

# 基于 IDA 的 Y 形偏心支撑钢框架地震 反应折减系数和超强系数

杨文侠<sup>1</sup>, 顾 强<sup>2</sup>, 宋振森<sup>1</sup>, 李 东<sup>3</sup>

(1. 上海交通大学船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240; 2. 苏州科技学院土木工程学院, 苏州 215011;  
3. 河海大学土木工程学院, 南京 210089)

**摘 要:**按我国现行抗震规范设计了 12 个不同层数和不同跨度的 Y 形偏心支撑钢框架算例, 利用基于 IDA (incremental dynamic analysis) 分析的能力谱方法确定了各算例的地震反应折减系数  $R$  和超强系数  $\Omega$ , 分析了结构总层数和楼层高跨比对各系数的影响. 研究结果表明 Y 形偏心支撑钢框架的设计地震作用可在我国现行抗震规范的基础上降低 20% 左右.

**关键词:**地震反应折减系数; 超强系数; Y 形偏心支撑钢框架; IDA 分析; 能力谱法

中图分类号: TU393.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2011)06-0795-08

在设防地震作用下将结构设计成完全弹性过于保守, 目前大部分国家采用基于强度的抗震设计方法 (FBS 法), 允许结构在设防地震作用下进入弹塑性, 根据实际结构的延性和超强, 用地震反应折减系数  $R$  对设防地震下单质点的弹性反应谱进行折减, 按弹性计算结构的地震反应 (美国 UBC、ATC 和 FEMA、欧洲 EC8、日本 BCJ、新西兰 NZS(1992) 和加拿大 CBC 等) [1-3]. 我国现行《建筑抗震设计规范》GB50011 采用的抗震设计方法, 虽然隐含了用  $R$  折减设防地震弹性水平力的概念, 但对混凝土结构和钢结构均采用相同的  $R$  值 2.812 5, 没有体现出不同结构在耗散地震能量时存在的差异 [4].

地震反应折减系数取值主要与结构延性和超强有关 [5-11]. 美国 ATC(1995) 定义地震反应折减系数  $R$  为结构超强系数、结构延性折减系数和冗余系数的乘积, FEMA695(2008) 明确指出采用极限状态设计法进行设计时, 冗余系数可取为 1.0, 结构的地震反应折减系数  $R$  可根据图 1 按结构延性折减系数  $R_\mu$  和结构超强折减系数  $R_\Omega$  的乘积计算:

$$R = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} = R_\mu \cdot R_\Omega \quad (1)$$

图 1 为一般结构的性能曲线, OBD 为实际结构的性能曲线, OBCD 为按能量相等原则等效后得到的理想结构的性能曲线, OA 为结构为完全弹性时的性能曲线. A 点纵坐标为结构在设防地震下保持完全弹性时对应的底部剪力  $V_e$ , B 点纵坐标为实际结构的设计水平地震作用  $V_d$ , C 点纵坐标对应实际结构显著屈服时的底部剪力  $V_y$ ; D 点横坐标对应实际结构的最大弹塑性位移  $\Delta_{\max}$ .

按折减后的地震作用设计的结构在遭受强震时不发生倒塌, 甚至不出现产生严重损坏的原因除了结构通过变形耗散部分地震输入能量外, 结构超强也起到了重要作用. 目前, 精确预计结构的超强仍存在很大困难, 一些国家的抗震规范 (美国 IBC2003、加拿大 NBCC2005、欧盟 EC8 等) 主要依据工程经

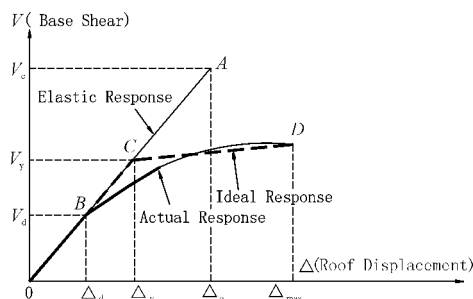


图 1 一般结构的性能曲线

Fig. 1 Property curve of average structure

收稿日期: 2011-03-01 修改稿日期: 2011-10-15

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (50578099)

作者简介: 杨文侠 (1978-), 男, 甘肃甘谷人, 博士生, 讲师, 主要从事钢结构方面的研究.

验初步确定了不同结构体系的超强系数,而我国的抗震规范尚未合理考虑结构超强的影响<sup>[13-17]</sup>.虽然国内一些学者对结构超强也展开了研究<sup>[18-20]</sup>,但成果尚不完善.

