

基于 SMA 装置的框架-受控摇摆墙结构 抗震性能试验研究

董金芝^{1,2} 李向民¹ 张富文¹ 蒋利学¹ 蒋璐¹ 许清风¹

(1. 上海市建筑科学研究院上海市工程结构安全重点实验室, 上海 200032; 2. 同济大学, 上海 200092)

摘要: 该文提出一种新型的框架-受控摇摆墙结构实现形式, 由 SMA 装置代替传统的预应力筋实现摇摆墙体的受控约束, 在墙体与基础之间安装 V 形铰接支座实现墙体的摇摆及提供竖向支撑, 并在墙体与框架柱间安装耗能连接件增强摇摆结构的耗能能力。通过一个对比框架试件和一个基于 SMA 装置的框架-受控摇摆墙试件的低周往复试验, 对比研究所提出的新型结构形式的抗震性能、破坏模式和自复位特性。试验结果表明: 基于 SMA 装置的框架-受控摇摆墙结构的刚度和承载能力得到显著提高, 提高幅度分别达到 150% 和 103%; 耗能连接件有效地发挥延性变形特性, 使结构的滞回耗能能力显著提高, 提高幅度达到 183%, 有效地减轻主体结构梁端、柱端以及梁柱节点区的损伤; 所研发的 SMA 装置有效地实现了预设的工作机制, 为摇摆墙体的自复位提供了恢复力; 摇摆墙、耗能连接件和 SMA 装置的参数匹配还需进一步深入研究。

关键词: 框架-摇摆墙; 可更换节点; 延性连接件; 形状记忆合金; 自复位

中图分类号: TU375.4 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-131X(2019)04-0041-11

Experimental study on seismic performance of frame-controlled rocking wall structures using SMA devices

Dong Jinzhi^{1,2} Li Xiangmin¹ Zhang Fuwen¹ Jiang Lixue¹ Jiang Lu¹ Xu Qingfeng¹

(1. Shanghai Key Laboratory of Engineering Structure Safety, Shanghai Research Institute of Building Sciences, Shanghai 200032, China;

2. Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A new type of controlled frame-rocking wall structure form was proposed, in which the restraints were applied through SMA devices instead of the traditional implementation based on prestressing tendons. The V-shaped hinged support was installed between the wall and the foundation to realize the wagging and vertical support of the wall. Some energy-consuming connectors were installed between the rocking wall and the main frame to enhance the energy dissipation capacity. The seismic performance, failure mode and self-centering performance of compared frame structure and the frame-rocking wall structure using SMA device model were carefully investigated through the pseudo-static loading tests. Results showed that the stiffness and the bearing capacity of the controlled frame-rocking wall structure based on SMA device were improved significantly with the amplitude of 150% and 103%, respectively. The energy-dissipation connectors played important role in the ductility deformation, so that the hysteretic energy dissipation capacity of the structure was increased by 183%, and damage of the beam ends, column ends and beam-column joints was reduced effectively. The SMA device effectively achieved the preset working mechanism, which provided a certain restoring force for the resets of the rocking wall. The parameter matching between the rocking wall, the energy-dissipation connector and the SMA device needs further research.

Keywords: frame-rocking wall; replaceable joint; ductility connector; shape memory alloy; self-centering

E-mail: lixiangmin@sribs.com.cn

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0702900)、上海市优秀技术带头人计划项目(16XD1422400)

作者简介: 董金芝, 博士, 高级工程师

收稿日期: 2018-04-16

引 言

摇摆结构通过放松上部结构与基础交界面处或结构构件交界面处的某些约束,允许结构在放松位置处发生一定的相对变形,从而改变结构中各构件的受力状态、减少结构损伤,提高结构的抗震性能^[1-2]。摇摆墙是摇摆结构的一种常见实现形式,根据墙体在平面内转动的约束情况,一般可分为受控摇摆墙和自由摇摆墙两种形式^[3]。由于摇摆墙构件具有较大的抗侧承载力和抗侧刚度,因此将其应用于框架结构体系的加固,可有效改善整体结构的抗震性能和破坏模式^[4]。

采用预应力筋来限制墙体的摇摆幅度是受控摇摆墙结构的传统实现方式。Kurama 等^[5]最早在预制钢筋混凝土墙和基础之间施加了无粘结预应力筋,并在墙体脚部两侧设置螺旋形箍筋来实现墙体的有限摇摆。Restrepo 等^[6]在文献[5]的研究基础上开展了增设软钢阻尼器的研究,其墙体的受控也是通过后张预应力筋的方式实现。而后的 Panian^[7]、刘梅^[8]等的研究也都是采用了预应力筋形式来实现墙体的受控摇摆。预应力筋的布置方式大多为从上至下贯穿墙体并锚固于基础,在施工工艺、摇摆幅度和成本控制等方面还有待进一步提升。

形状记忆合金(Shape Memory Alloy, SMA)是一种具有独特形状记忆效应和超弹性特性的智能材料,可应用于建筑结构中的耗能减震和自复位设计。目前,SMA 丝是较为常见的应用形式,具有良好的超弹性特性和自复位特性,但是由于丝材的直径较小,所提供的恢复力有限,大大限制了其在土木工程领域的应用。近年来,大直径 SMA 棒的相关研究引起了国内外学者的普遍关注,其中研究较多的是 SMA 棒的力学性能,在工程应用方面还不多见。DesRoches^[9]、Reginald^[10]、王伟^[11]等围绕大直径 SMA 棒的力学性能展了大量的研究,研究表明热处理对大直径 SMA 棒的超弹性特性和自复位特性有很大的影响,温度和时间是两个较为重要的热处理参数。经过合理的热处理后,SMA 棒的超弹性力学性能会更良好和稳定。目前,SMA 棒多被用于与阻尼器或耗能支撑的设计,提供自复位恢复力。张纪刚等^[12]将 SMA 棒与 Pall 摩擦阻尼器有机结合提出了一种改进的 PFD-SMA 支撑,分析表明其在钢框架结构中表现出良好的减震和复位效果。Moradi 等^[13]研发了一种基于 SMA 棒的防屈曲耗能

支撑,显著降低了四层框架结构的地震响应和结构整体的残余变形。

基于上述研究背景,本文在以往关于框架-摇摆墙结构实现形式和抗震性能研究的基础上^[3],针对摇摆结构的预应力施工困难、震后墙体脚部受损严重和存在较大残余变形等问题,提出了一种基于 SMA 自复位装置的新型框架-受控摇摆墙结构形式。在该结构形式中,摇摆墙构件位于主体框架结构的中部,墙体底部留有一定高度,通过两个基于大直径 SMA 棒研发的自复位装置(位于墙体底部的两侧)和一个可转动的 V 形铰接支座(位于墙体底部的中间)与基础连接。其中,SMA 装置用于代替传统预应力筋实现摇摆墙体的受控约束并提供恢复力;V 形铰接支座用于实现墙体的摇摆并提供竖向支撑。此外,在墙体与主体结构框架柱之间增设了可更换的耗能连接件,用于提升结构的耗能能力,改善结构的变形性能和破坏模式。本文中围绕该结构形式,首先介绍了耗能连接件和 SMA 装置的设计方法,然后通过一个对比框架试件和一个基于 SMA 装置的框架-受控摇摆墙试件的低周往复试验,对比研究了该结构的抗震性能、破坏模式和自复位特性。本文所提出的基于 SMA 装置的框架-受控摇摆墙结构形式,既可用于既有框架结构的抗震加固设计,也可以用于包含摇摆墙构件的新建建筑设计,为摇摆墙结构的工程应用提供了一种可供选择的技术方案。

