

软钢阻尼器加固震损再生混凝土框架振动台试验

吕西林^{1,2}, 朱奇云^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 对震损 8 层再生混凝土框架模型采用环氧树脂注胶并增设软钢耗能装置, 通过振动台试验研究了震损框架加固后的地震响应以及软钢阻尼器的减震效果. 基于试验结果对试验模型的震损特征、动力特性、加速度及位移响应进行分析, 探讨了软钢阻尼器对主体框架的刚度及耗能贡献. 试验结果表明: 在强震激励下软钢阻尼器的滞回耗能效应能减小层间刚度退化, 同时加速度响应能得到有效控制. 软钢阻尼器沿楼层的屈服次序从中部楼层开始, 逐渐向上部及底部楼层发展, 中部楼层的软钢阻尼器变形增长较快, 耗能较大.

关键词: 减震加固; 震损; 再生混凝土框架; 振动台试验; 软钢阻尼器

中图分类号: TU352.1; TU317.1

文献标志码: A

Shaking Table Test of Earthquake-damaged Recycled Aggregate Concrete Frame Retrofitted with Steel Dampers

LÜ Xilin^{1,2}, ZHU Qiyun^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: An earthquake-damaged eight-storey recycled aggregate concrete frame model was retrofitted by using epoxy injection and steel energy dissipation devices, then shaking table test was conducted to investigate earthquake response of the retrofitted frame and damping effect of the steel dampers. Based on the test results, damage observation, dynamic characteristic, acceleration and displacement response of the test model were analyzed, furthermore, stiffening and damping effects contributed by the steel dampers to the primary frame were discussed. The test results indicate that inter-storey stiffness degradation can be reduced by hysteretic damping effect of the steel dampers, and acceleration response can be effectively controlled under strong earthquake excitations. Yielding sequence of the steel

dampers along the floors starts from the middle floor towards the upper and lower floors. Deformations of the steel dampers installed at the middle floors increase greatly, dissipating a large amount of input seismic energy.

Key words: retrofitting for seismic response reduction; earthquake-damaged; recycled aggregate concrete frame; shaking table test; steel damper

近些年来地震工程的实践促进了耗能减震技术应用从新建结构和既有结构的加固改造拓展到震损结构的修复加固. 震损结构由于强度、刚度及耗能能力存在一定程度退化, 当再次遭遇地震时, 靠自身的弹塑性变形耗能更加有限, 通过增设阻尼器耗散地震输入能量就显得尤为重要. 因此, 将耗能减震技术用于震损钢筋混凝土(RC)框架结构的加固具有重要的意义.

针对震损 RC 框架结构的减震加固, 已有学者开展了平面框架拟静力试验和空间框架振动台实验的研究工作. 欧进萍等^[1]采用软钢阻尼器对 2 层及 3 层震损 RC 框架模型进行加固, 并对减震框架模型进行振动台试验, 结果表明: 该修复措施能恢复震损结构的抗震能力. 李洪泉等^[2]通过振动台试验研究 Pall 摩擦耗能装置加固 3 层震损框架的减震效果. 闫峰^[3]对普通框架、附加黏滞阻尼墙的耗能框架以及附加黏滞阻尼墙的震损框架进行振动台试验对比, 研究结果表明: 与耗能框架相比, 震损加固框架的位移反应增大, 但加速度及层间剪力减小. 郭子雄等^[4]采用摩擦耗能支撑加固单层单跨平面震损框架, 通过水平往复荷载试验研究摩擦耗能支撑修复震损框架的效果, 研究表明: 震损框架耗能支撑加固后的水平承载力、抗侧刚度及耗能能力显著提高. Olinam^[5]采用一种弯剪组合型软钢阻尼器对单层单

收稿日期: 2018-08-15

基金项目: 国家自然科学基金重大国际合作项目(51261120377)

第一作者: 吕西林(1955—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为工程抗震与防灾. E-mail: lxlst@tongji.edu.cn

通信作者: 朱奇云(1985—), 男, 博士生, 主要研究方向为工程抗震与结构振动控制. E-mail: qyzonly@sina.com

跨震损 RC 框架试件进行加固,该阻尼器通过面内钢板剪切与面外钢板弯曲组合耗能,拟静力试验表明:加固后框架的水平承载力和延性提高. Weng^[6]和 Zhang^[7]对震损结构的减震加固设计方法进行研究,并通过算例验证设计方法的实用性. 目前对于震损 RC 框架结构的减震加固研究多集中于简单平面框架拟静力试验或 3 层以下低矮框架模型的振动台试验,对阻尼器沿楼层的减震规律研究较少. 关于再生混凝土框架的抗震性能已取得了一定的振动台试验成果^[8-9],但对于震损后的再生混凝土框架减震加固尚缺乏研究.

本文立足于 8 层空间 RC 框架模型,采用环氧树脂注胶和软钢阻尼器对震损再生混凝土框架模型进行修复和减震加固,通过振动台试验研究减震框架的地震响应以及阻尼器对楼层剪力、耗能以及层间刚度的影响.

1 震损框架减震加固

1.1 震损框架特征

原型结构为 8 层 RC 框架结构,抗震设防烈度为 8 度,按“强柱弱梁”设计,层高 3 m,总高 24 m。梁截面尺寸均为 200 mm \times 500 mm,柱截面尺寸均为 600 mm \times 600 mm,楼板厚度均为 120 mm,恒载设计值为 5 kN \cdot m $^{-2}$,活载设计值为 2 kN \cdot m $^{-2}$,混凝土强度设计等级为 C30。

振动台试验模型几何相似常数取 $1/4$, 应力相似常数为 0.3 , 加速度相似常数取 1.2 。试验模型采用再生混凝土制作, 再生骨料取代率为 100% , 配合比为水泥: 石灰: 水: 砂: 石 $= 1.0 : 0.75 : 0.89 : 4.58 : 1.69$ 。采用镀锌铁丝模拟钢筋, 梁、柱纵筋以及楼板配筋按抗弯承载力等效原则进行相似设计, 梁、柱箍筋按抗剪承载力等效原则进行相似设计^[10]。试验模型自重 9.5 t , 底座自重 4.2 t , 每层楼板上布置配重 1.2 t , 共计 23.3 t 。试验模型几何尺寸及配筋见图 1。图中, KZ1 为柱; KL1 为边梁; KL2 为中梁。模型各楼层混凝土立方体抗压强度与弹性模量实测值见表 1。

首先对初始框架模型进行震损试验,最大台面激励加速度峰值为 0.612 g ,对应 8 度半罕遇地震水准. 模型破坏以混凝土开裂及保护层剥落为主,总体呈现强柱弱梁的破坏机制. 由表 1 可知,上部楼层尤其是 7、8 层的实际混凝土强度偏小,造成上部楼层混凝土开裂损伤较下部楼层受损相对严重. 按损伤

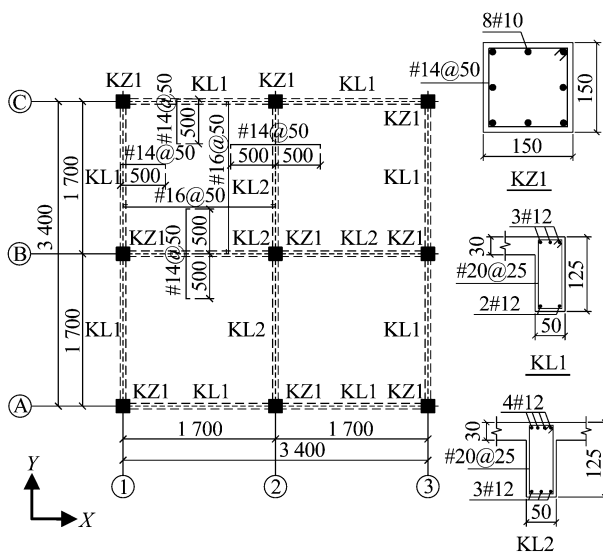


图 1 框架模型尺寸及配筋(单位:mm)

