

戴淑丹, 尚继英, 谭平. 模块化钢框架摩擦摆隔震结构抗震性能研究[J]. 华南地震, 2018, 38 (2): 107-115. [DAI Shudan, SHANG Jiying, TAN Ping. Seismic Performance of Isolated Modular Steel Frames System by Using Friction Pendulum Bearing[J]. South China journal of seismology, 2018, 38(2): 107-115]

模块化钢框架摩擦摆隔震结构抗震性能研究

戴淑丹^{1,2}, 尚继英^{1,2}, 谭平^{1,2}

((1. 广州大学工程抗震研究中心, 广州 510405; 2. 广东省地震工程与应用技术重点实验室, 广州 510405))

摘要: 将摩擦摆隔震体系应用在模块化钢框架结构中, 研究摩擦摆支座对模块化结构整体性能的影响规律。基于 ETABS 有限元软件, 考虑模块化节点刚域对结构刚度的影响, 采用摩擦摆隔震体系对某模块化建筑示范综合办公楼进行基础隔震设计与研究, 并进行了多遇地震作用下的弹性时程分析、设防烈度和罕遇地震作用下的弹塑性时程分析。分析结果表明, 节点刚域对抗震结构地震响应的影响比对隔震结构地震响应的影响更大。FPS 隔震体系在多遇地震作用下隔震效果不明显, 在设防烈度及罕遇地震作用下能起到良好的隔震作用。罕遇地震作用下, 隔震结构中仅发现少量梁铰, 无柱铰出现, 上部结构基本处于弹性, 隔震效果显著。

关键词: 模块化; 摩擦摆支座; 时程分析; 隔震; 抗震性能

中图分类号: TU352.12 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-8662(2018)02-0107-09

DOI: 10.13512/j.hndz.2018.02.016

Seismic Performance of Isolated Modular Steel Frames System by Using Friction Pendulum Bearing

DAI Shudan^{1,2}, SHANG Jiying^{1,2}, TAN Ping^{1,2}

(1. Earthquake Engineering Research & Test Center, Guangzhou University, Guangzhou 510405, China;
2. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Applied Technology in Guangdong Province, Guangzhou 510405, China)

Abstract: In this paper, the friction pendulum system is applied to the modular steel frame structure, and the influence of the friction pendulum bearing on the seismic performance of the modular structure is studied. Finite element model of the isolated modular steel frame structure is established within the environment of ETABS. Considering the effect of node rigid zone on stiffness of structure, a real engineering of base-isolated modular building is designed and investigated by using friction pendulum system herein. Nonlinear analysis of non-isolated and isolated modular steel frame structure is carried out and compared under the selection of ground motion with seismic fortification intensity of 7. The analytical results show that the effect of the node rigid zone

收稿日期: 2017-12-25

基金项目: 国家重点研发计划资助(2017YFC0703600); “广东特支计划”科技创新领军人才(2014TX01C141); 广州市高校“羊城学者”首席科学家(1201541630)

作者简介: 戴淑丹(1993-), 女, 硕士研究生, 主要从事工程结构隔震研究。E-mail: 2682937031@qq.com.

通讯作者: 谭平(1973-), 男, 研究员, 博导, 主要从事工程抗震与减震控制研究。E-mail: ptan@gzhu.edu.cn.

on nonisolated structure is greater than the isolated counterpart. The isolation effect of the FPS system is not obvious under the frequent earthquakes, however, it can perform well under the moderate and rare earthquakes. Few beam hinges appear and the isolated structure remain elastic under rare earthquakes. The safety and performance of the modular structure have been improved significantly by using friction pendulum bearings.

Keywords: Modularization; Friction pendulum bearing; Time history analysis; Isolation; Seismic performance

0 引言

符合现代生态理念及中国可持续发展的工业化建筑,正助力中国的城镇化建设。工业化建筑中较有发展前景的模块化结构模式,由于自身的绿色设计建筑理念,可拆卸、可回收循环使用且易维护等诸多优势特性,将成为未来建筑发展的一种主旋律。陈志华,秦颖和王小盾等发明一种模块化建筑隔震体系,由模块化单元、单元连接件和隔震层三个部分组成,经试验验证能有效抵御地震作用^[1]。张文芳,赵跟收和贾保林针对一种钢筋混凝土盒式结构房屋建立层间隔震地震反应分析模型,分析推导其在地震作用下的动力运动微分方程,为盒式结构的时程分析提供了理论基础^[2]。钢结构模块化技术一般采用支撑结构体系提高稳定性,通过钢结构自身的塑形变形来吸收和耗散地震能量以提高抗震性能,这类硬抗的抗震方式不好保证结构面临地震时不进入塑性,不发生倒塌。

自 1985 年 Zayas 等提出摩擦摆隔震支座 (Friction Pendulum system, FPS) 以来^[3],由于其具有较强承载力和复位能力及隔减震优势,相比传统隔震技术,不需考虑橡胶老化,防火等问题,近三十年来在国外得到广泛应用。在国内摩擦摆隔震支座年尚处于研究探索阶段,工程案例很少。周星德、林小国等对摩擦摆基础隔震建筑进行了非线性振动控制研究,提出了一种可用于非线性振动系统响应计算的双状态方程法以及以结构层间位移为控制对象的 LQR 控制方法^[4]。杨林、周锡元、苏幼坡等通过振动台模型试验探讨了框架结构在安装 FPS 隔震支座情况下的动力特性,结果表明由于 FPS 装置的加入,上部建筑物的自振周期得到有效延长,减少地震作用对上部结构的影响,隔震效果明显^[5]。

目前模块化建筑及摩擦摆隔震体系在我国均处于初级发展阶段。模块化建筑因自身的抗震性能不足,以往多用于非地震区。将隔震技术与模块化结构相结合,可望在地震区能推广应用这种模块化结构体系。本文将摩擦摆隔震体系应用在

