

伝統木造構法における長ほぞ差込栓による柱脚接合部の引張挙動

TENSILE BEHAVIOR OF COLUMN BASE JOINT BY NAGAHOSASHI-KOMISEN ON TRADITIONAL WOODEN STRUCTURE

中園真人 —*1 廣島 希 —*2
盆子原和也 —*2 稲井栄一 —*3
高海克彦 —*3 河原利江 —*4

Mahito NAKAZONO —*1 Nozomu HIROSHIMA —*2
Kazuya BONKOBARA —*2 Eiichi INAI —*3
Katsuhiko TAKAMI —*3 Rie KAWAHARA —*4

キーワード：
柱脚接合部, 長ほぞ差込栓, 降伏耐力, 塑性率

Keywords:
Column base joint, Mortise and plug, Yield strength, Plastic ratio

Nagahosashi-komisen has been widely used for the base of column joint of traditional wooden structure. But it is evaluated low comparing to hardware in now. As the result of experiment; the specification increased the number of plug or mortise, the maxim strength grew up in 1.5-1.9 times than standard, and the joint strength grew up in 3.7-4.8 times than stipulated value. Comparing the result of experiment with the theoretical formulas about the yield strength and destructive pattern, the presumption of strength and part of destruction can be approximated to the result of experiment mostly.

1. 序論

現在、木造耐力壁には筋交いや構造用合板などでせん断抵抗を高めた剛性の高い耐力壁が用いられ、梁・土台などの横架材と柱は、金物により接合されるのが一般的である。国土交通省告示(図7参照)によれば、伝統的な長ほぞ差込栓接合部の木造軸組工法における許容応力度設計で用いられる接合部耐力(降伏耐力と最大耐力の2/3の小さい値)は、3.81kN(暫定値)で、プレート金物やボルト締め仕様に比べ低い評価がなされている。また評価値以上の接合部耐力が必要な場合は、実験により安全性を確かめる必要があることも、金物接合が多用される一因と考えられる。

しかし、一方で告示の値を上回る長ほぞ差込栓による柱脚接合部の実験結果も報告されている。飯塚による伝統的仕口・継手の引張試験によれば¹⁾、100mm角ヒノキ柱材に18mm角ナラ差込栓を打ち込んだ試験体は13.73kNの最大耐力を示した。平坂による水平加力試験では²⁻⁵⁾、差込差は釘打ちに比べ、終局耐力に達した際のほぞ抜け出し量が少なく、抜け出し制御に有効であり、また太ほぞや2枚ほぞなど、ほぞ幅を標準より大きくしたものは初期剛性の増加が見られた。岩井・大橋他によって、長ほぞ差込栓による接合と金物接合による柱脚部の引抜試験が行われ⁶⁾⁷⁾、岩井の研究では、粘りも含めると、差込差は山形プレートと同程度の性能を有しているとされ、大橋の研究では、長ほぞ差込栓とT字金物接合とでは、最大荷重、初期剛性、降伏耐力に大きな違いはないと報告されている。

また山辺等による新たに考案された仕口の実験によれば⁸⁾、平ほぞに差込栓を2本打ち込む仕様の場合、1軸引抜き試験の結果、最大荷重21.1kNと高い耐力を示したほか、3枚ほぞについても最大耐力17.6kNを示し、40mm付近まで10kN以上の耐力を有していたため、急激な耐力低下のない粘り強い仕様となる可能性が報告されている。

さらに竹村の実験⁹⁾によれば、4寸角のスギとヒノキを用いて、30×90×120mmのほぞに差込栓を2本打ち込んだ試験体の最大耐力は平均22.8kNで、差込栓を2本打ち込む仕様の有効性が示されている。

以上の実験結果からは、標準的仕様の長ほぞ差込栓の最大引張耐力は概ね15kN程度であり、接合部耐力(降伏耐力もしくは2/3Pmax)を2/3Pmaxで算出すると7.5kNとなり、告示の値とは大きな開きがある。また、仕口の仕様を工夫すれば20kNを超える最大耐力と、告示規定値を大きく上回る接合部耐力が確保できる可能性が示唆される。本論では、これまでに提案された主要な長ほぞ差込栓による柱脚接合部の仕口を同一材料で製作し、系統的に性能を比較するとともに、新たに考案した仕口の引張耐力を求め、告示に示された各種設計耐力との比較考察を行うことを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体の仕様

表1に試験体仕様を、図1に試験体の仕口詳細を示す。試験体は長ほぞ差込栓の一般的な仕様の試験体(No.1)を標準とし、No.1に対し差込栓の打ち込み位置を12mm高くした試験体(No.2)、差込栓の寸法を3mm大きくした試験体(No.3)、ほぞ厚を1.5倍にした試験体(No.4)とした。2枚ほぞの試験体(No.5)は平坂の報告と同仕様、3枚ほぞの試験体(No.6)は山辺の実験と同仕様とし、差込栓2本の試験体(No.7)は、竹村の報告のほぞ幅を120mmにしたものである。

加えて本実験では、2枚ほぞに18mm角差込栓を2本打ち込んだ試験体(No.8)、2枚ほぞに15mm角差込栓を2本打ち込んだ試験体(No.9)を独自に考案製作した。これらの試験体は、2枚ほぞ試験体(No.5)と差込栓2本の試験体(No.7)を組み合わせさせた仕様で、差込栓とほぞに加わるせん断力を分散させ、柱の引張耐力を確保することを意図し

*1 山口大学大学院理工学研究科 教授・工博
(〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

*2 山口大学大学院理工学研究科 博士前期課程

*3 山口大学大学院理工学研究科 助教授・工博

*4 金城学院大学生活環境学部 講師・工博

*1 Prof., Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

*2 Graduate Student, Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ.

