

## 中国木结构古建筑抗震性能的研究

苏 军, 高大峰

(西安建筑科技大学, 陕西 西安 710055)

**摘要:**以殿堂式木结构为研究对象,通过理论分析和数值模拟推导出了榫卯节点和铺作层之间的半刚性单元的刚度矩阵,即采用组合式弹簧单元模拟柱脚与础石、榫卯节点和铺作层之间的连接单元,给出了动力方程,并通过对《营造法式》中的殿堂和厅堂模型结构的分析,求解出了结构各个层面的地震动力放大系数,为木结构古建筑的保护、维修和加固提供理论依据和技术参考,对现代建筑结构抗震研究也具有借鉴意义。

**关键词:**中国木结构古建筑;榫卯节点;铺作层;半刚性单元;有限元分析;地震反应分析

**中图分类号:** TU311.3; TU366.2      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-0844(2008)03-0239-06

## Study on the Seismic Performance of Chinese Ancient Timber Structure

SU Jun, GAO Da-feng

(School of Civil Engineer, Xi'an Univ. of Arch. and Tech., Xi'an 710055, China)

**Abstract:** Taking the Chinese ancient palace as a research object, using theoretical analysis and numerical simulation, the semi-rigid joints square matrix of the mortise-tenon joints and the *p'u-z'uo* layers are deduced, which are the modular springs unit of column with roots, and mortise-tenon joints with the *tou-kung* (the *p'u-z'uo*) layers. The vibration isolation is researched by means of the dynamic equilibrium equation of the timber structure. The seismic dynamic magnification factors of every layer on the model of the palace and the hall of Chinese ancient timber structural drawings by *the Ying-tsao fa-shih*<sup>[1]</sup> are obtained. The result provides a theoretical foundation of protection, maintenance and reinforcement for ancient timber structure as well as the technical reference. It also gives up significant enlightenment to the aseismatic research and design of modern structure.

**Key words:** Chinese ancient timber structure; Mortise-tenon joint; Bracket set layers; Semi-rigid joint; Finite element method; Earthquake response

## 0 概述

中国木结构古建筑以其独立的结构体系,成为东方建筑文化的代表,具有重要的历史、艺术、科学和文化价值。本文主要对木结构古建筑的抗震性能进行分析和研究,为中国木结构古建筑的保护、维修和加固提供理论依据和技术参考。

中国木结构古建筑显著的特征之一就是梁柱之间用榫卯进行连接,连接具有半刚性特征,且具有一定的抗拉压、抗弯以及抗扭能力。文献[1]对于榫卯节点采用了三维半刚性单元做为梁柱之间的过渡

单元,来描述其在不同方向的刚度。文献[2]定义和引入反映木结构古建筑斗拱和榫卯节点特性的半刚度节点单元,利用现场实测和模型试验结果采用 Simplex 方法反演推断半刚性节点平均刚度的范围。文献[3]对梁柱间的半刚性连接运用了虚拟弯曲的弹簧单元来模拟,单元刚度矩阵中相应的刚度系数由接触有限元法近似求得。文献[4]引入梁单元组来模拟斗拱的结构特征,通过实测模态结果确定了斗拱的刚度。在文献[5-7]中,根据木结构古建筑

收稿日期:2008-04-01

基金项目:西安市科技局资助项目(GG05171);西安建筑科技大学2007年基础研究基金项目(JC0722)

作者简介:苏 军(1983-),男,汉族,陕西西乡人,硕士生,主要从事结构工程抗震研究。

件的相关试验,通过对基础、木构架、斗拱的试验分析,给出了反映其相应结构特点的力学模型和动力学方程。本文主要采用组合式弹簧单元,即由6个互不耦合的弹簧构成组合而成,将其作为相应的连接单元,对木结构古建筑的动力特性和抗震性能进行分析。

