

• 特约稿 •

DOI:10.15961/j.jsuese.201800368

自复位钢筋混凝土框架结构及其拟静力试验

吕西林, 姜 淳*, 卢 煦

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘 要:自复位钢筋混凝土框架结构是一种新型可恢复功能结构。相比于普通混凝土框架,该结构在地震作用下结构损伤轻微残余变形小,在地震后不需修复或稍加修复即可重新投入使用。因此,该结构是一种适用于高烈度地震频发地区中低层框架的低成本新型防震结构。自复位混凝土框架结构体系使用无粘结预应力筋连接结构中的各个构件,在结构的节点位置形成可以互相分离的界面。在较大的地震作用下,构件间允许发生界面分离,表现为梁端节点张开与柱脚节点脱离等现象,从而减轻了结构的损伤。震后在预应力的作用下,构件间的界面重新闭合,实现自复位。首先总结了已有自复位节点的研究成果,阐明了自复位结构的组成与关键构造。为了进一步研究自复位钢筋混凝土框架在地震作用下的变形模式与受力特征,进行了三向自复位框架结构的1:2.5缩尺模型拟静力试验。本文给出了试验模型的基本信息,包括模型的设计参数,材料性能,具体构造等内容;给出了主要的静力试验结果,包括试验的主要现象与损伤特征、模型的变形模式、滞回曲线、骨架曲线、刚度退化与残余变形等信息。试验结果表明:模型的变形能力强,在1/38顶层位移比(顶层位移/结构高度)下模型除少数细微裂缝外没有损伤,在更大的变形下模型损伤逐渐在梁端节点位置开展;在1/19顶层位移比下模型的承载力仍然没有出现下降;模型的残余变形很小,在模型加载的全过程中,其残余位移角都处在可以接受的范围内。

关键词:自复位;钢筋混凝土框架;拟静力试验;抗震性能

中图分类号:TU378.4

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2018)03-0073-09

Tri-axial Self-centering Reinforced Concrete Frame and Its Quasi-static Test

LU Xilin, JIANG Chun*, LU Xu

(State Key Lab. of Disaster Reduction in Civil Eng., Tongji Univ., Shanghai 200092, China)

Abstract: Self-centering reinforced concrete frame is a new type of earthquake resilient structure. Comparing to conventional RC structures, self-centering structure is known for its minimal damage under earthquakes and little residual deformation after earthquakes. Considering the fact that there is none or very little repair needed to restore its functionality after rare earthquakes, self-centering RC frame system is a low cost seismic structure that is very suitable for low-rise frame buildings in high seismic zones. In self-centering structure, beams and columns are connected by clamping force provided by unbonded post-tensioning tendon. By this means, when subjected to severe earthquakes, the gaps at self-centering joints are allowed to open and the columns are allowed to uplift at the base. The opening and uplifting behavior significantly mitigates the damage. After unloading all the gaps between components will close under clamping force, and thus the components restore their original position with negligible residual deformation. The existing researches on self-centering joints were summarized, and the key configuration of self-centering joint was illustrated. Based on this research, a tri-axial self-centering RC frame was proposed. In order to investigate the deformation capacity and mechanical characteristics of the tri-axial self-centering RC frame, a 1:2.5 scaled model frame was designed and tested under quasi-static load. The configuration of the test model and main test results, including deformation pattern, hysteretic curve, skeleton curve, stiffness degradation and residual deformation were obtained. The experimental results showed that: the test model has excellent deformation capacity, and no damage is observed except some minor cracks under 1/38 roof drift ratio. The damage gradually develops in beam end joint area when the structural deformation continues to

收稿日期:2018-03-13

基金项目:国家自然科学基金重点项目资助(51638012)

作者简介:吕西林(1955—),男,教授。研究方向:自复位钢筋混凝土。E-mail: lxlst@tongji.edu.cn

*通信联系人 E-mail: 2011_Jiang_Chun@tongji.edu.cn

网络出版时间:2018-05-05 17:25:00

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/51.1773.TB.20180505.1725.003.html>

<http://jsuese.ijournals.cn>

<http://jsuese.scu.edu.cn>

increase.Until 1/19 roof drift ratio,base shear is still increasing which implies that there is still reserved capacity in the structure.The residual deformation of the model is minimal,and the residual interstory drift ratio is still permissible after the final cycle of the loading process.

Key words: self-centering;reinforce concrete frame;quasi-static test;seismic performance

中国是一个地震灾害严重的国家。近年来,部分高烈度地区地震频发,对建筑结构的抗震性能提出了新的要求。传统钢筋混凝土结构依靠自身材料的变形能力来获取抵御地震所需的延性与耗能能力,这使得传统结构在抵御地震作用的同时必须承受相应的损伤和破坏。在遭遇罕遇地震或超过罕遇烈度的特大地震时,传统结构虽然能达到“大震不倒”的要求,但却伴随着大量的结构损伤与破坏,在震后很难修复甚至只能拆除重建,造成了巨大的直接或间接经济损失。为了应对这一问题,国内外学者提出了可恢复功能结构的概念。可恢复功能结构以震后能快速恢复使用功能为特点,是一种适应新时代要求的防震结构。自复位钢筋混凝土框架结构在地震作用下结构损伤小(或无损伤),残余变形小,在震后不需修复或稍加修复即可重新投入使用,是一种适用于高烈度地区中低层框架的低成本可恢复功能结构。Lu等^[1]通过振动台试验的方式,研究了自复位钢筋混凝土框架在单向地震作用下的抗震性能。试验结果表明:该结构具有良好的抗震性能和自复位能力;结构在大震作用下具有非常强的变形能力,震后损伤极小,基本没有残余变形。Cui等^[2]提出了三向自复位钢筋混凝土框架结构并通过振动台试验对其抗震性能进行了研究。试验结果表明该结构在地震作用下几乎没有损伤,即使在超过罕遇烈度的特大地震作用下,结构仍然具有相当的变形能力储备。由于振动台试验中该模型并未出现明显的破坏现象,为了研究该类结构的最终变形模式、位移极限,更加深入的理解该类结构的变形机理与破坏模式,作者对该框架进行了大位移拟静力反复加载试验研究。

