

多层屈曲约束斜撑钢框架抗震性能研究

陈宜虎^{1,2,3}, 赵艳林¹, 包恩和², 张敏²

(1. 广西大学土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004; 2. 桂林理工大学土木与建筑工程学院, 广西 桂林 541004;
3. 桂林理工大学博文管理学院, 广西 桂林 541006)

摘要: 为研究多层屈曲约束斜撑钢框架(buckling restrained braced frame, BRBF)的弹塑性动力性能,采用刚接与铰接两种形式的模型为研究对象,以屈曲约束斜撑(buckling restrained brace, BRB)水平力分担率平均值 β 和首层剪重比 C_B 为主要研究参数,通过弹塑性动力二阶非线性分析,探讨了BRBF结构的抗震性能.结果表明:在设防烈度地震下最大层间位移各层分布较均匀;罕遇和特大地震下,刚接模型除首层和顶层外各层集中,铰接模型因柱脚铰接首层特别大,另外受第二振型影响中上层也较大.强震作用下, $\beta \approx 30\%$ 时,结构以剪切变形为主,第一振型卓越; $\beta \approx 60\%$ 时,第二振型参与; $\beta \approx 90\%$ 时,第二振型卓越.结构基本周期一定时, β 值大小不影响地震输入总能量;模型基本周期相近时,结构等效速度 V_E 基本相等;同时, β 值可从结构弹性基本周期以及地震波弹性体系能量谱中得到推算,再次验证了基于能量平衡抗震设计法的有效性.

关键词: 屈曲约束斜撑水平力分担率平均值;高阶振型;构件需求性能;能量设计法

中图分类号: TU973.13; TU973.31 **文献标志码:** A

Seismic Research on Multi-story Buckling Restrained Braced Steel Frame

CHEN Yihu^{1,2,3}, ZHAO Yanlin¹, BAO Enhe², ZHANG Min²

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Guilin University of Technology, Guilin 541004, China; 3. Bowen College of Management, Guilin University of Technology, Guilin 541006, China)

Abstract: To study the elastic-plastic dynamic performance of multi-story buckling-restrained braced steel frame (BRBF) which modeled separately with rigid and pinned models, the buckling-restrained brace (BRB) average horizontal force sharing ratio β and shear-weight ratio C_B were used as the

main parameters, and the second-order nonlinear elastic-plastic dynamic analysis method was adopted. The research results are as follows: Maximum story drift distributes more evenly under the seismic fortification intensity, concentrates except for the first and top floor in the great or rare earthquake with the rigid model, focuses on the first floor particularly with the hinged column base from the pinned model, and additionally focuses on middle and upper layers affected by the second vibration mode. When $\beta \approx 30\%$ under the great earthquake, the shear deformation dominates the structure and the first vibration mode is excellent; $\beta \approx 60\%$, the second vibration mode participates in; $\beta \approx 90\%$, the second vibration mode is remarkable. β value does not affect the seismic input energy when the fundamental period is set down, and the equivalent velocity V_E is basically the same during the similar fundamental period; Meanwhile, V_E values can be derived from elastic fundamental period and seismic wave energy spectra, which once again shows the effectiveness of seismic design based on energy balance method.

Key words: buckling restrained brace (BRB) average horizontal force sharing ratio; higher vibration mode; member performance requirement; seismic design based on energy balance method

近年来国内外开发和研究了各式各样的耗能减震器^[1],其中屈曲约束支撑(BRB)因其耗能性能好,制作、施工简便,而被广泛应用^[2].同时,关于屈曲约束斜撑钢框架(BRBF)的研究也不在少数:文献[3]以BRB与主体结构刚度比作为主要参数研究了BRB的优化布置;文献[4-6]基于能量平衡规律研究了BRBF结构的抗震设计法;而强震作用下较详细的多层BRBF结构的抗震性能研究却相对较少.文

收稿日期: 2015-05-21

基金项目: 国家自然科学基金(51368013, 51568016); 广西自然科学基金回国基金(2011GXNSFC018004); 广西高等学校科学研究项目(KY2015YB505); 广西高等学校特色专业及课程一体化建设项目(GXTSZY232)

第一作者: 陈宜虎(1979—),男,副教授,博士生,主要研究方向为钢结构抗震、减震优化设计及高阶分析. E-mail: cherif2009@gmail.com

通讯作者: 包恩和(1975—),男,副教授,工学博士,主要研究方向为钢结构抗震、减震优化设计及高阶分析. E-mail: bao_enhe@126.com

献[7-9]采用国际上最常见的两种多层 BRBF 结构形式为研究对象,以 BRB 水平力分担率平均值 β (β 的定义见式 1) 为主要研究参数,通过弹塑性静动力分析,从楼层静动力响应方面着手,着重探讨了不同 β 值对各层层间位移、层剪力的影响,层损伤分布机理的研究.文献[9]指出,强震作用下多层 BRBF 结构当 $\beta=90\%$ 时,采用底部剪力法作结构静力设计时,基于能量平衡准则无法准确评价层间位移反应值;同时, β 与 BRB 需求性能(变形和耗能)关系尚不明确.

作为对前述研究的深化,以 β 作为主要研究参数之一,且考虑到地震输入的总能量主要取决于结构的重量和基本周期^[10],为研究模型基本周期对地震输入总能量及结构地震反应的影响程度,设定各模型同一层的重量相等,并设定首层剪重比 $C_B \approx 0.3$ 和 0.5 ($C_B = Q_u/W$, Q_u 为静力分析最大层间位移角等于 $1/50$ 时首层剪力; W 为结构总重量),通过二阶非线性时程分析,研究 β 值、基本周期和地震卓越周期的变化对层间位移反应值的影响,基本周期对地震输入能量的影响;并进一步研究多层 BRBF 结构中, β 对 BRB 需求性能和结构振型的影响.

