

基础隔震结构直接基于位移设计研究

方泓杰¹,董昕璐¹,林友勤¹,吴应雄¹,邓 烜²,商吴江³,章永伟⁴

(1. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108;

2. 中国建筑标准设计研究院有限公司, 北京 100000;

3. 福建省建筑科学研究院有限责任公司, 福建 福州 350100;

4. 龙岩市西安建筑工程有限公司, 福建 龙岩 364000)

摘 要: 目前主流的抗震性能化设计方法是直接基于位移的设计方法, 在地震作用下, 该方法可有效控制结构的损伤和变形。针对基础隔震结构的设计, 有必要提出一种直接基于位移的设计方法。通过对 LRB 隔震系统进行等效线性化建立等效 2DOF 模型, 再结合振型分解反应谱法, 建立隔震层和上部结构的位移反应的数学表达式, 并结合标准的 DDBD 方法提出了基于位移的隔震设计方法。最后采用提出的基础隔震设计方法对一榀钢筋混凝土平面框架进行设计, 并对设计结构进行弹塑性时程分析, 时程分析结果证实提出的设计方法的有效性。

关键词: 基础隔震结构; 隔震设计方法; 非线性分析

中图分类号: TU352.1

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2022)01—0171—06

Base-isolated Structure Based on Direct Displacement Design

FANG Hongjie¹, DONG Xinjun¹, LIN Youqin¹, WU Yingxiong¹, DENG Xuan²,

SHANG Haojiang³, ZHANG Yongwei⁴

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China;

2. China Architectural Standards Design and Research Institute Co., Ltd., Beijing 100000, China;

3. Fujian Building Research Institute Co., Ltd., Fuzhou, Fujian 350100, China;

4. Longyan Xi'an Construction Engineering Co., Ltd., Longyan, Fujian 364000, China)

Abstract: The current mainstream seismic performance-based design method is directly based on the displacement design method. The seismic response of structures designed with this method could be tremendously reduced. For the design of foundation isolation structures, it is necessary to propose a direct displacement-based design method. Through the equivalent linearization of the LRB isolation system, an equivalent 2DOF model is established, and then combined with the mode decomposition response spectrum method, the mathematical expression of the displacement response of the isolation layer and the superstructure is established, which are displacement isolation design method. Finally, the proposed foundation isolation design method is used to design a reinforced concrete plane frame, and the elastoplastic time-history analysis of the designed structure is carried out. The time-history analysis results confirm the effectiveness of the proposed design method.

Keywords: base-isolated structure; isolation design method; nonlinear analysis

隔震技术相对于传统的抗震结构, 可以极大减少上部结构的地震作用, 有效保护建筑使用人员的

安全^[1], 近几十年来, 隔震技术取得了长足的发展, 学者针对不同地基条件, 长短周期的地震作用, 对基

基础隔震结构地震响应进行分析^[2-4],目前基于性能的隔震设计方法逐渐受到关注,在各种性能设计方法中,基于位移的设计是研究较多的,为了将隔震结构与性能化的设计思想相结合,国内外学者进行了许多研究。Lin 等^[5]将基于位移的设计方法运用到隔震建筑结构的设计中,但是设计大型结构时必须反复计算。周云等^[6]结合设计位移反应谱,提出了基于位移的隔震结构的设计方法。李钢等^[7]基于位移反应谱,改进了耗能结构的性能设计方法。滕晓飞等^[8]将设防目标设定为中震弹性,通过对隔震层等效刚度、等效阻尼比进行迭代,提出了一种性能化设计方法,该方法可极大降低上部结构的楼层响应。

