

文章编号: 1000-4750(2014)10-0195-10

基于性能的偏心支撑钢框架抗震设计方法研究

李 慎, 苏明周

(西安建筑科技大学结构与抗震教育部重点实验室, 陕西, 西安 710055)

摘 要: 偏心支撑钢框架的理想失效模式为每层耗能连梁均屈服, 底层柱脚形成塑性铰, 传统设计方法基于强度设计理论, 很难保证结构的弹塑性受力状态。该文提出了偏心支撑钢框架基于性能的抗震设计方法(PBSD), 该方法以结构的目标侧移和失效模式来预测和控制结构的非弹性变形状态, 保证偏心支撑钢框架在大震作用下各层连梁均参与耗能, 而其他构件仍保持弹性, 即偏心支撑钢框架的层间侧移趋于均匀, 避免结构薄弱层的出现, 便于偏心支撑钢框架的震后修复。依据 PBSD 方法分别设计了 10 层 K 形和 Y 形偏心支撑钢框架算例, 采用静力推覆分析和非线性时程分析验证该设计方法的合理性, 分析结果表明: 依据 PBSD 方法设计的偏心支撑钢框架的极限状态接近于理想整体失效模式, 即结构非弹性变形主要集中在耗能连梁中发生, 且各层连梁均参与耗能, 没有薄弱层出现。该方法为偏心支撑钢框架的工程优化设计提供了参考依据。

关键词: 基于性能的抗震设计; 偏心支撑钢框架; 失效模式; 薄弱层; 非弹性变形

中图分类号: TU391 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2014.03.0204

A PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN METHOD FOR ECCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES

LI Shen , SU Ming-zhou

(Key Laboratory of Structural Engineering and Earthquake Resistance of the Ministry of Education,

Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, Shaanxi 710055, China)

Abstract: The ideal failure mode of eccentrically braced steel frames is associated with the yield of interstory links and the formation of plastic hinges at the column base of the bottom story. Traditional design methods are based on the strength design theory and can hardly represent the inelastic behavior of structures. In this study, a performance-based seismic design (PBSD) method for eccentrically braced frames was proposed. The inelastic deformation was governed by the target drift and failure modes of structures. All links dissipated energy under excessive seismic loading, while other members remained elastic. That is, the interstory drift was uniform along the height of the steel frame, and no weak layers occurred for post-seismic recovery of the structure. The validity and credibility of the proposed method was demonstrated by ten-story K-shaped and Y-shaped braced frame buildings, applying pushover analysis and dynamic elastic-plastic analysis. Results show that the ultimate state of the designed frames approached the desired ideal failure mode. The inelastic deformation mainly occurred at interstory links. All links were involved in energy dissipation and no weak layers appeared. The proposed PBSD method is expected to offer engineering design reference for eccentrically braced steel frames.

Key words: PBSD; eccentrically braced steel frames; failure mode; weak layer; inelastic deformation

收稿日期: 2014-03-18; 修改日期: 2014-05-24

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178382)

通讯作者: 李 慎(1986—), 男, 山东人, 博士生, 主要从事新型结构体系受力性能和设计理论研究(E-mail: lishen2861@163.com).

作者简介: 苏明周(1971—), 男, 河南人, 教授, 博士, 博导, 主要从事钢结构稳定、新型结构体系受力性能和设计理论研究(E-mail: sumingzhou@163.com).

偏心支撑钢框架既有接近中心支撑钢框架的抗侧刚度,又有类似抗弯钢框架的位移延性,通过耗能梁段的弯曲变形或剪切变形吸收地震能量^[1],具有易于更换的优点,是优良的抗侧力体系。偏心支撑钢框架可根据结构高度和跨度选择合适的耗能梁段长度,亦可根据性能目标和结构布置选择不同类型的偏心支撑形式,图1中给出了四种不同结构形式的偏心支撑。剪切型耗能连梁具有较高的承载能力和稳定的耗能能力^[2-3],针对剪切型偏心支撑钢框架,国内学者对其进行了试验研究,主要研究连梁长度变化对偏心支撑整体结构的影响^[4]。现行规范^[5]建议连梁宜设计成剪切屈服型。

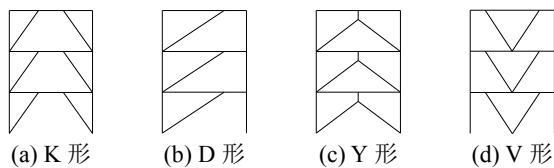


图1 偏心支撑的结构形式

Fig.1 Types of eccentrically braced frames

Popov 对偏心支撑连梁的性能进行了详细研究,包括剪切型和弯曲型耗能连梁^[6],在此基础上提出了设计方法^[7],如塑性受剪承载力,加劲肋设计等。现行设计方法遵循连梁先于其他构件屈服的设计理念^[8],为了保证连梁屈服时其他构件保持弹性,采取放大内力系数的能力设计方法,势必造成截面过大,浪费钢材。而且,传统设计方法基于强度设计理论,只能保证偏心支撑钢框架结构中连梁先屈服^[9],很难保证结构的整体失效模式,有可能出现薄弱层破坏。本文提出的基于性能的抗震设计方法(PBSD)很好地解决了偏心支撑钢框架设计中存在的问题,PBSD方法能够预测结构的非线性变形状态,控制结构实现整体失效模式,避免结构薄弱层的出现。采用PBSD方法设计偏心支撑钢框架结构,对结构进行静力推覆分析及动力弹性分析验证该设计方法的合理性。

1 基于性能的抗震设计方法

偏心支撑钢框架在大震作用下理想的整体失效模式为:各层耗能连梁均发生非线性变形参与耗能,底层柱脚形成塑性铰。PBSD采用目标位移和失效模式来预测和控制偏心支撑的非弹性变形状态,高层框架结构^[10-12]采用PBSD方法已获得良好的效果。偏心支撑钢框架结构中,屈服构件为耗能连梁,按照理想的整体失效模式设计连梁构件截

面。PBSD的设计步骤需要已知三个指标:1)位移性能:估算结构的屈服位移与目标位移,二者反映了结构的位移延性。2)设计侧向力分布:侧向力分布模式与结构遭受罕遇地震时的实际受力情况有关,现行规范的侧向力分布模式基于强度的设计理论,不能准确有效地反映结构的弹塑性受力状态;3)整体失效模式:结构在达到目标位移时理想的整体失效模式。