1 研究模型

模型各层重量分布:首层 3 550 kN、顶层 3 200 kN,标准层 3 480 kN;各模型首层剪重比 $C_B \approx 0.3$ 和 0.5 , β 值分别在 30% , 60% 和 90% 左右.

刚连接形式中,因箱型截面柱于 X, Y 向整体刚度、强度分布均匀,且结构超静定次数高,抗震性能优越,被广泛应用于日本、中国台湾和大陆等地. β 在 30% 和 60% 时,柱、梁以及柱脚均为刚接,定义为刚接模型(Rigid Model, RM). $\beta=90\%$ 时,外围中间跨柱与梁为刚接,其他构件的连接均为铰接,即内部柱梁连接为铰接,外侧框架梁柱一个方向刚接、一个方向铰接,定义为铰接模型(Pinned Model, PM),为美国框架主要采用形式;此种连接 H 型截面柱强轴受弯方向与梁刚接,弱轴与梁铰接,地震时因框架内部林立的柱子穿过各层楼板起连续梁作用,增强了层间相互作用,能够较好控制特定层的层间位移,形成全局机制.

考虑到文章篇幅,将 RM 和 PM 模型各一半对称绘制于 Y 向对称符号两侧,平立面布置及梁、柱、支撑连接见图 1 和图 2.

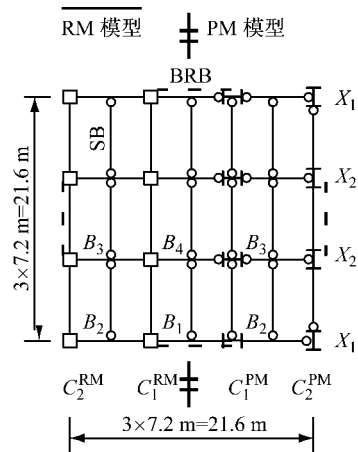


图 1 标准层平面图

Fig.1 Standard floor plan

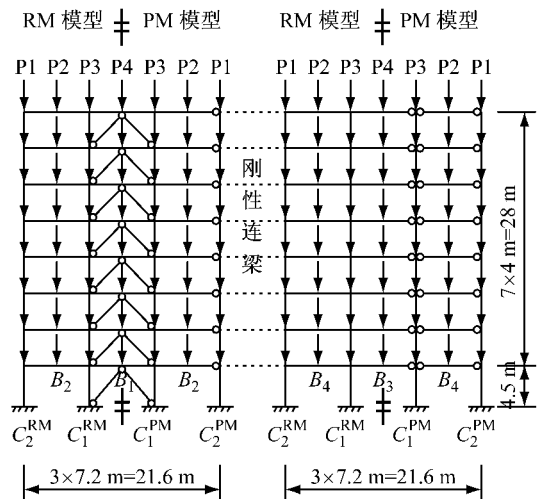


图 2 BRBF 计算简图

Fig.2 BRBF Analysis Model

模型的命名按模型形式 β 值 $\times 10$ 首层剪重比 $\times 10$ 表示,即 RM33, RM35, RM63, RM65, PM93 和 PM95,如 RM35 代表 Rigid Model, $\beta=30\%$,首层剪重比为 0.5 .

BRB 水平力分担率平均值 β 定义如下:

$$\beta = \sum \beta_i / n \quad (i = 1 \sim n) \quad (1)$$

$$\beta_i = Q_{bi} / Q_i \quad (2)$$

式中, β_i , Q_{bi} 和 Q_i 分别表示,达到设计层剪力时,第 i 层支撑水平力分担率平均值,第 i 层支撑分担的剪力和第 i 层的层剪力, n 为层数.

各框架的强柱系数 α 均大于 1,强柱系数 α 表达为

$$\alpha_i = \frac{\sum ({}_{B-C}M_p(i) + {}_{T-C}M_p(i-1))}{\sum ({}_{L-B}M_p(i) + {}_{R-B}M_p(i))} \quad (3)$$

式中: ${}_{B-C}M_p(i)$ 为 i 层柱脚全截面塑性弯矩; ${}_{T-C}M_p(i-1)$ 为 $i-1$ 层柱头全截面塑性弯矩; ${}_{L-B}M_p(i)$

和 $R-BM_p(i)$ 分别为 i 层梁左、右端全截面塑性弯矩。

PM 模型柱选用 H 型截面,梁和 BRB 均为 H 型截面,各模型经非线性分析软件^[11]计算得到的主要参数和用钢量如表 1 所示。

表 1 分析模型的主要参数

Tab.1 The parameters of analytical models

模型	$\beta / \%$	T_1/s	C_B	钢材重量/t
RM33	31	1.13	0.33	332
RM35	33	1.01	0.52	336
RM63	59	1.09	0.35	283
RM65	59	0.98	0.52	310
PM93	92	1.06	0.30	269
PM95	92	0.85	0.50	342

注: β 为设计层剪力时各层(BRB)水平力分担率平均值; T_1 为结构基本周期; C_B 为首层剪重比。

2 结构动力弹塑性分析

2.1 分析方法

结构时程分析微分方程

$$[M] \{ \ddot{u}_{t+\Delta t} \} + [C] \{ \dot{u}_{t+\Delta t} \} + ([K] \{ \Delta u \} + \{ p_{m,t} \}) = \{ p_{H,t+\Delta t} \} + \{ p_{V,t+\Delta t} \} + \{ p_V \} \quad (4)$$

式中: $\{ p_{H,t+\Delta t} \}$ 和 $\{ p_{V,t+\Delta t} \}$ 分别是水平与竖向地震作用力,如式(5)

$$\begin{aligned} \{ p_{H,t+\Delta t} \} &= -[M] \{ I_x \} \ddot{y}_{H,t+\Delta t} \\ \{ p_{V,t+\Delta t} \} &= -[M] \{ I_y \} \ddot{y}_{V,t+\Delta t} \end{aligned} \quad (5)$$

