

引用本文:谭平,兰李,贺辉,等. 悬吊结构体系优化设计及减震性能研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2021, 38(1): 51-60.

TAN Ping, LAN Li, HE Hui, et al. Optimal Design and Damping Performance Research of Suspension Structural System[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2021, 38(1): 51-60.

DOI:10.19815/j.jace.2020.10067

悬吊结构体系优化设计及减震性能研究

谭平^{1,2,3}, 兰李^{1,2,3}, 贺辉^{1,2,3}, 向越^{1,2,3}, 郑晓君^{1,2,3}

(1. 广州大学 土木工程减震防灾省部共建协同创新中心, 广东 广州 510405;

2. 广州大学 广东省地震工程与应用技术重点实验室, 广东 广州 510405;

3. 广州大学 工程抗震减震与结构安全教育部重点实验室, 广东 广州 510405)

摘要:对悬吊摆隔震系统组成的悬吊结构体系进行研究,建立了该体系的两自由度分析模型。根据拉格朗日方程建立了系统的运动方程,并给出了地震作用下上下部子结构位移响应均方值理论表达式。通过引入性能指数,综合考虑上下部子结构位移响应,定义了悬吊结构体系性能目标函数。以性能目标函数最小为优化目标,推导了悬吊结构体系最优设计参数理论解,并通过不同性能指数下体系参数分析验证了理论解的正确性。最后,以某两层剪切型框架结构作为工程算例,对结构体系的减震性能进行数值分析。结果表明:最优参数均随性能指数的增大而增大,最优阻尼比与质量比呈正相关关系,最优频率比与质量比呈负相关关系;增大性能指数,上部子结构位移响应峰值减震率增大,而下部子结构位移响应峰值减震率减小;只要性能指数取值合理,悬吊隔震体系能同时有效控制上部子结构与下部子结构地震位移响应;性能指数为 1 时,结构体系上下部子结构位移响应峰值减震率分别可达 67.45% 和 25.16% 以上。

关键词:减震性能;最优设计参数;性能指数;悬吊结构体系;理论解

中图分类号: TU355

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2021)01-0051-10

Optimal Design and Damping Performance Research of Suspension Structural System

TAN Ping^{1,2,3}, LAN Li^{1,2,3}, HE Hui^{1,2,3}, XIANG Yue^{1,2,3}, ZHENG Xiao-jun^{1,2,3}

(1. Collaborative Innovation Center for Earthquake Mitigation and Disaster Prevention of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510405, Guangdong, China; 2. Guangdong Provincial Key Laboratory of Earthquake Engineering and Advanced Technology, Guangzhou University, Guangzhou 510405, Guangdong, China; 3. Key Laboratory of Earthquake Resistance Earthquake Mitigation and Structural Safety Ministry of Education, Guangzhou University, Guangzhou 510405, Guangdong, China)

Abstract: The suspension structural system composed of suspension pendulum isolation system was investigated, and the two-degree-of-freedom mechanical model of the suspension structural system was established. The motion equations of the system were established according to the Lagrangian equations, and the theoretical expressions of the mean square values of displacement

收稿日期: 2020-10-24

基金项目: 国家自然科学基金项目(51978185); 教育部创新团队研究发展计划项目(IRT13057);

广东省教育厅创新团队项目(2016KCXTD016); 广州大学研究生创新能力培养资助计划项目(2018GDJC-D06)

作者简介: 谭平(1973-), 男, 湖南常德人, 研究员, 博士研究生导师, 工学博士, 博士后, E-mail: pttan@gzhu.edu.cn.

通信作者: 兰李(1997-), 女, 湖南岳阳人, 工学硕士研究生, E-mail: 1065938373@qq.com.

responses of both the superstructure and substructure under earthquake excitations were derived. By introducing the performance index and considering the displacement response of both superstructure and substructure, the performance objective function of the suspension structural system was then defined. Taking the minimum performance objective function as the optimization objective, the theoretical solution of the optimal design parameters of suspension structural system was derived, and the correctness of the theoretical solution was verified by analyzing the system parameters under different performance indexes. Finally, a two-story shear frame structure was taken as an example to analyze the seismic performance of the structure system. The results show that the optimal damping ratio is positively correlated with mass ratio, and the optimal frequency ratio is negatively correlated with mass ratio. With the increase of the performance index, the peak displacement response damping ratio of the superstructure increases, while that of the lower substructure decreases. But as long as the performance index is reasonable, the suspension structural system can effectively control the seismic displacements of both superstructure and substructure. In the case of the performance index equal to 1, the peak displacement of superstructure and substructure are reduced above 67.45% and 25.16%, respectively.

Key words: damping performance; optimal design parameter; performance index; suspension structural system; theoretical solution

0 引言

建筑结构隔震技术历经了数次地震的考验,已发展成一种成熟的结构减震控制方法^[1]。Kelly 等^[2-3]对世界上隔震系统的历史发展和动力反应分析进行总结,指出铅芯橡胶支座和摩擦摆系统属于基础隔震中的领先技术,但仍有强震过后产生永久残余变形及制造和维护费用高等问题。Bakhshi 等^[4]提出了一种新的隔震技术,即悬挂摆隔震(SPI)系统。将上部结构安装在悬挂摆上,形成隔震体系,使整个系统几乎按摆长所决定的基本周期作刚体运动。SPI 系统的优点是不管位移幅值多大,竖向荷载作用下是稳定的;另外,其设计、制造和安装过程都比较简单。通过实际震害调查可知,悬吊部分的空间摆动能改变了建筑结构的振动频率,使得悬吊结构体系能有效控制振动^[5-6]。

针对悬吊结构体系,学者们对悬吊调谐及基础悬吊隔震进行了许多研究。悬吊调谐结构体系中, Gerges 等^[7]对一种钢索弹簧摆式调谐质量阻尼器的相关参数进行了试验研究,结果表明钢索弹簧应用于悬吊摆式调谐是一种经济可行的方案。Roffel 等^[8-9]通过对悬吊结构进行等效线性化,研究了有无阻尼情况下悬吊调谐质量阻尼器的最优参数。李宏男等^[10-12]提出了利用悬吊质量摆来减小结构地震反应的方法,研究了悬吊质量摆-结构体系参数变化的

