

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.04.005

# 隔震支座主要参数对基础隔震结构 双向地震响应的影响

潘毅<sup>1a,1b</sup>, 季晨龙<sup>1a,2</sup>, 韩徐扬<sup>1a</sup>, 卢立恒<sup>1a</sup>

(1. 西南交通大学 a. 土木工程学院; b. 陆地交通地质灾害防治技术国家工程实验室, 成都 610031;

2. 安徽省城建设计研究院, 合肥 230001)

**摘要:**为研究不同场地类型隔震支座主要参数(等效水平刚度  $K_f$ 、屈服前刚度  $K_1$  和屈服力  $Q_d$ )对基础隔震结构双向地震响应的影响,设计  $K_f$ 、 $K_1$  或  $Q_d$  不同的 18 栋基础隔震结构,基于 SAP 2000 软件,对各隔震结构分别在不同场地类型的 4 组地震动作用下的双向地震响应进行分析。结果表明,隔震支座参数对不同场地类型的基础隔震结构在双向地震作用下的加速度最大值和基底剪力最大值均有显著影响,但其对基础隔震结构隔震层位移最大值的影响需根据场地类型具体考虑;在 I、II、III 类场地上,随着  $K_f$ 、 $K_1$  和  $Q_d$  增大,基础隔震结构的加速度最大值和基底剪力最大值均呈明显的上升趋势,但对隔震层位移最大值的变化影响较小;在 IV 类场地上,不同隔震支座参数对隔震层位移最大值的影响较大,且有明显的规律性,即随着  $K_f$ 、 $K_1$ 、 $Q_d$  的增大,隔震层的位移峰值迅速减小,最大减幅达 80% 以上。

**关键词:**基础隔震结构;隔震支座参数;场地类型;双向地震响应

中图分类号:TU352.1 文献标志码:A 文章编号:1674-4764(2014)04-00028-08

## Effect of Parameters of Lead Rubber Bearings on Bilateral Seismic Response of Base-Isolated Structures

Pan Yi<sup>1a,1b</sup>, Ji Chenlong<sup>1a,2</sup>, Han Xuyang<sup>1a</sup>, Lu Liheng<sup>1a</sup>

(1a. Department of Civil Engineering;

1b. National Engineering Laboratory for Technology of Geological Disaster Prevention in Land Transportation,  
Southwest Jiaotong University; Chengdu 610031, P. R. China;

2. Anhui Urban Construction Design and Research Institute, Hefei 230001, P. R. China)

**Abstract:** In order to investigate the influence of three main performance parameters of isolator, i. e. equivalent horizontal stiffness  $K_f$ , pre-yield stiffness  $K_1$  and yield force  $Q_d$ , on the bilateral seismic response of base-isolated structures with different site condition, eighteen base-isolated structures different between  $K_f$ ,  $K_1$  or  $Q_d$  were designed. Based on SAP2000, the bilateral seismic responses of each isolated structure excited by four seismic waves of different site types are analyzed respectively. It is found that, the acceleration response and the base shear response of base isolated buildings under bilateral seismic excitation are influenced remarkably by the aforementioned isolator parameters, and the effect of the parameters on the isolation layer's displacement response varies from different site conditions. Under the condition of I、II、III site classified in Chinese seismic code, both the top floor's maximum acceleration and

收稿日期:2013-12-28

基金项目:四川省科技支撑计划(2014SZ0110);中国工程院咨询研究项目(2010-ZD-4)

作者简介:潘毅(1977-),男,副教授,博士生导师,主要从事工程结构抗震鉴定与加固研究,(E-mail)panyi@home.swjtu.edu.cn。

the maximum base shear of base isolated structure show an obvious increase trend with the increasing of  $K_f, K_1$  and  $Q_d$ . However, the isolation layer's maximum deformation does not change evidently. Under the condition of IV sites, the effect of isolator parameters on the isolation layer's maximum deformation is significant and represents obvious regularity. As  $K_f, K_1$  and  $Q_d$  increases, the peak deformation value of isolation layer decreases sharply with the biggest decline of above 80%.

