

## 実伝統木造社寺建築物の水平加力実験及び復元力特性

## 伝統木造社寺建築物の耐震性能評価 その1

HORIZONTAL LOADING TEST AND HYSTERETIC CHARACTERISTICS  
OF ACTUAL TRADITIONAL TIMBER TEMPLES

## Evaluation of seismic safety of traditional timber temples Part 1

小野 徹郎\*, 亀山 義比古\*\*, 井戸田 秀樹\*\*\*, 佐藤 篤司\*\*\*\*, 菅野 貴孔\*\*\*\*\*

Tetsuro ONO, Yoshihiko KAMEYAMA, Hideki IDOTA,

Atsushi SATO and Takahiro KANNO

Structural systems of Japanese traditional timber temple are composed of many structural elements such as nuki, kokabe and large-diameter column. In order to evaluate the seismic performance of the traditional timber temple, it is important to clarify the relationship between the elements property and system property by means of the loading tests for actual existing traditional timber temples.

The present paper has two purposes. One is to provide the basic technical information for evaluating seismic performance of traditional temples, and the other is discussing the relationships between structural properties calculated by existing evaluation method for structural elements and one obtained by horizontal loading tests for actual timber temples. Finally, the paper shows that the application of reduction factors for existing evaluation methods can calculate the load-deformation relations which meet the results of loading tests for actual traditional timber temples.

**Keywords:** Traditional Timber Temples, Seismic Safety, Horizontal Loading Test, Hysteretic Characteristics, Seismic Elements

伝統木造社寺建築物、耐震性能、水平加力実験、復元力特性、耐震要素

## 1. 序論

伝統木造社寺建築物では、貫架構、土壁、小壁付独立柱、柱傾斜復元力などが耐震要素となり、地震時水平力に対する抵抗機構を形成している。これら各耐震要素の力学的特性については近年精力的に研究が進められ、基本的な情報はかなり明らかになってきている<sup>3)4)</sup>。伝統木造社寺建築物の復元力特性の算定において、例えば鈴木らは単位フレームの耐震性能評価実験結果を基に寺院建築物の復元力特性を算定し、耐震性能評価及び耐震補強を行っている<sup>5)</sup>。宮澤らは既往の研究より各耐震要素の復元力特性を算定し、許容応力度計算及び限界耐力計算により耐震性能評価をしている<sup>6)</sup>。

社寺建築物全体の力学特性は、これらの研究で明らかにされている各耐震要素の特性を組み合わせることによって説明できるとされているが、実社寺建築物では木組みの複雑さや耐力要素間の適切なモデル化の困難さなど、耐震要素と建物全体の結び付けを行うには不確定な要素の影響が避けられない。したがって、実建物を対象にした倒壊実験の検証をせずに構造要素と建物全体の関係を議論するのは極めて難しいといえる。比較的規模の小さな木造住宅に関しては、こうした問題点を解決するために近年精力的に実建物の引き出し実験が報告されており、その結果と既往の研究で明らかになっている各耐震要素との対応の確認が進められている。一方、実在の伝

統木造社寺建築物を対象とした報告は常時微動測定や加振実験など振動特性を中心とした評価はいくつか報告されている<sup>1), 2)</sup>が、その規模の大きさもあって各耐震要素の荷重変形関係を議論できるほどの大変形域まで大規模な水平加力を行い、構造要素と建物全体の性質の関連を議論した研究はほとんどなされていないのが現状である。

こうした現状を踏まえ、本研究では、実在の伝統木造社寺建築を対象とした水平加力実験を実施し、大変形域まで含めた基本的力学特性を明らかにするとともに、既往の耐震要素の評価手法を用いた結果との比較検討を行い、社寺建築における各耐震要素と建物全体の力学的な関係を議論するための基礎的な情報を提供することを目的とする。本報その1では、祐正寺本堂（愛知県幡豆町）及び新福寺本堂（静岡県浜名郡）に対する水平加力実験について述べ、これら2棟の力学的特性を明らかにするとともに、既往の研究成果に基づいて各耐震要素から算出した建物全体の特性との比較を行う。

## 2. 実験対象寺院の概要

解体予定の寺院2棟（祐正寺本堂、新福寺本堂）において、起振器による振動実験及び水平加力実験を行った。写真1及び図1に祐正寺本堂、写真2及び図2に新福寺本堂の正面写真及び平面図を示す。図面は、両寺院とも実測によるものである。

\* 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 教授・工博

\*\* 亀山建設㈱

\*\*\* 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 助教授・工博

\*\*\*\* 名古屋工業大学建築・デザイン工学科 助手・工博

\*\*\*\*\* 大成建設㈱設計本部 工修

Prof., Dept. of Architecture, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

Kameyama Construction

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

Research Assoc., Dept. of Architecture, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

Design Division, Taisei Corporation, M. Eng.

