

装配整体式浆锚插筋及钢板箍连接柱试验研究

张兴虎^{1,2}, 应一辉¹, 潘树宾³, 姜维山¹, 李青宁^{1,2}

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西部建筑科技国家重点实验室(筹), 陕西 西安 710055;
3. 隆基泰和有限公司, 河北 高碑店 074000)

摘要:为了研究装配整体式浆锚插筋及钢板箍连接柱的抗震性能,设计2根装配式连接柱与2根现浇柱足尺模型并进行了低周反复试验,对装配式连接柱与现浇柱的破坏机理、破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、变形、耗能能力和延性进行了分析;研究了轴压比、钢板箍对装配式连接柱抗震性能的影响。试验表明装配式连接柱的破坏机理与形态和现浇柱有较大的区别,塑性铰区的发展方向完全相反;轴压比是装配式连接柱的延性系数主要影响因素之一,轴压比越小延性系数越大,反之亦然;钢板箍在高轴压比的情况下,更能提高柱子的抗震效果。

关键词:装配整体式;浆锚插筋;钢板箍;高强复合螺旋箍筋;抗震性能

中图分类号: TU375; TU317+.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2012)03-0310-08

随着建筑行业的高速发展,现有的大规模现浇形式的建筑施工,耗费大量的人力、物力、污染环境等因素与节能环保的科学发展趋势日益不符,因此建筑工业化已成为必然的趋势;所谓建筑工业化,就是以工业化的生产方式生产建造工业和民用建筑^[1]。装配整体式建筑正是在这种背景下提出和发展起来的,我国早在六七十年代就已经开始发展装配式建筑,采用大多是前苏联的技术,经过唐山大地震后所表现出抗震效果不理想而一直没有大力发展;随着建筑技术及理论不断发展,装配式建筑的连接形式也在不断的改进,并取得了较大的进步;同时装配整体式建筑作为未来建筑工业化发展的方向之一,已在欧美及日本等发达国家得到了较好的应用和验证^[2,3]。装配整体式结构柱子与柱子的连接,常用形式一般有浆锚连接、榫式连接、插入式等几种连接形式,本文采用的是浆锚连接形式并称之为装配式连接柱;为提高装配式连接柱的抗震性能,我们采用高强复合螺旋箍筋和连接部外包钢板箍等措施来改善装配式连接柱的抗震性能。

1 试件设计与制作

1.1 试件设计

本次试验试件采用的是1:1足尺模型,试件的连接形式为浆锚插筋连接,并在连接部外包钢板箍加强连接柱的整体性。通过施加大小不同的轴压力来实现柱子的大偏心和小偏心破坏;在相同轴压比下对比装配式连接柱与现浇柱的抗震性能。根据《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010与《钢筋混凝土装配整体式框架节点与连接设计规程》CECS 43:92的相关要求^[4],试件设计参数^[5-7]包括(见图1):

(1) 试验采用悬臂加载,柱截面为400 mm×400 mm;形状为“L”。

(2) 试件的剪跨比为4.5,长细比为9。

(3) 装配式连接柱连接形式为浆锚插筋连接,连接部位采用外包钢板箍,浆锚插筋为22,钢板箍为Q235,厚3.8 mm,高760 mm。

(4) 装配式连接柱分为上下柱两部分,上柱1600 mm,下柱400 mm。

(5) 混凝土强度设计等级为C40。

收稿日期:2011-12-16 修改稿日期:2012-05-03

作者简介:张兴虎(1956-),男,陕西凤翔人,教授级高级工程师,主要从事工程结构抗震理论与试验研究。

表 1 试件的主要试验参数
Tab.1 Major parameters of specimens

Specimen number	f_{ck}/MPa	Shear span ratio λ	Stirrup				Axial pressure ratio n		Longitudinal reinforcement	
			f_y	$d@s$	$\rho_v/\%$	λ_v	n_0	n_d	Reinforcement	$\rho_s/\%$
C-01	29.27	4.5	1 100	$\phi 5@50$	0.785	0.32	0.18	0.3	8 $\Phi 22$	1.9
C-02	29.27	4.5	1 100	$\phi 5@50$	0.785	0.32	0.55	0.92	8 $\Phi 22$	1.9
PSCC-01	29.27	4.5	1 100	$\phi 5@50$	0.785	0.32	0.18	0.3	8 $\Phi 22$	1.9
PSCC-02	29.27	4.5	1 100	$\phi 5@50$	0.785	0.32	0.55	0.92	8 $\Phi 22$	1.9

