

## 中国古代木構造物の動的及び耐震特性について

STUDIES ON DYNAMIC AND ASEISMIC CHARACTERISTICS OF AN ANCIENT CHINESE TIMBER STRUCTURE

方 東平\* 宮本 裕\*\* 岩崎 正二\*\*\*

出戸 秀明\*\*\*\* 俞 茂宏\*\*\*\*\*

By FANG Dongping, Yutaka MIYAMOTO, Shoji IWASAKI,  
Hideaki DETO and YU Maohong

There are many famous timber structures which were built in various dynasties and have survived many great earthquakes in Japan and China. The front tower over the north gate of Xian city wall built in 1370 A.D. was studied.

Field panting test was fulfilled to obtain basic frequencies. To a 1:10 model, multi-point exciting test was employed to check the results of full scale test and to obtain damping coefficient while repeated load test to obtain skeleton curve and to observe behaviors of joints. A 3-D FEM program adapted with flexible element for calculating natural frequencies and earthquake responses was programmed. After checking all the results, the basic frequencies and other aseismic characteristics were obtained and the joint's aseismic advantages were clarified.

### 1. まえがき

中国と日本は技術・文化の交流の歴史が長く、日本の古い木構造の中には中国と同じ技術に基づいた木構造が多く存在している<sup>1)</sup>。現在中国では歴史的価値を有する各時代の木構造の保存に努めている。

日本は周知のごとく地震の多発地帯であり、中国においても古い木構造はその長い歴史の中では多くの地震被害を受けており、これらの構造物を保存するためには、構造物の静的特徴ばかりでなく、その動的特徴や耐震性状などを研究することは意義のあることと思われる。

このような視点に基づいた中国木構造の研究はこれまで著者らの発表した論文<sup>2),3)</sup>以外にないようと思われる。

西安(昔長安)では明時代の1370年から1378年にわたって城壁の造営が行なわれ、これが現在保存されている構造物の中で最も有名な中世紀の防御壁であり、中国政府はこれを最初に国の重要文化物に指

\*工修 西安交通大学講師 土木工学科 (中国西安市710049)

\*\*工博 岩手大学教授 工学部土木工学科 (〒020 盛岡市上田4丁目3-5)

\*\*\*工修 岩手大学助手 工学部土木工学科 (〒020 盛岡市上田4丁目3-5)

\*\*\*\* 岩手大学助手 工学部土木工学科 (〒020 盛岡市上田4丁目3-5)

\*\*\*\*\* 西安交通大学教授 土木工学科 (中国西安市710049)

定している。城壁の一部である北門箭楼（写真-1）は高さ12mの城壁の北門の上に位置し、長さ50.6m、幅10.52m、高さ18.14mの偉容を誇っている。この巨大な建造物の特徴は図-1、2に示すように、縦12列、横3列に配置された直径0.55mの36本の柱を中心とし多くの梁や椽（たるき）など6000以上の部材からなり、部材と部材の接合部が枅（ほぞ）や斗拱（ときょう）で結びつけられている点である。1556年、1654年に西安近くで大地震があったにも関わらずこの建造物は壊れずに現在に至っている。

