

双段消能摇摆钢框架结构抗震性能影响因素与设计方法

张文津^{1,2}, 李国强^{1,3}, 徐奎元^{1,3}, 张惊宙⁴, 孙飞飞^{1,3}

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 中建八局浙江建设有限公司, 杭州 310000; 3. 同济大学土木工程防灾减灾全国重点实验室, 上海 200092; 4. 广州大学土木工程与交通学院, 广州 510006)

摘要: 对双段消能摇摆钢框架结构抗震性能的影响因素进行了系统的参数分析, 基于我国建筑抗震设计规范给出了设计要求。首先, 提出了双段消能摇摆钢框架结构的简化分析模型, 结合弹塑性地震反应分析结果, 验证了简化分析模型的有效性; 然后, 归纳了影响双段消能摇摆钢框架结构地震反应的量纲一参数, 对简化分析模型进行参数分析, 基于各参数的影响规律得到了量纲一参数的设计建议范围; 最后, 提出了双段消能摇摆钢框架结构的设计方法, 并结合算例加以验证。结果表明, 罕遇地震作用下双段消能摇摆钢框架结构的抗震性能良好, 合理设计的双段摇摆钢桁架在地震作用下的构件内力较单段摇摆钢桁架显著降低, 与阻尼器配合能够抑制薄弱层的产生, 并减小结构地震反应, 具有工程可实施性。

关键词: 双段消能摇摆结构; 抗震性能; 阻尼器; 参数分析; 影响因素; 设计方法

中图分类号: TU391

文献标志码: A

Influencing Factors and Seismic Design Procedure of Steel Frame Coupled with Dual-rocking Structure

ZHANG Wenjin^{1,2}, LI Guoqiang^{1,3}, XU Kuiyuan^{1,3}, ZHANG Jingzhou⁴, SUN Feifei^{1,3}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Zhejiang Construction Co., Ltd. of China Construction Eighth Engineering Division Co., Ltd., Hangzhou 310000, China; 3. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. College of Civil Engineering and Transportation, Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

Abstract: In this paper, a systematic parametric study is conducted to investigate factors affecting the seismic performance of steel frame coupled with dual-rocking

structure (DRF). Design requirements are proposed based on the Chinese code for the seismic design of buildings. Firstly, a simplified analytical model for DRF is introduced and validated through elastic-plastic seismic response analysis. Subsequently, dimensionless parameters affecting the seismic response of DRF are identified and optimal value range is determined through parametric studies of the simplified analytical model. Finally, a seismic design procedure for DRF is proposed and validated through numerical examples. It is shown that the seismic performance of DRF under maximum considered earthquake is satisfactory. Rationally designed dual-rocking steel frames exhibit significantly reduced internal forces within structural components compared to single-rocking steel frames. When coupled with dampers, dual-rocking steel frames can suppress weak stories and mitigate seismic responses, demonstrating practical engineering feasibility.

Keywords: dual-rocking structure; seismic behavior; damper; parametric study; influencing factor; design procedure

消能摇摆钢结构^[1]可由传统支撑钢框架结构改造而成, 包含主体钢框架、摇摆钢桁架及位移型阻尼器。摇摆钢桁架刚度较大, 可以控制主体钢框架各楼层均匀变形, 抑制薄弱层产生。位于摇摆钢桁架底部的位移型阻尼器(如屈曲约束柱(BRC))在多遇地震作用下保持弹性, 提高了整体结构的弹性刚度; 罕遇地震作用下屈服耗能, 可减小结构的地震反应^[1-4]。

摇摆钢桁架的整体刚度是抑制主体钢框架薄弱层、保障阻尼器充分耗能的关键因素。随着建筑结

收稿日期: 2023-08-22

基金项目: 国家“十四五”重点研发计划(2022YFC3801900); 上海市启明星计划(24QB2707500)

第一作者: 张文津, 工学博士, 主要研究方向为建筑钢结构抗震。E-mail: 1150744@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

构高度的增加,主体钢框架对于摇摆钢桁架的刚度需求也不断提高。高层建筑中,受建筑空间等因素的制约,若摇摆钢桁架宽度有限,则难以满足抑制主体结构薄弱层的刚度要求,位移型阻尼器的耗能效果也会受到影响。因此,单段消能摇摆钢结构在高层建筑中的应用存在一定困难^[5-7]。

为了解决这一问题,一些学者提出了双段消能摇摆结构的概念。Wiebe等^[8-9]提出了一种柱脚可抬起的分段摇摆结构,能够显著降低高阶振型对摇摆构件设计内力的影响。Psycharis^[10]提出了双段摇摆刚体在简谐激励下的动力响应计算方法。冯玉龙等^[7,11]提出了在框架结构一侧附设连续摇摆结构的组合体系,该体系具有良好的抗震性能。Ther^[12]研究了多段摇摆刚体的动力性能,并设计了振动台试验。Chen等^[6]研究了分段消能摇摆钢结构的等效计算模型,提出了结构地震反应的等效计算方法。李国强等^[5]研究了双段消能摇摆钢结构体系的地震反应特性,将摇摆钢桁架分成2段,可以减小总高较大的主体钢框架对于摇摆钢桁架的刚度需求。既有研究表明,双段消能摇摆钢框架结构具有良好的抗震性能,相比于单段消能摇摆钢框架结构,可以降低摇摆钢桁架的内力和变形,适用于高层建筑。