基于位移设计方法时,传统的隔震结构都用等效的线性单自由度系统代替隔震结构的非线性多自由度模型,为了反映基础隔震结构的动力特性,选用 2DOF 基础隔震结构^[9],并结合了 DDBD 方法和 2DOF 基础隔震结构的分析理论,提出了一种新的直接基于位移的隔震设计方法。考虑到铅芯橡胶隔震支座(Lead Rubber Bearing, LRB)在目前基础隔震结构中使用最多,因此选取研究对象为 LRB 基础隔震结构,提出了一种新的直接基于位移的隔震设计方法。文章对 LRB 隔震系统进行等效线性化建立等效 2DOF 模型,再结合振型分解反应谱法,建立隔震层和上部结构的位移反应的数学表达式;之后结合 DDBD 方法和 2DOF 基础隔震结构分析理论,提出一种新的隔震设计方法;最后对一榀钢筋混凝土平面框架进行设计分析,验证隔震设计方法的有效性。

1 2DOF 基础隔震结构等效模型

将上部结构通过模态变换从 MDOF 体系转化为 SDOF 体系^[10],再与隔震层组合成的基础隔震结构 2DOF 等效模型,如图 1 所示。其中: μ_g 、 $\mu_{IS,eq}$ 和 $\mu_{S,eq}$ 分别为地面位移,隔震层层间位移和上部结构层间位移。 $m_{IS,eq}$ 和 $m_{S,eq}$, $k_{IS,eq}$ 和 $k_{S,eq}$, $c_{IS,eq}$ 和 $c_{S,eq}$ 为 2DOF 等效模型的等效质量、等效刚度和等效阻尼系数。

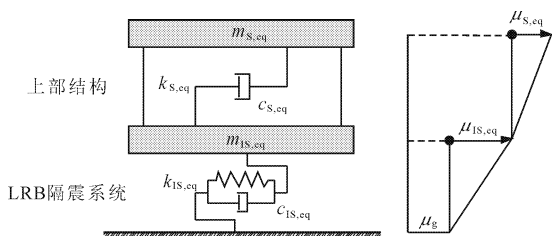


图 1 两个自由度隔震结构模型

对于该基础隔震结构的 2DOF 等效模型,定义如下参数:

(1) 基础隔震结构和隔震上部结构的等效周期分别表示为:

$$T_{IS,eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{IS,eq} + m_{S,eq}}{k_{IS,eq}}}, \quad T_{S,eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{S,eq}}{k_{S,eq}}} \quad (1)$$

(2) 基础隔震结构和隔震上部结构的等效阻尼比分别表示为:

$$\xi_{IS,eq} = \frac{c_{IS,eq}}{\sqrt{2(m_{IS,eq} + m_{S,eq})k_{IS,eq}}}, \quad \xi_{S,eq} = \frac{c_{S,eq}}{2\sqrt{m_{S,eq}k_{S,eq}}} \quad (2)$$

(3) 等效的无量纲周期比率和质量比率定义为:

$$\varepsilon_{eq} = \left(\frac{T_{S,eq}}{T_{IS,eq}}\right)^2, \quad \mu_{eq} = \frac{m_{S,eq}}{m_{S,eq} + m_{IS,eq}} \quad (3)$$

这样通过模态分析可以得到该模型的第一和第二模态周期的解析解为:

$$T_{1,eq} = \frac{T_{IS,eq}}{\sqrt{1 - \mu_{eq}\varepsilon_{eq}}}, \quad T_{2,eq} = \frac{T_{IS,eq}\sqrt{1 - \mu_{eq}}}{\sqrt{1 + \mu_{eq}\varepsilon_{eq}}} \quad (4)$$

一阶和二阶模态阻尼比为:

$$\xi_{1,eq} = \xi_{IS,eq} \left(1 - \frac{3}{2}\mu_{eq}\varepsilon_{eq}\right), \quad \xi_{2,eq} = \frac{\xi_{S,eq} + \mu_{eq}\sqrt{\varepsilon_{eq}}\xi_{IS,eq}}{\sqrt{1 - \mu_{eq}}} \left(1 - \frac{1}{2}\mu_{eq}\varepsilon_{eq}\right) \quad (5)$$