注:C表示现浇高强螺旋箍筋柱;PSCC表示装配整体式浆锚插筋及钢板箍连接柱; f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值; f_y 为箍筋屈服强度; d 和 s 分别为箍筋直径和间距; $\lambda_v = \rho_v f_y / f_c$ 且 ρ_v 为箍筋的体积配箍率; n_0 和 n_d 分别为试验轴压比与设计轴压比。

1.2 试件制作

试件分为上、下柱两部分,分别进行预制,试件配筋及局部构造详图见图 1,箍筋采用高强钢筋,箍筋形式为复合螺旋箍筋;浆锚插筋形式为下柱插入上柱(插筋形式出于试验考虑,实际工程也可改为上柱插下柱),浆锚插筋与下柱一起进行浇注,通过对浆锚插筋进行特殊支模,以确保浆锚插筋位置的精确(见图 2)。

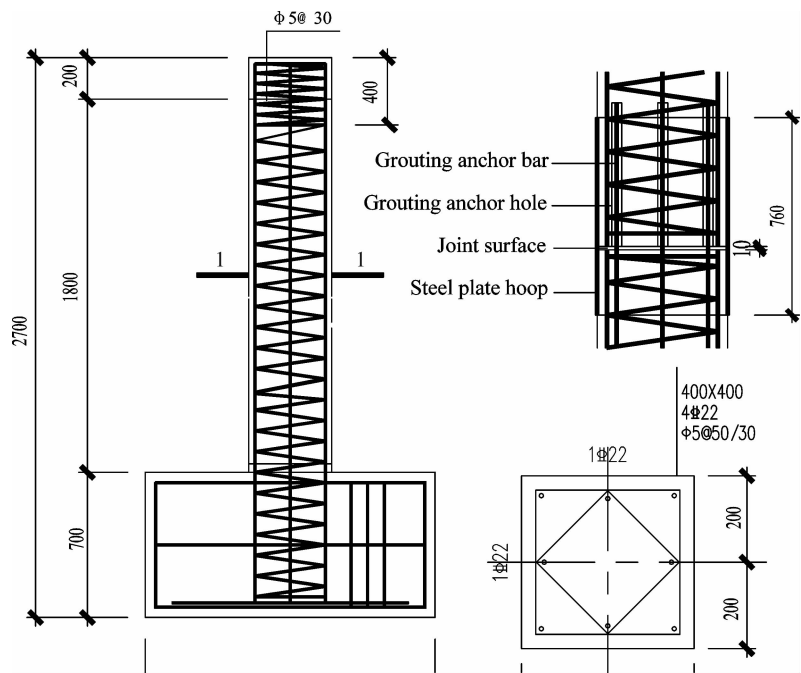


图 1 试件配筋及局部构造详图(单位:mm)
Fig.1 Specimen reinforcement and structural details (Unit:mm)

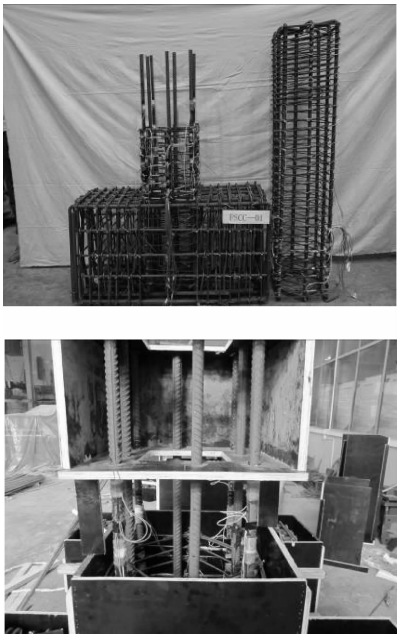


图 2 试件钢筋骨架及局部支模
Fig.2 Specimens of steel skeleton and local formwork

1.3 材料力学性能

纵筋全部采用 HRB400 热轧钢筋,箍筋为直径 5 mm 的高强钢筋,钢板箍为普通 3.8 mm 厚的 Q235 级,混凝土设计强度等级为 C40,试件采用商品混凝土一次浇筑,并预留 3 组 150 mm×150 mm×150 mm 的标准立方体试块,以同条件养护 28d,测得立方体抗压强度平均值 43.76 MPa,由立方体抗压强可求得轴心抗压强度;浆锚插筋及外包钢板箍所用灌浆料为 CGM 高强度无收缩灌浆料,根据《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448—2008 规定,预留 3 组共 9 个 40 mm×40 mm×160 mm 棱柱体试块,对灌浆料 1d 和 3d 的抗压强度进行检测,具体材料物理力学性能见表 2。