本論文はこの建造物の現場実測に基づき模型実験及び数値解析によりその動的特徴と耐震性能を明らかにした。

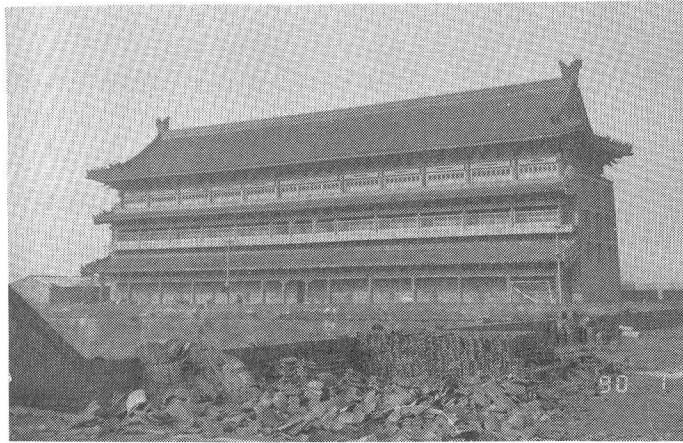


写真-1 城壁の北門箭楼

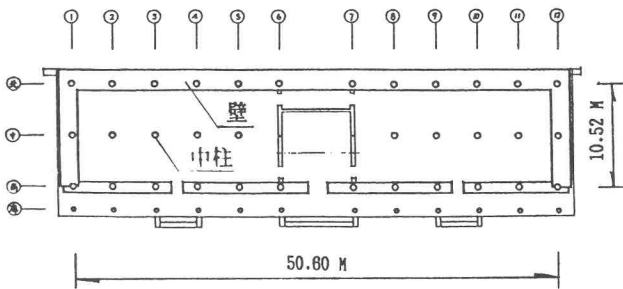


図-1 平面図

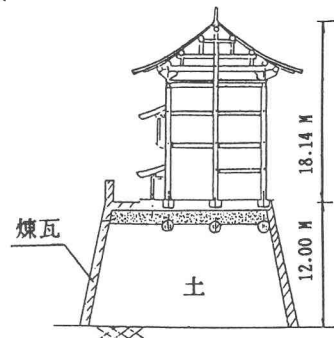


図-2 側面図

現場実測は交通による常時微動測定で建造物の固有値と振動形を求めた。

1:10の模型実験では正弦波多点加振実験及び繰返し加力実験により建造物の固有値と減衰定数や耐震に関する履歴曲線と骨格曲線を求めた。

数値解析では骨組部材接合部の斗拱と枅をバネ要素を用いてモデル化し、3次元有限要素法のプログラムを用いて固有値と地震応答の計算を行ない実測値と比較検討を行なった。

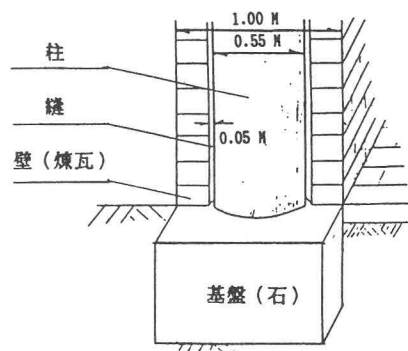


図-3 縫（通気孔）と基盤の状態

## 2. 実 測

### 2.1 部材の材料特性の確認

1981年から1990年にかけて修復が行なわれ、このとき一部の旧木部材（渭北松）を新木部材（赤松）に取り替えた。この新旧木部材を用いて曲げと引張の材料実験<sup>4)</sup>を行なった結果が表-1に表わされている。600年たっても材料特性はあまり変わっていない。その理由としては図-3に示すように壁と木部材の間に風を通す縫（通気孔、5~10cm）があることと基盤が石であることにより木材の腐食が避けられたことが挙げられる。

表-1 新旧木部材の材料比較

木材	気乾重量 $\gamma_{15}$ (g/cm <sup>3</sup> )	弾性係数 E (10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	曲げ強度 $\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
旧	0.41	84.7316	492.8	860.2	426.5	83.6
新	0.45	89.7051	357.1	1026.5	702.0	84.7

### 2.2 常時微動測定 (Panting Test)

重要文化物の場合は加振する事が許されないためこの方法が最適であり、この方法では周囲の交通の影響による振動を加振信号とし、次の2つの仮定がなされる。

- (1) 加振信号と構造物の振動はエルゴード性を有する。
- (2) 周囲の振動はホワイトノイズである。

以上の2点はFFT解析装置で確認することができる。

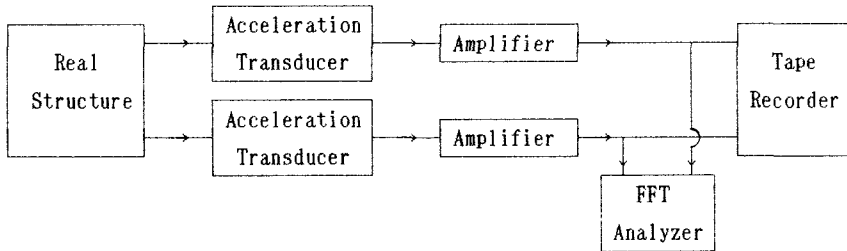


図-4 常時微動法による実験装置

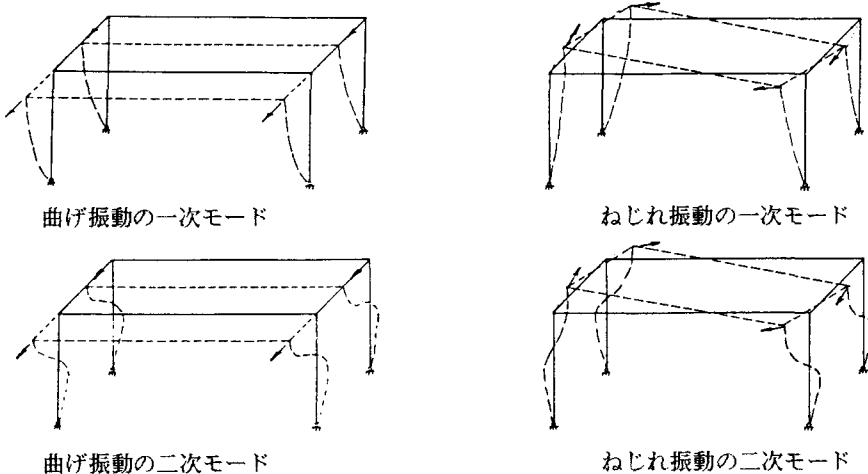


図-5 振動モード

構造物の対称な点に加速度センサーを設置し、図-4に示す実測装置を用いて種々の曲線が得られた。2点の加速度-振動数曲線において同じ振動数にピークがあればその点を固有値とみなすことができる。実験結果より構造物の基本の振動状態が曲げとねじれの2種類あることがわかった。図-5に曲げとねじれのそれぞれの一次と二次の振動モードを表わす。