1.1 屈服位移与目标位移

位移性能的确定对于PBSD方法至关重要,不仅反映了结构的延性性能,而且是准确计算结构弹塑性状态基底剪力的前提。对于不同的结构形式,结构的屈服位移角 θ_y 取值不同,对偏心支撑钢框架,结构的屈服位移与结构高度和跨度有关,可将侧移拆分为剪切侧移角 θ_{ys} 和弯曲侧移角 θ_{yf} ,如图2所示。

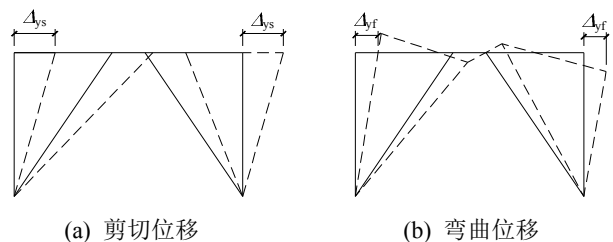


图2 偏心支撑的屈服位移

Fig.2 Yielding drift for an eccentrically braced frame

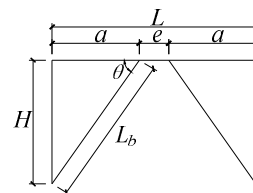


图3 偏心支撑的几何尺寸

Fig.3 Dimension of an eccentrically braced frame

计算结构的剪切变形时忽略柱的轴向变形,对偏心支撑结构,结构的侧移由支撑轴向变形引起的,对于图3所示的单层单跨结构,剪切侧移角为:

$$\theta_{ys} = \frac{2f_{yb}}{E \sin 2\theta} \quad (1)$$

式中: f_{yb} 为支撑的屈服强度; θ 为支撑倾角。

计算弯曲变形时,假定整体结构为悬臂梁,边框柱相当于悬臂梁的翼缘,如图2(b)所示。考虑边框柱的轴向拉压变形,忽略剪切变形。则边框柱的轴向应变为:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{M}{EA_c L} \quad (2)$$

式中： M 为倾覆力矩； A_c 为边框柱截面积。则由弯曲变形产生的位移角为：

$$\theta_{yf} = \frac{A_{yf}}{H} = \frac{\int_0^H \varepsilon dy \cdot \frac{H}{L}}{H} = \varepsilon \cdot \frac{H}{L} = \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{H}{L} \quad (3)$$

由式(3)可知，结构的屈服位移与结构高度和跨度有关。对于高层偏心支撑结构，为了得到准确的结构屈服位移，需要给出边框柱的平均应变。假定重力荷载代表值引起的框架柱应力约占总应力值的 20%，框架柱设计应力比不超过 0.9，假定每三层框架柱为同一截面，设计应力比分别为 0.9、0.7、0.5，则侧向力引起的水平位移的平均应力比为： $(0.7+0.5+0.3)/3=0.5$ ，根据《钢结构设计规范》(GB50017-2003)^[13]的有关规定， $f=f_y/\gamma_R$ ，则框架柱轴向屈服时的位移角为：

$$\theta_{yf} = \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{H}{L} = \frac{0.5f_{yc}}{E\gamma_R} \cdot \frac{H}{L} \quad (4)$$

式中： f_{yc} 为边框柱的屈服强度； γ_R 为钢材的抗力分项系数，对 Q235 钢， $\gamma_R=1.087$ ，对 Q345 钢， $\gamma_R=1.111$ 。

则结构的屈服位移角为：

$$\theta_y = \theta_{ys} + \theta_{yf} = \frac{2f_{yb}}{E \sin 2\theta} + \frac{0.5f_{yc}}{E\gamma_R} \cdot \frac{H}{L} \quad (5)$$

值得注意的是，屈服位移角 θ_y 与支撑的屈服强度有关，而与偏心支撑的结构形式无关，故适用于 K 形、Y 形、D 形以及 V 形。有关屈服位移 θ_y 公式的精确性在后文算例分析中可以得到验证。

偏心支撑钢框架的塑性侧移角 $\theta_p(=\theta_u-\theta_y)$ 与耗能连梁的塑性转角 γ_p 有关，四种形式的偏心支撑钢框架塑性侧移角与连梁转角关系见图 4 所示。

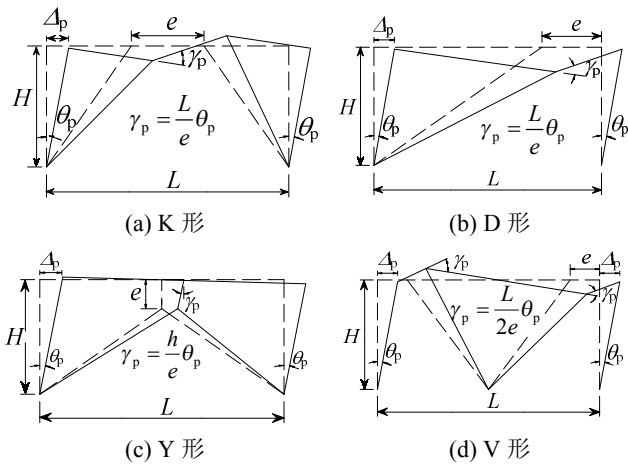


图 4 偏心支撑的塑性转角

Fig.4 Plastic rotation of an eccentrically braced frame

根据美国房屋钢结构设计规程 AISC341-10^[14]的规定，耗能连梁长度应设计为剪切屈服型，剪切

型耗能梁段的最大转角限值为 0.08rad，故对 K 形和 D 形偏心支撑的目标位移角为：

$$\theta_u = \gamma_p \frac{e}{L} + \theta_y = 0.08 \frac{e}{L} + \theta_y \quad (6)$$

对 V 形偏心支撑，目标位移角为：

$$\theta_u = \gamma_p \frac{2e}{L} + \theta_y = 0.16 \frac{e}{L} + \theta_y \quad (7)$$

对 Y 形偏心支撑，目标位移角为：

$$\theta_u = \gamma_p \frac{e}{h} + \theta_y = 0.08 \frac{e}{h} + \theta_y \quad (8)$$

