

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2020.03.001

# 隔震建筑抗极罕遇地震能力与主要破坏模式分析\*

武沛松<sup>1,2</sup>, 王 建<sup>1,2</sup>, 欧进萍<sup>1,2</sup>

(1. 哈尔滨工业大学结构工程灾变与控制教育部重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150090; 2. 哈尔滨工业大学土木工程智能防灾减灾工业和信息化部重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150090)

**摘要:** 隔震措施可以使上部结构在罕遇地震下处于弹性或轻微弹塑性状态,从而有效保护设防烈度下结构地震安全。但是,由于地震发生、强度和特性的不确定性,在设计基准期内结构也可能遭受极罕遇地震的作用,基于“大震不倒”设计的隔震结构在罕遇地震及极罕遇地震作用下隔震支座变形和结构整体抗倾覆安全以及实现抗极罕遇地震的能力和代价需要特别研究。本文通过弹塑性时程分析,比较三种不同高度的隔震结构层间位移角、叠层橡胶隔震支座位移及结构倾覆力矩,分析结构在极罕遇地震下隔震层(也即叠层橡胶支座)位移超限和整体倾覆的主要失效模式。结果表明:极罕遇地震下,基于“大震不倒”设计的隔震结构支座位移可能会超出限值,层间位移角和结构倾覆力矩通常可以满足要求。隔震支座尺寸适当增大、相应极限变形能力提高,能够控制极罕遇地震下结构隔震层变形破坏,但上部结构隔震效果有所下降;适当减小上部结构高宽比能够控制极罕遇地震下隔震结构、尤其高层隔震结构的整体倾覆破坏。因此,兼顾安全性和经济性,有效增大隔震支座极限位移、适当减小高层隔震结构高宽比,实现隔震建筑抗极罕遇地震能力,是付出代价不大、经济适用的一条有效途径。

**关键词:** 隔震结构; 橡胶支座; 抗极罕遇地震能力; 破坏模式; 抗倾覆能力

**中图分类号:** TU352.1   **文献标识码:** A   **文章编号:** 1672-2132(2020)03-0317-09

## Research and Design of Main Failure Modes of Seismically Isolated Structures Subjected to Very-rare Earthquakes

WU Peisong<sup>1,2</sup>, WANG Jian<sup>1,2</sup>, OU Jinping<sup>1,2</sup>

(1. Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control of the Ministry of Education, Harbin 150090, China;  
2. Key Lab of Smart Prevention and Mitigation of Civil Engineering Disaster of the Ministry of Industry and Information Technology, Harbin 150090, China)

**Abstract:** Superstructures of seismically isolated structure keep in elastic or slightly elastic-plastic range subjected to rare earthquakes, thereby protecting superstructure effectively. However, very-rare earthquakes may happen in design reference period due to uncertainty of earthquake intensity and character. On basis of “survive rare earthquakes by sustaining significant damage but without globally collapsing” design, horizontal deformation of isolation bearings and overturning resistance under very-rare earthquakes, performance and cost of seismically isolated structure based on “survive very-rare earthquakes” are worth researching. Dynamic responses of three seismically isolated structures with different heights are obtained from elastic-plastic time history analysis. Main failure modes of seismic-

\* 收稿日期:2020-02-27;修回日期:2020-04-17

基金项目:国家重点研发项目(2017YFC0703603)资助

作者简介:武沛松(1991-),男,博士。主要从事抗震方面的研究。Email:wupeisong2013@126.com

cally isolated structures subjected to very-rare earthquakes are presented by comparing the responses such as inter-story drift ratios, horizontal displacements of isolation bearings and overturning moments. The results show that under very-rare earthquakes, horizontal displacements of isolation bearing in all three classic seismically isolated structures are excessive, while other two responses both meet the requirements. With isolation bearings increasing suitably, new structures can avoid destruction by deformation of isolation layer increasing and survive very-rare earthquakes, while isolation effectiveness reduce slightly. Reducing the aspect ratio of superstructure appropriately can control the overturning of whole structure especially high-rise structure subjected to very-rare earthquakes. Therefore, considering both safety and economy, it is an effective and economical way to increase the ultimate displacement of isolation bearing, appropriately reduce the aspect ratio of high-rise seismically isolated structures, and realize resistance ability of isolated buildings subjected to very-rare earthquake.