本文按我国规范设计了 12 个 Y 形偏心支撑钢框架算例,基于 IDA 分析给出了各算例的地震反应折减系数  $R$  和超强系数  $\Omega$ ,重点考察结构总层数和楼层高跨比对各系数的影响.

## 1 IDA 法求结构性能曲线

结构的性能曲线是确定地震反应折减系数  $R$  的关键.结构的性能曲线可通过增量动力非线性分析(IDA 法)和非线性静力推覆(Pushover 法)得到. Pushover 法本质上是静力分析,不可能很准确地反映结构在地震动作用下的动态过程.而 IDA 分析以非线性时程分析为基础,将选定的地震记录乘以一系列调整系数,使之成为一组不同强度的地震动,然后对结构进行非线性动力时程分析,从而获得结构在不同强度地震作用下的基底剪力和顶点位移包络值之间的关系曲线.当地震波数量足够多时,IDA 分析可以反映结构在地震作用下的响应及其统计特性,能够充分抓住结构的动力特征,全面地评估整体结构的性能.

## 2 地震反应折减系数 $R$ 的确定

确定了结构在设防地震下的位移需求  $\Delta_e$  后,就可利用结构的性能曲线根据 Newmark N. M. and Hall W. J. (1982)<sup>[21]</sup> 提出的位移延性理论求出结构的弹性水平力  $V_e$ ,按公式(1)求出地震反应折减系数  $R$ .因此,结构在设防地震下的位移需求  $\Delta_e$  的合理确定是计算  $R$  的关键.

能力谱法(Capacity Spectrum Method,简称 CSM)是美国应用技术协会 ATC(1995)推荐用于结构抗震性能评估中求解结构在不同地震水准下的位移需求的一种简化方法.本文选取 CSM 法确定 Y 形偏心支撑钢框架在设防地震水准下的位移需求  $\Delta_e$ ,此外为了进一步考虑高阶振型的影响,参照 Chopra A. K. and Goel R. K. (2002)<sup>[22]</sup> 建议的 MPA 分析法,根据结构各周期的质量参与系数,把结构离散为多个单自由度体系,通过多次迭代,对结构在不同周期  $T_i$  下的各性能点位移需求  $\Delta_i$  采用 SRSS 组合的方法确定结构的位移需求.

## 3 超强系数 $\Omega(R_\Omega)$ 的确定

在结构超强的研究中,广泛采用的结构超强系数是对应于结构倒塌极限状态,对重要性一般的建筑结构来说,就是对应于预期最大地震作用.结构超强系数的普遍定义为“结构的实际反应性态确定的当量屈服强度与结构设计强度的比值”.

尽管超强系数的定义只有一个,但屈服强度  $V_y$  的取值方法并不唯一,有的文献以结构耗能相等的原则对图 1 中结构实际性能曲线等效为带强化段的双线性模式,将“结构显著屈服点对应的底部剪力  $V_y$ ”作为当量屈服强度计算结构的超强;有的文献以结构失效前达到的最大均值水准的抗侧能力作为结构的当量屈服抗侧能力,即以“结构的实际反应性态确定的极限强度  $V_u$ ”作为当量屈服强度计算结构的超强.

为了将两者区分,本文将按结构显著屈服点对应的底部剪力  $V_y$  求出的超强系数称为“超强折减系数”,用  $R_\Omega$  表示;将按结构极限强度  $V_u$  求出的超强系数称为“整体超强系数”,用  $\Omega$  表示.相应的计算公式分别为:

$$R_\Omega = V_y / V_d; \Omega = V_u / V_d \quad (2)$$

显然,结构整体超强系数  $\Omega$  要大于结构超强折减系数  $R_\Omega$ ,加拿大 NBCC2005、欧盟 EC8(2005)、美国 IBC 2003 和新西兰 NZS 4203(1992)等规范中包含的超强系数均指  $\Omega$ ,本文将对 Y 形偏心支撑钢框架结构的  $R_\Omega$  和  $\Omega$  作定量分析.

4 算 例

本文基于我国《建筑抗震设计规范》GB50011 采用 SAP2000 分析设计了 2 组共 12 个 Y 形偏心支撑钢框架结构算例:设防烈度为 8 度(0.3 g),地震分组为第一组,Ⅱ类场地;层高均为 3.6 m,剪切型耗能梁段长 800 mm;横向 3 跨,纵向 7 跨,纵向跨度 7.2 m;在第 2 轴和第 7 轴布置横向支撑,顶层为倒 V 形中心支撑;算例分组及编号如下:

第 1 组,设计了横向跨度为 6 m 的 4 个不同层数的算例(8 层、12 层、16 层和 20 层),编号为“Y1-层数”;第 2 组,以算例 Y1-8 和 Y1-16 为原型,变化横向跨度分别取 5.4 m、6.6 m、7.2 m、7.8 m,算例编号为“Y2-层数-跨度”.算例 Y1-12 的结构平面布置见图 2,带支撑框框架的立面布置见图 3.

