

文章编号: 1000-582X(2013)06-046-07

简易消能减震砌体结构模型振动台试验

李英民^{1a,1b}, 卜长明^{1a,2}, 刘 凯^{1a}, 周华艳^{1a}, 祝飞水^{1a}

(1. 重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;
2. 重庆科技学院 建筑工程学院, 重庆 401331)

摘 要: 针对村镇量大面广的砌体结构, 提出了一种简易消能减震技术, 并对该技术进行了 1:4 模型振动台试验, 结果表明: 该技术可使结构在小震作用下, 不发生需要修复的破坏, 能保证房屋正常使用功能要求; 输入台面峰值加速度 0.225 g, 相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.15 g (7.5 度中震), 消能减震部位发挥作用, 有效减轻砌体结构在大震下的损伤; 当输入台面峰值加速度 0.6 g, 相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.4 g (8 度大震), 消能减震部位破坏严重, 但结构仍未倒塌。

关键词: 简易; 消能减震; 砌体结构; 抗震性能; 动力特性

中图分类号: TU352

文献标志码: A

Shaking table experiments on a simple energy dissipation masonry structure

LI Yingmin^{1a,1b}, BU Changming^{1a,2}, LIU Kai^{1a}, ZHOU Huayan^{1a}, ZHU Feishui^{1a}

(1. College of Civil Engineering; b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China;
2. School of Civil Engineering and Architecture, Chongqing University of Science & Technology, Chongqing 401331, China)

Abstract: In view of the widely used masonry structure in village buildings, we propose a simply constructed energy dissipation technology in a feasible way, which is experimented with a model at the ratio of 1 to 4 on the shaking table. Through an analysis of the process and results of the experiment, it is found that this technology can protect the building from damage in need of repair and assure the building's basic functions in a minor seismic scale. When the input mesa peak acceleration is 0.465g, equal to PGA of 0.31g (7.5 degree) of the original building, the energy dissipation system begins to take effects and effectively reduces the damage of the masonry structures from a bigger seismic scale. When the input mesa peak acceleration is increased to 0.6g, equal to PGA of 0.4g (8 degree), the energy dissipation system is severely damaged, but the masonry structure doesn't collapse.

Key words: simply constructed; energy dissipation; masonry structure; seismic performance; dynamic characteristics

砌体结构在中国使用已久, 也是当前村镇建筑工程中使用最广泛的一种结构^[1-3]。大地震时, 砌体结构受到很大的破坏, 造成人员伤亡和财产损失, 也有一些砌体结构的房屋在大地震时并未倒塌^[4]。

2008 年汶川地震中, 绵竹市天河馨苑砌体结构房屋出现这种现象, 墙体下部出现水平裂缝, 上部结构完好, 如图 1 所示。

震害分析表明, 在墙基处有一道通长水平裂缝,

收稿日期: 2012-12-15

基金项目: 重庆市建设科技计划资助项目(城科字 2010 第 104 号); 国家科技支撑计划资助项目(2009BAJ28B01-2); 重庆市科委资助项目(CSTC, 2013JCYJA1304)

作者简介: 李英民(1968-), 男, 重庆大学教授, 博士生导师, 主要从事结构抗震研究, (E-mail) liyingmin@cqu.edu.cn。

上部结构可以在这个水平裂缝上滑动,有效实现了消能减震,上部震害有别于或轻于无缝的建筑,这就是一种成功的消能减震措施。



图1 绵竹市天河馨苑砌体结构房屋的底部水平裂缝

为防止房屋建筑在地震时倒塌,基础隔震是一种比较有效的措施^[5-10],许多专家学者对隔震技术进行了大量的理论分析和试验研究。但传统隔震采用以橡胶隔震支座为主的基础隔震,该隔震体系技术成熟,已在实际工程中应用,但其造价高昂,多用在比较重要的建筑结构中^[11-13]。而村镇建筑房屋有其自身的特点,房主都想尽可能地节约成本,房屋层数少,抗震需求低,施工队知识水平较低且没有经过正式的施工技术培训。由于技术力量薄弱且在施工过程中没有专业的技术人员指导和监管,施工工艺复杂的抗震措施难以落实^[14-16],严重影响施工质量。因此,研究经济简单实效的抗震技术是解决村镇抗震设防的最有效途径,文中提出了一种简易消能减震技术,并通过模型振动台试验进行了验证。

