

分布式摩擦耗能连接模块化钢结构体系抗震性能研究

张锡治^{1,2}, 马文浩^{3,4*}, 章少华¹, 邸尧³

(1. 天津大学建筑设计规划研究总院有限公司, 天津 300072; 2. 天津大学 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 3. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072; 4. 石家庄学院 文学与历史学院, 石家庄 050035)

摘要: 为减小模块化钢结构震后损伤, 文中提出了一种分布式摩擦耗能连接模块化钢结构体系及其竖向连接节点。设计1榀单跨2层1/2缩尺钢框架试件, 通过拟静力试验获取了试件的破坏模式、滞回曲线及骨架曲线, 分析了其延性、耗能能力、强度退化、刚度退化及钢绞线应力水平变化等性能指标。基于ABAQUS建立钢框架精细化有限元模型开展参数分析, 提出适用于有限元计算的节点简化模拟方法并验证其合理性, 在此基础上对整体结构进行弹塑性时程分析。结果表明: 试件的平均延性系数为3.93, 等效黏滞阻尼系数为0.29, 具有良好的抗震性能; 有限元模拟结果与试验结果吻合较好, 参数分析结果显示结构累积耗能、钢绞线初始拉力、滑移面摩擦系数及最大允许滑移量呈正相关。工程案例表明: 摩擦连接节点在多遇地震作用下保持弹性不滑移, 罕遇地震作用下通过滑移摩擦耗能, 可为结构提供约3.9%的附加阻尼比, 有效提升了结构的整体耗能能力, 减轻主体构件塑性损伤。

关键词: 模块化钢结构; 分布式摩擦耗能连接; 拟静力试验; 抗震性能; 参数分析; 弹塑性时程分析; 附加阻尼比

中图分类号: TU391, TU352.11 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-9379(2026)05-0032-17

DOI: 10.13969/j.jzgigz.20241107001

Seismic Behavior of Modular Steel Structure System with Distributed Friction Energy Dissipation Connections

ZHANG Xizhi^{1,2}, MA Wenhao^{3,4*}, ZHANG Shaohua¹, DI Yao³

(1. Tianjin University Research Institute of Architectural Design and Urban Planning Co., Ltd., Tianjin 300072, China;
2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety of Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300072, China;
3. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;
4. College of Literature and History, Shijiazhuang University, Shijiazhuang 050035, China)

*Corresponding author: mawenhao320@163.com

Abstract: In order to reduce the post-earthquake damage of modular steel structures, a modular steel structure system with distributed friction energy dissipation connections and its vertical connection joint is proposed. A single-span, 2-story, 1/2-scale steel frame specimen was designed. Through quasi-static test, the failure mode, hysteretic curve and skeleton curve of the specimen were obtained, and its ductility, energy dissipation capacity, strength degradation and stiffness degradation curve, steel strand stress level change were analyzed. A refined finite element (FE) model was

收稿日期: 2024-11-07

基金项目: 国家自然科学基金(52278203), 安徽省自然科学基金“水科学”联合基金(2208085US08)

作者简介:

张锡治(1967—), 男, 博士, 研究员, 主要从事预制混凝土结构及高层建筑抗震方面的研究。E-mail: zhang_xz@tju.edu.cn。

通信作者:

马文浩(1998—), 男, 硕士, 助教, 主要从事装配式钢结构方面的研究。E-mail: mawenhao320@163.com。

developed using ABAQUS for parametric analysis. A simplified simulation method of joints in the FE analysis was proposed and validated, and an elastoplastic time-history analysis of the overall structure was carried out. The results show that the specimen exhibits excellent seismic performance, with an average ductility coefficient of 3.93 and an equivalent viscous damping coefficient of 0.29. The FE simulation results agree well with the experimental results. Parametric analysis results show that the cumulative energy dissipation of the structure is positively correlated with the initial tension of the steel strand, the friction coefficient of the sliding surface and the maximum allowable slip. Engineering cases analysis indicates that the friction joints remain in an elastic state without sliding under the frequent earthquake. The joint sliding friction energy dissipation under the rare earthquake can provide an additional damping ratio of approximately 3.9% for the structure, effectively enhance the overall energy dissipation capacity of the structure and reduce the plastic damage of the main components.

Keywords: modular steel structure; distributed friction energy dissipation connection; quasi-static test; seismic behavior; parameter analysis; elastoplastic time-history analysis; additional damping ratio

模块化钢结构是高度集成的装配式建筑体系^[1-3],将整体结构划分为多个独立模块单元,各模块单元可在工厂完成标准化预制生产,不仅能批量制作梁、板、柱等受力构件,还可完成装饰装修、水电、管道供暖等设备安装^[4-6]。相比于传统建筑,模块化钢结构具有施工质量高、施工周期短、资源消耗低、绿色环保等优势^[5-7]。

目前,国内外学者已提出多种模块化连接节点形式并开展相关研究。CHEN等^[8-9]提出了一种带插件的梁-梁连接节点,并通过铸钢插件及对拉螺栓实现模块间连接,通过数值模拟与加载试验研究了节点的抗震性能。戴晓蒙^[10]、DENG等^[11]提出了一种插入式自锁连接节点,利用柱端特殊的插入自锁式连接件实现竖向模块单元的可靠连接。DENG等^[12]提出一种榫卯式螺栓连接节点,通过试验和有限元方法确定了榫卯钢柱的屈曲长度与极限承载力,并给出了新型立柱的设计方法。刘学春等^[13]提出一种盒子式模块化装配式钢结构体系,通过有限元分析研究了柱端法兰厚度、螺栓规格等参数对中柱节点受力性能的影响。王永瑞^[14]提出了一种新型柱内置螺栓模块间节点,通过试验研究了该节点的抗弯、抗剪、抗拉性能,得到了弯矩-转角曲线公式解。LACEY等^[15]提出了一种后张法预应力连接节点,采用钢箱插件抵抗水平剪力,预应力拉杆实现垂直连接,可在节点远端张拉,避免柱端开孔对节点区造成削弱。

尽管目前国内外学者已对诸多模块化节点进行了一系列研究,但现有节点形式仍存在施工不便、叠梁并柱、用钢量大、模块尺寸固定、开间布置不灵活、不可拆卸并重复利用等问题。针对上述问题,本文提出一种基于分布式摩擦耗能连接的模块化钢结构体系及其竖向连接节点,设计并制作1榀分布式摩擦耗能连接模块化钢框架试件用于开展拟静力试验研究,分析框架的破坏模式、承载力和耗能能力。采用ABAQUS有限元软件建立试件的有限元模型并进行参数化分析,同时采用SAP2000软件建立工程模型,研究该体系的整体抗震性能。

1 试验概况

1.1 体系及节点构造

分布式摩擦耗能连接模块化钢结构体系由多个模块组成。各模块竖向堆叠,模块间竖向节点采用榫卯连接,榫卯可在水平方向产生相对错动,通过贯通模块柱的预应力钢绞线紧固,依靠摩擦消耗散地震能量,节点沿各层各柱均匀分布;同层水平方向的模块间隔布置、互不相邻,通过水平连接梁或预制轻钢龙骨墙板连接,其中预制轻钢龙骨墙板可按建筑布局开设门窗洞口,如图1所示。

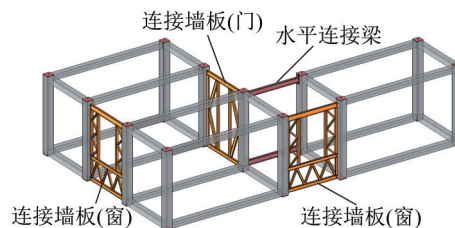


图1 模块单元水平方向连接方式

Fig. 1 Horizontal connection method of module units

该模块化钢结构体系上下相邻模块间采用摩擦耗能竖向连接节点,如图2所示。节点包括上模块柱、下模块柱、摩擦垫片、抗剪件及预应力钢绞线。上模块柱下端设置端板,端板中心开设矩形孔并焊接小型抗剪件(榫);下模块柱上端设置带方孔的端板(卯)和摩擦片,开孔尺寸略大于抗剪件截面,使上下模块柱可产生一定滑移量;模块柱内对应梁翼缘高度设置内隔板以提高节点区受力性能。

1.2 试件设计

试验设计并制作了1榀单跨2层的分布式摩擦耗能连接模块化钢框架试件,试件尺寸按1/2缩尺比例加工。模块柱截面尺寸为 $150\text{ mm}\times 150\text{ mm}\times 6\text{ mm}$,模块梁采用 $150\text{ mm}\times 150\text{ mm}\times 6\text{ mm}$ 与 $100\text{ mm}\times 100\text{ mm}\times 6\text{ mm}$ 两种规格截面,框架跨度为1 800 mm,一层柱高1 700 mm,二层柱高1 800 mm,基础至柱顶总高

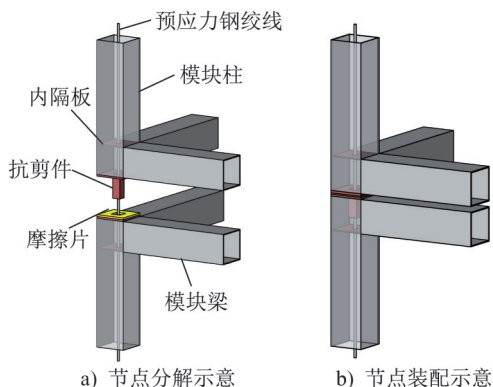


图2 模块单元竖向连接节点

Fig. 2 Vertical connection joints of module units

4 200 mm, 节点构造及试件尺寸如图3、4所示。模块柱与梁、模块柱与端板间均采用坡口焊连接, 上模块柱端板中心焊接抗剪件; 上下柱间放置黄铜板作为摩擦垫片, 并在上层柱内模块梁翼缘位置设置内隔板。柱端板、内隔板与摩擦垫片中心均开设矩形孔供钢绞线穿过, 开孔尺寸略大于抗剪件截面, 保证上下柱可产生一定滑移。