1 自复位钢筋混凝土框架的构造

自复位结构与普通结构的不同在于,普通结构通过材料本身来连接各结构构件,而自复位结构通过预应力筋提供的预压力来连接各结构构件。当普通结构在受到较大的水平外力作用时,结构本身的材料必然会发生屈服或破坏,不可避免的造成了结构的损伤。同时由于钢材与混凝土材料的塑性变形,残余变形也将难以避免。当自复位结构所受外力超过了构件间预压力所能提供的抗力时,各结构构件间的接缝打开,发生节点打开或柱脚脱离等现象。当自复位结构变形较大时,变形几乎全部集中于构件

间接缝的位置,而结构构件本身并不会发生破坏。在外力卸载后,构件间的接缝在预压力的作用下闭合,各构件也随之恢复到初始位置,完成自复位。

各构件位于节点位置的接触界面是自复位结构最容易产生损伤的位置。如果不合理控制接触界面的损伤,过大的塑性变形不仅会降低结构的复位能力,预应力的损失也会危及到结构的竖向承载能力。因此,如何合理地设计结构的节点区域是自复位框架研究的关键问题。

近年来,研究者们对自复位框架结构中的节点,包括自复位梁柱节点与自复位柱脚节点进行了大量的研究,提出了几种不同的节点构造。1993年美国的PRESSSS计划在IV A阶段的试验中首先给出了具有自复位能力的梁柱节点构造^[3-4],节点的构造见图1。该节点采用无粘结预应力筋为节点提供可靠的恢复力,并使用角钢包裹梁端边缘以保护接触界面。为增加节点的耗能能力,节点内设置了少量贯穿节点的耗能钢筋。结果表明采用该构造措施的节点能有效的减轻损伤并实现自复位,同时具有一定的耗能能力。

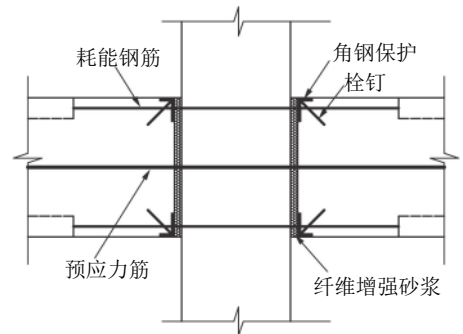


图 1 PRESSSS计划中具有自复位能力的节点构造

Fig. 1 Configuration of the joint with self-centering capacity in PRESSSS program

Priestley等^[5]提出了另一种具有自复位能力的梁柱节点构造。该节点利用螺旋箍筋提高梁端接触界面附近混凝土的强度与延性,结果表明螺旋箍筋有效的保证了梁端受压区域混凝土的完整性。Solberg等^[6]提出了一种防损伤的梁柱节点。该节点采用角钢来保护梁端受压区的混凝土,在柱身与梁端的接触界面安装了钢板来保护柱身。为了使得梁内纵筋参与到界面受力中,梁端的保护角钢与梁内的纵筋通过连接键连接在一起,进一步减小了梁端的混凝土损伤。为了增加节点的耗能能力,金属耗能装置被安装在梁柱的接缝位置。节点的具体构造见图2。

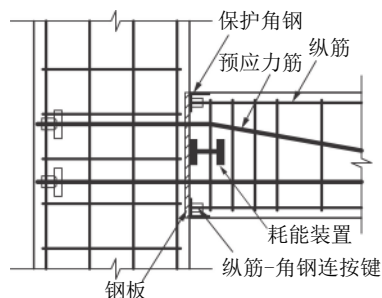


图2 文献[6]提出的防损伤梁柱节点构造

Fig. 2 Configuration of damage protected beam-column joint in literature [6]

Morgen等^[7]提出了一种利用摩擦阻尼器耗能的梁柱节点构造(如图3所示)。该节点在梁端采用螺旋箍筋来减轻混凝土的损伤,并在梁端的上下边缘设置摩擦阻尼器以增加节点的耗能能力。

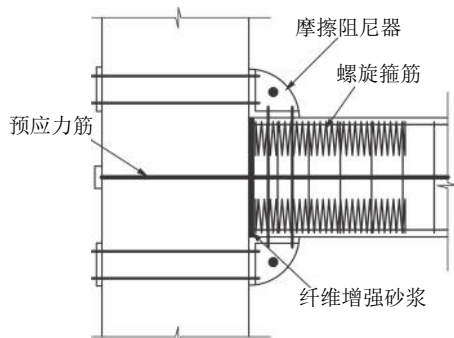


图3 文献[7]提出的后张预制节点构造

Fig. 3 Configuration of post-tensioned precast beam-column joint in literature [7]

