

引文格式:孟庆涛,董志骞,黄丽华,等.钢框架-分段摇摆桁架-MTMD 减震体系抗震性能研究[J].建筑科学与工程学报,2025,42(3):58-67.
MENG Qingtao, DONG Zhiqian, HUANG Lihua, et al. Study on seismic performance of steel frame-segmented rocking truss-MTMD seismic mitigation system[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2025, 42(3): 58-67.

DOI:10.19815/j.jace.2023.03099

钢框架-分段摇摆桁架-MTMD 减震体系抗震性能研究

孟庆涛,董志骞,黄丽华,张 吟,李 钢

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室,辽宁 大连 116024)

摘要:针对传统摇摆墙结构体系在高层建筑结构中适用性有限的问题,提出了一种钢框架-分段摇摆桁架-多重调谐质量阻尼器(MTMD)减震体系。该体系将传统摇摆结构沿竖向划分为多段摇摆体系,并根据体系的振型特性布置多重调谐质量阻尼器。分别以单段、双段、三段的钢框架-摇摆桁架减震体系为研究对象,通过非线性时程分析研究了摇摆结构分段数量、分段位置、框架-摇摆桁架侧向刚度比、MTMD 质量与布置位置等参数对结构抗震性能的影响,最后对某 35 层钢框架-分段摇摆桁架结构进行算例分析。结果表明:分段摇摆桁架体系能够有效减小摇摆桁架中部的最大弯矩;结构在布置 MTMD 后,最大层间位移角减小 7%~29%;该体系既具有传统摇摆结构体系的特性,避免了薄弱层的出现,也可以实现多阶振型的损伤控制,并通过 MTMD 耗能有效减小结构的地震响应。

关键词:分段摇摆桁架;高阶振型;多重调谐质量阻尼器;抗震性能

中图分类号:TU352.1

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2025)03-0058-10

Study on seismic performance of steel frame-segmented rocking truss-MTMD seismic mitigation system

MENG Qingtao, DONG Zhiqian, HUANG Lihua, ZHANG Han, LI Gang

(State Key Laboratory of Costal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology,
Dalian 116024, Liaoning, China)

Abstract: Aiming at the limited applicability of traditional rocking wall structure system in high-rise building structure, a steel frame-segmented rocking truss-multiple tuned mass damper (MTMD) damping system was proposed. The system divided the traditional rocking structure into a multi segment rocking system vertically, and arranged MTMD according to the vibration mode characteristics of the system. The single-segment, double-segment and three-segment steel frame-rocking truss seismic reduction systems were taken as the research objects. Through the nonlinear time history analysis, the influences of the number of segments, the position of segments, the lateral stiffness ratio of frame-rocking truss, the mass and layout position of MTMD on the seismic performance of the structure were studied. Finally, a 35-story steel frame-segment rocking truss structure was analyzed. The results show that the segmented rocking truss

收稿日期:2023-03-26

投稿网址: <http://jace.chd.edu.cn>

基金项目:国家自然科学基金项目(52225804);中央高校基本科研业务费专项资金项目(DUT22RC3038);

辽宁省博士科研启动基金计划项目(2019-BS-052)

通信作者:董志骞(1989-),男,工学博士,副教授,E-mail:zqdong@dlut.edu.cn。

system can effectively reduce the maximum bending moment in the middle of the rocking truss. After the structure is arranged with MTMD, the maximum inter-story displacement angle is reduced by 7%-29%. The system not only has the characteristics of the traditional rocking structure system, avoids the emergence of weak layers, but also can realize the damage control of multi-order vibration modes, and effectively reduces the seismic response of the structure through MTMD energy consumption.

Key words: segmented rocking truss; high-order vibration mode; multiple tuned mass damper; seismic performance

Author resume: DONG Zhiqian(1989-), male, PhD, associate professor, E-mail: zqdong@dlut.edu.cn.

