

钟先锋

(广州大学, 广东 510006)

**摘要:**采用有限元软件,对某高层隔震结构进行了动力弹塑性时程分析,上部结构采用弹塑性质点系模型,隔震层考虑每个橡胶支座的水平和竖向的非线性动力特性,计算出了隔震结构在不同设防烈度下的位移、加速度、层间剪力等地震反应,并总结出了一些有益的规律。

**关键词:**高层隔震结构;非线性动力分析;有限元法

**中图分类号:**TU352.1

**文献标识码:**A

**文章编号:**1009-8984(2009)01-0035-05

## 0 引言

随着国民经济的发展,大量高层、超高层建筑不断建成。由于建筑高度的增大,要使得结构在地震作用下遭受破坏时造成的灾害比一般建筑物大得多,因此高层结构的抗震问题显得尤为重要。要使高层建筑小震不坏,根据现有的抗震规范设计是比较容易做到的,但在大震时能否使结构产生相应的塑性变形,使地震荷载降低,同时结构又具有足够的延性,保证结构水平变位的稳定性,甚至在特大地震时也不致于倒塌,在这方面的理论分析和实践经验,到目前为止还不是很充分。因此,如何有效地保证结构在地震中安全使用,成为高层建筑设计研究中具有重大效益和研究前途的重要领域。

橡胶垫隔震作为一种简便有效的减震技术,已被广泛应用于各种中低层建筑,并取得了很好的效果。近来,这种减震技术逐渐被应用于高层建筑。在隔震层造价增加不很显著的情况下,高层隔震无疑具有更好的经济性。日本大成、竹中和藤田等建筑公司在1998年后陆续兴建了20层左右的高层隔震建筑。竹中公司于2002年开始建设42层,高度138m的超高层隔震建筑<sup>[1]</sup>。国内在江西建成了一幢地面17层,局部19层的隔震建筑。随着城市中

高层建筑数量的不断增多,和人们抗震设防意识的进一步提高,可以预见高层隔震结构体系将有广阔的发展空间。在理论研究上,Kelly和周锡元等曾对规则型隔震结构,用上部一个自由度和隔震层组成的双自由度模型进行过讨论,给出了必要的计算公式<sup>[2]</sup>。付伟庆提出三质点模型,由上部结构等效两质点和隔震层一个质点组成,用上部结构周期和总基底剪力相等的准则,推导了上部结构的双自由度等效模型的结构参数公式,并通过数值模拟分析给出了等效模型的简化方法<sup>[3]</sup>。而高层隔震建筑的共同特点是高宽比较大,相对于一般中低层隔震结构,容易出现以下一些问题:隔震支座普遍存在竖向抗拉能力差的弱点,而高层隔震结构某个方向的高宽比较大时,由于该向抗弯刚度较弱,在地震发生时,隔震层将承受很大的弯矩,这时有的隔震支座可能受拉进入屈服破坏,进而结构存在整体倾覆的危险。高层隔震结构上部结构可能产生弯曲变形和高阶振型的反应<sup>[4]</sup>。

## 1 结构的模型化与地震动的输入

本建筑物隔震层采用剪切加转动模型,上部结构22层,采用多质点系模型,隔震层下部固定,隔震层特性由每个橡胶支座的剪切刚度、竖向刚度、竖向刚度形成的整体转动刚度以及阻尼来描述,如图1所示。

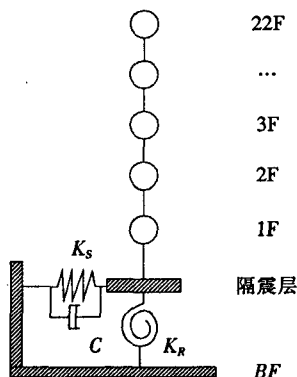


图1 剪切加转动

图2中节点1至节点21表示了21个铅芯橡胶支座的位置。算例中不考虑结构质量和刚度的偏心,21个节点刚体约束到结构的刚心。隔震层的计算模型水平方向弹塑性恢复力模型采用 Bouc - wen 分析模型;竖向的压缩阶段为线弹性,拉伸阶段为双刚度应力应变模型,如图3所示。其中拉伸刚度取值为压缩刚度的0.131倍,非线性刚度系数  $\nu$  为0.06。各橡胶支座的力学性能见文献[4]。

