

文章编号:1001-4888(2019)06-981-10

体外预应力自复位框架试验分析*

刘霞¹, 鲁亮², 仲健林³, 蒋丽娟¹

(1. 东南大学城市工程科学技术研究院, 南京 210096; 2. 同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092;
3. 南京理工大学机械学院, 南京 210014)

摘要: 地震过程中传统钢筋混凝土结构通过梁柱节点的塑性变形耗散地震能量, 虽然能保证主体结构不倒, 但结构中产生的不可恢复变形, 给震后结构的维护修补带来巨大经济压力。故本文提出了一种体外预应力自复位框架(EPSCF), 耗能件在地震过程中发生塑性变形耗散地震能, 地震过后结构通过自复位机制实现结构的自复位。首先设计了一榀试验模型并进行了钢绞线参数的计算。鉴于模型中梁、柱、基础之间均为铰接, 钢绞线中的预应力提供结构刚度, 故预应力张拉应采取“两端同时, 对角张拉”的工艺。其次利用拟静力试验, 对 EPSCF 结构施加往复循环作用, 使结构在正反两个方向重复加载和卸载, 以模拟地震时结构在往复运动中的受力特点和变形特点。研究表明: (1) EPSCF 结构表现出良好的二次刚度特性, 可为结构基于性能的抗震设计提供参考; (2) EPSCF 结构设置的耗能机制耗能效果显著, 可有效保护梁柱主体结构构件在地震过程中的完好性。

关键词: 体外预应力自复位框架; 钢绞线张拉; 拟静力试验; 滞回曲线; 耗能能力

中图分类号: TU317.1; TU352.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-18-070

0 引言

如何在地震发生后, 实现城市的快速修复、弹性维护和高效运营管理, 是工程结构面临的亟需解决的问题之一。早在 2009 年, 美日学者^[1]提出了“可恢复功能城市”(resilient city)、“弹性恢复社区”、“弹性恢复城市”、“弹性恢复社会”等概念, 表明实现结构的震后快速修护是结构可持续发展趋势, 同时也将成为地震工程未来重要研究方向之一。以“抗”为主的传统建筑抗震设计需要保证结构本身具有足够的强度、刚度和延性, 但由于结构刚度的加大, 结构所遭受的地震作用也会随之加大。为了将输入结构的地震能量“引导”至结构的其他部位以利于震后结构修复, Kurama 等^[2]将竖向无粘结预应力钢绞线引入摇摆结构, 并且系统地研究了无粘结预应力混凝土自复位剪力墙的工作性能; 吕西林^[3,4]提出了“沿竖向耗能”的抗震概念, 但是应用此技术的主体结构依然没有脱离以“抗”为主的结构抗震设计范畴; 吕西林、崔晔等^[5]通过地震振动台试验研究了一个 1/2 缩尺的新型自复位钢筋混凝土框架, 该框架使用了预应力筋提供恢复力, 地震作用下结构动能与预应力筋势能相互转化; 鲁亮等^[6,7]提出了受控摇摆式钢筋混凝土摇摆框架(CR-RFC, Controlled Rocking RC Frame)这种减震耗能结构体系, 试验结果表明, 地震作用后, 结构在预应力钢绞线的作用下完全回到原位, 没有残余位移^[8-10]。

现有摇摆结构体系多数采用竖向体系, 即利用竖向混凝土墙、柱等作为摇摆构件, 结构在柱脚部位采用铰接, 结构整体刚度通过从顶至底钢绞线的拉结实现, 柱脚与基础之间采用橡胶等弹性材料填充密

* 收稿日期: 2018-04-08; 修回日期: 2018-05-05

基金项目: 国家自然科学基金(51678453), 国家重点研发计划(2016YFC0701101), 江苏省青年自然科学基金(BK20170837)

通讯作者: 仲健林(1988-), 男, 博士, 讲师。主要从事动力学分析研究。Email: zhongjianlin@njjust.edu.cn

实,一定程度上提供了竖向构件在柱脚处的弹性刚度同时限制其变形能力。结构层间设置金属阻尼器作为耗能减震装置,用于耗散输入到结构中的地震能,保护主体结构免遭破坏。采用墙体、柱等竖向构件作为整体摇摆构件,钢绞线从底至顶贯穿整个结构的同时还需保证地震作用下保持弹性,这势必会导致钢绞线截面过大、长度过长,从而带来预应力安装施工困难,预应力损失大等缺点。鉴于此,本文提出了体外预应力自复位框架(External Prestressing Self-centering Frame, EPSCF),与整体张拉方式相比,EPSCF 结构钢绞线采用分段的形式以设定的角度张拉于相邻两层梁之间,梁柱构件通过钢插销装配,梁柱节点为铰接;柱脚与基础同样采用钢插销装配,柱脚节点为铰接,预应力钢绞线呈倒“八”字形布置,钢绞线的上下两端均锚固于钢插销端部,钢插销分别位于混凝土梁内及基础预埋钢板的耳板中,梁下设置耗能机制(位移型金属阻尼器),可以有效控制结构位移,耗散地震能量(图1)。

