

# 悬挂结构模拟振动台试验研究

蔡文华<sup>1</sup>, 郁步军<sup>2</sup>, 吴发红<sup>1</sup>, 荀勇<sup>1</sup>

(1. 盐城工学院 土木学院, 江苏 盐城 224051; 2. 盐城工学院 基建处, 江苏 盐城 224051)

**摘要:**为研究设置黏滞阻尼器的悬挂结构在地震作用下的抗震性能,对采用刚性连接杆连接和采用黏滞阻尼器连接的悬挂结构进行了1/20比例缩尺模型振动台试验,主要研究了模型结构的动力特性、阻尼比、结构响应及其减振效果。研究表明:与普通悬挂模型结构相比,悬挂减振模型结构自振频率有所降低,结构的阻尼比得到提高,特别是第一阶频率和对应阻尼比;悬挂减振模型结构的主体结构顶部和第五层悬挂楼层的加速度峰值响应均小于普通悬挂模型结构,其中悬挂楼层的加速度峰值响应最佳减振幅度可达94.34%。悬挂减振结构主体结构顶部位移峰值响应较普通悬挂结构有明显地降低,且不同的地震波输入有着不同的减振效果,其中Taft波的减振效果最好,El Centro波次之,最后是人工波;主体结构与悬挂楼面的最大相对位移却大于普通悬挂结构,说明主次结构之间的连接越强,其相对位移就越小。同时也说明悬挂减振结构正是利用悬挂楼层的摆动和黏滞阻尼器来耗散能量,从而有着较好的耗能减振效果。

**关键词:**悬挂减振结构;黏滞阻尼器;振动台试验;减振效果;减振幅度

中图分类号:TU351;TU317.1

文献标识码:A

## Shaking table test study on suspended structure

CAI Wenhua<sup>1</sup>, YU Bujun<sup>2</sup>, WU Fahong<sup>1</sup>, XUN Yong<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Yancheng Institute of Technology, Yancheng 224051, China;

2. Infrastructure Department, Yancheng Institute of Technology, Yancheng 224051, China)

**Abstract:** In order to investigate the seismic performance of the suspended structure with viscous damper during earthquakes, the shaking table tests were carried out on two 1/20 scaled models of suspended structures, which were equipped with rigid rods and viscous dampers respectively. The dynamic characteristics, damping ratio, structural response and damping effect of model structures were researched. The test results show that compared with the common suspended model structure, the natural frequency of the suspension damping model structure is reduced, while the damping ratio is improved, especially the first frequency and the corresponding damping ratio. The peak accelerations of the top of the main structure and the fifth suspended-floor of the suspension damping model structure are less than those of the common suspended model structure, but the damping amplitude of the peak acceleration of the fifth suspended-floor is even up to 94.34%. The maximum displacement of the top of the main structure is also distinctly smaller than that of the common suspended model structure. Different seismic wave input has different damping effect, in which the effect of Taft wave is the best, the El Centro wave is the second, and the last is artificial wave. However, the maximum relative displacement between the main structure and the suspended-floor is greater than that of the common suspended model structure, which shows that the stronger the connection between the main and secondary structures, the smaller the relative displacement. It also indicates that the suspension damping model structure takes advantage of the swing of the suspended-floors and the viscous dampers to consume energy, so that the suspended structure with viscous dampers has better effect of energy dissipation and vibration reduction.

收稿日期:2023-07-15; 修回日期:2024-01-02

基金项目:国家自然科学基金项目(51508491)

作者简介:蔡文华(1978—),女,副教授,博士,主要从事结构抗震性能研究。E-mail:caiwenhua10@163.com

**Key words:** suspension damping structure; viscous dampers; shaking table test; damping effect; vibration reduction amplitude

## 0 引言

高层建筑是一种应用广泛的建筑形式,但是,在地震作用下,建筑物的振动常常会使居住人群感到不适,甚至会造成结构的破坏。传统的方法是通过增强结构本身的强度、刚度和延性来提高结构的抗力。这种消极抗震措施不仅提高了工程的设防造价,也给工程结构带来了很大的局限性。为了改变这种状况,工程师们在积极探索新的抗震结构体系的同时,将结构控制理论融入结构设计之中<sup>[1-3]</sup>。悬挂结构体系<sup>[4-7]</sup>是一种新型抗震结构体系,其结构体系主要由三部分组成,分别为承重主构架、吊件和被悬挂的楼层。这种结构体系利用悬挂楼层,进行主动抗震,具有良好的抗震性能,同时承重主构架和悬挂楼层之间又便于控制设备的安装,是一种具有良好发展前景的高层建筑结构体系<sup>[4]</sup>。

目前研究较多的悬挂结构体系按主体结构的不同主要分为两类:核心筒体<sup>[5-7]</sup>和巨型框架<sup>[8-11]</sup>。本文主要针对单段巨型框架式悬挂结构进行了振动台试验<sup>[12-14]</sup>研究。

对于巨型框架悬挂结构,国内外学者做了不少的理论研究<sup>[15-17]</sup>。结果表明,巨型框架悬挂结构具有良好的减震性能,特别是在巨型框架柱与悬挂楼层之间安装阻尼器后,使得其具有更好地耗能能力,楼层地震反应明显减小,因而,使得实际工程的实现更具可行性。但是,试验研究很少,仅见报道的文献<sup>[15-16]</sup>中的模型是采用有机玻璃制作的,为4层巨型框架悬挂减振模型,且每根桁架仅悬挂一个楼层,并以海绵块作为巨型框架和悬挂楼层之间的阻尼器,这显然与实际的高层建筑结构相差比较大,并且此文献仅仅定性研究了风洞试验条件下风振控制的效果。为了更好地研究巨型框架悬挂结构的减振特性,本文对安装黏滞阻尼器 1/20 缩尺的悬挂模型结构进行振动台试验,研究悬挂减振结构的动力特性,及其减振规律和减振效果。

## 1 试验概况

### 1.1 模型设计

试验模型为10层CFRP索巨型框架悬挂结构,缩尺比为1/20。结构两端设有筒体巨型柱,第9、10层为巨型框架悬挂大梁所在楼层,两巨型柱之间设有悬挂楼层,第3~8层即为悬挂楼层,如图1所示。