**Key words:** base-isolated structures; isolator parameters; site condition; bidirectional seismic response.

基础隔震是在结构物底部设置隔震消能装置,来达到延长结构自振周期、耗散地震能量,从而达到降低结构地震响应的目的。隔震支座参数可以在一个较大范围内变化,不同的支座参数将会直接影响结构的隔震效果。因此,隔震支座参数对结构地震响应的影响受到了不少学者的关注。Jain等<sup>[1]</sup>认为地震动本身的特性和支座主要参数对结构的地震响应会造成一定的影响,并以1栋6层钢筋混凝土框架结构为例对其进行了探讨。赵伟等<sup>[2]</sup>通过改变摩擦摆支座滑道的摩擦系数对单层球面网壳的地震响应进行了分析,得到了摩擦系数对结构地震响应的影响规律。王建强等<sup>[3]</sup>研究了摩擦摆支座滑道半径和摩擦系数对框剪结构地震响应的影响,发现二者对结构自振周期、楼层加速度和位移均存在显著影响。孙君等<sup>[4]</sup>研究了铅芯隔震支座参数的变化对网架结构水平隔震效果的影响,并给出了网架结构水平隔震设计的建议。花磊等<sup>[5]</sup>分析了隔震支座力学特性、上部结构力学特性和地震动特性对隔震结构地震响应的影响,得到了这三个因素对基础隔震结构地震响应的影响方式。杜永峰<sup>[6]</sup>等针对工程界比较关注的柱串联隔震系统的水平刚度问题,建立了水平刚度计算公式,探讨了压应力对水平刚度及结构地震响应的影响,得到了水平刚度随着压应力的增大而减少的结论。Mishra<sup>[7]</sup>等考察了隔震支座参数的不确定性对结构地震响应的影响,并发现这种影响是较为显著且不可忽略的。

上述学者在隔震支座参数对基础隔震结构地震响应影响的研究中已取得了许多成果,但亦存在一定的不足。目前,基础隔震分析时大多采用单向地震动输入,而在双向甚至多维地震动作用下影响的研究相对较少。笔者针对基础隔震结构在双向地震动作用下的隔震结构响应做了一定研究,得到了双向地震动作用下隔震结构地震响应的规律以及频谱特性对隔震结构地震响应的影响<sup>[8-9]</sup>。在已有研究的基础上,本文主要研究在双向地震动作用下,隔震支座的3个主要参数(等效水平刚度  $K_f$ 、屈服前刚度  $K_1$  和屈服力  $Q_d$ )对结构地震响应的影响,分析了在4种典型地震动作用下隔震结构的地震响应,得

到其对隔震结构地震响应的影响规律,以期为隔震结构设计提供有益的借鉴。

## 1 隔震结构计算模型

未设置隔震支座时,任意时刻结构的动力方程为

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]_0\{\dot{X}\} + [K]_0\{X\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} \quad (1)$$

式中: $\ddot{X}$ 、 $\dot{X}$ 、 $X$ 为结构加速度、速度和位移; $\ddot{X}_g$ 为地面加速度; $[M]$ 为结构质量矩阵; $[C]_0$ 为结构阻尼矩阵; $[K]_0$ 为结构刚度矩阵。

设置隔震支座后,式(1)变为

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} + \{F\} = -[M]\{\ddot{X}_g\} \quad (2)$$

隔震层有一定的质量,但相对于上部结构总体质量,是可以忽略的。因此,此时式(2)的总体刚度矩阵 $[K]$ 和总体阻尼矩阵 $[C]$ 是隔震支座的刚度矩阵 $[K]_r$ 和阻尼矩阵 $[C]_r$ 与原刚度矩阵 $[K]_0$ 和原阻尼矩阵 $[C]_0$ 的叠合。式中 $\{F\}$ 为恢复力列向量。

## 2 SAP2000的叠层橡胶支座的恢复力模型

由于是研究双向地震动对隔震结构地震响应的影响,因此,在SAP2000中选择可以考虑双向耦合作用的Rubber Isolator单元<sup>[10]</sup>。该单元对两个剪切变形有耦合的塑性属性,对每一个剪切变形自由度均可独立的指定线性或非线性行为。其对余下的4个变形有线性的有效属性。

当两个剪切自由度均为非线性时,耦合的力-变形关系为

$$f_{u2} = r_2 \cdot k_2 \cdot d_{u2} + (1 - r_2)\sigma_{y2} \cdot z_2 \quad (3)$$

$$f_{u3} = r_3 \cdot k_3 \cdot d_{u3} + (1 - r_3)\sigma_{y3} \cdot z_3 \quad (4)$$

式中: $k_2$ 和 $k_3$ 为弹性弹簧系数; $\sigma_{y2}$ 和 $\sigma_{y3}$ 为屈服力; $r_2$ 和 $r_3$ 为屈服后刚度对屈服前刚度的比例。这些变量的范围为 $\sqrt{z_2^2 + z_3^2} \leq 1$ 。 $\sqrt{z_2^2 + z_3^2} = 1$ 代表屈服; $d_{u2}$ 和 $d_{u3}$ 为支座屈服位移; $\sigma_{y2}$ 、 $\sigma_{y3}$ 为屈服力; $z$

表示内部滞后变量,  $z_2$  和  $z_3$  的初始值为 0, 其变化符合式(5)。

$$\begin{cases} z_2 \\ z_3 \end{cases} = \begin{bmatrix} 1 - a_2 z_2^2 - a_3 z_2 z_3 \\ -a_3 z_2 z_3 \quad 1 - a_3 z_3^2 \end{bmatrix} \begin{cases} \frac{k_2}{\sigma_{y2}} d_{u2} \\ \frac{k_3}{\sigma_{y3}} d_{u2} \end{cases} \quad (5)$$