将用于高层建筑的传统支撑钢框架结构的支撑系统改造为双段消能摇摆钢桁架,并与主体钢框架组成双段消能摇摆钢框架结构。提出了双段消能摇摆钢框架结构的简化分析模型,通过弹塑性地震反应分析验证了简化分析模型的有效性。基于简化分析模型,归纳了影响双段消能摇摆钢框架结构地震反应的量纲一参数,通过参数分析给出了量纲一参数的设计建议范围。最后,根据我国“三阶段”抗震设防要求^[13],提出了双段消能摇摆钢框架结构的设计方法,并结合算例说明其有效性。

1 双段消能摇摆钢框架结构

1.1 结构构成

双段消能摇摆钢框架结构(见图1)包含主体钢框架、双段摇摆钢桁架和布置于各分段摇摆钢桁架底部的屈曲约束柱^[14]。基于建筑刚性楼面假定,认为主体钢框架与摇摆钢桁架在相同楼层位置保持变形协调。

若要屈曲约束柱在多遇地震作用下不屈服,则摇摆钢桁架必须发挥支撑桁架的作用,整体结构呈现框架-支撑结构在侧向力作用下的“弯剪型”变形

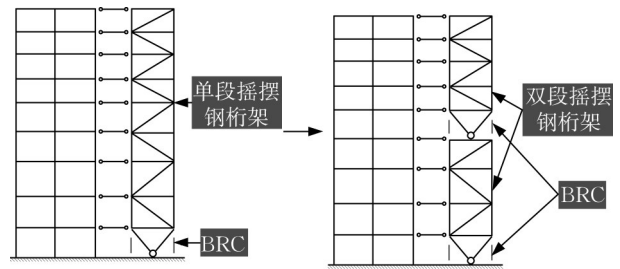


图1 单段与双段消能摇摆钢框架结构

Fig.1 Steel frame coupled with single- and dual-rocking structure

模式。罕遇地震作用下,屈曲约束柱屈服耗能,双段摇摆钢桁架发生摇摆运动,使得对应主体钢框架的各楼层变形均匀,从而抑制薄弱层的产生。同时,屈曲约束柱可以减小结构的地震反应,使得地震作用下的大部分结构损伤更加集中,便于震后修复和更换^[14]。

1.2 简化分析模型

简化分析模型反映双段消能摇摆钢框架结构的受力原理(见图2):

(1)主体钢框架结构第*i*层的质量可等效为集中质量 m_i 。

(2)通过刚性连杆模拟刚性楼面假定,保证了各楼层集中质量与摇摆钢桁架侧向变形协调。

(3)上、下段摇摆钢桁架均等效为连续弹性杆,截面等效惯性矩 I_{eq} 计算式为

$$I_{eq} = \frac{I}{1 + \frac{A\pi^2}{A_{lr}\lambda_x^2 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha}} \quad (1)$$

式中: I 为摇摆钢桁架截面的整体惯性矩; λ_x 为摇摆钢桁架整体截面对强轴的长细比; A 为摇摆钢桁架弦杆截面面积总和; A_{lr} 为同一截面处所有腹杆毛截面面积总和; α 为腹杆对水平面的倾角。

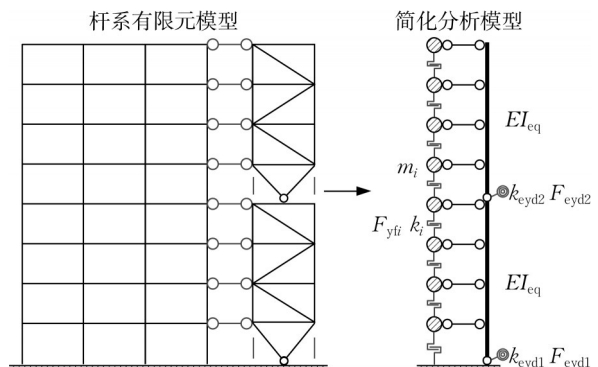


图2 双段消能摇摆钢框架结构的简化分析模型

Fig.2 Simplified analytical model of steel frame coupled with dual-rocking structure

(4)主体钢框架各楼层可等效为弹塑性剪切弹簧,第*i*层等效弹性刚度 k_i 可按“D值法”^[15]计算, F_{yfi} 为第*i*层的层间屈服力。剪切弹簧服从理想弹塑性模型。 F_{yfi} 计算式为

$$F_{yfi} = k_i \Delta_{fi} \quad (2)$$

式中, Δ_{fi} 为第*i*层屈服时对应的层间位移角。对符合规范要求的钢框架结构, Δ_{fi} 可取规范限值 $1/50$ ^[13]。

(5)各分段摇摆钢桁架底部的阻尼器可等效为弹塑性转动弹簧,服从双折线等向强化滞回规则。等效转动弹簧屈服后刚度比可取 1.0% ,等效弹簧的

刚度 k_{eyd1} 、 k_{eyd2} 与屈服力 F_{eyd1} 、 F_{eyd2} 计算式为:

$$\begin{cases} k_{eydj} = \frac{b^2 k_{BRCj}}{2} \\ F_{eydj} = F_{ydj} b \end{cases} \quad (3)$$