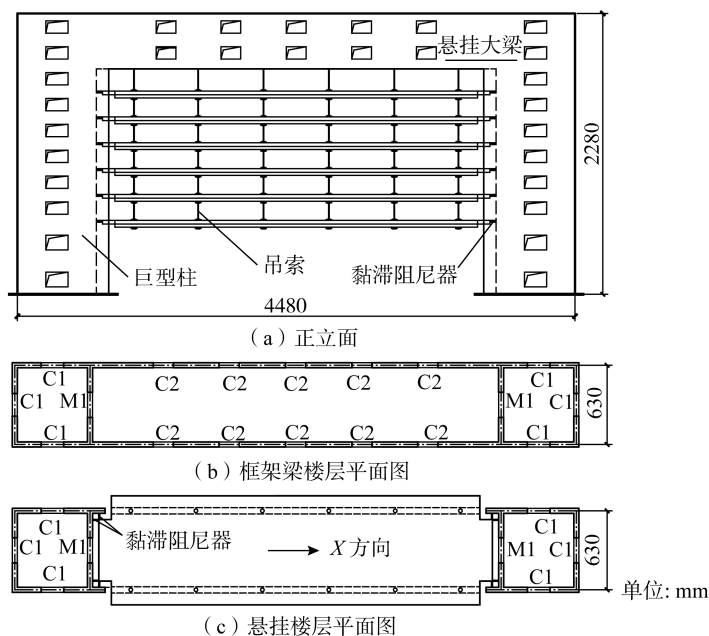
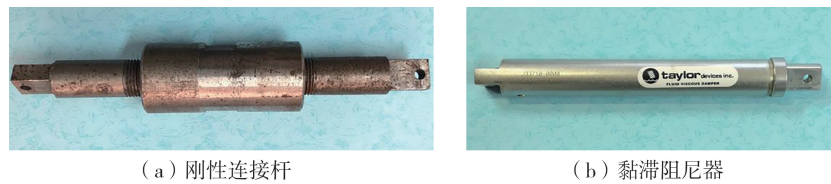


图1 结构模型平面与立面示意图

Fig. 1 Schematic of structural plane and elevation

模型平面尺寸为 4.48 m×0.63 m,总高度 2.28 m。悬挂楼层是通过设置于悬挂大梁上的钢索吊挂,各悬挂楼层与巨型框架柱之间留有一定空隙,用于布置黏滞阻尼器或刚性连接杆,如图 2 所示。悬挂楼层与巨型框架柱之间布置黏滞阻尼器的结构称为悬挂减振结构,布置刚性连接杆的结构称为普通悬挂结构。



(a) 刚性连接杆 (b) 黏滞阻尼器

图 2 悬挂楼层与巨型框架柱之间的连接

Fig. 2 Links between hanging floors and columns

主体结构与悬挂楼盖之间刚性连接采用的刚性连接杆两端与结构两端采用铰接的形式,刚性连接杆必须有足够的轴向刚度,以保证铁钩振动时连接处不发生相对位移。刚性连接杆采用直径为 25 mm 的中间带长度调节套筒的定制钢杆,如图 2(a) 所示。

试验选用的黏滞阻尼器是由美国 Taylor 公司负责设计和制造的线性速度型阻尼器,如图 2(b) 所示。该阻尼器主要是由一个不锈钢活塞杆、一个有孔青铜活塞头和装满硅油的圆柱形钢套管构成,具有线黏滞阻尼器的基本特征,尺寸较小。通过活塞杆与钢套管之间的相对运动,两油仓内的硅油受到挤压、剪切,从而耗散能量。根据前期研究成果<sup>[4,14]</sup>,结合模型需要选用了阻尼器的主要技术参数如表 1 所示。

模型采用微粒混凝土和镀锌钢丝制成。在模型浇筑过程中,预留了 3 组微粒混凝土立方体和棱柱体试块。实测微粒混凝土立方体抗压强度平均值为 9.4 MPa,弹性模量为  $6 \times 10^3$  MPa。采用电液伺服万能试验机对镀锌钢丝进行了拉伸试验,得到模型钢筋的屈服强度和抗拉强度,如表 2 所示。

表 1 黏滞阻尼器的主要技术参数

Table 1 Main parameters of viscous dampers

型号	最大阻尼力/N	阻尼系数/(kN·s/m)	最大行程/mm
1×4D	2005	5	102

表 2 钢丝力学性能

Table 2 Mechanical properties of reinforcement

直径/mm	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/( $\times 10^5$ MPa)
2	240	300	2.00
4	240	300	2.00

### 1.2 模型相似率

根据量纲分析法,先确定相似条件,然后由相似控制参数,推导其余的相似常数。基于地震模拟试验的一致相似率,根据振动台台面尺寸首先确定了试验模型几何相似比为 1/20;考虑到试验模型实现的技术和条件,选用微粒混凝土,确定了弹性模量相似比为 1/5;考虑到材料、配重等因素,综合考虑后取重力密度相似比为 8/3。以上的 3 个相似比即为本次试验模型相似控制参数,一旦确定则可推导出模型其他的相似系数,模型主要相似关系如表 3 所示,试验模型如图 3 所示。

钢索采用直径为 9 mm 钢绞线、夹片式锚具制作而成。

表 3 模型主要相似关系

Table 3 Similitude relations of test model

物理量	相似关系	相似常数
长度	$S_L$	1/20
弹性模量	$S_E$	1/5
等效质量密度	$S_\rho$	8/3
应力	$S$	1/5
时间	$S_t$	1/5.48
加速度	$S_{\ddot{x}}$	3/2



图 3 试验模型

Fig. 3 Test model

### 1.3 配重方案

根据重力密度的相似关系计算出质量的相似关系,从而计算出模型各部分的质量,不足部分通过附加人工质量实现。选用试验专用试验块作为附加质量,用泡沫胶将其固定在主体结构和悬挂楼盖上。主体结构

两侧框筒内,每层分别外加配重 160 kg(共 8 块配重质量块),顶部每层悬挂转换梁外加配重 240 kg(共 12 块配重质量块),每层悬挂楼盖外加配重 240 kg(共 12 块配重质量块),主结构与次结构质量比为 1/0.54,详细配重方案如图 4 所示。

