

梅梦琴, 戴高鹏, 刘思聪, 等. 抗拉隔震结构的振动台试验研究 [J]. 华南地震, 2017, 37 (2): 106-112. [MEI Mengqin, DAI Gaopeng, LIU Sicong, et al. Shaking Table Test of Tensile-resistant Isolation Structures [J]. South china journal of seismology, 2017, 37(2): 106-112.]

## 抗拉隔震结构的振动台试验研究

梅梦琴<sup>1</sup>, 戴高鹏<sup>1</sup>, 刘思聪<sup>2</sup>, 朱刚<sup>1</sup>, 温留汉·黑沙<sup>1</sup>

(1. 广州大学工程抗震研究中心, 广州 510405; 2. 广州城建开发设计院有限公司, 广州 510620)

**摘要:** 对一具有抗拉功能的新型叠层橡胶隔震支座抗拉机构(简称新型抗拉机构)进行加工设计, 并将加工后的新型抗拉机构安装于一钢框架结构模型的基础底部, 进行地震模拟振动台试验, 考查4条地震波作用下的结构反应。对试验结果的分析表明: 新型抗拉机构具有良好的减震效果、耗能性能及抗拉承载力, 且其基本力学性能受拉力的影响不大。

**关键词:** 高层建筑; 隔震支座; 抗拉; 振动台试验

**中图分类号:** TU311.3

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1001-8662 (2017) 02-0106-07

**DOI:** 10.13512/j.hndz.2017.02.017

## Shaking Table Test of Tensile-resistant Isolation Structures

MEI Mengqin<sup>1</sup>, DAI Gaopeng<sup>1</sup>, LIU Sicong<sup>2</sup>, ZHU Gang<sup>1</sup>, WEN Liuhan·Heisha<sup>1</sup>

(1. *Earthquake Engineering Research & Test Center, Guangzhou University, Guangzhou 510405, China;*

*2. Guangzhou Urban Construction Development Design Institute, Guangzhou 510405, China)*

**Abstract:** This paper designs a new type of rubber bearing with tensile properties (referred to as the new tensile mechanism), and install it on the basis of a steel-frame structure model for seismic simulation shaking table test to examine the structure's response under 4 seismic waves. The results show that the new tensile mechanism has good damping effect, energy dissipation performance and tensile capacity, and its basic mechanical properties are not greatly affected by the tensile force.

**Keywords:** High-rise building; Isolation bearings; Tensile-resistant; Shaking table test

**收稿日期:** 2017-03-23

**基金项目:** 国家科技部 973 计划 (2011CB013606)

**作者简介:** 梅梦琴 (1992-), 女, 硕士研究生, 主要从事结构减隔震研究

**E-mail:** 1349339131@qq.com.

0 引言

随着全球经济的发展和城市化进程的加快，高层及超高层建筑频频出现。基底隔震是一种简单有效的减震技术，已被广泛用于各种中低层建筑中，并取得了良好的减震效果。近年来，这一技术又被逐步推广应用于高层及超高层建筑中<sup>[1]</sup>。

由于高层及超高层建筑的水平地震力产生的倾覆力矩较大，在强地震动作用下，橡胶隔震支座容易出现受拉现象。当橡胶隔震支座受轴向拉伸时，虽然从外观上看并无太大损伤，但其内部容易形成负压状态而产生许多空孔。研究表明，橡胶隔震支座经较大受拉变形后再受压，其竖向受压刚度降低为初期刚度的 1/2 左右<sup>[2]</sup>，并且在拉应力达到 1.5~3.0 MPa 时支座抗拉刚度会急剧下降<sup>[3]</sup>。

橡胶隔震支座受拉问题成为限制隔震技术在高层及超高层建筑中推广应用的主要障碍之一。针对现行橡胶隔震支座无法承受拉力的缺陷，目前国内已有学者进行了隔震结构高宽比限值方面的理论研究<sup>[4-5]</sup>，也有少数学者对具有抗拉功能的隔震支座进行了研究<sup>[6-9]</sup>。

文献[6-8]所述的抗拉隔震支座都是通过增加附加装置来提高支座的抗拉性能，而文献[9]提出的新型叠层橡胶隔震支座抗拉机构（以下简称新型抗拉机构）通过自身构造巧妙地把拉力转化为压力，利用隔震支座自身良好的抗压性能来承受拉力。相比较而言，这种方法更加简单有效。本文在文献[9]的基础上，对其提出的新型抗拉机构的加工制作进行了探索，并将加工后的新型抗拉机构安装于一钢框架结构模型的基础底部，进行地震模拟振动台试验，以研究其实际的隔震、抗拉效果。

