

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202108007



不同轴压比装配式 RC 圆柱 抗震性能分析

刘伊衔, 曾志兴, 余文茂

(华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021)

摘要: 为研究轴压比对装配式全灌浆套筒连接高强混凝土圆柱抗震性能的影响,采用有限元软件 ABAQUS 建立装配式钢筋混凝土(RC)圆柱的数值分析模型,并进行验证.在试验参数的基础上,扩大数值模型轴压比的取值范围,研究轴压比对装配式 RC 圆柱的承载能力、刚度退化及延性性能等抗震性能指标的影响规律.结果表明:模拟得到的破坏形态、骨架曲线与试验结果基本吻合,且精度较高;当轴压比由 0.20 增至 0.90 时,试件的屈服荷载、峰值荷载均随轴压比增大而增大,延性性能反而降低,试件的极限位移由 67.50 mm 减少至 31.76 mm,降低约 53%;当轴压比大于 0.90 时,试件的承载能力、延性性能均随轴压比的增加而降低.因此,轴压比对装配式 RC 圆柱抗震性能的影响较大,在较高轴压比下,装配式 RC 圆柱仍具有较好的抗震性能.

关键词: 钢筋混凝土圆柱; 装配式; 抗震性能; 数值分析; 轴压比

中图分类号: TU 375

文献标志码: A

文章编号: 1000-5013(2022)02-0183-09

Analysis on Seismic Performance of Prefabricated RC Column With Different Axial Compression Ratios

LIU Yixian, ZENG Zhixing, YU Wenmao

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361012, China)

Abstract: In order to study the influence of axial compression ratio on the seismic performance of prefabricated full-grouted sleeve-connected reinforced concrete (RC) circular column, the finite element software ABAQUS was used to establish the numerical analysis model of the prefabricated RC circular column and to verify. On the basis of the test parameters, the value range of the numerical model axial compression ratio was extended, and the influence of the axial compression ratio on the bearing capacity, stiffness degradation and ductility performance of the prefabricated RC circular column was studied. The results show that, the damage shapes and skeleton curves obtained by the simulation are basically consistent with the test results with high accuracy. When the axial compression ratio increases from 0.20 to 0.90, the yield load and peak load of the specimen increase, conversely the ductility performance decreases, and the ultimate displacement of the specimen decreases from 67.50 mm to 31.76 mm by about 53%. When the axial compression ratio is greater than 0.90, the bearing capacity and ductility performance of the specimen decreases with the increase of axial compression ratio. Therefore, the axial compression ratio greatly influences on the seismic ability of the prefabricated RC circular column, and the prefabricated RC circular column still has good seismic performance with high axial compression ratio.

收稿日期: 2021-08-21

通信作者: 曾志兴(1967-),男,教授,博士,主要从事混凝土结构的研究. E-mail:zhixing@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51878302, 51778247)

Keywords: reinforced concrete circular column; prefabricated; seismic performance; numerical analysis; axial compression ratio

近年来,对装配式钢筋混凝土(RC)结构及其构件的研究取得较大的进展,为我国的建筑工业化发展提供基础. 灌浆套筒连接作为装配式 RC 结构中有效、可靠的纵筋连接方式,随着装配式 RC 结构的发展得到推广和应用. 与现浇方式相比,全灌浆套筒连接是将需要连接的钢筋分别插入套筒两端空腔内,并通过灌注高强水泥基灌浆料进行连接,在连接部位易形成灌浆后浇拼接缝,导致构件整体性较差. 在地震作用下容易产生破坏,影响结构的整体抗震性能. 此外,新旧混凝土的相互作用在不同轴压比下,力学性能更加复杂且差异明显^[1].

目前,国内外学者对装配式构件的研究大都以试验为主,研究的重点主要针对采用灌浆套筒连接的混凝土方柱^[2-3]和梁柱节点^[4],而对装配式灌浆套筒连接高强混凝土圆柱的研究较少. 实际上,圆柱因其造型美观,对风、水流的阻力较小,广泛应用于建筑物、桥梁的设计. Xiao 等^[5]研究不同截面 RC 柱的抗震性能,结果表明,圆柱的抗震性能最好,其次是方柱和棱柱. 李晟等^[6]以日本 DAIKAI 地铁地下车站结构为基础,建立相应的三维有限元模型,分析圆形和方形截面中柱对车站主体结构抗震性能的影响,结果表明,圆柱能增强结构的抗侧移能力,在地震中损伤较小. 可见,RC 柱采用圆形截面可取得更优异的抗震性能. 此外,Wang 等^[7]研究轴压比对方钢管混凝土柱抗震性能影响,结果表明,轴压比为 0.60~0.80 时,方钢管混凝土柱的滞回循环次数逐渐减少,延性性能降低. 甘丹等^[8]研究圆钢混凝土柱的抗震性能,结果表明,试件的承载力随轴压比的增加而提高,但延性性能逐渐下降. 文献[1-2,4]研究在不同轴压比下的灌浆套筒柱,结果表明,灌浆套筒柱峰值承载力随轴压比的增大而增大;延性系数则随轴压比增大而减小,刚度退化也越明显. 唐和生等^[9]对比试验结果,验证带缺陷灌浆套筒装配式混凝土柱的有限元模型可以较好地反映装配式混凝土柱的承载力、刚度和延性性能等情况. 因此,轴压比对 RC 柱的抗震性能影响较大,采用有限元模型可以较好地分析 RC 柱的抗震性能.