## 1 榫卯节点和斗拱的半刚性单元

榫卯节点的刚度介于刚性节点与铰接节点的刚度之间。将这个半刚性的单元加在梁柱的榫卯接头处,原有的榫卯连接作为主节点,半刚性单元作为虚拟节点,并假设它没有质量和几何尺寸。加入的半刚性单元的自由度与其连接的构件单元的自由度数相同,相当于在原有的接头处设置扭簧、弯曲弹簧( $K_{\theta x}$ 、 $K_{\theta y}$ 、 $K_{\theta z}$ )、拉伸弹簧( $K_x$ 、 $K_y$ 、 $K_z$ )。随着这些弹簧刚度的变化,接头(节点)的力学性能将发生变化,可以比较好的来模拟榫卯节点的力学性能。弹簧单元如图1所示,由6个互不耦合的弹簧构成,一个构件轴向的弹簧、2个剪切弹簧、1个扭转弹簧以及2个弯曲弹簧。

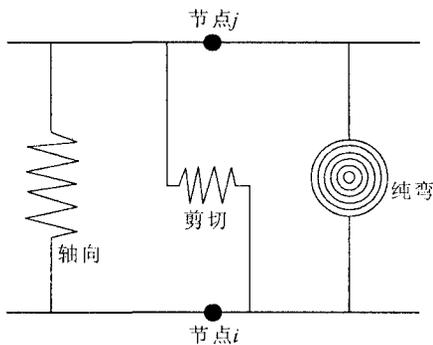


图1 组合式弹簧单元示意图(其中的三个)

Fig. 1 Sketch of the modular spring's unit.

斗拱介于柱子与上部结构之间,起着承上启下的作用。在地震动的激励下,每组斗拱类似于弹簧,具有较大的柔性,在摩擦滑移和变形中能损失掉一部分能量,对结构抗震非常有利。为此在结构模型的有限元动力分析中也采用弹簧单元来模拟。假定单元节点为*i*、*j*两者具有相同的坐标,节点之间有一组虚拟的抗弯、抗扭、抗拉压弹簧,其刚度分别为 $K_{il}$  ( $l=1,6$ ),据此建立分析模型。

设*i*节点的6个弹簧形成的单元刚度矩阵分别为 $[K_0]_m$  ( $m=1,6$ ),

$$[K_0]_m = \begin{bmatrix} K_{im} & -K_{im} \\ -K_{im} & K_{im} \end{bmatrix} \quad (1)$$

相应的*j*节点的6个弹簧形成的单元刚度矩阵

分别为 $[K_0]_n$  ( $n=1,6$ ),则

$$[K_0]_n = \begin{bmatrix} K_{jn} & -K_{jn} \\ -K_{jn} & K_{jn} \end{bmatrix} \quad (2)$$

引入边界条件,由于在*i*、*j*点上12个弹簧的相对位移均为0,按照先处理法集成总刚,则有

$$\left( [K_0] + \begin{bmatrix} K_{im} & 0 \\ 0 & K_{jn} \end{bmatrix} \right) \{\delta'\} = \{P_0\} \quad (3)$$

进而求得*i*'、*j*'单元两端的力为

$$\{P\} = [K_0] \{\delta'\} = [K_0] ([K_0] + [K'])^{-1} \{P_0\} \quad (4)$$

设 $[R] = [K_0] ([K_0] + [K'])^{-1}$ ,则有 $[P] = [R] \{P_0\}$ 。考虑节点*i*、*j*弹簧系统的特殊性,节点上的力向量与 $\{P\}$ 相同,构成了榫卯节点和铺作层半刚性单元的刚度矩阵。

