伝統木造建物の耐震補強法に関する研究

あみだ形フレームの力学特性

STUDY ON SEISMIC REINFORCEMENT FOR TRADITIONAL WOODEN STRUCTURES

Mechanical characteristics of *Amida*-shaped frame中津 有紀子^{*1}, 小池 哲朗^{*1}, 大村 早紀^{*2},
杉野 未奈^{*3}, 高取 愛子^{*4}, 林 康裕^{*5}Yukiko NAKATSU, Tetsuro KOIKE, Saki OHMURA,
Mina SUGINO, Aiko TAKATORI and Yasuhiro HAYASHI

The objective of this study is to suggest a new type of reinforcing elements, *Amida*-shaped frame, for traditional wooden structures. First, to make clear the mechanical characteristics of *Amida*-shaped frames, we conduct the static loading tests of them. Next, we analyze the difference of the restoring force characteristics and the damages between frames in parameters, size and the number of horizontal members. Finally, we simulate the static loading tests with analysis models to confirm the mechanical characteristics which can't be identified at the experiments.

Keywords: Traditional Wooden Structure, Static Loading Test, Seismic Reinforcement, Simulation Analysis, Embedment

伝統木造建物, 静的加力実験, 耐震補強, シミュレーション解析, めり込み

1. はじめに

近年、1995年兵庫県南部地震や2007年新潟県中越沖地震、2016年熊本地震などの内陸地殻内地震によって、多くの木造建物が倒壊している。内陸地殻内地震に対して木造建物の倒壊を抑止するためには、適切な耐震補強を行うことが望まれる。

筆者らは、京都市域に多数現存する伝統木造住宅である京町家を対象とした耐震補強法について研究を行っている¹⁾。その結果、京町家の接合部の強度(特に、横架材の引き抜けに対する強度)は十分でなく、各階および各構面内の耐力・剛性バランスを適正にしなければ、特定階への変形集中や接合部の破壊が生じ、変形性能が低下してしまうことを実証的に示した。すなわち、合理的な耐震補強を行うためには、補強要素の力学特性(剛性・耐力や破壊モード)を制御可能なものとして、架構の特徴に応じて補強要素の仕様を変更可能であることが望ましい。

伝統木造建物に対する耐震補強要素として、接合部における木材のめり込みを利用した、面格子壁(例えば2)~6)やはしご型フレーム7)~9)が提案されている。ともに耐震補強要素としては、粘り強い変形性能を活かした補強要素である。しかし上記のような補強要素は、文献1)の実験結果と同様に、補強場所や補強量によっては架構内での剛性・耐力バランスが不適切となり、架構全体の変形性能を低下させ、効果的な耐震補強とならない可能性が懸念される。

そこで本研究では、複数の間柱(以下、柱材)とこれを繋ぐ横材で構成される「あみだ形フレーム」を提案する。なお「あみだ形フレーム」という名称は、「あみだくじ」に形状が似ていることから命名した。あみだ形フレームは、面格子壁やはしご型フレームと同様に、柱材・横材接合部のめり込みを利用している。しかし、あみだ形フレームの接合部は相欠きではなく大入れで、込栓などの栓での固定も不要であることから製作が容易である。さらに柱材と横材の寸法・本数・間隔などの仕様を変更することで、設計者が補強に必要とされる耐力や変形性能から補強要素の形状を自由に決定できるため、より汎用性が高い。筆者らは以上の特徴を有するあみだ形フレームを用いた補強法の構築を目指す。

本研究ではまず、あみだ形フレームの静的加力実験を実施する。実験では大変形角まで正負交番載荷を実施し、横材の成や本数などの仕様の異なるあみだ形フレームの力学特性を把握する。そして、実験のシミュレーション解析を実施し、実験だけでは確認できなかった、あみだ形フレームの力学特性を把握する。解析では、接合部におけるめり込みや横材の応力・変形に影響を及ぼすと考えられる柱材および横材に生じる軸力を考慮する。横材に生じるめり込みはもちろん、横材の曲げ変形・折損・軸力などを考慮することが、あみだ形フレームの設計を行う上で重要であることを指摘している点にも、本論文の独創性がある。

^{*1} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

^{*2} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 博士後期課程・修士(工学)
(日本学術振興会特別研究員 DC1)

^{*3} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

^{*4} プリヤデザイン一級建築士事務所 博士(工学)

^{*5} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., M.Eng.
(JSPS Research Fellow, DC1)

Assist. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.
Priya Design Architect & Associates, Dr.Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

