

学位論文

木質ラーメン及び木質ラーメン内に耐力壁を
設置した構面の許容せん断耐力評価に関する研究

2020年3月

坂槇 義夫

ハウスプラス住宅保証（株）

論文の要旨(和文)

(2,000字程度)

論文提出者	坂槇 義夫
論文主題	木質ラーメン及び木質ラーメン内に耐力壁を設置した構面の許容せん断耐力評価に関する研究

(論文要旨)

狭小間口におけるインナーガレージを有する住宅等に、木質ラーメンを取り入れた建物が増えている。また、木質構造に関する研究は、兵庫県南部地震以降多く行われ、現在では、耐力壁を用いる軸組工法を対象とした新壁量計算法や許容応力度計算法等の設計法が整備されている。ただし、校舎などの中規模施設、また住宅においても開口部を広く設けた構造物やインナーガレージを有する木質ラーメンの設計法は、まだ、確立されているとはいえない。その理由として、木質ラーメン接合部が半剛接合となり、回転を考慮した設計が求められることや木質ラーメン接合部の構造方法が多様であり、それぞれの構法ごとに設計法が開発されていることが挙げられる。木質ラーメン接合部の構造方法は、モーメント抵抗型として、ガセット板接合型、ドリフトピン接合型、ボルト接合型などがある。

一方、2009年施行の「長期優良住宅の普及の促進に関する法律」は、住宅に可変性を求めている。さらに、2010年施行の「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」を受けて、中規模及び4階建て以上の中層建築物を木造で建築するための研究が勢力的になされている。このとき、大空間または大開口を実現するための手段として大断面で長大な部材で構成される木質ラーメンは有効である。

木質ラーメンは、地震力等の水平力に対して、柱-はり接合部でモーメント抵抗する。しかし、柱-はり接合部を接合金物で構成していることから、半剛節接合となる。そして、木材のめり込み剛性、曲げ剛性が小さいことから、建築物の変形角の制限値を満足することが難しい。そのため、軸材の断面寸法は過大となる傾向があり、不経済な設計を強いられている。そこで、木質ラーメン構面内に構造用合板を配置する構法を考える。本構法は、木質ラーメンで不足となりやすい初期剛性と耐力を補うことができる。木質ラーメンに構造用合板などの面材耐力壁を配置し補剛する手法は、近年実設計で採用されるようになってきている。また、木質ラーメンを取り入れたスケルトンインフィル住宅においても、構造用合板壁を木質ラーメンに配置するフレームが存在することがある。その際、構造用合板壁が木質ラーメン柱に応力の影響を与える可能性があるため、木質ラーメンとは別に、管柱を設置し、構造用合板を張ることが多い。木質ラーメンフレームに直接構造用合板壁を設置した場合の挙動が解明できれば、別途配置した軸組がなくても良い。そこで、木質ラーメンを面材耐力壁で補剛する構法の許容せん断耐力の評価方法を考える。

本研究では、近年開発され、施工が容易な接合具である“ラグスクリューボルト(以下、LSB)”を用いる木質ラーメンを取り上げる。そして、木質ラーメン及び木質ラーメン内に耐力壁を設置した構面の許容せん断耐力評価法を提案する。(1)~(6)が、本研究の成果である。

(1) LSBを用いた木質ラーメンの力学特性を門型ラーメンと柱-はり接合部の試験及び解析で明らかにした。

(2) LSBを用いた柱-はり接合部の応力状態を試験と解析で解明した。押し込み側の応力状態は、LSBの押し込み力と木材へのめり込み力の加算で表せる。また、木材へのめり込み位置は、柱脚の回転角に応じて変化する等を示した。

(3) 木質ラーメンと面材耐力壁を併用した住宅の荷重-変形角関係を加算することで木造住宅の耐力を考察した。各耐力の単純加算は、木造住宅の耐力を高く評価する可能性があること示した。

(4) 門型ラーメンフレームを中央でカットした試験体(ハーフラーメン)の実験と解析を実施した。このとき、解析しやすくするため、実験では非接触の柱脚とし、木材へのめり込み力を排除した。その結果、①壁付ラーメンの短期許容せん断耐力は、ラーメン単体と合板壁単体のそれぞれの短期許容せん断

耐力に係数を乗じて加算することを提案した、② 合板壁をラーメン柱にくぎで直張りするとき、ラーメン柱の外側よりも内側に直張りする方が耐力で有効である、などの結論を示した。

(5) 柱を柱脚金物に接触させた門型ラーメンフレームとハーフフレームの試験を実施し、ハーフラーメン試験の加算とラーメンフレーム試験を比較した。水平加力時の逆対称性の確認と加算の確認を行った。

(6) ① ラーメン柱に合板壁の片側を直張りして耐力壁を設置した場合、② ラーメンフレームの中央部に、耐力壁を設置した場合、③ ラーメンフレームの端部に耐力壁を設置した場合、の3種類の壁付ラーメンフレームのシミュレーション解析を実施した。その結果、壁付ラーメンフレームの短期許容せん断耐力の評価方法を以下のように提案した。

- 1) 木質ラーメンだけで、建築物を構築する場合は、木質ラーメンの許容せん断耐力を加算する。
- 2) 木質ラーメンと耐力壁をそれぞれ独立させて混在させる場合は、木質ラーメンと耐力壁のそれぞれの荷重-変形角関係を加算する。そして、加算した荷重-変形角関係から特性値を求め、許容せん断耐力を算出する。
- 3) 木質ラーメンフレーム内に合板壁を設置する構面を混在させる場合は、木質ラーメン単体と合板壁単体のそれぞれの荷重-変形角関係に係数を乗じて、加算する。

(2,097 字)

木質ラーメン及び木質ラーメン内に耐力壁を設置した構面の 許容せん断耐力評価に関する研究

目 次

第 1 章	序 論		
1.1	概 要	1
1.1.1	本研究の目的	1
1.1.2	本論文の構成	4
1.1.3	LSB を用いた木質ラーメンの概要	5
1.2	木質ラーメンの法律の扱いと設計上の注意点	7
1.2.1	木質ラーメンの歴史と関連法令の変遷	7
1.2.2	木造関連法令	8
1.2.3	木質ラーメンとする場合の注意点	10
1.2.4	構造計画上の留意点	11
1.3	既往の研究	12
1.3.1	ラーメン工法の基本概念	12
1.3.2	接合部の形式	13
1.3.3	既往の研究	19
第 2 章	ラグスクリーボルトを用いた木質ラーメンの構造特性		
2.1	概 要	45
2.2	木質ラーメン及び接合部の水平耐力試験	46
2.3	木質ラーメンの解析	60
2.4	結 論	68
第 3 章	木質ラーメンと耐力壁の並列加算		
3.1	概 要	69
3.2	木質ラーメンと合板壁の並列加算	71
3.2.1	構造用合板壁の構造性能	71
3.2.2	木質ラーメンと構造用合板壁の並列加算	74
3.3	木質ラーメンと耐力壁・準耐力壁の並列加算	78
3.3.1	木質ラーメンと併用する 耐力壁・準耐力壁	78
3.3.2	住宅性能表示対応住宅の間取り分析	80
3.3.3	特性値加算と包絡線加算の比較	81

3.4	結 論	84
第4章	柱・はり接合部の応力性状		
4.1	概 要	85
4.2	柱・はり接合部の試験	87
4.3	柱・はり接合部耐力の耐力成分の分析	98
4.4	結 論	105
第5章	面材耐力壁を設置した木質ラーメン架構の構造特性		
	～柱脚を非接触とした場合～		
5.1	概 要	107
5.2	柱脚を非接触とした木質ハーフラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素の試験	109
5.3	試験結果と加算比較	115
	5.3.1 試験結果	115
	5.3.2 加算比較	117
5.4	分析と考察	119
	5.4.1 耐力要素の応力状態	119
	5.4.2 完全弾塑性モデル	130
5.5	結 論	143
第6章	面材耐力壁を設置した木質ラーメン架構の構造特性		
	～柱脚を接触とした場合～		
6.1	概 要	145
6.2	柱脚を接触とした木質ラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素の試験	146
6.3	試験結果	152
6.4	試験加算の比較	153
6.5	結 論	168
第7章	木質ラーメン構面内に面材耐力要素を設置した架構の数値解析		
7.1	概 要	169
7.2	耐力要素の解析	170
	7.2.1 解析モデル	170
	7.2.2 弾塑性バネの設定	172

7.3	モデル化の検証	176
7.4	シミュレーション解析	178
	7.4.1 解析ケース	178
	7.4.2 解析結果	181
7.5	結 論	189
第8章	まとめ		
8.1	本研究の結論	191
8.2	まとめ	192
	【参考文献】	199
	【学会誌に発表した論文リスト】	207
	【謝 辞】		

指導教授 : 大橋好光教授
(東京都市大学工学部建築学科)

第 1 章 序 論

1.1 概要

1.1.1 本研究の目的

狭小間口におけるインナーガレージを有する住宅等に、木質ラーメンを取り入れた建物が増えている。また、木質構造に関する研究は、兵庫県南部地震以降多く行われ、現在では、耐力壁を用いる軸組工法を対象とした新壁量計算法や許容応力度計算法等の設計法が整備されている。ただし、校舎などの中規模施設、また住宅においても開口部を広く設けた構造物やインナーガレージを有する木質ラーメンの設計法は、まだ、確立されているとは言いがたい。その理由として、ラーメン接合部が半剛接合となり、回転を考慮した設計が求められることや木質ラーメン接合部の構造方法が多種多様であり、それぞれの構法ごとに設計法が開発されていることが挙げられる。木質ラーメン接合部の構造方法は、モーメント抵抗型として、ガセット板接合型、ドリフトピン接合型、ボルト接合型などがある。

一方、2009年施行の「長期優良住宅の普及の促進に関する法律」は、住宅に可変性を求めている。さらに、2010年施行の「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」を受けて、中規模及び4階建て以上の中層建築物を木造で建築するための研究が勢力的になされている。このとき、大空間または大開口を実現するための手段として大断面で長大な部材で構成される木質ラーメンは有効である。よって、木質ラーメンを設計するため、構造特性を解明することは重要である。

木質ラーメンは、地震力等の水平力に対して、柱-はり接合部でモーメント抵抗する。しかし、柱-はり接合部を接合金物で構成していることから、半剛節接合となる。そして、木材のめり込み剛性、曲げ剛性が小さいことから、建築物の変形角の制限値（1/200 または 1/120rad.）を満足することが難しい。そのため、軸材の断面寸法は過大となる傾向があり、不経済な設計を強いられている。そこで、木質ラーメンに耐力壁を併用して、層間変形を調整することが想定される。併用の組み合わせは、次の2種類が考えられる。

- ① 木質ラーメンと耐力壁を、剛床を介して用いる並列配置する場合（Fig.1-1）
- ② 木質ラーメンフレーム内に耐力壁を配置する場合（Fig.1-2）

2種類の方法は、木質ラーメンで不足となりやすい初期剛性と耐力を補うことができる。木質ラーメンに構造用合板などの面材耐力壁を配置し補剛する手

法は、近年実設計で採用されるようになってきている。また、木質ラーメンを取り入れたスケルトンインフィル住宅においても、構造用合板壁を木質ラーメンに配置するフレームが存在することがある。

①の場合は、文献 1-1)に「異なる仕様の耐力壁の許容せん断力に加算則を適用できるか否かの確認に留意することが必要である。」と指摘されている。

また、②の場合、構造用合板壁が木質ラーメンフレームに応力の影響を与える可能性がある。木質ラーメンフレームに直接構造用合板壁を設置した場合の挙動が解明できれば、合理的な設計が可能となる。そこで、木質ラーメンを面材耐力壁で補剛する構法の許容せん断耐力の評価方法を考える。本研究では、近年開発され、施工が容易な接合具である“ラグスクリューボルト(以下、LSB)”を用いる木質ラーメンを取り上げる。

本研究の目的は、次の2つである。

- ① 木質ラーメンの構造性能を確認し、その許容せん断耐力を求める設計法を構築すること。
- ② 木質ラーメンと面材耐力壁を併用した構面の許容せん断耐力を求める設計法を構築すること。

なお、木質ラーメンの柱はり接合部は、柱及びはりに埋め込まれた LSB と金属プレートを特殊ナットで固定し、柱-はり相互のプレートをくさび状の金物で接合する構法とした。また、木質ラーメン柱に直張りする面材耐力壁は、構造用合板壁を想定した。

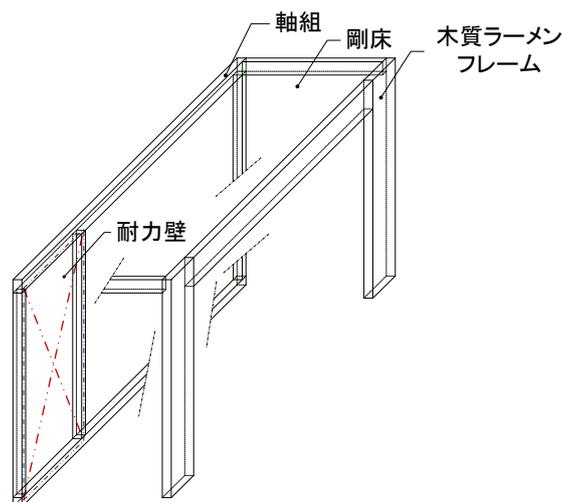


Fig.1-1 木質ラーメンフレームと耐力壁の並列加算

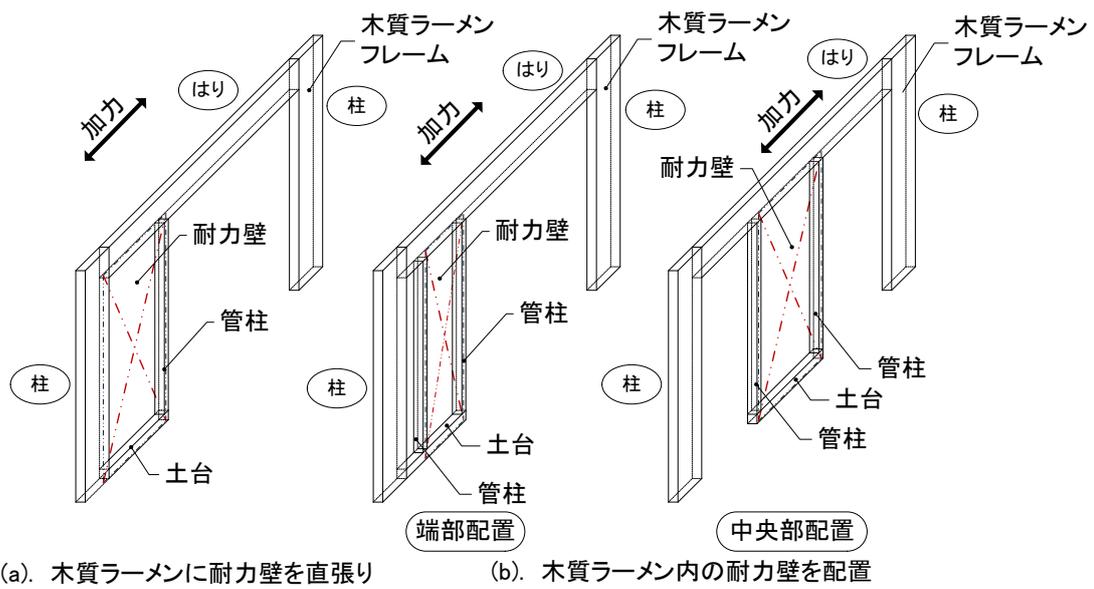


Fig.1-2 木質ラーメンフレーム内に耐力壁を配置する場合

1.1.2 本論文の構成

本論文の章の構成は、以下となる。

第1章では、既往の研究を整理した。

第2章では、LSBを用いた木質ラーメンの力学特性を門型ラーメンと柱-はり接合部の試験及び解析で明らかにした。

第3章では、文献1-1)で指摘されている「異なる仕様の耐力壁の許容せん断力に加算則を適応できるか否かの確認に留意することが必要である。」ことを確認した。木質ラーメンと耐力壁を併用した住宅について、耐力要素の耐力加算と加算した荷重-変形角関係から特性値を求め比較した。

第4章では、LSBを用いた柱-はり接合部の応力状態を試験で解明した。試験は、LSBを片側だけに設置した試験体と柱とはり間に30mmのすき間を設置した試験体から標準試験体の応力状態を示した。

第5章では、木質ラーメンに構造用合板を直張りした耐力要素を想定した。そして、門型ラーメンフレームを中央でカットした試験体（ハーフラーメン）の実験と解析を実施した。このとき、解析しやすくするため、実験では非接触の柱脚とし、木材へのめり込み力を排除した。その結果、① 壁付ラーメンの短期許容せん断耐力は、ラーメン単体と合板壁単体のそれぞれの短期許容せん断耐力に低減係数を乗じて加算する、② 合板壁をラーメン柱にくぎで直張りするとき、ラーメン柱の外側よりも内側に直張りする方が耐力で有効である、などの結論を示した。

第6章では、第5章に加えて門型ラーメンフレームとハーフフレームの試験を実施し、試験結果を考察した。そして、ハーフラーメン試験の加算とラーメンフレーム試験を比較した。水平加力時の逆対称性の確認と加算の確認を行った。なお、試験体の柱は、柱脚金物に接触させた。

第7章では、壁付ラーメンフレームとして、3種類の構面を設定し、シミュレーション解析を実施した。3種類とは、① ラーメン柱に合板壁の片側を直張りして耐力壁を設置した場合、② ラーメンフレームの中央部に、耐力壁を設置した場合、③ ラーメンフレームの端部に耐力壁を設置した場合、である。そして、これらの壁付ラーメンフレームの短期許容せん断耐力の算出方法を提案した。

第8章は、第1～7章のまとめである。

1.1.3 LSB を用いた木質ラーメンの概要

本研究対象としたラグスクリューボルトを用いた接合部の構成を Photo1-1(a)、(b)に示す。また、Photo1-2 に木質ラーメンフレーム、Photo1-3 に木質ラーメンを用いた建築物を示した。

柱・はり接合部は、柱及びはりに埋め込まれた特殊ボルトと金属プレートを特殊ナットで固定し、柱・はり相互のプレートをくさび状の金物で接合した。柱脚部は、柱に埋め込まれた特殊ボルトと柱脚金物を特殊ナットで接合した。

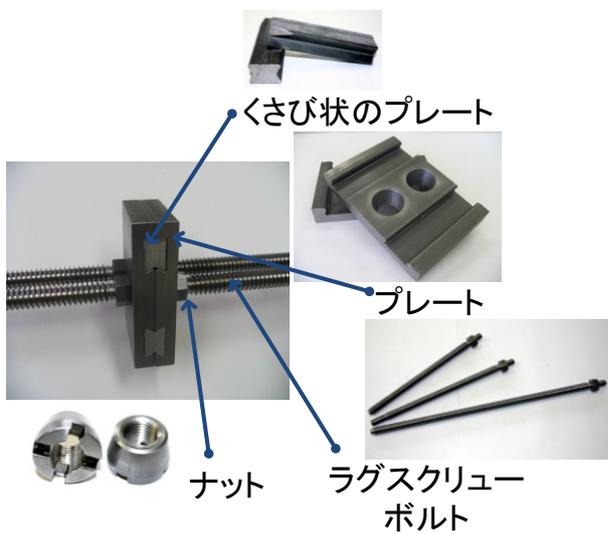


Photo1-1(a) 柱・はり接合部の金物



Photo1-1(b) 柱脚接合の金物

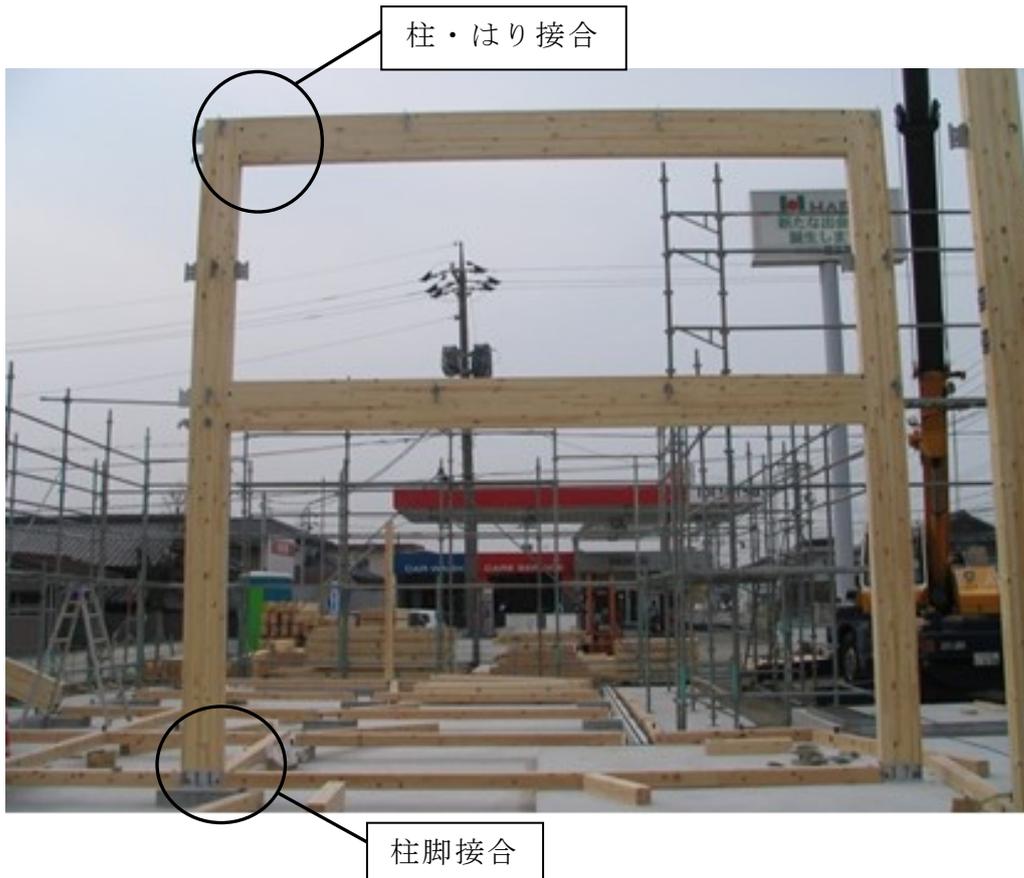


Photo1-2 木質ラーメンフレーム



Photo1-3 木質ラームを用いた建築物（事務所）

1.2 木質ラーメンの法律の扱いと設計上の注意点

1.2.1 木質ラーメンの歴史と関係法令の変遷

1901年にドイツ人のオットー・ヘッツァーがスイスでフランジとウェブを接着した材料について特許を取得したのが始まりとされる。ラーメンとはドイツ語の Rahmen（額縁、枠）であり、英語では rigid frame または moment resisting frame となる。

わが国では 1951 年の森林記念館（東京）が最初とされ、1950 年代後半の集成材の出現とともに 1960 年代前半にかけて一時は年間建設 100 棟を超えるまでに発展した。しかし、1959 年の伊勢湾台風後の木造排除主義や、集成材を用いた学校建築への補助金の打ち切り等によって年間数棟まで落ち込んだ。

これに対して、1961 年の日本建築学会によって「集成材構造設計基準」や 1966 年の集成材 JAS 規格が制定された。1971 年には建設大臣通達と翌年の建設省告示で、集成材に製材よりも高い許容応力度が初めて認められた。JAS では 1974 年の改定で構造用 1、2 級（2 級は枠組壁工法適用を想定）とともに FJ、レゾルシノール樹脂接着剤が規定され、1986 年に幅 7.5 cm、厚さ 15 cm 以上の構造用大断面集成材が加えられた。さらに 1996 年には等級区分による挽板構成、大中小断面の区分、使用環境による区分と接着剤の規定などが行われた。

建築基準法では 1982 年に特殊建築物として大臣の特認による軒高 9m、棟高 13m を超える大規模建築の道が開かれた（法 38 条）。1987 年には施行令 46 条で小径 15 cm、断面積 300cm² 以上の木材が大断面木造建築の概念に要求されるとともに、耐火被覆・燃えしろ設計などを条件に高さ制限、1,000 m² 防火区画の解除も認められるようになった。こうして耐力壁構造以外の多様な木構造への門戸が開かれた。これらの設計法は、新耐震基準におけるいわゆるルート 2 以降の構造設計フローを用いるものである。

1986 年には、建設省主催の「新・都市型ハウジングシステム」提案競技で木質ラーメンを提案した(株)綜建築研究所・稲山正弘や(株)市浦都市開発コンサルタンのグループが、共同で都市型集合住宅向けの木質ラーメン構造の研究（(財)日本住宅・木材技術センター委託）を開始している。1991 年には、林野庁助成による(財)日本住宅・木材技術センターでの「新木質建材住宅適用技術推進事業・木質架構委員会」で、木造純ラーメン構造による 3 階建程度の架構を実現する構造設計方法が検討されている。このようにして、1980 年代後半から木質ラーメン構造が再び隆盛する傾向がみられる。

1.2.2 木造関連法令

木造建築物は、構造計算を必要しない場合でも、(1)～(9)の仕様規定を順守する必要がある。ただし、茶屋、あずまや等や延べ床面積が 10m² 以内の物置、納屋等についてはこれらの規定は適用されない（令 40 条）。木造建築物に係わる建基法の仕様規定の概要を示す。

- (1) 木材（令 41 条）
- (2) 土台及び基礎（令 42 条）
- (3) 柱の小径（令 43 条）
- (4) はり等の横架材（令 44 条）
- (5) 筋かい（令 45 条）
- (6) 構造耐力上必要な軸組等（令 46 条）
- (7) 継手又は仕口（令 47 条）
- (8) 学校の木造の校舎（令 48 条）
- (9) 防腐措置（令 49 条）

Table1-1 に建築基準法の構造規定による木造建築の分類を構造安全性の確認方法の概略、Table1-2 に木造建築物に関する近年の建築基準の改正等を示す。

本研究で採用した木質ラーメン建築物の設計は、Table1-1 の集成材等建築物（令 46 条 2 項）で構造安全性の確認を行う。

Table1-1 建築基準法の構造規定による木造建築物の分類
と構造安全性の確認方法の概略

対象工法	条 件	確認方法				備 考
		許容応力度 令82条各号 令82条の4	層間変形角 令82条の2	剛性率・偏心率等 令82条の6 2号および3号	保有水平耐力 令82条の3	
在来軸組構法 (令3章3節)	階数2以下、面積500m ² 以下、高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下	-	-	-	-	令46条の壁量等の規定(所要壁率の確保および軸組の釣り合い良い配置は必要) 高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下に限る
	階数3以上	○	-	-	-	
	延べ面積500m ² 超	○	-	-	-	
	高さ13m超または軒の高さ9m超	○	○	○ または ○	○	
集材等建築物 (令46条2項) (昭和62年建告 第1899号)	階数2以下、面積500m ² 以下、高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下	○	○	○	-	高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下に限る 高さ31m以下
	階数3以上	○	○	○	-	
	延べ面積500m ² 超	○	○	○	-	
	高さ13m超または軒の高さ9m超	○	○	○ または ○	○	
枠組壁工法 (平成13年国交 省第1540号)	階数2以下、面積500m ² 以下、高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下	-	-	-	-	壁量計算(告示第1～第7)
	階数3以上	○	-	-	-	高さ13m以下かつ軒の高さ9m以下に限る
	延べ面積500m ² 超	○	-	-	-	
	木造3階建て共同住宅かつ高さ13m以下かつ軒の高さ9m	○	○	-	-	耐力壁の降伏せん断耐力を計算し、架構のじん性を確保する
	高さ13m超または軒の高さ9m超	○	○	○ または ○	○	高さ31m以下
	部位の仕様が告示仕様からはずれる建築物 空間・開口のサイズが告示仕様からはずれる建築物	○	-	-	-	
丸太組構法 (平成14年国交 告示第411号)	1階建てまたは小屋裏利用2階建てかつ延べ面積300m ² 以下かつ高さ8.5m以下	-	-	-	-	告示第1第1項による仕様規定
	延べ面積300m ² 超または高さ8.5m超または2階建て以上(小屋裏利用2階建てを除く)	○	-	-	-	令82条1号～3号までに定める構造計算
	上より一部、仕様の適用除外	○	-	-	-	令82条1号～4号までに定める構造計算
	高さ13m超または軒の高さ9m超	○	○	○	-	高さ31m以下

Table1-2 木造建築物に関する近年の建築基準の改正等

年	根拠法令告示	内 容
1987	昭和62年 建築基準法改正	高さ13m、軒高9mを超える大規模木造が建築可能になった 準防火地域で木造3階建てが建築可能になった
1993	平成5年 建築基準法改正	準耐火構造・準耐火建築物を規定し、防火地域・準防火地域以外で木造3階建て共同住宅が建築可能になった
1999	平成11年 建築基準法施行令改正	準防火地域で木造3階建て共同住宅が建築可能になった
2000	平成12年 建築基準法改正	性能規定化により木造による耐火構造や木質材料の不燃材料等としての認定が可能となった 耐火性能検証法により大規模木造建築物が建築可能になった 避難安全検証法により内装制限等の緩和が可能になった 耐力壁の配置方法に関する技術基準を明確化した(平成12年建告1352号) 継手・仕口の形状、接合部材の種類等の技術基準を明確化した(平成12年建告1460号)
2001	平成13年 告示改正等	乾式間柱壁の外壁の仕様が防火構造として例示された(平成12年建告1359号) 加工処理木材が不燃材料として認定された
2003	平成15年 告示改正	土塗り壁、面格子壁、落とし込み板壁の壁倍率追加(昭和56年建告1100号)
2004	平成16年 告示改正等	製材の燃えしろ設計による準耐火建築物が可能になった(昭和62年建告1898号、1901号、1902号) 伝統的構法による外壁や軒裏の仕様を防火構造等に追加(平成12年建告1359号) ログハウス外壁の準耐火構造認定 枠組壁工法による耐火構造認定 木質複合部材(鋼材内蔵型)の耐火構造認定
2006	平成18年	木造軸組構法による耐火構造認定
2009	平成21年 告示制定	内装制限の合理化(平成21年国交告225号)
2009	平成21年 告示改正	4号木造建築物における既存不適格建築物の増改築時の基準の見直し(平成17年国交告566号)

1.2.3 木質ラーメンとする場合の注意点

木造建築を「ラーメン構造」とする場合は、建築基準法施行令第46条第2項に定められた基準に適合させなければならない。

施行令第46条では、一般的な木造建築の構造に関する法律的な位置づけとして、「構造耐力上主要な部分である壁、柱及び横架材を木造とした建築物にあっては、すべての方向の水平力に対して安全であるように、各階の張り間方向およびけた行方向に、それぞれ壁を設け又は筋かいを入れた軸組を釣合いよく配置しなければならない」との規定がある。現在建設される木造住宅のほとんどがこれにあたり、水平力に対して壁で抵抗させる軸組構法あるいは枠組壁工法のような壁構造が想定されている。

その中で、第2項では「前項の規定は、次の各号のいずれかに該当する木造の建築物又は建築物の構造部分については、適用しない」として、耐力壁及び筋かいを用いない構造に関する技術規準が定められている。これが「大断面木造の技術規準」と言われるもので、木質ラーメン構造を可能にする法令規定となっている。この規準には、材料の強度品質、柱脚部の固定、柱と梁等の部材断面積、さらに接合部の構造計算による確認が義務づけられ、構造耐力上安全であることが確かめられた構造でなければならないとされている。

ただし例外規定があり、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によって構造耐力上安全であることが確かめられたものについては上記の項は適用されない。

しかし現実には、「柱と梁の接合部の抵抗力だけで持ちこたえる構造」つまりラーメン構造とするには剛性の高い接合部の設計が必要となるため、「大断面木造の技術規準」の部材制限寸法である最小径150mm以上、断面積300cm²以上を下回る部材寸法とはなりにくいこと、ラーメン構造を採用する建築物の用途や規模が耐火設計を必要とするものも多い。

1.2.4 構造計画上の留意点

木質ラーメンにおける構造設計の考え方の中心は水平力に対するものである。S造やRC造と同様に、許容応力度計算による1次設計と、層間変形角・剛性率・偏心率等による保有水平耐力検討の免除の判定を含めた塑性設計による2次設計がある。

耐震設計においては鉄骨多層ラーメン構造の設計法が参考になるが、木材の強度性状・変形性状が鋼素材とは全く異なるものであること（例えば、木材は脆性的で鋼素材は延性的材料であること）や、接合法にも差異があることなど、木質構造特有の問題点に留意する。また、現時点では木質ラーメン構造における部材や建物全体の性状の解明は十分ではなく、体系化された評価法・解析法が定まっていないため、具体的に構造計算をすすめるにあたっては、新たな実験を行うなど設計者自身による高度な工学的判断が求められる。

許容応力度設計に際しては、設計外力と設計荷重を特定した上で部材の断面設計と接合部の設計を行う。部材の設計は、引張・圧縮・曲げ応力などが許容応力度を超えないことや、切り欠き・座屈・複合応力に配慮する。接合部の設計は、樹種（比重）・設計断面・荷重角度・接合具配置間隔・荷重条件・偏心・含水率などを考慮する。接合具には、接合部に作用する材軸に対して平行・垂直・回転方向の荷重がせん断力として作用し、それらの合計値が許容応力度を超えないようにする。

応力計算法としては、一般に木造仕口では完全な剛性を得ることは難しいため、反剛節ラーメンとして解く。部材両端の仕口部剛性（柔性）を回転バネあるいは伸縮バネによって表わした半剛節ラーメンの線形弾性応力計算法には、たわみ角法・固定法・マトリックス法がある。

1.3 既往の研究

1.3.1 ラーメン工法の基本概念

ラーメン構造とは「各節点で部材が剛に接合されている骨組。力学的には曲げ材・圧縮材・引張材が結合されている形式（建築大辞典）」であり、外力に対して曲げモーメント、せん断力、圧縮・引張軸力により抵抗する構造である。木質ラーメン工法は、構造用合板・筋かいなどによる耐力壁をもたず、柱・はり接合部の回転モーメントに対する抵抗力によって水平力に耐える木造の架構である。集成材・LVL・PSL はどのはり・柱部材を用い、ボルト・ラグスクリュー（LSB）・釘・ドリフトピンといった単純な接合具（ファスナー）によって構成されている。

「ラーメン構造」の定義は、鉄筋コンクリートや鉄骨造を前提としたものである。これらの構造体では、部材の中心線をなす角度が力を受けてもほとんど変化しない接合部（剛接合）と架構（剛節架構）が可能であるため、一般に接合部（パネルゾーン）の変形は無視されて部材の変形のみを考慮して設計される。しかし、木材・木質材料を用いたラーメン構造では、接合具により伝達される応力が木部に局部的にかかって接合部に大きな変形が生じやすく、それを無視することはできない。

木質ラーメン構造では接合部で完全に剛節であるとみなせるような剛性を得ることは難しい。したがって、木質ラーメン構造は構造力学的には純ラーメン構造ではなく、半剛接ラーメン構造と呼ぶに近いといえる。

1.3.2 接合部の形式

ここでは、木質ラーメン工法を接合部形式で分類して記述する。

(1) 柱 - はり接合部（仕口）

柱・はり部材には、断面が大きく曲げ剛性の高いものを使用されることが多い。このことから架構の挙動は部材接合部の挙動に左右される。よって、接合部には十分な耐力・剛性・変形能力・安定性が要求される。こうした接合は「モーメント抵抗接合 (Moment-Resisting Joint)」と呼ばれ、接合具と補強のためのくさび・接着剤・樹脂注入等より成っている。

仕口形式を大別すると次のようになる。

① 鋼板接合（添え板型・挿入型）

部材の両側面を鋼板ガセット板で挟み込んで多数の接合具（釘・ボルト・ドリフトピンなど）で固定し、その回転抵抗を利用してモーメントを伝達する方式である。(Fig.1-3)

鋼板を柱・はり部材の内部（スリット）に挿入するタイプもある。ドリフトピンの場合はこの接合が一般的である。接合具の特性がそのまま接合部の特性に反映する最も基本的な形式で実験データも豊富である。「ガセット板接合型」とも呼ばれている。

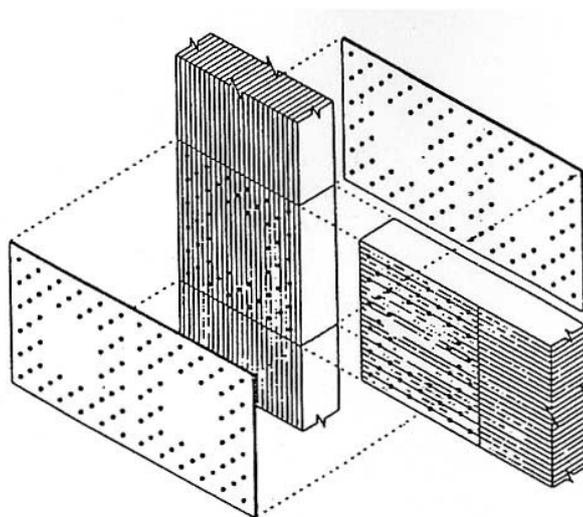


Fig.1-3 鋼板接合（添え板型・挿入型）

② 引張ボルト型接合

梁端部の上下の位置に通しボルトを挿入し、ナットを回して梁と柱を引き寄せる形式である (Fig.1-4)。はり端モーメントについて、引張力はボルトで、圧縮力ははり小口で柱に伝達させる。木材の弱点である繊維直交方向の割り裂き破壊を起こさないように意図している。力の流れは鉄骨造のブラケット方式と似通っている。

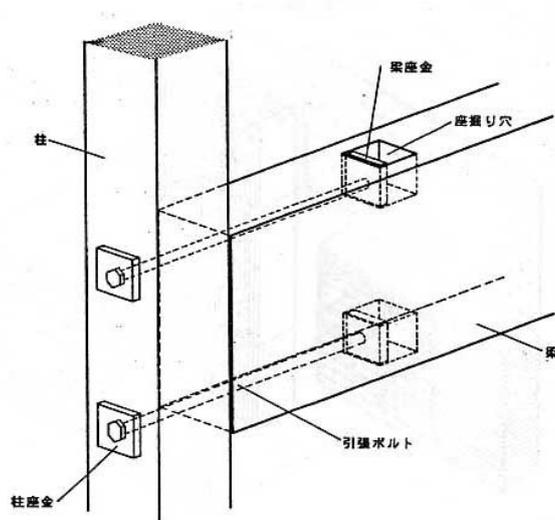


Fig.1-4 引張ボルト型接合

③ フランジ接合型

梁材の上下面に帯金物を添え、これをラグスクリューや通しボルト等で木部に固定する。帯金物から羽子板ボルトのように引張ボルトを出して柱材と緊結する。

④ 合わせはり接合

添え板鋼板の代わりに2枚の梁部材で直接柱材を挟み込む。そして、スプリットリングやシアプレート、ブルドックジベル等の接合具で固定する (Fig.1-5)。接合部の力の伝達を接合具のせん断耐力に依存する点で、鋼板添板／挿入型接合と似通った形式である。接合具を用いず全て接着だけで接合する特殊な例もある。「交差重ね合わせ型」とも呼ばれる。

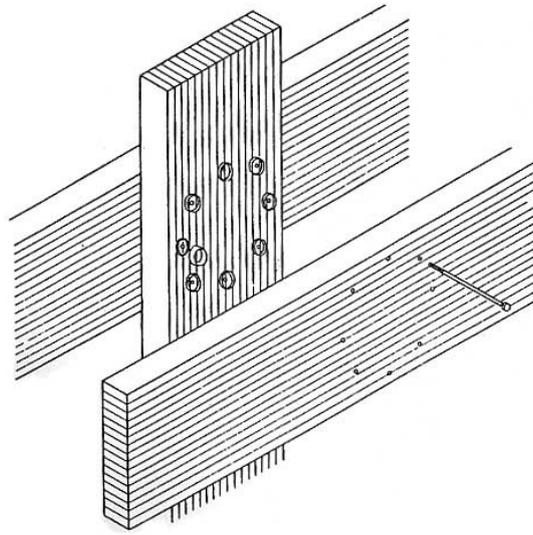


Fig.1-5 合わせはり接合

⑤ 貫鋼板接合

柱にあらかじめ通された上下2枚の貫鋼板を挟みこむように、はり側に取り付けられた鋼板と高力ボルト接合する (Fig.1-6)。引張ボルト接合と似た構造原理である。

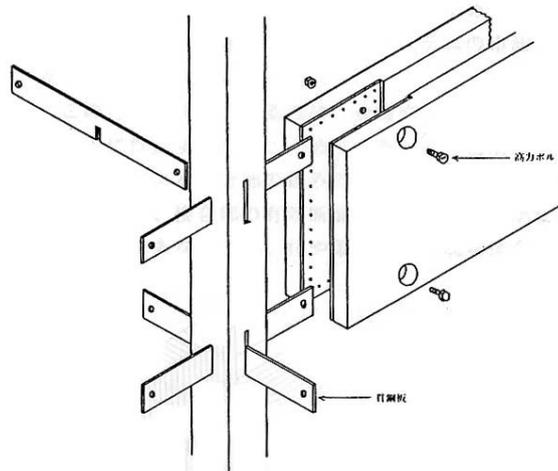


Fig.1-6 貫鋼板接合

⑥ その他

1) 接着接合

集成材のラミナを接着積層する段階で、あらかじめ十字形や T 字形の接合部を工場で製作するもの。

2) 通し貫接合

鎌倉時代の仏教建築以来、伝統構法に用いられてきた柱と横架材の接合方式。

3) 混合方式

モーメントとせん断力を別々に伝達することを意図したハイブリッド的なものなど。

(2) 柱脚接合部

柱一はり接合部の鋼板接合では、1 方向ラーメンが前提であることが多い。そのため、柱脚接合部はめりこみの問題がない分、剛節を実現しやすい。よって、柱と基礎を剛に接合する方法は、柱一梁接合部に比べて研究が少ない。しかし、2 方向ラーメンでは両方向からのモーメントが柱脚にかかるため、構造的配慮が必要となる。

1 方向ラーメンの柱脚部にはアンカーボルト接着型など、2 方向ラーメンの柱脚部には、掘立柱型、露出鋼管型、引張角鋼型、長アンカーボルト型などがある。

(3) 架構の形式

木質ラーメン構造の架構形式には1 方向ラーメンと2 方向ラーメンがある。門型ラーメン・山形ラーメン・アーチラーメンなどは、1 方向ラーメンであり、原則として耐力壁や筋かい等と併用されるため、全ラーメン・均等ラーメン・純ラーメンと称される2 方向ラーメンとは区別される。

これまで集成材構造物と言えば、湾曲集成材を用いた3 ヒンジ山形ラーメンやラジアルアーチ構造が大半であった。しかし昨今は、湾曲集成材に比べて有利な製造コスト・運搬性やデザインの多様性などから、通直集成材が見直される傾向にある。また住宅等の小規模建築に対しても、安全性や経済性で不利とされていたラーメン構造の適用が増えている。近年の住宅プランの傾向一上下階の耐力壁配置が大きくずれ、力の伝達が不明確で、南面は大開口によって著しく壁量が不足し偏心率が增大している一ということや、3 階建て程度の多層の場合、モーメント力を各接合部が分散負担するラーメン構造の方が、1 階脚部に集中負担させる壁式構造よりも有利とする考え方によるものである。

また、木質ラーメン構造の接合部にも鉄骨ラーメン構造相当の剛性や耐力を有するものが要求されるため、純ラーメンよりも実現しやすいブレース材を適宜配置した筋かい入りラーメンなどがみられる。さらに、一部に鉄筋コンクリート造の耐震壁を取り入れるものや、下層を鉄骨造や鉄筋コンクリート造とするような混構造もある。

(4) 特 長

木質ラーメン構造の特長として、以下が考えられる。

- ① 重量比強度が他の無機系材料より高いため、比較的軽量の架構となる。
- ② 大スパンをとばすことによって大空間を設けることができ、設計の自由度が高まる。
- ③ 温度に対する寸法安定性が高い。
- ④ 構造部材を露出させ、内装仕上げと兼ねうる。湾曲材は容易に製造でき、意匠的にも生かせる。
- ⑤ 酸・塩分・水分等に対して安定で、海岸や源泉地の建物、水泳施設等にも用いることができる。
- ⑥ 精度の高い安定した加工による単純形状の接合部が多く、効率的な作業によって工期を短縮しうる。

1.3.3 既往の研究

(1) 主な参考文献や総合的な研究

以下の文献において、既往の研究から得られた知見や参照研究などが整理されている。

- ① 建築耐震設計における保有耐力と変形性能
- ② 木質構造設計ノート、日本建築学会
- ③ 木質構造研究の現状と今後の課題
・ P.14-16、日本木材学会木材強度・木質構造研究会、1987
- ④ 木質構造研究の現状と今後の課題 Part2
・ P.125-141、日本木材学会木材強度・木質構造研究会、1994
- ⑤ 木材の科学と利用技術Ⅲ 5.大規模木構造、日本木材学会編、1993
- ⑥ 木材のめりこみ理論とその応用—靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究
・ 稲山正弘、1991（平成3）年、東京大学学位論文
- ⑦ 集成材骨組み構造における接合の研究、小松幸平、木材学会誌 vol.38、No.11、1992
- ⑧ 木質ラーメン構造に関する基礎研究
・ 五十田博、1997（平成9）年、東京大学学位論文

(2) 初期（1985年まで）の研究

1985年頃までは、以下のような経過で研究がなされていた。

「節点をできるだけ剛に接合しようとする試みは、最初、合板ガセット釘打ち接着法による山形ラーメンの開発研究から始まった。わが国では、1967年ごろ北大の宮島らが合板ガセット接着構法に注目し、一連の基礎実験ならびに各種木造ラーメンの応力解析と実験による検証を行っている。その後、北林産試の伊藤らが合板ガセット接着法による集成材山形ラーメンの実大強度実験を実施した。この時期、永大産業中央研究所では単板積層材（LVL）を木造ラーメン架構へ応用するための実大実験を行っている。わが国での木造ラーメン架構の開発研究はその後しばらく大きな進展は見られなかったが、1983年になって、北林産試の小松は、NZで発達しつつあった通直集成材を用いたラーメン構法を伝承した研究を開始した。最初に厚さ40mm程度の原盤を数枚互いに交差重

ね合わせ接着して剛接合を構成する『交差重ね合わせ接着接合法』の強度設計法を提案した。」

近年の研究については、以下で項目別に取り上げる。

(3) 架構・骨組の挙動に関する研究（解析的、実大加力試験）

1). 辻野の「釘着合板ガセット接合部を有する木造フレームの変形解析」、1988

接合部をジョイント要素と考え、その剛性マトリックスを単一力が作用するとしたファスナー単体の復元力の重ね合わせによるバネ定数から構築し、直交異方性材料である木材においては、バネ定数のこの決定法は理論的には整合しないとしたうえで、概略的には適用可能であることを明らかにしている。

2). 小松の「接合部の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組み構造の解析」、1988～89

第1報（解析法の誘導、1988）・第2報（実験による検証、1989）では、ファスナーをひずみエネルギーを蓄える「接合要素」とみなすことにより、理論的に整合したマトリックス誘導ができることを示している。また、実験結果と解析がよく適合している。シアプレート単体の荷重-すべり関係は実験により求める必要があるとしたうえで、鋼板で接合された柱梁接合部について、前述の「接合要素」とみなした解析手法から、変形計算の可能性を示している。

平井、小松らの「鋼板添え板を用いたボルト接合部の非線形荷重-すべり関係（第2報）、1983」を発展させた研究で、これらの接合部の計算の前提となっている個々のファスナーの荷重-すべり関係に関する研究は、表現方法は異なるものの、弾性床上の梁理論を適用して、非線形挙動までその適合性を確認している。

3). 小松の「集成材2層門型ラーメンの実大加力実験」、1991

筆者らによる2層集成材ラーメン構造の実大実験に関する一連の研究発表のひとつで、通直集成材による実大規模の2層門型ラーメン架構の実験を日本で最初に行ったもの。

部材寸法は同じで接合形式のみ変化させた3種類の接合形式（鋼板添え板釘打ち、鋼板挿入ドリフトピン打ち、鋼板添え板ボルト締）について、地震荷重を想定した水平加力実験から、剛性と強度を確認している。その結果、剛性・耐力は釘打ち・ボルト締めが完全剛節として扱えるほど優れていること、構造

計算どおりの挙動を示すのは釘打ちであること、接合部における割り裂けの発生の方が明確になっていない現状では、集成材ラーメン構造の終局耐力を正確に推定することは困難であること、を明らかにしている。

なお、結果は「Full-Size Test and Analysis on Glulam Two-Storied Portal Frames Subjected to Horizontal Load、小松・神谷・平嶋、1987」、「通直集成材剛節フレーム加力実験、小松幸平、木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書(3)」、「木造化技術開発、小松幸平、IV1-IV60、日本住宅・木材技術センター、1987」でも報告されている。

4). 菊池の「木造ラーメン構造の耐震性（その1～4）」 1991～94

架構の挙動を対象とした数少ない研究のひとつで、木造多層構造の耐震性を検討している。1層1スパンと4層1スパンの架構について、合わせ梁形式の柱梁・柱脚接合部の剛性（回転柔性）をピンから固定まで変化させ、弾性応力・弾性変形の計算、および部材・接合部を完全弾塑性体と仮定した場合の保有耐力計算を行い、半固定接合部をもつラーメン架構について定性的に結論を出している。柱梁接合部の固定度の大小が架構の応力分布に与える影響は少ないが、変形と固有周期に与える影響が大きいこと、架構の崩壊型は梁崩壊型となること、必要保有耐力を上回る保有耐力を確保するためには、接合部に高い曲げ強度が要求されることを述べている。

その1（半剛節ラーメンの応力、変形性状、1991）では、1層1スパンの弾性応力・変形に及ぼす部材の仕口柔性や部材寸法の影響を調べている。その結果、対称変形ラーメンでは仕口柔性や部材寸法の応力・変形への影響が大きいこと、逆対称変形ラーメンでは仕口柔性や部材寸法の応力への影響は小さいが仕口柔性の変形への影響は大きいこと、ブレース入りラーメンでは仕口柔性や部材寸法の応力への影響は小さいが柱高スパン比の影響が非常に大きいこと、ブレース端部の伸縮柔性・ブレース断面の大きさの応力・変形の影響はブレース軸力を除いて大きいこと、を明らかにしている。

その2（1層半剛節ラーメンの弾塑性応答、1992）では、地震荷重第一案（建築学会「地震荷重と建築構造の耐震性」1976参照）による設計用応答スペクトルを用い、最大級の地震動に対する1層1スパンの逆対称変形ラーメンの弾塑性応答性状を調べている。その結果、応答変位を小さくするためには、接合部の回転剛性を大きくし、降伏層せん断力を高め、スパン非L/Hを小さくすると良いとしている。

その3（多層ラーメンの固有周期と地震層せん断力の検討、1993）では、4層モデルを用いて架構の固有周期と地震層せん断力について、合わせ梁形式の柱・

梁接合部の回転柔性をパラメータとして検討した結果、柔性が架構の固有周期へ大きく影響するため、地震力の算定では固有周期を精算によって求めることが必要としている。

その4(多層ラーメンの地震時水平変位と保有水平耐力の検討、1994)では、4層モデルを用いて架構の地震時の水平変位と回転柔性について、合わせ梁形式の柱・梁接合部の回転柔性をパラメータとして検討した結果、柔性によるフレームの水平変位への影響が大きいため高い剛性が求められること、ピン支承の架構は耐震設計上きわめて不利であること、終局時は梁崩壊型となるため接合部に高い曲げ強度や大きな塑性変形性能が要求されること、を述べている。

5). 坂本、大橋、稲山、五十田の「木質ラーメン構造の地震応答計算例」、1992

シアプレートによる十字型合わせ梁形式の接合部をもつ3階建の架構に関する研究。既往の静的加力試験結果から、非線形性をもつ回転バネを有する構造としてモデル化し、層せん断力と変位の関係を求めている。その後、剛性劣化や残留変形を考慮してモデル化された復元力特性(I.Sakamoto and Y.Ohashi, Seismic Response and Required Lateral Strength of Wooden Dwelling, Proc. of ICTE, Vol.2, 1988 参照)から、純せん断型の3質点系の地震応答計算を行っている。以上より、この木質ラーメンでは剛性が低いことによって大きな層間変形角が生じがちであること、剛性の向上によって実用性が向上することを述べている。

6). 小松らの「長期荷重を受ける集成材半剛節門形ラーメンの変形解析」、1993

7). 中島、有馬、鴛海「単板積層材を用いた屋外構造物の性能」、1994

第1報(木質ダボ接合を用いた木製車庫フレームの載荷実験、1994)では、LVL(単板積層材)の軸組と木質ダボ接合による木製車庫について、鉛直加力試験による水平・鉛直変位や脚部接合金物の浮き上がりの測定から、吹き上げ荷重に対する耐力を考察している。門型架構については十分な耐力を有するが片持梁型架構では十分でないこと、木質ダボの破壊や変形はなく、結露しにくい材料として期待が高いことを述べている。

8). 前田、宮澤の「木質耐力壁を含む剛接架構に関する研究」、1994

通直集成材による半剛接合架構と枠組壁工法による木質耐力壁の併用構造の力学的特性、耐震特性について明らかにしたもの。

その1(静的加力実験、1994)では、架構のみ及び耐力壁付きの試験体について実大加力実験を行っている。釘打ち面材耐力壁には高い剛性・強度・靱性

があること、架構による耐力壁の拘束効果と変形性能が大きいこと、合板の座屈防止のための補剛材を水平に配置すれば耐力があがることを述べている。

その2（非線形応力解析、1994）では、有限要素法による非線形応力解析を行い、構造特性と解析手法を検討している。その結果、耐力壁・架構および接合部の非線形挙動と応力状態をよくシミュレートした解析手法であること、合板釘打ち接合の非線形特性の数値または理論解が切望されることを述べている。

9). 小松、軽部、福田、原の「接合具の降伏を一部許容した集成材一層門型ラーメンの耐力・変形能力」、1995

小松が提案していたモーメント抵抗接合部の設計法「接合具に作用する力が一ヶ所でも AIJ 規準の許容耐力を超えたら、その時点をもって接合部全体の許容耐力とする（木質構造設計ノート、P.184-221）」という考え方では、不経済な設計となりがちであることを指摘し、適正な安全率と靱性が確保できることを大前提として、ガセット板接合型モーメント抵抗接合部の許容耐力設計に新たな提案を行っている。さらに、実大試験体の静的正負繰り返し加力実験により、この設計法の妥当性を検討している。

その結果、ドリフトピンの径長比 l/d の大きい試験体であったため、大変形に至るまでピン孔からの破壊が発生せず非常にねばり強い接合性能を示したこと、荷重係数も満足すべきレベルであることから、新提案の設計法の妥当性を述べている。

10). 泉、笹川、押川の「木質壁式ラーメン構造の耐震性能に関する研究 —静的加力に対する鉛直構面の弾塑性挙動—」、1999

木質壁式ラーメン構造の鉛直構面の弾塑性挙動を実験的に明らかにし、部材の線形特性および接合部の非線形特性を考慮した鉛直構面モデルの提案を行って、静的加力に対する鉛直構面の弾塑性挙動を明らかにしている。

(4) 接合部の強度・挙動に関する研究（代表的な柱 - はり仕口形式の静加力試験）

1). 神山らの「スプリットリング、シアプレートを用いた集成材接合部の耐力」、1984

ファスナーはブルドックジベル・スプリットリング・シアプレートで、その

荷重-すべり関係はジベル類の許容耐力決定のもととなった実験からの引用である。その結果、大橋らの実験で実験結果との良い整合がみられなかったのは、集成材の交差部で摩擦力が作用していること、単体挙動が単純な重ね合わせにならないこと、などが原因ではないかと指摘している。

2). 小松らの「挿入型鋼板ガセットとシアプレートボルト締め工法(仮称)による集成材軒肩接合部実大試験体の非線形半剛節解析」、1985

シアプレートを埋め込んだ鋼板挿入式ボルト接合による山形ラーメン肩部の開発実験。鋼板を介するものと比べて接合部分が一カ所のため変形が少ないと考えられるとしているが、接合ファスナーの数が少ない分、1ファスナーの挙動の影響が大きく、加工孔とファスナーの間をあそびが生じやすい接合法では初期すべりが大きいために初期剛性が高くない、ということ述べている。

なお、これらの知見は「挿入型鋼板ガセットとシアプレートコネクタを用いた集成材軒肩接合部の許容応力度設計と実大実験、小松幸平ら、林産試月報、No.409、1986」でも述べられている。

3). 小松の「正負交番モーメントを受ける集成材 T 字型接合部の挙動 — 鋼板ガセットと集成材との間の相対回転角とモーメントの関係」、1986

T 字型柱-梁モーメント抵抗接合部の正負繰り返し試験から、接合部の回転変形挙動に及ぼす接合法の違い、接合具の数等の影響について、検討したものである。その結果、鋼板ガセット釘打ち構法は初期剛性が高く、エネルギー吸収能力も高く有望な方法であるが、鋼板の座掘に対する考慮が大切であることを述べている。

4). 平井の「釘打ち合板ガセット接合法による木造門形ラーメンの変形性能」、1987

5). 平井の「釘打ち合板ガセット接合法による木造山形ラーメンの変形性能」、1987

両表題について、個々のファスナーの非線形性状を考慮しつつ、最小仕事法(仮想仕事法)にもとづく非線形数値解析手法を提案し、実験を行って解析の妥当性を示している。その結果、接合部がモーメントを受けるようなフレームにおいて、釘接合部ではなく骨組部材に割れを生じ、そこで最大耐力に達してしまうことがあったため、釘接合部の性能評価の際には単にすべり変位のみではなく、釘 1 本あたりの最大耐力を適切に評価できる試験方法を検討する必要

性を述べている。また、接合部の釘配置法について示唆が得られたと述べている。

6). 宮澤の「大断面集成材の剛接合法に関する実験的研究」、1988

鋼板を介し接合する引張ボルト型接合部の提案。この接合方法は、曲げ抵抗とせん断抵抗を異なるファスナーに負担させることを意図したとした上で、母材の短期曲げ許容耐力より大きな最大耐力を示すが、脆性的な破壊形状となることを述べている。

7). 坂本、大橋、稲山、五十田、安達の「集成材による柱 - 梁接合部の強度実験」、1988～94

通直集成材による木質ラーメン架構における、柱 - 梁モーメントの抵抗接合の実大実験に関する報告。

その 1・2 (1988) では、釘接合は剛性が高いこと、ボルト・ドリフトピンを用いた接合は加工孔とファスナーの間に隙間があつて初期すべりを起こすことなどを、実験から明らかにしている。

その 3・4 (1989) は、鋼板を介さず柱あるいは梁を分割しその交差部にシアプレート・ブルドックジベルなどを挿入したボルト締めによる合わせ梁接合に関する実験報告である。柱梁の間にはさむジベルの種類と数を変化させた 9 種の接合部の正負交番加力試験における最大モーメント・初期剛性・残留変形率・等価粘性減衰定数について述べている。

その 5 (引きボルト型接合部に関する実験、1990)・その 6 (引きボルト接合部の実験結果の考察、1990) では、在来軸組の差し鴨居構法に近いプロポーシヨンの柱梁を想定した試験体について、ボルトにより柱・梁を引きつける接合部の実験 (その 3・4 と同様の方法) を行っている。その結果、この大入れホゾ差しでボルト締めする形式の接合部は高い強度・靱性を示すが、大入れやホゾ部分の加工精度により柱に局部的なめり込み破壊を生じさせてしまうことを明らかにしている。また、引きボルト型の接合部は、ボルトの降伏により塑性化していく破壊モードとなる形式の方が靱性の点で優れ、柱材のめり込み変形も柱が曲げ破壊に至らない限り、同様であることを述べている。

その 7 (モーメント抵抗接合の分類と実験の概要、1994) では、試験体のモーメント抵抗接合部を鋼板添え板接合／鋼板挿入接合タイプ・引っ張りボルトタイプ・合わせ梁タイプの 3 つの基本形態に分類し、T 字接合部と十字接合部の 2 種類の接合形態について、繰り返し正負交番載荷試験を行っている。そして、その 8 (履歴特性と破壊性状、1994) で以下の結果を述べている。履歴特性は、

タイプ1は初期がスリップ型でその後大きなエネルギー吸収能力に富んだ性状、タイプ2は典型的なスリップ型、タイプ3は接着剤の充填有無によって初期すべり性状が異なるが摩擦力を含んだスリップ型である。復元力特性は、十字型とT字型に大きな違いはない。破壊性状は、タイプ1はドリフトピン接合と釘接合のいずれでも1/45rad.時から割裂破壊がみられるが、破壊による急激な荷重低下はない。タイプ2はめりこみ以外の大きな破壊は生じない。タイプ3は1/30rad.時から割裂破壊が始まりタイプ1より梁材での破壊が顕著である。その9(結果の考察と回転剛性の計算値との比較、1994)では、その7・8の結果の考察と回転剛性の計算値との比較を行っている。最大モーメントは、基本形ではタイプ2を除くT字接合部で母材の7割以上の値が得られ特に釘接合で高く、十字型接合部はT字型接合部に比べて耐力が低い。初期剛性も1/480rad.時ではモーメントは釘接合が特に高い。初期モーメントはT字型接合で高く、補強や接着剤の充填で5割程度上昇する。実験結果と計算値との比較については、ドリフトピン接合とタイプ3では比較的良く一致している。釘接合では計算値が実験値を上回っている。

なお、これらの知見は「Development Research of New Wooden Rigid Frame Structure、稲山・坂本、1989」でも報告されている。

8). 鴛海、小野、小林、高坂、安達、坂本の「木質ラーメン構造の接合部に関する構造耐力実験」、1989・1992

都市型3階建集合住宅を想定した鉄筋接着接合(集成材継手の木材の孔に異形鉄筋を挿入し接着材を注入して接合する方法)部の研究(建設省・住木センター事業「住宅用木質ラーメンの開発委員会」、建設省新・都市型ハウジング競技の関連)である。従来のメカニカルジョイントの代わりに、剛節合部を接着接合により形成する構法について開発実験を行っている。この知見は「ヘビータンバー構造で木肌のぬくもり親しみのある3階建て、日本住宅パネル工業協同組合」においても述べられている。

その1(柱-梁接合部、1989)では、柱-梁剛接合部の水平加力実験についての報告で、最大モーメント・回転剛性は目標値に十分ではないが、ハンチをつけるなど設計上の工夫で改良できると述べている。

その2(柱脚部、1989)では、柱脚固定の構法を検討している。その結果、接着剤やグラウトモルタルによる本固定方法が非常に実用的であると述べている。

その3(合板梁材通直継手、1989)では、ラーメン架構を形成するのに必要な通直部材接合継手の曲げ耐力・曲げ剛性・せん断耐力の検討を行っている。その結果、要求される設計耐力に対して曲げ耐力は一部下回っているが、せん

断耐力は上回り、回転剛性も大きな値を示しているため、可能性が高い継手であると述べている。

その 4（鉄筋接着接合による柱-はり接合部、1992）では、接合部の構造実験の概要と結果を述べている。

その 5（鉄筋接着接合による柱-はり接合部、1992）では、接合部の耐力・回転剛性・パネルゾーンのせん断応力について考察を行っている。初期すべりがなく初期剛性が高く、エネルギー消費能力が高いこと、接着が安定していれば耐力・剛性ともばらつきが小さく安定した剛接合部であること、を明らかにしている。