**Keywords:** seismically isolated structures; rubber bearings; very-rare earthquakes; failure modes; overturning resistance

## 引言

中国作为地震高发国家,20世纪80年代起,建筑结构隔震设计开始成为国内研究的热点之一<sup>[1]</sup>。随着橡胶支座隔震技术的发展,至今为止,隔震建筑已覆盖我国大多数省份,主要集中在高烈度地区,仅云南省已有超过1 000栋隔震建筑;全国隔震建筑总建筑面积已超过1 000万m<sup>2</sup><sup>[2]</sup>。

由于隔震装置的水平刚度远小于上部结构的层间刚度,采用隔震措施将导致结构周期被延长,有利于减小地震下结构的层间剪力和层间位移。从能量的角度分析,隔震系统配备阻尼装置,变形集中,耗能效果明显;并且隔震装置能够有效抑制地震波中的短周期成分,对于周期较低的结构具有比较明显的效果。所以,我国的隔震建筑一般以基本周期较低的低矮砖混结构为主,在高层结构中应用较少。

近十余年来,适合于高层结构的隔震技术已在日本得到应用和推广<sup>[3]</sup>。2008年汶川地震以后,国内也兴建了大量高层隔震建筑<sup>[4]</sup>。隔震结构尤其是高层隔震结构类似于底部柔性结构,冗余度较低,在极罕遇地震下可能会因为隔震层过大变形或上部结构过大倾覆弯矩而倒塌,具有一定危险性。

在我国,发生过破坏性地震的城市达10%以上。2003年至今,我国地震烈度9度以上的特大地震共发生5次,8度地震发生12次。而国内隔震建筑的实际设防烈度通常并未达到9度<sup>[5]</sup>,在设计基准期内偶尔可能承受超出设计1度左右的地震作

用。中国地震动参数区划图<sup>[6]</sup>中规定,极罕遇地震动为相应于年超越概率为 $10^{-4}$ 的地震动,峰值加速度约为基本地震加速度的2.7~3.2倍,罕遇地震峰值加速度约为基本地震加速度的1.6~2.3倍,在抗震分析中极罕遇地震近似超出对应罕遇地震1度。极罕遇地震具有一定破坏风险,研究隔震建筑的抗极罕遇地震性能是必要的。由于地震作用具有较强的离散性,对于重要建筑,提高抗极罕遇地震能力也能够增加其罕遇地震下的安全储备。

因此,本文比较了基于“大震不倒”设计的低层与高层建筑在极罕遇地震下的结构响应和抗震能力,分析了如何通过隔震支座的设计提高结构整体的抗极罕遇地震能力。

## 1 隔震结构计算模型与地震波选取

### 1.1 隔震结构有限元分析模型

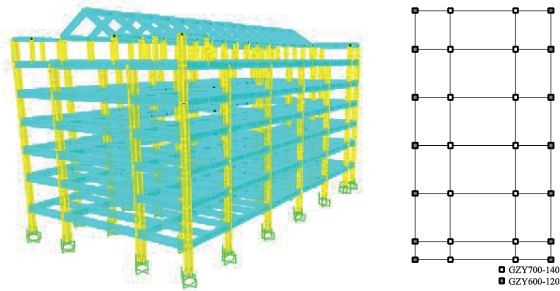
为了分析不同高度隔震结构的抗震能力,本文共选取了三个隔震建筑作为分析对象,其中低层建筑一座采用SAP2000进行分析计算、高层建筑两座采用ETABS进行分析计算。三个隔震建筑均采用铅芯橡胶支座基础隔震,结构基本信息见表1。

三个结构抗震设防烈度为8度0.2g,场地类别为Ⅱ类,设计地震分组为第二组。三个结构的模型及支座布置如图1所示。隔震设计时在保证每个支座位置竖向承载力足够的同时,其提供的水平刚度也不宜过大;根据对应支座位置的竖向承载力选择更小的支座有利于提高隔震效果,因此每个结构选取了两种不同尺寸的隔震支座。

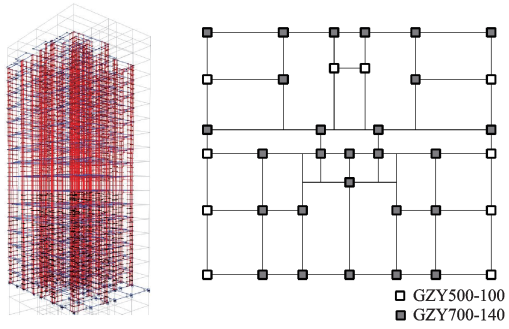
表1 三个结构主要参数

Table 1 Main parameters of three structures

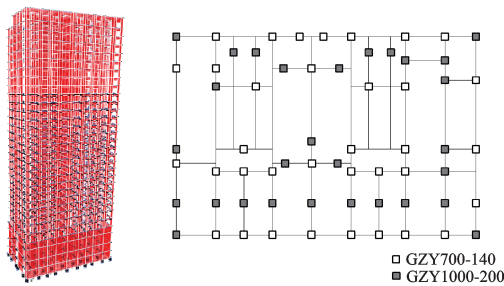
参数	6层结构	17层结构	30层结构
高度/m	27.3	53	94.7
长×宽/ (m×m)	48.1×26.3	24×20	38×25
结构类型	框架	框架剪力墙	剪力墙
隔震支座	14×GZY600 14×GZY700	10×GZY500 27×GZY700	35×GZY700 33×GZY1000
隔震层总 水平刚度/ (kN·m <sup>-1</sup> )	57 848	76 171	195 286
一/二阶模 态周期/s	2.77/2.63	2.68/2.64	3.36/2.97
水平向减 震系数	0.45	0.69	0.53