祐正寺本堂(浄土真宗、写真1)は、江戸時代中期(寛保4年)に建立された。本堂は、伝統的な木造平屋建て(入母屋造り、棧瓦葺)である。平面形状は七間四面(約13.5m×13.5m)で内陣、両余間、欄内、外陣で構成されている。小壁厚は約136mmである。尚、実験後の解体調査より、図3に示すように祐正寺本堂の小壁内(X1通り、X6通り及びY1通り)に過去の改修の段階で、本来の伝統構法とは異なる片筋かいが入っていることが判明した。立面形状は、棟高約11.5m、軒高約5m(GLから)である。概算の建物重量は約1000kNと推定される。柱の樹種は主としてヒノキ(ヤング係数:8,820N/mm<sup>2</sup>)、横架材の樹種は主としてマツ(ヤング係数:7,840N/mm<sup>2</sup>)である。

新福寺本堂(曹洞宗、写真2)は、江戸時代中期に建立された。本堂は、伝統的な木造平屋建て(寄棟造、棧瓦葺)である。平面形状は六間取(約13.7m×12m)で内陣、室中、大間、次の間、広縁で構成されている。小壁厚は約60mmである。立面形状は、棟高約10.6m、軒高4.7mである。概算の建物重量は約770kNと推定される。柱の樹種は主としてヒノキ、横架材の樹種は主としてマツである。

表1に建物重量の詳細を示す。建物重量は、木部及び壁については同規模・同宗派の新築物件と比較して算定しており、屋根重量については実績より算定している。除去部分とは、実験を行うに当たり建物後面(Y6通りより後)の屋根を除去したものである。

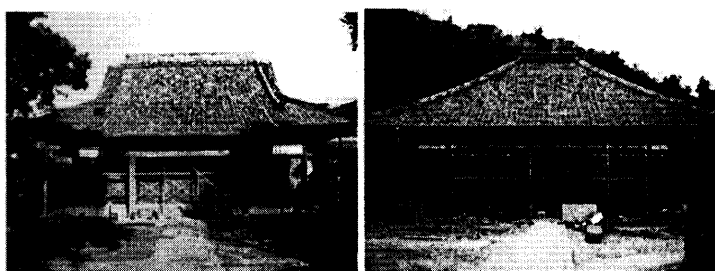


写真1 祐正寺本堂正面

写真2 新福寺本堂正面

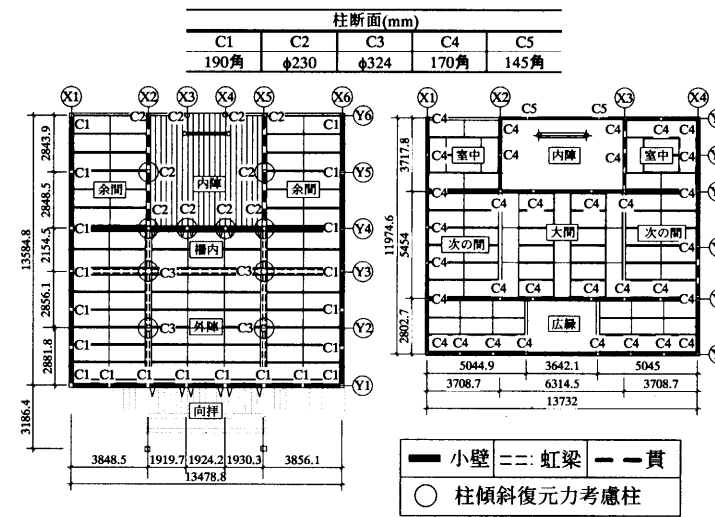


図1 祐正寺本堂平面図

図2 新福寺本堂平面図

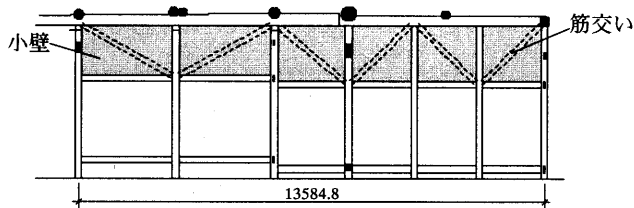
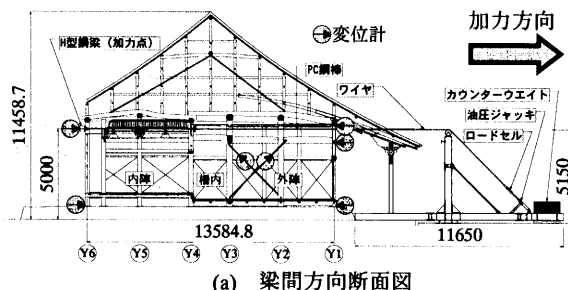


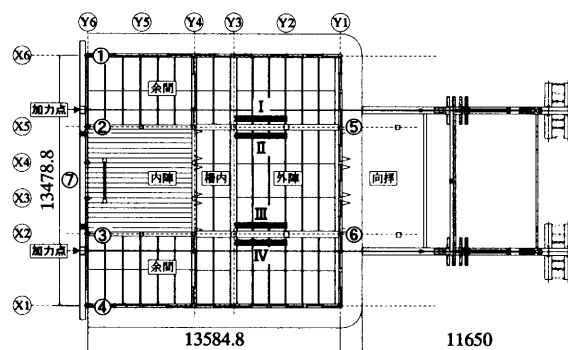
図3 祐正寺本堂X1通り軸組図

表1 建物重量詳細

部材	祐正寺本堂 kN	新福寺本堂 kN	備考
木部	351	269	新築物件との木材体積比より算定 実績
屋根	497	457	
壁	186	71	新築物件の壁面積比より算定 屋根の除去部分
除去部分	-33	-27	
合計	1000	770	