次に、得られた固有振動は曲げとねじれのどちらの振動であるかを確認しなければならない。これは対称点の加速度信号の相互相関関数の位相差-振動数曲線で確認することができる。すなわち対称点の加速度オリジナル信号  $x(t)$ 、 $y(t)$  は次式のように表わされる<sup>6)</sup>。

$$x(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n \cos(\omega_n \tau - \varphi_n)$$

$$y(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \beta_n \cos(\omega_n \tau - \gamma_n)$$

上式より  $x(t)$ 、 $y(t)$  の相互相関関数  $\psi_{xy}$  は次式のようにになる。

$$\psi_{xy}(\tau) = \overline{x(t)y(t+\tau)} = \alpha_0 \beta_0 + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^{\infty} \alpha_n \beta_n \cos(\omega_n \tau + \varphi_n - \gamma_n)$$

曲げ振動では全体の点と同じ方向を向いており ( $\varphi_n - \gamma_n = 0^\circ$ ) ねじれ振動では対称点の振動方向が反対 ( $\varphi_n - \gamma_n = 180^\circ$ ) になる。

実測は2回行い、第1回は屋根の修復のため屋根の荷重 (80 tf) がいない状態で行なっている。

対称点の振動信号のデータ処理を行ない加速度-振動数、位相差-振動数及び相互相関関数の曲線を求めた。図-6、7が2回の実測で得られた中柱2号及び11号の高さ10m点の信号の曲線である。図中でHI、LOはそれぞれ図の上半分と下半分を、PA、PBは対称な2点の加速度を表わす。これらの実測値から振動形を判断して表-2の結果を得た。ただし実測時、2次の振動の判断は困難であった。

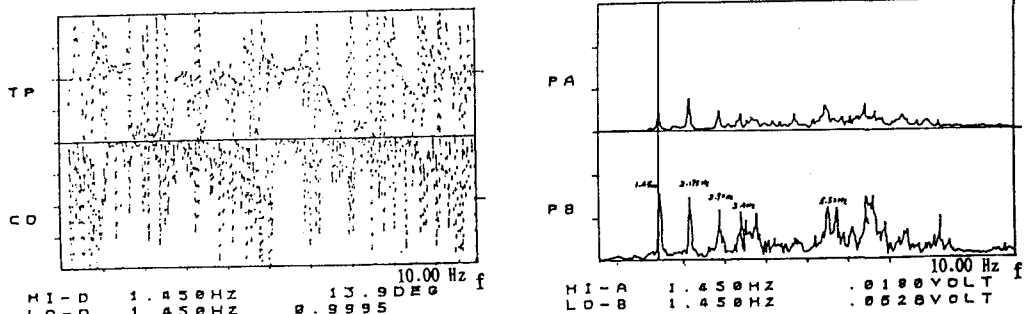


図-6 屋根がない場合の位相差-振動数(TP-f)と相互相関関数(CO-f)曲線及び加速度-振動数(P-f)曲線

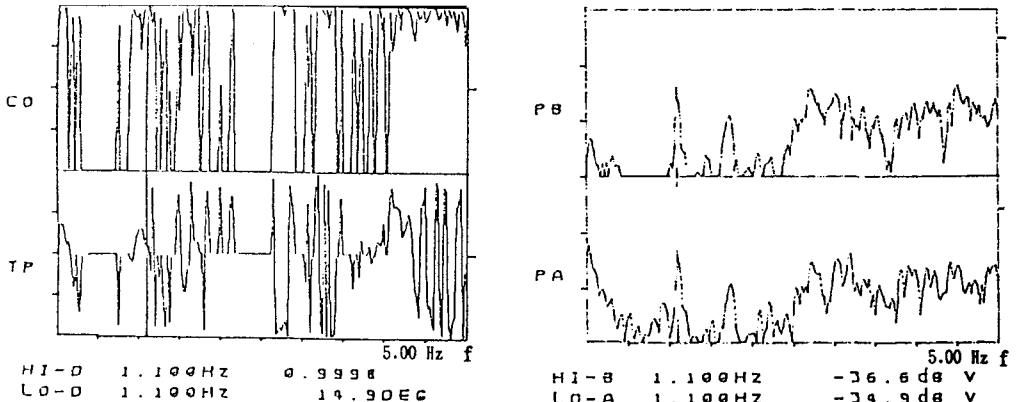


図-7 屋根がある場合の位相差-振動数(TP-f)と相互相関関数(CO-f)曲線及び加速度-振動数(P-f)曲線

表-2 実測による振動数、位相差及び相互相関関数値

荷重	曲げ振動			ねじれ振動		
	振動数 (Hz)	位相差 (DEG)	相互相関関数	振動数 (Hz)	位相差 (DEG)	相互相関関数
屋根無	1.450	13.9	0.9995	2.175	173.3	0.9891
屋根有	1.100	14.9	0.9998	1.700	186.4	0.9799

### 3. 模型実験

写真-2に示す1:10の模型を木部材で作成し、正弦波加振実験及び繰返し加力実験を行なった。ただし、これは図-2中の5号柱と8号柱の間の部分だけの模型で、柱の底は図-8に示すように基盤に柄で取り付けられている。また柱と梁の結合部は実物に忠実に作成されている。