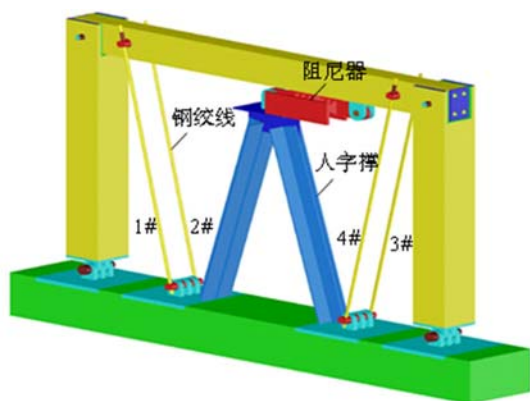


图1 体外预应力自复位框架示意图

Fig.1 Schematic diagram of external prestressing self-centering frame

本文首先进行了一榀 EPSCF 结构的设计;其次进行混凝土构件(梁、柱和基础)的制作;待混凝土达到一定强度后进行模型的安装、预应力钢绞线的张拉等准备工作;然后进行拟静力试验加载装置的安装与调试;最后进行 EPSCF 结构的拟静力试验。本文选择以传统钢筋混凝土结构的一榀框架作为研究对象,进行摇摆结构的节点、耗能件和自复位机制的探索。考虑到实际工程结构的复杂性(多层多跨框架结构、异形梁柱节点)以及结构形式的多样性(钢结构体系、剪力墙结构体系、框架-剪力墙结构体系、筒体结构等),EPSCF 这种新型抗震结构体系将具有开阔的研究和发展前景。

1 试验设计

1.1 结构模型选取

原型结构选定为某钢筋混凝土框架,结构类型采用本文所提出的体外预应力自复位框架结构(EPSCF)。原型框架层高 3.6m,横向跨度 6m,纵向跨度 6m,由于本试验为新型抗震结构体系,目的在于探索 EPSCF 结构的工作原理,故试验研究作简化处理。首先取框架中纵向一榀(图 2(a)阴影部分),再取纵向一榀中的底层一跨如图 2(b)中虚线框所示。

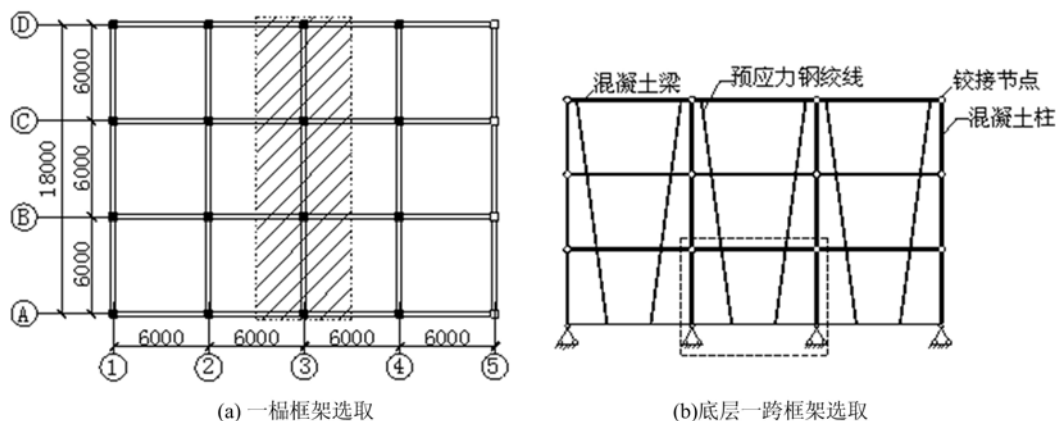


图2 结构模型选取

Fig.2 Selection of structure model

模型设计和制作严格按照相似理论进行,本试验根据原型结构的尺寸、重量和作动器加载能力、吊装高度等参数,确定试验模型的长度相似常数 $S_l = 1/2$,即模型按原型框架的 1/2 缩尺进行设计制作。

本试验混凝土采用 C40 细石混凝土来模拟原型 C40 混凝土,纵筋采用 HRB400,箍筋采用 HPB300,预应力钢绞线型号为 $\Phi^s 15.24$ 。表 1 给出了模型及原型的参数。

表 1 模型和原型参数

Tab. 1 Parameters of the model and the prototype

项目	模型	原型
层数	1	1
层高	1.8m	3.6m
总高	1.8m	3.6m
平面尺寸	3m×1.8m	6m×3.6m
梁截面	150mm×250mm	300mm×500mm
柱截面	250mm×250mm	500mm×500mm
材料	C40	C40