1 简易消能减震技术的提出

随着我国汽车工业的迅猛发展,废旧轮胎量猛增,目前废旧轮胎量仅次于美国,居世界第二位。轮胎是橡胶制品,属于热固性的聚合物材料,在自然条件下很难发生降解,若将之弃于地表或埋于土里,十几年都不会变质或腐烂,废橡胶的堆积还占用土地,污染环境,影响居民健康且易引起火灾。同时橡胶具有较高的弹性性能和良好的抗疲劳性能及阻尼特性。与其他建筑材料相比,特点如下:1)橡胶束的弹性模量较小;2)应力应变曲线没有明显的屈服点;3)较大的弹性变形能力;4)外力移除时能从较大变形中恢复。

该技术是在建筑物的底层墙体之间内置一道橡胶束,橡胶束可用废旧轮胎片用细铁丝捆绑而成,也可用废旧轮胎回收再生成形,并用沥青油膏填补橡胶与墙体砖之间的空隙,沿橡胶束高度的中部留设一道低于墙体砂浆标号的砂浆灰缝。地震时,墙体在预留灰缝处发生错动,内置捆绑橡胶束发生弹塑

性剪切变形,从而实现耗散基础传给上部结构的地震能量;对地震能量向上部结构的传递起到了隔断作用,因而对上部结构起到了减震作用。

施工时,可在地圈梁的上部2块砖高处用低标号水泥砂浆制作错动层,墙体厚度为240墙,在墙体中隔900距离(该设计尺寸随设防烈度而改变)设置 $240 \times 120 \times 250$ 孔洞(针对我国目前大部分农村地区所使用的烧结页岩实心砖 $240 \times 115 \times 53$,可随砌块的尺寸而改变),内置橡胶束,尺寸与孔洞大小基本一致(如图2~图3所示),并用沥青油膏填实,完毕后继续施工上部墙体。在小震作用下,上部结构不产生滑动;遭遇大震作用时,橡胶束在地震作用下产生一定的剪切变形,通过弹塑性变形耗散地震能量,上部结构在滑移层处产生一定的滑动,当滑移过大时,橡胶束起消能及限位作用。

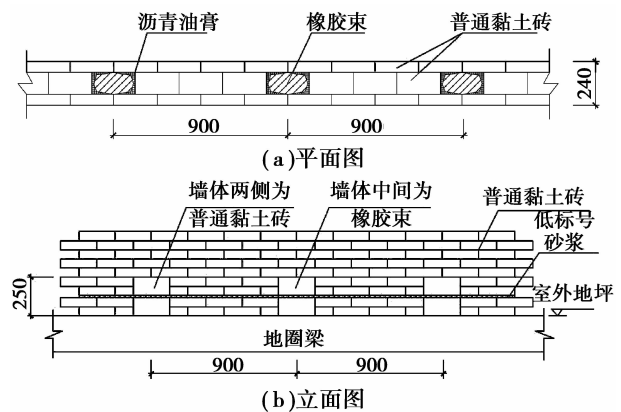


图2 平立面图

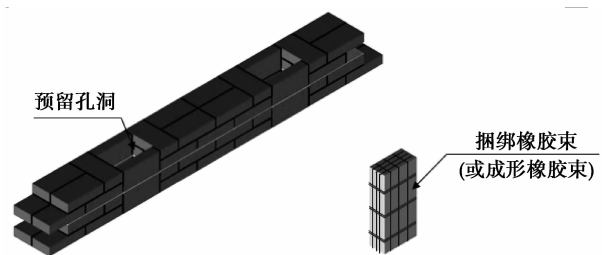


图3 利用低标号砂浆形成滑移层和橡胶束

设计是将滑动摩擦和消能限位有机地结合为一体的滑动摩擦复合消能减震技术,方法简单易行,施工方便,随砌墙进度砌筑,不影响施工工期,将废旧橡胶应用于建筑消能减震中,既保护环境,又变废为宝。