式中: $[M]$ 为质量矩阵, $[C]$ 为阻尼矩阵, $[K]$ 为刚度矩阵; $\{ \Delta u \}$ 为从时刻 t 到 $t + \Delta t$ 间的位移增量; $\{ \dot{u}_{t+\Delta t} \}$ 为 $t + \Delta t$ 时对应的速度; $\{ \Delta \ddot{u} \}$ 为对应 $t + \Delta t$ 时的加速度; $\{ p_{m,t} \}$ 为时刻 t 的恢复力; $\{ I_x \}$ 为对应水平位移的成分为 1、其他成分为 0 的向量; $\ddot{y}_{H,t+\Delta t}$ 为 $t + \Delta t$ 时对应的水平输入地震加速度; $\{ I_y \}$ 为对应竖向位移的成分为 1、其他成分为 0 的向量; $\ddot{y}_{V,t+\Delta t}$ 为 $t + \Delta t$ 时对应的竖向输入地震加速度; $\{ p_V \}$ 为竖向荷载。

基于楼板水平刚度远大于 BRBF,以及 BRBF 结构的对称性,使用能够考虑几何非线性、材料非线性等的二阶非线性分析程序,对各模型进行时程分析,详细的计算原理见文献^[11]。该分析程序建模时,将空间框架简化成各自独立的单榀平面框架,并通过铰接刚性连梁的连接实现空间模型的平面拼接。因此,采用铰接刚性连梁一端连接 X1 轴平面框架,另一端连接 X2 轴平面框架,以实现程序用平面模型模拟三维模型的简化,如图 2。由 Y 向次梁(the Second Beam)传给主梁的荷载 P2 和 P4,Y 向主梁传给柱的荷载 P1 和 P3 以集中力的形式作用于相

应主梁跨中和各层柱顶;各构件恢复力模型为双线性,其屈服后的刚度为初刚度的 1/100;框架阻尼矩阵,采用阻尼系数 2%的刚度比例型。

地震波选用 El Centro NS 和 Taft EW 波,其强度等级按照地动最大速度值划分为三个等级,分别对应于:常遇地震,地动最大速度 $25 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$;设防烈度地震,地动最大速度 $50 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ (用 E2 和 T2 表示);罕遇地震,地动最大速度 $75 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ (用 E3 和 T3 表示)。本文采用后两个等级进行分析,选择了地动最大速度为 $91 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 的 JMA Kobe NS 的特大地震(用 K3 表示)。各模型时程分析时长均为 30 s,具体参数详见表 2;E3, T3 和 K3 作用下,当阻尼系数 $h=5\%$ 时弹性体系能量谱(等效速度-周期关系)详见图 3,其中研究模型基本周期范围参见表 1。

表 2 地震波参数

Tab.2 The parameters of earthquake wave

震波类型	等级	记号	最大加速度/gal	最大速度/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
El Centro	2	E2	511	50
(1940) NS	3	E3	766	75
Taft	2	T2	496	50
(1952) EW	3	T3	745	75
JMA Kobe	3	K3	817	91
(1995) NS				

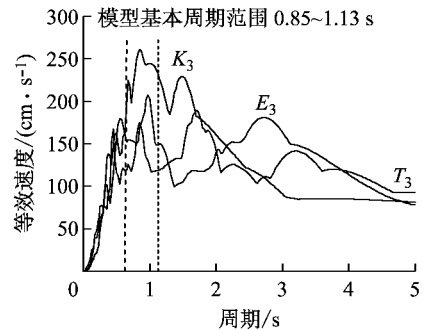


图 3 能量谱(等效速度-周期关系)

Fig.3 Energy spectrum (equivalent velocity-fundamental period)

2.2 分析结果

2.2.1 层间位移反应

各模型各层的最大层间位移分布如图 4 所示。地震波等级为 2,3 级时, RM 模型最大层间位移分布首层与顶层较其它层小,5,6 层等中间楼层较集中;K3 作用下,2~6 层层间位移较大。E3, T3 和 K3 作用下, PM 模型最大层间位移以首层、5~6 层相对较大。分析可知, PM 模型因柱脚铰接导致首层损伤较集中,故首层层间位移相对较大;同时, BRB 水平力分担率平均值 β 值在 90%左右,强震作用下框架柱轴向伸缩变形量大, PM 模型 6~8 层弯曲变形卓