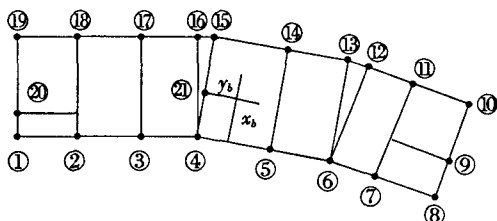


图2 隔震层平面图

上部结构的恢复力模型采用三线性刚度退化模型,三线性骨架曲线的等效化方法如图4,上部结构多质点模型的质量和刚度等参数特性,以及图4中  $Q_2$  和  $\delta_2$  以及  $Q_3$  和  $\delta_3$  对应的荷载和位移点作为设计荷载和设计位移界限详见文献[4]。

时程分析过程中上部结构的阻尼比设为隔震层固定时的基本周期对应的阻尼为3%,隔震装置的阻尼设为0%。

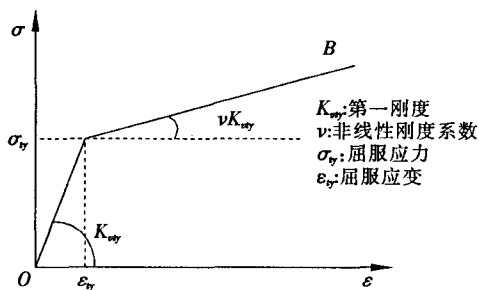


图3 隔震支座双刚度拉伸应力应变模型

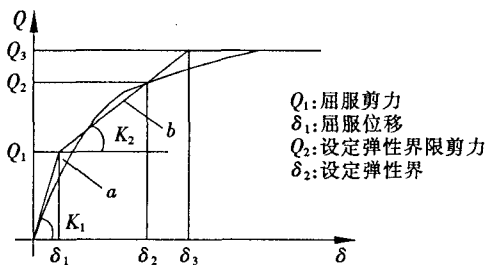


图4 上部结构的恢复力模型骨架曲线

## 2 模态分析

表1给出了不同控制方案下结构振型质量参与系数与振型周期的对比。可以看出,采用隔震技术后结构的自振周期大概延长到了原结构的4—5倍,隔震结构的一阶振型的振型参与质量就达到了99%以上,而非隔震结构要去前六阶振型参与质量才达到91%。所以隔震结构主要以第一振型平动,而非隔震结构主要是以前六阶振型组合振动。

表1 模态质量参与系数与振型周期对照表

结构类型	振型	周期/s	Y向各阶振型的参与质量	Y向各阶振型的参与质量和
隔震结构	1	3.57	1.000 0	1.00
	2	0.61	0.001 0	1.00
非隔震结构	1	0.83	0.630 0	0.63
	2	0.37	0.150 0	0.77
	3	0.24	0.061 7	0.83
	4	0.17	0.036 6	0.87
	5	0.14	0.022 1	0.89
	6	0.11	0.020 1	0.91

## 3 时程分析

### 3.1 加载方案

此次模拟采用Y输入旨在得到结构在多遇烈度、基本烈度和罕遇烈度水平的地震激励下的结构水平方向和竖向的反应状态。参照最不利地震波选择标准<sup>[5]</sup>,采用1940的El-Centro的水平Y向3个不同水准进行输入(原波取自midas有限元分析软件)。地震波原波持时53.72s,采样时间间隔0.02s,加速度峰值 $3.417\text{m/s}^2$ 。时程分析时把加速度峰值调整为《建筑抗震设计规范》<sup>[6]</sup>(以下称抗震规范)所对应的多遇烈度、基本烈度和罕遇烈度峰值 $0.7\text{m/s}^2$ 、 $2.2\text{m/s}^2$ 和 $4\text{m/s}^2$ ,持时和时间间隔不变。