模型の相似率は $\lambda_B = B_p / B_m$  (B: 変数) で定義される。ここでサフィックス p, m はそれぞれ実際の構造物と模型を表わしている。従って本模型の各相似率は以下になる。

$$\lambda_l = 10, \lambda_\rho = \lambda_E = 1, \lambda_m = \lambda_\rho \cdot \lambda_l^3 = 1000, \lambda_t = \lambda_l \sqrt{\lambda_\rho / \lambda_E} = 10, \lambda_\eta = 1.$$

ここで、 $l$ : 部材の長さ、 $\rho$ : 単位体積重量、 $E$ : 弾性係数、 $m$ : 質量、 $t$ : 時間、 $\eta$ : 減衰定数。

#### 3.1 多点加振実験

この模型のような複雑な構造の場合には1点だけを加振しても種々の振動形が混在してしまい純粋な振動形を得ることができない。このような場合には適当な加振点を選ぶことができれば、多点加振を行なうことにより振動形の制御が可能である。

図-9でモデルの左側の部分は加振装置を表わし、右側の部分は振動測定装置を表わす。

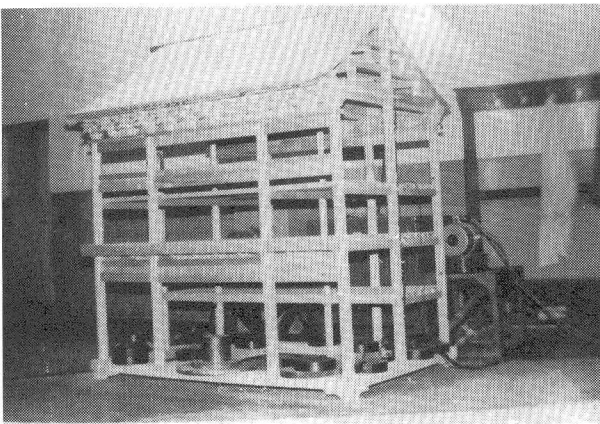


写真-2 部分模型

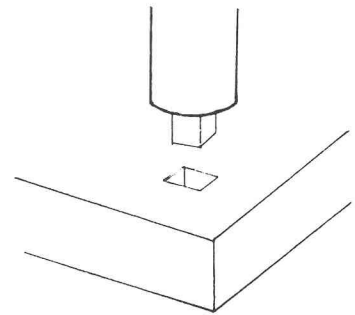


図-8 柱と基盤の結合部

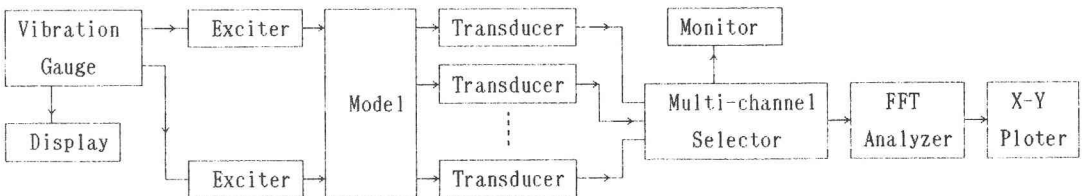


図-9 多点加振実験装置

図-9のような多点加振実験装置により現場実測と同様な方法によって表-3の結果が得られた。

模型実験の結果は相似率から実際の構造に換算した。減衰定数は構造物の耐震性能の重要な値であるが実測では実構造物の減衰自由振動が得られなかった。また応答曲線のピークも明確でなく Half power法を用いることができなかった<sup>7)</sup>。本研究では図-10に示すような模型の減衰自由振動の曲線から次式を用いて一次振動の減衰定数 $\eta = 0.0564$ を求めた。

$$\eta = \frac{1}{2\pi n} \ln \frac{A_i}{A_{i+n}}$$

### 3. 2 繰返し加力実験

この実験の目的は構造物の耐震性能に関する履歴曲線や骨格曲線などを求め、荷重を受けた場合の部材接合部の斗拱と柄の挙動を明らかにすることである。

図-11に示すような装置で模型に変動荷重を加える。加力点は最上部の梁の真ん中、測点は各柱の頂上に設置したが実験中はほとんど同じ値を示した。その理由

表-3 模型実験結果

荷重	曲げ振動 (Hz)		ねじれ振動 (Hz)	
	1次	2次	1次	2次
屋根無	1.46	8.31	3.10	12.68
屋根有	1.28	8.67	2.22	12.85