1 新型抗拉机构加工设计

1.1 尺寸设计

对文献[9]提出的新型抗拉机构进行了详细的尺寸设计，如图1所示。

1.2 叠层橡胶隔震支座设计

叠层橡胶隔震支座设计参数见表 1。

2 新型抗拉机构力学性能测试

振动台试验前对所有的新型抗拉机构的力学性能进行了测定。现场测试过程如图 2 所示。

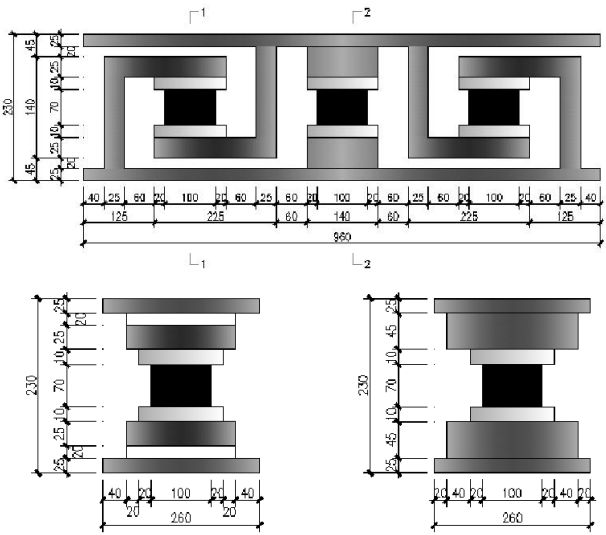


图 1 尺寸设计示意图

Fig.1 The diagram of dimension design

表 1 支座设计参数

Table 1 Design parameters of isolation bearing

项 目	符 号	单 位	数 值
支座直径	$D_z$	mm	100
加劲钢板直径	$D$	mm	90
单层橡胶厚度及层数	$t_r \times n_r$	mm	2×17
橡胶总厚度	$T_r$	mm	34
每层加劲钢板厚度及层数	$t_s \times n_s$	mm	1×16
加劲钢板总厚	$T_s$	mm	16
封板厚	$h$	mm	10×2
支座总高度	$H$	mm	70
铅芯直径	$d_0$	mm	20
橡胶剪切模量	$G$	MPa	0.8

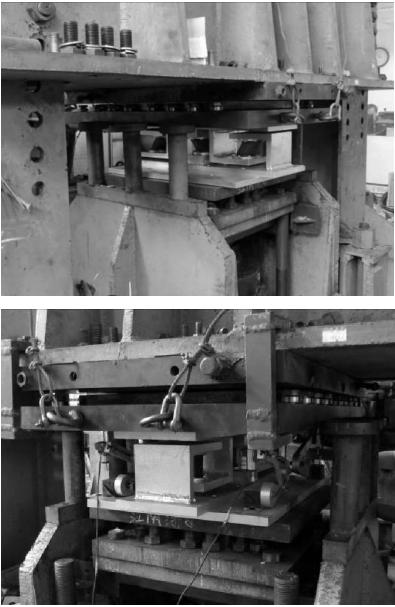


图 2 新型抗拉机构力学性能测试

Fig.2 Mechanical properties test of NTTRIB

2.1 水平力学性能

2.1.1 试验工况

水平剪切应变试验时，竖向压力(100 kN)保持恒定，剪切应变为 $\gamma=100\%$ ，加载波形采用正弦波，加载频率为 0.05 Hz，取第 3 次循环的试验值进行计算。