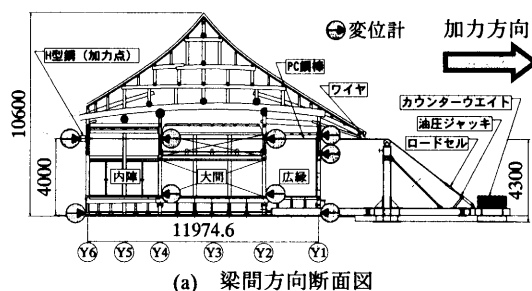


(a) 梁間方向断面図

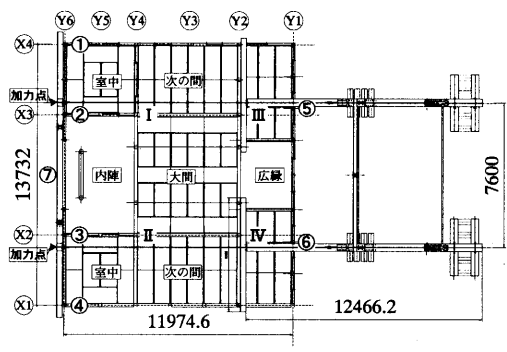


(b) 平面図

図4 祐正寺本堂実験装置図



(a) 梁間方向断面図



(b) 平面図

図5 新福寺本堂実験装置図

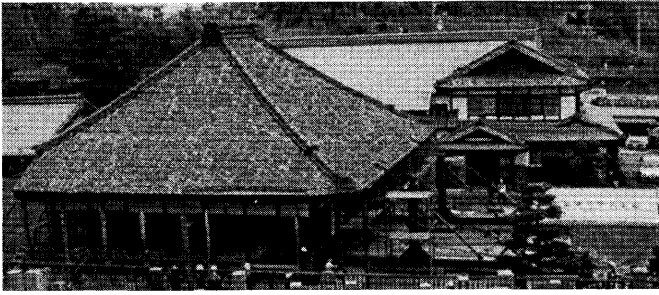


写真3 新福寺本堂加力実験風景

### 3. 伝統木造社寺建築物の水平加力実験の概要

図4に祐正寺本堂、図5に新福寺本堂の平面図及び断面図を示す。写真3に新福寺本堂の実験風景を示す。実験装置は図に示すように建物の外部に鉄骨フレームを組んでいる。水平力は建物の基壇（新福寺においては本堂の柱）及び加力装置と地面の摩擦を水平反力として加え、水平力によって生じる転倒モーメントはカウンターウエイトにより押えている。建物への水平力は建物後面の桁梁レベルに与えている。この水平力は小屋組の面内剛性が十分剛であると見なして、桁梁レベルの柱に加力用のH形鋼梁を取り付け（祐正寺本堂ではX1~X6間、新福寺ではX1~X4間）、PC鋼棒、ワイヤ及びロードセルを介してジャッキによって与えている。加力は②、③柱の層間変形角の平均で変位制御し、1/200rad, 1/120rad, 1/60rad, 1/30rad, 1/20rad及び1/15radの層間変形角で、それぞれ3回の片側漸増繰返し加力を行う。変位測定は、建物前面、後面に単管足場を組んで不動点とし、これに変位計を設置して行った。平面図に示す6本の柱について、②、③柱については桁梁高さ、柱脚部の水平変位を、①、④柱については桁梁高さの水平変位を、⑤、⑥柱については桁梁高さ、虹梁（差鴨居）高さ、柱脚部の水平変位をそれぞれ測定した。建物内においては、祐正寺本堂では図4(b)のI~IV部分の虹梁と柱で構成される骨組のせん断変形を測定した。新福寺本堂では、図5(b)のI~IV柱について天井高さ、床高さの水平変位を測定し、層間変形角を算出した。

### 4. 伝統木造社寺建築物の水平加力実験結果

#### 4-1. 水平力-層間変形角関係

図6に祐正寺本堂、図7に新福寺本堂の水平力-層間変形角関係を示す。祐正寺については、層間変形角 1/30rad の最初のサイクル時に向拝の柱のひび割れが大きくなり危険と判断したために載荷を終了した。

祐正寺本堂は層間変形角 1/30rad 時で最大水平力 163.05kN を示し、新福寺本堂は層間変形角 1/15rad 時で最大水平力は 70.05kN を示した。せん断力係数は祐正寺本堂が 0.163、新福寺本堂が 0.091 となる。表2に両寺院の各層間変形角時の最大水平力を示す。両寺院を比較すると各層間変形角時の最大水平力は、いずれの層間変形角時においても祐正寺本堂の方が新福寺本堂よりも 2.5~3.0 倍程度大きい。これは、祐正寺本堂には虹梁があり、小壁厚が新福寺より大きく、解体後の調査で判明した小壁内の筋かいによるものと考えられる。

剛性は、文献(8)より復元力特性を完全断塑性モデルに置換する時の剛性を用いた。置換する際の最大水平力は水平加力実験で得られた最大水平力を用いている。剛性は、祐正寺本堂においては 2.04kN/mm、新福寺本堂においては 0.82kN/mm となり、祐正寺本堂