2. 静的加力実験

本章では、横材の成や本数などの仕様の異なるあみだ形フレームの力学特性を把握するため、実大試験体の静的加力実験を実施する。

2.1 試験体

あみだ形フレームの横材の成や本数を実験変数とした、仕様の異なる試験体を計5体製作する。Fig.1に試験体立面図を、Table1に柱材と横材の断面寸法を示す。ここで試験体名は、「H- n_1 - n_2 - D 」のように表記する。 n_1, n_2 は横材の本数を示し、 n_2 に関しては試験体の柱材が3本の場合のみ表記し、柱材が2本の試験体では表記しない。 D は横材の成(mm)を表す。なお、横材の幅は全ての試験体で同じ(75mm)である。柱材・横材の呼称は、Fig.1に示す。

H-2_60、H-2_45、H-2_30は横材の本数は同じで、成を60mm、45mm、30mmに変えた試験体である。この3体の比較によって、横材の成が試験体の水平抵抗力・横材の変形・負担できる最大曲げモーメントなどに及ぼす影響を確認する。H-2_60、H-5_60、H-5-2_60は横材の寸法は同じで、本数を変えた試験体である。H-2_60とH-5_60の比較によって、試験体の水平抵抗力が横材の本数に比例するかを確認する。さらにこの2体とH-5-2_60の比較によって、柱材が2本の試験体2体の水平抵抗力の和が、柱材が3本の試験体1体の水平抵抗力となるかを確認する。

試験体を構成する柱材と横材は全て桧を使用する。柱材と横材の接合は大入力で差し込むだけとし、差し込み深さは柱材の幅である105mmとする。Table1に柱材と横材の材料定数を示す。密度 ρ は部材重量と部材体積から算出した値である。曲げ強度 F_b 、横材のめり込み強度 F_m は、Table1に示す密度 ρ を文献10)の回帰式に適用して算出する。なお、同表の曲げヤング係数 E と補正係数 α の算出方法は2.3節に後述する。

Fig.1 Elevations of specimens (Unit: mm)
試験体立面図 (単位: mm)

Fig.2 Loading setup
加力方法

2.2 加力・計測方法

Fig.2に加力方法を示す。Fig.1のように試験体の柱材の上部と下部にあけた $\phi 29$ の孔(以下、上部の孔位置を柱頭、下部の孔位置を柱脚と呼ぶ)にボルトを通すことで、柱頭と剛体の加力梁、柱脚と反力床をピン接合とする。試験体両側にタイロッドを配し、加力梁と反力床にピン接合することで、加力梁の水平を維持する。加力梁に取り付けたアクチュエータによって、水平方向に正負交番漸増2回繰り返して加力を行う。アクチュエータと加力梁の間に取り付けられたロードセルによって得られた値から、加力梁の $P\Delta$ 効果を除いた値を試験体の水平抵抗力 P とする。加力方向は紙面右側を正側とする。

試験体の変形角 R は式(1)より算出する。

$$R = \delta / h \quad (1)$$

ここで δ は変位計で計測した加力梁の絶対水平変位、 h は柱材ピン間距離(=1890mm)である。交番加力の目標変形角は、 $R = \pm 1/200, 1/120, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10, 1/8, 1/6, 1/5$ radとする。

また、柱材・横材の同一断面上に対面させて貼付した歪ゲージを用いて、試験体の曲げモーメント分布を把握する。各部材の曲げモーメントは接合部間で線形に分布すると仮定し、せん断力 Q を算出する。曲げモーメントの算出には、Table1の曲げヤング係数 E と部材全断面の断面係数、歪ゲージにより計測した歪を用いる。

2.3 曲げヤング係数の補正

歪ゲージから得られる歪と曲げヤング係数 E を用いて求める層せん断力が水平抵抗力 P と一致するよう、曲げヤング係数の補正を行う。Table1の曲げヤング係数 E は、密度 ρ を文献10)の回帰式に適用して算出される E' に補正係数 α を乗ずることで算出する(式(2))。なお、 E' を用いた場合に層せん断力と水平抵抗力 P が一致しない一因として、 E' を求める回帰式¹⁰⁾が試験体部材と寸法の異なる小試験体

Table1 Section size and material constants of columns and horizontal members
柱材と横材の断面寸法・材料定数