1 受控摇摆墙设计

1.1 耗能连接件设计

为了增加框架-摇摆墙体系的耗能能力,有效保护框架柱和墙体,改善结构的耗能模式,在框架柱与摇摆墙之间设置了工字形耗能连接件。连接件在小震作用下能够有效传递水平力,在中、大震作用下能够发生延性变形,发挥其耗能能力。工字形耗能连接件两端为具有一定厚度的矩形钢板,钢板上开有螺栓孔,通过高强螺栓实现连接件与摇摆墙、框架柱的连接。该连接件采用 Q235 钢材制作,成本较低、延性性能较好,且采用螺栓连接,便于震后更换。耗能连接件的设计图及实物图如图 1 所示。

1.2 SMA 装置设计

SMA 的可恢复应变高达 8%~10%,目前大直径 SMA 棒的生产技术和工艺日益成熟,能够提供较大的承载力,且经过热处理后具有优良的超弹性性能

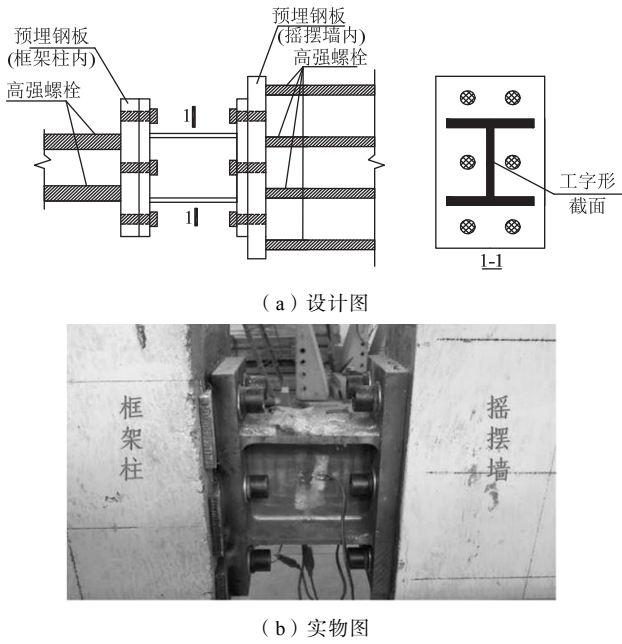


图 1 耗能连接件

Fig.1 Energy dissipation steel connector

和自复位性能^[14-16]。因此,本文选用了直径为能和自复位性能^[14-16]。因此,本文选用了直径为 25mm 的 SMA 棒进行框架-摇摆墙中基于 SMA 的自复位装置的研发。

所研发的 SMA 装置主要由铰支座、连接板、SMA 棒、固定底座和限位挡块等部件组成,如图 2 所示。其中,具有超弹性特性的 SMA 棒是该装置的核心部件,呈两端粗中间细的狗骨状,上下端通过螺纹分别与连接板和限位挡块连接;铰支座的顶部与摇摆墙底部的预埋钢板进行焊接连接,其底部通过销栓与连接板连接;固定底座焊接在基础内的预埋钢板上,中间开有滑动槽,便于 SMA 棒穿过;限位挡块位于固定底座拱形槽洞内,上部半圆弧区与固定底座拱形槽洞内表面相切,下部呈圆柱状便

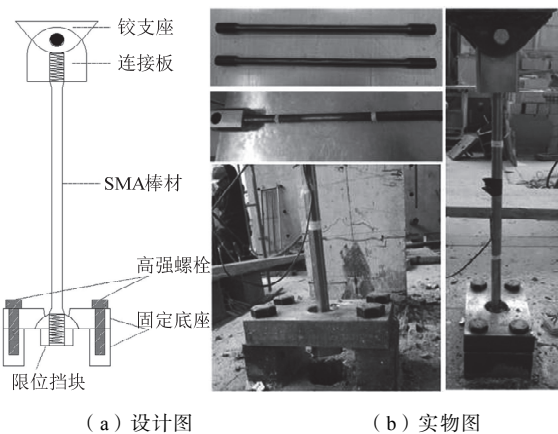


图 2 SMA 装置
Fig.2 SMA device

于夹持和安装。为便于安装,固定底座分为上、下两个部分,通过高强螺栓连接成整体。

SMA 装置在摇摆墙构件上的应用和工作机制如图 3 所示,具体为:当地震发生时,两个 SMA 装置均随摇摆墙发生一定程度的摇摆,一端 SMA 装置中的 SMA 棒会受拉,另一端的 SMA 棒会随墙体向下滑动不参与受力,两个 SMA 装置随着墙体摇摆交替发挥作用,为震后摇摆墙复位提供恢复力。

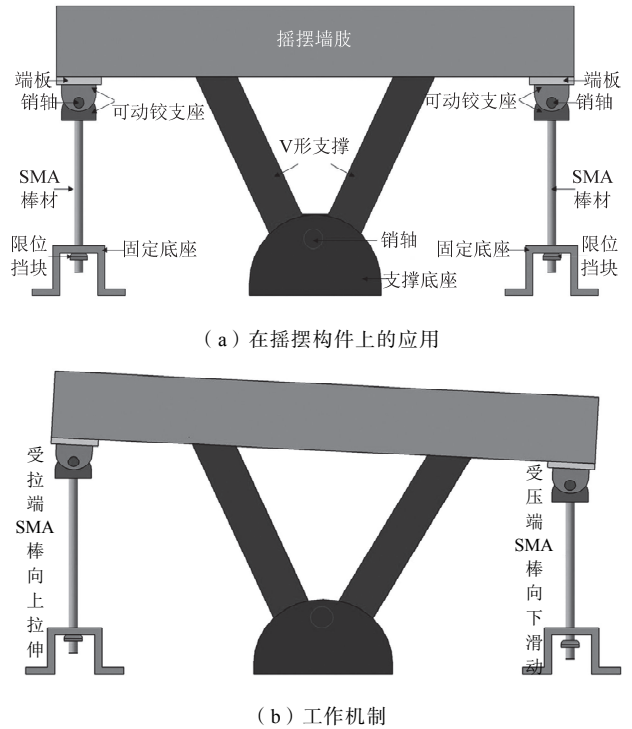


图 3 SMA 装置的应用及工作机制示意图

Fig.3 Application and working mechanism of SMA devices

2 试验概况

2.1 试件设计

本次试验中,共制作了两个 3 层 3 跨、缩比为 1 : 2 的试件:一个为对比框架试件,试件编号为 CF;另一个为基于 SMA 装置的框架-摇摆墙试件,试件编号为 FRW-SMA。试件各层层高均为 1500mm,各跨跨度均为 1800mm。为便于加载以及避免发生加载端位置局压破坏,在试件的各柱端和梁端均增加 300mm 的长度,并采用箍筋加密和缠绕碳纤维布的方式进行局部加强。此外,在墙体底部 300mm 高的范围内预埋了 U 形钢板进行墙体底部区域的局部加强,也便于 SMA 装置的焊接连接。