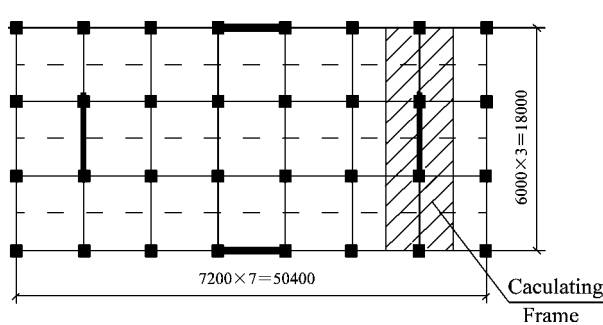


图 2 结构平面布置 (单位: mm)  
Fig. 2 Plan layout of the model (units: mm)

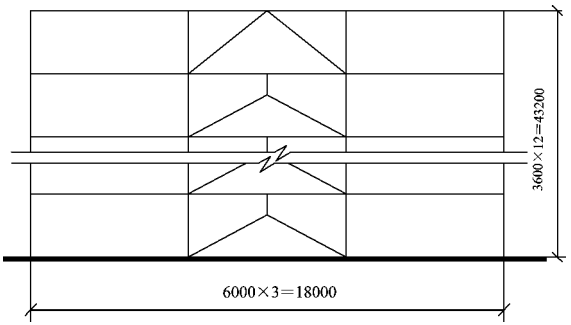


图 3 支撑框架立面布置 (单位: mm)  
Fig. 3 Configuration of the model (units: mm)

陷于篇幅,本文以 Y1-12 为例简述 R 的求解过程(按平面支撑框架分析,构件截面见表 1).

表 1 构件截面 (Q345)

Tab. 1 Sections of model Y1-12 (Q345)

Inner column	1~3 storey: H650×500×24×30	4~6 storey: H550×400×16×28
	7~9 storey: H400×400×12×20	10~12 storey: H400×300×12×18
Link	1~3 storey: H550×200×16×18	4~6 storey: H500×200×16×18
	7~9 storey: H400×200×14×18	10~12 storey: H400×200×12×16
External column	1~6 storey: H400×300×12×20	7~12 storey: H400×300×10×18
Beam	1~6 storey: H450×250×10×14	7~12 storey: H500×300×10×14
Brace	1~6 storey: H450×300×16×20	7~12 storey: H450×300×16×18

4.1 算例 Y1-12 时程分析结果

(1)地震波选择及结构变形计算

先根据场地条件从太平洋地震工程研究中心(Pacific Earthquake Engineering Research Center)选出在平台段和结构自振周期  $T_1$  附近范围内( $0.2T_1 \sim 1.5T_1$ )平均  $\beta$  谱与规范 GB50011 定义的  $\beta$  谱之间的差值均不超过 20% 的地震记录,再按《建筑抗震设计规范》GB50011 规定的结构小震底部剪力要求选出算例 Y1-12 的 10 条远场地震记录见表 2(各记录的 Beta 谱见图 4),将各地震记录的峰值加速度调幅到大震水准进行非线性动力时程,求出结构的最大层间位移角见图 5,由图 5 可知,算例 Y1-12 在 10 条地震记录下最大层间位移角的平均值为 1/95(0.0105),满足《抗震规范》不大于 1/50 的要求.说明该算例满足我国《抗震规范》设计要求,可以用它作为 Y 形偏心支撑钢框架结构性能评估的分析算例.有限元分析模型的定义及验证见文献[23],非线性时程分析按(1.0dead+0.5live)考虑 P-Delta 效应.