越^[7],一般情况下上层部分层间位移减少,但是,PM 集中。模型强震时第二振型卓越见图 5c,导致 5,6 层变形

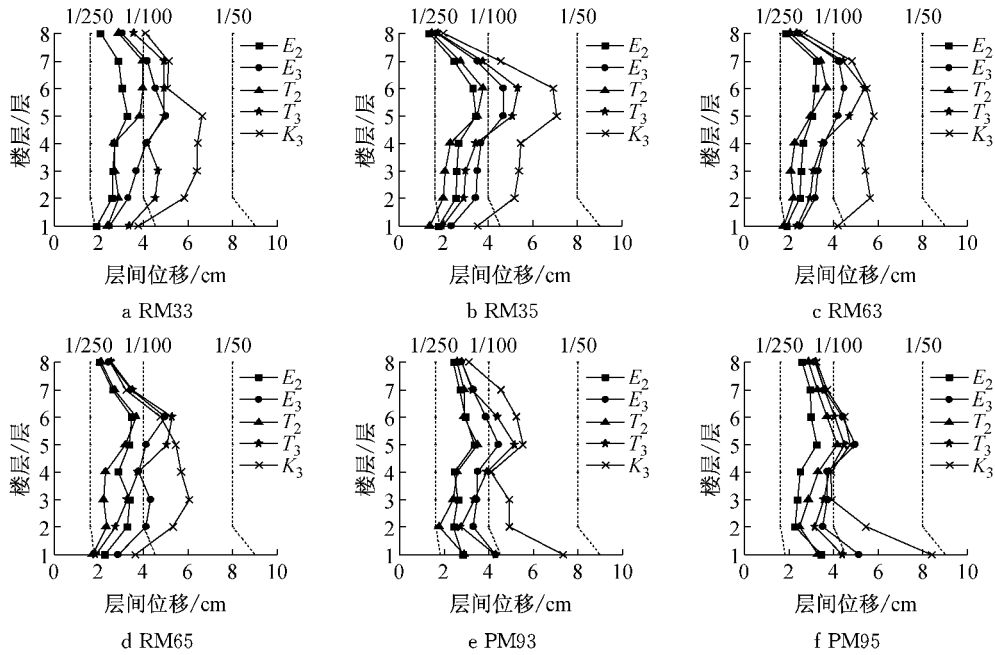


图 4 层间位移分布

Fig.4 Story drifts distribution

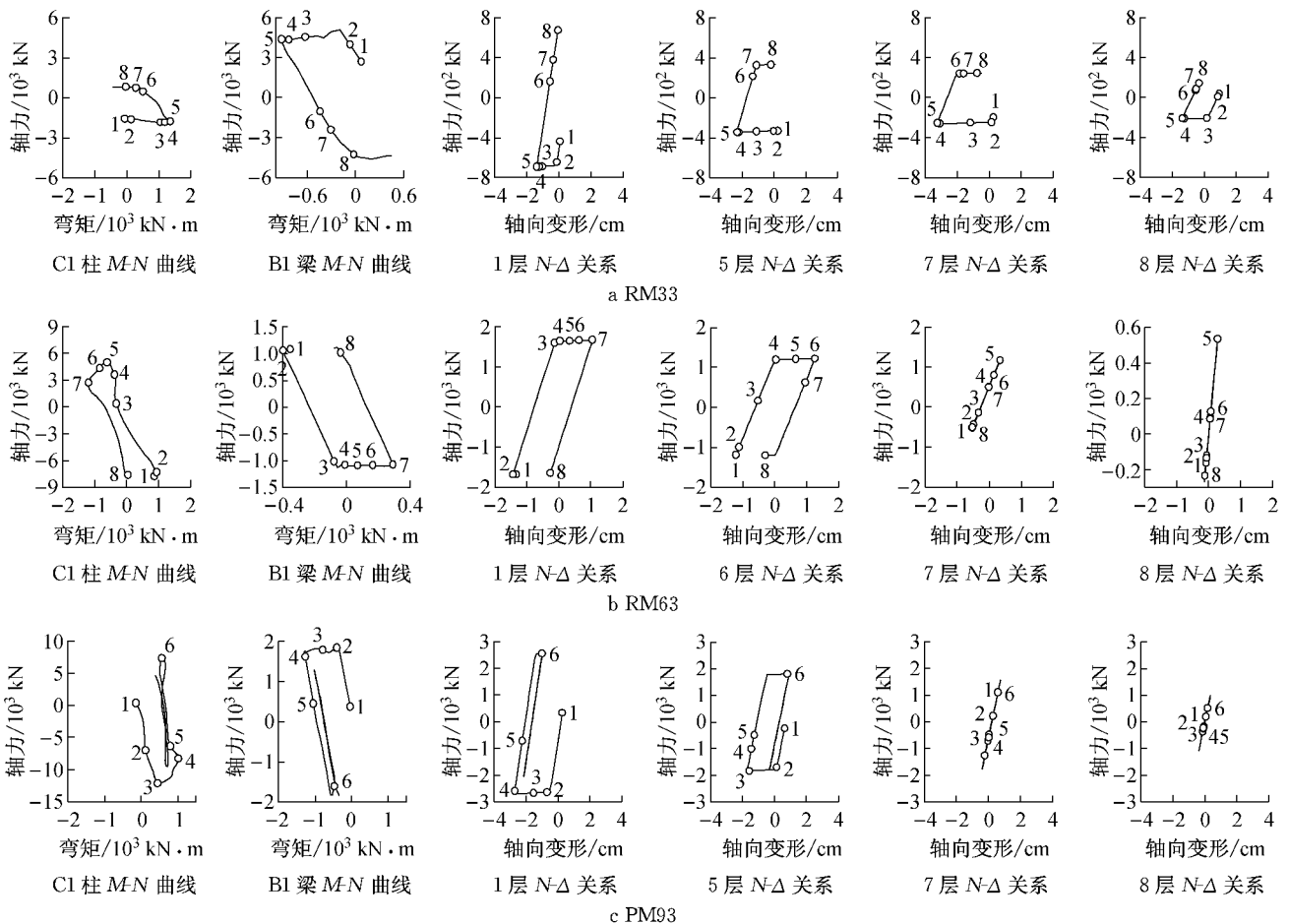


图 5 BRB、BRB 连接梁、柱的地震响应

Fig.5 Seismic response of BRB and connecting beam and column

各模型最大层间位移角值, E_2, T_2 作用下分布在 $1/200 \sim 1/150$ 范围内; E_3, T_3 时, 分布在 $1/100$ 左右; K_3 时, $1/75$ 左右, 并且小于弹塑性层间位移角限值 $1/50$ 。

各模型最大层间位移, 当 $C_B \approx 0.5$ 时并不全部小于 $C_B \approx 0.3$ 的对应值; 基于位移的抗震设计, BRBF 从 $C_B \approx 0.3$ 增加到 0.5 不一定能够减少框架损伤, 由图 3 能量谱可知, 建筑物基本周期和地震波卓越周期特性的影响更突出。