综上所述,现有研究侧重于对方形截面装配式柱的研究,对装配式混凝土圆柱在不同轴压比下的抗震性能研究较少. 本文基于文献[10]的试验结果,研究不同轴压比对装配式全灌浆套筒连接高强混凝土圆柱抗震性能的影响.

1 试验概况

1.1 试件的设计与制作

试件 PC-1 和 PC-4 的尺寸和构造均相同,圆形截面钢筋混凝土柱的半径为 200 mm,柱高为 1 200 mm,柱底地基梁尺寸为 500 mm×1 400 mm×500 mm,加载端尺寸为 500 mm×500 mm×300 mm,剪跨比为 $\lambda=3.375$,混凝土强度为 C60,纵筋为 8 Φ 16,箍筋为 Φ 10@100,箍筋加密为 Φ 10@60,PC-4 的轴压比(μ)为 0.20,PC-1 的轴压比为 0.35. 试件配筋图,如图 1 所示. 图 1 中: R 为半径;在试件坐浆层距柱底 20 mm 处和在套筒区域距柱底 120 mm 处分别对称布置应变片 YA5 和 YC5,YA6 和 YC6.

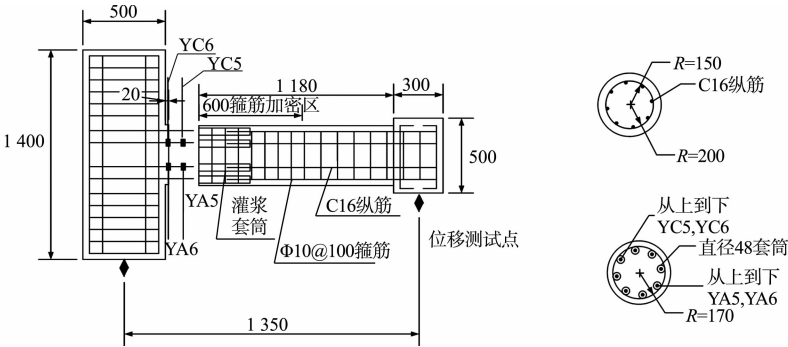


图 1 试件配筋图(单位:mm)

Fig. 1 Reinforcement of specimen (unit: mm)

试件箍筋选用 HPB300 级钢筋,纵筋选用 HRB400 级钢筋;套筒直径为 48 mm,长为 310 mm;混凝

土强度为 C60;用厚度为 20 mm 的坐浆层连接圆柱和地基梁. 钢材力学性能参数,如表 1 所示. 材料力学性能参数,如表 2 所示. 表 1 中: d 为钢筋直径; f_y 为钢筋屈服强度; f_b 为钢筋最大抗拉强度; E_s 为钢筋弹性模量; $f_{cu,m}$ 为混凝土立方体抗压强度; $f_{c,m}$ 为混凝土轴心抗压强度.

表 1 钢筋力学性能参数

Tab. 1 Mechanical property parameters of steel				
钢材类型	d/mm	f_y/MPa	f_b/MPa	E_s/GPa
HRB400	16	452.0	601.7	195
HPB300	10	381.0	541.3	193
HRB400(套筒)	—	480.0	520.0	198

表 2 材料力学性能参数

Tab. 2 Material mechanical properties parameters			
材料	$f_{cu,m}/MPa$	$f_{c,m}/MPa$	E_s/GPa
混凝土	65.77	42.07	37.50
灌浆	90.20	72.40	42.60
坐浆	56.40	44.20	3.45×10^{-3}

使用位移加载的方式对柱施加水平往复荷载,用柱的位移角 θ 分级控制加载位移 $\Delta=\theta\cdot H(H=1\ 350\text{ mm})$,以柱顶水平方向推出为正,拉为负. 在试件的弹性阶段内,采用单次循环加载;进入塑性阶段后,每级加载循环两次,直至试件承载力下降至峰值承载力的 85%,或破坏,停止加载. 加载制度,如图 2 所示. 图 2 中: n 为加载循环次数.

1.2 试件破坏过程

试件 PC-4,PC-1 破坏过程图,如图 3,4 所示. 试件 PC-4,PC-1 最终均发生压弯破坏(图 3(c),图 4(c)),试件的破坏过程基本相同,但试件 PC-1 损伤破坏发展较试件 PC-4 缓慢,且破坏形态更为严重,材料性能发挥更加充分.