模块化钢框架结构当中。以某模块化钢结构结构为例,考虑节点刚域的影响,运用 ETABS 有限元软件中的非线性连接单元,实现对摩擦摆隔震支座的模拟,通过非隔震结构与隔震结构的动力响应对比分析,研究模块化钢框架摩擦摆隔震结构的隔震性能。

1 工程概况

本文选用具有低碳节能型的某模块化建筑示范综合办公楼进行简化分析,拟建于河南省焦作市。工程设计基准期为 50 年,建筑类别为丙类,地面粗糙度为 B 类;场地类别为 II 类;抗震设防烈度为 7 度;基本风压 0.4 kN/m^2 ,风荷载体型系数为 1.3;建筑平面尺寸 $42 \text{ m} \times 15.6 \text{ m}$,总高度 39.4 m ,结构高宽比为 2.53;构件截面尺寸信息见表 1。SATWE 非隔震结构三维模型及标准层模块划分示意图见图 1~图 2。

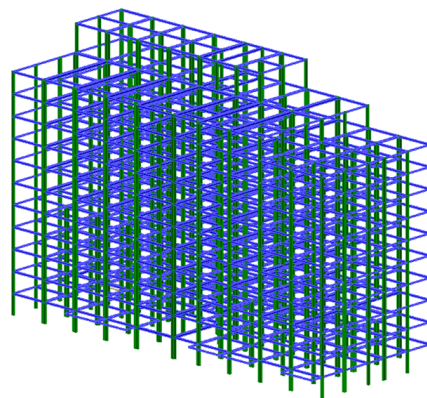


图 1 SATWE 非隔震三维模型

Fig.1 The 3D non-isolated model in SATWE

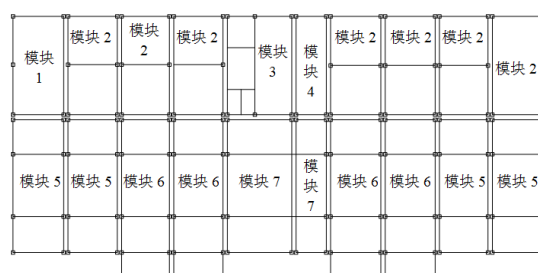


图 2 模块化标准层模块划分图

Fig.2 Division diagram of modular standard layer

本工程上部结构采用容易模块化装配设计的钢框架结构,共 11 层,层高 3.2 m,设计地震分组第二组,基本地震加速度 0.1 g。

表 1 构件截面尺寸信息
Table 1 Section size of the components

构件	截面/mm
方钢管柱	300×300×12、300×200×12、 200×400×12、200×200×8×8
焊接 H 型钢梁 (Q235 热压型钢)	200×6×200×150×8、 250×6×150×8
钢筋混凝土预制板(混凝土等 级为 C30,钢筋为 HPB300)	100

2 摩擦摆支座隔震结构设计流程

对摩擦摆隔震层设计流程中的关键步骤介绍如下,设计流程如图 3 所示^[6]:

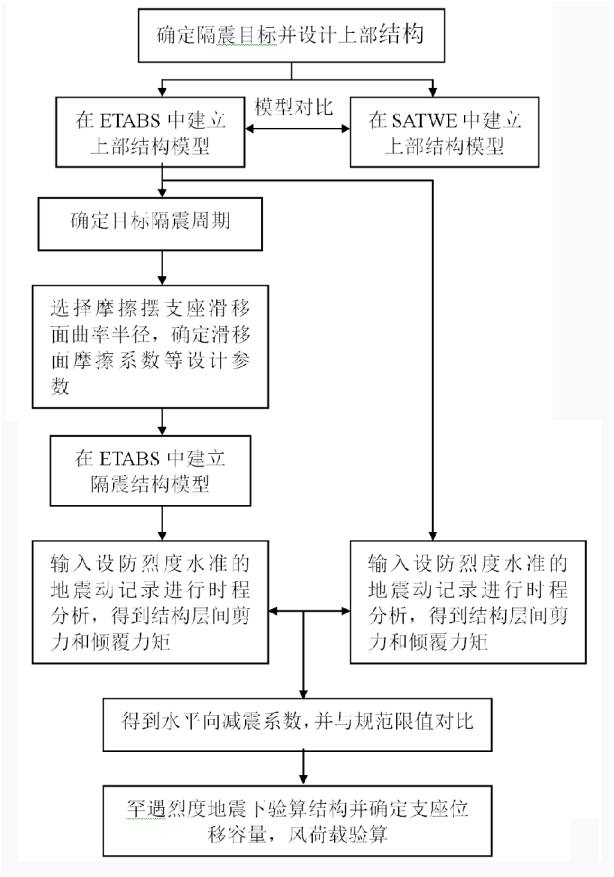


图 3 摩擦摆支座的设计流程图

Fig.3 Design procedure of FPS isolation building

2.1 刚域系数取值对抗震结构和隔震结构的影响

模块化建筑经过模数化设计,通过拼装和组装多个独立的模块单元,再添加一些必要的交通

模块和辅助模块最终形成一个完整的建筑,其中每个模块单元都是独立的三维框架结构,具有独立的梁板柱构件。用 ETABS 有限元分析软件建立非隔震模块化有限元模型时,梁柱采用杆单元进行模拟,竖向连接节点考虑采用刚接模拟,水平连接的相邻柱端定义一刚性梁单元。

谭平、李洋等针对装配式隔震结构,采用 1/2 缩尺模型对某新型装配式隔震节点在低周反复荷载作用下的破坏形态、滞回特性、耗能能力等性能进行了研究^[7]。结果表明,装配节点的整体性不如现浇节点,在耗能能力方面,现浇节点要优于装配节点。由此可见,装配式节点会对强度、刚度有一点程度上的削弱。

