

枠組壁工法による小屋組の耐力

丸山 武 伊藤勝彦
宮野 博

1. はじめに

北米の在来工法である枠組壁工法が建設省告示によって我が国でオープン化されてから早くも2年になるうとしているが、まだ数多くの問題が山積みされており、一つ一つ着実に解決していかなくてはならないと考える。それらの数多くの問題点の一つに小屋組の設計がある。特に本道のような多雪地帯、すなわち、積雪荷重の極めて大きい条件での小屋組に対する検討が非常に重要であろう。合板ガセット接着法による屋根トラスに関しては既に数多くの報告¹⁾が提出されており、その有効性が確認されているが、枠組壁工法における在来工法小屋組、すなわち釘接合によるたるき小屋組の耐力試験についての報告はほとんど見あたらない。そこで、このような積雪1mあるいはそれを越えるような多雪地帯における小屋組の合理的設計に必要な技術資料を得るための手掛かりとして、釘接合によるたるき小屋組についての耐力試験を行ったので報告する。

この報告の一部は第26回日本木材学会大会（1976年4月，静岡）において発表した。

2. 材料と方法

2.1 設計の方針

最深積雪1m，勾配4/10，小屋間隔45cm，スパン5.55m，使用部材樹種S グループ1級エゾマツ材として，住宅金融公庫融資住宅枠組壁工法住宅工事共通仕様書²⁾（以後，単に仕様書と呼ぶ）のスパン表から部材寸法をひろくと，たるき（ラフター）は208材，天井根太（ジョイスト）も208材となるが，今回の試験では天井に加わる荷重は考慮していないので，仕様書のスパン表ではわずかな断面不足とはなるが，天井根太は206材とした。

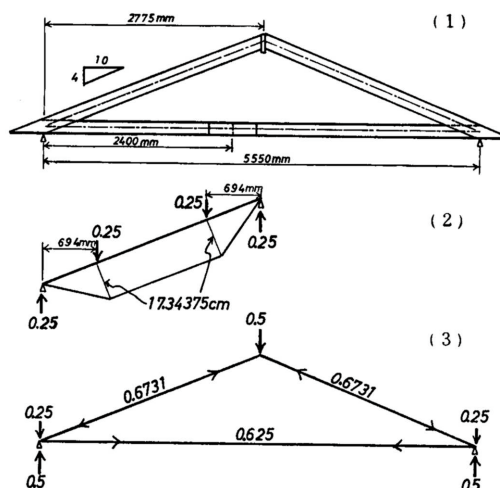
荷重の算定としては，積雪荷重 $210\text{kg}/\text{m}^2$ ，屋根荷重 $25\text{kg}/\text{m}^2$ （薄鉄板ぶき，木造のもや）として，上記条件での小屋組1体当りの総荷重に換算してやれば約 590kg となり，この荷重を本試験での設計荷重とした。

2.2 試験体

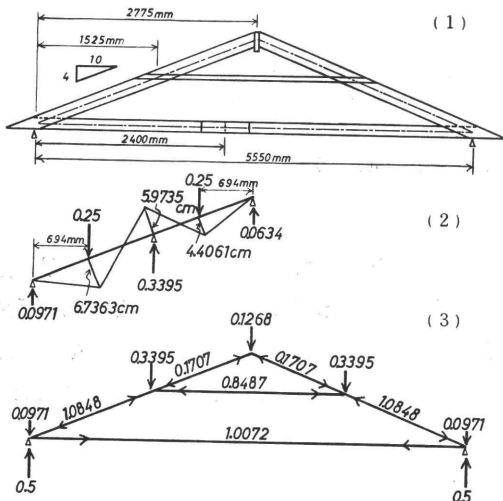
試験体は第1図に示したたるきと天井根太のみで組み立てたもの（試験体記号をRAとする）と，第2図に示したRAと同一の構造に対して204材のたるき（カラービーム）を取り付けたもの（同RBとする）の2種類である。