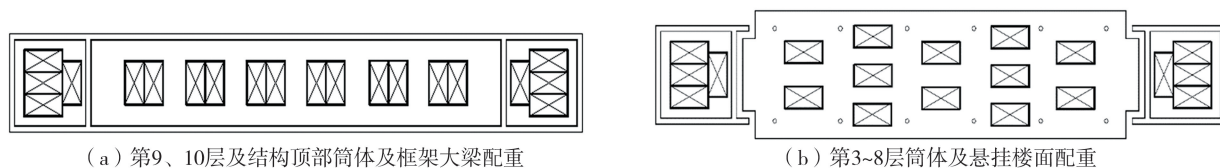


图 4 试验模型配重方案

Fig. 4 Weight scheme of test model

#### 1.4 测量设备及测点布置

本次试验在北京工业大学城市与工程抗震减灾技术北京市国际科技合作基地进行,数据采集系统采用扬州晶明科技有限公司研发的动态信号采集仪,每个采集仪有 16 个通道,一共有 4 台采集仪,共 64 个通道。采集仪 JM5938A 和 JM3823 连接电阻应变片,采集仪 JM5938 连接位移传感器和加速度传感器,数据采集系统如图 5 所示。

试验模型上共布置有 12 个水平加速度传感器和 5 个水平位移激光传感器。加速度传感器主要布置在主体结构第 1、2、4、5、6、8、10 层,以及悬挂楼面的第 1、3、5、6 层。位移传感器则布置在主体结构上,与第 1、3、5、6 层悬挂楼面相平齐处,以及结构顶部,如图 6 所示。

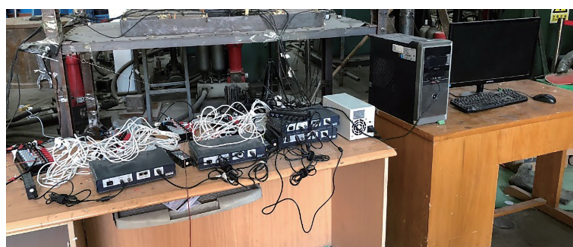


图 5 试验数据采集系统

Fig. 5 Acquisition system of test data

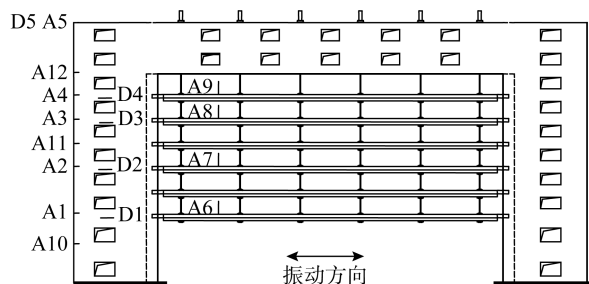


图 6 位移、加速度传感器布置

Fig. 6 Arrangement of displacement and acceleration sensors

通过上述的位移、加速度传感器可测得结构关键位置处的加速度响应和位移响应。为了了解模型结构重点部位的受力情况,有选择地在模型结构的内部和表面粘贴了电阻应变片。具体为巨型柱与基础顶交接处的钢筋上粘贴钢筋应变片若干和结构相应表面混凝土上粘贴混凝土应变片若干;巨型柱、梁交接处和巨型框架梁跨中部位的钢筋上粘贴钢筋应变片若干和结构相应表面混凝土上粘贴混凝土应变片若干。

#### 1.5 试验方案

试验采用电液伺服驱动的模拟地震振动台,其台面尺寸为 2 m×2 m,最大载重量为 10 t,最大位移为 ±125 mm,最大速度为 500 mm/s,最大加速度为 ±2.0 g。

本次试验研究的是结构在弹性范围内的工作性能,故选用设计基本地震加速度为 0.15 g 地区的 7 度多遇、8 度多遇、9 度多遇、7 度罕遇和 8 度罕遇 5 个地震作用水平进行试验。地震波沿结构长跨方向(即图 6 中的振动方向)输入。考虑不同场地条件的差异,以及脉冲效应对减振效果的影响。选取了 3 条典型地震波(El Centro 波、Taft 波及随机人工地震波)作为输入激励,如图 7 所示。试验时依次进行加载,通过对地震波数据的调整,将白噪声和 3 条地震波分别按照 5 个地震作用水平进行;为了对比分析 3 条地震波输入下结构的动力响应,各级地震波加速度峰值调整到同一值作为台面激励。表 4 为地震动输入工况,在试验开始前和各工况结束后,均采用白噪声激励,以量测动力特性及其变化。

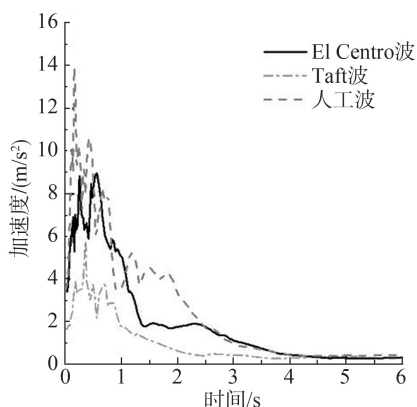


图 7 地震波加速度反应谱

Fig. 7 Seismic wave acceleration response spectra

表4 地震输入工况  
Table 4 Seismic input condition

工况	激振水平	地震波	加速度峰值/ $g$
1		白噪声	0.0500
2	7度多遇	El Centro波、Taft波、人工波	0.0525
3		白噪声	0.0500
4	8度多遇	El Centro波、Taft波、人工波	0.1050
5		白噪声	0.0500
6	9度多遇	El Centro波、Taft波、人工波	0.2100
7		白噪声	0.0500
8	7度罕遇	El Centro波、Taft波、人工波	0.3300
9		白噪声	0.0500
10	8度罕遇	El Centro波、Taft波、人工波	0.6000
11		白噪声	0.0500

本次地震模拟振动台试验按照先普通悬挂结构,后悬挂减振结构的顺序进行,且每组试验均按照表4所示的地震作用等级依次施加。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 试验现象

当输入的地震波峰值加速度小于 $0.105g$ 时,普通悬挂结构和悬挂减振结构的主体结构和悬挂楼面均没有肉眼可见的晃动;当输入的地震波峰值加速度为 $0.105g$ 时,2种悬挂结构均出现轻微的晃动。相比较而言,悬挂减振结构的悬挂楼面较普通悬挂结构的主体和悬挂楼面均晃动得明显,而悬挂减振结构的主体则较普通悬挂结构的晃动得不明显;当地震波加速度峰值达到 $0.21g$ 及以上时,两类结构均随着输入加速度峰值的增大,而出现越来越强烈的振动。普通悬挂结构的主体和悬挂楼面的振动基本是同步的,且无明显相对水平振动;而悬挂减振结构的悬挂楼面,其振动稍稍滞后于主体结构,且悬挂楼面与主体结构之间有相对水平振动。两类结构的主体结构和悬挂楼面从始至终均无裂缝产生,钢索也无受剪损伤的痕迹。但连接主次结构的刚性杆和阻尼器的螺丝有不同程度的变形。普通悬挂结构中,连接刚性连杆的螺丝有部分出现了松动,其中个别出现了螺杆的微微弯曲变形;而悬挂减振结构中,连接阻尼器的部分螺丝仅出现了松动,螺杆基本没有出现弯曲。