式中， h 为层高。由式(6)~式(8)可知，随着屈服位移的增大，结构整体的延性减小，基底剪力增大。

1.2 屈服机构

四种形式的偏心支撑在大震作用下达到目标位移时理想的整体失效模式见图 5 所示，每层耗能梁段均形成塑性铰，底层柱脚形式塑性铰达到最终破坏状态，且层间侧移沿高度均匀分布。图 5 中耗能梁段的塑性铰用割线表示，因为耗能梁段在受剪达到屈服时，全截面几乎同时进入塑性。

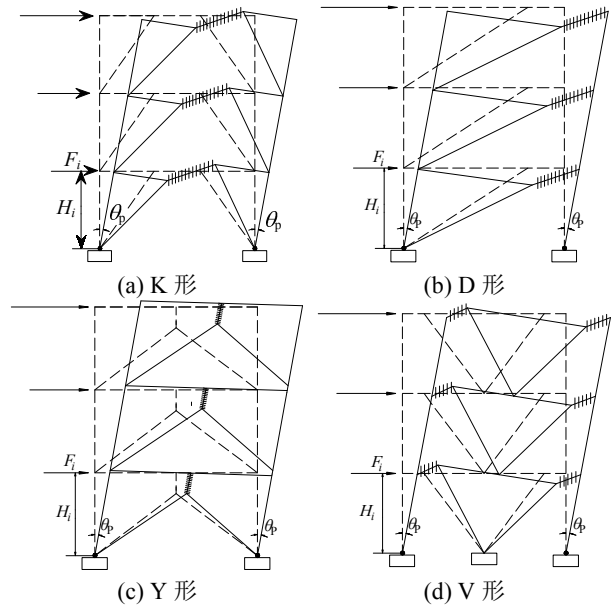


图 5 偏心支撑的失效模式

Fig.5 Failure modes of eccentrically braced frames

1.3 设计侧向力分布与基底剪力

PBSD 方法采用能量守恒原理，将结构静力推覆至目标位移，结构达到理想的整体失效模式，根据 Housner 的研究^[15]，外力所做的功等于理想弹塑性等效单自由度体系达到相同状态时所需的能量，理想弹塑性等效单自由度体系所需能量等于 γ 倍的弹性输入能量 E ，如图 6 所示， γ 为能量修正系数，与结构基本自振周期有关的参数。则能量平衡方程可以写为：

$$E_e + E_p = \gamma \left(\frac{1}{2} MS_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (9)$$

式中: E_e 和 E_p 分别为结构达到目标位移时所需的弹性能量和塑性能量; S_v 为设计拟速度; M 为结构等效总质量。

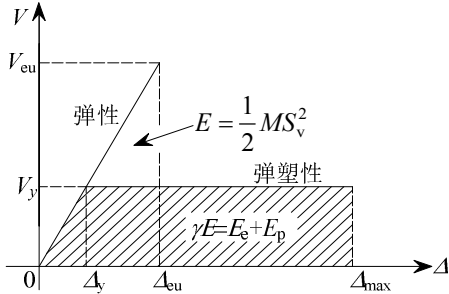


图 6 能量平衡概念

Fig.6 Energy conservation concept

由图 6 中的几何关系可知:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (10)$$

式中, μ_s 、 R_μ 分别为结构的延性系数($=\theta_u/\theta_y$)与延性折减系数。

Akiyama^[16]假定整体结构为单自由度体系, 那么结构的弹性能量 E_e 为:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \frac{V}{G} g \right)^2 \quad (11)$$

式中: V 为基底剪力; G 为结构总重力荷载代表值($=Mg$), 将式(11)代入式(9), 整理可得:

$$E_p = \frac{GT^2g}{8\pi^2} \left[\gamma S_a^2 - \left(\frac{V}{G} \right)^2 \right] \quad (12)$$

式中, S_a 为标准反应谱加速度, 与地震影响系数 α_1 有关, α_1 按《建筑抗震设计规范》5.1.5 条取值。 S_a 计算如下:

$$S_a = \frac{0.85\alpha_1 R}{I} \quad (13)$$

式中, R 为结构影响系数, 我国《建筑抗震设计规范》隐藏的结构影响系数为 2.8125^[17], I 为结构重要性系数, 对于一般建筑结构, $I=1$ 。

结构形成塑性铰所消耗的能量即为塑性能量 E_p , 而塑性铰及其分布为理想失效模式, 如图 5 所示, 则塑性能量 E_p :

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i H_i \theta_p \quad (14)$$

式中: θ_p 为塑性侧移角, $\theta_p = \theta_u - \theta_y$, θ_u 为目标侧移, θ_y 为结构的屈服侧移; H_i 为结构第 i 层的高度; F_i

为结构第 i 层的水平地震力, 即侧向力分布。

Leelataviwat^[18]提出了能够反映结构弹塑性状态时的层剪力分布模式, 可以更真实地考虑结构高阶振型的影响, 能更准确地反映结构的弹塑性受力状态。将第 i 层的层剪力 V_i 与顶层的层剪力 V_n 的比值定义为层剪力分布系数 β_i 。

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n G_j H_j}{G_n H_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \quad (15)$$

式中: G_j 、 H_j 分别为结构第 j 层重力荷载代表值和第 j 层距基底的高度; T 为结构的基本自振周期。

由式(12)和式(14)联立可解得, 结构弹塑性状态时的剪重比为:

$$\frac{V}{G} = \frac{-\xi + \sqrt{\xi^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (16)$$

其中:

$$\xi = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) H_i \right) \left(\frac{G_n H_n}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (17)$$

式中, 当 $i=n$ 时, $\beta_{n+1}=0$ 。

PBSD 方法采用的层剪力分布系数中没有考虑结构的 $P-\Delta$ 效应, $P-\Delta$ 效应在多层建筑中影响较小, 但对于高层和超高层建筑, $P-\Delta$ 效应影响较大, 不容忽视。在高层建筑结构中通过修正楼层剪力 V_i 考虑 $P-\Delta$ 效应:

$$V_i^* = V_i (1 + \theta_i) \quad (18)$$

$$\theta_i = \frac{\sum_{j=i}^n G_j \cdot \Delta_j}{R_0 V_i h_i} \quad (19)$$

式中: θ_i 为稳定系数; R_0 为超强修正系数^[19], 对于延性偏心支撑结构, $R_0=1.5$; Δ_j 为结构达到目标位移 Δ_{max} 时第 j 层的层间位移值。修正层剪力后, 相应的修正层剪力分布系数 β_i 。

