

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2016.06.029

# 某幼儿园隔震结构与抗震性能分析

林 顺 建

(福建省建筑工程技术中心, 福建 福州 350008)

**摘 要:** 为了研究采用隔震技术的框架结构抗震性能,对隔震层位于地下室柱顶的某三层框架结构进行有限元数值模拟和动力时程分析。综合考虑隔震装置的布置、隔震支座的尺寸选取以及下部独立柱结构的加强等因素进行设计。分析结果表明:相比于非隔震结构,隔震结构在设防烈度7度(0.15g)中震作用下,上部结构层间剪力减震率均超过63%,上部结构最大位移角为1/503;在超烈度8度(0.20g)大震作用下,上部结构最大位移角为1/401,下部独立柱结构位移角1/3070,隔震层水平位移为限值的68.9%,上部各楼层加速度减震率也达到61.4%以上。工程设计与分析表明:在设防烈度中震作用下,隔震结构比抗震结构的周期延长4.02倍,减震效果显著,说明了较规则结构可以很好地发挥隔震技术优势;经过不断地设计优化,并进行超烈度地震作用的验算和论证,表明了隔震工程具备抵抗超烈度地震作用的能力(提高了1度),可以提高整体结构的抗震性能。

**关键词:** 基础隔震;框架结构;独立柱;抗震性能

**中图分类号:** TU352.1

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1672-1144(2016)06-0146-06

## Design and Analysis of Seismic Performance of a Kindergarten Seismic Isolation Structure

LIN Shunjian

(The Technology Center of Building Engineering of Fujian Province, Fuzhou, Fujian 350008, China)

**Abstract:** In order to analyze the seismic performance of frame structure with isolation technology, three-dimensional model and time-history analysis of the three-story frame structure kindergarten building with isolation layer on top of basement columns was developed. Some measures were also considered in the design, including optimizing the arrangement of isolation bearings, increasing the diameter of the isolation bearing and the stiffness and strength of the basement independent column. The computational results show that the damping ratio of the superstructure shear is more than 63% under 7 degree (0.15g) moderate earthquake and the maximum displacement angle of the superstructure is 1/503 under large earthquake. Under the large earthquake action of super intensity 8 degree (0.20g), the maximum displacement angle of the superstructure is 1/401; the displacement angle of the independent column is 1/3070; the horizontal displacement of the isolated layer is 68.9% of the limit value; the seismic-reduction rate of the floor acceleration is 61.4% or more. The engineering design and analysis demonstrate that under the effect of moderate earthquake of the fortification intensity, the period of the isolated structure is at least 4.02 times longer than that of the a seismic structure, which shows that the seismic isolation effect of the structure is very significant. Through the rational design and the calculation of the super-intensity seismic action, the seismic isolation project has the ability to resist the super-intensity seismic action (increased by 1 degree), and the whole structure has excellent seismic performance.

**Keywords:** basement seismic isolation; frame construction; independent column; seismic performance

基础隔震由于其良好的减震效果,一直被大多数隔震建筑所采用,按隔震层的位置不同,通常可分为基础顶面隔震和地下室柱顶隔震<sup>[1-2]</sup>。当隔震层设置在地下室柱顶且不带拉梁时,地下室柱子既为

独立柱,我国《建筑抗震设计规范》<sup>[1]</sup>(GB 50011-2010)(简称《抗规》(2010版))对隔震层下部结构的设计已有具体要求,但是在超烈度地震作用下,独立柱作为抗震结构,其稳定性和抗震性能难以保证,因

此需利用数值模拟进行分析论证<sup>[1-2]</sup>。

文献[3-5]研究分析认为,因为地震发生的随机性和不确定性,隔震结构在设计时应预留安全储备以抵抗超大震的作用,同时建议验算超烈度地震作用下(提高1度以上)的抗震性能;马长飞等<sup>[6]</sup>对底层柱顶隔震结构在 $P-\Delta$ 效应影响的研究,分析表明了隔震层位移的逐渐增大将进一步促进隔震层下部结构的 $P-\Delta$ 效应,工程设计时不可忽略;杜永峰等<sup>[7]</sup>对某带支座的独立柱与隔震装置组成的串联体系进行分析。结果表明:在超大震作用下,按常规设计的独立悬臂柱长细比将无法要求,极有可能因隔震支座水平位移超限引起结构倒塌。