使用部材の樹種はエゾマツ材で，枠組壁工法用製材の日本農林規格に規定される甲種枠組材1級相当の乾燥材である。

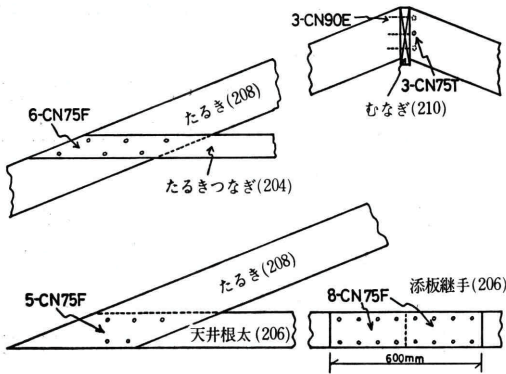
試験体の各接合部の詳細を第3図に示した。たるきと根太の接合，すなわち，合掌尻の接合には5本のCN75で，頂点においては2連の小屋組に対して210材の棟木を渡し，一端のたるきの斜め木口面に対して棟



第1図 (1) RAの形状 (2) 荷重及び曲げモーメント図
(3) 部材軸方向力図



第2図 (1) RBの形状 (2) 荷重及び曲げモーメント図 (3) 部材軸方向力図



第3図 接合部詳細図

木を3本のCN90で止め、その上にもう一方のたるき側から3本のCN75で斜め打ちした。根太についてはスパン中央から37.5cm離れた位置で、長さ60cmの206材をCN75で添え板継ぎをしてある。RBの場合には204材のたるきつなぎを棟高のほぼ中央の位置で両端を各々6本のCN75で接合した。

2.3 試験の方法

試験は2体を1組として、5分点4点荷重方式で負荷した。すなわち、2体の小屋組を45cmの間隔で並列させ、所定の荷重点に荷重もやとしての集成材ブロックを渡し、その4本のもやに油圧ジャッキ2基で等しい荷重を加えた。荷重の検出

にはロードセルを油圧ジャッキと集成材ブロックとの間に介して行った。なお、小屋組の側面および各部材間には振れ止めを設置して横倒れを防止した。

変位の測定位置は、頂点(棟木)、左右の合掌(たるき)中央点および天井根太中央点における各々の垂直変位と合掌尻接合部における水平方向の滑り量である。これらの測定には摺動抵抗型変位計を使用した。

荷重の順序は、1体当りの荷重として450kgを5回繰り返す、さらに700kg及び900kgを各5回ずつ繰り返す、その後1,350kg及び1,800kgを各1回繰り返しから破壊に至るまで加力した。

試験体および装置の全景を写真1に示した。

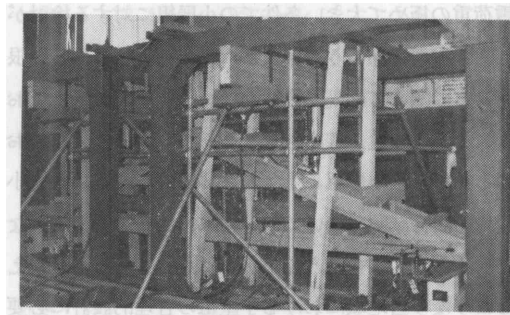


写真1 試験体全景 (RB)

3. 試験の結果と考察

3.1 剛性試験の結果

荷重700kgを5回繰り返した時の各々の荷重～変位図の直線部分から設計荷重590kg当りの撓みの平均値と、試験体の各節点をピンと仮定して計算した値との比較で第1表に示した。計算式は一般に用いられている次の式を用いた。