2 试验方法和测试内容加载制度

2.1 加载装置

试验是在西安建筑科技大学结构与抗震实验室拟静力试验装置上进行,试件下部用压梁固定,柱顶部由 500 t 液压千斤顶施加竖向荷载,水平荷载由 100 t 作用力的 MTS 作动器施加(见图 3),试验数据通过 TDS630 数据采集仪采集。

2.2 加载制度

本次试验为拟静力低周反复加载。首先由柱顶千斤顶施加竖向荷载,再由水平作动器施加水平荷载。试验根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ01-96)采用荷载与位移混合加载方式,构件屈服前采用荷载加载,每 4t 为一个加载级别,构件屈服后采用位移加载,以构件屈服时的最大位移为加载级别,并以该级别的倍数为极差进行控制加载,试件屈服前每级别反复循环加载一次,屈服后每级别反复循环加载三次(见图 4)。

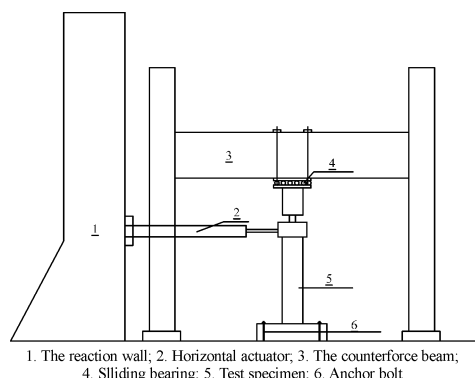


图 3 试验加载装置图
Fig. 3 Loading equipment of specimen

Type	Diameter (thickness)/mm	Tensile strength f_y /MPa	Type	Compressive strength/MPa
HRB400	22	480	C40	29.27
高强钢筋	5	1 175	CGM(1d)	28.4
Q235	3.8	320	CGM(3d)	43.6

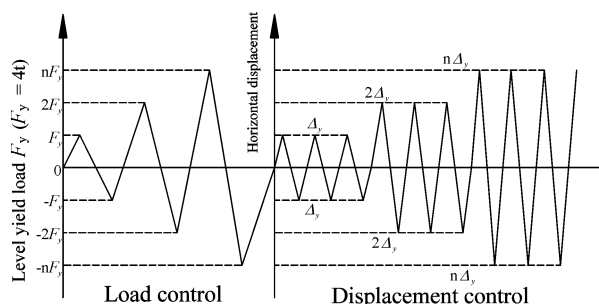


图 4 试件加载控制方案
Fig. 4 Scheme of load control for specimens

3 试件破坏形态

试件 C-01、PSCC-01 在小轴压下发生大偏心破坏,通过实测纵筋应变可发现,加载到屈服荷载时受拉区纵筋屈服,而受压区钢筋并未达到屈服。继续加载至试件的极限荷载,受拉区受压区钢筋都达到屈服;柱 C-01 在垂直于加载方向面出现弯曲裂缝并伴随着混凝土压碎,平行于作用力方向面出现剪切裂缝(见图 5a);装配式连接柱 PSCC-01 外部钢板箍无明显变化,在剥去钢板箍后发现钢板箍与柱子粘结的灌浆料并未完全破坏,仅连接柱下柱部分混凝土与灌浆料压碎露出部分箍筋,连接柱上柱几乎没有破坏(见图 5d),说明灌浆料的粘结性能良好。

在高轴压下现浇柱 C-02 根部向上大约 450 mm 范围内混凝土保护层全部压碎,箍筋及纵筋全部露出,但未出现普通箍筋柱的那种钢筋压屈现象(见图 5b);螺旋箍筋对核心区混凝土良好约束作用,使核心区混凝土无法压碎崩出提高柱子的延性;连接柱 PSCC-02 下柱部分钢板箍鼓胀变形,使整个钢板箍呈现喇叭裙状;剥开钢板箍后发现灌浆料基本完全破坏,箍筋及纵筋全部露出,部分插筋露出;在柱结合部出现明显的颈缩现象(见图 5f),这是由于在柱结合部受力钢筋位置发生变化和缺少箍筋等因素造成的。

装配式连接柱 PSCC-01、PSCC-02 在不同轴压比下的破坏有一些共同点,都是在柱结合部开始先破坏形成塑性铰,且塑性铰区都是向下发展。通过试件的实测应变可知首先都是在结合部位置的纵筋达到屈服应变,箍筋应变也相对于柱 C-01、C-02 的箍筋应变要高,PSCC-02 结合部处钢板箍达到屈服,说明钢板箍充分参与工作。