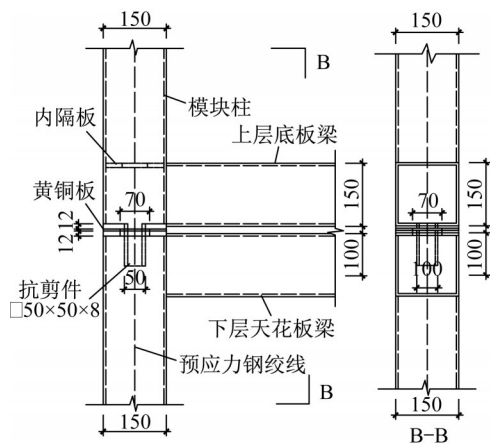


图3 模块间连接节点构造(单位:mm)

Fig. 3 Construction of inter-module connection joints (unit: mm)

每根模块柱内贯穿1根预应力钢绞线, 钢绞线规格、初始预应力大小及节点抗剪件尺寸经整体框架有限元计算确定; 将试件柱间连接节点简化为铰接, 采用SAP2000软件建立四层模块化建筑模型, 计算其在罕遇地震作用下底层柱的最大轴拉力与层间剪力, 最终选用直径为15.2 mm的1 860级预应力钢绞线(1×7标准型), 初始预应力施加 $0.5f_{ptk}$ (126 kN), 抗剪件尺寸为50 mm×50 mm×8 mm。钢绞线两端预留充足的锚固长度, 总长度为5 m; 柱顶端板厚25 mm, 开孔直径为30 mm。柱脚通过地脚螺栓与混凝土梁连接, 地梁对应位置预埋钢管, 底部预留施工槽, 便于钢绞线贯穿并在底部锚固。试件钢材均采用Q355B级。

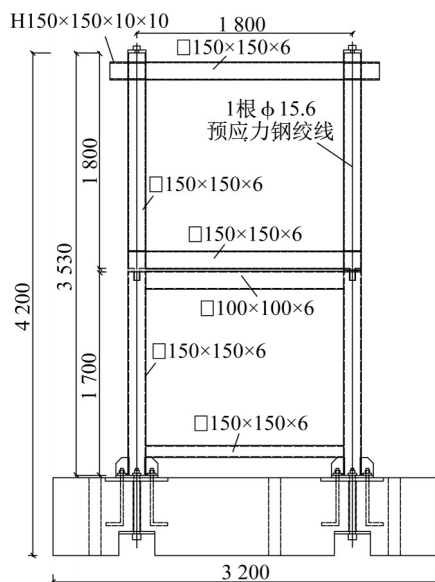


图4 试件尺寸及构造

Fig. 4 Dimensions and construction of specimen

1.3 材料性能

根据《金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)^[16]中的规定, 每种厚度钢板各制作3个试件, 取每组3个试件的平均值作为该组试件的材性试验结果, 如表1所示。其中, t 、 f_y 、 f_u 、 E 分别为钢材厚度、屈服强度、抗拉强度和弹性模量。

表1 材性试验结果

Table 1 Test results of material properties

位置	t/mm	f_y/MPa	f_u/MPa	$E/(\times 10^5 \text{ MPa})$	伸长率/%
梁、柱	6	380	503	2.05	22.7
抗剪件	8	390	560	2.06	22.3
内隔板	10	375	535	2.08	23.2
柱端板	12	380	500	2.07	23.3

为测定黄铜板与钢板之间的摩擦系数, 根据《钢结构工程施工质量验收标准》(GB 50205—2020)^[17]设计3个相同的摩擦面抗滑移试件HT-1、HT-2、HT-3, 试件尺寸如图5所示, 抗滑移试验加载装置如图6所示。根据《钢结构高强度螺栓连接技术规程》(JGJ 82—2011)^[18], 10.9级M20高强度螺栓施工预紧力标称值 P 为155 kN。试验加载采用100 t万能试验机, 以位移控制加载。加载过程中记录钢板发生相对滑动时的荷载 N_v 作为试件的破坏荷载。试验结果见表2。

1.4 加载方案

为实现框架底部固接的边界条件, 采用四根地锚螺栓将试件地梁固定于刚性地面。轴压力通过预应力钢绞

表2 黄铜板摩擦面抗滑移试验结果

Table 2 Results of anti-slip test on friction surface of brass plate

试件编号	N_v/kN	P_1/kN	P_2/kN	μ	$\bar{\mu}$
HT-1	208	155	153	0.34	
HT-2	211	160	155	0.33	0.34
HT-3	203	151	150	0.34	

注: N_v 为滑动荷载; P_1 为预紧力1; P_2 为预紧力2; μ 为摩擦系数;
 $\bar{\mu}$ 为平均摩擦系数。

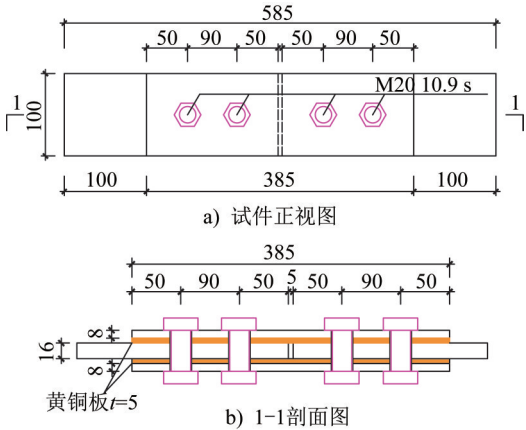


图5 抗滑移试件尺寸(单位:mm)

Fig. 5 Dimensions of anti-slip specimen (unit:mm)



图6 抗滑移试验加载装置

Fig. 6 Loading setup of anti-slip test

线施加,水平往复荷载通过200 t电动液压千斤顶施加,在试件上层框架设置侧向支撑以约束面外变形。试验加载装置如图7所示,加载装置三维示意图8。试验采用位移控制加载,每级荷载对应两层框架整体层间位移角依次为0.35%、0.50%、0.70%、1.00%、1.50%、2.00%、2.50%、3.00%……,每级荷载循环两次,加载制度如图9所示。加载过程中每级加载至最大位移后持荷一段时间,待采集数值稳定后再进行下一级加载;当水平荷载下降至极限荷载的85%时,停止加载。

1.5 测量方案

试件荷载与位移测量方案如图10所示:二层梁端水



图7 加载装置

Fig. 7 Loading setup

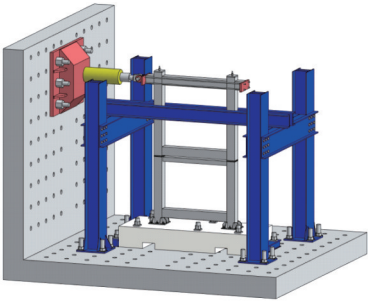


图8 加载装置三维示意图

Fig. 8 3D schematic diagram of loading setup

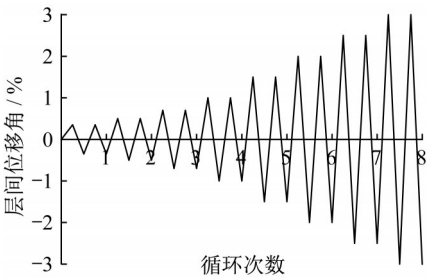


图9 加载制度

Fig. 9 Loading system

平力由与千斤顶相连的力传感器测得,钢绞线轴拉力由柱顶的穿心式轴力计测得;框架侧向位移由位移计D1~D4测得;上下层模块柱的竖向开合间隙由位移计D5~D6测得;梁柱节点的相对转角由位移计D7~D9测得。在梁翼缘与连接件关键部位布置单向应变片监测应变分布情况;在梁腹板及节点区布置应变花监测剪切变形,应变测点布置如图11所示。

2 试验结果及分析

2.1 试验现象

加载前期,试件水平位移与荷载呈线性关系,整体侧移较小,测点读数低。加载至层间位移角为1%(水平位移为33.80 mm)第一次循环时,柱间摩擦面发出轻微响

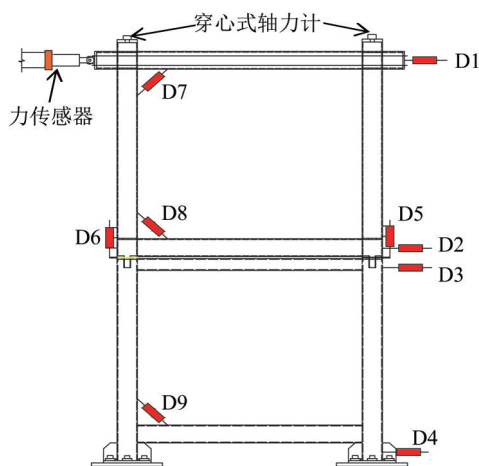


图 10 位移计布置

Fig. 10 Arrangement of displacement meters

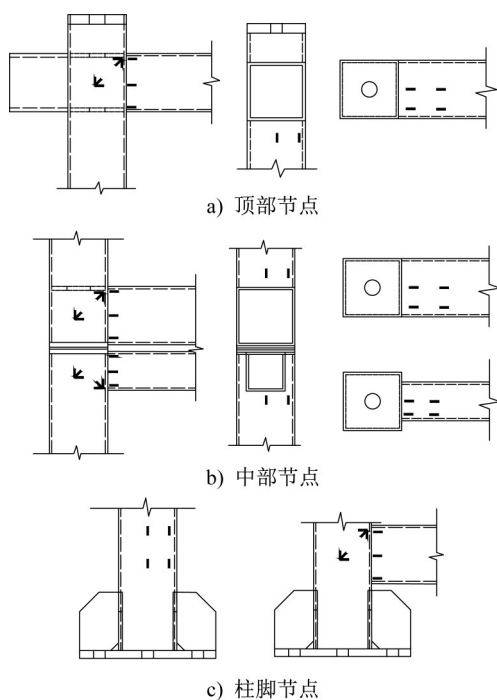


图 11 应变片布置

Fig. 11 Arrangement of strain gauges

声,各构件无可见损伤。层间位移角为1.5%(水平位移为50.60 mm)第一次正向加载时,摩擦面静摩擦力达到设计滑移力90 kN,加载过程中上下模块柱连接处开始错动(图12a)),滑移错动时伴随有轻微响声,最终测得滑移量为6.10 mm;正向卸载时滑移量保持不变,直到负向加载至最大静摩擦力后滑移量减小并反向错动,最终负向相对滑移量为-7.23 mm。加载至层间位移角为2.0%(水平位移为67.60 mm)第一次正向加载时,柱间接触面出现翘起(图12b)),上下模块柱连接处相对滑移量为9.65 mm,负向加载时相对滑移量为-10.21 mm,双向相对滑移量已达到最大设计值 ± 10 mm,此时内部抗剪件与下柱端板接触并开始发挥作用。加载至层间位移角为

