担するものとして接合部の負担せん断力 Q_j、文化財指針に基づく土壁の負担せん断力 Q_w、差鴨居の軸抵抗成分 Q_n を足し合わせ、試験結果と比較する検討を行った。それぞれの成分は下記の式で求められる。

$$Q = Q_j + Q_w + Q_n$$

$$Q_j = \Sigma m_j / H$$

Σm_j : 接合部の負担モーメントの総計

H : 構面高さ (ここでは 2865mm)

$$Q_w = \sigma_w \times W \times h / H$$

σ_w : 土壁の基準せん断力 (文化財指針による)

W : 土壁長さ (ここでは柱の芯々距離=3.84m)

h : 土壁正味高さ (ここでは桁と差鴨居の芯々距離=750mm)

H : 構面高さ (ここでは 2865mm)

$$Q_n$$

3.4.1 の検討で求めた差鴨居の軸抵抗によるせん断力成分値

図 3.4.3-1 に示す様に、本試験条件においては初期において累加算定値が試験値を大きく上回り、適合性が低い結果となった。

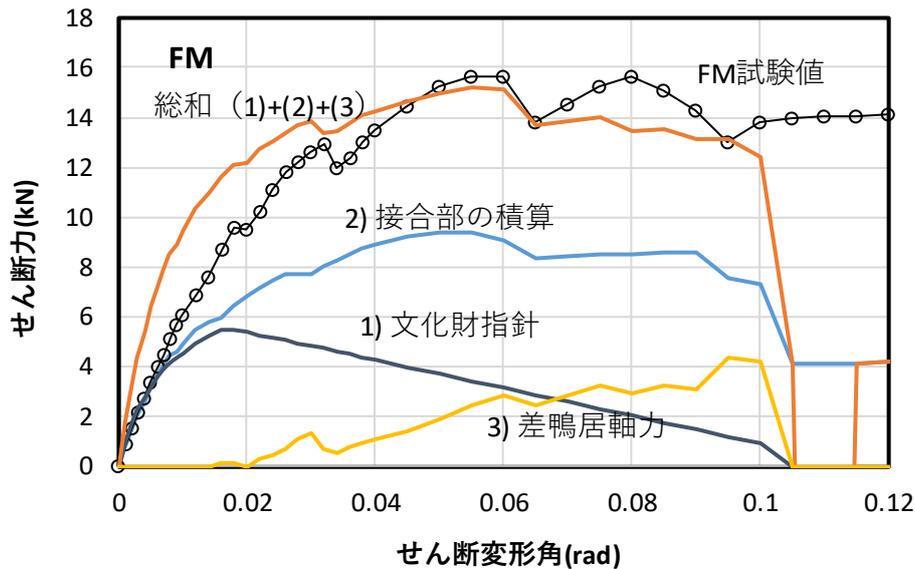


図 3.4.3-1 軸組+小壁型 (FM) の試験結果と各成分との比較

この原因を調べるために、構面試験の軸組型 (F) と軸組+小壁 (FM) の柱の曲げ変形に注目した。図 3.4.3-2 に各変形角時の両側柱の水平変位実測値の拡大図を示す。図から見て取れるように、柱が軸組の外側に向けて変形する場合には逆方向位置の場合と比べて曲げ変形が大きい様子が見て取れる。

また、表 3.4.3-1 に示したように、小壁+軸組型 (FM) では柱の曲げ変形が軸組型 (F) と比べて大きい。このように、小壁+軸組型 (FM) では柱の曲げ変形が生じることにより構面全体の見かけのせん断変形角と小壁部のせん断変形角や各接合部の回転角との間に誤差が生じる。これは、単純な要素耐力の加算による重ね合わせが成り立たない事を示している。

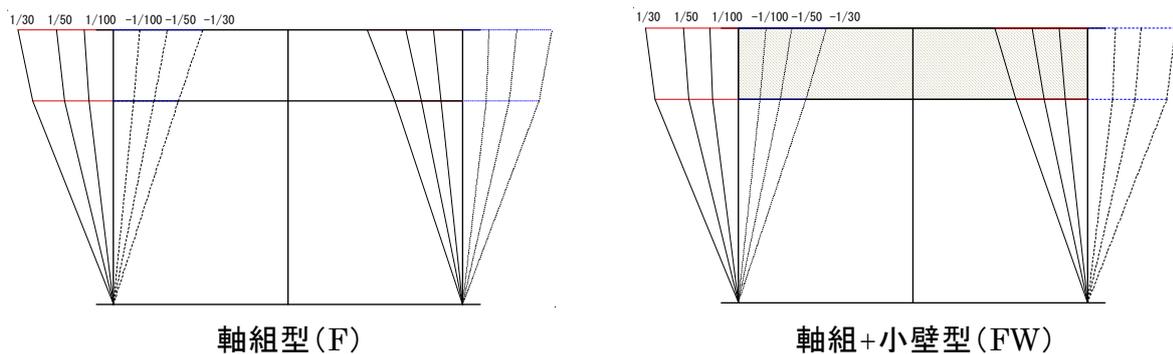


図 3.4.3-2 変形を 10 倍に拡大した柱の水平変位

表 3.4.3-1 特定変形角時の柱の水平変位

F	桁位置	左柱差鴨 居位置	右柱差鴨 居位置	FW	桁位置	左柱差鴨 居位置	右柱差鴨 居位置
1/100	30.25	-25.45	22.65	1/100	29.7	-26.7	23.25
-1/100	-27.4	21.3	-24.2	-1/100	-28.55	22.55	-25.9
1/50	59.4	-50.9	43.2	1/50	57.7	-51.55	45.05
-1/50	-56.5	42	-48.8	-1/50	-55.6	43.3	-50.05
1/30	99.85	-83.9	70.8	1/30	97.1	-86.8	75.05
-1/30	-92.75	67.45	-79.45	-1/30	-91.75	70.05	-82.15

3.5 まとめ

本章では大きな断面の差鴨居を有する垂れ壁構面において、その耐力性能に単純な加算則が成立するかを確認するため、実大の構面水平載荷試験を実施した。併せて実施した接合部要素の回転試験の結果と比較して考察したところ、以下の事が明らかとなった。

- ・ 構面試験：軸組型（F）においては接合部の回転抵抗の重ね合わせで耐力性能を概ね推定可能である。しかし、差鴨居部材の軸抵抗成分など、大変形時に発現する耐力要素について検討が必要である。
- ・ 構面試験：小壁型（M）については、接合部の回転抵抗、差鴨居の軸抵抗の成分に加え、土壁のせん断抵抗成分を単純加算で重ね合わせることで良い精度で実験結果を推定可能であった。土壁のせん断抵抗成分は、伝統的木造建築物構造設計指針に示される、全面土壁の既往算定式による評価が可能であることが示唆された。
- ・ 構面試験：軸組+小壁型（FM）に関しては、単純な加算則は成立しない。これは、小壁付き構面においては部材の曲げ変形成分が大きく、見かけのせん断変形角と接合部や小壁付近の実際のせん断変形角とに差があるためと考えられる。

第4章 断面の大きい軸材料の傾斜復元力に関する検討

4.1 検討の目的

伝統的木造建築物、特に古代の建築物においては、図 4.1.1 に示すような、比較的太い柱において柱に上部から加わる鉛直荷重が柱の傾斜を減少させる側に働く、いわゆる柱傾斜復元力が、耐震性能に関わる重要な要素であると考えられている。

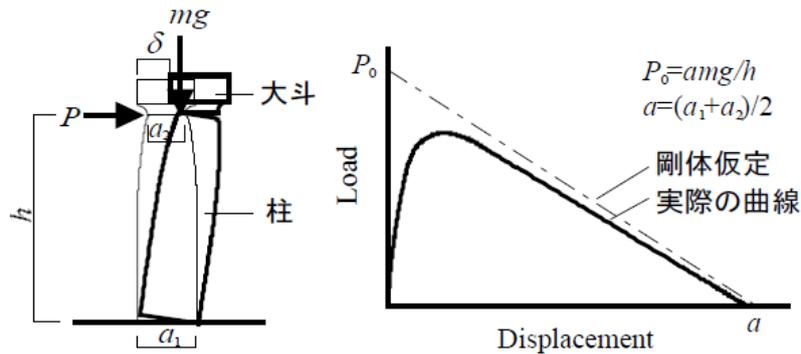


図 4.1.1 柱傾斜復元力の概念図

この柱傾斜復元力は、文化財建造物の耐震診断や補強設計で用いられているほか、新築の伝統的木造建築物で限界耐力計算などにおいて考慮される場合がある。実建物での設計用復元力特性を算出したふたつの例を示す。

図 4.1.2 に既存寺院の断面図を示す。江戸時代初期の建物で、桁行約 20m、梁間約 21.3m、棟高約 15.8m、入母屋造り、本瓦葺きの建物である。総重量は 292t、小屋組重量は 177t、柱高さが約 4.3m、柱断面は約 200×200mm である。図 4.1.3 は桁行方向の設計用復元力特性を示しており、全体の復元力特性に占める柱の傾斜復元力特性の割合は、1/100rad 時で 27.2% (補強後：15.2%)、1/50rad 時で 14.0 (補強後：7.2%) %、1/30rad 時で 7.6% (補強後：3.8%)、約 1/20rad で負側に移行した。

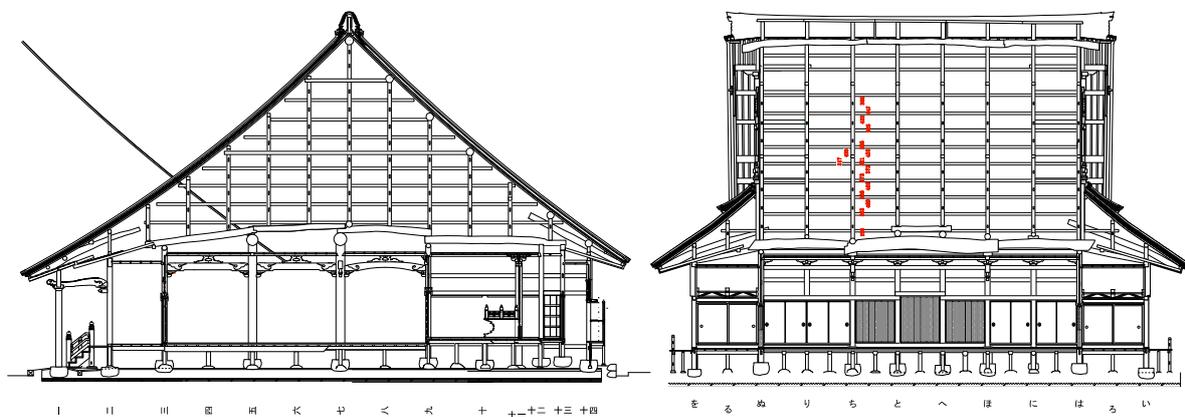


図 4.1.2 既存寺院の断面図 (左：梁間／右：桁行)

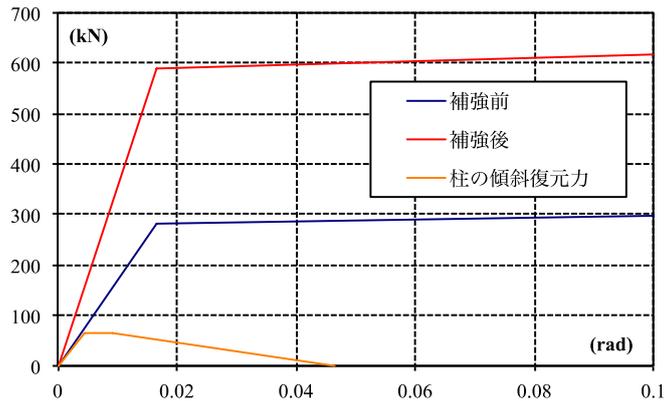


図 4.1.3 桁行方向の設計用復元力特性

図 4.1.4 に兵庫県に新築された三重塔の断面図を示す。総高約 25m、塔身高さ約 17m の木造三重塔である。初重の階高は 3,511mm、柱断面は $\phi 364\text{mm}$ 、総重量は 108.38t で、初重の重量は 39.63t である。図 4.1.5 は設計用の復元力特性を示しており、全体の復元力特性に占める柱の傾斜復元力特性の割合は、1/100rad 時で 40.1%、1/50rad 時で 35.1%、1/30rad 時で 27.2%、1/15rad 時で 13.5%、1/10rad 時で 1.5%であった。

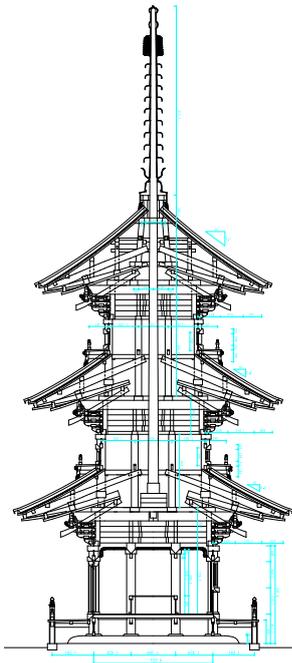


図 4.1.4 三重塔断面図

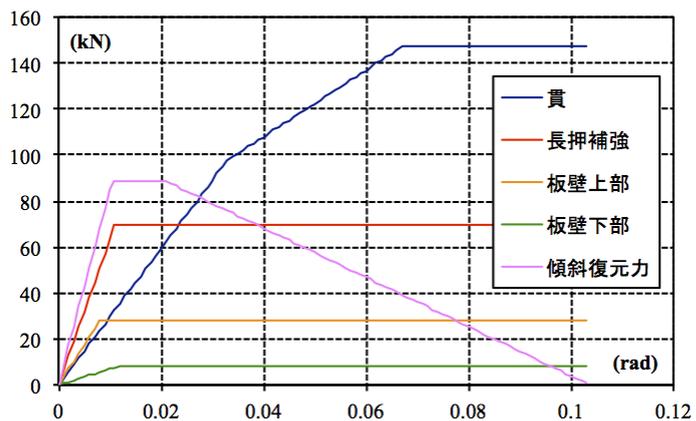


図 4.1.5 三重塔の初重における設計用復元力特性

このように、柱傾斜復元力が建築物の層のせん断耐力に占める割合は、柱長に対する柱径の比や、その比の大きい柱が負担している鉛直荷重の大きさによって変化する。

また、柱傾斜復元力については、柱が建築物内で剛体回転に近い動きをする単純な場合でも種々の条件下での荷重変形関係が必ずしも明らかになっていない、壁量計算等を行って仕様規定により建てられる木造建築物では考慮されない、柱の曲げ変形を伴うような実

際の建築物での挙動については不明な点も多い、といった検討課題がある。それぞれの課題について詳述すると次の通りである。

(1) 負担面積と柱軸力

壁量計算においてこの柱傾斜復元力を考慮する方法としては、柱径、柱長および柱軸力から略算的に算出される柱傾斜復元力による許容耐力を等価な壁量に置換し、施行令第46条の壁量に相当するものとして追加することが考えられる。しかしながら、仕様規定による木造建築物においては、柱軸力を簡易に柱の負担面積等から推定することが必要となる。

(2) 建築物内での実際の挙動

実際の建物内では壁等が取り付くことによる柱軸力の変動が生じ、また、柱の径がさほど大きくない場合には、垂れ壁、腰壁等が取り付くことにより柱の曲げ変形が生じる。これらの影響について解析的に検討を加え、単純な累加が可能であるかどうかを確認する。

(3) 荷重変形関係

柱傾斜復元力の荷重変形関係についてはそれなりに実験的な研究^{1)~5)}があるが、柱の上部に木材の梁等がある場合、2階以上の柱で柱脚側にも木材がある場合など、条件によってどのように変化するかは必ずしも十分な知見がない。種々の条件下での荷重変形関係の把握のため、実験的な検討を行い、既往の計算式との照合を行う。

これらにより、柱傾斜復元力を考慮した木造建築物の構造設計法の提案に繋がる基礎資料を得ることが本検討の目的である。

参考文献

- 1) 坂静雄,「社寺骨組みの力学的研究(第1部 柱の安定復元力)」, 建築学会大会論文集, 1921年4月
- 2) 河合直人,「古代木造建築の柱傾斜復元力に関する模型実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991年9月
- 3) N. Kawai, “Column Rocking Resistance in Japanese Traditional Timber Buildings”, Proceedings of the International Wood Engineering Conference, 1996年10月
- 4) 林知行, 軽部正彦他,「古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その1, その2」日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998年9月
- 5) 前野将輝, 西塔純人, 鈴木祥之,「伝統木造軸組の実大実験による柱に加わる力の釣合関係と柱傾斜復元力特性の評価」, 日本建築学会構造系論文集 第615号 153-160, 2007年5月

4.2 負担面積を考慮した柱傾斜復元力の等価な壁量について

4.2.1 許容耐力と等価な壁量の考え方

図 4.1.1 において、柱径（大斗などの部材がある場合はその底面の幅、柱の上下で異なる場合は平均）を a 、柱高さを h 、柱の上部に加わる鉛直力を mg とした場合、最大耐力は、次式で与えられる。

$$P_{\max} = \alpha P_0 \quad (\text{式 4.2.1})$$

ただし α : 柱の断面形状、軸応力度、柱上下の部材などで決まる係数
($\alpha=0.7\sim 0.8$ 程度)

P_0 : 剛体仮定の場合のモーメントのつり合いから決まる最大耐力

$$P_0 = \frac{amg}{h}$$

上記の P_{\max} は最大耐力であり、耐力壁と同様に許容耐力 P_a を算出すると、柱のプロポーション等にもよるが、 $0.5P_{\max}$ 程度になると思われる。従って、許容耐力 P_a のおよその値は次のようになる。

$$P_a = 0.5\alpha P_0 = 0.5\alpha \frac{amg}{h} \quad (\text{式 4.2.2})$$

鉛直荷重（柱軸力） mg を正確に算出するには構造計算が必要となるが、仕様規定においては「係数 $K_1 \times$ 負担面積」により、 $0.5amg$ の概算値を算出することとし、得られた許容耐力を基準耐力 1.96kN で除したものが等価な壁量となる。例えば「柱の小径（大斗などの部材がある場合はその底面の幅、柱の上下で異なる場合は平均）が 18cm 以上の柱（または柱の小径を柱長さで除した値が $1/15$ 以上の柱）について、軸組の長さ \times 倍率に代わるものとして、係数 $K_1 \times$ 負担面積 \times (柱径 / 柱長) / 1.96 を加えることが出来る。」といった等価な壁量への置換が考えられる。

この係数 K_1 に含まれる α の値については、「4.4 柱の傾斜復元力特性の検証実験」でも示されているように、柱の上下が剛体で挟まれている場合には 0.7 から 0.9 程度の値、柱の上下が木材で挟まれている場合には、 0.4 から 0.6 程度の数値となる。柱が礎石の上に立ち、上部に木材がある場合には、その中間の数値になると考えられる。

負担面積については別途定義が必要であるが、正確な定義は難しい。また、係数 K_1 は、2 階建て以上になると、直上の重量以外に、当該柱が負担する上階からの荷重も考慮して決める必要があり、負担面積の定義と関連して正確に定めるのはやや難しいと思われる。単位面積当たりの重量についても、建築物の用途等に応じて設定を行う必要がある。

4.2.2 負担面積と上階からの荷重について

木造建築物の構造計算においては、通常、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017 年度版）」¹⁾（以下、「許容応力度設計」）に示されているように、梁の掛かり方を考慮して長方形に分割して負担面積を求める。仕様規定において梁の掛かり方を考慮することまではできない、という前提であれば、次のように隣接する柱との間の垂直二等分線で分割する方法が考えられる。

平面上の任意の点（の荷重）について、最も近い距離にある（下階の）柱に伝達されると仮定する。任意の2本の柱を結ぶ線分の垂直二等分線をつないだ形に分割される（図4.2.1参照）。梁の掛かり方によらず、柱配置のみから算出できるが、実際の荷重の流れとは異なり、また、柱配置が整然としていない場合に計算が複雑になる（図4.2.2参照）。

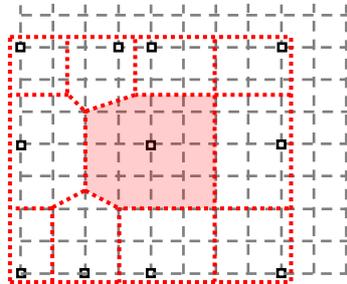


図 4.2.1 梁の掛かり方を考慮しない負担面積の算出方法

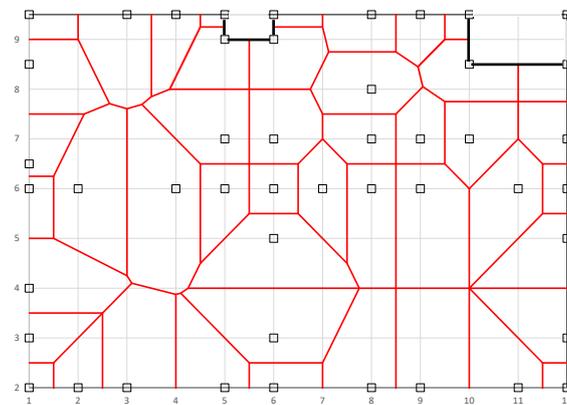


図 4.2.2 梁の掛かり方を考慮しない方法で求めた柱の負担面積（計算例）

上階からの荷重は、構造計算においては通常、「許容応力度設計」に示されているように、梁の掛かり方を考慮して上から落としていく。仕様規定において梁の掛かり方を考慮することができない、という前提であれば、簡易な方法として、上階の負担面積は下階の負担面積と同一であると仮定する方法が考えられる。

4.2.3 簡易な柱軸力算出方法の素案

前述の簡易な方法による場合、2階建ての1階、2階の柱軸力は次式で算出される。

$$N_1 = A_1 \times (W_1 + W_2) \quad (\text{式 4.2.3})$$

$$N_2 = A_2 \times W_1 \quad (\text{式 4.2.4})$$

ただし、 N_1 ：1階の柱の軸力

N_2 ：2階の柱の軸力

A_1 ：1階の柱の負担面積

A_2 ：2階の柱の負担面積

W_1 ：平屋の階中央から上又は2階建ての2階中央から上の単位重量

W_2 ：2階建ての2階床を挟み1階中央から2階中央までの単位重量

1階柱の負担面積内に2階部分と1階屋根部分が含まれる場合も多く発生することが考えられる。その場合の軸力は次式で算出する。

$$N_1 = A_1 \times W_1 + A_1' \times W_2 \quad (\text{式 4.2.5})$$

ただし、 N_1 ：1階の柱の軸力

A_1' ：1階の柱の負担面積内にある2階部分の面積

A_1 ：1階の柱の負担面積

W_1 ：平屋の階中央から上又は2階建ての2階中央から上の単位重量

W_2 ：2階建ての2階床を挟み1階中央から2階中央までの単位重量

各階の単位重量としては、通常の住宅では壁量規定の前提とされる次の数値を用いて定めることが考えられる。平屋又は総2階を想定し、各部の質量を次のように仮定する。

・ 屋根（屋根面当たり）	
軽い屋根の場合	60kg/m ²
重い屋根の場合	90kg/m ²
・ 床固定荷重（床面積当たり）	50kg/m ²
・ 壁荷重（床面積当たり）	60kg/m ²
・ 積載荷重	60kg/m ²

床面積と屋根面積の比を1.3とすると、各階の単位床面積当たりの質量は以下のように算出される。

①平屋の階中央から上又は2階建ての2階中央から上の部分

 軽い屋根の場合 $W_2 = 60 \times 1.3 + 60/2 = 108$ (kg/m²)

 重い屋根の場合 $W_2 = 90 \times 1.3 + 60/2 = 147$ (kg/m²)

②2階建ての2階床を挟み1階中央から2階中央まで

$W_1 = 50 + 60 + 60 = 170$ (kg/m²)

以上により算出される質量(kg/m²)に重力加速度 $g = 9.8$ (m/s²) を乗じて単位重量(N/m²)とする。

4.2.4 基準化に向けた課題・留意点

(1) 建築物の用途

住宅系と非住宅（主として社寺建築が対象）の区別が必要である。住宅系については、前述のように壁量規定の前提となっている重量を用いて、負担面積から等価な壁量を与えることが可能と思われる。社寺建築については、固定荷重が住宅系と異なり様々であること、鉛直荷重の流れも複雑なケースがあることから、構造計算により柱軸力を算出するのが妥当と思われる。

(2) 対象となる柱

柱傾斜復元力を考慮する柱の「径／長さ」の比は1/15以上とすることが考えられる。「径／長さ」の比が1/15のとき、許容耐力は（式 4.2.2）によると鉛直荷重の3%以下と小さく、安全限界変形角（0.8Pmaxに耐力が低下したときの変形角）も1/40程度と小さい。このため、「径／長さ」の比が1/15未満の柱については、構造要素とみなさないのが妥当

と考えられる。

(3) 柱に作用する鉛直荷重の求め方

前述の梁の掛かり方を考慮しない負担面積の算出方法は、当該階の平面図上の任意の点の荷重について、最も近い距離にある柱に伝達されると仮定して算出することと同義であり、定義は明快である。簡易な計算ソフトによることもあり得ると思われる。

社寺建築等を考えると、構造計算により柱軸力を求める場合はこれによることができる、という詳細な算出方法を認めることも必要と思われる。

いずれの場合においても、積載荷重は地震力算定用の値を用いるのが妥当と考えられる。

(4) 負担面積の考え方をを用いる場合の留意点

住宅系でも大黒柱などのように太い柱は対象になり得るが、登り梁、叉首（さす）、合掌を用いた構造、垂木（たるき）構造など、屋根荷重が外周部に流れてしまう構造の場合の内部の柱については、実際の鉛直荷重が小さくなり、負担面積の考え方は危険側の想定となる。当該負担面積内の直上に、柱や登り梁、小屋束等の鉛直荷重を伝達する部材が存在しない場合には、単位重量を低減する必要がある。

参考文献

1) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計改訂委員会編集、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017年度版）」、公益財団法人 日本住宅・木材技術センター，2017年3月