*3 Assoc. Prof., Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

*4 Lecturer, Faculty of Human Life and Environment, Kinjo Gakuin Univ., Dr. Eng.

表1 試験体の仕様

試験体No.	ほぞ		込栓	
	枚数	寸法(mm)	本数	寸法(mm)
No.1	1	30×90×120	1	18×18
No.2				21×21
No.3				21×21
No.4	2	45×90×120	1	18×18
No.5				18×18
No.6	3	30×90×120 +15×120×120	1	18×18
No.7				18×18
No.8	2	30×120×120	2	18×18
No.9				15×15

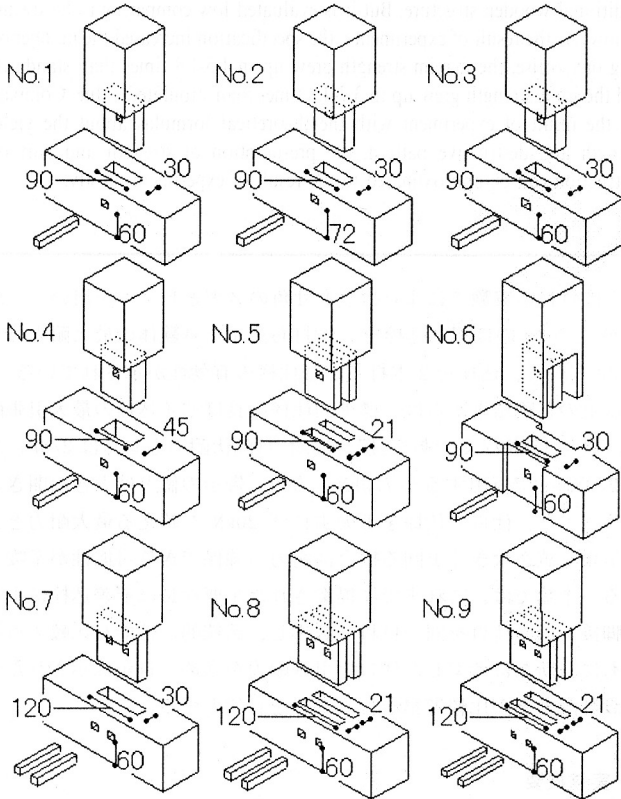


図1 試験体の仕口詳細

ている。ただしこの仕様の場合、土台の切欠きが増加し、込栓の引張応力による土台の割裂破壊が生じやすくなるため、込栓・ほぞ・土台のバランスの取れた破壊モードを探索する目的で、込栓寸法18mm角と15mm角の2種類の試験体を用意した。柱・土台はそれぞれ4寸角のスギ・ヒノキを、込栓にはナラを用い、すべての試験体で樹種を統一した。試験体数は各1体である。

2.2 材料試験

各材料試験はJIS Z2101に準拠した、圧縮（繊維方向）・曲げ（繊維直交方向）・めり込み（繊維直交方向）の3試験に加え、アムスラーを用いて繊維方向の2面せん断試験（図2）を各試験3体ずつ行った¹⁰⁾。実験に使用したスギ・ヒノキ・ナラ材の各強度試験結果を表2に示す。スギC・D、ヒノキBのめり込み試験で基準値を下回っているが他の試験体は基準値を上回っている。なお4章の河合による耐力評価式の材料強度にはこの材料試験結果を用い、渋谷の耐

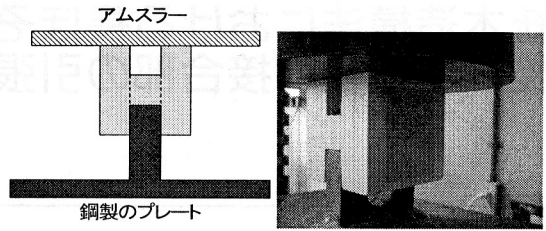


図2 2面せん断試験装置と写真

表2 材料試験結果（単位：N/mm²）

試験体名	圧縮	曲げ	せん断	めり込み	試験体
スギA	41.8	47.0	2.7	6.2	No.4,6
スギB	40.7	43.0	3.8	9.8	No.1,3
スギC	38.8	48.2	5.6	5.3	No.2,7,8
スギD	29.2	41.1	2.5	4.4	No.5,9
スギ基準	21.6	27.0	1.8	6.0	-
ヒノキA	56.4	65.8	8.1	13.1	No.4,6
ヒノキB	53.9	66.1	5.0	7.1	No.1,3
ヒノキC	56.1	57.5	6.2	10.4	No.2,7,8
ヒノキD	44.1	69.1	5.3	9.6	No.5,9
ヒノキ基準	30.6	38.4	2.1	7.8	-
ナラ	-	89.7	11.1	12.7	全
ナラ基準	-	29.4	3.0	10.8	-