针对以上问题,于模块化结构节点处分别设定刚域系数 1、0.8、0.6、0.4、0.2、0 进行分析,得到不同刚域系数层间位移角及层间剪力分析结果如图 4~图 5 所示,从图 4~图 5 可知,刚域设与不设对模块化钢框架水平位移影响较大,位移误差可达 25% 左右。不考虑刚域情况下内力有较明显的减小,说明不设节点刚域系数低估了结构的刚度,使得结构偏柔,结构自振周期变长;刚域系数全设为 1,则高估了结构的整体刚度,钢框架水平位移变小,层间位移角容易满足规范要求,相当于放松了位移控制要求。因此应根据实际对结构设置合适的刚域系数。

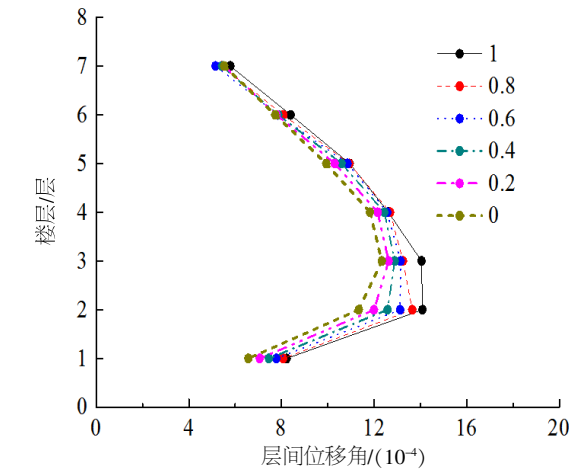


图 4 不同刚域系数下层间位移角对比折线图

Fig.4 Comparison of inter-story drift under different rigid domain coefficients

在对同一模块化结构做隔震设计后,于上部的模块化结构节点处分别设定刚域系数 1、0.8、0.6、0.4、0.2、0 进行动力时程分析。考察分析得到的层间位移角及层间剪力,发现不同刚域系数层间位移角及层间剪力基本相等。因此,刚域系数取值对隔震结构的地震动响应影响不大。

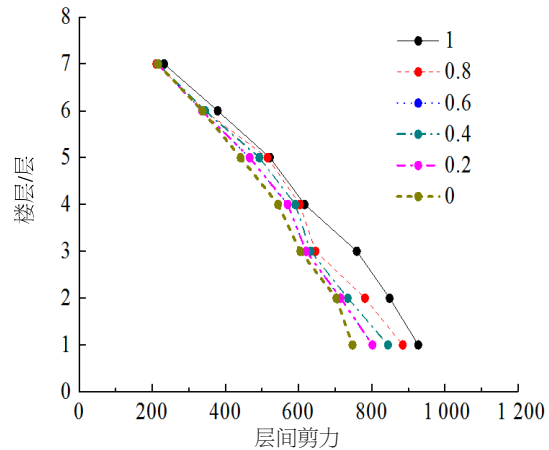


图 5 不同刚域系数下层间剪力对比折线图

Fig.5 Comparison of inter-story shear under different rigid domain coefficients

2.2 非隔震分析模型的建立及对比

通过在 ETABS 中考虑节点刚域对结构刚度的影响，于节点处设定刚域系数，建立 ETABS 非隔震模块化钢框架模型见图 6。

为了查验所建模型的准确度，对 ETABS 模型进行 7 度多遇地震下的反应谱分析，并将结果与 SATWE 计算结果进行了对比，如表 2 所示，利用 ETABS 建立的模型与 SATWE 是十分吻合的，质量误差仅有 1.65%，前三阶周期十分接近，这保证了后续隔震分析的可靠性。

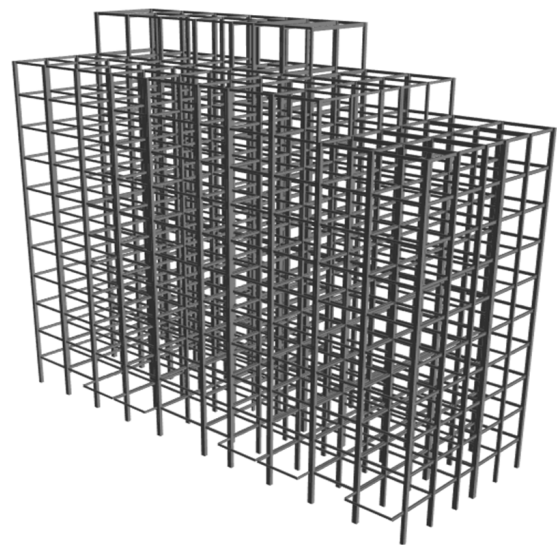


图 6 ETABS 非隔震三维模型

Fig.6 The 3D model of non-isolated structure in ETABS

2.3 隔震支座计算参数的选取

当选用不同参数的 FPS 时，结构减震效果不尽相同，为了选用合理的 FPS，能够更加有效提高结

构的减震效果，针对模块化钢结构，应综合考虑 FPB 支座的摩擦系数和曲率半径。FPB 的等效线性滞回模型见图 7。图中 u_y 为支座的屈服位移， k_0 为初始刚度。

表 2 不同软件结构质量、振型周期对比

Table 2 Comparison of the mass, mode shape and period of the model in different softwares

类型	总质量/t	T1 _x 向平动 /s	T2 _y 向平动 /s	T3 扭转 /s
SATWE	5 361.1	2.002	1.855	1.675
ETABS	5 272.6	1.937	1.828	1.616
SATWE 与 ETABS 差的绝对值	88.5	0.065	0.027	0.059
误差/(%)	1.65	3.25	1.46	3.52

