

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2018.01.001



单向预应力混凝土空间框架弹塑性时程分析

简斌, 汤甜恬, 黄鹏

(重庆大学 土木工程学院; 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

摘要:参照中国现行结构设计规范,按不同抗震等级设计 4 个处于结构临界高度(24 m)和临界跨度(18 m)的 7 度二、三级和 8 度一、二级单向预应力空间框架(一级框架中柱“强柱弱梁”级差调整按建议公式弱化设计),然后基于 OpenSEES 有限元分析平台,进行双向地震动下的弹塑性时程分析,研究其在罕遇地震下的抗震性能和能力。结果表明:各框架沿两个方向屈服程度均不高、具有较好的整体抗震能力。其中,取较低抗震等级的 7 度三级和 8 度二级框架,其整体地震反应较取较高抗震等级的 7 度二级和 8 度一级框架略大,但差异并不明显。RC 框架方向形成理想的“梁铰机制”,PC 框架方向形成“柱铰机制”,PC 框架抗侧刚度更大、抗震能力更强。抗震等级为一级的 PC 框架经弱化中柱设计后,可以有效引导框架在中柱出铰,但仍不能避免边柱少量出铰,可考虑适当加强边柱予以控制。

关键词:预应力混凝土;空间框架;时程分析;强柱弱梁;地震反应

中图分类号:TU378.4 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2018)01-0001-08

Elastoplastic time history analysis of unidirectional prestressed concrete space frame

Jian Bin, Tang Tiantian, Huang Peng

(College of Civil Engineering; Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area of the Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: Four unidirectional prestressed space frames set at the critical height (24 m) and the critical span (18 m) were designed according to the Chinese codes, including two frames of the second, third seismic grade in intensity-category seven and two frames of the first, second seismic grade in intensity-category eight ("strong column-weak beam" in the middle nodes of the first seismic grade frame was weakened by the suggested method), based on the OpenSEES framework, elastoplastic time history analysis method was used to analyze the structural seismic performance and capacity under the bi-directional seismic waves. The results showed the yielding degree of every frames in both directions was acceptable and the global seismic capability was good. Besides, the frames which took a lower seismic grade had a slightly larger global seismic response, but the difference was not obvious. An ideal "beam hinge mechanism" was formed in the direction of RC frames and a "column hinge mechanism" was formed in the direction of PC frames, the

收稿日期:2017-03-14

基金项目:中央高校基本科研业务费(2015CDJXY);国家自然科学基金(51178487)

作者简介:简斌(1967-),男,教授,博士,主要从事混凝土及预应力混凝土结构基本理论和抗震性能研究,E-mail: jianbin0215@163.com.

Received:2017-03-14

Foundation item:Fundamental Research Funds for the Central Universities (No. 2015CDJXY); National Natural Science Foundation of China (No. 51178487)

Author brief:Jian Bin(1967-), professor, PhD, main research interests:basic theory and seismic performance of concrete and prestressed concrete, E-mail:jianbin0215@163.com.

lateral stiffness and seismic capability of PC frames were better than RC frames'. The PC frame of the first seismic grade formed hinges in middle columns effectively after weakening "Strong Column-Weak Beam", but hinges in side columns were still unavoidable, thus it was considerable to strengthen side columns.

Keywords: prestressed concrete; spacial frame; time-history analysis; strong column-weak beam; seismic response

传统观念认为,与普通钢筋混凝土(Reinforced Concrete, 简称 RC)结构相比,预应力混凝土(Prestressed Concrete, 简称 PC)结构阻尼小、延性小、耗能差,不适用于高烈度地区。随着研究的深入,研究人员越来越清楚地认识到 PC 结构具有比传统观念预期更好的抗震性能和能力,特别是仅梁中配置预应力钢筋的部分预应力混凝土框架结构^[1-3]。由于已有研究成果几乎全部来自平面模型的计算分析和实验研究,未见采用精细化模型进行空间框架时程分析的研究。而研究表明,平面模型存在明显不足^[4-5],不能完全真实反映空间结构的地震反应,故 PC 框架抗震性能有待空间精细化模型的进一步验证。

此外,《预应力混凝土结构抗震设计规程》(JGJ 140—2004)^[6]的第 4.3.2 条规定,抗震等级为一级的 PC 框架的柱端弯矩增大系数应符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[7](以下简称《抗震规范》)的相关规定,当按梁实配钢筋进行“强柱弱梁”调整时,由于预应力筋的面积通常由裂缝控制等级确定,为增加梁端截面延性,需要配置一定数量的非预应力筋,这将明显增大预应力梁的强度储备。在中节点处若按顺时针或逆时针的梁实配钢筋对应的承载力之和计算中柱配筋,将使中柱配筋面积过大,甚至超出柱纵向钢筋最大配筋率。同时,由于梁柱超强,易导致节点内部发生剪切破坏^[8],埋下安全隐患。