## 2 中国木结构古建筑的动力学模型

根据木结构古建筑的结构特点,其隔振效应通常由基础、榫卯节点和铺作层这三个层面组成,主要依靠其彼此之间的摩擦滑移和变形来减轻地震对上部结构体系的破坏。对于每个隔振层面主要依靠其间的“柔性”来实现减小结构的振动。建立其在地震作用下的动力模型和力学模型,如图2所示。其中 $m_1$ 、 $m_2$ 、 $m_3$ 分别表示柱架层、铺作层以及上部结构层的质量; $u_1$ 、 $u_2$ 、 $u_3$ 分别表示为 $m_1$ 、 $m_2$ 、 $m_3$ 相对于地面的位移; $k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_3$ 分别为各层的等效的刚度系数; $a_g$ 表示输入的地震激励。

根据图示的力学模型建立其相应的动力平衡方程:

$$\begin{cases} m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 + c_2 (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_1 (u_1 - u_2) = m_1 a_g \\ m_2 \ddot{u}_2 + c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 (u_2 - u_1) + c_3 (\dot{u}_2 - \dot{u}_3) + k_3 (u_2 - u_3) = -m_2 a_g \\ m_3 \ddot{u}_3 + c_3 (\dot{u}_3 - \dot{u}_2) + k_3 (u_3 - u_2) = -m_3 a_g \end{cases} \quad (5)$$

木结构古建筑结构体在地震动的激励下其频率可能是多阶的。可假设结构体系的初始频率为 $\omega_1$ ,变化后的频率为 $\omega_i = \xi \omega_1$  ( $\xi = 0.5 \sim 0.6$ ),同时假定木结构古建筑体系的阻尼 $c_1$ 保持不变,从而求解出各个层面的动力放大系数。

## 3 木构古建筑抗震分析

为了求解出木结构古建筑各层面的动力放大系数,采用有限元软件 ANSYS9.0 软件,建立了《营造

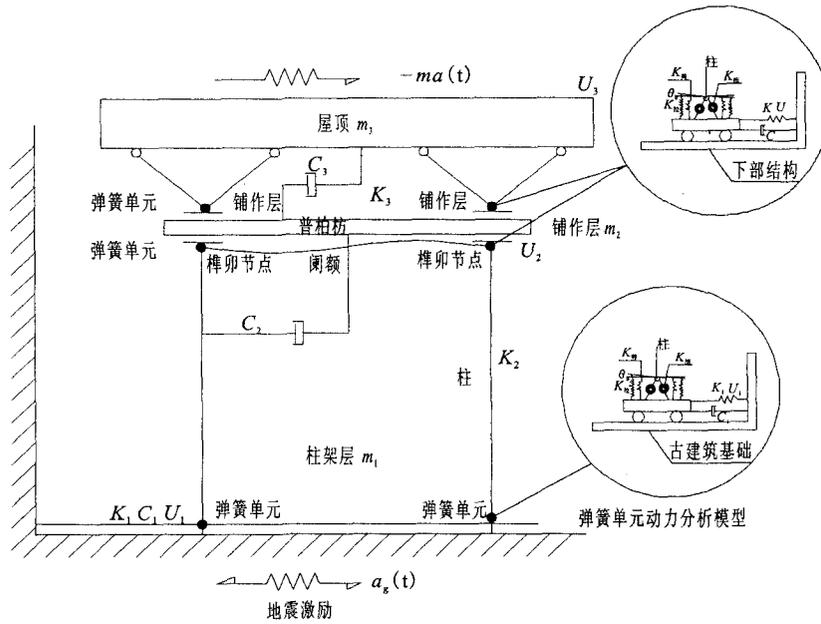


图2 木结构古建筑动力模型

Fig.2 Dynamic model of the ancient timber structure.