0 引言

在强震作用下,结构构件常发生严重破坏,难以修复,导致不得不拆除整体结构,造成了巨大的经济损失和严重的城市功能停滞,由此应运而生了可恢复功能结构(地震后不需修复或稍加修复即可恢复其使用功能的结构)^[1],例如摇摆墙结构、自复位结构、可更换构件结构等。其中,摇摆墙结构具有良好的损伤控制功能,避免结构发生薄弱层失效,保证了结构具有良好的抗震性能,其主要由主体结构、摇摆墙和消能减震构件等部分组成。

1960年,Housner^[2]从智利大地震的高位水槽摇摆现象发现结构摇摆能够减轻结构受到的地震作用,此后国内外许多学者对摇摆结构进行了研究。Wada等^[3]对摇摆墙结构体系开展了系统研究并将其应用于建筑结构中,对东京工业大学津田校区G3教学楼进行加固的案例表明,在结构侧面附加6片后张预应力混凝土摇摆墙可以有效减小结构的地震响应。在结构体系设计和抗震需求分析方面,曲哲^[4]研究了框架-摇摆墙结构的抗震性能和基于损伤机制控制的抗震设计方法,结果表明,框架-摇摆墙结构在地震作用下的变形能够得到有效控制,结构损伤沿楼层分布比较均匀,具有优越的抗震性能。吴守君等^[5]提出了框架-摇摆墙结构的分布参数模型,研究了摇摆墙在中国某工程抗震加固改造中的应用,结果表明,摇摆墙加固方案能使框架中塑性铰的分布更加均匀,增设预应力钢筋和金属屈服型阻尼器显著提高了结构耗能能力。Zibaei等^[6]通过对比框架-摇摆墙结构与传统框架结构的抗震性能发现,框架-摇摆墙结构塑性铰分布良好,层间变形均匀,在摇摆墙中添加后张拉预应力筋可以更好地实现框架-摇摆墙结构的自复位功能。Grigorian等^[7]提出了基于性能的摇摆墙刚度计算方法,发现摇摆

墙在不增加结构刚度的同时能很好地限制结构的层间变形。由此可见,摇摆结构既可以应用在结构的加固工程,也可以应用于新建的建筑结构。但是传统摇摆墙自重大,且仅能按一阶振型振动,若在高层结构中设置摇摆墙,将导致墙体内力过大,难于应用。冯玉龙等^[8]针对高层摇摆墙的刚度和强度需求较大的问题,提出了屈曲约束支撑框架(BRBF)-连续摇摆墙结构体系。对比了屈曲约束支撑框架、BRBF-摇摆墙和BRBF-连续摇摆墙的抗震性能,结果表明:连续摇摆墙可以减少BRBF结构的层间位移角不均匀系数;与BRBF-摇摆墙相比,BRBF-连续摇摆墙中摇摆墙的弯矩和剪力需求均较小。贾明明等^[9]为解决摇摆墙部分自重大、易开裂的问题,提出了一种钢框架-摇摆桁架结构新体系,该体系用摇摆桁架代替摇摆墙,结构质量大大降低,避免了混凝土墙体开裂的问题;数值模拟分析结果表明,底部设置的自复位耗能支撑在中震和大震作用下发挥了良好的滞回耗能作用,新体系具有良好的抗震性能。Chen等^[10]提出了克服高度限制的分段摇摆结构,研究了高层建筑框架-摇摆结构的抗震性能。针对采用连续或分段摇摆结构的高层建筑,提出了基于模态推覆分析和反应谱分析的抗震性能评估方法,并给出了关键结构参数的最佳取值范围。李国强等^[11-12]研究了框架-消能摇摆钢桁架结构与双段消能摇摆结构体系的抗震性能,结果表明:在框架-摇摆钢桁架结构底部增设阻尼器,形成的框架-消能摇摆钢桁架结构具有良好的抗震性能;位移型阻尼器能够提高结构刚度和承载力,减震性能更优越;速度型阻尼器可以降低地震作用;双段消能摇摆结构体系比单段消能摇摆结构体系具有良好的抗震性能,可应用于更高的建筑。

在以上的研究中,尽管在框架部分设置位移型阻尼器或自复位耗能支撑能够提高结构的抗震性

能,增加耗能能力,但同时会增加框架部分的侧向刚度,提高摇摆墙部分的刚度需求,为实际工程应用增加了难度。此外,当对摇摆墙进行分段后,各段摇摆墙的刚度需求与传统摇摆墙的计算存在一定的差异,摇摆墙分段位置、分段数量等对于摇摆墙抗震性能的影响均有待进一步研究。针对上述问题,本文提出一种钢框架-分段摇摆桁架-多重调谐质量阻尼器减震新体系。考虑高阶振型对摇摆结构的影响,根据摇摆结构的振型特征布置了多重质量调谐阻尼器(MTMD),有效降低结构的地震响应;建立 35 层结构数值模型并进行参数分析,研究摇摆结构分段数量、分段位置、框架-摇摆桁架刚度比、MTMD 质量与位置等对结构抗震性能的影响,为此类结构设计提供参考。