1.4 构件设计

1.4.1 耗能连梁设计

PBSD 方法主要目的是结构达到目标侧移时实现理想失效模式, 对偏心支撑钢框架而言, 非弹性变形仅在各层耗能连梁和底层柱脚内发生, 故耗能

连梁的设计是塑性设计构件的关键一环,在侧向力分布已知的情况下,使得耗能连梁的屈服沿结构高度分布均匀,避免非弹性变形集中在若干层出现。已有研究表明^[20],结构中屈服构件的强度沿高度服从层剪力分布 β_i ,这样会使结构的屈服沿高度更加趋于均匀。对于单榀偏心支撑,如图5所示,利用虚功原理,外力功等于内力功,得到:

$$\sum_{i=1}^n F_i H_i \theta_p + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \omega_i L \theta_p (L - e) = 2M_{pc} \theta_p + \sum_{i=1}^n \beta_i V_{pr} e \gamma_p \quad (20)$$

式中: ω_i 为横梁上的竖向力; M_{pc} 为柱脚的塑性弯矩; e 为耗能连梁的长度; L 为跨度; H_i 为第 i 层的层高; V_{pr} 为顶层耗能梁段的塑性受剪承载力,第 i 层耗能梁段的塑性受剪承载力等于 V_{pr} 乘以层剪力分布系数 β_i ,即 $\beta_i V_{pr}$ 。

式(20)等号左边第一项为水平力做的功,第二项为竖向力做的功,对K形、V形及Y形偏心支撑形式,横梁发生反对称变形,故竖向力所做功为零。

V形偏心支撑钢框架中每层存在两个耗能连梁,对四种形式的偏心支撑钢框架,代入图4所示的耗能连梁非弹性转角 γ_p 与结构的塑性侧移角 θ_p 关系,并将公式改写,可得:

对K形和V形偏心支撑有:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\left(\sum_{i=1}^n F_i H_i - 2M_{pc} \right)}{L \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (21)$$

对D形偏心支撑有:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\left(\sum_{i=1}^n F_i H_i + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \omega_i L \theta_p (L - e) - 2M_{pc} \right)}{L \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (22)$$

对Y形偏心支撑有:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\left(\sum_{i=1}^n F_i H_i - 2M_{pc} \right)}{\sum_{i=1}^n \beta_i h_i} \quad (23)$$

$\beta_i V_{pr}$ 即为第 i 层的耗能连梁的塑性受剪承载力。耗能连梁截面选择时,受剪承载力满足下式:

$$\psi V_{p,i} = \psi (0.58 f_y A_{w,i}) \geq \beta_i V_{pr} \quad (24)$$

式中: ψ 为系数,取0.9; f_y 为耗能梁段的屈服强度; $A_{w,i}$ 为第 i 层耗能梁段的腹板面积。

1.4.2 非屈服构件设计

在侧向力作用下,为避免结构底部形成薄弱层(图7),因此,底层柱的塑性弯矩需求为:

$$M_{pc} = \frac{1.5V'h_1}{4} \quad (25)$$

式中: V' 为单跨结构的基底剪力; h_1 为底层层高。 $1.5(=1/0.9 \times 1.1 \times 1.1 \times 1/0.9)$ 考虑了设计抗力系数(1/0.9)、材料超强系数(1.1)、安全系数(1.1)以及应力比系数(1/0.9)^[21]。

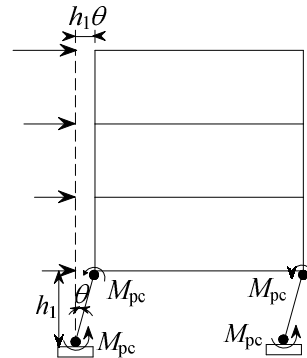


图7 单跨结构薄弱层示意

Fig.7 One-bay frame with weak layer mechanism

支撑构件按两端铰接的轴心受压杆计算,只需确定杆件轴力就可以进行截面初选,支撑轴力与耗能连梁的塑性受剪承载力有关,认为支撑轴力的竖向分力近似等于耗能连梁的剪力,近似计算如下:

$$P_{brace} = \frac{V_u}{2 \cos \theta} \quad (26)$$

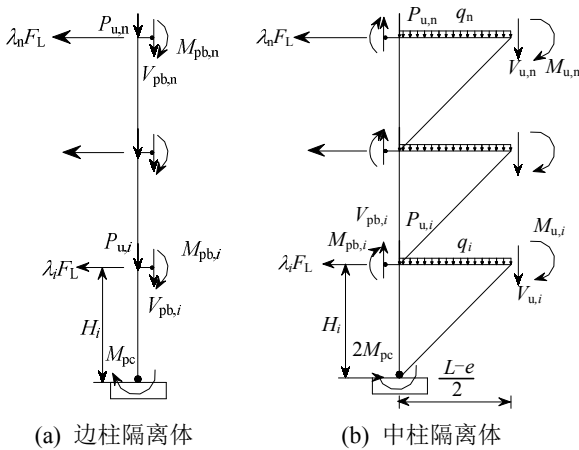
式中, V_u 为耗能连梁的极限受剪承载力。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)对耗能梁段的极限抗剪承载力做了具体规定,第 i 层的耗能连梁最大抗剪承载力和最大端弯矩为:

$$V_{u,i} = \eta V_{p,i} \quad (27)$$

$$M_{u,i} = \frac{\eta (e_i V_{p,i})}{2} = \frac{e_i V_{u,i}}{2} \quad (28)$$

式中, η 与抗震等级有关的系数,一级取1.4,二级取1.3,三级、四级取1.2。

根据理想失效模式,各层耗能连梁均达到极限受剪承载力 $V_{u,i}$,端弯矩达到相应弯矩 $M_{u,i}$,边跨框架梁端形成塑性铰,塑性弯矩为 $M_{pb,i}$,相应的剪力为 $V_{pb,i}$,柱脚形成塑性铰,塑性弯矩为 M_{pc} ,以K形偏心支撑为例,对框架柱、非耗能梁及支撑的隔离体如图8所示。