影响,利用数值分析方法探讨了摆的不同悬吊方式及摆与结构质量比等因素对高层建筑结构地震反应的影响。对于基底悬吊隔震体系,Bakhshi 等^[4]针对一个由铅阻尼器支撑的 SPI 系统的比例模型进行了振动台试验,表明其能够有效地降低峰值加速度或峰值位移响应。王开才等^[13]采用 STAAD-III 有限元计算程序对等效处理后的悬摆隔震结构模型进行了动力计算分析,验证了悬摆隔震结构的减震效果是明显的。鲁亮等^[14]在杆处设置竖向减震弹簧和耗能阻尼器,通过振动台试验验证了基底悬摆隔震结构三向隔震的有效性和可行性。

随着隔震层位置由上往下,结构体系表现出由调谐转变至基础隔震的减震机理^[15]。Chai 等^[16]从控制角度对巨型子结构在地震和风荷载作用下的控制作用进行研究。谭平等^[17]从巨-子结构控制体系的能量出发,对减震机理进行了验证。由于隔震层参数的选择对控制效果有很大影响,Tasake 等^[18]经分析得出结构层间位移随隔震层阻尼比的增大而减小。Ryan 等^[19]对不同隔震层位置及参数的层间隔震结构的隔震效率进行了比较;宋晓等^[20]对其做进一步研究,通过十层框架结构的数值仿真,对比分析了基础隔震、层间隔震结构的减震效果。Villaverde 等^[21-22]对层间隔震结构参数优化等相关问题进行了探讨。王雪亮等^[23]基于多性能目标,对混合结构的层间隔震进行参数优化设计,确定了木制

隔震层的关键参数。

目前悬吊隔震结构理论研究大多涉及的是传统层间隔震及基底悬吊隔震,悬吊隔震层位于层间的研究还不充分。因此,本文对隔震层采用悬吊摆的悬吊结构体系进行研究,首先推导两自由度悬吊结构体系的运动方程及其等效线性化方程,综合考虑了上下部子结构位移响应,对结构体系进行参数优化。然后定义悬吊结构体系性能目标函数,以性能目标函数最小为优化目标,推导悬吊结构体系最优设计参数理论解。对相应系统进行参数分析,研究不同性能指数下,最优参数随质量比变化的关系。最后以某两层剪切型框架结构作为工程算例,通过数值分析进行验证。

1 悬吊结构体系分析模型

悬吊结构体系通常可分为三部分:下部子结构、悬吊隔震层和上部子结构。其中,悬吊隔震层的隔震支座由若干根刚性链杆构成,悬吊结构体系上部子结构通过隔震层悬挂在体系的下部子结构上。在悬吊结构体系中,对于屋顶隔震或加层隔震体系,隔震层上部质量较小,可假定为单质点;隔震层位置居中或较低时,隔震层刚度比上部子结构刚度小很多,上部子结构因隔震基本呈现刚体平动。对于隔震层下部子结构,可采用一个约束条件、刚度与下部子结构完全相同的单质点体系进行等效。将悬吊结构体系隔震层上部子结构和下部子结构分别简化为一个质点,并假设上部子结构质量集中在悬吊板上。图 1 为地震作用下悬吊结构体系分析模型,其中, m_1 和 m_2 分别为下部子结构与上部子结构质量, k_1 和 c_1 分别为下部子结构刚度与阻尼系数, \ddot{x}_g 为地震地面加速度。

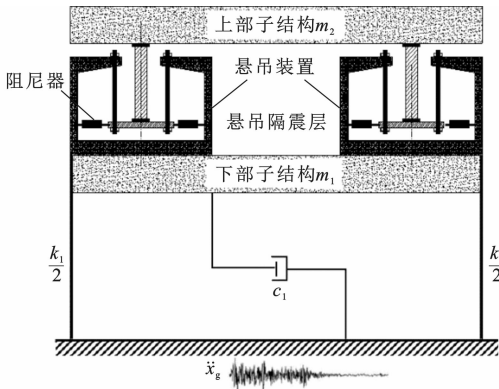


图 1 地震作用下悬吊结构体系模型

根据悬吊结构体系力学特性,可将其表示为图 2 所示的力学模型,其中, L 为隔震支座刚性链杆长度(摆长), θ 为上部子结构随隔震支座链杆摆动的角度(摆角), x_1 为下部子结构相对于地面沿 x 轴的位移, x_2 为上部子结构相对于下部子结构的水平位移, z_2 为上部子结构悬吊质量在 z 轴上的坐标。假定隔震层阻尼器阻尼系数为 c_2 ,那么体系在地震地面加速度 \ddot{x}_g 作用下的总动能 T 可表示为

$$T = \frac{1}{2} m_1 (\dot{x}_1 + \dot{x}_g)^2 + \frac{1}{2} m_2 (\dot{x}_1 + \dot{x}_g + \dot{x}_2)^2 + \frac{1}{2} m_2 \dot{z}_2^2 = \frac{1}{2} m_1 (\dot{x}_1 + \dot{x}_g)^2 + \frac{1}{2} m_2 [(\dot{x}_1 + \dot{x}_g)^2 + L^2 \cos^2(\theta) \dot{\theta}^2 + 2(\dot{x}_1 + \dot{x}_g) L \cos(\theta) \dot{\theta}] + \frac{1}{2} m_2 L^2 \sin^2(\theta) \dot{\theta}^2 = \frac{1}{2} (m_1 + m_2) (\dot{x}_1 + \dot{x}_g)^2 + \frac{1}{2} m_2 L^2 \dot{\theta}^2 + m_2 (\dot{x}_1 + \dot{x}_g) L \cos(\theta) \dot{\theta} \quad (1)$$

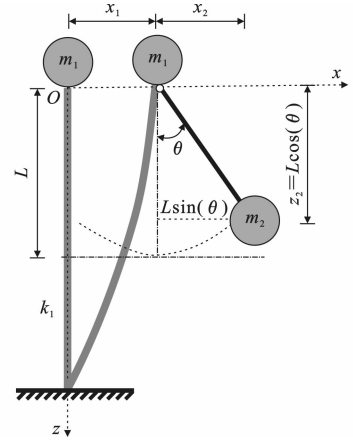


图 2 悬吊结构体系力学模型

Fig. 2 Mechanical Model of Suspension Structural System

以 x 轴为重力势能零势能位置,则体系总势能 V 可表示为

$$V = \frac{1}{2} k_1 x_1^2 - m_2 g z_2 = \frac{1}{2} k_1 x_1^2 - m_2 g L \cos(\theta) \quad (2)$$