式中: b 为摇摆钢桁架宽度(即一对屈曲约束柱的轴线间距); k_{BRCj} 为单根屈曲约束柱轴向刚度($j=1, 2$, $j=1$ 时对应下段摇摆钢桁架屈曲约束柱, $j=2$ 时对应上段摇摆钢桁架屈曲约束柱); F_{ydj} 为单根屈曲约束柱屈服力。验证分析结构构件截面信息见表1。

表1 验证分析结构构件截面信息

Tab.1 Section information of the prototype structure

楼层	各构件尺寸			
	框架柱	框架梁	桁架弦杆	桁架腹杆
1~8层	H900×900×14×18	H400×300×10×14	H600×600×10×12	□350×350×12×12
9~16层	H750×750×12×16			

1.3 简化分析模型验证

为了验证简化分析模型的有效性,根据我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[13]和《钢结构设计规范》(GB 50017—2017)^[16],设计了一个16层双段消能摇摆钢框架结构(见图3),进行与简化分析模型的对比分析。该结构抗震设防烈度为8度 $0.2g$,场地类别为Ⅲ类第3组,场地特征周期为 0.65 s ,楼面单位面积恒载为 $6.0\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$,单位面积活载为 $2.0\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$,归并后的构件截面信息如表1所示。钢材选用Q345,弹性模量为 $2.06 \times 10^5\text{ MPa}$,泊松比为 0.3 。

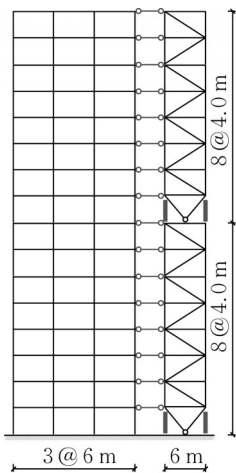


图3 验证分析结构示意

Fig.3 Prototype structure for validating simplified analytical model

采用OpenSees软件建立验证分析结构的有限元模型。主体钢框架的梁、柱构件以及摇摆钢桁架

的弦杆、腹杆均采用基于力的梁柱单元模拟,通过纤维截面集成单元刚度矩阵,每根构件划分为4段,同时考虑材料非线性效应、几何非线性效应以及初始缺陷(初始缺陷的幅值取构件长度 $1/300$,按半波正弦的分布形式施加)。屈曲约束柱采用桁架单元模拟,弹性刚度与相邻的钢桁架弦杆轴向刚度相等,屈曲约束柱设计参数如表2所示。钢框架梁柱构件、双段摇摆钢桁架以及屈曲约束柱模拟方法的有效性在文献[1]中已有论述。同时,采用OpenSees软件建立验证分析结构对应的简化分析模型,相关参数如表3所示。

表2 屈曲约束柱设计参数

Tab.2 Design parameters of buckling restrained columns

屈曲约束柱位置	弹性刚度/($\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$)	屈服力/kN	屈服后刚度比/%
上段摇摆钢桁架底部	1 679.7	652.3	1.0
下段摇摆钢桁架底部	2 291.5	2 224.8	1.0

表4给出了验证分析结构有限元模型与简化分析模型的前3阶周期对比。两者1阶周期仅相差 1.3% ,说明简化分析模型能够较为准确地反映验证分析结构的动力特性。

进行验证分析结构有限元模型与简化分析模型的弹塑性地震反应时程分析对比。从ATC-63^[17]推荐的地震动中选取12条记录作为输入激励(记为Set1集),并将峰值加速度(PGA)统一调幅至 $0.4g$ (罕遇地震^[13]),加速度反应谱如图4所示。

4条地震动(W1~W4)激励下有限元模型与简

表 3 验证分析结构对应的简化分析模型计算参数

Tab.3 Calculation parameters of simplified analytical model corresponding to the prototype structure

计算参数	1层	2~8层	9~16层
楼层集中质量/t	82	82	82
楼层刚度/(kN·m ⁻¹)	292 542	26 747	26 071
楼层屈服力/kN	1 171	107	104
上段摇摆钢桁架等效截面惯性矩/m ⁴	0.587		
下段摇摆钢桁架等效截面惯性矩/m ⁴	0.800		
上层屈曲约束柱等效刚度/(kN·m)	41 247 792		
上层屈曲约束柱等效屈服力/kN	13 349		
下层屈曲约束柱等效刚度/(kN·m)	30 235 032		
下层屈曲约束柱等效屈服力/kN	3 914		

表 4 验证分析结构有限元模型与简化分析模型的模态分析结果

Tab.4 Modal analysis results of FE model and simplified analytical model corresponding to the prototype structure

