

引用本文:杜永峰,池佩红. PC 隔震框架预制单元拆分及整体结构地震损伤分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2020, 37(3): 28-36.

DU Yong-feng, CHI Pei-hong. Precast Component Division and Seismic Damage Analysis of PC Isolated Frame[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(3): 28-36.

DOI:10.19815/j.jace.2019.05014

PC 隔震框架预制单元拆分及整体结构地震损伤分析

杜永峰^{1,2}, 池佩红¹

(1. 兰州理工大学 防震减灾研究所, 甘肃 兰州 730050;

2. 兰州理工大学 甘肃省减震隔震国际合作研究基地, 甘肃 兰州 730050)

摘要:为研究不同预制单元拆分方式对装配式混凝土(PC)隔震框架抗震性能的影响,考虑预制构件节点拼接位置的不同,选取了3种PC隔震框架预制构件的拆分方式,即梁柱节点与梁柱整体预制的拆分方式1、多层柱与节点整体预制的拆分方式2以及传统梁柱节点区后浇的拆分方式3。利用有限元软件ABAQUS分别建立了采用3种不同拆分方式的5层装配式隔震框架PCIF-1, PCIF-2, PCIF-3及对应的现浇隔震框架RCIF,并对地震作用下结构变形、层间位移角和结构损伤耗能等进行了对比分析。结果表明:相较于现浇结构,装配式结构刚度较弱,罕遇地震作用下,装配式隔震框架层间位移和隔震支座变形增大,上部结构损伤更为严重,隔震层损伤略微增加;不同拆分方式下,装配式隔震框架损伤程度和位置分布不同,现浇结构集中于底层柱端,装配式结构连接界面处较为薄弱,应力较大;采用拆分方式1, 2的装配式隔震框架PCIF-1和PCIF-2均满足抗震需求,受力性能良好;综合考虑结构受力和施工方便,建议采用拆分方式1对装配式隔震框架进行预制构件拆分。

关键词:PC 隔震框架; 预制构件拆分; 抗震性能; 层间位移角; 结构损伤

中图分类号: TU352.1

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2020)03-0028-09

Precast Component Division and Seismic Damage Analysis of PC Isolated Frame

DU Yong-feng^{1,2}, CHI Pei-hong¹

(1. Institute of Earthquake Protection and Disaster Mitigation, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China; 2. International Research Base on Seismic Mitigation and Isolation of Gansu Province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China)

Abstract: In order to study the effect of different precast member division methods on seismic performance of precast concrete (PC) isolation frame, three precast component division modes of PC isolation frame were selected considering different joint connect positions. Division mode 1 was integral prefabrication of beam-column joints, division mode 2 was integral prefabrication of multi-story columns and joints, division mode 3 was traditional post-poured connection of beam-column joints. By using the finite element software ABAQUS, PCIF-1, PCIF-2, PCIF-3 and the corresponding cast-in-place concrete isolated frame RCIF of five-story assembled isolation frame with three different division modes were established respectively, the structural deformation,

收稿日期: 2019-08-07

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778276); 甘肃省重点研发计划项目(18YF1FA067)

作者简介: 杜永峰(1962-), 男, 甘肃庆阳人, 教授, 博士研究生导师, 工学博士, E-mail: dooyf@lut.cn.

inter-story drift angle and damage energy dissipation under earthquake were compared and analyzed. The results show that compared with cast-in-place concrete isolated frame, the stiffness of PC isolated frame is weaker. Under the rare earthquake, the inter-story displacement and bearing deformation of assembled isolation frame increase, the damage of superstructure is more serious, and the damage of isolation layer increases slightly. Under different division modes, the damage situation and location distribution of PC isolated frames are different. The cast-in-place structure is concentrated in the bottom column ends, and the connection interface of the assembled structure is relatively weak and the stress is relatively large. The PC isolated frames PCIF-1 and PCIF-2 can satisfy the seismic requirements and have good mechanical performance. Considering of the stress of the structure and the convenience of construction, it is suggested to use division mode 1 to split the precast component of the PC isolated frame.

Key words: PC isolated frame; precast component division; seismic performance; inter-story drift angle; structural damage

0 引 言

装配式混凝土(PC)结构推动了建筑工业化的发展,具有构件标准化、产品质量高、现场装配速度快、节约材料等优点,在日本、美国和欧洲等工业化国家得到了广泛的应用^[1-3]。装配式框架结构平面布置较为灵活,能够提供较大空间,具有广阔的应用前景。然而,多次震害调查表明,大量装配式框架结构梁柱节点核心区在地震中遭受了严重的破坏^[4-7],因此,装配式框架结构的抗震性能受到了广泛关注。

预制构件拼接节点作为装配式框架结构的核心部位,其受力较复杂,容易成为地震作用下结构的薄弱环节。预制构件的拆分方式决定了节点拼接的位置,不仅影响装配式结构的施工效率,而且直接决定了装配式框架结构整体的抗震性能。为此,国内外学者针对节点拼接进行了一些研究,Khoo 等^[8]提出将后浇节点设置在梁体 1/3 处的划分方式,并开展拟静力试验,对采用这种划分方式的构件强度、延性和耗能能力进行了分析。Restrepo 等^[9]在跨中和梁柱节点核心区处对结构进行拆分,并对 4 个跨中位置拼接的试件和 2 个节点核心区位置拼接的试件进行低周往复试验研究。刘菲菲等^[10]对梁体 1/3 处连接和跨中连接 2 种节点形式进行了有限元模拟,对比分析了节点连接的合理性。