2 简易消能减震技术试验设计

2.1 模型制作

原型为砌体结构房屋,双开间,单进深,2层房屋。1层层高为3.3m,2层层高为3m,女儿墙高度

为 0.5 m,平面尺寸为 6.9 m×4.2 m。底部墙体每隔 1 m 设置 1 个捆绑橡胶束。

模型采用 1/4 缩尺比例,长(宽)、高及厚度都缩减。墙体砖的规格为 60 mm×27 mm×22 mm,墙体厚度为 60 mm,楼屋盖均采用 30 mm 厚的钢筋混凝土小平板。模型平、立面图如图 4 所示。

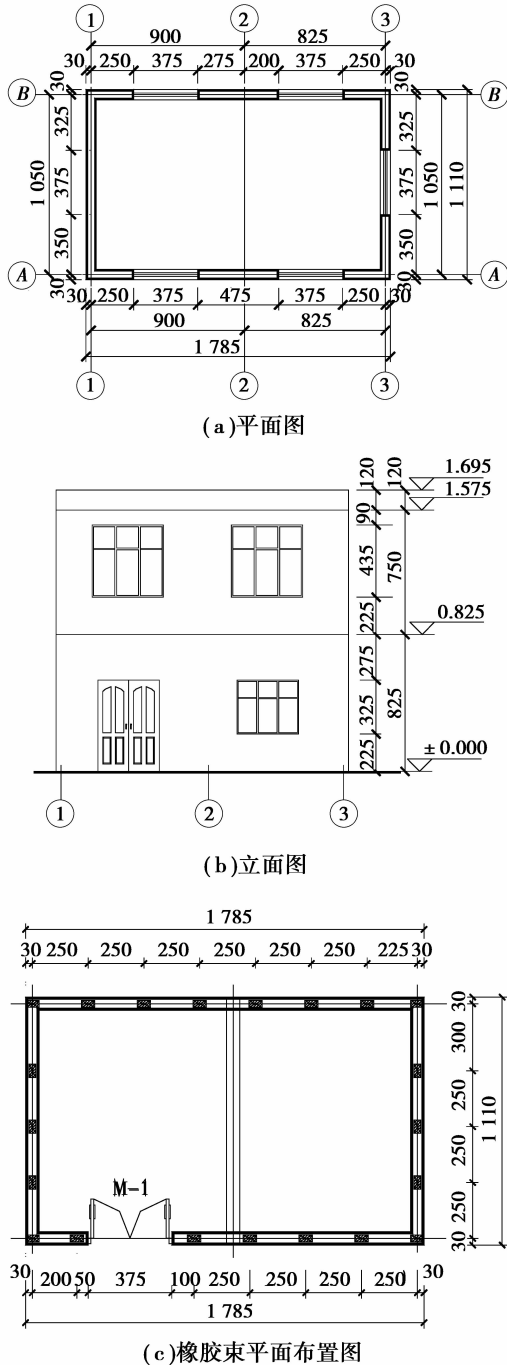


图 4 模型图

2.2 模型材料

底板:底板用 C40 混凝土浇筑,现场制作,采用螺栓将底板与振动台锚固连接;墙体:MU15 的烧结页岩实心砖,M1.5 混合砂浆砌筑;橡胶束:采用 21 个捆

绑橡胶束,尺寸为 60×30×105;梁:C20 混凝土浇筑;楼盖:30 mm 厚的钢筋混凝土小平板,厂家预制。

2.3 模型制作方案

自行制作底板,底板在场外制作,待强度达到吊装强度 C20 后吊装至台面,砌体结构房屋在台面上现场砌筑,待砂浆强度达到 M1.5(低标号处砂浆强度达 M0.5)后,即可开始试验。试验模型照片如图 5 所示。