通过模态响应频谱分析和忽略的高阶周期比 ε_{eq} , 位移峰值 $|\mu_{IS,eq}|_{\max}$ 和 $|\mu_{S,eq}|_{\max}$ 可以表示为:

$$|\mu_{IS,eq}|_{\max} = (1 - \mu_{eq}\varepsilon_{eq})S_D(T_{1,eq}\xi_{1,eq}), \quad |\mu_{S,eq}|_{\max} = \varepsilon_{eq}(1 - \mu_{eq}\varepsilon_{eq})[S_D^2(T_{1,eq}\xi_{1,eq}) + S_D^2(T_{2,eq}\xi_{2,eq})]^{1/2} \quad (6)$$

根据文献[11]的结论: $S_D(T_{1,eq}, \xi_{1,eq}) \gg S_D(T_{2,eq}, \xi_{2,eq})$ 。基于等式(6),得到以下简单的近似关系:

$$\frac{|\mu_{IS,eq}|_{\max}}{|\mu_{S,eq}|_{\max}} = \varepsilon_{eq} \quad (7)$$

在 2DOF 基础隔震结构模型中,隔震的上部结构的等效周期和等效阻尼比分别为:

$$T_{S,eq} = T_S, \quad \xi_{S,eq} = \xi_S \quad (8)$$

由于隔震系统的等效质量和隔震系统的等效刚度和阻尼系数与原结构相同($m_{IS,eq} = m_{IS}$ 和 $k_{IS,eq} = k_{IS}$),可以得出:

$$T_{IS,eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{IS,eq} + m_{S,eq}}{k_{IS,eq}}} = T_{IS} \sqrt{\frac{m_{IS} + m_{S,eq}}{m_T}} \quad (9)$$

将式(8)和(9)代入式(7)可以得到:

$$\frac{|\mu_{S,eq}|_{\max}}{|\mu_{IS,eq}|_{\max}} = \varepsilon_{eq} = \frac{1}{R_{IS}^2} \cdot \frac{m_T}{m_{IS} + m_{S,eq}} \quad (10)$$

其中 $R_{IS} = T_{IS}/T_S$ 为原结构的周期比。从式(10)可以看出,如果给定位移,则可通过式(10)中的关系来求解 LRB 隔震系统的力学性能参数和上部结构的结构参数。

2 直接基于位移的抗震设计方法

本节旨在建立 LRB 基础隔震建筑的基于位移的设计方法。对于基础隔震的建筑结构,为了满足预设基本功能和性能指标。本节提出以下七个设计步骤。

步骤1:上部结构的初步设计。根据经验确定上部结构的结构模型,包括梁、柱截面尺寸,跨度长度等。采用 N 层框架结构模拟上部结构(见图2),其中 k_i, m_i, c_i 和 h_i ($i = 1, 2, \dots, N$) 分别为第 i 层的侧向刚度、楼层质量、阻尼系数和层高。根据以上参数即可计算上部结构的自振周期 T_{IS} 。

步骤2:确定性能目标。通常,在不同地震作用下,要求上部结构满足相应的性能等级目标,如层间位移角。对于 LRB 隔震支座,相应的性能目标应该一般是设计位移。将性能目标设定为隔震系统的水平位移 D_{IS}^0 和上部结构的层间位移角 θ_S^0 。

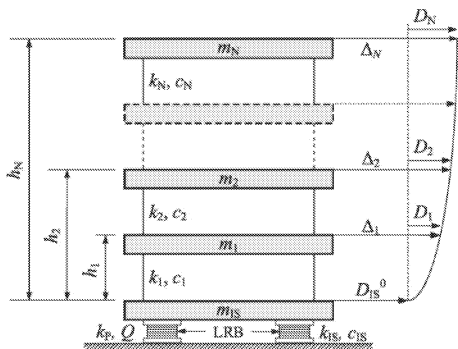


图2 基础隔震结构 MDOF 模型以及相应的水平目标位移曲线

步骤3:计算目标位移曲线。利用确定的参数 D_{IS}^0 和 θ_S^0 ,计算隔震结构的目标位移曲线。LRB 基础隔震结构的目标轮廓 Δ_i 是设计位移 D_{IS}^0 和上部结构的变形 D_i 的总和:

$$\Delta_i = D_{IS}^0 + D_i \quad (11)$$

其中 D_i 进一步表示为:

$$D_i = \theta_S^0 \cdot h_1 \cdot \frac{\Phi_i}{\Phi_1} \quad (12)$$

其中 $D_1 = \theta_S^0 \cdot h_1$ 为第一层的层间位移, Φ 表示采用凹形的归一化轮廓函数^[12]:

$$\Phi_i = \cos\left[\left(\frac{1}{R_{IS}}\right) \cdot \left(1 - \frac{h_i}{H}\right) \cdot \frac{\pi}{2}\right] - \cos\left[\left(\frac{1}{R_{IS}}\right) \cdot \frac{\pi}{2}\right] \quad (13)$$

其中 H 是上部结构的总高度; $R_{IS} = T_{IS}/T_S$ 表示周期比。

步骤4:建立等效的两个自由度(2DOF)模型。根据上一步确定的目标位移曲线,计算等效模型中上部结构的设计位移 $D_{S,eq}$,有效质量 $m_{S,eq}$ 和有效高度 $h_{S,eq}$ 。

$$D_{S,eq} = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot D_i^2)}{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot D_i)} \quad (14)$$

$$m_{S,eq} = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot D_i)}{D_S} \quad (15)$$

$$h_{S,eq} = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot D_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot D_i)} \quad (16)$$

其中,设计位移 $D_{S,eq}$ 等于上一节中定义的最大值 $|\mu_{S,eq}|$ 。将式(12)代入式(14)和(15),设计位移 $D_{S,eq}$ 和有效质量 $m_{S,eq}$ 可以重新计算为:

$$D_{S,eq} = \frac{\theta_S^0 h_1}{\Phi_1} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i} \quad (17)$$

$$m_{S,eq} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i\right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (18)$$

步骤5:求解周期比。利用公式(10)来计算周期比,其中 D_{IS}^0 和 $D_{S,eq}$ 分别对应最大值 $|\mu_{IS,eq}|_{\max}$ 和 $|\mu_{S,eq}|_{\max}$,将式(17)和(18)代入式(10)可以得到周期比的表达式:

$$R_{IS}^2 = \frac{\Phi_1 D_{IS}^0}{\theta_S^0 h_1} \frac{m_T \cdot \sum_{i=1}^N m_i \Phi_i}{\left[m_{IS} \cdot \sum_{i=1}^N m_i \Phi_i^2 + \left(\sum_{i=1}^N m_i \Phi_i \right)^2 \right]} \quad (19)$$

不断重复步骤3到步骤5进行迭代,求出 R_{IS} 。

步骤6:计算等效刚度和等效阻尼比。根据下式

计算隔震层的等效刚度：

$$k_{\text{IS}} = 4\pi^2 \frac{m_{\text{T}}}{(R_{\text{IS}}T_{\text{S}})^2} \tag{20}$$

计算隔震层等效阻尼比 ξ_{IS} 有 3 个步骤。先计算第一模态周期 $T_{1,\text{eq}}$ ：

$$T_{1,\text{eq}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{\text{IS}} + m_{\text{S,eq}}}{k_{\text{IS}}(1 - \mu_{\text{eq}}\varepsilon_{\text{eq}})}} \tag{21}$$

2DOF 基础隔震结构等效模型的一阶模态阻尼比 $\xi_{1,\text{eq}}$ 的计算可通过下式确定：

$$D_{\text{IS}}^0 = (1 - \mu_{\text{eq}}\varepsilon_{\text{eq}})S_{\text{D}}(T_{1,\text{eq}}, \xi_{1,\text{eq}}) \tag{22}$$