工程设计中,一般对于这种地下室柱顶设置隔震层的建筑,对其隔震层设计分析时只进行结构设防烈度下的结构抗震性能验算,而没有进一步分析其在超大震作用下的结构抗震性能<sup>[8]</sup>。

本文对一栋地下室柱顶设置隔震层的幼儿园建筑进行设计分析,该建筑为三层框架结构,除了进行一般的设防烈度地震作用下的隔震设计,以及其隔震层上下部结构的抗震分析,还进一步对结构在超

大震作用下的地震反应和抗震性能进行验算分析。分析过程综合考虑隔震装置的布置、隔震支座的尺寸选取以及下部独立柱结构的加强等因素,并应用 ETABS 软件进行模型的建立和时程分析。研究分析结果为工程设计应用提供参考。

## 1 工程概况

工程建设地点位于福建省厦门市,为湖里区教育局上湖洪塘安置房配套幼儿园,是一栋主体三层幼儿园建筑,目前形象进度为主体结构施工。其中,层1-层3为幼儿园教室和办公室,层4为局部偏置的小塔楼,作为楼梯间使用,设有非人防的单层地下室,总建筑面积为 $2\,867.52\text{ m}^2$ 。地下室平面见图1,底层平面见图2,建筑南向立面如图3所示,图1中 $X$ 向(东西向)长度 $51.20\text{ m}$ , $Y$ 向(南北向)长度 $12.60\text{ m}$ ,建筑平面较为规则;建筑左侧为相邻已建建筑,两建筑间设有 $400\text{ mm}$ 宽隔震缝。地震分组为第三组,按7度( $0.15g$ )抗震设防烈度设计;场地卓越周期 $T_s=0.45\text{ s}$ ,建筑位于II类场地土上;基本风压取 $0.8\text{ kN/m}^2$ 。

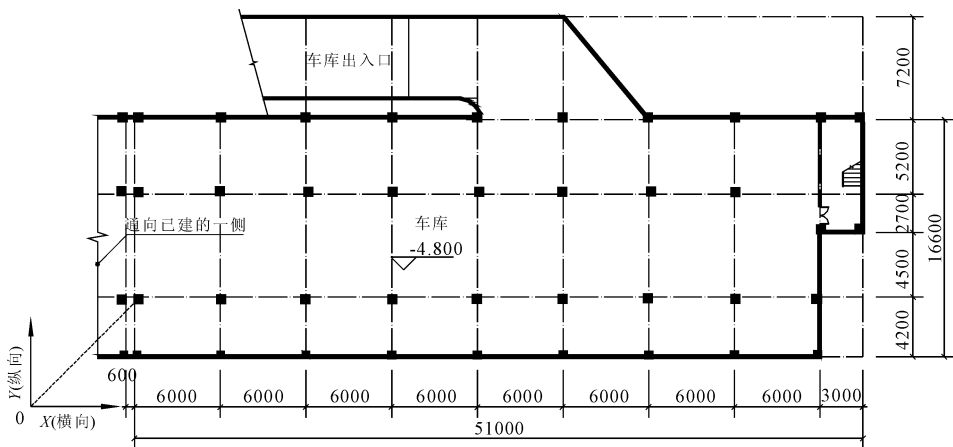


图1 地下室建筑平面图(单位:mm)

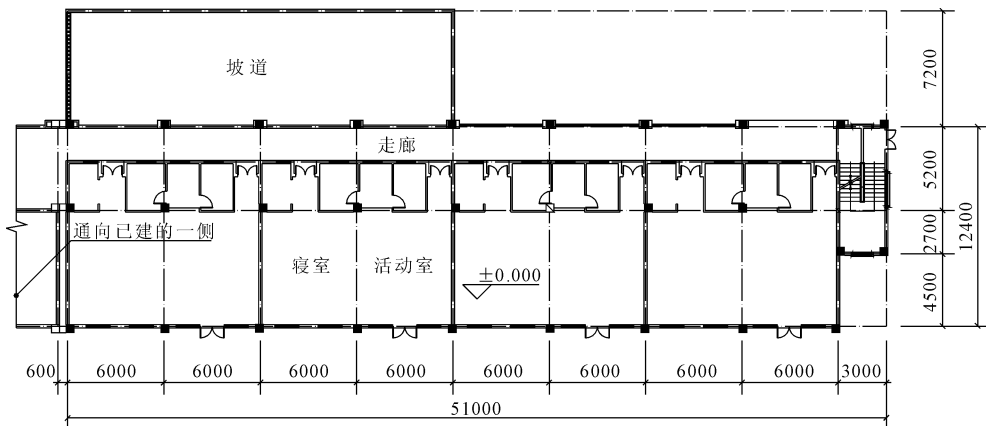


图2 层1建筑平面图(单位:mm)



