

柱端铰型受控摇摆式 RC 框架节点刚度取值研究

鲁亮^{1†}, 夏婉秋¹, 樊宇²

(1. 同济大学 结构防灾减灾工程系, 上海 200092; 2. 南京世茂房地产开发有限公司, 江苏 南京 210015)

摘要:柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架(CR-RCFC)是一种新型可恢复功能结构。首先介绍 CR-RCFC 结构节点构造形式, 以及常规框架结构、CR-RCFC 结构的 ABAQUS 有限元模型, 并对比振动台试验结果验证 CR-RCFC 有限元建模的合理性。利用基于站台和地震信息的地震动记录选取方法选取 10 条地震动曲线, 输入到 CR-RCFC 有限元模型中, 模拟不同节点刚度比下结构的自振频率和动力时程响应。最后定义层间位移放大系数 α 和基底减震系数 β , 并选取层间位移响应和基底剪力响应作为最优抗侧刚度的控制参数。对 CR-RCFC 结构进行弹塑性时程分析, 比较结构在不同地震动作用下的结构层间位移和基底剪力响应, 分析节点刚度对层间位移放大系数 α 和基底减震系数 β 的影响, 求得满足抗震设计要求的节点相对刚度比取值范围。

关键词:柱端铰; 受控摇摆框架; 节点刚度; 动力时程响应

中图分类号: TU352.1

文献标志码: A

Study on Selection of Joint Stiffness for a Controlled Rocking Reinforced Concrete Frame with Column-end-hinge Joints

LU Liang^{1†}, XIA Wanqiu¹, FAN Yu²

(1. Department of Disaster Mitigation for Structures, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Nanjing Shimao Real Estate Development Co Ltd, Nanjing 210015, China)

Abstract: A Controlled Rocking Reinforced Concrete Frame with Column-end-hinge joints (CR-RCFC) is a new type of resilient structure. Firstly, the configuration of CR-RCFC joint was introduced. The ABAQUS software was used to establish the finite element model of the conventional RC frame (RCF) and CR-RCFC. The rationality of the finite element model of CR-RCFC was verified by shaking table test results. Ten ground motions were selected based on earthquake platform and seismic information and input into CR-RCFC model to simulate the natural frequencies and dynamic time-history responses of the structures with different joint stiffness ratios. Finally, the inter-story drift amplification coefficient α and the base earthquake-reduction coefficient β were defined, and the displacement responses and inter-story shear responses were selected as the control parameters for selecting the joint stiffness. Through the elasto-plastic time-history analysis, the peak inter-story drifts and peak inter-story shear forces of the structure under different ground motions were compared to analyze the effects of joint stiffness degradation on the coefficients α and β , and reasonable range of joint stiffness ratio was obtained.

Keywords: column-end-hinge joint; controlled rocking frame; joint stiffness; dynamic time-history response

* 收稿日期: 2018-07-29

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51678453), National Natural Science Foundation of China(51678453); 国家重点研发计划项目(2016YFC0701101), The National Key Research and Development Program of China(2016YFC0701101); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(22120180305), Fundamental Research Funds for the Central Universities(22120180305)

作者简介: 鲁亮(1969—), 男, 安徽当涂人, 同济大学副教授, 博士

† 通讯联系人, E-mail: xiawanqiu0902@163.com

摇摆结构放松柱与基础、柱与梁约束,将节点构造为由无黏结后张预应力筋提供弹性恢复力,地震作用下,结构动能和预应力筋的弹性势能互相转化,从而降低梁、柱本身因地震作用产生的弯矩,有效地降低梁柱的损伤,同时有效地降低了加速度等动力响应.依据地震动反应谱理论,相比于常规框架结构,摇摆式结构整体抗侧刚度变小、自振周期变大、基底剪力随之减小,有明显减震效果,同时摇摆结构体系符合可恢复功能结构设计理念.1999年 El-Sheikh 等^[1]进行了含有摇摆梁柱节点的钢筋混凝土框架结构的 Pushover 分析和时程分析.2010年, Ma 等^[2]完成了一个大型摇摆式后张预应力钢框架结构振动台试验.2014年吕西林等^[3]进行了一种新型自复位钢筋混凝土框架地震振动台试验研究,地震作用过后结构在预应力钢绞线的作用下完全回到原位.

2013年鲁亮等^[4]提出受控摇摆式钢筋混凝土框架 (Controlled Rocking Reinforced Concrete Frame, CR-RCF) 结构. CR-RCF 所有节点均为由无黏结后张预应力筋提供弹性恢复力的纯铰节点,同时在结构层间合理设置耗能阻尼器来控制结构整体位移并消耗地震能量.根据摇摆铰接点的位置的不同, CR-RCF 结构分为梁端铰型 CR-RCF (CR-RCFB) 结构与柱端铰型 CR-RCF (CR-RCFC) 结构.2016年,鲁亮等^[5-6]进行了 CR-RCFB 和 CR-RCFC 结构抗震性能的振动台试验研究,并对上述两种摇摆结构的抗震机理进行了分析研究,结果表明 CR-RCF 是一种抗震性能优异的免损伤结构^[7-10].本文研究对象为柱端铰型受控摇摆式混凝土框架结构 (CR-RCFC),在振动台试验的基础上^[9],建立正确合理的数值计算模型,研究节点刚度不同弱化程度对摇摆结构自振频率、动力特性的影响.给出节点刚度合理的取值范围,为 CR-RCFC 结构设计^[11]提供依据.