2.2.2 能量分析

地震波作用下, 地震输入总能量可转化为等效速度 $V_E (= (2E_i/M)^{0.5})$, 详见表 3; 而地震输入总能量在建筑中又可转换成各构件弹塑性变形能量、建筑阻尼消耗能量以及建筑动能等。即

$$E_i = E_p + E_h + E_k + E_e \quad (6)$$

式中: E_i 为地震输入总能量; E_p 为柱、梁、支撑等构件塑性变形耗能; E_h 为建筑阻尼消耗能量; E_k 为建筑运动能量; E_e 为柱、梁、支撑等构件弹性变形能量。

表 3 总输入能量的等效速度 V_E

模型	周期/ s	E_2	E_3	T_2	T_3	K_3
		$V_E / (\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$				
RM33	1.13	145	211	133	203	241
RM63	1.09	149	218	134	210	238
PM93	1.06	156	216	142	216	233
平均		150	215	136	210	237
RM35	1.01	158	229	140	213	263
RM65	0.98	154	229	137	216	260
PM95	0.85	219	298	199	265	283
平均		177	252	159	231	267

Housner 和秋山宏指出, 地震动给予建筑结构的总输入能量 E_i 是仅仅与结构的总质量和基本振动周期相关的一个比较稳定的量, 其值大小不受建筑结构质量分布、刚度分布、强度分布等结构参量的影响^[10,12-13]。本文中结构同层质量一致, 因此, 在 $E_2 \sim K_3$ 作用下, 当模型地震波弹性体系的能量谱确定之后, V_E 与 β 值大小、柱脚形式、BRBF 结构形式等的单独变化无关, 而主要取决于各模型基本周期。从表 3 也可验证以上表述, 当各模型基本周期相近时, 同一地震等级下, V_E 值也基本相等。同时, V_E 值可从结构弹性基本周期以及地震波弹性体系能量谱得到推算, 再次证明了基于能量平衡的抗震设计方法的有效性。

各构件损伤能量的大小和层损伤分布直接影响建筑破坏机制, 地震中 BRBF 所吸收的全部塑性变形能量 E_p 由 BRB 和框架各组成构件的塑型受力变

形所消耗, 用公式表示如下:

$$E_p = E_{pb} + E_{pf} \quad (7)$$

式中: E_{pb} = BRB 塑性变形能量; E_{pf} = 柱、梁塑性变形能量。

地震作用下, 各模型 E_p 和 E_{pb}/E_p (BRB 塑性变形吸收能量分担率) 如表 4 所示。

表 4 BRB 塑性能量 E_{pb} 以及 E_{pb}/E_p
Tab.4 BRB plastic energy E_{pb} and E_{pb}/E_p

地震类型	模型						
	RM33	RM35	RM63	RM65	PM93	PM95	
E_2	E_{pb}/kJ	1 467	1 836	1 373	1 762	1 464	2 693
	$E_{pb}/E_p/\%$	99	100	100	100	100	100
E_3	E_{pb}/kJ	3 116	4 354	3 642	4 314	3 921	6 852
	$E_{pb}/E_p/\%$	88	100	97	100	100	100
T_2	E_{pb}/kJ	1 090	1 120	1 303	644	843	1 966
	$E_{pb}/E_p/\%$	96	100	99	100	100	100
T_3	E_{pb}/kJ	2 517	3 424	3 780	3 023	3 441	4 860
	$E_{pb}/E_p/\%$	78	99	96	99	100	100
K_3	E_{pb}/kJ	2 987	5 657	5 161	5 598	5 004	7 305
	$E_{pb}/E_p/\%$	52	88	97	93	99	99

E_{pb} 和 E_{pb}/E_p 跟地震强度等级以及 β 值有关。地震强度等级 2 时, 各模型 E_{pb}/E_p 大于 96%, 框架柱、梁基本能够保持线弹性状态; 地震强度等级 3 时, BRB 吸收了大量的塑性能量; 除 RM33 模型的 E_{pb}/E_p 比值为 78% 以外, 其他模型在地震等级 3 作用下的 E_{pb}/E_p 均超过 96%; K_3 作用下, β 值越大, BRB 吸收的损伤能量分担率及能量绝对值也相应增大, PM 模型 BRB 吸收的损伤能量分担率达到 99% 以上, 框架柱、梁能够保持线弹性状态。

从表 4 可知, β 值未超过 30% 时, 仅有个别 E_{pb}/E_p 比值低于 90% (但也在 52% 以上); 也就是说, 设置数量不多的 BRB 时 ($\beta > 30%$), BRB 塑性变形吸收能量已达到梁、柱和 BRB 吸收能量之和的 90% 以上; 同时, 结合表 2, 图 4 可知, 在地震等级 2, 3 作用下, 各模型最大层间位移角值均在《建筑抗震设计规范 GB50011—2010》规定的多、高层钢结构弹塑性层间位移角限值 $1/50$ 以下。故各模型 BRB 的减震效果明显。

2.2.3 BRB、BRB 连接梁、柱的地震响应

这里分别采用 BRB 水平力分担率平均值 $\beta \approx 30\%$, 60% 和 90% 的 RM33, RM63 和 PM93 模型, 探讨 β 值变化与多层 BRBF 结构振型的关系。

各模型分析地震波输入时间区段, 取在地震波 E_3 作用下, 当结构首层层间位移达到最大时, 对应的地震波输入时刻点分别向左右各扩散一个建筑物周期时长; 在此地震波输入时长区间内 RM33, RM63 和 PM93 模型的 BRB、BRB 连接梁和柱相应