9). 定方、長屋、丹羽、朝山の「重木構造の柱-梁接合部の耐力と靱性に関する研究」、1989～90

引張ボルト型の柱-梁接合部の耐力実験の結果の報告および考察を述べたもの。引張ボルトや座金まわりの接合形式を工夫した数種の T 字接合の正負交番加力試験から、フランジ接合型を中心とした柱-梁モーメント抵抗接合のエネルギー吸収能力に着目している。

第 1 報（メカニカルファスナー接合、1989）では、ウェブタイプ（鋼板添え板を両面に立てて釘打ち、ボルト示した形式）、フランジタイプ（ボルトの引張耐力によって曲げモーメントを柱に伝える形式）の実験を行った結果、最大耐力には大差ないが、フランジタイプ（一部を除く）では残留変位が少なく粘りの有る傾向を示し、部材の破壊がほとんどなかったことを述べている。

第 2 報（埋め込み接着ファスナー接合、1989）では、第 1 報の試験体に樹脂接着を施したものの実験を行っている。その結果、初期剛性・強度・靱性は同等以上の性能を有し、特にウェブタイプの初期剛性とフランジタイプの強度・靱性の高さを明らかにしている。また、正負交番荷重下では動的スリップが生じたと述べている。

第 3 報（ラグスクリュー・木ネジ埋込接着接合、1990）では、柱-梁接合部に鋼板の添え板を両面に当て、樹脂アンカーを用いてコーチスクリューを打ち込んだタイプ、木ねじをねじ込んだタイプの実験を行い、履歴特性・破壊状態・施工性について比較している。また、樹脂アンカーを全ネジボルトに用いて接合したタイプとの比較考察も行っている。1・2 番目のタイプは高耐力が期待でき 3 番目より見栄えや施工性は良いが初期スリップが大きいこと、2 番目のタイプは 1 番目より施工性は劣るが耐力は高いことを述べている。

10). 小松、川元、金谷、堀江、原田の「集成材によるモーメント抵抗接合部の構

造性能」、1989～1991

鋼板添え板柱梁接合に関する代表的な研究として評価されている報告。ファスナーの種類や配置・本数などを変化させた種々の実験を行って結果を解析し、ファスナー単体の荷重-変形曲線をもとに強度・剛性の定量化を目的としている。得られた知見は PTEC や ITEC でも報告されている。

I（釘接合とドリフトピン接合の比較、1989）では、鋼板挿入型ドリフトピン接合について、工場である程度完成させ現場で数本のハイテンションボルトを通すという、施工性を改良した形式を提案している。

II（施工性を改良したドリフトピン接合の場合、1990）では、試作した接合部の構造性能について、静加力試験による実験的検討を行っている。その結果、T字型鋼板ウェブは一度塑性域に入ると鉄の塑性変形がすすんでドリフトピン接合部に作用する力は頭打ちになるため、接合部全体は「変形はどこまでも進むが荷重は増加せず木材特有の脆性破壊は起こらない」という、ねばり強い挙動を示すことを明らかにしている。

III（鋼板一枚挿入型の実験方法とループ特性、1991）では、さらなる実験によって構造性能に検討を加えている。ハイテンションボルト降伏以前の変形領域では、ドリフトピン直径の影響がループ特性に反映すること、初期ガタの少ない小径ドリフトピンであるほど初期剛性が高く変形の増大に伴う剛性の低下も顕著であること、ハイテンションボルトが降伏するとループ特性がボルト特有のものとなること、この性質を利用すればドリフトピンを多数本用いた脆性的な接合部を見かけ上靱性の高い接合部にできること、を述べている。

IV（鋼板一枚挿入型の初期破壊及び終局状態、1991）では、IIIにおける正負繰り返し加力実験で観察された初期破壊から終局破壊に至る過程の観察結果を述べ、考察を行っている。接合部の初期剛性や降伏荷重等はドリフトピンの力学的性能に支配されること、最大値は適切な範囲に収まっていること、小径ドリフトピンを用いてハイテンションボルトの降伏がピンの初期破壊に先行するように設計すれば、初期剛性・最大耐力・エネルギー吸収能力等に優れた集材モーメント抵抗接合を実現できることを述べている。

11). 福島、定方、丹羽の「重木構造柱－梁接合部の実験的研究（小径ファスナー《木ネジ》の適用に関する研究）、1991

両側に鋼板を当てたウェブタイプ2種とフランジタイプ3種について比較検討した結果、ウェブタイプにおける打ち込みタイプでは、樹脂アンカーを使用することで初期スリップが多少低減できること、ねじ込みタイプでは樹脂アンカーの有無の影響がなかったことを明らかにしている。また、フランジタイプ

はウェブタイプよりも粘りがあり、終局状態では座金のめり込みが進むだけで柱材の割裂は伴わないことを述べている。

12). 五十田、坂本、大橋の「シアプレートを用いた合わせ梁型接合部の強度実験」、1992

シアプレートによる十字型合わせ梁形式の接合部について、静的繰り返し加力を行い、モーメントと回転角の関係を求めている。

13). 大橋、坂本の「合わせ梁型接合部の非線形解析」、1993

梁を2分割した交差重ね合わせ接合に対して、ファスナー単体の力と変形のつり合いをもとに、増分荷重に対する変形を収束計算により求める手法を提案した。

14). 鈴木、安村、杉山の「モーメントを伝達する集成材柱・梁接合部の載加実験」、1993

ドリフトピン・ボルト等で集成材の柱・梁を接合したジョイントについて載加（載荷）実験を行い、材厚・ピンの間隔・ピン径・接合方式等のパラメータを変化させた場合の接合部の終局性状への影響を報告したもの。接合具にボルトを用いたものは、ドリフトピンに比べて耐力・塑性変形能力ともに高く、最大モーメントは学会規準による短期許容モーメントの3～5倍の値を示している。

15). 山田、手塚、松井の「エポキシ充填鋼板挿入式ボルト接合に関する研究荷重－すべり関係について」、1993

多数本打ちエポキシ充填ボルト接合の剛性は、エポキシが充填された一本打ちの荷重－相対変位関係において、荷重のみをボルト本数倍することにより得られることを述べている。

16). 増田、定方、福原の「『天秤鎌継ぎ型』柱－梁接合部についての実験的研究」、1994

両側を鋼板で挟んで釘打ちボルト締めしたウェブタイプ、ボルトの引張・曲げ力と樹脂アンカーによる固着性を高めたフランジタイプと、筆者の研究室で考案している「天秤鎌継ぎ型接合」の3種の柱－梁接合部について、比較耐力実験から、履歴特性・破壊形状・剛接度（試験体の節点角と柱－梁相対回転角の関係によって表される値）を明らかにしている。天秤鎌継ぎ接合は初期剛性

が高くねばり強い傾向を示し、ウェブタイプの粘り強さとフランジタイプの初期剛性の両長所を併せ持つ接合方法であると述べている。

17). 五十田、坂本、大橋、稲山の「木質ラーメン構造に関する研究」、1994～95

その1（モーメント抵抗接合の形態と接合部実大実験、1994）では、それまでに提案された接合部の基本形態について、実大接合部実験により力学的挙動の比較を行ったものである。接合部形式を、鋼板添え板接合／鋼板挿入接合（タイプ1）、引張ボルト接合（タイプ2）、合わせ梁接合（タイプ3）の3タイプに分類し、実大実験結果から復元力特性や強度の違いを示している。以下のような復元力特性を明らかにしている。タイプ1のうちドリフトピン接合のものは、初期はスリップ型、変形が進んでからはエネルギー吸収能力に富んだ性状を示し、釘接合のものは初期すべりがなく、履歴吸収エネルギーが大きい。タイプ2は典型的なスリップ型となる。タイプ3はスリップ型で、一定荷重まで荷重が上昇したのち初期すべりを生じるが、接着剤を充填したものでは初期すべりが少ない。どのタイプとも十字接合部とT字接合部の顕著な違いはない。

その2（常時微動測定による振動特性について、1995）では、実建物の常時微動測定・自由振動実験から、研究蓄積の少ない振動特性について検討している。常時微動レベルでの振動特性のデータを得、接合部の強度実験結果に基づいた振動モデルに置換する手法の妥当性について検討を行い、仕上げが施された状態の測定から非構造部材の寄与について解析している。仕上げがなされると固有周期が約1/2になること、減衰定数は骨組時では1%未満・完成時は3%程度であること、固有周期・振動モードのモデル化ができたこと、微少な変形や振動障害等に非構造部材の果たす役割がきわめて大きいことを明らかにしている。数多い接合部に対する実験に対し、実建物に対する実験的研究である。

18). 増田、定方、福原の「木質モーメント抵抗接合部に関する実験的研究 — 柱—梁接合部における剛性と靱性についての考察」、1995

柱—梁接合部について、3種の仕口形状の耐力・履歴特性・破壊性状・曲げ剛性・靱性容量を比較している。その結果、箱状枠および天秤鎌継ぎタイプが、モーメント抵抗接合部として高い有効性があり、引張ボルトの直径を太くし本数を増やすこと、天秤鎌継ぎ接合の接合金物のウェブ厚を厚くすること、ウェブとエンドプレートの結合部分にリブをつけると金物の脆性的な破壊を防げること、などを明らかにしている。また、圧縮に対しては木材のめり込みに依存するような設計を行えば、より有効性が増すと述べている。

19). 五十田の「木質ラーメン構造に関する基礎研究」、1996

モーメント抵抗接合部の基本形の荷重-変形性状、履歴特性などを明らかにし、それら接合部をもつラーメン架構が動的・静的荷重に対してどのような性状をもつのかを示している。

20). 本岡、野口の「ドリフトピン接合の耐力・剛性に関する研究」、1996～97

第1報（木材側材2面せん断の場合、1996）では、実務設計で使用可能なドリフトピン接合部の剛性に関する変形式を提案し、ピンの木材へのめり込み実験により耐力・剛性を把握し、実大の半剛接合部実験の結果と比較検討している。課題として、ピンのめりこみについてピン径や繊維方向の角度別に算出できるようにすること、接合部の許容耐力を変形制限によって決定できるようにすること、接合部の変形の算出を簡易な方法で評価出来るようにすることを述べている。

第2報（鋼板挿入2面せん断の場合・1、1997）では、ドリフトピン接合部の剛性を設計で使用可能な変形式を提案し、ピンの木材へのめり込み実験から耐力・剛性を把握し、接合部せん断実験の結果と比較検討したものである。その結果、めり込み耐力・剛性は強度とピン径の関係や繊維と荷重方向の角度の関係から整備する必要があること、また、耐力・塑性率とも木材降伏型は低い値を示し、設計では十分注意が必要であることを明らかにしている。

第3報（鋼板挿入2面せん断の場合・2、1997）では、変形式の解説とせん断実験結果を比較検討している。その結果、接合部の降伏形（破壊性状）により、降伏耐力・接合部剛性・塑性率が決定されること、現在木質構造設計規準で採用されている降伏理論式は、降伏形・降伏耐力に有用であり、接合部剛性を求める変形式モデルの作成のひとつの基になることを確かめている。しかし、それに用いられる材料強度については、十分検討の余地があると述べている。

21). 泉、笹川、森、堤、宮原、伊東、橋爪、齋藤の「集成材を用いた柱・梁接合部の力学的特性に関する実験的研究」、2000

スギ集成材と鋼板を用いたL型の柱・梁接合部を提案し、加力方法と治具を変えた2種類の繰り返し曲げ試験から、その力学的特性を明らかにしている。その結果、加力方法と治具の違いによって最大曲げモーメントに差が生じること、集成材のヤング係数の違いによって初期剛性が異なることを述べている。

(5) 様々な柱－梁接合法の開発・性能・試験法に関する研究

1). 定方の「EP型、BX型接合部の正負交番荷重下の変形・破壊挙動について」、1989

著者は木構造の接合仕口は半剛接合（剛接合とピン接合の間）で、かつ高靱性を持つことが必要であるとして、いくつかの実験的研究を行っている。

その1（木柱－鋼梁接合部の耐力と靱性に関する実験的研究）では、軽量形鋼梁と木柱という混合構造の柱梁接合仕口について、その終局状態までの靱性性能および変形破壊挙動を求めている。エンドプレート型（EP型）とボックス型（BX型）についての知見を報告している。その結果、ボルトを引張ボルトとして用いた場合は、曲げせん断ボルトの場合より初期剛性や塑性域における耐力が2倍近いこと、曲げせん断ボルトとして用いた場合はめりこみの影響で初期剛性が低く繊維方向への割裂も発生しやすいこと、木材の一方向異方性を有効に利用するには引張ボルトが効果的であること、接合金物と柱や梁をつりあい良く組み合わせることが重要であること、木材の高い変形許容性・復元性を活用した接合方式（例えば、節点の相対的回転やずれを許容して、しかも高い靱性をもつもの）が耐震的に望ましいこと、などを述べている。

2). 小林、定方、早乙女の「DCCS接合の耐力性能について（木造フィーレンディール梁の二次元交差接合部に関する実験的研究）、1991

筆者らによる木造フィーレンディール梁に関する一連の研究のひとつ。平面構造であるこの梁を交差させて立体格子構造とする際に問題となる2次元交差部分の設計について、角鋼管を使用した接合法（Ductility Cross Connection System=DCCS接合と命名）を考案し、載荷実験を行っている。

3). 小松、川元、原田の「木構造のための高強度・高靱性接着接合法の開発」、1992～93

1（小型試験体による基本的強度性能の把握、1992）では、接着剤を利用した高強度・高剛性・高靱性を有する接合法の開発を目指して、鋼板の孔の数、樹脂ダウエルの有無、加力方向、繰り返し数をパラメータに、静加力試験を行っている。

2（実大継手試験体による強度性能の確認、1993）では、集成材に接着剤用の樹脂孔を設け、硬化した段階で投錨効果を発揮してより大きなせん断耐力に抵抗するという、新しい概念による接合法を開発し実験したもの。現場施工が容易で、初期剛性と終局耐力の大きな接合法は、木橋の継手等への応用を示唆し

ている。

4). 川元、小松、原田の「鋼板挿入式ドリフトピン接合の繊維直交方向せん断耐力 —加力形式、縁距離、端距離が最大荷重に及ぼす影響と安全率」、1993

繊維直交方向の負荷を受ける鋼板挿入式ドリフトピン接合について、現在の木構造計算規準で定められていない加力形式の違いや縁距離・端距離の大小による許容耐力の増減による影響の評価を行っている。

5). 井上、後藤、後藤の「接合金物と接着剤を併用した木材接合法における強度について」、1994

木造建築物の接合部の強度を高め、加工・組立の省力化をはかるため、接着剤併用の接合金物（Tタイプと称する）の開発を行っている。

その1（継手の引張実験、1994）は、Tタイプの引張実験報告で、従来の腰掛け蟻継ぎ程度の強度の確保が容易であること、追掛大栓継ぎを上回ることも十分可能であることを述べている。また、この接合法について以下の特徴をあげている。外部から金物が見えない、材積が少なくて済む、耐久性や耐火性が確保しやすい、ガタがなく剛性が高い、強度を自由にコントロールできる、短時間の加工が可能で高度な技術が必要ない、既存建物の補強に有効である、接着剤の充填確認が容易である。

その2（継手の曲げ実験、1994）では、Tタイプの曲げ実験結果より、終局曲げモーメントの算出方法を検討している。曲げ耐力は最大耐力発揮後に低下するが、その後はある程度の耐力を保持した状態で変形が増大すること、金物の長さや直径が大きくなり本数が多くなると上昇すること、接合金物軸部片側の表面積と比例関係にあること、を明らかにしている。これにより、RC造梁の断面算定に用いられる許容曲げモーメント式の考え方を参考に、 $M_{ucal}(\text{接合部の曲げ耐力の理論値}) = A_t(\text{金物の片側の表面積}) \times T_u(\text{金物の単位表面積あたりの付着強度}) \times j(\text{応力中心距離})$ という理論式を導いている。

6). 齊藤、平山、岸の「LVL梁の接着継手方法に関する実験的研究」、1994

相欠き（腰掛け）継ぎの梁の接着接合（継手）部の実験と、LVL材のブロックせん断実験・引張実験の報告。スカーフジョイントやフィンガージョイントによる継手接合部の実験との比較を行っている。

7). 李、小浜、高田の「木質大断面集成材の接着接合部の補強法に関する実験的考察」、1994

その 1（発表年・発表先不明）は、ベイマツラミナの長方形断面通直材をくの字形に接着接合した集成材の実験報告である。

その 2（1994）では、接合部の各種補強法の強度・剛性・変形を実験により比較している。その結果、釘打ち鋼板ガセットプレート補強は良好な補強効果を持つこと、FRP 板補強も最大耐力と初期剛性の点でかなり優れていることを確認している。

8). 上場、木下、渡辺、難波の「木質構造柱・梁モーメント仕口に関する研究」、1997

モーメント抵抗接合を可能にする簡便な仕口の補強方法を開発するため、溝型金物・鋼板・鋼製鋸で一体化させた箱形金物による梁継手の挙動を明らかにしている。

その 1（集成材梁継手実験の概要、1997）では、試験体や実験のパラメータについて述べている。

その 2（梁継手実験結果の考察、1997）では、剛性・曲げ強度・抜け変形等の実験結果について考察している。その結果、ゆるみがなく鋸が木部に貫通していることで集成材梁と同等の剛性が得られるが低い荷重段階では剛性が若干低下すること、以後の最大荷重近傍までの荷重－変形関係は直線的であること、金物長さが長いほど耐力・剛性が高まること、初期剛性・2 次剛性の実験値は理論値を下回るが曲げ強度は強度規準値の統計的下限值を上回ること、鋸の効果により溝型金物とウェブプレートにズレはなく箱形金物として挙動することを明らかにしている。

その 3（集成材梁継手の数値解析、1998）では、有限要素法を用いた数値解析を行い、実験値の比較から解析方法の妥当性の検討と応力伝達機構の把握を行っている。その結果、めり込みによって塑性域の剛性が決定すること、弾性域においては解析方法で追跡が可能であることを明らかにしている。

その 4（異方性を考慮した集成材梁継手の数値解析、1999）では、木質材料の異方性と鋼製鋸の影響を考慮した数値解析を行っている。その結果、集成材曲げ挙動は弾性構成則を等方性として扱った数値解析で追跡可能であること、集成材梁継手を対象に行った数値解析では、鋼製鋸は剛性・耐力を上げるために有効であり、 $\theta = 2/100\text{rad}$.程度まで実験結果を追跡できること、を明らかにしている。

その 5（水平加力実験、2000）では、水平加力による曲げ実験から、接合部の挙動について考察している。本形式にはガタがないこと、木部が破壊したため最大荷重と曲げ強度の差が小さいこと、梁変形の 70-75%が抜け変形・20-15%が

めり込みによること、仕口部での曲げ強度は集成材曲げ実験結果のそれを超えること、数値解析と実験から金物の板厚とめり込みの影響を明らかにする必要があることを述べている。

9). 古谷、橋本、山中、高見の「全ネジボルトを使用したエポキシ樹脂充填のモーメント接合に関する実験的研究（引き抜き実験及び曲げせん断実験）」、1997

全ネジボルトを孔部へ埋め込み、エポキシ樹脂を充填して固定するモーメント接合工法を提案し、引き抜き及び曲げせん断実験により、その力学的性状を明らかにしている。その結果、孔内部に凹凸加工を施すと耐力が大きくなる、ラミナ方向の割裂破壊をボルトで抑制すると耐力が大きくなる、引き抜き実験値に応力中心間距離を乗じればジョイント位置での最大曲げモーメントを推定できることを明らかにしている。

10). 岸上、片岡、野村の「異形鉄筋と樹脂で補強した仕口の曲げ耐力算定式」、1997

その1（接触部の力学的性状、1997）では、集成材柱－梁接合部と伝統工法の仕口形式に対する実験結果から、木材接触面と鉄筋挿入部の力学的および幾何学的特性を求め、これらを用いた曲げ耐力算定式を誘導している。一般性を有する算定式として、実用的な許容耐力算定図表の作成も試みている。

その2（曲げ耐力算定式、1997）では、引張鉄筋の張力と圧縮領域の鉄筋と木材の圧縮合力の中心間距離、および接合部の許容曲げモーメント算定式を誘導している。その結果、鉄筋と樹脂による木材接合部の補強は、接触面の回転の拘束と木材の繊維直交方向の支圧強度を高め、接合部の回転剛性や強度を向上させると述べている。

11). 坂田、安部、伊東らの「フィンガージョイントによる集成材のモーメント抵抗接合に関する実験的研究」、1997

フィンガージョイントにより集成材が互いに角度をもって接合された試験体の接合性能を明らかにしている

その1（フィンガージョイントを有するラミナの引張試験、1997）では、引張試験から、部材相互が30度以上の繊維角度で接合された場合は、母材で破断してジョイント部で破断することはないと述べている。

その2（フィンガージョイント接合された集成材の曲げ実験、1997）では、曲げ実験から、角度をもったフィンガージョイントによるモーメント抵抗接合は、ドリフトピンのそれに比べると耐力は低いが生金物接合よりは耐力・剛性が

高いこと、異方性が緩和された強度の高い樹種（カラマツなど）を用いることで、効率のよい接合となる可能性があること、を述べている。

12). 佐藤、宮澤の「木質剛接架構構造の実験的研究」、1997

軸組構法住宅の補強を目的とした3種類の接合部と架構を提案し、その実大実験から、木質剛接架構構造の耐震特性は接合部に依存していること、耐力壁との併用で構造性能の向上が期待できること、狭小間口用の架構の開発には別の方法を考える必要があること、を述べている。

13). 安部、坂田、岡田、楠、伊東らの「フェノール FRP と集成材のフィンガージョイント接合に関する実験研究」、1998

接合部にフェノール FRP を用いてフィンガージョイント接合した構造物の力学的性状について報告したもの。フェノール FRP には異方性がないため、ベイマツ集成材のみを用いた接合部よりもフェノール FRP も用いた方は剛性が高まること、接合効率がよく剛性と強度を確保できる接合法であること、変形能力の小ささを考慮した使い方が必要であることを述べている。

14). 荘所、藤谷、榎島、大橋、大野の「木質構造の門型ラーメン接合部の開発」、2000

その1（接合部の曲げ実験、2000）では、単板積層材 LVL を母材に用いた門型ラーメン架構について、接合金物に鋼管およびドリフトピンを用いた接合部を提案し、曲げ実験からその剛性・耐力の評価を行っている。その結果、梁材のせん断強度に対して鋼管の引張強度およびドリフトピンのせん断強度が過大であり、ドリフトピンの間隔や鋼管のサイズを再検討する必要があることを述べている。

その2（接合部の要素実験、2000）では、試験体を柱側接合部・梁側接合部の要素に分け、各要素の接合力について実験から考察している。その結果、ドリフトピンの変形が均一でなかったため、複数本使用した場合はドリフトピンの応力分布の評価方法を検討すべきであること、接合部の降伏モーメントの算定において、材同士の圧縮やめり込みを考慮していない点が課題であることを述べている。

15). 佐藤、板垣、三橋、吉田の「木造住宅軸組構法におけるモーメント抵抗型接合金物を用いた柱-梁接合部の開発に関する研究」、2000

第2報（2000）では、引きボルト接合法を提案し、期待したほどの初期剛性

が得られなかったものの、接合部の性能に関する実験的検討・剛性や復元力特性に関する評価・等価壁倍率に対する評価などから、より剛に近い接合性能を達成できる可能性を示唆している。

(6) 柱脚の接合法に関する研究

1). 定方、長屋、丹羽の「重木構造柱の柱脚接合部に関する実験的研究」、1990
中規模の重木構造における剛節架構の柱脚部－基礎盤接合部の固定度・耐荷力・変形挙動・破壊挙動・靱性容量を、実験により求めている。接合形式をウェブタイプ(W)とフランジタイプ(F)に大別し、さらに接合金物との固着度によってメカニカルファスナー継手(M)とケミカルファスナー(C)継手に分類している。

第1報（基本実験、1990）では、F+MタイプとF+Cタイプの柱脚モデルの載荷実験から、強度・変形角・履歴ループ・破壊性状・減衰容量を明らかにしている。

2). 練生、山田、手塚の「モーメント抵抗接合に関する研究 その1～4」、1996
その1（コンクリートブロックに埋め込まれた片持梁に関する実験的研究）では、基礎と木造の取り合いにエポキシを用いて木材を角鋼管で包み込み、それを直接コンクリートに埋設する方法を提案し、実験により検討している。その2（コンクリートブロックに埋め込まれた片持梁の解析値に関する検討、1996）では、一般化された弾性基礎上の梁理論に基づく数値解析について考察している。

その1・2より、十分な埋め込み長さがあれば継手効率が100%となりうること、実験値は数値解析から推定できること、ある長さ以上埋め込ませても耐力・剛性は向上しないこと、加圧板エッジのバネとその他のバネの比を変化させてバネ定数を求め解析しなおしても片持梁の変位に対する影響は少ないこと、を明らかにしている。

3). 吉田、佐藤、板垣、三橋の「木造住宅軸組構法におけるモーメント抵抗型柱脚部の開発に関する実験的研究」、2000

住宅規模の木造建築における半剛接合フレームの実現を目指し、中断面スギ集成材を用いたモーメント抵抗型柱脚部の開発に取り組んだもの。

その2（水平加力試験、2000）では、高い剛性および接合効率の向上が期待

でき、安定した性能を持つ金物接合を取り上げ、柱脚部のモーメント抵抗性能に関する実験的検討を行っている。その結果、引きボルト型は高い剛性と十分な耐力があるが変形に伴うエネルギー吸収能力が不十分で、脆性的割裂を起こす危険があること、メカニカルアンカー型は、抵抗力が低いために期待ほどの性能が得られず、拡張の制御および抵抗の形態そのものに課題があることを明らかにしている。

(7) 動的性状に関する研究（接合部、架構、実大建物の振動試験）

1). 五十田、笹川、磯崎、大橋、稲山の「木質ラーメン構造の常時微動測定」、1995

2). 中島、有馬、中村の「木質構造の振動機構に関する研究」、1991

2（半剛節ラーメンモデルによる軸組工法壁の振動解析、1991）でラーメン構造について触れている。軸組工法という、接合部の変形が大きく質量集中型モデルを適用しにくい建物について、質量分布および振動時の変形状態を考慮に入れた振動解析モデルとして半剛節ラーメンモデルを適用し、実大軸組壁の固有振動数を推定して実験値と比較を行うことで、モデルの適合性について検討している。さらに、模型躯体の実験と解析を行っている。その結果、耐力壁に桁・柱架構を負荷することは、最大荷重および変形能力の増大に対して大きな効果があること、剛性に対しても若干の効果があることを明らかにしている。また、実験値と解析値はよく一致している。

3). 内山、野口、梶川、宇佐美の「木質立体ラーメン構造の振動性状に関する研究」、1995

その1（1995）では、木質ラーメン構造物の水平構面の面内合成を考慮した立体せん断変形型の振動モデルを用い、縮小模型による動的実験を行い、実験値と解析値を比較して適合性を確認した上で、水平構面の及ぼす影響について考察している。その結果、定常波加振において、面材なしでは梁間方向ラーメンはそれぞれ別の振動数に応答しているが、面材有りでは面材なしの固有振動数より両端部が大きく中間部が小さい近い値で応答していること、不規則波加振において、最大応答加速度・最大応答変位は両端部と中間部の差が面材有りの方が小さいことを明らかにしている。よって、水平構面の剛性は軸組や耐力壁等の性状に深く影響することを述べている。

その2（1995）では、解析値と実験値の比較から、Newmark- β 法による解析

の適合性を確かめている。その結果、解析モデルは実験をよく再現しているが、履歴を伴う剛性・減衰などの入力値の情報が乏しいために、さらなる単体実験や動的実験が必要と述べている。またドリフトピン半剛接合体をもつ集成材建物（実建物）の諸データが得られれば、床構面の剛性を含めた有効な設計が可能であるとしている。

その 3（1995）では、多スパンの試験体において、床構面の剛性をどの程度高くすると中間部の剛性を低くできるのかについて、解析検討を行っている。ラーメンの剛性のみ地震水平力に抵抗するのではなく、全体として水平力に抵抗すると考えると、中間部の柱の剛性は載荷荷重に耐えられるだけを与え、両端のラーメンの剛性・床構面の剛性を高くして水平力に抵抗させることができるとしている。または、中間に補強するとより有効であり、設計・施工が容易になる可能性を述べている。

4). 野口、梶川の「木質半剛接ラーメン構造の振動性状に関する研究」、1996

第 1 報（水平構面の面内剛性の影響について、1996）では、木質ラーメン構造物の建物全体の骨組配置は、床剛性を考慮して決定することで水平力に対する有効な抵抗方法が所在しうることを述べている。水平構面の面内剛性を考慮した立体せん断変形型の振動形モデルを用いて縮小模型による動的実験を行い、実験値と解析値の適合性を確認し、水平構面の及ぼす力学的性状について考察している。中・大規模構造物の 1/8～1/4 の縮尺でピン柱脚の試験体を二次元振動台に載せ、水平一方向と地震波で加振し、Newmark- β 法による弾塑性応答解析を行っている。その結果、解析方法は妥当であること、床剛性がある程度高い場合は剛床に近い挙動を示すが、桁行き方向に長い多スパン建物の場合は、床剛性がどんなに高くても単純な一質点系モデルとして扱うには無理があること、桁行き方向に長い多スパン建物の場合や中途に剛性の高い壁を配置した場合は、床剛性を高くしていくと効果的に変形が抑えられること、を明らかにしている。

(8) 二方向モーメント抵抗接合に関する研究

1). 稲山、鴛海、藤沢、中林の「木質ラーメン構造の開発研究」、1987～88

多層建築物への適用を可能とする、実用的で高い靱性を期待した桁行・梁間 2 方向のラーメン構造の開発を目的とした接合法の研究である。

その 1（柱－梁接合部の挙動に関する実験的研究、1987）では、軸組構法の

貫構造等にヒントを得て考案した3次元接合仕口(T字型と十字型)について、剛性・耐力・破壊形状を明らかにしている。

その2(柱脚接合部の挙動に関する実験的研究、1988)では、柱脚接合部の構造耐力試験より、初期回転剛性・ばらつき的大小・最大モーメントを比較している。その結果、ラグスクリューなどで応力を分散させるタイプでは、最大耐力は安定するが初期の変形量を定量的に抑えることが難しいこと、シアリングなどによる応力集中型のタイプでは、初期剛性を定量的に把握できるという点で骨組架構計算に適しているが、最大耐力のばらつきは大きくなる、ことを示している。

その3(1層門型ラーメンの非線形解析と水平加力試験、1988)では、各接合部のM- θ 包絡線と終局モーメントを区間推定し、このような非線形性質をもつ回転バネとして各接合部を扱った1層門型ラーメンの水平加力試験を行っている。その結果、層間変形角の推移、各接合部の変形角の推移、最大耐力、その時の変形各、破壊性状といった全ての要素が、非線形解析を行って得た推定範囲に一致すること、これより接合部を回転バネとして扱った1層門型フレームモデルの解析方法が妥当なものであることを述べている。

2). 田畑、平野、宮澤、富田の「集成材の剛接合 その1~4」、1991~93

(財)日本住宅・木材技術センター事業の一環として行われた実験報告のひとつである。

その1(鋼板添板釘接合について、1991)では、鋼板添え板釘打ち接合について、1.釘接合部の挙動・破壊性状・正方形と円形配置の特性、2.多数釘打ちの場合の最外端釘の降伏と接合部全体の耐力の関係、3.最大耐力の評価、4.釘の破断を考慮した数値解析法の適合性の検討、を行っている。その結果、接合部変形の解析と実験値については終局強度までの確に評価できるが、最大耐力後の正確な解析は困難であったこと、最外端の釘1本の許容状態時を全体の許容値とするのは過小評価であること、などを明らかにしている。

その2(鋼板添板釘打ち接合の釘配置形状の影響について、1992)では、その1の解析方法を再検討し、円形配置を加えて報告している。釘接合部の挙動・破壊形状・釘配置形状の影響、多数の釘打ちの場合の最外端釘の降伏・破壊と接合部全体の耐力の関係、最大耐力近傍あるいはそれ以降の耐力の低下特性、釘の破断を考慮した数値解析法と実験値との整合性の検討を行っている。せん断治具が釘の場合は木材の割れがおこらず、めり込み・曲げ・抜けだしが変形の主因となるため、弾塑性床上の梁理論でかなり正確な解析を可能にしている。

その3(鋼板添板ボルト接合と割裂防止法について、1992)では、多数本打

たれたボルト接合特性と、多重配置の影響について実験と解析により検討している。また、繊維直交報告に補強筋とエポキシを注入する割れ防止法を提案し、その特性を示している。

その4(鋼板添え板接合の木材2軸応力場におけるボルトせん断実験、1993)では、木材が繊維方向に圧縮応力を受け、さらに、せん断接合具が繊維方向(0°)または直交方向(90°)に力を受ける場合のせん断耐力における圧縮応力の影響と縁距離の影響について、実験から以下のことを明らかにしている。繊維方向は圧縮力120 kg f以下では、 P_{max} (最大耐力)・ P_y' (降伏強度)・ K' (初期剛性を $2d^2$ で除した値)に対して、圧縮力の影響はない。直交方向では、 K' には圧縮力の影響はなく、 P_y' は圧縮力に比例低下し、 P_{max} は圧縮力の増加に伴って直線的に低下する。縁距離の影響については明確な傾向が得られていない。

3). 小松の「集成材による2方向モーメント抵抗接合法の開発」、1994

1(1994)では、実大の柱-梁接合試験体の静的試験により、集成材による純ラーメン架構(2方向ラーメン)の実現を目指した研究である。エンドプレート式接合法の十字型の試験体を考案し、梁-鋼板ガセット間は従来の鋼板挿入ドリフトピン接合、柱-鋼板ガセット間は2種類の接合法(ガセットの柱へのめりこみを抑制したラグスクリュウ補強法、オリジナルに開発したラグスクリュウボルトの引き抜き抵抗力に期待したラグスクリュウボルト法)とし、静的正負繰り返し比較実験を行っている。初期剛性はラグスクリュウ補強法が勝っていたが、ボルトの第一ネジ山が潰れやすかったため、改良の必要性を述べている。最大耐力はラグスクリュウボルト法がやや勝っている。

(9) 接合部の変位・めりこみ・あそび等に関する研究

1). 稲山の「木材のめり込み理論とその応用」、1991

等変位および三角形変位めりこみの弾性域から塑性域にわたる荷重-変形曲線を、近似的な理論式としてはじめて表したものの。516体の試験体による膨大な実験結果をもとに導いた木材のめり込み復元力特性を応用して、ボルトを引張力に抵抗させる接合部のモーメント-回転角関係の計算例と設計法を示している。実験結果との比較による確認はなされていない。木材のめり込み変形をいくつかの仮定を設けて詳細に定式化し、引張ボルト型の接合部を有する架構の保有耐力設計を可能とする手法を開発している。

2). 練生、山田、手塚の「モーメント抵抗接合に関する研究 その1~4」、1996
その3（めりこみ試験における降伏応力度、1997）では、実験結果と一般化された弾性基礎上の梁理論に基づく解析方法を比較検討している。また単板積層材を用いためりこみ試験結果の弾性論にもとづき降伏応力度を考察している。

その4（めりこみ試験における降伏応力度と変位量、1998）では、種々のめりこみ試験を行い、弾性解析より降伏応力度・変位量について考察している。

3). 五十田、笹川、玉田の「集成材鋼板挿入型ボルト接合部の力学的特性に変位速度が与える影響」、2000

その1（繊維平行方向加力の実験概要及び結果、2000）では、集成材鋼板挿入型ボルト接合部に対して、変位速度をパラメータとしたせん断実験を実施し、その概要について述べている。

その2（実験結果についての考察、2000）では、接合部の力学的特性に与える変位速度の影響について考察している。変位速度の増加に伴い、以下の現象が生じることを明らかにしている。初期剛性が上昇する、降伏荷重時変位および最大荷重時変位は減少する、降伏荷重及び最大荷重の上昇率は小さく速度の影響はほとんどない、速度の影響による破壊性状の変化はない、降伏荷重以降の一定変位における繰り返しによる荷重低下は50mm/sec.の時大きい、速度が増加すると等価粘性減衰定数が上昇する、ひずみエネルギーは静的実験結果に比べて低下する。

4). 佐久間、槌本の「初期『あそび』を考慮した集成材ボルト接合部の剛性設計手法の開発」、2000

これまでの解析法ではあまり考慮されてこなかった、集成材接合部のボルト接合などにみられる初期の「あそび」についての研究である。小荷重下で剛性を著しく低下させる初期「あそび」の挙動を標準化して設計手法に盛り込むことを目的としている。

その1（荷重－変形関係に与える初期「あそび」の影響、2000）では、あそびの量・荷重速度・ボルトの初期締めつけ力等のパラメータが接合具の荷重－変形関係に与える影響を考察している。二面せん断モデル実験から、載荷初期の変形挙動に対して初期「あそび」量および初期締めつけトルクが大きく影響すること、接合部の剛性値に対しては「あそび」量が影響を与えていることを明らかにしている。また、ボルト接合部の剛性設計に「あそび」を定量化した要素を導入することにより、より実際に近い安全側の設計が可能になると述べている。

その 2（オフセット値と線形域剛性値の確率的推測、2000）では、複数のボルトで構成される接合部の変形挙動の推定を試み、その 1 の実験値と解析結果を比較している。その結果、あそびがない場合は実験値と解析値は一致し、1,2 mm のあそびがある場合は完全に一致はしないがオフセット値はほぼ近い値を示すこと、オフセット値はあそびごとに全く異なる値をとること、複数のボルトを用いると単体における差異が低減されること、線形域での剛性値はボルト－先孔径差が小さいものほど大きな平均値を示しバラツキが小さいこと、あそびがある場合は全てのボルトが先孔内木部に接触した場合の剛性で頭打ちになるため、あそびは見かけ上、線形域の剛性を低下させることを明らかにしている。

(10) 接着剤の強度性能に関する研究

1). 手塚、山田らの「エポキシ樹脂充填ボルト接合に関する研究」、1988～97
エポキシ充填ボルト接合について、エポキシ樹脂の性能を中心とした一連の研究。

その 1（実験計画とバネ定数、1988）・その 2（実験結果とその検討、1988）では、座金の有無、エポキシ充填の有無、側材厚をパラメータとした実験結果を、弾性基礎上の梁理論と比較検討している。その結果、耐力比/変位の比とバネ定数試験体の圧縮強度の最大値および最小値との積により、バネ定数の最大値と最小値を把握しうることを、また、エポキシ充填をするとバネの強度は 40% 以上上昇することを明らかにしている。

その 3（ボルト孔近傍の応力分布と剛性－実験計画、1989）とその 4（ボルト孔近傍の応力分布と剛性－数値解析による実験結果の検討、1989）では、エポキシ充填ボルト接合の載荷試験に関して、実験前にエポキシとボルトの縁を切り剥離させた実験値と解析値がほぼ合致することが報告されている。

その 7（ボルトの側材間に充填されたエポキシ樹脂の性状、1991）とその 11（高温下でのエポキシの性状、1992）では、エポキシの強度が接合部の耐力に大きく影響するため、適切な養生が必要であることを述べている。

その 12（加力方法及びボルトのはしあき、へりあきがバネ定数におよぼす影響、1993）では、ボルト配置・加力方法・エポキシ充填の有無がバネ定数に及ぼす影響を報告している。その結果、エポキシ充填の有無によらず、圧縮・引張を受けるボルト接合部の荷重－変位関係を数値解析によって推定する際には、学会規準による最小はしあき・最小へりあきを満足するバネ定数測定用供試体の、圧縮試験による荷重－変位関係を用いることを述べている。

その 13（養生温度、材令がエポキシの性状に及ぼす影響、1993）では、屋根

など夏場において高温になる部位におけるエポキシ樹脂の耐力と性状について報告している。

その 14（高温下でのエポキシの耐力およびヤング係数、1994）では、その 13 で不十分だった点を研究している。その 13 では、盤間変位によるみかけのヤング係数という厳密でない結果を得ていたが、ここでは、圧縮試験を行い、ストレーンゲージから求めた真のヤング係数を報告している。エポキシは、種類によっては 60°C を超えると性能が急速に減退するものがあり、エポキシの温度上昇を 60°C 以下に抑える必要があることを述べている。

その 15（高温下から常温にもどされたエポキシの耐力およびヤング係数、1994）では、その 14 で不十分だった点を研究している。その 14 ではエポキシを設定温度まで一度上昇させた場合の性状を求めていたが、ここでは温度の繰り返しを受けると実際の状況に近い性状を求めている。その結果、エポキシの耐力とヤング係数は、高温から常温に戻った場合には温度変化に影響されないことを明らかにしている。繰り返し数の検討を行う必要を述べている。

その 18（ボルトとエポキシの境界条件について、1996）では、その 3・4 で不十分であった点について、エポキシとボルトを剥離させずボルトのはしあきを変化させた一本打ちボルト接合に関して引張試験を行い、ボルト近傍の木材のひずみ値の変化を測定している。これにより、次の境界条件（1）ボルトとエポキシ間で引張力が働く場合は付着を無視すること、（2）圧縮力が働く場合は既報ではクーロンの摩擦力が働くとしたが、連続を前提として考えるべきであることを述べている。

その 19（多数本打ちボルトのピッチが耐力に及ぼす影響、1997）では、学会規準を基本にボルトピッチを変化させた多数本打ちエポキシ充填ボルト接合の耐力について調べ、学会規準の 7d ではなく 7d×1.5 以上にするとボルト一本の耐力をボルト本数倍できることを明らかにしている。

第 2 章 ラグスクリューボルトを用いた 木質ラーメンの構造特性

2.1 概 要

第 2 章は、本研究で採用したラグスクリーボルト（以下、LSB）を用いた木質門型ラーメンと柱脚、柱－はり接合部の試験を実施し構造特性を示す。また、柱脚と柱－はり接合部の試験から弾塑性バネを設定して、静的増分解析を実施する。

本章の目的は、木質ラーメンフレームと接合部の基礎データを収集することである。示す結果は、次の①と②である。

- ① LSB を用いた木質門型ラーメン工法について、実大の試験と柱－はり接合部及び柱脚接合部の試験概要と結果を示す。
- ② 柱－はり接合部と柱脚接合部の試験結果を用いて、木質門型ラーメン工法の荷重－変形角関係を求める解析概要と結果を示す。
解析モデルは、接合部を回転ばねに置換した場合と軸方向ばねに置換した場合の 2 つのモデルとする。

2.2 木質ラーメン及び接合部の水平耐力試験

第 2.2 節では、本研究で採用した木質門型ラーメン工法の実大試験とその柱-はり接合部及び柱脚接合部の試験を実施し、その構造性能を把握することである。

(1) 剛性及び短期基準せん断耐力の算出方法

木造の構造設計を許容応力度等計算によって行う場合、壁の剛性及び許容せん断耐力の算出は、以下によるとされている。

$$K=150 \times Pa$$

$$Pa = \text{壁倍率} \times Po \times \text{壁長}$$

ここに、 K : 壁の剛性

Pa : 許容せん断耐力 (N)

Po : 短期基準せん断耐力 ($=1.96 \times 10^3 \text{N/m}$)

また、短期基準せん断耐力 (Po) の算定は、Fig.2-1 に示す完全弾塑性型を用いて、以下によるとされている。

$$Po = \min(Py, Pu \times (0.2/Ds), Pmax \times 2/3, \text{特定変形時の耐力})$$

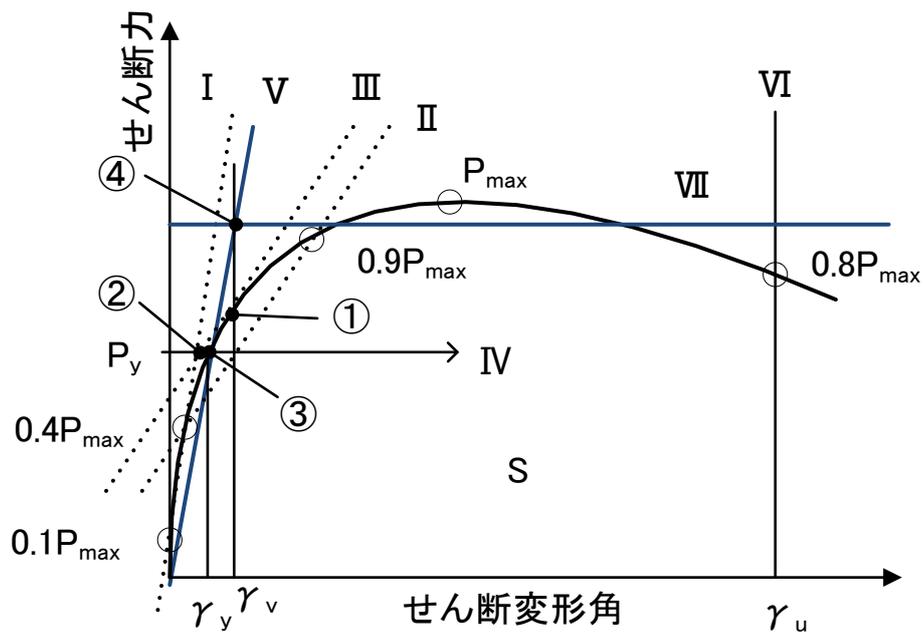
ここに、

Py : 降伏耐力

Pu : 終局耐力

Ds : 構造特性係数

$Pmax$: 最大荷重



- S: 包絡線、変形角軸および線分IVで囲まれる部分の面積
- μ : γ_u / γ_v (塑性率)

Fig.2-1 完全弾塑性型 (Bi-linear) にモデル化する方法

(2) 木質門型ラーメンの水平加力試験

① 試験体と試験方法

試験体は、高さ 2805mm×幅 3820mm(芯々寸法)の木質門型ラーメンである。試験体の部材一覧を Table2-1、柱-はり接合部及び柱脚に用いた接合部金物詳細図を Fig.2-2 に示す。また、試験体の全体図及び試験装置を Fig.2-3(a)(b)、試験体の写真を Photo2-1 に示す。なお、試験体数は 3 体とした。

柱-はり接合部は、柱及びはりに埋め込まれた特殊ボルトと金属プレートを特殊ナットで固定し、柱-はり相互のプレートをくさび状の金物で接合した。柱脚部は、柱に埋め込まれた特殊ボルトと柱脚金物を特殊ナットで接合した。

載荷は、はり材の中央高さ位置(材軸位置)に加圧治具を取り付け、その治具と加力装置を連結して行った。加力方法は正負交番繰り返し加力とし、履歴の同一変形段階で 3 回行った。繰り返し履歴は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 の正負変形時とし、最大荷重に達し

た後、最大荷重の 80%荷重に低下するまで加力するか、試験体の見かけの変形角が 1/15rad 以上に達するまで加力した。なお、見かけの変形角が 1/15rad を超えても最大荷重の 80%まで荷重が低下しない場合には、見かけの変形角 1/15rad を終局変形角とし、その時の荷重を最大荷重とした。

Table2-1 試験体の部材一覧

部 材	種 類	断面 (mm)
柱	欧州アカマツ集成材 (E120 F345)	120×300
はり	欧州アカマツ集成材 (E120 F345)	120×390
柱・はり接合部	特殊ボルト (S45C)	φ16×504 φ16×294
柱脚接合部	特殊ボルト (S45C)	φ16×504



Fig.2-2 接合部金物詳細

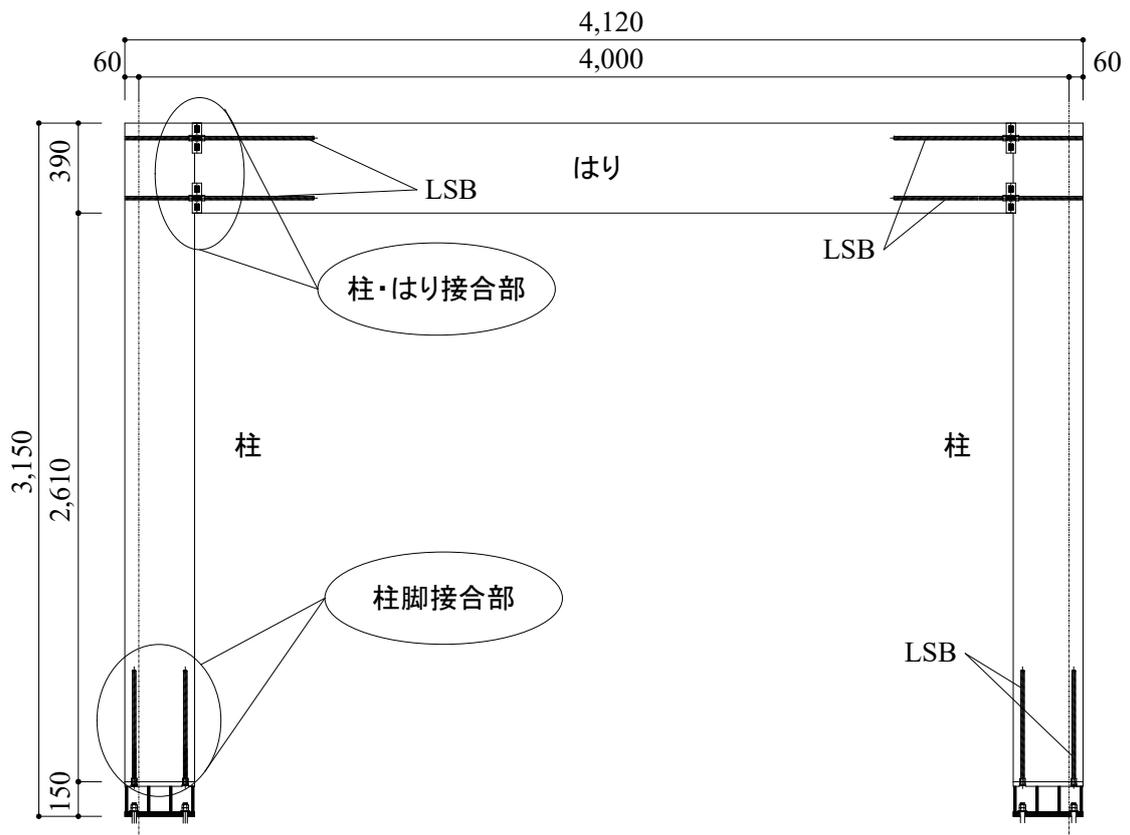


Fig.2-3(a) 木質門型ラーメン工法の試験体

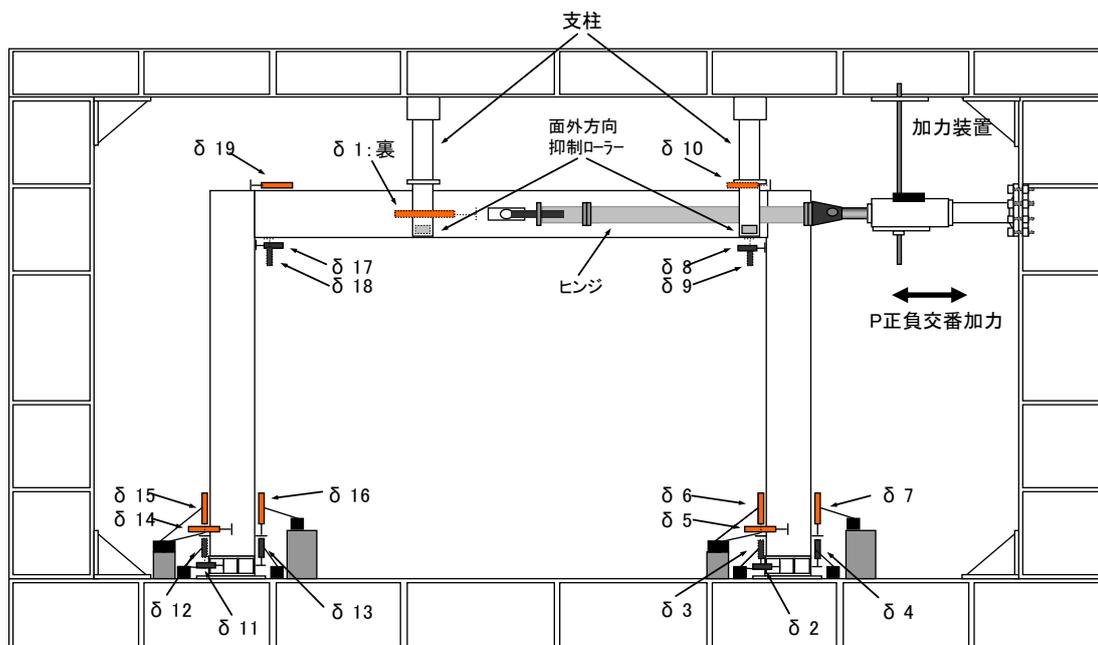


Fig.2-3(b) 木質門型ラーメン工法の試験体と試験装置

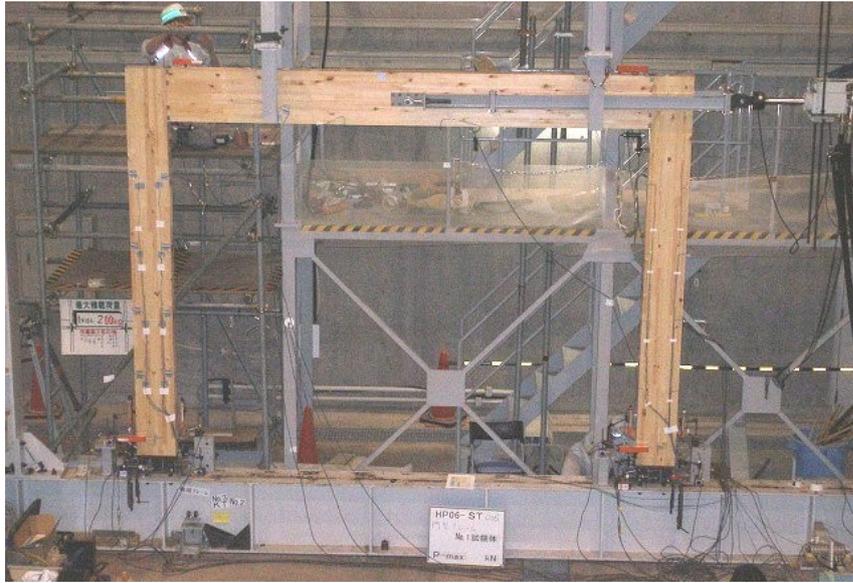


Photo2-1 試験体写真

② 試験結果

Fig.2-4(a)~(c)に3試験体の荷重－見かけの変形角曲線を示す。また、引張加力（右加力）時の3試験体の包絡線と平均の包絡線をFig.2-5に示す。さらに、初期剛性と短期基準せん断耐力をTable2-2、柱脚の破壊状況をPhoto2-2に示す。

各試験体の荷重－見かけの変形角曲線から、履歴サイクルが終了する1/50radまでは勾配が一樣で弾性的な性状を示していることが分かる。その後1/30rad付近で最大耐力となり、柱脚の接合部破壊による耐力低下で試験終了となる。

試験体の破壊性状は、No.1、No.2、No.3とも柱脚の特殊ボルトが破断している。各試験体とも接合部破壊後急速に耐力の低下を起こすぜい性的な破壊性状を示している。この破壊性状から、特殊ボルトの接合耐力が試験体の最大耐力に大きく関係していると考えられる。

なお、Table2-2に短期基準せん断耐力を算出して示しているが、試験体のぜい性的性状を反映して構造特性係数(Ds)により決定される耐力($P_u \times 0.2/D_s$)が短期基準せん断耐力として採用されている。このとき、短期基準せん断耐力の算出には、ばらつき係数を乗じている。

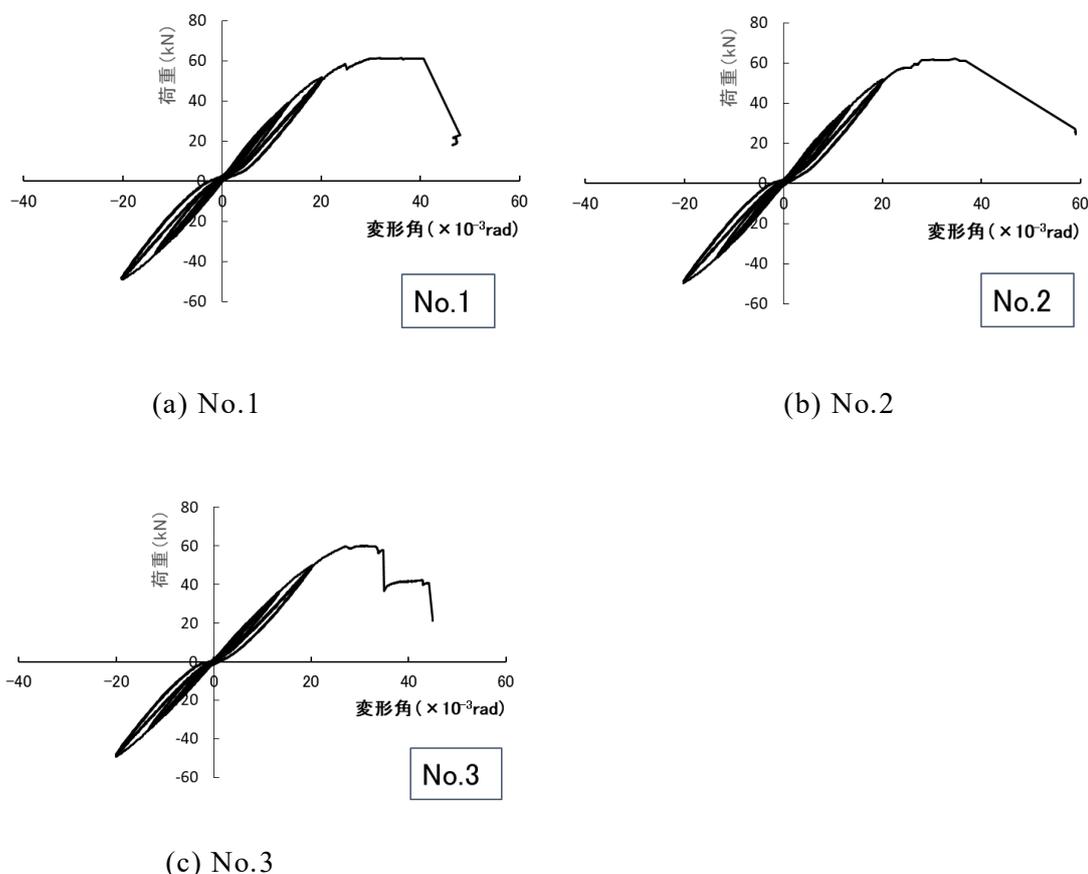


Fig.2-4 荷重－変形角関係

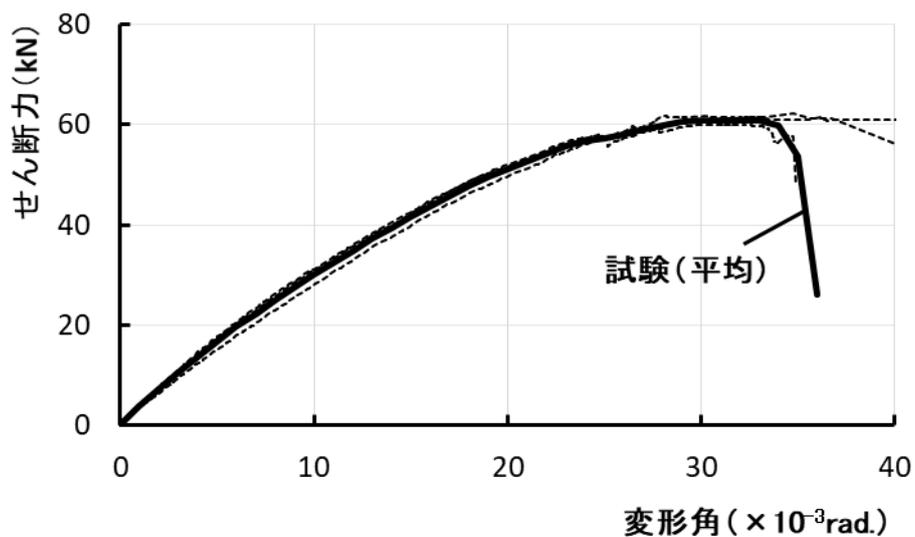


Fig.2-5 No.1、No.2、No.3 包絡線

Table2-2 初期剛性と短期基準せん断耐力の算出

	初期剛性 (kN/rad.)	P_y (kN)	$2/3P_{max}$ (kN)	$P_u/D_s \times 0.2$ (kN)	1/150 (kN)	1/120時 (kN)
No.1	3068.88	32.88	41.04	21.81	22.61	27.11
No.2	3024.31	32.32	41.53	21.96	22.13	26.65
No.3	2750.59	32.58	39.97	17.53	19.56	23.91
平均×ばらつき係数	2872.68	32.02	40.28	18.05	20.64	25.05

※短期基準せん断耐力は、 $P_u/D_s \times 0.2$ で決定されている。



Photo2-2 柱脚の破壊状況 (LSB の破断)

(3) 柱－はり接合部及び柱脚接合部の水平加力試験

①試験体と試験方法

柱－はり接合部は、木質門型ラーメン工法で採用した柱及びはり部材を特殊ボルトと金属プレート及び特殊ナットで留め付けている。柱脚試験体は、柱と柱脚金物を特殊ボルトと特殊ナットで留め付けた接合部である。各試験体の全体図を Fig.2-6(a)、(b)に示す。また、各試験体の部材一覧を Table2-3 に示す。試験体数は柱－はり接合部及び柱脚接合部とも 3 体とした。

柱－はり接合部試験は、はり材を試験装置に固定し、柱材の上部中央に加力装置を取り付けて水平載荷を行った。また柱脚接合部試験は、柱脚金物を試験装置に固定し、載荷方法は柱－はり接合部試験と同様とした。ここで、加力の方法は、両試験とも木質門型ラーメンの試験と同様とした。

②試験結果

柱－はり接合部試験体の引張側加力（右加力）時の包絡線を Fig.2-7 に、柱脚接合部試験体の引張側加力（右加力）時の包絡線を Fig.2-8 に示す。また、これらの包絡線を文献 2-1)の評価法によって完全弾塑性型にモデル化して求めた構造特性値を Table2-4 及び Table2-5 に示す。柱－はり接合部の試験体写真を Photo2-3、柱－はり接合部の破壊状況を Photo2-4 に示す。また、柱脚接合部の試験体写真を Photo2-5、柱脚接合部の破壊状況を Photo2-6 に示す。

柱－はり接合部試験体は、最大耐力に達した後も金属プレートの変形で回転角を吸収するじん性的な破壊性状を示した。一方、柱脚試験体は、柱と柱脚金物を接合する特殊ボルトが破断して最大耐力に達するぜい性的な破壊性状を示した。この破壊性状は、木質門型ラーメン工法の実大の水平加力試験結果と同様の傾向が見られた。