4.3 貫および板壁を含む軸組構面における柱の傾斜復元力特性に関する検討

4.3.1 検討の目的

柱の傾斜復元力特性に関する実験や理論構築は既にいくつかの検討が行われているが、柱のみを用いた検討が多い。一方で、実際の建物では貫や板壁など他の部材が複合的に構成されているが、柱の傾斜復元力特性を実験時に直接的に評価することが難しく、実際の状況下で耐震要素全体の復元力に対して柱の傾斜復元力特性の負担割合については不明な点が多い。そこで本節では、柱のみならず貫や板壁を併用した場合における柱の傾斜復元力特性を把握することを目的として、3次元有限要素解析を用いた解析的検証を実施する。

4.3.2 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルには汎用有限要素解析ソフトである LS-DYNA を用いた。図 4.3.2-1 に解析モデルの一例を示す。解析モデルは図 4.3.2-2 に示すような 6 本柱で自立するモデルを想定しているが、対称性を考慮して図 4.3.2-1 に示す 1/2 モデルとした。図 4.3.2-3 に解析モデルの基準寸法を、図 4.3.2-4、図 4.3.2-5 に全モデルの立面図を示す。モデルの基準寸法は既存寺院を参考にしつつ、板壁の幅と長さ（幅：275mm、長さ 2,000mm）を基準にして、そこから全てのスパンなどの寸法を決定した。なお、3D-CAD で作成したボリウムから節点と要素を作成する際に、数値誤差による部材の干渉を避けるために、全ての部材の間に 0.1mm のクリアランスを設けている。

柱脚部は礎石建ちとし、柱頭部は図 4.3.2-6 に示すように交差する梁を相欠きとし、梁と柱は短ほぞとした。ここで、できる限り短ほぞによる抵抗力が作用しないように、一般的な寸法よりは小さい形状としている。また、モデル A-6 および B-6（柱長さ：4,616mm）については柱のみのモデルとしたため、短ほぞ加工は施していない。モデル A では、柱断面を□-400×400mm、貫断面を□-174.8×99.8、板壁を板厚 24.8mm で幅 275mm とした。モデル B では、柱断面を□-200×200mm、貫断面を□-174.8×49.8mm、板壁を板厚 24.8mm で幅 275mm とした。下部には試験体を支えるための剛体を、上部には重量を付与するための剛体をそれぞれモデル化した。ここで、柱の傾斜復元力特性においては重量が重要なパラメータとなるため、上部の重量に設定する密度を調整して、柱 6 本に対して 12ton、24ton、48ton の 3 つのパラメータを設定した。なお、重量の設定にあたっては、既存寺院の設計事例を参考に、柱 1 本あたりの平均重量が約 2ton であったため、12ton を基準の重量とし、基準重量に対して 2 倍と 4 倍の重量をそれぞれ決定した。

柱、梁、貫、板壁の要素は全て独立したモデルとして作成し、それぞれの間で接触条件を考慮している。その際の摩擦係数は柱と下部剛体との間で 0.6、各部材間を 0.3 とした。なお、モデル A-6 および B-6 について、柱と剛体との間の摩擦係数は上下ともに 0.6 とした。上部の剛体と梁とは境界面の節点の変位を共有することで一体的に挙動するように設定した。

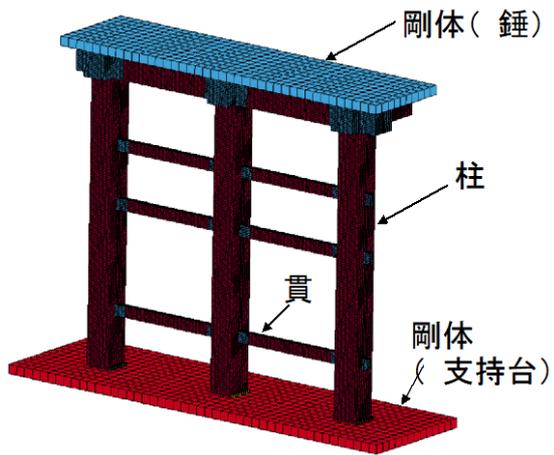


図 4.3.2-1 解析モデルのパーツ

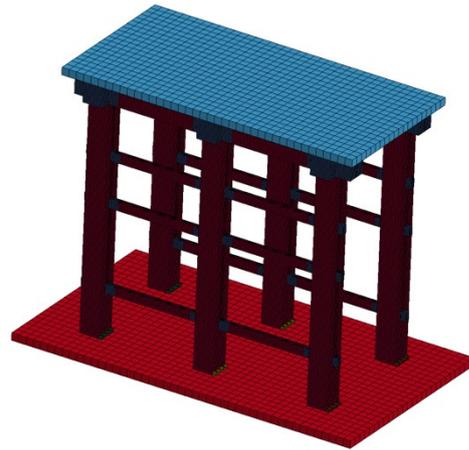


図 4.3.2-2 対称面で 2 倍した解析モデル

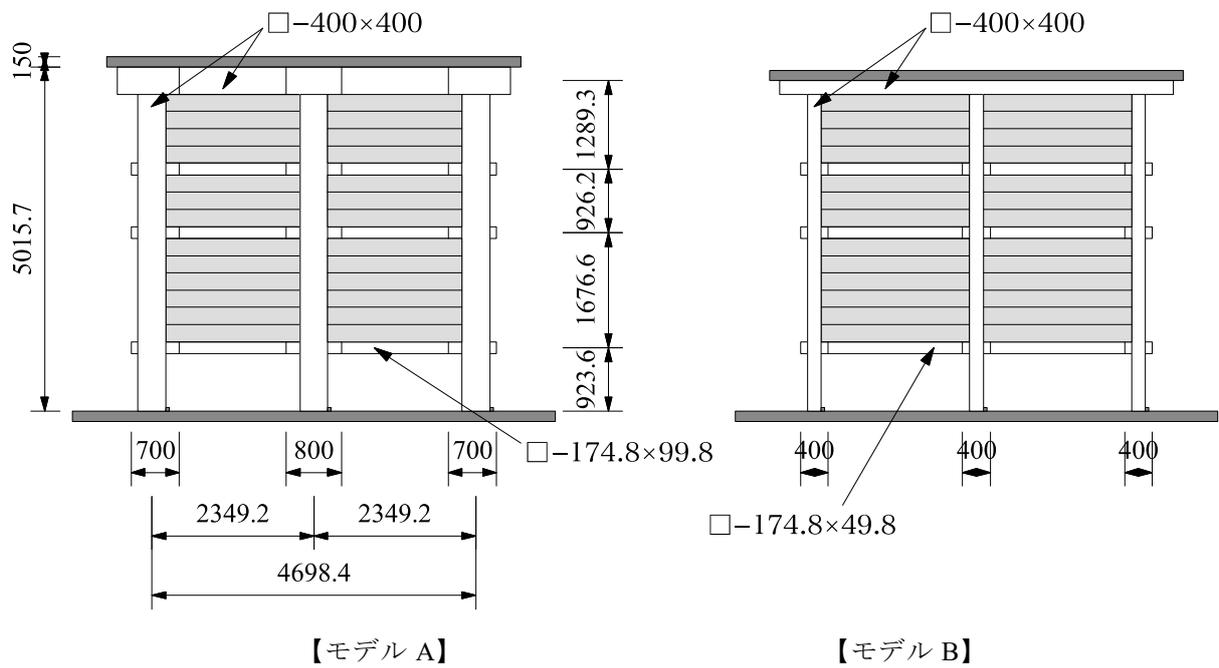


図 4.3.2-3 解析モデルの基準寸法

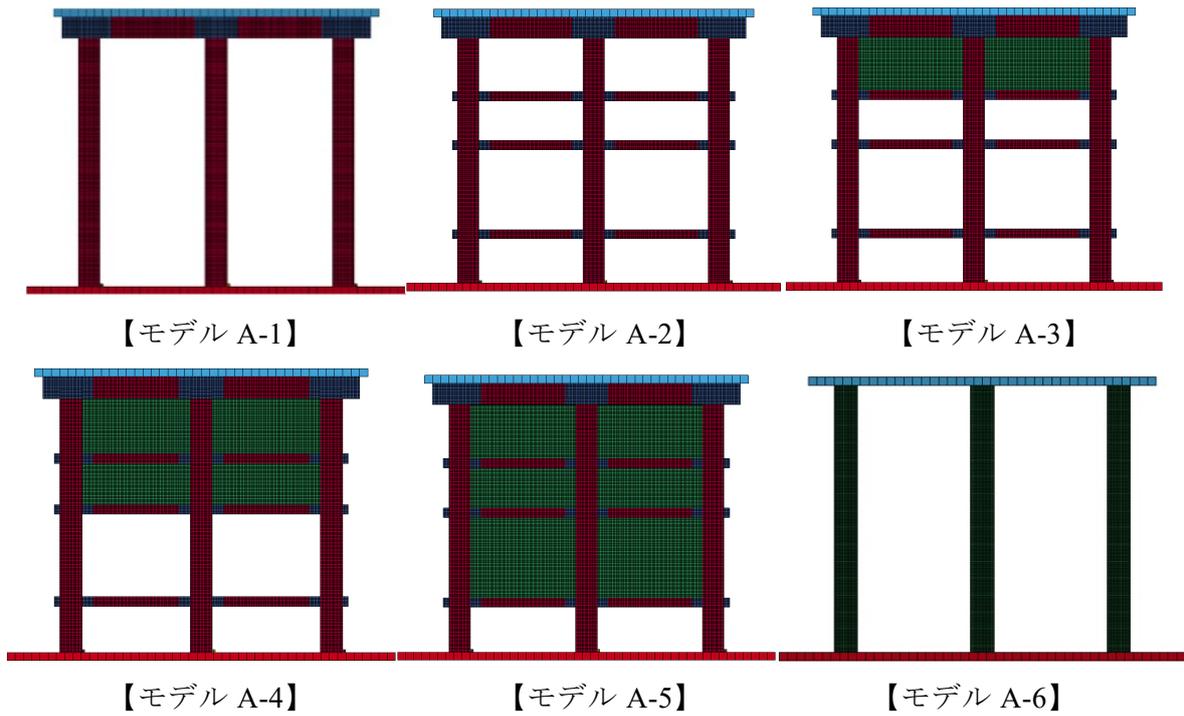


図 4.3.2-4 解析モデル一覧 (モデル A)

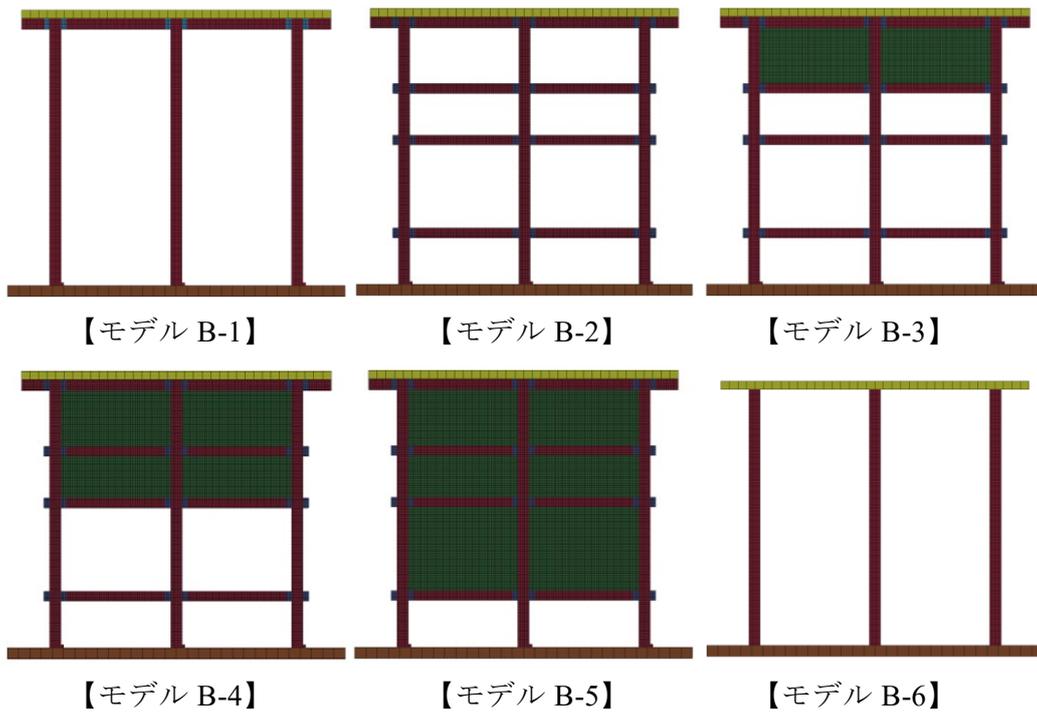


図 4.3.2-5 解析モデル一覧 (モデル B)

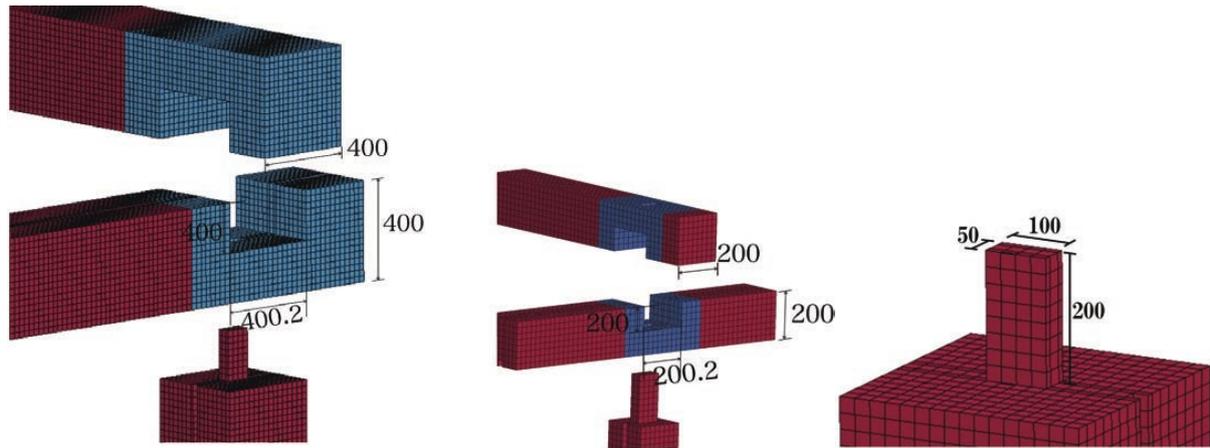


図 4.3.2-6 柱頭部の短ほぞ加工の詳細

表 4.3.2-1 と表 4.3.2-2 に用いた材料定数を示す。柱、梁、貫については等方性弾塑性体を、板壁は異方性を考慮した木材モデルを用いた。なお、繊維直交方向のめり込みが生じると予想される場所については、別要素としてモデル化し、繊維直交方向の材料定数を入力した。

表 4.3.2-1 材料定数（等方性モデル）

		柱・貫	貫接合部	剛体
質量密度	(t/mm ³)	4.0E-10	4.0E-10	7.86E-09
ヤング係数	N/mm ²	9000	360	205000
ポアソン比		0.45	0.45	0.3
降伏応力度	N/mm ²	20.0	7.8	-

表 4.3.2-1 材料定数（木材モデル）

		板壁	
		繊維方向	直交方向
質量密度	(t/mm ³)	4.0E-10	
ヤング係数	N/mm ²	9000	360
せん断弾性係数		600	100
ポアソン比		0.45	-
引張強度	N/mm ²	16.2	20.7
圧縮強度	N/mm ²	3.1	3.5
せん断強度	N/mm ²	2.1	1.4

(2) 拘束条件

礎石建ちモデルでは、支持部となる下部の剛体は全ての並進変位と回転変位を拘束した。また、下部剛体には、柱脚の滑りを防止するために図 4.3.2-7 に示すような高さ 50mm の剛体を取り付けた。ただし、モデル A-6 および B-6 においては、この柱脚の滑り防止用の剛体は設けていない。上部の剛体は、強制変位を与える方向の水平変位 (x 方向) と鉛直変位 (z 方向) のみ自由に移動可能とし (図 4.3.2-8)、y 方向 (加力方向に直交する方向) の並進変位と剛体重心における全ての回転変位を拘束した。

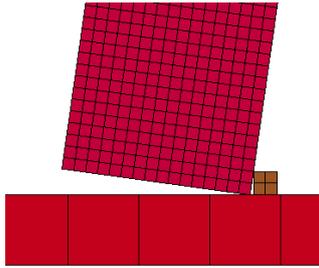


図 4.3.2-7 柱脚の滑り防止用の剛体

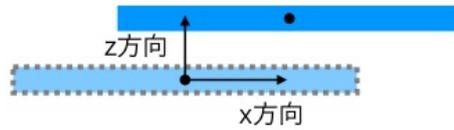


図 4.3.2-8 上部剛体の変形イメージ

(3) 加力条件

解析は、上部の剛体を図 4.3.2-9 に示す速度-時刻関係に従って速度制御により水平方向に変位させることで実施した。まず先に自重となる鉛直下向きの重力加速度を作用させ、その重力加速度を保持したまま上部剛体を水平方向に強制変位させた。いずれも急激な加速度変化や速度変化を生じさせないように、グラフの変化点近傍では緩やかな曲線を描くように設定した。解析時間は全部で 10 秒間となり、柱の変形角で 0.12rad 程度の変形に至るまでとした。

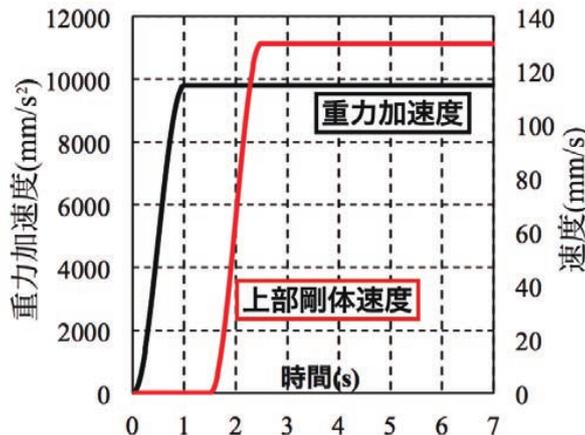


図 4.3.2-9 加力スケジュール

4.3.3 解析結果と考察

(1) 荷重-せん断変形角関係・変形性状

●柱のみのモデル (モデル A-1/A-6/B-1/B-6)

柱のみのモデルにおける荷重-せん断変形角関係の一覧を図 4.3.3-1 に、12ton の結果における 0.12rad 時の変形の様子を図 4.3.3-2 に示す。なお、出力データに 5Hz のローパスフィルタをかけている。また、図中には既往文献（伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル—限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会著、学芸出版社、2004 年）より求めた柱の傾斜復元力特性の計算結果を併記している。上下とも剛体に挟まれたモデル A-6 および B-6 の解析結果を見ると、一定量の変形が進行してからは計算結果とよく対応していることがわかる。初期剛性が非常に高い結果を示しているのは、図 4.3.3-3 に示したように解析モデルの要素サイズが大きいため、モデルが剛体回転しているためと考えられる。現在、メッシュサイズを 25mm メッシュで

しているため、右端の要素の列における断面積は $25\text{mm} \times 400\text{mm} = 10,000\text{mm}^2$ となる。48tonの積載荷重を柱6本で負担しているため、右端の1列のみで積載荷重を負担したとしても 7.84N/mm^2 程度の応力しか発生しないため、繊維方向の降伏応力度には達しないことがわかる。実際の現象としては、点で負担することで断面積が無限大になるため応力が非常に大きくなり、部分的な繊維の圧壊が生じることで設置面積が増大すると思われるが、今回の解析ではそのような現象を再現することができないため、初期剛性の不一致については改善することができない。また、解析負荷軽減のために、解析時間を短くしているため、衝撃力が加えられ、最大耐力時のグラフが突出した傾向を示している。

モデル A-1 と A-6 およびモデル B-1 と B-6 の結果をそれぞれ比較してみると、モデル A-1 と B-1 の方が全体的に計算結果を上回る傾向を示している。これは、モデル A-1 と B-1 では上部の梁をモデル化しているため、図 4.3.2-6 で示した短ほぞを含めた仕口の曲げ抵抗が耐力として付加されたと考えられる。

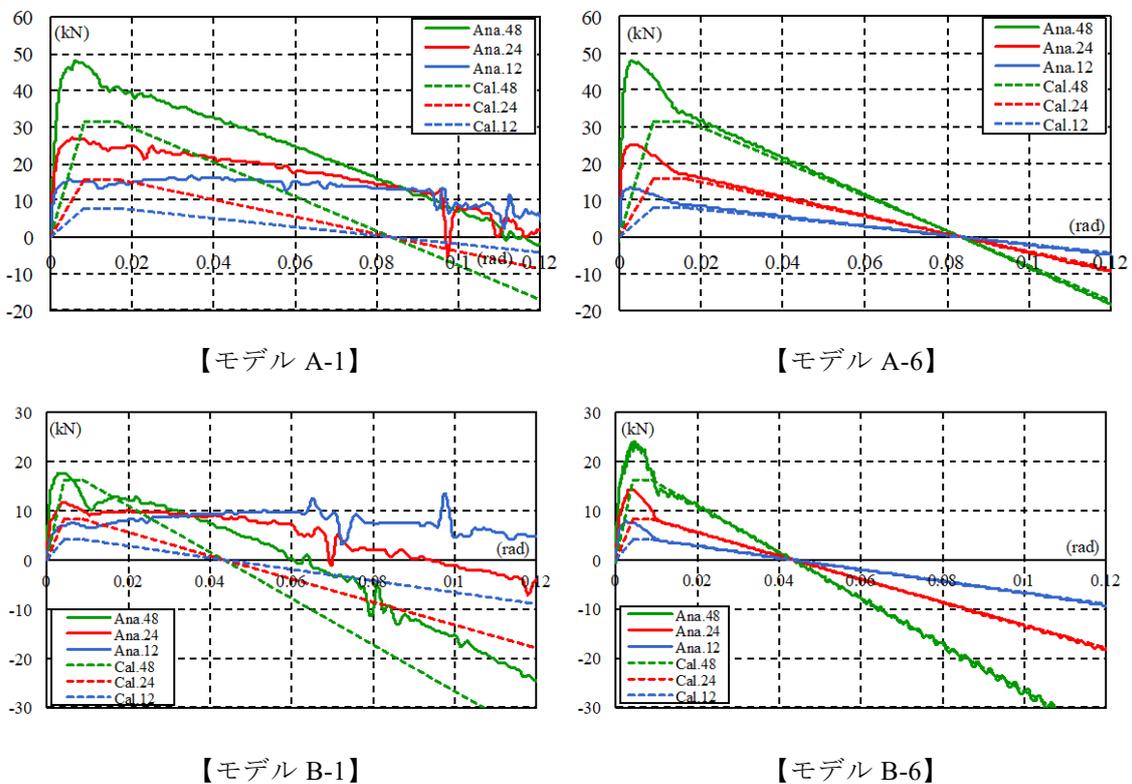


図 4.3.3-1 荷重-せん断変形角関係 (柱のみのモデル)

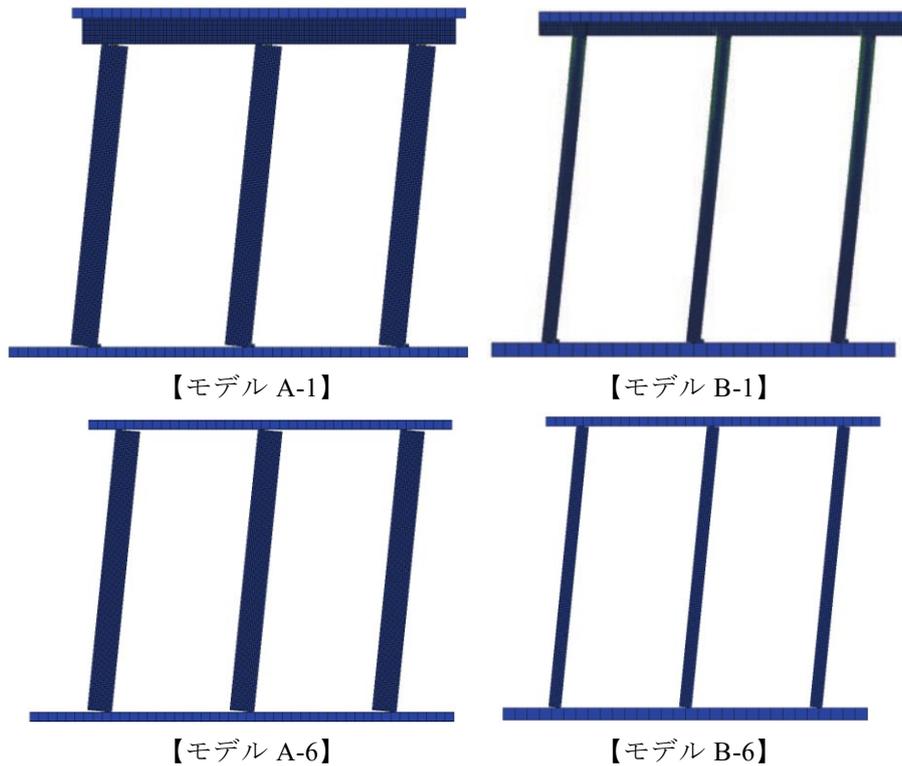


図 4.3.3-2 積載荷重 12ton/0.12rad 時の変形の様子

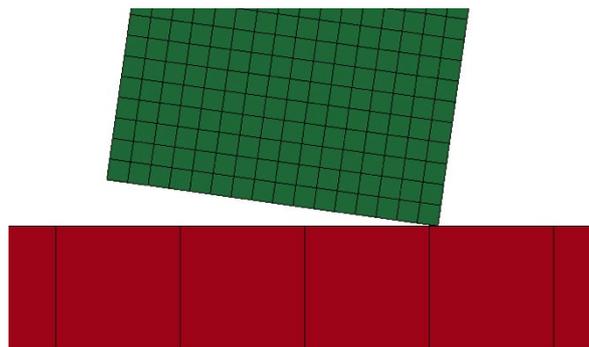
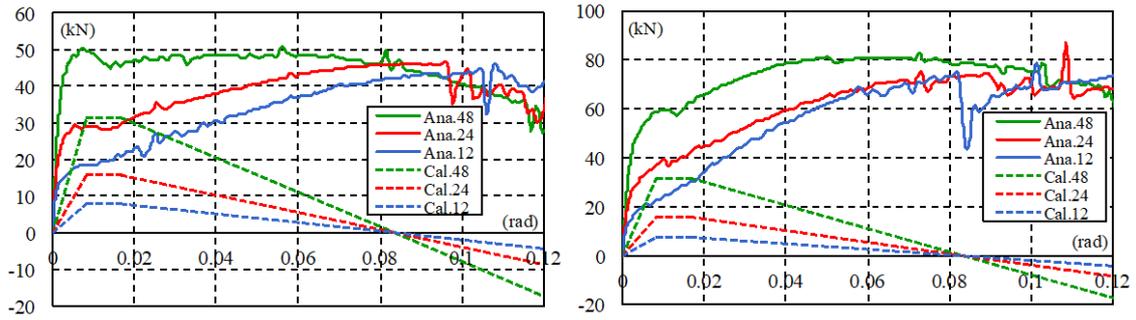