Song等^[8]提出了一种利用钢靴来保护自复位节点的构造方式,进行了单跨一榀框架的拟静力试验。模型的所有柱脚与梁端均采用钢靴进行保护,并设置了钢板以保护柱身与基础。该节点在梁端设置了摩擦阻尼器以增加节点的耗能能力。由于保护措施完善,模型在试验后仅在钢靴与混凝土交界的位置发现了轻微的混凝土剥落,基本达到了无损的要求。节点的具体构造见图4。

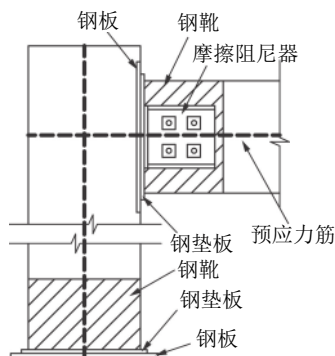


图4 文献[8]提出的自复位节点构造

Fig. 4 Configuration of Self-centering joint in literature [8]

文献[1]通过振动台试验的方式研究了自复位框架结构的抗震性能,该试验中采用钢板来保护梁端与柱脚的接触界面,在梁端的上下表面设置角钢以增加节点的耗能能力(图5)。为了保护杯口基础内的柱脚并对柱脚节点提供额外的约束,在基础与柱脚的间隙内填充橡胶(图6)。试验结果表明,橡胶对柱脚节点的约束作用非常显著,对整体结构的恢复力形成了除预应力系统外的有效补充。

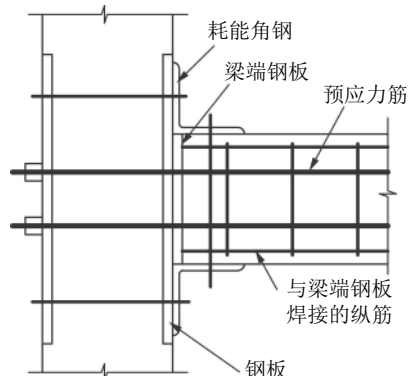


图5 文献[1]提出的自复位梁柱节点构造

Fig. 5 Configuration of Self-centering beam column joint in literature [1]

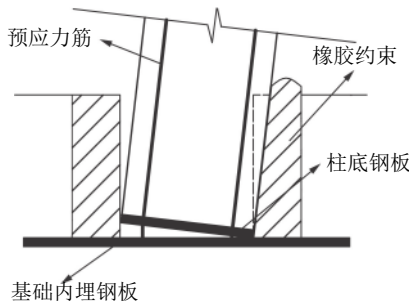


图6 文献[1]提出的自复位柱脚节点构造

Fig. 6 Configuration of Self-centering column base joint in literature [1]

上述所有自复位节点的关键构造可以归纳为三个主要类别:1)是为结构提供可靠弹性恢复力的构造,包括预应力系统与文献[1]中的柱脚橡胶约束;2)是为减小接触界面在开合过程中的损伤而提供保护功能的构造,包括位于梁端的角钢,螺旋箍筋、钢板、钢靴等构造;3)是增加节点耗能能力的构造,包括耗能钢筋、阻尼器与文献[1]中的角钢。

第1类与第2类构造是自复位结构所必须的。保持弹性的恢复力保证了自复位结构在大变形下的复位能力,接触界面的保护措施减小了构件的损伤,确保结构不会由于过大的局部塑性变形而失去复位能力。第3类构造为结构提供了额外的附加阻尼,降低了结构在地震作用下对承载力与变形能力的需求,弥补了自复位结构耗能能力不足的缺陷。

2 三向自复位钢筋混凝土框架拟静力试验

三向自复位钢筋混凝土框架的振动台试验证明了自复位框架结构良好的抗震性能。然而受限于动力试验的试验手段与试验设备,结构的变形能力、位移极限、损伤机理与破坏模式等信息难以直接从动力试验中获取。考虑到模型结构在动力试验中并未观察到明显损伤,在振动台试验结束后,又对该模型进行了静力反复加载试验以进一步研究其抗震性能。

2.1 三向自复位混凝土框架的构造

三向自复位钢筋混凝土框架的梁柱节点、柱脚节点与梁板连接均采用了自复位构造,以保证框架在两个水平方向和竖向的自复位能力。模型的恢复力由贯穿每个梁柱构件的无粘结预应力系统和柱脚橡胶约束提供。预应力筋与柱脚约束橡胶在试验全过程中保持弹性,为结构提供稳定可靠的弹性恢复力。

图7为自复位柱脚节点的构造。柱通过无粘结预应力筋与基础相连,预应力筋的锚固端内埋于基础中,张拉端位于柱顶。为了保护柱底与基础的接触界面,在柱底设置钢靴,并在基础中内埋钢板,以使柱脚接触界面形成钢材-钢材接触。柱内的纵筋焊接于钢靴内侧,保证柱内纵筋参与到接触界面的受力中。柱身与杯口基础的间隙中填充了橡胶,保护柱身,并为柱脚节点提供额外的约束。