对比美国规范 ACI318—14^[9]和欧洲规范 EN1998—1^[10]等国际主流混凝土结构设计规范,一般预应力混凝土框架结构均采用与钢筋混凝土框架结构相同的“强柱弱梁”级差调整方法。美国规范应用在高烈度区的特殊框架(special moment frame)的柱端弯矩增大系数与中国一级抗震等级框架是相当的,但在抗震构造措施方面,美国规范的柱端配箍特征值明显大于中国规范^[11];欧洲高延性框架(DCH)的柱端弯矩增大系数虽为 1.3,略高于中国规范,但其钢筋采用抗拉强度设计值,因而整体调整力度相当,但欧洲规范对高延性框架柱的轴压比限值严于中国规范。

为改善中国现行规范中一级 PC 框架存在的中柱配筋困难问题和消除由此产生的中节点安全隐患,有必要对一级 PC 框架中柱“强柱弱梁”内力级

差调整措施进行研究。鉴于上述研究内容难以采用试验完成,笔者在 OpenSEES 有限元分析平台上,以后张有粘结单向 PC(简称 UPC)空间框架为研究对象,进行罕遇地震下弹塑性时程分析,对其抗震性能和能力以及一级框架的中柱“强柱弱梁”内力级差调整措施进行研究。

1 算例设计

按照中国现行规范设计 4 个现浇 UPC 空间框架算例(仅框架 YKJ1 中柱“强柱弱梁”级差调整按式(1)计算,其他均按规范执行),预应力框架沿纵向(Y 向)布置,普通混凝土框架沿横向(X 向)布置,结构高度 24 m、预应力框架跨度 18 m,其结构平面布置如图 1 所示,相关设计参数见表 1。按照中国规范,结构高度 24 m 和跨度 18 m 均为抗震等级划分的界限,表 1 中 4 个算例结构高度和跨度按此取值,重点在于考查抗震等级取值偏低的 YKJ2、YKJ4 的抗震性能。

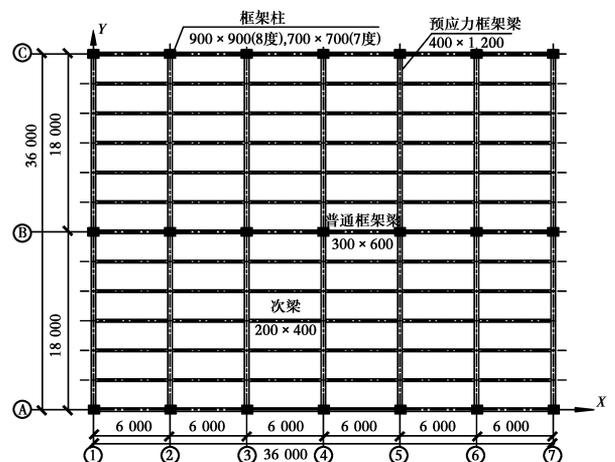


图 1 结构平面布置图

Fig. 1 Structural plane layout

表 1 空间预应力框架算例

Table 1 Examples of UPC frames

编号	设防烈度	结构高度/m	抗震等级	场地类别	设计地震分组
YKJ1	8 度 0.2g	24	一级	II 类	第 1 组
YKJ2	8 度 0.2g	24	二级	II 类	第 1 组
YKJ3	7 度 0.1g	24	二级	II 类	第 1 组
YKJ4	7 度 0.1g	24	三级	II 类	第 1 组

其他设计参数为:各框架层数 5 层,底层层高 6 m、其余层高 4.5 m;梁柱截面尺寸见图 1,楼、屋面板厚分别为 100 mm 和 120 mm。楼、屋面上分别作用 4.5 和 2.0 kN/m² 的均布活荷载、1.1 和 2.5 kN/m² 的附加均布恒载;沿屋盖外围框架梁施加 4.56 kN/m 的均布恒载以考虑女儿墙自重,沿各层楼盖外围框架梁施加 5.04 kN/m 的均布恒载以考虑外墙自重;设计不考虑风荷载。各构件的材料强度等级见表 2。

表 2 各构件的材料强度等级

Table 2 Material strength grade of each component

混凝土	纵向非 预应力筋	预应力筋	箍筋
C40	HRB400	Φ [*] 15.2 高强低松弛 1860 级钢 绞线,张拉控制应力: $\sigma_{con} = 0.75f_{ptk} = 1395 \text{ MPa}$	HPB300

PC 梁最大允许裂缝宽度 0.2 mm,预应力筋为一束 C4 线形(C4,280,100,280,0.1,0.5,0.1)^[12],边框架配置 9Φ^{*}15.2 外,其余梁均配置 12Φ^{*}15.2。