1 CR-RCFC 摇摆节点构造形式

CR-RCFC 结构的摇摆节点利用后张无黏结预应力筋提供弹性恢复力,形成一个能够绕节点插销旋转的、具有一定转动刚度、且能够在预应力筋作用下自复位的铰,类似于带有转动弹簧的定刚度铰. CR-RCFC 柱脚摇摆节点的具体构造见图 1 (a),柱内 4 根无黏结预应力筋对称布置,并穿过上下钢

板,锚固在基础中.通过在柱顶对预应力筋张拉施加预应力.梁柱节点设计如图 1 (b) 所示,柱上下端均预埋钢板,钢板开有供预应力筋穿过的孔道,在钢板上焊接钢铰连接件,梁柱通过钢插销连为整体.

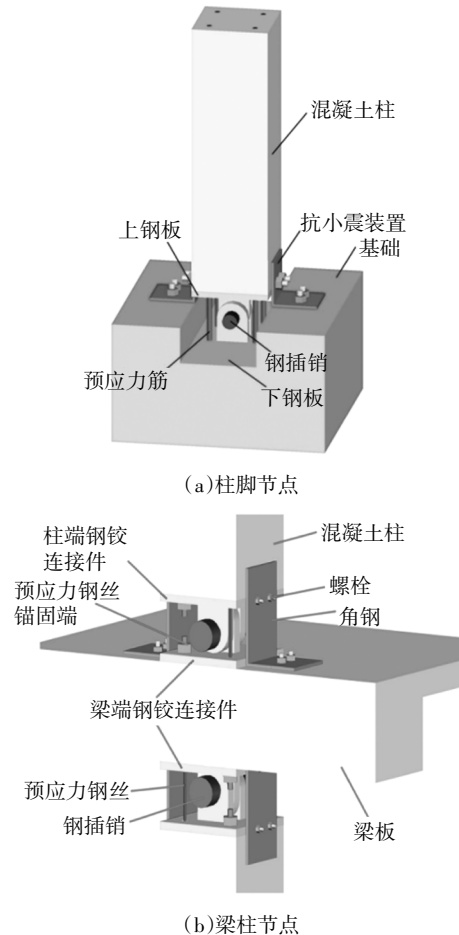


图 1 CR-RCFC 节点构造形式

Fig.1 Configuration of CR-RCFC joints

2 CR-RCFC 有限元建模与验证

2.1 模型概况

设计了一种 CR-RCFC 原型结构,其层高 3.6 m、平面尺寸 5.4 m×13.5 m、柱截面尺寸 450 mm×450 mm、梁截面尺寸 300 mm×450 mm、板厚 120 mm,柱与基础、柱与梁均采用铰接,节点为柱端铰型节点,柱内设置无黏结预应力筋,分楼层锚固,使柱、基础、梁板连为整体,每根柱内布置 4 孔钢绞线,每孔 2φ5,提供梁柱节点的转动总刚度为 24.5 kN m/rad.把有没有设置层间阻尼器的 CR-RCFC 模型分别称为有控模型和无控模型,有控结构模型层间布置阻尼器,在中震、大震作用下结构产生摇摆运动时,阻

尼器耗散地震能量,并控制结构位移.层间阻尼器采用 X 型软钢屈服阻尼器,由多块 X 型的钢板叠加而成,通过钢板的弯曲屈服而耗能,有控结构振动台模型采用的 X 型钢板屈服阻尼器的参数如表 1 所示,在中间跨布置两件,阻尼器设置在人字支撑与上层梁之间,人字撑的刚度足够大.设计抗震设防烈度为 8 度($PGA = 0.2g$),楼面活荷载取 2.0 kN/m^2 ,梁柱配筋按规范要求的最低配筋率配筋.用于对比验证的振动台模型为 1/3 比尺的三层三跨平面框架模型,平面布置图如图 2(a)所示.