3.0%(水平加载位移为101.30 mm)时,受应力集中及组合梁中天花板梁受力弱化影响,未设置内隔板的天花板梁与柱焊接角部率先出现裂缝(图12c))。加载至层间位移角为3.5%(水平位移为118.30 mm)时,柱脚靠近地板梁上方翼缘向内鼓曲(图12d));加载至层间位移角为4.0%(水平位移为135.00 mm)时,天花板梁与柱壁焊缝撕裂(图12e)),上下层框架地板梁角部均出现轻微裂缝(图12f));第一次循环负向加载荷载下降至峰值荷载的85%以下,试件发生破坏。



图 12 试验现象

Fig. 12 Test phenomena

2.2 滞回曲线及骨架曲线

试件的滞回曲线与骨架曲线如图13所示。由图13a)可知,加载前期滞回曲线呈线性增长趋势,试件处于弹性阶段,滞回环包络面积较小,卸载后残余位移可忽略。随着加载位移增大,滞回环逐渐饱满。当加载至层间位移角为1.0%时,柱间连接处开始滑移错动,试件进入屈服状态;当加载至层间位移角为1.5%时,柱间摩擦滑移量达到最大值,滞回曲线出现明显水平段,整体刚度降为零,位移增大而荷载无明显提升;抗剪件与端板接触后滑移终止,刚度恢复,荷载随位移增加而继续增大,滞回曲线水平段长度随每级层间位移角增大而延长。受柱间接触面开合缝隙影响,摩擦滑移稳定性略有波动,加

载后期滞回曲线水平段存在小幅起伏。

试件的骨架曲线如图 13b)所示,可分为弹性、滑移耗能、峰值和破坏四个阶段。试件的起滑点位于弹性层间位移角限值与弹塑性层间位移角限值之间,可保证小震下弹性不滑移、大震下进入滑移耗能阶段。采用最远点法^[19]确定试件的屈服荷载 P_y 和屈服位移 Δ_y ,骨架曲线各

特征点数据见表 3。由表可知,试件正负向的屈服荷载与极限荷载较为接近;由于试验先进行正向加载,在正向加载时试件会有一些的损伤积累,同级荷载下负向加载时试件易更早破坏,导致负向加载延性有所下降。试件的平均延性系数为 3.93,破坏时整体层间位移角达 4% 左右,表明试件有良好的延性。

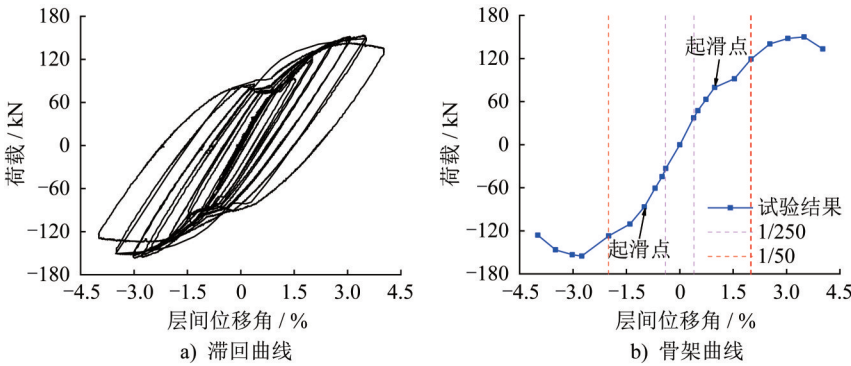


图 13 试件滞回曲线及骨架曲线

Fig. 13 Hysteresis curve and skeleton curve of specimen

表 3 试件骨架曲线特征点

Table 3 Characteristic points of specimen skeleton curve

加载方向	屈服荷载 P_y /kN	屈服位移 Δ_y /mm	极限荷载 P_u /kN	极限位移 Δ_u /mm	延性系数 Δ_u/Δ_y
正向	76.56	32.93	150.07	134.84	4.09
负向	-86.67	-34.40	-155.08	-129.83	3.77

2.3 强度及刚度退化分析

试件的强度退化系数曲线如图 14a)所示。层间位移角达 3% 前,未出现明显的强度退化现象,退化系数均大于 0.95;层间位移角达 3.5% 后,强度退化系数略有下降,但加载过程中强度退化系数未低于 0.9。由此说明强度退化系数在加载过程中变化较小,试件强度退化较为稳定。各级荷载下试件的刚度退化系数曲线如图

14b)所示,随加载位移增大,钢材屈服、焊缝断裂等因素导致试件的割线刚度呈降低趋势;层间位移角小于 1% 的前 3 级加载中,试件的刚度退化程度较弱,结构整体处于弹性阶段;当试件进入屈服阶段后,刚度退化明显,最终刚度降至初始刚度的 0.35 倍左右,结构累积损伤严重、趋于破坏。刚度退化曲线整体无突变,结构力学性能稳定。

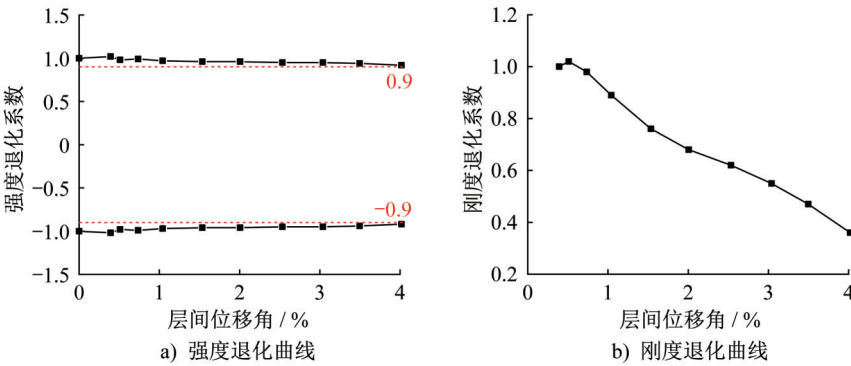


图 14 试件强度退化及刚度退化曲线

Fig. 14 Strength degradation and stiffness degradation curves of specimen

2.4 耗能能力

试件的单周滞回耗能及等效黏滞阻尼系数如图15所示。由图可知:等效黏滞阻尼系数 h_e 最大值为0.29,滞回环累积耗能与等效黏滞阻尼系数 h_e 随着荷载增大持续上升,滞回环愈发饱满,试件的耗能能力不断增强。加载初期结构整体处于弹性阶段,单圈耗能与等效黏滞阻尼

系数均较小,柱间摩擦滑移未发挥作用;层间位移角大于1%后,二者显著增长;水平位移加载至30~70 mm阶段时,试件的等效黏滞阻尼系数相较于单圈耗能增长更显著,表明本试验所采用的柱间摩擦滑移连接可有效提升结构耗能能力。

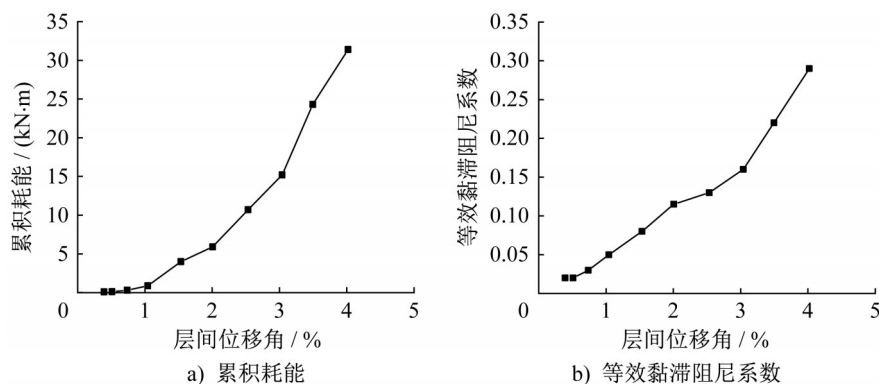


图15 试件耗能曲线

Fig. 15 Energy dissipation curve of specimen

2.5 预应力钢绞线拉力

试验过程中,柱内两根预应力钢绞线的轴拉力-位移曲线如图16所示。正式加载前,北柱、南柱中钢绞线的初始轴力分别为126.12 kN、125.88 kN,两根钢绞线轴力变化趋势相近。弹性加载阶段,当水平位移卸载至零时,钢绞线轴力较初始值略有减小,主要由预应力锚具回缩与柱体微小弹性收缩引起,但预应力损失均在2%以内。

加载全过程中,钢绞线顶部和底部的锚固端无松弛变形,南柱、北柱钢绞线拉力最大值分别为136.25 kN、137.25 kN,与极限承载力比值分别为52.3%、52.7%,均低于极限承载力的60%,未超过屈服荷载,表明预应力钢绞线在试验过程中始终处于弹性工作状态,结构变形对钢绞线拉力影响较小,安全储备充足。

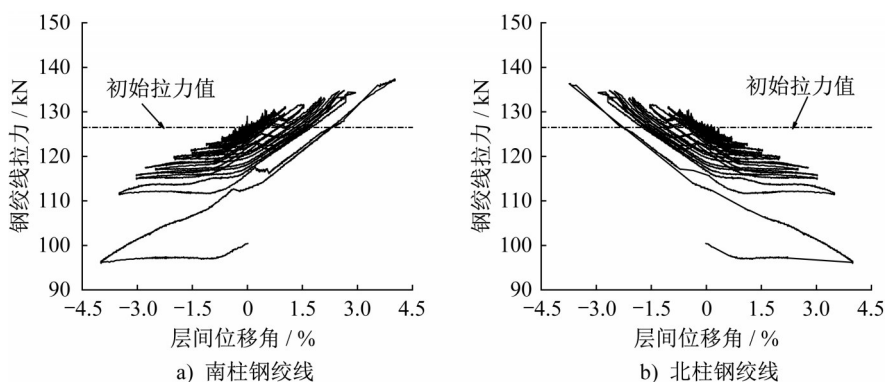


图16 钢绞线拉力-位移曲线

Fig. 16 Steel strand tension-displacement curves

2.6 应力分布

为了更直观描述钢板应力的发展,将应变片测量数据转换为应力,取各级加载最大荷载点对应的应力绘制应力-位移曲线,如图17所示。由图可知:除靠近地梁的地板梁应力始终较低外,各梁柱的应力变化趋势基本一致;层间位移角达2%(规范大震限值)时,仅上层天花板