2.1.2 试验结果

图 3 是各新型抗拉机构的力和位移曲线，取第 3 圈滞回环进行计算，结果见表 2。

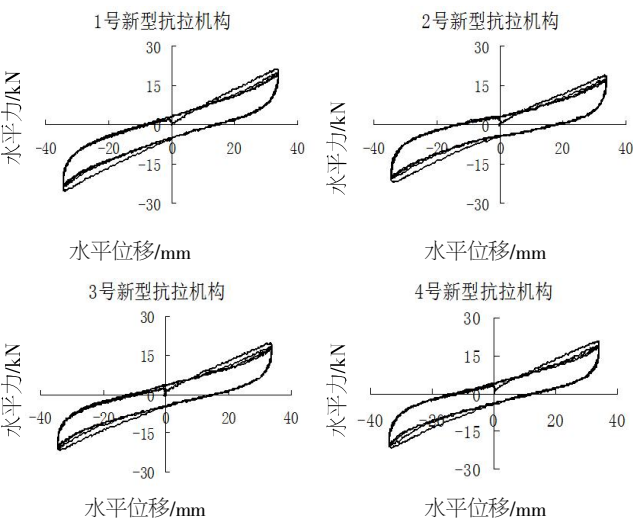


图 3 各新型抗拉机构的力和位移曲线

Fig.3 The force–displacement curve of each NTTRIB

表 2 各新型抗拉机构的力学性能

Table 2 Mechanical properties of each NTTRIB				
新型抗拉机构	屈服刚度/ (kN·mm <sup>-1</sup> )	屈服力/kN	阻尼比	等效刚度/ (kN·mm <sup>-1</sup> )
1 号	0.383	4.234	0.128	0.508
2 号	0.258	4.874	0.140	0.402
3 号	0.314	4.401	0.113	0.444
4 号	0.324	4.458	0.113	0.455

2.2 竖向抗压刚度

2.2.1 试验工况

竖向荷载施加到 100 kN 后，按竖向荷载的 $\pm 30\%$ 循环加载 3 次，取第 3 次循环的轴压性能。

2.2.2 试验结果

取第 3 循环的试验数据，通过计算可得各新型抗拉机构的竖向抗压刚度分别为：75.167 kN/mm、70.757 kN/mm；88.520 kN/mm、96.021 kN/mm。

3 模型结构振动台试验

钢框架结构模型的详见文献 [10]，二者所用模型为同一模型，图 4 为安装有新型抗拉机构(有控)的结构模型。试验时，考虑到三向力传感器的量程，只在结构模型长跨方向即 Y 向(高宽比为 2.5)输入地震动。由白噪声试验测得模型结构在有控和无控状态下的基频分别为 2.38 Hz、4.84 Hz。由此可见，结构模型隔震后的周期延长一倍左右，从而将大大减小结构模型的地震反应。



图 4 安装有新型抗拉机构的结构模型

Fig.4 Structure model with new-type tensile-resistant isolation bearing

3.1 试验加载工况

根据试验需要，选取 4 条地震记录作为地震模拟振动台的台面输入，各条波的详细信息列于表 3。模型结构在有控和无控状态下的试验工况相同，如表 4 所示。

表 3 地震波信息

Table 3 Seismic information					
地震波名称	场地类别	分量	峰值/ (cm.s <sup>-2</sup> )	时间间隔/s	持时/s
El Centro	Ⅱ	180	314.69	0.02	30
Taft	Ⅱ	111	-179.35	0.02	53.38
Landers	Ⅱ	0	170.87	0.02	50
Kobe	Ⅱ	90	-818.02	0.02	30

表 4 试验工况  
Table 4 Test cases

工 况	输入地震动	加速度峰值/g
1	El Centro	0.1/0.2/0.3/0.4/0.5
2	Taft	0.1/0.2/0.3/0.4/0.5
3	Landers	0.1/0.2/0.3/0.4/0.5
4	Kobe	0.1/0.2/0.3

3.2 试验结果及分析

3.2.1 加速度反应

表 5 是不同地震波在不同峰值加速度下，结构模型顶层比台面及底层比台面的加速度比值，表 6 是不同地震波在不同峰值加速度下，结构模型顶层的加速度最大反应，图 5 是加速度峰值为 0.3 g 时在各种地震波作用下结构模型的加速度反应包络图。

从表 5、表 6 可以看出：在 El Centro 波、Taft

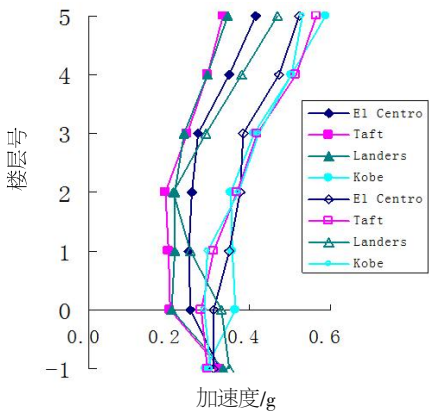
波及 Landers 波作用下，有控时结构模型顶层与台面、底层与台面的加速度比值都小于无控时模型结构相应的加速度比值，且结构模型顶层的加速度最大值也都小于无控时结构模型顶层的加速度最大值（Taft 波下个别情况除外），说明新型抗拉机构起到良好的减震效果；在 Kobe 波作用下情况恰好相反，这是因为 Kobe 波作用下结构模型的周期与地震波的卓越周期相近，使得结构模型各层的加速度被明显的放大。