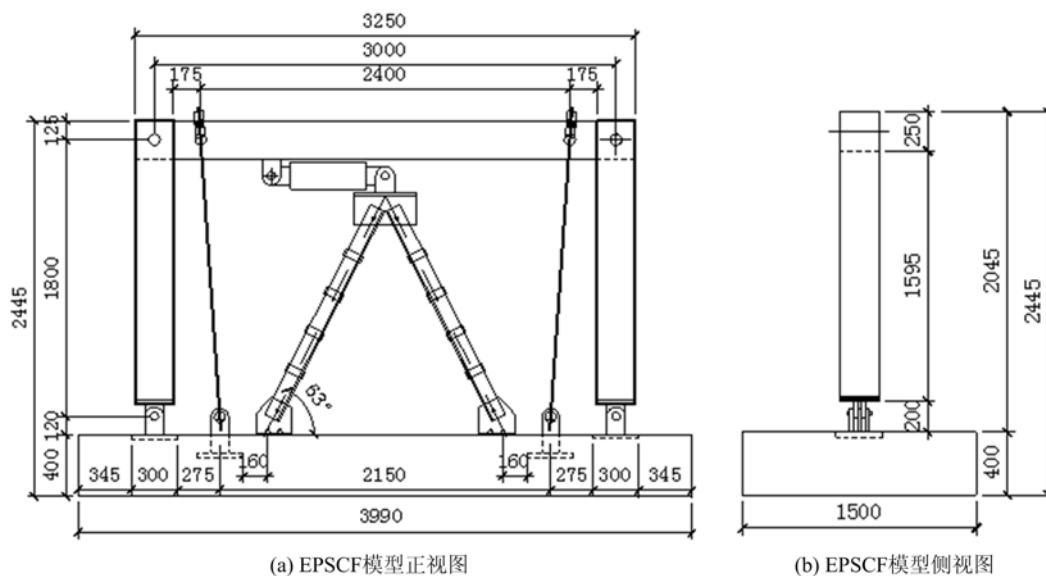


图 3 EPSCF 模型设计

Fig. 3 Design of EPSCF model

图 3 给出了预制构件尺寸及其装配尺寸,其中柱脚节点、梁柱节点均为铰接,柱脚节点通过在柱底和基础顶板预埋带孔的钢构件,并通过销栓连接;梁柱节点通过钢插销穿过柱顶预埋的带孔 U 形型钢实现梁柱节点的铰接。

1.2 钢绞线参数选择

参考体外预应力框架抗震设计基于位移的设计方法^[11],本文确定层间位移角限值为 1/20,即目标层间位移角最大值 $\tan\theta=5\%$;然后根据层间位移角限值求出钢绞线设置的角度,即钢绞线与水平梁的夹角 $\alpha=0.069$ ^[12];求得钢绞线设置的角度 α 后,则可根据结构刚度 k_F 确定钢绞线面积 A 。

EPSCF 结构刚度的取值则参考梁端铰型摇摆框架(CR-RCFb)1/3 缩尺模型的结构刚度^[13],通过 CR-RCFb 结构的低周反复试验可知 CR-RCFb 中各节点的实测刚度值,其中梁端节点 K_m 为 $2.19 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad}$,梁中节点 K_l 为 $4.38 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad}$,柱脚节点 K_c 为 $5.62 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad}$ ^[14]。本试验中最大加载位移为层间位移角 $\theta=5.0\%$,通过换算可得出一榀 CR-RCFb 框架的侧移刚度为 $0.275 \text{ kN}/\text{mm}$ 。基于 CR-RCFb 侧移刚度值,通过取多组不同的钢绞线设置方案,利用有限元软件进行大量试算,选取与 CR-RCFb 框架抗侧刚度最为接近的一组方案,确定 EPSCF 结构的刚度值,最终 k_F 取为 0.289

kN/m。根据钢绞线弹性模量 $E=2.0 \times 10^5$ MPa, 计算得出 EPSCF 结构所需预应力钢绞线面积 $A=280\text{mm}^2$; 根据求得的钢绞线面积进行钢绞线选型: 2 根公称直径为 15.24mm 的 1×7 标准型钢绞线, 极限强度标准值 $f_{pk}=1860\text{N/mm}^2$, 总面积 A 为 280mm^2 。

混凝土结构设计规范(GB50010-2010)^[15]规定在一般情况下, 钢绞线张拉控制应力 $[\sigma_{con}]$ 不宜超过 $0.75 f_{pk}$, f_{pk} 为预应力钢绞线极限强度标准值。为确保 EPSCF 结构始终处于弹性状态, 则需保证钢绞线始终处于弹性状态, 且钢绞线设计时需考虑留有安全余量, 故钢绞线最终设计为^[12]: 任一时刻钢绞线中的有效应力 σ_e 都不超过 $0.7 f_{pk}$, 留有 $0.3 f_{pk}$ 的应力余量。结构在初始状态下钢绞线的应力 σ_i 取为 $0.35 f_{pk}$, 则设计中每根钢绞线的初始预应力 $F_{p0}=0.35 \times f_{pk} \times A=91.14\text{kN}$ 。