### 2.2 模型结构的动力特性

2种结构在各种地震输入下,主体结构均无裂缝产生,钢索也没有受损的痕迹,可以初步断定,在整个试验过程中,结构处于弹性状态。

在各级地震荷载输入前后,均采用白噪声对两类结构进行扫频(见表4),可得测试点的加速度信号,求得模型结构的加速度响应幅频图。采用半功率带宽法<sup>[18-21]</sup>对所得的加速度幅频图进行分析,即可得结构在某阶自振频率下的阻尼比。白噪声激励下,测试分析得到结构 $x$ 向(即沿结构纵向)前3阶自振频率见表5。

模型的动力特性在各级地震荷载作用前后无明显变化,已在表5中给出了其平均值。这也表明模型结构的主体结构在试验过程中一直处于弹性状态,从而达到主体结构保持弹性的设计目的。

由表5中数据的变化可知,对于2种模型结构,其各自的阻尼比均随着其 $x$ 向自振频率的增加而降低,且悬挂减振模型结构的阻尼比比普通悬挂模型结构有很大的提高,分别从 $2.301\%$ 、 $0.813\%$ 和 $0.710\%$ 提高到 $9.254\%$ 、 $5.879\%$ 和 $3.362\%$ 。说明,主次结构之间采用不同的连接方式对结构的动力特性有较大的影响,在主次结构之间布设黏滞阻尼器可以有效地发挥其减振耗能作用,抑制结构的动力响应,提高悬挂建筑结构的阻尼比。

表5 模型自振频率及阻尼比

Table 5 Natural frequency and damping ratio of model

振型	普通悬挂结构		悬挂减振结构	
	频率 $f/Hz$	阻尼比/ $\%$	频率 $f/Hz$	阻尼比/ $\%$
1阶	5.21	2.301	1.50	9.254
2阶	10.74	0.813	3.71	5.879
3阶	12.24	0.710	6.24	3.362

悬挂减振模型结构的前3阶自振频率明显小于普通悬挂模型结构,特别是第1阶频率,这说明当采用刚性连接时,主体结构与悬挂楼盖共同振动;而采用黏滞阻尼器连接时,以悬挂楼盖振动为主。普通悬挂结构的整体刚度大于悬挂减振结构,即悬挂减振结构较普通悬挂结构更“柔”一些,这有助于悬挂减振结构避开地震的卓越周期,提高结构的减振性能。

### 2.3 加速度响应

结构的加速度响应是一个反映结构动态响应的重要指标。表6给出了3种地震波激励下地震作用由弱到强时,普通悬挂模型结构和悬挂减振模型结构顶部最大加速度响应值,分析了结构的减振幅度(减振幅度简称减幅  $A = (R_1 - R_2) / R_1$ ,其中,  $R_1$  为普通悬挂结构的地震响应,  $R_2$  为悬挂减振结构的地震响应)。

由表6可知,悬挂减振模型结构主体顶部的加速度比普通悬挂模型结构均小,减振幅度均在33%以内,某些工况下的减振效果较好,例如,El Centro波加速度峰值调整为0.330 g输入时,结构的减振效果可达32.72%;不同地震波作用下,2种模型结构顶部加速度峰值也有大差异,其中Taft波作用下,模型结构的减振效果较为明显。反映了结构对不同地震波的敏感程度不同,减振效果也不同,同时说明减振效果与输入地震波的频谱特性有关。

从表6中还可以看出,不同地震波作用下,模型结构的减幅不同;即使是同一地震波作用下,但地震作用水平不同,模型结构的减幅也不同。模型结构的减幅随着加速度响应峰值的变化而变化,没有明显的规律,不过这也正说明黏滞阻尼器对结构的加速度响应有一定的调节作用。

图8为9度多遇地震作用下普通悬挂结构和减振悬挂结构主体顶部加速度时程曲线。

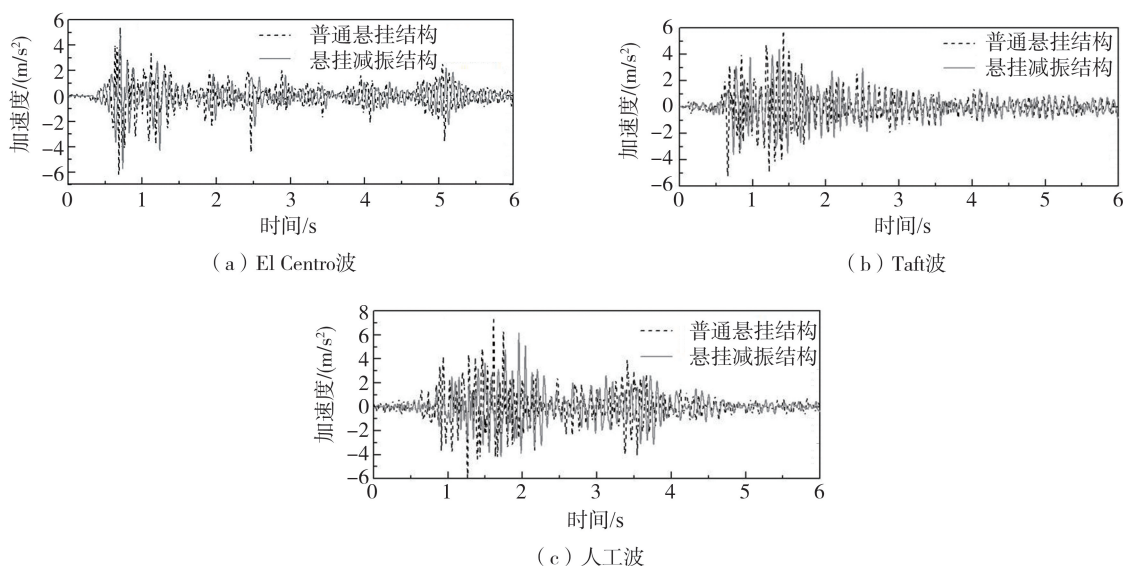


图8 9度多遇地震下主体结构顶部加速度时程曲线

Fig. 8 Acceleration time-history curves at the top of main structure under 9 frequent earthquakes