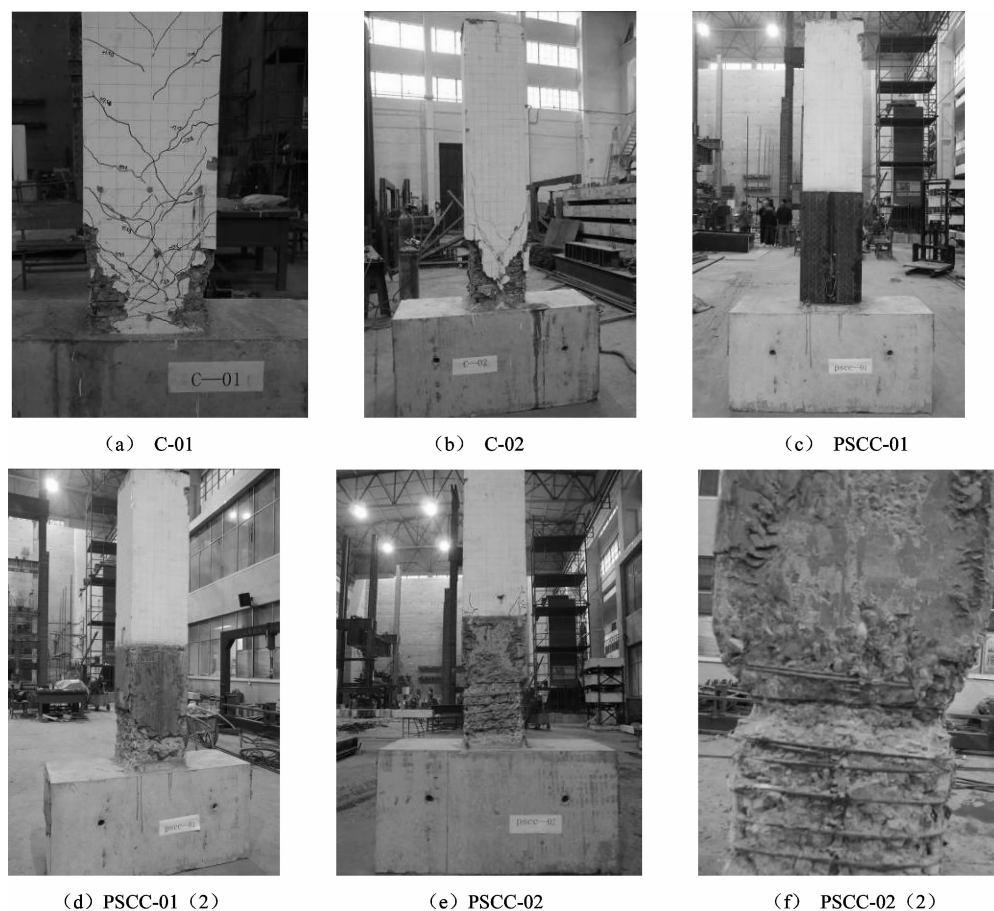


图5 试件破坏示形态

Fig. 5 Failure form of specimens

4 试验结果分析

4.1 滞回曲线

根据试验测得试件的滞回曲线如图6所示,比较各滞回曲线具有以下特点:

- (1) 在低轴压下试件的初始刚度相对较小,下降段较为平缓,耗能及延性较好.
- (2) 柱 C-01 滞回曲线呈梭形,下降段极为平缓,表明了高强螺旋箍筋对混凝土柱的延性及抗震耗能都有良好效果.
- (3) 柱 PSCC-01 滞回曲线有捏缩,荷载增加不大却有较大的位移表明存在粘结滑移,这是由于连接部在柱根部向上 400 mm,塑性铰区又是由结合部向下发展,因此试件的粘结滑移较大,同时钢板箍与连接柱之间的粘结失效,也加大了滑移量.
- (4) 在高轴压下试件的初始刚度相对较大,相对于柱 C-01、PSCC-01 下降段较陡,延性也相对较差.
- (5) 柱 C-02 滞回曲线基本呈梭形,滞回环比较丰满,耗能较好.
- (6) 柱 PSCC-02 的骨架曲线与柱 C-02 基本相似,滞回曲线形式也基本一致.但 PSCC-02 的滞回曲线上有一个明显的捏缩凹环,这是由于钢板箍与混凝土柱之间的粘结灌浆料与混凝土骨料破坏,使柱与钢板箍之间出现粘结滑移,但因为钢板箍的约束作用,这些破坏的骨料无法剥落完全退出工作,因此在柱子到达一定位移后,钢板箍又通过这些无法退出工作的骨料参与工作,故滞回曲线上的捏缩凹环仅在推拉荷载较小时位移较大的反向循环前期出现.
- (7) 柱 C-02、PSCC-02 推拉方向的极限荷载相差较大,通过试验后观测为两侧的保护层相差较大所引起的.