2 试验方法

2.1 试件制作

试验中的梁、柱、基础均由加工厂根据设计图纸进行设计制作并养护。EPSCF 结构框架的施工顺序为: 绑扎钢筋笼→安装预制钢构件→钉制基础模板→基础预留孔定位→安装柱钢筋笼→吊装梁钢筋笼→钉制柱模板→浇筑混凝土→养护→拆模, 具体施工见图 4(a)~(e)。



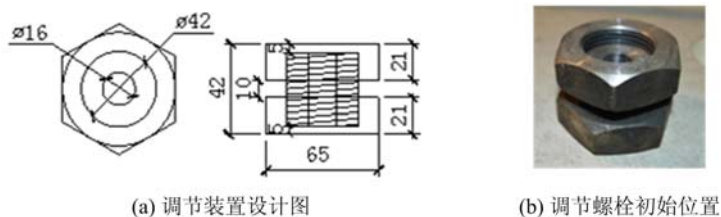
图4 模型制作

Fig.4 Model manufacture

2.2 结构安装

由于结构的梁柱节点均为铰接, 制作完成的结构表现为机构, 故拆模后需通过吊带拉结以防止模型的整体失稳。安装预应力钢绞线后, 对钢绞线进行张拉(图 5), 钢绞线中产生了预应力, 一旦钢绞线中产生预应力, 结构拉结为整体, 此时结构中具有一定的侧向刚度。在实际施工中由于梁柱是单独的构件, 仅通过销栓定位形成平行四边形机构, 在钢绞线张拉至设计预应力值的过程中, 不同步的钢绞线张拉以及不平衡的张拉力致使梁柱呈现非垂直状态, 一旦 EPSCF 框架变形过大, 将会导致结构整体倒塌, 故钢绞线张拉是本结构施工过程中的一个难点。本文采用了分级对称张拉工艺, 张拉钢绞线至试验设计值。为防止框架平面外受到不对称的荷载, 采用左右均匀对称张拉, 且每一次的张拉力不能过大; 为避免构件框架平面内受到梁两端不对称的荷载, 需按“两端同时, 对角张拉”的原则进行, 即左端张拉

到 1t 的同时,右端对角线上的钢绞线也张拉到 1t,如此反复进行张拉,直至达到设计值。张拉过程中需不断通过激光找平仪矫正 EPSCF 框架柱的垂直度。



(a) 调节装置设计图

(b) 调节螺栓初始位置

图5 预应力调节装置

Fig. 5 Device for prestressing adjustment

钢绞线张拉完成后的放张瞬间,预应力钢绞线会产生回缩,导致钢绞线应力达不到设计值,为防止预应力钢绞线回缩造成预应力损失,本文设计了预应力调节装置(图5)。该装置采用 8.8 高强度螺栓,在螺栓上开内径为 16mm 的孔,15.24mm 直径的钢绞线穿过螺栓内孔,两个配套的螺母旋在螺栓两端,且两个螺母均旋出螺栓 5mm(保证上下调节空间),通过调节上下螺母来伸长或缩短钢绞线,以增加或减小钢绞线中的应力,从而达到调整钢绞线中的初始预应力值与设计值相同的效果,同时也保证了 EPSCF 结构几何特征满足设计要求。但是梁柱构件浇筑过程中节点表面不是理想的光滑表面,因而不能实现梁柱节点处的理想铰接;同时钢绞线中预应力施加过程中,根据试验监测数据,发现四根钢绞线的预应力值不能完全相同,节点处不可避免存在摩擦力;因此当结构中钢绞线的预应力张拉至设计值时,尽管可保证四根钢绞线放张后预应力值相等,但梁柱构件总是呈现非垂直状态。利用预应力调节装置矫正结构梁柱的几何位置,直至“梁水平,柱垂直”,此时钢绞线中的预应力值偏离设计值,但梁柱的节点处的静摩擦力与钢绞线中的预应力形成平衡体系,保证了结构良好的几何构型,实际使用过程中,钢绞线中的预张力不可能达到完全一致。张拉完成后的效果见图 6。



图6 钢绞线张拉

Fig. 6 Tension of prestressing steel strand



图7 阻尼器安装

Fig. 7 Installation of damper

钢绞线中产生的预应力使结构拉结为整体,提供了结构的侧向刚度。随后安装位移型阻尼器,阻尼器的一端通过梁下耳板连接,另一端需通过人字撑作为支撑,阻尼器的安装完成图如图 7 所示。