对比框架试件 CF 按照强柱弱梁设计,框架梁的截面尺寸为 120mm×200mm,框架柱的截面尺寸为 200mm×200mm。试件 FRW-SMA 为在试件 CF

的基础上采用摇摆墙替换中间的框架梁，在框架柱和摇摆墙之间安装了如图 2 所示的工字形耗能连接件。摇摆墙高度为 4200mm、宽度为 1300mm、厚度为 120mm，摇摆墙底部距离基础表面的高度为 600mm，用于安装 SMA 装置和 V 形支撑，如图 4 所示。两个试件中的梁、柱尺寸及配筋均相同，试件 FRW-SMA 的几何尺寸及配筋如图 5 所示。

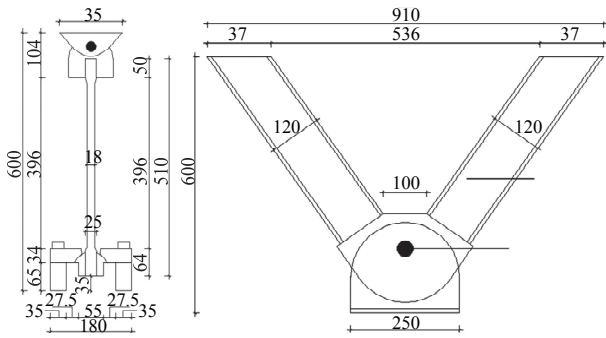


图 4 SMA 装置和 V 形支撑的几何尺寸 (单位: mm)
Fig.4 Dimensions of SMA device and V-shaped support (unit: mm)

2.2 材料性能

试验中所用混凝土强度设计等级均为 C30，其中试件 CF 中所用混凝土的立方体抗压强度实测值为 38.9MPa，试件 FRW-SMA 中框架部分和摇摆墙部分所用混凝土的立方体抗压强度实测值分别为 42.1MPa 和 41.1MPa，见表 1。

表 1 混凝土材料信息表

名称		序号	等级	实测立方体抗压强度(MPa)	部位
混	凝	1	C30	38.9	试件 CF
混	凝	2	C30	42.1	试件 FRW-SMA 中的框架部分
混	凝	3	C30	41.1	试件 FRW-SMA 中的墙体部分

试验中所用钢筋为 $\phi 6$ 、 $\phi 8$ 、 $\phi 12$ 和 $\phi 16$ ，屈服强度实测值分别为 408MPa、319MPa、433MPa 和 411MPa，极限强度实测值分别为 619MPa、520MPa、602MPa 和 597MPa。

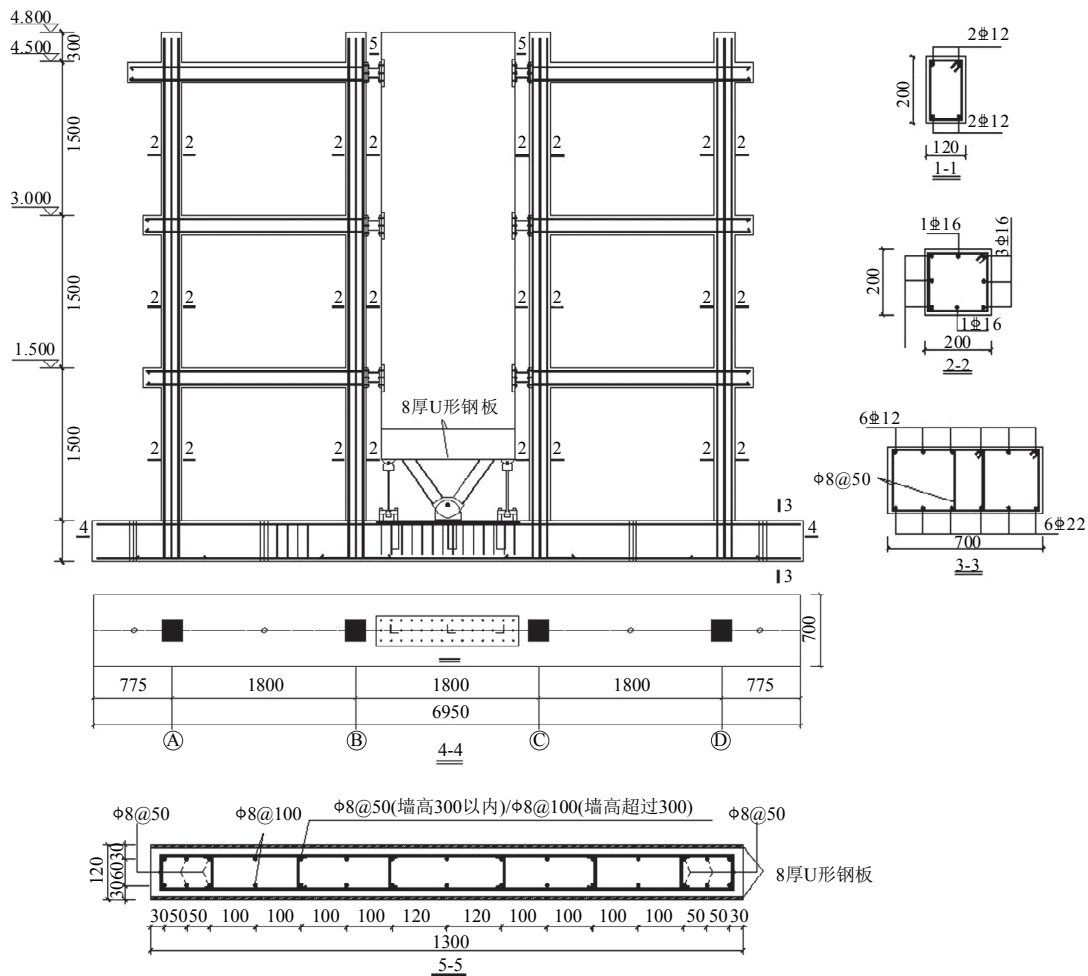


图 5 框架-摇摆墙试件 FRW-SMA 的几何尺寸及配筋 (单位: mm)
Fig.5 Dimension and reinforcement of frame-rocking wall specimen FRW-SMA (Unit: mm)

试验中的耗能连接件、预埋钢板以及 V 形支撑部分所用钢材均为 Q235, 其实测屈服强度和极限强度分别为 273MPa 和 402MPa。

钢筋和钢板材料信息见表 2 所示。

表 2 钢筋和钢板材料信息表

Table 2 Table of steel material information

名称	序号	等级	实测屈服强度(MPa)	实测极限强度(MPa)
钢筋	1	Φ6	408	619
	2	Φ8	319	520
	3	Φ12	433	602
	4	Φ16	411	597
钢板	1	Q235	273	402