隔震技术发展至今已较为成熟,已应用于许多实际工程,并经受多次地震的考验,在地震中表现出良好的抗震性能,证实隔震体系能有效地减轻结构地震灾害^[11]。装配式结构中引入隔震技术,能大幅提高装配式结构的安全性和抗震性能。谭平等^[12]针对装配式隔震结构设计了一种新型装配式

隔震节点,并开展了缩尺模型试验。王维等^[13]针对预制混凝土剪力墙隔震结构开展了缩尺模型振动台试验。装配式混凝土框架结构抗震性能的研究多集中于节点连接,而有关结构整体性能的研究较少。本文在前人研究基础上,选取 3 种 PC 隔震框架预制单元拆分方式,利用有限元软件 ABAQUS 建立装配式隔震框架模型,分析不同拆分方式下装配式隔震框架抗震性能的差异,并与对应的现浇隔震框架模拟结果进行对比。

1 PC 隔震框架预制单元拆分原则及拆分方案

由于隔震结构受力较复杂,预制单元应考虑结构受力特点和破坏模式,同时兼顾工厂制作、运输、现场吊装和施工等因素的影响。采用较为灵活的预制单元组合方式对整个隔震框架进行拆分,包括对隔震层结构预制单元的拆分,梁柱预制单元的确定及梁柱节点预制单元的确定。同时,考虑到连接节点作为装配式结构抗震的薄弱环节,节点拼接位置直接影响结构的整体性能,装配式隔震框架预制单元拆分即节点位置的选择应遵循强柱弱梁、强剪弱弯的原则,使整体结构在大震作用下梁端出现塑性铰,柱不出现塑性铰或出现少量塑性铰。

后浇整体式节点在中国应用广泛,节点处采用局部二次浇筑混凝土连接预制构件的方式,具有操作简单、对构件制作及安装精度要求较低的特点。因此,本文均采用后浇整体式的连接方式,重点研究构件拆分方式即拼接位置对结构受力性能的影响。综合考虑受力、施工等因素的影响,选取了以下 3 种装配式隔震框架预制单元拆分方式,见图 1。

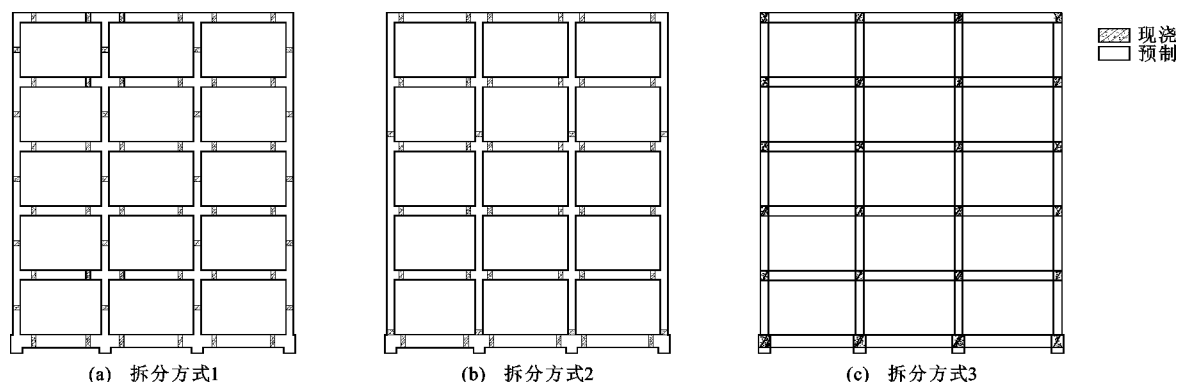


图 1 预制构件拆分方式

Fig. 1 Division Modes of Precast Components

拆分方式 1 如图 1(a)所示,考虑框架结构在竖向荷载和水平荷载作用下的受力状况,将拼接位置设在受力较小处,故采用梁柱节点整体预制,连接设为距梁端 500 mm 处的梁-梁连接、柱高 1/2 处的柱-柱连接,这种拆分方式有效地避免了梁柱钢筋在节点区错综交错、相互干扰的问题,同时相比在跨中或距梁端 1/3 处连接,能够减少构件异形,具有构造简单、施工速度快、节点连接质量易于保证等优点。

拆分方式 2 如图 1(b)所示,考虑柱连续性和梁柱节点核心区的施工质量,采用多层柱及节点核心区整体预制的拆分方式,梁部连接设在距柱边 300 mm 处,有效地避开了节点核心区,并降低了构件的拼接次数,有利于缩短结构施工周期。

拆分方式 3 如图 1(c)所示,采用传统的预制梁柱后浇节点的框架结构体系,框架拆分为预制柱、预制梁等“一字形”构件,在梁柱节点处后浇混凝土。该体系是中国现行国家规范《装配式混凝土结构技术规程》(JGJ 1—2014)^[14]中采用的结构形式之一。考虑到隔震框架上部结构装配施工时,橡胶隔震支座和隔震层的柔性容易对上部结构装配精度产生影响,甚至会影响隔震结构服役期受力性能,故上支墩采用半预制单元,底层柱钢筋插入支墩钢筋笼,再浇筑混凝土,确保连接的可靠性。

2 隔震框架连接界面模拟及验证

2.1 有限元模型的选用

目前,多数 PC 结构抗震性能分析的数值模拟仍然沿用现浇混凝土结构的分析方法,根据建模思路的不同可分为两大类:①基于梁柱杆系单元的宏观模型非线性分析;②基于实体单元的局部结构非线性分析。实体单元的精细化模型受到建模工作量和计算机能力的限制,而杆系模型可较好地反映结

构宏观整体行为,且兼具计算速度快和计算精度高的优点。因此,本文利用 ABAQUS 用户自定义材料程序 VUMAT 接口,选取潘鹏等^[15]提供的基于纤维模型的钢筋与混凝土的材料 PQ-Fiber 子程序,建立 PC 隔震框架纤维梁模型。