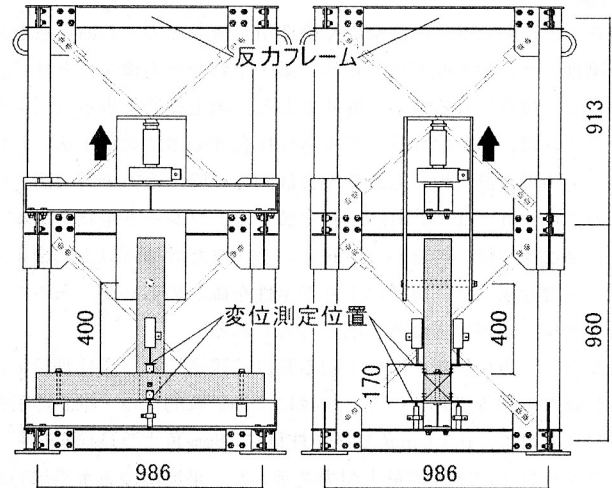


図3 試験装置（左：正面・右：側面）

力評価式の材料強度は、この材料試験結果を長期の応力度に換算したものをを用いている。

2.3 実験方法

実験装置の正面図・側面図を図3に示す。本実験は、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」¹¹⁾の仕口および継手の試験法に準拠して、柱を土台の中央に接合する中柱型の標準試験体を用いた。反力フレームに試験体土台をボルトで固定し、治具とボルトで連結した柱が、油圧ジャッキにより鉛直上向きに引張応力を受ける装置で、柱の下端と土台の下端につけた変位計で柱と土台の鉛直方向変位を測定し、柱と土台の相対変形量に換算している。加力方法は0.2kN刻みの単調加力で、最大荷重に達した後、最大荷重の80%の荷重に低下するまで、もしくは柱-土台の相対変形量が30mmに達するまで加力した。

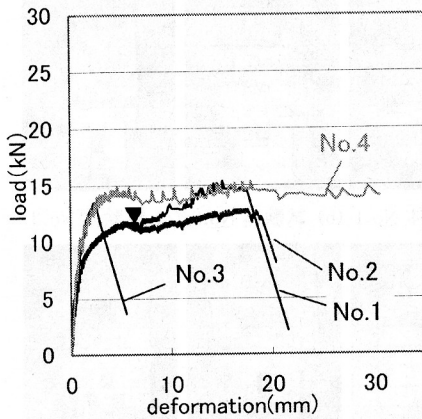


図4 荷重-変形曲線(No. 1-4)

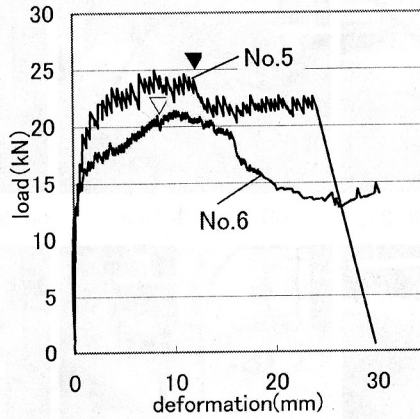


図5 荷重-変形曲線(No. 5, 6)

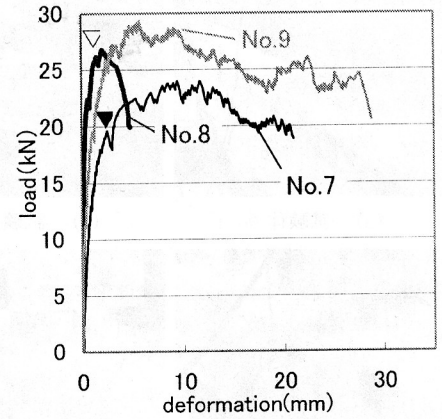


図6 荷重-変形曲線(No. 7, 8, 9)