2 一级框架中柱“强柱弱梁”级差调整

鉴于中国现行规范抗震等级一级框架中柱“强柱弱梁”级差调整的不合理性,提出采用式(1)计算中节点处的柱端组合弯矩 $\sum M_c$,其目的在于相对弱化中柱配筋、允许中柱出铰。

$$\sum M_c = \max\{1.7 \sum M_b, 1.2M_{bua}\} \quad (1)$$

式中: $\sum M_c$ 、 $\sum M_b$ 、 M_{bua} 的含义与《抗震规范》第 6.2.2 条相同;与规范不同的是, M_{bua} 仅考虑梁端负弯矩(上部受拉),即取正弯矩方向实配的正截面抗震受弯承载力为零。

分别按《抗震规范》式(6.2.2-2)和式(1)对一级抗震框架 YKJ1 进行中柱配筋,其计算结果对比见表 3。由表 3 数据可见,按式(1)计算的中柱单侧配筋明显小于按规范公式计算的结果,平均降幅接近 50%。尤其是在第 4 层,弱化前的全截面配筋率达到了 4.85%。这是由于第 4 层中节点的上下柱端弯矩分配比例相差较大,即第 4 层柱顶分配到的柱端弯矩较大,同时,4 层中柱轴力较小,因而,在大偏压情况下配筋将出现超筋的风险。

表 3 YKJ1 中“4-B 柱”Y 向单侧配筋面积

Table 3 Unilateral reinforcement area of '4-B column' along Y direction in YKJ1

层号	弱化前/mm ²	弱化后/mm ²
1 层	3 845	2 123
2 层	6 294	2 628

续表 3

层号	弱化前/mm ²	弱化后/mm ²
3 层	7 761	3 849
4 层	10 053	5 660
5 层	4 263	2 276

表 1 中的框架 YKJ1 即按式(1)进行中柱“强柱弱梁”调整设计,后文将对其抗震性能进行分析。YKJ1~YKJ4 配筋结果参见文献[13]。

3 分析软件及地震波选用

3.1 软件及模型参数

基于 OpenSEES 有限元分析平台,对 4 个算例进行罕遇地震下的弹塑性时程分析。模型中梁、柱采用纤维杆系模型,次梁仅传递荷载,不参与计算分析。梁截面采用“T 形”或“倒 L 形”以考虑楼板影响,翼缘外伸宽度取为 6 倍板厚;赋予梁、柱截面线弹性抗扭刚度;考虑柱脚钢筋粘结滑移。材料力学参数取平均值,混凝土材料定义时区分箍筋约束与非约束区,均采用 concrete02 材料本构、滞回线采用 Berkeley 两折线规则、钢筋采用 steel02 材料本构、预应力筋采用 Hysteretic 模型定义^[14];预应力效应通过“两阶段工作原理”^[15]施加;结构阻尼比取 0.03,阻尼矩阵采用 Rayleigh 阻尼模型。

3.2 双向地震波选用

采用文献[16]提出的“SRSS 谱选波法”进行双向选波,要求选出的每对地震波(主、次分量)所形成的 SRSS 谱与标准谱在 $[0.1, T_g]$ 及 $[T_1 - 0.15, T_1 + 0.15]$ 两区段上平均误差不超过 15%。对 7、8 烈度下框架分别选取 7 对天然波,现将用于 YKJ1、YKJ2 的波编号为 waves1~7,用于 YKJ3、YKJ4 的波编号为 waves8~14,地震波基本信息见表 4。由于重点探讨结构中预应力方向(Y 向)的地震反应,故沿 Y 向输入大分量波。

表 4 地震波基本信息

Table 4 Basic data of seismic waves chosed

编号	地震名称	震源距	震级	A_{1max}/g	A_{2max}/g
waves1	Loma Prieta	14.5	6.9	0.443	0.529
waves2	Coyote Lake	7.5	5.7	0.339	0.211
waves3	Coyote Lake	6.0	5.7	0.272	0.229
waves4	Imperial Valley	21.9	6.5	0.139	0.117
waves5	Loma Prieta	64.4	6.9	0.329	0.236
waves6	Loma Prieta	32.6	6.9	0.091	0.112
waves7	N. PalmSprings	16.6	6.0	0.158	0.187
waves8	Loma Prieta	6.0	5.7	0.339	0.211
waves9	Coyote Lake	7.5	5.7	0.272	0.229

续表 4

编号	地震名称	震源距	震级	A_{1max}/g	A_{2max}/g
waves10	Loma Prieta	64.4	6.9	0.139	0.117
waves11	Superstintn Hills(B)	18.2	6.7	0.329	0.236
waves12	Northridge	13.0	6.7	0.091	0.112
waves13	Imperial Valley	23.8	6.5	0.128	0.078
waves14	Northridge	56.1	6.7	0.100	0.08

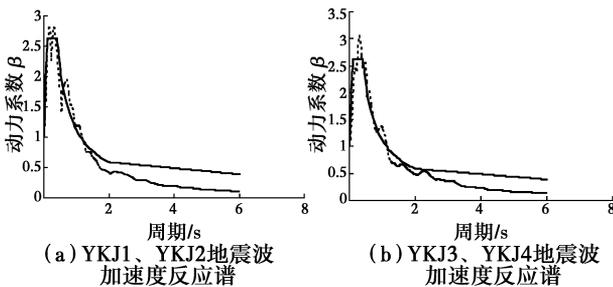
注:地震波代表沿 Y 向输入的较大地震波分量,相关波代表沿 X 向输入的较小地震波分量; A_{1max} 、 A_{2max} 为大、小分量对应的最大绝对峰值加速。