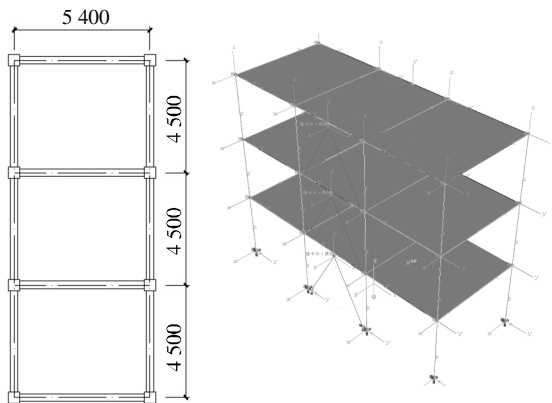
表 1 有控 CR-RCFC 模型 X 型钢板屈服阻尼器参数

Tab.1 Parameters of the X-type steel plate yielding damper in CR-RCFC shaking table model

楼层	初始刚度/($\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$)	屈服力/kN	屈服位移/mm
1	4.195	57.01	13.59
2	3.146	42.76	13.59
3	2.097	28.50	13.59

2.2 有限元模型

为了精确模拟梁柱间可转动连接的特征,采用 ABAQUS 提供的 HINGE 单元模拟摇摆柱脚节点与摇摆梁柱节点.通过定义 HINGE 单元的 Connector behaviors 中的 Spring-like elastic 来模拟无黏结预应力筋系统,定义 Friction 行为来模拟节点铰的摩擦属性,X 型钢板屈服阻尼器采用连接单元 Cartesian 模拟.在梁柱相交的节点处上下各施加一个 HINGE 连接单元,使得结构变形时,每层梁上下的摇摆柱能独立转动.采用 B31 单元模拟梁柱单元,S4R 单元模拟楼板,*Rebar Layer 模拟钢筋层.CR-RCFC 结构有限元模型如图 2(b)所示.



(a)平面布置图(单位:mm) (b)有限元模型
图 2 CR-RCFC 平面布置图和有限元建模

Fig.2 Layout and finite element model of CR-RCFC

2.3 振动台试验结果

分别进行了 CR-RCFC 有控模型和无控模型模拟地震振动台试验,如图 3 所示.采用白噪声对模型结构进行扫频,通过测量台面和结构的加速度响应并进行传递函数功率谱等分析,得到模型的自振频率,试验数据见文献[5].表 2 为自振频率 f_i 、模型总质量 m 的试验结果与数值模拟结果的对比.由表 2 中的数据可得,模型总质量以及自振频率的有限元模拟结果与试验结果差异很小,验证了有限元建模方法的正确性.

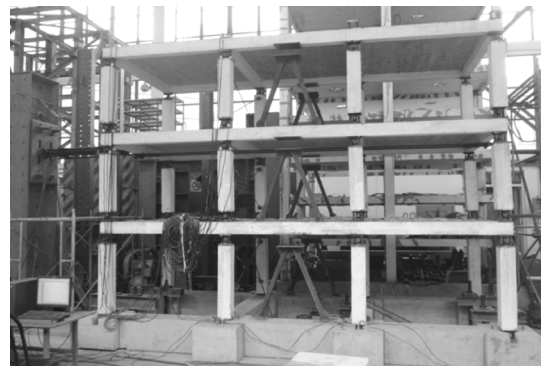


图 3 CR-RCFC 模型振动台试验
Fig.3 Shaking table test of CR-RCFC structure model

表 2 CR-RCFC 结构模型总质量及自振频率对比

Tab.2 Comparison of quality and vibration frequencies of CR-RCFC

类型	f_1/Hz	f_2/Hz	f_3/Hz	m/kg	
无控	试验	1.000	3.375	4.875	8 819.00
	模拟	1.007	3.413	4.886	8 897.77
	误差	0.70%	1.13%	0.23%	0.89%
有控	试验	3.250	8.500	12.625	8 890.00
	模拟	3.158	8.536	12.421	8 965.50
	误差	2.91%	0.42%	1.62%	0.85%

3 节点弱化程度对 CR-RCFC 结构自振特性的影响

在 2.2 节建模方法的基础上建立一个三层 CR-RCFC 有限元模型,模型参数如上所述.考察节点刚度弱化程度对结构自振频率的影响,为了推广到更一般的情况,将节点上、下铰的转动刚度和与梁线刚度之比定义为节点相对刚度比^[12],即

$$S = \frac{k}{i} = \frac{kL}{EI} \quad (1)$$

式中: EI 为梁截面抗弯刚度; L 为梁跨度.

改变 CR-RCFC 节点转动刚度, 可以得到结构自振频率随节点相对刚度比变化的情况如图 4 所示.

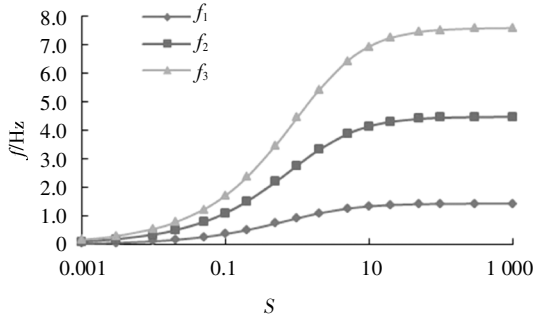


图 4 CR-RCFC 结构自振频率随节点相对刚度比变化情况

Fig.4 Variation of CR-RCFC natural frequencies with relative joint stiffness

从图 4 可以看出: 1) 当节点相对刚度比 S 从 0.001 到 1 000 变化时, 结构前三阶自振频率随着 S 的增大而增大; 2) 节点相对刚度比 S 处于 0.001~0.1 及 10~1 000 之间时, 自振频率变化幅度较小; 当 S 在 0.1~10 之间时, 变化幅度较大. 因此 CR-RCFC 结构自振频率随节点刚度比变化存在一个敏感区 [0.1~10].