Fig.1 Dimension and reinforcement of frame model
(unit:mm)

表 1 混凝土实测抗压强度及弹性模量

Tab.1 Measured compressive strength and elastic modulus of concrete

| 楼层 | 抗压强度/MPa | 弹性模量/MPa |
|----|----------|----------|
| 1 | 13.86 | 12 706 |
| 2 | 9.95 | 11 819 |
| 3 | 7.45 | 11 040 |
| 4 | 7.44 | 9 500 |
| 5 | 7.00 | 11 430 |
| 6 | 8.12 | 10 574 |
| 7 | 4.40 | 8 279 |
| 8 | 5.49 | 7 462 |

形式、损伤位置及其产生机理,主要分为以下震损特征:①梁端与柱交界面普遍出现竖向贯通弯曲裂缝,部分梁端底部边缘混凝土剥落;②大部分梁端塑性铰区域形成剪切斜裂缝;③梁跨中 $1/3$ 梁跨范围出现竖向弯曲裂缝;④柱端混凝土出现水平裂缝,少数柱端边缘混凝土保护层剥落。典型的震损现象见图 2。

对震损框架的修复加固分两个步骤:①采用环氧树脂注胶技术修补混凝土裂缝;②安装软钢耗能装置.下文对震损前的框架称为初始框架,环氧树脂注胶后的框架称为修复框架,在注胶基础上增设耗能装置的框架称为减震框架.

1.2 裂缝修复

根据裂缝位置及受损程度,选取不同的方法进行修复^[1]:①对于梁柱交界面处的梁底及柱端边缘混凝土剥落,先移除松动的混凝土,再采用封缝胶进行填补;②对于梁、柱上的裂缝可采用压力注浆法和表面封闭法相结合的方式进行修复;③对于楼板负

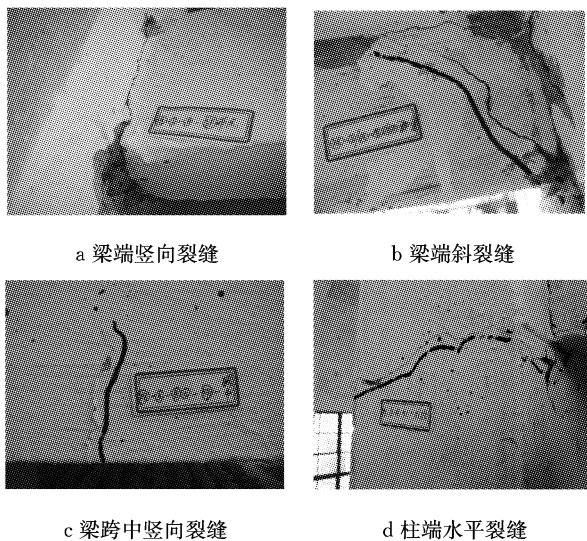


图 2 既有框架震损特征

Fig.2 Earthquake-damaged features of the existing frame

弯矩区的裂缝,采用重力式低压注射法,使胶液缓慢渗透并扩展到混凝土中.修复裂缝所用的环氧树脂胶为 Araldite 公司生产的 XH160 A/B 修补胶和 XH111 A/B 封缝胶,其力学性能参数见表 2.

表 2 环氧树脂力学性能

Tab.2 Mechanic property of epoxy

| 参数 | XH160 A/B | XH111 A/B |
|---------------------|-----------|-----------|
| 弹性模量/GPa | 22.3 | 24.0 |
| 抗拉强度/MPa | 21 | 36 |
| 抗压强度/MPa | 94 | 73 |
| 与混凝土黏结强度(7 d 后)/MPa | 31 | 3.62 |
| 黏度/(Pa·s) | 0.2 | 65 |
| 适用期/min | 15—25 | 25 |

图 3 为梁、柱、板的裂缝修复,每条裂缝的修复主要包括钻孔、清孔除尘、埋设灌胶管、封缝、压力注胶、表面整平六个工序,并从底层至顶层逐层修复,采用地脉动法和撞击荷载法获取模型自振频率以考察震损框架的修复效果.

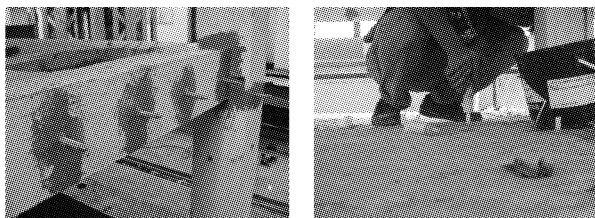


图 3 混凝土裂缝注胶

Fig.3 Epoxy injection for concrete cracks

1.3 软钢阻尼器

软钢阻尼器是在腹板平面内均匀开设条形孔形成宽度 12 mm,高度 72 mm 的竖向板肢,并在两侧焊接平面外翼板.板材的厚度均为 6 mm,钢材实测

屈服强度 f_y 为 205.5 MPa,极限强度 f_u 为 318.2 MPa.阻尼器试件详细尺寸见图 4.

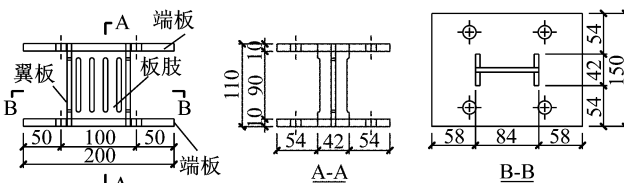


图 4 软钢阻尼器尺寸(单位:mm)

Fig.4 Dimension of the steel damper (unit:mm)

软钢阻尼器低周往复加载试验的滞回曲线和破坏形态分别如图 5a 和 5b 所示.该阻尼器滞回曲线饱满稳定,在小位移下即具有耗能能力,屈服后随着位移幅值的增加具有明显的应变硬化效应.试件屈服荷载为 10.04 kN,对应的屈服位移为 1.28 mm,初始刚度为 $12\,694\text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}$.竖向板肢呈现弯曲破坏,外侧板肢端部首先出现板材撕裂.

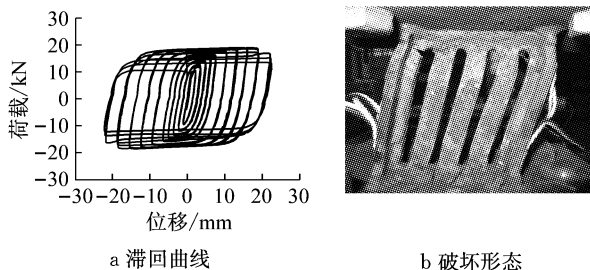


图 5 软钢阻尼器性能试验

Fig.5 Performance test of the steel damper

1.4 耗能装置加固

对震损混凝土框架进行后加固需要通过合理的构造保证混凝土与耗能装置的可靠连接.考虑到再生混凝土的脆性,作为竖向承重构件的框架柱不宜再钻孔使用贯通螺栓锚固,梁板可根据螺栓连接的需要进行钻孔.因此斜撑与梁柱节点连接位置采用柱端焊接和梁端螺栓连接相结合的方式,梁与阻尼器采用螺栓连接,且采用环氧树脂对间隙进行填注,最终形成由软钢阻尼器、连接构造和人字型斜撑(6.3号双肢槽钢)组成的一套耗能装置.耗能装置在平面上布置于 B 轴,1—7 层每层布置 1 个,沿立面相邻层错开布置,试验模型照片如图 6a 所示.