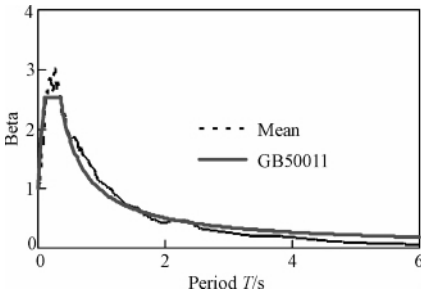


图 4 地震波平均 Beta 谱  
Fig. 4 Mean Betas of all records

表 2 地震记录

Tab. 2 Ground motion records for 12-story modal structure

No.	Name	Station	PGA/g
1	Coyote Lake 1979	57383 Gilroy Array # 6	0.146
2	Kocaeli Turkey 1999	Mecidiyekoy	0.054
3	Loma Prieta 1989	57064 Fremont-Mission San Jose	0.124
4	Northridge 1994	24278 Castaic-Old Ridge Route	0.568
5	Northridge 1994	24157 LA-Baldwin Hills	0.239
6	Northridge 1994	90015 LA-Chalon Rd	0.225
7	Northridge 1994	24396 Malibu-Point Dume Sch	0.13
8	Northridge 1994	24088 Pacoima Kagel Canyon	0.301
9	Northridge 1994	90049 Pacific Palisades-Sunset Blvd	0.179
10	Northridge 1994	13123 Riverside-Airport	0.024

(2)IDA 能力曲线

本文对单条地震波 IDA 分析时,按如下标准判别结构是否达到倒塌极限状态:①结构顶点侧移达 2%;②结构某层形成层侧移机构,层间侧移角达 2%;③未形成层侧移机构,但层间侧移角达 3%<sup>[24-26]</sup>.把算例 Y1-12 在 10 条地震记录作用下所有 IDA 分析的结果按顶点位移从小到大排列,按多项式拟合得到结构的性能曲线见图 6,结构在均匀分布及倒三角分布下按 Pushover 分析得到的基底剪力 V-顶点位移 Δ 也在图中绘出.由图 6 可知,结构处在弹性阶段时,IDA 分析结果与均匀分布下的推覆曲线接近,但随着塑性变形的增大,IDA 结果逐渐与倒三角分布的结果靠近,且整条拟合曲线基本在均匀分布和倒三角分布的 Pushover 曲线之间.另外,IDA 分析得到的结构极限位移(Δ<sub>m</sub>=622.4 mm)要小于 Pushover 的分析结果(侧向力按倒三角分布模式下得到的结构极限位移 Δ<sub>m</sub>=720.8 mm;侧向力按均匀分布模式下得到的结构极限位移 Δ<sub>m</sub>=745.7 mm).

(3)显著屈服点

算例的初始刚度 K<sub>e</sub>利用顶点位移从小到大排列得到的前 10 个数据点对应的底部峰值剪力和顶点峰值位移比值的平均值确定,得 K<sub>e</sub>=18.79 kN/mm;对拟合曲线在最大位移 Δ<sub>m</sub>=622.4 mm 内求定积分,可得性能曲线总面积 A:

$$A = \int_0^{622.4} y dx = 2.1997 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$
 (2)

根据耗能相等原则,按公式(3)和(4)求出结构的屈服剪力和屈服位移:

$$V_y = \frac{2K_e A - K_e V_m \Delta_m}{K_e \Delta_m - V_m} = 3502 \text{ kN}$$
 (3)

$$\Delta_y = \frac{V_y}{K_e} = \frac{3502}{18.79} = 186.4 \text{ mm}$$
 (4)

(4)地震反应折减系数

先假定结构在设防地震下的延性需求 μ=2.0,根据考虑高阶振型的能力谱方法,迭代求出结构前 3 阶周期(总的质量参与系数为 0.945)的抗震性能点(μ=1.528,S<sub>d1</sub>=261.6 mm,S<sub>d2</sub>=116.7 mm,S<sub>d3</sub>=92.4 mm),对各性能点谱位移 S<sub>di</sub> 转化为 Δ<sub>i</sub>,对 Δ<sub>i</sub> 采用 SRSS 组合求出结构的中震位移需求为 284.8 mm.

算例 Y1-12 的弹性设计剪力 V<sub>d</sub>=1442 kN(表 3),自振周期 T<sub>1</sub>=2.165 s,初始刚度 K<sub>e</sub>=18.79 kN/mm,根据 Newmark N. M. and Hall W. J. 提出的位移延性理论按公式(1)求出结构的地震反应折

