第 18 卷　第 34 期　2018 年 12 月
1671—1815(2018)034-0098-08

科　学　技　术　与　工　程
Science Technology and Engineering

Vol. 18　No. 34　Dec. 2018
ⓒ 2018　Sci. Tech. Engrg.

引用格式:陈艳艳, 赵亚涛, 包恩和, 等. 外露式钢柱脚力学特性对多层钢框架动力响应机理的影响[J]. 科学技术与工程, 2018, 18(34): 98—105

Chen Yanyan, Zhao Yatao, Bao Enhe, et al. Influence of mechanical property of exposed steel column base on dynamic response mechanism for multistory steel frame[J]. Science Technology and Engineering, 2018, 18(34): 98—105

建筑科学

外露式钢柱脚力学特性对多层钢框架动力响应机理的影响

陈艳艳[1]　赵亚涛[2]　包恩和[2*]　王晓丽[2]　宗　剑[2]　庾　东[2]

(南宁学院土木与建筑工程学院[1],南宁 530200;桂林理工大学土木与建筑工程学院[2],桂林 541004)

摘　要　为了研究外露式钢柱脚力学特性对多层钢框架动力响应机理的影响,首先定义外露式钢柱脚滑移型滞回曲线模型,以首层剪重比及钢柱脚强度系数等为主要研究参数,建立 6 个简单规则的 6 层钢框架模型;通过时程分析,研究各模型的动力响应。分析表明:在罕遇地震作用下,各模型各层最大层间位移角分布较均匀,外露式钢柱脚强度变化和首层剪重比提高 5% 等对各模型各层 R 值的最大值无明显影响。随模型柱脚强度系数减小及首层剪重比提高,首层塑性变形能量比例减小,而 3 ~ 6 层塑性变形能量比例增大;总体上塑性变形能量向各层分散。地震输入能量和结构塑性变形能量的大小与各模型的强柱系数及外露式钢柱脚强度系数等变化无关;主要取决于结构第一周期。钢柱脚滞回曲线动力响应和本文建立的外露式钢柱脚滑移型滞回曲线模型较吻合。

关键词　钢柱脚力学特性　　钢柱脚强度系数　　首层剪重比　　结构塑性变形能量

中图法分类号　TU391;　　**文献标志码**　A

钢结构柱脚按连接形式可分三类,即刚接、铰接和半刚接。刚接柱脚,结构首层反弯点在柱高 1/2 左右。铰接柱脚,结构首层反弯点在柱脚处,首层柱顶和梁受力较大。半刚接柱脚,采用锚栓和垫板连接柱和基础的外露式钢柱脚较多,外露式钢柱脚的弯矩与转角关系的滞回曲线呈滑移形;不同滑移过程中的钢柱脚刚度、强度的大小有变化,介于刚接和铰接之间,结构首层反弯点位置不是固定,而是移动;结构首层柱顶和梁的受力也变动。重点研究外露式钢柱脚力学特性对多层钢框架动力响应机理的影响。关于外露式钢柱脚力学特性的试验研究成果较多,通过反复加载试验,并结合有限元及理论分析,研究外露式钢柱脚的滞回模型、耗能性能和抗剪承载力等[1—4];优化耗能性能的外露式钢柱脚研发[5,6]。另外,采用非线性静力推覆方法研究外露式钢柱脚低多层钢框架抗震性能[7];采用非线性时程分析方法研究刚接或铰接钢柱脚多高层钢结构的动力响应机理及优化设计等[8—11]。但外露式钢柱脚力学特性对多层钢框架结构动力响应机理影响的相关研究较少。

基于以上,首先定义外露式钢柱脚滑移型滞回曲线模型,以首层剪重比及钢柱脚强度系数等做主要研究参数,建立 6 个简单规则的 6 层钢框架模型;通过时程分析,研究外露式钢柱脚力学特性对多层钢框架结构动力响应的影响。

1　研究模型

分析模型为规则的 6 层单跨钢框架结构,结构的箱形柱和 H 型钢梁节点均刚接,外露式钢柱脚与基础通过锚栓与垫板连接,柱、梁分别采用 Q295 钢、Q235 钢。模型各层层高均为 4 m、跨度为 7.2 m,首层的单位质量为 7 600 N/m^2、标准层为 7 500 N/m^2、顶层为 8 100 N/m^2,模型标准层构件布置见图 1。

以首层剪重比和外露式钢柱脚强度系数为主要研究参量。各模型的首层剪重比 C_B 有 0.3 和 0.35 两种(其中,$C_B = V_u/W$,W 为模型总质量,V_u

2018 年 4 月 30 日收到　　广西教育厅科研项目(KY2016YB861)、广西自然科学回国基金(2011GXNSFC018004)和南宁学院科研项目(2016XJ42)资助