斜撑与节点连接构造如图 6b 所示:柱脚先用角钢包角,其中三面焊接缀板,另一面焊接角钢连接件,再向角钢及缀板与混凝土表面的间隙灌注环氧树脂,在梁端底部设置垫板并通过竖向螺杆与角钢连接件固定.

阻尼器连接构造如图 6c 所示:10 号槽钢通过环

氧树脂紧贴于混凝土梁及楼板,槽钢腹板与梁采用水平螺栓固定,槽钢上翼缘用竖向螺栓与楼板固定,槽钢下翼缘与阻尼器上端板用竖向螺栓连接,阻尼器下端板和斜撑均通过螺栓与 T 型板件连接。

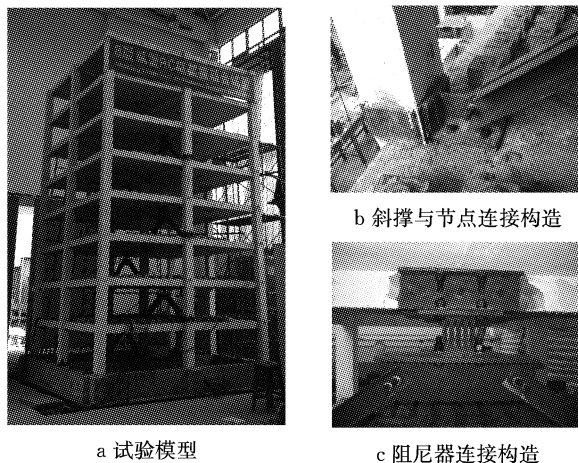


图 6 试验模型及连接构造

Fig.6 Test model and connection

2 振动台试验

2.1 测点布置

根据模型特点和试验条件,采用加速度传感器量测楼层加速度,位移传感器量测楼层位移和阻尼器位移,应变片量测梁、柱混凝土应变。测点布置如图 7 所示。

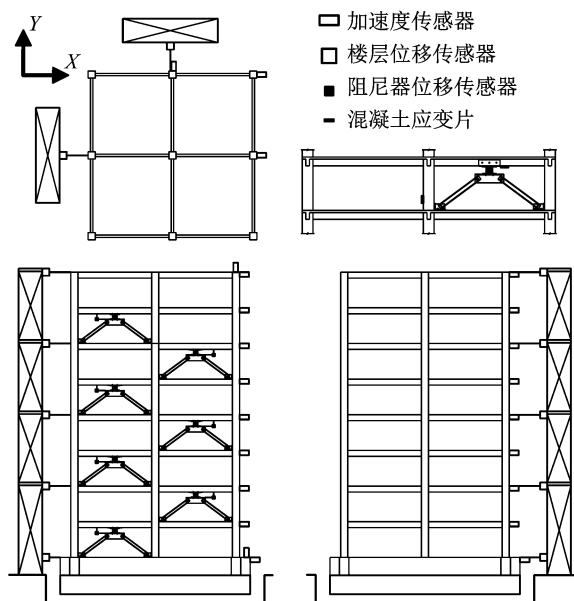


图 7 传感器及应变片布置

Fig.7 Arrangement of sensors and strain gauges

(1) 加速度传感器共 29 个,布置于基础顶面及

每个楼层,X 向 18 个,Y 向 9 个,Z 向 2 个。

(2) 位移传感器共 17 个,其中整体位移传感器 10 个,布置于基础顶面和 2、4、6、8 层的 X、Y 向;局部位移传感器 7 个,在每层阻尼器上布置 1 个。

(3) 混凝土应变片是在修复框架安装了减震装置的连接构造后增设的,测点位于 2 层中柱柱脚及阻尼器与梁连接部位右侧梁底,用于对比有无阻尼器对梁柱构件的受力影响。

2.2 试验工况

选取初始框架震损试验时采用的汶川波、仙台波、El Centro 波及 Kobe 波作为本次试验的台面输入波。在安装阻尼器前首先对修复框架进行 8 度多遇地震试验,安装阻尼器后减震框架按照 8 度多遇、8 度基本、8 度罕遇及 9 度罕遇的顺序进行试验,在各级水准试验阶段依次输入上述地震波,各级水准试验结束后进行白噪声扫频。修复框架的 8 度多遇及减震框架的 8 度多遇、8 度基本均按三向输入,8 度基本地震试验后未布置阻尼器的 Y 向框架自振频率已下降明显,为了重点考察阻尼器在大震作用下平面内的耗能性能,8 度及 9 度罕遇地震台面激励沿 X、Z 向输入。各级水准地震作用下台面输入加速度峰值根据建筑抗震设计规范^[12]的规定和加速度相似关系确定,X、Y、Z 向加速度峰值比例为 1 : 0.85 : 0.65,加载工况及对应的 X 主向峰值加速度见表 3,按相似关系调整后的地震波时间间隔为 0.007 812 5 s。

表 3 试验工况

Tab.3 Test cases

| 工况序号 | 输入波形代号 | 模拟烈度 | 峰值加速度/g |
|-------|-------------|-------|---------|
| 1 | 1WN | 白噪声 | 0.050 |
| 2—5 | W0→M0→E0→K0 | 8 度多遇 | 0.084 |
| 6 | 2WN | 白噪声 | 0.050 |
| 7 | 3WN | 白噪声 | 0.050 |
| 8—11 | W1→M1→E1→K1 | 8 度多遇 | 0.084 |
| 12 | 4WN | 白噪声 | 0.050 |
| 13—16 | W2→M2→E2→K2 | 8 度基本 | 0.240 |
| 17 | 5WN | 白噪声 | 0.050 |
| 18—21 | W3→M3→E3→K3 | 8 度罕遇 | 0.480 |
| 22 | 6WN | 白噪声 | 0.050 |
| 23—26 | W4→M4→E4→K4 | 9 度罕遇 | 0.744 |
| 27 | 7WN | 白噪声 | 0.050 |

2.3 试验现象

修复框架在第 5 工况后,在 2 层边梁端部发现细微斜裂缝。减震框架在第 11 工况后,靠近阻尼器连接部位的 5 层梁跨中混凝土开裂。在第 16 工况后,与支撑连接的 3 层中柱出现柱脚水平裂缝,靠近阻尼器连接部位的 4 层梁跨中混凝土出现竖向裂

缝. 由于 Y 向未布置阻尼器, 3—6 层 Y 向梁端出现较多斜裂缝. 在第 21 工况后, 靠近阻尼器连接部位的 3 层和 6 层梁跨中混凝土开裂, 4 层对应位置的梁底混凝土剥落露筋, 中部楼层的 X 向梁端出现斜裂缝. 加载结束后, 观察到 3 层阻尼器有明显残余变形, 在靠近阻尼器连接部位的 7 层梁跨中也发现混凝土开裂, 4 层梁端混凝土保护层剥离, 2、6、7 层的梁端斜裂缝增多. 3、5 层边柱出现柱脚水平裂缝, 4—6 层角柱附近楼板出现裂痕.

试验现象主要表现为以下震损特征: ①梁端受剪形成斜裂缝; ②与角柱连接的边梁端部受弯引起楼板受拉开裂; ③柱脚受弯引起边缘混凝土受拉形成水平裂缝; ④靠近阻尼器连接部位的梁跨中混凝土普遍开裂, 甚至出现梁底混凝土剥落露筋, 主要是由于安装阻尼器改变了原框架梁的受力情况, 在梁跨中产生较大的附加弯矩所致. 与初始框架模型振动台试验相比, 减震框架模型损伤减少, 且注胶修复区域未出现二次开裂, 典型震损特征见图 8.