(a) 6层结构及支座布置



(b) 17层结构及支座布置



(c) 30层结构及支座布置

图1 三个建筑模型及对应支座布置

Fig. 1 Three building models and corresponding location of bearings

隔震支座采用Plastic(Wen)单元模拟,其非线性属性如支座水平刚度、屈服力、屈服后刚度比按对应支座参数选取,对应邵氏45°橡胶,所选支座参数见表2。

表2 隔震支座主要参数

Table 2 Main parameters of isolation bearings

名称	型号	竖向承载力/kN (面压/ MPa)	1次 形状 系数	2次 形状 系数	剪应变 100% 弹性刚度/ (kN·mm <sup>-1</sup> )
GZY500	Y1Q500× 164G0.4	1 963 (15)	26	5.21	4.97
GZY600	Y1Q600× 185G0.4	2 827 (15)	30	5.45	5.48
GZY700	Y1Q700× 185G0.4	3 848 (15)	35	6.36	6.52
GZY800	Y1Q800× 283G0.4	5 026 (15)	40	5	7.97
GZY1000	Y1Q1000× 287G0.4	7 853 (15)	41.7	6.17	12.30

布置隔震支座时,为保证上部结构质心与隔震层刚度中心重合<sup>[7]</sup>,抑制结构的扭转振动<sup>[8]</sup>,隔震支座采取对称布置;为保证各个支座竖向压应力均匀,不同位置处选取不同型号的隔震支座;抗震墙下隔震支座不宜过多,墙下支座易产生拉应力;为了避免隔震支座受拉,采用大间距、大直径的支座布置方案<sup>[9]</sup>。

## 1.2 地震波选取

每一个结构在时程计算时共选取5条天然地震波及2条人工波。地震波的总持时均为25 s,计算时根据地震烈度按比例调整时程曲线的加速度值。对三个结构进行短轴方向单向加载。

图2为所选地震波反应谱曲线与规范反应谱曲线对比,所选地震波在主要振型对应周期吻合很好。所得结构底部剪力为振型分解反应谱法结果的74%~128%,平均值的93%~109%。

## 2 隔震结构抗极罕遇地震能力与主要破坏模式分析

采用弹塑性时程分析进行计算,分析结构在PGA=70~620 Gal的地震下上部结构与隔震支座

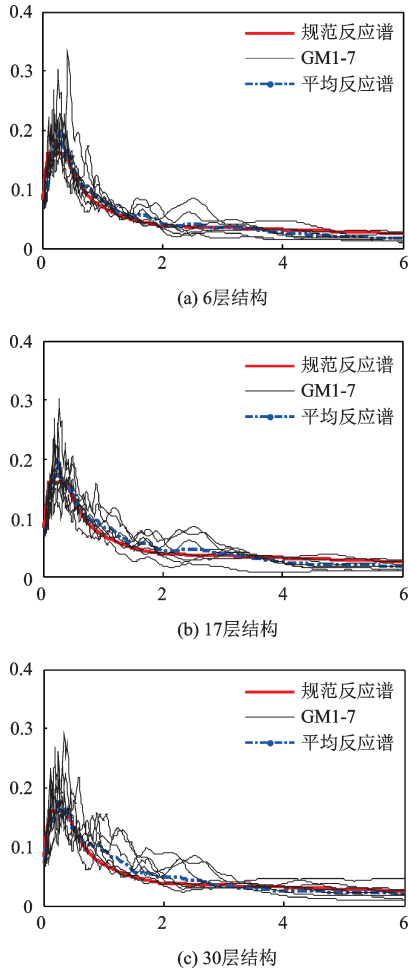


图2 所选地震波反应谱和规范反应谱

Fig. 2 Response spectra of selected earthquake waves and code specification

的动力响应,包括上部结构的层间位移角、隔震支座最大水平位移、隔震支座竖向拉压应力以及结构整体倾覆弯矩。

### 2.1 隔震上部结构层间变形

根据《建筑抗震设计规范》<sup>[10]</sup>及《叠层橡胶支座隔震技术规程》<sup>[7]</sup>,隔震结构需进行薄弱层弹塑性变形验算,结构层间位移角允许值见表3。模拟所得结构最大层间位移角见表4。

表3 结构层间位移角允许值

Table 3 Limits of inter-story drift ratios

结构类型	弹性层间位移	弹塑性层间位移
	角允许值	角允许值
框架结构	1/550	1/100
框架剪力墙结构	1/800	1/200
剪力墙结构	1/1 000	1/240