第一作者简介:陈艳艳(1983—),女,广西南宁人,硕士,讲师。E-mail:164718415@qq.com。

*通信作者简介:包恩和(1975—),男,内蒙古乌兰察布人,博士,副教授。E-mail:864476103@qq.com。

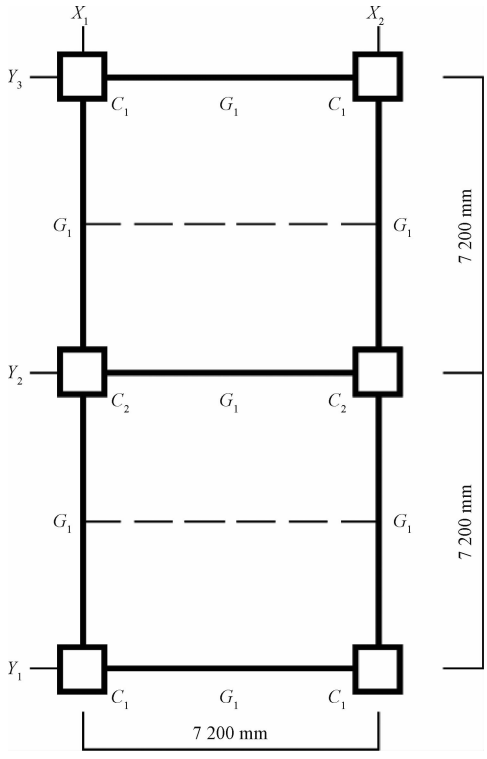


图 1　模型标准层平面布置

Fig. 1　Standard floor layout of model

为结构承载能力极限状态时的首层剪力），外露式钢柱脚弯矩-转角的滑移型滞回曲线在塑性滑移过程中刚度和强度均较小，柱脚连接特性接近铰接，首层的反弯点向下移动至柱脚处，首层柱柱顶和梁受力和变形增大，而有可能导致结构首层变形集中；其他情况首层反弯点在 1/2 柱高附近。为了考察外露式钢柱脚以上受力特性对多层钢框架结构的影响，同时尽量控制结构基本周期的变动对结构动力响应影响；在首层剪重比 $C_B = 0.3$ 的模型基础上，保持钢柱脚部分的截面尺寸不变，而提高首层柱和梁截面尺寸建立首层剪重比提高 5% 的结构模型。

外露式钢柱脚强度系数为

$$\gamma = {}_{B}M_P / {}_{C}M_P \tag{1}$$

式(1)中：${}_{B}M_P$、${}_{C}M_P$ 分别为不考虑轴向力作用的钢柱脚屈服弯矩和首层柱底端全截面屈服弯矩。

钢柱脚锚栓规格为 M22、M27 及 M30 等，钢柱脚强度系数介于 0.35 ~ 0.67。

外露式钢柱脚垫板厚度为 1.3d（d 为锚栓直径）以确保高强，锚栓的锚固长度为 20d，锚栓和垫板分别采用 Q490 钢和 Q345 钢，外露式钢柱脚变形详情见图 2，柱脚转角 θ 定义为

$$\theta = \frac{u_1 - u_2}{d'} \tag{2}$$

式(2)中：u_1、u_2 为柱翼缘的竖向位移、d'为柱宽。

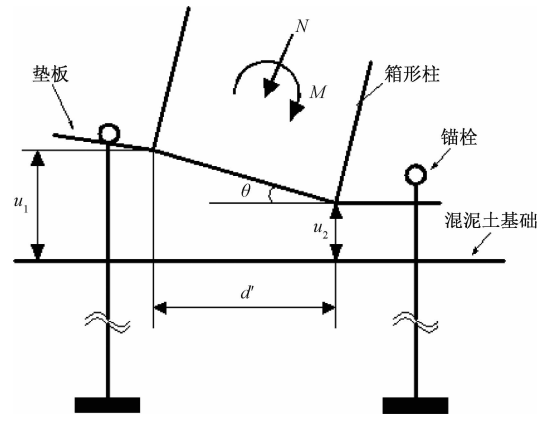


图 2　钢柱脚变形关系

Fig. 2　Deformation relation for steel column base

荷载作用下，外露式钢柱脚垫板和基础保持整体时钢柱脚刚度很大，设为无穷大；荷载作用下钢柱脚垫板与基础分离后的弹性刚度[12]为

$$K_{BS} = \frac{EnA(d_t + d_c)^2}{2l_b} \tag{3}$$

式(3)中：E 为弹性模量，n 为受拉锚栓总数，A 为单个锚栓截面积，d_t 为受拉侧锚栓截面中心到柱截面中心的距离，d_c 为受压侧柱外缘到柱截面中心的距离，l_b 为锚栓长度。