(a) 边柱隔离体 (b) 中柱隔离体
图 8 非屈服构件的隔离体

Fig.8 Free body diagram of non-yielding members

图 8(a)为非支撑跨的柱隔离体，图 8(b)为支撑跨的框架柱隔离体，对 V 形、Y 形以及 D 形偏心支撑，采用类似的隔离体确定非耗能构件内力。图 8 侧向力系数 λ_i 为：

$$\lambda_i = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})} \quad (29)$$

屈服构件确定之后，将 $V_{u,i}$ 、 $M_{u,i}$ 、 $M_{pb,i}$ 以及 $V_{pb,i}$ 作为外力施加给隔离体，将通过底层柱脚弯矩平衡，可以计算出侧向分布大小，侧向力确定之后，在 SAP2000 中建立图 8 所示隔离体，根据初选的支撑、框架柱截面，将 q_i 、 $\lambda_i F$ 、 $V_{u,i}$ 、 $M_{u,i}$ 、 $P_{u,i}$ 作为外力施加给隔离体，计算出支撑与柱的设计内力，按现行规范的弹性设计方法验算支撑与柱所需的截面。

1.5 层刚度修正

经上述方法初步设计出的偏心支撑钢框架在大震作用下存在某层耗能连梁非弹性变形过大的情况，即可能存在薄弱层的情况，需要对结构层刚度进行修正，层刚度修正从改变耗能连梁截面入手，即修正 V_p ，修正后的耗能连梁的塑性受剪承载力：

$$V'_p = V_p \frac{K_t}{K_s} \quad (30)$$

式中： K_t 为修正后的层刚度； K_s 为初步设计的层刚度，层刚度由框架柱和支撑的抗侧刚度组成，计算如下：

$$K_{s,i} = \sum_j \frac{12EI_j}{h_i^3} + \sum_k \frac{(\sin\theta)(\cos^2\theta)EA}{h_i} \quad (31)$$

式中： I_j 第 j 个框架柱的惯性矩； h_i 为第 i 层的层高；

θ 为支撑倾角； A 为支撑的截面积； j 、 k 分别表示第 i 层框架柱与支撑的个数。

修正耗能连梁截面之后，相应的修改隔离体及隔离体内力，从而修改该层的支撑与框架柱设计截面。

2 基于性能的设计步骤

上文详细介绍了偏心支撑钢框架基于性能的抗震设计方法，分为两部分：一是确定基本设计参数，二是进行构件设计，包括确定屈服构件和非屈服构件。详细设计步骤如下：

1) 计算结构的屈服位移角 θ_y 、极限位移角 θ_u 和塑性位移角 θ_p ；计算结构延性系数 μ_s 、延性折减系数 R_μ 和能量修正系数 γ 。

2) 根据《建筑结构荷载规范》^[22] 中的规定估算结构的基本周期 T ，计算层剪力分布系数 β_i 、侧向力分布 F_i 和基底剪力 V ；

3) 计算稳定系数 θ_i ，计算考虑 $P-\Delta$ 效应修正后的基底剪力 V^* 。

4) 根据式(21)~式(24)确定耗能连梁截面，并且要满足现行规范翼缘宽厚比和腹板高厚比的要求。

5) 估算支撑截面，根据隔离体，确定非耗能构件的设计内力，按现行规范设计方法设计，并且满足长细比和局部稳定要求。

6) 根据初步设计截面，修正结构的层刚度，得到最终设计截面。

3 算例设计

算例设计以 K 形和 Y 形两种偏心支撑形式进行分析，设计条件完全相同，仅支撑形式不同。算例所在地区抗震设防烈度为 8 度，设计地震基本加速度为 $0.3g$ ，设计地震分组为第一组，建筑场地类别为 II 类，结构平面布置如图 9 所示，平面尺寸 $18.0m \times 30.0m$ ，柱距 $6.0m$ ，层高均为 $3.0m$ ，

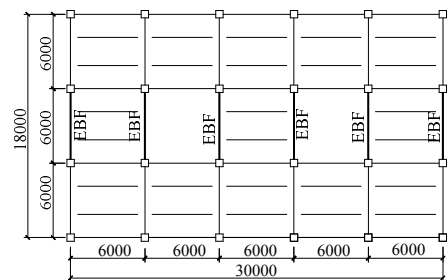


图 9 十层算例结构平面布置

Fig.9 Floor plan of a 10-storey structure

耗能梁段长度均为 900mm, 采用 120mm 厚现浇混凝土楼板, C30 混凝土。钢材采用 Q235 钢, 屈服强度均取名义值, 弹性模量取 $2.06 \times 10^5 \text{MPa}$, 泊松比取 0.3, 框架柱截面采用方钢管, 其他构件截面均采用焊接 H 型钢, 翼缘为焰切边。楼面恒载取

4.5kN/m^2 (包括楼板自重), 活载取 2.0kN/m^2 , 屋面恒载取 5.5kN/m^2 , 上人屋面活荷载取 2.0kN/m^2 , 雪荷载 0.3kN/m^2 , 基本风压 0.35kN/m^2 。

按 PBSD 方法确定设计参数, 最终得到 K 形和 Y 形偏心支撑钢框架的设计截面列于表 1 和表 2。

表 1 K 形偏心支撑构件截面

Table 1 Member sections of K-eccentric braced frame

层数	边跨梁截面	边跨柱截面	中间跨非耗能梁截面	耗能连梁截面	中间跨柱截面	支撑截面
10	H350×150×6×10	□300×300×10	H400×160×6×10	H400×160×6×10	□400×400×16	H200×200×10×16
9	H420×200×6×10	□350×350×10	H500×200×8×12	H500×200×8×12	□450×450×16	H230×230×10×16
8	H520×200×6×10	□400×400×16	H540×250×10×16	H540×250×10×16	□500×500×20	H260×260×10×16
7	H480×220×8×12	□400×400×16	H640×250×10×16	H640×250×10×16	□500×500×20	H260×260×10×16
6	H510×240×8×12	□450×450×16	H610×300×12×18	H610×300×12×18	□550×550×20	H280×280×10×16
5	H540×240×8×12	□450×450×16	H660×300×12×18	H660×300×12×18	□550×550×20	H280×280×10×16
4	H570×240×8×12	□500×500×16	H610×300×14×20	H610×300×14×20	□650×650×20	H300×300×10×16
3	H590×240×8×12	□500×500×16	H640×300×14×20	H640×300×14×20	□700×700×25	H300×300×10×16
2	H600×240×8×12	□550×550×16	H660×300×14×20	H660×300×14×20	□750×750×25	H300×300×10×16
1	H610×240×8×12	□550×550×16	H670×300×14×20	H670×300×14×20	□750×750×25	H300×300×10×16