悬挂楼层从下至上依次为第1~6层,在第5层布设的加速度传感器测得的模型结构的加速度响应峰值如表7所示。

表6 主体结构顶点加速度峰值响应

Table 6 Peak acceleration response of top floors of main structure

地震波	加速度峰值/g	普通悬挂 / (m/s <sup>2</sup> )	悬挂减振 / (m/s <sup>2</sup> )	减幅/%
El Centro 波	0.0525	1.263	1.245	1.43
	0.1050	2.521	1.965	22.05
	0.2100	6.193	5.725	7.56
	0.3300	9.643	6.488	32.72
	0.6000	11.121	9.075	18.40
Taft 波	0.0525	0.952	0.787	17.33
	0.1050	2.392	2.185	8.65
	0.2100	6.103	4.364	28.49
	0.3300	8.770	6.738	23.17
	0.6000	9.449	8.780	7.08
人工波	0.0525	1.062	1.045	1.60
	0.1050	2.861	2.545	11.05
	0.2100	7.348	6.169	16.05
	0.3300	9.631	8.539	11.34
	0.6000	11.230	10.881	3.11

表 7 第 5 层悬挂楼层加速度峰值响应  
Table 7 Peak acceleration response of the fifth suspended floor

地震波	加速度峰值/g	普通悬挂/(m/s <sup>2</sup> )	悬挂减振/(m/s <sup>2</sup> )	减幅/%
El Centro 波	0.0525	0.555	0.079	85.77
	0.1050	1.043	0.183	82.45
	0.2100	3.978	0.268	93.26
	0.3300	5.922	0.507	91.44
	0.6000	6.815	0.940	86.21
Taft 波	0.0525	1.031	0.128	87.58
	0.1050	2.112	0.183	91.34
	0.2100	4.754	0.269	94.34
	0.3300	6.167	0.397	93.56
	0.6000	7.034	0.604	91.41
人工波	0.0525	1.073	0.171	84.06
	0.1050	2.121	0.256	87.93
	0.2100	4.791	0.458	90.44
	0.3300	6.518	0.873	86.61
	0.6000	7.541	1.089	85.56

由表 7 可知,悬挂减振模型结构的悬挂楼层加速度响应峰值远远小于普通悬挂模型结构,减振幅度最大达到了 94.34%,最小也有 82.45%。其中 Taft 波下的减振效果最明显,减振幅度为 87.58%~94.34%。说明,模型结构的加速度响应对于不同地震波的输入敏感程度不同;悬挂楼面作为这类结构的主要活动场所,安装黏滞阻尼器后模型结构的加速度峰值响应急剧地下降,某些工况甚至能满足人体舒适度对加速度的要求。说明,黏滞阻尼器的布设在减小加速度响应方面发挥了巨大的作用;从表 7 还可以看出,随着地震烈度的增加,模型结构的加速度峰值响应也在不断地增大,但模型结构的减振效果则无明显变化,说明悬挂楼面的减振效果受地震烈度的强弱影响不大。另外,可以通过对黏滞阻尼器的布设、参数的优化等来实现最佳的减振效果。

### 2.4 位移响应

图 9 给出了各级地震荷载作用下,普通悬挂结构和悬挂减振结构主体顶部的位移反应。

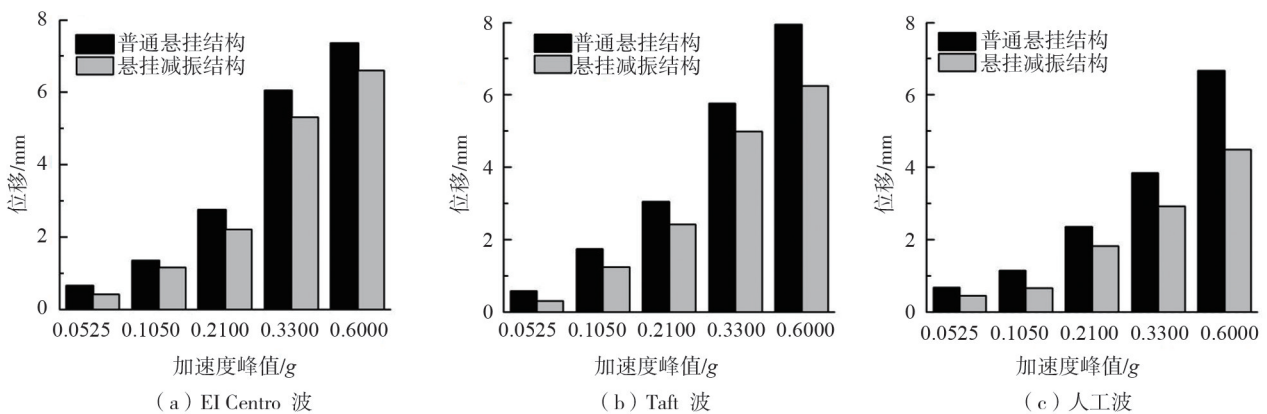


图 9 主体结构顶部位移

Fig. 9 Displacement at the top of main structure

由图 9 可知,3 种地震波输入下,均是随着台面输入地震波峰值加速度的提高,2 种模型结构顶部的位移峰值响应不断地增大,且在 7 度和 8 度罕遇地震作用时,模型结构顶部位移均显著增长;与主体框架柱和悬挂楼层采用刚性连接杆连接的普通悬挂模型结构相比,采用黏滞阻尼器连接的悬挂减振模型结构,其主体结构顶部位移峰值响应均有不同程度的降低,且对于不同的地震波降低的程度略有差异。经对比分析后发现,当台面输入地震加速度峰值为 0.0525 g 时,3 种地震波作用下均有较好的减振效果;而当台面输入地震加速度峰值为 0.210 g 时,Taft 波作用下减振效果最好,El Centro 波作用下效果次之,而人工波作用下减振效果最差。说明不同台面地震加速度输入下,不同的地震波频谱特性对 2 种模型结构的位移响应影响较大。