混凝土本构采用考虑抗拉强度的混凝土模型 UConcrete02,钢筋本构采用再加载刚度按 Clough 本构退化的随动硬化单轴本构模型 USteel02。梁柱采用铁木辛柯梁单元 B31,通过“* Rebar”语句插入钢筋纤维,梁单元之间建立耦合约束。

2.2 PC 构件连接界面模拟方式及验证

采用后浇的节点连接方式,装配式框架的整体性能低于现浇框架,为达到削弱效果,常用的模拟方法是对全现浇框架进行整体承载力或刚度的折减,这种模拟方法可以使模拟数据与试验数据较好地吻合,但无法体现 2 种结构破坏模式、应力应变的差异。PC 结构中后浇区与预制构件的连接界面间形成一个较小厚度的薄弱层,导致界面连接比较薄弱是其与现浇结构的主要区别。本文为了更好地模拟预制装配式结构的特点,考虑连接界面的受力机理,采用在预制构件与混凝土后浇区之间设置 1 层强度较低的混凝土层的模拟方式,如图 2 所示。

方登甲^[16]为研究采用后浇连接构件的结构受力性能,开展了后浇柱拟静力试验。采用上述模拟方式,将薄弱层抗拉强度降为原混凝土强度的 60%,利用 ABAQUS 分别建立了该试验模型的有限元对比模型:实体模型和纤维梁模型。试件破坏形态对比如图 3、4 所示,试件的荷载-位移曲线对比如图 5 所示。有限元模拟的塑性损伤位置及范围均与试验损伤破坏结果相吻合。从承载力来看,相比整浇柱最大位移对应的荷载试验值,实体模型模拟值减小 4.94%,纤维梁模型模拟值增加 10.86%;相

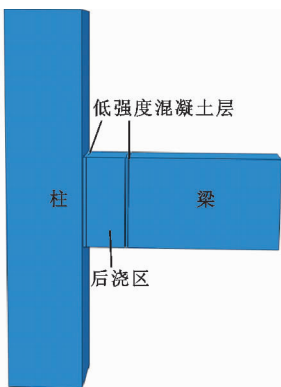


图 2 后浇区模拟图

Fig. 2 Simulation Diagram of Post Poured Area

较后浇柱最大位移对应的荷载试验值,实体模型模拟值减小 4.69%,纤维梁模型模拟值增加 8.82%,数值模拟值接近试验值,且滞回曲线较为吻合。因此可以验证有限元建模所采用的本构和参数设置具有合理性,纤维梁模型模拟结果精确度与实体模型相差不大,且计算效率高,为利用纤维梁单元建立 PC 隔震框架奠定了基础。有限元模拟主要是对后浇区与预制构件的接触部分混凝土进行削弱,没有考虑接触部分滑移,是导致有限元模拟与试验数据有所差别的主要原因,并且使得有限元模拟整体框架破坏程度偏轻。