其中

$$a_2 = \begin{cases} 1, d_{u2} z_{u2} > 0 \\ 0, d_{u2} z_{u2} \leq 0 \end{cases}, a_3 = \begin{cases} 1, d_{u3} z_{u3} > 0 \\ 0, d_{u3} z_{u3} \leq 0 \end{cases}$$

### 3 工程概况

以 1 栋 7 层钢筋混凝土框架结构为例, 丙类建筑, 混凝土强度等级为 C25, 层高为 3.6 m, 柱网尺寸为 5 m × 5 m, 柱截面尺寸为 600 mm × 600 mm, 梁截面尺寸为 400 mm × 500 mm, 如图 1 所示。其中, 不上人屋面活载为 0.5 kN/m<sup>2</sup>, 恒载大小为 4 kN/m<sup>2</sup>; 楼面恒载和活载分别为 4、2 kN/m<sup>2</sup>; 顶层梁线荷载为 5 kN/m, 其它层梁线荷载大小为 15 kN/m。

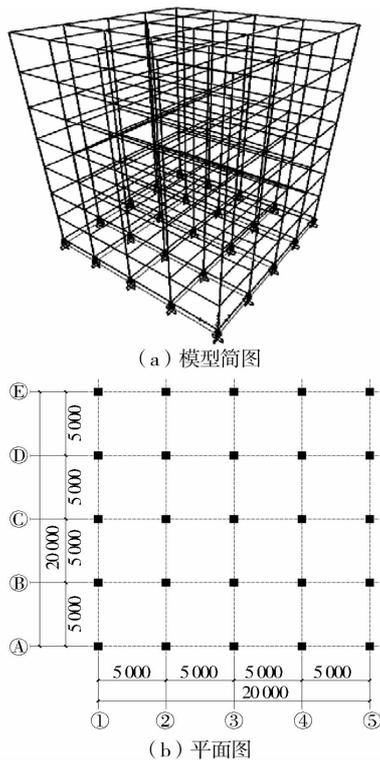


图 1 结构模型简图

采用有限元软件 SAP2000, 对基础隔震结构进行水平双向地震动作用的时程分析。对结构从 X、Y 向同时输入地震波, 并取 X 向与 Y 向加速度峰值之比为 1: 0.85。由于所选结构在两个方向上对称。因此, 没有研究当 X 向与 Y 向加速度峰值比为 0.85: 1 的工况。所选地震波为迁安波(对应 I 类场地)、Taft 波(对应 II 类场地)、El-Centro(对应 III 类

场地)和上海波(对应 IV 类场地), 各条地震波反应谱如图 2 所示。

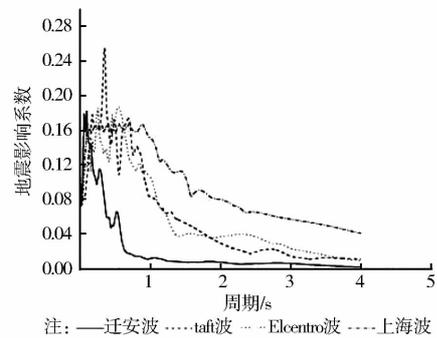


图 2 地震波反应谱

### 4 支座参数对结构地震响应的影响

由于篇幅所限, 仅讨论隔震支座的 3 个主要参数(等效水平刚度  $K_f$ 、屈服前刚度  $K_1$ 、屈服力  $Q_d$ ) 对结构顶层加速度最大值、隔震层位移最大值和基底剪力最大值的影响。根据中国《建筑结构抗震设计规范》<sup>[1]</sup> 的相关要求, 对输入的地震动加速度峰值进行调幅, 使罕遇地震(8 度 0.2g)下加速度最大值为 400 gal。

#### 4.1 等效水平刚度 $K_f$

文献[12]给出了考虑等效水平刚度时, 结构自振周期计算式为

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_f}} \quad (6)$$

由(6)式可以推导出等效水平刚度和结构自振周期的关系式为

$$K_f = \frac{T_f^2}{4\pi^2 M} \quad (7)$$

式中:  $T_f$  为隔震结构的自振周期;  $M$  为隔震结构的质量;  $K_f$  为隔震结构的等效水平刚度。

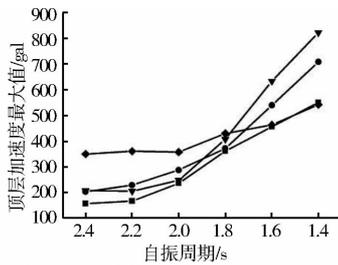
结构刚度决定其自振周期, 对于基础隔震结构而言, 等效水平刚度  $K_f$  越大, 自振周期  $T_f$  就越短, 结构的响应方式就越类似于普通抗震结构。因此, 随着等效水平刚度  $K_f$  的增大, 结构顶层加速度最大值和基底剪力最大值应该逐渐增大, 而隔震层位移最大值应逐渐减小。