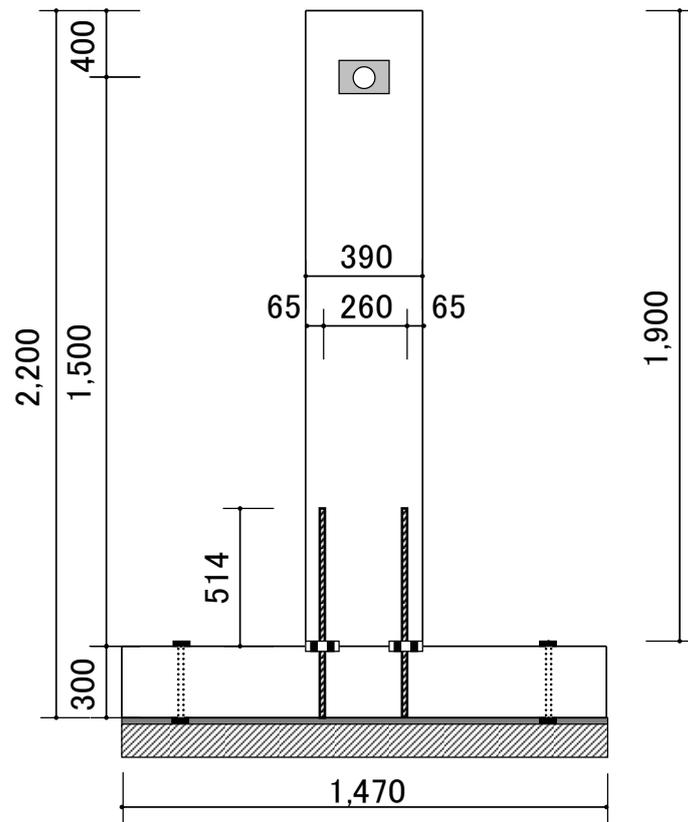


Fig.2-6(a) 柱-はり接合部試験体

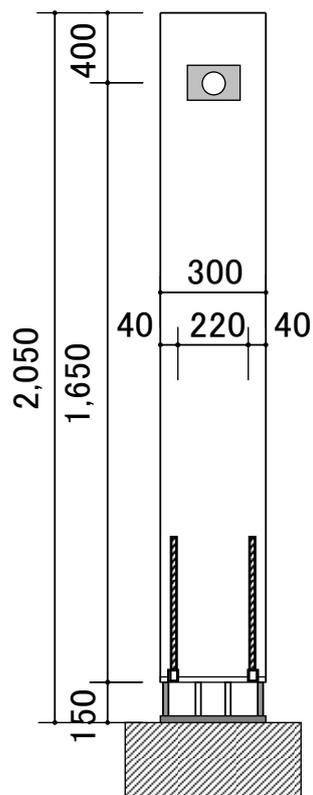


Fig.2-6(b) 柱脚接合部試験体

Table2-3 試験体の部材一覧

試験体	種類		断面 (mm)
柱 - はり 接合部	はり	欧州アカマツ集成材 (E120 F345)	120×390
	柱	欧州アカマツ集成材 (E120 F345)	120×300
	金物	特殊ボルト (S45C)	φ 16×504
			φ 16×294
		金属プレート (S45C)	88×130
	特殊ナット (S45C)	φ 25×17	
柱脚 接合部	柱	欧州アカマツ集成材 (E120 F345)	120×300
	金物	特殊ボルト (S45C)	φ 16×504
		柱脚金物 (S45C)	120×300
		特殊ナット (S45C)	φ 25×17

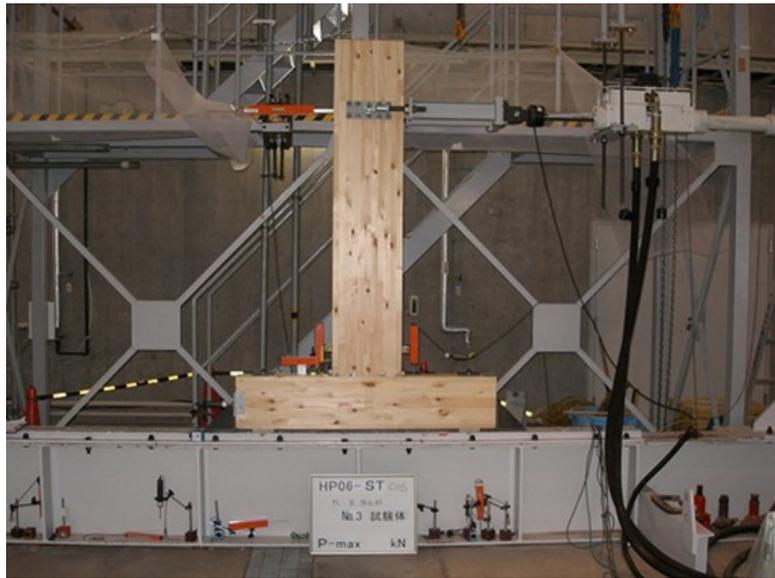


Photo2-3 柱－はり接合部の試験体



Photo2-4 破壊状況

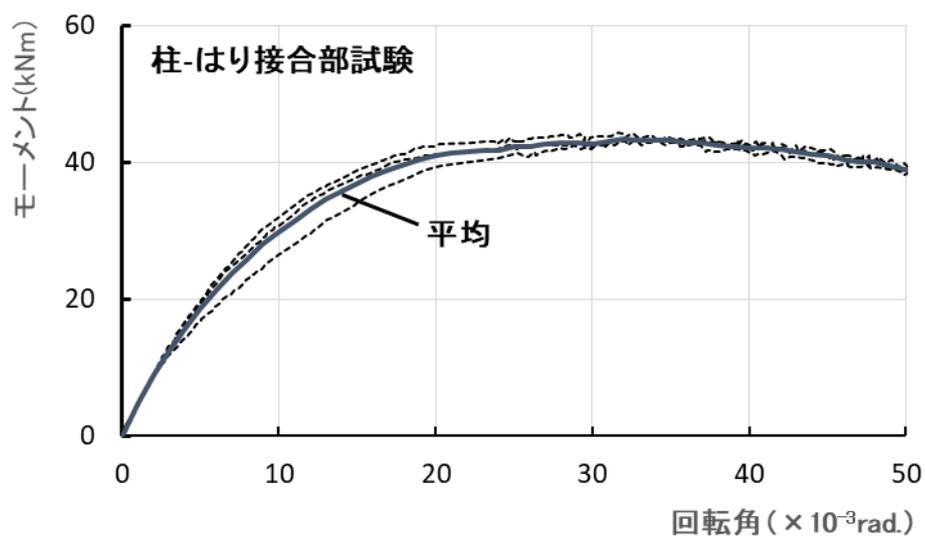


Fig.2-7 柱-はり接合部包絡線

Table2-4 柱-はり接合部の初期剛性と短期基準耐力の算出

	初期剛性 (kNm/rad.)	My (kNm)	2/3Mmax (kNm)	Mu/Ds×0.2 (kNm)	1/150 (kNm)	1/120時 (kNm)
No.1	3616.09	25.46	29.63	24.86	24.59	28.79
No.2	3679.17	23.99	28.88	24.41	24.28	27.60
No.3	2899.69	22.52	28.98	22.31	20.43	23.64
平均×ばらつき係数	3211.56	22.85	28.80	23.04	22.02	25.41

※My：降伏モーメント，Mmax：最大モーメント，Mu：終局モーメント

※短期基準せん断耐力は、1/150時のモーメントで決定されている。

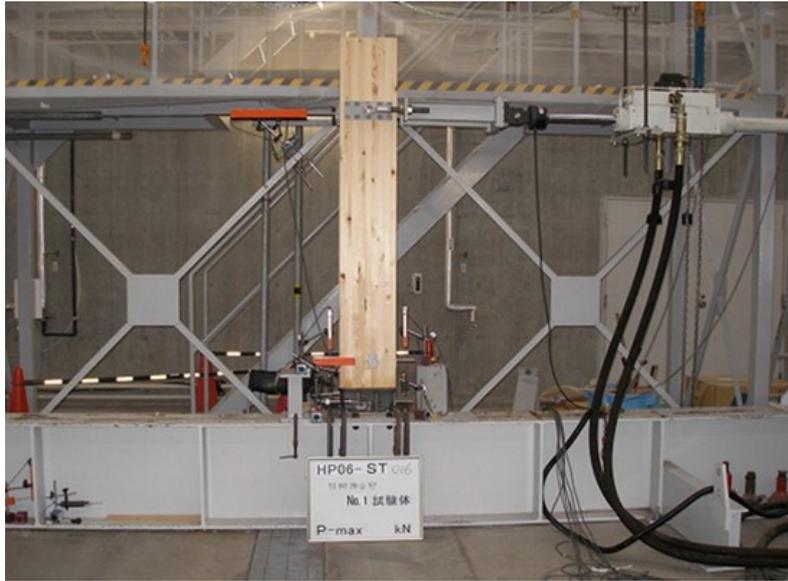


Photo2-5 柱脚接合部の試験体



Photo2-6 破壊状況 (LSB の破断)

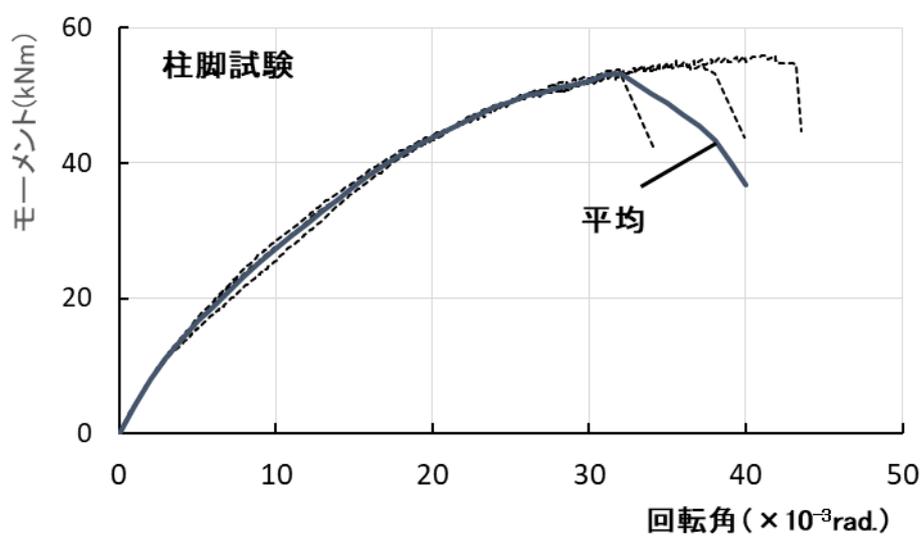


Fig.2-8 柱脚接合部包絡線

Table2-5 構造特性値一覧 (柱脚接合部)

	初期剛性 (kNm/rad.)	My (kNm)	2/3Mmax (kNm)	Mu/Ds×0.2 (kNm)	1/150 (kNm)	1/120時 (kNm)
No.1	2451.32	30.77	36.38	15.84	18.86	22.34
No.2	2900.19	27.29	35.39	16.85	21.29	25.16
No.3	2686.56	29.24	37.20	19.37	20.86	24.41
平均×ばらつき係数	2605.45	28.20	35.42	16.29	19.73	23.28

※My : 降伏モーメント, Mmax : 最大モーメント, Mu : 終局モーメント

※短期基準せん断耐力は、Pu/Ds×0.2 で決定されている。

2.3 木質ラーメンの解析

第 2.3 節では、柱－はり接合部及び柱脚接合部の試験結果を用いて、木質門型ラーメン工法の荷重－変形角関係を 2 つの解析モデルで求める。

2 つの解析モデルを Fig.2-9(a)、(b)示す。1 つは、はり端部と柱脚を回転バネに置換したモデルとした (Fig.2-9(a))。さらに、LSB を軸バネに置換したモデルとした (Fig.2-9(b))。

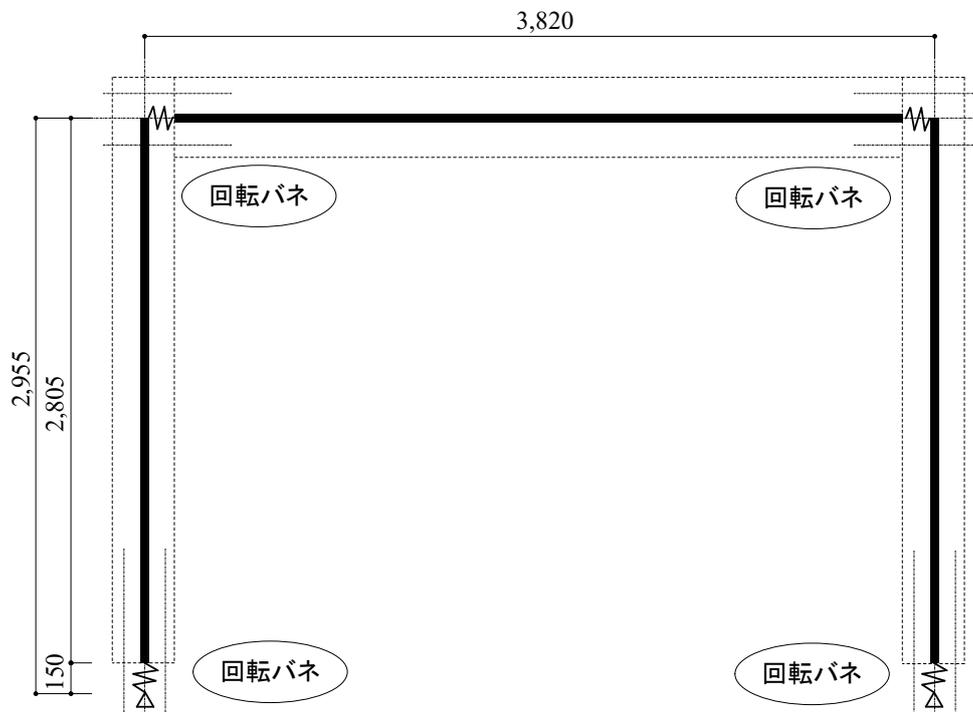


Fig.2-9(a) 解析モデル-1

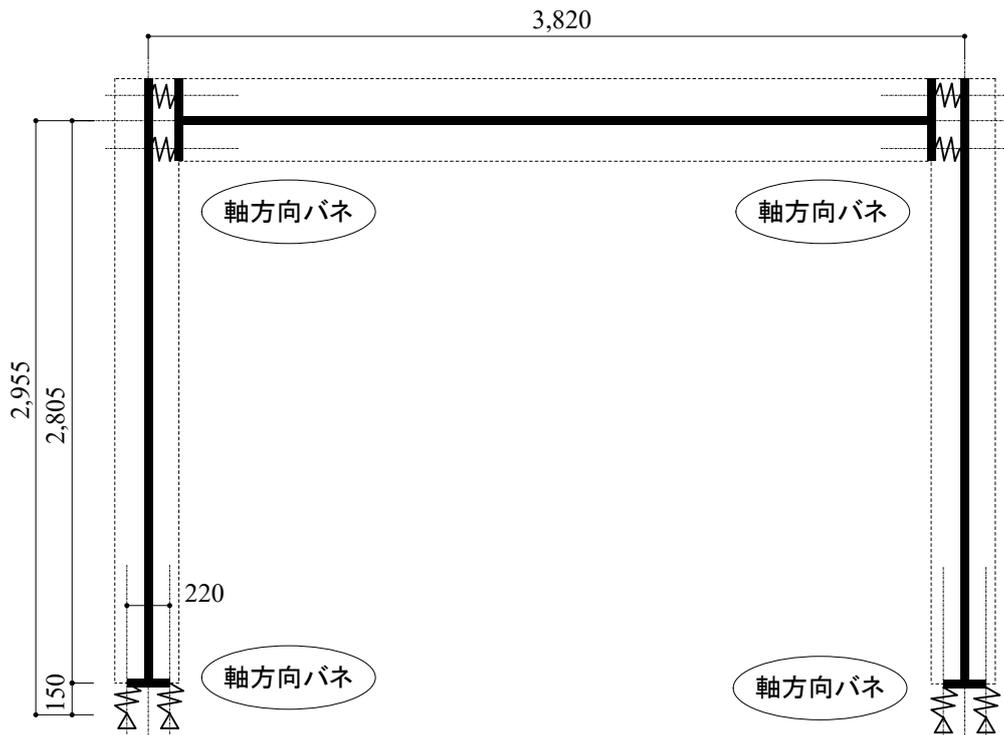


Fig.2-9(b) 解析モデル-2

(1) 解析モデル及び解析方法

柱及びはり部材の曲げ・せん断・軸力成分を弾性の線材とした平面門型フレームとする。接合部のモデル化を変えた解析モデルとした。解析モデルは、以下の2つとする。

- ① 柱-はり接合部及び柱脚接合部の試験結果のモーメント-回転角関係をトリリニア型にモデル化して、スケルトンカーブを決定する。(解析-1)
 - ② 柱-はり接合部及び柱脚接合部の試験結果の LSB の軸力-変位関係をトリリニア型にモデル化して、スケルトンカーブを決定する。(解析-2)
- ただし、柱脚の圧縮側のばねは、軸力の 0.5 倍の点が明確でないため、バイリニア型とした。

解析-1、解析-2 とも、第一折れ点は最大モーメント、最大軸力の 0.5 倍の点とした。また、第二折れ点は最大モーメント、最大軸力の 0.9 倍の点を採用する。解析方法は、静的な荷重増分解析法とした。

① 解析モデル-1

解析モデル-1 の接合部回転ばねのスケルトンカーブを Fig.2-10、Fig.2-11 に示す。また、採用した回転ばねの緒係数を Table2-6 にまとめて示す。

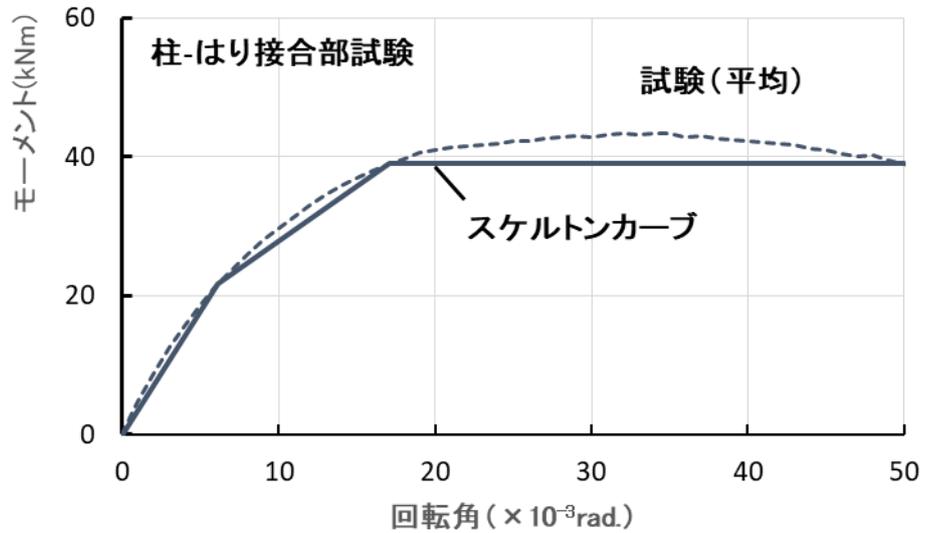


Fig.2-10 柱-はり接合部の回転ばねのスケルトンカーブ

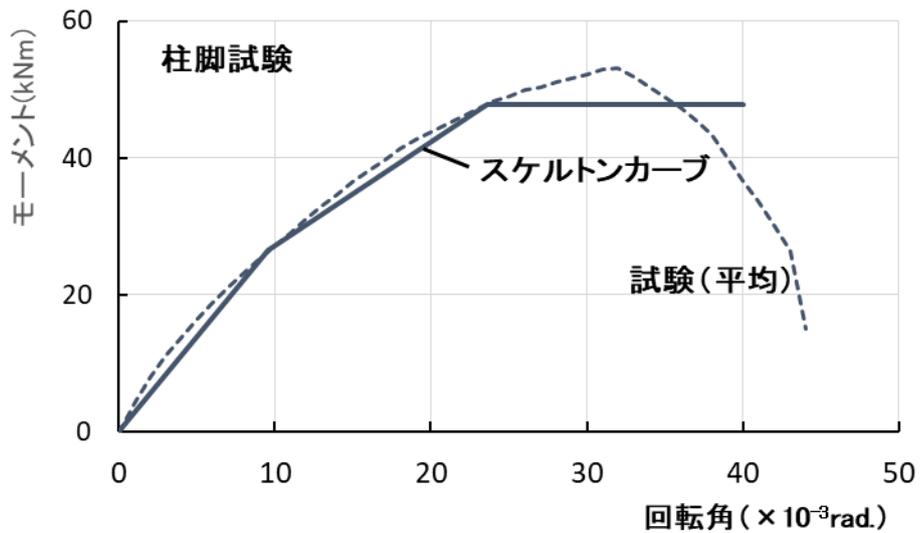


Fig.2-11 柱脚接合部の回転ばねのスケルトンカーブ

Table2-6 解析-1 のスケルトンカーブの折れ点

	柱-はり接合部	柱脚接合部
初期剛性 (kNm/rad)	3414	2755
0.5×最大モーメント (kNm)	21.67	26.45
0.9×最大モーメント (kNm)	39.07	47.76
第二勾配の剛性低下率	0.445	0.552
第三勾配の剛性低下率	0.001	0.001

② 解析モデル-2

解析モデル-2 の接合部の軸方向ばねのスケルトンカーブを Fig.2-12(a), (b)と Fig.2-13(a), (b)に示す。また、採用した回転ばねの緒係数を Table2-7 にまとめて示す。

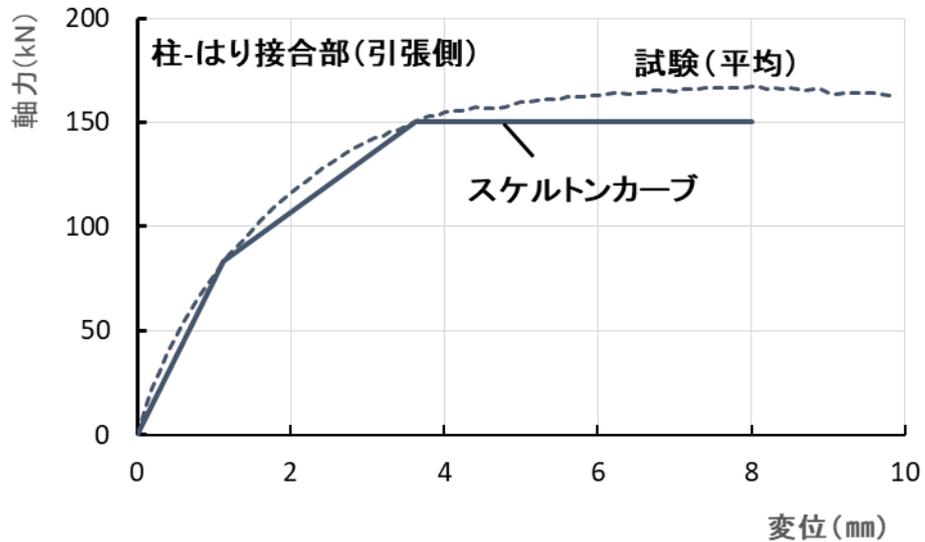


Fig.2-12(a) 柱-はり接合部の軸ばね（引張側）のスケルトンカーブ

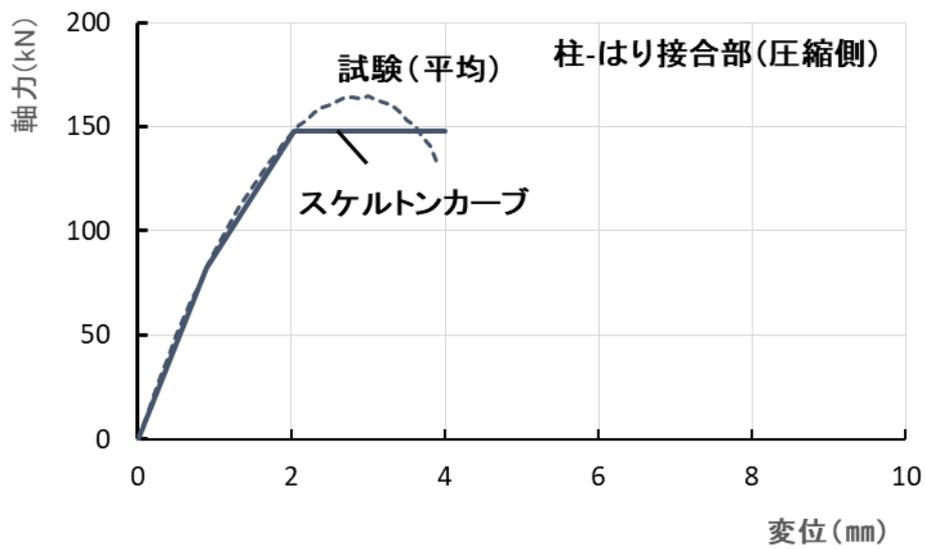


Fig.2-12(b) 柱-はり接合部の軸ばね（圧縮側）のスケルトンカーブ

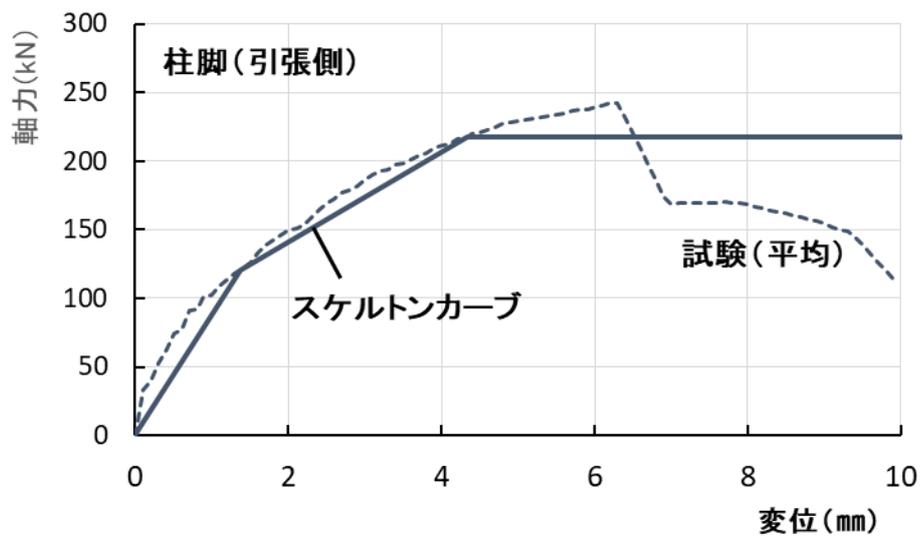


Fig.2-13(a) 柱脚の軸ばね（引張側）のスケルトンカーブ

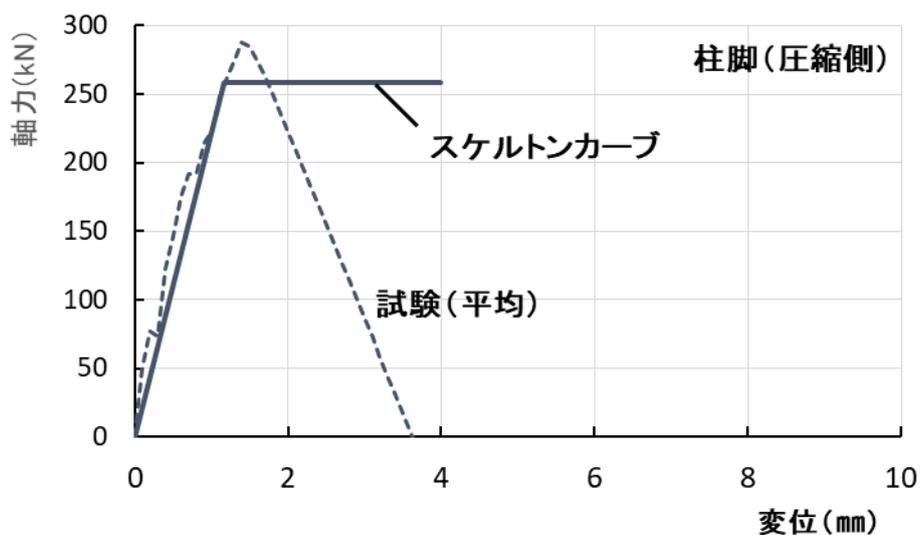


Fig.2-13(b) 柱脚の軸ばね（圧縮側）のスケルトンカーブ

Table2-7 解析-2 のスケルトンカーブの折れ点

	柱脚接合部		柱-はり接合部	
	引張側	圧縮側	引張側	圧縮側
初期剛性 (kN/mm)	88.19	169.51	73.74	92.37
0.5×最大軸力 (kN)	120.83	-	83.33	82.21
0.9×最大軸力 (kN)	217.80	258.19	150.42	147.95
第二勾配の剛性低下率	0.370	-	0.365	0.619
第三勾配の剛性低下率	0.001	0.001	0.001	0.001
備考	柱脚接合部の圧縮側の軸ばねは、Bi-linear型とした。			

(2) 解析結果及び考察

解析結果の荷重－変形角関係と実大試験の木質門型ラーメン工法の荷重－変形角関係の包絡線を重ねて Fig.2-14 に示す。また、Fig.2-15 に特定変形角時のせん断力の比（=解析／試験）を示す。Fig.2-15 からせん断力の比は、解析モデル-1 の場合で 0.9～1.2、解析モデル-2 の場合で 0.8～1.2 で分布している。解析モデル-1、解析モデル-2 とともに変形角 30（ $\times 10^{-3}\text{rad.}$ ）以下で、解析は試験を追跡できていることを確認した。

この解析結果から、住宅に今回提案する木質門型ラーメン工法を用いる場合、柱－はり接合部及び柱脚接合部の各々の要素試験結果から解析モデルで木質門型ラーメンの荷重－変形角関係を推定できる。

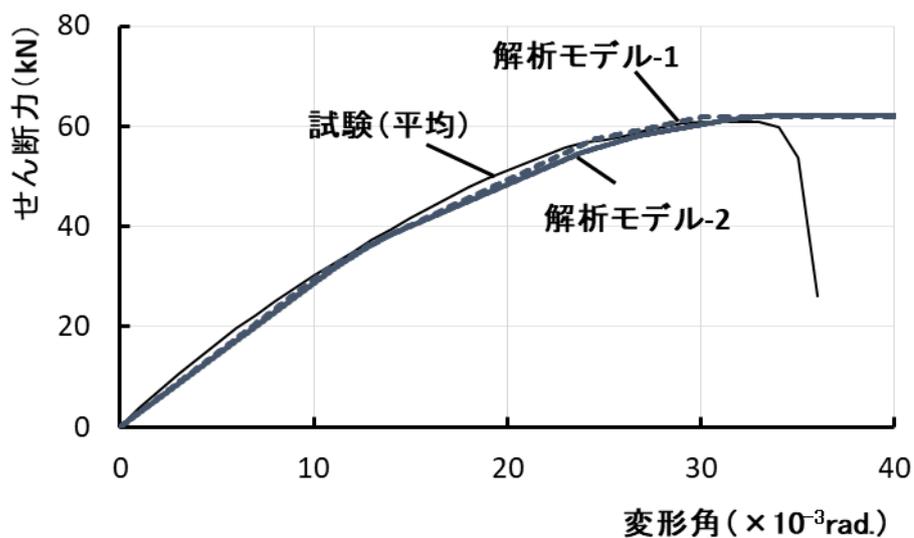


Fig.2-14 荷重－変形角関係

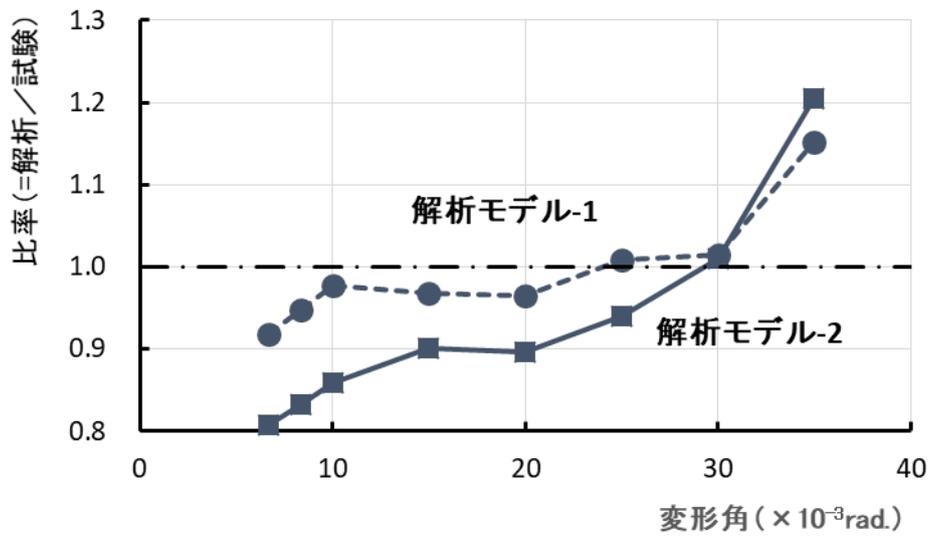


Fig.2-15 特定変形角時の比率（解析／試験）

2.4 結 論

第 2 章の結論は、以下の通りである。なお、木質門型ラーメン工法の試験及び解析結果は、長期荷重を考慮していない。

- 1). LSB を用いた木質ラーメンは、終局耐力は大きな値を示すが、許容耐力は、かなり小さい値で決定される。
- 2). 柱脚と柱-はり接合部を回転ばねでモデル化した場合と LSB の軸ばねでモデル化した場合の 2 ケースで解析した。
その結果、2 つのモデルとも、木質ラーメンの荷重-変形角関係を再現できる。

第 3 章 木質ラーメンと耐力壁の並列加算

3.1 概要

在来軸組工法住宅の水平力に対する層の水平耐力の評価は、一般的に壁倍率を加算する壁量計算または、鉛直構面の許容せん断耐力を加算する許容応力度計算が用いられている。これらの耐力は、水平耐力要素の面内せん断試験から得られた荷重－変形角関係の包絡線を完全弾塑性モデルに置き換えたときの特性値より決定されている。このとき、耐力決定に変形を考慮せず、一義的に単体要素耐力の和（単純加算）を層の耐力とすると、組み合わせによっては危険側になることがある。

文献 3-1)には、許容せん断耐力の算出方法を示し、以下の注意点を記している。「許容せん断耐力の算出方法は、荷重－変形角曲線を完全弾塑性（Bi-linear）型モデルに置換して評価しようとするもので、地震に対する保有水平耐力に主眼をおいた評価方法といえよう。この方法により、耐力壁の粘り強さの指標である塑性率をせん断耐力評価に反映できるところに大きな特徴がある。特に、単一仕様の耐力壁で構成される建物の場合には、その建物のせん断力に対する終局状態について有力な情報を与えるものとなろう。しかしながら、この方法により得られた許容せん断耐力を、複数の仕様の耐力壁で構成される建物に適用する場合には、その運用について注意が必要となろう。すなわち、異なる仕様の耐力壁の許容せん断耐力に加算則を適用できるか否かの確認と、耐力壁単体の構造特性と建物の構造特性とは異なる可能性がある点に留意することが必要である。」

第 2 章で、木質ラーメンの試験結果から構造特性を示した。また、柱－はり接合部と柱脚接合部の試験結果を回転ばねに置換したケースと LSB の軸力－変位関係から軸方向ばねに置換したケースの 2 ケースについて解析した。その結果、木質ラーメンの試験の荷重－変形角関係を追従できることを示した。

第 3 章では、復元力特性の異なる構造用合板壁と木質ラーメン工法の耐力の加算方法について検討する。実際の住宅に木質ラーメン工法が持つ復元力を混在させた場合の特性値の単純加算結果と、各水平耐力要素の荷重－変形角包絡線を累加した層の荷重－変形角包絡線をもとに評価した耐力および剛性を比較し、その乖離の程度を明らかにする。そして、LSB を用いた木質門型ラーメンに、構造用合板を混在させて用いる場合の留意点について示す。

また、木造住宅を想定して、住宅性能表示制度を利用した耐震等級 3 の間取り分析を実施し、木質ラーメンと合板壁等を併用した場合を考える。そして、

並列加算について、追加検討する。

示す結果は、次の①～③である。

- ① 合板壁・筋かい・石こうボードの耐力試験の結果
- ② 木質ラーメンと合板壁の耐力加算に関する検討結果
- ③ 木質ラーメンと筋かい・石こうボードの耐力加算に関する検討結果

3.2 木質ラーメンと合板壁の並列加算

第 3.2 節では、まず、木造軸組工法住宅で一般的に採用されている構造用合板壁のせん断性能を把握するために、耐力試験を実施し、その結果を示す。

さらに、木質ラーメンと構造用合板壁との並列加算について検討する。

3.2.1 構造用合板壁の構造性能

(1) 構造用合板壁の水平せん断性能試験

① 試験体と試験方法

構造用合板壁の試験体を Photo3-1 に示す。試験方法及び試験結果の評価方法は、文献 3-2) に示される標準試験法と評価法に準拠した。

試験で実施した構造用合板壁及び軸組等の試験体緒元を Table3-1(a), (b) に示す。試験体の外形は、幅 2P×高さ 3P (1820mm×2730mm) とし、面内せん断試験方法は、無載荷柱脚固定式を採用した。なお、標準試験法では 1 種類につき試験体数が 3 体と規定されているが、1 体とした。本試験で採用した載荷スケジュールは、1/450rad～1/50rad まで、標準試験法に準じた設定とした。また、終局時の破壊モードを確認するために 1/15rad を 1 サイクル、1/10rad を 0.5 サイクル加力した。



Photo3-1 構造用合板壁の試験体

Table3-1(a) 試験体緒元（面材）

JAS構造用合板 厚12mm		
くぎ	ピッチ	壁倍率
N50	@150mm	2.5

Table3-1(b) 試験体緒元（軸組等）

試験体幅：1P×2		
部 位	樹 種	寸法(mm)
柱	スプールス（集成材）	105×105
はり	ベイマツ（集成材）	105×180
土台	ベイマツ（製材）	105×105
間柱	ベイマツ（製材）	27×105

② 試験結果

面内せん断試験の荷重－変位関係を Fig.3-1、荷重－変形角関係の包絡線図を Fig.3-2、試験結果を Table3-2 に示す。ここで、試験体数が1体なので、ばらつき係数等を考慮していないが、告示に示される壁倍率の傾向は、概ね再現できている。なお、Fig.3-2 には第2章で実施した木質ラーメンの荷重－変形角関係を同時に示した。Fig.3-2 の縦軸は、木質ラーメンが荷重、構造用合板壁が 1m あたりの荷重である。

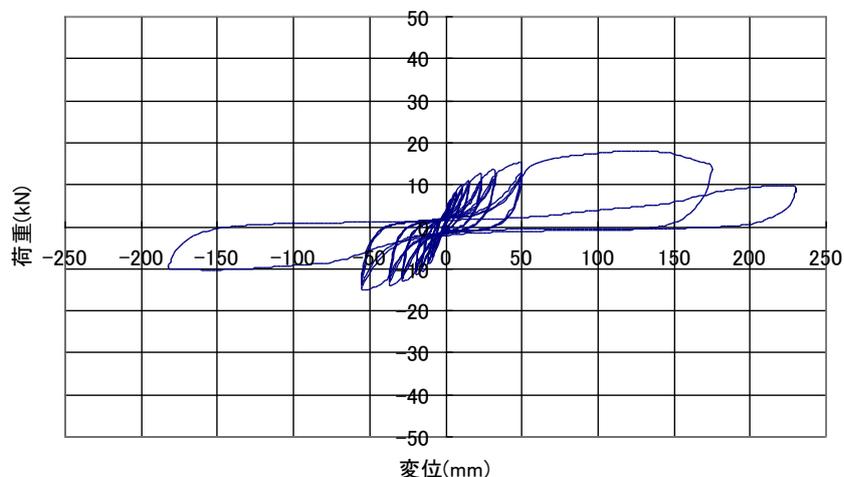


Fig.3-1 荷重－変位関係

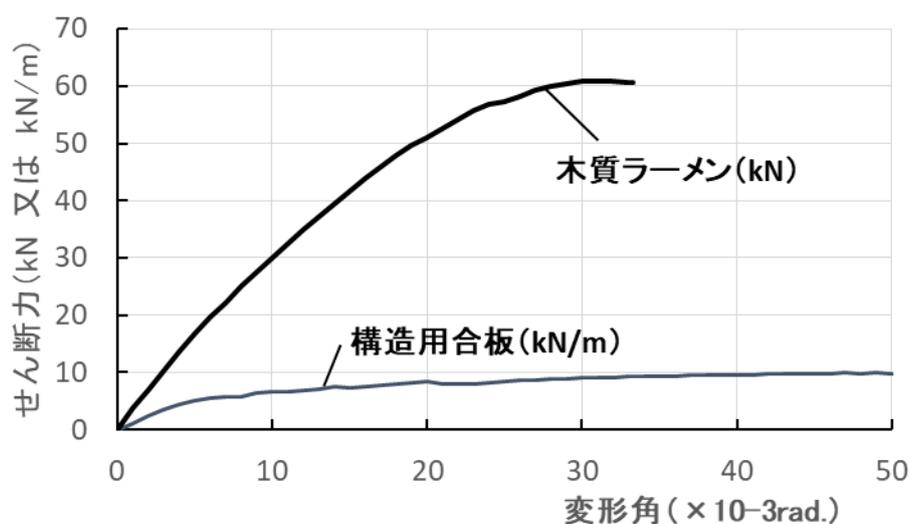


Fig.3-2 木質ラメンと構造用合板壁の荷重－変形角関係の包絡線

Table3-2 特性値の結果

	初期剛性(K_0) (kN/rad/m)	D_s	降伏耐力 P_y (kN/m)	$(0.2D_s) \times D_s$ (kN/m)	最大荷重 $\times 2/3$ (kN/m)	1/150時の荷重 P_{150} (kN/m)	1/120時の荷重 P_{120} (kN/m)	参考倍率 (※1)	壁倍率 (※2)
合板壁	834.87	0.30	5.74	6.05	6.63	5.68	5.89	2.90	2.50
備考	※1 : 壁倍率は、ばらつき係数を考慮していないため参考倍率とする。 ※2 : 告示による倍率								

3.2.2 木質ラーメンと構造用合板壁の並列加算

(1) 概要

木造住宅を許容応力度計算で構造設計をする際に、それぞれの耐力要素の許容せん断耐力の和を住宅全体の耐力とする手法が、多く行われている。本節では、この手法が、木質門型ラーメン工法と構造用合板を混在させた住宅の構造設計に採用可能かを探ることを目的とする。

(2) 検討方法と結果（その1）

住宅全体としての耐震性能を把握するために、木質門型ラーメン工法に負担させる応力の割合を変化させて、試験結果の各耐力要素の同一変形角における荷重を足し合わせる。

そして、各々の耐力要素の短期基準せん断耐力の単純加算と耐力要素の同一変形角で荷重を加算した荷重（P）－変形角（ γ ）関係から完全弾塑性型にモデル化した後に、文献 3-2)の評価方法により算出した短期基準せん断耐力（層としてのせん断耐力の算出方法）とを比較する。

Table3-3 に同一変形角からの耐力算出と耐力の単純加算の結果を示す。また、Fig.3-3 に耐力の比（=包絡線加算／単純加算）と木質ラーメン長さの比の関係を示す。すべての割合において、単純加算の耐力が耐力を高く評価している。また、このとき構造用合板耐力壁の混在割合を高くした場合の方が、耐力を高く評価する傾向にある。逆に、木質門型ラーメン工法の比率を高くしていくと単純加算と同一変形角での耐力算出は、近似する傾向にある。

Table3-3 せん断耐力の単純加算と層としてのせん断耐力の比較

ケース	混在させる割合		Pmax	Ds	Py	Pmax × 2/3	Pu × (0.2/Ds)	Y _特	P0	単純加算 (kN)	耐力比
	ラーメン	合板									
A	1	1	78.87	0.486	41.60	52.58	30.31	37.35	30.31	32.24	0.94
B	1	2	96.60	0.431	49.12	64.40	40.74	54.30	40.74	42.71	0.95
C	1	3	114.42	0.409	58.74	76.28	50.51	69.84	50.51	53.18	0.95
D	1	4	132.24	0.380	66.98	88.16	62.06	90.64	62.06	63.65	0.98
E	1	5	150.05	0.376	76.64	100.04	71.30	104.91	71.30	74.12	0.96
F	1	6	167.87	0.373	86.46	111.91	80.54	119.16	80.54	84.59	0.95
G	1	7	185.69	0.371	96.33	123.79	89.75	133.38	89.75	95.06	0.94
H	1	8	203.51	0.369	106.52	135.67	99.05	147.82	99.05	105.53	0.94
I	1	9	221.33	0.367	117.12	147.55	108.45	162.60	108.45	116.00	0.93
J	1	10	239.14	0.365	127.72	159.43	117.85	177.38	117.85	126.47	0.93
K	2	1	140.32	0.501	74.28	93.55	52.28	63.22	52.28	54.01	0.97
L	3	1	201.77	0.512	107.19	134.51	73.92	88.31	73.92	75.78	0.98
M	4	1	263.22	0.515	139.53	175.48	95.79	113.99	95.79	97.55	0.98
N	5	1	324.67	0.518	172.33	216.45	117.61	139.53	117.61	119.32	0.99
O	6	1	386.12	0.520	205.22	257.41	139.43	165.06	139.43	141.09	0.99
P	7	1	447.57	0.521	238.12	298.38	161.24	190.60	161.24	162.86	0.99
Q	8	1	509.02	0.522	271.01	339.35	183.06	216.14	183.06	184.63	0.99
R	9	1	570.47	0.523	303.94	380.31	204.87	241.67	204.87	206.40	0.99
S	10	1	631.92	0.524	336.99	421.28	226.68	267.18	226.68	228.17	0.99

記号 Pmax : 最大耐力 (kN)
 Ds : 構造特性係数
 Py : 降伏耐力 (kN)
 Pu : 終局耐力 (kN)
 Y_特 : 特定変形角時の耐力(=1/120)
 P0 : 短期基準せん断耐力 (kN)

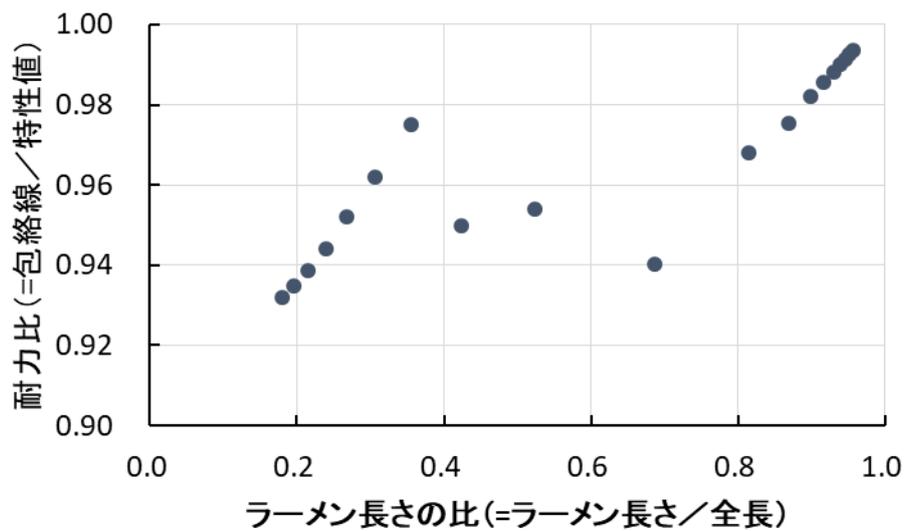


Fig.3-3 耐力の比とラーメン長さの比の関係

(3) 検討方法と結果（その2）

木質門型ラーメン工法の応力の負担割合を50%程度と想定して、住宅に構造用合板1.82mと今回採用している木質門型ラーメン工法4mで混在して用いる場合を考える。そして、各々の耐力要素荷重(P)－変形角(γ)関係と層としてのせん断耐力の算出方法によるP－ γ 関係について考察する。

さらに、構造用合板と木質門型ラーメン工法を並列につないで、静的増分解析を実施する。このときの木質門型ラーメンのモデル化は、第2章の柱－はり接合部を回転ばねモデル(解析モデル-1)とした。構造用合板壁は、せん断ばねでモデル化した。構造用合板のスケルトンカーブは、降伏点 P_y を折れ点とする完全弾塑性型とした。

Fig.3-4(a)に試験の構造用合板耐力壁及び木質門型ラーメン工法のP－ γ 関係の包絡線を示す。さらに、同一変形角における荷重を足し合わせたP－ γ 関係を同図に合わせて示す。また、それぞれのP－ γ 関係を完全弾塑性モデルに置換した結果をFig.3-4の(a)と(b)に示す。なお、ここで用いるP－ γ 関係については、試験体数の関係からばらつき係数及び低減係数は、乗じていない。木質門型ラーメン工法については、統計処理前のNo.1の結果のみを示した。同時に、Fig.3-4(a)に、静的弾塑性解析の結果を示した。ここに示す解析結果は、試験結果を追跡している。

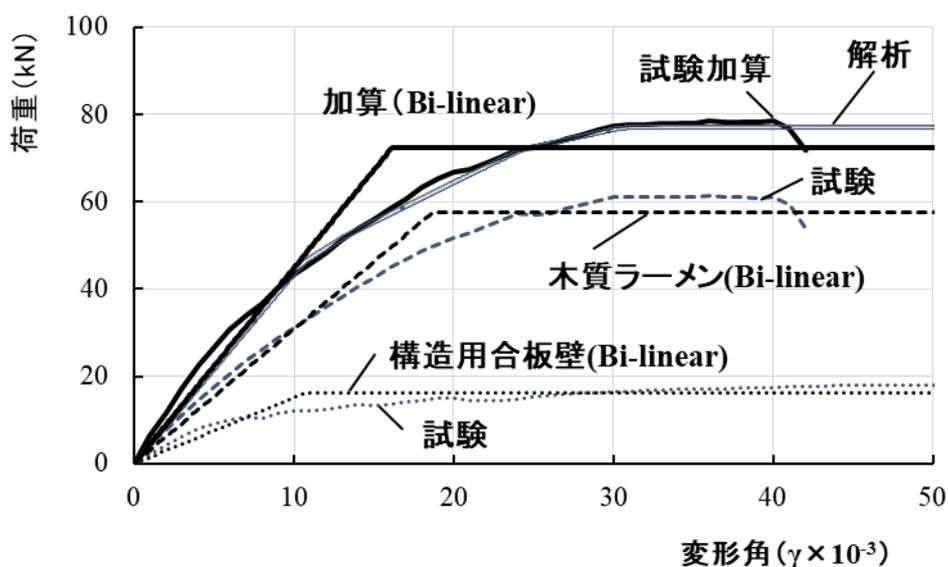


Fig.3-4(a) 試験のP－ γ 関係と解析のP－ γ 関係

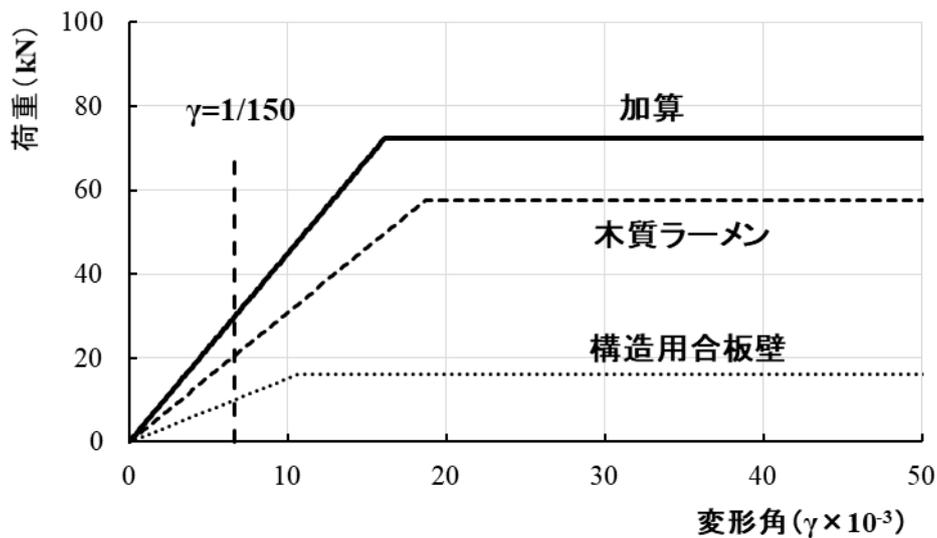


Fig.3-4(b) 完全弾塑性モデル

(4) 考 察

試験結果から構造用合板壁の短期基準せん断耐力 (P_o) の決定要因は、 P_y である。また、木質門型ラーメン工法の P_o の決定要因は、 $P_u \times (0.2/D_s)$ である。このように P_o の決定要因が異なる耐力を加算して、住宅の耐力を算出する方法は、各耐力要素が破壊するときの変形状態において、各耐力要素が負担する水平せん断力の和として求める必要がある。各々の耐力要素の単純加算のみでは、住宅の耐力を危険側で設計をする可能性がある。

また、変形角 γ のクライテリアを $1/150$ と設定すると木質門型ラーメン工法部の許容耐力は、ラーメン工法部の終局耐力の 40%程度の高いところに決定されており耐力として有効に寄与していない。純ラーメン工法で住宅を設計するには、変形角に十分注意する必要がある。同時に $P-\gamma$ 関係から終局耐力の高い木質門型ラーメン工法とそれ以外の耐力壁を組み合わせる住宅を設計する際は、耐力要素の組み合わせ方に工夫が必要になる。

3.3 木質ラーメンと耐力壁・準耐力壁の並列加算

第 3.2 節では、木質ラーメンと合板壁を任意の長さを設定して、加算した。第 3.3 節では、住宅性能表示制度に対応した住宅 26 件を抽出し間取り分析を行う。そして、26 件の壁長さ等について平均値を求め、間取り壁に合板壁、筋かい壁、石こうボードの準耐力壁を配置し、木質ラーメンと併用した場合の試算を行い、耐力算定の留意点を洗い出す。

3.3.1 木質ラーメンと併用する耐力壁・準耐力壁

木質ラーメンと併用する耐力壁は、構造用合板壁(前述)、筋かい(Photo3-2)、準耐力壁の石こうボード(Photo3-3)とする。試験方法は、第 3.2.1 節に示す方法と同様とした。

また、荷重-変形角関係の包絡線を Fig.3-5 に示す。Fig.3-5 の包絡線を用いて、特性値を算出した結果を Table3-4 に示した。ここで、構造用合板壁の試験体と同様に試験体数が 1 体なので、ばらつき係数等を考慮していないが、建築基準法、評価方法基準に示される壁倍率は、概ね再現できている。

なお、Fig.3-5 の縦軸は、木質ラーメンが荷重、その他が 1m あたりの荷重である。



Photo3-2 筋かいの試験体



Photo3-3 石こうボードの試験体

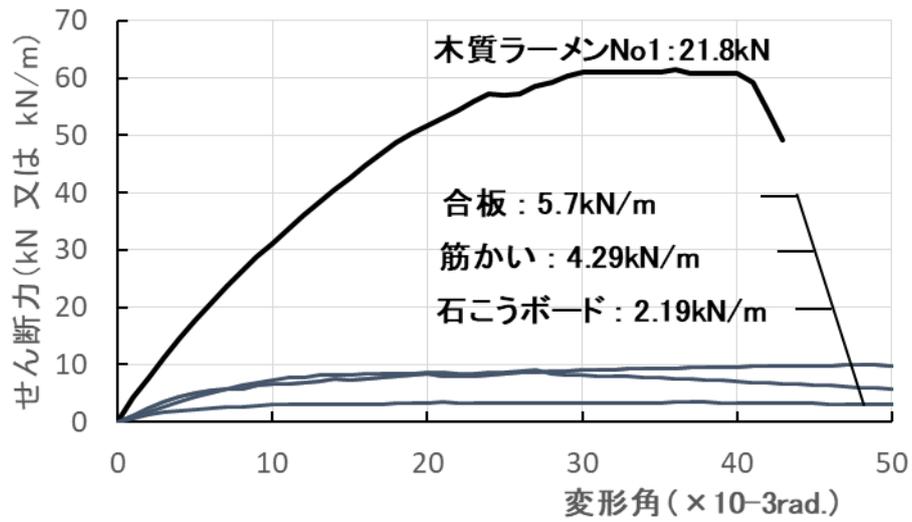


Fig.3-5 加算に用いる荷重-変形角関係

Table3-4 特性値の結果

	初期剛性(K_0) (kN/rad/m)	D_s	降伏耐力 P_y (kN/m)	$(0.2/D_s) \times D_s$ (kN/m)	最大荷重 $\times 2/3$ (kN/m)	1/150時 P_{150} (kN/m)	1/120時 P_{120} (kN/m)	参考倍率 (※1)	壁倍率 (※2)
筋かい	826.96	0.38	5.53	4.29	5.98	5.51	6.49	2.19	2.00
石こうボード	460.14	0.26	2.19	2.48	2.31	2.50	2.69	1.11	0.60
備考	※1 : 壁倍率は、ばらつき係数を考慮していないため参考倍率とする。 ※2 : 建築基準法又は評価方法基準による倍率								

3.3.2 住宅性能表示対応住宅の間取り分析

住宅性能表示制度の耐震等級3の住宅を26戸任意に抽出した。これらの26戸の住宅に存在する外周壁と内部の間仕切壁の長さを求めた（間取り分析という）。結果をTable3-5に示す。Table3-5を用いて、木質ラーメンと合板壁、筋かい、石こうボードの特性値加算と包絡線加算の比較をする。

Table3-5 間取り分析の結果

住宅No.	面積(m ²)		2階壁長さ(m)						1階壁長さ(m)					
			X方向			Y方向			X方向			Y方向		
	1階	2階	外周壁	間仕切	合計	外周壁	間仕切	合計	外周壁	間仕切	合計	外周壁	間仕切	合計
1	54.00	49.95	6.30	6.83	13.13	9.00	6.83	15.83	6.75	5.46	12.21	11.70	5.85	17.55
2	59.35	55.62	5.85	6.30	12.15	10.35	9.00	19.35	4.95	7.20	12.15	9.90	4.95	14.85
3	71.67	47.39	11.85	0.00	11.85	5.91	2.73	8.64	11.83	4.24	16.07	8.42	7.05	15.47
4	52.39	52.82	9.56	1.00	10.56	4.28	4.19	8.46	10.60	4.32	14.92	4.73	7.10	11.83
5	48.38	46.29	5.02	3.41	8.43	3.81	2.75	6.56	4.05	4.19	8.24	5.48	5.62	11.10
6	59.04	58.31	5.24	2.50	7.74	6.09	3.82	9.91	5.47	5.75	11.22	9.06	4.87	13.93
7	63.32	59.12	11.52	0.68	12.20	5.37	3.51	8.88	13.42	3.96	17.38	6.12	8.28	14.40
8	77.42	74.52	7.74	4.10	11.84	9.10	3.64	12.74	10.65	4.83	15.48	11.08	5.25	16.33
9	55.48	50.51	7.28	3.34	10.62	6.46	1.82	8.28	6.37	3.64	10.01	9.05	2.28	11.32
10	59.62	54.24	6.37	1.82	8.19	9.10	1.82	10.92	7.74	6.83	14.56	8.00	4.55	12.55
11	61.27	52.17	8.19	9.70	17.89	6.83	8.65	15.48	9.10	8.19	17.29	8.23	6.37	14.60
12	50.62	52.20	5.46	10.01	15.47	12.75	6.37	19.12	5.92	8.19	14.11	12.08	3.64	15.72
13	49.27	43.47	7.28	10.90	18.18	8.19	1.82	10.01	7.28	7.28	14.56	9.10	4.55	13.65
14	80.11	71.12	7.88	8.19	16.07	15.12	8.19	23.31	7.28	7.28	14.56	15.45	6.06	21.51
15	57.96	54.65	9.90	5.46	15.36	6.37	12.75	19.12	12.53	7.67	20.20	7.28	10.01	17.29
16	55.69	51.55	10.01	7.82	17.83	9.85	2.73	12.58	8.19	4.55	12.74	10.92	5.46	16.38
17	62.94	53.00	6.97	10.61	17.58	10.92	2.73	13.65	6.97	5.46	12.43	11.83	1.82	13.65
18	53.92	51.17	11.70	5.40	17.10	5.40	8.10	13.50	9.45	4.55	14.00	5.40	6.54	11.94
19	62.48	55.15	13.05	4.50	17.55	7.20	8.40	15.60	11.70	3.60	15.30	6.30	9.90	16.20
20	53.14	48.60	6.30	5.40	11.70	10.80	9.50	20.30	6.30	6.30	12.60	9.90	4.50	14.40
21	46.71	46.38	8.19	5.46	13.65	5.46	9.10	14.56	6.37	5.01	11.38	6.83	3.64	10.47
22	58.62	54.65	10.01	7.28	17.29	6.37	8.65	15.02	10.01	5.46	15.47	5.43	6.83	12.26
23	56.88	46.78	8.19	9.80	17.99	3.64	4.80	8.44	6.37	4.55	10.92	6.59	5.31	11.90
24	58.62	54.66	8.01	5.46	13.47	6.18	3.64	9.82	6.37	10.01	16.38	7.28	8.19	15.47
25	56.21	47.62	6.37	7.28	13.65	5.95	9.10	15.05	6.37	1.82	8.19	6.37	7.28	13.65
26	55.50	50.52	10.01	3.64	13.65	9.10	7.28	16.38	9.10	5.46	14.56	7.80	3.64	11.44
平均	58.48	53.17	8.24	5.65	13.89	7.68	5.84	13.52	8.12	5.61	13.73	8.47	5.75	14.22

3.3.3 特性値加算と包絡線加算の比較

木質ラーメンと合板壁、筋かい、石こうボードをそれぞれ任意に組み合わせる。

組み合わせる方は、Table3-5の結果の1階X方向の間仕切壁の平均長さに構造用合板壁、筋かい、石こうボードを配置する。そして、木質ラーメンを4m、8m、12m、16mの4種類を配置する。このとき、特性値の算出方法の確認を行うことから、木質ラーメンの試験は、平均値ではなくNo1試験体の荷重-変形角関係を採用した。木質ラーメンと耐力壁の組合せのケースを表3-6に示した。

Table3-6 木質ラーメンと耐力壁の組合せのケース

	外周壁:8.1(m)	間仕切り壁(5.6m)			
	ラーメン	合板	筋かい	石こうボード	
Case1	4	5.6	-	-	
Case2	8	5.6			
Case3	12	5.6			
Case4	16	5.6			
Case5	4	-	5.6		
Case6	8		5.6		
Case7	12		5.6		
Case8	16		5.6		
Case9	4		-	-	5.6
Case10	8				5.6
Case11	12				5.6
Case12	16				5.6

12 ケースについて、耐力比 (=包絡線加算/特性値加算) と木質ラーメン長比 (=ラーメン長さ/全長) を求め、関係を Fig.3-6 に示す。また、剛性比 (=包絡線加算/特性値加算) とラーメン長比の関係を Fig.3-7 に示す。

① 耐力比とラーメン長比

耐力比は、筋かい混在が 1.0 を超える。逆に、合板壁混在、石こうボード混在は、1.0 を下まわる。よって、木質ラーメンと筋かい耐力加算は安全側で、木質ラーメンと合板壁及び石こうボードの耐力加算は、危険側となる。