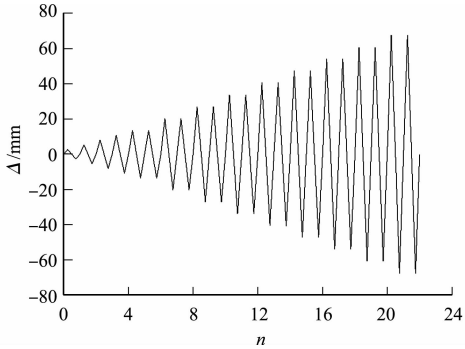


图 2 加载制度
Fig. 2 Loading institution

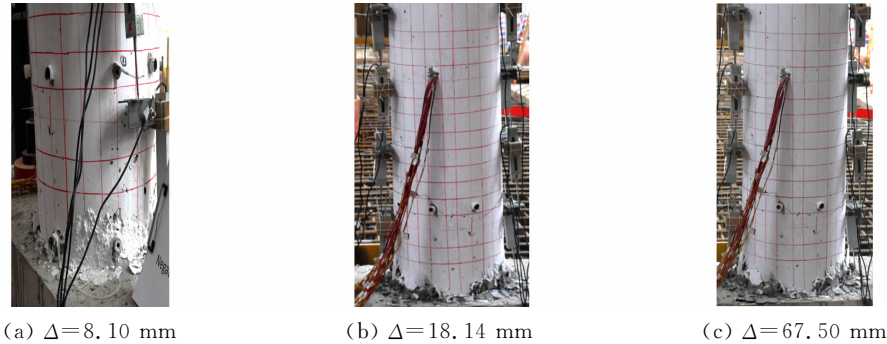


图 3 试件 PC-4 破坏过程图
Fig. 3 Failure process of specimen PC-4

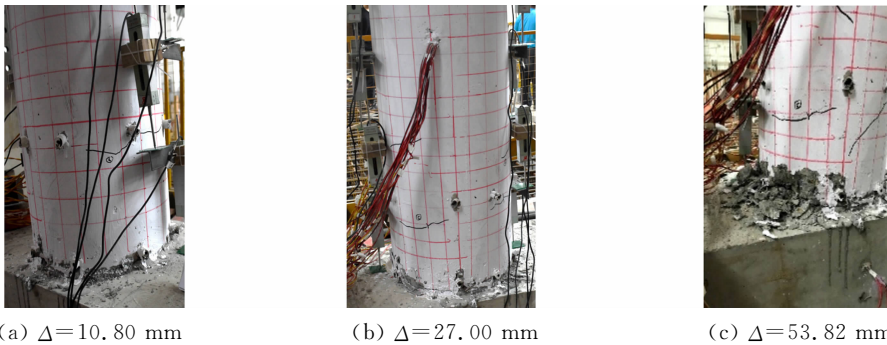


图 4 试件 PC-1 破坏过程图
Fig. 4 Failure process of specimen PC-1

在加载初期,试件处于弹性阶段,水平承载力和加载位移呈线性关系,柱身无明显裂缝,当试件 PC-4 加载位移为 8.10 mm 时,柱身左侧距柱脚 300 mm 处和右侧距柱脚 250 mm 处开始出现裂缝;当试件 PC-1 加载位移为 10.8 mm 时,柱身左侧距柱脚 250 mm 处开始出现裂缝;随加载位移的增加,这 3 处裂缝逐渐加宽和延伸,坐浆层处出现受拉裂缝.

当试件 PC-4 加载位移为 18.14 mm 时,柱脚左右侧保护层混凝土轻微压碎,坐浆层和柱底界面处

裂缝延伸,试件达到极限承载力,由于反向加载前试件内部累积损伤和受灌浆套筒的影响,正、反向荷载分别为 154.89,157.43 kN;当试件 PC-1 加载位移为 27.0 mm 时,达到破坏,正、反向的荷载分别为 260.51,235.33 kN;继续加载,坐浆层和柱底界面处裂缝延伸且变宽,柱脚保护层混凝土压碎面积增大,试件水平承载力开始不断下降,试件 PC-1 承载力下降速度比试件 PC-4 迅速,当试件 PC-1 加载位移为 53.82 mm 时,承载力下载至极限承载力 85%,先达到破坏,而试件 PC-4 加载位移至 67.5 mm 达到破坏,两试件保护层混凝土被压碎不断剥离,坐浆层与地基梁受拉脱离,钢筋和灌浆料之间存在不明显的相对滑移,整个过程未发现纵向钢筋屈曲和套筒破坏。

1.3 试验结果

试件的滞回曲线,如图 5(a)所示.由图 5(a)可知:试件屈服前,滞回曲线面积狭窄细长,耗能能力较弱;达到屈服后,每一级加载的峰值荷载点逐渐偏离 y 轴,滞回环的面积逐渐增加,耗能能力逐渐增强.在同一级加载的不同循环中,先加载的循环包围的滞回环面积一般比后加载的滞回环面积略大.对比试件 PC-4,试件 PC-1 单个滞回环的面积较大,耗能能力较强,但卸载段下降的速度明显加快,达到破坏时加载循环的次数明显减少.

采用能量等效法确定骨架曲线的屈服位移和屈服荷载,试件的骨架曲线,如图 5(b)所示.图 5(b)中:FM-1,FM-2 为有限元模型.由图 5(b)可知:试件 PC-1 比试件 PC-4 的峰值承载力降低 39.62%,屈服承载力降低 34.05%,延性性能提高 37.78%,极限位移增大 22.06%.可见,装配式全灌浆套筒连接高强混凝土圆柱的抗震性能指标受轴压比的影响较大,随轴压比的增加,承载力有所提高,延性性能降低,极限位移减小.

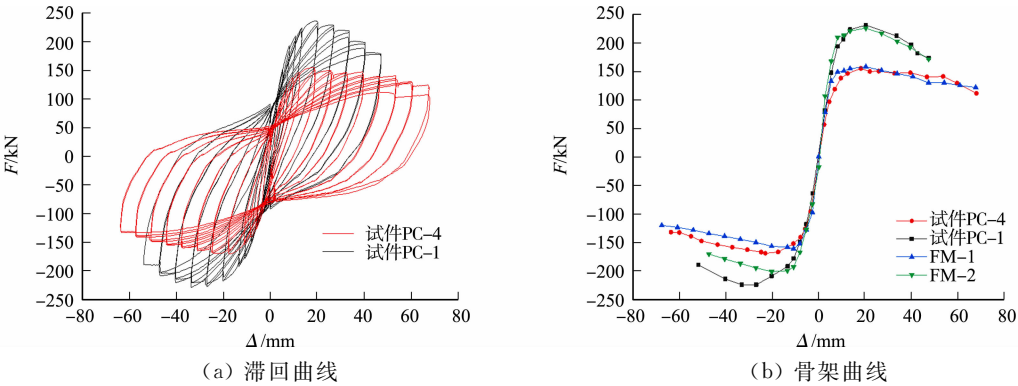


图 5 试验曲线对比
Fig. 5 Comparison of test curves

试件骨架曲线特征点及延性系数,如表 3 所示.表 3 中: P_{cr} 为开裂时的承载力; Δ_y 为开裂时的位移; P_y 为屈服承载力; Δ_y 为屈服位移; P_{max} 为峰值承载力; Δ_{max} 为峰值位移; P_u 为极限承载力; Δ_u 为极限位移; k 为延性系数.