为研究等效水平刚度  $K_f$  的变化对结构地震响应的影响, 通过控制隔震支座的具体参数, 分别建立自振周期为 1.4、1.6、1.8、2.0、2.2、2.4 s 的 6 种模型。各个模型对应的隔震支座参数, 如表 1 所示。

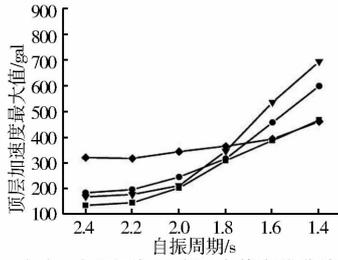
在前述 4 种地震动作用下, 考察结构顶层加速度最大值、隔震层位移最大值和基底剪力最大值的变化情况, 如图 3~5 所示。

表 1 各模型对应的隔震支座参数

周期/s	支座型号	有效刚度/ (kN·m <sup>-1</sup> )	屈服前刚度/ (kN·m <sup>-1</sup> )	屈服力/ kN
1.4	LRB800	3 019	10 000	100
1.6	LRB700	2 000	12 650	122.7
1.8	LNR600	779		
	LRB700	2 000	12 650	122.7
2.0	LRB600	1 129	6 200	40.1
2.2	LRB500	896	6 140	22.5
2.4	LRB400	688	6 140	22.5



(a) X向顶层加速度最大值变化曲线



(b) Y向顶层加速度最大值变化曲线

注：—迁安波 —taft波 —Elcentro波 —上海波

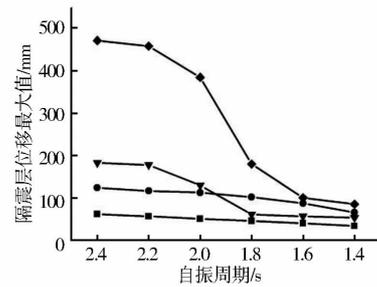
图 3 等效水平刚度对结构顶层加速度最大值的影响

由图 3 和图 5 知,在 I、II、III 类场地上,顶层加速度最大值和基底剪力最大值均随着等效水平刚度  $K_f$  的增大而增大;隔震层位移最大值则减小,如图 4 所示。而在 IV 类场地上,当结构自振周期大于 1.8 s 时,基底剪力不仅没有降低反而增大。这是由于软弱场地滤掉了上海波的高频成分,延长结构的自振周期只能增加而不能降低结构的地震响应。此时,基底剪力数值整体也较大,最小值都达到了 5 176 kN,显著大于其它类场地的基底剪力。

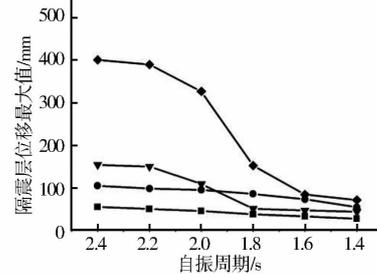
从图 4 可看到,在所有 4 种类型的场地上,隔震层位移最大值均随等效水平刚度  $K_f$  的增大而逐渐减小。但在 I、II 类场地上,隔震层位移最大值对等效水平刚度  $K_f$  的变化不敏感,此时隔震层位移最大值均较小。而在 III、IV 类场地上,当结构自振周期大于 1.8 s 时,位移最大值的降幅较大,明显大于 I、II 类场地的降幅。