外露式钢柱脚的抗弯承载力大小受变动轴力影响[13]，建立考虑变动轴力影响的外露式钢柱脚弯矩-转角的滑移型滞回曲线模型，见图 3。

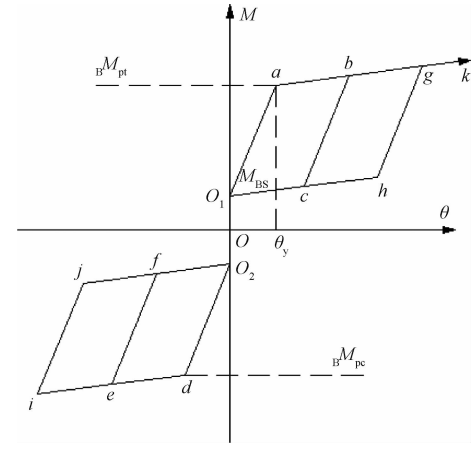


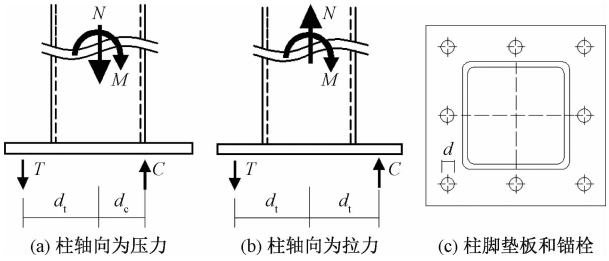
图 3　钢柱脚弯矩-转角滞回曲线

Fig. 3　Moment-corner hysteresis curve for steel column base

滑移型滞回曲线的滑移顺序为 $O \rightarrow O_1 \rightarrow a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow O_1 \rightarrow O \rightarrow O_2 \rightarrow d \rightarrow e \rightarrow f \rightarrow O_2 \rightarrow O \rightarrow O_1 \rightarrow c \rightarrow b \rightarrow g \rightarrow h \rightarrow O_1 \rightarrow O \rightarrow O_2 \rightarrow f \rightarrow e \rightarrow i \rightarrow j \rightarrow O_2 \rightarrow O \rightarrow O_1 \rightarrow h \rightarrow g \rightarrow k$。柱脚受力和锚栓布置等见图 4。

根据文献[7]，考虑柱轴向力影响后的外露式钢柱脚屈服弯矩定义式如下。

柱轴力 N 为压力时：



(a) 柱轴向为压力 (b) 柱轴向为拉力 (c) 柱脚垫板和锚栓

图 4 各模型露出型钢柱脚示意图

Fig. 4 Schematic diagram of exposed steel column base for every model

$$_{B}M_{pc} = nA\sigma_y(d_t + d_c) + Nd_c \tag{4}$$

柱轴力 N 为拉力时：

$$_{B}M_{pt} = 2nA\sigma_y d_t - Nd_t \tag{5}$$

式中，σ_y 为单个受拉锚栓屈服强度。

模型的 i 层强柱系数 α_i 定义为

$$\alpha_i = \frac{\sum [_{B\text{-}C}M_p(i+1) + _{T\text{-}C}M_p(i)]}{\sum [_{L\text{-}B}M_p(i+1) + _{R\text{-}B}M_p(i)]} \tag{6}$$

式(6)中，$_{B\text{-}C}M_p(i+1)$ 为第 $i+1$ 层柱脚全截面塑性弯矩，$_{T\text{-}C}M_p(i)$ 为第 i 层柱头全截面塑性弯矩；$_{L\text{-}B}M_p(i)$ 和 $_{R\text{-}B}M_p(i)$ 分别为第 i 层梁左、右端全截面塑性弯矩。

各模型命名见表 1，主要构件和强柱系数见表 2。

表 1 分析模型

Table 1 Analytical models

模型	锚栓规格	首层剪重比	柱脚强度系数
①	M30	0.3	0.67
②	M27	0.3	0.54
③	M22	0.3	0.37
④	M30	0.35	0.66
⑤	M27	0.35	0.53
⑥	M22	0.35	0.35

2 弹塑性时程分析

2.1 分析方法

各模型各层竖向荷载作用在柱顶及梁跨中，柱顶和梁跨中荷载分别为顶层为 52.5 和 105 kN/m^2、标准层为 48.6 和 97.3 kN/m^2、首层为 49.3 和 98.6 kN/m^2。柱、梁的滞回曲线模型采用双线型，柱脚采用滑移型滞回曲线，见图 3；且假设第二刚度为初刚度的 1%。模型阻尼矩阵为刚度比例型，且假设阻尼系数为 2%。使用非线性的分析平台[14]，对各模型 Y_1 榀框架进行分析。

地震波选用 El Centro NS 波、JMA Kobe NS 波和 Nigata EW 波等，详见表 3。地震波的等效速度-周期关系曲线(阻尼比 $h=0.02$)和 C_B 为 0.3、0.35 时各模型基本周期 T_1 见图 5。

表 2 模型构件和强柱系数

Table 2 Model's component and strong column coefficient

模型	C_B	层	柱尺寸/mm	梁尺寸/mm	强柱系数
①	0.3	6	□350×16	HN450×200×9×16	1.8
		5			3.5
		4		HN 550×200×12×16	2.5
		3			2.7
		2	□350×19	HN 550×200×12×19	2.6
		1		HN 550×200×12×22	2.3
②	0.3	6	□350×16	HN 450×200×9×16	1.8
		5			3.5
		4		HN 550×200×12×16	2.5
		3			2.7
		2	□350×19	HN 550×200×12×19	2.6
		1		HN 550×200×12×25	2.1
③	0.3	6	□350×16	HN 450×200×9×16	1.8
		5			3.5
		4		HN 550×200×12×16	2.5
		3			2.7
		2	□350×19	HN 550×200×12×19	2.6
		1		HN 550×250×12×25	1.8
④	0.35	6	□350×16	HN 450×200×9×16	1.8
		5			3.5
		4		HN 550×200×12×16	2.5
		3			2.7
		2	□350×19	HN 550×200×12×19	2.6
		1	□400×16	HN 550×200×12×25	2.3
⑤	0.35	6	□350×16	HN 450×200×9×16	1.8
		5			3.5
		4		HN 550×200×12×16	2.5
		3			2.7
		2	□350×9	HN 550×200×12×19	2.6
		1	□400×16	HN 550×250×12×22	2.1
⑥	0.35	6	□350×16	HN 450×200×9×16	1.8
		5			3.5
		4		HN 550×200×12×16	2.5
		3			2.7
		2	□350×19	HN 550×200×12×19	2.6
		1	□400×16	HN 550×250×12×28	1.8