按《抗震规范》建议方法对地震波进行调幅,将各时刻波值乘以“调幅指标 k ”, k 按式(2)计算确定。

$$k = PGA/A_{1max} \quad (2)$$

式中:PGA 为对应烈度峰值加速度,罕遇地震下 8 度 $0.2g$ 取 4.0 m/s^2 ,7 度 $0.1g$ 取 2.2 m/s^2 。

经计算分析,各算例框架 7 条地震波的平均加速度反应谱和相应设计反应谱如图 2 所示。



注: — 设计反应谱 平均反应谱

图 2 平均加速度反应谱

Fig. 2 Average acceleration response spectrum

4 计算结果及分析

4.1 位移反应及超强指标

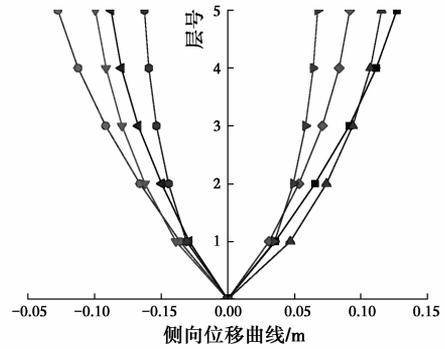
各算例最大层间位移角、最大基底剪力等整体反应指标平均值见表 5,侧向位移曲线见图 3。(图中仅绘出 YKJ1 与 YKJ3 曲线,因 YKJ2 与 YKJ4 各曲线分别与 YKJ1 与 YKJ3 几乎重合。)

表 5 YKJ1~YKJ4 在罕遇地震作用下的整体反应指标平均值

Table 5 Average value of YKJ1~YKJ4's response under rare earthquake

框架编号	最大层间位移角		最大顶点位移/m		最大基底剪力 V_1/kN		超强指标 V_1/V_0	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
	YKJ1	1/143	1/127	0.128	0.116	11 072	20 524	2.55
YKJ2	1/144	1/134	0.128	0.113	10 822	19 029	2.5	3.35
YKJ3	1/191	1/170	0.092	0.068	5 962	9 512	3.3	4.19
YKJ4	1/188	1/167	0.092	0.067	5 895	8 961	3.26	3.94

注:超强指标(V_1/V_0)中, V_1 为罕遇地震作用下的最大基底剪力, V_0 为设计基底剪力。



注: — YKJ1-X1 — YKJ1-X2 — YKJ1-Y1 — YKJ1-Y2
— YKJ3-X1 — YKJ3-X2 — YKJ3-Y1 — YKJ3-Y2

图 3 YKJ1 和 YKJ3 的侧向位移曲线

Fig. 3 Lateral displacement curve of YKJ1 and YKJ3

以框架结构的最大层间位移角是否超过 $1/50$ 作为整体失效(倒塌)评判标准^[17-18],YKJ1~YKJ4 在 7 对地震波下的最大层间位移角平均值见表 5,最大值为 YKJ1 的 $1/127$;YKJ1 在 waves3 下沿 Y 向的层间位移角为单条波下的最大值,达到 $1/69$,均满足“大震不倒”的性能目标。此外,相同设防烈远小于 $1/50$,能实现“大震不倒”的性能目标;相同设防烈度下,按不同抗震等级设计的 YKJ1 与 YKJ2、YKJ3 与 YKJ4 最大层间位移角、侧向位移和最大基底剪力差异均不明显,两两之间具有基本一致的整体反应。

各框架沿 Y 向的最大位移反应几乎都不同程度小于 X 向,Y 向所承担的最大基底剪力更是显著大于 X 向(平均大约 1.7 倍),说明 PC 框架沿 Y 向的整体抗侧刚度更大,设置 PC 框架能够提高结构在罕遇地震下的整体抗侧能力。

“超强指标”反映罕遇地震下结构基底剪力 V_1 相对于设计基底剪力 V_0 的大小,计算结果表明各框架 Y 向“超强指标”均大于 X 向。其原因为:1)Y 向本身承担大分量地震波(峰值加速度约为 X 向的 1.2 倍);2)Y 向 PC 框架截面配筋多由抗裂和构造控制,较 X 向 RC 框架配筋显著超强,可承担持续增大的地震作用;3)预应力效应可推迟 PC 梁混凝土开裂并促进裂缝闭合^[19],延缓其刚度降低。