图 8 减震框架试验现象

Fig.8 Experimental observation for the damped frame

2.4 动力特性

对各自噪声工况下加速度测点数据作传递函数分析, 可获得模型结构的自振频率、阻尼比和振型等动力特性参数. 初始框架在经历震损、注胶修复、8 度多遇试验、减震加固和再次震损的试验过程中前 2 阶自振频率及阻尼比分别见图 9 和图 10. 初始框架模型震损后前两阶频率降幅 61.6%, 注胶修复后前两阶平动自振频率分别为 1.38 Hz 和 1.44 Hz, 从结构层面得到了整体的恢复. 修复框架在 8 度多遇工况后自振频率略微下降, X 向和 Y 向降幅分别为

2.3% 和 4.3%. X 向安装阻尼器后自振频率增大至 2.65 Hz, Y 向频率保持不变, 该阻尼器对于平面内的楼层刚度提高明显, 对平面外楼层刚度贡献不大. 减震框架 X 向自振频率随台面加速度幅值增加而缓慢下降, 经历 8 度多遇、8 度基本、8 度罕遇和 9 度罕遇地震试验后频率降幅分别为 2.3%、7.9%、12.8% 和 16.2%. 而经历 8 度基本地震试验后未布置阻尼器的 Y 向自振频率已下降约 25%, 8 度罕遇及 9 度罕遇工况未输入 Y 向激励的情况下, Y 向自振频率下降不明显. 初始框架模型震损试验后阻尼比增大明显, 注胶修复后阻尼比减小, 在后续工况试验过程中阻尼比变化不明显.

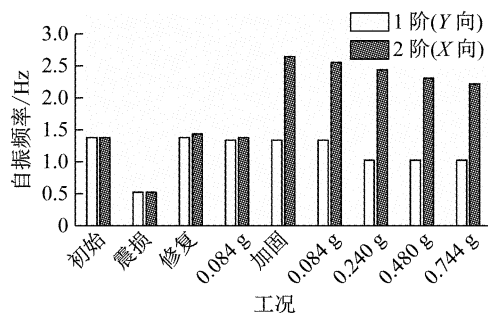


图 9 自振频率变化

Fig.9 Variation of natural frequency

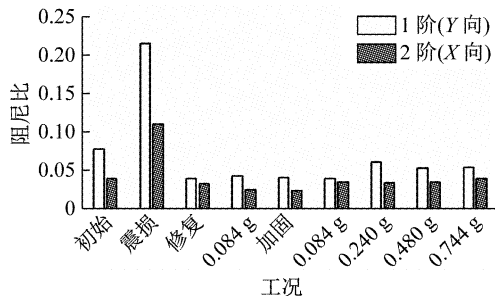


图 10 阻尼比变化

Fig.10 Variation of damping ratio

试验模型在不同工况下 X 向的前 2 阶平动振型如图 11. 1 阶平动振型曲线呈弯剪型, 在底部楼层为弯曲形态, 随着楼层的增加转变为剪切形态. 与修复框架相比, 增设耗能装置后各楼层振型位移有不同程度减小. 减震框架随着台面加速度幅值的提高, 振型曲线基本重合, 表明主体框架损伤不大.

3 地震响应

3.1 加速度响应

楼层绝对加速度响应峰值与底座加速度响应峰值的比值, 即为楼层加速度放大系数. 图 12 为 4 组地震波激励下, 试验模型随台面激励提高的加速度

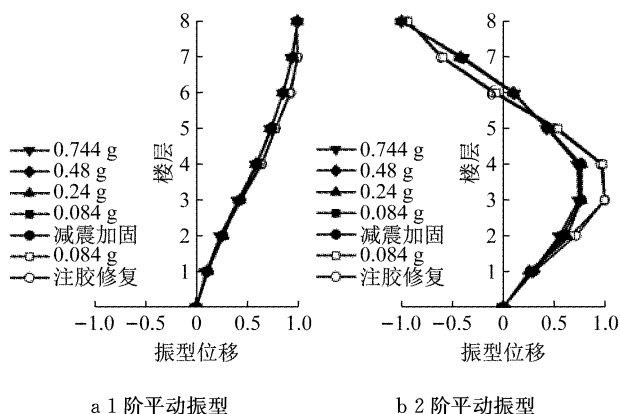


图 11 X 向振型变化

Fig. 11 Variation of vibration mode in direction X

放大系数沿楼层分布规律. 与修复框架的 0.084 g 工况相比, 减震框架除了 El Centro 波上部楼层加速度响应放大, 其余工况下各楼层加速度反应减小. 随着台面输入加速度的提高, 各楼层加速度动力放大系数呈减小趋势. 在 0.48 g 和 0.744 g 台面激励下, 由于各楼层阻尼器屈服耗能, 对结构附加滞回阻尼, 使加速度响应明显减小, 且大部分楼层的加速度响应已小于台面加速度输入值. 可见主体框架在损伤轻微情况下, 加速度响应仍能得到有效控制.

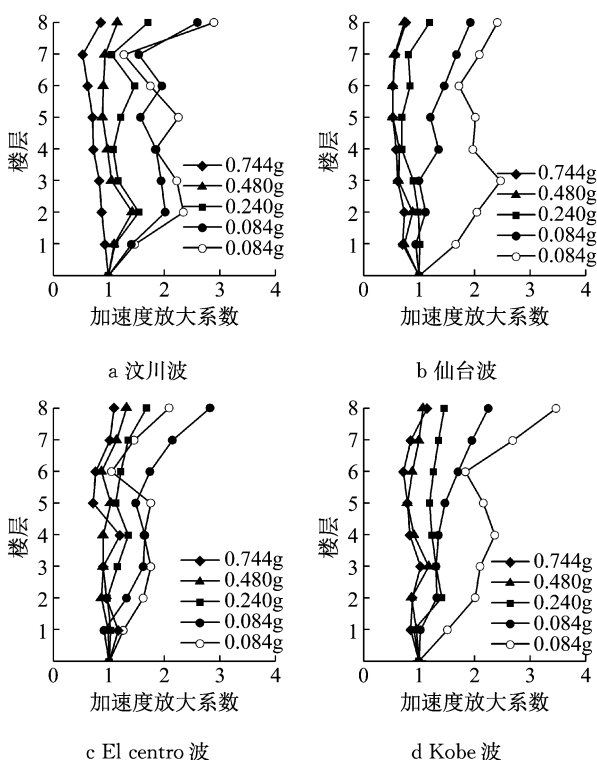


图 12 不同地震作用下加速度放大系数

Fig. 12 Maximum amplification factors of acceleration under different earthquakes

3.2 位移响应

模型在不同台面加速度激励下相对底座的 X 向

楼层位移包络曲线如图 13 所示. 修复框架在 0.084 g 台面激励下的最大位移曲线介于减震框架分别在 0.084 g 和 0.24 g 台面加速度激励下对应的位移曲线之间. 在 0.48 g 和 0.744 g 台面激励时, 楼层位移增大明显. 对比图 11a 可知, 减震框架楼层位移变形曲线形状呈弯剪型, 以 1 阶振型变形为主.