表 3　地震波参数

Table 3　The parameters of earthquake wave

地震波名称	等级	最大加速度/($cm \cdot s^{-2}$)	最大速度/($cm \cdot s^{-1}$)	分析时间/s
El Centro NS	El-2	510.8	50	20
	El-3	766.1	75	
JMA Kobe NS	Ko-2	451.3	50	20
	Ko-3	677.0	75	
Nigata EW	Ni-2	510.8	50	20
	Ni-3	766.3	75	

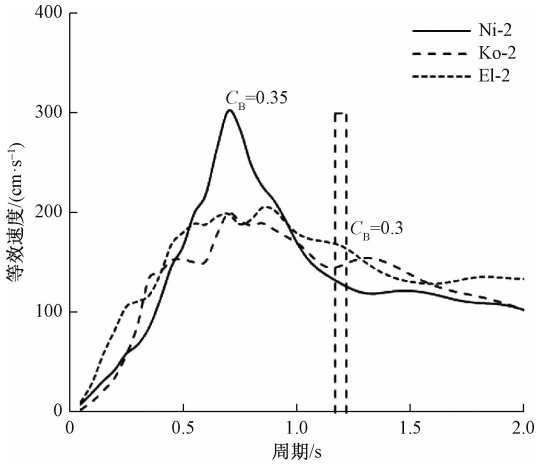


图 5　地震波的等效速度-周期关系曲线

Fig. 5　Earthquake wave's equivalent velocity-cycle curve

2.2　时程分析结果

2.2.1　模型层间位移角响应

各模型各层最大层间位移角 R 响应,如图 6 所示。钢柱脚强度系数对各模型 R 影响,Ko-2 和 Ko-3 作用时随柱脚强度系数减小,各模型首层 R 增大,而第 2 层 R 减小;其他地震波作用下,柱脚强度系数的变化对各模型 R 响应无明显的影响。在罕遇地震 El-3、Ko-3 和 Ni-3 作用时各模型的最大层间位移角(R)的最大值在 0.02 rad 左右,在设防烈度地震 El-2、Ko-2 和 Ni-2 作用时为 0.015 rad 左右。各地震波作用下,各模型最大层间位移角 R 响应的最大值基本上 2 层或 3 层处。同时,外露式钢柱脚强度变化对模型最大层间位移角 R 响应的最大值无明显影响。

首层剪重比 C_B = 0.3 模型的 R 在 1 ~ 3 层有集中趋势,而首层剪重比 C_B = 0.35 模型的 R 在 2 ~ 4 层有集中趋势。首层剪重比提高 5% 时,各模型首层 R 减小;而各模型各层 R 响应的最大值大小无明显变化。