图 5 试验模型照片

3 试验方案

3.1 相似关系

试验的相似关系如表 1 所示。

表 1 相似关系表

物理量	量纲	相似关系	相似比
长度 l	L	S_l	0.250
弹模 E	FL^{-2}	S_E	0.884
应力 σ	FL^{-2}	$S_\sigma = S_\sigma / S_E$	0.589
质量 m	$FL^{-1}T^2$	S_m	0.037
周期 T	T	$S_T = (S_m / S_k)^{1/2}$	0.408
频率 f	T^{-1}	$S_f = 1 / S_T$	2.449
刚度 k	FL^{-1}	$S_k = S_E S_l$	0.221
阻尼 c	$FL^{-1}T$	$S_c = S_m / S_T = (S_\sigma S_E)^{1/2} S_l^{3/2}$	0.090
速度 v	LT^{-1}	$S_v = S_l / S_f = (S_E S_l / S_\sigma)^{1/2}$	0.612
加速度 a	LT^{-2}	$S_a = S_l / S_T^2$	1.500

模型几何尺寸按照原型的 1/4 制作,即几何相似比为 $S_l = 0.25$,以模型制作中可控制的长度 l 、弹模 E 和质量 m 为基本相似参数,根据试验前对试块强度的测定,算得弹模的相似比为 $S_E = 0.884$;由于模型满配重难以实现,故采用欠人工质量模型,加配重后模型与原型质量相似比为 $S_m = 0.037$ 。根据动力相似关系,可得:频率相似比 $S_f = 2.449$,加速度相似比 $S_a = 1.5$ 。据此调整试验时输入台面地震波的时程和加速度峰值,可使试验模型的破坏状态和动力反应满足相似关系的要求,以便将模型试验结果反推回原型。

3.2 地震波的选择

根据砌体结构振动频率高,周期短的特点,其破坏主要取决于地震动的幅值特性,而与地震动的频谱特性关系不大,则选取1组天然波和1组人工波(每组波包含水平和竖向共3个分量)。按II类场地选波,波的幅值关系按规范确定为1:0.85:0.65。天然波选自1986年7月21日美国加州Chalfant Valley地震记录的A-CVK波,持时40s,最大加速度:东西方向 58.5 cm/s^2 ,南北方向 69.7 cm/s^2 ,竖直方向 34.9 cm/s^2 ,震级6.2级。该记录包含3条波,其中2条水平分量,分别为A-CVK-000.ACC、A-CVK-090.ACC,和1条竖向波A-CVK-UP.ACC。

3.3 加载制度和方向

每个试验阶段初均采用白噪声激励,获得模型的自振频率、阻尼,从而得出其变化曲线;加载荷载输入从6度多遇烈度开始,依次是6度中震及大震,7、7.5、8、8.5度的小震、中震、大震,后一工况小于前一工况荷载时,不再输入小荷载工况,实际加载工况中荷载依次增大,工况为63个。

加载采用单向、双向水平及三向输入混合加载制度,以模拟实际结构在不同地震下的行为。

单向和双向振动时,取实际地震波的水平两向中峰值较大的一向分量作为所要求的单向台面输入波;待模型进入弹塑性阶段(预估为7.5度罕遇以后),再采用三向振动,取实际地震的水平两方向中峰值较大的分量作为纵墙方向输入波;在试验后期较大加载工况下,模型破坏严重,取出二层的配重块继续加载,观察模型破坏模式。

4 试验结果与分析

4.1 模型振动反应与破坏现象

模型在63个加载工况中经历了弹性阶段、弹塑性阶段及破坏阶段,为了方便描述震动反应和破坏现象,对模型的门窗编号,括号内为二层门窗编号,如图6所示。文中工况后面的括号内容为原来的工况代号,即图片上标注的工况号,下文中的左右均指面对门和窗时的方位。