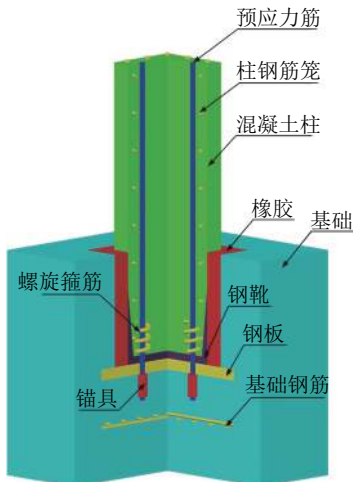


图 7 三向自复位柱脚节点构造

Fig. 7 Configuration of tri-axial self-centering column base joint

图8为自复位梁-柱-板连接的构造方式。水平向的无粘结预应力筋锚固于结构两侧的边柱上,贯穿两侧锚固点间的所有梁、柱构件。为了防止梁端接触界面混凝土的局部破坏,在梁端设置钢板,在柱身节点位置设置钢套管。在柱身设置牛腿,梁位于牛腿上方。牛腿不参与正常使用过程中梁端的受力,牛腿的存在一方面为了方便预制构件的拼装,一方面保证预应力丧失后梁仍能保持竖向承载力。

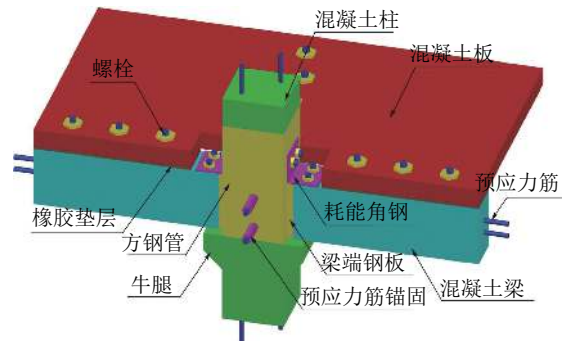


图 8 三向自复位梁柱板连接构造

Fig. 8 Configuration of tri-axial self-centering beam-column-slab connection

在结构所受的侧向力超过预压力所能提供的抗力后,结构梁-柱节点的接触界面张开,此时,自复位框架会发生水平方向的“扩张”。如果结构采用普通楼板,与梁紧密连接的楼板会阻碍接触界面的张开,同时接触界面的张开也会引起楼板的破坏。为了减少楼板对结构的约束作用,采用特殊的楼板构造如图9所示。楼板置于梁顶,通过螺栓与梁相连。螺栓杆内埋于梁内以形成有效的锚固。螺栓孔尺寸大于螺栓,螺栓孔与螺栓之间形成一定的间隙以允许梁板之间的相对变形。3 mm厚度的橡胶垫层置于梁与板之间,使楼板与梁分离。

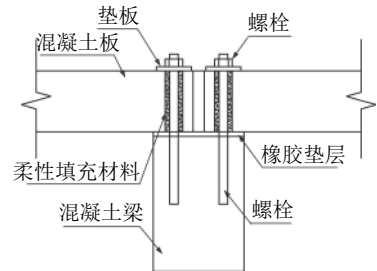


图 9 三向自复位梁板连接构造

Fig. 9 Configuration of tri-axial self-centering beam-slab connection

2.2 模型概况

模型的原型是1个3层框架,位于8度(0.2g)区,场地类别为2组III类。原型X向与Y向的尺寸分别为7 m与6 m,2个方向各有两跨。每层楼面的设计恒载取为5 kN/m²,活载取为2 kN/m²。模型的配筋满足《混凝土结构设计规范》与《建筑结构抗震规程》的要求。

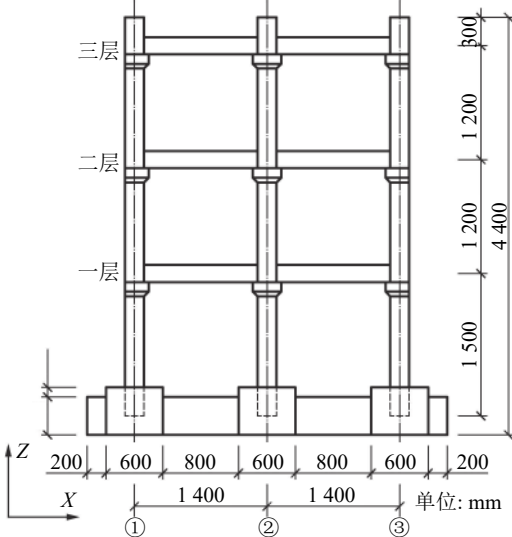
考虑到试验条件的限制,原型结构按照1:2.5的长度比尺缩尺为模型结构,模型的主要相似比见表1。模型的平、立面图见图10所示。模型柱的截面尺寸为200 mm×200 mm(宽×高),梁的截面尺寸为120 mm×180 mm,梁柱的截面尺寸详情与构造见图11所示。模型结构的自重为12.6 t,为了保证相似关系,在模型的

1、2、3层楼板上分别附加1.45、1.45与1.31 t的附加质量。

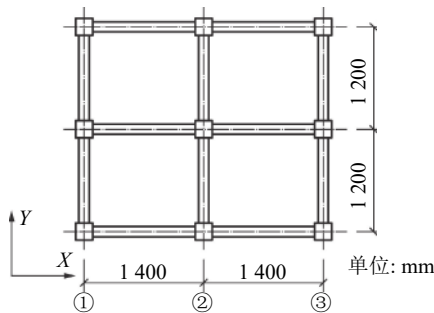
表1 模型主要相似比

Tab. 1 Main similitude factors of the test model

物理量	相似比
长度	0.4
时间	0.447
质量	0.08
应力与弹性模量	1
力	0.16



(a) 立面图



(b) 平面图

图10 试验结构平立面图

Fig. 10 Elevation and Plan layout of the test model

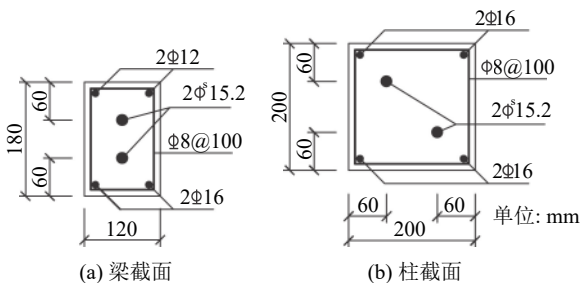


图11 模型梁柱截面布置面图

Fig. 11 Arrangement of beam and column section

模型采用与原型相同的材料,混凝土强度等级均为C40,实测混凝土的立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 与弹性模量 E_c 见表2。