从图 5 可以看出：在不同地震波作用下（Kobe 波除外），有控时结构模型各层的加速度最大反应相较无控时明显地减小，其中顶层最大加速度分别比无控时减少了 20.84%、40.88%、26.50%，减震效果明显；而在 Kobe 波作用下，有控时顶层最大加速度比无控时增加了 10.71%，这与前面结论相符。

表 5 不同峰值加速度的地震作用下结构模型的加速度比值

Table 5 Acceleration ratio of structure model under different peak acceleration seismic

加速度 比值	峰值 加速度/g	有 控				无 控			
		El Centro	Taft	Landers	Kobe	El Centro	Taft	Landers	Kobe
顶层/台面	0.1	1.246	1.536	1.311	2.455	1.500	2.596	1.736	2.649
	0.2	1.075	1.154	1.201	2.125	1.541	2.119	1.353	1.782
	0.3	1.266	1.021	1.033	2.038	1.698	1.922	1.345	1.756
	0.4	1.122	0.995	0.931		1.700	0.960	1.165	
	0.5	1.109	1.057	0.883		1.695	0.904	1.242	
底层/台面	0.1	0.799	0.948	0.670	1.485	0.950	0.968	0.882	1.103
	0.2	0.744	0.799	0.686	1.315	1.017	0.938	0.884	0.933
	0.3	0.768	0.618	0.619	1.256	1.000	0.952	0.945	0.947
	0.4	0.727	0.589	0.518		1.010	0.914	0.978	
	0.5	0.710	0.690	0.584		1.002	0.881	0.952	



图中实心图形表示有控结构，空心图形表示无控结构。  
-1 层指振动台面，0 层指结构模型底层。

图 5 加速度峰值为 0.3g 时结构加速度包络图

Fig.5 The envelope diagram of acceleration under the acceleration peak of 0.3g

3.2.2 位移反应

表 7 是有控状态下结构模型各层的层间位移最大值。从表 7 可以看出，结构模型的变形主要集中于隔震层。《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)(以下简称《规范》)规定：多、高层钢结构弹性层间位移角限值 1/250<sup>[1]</sup>，即弹性层间位移限值为 3.2 mm(结构模型层高 800 mm)。从表 6 可以看出：加速度峰值为 0.3g 时，在 El Centro 波、Taft 波及 Landers 波作用下，结构模型处于弹性范围内，而在 Kobe 波作用下，由于结构反应被放大的缘故层间位移明显超过弹性层间位移限值，结构模型开始进入塑性变形阶段；加速度峰值为 0.4 g 时，在 El Centro 波作用下，结构模型第 4 层层间位移为 3.54 mm，超过弹性层间位移限值的 3.2mm，在其他波作用下结构模型仍能处于弹性范围内。

表 6 不同峰值加速度的地震作用下结构模型顶层的加速度最大反应 (单位: g)

Table 6 The maximun acceleration of top floor under different peak acceleration seismic (g)

峰值 加速度/g	有 控				无 控			
	El Centro	Taft	Landers	Kobe	El Centro	Taft	Landers	Kobe
0.1	0.167	0.149	0.135	0.243	0.180	0.244	0.191	0.257
0.2	0.273	0.247	0.245	0.425	0.359	0.411	0.337	0.426
0.3	0.414	0.334	0.344	0.589	0.523	0.565	0.468	0.532
0.4	0.486	0.414	0.394		0.651	0.380	0.537	
0.5	0.558	0.519	0.444		0.771	0.471	0.667	

表 7 有控时结构模型各层的层间位移最大值(单位:mm)

Table 7 The maximum story drift of each floor of isolated structure model (unit:mm)

层号	峰值加速度为 0.3g				峰值加速度为 0.4g		
	El Centro	Taft	Landers	Kobe	El Centro	Taft	Landers
5	2.31	2.46	2.61	3.77	2.72	2.41	2.49
4	2.68	2.41	2.35	4.02	3.54	3.17	2.65
3	2.11	1.86	1.98	3.23	2.79	2.37	2.31
2	2.16	1.83	1.99	3.19	2.86	2.43	2.25
1	1.74	1.60	1.65	2.73	2.29	2.01	1.93
隔震层	10.25	9.13	10.26	16.49	14.00	11.56	11.84