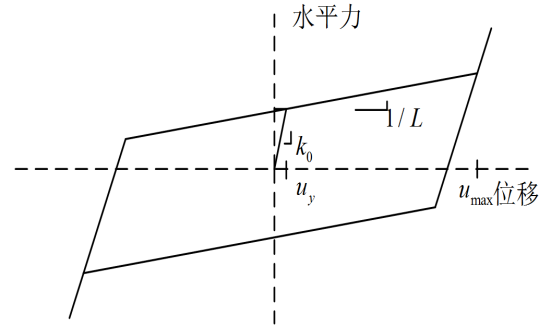


图 7 FPB 的等效线性滞回模型

Fig.7 The equivalent linear hysteresis loop for the FPB

FPB 的初始刚度 k_0 与等效线性刚度 K_{eff} 按下式计算：

$$k_0=\frac{\mu W}{d_y} \tag{1}$$

$$K_{eff}=\frac{W}{R}+\mu\frac{W}{u} \tag{2}$$

其中： d_y 为隔震支座的屈服位移， W 为隔震支座所受竖向荷载， μ 为最小摩擦系数； u 为隔震支座的设计位移， R 为曲率半径。

(1) 摩擦系数的选取。在水平、竖向和三维地震动作用下，摩擦系数的最优区间分别为 (0.025,0.15)、(0.075,0.20) 和 (0.025,0.15)，可以将 (0.025, 0.15) 定义为选取 FPS 摩擦系数的最优区间^[8]，且结构的设防烈度越高，选用的摩擦系数应越大，结合本工程特点，隔震结构选用最小和最大摩擦系数分别为 0.03 和 0.06 的摩擦单摆支座。

(2) 曲率半径的选取。假设隔震后结构基本周期 T 与隔震前结构基本周期 T_0 符合关系 $T\geq 3\times$

T_0 , 根据 $T=2\pi\sqrt{\frac{R}{g}}$ 即可确定摩擦摆支座的曲率半径 R , 本文取 $T=3.03\text{ s}$, 得 $R=2.28\text{ m}$ 。在非隔震模块化结构分析结果中提取各柱子基底轴力, 求得平均值 $W=\frac{\sum W_i}{i}=697.28\text{ kN}$, 将其作为摩擦摆单摆支座所受到的竖向荷载。假定 FPB 的屈服位移 $d_y=0.25\text{ mm}$, 设计位移 $u=350\text{ mm}$, 则得到支座初始刚度 $k_p=\frac{\mu W}{d_y}=83\ 674\text{ kN/m}$, 按照等效刚度和等效周期公式, 可初步选取支座等效刚度 $K_{\text{eff}}=\frac{W}{R}+\mu\frac{W}{u}=365.6\text{ kN/m}$ 。另外, 在摩擦摆 (Friction Pendulum, FP) 单元水平向属性中, 考虑摩擦系数相关性的比率参数取为 23 s/m 。

综上所述, FPS 的参数设置如表 3 所示:

表 3 计算中 FPS 的参数设置
Table 3 Properties of the FPS

参数名称	数值	参数名称	数值
初始刚度(kN/m)	83674	比率参数(s/m)	23
等效水平刚度(kN/m)	365.6	最小摩擦系数	0.03
曲率半径(m)	2.28	最大摩擦系数	0.06
等效周期	3.03	竖向荷载(kN)	697.28

2.4 隔震支座布置

非隔震结构较为规则, 选用一组摩擦摆支座共 66 个支座, 采用“一柱一支座”的原则, 在柱底进行布置, 隔震支座的平面布置如图 8 所示。

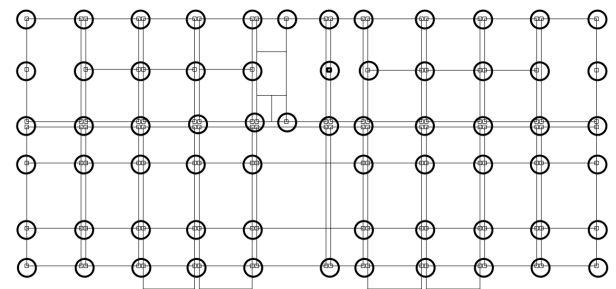


图 8 摩擦摆支座平面布置平面图
Fig.8 Layout of FPS isolators

本文考虑非线性分析工况的作用, 因而在 ETABS 中采用 FP 单元模拟滑移隔震元件时, 将承受足够大的竖向荷载 U1 方向(代表支座的 Z 方向)需定义为非线性, 一般取其刚度值为较大值, 支座承受水平向荷载的 U2 和 U3(分别代表 X、Y 方

向)两方向支座参数的取值相同。根据表 3 给出的摩擦单摆支座的选型和参数对其非线性属性、有效刚度、摩擦系数、比率参数等参数进行定义, 完成隔震支座的布置, 初步建立基础隔震模型。

3 地震波输入

本次分析选用两条天然波(原始 EL-Centro 波、Taft 波)和一条人工波, 表 4 给出了地震波的基本情况。通过对三条地震波加速度幅值的换算调整, 使得各条波在 7 度多遇(35 gal)地震、7 度设防烈度(100 gal)地震及 7 度罕遇(220 gal)地震的反应谱与《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[9]相对应的不同水准设计谱基本一致。表 5 给出了三条地震波的调整比例系数信息, 持续时间都采用了 30s, 时间间隔为 0.02s, 多遇地震水准下地震波反应谱与规范反应谱对比如图 9 所示。

表 4 地震波特性
Table 4 Characteristics of the seismic wave

地震波	最大加速度/(cm/s ²)	卓越周期/s	适用场地
EL-Centro NS	341.7	0.4	二类、三类
Taft NS	152.7	0.4	二类
人工波(RGQ)	35	0.4	二类

表 5 地震波的调整比例系数
Table 5 Scale factors of the seismic wave

地震波	多遇(70 gal)	设防地震(100 gal)	罕遇(220 gal)
EL-Centro NS	0.102	0.291	0.644
Taft NS	0.229	0.65	1.441
人工波	1	2.857	6.286