式中: g 为重力加速度。

进一步将非保守力做功 δW 表示为

$$\begin{aligned} \delta W = & -c_1 \dot{x}_1 \delta x_1 - c_2 \dot{x}_2 \delta x_2 = \\ & -c_1 \dot{x}_1 \delta x_1 - c_2 L \cos(\theta) \dot{\theta} L \cos(\theta) \delta \theta = \\ & -c_1 \dot{x}_1 \delta x_1 - c_2 L^2 \cos^2(\theta) \dot{\theta} \delta \theta \end{aligned} \quad (3)$$

将式(3)代入如下拉格朗日方程

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_i} + \frac{\partial V}{\partial q_i} &= Q_i \\ \delta W &= \sum_{i=1}^n Q_i \delta q_i \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: q_i 为广义坐标,即 (x_1, θ) , x_1 与 θ 均为时间 t 的函数,随 t 变化; Q_i 为对应于广义坐标 q_i 的广

Fig. 1 Model of Suspension Structural System Under Ground Motion Excitations

义力。

联立上述各式,不设置线性弹簧^[5],仅考虑结构自定心刚度,可得悬吊结构体系非线性运动方程如下

$$\left. \begin{aligned} (m_1+m_2)(\ddot{x}_1+\ddot{x}_g)+m_2L\cos(\theta)\ddot{\theta}- \\ m_2L\sin(\theta)\dot{\theta}^2+k_1x_1+c_1\dot{x}_1=0 \\ m_2L^2\ddot{\theta}+m_2(\ddot{x}_1+\ddot{x}_g)L\cos(\theta)+ \\ c_2L^2\cos^2(\theta)\dot{\theta}+m_2gL\sin(\theta)=0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

由式(5)可知,地震作用下上部结构会存在一个摆角 θ 。随着摆角 θ 的增大,悬吊结构体系上部子结构将会形成一个较大的倾覆力矩,一旦倾覆力矩大于悬吊隔震支座极限承载能力,将会威胁到整个结构体系的安全。因此,通常情况下悬吊隔震支座摆角 θ 不应过大。在摆角 θ 较小的情况下,可将式(5)进一步等效线性化为以下形式

$$\left. \begin{aligned} (m_1+m_2)\ddot{x}_1+m_2\ddot{x}_2+c_1\dot{x}_1+k_1x_1= \\ -(m_1+m_2)\ddot{x}_g \\ m_2\ddot{x}_1+m_2\ddot{x}_2+c_2\dot{x}_2+k_2x_2=-m_2\ddot{x}_g \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

悬吊隔震层等效刚度 k_2 为

$$k_2=\frac{m_2g}{L} \quad (7)$$

以式(6)表示的悬吊结构体系等效线性运动方程为基础,对结构体系进行参数分析;以式(5)表示的悬吊结构体系非线性运动方程为基础,对结构体系进行时程响应分析,通过时程响应分析来验证等效线性化的正确性。

2 结构随机地震响应分析

为便于分析,定义表 1 所示的体系参数,将运动方程式(6)作拉氏变换,导出相对位移 x_1 和 x_2 对地面加速度 \ddot{x}_g 的传递函数。再令传递函数中复变量等于虚变量,即令拉氏变换因子 $s=i\omega$ (ω 为外激励频率, i 为虚数单位)。可得相对位移 x_1 和 x_2 对地面加速度 \ddot{x}_g 的频率特性 $H_1(i\omega),H_2(i\omega)$ 为

$$\left. \begin{aligned} H_1(i\omega)=\frac{\Delta_1}{\Delta} \\ H_2(i\omega)=\frac{\Delta_2}{\Delta} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= \omega^2 - 2(1+\mu)i\omega\zeta_2\omega_2 - (1+\mu)\omega_2^2 \\ \Delta_2 &= -2i\omega\zeta_1\omega_1 - \omega_1^2 \\ \Delta &= \omega^4 - i\omega^3[2\zeta_1\omega_1 + 2\zeta_2\omega_2(1+\mu)] - \\ &\quad \omega^2[\omega_1^2 + (1+\mu)\omega_2^2 + 4\zeta_1\zeta_2\omega_1\omega_2] + \\ &\quad i\omega[2\zeta_1\omega_1\omega_2^2 + 2\zeta_2\omega_2\omega_1^2] + \omega_1^2\omega_2^2 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

将表 1 中上下部子结构频率比 f 及外激励与下

表 1 体系参数定义

Tab. 1 Definition of System Parameters

参数	定义
$\mu=m_2/m_1$	上下部子结构质量比
$\omega_2=\sqrt{k_2/m_2}=\sqrt{g/L}$	上部子结构振动频率
$\omega_1=\sqrt{k_1/m_1}$	下部子结构振动频率
$\zeta_2=c_2/(2m_2\omega_2)$	隔震层阻尼比
$\zeta_1=c_1/(2m_1\omega_1)$	下部子结构阻尼比
$f=\omega_2/\omega_1$	上下部子结构频率比
$\lambda=\omega/\omega_1$	外激励与下部子结构频率比

部子结构频率比 λ 代入式(8),由此可得下部子结构与上部子结构的位移动力放大系数 $H_1(i\lambda),H_2(i\lambda)$ 分别为

$$\left. \begin{aligned} H_1(i\lambda) &= \frac{-A_2\lambda^2 + A_1i\lambda + A_0}{B_1\lambda^4 - B_3^3i\lambda - B_2\lambda^2 + B_1i\lambda + B_0} \\ H_2(i\lambda) &= \frac{\tilde{A}_1\lambda i + \tilde{A}_0}{B_1\lambda^4 - B_3^3i\lambda - B_2\lambda^2 + B_1i\lambda + B_0} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= (1+\mu)f^2 \\ A_1 &= 2(1+\mu)\zeta_2f \\ A_2 &= 1 \\ \tilde{A}_0 &= 1 \\ \tilde{A}_1 &= 2\zeta_1 \\ B_0 &= f^2 \\ B_1 &= 2\zeta_1f^2 + 2\zeta_2f \\ B_2 &= 1 + (1+\mu)f^2 + 4\zeta_1\zeta_2f \\ B_3 &= 2\zeta_1 + 2\zeta_2f(1+\mu) \\ B_4 &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