図 4.3.3-3 柱脚の回転の様子

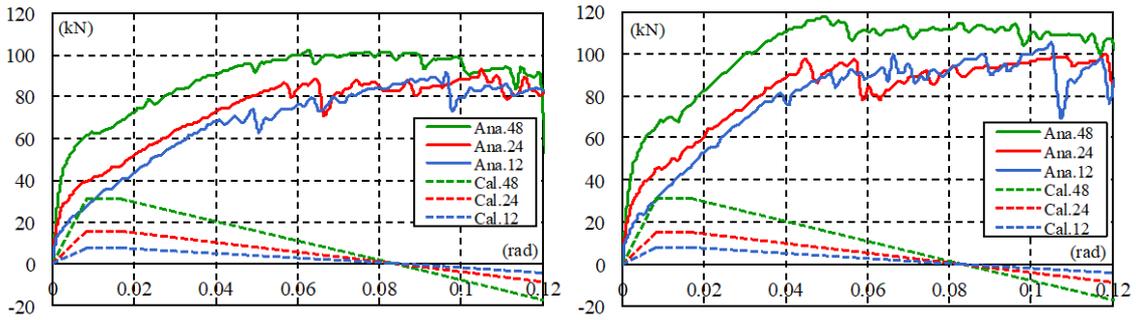
●貫および板壁を含むモデル（モデル A-2/A-3/A-4/A-5/B-2/B-3/B-4/B-5）

貫および板壁を含むモデルにおける荷重-せん断変形角関係を図 4.3.3-4、図 4.3.3-5 に、12ton の結果における 0.12rad 時の変形の様子を図 4.3.3-6 に示す。板壁の枚数が増えるにつれて大変形時での耐力が上昇していることがわかる。ここで示した結果には柱の傾斜復元力特性も含まれているため、積載荷重の増加に伴い、大変形時での荷重増加が緩やかになるとともに負勾配に至るものもいくつか見ることができる。また、柱径の細いモデル B シリーズでは、板壁が入ることにより柱の曲げ変形が顕著になっていることがわかる。



【モデル A-2】

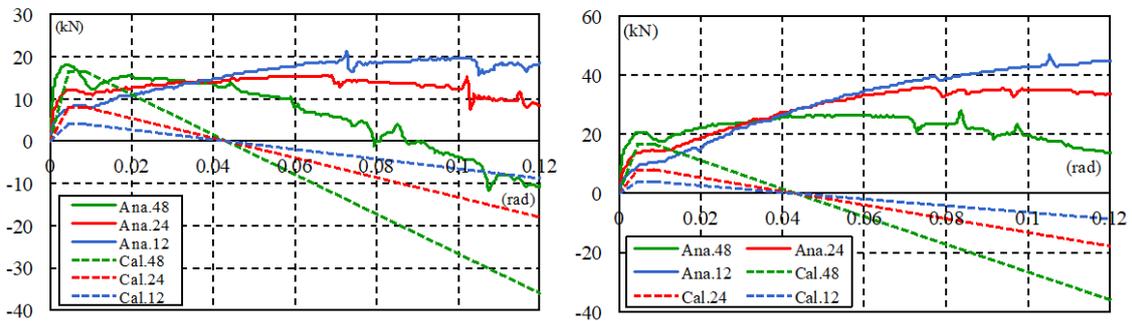
【モデル A-3】



【モデル A-4】

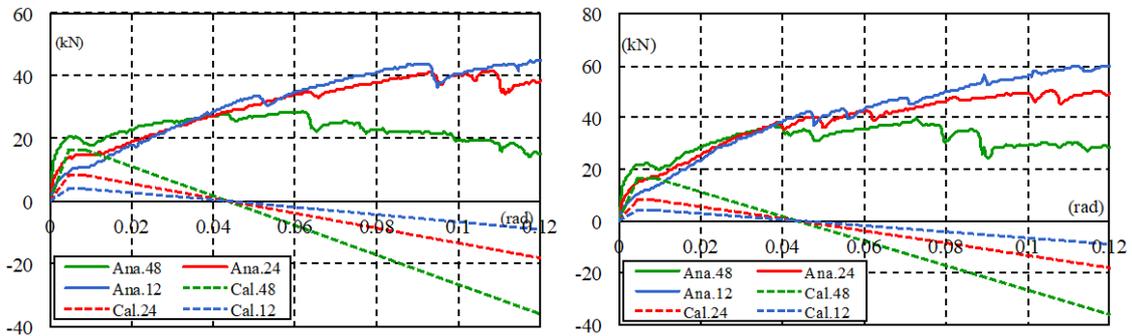
【モデル A-5】

図 4.3.3-4 荷重-せん断変形角関係 (貫および板壁を含むモデル (A))



【モデル B-2】

【モデル B-3】



【モデル B-4】

【モデル B-5】

図 4.3.3-5 荷重-せん断変形角関係 (貫および板壁を含むモデル (B))

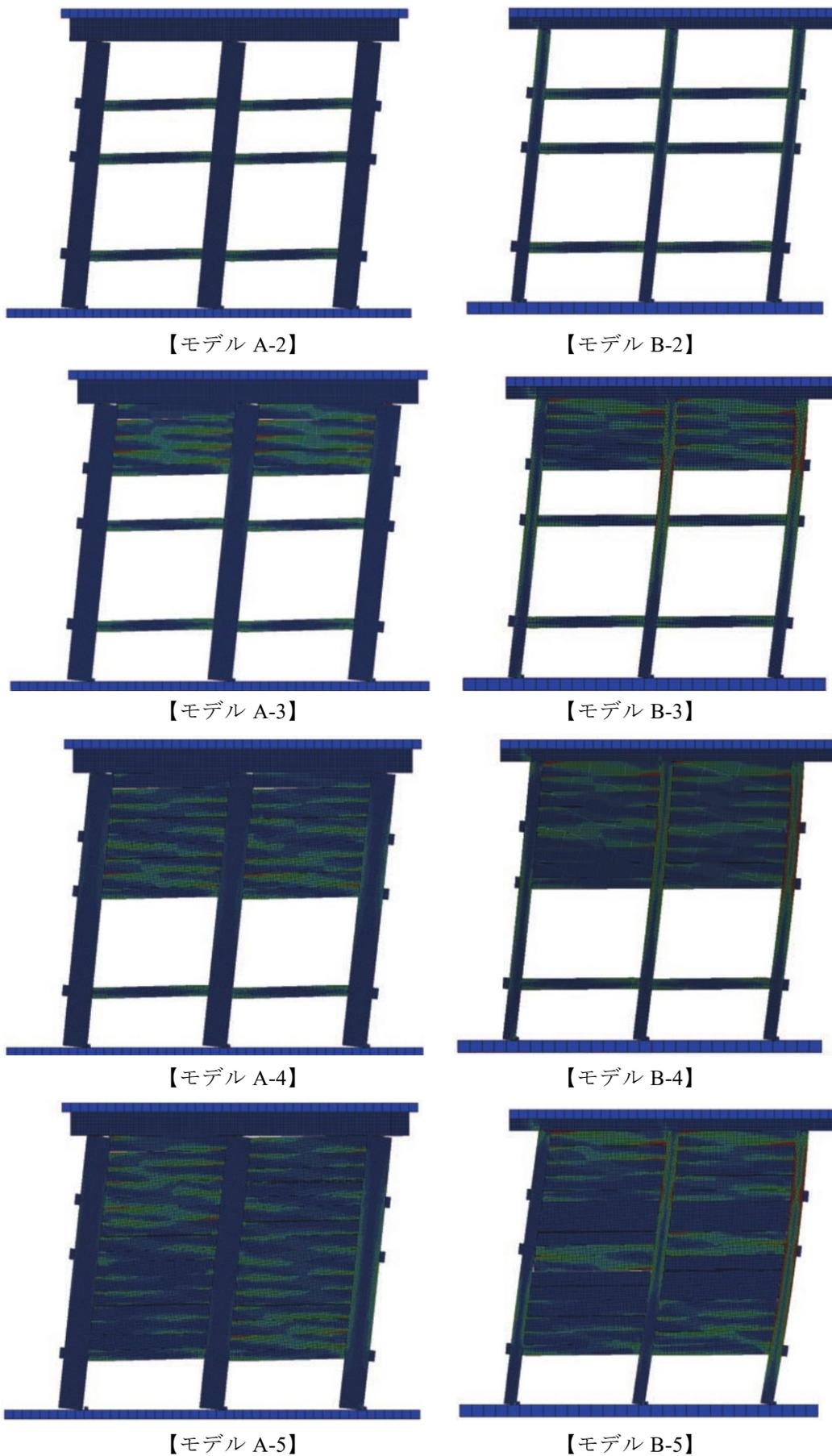


図 4.3.3-6 積載荷重 12ton/0.12rad 時の変形の様子（貫および板壁を含むモデル）

(2) 柱の傾斜復元力特性の検証

貫および板壁構面を含む解析モデルでは、図 4.3.3-4 や図 4.3.3-5 に示した荷重-せん断変形角関係から直接柱の傾斜復元力特性を評価することができない。そこで、図 4.3.3-7 に示したように、12ton と 24ton の解析結果に既往文献（伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル—限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会著、学芸出版社、2004 年）より求めた柱の傾斜復元力特性の計算結果を足し合わせることで、それぞれ 24ton と 48ton の解析結果と比較することとした。比較した結果を図 4.3.3-8、図 4.3.3-9 に示す。いずれの結果においても、概ね足し合わせの結果と解析結果とが合致しており、複合要素においても柱の傾斜復元力特性の加算則が成立していることがわかる。

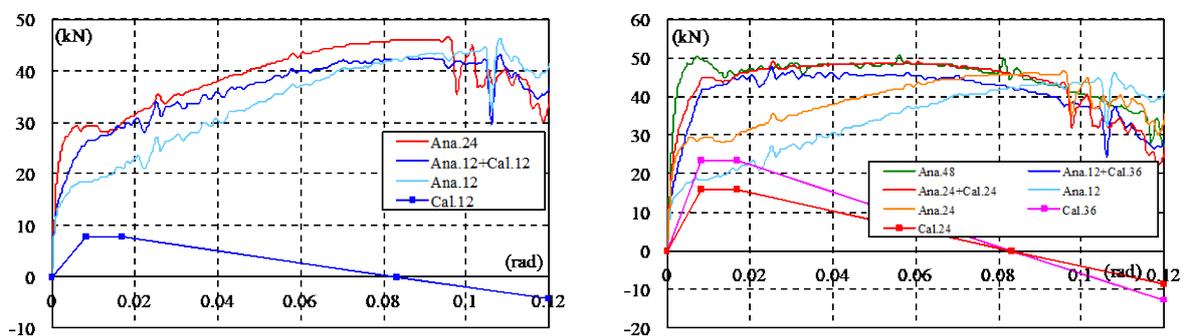
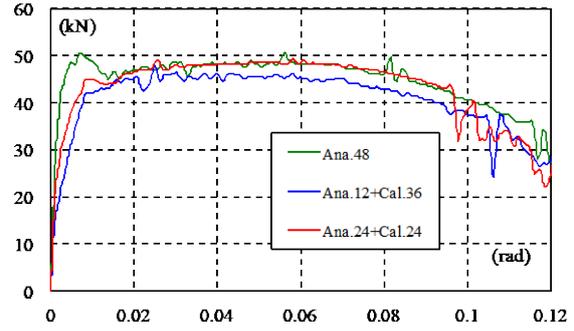
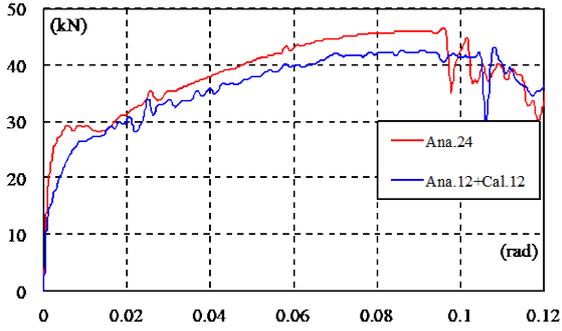
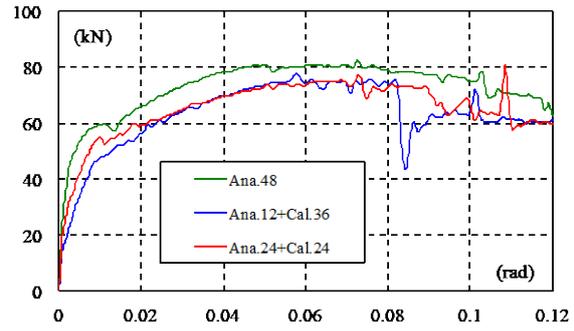
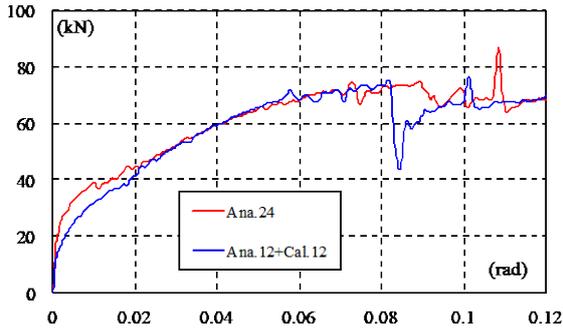


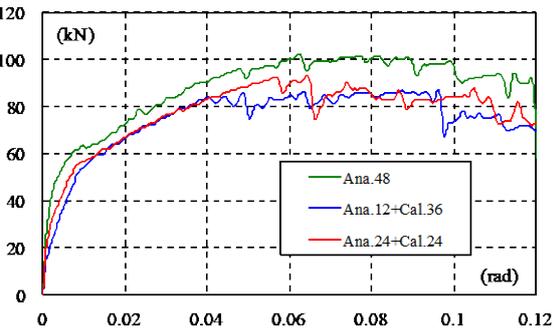
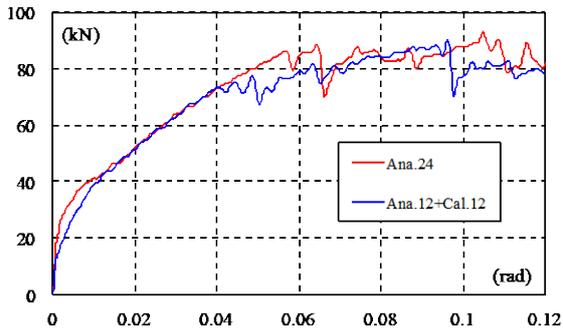
図 4.3.3-7 柱の傾斜復元力特性の算出方法



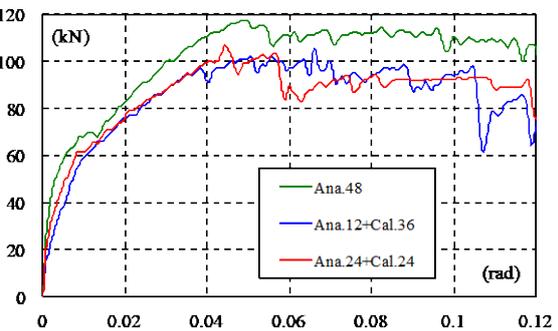
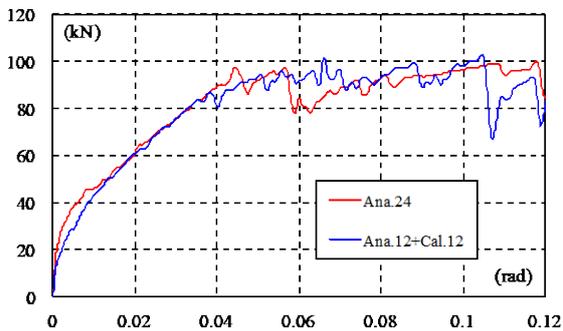
【モデル A-2】



【モデル A-3】

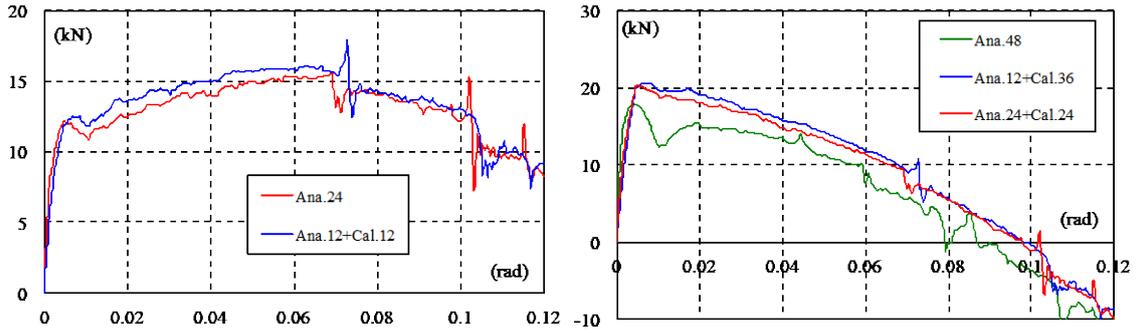


【モデル A-4】

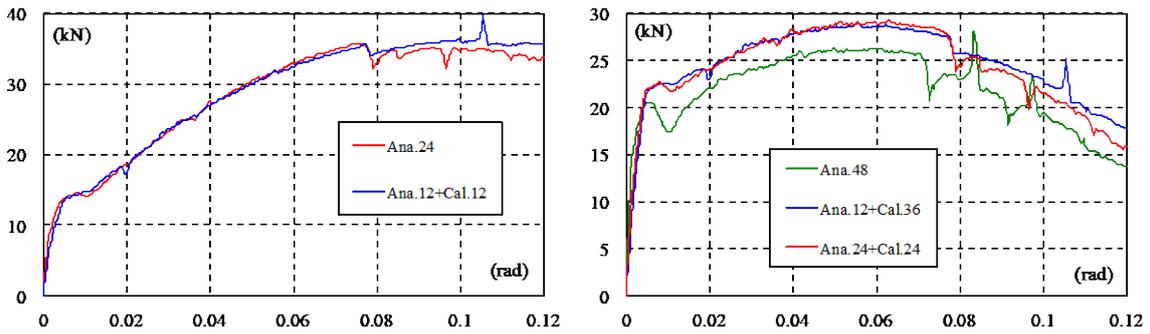


【モデル A-5】

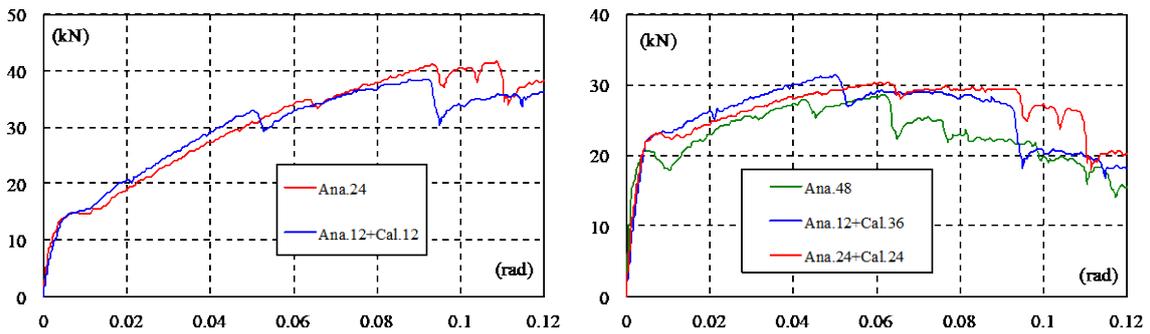
図 4.3.3-8 貫および板壁を含むモデルにおける柱の傾斜復元力特性の比較結果 (モデル A)



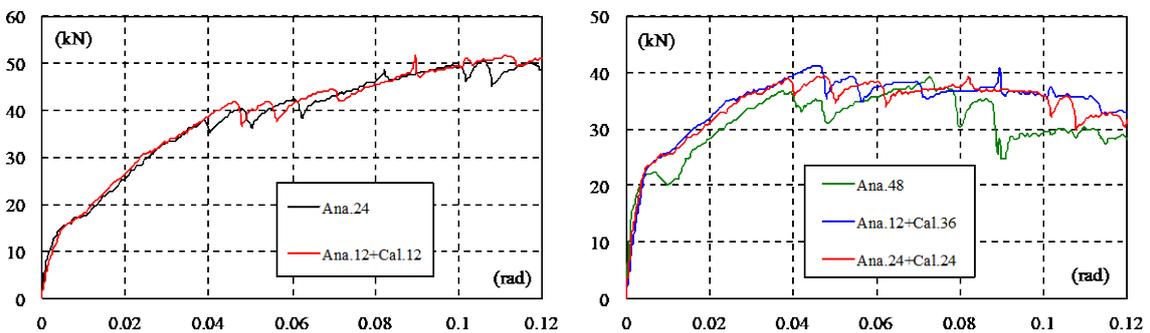
【モデル B-2】



【モデル B-3】



【モデル B-4】



【モデル B-5】

図 4.3.3-9 貫および板壁を含むモデルにおける柱の傾斜復元力特性の比較結果 (モデル B)

4.3.4 解析のまとめ

- ・ 柱の上下の木口面を剛体で拘束した解析モデルでは、剛体と仮定し計算された理論式とよく対応した。これは、解析モデルのメッシュサイズが解析負荷の点から極端に小さくできないため、実際の現象では確認することのできる木口面の端部が圧壊する様子を再現することができなかったことに起因する。
- ・ 上部に梁を追加したモデルでは、理論式と比べて解析結果の方が荷重が高くなる傾向を示した。これは、上部の短ほぞを含めた仕口接合部で曲げ抵抗が生じたためであると考えられる。
- ・ 貫や板壁を含めたモデルでは、積載荷重 12ton と 24ton の解析結果に剛体仮定の実験式を足し合わせることで、それぞれ 24ton、48ton の解析結果と比較したところ、概ね足し合わせの結果と解析結果とが一致しており、柱の傾斜復元力特性の加算則が成立していることがわかった。

4.4 柱の傾斜復元力特性の検証実験

4.4.1 検討の目的

4.3 節で実施した解析ではメッシュサイズの問題から柱頭柱脚の圧壊を再現することができなかったが、実際には木材の木口端部における弾性変形や圧壊が生じる。また、実建物においては、地震時挙動における軸力変動や、上部に梁などの横架材が設置されていることも考えられる。そこで、本節では柱の傾斜復元力特性を検証するために、断面や軸力変動の有無、横架材の有無などをパラメータに柱単体の実験を実施し、破壊性状や荷重-変形関係について検証する。また、板壁を含む軸組構面についても実験を実施し、柱の傾斜復元力特性の加算が成立するかの検証も併せて実施する。

4.4.2 実験計画

(1) 試験体

試験体形状を図 4.4.2-1 に示す。試験体は柱のみの試験体と上下に横架材を含めたものの 2 種類とする。横架材の長さは、めり込みを考慮して余長が柱幅の 2 倍として決定した。また、横架材有りの試験体については、横架材と柱の仕口形状は短ほぞとした。ただし、短ほぞの影響を確認するために、短ほぞを切断した試験体についても加力を実施した。柱の断面形状は、120×120、150×150 と 180×180 の角材と、φ120、φ150、φ180 の丸材とする。試験体の概要を表 4.4.2-1 に、試験体一覧を表 4.4.2-2 に示す。樹種はスギとし、心持ち材を用いる。

また、図 4.4.2-2 に示す軸組構面・板壁構面の実験も同様に実施する。試験体数はそれぞれ 2 体とし、一定軸力の大きさをパラメータとして実施する。なお、試験体は全てヒノキで製作している。