模型	1阶周期/s	2阶周期/s	3阶周期/s
有限元模型	2.149	0.516	0.209
简化分析模型	2.122	0.490	0.175

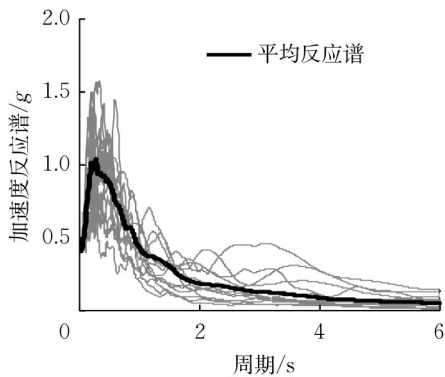


图 4 地震动记录的加速度反应谱

Fig.4 Acceleration spectrum of earthquake waves

化分析模型在顶层和分段楼层的位移时程对比结果如图 5 所示。罕遇地震作用下,两者顶层和分段楼层位移时程的最大差别不超过 10%,说明简化分析模型能够较为准确地分析双段消能摇摆钢框架结构的地震反应。

2 双段消能摇摆钢框架结构的参数分析

2.1 量纲一参数

为了定量分析双段消能摇摆钢框架结构抗震性能的影响因素,得到可应用于工程实际的设计建议,

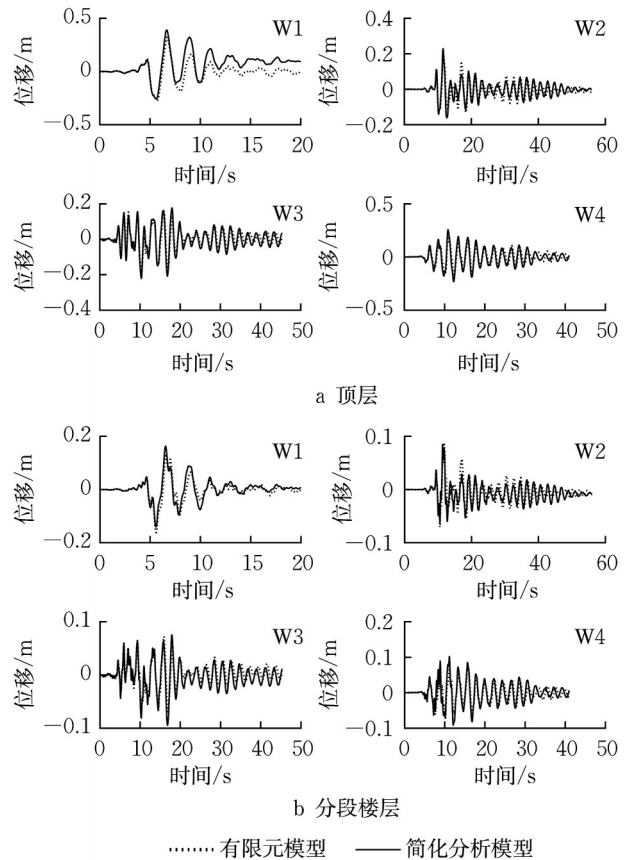


图 5 有限元模型和简化分析模型在顶层和分段楼层的位移时程比较

Fig.5 Comparison of displacement time-history between FE model and simplified analytical model at top-floor and subsection floor

采用简化分析模型对双段消能摇摆钢框架结构地震反应进行参数分析。定义量纲一参数:摇摆钢桁架相对刚度比 β_{kj} 和屈曲约束柱相对屈服力比 β_{dj} 。 β_{kj} 可按下式计算:

$$\begin{cases} \beta_{kj} = \frac{k_{rocking,j}}{k_{frame,j}} \\ k_{frame,j} = \frac{1}{\sum 1/k_i} \\ k_{rocking,j} = \frac{EI_{eq}}{H_j^3} \end{cases} \quad (4)$$

式中: $k_{frame,j}$ 为各分段主体钢框架的顶部侧移刚度; $k_{rocking,j}$ 为各分段摇摆钢桁架抗侧刚度的主要物理量,其量纲与 $k_{frame,j}$ 相同; H_j 为各分段摇摆钢桁架高度; E 为钢材弹性模量。 β_{dj} 可按下式计算:

$$\beta_{dj} = \frac{F_{ydj}}{F_{cdj}} \quad (5)$$

式中, F_{cdj} 为地震作用下按照弹性分析得到的屈曲约

束柱内力。屈曲约束柱弹性刚度按照与摇摆钢桁架相邻弦杆轴向刚度相等的原则确定。

2.2 参数分析方案

除了 β_{kj} 与 β_{dj} ($j=1,2$)之外,结构的自身特性也会影响地震反应。考虑结构自身特性的影响,根据我国规范^[13]分别设计了12层、16层和20层的验证分析结构,基于3种验证分析结构简化分析模型分别进行参数分析。3种验证分析结构简化分析模型计算参数如表5所示。