4 节点弱化程度对 CR-RCFC 地震响应的影 响

有限元分析方法采用动力时程法, 对 CR-RCFC 结构进行地震响应计算.

4.1 地震动选取

采用曲哲等^[13]建议的基于站台与地震信息的地震波选取方法, 从 ATC-63^[14]建议的 22 条远场地震波(来自于 1971 年至 1999 年的 14 场地震, 震级范围为 M6.5~M7.6)中挑选出 10 条地震动记录, 同一个地震事件只选取两个水平分量中 PGA 较大的 1 条记录. 有关地震波的详细信息见表 3 和表 4. 地震波数据来自于美国太平洋地震工程研究中心. 地震波的加速度反应谱如图 5 所示, 涵盖了较多的场地土类型.

表 3 地震动记录来源汇总

Tab.3 Summary of earthquake record sources

编号	震级	时间	名称	地震台
1	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.
2	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik
3	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11
4	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu
5	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi
6	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo
7	6.6	1971	San Fernando	LA-Hollywood Stor
8	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass
9	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3
10	7.1	1999	Hector Mine	Hector

表 4 地震动记录参数

Tab. 4 Parameters of selected earthquake records

编号	地震分量	PGA /g	PGV /($\text{cm}\cdot\text{s}^{-1}$)	震中距 /km	持时 /s
1	SUPERST/B-ICC090	0.35	46.4	18.5	40.0
2	KOCAELI/ARC090	0.21	17.7	13.5	30.0
3	IMPVALL/H-E11230	0.36	34.4	13.5	39.0
4	DUZCE/BOL090	0.72	56.4	12.4	55.9
5	KOBE/NIS090	0.50	36.6	25.2	40.9
6	FRIULI/A-TMZ270	0.35	22.1	15.8	36.3
7	SRERN/PEL180	0.20	18.9	25.9	28.0
8	CAPEMEND/RIO360	0.38	43.8	14.3	36.0
9	LOMAP/GO30090	0.55	35.7	12.8	39.9
10	HECTOR/HEC090	0.26	28.5	12.0	45.3