表3 各試験体の荷重・変位と理論式による算定結果

試験体	最大耐力 (kN)	降伏耐力 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	塑性率	グラフで囲まれた 面積(kN・mm)	込栓の 変形	実験による短期許容 耐力(kN)と破壊箇所	河合式による短期許 容耐力(kN)と降伏箇所	渋谷式による短期許 容耐力(kN)と降伏箇所
No.1	15.34	9.12	5.30	7.48	221.42	変形	5.75 ぼぞ	4.59 ぼぞ	5.13 ぼぞ
No.2	12.82	9.32	4.68	7.71	219.26	変形	4.81 土台	4.59 ぼぞ	2.88 土台
No.3	13.52	7.08	13.62	3.86	32.42	変形なし	5.07 ぼぞ	5.35 ぼぞ	5.13 ぼぞ
No.4	15.30	9.62	11.45	24.47	412.42	変形	5.74 破壊なし	6.88 ぼぞ	5.37 土台
No.5	24.94	14.82	20.58	22.51	536.18	変形	9.35 ぼぞ	6.42 ぼぞ	4.73 ぼぞ
No.6	21.38	15.43	17.14	14.54	323.09	変形なし	8.02 土台	9.17 ぼぞ	6.45 土台
No.7	24.00	14.87	12.60	12.39	428.38	変形	9.00 土台	9.17 ぼぞ	9.61 土台
No.8	26.82	16.27	81.35	7.63	104.75	変形なし	10.06 土台	9.76 土台	10.57 土台
No.9	28.98	15.88	22.69	18.12	534.43	変形	10.87 土台	7.47 土台	9.45 ぼぞ

(注) 実験による短期許容耐力(kN) = 実験による最大耐力(kN) × 3/4 × 1/2⁽¹⁾

3. 実験結果

図4~6に荷重と柱-土台の相対変形量の関係を、写真1に試験体の破壊状況を、写真2に込栓の変形状況を示す。また試験体No.1~No.9の最大耐力・短期許容耐力・初期剛性・塑性率と、荷重-変形曲線と終局変位(最大荷重の80%低下時の変位)で囲まれた面積(エネルギー吸収量)、さらに最終的な破壊箇所と込栓の変形状況を合わせて表3に示す。各種耐力及び耐力要素は、完全弾塑性モデル⁽¹⁾により算出した。なお、試験体No.4は30mm変形後も最大荷重の80%まで荷重が低下しなかったため、終局変位は30mmとした。

3.1 標準試験体およびぼぞ・込栓寸法を変えた試験体(No.1-4)

標準試験体No.1は荷重7kN付近で剛性が緩やかになり約7mm変形した後、再度荷重が増加し始め(図4中▼)、最大荷重15.34kN(変位15mm)に達した後、荷重が低下し始め、変位が約17mmに進んだところでぼぞがせん断破壊し、既往の実験結果と概ね同様の最大耐力を示した。

込栓の打込位置を試験体No.1よりも12mm高くした試験体No.2は、ぼぞに破壊は見られなかったが、(試験終了後の解体時)土台の内側にやや割れが見られた。最大耐力は12.82kN(変位18mm)で、No.1よりも低かった。

込栓の寸法を試験体No.1より3mm大きくした試験体No.3は、込栓の変形は見られず、変位2.4mmで最大荷重(13.52kN)に至った後ぼぞがせん断破壊し急激に荷重が低下した。

試験体No.1よりぼぞを15mm厚くした試験体No.4は、込栓は折れたが、ぼぞのせん断破壊は起こらず、変位15mm~30mmの間は

14kN程度の荷重を保持し、変位30mmに到っても最大耐力の80%までの低下は見られず、塑性率は全試験体の中で最大の値を示した。また試験体の明確な破壊は認められなかった。

3.2 ぼぞを複数にした試験体(No.5,6)

ぼぞを2枚にした試験体No.5は、初期剛性が20.58kN/mmと試験体No.1の3.9倍と高く、最大耐力も24.94kNとNo.1の1.6倍の値を示した。変位8mmで最大耐力に達し、12mm付近で荷重が低下したが(図5中の▼印)、変位24mmでぼぞがせん断破壊するまで20kN以上の荷重で推移した。この結果、塑性率は22.51とNo.1の3倍の値を示した。

ぼぞ3枚の試験体No.6は、初期剛性が17.14kN/mmと試験体No.1の3.2倍と高く、最大耐力も21.38kNとNo.1の1.4倍の値を示した。荷重が20kNを越えた時点で土台に割裂が発生し(図5中の▽印)、変位が約10mmで最大荷重に達した後、土台割裂の進行により荷重が緩やかに低下し始め、変位が16.4mmに達した時点で耐力が最大荷重の8割に低下した。塑性率は14.54で、土台割裂発生後の荷重変動が緩やかであったため、No.1の1.9倍の値を示した。最終的に込栓やぼぞに損傷は見られず、3枚ぼぞによるせん断力分散効果が認められた。

3.3 込栓を2本にした試験体(No.7,8,9)

込栓を2本にした試験体No.7は、初期剛性が12.60kN/mmとNo.1の2.3倍、降伏耐力は14.87kNでNo.1の1.3倍の剛性を有している。荷重19.62kN(変位2.5mm)で一端荷重が低下したが(図6中