法式》所附图样中的二等材殿堂等七铺作(副阶五铺作)双槽草架侧样的图样和厅堂等十架椽间缝内用梁柱侧样(十架椽屋分心用三柱)的图样有限元分析模型,并对其进行动力特性和地震反应分析。通过对殿堂模型和厅堂模型的分析,并以三椽柱架所构成的两开间结构为研究对象,求解出其结构的各个层面的动力放大系数。

3.1 单元的选择

相应的地震反应分析:(1)梁柱单元根据试验中木结构模型截面的变化状态,采用 beam188,通过定义  $x, y$  和  $z$  坐标轴方向的弹性模量和泊松比,体现出木材各项异性的材料特性;(2)柱脚与础石滑

移隔振、榫卯和斗拱单元分别采用 6 个 combin14 组合单元来模拟榫卯节点和斗拱层的半刚性单元,这种组合式的弹簧单元也可用于模拟柱脚与础石之间的摩擦滑移、斗拱和榫卯节点半刚性属性;(3)屋面采用 shell63 单元模拟,屋面重量以甃瓦结构层进行考虑,将梁架之上的椽和屋面层假定为一个整体考虑。

3.2 参数的确定

木材的物理性能指标根据相应的试验结果确定,如表 1 所示。其中  $E$  的单位为 MPa;木材的密度为  $440 \text{ kg/m}^3$ 。

表 1 木材的材料系数<sup>[6]</sup>

顺纹弹性模量	顺纹切向泊松比	顺纹径向泊松比	径向弹性模量	切向弹性模量	横切面泊松比	弦切面泊松比	横切面泊松比	径切面泊松比	切向和纵向剪变模量	纵向和径向剪变模量	径向和切向剪变模量
$E_L$	$\mu_{LT}$	$\mu_{LR}$	$E_R$	$E_T$	$\mu_{TR}$	$\mu_{TL}$	$\mu_{RL}$	$\mu_{RL}$	$G_{TL}$	$G_{LR}$	$G_{RT}$
9702	0.106	0.106	1955	1955	0.352	0.52	0.352	0.52	609	971	218

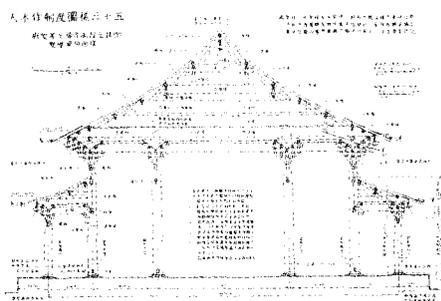
对于组合式各弹簧单元的刚度系数,根据木结构试验中的斗拱在水平反复荷载作用下的拟静力试验、斗拱竖向承载能力及其结构性能和木构架模型在水平反复荷载作用下的拟静力试验中获得。通过对相关实验数据的分析和计算,得到  $|K_x| = \left| \frac{\Delta P}{\Delta \delta} \right|$ 、 $|K_\theta| = \left| \frac{\Delta M}{\Delta \phi} \right|$  和  $|K_z| = \left| \frac{\Delta P}{\Delta \delta} \right|$ ,计算出斗拱和榫卯构件相关的刚度系数,榫卯节点的刚度系数计算结果为  $|$

$K_x| = 113.3 \text{ kN/m}$ 、 $|K_z| = 127\ 950 \text{ kN/m}$ 、 $|K_\theta| = 296.71 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ ,斗拱层的刚度系数计算结果为  $|K_x| = 2\ 197.3 \text{ kN/m}$ 、 $|K_z| = 127\ 950 \text{ kN/m}$ 、 $|K_\theta| = 296.71 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$ 。由试验所测定的木结构古建筑柱底面与础石之间摩擦系数大多分布在区间  $[0.4 \sim 0.6]$  以内,经计算得出柱根与础石之间的动摩擦系数为 0.493 5。殿堂结构取值为  $k_d = 52\ 000 \text{ N/m}$ ,厅堂结构取值为  $k_l = 5\ 200 \text{ N/m}$ , $k_d, k_l$  分别为殿堂和厅堂结构柱脚的水平向模拟弹簧刚度值。