表4 隔震结构最大层间位移角

Table 4 Maximum inter-story drift ratios of isolated structures

PGA/ Gal	6层结构		17层结构		30层结构	
	最大层 间位移 角	(最大值 /允许 值)/%	最大层 间位移 角	(最大值 /允许 值)/%	最大层 间位移 角	(最大值 /允许 值)/%
70	1/576	17.4	1/909	22.0	1/250 0	9.6
220	1/200	50.0	1/454	44.0	1/142 9	16.8
310	1/145	68.8	1/345	58.0	1/111 1	21.6
400	1/111	90.0	1/278	72.0	1/909	26.4
510	1/85	117.6	1/222	90.0	1/714	33.6
620	1/68	147.0	1/185	108.2	1/588	40.8
允许值	1/100	—	1/200	—	1/240	—
极限值	1/50	—	1/100	—	1/120	—

三个结构在8度罕遇地震下上部结构未出现可能导致结构倒塌的层间变形;其在9度地震下的响应可以近似对应极罕遇地震情况,此时层间变形虽超过《叠层橡胶支座隔震技术规程》<sup>[7]</sup>对应设计允许值,但并未超过《建筑抗震设计规范》<sup>[10]</sup>对其极限值的要求,结构仍具备一定的层间变形能力。

以层间变形为减震目标,基础隔震对刚度较大的剪力墙结构具有较为明显的减震效果,在设计罕遇地震下结构刚进入塑性,满足“中震不坏,大震可修”的设计思路,在对应极罕遇地震下结构仍具有很高的安全储备。

### 2.2 隔震层水平变形

对于建筑结构隔震设计,橡胶隔震支座水平位移不应超过该支座有效直径的0.55倍和支座内部橡胶总厚度3倍二者的较小值<sup>[10]</sup>,分别对应隔震支座竖向极限拉压应力及极限剪应变。

三个结构在7条地震波不同PGA下的隔震支座最大位移如图3所示,对应隔震支座最大位移平均值及允许值见表5。

每个结构中,不同规格的隔震支座在单次地震作用下支座的最大水平位移基本相同,直径最小的隔震支座先达到最大允许变形。隔震支座的位移允许值根据该结构中最小支座计算。表5比较了地震下结构的最大支座位移与位移允许值之比,超过100%时认为隔震支座丧失承载力,结构具有倒塌风险。

三个结构的隔震支座在PGA=400 Gal时均具

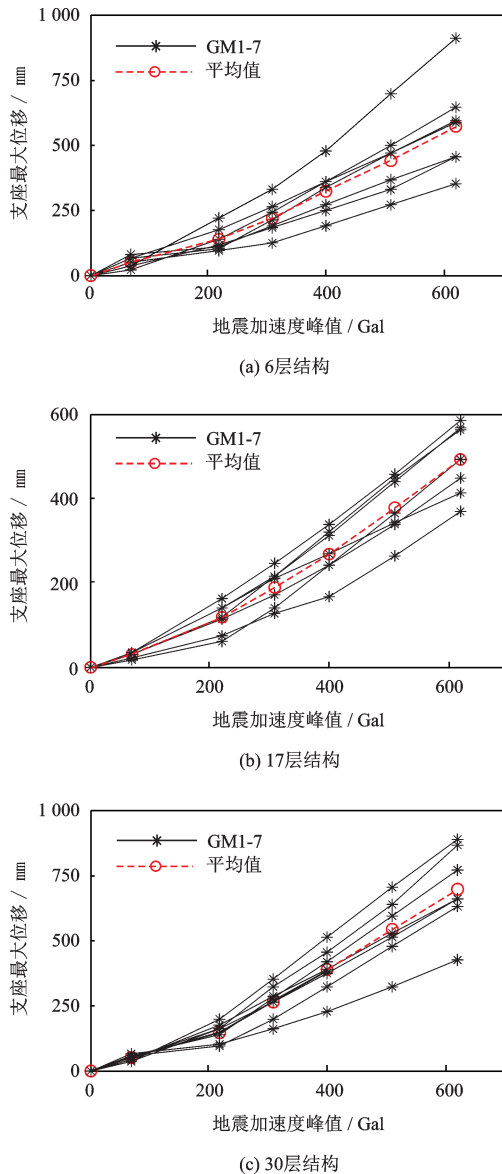


图3 隔震支座最大位移

Fig.3 Maximum displacements of isolation bearings

表5 隔震支座最大位移平均值及允许值

Table 5 Means and limits of maximum displacements of isolation bearings

PGA/ Gal	6层结构		17层结构		30层结构	
	支座 位移/ mm	(最大值/ 允许值)/ %	支座 位移/ mm	(最大值/ 允许值)/ %	支座 位移/ mm	(最大值/ 允许值)/ %
70	47.6	14.4	26.6	9.7	46.9	12.2
220	133.7	40.5	114.8	41.7	145.2	37.7
310	218.6	66.2	187.8	68.3	262.6	68.2
400	316.2	95.8	268.9	97.8	383.7	99.7
510	440.1	133.3	378.5	137.7	537.3	139.6
620	569.1	172.5	490.8	178.5	698.2	181.3
允许值	330	—	275	—	385	—