Specimen	Member	Location	Section size (mm)	ρ (g/cm ³)	F_b (N/mm ²)	F_m (N/mm ²)	E (kN/mm ²)	α
H-2_60	column	L	105×105	0.53	80.5	-	8.9	0.95
		R		0.56	83.9		9.2	
	horizontal member	2H1	60×75	0.49	74.4	10.8	10.1	
		2H2		0.48	73.3	10.5	10.0	
H-2_45	column	L	105×105	0.55	82.7	-	12.4	1.29
		R		0.56	85.0		12.7	
	horizontal member	2H1	45×75	0.38	60.6	6.7	11.3	
		2H2		0.37	59.1	6.3	11.1	
H-2_30	column	L	105×105	0.54	81.3	-	12.1	1.28
		R		0.58	87.3		12.9	
	horizontal member	2H1	30×75	0.49	75.6	11.2	14.9	
		2H2		0.49	75.6	11.2	14.9	
H-5_60	column	L	105×105	0.51	77.9	-	12.3	1.35
		R		0.50	76.7		12.1	
	horizontal member	5H1	60×75	0.52	78.9	12.2	15.8	
		5H2		0.54	82.3	13.2	16.4	
		5H3		0.52	78.9	12.2	15.8	
		5H4		0.54	82.3	13.2	16.4	
		5H5		0.50	76.7	11.5	15.4	
		2H1		0.45	69.5	-	11.3	
H-5-2_60	column	C	105×105	0.47	72.3		11.6	1.36
		R		0.46	70.6		11.4	
		5H1		0.52	78.9	12.2	11.0	
	horizontal member	5H2	60×75	0.53	80.1	12.5	11.1	
		5H3		0.49	74.4	10.8	10.4	
		5H4		0.50	76.7	11.5	10.7	
		5H5		0.57	85.7	14.2	11.8	
		2H1		0.52	78.9	12.2	11.0	
		2H2		0.48	73.3	10.5	10.3	

(断面の辺長 25mm)の曲げ試験結果から得られたものであることが考えられる。

以下に補正係数 α の算出方法を示す。補正係数 α は、式(3)～(5)によって算出する。Fig.3 に柱材・横材のせん断力と層せん断力の算出方法を示す。ここで h は柱材のピン間距離(=1890mm)、 l は柱材の材芯間距離(=433.8mm)である。補正係数 α は柱材の曲げモーメントから得られる層せん断力 P_c (Fig.3)あるいは、横材の曲げモーメントから得られる層せん断力 P_h (Fig.3)と P の比として、式(3)により算出する。ここで P_c は式(4)、 P_h は式(5)より算出する。式中の Q_{ci} 、 Q_{hi} は E' を用いて算出した、試験体の変形角 $R=1/50\text{rad}$ 時の柱材のせん断力と横材のせん断力である。

$$E = \alpha \cdot E' \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{P}{P_c} \cdot \frac{P}{P_h} \quad (3)$$

$$P_c = \sum_i Q_{ci}(E') \quad (4)$$

$$P_h = \sum_i Q_{hi}(E') \cdot \frac{l}{h} \quad (5)$$

2.4 実験結果

2.4.1 損傷状況と復元力特性

主な損傷を Photo1 に示す。Fig.4 に、各試験体の復元力特性を示す。

Fig.3 Method of calculating shearing force and story shearing force of columns and horizontal members

柱材・横材のせん断力と層せん断力の算出方法

Fig.4 Restoring force characteristics
復元力特性

なお、Fig.4(b)ではH-2_60の $R=1/20, 1/6\text{rad}$ 加力時の2ループ目の履歴を示す。本論文では、水平抵抗力 P の絶対値の最大値を、最大水平抵抗力 $P_{\max}$ とする。また、横材の柱材の内側表面位置において、曲げモーメントが急激に低下した時点で生じた引張側となる面でのひび割れを、横材の折損と定義する。

加力時の柱材-横材接合部をPhoto1(a)に示す。いずれの試験体でも、まず柱材-横材接合部で横材にめり込みが生じた(Photo1(b),(c))が、横材の成が大きくなる程、めり込み変形は大きくなった。その後、反対方向の加力時に、めり込みが生じた位置に引張応力が生じることで横材に折損が生じ(Photo1(d))、Fig.4(a)に示すように水平抵抗力 P が急激に低下した。なお図中の▼・▲は、各横材の折損が正負それぞれで最初に確認された時点を示す。横材の折損は他のすべての試験体でも同様に確認された。また、めり込みの残留変形が接合部に生じることで(Photo1(c))、変形角 R が大きくなるにつれ、水平抵抗力 P が生じ始める変形角が大きくなった(Fig.4(b))。

H-5-2_60では、 $R=1/5\text{rad}$ で左柱の、 $R=-1/5\text{rad}$ で中柱と右柱のひび割れが接合部位置で確認された(Photo(e))。

2.4.2 試験体間での比較

(a) 水平抵抗力

Fig.5に、横材の成が異なるH-2_D ($D=60, 45, 30$)の復元力特性の比較を示す。なお、同図は正側加力時を示している。横材の成が大きくなると、横材の折損が最初に生じる変形角は増大した。この原因の考察は2.4.2項(d)に後述する。また、横材の成が大きくなると $P_{\max}$ は増大した。

Fig.6に、横材の本数が異なるH-2_60、H-5_60、H-5-2_60の復元力特性の比較を示す。なお、同図は正側加力時を示している。図中の凡例「H-2_60+H-5_60」は、H-2_60とH-5_60の水平抵抗力 P を足し合わせた値である。 $P_{\max}$ は横材の本数に概ね比例した。また「H-2_60+H-5_60」とH-5-2_60の復元力特性が概ね一致したことから、柱材が2本の試験体2体の水平抵抗力の和は、横材の配置が同様である柱材が3本の試験体1体の水平抵抗力となることが確認された。