#### 4.2 屈服前刚度 $K_1$

为研究支座屈服前刚度  $K_1$  对结构地震响应的



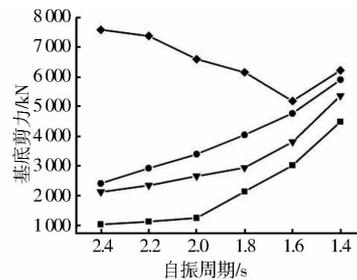
(a) X向隔震层位移最大值变化曲线



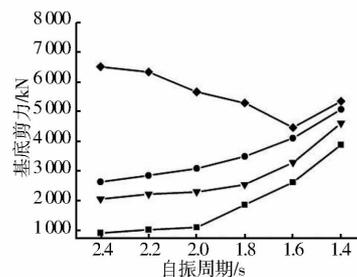
(b) Y向隔震层位移最大值变化曲线

注：—迁安波 —taft波 —Elcentro波 —上海波

图 4 等效水平刚度对隔震层位移最大值的影响



(a) X向基底剪力最大值变化曲线



(b) Y向基底剪力最大值变化曲线

注：—迁安波 —taft波 —Elcentro波 —上海波

图 5 等效水平刚度对基底剪力最大值的影响

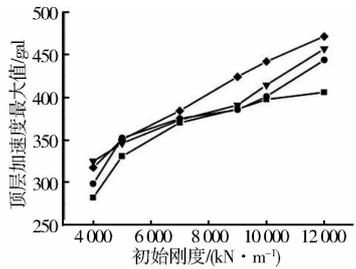
影响,选定以下 6 种屈服前刚度(分别为 4 000、5 000、7 000、9 000、10 000 和 12 000 kN/m)进行分析。同时,为了避免其它参数对计算结果的影响,将其余参数设为定值,如表 2 所示。

表 2 不同屈服前刚度的隔震支座参数

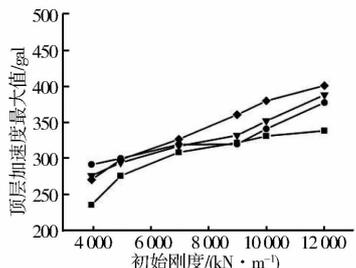
型号	有效刚度/(kN·m <sup>-1</sup> )	屈服力/kN	比例系数
LRB800	1200	90	0.1

注:比例系数是支座屈服后刚度与屈服前刚度的比值,统一取 0.1,以下同表 2。

基础隔震结构在上述 4 种地震动作用下,顶层加速度最大值、隔震层位移最大值和基底剪力最大值随屈服前刚度  $K_1$  变化的曲线,如图 6~8 所示。



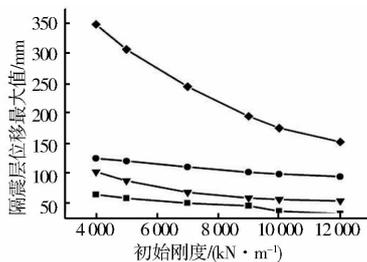
(a) X向顶层加速度最大值变化曲线



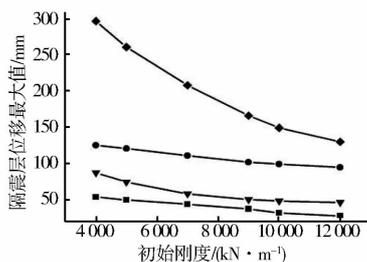
(b) Y向顶层加速度最大值变化曲线

注: — 迁安波 — taft波 — Elcentro波 — 上海波

图 6 屈服前刚度对顶层加速度最大值的影响



(a) X向隔震层位移最大值变化曲线



(b) Y向隔震层位移最大值变化曲线

注: — 迁安波 — taft波 — Elcentro波 — 上海波

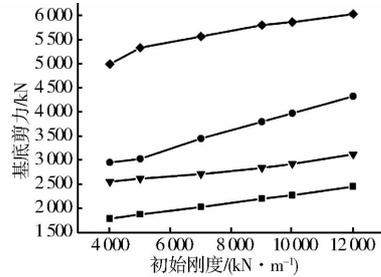
图 7 屈服前刚度对隔震层位移最大值的影响

由图 6~8 可知, X、Y 向结构地震响应的变化趋势整体一致。

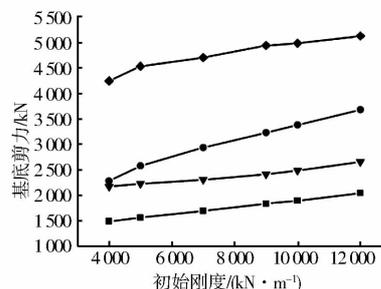
顶层加速度最大值随屈服前刚度  $K_1$  的增大而逐渐增大。在所有 4 种类型的场地上,顶层加速度最大值的增幅均较大,即此时结构响应对屈服前刚度  $K_1$  的增大较为敏感。其中,IV类场地上加速度最大值显著大于其他 3 类场地的相应值。

隔震层位移最大值随屈服前刚度  $K_1$  的增大而

逐渐减小。在 I、II、III 类场地上,隔震层位移最大值对屈服前刚度  $K_1$  的变化不敏感;在 IV 类场地上,位移最大值随  $K_1$  的增大而显著降低,且在该类场地上,位移最大值显著大于其他 3 类场地的相应值。



(a) X向基底剪力最大值变化曲线



(b) Y向基底剪力最大值变化曲线

注: — 迁安波 — taft波 — Elcentro波 — 上海波

图 8 屈服前刚度对基底剪力最大的影响

在所有 4 种类型的场地上,基底剪力最大值均随屈服前刚度  $K_1$  的增大而逐渐增大,但增幅较小。当结构位于 IV 类场地时,基底剪力最大值显著大于其它 3 类场地的相应值。