由于设计位移反应谱一般是分段函数, ξ_{IS} 可通过数值插值得到。最后 2DOF 等效模型的等效阻尼比为：

$$\xi_{\text{IS}} = \frac{\xi_{1,\text{eq}}}{1 - 3\mu_{\text{eq}}\varepsilon_{\text{eq}}/2} \cdot \sqrt{\frac{m_{\text{IS}} + m_{\text{S,eq}}}{m_{\text{T}}}} \tag{23}$$

步骤 7: 设计 LRB 隔震支座和基础隔震结构。将 LRB 隔震系统的屈服位移 μ_{Y} 固定为 10 mm^[13], 这样屈服力 Q 和屈服后刚度 k_{p} 可根据 LRB 隔震系统的等效刚度 k_{IS} 和等效阻尼比 ξ_{IS} 求得：

$$Q = \frac{\pi k_{\text{IS}} \xi_{\text{IS}} (D_{\text{IS}}^0)^2}{2(D_{\text{IS}}^0 - \mu_{\text{Y}})} \tag{24}$$

$$k_{\text{p}} = k_{\text{IS}} - \frac{Q}{D_{\text{IS}}^0} \tag{25}$$

根据式(26) 计算基底剪力：

$$V_{\text{B}} = k_{\text{IS}} \cdot D_{\text{IS}}^0 \tag{26}$$

按式(27) 计算各层的水平地震力, 并根据得到的地震力进行后续配筋设计：

$$F_i = V_{\text{B}} \frac{m_i \cdot \Delta_i}{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot \Delta_i)} \tag{27}$$

3 设计算例及分析讨论

3.1 设计算例

按照前文提出的设计方法设计一幢 5 层基础隔震的钢筋混凝土平面框架结构, 如图 3 所示。设防烈度为 8 度半, 抗震设防类别为甲类, 场地类别为 II 类场地, 设计地震分组为第二组。

对于该平面框架结构, 结构每层层高为 3.6 m。中间跨和边跨跨度分别为 3.0 m 和 6.0 m; 梁柱纵筋选用 HRB400, 箍筋选用 HPB300; 方柱截面尺寸均为 0.55 m × 0.55 m, 1 ~ 5 层中跨梁截面尺寸为 0.30 m × 0.40 m, 1 ~ 5 层边跨梁截面尺寸为 0.30 m × 0.60 m; 隔震层中跨梁截面尺寸为 0.40 m × 0.60 m, 隔震层边跨梁截面尺寸为 0.40 m × 0.75 m; 上

部结构楼面板和屋面厚为 0.12 m。混凝土设计强度等级为 C30。假定上部结构阻尼比为 $\xi_{\text{S}} = 0.02$ 。图 3 给出了该框架结构的重力荷载代表值。根据上述参数计算出上部结构的自振周期 $T_{\text{S}} = 0.512$ s。

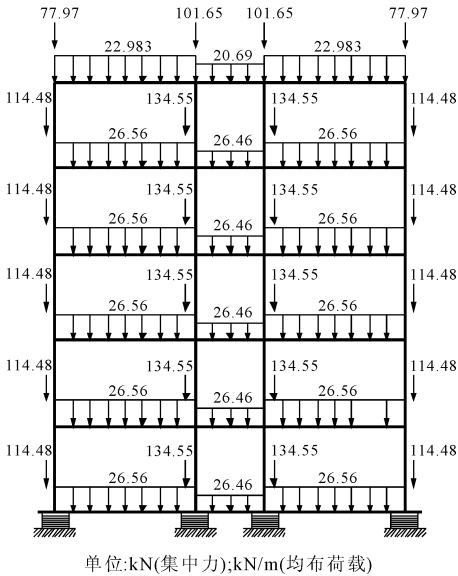


图 3 框架结构重力荷载代表值

取柱下所有 LRB 隔震支座的直径为 500 mm。本算例取上部结构的层间位移角限值 θ_{S}^0 为 1/1000, LRB 隔震系统水平位移目标位移值 D_{IS}^0 为 125 mm。接着通过迭代确定周期比 R_{IS} 为 3.467, 具体迭代过程见表 1。