3.2.3 新型抗拉机构反应

(1) 水平向反应。图 6 是在水平向地震输入时 1 号新型抗拉机构水平力和位移的滞回曲线。从图

6 可见, 在 4 种波作用下新型抗拉机构的滞回曲线饱满匀称, 耗能滞回环随着地震输入激励的变化而变化, 但总体上都具有良好的耗能性能。

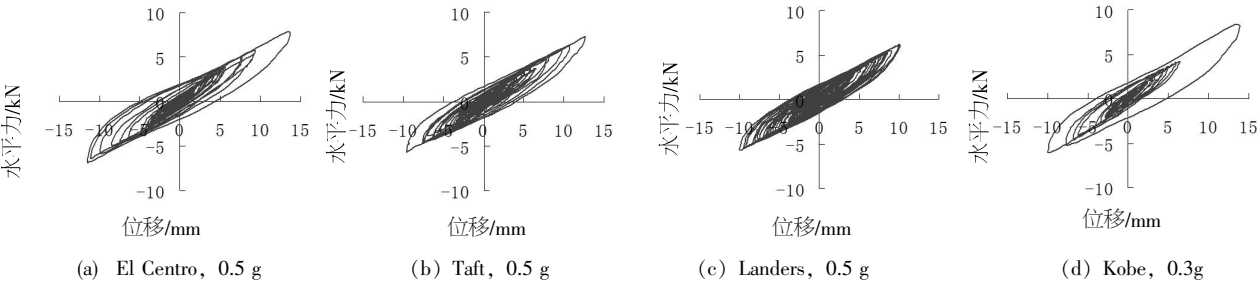


图 6 1 号新型抗拉机构在不同地震波作用下的水平力和位移滞回曲线

Fig.6 The horizontal hysteretic curve of No.1 NTTRIB under different seismic save

(2) 竖向反应。表 8 是不同地震波作用下各新型抗拉机构所受最大竖向力, 正号表示受拉。从表 8 可以看出, 各新型抗拉机构在地震作用下都进入了受拉状态, 其中 1 号反应最大, 4 号次之, 3 号最小。这是由于试验时结构模型的质量不是均匀的分到 4 个新型抗拉机构上, 而是有偏心存在, 进而导致各新型抗拉机构的反应不同。图 7 是 1 号新型抗拉机构在不同地震波作用下的竖向力时程曲线。

在 Kobe 波作用下, 1 号新型抗拉机构出现了 13.75 kN 的最大拉力, 经计算拉应力达 2.16 Mpa, 超过《规范》橡胶支座拉应力不应大于 1 Mpa 的规定; 在 El Centro 波及 Taft 波作用下, 最大拉应力

分别为 1.70 Mpa、1.71 Mpa。由图 8 可见, 在超过《规范》规定的拉应力状态下, 新型抗拉机构仍能保持在线性阶段而没有出现类似文献[12]中的双线性特征。

表 8 不同地震波作用下各新型抗拉机构所受最大竖向力(kN)

Table 8 The maximum vertival force of each NTTRIB under different seismic waves (kN)

新型 抗拉机构	地震波峰值加速度			
	El Centro 0.5g	Taft 0.5g	Landers 0.5g	Kobe 0.3g
1 号	10.83	10.88	2.12	13.75
2 号	8.22	2.39	0.73	3.64
3 号	8.60	1.47	1.21	2.60
4 号	8.04	7.47	1.96	10.07