响应情况如图5所示。

图5a描述了RM33模型在地震输入后2.76~3.36 s间的地震响应,大约在3 s左右时,模型首层层间位移达到最大。

图5a第1,2幅描述了BRB首层连接柱(C1柱)和连接梁(B1梁)的弯矩-轴力关系。图5a中C1柱M-N曲线图8时刻点时C1柱轴力为1840 kN,达到最大;5时刻点时,其弯矩达到最大值1360 kN·m。图5a第3~6幅图分别描述了第1,5,7,8层BRB轴力-轴向变形关系,图中相同编号对应地震波入力时刻点一致。1~2时刻段,1~8层BRB处于弹性状态,且该时刻段持续时间较短,首层C1柱和B1梁的轴力、弯矩增幅不大。2~5时刻段,各层的BRB中,仅8层的BRB在2~3时刻段处于弹性状态外,均处于屈服状态;首层C1柱的轴力增幅缓慢,其弯矩却因框架剪切变形卓越而增幅明显,且至5时刻点时弯矩达到最大;3~5时刻段,首层B1梁的轴力不再增加,5时刻后各层BRB开始卸载而进入弹性状态。从各层BRB轴力-轴向变形关系得知, β 值30%左右时,RM33模型的振动以基本振型(第一振型)为主。

图5b描述了在地震波输入5.34~6.54 s区段内模型RM63的地震反应。图5b第1和第2幅图为C1柱B1梁弯矩-轴力(M-N)关系曲线;图5b第3~6幅图分别为第1,6,7,8层BRB轴力-轴向变形(N- Δ)曲线。

图5b的C1柱M-N曲线图中,1时刻点时C1柱轴力值最大,为7770 kN;7时刻点时,弯矩值最大,为1186 kN·m。由图5b的3~6幅图可知,1~3时刻点,首层至8层的BRB处于弹性状态,且与其相连的首层C1柱和B1梁的轴力与弯矩增幅较大。3~4时刻点,1~5层的BRB处于屈服状态,而6~8层的BRB仍处于弹性状态,与BRB相连的C1柱首层轴力稍有增加。4~6时刻点,除第7~8层BRB处于弹性状态,其他层均进入屈服状态,C1柱的轴力有增幅;因 $\beta=60%$,且C1柱轴力较大,BRBF结构以弯曲变形为主,故弯矩的增幅不明显。6~7时刻点,BRBF结构低、中层部分BRB处于屈服荷载状态(即1~5层),而BRBF结构高层部分的BRB处于弹性卸除载状态(即6~8层);并且BRBF结构低、中层部分与高层部分位移方向相反,BRBF结构的振动已体现了第2振型的参与。

图5c描述了模型PM93当首层层间位移达到最大时,在地震波输入2.7~4.4 s内的BRB、BRB

连接梁和柱地震反应过程。图5c第1幅和第2幅图是与BRB相连的首层C1柱和B1梁的弯矩-轴力(M-N)关系曲线;图5c第3~6幅图是1~8层BRB轴力-轴向变形曲线。

图5c的C1柱M-N曲线3h对应轴力值最大,为12120 kN、4时刻点弯矩值最大,为1016 kN·m。1~2时刻点,BRB均处于弹性状态,与BRB相连的C1柱轴力急剧增加,弯矩增幅较小,呈现桁架结构变形特性;与BRB相连的B1梁的轴力也有增加,但于1~2层BRB屈服后,即2时刻点后,其轴力不再增加。2~3时刻点,BRBF于1~6层处于屈服状态,7~8层处于弹性状态;因7~8层BRB的附加轴力作用,与BRB相连的C1柱轴力有所增加,且在3时刻轴力值达到最大。3~4时刻点,首层BRB保持屈服状态,而5层则进入弹性卸载阶段,框架低层部分(即1~4层)BRB处于加载阶段,上层部分(即5~8层)处于卸载阶段,且模型低层部分与上层部分BRB变形方向相反,BRBF结构第2振型卓越;因第2振型参与,C1柱弯矩继续增加,并于4时刻点弯矩值达到最大。4~5时刻点,BRBF于首层开始进入弹性卸载阶段,且于6时刻点前各层BRB均为弹性受力,BRBF也呈弹性状态。在地震等级2以上的其他地震作用下,PM93模型的振型反应也相同。

综上所述,与BRB相连的首层C1柱和B1梁的最大轴力值与弯矩受各模型 β 值大小的影响,表现为轴力随着 β 值的增大而增加,弯矩值却随着 β 值的增大而减小趋势。

2.2.4 各层BRB的延性比 μ 及累积塑性延性比 η 分布

模型RM33, RM35, RM63, RM65, PM93和PM95的各层BRB最大延性比 μ 和最大累积塑性延性比 η 分布如图6所示,定义如下:

$$\mu = \Delta_{\max} / \Delta_y \quad (8)$$

$$\eta = (\sum \Delta p^+ + \sum \Delta p^-) / \Delta_y \quad (9)$$

式中: Δ_{\max} 为BRB的最大轴向变形; Δ_y 为BRB的轴向屈服变形; Δp^+ , Δp^- 为BRB的受拉区和受压区塑性轴向变形。

各模型各层BRB最大延性比 μ 值。K3作用下最大, RM33和RM35模型第5层最大,分别为7和7.2; RM63和RM65第3层最大,分别为5.2和5.9;而PM93和PM95首层为最大,分别为6.8和7.6。比较 μ 值分布, RM模型2~6层较大, PM模型首层和第5层较大。因PM模型 β 在90%左右,强震作用下BRB连接柱轴向伸缩变形量大,且BRBF结