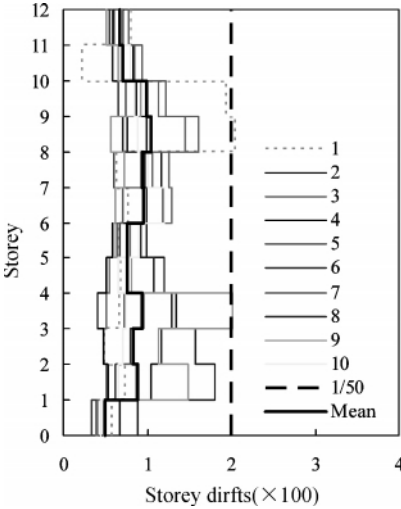


图 5 罕遇地震下结构层间侧移角

Fig. 5 Storey drifts under rare earthquakes

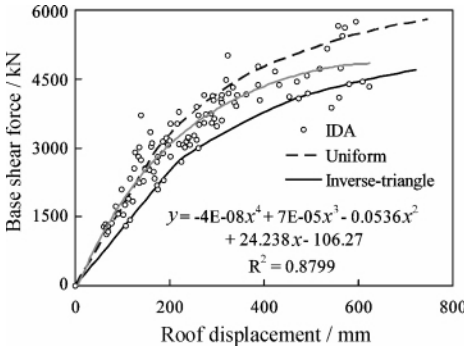


图 6 算例 Y1-12 的性能曲线

Fig. 6 Response curves of model Y1-12

减系数  $R = 3.72$ .

4.2 所有算例的地震反应折减系数  $R$

按与算例 Y1-12 相同的方法,求出所有算例的地震反应折减系数  $R$  见表 3.

表 3 看出,YECBF 结构的地震反应折减系数要比《建筑抗震设计规范》GB50011—2001 隐含的 2.812 5 大,12 个算例的分析结果中,最小值为 3.38,最大为 4.65,分别比 GB50011—2001 中的  $R$  大 20%和 65%,其原因是中国《建筑抗震设计规范》中固定的  $R$  值主要来自于钢筋混凝土结构的分析,且带有很多经验成分.结构的强度储备和延性能力与结构类型有关,对 Y 形偏心支撑钢框架结构的延性能力明显要优于钢筋混凝土,因此,本文考虑结构延性能力得到的  $R$  值要大于规范建议值.

表 3 所有算例的  $R$

Tab. 3 Response modification factor  $R$  of all models

Model No.	$V_e/\text{kN}$	$V_d/\text{kN}$	$V_y/\text{kN}$	$R_d$	$R$
Y1-8	5 308	1 167	2 660	2.28	4.55
Y1-12	5 369	1 442	3 502	2.43	3.72
Y1-16	8 762	2 027	6 573	3.24	4.32
Y1-20	7 436	2 201	4 694	2.13	3.38
Y2-8-5.4	3 953	1 031	1 298	1.26	3.83
Y2-8-6.6	6 339	1 362	3 605	2.65	4.65
Y2-8-7.2	5 683	1 453	2 077	1.43	3.91
Y2-8-7.8	6 116	1 418	2 344	1.65	4.31
Y2-16-5.4	6 077	1 773	3 206	1.81	3.43
Y2-16-6.6	8 653	2 222	5 955	2.68	3.89
Y2-16-7.2	9 215	2 452	5 889	2.4	3.76
Y2-16-7.8	10 069	2 647	6 068	2.29	3.80

表 4 所有算例的超强系数  $\Omega$

Tab. 4 Overstrength factors of all models

Model No.	$V_d$	$X^*$	$Y_{\max}$	$\Omega$
Y1-8	1 167	320	3 216	2.76
Y1-12	1 442	622	5 091	3.53
Y1-16	2 027	914	7 374	3.64
Y1-20	2 201	1 262	7 486	3.4
Y2-8-5.4	1 031	386	4 483	4.35
Y2-8-6.6	1 362	210	3 450	2.53
Y2-8-7.2	1 453	379	5 114	3.52
Y2-8-7.8	1 418	363	4 245	2.99
Y2-16-5.4	1 773	964	6 063	3.42
Y2-16-6.6	2 222	854	6 732	3.03
Y2-16-7.2	2 452	850	6 995	2.85
Y2-16-7.8	2 647	828	7 272	2.75

注:表 4 中, $X^*$ 和  $Y_{\max}$  分别为拟合曲线  $y(x)$  取得峰值时对应的位移(mm)和剪力(kN).

4.3 所有算例的超强系数  $\Omega$

本文基于 IDA 分析,对各算例的超强系数  $\Omega$ ,由拟合曲线在  $(0 \sim \Delta_m)$  范围内的最大值  $Y_{\max}$  (底部剪力最大值)与振型分解反应谱求出的设计剪力标准值  $V_d$  (不含组合系数)的比值按公式(5)确定:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_d} = \frac{Y_{\max}}{V_d} \tag{5}$$

最终求得各算例的超强系数结果见表 4.