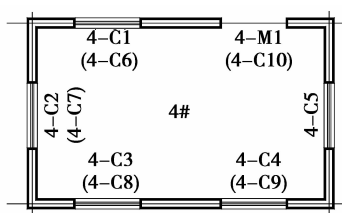


图6 门窗编号

试验加载从输入台面峰值加速度 0.027 g ,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.018 g (6度小震)开始,模型无晃动;输入台面峰值加速度 0.075 g ,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.05 g (6度中震),模型轻微晃动;从输入台面峰值加速度 0.15 g ,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.10 g (7度中震),至输入台面峰值加速度 0.33 g ,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.22 g (7度大震)阶段,模型晃动逐级加大,由于结构模型刚度较大,且加载幅值较小,模型均未出现裂缝,无破坏发生;输入台面峰值加速度 0.465 g ,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.31 g (7.5度大震),模型出现裂缝并进一步开展,模型相片如图7所示。试验中,Y向输入时,1轴与B轴转角处橡胶束外立砖灰缝出现裂缝。三向输入时,A轴纵墙左下角交1轴处出现一条斜裂缝并向右上方延伸约 15 cm ,墙角设有捆绑橡胶束处,立砖外凸,凸出约 1.2 cm ;1轴横墙下部橡胶束中部处左、右各出现1条水平裂缝长约 20 cm ,橡胶束周围的砖形成裂缝。输入台面峰值加速度 0.6 g ,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.4 g (8度大震),模型破坏严重,为了进一步观察破坏现象,模型二层的配重块被取出,再进行后面的加载工况。在后面双向输入加载工况下,原有裂缝宽度进一步加大,3轴横墙右下角松散,角部另一侧的橡胶束上部外立砖掉落,模型相片如图7所示。

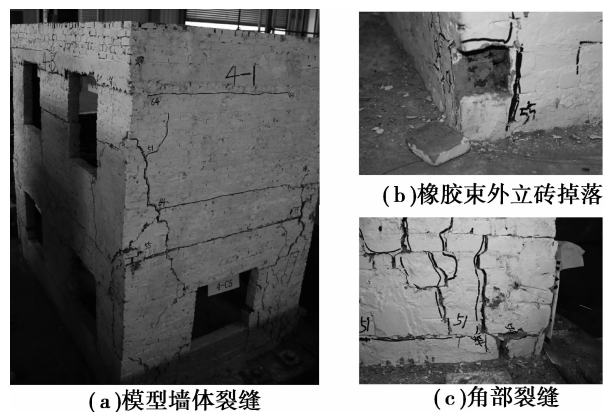


图7 模型照片

由以上试验可知,模型发生的破坏与预期滑动破坏模式不完全相同,橡胶束中部的低标号砂浆产生了部分水平裂缝,但是这些裂缝没有完全水平贯通,究其原因,有以下3点:一是模型整体性不够,模型中未设置构造柱,导致除消能减震部位发生破坏外,上部墙体也出现了不同程度的破坏;二是山墙开窗过大,抗侧刚度小,在输入地震动作用下,山墙产

生裂缝;三是文中为缩尺模型,采用 M1.5 的低标号混合砂浆砌筑,施工质量难以准确控制,导致在一层楼板处的墙体出现了水平裂缝。

4.2 模型自振频率

每个试验阶段初均采用白噪声激励,共进行了 9 次扫频,对输入白噪声测得的试验数据进行模态分析,可以得到模型结构的自振频率,由于结构刚度大致和自振频率的平方成正比,因此自振频率随加载级数的变化在一定程度上反映了模型的破坏情况和承载能力的变化。试验测得的自振频率变化趋势如图 8 所示。

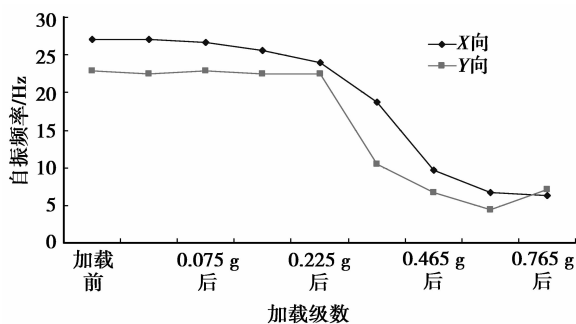


图 8 模型自振频率变化曲线

由图 8 可得,模型纵向(X 向)和横向(Y 向)自振频率初始值分别为 27 Hz 和 22.8 Hz。试验初始阶段,模型 X 向自振频率一直大于 Y 向。试验过程中,随着加速度值逐渐增大,模型由出现裂缝开始,随着裂缝的开展,即裂缝逐渐加长、加宽,直到模型严重破坏,由振动台白噪声测出的模型纵横向自振频率逐渐降低。模型纵向自振频率从开始的 27 Hz 逐渐下降到 6.4 Hz;模型横向自振频率从开始的 22.8 Hz 逐渐下降到 7.1 Hz。在每一级加载工况中,模型自振频率都在下降,体现了地震产生的破坏是一个累积的过程,累积破坏逐渐增加,模型自振频率即随之平缓下降。模型破坏后纵、横 2 个方向的自振频率非常接近。