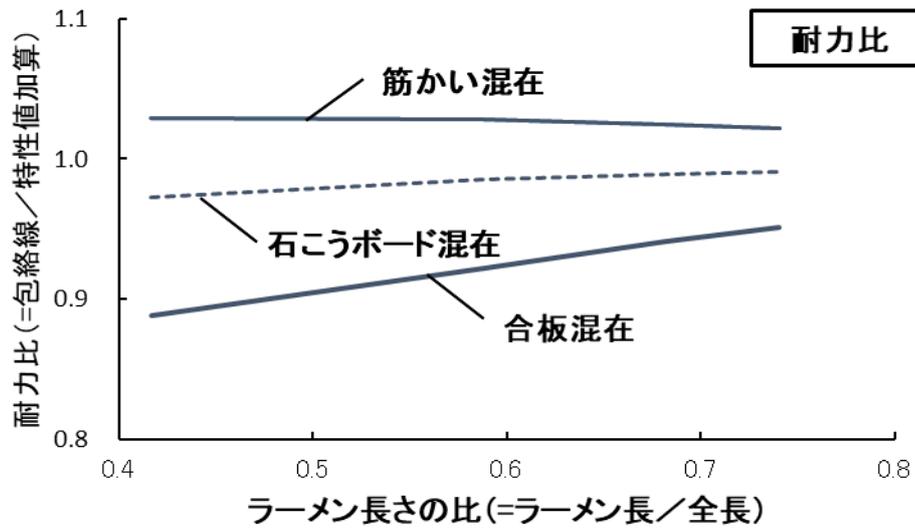


Fig.3-6 耐力比－ラーメン長比関係

②剛性比とラーメン長比

剛性比は、合板壁混在、石こうボード混在が 1.0 を下まわる。よって、包絡線加算は、剛性を高く評価する。筋かい混在は、木質ラーメンが多くなると 1.0 を超える場合がある。よって、木質ラーメンが多くなると包絡線加算の方が剛性を低く評価する。

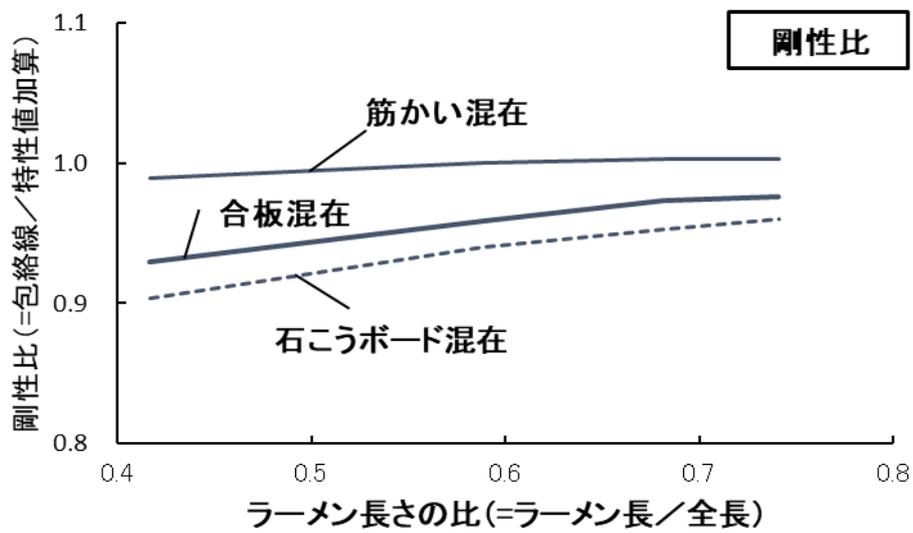


Fig.3-7 剛性比ーラーメン長比関係

3.4 結 論

第3章の結論は、以下の通りである。

- 1). 任意の長さで、木質ラーメンと合板壁を混在させて加算し、特性値加算と比較した場合の特徴は、次のとおりである。
 - ・合板耐力壁との組合せにおいて、木質ラーメンの耐力負担が小さい場合には、それぞれの特性値の単純加算では、危険側になる。

- 2). 26の住宅（平均）に木質ラーメンと耐力壁（合板、筋かい、石こうボード）を組み合わせた場合の特徴は、以下のとおりである。
 - ・包絡線加算は、耐力が $P_u \times (0.2/D_s)$ で決定する。
 - ・筋かいとの耐力加算は、低く評価する。
 - ・合板壁、石こうボードとの耐力加算は、高く評価する。
 - ・筋かい以外の剛性は、特性値加算の方が大きい。

第 4 章 柱・はり接合部の応力性状

4.1 概要

近年、狭小間口におけるインナーガレージを有する住宅等に、木質門型ラーメン構法を取り入れた建物が増えている。また、木質構造に関する研究は、兵庫県南部地震以降多く進められ、現在では、耐力壁を用いる軸組工法を対象とした新壁量計算法⁴⁻¹⁾や許容応力度計算法等^{4-2),4-3),4-4),4-5)}などの設計法が整備されつつある。ただし、校舎などの中規模施設、また住宅においても開口部を広く設けた構造物やインナーガレージを有する木質ラーメンの設計法は、まだ、確立されているとは言いがたい。それは、接合部が半剛接となり回転を考慮した設計が求められること⁴⁻⁶⁾などや木質ラーメン接合部の構造方法が、多種多様に開発され、それぞれの構法ごとに設計法が開発されていること^{4-7),4-8)}などが挙げられる。

木質ラーメン接合部の構造方法には、モーメント抵抗要素として、例えば、ガセット板接合型、ドリフトピン接合型、ボルト接合型など⁴⁻⁹⁾を挙げることができる。第4章では、近年開発され、施工が容易な接合具である“ラグスクリューボルト(以下、LSBと略す。)”を用いる木質ラーメン接合部を取り上げる。

小松ら^{4-10),4-11)}は、このLSBを用いる木質ラーメン接合部において、まず、外力モーメントの抵抗要素と考えられるLSBの引抜け、押込み抵抗及びめり込み力をバネ要素とし、接合部全体のモデル化を行っている。そして、実大の接合部実験の結果と解析結果の比較を行い、解析モデルの妥当性を評価している。このとき、めり込み力のモデル化には、稲山^{4-12)~4-15)}によるめり込み理論の等変位めり込みと仮定して、式を誘導している。しかし、ここで取り上げる接合方法は、回転角が大きくなると、圧縮側の応力状態の内、めり込み応力による木材のめり込みは、三角形めり込みとなる。めり込みを等変位と仮定すると、圧縮側と引張側の応力中心間距離は一定となり、三角形めり込みにより応力中心間距離が移動することを考慮できない。

そこで、本章では、全体接合部としての標準試験体を考える。このとき、めり込み応力による木材のめり込みを三角形めり込みと仮定する。そして、LSBを引張側のみに配置した試験体からめり込み力と軸方向剛性を設定する。また、接合部にめり込み力が生じないようにした試験体からLSBの軸方向剛性を設定する。この2種類の試験結果を用いて、全体接合部のモーメントー回転角関係を推定し、標準試験体のモーメントー回転角関係と比較する。さらに、木質ラーメン接合部の応力状態を試験結果から推定する。そして、LSBを用いた木質ラーメン接合部を設計する際の留意点を見出し、同種類の木質ラーメン接合

部設計のための基礎データを算出することを目的とする。

第4章では、木質ラーメン接合部の応力状態を把握することを主眼とする。そのため各試験は、正負交番繰り返し試験とするが、試験結果は、包絡線結果を用いて分析する。

4.2 柱・はり接合部の試験

(1) 試験概要

柱-はり接合部は、柱及びはりに埋め込まれた LSB と金属プレートを特殊ナットで固定し、柱-はり相互のプレートをくさび状の金物で接合した。柱-はり接合部の接合方法を Fig.4-1 に示す。

試験体は、A、B、C の 3 種類とし、高さ 1900mm の柱-はり接合部である。試験体の部材一覧を Table1 に示す。A 試験体の設置状況写真を Photo4-1 に示す。また、試験体図を Fig.4-2(a), (b), (c)に示す。

試験体は接合条件を変えた 3 種類とし、A 試験体を標準試験体とした。標準試験体から LSB、金属プレート、特殊ナットの片側を外した試験体を B 試験体とし、柱とはり間に 30mm のすき間を設け、LSB、金属プレート、特殊ナットにより支持させた試験体を C 試験体とした。試験体パラメータの一覧を Table4-2 に示す。ここで、有効埋め込み深さとは、集成材に埋め込まれた LSB の引抜き力に対して実際に抵抗する完全ねじ部の長さとする。C 試験体の LSB の脚部への有効埋め込み深さは、A 試験体、B 試験体より 30mm 浅いが、文献 4-11)より同等とみなせる範囲と判断した。試験体の測定項目一覧を Table4-3 に示す。試験体数は各試験体とも 3 体とした。

Table4-1 試験体の部材一覧

部材	種類	断面(mm)	備考
はり	欧州アカマツ集成材(E120F345)	120×390	
柱	欧州アカマツ集成材(E120F345)	120×300	
接合金物	LSB (S45C)	φ 16×504(はり側)	ヤング係数 =1.999×10 ⁵ (N/mm ²)
		φ 16×294(柱側)	
	金物プレート(S45C)	88×130	
	特殊ナット(S45C)	φ 25×17	

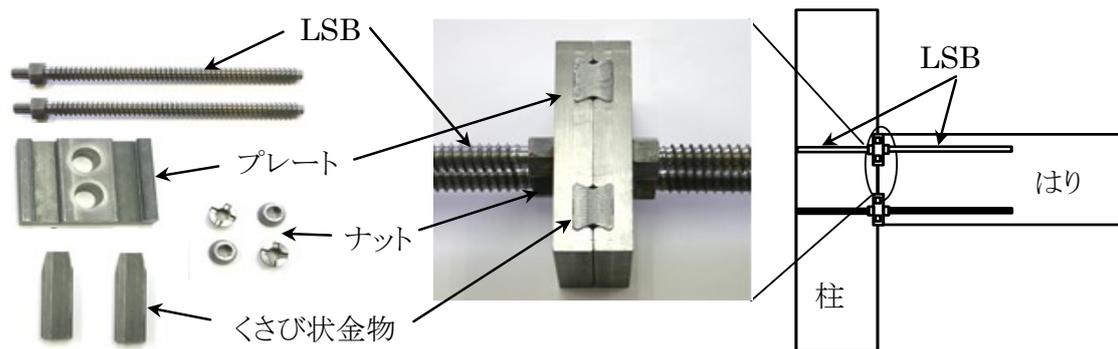


Fig.4-1 柱-はり接合部の接合方法

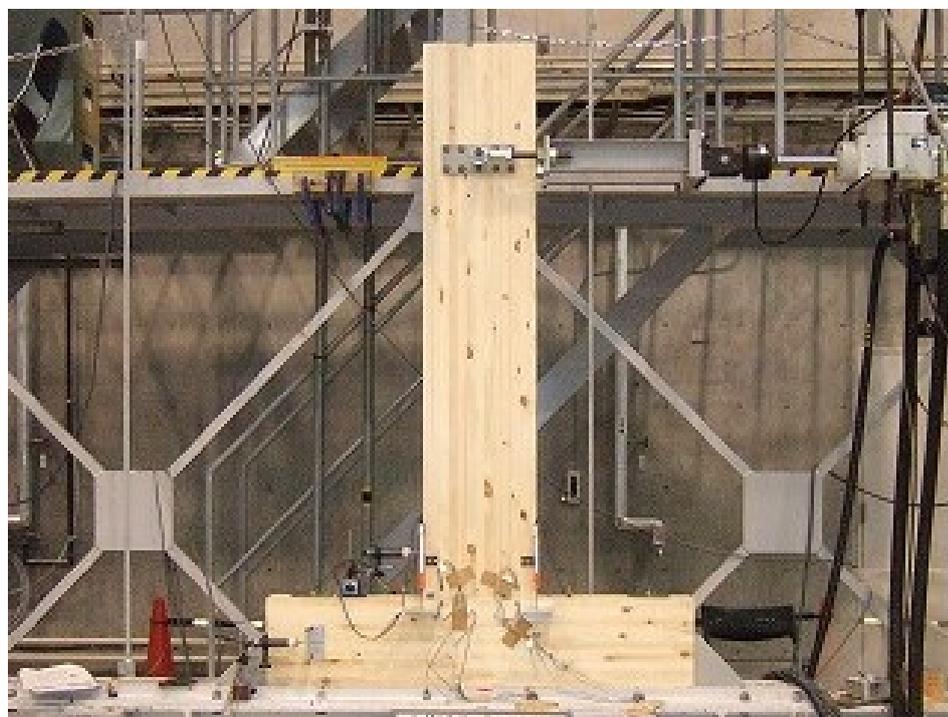


Photo4-1 A 試験体の設置状況写真

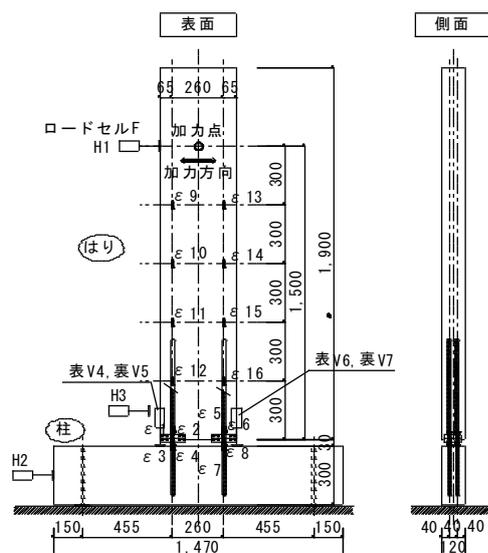


Fig.4-2(c) 試験体図【C試験体】

Table4-2 試験体パラメータの一覧

試験体	柱-はり接合金物の配置状況	柱-はり間距離 (mm)	LSBの柱部への有効埋め込み深さ (mm)
A試験体	圧縮側・引張側	0	252
B試験体	引張側のみ	0	252
C試験体	圧縮側・引張側	30	222

Table4-3 試験体の測定項目一覧

測定項目	記号	測定機器	備考
水平力	F	ロードセル	はり側を測定
加力点での水平変位	H1	変位計	
水平方向加力によるずれ	H2	変位計	
接合部のせん断変形	H3	変位計	
はり方向の軸方向変形	V4~V7	変位計	
LSBのひずみ	ε 1~ε 8	ひずみゲージ	LSBのひずみから応力を算出
はり表面のひずみ	ε 9~ε 16	ひずみゲージ	3試験体のうち1試験体について測定

(2) 試験方法

柱-はり接合部試験は、柱材を試験装置に固定し、はり材下端から 1500mm のはり材の上部中央に加力装置を取り付けて水平載荷を行った。加力方法は正負交番繰り返し加力とし、履歴の同一変形段階で 3 回行った。なお、B 試験体のみ、引張側のみの繰り返し試験に変えて行った。繰り返し履歴は見かけのせん断回転角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30、1/20rad の正負変形時とし、最大荷重に達した後、最大荷重の 80% 荷重に低下するまで加力するか、試験体の見かけの回転角が 1/10rad 以上に達するまで加力した。なお、見かけの回転角が 1/10rad を超えても最大荷重の 80% まで荷重が低下しない場合には、見かけの回転角 1/10rad を終局回転角とした。現時点で、木質ラーメン接合部の構造特性値の評価方法は、確立されていない。しかし、構造特性を把握するために、試験結果の評価を文献 4-3) 及び 4-16) の試験方法・評価方法に準拠し処理した。

(3) 試験結果

A、B、C 試験体のモーメント-回転角関係の引張側包絡線を Fig.4-3(a)、Fig.4-4(a)、Fig.4-5(a) に示す。図中には、それぞれの試験体の最大モーメント(Mmax) の値を示した。Fig.4-3(b)、Fig.4-4(b)、Fig.4-5(b) には、それぞれ 3 試験体の同一回転角におけるモーメントの平均値を算出したモーメント-回転角関係（平均曲線）を示す。図中には、文献 4-3) 及び 4-16) の方法で平均曲線の評価した完全弾塑性モデルのグラフを同時に示した。また、文献 4-3) 及び 4-16) の方法により、評価した結果を Table4-4～Table4-6 に示す。さらに、表中には、3 体をそれぞれ、評価法に基づき評価した結果と平均曲線の評価した結果を同時に示した。

A 試験体の最終破壊時接合部写真を Photo4-2 に示す。試験体 A1、A2、A3 ともに、柱材側の LSB が抜け出す破壊である。また、LSB 自体は、目視で確認できる損傷は見られていない。

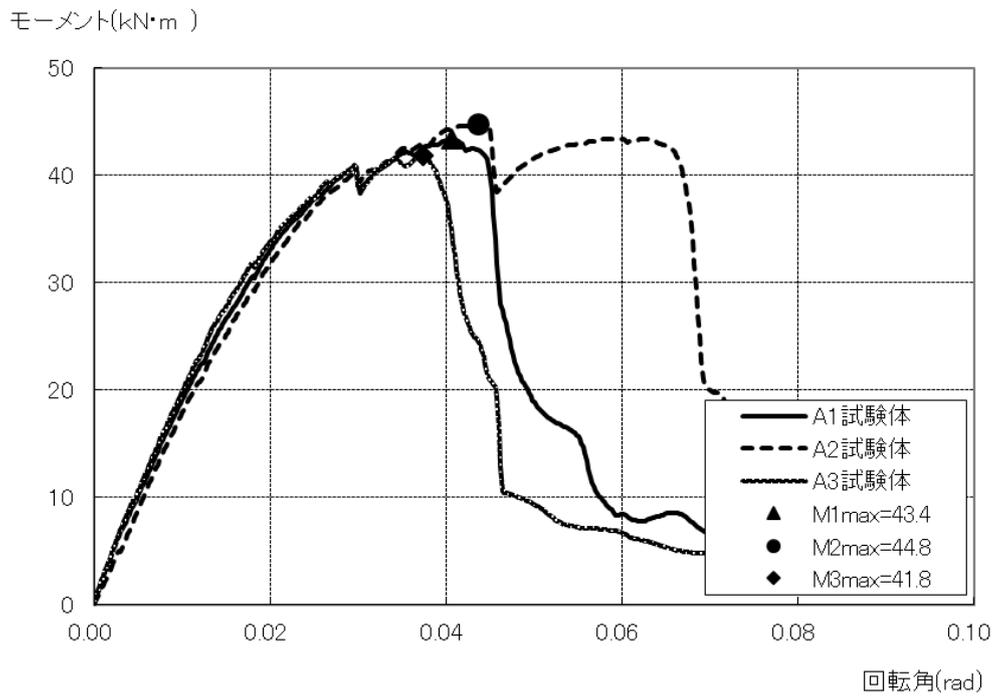


Fig.4-3(a) モーメントー回転角関係【A試験体】

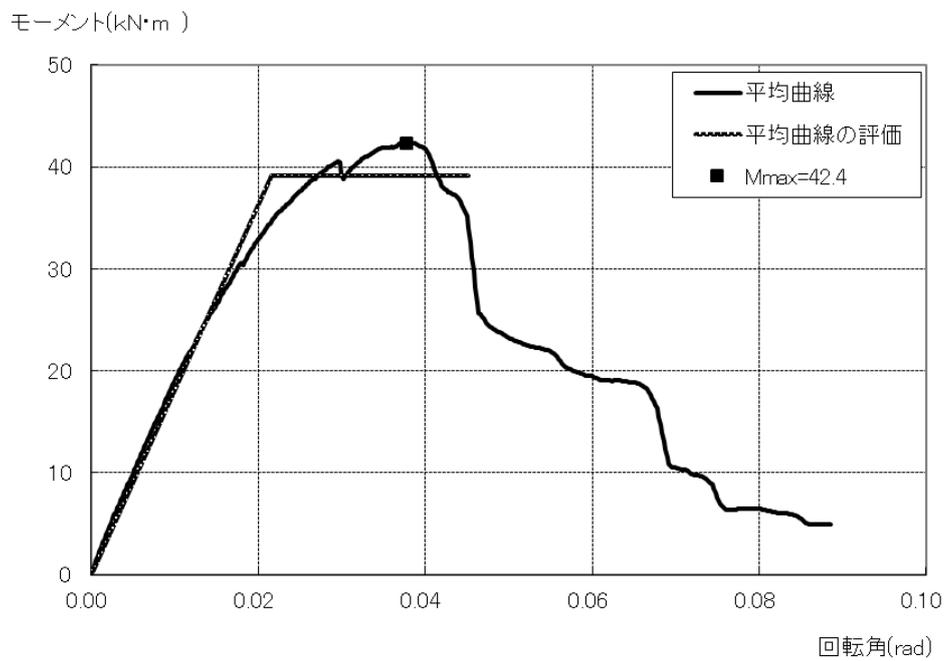


Fig.4-3(b) モーメントー回転角関係【A試験体】

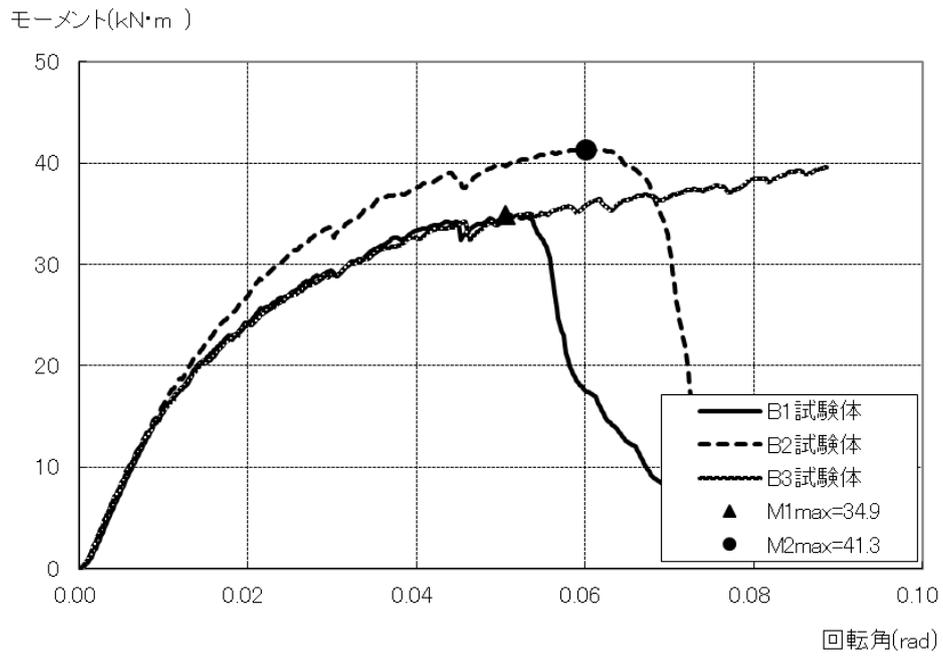


Fig.4-4(a) モーメントー回転角関係【B試験体】

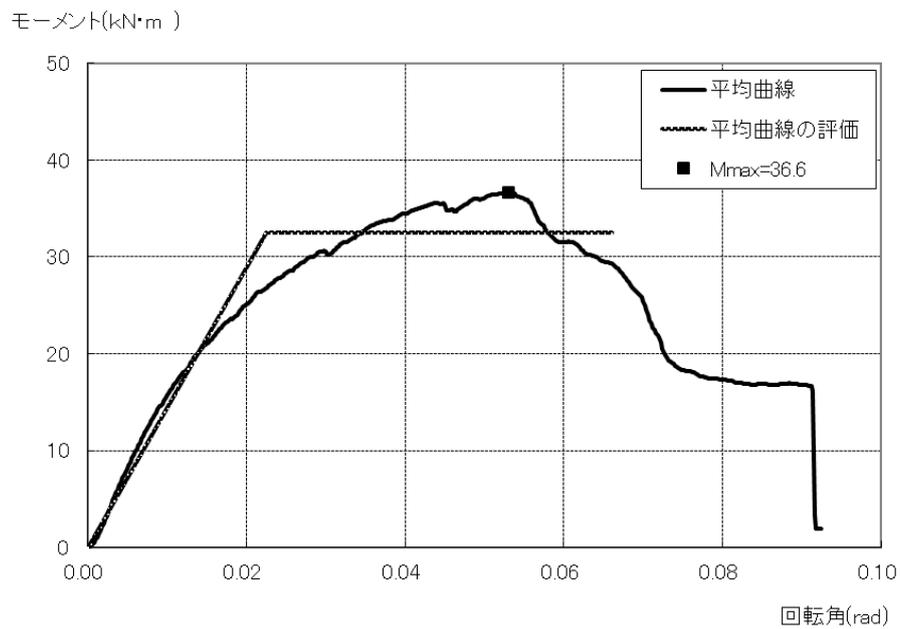


Fig.4-4(b) モーメントー回転角関係【B試験体】

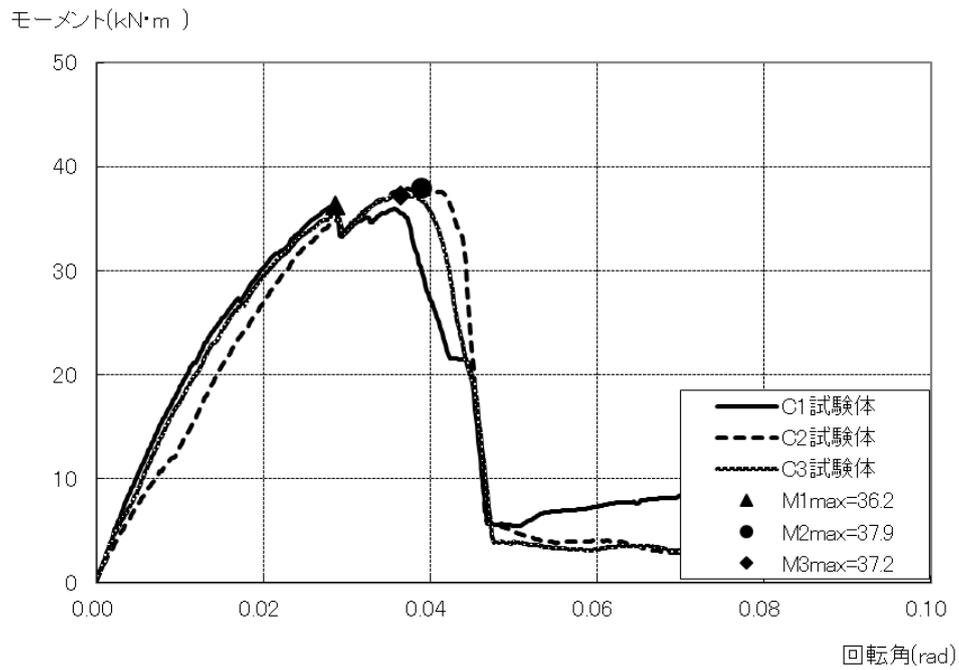


Fig.4-5(a) モーメントー回転角関係【C試験体】

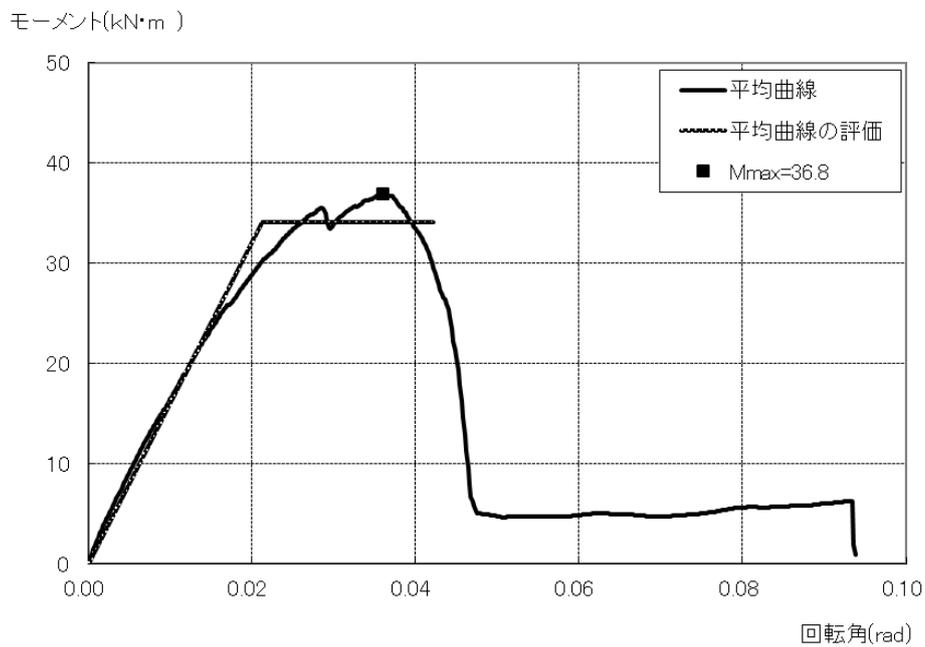


Fig.4-5(b) モーメントー回転角関係【C試験体】



Photo4-2 最終破壊時接合部の写真【A3 試験体】

Table4-4 構造特性値一覧【A 試験体】

項目	試験体記号	試験体記号				平均	平均曲線から算出
		A1	A2	A3	平均		
最大モーメント(kN・m)	Mmax=	43.38	44.78	41.80	43.32	42.35	
最大モーメントの2/3(kN・m)	① 2/3Mmax=	28.92	29.85	27.87	28.88	28.23	
Mmax時の変形角 θ ($\times 10^{-3}$ rad)		40.60	43.60	37.40	40.53	37.80	
降伏モーメント(kN・m)	② My=	24.44	26.63	24.76	25.28	23.99	
降伏時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	θ_y =	13.51	14.86	12.43	13.60	13.22	
終局モーメント(kN・m)	Mu=	40.39	42.15	38.94	40.49	39.12	
終局時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	θ_u =	45.39	67.80	40.80	51.33	45.20	
初期剛性(kN・m/($\times 10^{-3}$ rad))	K=	1.81	1.67	1.92	1.80	1.82	
降伏時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	θ_v =	22.32	25.24	20.28	22.61	21.55	
塑性率 μ	μ =	2.03	2.69	2.01	2.24	2.10	
Ds=1/ $\sqrt{2\mu-1}$	Ds=	0.57	0.48	0.58	0.54	0.56	
Mu $\times 0.2 \times \sqrt{2\mu-1}$	③	14.17	17.56	13.43	15.05	13.99	
$\theta=1/120$ 時のモーメント	④	16.32	15.13	17.03	16.16	16.16	
min(①, ②, ③, ④)		—	—	—	15.05	13.99	

Table4-5 構造特性値一覧【B 試験体】

項目	試験体記号	試験体記号			平均	平均曲線から算出
		B1	B2	B3		
最大モーメント(kN・m)	Mmax=	34.90	41.31	39.89	38.70	36.62
最大モーメントの2/3(kN・m)	① 2/3Mmax=	23.27	27.54	26.59	25.80	24.41
Mmax時の変形角 θ ($\times 10^{-3}$ rad)		50.60	60.00	91.00	67.20	53.00
降伏モーメント(kN・m)	② My=	19.00	23.79	23.19	21.99	20.10
降伏時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	θ_y =	13.22	16.45	15.03	14.90	13.91
終局モーメント(kN・m)	Mu=	31.06	37.76	35.43	34.75	32.50
終局時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	θ_u =	56.19	69.69	91.12	72.33	66.01
初期剛性(kN・m/($\times 10^{-3}$ rad))	K=	1.41	1.45	1.22	1.36	1.44
降伏時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	θ_v =	21.61	26.10	29.02	25.58	22.50
塑性率 μ	μ =	2.60	2.67	3.15	2.81	2.93
Ds=1/ $\sqrt{2\mu-1}$	Ds=	0.49	0.48	0.43	0.47	0.45
Mu $\times 0.2 \times \sqrt{2\mu-1}$	③	12.68	15.73	16.48	14.96	14.44
$\theta=1/120$ 時のモーメント	④	13.37	13.97	13.65	13.66	13.66
min(①, ②, ③, ④)		—	—	—	13.66	13.66

Table4-6 構造特性値一覧【C試験体】

項目	試験体記号	試験体記号			平均	平均曲線 から算出
		C1	C2	C3		
最大モーメント(kN・m)	Mmax =	36.20	37.94	37.20	37.11	36.86
最大モーメントの2/3(kN・m)	① 2/3Mmax =	24.13	25.29	24.80	24.74	24.57
Mmax時の変形角 θ ($\times 10^{-3}$ rad)		28.60	38.80	36.40	34.60	36.00
降伏モーメント(kN・m)	② My =	19.50	46.19	20.82	28.84	20.78
降伏時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	$\theta_y =$	10.48	27.62	12.48	16.86	12.98
終局モーメント(kN・m)	Mu =	33.50	39.34	34.48	35.77	34.06
終局時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	$\theta_u =$	39.20	44.20	42.20	41.87	45.20
初期剛性(kN・m/($\times 10^{-3}$ rad))	K =	1.01	1.24	1.67	1.30	1.07
降伏時の変形角($\times 10^{-3}$ rad)	$\theta_v =$	18.00	31.82	20.66	23.49	21.28
塑性率 μ	$\mu =$	2.18	1.39	2.04	1.87	1.98
$D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$	$D_s =$	0.55	0.75	0.57	0.62	0.58
$M_u \times 0.2 \times \sqrt{2\mu - 1}$	③	12.18	10.49	12.12	11.60	11.74
$\theta = 1/120$ 時のモーメント	④	16.33	11.34	15.09	14.25	14.25
min(①, ②, ③, ④)		—	—	—	11.60	11.74

4.3 柱・はり接合部の耐力成分の分析

第 4.3 節において、接合部 3 種類の試験から、柱-はり接合部の構造特性を解明する。標準試験体である A 試験体の応力成分を B 試験体と C 試験体で再現する。B 試験体は、LSB を片方にだけ設置した。LSB の引張性能と木材のめり込み性能を求めるためである。また、C 試験体は、柱とはり間に 30mm のすき間を設置することでめり込みの挙動をなくした。すなわち、LSB の引張性能を求める。B 試験体からめり込みの軸方向力-軸変位関係、C 試験体から LSB の軸方向力-軸変位関係を算出する。そして、標準の柱-はり接合部のモーメント-回転角関係を求め、標準試験体 (A 試験体) のモーメント-回転角関係と比較する。

なお、第 4 章で試験結果を分析する際、木質ラーメン接合部に発生するせん断力を負担させる機構を考慮していない。実際の接合部においては、せん断力を LSB に負荷させるか、せん断力を負担させる LSB を別途設置するなどの対策が必要である。また、はりせい及び柱せいは、1 種類とした限定された範囲内での試験としている。そのため、ここで設定した範囲を超えた場合については、別途検討を要する。

(1) 検証方法

Fig.4-6 に B 試験体からめり込みによる軸力 (P_B) - 変位 (δ_B) 関係を算出する概念図を示す。回転中心位置は、はり材両端に設置した変位計より求める。はりが柱材にめり込む形状は、三角形めり込みとする。そして、めり込み力の位置は、三角形の重心位置の $\lambda/3$ とする。重心位置変位に生ずるめり込み力と LSB の発生する引張力は、柱-はり接合部に発生するモーメントを応力中心間距離 (j_B) で除して算出する。

Fig.4-7 に試験のめり込み力-変位関係を示す。ここで、めり込み-変位関係のスケルトンカーブを定める。第 1 折れ点は、最大軸力の 0.5 倍の点、第 2 折れ点は、最大軸力点として、最大軸力以降は最大軸力で一定値とした。

C 試験体から LSB の軸力-変位関係を求める。Fig.4-8 に C 試験体の引張力-変位関係の算出の概念図を示す。また、Fig.4-9 に算出した LSB の引張力-変位関係とスケルトンカーブを示す。

なお、Fig.4-7 と Fig.4-9 に示した結果は、3 体の平均値とした。

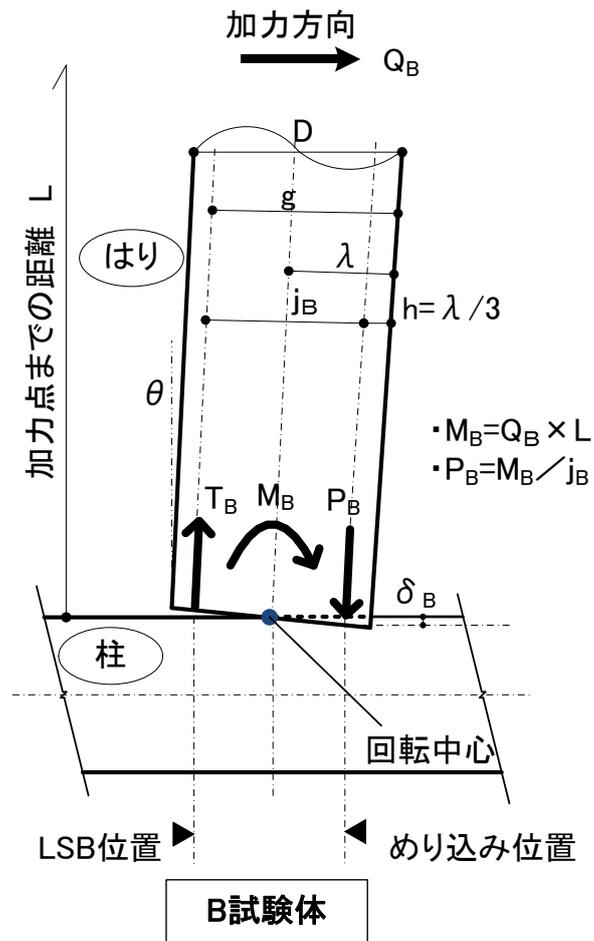


Fig.4-6 めり込みによる軸力-変位関係算出の概念図

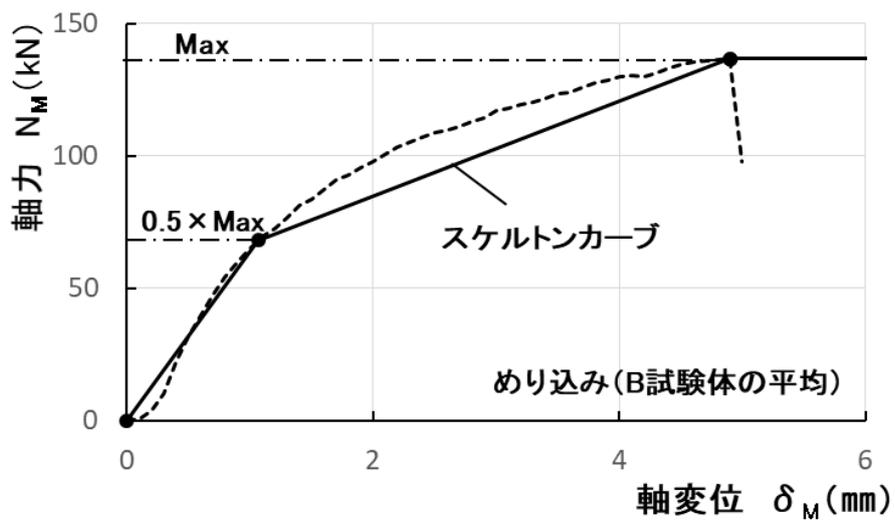


Fig.4-7 めり込み力 (軸力) - 変位関係とスケルトンカーブ (B 試験体)

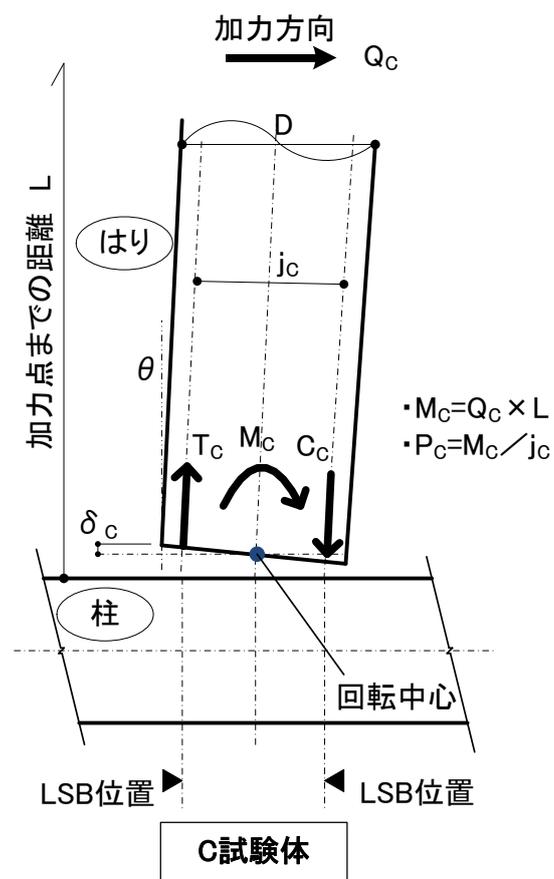


Fig.4-8 LSB の引張力－変位関係（C 試験体）

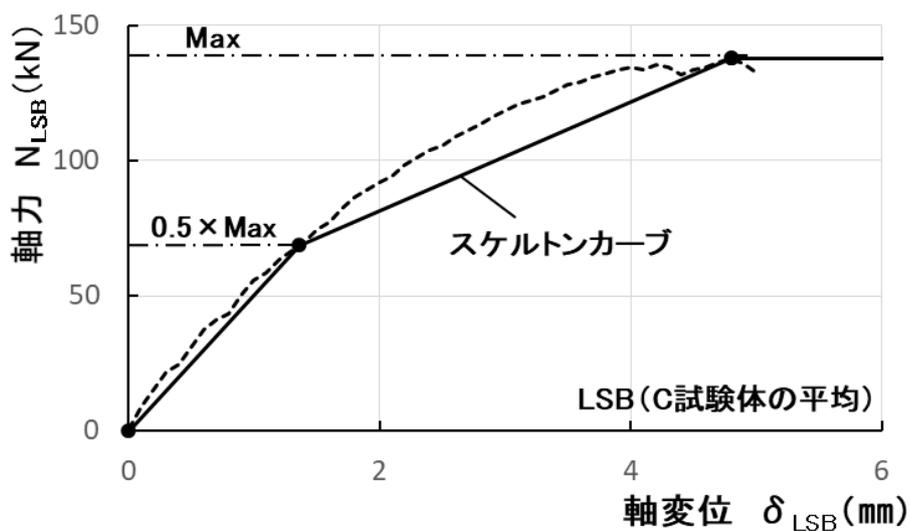


Fig.4-9 LSB の引張力（軸力）－変位関係とスケルトンカーブ（C 試験体）

(2) 検証結果

B 試験体のめり込み力-変位関係と C 試験体の LSB の引張力-変位関係のスケルトンカーブを用いて、標準試験体に相当するモーメント-回転角関係を求める。

はり端部は、剛体として、回転中心を求める繰り返し計算を行う。回転中心位置を算出する概念図を Fig.4-10 に示す。

モーメントを算出する方法は、以下の通りである。

- ① $L \delta_{LSB}$ を順次増分させる。
- ② $R \delta_{LSB}$ と δ_M を求める。
- ③ 軸変位からそれぞれ、 $L N_{LSB}$ 、 $R N_{LSB}$ 、 N_M を求める。
- ④ $e = L N_{LSB} + R N_{LSB} + N_M$ を求める。
- ⑤ 軸方向の釣り合いから、 e が最小値となるときの $L \delta_{LSB}$ を求める。
- ⑥ 各軸力を算出し、回転中心まわりのモーメントを求める。

$L N_{LSB}$ -変位関係、 $R N_{LSB}$ -変位関係、 N_M -変位関係をまとめて、Fig.4-11 に示す。

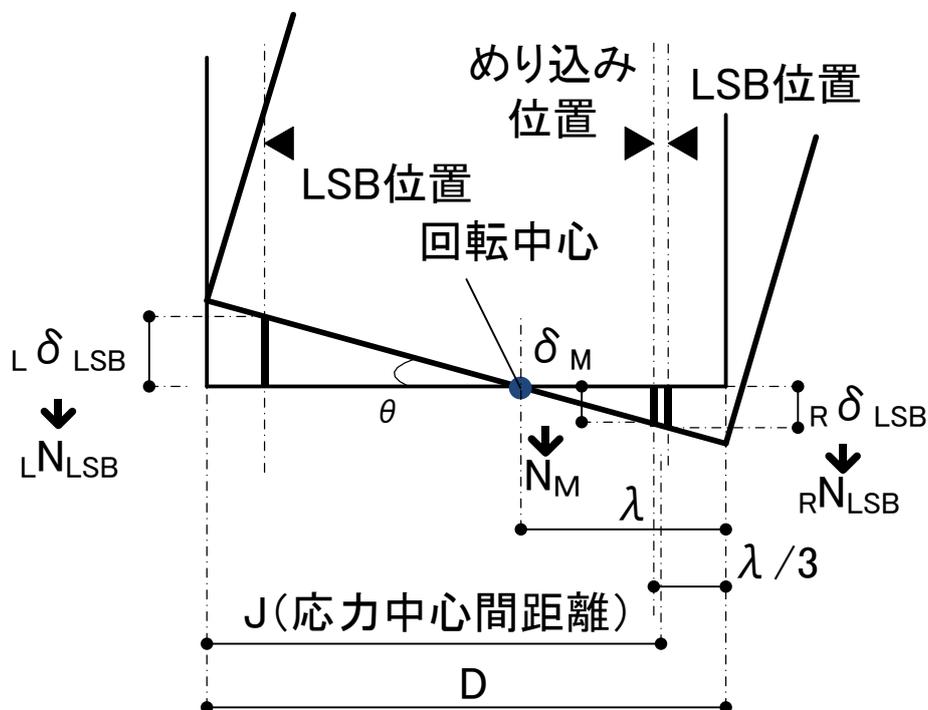


Fig.4-10 回転中心を算出する概念図

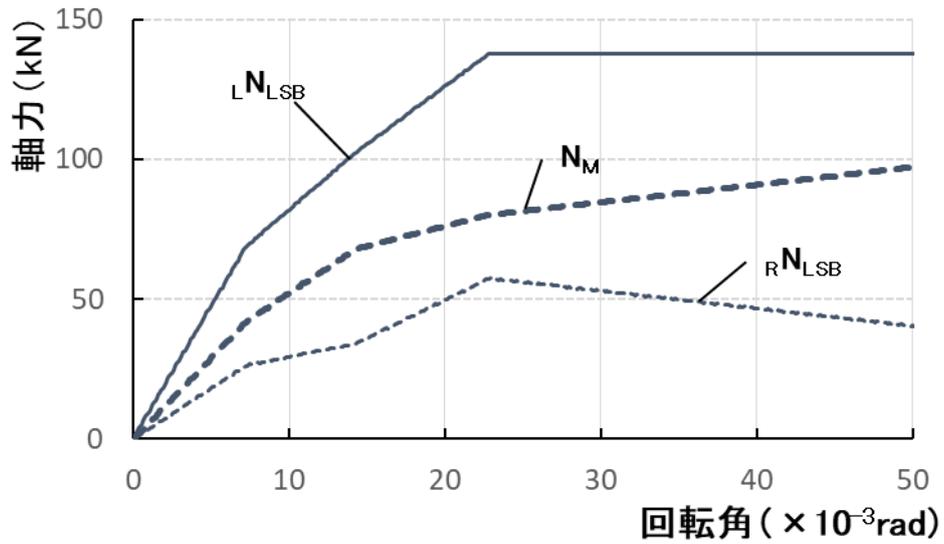


Fig.4-11 軸力－回転角関係

解析のモーメント－回転角関係と A 試験体のモーメント－回転角関係を Fig.4-12 に示す。また、特定変形角時のモーメント値の比（モーメント比=解析／試験）を求め、Fig.4-13 に示す。モーメント比は、0.91～1.02 で分布している。

また、Fig.4-14 に試験と解析の λ －回転角関係を示す。試験と解析の λ は、近似している。このとき、 λ は回転角が大きくなると小さくなる。すなわち、回転中心一致は、はり部材の右に寄っていく。

算出したモーメントを LSB の引張力 ($L N_{LSB}$) で除して、応力中心間距離とした。Fig.4-14 に応力中心間距離－回転角関係を示した。回転角が大きくなると、応力中心間距離は、約 260mm (LSB 間距離) から若干大きくなっていく。

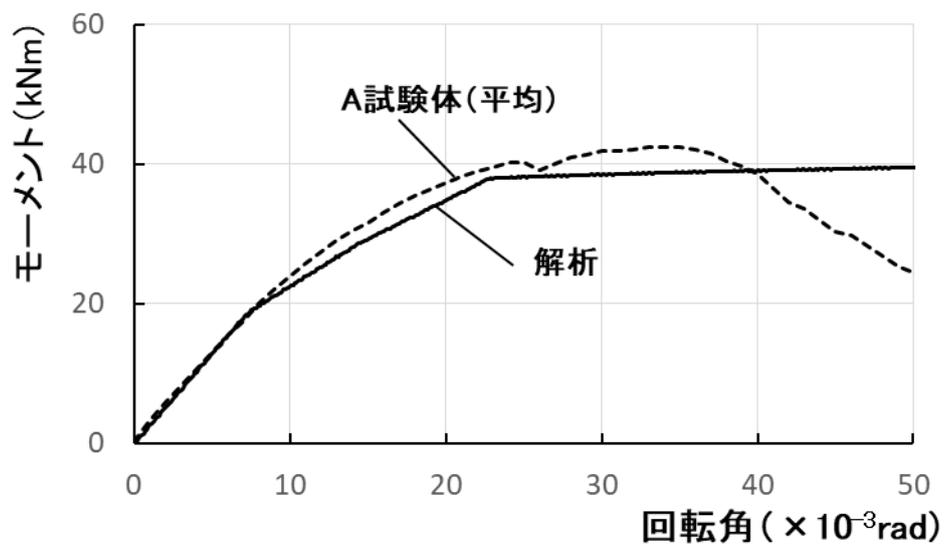


Fig.4-12 モーメントー回転角関係 (A 試験体と解析の比較)

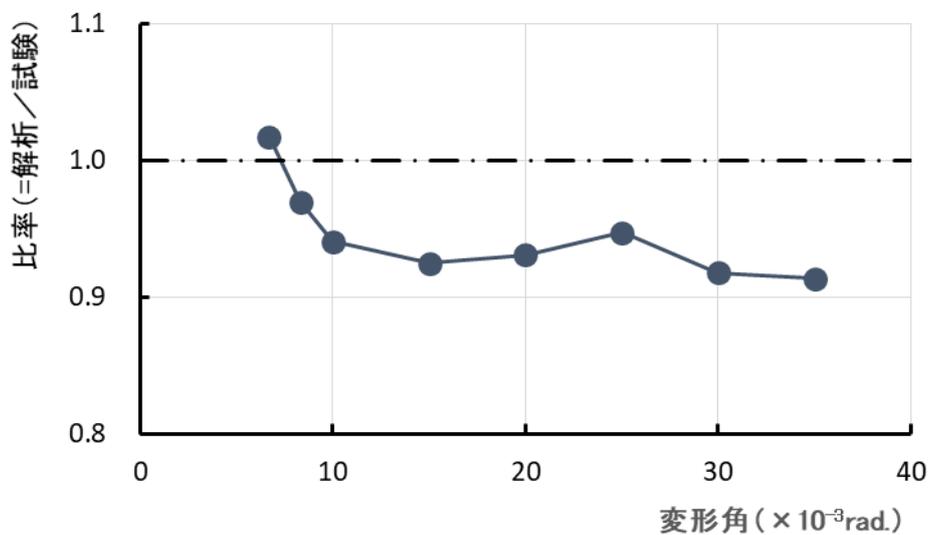


Fig.4-13 特定変形角時のせん断力の比 (解析 / 試験)

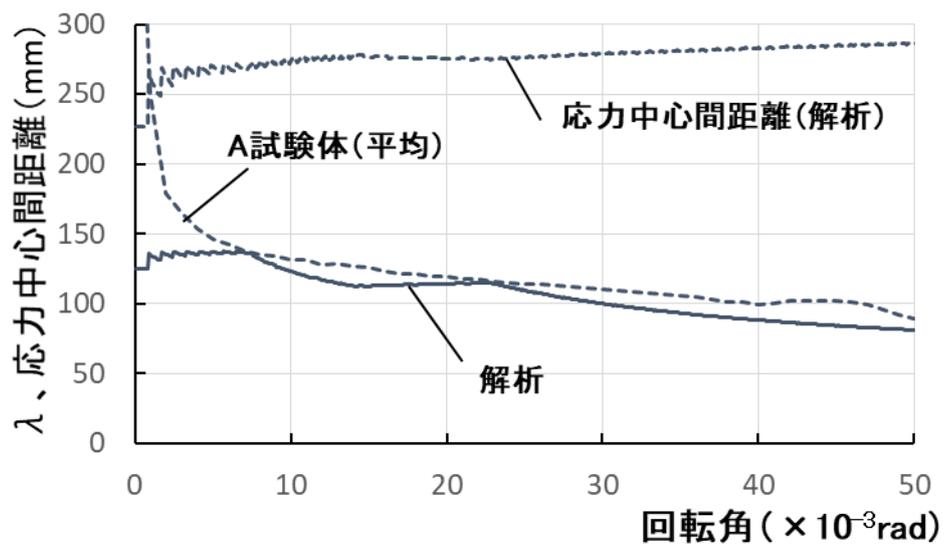


Fig.4-14 λ - 回転角関係

4.4 結 論

接合条件を変えた 3 種類の試験体（標準試験体である A 試験体、圧縮側の接合金物を外した B 試験体、柱とはり間にすき間を設けた C 試験体）の試験結果の分析から、結論は以下のとおりまとめられる。

なお、本結論は、ここで採用した限定された木質ラーメン接合部の試験結果を用いての結論である。

- 1). 柱-はり接合部の LSB とめり込みの解析からモーメント-回転角関係を求めた。その結果、解析のモーメント-回転角関係は、実験値と良く一致し
- 2). 接合部の回転中心距離 (λ) を解析から求めた。その結果、実験値と良く一致した。
- 3). 回転角が大きくなると、回転中心距離 λ は、小さくなる。

(余 白)

第 5 章 面材耐力壁を設置した木質ラーメン架構の構造特性
～ 柱脚を非接触とした場合 ～

5.1 概 要

「長期優良住宅の普及の促進に関する法律」は、住宅に可変性を求めている。また、都市部ではインナーガレージを有する住宅が増えている。これらの住宅では木質ラーメンを取り入れたものが多くなってきている。また、2010年に施行された「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」を受けて、中規模及び4階建て以上の中層建築物を木造で建築するための研究が勢力的になされている。このとき、大空間または大開口を実現するための手段として大断面で長大な部材で構成される木質ラーメンは有効である。

木質ラーメンは、地震力等の水平力に対して、柱一はり接合部でモーメント抵抗する。しかし、柱一はり接合部を接合金物で構成していることから、半剛節接合となる。そして、木材のめり込み剛性、曲げ剛性が小さいことから、建築物の変形角の制限値（ $1/200\text{rad}$ または $1/120\text{rad}$ ）を満足することが難しい。そのため、軸材の断面寸法は過大となる傾向があり、不経済な設計を強いられている。

第5章では、木質ラーメン構面内に構造用合板を直張りする構法を対象とする。本構法は、木質ラーメンで不足となりやすい初期剛性を補うことができる。木質ラーメンに構造用合板などの面材大壁を配置し補剛する手法は、近年実設計で採用されるようになってきている。また、木質ラーメンを取り入れたスケルトンインフィル住宅においても、構造用合板壁を木質ラーメンに配置するフレームがあるものが多い。その際、構造用合板壁が木質ラーメン柱に応力の影響を与える可能性があるため、木質ラーメンとは別に、管柱を設置し、構造用合板を張ることが多い。木質ラーメンフレームに直接構造用合板壁を設置した場合の挙動が解明できれば、別途軸組を配置する必要がなくなる可能性がある。

木質ラーメンと面材耐力壁の加算の研究には、次などがある。文献 5-1)で坂田らは、木質ラーメン構面内に留めつける構造用合板の位置とくぎピッチをパラメータとした実験を行い、耐力比較を行っている。また、文献 5-2)で宮本らは、木質ラーメンフレームと耐力壁を併用したフレームの水平加力の試験結果と門型ラーメン、耐力壁のそれぞれの結果を単純加算した値を比較している。

一方、軸組内の面材耐力壁については、神谷が文献 5-3)で、面材耐力のせん断剛性及び強度を理論的に算出している。面材耐力の変動因子は、壁の寸法、面材のせん断弾性係数、くぎ打ちパターン及びくぎ接合部のせん断性能等であるとしている。

第5章では、木質ラーメン接合部にラグスクリーボルト（以下、LSB とい

う。)を用いた木質ラーメン(文献 5-4～5-11)を採用する。LSB を用いた木質ラーメンは、近年開発され、施工が、比較的容易な構法である。木質ラーメンに構造用合板を直張りした「木質ラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素」(以下、耐力要素という。)を想定する。そして、構造用合板直張り壁が、木質ラーメンにいかなる影響を及ぼすかを実験的に解明することを目的とする。このとき、解析しやすくするため、実験では非接触の柱脚とした。

第 5 章の特徴は、柱脚接合部を非接触として、めり込み力を排除したことである。めり込む力を排除することで、簡易な解析モデルで検討することである。

さらに、想定する門型ラーメンを半分とした耐力要素で、検討したことがある。

5.2 柱脚を非接触とした木質ハーフラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素の試験

(1) 試験体概要

想定する構造モデルは、幅 4～6m の門型の木質ラーメン構造とした。想定した門型の木質ラーメン構造を概ね半分の試験体とした。水平加力時の逆対称性を利用することで、右側加力（正側）と左側加力（負側）の応力性状の違いを確認することができる。

想定した木質ラーメンに水平荷重を加えると柱脚に埋め込まれた LSB に軸力が発生する。同時に、柱脚部の圧縮側木部には支圧による軸力が発生する。試験では、構造モデルを単純化するため、柱脚金物と柱脚が接しないように 20mm の空をとり、木部の支圧による軸力を排除した。20mm の空を確保すると LSB の埋め込み長さが 435mm となるが、文献 5-12)より引抜耐力・引抜剛性への影響はないことを確認した。

さらに、構造用合板を木質ラーメンフレームに直接貼り付ける試験体を作成した。構造用合板の取付け位置を変えた 2 種類の試験体を準備した。1 種類は、正側加力時に柱脚の LSB の引張軸力が発生する位置付近に構造用合板のくぎを打ちつけた試験体（以下、**Outside**）とした。他の 1 種類は、LSB の圧縮軸力が発生する位置付近に構造用合板のくぎを打ちつけた試験体（以下、**Inside**）とした。いずれも構造用合板の水平方向の長さを同一とし、構造用合板壁部分の剛性・耐力ができるだけ同じになるようにした。

試験体数は、木質ラーメンの試験体が 1 体、本耐力要素の 2 種類について、それぞれ 3 体とした。比較のために、くぎ配列を **Outside**、**Inside** と同一とした軸組内に構造用合板を配置した試験体を 1 体ずつ準備した。試験体概要図を Fig.5-1～Fig.5-4 に示す。

(2) 試験概要

木質ラーメンの柱脚詳細図を Fig.5-5 に示す。20mm の空を確保するためにかさ上げナットを用いた。その下部には、センターホール型ロードセル（以下、ロードセルという。）を設置し、LSB の引張側軸力を測定した。試験体の部材一覧を Table5-1、試験体一覧と特徴を Table5-2 にまとめて示す。Photo5-1 に試験装置と試験体 Outside の設置状況を示す。

以降、試験体名は、Table5-2 による。

(3) 試験方法

加力は、試験体のはり端部に設置した冶具を介して、アクチュエータ（容量 200kN、最大ストローク 600mm）により行った。また、Rigid、Outside、Inside のはり片側に両端をピンとした溝型鋼により支持した。加力は、変位制御とした。加力方法は、正負交番繰り返し加力（原則 3 回）とした。制御変形角は、見かけのせん断変形角（ γ ）で、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30（1 回）とした。ただし、1/50 は正加力のみ 3 回繰り返しである。正加力側で最大荷重に達した後、最大荷重の 80% 荷重に低下するまで加力するか、試験体の見かけの変形角が 1/10rad 以上に達するまで加力した。

Wall-O、Wall-I の試験は、タイロッド形式で実施した。制御変形角は真のせん断変形角（ γ_0 ）で、1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50 で 3 回、1/30 で 1 回とし、その後 Rigid、Outside、Inside と同様の方法で加力した。

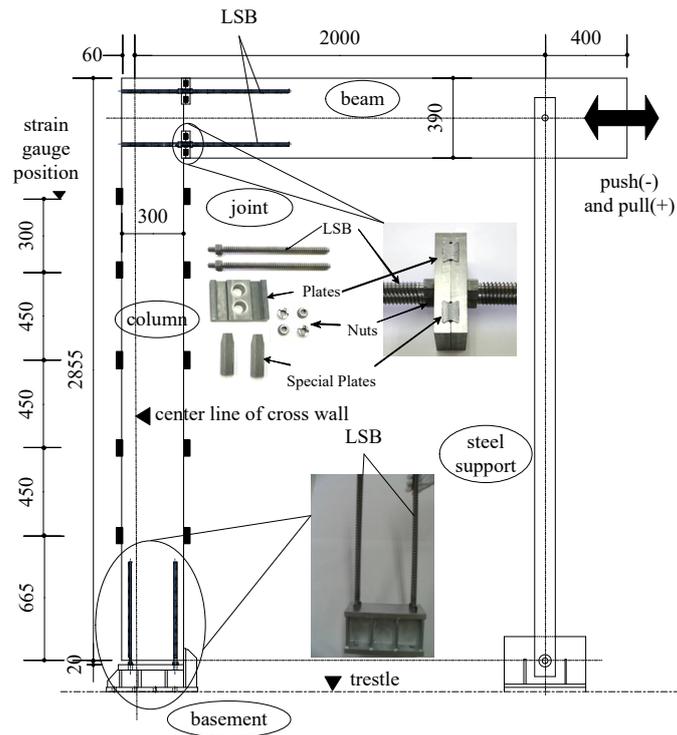


Fig.5-1 Rigid の試験体 (Specimen of Rigid)

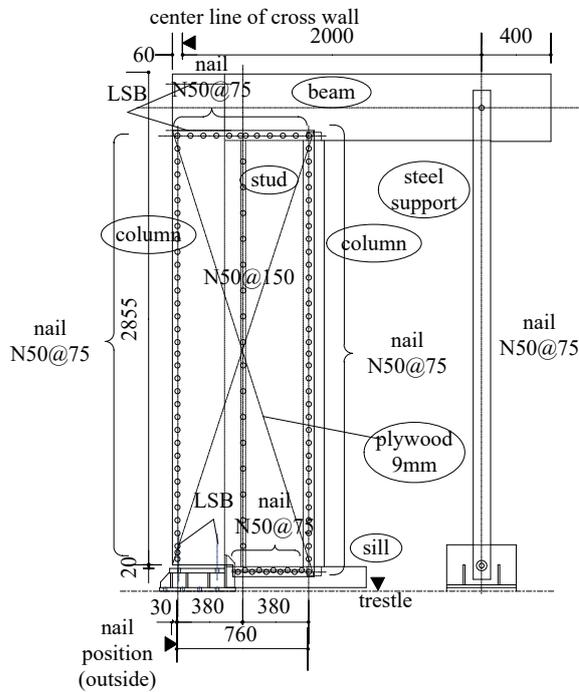


Fig.5-2 Outside の試験体
(Specimen of Outside)