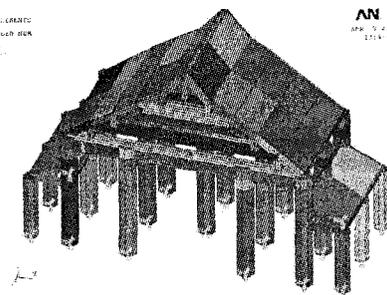
### 3.3 有限元分析模型的建立和动力特性的分析

选择三楹框架作为分析模型,柱脚与础石之间的摩擦滑移采用弹簧单元组合的 combin14 来模拟

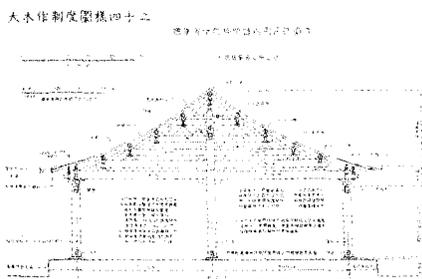
滑移隔振,约束柱脚竖向自由度,建立其相应的分析模型,如图3所示。



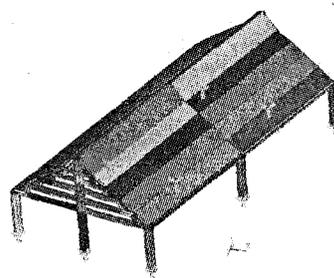
(a) 殿堂结构简图



(b) 三楹殿堂模型



(c) 厅堂结构简图



(d) 三楹厅堂模型

图3 殿堂和厅堂结构侧样图和有限元模型图

Fig.3 Structure side drawings and FEM for the space palace and hall palace.

通过对模型进行动力特性分析得到其相应的模态参数,如表2所示。

表2 殿堂和厅堂结构动力特性

阶次	殿堂结构频率/Hz	厅堂结构频率/Hz
1	1.04	0.805
2	1.18	0.805
3	1.44	0.806
4	1.62	0.811
5	2.27	0.812
6	2.37	0.881
7	2.54	0.881
8	3.11	0.881
9	3.38	0.904
10	3.38	0.904
11	3.48	0.938
12	3.48	0.938
13	3.48	1.002
14	3.48	1.002
15	3.48	1.002

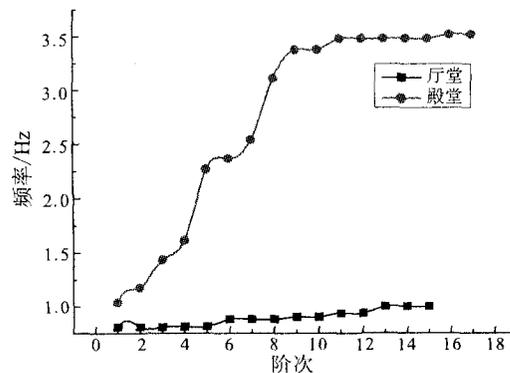


图4 厅堂和殿堂结构自振频率变化趋势图

Fig.4 The nature frequency change of the palace and hall.

结果表明殿堂结构的自振频率大于厅堂结构的自振频率,且殿堂结构自振频率的变化幅度较厅堂结构幅度大,主要是由于两种结构的结构层面和材料以及结构形式等原因所造成的。殿堂结构的破坏主要体现在榫卯节点、斗拱层、梁架和屋架等部位,

保证了柱架层和屋顶层面的稳定;而厅堂结构除了以上破坏外,其承担大部分荷载的中柱还有一定的弯曲振动。厅堂等十架椽间缝内用梁柱式木结构古建筑频率大抵稳定在1.0 Hz左右,二等材殿堂等七铺作(副阶五铺作)双槽草架侧样结构的自振频率大抵稳定在3.3 Hz左右,如图4所示。

### 3.4 结构地震反应分析

地震波选择 EL - Centro 波,加速度峰值为

347.1 gal;沿水平向依次输入的地震激励为0.11 g、0.22 g和0.40 g,时间间距为0.02 s,持时30 s,分别对殿堂结构和厅堂结构进行地震反应分析;将各个层面的分析结果进行汇总,求出各个层面的动力放大系数,如下表3所示。分析结果表明:廊柱柱根的加速度峰值均小于椽柱和中柱的,主要是廊柱起着维护和加固殿身的作用,在地震中作用下廊柱产