假设地震地面加速度为高斯白噪声,且白噪声强度为 S_0 ,则下部子结构与上部子结构的位移响应均方值 $\sigma_{x_1}^2,\sigma_{x_2}^2$ 可分别表示为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{x_1}^2 &= \frac{S_0}{\omega_1^3} \int_{-\infty}^{+\infty} |H_1(\lambda)|^2 d\lambda \\ \sigma_{x_2}^2 &= \frac{S_0}{\omega_1^3} \int_{-\infty}^{+\infty} |H_2(\lambda)|^2 d\lambda \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

$$\left. \begin{aligned} \int_{-\infty}^{+\infty} |H_1(\lambda)|^2 d\lambda &= \pi \left[\frac{A_0^2}{B_0} (B_2B_3 - B_1B_4) + \right. \\ &\quad \left. B_3(A_1^2 - 2A_0A_2) + B_1A_2^2 \right] / [B_1(B_2B_3 - B_1B_4) - B_0B_3^2] \\ \int_{-\infty}^{+\infty} |H_2(\lambda)|^2 d\lambda &= \pi \left[\frac{\tilde{A}_0^2}{B_0} (B_2B_3 - B_1B_4) + \right. \\ &\quad \left. B_3\tilde{A}_1^2 \right] / [B_1(B_2B_3 - B_1B_4) - B_0B_3^2] \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

3 悬吊隔震层优化设计

3.1 优化设计方法

由悬吊结构体系力学模型可知,地震作用下,上

部子结构会存在一个摆角 θ , 由于摆角 θ 不能过大, 即上部子结构相对位移 x_2 有一定限制, 因此提出一种综合考虑上下部子结构位移的优化方法。优化方法流程见图 3, 其中, α 为性能目标函数中的参数, $[x_2]$ 为隔震支座的水平位移限值。

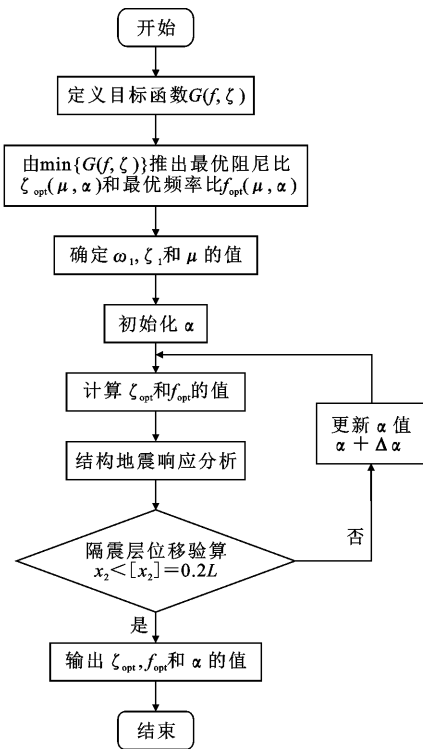


图 3 优化方法流程图

Fig. 3 Flowchart of Optimization Method

首先, 综合考虑上下部子结构位移响应, 定义含衡量悬吊结构体系上部子结构权重的性能指数 α 的性能目标函数, 以性能目标函数最小为优化目标, 推导悬吊结构体系最优频率比 f_{opt} 与最优阻尼比 ζ_{opt} 的理论解。然后, 初始化 α , 根据质量比及 α 的值, 可计算悬吊层最优阻尼比 ζ_{opt} 及上下部结构最优频率比 f_{opt} , 由此换算得到悬吊隔震层参数(摆长 L 与阻尼器阻尼系数 c_2)。对结构进行地震响应分析, 并对上部子结构位移(或摆角)进行验算, 满足要求则说明 α 取值合理, 反之则增大 α 值进一步验算。通过上述过程, 可使得隔震层位移满足要求的前提下, 保证下部结构地震响应最小。

3.2 性能目标函数定义

本文在进行悬吊隔震层优化设计过程中, 同时将下部子结构与上部子结构位移作为优化目标, 综合考虑上下部子结构位移响应。事实上, 根据工程实际情况确定隔震层位置之后, μ 与 ζ_1 等参数均已确定, 悬吊隔震层优化设计本质上是计算上下部子结构频率比 f 与隔震层阻尼比 ζ_2 的过程, 由此可将

层间悬吊隔震体系性能目标函数定义为

$$G(f, \zeta_2) = \sigma_{x_1}^2 + \alpha \sigma_{x_2}^2 \quad (14)$$

严格意义上来说, 根据 α 的取值可将悬吊结构体系的减震目标划分为以下 3 个阶段:

(1) 第 1 阶段: $0 < \alpha < 1$ 时, 悬吊结构体系主要用于控制下部子结构地震响应。

(2) 第 2 阶段: $\alpha = 1$ 时, 悬吊结构体系同时将上下部子结构地震响应作为控制目标, 且上下部子结构重要性相同。

(3) 第 3 阶段: $\alpha > 1$ 时, 悬吊结构体系主要用于控制上部子结构地震响应。

总体来说, 随着性能指数 α 的增大, 上部子结构所占性能权重比增大, 悬吊结构体系对上部子结构地震响应的控制力度也将加大, 地震作用下, 上部子结构位移响应相应减小更多。

3.3 最优设计参数理论解

为使层间悬吊隔震体系性能目标函数 $G(f, \zeta_2)$ 最小, f 与 ζ_2 应满足以下条件

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial G(f, \zeta_2)}{\partial f} &= 0 \\ \frac{\partial G(f, \zeta_2)}{\partial \zeta_2} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

令下部子结构阻尼比 $\zeta_1 = 0$, 可进一步将式 (15) 整理为

$$\left. \begin{aligned} e_{13}f^6 + e_{12}f^4 + e_{11}f^2 + e_{10} &= 0 \\ e_{23}f^6 + e_{22}f^4 + e_{21}f^2 + e_{20} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

$$\left. \begin{aligned} e_{10} &= -3\alpha\mu \\ e_{11} &= -\alpha\mu(2+\mu) - (\alpha+1) \\ e_{12} &= [\mu - 2 + 4\zeta_2^2(1+\mu)](1+\mu)^2 \\ e_{13} &= 3(1+\mu)^4 \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

$$\left. \begin{aligned} e_{20} &= -\alpha\mu \\ e_{21} &= e_{11} \\ e_{22} &= [2 - \mu + 4\zeta_2^2(1+\mu)](1+\mu)^2 \\ e_{23} &= -e_{13} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