表2 各楼层构件混凝土力学性能

Tab. 2 Mechanical property of different components in each floor

楼层	构件	$f_{cu,k}/\text{MPa}$	$E_c/(10^4\text{MPa})$
1层	梁、柱	40.6	3.02
	板	40.8	2.82
2层	梁、柱	37.2	2.84
	板	47.3	3.83
3层	梁、柱	44.0	3.02
	板	41.8	3.41

模型梁柱板内箍筋均采用HPB300,纵筋均采用HRB400,钢筋的屈服强度 f_y ,极限强度 f_u 与弹性模量 E_s 见表3所示。

表3 钢材力学性能

Tab. 3 Mechanical properties of rebars

直径/mm	牌号	f_y/MPa	f_u/MPa	$E_s/(10^5\text{MPa})$
8	HPB300	435	560	2.08
12	HRB400	505	655	2.09
16	HRB400	470	625	2.10

模型中所有钢绞线均采用 $f_{ptk}=1860\text{MPa}$,公称直径 $\varphi^s=15.2\text{mm}$ 的7股钢绞线。钢绞线实测极限强度为 1947MPa ,弹性模量为 $2.03\times 10^5\text{MPa}$ 。各层各构件内施加的预应力幅值 F_{pt} 见表4所示。

表4 各构件内预应力

Tab. 4 Post-tensioning force in each component

构件	楼层	F_{pt}/kN
梁	一层	65
	二层	53
	三层	28
柱	—	74

所有钢板与角钢均采用牌号为Q235的碳素结构钢。角钢的两肢通过10.9级M12高强螺栓分别与梁、柱相连,角钢的尺寸信息见图12。模型中所有橡胶的国际硬度均为45。

2.3 加载装置及加载制度

为了防止在加载过程中框架出现扭转,本试验采取两点施加相同位移的方式进行加载。水平荷载分配梁位于第3层牛腿的下方,分配梁一面与框架柱连接,一面与作动器连接,将两个作动器的荷载较为均匀地分配在3个框架柱上(图13)。采用位移逐级增加的方式进行加载,每级加载3圈。加载制度如表5所

示,其中7 mm幅值约为1/550加载位移角(加载幅值/作动器距柱底高度),对应于《建筑抗震设计规范》小震作用下框架结构层间位移角限值;71 mm幅值约为1/50加载位移角,对应于《建筑抗震设计规范》大震作用下的层间位移角限值,最终加载至190 mm,达到作动器行程极限,加载位移角为1/19。

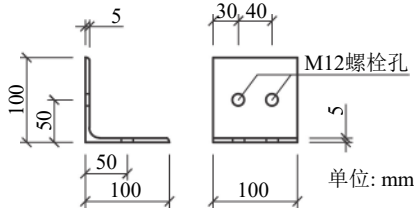


图 12 角钢尺寸

Fig. 12 Dimensions of the steel angle

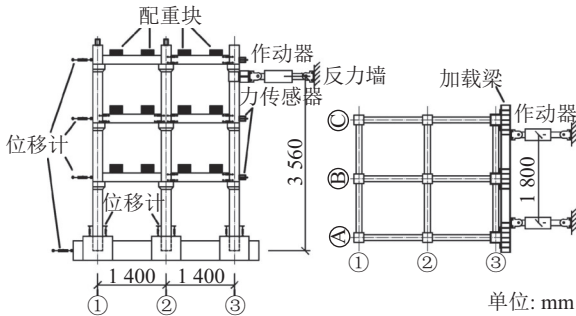


图 13 模型加载方式与测点布置

Fig. 13 Schematic of test setup and instrumentation

表 5 加载制度

Tab. 5 Loading protocol

工况	幅值	圈数	位移角
1	3	3	1/1 187
2	7	3	1/509
3	14	3	1/254
4	28	3	1/127
5	43	3	1/83
6	57	3	1/62
7	71	3	1/50
8	94	3	1/38
9	118	3	1/30
10	142	3	1/25
11	166	3	1/21
12	190	3	1/19

2.4 测量内容

试验中测量了试件的荷载、局部及整体位移以及预应力筋内力等。拉线式位移传感器用于测量结构的楼层位移,布置于每层的楼板位置。模型基础同样设置一个位移传感器以测量模型底部的滑移。模型B轴节点位置设置拉杆式位移传感器以测量梁端与柱脚的界面分离,布置位置见图13所示。模型的

1轴与A轴所有梁与位于A1、A2、B1轴的柱内的预应力筋上装有力传感器,在试验过程中监测预应力筋内力的变化。

3 试验结果及分析

3.1 试验现象与损伤状态

在工况4之前,模型并未观察到明显现象。在工况4加载到最大位移后,梁端接触界面观察到较为明显的张开。工况5加载过程中,梁端角钢附近混凝土保护层出现轻微的剥落。工况6,梁端钢板与梁混凝土交界处出现细微的裂缝。同时楼板位置也观察到了细微的裂缝。工况7模型达到了规范中框架罕遇地震下的层间位移角限值,但结构所受损伤仍然非常有限,其中损伤现象较为严重的节点如图14所示。