表 3 试件骨架曲线特征点及延性系数

Tab. 3 Specimen skeleton curve characteristic points and ductility coefficient

试件	μ	加载方向	开裂荷载点		屈服点		峰值荷载点		极限位移点		k	θ
			P_{cr}/kN	Δ_{cr}/mm	P_y/kN	Δ_y/mm	P_{max}/kN	Δ_{max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm		
PC-4	0.20	推	126.95	8.1	141.39	10.87	154.89	18.14	110.87	67.87	6.24	0.050
		拉	142.36	8.1	157.43	13.02	169.82	22.94	132.71	63.53	4.88	0.047
PC-1	0.35	推	205.88	10.8	241.07	13.25	260.51	13.56	179.86	54.01	4.08	0.040
		拉	178.71	10.8	212.03	13.46	235.33	26.52	170.54	53.63	3.98	0.040

轴力(F)-纵筋应变(ϵ)的滞回曲线,如图 6 所示.在加载初期,试件的纵筋应变滞回环狭窄细长,卸载后残余变形较小;随着荷载逐渐增大,纵筋屈服,受拉应变曲线斜率随荷载增加而减小,且变化较快,卸载后的残余应变逐渐增大,达到峰值荷载 P_u 时,试件应变都低于屈服应变(2.32×10^{-3});随着加载继续,纵筋均受拉屈服,当试件破坏时,轴压比较小的试件纵筋应变增幅较大,滞回环面积较小,轴压比较大的试件的滞回环面积较饱满.同一级两次加载循环偏差较大,正、反向规律不一致,可能是钢筋累积

损伤和绑扎位置偏移所致.

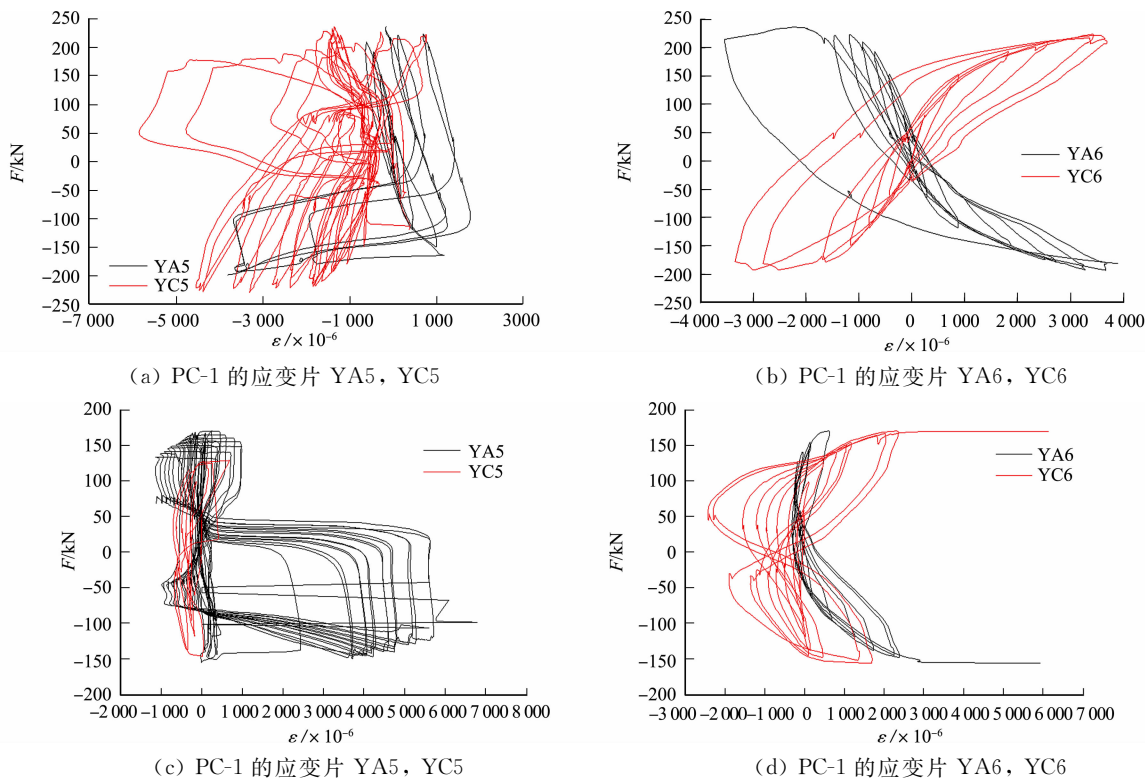


图 6 轴力-纵筋应变滞回曲线

Fig. 6 Axial force-longitudinal strain hysteresis curves

2 有限元建模与验证

2.1 材料本构

采用有限元软件 ABAQUS,以试件 PC-4 和 PC-1 的尺寸及材料性能为基础,通过改变模型的轴力,得到对应的有限元模型 FM-1 和 FM-2,加载方式与试验保持一致.混凝土材料性能采用混凝土塑性损伤(CDP)模型的材料性能,基于 Mander^[11]本构模型及能量法计算 CDP 模型材料本构关系及损伤因子,同时考虑箍筋对混凝土的约束作用.由于坐浆层和灌浆层没有成熟的本构模型,且所占比例较少,为便于计算,采用混凝土本构近似代替.有限元软件 ABAQUS 自带的钢筋本构属于纯钢筋滞回模型,难以如实模拟钢筋-混凝土的粘结滑移,因此,采用文献[12]修正后的钢筋模型,并输入参数 E_s , F_y 和 E_{sh}/E_s (开始变形时的弹性模量与钢筋弹性模量比值,取 0.001^[12]).套筒的本构采用经典的双折线模型^[13].