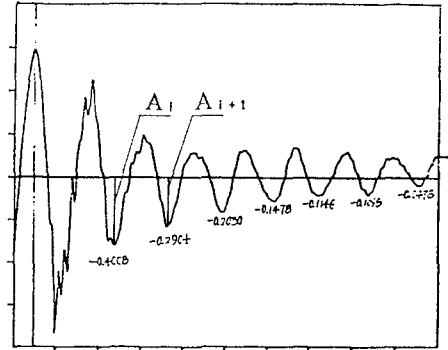


図-10 減衰自由振動曲線

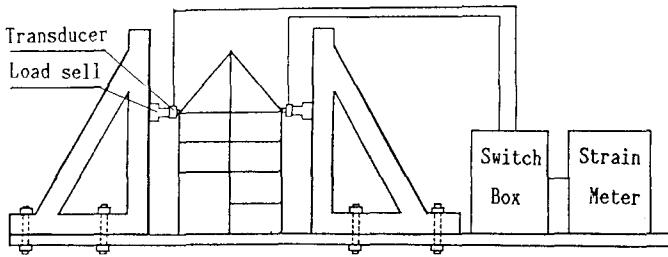


図-11 繰返し加力実験装置

は屋根が大きな剛度を有するためだと思われる。この結果は後述する計算モデルの簡単化を行なう際に利用した。

図-12は測点の1つの履歴曲線を表わし、それから図-13の骨格曲線を描いた。骨格曲線は明確な降伏点がないのでこの構造は荷重を受けたとき変位が少しずつ大きくなって破壊する。

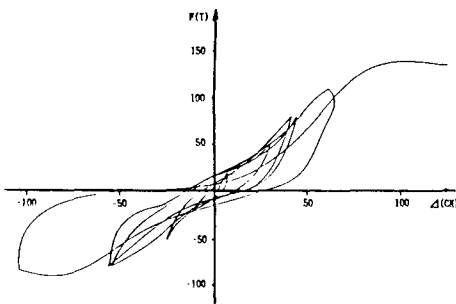


図-12 履歴曲線

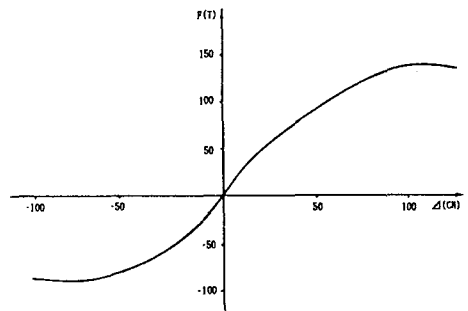


図-13 骨格曲線

接合部における杓と斗拱は部材の間に空隙（縫）があるので荷重を受け始めた時は各部材の相互の位置を調整することがあるため構造の剛度は非常に小さくなる。しかしそのあと剛度は急に大きくなる。反対の荷重を受ける場合にも同じことが生ずる。荷重が120tfに達した場合に杓と斗拱において部材の間の変位が始まる。また140tfに達した場合には各部材の杓の抜け落ち現象が始まる。

#### 4. 3次元有限要素法解析

中国の古い木構造の接合部は斗拱と杓を使うため剛度が小さいが、屋根の剛度が大きい立体的な構造として考えなければならない。また杓ではその方向によって作用が異なる。その他、この構造にはねじれ振動も生ずる。以上の点をすべて考慮するためには3次元解析が必要となる。

##### 4.1 杓、斗拱とバネ要素

斗拱は柱上にあつて軒を支える部分で、図-14に示すように十数個の小さな部材が組み合わさったものである<sup>9)</sup>。それは剛度が小さくて大きな変位を許されるので材料を壊すことがない。杓は梁と柱の接合部で様々な利点がある。研究している構造は直杓を用いている。造営工事のために杓穴の深さは杓の高さより少し高くしている。

修復にあたっては杓が抜けるのを防ぐために図-15のような鉄の金具を用いている。

杓も半剛結の接合部と考えるとy軸回りの剛度がz軸回

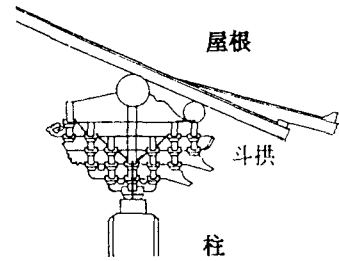
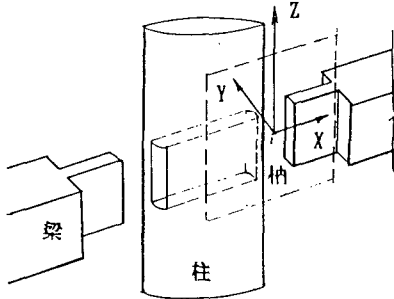
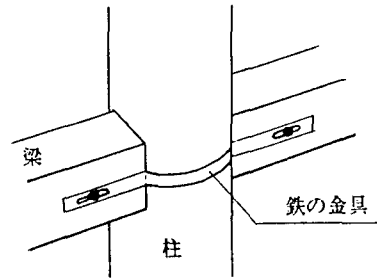


図-14 斗拱



(a) 杓と杓穴



(b) 杓の修復

図-15 杓細部構造

りの剛度より小さくなる。ただし斗拱の場合その剛度はいちばん小さいように思われる。以上の点を考慮してバネ要素を使用する。

半剛結特性の力学モデルはいろいろ提案されているが<sup>9), 10), 11)</sup>2次元モデルが多い。3次元バネ要素は図-16のようなメカニズムを仮定しているが実際には図-15(a)の右側の接合点(杓)の状態を表わしたものであり要素には長さが無いものとする。