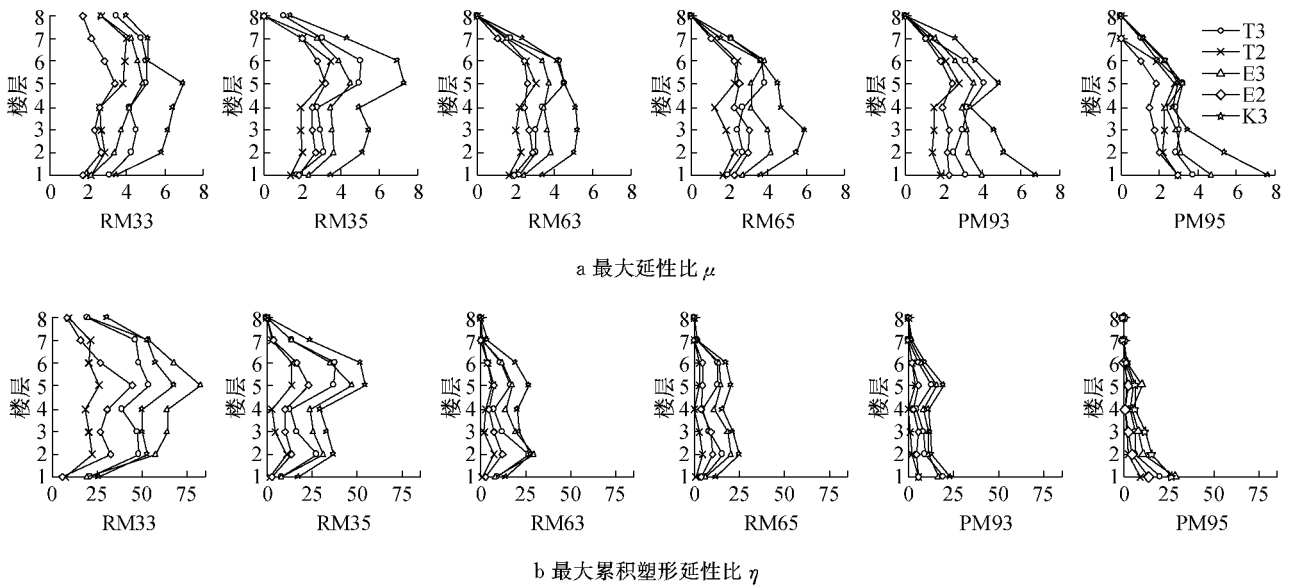


图 6 各模型 BRB 的 μ 和 η 分布

Fig. 6 Distribution of maximum ductility ratio μ and maximum cumulative plastic ductility ratio η

构上层部弯曲变形卓越,同时因框架柱轴向伸缩变形的累积效应以及柱脚的铰接连接,导致结构损伤集中于底层部;同时, β 值大于 90%的模型因第二的振型参与(见图 5c 第 3,4 幅图),第 5,6 层的 μ 值也较大.基本上, $C_B \approx 0.5$ 的模型各层 μ 值大于 $C_B \approx 0.3$ 的模型,而 C_B 值从 0.3 增加到 0.5 不一定能够减少构件的最大变形,因为如图 3 的能量谱所示,各模型基本周期与地震输入总能量的关系影响尤为突出.

各模型各层 BRB 最大累积塑性延性比 η 值. E3 作用下, RM33 模型第 5 层、RM63 第 2 层和 PM95 首层最大,分别为 80, 29 和 28;其他模型在 K3 作用下, RM35 模型第 5 层、RM65 模型第 2 层、以及 PM93 模型首层最大,分别为 54, 24.4 和 23.5. 从各

模型各层 η 分布可知, RM 模型 2—6 层较大,而 PM93 首层和第 5 层较大, PM95 第 1, 2 层较大. 总体上, $C_B \approx 0.5$ 的模型各层 η 小于 $C_B \approx 0.3$ 的模型;分析可知, C_B 从 0.3 增加到 0.5 时,各层 BRB 截面尺寸变大,其屈服强度和初刚度值增大,瞬间吸收能量增大,因此各层 BRB 累积塑性变形变小.

由以上分析可知,随着各模型 BRB 水平力分担率平均值 β 值的增加,各模型各层 BRB 最大延性比 μ 以及最大累积塑性延性比 η 呈减小趋势,其中 η 值的变化尤为明显.

图 7 描述了在罕遇地震 E3, T3 以及特大地震 K3 作用下,各模型 η 值最大层 BRB 轴向力-轴向变形($N-\delta$)滞回曲线关系. 图中: μ 为延性比; η 为累积塑性延性比; E 为塑性吸收能量.

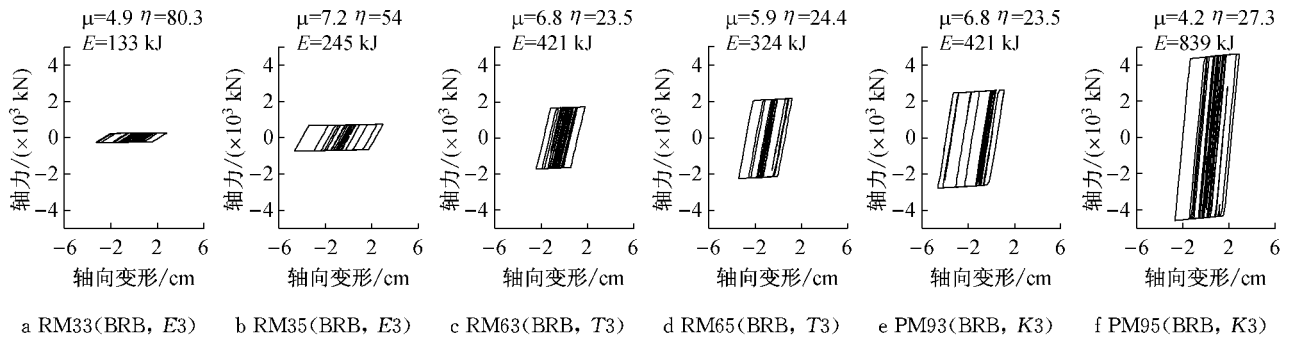


图 7 BRB 轴向力-轴向变形滞回曲线

Fig. 7 BRB axial force- deformation hysteretic curves

各模型 β 值越小, BRB 屈服强度值越低,地震作用下 BRB 的累积塑性延性比 η 值越大,对 BRB 的需求性能要求越高,但 BRB 吸收的塑性能量却降低.