表 2 Y 形偏心支撑构件截面

Table 2 Member sections of Y-eccentric braced frame

层数	边跨梁截面	边跨柱截面	中间跨梁截面	耗能连梁截面	中间跨柱截面	支撑截面
10	H350×150×6×10	□300×300×10	H350×150×6×10	H400×160×6×10	□400×400×16	H200×200×10×16
9	H420×200×6×10	□350×350×10	H420×200×6×10	H410×200×10×16	□450×450×16	H230×230×10×16
8	H520×200×6×10	□400×400×16	H520×200×6×10	H530×200×10×16	□500×500×20	H260×260×10×16
7	H480×220×8×12	□400×400×16	H480×220×8×12	H530×200×12×18	□500×500×20	H260×260×10×16
6	H510×240×8×12	□450×450×16	H510×240×8×12	H600×250×12×18	□550×550×20	H280×280×10×16
5	H540×240×8×12	□450×450×16	H540×240×8×12	H650×250×12×18	□600×600×20	H280×280×10×16
4	H570×240×8×12	□500×500×16	H570×240×8×12	H600×300×14×20	□650×650×20	H300×300×10×16
3	H590×240×8×12	□500×500×16	H590×240×8×12	H630×300×14×20	□700×700×25	H300×300×10×16
2	H600×240×8×12	□550×550×16	H600×240×8×12	H650×300×14×20	□750×750×25	H300×300×10×16
1	H610×240×8×12	□550×550×16	H610×240×8×12	H660×300×14×20	□750×750×25	H300×300×10×16

4 静力分析结果

采用 SAP2000 分别建立 K 形和 Y 形偏心支撑钢框架的平面分析模型, 耗能连梁均为剪切型, 连梁受剪全截面屈服, 故只在连梁两端指定剪切屈服铰, 边框梁和非耗能梁指定弯曲铰, 框架柱指定压弯相关铰。采用倒三角荷载模式, 将结构推覆至极限状态。

K 形和 Y 形偏心支撑结构极限状态时的塑性铰分布如图 10 所示。塑性铰沿高度基本分布均匀, 出现顺序为: 各层耗能连梁受剪屈服, 形成塑性铰, 然后各层边框梁端受弯屈服, 最终底层柱脚形成塑性铰达到极限状态, 结构破坏过程为良好的延性破坏, 各层耗能连梁受剪屈服参与耗能为第一道抗震防线, 框架梁受弯屈服为第二道抗震防线, 符合抗震设计的多道设防概念。

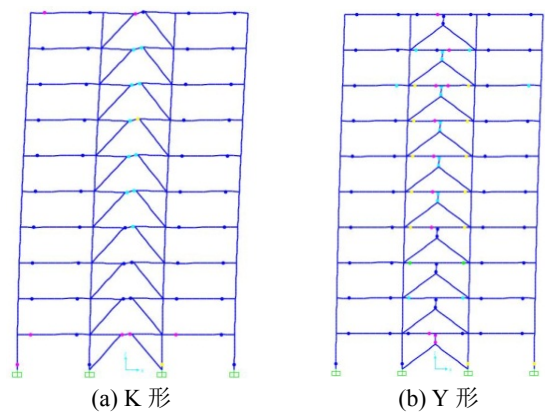


图 10 极限状态

Fig.10 The ultimate state

K 形和 Y 形偏心支撑的顶点侧移与基底剪力对比曲线如图 11 所示。将 Pushover 曲线弹性直线段的末端作为屈服点, K 形偏心支撑屈服点对应的位移为 91.6mm, 屈服侧移角为 0.305%, 式(5)计算的

屈服侧移角为 0.317%，误差为-3.8%，极限点对应的位移为 564.2mm，极限侧移角为 1.88%，式(6)计算的目标侧移角为 1.52%，公式误差 23.7%。Y 形偏心支撑屈服点对应的位移为 93.3mm，屈服位移角为 0.311%，与屈服位移角计算公式误差为 1.89%，极限位移为 1062.4mm，对应极限位移角为 3.54%，式(8)计算的极限位移角为 2.72%，误差为 30.1%。

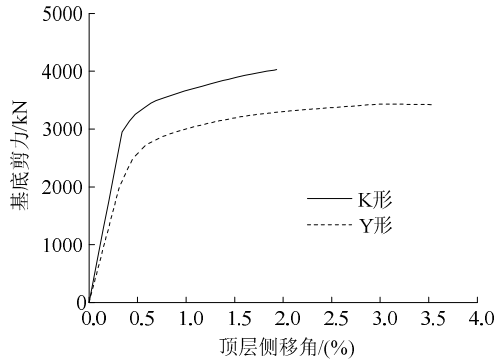


图 11 Pushover 曲线
Fig.11 Pushover curves

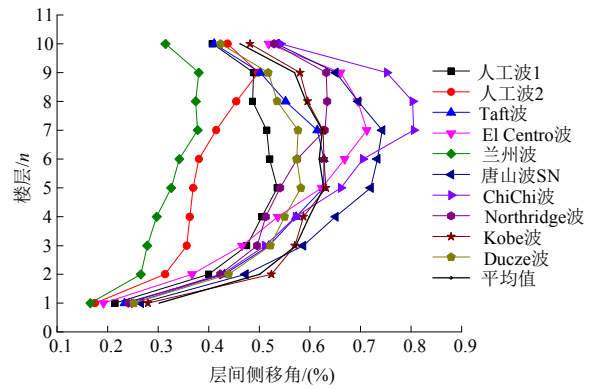
分析结果可知，K 形和 Y 形的屈服位移与计算公式较为接近，而极限位移角计算误差较大，二者误差产生的主要原因为耗能连梁的转角量值，将极限状态时的层间侧移与连梁转角列于表 3。可见，极限状态时，耗能连梁转角已远大于 AISC 规定的连梁转角限值 0.08rad，层间侧移亦超过弹性侧移限值 1/50，说明结构在满足侧移限值时，有良好的抗震性能，且富有足够的冗余度保证结构不倒塌。二者对比可知，相同设计条件下 K 形偏心支撑具有更高的承载能力和侧向刚度，而 Y 形偏心支撑具有更好的位移延性。原因在于 Y 偏心支撑钢框架在耗能连梁受剪屈服后，整体结构有如抗弯框架，利用横梁的弯曲变形继续承载，故延性好于 K 形。