2.2.2　各模型塑性变形能量

地震波 El-3、Ko-3 作用下,各模型的柱脚、首层柱梁、2 层、3 层及 4 ~ 6 层等的塑性变形能量比例及总塑性变形能量如图 7 所示。

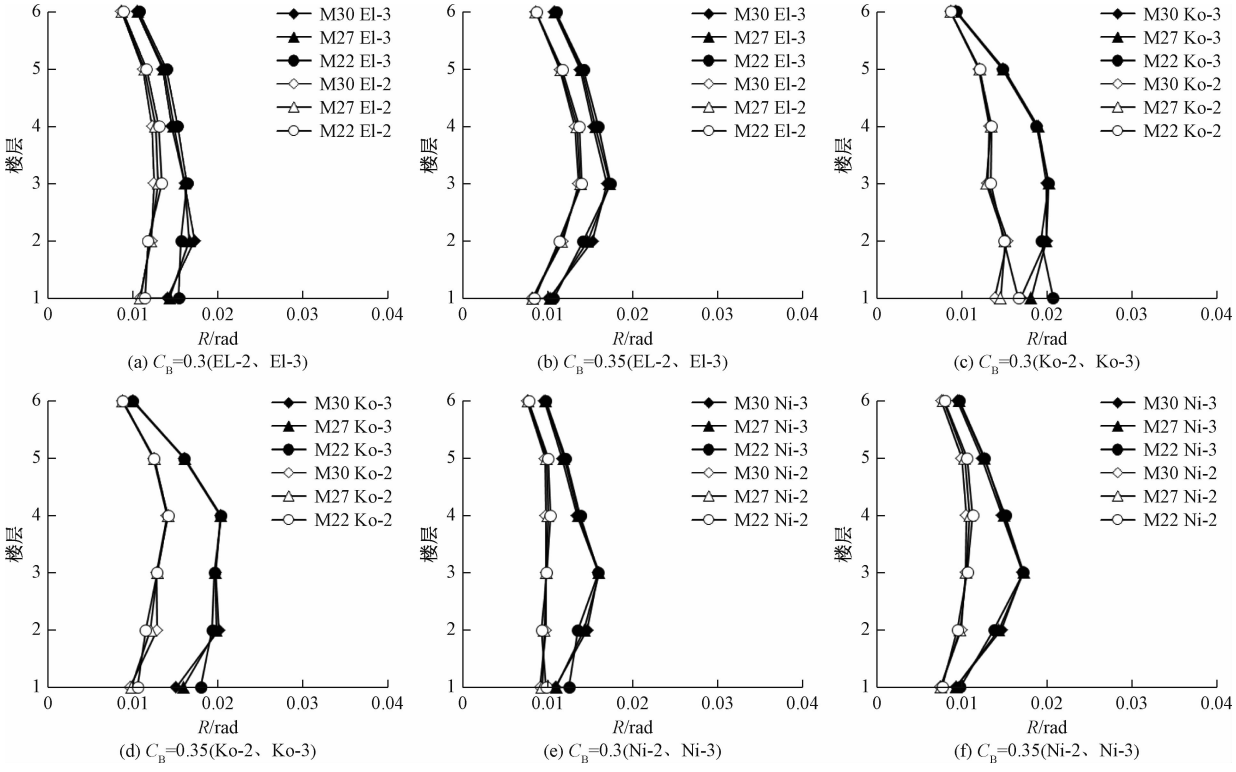


图 6　各模型各层最大层间位移角(R)

Fig. 6　Maximum story-drift angle (R) of each layer of each model

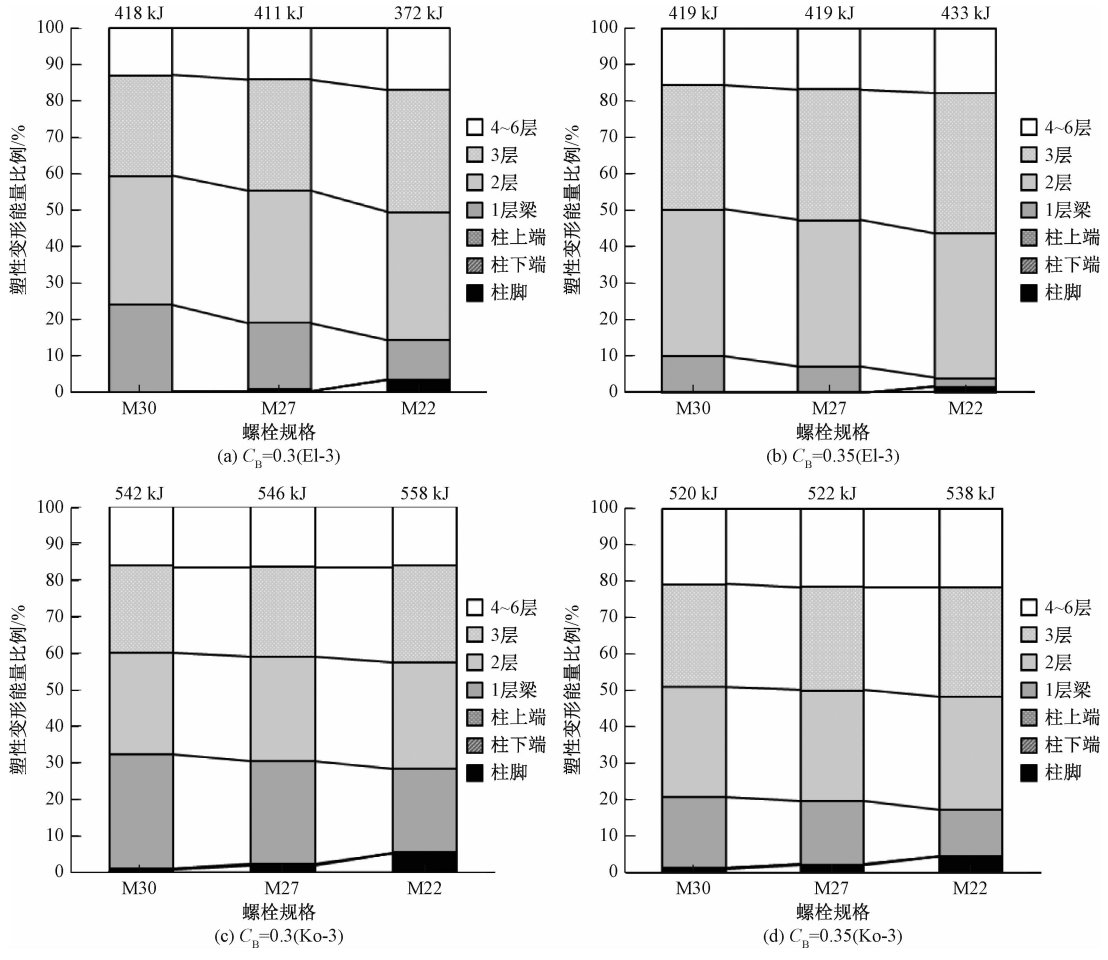


图 7 模型塑性变形能量分布

Fig. 7 Distribution of plastic-deformation energy

在罕遇地震 El-3 作用下,首层剪重比 C_B = 0.3 模型塑性变形能量比例分别为首层 15% ~25%、2 层 35%、3 层 25% ~30%、4 ~6 层 15% 左右。随模型柱脚强度系数减小,各模型首层塑性变形能量比例减小,2 层的比例变化不明显,但 3 层比例有增大趋势。首层剪重比提高 5% 后,各模型首层塑性变形能量比例减小,而 2 ~3 层塑性变形能量比例增大。