バネ要素の剛性マトリックスは次式で表わされる。式中の係数の値は実験と実測の結果と比較して計算するときに決める。

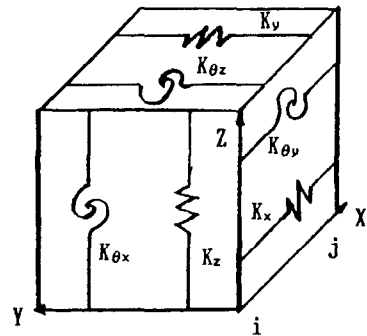


図-16 3次元バネ要素

$$\begin{Bmatrix} F_{xi} \\ F_{yi} \\ F_{zi} \\ M_{xi} \\ M_{yi} \\ M_{zi} \\ F_{xj} \\ F_{yj} \\ F_{zj} \\ M_{xj} \\ M_{yj} \\ M_{zj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x & & & -K_x & & & & & & & & \\ & K_y & & & -K_y & & 0 & & & & & \\ & & K_z & & & -K_z & & & & & & \\ & & & K_{\theta x} & & & -K_{\theta x} & & & & & \\ & & 0 & & K_{\theta y} & & 0 & & -K_{\theta y} & & & \\ & & & & & K_{\theta z} & & & & -K_{\theta z} & & \\ -K_x & & & & & & & K_x & & & & \\ & -K_y & & & & & 0 & & & & K_y & 0 \\ & & -K_z & & & & & & & & K_z & \\ 0 & & & -K_{\theta x} & & & & & & & K_{\theta x} & \\ & 0 & & & -K_{\theta y} & & 0 & & & & & K_{\theta y} \\ & & & & & -K_{\theta z} & & & & & & K_{\theta z} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{xi} \\ \delta_{yi} \\ \delta_{zi} \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \\ \theta_{zi} \\ \delta_{xj} \\ \delta_{yj} \\ \delta_{zj} \\ \theta_{xj} \\ \theta_{yj} \\ \theta_{zj} \end{Bmatrix}$$

ここで  $\delta_{xi}$ ,  $\delta_{yi}$ ,  $\delta_{zi}$ ,  $F_{xi}$ ,  $F_{yi}$ ,  $F_{zi}$  は節点  $i$  における  $x$ ,  $y$ ,  $z$  軸方向の変位と力を、 $\theta_{xi}$ ,  $\theta_{yi}$ ,  $\theta_{zi}$ ,  $M_{xi}$ ,  $M_{yi}$ ,  $M_{zi}$  は  $x$ ,  $y$ ,  $z$  軸回りの回転角とモーメントを表わす。

#### 4. 2 計算モデル及び変数

計算モデルを図-17に示す。構造の対称性より、対称面の点を拘束して西側の半分だけを解析した。計算に際しては梁部材数208、節点数280とした。柱と梁のすべての結合部をバネ要素としその数は162である。材料特性及び減衰定数は実験結果より決定した。質量マトリックスの作成はハンプトマス法により行なった。

繰返し加力実験で屋根の剛度が大きいがわかったので計算モデルでは屋根の部材を少なくし、その剛度を強くすることで要素数を減少させている。

柱は基盤の上に乗っているだけであるが計算上は柱と基盤の接合部をヒンジに仮定した。

また実際の構造物には壁があるが空隙（縫）があるため影響はあまりないと考え計算モデルでは壁を考慮していない。

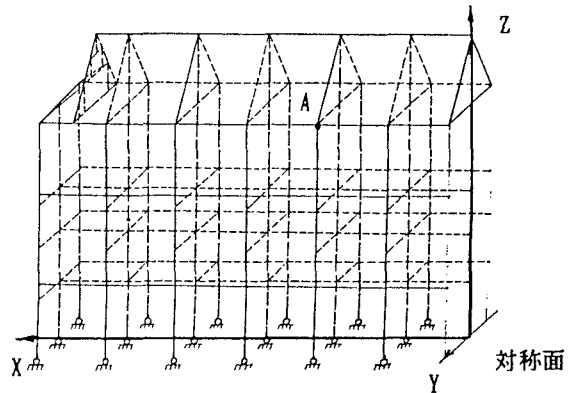
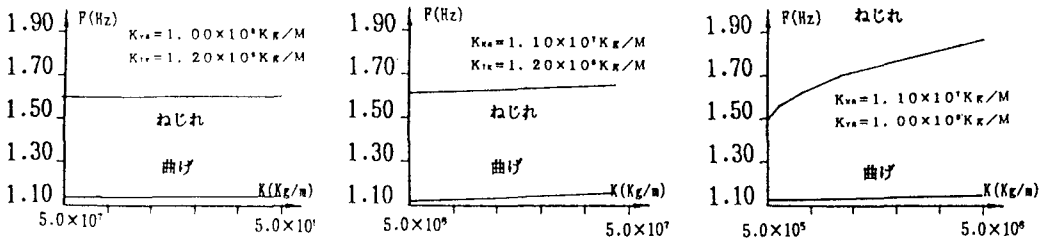