联立式 (16)~(18) 可求得悬吊隔震层最优阻尼比为

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\sqrt[3]{-\bar{q} + \sqrt{\bar{q}^2 - \bar{p}^3}} + \sqrt[3]{\bar{p}} - \frac{c}{3b}} \quad (19)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{q} &= \left(\frac{c}{3b}\right)^3 - \frac{a}{2b} + \frac{cd}{6b^2} \\ \bar{p} &= \left(\frac{c}{3b}\right)^3 - \frac{a}{3b} \\ a &= a_3\alpha^3 + a_2\alpha^2 + a_1\alpha + a_0 \\ b &= b_1\alpha \\ c &= c_1\alpha \\ d &= d_3\alpha^3 + d_2\alpha^2 + d_1\alpha + d_0 \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= -\mu^2 + 4\mu \\ a_1 &= 4\mu^6 - 16\mu^5 - 16\mu^4 + 44\mu^3 + \\ &\quad 56\mu^2 + 20\mu + 4 \\ a_2 &= 8\mu^6 + 72\mu^5 + 216\mu^4 + 304\mu^3 + \\ &\quad 216\mu^2 + 72\mu + 8 \\ a_3 &= 4\mu^6 + 24\mu^5 + 60\mu^4 + 80\mu^3 + \\ &\quad 60\mu^2 + 24\mu + 4 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

$$\left. \begin{aligned} b_1 &= 128\mu^6 + 640\mu^5 + 1280\mu^4 + 1280\mu^3 + \\ &\quad 640\mu^2 + 128\mu \\ c_1 &= -144\mu^6 - 288\mu^5 + 288\mu^3 + 1152\mu^3 + \\ &\quad 1008\mu^2 + 288\mu \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

$$\left. \begin{aligned} d_0 &= 8\mu^2 - 8\mu - 16 \\ d_1 &= -48\mu^6 + 48\mu^5 + 328\mu^4 + 184\mu^3 - \\ &\quad 216\mu^2 - 200\mu - 32 \\ d_2 &= 80\mu^6 + 384\mu^5 + 720\mu^4 + 640\mu^3 + \\ &\quad 240\mu^2 - 16 \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

同样可求得上下部子结构最优频率比为

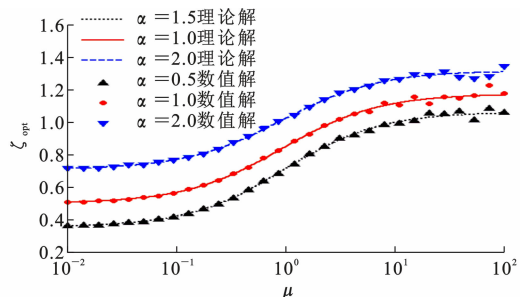
$$f_{\text{opt}} = \sqrt{\sqrt[3]{-q + \sqrt{q^2 + p^3}} + \frac{p}{\sqrt[3]{-q + \sqrt{q^2 + p^3}}}} - \frac{\bar{e}_{12}}{3e_{13}} \quad (24)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{e}_{12} &= [\mu - 2 + 4\zeta_{\text{opt}}(1 + \mu)](1 + \mu)^2 \\ p &= \frac{1}{3e_{13}}(e_{11} - \frac{\bar{e}_{12}}{3e_{13}}) \\ q &= \frac{1}{e_{13}}(\frac{e_{10}}{2} + \frac{\bar{e}_{12}}{27e_{13}^2} - \frac{e_{11}\bar{e}_{12}}{6e_{13}}) \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

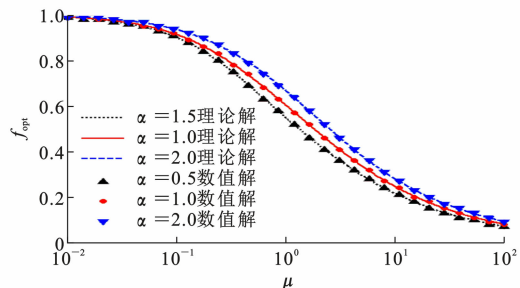
3.4 参数分析

为了验证本文推导的悬吊隔震层最优阻尼比 ζ_{opt} 及上下部子结构最优频率比 f_{opt} 理论解的正确性,有必要进行相应的系统参数分析。图 4 为性能指数 α 与质量比 μ 取不同值时,悬吊隔震层最优阻尼比 ζ_{opt} 及上下部子结构最优频率比 f_{opt} 的理论解与数值解。其中, ζ_{opt} 与 f_{opt} 数值解的取值范围分别为 $[0, 1.6]$ 和 $[0, 1]$, 计算步长均为 0.01。从图 4 可以看出, ζ_{opt} 与 f_{opt} 的理论解和数值解基本吻合。

需要注意的是, ζ_{opt} 数值解的计算精度通常会受参数取值范围与计算步长等因素的影响,因此 ζ_{opt} 数值解可能在局部区域内离散度较大。例如 μ 大于 10 时, ζ_{opt} 数值解离散度较大,导致 ζ_{opt} 数值解与理论解之间存在较大的差别;计算 f_{opt} 的最大相对误差为 3.42%, ζ_{opt} 的最大相对误差为 4.72%,说明本文推导的 ζ_{opt} 与 f_{opt} 理论解是正确的。由此可见本文推导 ζ_{opt} 与 f_{opt} 理论解具有精度高、稳定性好等优点。从图 4 还可以观察到以下现象:



(a) 悬吊隔震层最优阻尼比



(b) 上下部结构最优频率比

图 4 悬吊隔震层 ζ_{opt} 和 f_{opt}

Fig. 4 ζ_{opt} and f_{opt} of Suspension Isolation Layer

(1) 随着性能指数 α 的增大, ζ_{opt} 与 f_{opt} 均会增大, 结构体系所需的最优摆长减小。这是由于 α 的增大导致上部子结构所占性能权重比也随之增大, 此时需要更大的隔震层刚度与阻尼系数来降低上部子结构的地震响应。