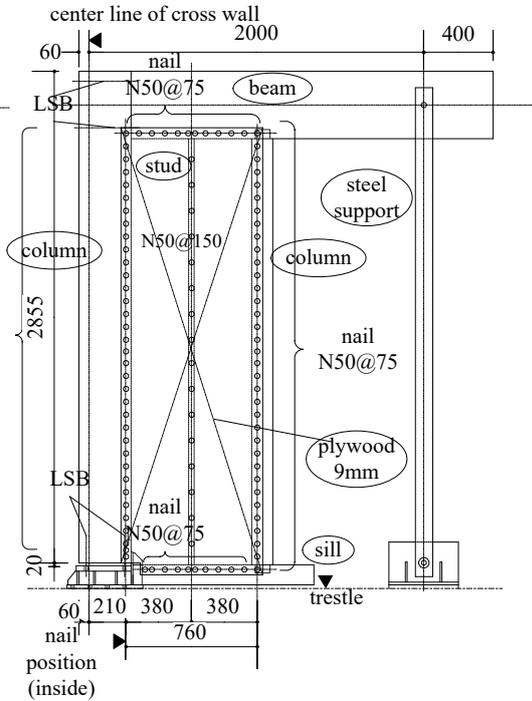


Fig.5-3 Inside の試験体
(Specimen of Inside)

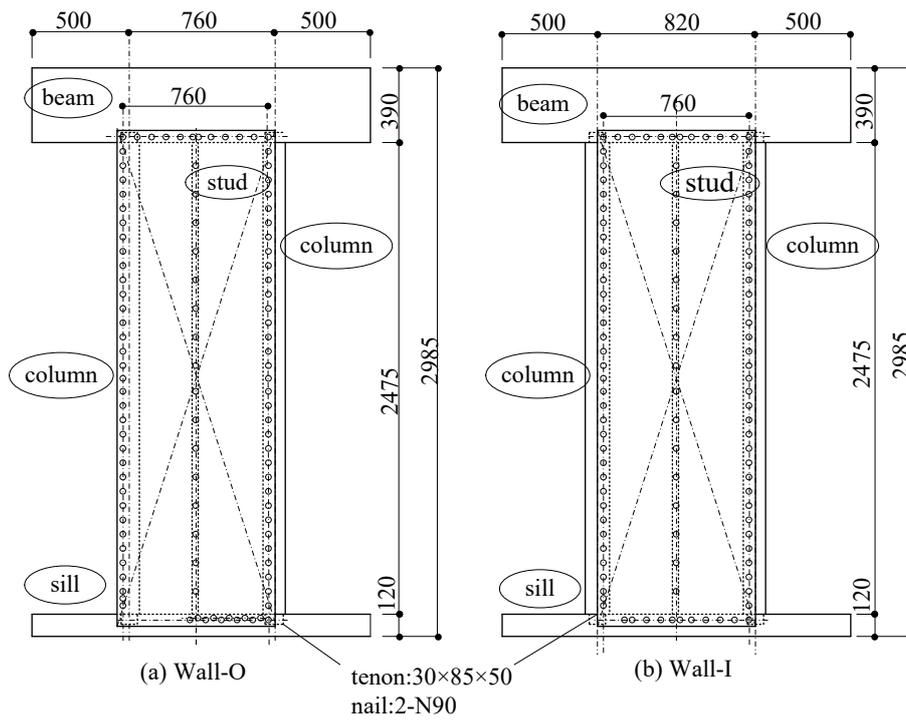


Fig.5-4 Plywood wall (構造用合板) の試験体
(Specimens of Plywood wall)

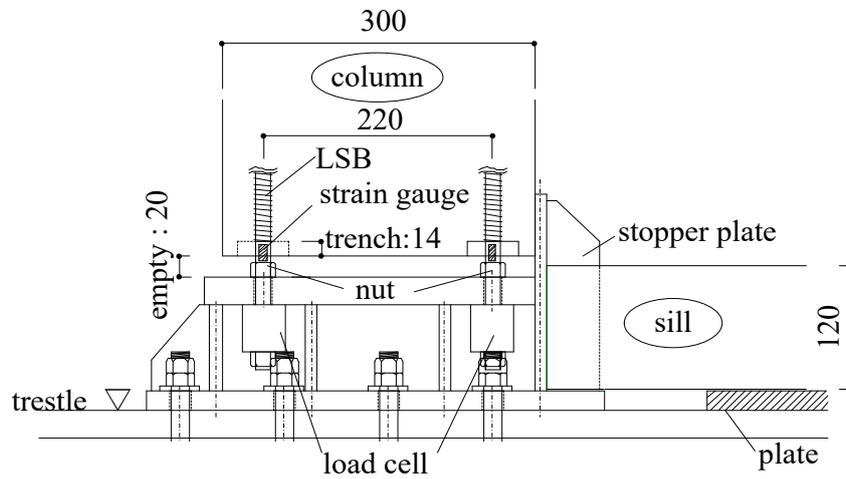


Fig.5-5 柱脚の詳細 (Basement of detailed view)

Table5-1 試験体の部材一覧 (Main element of specimens)

element		material	dimension (mm)
wooden element	beam of rigid frame	red pine, laminated lumber (E 105 – F 300)	120 × 390
	column of rigid frame		120 × 300
	plywood	structural plywood(JAS)	t= 9
	nail	N 50 (JIS A 5508)	φ 2.75 × 50
	column	red pine, laminated lumber (E 95 – F 315)	120 × 120
	stud column		30 × 120
	sill		120 × 120
hardware	LSB	S 45 C(JIS G 4501)	φ 16
	hardware plate		88 × 130, t= 20
	original nut		φ 25 × 17
	wedge shape hardware		20 × 27 × 90
	column base hardware		120 × 300 × 150

Table5-2 試験体一覧と特徴 (List of specimens)

specimen	○: exist, -: not exist		specimen number	figure	feature
	wooden rigid frame	plywood wall			
Rigid	○	—	1	Fig.5-1	rigid frame without plywood wall
Outside	○	○	3	Fig. 5-2	nailed on outside
Inside	○	○	3	Fig. 5-3	nailed on inside
Wall-O	—	○	1	Fig. 5-4(a)	same nail sequence as outside
Wall-I	—	○	1	Fig. 5-4(b)	same nail sequence as inside



押し(-)
引き(+)

Photo5-1 試験装置と試験体 Outside の設置状況 (View of Outside)

5.3 試験結果と加算比較

5.3.1 試験結果

試験結果の考察は、3体の平均値を用いる。各試験について、3体の平均荷重(P) - γ 関係の包絡線を Fig.5-6 に示す。また、Wall-O、Wall-I の P - γ_0 関係を示した。

文献 5-13)の方法で、変形角 1/150 時の荷重 (P150)、降伏荷重 (Py)、終局荷重 (Pu)、最大荷重 (Pmax)、初期剛性 (K0) (以降、耐力等という) を求めた。正加力時の結果を Table5-3 に示した。Rigid の最大耐力は約 25kN であった。一方、Outside の最大耐力は約 34kN、Inside の最大耐力は約 38kN となった。最大耐力は、Inside の方が約 4kN ほど高かった。また、初期剛性も Outside より Inside の方が高かった。Photo5-2 に Outside、Inside の破壊状況を示す。Rigid、Outside、Inside のすべての試験体で、柱脚の LSB の抜けが先行して破壊した。その後、柱-はり接合部の LSB が、抜けて破壊した。さらに、柱脚の LSB は、変形角 1/30 以降で破断した。ここで、Rigid、Outside、Inside の試験体すべてが、柱脚の LSB の破断先行で耐力が決定している。

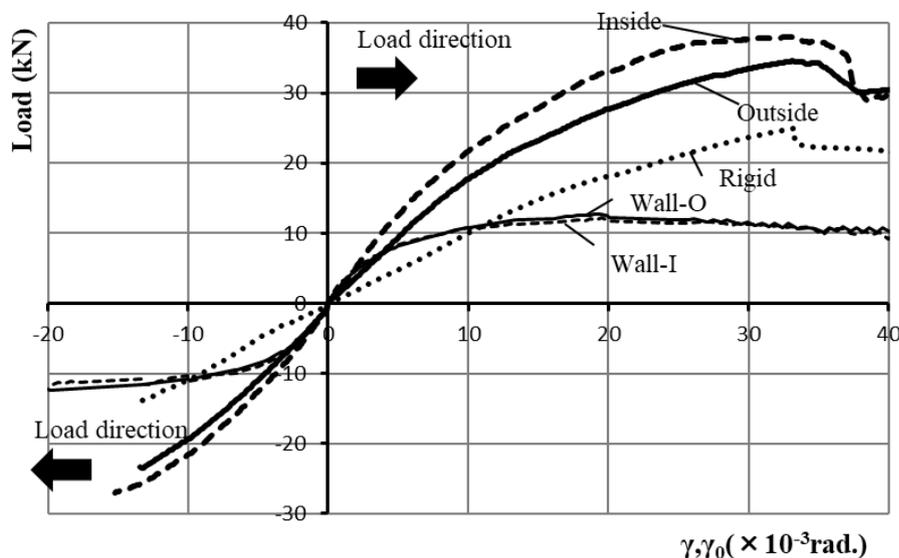


Fig.5-6 平均荷重 - 変形角の包絡線
(Envelop curve of the load-deformation angle relationship)

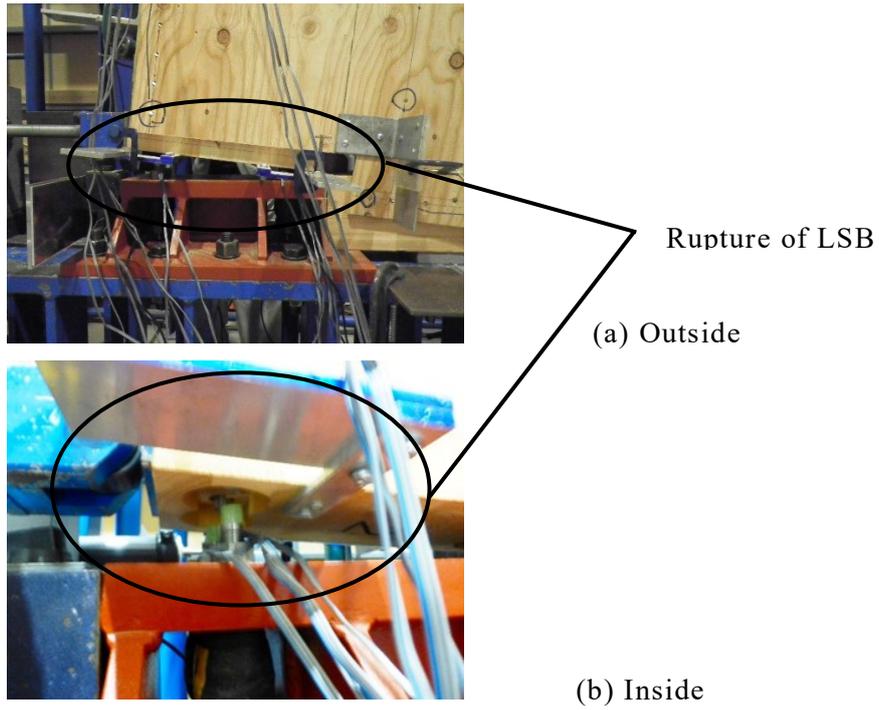


Photo5-2 破壊状況 (Rupture of the column-base LSB)

Table5-3 試験結果 (Tests Results)

specimen	Load at 1/150 P_{150} (kN)	Yield load P_y (kN)	Ultimate strength P_u (kN)	Max. load P_{max} (kN)	Initial stiffness K_0 (kN/rad.)
Rigid	6.43	14.50	21.82	25.01	991.79
Outside	12.52	18.52	30.70	34.55	1741.26
Inside	16.10	19.68	34.76	38.00	2254.78
Wall-O	9.19	7.01	11.49	12.78	1839.90
Wall-I	9.27	6.90	11.02	12.13	1960.23

5.3.2 加算比較

Rigid と Wall-O、Rigid と Wall-I を単純加算し、それぞれ Outside、 Inside と比較する。結果を Fig.5-7(a)、(b)と Table5-4 に示す。Table5-4 の Add.O と Add.I の値は、単純加算の荷重－変形角関係から文献 5-13)の方法で求めた。耐力等のすべてにおいて、加算値と試験との比は、Inside よりも Outside が大きい。単純加算は、Outside について、耐力等を試験よりも大きく評価する。

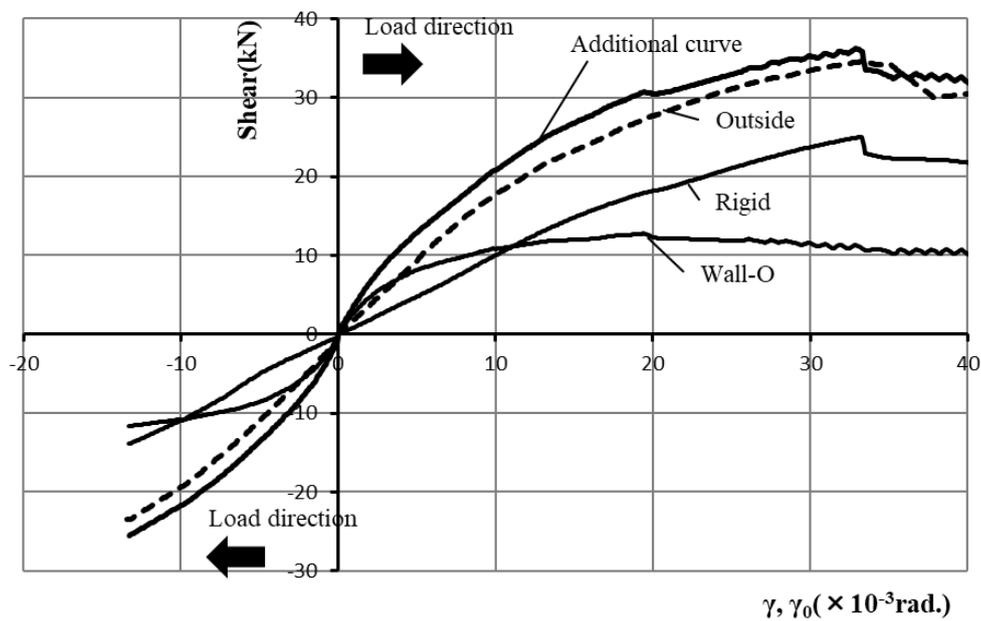


Fig.5-7(a) Outside の加算せん断力－変形角関係
(Additional shear-deformation angle curve (Outside))

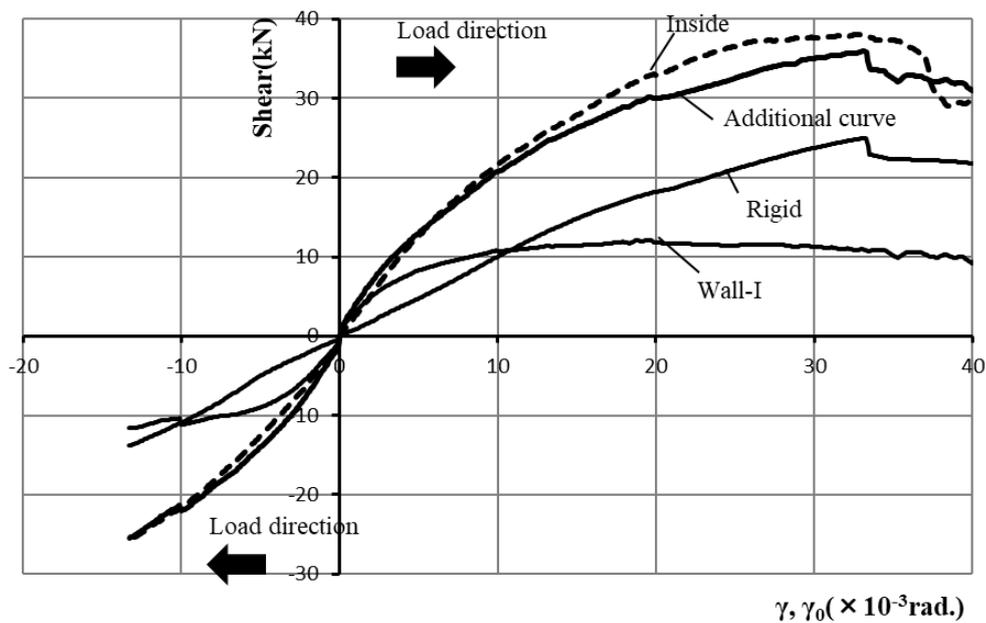


Fig.5-7(b) Inside の加算せん断力 - 変形角関係
 (Additional shear-deformation angle curve (Inside))

Table5-4 加算時の結果 (Results of addition)

	P ₁₅₀ (kN)	P _y (kN)	P _u (kN)	P _{max} (kN)	K ₀ (kN/rad.)
	<i>Ratio</i>				
Add.O=(Rigid)+(Wall-O)	15.62	20.76	32.55	36.24	2095.51
<i>Add.O / Outside</i>	<i>1.25</i>	<i>1.12</i>	<i>1.06</i>	<i>1.05</i>	<i>1.20</i>
Add.I=(Rigid)+(Wall-I)	15.69	20.30	32.08	35.96	2106.78
<i>Add.I / Inside</i>	<i>0.97</i>	<i>1.03</i>	<i>0.92</i>	<i>0.95</i>	<i>0.93</i>

5.4 分析と考察

5.4.1 耐力要素の応力状態

(1) 概要

本耐力要素の応力状態の概念図を Fig.5-8 に示す。また、a)本耐力要素の応力状態は、b)構造用合板壁と c)木質ラーメンの加算であると仮定する。Fig.5-9 に応力状態の加算方法の概念図を示す。なお、Fig.5-8、Fig.5-9 は、Inside を例示した。

ここで、a)耐力要素のうち b)構造用合板壁の部分を Outside-W、Inside-W、c)木質ラーメンの部分を Outside-R、Inside-R と呼ぶ。Table5-5 に耐力要素の部分の呼び名をまとめて示す。

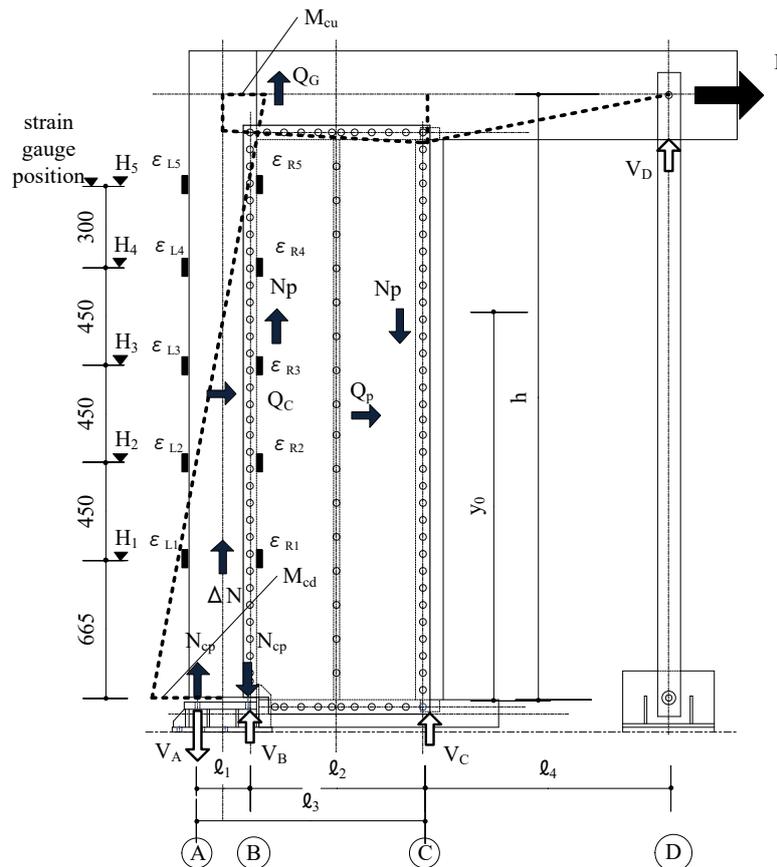


Fig.5-8 応力状態の概念図 (Image of the stress state)

ここで、Fig.5-8、Fig.5-9 中の記号は、以下とする。

P : 外力(kN)

V_A, V_B, V_C, V_D : 各支点の反力(kN)

N_{cp} : LSB に発生する軸力のうちの偶力分(kN)

Q_P : 構造用合板壁の負担せん断力(kN)

M_{cd}, M_{cu} : 木質ラーメン柱脚、柱頭のモーメント(kN・mm)

Q_C : 木質ラーメン柱の負担せん断力(kN)

ΔN : 木質ラーメン柱の付加軸力(kN)

$\varepsilon_{L1} \sim \varepsilon_{L5}, \varepsilon_{R1} \sim \varepsilon_{R5}$: 柱面のひずみ(μ)

$H_1 \sim H_5$: ひずみゲージ位置(mm)

l_1, l_2, l_3, l_4, h : 図に示すそれぞれの長さ(mm)

y_0 : 反曲点高さ(mm)

Q_G : はり端部のせん断力(kN)

N_p : 構造用合板壁により付加される柱軸力(kN)

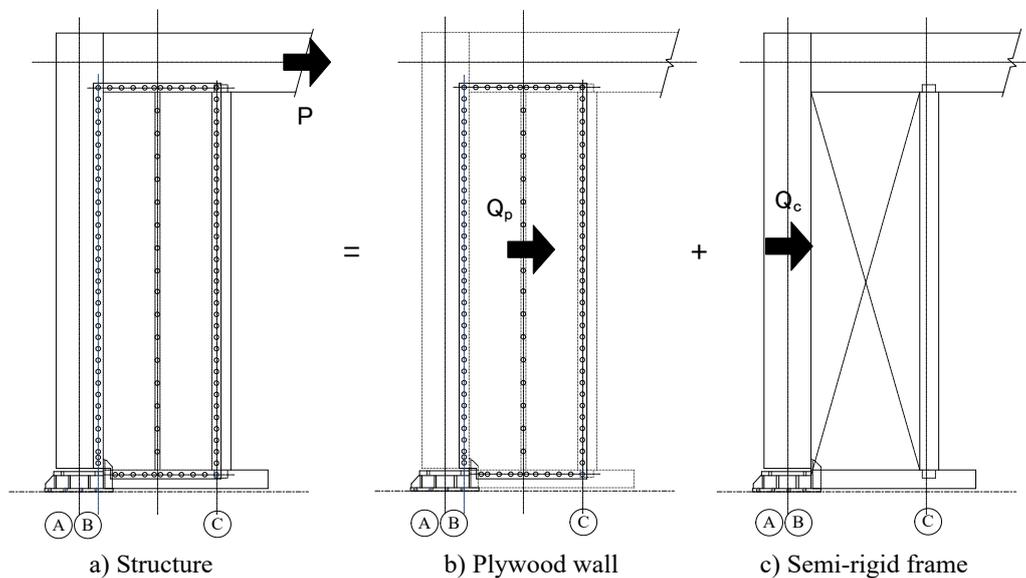


Fig.5-9 応力状態の加算方法の概念図 (Image of calculation method)

Table5-5 耐力要素の部分の呼び名 (Part of structures named as following)

specimen	part of structure	
	plywood wall	wooden semi-rigid frame
Outside	Outside-W	Outside-R
Inside	Inside-W	Inside-R

(2) 構造用合板壁が負担するせん断力

Wall-O、Wall-I から本耐力要素の Outside-W、Inside-W の負担するせん断力 (Qp) を算出する。

Fig.5-6 の荷重－変形角関係において、Wall-O、Wall-I の変形角は、真のせん断変形角 (γ_0) で、Outside、Inside の変形角は、見かけのせん断変形角 (γ) である。ここで、Wall-O、Wall-I のせん断力－ γ_0 関係を Qp－ γ 関係に変換する。

Fig.5-10 に Outside の木質ラーメン柱脚と管柱の挙動の概念図を示す。構造用合板の γ_0 は、回転による変形角を θ とすると 5-1) 式となる。

$$\gamma_0 = \gamma - \theta \quad \dots 5-1)$$

ここで、 θ はラーメン柱側のくぎ位置における浮き上がり (δc)、管柱のくぎ位置の沈み込み (δk) と距離 (W) を用いて 5-2) 式より求める。

$$\theta = (\delta c - \delta k) / W \quad \dots 5-2)$$

5-2) 式より、単体壁の真のせん断変形角時の強度を壁付ラーメンの見かけのせん断変形角時の壁負担耐力とする。

Fig.5-11 に Outside-W、Inside-W の Qp－ γ と Wall-O、Wall-I のせん断力－ γ_0 関係を示す。また、耐力等の算出結果を Table5-6 に示す。正加力方向において、Outside は、ラーメン側が浮き上がるため、壁の真のせん断変形角が小さくなることから、壁の負担せん断力が小さくなる。また、最大荷重は、約 12kN で一致する。

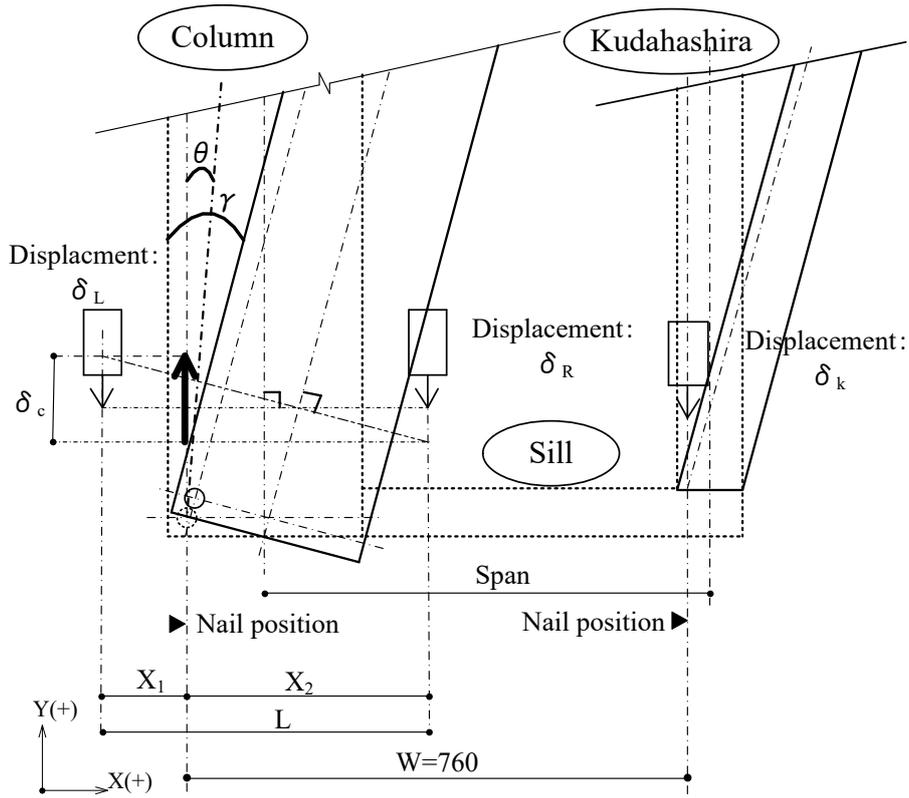
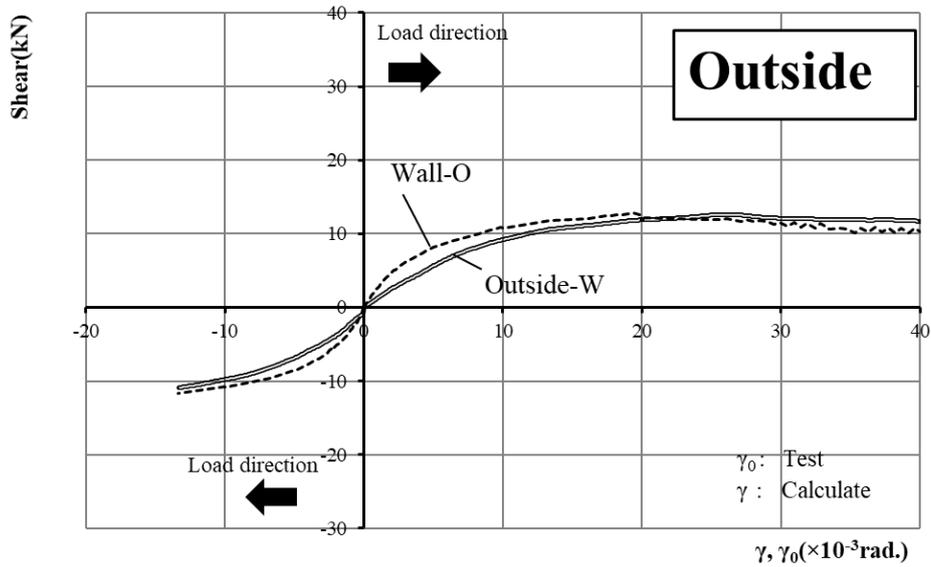
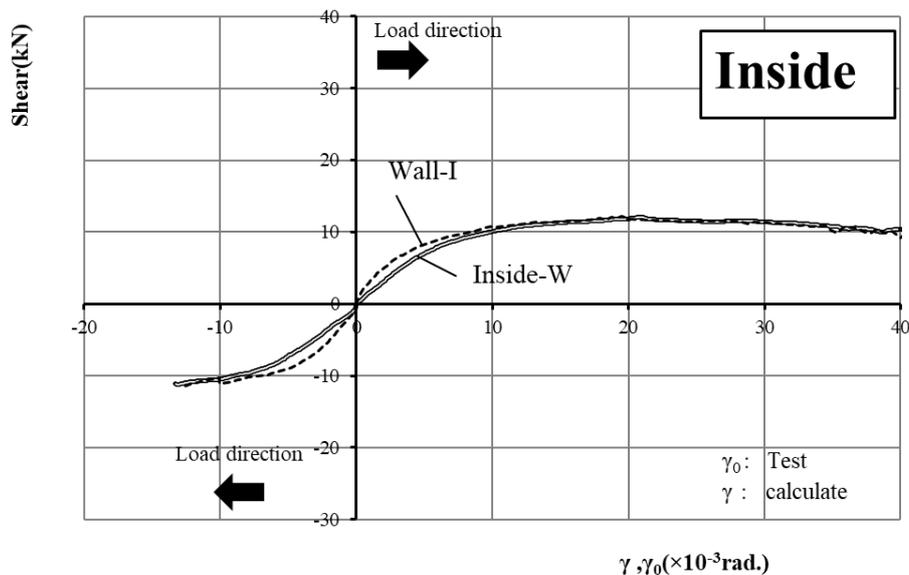


Fig.5-10 Outside の挙動の概念図
(Behavior of deformation angle (Outside))



(a) Outside



(b) Inside

Fig.5-11 せん断力 - 変形角関係 (Shear-deformation angle curves)

Table5-6 耐力等の算出結果 (Results)

Qp	P ₁₅₀ (kN)	P _y (kN)	P _u (kN)	P _{max} (kN)	K ₀ (kN/rad.)
	<i>Ratio</i>				
Outside-W	7.19	7.64	11.40	12.62	1049.45
Outside-W / Wall-O	0.78	1.09	0.99	0.99	0.57
Inside-W	8.42	7.14	10.96	12.06	1389.11
Inside-W / Wall-I	0.91	1.03	0.99	0.99	0.71

(3) 木質ラーメンが負担するせん断力

本耐力要素の木質ラーメン部である Outside-R、Inside-R が負担するせん断力 (Q_c) を算出する。

1) 支点反力

本耐力要素には、Fig.5-12 に示す A、B、C、D の位置に支点がある。試験では、A、B 位置をロードセルで引張軸力を測定した。また、D 位置は、支柱に貼ったひずみゲージから軸力を求めた。C 点回りモーメントの釣合いを考える。外力 (P) と支点反力 V_A、V_B、V_C、V_D から次式が導かれる。

$$V_B = (V_A \cdot l_3 - V_D \cdot l_4 - P \cdot h) / l_2$$

また、Y方向の力の釣合いから次式が導かれる。

$$V_C = V_A - V_B - V_D$$

Fig.5-13 に各支点反力と γ の関係を示す。Table5-7 に $\gamma = 1/150$ 時の支点反力を示した。Outside と Inside の V_B が Rigid より小さい。壁のせん断変形に伴う引き抜き力の影響と考えられる。

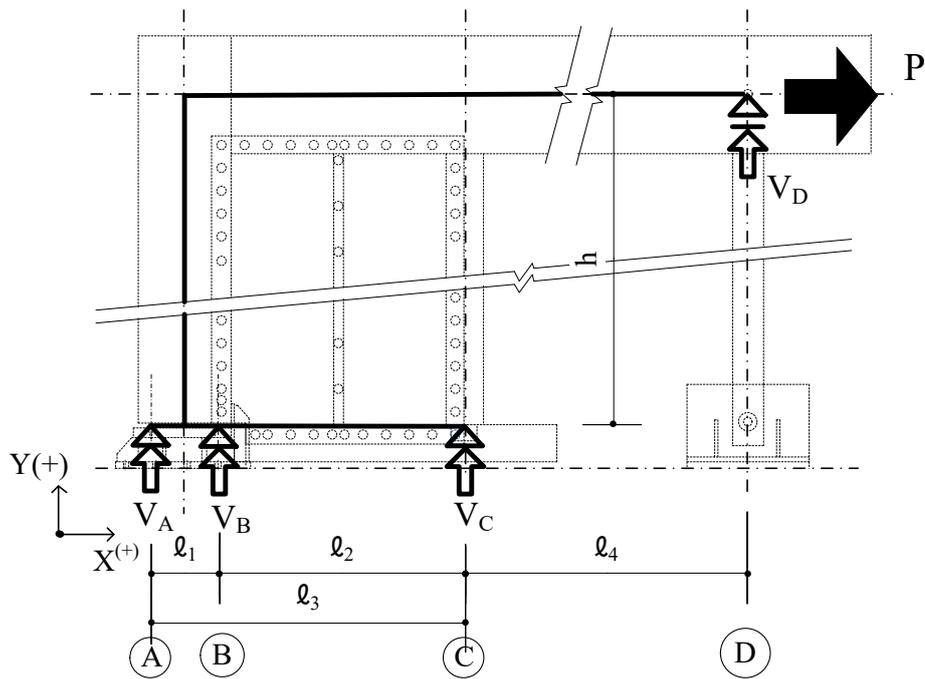


Fig.5-12 外力と支点反力の関係図
(External force and supporting point reactions)

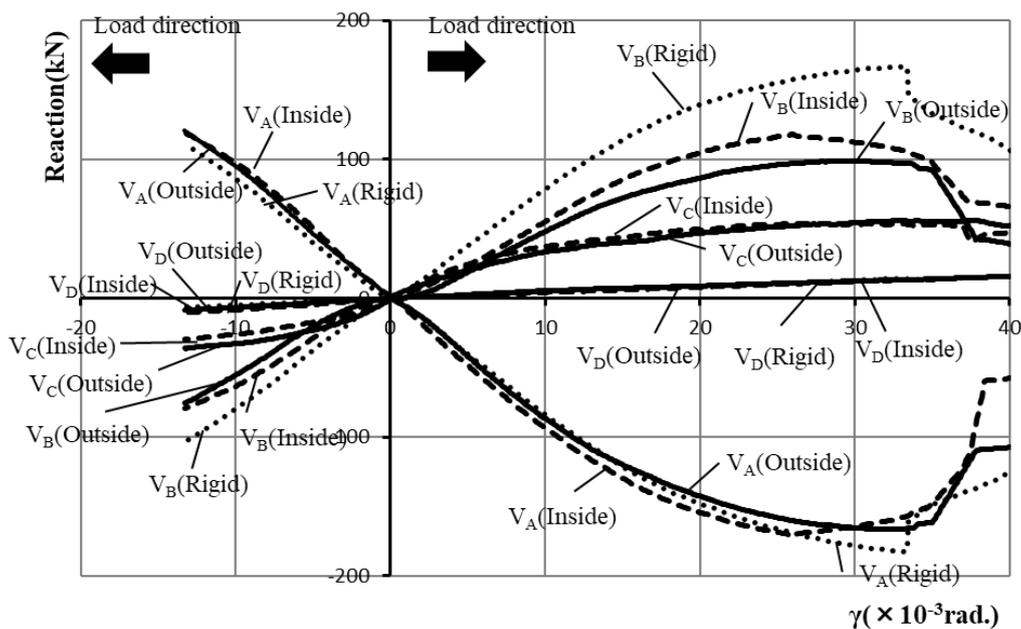


Fig.5-13 各支点反力－変形角関係（Reaction-deformation angle curves）

Table5-7 支点反力の値（Reaction values）

$\gamma = 1/150$	V_A (kN)	V_B (kN)	V_C (kN)	V_D (kN)
		<i>Ratio</i>		
Rigid	-54.15	50.89	-	2.39
Outside	-57.21	28.35	25.21	3.48
<i>Outside / Rigid</i>	<i>1.06</i>	<i>0.56</i>	-	<i>1.46</i>
Inside	-63.62	33.76	29.75	2.64
<i>Inside / Rigid</i>	<i>1.17</i>	<i>0.66</i>	-	<i>1.10</i>

2) 木質ラーメンの負担せん断力の算出

5-3)式、5-4)式から支点反力 V_A 、 V_B を用いて、LSB に発生する軸力を偶力 (N_{cp}) 分と付加軸力 (ΔN) 分に分けて求める。柱脚モーメント (M_{cd}) は、5-5)式より算出する。

$$\Delta N = -(V_A + V_B) \quad \dots \quad 5-3)$$

$$N_{cp} = \Delta N / 2 - V_A = \Delta N / 2 + V_B \quad \dots \quad 5-4)$$

$$Mcd=Ncp \times \ell_1, \quad \ell_1=220 \text{ mm (LSB 間距離)} \quad \dots 5-5)$$

そして、柱脚モーメントからラーメン柱が負担するせん断力 (Q_c) を 5-6)式より算出する。

$$Q_c=Mcd/y_0 \quad \dots 5-6)$$

ここで、 y_0 は反曲点高さとする。木質ラーメン柱に貼付したひずみゲージの値を用いて算出する。

なお、Outside と Inside では、木質ラーメン柱を拘束しているくぎ位置が異なる。そこで、柱に貼付しているひずみゲージへの影響を確認する。Fig.5-14 に Rigid を基準としたラーメン柱の H_1 と H_5 位置の柱左右のひずみ値の比を示した。また、 $\gamma=1/150\text{rad}$ 時の値を示した。ひずみの比は、0.974~1.108 でくぎ位置の違いによる影響は無視できると判断した。

反曲点高さ比 (h_0) を求め、Fig.5-15 に示した。 h_0 は、いずれも $\gamma=0$ 時の約 0.7 から $\gamma=30 (\times 10^{-3}\text{rad.})$ 時の約 0.6 へ直線的に変化する。

$Q_c-\gamma$ 関係を Fig.5-16 及び Table5-8 に示した。Rigid の $Q_c-\gamma$ 関係と試験結果は、よく一致している。また、Rigid、Outside-R、Inside-R の特定変形角のせん断力は、Rigid が最も大きい。Outside-R と Inside-R を比較すると、特定変形角のせん断力は、概ね一致している。

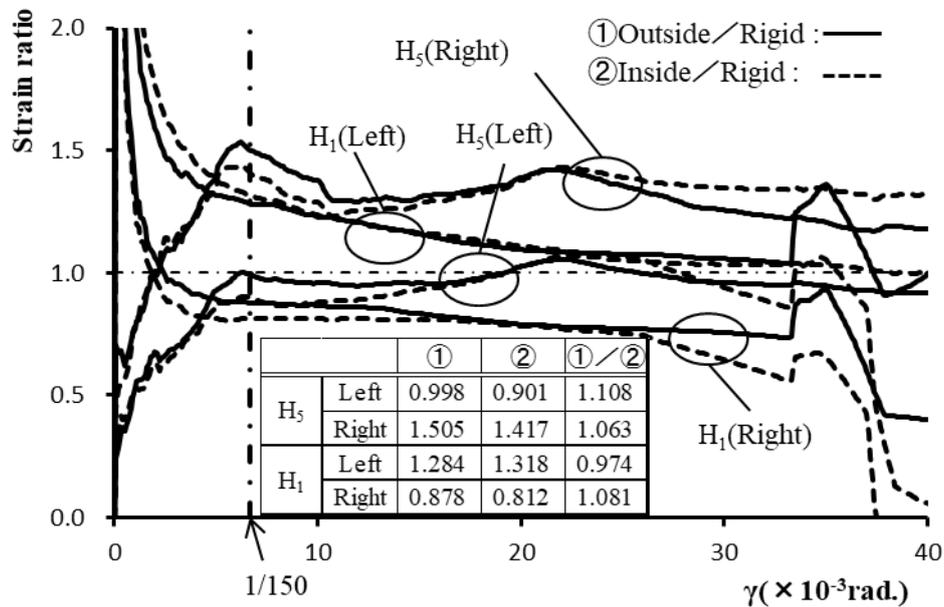


Fig.5-14 ひずみ値の比-変形角関係 (Strain ratio-deformation angle curves)

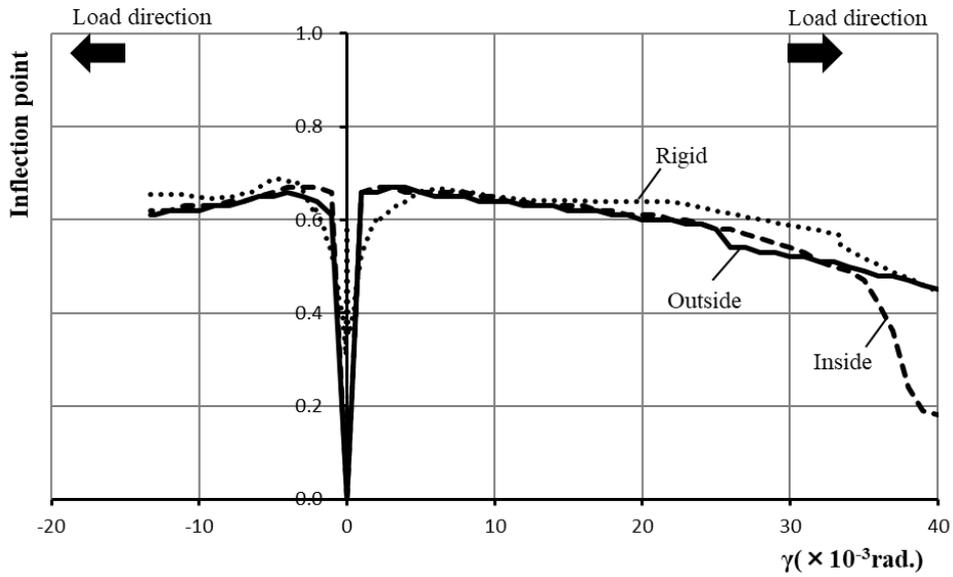


Fig.5-15 反曲点高さ比－変形角関係
(Inflexion point-deformation angle curves)

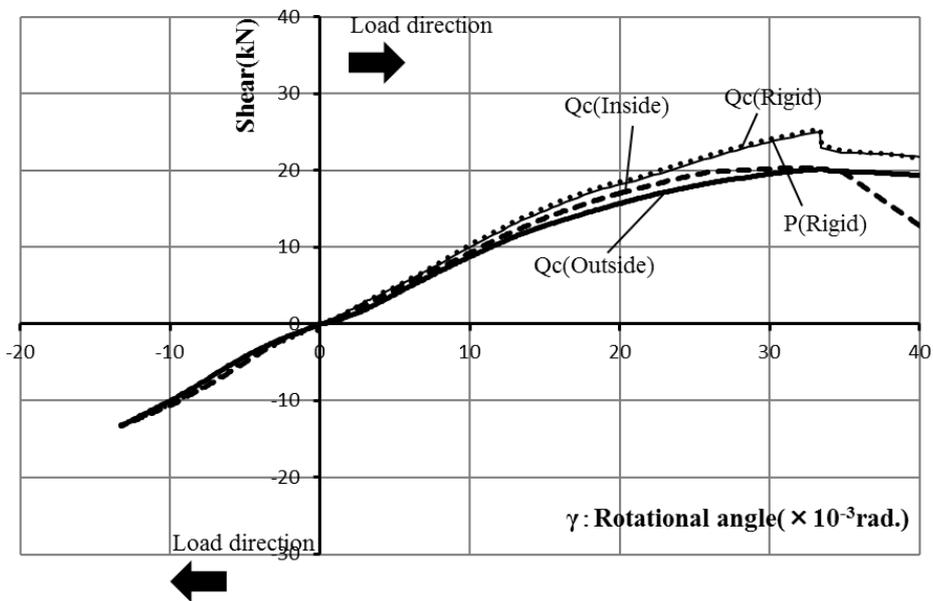


Fig.5-16 せん断力－変形角関係 (Shear-deformation angle curves)

Table5-8 特定変形角時のせん断力値 (Qc values)

	$\gamma(\times 10^{-3}\text{rad.})$ Rotational angle	5	6.6	8.3	10	20	33.3
		(1/200)	(1/150)	(1/120)	(1/100)	(1/50)	(1/30)
Rigid	P(Rigid) (kN)	4.75	6.36	8.19	10.02	18.17	24.95
	Qc(Rigid) (kN)	4.87	6.52	8.42	10.29	18.59	25.33
	$P(\text{Rigid}) / Qc(\text{Rigid})$	0.98	0.98	0.97	0.97	0.98	0.98
Outside-R	Qc(Outside-R) (kN)	3.87	5.51	7.19	8.78	15.71	20.15
	$Qc(\text{Outside-R}) / Qc(\text{Rigid})$	0.79	0.85	0.85	0.85	0.85	0.80
Inside-R	Qc(Inside-R) (kN)	4.40	5.97	7.64	9.29	17.04	20.30
	$Qc(\text{Inside-R}) / Qc(\text{Rigid})$	0.90	0.92	0.91	0.90	0.92	0.80

(4) 耐力要素の加算

Outside と Inside のせん断力 P_s は、5-7)式で示されると仮定する。

$$P_s = Q_c + Q_p \quad \dots \dots 5-7)$$

ここで、

Q_c : 偶力より算出した木質ラーメン柱が負担するせん断力

Q_p : 構造用合板壁が負担するせん断力

5-7)式の $P_s - \gamma$ 関係と試験結果を Fig.5-17(a)、(b)に示す。また、特定変形時のせん断力を Table5-9 に示した。Outsideの方がInsideよりも適合率が高い。

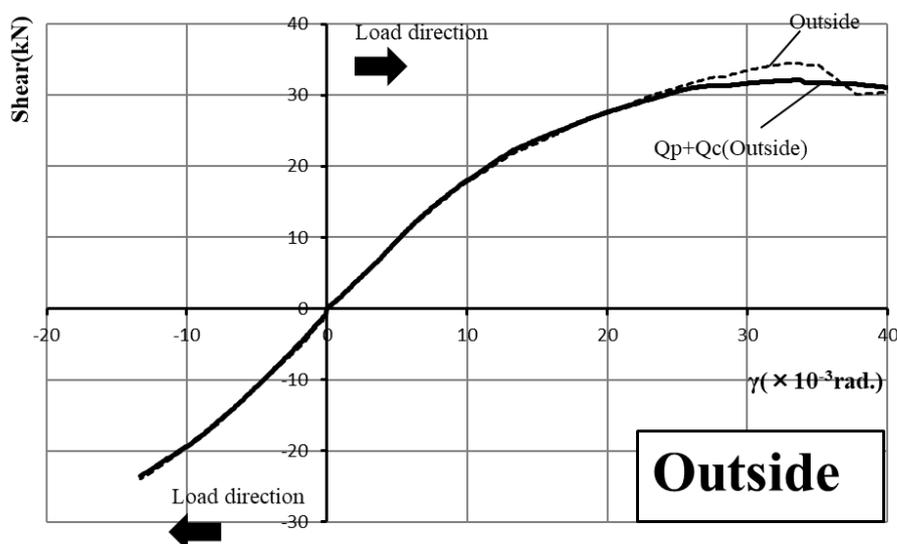


Fig.5-17(a) Outside のせん断力-変形角関係
(Shear-deformation angle curves)

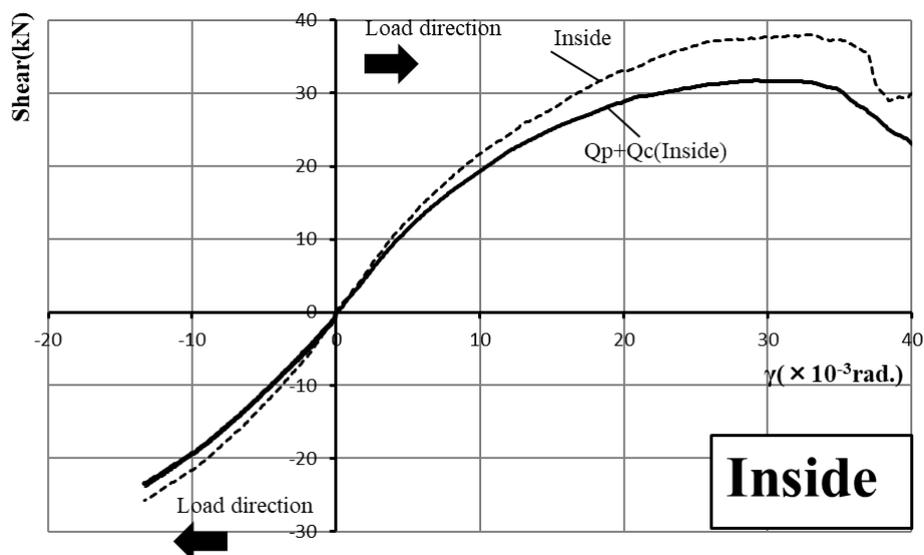


Fig.5-17(b) Inside のせん断力－変形角関係
(Shear-deformation angle curves)

Table5-9 特定変形角時のせん断力値 (Shear values)

	$\gamma(\times 10^{-3}\text{rad.})$ Rotational angle		5	6.6	8.3	10	20	33.3
			(1/200)	(1/150)	(1/120)	(1/100)	(1/50)	(1/30)
Outside	Qc+Qp(Outside)	(kN)	9.51	12.65	15.47	17.98	27.60	32.08
	Outside	(kN)	9.37	12.43	15.24	17.75	27.71	34.49
	$Qc+Qp(Outside) / \text{Outside}$		1.01	1.02	1.02	1.01	1.00	0.93
Inside	Qc+Qp(Inside)	(kN)	11.41	14.35	16.98	19.37	28.87	31.38
	Inside	(kN)	12.56	16.00	18.96	21.71	32.97	37.77
	$Qc+Qp(Inside) / \text{Inside}$		0.91	0.90	0.90	0.89	0.88	0.83

5.4.2 完全弾塑性モデル

本耐力要素の短期許容せん断耐力 (P_a) が、「木質ラーメン単体試験 (本研究では、Rigid)」と「単体耐力壁の試験 (本研究では、Wall-O と Wall-I)」から求めることができれば便利である。それぞれの P_a から本耐力要素の P_a を推定する。

本研究では、 P_a のもとになる短期基準せん断耐力 (P_0) を特定変形角時 (1/150) の耐力と設定する。

(1) 完全弾塑性モデル化の概要

本耐力要素の挙動の概略を Fig.5-18 に示す。モデル化の際、次の事項を仮定する。

- 1). ラーメン柱脚の回転中心は、柱芯にあるものとする。
- 2). ラーメン柱にくぎ打ちされた構造用合板のくぎ位置の浮き上り量は、ラーメン柱脚の回転角 (γ_c) で定まる。
- 3). 本耐力要素の見かけのせん断変形角と γ_c の関係は、Rigid の試験結果で定める。(Fig.5-19)
- 4). 管柱のめり込み変位と見かけのせん断変形角関係は、めり込み実験と単体壁の強度及び壁幅から求めるが、本耐力要素のケースでは、Fig.5-20 のように設定する。

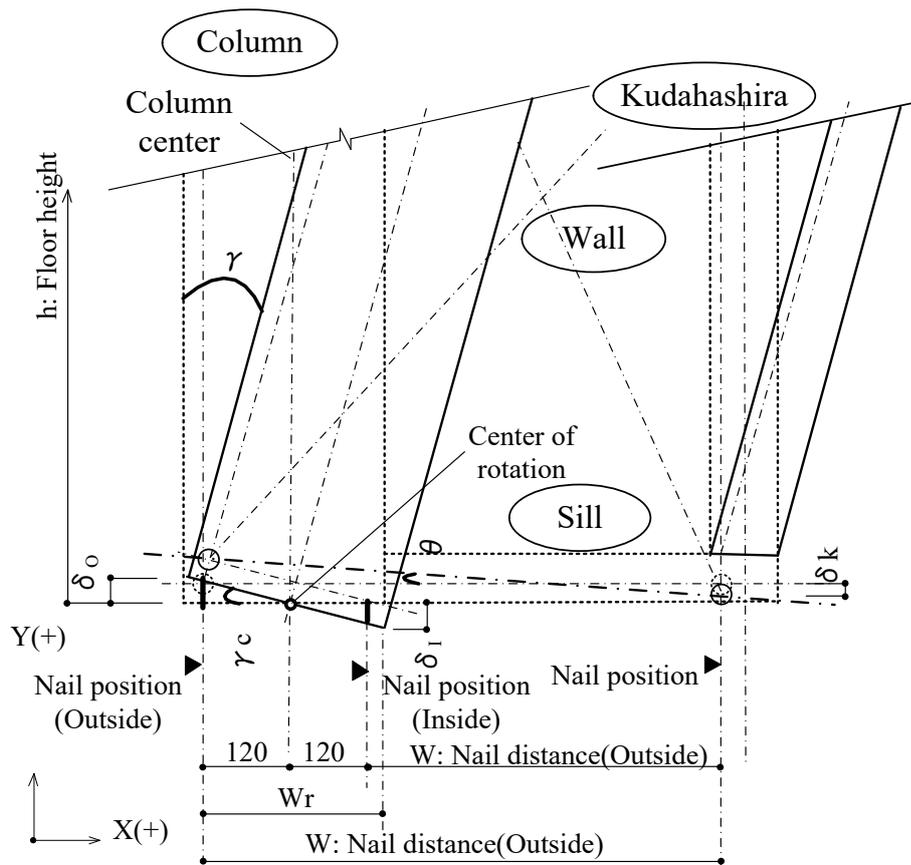


Fig.5-18 本耐力要素の挙動の概念図 (Behavior of γ_0 , γ_c , γ)

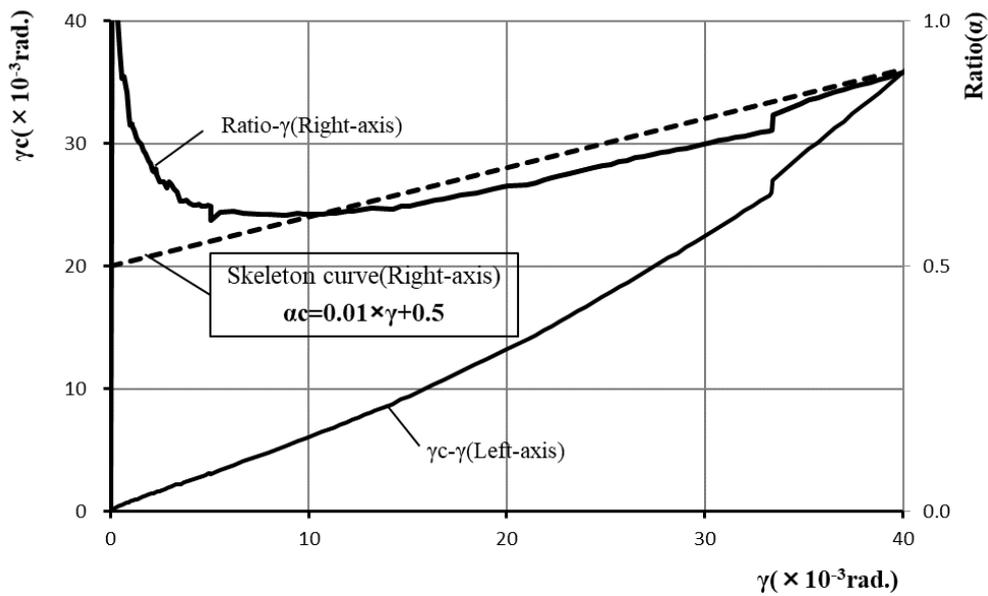


Fig.5-19 Rigid の柱脚回転角－変形角関係
(Column rotation-deformation angle curve (Rigid))

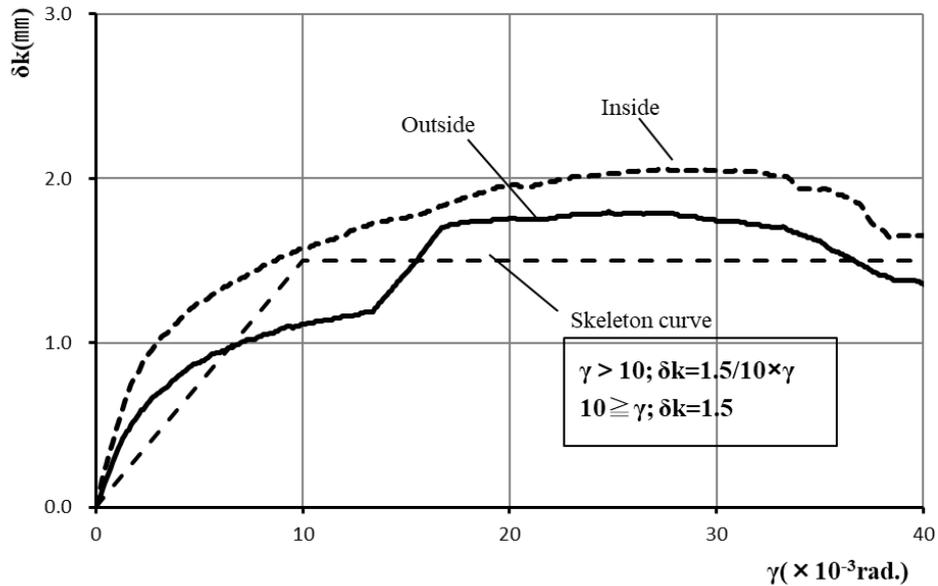


Fig.5-20 管柱のめり込み変位－変形角関係
(Displacement-deformation angle curves (kudahashira))

(2) 構造用合板壁のモデル化

モデル化の方法は、1)～4)とする。

- 1). Fig.5-18 に示すくぎ位置の柱脚の浮上り量 δ_0 は、 γ_c から求める。ここで、 γ_c は、Fig.5-19 に示すように、 γ に α_c を乗じて算出する。
- 2). 管柱のくぎ位置軸変位 (δk) を求める。前述のように、ここでの設定を Fig.5-20 に示す。
- 3). 1)と 2)から θ を求め、 $\gamma_0 = \gamma - \theta$ を算出する。そして、完全弾塑性モデルの $Q_p - \gamma$ 関係を求める。

完全弾塑性モデルを算出する際に用いた $\gamma_0 - \gamma$ 関係を Fig.5-21 に示す。 $Q_p - \gamma$ 関係とその完全弾塑性モデルを Fig.5-22(a)、(b)にそれぞれ示す。完全弾塑性モデルの $Q_p - \gamma$ 関係を本耐力要素内の荷重－変形角関係モデルとする。

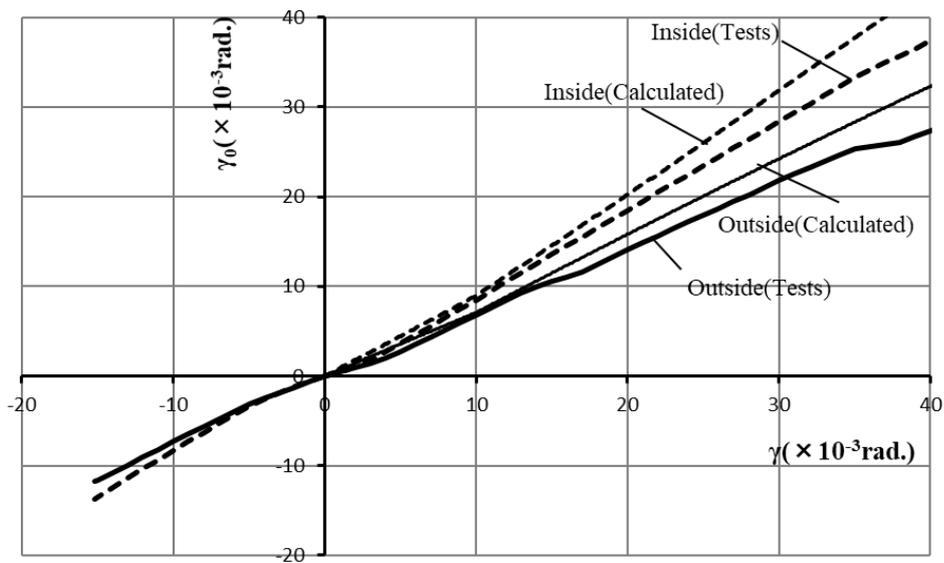


Fig.5-21 γ_0 -変形角関係 (γ_0 -deformation angle curves)

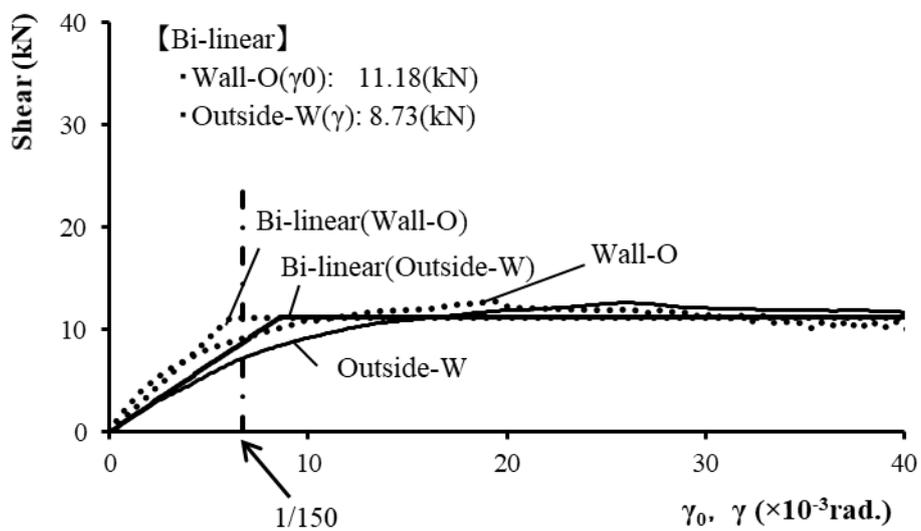


Fig.5-22(a) Outside のせん断力-変形角関係
(Shear-deformation angle curves (Outside))

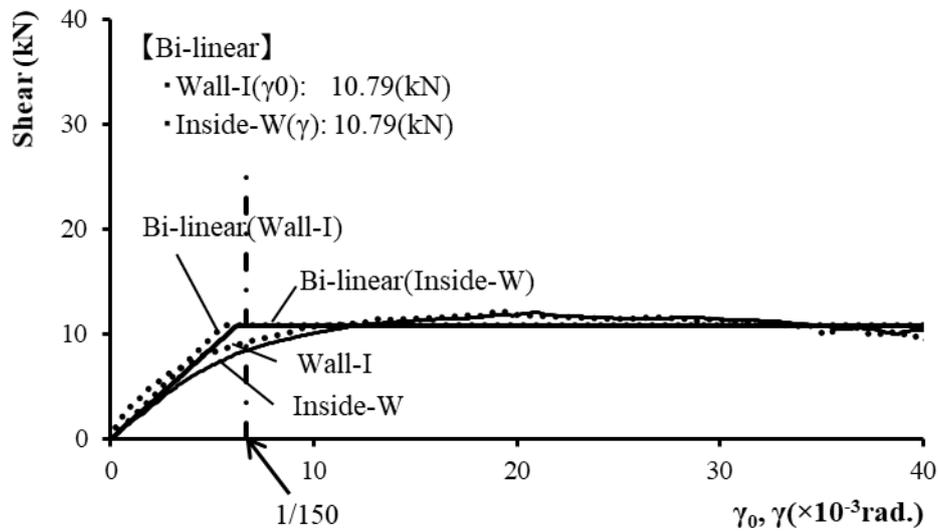


Fig.5-22(b) Inside のせん断力－変形角関係
(Shear-deformation angle curves (Inside))