2.3 试验测试

为研究 EPSCF 结构的抗震性能,本文进行了拟静力试验,主要研究一榀 EPSCF 结构框架在不同工况下的变形能力、耗能能力、滞回性能、自复位能力及延性等抗震性能。

本试验主要考察侧向力作用下摇摆框架的抗震性能,试验所用作动器为 MAS-100 型作动器(图 8),最大出力 100kN,行程 500mm,设备精度 0.5 级。作动器出力端设置预留螺栓孔的端板,作动器调节到合适的位置后,经调节对准,使梁端预留螺栓与作动器处紧密连接,保证作动器荷载直接施加在结构上,以模拟地震作用,水平荷载的施加采用位移控制方法。每个工况均按位移值 θ 控制加载, θ 等于作动器水平位移除以作动器作用处至柱脚钢插销的垂直距离。每次循环三周期,加载峰值 θ 为 5.0%,对应侧向位移为 90mm,加载制度见图 9。



图8 加载装置

Fig. 8 Photograph of loading set-up

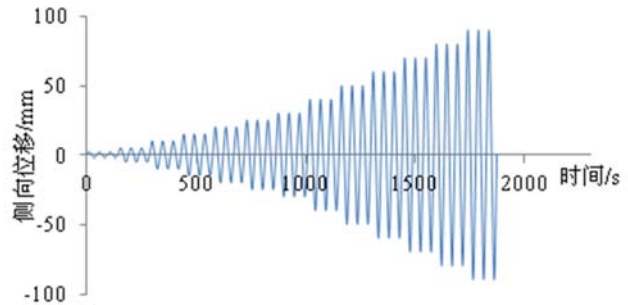


图9 加载制度

Fig. 9 Loading scheme

3 试验结果及分析

3.1 荷载位移关系曲线

首先进行 EPSCF 结构的几何校正,保证框架结构“梁水平,柱垂直”;其次,在试验开始前通过压力传感器测出钢绞线(1#~4#)中初始预应力(表 2);为验证试验的一致性,共进行四组试验,试验结果见图 10。

表 2 钢绞线初始预应力值

Tab. 2 Initial prestressing of steel strand

试验组别	钢绞线编号			
	1#	2#	3#	4#
第一组	107.6kN	94.1kN	87.0kN	87.0kN
第二组	112.8kN	85.8kN	90.6kN	88.9kN
第三组	90.4kN	80.6kN	80.9kN	84.5kN
第四组	96.6kN	80.8kN	80.5kN	83.0kN

由图 10 可知:

(1) 四组 EPSCF 结构的荷载位移曲线均表现出二次刚度。第一阶段,阻尼器和钢绞线共同提供结构刚度;第二阶段,即当位移达到某一设计值时,阻尼器达到弹性极限发生屈服,结构进入塑性变形阶段,同时启动“自我保护”机制,将输入的地震能量“引导”至阻尼器,阻尼器通过耗能腹板发挥耗能作用。此时结构刚度仅由钢绞线提供,即表现出第二刚度。

(2) 四组结构加载端的荷载位移曲线均呈现为饱满的反 S 形,说明结构耗能能力较强;在工程应用中,可以通过合理设计阻尼器初始刚度、屈服荷载和屈服位移^[16],使阻尼器在小震下保持弹性,在中震下进入屈服耗能,在罕遇地震下阻尼器不发生材料破坏,震后结构的维护修复通过更换阻尼器即可实现,极大地方便了施工,同时降低了成本,因而 EPSCF 结构具有良好的可设计性。

(3) 同一侧钢绞线(1#与 2#, 3#与 4#)中初始预拉力差值的大小不影响结构的耗能能力;不同侧钢绞线(1#、2#与 3#、4#)的初始预拉力均值的差值也不影响结构的耗能能力。

(4) 四组 EPSCF 结构荷载位移曲线中左右两侧钢绞线均值的差值,即 1#、2# 钢绞线初始预拉力均值与 3#、4# 钢绞线初始预拉力均值的差分别为 13.9kN、9.5kN、2.8kN、7.0kN,四组均值各不相同但四组结构耗能能力相似,表明结构耗能能力与钢绞线初始预拉力差值无必然联系。