4.3 加速度反应分析

通过加速度反应可以得到各层的加速度放大系数,从而对结构的动力放大情况作出评述。加速度放大系数随加载工况的变化趋势可反映结构的损伤情况。数据分析时,对底板的 2 个加速度计所测得的加速度时程进行平均,作为楼层加速度放大系数的计算基准,用 0.825 m 楼面和 1.575 m 屋面上测点的平均峰值加速度除以底板平均峰值加速度,即可得 0.825 m 楼面和 1.575 m 屋面的平均峰值加速

度放大系数。

1) x 向加速度放大系数

由图 9(a)可以看出,天然波和人工波输入下,结构模型的加速度放大效应相近,天然波和人工波输入下一层结构模型 x 向楼层加速度放大系数均很小。在天然波各加载工况下,0.825 m 楼层的加速度放大系数介于 0.463~1.194 之间,平均为 0.849;1.575 m 屋面的平均加速度放大系数介于 0.531~1.572 之间,平均为 1.056。输入台面峰值加速度达到 0.225 g,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.15 g(7.5 度中震)时,一、二层结构模型的加速度放大系数明显降低,导致加速度放大系数明显减低的原因可能有 3 种:一是模型刚度下降,频率减低;二是模型发生了破坏,导致地震力传不上去;三是橡胶束效能减震部位开始发挥作用。从图 8 模型自振频率变化曲线可以看出,输入台面峰值加速度为 0.33g 加载前,模型自振频率变化很小,X 向和 Y 向自振频率分别为 24 Hz 和 22.5 Hz,与初始值相比分别下降了 11.1% 和 1.3%,输入台面峰值加速度为 0.33 g 加载后,随着输入地震动的加大,裂缝逐步扩展、增多,致使墙体刚度下降,模型自振频率也逐步下降,由此可以看出,当输入台面峰值加速度超过 0.15 g 时,导致加速度放大系数明显降低的第一种可能性被排除;此外,由模型振动反应及破坏现象可知,输入台面峰值加速度 0.33 g 时,模型整体晃动大,由于结构模型刚度较大,且加载幅

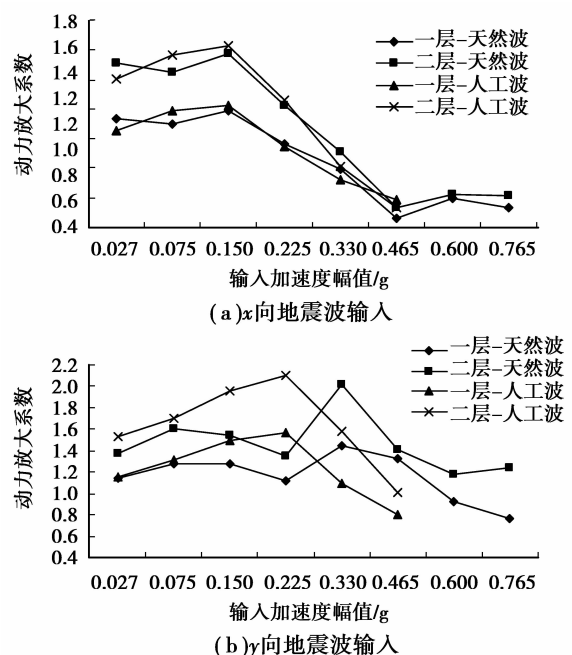


图 9 模型加速度放大系数

值较小,模型均未出现裂缝,无破坏发生,从而排除了第二种可能性;排除以上2种可能情况后,说明导致一、二层结构模型的加速度放大系数明显降低的原因,是由于消能减震部位开始发挥作用,在此后的工况中, x 向加速度放大系数随着地震波峰值加速度的增大而减小,一层最低值为0.463。