表5 3种验证分析结构简化分析模型设计参数

Tab.5 Design parameters of three simplified analytical models corresponding to the prototype structure

结构层数	楼层质量/t	楼层屈服力/kN	层间刚度/(kN·mm ⁻¹)
12层	82.0	2 660.0	132.0
16层	82.0	2 800.0	140.0
20层	82.0	3 000.0	150.0

参数分析方案如表6所示,共有3(结构层数)×6($\beta_{k1}=\beta_{k2}$)×5(β_{d1})×5(β_{d2})=450种工况。其中, $\beta_{d1}=\beta_{d2}=0$ 时,表示不设阻尼器; $\beta_{k1}=\beta_{k2}=0$ 时,表示不设钢桁架。以Set1集为输入激励,PGA调幅至0.4g。

表6 参数分析方案

Tab.6 Scheme of parametric study

研究变量	参数分析工况
设计参数	12层结构、16层结构、20层结构
β_{d1}	0(不设阻尼器)、0.2、0.4、0.6、0.8
β_{d2}	0(不设阻尼器)、0.2、0.4、0.6、2.0
$\beta_{k1}=\beta_{k2}$	0(不设钢桁架)、0.05、0.10、0.15、0.20、0.30

为了描述结构变形的不均匀程度,定义结构层间变形集中系数(α_{DCF} ^[14])为结构在地震作用下各楼层的最大层间位移角 Δ_{max} 与平均层间位移角 Δ_{ave} 的比值,计算式为

$$\alpha_{DCF} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \quad (6)$$

α_{DCF} 数值越大,地震作用下结构各楼层变形越不均匀。

2.3 参数分析结果

分别提取 Δ_{max} 、 α_{DCF} 、屈曲约束柱累积塑性耗能占比 E_d 及主体钢框架累积塑性损伤占比 E_f 作为结构抗震性能的评价指标。其中, E_d 和 E_f 分别表示阻尼器累积塑性耗能和主体钢框架累积塑性耗占地震动输入总能量的百分比,可按文献[1]计算。

图6为16层结构的计算结果(仅给出了 $\beta_{k1}=\beta_{k2}=0,0.10,0.30$ 时的3种情况)。

用坐标点灰度反映地震反应的数值大小,方框已圈示各图数值较大或较小的点。 $\beta_{d1}=0.2$ 时,分别提取结构在 $\beta_{d2}=0.4,0.6,2.0$ 2种情况下地震反应随 β_{kj} 的变化曲线,如图7所示。

由以上结果可知:

(1)随着各分段摇摆钢桁架刚度的增加($\beta_{k1}=\beta_{k2}$ 增大),结构动力反应减小(Δ_{max} 降低),主体钢框架累积塑性损伤降低(E_f 减小),屈曲约束柱累积塑性耗能占比提高(E_d 增大),各楼层变形趋于均匀(α_{DCF} 值减小)。

(2) β_{d1} 取0.2时,屈曲约束柱累积塑性耗能占比最高(E_d 最大)、主体钢框架累积塑性损伤程度最低(E_f 最低)、各楼层变形最为均匀(α_{DCF} 取值最低)、结构动力反应最小(Δ_{max} 最小),抗震性能最优。

(3) β_{d2} 取0.4~0.6时,屈曲约束柱累积塑性耗能效率较高(E_d 较大)、主体钢框架累积塑性损伤程度较低(E_f 较低)、各楼层变形较均匀(α_{DCF} 取值较低)、结构动力反应较小(Δ_{max} 较小),抗震性能较优。

(4)屈曲约束柱屈服力大小将影响其耗能效率与减震效果。屈曲约束柱屈服力过高,阻尼器耗能不充分或不发生屈服耗能;屈曲约束柱屈服力过低,则阻尼器的耗能效果有限。

(5)当 $\beta_{k1}=\beta_{k2}$,且大于0.20时,继续增大各分段摇摆钢桁架刚度,对于减小结构地震反应、降低结构塑性损伤的效果不再显著。实际工程设计中,建议 β_{k1} 和 β_{k2} 不小于0.20。

(6)当 β_{kj} 与 β_{dj} 取以上建议范围时,结构变形较为均匀,对应的 α_{DCF} 取值均小于1.20。因此,可取1.20作为变形集中系数监测指标,即通过设计保证结构在罕遇地震作用下的 α_{DCF} 值低于1.20。

12层及20层结构的分析结果与以上结论相同。

3 双段消能摇摆钢框架结构的设计方法

3.1 抗震性能要求与设计目标

基于简化分析模型的参数分析结果,结合我国抗震设计规范“三水准,两阶段”的设计要求^[13],提出双段消能摇摆钢框架结构的抗震性能要求与设计目标,如表7所示。

进行双段消能摇摆钢框架结构抗震设计时应注意以下几方面:

(1)多遇地震作用下,应保证屈曲约束柱不屈

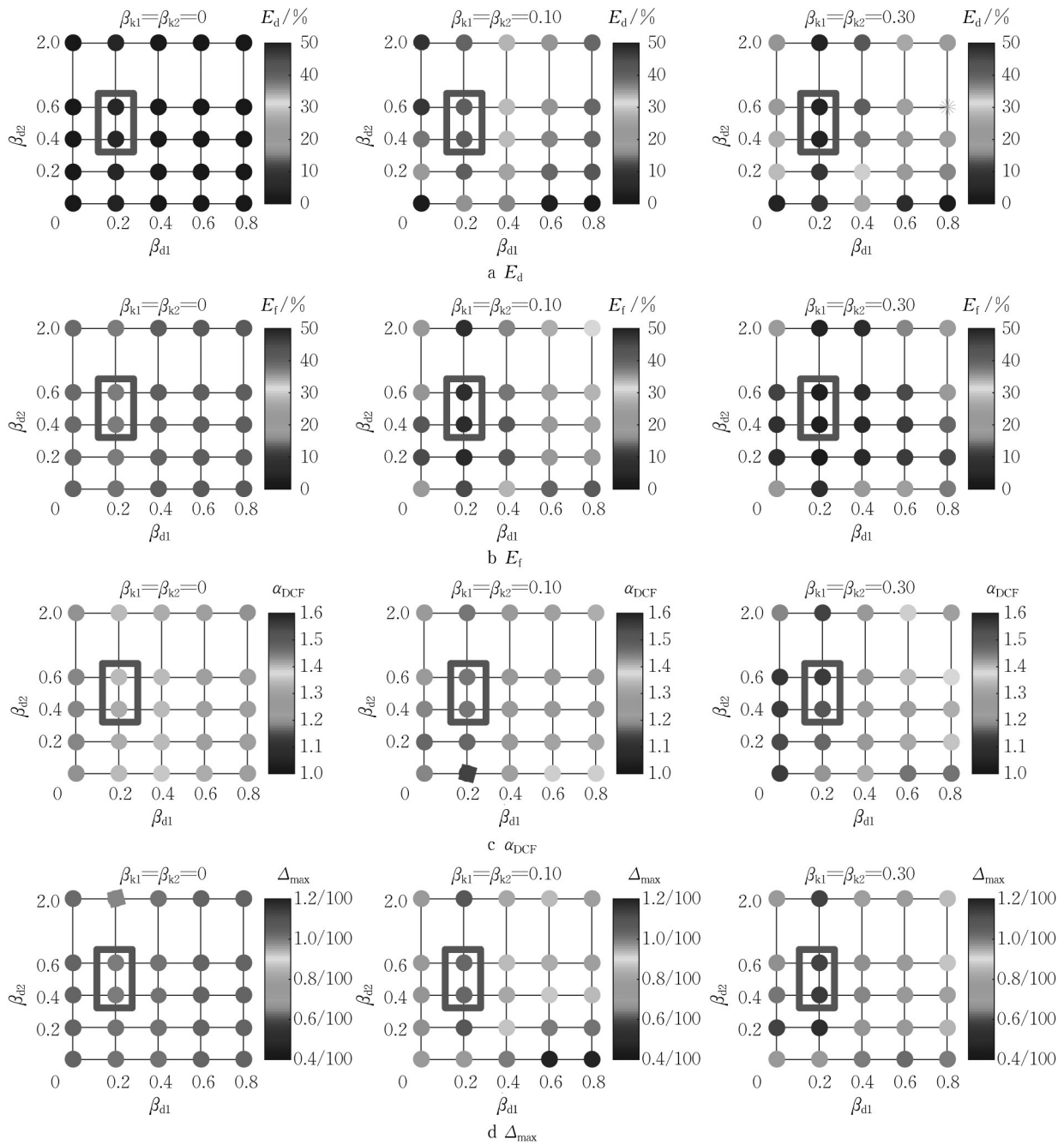


图 6 16层结构的计算结果

Fig.6 Calculation results of 16-story structure

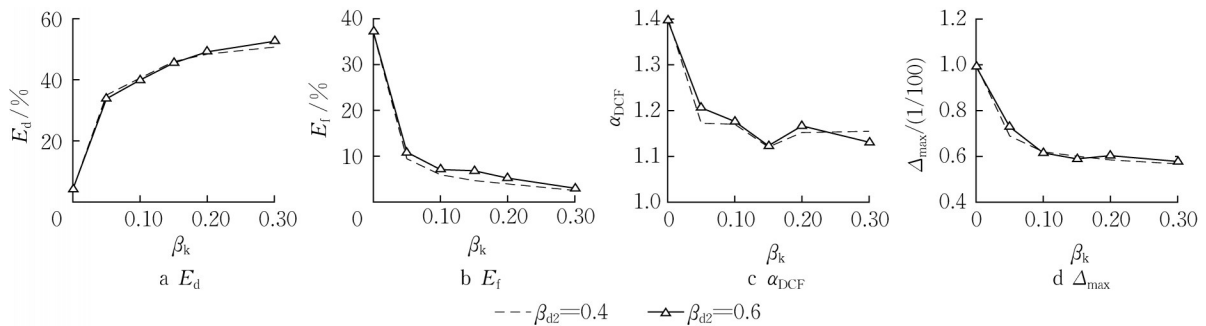


图 7 β_k 对于结构地震反应的影响

Fig.7 Effect of β_k on structural seismic response

表7 双段消能摇摆钢框架结构的抗震性能要求与设计目标

Tab.7 Seismic requirements and design goals of steel frame coupled with dual-rocking structure