図-17 計算モデル

#### 4. 3 計算結果

バネ要素の値を決めるにあたっては  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$ ,  $K_{\theta x}$ ,  $K_{\theta y}$ ,  $K_{\theta z}$  を同じ値として計算した。ここで全体座標の  $X$  ( $Y$ ) 軸方向柄のバネ要素の値は  $K_{Xa}$  ( $K_{Ya}$ ) で表わし、斗拱のバネ要素の値は  $K_{Tk}$  で表わす。この3種のバネ要素の値を変えて計算した結果振動数への影響に対して次のような傾向があることがわかった。



(a) X軸方向柄のバネ要素  $K_{Xa}$  の変化 (b) Y軸方向柄のバネ要素  $K_{Ya}$  の変化 (c) 斗拱のバネ要素  $K_{Tk}$  の変化

図-18 バネ要素の剛度と固有振動数の関係



図-18(a)に示すようにX軸方向柄のバネ要素の値を変えても振動数への影響は小さい。図-18(b)に示すようにY軸方向柄のバネ要素の値を変えた場合には曲げ振動とねじれ振動に同程度の影響を及ぼす。斗拱のバネ要素の値を変えた場合、図-18(c)に示すようにねじれ振動に及ぼす影響の方が曲げ振動に及ぼす影響よりも大きくなった。以上の結果をふまえて $K_{x\alpha}$ 、 $K_{y\alpha}$ 、 $K_{\tau\kappa}$ の値を変化させて計算を繰り返して行った結果、最終的にはY軸方向柄のバネ要素では $K_{y\alpha}=0.11 \times 10^8 \text{ kg/m}$ 、X軸方向柄のバネ要素では $K_{x\alpha}=0.10 \times 10^9 \text{ kg/m}$ 、斗拱のバネ要素では $K_{\tau\kappa}=0.30 \times 10^7 \text{ kg/m}$ とにおいて計算した場合に実測値に最も近い値が得られた。その結果を表-4に表わす。

地震応答解析の場合には1968年十勝沖地震の八戸港で記録された地震波を入力し、図-17に示すようなA点の変位と加速度及び柱のモーメントとせん断力の応答曲線が得られた。この他に部材接合部をすべて剛結として再度計算を行ない2つの結果を比較したものが図-19である。その結果、柄と斗拱を用いた場合の部材の内力は柄と斗拱を用いない場合の約半分となった。また変位が大きくていているが、その大部分は部材接合部の変位で占められているように思われる。

表-4 計算結果

荷重	曲げ振動 (Hz)		ねじれ振動 (Hz)	
	1次	2次	1次	2次
屋根無	1.5002	7.3539	2.2543	7.9230
屋根有	1.1485	6.6359	1.7686	7.3045

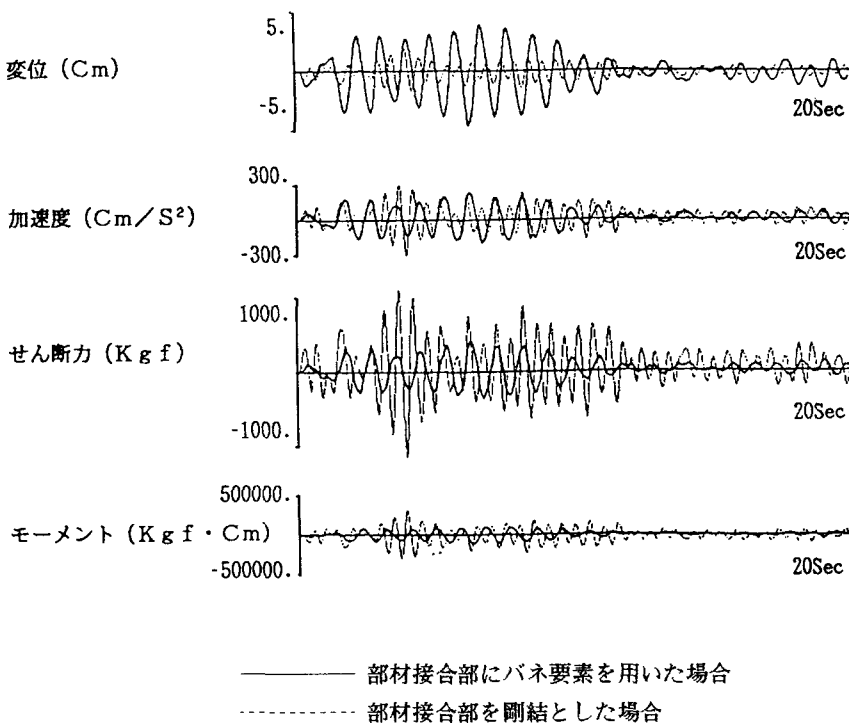


図-19 変位、加速度及び部材力(モーメント、せん断力)の地震応答

## 5. 結果の考察

### (1) 固有振動数について

曲げ振動については実測値より模型実験の結果が大きくていているが模型では基盤と柱の間に柵を用いたためと思われる。屋根の荷重を軽減したとき振動の振幅が小さくなって柵の影響が小さくなった。