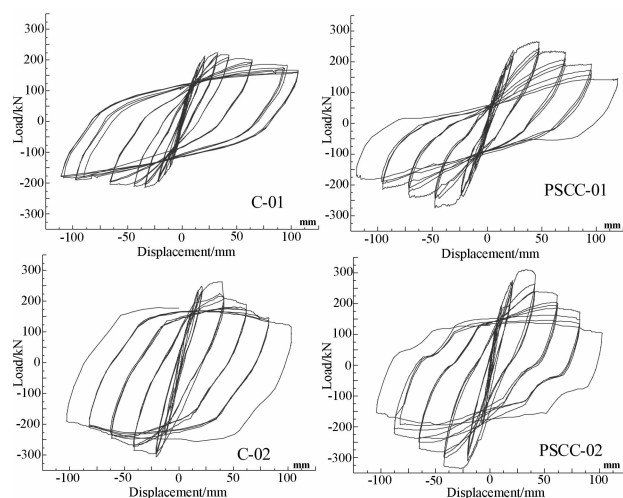


图 6 试件滞回曲线图

Fig. 6 Hysteresis curve of specimens

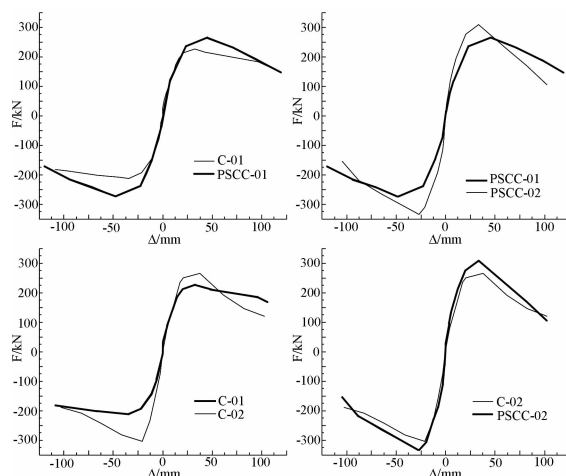


图 7 试件骨架曲线对比图

Fig. 7 Skeleton curve of specimens

4.2 骨架曲线

通过试件滞回曲线绘制出骨架曲线(见图 7),以下为骨架曲线对比情况:

(1) 试件 C-01、PSCC-01 都有明显的屈服点和极限荷载点,在试件屈服后刚度退化明显,C-01 下降段平缓。

(2) 试件 C-02、PSCC-02 承载能力在达到峰值后,下降较为明显。

4.3 位移延性

4.3.1 位移延性系数 μ 的确定

通过试件的滞回曲线做正、反方向 P- Δ 骨架曲线,取水平峰值荷载下降 15% 时对应的水平位移作为极限位移,按能量等效法确定屈服位移;位移延性系数 μ 取骨架曲线正、反两个方向的平均位移: $\mu = (|\Delta_{+u}| + |\Delta_{-u}|) / (|\Delta_{+y}| + |\Delta_{-y}|)$ 。试件的位移延性系数和极限位移转角见表 3。

表 3 试件延性系数

Tab. 3 Ductility factor of specimens

Specimen number	Cracking load P_{cr} /kN	Yield load P_y /kN	Ultimate load P_{max} /kN	Ultimate displacement angle θ	Displacement ductility factor μ
C-01	+100kN/-100kN	+195.86kN/-181.64kN	+224.43kN/-213.35kN	1/20	5.45
C-02	+200kN/-200kN	+244.24kN/-266.44kN	+265.5kN/-306.03kN	1/33	2.88
PSCC-01	—	+237.27kN/-241.33kN	+264.34kN/-274.61kN	1/25	3.11
PSCC-02	—	+266.38kN/-275.68kN	+309.14kN/-328.75kN	1/33	2.85

注:位移延性系数 $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$, 极限位移转角 $\theta = \frac{\Delta_u}{H}$; Δ_u 为试件的极限位移 Δ_y 为试件的屈服位移 H 为试件高度。

4.3.2 影响位移延性系数的因素

轴压比是影响柱延性的主要因素,轴压比越高延性系数越小,通过试件骨架曲线(见图 7)相互对比,可见随着竖向荷载的增大刚度退化也越快,骨架曲线下降段越陡。现浇柱 C-01、C-02 比装配式连接柱 PSCC-01、PSCC-02 的极限荷载明显要低,装配式连接柱的延性系数明显要比现浇柱的延性系数要低,但在较高轴压下二者的这一差值在不断减小。