5 结果分析

5.1 地震反应折减系数  $R$

楼层高跨比  $\lambda$  和结构总层数  $N$  对结构影响系数  $R$  的影响,见图 7 和图 8 所示,由图可见,随总层数的增加, $R$  有降低的趋势,不管高跨比如何变化,8 层结构的  $R$  总是高于 16 层结构;8 层算例和 16 层算

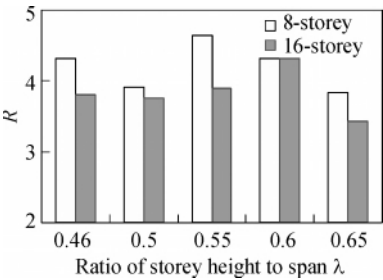


图 7 高跨比  $\lambda$  对  $R$  的影响

Fig. 7 Effect of the ratio of storey height to span on  $R$

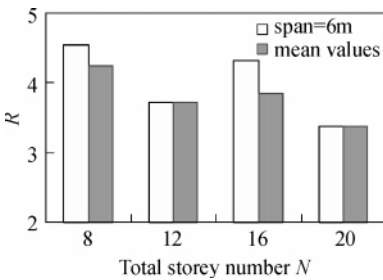


图 8 总层数  $N$  对  $R$  的影响

Fig. 8  $R$  versus total storey number

例的  $R$  值随  $\lambda$  的增大均呈先增大后减小的趋势,但 8 层结构当  $\lambda$  达到 0.55 时  $R$  开始降低,而 16 层结构当  $\lambda$  达到 0.6 时  $R$  才开始降低,即  $R$  值随  $\lambda$  的增大开始降低的行为,随层数的增加有滞后现象。但上述规律并不明显,即 IDA 分析拟合曲线求出的  $R$  值与楼层高跨比及总层数  $N$  之间的相关性很小。

### 5.2 超强折减系数 $R_\Omega$

各算例按耗能相等原则,由结构显著屈服点确定的结构超强系数  $R_\Omega$  随楼层高跨比  $\lambda$  和结构总层数  $N$  的变化见图 9 和图 10 所示,当高跨比较小时,8 层结构的超强折减系数  $R_\Omega$  要比 16 层结构小的多,当结构高跨比  $\lambda=0.55$  时,8 层结构和 16 层结构的  $R_\Omega$  最为接近,随着  $\lambda$  的继续增大,这种差距又开始加大;随着层数  $N$  的增加, $R_\Omega$  为先增大后减小的趋势,但开始减小是从 16 层开始,而不是从 12 层开始(我国抗震规范对 12 层以上的 Y 形偏心支撑钢框架结构采用的抗震构造措施相同),即 P-Delta 效应对 IDA 分析结果的影响在层数较高时才开始逐渐凸显。

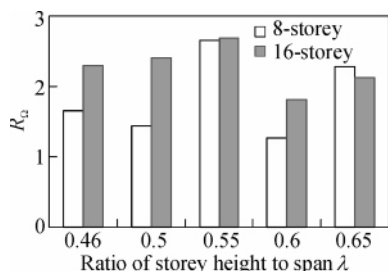


图 9 高跨比  $\lambda$  对超强折减系数  $R_\Omega$  的影响

Fig. 9  $R_\Omega$  versus the ratio of storey height to span

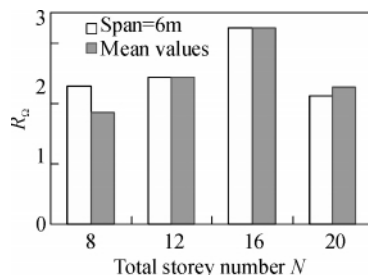


图 10 总层数  $N$  对超强折减系数  $R_\Omega$  的影响

Fig. 10  $R_\Omega$  versus total storey number

### 5.3 超强系数 $\Omega$

图 11 和图 12 分别为楼层高跨比  $\lambda$  和结构总层数  $N$  对超强系数  $\Omega$  的影响,从图 11 看出,8 层结构的超强系数随高跨比  $\lambda$  的变化离散性很大,两者之间没有规律性可循,但 16 层结构超强系数随高跨比  $\lambda$  的变化有较明显的规律性:随  $\lambda$  的增大, $\Omega$  也逐渐增大,但当  $\lambda$  足够大时( $\lambda>0.6$ ), $\Omega$  基本不再发生变化;由图 12 看出,IDA 分析得到的整体超强系数  $\Omega$  随总层数改变的变化规律与按显著屈服点得到的超强折减系数  $R_\Omega$  随总层数改变的变化规律非常相似,即随  $N$  的增大,结构超强系数  $\Omega$  呈先增大后减小的趋势,说明层数越高,P- $\Delta$  效应对结构的超强的影响越显著,结构超强系数越小。