4.2 塑性铰分布与构件延性需求

YKJ1~YKJ4 的典型塑性铰分布见图 4,图中“0”表示最先出铰的位置,“1”表示梁铰转角最大位置,“2”表示梁铰转角延性需求最大位置,“3”表示柱铰转角最大位置,“4”表示柱铰转角延性需求最大位置。分析结果表明,所有 UPC 框架中的梁柱杆端延性需求均能满足能力设计要求^[20]。经合理设计即可避免局部失效。塑性铰分布具有以下特点:

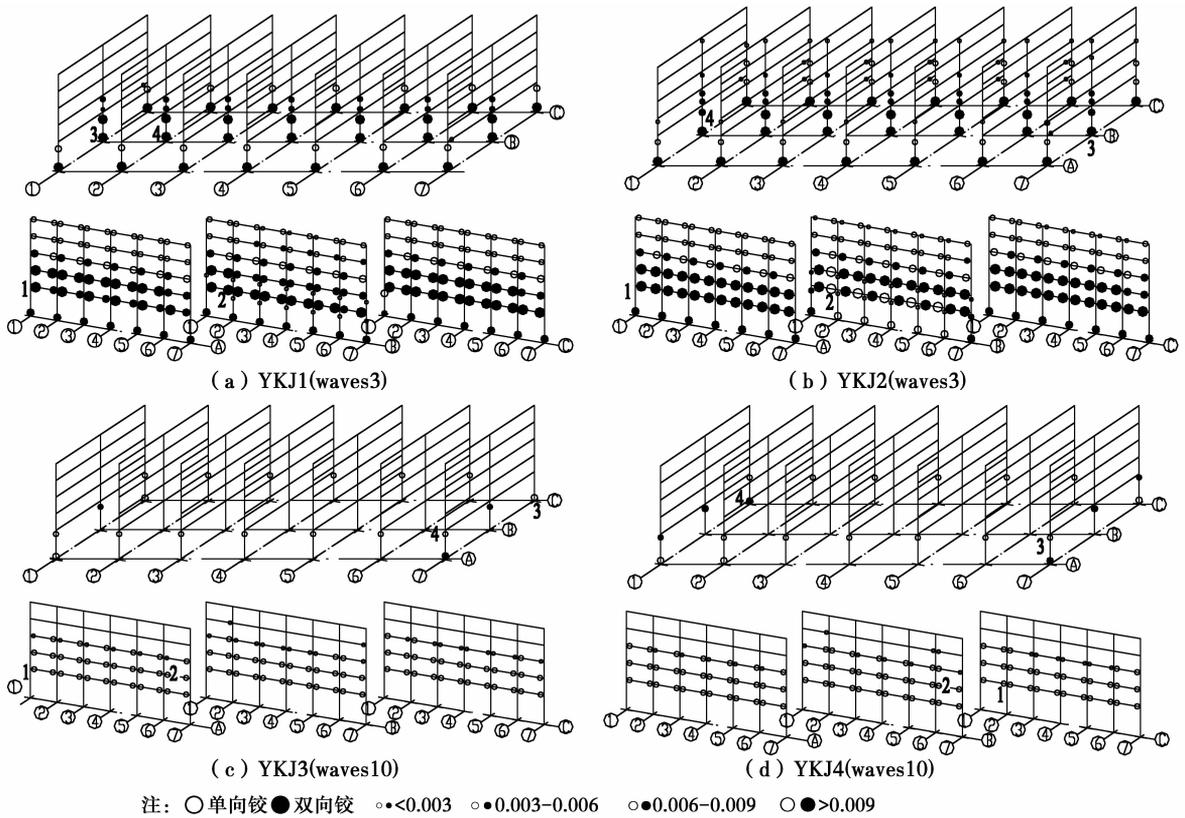


图 4 YKJ1~YKJ4 的典型塑性铰分布

Fig. 4 Plastic hinge distributions of YKJ1~YKJ4

1)出铰数量及顺序。表 6 为 YKJ1~YKJ4 在罕遇地震作用下的平均出铰情况。从表 6 可看出,除 RC 框架梁端出铰较充分外,其他梁柱出铰均较少,且 7 度框架明显少于 8 度框架,其整体出铰率不到 20%。通常 RC 梁端出铰后柱底开始出铰;当设防烈度较高且抗震等级相对较低时(如 YKJ2),可能在柱底以外的其他柱端最先出铰。

表 6 YKJ1~YKJ4 在罕遇地震作用下的平均出铰情况

Table 6 The general situation of plastic hinge formed in YKJ1~YKJ4 under rare earthquake

框架编号	梁端出铰率/%			柱端出铰率/%			平均梁柱出铰率比		
	RC 梁	PC 梁	整体	X 向	Y 向	整体	X 向	Y 向	整体
YKJ1	50.7	0.2	28.6	4.22	12.7	8.5	10.94	0.01	7.36
YKJ2	49.8	1.8	29.3	4.59	12.1	8.3	10.43	0.24	9.08
YKJ3	31.6	0.0	17.8	0.10	2.7	1.4	120.5	0	21.27
YKJ4	31.6	0.0	17.8	0.82	3.0	1.9	30.02	0	11.27