地震水准	整体目标	主体钢框架	双段摇摆钢桁架	屈曲约束柱
多遇地震	按照支撑钢框架结构设计,满足规范 ^[13] 对变形、承载力和构造的要求	保持弹性	保持弹性 $\beta_{kj}(j=1,2)$ 大于0.20	不屈服
设防地震		允许适度屈服	保持弹性 $\beta_{kj}(j=1,2)$ 大于0.20	可屈服消能
罕遇地震	结构变形不超过规范要求的弹塑性层间位移角限值 ^[13]	允许屈服, α_{DCF} 值小于1.20	保持弹性 $\beta_{kj}(j=1,2)$ 大于0.20	应屈服消能

服。此时,结构的承载机理与支撑钢框架结构相似,可按照支撑钢框架结构的相关要求^[16]进行整体结构弹性设计。

(2)设防地震作用下屈曲约束柱的弹性内力可大于其屈服力,罕遇地震作用下屈曲约束柱的弹性内力应大于其屈服力。建议 β_{d1} 取0.2, β_{d2} 取0.4~0.6。

(3)罕遇地震作用下应校核结构层间变形是否满足 $\alpha_{DCF} < 1.20$ 的要求,并验算弹塑性层间位移角是否满足规范限值要求^[13]。

(4)各分段摇摆钢桁架在罕遇地震作用下应保持弹性,需进行罕遇地震作用下摇摆钢桁架构件承载力校核。

3.2 算例验证

基于本文提出的结构抗震性能目标和设计要求,结合我国规范^[13,16]设计了某16层支撑钢框架结构(BRF),图8所示为结构平面布置与结构立面,沿结构平面的横向和纵向均布置支撑。层高为3.6 m, $\beta_k=0.22$,钢材牌号为Q345,归并后的构件截面信息如表8所示。结构楼面单位面积恒荷载为 $4.0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$,单位面积活荷载为 $2.5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$,抗震设防等级为8度0.2g,场地特征周期为0.4 s。

将支撑钢框架结构第1层和第9层的支撑跨间柱替换为屈曲约束柱。屈曲约束柱弹性刚度与原构件的轴向刚度一致,按 $\beta_{d1}=0.2$ 、 $\beta_{d2}=0.5$ 设计屈曲约束柱的屈服力。由此,可以得到双段消能摇摆钢框架结构(DRF)。为了进行对比,仅将BRF的第1层支撑跨间柱替换为屈曲约束柱(设计参数同DRF中的屈曲约束柱),可得单段消能摇摆钢框架结构(SRF)。

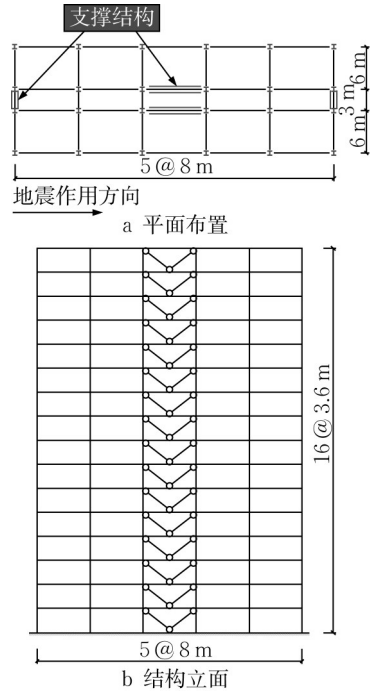


图8 支撑钢框架结构布置示意

Fig.8 Structural layout plan of steel braced frame

从Set1集中选取3条地震动作为输入激励,将PGA调幅至0.4g,以此模拟罕遇地震(MCE)作用,分别对BRF、SRF、DRF进行弹塑性时程分析。3种结构在3条地震动激励下的平均层间位移角和基底剪力如图9所示,将上段摇摆钢桁架对应楼层的 α_{DCF} 值记作 $\alpha_{DCF,2}$,下段摇摆钢桁架对应楼层的 α_{DCF} 值记作 $\alpha_{DCF,1}$ 。

由计算结果可知:

(1)罕遇地震作用下,DRF的层间位移角小于1/50,变形满足设计要求^[13]。

(2)DRF抗震性能良好。相比于SRF,DRF可

表8 某16层支撑钢框架结构的构件截面信息

Tab.8 Component section information of 16-story steel braced frame

楼层	框架柱	框架梁	支撑结构竖向撑杆	支撑构件
1~4	H1 200×800×22×26			
5~8	H1 000×700×20×24			
9~12	H800×500×16×20	H500×400×16×20	H1 000×700×20×24	□400×400×26×26
13~16	H800×400×14×18			