SMA 装置中所选用的 SMA 棒为经过热处理后的 Ni-Ti 记忆合金材料, 其应力-应变关系曲线如图 6 所示。实测 SMA 材料的初始弹性模量约为 30.9GPa, 加载到峰值应变水平为 6% 和 8% 时, SMA 棒材可提供的恢复应力高达 800MPa 和 1000MPa, 且卸载后的残余应变分别为 0.26% 和 0.95%。

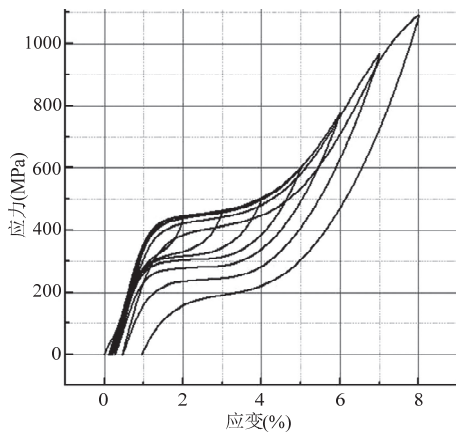


图 6 SMA 棒的应力-应变关系曲线

Fig.6 Stress-Strain curve of SMA bar

2.3 加载装置和加载制度

本次试验为拟静力低周往复加载, 加载装置包括竖向加载装置和水平加载装置两部分, 如图 7 所示 (以试件 FRW-SMA 为例)。其中, 竖向加载装置由钢反力架和千斤顶组成, 两者之间放置了可以自由滑动的滚轮; 水平荷载由 MTS 液压伺服作动器施加。两个试件中各框架柱的控制轴压比均为 0.3, 每个柱端施加的竖向荷载均为 143kN, 摇摆墙的顶部不施加竖向荷载。

由于实验室仅有两个合适的作动器, 因而在一层和二层的框架梁之间放置了一根刚度较大的钢梁

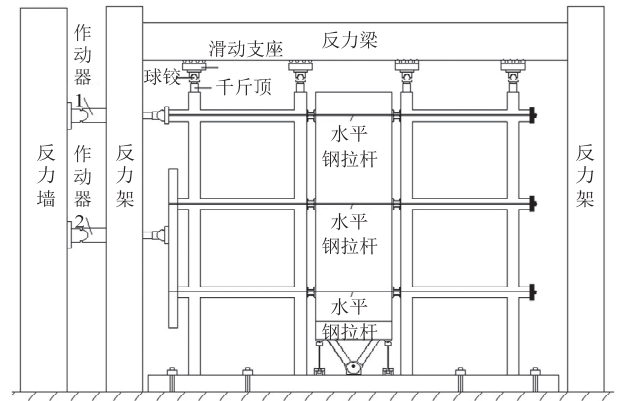


图 7 试验装置图

Fig.7 Test setup

进行水平荷载的二次分配。其中, 一个作动器作用在顶层梁的中心位置处, 另一个作动器作用在分配钢梁上, 距一层和二层框架梁中心位置处的距离之比为 2 : 1。试验过程中, 保证两个作动器的水平荷载之比为 1 : 1, 使顶层、二层和一层框架梁中心处的水平荷载之比始终保持为 3 : 2 : 1。

考虑到框架-摇摆墙结构的屈服荷载和屈服点难以准确判断, 在参考了文献[17]全过程位移控制模式基础上, 制定了本次试验的加载制度如图 8 所示, 以作动器 1 控制位移加载, 作动器 2 荷载始终与作动器 1 相同。加载的目标层间位移角为 1/20, 初始两级加载用于捕捉试件开裂, 考虑到试件基本处于弹性状态, 因此只进行 1 次循环; 其余各级加载均进行 3 次循环。其中, 顶点位移角 1/550 和 1/50 分别为国家标准《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) (2016 版) [18] 中钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移角限值和大震作用下位移角限值, 顶点位移角 1/25 为美国 FEMA273 [19] 中“防止倒塌”性能水准点下的位移角限值。

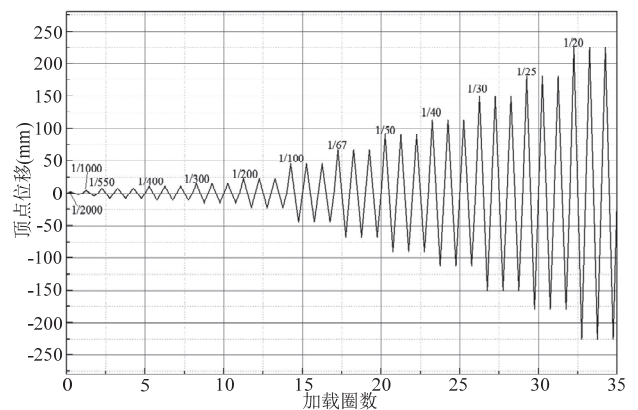


图 8 加载制度

Fig.8 Loading history

当某级加载的第1圈循环最大荷载低于峰值荷载的85%时,结构失效,停止加载^[20]。

2.4 测点布置

试验过程中对试件的荷载、位移和应变等进行测试,以试件FRW-SMA为例,测点布置如图9所示。其中,采用位移计主要量测了各层梁中心线位置处的水平位移、摇摆墙底部和顶部中心线位置处的水平绝对位移、基础的水平位移以及SMA装置的竖向位移。采用应变片主要量测了SMA棒的轴向应变等。作动器的水平荷载和柱顶的竖向荷载均由荷载传感器测试。所有测点的数据由DH3817动态应变数据采集仪自动采集。此外,通过肉眼观察裂缝发展状况,并辅以裂缝检验规和卷尺测量裂缝宽度和开展的长度。