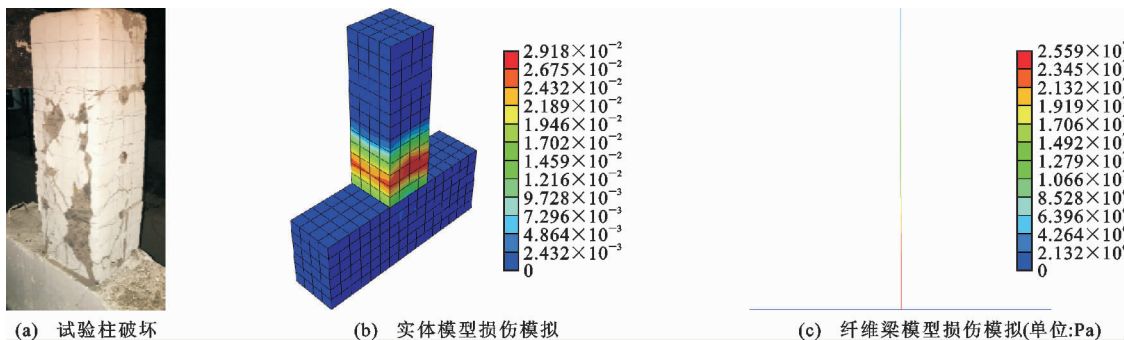


图 3 整浇柱破坏位置及范围

Fig. 3 Damage Location and Scope of Cast-in-place Column

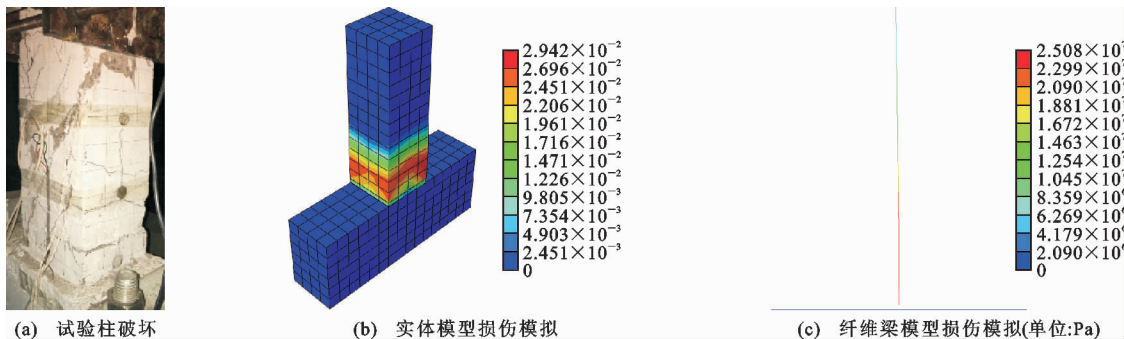


图 4 后浇柱破坏位置及范围

Fig. 4 Damage Location and Scope of Post-poured Column

3 PC 隔震框架模型的建立

3.1 PC 隔震框架结构纤维梁单元建模

本文结构设计为 5 层基础隔震钢筋混凝土框架,各层层高为 3.9 m,抗震设防烈度为 8 度,设计加速度为 0.2g(g 为重力加速度),场地类别为 II 类,设计地震分组为第二组,场地特征周期为 0.4 s。考虑楼面各层恒载为 5.0 kPa,屋面恒载为 5.5 kPa,隔震层恒载为 7.5 kPa,活载均为 2.0 kPa,钢筋采用 HRB400 级钢筋,混凝土等级均为 C30,柱截面尺寸为 0.5 m×0.5 m,梁截面尺寸为 0.3 m×

0.6 m,支墩截面尺寸为 0.75 m×0.75 m,隔震层梁截面尺寸为 0.35 m×0.75 m,结构平面布置及配筋如图 6 所示。

采用上述 3 种拆分方式,考虑后浇区位置的不同,利用 ABAQUS 建立预制构件纤维梁单元和后浇区纤维梁单元,对后浇区纤维梁单元抗拉强度折减 60%,不同杆件之间采用耦合约束,分别建立装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 和对比现浇隔震框架 RCIF。将均布荷载换算为线荷载施加在梁单元上,隔震框架结构计算模型如图 7 所示。计算结构在恒载、活载组合作用下的支座反力,根据其

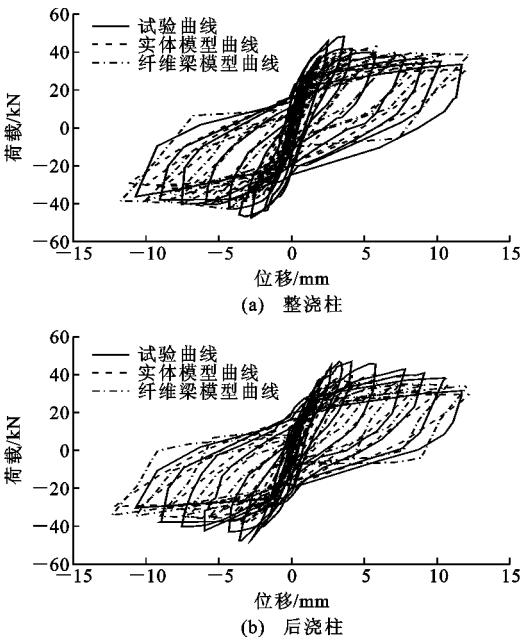


图 5 滞回曲线
Fig. 5 Hysteresis Curves

值大小选取隔震支座型号,本文选用直径为 500 mm 的铅芯橡胶隔震支座 LRB500。

考虑计算效率,通常使用弹簧单元进行减振隔离装置的模拟,ABAQUS 中模拟弹簧有 2 种实现方法,第 1 种是定义 Spring 单元,第 2 种是进行 WireFeature 的定义,相较方法 1,方法 2 的优势在于可以同时定义 3 个方向的刚度,而且可以模拟非线性弹簧,此外还可以同时定义线性或非线性阻尼等,这对于分析带有减隔振装置的复杂结构是十分便捷的,故本文采用方法 2 进行橡胶隔震支座的模拟。隔震支座竖向受压模型采用线弹性模型,线弹性刚度取支座竖向受压刚度;水平向力学模型采用双线性模型,恢复力曲线的大小和形状由屈服力、屈服前水平刚度和屈服后水平刚度决定。本文取竖向受压刚度为 $1\,640\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$,屈服力为 62.6 kN ,屈服前水平刚度为 $8\,040\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$,屈服后水平刚度为 $801\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ 。

3.2 地震波选取

在保证分析结果准确性的前提下,为减小计算工作量,本文采用基于设计反应谱的方法并按照《建筑抗震设计规范》(简称“抗规”)的规定选取 3 条地震波(2 条天然地震波+1 条人工地震波):El Centro 波、Taft 波和人工波 R1。再使用地震波处理软件 SeismoSignal,按 8 度罕遇生成地震波反应谱曲线,如图 8 所示。

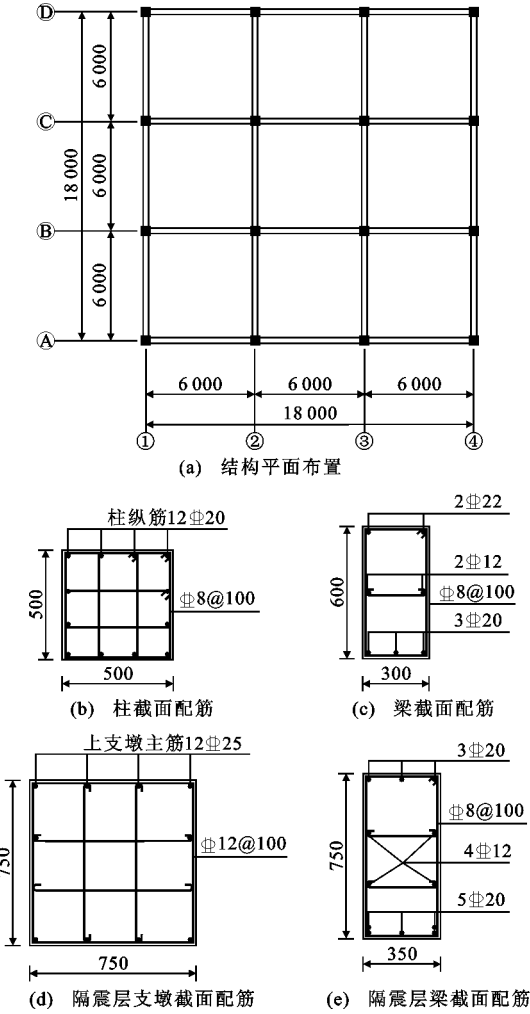


图 6 结构平面布置及配筋(单位:mm)
Fig. 6 Structural Floor Layout and Reinforcement (Unit:mm)