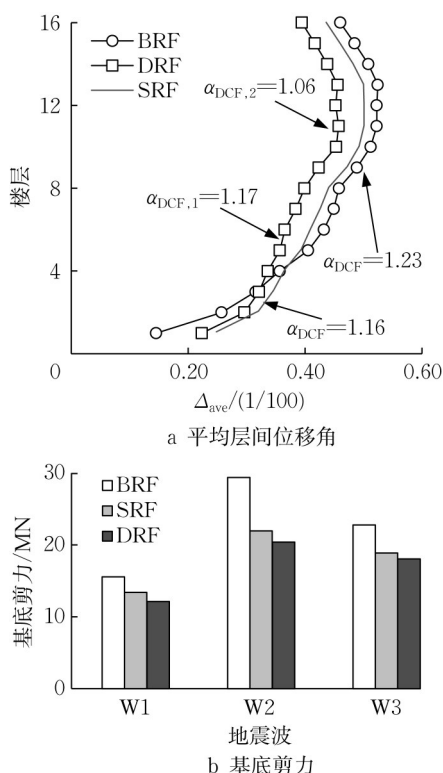


图9 3种结构在罕遇地震作用下的平均层间位移角和基底剪力

Fig.9 Average inter-story drift and base-shear force of three structures under MCE

进一步降低结构的地震反应。罕遇地震作用下, SRF 与 DRF 的层间位移角较 BRF 均有所降低, 且 DRF 的层间位移角较 SRF 降低 12.1%。同时, DRF 上段摇摆钢桁架的 α_{DCF} 值较 SRF 更低, 结构各楼层变形更均匀。

(3) DRF 能够进一步减小地震作用, 在不同地震动激励下的基底剪力均小于 SRF 与 BRF。

(4) 将传统支撑钢框架结构底层与分段楼层的支撑柱替换为屈曲约束柱, 可得到双段消能摇摆钢桁架结构, 本文提出的结构抗震设计方法具有工程可实施性。

4 结论

(1) 简化分析模型能够较为准确地分析双段消能摇摆钢桁架结构的弹塑性地震反应。

(2) 多遇地震作用下, 双段消能摇摆钢桁架结构可按照支撑钢框架结构进行弹性设计, 结构变形应满足相关规范对支撑钢框架结构弹性层间位移角限值的规定; 罕遇地震作用下, 结构最大弹塑性层间位移角应小于 1/50, 且 α_{DCF} 值应小于 1.20。

(3) 各分段消能摇摆钢桁架对钢框架主体结构抗侧相对刚度比 β_{k1} 和 β_{k2} 的取值应大于 0.20。罕遇地震作用下, 双段消能摇摆钢桁架的所有构件应保持弹性, 必须进行罕遇地震作用下双段摇摆钢桁架的构件承载力验算。

(4) 多遇地震作用下屈曲约束柱不允许屈服, 罕遇地震作用下屈曲约束柱应屈服耗能。下段摇摆钢桁架底部屈曲约束柱相对屈服力比 β_{d1} 应接近 0.2, 上段摇摆钢桁架底部屈曲约束柱相对屈服力比 β_{d2} 应在 0.4~0.6 范围内。

(5) 相比传统支撑钢框架结构和单段消能摇摆钢桁架结构, 双段消能摇摆钢桁架结构的抗侧刚度与两者相当, 但在罕遇地震作用下的地震反应更小, 结构各楼层变形更加均匀, 可规避传统支撑钢桁架结构支撑构件易屈曲、对结构抗震不利的情况, 抗震性能更好。

(6) 在支撑钢框架结构的设计基础上, 将底层与分段楼层的支撑柱替换为屈曲约束柱, 可实现双段消能摇摆钢桁架结构的抗震设计, 具有工程可实施性。

作者贡献声明:

张文津: 提出研究思路, 完成概念设计与结构设计, 完成数值模拟与论文撰写。

李国强: 制定研究思路与研究计划, 统筹研究进展, 指导论文撰写。

徐奎元: 参与数值模拟与论文撰写。

张惊宙: 参与数值模拟与结果整理。

孙飞飞: 推进研究进度, 负责论文修改。

参考文献:

- [1] 张文津, 李国强, 孙飞飞. 消能摇摆钢桁架-框架结构抗震性能[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2019, 47(9): 1235.
ZHANG Wenjin, LI Guoqiang, SUN Feifei. Seismic behavior of rocking-truss-frame with dampers [J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 2019, 47(9): 1235.
- [2] 张文津, 李国强, 胡晓华, 等. 消能摇摆钢桁架结构地震反应的计算方法[J]. 浙江大学学报(工学版), 2024, 58(9): 1866.
ZHANG Wenjin, LI Guoqiang, HU Xiaohua, et al. Calculation method of seismic response for steel frame coupled with rocking structure and dampers [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2024, 58(9): 1866.
- [3] 周颖, 吕西林. 摇摆结构及自复位结构研究综述[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 1.
ZHOU Ying, LÜ Xilin. State-of-art on rocking and self-centering structures [J]. Journal of Building Structures, 2011,

(下转 581 第页)