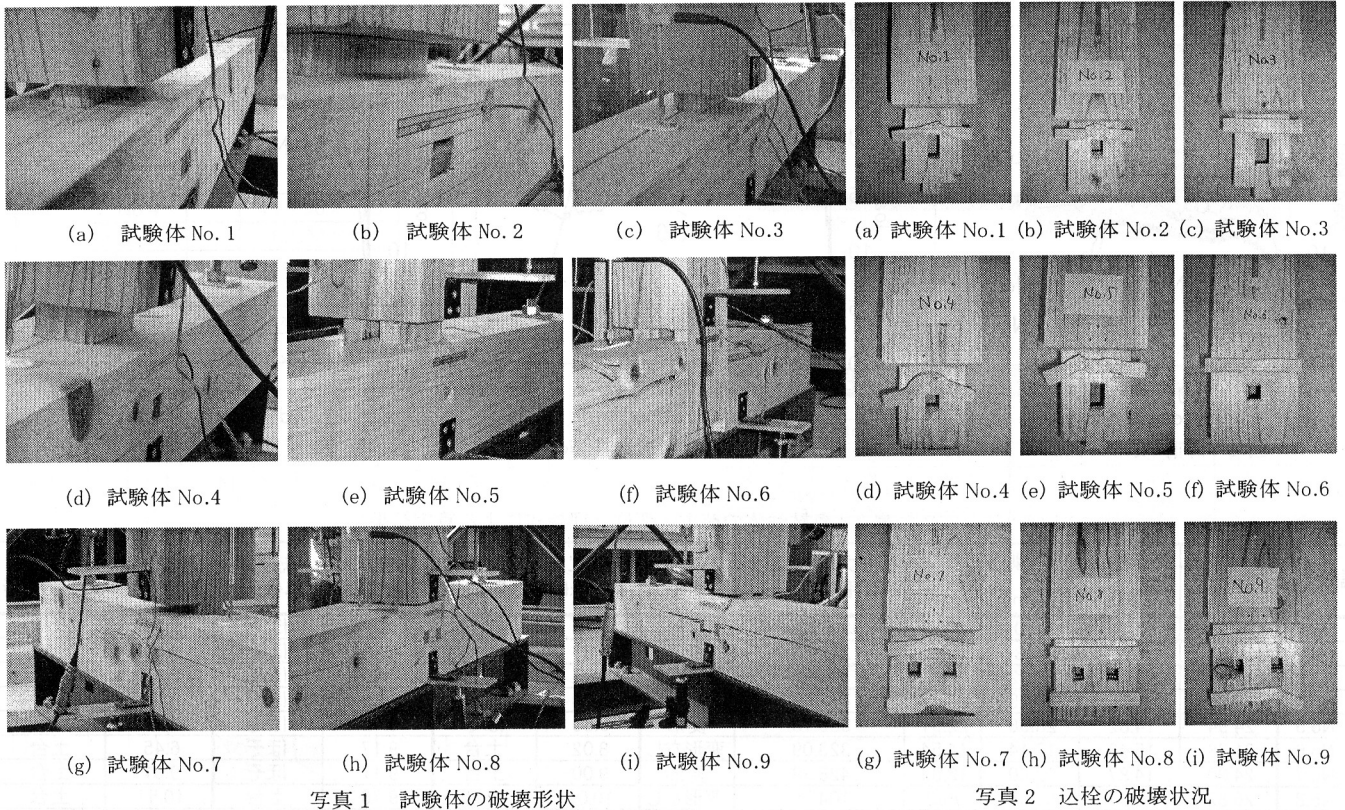


写真1 試験体の破壊形状

写真2 込栓の破壊状況

の▼印)、再度耐力が上昇し、最大耐力は24kNと試験体No.1の1.5倍の値を記録した。最終的にほぞの破壊は見られず土台の割裂破壊により耐力が低下した。

2枚ほぞに18mm角の込栓2本を打ちこんだ試験体No.8は、初期剛性が81.35kN/mmと全試験体中最も高い値を示し、最大耐力も26.82kNに達したが、込栓・ほぞにほとんど変形が見られず土台が大きく割裂破壊したため(図6中の▽印)、急激に耐力が低下した。

2枚ほぞに15mm角の込栓2本を打ち込んだ試験体No.9は、初期剛性が22.69kN/mmでNo.8に次いで高く、変位5.75mmで最大耐力28.98kNに達した後耐力が低下し始めたが、土台割裂発生後も荷重変動が緩やかであったため、変位23.4mm付近までは23kN以上を保ち、塑性率は18.12とNo.8を上回る粘り強さを示した。最終的に込栓の破壊と土台割裂の進行により、変位28.75mmで大きな耐力低下が生じたが、ほぞのせん断破壊は見られず、2枚ほぞと込栓2本によるせん断力分散効果が認められた。

3.4 エネルギー吸収量

表3を見ると、エネルギー吸収量大きいのは試験体No.5・No.9・No.7・No.4・No.6・No.1の順で、込栓が変形しなかったNo.3やNo.8はエネルギー吸収が少なく靱性が低い。同様に込栓が変形しなかったNo.6は、ほぞを3枚としたことで、ほぞのせん断面積が標準試験体の2倍となり、最大耐力・エネルギー吸収量が増加したものと考えられる。