在罕遇地震 Ko-3 作用下,首层剪重比 C_B = 0.3 模型塑性变形能量比例为首层 30% 左右、2 ~3 层 55% 左右、4 ~6 层 15% 左右。随模型柱脚强度系数减小,首层塑性变形能量比例减小,而 2 ~3 层比例增大。首层剪重比提高 5% 后,各模型首层塑性变形能量比例减小,而 4 ~6 层塑性变形能量比例增大。

在罕遇地震作用下,随模型柱脚强度系数减小及首层剪重比提高,首层塑性变形能量比例减小,而 3 ~6 层塑性变形能量比例增大。另外,外露式钢柱脚塑性变形能量比例最大 5% 左右,外露式钢柱脚耗能性能较差;总体上塑性变形能量向各层分散。

2.2.3 模型地震输入能量和塑性变形能量的速度换算值

模型地震输入能量速度换算值为

$$V_E = (2E_t/M)^{0.5} \tag{7}$$

模型塑性变形能量速度换算值为

$$V_D = \left(2\sum E_p \Big/ M\right)^{0.5} \tag{8}$$

式中:E_t 为模型地震输入能量时程反应的最大值;M 为模型总质量;$\sum E_p$ 为模型所有构件塑性变形能量的总和。

各模型的 V_E 及 V_D 如表 4 和表 5 所示。

根据表 4、表 5 可知,V_E 和 V_D 的大小与各模型的各层强柱系数及外露式钢柱脚强度系数等变化无关;首层剪重比 C_B 值相同(结构基本周期 T_1 相近)的模型,同类和同等级地震波的 V_E 和 V_D 基本相同;因模型①~③的第一周期(1.21 s)和模型④~⑥的第一周期(1.17 s)较接近,而同类和同等级地震波的各模型的 V_E 值和 V_D 值也较接近。基于能量平衡准则的工程结构的质点体系研究指出,结构地震输入能量主要取决于结构基本周期和总质量,同时 V_E

表 4　各模型输入能量速度换算值 V_E

Table 4　Equivalent value V_E of each model's energy input speed

模型	T_1/s	V_E/(cm·s^{-1})					
		El-2	El-3	Ko-2	Ko-3	Ni-2	Ni-3
①	1.22	162	223	156	221	103	158
②	1.21	163	223	157	223	104	159
③	1.20	159	214	161	225	106	159
①~③平均值	1.21	161	220	158	223	104	159
④	1.18	161	225	148	218	117	169
⑤	1.17	159	225	148	223	118	170
⑥	1.16	163	230	149	223	118	170
④~⑥平均值	1.17	161	227	148	221	118	170

表 5　各模型塑性变形能量速度换算值 V_D

Table 5　Equivalent value V_D of each model's plastic deformation energy

模型	T_1/s	V_D/(cm·s^{-1})					
		El-2	El-3	Ko-2	Ko-3	Ni-2	Ni-3
①	1.22	82	152	107	173	35	90
②	1.21	82	151	106	174	34	89
③	1.2	77	143	108	175	34	90
①~③平均值	1.22	80	149	107	174	34	90
④	1.18	85	152	98	169	40	92
⑤	1.17	84	152	96	170	41	93
⑥	1.16	85	155	97	172	42	92
④~⑥平均值	1.17	85	153	97	170	41	92

和 V_D 之间存在关系:

$$V_D = V_E/1 + 3h + 1.2h^{0.5} \tag{9}$$

式(9)中,h 是结构阻尼比[15]。因此,实体结构的 V_E 和 V_D 关系再次验证基于能量平衡的抗震设计法的有效性。不同地震波作用下,各模型地震输入能量速度换算值 V_E 有 El > Ko > Ni 关系,吻合图 5 的周期 1.17 ~ 1.22 s 段所对应等效速度分布。

2.2.4　*外露式钢柱脚动力响应*

地震波 El-3 作用下,模型③和⑥的外露式钢柱脚 $M/_CM_P$-θ 及 $N/_CN_P$- $M/_CM_P$ 关系曲线见图 8。图 8(a)和图 8(b)纵坐标为 $M/_CM_P$($_CM_P$ 为 1 层柱端全截面屈服弯矩,M 为柱脚承受的弯矩作用),横坐标为柱脚转角(θ);图 8(c)和图 8(d)纵坐标为 $N/_CN_P$($_CN_P$ 为 1 层柱底端全截面屈服轴力,N 为柱脚承受的轴力作用),横坐标为 $M/_CM_P$。