表 1 隔震结构周期比 R_{IS} 迭代过程

迭代次数	R_{IS} 初始值	$D_{\text{S,eq}}/\text{mm}$	$m_{\text{S,eq}}/10^3 \text{ kg}$	计算 R_{IS}
1	1.000	9.330	352.550	3.836
2	3.836	8.220	360.570	4.050
3	4.050	8.210	360.620	4.052
4	4.052	8.210	360.620	4.052

根据 R_{IS} 计算 LRB 隔震结构的等效刚度和等效阻尼比: k_{IS} 和 ξ_{IS} 分别为 4.57 kN/mm 和 0.198。接着计算各个支座的屈后刚度为 0.755 kN/mm, 屈服力为 48.44 kN。计算隔震周期为 $T_{\text{iso}} = 2.075$ s, 计算基底剪力 $V_{\text{b}} = 571.24$ kN, 最终根据式(28) 计算得到基础隔震结构的地震力为：

$$F = \begin{Bmatrix} F_{\text{IS}} \\ F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 110.59 \\ 96.33 \\ 98.44 \\ 99.96 \\ 100.87 \\ 65.15 \end{Bmatrix} \text{ kN} \tag{28}$$

按照《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)进行性能化设计,具体公式如下:

$$S_{\text{GF}} + S_{\text{FK}}(I, \xi) \leq R_{\text{K}} \quad (29)$$

最终计算得到隔震结构的截面配筋如图 4 所示。

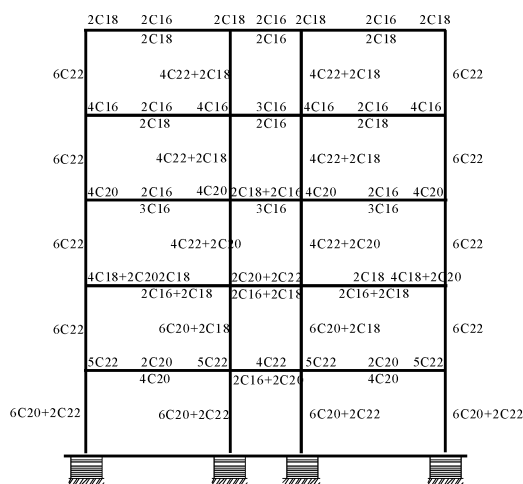


图 4 直接基于位移隔震结构框架结构配筋图

3.2 时程分析验证及讨论

本节采用非线性分析对上述算例进行分析和讨论。使用的软件是 SeismoStruct 软件^[14]。根据前文中设定隔震结构的设防烈度生成目标加速度反应谱,使用 SIMQKE 软件生成 12 条人工波。利用 SeismoMatch 软件^[15]的小波算法对人工波进行调整,并计算得到各人工波的加速度反应谱,如图 5 所示。

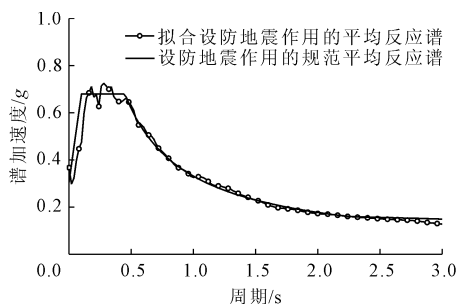


图5 地震波加速度平均反应谱

为了验证所提方法的有效性,本节对分析模型进行弹塑性时程分析,首先计算隔震层水平变形图,如图6所示,由图6可知:与性能目标 $D_{\text{ls}}^0 = 125 \text{ mm}$ 相比,隔震层水平变形的均值为 115.35 mm 已经十分接近。

图7和图8分别给出了楼层的层间位移角图和水平位移图,由图可知:与性能目标 $\theta_s^0 = 1/1000$ 相比,最大层间位移角的均值为 0.09% 已经十分接