配箍特征值、箍筋形式等都对柱的延性系数有较大的影响,试件通过采用复合螺旋箍筋的配箍形式来提高柱的延性和抗震性能;我国《混凝土结构设计规范 2010》对于复合螺旋箍筋柱的最小配箍特征值要求要比普通箍筋柱的最小配箍特征值小 0.02 的规定^[6]也说明了采用复合螺旋箍筋更有利于提高柱

的抗震性能。

4.4 耗能能力分析

从图8可以看出,现浇柱 C-01、C-02 和装配式 PSCC-01、PSCC-02 在相同轴压下的等效粘滞阻尼系数变化规律基本一致;C-01 的粘滞阻尼系数在位移加载前期和 PSCC-01 基本重合,在位移加载后期 PSCC-01 的滞回曲线出现明显的捏缩现象(见图6),因此粘滞阻尼系数 h_e 要比 C-01 低一些,这也说明在位移加载的后期 C-01 的滞回环更加饱满。

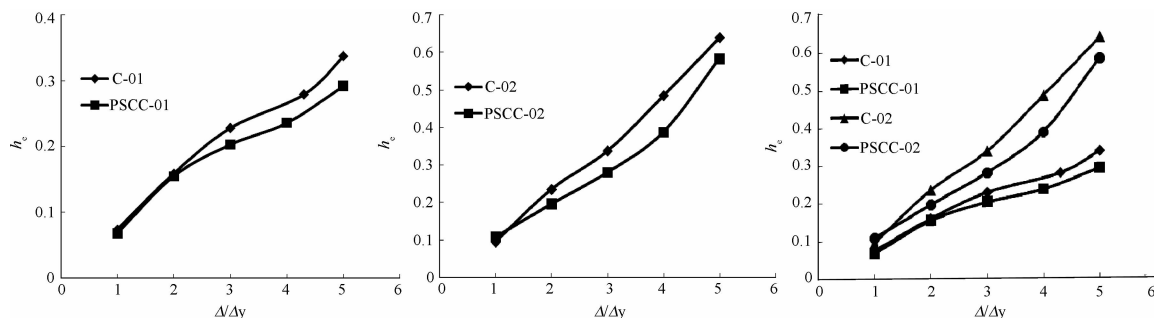


图8 试件等效粘滞阻尼系数变化图

Fig. 8 The equivalent viscous damping of specimens changing with Δ/Δ_y

试件 C-02 仅在位移循环开始时比试件 PSCC-02 的等效粘滞阻尼系数略低,在随后的位移循环过程中都要比 PSCC-02 的等效粘滞阻尼系数要高,PSCC-02 的滞回曲线在位移加载出现明显的一段捏缩凹环,是造成 PSCC-02 等效粘滞阻尼系数低的原因之一. 现浇柱比装配式连接柱的粘滞阻尼系数普遍要高,滞回环更加饱满,装配式连接柱都有不同程度的捏缩现象,造成这种现象的原因有多种,施工质量是其中一个重要影响因素;在高轴压下试件的等效粘滞阻尼系数与位移延性关系的曲线斜率^[9,10]要比在低轴压下的更大,说明在高轴压下的滞回环更为饱满。

4.5 钢板箍及螺旋箍筋的影响

通过实测装配式连接柱箍筋与现浇柱箍筋应变相互对比可发现,高强螺旋箍筋都没有达到屈服,但随着轴压比的增大高强螺旋箍筋更能发挥高强钢筋的高强特性,装配式连接柱在靠近连接部的箍筋应变相对柱根部等其他位置箍筋的应变更大,特别是在高轴压下这种现象更为明显(见图9,10),说明在连接部高强螺旋箍筋更充分发挥高强箍筋的性能,对混凝土的约束力更大。