图 14 1/50加载位移角模型节点损伤情况

Fig. 14 Joint damage under 1/50 loading drift ratio

工况8(1/38加载位移角)底层柱截面受拉一侧出现弯曲裂缝,角钢螺栓位置的梁端混凝土出现裂缝。工况9(1/30加载位移角)结构一层个别中柱梁柱节点,梁端保护钢板与梁端分离,角钢螺栓位置的混凝土裂缝继续开展。工况10(1/25加载位移角),个别梁端角钢螺栓位置的裂缝急剧开展,梁端角钢一侧受拉时,变形集中在裂缝位置,梁柱接触界面闭合,耗能角钢退出工作。该工况下损伤较为严重的节点见图15所示。

随着加载幅值的进一步增加,至工况12有近半数梁端出现了上述损伤,少数节点出现了局部混凝土压碎,梁端纵筋被拉断等破坏现象。节点的损伤从上至下,从四角至中心逐渐增加,即模型的底层中柱节点损伤最严重而顶层角柱节点损伤最轻微(几乎没有损伤),这与梁端所受轴力的分布规律相一致,说明节点的损伤程度与梁内所受轴力成正相关。本试验中节点破坏主要原因是耗能角钢在大变形下承载力超出了梁内单侧纵筋的承载力,因而梁端在角钢一侧受拉时发生了弯曲破坏。而梁端的牛腿一侧,由于牛腿并未参与到梁端受力中,梁内纵筋及其与梁端钢板的连接并未受损,因此相对损伤较小。在模

型加载的全过程中,施加在模型上的荷载逐级增加,模型承载力并未出现下降。受限于加载设备的行程,无法继续增加位移,但可以认为1/19的加载位移角已经超出了建筑结构的变形能力需求,试验结果已经覆盖了建筑结构抗震性能研究所需的变形范围。最后一个工况完成后,模型变形与部分节点的破坏见图16所示。可以看出模型的损伤集中在梁端节点位置,其它位置的损伤很小。



图 15 1/25加载位移角模型节点损伤情况

Fig. 15 Joint damage under 1/25 loading drift ratio

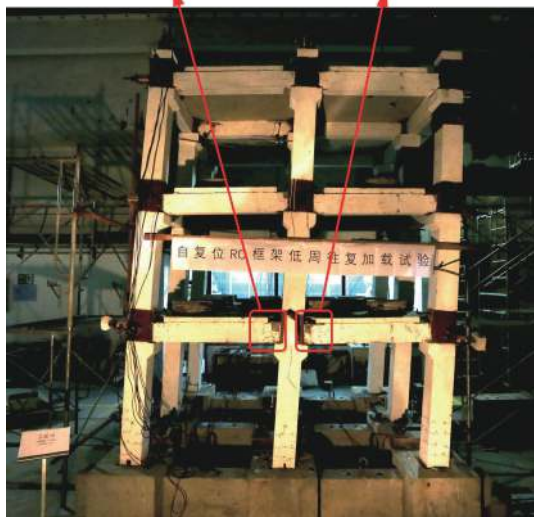


图 16 工况12最大位移处模型变形与损伤

Fig. 16 Model deformation and damage on maximum displacement of load case 12

为了确认梁内纵筋与柱脚节点的最终损伤与破坏状态,在试验结束后拆除模型的混凝土部分,梁端

与柱脚的状态见图17所示。发现梁端角钢一侧的纵筋被拉断,而牛腿一侧纵筋未被拉断。柱脚节点钢靴保持完好,未观察到明显的塑性变形。



(a) 柱脚节点

(b) 梁端节点

图 17 模型拆除混凝土后状态

Fig. 17 Damage condition after remove concrete part

3.2 变形模式

在结构变形过程中,构件的变形以刚体转动为主,因此各层的层间位移角始终接近。图18为各层当前加载级别下最大层间位移角 θ 、楼层位移比 θ/θ_{Rf} ,随本加载级别最大顶层位移 Δ_{Rf} 与顶层位移比 θ_{Rf} 的变化情况。其中顶层位移比 θ_{Rf} 为顶层位移 Δ_{Rf} 与顶层高度 H 的比值 Δ_{Rf}/H ,楼层位移比为各层的最大层间位移角 θ 与当前级别最大顶层位移比 θ_{Rf} 的比值 θ/θ_{Rf} 。从图中可以看出,各层的层间位移角随加载幅值的增加而增加,但结构的楼层位移比始终在1附近。这说明结构柱身的变形仅占结构总变形很小一部分。随着加载幅值的增加,模型的变形逐渐向一、二层集中,说明一层与二层柱身所受荷载与变形较大,这也与观察到的现象相一致。在最后一个工况下,模型一层与三层的最大层间位移角分别达到1/17与1/21,两者相差1/100。考虑到混凝土构件本身的受力特点,此时柱身的变形能力仍有较大的富余。