近;同样上部结构的水平位移曲线与目标曲线也十分接近。

通过算例分析结果可知:按照基于位移的隔震设计方法所设计的框架结构与理论分析结果拟合得较好,这验证了提出的隔震分析方法的有效性。

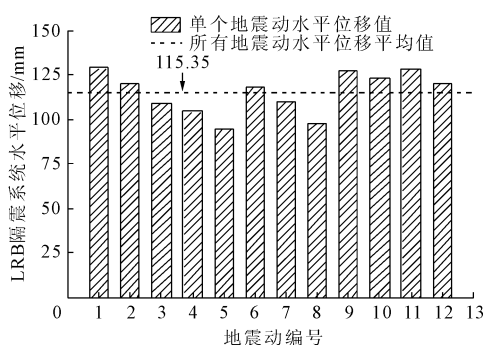


图 6 LRB 隔震系统水平位移

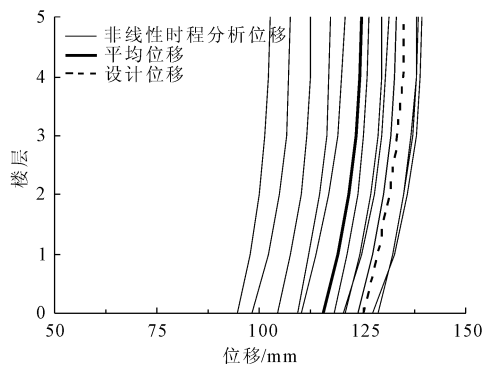


图 7 上部结构最大楼层位移

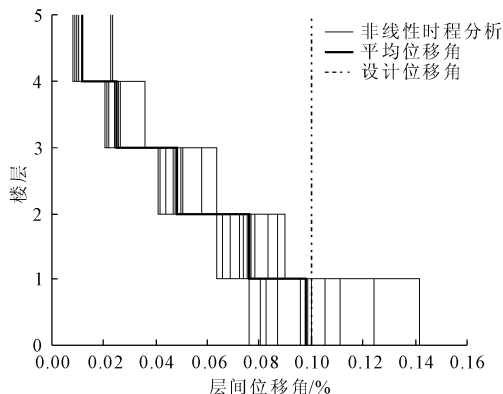


图 8 上部结构最大层间位移角

4 结 论

(1) 将 LRB 基础隔震结构的 2DOF 模型与直接基于位移的设计方法结合起来,根据 2DOF 模型导出了结构参数 - 位移的数学表达式,建立了从结构性能参数到位移响应的一种新的直接基于位移的隔震设计方法,利用该方法可以快捷地确定 LRB 隔

震系统的力学参数。

(2) 以钢筋混凝土平面框架结构为设计算例, 采用直接基于位移的设计得到了设防地震作用下的结构配筋, 然后进行隔震结构有限元建模, 并进行弹性时程分析, 分析结果显示, 按照直接基于位移的隔震设计方法所设计的框架结构与理论分析结果拟合得较好。

参考文献:

- [1] 吴应雄, 黄 净, 林树枝, 等. 隔震建筑构造设计与应用现状[J]. 土木工程学报, 2018, 51(2): 62-73, 94.
- [2] 吴应雄, 郑泽炜, 颜桂云, 等. 远场长周期地震动下桩-土-层间隔震结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(12): 11-22.
- [3] 陈启冬, 许立英, 刘 阳, 等. 不同土性地基考虑 SSI 效应的隔震结构地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2021, 19(2): 149-154, 214.
- [4] 王林建, 李飞燕, 刘 静, 等. 基于长周期作用的大底盘基础隔震结构地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2019, 17(4): 204-211.
- [5] Lin Y Y, Tsai M H, Hwang J S, et al. Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems [J]. Engineering Structures, 2003, 25: 25-37.
- [6] 周 云, 安 宇, 梁兴文. 隔震结构基于位移的设计方法[J]. 广州大学学报, 2002, 1(1): 75-79.
- [7] 李 钢, 李宏男. 基于位移的消能减震结构抗震设计方法[J]. 工程力学, 2007, 24(9): 88-94.