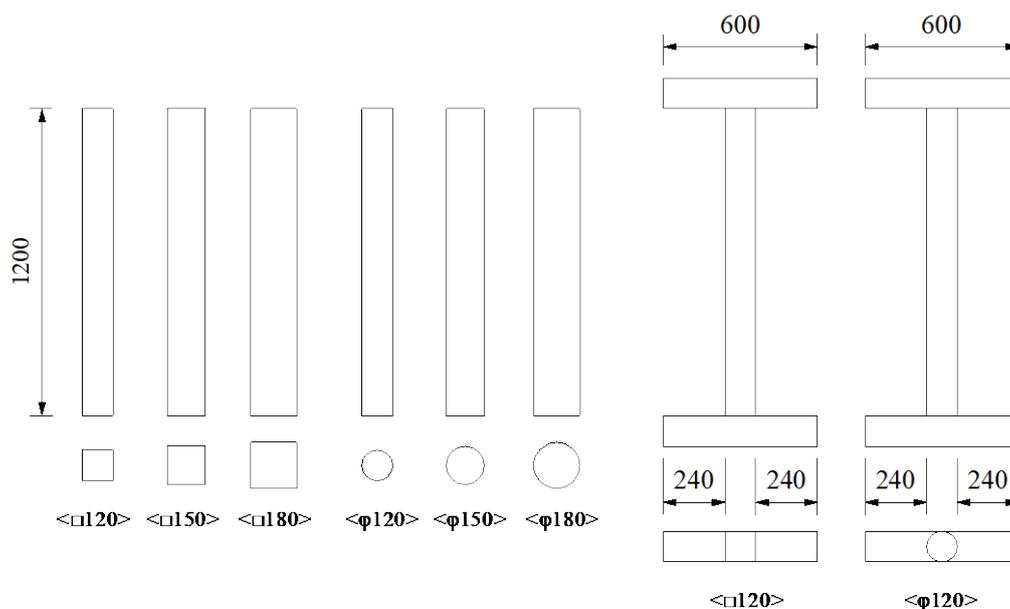


図 4.4.2-1 試験体形状（柱のみ）

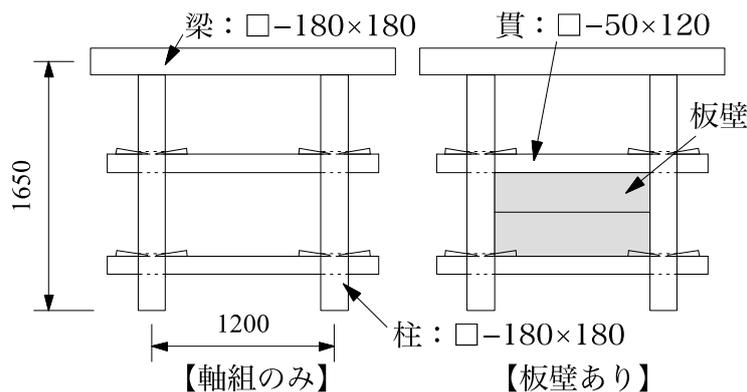


図 4.4.2-2 試験体形状（軸組構面・板壁構面）

表 4.4.2-1 柱のみ試験体の概要

柱			横架材			軸力	試験体数	備考
形状	断面寸法	長さ	B/H (-)	断面 (mm)	長さ (mm)			
角材	120×120	1200	0.1	-	-	一定	1	滑り止め防止治具有り
			0.1	-	-	一定	3	
			0.1	-	-	一定高軸力	1	
			0.1	-	-	変動	1	※試験体再利用
			0.1	120×120	600	一定	1	
			0.1	120×120	600	一定	1	
			0.1	120×120	600	変動	1	短ほぞ切断
			0.1	120×120	600	変動	1	短ほぞ切断
	150×150		0.125	-	-	一定	1	
180×180		0.15	-	-	一定	1		
丸材	φ 120	1200	0.1	-	-	一定	1	
	φ 150		0.1	120×120	600	一定	1	
	φ 180		0.125	-	-	一定	1	
	φ 180		0.15	-	-	一定	1	
合計							16	

表 4.4.2-2 試験体一覧（柱のみ）

試験体名称	木材名称	形状	柱			横架材		軸力		備考	最大荷重 kN	最大応力度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	
			断面寸法 (mm)	長さ (mm)	B/H (-)	断面 (mm)	長さ (mm)		(kN)					
1	1-120-1	120-9	角材	120×120	1200	0.1	-	-	一定	43.2	滑り止め防止治具有り	506.7	35.2	9.20
2	1-120-2	120-2	角材	120×120	1200	0.1	-	-	一定	43.2	正側繰り返し	460.5	32.0	7.72
3	1-120-3	120-3	角材	120×120	1200	0.1	-	-	一定	43.2		446.7	31.0	8.93
4	1-120-4	120-2	角材	120×120	1200	0.1	-	-	一定	43.2		460.5	32.0	7.72
5	1-120-5	120-1	角材	120×120	1200	0.1	-	-	一定	86.4		564.4	39.2	6.98
6	2-120	φ 120-1	丸材	φ 120	1200	0.1	-	-	一定	33.9		289.8	25.6	4.69
7	2-150	φ 150	丸材	φ 150	1200	0.125	-	-	一定	53.0		436.0	24.7	3.87
8	2-180	φ 180	丸材	φ 180	1200	0.15	-	-	一定	76.3		288.5	22.6	5.67
9	1-120-7	120-3	角材	120×120	1200	0.1	-	-	変動		1-120-3試験体を再利用	446.7	31.0	8.93
10	1-150	150	角材	150×150	1200	0.125	-	-	一定	67.5		566.1	25.2	6.65
11	1-180	180	角材	180×180	1200	0.15	-	-	一定	97.2		374.9	23.5	4.60
12	3-120-1	120-4	角材	120×120	1200	0.1	120×120	600	一定	43.2	短ほぞあり	586.6	40.7	10.24
13	3-120-2	120-5	角材	120×120	1200	0.1	120×120	600	一定	43.2	短ほぞを切断	619.9	43.0	7.67
14	3-120-3	120-7	角材	120×120	1200	0.1	120×120	600	変動		短ほぞあり	533.9	37.1	6.74
15	3-120-4	120-6	角材	120×120	1200	0.1	120×120	600	変動		短ほぞを切断	610.9	42.4	7.95
16	4-120	φ 120-2	丸材	φ 120	1200	0.1	120×120	600	一定	33.9	丸柱	297.4	26.3	6.05
		120-8										横架材	582.6	40.5

(2) 実験方法

実験方法を図 4.4.2-3、図 4.4.2-4、図 4.4.2-5 に示す。2 本の鉛直油圧ジャッキにより軸力を作用させた状態で、水平力を与える。加力は変位制御により行い、1/200、1/100、1/50rad で正負交番加力とし、その後、片側に 1/8rad まで加力を行った。繰り返し回数は 2 回ずつとした。なお、一部の試験体については負側の加力を行わず、変位 0 までの繰り返し加力とした。

部分圧縮の基準材料強度（スギ： 6.0N/mm^2 ）の 0.5 倍の基準強度を用いて断面積から求めた力を一定軸力として負荷する。また、 120×120 の試験体の内 1 体については、2 倍の一定軸力（基準材料強度 6.0N/mm^2 ）で加力した。軸力変動の試験体については、初期に一定軸力と同じ軸力を付与し、終局（ 0.1rad ）時に初期軸力の 2 倍となるように線形補間して軸力を作用させる（図 4.4.2-6）。

また軸組構面、板壁構面の試験体については、ヒノキの部分圧縮の基準材料強度（ 7.8N/mm^2 ）の 0.05 倍と 0.25 倍からそれぞれ柱 2 本分の軸力を作用させた（0.05 倍： 25.3kN / 0.25 倍： 126.4kN ）。

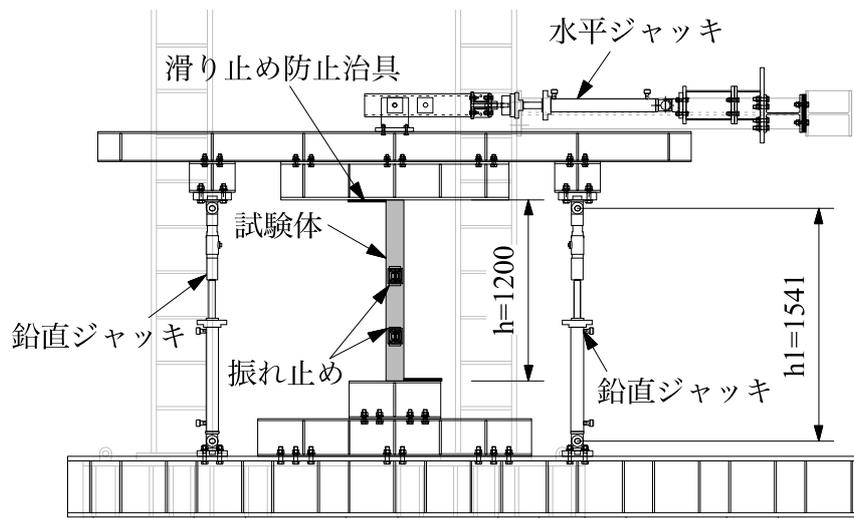


図 4.4.2-3 加力方法（□-120×120／横架材なし）

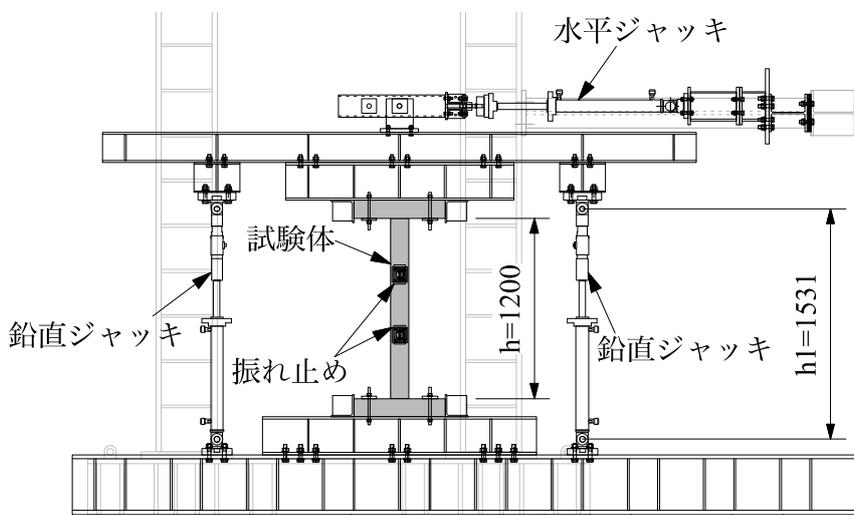


図 4.4.2-4 加力方法（□-120×120／横架材あり）

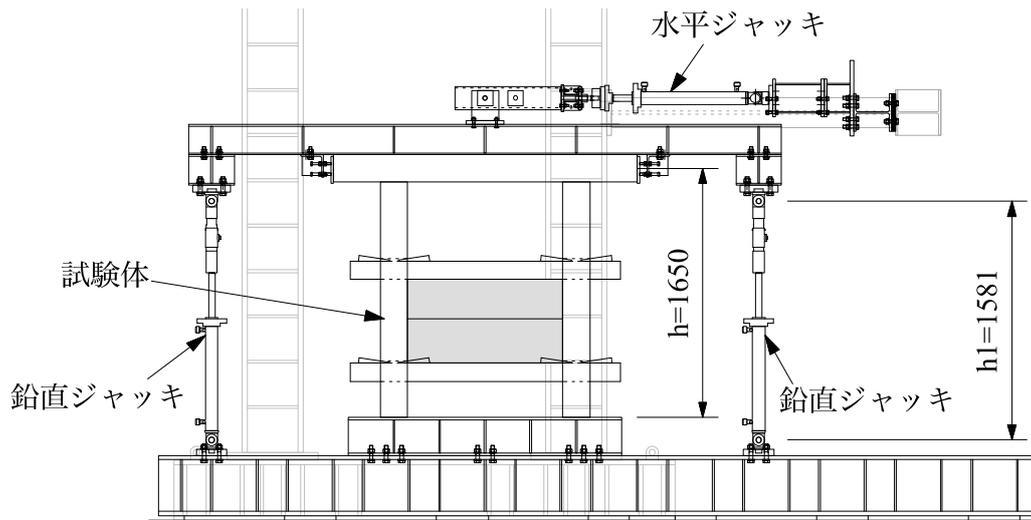


図 4.4.2-5 加力方法（軸組構面・板壁構面）

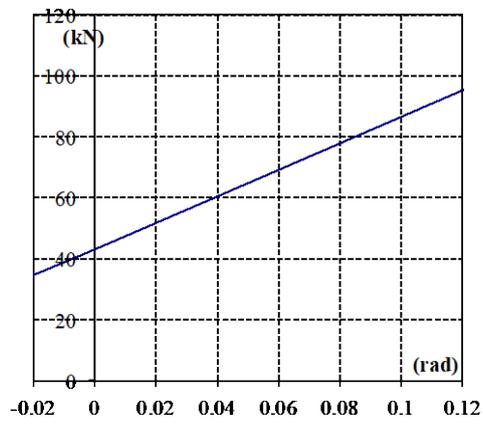


図 4.4.2-6 変動軸力（圧縮強度を 3N/mm^2 で試算）

4.4.3 実験結果

(1) 荷重-せん断変形角関係

荷重-せん断変形角関係の一例を図 4.4.3-1 に示す。今回採用した加力形式では、鉛直油圧ジャッキにより軸力を作用させているため、図 4.4.3-2 に示したように水平変位の進展に伴い鉛直油圧ジャッキに傾きが生じ、その傾きによる水平分力が荷重として検知されることとなる。そこで、次式により荷重の補正を行うこととした。

$$Pr = P - (N_1 + N_2) \cdot \sin(R_1) \cdot \dots \cdot (4.4.3-1)$$

ここで、 Pr ：水平荷重の補正值、 P ：ロードセルで計測した水平荷重、 N_1 ：鉛直油圧ジャッキ（左側）のロードセルで計測した鉛直荷重、 N_2 ：鉛直油圧ジャッキ（右側）のロードセルで計測した鉛直荷重、 R_1 ：油圧ジャッキのせん断変形角。

なお、柱に作用する軸力についても、同様に傾きによる誤差が生じるが、水平分力と違い軸力の絶対値が大きいため、傾きによる誤差は非常に小さく（図 4.4.3-3）、計算値を求める際には特に考慮しない。また、軸力を一定に保持するために、鉛直ジャッキを上下に動かしているため、水平の加力用鉄骨梁が上下しており、これが原因で水平ジャッキも若干ではあるが傾きを生じることになる。そこで、水平ジャッキの傾きによる荷重の誤差を確認したところ図 4.4.3-4 の結果となり、誤差は非常に小さく、今回の検討では無視することとした。以上の検討結果を踏まえて、補正した荷重とせん断変形角の関係を図 4.4.3-5、図 4.4.3-6、図 4.4.3-7 に示す。

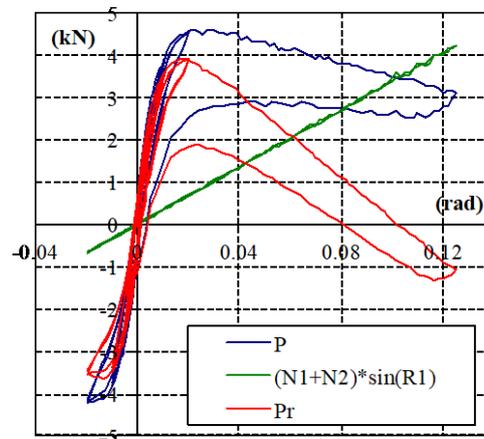


図 4.4.3-1 荷重-せん断変形角関係（1-120-3/120×120：一定軸力）

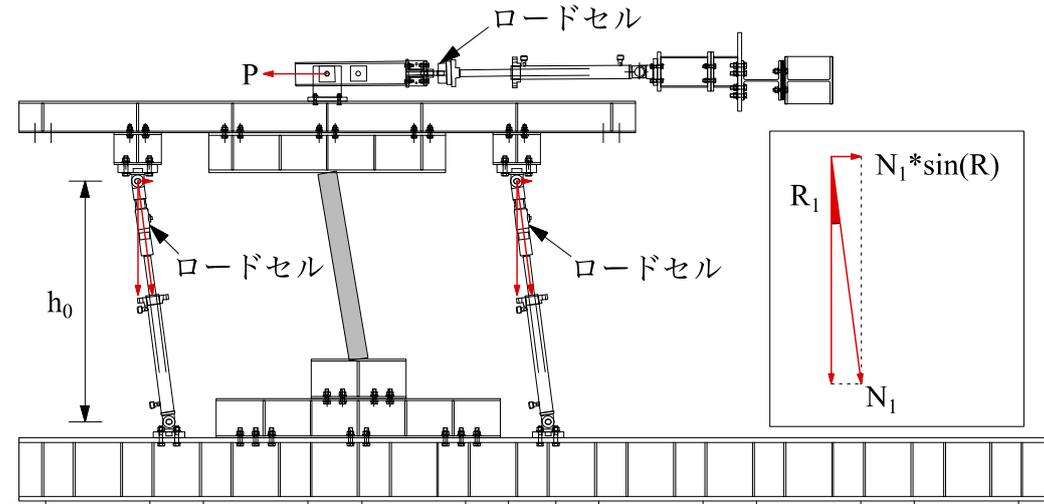


図 4.4.3-2 鉛直軸力による水平荷重の補正

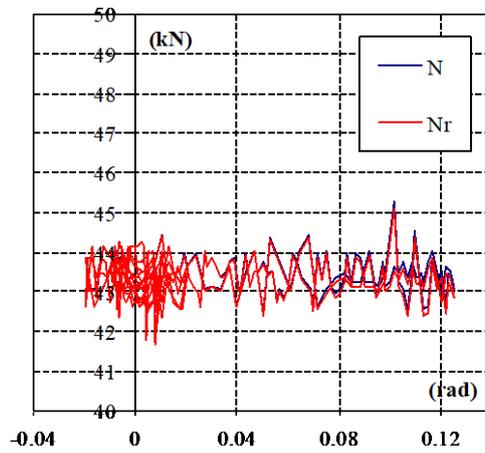


図 4.4.3-3 鉛直ジャッキの傾きによる鉛直軸力の誤差

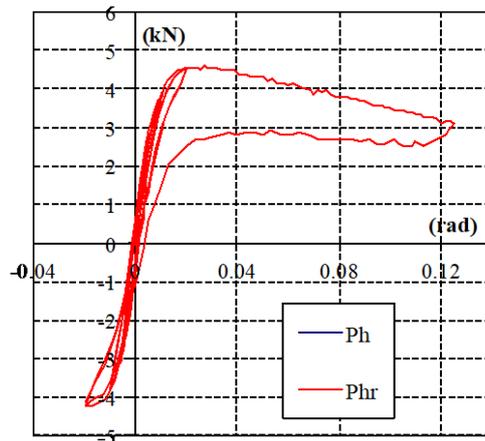


図 4.4.3-4 水平ジャッキの傾きによる水平荷重の誤差

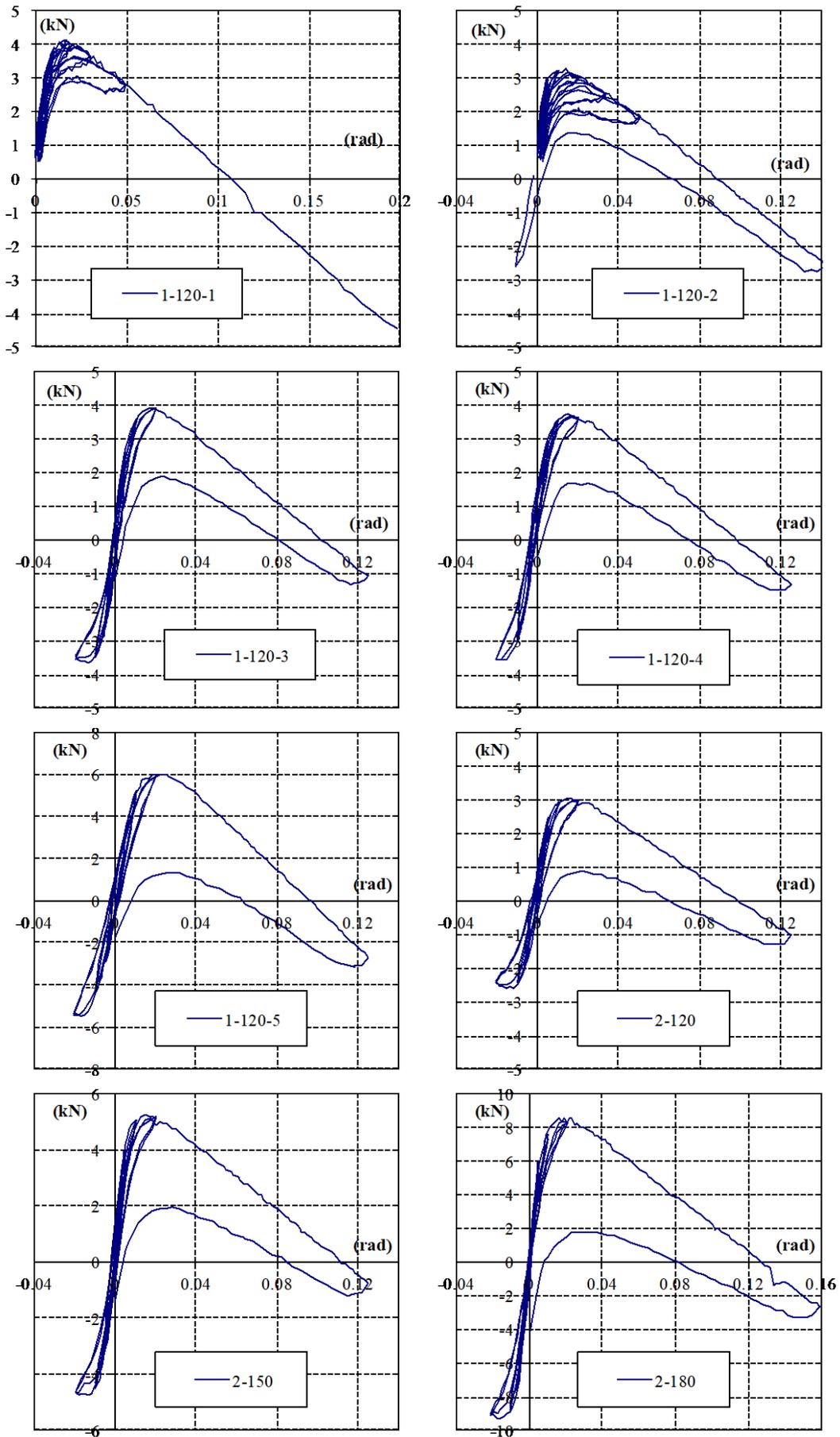


図 4.4.3-5 補正荷重-せん断変形角関係 (1)

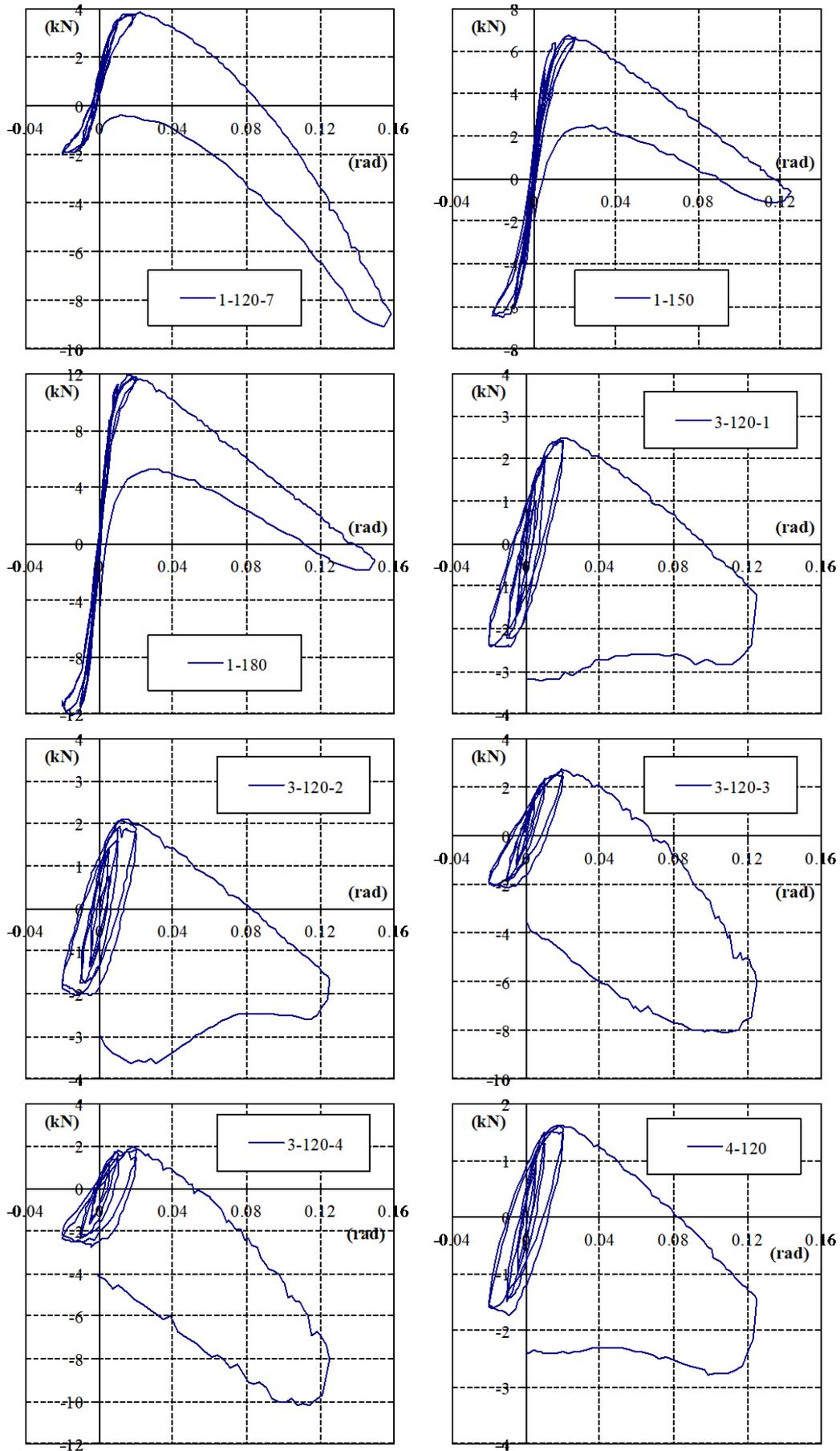


図 4.4.3-6 補正荷重-せん断変形角関係 (2)