2.2 模型建立

根据模型的变形和受力特点,混凝土和灌浆料采用 C3D8R 实体单元;钢筋采用 T3D2 桁架单元;套筒采用 S4R 壳单元.假设灌浆料-套筒、套筒-混凝土之间均没有相对滑移,用 Embedded region 连接将钢筋和套筒嵌入整个模型.

实际加载过程中,考虑地基梁和装配式柱间存在的相对滑移、圆柱的受力破坏特征,对钢筋包裹的混凝土采用 Tie 连接,其余部分采用 General Contact 接触(切向接触为 Penalty,参新旧界面摩擦系数取值为 1.0^[14],法向接触为 Hard Contact).其他接触面的连接采用 Tie 连接.以“等同现浇”为性能目标的装配式结构的建模方式应与现浇柱类似,坐浆层薄弱处易受剪切影响,造成柱与地基梁连接部位易出现粘结-滑移.模型的单元划分考虑试件破坏特征,对坐浆层和灌浆套筒连接区域划分更细密.有限元模型的加载方式和制度与试验相同,地基梁底部设置固定边界条件以约束各个运动方向,将柱顶截面耦合至形心处,并施加轴力和加载位移.

2.3 模型验证

2.3.1 破坏形态对比 通过对比有限元模型和试件的破坏模式,验证数值分析模型的可靠性.试件

PC-4,PC-1 破坏局部特征对比,分别如图 7,8 所示.图 7(b)和图 8(b)为低周往复加载结束后混凝土的局部应力云图.由图 7(b),图 8(b)可知:柱脚灰色和红色部分为试件受力最大部位,且坐浆层区域有明显的鼓胀变形;模拟结果与实际试验中试件柱脚混凝土受压剥落对应,可见有限元模拟结果吻合良好.

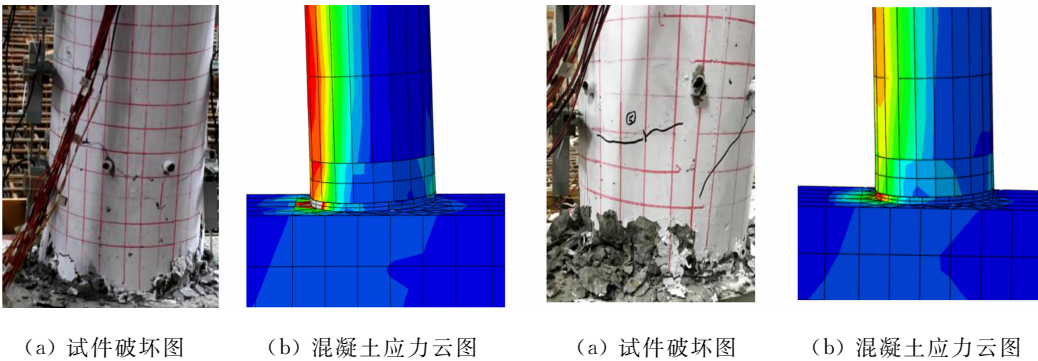


图 7 试件 PC-4 破坏局部特征对比

图 8 试件 PC-1 破坏局部特征对比

Fig. 7 Specimen PC-4 damage local feature contrast Fig. 8 Specimen PC-1 damage local feature contrast

2.3.2 曲线对比 有限元建模难以考虑试件的初始缺陷,不能体现混凝土在生产和使用过程中产生的裂缝.由数值模型模拟所得的骨架曲线与试验所得的骨架曲线(图 5(b))对比可知:模拟结果的初始刚度略高;反向加载的峰值承载力较试验结果偏低;骨架曲线的下降段的承载力衰减速度与试验结果基本吻合.有限元模型骨架曲线特征点计算结果,如表 4 所示.

表 4 有限元模型骨架曲线特征点计算结果
Tab. 4 Calculation results of skeleton curve characteristic points of finite element model

有限元模型	μ	加载方向	屈服点		峰值荷载点		极限位移点		k	θ
			P_y/kN	Δ_y/mm	P_{\max}/kN	Δ_{\max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm		
FM-1	0.20	推	148.87	8.54	157.49	20.25	121.55	67.50	8.41	0.050
		拉	135.81	6.22	161.59	13.50	120.52	67.50	10.85	0.050
FM-2	0.35	推	199.48	7.46	225.62	20.25	171.13	47.25	5.98	0.035
		拉	193.73	10.88	201.84	20.25	170.78	47.25	4.34	0.035
FM-3	0.50	推	211.53	6.14	246.04	20.25	209.14	44.29	7.21	0.033
		拉	194.00	7.98	225.82	27.00	214.05	40.50	5.08	0.030
FM-4	0.65	推	243.67	7.35	270.98	20.25	230.33	38.53	5.24	0.029
		拉	228.43	7.85	253.48	20.25	227.50	40.5	5.16	0.030
FM-5	0.80	推	266.35	8.24	296.08	20.25	251.67	33.60	4.08	0.025
		拉	239.61	8.31	274.22	20.25	233.09	40.41	4.86	0.030
FM-6	0.90	推	275.07	8.78	310.61	20.25	264.02	31.76	3.62	0.024
		拉	251.06	8.46	284.77	20.25	258.11	33.75	3.99	0.025
FM-7	0.95	推	267.12	9.85	302.65	20.25	257.25	31.22	3.17	0.023
		拉	240.08	10.17	289.69	27.00	246.24	32.13	3.16	0.024