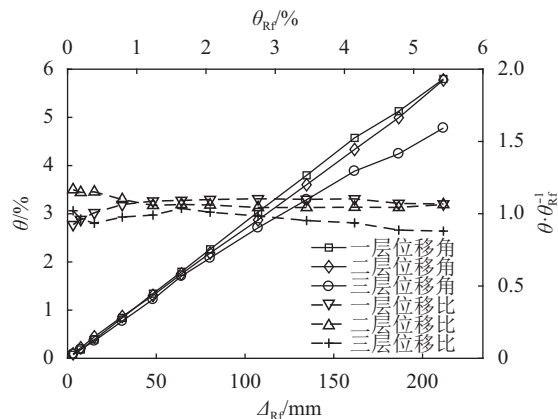


图 18 绝对与相对层间位移角与加载位移的关系

Fig. 18 Relationship between absolute or relative interstory drift ratio and loading displacement

3.3 滞回曲线与骨架曲线

图19为模型的顶层位移-基底剪力滞回曲线,其中顶层位移已扣除由基础滑移引起的位移。相比于普通混凝土框架,自复位框架的滞回曲线展现出了一定的旗帜形特征,但并不饱满,说明本结构虽然安装有角钢耗能器,但仍缺乏耗能能力。结构在大位移下的滞回环相较于小位移下更为明显,说明结构在位移幅值较大时开展了一定的塑性变形。图20为结构的顶层位移-基底剪力骨架曲线。从骨架曲线可以看出,模型在加载过程中刚度逐渐下降,但并无明显突变。模型在加载至1/19顶层位移比后,虽然骨架曲线仍在上升,但幅值很小,说明模型在1/19顶层位移比下已经非常接近其最大承载力。

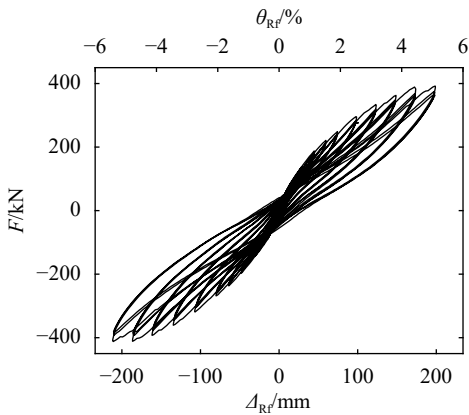


图 19 顶层位移-基底剪力滞回曲线

Fig. 19 Hysteretic curve between roof displacement and base shear

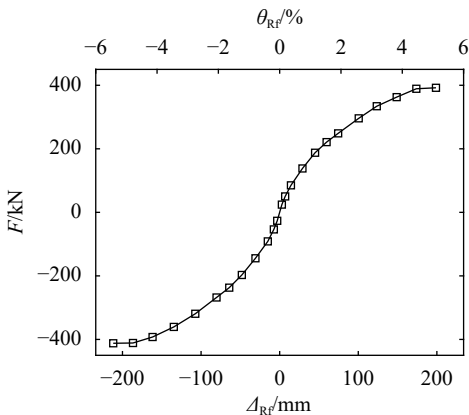


图 20 模型骨架曲线

Fig. 20 Skeleton curves of the model

3.4 刚度退化

本文采用割线刚度表征模型在反复加载过程中的等效刚度退化情况。为了消除加载初期由于作动器与模型连接间隙等情况造成的刚度偏差,以第二次循环加载后的割线刚度 K_i 为基准,对其余位移幅值下的割线刚度 K_{sec} 进行归一化处理(各位移幅值下

的割线刚度/初始刚度),归一化后模型的刚度退化随顶层位移的变化情况如图21所示。由图可见,试件的刚度退化较为平缓,位移幅值小时刚度退化较快,随着位移幅值的增加刚度退化渐趋平缓。在加载至1/50顶层位移比时,模型刚度减小到初始刚度的40%,在1/19顶层位移比时,模型的等效刚度减小至初始刚度的20%。

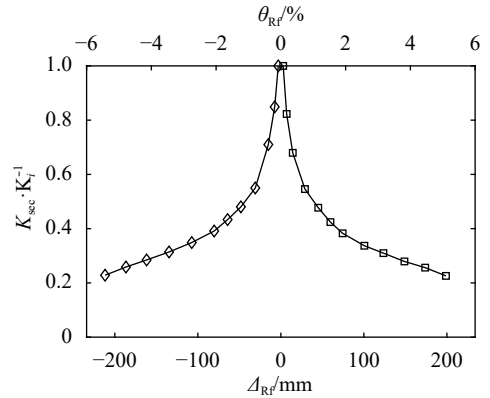


图 21 模型的刚度退化

Fig. 21 Stiffness degradation of the model

3.5 残余变形

相比于普通结构,自复位结构最大的特点即为残余变形小。本文将模型加载至当前工况最后一圈再卸载后的变形作为结构在当前加载级别下的残余变形。图22给出了结构的绝对与相对最大残余层间位移角随着加载幅值增加的变化情况。其中相对残余层间位移角为绝对残余层间位移角 θ_r 与本级最大层间位移角 θ 的比值。模型的绝对残余层间位移角随着加载幅值的增加而增加,在全部工况完成后,模型的最大残余层间位移角约为0.58%。根据文献[9]的研究结果,建筑结构在震后的残余变形小与0.5%是可以接受的。同时考虑到地震作用在达到最大作用后会逐渐减弱,建筑结构的最终残余变形通常会小于