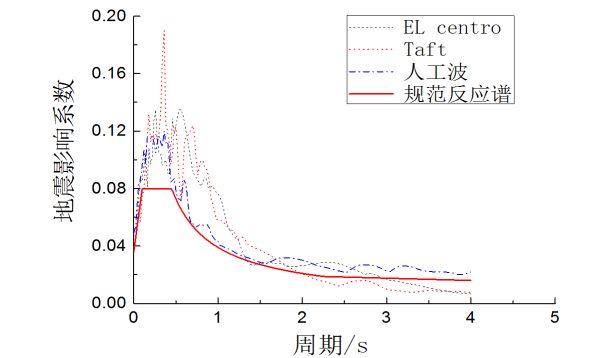


图 9 7 度多遇地震下地震波反应谱与规范反应谱对比
Fig.9 Comparison of seismic wave response spectrum with code response spectrum under frequent earthquake with fortification intensity of 7

每条地震波多遇地震作用下时程分析计算所得的结构基底剪力为 65%~135%倍反应谱法, 平均值均大于 65%, 满足规范要求。

4 弹塑性时程分析结果及对比

4.1 多遇地震作用

4.1.1 模态分析对比

多遇地震下, 非隔震和隔震结构均采用弹性时程分析。非隔震和隔震结构前三阶振型的自振周期计算结果对比见表 6。由表 6 可知, 隔震结构的前三阶周期平均延长了 136%, 表明隔震结构具有较柔的水平刚度, 较好地回避地震作用向上部结构传递。

表 6 非隔震结构与隔震结构前 3 阶振型的自振周期(s)
Table 6 The first 3 mode natural vibration periods of non-isolated and isolated structure(s)

振型号	非隔震	隔震
1	1.937	2.79
2	1.828	2.77
3	1.616	1.814

4.1.2 层间剪力分析对比

非隔震结构与隔震结构的层间剪力如图 10, 各层水平减震系数(隔震结构与非隔震结构层间剪力比值)如图 11 所示。由图 10 和图 11 可知, 上部结构水平减震系数最大包络值为 0.85, 隔震结构相比抗震结构层间剪力均有减小趋势, 但隔震效果不太明显。

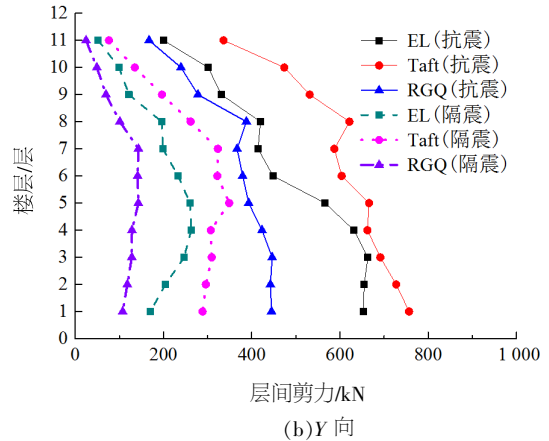
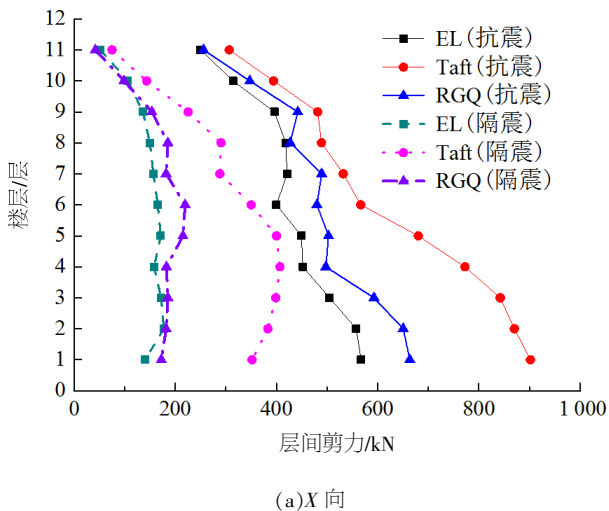


图 10 多遇地震下非隔震和隔震结构层间剪力对比

Fig.10 Comparison of inter-story shear between non-isolated and isolated structure under frequent earthquakes

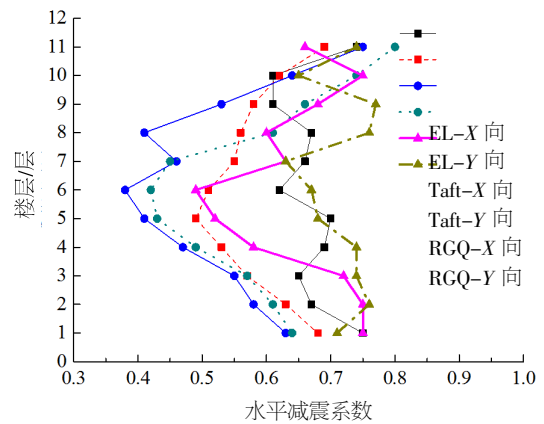


图 11 多遇地震下水平减震系数

Fig.11 Horizontal damping coefficient under frequent earthquakes

4.2 设防烈度地震作用

4.2.1 层间剪力分析对比

设防地震下, 隔震结构和非隔震结构均采用弹塑性时程分析, 铰模型采用 ETABS 内置铰。非隔震结构和隔震结构的层间剪力如图 12 所示, 隔震结构和非隔震结构在设防地震下各层水平减震系数如图 13 所示。