图 10 给出了普通悬挂模型结构和悬挂减振模型结构的悬挂楼层与主体结构的最大相对位移。

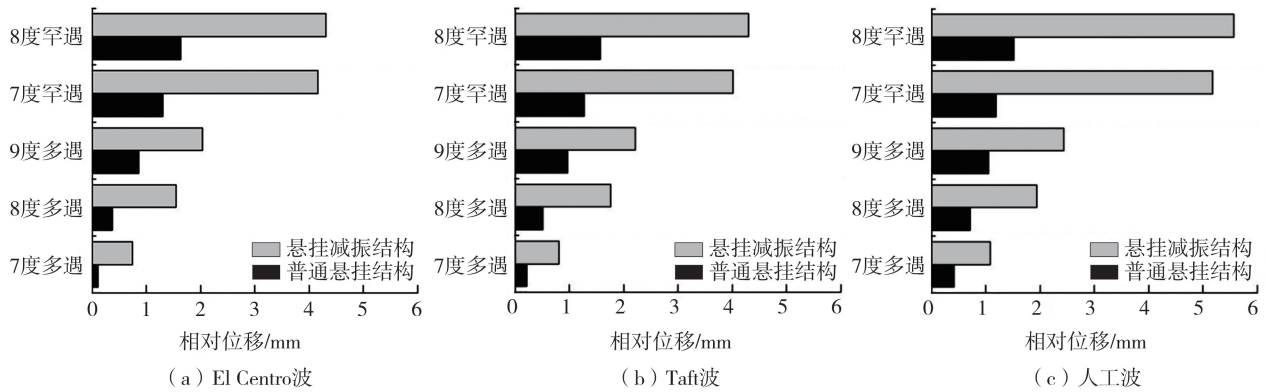


图10 悬挂楼层相对于主体结构最大位移

Fig. 10 The maximum displacement of a suspended floor relative to the main structure

由图10可知,随着地震荷载的加大,悬挂楼层与主体结构的最大相对位移增加;悬挂减振结构最大相对位移较普通悬挂模型结构大,说明悬挂楼层的摆动及黏滞阻尼器的耗能在减小结构的位移响应方面发挥了作用;同等级地震荷载,不同的地震输入,2种结构的最大相对位移稍有差异。另外,普通悬挂模型结构主次结构之间通过刚性连接杆连接,主次结构之间相对位移受到约束、限制,故当地震输入加速度较大时,只能有相对较为薄弱的刚性连接杆的螺杆产生了弯曲变形来实现,这与前文的试验现象相印证;而悬挂减振模型结构的主次结构的相对位移则可通过阻尼器实现。

## 2.5 应变响应

主体结构有些部位,如框架柱的底部、悬挂大梁的跨中及梁端等都是模型结构的关键部位,其应变响应也是值得关注的。对模型结构同一部位的不同应变片测得的最大应变响应峰值取均值,作为该部位的最大应变响应峰值。试验结果显示,模型结构应变峰值响应随着地震作用水平的增加而增大,但由于数据量庞大,没有详细给出,仅给出了具有代表性的一些。表8给出了8度多遇地震作用下,柱底、梁端以及梁跨中混凝土和钢筋应变响应峰值的均值及对应的动力响应减幅。

表8 关键部位应变响应峰值

Table 8 Peak strain response of key parts

地震波	位置	钢筋应变			混凝土应变		
		普通/ $\mu\epsilon$	减振/ $\mu\epsilon$	减幅/%	普通/ $\mu\epsilon$	减振/ $\mu\epsilon$	减幅/%
El Centro 波	柱底	17	14	17.6	23	18	21.7
	梁端	5	3	40.0	11	7	36.4
	梁中	8	6	25.0	12	9	25.0
Taft 波	柱底	25	20	20.0	28	22	21.4
	梁端	10	6	40.0	15	9	40.0
	梁中	7	5	28.6	10	7	30.0
人工波	柱底	28	23	17.9	20	17	19.0
	梁端	8	5	37.5	12	8	33.3
	梁中	11	8	27.3	7	5	28.6

由表8可知,框架柱底(角部)的应变反应比框架大梁端部、跨中的应变反应均大一些。无论是钢筋的应变还是混凝土的应变,均是悬挂减振模型结构的应变响应峰值略小于普通悬挂模型结构,应变峰值响应减幅为17.6%~40.0%。整个试验过程中,模型未发现裂缝。从应变数据的观测来看,结构应变整体在小范围内变化。经计算,结构最大应力不超过模型材料(微粒混凝土和镀锌铁丝)的设计强度,说明整个试验过程中模型一直在弹性范围内工作。

## 3 悬挂减振结构能量耗散机理

根据悬挂减振结构体系的建造原理,建立悬挂减振结构的动力分析模型如图11所示,是一个二自由度模型。

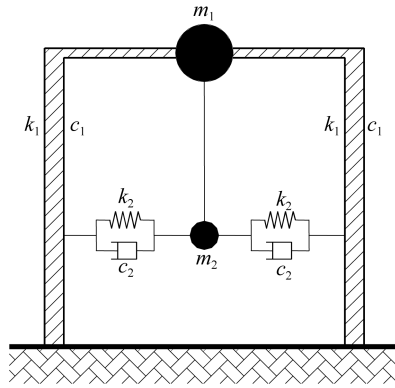


图 11 结构动力分析简化模型

Fig. 11 Simplified model of structural dynamic analysis

主体结构 and 悬挂次结构分别为一个单自由度系统,在地震作用下,其运动方程可表示为

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + Kx = -M\ddot{x}_g \tag{1}$$

式中:  $x, \dot{x}, \ddot{x}$  分别为主体结构与地面的相对位移向量、相对速度向量和相对加速度向量;  $I$  为元素为 1 的单位向量;  $\ddot{x}_g$  为地震动加速度; 质量矩阵  $M$ 、阻尼矩阵  $C$ 、刚度矩阵  $K$  分别为

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \tag{2a}$$

$$C = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \tag{2b}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \tag{2c}$$

假定主体结构和悬挂次结构的固有频率分别为

$$\omega_1 = \sqrt{k_1/m_1}, \quad \omega_2 = \sqrt{k_2/m_2} \tag{3}$$

主体结构和悬挂次结构的阻尼比分别为

$$\xi_1 = \frac{c_1}{2\sqrt{k_1 m_1}}, \quad \xi_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{k_2 m_2}} \tag{4}$$

悬挂次结构与主体结构的质量比和圆频率比分别为

$$\mu = \frac{m_2}{m_1}, \quad f = \frac{\omega_2}{\omega_1} \tag{5}$$

激励频率与主体结构自振频率之比为

$$\lambda = \frac{\omega}{\omega_1} \tag{6}$$

假设地震动为复简谐振动,幅值为 1,即

$$\ddot{x}_g = e^{i\omega t} \tag{7}$$

可得:

$$\dot{x}_g = \frac{1}{i\omega} e^{i\omega t}, \quad x_g = -\frac{1}{\omega^2} e^{i\omega t} \tag{8}$$