图3 南向建筑立面(单位:m)

现浇混凝土多层多跨框架结构,主要柱网为  $6\text{ m} \times 7.2\text{ m}$  和  $6\text{ m} \times 5.2\text{ m}$ ,按照多层民用建筑标准的荷载标准值设计,结构构件设计信息见表 1。

表 1 结构构件设计信息

| 楼层编号    | 混凝土等级 | 柱子截面/mm   | 框架梁截面/mm  | 楼板厚度/mm |
|---------|-------|-----------|-----------|---------|
| 层 4/楼梯间 | C30   | 450 × 450 | 250 × 600 | 120     |
| 层 3     | C35   | 450 × 450 | 250 × 600 | 120     |
| 层 2     | C35   | 450 × 450 | 250 × 600 | 120     |
| 层 1     | C35   | 500 × 500 | 250 × 600 | 160     |

## 2 隔震方案选择

### 2.1 结构隔震方案选择

本工程建筑和结构的特点有:(1)建筑平、立面布置规则;(2)结构基本周期经验算小于  $1\text{ s}$ ,整体刚度较大;(3)高宽比为  $1.02(12.8\text{ m}/12.6\text{ m})$ ,远小于  $1:4$  的要求<sup>[1]</sup>;(4)场地基本风压大,但本结构为多层,风荷载小于建筑总质量的  $3\%$ ,远小于  $10\%$  的要求<sup>[1]</sup>。结合上述特点,并考虑经济性和安全性,最终确定基础隔震方案实施。

### 2.2 地下室设计和结构选型

原设计考虑地下室层高为  $4\text{ m}$ ,向南外扩的一跨车库为不采用隔震技术,将其顶板标高降低即设置在隔震层下,因此地下室整体层高增加至  $4.8\text{ m}$ ,局部层高为  $3.4\text{ m}$ 。同时考虑坡道的构造,将坡道侧壁与地下室主体结构外墙脱离,因此这部分增加了一定的工程造价,地下室布置如图 4 所示的建筑剖面。

地下室结构若采用带拉梁框架柱结构,可增加结构稳定性,但拉梁降低楼层净高,影响地下室使用功能。经比选和考虑采用独立柱,将隔震支座设置在独立柱柱顶,并在设计中适当加大独立柱刚

度<sup>[3-4]</sup>,这种结构形式也是目前国内外大量采用的方式<sup>[1,6-7]</sup>。

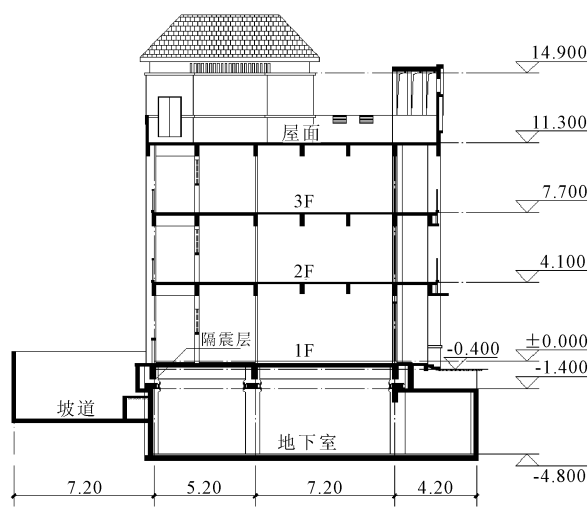


图4 建筑剖面图(单位:m)

## 3 结构隔震设计与分析

### 3.1 结构模型建立

ETABS 有限元软件是国内外成熟的结构分析软件,因此本文采用 ETABS 对隔震结构进行三维非线性时程分析,其中三维模型所应用的分析单元和力学模型见表 2。结构强度计算、配筋以及地下室的计算则配合国内成熟的结构计算软件 PMPK 系列的 SATWE 模块。建立的结构模型见图 5。