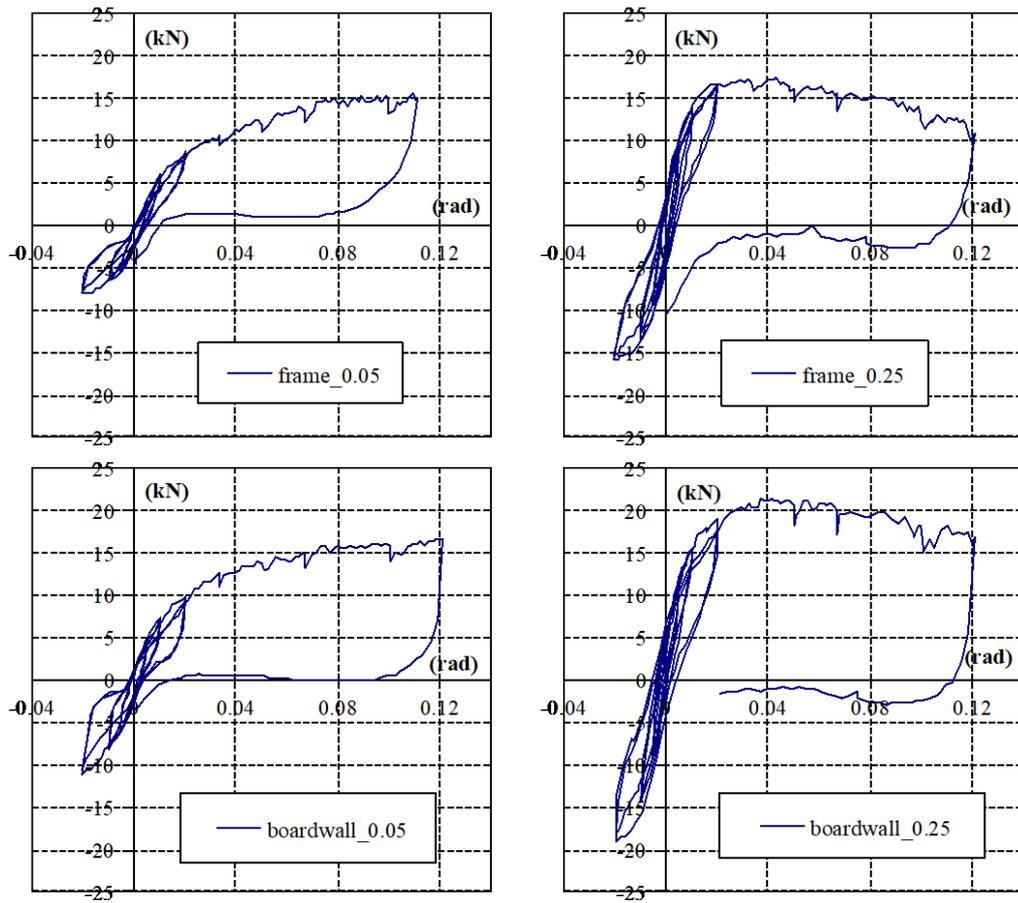


図 4.4.3-7 補正荷重-せん断変形角関係 (3)

(2) 破壊性状

(a) 終局時の全体写真

代表的な破壊の様子を写真 4.4.3-1、写真 4.4.3-2 に示す。

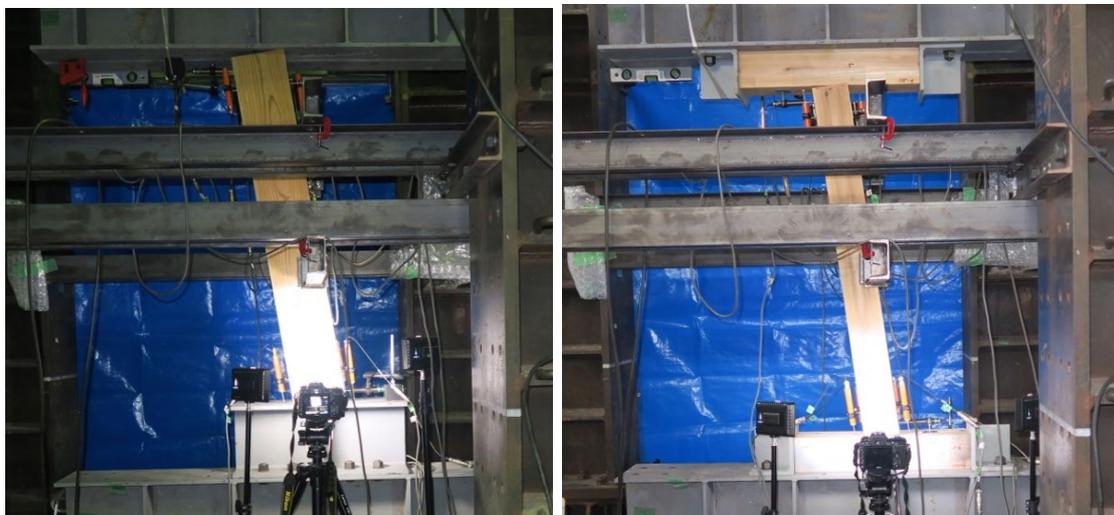


写真 4.4.3-1 終局時の全体写真 (左：柱のみ／右：土台あり)

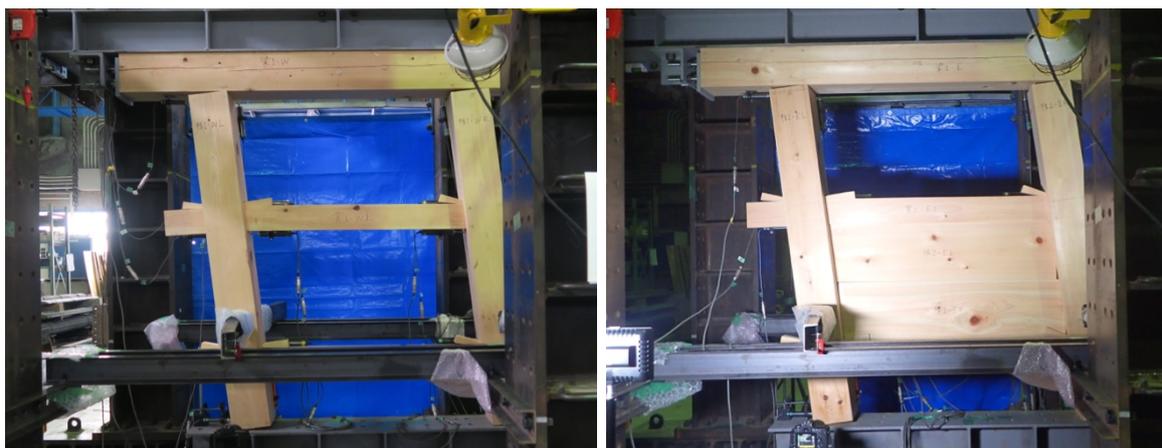
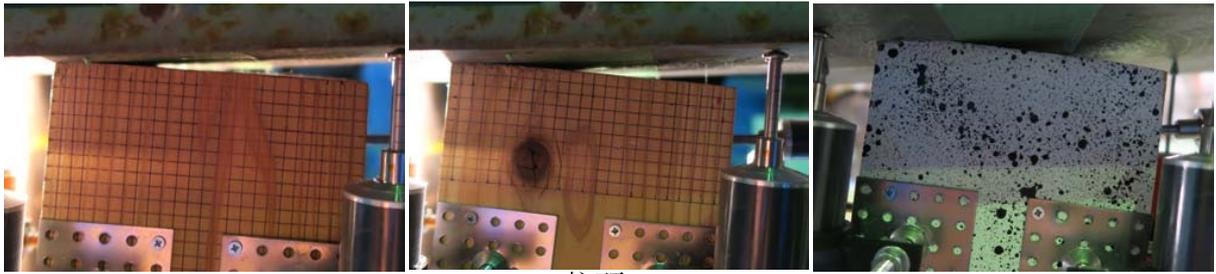


写真 4.4.3-2 終局時の全体写真 (軸組構面・板壁構面)

(b) 1-120 試験体 (□-120×120 試験体)

写真 4.4.3-3 に終局時の柱頭柱脚部の様子を示す。一定軸力を与えた試験体と比較すると、高軸力を与えた試験体の方が柱脚部分での圧壊が広範囲に生じていることがわかる。さらに、変動軸力の試験体ではさらに圧壊部が広がっており、鉄骨部との接触面積が増大していることがわかる。



〈柱頭〉



〈柱脚〉

【一定軸力】

【一定高軸力】

【変動軸力】

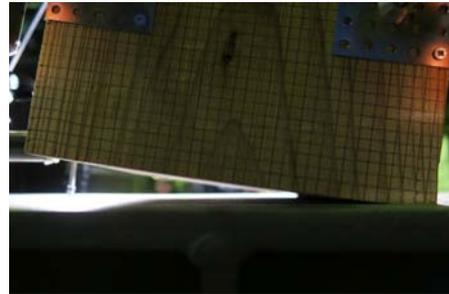
写真 4.4.3-3 終局時の柱頭柱脚の様子 (□-120×120 試験体)

(c) 1-150・1-180 試験体 (□-150×150・□-180×180)

写真 4.4.3-4 に終局時の柱頭柱脚部の様子を示す。



〈柱頭〉



〈柱脚〉

写真 4.4.3-4 終局時の柱頭柱脚の様子 (左：□-150×150／右：□-180×180)

(d) 2-120・2-150・2-180 試験体 ($\phi 120$ ・ $\phi 150$ ・ $\phi 180$)

写真 4.4.3-5 に終局時の柱頭柱脚部の様子を示す。

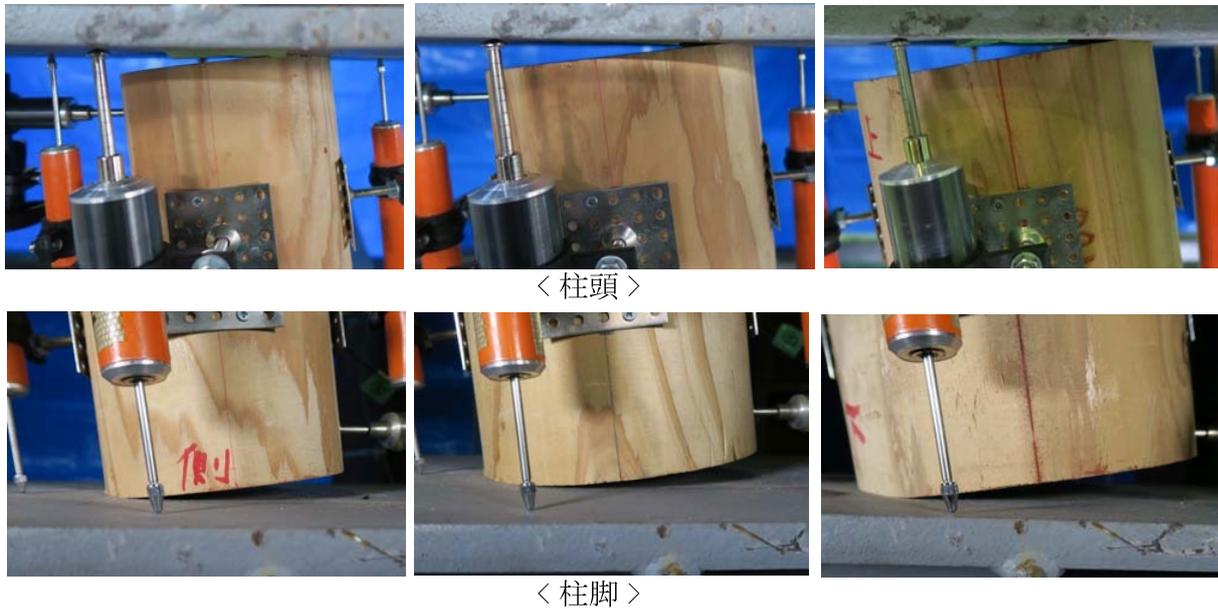
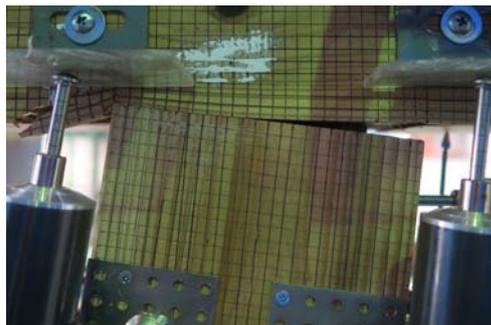
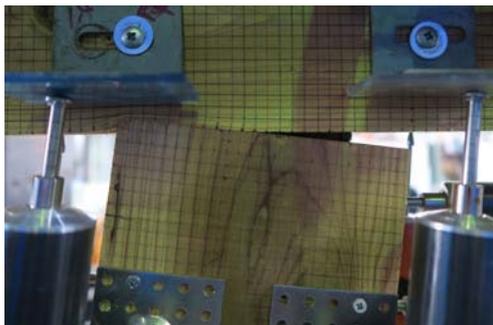


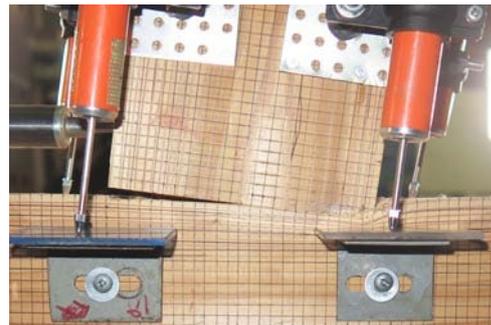
写真 4.4.3-5 終局時の柱頭柱脚の様子

(e) 3-120 試験体 ($\square 120 \times 120$ / 横架材あり)

写真 4.4.3-6、写真 4.4.3-7 に終局時の柱頭柱脚部の様子を示す。鉄骨に直接柱を設置した場合と比べて明らかに横架材のめり込みによる損傷が著しいことがわかる。また、軸力変動の有無に関わらず、短ほぞがない方の試験体の方が短ほぞのある試験体と比べて損傷が激しいことがわかる。



＜柱頭＞

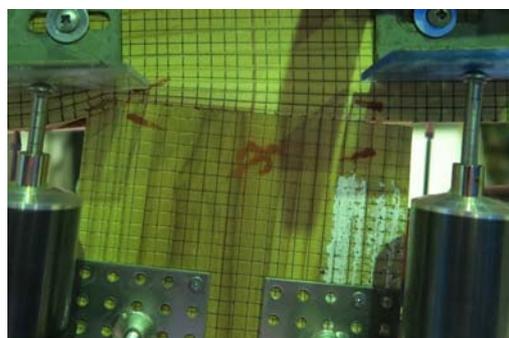


＜柱脚＞

【短ほぞあり】

【短ほぞなし】

写真 4.4.3-6 終局時の柱頭柱脚の様子 (□-120×120／横架材あり・一定軸力)



＜柱頭＞



＜柱脚＞

【短ほぞあり】

【短ほぞなし】

写真 4.4.3-7 終局時の柱頭柱脚の様子 (□-120×120／横架材あり・変動軸力)

(f) 4-120 試験体 (φ120/横架材あり)

写真 4.4.3-8 に終局時の柱頭柱脚部の様子を示す。柱断面が円形であるため真横から見た写真ではめり込んでいる様子がわかりにくいですが、写真 4.4.3-9 に示したように載荷後の横架材を確認すると円形断面に沿って横架材にめり込みが生じていることがわかる。



写真 4.4.3-8 終局時の柱頭柱脚の様子 (φ120/横架材あり)

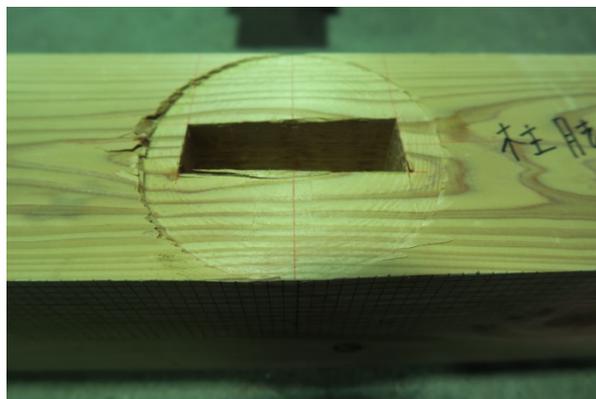
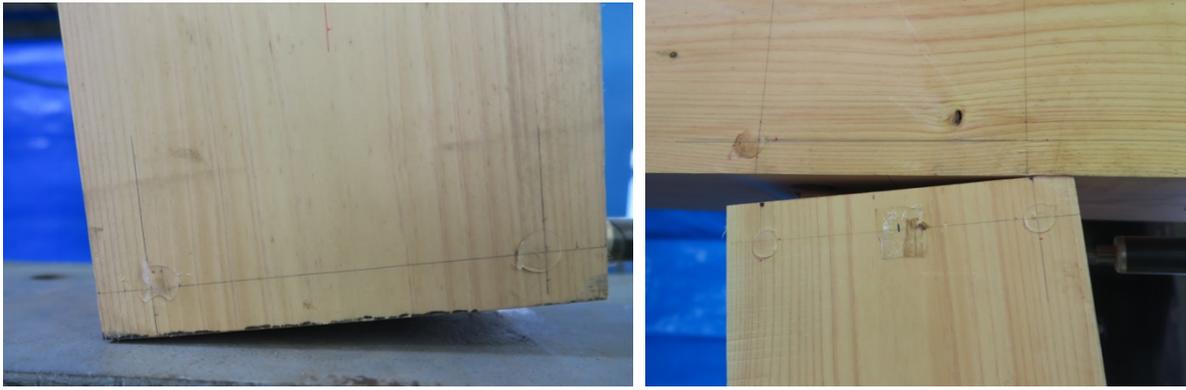


写真 4.4.3-9 載荷後の横架材の様子 (φ120/横架材あり)

(g) 軸組構面・板壁構面試験体

写真 4.4.3-10 に終局時の柱頭柱脚部の様子を示す。低軸力時では梁のめり込みはほとんど見られなかったが、高軸力時において梁のめり込みが生じていることがわかる。しかし、柱 1 本あたりに作用している軸力が柱単体の試験の時と比べて低いため、めり込み量は非常に少なかった。



<軸組構面（低軸力）>



<軸組構面（高軸力）>



<板壁構面（低軸力）>



<板壁構面（高軸力）>

写真 4.4.3-10 終局時の柱頭柱脚の破壊の様子

(3) 荷重-せん断変形角関係の比較 (柱単体試験体)

図 4.4.3-5、図 4.4.3-6 の荷重-せん断変形角関係の正側の包絡線を用いて各試験体の比較を行う。なお、図中には既往文献(計算式 1: 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル—限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会著、学芸出版社、2004 年/計算式 2: 限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説、一般社団法人日本建築学会、2013(なお、計算において $K_e=200\text{N/mm}^3$ を用いた。))より求めた柱の傾斜復元力特性の計算結果を併記した。

(a) 柱のみ (角材: 120×120)

一定軸力の結果の比較を図 4.4.3-8 に、軸力変動の結果の比較を図 4.4.3-9 に示す。一定軸力では概ね既往の計算値と整合しているが、軸力が大きくなるにつれて計算値との差異(最大耐力と耐力喪失時の変形角)が大きくなっている。

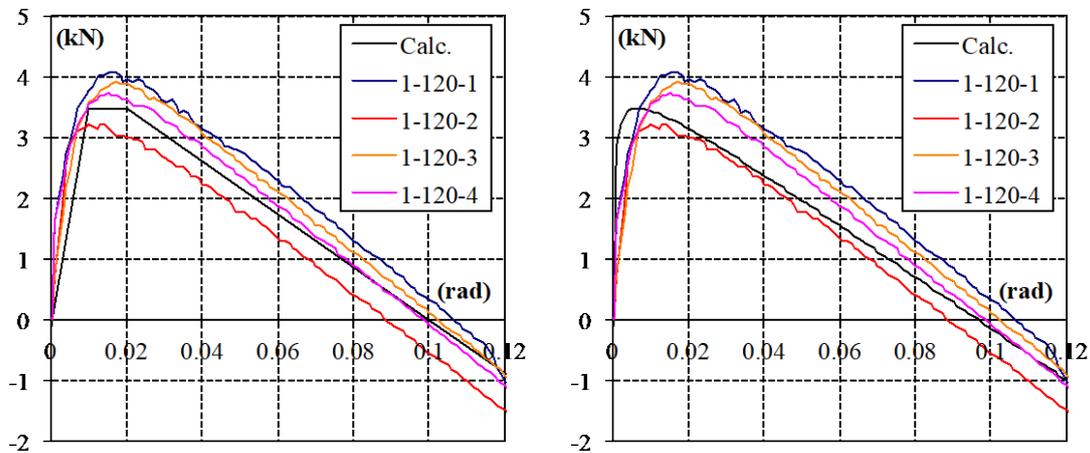


図 4.4.3-8 一定軸力の結果の比較 (左: 計算式 1/右: 計算式 2)

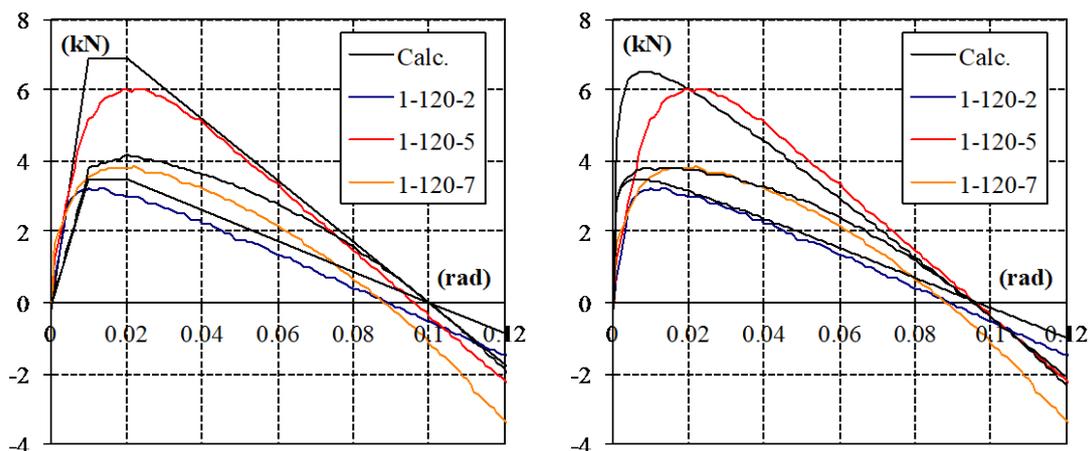


図 4.4.3-9 軸力変動の結果の比較 (左: 計算式 1/右: 計算式 2)

(b) 柱のみ (丸材: $\phi 120 \cdot \phi 150 \cdot \phi 180$)

120×120 と $\phi 120$ の結果の比較を図 4.4.3-10 に、円形断面の結果一覧を図 4.4.3-11 に示す。断面が大きくなるにつれて軸力が大きくなるため、計算式 1 との差異が大きくなっている。これは、計算式 1 の算出において、断面が丸材であることは考慮していないことが原因である。

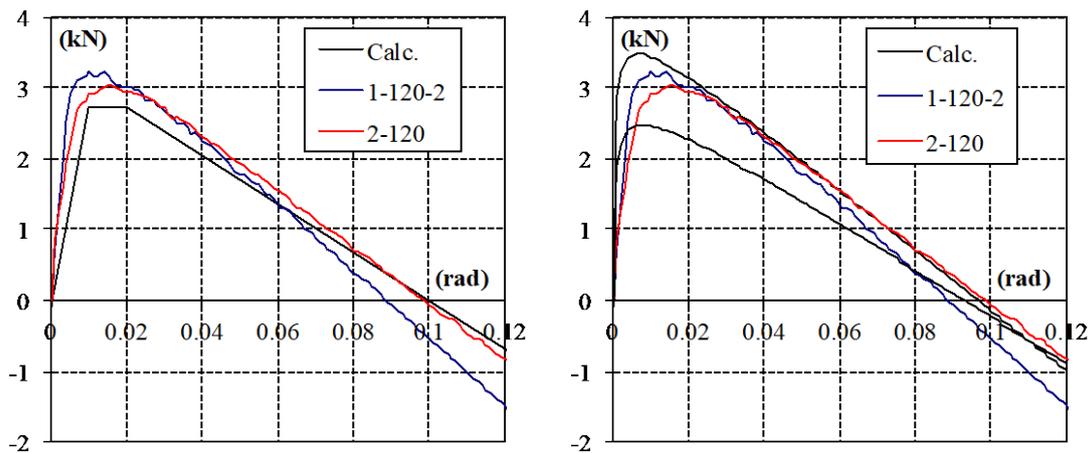


図 4.4.3-10 120×120 と φ120 の比較 (左：計算式 1 / 右：計算式 2)

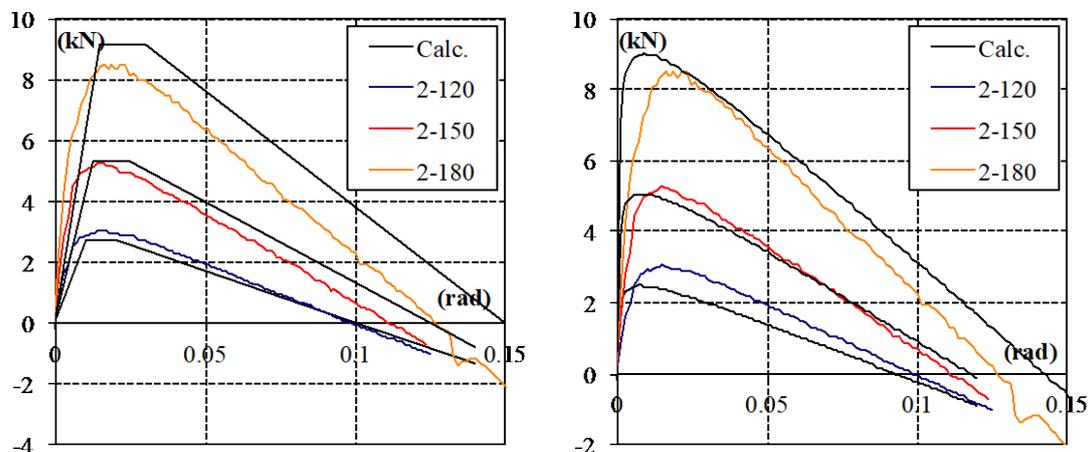


図 4.4.3-11 円形断面の結果一覧 (左：計算式 1 / 右：計算式 2)

(c) 柱のみ (角材：120×120・150×150・180×180)

120×120、150×150、180×180 の結果の比較を図 4.4.3-12 に示す。実験結果は全体的に概ね計算値と良い対応を示している。

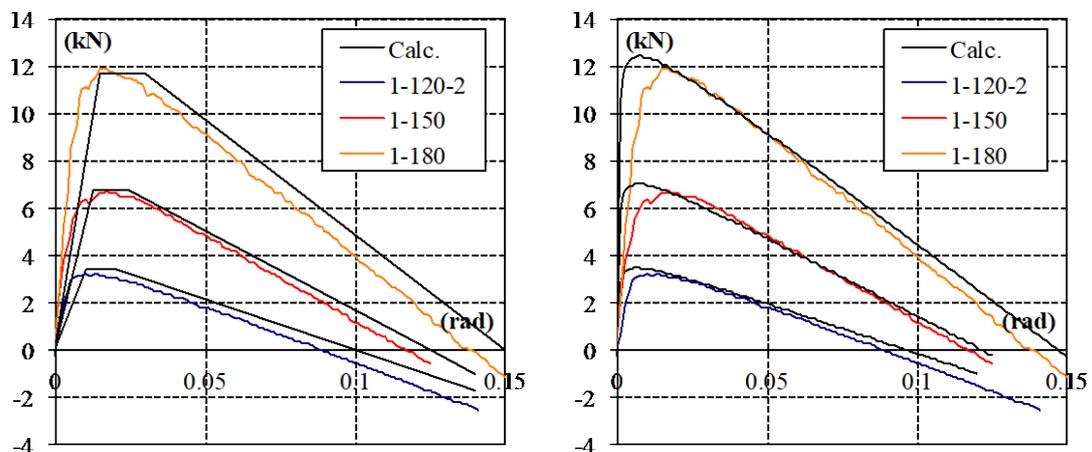


図 4.4.3-12 角材 (120×120・150×150・180×180 の違い) (左：計算式 1 / 右：計算式 2)