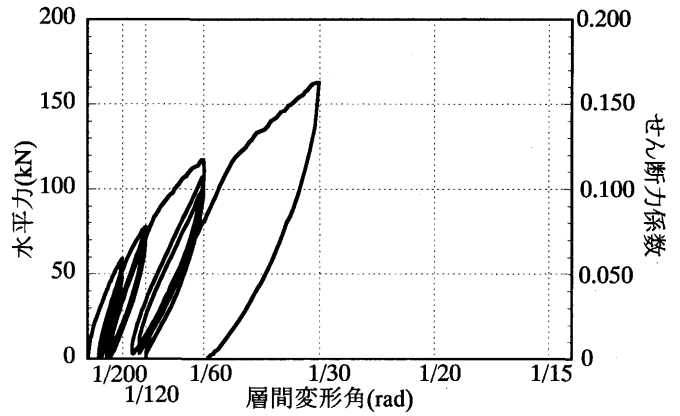


図6 祐正寺本堂の水平力-層間変形角関係

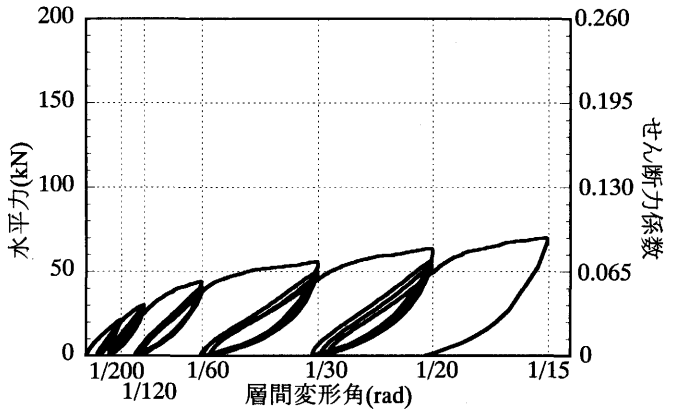


図7 新福寺本堂の水平力-層間変形角関係

表2 各層間変形角時の水平力

層間変形角 (rad)	祐正寺本堂 (kN)	新福寺本堂 (kN)	祐正寺/新福寺
1/200	59.10	21.60	2.74
1/120	77.55	30.30	2.56
1/60	117.45	44.25	2.65
1/30	163.05	55.80	2.92
1/20	-	63.45	-
1/15	-	70.05	-

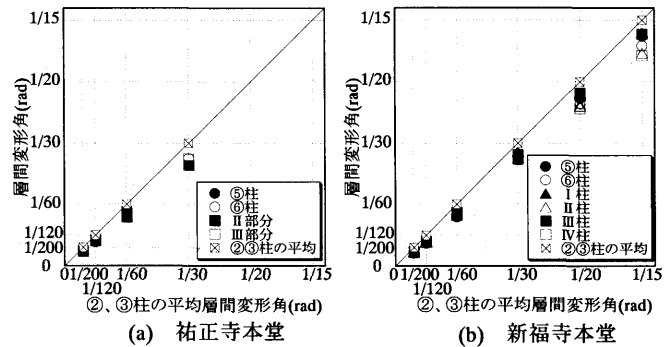


図8 各柱の層間変形角-基準層間変形角関係

の方が約 2.5 倍大きい。

以上より、建物の復元力特性は、小壁内の筋かい及び虹梁がある祐正寺本堂の方が大きくなったことから、建物の規模が同程度であっても構法の違いによって建物の復元力特性が大きく影響することを裏付けている。また、祐正寺本堂が 1/30rad の層間変形角を与え

でも耐力や剛性が低下しないことや、新福寺本堂が  $1/15\text{rad}$  の層間変形角を与えても倒壊しないことから、伝統木造社寺建築物が変形性能に富んでいることが分かる。残留変形角は、祐正寺本堂では層間変形角  $1/30\text{rad}$  変形させて  $1/57.8\text{rad}$ 、新福寺本堂では層間変形角  $1/15\text{rad}$  変形させて  $1/20.5\text{rad}$  となった。

#### 4-2. 変形性能

図8は基準とした②、③柱の層間変形角の平均に対する他の各柱の層間変形角との関係である。両寺院とも各柱の層間変形角は基準とした②、③柱の層間変形角より小さくなっているが、これは仕口部の経年変化による損傷や加力によって生じるめり込みによるものである。

#### 4-3. 変形性状及び破壊性状

写真4は祐正寺本堂における層間変形角  $1/30\text{rad}$  時の柱-虹梁接合部の写真である。写真4より虹梁の下側は柱から抜け出しているが、虹梁の上側は柱の方にめり込んでいる。よって、虹梁はほぼ部分のめり込み抵抗だけでなく、胴づき面が柱にめり込む抵抗もあると考えられる。写真5は、祐正寺本堂における層間変形角  $1/30\text{rad}$  時の小壁付独立柱の写真である。小壁内に筋かいが入っていたため小壁のせん断変形はほとんどしていないことが分かる。写真6は新福寺本堂における層間変形角  $1/60\text{rad}$ 、 $1/30\text{rad}$ 、 $1/20\text{rad}$  及び  $1/15\text{rad}$  時の土壁の写真である。層間変形角  $1/60\text{rad}$  時で壁に斜め方向にひびが入りだし、層間変形角  $1/30\text{rad}$  時でさらに縦方向にもひびが入りだした。層間変形角  $1/20\text{rad}$  時では土壁の中央の仕上げが剥離し、端部の土壁も剥離した。層間変形角  $1/15\text{rad}$  時では、かなり仕上げが剥離した。面外方向の変形は建物内部側に土壁が膨らみ出していた。