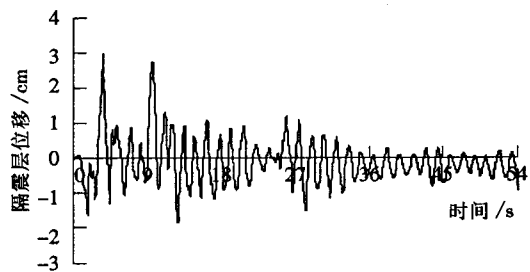
### 3.2 位移反应

#### 3.2.1 隔震层的位移反应

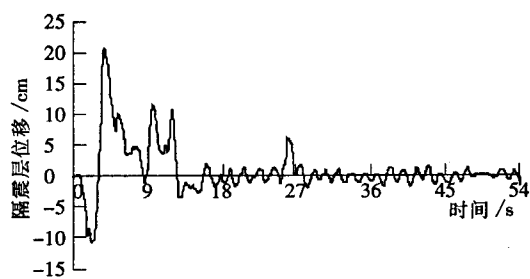
按照单向输入中的依次加载,得到如图5反应曲线。从图中可以看出在8度多遇烈度作用下隔震层的反应较小,最大位移为2.95cm,在8度基本烈度和罕遇烈度作用下隔震层的最大位移分别为22cm和36.5cm。

根据抗震设计规范,隔震支座对应于罕遇地震水平剪力的水平位移,应符合下列要求:隔震支座允许的最大水平变形为橡胶隔震支座有效直径的

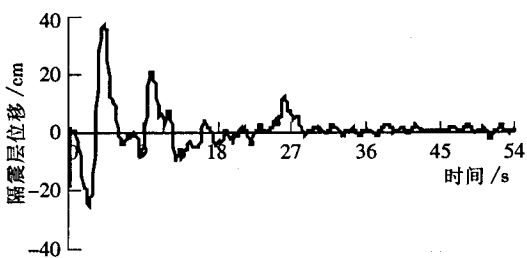
0.55倍和支座各橡胶层总厚度3.0倍二者的较小值。此隔震结构的最小支座直径为900mm,最小橡胶总厚度为204mm,由此可得,隔震层最大允许水平位移为 $[0.55 \times 900 = 495\text{mm}; 204 \times 3 = 612\text{mm}]$ 中的较小值,取为49.5cm。考虑边支座的扭转影响系数1.15,隔震支座的实际最大变形为 $1.15 \times 36.5 = 41.98\text{cm} < 49.5\text{cm}$ ,隔震层位移反应满足规范要求。