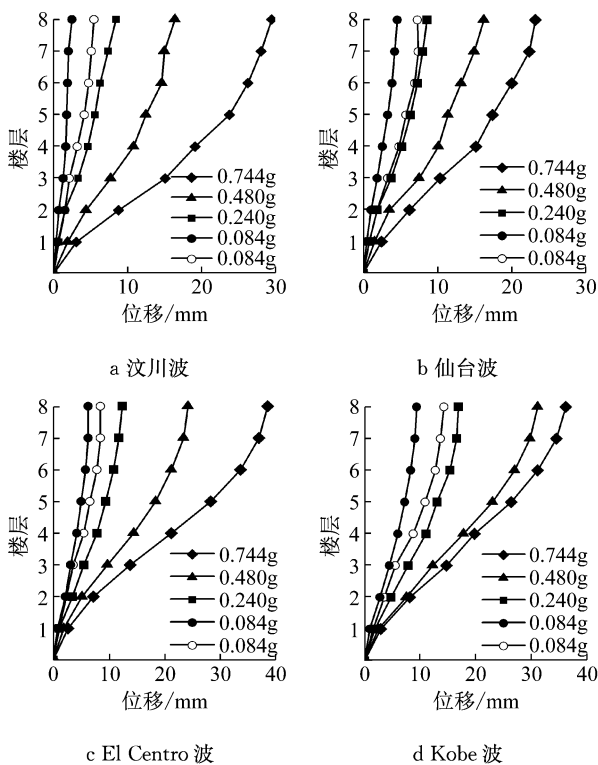


图 13 不同地震作用下最大位移

Fig. 13 Maximum displacement under different earthquakes

模型在不同台面加速度激励下 X 向最大层间位移角分布见图 14. 在不同地震波激励下, 不同楼层的层间位移角增大幅度不同, 尤其在 Kobe 波激励下, 台面输入加速度为 0.48 g 和 0.744 g 时, 中部楼层层间位移角增长明显, 最大层间位移角分别达到 1/90 和 1/55.

3.3 应变响应

图 15a 和 15b 分别为二层中柱柱脚和阻尼器连接处梁底应变最大值随台面输入加速度增加的变化规律, 其中横坐标第一个 0.084 g 工况为修复框架的多遇地震试验. 在 0.744 g 台面加速度激励时由于阻尼器连接处梁底混凝土已开裂, 导致应变值溢出, 故图 15b 中未给出 0.744 g 工况的应变值. 对比无阻尼器的修复框架, 同样在 0.084 g 台面加速度激励下, 由于减震框架的阻尼器承担了部分剪力, 中柱柱脚混凝土应变减小; 由于在梁跨中安装了耗能装置, 使得阻尼器力在梁中产生附加弯矩, 因此阻尼器连接

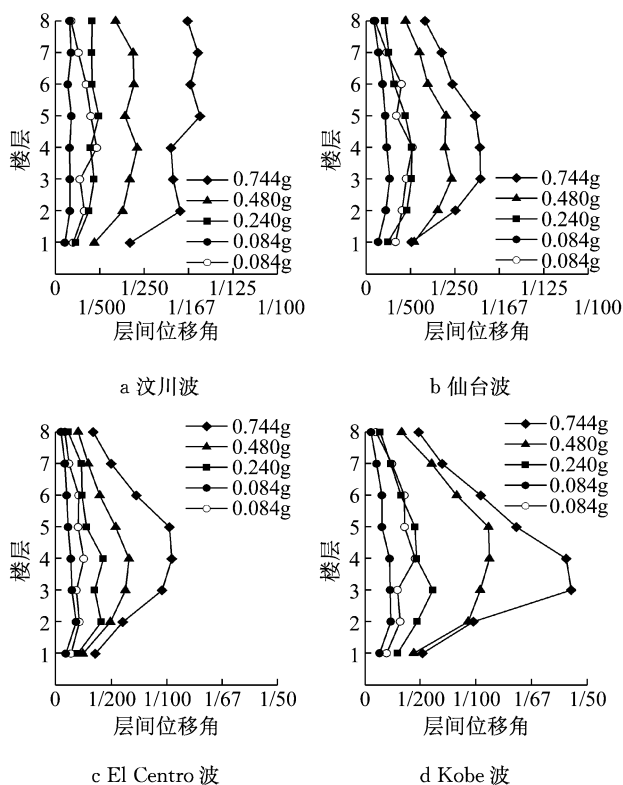


图 14 不同地震作用下最大层间位移角

Fig. 14 Maximum inter-storey drift under different earthquakes

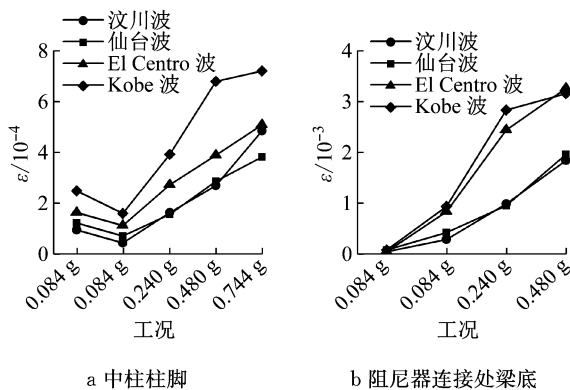


图 15 不同地震作用下混凝土最大应变

Fig. 15 Maximum strain of concrete under different earthquakes

处梁底最大应变值增大. 减震框架二层中柱柱脚和阻尼器连接处梁底混凝土应变均随台面输入加速度的增加而增大.

3.4 阻尼器响应

表 4 列出了各楼层软钢阻尼器在不同地震波激励下的屈服时刻, 屈服判定条件以阻尼器达到拟静力试验确定的屈服位移 1.28 mm 为准. 以 Kobe 波激励为例, 3、4 层阻尼器在 8 度多遇地震试验阶段首先屈服, 在 8 度基本地震试验时, 5、2、6 层的阻尼器陆续屈服, 在 8 度罕遇地震试验阶段, 7 层和底层阻

尼器达到屈服.

表 4 软钢阻尼器屈服次序(单位:s)

Tab. 4 Yielding sequence of steel dampers(unit:s)

| 楼层 | 屈服时刻 | | | |
|----|---------|----------|-------------|---------|
| | 汶川波 | 仙台波 | El Centro 波 | Kobe 波 |
| 7 | ③/4.508 | ④/10.938 | ③/0.961 | ③/1.938 |
| 6 | ③/4.500 | ③/12.813 | ③/0.883 | ②/2.203 |
| 5 | ③/3.680 | ③/12.781 | ②/0.906 | ②/1.922 |
| 4 | ③/5.125 | ③/12.758 | ②/0.883 | ①/2.352 |
| 3 | ③/5.125 | ③/12.750 | ②/0.898 | ①/2.383 |
| 2 | ③/5.906 | ③/31.93 | ②/1.109 | ②/2.133 |
| 1 | ④/3.961 | ④/32.297 | ③/1.344 | ③/1.992 |

注: ①为 0.084 g 工况; ②为 0.24 g 工况; ③为 0.48 g 工况; ④为 0.744 g 工况.

图 16 为不同台面加速度激励下各楼层阻尼器位移最大值与屈服位移的比值(延性比), 能反映软钢阻尼器的弹塑性变形程度. 由图 16 可知, 不同地震波激励下阻尼器变形随台面激励加速度的增长幅度不同, Kobe 波激励时阻尼器的弹塑性变形增长较快, 在 0.480 g 工况下阻尼器最大延性比已超过 4, 而仙台波激励时, 在 0.744 g 工况下阻尼器最大延性比仍小于 4. 沿楼层的阻尼器变形曲线随着台面加速度的提高, 在中部楼层位置处外凸明显, 可见中部楼层阻尼器弹塑性变形程度大于底部和顶部楼层阻尼器, 阻尼器最大延性比达到 5.5.