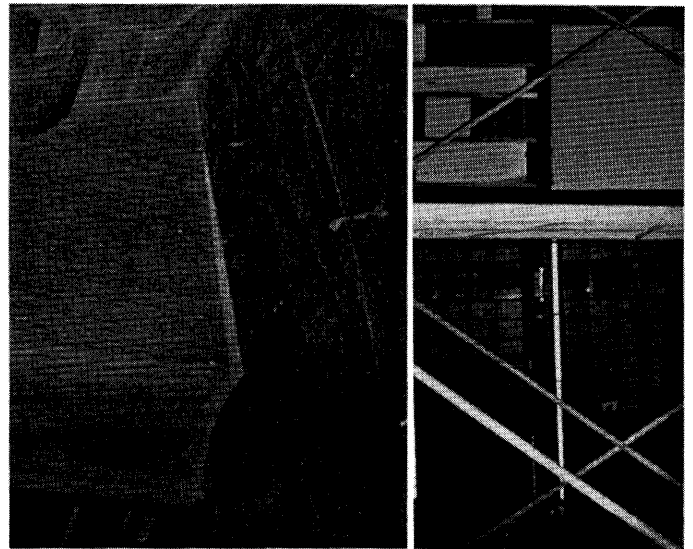
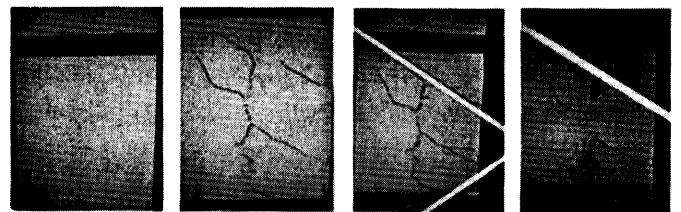


写真4 柱-虹梁接合部  
祐正寺( $1/30\text{rad}$ 変形時)

写真5 小壁付独立柱の変形  
祐正寺 ( $1/30\text{rad}$ 変形時)



(a)  $1/60\text{rad}$  時 (b)  $1/30\text{rad}$  時 (c)  $1/20\text{rad}$  時 (d)  $1/15\text{rad}$  時

写真6 土壁の破壊過程

### 5. 伝統木造社寺建築物の復元力特性の算定

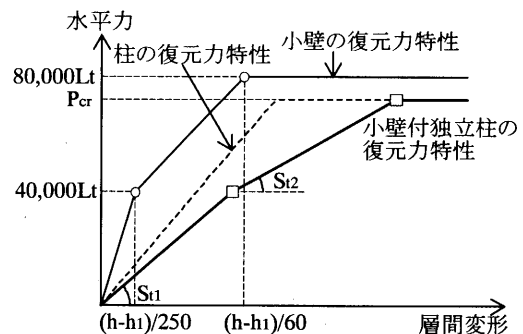
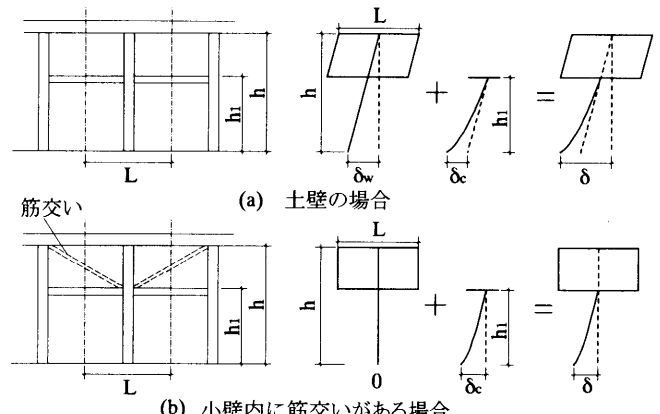
前章では、実在する伝統木造社寺建築物の水平加力実験結果について述べた。前章の結果は実在する社寺建築物の履歴特性に関する情報を提示したものであり、各耐震要素と建物全体との力学的な関係を議論する上で重要な検証の対象となると考えられる。そこで本章では、既往の研究成果によって得られている各耐震要素の力学特性を用いて建物全体の荷重変形関係を算出し、前章の実在建物実験の結果との対応について検討を行う。

各耐震要素の復元力特性は、小壁付独立柱について文献7)、貫架構・虹梁について文献8)、柱傾斜復元力について文献9)をもとに算出している。以下に対象建物についての算定方法を示す。なお、各構造要素の復元力特性は、実験対象とした実社寺建築から採取した構造要素についての情報も有用であるが、本水平加力実験は大変形領域まで含めた建物全体の復元力特性の把握を目標としているため、載荷実験後に無損傷の構造要素を採取することが困難であった。よって、構造要素に関する実建物の検証は行っていない。この点については、今後実建物の情報をより詳細に検討していく上で重要な課題と考えられる。また、計算にあたっての素材の材料特性については公称値を用いている<sup>8)10)</sup>。

#### 5-1. 耐震要素の考え方

##### (1) 小壁付独立柱

小壁付独立柱は、小壁をせん断パネル、独立柱を曲げ変形が卓越した片持ち柱とみなす。図9(a)に示すように、独立柱が負担する小



(c) 復元力特性

図9 小壁付独立柱の復元力特性

壁の長さを、隣接する柱までの距離の中央とする。小壁付き独立柱の頂部変形( $\delta$ )は、図 9(a)に示すように小壁のせん断変形( $\delta_w$ )と小壁より下の柱の曲げ変形( $\delta_c$ )の和として求める。祐正寺本堂の場合は、小壁内に筋かいが入っており、写真 4 から小壁のせん断変形がほとんどないことから、小壁のせん断変形は無いものとした(図 9(b)参照)。新福寺本堂は、Y5-Y6 間については床レベルまで土壁(写真 6)があるが、床レベルから下は独立柱になっているため、小壁付独立柱として算定している。小壁付独立柱の復元力特性を図 9(c)に示す。最大水平力は、小壁のせん断耐力と柱の曲げ耐力の小さい方の値とし、柱の曲げ耐力( $P_{cr}$ )は、柱の断面性能と材料特性から求めた。図 9(c)中の初期剛性  $S_{i1}$  及び 2 次剛性  $S_{i2}$  は以下に示すものとした。

$$S_{i1} = \frac{P}{\delta} = \frac{3EG_i I L t}{3E L h + G_i L t h_1^3} \quad (1)$$