(a)多遇烈度下时程



(b)基本烈度下时程



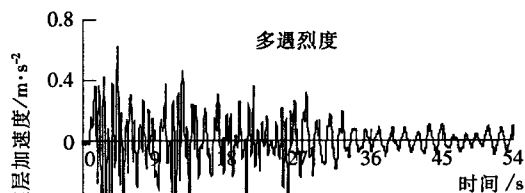
(c)罕遇烈度下的时程图

图5 各烈度下的隔震层的位移时程

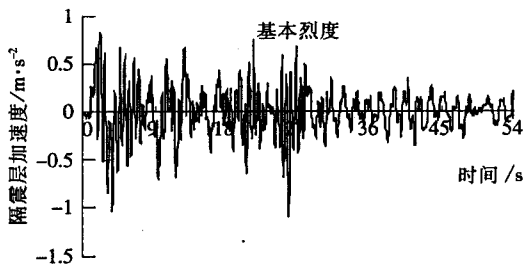
### 3.2.2 隔震层的加速度反应

同样按照单向输入依次加载,得到如图6反应曲线。从图中可以看出,在8度多遇烈度、基本烈度和罕遇烈度所对应的加速度输入下,隔震层的加速度峰值为 $0.65 \text{ m/s}^2$ 、 $1.10 \text{ m/s}^2$ 和 $1.48 \text{ m/s}^2$ ,相对与输入加速度峰值的 $0.7 \text{ m/s}^2$ 、 $2.2 \text{ m/s}^2$ 和 $4 \text{ m/s}^2$ ,依次缩小为输入时的0.92倍、0.5倍和0.37倍。在基本烈度和罕遇烈度所对应加速度输入下隔震层加速度比输入加速度有较大幅度的降低,此时隔震层已经屈服,具有良好的隔震效果。在多遇烈度下,隔

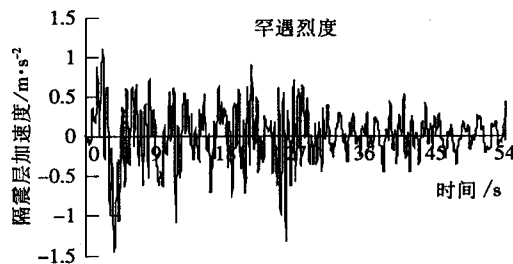
震的加速度较输入加速度保持基本相同的水平,部分区域有些放大,此时铅芯尚未屈服。



(a)



(b)

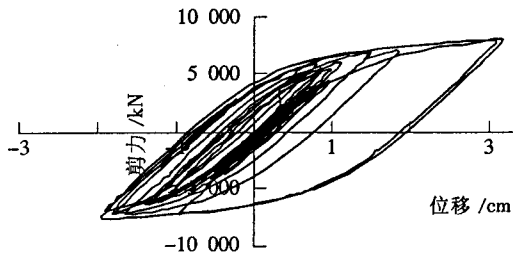


(c)

图6 在各烈度下的隔震层的加速度时程

### 3.2.3 隔震层的滞回曲线

从图7(a)图可以看出,在多遇烈度作用下,隔震层的滞回环很不饱满,呈狭长状态,耗能较差。相反,从(b)和(c)中可以看出,在基本烈度和罕遇烈度对应的地震加速度激励下,隔震层屈服,滞回环非常饱满,隔震层耗能多。

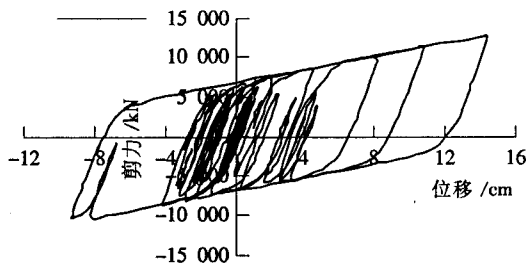


(a)多遇烈度下时程

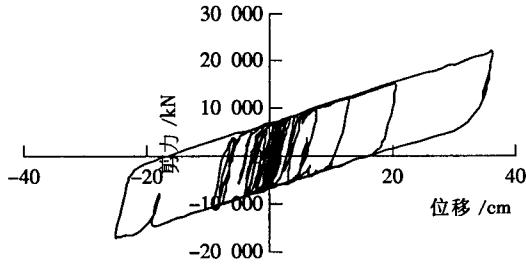
从曲线中可以得到各楼层在不同输入中的最大层间位移,本根据图 4 和文献 4,得到上部结构三线性模型中拐点位移值如表 2。

表 2 上部结构屈服判断

所选 楼层	层间位移极值/mm			三线性模型拐点/mm			状态 说明
	多遇 烈度	基本 烈度	罕遇 烈度	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	
1 层	0.35	0.54	0.80	0.27	0.56	0.83	小震弹性,中震和大震开裂
10 层	0.99	1.54	2.40	2.52	6.66	9.98	小震,中震和大震弹性
22 层	1.32	2.28	3.34	2.22	6.01	8.98	小震弹性,中震和大震开裂