(d) 横架材あり（角材：120×120（短ほぞあり・なし）／φ120（短ほぞあり））

120×120の横架材あり試験体の結果の比較を図4.4.3-13および図4.4.3-14に、φ120の横架材ありと柱のみとの比較を図4.4.3-15に示す。なお、変動軸力のグラフに併記した計算値は、いずれも一定軸力の仮定で計算をしており、それぞれ低軸力（43.2kN）と高軸力（86.4kN）の値を用いて算出したものである。柱のみと比べて全体的に耐力が低く、変動軸力の試験体でその傾向は顕著である。また、変動軸力の場合の負勾配の変動が著しい。なお、短ほぞの有無による差も若干ではあるが確認できた。

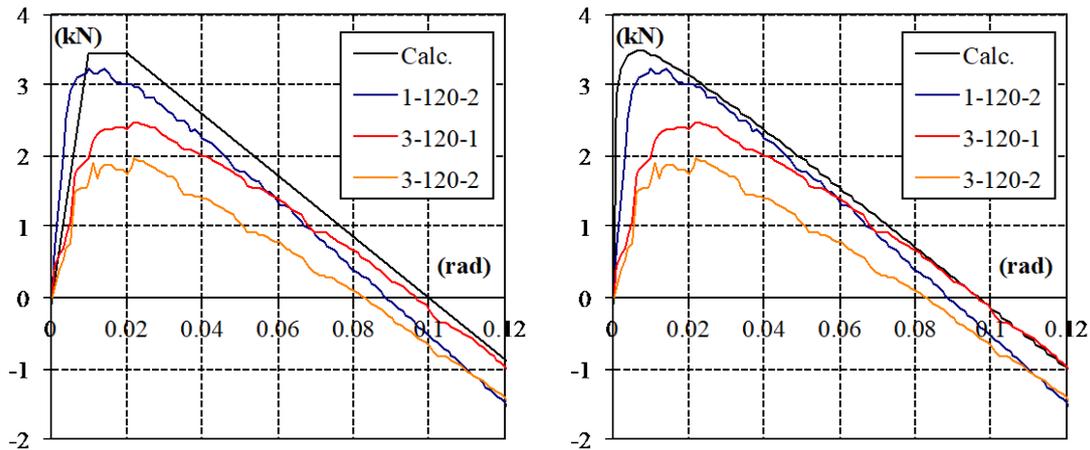


図 4.4.3-13 120×120 横架材あり試験体（一定軸力）（左：計算式1／右：計算式2）

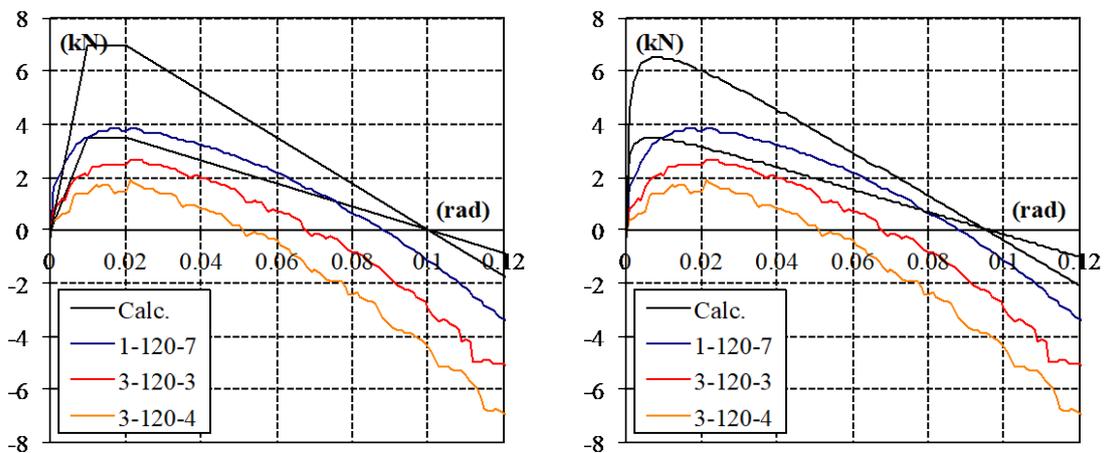


図 4.4.3-14 120×120 横架材あり試験体（変動軸力）（左：計算式1／右：計算式2）

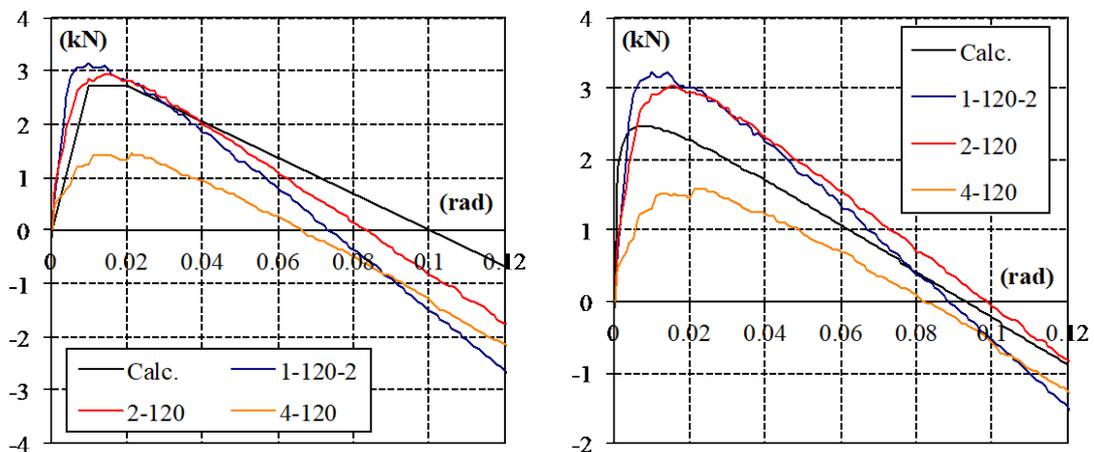


図 4.4.3-15 φ120 横架材あり試験体（一定軸力）（左：計算式1／右：計算式2）

(e) P-Δ 効果を除いた特性

図 4.4.3-16 に示したように、荷重-せん断変形角関係から P-Δ 効果を引きいて、両端の木口での抵抗力のみを示した結果を図 4.4.3-17、図 4.4.3-18 に示す。ほとんどの試験体で降伏後の値は一定値を示す傾向にあるが、横架材ありの試験体のみ右肩上がりの傾向を示した。

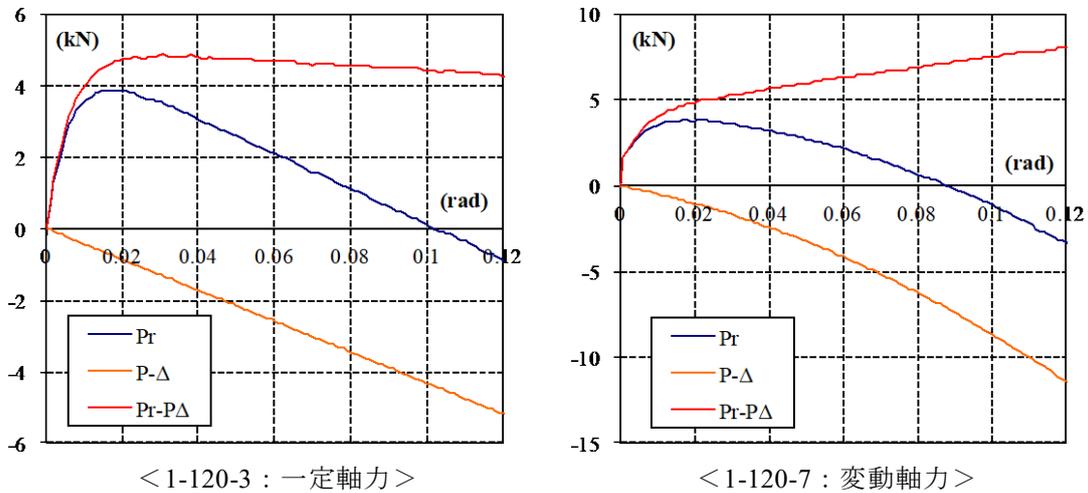


図 4.4.3-16 P-Δ 効果の除去の一例

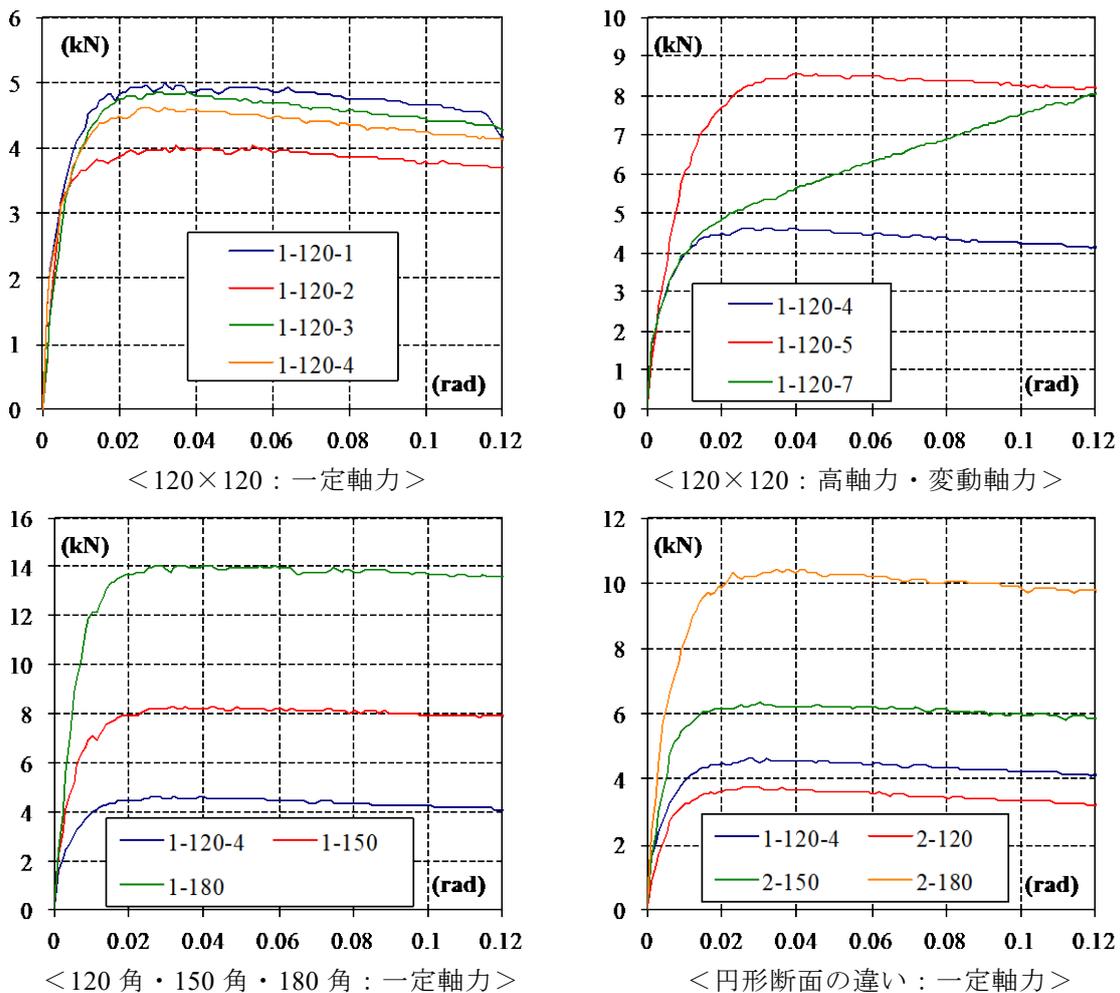


図 4.4.3-17 P-Δ 効果を取り除いた荷重-せん断変形角関係の比較 (1)

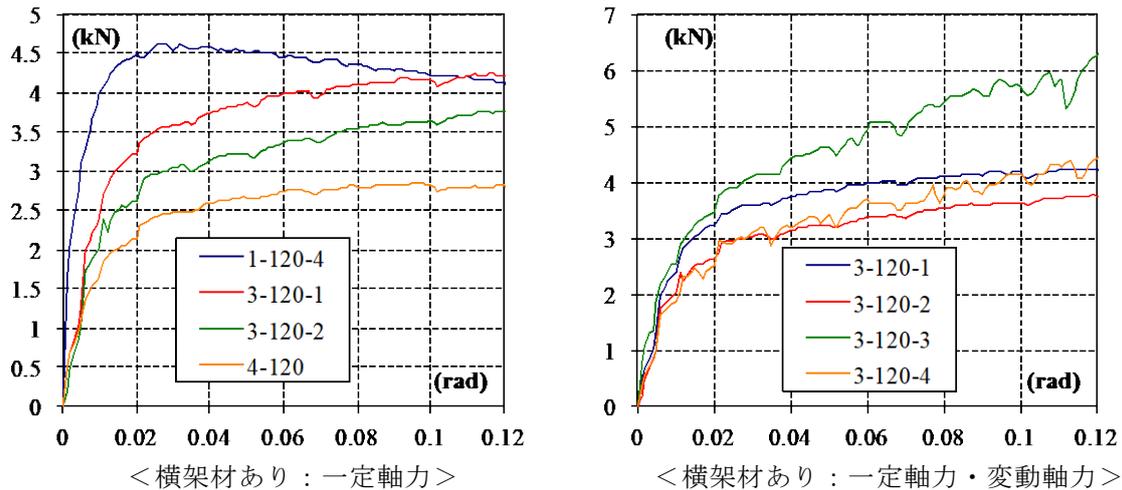


図 4.4.3-18 P-Δ効果を取り除いた荷重-せん断変形角関係の比較 (2)

(f) 無次元化量での比較

軸力や柱幅の影響を除去するために、縦軸を Ph/aW 、横軸を δ/a に変換した結果を図 4.4.3-19 に示す。ここで、 P ：水平荷重、 h ：柱高さ、 a ：柱幅、 W ：軸力、 δ ：水平変位量とする。また、パラメータごとに分けて比較した結果を図 4.4.3-20 に示す。

120mm 角の柱のみの試験体である 1-120-1～1-120-4 はほぼ同一条件での結果であるが、低いもので 8 割ぐらゐの耐力となっており、材料によるばらつきが確認できる。一方、高軸力作用下における試験体 (1-120-5) においては、初期剛性と最大耐力いずれも基準の試験体より低い結果となった。しかし、変動軸力の試験体 (1-120-7) では、初期剛性は基準の試験体とほぼ同程度であったが、最大耐力はやや低く、さらに荷重喪失時の変位 (x 軸との交点) が他の試験体よりも小さかった。これは、軸力変動をさせているため、初期剛性付近の変位が小さい範囲では軸力がそれほど大きくないため基準の試験体とほぼ同じ条件となっているが、荷重喪失時付近では初期値の約 2 倍の軸力が作用していることが原因であると考えられる。ただし、1-120-2 試験体とほぼ同程度であったため、今回の実験において、軸力変動による影響は木材のばらつきの範囲内であった。

断面の大きさの違いにおいては、円形と角材試験体のいずれも断面形状が大きくなると少しだけ最大荷重が低下するとともに、荷重喪失時の変位も小さくなる傾向にあった。これは、断面が大きくなると保持している軸力が大きくなる一方で、柱が傾いた際に荷重を支持する部分は小口端部の限られた部分であるため、軸力が大きくなる断面の大きい試験体の方が小口端部の圧壊が進展する可能性が高いことが原因であると考えられる。

横架材を設けた試験体では、最大荷重が 5 割程度低下するとともに、荷重喪失時の変位も小さくなっており、木材のばらつきの範囲を大きく超え、明らかに耐力発現に影響を及ぼしていることがわかる。また、特に軸力変動を伴う試験体ではその傾向が顕著である。実際の建物においては、礎石建ち仕様であったとしても上部の梁との接合が短ほぞのような一般的な接合であったとするならば、少なくとも柱頭部での柱の傾斜復元力特性については大幅な低減が必要であると考えられる。また、三重塔や五重塔などにおいても、特に中間層においては柱の上下に横架材が設置されるため、接合部に特別な配慮を施さない限り、大幅な低減が必要であると考えられる。

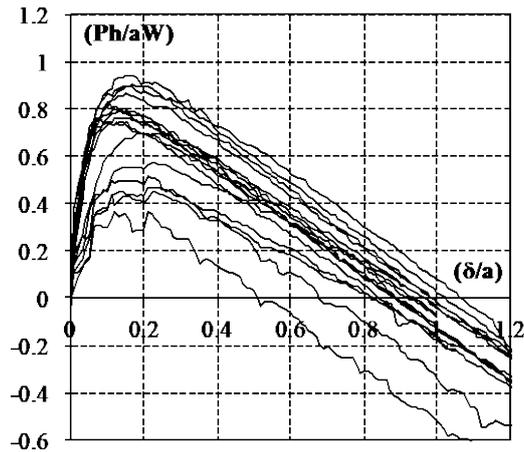


図 4.4.3-19 無次元化量での比較（全試験体）

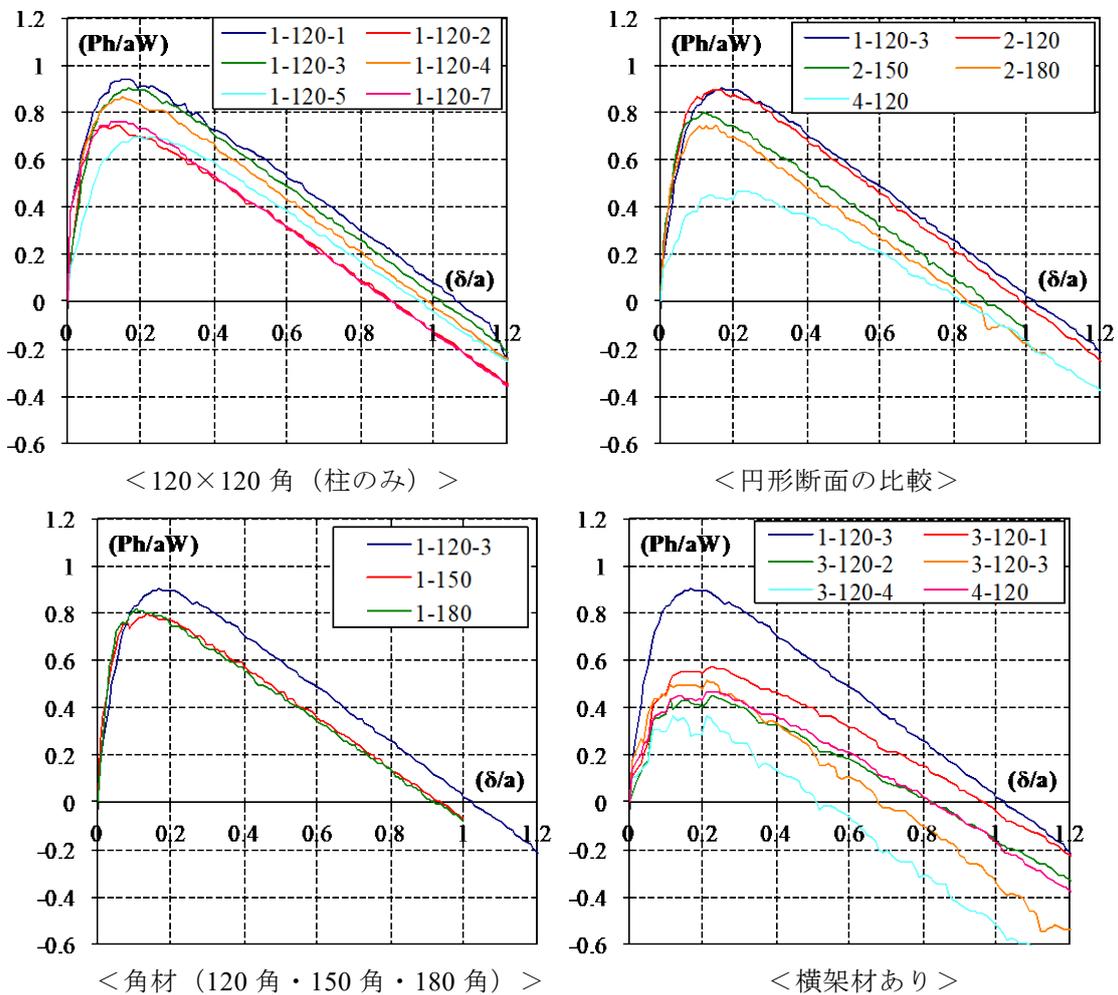


図 4.4.3-20 無次元化量での比較（パラメータごとでの比較）

（４）荷重-せん断変形角関係の比較（軸組構面・板壁構面）

図 4.4.3-7 に示した荷重-せん断変形角関係の正側の包絡線を図 4.4.3-21 に示す。なお、図中には柱の傾斜復元力特性の計算結果（低軸力：25.3kN／高軸力：126.4kN）を併記した。また、軸組構面と板壁構面それぞれの試験結果において、同一変形角における高軸力試験体の荷重から低軸力試験体の荷重を引き算した結果（frame：frame0.25-frame0.05／

boardwall : boardwall0.25-boardwall0.05) を図 4.4.3-22 に示す。なお、軸組構面試験体は目視では板壁構面試験体とほとんど同一の破壊性状を示していたが、板壁構面試験体では板壁の圧縮抵抗によって柱が左右に押し広げられたために貫が柱から引き抜けている様子を確認することができ (写真 4.4.3-6、図 4.4.3-23、図 4.4.3-24 参照)、特に柱脚での摩擦力が小さい低軸力の板壁構面試験体で貫の引き抜け量が顕著であった。このように軸力の違いにより破壊性状に差が生じているため単純に引き算することはできないが、参考として板壁構面試験体における実験結果を引き算した結果も併記した。

軸組構面試験体は概ね傾向を捉えられているが、負勾配が大きく荷重喪失時の変位が小さい結果となった。これは、柱頭側が梁で支持されているため、梁のめり込みが生じたことが原因であると考えられる。しかし、軸組構面・板壁構面共に構面の実験の場合には、他の耐力が加算されることや柱が複数本になることから、現実的に起こりうる軸力変動を再現することが難しく (油圧ジャッキの容量の問題から高軸力を作用させることが難しかったため)、柱単体の実験で見られたような柱頭でのめり込み破壊が生じにくい結果となった。

一方、板壁構面試験体では板壁の圧縮抵抗によって柱が左右に押し広げられるが、高軸力試験体では柱脚の摩擦力が大きくなったために柱が押し広げられる変形が抑制され、これが原因で板壁の圧縮抵抗が高軸力試験体の方が大きくなったと考えられる。そのため、高軸力の結果から低軸力の結果を引き算した図 4.4.3-22 の結果において、板壁構面試験体の結果が計算値を上回ったといえる。

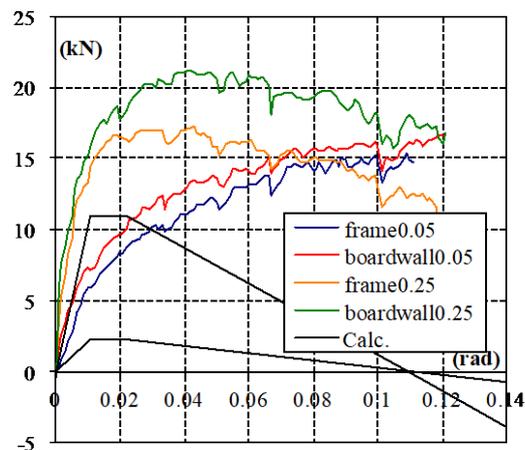


図 4.4.3-21 荷重-せん断変形角関係の正側包絡線の比較

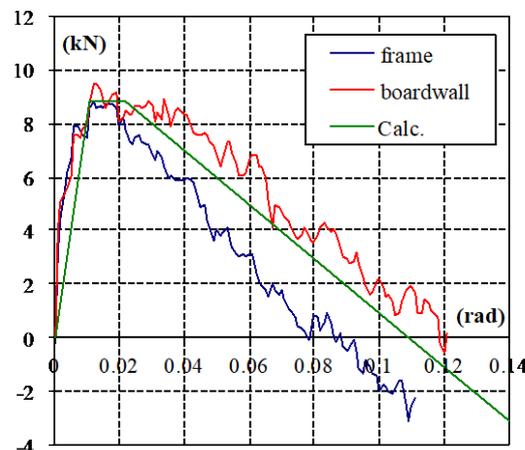


図 4.4.3-22 柱の傾斜復元力特性の比較

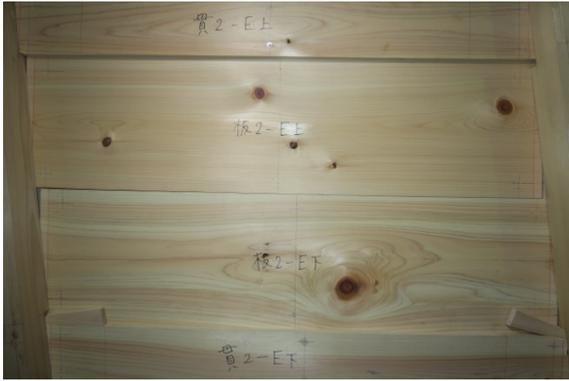


写真 4.4.3-6 終局時の板壁の様子 (低軸力試験体/高軸力試験体)