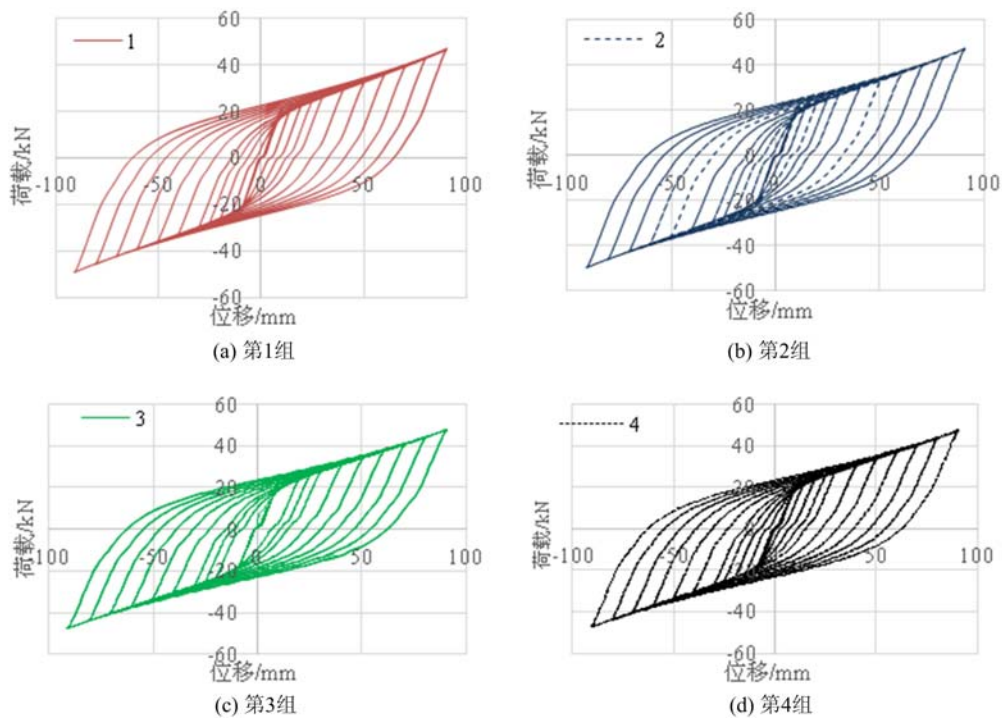


图 10 EPSCF 结构荷载位移曲线对比

Fig. 10 Comparison of load-displacement curves in EPSCF structure

3.2 钢绞线荷载曲线

为进一步研究钢绞线中初始预应力的不同对结构受力性能的影响,通过安装在四根钢绞线上的压力传感器测出钢绞线中的荷载变化值,四组 EPSCF 结构中钢绞线的荷载位移曲线如图 11 所示。

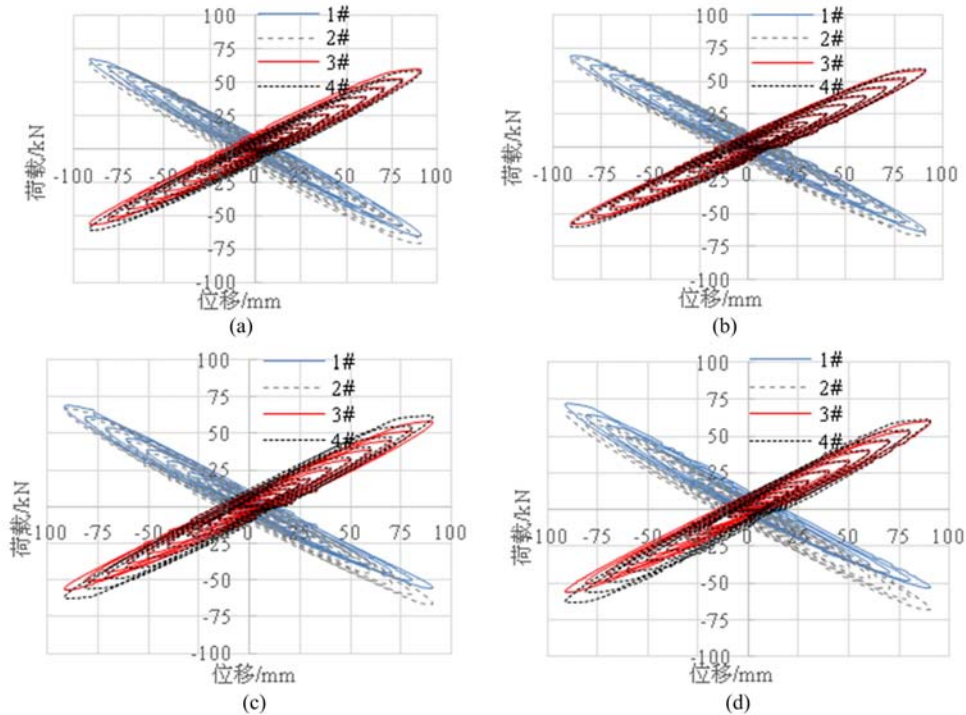


图 11 钢绞线荷载位移曲线

Fig. 11 Load-displacement curves of steel strand

由图 11 可知:

(1) 同一侧钢绞线中荷载的数值关于原点不对称,作动器向左运动时 1#、2#(3#、4#)钢绞线增加的荷载均值与向右运动时 1#、2#(3#、4#)钢绞线减小的荷载均值不相等;