表 3 层间侧移角和连梁转角
Table 3 Story drift and link rotation

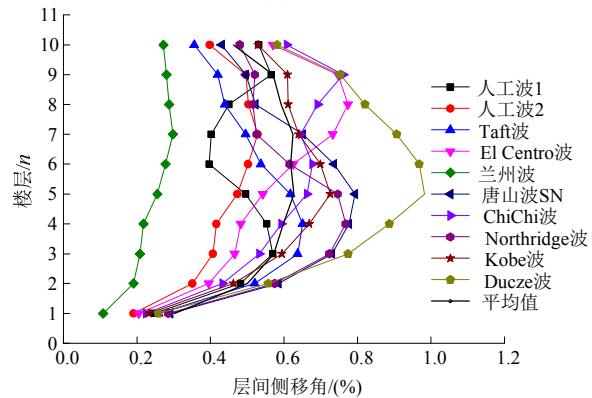
层数	层间侧移/(%)		连梁转角/rad	
	K 形	Y 形	K 形	Y 形
1	1.21	0.96	0.03	0.09
2	1.68	1.59	0.05	0.11
3	2.02	2.15	0.07	0.12
4	2.22	2.58	0.08	0.13
5	2.35	2.98	0.09	0.14
6	2.31	3.29	0.10	0.14
7	2.36	3.45	0.11	0.13
8	1.89	3.41	0.11	0.11
9	1.57	3.24	0.12	0.09
10	1.16	2.80	0.11	0.07

5 时程分析结果

对 SAP2000 建立的 K 形和 Y 形偏心支撑钢框架平面模型进行非线性动力时程分析。时程分析选取十条地震波：(人工波 1、人工波 2、El Centro 波、Taft 波、ChiChi 波、兰州波 1、Northridge 波、唐山波 SN、Kobe 波、Ducze 波)。地震波峰值加速度幅值按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)规定，调整为 8 度罕遇地震所对应的加速度值 0.3g，各个波的频谱特性均不同。得到结构层间侧移的包络图见图 12 所示。



(a) K 形



(b) Y 形

图 12 罕遇地震下偏心支撑的最大层间侧移角
Fig.12 Maximum story drift of eccentrically braced frame under rare earthquake

结构的层间侧移分布较为均匀，各个波作用下结构底层层间侧移最小，说明结构底层刚度最大，而中部各层刚度比较接近；十条地震波得到结构层间侧移平均值，K 形偏心支撑中部各层侧移角分布在 0.57%~0.62%，而底层侧移角为 0.46%、第九层为 0.50%，顶层为 0.30%，Y 形偏心支撑中部各层侧移角分布在 0.56%~0.62%，底层侧移角为 0.48%，第九层为 0.45%，第十层为 0.23%，层侧移均值分布规律与 Pushover 分析结果相吻合。层间侧移分布表明结构在罕遇地震作用下，非弹性变形沿高度分

布趋于均匀,使得各层耗能构件共同参与耗能,符合基于性能的设计理念。

结构的层间侧移在各地震波作用下均小于目标位移限值,且结构受力状态基本为耗能梁段进入塑性,而其他构件仍保持弹性行为,表明结构有足够的强度储备,符合多道抗震设防的原则,图 13 和图 14 分别列出了 K 形和 Y 形偏心支撑在 Ducze 波及人工波 1 作用下的塑性铰分布。

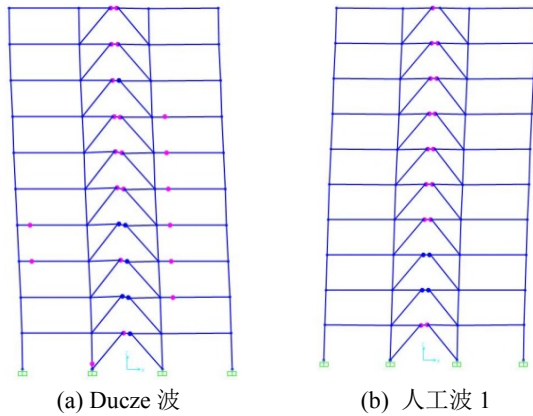


图 13 罕遇地震下 K 形偏心支撑塑性铰分布

Fig.13 Plastic hinge distribution of K-eccentric braced frame under rare earthquake

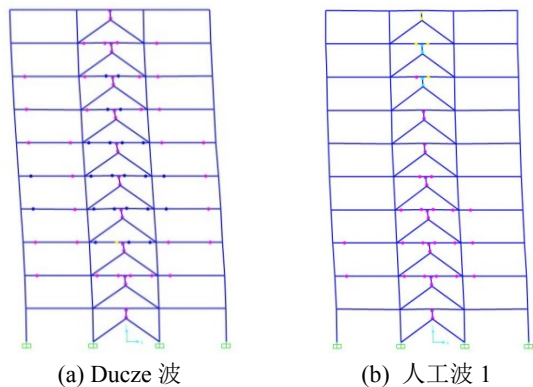
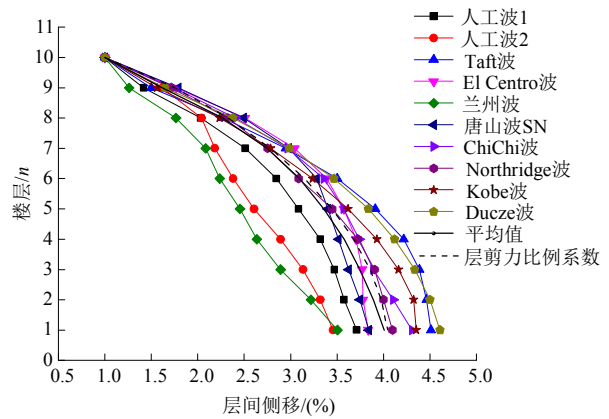