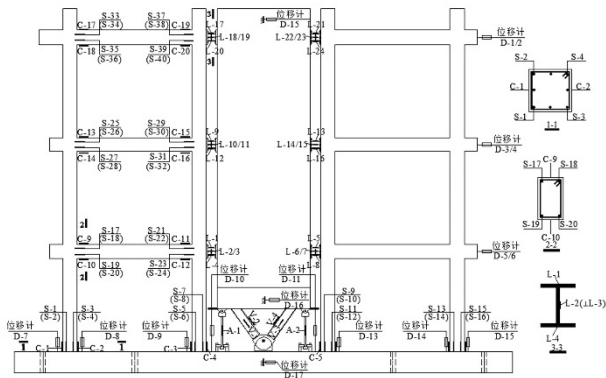


图9 试件FRW-SMA的测点布置

Fig.9 Arrangement of measuring device for specimen FRW-SMA

3 试验过程与破坏形态

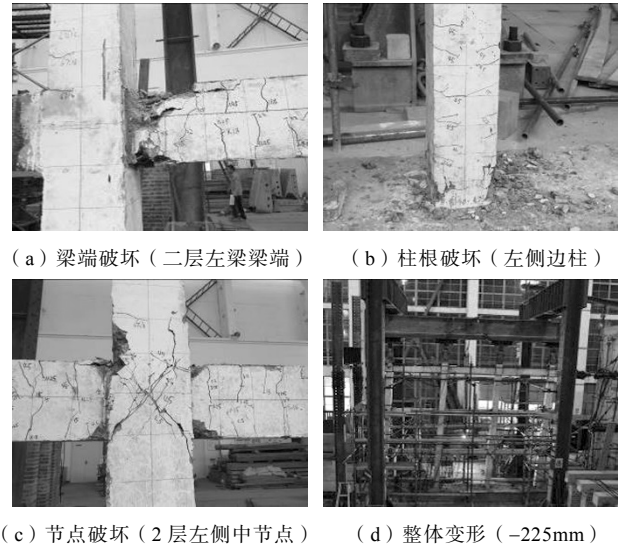
3.1 试件CF

加载至1/1000时,在一层梁端受拉区首先开裂,出现一条肉眼可见的竖向短裂缝。加载至1/550时,各层梁端受拉区以及梁柱交界处均新增数条竖向裂缝,裂缝长度达到1/2梁高。加载至1/400时,各层梁端原有竖向裂缝继续延伸,底层4根柱根部均出现水平裂缝。加载至1/100时,底层梁端塑性铰区域内的竖向裂缝已较为密集;底层柱1/2柱高范围内出现多条水平裂缝,且底层中部梁柱节点出现多条交叉斜裂缝;一、二层部分框架梁端发生混凝土压碎。加载至1/67时,原有裂缝进一步扩展,并继续出现新裂缝。

加载至1/50时,各层梁端和底层柱根的裂缝开展已较充分,且出现局部混凝土轻微压碎和剥落,各层柱水平裂缝迅速增加。加载至1/30时,二层梁

端和底层柱根处的混凝土明显开裂和剥落,钢筋出现外露。加载至1/25时,二层梁端和底层柱根处的混凝土大块脱落、钢筋外露增多;二层梁的端部出现纵筋压屈,梁柱节点区域及上下方的柱身混凝土明显开裂。加载至1/20时,正、反向承载力均下降至峰值荷载的85%以下,试验结束。

试件CF的破坏形态和裂缝分布分别如图10和图11所示。



(a) 梁端破坏(二层左梁梁端) (b) 柱根破坏(左侧边柱)
(c) 节点破坏(2层左侧中节点) (d) 整体变形(-225mm)

图10 试件CF的破坏形态

Fig.10 Failure mode of specimen CF

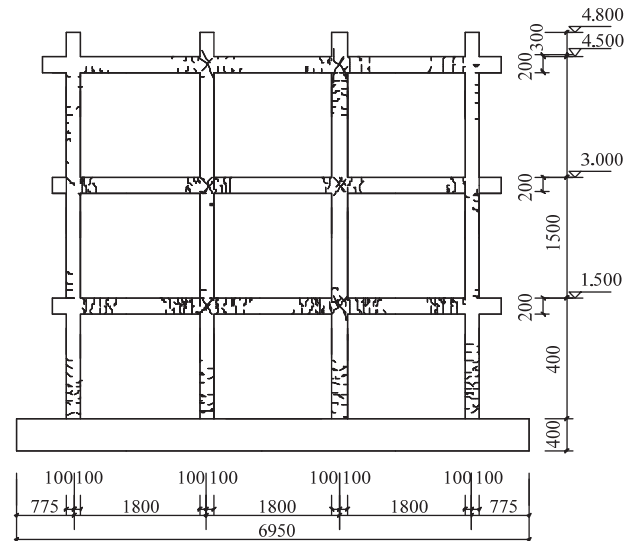


图11 试件CF的裂缝分布

Fig.11 Crack distribution in specimen CF

3.2 试件FRW-SMA

加载至1/1000时,一层和二层的梁端出现1~2条竖向短裂缝。加载至1/550时,一层和二层的梁端新增几条竖向短裂缝以及斜裂缝,原有裂缝继续

扩展。加载至 1/400 时,各原有裂缝扩展且周边出现数条新裂缝,二层两个连接件下缘处的摇摆墙墙体上各新增一条水平短裂缝。加载至 1/300 时,底层各柱根新增数条水平裂缝,二层连接件附近的墙体新增 2 条水平裂缝,其中 1 条水平裂缝的长度已超过 1/2 墙宽。三层连接件附近的墙体新增 1 条水平短裂缝。加载至 1/200 时,各梁端裂缝进一步扩展,梁顶和梁底的竖向裂缝贯通,底部各柱柱根新增数条水平裂缝。各层连接件处的墙身和柱身均新增多条水平裂缝,且墙身原水平裂缝继续扩展,裂缝宽度达到 0.2mm。一层连接件变形明显,墙体出现明显摇摆,一侧 SMA 装置发生明显拉伸,而另一侧 SMA 装置发生明显向下滑动。当加载到 1/100 时,各梁端的裂缝进一步扩展延伸,裂缝宽度达到 0.7mm。梁柱交界处的竖向裂缝贯通,并新增多条斜裂缝。底层各柱柱底的原有裂缝进一步扩展且新增多条水平裂缝。三层的两个连接件间新增一条水平裂缝,二层连接件间新增 2 条斜裂缝,各层连接件均发生明显变形,且与墙及柱的交界处均继续出现多条水平裂缝。

加载至 1/50 时,各梁端和柱底的裂缝均进一步扩展,且部分梁端和底部柱底出现混凝土剥落和局部压碎,梁端最大裂缝宽度达到 3mm。二层摇摆墙墙体水平裂缝宽度达到 1.8mm,且出现贯穿约 2/3 层高的较长斜裂缝,各连接件变形较为显著。加载至 1/40 时,各梁端和柱底不断有混凝土掉落,墙体摇摆和连接件变形均非常显著,二层摇摆墙墙体水平裂缝宽度达到 2.5mm。加载至 1/30 时,各梁端和柱底混凝土进一步剥落,一层和二层的梁端、中间右侧柱底以及三层梁柱节点区混凝土均局部压碎。摇摆墙明显倾斜,且连接件严重变形,并伴有明显的钢筋断裂声响。加载至 1/25 时,一层各梁端的混凝土均压碎,二层两个连接件间的摇摆墙墙体水平裂缝贯通,钢筋外露,并新增数条斜裂缝。一层左侧连接件腹板处鼓胀,二、三层连接件变形非常严重。加载至 1/20 时,二层连接件间墙体水平裂缝处混凝土不断掉落,钢筋外露明显,最终墙体在该位置发生断裂,裂缝宽度达 20mm 以上,墙内的钢筋也发生断裂。一层连接件腹板撕裂,二层的连接件腹板鼓胀,三层的连接件变形严重,试验结束。