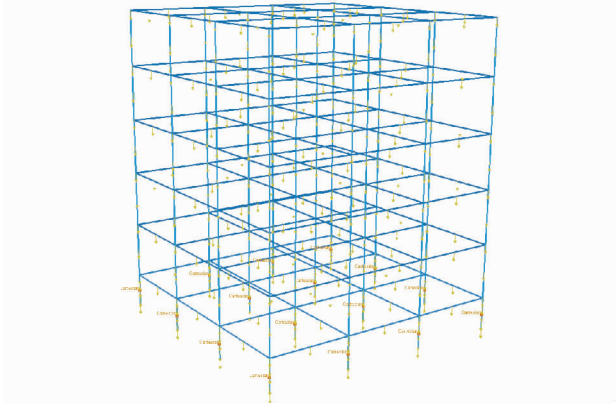


图 7 隔震框架结构计算模型
Fig. 7 Calculation Model of Isolation Frame Structure

4 PC 隔震框架时程分析

4.1 结构周期

隔震框架结构前 3 阶振型周期如表 1 所示。将

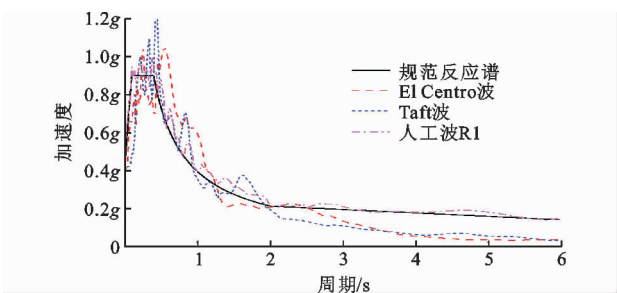


图 8 地震波反应谱

Fig. 8 Earthquake Wave-response Spectrum

表 1 隔震框架结构前 3 阶振型周期

Tab. 1 Period of the First Three Modes of Isolation Frame Structures

框架编号	周期/s		
	1 阶	2 阶	3 阶
RCIF	2.074 5	2.074 4	1.285 2
PCIF-1	2.079 3	2.079 3	1.295 0
PCIF-2	2.164 3	2.164 3	1.362 5
PCIF-3	2.339 4	2.339 4	1.363 2

相同振型下 4 种结构的自振周期进行对比分析发现:与现浇隔震框架相比,PC 隔震框架 PCIF-1, PCIF-2 和 PCIF-3 的基本周期分别增加了 1.71%, 4.33%, 12.78%, 均比现浇隔震框架的基本周期大。采用拆分方式 1 和拆分方式 2 的 PC 隔震框架自振周期与现浇隔震框架较为接近,说明 PC 隔震框架的刚度要弱于现浇隔震框架,装配式隔震框架 PCIF-1 和 PCIF-2 的刚度与现浇结构相差不大。

4.2 基底剪力

在罕遇地震作用下,对结构输入加速度峰值为 0.4g 的单向地震波,结构基底剪力如图 9 所示,装配式隔震框架因刚度降低,周期延长,地震输入能量的减少,其基底剪力均小于现浇隔震框架,减小幅度在 1%~30%之间。在 Taft 波作用下,现浇隔震框架的基底剪力为 2 522.41 kN,装配式隔震框架 PCIF-1, PCIF-2, PCIF-3 的基底剪力分别为 2 504.19, 2 071.37, 1 891.51 kN, PC 隔震框架的基底剪力分别减小了 0.72%, 17.88%, 25.01%。现浇隔震框架和装配式隔震框架基底剪力在不同地震波作用下有所不同,但整体上差值不大。

4.3 结构层间位移角

研究发现,结构层间位移角不仅能够反映结构的整体损伤,还可以反映建筑物局部损伤及层高等因素的影响^[17]。从表 2 可以看出,现浇和装配式隔震框架罕遇地震下层间位移角均小于 1/50,满足《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)“大震不倒”

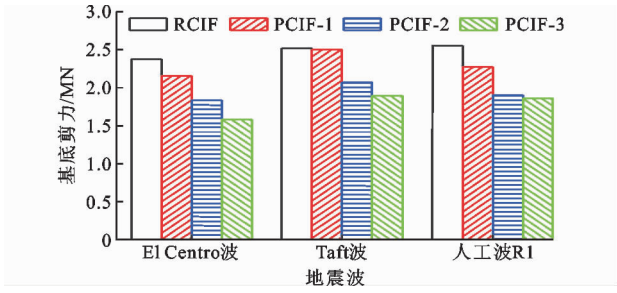


图 9 隔震框架结构基底剪力

Fig. 9 Base Shear Force of Isolation Frame Structures

表 2 隔震框架结构最大弹塑性层间位移角

Tab. 2 Maximum Elastic-plastic Inter-story Drift Angle of Isolation Frame Structures

地震波	RCIF	PCIF-1	PCIF-2	PCIF-3
El Centro 波	1/175	1/144	1/138	1/118
Taft 波	1/180	1/194	1/127	1/115
人工波 R1	1/141	1/128	1/140	1/111