### 4.3 屈服力 $Q_d$

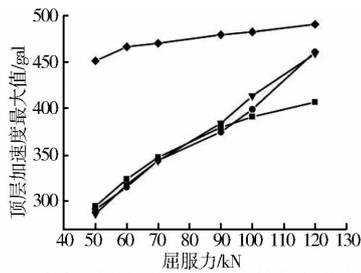
对采用 6 种不同屈服力  $Q_d$  支座的结构模型进行考察,从而研究屈服力  $Q_d$  对结构地震响应的影响。各个结构支座屈服力分别为 50、60、70、90、100 和 120 kN。隔震支座其他参数,如表 3 所示。在 4 种典型的地震动作用下,基础隔震结构顶层加速度最大值、隔震层位移最大值和基底剪力最大值如图 9~11 所示。

表 3 不同屈服力隔震支座参数

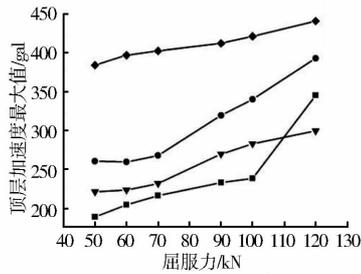
型号	有效刚度/ ( $kN \cdot m^{-1}$ )	屈服前刚度/ ( $kN \cdot m^{-1}$ )	比例系数
LRB800	1 200	7 000	0.1

由图 9~11 可知,顶层加速度最大值和基底剪力最大值均随屈服力  $Q_d$  的增大而增大,而隔震层位移最大值则随屈服力  $Q_d$  的增大而减小。

在所有 4 种类型的场地上,顶层加速度最大值对屈服力  $Q_d$  的增大最敏感。在 IV 类场地上,结构顶层加速度最大值显著大于其它 3 类场地上相应



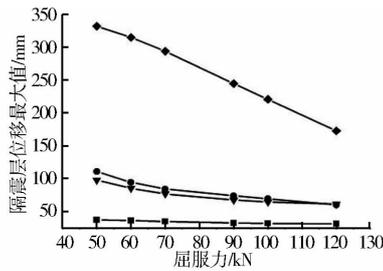
(a) X向顶层加速度最大值变化曲线



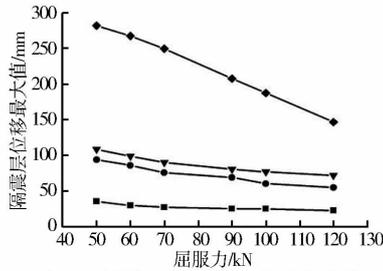
(b) Y向顶层加速度最大值变化曲线

注: — 迁安波 — taft波 — Elcentro波 — 上海波

图 9 屈服力对顶层加速度最大值的影响



(a) X向隔震层位移最大值变化曲线



(b) Y向隔震层位移最大值变化曲线

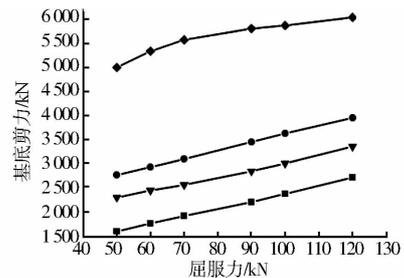
注: — 迁安波 — taft波 — Elcentro波 — 上海波

图 10 屈服力对隔震层位移最大值的影响

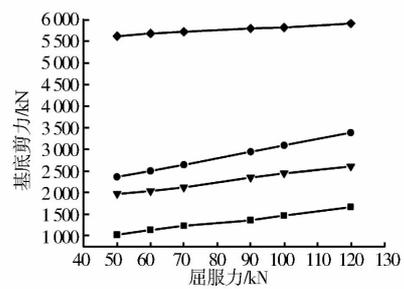
值。而当结构位于前 3 类场地时,隔震层位移最大值均小于 IV 类场地的相应值,且其降幅也不如 IV 类场地的降幅显著。基底剪力最大值随屈服力  $Q_d$  增加而增大,且 IV 类场地上的基底剪力最大值也明显大于其它 3 类场地的相应值。

### 5 支座参数对水平向减震系数影响

为使设计人员更直观了解隔震支座参数对隔震效果的影响,分析 3 个支座参数对基础隔震结构水平向减震系数的影响,如图 12~14 所示。此时,输入地震动加速度最大值按 8 度 0.2g 设防烈度地震