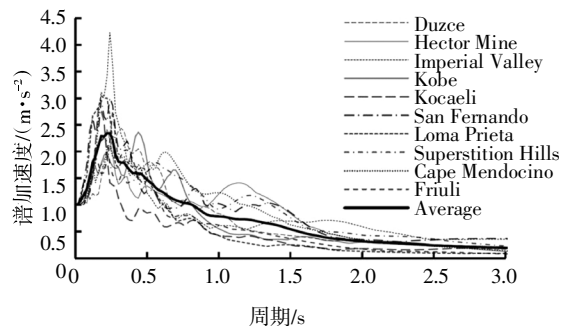


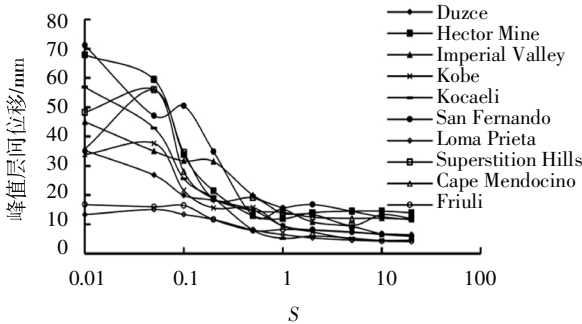
图 5 地震波加速度反应谱

Fig.5 Earthquake acceleration response spectrum

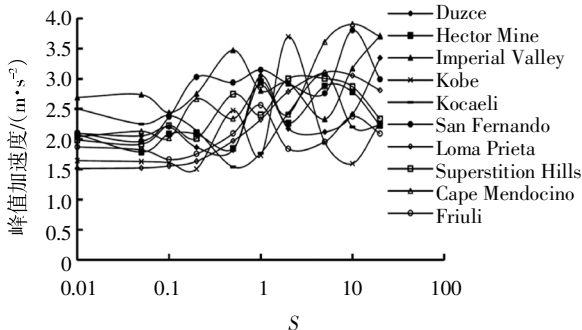
4.2 CR-RCFC 结构动力响应

将上述 10 条地震动时程输入 CR-RCFC 无控

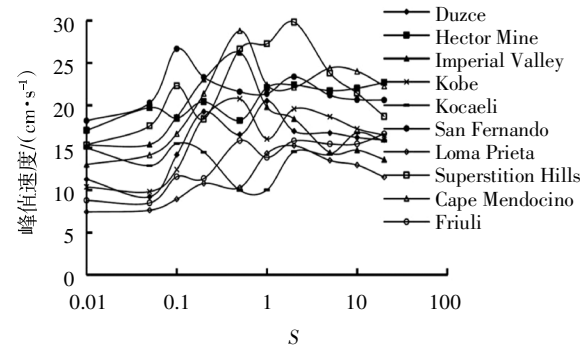
模型,输入加速度峰值均调整为 $0.1g$,计算结构峰值层间位移、峰值加速度、峰值速度和峰值基底剪力随节点相对刚度比的变化情况,考虑到节点相对刚度比 S 在 $0.1\sim 10$ 之间变化时,结构自振频率变化幅度最大,因此 S 取 $0.01\sim 10$ 的 9 组相对刚度比值,分别为 $0.01, 0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0$ 和 10.0 ,做进一步的分析. CR-RCFC 计算结果如图 6 所示.由图 6 可以看出:1) 随着节点相对刚度比 S 的增加,CR-RCFC 结构峰值层间位移响应总体呈现下降的趋势.当 S 介于 $0.01\sim 1$ 区间,位移响应下降较为明显;当 S 大于 1 时,位移响应下降趋势趋于平缓,变化幅度较小.2) CR-RCFC 结构峰值加速度响应大致随节点刚度的增大而增大.3) 速度响应与 S 的关系不具有规律性.4) 随着 S 的增加,CR-RCFC 结构峰值基底剪力响应总体呈上升趋势.



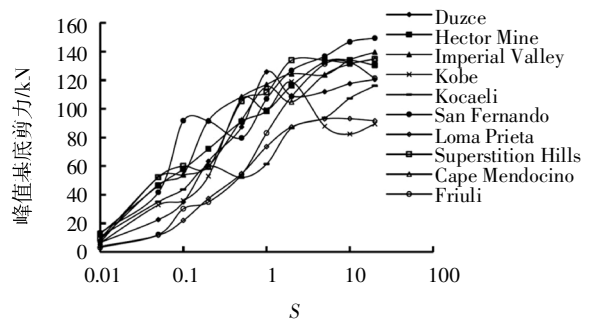
(a) 节点刚度变化对峰值层间位移的影响



(b) 节点刚度变化对峰值加速度的影响



(c) 节点刚度变化对峰值速度的影响



(d) 节点刚度变化对峰值基底剪力的影响

图 6 CR-RCFC 动力响应与节点刚度的关系

Fig.6 Dynamic responses vs relative joint stiffness of CR-RCFC

4.3 最优节点刚度

考虑到不同地震动下峰值层间位移、基底剪力响应不同,为推广到一般情况,将不同地震动作用下的 CR-RCFC 结构峰值层间位移、基底剪力响应与在相应地震动作用下常规框架结构响应进行比较,并定义 α 为层间位移放大系数, β 为基底减震系数,即

$$\alpha = \frac{\Delta\mu_{\text{CR-RCFC}}}{\Delta\mu_{\text{RCF}}} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{V_{\text{CR-RCFC}}}{V_{\text{RCF}}} \quad (3)$$

式中: $\Delta\mu_{\text{RCF}}$ 为常规框架(RCF)结构最大层间位移; $\Delta\mu_{\text{CR-RCFC}}$ 为摇摆框架结构最大层间位移; $V_{\text{CR-RCFC}}$ 为摇摆框架结构基底剪力; V_{RCF} 为常规框架结构基底剪力.

同时,为了考察 CR-RCFC 结构层数不同对最优节点刚度选取的影响,分别建立 2 层、4 层、6 层有限元模型进行弹塑性时程分析计算,结果如图 7、图 8 所示.可以看出:1) 随着节点相对刚度比 S 的增大,CR-RCFC 结构层间位移放大系数 α 逐步减小,并趋近于 1.0,表明摇摆结构 CR-RCFC 层间位移响应逐渐接近于常规框架结构.当 S 取 10 时,不同层数 CR-RCFC 的 α 平均值均在 1.08~1.20 范围内;2) 随着节点相对刚度比 S 的增大,CR-RCFC 基底减震系数 β 趋近于 1.0,随着相对刚度比的减小,减震效果越好;3) 节点刚度比 S 处于 $0.1\sim 1.0$ 时,层间位移放大系数 α 与基底减震系数 β 变化幅度较大,而当 $S \leq 0.1$ 或 $S > 1$ 时,变化幅度较小;4) 随着节点相对刚度比 S 的不断减小,CR-RCFC 结构基底减震系数 β 随之减小,并趋向于 0,表明近似铰接的摇摆结构理论上能够隔离地震作用;5) 层间位移放大系数 α 平均值与基底减震系数 β 平均值呈现出明显的规律性且离散性相对较小.