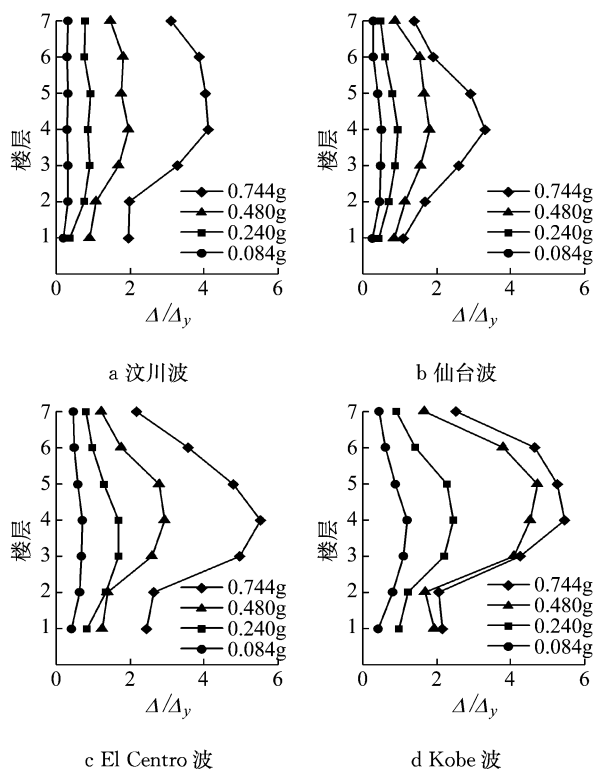


图 16 不同地震作用下软钢阻尼器最大变形

Fig. 16 Maximum deformations of the steel dampers under different earthquakes

4 阻尼器作用分析

4.1 对楼层剪力贡献

从框架中任取某一楼层第 i 层作为研究对象,其分析简图如图 17 所示. 根据动力平衡条件,由地震作用引起的第 i 层层间剪力应与第 i 层的抵抗力平衡,抵抗力包括层间结构恢复力,层间固有黏滞阻尼力和阻尼器的阻尼力. 第 i 层的动力平衡方程如下:

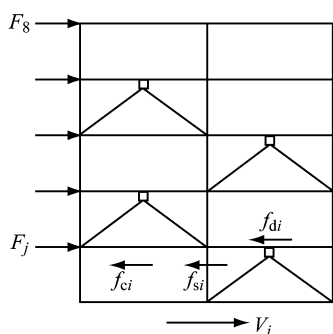


图 17 动力平衡简图

Fig. 17 Schematic diagram of dynamic equilibrium

$$\sum_{j=i}^8 m_j [\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t)]_j + f_{ci}(t) + f_{si}(t) + f_{di}(t) = 0 \quad (1)$$

其中 $f_{ci}(t)$ 、 $f_{si}(t)$ 和 $f_{di}(t)$ 分别为第 i 层的黏滞阻尼力、层间恢复力和阻尼器恢复力。 m_j 为第 j 层的质量, $\ddot{x}(t)$ 为第 i 层相对于基底的加速度时程, $\ddot{x}_g(t)$ 为基底加速度时程,故 $\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t)$ 为第 i 层的绝对加速度时程, $\sum_{j=i}^8 m_j [\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t)]_j$ 为第 i 层以上所有楼层惯性力时程之和,即第 i 层的层间剪力时程,如式(2)

$$V_i = \sum_{j=i}^8 m_j [\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t)]_j \quad (2)$$

根据位移计量测的阻尼器位移时程及软钢阻尼器滞回模型来近似获得软钢阻尼器的阻尼力时程^[13]. 以 8 度罕遇试验 El Centro 波激励下第 4 层为例,楼层剪力与层间位移曲线以及阻尼器的阻尼力与位移曲线分别如图 18a 和 18b 所示.

图 19 为各楼层达到最大楼层剪力时,所在楼层阻尼器承担的楼层剪力百分比. 不同楼层阻尼器承担的楼层剪力比例不同,底层阻尼器承担的最大楼层剪力比例最小,基本在 20% 以内. 这是由于楼层剪力按阻尼器与框架层间刚度比例分配,底层嵌固端约束,其层间刚度比其他楼层大,因此底层自身承担

的剪力比例也大. 2 层阻尼器承担的最大楼层剪力在 20%~30%, 2 层以上阻尼器除了 9 度罕遇试验阶段仙台波激励下 4、5 层阻尼器承担楼层剪力达到 50%, 其余工况下阻尼器承担楼层剪力约为 30%~45%.

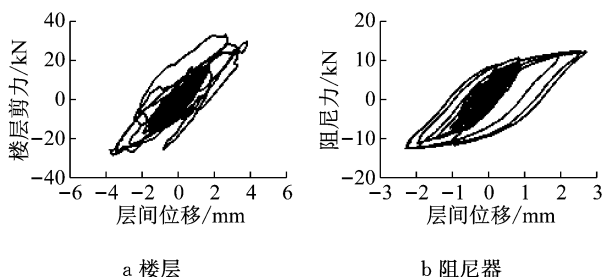


图 18 力与位移曲线

Fig. 18 Force vs. displacement curves

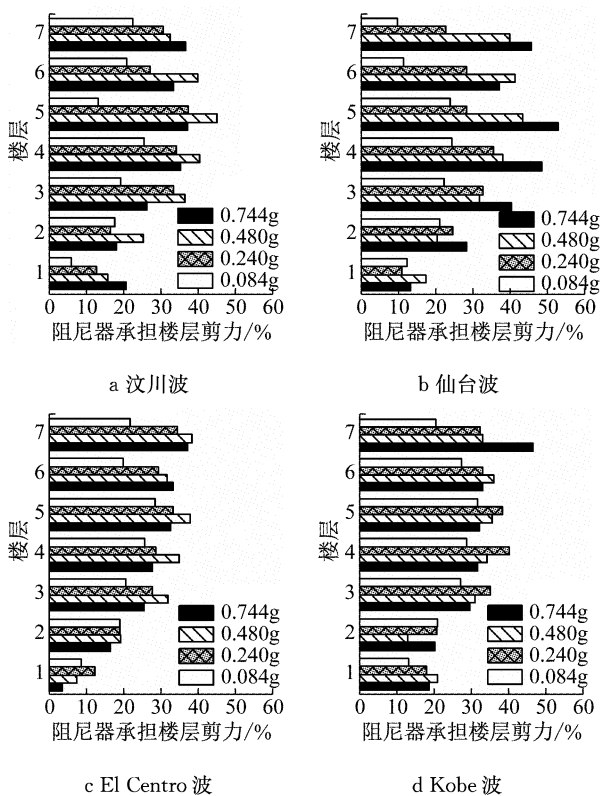


图 19 软钢阻尼器对楼层剪力贡献

Fig. 19 Inter-storey shear contributed by the steel dampers

不同地震波激励下不同楼层阻尼器承担的楼层剪力随台面加速度增加的变化规律不同, 试验初期阻尼器承担的楼层剪力均随台面激励加速度的增加而增大, Kobe 波激励时, 3—5 层阻尼器在 0.48 g 加速度激励下承担的楼层剪力减小, 而仙台波激励时, 3—5 层阻尼器在 0.744 g 加速度激励下承担的楼层剪力仍增大. 结合图 16 可判断, 软钢阻尼器延性比达到 4 后, 阻尼器承担的楼层剪力比例会有一定程