表 2 分析单元和力学模型表

| 构件     | 分析单元                         | 力学模型                                     |
|--------|------------------------------|--|
| 框架梁、柱  | 空间杆系单元                       | —  |
| 板      | 膜单元                          | —  |
| 隔震橡胶支座 | Isolator1 连接单元<br>(ETABS 自带) | LNR 采用线性模型、<br>LRB 采用空间双向耦合的<br>非线性恢复力模型 |



图 5 结构三维分析模型

### 3.2 隔震层设计

(1) 隔震支座选型和布置。水平位移限值和压应力限值是影响隔震支座尺寸选择的两个因素,本工程在初步估算后,选取了 400 mm 和 500 mm 两种尺寸的隔震支座。在工程界,隔震工程设计中目前

倾向于不采用较小直径的支座(通常直径  $\geq 500$  mm)<sup>[3-4]</sup>,因此经反复优化设计,隔震支座直径确定为 500 mm。

沿建筑的周边布置铅芯支座(LRB),建筑中部布置普通橡胶支座(LNR)。LRB 支座的数量及位置根据 X、Y 向偏心率小于 3% 的要求<sup>[9]</sup>进行多次调整试算,最终使得 X 向和 Y 向偏心率分别为 0.81% 和 1.59%,隔震层的刚心与上部结构的质心基本重合,基本消除结构扭转效应。同时,为了使隔震层水平刚度满足抗风承载力验算以及减震率的要求,确定布置 22 个 LRB 支座,计算后得到结构剪重比 5.80%,满足规范要求。隔震层的具体布置及相关参数指标如图 6 所示。隔震支座的规格和型号见表 3,其力学性能参数见表 4。

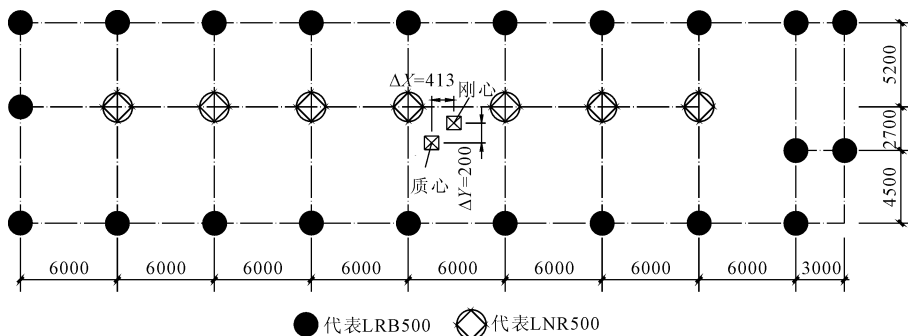


图 6 隔震层支座平面布置图(单位:mm)

表 3 隔震支座型号和规格

| 型号     | 有效直径 $d_0$<br>/mm | 支座净高度<br>/mm | 内部橡胶总<br>厚度 $T_r$ /mm | 铅芯直径 $d_i$<br>/mm | 第一形状<br>系数 $S_1$ | 第二形状<br>系数 $S_2$ |
|--------|-------------------|--------------|-----------------------|-------------------|------------------|------------------|
| LNR500 | 500               | 185.50       | 85.50                 | —                 | 26.40            | 5.80             |
| LRB500 | 500               | 185.50       | 85.50                 | 100               | 27.80            | 5.80             |

表 4 隔震支座力学性能参数

| 型号     | 橡胶剪切模量 $G$<br>/( $N \cdot mm^{-2}$ ) | 竖向承载力 $P$<br>(设计值)<br>/kN | 水平屈服力 $Q_d$<br>/kN | 竖向压缩刚度 $k_v$<br>/( $kN \cdot mm^{-1}$ ) | 竖向压缩位移<br>/mm | 屈服前<br>水平刚度<br>/( $kN \cdot mm^{-1}$ ) | 屈服后<br>水平刚度<br>/( $kN \cdot mm^{-1}$ ) | 不同水平(%)<br>等效刚度 $k_h$<br>/( $kN \cdot mm^{-1}$ ) |      | 不同水平(%)<br>等效阻尼比<br>$h_{eq}$ |      | 水平位移<br>值大于<br>/mm |
|--------|--------------------------------------|---------------------------|--------------------|---|---------------|--|--|--|------|------------------------------|------|--------------------|
|        |                                      |                           |                    |   |               |  |  | 100  | 250  | 100                          | 250  |                    |
|        |                                      |                           |                    |   |               |  |  | 0.88   | 0.88 | 0.05                         | 0.05 |                    |
| LNR500 | 0.39                                 | 2355                      | —                  | 1867                                    | 0.54          | —                                      | —                                      | 0.88   | 0.88 | 0.05                         | 0.05 | 257                |
| LRB500 | 0.39                                 | 2355                      | 65                 | 2208                                    | 0.45          | 9.90                                   | 0.90                                   | 1.64   | 1.05 | 0.28                         | 0.18 | 257                |