(2) 最优阻尼比 ζ_{opt} 与质量比 μ 呈正相关关系; 最优频率比 f_{opt} 与质量比 μ 呈负相关关系。

(3) ζ_{opt} 与 f_{opt} 在质量比为 1 附近尤其是小于 1 时, 斜率较大, 说明质量比较小时, 悬吊结构体系对阻尼比及频率比更为敏感。

4 算例验证及分析

以某两层剪切型框架结构作为工程算例, 对层间悬吊隔震体系减震性能进行数值分析。其中无悬吊隔震层的结构模型如图 5 所示; 设置有悬吊隔震层的结构模型如图 1 所示 (其中上部子结构简化为单层质量块)。结构第 1 层与第 2 层质量均为 1×10^3 t, 刚度系数均为 6.17×10^4 kN \cdot m $^{-1}$, 结构阻尼比取 0.05。性能指数 α 分别为 0.5, 1, 2, 根据本文推导的理论公式, 计算得到不同情况下的悬吊隔震层最优设计参数, 如表 2 所示。

根据悬吊隔震层优化设计结果, 对结构位移动力放大系数进行分析, 结果如图 6 所示。从图 6 可以观察到, 隔震结构上部子结构与下部子结构位移动力放大系数峰值均小于非隔震结构, 说明悬吊隔震层位于层间能同时降低上部子结构与下部子结构

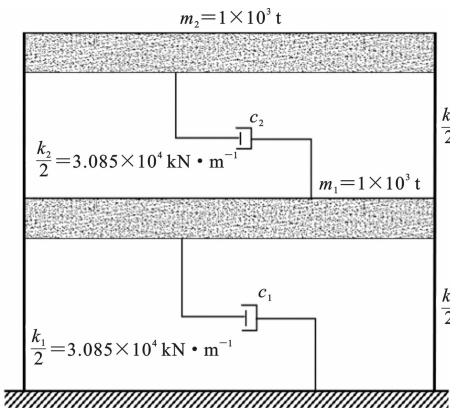


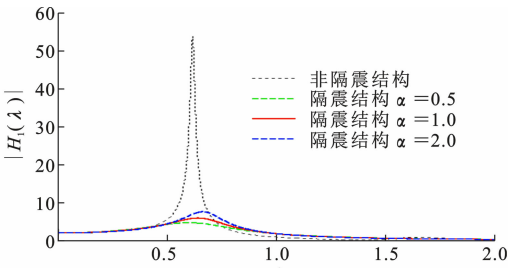
图 5 两层剪切型框架结构模型

Fig. 5 Model of Two-layer Shear Frame Structure

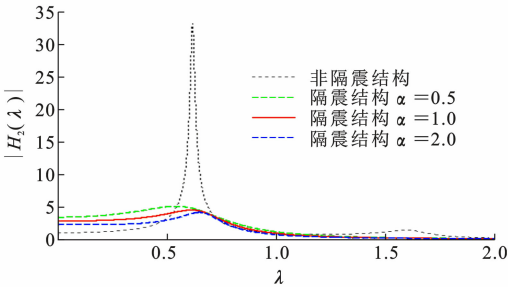
表 2 悬吊隔震层优化设计结果

Tab. 2 Optimal Design Results of Suspension

Isolation Layer			
性能指数 α	0.5	1.0	2.0
最优频率比 f_{opt}	0.55	0.60	0.67
最优阻尼比 ζ_{opt}	0.72	0.85	1.02
摆长 L/m	0.53	0.44	0.36
阻尼系数 $c_2/(10^6 \text{ N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1})$	6.15	8.05	10.70



(a) 下部子结构



(b) 上部子结构

图 6 结构位移动力放大系数

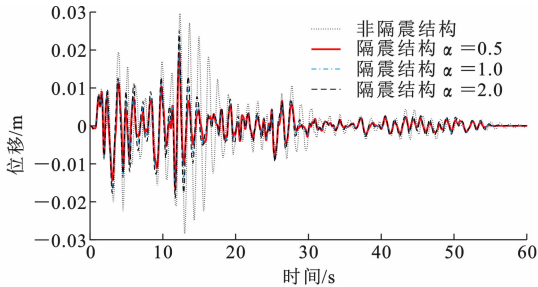
Fig. 6 Structural Displacement Dynamic Magnification Factors

的位移响应峰值。值得一提的是,随着性能指数 α 的增大,下部子结构位移动力放大系数峰值会增大,而上部子结构位移动力放大系数峰值会减小,这一现象与 α 的定义是相符的。

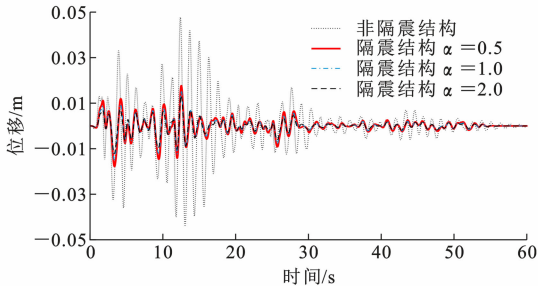
为了对悬吊结构体系减震性能进行时程验证,

以 El Centro(EW,1940 年)和 Taft(EW,1952 年)两组经典地震记录作为输入,并将地震记录幅值调整为 $70 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 。以式(5)表示的悬吊结构体系非线性运动方程为基础,基于 MATLAB/Simulink 平台使用 Runge-Kutta 法对体系进行时程响应分析。

图 7 为 El Centro 地震作用下结构位移响应时程。从图 7 可以看出,结构响应均在 $0 \sim 15 \text{ s}$ 内占据一定的成分,随后逐渐衰减并在 25 s 后又出现一定成分,主要是由于 El Centro 地震记录在 $0 \sim 15 \text{ s}$ 初始阶段有相对较强烈的脉冲运动。相对于非隔震结构,悬吊结构体系的上部子结构与下部子结构地震位移响应明显减小。其中,上部子结构减震机理类似隔震,因此相对于下部子结构来说,位移减小更多;上部子结构位移满足小于 $0.2L$ 的要求^[4],验证了等效线性化的正确性。图 8 为 El Centro 地震作用下结构悬吊隔震层摆角大小。从图 8 可以看出,采用层间悬吊结构体系进行优化设计后的结构,最大摆角不超过 2.5° 。



(a) 下部子结构



(b) 上部子结构

图 7 El Centro 地震作用下结构位移响应时程

Fig. 7 Time-history of Structural Displacement Responses Under El Centro Seismic Action

图 9 为 Taft 地震作用下结构位移响应时程。从图 9 可以看出,相对于非隔震结构,悬吊结构体系的上部子结构地震位移响应明显减小,下部子结构地震位移响应在地震动初始阶段减震效果不明显。隔震结构在 $0 \sim 8 \text{ s}$ 内位移响应相对于非隔震结构还略有增大,主要原因是上部子结构对下部子结构起到一定的调谐作用,其在地震刚发生的短时间内