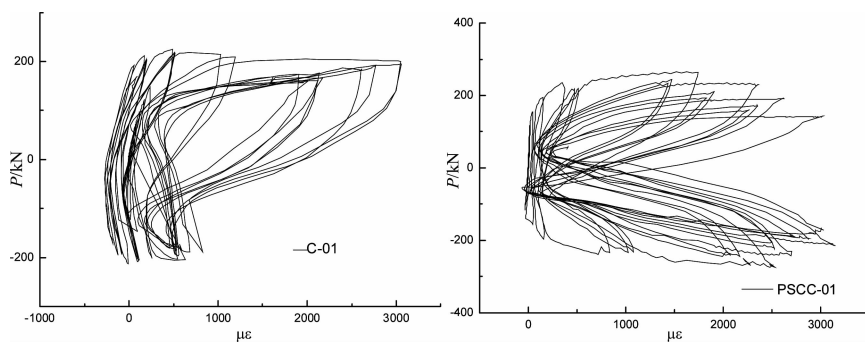


图9 箍筋荷载-应变

Fig. 9 Stirrup load - strain

通过对比装配式连接柱与现浇筑的屈服荷载和极限

荷载(见表2),发现在不同轴压比下外包钢板箍装配式连接柱相比现浇柱的屈服和极限荷载有着不同程度的影响(设计轴压比0.3时,屈服荷载提高了41.41 kN/59.69 kN,极限荷载提高了39.91 kN/61.26 kN;设计轴压比0.92时,屈服荷载提高了22.14 kN/9.24 kN,极限荷载提高了29.45 kN/22.72 kN),尤其是在小轴压比下,这种影响更为明显。

在对钢板箍的应变分析后发现,钢板箍在低轴压下没有发生屈服,而在高轴压下却发生屈服,说明在高轴压下更能充分发挥钢板箍的作用(见图11);钢板箍的屈服为环向方向屈服,而不是轴向方向的屈服,说明钢板箍不是被压屈或者拉屈;在高轴压下柱混凝土被压碎,但由于钢板箍的约束作用使破碎

的混凝土不能剥落退出工作,充分发挥了钢板箍对柱子的约束效果,提高了柱的抗震性能。

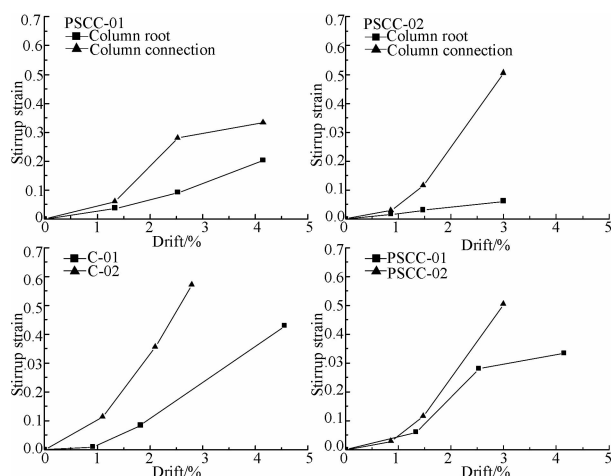


图10 箍筋应变

Fig. 10 Stirrup strain

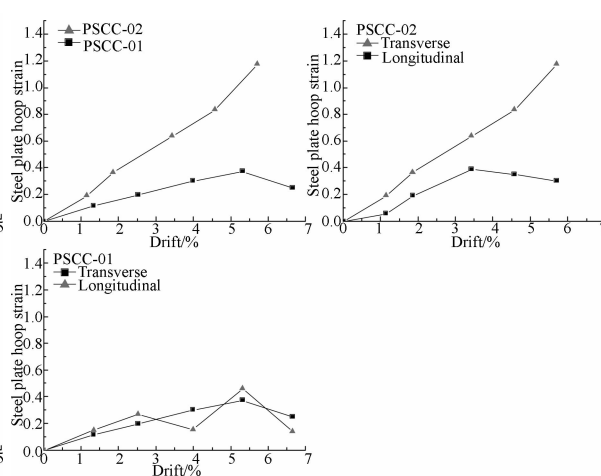


图11 钢板箍应变

Fig. 11 Steel plate hoop strain

5 结论

通过对足尺装配式浆锚插筋及钢板箍连接柱抗震性能试验,对试验现象和测试结果进行了分析和研究,结论如下:

(1) 在轴压比较小的情况下装配式连接柱的延性明显比现浇柱的延性要低. 在轴压比较大的情况下装配式连接柱的延性与现浇柱的延性基本一致。

(2) 装配式连接柱由于连接部外部有外包钢板箍约束,又采用下柱插入上柱连接,下柱根部配筋率相当于增加了一倍,其极限荷载较现浇柱的极限荷载有着明显的提高。

(3) 剥开钢板箍从试件的破坏形态来看,装配式连接柱的破坏形态与现浇柱的形态有所不同;现浇柱先从柱根部破坏形成塑性铰,塑性铰区由下向上发展;装配式连接柱先从连接部形成塑性铰,塑性铰区由连接部向下发展;造成这种不同的根本原因是由于装配式连接柱的浆锚插筋柱根部配筋率要比连接部增加了一倍。