由图 13 可知, 设防烈度地震作用下, 上部结构水平减震系数最大包络值为 0.77, 参考抗规第 12.2.5 条^[9], 确定中震下隔震后水平地震影响系数最大值为:

$$\alpha_{\max 1}=\beta \alpha_{\max } / \psi=0.77 \times 0.16 / 0.8=0.154$$

其中 ψ 为考虑地震剪力变异的调整系数。可知, FPS 隔震体系在设防地震下能起到隔震作用。

4.2.2 位移响应分析对比

设防地震下非隔震结构和隔震结构的层间位移角对比如图 14 所示。由图 14 可知, 非隔震结

构上部结构层间位移角最大包络值为 1/253, 隔震结构层间位移角最大包络值为 1/563, 上部结构基本处于弹性。

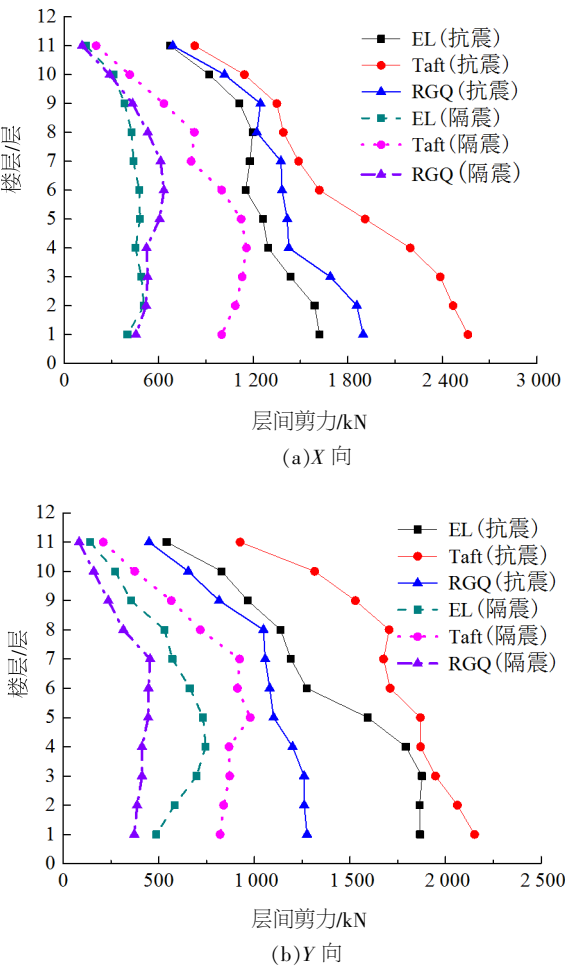


图 12 设防烈度地震下非隔震和隔震结构层间剪力对比
Fig.12 Comparison of inter-story shear between non-isolated and isolated structure under earthquakes with fortification intensity

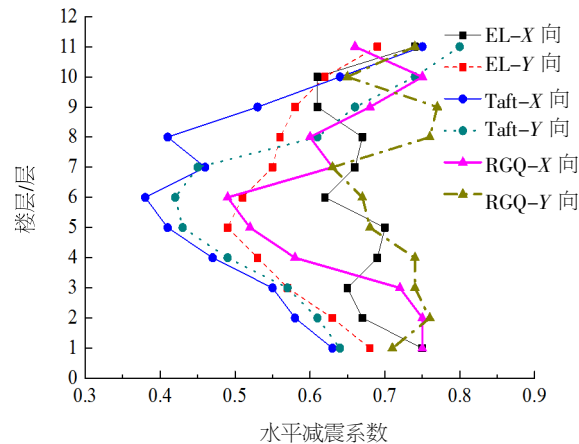


图 13 设防烈度地震下水平减震系数
Fig.13 Horizontal shock absorption coefficient under earthquakes with fortification intensity

4.3 罕遇地震作用

4.3.1 层间剪力分析对比

罕遇地震下, 隔震结构和非隔震结构均采用弹塑性时程分析, 铰模型采用 ETABS 内置铰。非隔震结构和隔震结构的层间剪力对比如图 15 所示, 隔震结构和非隔震结构的各层水平减震系数如图 16 所示。由图 16 可知, 隔震层以上结构水平减震系数的最大包络值为 0.58, 表明 FPS 隔震体系在罕遇地震下的隔震效果良好。

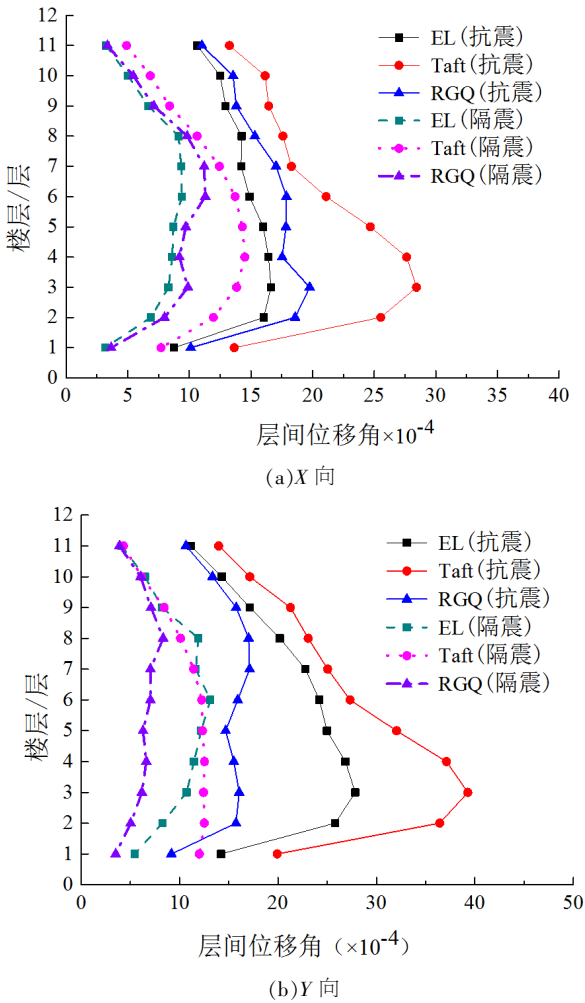


图 14 设防烈度地震下非隔震和隔震结构层间位移角对比
Fig.14 Comparison of inter-story drift between non-isolated and isolated structure under earthquakes with fortification intensity