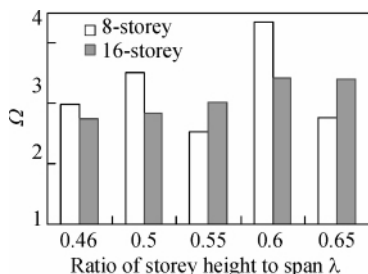


图 11 高跨比  $\lambda$  对超强系数  $\Omega$  的影响

Fig. 11  $\Omega$  versus the ratio of storey height to span

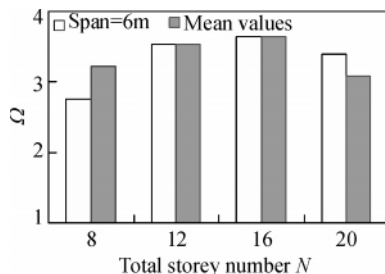


图 12 总层数  $N$  对超强系数  $\Omega$  的影响

Fig. 12  $\Omega$  versus total storey number

## 6 结 论

本文采用 IDA 分析方法,按考虑高阶振型影响的能力谱方法计算得到了 12 个 Y 形偏心支撑钢框架算例的地震反应折减系数和超强系数,分析了结构总层数  $N$  和楼层高跨比  $\lambda$  对各系数的影响,得到以下几点结论:

(1) 各算例求出的  $R$  在 3.38~4.65 之间变化,最小值与最大值分别比我国《建筑抗震设计规范》中隐含的  $R$  大 20% 和 65%,说明 Y 形偏心支撑钢框架结构有较高的延性耗能能力,进行结构设计时,基

底剪力标准值可在目前 GB50011 计算得到的“小震”底部剪力的基础上降低 20%。

(2) IDA 分析拟合曲线求出的  $R$  值与楼层高跨比及总层数  $N$  之间的相关性很小。

(3) 随着层数  $N$  的增加,  $\Omega$  和  $R_d$  均表现为先增大后减小的趋势, 但 P-Delta 效应对动力时程分析结果的影响, 在层数较高时才开始逐渐凸显。

## 参考文献 References

- [1] ATC. Structural response modification factors. ATC-19, applied Technology Council, Redwood City, California, 1995;5-32.
- [2] ATC. A critical review of current approaches to earthquake-resistant design. ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1995;31-36.
- [3] FEMA, Quantification of building seismic performance factors. FEMA-695, Federal Emergency Management Agency, Wahington, D. C., 2008.
- [4] 邵建华. 抗弯钢框架—钢板剪力墙结构影响系数与位移放大系数[D]. 南京: 河海大学, 2008.  
SHAO Jian-hua. Research on structural influencing coefficient and deflection amplification factor of moment-resisting steel frame-steel plate shear wall[D]. Nanjing: Hohai university, 2008.
- [5] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3):491-514.
- [6] UANG C M. Establishing  $R$ (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions[J]. Journal of Structural Engineering, 1991, 117(1):19-28.
- [7] UANG C M. Deflection Amplification factor for seismic design provisions[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(8):2423-2436.
- [8] MAHERI M R, AKBARI R. Seismic behavior factor  $R$  for steel X-braced and Knee-braced RC buildings[J]. Engineering Structures, 2003, 25(12):1505-1513.
- [9] MARINO R. Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures[J]. Engineering Structures, 2005, 27: 827-840.
- [10] DANESHJOO M F F, MELCHERS R E. A method for determining the behavior factor of moment-resisting steel frames with semi-rigid connections[J]. Engineering Structures, 2006, 28(4):514-531.
- [11] NOHENMY G, PETER T. Performance of steel moment-frame building deigned according to the Colombian code NSR-98[J], Engineering Structures, 2007, 29:2274-2281.
- [12] GB 50011-2001. 建筑抗震设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.  
GB 50011-2001. Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001.
- [13] 韦 锋, 李刚强, 白绍良. 各国设计规范对基准设防地震和结构超强的考虑[J]. 重庆大学学报: 自然科学版, 2007, 30(6):102-120.  
WEI Feng, LI Gang-qiang, BAI Shao-liang. Reference earthquake design level and consideration of structure overstrength in latest seismic design codes of different countries [J]. Journal of Chongqing University: Natural Science Edition, 2007, 30(6):102-120.
- [14] 翟长海, 谢礼立. 结构抗震设计中的强度折减系数研究进展[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(8):1177-1183.  
ZHAI Chang-hai, XIE Li-li. Progress on strength reduction factors in structural seismic design[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2007, 39(8):1177-1183.
- [15] 杨俊芬, 顾 强, 苏明周. 基于增量动力分析和人工神经网络计算结构影响系数和位移放大系数[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版. 2010, (06).  
YANG Jun-fen, GU Qiang, SU Ming-zhou. Calculating  $R$  and  $C_d$  based on IDA and ANN[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 2010, (06).
- [16] 周 靖, 蔡 健, 方小丹. 钢筋混凝土框架结构抗震超强系数分析[J]. 世界地震工程, 2007, 23(4):227-233.  
ZHOU Jing, CAI Jian, FANG Xiao-dan. Seismic overstrength factors for reinforced concrete frames[J]. World Earthquake Engineering, 2007, 23(4):227-233.
- [17] 翟长海, 谢礼立. 钢筋混凝土框架结构超强研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(11):101-106.  
ZHAI Chang-hai, XIE Li-li. Study on overstrength of RC frame structures [J]. Journal of Building Structures,