ねじれ振動についても実測値より模型実験の方が固有値が大きくなった。この理由は、模型実験では1:10の縮尺の部分模型を使用しているため幅と長さの比が実構造より小さくなったためである。

計算と実測の結果はよく一致している。計算結果は実測値よりいくぶん大きくていているが、すべて5%以内の誤差におさまっている。これについては分割数を増やすことによりさらにより結果が得られるものと思われる。

以上の結果より現場実測の結果は実際の構造物の基本固有振動数を正しく表わしているといえる。

計算と模型実験によると曲げ振動とねじれ振動の2次の固有値は1次の固有値よりかなり大きな値となった。また屋根の荷重を変えたとき2次の固有値の変化は少なかった。この事実は振動理論に合致している。

### (2) 耐震性能について

模型の繰返し加力実験と構造物の地震応答解析より部材接合部の柵と斗拱が構造の耐震性に対して長所となることがわかった。エネルギー吸収の面から考えても、各部材接合部の柵と斗拱が位置を変えることでエネルギーを吸収しており、このことは模型の大きな減衰定数によっても理解できる。

従って木構造の重要文化物を保存するためには、構造と接合部の剛度をあまり大きくしない方がよい。ただし、部材の柵の抜け落ちを避けるためには鉄の金具を適当に使うことが必要であるが、剛度はあまり増さないような方法をとることが望ましい。

## 6. 結 論

実測と模型実験及び3次元有限要素法解析により中国の重要文化物である西安明時代の城壁北門箭楼の動的特徴と耐震性能の研究を行ない、次のような結果が得られた。

(1) 材料特性の実験で本構造の600年前の木材の力学特性を表-1で表わすことができた。また模型の減衰自由振動曲線より実際の構造物の減衰定数が0.0564になることがわかった。

(2) 構造物の基本固有振動数に関して実測と模型実験及び3次元有限要素法解析の結果を比較したところほぼ一致することがわかった。

(3) 実測の結果屋根の重量が構造物の動的特性に大きな影響を及ぼすことがわかった。

(4) 3次元有限要素法解析にあたりバネ要素により柵と斗拱の半剛結の特性をモデル化した。また実験及び実測の結果と比較することによりバネ要素の係数の値を決定した。

(5) 繰返し加力実験により模型構造の履歴曲線と骨格曲線が得られた。また繰返し荷重を受ける構造部材の接合点(柵と斗拱)の挙動が明かになった。

(6) 繰返し加力実験と地震応答解析の結果より部材接合部の柵と斗拱が構造耐震性能を向上させることがわかった。それは大地震のとき古代木構造が壊れない原因となっている。

(7) 木構造の重要文化物を保存するために修復を行なうときには構造の剛度が強くならないように提案する。ただし大きすぎる変位の制限のための接合部の補強は必要である。

## 7. あとがき

北門箭楼は実際には図-2に示すように城壁の上に建てられたものであり構造物のより正確な動的特性を把握するためには地盤と城壁を含めた構造物の動的解析を行なう必要があり今後の課題としたい。

本論文の作成にあたり、秋田大学薄木征三教授、中国航空航天部210研究所劉曉東工程師の協力を得たことを付記し、ここに感謝の意を表する。

#### 参考文献

1. 羅哲文：論建築文化、古建園林技術、Vol.11, pp.24-27, 1986.6
2. FANG Dongping · YU Maohong · Lu Xiaodong : A Full Scale Test and Numerical Analysis on Dynamic Characteristics of An Ancient Wood Structure, Proceedings of ICSEC, Beijing, pp.115-119, 1990.3
3. 俞茂宏·劉曉東·方東平·張学彬：西安北門箭樓靜力与動力特性的實驗研究、西安交通大学学報、25卷、第三期、1991.6
4. 編集委員会：木材物理力学試験方法、中国建築工業出版社、1974
5. Research Group : The Panting Test and Data Processing of Structures, Scientific Report, Tsinghua Univ. Civil-85-05
6. 谷口修ほか：振動工学ハンドブック、養賢堂、pp.707-709, 1976
7. Lu Xiaodong : Experimental Studies on the Aseismic Properties of Woods Structures, Master's thesis, Xian Jiaotong Univ., 1988.6
8. 柴澤俊：臨汾大中樓修復設計（二）、古建園林技術、Vol.11, pp.35-40, 1986.6
9. K.Maraghechi and R.Y.Itani : Influence of Truss Plate Connectors on the Analysis of Light Frame Structures, Wood and Fiber Science, Vol.16(3), pp.306-322, July 1984
10. 辻野哲司：釘着合板がヤット接合部を有する木造フレームの変形解析、木材学会誌、Vol.34 No.5, pp.395-400, 1988
11. FANG Dongping : Studies on Elasto-plastic Properties, Dynamics and Earthquake Resistance of Wood Structures, Master's thesis, Xian Jiaotong Univ., 1988.4
12. 渡辺昇·宮本裕：時刻歴地震応答解析法、技報堂、pp.141-158, 1985

(1991年9月30日受付)