(2) 同一侧钢绞线的力学行为较为相似,曲线较为一致,1#、2#(3#、4#)钢绞线荷载位移曲线整体趋势比较一致,其荷载曲线相似度较高,且两者的趋势线基本一致;

(3) 不同侧钢绞线的荷载位移曲线关于纵轴近似对称,在荷载增加到最大值的过程中,1#、2#钢绞线中荷载均值与 3#、4#荷载值基本对称。综上所述,钢绞线在往复运动过程中始终保持弹性;不同的钢绞线初始预拉力在结构往复过程中将会导致不对称的钢绞线荷载值,但不会影响结构整体刚度。

为了便于分析钢绞线在结构往复运动过程中的实际应力,对图 11 中的荷载值进行了归一化处理,即实际荷载/极限荷载。归一化后的钢绞线中的最大应力见表 3。

表 3 钢绞线最大应力

Tab. 3 The maximum stress of steel strand

试验组别	钢绞线编号			
	1#	2#	3#	4#
第一组	$0.72 f_{pk}$	$0.67 f_{pk}$	$0.62 f_{pk}$	$0.62 f_{pk}$
第二组	$0.77 f_{pk}$	$0.64 f_{pk}$	$0.63 f_{pk}$	$0.63 f_{pk}$
第三组	$0.64 f_{pk}$	$0.58 f_{pk}$	$0.55 f_{pk}$	$0.57 f_{pk}$
第四组	$0.65 f_{pk}$	$0.58 f_{pk}$	$0.55 f_{pk}$	$0.57 f_{pk}$

由表 3 可知:结构发生最大位移时,较大的初始预拉力值必然导致钢绞线中最大应力的增大,甚至超过钢绞线的设计有效应力(第 1 组实际应力 $0.72 f_{pk}$,第 2 组实际应力 $0.77 f_{pk}$),导致钢绞线实际预应力利用率的降低。因此,在 EPSCF 结构装配的过程中,建议采用多台张拉设备同时张拉,同时可设计更小的分级张拉值,最大程度减小钢绞线中初始预应力实际值与设计值的初始差异,以便充分发挥钢绞线中预应力的利用率。

4 结论

本文设计了一榀 EPSCF 框架结构模型,基于结构模型的拟静力试验分析了其在往复运动中的受力和变形特点,得到以下结论:

(1) 体外预应力自复位框架通过钢绞线中预应力的拉结使梁柱构件形成整体,结构的刚度主要由钢绞线提供,为保证结构几何形状(梁水平,柱垂直)的同时钢绞线中预应力值达到设计值,初始预张力施加时应做到“两端同时,对角张拉”。

(2) 荷载位移曲线表现出二次刚度。第一阶段,阻尼器和钢绞线共同提供结构刚度;第二阶段,即当位移达到某一特定值时,结构刚度降低,此时结构刚度仅由钢绞线提供,阻尼器屈服后进入塑性变形阶段并开始发挥耗能作用,实现了将输入结构的地震能量“引导”至阻尼器,以减小结构主体的破坏。震后快速修复只需更换产生塑性变形的阻尼器。

(3) EPSCF 结构荷载位移曲线均呈现为饱满的反 S 形,说明该结构体系耗能能力较强,在工程设计应用中,可以通过合理设计结构参数,使结构满足“小震弹性,中震可修,大震不倒”。

(4) 钢绞线初始预拉力的差异不会影响结构正常使用情况下的受力性能,但是不同的初始张拉应力,将会影响结构中预应力的充分发挥。建议采用多台张拉设备同时张拉或者设计更小的分级张拉值,确保钢绞线中初始预应力实际值与设计值的一致性。

参考文献:

- [1] Report of the seventh joint planning meeting of NEES/E-defense collaborative research on earthquake engineering