由表 3,4 可知:屈服荷载的正向平均误差为 1.94%,反向平均误差为 8.31%;峰值荷载的正向平均误差为 1.98%,反向平均误差为 7.53%.因此,有限元模型得到的骨架曲线与试验曲线基本吻合,且精度较高.

3 数值分析

3.1 参数设计取值

试验的轴压比仅取 0.20 和 0.35,难以量化轴压比对装配式全灌浆套筒连接高强混凝土圆柱抗震性能指标的影响规律.通过有限元软件 ABAQUS 对轴压比进行扩大参数分析,在 FM-1 和 FM-2 有限元模型的基础上,通过改变模型的轴力获取不同轴压比的结果.

根据国标 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[15]和 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[16]对柱轴压比限值的规定,抗震等级为 4 级时,剪跨比大于 2 且混凝土强度等级不高于 C60 的框架-抗震

墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒、筒中筒结构柱的轴压比不超过 0.95, FM-1~FM-7 有限元模型的 μ 分别为 0.20, 0.35, 0.50, 0.65, 0.80, 0.90, 0.95.

3.2 应变云图对比

为了研究轴压比对混凝土、钢筋的影响, 导出有限元模型在达到峰值荷载时混凝土应变云图和钢筋应力云图, 分别如图 9, 10 所示.

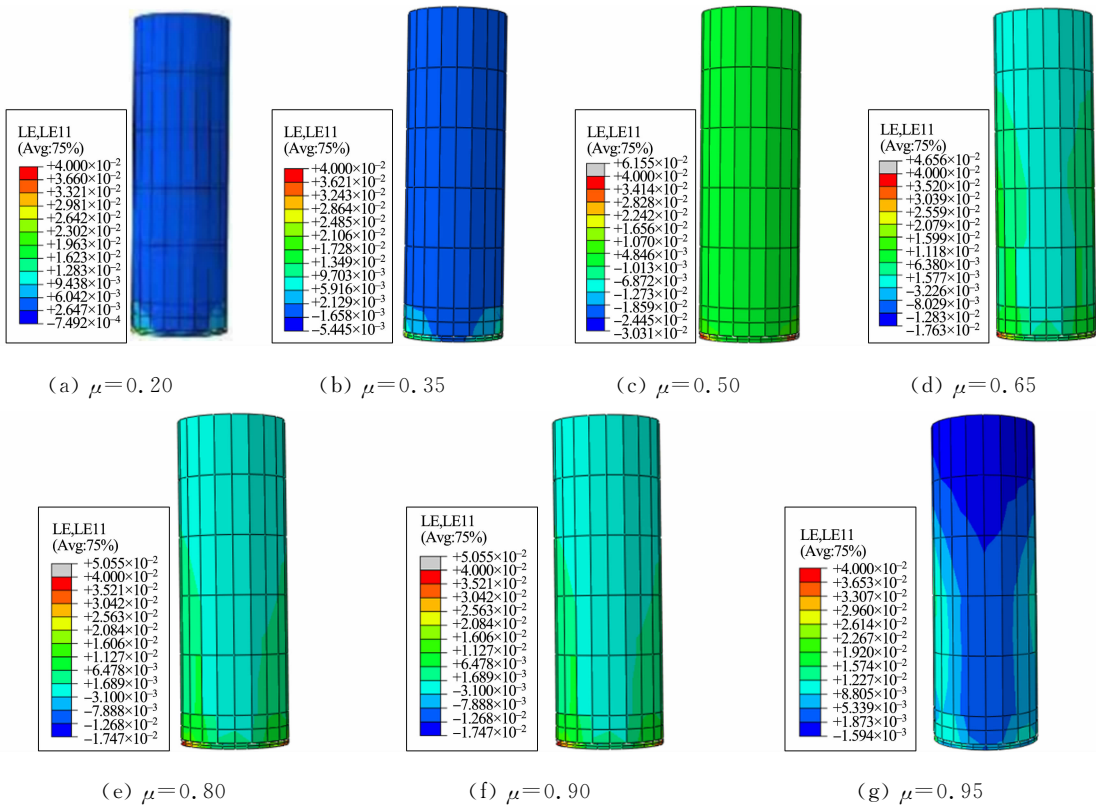
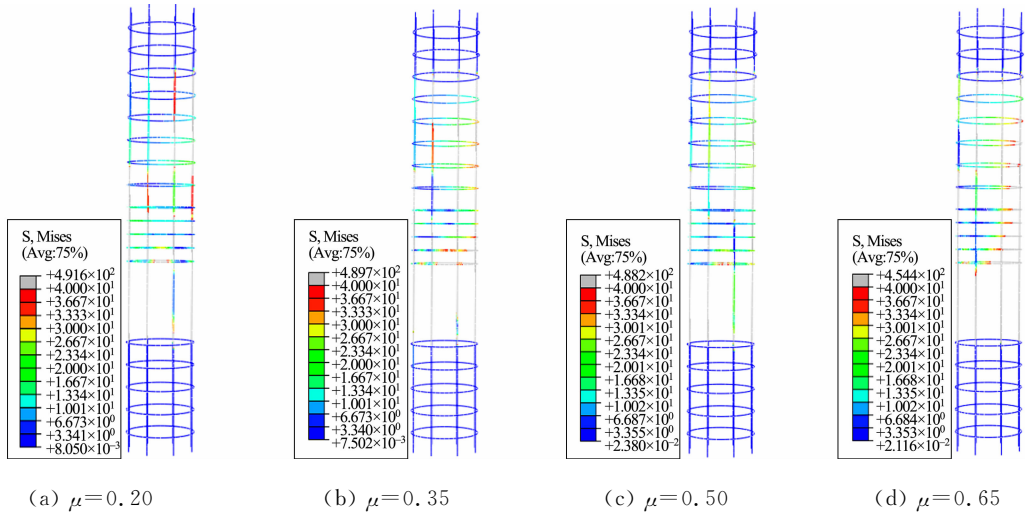