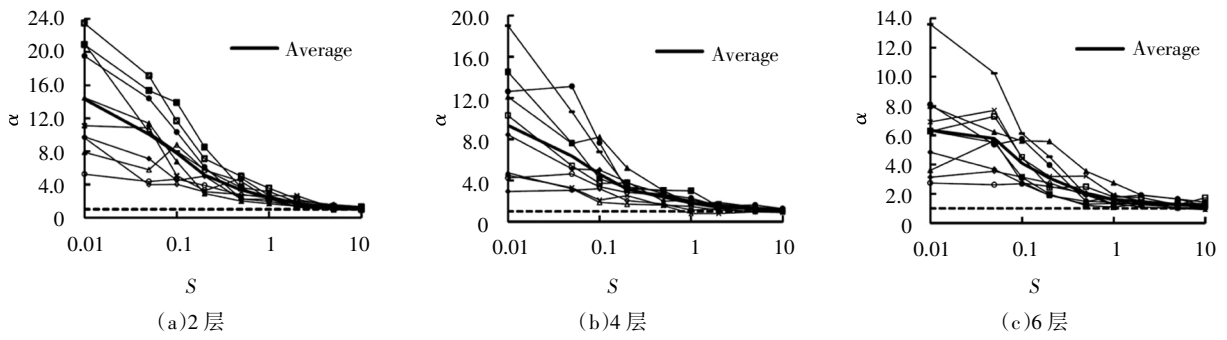


图7 节点相对刚度比变化对CR-RCFC结构层间位移放大系数 α 的影响

Fig.7 Influence of the relative joint stiffness ratio on the inter-story drift amplification coefficient α of CR-RCFC

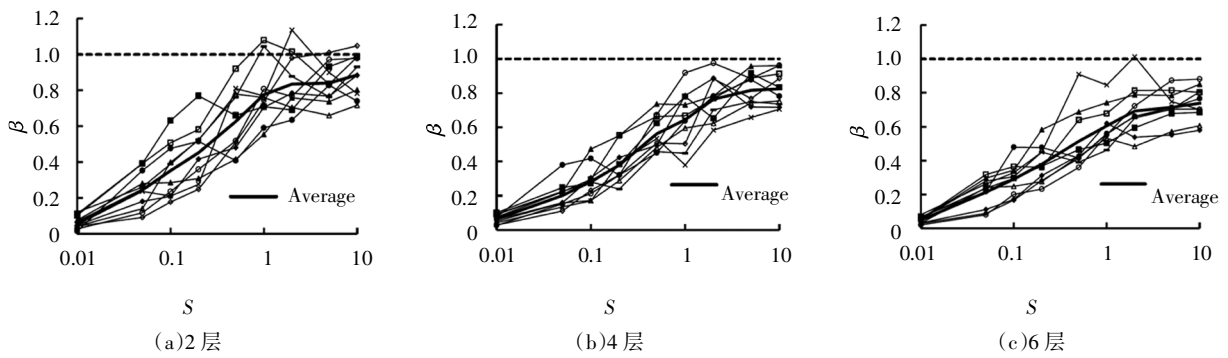


图8 节点相对刚度比变化对基底减震系数 β 的影响

Fig.8 Influence of the relative joint stiffness ratio on the base earthquake-reduction coefficient β of CR-RCFC

现将不同层数 CR-RCFC 结构层间位移放大系数 α 平均值与基底减震系数 β 平均值进行比较,如图 9 所示.从图 9 中可看出,随着楼层数量的减少,层间位移放大系数 α 不断增大,但随着相对刚度比 S 的增大,相差越来越小,最终收敛于 1.0;基底减震系数 β 随着相对刚度比 S 的增大,趋近于 1.0. 相对层间位移放大系数 α 而言,基底减震系数 β 受楼层层数的影响相对较小,参考《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[15]中隔震结构的处理方法,最终将基底减震系数 β 平均值曲线作为减震性能量化的依据.

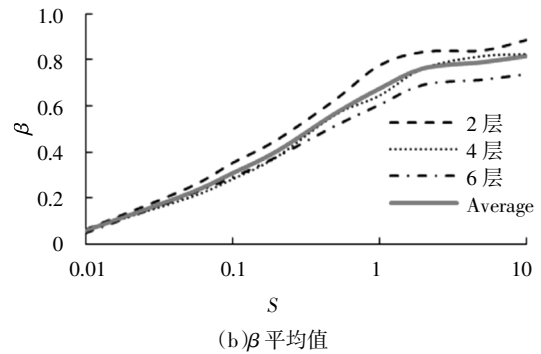
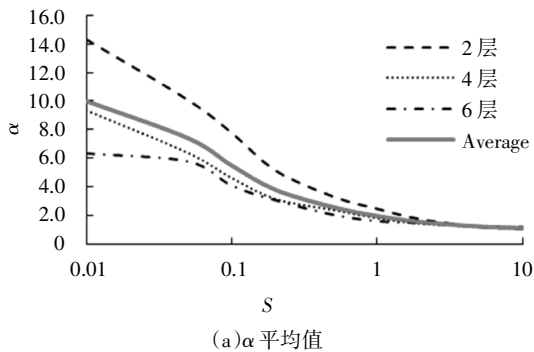