有足够的水平变形能力,保证隔震层的安全;但PGA=510 Gal时水平变形已不满足要求,在PGA=620 Gal时支座最大变形超出允许值70%以上。隔震结构在地震作用下将上部层间变形集中至隔震层<sup>[11]</sup>,虽然能减小上部结构自身的变形,保证上部结构在设计地震内的安全,却容易忽略极罕遇地震下隔震层的情况,很难增加结构的安全储备。

从表5中可以看出,三个结构隔震支座位移随地震加速度的变化规律基本相同,均为近似线性增长,地震下隔震层自身变形能力没有额外的冗余度,一定的安全储备是有必要的;并且不同结构支座位移随地震峰值加速度变化的幅度大致相同,在相同设计标准下安全水平相近,这表明设计各类隔震结构时统一提高设计标准能够同时保证安全性与经济性。

基于“大震不倒”设计的隔震结构,在设计时如果没有预留额外的安全储备,隔震层难以承受极罕遇地震作用;与抗震结构不同,隔震结构的破坏集中在隔震层,破坏前没有明显预兆,极罕遇地震下具有很大的危险性。

### 2.3 隔震结构整体倾覆力矩

由于橡胶支座抗拉能力较低,地震作用下隔震结构容易因柱底出现拉力导致支座破坏,抗倾覆能力低于传统抗震结构。一般认为,隔震结构的抗倾覆能力与结构的高宽比具有很大关系<sup>[12-13]</sup>。本文所选的三个结构具有不同高宽比。

根据地震作用下橡胶支座竖向拉应力的情况可以判断隔震结构是否具有倾覆风险。不同结构柱底荷载分配差异较大,地震下个别支座会先出现受拉破坏,上部结构可能仍保留一些整体倾覆安全储备。

若仅比较结构的整体倾覆问题,可以采用倾覆力矩进行判断<sup>[14]</sup>。

结构倾覆力矩可由式(1)得出:

$$M_c = \sum_{j=1}^h \sum_{i=1}^m F_{ij} H_i \quad (1)$$

式中, $F_{ij}$ 为结构*i*层*j*振型的水平地震作用标准值; $H_i$ 为*i*层层高。

结构抗倾覆比=抗倾覆力矩/倾覆力矩。一般认为,结构抗倾覆比大于1.2<sup>[7]</sup>,即最大倾覆力矩/抗倾覆力矩<83%时结构是安全的。经计算,各工况下倾覆力矩平均值见表6。

表6 结构倾覆力矩平均值

Table 6 Means of overturning moment

PGA/ Gal	6层结构		17层结构		30层结构	
	倾覆力矩/ (kN·m)	(最大值/ 允许值)/%	倾覆力矩/ (kN·m)	(最大值/ 允许值)/%	倾覆力矩/ (kN·m)	(最大值/ 允许值)/%
70	$3.8 \times 10^4$	3.8	$1.5 \times 10^5$	15.0	$6.9 \times 10^5$	16.4
220	$8.9 \times 10^4$	8.9	$2.7 \times 10^5$	27.0	$1.3 \times 10^6$	30.1
310	$1.2 \times 10^5$	12.0	$3.8 \times 10^5$	38.0	$1.8 \times 10^6$	42.9
400	$1.6 \times 10^5$	16.0	$4.8 \times 10^5$	48.0	$2.3 \times 10^6$	54.8
510	$2.0 \times 10^5$	20.0	$6.1 \times 10^5$	61.0	$3.1 \times 10^6$	73.8
620	$2.6 \times 10^5$	26.0	$7.3 \times 10^5$	73.0	$3.8 \times 10^6$	90.5
允许值	$1.0 \times 10^6$	—	$1.0 \times 10^6$	—	$4.2 \times 10^6$	—

三个结构在地震下均可保证不发生整体倾覆。隔震支座竖向应力基本可以满足要求,仅有个别隔震支座出现拉应力超限的现象。低层结构最大倾覆力矩远小于允许值;两个高层结构在极罕遇地震下倾覆力矩接近允许值。

可以看出,三个结构倾覆力矩随地震加速度的变化规律基本相同,均为近似线性增长;但大高宽比的高层及超高层结构由于地震荷载对应力矩明显更大,在极罕遇地震下更容易发生倾覆。

#### 2.4 隔震层变形破坏和结构整体倾覆比较

传统抗震建筑在地震作用下因薄弱层变形过大而倒塌;隔震建筑变形主要集中在隔震层,上部结构层间变形较小,同时隔震支座的抗拉能力较差,结构在地震作用下破坏的主要形式为隔震支座的过大变形和结构整体倾覆。图4为结构各响应与对应允许值之比,当结构响应超过其允许值,认为结构按此模式发生破坏。综合比较各响应情况可以得到隔震结构的破坏原因及破坏形式。