令加速度响应为

$$\ddot{x} = H_x e^{i\omega t} \tag{9}$$

式中,  $H_x$  为加速度频率响应函数向量,则有:

$$\dot{x} = \frac{1}{i\omega} H_x e^{i\omega t}, \quad x = -\frac{1}{\omega^2} H_x e^{i\omega t} \tag{10}$$

由此可得:

$$(-\omega^2 M + i\omega C + K) H_x = \begin{Bmatrix} i\omega c_1 + k_1 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{11}$$

将式(3)~式(6)代入式(1),得

$$\begin{bmatrix} 1+\mu f^2+2i\lambda(\xi_1+\mu f\xi_2)-\lambda^2 & -\mu f^2-2i\mu\xi_2 f\lambda \\ -f^2-2i\xi_2 f\lambda & f^2+2i\xi_2 f\lambda-\lambda^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H_{\ddot{x}_1} \\ H_{\ddot{x}_2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1+2i\xi_1\lambda \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (12)$$

由式(12)可求得地震加速度频率响应函数为

$$H_{\ddot{x}_1} = [f^2+2if(f\xi_1+\xi_2)\lambda-(1+4f\xi_1\xi_2)\lambda^2-2i\xi_1\lambda^3]/\Omega \quad (13)$$

$$H_{\ddot{x}_2} = [f^2+2if(f\xi_1+\xi_2)\lambda-4f\xi_1\xi_2\lambda^2]/\Omega \quad (14)$$

式中  $\Omega = f^2+2if(f\xi_1+\xi_2)\lambda-[1+(1+\mu)f^2+4f\xi_1\xi_2]\lambda^2-2i[\xi_1+(1+\mu)f\xi_2]\lambda^3+\lambda^4$ 。

影响结构地震加速度频率响应的因素很多,阻尼比是一个重要的影响因素。对于悬挂减振结构体系而言,主体结构的阻尼比  $\xi_1$  通常变化不大,假定  $\xi_1 = 0.05$ ; 悬挂次结构可以通过布置阻尼器等耗能减振装置,调节阻尼器参数的方法来影响其阻尼比  $\xi_2$ 。假定  $\mu = 0.5, f = 1.0$ , 图 12 给出了悬挂阻尼比  $\xi_2$  对主体结构和悬挂次结构地震加速度频率响应的影响。

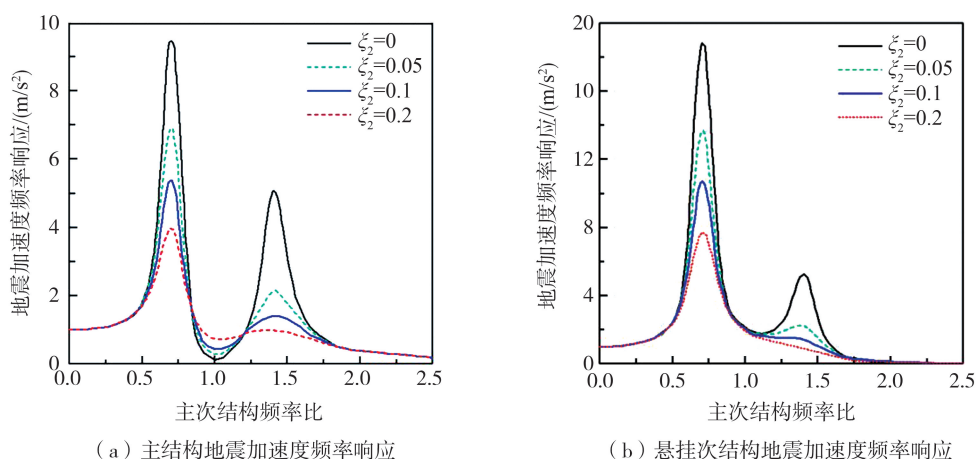


图 12 主体结构 and 悬挂次结构地震加速度频率响应

Fig. 12 Seismic acceleration frequency response of main and suspended subordinate structures

由图 12 可知,随着阻尼比  $\xi_2$  的增大,主体结构和悬挂次结构的地震加速度响应都有显著减小。 $\xi_2$  从 0 增加到 0.2,地震加速度响应最大降幅达 63%。可见,悬挂次结构的阻尼比  $\xi_2$  越大,悬挂次结构的减振效果越好。当然,考虑到实际工程的成本等因素,不可能无限制地提高悬挂次结构的阻尼比,而应具体情况具体分析。

## 4 结论

通过对悬挂减振模型结构和普通悬挂模型结构的模拟振动台试验研究和分析,得到以下结论:

1) 与普通悬挂模型结构相比,采用黏滞阻尼器连接悬挂楼层和主体结构的悬挂减振模型结构,其结构的自振频率有所降低,结构的阻尼比得到了提高,特别是第一阶频率和阻尼比。

2) 悬挂减振模型结构主体结构顶部的加速度峰值响应小于普通悬挂模型结构;悬挂减振模型结构第五悬挂楼层的加速度峰值也小于普通悬挂模型结构,最佳减振幅度达 94.34%。说明黏滞阻尼器起到了较好的耗能减振效果。

3) 与普通悬挂模型结构相比,采用黏滞阻尼器连接的悬挂减振模型结构主体结构顶部位移峰值响应有明显地降低。不同的地震波输入有着不同的减振效果。当台面输入地震加速度峰值为 0.210 g 时, Taft 波的减振效果最好, El Centro 波次之,最后是人工波。

4) 采用黏滞阻尼器连接的悬挂减振模型结构,主体结构与悬挂楼面的最大相对位移大于普通悬挂结构,说明主次结构之间的连接越强,其相对位移就越小,更说明了悬挂减振结构正是因其悬挂楼层的摆动和黏滞阻尼器在耗能。当悬挂次结构阻尼比从 0 增加到 0.2 时,最大减振可达到 63%。

## 参考文献:

- [1] 徐晓龙, 孙炳楠. 基于智能算法的高层建筑非线性地震反应的 MR 阻尼器半主动控制[J]. 工程力学, 2008, 25(1): 209-216.