(b)基本烈度下时程



(c)罕遇烈度下的时程图

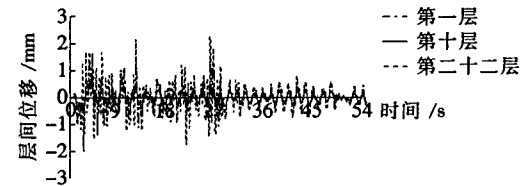
图 7 在各烈度下隔震层的滞回曲线

### 3.2.4 上部结构的层间位移

同样按照单向输入依次加载,得到如图 8(a)、(b)和(c)的反应曲线。上部结构的层间位移底层小,依次往上增大,符合剪力墙结构在水平荷载作用下的变形规律。而且上部结构层间位移反应的步划基本一致,再次验证此高层隔震结构的振动是以第一振型为主。



(a)多遇烈度下时程

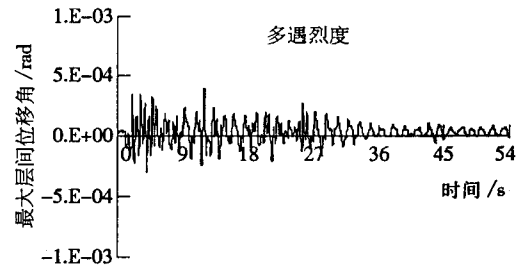


(b)基本烈度下时程

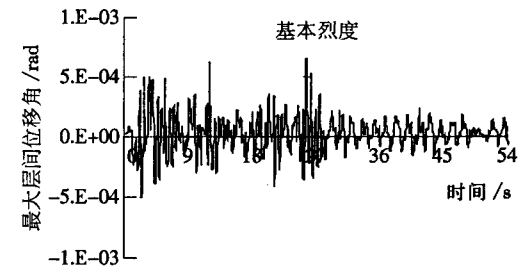


(c)罕遇烈度下的时程图

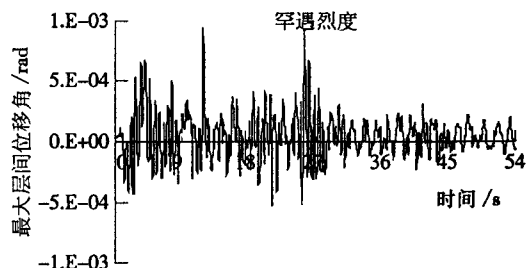
图 8 上部结构层间位移时程



(a)多遇烈度下时程



(b)基本烈度下时程



(c)罕遇烈度下的时程图

图 9 上部结构层间位移角时程

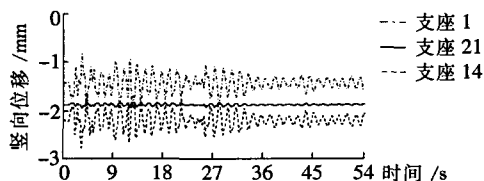
从表 2 中可以看出即使在罕遇地震中,隔震结构的上部结构的构件依然保持弹性或者开裂,没有出现结构屈服的现象,各层都有较大的安全余度。

### 3.2.5 上部结构的最大层间位移角

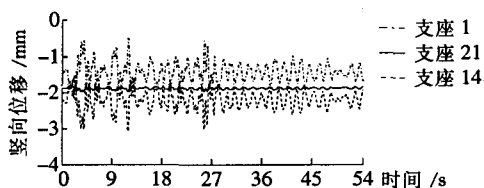
在多遇烈度、基本烈度和罕遇烈度对应的地震激励下,上部结构最大层间位移角发生在第 22 层,且最大值依次为  $3.8 \times 10^{-4}$  rad、 $6.5 \times 10^{-4}$  rad 和  $9.5 \times 10^{-4}$  rad。上部结构层间位移时程图如图 9。《建筑抗震设计规范》对钢筋混凝土框架剪力墙弹性层间位移角的限制为  $1/800$  ( $1.25 \times 10^{-2}$  rad), 弹塑性层间位移角限值为  $1/100$  ( $0.01$  rad)。可以看出,隔震层上部的结构的层间位移角远远小于规范的限值,满足使用要求。