(b) 曲げモーメント分布

Fig.7に、H-2_D ($D=60, 45, 30$)の $R=1/20\text{rad}$ における曲げモーメント

Fig.5 Restoring forces of different specimens in the size of horizontal members (▼ : Breakage of horizontal members)
横材の成が異なる試験体の復元力特性

Fig.6 Restoring forces of different specimens in the number of horizontal members
横材の本数が異なる試験体の復元力特性

分布を示す。柱材に生じる曲げモーメントの反曲点が、柱材の接合部間の中央から上下にずれることが確認された。この原因に関する検討は3章で行う。

(c) 横材の変形

Fig.8に、H-2_D ($D=60, 45, 30$)の $R=1/20\text{rad}$ における、横材2H1(Fig.1参照)の全体の変形量 Δ_T に占める曲げ変形量 Δ_b の割合 Δ_b/Δ_T を示す。変形角 R における Δ_T 、 Δ_b をそれぞれ式(6)、(7)から算出する。

$$\Delta_T = L \sin R \quad (6)$$

$$\Delta_b = \frac{M_{av}(L \cos R)^2}{6EI} \quad (7)$$

ここで L は柱材の内法間距離(328.8mm)、 I は横材全断面の断面2次モーメントである。 E はTable1の値を用いる。横材を柱材の内法間で両端固定の線材と考え、横材の左右の柱材の内側表面位置には、両位置の曲げモーメントの平均値 M_{av} が等しく作用するとする。Fig.8から、横材の成が小さくなると、横材に生じる曲げ変形の割合が大きくなることが確認された。なお、このことは横材2H2においても同様に確認された。

(d) 横材の最大曲げモーメント

Fig.9に、柱材の内側表面位置における横材の曲げモーメントの最大値 $M_{\max}$ と、曲げ強度 F_b と断面係数 Z から得られる曲げ耐力 $F_b Z$ との比較を示す。ここで Z は横材の全断面の断面係数である。横材の成によらず、 $M_{\max}$ の $F_b Z$ に対する比は1.0より小さくなる傾向が確認さ

Fig.7 Bending moment distributions ($R=1/20\text{rad}$)
曲げモーメント分布

Fig.8 Ratio of Δ_b to Δ_T (H-2_D, 2H1, $R=1/20\text{rad}$)
 Δ_T に占める Δ_b の割合

Fig.9 Comparison of $M_{\max}$ with $F_b Z$ (H-2_D)
 $M_{\max}$ と $F_b Z$ の比較

れた。さらに、横材の成が大きくなると、 $M_{\max}$ の $F_b Z$ に対する比は低下した。上記の原因として、以下のことが考えられる。まず、 $M_{\max}$ の $F_b Z$ に対する比が 1.0 より小さくなる傾向に関して述べる。本論文の静的加力実験では、大変形角まで正負交番載荷を実施している。そのため、柱材が横材にめり込むことによって、横材の柱材の内側表面位置の繊維が切れ、反対方向の変形角で繊維が切られた位置に引張応力が作用することが一因と考えられる。次に、横材の成が大きくなると $M_{\max}$ の $F_b Z$ に対する割合が低下した一因として、横材の成が大きくなると、Fig. 8 に示す通り接合部における曲げ変形の割合が小さく、すなわちめり込み変形が卓越し、柱材が横材にめり込むことによってより横材の繊維が切られたことが考えられる。

一方、前述のように横材の成が大きくなると横材の折損が最初に生じる変形角が増大する。この一因として、以下のことが考えられる。Fig. 9 に示すように、横材の成が大きくなると、横材の $M_{\max}$ の $F_b Z$ に対する割合は低下するが、断面係数 Z の増大に伴い横材の $F_b Z$ は増大する。さらに、横材の成が大きくなると横材の曲げ剛性 EI が増大し、曲げ破壊よりもめり込み降伏が先行する。この結果、横材のめり込みによる回転変形が進展しやすくなり、加えて $F_b Z$ は増大するため、横材が折損に至るまでの変形角 R が増大したと考えられる。

3. シミュレーション解析

本章では、2 章の静的加力実験のシミュレーション解析を実施し、実験だけでは確認できなかった、あみだ形フレームの力学特性を把握する。

3.1 解析方針

解析では、柱材・横材を線形の梁要素、接合部を非線形バネ要素で表現した平面骨組解析モデルを用いて、非線形挙動を追跡する。解析ソフトには、任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP(ver.6)を用い、 PI 効果を考慮しない静的変位増分解析を行う。

解析は 3 ケース実施する。まず部材の曲げ変形の影響を分析するため、柱材と横材の曲げヤング係数を変えた Case1,2 を実施する。さらに、横材の軸力に関係するめり込み摩擦力の影響を分析するため、Case1 に対してめり込み摩擦力の与え方を変えた Case3 を実施する。