4.3.2 位移响应分析对比

罕遇地震下, 非隔震结构和隔震结构的层间位移角如图 17 所示。非隔震结构上部结构层间位移角最大包络值为 1/115, 满足《抗规》第 5.5.5 条中多高层钢结构的弹塑性层间位移角限值 1/50 的规定^[9]。隔震结构层间位移角最大包络值为 1/301, 隔震结构不会发生倒塌。

图 18 为非隔震模型 X 向受到罕遇烈度水准下 Taft 波作用后其中一榀框架塑性铰出现的位置。从图中可以看出非隔震结构塑性铰集中在第 2、3、4 和 5 层的梁端, 未产生柱铰。其中一半以上的塑性铰处于 LS 阶段。隔震后该榀框架内没有出现塑性铰。在三维隔震框架结构中出现 3 个梁铰, 其中两个位于第三层, 一个位于第四层, 且这些塑性铰均处于 IO 阶段。

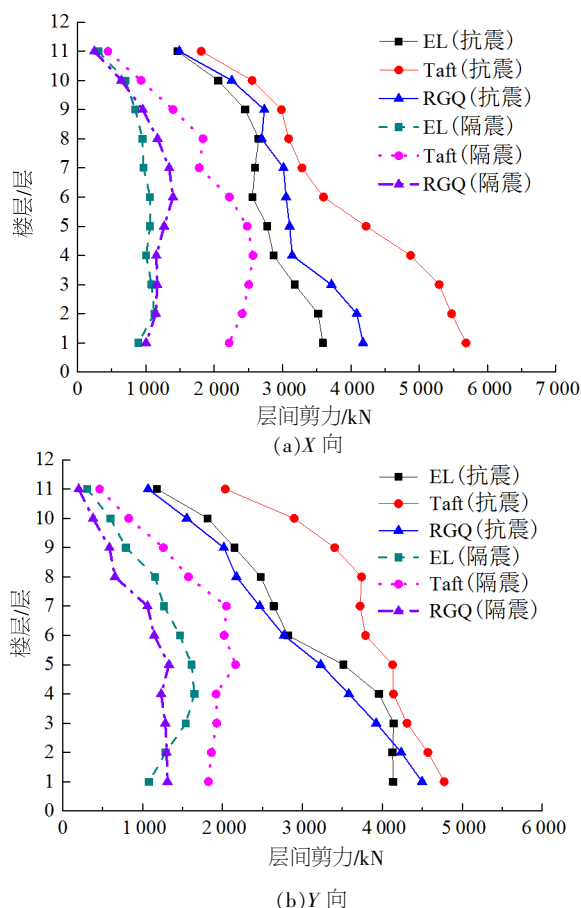


图 15 罕遇地震下非隔震和隔震结构层间剪力对比

Fig.15 Comparison of inter-story shear between non-isolated and isolated structure under rare earthquakes

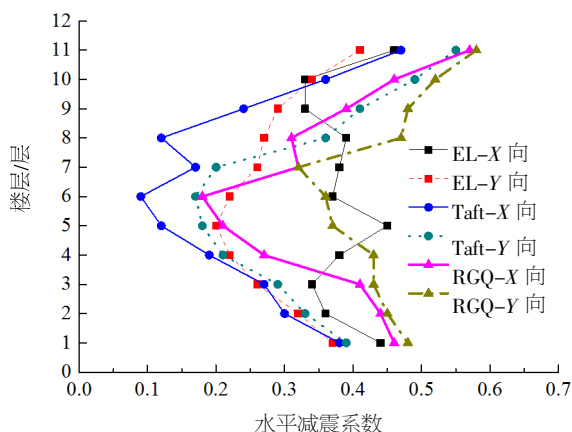


图 16 罕遇地震下水平减震系数

Fig.16 Horizontal damping coefficient under rare earthquakes

4.3.3 加速度响应分析对比

隔震结构相对非隔震结构各层楼面加速度响应时程如图 19 所示。由图 19 可知, 非隔震结构的加速度反应近似呈现倒三角分布, 上部结构的加速度增大较为明显, 结构顶层的最大加速度反应为底层加速度的两倍多, 说明由于结构自身频率大, 抗震结构容易发生共振现象。隔震结构加速度变化幅度很小, 基本可以认为整体平动。说明加入摩擦摆隔震支座后使得结构周期延长, 阻尼得到提高, 隔震层有效抑制了上部结构的加速度反应。

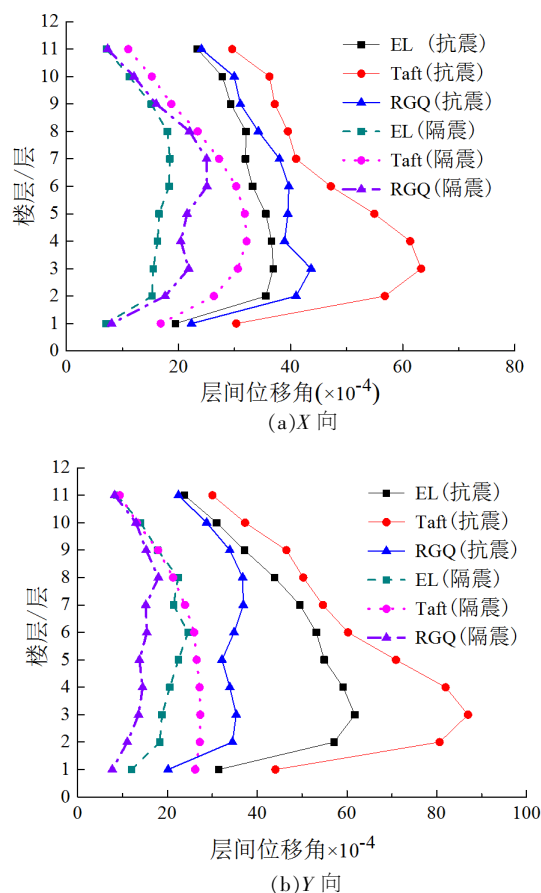


图 17 罕遇地震下非隔震和隔震结构层间位移角对比

Fig.17 Comparison of inter-story drift between non-isolated and isolated structure under rare earthquakes