的性能水准。直接取普通抗震结构的弹塑性变形限值来定义隔震结构的倒塌状态是偏于不安全的。《建筑隔震设计标准(送审稿)》(简称“隔规”)提出了适用于隔震结构“大震可修”的基本设防目标,弹塑性变形限值取为 1/120。现浇框架与装配式框架 PCIF-1, PCIF-2 大震弹塑性位移角分别为 1/141, 1/128, 1/127, 均小于 1/120, 满足“大震可修”的性能水准,装配式框架 PCIF-3 大震弹塑性位移角为 1/111, 大于 1/120, 其上部弹塑性层间变形响应不满足隔震设计标准对罕遇地震的性能限值规定。

从整体来看,PC 隔震框架与现浇隔震框架最大层间位移角位置及分布趋势基本相同。从图 10 可以看出,最大层间位移角均出现在第 2 或第 3 层。由于 PC 隔震框架连接处薄弱,结构整体性差,装配式隔震框架 PCIF-1, PCIF-2 和 PCIF-3 的最大层间位移角相较现浇隔震框架分别增加了 10.15%, 11.02%, 27.03%, PC 隔震框架上部结构损伤更加严重。采用拆分方式 1 和拆分方式 2 的装配式隔震框架 PCIF-1 和 PCIF-2 层间位移角增幅较小,与现浇隔震结构较为相近。

4.4 结构耗能及应力分布

隔震结构通过隔震层吸收耗散大部分地震能量,隔震层的大变形使得隔震支座充分发挥作用。罕遇地震下,装配式隔震框架与现浇隔震框架相比,结构自身损伤耗能均增加。如图 11 所示,以 El Centro 波为例,装配式隔震框架 PCIF-1, PCIF-2 和 PCIF-3 结构耗能较现浇隔震框架分别增加了 9.95%, 13.69%, 15.77%, 即装配式隔震框架上部

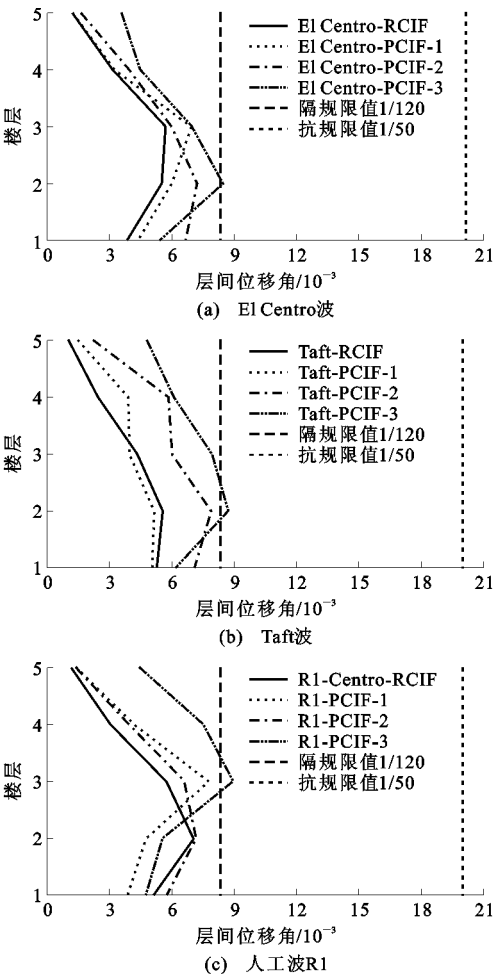


图 10 罕遇地震下结构层间位移角

Fig. 10 Inter-story Drift Angle of Structures Under Rare Earthquakes

结构损伤较现浇隔震结构严重,上部主体结构偏于不安全。

预制构件节点拼接位置的不同使得装配式隔震框架薄弱位置有所差别。不同结构的受力特点如图 12 所示,装配式隔震框架与现浇结构相比,结构应力大小及分布明显不同。现浇隔震框架混凝土峰值应力为 24.79 MPa,装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 的混凝土峰值应力分别为 19.85,20.48,17.16 MPa;与现浇隔震框架相比,装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 的混凝土峰值应力分别减少了 19.93%,17.39%,30.78%。现浇隔震框架底层柱端受力较大,其余各层应力分布较均匀;装配式隔震框架 PCIF-1 拼接位置避开了梁柱节点核心区,结构受力较好,其应力分布与现浇相似;装配式框架 PCIF-2 峰值应力集中在 2,3 层梁端和 3 层柱顶拼接处,界面拼接处受力较大,为结构薄弱部位;装配式框架 PCIF-3 梁柱节点核心区部位应力较大,此