注:“整体”指 X、Y 方向的出铰截面数之和与结构总的杆件截面数比值;“梁柱出铰率比”指在使得梁、柱均同时出铰的地震波下,梁与柱的出铰率比值。

2)梁柱出铰率比及出铰机制。约定梁柱出铰率比值大于 1.5 时表现为“梁铰机制”,小于 0.667 时

为“柱铰机制”,在 1.5 与 0.667 之间为混合耗能机制。罕遇地震下,UPC 框架整体梁柱出铰率比均远大于 1.5,表现为“梁铰机制”,这得益于结构沿 X 向的框架表现出典型的“强柱弱梁”;Y 向框架的梁柱出铰率比很难超过 0.667,结构在该方向上表现为“柱铰机制”。从表 7 给出的 7 对地震波下杆端最大转角及转角延性需求平均值可以看出,此时,绝大部分柱端的转角延性需求值小于 3,满足能力设计要求^[20]。同时需说明的是,各算例最大转角延性需求为 4.24,出现在 waves3 作用下的 YKJ1 底层柱脚处,见图 4。该延性需求在合理范围内,可通过抗震构造措施避免局部失效。

3)柱端出铰。Y 向柱端的出铰量明显多于 X 向,但柱脚处均易出铰;除柱脚外,中柱柱端较边柱柱端更易出铰,尤其是 Y 向中柱;不同的抗震等级会明显影响框架的柱端塑性铰分布,取较低抗震等级时塑性铰分布更广。同时,8 度框架 YKJ1 与 YKJ2 在地震波 waves3 和 waves5 下,其底层沿 Y 向形成“层侧移机构”(该层各柱上下端均出铰)。其中,YKJ1 的底层层间位移角在 waves3 作用下达到 1/69,其层间位移角最大。

4)梁端出铰。PC 梁仅在 8 度较高且抗震等级

相对较低时普遍出铰(如 8 度二级 YKJ2),下部楼层较上部楼层更易出铰,且大都分布在梁、柱边节点处,中节点处难以出铰;RC 梁端出铰充分,既有单向铰也有双向铰,7 度框架以单向铰居多。

5)最大转角和最大转角延性需求所在位置。梁端或柱端的最大转角和最大转角延性需求对应杆件均位于结构的边榀或靠近边榀的框架中,且均出现在 1、2 层,其分布示意图见图 5。

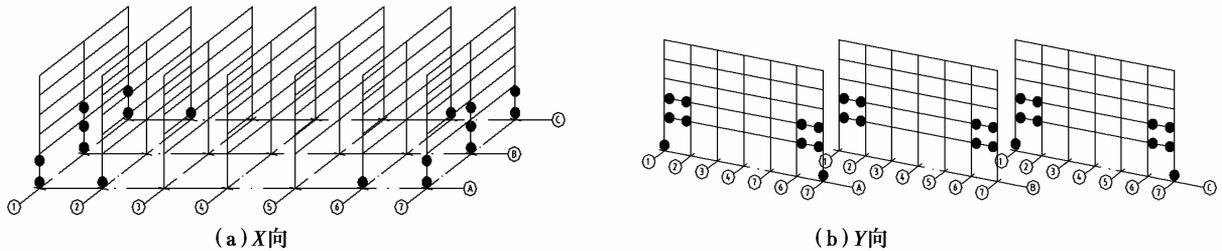


图 5 杆端最大转角和最大转角延性需求分布示意图

Fig. 5 Forming positions of rod-end maximal rotations and ductility

6)杆端转角延性需求。表 7 为杆端最大转角及最大转角延性需求平均值。从表 7 可以看出,PC 梁端的转角延性需求最小,不超过 1.5;RC 梁端的转

角延性需求与柱相当,一般不超过 3,但不排除 8 度框架底层柱底和柱顶在某些地震波下出现转角延性需求大于 3 小于 4 的现象。

表 7 杆端最大转角及最大转角延性需求平均值

Table 7 The average maximal rotations and ductility in the rod end

框架编号	杆端最大转角平均值/rad				杆端最大转角延性需求平均值			
	RC 梁	PC 梁	X 向柱	Y 向柱	RC 梁	PC 梁	X 向柱	Y 向柱
YKJ1	0.007 25	0.002 24	0.007 77	0.008 75	1.965	1.006	1.737	1.886
YKJ2	0.007 24	0.002 13	0.008 14	0.008 22	1.948	1.302	2.169	1.676
YKJ3	0.005 15	—	0.006 47	0.007 84	1.957	—	1.038	1.251
YKJ4	0.005 10	—	0.006 62	0.008 01	1.954	—	1.386	1.250