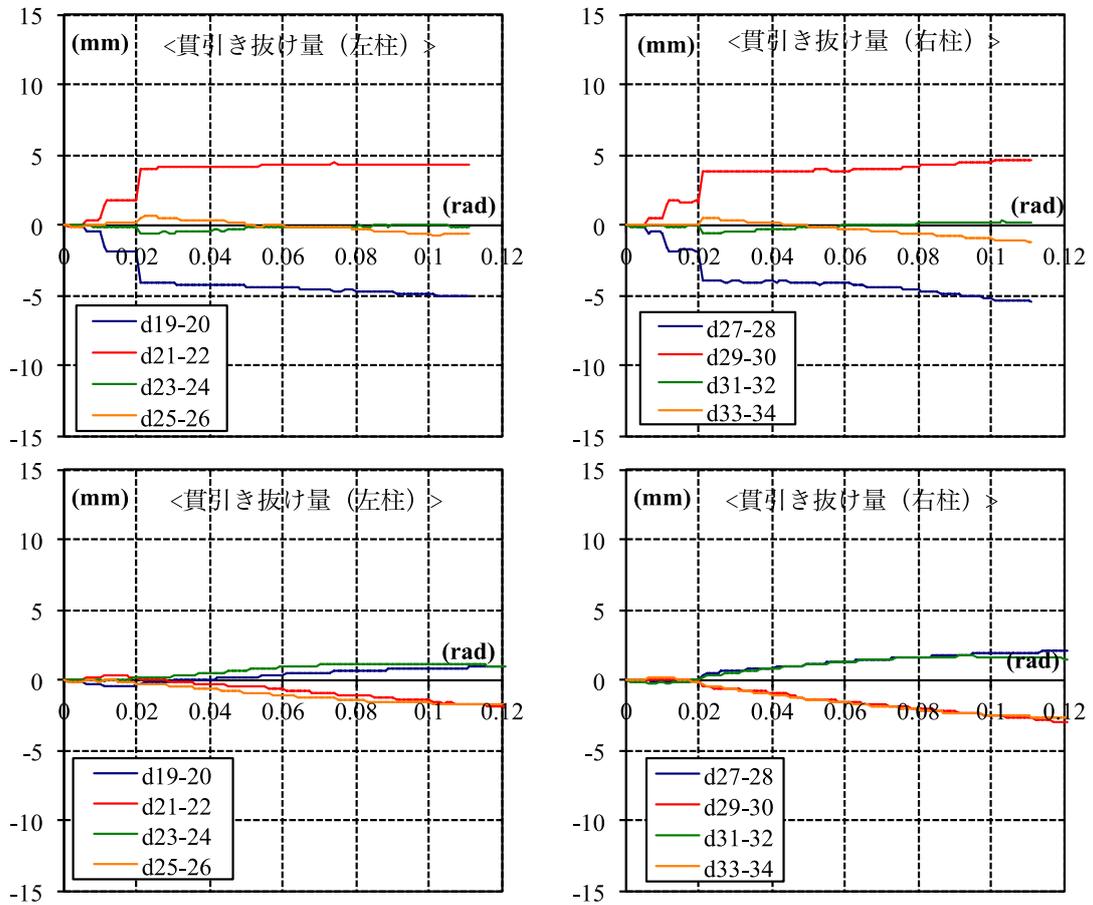


図 4.4.3-23 貫の引き抜け変位量の推移 (軸組構面) (上: 低軸力/下: 高軸力)

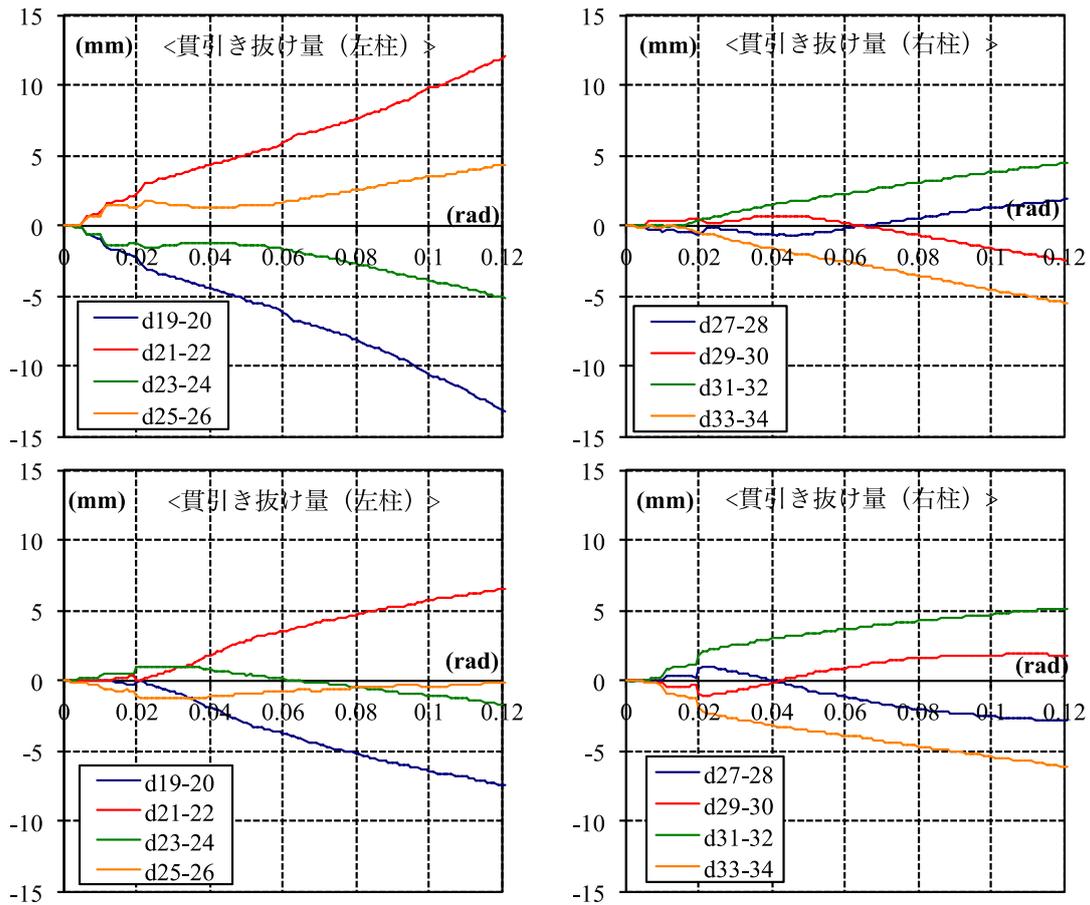


図 4.4.3-24 貫の引き抜け変位量の推移 (板壁構面) (上：低軸力/下：高軸力)

4.4.4 実験のまとめ

- ・ 柱の上下を直接鋼板で支持した試験体においては、概ね既往の計算式と良い対応を示したが、材料によるばらつきから最大耐力が 8 割程度の試験体も見られた。
- ・ 柱の断面が大きくなると、若干ではあるが最大耐力や荷重喪失時の変位が小さくなる傾向が見られたが、その影響は木材のばらつきの範囲内であった。
- ・ 柱の上下に横架材を設置した試験体では、最大荷重が 5 割程度になるほど大幅な耐力低減が見られた。特に、軸力変動を伴う試験体ではより顕著であった。
- ・ 貫や板壁を含む軸組構面においても、概ね柱の傾斜復元力特性の加算が成立することを確認した。ただし、油圧ジャッキの容量の問題により、試験体に作用させた軸力が小さかったため、横架材へのめり込みは僅かであり、柱単体の実験で確認されたような耐力低減を伴う状態ではなかった。

4.5 まとめ

伝統的木造建築物、特に古代の建築物においては、いわゆる柱傾斜復元力が、耐震性能に関わる重要な要素であると考えられている。柱傾斜復元力を考慮した木造建築物の構造設計法の提案に繋がる基礎資料を得ることを目的に検討を行い、以下の結果を得た。

(1) 負担面積と柱軸力

柱傾斜復元力を壁量計算に取り入れる方法としては、柱径、柱長および柱軸力から略算的に算出される柱傾斜復元力による許容耐力を等価な壁量に置換し、施行令第46条の壁量に相当するものとして追加することが考えられる。

柱傾斜復元力の許容耐力の算出方法と、その中で用いられる係数の算出方法についての検討を行い、特に、柱軸力の簡易な算出方法として、梁の掛かり方を考慮せずに柱負担面積を求める方法、単位面積当たりの重量の算出方法の提案として取りまとめた。

(2) 建築物内での実際の挙動

実際の建物内では壁等が取り付くことによる柱軸力の変動が生じ、また、柱の径がそれほど大きくない場合には、垂れ壁、腰壁等が取り付くことにより柱の曲げ変形が生じる。これらの影響に関し、柱のみならず貫や板壁を併用した場合における柱の傾斜復元力特性を把握することを目的として、3次元有限要素解析を用いた解析的検討を行った。

その結果、柱の上下の木口面を剛体で拘束した解析モデルでは理論式とよく対応すること、上部に梁を追加したモデルでは仕口接合部の曲げ抵抗により理論式と比べて解析結果の荷重が高くなる傾向を示すこと、貫や板壁を含めたモデルの解析結果では、柱の傾斜復元力特性の加算則が成立することが明らかとなった。

(3) 荷重変形関係

柱の傾斜復元力特性を把握するため、断面や軸力変動の有無、横架材の有無などをパラメータとした柱単体の実験を行い、また、板壁を含む軸組構面についても実験を実施し、柱の傾斜復元力特性の加算が成立するかの検証も併せて実施した。

その結果、柱の上下を直接鋼板で支持した試験体においては、概ね既往の計算式と良い対応を示すこと、柱の断面が大きくなると若干ではあるが最大耐力や荷重喪失時の変位が小さくなる傾向が見られること、柱の上下に横架材を設置した試験体では大幅な耐力低減が見られること、貫や板壁を含む軸組構面において概ね柱の傾斜復元力特性の加算が成立することが確認された。

本検討により、長さに対して十分に太い柱について、柱傾斜復元力特性が概ね把握され、他の構造要素との加算則も成立することが確認された。等価な壁量として壁量計算に取り入れる方法についても一定の提案がなされた。

ただし、柱の傾斜復元力そのものに関しては、礎石建ちで上部に木材が載る柱について実験データが十分ではなく、それを補う理論式にも改善の余地がある、という点で課題が残されている。また、2方向入力があった場合の柱傾斜復元力については今後の検討課題である。一方、柱傾斜復元力を等価な壁量に加える方法の検討においては、負担面積の範囲に上階柱や小屋束がない、登り梁形式であるなど、鉛直荷重の伝達が期待できない場合の取り扱いについて、補足的な検討が残されていると言える。

第5章 添付資料

5.1 全体委員会議事録

本事業で実施した委員会は以下の通りである。

	日 時	場 所
第1回	平成30年8月6日(月) 10:00~12:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」
第2回	平成30年12月10日(月) 18:00~20:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」
第3回	平成31年2月21日(木) 12:00~14:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス3」

次ページから、委員会の議事録を掲載する。

第 1 回委員会

日時	2018 年 8 月 6 日 月曜日 10:00~12:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、大橋、齋藤、槌本、秋山、中川、荒木 行政: 青木、徳竹 事務局: 平野、山崎(議事録作成)
<p>配付資料</p> <p>資料 01: 関係者名簿</p> <p>資料 02: 平成 29 年度事業 報告会パワポ</p> <p>資料 03: 平成 30 年度 事業の概要(交付申請書抜粋)</p> <p>資料 04: 全体スケジュール</p> <p>資料 05: 第 1 回 WG 議事録(2018/6/25)</p> <p>資料 06: 柱の復元力特性に関する検討-2018 年度の検討方針</p> <p>資料 07: 柱の復元力特性に関する検討 実験計画</p> <p>資料 08: 接合部の回転抵抗に関する検討-2018 年度の検討方針、第 1 回 WG 資料</p> <p>資料 09: 小屋梁組関係の実験計画</p> <p>1. 事業概要の説明(資料 02、03、04)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 昨年度成果、今年度の事業概要、全体スケジュールを説明。 ・ 第 1 回 WG 議事録(資料 05)は各項目で参照。 <p>2. 柱の復元力特性についての検討 (資料 06、07)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 今年度の方針として、柱軸力を推定するための柱 1 本あたりの負担面積の算出方法(手計算で可能な簡易法)を示し、傾斜復元力を加算できる条件を示す。加えて、荷重変形関係について明らかにするために、柱の断面寸法・プロポーシオンを考慮し、実験を行う。(現在の予定では 11 月頃) ・ 柱の負担面積の検討にあたっては、梁のかかり方などを踏まえた詳細な算出方法(構造計算を行う場合と同様)で構造計算をする必要がある。その上で、簡易法を検討するのがよいのではないか。 →一般的には太い柱は負担面積が大きくなると考えられる。その傾向が明らかであれば柱の太さで決めてしまう方法もある。 ・ 積載荷重についてはどのような値としているか？ →解析では、昨年度の報告書と同等で積載荷重を 60kg/m²としている。建物用途、仕上げなどを考慮すると、少し重め(危険側)であり、どの程度を想定するか議論が必要である。 ・ 全ての柱に傾斜復元力を加算できることを想定しているのか？ →プロポーシオン、もしくは径を条件とし、太い柱に絞ることを想定している。通常の住宅では加味されないレベルで、プロポーシオンが 1:15 以上と考えている。 	

3. 接合部の回転抵抗に関する検討(資料6)

- ・ 今年度の方針として、各種接合部の最大耐力と大変形性能を考慮したモデル化の検討を行う。また、10月頃に接合部を持つ鉛直構面の実験を行い、解析との整合性を確認する。
- ・ 仕様規定としては、柱が折損しない場合は加算できる等の条件を設ける必要があるのではないか。
→垂れ壁付独立柱を検討した際は、柱が折れるケースは除いた。
- ・ パラスタにて柱の折損が生じないもののみを対象とする。計算上は基準強度で確認しておく。ただし、パラスタ上で柱が折損する場合でも、実験ではなかなか生じず予測不可能と言える。
- ・ 樹種の違いが柱の折損に影響を与えるのではないか。
→樹種の違いを網羅的に確認しようとする費用・日程等が厳しいため、スギを想定して検討を進める。ただし、他の樹種に比べスギが安全側であると言い切れず、課題がある。
- ・ 基準強度と実際の破壊性状との差が設計で課題となる例としては、靱性を確保できている接合部がめり込みで決まる場合が挙げられる。限界耐力計算で正確に検討する場合は、その差を考慮する必要がある。本事業では略算的に進めようとしており、適用範囲を決めているので問題ない。

4. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料7)

- ・ 今年度の方針として、昨年度検討した内容で実験を行い、その結果と解析から小屋ばり組として加算できる考え方をとりまとめる。実験は7月にほぼ終了しており、実験結果のとりまとめと解析を今後実施していく。
- ・ 実験の具体的な仕様は、過去の事業等を参考にしている。仕口等の細かなディテールについては、過去の事業等では情報が少なく、設計者にヒアリングを行い、あり得ない仕様とならないように確認をした。

5. その他

- ・ 伝統的な木造といっても多様な考え方があり、金物の使用を許容して設計している方がいると思われる。本事業の目的と異なるが、真壁等の伝統的な意匠を実現し、かつ金物・くぎ等により耐力のある仕様を新たに定義していくのも一つの方向性ではないか。
→現実的にはそのような方向性も考えられる。ただし、本事業は、まずはこれまで評価できていなかった部分を評価しようとするものである。

【次回以降の予定】

- ・ 第2回委員会 12月10日(月) 18:00~20:00

第 2 回委員会

日時	2018 年 12 月 10 日 月曜日 18:00~20:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、大橋、鈴木、齋藤、後藤、腰原、樋本、秋山、中川、 行政: 青木、徳竹 事務局: 平野(議事録作成)、山崎
<p>配付資料</p> <p>資料 01: 第 1 回委員会資料(2018/8/6)</p> <p>資料 02: 全体スケジュール</p> <p>資料 03: 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討</p> <p>資料 04: 柱傾斜復元力の等価壁量について</p> <p>資料 05: 柱の復元力特性についての検討 実験および解析</p> <p>資料 06: 接合部の回転抵抗に関する検討</p> <p>1. 前回の議事録の確認(資料 01)</p> <p>2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料03)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 五十田より資料03の説明。実験は全て終了。とりまとめもほぼ終了している。 ・ 変形制限のチェック時の考え方について、建物全体の変形角としているのか、小屋組部分(水平構面)の変形角を対象としているのか？ <ul style="list-style-type: none"> → 最終的なスパン、アスペクト比、下階の耐力壁の配置等の条件の設定は、耐力(1/90rad 時)で決めている。変形制限は、小屋組(水平構面)のみの変形角 1/30rad および 1/50rad 時についてチェックをしている。小屋の変形を含んだ構面ではチェックしていない。 → 水平構面の変形は、耐力壁(鉛直構面)の面外変形を生じさせるが、壁の仕上げ材への影響はほとんど無いので問題としないと考えていい。ただし、建築全体の変形角が大きくなることが問題にはならないとは思いますが、どの程度となるのかは確認しておいた方がいいのではないか。 → 内壁の負担割合の考え方で、中央の B・C エリアの負担割合がごく小さいとき(外側の A・D の負担割合が高いとき)には、小屋組の変形は大きくなるものの、仕上げ材等への影響は問題無い。一方で、B・C エリアが中途半端に負担し、かつ、小屋からの力が集中した場合は、そこで損傷が生じ、全体がそれに引きずられる可能性があるのでは。むしろ、A・D エリアの負担割合を各 30%以上とするといった条件の方がいいのでは。 ・ 地震被害を見てみると、各階が倒壊していても、倒壊時に相当の衝撃が加わっているにもかかわらず、小屋組は破壊していないことが多い。 ・ 積雪地域では、積雪を見込んでのスパン表などが用意されている。それらの仕様およびスパンとの整合性はどうか。 <ul style="list-style-type: none"> → 積雪が問題となる地域やスパンが大きくなる場合には、はり断面が大きくなり、面内せん 	

断性能は上がると考えられる。今回の検討では、かなり低い性能の仕様で検証を行っている
ので、結果は安全側となり問題とならないと考える。

ただし、積雪分の荷重が増えるため水平力については検討が必要(WGにて後日追記)。

3. 柱の復元力特性についての検討 (資料 04、05)

- ・ 河合より、資料04、05の説明。
- ・ 壁がある場合には、X・Y方向の検討だけでも良いと思うが、壁がない場合では、それ以外の斜めの方向の検討が必要ではないか。(以前にも指摘あり)
 - 平面的にやるよりは値が下がる傾向にはなれると思う。○柱と□柱とでも異なる可能性がある
ので、検討する。既往の研究もあったかもしれない。

4. 接合部の回転抵抗に関する検討(資料 06)

- ・ 河合より、資料06の説明。第1回委員会で説明した内容から、計画変更がされたのでその経緯について説明。要素実験(接合部)は約半分が終了。フレーム(土壁有り、無し)については、土壁の施工が完了する2月上旬に実施予定。
- ・ 差し鴨居に直交方向からも材がきてれば、断面欠損が大きくなり、柱は折損するのではない
か。
 - その可能性は大きい。それを考慮した検討が必要。

5. その他

- ・ 前回の議事録にもあったが、金物を用いた新しい伝統的な木造の評価については実務者からの要望はある。
 - 復元の仕事でも、実際は新しい材料(ボルトや面材など)を用いたりする。それらはあまり紹介がされていない。
 - ボルトや面材なら、既に評価方法があり、それらを用いて設計を行えばいいのでは。
 - 伝統的な仕様との組み合わせで、あまりおすすめできないものもある。例えば、土壁と筋かいなど。これらについては、設計上の考え方別に整理して、おすすめの方法などを示すという
ことも必要か。
 - 本事業の目的からははずれるが、そのようなことも今後考えていく必要がある。

【次回以降の予定】

- ・ 第3回委員会 2月21日(木)12:00~14:00(11:30に昼食を用意) @情報オアシス神田

第 3 回委員会

日時	2019 年 2 月 21 日 木曜日 12:00～14:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 3」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、大橋、鈴木、齋藤、後藤、腰原、槌本、秋山、中川、荒木 行政: 青木 事務局: 平野、山崎(議事録作成)
<p>配付資料</p> <p>資料 01: 第 2 回委員会の議事録(20181210)</p> <p>資料 02: 全体スケジュール</p> <p>資料 03 1～3: 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討</p> <p>資料 04 1～3: 柱の復元力特性に関する検討</p> <p>資料 05: 接合部の回転抵抗に関する検討</p> <p>資料 06: 報告書目次案</p> <p>1. 前回の議事録の確認(資料 01)</p> <p>2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料03)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 五十田より、第 2 回委員会時に実験は全て終了し、とりまとめもほぼ終了していることを報告したため、第 2 回委員会での指摘事項について説明。 ・ ここでの方針としては、小屋組内に鉛直構面がない場合に小屋組が倒れるだけならばいいということにしているのか。 →その点についてはここでは判断はしていない。 ・ 伝統的な木造に限った話ではないが、スパンが大きくなると、水平構面の面内せん断剛性が小さければ、水平構面が変形する。その最大変形量を考慮して、層間変形角の制限をするようなルールが今はない。そのような課題もあるとして認識しておいていただきたい。 ・ ここで、最大スパンを 7.28m としているがそれを超える場合はどうすればよいか。 →この検討では火打ちを省略したい場合での検討であるため、ルール上は火打ちを入れればよい。 <p>3. 柱の復元力特性についての検討 (資料 04)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 河合より、資料04の説明。 ・ 簡略化した解析モデルは今回の検討では示さないのだろうか。例えば柱の上下両端に回転バネを設けるようなイメージ。この事業で示す必要はないが、現状では簡単に足し算できるものと複雑な計算をするものが示されており、その間のものも示すことができれば、構造解析をする際に役立つと思われる。 →簡略化したモデルを示す目的の事業ではないため検討は進めていないが、昨年度の報告書(第 4 章-20)にて、柱上限両端に曲げバネを設けた力学モデルの例を示している。 	

- ・ 今回の検証で、動的な効果は明らかとなっているか。
→その点については、深く議論をしていない。静的ではあるが実験結果を見る限りでは、荷重変形関係の履歴は同じところに戻ってくるわけではない。
- ・ 最終的に性能としては柱1本で見るのか、もしくは、例えば板壁がついた場合は、板壁の仕様も決めるのか。
→柱1本を足していくこととしている。板壁が面的に抵抗したとしても、独立して足し合わせることができそうだということを確認した。板壁の仕様については言及しない。
- ・ 昨年度の解析では、柱長さ4616mmで400角の柱とし、鉛直荷重を25tなどで設定しているが、住宅のスケールでは、柱は200角程度であり、それほど荷重を負担できない。
→柱のプロポーションについては1/15よりも太いものを対象としている。
- ・ 例えば200角の柱で強い板壁があった場合には、柱1本あたりの傾斜復元力の計算式を用いてもよいのだろうか。
→それについては程度問題であり、マクロに見れば平均化され問題がないと思われる。強い板壁がある場合は、壁で性能が決まるため、柱の傾斜復元力の加算については影響が少ないものと思われる。ただし、柱の上下で腰壁・垂れ壁が入っているものなどは柱の曲げの影響があるが、昨年度の解析で対象としておらず確認できておらず、今後の課題に挙げられる。
- ・ 長ほぞの場合、もしくは短ほぞの場合でもほぞに曲げが入ってくる。その場合も足し算ができるのか。
→資料05で示す接合部の回転抵抗が、そもそも加算できるかどうか、という部分も関連している。
- ・ 安全限界変形角1/50程度とあるが、これは建物の安全限界変形角と同じものと考えてよいか。
→名称については、誤解を与えてしまう恐れがあるため、終局変形角に変更する。この値は、柱のプロポーションによって異なる値として柱の終局の変形角を示している。1/15のプロポーションの柱で、0.8Pmaxから安全限界変形角を算出した場合に、1/50程度になるという情報を示しているものである。
- ・ 小屋ばり組のものもそうであるが、基準にするときは、ここで示されている値そのままではなくもう少し安全を見た値とした方がよいと思われる。
- ・ 資料04-03に示す α はいくつに設定するのか。
→資料04-01 p16のグラフを見ると、0.4を切っている。4.2.2の式に示す許容耐力は、Pmaxに0.5を掛けたものとしており、 $\alpha = 0.7 \sim 0.8$ として安全を考慮した値となっていると考えている。
→最終的な詳細については、事業終了後につくばで検討する。

4. 接合部の回転抵抗に関する検討(資料05)

- ・ 河合より、資料05の説明。接合部実験が終了し、速報を報告。
- ・ 本項目についてはまだとりまとめが終了していない。3/8の提出については事務局へ一任する。また、指摘事項の修正を含めた3月末頃の再提出時は、委員長・WG主査に一任する。

5. その他

- ・ 委員会提出資料について、修正等の指摘事項がある場合は、2/28 までに事務局へ連絡。
- ・ 4 月頃に本報告書を発送。
- ・ 4/24、25(詳細時間は未定)にすまいるホールにて成果報告会が開催される。

5.2 ワーキンググループ、個別打合せ議事録

本事業で実施した検討WG、個別打合せは以下の通りである。

	日 時	場 所
第1回	平成30年6月25日(月) 13:00~15:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」
接合部回転 抵抗打合せ	平成30年8月30日(木) 16:00~18:00	京都大学 生存圏研究所 五十田研究室会議室
第2回	平成30年9月14日(金) 9:30~11:30	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」
第3回	平成30年12月3日(金) 10:00~12:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」
第4回	平成31年2月12日(火) 18:00~20:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」

次ページから、検討WG個別打合せの議事録を掲載する。

第 1 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2018 年 6 月 25 日 月曜日 13:00~15:30
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員:河合、五十田、秋山、中川、瀧野、山崎、北守、荒木 オブザーバー:樋本 事務局:平野(議事録作成)、山崎

配付資料

資料 01:関係者名簿

資料 02:S25 補助事業の概要(交付申請書抜粋)

資料 03:全体スケジュール

資料 04:縮小模型による柱傾斜復元力に関する静加力実験 その 2(大会梗概)

資料 05:柱の傾斜復元力に関する検討

資料 06:接合部の回転抵抗関係 資料

資料 07-01:小屋ばり組関係の実験計画

資料 07-02:屋根試験体図(案)

1. 事業概要の説明(資料 02、03)