3.2 解析モデル

Fig. 10 に解析モデルを、Fig. 11 に正側加力時の柱材・横材接合部に生じるめり込みと力の模式図を示す。なお、柱材・横材接合部のめり込みは、文献 11) と同様に三角変位めり込みを仮定する。

(a) 柱材・横材

各部材の材軸上に沿って節点間に梁要素を配置することで、柱材・横材をモデル化する。Fig. 10(a)~(c)に示すように、柱材には、材端と、横材の上面・下面と柱材の材軸の交点(a1,b1,c1,d1)に節点を設ける。横材には、Fig. 11 の N_s 、 N_L の作用する位置である a3,b3,c3,d3 に節点を設ける。ここで、 N_s 、 N_L は柱材・横材接合部の横材に作用するめり込み力の合力であり、柱材の直下部のめり込み応力分布の重心位置に作用させる。なお、めり込み長さは差し込み深さ d の 1/2 倍とする。断面寸法、曲げヤング係数 E 、密度 ρ は Table1 の値を用いる。せん断弾性係数は文献 11) に従い、 E の 1/15 倍とする。柱材・横材の断面積と断面 2 次モーメントは全断面で算出する。なお、柱材・横材接合部 (a1-b1 間, c1-d1 間) では、ほぞ孔による柱材の断面欠損を考慮する。

(b) 柱材・横材接合部

柱材は a1,b1,c1,d1 と a2,b2,c2,d2 を、横材は a3,b3,c3,d3 と a2',b2',c2',d2' を、剛とみなせる梁要素でそれぞれ結ぶ。(a2,a2'),(b2,b2'),(c2,c2'),(d2,d2') はそれぞれ節点間の距離を微小とし(以下、2 重節点と呼ぶ)、2 重節点間に鉛直方向バネと水平方向バネを配置することで、Fig. 11 に示すめり込み応力分布の重心位置にバネ要素の復元力を作用させる。なお、接合部に配置したバネ要素の変形は、圧縮を正とする。

以下、バネ要素の復元力特性について述べる。Fig. 10(d),(e) にバネの復元力特性を示す。鉛直方向バネは柱材・横材接合部におけるめり込み力 N_s 、 N_L を、水平方向バネはめり込み摩擦力 H_s 、 H_L を表現する (Fig. 11)。ここで、a2-a2', c2-c2' のバネには N_L 、 H_L を、b2-b2', d2-d2' のバネには N_s 、 H_s を与える。接合部のめり込み力における、Fig. 10(d) の初期剛性 K_{0s} 、 K_{0L} と降伏耐力 N_{sy} 、 N_{Ly} は、文献 11) と同様に算出する。 K_{0L} 、 N_{Ly} の算出では、Fig. 11 に示す x_1 を無限大と考える。Table 2 に、各試験体の鉛直方向バネのパラメータを示す。なお、2 次剛性は K_0 の 1/6 倍とする¹¹⁾。復元力特性の算出に用いる曲げヤング係数 E 、めり込み強度 F_m は Table 1 に示す値を用いる。めり込み摩擦力については、Fig. 10(e) に示すように剛とみなせる初期剛性 $K_r (=10^4 \text{ kN/mm})$ を与え、2 次剛性は K_r の $1/10^5$ 倍とする。なお、めり込み摩擦力はめり込み力と連成していない。

(c) 柱頭・柱脚

2 章の実験における加力条件を再現するため、柱頭の全ての節点の鉛直・水平方向の変位を同一とし、回転方向は自由とする。柱脚の節点は、鉛直・水平方向を固定し、回転方向のみ自由とする。

3.3 解析ケース

前述のとおり、解析は 3 ケース実施する。Table 3 に各解析ケースのパラメータを示す。まず部材の曲げ変形の影響を分析するため、柱材と横材の曲げヤング係数を変えた Case1,2 を実施する。Case1 では Table 1 に示す曲げヤング係数 E を用いるのに対し、Case2 では曲げヤング係数 $E_c (=10^{12} \text{ kN/mm}^2)$ を用い、柱材と横材を剛とみなす。さらに横材の軸力に関係するめり込み摩擦力の影響を分析するため、Case1 に対して Fig. 10(e) の降伏耐力 H_{sy} 、 H_{Ly} を変化した Case3 を実施する。b2-b2', d2-d2' に与えるめり込み摩擦力の降伏耐力 H_{sy} は、Case1,3 とともに $0.4N_{sy}$ とする。a2-a2', c2-c2' に与えるめり込み摩擦力の降伏耐力 H_{Ly} は、Case1 では $0.4N_{Ly}$ 、Case3 では $0.4N_{sy}$ とする。ここで 0.4 は文献 12) を参考とした静止摩擦係数である。