梁与地板梁翼缘部分位置进入屈服,其余部位应力均未显著屈服,构件损伤较轻。各部位的应力-位移曲线均存在明显平移段,表明柱间摩擦滑移可延缓各构件应力增长,以滑移耗能替代构件塑性变形耗散地震能量。试验结束时,节点核心区钢管腹板应力仍较低,满足“强节点”的设计要求。

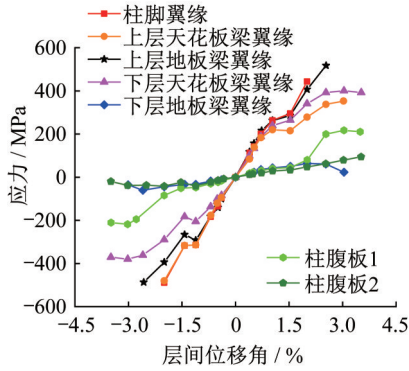


图17 试件各部位应力-位移曲线

Fig. 17 Stress-displacement curves of different parts of specimen

3 有限元分析

3.1 模型建立

采用ABAQUS建立有限元模型:钢材本构采用符合 von Mises 屈服准则的双折线等向强化线性弹塑性模型,如图18所示,图中 f_y 和 f_u 为1.3节中各钢材的实测屈服强度和极限强度, $E'_s=0.01E_s$,泊松比取0.3;钢绞线采用含强化段的双折线弹塑性本构,弹性模量为200 000 MPa,泊松比为0.3,抗拉强度为1 860 MPa,采用降温法对钢绞线施加预应力,设置线膨胀系数为 $1.25 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ [20]。梁、柱采用四边形壳单元(S4R)模拟;端板、抗剪件、加劲肋及预应力钢绞线均采用8节点六面体一阶线性缩减积分实体单元(C3D8R)模拟,为避免网格单元产生沙漏效应,节点区网格需进行加密处理。为兼顾有限元模型的计算速度和计算准确度,将模型整体网格尺寸划分为25 mm,预应力钢绞线轴向网格尺寸为50 mm,并在靠近节点核心区的位置对网格进行加密,加密区网格尺寸为15 mm。

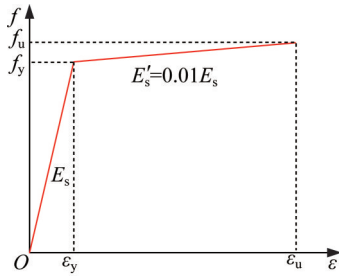


图18 钢材本构模型

Fig. 18 Constitutive model of steel

梁、柱构件间的焊接连接采用绑定约束(tied)模拟;柱与端板、柱与底板之间采用壳-实体耦合(shell-solid coupling)模拟;预应力钢绞线与端板间的锚固、加劲肋与柱间的焊接采用绑定约束(tied)模拟。上下柱端板间夹持黄铜片,可产生界面相对滑移;由于黄铜片厚度较小,

建模时对模型进行简化,仅考虑黄铜片对柱端板接触面摩擦系数的影响。端板间接触采用“硬接触”法向准则,允许接触面在接触后发生分离;切向方向采用“罚”准则进行模拟,通过定义接触面摩擦系数模拟两部件间的摩擦、黏结及滑移行为。结合摩擦垫片抗滑移试验所得数据,将上下柱端板接触面的摩擦系数设置为0.34;抗剪件与端板孔侧壁设置“硬接触”。

对于需要施加水平荷载的表面,在二层天花板梁高度处的柱一侧设置参考点RP1并与柱表面进行自由度耦合(compling),约束RP1沿 y 、 z 方向的平动自由度和绕 x 、 z 方向的转动自由度,即 $U_y=U_z=U_{Rx}=U_{Rz}=0$,防止框架发生面外变形。有限元模型网格尺寸和边界条件设置如图19所示。



图19 有限元模型网格尺寸和边界条件

Fig. 19 Mesh generation and boundary conditions of finite element model

3.2 模型验证

有限元模型的滞回曲线、骨架曲线与试验结果对比如图20a)、b)所示,二者吻合较好,有限元模拟的滞回曲线其水平滑移段更平稳,原因是有限元模拟的是理想的摩擦面接触条件。整体对比结果表明,采用ABAQUS软件对分布式摩擦耗能连接模块化钢框架试件的滞回曲线进行模拟具有可行性。有限元模拟结果与试验结果在特征点位置的平均误差均在10%以内。南、北两柱内预应力钢绞线的拉力-位移曲线,其有限元模拟结果与试验结果对比如图20c)、d)所示,二者吻合度较高,且各级荷载下拉模拟值与试验值的最大、最小误差均小于5%。

有限元模拟与试验破坏形态对比如图21所示,有限元模型柱脚处鼓曲现象明显,下层柱翼缘与天花板梁连接处出现轻微鼓曲、节点摩擦面翘起严重,与试验现象一

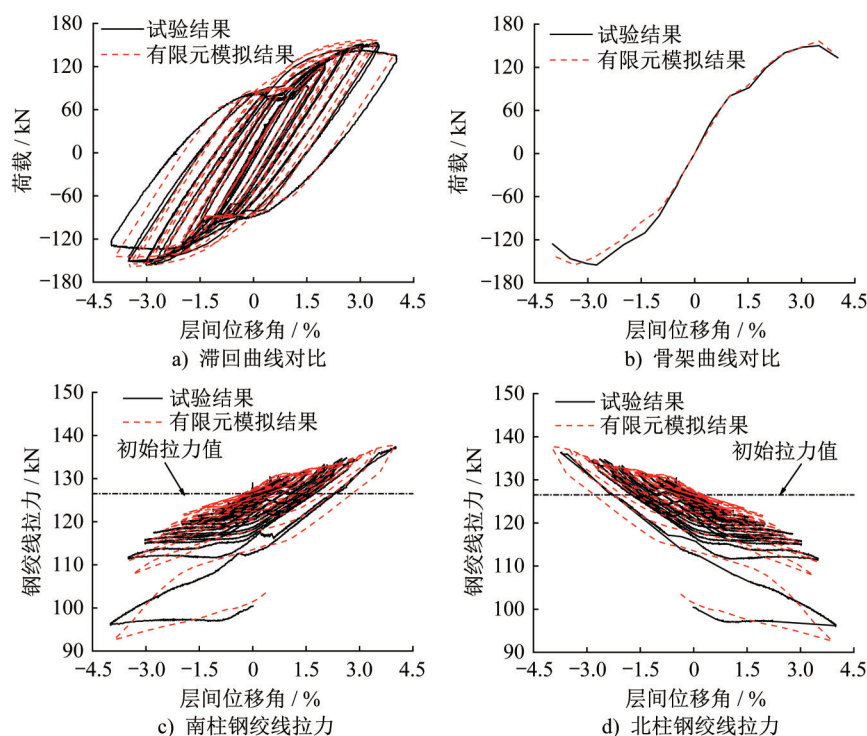


图20 有限元模拟与试验结果对比

Fig. 20 Comparison between finite element simulation and test results

致。综上,有限元模型在应力、变形、破坏模式等方面与试验结果高度吻合。

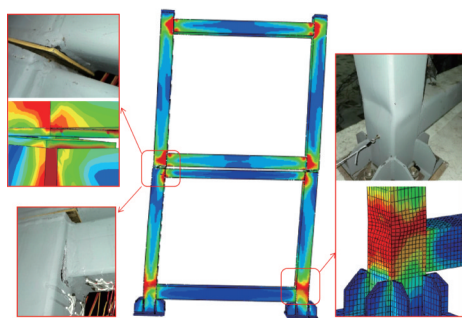


图21 有限元模拟与试验破坏形态对比

Fig. 21 Comparison of failure modes between finite element simulation and test

3.3 有限元参数分析

3.3.1 预应力钢绞线张拉应力

预应力钢绞线承担竖向节点紧固、防倾覆作用,同时在整体设计时可通过改变钢绞线拉力控制结构的起滑静摩擦力与位移,提升结构的耗能能力。钢绞线张拉控制应力分别设置为 $0.7f_{ptk}$ 、 $0.6f_{ptk}$ 、 $0.5f_{ptk}$ 、 $0.4f_{ptk}$ 、 $0.3f_{ptk}$,对应模型为GJX-1、GJX-2、GJX-3、GJX-4、GJX-5。各模型的骨架曲线如图22a)所示,屈服荷载近似等于摩擦系数与钢绞线初始拉力的乘积;张拉应力 $\leq 0.4f_{ptk}$ 时屈服荷载较低;极限荷载值受钢绞线拉力影响较小,张拉应 $\geq 0.6f_{ptk}$

时易提前达到极限荷载且破坏时荷载略低,原因是加大钢绞线轴拉力会加剧柱脚屈曲,使结构更早屈服。各模型的累积耗能曲线如图23a)所示,累积耗能随钢绞线初始拉力增大而提升;随加载位移增大,各模型进入摩擦耗能阶段,张拉应力大的模型滑动摩擦力大、单圈耗能更多。模型GJX-1累积耗能较模型GJX-5累积耗能增加了19.7%。

3.3.2 摩擦系数

柱间竖向连接节点处摩擦面的摩擦系数影响着结构的起滑摩擦力与耗能能力,摩擦系数分别取0.20、0.35、0.40、0.45,对应模型MC-1、MC-2、MC-3、MC-4。不同模型的骨架曲线如图22b)所示。各模型的初始刚度、极限承载力与破坏荷载相近,屈服点差异明显;摩擦系数对结构的初始刚度与承载力影响较小。模型累积耗能曲线如图23b)所示,结构的累积耗能随摩擦系数的增大而增大,相同钢绞线轴拉力作用下,模型MC-4累积耗能较模型MC-1累积耗能增加了11.7%。钢绞线初始拉力与摩擦系数均对结构的极限承载力、极限位移、破坏形态影响较小,但会影响屈服荷载、屈服位移和耗能能力,可通过二者组合优化滑移屈服荷载,实现最佳耗能效果。