试件 FRW-SMA 的破坏形态和裂缝分布分别如图 12 和图 13 所示。

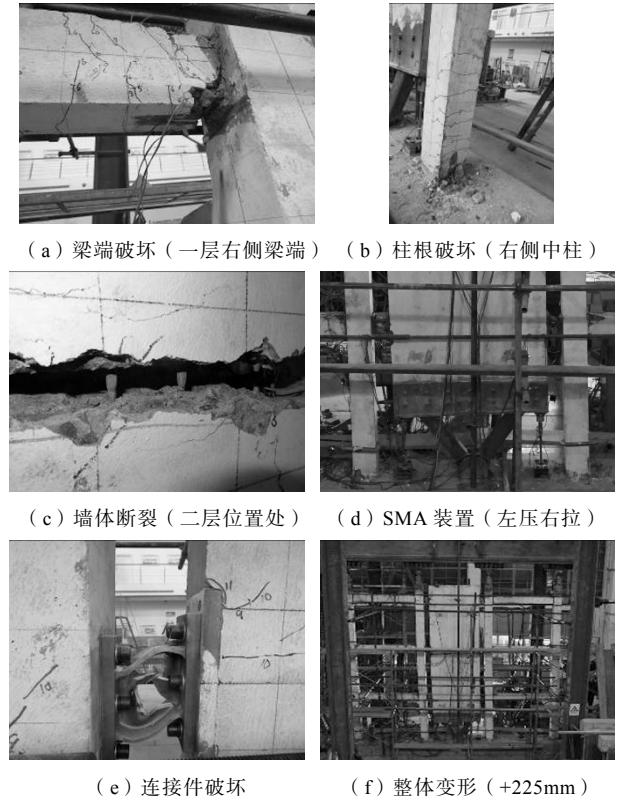


图 12 试件 FRW-SMA 的破坏形态

Fig.12 Failure mode of specimen FRW-SMA

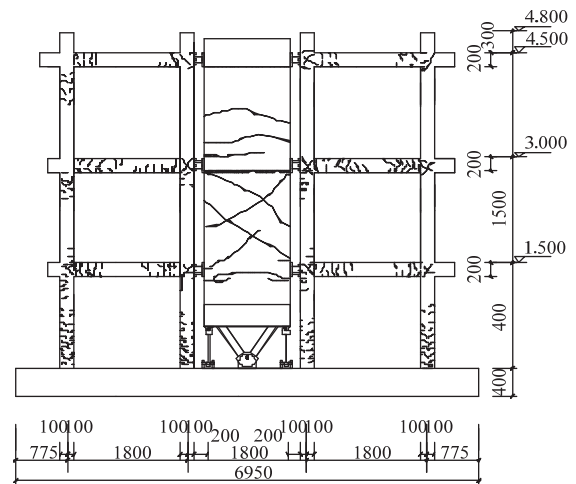


图 13 试件 FRW-SMA 的裂缝分布

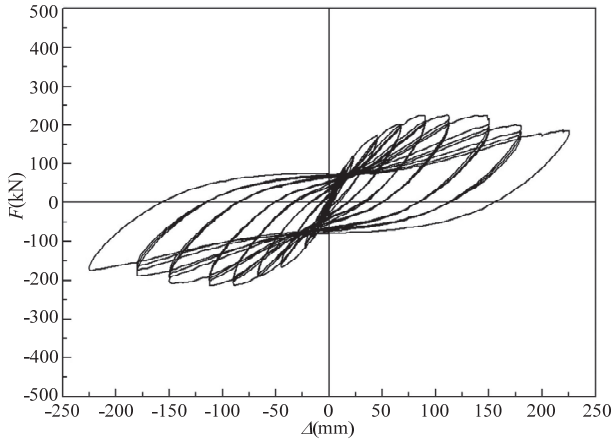
Fig.13 Crack distribution in specimen FRW-SMA

4 试验结果及分析

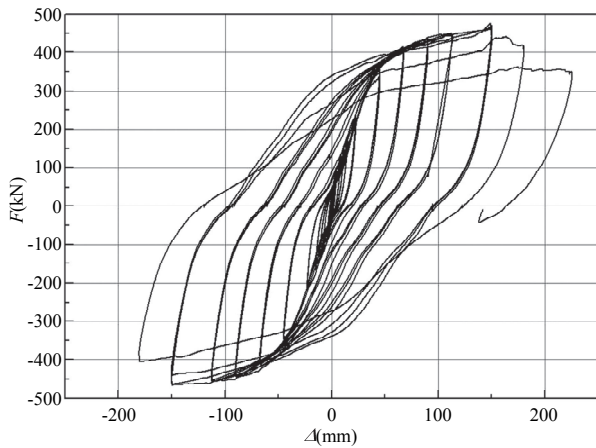
4.1 滞回曲线

试件 CF 和试件 FRW-SMA 的荷载-顶层水平位移曲线分别如图 14 (a) 和图 14 (b) 所示。

从图 14 中可以看出:



(a) 试件 CF



(b) 试件 FRW-SMA

图 14 各试件的荷载-位移滞回曲线

Fig.14 Load-displacement hysteresis curves of specimens

(1) 开裂前，两个试件的滞回曲线均较为狭长细窄，包络面积也都很小，荷载和位移基本呈线性关系，残余变形很小。

(2) 开裂后，结构逐渐进入非线性工作状态，屈服后两个试件的滞回环形态和包络面积出现显著差异。其中，试件 CF 的滞回环呈反 S 形，中部出现较为明显的捏缩，滞回环形态不饱满，包络面积也较小；而试件 FRW-SMA 的滞回环形态呈弓形，中部有轻微捏缩，包络面积较大。

(3) 峰值荷载后，随着加载进行各试件承载力均逐渐减小。其中，试件 CF 承载力减小相对平缓，滞回曲线仍为反 S 形；试件 FRW-SMA 承载力减小相对陡急，滞回曲线趋近于更加饱满的梭形，包络面积也更大。

综上可知，试件 FRW-SMA 滞回环形态比试件 CF 更加饱满，说明耗能连接件充分发挥了耗能作用，有效增加了结构的耗能能力。

4.2 骨架曲线

试件 CF 和试件 FRW-SMA 的骨架曲线分别如图 15 所示，骨架曲线的特征点见表 3。其中，屈服点按照能量等值法确定，极限点取承载力下降至峰值荷载 85%时对应的曲线点，延性系数为极限位移与屈服位移的比值。

由图 15 和表 3 可以看出：(1) 试件 FRW-SMA 初始刚度比试件 CF 有较大提高，提高幅度约为 150%。(2) 取正、反两个方向的平均值，试件 FRW-SMA 和试件 CF 的峰值承载力分别为 378.11kN 和 186.11kN，前者比后者提高了 103%。(3) 取正、反两个方向的平均值，试件 FRW-SMA 和试件 CF 的延性系数分别为 3.21 和 3.84，前者比后者降低了 16.4%。(4) 试件 FRW-SMA 和对比试件 CF 的极限位移角均达到了 1/20。