(2) 地下室独立柱截面设定。地下室独立柱计算高度为 3 400 mm,柱子截面为 600 mm  $\times$  600 mm,加强刚度将其柱截面尺寸增大为 750 mm  $\times$  750 mm,柱子长细比为 1:4.53  $<$  5,对于 500 mm 的隔震支座,满足上下连接钢板的安装空间,同时为了满足节点防火构造措施的做法要求<sup>[3-4]</sup>。支墩扩大头相应增大为 900 mm  $\times$  900 mm,这样的设计不影响建筑车库的使用功能。

### 3.3 地震波的选取

选择适用于 II 类场地土的四条常用地震波,分别是 El Centro(NS)波、Taft(NS)波、Northridge 波和 Lan zhou 波 1,再依照设计规范反应谱拟合一条人工波。上述地震波均按照《抗规》<sup>[1]</sup>(2010 版)5.1.2 条 3 款的选拨原则进行选取。时程工况按照双向输入定义,比例为 1:0.85<sup>[1]</sup>。时程分析代表值取各条地震波的包络值。

## 4 地震反应时程分析

### 4.1 结构地震响应分析

在 7 度(0.15g)多遇(罕遇)地震工况下对两种结构进行数值分析,提取模态计算结构,得结构基本周期以及阻尼比见表 5。

表 5 多遇(罕遇)地震作用结构基本周期和阻尼比

| 振动方向    | X 向振动        |       | Y 向振动        |       |
|---------|--------------|-------|--------------|-------|
|         | 隔震结构         | 非隔震结构 | 隔震结构         | 非隔震结构 |
| 基本周期/s  | 2.71(3.77)   | 0.63  | 2.73(3.84)   | 0.68  |
| 结构阻尼比/% | 21.20(13.70) | 5.00  | 21.20(13.70) | 5.00  |

由表 5 得:两方向振动一阶振型均为平动,表明结构布置规则;在中震作用下,隔震结构周期相比于非隔震结构延长了 4.02 倍,在罕遇地震作用下则达到 5.98 倍,隔震结构周期远大于场地卓越周期,减

震效果明显。

需要说明的是:7 度(0.15g)多遇地震,针对隔震结构是按中震作用考虑,而对非隔震结构是按多遇地震作用考虑。

### 4.2 结构剪力反应

对上述两种结构模型进行 7 度(0.15g)多遇地震工况下的非线性动力时程分析,结构层间剪力峰值及其比值如表 6 所示。

由表 6 得,由于顶部鞭梢放大效应,两种结构模型的最大剪力比值均出现在层 4;隔震结构 Y 向层间剪力减震系数为 0.37,小于 0.40,符合上部结构降度设计的条件。因此,上部结构地震作用实际设计时,取水平地震影响系数最大值为 0.044(0.37 × 0.12),其对应的抗震设计烈度可按 6 度设计,而考虑实际工程的安全性,上部结构地震作用仅按 7 度(0.10g)计算。同时,由表 4 进一步得,隔震结构的基底剪力减少了 72%,减震效果十分显著。

表 6 层间剪力及其比值

| 楼层      | X 向层间剪力/kN |         | X 向层间剪力比 | Y 向层间剪力/kN |         | Y 向层间剪力比 |
|---------|------------|---------|----------|------------|---------|----------|
|         | 隔震结构       | 非隔震结构   |          | 隔震结构       | 非隔震结构   |          |
| 层 4/楼梯间 | 77.12      | 237.26  | 0.33     | 74.61      | 202.68  | 0.37     |
| 层 3     | 885.45     | 3526.15 | 0.25     | 923.77     | 2970.51 | 0.31     |
| 层 2     | 1411.00    | 5472.96 | 0.26     | 1423.48    | 4631.62 | 0.31     |
| 层 1     | 1594.80    | 6476.20 | 0.25     | 1652.22    | 5860.06 | 0.28     |
| 隔震层     | 2744.75    | —       | —        | 2755.19    | —       | —        |