第1表 剛性試験結果

小屋組 記号	変位量 (mm/590kg)							
	頂点		たるき中央点		根太中央点			
	計算値	実測値	比	計算値	実測値	比		
RA-1	0.74	2.33	3.15	4.02	4.85	1.21	—	5.58
—2	0.82	2.53	3.09	4.49	5.10	1.14	—	5.52
(Av.)			(3.12)			(1.18)		
RB-1	1.11	2.81	2.53	1.43	3.29	2.30	—	3.16
—2	1.02	3.09	3.03	1.35	3.42	2.53	—	2.21
(Av.)			(2.78)			(2.43)		

$$\delta = \sum \frac{N\bar{N}}{EA} \ell + \sum \frac{M\bar{M}}{EI} \ell$$

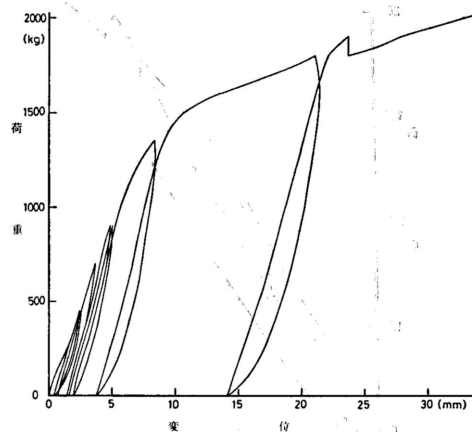
ここで、Nは第1及び2図の(3)に示した部材軸方向力、Mは変位測定点にP=1の仮想荷重をかけた時の部材軸方向力、ℓは部材長、EAは部材の軸方向剛性、Mは同図の(2)に示したモーメント、Nは変位測定点にP=1の仮想荷重をかけた時のモーメント、EIは部材の曲げ剛性である。第1表に示した計算値のうち、RAの合掌中央の変位以外は右边第1項のみによって求めた。また天井根太中央には軸力及びモーメントとも発生しないので垂直変位は計算されない。計算においては個々の部材について実測した曲げヤング係数をそのまま用いた。

各頂点の撓みは計算値の約3倍で、合板ガセット接着法によるトラスの場合等と異なり、接合部の変位の影響が極めて大きいことを示している。

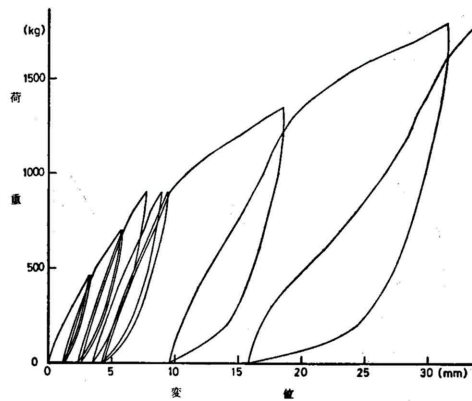
これらの実験では荷重が部材上にかかっているのだから当然接点間の曲げ変形に大きく影響する。RAの合掌中央の計算値はこの曲げモーメントによる影響も含めた値で、軸力のみによる撓みは頂点の半分であるのが、このように曲げによる撓みが支配的となっている。RBの場合にはたるきつなぎの存在で、合掌中央部分が節点となり、実測値と計算値との比は頂点の場合と同様な傾向である。

ピン計算では根太には撓みが発生しないことになるが、実際には合掌尻の接合部分はピンではなく面を持っており、しかもその面は支点の内側に入っているの、それによる末端モーメントによって根太にも鉛直方向への撓みが発生したと思われる。

以上の事は繰り返し負荷による残留変位を無視したものであるが、次にこれら残留変位を含めた荷重～変位図を示す。紙面の都合上、頂点と陸梁中央点の各1体についてのみにとどめる。第4図はRAの頂点であるが、繰り返しごとにわずかに残留変位は増加しているが、700kgの繰り返しまでは極めて少ない。1400kgを過ぎたあたりでの変位の増加が著しくなっている。第5図はRBの頂点であるが、残留変位はRAの約2倍ずつ多くなっており、900kg付近で変位は急激に大き