注:“杆端最大转角延性需求”等于地震响应中的最大转角除以屈服转角;“—”表示未出铰。

4.3 框架 YKJ1 中节点“强柱弱梁”级差调整

框架 YKJ1 抗震等级一级,采用式(1)进行“强柱弱梁”级差调整。在各地震波下,YKJ1 沿 Y 向的各杆端塑性铰主要分布在第 1、2 层,且具有以下特点:梁端几乎不出铰;柱铰主要出现在下部楼层,中柱出铰较多;边柱出铰较少。此外,由表 8 可知,中柱的延性需求除在 waves3 作用下较大外,在其余地震波下的最大转角和最大转角延性需求值均较小,满足文献[20]提出的评判标准,只需按规范要求进行常规延性设计即可。

分析结果表明,式(1)弱化规范“强柱弱梁”级差调整的目的基本达到,塑性铰有明显被引导到中柱的趋势。在边柱少量出铰的情况下,允许中柱形成转角不大、且转角延性需求合理的塑性铰,结构整体上形成以梁铰和中柱柱铰为主的“混合铰机制”。

总体来讲,对一级抗震 UPC 框架,弱化中节点处“强柱弱梁”级差调整力度不仅必要而且可行。同时也应注意到,式(1)的提出只是对这一问题的初步探讨,其普遍适用性有待进一步验证;且分析表明边

柱出铰仍比预期多,如何加以控制也有待研究。

表 8 YKJ1 在 waves1~waves7 作用下中节点处柱端最大转角和转角延性需求

Table 8 The maximal rotations and ductility of columns in interior joints of YKJ1 under waves1~waves7

地震波	杆端最大转角/rad	杆端最大转角延性需求
waves1	0.002	1.05
waves2	0.003	1.10
waves3	0.011	3.15
waves4	—	—
waves5	0.007	2.11
waves6	0.003	1.2
waves7	0.003	1.2
均值	0.004	1.635

注:“—”表示未出铰。

4.4 平面与空间模型对比分析

以框架 YKJ2 中④轴线上的单榀 PC 框架为对象,在 OpenSEES 有限元分析平台上建立平面框架

模型“YKJ2-PM”,建模参数同 YKJ2,且输入与 YKJ2 该方向上相同的地震波分量,平面框架出铰图见图 6(a)。分析结果表明,对于规则结构而言,平面框架模型计算结果虽然在整体上具有一定代表性,但是也存在明显差异:空间模型梁柱最大转角和最大转角延性需求分布不均匀,一般位于结构的边榀或靠近边榀的框架中;平面模型会高估柱端截面屈服能力(即更不易出铰),并低估其延性需求,如图 6 所示;YKJ2 各榀框架底层柱沿 Y 向上下端全部出铰,形成“层侧移机构”。总体而言,空间框架模型地震反应更大,平面模型在一定程度上会低估实际地震反应,使结构偏于不安全。

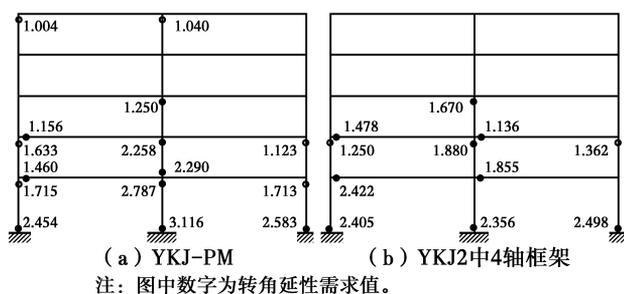


图 6 waves3 下的平面与空间 PC 框架塑性铰分布

Fig. 6 Plastic hinges distribution of YKJ-2D and YKJ-3D under the waves3

5 结论

1)在罕遇地震下,按中国现行规范设计的 7 度二、三级和 8 度一、二级(一级框架中柱“强柱弱梁”级差调整按建议公式弱化设计)单向预应力混凝土框架均可避免整体和局部失效,沿两个方向屈服程度均不高、残余变形均不大,具有较好的整体抗震能力。其中,处于结构高度和跨度界限值的 7 度和 8 度框架,取较低抗震等级(7 度三级和 8 度二级)与较高抗震等级(7 度二级和 8 度一级)相比,其整体地震反应略大,但差异并不明显。

2)7、8 度单向预应力框架沿 PC 梁方向形成杆端延性需求合理的“柱铰机制”,沿 RC 梁方向形成理想的“梁铰机制”,结构整体则形成“以梁铰(RC 梁铰)为主的混合铰机制”。同时,沿 PC 梁方向的整体抗侧移能力大于 RC 梁方向。

3)抗震等级一级的 PC 框架,按建议公式弱化其中节点处的“强柱弱梁”级差调整力度后,可以有效引导框架在中柱柱端出铰,但仍不能避免边柱少量出铰,可考虑适当加强边柱予以控制。

4)空间模型较平面模型地震反应总体更大,平面模型在一定程度上会低估实际地震反应,使结构偏于不安全。

参考文献:

- [1] 刘庆文,王方斌. 预应力混凝土扁梁框架节点抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程震动, 2016, 36(2): 42-48.
LIU Q W, WANG F B. Experimental study on seismic behavior of prestressed concrete flat beam frame joints [J]. Earthquake Engineering & Engineering Dynamics, 2016, 36(2): 42-48. (in Chinese)
- [2] 种迅,孟少平,张林振. 后张预应力预制混凝土框架节点抗震性能数值模拟与理论分析[J]. 工程力学, 2013, 30(5): 153-159.
ZHONG X, MENG S P, ZHANG L Z. Experimental studies and fem analysis of seismic behavior of prestressed and non-prestressed high performance concrete beams [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(5): 153-159. (in Chinese)
- [3] RAKA I G P, TAVIO, ASTAWA M D. State-of-the-Art report on partially-prestressed concrete earthquake-resistant building structures for highly-seismic region [J]. Procedia Engineering, 2014, 95: 43-53.
- [4] 王国林,丁文胜. 现浇预应力混凝土框架节点抗震性能研究进展[J]. 上海应用技术学院学报(自然科学版), 2013, 13(3): 216-220.
WANG G L, DING W S. State of research on seismic behavior of cast in place prestressed concrete beam column [J]. Journal of Shanghai Institute of Technology (Natural Science), 2013, 13(3): 216-220. (in Chinese)
- [5] 柳树康,宋满荣,黄慎江,等. 三层预压装配式预应力混凝土框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 99-107.
LIU B K, SONG M R, HUANG S J, et al. Experimental study on seismic performance of post-tensioned precast prestressed concrete frame [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(2): 24-32. (in Chinese)
- [6] 预应力混凝土结构抗震设计规程: JGJ 140—2004 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2004.
Specification for seismic design of prestressed concrete structures: JGJ 140-2004 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004. (in Chinese)
- [7] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.

- Code for seismic design of buildings; GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [8] 王春武, 孟少平. 预应力混凝土框架结构的抗震设计探讨[J]. 工程抗震与加固改造, 2005, 27(5): 33-36.
WANG C W, MENG S P. Discussion on aseismic design of prestressed concrete frame structures [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2005, 27(5): 33-36. (in Chinese)
- [9] Building code requirement for structural concrete; ACI318-14 [S]. ACI Committee 318, 2014.
- [10] CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings; BS EN 1998-1:2004 [S]. London: British Standards Institution, 2005.
- [11] 蒋薇. 中美钢筋混凝土框架结构抗震破坏模式控制方法对比[D]. 重庆:重庆大学, 2012.
JIANG W. Comparative analysis on control methods of earthquake-induced failure patterns of RC frame structures in China and USA [D]. Chongqing: Chongqing University, 2012. (in Chinese)
- [12] 中国建筑标准设计研究院. 后张预应力混凝土结构施工图表示方法及构造详图: 06SG429 [G]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
- [13] 黄鹏. 单向预应力混凝土空间框架弹塑性时程分析[D]. 重庆: 重庆大学, 2015.
HUANG P. Elastoplastic time history analysis of unidirectional prestressed concrete space frame [D]. Chongqing: Chongqing University, 2015. (in Chinese)
- [14] MCKENNA F, FENVES G L. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) [Z]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, 2013.
- [15] 郑文忠, 王英, 郝燕茹. 对预应力混凝土结构的几点认识与建议[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 2001, 34(2): 12-15.
ZHENG W Z, WANG Y, HAO Y R. Thoughts about prestressd concrete structures [J]. Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture, 2001, 34(2): 12-15. (in Chinese)
- [16] 杨红, 任小军, 徐海英. 双向水平地震下时程分析法中输入波的选择[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2010, 38(11): 40-46.
YANG H, REN X J, XU H Y. Selection of input waves in time-history analysis under bi-direction horizontal seismic action [J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2010, 38(11):40-46. (in Chinese)
- [17] Minimum design loads for buildings and other structures; ASCE/SEI 7-05 [S]. USA American Society of Civil Engineers, 2005
- [18] 罗文文, 李英民, 韩军, 等. 不同倒塌判定准则对评价RC框架结构抗倒塌能力的影响[J]. 土木工程学报, 2014(Sup2): 241-246.
LUO W W, LI Y M, HAN J, et al. Study on the effect of different collapse criteria on evaluating the collapse-resistant capacity of RC frames [J]. China Civil Engineering Journal, 2014(Sup2): 241-246. (in Chinese)
- [19] HUSSIEN O F, ELAFANDY T H K, ABDELRAHMAN A A, et al. Behavior of bonded and unbonded prestressed normal and high strength concrete beams [J]. HBRC Journal, 2012, 8(3): 239-251.
- [20] 刘光明, 杨红, 邹胜斌, 等. 基于新规范的钢筋混凝土框架抗震性能评价[J]. 重庆建筑大学学报, 2004, 26(1):40-49.
LIU G M, YANG H, ZOU S B, et al. Seismic Assessment of RC frame structure based on new design codes [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2004, 26(1): 40-49. (in Chinese)

(编辑 胡英奎)