3.4 解析結果

本節では、試験体のシミュレーション解析結果を実験結果と比較し、考察を行う。なお、解析は各試験体の実験での加力終了時の変形角まで実施する。

3.4.1 復元力特性

Fig. 12 に、曲げヤング係数が異なるケースの復元力特性(Case1,2)を示す。Fig. 13 に、めり込み摩擦力が異なるケースの復元力特性(Case1,3)を示す。

Fig. 12 より、試験体によらず、Case1 の方が Case2 よりも初期剛性が小さく、より実験結果に対応した結果が得られている。初期剛性の差は、特に H-2_30 で顕著に表れており、結果として Case1 の方が横材折損時までの復元力特性をより適切に表現できている。

Fig. 13 より、復元力特性は試験体によらず Case1,3 で大きな違いは確

認められなかった。つまり、めり込み摩擦力を変化させても、試験体の復元力特性には大きな変化が生じないことが確認された。

3.4.2 曲げモーメント分布と横材の軸力

Fig.14に、Case1,3で得られた、H-2_60の $R=1/20ad$ における曲げモーメント分布と横材に作用する軸力の比較を示す。なお、曲げモーメント分布内の数値は柱材内法間の横材の軸力を示しており、引張を正、圧縮を負とする。

曲げモーメント分布について、Case1では実験(2.4.2項(b))で確認された、柱材の反曲点が接合部間の中央からずれることを再現できている。しかし、実験結果(Fig.7(a))に比べ反曲点の中央からのずれが大きい。また、Case3では柱材の反曲点はおおよそ中央に位置している。

横材の軸力について、Case1では横材の柱材内法間に圧縮軸力が作用しているが、Case3では横材に軸力はほぼ生じていない。これは横材の軸力が、柱材・横材接合部におけるめり込み摩擦力 H_s と H_L の差によって生じているためである。以上より、柱材の反曲点が中央からずれる要因として、めり込み摩擦力によって生じる横材の軸力が挙げられ、横材の軸力を考慮しなければ、柱材の曲げモーメント分

布の適切な評価が難しいことが分かる。

既往の研究では横材の軸力が考慮されているものではなく²⁾³⁾⁸⁾⁹⁾、柱材の反曲点は接合部間の中央であると想定されている。柱材の反曲点が中央からずれることによって、中央にあると想定する場合よりも接合部に作用する曲げモーメントが大きくなり、柱材の折損が想定より早期に発生するおそれがある。

4. まとめ

本論文では、伝統木造建物の耐震補強に適した補強要素「あみだ形フレーム」を提案するため、あみだ形フレームの力学特性(剛性・耐力や破壊モード)の把握を目的とした静的加力実験を実施した。また、実験結果を概ね説明可能な解析モデルを提示し、力学特性の分析を行った。あみだ形フレームの力学特性について、得られた知見を以下に示す。

- 1) あみだ形フレームの最大水平抵抗力は、横材の本数に概ね比例した。特徴的な損傷として、柱材・横材接合部の柱材の内側表面位置での横材の折損が挙げられる。横材に折損が生じると水平抵抗力が急激に低下した。

Fig.10 Analysis model
解析モデル

Fig.11 Pattern diagram of embedment and forces at joint of column and horizontal member ((+)direction)
柱材・横材接合部に生じるめり込みと力の模式図(正側加力時)

Table2 Parameters of vertical springs of each specimen

Specimen	Member	Rigidity (kN/mm)		Yield strength (kN)	
		K_{0s}	K_{0L}	N_{sy}	N_{Ly}
H-2_60	2H1	9.9	25.3	9.9	15.7
	2H2	9.8	25.0	9.6	15.3
H-2_45	2H1	14.8	32.2	6.8	9.9
	2H2	14.5	31.5	6.3	9.3
H-2_30	2H1	29.4	52.4	12.7	16.9
	2H2	29.4	52.4	12.7	16.9
H-5_60	5H1	15.5	39.2	11.1	17.7
	5H2	16.1	40.6	12.1	19.1
	5H3	15.5	39.2	11.1	17.7
	5H4	16.1	40.6	12.1	19.1
	5H5	15.2	38.2	10.5	16.7
H-5-2_60	5H1	10.8	27.3	11.1	17.7
	5H2	10.9	27.6	11.4	18.2
	5H3	10.3	25.9	9.9	15.7
	5H4	10.5	26.6	10.5	16.7
	5H5	11.6	29.3	13.0	20.6
	2H1	10.8	27.3	11.1	17.7
	2H2	10.1	25.6	9.6	15.3

Table3 Parameters of each analysis case

Case	Young's modulus (kN/mm ²)	Yield strength (kN)	
		H_{sy}	H_{Ly}
		b2-b2', d2-d2'	a2-a2', c2-c2'
1	E	$0.4N_{sy}$	$0.4N_{Ly}$
2	E_r		$0.4N_{Ly}$
3	E		