- ・ 今年度の事業概要、全体スケジュールを説明。

2. 柱の復元力特性についての検討 (資料 4、5)

- ・ 河合より、柱の負担面積の計算方法について今年度も引き続き検討を進める件について説明。昨年度提案した隣接する柱との中線を取る方法は概念的にはわかりやすいが、実際の手計算で行おうとするとかなり煩雑となる。(ソフトをつくれれば簡単だが…)柱を中心に円を描き、内接する正方形から計算する等、手計算でも簡単にできる方法の検討が必要か。また実際の負担面積と解離しないように、建物タイプによってルールを分けることもあり得る。
- ・ 資料 4 にて、河合より昨年度大学にて実施した実験について説明。昨年度紹介した実験は口柱のみだったが、○柱を追加して実施したもの。○柱は口に比べて最大耐力が頭打ちになる傾向はある。また、初期の支圧剛性を 20、変化点以降は 200 と設定すると理論式と実験値が合う。
- ・ 資料 05 にて、瀧野より今年度の実験計画を説明。試験体は 1/5 模型程度となる。長さ 600 に対する 180 角、φ180 は実際にはあり得ない寸法比となるが、理論値を導き出すために、データを取りやすい大きい方の値を取得したいので設定している。
 - 180 角より小さい断面(60 角、φ60、120 角、φ120)も、現実の例としてはかなり断面が大きめの設定となる。高さ 600 をもう少し大きくしてはどうか。
 - 検討する。(WG 後の検討の結果、標準断面 120 角、高さ 1200 に変更。資料も変更。)
- ・ 樹種はスギでよいか。これまでの解析、河合研究室での実験はヒノキを想定して行っている。ただし、解析に関しては、樹種の影響はほとんど無い。
 - 本実験の主目的は、応力分布を確認することなので、スギで OK。

- ・ 実験は大阪大学吹田キャンパスの実験棟で実施予定。現在実施中の他の実験が遅れ気味のため、本実験も当初予定より遅れ、8月初旬から9月初旬で実施予定。

3. 接合部の回転抵抗に関する検討(資料6)

- ・ 北守より実験計画について説明。大幅に予算オーバーの見積もりが出たが、事業者が伝木ということで最高級の材を利用することを前提としたことによる。一般的な材に変更することで、半額程度になる。
- ・ パラスタをFEM解析で実施して、解析の確からしさを実験で確認するということが必要だが、この実験計画では、それが確認できないのではないかと。要素実験での接合部の振る舞いと構面内での接合部の振る舞いとが異なるので、フレームで確認したいという意図はわかるが、目的をきちんと分けた実験計画とした方が良いと思う。
 - 解析の確からしさを確認するために必要な、要素実験と構面実験の検討を引き続き行う。
 - 要素実験、構面実験については、過去の基整促で実施しており、データもあるので参考とする。
- ・ 接合部の性能を左右する条件としては、直交方向の接合部による欠損がある。要素実験、構面実験ともに、その部分を再現する必要があるかもしれない。
- ・ 資料05の図3.19の柱スギの寸法は105角ではなく150角。オリジナルの資料が間違っていたので、訂正。

4. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料7)

- ・ 山崎より、実験計画について説明。4つの実験のうち3つは、7月2日～20日で建築研究所で実施予定。
 - 実験内容の最終確認。
- ・ 試験体で仕様の記録が取れていない詳細部分(接合部分の加工寸法等)については、小屋ばり組の組み立て時に事務局が記録する。

5. その他

【次回以降の予定】

- ・ 全体委員会 8月6日(月) 10:00～12:00 @情報オアシス神田
- ・ 復元力特性実験見学+内部打合せ 8月30日 13:00～実験、15:00～打合せ @阪大(復元力特性関係の実験 8月初旬～9月初旬)
- ・ 第2回WG 9月14日(金)9:30～11:30 @情報オアシス神田
- ・ 屋根関係実験 7月2日～20日 @建築研究所

【委員会での配布資料について】

- ・ 昨年度の成果を説明するために、成果報告会で配布したパワポを配布。
- ・ 本日の資料04、06については、本日の検討内容を反映しバージョンアップする。
- ・ 本日の資料07については、実験終了直後なので、このままとする。

接合部の回転抵抗に関する検討 打合せ

日時	2018 年 8 月 30 日 木曜日 16:00~18:00
場所	京都大学生存圏研究所 五十田研究室会議室
参加者 (敬称略)	委員:五十田、中川、瀧野、北守、 事務局:平野(議事録作成)
<p>接合部の回転抵抗に関する検討での実験計画について</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 実験計画を策定するに当たり、過去の基整備で実施した実験データ等を用いて検証を行えるかを検討した。 H26,27 年度の基整備で実施した土壁関係の実験では、土壁部分の性能を明らかにするために、軸組は折損しない程度の断面寸法(135 角)とし、接合部もピンと仮定できる長ほぞ込み栓打ちとしている。今回の検討目的には実験内容が合致しないため、そのまま活用することはできない。 ・ 告示第 1100 号第 1 項七号では、カウントする垂れ壁の土壁部分を「土塗りの垂れ壁(当該垂れ壁の上下の横架材の中心間距離が 0.75 メートル以上であるものに限る。)」と規定されているが、差し鴨居のせいが 300 ミリ近くになる垂れ壁などでは、土壁部分はほとんど存在しないことになる。このような形状はよくあるが、この場合、接合部の回転抵抗を加味した上での告示の内容となっていると理解できることから、現状の告示の内容に、接合部の回転抵抗を単純に足し合わせることはできないとの結論になった。 ・ 昨年度の土壁部分と接合部の回転抵抗の足し合わせの検討は、過去のデータと解析による工学的な判断で行ったものである。理論上は足し合わせは可能であるが、現状の告示の仕様を踏まえた現実的な形状に限定して考えると、上に示した通り、現状の告示に単純に足し合わせるルールを示すことは困難であり、土壁部分の評価を含め包括的なルールを再検討する必要があるとの結論に至った。 ・ そこで、今回の検証実験では、告示仕様を踏まえた断面の大きな軸組(差し鴨居のせい 300 程度)において、垂れ壁の土壁部分の有無がどのような影響を及ぼすかを確認することとした。 (軸組フレーム、土壁入りフレームの 2 種、各 1 体または 3 体 予算による) また、解析が可能な様に、接合部単体の実験も行う。(T 字、十字の 2 種、各 3 体) 実験は京都大学生存圏で行う。京都大学生存圏では、ギリギリ 4P の実験が可能か。 土壁の材料は基礎データがある平成 26、27 年に実施したものとする。 	

第 2 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2018 年 9 月 14 日 金曜日 9:30~12:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、秋山、中川、瀧野、山崎、北守、向坊、荒木 オブザーバー: 槌本、行政: 青木、徳竹 事務局: 平野(議事録作成)、山崎
配付資料	<p>資料 01: 第 1 回 WG 議事録(20180625)</p> <p>資料 02: 第 1 回委員会議事録(20180806)</p> <p>資料 03: 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討 小屋ばり組関係の実験計画 & 速報</p> <p>資料 04: ー欠番ー</p> <p>資料 05: 柱の傾斜復元力に関する実験計画</p> <p>資料 06-01: 接合部の回転抵抗に関する検討 実験計画案</p> <p>資料 06-02: 打合せ議事録(20180830)</p> <p>資料 06-03: 壁試験概要</p> <p>資料 06-04: 垂れ壁付き独立柱の検討時のモデルおよび解析内容(報告書抜粋)</p> <p>参考資料: 年間スケジュール</p> <p>1. 議事録の確認(資料 02、03)</p> <p>2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料 4)</p> <ul style="list-style-type: none"> 山崎より、実験計画および結果について説明。4つの実験のうち3つは、7月2日~20日に建築研究所で実施。鉛直構面実験のみ、東工大にて9月末に実施予定。 鉛直構面実験について、加力方法の繰り返し回数を1にするか3にするか。グレー本では、水平構面要素と考えれば1回、鉛直構面要素と考えれば3回とされている。 → 水平構面要素なので、1回で実施する。 鉛直構面試験体と小屋ばり組試験体では、束のほぞの向きが異なる。小屋ばり組試験体では上部の棟木、下部の梁とのほぞ差しの方向は90度異なるが、鉛直構面試験体では同じ向きとなっている。 昨年度実施した小屋スパンの検討では、既往の研究のデータを用いていたが、どのデータを用いたのか? → 図 2-6、2-7 を元にして算出した値を用いている。 → 図 2-6、2-7 は、実験の履歴曲線と包絡線が異なるように見える。これは、既往の研究においては、①で用いた軸組を使い回して②以降は野地板のみを張り替えた試験体としていることから、その影響を加味した包絡線を作成しているため。 今回の実験による屋根構面の性能が小さくなっていることから、昨年度の検討で示した小屋スパンよりも小さい値となってくるのか。

→ 床倍率は半分になるのでそうなると思う(図 2-8)。ただし、床倍率の評価方法そのものを変えるという議論なので、そこはまだ加味していない。

→ この検討の目的である、火打ち省略が可能なスパンについての整理を、昨年度の検討方法に本年度の実験結果を当てはめた比較検討を進める。

・ 小屋ばり組試験体の羽子板ボルトがモーメント抵抗しているが、これは、耐力壁が下にある場合にはそれで抵抗ということになるのか。羽子板ボルトが必須になるのは、耐力壁がないような場合と考えていいか。

→ 耐力壁がつりあいよく配置されている状態を再現している単純ばり形式では、羽子板ボルトには曲げ成分以外は入っていなかったのもその通り。

→ 羽子板ボルトで足りるかどうかは、屋根のプロポーション、水平構面の性能(例えば板幅)で変わってくるが、プロポーション的には、本実験は厳しい条件となっている。

→ 羽子板ボルトが必須になる場合の条件を整理しておく。

3. 柱の復元力特性についての検討 (資料 5)

・ 河合より、柱の負担面積の計算方法の検討について説明。手計算で可能な柱を中心に円を描き、内接する正方形から計算する等の検討を行ったが、ルールの決め方が煩雑となるので、現在、引き続き検討中。ソフトを用いることも検討する必要があるか。

→ ソフトを用意するとは、どのようなイメージか。

→ 梁の掛り方が分かっている場合は、構造設計を行う際のやり方で行う(構造計算ソフトで可能)ことになる。梁の掛り方が分からない仕様規定では仕様規定用のルールを用意するが、意外に面倒なので計算ソフトを用意するイメージ。N 値計算の状況に近いイメージ。

→ 安全側での設定で仕様のルール・数値をおいて、面倒な計算をする場合には数値を緩和するというやり方はできないか？

→ スタートが極めて小さな値になるので、好ましくないと考える。

→ 短期の軸力変動に対して水平力の加算は必要無いか。

→ そこまでは必要無いのではないか。長期の軸力のみで十分では。

・ 本事業でのとりまとめとしては、複数の手法を整理して併記しておくことが必要。次回は、河合にてそれらをまとめる。

・ 資料5にて、瀧野より今年度の実験計画を説明。実験が 11 月となり、実験期間に余裕ができたことから、柱単体だけでなく、昨年度の別事業で用意していた貫入りの試験体も実験対象とした。これにより、昨年度実施していた解析とのキャリブレーションが可能となる。柱の材料については、同一材から取った余長分で圧縮実験を行い、ヤングのコントロールを行う予定。

・ ループを描かない減衰がない復元力特性について、壁量と一緒に評価するのは、どうすればいいのか検討が必要ではないか。

→ 振動実験を行うと減衰が全くない訳ではない。ただし、壁量の評価などと合わせた際に、安全側になるかどうかは不明。

→ 動的な検討なので、本課題には含まれていないが、必要か。

4. 接合部の回転抵抗に関する検討(資料 6 シリーズ)

- ・ 北守より実験計画とその背景となった議論について説明。
- ・ 背景となった議論について、現状の垂れ壁付き独立柱の告示に、単に接合部の回転抵抗分を追加するようなルールとする場合、実際の垂れ壁の高さが小さくなるのが問題。これを解決するためには、垂れ壁の高さをパラメーターとした実験が必要となり、時間的予算的に無理がある。従って、今回は、この問題点を確認するための実験をするべき。
- ・ 土壁の抵抗は圧縮筋か似的な効果から発生しているので、垂れ壁のせいが小さくなると、効果が減じられるのは確か。せいの大きい差し鴨居の接合部の回転剛性を追加する場合は、その分垂れ壁が小さくなる効果を減じるというのが力学的に正しいか。
- ・ 実験を土壁で行うのは、施工養生期間を考えると難しいが、代替で石こうボードなどで行っても、結局は土壁の実験データが必要。時期的にギリギリになっても、土壁で実験を行う。土壁は 25・26 年で実施した仕様とそろえる。京大生存圏で実施。試験方法はタイロッド式とする。
- ・ 試験体は、フレームのみの試験体、土壁入りのフレーム試験体、土壁小壁部分のみの試験体を各 1 体、差し鴨居接合部を 3 体として進める。小壁部分のみのフレーム試験体は実施しなくても、接合部のデータ等から、類推可能。
- ・ フレームの柱頭柱脚は長ほぞの試験体とし、構造階高が明確で、傾斜復元力も入らない試験体とする。柱頭柱脚が半剛接の場合とピンの場合を比較すると、前者の方が垂れ壁の影響が小さくなる(安全側)と考えられるので、長ほぞとしておくべき。
- ・ 最終的な出口のイメージは、現状の垂れ壁付き独立柱の接合部の回転抵抗も加える場合には、垂れ壁の寸法は軸の芯ではなく垂れ壁部分の実質の寸法で考えることとするなどが妥当か。

5. その他

- ・ 壁倍率等の告示への反映をイメージし、どのように落とし込むかまで踏まえて検討を進めていただきたい。

6. 次回以降の予定

- ・ 全体委員会 12 月 10 日(月) 18:00~20:00 @情報オアシス神田
- ・ 第 3 回 WG 12 月 3 日(月) 10:00~12:00 @情報オアシス神田
- ・

第 3 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2018 年 12 月 3 日 月曜日 10:00~12:30
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、秋山、瀧野、山崎、北守、向坊 オブザーバー: 槌本、行政: 青木、徳竹 事務局: 平野(議事録作成)、山崎

配付資料

資料 01: 第 2 回 WG 議事録(20180914)

資料 02: 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討

— 昨年度の検討結果の妥当性検証&鉛直構面の実験結果

資料 03: 柱傾斜復元力の等価壁量について

資料 04: 柱の傾斜復元力特性に関する検討

資料 05: 接合部の回転抵抗に関する検討-要素試験経過報告

資料 06: 報告書目次案

参考資料: 年間スケジュール

1. 議事録の確認(資料 01)

2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料 02)

- ・ 山崎より、資料 02 の説明を行った。実験は全て終了し、現在、取りまとめ中。
- ・ 12/10 の委員会に提出資料は、以下の点を修正する。
 - ① 資料 02 の①では、冒頭に結論(p.3 の 2.6.1.4 以下)を持ってきて、昨年度の報告書のまとめとの対応(p. 3 の上部部分)を次に配置。
 - ② 資料 02 の④の図 1 について、貫もしくは筋かい仕様全体と比較する計算値のグラフを追加。(現在は、各寄与分が分かれて表示され、合算されたグラフがない。)
 - ③ 用語として「曲げ戻し」とあるが、「曲げ抵抗」に変更
- ・ 小屋内耐力壁の省略について、現在は耐力の大小のみを確認しているが、屋根面から耐力壁までの力の流れでそれが本当に担保できているかは要検討。

3. 柱の復元力の等価壁量について (資料 03)

- ・ 河合より柱傾斜復元力の等価壁量について説明を行った。資料 03 では取りまとめ方針および課題についてまで示している。
- ・ 前提としている荷重は、新耐震の時の荷重であるが、それが妥当か。
 - 用途の違いで考えると、社寺仏閣であれば荷重が大きくなるので安全側。
 - 住宅においても、ここで品確法で用いている荷重を持ってくるのは、理論的に合わない。
- ・ 柱復元力を、現在検討しているように存在壁量に追加する方向でのとりまとめもあるが、必要壁量を低減するという方法もある。

- 運用上、やりやすい方がいいと思う。
- 一方で、必要壁量の算定についてのこれまでの組み立てがあるので、その理論に合うかどうかは検討が必要。

4. 柱の傾斜復元力特性に関する検討（資料 04）

- ・ 瀧野より、資料 04 の説明を行った。実験は 12 月冒頭に全て終了し、これからとりまとめを進める。
- ・ データの処理で、水平荷重の補正値をロードセルの傾きを用いて行っているが、ロードセルのおよび鉛直ジャッキが設置されている全長と、試験体の柱の長さが異なるので、傾きの角度が異なる。データ処理には、試験体の柱の角度を用いるのが正しいのではないかと指摘通り。修正する
- ・ 鉛直荷重についても同じように角度による影響が荷重に検知されるのではないかと指摘通り。修正する
- その通りだが、鉛直方向は水平方向に比べて影響が 1/10 以下となりわずかなので、補正は行っていない。
- 補正は行わなくても良いが、両方向とも、それぞれどの程度の角度が生じているか等の情報は示しておいて欲しい。

5. 接合部の回転抵抗に関する検討（資料 05）

- ・ 北守より資料 05 の説明を行った。実験は、要素試験（接合部）については、半分が終了しており、12 月中に全ての試験を終える。フレームについては土壁の乾燥を待って 2 月上旬に実施する予定。
 - ・ 12/10 の委員会では、今回の実験に至った経緯を丁寧に説明する必要がある。なぜなら、前回の委員会（8/6）では、別の計画としてあったが、その後、WG および内部打合せで、現在の垂れ壁腰壁の告示仕様を考慮すると、今回想定している接合部が単純に足し合わせることができないことが明確になり、大きな方向転換をしたため。
- したがって、資料 05 については、冒頭の「0. 背景と目的」を追記して、詳細な資料とすること。

6. その他

- ・ 委員会の資料は、今回提出されたもので良いが、上で資料修正を指摘された部分については対応して再度事務局に送付する。×切りは、10 日月曜日の 12 時とする。
 - ・ 報告書の目次案を提示（資料 06）。昨年度と同じフォーマットで作成をお願いした。
- 事務局への提出は 2 月 28 日木曜日
- その後、事務局でチェックした後、3 月 7 日木曜日に国総研と国交省に発送。

【次回以降の予定】

- ・ 第 4 回 WG 2 月 12 日（火） 18:00~20:00 @情報オアシス神田
- ・ 第 3 回全体委員会の候補日 2 月 18 日（月） 10:00~12:00
2 月 21 日（木） 10:00~12:00

第 4 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2019 年 2 月 12 日 火曜日 18:00~20:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員:河合、五十田、瀧野、山崎、北守、向坊、荒木 オブザーバー:榎本、行政:青木、徳竹 事務局:平野、山崎(議事録作成)
<p>配付資料</p> <p>資料 01-1:議事録 第 3 回 WG12/3</p> <p>資料 01-2:議事録 第 2 回委員会 12/10</p> <p>資料 02:報告書目次案</p> <p>資料 03:小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(第 2 章関係)</p> <p>資料 04:接合部の回転抵抗に関する検討(第 3 章関係)ー実験速報</p> <p>資料 05:柱の復元力特性に関する資料(第 4 章関係)</p> <p>参考資料:年間スケジュール</p> <p>1. 議事録の確認(資料 01)</p> <ul style="list-style-type: none"> 第 3 回 WG 議事録(資料 01-1)の 2 ページ目「4. 柱の傾斜復元力特性に関する検討」の 2 点目で、データ処理について、「× 試験体の柱の角度→○鉛直ジャッキの角度」で修正。 第 2 回委員会議事録(資料 01-2)の 1 ページ目終わりから、2 ページ目にかけて、「積雪分の荷重が増えるため水平力については検討が必要(WG にて後日追記)」を追記。 <p>2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料 03)</p> <p>(資料 03-02 p23 今後の課題のとりまとめについて)</p> <ul style="list-style-type: none"> 4)張間方向載荷時の挙動の部分について、寄せ棟でも共通して適用可能という書き方とし、性能としては寄せ棟・方形の方が高い性能が予想される、ということに記載しておく。 5)の寄せ棟・方形の扱いについて、「隅木の接合方法を○○○の接合方法と同等以上とする」と今回の検討を適用できる」といったような表現で適用可能なものとして扱うことはできないか。 <p>→野地板のせん断と、隅木のトラス的な働きでは機構が異なるため、今回の検討を適用可能というのは難しい。また隅木の具体的な接合方法・仕様の性能が確認できているわけではない。性能的には問題ないと予想されるが根拠を問われると現時点ではない。</p> <p>もし過去の実験等を根拠とするのであれば、例えば、既往の実験等の仕様とすると、問題ないと考える。</p> <p>(資料 03-02 p13 仕様規定の提案について)</p> <ul style="list-style-type: none"> 内壁の負担割合の記載については、委員会議事録でも指摘があったように、外側の負担割合についても明記するようにする。 	

- ・ 各部詳細について、告示に示す場合、これらはどこまで具体的に記載する必要があるのか。また、これらの条件は、すべて必須となるのか。

- 2-1) ここでは、野地板の厚さ、くぎピッチ 133mm が必須の条件となる。くぎの間隔を狭くすると性能が落ちてしまう。野地板の幅は必須条件かどうかは難しいところである。また、タルキックの部分については「ねじり金物と同等」のような表現とする。

- 2-2) かぶとあり掛け、羽子板ボルト締めについては、「軒桁へ緊結すること」といった表現とする。

- 2-3) 長ほぞ差し+小屋貫は最低条件として記載する。図 2.5.2-1 に示す貫または筋かいを設ける箇所についても必須となる。

- 2-5) 振止めについては様々な定義がある。資料 03-4 に示した振止めや、小屋筋かいを振止めと定義しているものもある。今回の検討では、振止めが何を示すかは定義は必要。

- ・ 上記について、最終的な表現については、つくばで検討。

- ・ 2/21 の委員会に提出する資料は、今回の指摘事項を反映した資料 03 シリーズ。資料 03-4 は不要。

3. 柱の傾斜復元力特性に関する検討（資料 05）

- ・ これまで検討してきた計算式（河合式）と今回の実験結果が合うか確認する。

- ・ 板壁ありの実験については、想定した軸力をかけることができていない。構面の実験で想定した軸力を柱にかけることは難しい。昨年度の検討で、解析上は構面の場合も加算則が成立していることは確認している。ただし横架材がある場合には耐力の低減が必要となる。

- ・ 2/21 の委員会に提出する資料は、資料 05 に、昨年度の解析による検討資料（内容を更新したもの）を追加する。

4. 接合部の回転抵抗に関する検討（資料 04）

- ・ 北守より、資料 04 の説明を行った。実験は 2 月 8 日に全て終了し、これからとりまとめを進める。

- ・ p18 の下段にある式中の 1030/2895 については、それぞれどの値を示しているか。

- 1030 は小壁試験体の外力と支点の高さ、2895 はフレーム試験体の外力と支点の高さを示している。

- ・ p19 の図内の「小壁試験から求めた土塗り壁負担耐力」は、せん断力を 1030/2895 の比率で下げていると考えて良いか。

- そのように算出している。

- FW(フレーム+小壁)試験結果と小壁試験から求めた土塗り壁の負担耐力を比較するのであれば、柱の曲げ変形分を横軸に加えて比較した方がよいと思われる。

- ・ H26 年度実験との比較で、スパンが 2 倍になっているということで単純に性能を 2 倍として比較してよいのか。

→確かに両側の柱は曲げ変形に効くけれども、真ん中の柱は負担が増える。

- 資料 04 p16 の図を見ると、接合部の性能を積み上げた値とフレーム試験の結果が合わないとなっている。これは、フレームと土壁の加算が可能かどうかの議論をする以前にすでに破綻しているということか。
 - 軸抵抗によって曲げモーメントが増加しているものと思われる。
 - p19のグラフでFW(フレーム+小壁)とF(フレーム)の結果を比較すると、土壁の影響が少ないように思われる。
 - 土壁が効いているかどうかは、p11 の図にある変位計#2、#3を確認してみてもどうか。
- 現状はどのような加算をしているのか。
 - p16 の 1 行目の式で示すように、接合部実験から得られたせん断力と土壁のせん断力を足し合わせたものとしている。また接合部実験から得られたせん断力は、接合部の各成分のモーメント抵抗を試験体高さで割ったものである。
 - 構面の試験体では、接合部の回転角は構面の回転角と比べて大きくなっているのに対して、加算では接合部回転角=構面のせん断変形角としている。構面の試験体における接合部のせん断力はもう少し小さくなるかもしれない。
- 既往の研究で、フレームの試験と接合部単体の試験を比較した実験結果等はあるのか。
 - 信州大の修士論文で、接合部の回転の実験結果を使って、フレーム解析をしたものがある。差鴨居の引き抜き実験からモーメント抵抗を求めている。(H26 基整促設計用 DBWG 資料 伝統的木造住宅における垂れ壁付き壁構面の地震時挙動(第 13 回日本地震工学シンポジウム(2010)))
- 柱が斜めになり差鴨居が引き抜け、それが引張接合部としてモーメント抵抗に寄与している。変形が進み、両側の柱が曲がることによって、軸力が圧縮側に転じることになり、両側の柱が離れていくのが拘束されることになる。そのモーメント抵抗により、回転抵抗が上がる可能性があるかと思われる。
- 実験が終わったばかりなので、要素実験とフレーム実験の分析を進める必要がある。分析を進め報告書としてまとめる。もし今後追加で実験・解析をする必要があるのであれば、何をすべきか提案まで示す。
- 2/21 の委員会に提出する資料は、資料 04 のままとし、報告書作成を進める中で、結論が出そうなところがあれば、資料として追加する。

5. 報告書の分担とスケジュール(資料 02、参考)

- 報告書の執筆は下記の通り。
 - 第 1 章(dot)
 - 第 2 章(山崎)
 - 第 3 章(北守)
 - 第 4 章 4.1、4.2、4.4(河合)
 - 第 4 章 4.3(瀧野)

第 5 章(dot)

【以降の予定】

- ・ 報告書の事務局への提出 2/28(木)
- ・ 事業完了 3/1(金)
- ・ 4/25、26 に成果報告会が開催される
→上記成果報告会用パワポは 4/10(水)まで(可能であれば報告書作成と同時に作成する。
内容は昨年度の検討も含めたものとする。)