经比较,三个结构支座变形能力曲线基本重

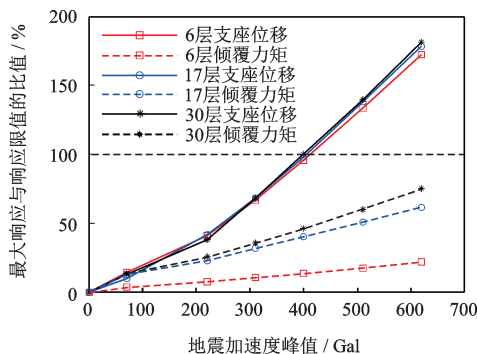


图4 各响应最大值与允许值比值

Fig.4 Ratios of maximum responses and their limits

合,抗倾覆能力曲线差异明显。按相同的隔震设计标准,不同结构可以实现相近的隔震层安全水平,抗倾覆安全水平差异较大。

在极罕遇地震作用下,三个隔震结构均因隔震支座过大变形导致底部隔震层丧失承载力;对于高层或超高层隔震结构,结构也具有整体倾覆的风险;进行隔震层设计时应优先考虑保证支座最大位移及承载力满足规范要求,再根据预期的水平向减震系数选择隔震层的等效刚度和等效阻尼比。

三类结构在PGA=620 Gal时的最大支座位移响应比PGA=400 Gal时的响应增加了80%,而倾覆力矩增加60%。二者相比,如果将抗震目标定为极罕遇地震不倒,隔震支座的水平变形能力需要提高更多的安全储备,设计时隔震支座位移指标需要更大的安全系数。

采用隔震措施能够改善结构的抗震性能,增加上部结构在设计地震内的安全系数,但可能会增加隔震支座过大变形或结构倾覆问题。没有预留额外安全储备的隔震结构和抗震结构都难以承受超出设计的地震动,仅采用隔震措施并不会增加结构整体的安全储备。

### 3 隔震结构抗极罕遇地震能力与主要破坏模式设计控制

#### 3.1 通过选型大位移隔震支座增大隔震层变形能力

从上文可以看出,基于“大震不倒”设计的隔震结构不能承受极罕遇地震作用。为了提高结构的安全储备,本文采取扩大隔震支座尺寸的方式改进了前文三个结构的设计方案。由于各个支座的压

应力较均匀,且在地震下基本未出现拉应力,改进设计时不改变支座的布置方案。

由于扩大支座尺寸会导致隔震层整体刚度的增加,相应的隔震层整体变形将会降低,间接提高了隔震层自身的安全,隔震支座尺寸不需要大幅度调整也能满足抗极罕遇地震的要求。并且三个结构隔震层均由多种规格的支座组成,改进设计时首

先选择增大尺寸支座的规格。由于扩大支座截面一定程度上降低了隔震效果,设计时尽量避免大幅调整支座尺寸。经选择,新的支座尺寸见表7。由于没有改变隔震支座的布置位置,隔震层不会出现局部破坏。在PGA=620 Gal时改后结构的上部薄弱层没有发生破坏性的塑性变形,在此不详细列出。

表7 隔震结构相关参数

Table 7 Main parameters of new isolation structures

分析对象		支座尺寸	橡胶总体积/m <sup>3</sup>	隔震层刚度/(kN·m <sup>-1</sup> )	基本周期/s	水平减震系数
6层结构	原结构	14×GZY600 14×GZY700	1.22	57 848	3.17	0.45
	新结构	28×GZY800	2.16	70 868	2.99	0.62
17层结构	原结构	10×GZY500 27×GZY700	1.79	76 171	2.68	0.69
	新结构	10×GZY600 27×GZY800	2.35	129 081	2.52	0.81
30层结构	原结构	35×GZY700 33×GZY1000	6.89	195 286	3.36	0.53
	新结构	68×GZY1000	9.86	238 476	3.20	0.61

表7比较了前后两种设计方案的部分差异,其中以隔震层全部橡胶支座总体积和隔震层总水平刚度反映隔震支座用量。通过比较,新的结构隔震支座橡胶用量增加30%~80%,隔震层刚度增加20%~70%,水平减震系数增加15%~40%。我国规范<sup>[10]</sup>规定:当水平减震系数为0.75时,不应降低相关构造要求;水平减震系数不大于0.5时,可适当降低部分构造措施,新的隔震结构对构造措施的要求可能提高,在设计中应得到注意。