由图 8 可知,首层剪重比提高 5% 的模型⑥的钢柱脚变形较模型③的钢柱脚变形小;首层剪重比提高 5%,可以缓和钢柱脚变形。模型③和⑥的钢柱脚受拉区动力响应屈服弯矩均小于理论值($_BM_P$),在水平力作用下首层柱承受轴向力和竖向荷载作用下首层柱承受轴向力之和为轴向拉力,见图 8(c)、图 8(d)的圆形标注处;而模型③和⑥的钢柱脚受压区动力响应屈服弯矩都远大于理论值

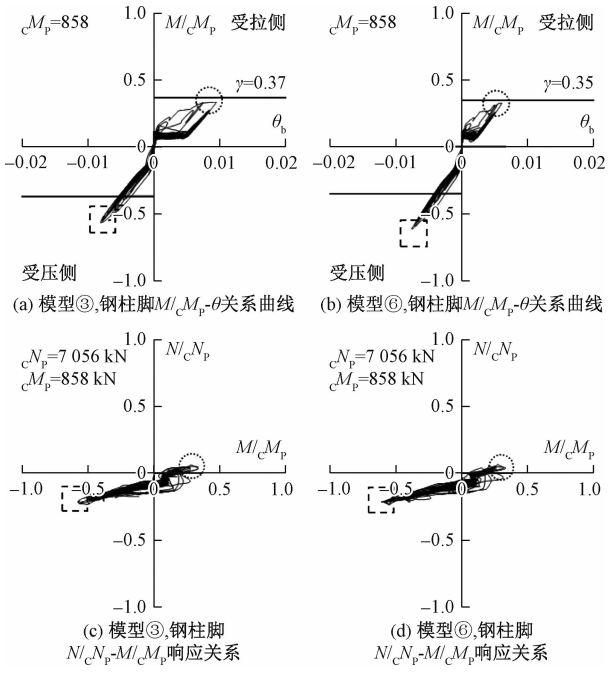


图 8　模型外露式钢柱脚 $M/_CM_P$-θ 及 $N/_CN_P$-$M/_CM_P$ 响应关系曲线

Fig. 8　Response relation curve of exposed steel column base $M/_CM_P$-θ and $N/_CN_P$-$M/_CM_P$

($_BM_P$),柱承受较大的轴向压力,见图 8(c)、图8(d)的方形标注处。

模型外露式钢柱脚 $M/_CM_P$-θ 关系曲线的形状和屈服弯矩等吻合提出的外露式钢柱脚弯矩 M-转角 θ 的滑移型滞回曲线的形状和考虑柱轴向力影响的柱脚屈服弯矩定义公式。

3　结论

为了研究外露式钢柱脚力学特性对多层钢框架动力响应机理的影响,首先定义外露式钢柱脚滑移型滞回曲线模型,以首层剪重比及钢柱脚强度系数等做主要研究参数,建立 6 个简单规则的 6 层钢框架模型;通过各模型弹塑性时程分析,研究各模型的动力响应机理,得出以下结论。

(1)在罕遇地震作用下,各模型各层最大层间位移角分布较均匀,各层 R 的最大值在 0.02 rad 左右。外露式钢柱脚强度变化对各模型各层 R 的最大值无明显影响。各模型首层剪重比提高 5%,首层 R 减小;而各模型各层 R 的最大值无明显变化。

(2)在罕遇地震作用下,随模型柱脚强度系数减小及首层剪重比提高,首层塑性变形能量比例减小,而 3 ~ 6 层塑性变形能量比例增大;总体上塑性变形能量向各层分散。

(3)地震输入能量速度换算值 V_E 和结构塑性

变形能量速度换算值 V_D 的大小与各模型的各层强柱系数及外露式钢柱脚强度系数等变化无关;首层剪重比 C_B 相同的模型,同类和同等级地震波的 V_E 和 V_D 基本相同。

(4)钢柱脚滞回曲线动力响应和建立的外露式钢柱脚滑移型滞回曲线模型较好地吻合。

参 考 文 献

1 韩宝仪, 李维平, 田成钢,等. 露出型钢柱脚抗剪承载力的试验研究. 钢结构, 2014;29(1): 8—12
Han Baoyi, Li Weiping, Tian Chenggang, *et al*. Experimental research of shear capacity in steel column bases. Steel Construction, 2014;29(1): 8—12

2 艾文超, 童根树, 张 磊, 等. 钢柱脚锚栓连接受剪性能试验研究. 建筑结构学报, 2012;33(3): 80—88
Ai Wenchao, Tong Genshu, Zhang Lei, *et al*. Experimental study of shear behavior of anchor bolt connections at steel column bases. Journal of Building Structures, 2012;33(3):80—88

3 宋 岩, 王 永. 外露式钢框架柱脚抗震性能试验研究. 建筑技术, 2012; 43(9): 813—816
Song Yan, Wang Yong. Research on seismic performance of exposed steel-frame columns. Architecture Technology, 2012; 43(9): 813—816

4 Uemuer T, Yamamoto R, Nagae T, *et al*. Test on reinforced column bases and plastic deformation capacity: Hysteretic behavior and strength capacity of shallow-embedded steel column bases part 2. Journal of Structural and Construction Engineering,2008;73(1): 111—117

5 胡 郢, 雷劲松, 罗文霞. 新型钢柱脚抗震性能分析. 世界地震工程, 2011; 27(1): 115—120
Hu Ying, Lei Jinsong, Luo Wenxia. Researches on seismic behaviors of a new kind of steel column base. World Earthquake Engineering, 2011, 27(1): 115—120