图 9 混凝土应变云图

Fig. 9 Strain cloud diagrams of concrete

由图 9 可知: 不同试件混凝土的损伤都是从两侧开始, 逐渐向前面和背面延伸, 柱脚处混凝土应变较大, 坐浆层部分区域率先达到屈服破坏; 随轴压比的增大, 试件整体应变增大; 当轴压比为 0.95 时, 圆柱整体应变减小, 此时混凝土整体承载力较低.

由图 10 可知: 钢筋整体的应力随轴压比增加逐渐增加, 受力范围增大, 但在轴压比为 0.65~0.95 时, 混凝土的应变和套筒区域的钢筋应力随轴压比的增加逐渐降低. 因此, 轴压比对装配式全灌浆套筒连接高强混凝土圆柱的材料应力和应变影响较大.



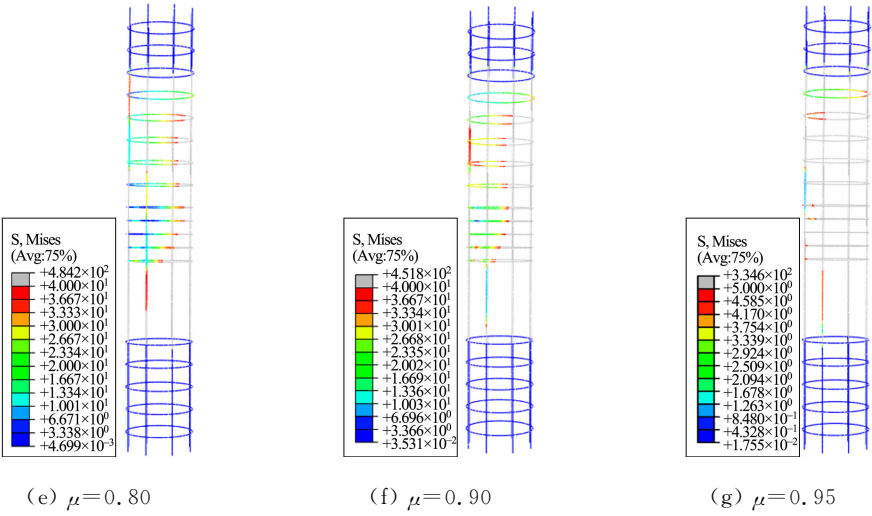


图 10 钢筋应力云图

Fig. 10 Stress cloud diagrams of steel

3.3 抗震性能指标

3.3.1 骨架曲线 有限元模型骨架曲线,如图 11 所示.由图 11 可知:在弹性阶段,FM-1~FM-7 的骨架曲线基本一致;进入屈服阶段后,骨架曲线开始分化;在轴压比不大于 0.65 时,骨架曲线下降段较平缓;轴压比高于 0.65 时,承载力达到峰值点之后,骨架曲线下降段较陡,这是因为高轴压比对混凝土形成较强的约束,从而提高混凝土的强度,达到峰值后,二阶效应加快了承载力退化.因此,轴压比越高,试件承载力随之提高,但加载后期承载力下降速度也越快.

整体上,当轴压比由 0.50 增加至 0.90 时,试件的峰值承载能力增加 25.10%,极限位移由 67.50 mm 降至 31.76 mm,降低 52.94%;FM-1~FM-7 的峰值荷载随着轴压比的增大峰值承载力增幅较小,当轴压比由 0.90 增加至 0.95 时,峰值承载力随轴压比的增大而减小,且极限位移降低 15.40%.这是因为轴压比过大,试件水平承载力在达到峰值前,部分混凝土受压先损伤.

3.3.2 刚度退化 采用割线刚度 K 表示刚度退化的特征,有限元刚度退化曲线,如图 12 所示.由图 12 可知:试件的初始刚度为 $41.22\sim 47.19\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$,加载结束后,刚度下降至 $4.72\sim 7.97\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$,各试件的刚度退化明显;当轴压比为 0.20~0.50 时,试件竖向约束随轴压比增大而增大,初始刚度明显增大,提高 75.95%,当轴压比为 0.50~0.95 时,初始刚度随轴压比增大增幅减小;当轴压比较高时,试件破坏过程加快,试件的极限位移明显减小;试件达到屈服之后,刚度退化均较为缓慢.