本工程为乙类建筑,减震效果显著,大大提高了结构的抗震性能。根据《抗规》<sup>[1]</sup>(2010 版)第 12.2.7 条 2 款,并结合福建省已建的同类隔震建筑建设经验,上部框架结构抗震等级采用三级,抗震构造措施采用二级<sup>[3-4]</sup>。

### 4.3 结构位移反应

对上述两种结构模型进行 7 度(0.15g)罕遇地震工况下的非线性动力时程分析,所得位移角峰值见表 7。图 7 为 Taft 波作用下的顶层、隔震层以及地下室柱顶的位移时程曲线对比。

表 7 7 度罕遇地震作用下结构层间位移

| 楼层      | 计算高度/mm | X 方向      |           | Y 方向      |           |
|---------|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|         |         | 层间位移角/rad | 层间位移角/rad | 层间位移角/rad | 层间位移角/rad |
|         |         | 隔震        | 非隔震       | 隔震        | 非隔震       |
| 层 4/楼梯间 | 3600    | 1/1687    | 1/260     | 1/2492    | 1/375     |
| 层 3     | 3600    | 1/1544    | 1/109     | 1/995     | 1/103     |
| 层 2     | 3600    | 1/861     | 1/123     | 1/615     | 1/109     |
| 层 1     | 4100    | 1/643     | 1/136     | 1/503     | 1/124     |
| 隔震层/mm  | —       | 148       | —         | 151       | —         |
| 地下室     | 3400    | 1/4080    | 1/913     | 1/3962    | 1/971     |

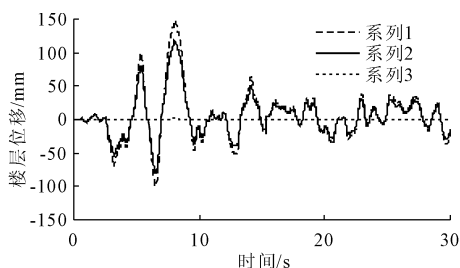


图 7 Taft 波作用下结构绝对位移反应

由表 7 得,隔震结构各楼层层间位移角相差小,上部结构处于接近平动状态,最大层间位移角为 1/503,基本处于弹性变形范围(1/550),而非隔震结构最大层间位移角为 1/103,已经产生较大的弹塑性变形;隔震层以下,地下室顶部独立柱最大层间位移角为 1/3962,说明下部结构有足够刚度保证安全,而非隔震结构底层层间位移角为 1/913,与 1 层(1/136)相比,相差 6.71 倍,说明楼层竖向刚度突变较大,薄弱层效应明显。从图 7 可知,隔震层的位移明显远大于地下室柱顶位移,其水平位移峰值为 151 mm(Y 向),是隔震层水平位移限值 257 mm 的

58.8%,有较大的位移余量。

#### 4.4 超烈度地震作用结构位移反应

对上述两种结构模型进行8度(0.20g)超烈度地震工况下的非线性动力时程分析,所得层间位移角峰值见表8。

表8 8度罕遇地震作用下结构层间位移

| 楼层     | 计算高度/mm | X方向       |       | Y方向       |       |
|--------|---------|-----------|-------|-----------|-------|
|        |         | 层间位移角/rad |       | 层间位移角/rad |       |
|        |         | 隔震        | 非隔震   | 隔震        | 非隔震   |
| 层4/楼梯间 | 3600    | 1/1349    | 1/203 | 1/1946    | 1/310 |
| 层3     | 3600    | 1/1286    | 1/92  | 1/783     | 1/83  |
| 层2     | 3600    | 1/672     | 1/98  | 1/515     | 1/85  |
| 层1     | 4100    | 1/531     | 1/106 | 1/401     | 1/96  |
| 隔震层/mm | —       | 171       |       | 177       |       |
| 地下室    | 3400    | 1/3187    | 1/702 | 1/3070    | 1/790 |