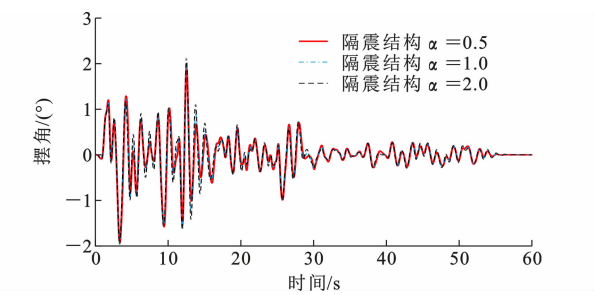


图 8 El Centro 地震作用下悬吊隔震层摆角

Fig. 8 Swing Angle of Suspension Isolation Layer Under El Centro Seismic Action

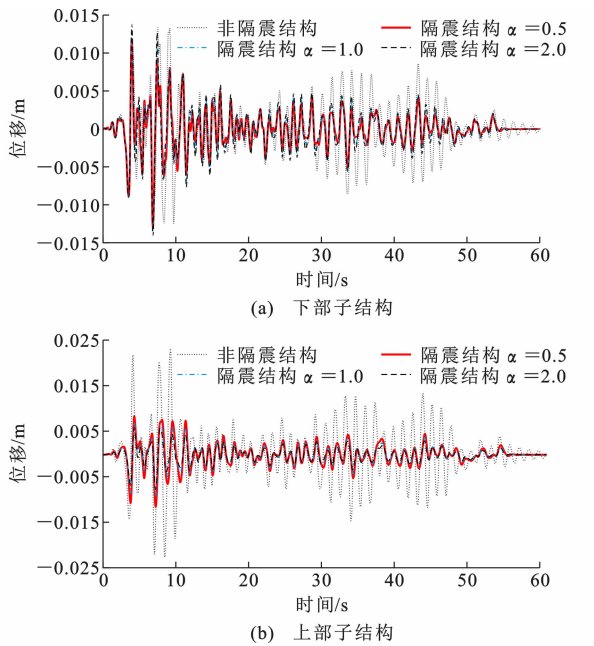


图 9 Taft 地震作用下结构位移响应历程

Fig. 9 Time-history of Structural Displacement Responses Under Taft Seismic Action

没有发挥,能量还来不及向上部转移;上部子结构位移满足小于 $0.2L$ 的要求^[4],验证了等效线性化的正确性。图 10 为 Taft 地震作用下结构悬吊隔震层摆角大小。从图 10 可以看出,采用层间悬吊结构体系进行优化设计后的结构最大摆角不超过 1° 。

综上可知,悬吊隔震结构体系对于不同场地类型的地震记录均有一定的减震效果,且对于隔震层位于层间的悬吊隔震结构体系,上部子结构减震效果更好,并且可以通过改变性能指数 α 的值来调整上下部结构减震性能。

为了对悬吊结构体系减震性能进行定量分析,表 3 给出了性能指数 α 取不同值情况下的结构位移减震率(非隔震结构与隔震结构位移差值与非隔震结构位移的比值),其中 Taft 地震记录下前期控制效果还未发挥段在计算峰值减震时不考虑。从表 3

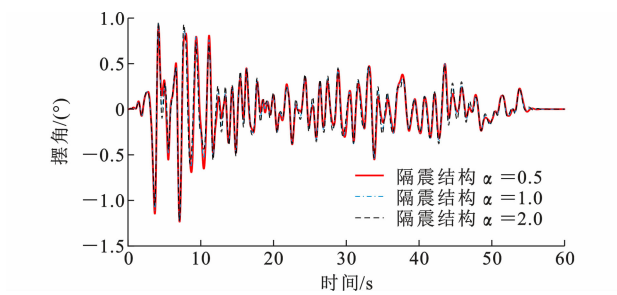


图 10 Taft 地震作用下悬吊隔震层摆角

Fig. 10 Swing Angle of Suspension Isolation Layer Under Taft Seismic Action

表 3 地震作用下悬吊层间隔震体系位移减震率

Tab. 3 Displacement Attenuation Rate of Suspension Interlayer Isolation System Under Earthquakes

性能指数 α			0.5	1.0	2.0
El Centro 地震作用	下部结构	峰值	34.75	25.16	15.24
		均方差	49.82	43.11	34.88
	上部结构	峰值	62.68	67.45	72.10
		均方差	66.55	71.64	76.12
Taft 地震作用	下部结构	峰值	40.38	26.97	14.19
		均方差	37.83	32.45	26.09
	上部结构	峰值	68.44	74.02	80.26
		均方差	60.21	67.33	73.53

可以直观地看出,随着 α 的增大,悬吊隔震体系下部子结构位移响应峰值与均方差的减震率会下降,但是上部子结构位移响应峰值与均方差减震率略有上升。以结构位移响应峰值为例, α 由 0.5 增加至 2.0 时,El Centro 地震记录及 Taft 地震记录下悬吊隔震体系下部子结构位移减震率分别下降了 19.51% 和 26.16%,而上部子结构位移减震率分别上升了 9.52% 和 11.82%,可见上部子结构位移减震率的上升速度小于下部子结构位移减震率的下降速度。尽管 α 的增大会降低下部子结构的位移减震率,但是只要 α 取值合理,悬吊结构体系能同时有效控制上部子结构与下部子结构地震位移响应。以 $\alpha = 1.0$ 为例,两地震作用下下部子结构位移响应峰值减震率分别为 25.16% 和 26.97%,上部子结构位移响应峰值减震率高达 67.45% 和 74.02%。

5 结 语

(1)提出了悬吊结构的优化设计方法,通过定义性能指数 α ,同时将悬吊结构的下部子结构与上部子结构反应作为优化目标,推导了悬吊隔震层最优设计参数理论解,参数分析结果表明,理论解具有精度高、稳定性好等优点。

(2)随着性能指数 α 的增大,上部子结构所占性能权重比增大,悬吊结构体系对上部子结构地震响应的控制力度也将加大。

(3)悬吊隔震层最优阻尼比 ζ_{opt} 与质量比 μ 呈正相关关系;上下部子结构最优频率比 f_{opt} 与质量比 μ 呈负相关关系。 ζ_{opt} 与 f_{opt} 在 μ 为1附近尤其是小于1时,斜率较大,变化较快,即此时悬吊结构体系对阻尼比及频率比更为敏感。