图9 不同层数 CR-RCFC 结构 α 及 β 平均值曲线
Fig.9 α and β average curve of CR-RCFC with different stories



《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)从宏观角度将隔震后结构的水平地震作用归纳为比非隔震时降低半度、一度和一度半 3 个档次^[15],如表 5 所示.

参考抗震规范对隔震结构减震系数的定义, CR-RCFC 结构采用类似的定义. 当基底减震系数 β 较小时,层间位移放大系数 α 较大,增加了结构位移控制难度,因此对于 CR-RCFC 结构,只对基底减

震系数 β 分为 $0.53 \geq \beta \geq 0.40$ 、 $0.40 \geq \beta \geq 0.27$ 两个档次. 减震系数 β 对应的建议相对节点刚度比 S 范围见表 6.

表 5 水平向减震系数与减震后结构
水平地震作用所对应烈度的分档

Tab.5 Grade of earthquake-reduction coefficient in horizontal direction corresponding to the intensity of horizontal seismic effect after structure isolation

设防烈度(设计基 本地震加速度)	水平向减震系数 β		
	$0.53 \geq \beta \geq 0.40$	$0.40 > \beta > 0.27$	$\beta \leq 0.27$
7(0.10g)	7(0.10g)	6(0.05g)	6(0.05g)
7(0.15g)	7(0.10g)	7(0.10g)	6(0.05g)
8(0.20g)	7(0.15g)	7(0.10g)	7(0.10g)
8(0.30g)	8(0.20g)	7(0.15g)	7(0.10g)
9(0.40g)	8(0.30g)	8(0.20g)	7(0.15g)

表 6 减震系数 β 对应的相对节点刚度

Tab.6 Base earthquake-reduction coefficient β corresponding to joints relative stiffness

减震系数 β	相对刚度比 S
$0.53 \geq \beta \geq 0.40$	$0.403 \geq S \geq 0.183$
$0.40 \geq \beta \geq 0.27$	$0.183 \geq S \geq 0.070$

4.4 CR-RCFC 结构位移控制

从图 9 可以看出, 当选取的相对刚度比 S 在 0.07~0.403 之间时, 无控 CR-RCFC 结构的层间位移是常规设计框架(RCF)结构的数倍, 考虑到层间位移也是摇摆结构抗震性能的重要参数, 需要加以设计控制, 文献[11]建议了 CR-RCF 结构在各水准地震作用下的层间位移角限值. 有控 CR-RCFC 结构是在无控 CR-RCFC 结构上设置阻尼器来提高结构有效模态阻尼比, 控制结构位移响应, 并耗散输入的地震能量.

针对图 3 所示的振动台模型, 有限元计算时输入的地震波为 El Centro-EW 波, 模型节点刚度比 $S=0.1$, 有控结构层间阻尼器参数见表 1, 计算得到在 El Centro-EW 波地震作用下的有控和无控 CR-RCFC 结构的位移响应峰值比较结果, 见图 10. 从图 10 可以看出, 有控结构的位移响应得到了有效控制, 并满足预先设计的位移限值^[11].

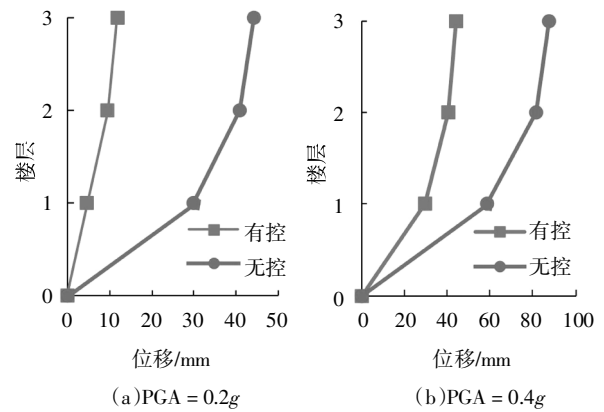


图 10 El Centro 波地震作用下的有控和无控 CR-RCFC 结构位移峰值响应对比

Fig.10 Comparison of displacement responses between CR-RCFC with and without dampers under El Centro earthquake

5 结论

通过对 CR-RCFC 结构抗震性能数值模拟的分析与总结, 以及与常规框架结构对比研究, 得到如下结论:

1) 对比振动台试验数据和 ABAQUS 软件的计算结果, 验证了所建立 CR-RCFC 结构有限元模型的正确性.