- 2) 横材の成が大きくなると、横材折損時の変形角と最大水平抵抗力は増大した。ただし、横材の最大曲げモーメントの曲げ耐力に対する比は、横材の成が大きいほど低下した。
- 3) 横材の成が小さくなると、横材の曲げ変形を考慮しなければあみだ形フレームの初期剛性を過大評価する。
- 4) 柱材の曲げモーメント分布を適切に評価するためには、柱材 - 横材接合部のめり込み摩擦力と横材の軸力を考慮する必要がある。
- なお、横材の曲げやめり込みによる変形よりも柱材の曲げ変形が卓越したり、横材の折損に先行して柱材が折損したりする場合には、上記の知見と異なる力学特性を示すと考えられる。ただしその場合も、本論文で提示した解析モデルを用いて、力学特性の変化を概ね把握可能であると考えている。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金基盤(A)No.15H02275(代表者:林康裕)の補助の下で遂行した。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- Koike, T., Ohmura, S., Sugino, M. and Hayashi, Y.: Experimental Study on Seismic Reinforcement of Traditional Town Houses in Kyoto, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.82, No.736, pp.843-852, 2017.6. (in Japanese)
小池哲朗, 大村早紀, 杉野未奈, 林康裕: 京町家の耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第736号, pp.843-852, 2017.6.
- Iwasaki, T., Takemura, M., Inayama, M. and Murakami, M.: Development of Structural Design Method on Conventional Post and Beam Structures Part61 Structural Design

- Concept on Timber Grille Walls, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.379-380, 2002.8. (in Japanese)
- 岩崎敏之, 竹村雅行, 稲山正弘, 村上雅英: 在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発その61 直交面格子壁の剛性・耐力算定式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.379-380, 2002.8.
- Takada, T. and Nakanishi, T.: A Model of Restoring Force Characteristic for Panel Type Grid Wall Based on Lateral Loading Tests, Journal of Structural Engineering, Vol.58B, pp.251-257, 2012.3. (in Japanese)
高田豊文, 中西智也: 水平加力試験に基づくパネル型面格子壁の復元力特性モデルに関する考察, 構造工学論文集, 第58B巻, pp.251-257, 2012.3.
 - Kusunoki, T. and Ohno, M.: Experimental Study on Structural Performance of Wooden Grid Shear Wall Reinforced by Plywood, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.19, No.42, pp.513-518, 2013.6. (in Japanese)
楠寿博, 大野正人: 合板補剛木造面格子壁の構造特性に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, 第19巻, 第42号, pp.513-518, 2013.6.
 - Hiroishi, S., Okada, A., Miyasato, N., Satoh, K. and Saitoh, M.: Effect of Grid Spacing on Strength and Stiffness of Grid Wall, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.694, pp.2183-2190, 2013.12. (in Japanese)
廣石秀造, 岡田章, 宮里直也, 佐藤公紀, 齊藤公男: 木造面格子壁の格子間隔が剛性と耐力に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第694号, pp.2183-2190, 2013.12.
 - Aikawa, S., Okada, A., Miyasato, N., Hiroishi, S. and Hoshino, T.: Study on Basic Structural Properties of Wooden Grid Wall Consisting of Half-Lap Joint (Part I) Energy Absorption Performance by Static Loading Tests of Half-Lap Joint and Wooden Grid Wall, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.327-328, 2015.9. (in Japanese)
相川翔太, 岡田章, 宮里直也, 廣石秀造, 星野達哉: 相欠き仕口を用いた木造面格子壁の基本的構造特性に関する研究(その1)相欠き仕口・面格子壁の静的載荷実験によるエネルギー吸収性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III

Fig.12 Restoring forces of different cases in Young's modulus (Case1,2)
曲げヤング係数が異なるケースの復元力特性

Fig.13 Restoring forces of different cases in friction force by embedment (Case1,3)
めり込み摩擦力が異なるケースの復元力特性

Fig.14 Comparison of bending moment distributions and axial force of horizontal members (H-2_60, R=1/20rad)
曲げモーメント分布と横材に作用する軸力の比較