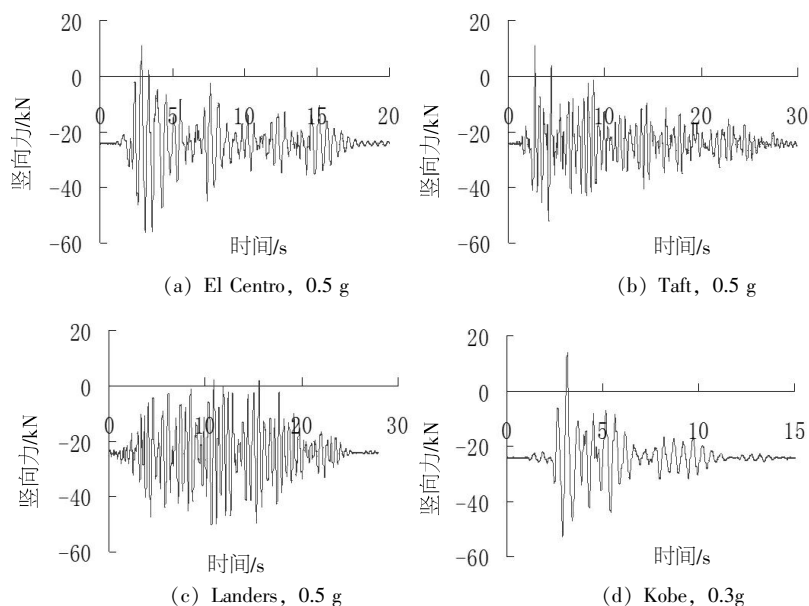


图7 1号新型抗拉机构在不同地震波作用下的竖向力时程曲线

Fig.7 The time-history curve of No.1 NTTRIB under different seismic wave

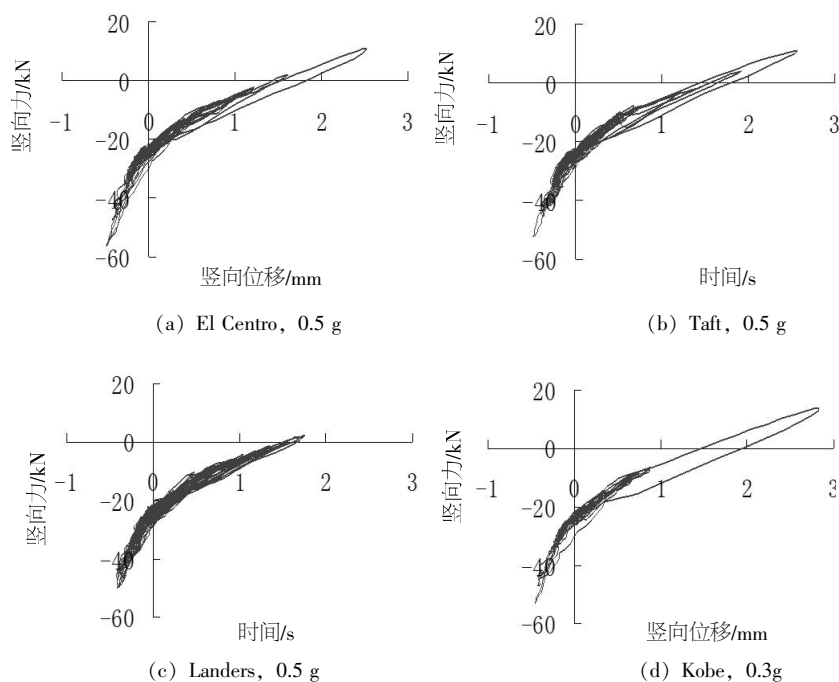


图8 1号新型抗拉机构在不同地震波作用下的竖向力和位移相关曲线

Fig.8 The vertical hysteretic curve of No.1 NTTRIB under different seismic wave

## 4 新型抗拉机构力学性能复测

振动台试验后选取出现较大拉力的1、4号新型抗拉机构进行力学性能复测,试验工况同前。

### 4.1 水平力学性能

图9是1、4号新型抗拉机构振动台试验前后

的水平滞回曲线。由图9可见试验前后的滞回曲线相差不大。振动台试验后新型抗拉机构的力学性能见表9。与表2对比可得:新型抗拉机构试验后的屈服后刚度较振动台试验前减少15%左右,但由文献[13]可知屈服后刚度变化对隔震结构响应的影响很小;而屈服力、阻尼比的平均变化不大,在5%以内。