生滑移,减少地震对殿身的破坏;椽柱和中柱柱顶的动力放大系数均小于廊柱的,其主要通过铺作层来实现,即通过斗拱层和榫卯节点耗能、减振与隔震,从而使传递到上部结构的地震激励减弱,减轻了对上部结构的破坏;不论廊柱、椽柱还是中柱,其总体的动力放大系数约为0.445,这说明殿堂结构具有较强的抗震能力。

表3 殿堂模型廊柱和中柱各层面动力放大系数

序号	地震波激励 Z	柱根 Z <sub>1</sub>	柱根放大系数 Z <sub>1</sub> /Z	廊柱顶面 / 柱端 Z <sub>2</sub>	柱顶放大系数 Z <sub>2</sub> /Z <sub>1</sub>	屋架顶面 Z <sub>3</sub>	总体放大系数
廊柱	1	63.556 7	0.578	48.3943	0.7614		0.439
	2	127.113	0.578	96.7887	0.7614		0.439 (Z <sub>2</sub> /Z)
	3	231.115	0.578	175.979	0.7614		0.439
中柱	4	89.948 6	0.817	48.980 6	0.545	48.981	0.445
	5	179.847	0.817	97.9611	0.545	97.9621	0.445 (Z <sub>3</sub> /Z)
	6	327.086	0.817	178.111	0.545	178.113	0.445

对输入的 EL-Centro 波地震激励的结果进行分析,求解出各级地震波输入激励下厅堂各层的动力放大系数,如表4所示。对于厅堂椽柱来说,柱根动力放大系数为0.754,柱端动力放大系数为0.593,总体动力放大系数为0.445;中柱柱根动力放大系数为

0.682,柱端动力放大系数为0.749,柱顶动力放大系数为0.872,整体动力放大系数为0.445。由此可见其动力放大系数均小于1,厅堂结构在地震中通过柱脚和础石之间的摩擦滑移、榫卯节点和梁架相互作用,减少了地震对上部结构和主体结构的破坏。

表4 厅堂模型椽柱和中柱各层面动力放大系数

序号	地震激励 Z	柱根 Z <sub>1</sub>	柱根放大系数 Z <sub>1</sub> /Z	柱端 Z <sub>2</sub>	柱端放大系数 Z <sub>2</sub> /Z <sub>1</sub>	柱顶 Z <sub>3</sub>	Z <sub>3</sub> /Z <sub>2</sub>	屋架顶面 Z <sub>4</sub>	总体放大系数
椽柱	1	82.9049	0.754	49.1609	0.593	48.9736			0.445
	2	165.81	0.754	98.3286	0.593	97.947			0.445 (Z <sub>3</sub> /Z)
	3	301.472	0.754	178.767	0.593	178.086			0.445
中柱	4	74.985	0.682	56.20	0.75	44.237	0.787	48.9811	0.445
	5	149.97	0.682	112.41	0.75	88.469	0.787	97.9623	0.445 (Z <sub>4</sub> /Z)
	6	272.65	0.682	204.38	0.75	160.85	0.787	178.113	0.445

将各层面的动力放大系数进行汇总(表5)。木结构古建筑整体结构的整体动力放大系数均为44.5%,对于厅堂结构其础石与柱脚之间的地震放大系数平均为71.8%,铺作层与上部结构之间的地震放大系数为78.7%,殿堂式结构础石与柱脚之间的地震放大系数为82%,铺作层与上部结构之间的地震放大系数为54.5%。铺作层的隔振系数较大,减少了地震对上部结构的破坏。