2) y 向加速度放大系数

由图9(b)可以看出,天然波和人工波输入下,结构模型 y 向楼层平均加速度放大系数也较小,但较 x 向略大。0.825 m楼层的 y 向加速度放大系数在0.768~1.570之间,平均为1.159;1.575 m屋面的加速度放大系数在1.007~2.014之间,平均为1.463。模型结构 y 向一阶频率较高,在天然波输入下,模型 y 向的动力放大作用较 x 向明显。随输入地震动增强,消能减震部位发挥作用,模型加速度放大系数逐渐降低,模型二层的加速度放大系数与一层的比值也有所降低。输入台面峰值加速度超过0.225 g,相当于原型房屋的地面峰值加速度0.15 g(7.5度中震)时,二层结构模型比一层结构模型的加速度放大系数小,这与模型因墙体开裂致使加速度无法传至屋顶,二层圈梁底部及一层预制楼板高度处出现水平裂缝有关,也与模型在后面加载工况中女儿墙与二层墙体、二层与一层墙体沿 y 轴产生水平错动的破坏情况吻合。

4.4 位移分析

通过位移反应可以确定结构的变形曲线,从而判断结构抗侧刚度是否足够,刚度分配是否合理,层间位移是否符合要求,变形有无集中等。试验各工况下模型各层的层间位移角列于表2。由表2可以看出,模型各层的层间位移角随加载级数的增加基本上呈增加趋势,模型 x 向在Sx33M工况中,第2层的层间位移角突破1/200,结构模型无任何破坏现象。模型在Sy40M工况中, y 向第1层和第2层的层间位移角分别为1/92和1/73,但此时结构模型没有产生裂缝。随着结构纵墙裂缝发展,损伤加重,在 x 向输入工况Sx55N和Sx60N中, x 向底层和二层分别达到整个试验中结构 x 向层间位移角的最值1/53和1/49,2个楼层的层间位移很接近;在 y 向输入工况Sy61N中, y 向底层和二层同时达到整个试验中结构 y 向层间位移角的最值1/58和1/46,位移加大的原因是裂缝开展增多致使墙体的整体性下降,多处横墙错位,对顶部的约束减弱。

表2 模型各层层间位移角

工况	输入幅值/g	θ_{1x}	θ_{2x}	θ_{1y}	θ_{2y}
Sx6N	0.027	1/282 1	1/179 8	1/564 3	1/372 4
Sy7N	0.027	1/270 16	1/276 90	1/145 0	1/122 9
Sx16N	0.075	1/149 0	1/641	1/276 8	1/204 0
Sy17N	0.075	1/13358	1/7736	1/744	1/511
Sx23N	0.15	1/739	1/296	1/1305	1/865
Sy24N	0.15	1/1654	1/3958	1/359	1/303
Sx33M	0.225	1/341	1/135	1/990	1/802
Sy34M	0.225	1/732 5	1/146 5	1/134	1/108
Sxy35M	0.225	1/336	1/133	1/156	1/117
Sx37N	0.33	1/337	1/131	1/638	1/605
Sy38N	0.33	1/298	1/1415	1/157	1/130
Sxy39N	0.33	1/346	1/132	1/177	1/146
Sy40M	0.33	1/2192	1/1081	1/92	1/73
Sx51M	0.465	1/155	1/56	1/322	1/268
Sxy52M	0.465	1/149	1/55	1/67	1/49
	0.465/				
Sxyz53M	0.395/	1/145	1/55	1/67	1/49
	0.302				
Sx55N	0.6	1/53	1/71	1/410	1/299
Sxy56N	0.6/0.51	1/149	1/68	1/85	1/64
	0.6/				
Sxyz58N	0.51/	1/154	1/69	1/80	1/62
	0.39				
Sx60N	0.765	1/102	1/49	1/246	1/184
Sy61N	0.765	1/648	1/229	1/58	1/46
Sxy62N	0.765	1/346 9	1/372 1	1/7218 6	1/273 8

5 结论

提出了简易消能减震技术,通过振动台试验进行验证,并分析了破坏现象及试验结果。技术简单易行,便于施工。

1)可使结构在小震作用下,不发生需要修复的破坏,能保证房屋正常使用功能要求;当输入台面峰值加速度0.225 g,相当于原型房屋的地面峰值加速度0.15 g(7.5度中震),消能减震部位发挥作用;当输入台面峰值加速度0.6 g,相当于原型房屋的地面峰值加速度0.4 g(8度中震),消能减震部位严重破坏,但结构仍未倒塌。