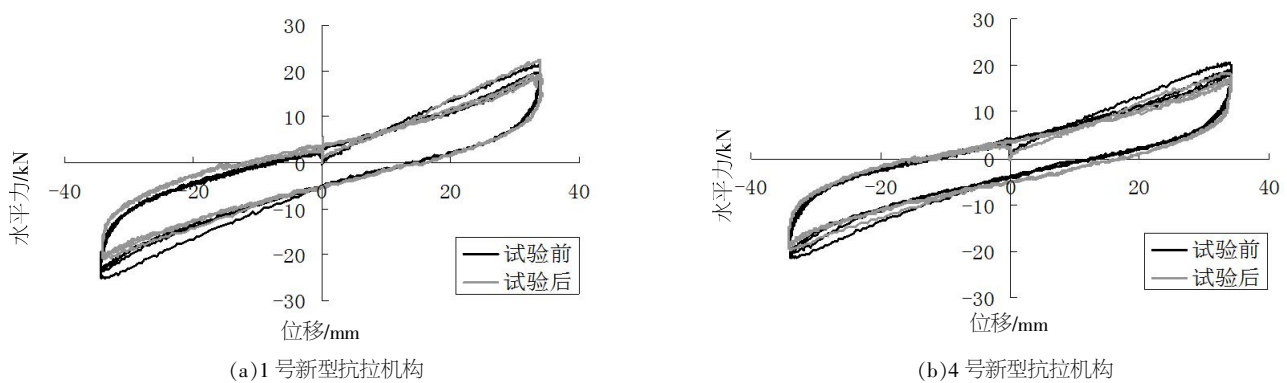


图9 新型抗拉机构振动台试验前后的水平滞回曲线  
Fig.9 The horizontal hysteretic curves of NTTRIB before and after shaking table tes

表9 振动台试验后新型抗拉机构的力学性能  
Table 9 Mechanical properties of NTTRIB after shaking table test

新型 抗拉机构	屈服刚度/ (kN.mm <sup>-1</sup> )	屈服力/ kN	阻尼比	等效刚度/ (kN.mm <sup>-1</sup> )
1 号	0.325	4.515	0.123	0.458
4 号	0.278	4.394	0.105	0.407

4.2 竖向抗压刚度

由试验数据,通过计算可得振动台试验后 1、4 号新型抗拉机构的竖向抗压刚度分别为: 81.455 kN/mm、90.977 kN/mm。由上可见,新型抗拉机构试验后的竖向抗压刚度平均变化不大,在 5%以内。

5 结语

- (1) 在不同峰值加速度的 El Centro 波、Taft 波、Landers 波作用下,新型抗拉机构具有良好的减震效果,顶层加速度的减震效果在 20%~40%之间;因 Kobe 波的卓越周期与隔震结构模型的第一周期接近,使得结构模型各层的加速被明显的放大,起不到隔震效果。
- (2) 隔震后,结构模型的层间位移主要集中在隔震层,且层间位移角均能满足弹性要求。
- (3) 新型抗拉机构的滞回曲线均匀饱满,具有良好的耗能性能。
- (4) 新型抗拉机构抗具有局够的抗拉承载力,且其基本力学性能受拉力影响不大。

参考文献:

[1] 何永超,邓长根,曾康康.日本高层建筑基础隔震技术的开发和应用[J].工业建筑,2002,32(5):29-31

[2] 日本免震构造协会编.图解隔震结构入门[M].叶列平,译.北京:科学出版社,1998

[3] 高岡栄治,飯塚真巨,二村有則.引張軸力下における積層ゴムの力学特性に関する研究.鹿岛技术研究所年報[J].2000,9(48):60-68.

[4] 祁 皓,范宏伟.基于结构设计的基础隔震结构高宽比限值的研究[J].土木工程学报,2007,40(4):13-20

[5] Wang T Y, Wang H D, Zhang Y S. The height-width ratio limited value for rubber bearing isolated structure computed by uniform design method [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2007, 14 (1): 36-40.

[6] 祁 皓,林云腾.添加钢筋提高隔震结构高宽比限值的研究[J].地震工程与工程振动,2005,25(1):120-125.

[7] 韩 强,杜修力,刘文光.抗拉预应力橡胶隔震支座 Z L201010130595.4[P].2010-08-18.

[8] 施卫星,曹加良.具有自复位功能的抗拉型隔震支座 Z L201210138229.2[P].2012-09-12.

[9] 苏 键,温留汉.黑沙,周福霖.新型叠层橡胶隔震支座抗拉机构研究[J].工业建筑,2010,40(12):43-46.

[10] 颜学渊.钢铅组合耗能器和高层三维隔震抗倾覆系统研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2009

[11] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑抗震设计规范及条文说明:GB50011-2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010

[12] 日本建筑学.隔震结构设计[M].刘文光译.北京:地震出版社,2006

[13] 马长云,谭 平,张亚辉,等.铅芯橡胶支座屈服后刚度变化对高层隔震结构响应的影响[J].振动与冲击,2011,30(S):253-25