2) 随着节点相对刚度比 S 的增大, CR-RCFC 结构层间位移放大系数 α 逐渐减小并趋近于 1.0, 基底减震系数 β 逐渐增大, 得到了节点刚度与 CR-RCFC 结构地震响应之间的规律性结果.

3) 建议将 CR-RCFC 结构基底减震系数 β 分为 $0.53 \geq \beta \geq 0.40$ 、 $0.40 \geq \beta \geq 0.27$ 两档, 并给出了对应的节点相对刚度比 S . 给多层 CR-RCFC 结构的节点刚度设计提供参考.

4) 地震作用下 CR-RCFC 结构位移控制方法为设置层间阻尼器来提高结构有效阻尼比、减低结构位移响应, 本文采用位移型的金属屈服阻尼器, 控制结果满足抗震设计性能要求.

参考文献

[1] EL-SHEIKH M T, SAUSE R, PESSIKI S, et al. Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete frames[J]. PCI J, 1999, 44(3):54-71.

[2] MA X, DEIERLEIN G, EATHERTON M, et al. Large-scale shaking table test of steel braced frame with controlled rocking and energy

- dissipating fuses[C]//Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering.Toronto, Canada, 2010:1248.
- [3] 吕西林,崔晔,刘兢兢.自复位钢筋混凝土框架结构振动台试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(1):19—26.
LÜ X L,CUI Y,LIU J J.Shaking table test of a self-centering reinforced concrete frame [J]. Journal of Building Structures, 2014,35(1):19—26.(In Chinese)
- [4] LU L,LÜ X L,ZHU F B,*et al.* Experimental study on seismic performance of a controllable rocking reinforced concrete frame[C]//Proceedings of the Fifth International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering.Taipei, China,2013:43.
- [5] 鲁亮,江乐,李鸿,等.柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能的振动台试验研究[J].振动与冲击,2016,35(4):193—198.
LU L,JIANG L,LI H,*et al.* Shaking table tests for seismic performance of a controllable rocking reinforced concrete frame with column-end-hinge joints[J].Journal of Vibration and Shock, 2016,35(4):193—198.(In Chinese)
- [6] 鲁亮,李鸿,刘霞,等.一种可控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能的振动台试验研究[J].建筑结构学报,2016,37(3):59—66.
LU L,LI H,LIU X,*et al.* Shaking table tests on seismic performance of controlled rocking reinforced concrete frame [J]. Journal of Building Structures, 2016,37(3):59—66.(In Chinese)
- [7] 鲁亮,樊宇,刘亮,等.受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震机理研究[J].地震工程与工程振动,2015,35(1):66—76.
LU L,FAN Y,LIU L,*et al.* Research on the seismic performance of a controllable rocking RC frame [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015,35(1):66—76.(In Chinese)
- [8] LU L,LIU X,CHEN J J,*et al.* Seismic performance of a controlled rocking reinforced concrete frame [J]. Advances in Structural Engineering, 2017,20(1):4—17.
- [9] 鲁亮,刘霞,陈俊杰,等.基于弹塑性静力分析方法的一种摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2015,35(2):124—131.
LU L,LIU X,CHEN J J,*et al.* Seismic performance study on a rocking reinforced concrete frame with push-over analysis [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015,35(2):124—131.(In Chinese)
- [10] 鲁亮,张会会,代桂霞,等.柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能有限元分析[J].建筑结构学报,2018,39(2):54—60.
LU L,ZHANG H H,DAI G X,*et al.* Numerical analysis on the seismic performance of controlled rocking reinforced concrete frame with column-end-hinge joints [J].Journal of Building Structures, 2018,39(2):54—60.(In Chinese)
- [11] 鲁亮,徐颖超,代桂霞.一种受控摇摆式钢筋混凝土框架基于性能的抗震设计方法[J].土木工程学报,2016,49(S):137—142.
LU L,XU Y C,DAI G X.Performance-based seismic design method of a controlled rocking reinforced concrete frame [J].China Civil Engineering Journal, 2016,49(S):137—142.(In Chinese)
- [12] 樊宇.柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震机理数值分析研究[D].上海:同济大学结构工程与防灾研究所,2015:32—33.
FAN Y.Numerical analysis on the seismic performance of a column-end-hinge type controllable rocking reinforced concrete frame [D]. Shanghai: Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, 2015:32—33. (In Chinese)
- [13] 曲哲,叶列平,潘鹏.建筑结构弹塑性时程分析中地震动记录选取方法的比较研究[J].土木工程学报,2011,44(7):10—21.
QU Z,YE L P,PAN P.Comparative study on methods of selecting earthquake ground motions for nonlinear time history analyses of building structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2011,44(7):10—21.(In Chinese)
- [14] ATC—63. Quantification of building seismic performance factors [R].Redwood City:Applied Technology Council, 2008: A13—A26.
- [15] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:149—159.
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S].Beijing: China Architecture and Building Press, 2010:149—159.(In Chinese)