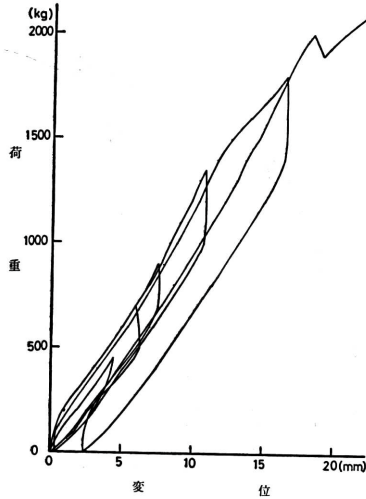
第4図 荷重～変位図 (RA - 2合掌頂点)



第5図 荷重～変位図 (RB - 2合掌頂点)

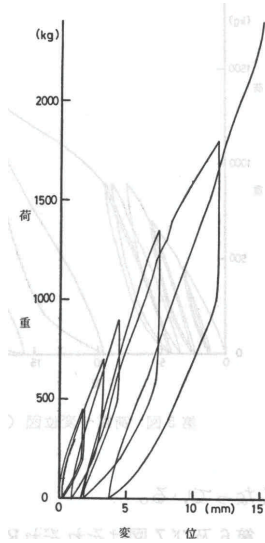
くなっている。

第6及び7図はそれぞれRAとRBの根太中央の撓みであるが、極めて直線性が良く、残留変位も頂点の場合と比較して少ない。変位量はRBの方が少なく、RAの約半分となっている。このRAとRBの根太中央の撓みの差は、合掌尻接合部の滑りの差ではないかと考えられる。すなわら、RAの場合、900kg位までは1mm程度の滑り量におさまっていたが、1,400kgあたりから急激に大きくなった。RBの場合、初期ではRAの約2倍の滑り量を示し、1,000kgを過ぎたあたりで増加が大きくなったが、その伸びはRAよりも逆に小さかった。この初期における両者の滑り量の差は合掌尻に働らくせん断力の差ではないかと考えられる。ピン節



第6図 荷重～変位図 (RA - 2根太中央)

点と仮定しての軸力計算ではRBの方がRAよりも約60%大きいせん断力が働らくことになり(第1及び2図参照),RBの合掌尻の滑りはそれだけ大きくなり,従って,根太に伝達される端末モーメントはそれだけ小さくなり,それが前述の根太中央の撓みの差となったのであろうと考えられる。



第7図 荷重～変位図 (RB - 2根太中央)

木構造設計基準³⁾では釘による接合部の許容変位は2mmとされているが,各2体の平均値で,RA =

1,200kg, RB = 800kgとなり,設計荷重を満足している。また,この2mm変形時の荷重を接合部に加わるせん断力に変換して,CN751本当りの耐力に換算すると,RA, RBともほぼ180kg前後で,著者らが別個に行ったエゾマツ材を使つてのCN751面せん断試験での平均値の約2倍の値を示したが,これは支点上における摩擦や,釘の多列効果などによるものと思われる。

5.2 破壊試験結果

破壊試験の結果を第2表に示した。釘接合特有の挙動として,どの時点を破壊とみなすかは決定しにくい,一応最大荷重の時点を破壊とみなした。RA, RBとも2体1組のうちの1体の片側の合掌尻の釘の引き抜けで破壊が決定されたが,残りの1体についても多少少なからず接合部の移動は観察された。

RAの最大荷重は2,800kgであったが,写真2に示すように合掌尻の釘が完全に引き抜かれて,たるきが根太から分離して横へ移動するかたちで破壊した。そして,根太中央部付近の開きは初期のうちは極めてわずかであったが,最大荷重付近では大きく開き,写真3に示すように釘打ち部分から割れが入ったものもあつた。天井荷重を考慮した場合にはさらに問題となることが考えられるので,この部分の接合には接着剤を



写真2 合掌尻の破壊 (RA - 1)