- [R]. PEER 2010/109. Berkeley: University of California, Berkeley, 2010.
- [2] Kurama Y, Sause R, Pessiki S, et al. Lateral load behavior and seismic design of unbounded post-tensioned precast concrete walls[J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(4):622-633.
- [3] 吕西林, 吴晓涵. 新型抗震耗能剪力墙结构的振动台试验与分析[J]. *地震工程与工程振动*, 1996, 16(1):70-78 (LU Xilin, WU Xiaohan. Shaking table test and numerical analysis for shear wall with a new type seismic energy dissipation system[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1996, 16(1):70-78 (in Chinese))
- [4] Xilin Lu, Xiaohan Wu. Study on a new shear wall system with shaking table test and finite element analysis[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2000(29):1425-1440.
- [5] 吕西林, 崔晔, 刘兢兢. 自复位钢筋混凝土框架结构振动台试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(1):19-26 (LU Xilin, CUI Ye, LIU Jingjing. Shaking table test of a self-centering reinforced concrete frame[J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(1):19-26 (in Chinese))
- [6] Liang Lu, Xilin Lu, Zhu F B, et al. Experimental study on seismic performance of a controllable rocking reinforced concrete frame[C]. *Proceedings of the 5th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, November 8-9, 2013:43.
- [7] Liang Lu, Junjie Chen, Xilin Lu. Numerical analysis of the seismic performance of a controllable rocking reinforced concrete frame[C]. *Proceedings of the 13th International Symposium on Structural Engineering*, October 24-27, 2014:1401-1411.
- [8] 鲁亮, 樊宇, 吕西林, 等. 受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震机理研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2015, 1(1):66-76 (LU Liang, FAN Yu, LU Xilin, et al. Research on the seismic performance of a controllable rocking RC frame[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2015, 1(1):66-76 (in Chinese))
- [9] 鲁亮, 刘霞, 陈俊杰. 一种摇摆式钢筋混凝土框架节点刚度取值研究[J]. *振动与冲击*, 2015, 34(13):195-199 (LU Liang, LIU Xia, CHEN Junjie. Selection of joint stiffness for a rocking reinforced concrete frame[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2015, 34(13):195-199 (in Chinese))
- [10] Lu L, Liu X, Chen J, et al. Seismic performance of a controlled rocking reinforced concrete frame[J]. *Advances in Structural Engineering*, 2016, 20(1):4-17.
- [11] 鲁亮, 刘霞. 一种体外预应力钢筋混凝土摇摆框架抗震性能研究[J]. *振动与冲击*, 2017, 36(9):179-185 (LU Liang, LIU Xia. Aseismic performance of an external prestressed rocking reinforced concrete frame[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2017, 36(9):179-185 (in Chinese))
- [12] 鲁亮, 刘霞, 徐颖超. 体外预应力自复位框架基于性能的抗震设计方法[J]. *地震工程与工程振动*, 2016, 36(5):35-45 (LU Liang, LIU Xia, XU Yingchao. Performance-based seismic design method for external prestressing self-centering frame[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2016, 36(5):35-45 (in Chinese))
- [13] 鲁亮, 李鸿, 刘霞, 等. 梁端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能振动台试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2016, 37(3):1-8 (LU Liang, LI Hong, LIU Xia, et al. Shaking table test on seismic performance of controlled rocking reinforced concrete frame[J]. *Journal of Building structures*, 2016, 37(3):1-8 (in Chinese))
- [14] 陈俊杰. 受控摇摆式钢筋混凝土框架(CR-RCF)抗震性能数值模拟[D]. 上海:同济大学, 2014:51-120 (CHEN Junjie. Numerical simulation of seismic performance of a controllable rocking reinforced concrete frame[D]. Shanghai: Tongji University, 2014:51-120 (in Chinese))
- [15] GB50010-2010, 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012 (GB50010-2010, Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012 (in Chinese))
- [16] 鲁亮, 刘霞, 代桂霞. 轴向拉压型金属阻尼器抗震性能测试及其应用研究[J]. *振动与冲击*, 2017, 36(16):141-147 (LU liang, LIU Xia, DAI Guixia. An experimental study on the mechanical properties of an axial compression-tension metallic damper and its application[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2017, 36(16):141-147 (in Chinese))

Experimental analysis of external prestressed self-centering frame

LIU Xia¹, LU Liang², ZHONG Jian-lin³, JIANG Li-juan¹

(1. International Institute for Urban Systems Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Mechanic Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, China)

Abstract: Under the action of earthquake, structure consumes energy through plastic deformation to ensure that the main structure components do not collapse. Nevertheless, due to the non-recoverability of plastic deformation, the residual deformation after the earthquake is very large, and the direct and indirect economic losses are very serious. In this paper, a kind of external prestressed self-centering frame (EPSCF), is presented, which uses plastic deformation to dissipate seismic input energy, at the same time realizes self-centering of structure by prestressed steel strand. Firstly, an experimental model was designed and the parameters of the steel strand were calculated. Due to the fact that the beams, columns and foundations are hinged in the model, and the prestress in the steel strand provides the structural stiffness, the prestressed tension process should adopt the process of “simultaneous at both ends and diagonal tension”. Secondly, quasi-static experiment was used to apply the reciprocating cycle to the EPSCF structure, so that the structure can be repeatedly loaded and unloaded in both positive and negative directions to simulate the stress and deformation characteristics of structure in reciprocating motion. Results show that the secondary stiffness in EPSCF structure exhibits flexible design-ability; moreover, the excellent energy dissipation capacity of EPSCF structure is verified.

Keywords: External Prestressing Self-centering Frame (EPSCF); steel strand tensioning; quasi-static test; hysteresis curve; energy dissipation