4. 短期許容耐力の評価

4.1 長ほぞ差込栓の耐力評価式

耐力算定方法としては、河合による『ボルト接合の許容耐力評価

式(EYT式)の木栓への適用』¹²⁾、平坂の引張耐力評価式⁵⁾、渋谷の長期耐力評価法^{13)・14)}等が提案されている。本論では、短期許容耐力を取り扱っている河合及び渋谷の耐力評価式(以下河合式、渋谷式と称す)をもとに各試験体の短期許容耐力を算定した。2式は付録1,2に示す。河合式においては、ほぞを2枚にした試験体ではほぞ1枚の降伏耐力を算出し最終的に2倍し、込栓を2本にした試験体では込栓の強度を2倍にして算出し、最終的な降伏耐力を2/3倍した。渋谷式のほぞ・込栓の変形については、ほぞ・込栓のせん断断面数に合わせて値を算出し、込栓を2本にした試験体では付図5のように曲げモーメントを算出した。また長期許容耐力を実験から求めた短期許容耐力に換算するため、最終的に2/1.1倍している。

結果を表3に示すが、1枚ほぞのNo.1~No.4において、短期許容耐力は4.81~5.75kNの範囲の値をとり、No.1の河合式の値と、No.2の渋谷式の値は大きく上回るが、他は1割の誤差の範囲に収まり、実験値と計算値は概ね近い値を示している。試験体No.1,3においては、破壊と計算上の降伏箇所も一致し、ほぞのせん断性能により柱の引抜性能が決定されているものと考えられる。

2枚ほぞのNo.5は、実験値(9.35kN)と計算値の誤差が大きい、破壊・降伏箇所は同一で、ほぞのせん断により柱の引き抜きが生じる。No.6では、実験値(8.02kN)と計算値の誤差は2-3割程度だが、実験では土台が割裂破壊したのに対し、河合式ではほぞ降伏と破壊と計算上の降伏箇所が相違する。

込栓2本のNo.7では、実験値(9.00kN)と計算値の誤差は1割程度であるが、破壊箇所については、実験では土台が割裂破壊しており河合式のほぞが降伏する結果とは相違する。2枚ほぞと込栓2本のNo.8では、実験値(10.06kN)と計算値の誤差は1割程度で、破壊と計算上の降伏箇所も一致する。No.9では、実験値(10.87kN)

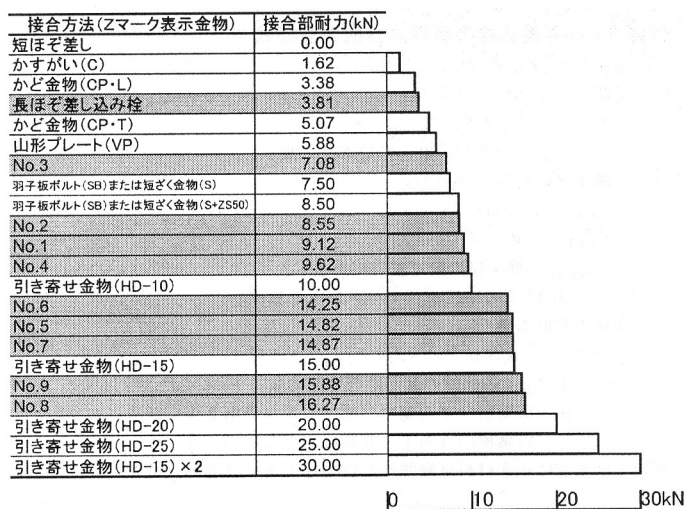


図7 設計用接合部耐力(告示第1460号と試験体の耐力)

と河合式の値との誤差が多少あるが、破壊と計算上の降伏箇所は一致している。また渋谷式の降伏箇所が全試験体中唯一相違している。

以上の2式から、長ほぞ差込栓の破壊・降伏箇所は概ね推定できると言える。また河合式ではNo.1,5,9を除けば、実験値と計算値の誤差は2割以内、渋谷式においても、No.2,5,6を除けば実験値と計算値の誤差は2割以内で、耐力も概ね算定可能であると言える。ただし土台の降伏メカニズムについては、河合式では込栓による土台のめり込み、渋谷式では込栓による土台の曲げとされているが、土台の破壊を見ると繊維の剥離強度や割裂強度なども検討する余地が残されていると言える。

4.2 金物接合との比較

実験で得た降伏耐力と最大耐力の2/3の小さい値を接合部耐力として¹¹⁾、告示第1460号に規定されている接合部耐力の一覧と合わせて図7に示す。標準仕様(No.1)では規定値(3.81kN)の約2.4倍の耐力を示し、試験体No.2,4,5も同様に2.2-2.5倍の値を示しており、共に羽子板ボルトを上回る耐力を有す。ほぞや込栓を複数にした試験体No.5-9はHD-15に近い耐力を有しているが、HD-20やHD-15×2レベルの耐力は見込めないことも同時に分かる。

この結果から、告示の長ほぞ差込栓の接合部耐力は相当安全側に設定されており、告示では仕口の種類の規定はないが、仕様によってはHD金物と同等以上の引張耐力の確保が可能であり、長ほぞ差込栓の仕様に応じた接合部耐力規定を設ける必要性が指摘される。