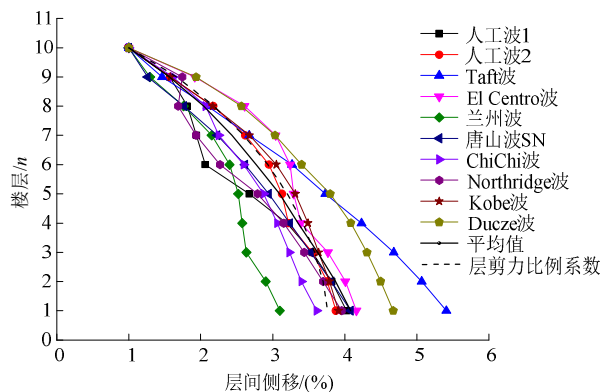
图 14 罕遇地震下 Y 形偏心支撑塑性铰分布

Fig.14 Plastic hinge distribution of Y-eccentric braced frame under rare earthquake

各个地震波作用下,结构的层剪力分布系数绘于图 15,图中黑线表示 PBSD 方法中经二阶效应修正后的层剪力分布系数,由于各条地震波频谱特性的差异,十条地震波作用下结构的层剪力分布系数离散性较大,图中实线表示各条地震波作用下的层剪力分布系数平均值,与 PBSD 计算的层剪力分布系数(虚线表示)较为接近,说明该设计方法提出的侧向力分布模式能够较好地反映结构在罕遇地震作用下的非线性性能,能较准确地估计结构的屈服构件。



(a) K 形



(b) Y 形

图 15 层剪力分布系数

Fig.15 Story shear distribution factor

6 结论

(1) 通过偏心支撑结构性能特点和结构布置,估算结构的屈服位移角和目标位移角,能够预测结构的目标位移和延性性能,是 PBSD 方法的前提。

(2) PBSD 以结构的目标位移和整体失效模式为性能目标,采用能够反映结构非线性性能的侧向力分布模式,能够较为准确地控制结构的破坏状态;构件设计中直接以耗能连梁为设计目标,更加有效直接。

(3) 通过 K 形和 Y 形偏心支撑钢框架的算例分析表明,依据 PBSD 方法设计的偏心支撑钢框架具有良好的抗震性能,各层耗能连梁均发生非线性变形耗能,且层间侧移趋于均匀分布,塑性铰发展过程符合预期目的。

(4) PBSD 设计方法能够保证结构在罕遇地震作用下仅有耗能连梁进入塑性耗能,充分发挥耗能连梁在整体结构中耗能中的优势,而且便于震后的修复和更换。

参考文献:

- [1] Hjelmstad K D, Popov E P. Characteristics of eccentrically braced frames [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1984, 110(2): 340—353.
- [2] Malley J O, Popov E P. Shear link in eccentrically braced frames [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1984, 110(9): 2275—2295.
- [3] Kasai K, Popov E P. General behavior of WF steel shear link beams [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1986, 112(2): 362—382.
- [4] 石永久, 熊俊, 王元清, 刘歌青. 多层钢框架偏心支撑的抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2010, 31(2): 29—34.
Shi Yongjiu, Xiong Jun, Wang Yuanqing, Liu Geqing. Experimental studies on seismic performance of multi-storey steel frame with eccentric brace [J]. *Journal of Building Structures*, 2010, 31(2): 29—34. (in Chinese)
- [5] GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2010. (in Chinese)
- [6] Hjelmstad K D, Popov E P. Cyclic behavior and design of link beams [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1983, 109(10): 2387—2403.
- [7] Engelhardt M D, Popov E P. Experimental performance of long links in eccentrically braced frames [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1992, 118(11): 3067—3088.
- [8] 申林, 蔡益燕, 郁银泉. 偏心支撑钢框架设计方法[J]. *建筑结构*, 2002, 32(2): 13—16.
Shen Lin, Cai Yiyuan, Yu Yinquan. The design method of eccentrically braced steel frames [J]. *Building Structure*, 2002, 32(2): 13—16. (in Chinese)
- [9] 蔡益燕, 钱稼茹, 郁银泉. 偏心支撑框架设计新进展[J]. *建筑结构*, 2011, 41(4): 7—10.
Cai Yiyuan, Qian Jiaru, Yu Yinquan. Advance in eccentrically braced frame design [J]. *Building Structure*, 2011, 41(4): 7—10. (in Chinese)
- [10] SutatLeelataviwat. Drift and yield mechanism based seismic design and upgrading of steel moment frames [D]. Michigan: The University of Michigan, USA, 1998.
- [11] Lee Soonsik. Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism [D]. Michigan: The University of Michigan, USA, 2002.
- [12] Liao WenCheng. Performance-based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frames [D]. Michigan: The University of Michigan, USA, 2010.
- [13] GB50017-2003, 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
GB50017-2003, Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2003. (in Chinese)
- [14] AISC341-10. Seismic Provision for Structure Steel Buildings [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [15] Housner G W. Limit design of structures to resist earthquake [C]. *Proceedings of 1st World Conference Earthquake Engineering*, California: EERI, 1956: 5.1—5.13.
- [16] Akiyama H. Earthquake-resistant limit-state design for buildings [M]. Tokyo: University of Tokyo Press, 1985: 275—278.
- [17] 杨文侠, 顾强, 宋振森, 李东, 方有珍. Y形偏心支撑钢框架的地震反应折减系数和超强系数[J]. *工程力学*, 2012, 29(10): 129—136.
Yang Wenxia, Gu Qiang, Song Zhensen, Li Dong, Fang Youzhen. Response modification factor R and overstrength factor Ω of Y-eccentric braced steel frame [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(10): 129—136. (in Chinese)
- [18] Leelataviwat S, Goel S C, Stojadinovic B. Toward performance-based seismic design of structures [J]. *Earthquake Spectra*, 1999, 15(3): 435—461.
- [19] Mitchell D, Tremblay R, Karacabeyli E, et al. Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of national building code of Canada [J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2003, 30(2): 308—327.
- [20] FEMA 445. Next-generation performance-based seismic design guidelines-program plan for new and existing buildings [S]. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2006.
- [21] Mohammad Reza Bayat. Performance-based plastic design of earthquake resistant steel structures: concentrically braced frames, tall moment frames, plate shear wall frames [D]. Arlington Texas: The University of Texas at Arlington, USA, 2010.
- [22] GB50009-2012, 建筑结构荷载规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
GB50009-2012, Load code for the design of building structures [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2012. (in Chinese)