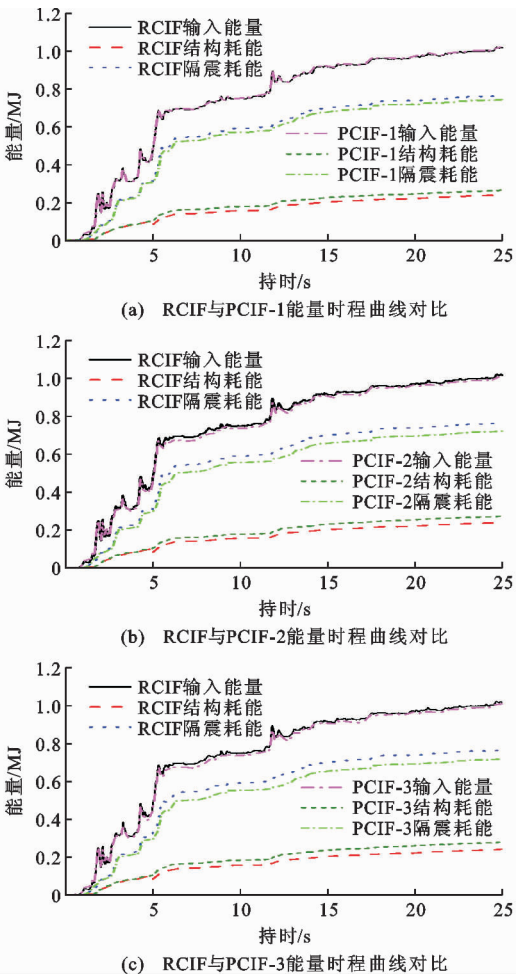


图 11 罕遇地震下结构能量时程曲线

Fig. 11 Energy Time-history Curves of Structures Under Rare Earthquakes

种拆分方式下结构受力较为不利。

4.5 隔震层损伤

隔震层作为隔震结构的关键楼层,其健康状态关乎整个结构的受力性能。杜东升等^[18]结合隔震层的拉、压特性、弹塑性变形和累积滞回耗能提出的隔震层损伤模型为

$$D_{is} = \max\left\{\frac{r_i(\sigma_i^-)}{R_i(\sigma_i^-)}\right\} + \frac{\beta^-}{Q_d \delta_d} \sum E_d + \beta^+ \frac{\max\{\sigma_i^+\}}{\sigma_u^+} \quad (1)$$

式中: D_{is} 为隔震层损伤指数; $r_i(\sigma_i^-)$ 为隔震支座在所承担的压应力 σ_i^- 下的剪应变; $R_i(\sigma_i^-)$ 为隔震支座在相同压应力 σ_i^- 下所能够承受的极限剪应变; Q_d 为隔震支座的屈服强度; δ_d 为隔震支座的极限位移; $\sum E_d$ 为隔震支座的累积滞回耗能; β^- 为隔震支座压剪状态下的耗能因子,由于隔震支座在水平方向的延性很好,建议取值 0.01; $\max\{\sigma_i^+\}$ 为地震作用下隔震支座的拉应力; σ_u^+ 为隔震支座的极限

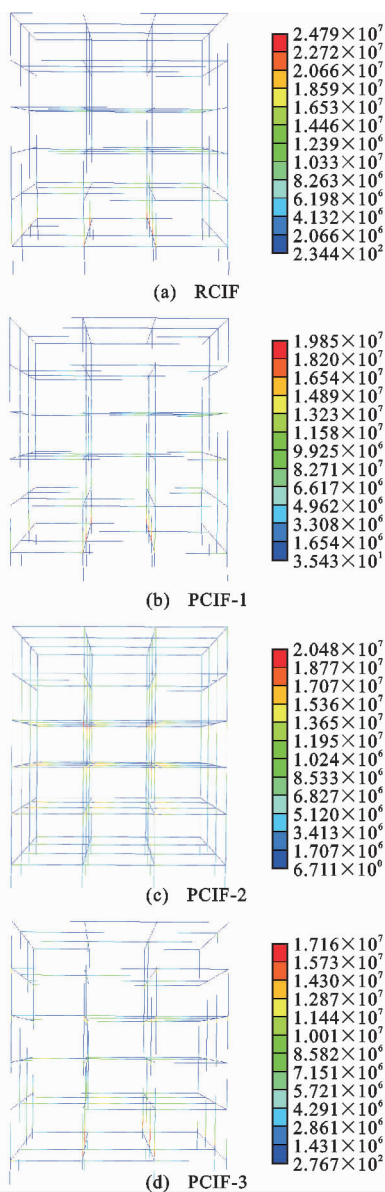


图 12 El Centro 波作用下结构的应力分布(单位:Pa)

Fig. 12 Stress Distribution of Structures Under El Centro Wave (Unit:Pa)

拉应力,根据支座的实际受拉性能进行取值; β^+ 为隔震支座受拉损伤因子,建议取 $\beta^+ = \max\{\sigma_i^+\}/\sigma_u^+$ 。

按公式(1)计算现浇隔震框架 RCIF 和装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 在罕遇地震作用下的隔震层损伤指数。如图 13 所示,RCIF 结构隔震层损伤指数最大值为 0.411,装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 隔震层损伤指数最大值分别为 0.432,0.419,0.437。装配式结构隔震层支座变形略微增大,使隔震层损伤指数增加,因此装配式结构隔震层的损伤程度略显严重。装配式结构 PCIF-2 因多层柱整体预制,结构后浇节点少,整体性较好,其隔震层损伤指数与现浇结构相近。

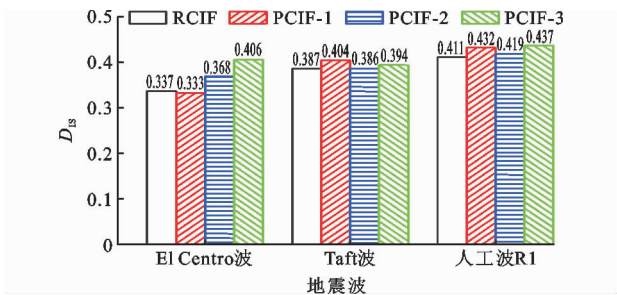


图 13 隔震层损伤指数

Fig. 13 Damage Index of Isolation Layer

5 结 语

(1)PC 隔震框架整体刚度弱于现浇隔震框架,采用 3 种拆分方式的 PC 隔震框架结构刚度有所差别,装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2 与现浇结构刚度相差不大。

(2)4 种结构在地震作用下结构应力损伤位置分布不同,现浇结构集中于底层柱端,装配式结构连接界面处较为薄弱,应力较大。装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 混凝土应力峰值较现浇结构分别减少了 19.93%,17.39%,30.78%,其承载力明显弱于现浇结构。