- 2007,28(11):101-106.
- [18] 刘文渊,何若全,冷捷. 单层钢框架结构影响系数分析[J]. 苏州科技学院学报:工程技术版,2010,23(2):32-36.  
LIU Wen-yuan, HE Ruo-quan, LENG Jie. An analysis of structure influencing factor of one-story steel frames [J]. Journal of Suzhou University of Science and Technology: Engineering and Technology, 2007, 28(11): 101-106.
- [19] 周靖,蔡健,方小丹. 剪切型结构的抗震强度折减系数研究[J]. 地震工程与工程振动,2008,28(2):64-71.  
ZHOU Jing, CAI Jian, FANG Xiao-dan. Analysis of seismic strength reduction factors for shear type structures [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008,28(2):64-71.
- [20] 周靖,赵卫锋. 建筑抗震设计地震作用折减系数的取值方法. 防灾减灾工程学报,2007,27(4):465-469.  
ZHOU Jing, ZHAO Wei-feng. Method of determining earthquake force reduction factor for seismic design of building[J], 2007,27(4):465-469.
- [21] NEWMARK N M, HALL W J. Earthquake Spectra and Design[M]. Berkeley, CA. ,Earthquake Engineering Research Institute Monographs , 1982.
- [22] CHOPRA A K, GOEL R K. A model pushover analysis procedure for estimate seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 2002, 31:561-582.
- [23] 杨文侠,李春燕. Y形偏心支撑钢框架 SAP2000 非线性分析模型 [J]. 兰州理工大学学报, 2011,36(6):1-4.  
YANG Wen-xia, LI Chun-yan. The SAP2000 nolinear analysis model of eccentrically braced steel frame with Y-links [J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2011,36(6):1-4.
- [24] Fib (CEB-FIP). Bulletin 25. Displacement-Based Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings[R]. Sprint-Digital-Druck. Stuttgart, 2003.
- [25] MASSUMI A, TASNIMI A A, SAATCIOGLU M. Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisit-ing frames using incremental static and dynamic analysis[C]. Proc. 13th WCEE. IAEE. Vancouver, Canada. 2004;Paper No. 2826.
- [26] HUMMAR J L, RAGOZAR M A. Concept of overstrength inseismic design[C]. Proc. 11th WCEE. IAEE. Acapulco. Mexico. 1996;Paper No. 639.

## Study on response modification factor $R$ and overstrength factor $\Omega$ of Y-eccentric braced steel frame based on IDA method

YANG Wen-xia<sup>1</sup>, GU Qiang<sup>2</sup>, SONG Zhen-sen<sup>1</sup>, LI Dong<sup>3</sup>

(1. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, SJTU, Shanghai 200240, China;

2. Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China;

3. College of Civil Engineering, Hohai University, Nanjing 210089, China)

**Abstract:** Twelve Y-eccentric braced steel frames with various stories and spans lengths were designed complying with the Chinese Seismic Code. The response modification factors  $R$  and overstrength factors of each building were evaluated by capacity spectrum method based on the global capacity envelops obtained from incremental dynamic analysis. Based on the analysis results, the effects of storey numbers and spans of frames on these factors were analyzed. The results show that the elastic design earthquake action of Y-eccentric braced steel frames can be reduced by approximately 20% on the basis of Chinese Seismic Code.

**Key words:** response modification factors; overstrength factor; Y-eccentric braced steel frames; IDA; capacity spectrum method

---

**Biography:** YANG Wen-xia, Candidate for Ph. D., Shanghai 200240, P. R. China, Tel: 0086-15800680622, E-mail: darky1978@163.com