2)随输入地震动增强,消能减震部位发挥作用,

模型加速度放大系数随着输入波加速度峰值的增大而减小,尤其是在输入台面峰值加速度 0.6 g,相当于原型房屋的地面峰值加速度 0.4 g(8 度大震)时,消能减震效果十分明显,表现出良好的耗能能力。

3)低标号砂浆层及捆绑橡胶束能降低结构刚度,增大结构的自振周期。

总之,消能减震建筑中的消能减震装置,消耗了地震能量,也阻隔了地震作用向上部结构传递,大大减少了上部结构的地震反应,进而保护了结构在的地震中的安全。通过设置不同数量的橡胶束,以达到在不同地震作用下限制过大的滑移量,防止建筑破坏和倒塌。该技术可望在量大面广的村镇建筑农民自建房中推广使用。

参考文献:

- [1] 尚守平,刘可,周志锦. 农村民居隔震技术[J]. 施工技术,2009,38(2):97-99.
SHANG Shouping, LIU Ke, ZHOU Zhijin. Seismic isolation technology of rural buildings[J]. Construction Technology,2009,38(2):97-99.
- [2] 岁小溪. 橡胶颗粒:砂混合物的隔震性能研究[D]. 长沙:湖南大学硕士学位论文,2009.
- [3] 尚守平,周志锦,刘可,等. 一种钢筋-沥青复合隔震层的性能[J]. 铁道科学与工程学报,2009,6(3):13-16.
SHANG Shouping, ZHOU Zhijin, LIU Ke, et al. The research on the steel-asphalt isolation lay[J]. Journal of Railway Science and Engineering,2009,6(3):13-16.
- [4] 许琪楼,李杰,李国强. 建筑结构抗震设计[M]. 郑州:河南科学技术出版社,1992.
- [5] 吕西林,朱玉华,施卫星,等. 组合基础隔震房屋模型振动台试验研究[J]. 土木工程学报,2001,34(2):43-49.
Lü Xilin, ZHU Yuhua, SHI Weixing, et al. Shaking table test on building model with comined isolation system[J]. China Civil Engineering Journal,2001,34(2):43-49.
- [6] Ryan K L, Chopra A K. Approximate analysis methods for asymmetric plan base-isolated buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,2002,31(1):33-54.
- [7] Hwang J S, Hsu T Y. Experimental study of isolated building under triaxial ground excitations[J]. Journal of Structural Engineering,2000,126(8):879-886.
- [8] Mostaghel N, Davis T. Representations of coulomb friction for dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,1997,26(5):541-548.
- [9] 李立. 隔震与减震技术,中国工程抗震研究四十年[M]. 北京:地震出版社,1989.
- [10] 周福霖. 工程结构减震控制[M]. 北京:地震出版社,1997.
- [11] Symans M D, Charney F A, Whittaker A S, et al. Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments[J]. Journal of Structural Engineering,2008,134(1):3-21.
- [12] Ye K, Li L, Zhu H P. A modified kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration,2009,8(3):433-446.
- [13] Shirmali M K, Jangid R S. Non-linear seismic response of base-isolated liquid storage tanks to bi-directional excitation[J]. Nuclear Engineering and Design,2002,217(1/2):1-20.
- [14] Gong L, Hao H. Analysis of coupled lateral-torsional - pounding responses of one-storey asymmetric adjacent structures subjected to bi-directional ground motions part I: uniform ground motion input [J]. Advances in Structural Engineering,2005,8(5):463-478.
- [15] Hao H, Gong L. Analysis of coupled lateral-torsional - pounding responses of one-storey asymmetric adjacent structures subjected to bi-directional ground motions part II: spatially varying ground motion input [J]. Advances in Structural Engineering,2005,8(5):481-495.
- [16] Phocas M C, Pamboris G. Multi-storey structures with compound seismic isolation[J]. WIT Transactions on the Built Environment,2009,104,207-216.

(编辑 陈移峰)