(4)通过算例分析可得,当性能指数 $\alpha=1.0$ 时,El Centro地震记录结构体系上下部子结构位移响应峰值减震率分别为67.45%和25.16%,Taft地震记录下结构体系上下部子结构位移响应峰值减震率分别为74.02%和26.97%。结果表明,悬吊隔震层位于层间的悬吊结构体系对于不同场地类型的地震记录下,均能同时有效控制上部子结构与下部子结构地震位移响应。

参考文献:

References:

- [1] 周福霖.工程结构减震控制[M].北京:地震出版社,1997.
ZHOU Fu-lin. Seismic Control of Engineering Structures[M]. Beijing: Seismological Press, 1997.
- [2] KELLY J M. Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1986, 5(4): 202-216.
- [3] ZAYAS V A, LOW S S, MAHIN S A. A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation[J]. Earthquake Spectra, 1990, 6(2): 317-333.
- [4] BAKHSI A, ARAKI H, SHIMAZU T. Evaluation of the Performance of a Suspension Isolation System Subjected to Strong Ground Motion[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1998, 27(1): 29-47.
- [5] 王前信,卢书辉.悬吊体系的地震力[M].北京:地震出版社,1981.
WANG Qian-xin, LU Shu-hui. Seismic Force of Suspension System [M]. Beijing: Seismological Press, 1981.
- [6] 王玉明,魏琰.悬吊质量结构的抗震计算及减震性能分析[J].建筑结构,1990(5):2-8.
WANG Yu-ming, WEI Lian. Seismic Calculation and Damping Performance Analysis of Suspension Mass Structure[J]. Building Structure, 1990(5): 2-8.
- [7] GERGES R R, VICKERY B J. Parametric Experimental Study of Wire Rope Spring Tuned Mass Dampers[J]. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 2003, 91(12/13/14/15): 1363-1385.
- [8] ROFFEL A J, NARASIMHAN S, HASKETT T. Performance of Pendulum Tuned Mass Dampers in Reducing the Responses of Flexible Structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(12): 04013019.
- [9] GERGES R R, VICKERY B J. Optimum Design of Pendulum-type Tuned Mass Dampers[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2005, 14(4): 353-368.
- [10] 李宏男, SINGH M P. 结构动力吸振摆的优化参数[J].世界地震工程,1994(4):14-17.
LI Hong-nan, SINGH M P. Optimum Parameters of Vibration Energy-dissipating Pendulum for Structures [J]. World Earthquake Engineering, 1994(4): 14-17.
- [11] 李宏男,宋本有.高层建筑利用悬吊质量摆的减震研究[J].地震工程与工程振动,1995,15(4):55-61.
LI Hong-nan, SONG Ben-you. Seismic Response Reduction for Tall Buildings by Suspended Mass Pendulums [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1995, 15(4): 55-61.
- [12] 李宏男.摆-结构体系减震性能研究[J].工程力学,1996,13(3):123-129.
LI Hong-nan. Study on Vibration Damping Properties of Pendulum — Structure System [J]. Engineering Mechanics, 1996, 13(3): 123-129.
- [13] 王开才,苏国维.悬摆隔震结构动力分析方法初探[J].地震工程与工程振动,1999,19(2):117-121.
WANG Kai-cai, SU Guo-wei. Dynamic Analysis of Pendulum Seismic Isolation Structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1999, 19(2): 117-121.
- [14] 鲁亮,胡宇飞,张会会,等.基底悬摆隔震结构振动台试验研究[J].振动与冲击,2019,38(5):71-79.
LU Liang, HU Yu-fei, ZHANG Hui-hui, et al. Shaking Table Tests for Base-suspended Pendulum Isolation Structures [J]. Journal of Vibration and Shock, 2019, 38(5): 71-79.
- [15] 祁皑,林云腾,郑国琛.层间隔震结构工作机理研究[J].地震工程与工程振动,2006,26(4):239-243.
QI Ai, LIN Yun-teng, ZHENG Guo-chen. Research on Working Mechanism of Story Isolation Structure [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2006, 26(4): 239-243.
- [16] CHAI W, FENG M Q. Vibration Control of Super Tall Buildings Subjected to Wind Loads [J]. International Journal of Non Linear Mechanics, 1997, 32(4):

- 657-668.
- [17] 谭 平,李祥秀,刘良坤,等.巨-子结构控制体系的减震机理及性能分析[J].土木工程学报,2014,47(11):55-63.
- TAN Ping, LI Xiang-xiu, LIU Liang-kun, et al. Control Mechanism and Performance Analysis of a Mega-sub Structure Control System[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(11): 55-63.
- [18] TASAKA M, MORI N, YAMAMOTO H, et al. Applying Seismic Isolation to Buildings in Japan-retrofitting and Middle-story Isolation[C]//ASCE. Proceedings of the 18th Analysis and Computation Specialty Conference at Structures Congress. Reston: ASCE, 2008:1-11.
- [19] RYAN K L, EARL C L. Analysis and Design of Inter-story Isolation Systems with Nonlinear Devices[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2010, 14 (7): 1044-1062.
- [20] 宋 晓,谭 平,周福霖,等.层间隔震结构参数分析与减震性能研究[J].地震工程与工程振动,2018,38(5):41-49.
- SONG Xiao, TAN Ping, ZHOU Fu-lin, et al. Analysis of Parameters and Aseismic Properties of Inter-story Isolation System[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2018, 38(5): 41-49.
- [21] VILLAVERDE R, AGUIRRE M, HAMILTON C. Aseismic Roof Isolation System Built with Steel Oval Elements: Exploratory Study[J]. Earthquake Spectra, 2005, 21(1): 225-241.
- [22] VILLAVERDE R, MOSQUEDA G. Aseismic Roof Isolation System: Analytic and Shake Table Studies [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2015, 28(3): 217-234.
- [23] 王雪亮,王秀鑫,魏凯睿,等.基于多性能指标的轻木-混凝土混合结构层间隔震[J].建筑科学与工程学报, 2020, 37(1): 102-110.
- WANG Xue-liang, WANG Xiu-xin, WEI Kai-rui, et al. Inter-story Isolation of Light Wood-concrete Hybrid Structure Based on Multi-performance Indicators[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(1): 102-110.