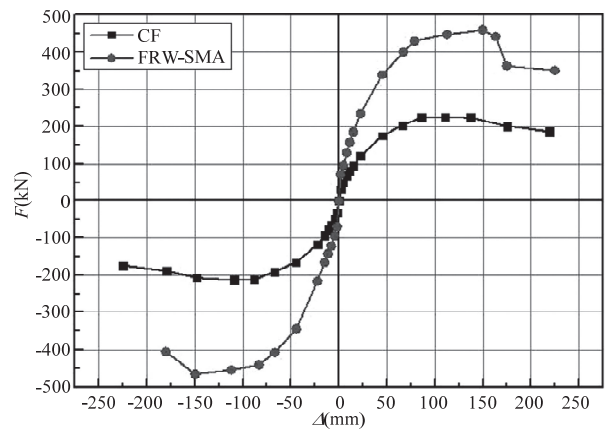


图 15 各试件的骨架曲线

Fig.15 Skeleton curves of specimens

表 3 各试件骨架曲线特征点

Table 3 Feature points on skeleton curves of specimens

试件编号	初始刚度 K_0 (kN/mm)	加载方向	开裂荷载 F_{cr} (kN)	开裂位移 Δ_{cr} (mm)	屈服荷载 F_y (kN)	屈服位移 Δ_y (mm)	峰值荷载 F_{max} (kN)	峰值位移 Δ_{max} (mm)	极限荷载 F_u (kN)	极限位移 Δ_u (mm)	延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$
CF	15.4	正向	48.25	4.50	186.66	54.17	225.20	110.45	191.42	202.65	3.74
		反向	-47.35	-4.50	-174.42	-52.16	-212.70	-109.15	-180.80	-204.80	3.93
FRW-SMA	38.7	正向	69.92	2.25	387.55	62.47	460.26	149.75	350.89	224.90	3.60
		反向	-70.00	-2.25	-399.80	-64.06	-466.38	-149.69	-405.50	-180.30	2.81

由上述分析可见，试件 FRW-SMA 中的摇摆墙构件显著提高了结构的初始刚度和极限承载力，但其延性稍有降低。主要原因是摇摆墙墙体中部未进行局部加强，在加载中后期出现开裂并最终断裂，使整体结构较早发生性能退化，在后续研究和工程应用中应予以加强。

4.3 刚度退化

刚度退化是在位移幅值不变的条件下，结构刚度随反复加载次数增加而降低的特性。

本文采用环线刚度来评价刚度退化，计算公式为：

$$K_i = \frac{\sum_{j=1}^n F_{j,\max}^i}{\sum_{j=1}^n \Delta_j^i} \quad (1)$$

式中： K_i 为环线刚度； $F_{j,\max}^i$ 、 Δ_j^i 分别为第 i 级荷载第 j 级循环下承载力峰值与对应的顶点位移值。

按上式计算每级循环正、反加载的环线刚度，以 K_i 表示，试件初始刚度以 K_0 表示。各试件的刚度退化曲线如图 16 所示。

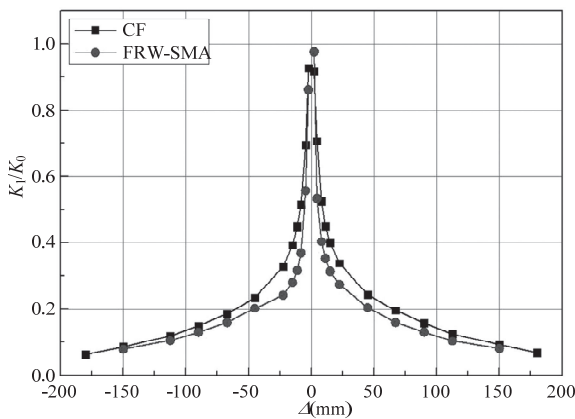


图 16 各试件的刚度退化曲线

Fig.16 Stiffness degradation curves of specimens

由图 16 可以看出：(1) 在加载位移小于 50mm 时，伴随着框架梁、柱裂缝的不断产生和发展，两个试件的刚度均快速下降。(2) 在加载位移超过 50mm 后，两个试件的刚度退化均呈现放缓趋势；但原因略有不同，试件 CF 主要是由于梁端逐渐形成塑性铰而进入屈服状态，而试件 FRW-SMA 除了梁端形成塑性铰之外，摇摆墙也逐渐开裂和破坏，且耗能连接件也进入塑性变形，导致刚度退化趋缓；(3) 由于摇摆墙墙体开裂严重，试件 FRW-SMA 的刚度退化较试件 CF 略快。

4.4 耗能能力

将试件从加载到破坏滞回曲线包络的面积累

加计为累积滞回耗能，作为反映试件耗能能力的指标。试件 FRW-SMA 和试件 CF 的累积滞回耗能分别为 1277kJ 和 451kJ，前者比后者提高了 183%。

能量耗散系数 E 也是评价结构耗能能力的常用指标，其指某循环滞回环所包围的面积与滞回环卸荷段至横坐标轴之间三角形面积之比。图 17 和表 4 给出了两个试件在不同加载位移水平下的能量耗散系数。由图 17 和表 4 可知，在同一级水平位移下，试件 FRW-SMA 的能量耗散系数 E 明显大于对比试件 CF 的能量耗散系数，前者约为后者的 1.48~2.85 倍，平均为 1.96 倍，试件 FRW-SMA 的耗能能力较对比试件 CF 有明显提升。

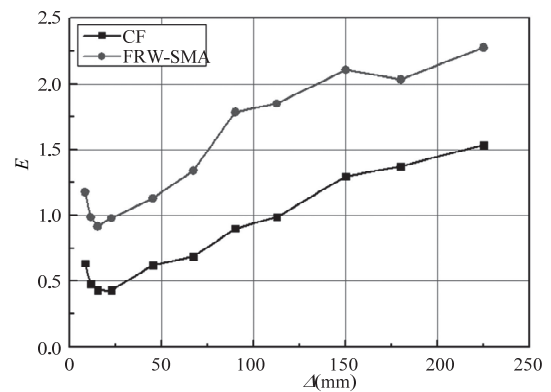


图 17 各试件在各位移循环处的能量耗散系数

Fig.17 Energy dissipation coefficients at various stages of displacement for the two specimens

表 4 各试件在各位移循环处的能量耗散系数

Table 4 Energy dissipation coefficients at various stages of displacement for the two specimens

加载 位移角	能量耗散系数		
	试件 CF	试件 FRW-SMA	比值
1/550	0.637	1.176	2.85
1/400	0.477	0.987	2.07
1/300	0.431	0.916	2.12
1/200	0.429	0.979	2.28
1/100	0.621	1.129	1.82
1/67	0.686	1.341	1.95
1/50	0.900	1.786	1.99
1/40	0.986	1.850	1.88
1/30	1.297	2.106	1.63
1/25	1.373	2.032	1.48
1/20	1.536	2.276	1.48

4.5 应变分析

试件 FRW-SMA 两个 SMA 装置中 SMA 棒在整

个加载过程中的应变-顶点位移关系曲线如图 18 所示。

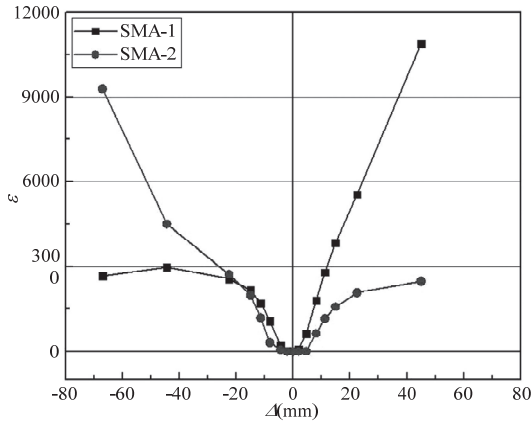


图 18 SMA 棒的应变-顶点位移关系曲线

Fig.18 Strain-displacement curves of SMA bar

由图 18 可知，两个自复位装置中的 SMA 棒交替进入受拉工作状态。

4.6 SMA 装置的工作性能

图 19 中给出了试件 FRW-SMA 中两个 SMA 装置在整个加载过程中的变形-顶点位移曲线。SMA-1 和 SMA-2 的峰值变形水平分别达到了 14.65mm 和 10.96mm，峰值应变水平分别达到了 3.7%和 2.8%，提供的峰值恢复力分别为 120kN 和 110kN，卸载后的残余变形分别为 1.36mm 和 1.22mm，残余应变水平分别为 0.34%和 0.31%。结合 SMA 棒的应变分析可知，两个 SMA 装置均实现了预设的工作机制，伴随着摇摆墙体的“摇摆”交替进入受拉工作状态。但是，SMA 装置提供的恢复力水平相对较低，没有充分发挥其超弹性特性。