5. 結論

本論では、伝統的仕口である長ほぞ差込栓の再評価のため、9種類の仕口の異なる試験体を製作し、引張耐力試験を行った。得られた知見は以下の通りである。

(1)1枚ほぞに込栓を1本打ち込む仕様(No.1-4)では、最大耐力(12.82-15.34kN)、降伏耐力(7.08-9.62kN)はほぼ同様の値をとる。込栓寸法が大きい場合(No.3)、初期剛性は高くなるものの、ほぞのせん断破壊が先行するため塑性率は低い。これに対し、ほぞが幅厚な場合(No.4)は初期剛性が高く、塑性率は標準試験体の3倍、エネルギー吸収量も1.8倍と、耐力性能が大きく向上する。

(2)平ほぞに込栓を2本打ち込む仕様(試験体No.7)は、標準試験体の1.5倍の最大耐力を示し、初期剛性・塑性率も2倍程度、エネルギー吸収量も1.9倍と、耐力性能が大きく向上する。また2枚ほぞの仕様(No.5,8,9)では、最大耐力・降伏耐力は込栓を2本打ち込む仕様とほぼ同等以上の値を示し、加えて標準試験体の3倍以上の初期剛性を有している。ただし、込栓寸法18mm角の仕様(No.8)では土台割裂が先行するため、塑性率は標準試験体と同程度に止まる。これに対し、込栓寸法15mm角仕様(No.9)の場合には、込栓の破壊と土台の割裂がほぼ同時に進行するため、塑性率・エネルギー吸収量とも標準試験体の2.4倍と高く、粘り強い仕様であることが確認された。

(3)耐力評価式と実験結果を比較すると、1枚ほぞに込栓を1本打ち込む仕様(試験体No.1-4)及び2枚ほぞ仕様(No.5)では、実際の破壊箇所と計算上の降伏箇所の一致が見られた。これに対し3枚ほぞ仕様(No.6)、込栓2本仕様(試験体No.7,9)では破壊箇所と計算による降伏箇所が一部相違する結果となった。一方耐力については一部を除き概ね推定できる結果が得られた。

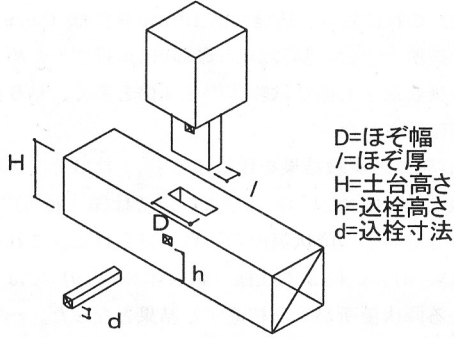
以上から、平ほぞに込栓を2本打ち込む仕様(No.7)は、標準仕様の長ほぞ差込栓の加工手間と大差なく、標準仕様の改良型として現場施工でも十分に適用できるものと考えられる。一方、加工手間の観点から見ると、試験体No.5,9はほぞの加工に手間を要するものの、最大・降伏耐力のみでなく初期剛性・塑性率・エネルギー吸収量も高く、高性能な仕口として評価される。特に今回提案したNo.9に関しては、標準仕様の長ほぞ差込栓の2倍近い最大耐力を示し、かつホールダウン金物(HD-15)を超える接合部耐力を有しており、塑性率も高く粘り強い仕口であることから、実用化の意義が示唆される。

尚、本試験は1つの仕様に対し試験体1体のみの実験であり、材料強度のばらつきや加工精度を考慮すれば、試験体の数を増やした上で、繰り返し加力試験や水平加力試験等も行う必要がある。また2枚ほぞや込栓を2本打ち込む仕様については、実用化に向けた材料選定、仕口ディテール及び土台割裂のメカニズムを考慮した耐力評価式の検討が今後の課題として指摘される。

参考文献:

- 飯塚五郎蔵, 高橋喜代志: 木造仕口の剛節度試験(1)伝統構法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1293~1294, 1985
- 平坂継臣, 木下加奈子: 木造仕口の剛性と耐力に関する実験的研究-ほぞの耐力評価(1)-, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1分冊, pp.33~34, 1999
- 木下加奈子, 猪原功喜, 平坂継臣: 木造仕口の耐力と剛性に関する実験的研究(2), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1分冊, pp.345~348, 2000
- 高良智哉, 植木宏年, 平坂継臣: 木造込栓仕口の引抜き耐力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1分冊, p.5~8, 2003
- 平坂継臣, 井上正文: 木造込栓仕口の引抜き強度に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集第603号, pp.93~98, 2006
- 岩井哲: 木造柱脚金物接合部の引き抜き性能実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.25~26, 1999
- 三芳紀美子, 大橋好光: 長ほぞ込み栓打ち接合部の引抜き強度に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1分冊, pp.359~360, 2004
- 住宅建築: pp.345~348, 2005, 5
- 竹村雅行, 長谷川幸基, 稲山正弘: 長ほぞ差込栓打による木造柱脚接合部の引張耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1分冊, pp.307~308, 2005
- 「建築材料実験用教材」, 日本建築学会, 2000, 3
- 「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」, (財)日本住宅・木材技術センター, 2001.12