(3) ラーメンのモデル化

① Rigid のモデル

- 1). γ_c は、Fig.5-19 の γ に α_c を乗じて算出する。 $(\gamma_c = \alpha_c \cdot \gamma)$
- 2). Rigid の引張側 LSB 軸力 (N_{cp})－軸変形 (δ_L) 関係を完全弾塑性にモデル化する。なお、軸力は、LSB 引張側の 2 本分である。
- 3). N_{cp} － γ_c 関係を求める。ここで、柱脚の回転中心は、前述のように柱芯にあるとする。本ケースでは、Fig.5-23 の $\delta_L = 0.11 \gamma_c$ より 2) の N_{cp} － δ_L 関係を N_{cp} － γ_c 関係に変換する。さらに、Fig.5-19 と $\gamma_c = \alpha_c \cdot \gamma$ から算出する。
- 4). Rigid の柱脚モーメント (M_{cd}) は、 N_{cp} に LSB 間距離 (l_1) を乗じて算出する ($M_{cd} = N_{cp} \times l_1$)。 M_{cd} を反曲点高さで除して柱のせん断力 (Q_c) を算出し、 Q_c － γ モデルとする。このとき、反曲点高さ比は、0.7 とする。

② Outside-R と Inside-R のモデル

- 1). Outside-R と Inside-R の $N_{cp} - \delta_L$ 関係は、Rigid の $N_{cp} - \delta_L$ 関係を補正して求める。Outside-R、Inside-R における LSB の降伏相当軸力 (oNy, iNy) を求める。Rigid の降伏軸力 (rNy) から構造用合板壁の軸力 (Np) を LSB の支点 A 点、B 点で按分して 1/2 を減じて求める。ここで、 Np は、 $\gamma = 1/150$ 時とし、 $Np = Qp \times (\text{くぎの高さ方向距離}) / (\text{くぎのスパン方向距離})$ で算出する。Table5-10 及び Fig.5-24 に、設定した降伏相当軸力と降伏変位を示す。
- 2). ①Rigid のモデルの項 3)~4)の方法で Outside-R と Inside-R の $Qc - \gamma$ モデルを求める。

モデルと試験結果を Fig.5-25 に示した。

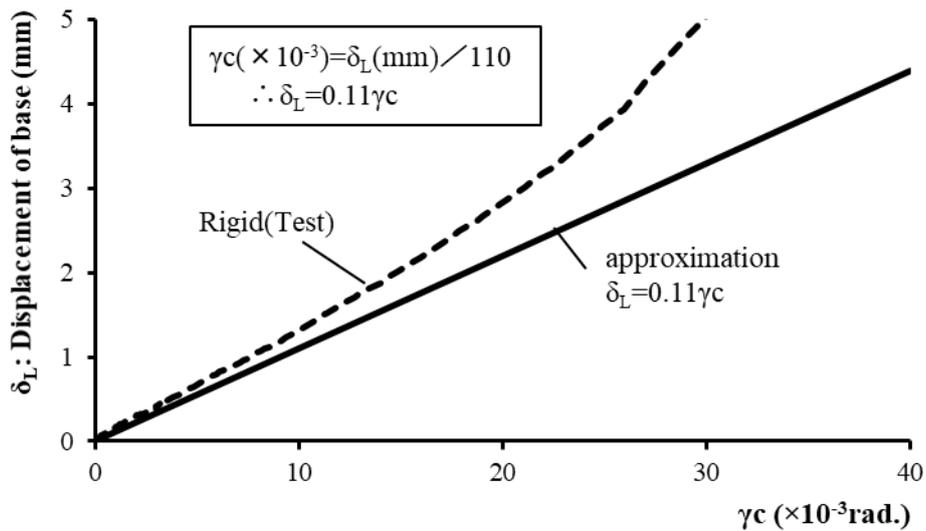


Fig.5-23 Rigid の軸変位－変形角関係
(Displacement-deformation angle curve (Rigid))

Table5-10 降伏相当軸力と降伏変位

(Equivalent yield axial force of each case)

		Axial force (kN)	δv (mm)
Rigid	rN_y	163.27	1.62
Outside	oN_y	148.00	
Inside	iN_y	144.39	

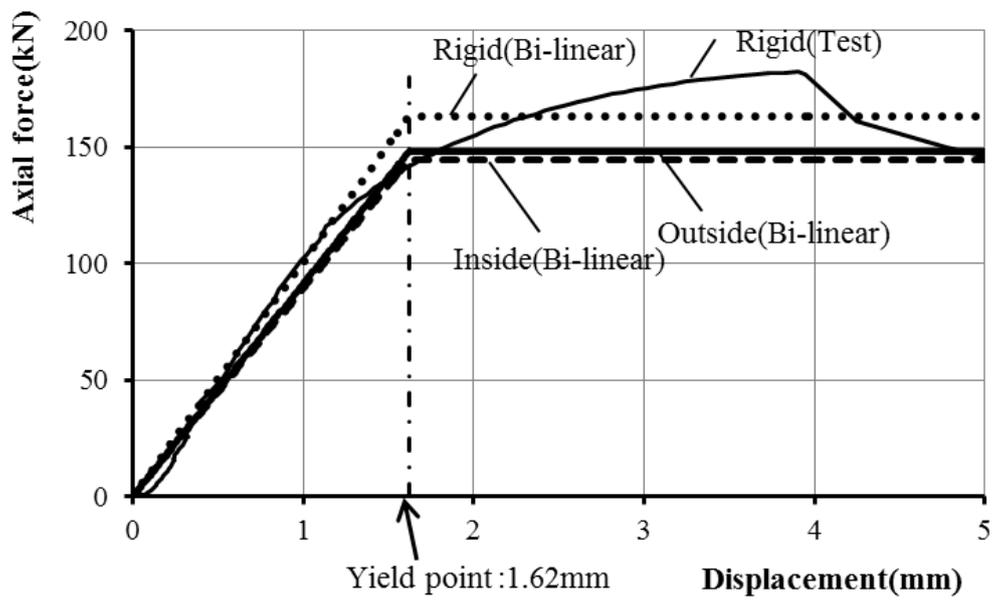


Fig.5-24 Rigid の軸方向力 - 軸変位関係
(Axial force-displacement curve (Rigid))

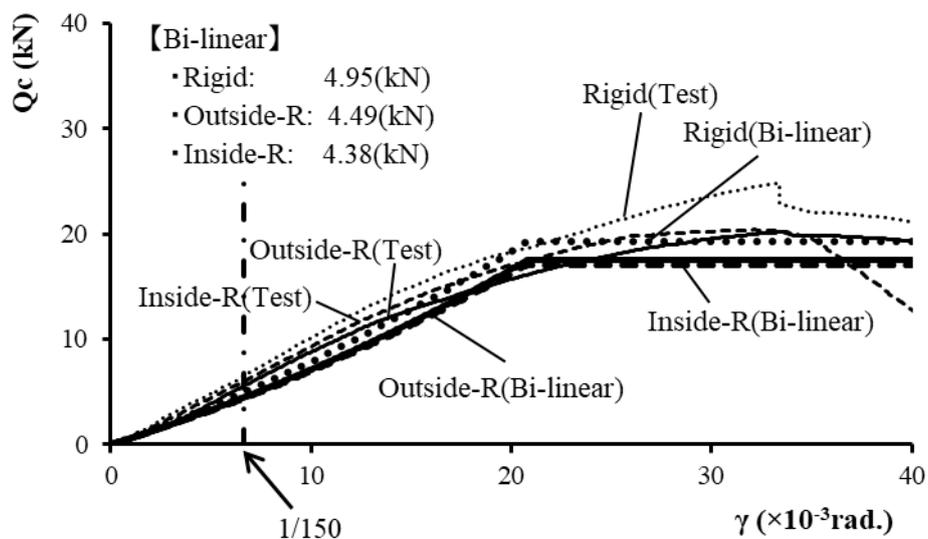


Fig.5-25 せん断力 - 変形角関係
(Shear-deformation angle curves (Bi-linear models))

(4) Outside、Inside の検証

(2)節の $Q_p - \gamma$ 関係と(3)節の $Q_c - \gamma$ 関係を加算し、試験の完全弾塑性モデルと比較する。Fig.5-26(a)に Outside、Fig.5-26(b)に Inside を示す。比率は、Outside で 1.14、Inside で 1.05 となった。

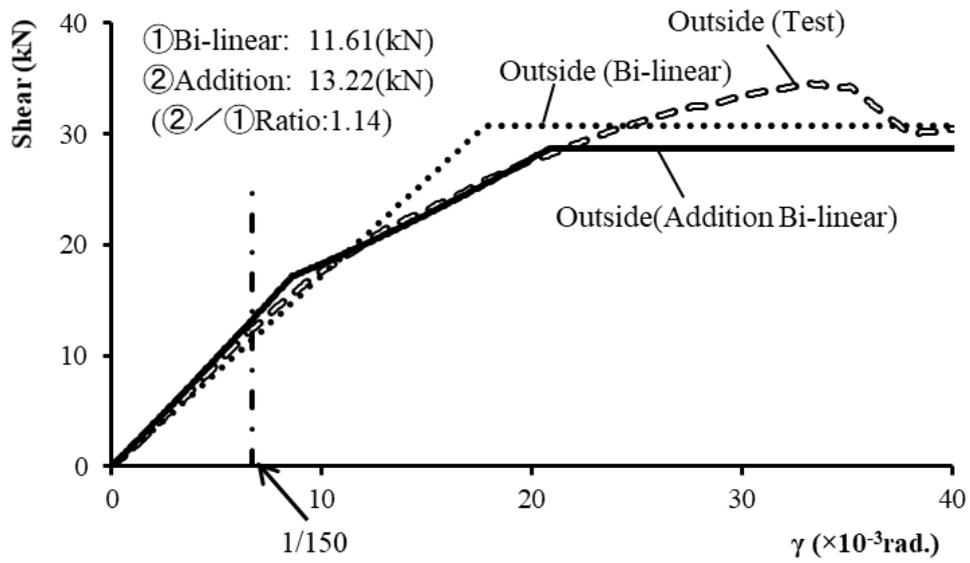


Fig.5-26(a) Outside のせん断力 - 変形角関係
 (Shear-deformation angle curves (Outside))

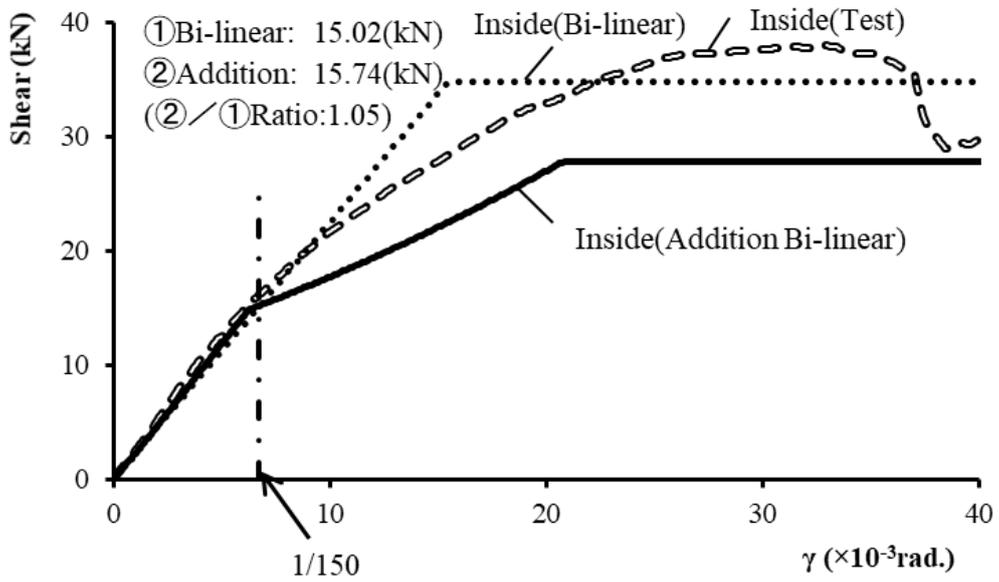


Fig.5-26(b) Inside のせん断力 - 変形角関係
 (Shear-deformation angle curves (Inside))

(5) 壁の降伏せん断耐力を変動因子とした耐力要素の耐力

本耐力要素を構成する構造用合板壁のくぎの間隔を変動因子として、本耐力要素の短期基準せん断耐力を考察する。さらに、ラーメンと単体壁のそれぞれの P_0 から組み合わせて用いる時の低減率 (β) を算出する。

想定する単体壁は、Table5-11 に示す 7 種類とする。 γ_v は降伏点変形角、 P_u は終局耐力である。ここでは、N50@75 の実験値の P_u を基準値として、くぎ間隔に応じて他の P_u を設定した。

Table5-11 の構造用合板壁の $Q_p - \gamma$ 関係は、(2)節の方法で求めた。また、ラーメンの $Q_c - \gamma$ 関係は、(3)節の方法により求めた。Table5-12 に構造用合板壁から発生する軸力を示す。ラーメンの LSB の軸耐力は、表の値の 1/2 を減じて求めた。

結果を Table5-13 及び Fig.5-27 に示す。Outside、Inside とも構造用合板壁の低減率は、壁耐力に関係なく一定値を示す。また、壁耐力が大きくなると Rigid の β は、小さくなる。

なお、負加力側について、N50@75 の β を Table5-14 に示す。構造用合板壁による柱軸力が圧縮軸力になる。よって、LSB には、圧縮軸力が加わることからラーメン部分の P_0 は Rigid よりも上昇する。ここでは、 $\beta = 1.0$ とした。一方、構造用合板壁のラーメン柱側の浮上りは、Outside は下向き側、Inside は上向き側となる。よって、負加力時の Inside の真のせん断変形角は、見かけ以上になり、負担せん断力は大きくなる。設計としては $\beta = 1.0$ で安全側となる。Outside も LSB が座屈しなければ $\beta = 1.0$ でよい。

Table5-11 Pu 値の設定 (Setting Pu value)

Nail	α	Wall-O		Wall-I	
		γ_v ($\times 10^{-3}$ rad)	Pu (kN)	γ_v ($\times 10^{-3}$ rad)	Pu (kN)
N50@50	1.500	6.091	16.776	5.522	16.187
N50@75	1.000		11.184		10.791
N50@100	0.750		8.388		8.093
N50@125	0.600		6.714		6.475
N50@150	0.500		5.592		5.396
N50@175	0.429		4.793		4.625
N50@200	0.375		4.194		4.047

Table5-12 構造用合板壁から発生する軸力 (Axial force of each case)

N50	@50	@75	@100	@125	@150	@175	@200
Outside(kN)	45.83	30.55	22.92	18.33	15.28	13.09	11.46
Inside(kN)	56.65	37.77	28.33	22.66	18.88	16.19	14.16

Table5-13 せん断力値 (Stress values)

Nail Position	nail(N50)	Element	Wall	Rigid	Stress (addition)	
Outside	@200	Single(kN)	4.19	4.95	9.15	
		Structure(kN)	3.27	4.78	8.05	
		β	0.781	0.965	0.880	
	@175	Single(kN)	4.79	4.95	9.74	
		Structure(kN)	3.74	4.75	8.49	
		β	0.781	0.960	0.872	
	@150	Single(kN)	5.59	4.95	10.54	
		Structure(kN)	4.36	4.72	9.08	
		β	0.781	0.953	0.862	
	@125	Single(kN)	6.71	4.95	11.66	
		Structure(kN)	5.24	4.67	9.91	
		β	0.781	0.944	0.850	
	@100	Single(kN)	8.39	4.95	13.34	
		Structure(kN)	6.55	4.60	11.15	
		β	0.781	0.930	0.836	
	@75	Single(kN)	11.18	4.95	16.14	
		Structure(kN)	8.73	4.49	13.22	
		β	0.781	0.906	0.819	
	@50	Single(kN)	16.78	4.95	21.73	
		Structure(kN)	13.09	4.26	17.35	
		β	0.781	0.860	0.799	
	Inside	@200	Single(kN)	4.05	4.95	9.00
			Structure(kN)	4.05	4.74	8.78
			β	1.000	0.957	0.976
		@175	Single(kN)	4.62	4.95	9.58
			Structure(kN)	4.62	4.71	9.33
			β	1.000	0.950	0.974
@150		Single(kN)	5.40	4.95	10.35	
		Structure(kN)	5.40	4.67	10.06	
		β	1.000	0.942	0.972	
@125		Single(kN)	6.47	4.95	11.43	
		Structure(kN)	6.47	4.61	11.08	
		β	1.000	0.931	0.970	
@100		Single(kN)	8.09	4.95	13.04	
		Structure(kN)	8.09	4.52	12.62	
		β	1.000	0.913	0.967	
@75		Single(kN)	10.79	4.95	15.74	
		Structure(kN)	10.79	4.38	15.17	
		β	1.000	0.884	0.964	
@50		Single(kN)	16.19	4.95	21.14	
		Structure(kN)	16.19	4.09	20.28	
		β	1.000	0.827	0.959	

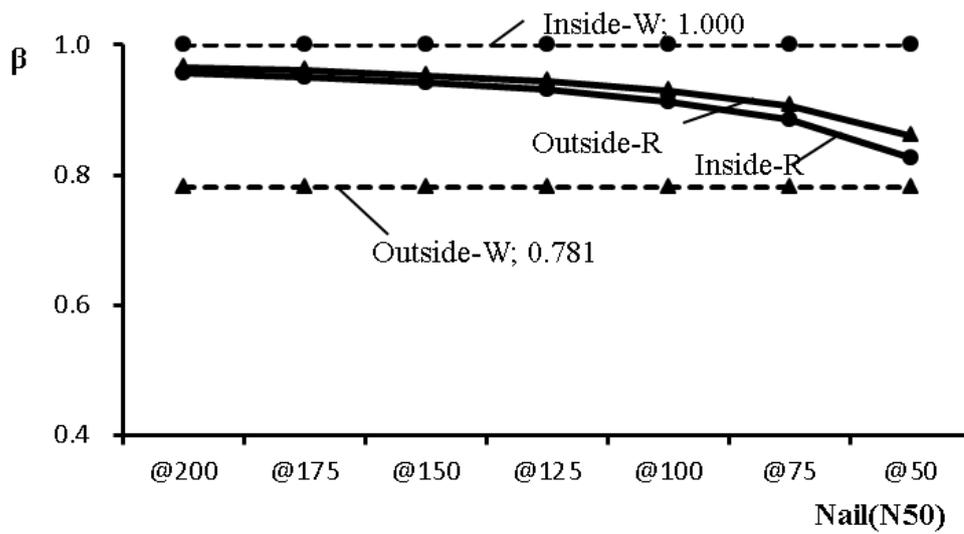


Fig.5-27 単体と耐力要素体内の耐力比
(Ratio of simple type to shear element)

Table5-14 結果と比率 (Results and assumption)

N50@75	Outside				Inside			
	←direction		→direction		←direction		→direction	
Plywood wall	1.000	<i>assu</i>	0.781	results	0.781	<i>assu</i>	1.000	results
Semi-rigid frame	1.000	<i>-mption</i>	0.906		1.000	<i>-mption</i>	0.884	

5.5 結 論

木質ラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素のモデルを分析した結論は、以下のとおりである。なお、第5章の結論は LSB を用いた木質ラーメン接合部で、柱脚が先行破壊する場合である。

- 1). 単体の木質ラーメンと合板壁を加算したせん断力-変形角から算出した特性値と本耐力要素の特性値を比較する。結果は以下となる。
 - ・ **Outside** のとき、加算から求めた初期剛性は 20%大きい。また、1/150 時のせん断力は、25%大きい。
 - ・ **Inside** のとき、加算から求めた初期剛性は 7%大きい。また、1/150 時のせん断力は、3%小さい。
- 2). 本耐力要素のうち構造用合板壁の負担せん断力は、単体の構造用合板壁の荷重-真のせん断変形角関係の真のせん断変形角を見かけのせん断変形角に置換し、変形角を補正することで算出できる。
- 3). 本耐力要素の木質ラーメン柱の負担せん断力-変形角関係は、支点反力の力の釣合いから算出した柱脚 LSB の軸力を用いることで再現できる。
- 4). 本耐力要素の木質ラーメンの柱脚には、柱脚の偶力によるモーメントが発生する。
- 5). 本耐力要素の短期基準せん断耐力は、木質ラーメン単体と単体合板壁の短期基準せん断耐力に係数を乗じて加算する。
- 6). 単体合板壁の低減率 β は、耐力に関係なく一定値となる。このとき、低減率 β は、**Inside** よりも **Outside** の方が小さい。
- 7). 本耐力要素内の木質ラーメン部分の短期基準せん断耐力は、構造用合板壁から発生する軸力値で変化する。軸力が大きくなるほど短期基準せん断耐力を低減する。

(余 白)

第 6 章 面材耐力壁を設置した木質ラーメン架構の構造特性
～ 柱脚を接触とした場合 ～

6.1 概 要

第 5 章で、木質ラーメン（以下、ラーメン）柱に、剛性の確保と耐力を向上させるために耐力壁を組み合わせた「壁付ラーメンフレーム」の構造特性を、実験と解析から分析した。想定する壁付ラーメンフレームは、幅 4～6m で、柱はり接合部と柱脚の圧縮・引張り部分にラグスクリーボルト（以下、LSB）文献 6-1)～6-12)を取り付けたものである。耐力壁は、構造用合板（以下、合板）をくぎ打ちした。そして、くぎ打ち間隔でその剛性と耐力をコントロールした。

ラーメンに耐力壁を組み合わせると、耐力壁の挙動と壁端柱の引き抜きが、ラーメンフレームの挙動に影響することが懸念される。第 5 章で、門型ラーメンフレームを中央でカットした試験体（以下、ハーフラーメン）の実験と解析を実施した。

その結果は、以下の通りである。

① 壁付ラーメンの短期許容せん断耐力は、ラーメン単体と合板壁単体のそれぞれの短期許容せん断耐力に低減係数を乗じて加算する。

② 合板壁をラーメン柱にくぎで直張りするとき、ラーメン柱の外側よりも内側に直張りする方が耐力で有効である。

等々の結論を得た。第 6 章と第 7 章では、さらに門型ラーメンフレームの試験体による実験も実施して、解析を進めた。

ここで、壁付ラーメンフレームとして、3 種類の構面を設定した。3 種類とは、以下である。

- ① ラーメン柱に合板壁の片側を直張りして耐力壁を設置した場合
- ② ラーメンフレームの中央部に、耐力壁を設置した場合
- ③ ラーメンフレームの端部に耐力壁を設置した場合

第 6 章、第 7 章の目的は、これらの壁付ラーメンフレームの短期許容せん断耐力の算出方法を提案することである。

第 6 章では、柱脚を接触させた Half ラーメンと Full ラーメンの試験を実施し、試験結果の荷重 - 変形角関係の加算を検証する。また、水平耐力の逆対称性を確認する。検証するラーメンは、以下の 2 種類である。

- ①木質ラーメン柱に合板壁の片側を直張りした壁付ラーメン
- ②木質ラーメンフレーム内の中央部に合板壁を設置した構面

6.2 柱脚を接触とした木質ラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素の試験

(1) 試験体概要

試験体一覧を Table6-1 に示す。幅 4m の門型ラーメンフレームで、門型の「Full シリーズ」と門型を半分とした「Half シリーズ」の 2 種類である。ここで、ラーメンに直交する構面は、120×120 の柱を有する軸組構法を想定した。直交構面で柱外面合わせとするため、ラーメン柱外面から 60mm 位置からの幅を設定した。Full シリーズから、実大試験のデータを収集する。Half シリーズは、荷重-変形角関係を加算して、水平加力時の逆対称性（以下、逆対称性）を確認するための試験体である。

Half シリーズ、Full シリーズともに、壁付ラーメンの試験体を作成した。合板壁の取付け位置は、第 5 章で、有利な結果を示した「内付」とした。内付とは、右加力（正加力）時に LSB の圧縮軸力が発生する位置付近に合板壁のくぎを打ち付けた試験体のことである。なお、くぎ打ち間隔は、150mm とした。

Half シリーズの試験体は、壁なしと壁付きがあり、さらにそれぞれに、正加力用と負加力用の 2 種類がある。Full シリーズは、ラーメン単体が 2 体（ともに正加力のみ）、ラーメンに合板壁を直張り（内付）した試験体が 2 体（正負各 1 体ずつ）、ラーメンフレーム内に合板壁を中央付近に配置した試験体を 1 体（正加力のみ）とした。また、合板壁単体の試験体を 1 体とした。合板壁を端部に設置した試験体は実施していない。

試験体概要図を Fig.6-1、Fig.6-2 に示す。試験体の写真を Photo6-1 に示す。また、試験体の部材一覧を Table6-2 に示す。

Table6-1 試験体一覧 (List of specimens)

Model size	Specimen	○: Exist, -: Not exist		Specimen number	Figure	Feature	Load direction
		Wooden rigid frame	Plywood wall				
Half	T.HR+	○	-	1	Fig.6-1(a)	Semi-rigid frame without plywood wall	→
	T.HR-	○	-	1	Fig.6-1(a)	Semi-Rigid frame without plywood wall	←
	T.HWD@150+	○	○	1	Fig.6-1(b)	Nailed on column directly N50@150	→
	T.HWD@150-	○	○	1	Fig.6-1(b)	Nailed on column directly N50@150	←
Full	T.FR1+ T.FR2+ (T.FR+)	○	-	2	Fig.6-2(a)	Semi-Rigid frame without plywood wall	→
	T.FWD@150+	○	○	1	Fig.6-2(c)	Nailed on column directly N50@150	→
	T.FWD@150-	○	○	1	Fig.6-2(c)	Nailed on column directly N50@150	←
	T.FWC@150+	○	○	1	Fig.6-2(d)	Nailed on center framework N50@150	→
Frame-work	T.W@150+	-	○	1	Fig.6-2(b)	Nailed on framework N50@150	→

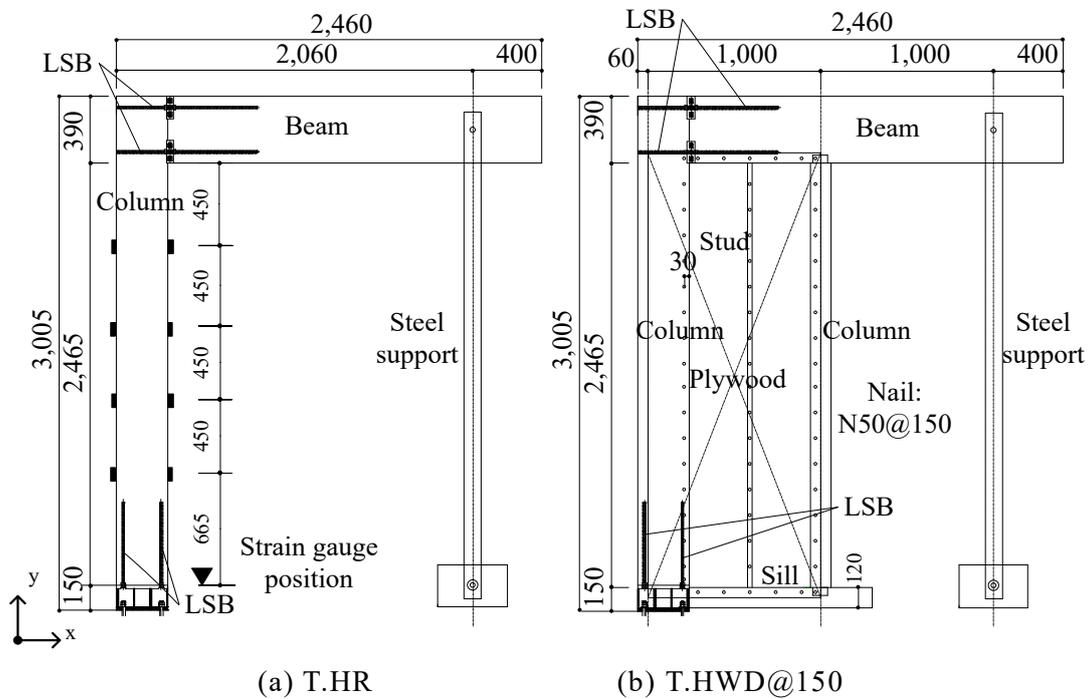
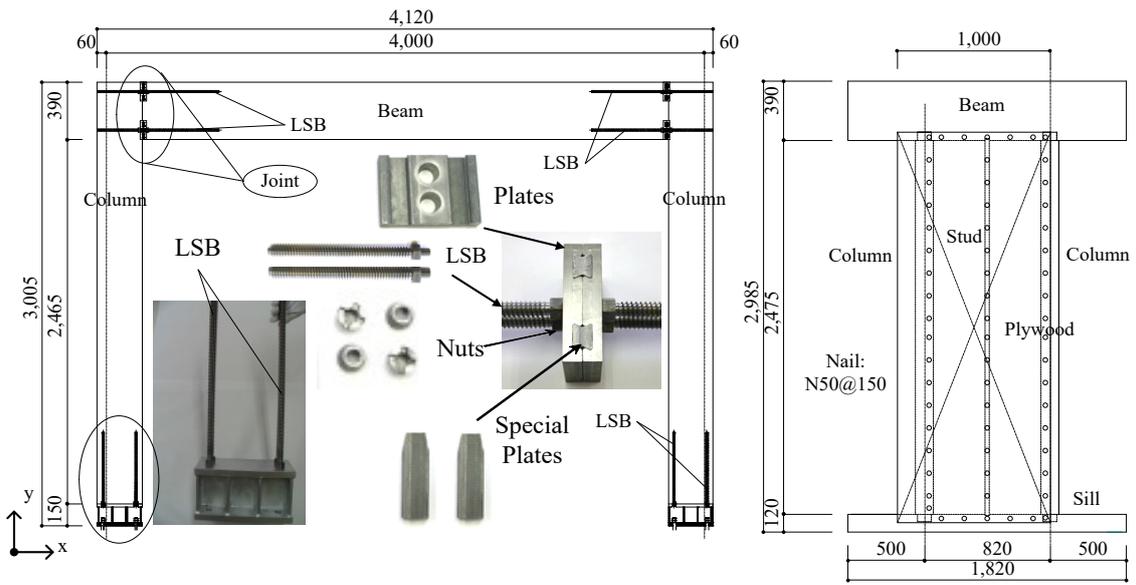


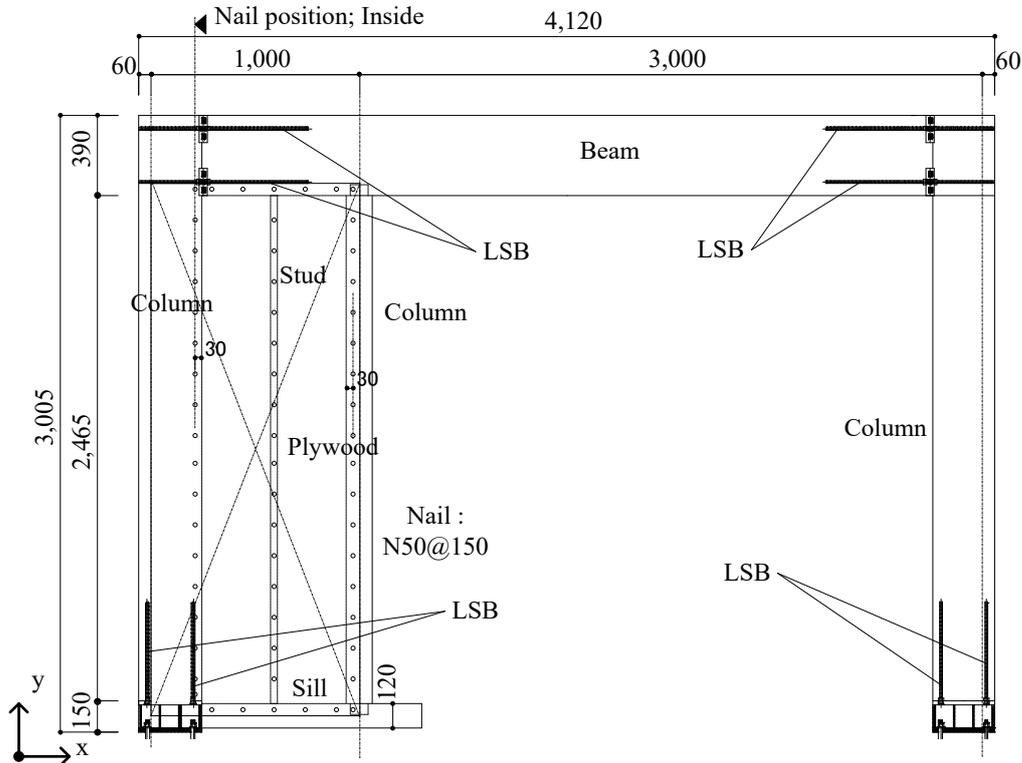
Fig.6-1 Half 試験体概要図 (Specimen of Half)



(a) T.FR1, T.FR2 (T.FR)

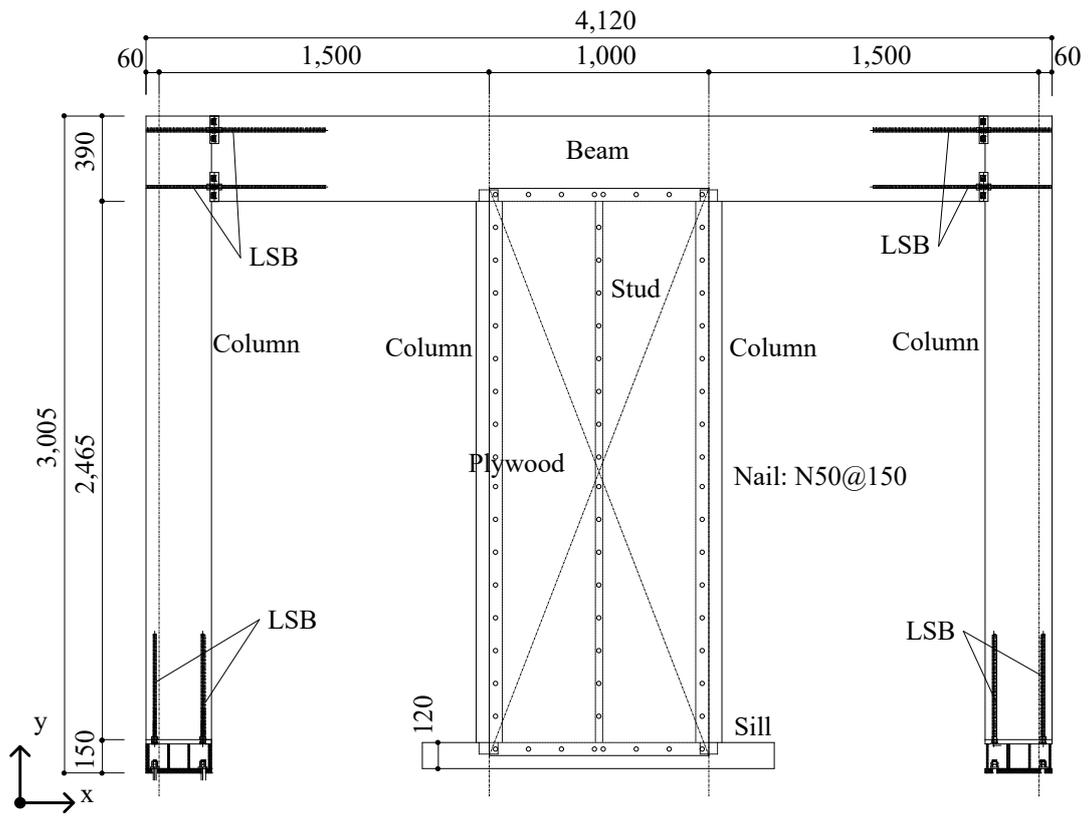
(b) T.W@150

Fig.6-2(a)、(b) 試験体概要図 (Specimen of Full, Wall)



(c) T.FWD@150

Fig.6-2(c) Full 試験体概要図 (Specimen of Full)



(d) T.FWC@150

Fig.6-2(d) Full 試験体概要図 (Specimen of Full)



1) T.HR

2) T.HWD@150



3) T.FR

4) T.FWD@150



5) T.FWC@150

Photo6-1 試験体の写真

Table6-2 試験体の部材一覧 (Main element of specimens)

Element		Material	Dimension (mm)
Wooden element	Beam of semi-rigid frame	Red pine, Luminated lumber (E 105 –F 300)	120 × 390
	Column of semi-rigid frame		120 × 300
	Plywood	Structural plywood(JAS)	t= 9
	Nail	N 50 (JIS A 5508)	φ 2.75 × 50
	Column	Red pine, Luminated lumber (E 95 –F 315)	120 × 120
	Stud		30 × 120
	Sill		120 × 120
Hardware	LSB	S 45 C(JIS G 4501)	φ 16
	Hardware plate		88 × 130, t= 20
	Original nut		φ 25 × 17
	Wedge shape hardware		20 × 27 × 90
	Column base hardware		120 × 300 × 150

(2) 試験方法

加力は、試験体のはりに設置した冶具を介して、アクチュエータ(容量 200kN、最大ストローク 600mm)により行った。なお、Half シリーズは、両端をピンとした溝形鋼ではり端部を支持した。加力は、変位制御とし、正負交番繰り返し加力(原則 3 回)とした。見かけのせん断変形角(γ)で、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50(正側のみの 3 回)、1/30(1 回)とした。正加力側で最大荷重に達した後、最大荷重の 80%荷重に低下するまで加力するか、見かけの変形角が 1/10rad 以上に達するまで加力した。また、合板壁(T.W@150+)の試験は、タイロッド形式で実施した。制御変形角は真のせん断変形角(γ_0)で、1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50 で 3 回、1/30 で 1 回とし、その後他の試験と同様の方法で加力した。

6.3 試験結果

荷重－変形角関係の加算の検討をする。

Half シリーズと Full シリーズの荷重－変形角関係の正側の包絡線を Fig.6-3(a)と(b)に示す。ここで、T.FR1+と T.FR2+の平均を T.FR+とした。以降、第6章と第7章の検討は、T.FR+を用いる。

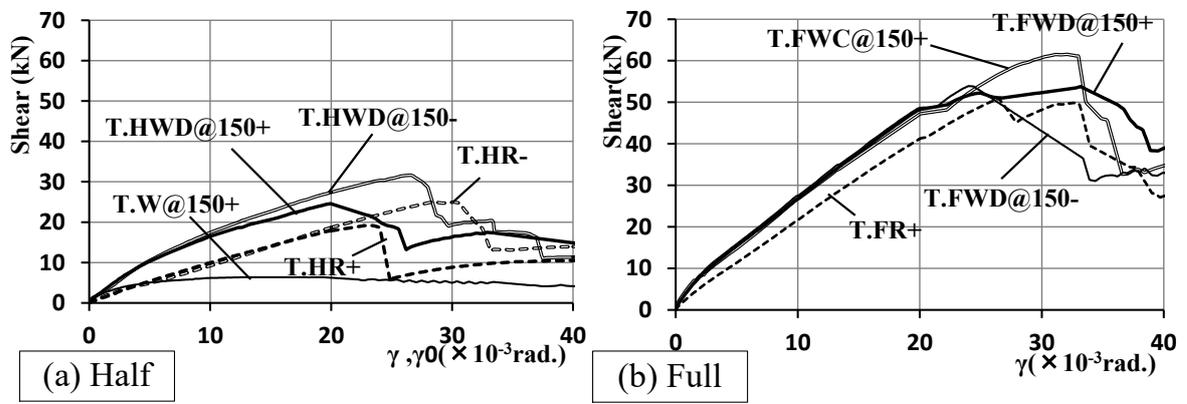


Fig.6-3 荷重－変形角関係 (Shear-deformation angle)

6.4 試験加算の比較

試験加算が成立すれば、実大試験を実施しなくてもラーメン、合板壁の試験結果を足し合わせることで想定する構面の荷重（P）－変形角（ γ ）関係を構築することができる。

第5章で①、②を示した。①ラーメンの許容せん断耐力は、柱に生ずる軸力で変動する。②ラーメンフレーム内の合板壁の許容せん断耐力は、真の変形角を見かけの変形角に補正して求める。

よって、単体のラーメンと合板壁を加算した P－ γ 関係と壁付ラーメンの P－ γ 関係は一致しない。また、本比較は複数体の試験を実施して、ばらつき係数を考慮した P－ γ 関係で検討する必要がある。ここでは、加算の誤差を確認するための比較検討とする。確認方法は、試験の P－ γ 関係を加算し、壁付ラーメンの P－ γ 関係と比較とした。

加算する試験と比較する試験の対比表を Table6-3 に示す。Table6-3 に示す組み合わせについて、特定変形角（ γ_p ）の P（ P_p ）を算出した。Table6-4(a)に試験の結果、(b)に加算の結果、(c)に P_p の比（せん断力の比）＝加算値／試験値を示す。

Table6-3 中の F.No1, F.No2, F.No3 で、水平耐力の逆対称性を確認する。また、F.No4, H.No1, H.No2 で、加算を確認する。また、Table6-4 中の”Antisymmetric”は、水平耐力の逆対称の確認、”Addition”は、加算の確認である。

次に、文献 6-13)の方法で算出した初期剛性（ K_0 ）、特性値と短期基準せん断耐力（ P_0 ）及び P_0 決定の特性値番号を Table6-5(a)、(b)に示す。Table6-5(a)が試験値、(b)が加算値である。Table6-5(c)には、試験に対する加算の初期剛性の比（ K_0 比）と P_0 の比（ P_0 比）を示した。以下の(1)で水平耐力の逆対称性の確認と(2)で加算の確認を行う。

Table6-3 加算と試験の対比表（Comparison table of addition and test）

No	Addition	Test (Specimen)	Check
1)Full	F.No1 (T.HR+)+(T.HR-)	T.FR+	Antisymmetric
	F.No2 (T.HR-)+(T.HWD@150+)	T.FWD@150+	
	F.No3 (T.HR+)+(T.HWD@150-)	T.FWD@150-	
	F.No4 (T.FR+)+(T.W@150+)	T.FWD@150+ T.FWD@150- T.FWC@150+	Addition
2)Half	H.No1 (T.HR+)+(T.W@150+)	T.HWD@150+	Addition
	H.No2 (T.HR-)+(T.W@150+)	T.HWD@150-	

Table6-4 特定変形角時のせん断力値
(Shear value of pinpoint deformation angle)

(a) 試験 (Test)

Model	Case	Specimen	γ, γ_0 ($\times 10^{-3}$ rad.)								Unit: (kN)	
			6.66	8.33	10	15	20	25	30	35		
			(=1/150)	(=1/120)	(=1/100)	(=1/66)	(=1/50)	(=1/40)	(=1/33)	(=1/28)		
Half	T.Case1	T.HR+	6.91	8.48	9.94	14.09	17.85	5.81	8.80	10.16		
	T.Case2	T.HR-	6.14	7.68	9.17	13.90	18.67	22.64	24.92	13.11		
	T.Case3	T.HWD@150+	12.51	14.53	16.49	20.65	24.54	18.94	16.33	16.75		
	T.Case4	T.HWD@150-	13.02	15.29	17.42	22.65	27.40	30.82	19.33	17.56		
Full	T.Case5	T.FR+	14.73	18.18	21.64	31.80	41.21	48.97	48.16	37.87		
	T.Case6	T.FWD@150+	19.08	22.90	26.77	37.82	48.23	52.19	52.33	51.16		
	T.Case7	T.FWD@150-	19.66	23.55	27.52	38.31	48.67	52.69	43.04	32.09		
	T.Case8	T.FWC@150+	18.62	22.65	26.68	37.12	47.13	54.17	60.74	46.00		
Frame-work	T.Case9	T.W@150+	5.49	5.80	6.18	6.37	6.23	5.59	4.96	4.76		

(b) 加算 (Addition)

Check	No	γ ($\times 10^{-3}$ rad.)								Unit: (kN)	
		6.66	8.33	10	15	20	25	30	35		
Antisymmetric	F.No1	13.05	16.15	19.11	27.99	36.52	28.45	33.72	23.27		
	F.No2	18.65	22.21	25.66	34.55	43.21	41.58	41.25	29.86		
	F.No3	19.93	23.76	27.36	36.74	45.25	36.63	28.13	27.72		
Addition(Full)	F.No4	20.22	23.98	27.82	38.17	47.44	54.56	53.12	42.63		
Addition(Half)	H.No1	12.41	14.28	16.12	20.46	24.08	11.40	13.76	14.92		
	H.No2	11.63	13.48	15.35	20.27	24.90	28.23	29.88	17.87		

(c) 比率 (=加算 / 試験) Ratio (=Addition/Test)

Check	Ratio		γ ($\times 10^{-3}$ rad.)								Unit: (kN)	
			6.66	8.33	10	15	20	25	30	35		
Antisym-metric	Rp1	F.No1/T.Case5	0.886	0.889	0.883	0.880	0.886	0.581	0.700	0.614		
	Rp2	F.No2/T.Case6	0.977	0.970	0.959	0.914	0.896	0.797	0.788	0.584		
	Rp3	F.No3/T.Case7	1.014	1.009	0.994	0.959	0.930	0.695	0.654	0.864		
Addition (Full)	Rp4.1	F.No4/T.Case6	1.060	1.047	1.039	1.009	0.984	1.045	1.015	0.833		
	Rp4.2	F.No4/T.Case7	1.029	1.018	1.011	0.996	0.975	1.035	1.234	1.328		
	Rp4.3	F.No4/T.Case8	1.086	1.059	1.043	1.028	1.007	1.007	0.875	0.927		
Addition (Half)	Rp5	H.No1/T.Case3	0.992	0.983	0.978	0.991	0.981	0.602	0.843	0.891		
	Rp6	H.No2/T.Case4	0.894	0.882	0.881	0.895	0.909	0.916	1.546	1.018		

Table6-5 特性値 (Characteristic values)

(a) 試験 (Test)

Model	Case	Specimen	K ₀ (kN/rad.)	Characteristic					Unit:(kN)	Expression
				①	②	③	④	④	<i>min.</i>	
				P _y	(0.2/D)P _u	2/3P _{max}	P(1/150)	P(1/120)	(P ₀)	
Half	T.Case1	T.HR+	1006.56	9.20	4.68	12.83	6.91	8.48	4.68	②
	T.Case2	T.HR-	917.68	9.34	5.79	16.61	6.19	7.68	5.79	②
	T.Case3	T.HWD@150+	1888.38	12.35	7.75	16.37	12.51	14.53	7.75	②
	T.Case4	T.HWD@150-	1838.55	15.26	9.18	21.09	13.02	15.29	9.18	②
Full	T.Case5	T.FR+	2114.41	33.45	13.51	33.93	14.73	18.18	13.51	②
	T.Case6	T.FWD@150+	2643.38	28.76	17.59	35.87	19.08	22.90	17.59	②
	T.Case7	T.FWD@150-	2770.71	27.43	15.13	35.95	19.66	23.55	15.13	②
	T.Case8	T.FWC@150+	2497.20	35.71	16.07	41.03	18.62	22.65	16.07	②
Frame-work	T.Case9	T.W@150+	1510.55	3.58	4.12	4.25	5.49	5.80	3.58	①

(b) 加算 (Addition)

Check	No	K ₀ (kN/rad.)	Characteristic					Unit:(kN)	Expression
			①	②	③	④	④	<i>min.</i>	
			P _y	(0.2/D)P _u	2/3P _{max}	P(1/150)	P(1/120)	(P ₀)	
Antisymmetric	F.No1	1888.07	22.94	9.17	27.07	13.05	16.15	9.17	②
	F.No2	2740.19	20.25	14.84	28.81	18.65	22.21	14.84	②
	F.No3	2874.38	23.11	12.99	32.78	19.93	23.76	12.99	②
Addition(Full)	F.No4	2726.94	29.86	16.62	37.65	20.22	23.98	16.62	②
Addition(Half)	H.No1	1893.92	12.14	7.85	16.71	12.41	14.28	7.85	②
	H.No2	1554.05	14.95	8.91	20.28	11.63	13.47	8.91	②

(c) 比率 (=加算/試験) Ratio (=Addition/Test)

Check	Ratio		K ₀	<i>min.</i> (P ₀)	Distribution
Antisymmetric	Rc1	F.No1/T.Case5	0.893	0.679	K ₀ : 0.893(Rc1)~1.037(Rc2, 3) P ₀ : 0.679(Rc1)~0.859(Rc3)
	Rc2	F.No2/T.Case6	1.037	0.844	
	Rc3	F.No3/T.Case7	1.037	0.859	
Addition(Full)	Rc4.1	F.No4/T.Case6	1.032	0.945	K ₀ : 0.984(Rc4.2)~1.092(Rc4.3) P ₀ : 0.945(Rc4.1)~1.034(Rc4.3)
	Rc4.2	F.No4/T.Case7	0.984	1.098	
	Rc4.3	F.No4/T.Case8	1.092	1.034	
Addition(Half)	Rc5	H.No1/T.Case3	1.003	1.013	K ₀ : 0.845(Rc6)~1.003(Rc5) P ₀ : 0.971(Rc6)~1.013(Rc5)
	Rc6	H.No2/T.Case4	0.845	0.971	

(1) 水平耐力の逆対称性の確認

水平耐力の逆対称性を確認する比較表を Table6-6 に示す。比較表中には、比較するモデル図、試験と加算の荷重－変形角関係を示す。

表中では、 P_p の比をせん断力比、 K_0 比を剛性比、 P_0 比を耐力比と記した。

Table6-6 逆対称性確認の比較表

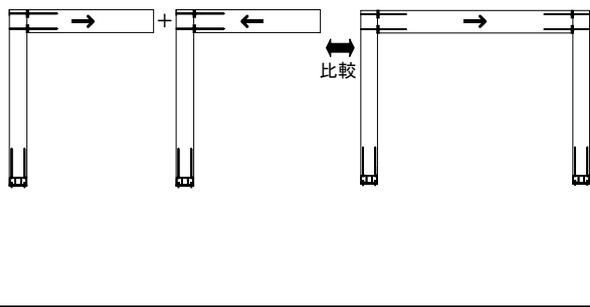
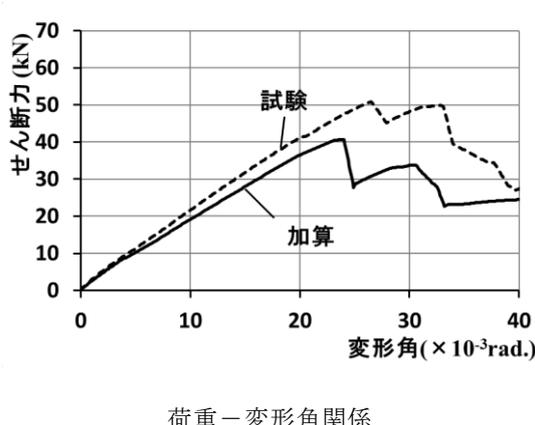
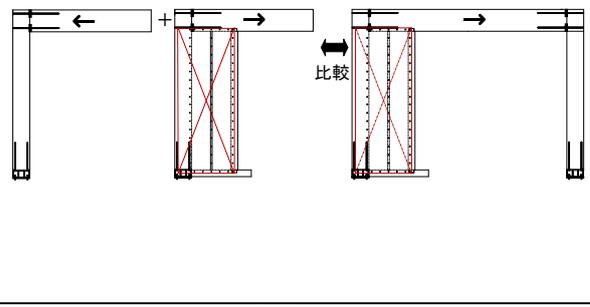
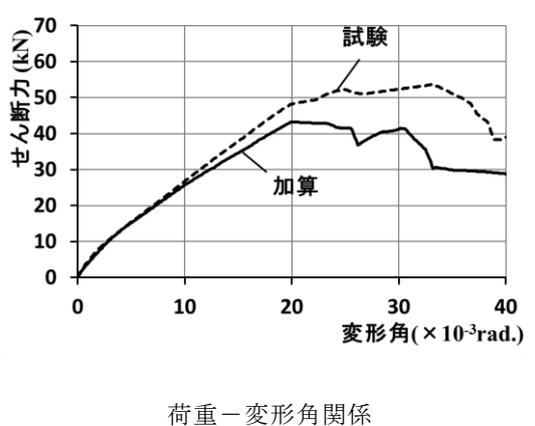
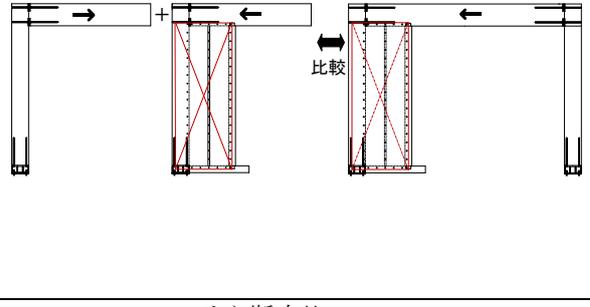
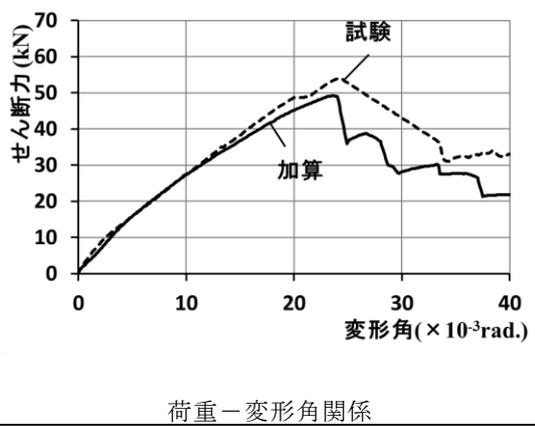
		
せん断力比 : R_{p1}		荷重－変形角関係
剛性比・耐力比 : R_{c1}		
加算	F.No1 (T.HR+)+(T.HR-)	
試験	T.case5 T.FR+	
		
せん断力比 : R_{p2}		荷重－変形角関係
剛性比・耐力比 : R_{c2}		
加算	F.No2 (T.HR-)+(T.HWD@150+)	
試験	T.case6 T.FWD@150+	
		
せん断力比 : R_{p3}		荷重－変形角関係
剛性比・耐力比 : R_{c3}		
加算	F.No3 (T.HR+)+(T.HWD@150-)	
試験	T.case6 T.FWD@150-	

Fig.6-4 に特定変形角時のせん断力比を示す。変形角 $20(\times 10^{-3}\text{rad})$ 以下のとき、 $0.880\sim 1.014$ で分布している。このとき、変形角 $6.66(\times 10^{-3}\text{rad})$ 、 $8.33(\times 10^{-3}\text{rad})$ で 1.0 を超えて加算が大きくなっている。一方、その他は 1.0 以下で加算の方が小さくなっている。

また、変形角 $20(\times 10^{-3}\text{rad})$ 超えるときのせん断力比は、 $0.581\sim 0.864$ で、試験と加算の差が大きくなる。

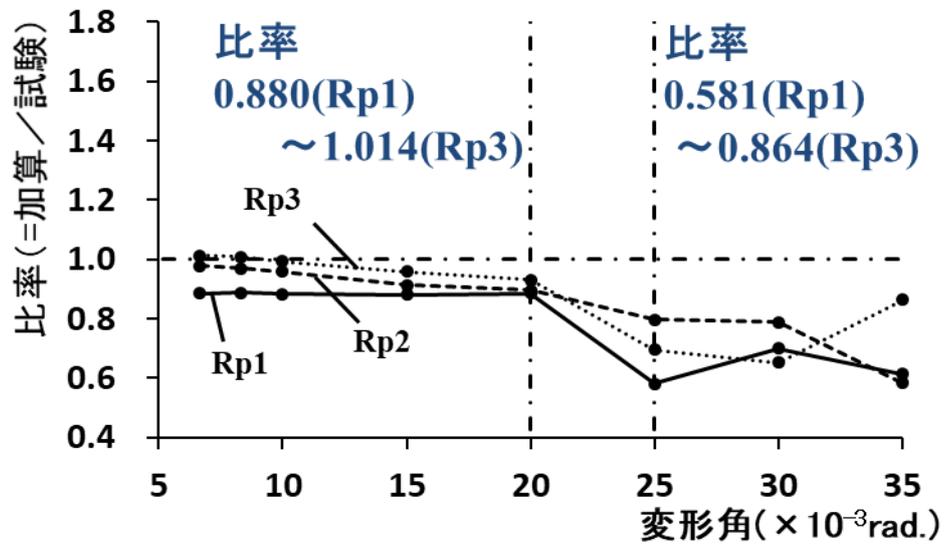


Fig.6-4 せん断力比—変形角関係

Fig.6-5 に水平耐力の逆対称性を確認する対象の剛性比と耐力比を示す。剛性比は、 $Rc1=0.893$ 、 $Rc2=Rc3=1.037$ であった。 $Rc1$ で加算の初期剛性は、試験より小さく、 $Rc2$ 、 $Rc3$ で加算の初期剛性は、試験より大きい。

また、耐力比は $0.679\sim 0.859$ で、加算のせん断耐力は、試験より小さくなった。

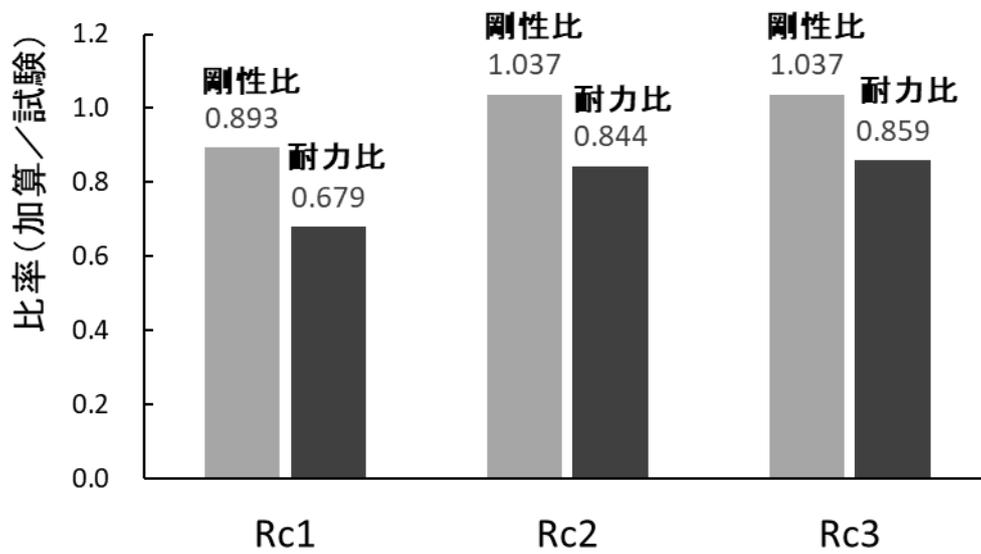


Fig.6-5 剛性比と耐力比

(2) Half の加算の確認

Half の加算を確認する比較表を Table6-7 に示す。比較表中には、比較するモデル図、試験と加算の荷重－変形角関係を示す。

表中では、 P_p の比をせん断力比、 K_0 比を剛性比、 P_0 比を耐力比と記した。

Table6-7 Half 加算の比較表

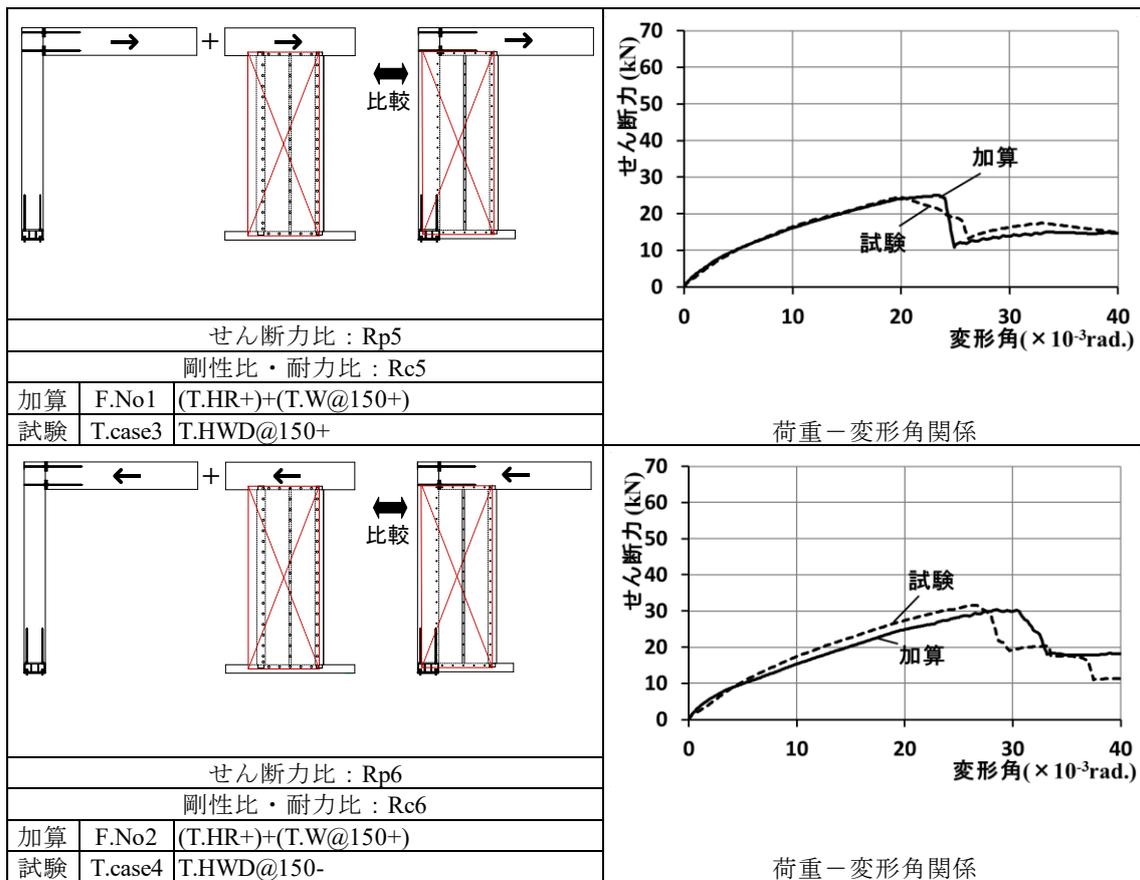


Fig.6-6 に特定変形角時のせん断力比を示す。変形角 $20(\times 10^{-3}\text{rad})$ 以下のとき、Rp5 で $0.981\sim 0.992$ 、Rp6 で $0.881\sim 0.909$ である。加算のせん断力が小さくなっている。

また、変形角 $20(\times 10^{-3}\text{rad})$ 超えるとき、Rp5 は 0.602 となり 1.0 以下、Rp6 は 1.546 で 1.0 以上となる。Rp5 で加算のせん断力が小さく、Rp6 で加算のせん断力が大きくなった。加算と試験のせん断力は大きく外れてくる。