$P$  : 水平力、 $\delta$  : 水平変位、 $E$  : 柱の曲げヤング係数、 $G_1$  : 初期剛性時の小壁のせん断弾性係数( $10\text{N/mm}^2$ )、 $G_2$  : 2 次剛性時の小壁のせん断弾性係数( $3.16\text{N/mm}^2$ )、 $I$  : 柱の断面 2 次モーメント、 $L$  : 小壁長さ、 $t$  : 小壁厚、 $h$  : 階高、 $h_1$  : 独立柱高さ

### (2) 貫架構、虹梁

貫接合部の耐力は回転する貫に柱がめり込むことにより生じるめり込み抵抗とし、回転剛性は稲山のめり込み理論<sup>9)</sup>を用いている。復元力特性は図 10 に示すように、バイリニアモデルとしている。なお、略鎌継手の場合は、通し貫の耐力を 1/2 倍として計算している。虹梁については、図 11 に示すように、ほぞ部分のめり込み及び虹梁の胴のづき面の柱へのめり込みを考慮している。

### (3) 柱傾斜復元力

柱断面が大きい社寺建築物では、水平力に対する構成要素として図 12(a)に示すような柱傾斜復元力を考慮する。柱傾斜復元力特性を図 12(b)に示す。本研究では、柱径 200mm 以上の柱について柱傾斜復元力を算入した。祐正寺本堂については柱径 230mm 及び柱径 324mm の柱を考慮した。新福寺本堂については柱径 200mm 以上の柱が無いので、柱傾斜復元力を考慮していない。

### 5-2. 復元力特性の算定

前節の考えを基に得られた復元力特性と、水平加力実験により得られた復元力特性を図 13 及び図 14 に示す。

計算値の最大水平力は、祐正寺本堂においては 177.06kN、新福寺本堂においては層間変形角 1/15rad で 107.44kN となり、両寺院とも実験値より大きく、過大評価となっている。これは、経年変化や損傷による劣化を考慮していないためである。一方、祐正寺本堂において柱傾斜復元力非考慮の場合、最大水平力は実験値と近くなっているが、層間変形角 1/60rad 以下の復元力特性が実験値より小さくなっている。

以上の結果に対して、この算定結果と実験値の差を各耐震要素の経年劣化に伴う見かけ上の剛性低下と捉えて評価し直す。なお、目視によれば、祐正寺では土壁の劣化は認められなかったが、部材接合部の一部に外れている箇所、貫の楔が外れている箇所が見られた。新福寺では土壁が剥がれている箇所、接合部でのずれ、貫の楔の外れが見られた。

小壁付き独立柱については、経年変化や損傷による土壁の劣化及び柱の劣化を、みかけ上の土壁のせん断剛性低減係数 $\alpha$ 及びみかけ

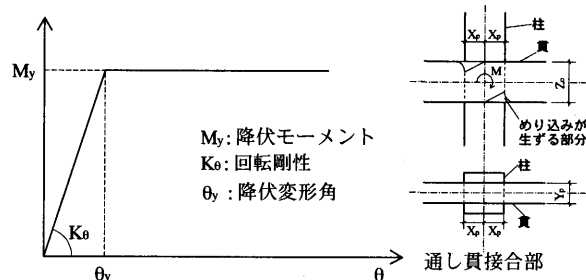


図 10 貫架構の復元力特性

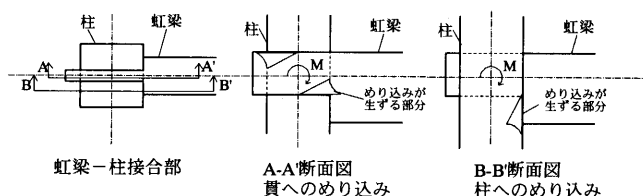


図 11 虹梁-柱接合部のめり込み

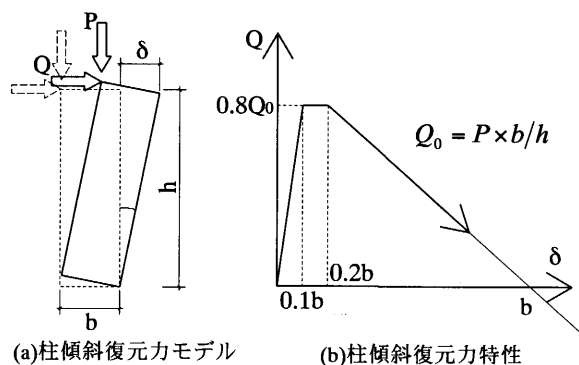


図 12 柱傾斜復元力特性

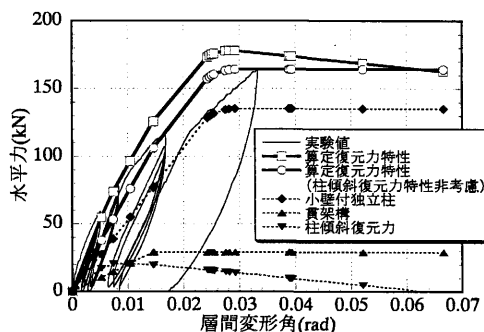


図 13 祐正寺本堂の復元力特性

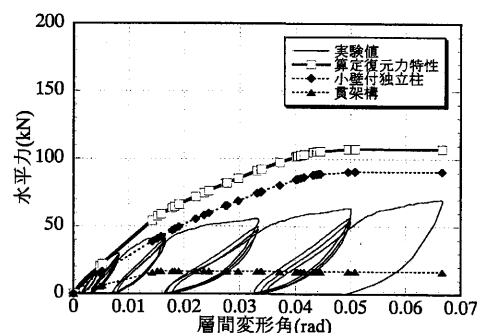


図 14 新福寺本堂の復元力特性

上の柱の曲げ剛性低減係数 $\beta$ として(1)式に導入する。

$$S_{ii} = \frac{P}{\delta} = \frac{3\alpha\beta EG_i I L t}{3\beta EI h + \alpha G_i L t h^3} \quad (2)$$