为使结构能够实现抗极罕遇地震,设计时需要进一步提高隔震层的设防水准。从表7中可以看出,每个结构橡胶用量、隔震层总刚度、水平减震系数增长幅度不同。增加隔震支座的水平变形能力需要同时兼顾橡胶总厚度和有效半径,橡胶用量增加难以避免。而隔震支座的水平刚度同时受内部铅芯影响,选择铅芯尺寸变化不大的支座能够保证隔震层刚度增幅较小。水平减震系数代表了隔震效果,根据反应谱调整合适的隔震周期,在选择隔震支座尺寸时能够尽量避免隔震效果大幅下降。

30层结构由于采用同种支座,充分发挥每个支座的变形能力,支座橡胶用量增加最少,隔震效果较理想。设计时尽量选用尺寸差异较小的隔震支座有助于节省支座用量。

### 3.2 隔震结构抗罕遇和极罕遇地震设计比较

提高安全水准的各结构隔震支座位移及倾覆力矩最大响应与对应允许值比值见表8及图5。

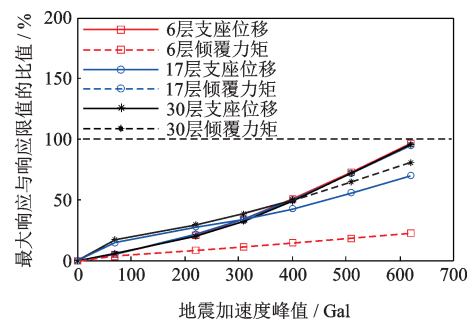


图5 提高安全水准的结构各响应最大值与允许值比值  
Fig. 5 Ratios of new maximum responses of new structures and their limits

改后结构在极罕遇地震下各响应均能满足要求,可以保证不丧失工作能力。扩大隔震支座尺寸的改进方法可以较好的解决隔震结构不能抗极罕遇地震的问题。通过合理的设计,少量的额外成本能够增大一倍的安全储备。

在极罕遇地震下,三个结构的支座位移响应都已接近极限值,两个高层结构的倾覆力矩也接近允

表8 提高安全水准的结构各响应最大值与允许值比值

Table 8 Ratios of new maximum responses of new structures and their limits

PGA/Gal	6层结构		17层结构		30层结构	
	支座位移	倾覆力矩	支座位移	倾覆力矩	支座位移	倾覆力矩
70	4.8%	4.2%	4.8%	17.0%	5.8%	20.5%
220	20.9%	9.6%	21.8%	34.0%	19.6%	35.7%
310	34.3%	13.0%	34.0%	40.0%	32.5%	45.2%
400	50.9%	17.0%	49.4%	51.0%	49.2%	59.5%
510	72.5%	22.0%	71.5%	68.0%	72.2%	80.5%
620	96.1%	27.0%	94.8%	84.0%	95.7%	97.6%
允许值	440 mm	$1.0 \times 10^6$ kN·m	440 mm	$1.0 \times 10^6$ kN·m	550 mm	$4.2 \times 10^6$ kN·m

许值,这表明隔震层过大变形和高层结构的整体倾覆都是需要注意的破坏模式。

新的结构支座位移曲线的斜率明显大于倾覆力矩曲线,当隔震支座位移和整体倾覆力矩两个指标具有相同安全水平时,结构抗倾覆的安全储备更大,隔震层的变形需要更加重视。

### 3.3 通过减小高层建筑高宽比控制结构整体倾覆

在隔震结构的主要破坏模式中,隔震层的破坏可以通过调整隔震支座避免,整体倾覆问题难以仅靠改变隔震层解决,需要对上部结构进行调整:

$$[M] = [G_{eq}] \frac{L}{2} \quad (2)$$

式中, $[M]$ 为结构抗倾覆力矩; $[G_{eq}]$ 对于上部结构为其自重; $L$ 为两个边缘支座间的跨度,计算结构抗倾覆力矩时,力臂为结构重心到结构外边缘支座轴线的垂直距离。

当上部结构宽度增加时,倾覆力矩仅随着各层水平地震作用等比例增加,抗倾覆力矩同时受结构总重和结构总宽度的影响,变化更大。减小上部结构高宽比在不改变隔震效果时明显有利于结构整体抗倾覆。

## 4 结 论

分别对按抗罕遇地震和极罕遇地震,也即“大震不倒”和“超大震不倒”两种隔震方案设计的三个不同高度的隔震结构进行抗震性能分析,得到以下主要结论:

(1)基于“大震不倒”设计的隔震结构在满足规范要求的基础上,能够有效保护设防烈度下结构的地震安全,但一般隔震层的极限变形和结构倾覆没

有预留安全储备,而且也因隔震支座性能和结构体型限制难以预留抗更大地震的安全储备。因此,在极罕遇地震作用下结构基本都有可能因隔震层过大变形而倒塌破坏,高层或超高层隔震结构还有可能因上部结构倾覆力矩过大而发生整体倾覆破坏。