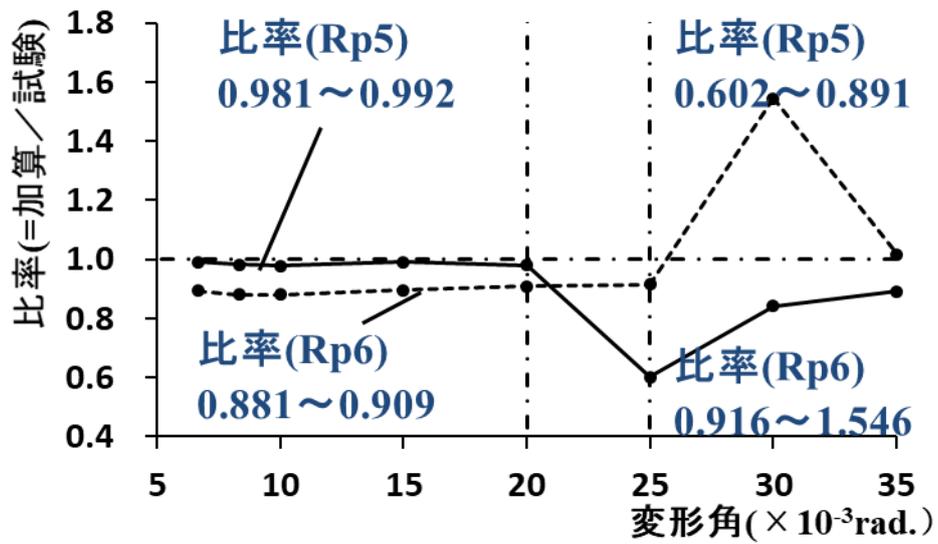


Fig.6-6 せん断力比—変形角関係

Fig.6-7 に剛性比と耐力比を示す。

Rc5 では、剛性比、耐力比ともに 1.0 より大きい。加算の初期剛性、せん断耐力は、ともに試験より大きくなる。

一方、Rc6 では、剛性比、耐力比ともに 1.0 より小さい。加算の初期剛性、せん断耐力は、ともに試験より小さくなる。

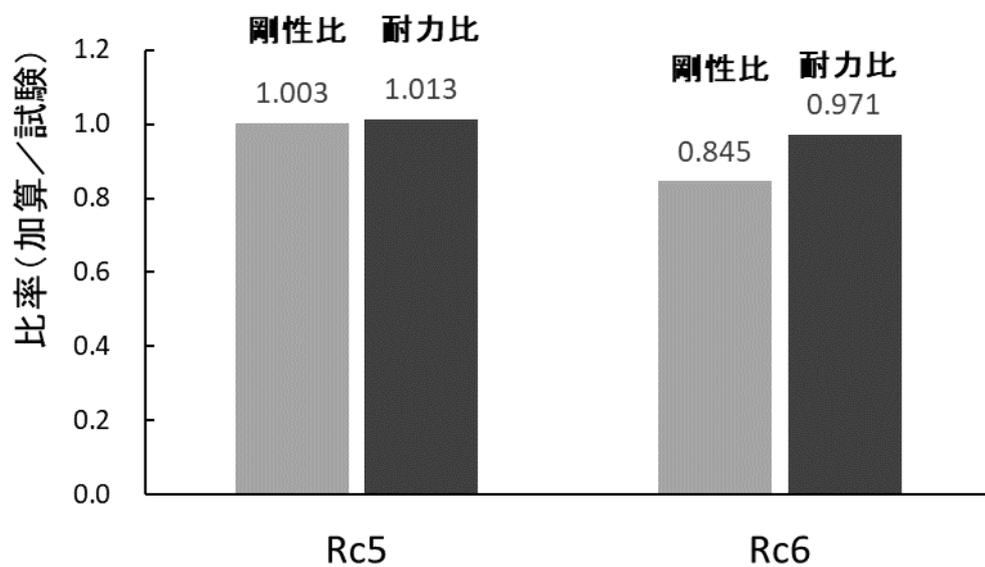


Fig.6-7 剛性比と耐力比

(3) Full の加算の確認

Full の加算を確認する比較表を Table6-8(1)に示す。比較表中には、比較するモデル図、試験と加算の荷重－変形角関係を示す。

表中では、 P_p の比をせん断力比、 K_0 比を剛性比、 P_0 比を耐力比と記した。

Table6-8(1) Full 加算の比較表

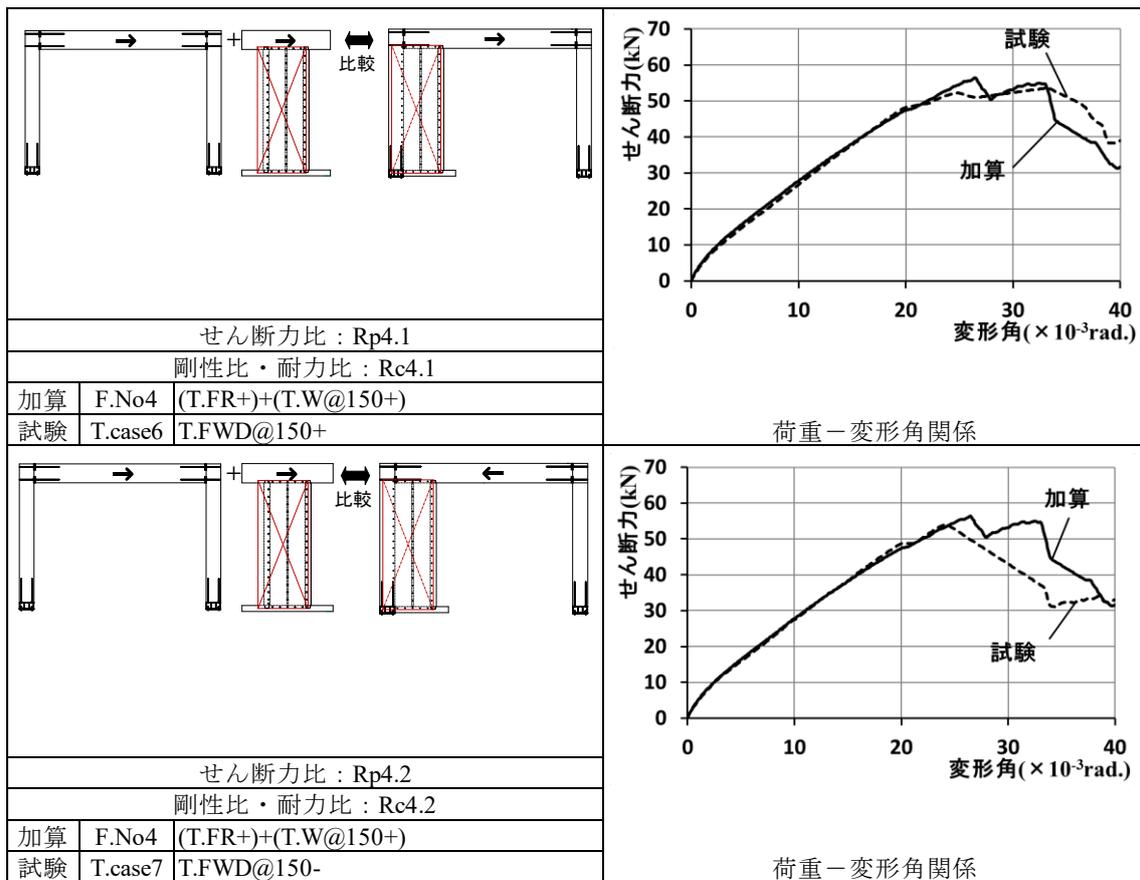


Fig.6-8 に特定変形角時のせん断力比を示す。変形角 $20 \times (10^{-3}\text{rad})$ 以下のときの比は、Rp4.1 で $0.984 \sim 1.060$ 、Rp4.2 で $0.975 \sim 1.029$ である。加算のせん断力が大きくなる特定変形角が存在する。

また、変形角 $20 \times (10^{-3}\text{rad})$ 超えるとき、Rp4.1 で $0.833 \sim 1.045$ 、Rp4.2 で $1.035 \sim 1.328$ となる。加算と試験のせん断力は、大きく外れてくる。

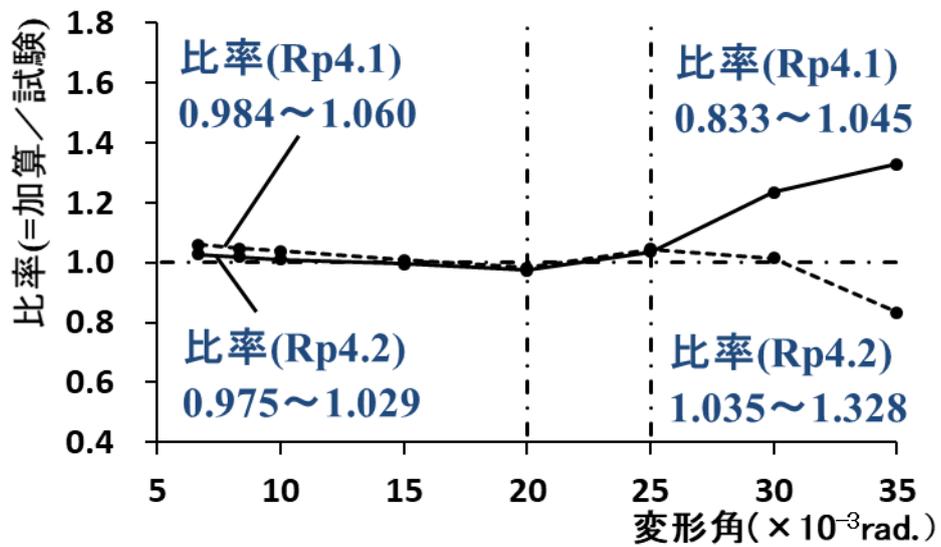


Fig.6-8 せん断力比—変形角関係

Fig.6-9 に剛性比と耐力比を示す。

Rc4.1 では、剛性比、耐力比ともに 1.0 より大きい。加算の初期剛性、せん断耐力は、ともに試験より大きくなる。

一方、Rc4.2 では、剛性比、耐力比ともに 1.0 より小さい。加算の初期剛性、せん断耐力は、ともに試験より小さくなる。

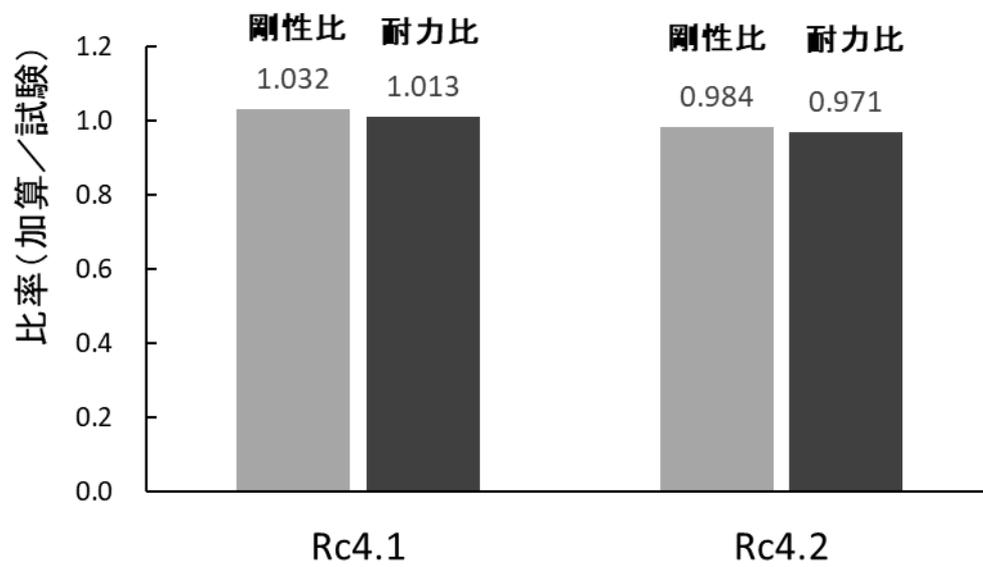


Fig.6-9 剛性比と耐力比

さらに、Full の加算を確認する比較表を Table6-8(2)に示す。

表中では、 P_p の比をせん断力比、 K_0 比を剛性比、 P_0 比を耐力比と記した。

ここで、T.FWC@150+の壁長は、1,000mm のため T.W@150+のせん断力を壁長比で補正した。

Table6-8(2) Full 加算の比較表

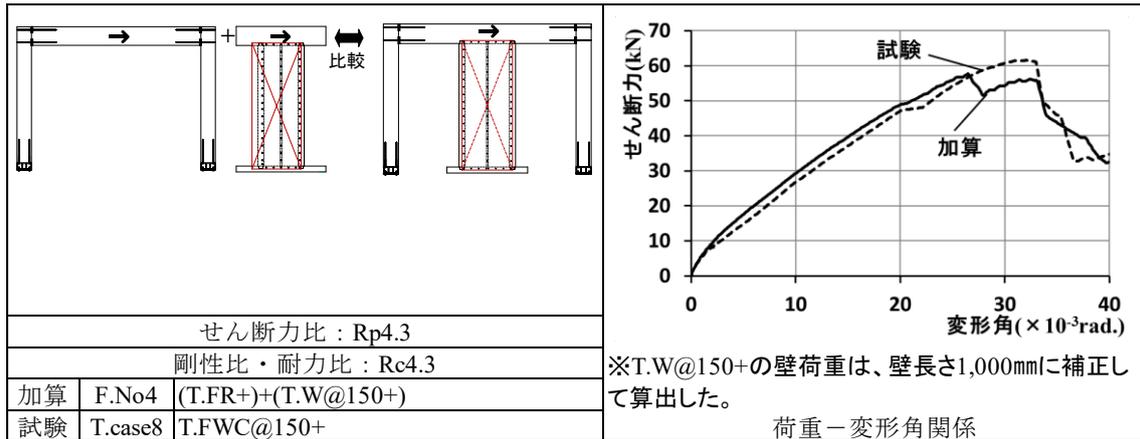


Fig.6-10 に特定変形角時のせん断力比を示す。変形角 $20 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 以下のときの比率は、1.038~1.156 となる。加算の方が大きくなる。また、変形角 $20 (\times 10^{-3}\text{rad})$ 超えるとき、0.894~1.034 となる。

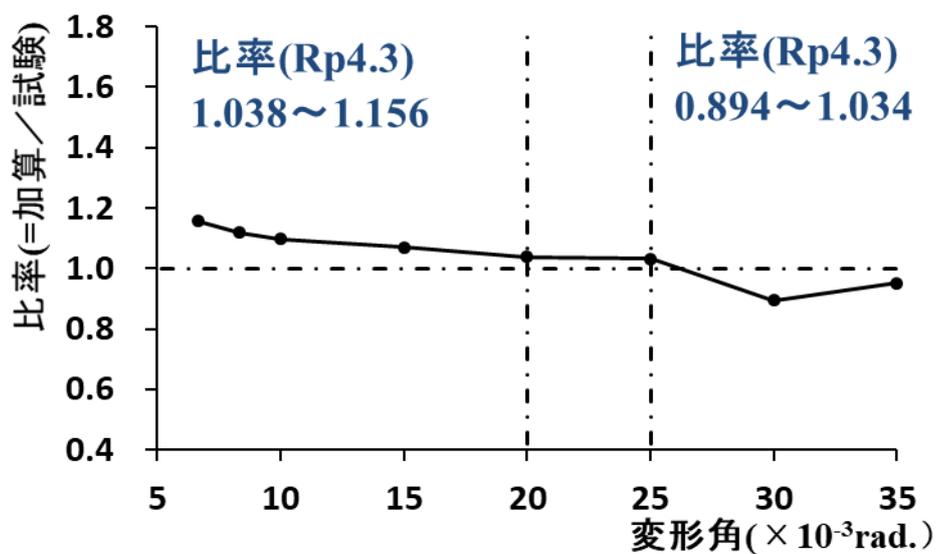


Fig.6-10 せん断力比－変形角関係

Fig.6-11 に剛性比と耐力比を示す。加算の初期剛性、せん断耐力とも試験より大きくなる。

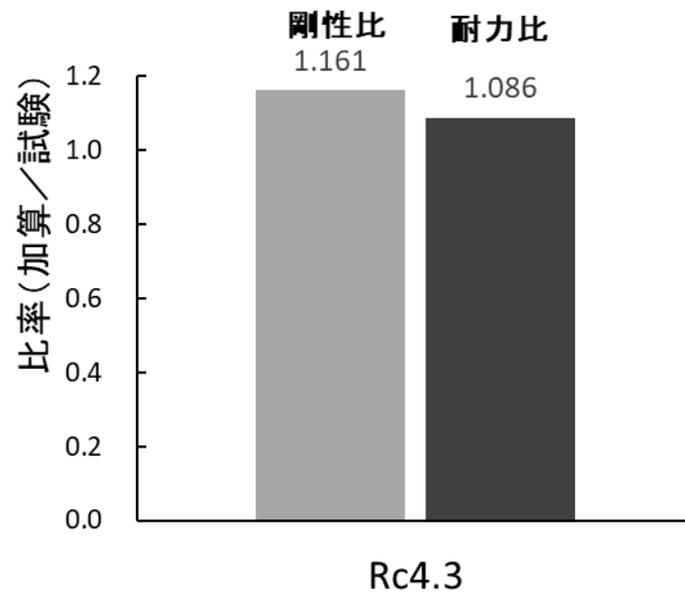


Fig.6-11 剛性比と耐力比

(4) 逆対称性と加算の誤差のまとめ

(1)~(3)のせん断力、初期剛性、せん断耐力について、加算と試験比較の誤差を Table6-9 にまとめて示した。

Table6-9 加算と試験比較の誤差

検討ケース		P _p の最大誤差 (%)		K ₀ の誤算 (%)	P ₀ の誤算 (%)
		γ (×10 ⁻³ rad)			
		20 ≤	20 >		
Antisymmetric	F.No1 / T.Case5	12.0	41.9	10.7	32.1
	F.No2 / T.Case6	10.4	41.6	-3.7	15.6
	F.No3 / T.Case7	7.0	34.6	-3.7	14.1
Addition(Half)	H.No1 / T.Case3	2.2	39.8	-0.3	-1.3
	H.No2 / T.Case4	11.9	-54.6	15.5	2.9
Addition(Full)	F.No4 / T.Case6	-6.0	16.7	-3.2	5.5
	F.No4 / T.Case7	-2.9	-32.8	1.6	-9.8
	F.No4 / T.Case8	-15.6	10.6	-16.1	-8.4
備考		加算が大きいときは、符号は一			

±10%程度の誤差を許容した場合、①せん断力、②初期剛性、③許容せん断耐力について、加算可能なケースは、以下となる。

なお、本結果は、試験のばらつきを考慮していない。

①せん断力 (ただし、20 (×10⁻³rad) 以下)

F.No2/T.Case6, F.No3/T.Case7, H.No1/T.Case3, F.No4/T.Case6, F.No4/T.Case7

②初期剛性

F.No1/Case5, F.No2/T.Case6, F.No3/T.Case7, H.No1/T.Case3, F.No4/T.Case6,
F.No4/T.Case7

③許容せん断耐力

H.No1/T.Case3, H.No2/T.Case4, F.No4/T.Case6, F.No4/T.Case7, F.No4/T.Case8

6.5 結 論

Half ラーメン (Half) と Full ラーメン (Full) の構面試験を行い、それぞれの加算を検証した。その結果、以下の結論を得た。

- 1). 水平耐力の逆対称性（正負の Half の重ね合わせと Full の比較）では、剛性はおおむね加算が可能である。耐力は、Half の加算が、Full より小さくなり、安全側である。
- 2). Half どちらの加算では、剛性・耐力ともにおおむね加算が可能である。
- 3). 壁付ラーメンは、加算方向によって結果が異なる。壁付側が引張側になるときは、剛性比・耐力比ともに加算は 1.0 を超え、危険側となる。一方、壁付側が圧縮側になると、その逆である。
- 4). 門型ラーメンの中央に合板壁を配置するケースでは、剛性比・耐力比とも 1.0 を超え、加算は危険側になる。

第7章 木質ラーメン構面内に面材耐力要素を設置した 架構の数値解析

7.1 概 要

第7章では、第6章の試験の Full シリーズについて、荷重増分の静的増分解析を実施する。さらに、合板壁の配置をパラメータとした数値シミュレーションを実施する。

7.2 耐力要素の解析

荷重増分の静的増分解析を実施し、解析モデルを構築する。各弾塑バネは、第6章の試験結果を用いて設定する。

7.2.1 解析モデル

試験と解析の対比表を Table7-1 に示す。ラーメン柱、はり部材は線材要素とした。A.FWD@150+の解析モデルを Fig.7-1 に示す。A.FWD@150+は、ラーメンと合板をくぎでつなぐ立体モデルとした。くぎピッチ@150 は、Fig.7-1 中の表の本数を C、D、E 通りに配置する。Table7-2 に部材の断面とヤング係数、せん断係数を示す。

ラーメン柱、はり部材からくぎ位置までの片持ちばり (CG1、CG2) を配置し、片持ちばり先端でくぎからの応力を伝達した。柱はり接合部と柱脚接合部について、接合部の回転角は引張側と圧縮側の軸変位に置換した。また、接合部モーメントは偶力に置換した。ラーメン柱の引張側は、試験のラグスクリーボルト (LSB) の軸方向力-軸変位関係に、圧縮側は、めり込みと LSB の圧縮力の合力-軸変位関係に置換し、弾塑性剛性バネを設定した。

合板は、Table7-1 の断面の柱部材、はり部材をピン接合とし、斜材でつなぐブレース置換とした。合板を剛体とするため、Table7-1 で任意に設定した WC1、WC2、WB、WBR の断面積に係数を乗じて、軸剛性を割り増した。割増係数は、100 倍とした。また、くぎは、多方向せん断バネで置換した。

Table7-1 試験と解析の対比表 (Comparison table of Test and Analysis)

Case	Test (Full specimen)	Analysis
No.1	T.FR+	A.FR+
No.2	T.W@150+	A.W@150+
No.3	T.FWD@150+	A.FWD@150+
No.4	T.FWD@150-	A.FWD@150-
No.5	T.FWC@150+	A.FWC@150+

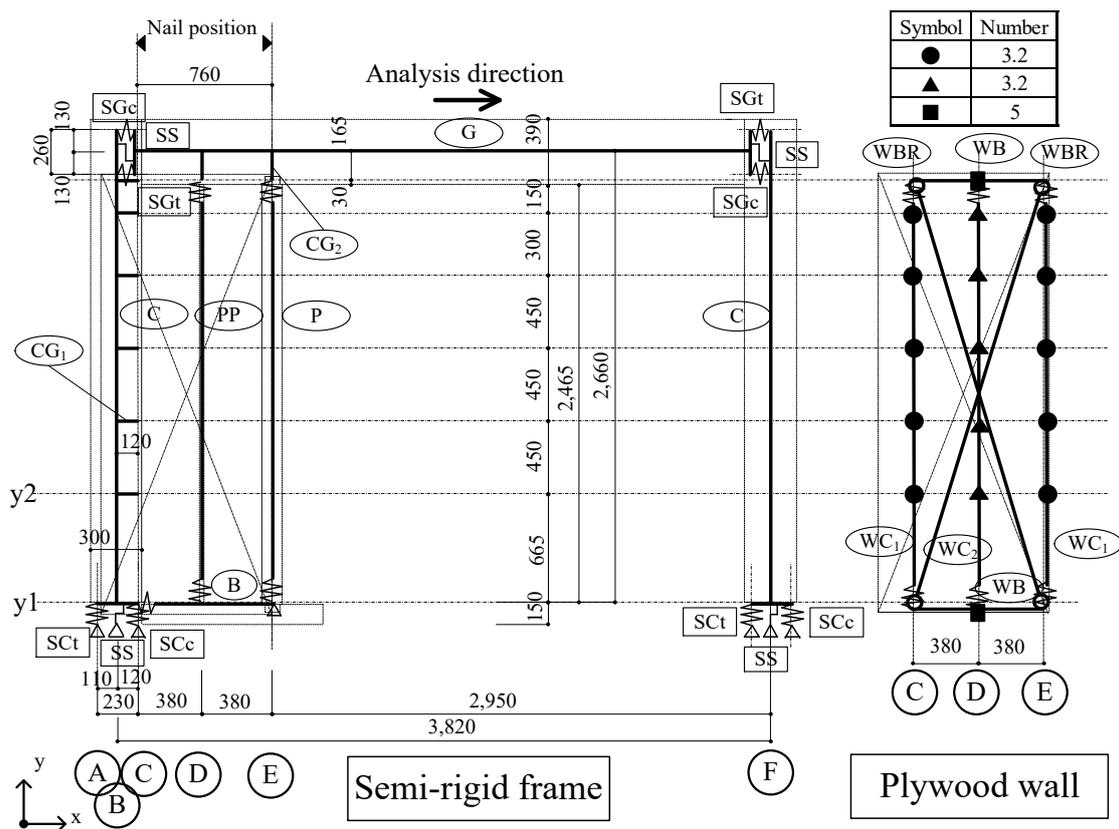


Fig.7-1 解析のモデル図 (Analytical model) : A.FWD@150+

Table7-2 部材断面と各係数 (Dimension and modulus)

Symbol	Element	Section (mm)	Young's modulus (kN/mm ²)	Shear modulus (kN/mm ²)
C	Column of semi-rigid frame	120 × 300	10.5	0.7
G	Beam of semi-rigid frame	120 × 390		
P	Column	120 × 120		
PP	Stud	30 × 120		
B	Sill	120 × 120		
CG1	Column of semi-rigid frame	120 × 200		
CG2	Beam of semi-rigid frame	120 × 200	0.5	0.4
WC1	Plywood (t=9)	9 × 100		
WC2		9 × 100		
WB		9 × 200		
WBR		9 × 105		

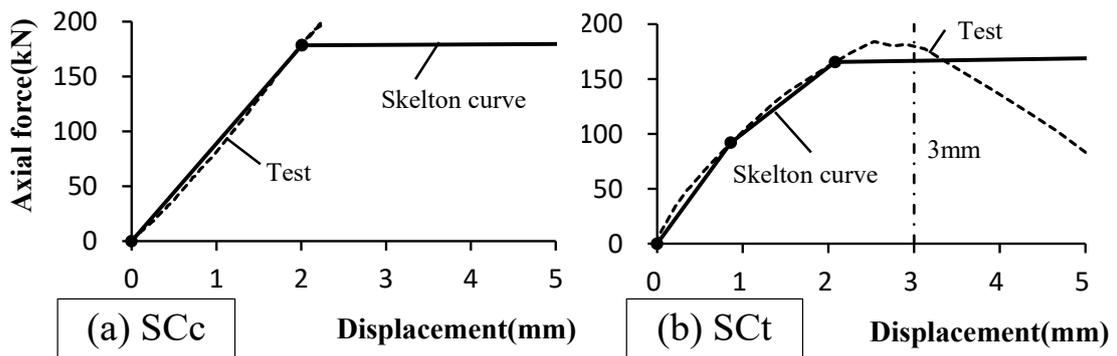
7.2.2 弾塑性バネの設定

(1) 柱脚と柱はり接合部の各弾塑性バネと応力中心間距離の設定

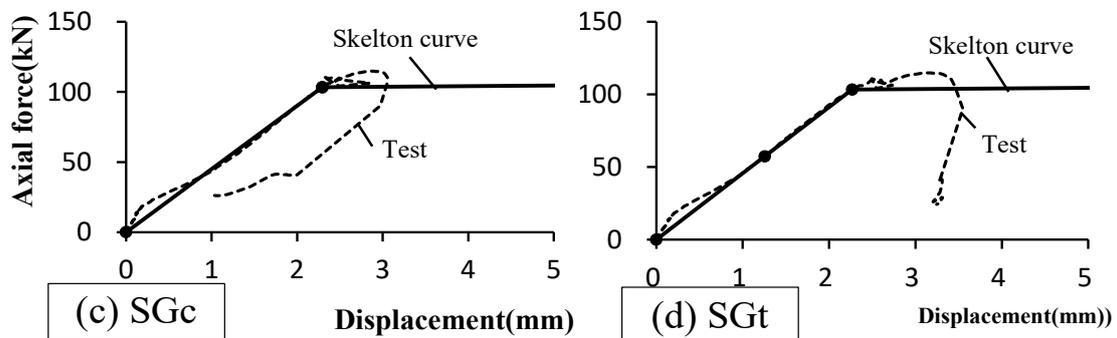
試験から、柱脚部及び柱はり接合部の軸力－軸変位関係、柱脚及び柱はり接合部の応力中心間距離 (jC, jG) を設定する。採用する試験は、Half シリーズの T.HR-とした。第 6 章の Table6-5(a)中の T.HR+と T.HR-を比較すると、 P_0 は T.HR+ < T.HR-である。しかし、 K_0 は、T.HR+ > T.HR-となる。各弾塑性バネは、最大耐力以降の負勾配を考慮しないため、初期剛性の低い方を採用することとした。

Fig.7-2 と Fig.7-3 に設定方法の概念図を示す。以下に柱脚部のバネ設定の手順を示す。

- 1). 柱両端に貼付したひずみゲージから反曲点高さ (h_0) を求める。
- 2). 荷重を柱の負担するせん断力 (Q_c) とする。
- 3). 柱両端の変位計を用いて、柱の回転中心を求める。
- 4). 柱脚のめり込みは、文献 7-1) の三角形めり込みとする。したがって、めり込み力は、柱端から回転中心の 1/3 の位置に発生する。そして、LSB 位置との距離を柱の応力中心間距離(jC)とする。
- 5). 柱脚モーメント ($M_{cd}=Q_c \cdot h_0$) を jC で除す。さらに、柱の付加軸力 (N_c) を考慮して、LSB の引張力とめり込み力とする。 N_c は、釣合いから算出したはり端部のモーメントをラーメン柱と溝形鋼間の距離で除して算出したはりせん断力 (Q_g) と同値とした。そして、 M_{cd}/jC に $N_c/2$ を付加した。
- 6). 軸方向変位は、変位計から求める。
- 7). スケルトンカーブの第 1 折れ点、第 2 折れ点は最大軸力 (P_{max}) にそれぞれ 0.6、0.9 を乗じた値とする。柱脚部の軸力－軸方向変位とスケルトンカーブを示す (SC_t, SC_c)。同様に、柱はり接合部端のバネ (SG_t, SG_c) を設定する。Fig.7-4(a),(b)に軸力－軸方向変位、スケルトンカーブを示す。また、別途の柱－はり接合部試験からせん断力－変形関係のスケルトンカーブ (SS) を求める。 SS バネは、柱脚及び柱はり接合部に同値で設定する。



1). 柱脚



2). 柱-はり接合部

Fig.7-4 各バネのスケルトンカーブ (Skelton curve)

(2) くぎの弾塑性剛性バネの設定

くぎの弾塑性バネは、多方向からせん断力を受ける剛性で置換する。Fig.7-5 中にモデル図を示す。この剛性は、等角に配置した複数バネで構成され、6 方向とした。(n=6)

くぎの剛性を K とすると、i バネの剛性 k_{si} は、以下とする。

$$k_{si} = K / n / 2$$

また、x, y 軸方向くぎバネのせん断剛性 K_{sx} , K_{sy} は、以下となる。

$$K_{sx} = \sum k_{si} \cdot \cos^2 \theta_i, \quad K_{sy} = \sum k_{si} \cdot \sin^2 \theta_i$$

ここで、くぎの弾塑性バネは、6体のくぎのせん断力-すべり変位関係の平均値から求める。スケルトンカーブは、トリリニア型とする。第1折れ点は最大せん断力 (Q_{max}) の0.6倍、第2折れ点は Q_{max} の0.9倍とする。試験結果とスケルトンカーブを Fig.7-5 に示す。

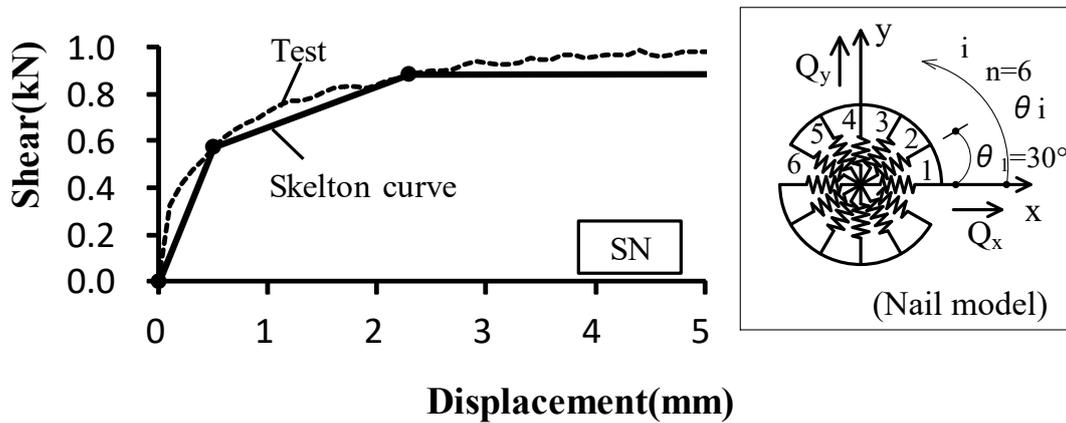


Fig.7-5 くぎのモデル化とスケルトンカーブ (Skelton curve and nail model)

(3) 弾塑性バネの設定値のまとめ

(1)、(2)で設定した各弾塑性バネの値をまとめて Table7-3 に示す。LSB の引抜側バネ (SCt、SGt) はトリリニア型、めり込み側バネ (SCc、SGc) はバイリニア型とした。また、せん断バネ (SS) とくぎバネ (SN) は、トリリニア型とした。

Table7-3 各弾塑性バネの値 (Point data of Skelton curve)

Member	Condition	Symbol	K_0	P_c	δ_c	P_y	δ_y	α_1	α_2
			(kN/mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	= K_1/K_0	= K_2/K_0
Column	Tension-side	SCt	106.97	92.04	0.86	165.50	2.08	0.564	0.001
	Compression-side	SCc	89.95	-	-	178.49	2.01	-	0.001
Beam	Tension-side	SGt	45.63	57.31	1.26	103.34	2.27	0.997	0.001
	Compression-side	SGc	45.06	-	-	103.34	2.29	-	0.001
Nail	6 axes	SN	1.14	0.57	0.50	0.89	2.30	0.153	0.001
Column Beam	Shear	SS	9.08	29.16	3.21	52.47	14.99	0.218	0.001

K_0 : First stiffness, K_1 : Second stiffness, K_2 : Third stiffness
 P_c : First point strength, δ_c : First point displacement
 P_y : Second point strength, δ_y : Second point displacement

7.3 モデル化の検証

Table7-1 に示す試験について、解析を実施した。試験結果と解析結果を Fig.7-6 に示す。また、特定変形角時の荷重を Table7-4 に、Fig.7-7 に試験に対する解析のせん断力の比（せん断力比）を示す。せん断力比は、 $\gamma = 25$ ($\times 10^{-3}\text{rad}$) 以下で 0.920~1.074 となり、概ね一致している。しかし、 $\gamma = 30$ ($\times 10^{-3}\text{rad}$) 以上では、0.875~1.218 となり 1.0 から外れてくる。以上より、本解析モデルの妥当性は、概ね $\gamma = 25$ までといえる。

なお、すべてのモデルで解析の降伏は、SCt で最初に生じており、これは、第 6 章の試験の破壊状況と一致している。

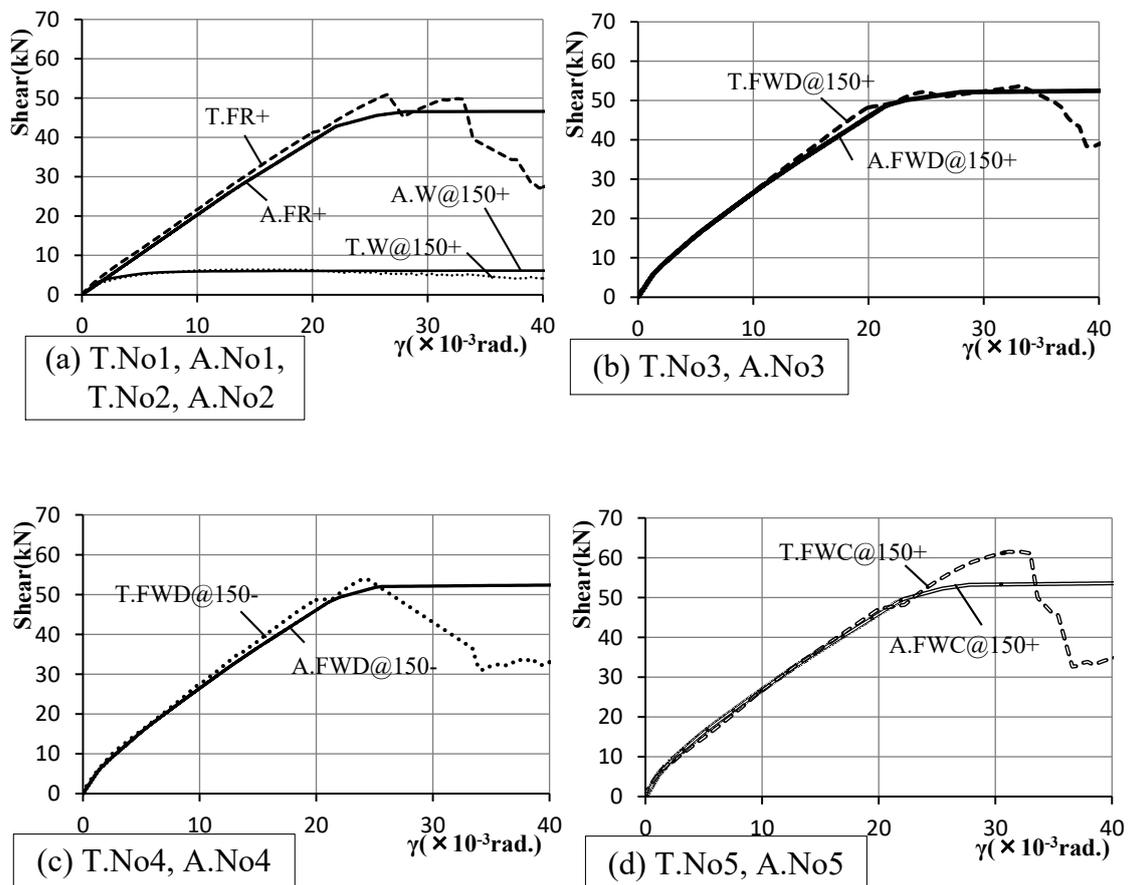


Fig.7-6 試験と解析の荷重 - 変形角関係
(Shear-deformation angle (Test and Analysis))

Table7-4 特定変形角時のせん断力値

(Shear value of pinpoint deformation angle)

			$\gamma(\times 10^{-3})$							
			6.66	8.33	10	15	20	25	30	35
			(=1/150)	(=1/120)	(=1/100)	(=1/66)	(=1/50)	(=1/40)	(=1/33)	(=1/28)
Test (Unit: kN)	T.No1	T.FR+	14.70	18.19	21.67	31.81	40.66	49.04	48.16	37.89
	T.No2	T.W@150+	5.55	5.92	6.15	6.37	6.24	6.30	5.77	4.78
	T.No3	T.FWD@150+	19.05	22.93	26.81	37.82	48.25	52.27	52.33	51.14
	T.No4	T.FWD@150-	19.67	23.41	27.44	38.37	48.69	52.67	43.02	32.24
	T.No5	T.FWC@150+	18.63	22.73	26.63	37.12	47.23	54.14	60.80	49.55
Analysis (Unit: kN)	A.No1	A.FR+	13.53	16.91	20.30	30.06	39.11	45.13	46.55	46.58
	A.No2	A.W@150+	5.67	5.82	5.89	6.01	6.06	6.08	6.10	6.12
	A.No3	A.FWD@150+	19.53	23.17	26.73	36.63	45.97	50.92	52.23	52.36
	A.No4	A.FWD@150-	19.53	23.17	26.74	37.00	46.41	52.05	52.42	52.53
	A.No5	A.FWC@150+	20.01	23.54	26.99	36.80	45.86	51.83	53.20	53.35
Ratio (=Analysis /Test)	1	A.No1/T.No1	0.920	0.930	0.937	0.945	0.962	0.920	0.967	1.229
	2	A.No2/T.No2	1.021	0.982	0.958	0.943	0.971	0.965	1.057	1.280
	3	A.No3/T.No3	1.025	1.011	0.997	0.969	0.953	0.974	0.998	1.024
	4	A.No4/T.No4	0.993	0.990	0.975	0.964	0.953	0.988	1.218	1.629
	5	A.No5/T.No5	1.074	1.035	1.014	0.991	0.971	0.957	0.875	1.077

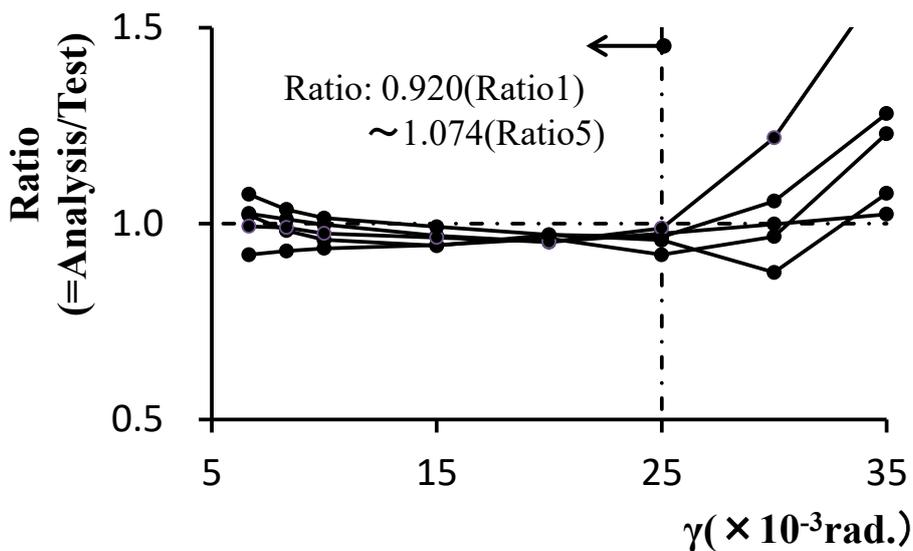


Fig.7-7 解析／試験－変形角関係 (Analysis/Test-deformation angle)

7.4 シミュレーション解析

7.4.1 解析ケース

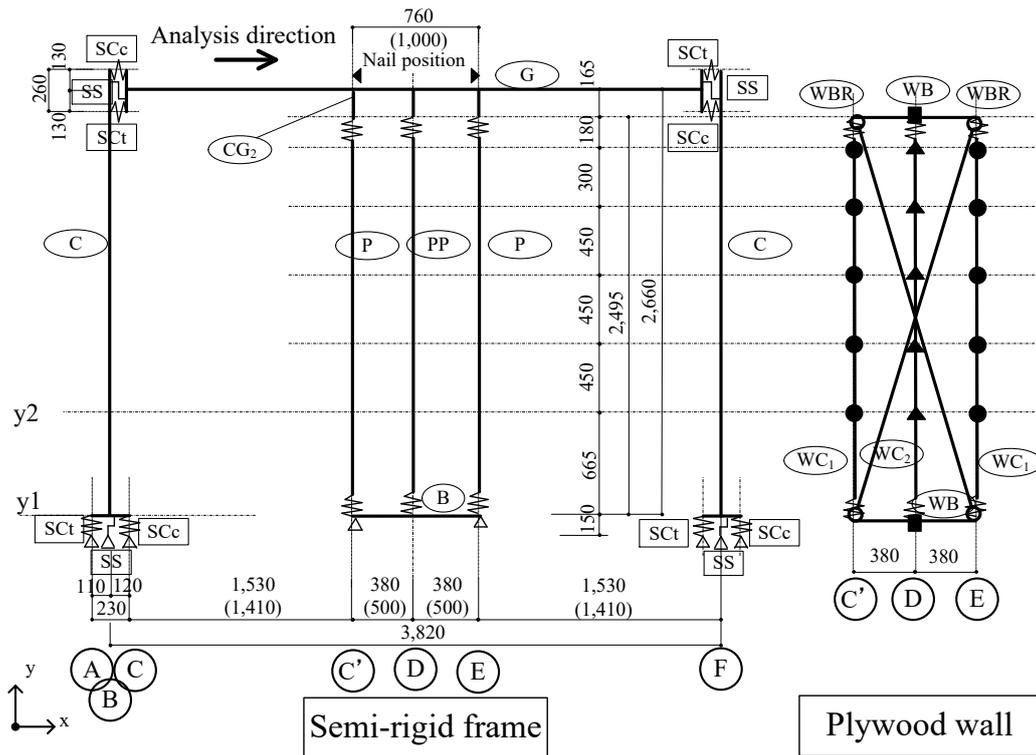
Table7-5 に示すケースについて、シミュレーション解析を行う。Full ラーメン内に合板壁を配置する場合で、(1)～(3)の3ケースを考える。

- (1). ラーメン柱に合板壁を直張りする場合 (Fig.7-1)
- (2). ラーメンフレーム内に管柱を配置し、合板壁を貼り付ける場合で、合板壁の位置を中央に配置する場合 (Fig.7-8(a))
- (3). ラーメンフレーム内の端部に配置する場合 (Fig.7-8(b))

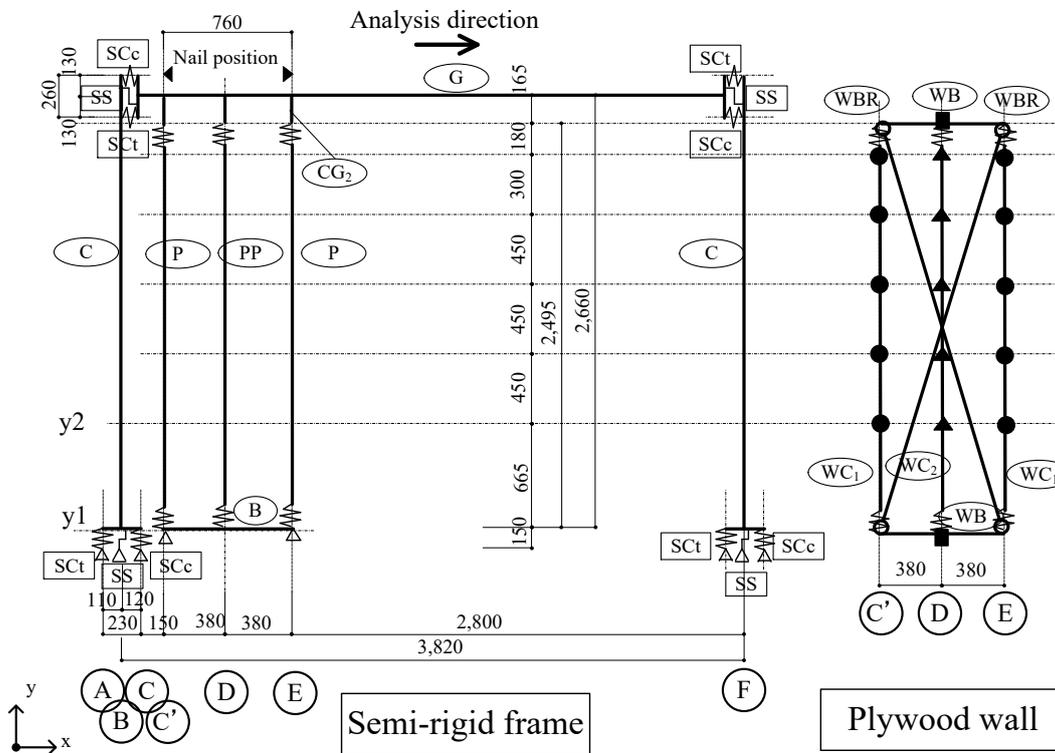
3 ケースで、くぎのピッチを@50、@100、@150 に変動させる。C'、D、E 通りに配置するくぎは、Table7-6 の本数で調整した。(1)のケースは、7.2.1 節のCG1、CG2 を配置し、先端と合板をくぎバネで結合した。Table7-7 に、解析方向のラーメン柱の記号を示す。引張側ラーメン柱が C1 で、圧縮側ラーメン柱が C2 である。なお、T.FWC@150+の x 方向のくぎ間距離は 1000mm であるが、シミュレーション解析の A.FWC@150+のくぎ間距離は、他の壁と同様 760 mm とした。

Table7-5 シミュレーション解析のケース (Simulation case)

Direction	Single		Structure		
	Semi-rigid frame	Plywood wall (W=760)	D: Directly, C: Center, E: End-side, After@: Nail pitch		
→	A.FR+	A.W@150+	A.FWD@150+	A.FWE@150+	A.FWC@150+
		A.W@100+	A.FWD@100+	A.FWE@100+	A.FWC@100+
		A.W@50+	A.FWD@50+	A.FWE@50+	A.FWC@50+
←	-	-	A.FWD@150-	A.FWE@150-	-
		-	A.FWD@100-	A.FWE@100-	-
		-	A.FWD@50-	A.FWE@50-	-



(a) A.FWC@150+



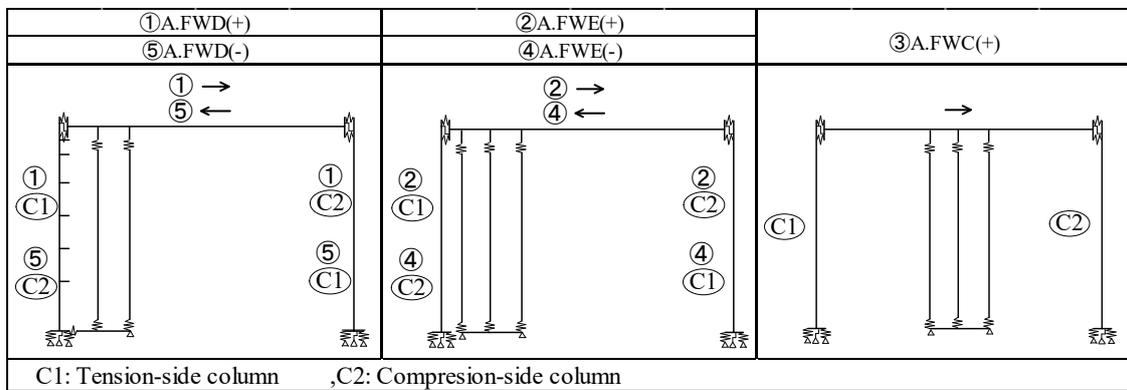
(b) A.FWE@150+

Fig.7-8 解析モデル (Analytical model) : A.FWC@150+, A.FWE@150+

Table7-6 くぎ本数の記号 (Symbol of nail number)

Symbol	Nail pitch & Number		
	@150	@100	@50
○	1	1	1
●	3.2	5	10
▲	3.2	3.2	3.2
■	5	7	15

Table7-7 柱の記号 (Sign of column member)



7.4.2 解析結果

解析における特定変形角のせん断力をラーメン柱 (C1、C2) と合板壁 (W) が負担するせん断力に分解する。Fig.7-1、Fig.7-8 中の y1-y2 区間のせん断力を C1、C2 の負担せん断力とし、WBR の軸方向力の x 方向成分を壁の負担せん断力とした。

このとき、ラーメン (A.FR+) と合板壁 (A.W+) の解析における負担せん断力との比率を考察する。

(1) せん断力－変形角関係

Fig.7-9 は、(a)A.FR+と A.FWD+、(b)A.FR+と A.FWE+、(c)A.FR+と A.FWC+、(d)A.FR+と A.FWD-のせん断力－変形角関係である。また、Fig.7-9 の(a)～(c)には、壁付ラーメン柱の SCt バネの軸方向変位 (δ_N) が 3mm に達した点を示した。 $\delta_N=3\text{mm}$ は、Fig.7-9(b)に示したように、SCt バネが最大耐力を超え、負勾配になる変位量である。解析では負勾配を考慮していないため、 $\delta_N=3\text{mm}$ 以降は適応範囲外である。

Fig.7-9(a)で、合板壁の耐力が大きくなる（くぎピッチが小さくなる）と合板壁からの引張軸力が大きくなり、SCt バネが $\delta_N=3\text{mm}$ に達する変形角が小さくなる。(b)、(c)においては、合板壁の耐力に関わらず、 $\delta_N=3\text{mm}$ に達する変形角は約 $30(\times 10^{-3}\text{rad.})$ である。なお、(d)の壁付ラーメン柱は、圧縮側柱のため、変形角 $40(\times 10^{-3}\text{rad.})$ までの範囲で SCt バネが $\delta_N=3\text{mm}$ に達することはない。

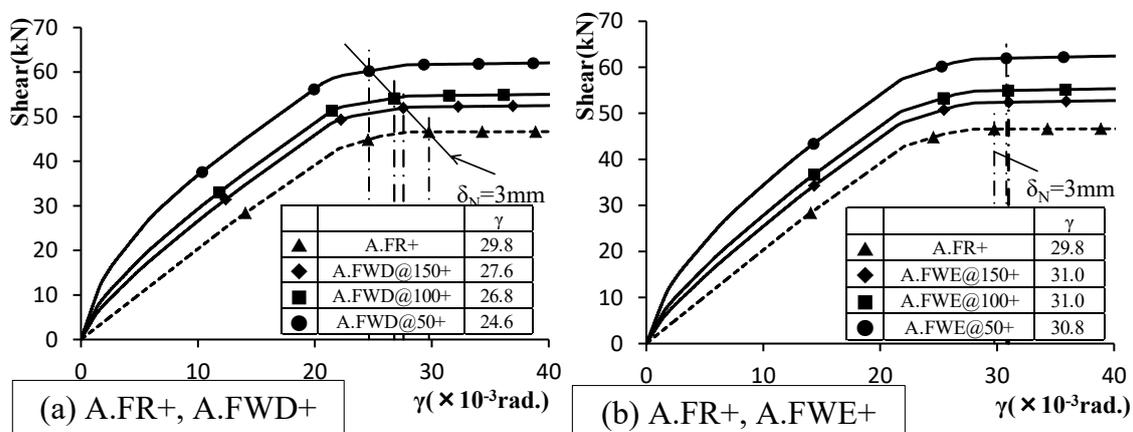


Fig.7-9(a)(b) 解析のせん断力－変形角関係

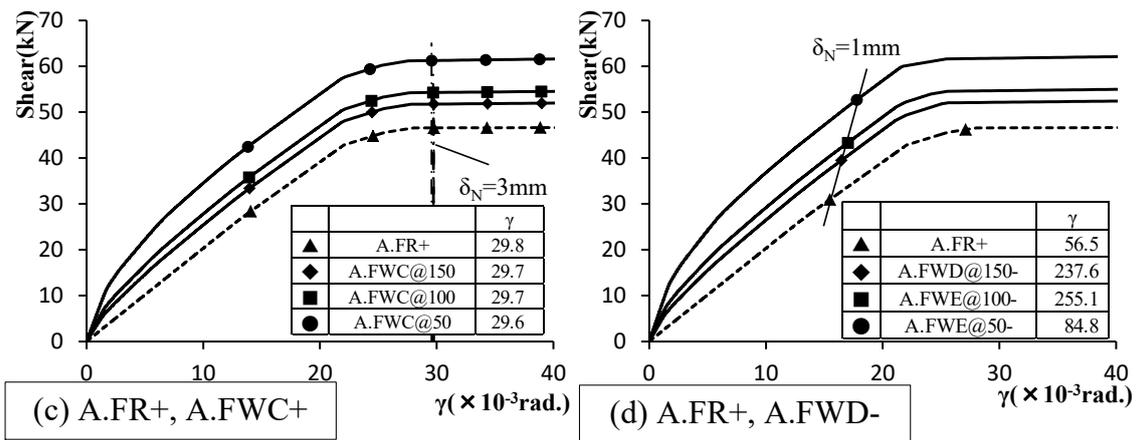


Fig.7-9(c)(d) 解析のせん断力-変形角関係
(Shear-deformation angle (Analysis))

(2) 負担せん断力

各シミュレーション解析のケースの特定変形角における負担せん断力を Fig.7-10(a)~(c)に示す。壁付ラーメン柱の負担せん断力は、壁の取り付けかないラーメン柱よりも大きい。壁耐力が同じであれば、壁が取り付けかないケースの柱の負担せん断力は、概ね同一である。

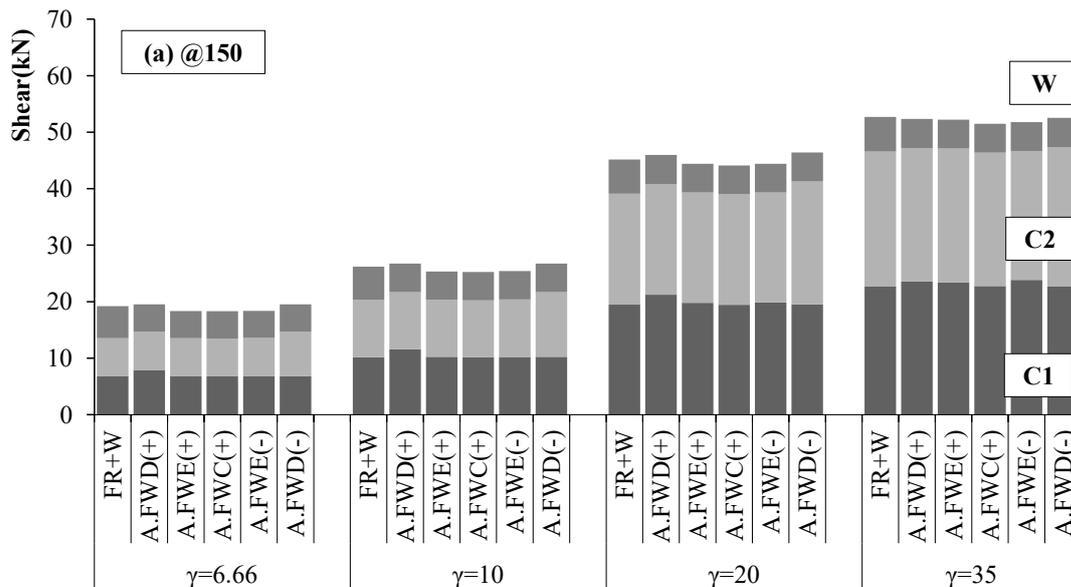


Fig.7-10(a) 解析のせん断力-変形角関係 (@150)

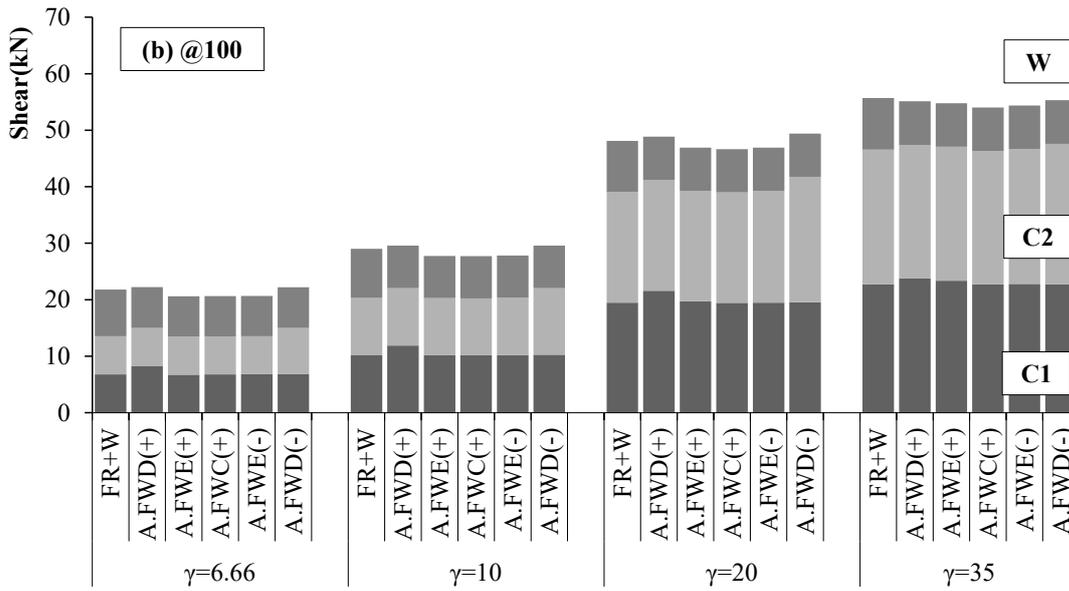


Fig.7-10(b) 解析のせん断力－変形角関係 (@100)

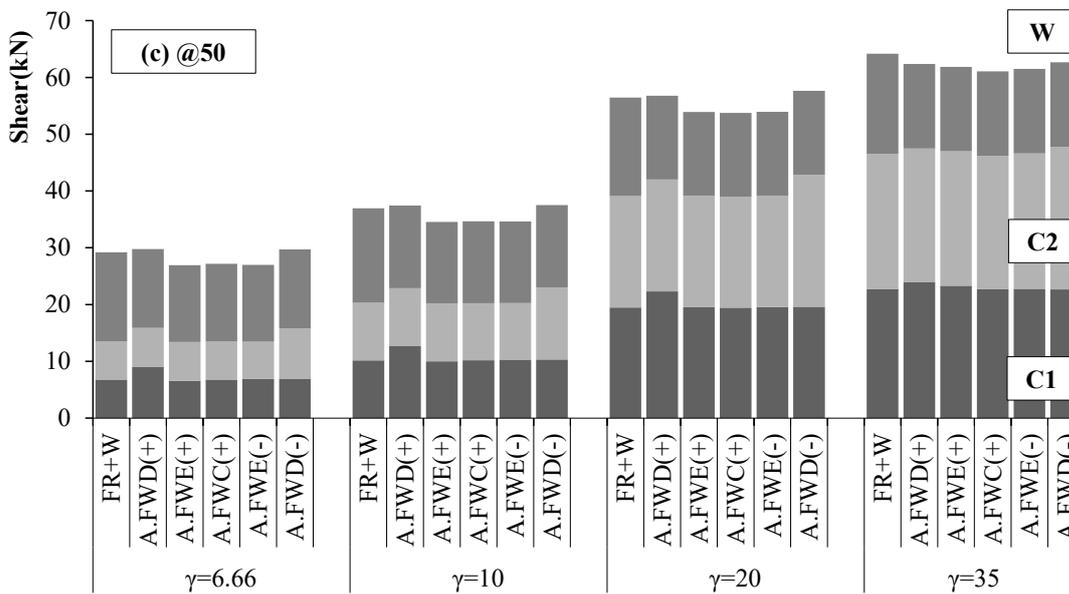


Fig.7-10(c) 解析のせん断力－変形角関係 (@50)
(Analytical shear-deformation angle)

(3) ラーメン及び合板壁と壁付ラーメンフレームを構成する要素の負担せん断力の比

構面を構成する柱・合板壁の負担せん断力とラーメン単体・合板壁単体について、解析による負担せん断力の比を考察する。Fig.7-11(a)～(c)に Table7-1 の各ケースの特定変形角時の負担せん断力の比を示す。くぎピッチは、(a)が@150、(b)が@100、(c)が@50 である。Fig.7-11 中の記号は、式 7-1)～7-3)とする。