- [8] 滕晓飞, 谭 平, 周林丽, 等. 基于性能的隔震结构直接设计方法研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(9): 71-76.
- [9] 叶 昆, 徐誉铭, 倪管乐, 等. 基础隔震结构直接基于位移的一体化抗震设计方法[J/OL]. 建筑结构学报: 1-10 [2021-09-30]. <https://doi.org/10.14006/j.jzjgxb.2020.0354>.
- [10] 叶 昆, 骆江成, 朱宏平. 面向多级性能设防目标的铅芯橡胶隔震支座基础隔震结构优化设计及分析[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(10): 37-45.
- [11] Vassiliou M F, Tsiavos A, Stojadinovic B. Dynamics of inelastic base-isolated structures subjected to analytical pulse ground motion [J]. Earthquake Eng Struct Dyn 2013; 42(14): 2043-2060.
- [12] Cardone D, Palermo G, Dolce M. Direct displacement-based design of buildings with different seismic isolation systems [J]. Earthquake Eng, 2010, 14(2): 163-191.
- [13] Ryan K, Chopra A. Estimation of seismic demands on isolators based on nonlinear analysis [J]. Struct Eng, 2004, 130(3): 392-402.
- [14] SeismoSoft. SeismoStruct user manuals [DB/OL]. Version 7. 0. Pavia, Italy: Seismosoft Company, 2016 [2020-03-20]. www.seismosoft.com/Seismostruct-documentation.
- [15] SeismoSoft. SeismoMatch user manuals [DB/OL]. Version 2. 0. Pavia, Italy: Seismosoft Company, 2016 [2020-03-10]. <http://www.seismosoft.com/SeismoMatch-documentation>.

(上接第 102 页)

- [11] 任稟洁, 王 琦, 李云璋, 等. Delphi 与 Matlab 混合编程实现对混凝土坝扬压力灰色模型预测[J]. 水利与建筑工程学报, 2014, 12(5): 147-149, 184.
- [12] 杨印根, 王忠洋. 基于深度神经网络的入侵检测技术[J]. 网络安全技术与应用, 2019(4): 37-41.
- [13] 沈建国. 基于时间序列分析法的舰船网络丢包率预测数学模型[J]. 舰船科学技术, 2020, 42(22): 157-159.
- [14] 土石坝安全监测技术规范: SL 551—2012[S]. 北京: 中国水利水电出版社.
- [15] 水利水电工程安全监测设计规范: SL 725—2016[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2016.
- [16] 朱兆坤, 李金宝. 多特征信息融合 LSTM-RNN 检测 OSA 方法[J]. 计算机研究与发展, 2020, 57(12): 2547-2555.
- [17] 刘 达, 雷自强, 孙 塋. 基于小波包分解和长短期

- 记忆网络的短期电价预测[J]. 智慧电力, 2020, 48(4): 77-83.
- [18] 高一锴. 基于人工鱼群算法的孪生支持向量机及应用[D]. 无锡: 江南大学, 2020.
- [19] 王 勇. 基于自适应人工鱼群 FCM 的异常检测研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨理工大学, 2019.
- [20] 徐根祺, 李丽敏, 温宗周, 等. 基于宽度学习模型的泥石流灾害预报[J]. 山地学报, 2019, 37(6): 868-878.
- [21] 杨 恒, 岳建平, 邢 尹, 等. 基于深度全连接神经网络的大坝变形预测研究[J]. 大地测量与地球动力学, 2021, 41(2): 162-166.
- [22] 徐根祺, 温宗周, 李丽敏, 等. 监测预警技术在泥石流灾害中的应用[J]. 有色金属科学与工程, 2021, 12(2): 97-104.
- [23] 王乐媛. 基于改进人工鱼群算法的 PC 构件运输车辆调度优化研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2019.