- 12) 建築知識「地震に強い[木造住宅]パーフェクトマニュアル」, エクスナレッジ, pp.96~105, 2003.1
- 13) 渋谷泉, 松留慎一郎, 前川秀幸, 藤田香織: 木造接合部におけるほぞ差込み栓の強度特性とその破壊性状に関する実験研究, 日本建築学会技術報告集, 第18号, pp.97~100, 2003
- 14) 渋谷泉, 松留慎一郎, 前川秀幸, 藤田香織: 木造接合部におけるほぞ差込み栓の耐力評価法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文第601号, pp.99~104, 2006



付図1 評価式に用いる部材寸法記号

付録1: ボルト接合の許容耐力評価式の木栓への適用¹²⁾

ほぞ差込栓の短期許容耐力

$$P = 2/3 \times C \cdot F_e \cdot d \cdot l \quad (\text{kN})$$

F_e : ほぞ又は栓の支圧強度 (kN/mm^2)

ほぞ繊維方向圧縮強度: F_c と 栓のめり込み強度: F_e のいずれか小さい値

d : 正方形断面栓の1辺の長さ、又は円形断面栓の直径 (mm)

l : ほぞの厚さ (mm)

C : 以下4式のうち最小値

i) $2\alpha\beta$

ii) 1

iii) $\sqrt{\frac{8\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2} + \frac{K\beta\gamma(d \times l)^2}{2\beta+1}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta+1}$

iv) $\frac{d}{l} \sqrt{\frac{K\beta\gamma}{1+\beta}}$

α : ほぞ厚さに対するほぞ穴残り断面の片側幅 l' の比 (l' / l)

β : 支圧強度の比 ($F_{e'} / F_e$)

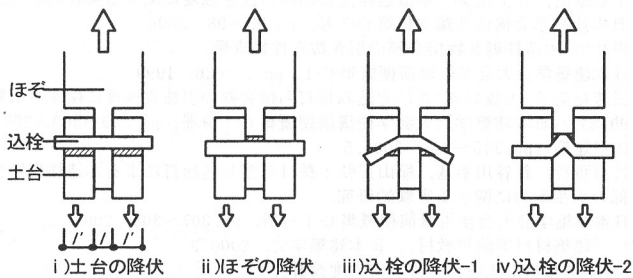
$F_{e'}$: ほぞ穴のめり込み強度と栓のめり込み強度の小さいほうの値

γ : 栓の曲げ強度 F_b の支圧強度 F_e に対する比 (F_b / F_e)

K : 円形断面の栓の場合 $K = 8 / 3$

正方形断面の栓の場合 $K = 4$

式 i) から iv) に対応する降伏箇所を付図2に示すが、本論表5では(i)を土台、(ii)をほぞ、(iii)(iv)を込栓の降伏としている。尚、材料強度は全て告示1024号および1452号の基準強度を用いる、とされているが、本論では表2に示す材料試験強度を用いた。



付図2 河合式の降伏モード

付録2: ほぞ差込栓の長期許容耐力評価式¹⁴⁾

$$P = \min(P_{\text{ほぞ}}, P_{\text{横架材}}, P_{\text{栓}})$$

① ほぞのせん断 (付図2)

$$P_{\text{ほぞ}} = l \times h \times 2 \times f_{\text{ほぞ}} \dots \textcircled{1}$$

$f_{\text{ほぞ}}$: ほぞ材のせん断許容応力度

② 横架材の割裂 (付図3)

$$P_{\text{横架材}} = 2\omega d \dots \textcircled{2}$$

$$f_{\text{横架材}} = M / Z$$

$f_{\text{横架材}}$: 横架材の曲げ許容応力度

(付図4・5のM図よりモーメントを算出)

③ 栓の変形効果

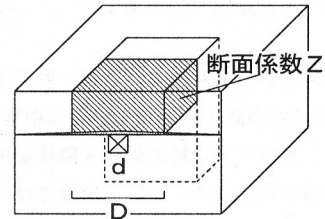
$$P_{\text{栓}} = \alpha \times d \times d \times 2 \times f_{s\text{込栓}} \dots \textcircled{3}$$

$f_{s\text{込栓}}$: 込栓材のせん断許容応力度

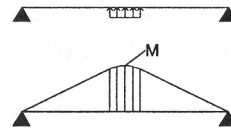
α : 広葉樹などの堅木 (施工令89条第2項に該当) $\alpha = 2$

針葉樹のうちI・II類にあたるもの $\alpha = 4$

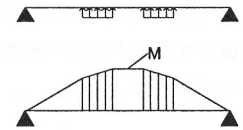
本論では表2に示す材料試験強度を許容応力度に換算した値を用いた。



付図3 土台の割裂モデル



付図4 込栓1本のM図



付図5 ダブル込栓のM図

[2006年10月20日原稿受理 2007年2月19日採用決定]