3.3.3 最大允许滑移量

柱间竖向连接节点处的最大允许滑移量是影响结构耗能能力的关键因素之一。最大允许滑移量通过调整抗

剪件与端板开口尺寸控制。最大允许滑移量分别取 0 mm、 ± 5 mm、 ± 7 mm、 ± 10 mm,对应模型 HY-1、HY-2、HY-3、HY-4。不同模型的骨架曲线如图 22c)所示,各模型初始刚度、极限承载力相近,滑移量对二者的影响较小。模型的累积耗能曲线如图 23c)所示,结构的累积耗

能随最大允许滑移量的增加而增大,模型 HY-2 累积耗能较模型 HY-1 累积耗能增加了 7.4%;模型 HY-4 累积耗能较模型 HY-1 累积耗能增加了 14.0%。滑移量过大会减小柱间端板的接触面积,降低滑移稳定性与耗能效率,工程设计建议最大允许滑移量不超过柱截面尺寸的 10%。

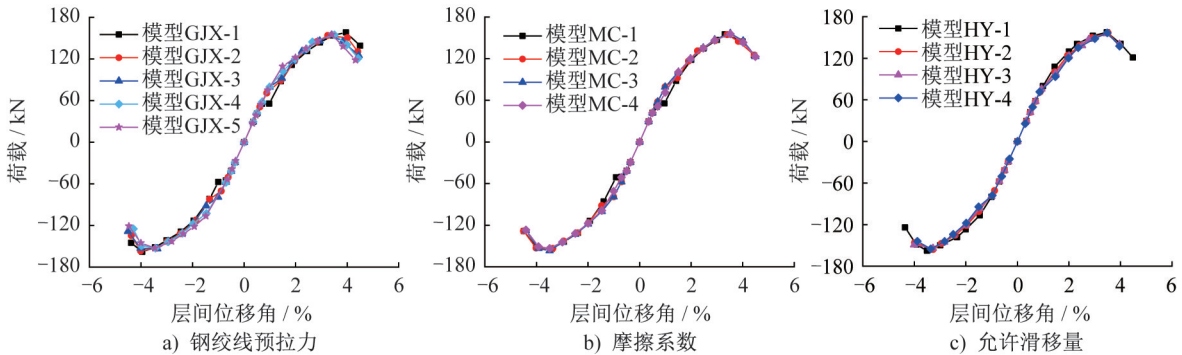


图 22 不同参数下各模型骨架曲线对比

Fig. 22 Comparison of skeleton curves under different parameters of models

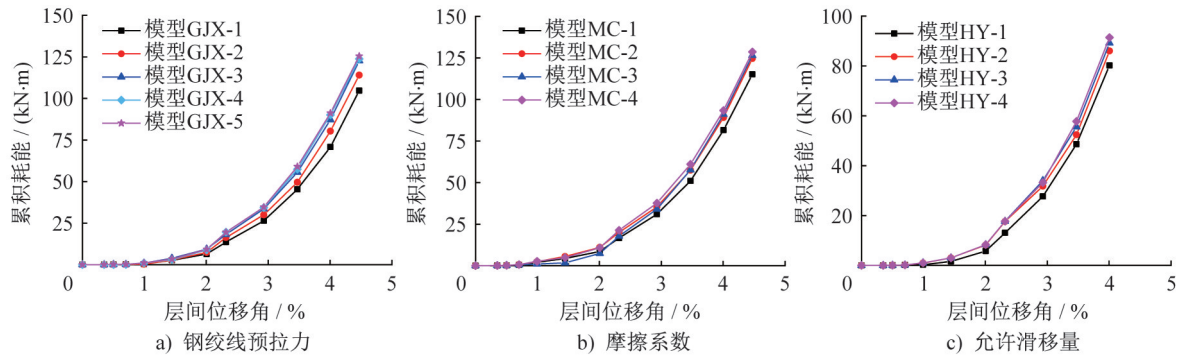


图 23 不同参数下各模型累积耗能曲线对比

Fig. 23 Comparison of accumulated energy dissipation curves under different parameters of models

4 整体抗震性能分析

4.1 整体结构模型建立

4.1.1 模型基本参数

采用 SAP2000 软件分别建立分布式摩擦耗能连接模块化钢结构体系与同尺寸铰接体系模型,结构总层数为 4 层,模块单元尺寸为 $3.6 \text{ m} \times 7.2 \text{ m} \times 3.6 \text{ m}$,叠合梁竖向净间距取 20 mm;模块水平向不相邻,两模块 x 、 y 向的水平间距均为 3.6 m,通过水平连接梁连接。有限元模型中梁、柱均采用线单元模拟,楼板采用壳单元模拟,钢绞线采用索单元模拟。钢材屈服强度、抗拉强度和弹性模量采用 1.3 节材料性试验实测值,泊松比为 0.3。整体结构三维数值模型如图 24 所示,构件所采用的截面类型如表 4 所示。

抗震设防烈度为 7 度 ($0.15g$),设计地震分组为第二组,建筑场地类型为 III 类,抗震设防类型为丙类。多遇

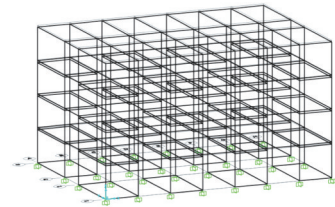


图 24 整体模型三维图

Fig. 24 3D diagram of overall model

地震作用下输入主方向加速度峰值为 $55 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$,特征周期 T_g 为 0.55 s;罕遇地震作用下输入主方向加速度峰值为 $310 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$,特征周期 T_g 为 0.60 s。

4.1.2 摩擦耗能连接模拟方法

新型柱间摩擦耗能连接节点采用 SAP2000 软件中已有的 FPB 连接单元与 GAP 单元模拟;分布式摩擦耗能连接节点则通过串联摩擦摆隔震单元、缝单元及刚性梁

表4 构件截面尺寸

Table 4 Cross-sectional dimensions of members

构件	钢材牌号/强度	截面尺寸/mm
模块柱	Q355B	□350×350×10
地板梁	Q235	□250×150×8/200×150×8
天花板梁	Q235	□150×150×6
水平连接梁	Q235	HN200×150×6×9
钢绞线	1 860 MPa	Φ15.6

单元进行模拟,如图25所示。刚性梁单元用于连接下模块柱,以模拟端板开孔情况;FPB单元连接于上下模块柱之间,模拟柱间摩擦面;GAP单元连接于刚性梁单元和上模块柱之间,以限制节点的最大允许滑移量。将刚性梁单元刚度设为足够大,GAP单元初始间隔设为20 mm,非线性刚度取柱抗弯刚度;将FPB单元摆半径设为0后,整体模型的轴压力较滞回试验结果有所增大。根据3.3.2节得出的结论,需相应减小节点接触面的摩擦系数;参考《机械设计手册(第六版)》^[21]中材料的摩擦系数,取摩擦系数为0.20。

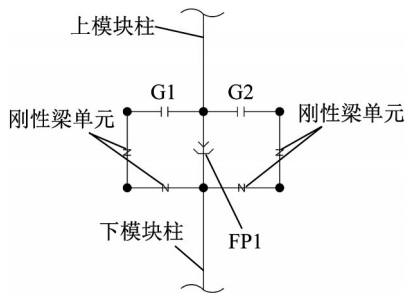


图25 节点简化示意图

Fig. 25 Simplified diagram of joints

4.1.3 简化模型验证

通过上述简化方法建立与ABAQUS同尺寸的单榀2层单跨钢框架模型,单向加载模拟结果骨架曲线对比如图26所示,初始刚度、节点水平滑移段、极限荷载等与精细化模型吻合较好,验证了简化方法的可靠性。

4.2 多遇地震弹性时程分析

4.2.1 结构自振性能分析

铰接模型与摩擦连接单元模型前6阶自振周期、频率及振型参与质量系数如表5、6所示,由表可知,二者前6阶自振周期接近,振型参与质量系数累计均大于90%。

铰接模型与摩擦连接单元模型的前3阶自振模态振型如图27、28所示。两模型前三阶振型一致,第一阶、第二阶分别为 x 、 y 向平动,第三阶为扭转振型。

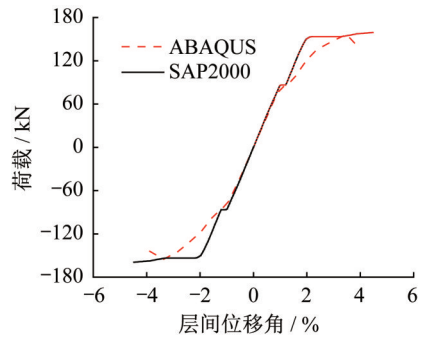


图26 骨架曲线对比

Fig. 26 Comparison of skeleton curves

表5 结构自振周期与频率

Table 5 Natural vibration period and frequency of structures

阶数	自振周期/s		自振频率/Hz	
	铰接模型	摩擦连接单元模型	铰接模型	摩擦连接单元模型
1	1.230	1.259	0.813	0.794
2	1.029	1.235	0.971	0.809
3	1.026	1.113	0.974	0.898
4	0.403	0.404	2.481	2.475
5	0.383	0.398	2.607	2.510
6	0.360	0.358	2.780	2.791

表6 模型前6阶振型参与质量

Table 6 Modal participating mass coefficients of the first 6 modes

阶数	铰接模型			摩擦连接单元模型		
	TRAN-X	TRAN-Y	RTON-Z	TRAN-X	TRAN-Y	RTON-Z
1	0	0.840	0	0	0.830	0
2	0.870	0	0	0.820	0	0
3	0	0	0.840	0	0	0.820
4	0	0.110	0	0	0.110	0
5	0.089	0	0	0.110	0	0
6	0	0	0.093	0	0	0.110

注:TRAN-X为 x 向质量参与系数;TRAN-Y为 y 向质量参与系数;RTON-Z为 z 向质量参与系数。

4.2.2 基底剪力

依据《建筑抗震设计标准》(GB 50011—2010)^[22],选取5条天然地震波与2条人工地震波,对结构开展弹性时程分析。时程分析所得基底剪力与反应谱法计算结果的对比详见表7,结果表明:两种模型在每条地震波