6 雷劲松, 姚 勇, 卢学松, 等. 带楔块装置钢柱脚恢复力特性试验. 建筑结构, 2011; 41(8): 83—86
Lei Jinsong, Yao Yong, Lu Xuesong, *et al*. Experimental study on restoring force characteristics of steel column base with wedge device. Building Structure, 2011; 41(8): 83—86

7 包恩和, 李风勇, 李 丽, 等. 露出型钢柱脚强度对低多层规则钢框架抗震性能的影响. 科学技术与工程, 2016; 16(17): 95—101
Bao Enhe, Li Fengyong, Li Li, *et al*. Influence of strength of exposed steel column foot to anti-seismic performance of steel frames of low-layer and multi-layer. Science Technology and Engineering, 2016; 16(17): 95—101

8 孙爱伏, 欧进萍, 侯 爽. 高层钢框架结构的薄弱层加强与最弱失效模式控制. 地震工程与工程振动, 2010;(6): 49—55
Sun Aifu, Ou Jinping, Hou Shuang. Weak story strengthening and weakest failure mode control of tall steel frame buildings. Journal of Earthquake Engineering and Engineer Vibration, 2010;(6): 49—55

9 陈宜虎, 赵艳林, 包恩和, 等. 多层屈曲约束斜撑钢框架抗震性能研究. 同济大学学报(自然科学版),2016; 44(4): 512—519
Chen Yihu, Zhao Yanlin, Bao Enhe. *et al*. Seismic research on multi-story buckling restrained braced steel frame. Journal of Tongji University (Natural Science), 2016; 44(4): 512—519

10 Tagawa H, Macrae G, Lowes L. Evaluation of seismic response of multi-story structures using dynamic stability coefficients: Continuous column effects in steel moment frames in perspective of dynamic stability part 1. Journal of Structural and Construction Engineering, 2007;618(8):57—64

11 张辉东, 王元丰. 基于能量指标的高层钢结构动力弹塑性抗震能力研究. 土木工程学报, 2012;45(6): 65—73
Zhang Huidong, Wang Yuanfeng. Energy-based study on the dynamic elastic plasticity seismic capacity of a high-rise steel structure. China Civil Engineering Journal, 2012;45(6): 65—73

12 日本建築学会. 鋼構造接合部設計指針. 东京:丸善,2006: 255—260
Architectural Institute of Japan. Recommendation for design of connections in steel structures. Tokyo: Maruzen Publishing Co., Ltd, 2006:255—260

13 Yamanishi T, Takamatsu T, Tamai H, *et al*. A study on anchor-bolt-yield-type exposed column-base with multi-rows of anchor-bolts subjected to variable axial-force and bending. Journal of Structural and Construction Engineering, 2011;76(2): 397—405

14 Ogawa K, Tada M. Combined non-linear analysis for plane frame ("clap"). Architectural Institute of Japan. Proceedings of 17th Symposium on Computer Technology on Information Systems and Applications. Tokyo:Showa Intelligence Press,1994:79—84

15 秋山宏. 基于能量平衡的建筑结构抗震设计. 叶列平, 裴星洙, 译. 北京: 清华大学出版社,2010
Akiyama H. Earthquake resistant design method for buildings based on energy balance. Ye Lieping, Pei Xingzhu, translated. Beijing: Tsinghua University Press,2010

Influence of Mechanical Property of Exposed Steel Column Base on Dynamic Response Mechanism for Multistory Steel Frame

CHEN Yan-yan[1], ZHAO Ya-tao[2], BAO En-he[2*], WANG Xiao-li[2], ZONG Jian[2], YU Dong[2]

(College of Civil Engineering and Architecture, Nanning University[1], Nanning 530200, China;
College of Civil Engineering and Architecture, Guilin University of Technology[2], Guilin 541004, China)

[**Abstract**] To study the influence of mechanical properties of exposed steel column base on dynamic response mechanism of multistory steel frame, the model of slip hysteresis loop for exposed steel column base was defined and 6-layer steel frame models were established based on the main research parameters including the first layer shear-weight ratio and strength factor of exposed steel column base. The dynamic response was studied by time-history analysis. The analysis has shown that under action of rare earthquake, the distribution of maximum inter-storey drift angle of each model is nearly balanceable, there is no obvious influence on the maximum R value of each model's layer by change the first layer shear weight ratio and increasing 5% of strength of exposed steel column base. With the strength factor of exposed steel column base becoming smaller and the first layer shear weight ratio is increasing, the proportion of first floor plastic deformation energy decreases, while the plastic energy of 3 ~ 6 layer increases; plastic deformation energy spreads to each layer generally. There is no relationship between the size of earthquake input energy, structural plastic deformation energy and the changes of strong column coefficient of each model as well as strength coefficient of exposed steel column base; it is mainly decided by the first cycle of structure. There is a good agreement between the shape of the hysteresis curve for dynamic response and the proposed model of slip hysteresis loop for exposed steel column base.

[**Key words**] mechanical property of steel column base　strength factor of steel column base　first layer shear-weight ratio　structural plastic deformation energy