度下降。

4.2 对楼层耗能贡献

输入结构的地震能量一部分通过软钢阻尼器的弹塑性滞回变形耗散,不同楼层位置的阻尼器对于所处楼层的耗能贡献不同。对式(1)各项均乘层间位移 u_i 的微分 du_i ,然后在一段时间 $(0, t_0)$ 积分,可得能量平衡方程如下:

$$\int_{u(0)}^{u(t_0)} f_{ci} du_i + \int_{u(0)}^{u(t_0)} f_{si} du_i + \int_{u(0)}^{u(t_0)} f_{di} du_i + \int_{u(0)}^{u(t_0)} \sum_{i=1}^8 m_j [\ddot{x} + \ddot{x}_g]_j du_i = 0 \quad (3)$$

$$E_{Ci} + E_{Si} + E_{Di} = - \int_{u(0)}^{u(t_0)} \sum_{i=1}^8 m_j [\ddot{x} + \ddot{x}_g]_j du_i \quad (4)$$

式中: $E_{Ci} = \int_{u(0)}^{u(t_0)} f_{ci} du_i$ 为第 i 层结构本身阻尼耗能;

$E_{Si} = \int_{u(0)}^{u(t_0)} f_{si} du_i$ 为第 i 层结构本身的变形能,包括可以恢复的弹性应变能和不可恢复的累积滞回耗能;

$E_{Di} = \int_{u(0)}^{u(t_0)} f_{di} du_i$ 为第 i 层软钢阻尼器的耗能。

由以上推导可知,层间剪力做功等于楼层耗能值。对软钢阻尼器的阻尼力与位移曲线进行积分可得软钢阻尼器的耗能。采用 MATLAB 软件编制了计算层间总耗能及相应软钢阻尼器耗能的程序。以 El Centro 波 0.48 g 台面加速度激励为例,对图 18 滞回曲线积分得到的楼层总耗能和阻尼器耗能时程曲线如图 20 所示。

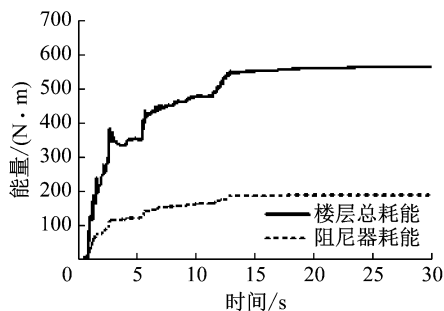


图 20 软钢阻尼器及层间累积耗能

Fig. 20 Cumulative energy dissipation for both steel damper and inter-storey

图 21 给出了 0.480 g 及 0.744 g 台面加速度激励下阻尼器累积耗能值占对应楼层累积耗能值百分比。由图 21 可知,4、5 层的阻尼器所占楼层耗能比例较大,其次是 3、6、7 层,而靠近底部的 1、2 层阻尼器所占楼层耗能比例最小,这是由于底部楼层阻尼器的位移和承担的楼层剪力比例均较小。在汶川波、仙台波以及 El Centro 波激励下,4、5 层阻尼器耗能比例从 0.48 g 激励时的 20%~35%提高至 0.744 g 激

励时的 50%~65%。Kobe 波激励下,0.48 g 时 4、5 层阻尼器的耗能比例已达到 40%,在 0.744 g 激励时由于主体框架的累积损伤耗能,阻尼器耗能比例增长不明显。

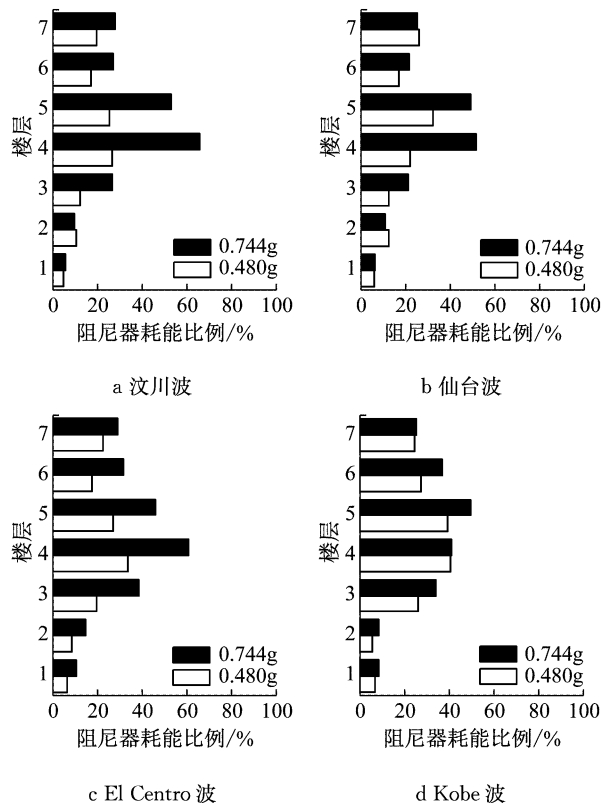


图 21 软钢阻尼器耗能百分比

Fig. 21 Percentage of energy dissipated by the steel dampers

4.3 对层间刚度贡献

从两方面考虑试验框架模型的层间刚度变化:①震损框架通过注胶后的刚度恢复以及在此基础上增设软钢阻尼器后的刚度提升;②减震框架在不同水准地震激励后的层间刚度退化。前者为各楼层的初始刚度,其取值为 0.084 g 台面加速度激励下首个工况(即汶川波)楼层剪力与层间位移曲线线性拟合斜率,如图 22a 所示;后者的层间刚度取各水准地震阶段最后一个工况(即 Kobe 波)激励下最大层间位移对应的楼层剪力与层间位移最大值的比值,即楼层等效刚度,如图 22b 所示。表 5 列出了初始框架、震损后的注胶修复以及增设软钢阻尼器三种状态下的楼层初始刚度。减震框架在不同水准地震激励后各楼层的等效刚度见表 6。

由表 5 可知,修复框架与初始框架的楼层初始刚度比值在 0.8~1.41 之间,且修复框架大部分楼层刚度与初始框架对应楼层的刚度接近,可见初始

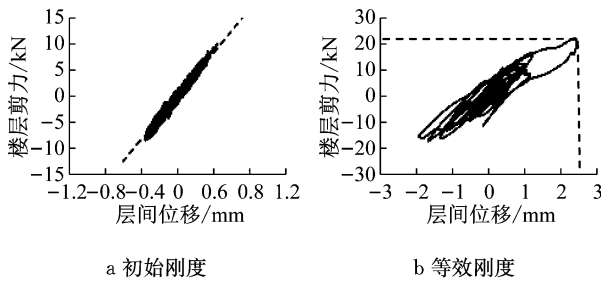


图 22 层间刚度定义

Fig.22 Definition of inter-storey stiffness

表 5 不同状态下试验模型层间刚度(单位: $\text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$)

Tab.5 Inter-storey stiffness of test model under different states(unit: $\text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$)

| 楼层 | 初始框架 K_0 | 修复框架 K_r | 减震框架 K_d | $\frac{K_r}{K_0}$ | $\frac{K_d - K_r}{K_0}$ |
|----|---------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------------|
| 8 | 6 102 | 6 508 | 9 626 | 1.07 | 0.48 |
| 7 | 6 159 | 6 892 | 14 560 | 1.12 | 1.11 |
| 6 | 5 272 | 5 055 | 13 997 | 0.96 | 1.77 |
| 5 | 4 864 | 4 950 | 13 735 | 1.02 | 1.77 |
| 4 | 4 651 | 3 718 | 14 445 | 0.80 | 2.88 |
| 3 | 5 143 | 6 261 | 15 255 | 1.22 | 1.44 |
| 2 | 6 983 | 6 707 | 20 813 | 0.96 | 2.10 |
| 1 | 9 193 | 12 958 | 31 416 | 1.41 | 1.42 |