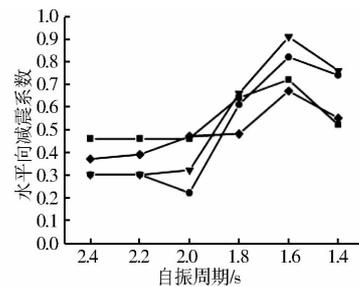
(a) X向隔震层位移最大值变化曲线



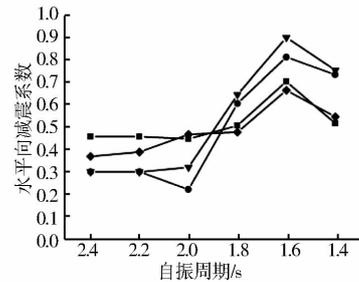
(b) Y向隔震层位移最大值变化曲线

注: — 迁安波 — taft波 — Elcentro波 — 上海波

图 11 屈服力对基底剪力最大值的影响



(a) X向水平减震系数变化曲线



(b) Y向水平减震系数变化曲线

注: — 迁安波 — taft波 — Elcentro波 — 上海波

图 12 等效水平刚度对水平向减震系数的影响

加速度最大值进行调整,调整后地震加速度最大值为 196 gal。

由图 12 可知,在双向地震动作用下, X 与 Y 向的水平减震系数总体增大趋势一致,即随着等效水平刚度  $K_f$  的增大,水平向减震系数逐渐增大。可以看到,当结构自振周期等于 1.6 s 时,水平向减震系数达到峰值,且该周期点附近减震数值也较大,即此时减震的效果最差,设计时应考虑予以避开该周期范围。特别应注意,当结构自振周期较长(大于或等

于 2.0 s 时), 在 IV 类场地上, 水平向减震系数始终大于前 3 类场地上的相应数值, 即此时减震效果相对较差。

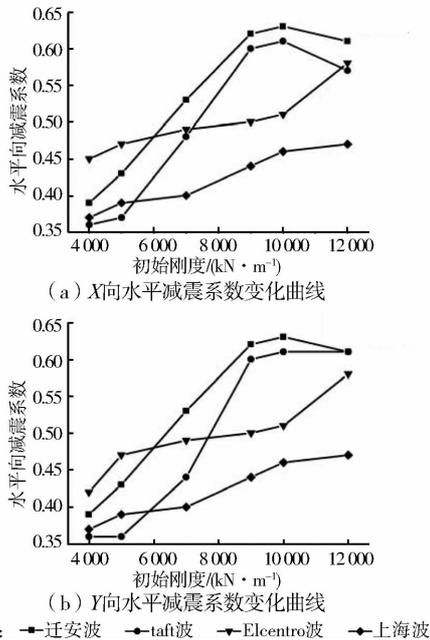


图 13 屈服前刚度对水平向减震系数的影响

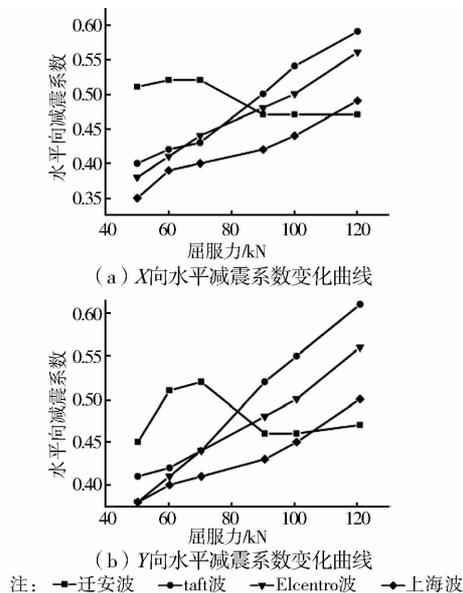


图 14 屈服力对水平向减震系数的影响

屈服前刚度  $K_1$  对基础隔震结构水平向减震系数的影响可以从图 13 看到。两个方向上减震系数曲线的增大趋势基本一致, 即水平向减震系数总体上随屈服前刚度  $K_1$  的增大而增大。当屈服前刚度  $K_1$  小于 7 000 kN/m 时, 在所有 4 种类型的场地上, 水平向减震系数均较小且互相差距不大。而当屈服前刚度  $K_1$  大于 7 000 kN/m 之后, I、II 类场地的

减震系数明显大于 III、IV 类场地的减震系数, 并且在屈服前刚度  $K_1$  达到 10 000 kN/m 时, 减震系数达到最大值, 即此时隔震效果相对最差。

从图 14 可以看到, 两个方向上减震系数曲线随屈服力  $Q_d$  增大的增幅总体一致。在 II、III、IV 类场地上, 基础隔震结构水平向减震系数随着屈服力  $Q_d$  增加而增加, 即减震效果是在逐渐降低的。但当结构位于 I 类场地时, 减震系数先随屈服力  $Q_d$  的增大而增加, 当屈服力  $Q_d$  大于 80 kN 后, 减震系数曲线显著降低, 然后不随屈服力  $Q_d$  的增大而变化, 基本维持一定值。