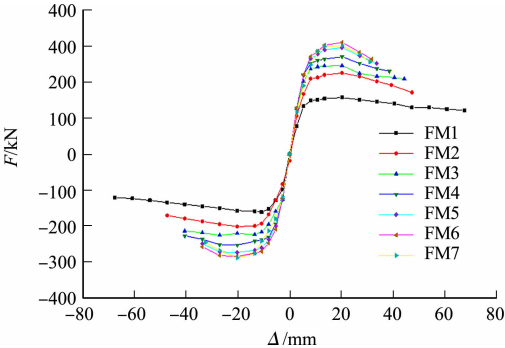


图 11 有限元模型骨架曲线

Fig. 11 Skeleton curve of finite element model

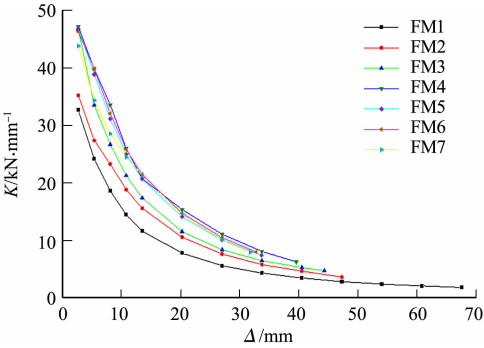


图 12 有限元刚度退化曲线

Fig. 12 Stiffness degradation curves of finite element model

3.3.3 延性性能 采用延性系数分析轴压比对试件延性性能的影响,GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[15]规定钢筋混凝土框架在大震作用下,弹性层间位移角不应超过 1/50,有限元模型的层间位移角均满足规范要求.随着轴压比的增加,平均延性系数从试件 FM-1 的 9.63 降低至 FM-7 的 3.16,降低了 67.13%,层间位移角降低了 53%,说明轴压比越高,试件的延性性能越低.

4 结论

基于有限元软件 ABAQUS 对装配式混凝土圆柱的非线性行为进行数值模拟研究,通过对比试验结果和模拟结果,可得到以下 3 个主要结论。

1) 由于裂缝延伸,混凝土柱与地基梁存在较小的相对滑移,采用 Tie 连接和 General Contact 接触相结合的方法,能够较好地模拟装配式全灌浆套筒连接高强混凝土圆柱在水平往复荷载作用下的破坏过程及各部分组成材料的受力特征。

2) 试件的破坏模式为压弯破坏,初始裂缝位置一般位于柱脚两侧,随加载位移的增大,裂缝逐渐向柱前面和背面延伸。

3) 轴压比对试件的抗震性能有显著的影响。在低轴压比下,试件的峰值承载力随轴压比的增大而增大;当轴压比超过一定范围时,试件水平承载力略有下降,且随着轴压比的增加,试件的延性性能也逐渐下降,刚度退化过程缩短,极限位移减小,但试件的层间位移角均能满足规范限值的要求。

参考文献:

- [1] 赵勇,李锐,王晓锋,等.大直径高强钢筋套筒灌浆连接预制柱抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2017,50(5):27-35,71. DOI:10.15951/j.tmgcxb.2017.05.004.
- [2] HAN Qiang, LI Xiaopeng, XU Kun, *et al.* Shear strength and cracking mechanism of precast bridge columns with grouted sleeve connections[J]. Engineering Structures, 2021, 230(1): 100-115. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111616.
- [3] 史亚娟,李升才.往复水平荷载下不同梁截面 RCS 空间组合件变形性能分析[J].华侨大学学报(自然科学版),2021,42(1):38-47. DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.202003036.
- [4] 乔德浩,王少杰,庞加宝,等.倒置外露灌浆套筒连接的不同轴压比柱脚节点抗震性能试验研究[J].世界地震工程,2021,37(1):122-128. DOI:10.3969/j.issn.1007-6069.2021.01.014.
- [5] XIAO Jianzhuang, ZHANG C. Seismic behavior of RC columns with circular, square and diamond sections[J]. Construction and Building Materials, 2008, 22(5): 801-810. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2007.01.010.
- [6] 李晟,庄海洋,王伟,等.采用不同中柱的单层地铁地下车站结构抗震性能对比研究[J].岩土工程学报,2021,43(10):1905-1914. DOI:10.11779/CJGE202110017.
- [7] WANG Bin, LIANG Jianghao, LU Zheng. Experimental investigation on seismic behavior of square CFT columns with different shear stud layout[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 153: 130-138. DOI: 10.1016/j.jcsr.2018.10.004.
- [8] 甘丹,周绪红,刘界鹏,等.圆钢管约束钢筋混凝土短柱往复荷载作用下的组合效应[J].建筑结构学报,2015,36(增刊1):222-229. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2015.S1.034.
- [9] 唐和生,凌塑奇,王霓.考虑灌浆缺陷的装配式混凝土柱抗震性能数值模拟[J].建筑结构,2018,48(23):33-37. DOI:10.19701/j.jzjg.2018.23.007.
- [10] 余文茂.灌浆套筒连接装配式混凝土圆柱抗震性能试验研究[D].厦门:华侨大学,2019.
- [11] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804-1826. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [12] 方自虎,简旭阳,周尧,等.考虑屈曲的钢筋滞回模型[J].武汉大学学报(工学版),2016,49(2):254-258. DOI: 10.14188/j.1671-8844.2016-02-016.
- [13] 陈建伟,王占文,鞠士龙,等.半灌浆套筒钢筋偏心连接受拉性能试验研究与数值模拟[J].建筑结构学报,2020,41(增刊2):160-171. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2020.S2.0019.
- [14] American Concrete Institute. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02)[S]. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2002.
- [15] 中国建筑科学研究院.建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.
- [16] 中国建筑科学研究院.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.

(责任编辑:陈志贤 英文审校:方德平)