由表8可得,隔震上部各楼层的最大层间位移角为1/401,仍接近弹性变形范围,而非隔震上部各楼层最大层间位移角达到1/83,已发生较大的弹塑性变形;隔震底层独立柱的最大层间位移角值为1/3070,非隔震底层的最大层间位移角为1/702,说明下部结构只发生弹性变形,有较好的安全储备;隔震层水平位移峰值为177 mm(Y向),是隔震层水平位移限值257 mm的68.9%,仍然具有较大的位移余量。

#### 4.5 超烈度地震作用楼层加速度反应

对上述两种结构模型进行8度(0.20g)超烈度地震工况下的非线性动力时程分析,所得楼层加速度如表9所示。

表9 罕遇地震作用下楼层(Y向)绝对加速度

| 楼层    | 加速度/gal |     | 减震率/% |
|-------|---------|-----|-------|
|       | 隔震      | 非隔震 |       |
| 层4/梯间 | 108     | 781 | 86.1  |
| 层3    | 103     | 593 | 82.7  |
| 层2    | 102     | 494 | 79.4  |
| 层1    | 159     | 413 | 61.4  |
| 地下室   | 431     | 403 | -6.9  |

由表9得,隔震结构上部各楼层加速度减震率处于61.4%~86.1%之间,减震效果良好;楼层加速度峰值接近150 gal,结构抗震性能水平处于“基本运行”的状态<sup>[10-11]</sup>,舒适度明显提升。需说明的是,由于地下室为抗震结构,故其加速度反而增大6.9%,加速度反应较大。

## 5 结 语

(1) 在设防烈度中震作用下,相比于抗震结构,

隔震结构周期延长了4.02倍,发挥了较好的减震效果,达到隔震设计的目的。同时,表明了较规则的框架结构更适合应用隔震技术。

(2) 超烈度地震作用下,隔震层水平位移峰值为限值的68.9%,隔震工程设计中倾向于不采用较小直径的支座(通常直径 $\geq 500$  mm)是合理的。说明在保证设计及安装使用的前提下,适当加大隔震支座的直径,可以保证超大地震作用下隔震层有足够的位移安全储备。

(3) 在计算模型简化过程中,将地下室独立柱简化为悬臂柱结构进行计算分析,此措施将增大独立柱的抗侧刚度,保证其在超烈度大震作用下能够处于完全弹性范围,进一步提高了下部结构在超大地震作用下的安全性。

(4) 超烈度地震作用分析结果表明,本隔震工程经过合理的设计,能够抵抗超烈度(提高1度)地震作用。整体结构具有较高的抗震性能。

#### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国建设部. 建筑抗震设计规范:GB50011-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [2] 中国工程建设标准化协会. 叠层橡胶支座隔震技术规程:CECS 126:2001[S]. 北京:中国工程建设标准化协会,2001.
- [3] 吴应雄. 底层柱顶隔震框架结构设计方法[J]. 水利与建筑工程学报,2016,14(2):67-72.
- [4] 吴应雄. 某工程底层柱顶隔震结构抗震性能评价[J]. 水利与建筑工程学报,2015,13(5):41-46.
- [5] Jian Min Jin, Ping Tan, Fu Lin Zhou, et al. Shaking table test study on mid-story isolation structures[C]//Advanced Materials Research. Chengdu: Trends in Civil Engineering China, 2012:378-381.
- [6] 马长飞,谭平,张亚辉,等. 考虑P- $\Delta$ 效应的柱顶隔震结构的动力响应分析[J]. 土木工程学报,2010,43:230-234.
- [7] 杜永峰,唐能. 串联隔震结构震损倒塌动态模型分析[J]. 工程抗震与加固改造,2012,34(1):42-46.
- [8] Shiang - Jung Wang, Kuo - Chun Chang, Jenn - Shin Hwang, et al. Dynamic behavior of a building structure tested with base and mid-story isolation systems[J]. Engineering Structures, 2012,42:420-433.
- [9] 傅金华. 日本抗震结构及隔震结构的设计方法[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [10] Karabork T. Performance of multi-storey structures with high damping rubber support base isolation systems[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2011,39(3):399-410.
- [11] 金建敏,谭平,周福霖,等. 下部隔震层间隔震结构振动台实验研究[J]. 振动与冲击,2012,31(6):105-108.