5 结语

(1) 节点刚域对抗震模块化钢框架结构影响较大, 而对隔震模块化钢框架结构影响较小。鉴于此, 考虑节点刚域的影响, 比较接近工程的实际情况。

(2) FPS 隔震体系在多遇地震动下隔震效果不明显, 其原因为多遇地震下部分支座的滑移尚未启动。在设防烈度及罕遇地震作用下能起到良好的隔震作用。罕遇地震作用下隔震结构仅在梁端

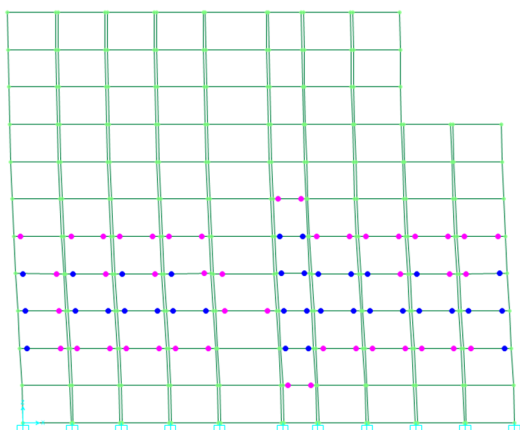


图 18 非隔震结构的一榀框架在罕遇烈度水准的 Taft 波作用下塑性铰分布

Fig.18 The plastic hinge distribution of a single frame of non-isolated structure subjected to Taft record with PGA of 0.22g

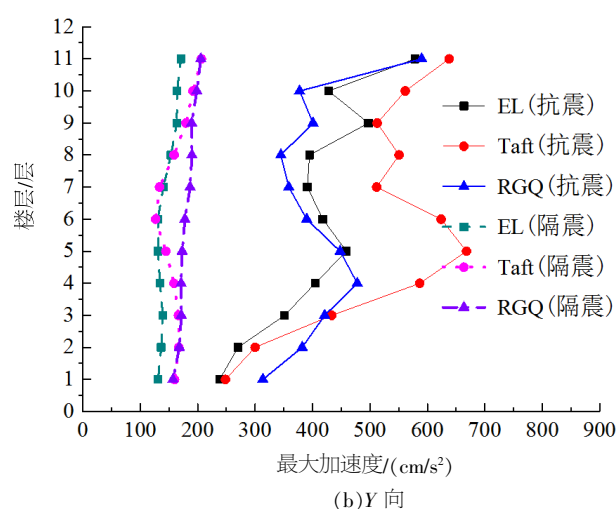
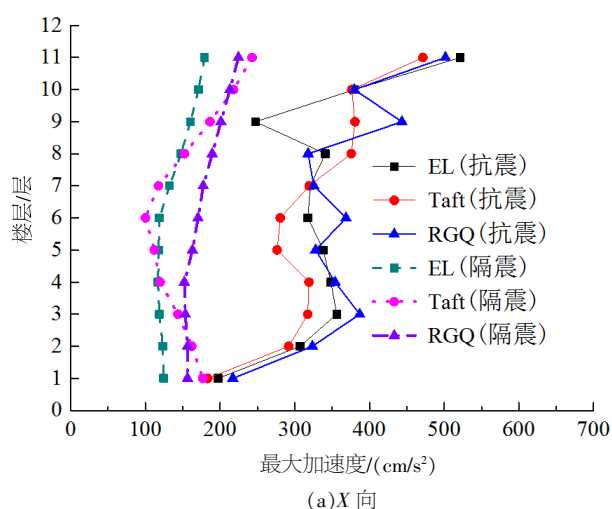


图 19 罕遇地震下非隔震和隔震结构加速度响应对比

Fig.19 Comparison of acceleration response between non-isolated and isolated structure under rare earthquake

参考文献:

- [1] 陈志华, 秦颖, 王小盾, 等. 模块化建筑隔震体系: CN102912878A[P]. 2013-02-06.
- [2] 张文芳, 赵跟收, 贾保林, 等. 盒式房屋层间摩擦隔震体系地震反应的时程分析[J]. 山西建筑, 2002(04): 1-3.
- [3] Zayas V A, Low S, Bozzo L, et al. Feasibility and performance studies on improving the earthquake resistance of new and existing buildings using the friction pendulum system [R]. Technical Report UBC /EERC-89 / 09, Berkeley: California University, 1989.
- [4] 周星德, 林小国. 非线性基础隔离结构振动控制研究[J]. 东南大学学报, 2007, 37(6): 1 023-1 026.
- [5] 杨林, 周锡元, 苏幼坡, 等. FPS 摩擦摆隔震体系振动台试验研究与理论分析[J]. 特种结构, 2005(04): 43-46.
- [6] 陈鹏, 周颖. 摩擦摆支座隔震结构实用设计方法[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(01): 56-63.
- [7] 谭平, 李洋, 匡珍, 等. 装配式隔震结构中隔震节点抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(02): 10-17.
- [8] 赵伟. 摩擦摆支座的摩擦系数对结构隔震性能影响分析 [C]//中国力学学会结构工程专业委员会. 第 16 届全国结构工程学术会议论文集(第 III 册). 北京: 中国力学学会结构工程专业委员会, 2007.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.