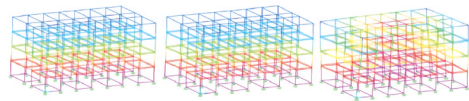


图 27 铰接模型前 3 阶自振模态振型

Fig. 27 The first three natural vibration modes of the hinged model

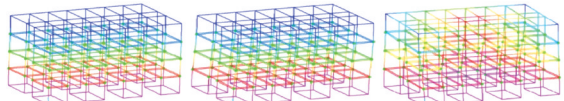


图 28 摩擦连接单元模型前 3 阶自振模态振型

Fig. 28 The first three natural vibration modes of the friction connection unit model

作用下,两个方向的基底剪力均处于反应谱法基底剪力的 65%~135% 范围内;7 条地震波在两个方向产生的基底剪力平均值,与反应谱法基底剪力的偏差控制在

±20% 以内,说明所选 7 条地震波均满足工程设计与分析要求。此外,摩擦连接单元模型在 x 、 y 向的平均基底剪力,分别较铰接模型减小了 14.6% 和 7.9%。

表 7 弹性时程分析与反应谱法基底剪力对比

Table 7 Comparison of base shear between elastic time-history analysis and response spectra method

地震波	铰接模型				摩擦连接单元模型			
	x 向		y 向		x 向		y 向	
	基底剪力/kN	比值/%	基底剪力/kN	比值/%	基底剪力/kN	比值/%	基底剪力/kN	比值/%
反应谱法	1 377	—	1 167	—	1 239	—	1 064	—
TRB1	1 328	96.4	904	77.5	1 063	85.8	999	93.9
TRB2	1 149	83.5	1 260	107.9	1 010	81.5	928	87.2
TRB3	1 262	91.7	985	84.4	1 144	92.3	949	89.2
TRB4	1 285	93.4	1 201	102.9	1 292	104.3	1 078	101.3
TRB5	1 293	94.0	1 095	93.8	1 008	81.4	944	88.7
RGB1	1 318	95.8	1 043	89.4	1 163	93.9	960	90.2
RGB2	1 483	107.8	1 148	98.4	1 280	103.3	1 037	97.4
平均值	1 303	94.7	1 091	93.5	1 118	90.2	980	92.1

注:比值为弹性时程分析所得基底剪力与反应谱法基底剪力之比。

4.2.3 层间位移角

两模型在多遇地震作用下的层间位移角如图 29、30 所示。铰接模型 x 向和 y 向的最大层间位移角分别为 1/294、1/263;摩擦连接单元模型 x 向和 y 的最大层间位移角分别为 1/310、1/281,均满足规范弹性层间位移角限

值要求。两模型层间位移角的时程平均值曲线如图 31 所示,可见两种模型在 x 、 y 两方向的层间位移角平均时程走势基本一致,因此小震设计时可将近摩擦连接单元模型近似简化为铰接连接模拟。

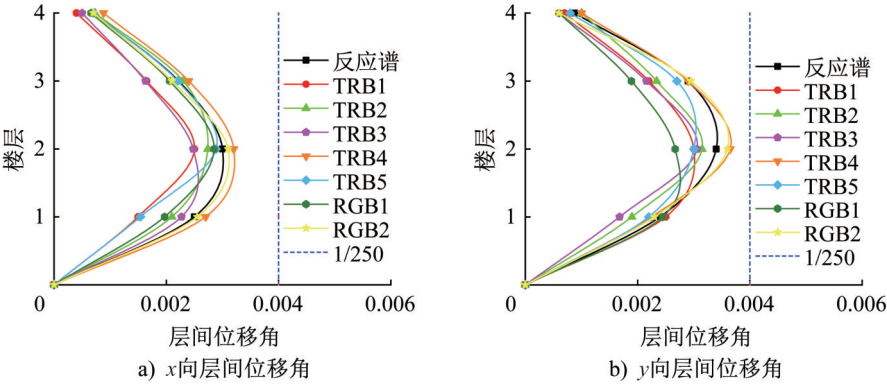


图 29 铰接模型多遇地震层间位移角

Fig. 29 Inter-story drift ratio of hinged model under frequent earthquake action

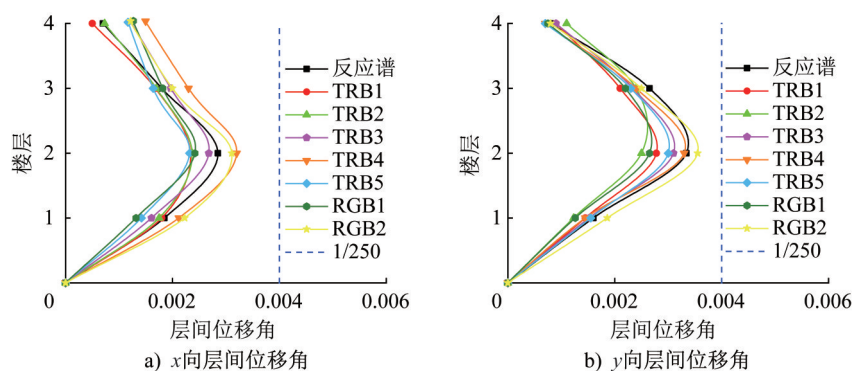


图 30 摩擦连接单元模型多遇地震层间位移角

Fig. 30 Inter-story drift ratio of friction connection unit model under frequent earthquake action

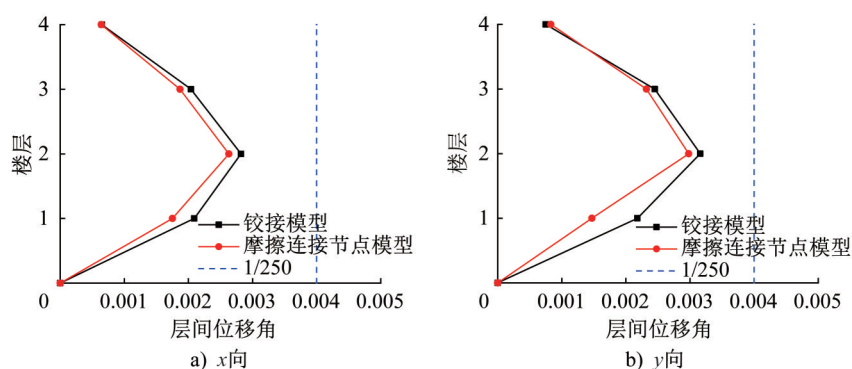


图 31 多遇地震层间位移角时程平均值

Fig. 31 Average time-history of inter-story drift ratio under frequent earthquake action

4.3 罕遇地震弹塑性时程分析

4.3.1 层间位移角

两模型在罕遇地震作用下的层间位移角分布如图 32、33 所示。铰接模型 x 、 y 向的最大层间位移角分别为 $1/86$ 和 $1/55$ ；摩擦连接单元模型 x 、 y 向的最大层间

位移角分别为 $1/117$ 和 $1/91$ 。两种模型在罕遇地震作用下的层间位移角包络值曲线如图 34 所示，摩擦连接单元模型在 x 向、 y 向的最大层间位移角较铰接模型分别减小了 26.4% 和 39.6% 。两模型层间位移角均满足规范 $1/50$ 的限值要求。

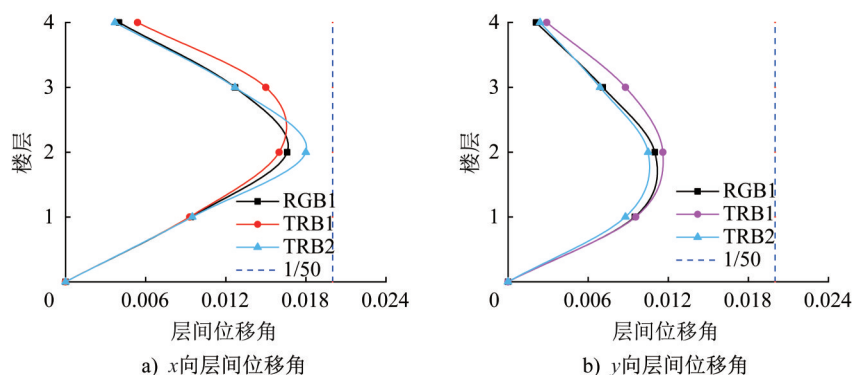


图 32 铰接模型罕遇地震层间位移角

Fig. 32 Inter-story drift ratio of hinged model under rare earthquake action

4.3.2 顶点加速度时程

两种模型在罕遇地震作用下两方向的顶点加速度时程对比如图 35 所示。铰接模型与摩擦连接单元模型的 x 向顶点最大加速度分别为 $502.2 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ 、 $360.0 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ ， y

向顶点最大加速度分别为 $569.2 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ 、 $442.1 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ 。摩擦连接单元模型的顶点最大加速度在 x 、 y 向较铰接模型分别降低了 28.3% 和 22.3% 。地震作用初期，加速度幅值较小，两模型均处于弹性状态，摩擦连接单元模型未

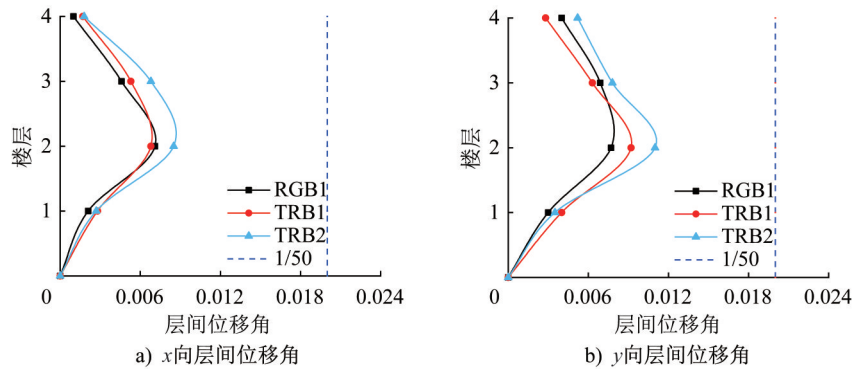


图 33 摩擦连接单元模型罕遇地震层间位移角

Fig. 33 Inter-story drift ratio of friction connection unit model under rare earthquake action