### 3.2.6 隔震层的竖向位移反应

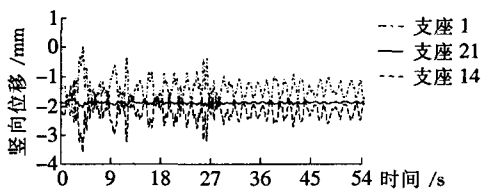
按照双向输入中的工况 1、2 和 3 依次加载,选择第 1 号,第 14 号和第 21 号支座(支座编号见图 2),得到如图 10 的位移反应曲线。从图中可以看出,随着输入烈度的增加,隔震层的竖向位移在平衡位置附近摆动的幅度越大。在多遇烈度和基本烈度输入下,隔震层均处于受压状态,没有进入拉伸应力状态,但是在罕遇烈度输入下,隔震层的角部支座出现受拉状态,最大变形为  $0.056$  mm。由图 3 和文献 4 可知,拉应变处在弹性范围,没有屈服。



(a)多遇烈度下时程



(b)基本烈度下时程



(c)罕遇烈度下的时程图

图 10 隔震支座的竖向位移反应时程

## 4 结语

本文建立了高层隔震结构的有限元模型,对其进行了单向的地震反应分析,得出:

(1) 经过合理设计的高层隔震结构的振动是以

第一振型为主,第一振型质量参与系数达到 99%。

(2) 高层建筑经过隔震后,有效周期进一步延长,为非隔震结构周期的 4—5 倍,地震作用进一步减小。在小震作用下,支座的滞回曲线狭长,耗能较差;在中震和大震下,支座屈服,滞回曲线饱满,隔震效果良好。

(3) 高层隔震建筑经过合理设计,隔震层位移和层间最大位移角可以满足抗震规范的要求。

(4) 在 8 度罕遇地震下,上部结构尚保持弹性状态,高层隔震的上部结构可以按弹性设计。

(5) 在罕遇烈度下,支座边缘处于低压应力区,甚至出现受拉现象,设计时需要进行抗倾覆验算。



## 参考文献

- [1] 岸本光平,长濑正. 42 层超高层 RC 隔震结构的设计 [A]. 河田康夫. 日本建筑学会学术讲演梗概集 [C]. 北海道:日本建筑学会,2001:705—706.
- [2] J M Kelly. Earthquake Resistant Design with Reubber. (Second Edition) [M]. London: Springer Verlag London Limited,1997.
- [3] 付伟庆. 高层隔震结构的等效简化模型研究[J]. 地震工程与工程振动,2005,25(06): 141—145.
- [4] 刘文光. 橡胶隔震支座力学性能及隔震结构的地震反应分析研究[D]. 北京:北京工业大学,2003. 189—198.
- [5] 谢礼立,翟长海. 最不利设计地震动研究[J]. 地震学报, 2003,25(03):250—261.
- [6] GB 50011—2001,建筑抗震设计规范[S].

## Non-linear time-history analysis for high-level isolation structure

ZHONG Xian-feng

(Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

**Abstract:** A high-level Isolation structure is calculated by using the methods of the power-plastic time-history analysis. Elastic-plastic model of particle system is used for the upper structure and each of the rubber bearing on the level and the vertical nonlinear dynamic properties is considered. Displacement, acceleration and shear in Isolation layer between the earthquake response are calculated. Some of the law is summed up at last.

**Key words:** high-level isolation structure; non-linear dynamic analysis; finite element method