(3)罕遇地震下,装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 上部结构最大层间位移角分别为 1/128,1/127,1/111,较现浇结构 1/141 分别增加了 10.15%,11.02%,27.03%,装配式隔震框架上部结构损伤较现浇结构更为严重;装配式隔震框架 PCIF-3 大震弹塑性位移角大于 1/120,其上部弹塑性层间变形响应不满足隔规“大震可修”的性能水准。

(4)装配式隔震框架 PCIF-1,PCIF-2,PCIF-3 隔震层损伤指数最大值分别为 0.432,0.419,0.437,较现浇结构 0.411 均略微增大,装配式结构隔震层损伤较现浇结构严重。

(5)综合考虑装配式混凝土结构的抗震性能及施工方便,本文建议采用拆分方式 1 对装配隔震框架进行构件拆分。拆分方式 2 虽受力性能良好,但为保证隔震层的整体性和橡胶隔震支座受力的均匀性,上部预制构件的装配过程中对支撑系统要求高。

参考文献:

References:

[1] 吴 刚,冯德成. 装配式混凝土框架节点基本性能研究进展[J]. 建筑结构学报,2018,39(2):1-16.
WU Gang, FENG De-cheng. Research Progress on

- Fundamental Performance of Precast Concrete Frame Beam-to-column Connections[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(2): 1-16.
- [2] 杨 辉, 郭正兴, 尹 航, 等. 高强底筋锚入式预制装配混凝土框架梁柱节点抗震试验研究[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2018, 48(6): 979-986.
YANG Hui, GUO Zheng-xing, YIN Hang, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Precast Concrete Beam-to-column Connections with High-strength Hooked Beam Bottom Bars[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2018, 48(6): 979-986.
- [3] ERTAS O, OZDEN S, OZTURAN T. Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames[J]. PCI Journal, 2006, 51(3): 66-76.
- [4] IVERSON J K, HAWKINS N M. Performance of Precast/Prestressed Concrete Building Structures During Northridge Earthquake[J]. PCI Journal, 1994, 39(2): 38-55.
- [5] PARK R. Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand[J]. PCI Journal, 2002, 47(5): 60-75.
- [6] KORKMAZ H H, TANKUT T. Performance of a Precast Concrete Beam-to-beam Connection Subject to Reversed Cyclic Loading[J]. Engineering Structures, 2005, 27(9): 1392-1407.
- [7] GHOSH S K, CLELAND N. Observations from the February 27, 2010, Earthquake in Chile[J]. PCI Journal, 2012, 57(1): 52-75.
- [8] KHOO J H, LI B, YIP W K. Tests on Precast Concrete Frames with Connections Constructed Away from Column Faces[J]. ACI Structural Journal, 2006, 103(1): 18-27.
- [9] RESTREPO J I, PARK R, BUCHANAN A H. Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings[J]. PCI Journal, 1995, 40(4): 44-61.
- [10] 刘菲菲, 于德湖, 张纪刚. 装配式混凝土框架结构新型节点设计及分析[J]. 青岛理工大学学报, 2015, 36(1): 118-124.
LIU Fei-fei, YU De-hu, ZHANG Ji-gang. Design and Analysis of Prefabricated Concrete Frame Structure' New Joints [J]. Journal of Qingdao Technological University, 2015, 36(1): 118-124.
- [11] 杜永峰, 祝青鑫, 李万润, 等. 基于监测数据的隔震结构模态参数异变分析[J]. 振动、测试与诊断, 2018, 38(3): 517-525.
DU Yong-feng, ZHU Qing-xin, LI Wan-run, et al. Analysis of Modal Parameters Variation of Isolated Structure Based on Monitoring Data [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2018, 38(3): 517-525.
- [12] 谭 平, 李 洋, 匡 珍, 等. 装配式隔震结构中隔震节点抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(2): 10-17.
TAN Ping, LI Yang, KUANG Zhen, et al. Seismic Behavior of Isolation Connection in Assembled Seismic Isolation Structure[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(2): 10-17.
- [13] 王 维, 李爱群, 贾 洪, 等. 预制混凝土剪力墙隔震结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(6): 35-43.
WANG Wei, LI Ai-qun, JIA Hong, et al. Shaking Table Test of Precast Concrete Shear Wall Isolation Structure[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(6): 35-43.
- [14] JGJ 1—2014, 装配式混凝土结构技术规程[S].
JGJ 1—2014, Technical Specification for Precast Concrete Structures[S].
- [15] 潘 鹏, 曲 哲. PQ-Fiber 使用手册[EB/OL]. 2015-04-20. <http://www.luxinzheng.net/download/PQFiber/Manual.htm>.
PAN Peng, QU Zhe. PQ-Fiber Manual [EB/OL]. 2015-04-20. <http://www.luxinzheng.net/download/PQFiber/Manual.htm>.
- [16] 方登甲. 考虑施工缝对 RC 基础隔震框架地震损伤分析及试验研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2018.
FANG Deng-jia. Seismic Damage Analysis of RC Base Isolation Frame with Construction Joint and Experimental Study [D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2018.
- [17] 杜永峰, 王光环. 基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能水准划分与量化分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(6): 87-92, 97.
DU Yong-feng, WANG Guang-huan. Performance Levels Classification and Performance Index Quantitative Analysis of Base-isolated RC Frame[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2013, 35(6): 87-92, 97.
- [18] 杜东升, 王曙光, 刘伟庆, 等. 隔震结构损伤性能与可靠度研究[J]. 振动与冲击, 2016, 35(1): 222-227.
DU Dong-sheng, WANG Shu-guang, LIU Wei-qing, et al. Reliability-based Damage Performance of Base-isolated Structures [J]. Journal of Vibration and Shock, 2016, 35(1): 222-227.