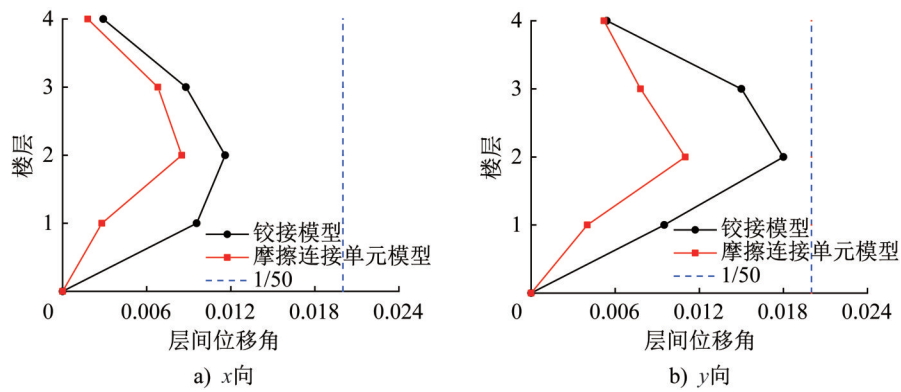


图 34 罕遇地震层间位移角包络值

Fig. 34 Inter-story drift ratio envelope value under rare earthquake action

发生滑移耗能,加速度时程曲线基本重合;随地震加速度增大,结构进入塑性阶段,铰接模型顶点加速度对地震输入变化更为敏感,而摩擦连接单元模型因耗能作用加速

度响应显著降低;地震作用后期,荷载逐渐衰减,两模型顶点加速度响应趋于接近。

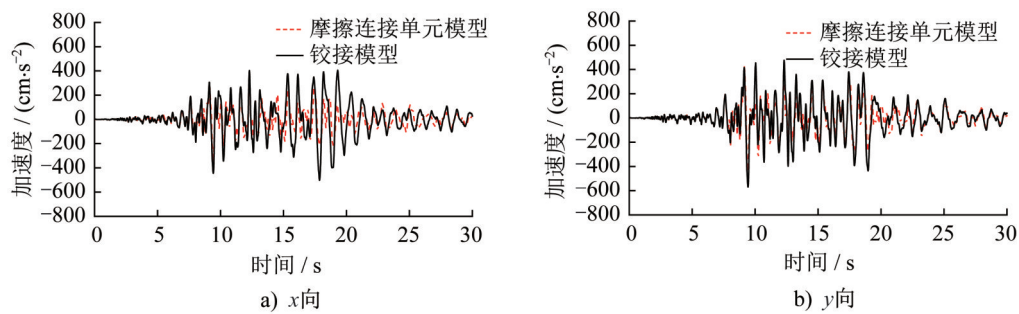


图 35 x、y 向顶点加速度时程曲线

Fig. 35 Top acceleration time-history curve of x and y direction

4.3.3 节点工作状态

通过 FPB 连接单元的滞回曲线判断罕遇地震作用下节点的工作状态,各层关键节点连接单元的滞回曲线如图 36 所示。

由图可知,节点均进入弹塑性工作状态,滞回曲线具有明显的滑移段,包络面积较大,滑移量基本达到设计限值,可充分发挥耗能作用。受各层柱轴力随地震作用动

态变化的影响,滑移荷载随时间略有波动。节点能够在罕遇地震作用下稳定进入滑移耗能状态,通过摩擦滑移耗散地震能量,有效减轻主体构件的塑性损伤。

4.3.4 能量结果及结构附加阻尼比

铰接模型与摩擦连接单元模型的各地震波能量时程曲线如图 37、38 所示。由图可知,罕遇地震作用下,铰接模型的地震输入能量主要由结构固有阻尼耗散;摩擦连

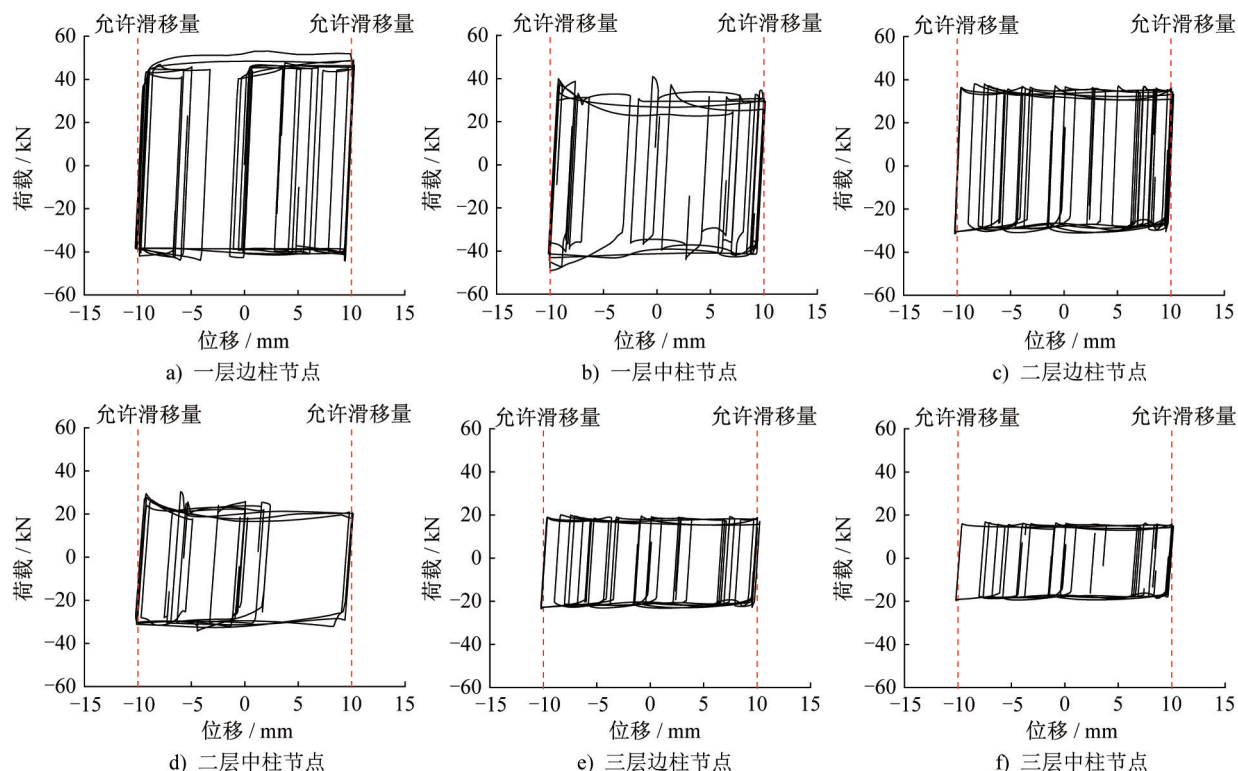


图 36 连接节点滞回曲线

Fig. 36 Hysteresis curves of connection joints

接单元模型的地震输入能量则由结构固有阻尼与摩擦连接节点共同耗散。采用基于能量的计算方法可得,摩擦耗能连接节点可为整体结构提供约 3.9% 的附加阻尼比。

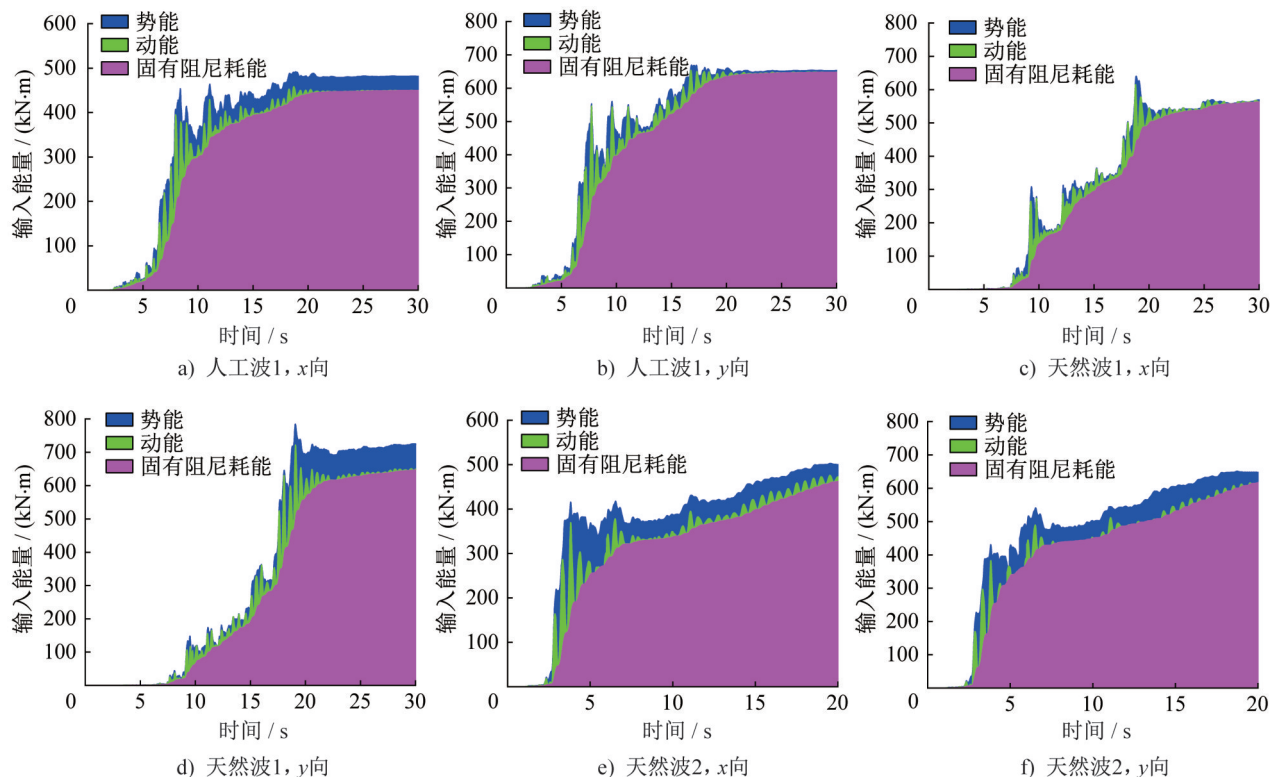


图 37 罕遇地震下铰接模型各波能量时程

Fig. 37 Time-history of various wave energies in hinged model under rare earthquake action