$\alpha$ : みかけ上の土壁のせん断剛性低減係数、 $\beta$ : みかけ上の柱の曲げ剛性低減係数

貫架構は貫の劣化を考慮し、復元力特性を低減した。柱傾斜復元力は低減をしていない。表3に各耐震要素の低減係数を示す。この低減係数は、実験結果の復元力特性と算定復元力特性が等しくなるようにして求めた値である。みかけ上の柱の曲げ剛性低減係数及び貫架構の低減係数は、祐正寺本堂については0.90倍、新福寺については0.85倍とした。みかけ上の土壁のせん断剛性低減係数は、初期剛性時( $S_{11}$ )0.50倍、2次剛性時( $S_{22}$ )0.33倍とした。

表3 各耐震要素の低減係数

	みかけ上の土壁のせん断剛性低減係数 $\alpha$		みかけ上の柱の曲げ剛性低減係数 $\beta$	貫架構の低減係数
	初期剛性時( $S_{11}$ )	2次剛性時( $S_{22}$ )		
祐正寺	0.50	0.33	0.90	0.90
新福寺	0.50	0.33	0.85	0.85

図15及び図16に低減した復元力特性と水平加力実験より得られた復元力特性を示す。低減した復元力特性の最大水平力は祐正寺本堂においては161.48kN、新福寺本堂においては層間変形角1/15radで64.09kNと両寺院とも実験値の復元力特性と近くなっている。

以上の結果は、これまで提案されてきた各耐震要素の評価方法を基本として復元力特性が算定できることを示しているが、実構造物の復元力特性を算定する上で劣化による低減係数の評価が重要であり、これらの具体的な定量化が今後の課題となる。なお、柱傾斜復元力の全体に対する負担比率は小さいが初期剛性に影響しており、建物の振動特性に影響する要素として考慮されるべき要素である。

図17に低減した祐正寺本堂及び新福寺本堂の各耐震要素の分担水平力-層間変形角関係を示す。祐正寺本堂は梁間方向、新福寺本堂は桁行方向の復元力特性が大きい。表4に最大水平加力時の各耐震要素の分担水平力を示す。最大水平力時の各耐震要素の分担水平力を比較すると、小壁付独立柱の分担水平力は全体の水平力の75%以上を占めている。貫架構の分担水平力は全体の水平力の祐正寺本堂では16%程度、新福寺本堂では20%~22%程度占めている。柱傾斜復元力の分担水平力は全体の水平力の7~9%を占めている。柱傾斜復元力は、最大水平力時には既に分担水平力が低下しているため、最大水平力に影響する割合は小さい。

表5に層間変形角1/15rad時における各耐震要素の吸収エネルギーの割合を示す。吸収エネルギーで各耐震要素を比較すると、小壁付独立柱の吸収エネルギーは両寺院とも建物全体の吸収エネルギーの73%~75%程度を占めている。貫架構の吸収エネルギーは祐正寺本堂においては18%程度、新福寺本堂においては25%程度を占めている。柱傾斜復元力の吸収エネルギーは8%程度を占めている。吸収エネルギーで比較しても、最大耐力時の水平力で比較したものと同様に小壁付独立柱の負担割合が大きい。

以上より、最大水平力時の各耐震要素の分担水平力で比較しても、吸収エネルギーの割合で比較しても、小壁付独立柱の割合が大きいことから、小壁付独立柱が伝統木造社寺建築物の復元力特性に大きく寄与していると考えられる。