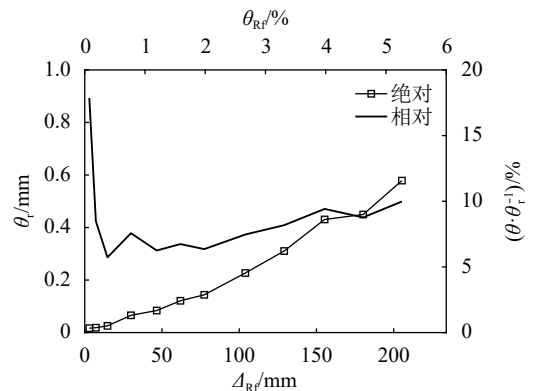


图 22 模型顶层位移与残余变形的关系

Fig. 22 Relationship between roof displacement and residual deformation

建筑最大位移下产生的残余变形,即“shake-down”现象^[10],可以认为该框架在地震作用下即使达到了1/17的层间位移角也不会产生不可接受的残余变形。除第一工况外(由于作动器与模型的状态及两者的连接并非理想情况,其所造成的误差导致计算结果偏大),模型的相对残余变形在第七工况前稳定在5%左右,在第七工况后开始逐渐增加,最后一个工况加载结束后,模型的相对残余位移角略小于10%。

4 结 论

作者首先总结与分析了已有的自复位混凝土框架的研究成果,提出了自复位混凝土框架节点的关键构造。通过拟静力试验研究了三向自复位混凝土框架结构的变形模式、变形能力、损伤机理与破坏模式。研究结果表明:

1) 三向自复位混凝土框架结构的变形能力极强,在规范大震层间位移角限值(1/50)下损伤很小,在达到1/17层间位移角时承载力依然没有出现下降。结构的变形能力完全可以满足建筑结构在地震作用下的变形需求。

2) 结构的损伤集中在梁柱节点的梁端部分,破坏模式为梁端在角钢作用下的弯曲破坏,表现为梁端临近角钢的纵筋被拉断以及混凝土保护层剥落。同时节点的损伤与梁内轴力相关,梁内轴力大的节点损伤更严重。

3) 结构耗能能力较为欠缺,由于梁端的弯曲破坏使得相当一部分角钢耗能器在结构位移较大时退出工作。在进一步的研究工作中,应改善自复位节点区域的承载力分配,并适当增加耗能措施。

4) 结构的残余变形随最大层间位移角的增加而增加,但幅值很小。考虑到实际地震作用与静力试验的区别,在达到1/17最大层间位移角时,其残余变形应处于可接受范围。

5) 自复位混凝土框架结构的节点和整体设计方法及其控制指标等,还在研究中。

参考文献:

- [1] Lu X,Cui Y,Liu J,et al.Shaking table test and numerical simulation of a 1/2-scale self-centering reinforced concrete frame[J].*Earthquake Engineering & Structural Dynamics*,2015,44(12):1899-1917.
- [2] Cui Y,Lu X,Jiang C.Experimental investigation of tri-axial self-centering reinforced concrete frame structures through

shaking table tests[J].*Engineering Structures*,2017,132:684-694.

- [3] Cheok G S,Stone W C.Performance of 1/3-scale model precast concrete beam-column Connections subjected to cyclic inelastic loads Report No.3.[R].Gaithersburg,US National Institute of Standards and Technology; 1993. DOI:10.6028/nist.ir.5246.
- [4] Cheok G S,Stone W C.Performance of 1/3-scale model precast concrete Beam-column Connections Subjected to Cyclic Inelastic Loads:Report No.4 [R].Gaithersburg,A: US National Institute of Standards and Technology; 1994.DOI:10.6028/nist.ir.5436
- [5] Priestley M J N,Macrase G A.Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons[J].*PCI journal*,1996,41(1):64-81.
- [6] Solberg K,Dhakar R P,Bradley B,et al.Seismic performance of damage-protected beam-column joints[J].*Aci Structural Journal*,2008,105(2):205-214.
- [7] Morgen B,Kurama Y.A friction damper for post-tensioned precast concrete beam-to-column joints[J].*PCI J Journal*,2004,49(4):112-133.
- [8] Song L L,Guo T,Gu Y,et al.Experimental study of a self-centering prestressed concrete frame subassembly[J].*Engineering Structures*,2015,88:176-188.
- [9] McCormick J,Aburano H,Ikenaga M,et al.Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements[C]//Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.2008:12-17.
- [10] MacRae G A,Kawashima K.Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators[J].*Earthquake Engineering & Structural Dynamics*,1997,26(7):701-716.



吕西林,男,1984年同济大学工学博士。1992年同济大学结构工程专业教授。1994年国家教育部“跨世纪优秀人才培养计划”入选者;1996年“国家百千万人才工程”第一、二层首批入选者;1998年上海市“优秀学科带头人培养计划”入选者;2000年获国家杰出青年科学基金;2001年评选为教育部“长江学者奖励计划”特聘教授。2017年获美国土木工程师学会“纽马克”奖。二十多年来一直从事结构抗震、钢筋混凝土结构基本理论及高层建筑结构研究,先后主持了60多项国家及省部级重要科技项目和重大工程。主编技术标准5本,参编5本,专著8本。获得国家及省部级科技奖29项,获专利52项,在国内外学术期刊发表论文400多篇,被SCI、EI及ISTP等收录198多篇(次),被引达13 980次。

(编辑 黄小川)

引用格式: Lu Xilin,Jiang Chun,Lu Xu.Tri-axial self-centering reinforced concrete frame and its quasi-static test[J].*Advanced Engineering Sciences*,2018,50(3):73-81.[吕西林,姜淳,卢煦.自复位钢筋混凝土框架结构及其拟静力试验[J].*工程科学与技术*,2018,50(3):73-81.]