表 6 减震框架层间刚度退化(单位: $\text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$)

Tab.6 Degradation of inter-storey stiffness for damped frame(unit: $\text{N} \cdot \text{mm}^{-1}$)

| 楼层 | 台面激励/g | | | |
|----|--------|--------|--------|-------|
| | 0.084 | 0.240 | 0.480 | 0.744 |
| 8 | 8 216 | 5 706 | 5 256 | 4 457 |
| 7 | 12 571 | 8 885 | 4 525 | 3 641 |
| 6 | 12 174 | 8 514 | 4 757 | 4 602 |
| 5 | 11 877 | 5 436 | 4 374 | 3 735 |
| 4 | 8 241 | 5 027 | 4 046 | 4 423 |
| 3 | 11 190 | 10 615 | 4 945 | 5 188 |
| 2 | 11 923 | 9 942 | 6 716 | 5 340 |
| 1 | 18 590 | 11 382 | 10 578 | 9 849 |

框架经历震损后通过注胶修复能基本恢复到初始框架的刚度水平. 在注胶修复的基础上增设软钢阻尼器使 1~7 层的初始刚度有不同程度的提升,比修复框架对应楼层提高了 1.11~2.88 倍,而未设置耗能装置的 8 层刚度也提高了 0.48 倍,这是由于 7 层布置耗能装置后,7 层梁对 8 层柱的变形约束加强,从而增大了相邻上一层的刚度.

由表 6 可知,0.084 g 台面激励后,1、2、4 层刚度下降相对较大;0.240 g 台面激励后各楼层刚度均有

不同幅度下降,5 层刚度下降幅度最大;0.480 g 台面激励后,3、6、7 层楼层刚度下降幅度明显,除底部 2 层外,3 层以上楼层刚度比较均匀;0.744 g 台面激励后,各楼层刚度与 0.480 g 相比下降幅度不大. 由以上分析可知,减震框架的层间刚度随着台面激励加速度的提高而退化. 阻尼器屈服过程中,由于阻尼器在梁跨中产生的附加弯矩增大,导致阻尼器与梁连接节点两侧混凝土损伤加剧,楼层刚度退化明显. 随着不同楼层的软钢阻尼器陆续屈服形成弹塑性耗能,缓解了主体框架的进一步损伤,楼层刚度退化减缓.

5 结论

通过对震损 RC 框架模型进行软钢阻尼器减震加固后的振动台试验,可得到以下主要结论:

(1) 与初始框架震损试验相比,减震框架模型损伤减少,且注胶修复区域未出现二次开裂. 软钢阻尼器在梁中产生的附加弯矩导致阻尼器两侧梁段混凝土损伤.

(2) 强震作用下软钢阻尼器能有效控制加速度响应,大部分楼层的加速度最大响应已小于台面加速度峰值,且沿楼层的加速度响应趋于均匀.

(3) 减震框架楼层位移曲线以 1 阶振型变形为主. 软钢阻尼器沿楼层屈服次序从中部楼层逐渐向上部和底部楼层发展,且中部楼层的阻尼器弹塑性变形增长较快,最大延性比达到 5.5.

(4) 阻尼器在弹塑性变形阶段承担的楼层剪力比例在 30%~50%左右,延性比达到 4 后,阻尼器承担的楼层剪力比例有一定程度下降.

(5) 中部楼层的阻尼器所占楼层耗能比例最大,8 度罕遇地震下最大楼层耗能比例达到 40%,底部楼层的阻尼器所占楼层耗能比例最小.

(6) 注胶修复能使震损框架的楼层刚度恢复至初始框架的刚度水平. 在注胶修复的基础上增设软钢阻尼器使楼层刚度提高了 1.11~2.88 倍. 减震框架的层间刚度随着地震强度的增加而退化,当各楼层软钢阻尼器均屈服形成弹塑性耗能机制后,楼层刚度退化减缓.

参考文献:

- [1] 欧进萍,李洪泉,邱法维,等. 采用耗能减震装置修复震后有损伤钢筋混凝土框架的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 1996, 16(1): 30.

- OU Jinping, LI Hongquan, QIU Fawei, *et al.* Experimental study on seismic retrofit of earthquake damaged R. C. structures using energy dissipation devices[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1996, 16(1): 30.
- [2] 李洪泉, 吕西林. 钢筋混凝土框架地震损伤识别与采用耗能装置修复的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2001, 22(3): 9.
- LI Hongquan, LÜ Xilin. Experimental research on the earthquake damage identification of R. C. frame and retrofit of damaged R. C. frame using passive energy device[J]. *Journal of Building Structures*, 2001, 22(3): 9.
- [3] 闫峰, 吕西林, 胡宗和. 黏滞阻尼墙加固震损框架的振动台试验研究[C]//第二届全国抗震加固改造技术学术交流会论文集. 上海: 同济大学, 2005: 38-45.
- YAN Feng, LÜ Xilin, HU Zonghe. Experimental study of damaged reinforced concrete frames strengthened with supplemental viscous damping walls[C]// *Proceedings of the 2nd National Symposium on Seismic Strengthening and Reconstruction Technology*. Shanghai: Tongji University, 2005: 38-45.
- [4] 郭子雄, 张鹏, 梅真, 等. 摩擦耗能支撑加固震损框架抗震性能试验研究[J]. *土木工程学报*, 2015, 48(4): 23.
- GUO Zixiong, ZHANG Peng, MEI zhen, *et al.* Experimental study on seismic behavior of damaged RC frames retrofitted with friction energy dissipation brace [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, 48(4): 23.
- [5] OINAM R, SAHOO D R. Enhancement of lateral capacity of damaged non-ductile RC frame using combined-yielding metallic damper[C]// *Advances in Structural Engineering*. New Delhi: Springer, 2015: 2157-2167.
- [6] WENG Dagen, ZHANG Chao, LÜ Xilin, *et al.* A simplified design procedure for seismic retrofit of earthquake-damaged RC frames with viscous dampers[J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2012, 44(5): 611.
- [7] ZHANG Chao, ZHOU Yun, WENG Dagen, *et al.* A methodology for design of metallic dampers in retrofit of earthquake-damaged frame[J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2015, 56(4): 569.
- [8] 王长青, 肖建庄. 再生混凝土框架结构模型振动台试验[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2012, 40(12): 1766.
- WANG Changqing, XIAO Jianzhuang. Experimental study on recycled aggregate concrete frame structure model[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2012, 40(12): 1766.
- [9] 樊禹江, 余滨杉, 王社良. 再生混凝土框架结构地震作用下随机损伤与评估分析[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(5): 97.
- FAN Yujiang, YU Binshan, WANG Sheliang. Random damage and evaluation analysis of recycled aggregate concrete frame structure under seismic load [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(5): 97.
- [10] 周颖, 吕西林. 建筑结构振动台模型试验方法与技术[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
- ZHOU Yin, LÜ Xilin. Method and technology of shaking table model test for building structures [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构加固设计规范: GB 50367—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Design code for strengthening concrete structure: GB 50367—2013 [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2013.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.
- [13] 朱奇云, 吕西林. 考虑应变硬化的软钢阻尼器滞回模型及应用[J]. *结构工程师*, 2017, 33(6): 65.
- ZHU Qiyun, LÜ Xilin. Hysteretic modeling of steel dampers considering strain hardening and its application[J]. *Structural Engineers*, 2017, 33(6): 65.