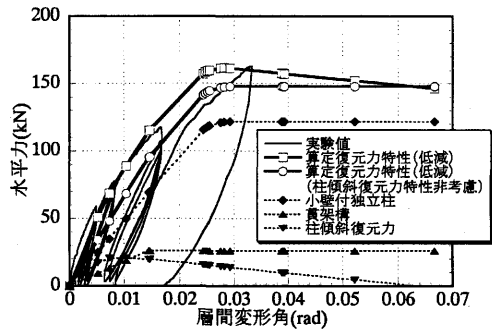


図15 低減した祐正寺本堂の復元力特性

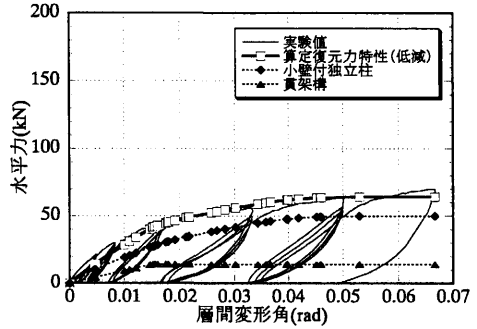


図16 低減した新福寺本堂の復元力特性

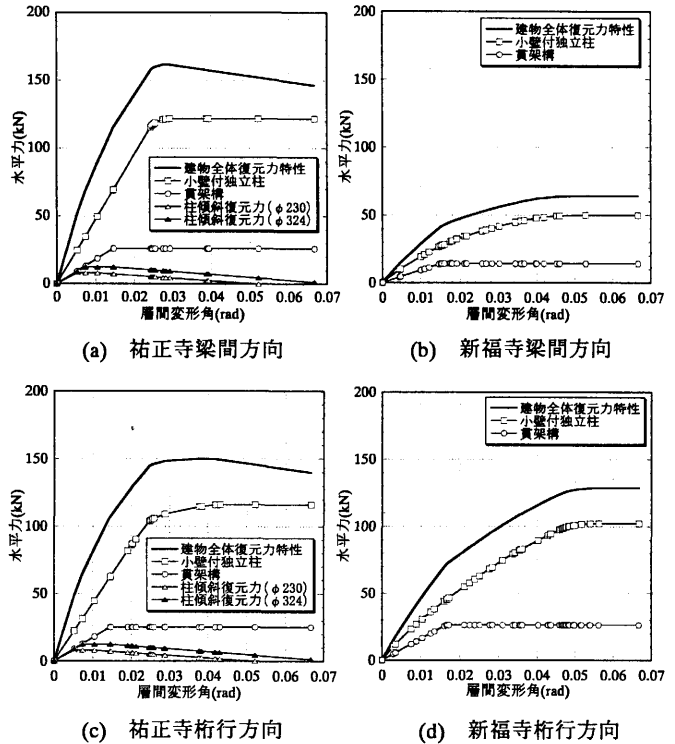


図17 各耐震要素の分担水平力-層間変形角関係

表4 最大水平力時の各耐震要素の分担水平力

		最大水平力	小壁付独立柱	貫架構	柱傾斜復元力
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
祐正寺	梁間方向	161.48	121.43	26.06	14.18
	桁行方向	150.05	114.78	25.24	10.03
新福寺	梁間方向	64.09	49.88	14.21	-
	桁行方向	128.67	102.23	26.43	-

表5 各耐震要素の吸収エネルギーの割合

		小壁付独立柱	貫架構	柱傾斜復元力
		(%)	(%)	(%)
祐正寺	梁間方向	74.40	17.60	8.01
	桁行方向	73.40	18.10	8.51
新福寺	梁間方向	75.00	25.00	-
	桁行方向	75.20	24.80	-

## 6. 結論

伝統木造社寺建築物の水平加力実験を行い、伝統木造社寺建築物の水平力、変形性能及び復元力特性を得た。そして、耐震要素別に復元力特性を算定し、水平加力実験結果と比較することで伝統木造社寺建築物の構造性能、対水平力機構の把握及び耐震性能を明らかにした。以下に本論文で得られた結論を述べる。

- 1) 大変形域まで含めた実社寺建築の水平加力実験を行い、伝統木造建築の耐震安全性評価に対する基礎資料を提供した。
- 2) 耐震要素の特性を既存の手法を用いて評価し、実構造物の荷重変形関係との対応を検討した。その結果、材料の特性に公称値を用い、既存の耐震要素評価手法で評価すると実構造物の挙動よりもかなり大きめの耐力が得られ、耐震性評価として危険側になる可能性がある。
- 3) 土壁、柱、貫に対して見かけ上の経年劣化に対する低減係数を導入して算定した結果と実験結果との対応から、表3に示すような低減係数を考慮することで実験結果と良い対応を示すことが明らかとなった。
- 4) 伝統木造社寺建築物において、小壁付独立柱が建物の復元力特性に大きく寄与しており、柱傾斜復元力は建物の復元力特性の初期剛性に寄与している。

本実験では、小壁内の筋かい及び虹梁の有無により復元力特性が大きく異なった。これは、柱断面の大きい社寺建築物において、小壁内の筋かい及び虹梁が耐震要素として有効であることを示唆している。その2では、動的特性も含めた力学的特性を明らかにしていく予定である。

## 謝辞

本研究を行うにあたり、光雲山祐正寺住職中村卓史氏、瑞龍山新福寺住職吉山憲昭氏に貴重な実験機会を提供して頂きました。付して感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 青木孝義、小浜芳朗、高岸孝介：伝統木造社寺建築物の動特性調査、日本建築学会東海支部研究報告集、pp261-264、2004.2
- 2) 宮本俊輔、入江康隆、宮澤健二、野俣善則：常時微動測定結果に基づく静岡県に建つ寺院4棟の振動特性、構造工学論文集、Vol. 51B、pp489-496、2005.3
- 3) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 学芸出版社 2004.3
- 4) 山田真澄、鈴木祥之、後藤正美、清水秀丸単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集、第582号、pp95-102、2004.8
- 5) 鈴木祥之、斉藤幸雄、榎原健一、野島千里：伝統構法木造建物の耐震補強事例、構造工学論文集、Vol. 49B、pp627-633、2003.3
- 6) 宮本俊輔、宮澤健二、入江康隆、後藤治：寺院建築の耐震診断と耐震改修例、日本建築学会構造系論文集、第593号、pp87-94、2005.7
- 7) 文化庁文化財保護部構造物課：重要文化財(建造物)耐震診断指針、2001.3
- 8) (財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法の許容応力度設計、2004.3
- 9) 京都府建築士会、日本建築学会近畿支部(木造部会)：木造軸組構法の新しい耐震設計法—京町家の改修促進に向けて—、2002.7
- 10) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—、2003.10

(2006年2月10日原稿受理、2006年10月13日採用決定)