- ,pp.327-328, 2015.9.
- 7) Okamura, M., Suzuki, Y., Suda, T. and Tanahashi, H. : Restoring Force Characteristics and Resistance Mechanism of Wooden Laddery Frames, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.433-434, 2007.8. (in Japanese)
岡村雅克, 鈴木祥之, 須田達, 棚橋秀光: はしご型フレームの復元力特性と抵抗メカニズム, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.433-434, 2007.8.
- 8) Shirayama, A. and Suzuki, Y. : Seismic Reinforcement Effect of Laddery Beam Installed with Viscoelastic Dampers, AIJ Journal of Technology and Design, Vol.14, No.27, pp.55-59, 2008.6. (in Japanese)
白山敦子, 鈴木祥之: 減衰型粘弾性ダンパーを用いた梯子状梁による耐震補強効果, 日本建築学会技術報告集, 第14巻, 第27号, pp.55-59, 2008.6.
- 9) Tanahashi, H. and Suzuki, Y. : Seismic Reinforcement of Traditional Timber Structures by Ladder-type Frames, Proc. of urban cultural heritage disaster mitigation, Vol.2, 2008.10. (in Japanese)
棚橋秀光, 鈴木祥之: はしご型フレームによる伝統木造構造物の耐震補強, 歴史都市防災論文集, 第2巻, pp.171-178, 2008.10.
- 10) Nakai, T. and Yamai, R. : Properties of the Important Japanese Woods The mechanical properties of 35 important Japanese woods, Bulletin of the Forest Experiment Institute, No.319, pp.13-46, 1982.1.(in Japanese)
中井孝, 山井良三郎: 日本産主要樹種の性質 日本産主要35樹種の強度的性質, 林業試験場研究報告, 319号, pp.13-46, 1982.1.
- 11) Architectural Institute of Japan : Standard for Structural Design of Timber Structures, pp.305-307, 2006.12. (in Japanese)
日本建築学会: 木質構造設計基準・同解説, pp.305-307,396, 2006.12.
- 12) Architectural Institute of Japan : Design Manual for Engineered Timber Joints, pp.253, 2009.11. (in Japanese)
日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, pp.253, 2009.11.

STUDY ON SEISMIC REINFORCEMENT FOR TRADITIONAL WOODEN STRUCTURES

Mechanical characteristics of *Amida*-shaped frame

Yukiko NAKATSU^{*1}, *Tetsuro KOIKE*^{*1}, *Saki OHMURA*^{*2},
Mina SUGINO^{*3}, *Aiko TAKATORI*^{*4} and *Yasuhiro HAYASHI*^{*5}

^{*1} Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

^{*2} Grad. Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., M.Eng.
(JSPS Research Fellow, DC1)

^{*3} Assist. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

^{*4} Priya Design Architect & Associates, Dr.Eng.

^{*5} Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

The past inland crustal earthquakes, such as the 1995 Hyogo-ken Nambu earthquake, the 2007 Nigata-ken Chuetsu-oki earthquake and the 2016 Kumamoto earthquake, destroyed many wooden structures in Japan. It is desirable to conduct appropriate seismic reinforcement in order to prevent inland crustal earthquakes occurring often in recent years from pushing down wooden buildings.

Authors have been doing research on seismic reinforcement for traditional town houses, *machiya*, in Kyoto¹⁾. The findings obtained from the research are as follows: *machiya*'s joints are not strong enough to resist to horizontal member's pulling out in particular, and severe damage in a specific story caused by the unbalance of yield strength and stiffness in each story or plane structure lowers the deformability. In other words, for conducting rational seismic reinforcement, it is preferable that we can design with reinforcing elements which allow us to control elements' mechanical characteristics in accordance with features of structures.

Wooden grid wall²⁾⁻⁶⁾ and ladder-type frame⁷⁾⁻⁹⁾ are suggested as reinforcing elements for wooden structures. In both of them, wood's embedment at joints resists seismic force. However, as well as the experiments in reference1), these reinforcing elements may be ineffective if their position or strength is improper.

Therefore, authors propose a new reinforcing element, called *Amida*-shaped frame, composed of columns and horizontal members. *Amida*-shaped frame can be controlled its strength and deformability by changing the number and the size of columns and horizontal members. By using *Amida*-shaped frame which has such characteristic, we aim to establish seismic reinforcement method which is applicable to various structures.

From the above, first, we conduct static loading tests of *Amida*-shaped frames for comprehending their mechanical characteristics. Then, we simulate the static loading tests with analysis models to confirm the mechanical characteristics which can't be identified at experiments. This paper is original in proposing that it is important to consider horizontal member's bending deformation, breakage, axial force and to say nothing of embedment when we design *Amida*-shaped frame.

The major findings obtained from the research are summarized as follows:

- a) The maximum horizontal force of *Amida*-shaped frames rises in proportion to the total number of horizontal members. The particular damage is breakage of horizontal members at the columns' surface. When the horizontal member breaks, the horizontal force drops rapidly.
- b) When the height of horizontal members is bigger, the rotational angle when the horizontal member breaks and the maximum horizontal force are larger. The bigger the height of horizontal members is, the less the ratio of the maximum bending moment to the flexural capacity is.
- c) In case the height of horizontal members is small, we are capable of overstimulating the rigidity if we don't consider the bending deformation of horizontal members.
- d) If we don't consider the axial force of horizontal members appropriately which derives from embedment at joints of columns and horizontal members, it is difficult to evaluate the bending moment distribution of columns.

(2017 年 8 月 8 日原稿受理, 2018 年 3 月 8 日採用決定)