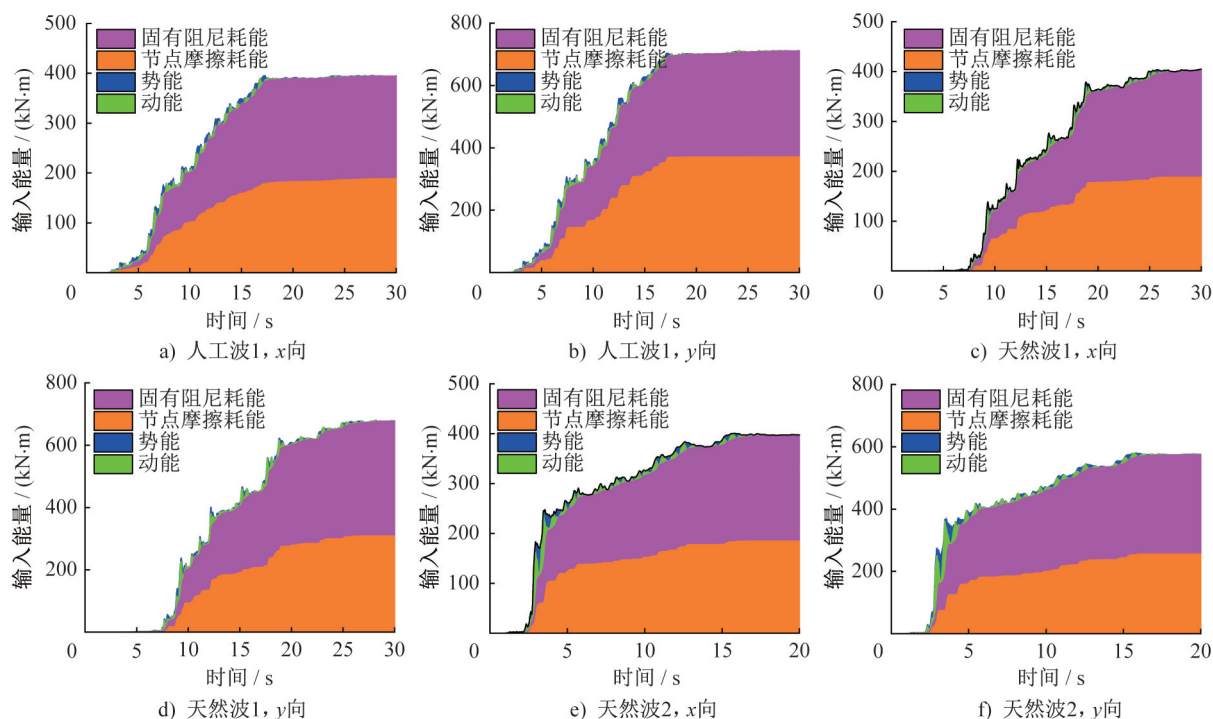


图 38 罕遇地震下摩擦连接单元模型各波能量时程

Fig. 38 Time-history of various wave energies in friction connection unit model under rare earthquake action

5 结论

本文通过试验研究和有限元分析,对试件和结构整体的性能进行分析后得出结论如下:

(1) 试件具有优良的抗震性能,平均延性系数为 3.93,等效黏滞阻尼系数为 0.29。节点在多遇地震下保持弹性不发生滑移,在罕遇地震下可达到设计最大滑移量,能够充分发挥摩擦耗能作用并耗散地震能量。

(2) 所建立的 ABAQUS 精细化有限元模型其模拟结果与试验结果吻合较好。参数分析表明,结构累积耗能与钢绞线初始拉力、滑移面摩擦系数及最大允许滑移量呈正相关;节点摩擦面摩擦系数、最大允许滑移量、钢绞线初始张拉轴力对结构初始刚度与承载力影响较小。

(3) 本文提出的节点简化模拟方法精度可靠。小震设计时,可将摩擦连接节点简化为铰接进行模拟;罕遇地震作用下,摩擦连接节点可为结构提供约 3.9% 的附加阻尼比。

(4) 综合试验、有限元模拟及弹塑性时程分析结果,采用摩擦连接节点的结构可实现多遇地震弹性不滑移、罕遇地震滑移摩擦耗能的工作机制,显著提升结构整体耗能能力,有效减轻主体构件的塑性损伤。

参考文献:

[1] 丁阳,邓恩峰,宗亮,等.模块化钢结构建筑连接节点研究进展[J].建筑结构学报,2019,40(3):33-40.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2019.03.003.

DING Yang, DENG Enfeng, ZONG Liang, et al. State-of-the-art on connection in modular steel construction[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(3): 33-40. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.03.003. (in Chinese)

[2] 李春田,温小勇,陈志华,等.模块化钢结构体系建筑产业化技术与示范综述[J].建筑钢结构进展,2023,25(1):1-18. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.01.001.

LI Chuntian, WEN Xiaoyong, CHEN Zhihua, et al. Review on industrialization technology and demonstration of modular steel structure system buildings[J]. Progress in Steel Building Structures, 2023, 25(1): 1-18. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.01.001. (in Chinese)

[3] 黄馨仪,舒展,李征.装配式模块化建筑与模块节点研究进展[J].建筑钢结构进展,2022,24(2):40-49. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.02.003.

HUANG Xinyi, SHU Zhan, LI Zheng. Research development of prefabricated modular buildings and modular connections[J]. Progress in Steel Building Structures, 2022, 24(2): 40-49. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.02.003. (in Chinese)

[4] 刘佳迪,王剑,陈志华,等.钢模块建筑单元间连接节点形式综述[C]//第二十一届全国现代结构工程学术研讨会论文集,2021:163-167.

LIU Jiadi, WANG Jian, CHEN Zhihua, et al. Review of inter-module connections in modular steel buildings[C]// Proceedings of the 21st National Academic Symposium on Modern Structural Engineering, 2021: 163-167. (in Chinese)

[5] 翟思源,曹轲,李国强,等.柱承重模块化钢结构建筑模块间连接节点研究进展[J].建筑钢结构进展,2022,24(11):1-

11. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.11.001.
- ZHAI Siyuan, CAO Ke, LI Guoqiang, et al. A state-of-the-art review on inter-module connections of column-supported modular steel buildings [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2022, 24 (11): 1-11. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.11.001. (in Chinese)
- [6] 赵静. 螺栓连接模块化高层建筑性能的研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2021.
- ZHAO Jing. Research on the performance of bolted joint in modularized high-rise buildings [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2021. (in Chinese)
- [7] FERDOUS W, BAI Y, NGO T D, et al. New advancements, challenges and opportunities of multi-storey modular buildings-A state-of-the-art review [J]. *Engineering Structures*, 2019, 183: 883-893. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.01.061.
- [8] CHEN Z H, LIU J D, YU Y J. Experimental study on interior connections in modular steel buildings [J]. *Engineering Structures*, 2017, 147: 625-638. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.06.002.
- [9] CHEN Z H, LIU J D, YU Y J, et al. Experimental study of an innovative modular steel building connection [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 139: 69-82. DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.09.008.
- [10] 戴晓蒙. 模块化钢结构插入自锁式节点抗震性能与设计方法研究[D]. 天津: 天津大学, 2019.
- DAI Xiaomeng. Research on seismic behavior and design method of self-lock plug-in joints in modular steel construction [D]. Tianjin: Tianjin University, 2019. (in Chinese)
- [11] DENG E F, ZONG L, DING Y, et al. Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction [J]. *Engineering Structures*, 2018, 167: 407-419. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.04.028.
- [12] DENG E F, YAN J B, DING Y, et al. Analytical and numerical studies on steel columns with novel connections in modular construction [J]. *International Journal of Steel Structures*, 2017, 17(4): 1613-1626. DOI: 10.1007/s13296-017-1226-5.
- [13] 刘学春, 任旭, 詹欣欣, 等. 一种盒子式模块化装配式钢结构房屋梁柱节点受力性能分析[J]. *工业建筑*, 2018, 48(5): 62-69. DOI: 10.13204/j.gyjz201805009.
- LIU Xuechun, REN Xu, ZHAN Xinxin, et al. Mechanical property analysis of beam-to-column connection in a box-type modular prefabricated steel structure building [J]. *Industrial Construction*, 2018, 48(5): 62-69. DOI: 10.13204/j.gyjz201805009. (in Chinese)
- [14] 王永瑞. 模块化建筑新型柱内置螺栓节点力学性能研究[D]. 徐州: 中国矿业大学, 2020.
- WANG Yongrui. Study on the mechanical performance of an innovative modular steel building connection with installed bolts in the columns [D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2020. (in Chinese)
- [15] LACEY A W, CHEN W S, HAO H, et al. Shear behaviour of post-tensioned inter-module connection for modular steel buildings [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 162: 105707. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105707.
- [16] GB/T 228.1—2021 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法[S].
- GB/T 228.1—2021 Metallic materials-Tensile testing-Part 1: Method of test at room temperature [S]. (in Chinese)
- [17] GB 50205—2020 钢结构工程施工质量验收标准[S].
- GB 50205—2020 Standard for acceptance of construction quality of steel structures [S]. (in Chinese)
- [18] JGJ 82—2011 钢结构高强度螺栓连接技术规程[S].
- JGJ 82—2011 Technical specification for high strength bolt connections of steel structures [S]. (in Chinese)
- [19] 冯鹏, 强翰霖, 叶列平. 材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J]. *工程力学*, 2017, 34(3): 36-46. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.0192.
- FENG Peng, QIANG Hanlin, YE Lieping. Discussion and definition on yield points of materials, members and structures [J]. *Engineering Mechanics*, 2017, 34(3): 36-46. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.0192. (in Chinese)
- [20] 陈志华, 宋杰, 李宁, 等. 拉索线膨胀系数的试验研究及工程应用分析[C]// 中国钢结构协会结构稳定与疲劳分会2006年学术交流会暨钢结构教学研讨会论文集, 2006: 303-311.
- CHEN Zhihua, SONG Jie, LI Ning, et al. Experimental study and engineering application analysis of the expansion coefficient of lasso line [C]// Proceedings of the 2006 Academic Exchange Conference of the Structural Stability and Fatigue Branch of the China Steel Structure Association, 2006: 303-311. (in Chinese)
- [21] 成大先. 机械设计手册-单行本·轴承[M]. 6版. 北京: 化学工业出版社, 2017.
- CHENG Daxian. Handbook of mechanical design [M]. 6th ed. Beijing: Chemical Industry Press, 2017. (in Chinese)
- [22] GB 50011—2010 建筑抗震设计标准[S].
- GB 50011—2010 Standard for seismic design of buildings [S]. (in Chinese)