表5 厅堂椽柱中柱和殿堂廊柱椽柱动力放大系数

序号	结构名称	柱脚动力放大系数	柱端动力放大系数	整体动力放大系数	备注
1	厅堂椽柱	0.754	0.593	0.445	三榑
2	殿堂廊柱	0.578	0.761	0.439	三榑
3	厅堂中柱	0.682	0.75	0.445	三榑
4	殿堂椽柱	0.82	0.543	0.445	三榑

殿堂和厅堂结构的三维有限元分析模型,通过动力特性和地震反应分析求解出其相应各个层面的动力放大系数,为相关木结构古建筑的保护和抗震加固提供了理论依据和参考:

- (1) 建立了木构建筑动力分析的力学模型和动力平衡方程;
- (2) 殿堂结构的基频大抵稳定在3.3 Hz左右,厅堂结构的基频大抵稳定在1.0 Hz左右;
- (3) 殿堂结构和厅堂结构的整体动力放大系数为0.445;

通过对木结构古建筑抗震性能的研究和各个层面动力放大系数的计算,对现代结构的抗震和隔振研究也具有一定的参考意义。

[参考文献]

[1] [宋]李诫.营造法式[M].上海:商务印书馆,1932.  
[2] 俞茂宏.古建筑结构研究的历史性、艺术性和科学性[J].工程

4 结论

本文以组合式弹簧单元建立了木结构古建筑的

- 力学,2003,20(增刊):435-438.
- [3] 方东平,俞茂宏,宫本裕,等.木结构古建筑结构的计算研究[J].工程力学,2001,18(1):137-144.
- [4] 徐其文,汤小平,索安勇.中国古典建筑木结构特性的分析研究[J].淮海工学院学报,1995,11(4):64-67.
- [5] 张舵,卢芳云.木结构古塔的动力特性分析.工程力学[J].2004,21(1):81-86.
- [6] 黄慧达.古建木结构建筑地基基础力学性能及隔震研究[D].西安:西安建筑科技大学,2006.
- [7] 罗勇.古建木结构建筑榫卯及构架力学性能与抗震研究[D].西安:西安建筑科技大学,2006.
- [8] 隋龔.古建筑木结构科棋的抗震机理及力学分析[D].西安:西安建筑科技大学,2006.

\*\*\*\*\*

(上接 231 页)

- [23] T C Hanks.  $b$  values and  $\omega^2$  seismic source models: implications for tectonic stress variation along active crustal fault zones and the estimation of high-frequency strong ground motion[J]. Journal of Geophysical Research,1979,84(5):2235-2242.
- [24] J G Boatwright, G L Choy. Acceleration source spectra anticipated for large earthquakes in northeastern North America[J]. Bulletin of the Seismological Society of America,1992,82(2):660-682.
- [25] G Atkinson. Earthquake source spectra in the Eastern North America[J]. Bulletin of the Seismological Society of America,1993,83(6):1778-1798.
- [26] G Atkinson, D M Boore. Evaluation of models for earthquake source spectra in eastern North America[J]. Bulletin of the Seismological Society of America,1998,88(4):917-934.
- [27] I A Beresnev, G Atkinson. Source parameters of earthquakes in eastern and western North America based on finite-fault modeling[J]. Bulletin of the Seismological Society of America,2002,92(2):695-710.
- [28] D Motazedian, G M Atkinson. Stochastic Finite-Fault Modeling Based on a Dynamic Corner Frequency[J]. Bulletin of the Seismological Society of America,2005,95(3):995-1010.
- [29] B Mohammadioum, L Serva. Stress drop, slip type, earthquake magnitude, and seismic hazard[J]. Bulletin of the Seismological Society of America,2001,91(4):694-707.
- [30] 孙崇绍.西北黄土地区河谷城市地震动参数小区划研究——以兰州为例[J].西北地震学报,2007,29(1):1-11.
- [31] 尹志文,许健生,李苹.永登5.8级地震前后小震的震源参数和介质  $Q$  值变化特征研究[J].西北地震学报,1999,20(4):14-20.