また、Table7-8 にくぎピッチ@50 の負担せん断力の比－特定変形角関係を各ケースで示した。

$$rC_1=sQc_1/Qc_1, rC_2=sQc_2/Qc_2, rCc=sQc/Qc \quad \cdots 7-1)$$

$$rW=sQw/Qw \quad \cdots 7-2)$$

$$rA=(sQc+sQw)/(Qc+Qw) \quad \cdots 7-3)$$

ここに、

sQc_1 : 構面内のラーメンの引抜側柱が負担するせん断力

sQc_2 : 構面内のラーメンの圧縮側柱が負担するせん断力

sQw : 構面内の合板壁が負担するせん断力

Qc_1 : ラーメン単体の引抜側柱が負担するせん断力

Qc_2 : ラーメン単体の圧縮側柱が負担するせん断力

Qw : 合板壁単体のせん断力

$sQc=sQc_1+sQc_2$ 、 $Qc=Qc_1+Qc_2$

rA : 構面耐力の単体重ね合わせに対する比

rW : 構面での壁負担力の単体壁耐力に対する比

rA は、合板壁をラーメン柱に直張りする A.FWD(+)と A.FWD(-)において、1.0 を超えている。これは、 $rC1$ 、 $rC2$ が、1.0 を超えるため、合板壁の耐力が大きくなるとその傾向は、さらに大きくなる。一方、 rW は、すべてのケース、すべての変形角で、ほぼ一定値である。つまり、合板壁を直張りしたラーメン柱は、ラーメン単体の柱より負担せん断力が大きくなる。一方、合板壁の負担せん断力は小さくなる。構面全体の耐力は、それらの相殺の結果になるが、柱の増加分の方が上回るので、耐力がやや上昇することになる。

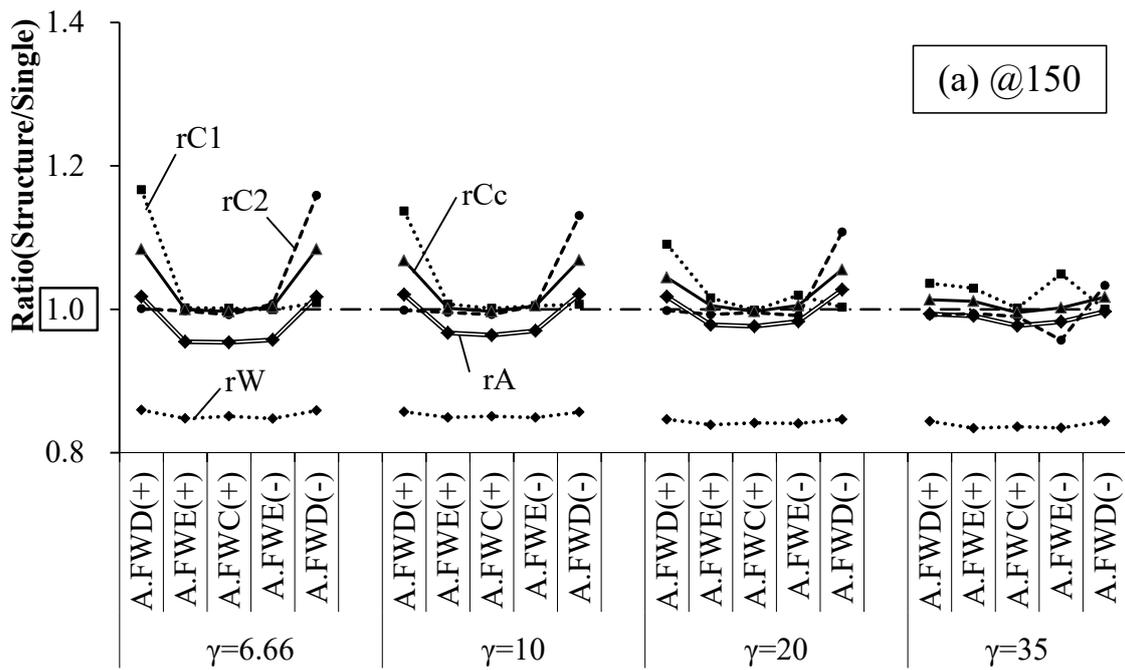


Fig.7-11(a) くぎピッチ@150 時のせん断力の比率－変形角関係

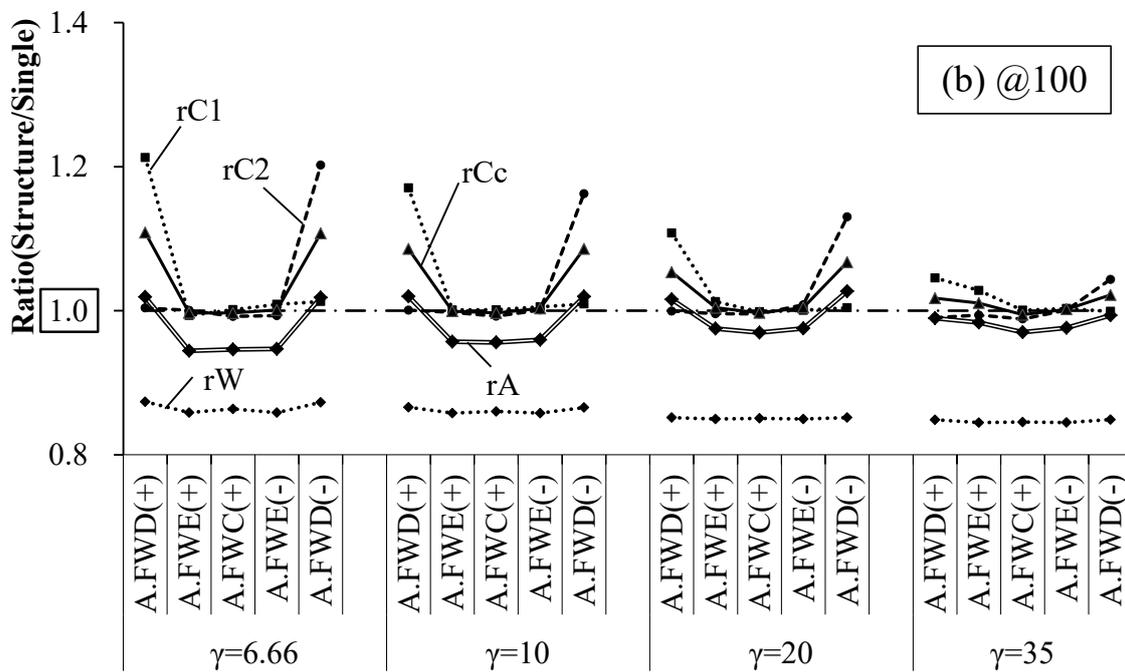


Fig.7-11(b) くぎピッチ@100 時のせん断力の比率－変形角関係

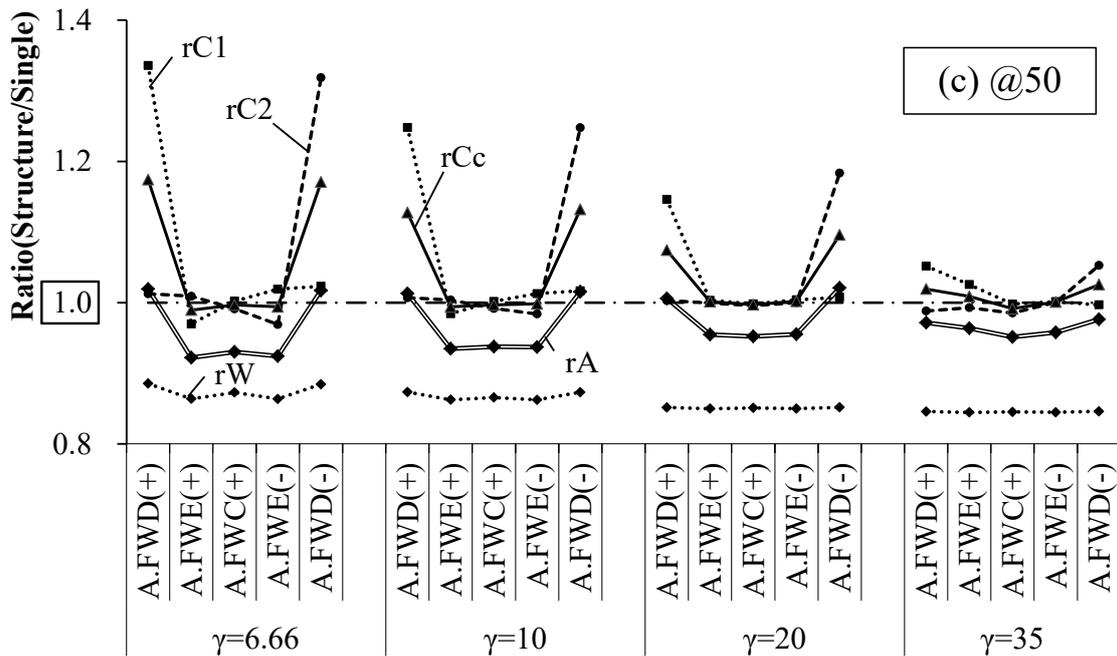
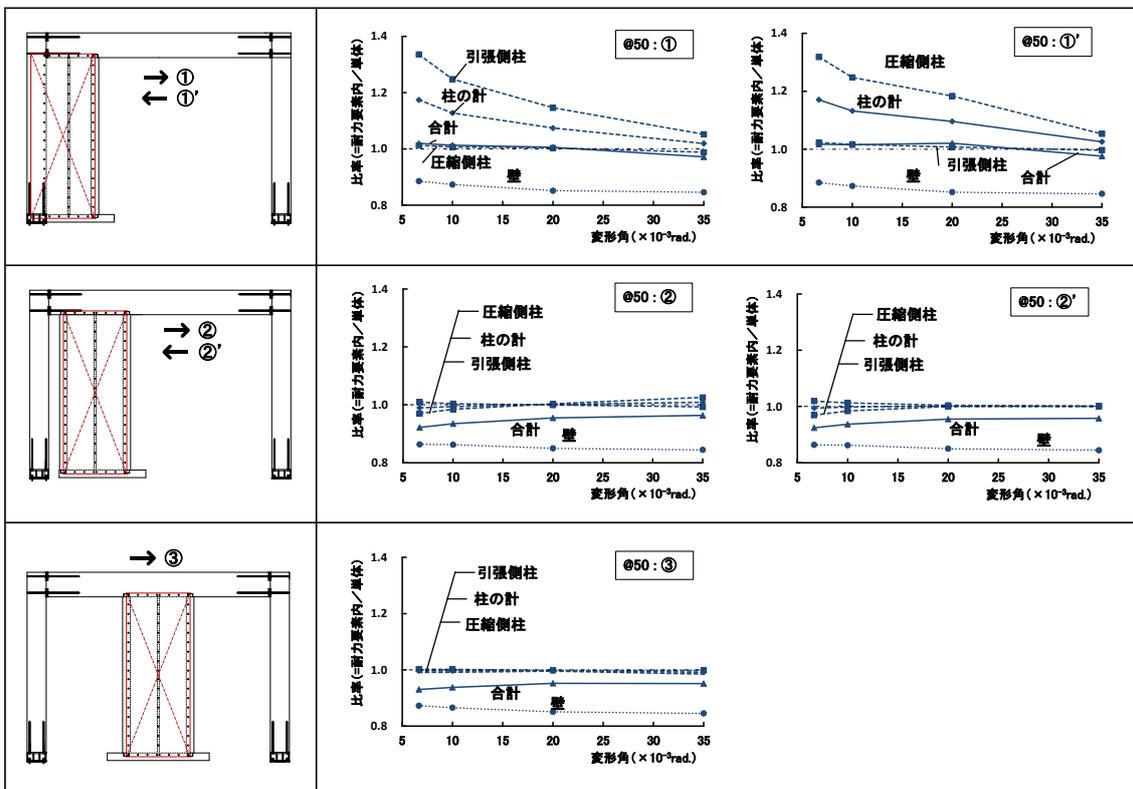


Fig.7-11(c) くぎピッチ@50時のせん断力の比率－変形角関係
(Ratio-deformation angle)

Table7-8 比較表 (くぎピッチ@50)



(4) 解析結果の考察

Fig.7-12 に、正加力時の A.FR+ (ラーメン単体) と A.FWD@50+ (壁直張りラーメン) の $\gamma=6.6(\times 10^{-3}\text{rad.})$ 時の柱のモーメントを示す。壁付ラーメン柱は、くぎに拘束されている。拘束の影響が壁付ラーメン柱のモーメント分布に表れる。この効果によって、合板壁を直張りしたラーメン柱の方が、負担せん断力が大きくなっている。

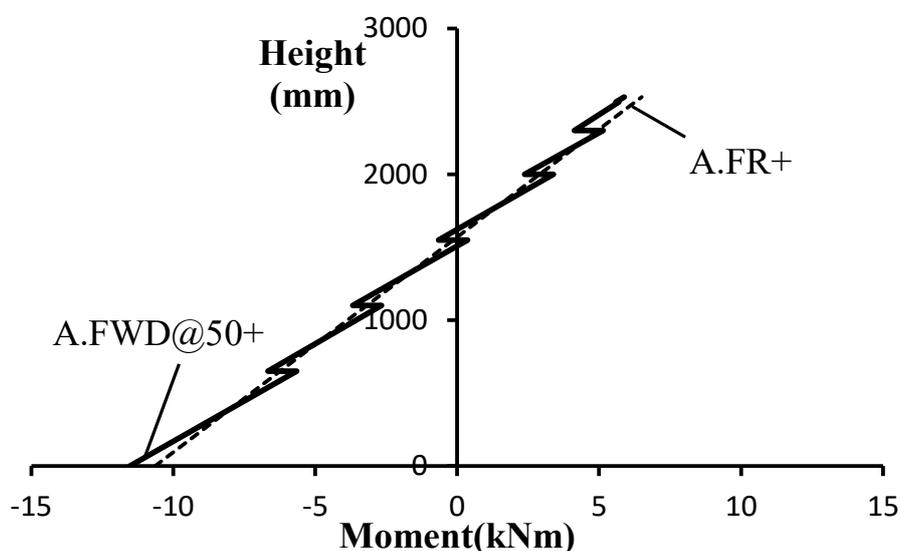


Fig.7-12 変形角 $6.6(\times 10^{-3}\text{rad.})$ 時のモーメント分布
(Moment at $\gamma=6.6(\times 10^{-3}\text{rad.})$)

(5) 解析結果による係数 α の提案

壁付ラーメンフレームのせん断力算出方法として、「ラーメン単体と合板壁単体のそれぞれのせん断力に係数 (α) を乗じて加算する。」ことを提案する。同くぎピッチ、同一変形角では、合板壁をラーメンに直張りした場合 (直張り) は、ラーメン構面内に合板壁を設置した場合 (構面内設置) より、ラーメンの負担せん断力が大きくなる。よって、 α は、直張り と 構面内設置 に分けて定める。

直張り と 構面内設置 において、くぎピッチごとに特定変形角の rCc と rW を Table7-9(a) に示す。ここで、構面内設置の rCc 、 rW は、くぎピッチごとに

A.FWE(+), A.FWC(+), A.FWE(-)の同一特定変形角での最小値とした。また、 γ の適応範囲外をグレー色で示した。ここで、適応範囲外とは LSB の最大軸力以上の変形角である。

α は、直張り、構面内設置それぞれにおいて、同くぎピッチの同一変形角のせん断力が一致するように設定する。そのため、 α は、適応範囲内で最小値とした。提案する α を Table7-9(b)にまとめる。

Table7-9(a) rCc 値と rW 値 (rCc value and rW value)

Nail position	Nail pitch	Ratio	$\gamma(\times 10^{-3})$						Min.	Not applicable (γ)	
			6.66	8.33	10	15	20	25			30
Direct	@150	rCc	1.084	1.075	1.068	1.049	1.044	1.014	1.011	1.01	27.6<
		rW	0.859	0.857	0.857	0.849	0.846	0.846	0.845	0.84	
	@100	rCc	1.107	1.095	1.086	1.060	1.054	1.018	1.015	1.01	26.8<
		rW	0.873	0.865	0.866	0.854	0.852	0.850	0.849	0.84	
	@50	rCc	1.171	1.148	1.128	1.086	1.074	1.021	1.017	1.07	24.6<
		rW	0.884	0.873	0.873	0.859	0.852	0.848	0.847	0.85	
Inner	@150	rCc	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.996	0.994	0.99	29.7<
		rW	0.848	0.847	0.849	0.841	0.841	0.839	0.837	0.83	
	@100	rCc	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.996	0.993	0.99	29.7<
		rW	0.858	0.854	0.858	0.851	0.850	0.847	0.846	0.84	
	@50	rCc	0.989	0.992	0.994	0.997	0.997	0.995	0.990	0.98	29.6<
		rW	0.864	0.862	0.862	0.857	0.850	0.847	0.846	0.84	

Table7-9(b) 乗じる係数 (α) (Design value (α))

Nail position	Part	Nail pitch	$\gamma (\times 10^{-3})$ rad.				exceed
			0	~	20	25	
Direct	Semi-rigid frame	@150	1.01				Not applicable
		@100					
		@50	1.07				
	Plywood wall	@150	0.84				
		@100					
		@50	0.85				
Inner	Semi-rigid frame	@150	0.98				Not applicable
		@100					
		@50					
	Plywood wall	@150	0.84				
		@100					
		@50					

7.5 結 論

ラーメン内に耐力壁を設置した構面について試験と解析により分析した。得られた成果は、以下のとおりである。なお、以下は本研究で設定した LSB を用いたラーメン接合部で、柱脚が先行破壊する場合である。また、柱に直張りする合板壁のくぎ打ち位置は柱の内側の場合である。

- 1). ラーメン柱に合板壁を直張りすると柱がくぎで拘束される。このとき、直張りされていない柱と比較して、柱の負担せん断力が大きくなる。この結果、ラーメンフレームの割増係数は、合板のくぎピッチで変動する。割増係数は、@150 のとき 1.01 ($\gamma=25$)、@100 のとき 1.01 ($\gamma=25$)、@50 のとき 1.07 ($\gamma=20$) となる。
- 2). ラーメン内に合板壁を設置した場合、合板壁の負担せん断力は、同一くぎピッチの合板壁単体の負担せん断力より小さくなる。このとき、比率は、合板のくぎピッチ、合板壁の設置位置（直張り、構面内設置）に係わらず、0.84～0.85 となる。
- 3). ラーメン内に合板壁を設置した構面のせん断力は、ラーメン単体と合板壁単体の荷重－変形角関係の荷重にそれぞれ係数を乗じ、加算して算出することを提案した。このとき、ラーメンの負担せん断力算出時に乗ずる係数は、直張りとは構面内設置で、異なる係数とする。
- 4). 3)のとき、柱脚 LSB が先行降伏する接合部ラーメンでは、合板壁を直張りすると、ラーメンの終局変形角が小さくなる。その傾向は、壁耐力が大きくなると一層顕著となる。

(余 白)

第8章 まとめ

8.1 本研究の結論

木質ラーメン及び木質ラーメン内に耐力壁を配置した構面の構造性能について、以下の知見を得た。

- 1). 木質ラーメンと合板壁などの耐力要素を個別に評価した許容耐力などの特性値を単純に足し合わせるだけでは、危険側の評価になることがあることを示した。
- 2). LSB を組み込んだ木質ラーメンの挙動について、柱脚や柱・はりが非接触の試験体からその挙動を分析した。その結果、それぞれの要素の性能から、構面全体の挙動が推定できることを示した。
- 3). 木質ラーメン内に合板壁を設置した場合、合板壁に位置や合板壁を木質ラーメン柱の内側・外側にくぎで打ち付けることで、挙動が異なることを明らかにした。
- 4). 合板壁を木質ラーメン柱に直に張り付ける場合には、内側（Inside）に張り付けることが望ましいことを示した。
- 5). 4)の場合、合板壁は、単独の壁試験時より負担しているせん断力は小さくなる。逆に、合板が打ち付けられた木質ラーメン柱は、負担せん断力が増えることを明らかにした。
- 6). 5)の場合の合板壁の耐力低減と木質ラーメン柱の耐力増加は相殺関係にある。これらの低減率・増大率を提案した。このとき、実設計では、壁のみの耐力を低減すれば安全側になることを示した。

8.2 まとめ

本節で、建築物内に合板壁と木質ラーメンを用いる場合の建築物の許容せん断耐力の算出方法を提案する。

(1). 建築物の許容せん断耐力算出方法の提案

建築物内に合板壁と木質ラーメンを用いる場合は、次の5つのケースが想定される。

合板壁、木質ラーメンそれぞれを単独で用いる場合として、

- 1). 建築物内で合板壁のみを採用した場合（略称を”合板壁単体”とする）
- 2). 建築物内で木質ラーメンのみを採用した場合（略称を”木質ラーメン単体”とする）

合板壁と木質ラーメンを併用する場合として、

- 3-1). 建築物内に合板壁と木質ラーメンを同一構面でなく採用した場合（略称を”並列加算”とする）
- 3-2). 建築物内に合板壁と木質ラーメンを同一構面で採用し、合板を木質ラーメンにくぎで直張りした場合（略称を”直張り加算”とする）
- 3-3). 建築物内に合板壁と木質ラーメンを同一構面で採用し、合板壁を木質ラーメン構面内で用いる場合（略称を”構面内加算”とする）

5つのケースについて、建築物の層の許容せん断耐力の算出方法をまとめ、Table8-1に示す。

Table8-1 建築物内で合板壁と木質ラーメンを用いる場合
の層の許容せん断耐力の算出方法

Case	内 容	略 称	層のせん断耐力の算出方法	
			STEP1	STEP2
Case1	建築物内で合板壁のみを採用した場合	合板壁単体	合板壁の許容せん断耐力 (P_0) を加算する。	
Case2	建陸物内で木質ラーメンのみを採用した場合	木質ラーメン単体	木質ラーメンの P_0 を加算する。	
Case3-1	建築物内に合板壁と木質ラーメンを同一構面ではなく採用した場合	並列加算	合板壁と木質ラーメンのそれぞれの荷重-変形角関係を加算する。	特性値から層の P_0 を算出する。
Case3-2	建築物内に合板壁と木質ラーメンを同一構面内で採用し、合板を木質ラーメンにくぎで直張りした場合	直張り加算	合板壁と木質ラーメンのそれぞれの荷重-変形角関係に係数 [*] を乗じて、加算する。	特性値から層の P_0 を算出する。
Case3-3	建築物内に合板壁と木質ラーメンを同一構面内で採用し、合板壁を木質ラーメン構面内で用いる場合	構面内加算	合板壁と木質ラーメンのそれぞれの荷重-変形角関係に係数 [*] を乗じて、加算する。	特性値から層の P_0 を算出する。

※ 乗じる係数 α は、Table8-2 による。

Table8-2 乗じる係数 α (第7章再掲)

Nail position	Part	Nail pitch	$\gamma (\times 10^{-3}) \text{ rad.}$			
			0	~	20	25
Direct	Semi-rigid frame	@150	1.01			Not applicable
		@100	1.01			
		@50	1.07			
	Plywood wall	@150	0.84			
		@100	0.84			
		@50	0.85			
Inner	Semi-rigid frame	@150	0.98			Not applicable
		@100	0.98			
		@50	0.98			
	Plywood wall	@150	0.84			
		@100	0.84			
		@50	0.84			

(2). 試 算

第 3 章 3.3.2 節の間取り分析の結果を用いて試算する。住宅 No.7 について、1 階 x 方向の許容せん断耐力と必要許容せん断耐力とを比較する。

住宅 No.7 の外周長に合板壁（くぎピッチ N50@150、幅 0.91m）と長さ 4m の木質ラーメンの併用させる場合を考える。Table8-3 にせん断耐力を算出する住宅のケースを示す。Table8-3 には、合板壁と木質ラーメンの個数で示した。

基本データとなる合板壁（T.W@150+）と木質ラーメン（T.FR+）の特定変形角時のせん断力を Table8-4 に示す（第 6 章から引用）。また、Table8-4 の関係をせん断力－特定変形角関係図で示した結果を Fig.8-1 に示す。また、Table8-5 に特性値と許容せん断耐力（ P_0 ）を示す。特性値②は、Table8-2 の有効範囲である $\gamma=25$ （ $\times 10^{-3}\text{rad.}$ ）までで算出したため、最大荷重の 80%の荷重に低下するまでの変形角の範囲ではない。そこで、 P_0 は、特性値②以外の最小値を採用する。

このときの必要許容せん断耐力を以下に算出する。文献 8-1)の軽い屋根の単位面積当たりの重量を面積に乗じて算出した。

$$\text{重量 (w)} = 1.08 \times 59.12 + 2.78 \times 63.32 = 239.88\text{kN}$$

$$\text{必要許容せん断耐力 (PN)} = 239.88\text{kN} \times 0.2 = 47.98\text{kN}$$

Table8-3 せん断耐力を算出する住宅のケース

住宅No.7		1階重量 : 239.88kN	
		外周長 : 13.42m	
Case		合板壁(0.91m)	ラーメン(4m)
		ヶ	ヶ
Case1	合板壁単体	15	0
Case2	木質ラーメン単体	0	4
Case3-1	並列加算	6	2
Case3-2	直張り加算		
Case3-3	構面内加算		

Table8-4 特定変形角時のせん断力 (基本データ)

試験体	γ, γ_0 ($\times 10^3$ rad.)									Unit: (kN)	
	0	6.66	8.33	10	15	20	25	30	35		
	0	(=1/150)	(=1/120)	(=1/100)	(=1/66)	(=1/50)	(=1/40)	(=1/33)	(=1/28)		
T.W@150+	0	5.49	5.80	6.18	6.37	6.23	5.59	4.96	4.76		
T.FR+	0	14.73	18.18	21.64	31.80	41.21	48.97	48.16	37.87		

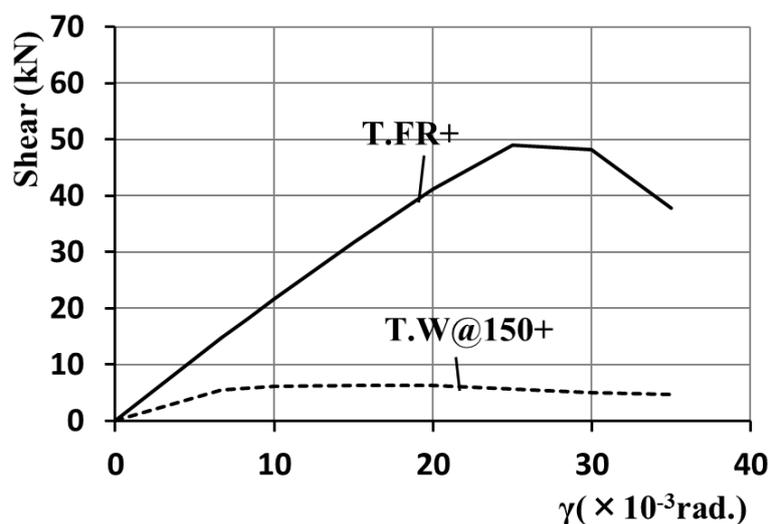


Fig.8-1 せん断力ー特定変形角関係 (基本データ)

Table8-5 特性値と短期基準せん断耐力（基本データ）

試験体	K ₀ (kN/rad.)	特性値(kN)					P ₀	P ₀ の 判定 No.
		① P _y	② (0.2/D _s)P _u	③ 2/3P _{max}	④ P(1/150)	④ P(1/120)		
T.W@150+	824.32	4.95	2.93	4.25	5.35	5.81	4.25	③
T.FR+	2139.56	26.26	10.56	32.65	14.71	18.19	14.71	④
特性値②は、25(×10 ⁻³ rad.)までで算出した。P ₀ は②以外の最小値とする。								

(3). 計算結果

事例の特性値と許容せん断耐力を Table8-6 に示す。また、せん断力-特定変形角関係を Fig.8-2 に示す。

Case1～Case3-3 について、P₀を算出して Table8-6 に示した。このとき、Case1,2 には、提案に基づく合板壁と木質ラーメンのそれぞれの P₀の加算値も示した。P₀は、必要許容せん断耐力を上回ることが確認した。

初期剛性 (K₀) について、Case1 と木質ラーメンを併用した Case2～Case3-3 を比較すると、Case2～Case3-3 で低くなり、剛性性能が劣る。

また、木質ラーメンを併用した Case3-1～Case3-3 の P₀を比較すると以下となる。

$$\text{Case3-1} > \text{Case3-2} > \text{Case3-3}$$

Table8-6 特性値と許容せん断耐力

Case	K ₀ (kN/rad.)	特性値(kN)					P ₀	P ₀ の 判定 No.	P ₀ の比率	
		① P _y	② (0.2/D _s)P _u	③ 2/3P _{max}	④ P(1/150)	④ P(1/120)				
1 合板壁のみ	12364.86	74.19	43.93	63.70	80.26	87.15	63.70	③	4.25×15=63.75	
2 ラーメンのみ	8558.23	105.03	42.23	130.59	58.85	72.75	58.85	④	14.71×4=58.84	
3-1 並列加算	8896.74	66.92	38.50	87.65	61.53	71.24	61.53	④	1.000	-
3-2 直張加算	8182.50	62.29	35.92	84.73	56.69	66.02	56.69	④	0.921	(3-2)/(3-1)
3-3 構面内加算	8056.35	61.22	35.29	82.77	55.80	64.93	55.80	④	0.907	(3-3)/(3-1)
特性値②は、25(×10 ⁻³ rad.)までで算出した。P ₀ は②以外の最小値とする。										

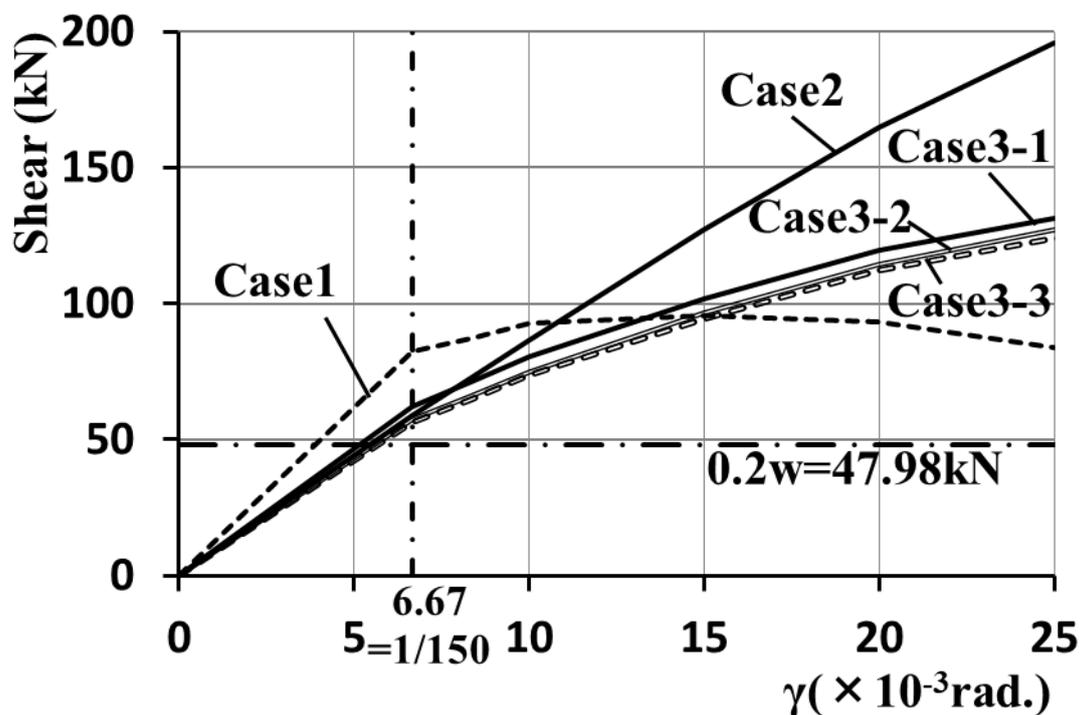


Fig.8-2 せん断力ー特定変形角関係

(4). 木質ラーメンディテール改良の例

本研究対象の木質ラーメンの改良例として、次が考えられる。

本研究の木質ラーメンは、他の多くの木質ラーメン構造と同様に、引張側柱の柱脚 LSB の降伏・破断で耐力が決定する。柱脚 LSB は、変位約 3.0mm で最大軸力となり、6.0mm で 60%程度まで軸力が低下する。これは、LSB の大部分が木部に埋め込まれ、変形区間が短いためと考えられる。このため、柱脚であっても、変形区間を長くして、降伏点以降の LSB の伸びを期待できるディテールとすることが望ましい。LSB の降伏後、終局までの変位が大きくなれば、構面としての終局変形角を伸ばすことができる。

また、本木質ラーメンの LSB は、せん断力も同時に負担しており、複合応力となる。その対策として、せん断キーを設置することが有効と考えられる。

(余 白)

【参考文献】

第1章 序論

- 1-1) 木質構造設計規準・同解説 ―許容応力度・許容耐力設計法―、日本建築学会、2006.12、pp.108-110

第2章 ラグスクリューボルトを用いた木質ラーメンの構造特性

- 2-1) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計、財団法人日本住宅・木材技術センター、2017.3

第3章 木質ラーメンと合板壁等の並列加算

- 3-1) 木質構造設計規準・同解説 ―許容応力度・許容耐力設計法、日本建築学会、2015.11、pp.108-111
- 3-2) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計、財団法人日本住宅・木材技術センター、2017.3

第4章 柱・はり接合部の応力性状

- 4-1) 日本住宅性能表示基準・評価方法基準技術解説書、工学図書株式会社、2007.10
- 4-2) 木質構造設計規準・同解説 ―許容応力度・許容耐力設計法―、日本建築学会、2006.12
- 4-3) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計、財団法人日本住宅・木材技術センター、2017.3
- 4-4) 木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き、財団法人日本住宅・木材技術センター、2005.3
- 4-5) 木質構造の設計、日本建築学会関東支部、2008.1
- 4-6) 坂槇義夫、石川嘉崇、石垣秀典、上杉義則、大橋好光：木質ラーメン工法の耐力試験結果及び水平耐力要素の加算に関する検討、日本建築学会技術報告集、Vol.14、No.27、pp.85-90、2008.6
- 4-7) 坂田弘安他：ドリフトピン・ハンガー接合システムを用いた木質半剛接合部の力学的挙動に関する研究(その 1～2) 日本建築学会大会学術講演梗

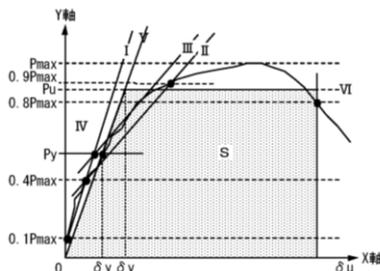
概集、C分冊、pp.125 - 129、2006

- 4-8) 那須秀行、石山央樹、山本徳人、高岡繭子、三宅辰哉、野口弘行：木質ラーメン構造による実大3層立体フレームの振動台試験、日本建築学会構造系論文集、No.617、pp.129-135、2007.7
- 4-9) 木質構造設計ノート、日本建築学会、1996.1
- 4-10) 小松幸平他：雄ネジタイプのラグスクリーューボルトを用いた木質ラーメン構法の開発（その1～2）日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、pp.131-134、2006
- 4-11) 中谷誠、森拓郎、小松幸平：ラグスクリーューボルトと特殊金物を用いた木質ラーメン構造の柱-梁接合部に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.626、pp.599-606、2008.4
- 4-12) 稲山正弘：木材のめりこみ変形に関する理論的考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、pp.13-14、1989
- 4-13) 稲山正弘他：木材のめりこみに関する実験的研究（その1～その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、pp.17-20、1991
- 4-14) 稲山正弘：木材のめりこみに関する実験的研究（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、pp.13-14、1992
- 4-15) 稲山正弘：木材のめりこみに関する実験的研究（その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、pp.907-908、1993
- 4-16) 木造の耐力壁及びその倍率性能試験・評価業務方法書、ハウスプラス確認検査株式会社、2008.8

付録) 木造の耐力壁の試験および倍率試験における完全弾塑性モデルの作成方法を文献4-3)から引用して以下に示す。(付図4-1参照)

- a).包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第I直線を引く。
- b).包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第II直線を引く。
- c).包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- d).第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点からX軸に平行に第IV直線を引く。
- e).第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変位 δy とする。
- f).原点と $(\delta y, P_y)$ を結ぶ直線を第V直線として、それを初期剛性 K と定める。
- g).最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位又は $I/15rad$ のいずれか小さい変位を終局変位 δu とする。
- h).包絡線とX軸及び δu で囲まれる面積を S とする。

- i). 第V直線と δu と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第VI直線を引く。
- j). 第V直線と第VI直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δv とする。
- k). 塑性率 $\mu = \delta u / \delta v$ とする。
- l). 試験体の変位角が $1/15\text{rad}$ を超えても最大荷重に達しない場合には、 $1/15\text{rad}$ の荷重を P_{max} とする。



付図 3-1 終局加力を行った側の包絡線による耐力の求め方

第 5 章 面材耐力壁を設置した木質ラーメン架構の構造特性

- 5-1) Hiroyasu SAKATA, et al.: Mechanical Behavior of Moment Resisting Semi-rigid Frame with Bearing Wall (Part1-Part2), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 7 - 10, 2011. 8 (in Japanese)

坂田弘安他：耐力壁を併用した木質半剛接ラーメン構造の力学的挙動に関する実験研究（その1～その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III, pp. 7 - 10, 2011. 8

- 5-2) Yuji MIYAMOTO, et al.: Horizontal Loading Test of Wooden Rigid Frame Combined with Shear Walls with Structural Plywood, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 11 - 12, 2011. 8 (in Japanese)

宮本裕司他：木質ラーメンフレームと構造用合板を用いた耐力壁を併用した門型フレームの水平加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III, pp. 11 - 12, 2011. 8

- 5-3) Fumio KAMIYA: Theoretical Studies on Racking Stiffness and Strength of Wooden Sheathed Walls, Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 309, pp. 86 - 94, 1981. 11 (in Japanese)

神谷文夫：面材を釘打ちした耐力壁のせん断剛性および強度に関する理

論的研究, 日本建築学会論文報告集, 第 309 号, pp. 86 - 94, 1981. 11

- 5-4) Yoshio SAKAMAKI, Yoshitaka ISHIKAWA, Hidenori ISHIGAKI, Yoshinori UESUGI and Yoshimitsu OHASHI: Racking Tests of Wooden Rigid Frame and the Simulation of Shear-Displacement Curves of Shear elements, AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 14, No. 27, pp. 85-90, 2008. 6 (in Japanese)

坂槇義夫, 石川嘉崇, 石垣秀典, 上杉義則, 大橋好光: 木質ラーメン工法の耐力試験結果及び水平耐力要素の加算に関する検討, 日本建築学会技術報告集, 第 14 巻, 第 27 号, pp. 85-90, 2008. 6

- 5-5) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Developmental Study of Structural Design Method of Wooden Rahmen System (Part1-Part4), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 371-378, 2007. 7 (in Japanese)

大橋好光他: 木質ラーメン工法における設計法の開発 (その 1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp. 371-378, 2007. 7

- 5-6) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Racking Tests by the Joint of Wooden Rigid Frame (Part1-Part3), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 399-404, 2008. 7 (in Japanese)

大橋好光他: 木質ラーメン工法の接合部耐力試験 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp. 399-404, 2008. 7

- 5-7) Yoshio SAKAMAKI, Nobuyoshi MICHIBA, Yoshinori UESUGI and Yoshimitsu OHASHI: Experimental Study on Moment-Rotational Angle Curves by Racking Tests of the Joint of Wooden Rigid Frame, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 75 No. 647, pp. 147-155, 2010. 1 (in Japanese)

坂槇義夫, 道場信義, 上杉義則, 大橋好光: 木質ラーメン接合部のモーメント - 回転角関係に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 647 号, pp. 147 - 155, 2010. 1

- 5-8) Yoshio SAKAMAKI, et al.: Experimental Study on Moment-Rotational Angle Curves by Racking Tests of Wooden Rigid Frame Included to Structural Plywood (Part1-Part3), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 623 - 628, 2013. 8 (in Japanese)

坂槇義夫他: 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp. 623 - 628, 2013. 8

- 5-9) Yoshio SAKAMAKI, et al.: Experimental Study on Moment-Rotational Angle

Curves by Racking Tests of Wooden Rigid Frame Included to Structural Plywood (Part4-Part7), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 135 - 142, 2014. 9

坂槇義夫他：木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究（その4～その7），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp. 135 - 142, 2014. 9 (in Japanese)

- 5-10) Yoshio SAKAMAKI, et al.: Experimental Study on the Properties of Wooden Rigid Frame with Structural Plywood wall (Part8-Part11), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 259 - 266, 2015. 9

坂槇義夫他：木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究（その8～その11），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp. 259 - 266, 2015. 9 (in Japanese)

- 5-11) Yoshio SAKAMAKI, et al.: Experimental study on the properties of wooden rigid frame with structural plywood wall, 11th International Symposium on Architectural Interchanges in Asia, pp. 2512 - 2517, 2016. 9 (in English)

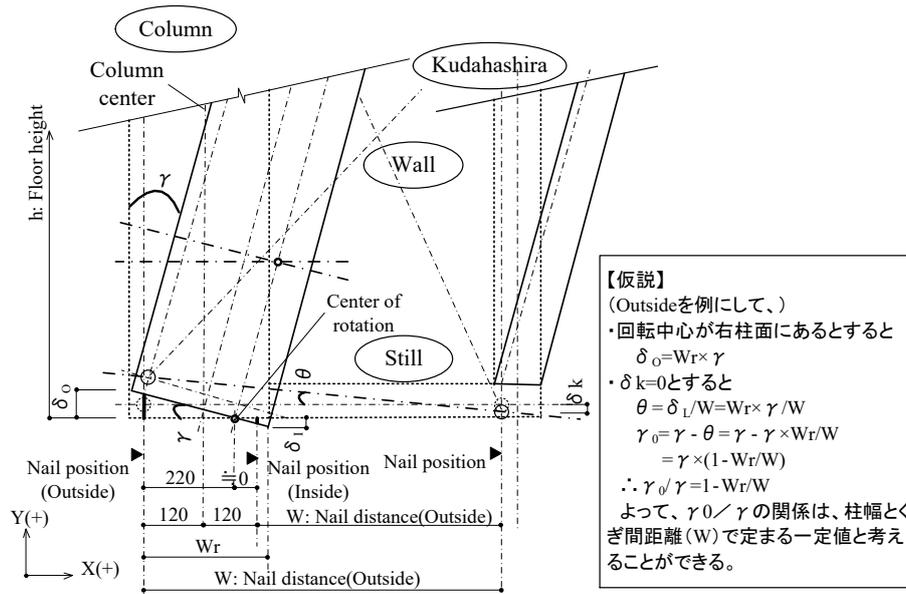
- 5-12) Makoto NAKATANI, Takuro MORI and Kohei KOMATSU: Study on the Beam-Column Joint of Timber Frame Structures using Lagscrewbolts and Special Connectors, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 73, No.626, pp.599-606, 2008.4 (in Japanese)

中谷誠，森拓郎，小松幸平：ラグスクリーボルトと特殊金物を用いた木質ラーメン構造の柱-梁接合部に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第626号，pp. 599-606, 2008. 4

- 5-13) Japan Housing and Wood Technology Center: Allowable stress design of wooden framework, 1, pp. 289 - 304, 2017. 3 (in Japanese)

（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），1, pp. 289 - 304, 2017. 3

付録) 付図 5-1 で示す通り γ_0/γ は、一定条件のもとで一定値を示す。このとき、 γ_0/γ は、柱幅とくぎのスパン方向の距離に起因している。



付図 5-1 γ_0 , γ の挙動

第 6 章 面材耐力壁を設置した木質ラーメン架構の構造特性

6-1) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Developmental Study of Structural Design Method of Wooden Rahmen System (Part1-Part4), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 371- 378, 2007. 7 (in Japanese)

大橋好光他：木質ラーメン工法における設計法の開発（その 1～4），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp. 371- 378, 2007. 7

6-2) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Racking Tests by the Joint of Wooden Rigid Frame (Part1-Part3), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 399- 404, 2008. 7 (in Japanese)

大橋好光他：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その 1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp. 399- 404, 2008. 7

6-3) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Racking Tests of the Joint of Wooden Rigid Frame (Part4-Part11), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 121- 136, 2009. 7 (in Japanese)

大橋好光他：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その 4～11），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp. 121- 136, 2009. 7

6-4) Yoshio SAKAMAKI, Yoshitaka ISHIKAWA, Hidenori ISHIGAKI, Yoshinori UESUGI and Yoshimitsu OHASHI: Racking Tests of Wooden Rigid Frame and the Simulation of Shear-Displacement Curves of Shear elements, AIJ Journal of

Technology and Design, Vol. 14, No. 27, pp. 85- 90, 2008. 6 (in Japanese)

坂楨義夫, 石川嘉崇, 石垣秀典, 上杉義則, 大橋好光 : 木質ラーメン工法の耐力試験結果及び水平耐力要素の加算則に関する検討, 日本建築学会技術報告集, 第 14 巻, 第 27 号, pp. 85- 90, 2008. 6

- 6-5) Yoshio SAKAMAKI, Nobuyoshi MICHIBA, Yoshinori UESUGI and Yoshimitsu OHASHI: Experimental Study on Moment-Rotational Angle Curves by Racking Tests of the Joint of Wooden Rigid Frame, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 75, No. 647, pp. 147- 155, 2010. 1 (in Japanese)

坂楨義夫, 道場信義, 上杉義則, 大橋好光 : 木質ラーメン接合部のモーメント - 回転角関係に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 647 号, pp. 147- 155, 2010. 1

- 6-6) Yoshimitsu OHASHI, et al.: The Simulation of Shear-Displacement Curves of Shear Elements Included Wooden Rigid Frame (Part1-Part4), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 255- 262, 2010. 7 (in Japanese)

大橋好光他 : 木質ラーメンを含む水平耐力要素の加算則に関する研究 (その 1~4) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp. 255- 262, 2010. 7

- 6-7) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Experimental Study on Moment-Rotational Angle Curves by Racking Tests of Wooden Rigid Frame Included to Structural Plywood (Part1-Part3), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 623- 628, 2013. 7 (in Japanese)

大橋好光他 : 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 1~その 3) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp. 623- 628, 2013. 7

- 6-8) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Experimental Study on Moment-Rotational Angle Curves by Racking Tests of Wooden Rigid Frame Included to Structural Plywood (Part4-Part7), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 135- 142, 2014. 7

大橋好光他 : 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 4~その 7) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造-III, pp. 135- 142, 2014. 7 (in Japanese)

- 6-9) Yoshimitsu OHASHI, et al.: Experimental Study on the Properties of Wooden Rigid Frame with Structural Plywood wall (Part8-Part11), Summaries of

Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp. 259- 266, 2015. 7

大橋好光他：木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究（その 8～その 11），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造-III，pp. 259- 266, 2015. 7 (in Japanese)

6-10) Yoshio SAKAMAKI, et al.: Experimental study on the properties of wooden rigid frame with structural plywood wall, 11th International Symposium on Architectural Interchanges in Asia, pp. 2512- 2517, 2016. 9 (in English)

6-11) Yoshio SAKAMAKI, et al.: Important elements in the design method of rigid wooden frames with structural plywood, 12th International Symposium on Architectural Interchanges in Asia, pp. 1964- 1968, 2018. 10 (in English)

6-12) Yoshio SAKAMAKI, Nobuyoshi MICHIBA, Keisuke KAGAWA, Hiroaki OHSAWA, Tsuyoshi MAKITA, Seiji TAKANASHI and Yoshimitsu OHASHI: Properties of wooden semi-rigid frame with structural plywood wall, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 84, No. 755, pp. 61- 71, 2019. 1 (in Japanese)

坂楨義夫，道場信義，加川啓介，大澤弘明，楨田剛，高梨成次，大橋好光：木質ラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素の応力性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 84 巻，第 755 号，pp. 61- 71, 2019. 1

6-13) Japan Housing and Wood Technology Center: Allowable stress design of wooden framework, 1, pp. 289- 304, 2017. 3 (in Japanese)

（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），1, pp. 289- 304, 2017. 3

第 7 章 木質ラーメン構面内に面材耐力要素を設置した架構の数値解析

7-1) Design Manual for Engineered Timber Joints, Architectural Institute of Japan, pp. 225 - 232, 2017. 10 (in Japanese)

木質構造接合部設計マニュアル，日本建築学会，pp. 225 - 232, 2017. 10

第 8 章 まとめ

8-1) 木質構造 第 3 版，杉山英男，共立出版株式会社，2005.9, pp.188-194

【学会誌に発表した論文リスト】

○：筆者が第1著者の論文

(1) 査読論文

- 1) ○坂楨義夫・石川嘉崇・石垣秀典・上杉義則・大橋好光：木質ラーメン工法の耐力試験結果及び水平耐力要素の加算則に関する検討、日本建築学会技術報告集、第14巻第27号、2008.6、pp.85-90
- 2) ○坂楨義夫・道場信義・上杉義則・大橋好光：木質ラーメン接合部のモーメント-回転角関係に関する実験研究、日本建築学会構造系論文集、第75巻第647号、2010.1、pp.147-155
- 3) 高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・坂楨義夫・道場信義・加川啓介・大橋好光：旧基準で建てられた木造住宅の残余水平力と損傷状況の関係に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第80巻第712号、2015.6、pp.895-904
- 4) ○坂楨義夫・道場信義・加川啓介・大澤弘明・楨田剛・高梨成次・大橋好光：木質ラーメン構面内に構造用合板壁を設置した耐力要素の応力性状に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第84巻第755号、2019.1、pp.61-71
- 5) ○坂楨義夫・加川啓介・道場信義・高梨成次・大橋好光：木質ラーメン内に耐力壁を設置した構面の許容せん断耐力評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第85巻第767号、2020.1、pp.73-83

(2) 英文論文

- 1) ○Yoshio Sakamaki, Nobuyoshi Michiba, Keisuke Kagawa, Mayu Nakayama, Seiji Takanashi, Yoshimitsu Ohashi : Experimental study on the properties of wooden rigid frame with structural plywood wall, 11th ISAIA, Sept.20-23, 2016, pp.2512-2517
- 2) ○Yoshio Sakamaki, Nobuyoshi Michiba, Keisuke Kagawa, Mayu Nakayama, Seiji Takanashi, Yoshimitsu Ohashi : Important Elements in the Design Method of Rigid Wooden Frames with Structural Plywood, 12th ISAIA, Oct.23-26, 2018, pp.1964-1968
- 3) Keisuke Kagawa, Mayu Nakayama, Nobuyoshi Michiba, Yoshio Sakamaki, Hideyuki Maekawa, Naohito Kawai, Kyosuke Mukaibo, Hidemaru Shimizu and Yoshimitsu Ohashi : Experimental Study on Structural Performance of Traditional Wooden House without Mud Walls, 12th ISAIA, Oct.23-26, 2018, pp.1969-1972

- 4) Nobuyoshi Michiba, Mayu Nakayama, Keisuke Kagawa, Yoshio Sakamaki, Hideyuki Maekawa, Naohito Kawai, Yoshimitsu Ohashi and Shinichirou Matsudome : Experimental Study on Evaluation of Structural Performance a Newly Built Timber House Has the Japanese Traditional Detail, 12th ISATA, Oct.23-26, 2018, pp.1973-1978

(3) 日本建築学会大会論文 (梗概集)

- 1) 寺山武志・上杉義則・対馬幸久・坂楨義夫・大橋好光： 木質ラーメン工法における設計法の開発 (その1 耐力壁の水平せん断性能)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州)、構造-III、2007.8、pp.371-372
- 2) 対馬幸久・上杉義則・寺山武志・坂楨義夫・大橋好光： 木質ラーメン工法における設計法の開発 (その2 門型ラーメン架構の水平加力試験)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州)、構造-III、2007.8、pp.373-374
- 3) 上杉義則・寺山武志・対馬幸久・坂楨義夫・大橋好光： 木質ラーメン工法における設計法の開発 (その3 門型ラーメン架構の接合部水平加力試験)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州)、構造-III、2007.8、pp.375-376
- 4) 坂楨義夫・上杉義則・寺山武志・対馬幸久・大橋好光： 木質ラーメン工法における設計法の開発 (その3 耐力要素の加算)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州)、構造-III、2007.8、pp.-377-378
- 5) 木原朋広・仲野陽子・上杉義則・石垣秀典・坂楨義夫・山本聡・大橋好光： 木質ラーメン工法の接合部耐力試験 (その1 接合部耐力試験の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)、構造-III、2008.9、pp.399-400
- 6) 仲野陽子・木原朋広・上杉義則・石垣秀典・坂楨義夫・山本聡・大橋好光： 木質ラーメン工法の接合部耐力試験 (その2 接合部耐力試験の結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)、構造-III、2008.9、pp.401-402
- 7) ○坂楨義夫・上杉義則・木原朋広・仲野陽子・石垣秀典・山本聡・大橋好光： 木質ラーメン工法の接合部耐力試験 (その3 接合部耐力の解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)、構造-III、2008.9、pp.403-404
- 8) 上杉義則・木原朋広・仲野陽子・石垣秀典・坂楨義夫・大橋好光： 狭小壁の水平加力試験と耐力評価、日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)、構造-III、2008.9、pp.453-454
- 9) 対馬幸久・石垣秀典・坂楨義夫・魚津忠弘： 抱き柱による耐震補強を施した木造軸組の性能確認実験 (その1 格子壁を付加した木造軸組の静的加力実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)、構造-III、2008.9、pp.407-408

- 10) 石垣秀典・対馬幸久・坂楨義夫・魚津忠弘：抱き柱による耐震補強を施した木造軸組の性能確認実験（その2 制振壁を付加した木造軸組の静的加力実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、構造-Ⅲ、2008.9、pp.409-410
- 11) 木原朋広・対馬幸久・道場信義・坂楨義夫・山本聡・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その4 軸方向剛性を用いた接合部モーメントの推定）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.121-122
- 12) ○坂楨義夫・木原朋広・対馬幸久・道場信義・山本聡・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その5 接合部応力状態の分析方針）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.123-124
- 13) 対馬幸久・木原朋広・対馬幸久・道場信義・坂楨義夫・山本聡・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その6 接合部応力状態の算出）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.125-126
- 14) 仲野陽子・上杉義則・石垣秀典・道場信義・坂楨義夫・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その7 摩擦抵抗型制振部材を組み込んだ柱 - はり接合部試験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.127-128
- 15) 上杉義則・仲野陽子・石垣秀典・道場信義・坂楨義夫・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その8 摩擦抵抗型制振部材の効果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.129-130
- 16) 石垣秀典・仲野陽子・上杉義則・道場信義・坂楨義夫・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その9 制振部材を設置した接合部試験体の解析モデルに関する検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.131-132
- 17) 小野寺元・坂楨義夫・道場信義・上杉義則・木原朋広・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その10 性能表示付き木造軸組工法住宅の水平耐力要素の構成）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.133-134
- 18) 道場信義・坂楨義夫・上杉義則・小野寺元・木原朋広・大橋好光：木質ラーメン工法の接合部耐力試験（その11 木質ラーメンが混在する木造住宅の水平耐力試算）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、構造-Ⅲ、2009.8、pp.135-136
- 19) ○坂楨義夫・木原朋広・道場信義・上杉義則・大橋好光：木質ラーメン工法を含む水平耐力要素の加算則に関する研究（その1 研究概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造-Ⅲ、2010.9、pp.255-256

- 20) 道場信義・木原朋広・上杉義則・坂楨義夫・大橋好光： 木質ラーメン工法を含む水平耐力要素の加算則に関する研究（その2 静的試験による耐力要素の復元力モデルの設定）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造-III、2010.9、pp.257-258
- 21) 上杉義則・木原朋広・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 木質ラーメン工法を含む水平耐力要素の加算則に関する研究（その3 解析モデルの設定）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造-III、2010.9、pp.259-260
- 22) 木原朋広・道場信義・上杉義則・坂楨義夫・大橋好光： 木質ラーメン工法を含む水平耐力要素の加算則に関する研究（その4 地震応答解析の考察）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造-III、2010.9、pp.261-262
- 23) 対馬幸久・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・千葉博・小野寺元・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その3 終局時耐力の分析）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造-III、2010.9、pp.473-474
- 24) 小野寺元・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・千葉博・対馬幸久・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その4 耐力評価）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造-III、2010.9、pp.475-476
- 25) 千葉博・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・小野寺元・道場信義・対馬幸久・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その5 サイディングの挙動）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造-III、2010.9、pp.477-478
- 26) 木原朋広・道場信義・上杉義則・坂楨義夫・大橋好光： 木造住宅における水平耐力要素の加算則に関する研究（その1 試験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-III、2011.8、pp.1-2
- 27) 上杉義則・木原朋広・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 木造住宅における水平耐力要素の加算則に関する研究（その2 加算則の検証）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-III、2011.8、pp.3-4
- 28) ○坂楨義夫・木原朋広・上杉義則・道場信義・道場信義・大橋好光： 木造住宅における水平耐力要素の加算則に関する研究（その3 復元力特性の比較）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-III、2011.8、pp.5-6
- 29) 島田雅也・道場信義・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その6 簡易補強実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-III、2011.8、pp.159-160

- 30) 高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その7 地震応答解析のための解析モデル）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-Ⅲ、2011.8、pp.161-162
- 31) 道場信義・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その8 地震応答解析の結果と評価）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-Ⅲ、2011.8、pp.163-164
- 32) 大幢勝利・高梨成次・高橋弘樹・加川啓介・小野寺元・千葉博・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その9 構面実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-Ⅲ、2011.8、pp.165-166
- 33) 小野寺元・高橋成次・大幢勝利・高橋弘樹・千葉博・加川啓介・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その10 乾式工法試験体の損傷状況）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-Ⅲ、2011.8、pp.167-168
- 34) 加川啓介・高橋成次・大幢勝利・高橋弘樹・小野寺元・千葉博・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その11 現場調合湿式試験体の損傷状況）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-Ⅲ、2011.8、pp.169-170
- 35) ○坂楨義夫・高橋成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場信義・小野寺元・加川啓介・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その12 動的実験と静的実験結果の比較）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、構造-Ⅲ、2012.9、pp.387-388
- 36) 小野寺元・高橋成次・大幢勝利・高橋弘樹・坂楨義夫・道場信義・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その13 ひび割れ幅と残留変形）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、構造-Ⅲ、2012.9、pp.389-390
- 37) 高橋成次・大幢勝利・高橋弘樹・坂楨義夫・道場信義・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その15 本震による損傷度と余震の大きさをパラメータとした地震応答解析）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、構造-Ⅲ、2012.9、pp.391-392
- 38) ○坂楨義夫・道場信義・加川啓介・村西大介・楨田剛・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究（その1 実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、

pp.623-624

- 39) 道場信義・坂楨義夫・加川啓介・村西大介・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究（その2 実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、pp.625-626
- 40) 加川啓介・道場信義・坂楨義夫・村西大介・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究（その3 応力状態の分析）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、pp.627-628
- 41) 高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場信義・加川啓介・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その17 試験体および仮動的実験の概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、pp.409-410
- 42) 大幢勝利・高梨成次・高橋弘樹・道場信義・加川啓介・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その18 仮動的実験による余震による変形量の増大の検証）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、pp.411-412
- 43) 小野寺元・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場信義・加川啓介・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その19 仮動的実験による最大耐力と損傷状況の関係の調査）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、pp.413-414
- 44) 下条啓介・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場信義・加川啓介・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その20 仮動的実験による簡易補強の性能評価）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、pp.415-416
- 45) 高橋弘樹・高梨成次・大幢勝利・道場信義・加川啓介・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究（その21 仮動的実験による足場補強実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造-Ⅲ、2013.8、pp.417-418
- 46) 加川啓介・佐藤克哉・道場信義・坂楨義夫・村西大介・楨田剛・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究（その4 実験概要及び結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、構造-Ⅲ、2014.9、pp.135-136
- 47) 佐藤克哉・坂楨義夫・加川啓介・道場信義・村西大介・楨田剛・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する

- 研究 (その 5 ハーフラーメン重ね合わせ、応力状態比較)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、構造-III、2014.9、pp.137-138
- 48) 道場信義・佐藤克哉・坂楨義夫・加川啓介・村西大介・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 6 面材の挙動について)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、構造-III、2014.9、pp.139-140
- 49) ○坂楨義夫・佐藤克哉・加川啓介・道場信義・村西大介・楨田剛・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 7 静的増分解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、構造-III、2014.9、pp.141-142
- 50) 土屋江利佳・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場信義・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究 (その 22 試験体および仮動的実験の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、構造-III、2014.9、pp.591-592
- 51) 高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場信義・土屋江利佳・坂楨義夫・大橋好光： 旧基準で建てられた木造住宅の倒壊に対する安全限界の研究 (その 23 仮動的実験による余震による変形量の増大の検証)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、構造-III、2014.9、pp.593-594
- 52) 大澤弘明・坂楨義夫・加川啓介・道場信義・佐藤克哉・楨田剛・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 8 実験概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東)、構造-III、2015.9、pp.259-260
- 53) 加川啓介・坂楨義夫・大澤弘明・道場信義・佐藤克哉・楨田剛・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 9 実験結果の考察)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東)、構造-III、2015.9、pp.261-262
- 54) ○坂楨義夫・大澤弘明・佐藤克哉・道場信義・加川啓介・楨田剛・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 10 構造用合板の挙動に関する検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東)、構造-III、2015.9、pp.263-264
- 55) 道場信義・大澤弘明・佐藤克哉・加川啓介・楨田剛・坂楨義夫・高梨成次・大橋好光： 木質ラーメン構面内に構造用合板を設置した耐力要素に関する研究 (その 11 軸力変化が木質ラーメンに及ぼす影響)、日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東)、構造-III、2015.9、pp.265-266
- 56) 土屋江利佳・高梨成次・大幢勝利・高橋弘樹・道場啓介・加川啓介・坂楨義

夫・大橋好光： 木造住宅の損傷状況と倒壊危険性に関する研究（その1 実験概要および力学的特性）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-Ⅲ、2015.9、pp.233-234

- 57) 高梨成次・大嶋勝利・高橋弘樹・土屋江利佳・道場啓介・加川啓介・坂楨義夫・大橋好光： 木造住宅の損傷状況と倒壊危険性に関する研究（その2 外壁がサイディングの場合の損傷状況の評価）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造-Ⅲ、2015.9、pp.235-236

【謝 辞】

武蔵工業大学（現、東京都市大学）大学院工学研究科（博士後期課程）建築学専攻に入学したのは、2006年でした。

同年は、東電設計（株）を退職し、ハウспラス住宅保証（株）へ転職した年でもありました。社会人として、大学院への入学の許しを頂き、木質構造を一からご指導頂きました大橋好光教授に深く感謝いたします。このとき、社会人として大学院に籍を置くことを許して頂いた当時社長の上田裕司氏（現、（株）関電工常務執行役員）、研究費計上をお許し頂いた社長の山崎剛博士（現、テココカスタマーサービス（株）代表取締役会長）に深く感謝いたします。

色々あり、大学院は3年で満期退学いたしました。大橋好光教授には、その後も未熟な私のご指導していただきました。

学位論文をまとめるまで、多くの年数を要しましたが、やっとここで形にすることが出来ました。

論文作成に多くのご助言を頂いた（独）労働安全衛生総合研究所の高梨成次博士に感謝いたします。

論文をまとめるにあたりご協力を頂いた道場信義氏（元、ハウспラス確認検査（株）・現、一建設（株））、ハウспラス確認検査（株）の加川啓介氏に感謝いたします。

試験設計、制作にご協力いただきました BX カネシン（株）の榎田剛氏、当時大学院生の大澤弘明氏はじめとする各位に感謝いたします。

2020年3月

坂楨 義夫