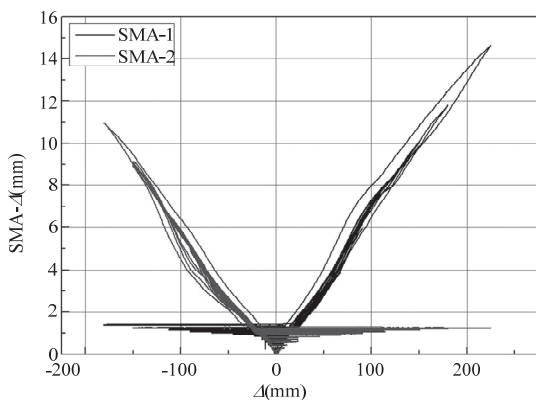


图 19 SMA 装置的变形-顶点位移关系曲线

Fig.19 Deformation curves of SMA devices

5 结论

(1) 相对对比框架试件，基于 SMA 装置的框

架-受控摇摆墙试件的刚度和承载能力均显著提高，提高幅度分别为 150%和 103%。

(2) 耗能连接件有效地发挥了延性变形特性，使结构的滞回耗能能力显著提高，提高幅度达到 183%，有效减轻了主体结构梁端、柱端以及梁柱节点区的损伤。

(3) SMA 装置设计巧妙、安装简单、原理清晰，在试验中有效地实现了预设的工作机制，为摇摆墙体的复位提供了恢复力。

本文重点介绍了所提出基于 SMA 装置-框架摇摆墙结构的设计思路和试验研究，后续将继续围绕该形式开展更为深入的理论研究、数值分析以及摇摆墙、耗能连接件和 SMA 装置的参数匹配与优化分析。

参 考 文 献

- [1] 吕西林, 周颖, 陈聪. 可恢复功能抗震结构新体系研究进展[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 1(4): 130-139 (Lv Xilin, Zhou Ying, Chen Cong. Research progress on innovative earthquake-resilient structural systems [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, 1(4): 130-139(in Chinese))
- [2] 周颖, 吕西林. 摇摆结构及自复位结构研究综述[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 1-10 (Zhou Ying, Lv Xilin. State-of-the-art on rocking and self-centering structures [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 1-10 (in Chinese))
- [3] 张富文, 李向民, 许清风, 等. 框架-摇摆墙结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(8): 73-81 (Zhang Fuwen, Li Xiangmin, Xu Qingfeng, et al. Experimental study on seismic behaviour of frame-rocking wall structure [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(8): 73-81 (in Chinese))
- [4] 吴守君, 潘鹏, 张鑫. 框架-摇摆墙结构受力特点分析及其在抗震加固中的应用[J]. 工程力学, 2016, 33(6): 54-60 (Wu Shoujun, Pan Peng, Zhang Xin. Characteristics of frame rocking wall structure and its application in a seismic retrofit [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(6): 54-60 (in Chinese))
- [5] Kurama Y, Sause R, Pessiki S, et al. Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls [J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(4): 622-632
- [6] Restrepo I, Rahman A. Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1560-1570
- [7] Panian L, Steyer M, Tipping S, et al. Post-tensioned shotcrete shearwalls: an innovative approach to earthquake safety and concrete construction in buildings [J]. Concrete International, 2007, 29(10): 39-45
- [8] 刘梅. 摇摆结构体系的抗震性能分析[D]. 大连: 大连理工大学, 2015 (Liu Mei. The seismic performance of rocking structure system [D]. Dalian: Dalian University

- of Technology, 2015 (in Chinese))
- [9] DesRoches R, McCormick J. Properties of large-diameter shape memory alloys under cyclical loading [J]. Smart Structures and Materials, 2003, 5057: 187-196
- [10] Reginald D, Jason M, Michael D. Cyclic properties of superelastic shape memory alloy wires and bars [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(1): 38-46
- [11] 王伟, 邵红亮. 不同直径 NiTi 形状记忆合金棒材的超弹性试验研究 [J]. 结构工程师, 2014(3): 168-174 (Wang Wei, Shao Hongliang. Experimental investigation on mechanical properties of shape memory alloy bars in different sizes [J]. Structural Engineers, 2014(3): 168-174 (in Chinese))
- [12] 张纪刚, 卢爱贞. PFD-SMA 支撑体系的抗震性能 [J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2011, 42 (10): 3157-3163 (Zhang Jigang, Lu Aizhen. Hysteretic behavior of advanced PFD-SMA frictional damping brace system [J]. Journal of Central South University: Science and Technology Edition, 2011, 42(10): 3157-3163 (in Chinese))
- [13] Moradi S, Alam M, Asgarian B. Incremental dynamic analysis of steel frames equipped with NiTi shape memory alloy braces [J]. Applied Mechanics & Materials, 2015, 680(18): 263-266
- [14] McCormick J, Tyber J, Desroches R, et al. Structural engineering with NiTi. II: mechanical behavior and scaling [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2007, 133(9): 1019-1029
- [15] Ocel J, Asce M, Desroches R, et al. Steel beam-column connections using shape memory alloys [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(5): 732-740
- [16] McCormick J, Desroches R, Fugazza D, et al. Seismic vibration control using superelastic shape memory alloys [J]. Journal of Engineering Materials & Technology, 2006, 128(3): 294-301
- [17] Wu S, Pan P, Nie X, et al. Experimental investigation on reparability of an infilled rocking wall frame structure [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, 46(15): 2777-2792
- [18] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范 [S]. 2016 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016 (GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. 2016 Edition. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016(in Chinese))
- [19] FEMA273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington: Emergency Management Agency, 1997
- [20] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015 (JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015(in Chinese))

董金芝 (1984—), 女, 博士, 高级工程师。主要从事建筑结构抗震及防灾减灾方面的研究。

李向民 (1973—), 男, 博士, 教授级高级工程师。主要从事既有建筑改造加固及建筑工业化方面的研究。

张富文 (1982—), 男, 博士, 高级工程师。主要从事工程结构抗震与加固方面的研究。

蒋利学 (1971—), 男, 硕士, 教授级高级工程师。主要从事历史建筑维修保护和既有建筑加固改造方面的研究。

蒋璐 (1986—), 男, 博士, 高级工程师。主要从事既有建筑改造与加固方面的研究。

许清风 (1973—), 男, 博士, 教授级高级工程师。主要从事工程结构抗火和木竹结构方面的研究。