各模型中, $C_B \approx 0.5$ 的模型的 BRB 延性比 μ 以及累积塑性延性比 η 值并不全部小于 $C_B \approx 0.3$ 的模型, BRBF 结构首层剪重比 C_B 值从 0.3 增加到 0.5,不

一定能够减轻 BRB 的损伤;但是 BRB 吸收的塑性能量却有所增加。因此,实际建筑工程中使用的 BRB 持有性能必须大于 BRB 在强震作用下的需求性能。

3 结论

采用两种多层 BRBF 典型结构形式模型为研究对象,以各模型的 BRB 水平力分担率平均值 β 和首层剪重比 C_B 为主要研究参数,对研究模型进行弹塑性动力二阶非线性分析,探讨了多层 BRBF 结构抗震性能,结果如下:

(1)各模型最大层间位移分布,设防烈度地震作用下,各层分布较均匀;罕遇地震和特大地震作用下,RM 模型首层和顶层以外的各层集中,PM 模型因柱脚铰接致首层特别大,另外受第二振型影响第 5 和第 6 层也较大。

(2)强震作用下,BRBF 结构中 BRB 吸收大量的塑性能量,BRB 的减震效果明显;而 BRBF 结构首层剪重比 C_B 从 0.3 增加到 0.5 时,不一定能够减少 BRBF 结构的层间位移和 BRB 的最大变形,结构基本周期和地震波卓越周期的影响更为明显;但 C_B 从 0.3 增加到 0.5 时,能够减少 BRB 的累积变形。

(3)强震作用下,BRB 水平力分担率平均值 $\beta \approx 30\%$ 的 BRBF 结构整体变形以剪切变形为主,第一振型卓越; $\beta \approx 60\%$ 时,第二振型参与; $\beta \approx 90\%$,第二振型卓越。

(4)强震作用下,在模型结构基本周期一定时,多层 BRBF 结构 β 值大小不影响地震输入总能量,各模型地震输入总能量大小主要取决于各模型基本周期;模型基本周期相近时,等效速度 V_E 值基本相等; V_E 值从结构弹性基本周期以及地震波弹性体系能量谱可以推算得到,再次证明了基于能量平衡的抗震设计法的有效性。

(5) β 值大小影响 BRB 需求性能;模型 RM33 的 BRB 的最大累积塑性延性比 η 达到 80,而模型 PM93 的 BRB 的最大累积塑性延性比 η 为 23.5;随着 BRB 水平力分担率平均值 β 值变小,对 BRB 需求性能要求提高。

参考文献:

[1] 汪家铭,中岛正爱,陆焯. 屈曲约束支撑体系的应用与研究进展(I) [J]. 建筑钢结构进展,2005(1):4.
Wang J M, Nakashima M S, Lu Y. The practice and research development of buckling-restrained braced frames(I) [J].

Progress in Steel Building Structures, 2005(1):4.
[2] 日本隔震结构协会. 被动减震结构设计·施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社,2008.
Japan Association of Isolated Structure. Passive damping design·Construction manual[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
[3] 贾明明,张素梅,吕大刚,等. 抑制屈曲支撑布置原则对钢框架抗震性能的影响 [J]. 工程力学,2009(7):140.
JIA Mingming, ZHANG Sumei, LÜ Dagang, et al. Influence of layout principle of buckling-restrained braces on aseismic performance of steel frame [J]. Engineering Mechanics, 2009(7):140.
[4] 叶列平,程光煜,曲哲,等. 基于能量抗震设计方法研究及其在钢支撑框架结构中的应用 [J]. 建筑结构学报,2012(11):36.
YE Lieping, CHENG Guangyu, QU Zhe, et al. Study on energy-based seismic design method and application on steel braced frame structures [J]. Journal of Building Structures, 2012(11):36.
[5] Choi H, Kim J, Chung L. Seismic design of buckling restrained braced frames based on a modified energy-balance concept [J]. Canadian Journal of Civil Engineering,2006, 33(2):1251.
[6] Choi H, Kim J. Energy-based seismic design of buckling restrained braced frame using hysteretic energy spectrum [J]. Engineering Structures,2006, 28(2):304.
[7] 包恩和,陈宜虎. 多层屈曲约束支撑钢框架抗震性能研究 [J]. 结构工程师,2013,29(6):98.
BAO Enhe, CHEN Yihu. The seismic response research of multi-layer buckling restrained braced steel frame [J]. Structural Engineers,2013, 29(6):98.
[8] 包恩和,虞爱平,刘宝臣,等. 多层屈曲约束斜撑钢框架弹塑性分析研究[J]. 四川建筑科学研究,2011(4):13.
BAO Enhe, YU Aiping, LIU Baocheng, et al. Plastic analysis on buckling restrained braced steel frame[J]. Sichuan Building Science,2011,37(4):13.
[9] 曾榕,包恩和,尹霞. 多层屈曲约束斜撑钢框架静动力抗震设计 [J]. 广西大学学报:自然科学版,2012,37(4):690.
ZENG Rong, BAO Enhe, YIN Xia. Static and dynamic seismic design of multi-layer buckling restrained braced frame [J]. Journal of Guangxi University: Natural Science,2012,37(4):690.
[10] 秋山宏. 基于能量平衡的建筑结构抗震设计[M]. 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[M]. Translated by YE Lieping, PEI Xingzhu. Beijing: Tsinghua University Press, 2010.
[11] Ogawa K, Tada M. Combined non-linear analysis for plane frame ("clap") [C]//Architectural Institute of Japan Proceedings of 17th Symposium on Computer Technology on Information Systems and Applications. Tokyo: Showa Intelligence Press,1994:79-84.
[12] Housner G W. Limit design of structures to resist earthquakes [C/CD] // Proceedings of the 1st World Conference on Earthquake Engineering. [S. l.]: WCEE, 1956.
[13] Housner G W. Behavior of structures during earthquakes [C/CD]// American Society of Civil Engineers. [S. l.]: ASCE, 1956.