## 6 结 论

1) 隔震支座主要参数 ( $K_f$ 、 $K_1$ 、 $Q_d$ ) 对不同场地类型的基础隔震结构在双向地震作用下的顶层加速度最大值和基底剪力最大值均有显著影响。而各参数 ( $K_f$ 、 $K_1$ 、 $Q_d$ ) 对隔震层位移最大值的影响需根据场地类型具体考虑。

2) 在 I、II、III 类场地上, 随着  $K_f$ 、 $K_1$ 、 $Q_d$  增大, 基础隔震结构在双向地震作用下的加速度最大值和基底剪力最大值均呈明显的上升趋势, 但隔震层位移最大值的变化相对较小。其中,  $K_f$  对顶层加速度最大值和基底剪力最大值的影响最大, 二者的最大增幅分别达到了 55.3% 和 72.1%, 而屈服前刚度  $K_1$  和屈服力  $Q_d$  的影响相对小些, 在  $K_1$  和  $Q_d$  的影响下, 加速度最大值和基底剪力最大值的最大增幅分别为 19.5%、8.5% 和 8.9%、11.6%; 在 IV 类场地上, 隔震支座主要参数 ( $K_f$ 、 $K_1$ 、 $Q_d$ ) 对隔震层位移最大值的影响较大, 且有相同的规律性, 即随着  $K_f$ 、 $K_1$ 、 $Q_d$  增大, 隔震层的位移最大值不断减小, 最大减幅达 80% 以上。

3) 基础隔震结构的减震效果与隔震支座主要参数和场地类型均有关。一般而言, 随着支座屈服力  $Q_d$  的降低, 基础隔震结构的水平减震系数减小, 即隔震效果更好。但在 I 类场地上, 降低隔震支座屈服力  $Q_d$  可能反而造成水平减震系数增大的不利影响, 在工程设计时应特别注意。

(致谢: 本文的研究工作得到了西南交通大学高层次人才队伍建设专项资金资助。)

参考文献:

- [1] Jain S K, Thakkar S K. Seismic response of six-storey base isolated building subjected to earthquakes of

- different characteristics [J]. Journal of the Institution of Engineers, 1999, 80(2): 64-69.
- [2] 赵伟, 薛素铎, 李雄彦, 等. 摩擦摆支座的摩擦系数对结构隔震性能影响分析[C]//第16届全国结构工程学术会议论文集, 2007: 287-292.
- [3] 王建强, 陈磊河, 攸青言, 等. 支座滑道半径对摩擦摆基础隔震结构地震反应的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(4): 132-136.
- Wang J J, Chen L H, You Q Y, et al. Influence of radius of spherical surface on the seismic responses of base-isolated structure with friction pendulum system [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(4): 132-136.
- [4] 孙君, 李爱群, 丁幼亮. 铅芯橡胶支座参数变化对大跨空间网架水平隔震效果的影响[J]. 防灾减灾工程学报, 2008, 28(2): 208-212.
- Sun J, Li A Q, Ding Y L. Influence of parameters of lead laminated rubber bearing on the horizontal seismic isolation for long-span space truss structures [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2008, 28(2): 208-212.
- [5] 花磊, 何文福, 刘文光, 等. 隔震层参数及地震动特性对隔震结构地震响应的影响[J]. 水电能源科学, 2010, 28(7): 85-88, 97.
- Hua L, He W F, Liu W G, et al. Effects of isolator and ground motion characteristics on the performance of seismic-isolated buildings [J]. Water Resources and Power, 2010, 28(7): 85-88, 97.
- [6] 杜永峰, 朱前坤, 李慧. 串联隔震系统水平刚度及对结构地震响应影响[J]. 振动与冲击, 2011, 30(11): 21-24.
- Du Y F, Zhu Q K, Li H. Horizontal stiffness of laminated rubber bearing serially connected with column and its effects on seismic response of isolated structure [J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(11): 21-24.
- [7] Mishra S K, Chakraborty S. Performance of a base-isolated building with system parameter uncertainty subjected to a stochastic earthquake [J]. International Journal of Acoustics and Vibrations, 2013, 18(1): 7-19.
- [8] 潘毅, 季晨龙, 卢立恒, 等. 地震动频谱特性对基础隔震结构双向地震响应的影响[J]. 土木工程学报, 2013, 46(5): 50-55.
- Pan Y, Ji C L, Lu L H, et al. Effects of ground motion characteristics on bilateral seismic responses of base-isolated structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(5): 50-55.
- [9] 季晨龙. 叠层橡胶支座基础隔震结构多维地震反应分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2012.
- [10] 北京金土木软件有限公司. SAP2000 中文版使用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- [11] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] 日本建筑学会. 隔震结构设计[M]. 刘文光. 译. 北京: 地震出版社, 2006: 29.

(编辑 王秀玲)