第2表 破壊試験結果

小屋組 記号	最大荷重	最大曲げ モーメント	最大軸方向力	$\frac{M_{max}}{Z}$	$\frac{N_{max}}{A}$	$\frac{M_{max}}{Z} + \frac{N_{max}}{A}$	$\frac{P_{max}}{590kg}$
	P_{max} (kg)	M_{max} (kg·m)	N_{max} (kg)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
R A	2800	486	1885	227	27	254	4.7
R B	2400	162	2604	76	37	113	4.1

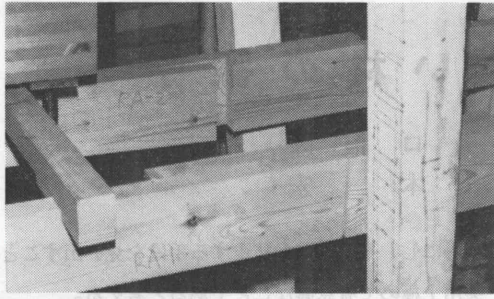


写真3 天井根太継手の破壊 (RA)

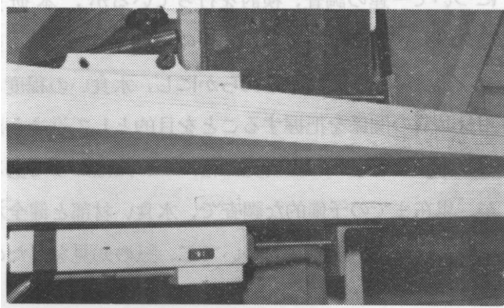


写真4 合掌尻の破壊 (RB-1)

併用したりして、接合効率の高い継手にしておくことが望ましいと思われる。

RBの最大荷重は2,400kgで、RAと同様に合掌尻接合部の破壊であった(写真4)。しかし、RAの場合のように完全に分離してしまうことはなかった。これはたるきつなぎの存在によって開きが拘束される効果であろうと思われる。

これらは一応、設計荷重の4倍以上の値で、十分な耐力を示していることになるが、合掌材に対する最大曲げモーメント M_{max} 及び最大軸方向力 N_{max} をそれぞれ断面係数 z 及び断面積 A で除した値の合計はRAが $254\text{kg}/\text{cm}^2$ 、RBが $113\text{kg}/\text{cm}^2$ と極めて小さい値であり、材料経済性からいったら不合理といわざるを得ない。さらに部材剛性を発揮させるためには合掌尻

接合部の釘打本数をふやすとか、金物による補強が考えられるが、そのような点も今後の検討課題となる。

4. むすび

スパン5.55m、勾配4/10、小屋間隔45cmとして、積雪1m地域の条件で、住宅金融公庫融資住宅・組壁工法住宅工事共通仕様書により部材寸法を決定し、2体1組としてその耐力試験を行った。その結果、剛性及び耐力とも充分ではあったが、それらはたるきと天井根太との接合部に大きく支配され、部材剛性を十分に発揮したものではなかった。又、たるきつなぎを取り付ける効果としては、初期剛性に関しては特にその効果は認められなかったが、合掌尻接合部の釘保持力の低下してくる大変形領域では、たるきと天井根太との分離を拘束する効果が認められた。

これらは全て短期荷重による試験であるが、住宅の数十年の耐用年数を考え合わせると、それに見合った条件での試験、すなわち、長期荷重試験による挙動を明らかにしておくことが必要であろう。又、これらの設計の基礎となる枠組壁工法構造用製材の許容耐力度、その主要な緊結具となるCN釘の許容耐力などの決定が急がれる。

文献

- 1) 例えば宮島寛，藤井毅；北大演習林研報，26，73（1968）
- 2) 住宅金融公庫建設指導部：住宅金融公庫融資住宅枠組壁工法住宅工事共通仕様書1974年版
- 3) 日本建築学会：木構造設計基準，同解説（1973）