(4) 通过对剥开钢板箍后的破坏形态(见图5 PSCC-02(2))分析,在结合面上配置一道箍筋效果会更好。

(5) 工程施工时宜把连接部设在梁柱节点上 800~1 000 mm,方便施工和避免连接部出现或接近弯矩最大部不利于抗震。

参考文献 References

- [1] 张林振. 预制预应力混凝土框架结构抗震设计有关问题研究[D]. 南京:东南大学, 2006.
ZHANG Lin-zhen. Precast prestressed concrete frame structure seismic design related problems [D]. Nanjing: Southeast University, 2006.
- [2] KUTTAB A, DOUGILLI J W. Grouted and dowelled jointed precast concrete columns; behaviour in combined bending and compression[J]. Magazine of Concrete Research, 1988,40(144):131-142.
- [3] ZHENG L X. Grouted precast concrete column connections under reversed cyclic bending and compression[J]. ACI structural journal, 1996,93(3).
- [4] 钢筋混凝土装配整体式框架节点与连接设计规程 CECS 43:92[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1992.
Specification for quality control of concrete and precast concrete components CECS 43: 92 [S]. Beijing:China Building Industry Press, 1992.
- [5] 吕西林, 张国军, 陈绍林. 高轴压比高强混凝土足尺框架柱抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2009(3):20-26.
LÜ Xi-lin, ZHANG Guo-jun, CHEN Shao-lin. High axial compression ratio of high strength concrete frame col-

- umns in seismic performance study [J]. Journal of building structures, 2009 (3): 20-26.
- [6] 阎石,肖潇,张曰果,等. 高强钢筋约束混凝土矩形柱的抗震性能试验研究[J]. 沈阳建筑大学学报:自然科学版, 2006(1):7-10.
- YAN Shi, XIAO Xiao, ZHANG Yue-guo, et al. High strength reinforced confined rectangular concrete columns seismic behavior experimental study [J]. Journal of Shenyang Construction University: Natural Science Edition, 2006 (1): 7-10.
- [7] 张国军,吕西林,白国良. 周期反复荷载作用下高轴压比框架柱抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2005(6):70-75.
- ZHANG Guo-jun, LÜ Xi-lin, BAI Guo-liang. Under cyclic loading frame columns with high axial load ratio seismic performance experimental study [J]. Earthquake engineering and engineering vibration, 2005 (6): 70-75.
- [8] 混凝土结构设计规范 GB 50010-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- Code for design of concrete structures GB 50010-2010[S]. Beijing:China Building Industry Press, 2010.
- [9] 邓艳青. HRB500 钢筋混凝土柱的抗震性能试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2010.
- DENG Yan-qing. HRB500 reinforced concrete columns seismic behavior experimental study [D]. Chongqing: Chongqing University, 2010.
- [10] 关柱良. CRB550 级钢筋约束混凝土柱抗震性能研究[D]. 广州:华南理工大学,2011.
- GUAN Zhu-liang. CRB550 reinforced concrete columns seismic performance study [D]. Guangzhou:South China University of Technology, 2011.
- [11] 徐培蓁,聂瑞锋,叶列平. 方钢管混凝土柱塑性变形性能的试验研究[J]. 西安:西安建筑科技大学学报:自然科学版, 2011,43(5):609-614.
- XU Pei-zhen, NIE Rui-feng, YE Lie-ping. Experimental study on seismic behavior of concrete filled square steel tubular columns to low-cycle reversed horizontal load. [J]. Xi'an:J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.:Natural Science Edition, 2011,43(5):609-614.

Experimental study of precast concrete components slurry anchor inserted steel reinforcement and steel plate hoop connecting column

ZHANG Xing-hu^{1,2}, YING Yi-hui¹, PAN Shu-bin³, JIANG Wei-shan¹, LI Qing-ning^{1,2}

(1. Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China(XAUAT), Xi'an 710055, China;

3. Longji Taihe Limited, Gaobeidian 074000, China)

Abstract: In order to study the seismic behavior of the assembled integral type slurry anchor inserted steel reinforcement and steel plate hoop connecting column, 2 assembled connecting columns and 2 cast-in-place column models and the low cyclic loading are designed and tested. The assembly connecting the column and a cast-in-place column failure mechanism, failure pattern, hysteresis curves, skeleton curves, deformation, energy dissipation capacity and ductility are also analyzed together with the study of axial compression ratio, steel plate hoop for assembling connecting column seismic performance. Experiments show that the assembly type connecting column failure mechanism and morphology and cast-in-situ concrete column have a big difference, and the plastic hinge zone develops in different directions. Axial compression ratio is assembled connecting column ductility coefficient as one of main influencing factors. The axial compression ratio is small and so is the ductility coefficient. The steel plate hoop in high shaft pressure ratio of the case can also improve the seismic effect.

Key words: *assembly integral; slurry anchor dowel bar; steel plate hoop; high strength composite spiral hoop; seismic performance*