- XU Xiaolong, SUN Bingnan. Intelligent algorithm based semi-active control of MR damper of nonlinear seismic response for high-rise buildings[J]. *Engineering Mechanics*, 2008, 25(1): 209-216. (in Chinese)
- [2] SPENCER B F, SOONG T T. New applications and development of active, semi-active and hybrid control techniques for seismic and non-seismic vibration in the USA [C] // *Proceedings of International Post-SMIRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures*. Cheju, Korea, 1999.
- [3] 颜桂云, 孙炳楠, 陆鸣. MR 阻尼器对建筑结构地震反应的半主动  $H_{\infty}$  控制[J]. *工程力学*, 2004, 21(2): 95-100.  
YAN Guiyun, SUN Bingnan, LU Ming. Semi-active  $H_{\infty}$  control for seismic response of buildings using MR damper[J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(2): 95-100. (in Chinese)
- [4] 蔡文华, 张继文, 涂永明, 等. 核筒悬挂建筑结构体系的顺风向风致响应分析[J]. *工程力学*, 2011, 28(6): 103-109.  
CAI Wenhua, ZHANG Jiwen, TU Yongming, et al. The analysis of along-wind-induced responses of core-tube suspended building structure[J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(6): 103-109. (in Chinese)
- [5] 周坚, 伍孝波. 核筒悬挂结构抗震性能研究 II: 理论分析[J]. *北京建筑工程学院学报*, 2005, 21(4): 1-8, 23.  
ZHOU Jian, WU Xiaobo. Study on core-wall suspension structure II: Theoretical analysis[J]. *Journal of Beijing Institute of Civil Engineering and Architecture*, 2005, 21(4): 1-8, 23. (in Chinese)
- [6] 蔡文华. CFRP 索悬挂减振结构静动力特性分析与应用研究[D]. 南京: 东南大学, 2014.  
CAI Wenhua. Study on application and static&dynamic characteristics of CFRP cable vibration reduction suspended structure [D]. Nanjing: Southeast University, 2014. (in Chinese)
- [7] 王春林, 吕志涛. 核筒悬挂结构的动力特性及参数优化[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2007, 37(2): 181-185.  
WANG Chunlin, LV Zhitao. Dynamic behavior and parameter optimization of core-tube suspension structures[J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, 2007, 37(2): 181-185. (in Chinese)
- [8] 王肇民, 邓洪洲, 董军. 高层巨型框架悬挂结构体系抗震性能研究[J]. *建筑结构学报*, 1999, 20(1): 23-30.  
WANG Zhaomin, DENG Hongzhou, DONG Jun. A study of aseismic properties of huge frame suspended structure in tall building[J]. *Journal of Building Structures*, 1999, 20(1): 23-30. (in Chinese)
- [9] 董军, 邓洪洲, 聂颖, 等. 巨型结构悬挂体系风振控制研究[J]. *工程力学*, 2001, 18(4): 73-78, 17.  
DONG Jun, DENG Hongzhou, NIE Ying, et al. Mega-structure suspension systems[J]. *Engineering Mechanics*, 2001, 18(4): 73-78, 17. (in Chinese)
- [10] 蓝文武. 巨型钢框架悬挂结构体系减震半主动控制研究[D]. 南宁: 广西大学, 2005.  
LAN Wenzhu. Semi-active control of steel mega-frame with suspended floors[D]. Nanning: Guangxi University, 2005. (in Chinese)
- [11] YU B J, CAI W H. Time history analysis of pulsating wind vibration for semi-rigid mega-frame suspended structure [C] // *2011 Fourth International Conference on Information and Computing*. Phuket, Thailand. Piscataway, NJ, USA: IEEE, 2011: 314-317.
- [12] 尚守平, 张斌, 肖逸夫, 等. 基础隔震低层框架结构振动台试验研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2019, 39(4): 30-40.  
SHANG Shouping, ZHANG Bin, XIAO Yifu, et al. Shaking table test of base isolation low-rise frame structure[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2019, 39(4): 30-40. (in Chinese)
- [13] 杨艳敏, 徐冉, 李永庆, 等. 全轻页岩陶粒混凝土装配式管廊抗震性能振动台试验研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2022, 42(4): 53-60.  
YANG Yanmin, XU Ran, LI Yongqing, et al. Shaking table test study on seismic performance of full lightweight shale ceramsite concrete fabricated utility tunnel[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2022, 42(4): 53-60. (in Chinese)
- [14] 张卢明, 周勇, 王志佳, 等. 倾斜场地非均匀土-桩-结构地震相互作用振动台试验与数值分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2020, 40(5): 224-236.  
ZHANG Luming, ZHOU Yong, WANG Zhijia, et al. Shaking table test and numerical analysis of non-uniform soil-pile-structure seismic interaction in inclined ground[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2020, 40(5): 224-236. (in Chinese)
- [15] 董军. 递阶结构系统理论及巨型结构悬挂体系振动控制研究[D]. 上海: 同济大学, 1998.  
DONG Jun. Theory of hierarchical structural systems and a study on vibration control of mega-structure suspension system [D]. Shanghai: Tongji University, 1998. (in Chinese)
- [16] 赵永生. 高层建筑悬挂结构体系减振参数的分析及实验研究[D]. 上海: 同济大学, 2001.  
ZHAO Yongsheng. Analysis and experimental research on vibration reduction parameters of suspension structure system of high-rise buildings[D]. Shanghai: Tongji University, 2001. (in Chinese)
- [17] 蔡文华, 郁步军, 张继文, 等. 半刚性悬挂结构体系风致响应分析及参数优化[J]. *工业建筑*, 2014, 48: 256-260.  
CAI Wenhua, YU Bujing, ZHANG Jiwen, et al. Wind-induced response analysis and parameter optimization of semi-rigid suspended structures[J]. *Industrial Building*, 2014, 35(7): 1-10. (in Chinese)
- [18] 周颖, 龚顺明, 吕西林. 带黏弹性阻尼器钢结构振动台试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(7): 1-10.  
ZHOU Ying, GONG Shunming, LV Xilin. Study on shaking table test of a steel structure with additional visco-elastic dampers[J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(7): 1-10. (in Chinese)
- [19] SMITH R, MERELLO R, WILLFORD M. Intrinsic and supplementary damping in tall buildings[J]. *Structures and Buildings*, 2010, 163(2): 111-118.
- [20] HE Y H, LI Q S, ZHU H P, et al. Monitoring of structural modal parameters and dynamic responses of a 600 m-high skyscraper during a typhoon[J]. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2018, 27(6): 1-15.
- [21] 应怀樵, 刘进明, 沈松. 半功率带宽法与 INV 阻尼比法求阻尼比的研究[J]. *噪声与振动控制*, 2006, 26(2): 4-6.  
YING Huaiqiao, LIU Jinming, SHEN Song. Half-power bandwidth method and INV damping ratio solver study[J]. *Noise and Vibration Control*, 2006, 26(2): 4-6. (in Chinese)