(2)提高结构隔震层的极限变形能力,可以付出不大的代价实现隔震结构罕遇地震下隔震层预留安全储备、具备抵抗极罕遇地震的能力。采用叠层橡胶支座的隔震结构,增大支座直径,可以提高支座,也即隔震层的极限变形能力,实现极罕遇地震下不发生隔震层破坏;但增大支座直径,隔震层刚度可能会有所增大,相应的上部结构隔震效果会有所降低。

(3)高层或超高层隔震结构适当减小高宽比,可以有效减小上部结构倾覆力矩,从而实现极罕遇地震下不发生结构整体倾覆破坏。

本文对采用叠层橡胶支座的隔震结构,以控制隔震层变形破坏和整体倾覆两大主要失效模式为目标,实现隔震结构抗极罕遇地震能力的经济适用和实际可行途径,可供工程设计借鉴。摩擦摆隔震支座还可更有效地增大隔震层变形能力、减小隔震层刚度,既可控制极罕遇地震下隔震层的变形破坏,又可保证上部结构不降低隔震效果,值得进一步研究。

### 参考文献:

- [1] 周福霖. 工程结构减震控制[M]. 北京:地震出版社, 1997.  
Zhou F L. Vibration control of engineering structure [M]. Beijing: Seismological Press, 1997. (in Chinese)
- [2] 苏经宇. 隔震建筑概论[M]. 北京:冶金工业出版社, 2012.

- Su J Y. Introduction of seismic isolation architecture [M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 2012. (in Chinese)
- [3] 何永超, 邓长根, 曾康康. 日本高层建筑基础隔震技术的开发和应用[J]. 工业建筑, 2002, 32(5): 29-31.  
He Y Ch, Deng Ch G, Zeng K K. Development and application of base isolation technology for high-rise buildings in Japan[J]. Industrial Construction, 2002, 32(5): 29-31. (in Chinese)
- [4] 杜东升, 王曙光, 刘伟庆, 等. 高层隔震结构非线性地震响应分析及设计方法研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2010, 30(5): 550-557.  
Du D Sh, Wang Sh G, Liu W Q, et al. Research on nonlinear seismic response analysis and design method of high-rise isolated structure[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2010, 30(5): 550-557. (in Chinese)
- [5] 徐至均. 建筑隔震技术与工程应用[M]. 北京: 中国质检出版社, 2013.  
Xu Zh J. Construction isolation technology and engineering application [M]. Beijing: Beijing: China Quality Press, 2013. (in Chinese)
- [6] 中国地震动参数区划图: GB 18306—2015[S]. 北京: 中国标准出版社, 2016.  
Seismic ground motion parameters zonation map of China: GB 18306—2015 [S]. Beijing: China Standards Press, 2016. (in Chinese)
- [7] 叠层橡胶支座隔震技术规程: CECS126: 2001[S]. 北京: 中国建设标准化协会, 2001.  
Technical specification for seismic-isolation with laminated rubber beating isolators: CECS126: 2001 [S]. Beijing: China Association for Engineering Construction Standardization, 2001. (in Chinese)
- [8] Heaton T H, Hall J F, Wald D J, et al. Response of high-rise and base-isolated buildings to a hypothetical mw 7.0 blind thrust earthquake [J]. Science (New York, N.Y.), 1995, 267: 51-95.
- [9] 程华群, 刘伟庆, 王曙光. 高层隔震建筑设计中隔震支座受拉问题分析[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 27(4): 161-166.  
Cheng H Q, Liu W Q, Wang Sh G. Analysis of the tension of rubber bearings in the design of isolated high-rise buildings [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27(4): 161-166. (in Chinese)
- [10] 建筑抗震设计规范: GB50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Code for seismic design of buildings: GB50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [11] 胥玉祥, 朱玉华, 卢文胜. 云南省博物馆新馆隔震结构模拟地震振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(10): 39-47.  
Xu Y X, Zh Y H, Lu W Sh. Shaking table model test of new Yunnan provincial museum [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(10): 39-47. (in Chinese)
- [12] 祁 皓, 范宏伟. 基于结构设计的基础隔震结构高宽比限值的研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(4): 13-20.  
Qi A, Fan H W. A structural design study on the limit of height-width ratio of base-isolated structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(4): 13-20. (in Chinese)
- [13] 尚守平, 王 彦. 基础隔震结构中上部结构与隔震层的刚度比限值研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(3): 48-55.  
Shang Sh P, Wang Y. Study on limit of stiffness ratio between upper structure and isolation layer in base isolation structure [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(3): 48-55. (in Chinese)
- [14] 杜永峰, 李 慧. 双向地震激励下隔震结构抗倾覆特性的数值分析[J]. 计算机辅助工程, 2011, 20(1): 42-46.  
Du Y F, Li H. Numerical analysis on overturning resistant property of seismic isolated building subject to bi-directional earthquake excitation [J]. Computer Aided Engineering, 2011, 20(1): 42-46. (in Chinese)

(本文责编: 赵 霞)