1 钢框架-分段摇摆桁架-MTMD 减震体系

1.1 基本构造和原理

钢框架-分段摇摆桁架-MTMD 减震体系的基本构造主要包括框架梁柱、分段摇摆桁架、MTMD,如图 1 所示。其中,框架梁柱承担竖向荷载,并提供一定的抗侧刚度。分段摇摆桁架控制框架结构层间变形,避免局部破坏。根据摇摆结构的振型特征布置的 MTMD 不会增加框架梁柱的侧向刚度,能有效降低结构的地震响应,提高结构的抗震性能。分段摇摆结构有以下优势:①更适用于高阶振型参与显著的高层结构,与未分段摇摆结构相比,分段摇摆结构能够降低主体结构的刚度与承载力需求,使得框架结构变形更均匀,有效抑制薄弱层的产生;②减小高阶振型对摇摆结构的内力影响,未分段的摇摆结构在抑制高阶振型与控制框架变形时会产生较大内力,在摇摆结构中部进行分段并进行铰接能释放框架结构和摇摆结构之间的变形差,降低分段摇摆结构的内力水平。

1.2 分段摇摆桁架

传统摇摆墙大多是整片墙体,其底部与基础分开,设置一个摇摆节点可以释放墙底弯矩,有效解决了摇摆墙底部弯矩和剪力同时达到最大值的问题。传统摇摆墙在与框架结构协同作用时,其墙体中部弯矩最大。在墙体中部增加摇摆节点使得摇摆桁架分段,从而使摇摆桁架沿多阶振型进行摇摆,有效减小了摇摆桁架中部的内力。

1.3 受力机理

将摇摆墙理想化为一个竖立的连续简支梁,将

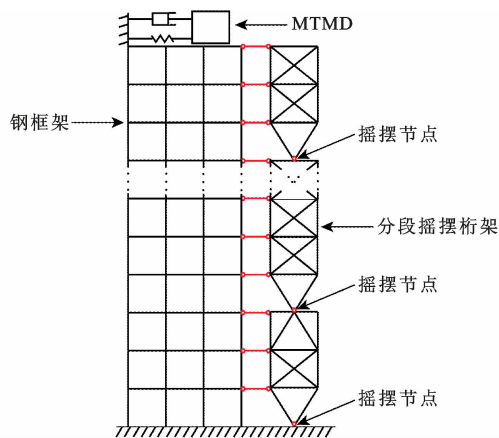


图 1 钢框架-分段摇摆桁架-MTMD 减震体系构造示意图
Fig. 1 Structural diagram of steel frame-segmented rocking truss-MTMD damping system

框架的每一层向墙体传递的水平剪力简化为集中力 F 作用在墙体^[13],如图 2 所示。本文以 12 层钢框架-分段摇摆桁架为例,通过理论分析证明分段能够显著降低摇摆桁架(墙)的内力,其他层数结构可以以此为参考。对于图 2 的 12 层的钢框架-分段摇摆桁架,假设框架每层层高都为 L 。将框架结构简化为集中质量剪切层模型,每层框架向摇摆桁架传递的水平剪力的大小与框架层刚度有关,对于规则的普通框架,令 $F_1 = F_2 = F_3 = \dots = F_{12} = F_i$ 。

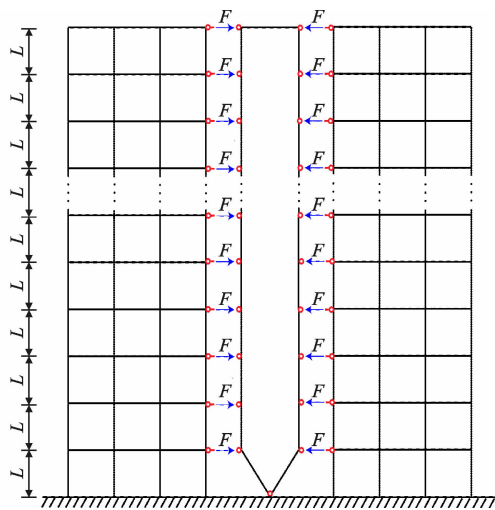


图 2 摇摆墙受力简图

Fig. 2 Stress diagram of rocking wall

单摇摆节点摇摆桁架跨中最大弯矩值 M_a 为

$$M_a = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{11} 6LF_i - 5LF_{11} - 4LF_{10} - 3LF_9 - 2LF_8 - LF_7 = 3L \sum_{i=1}^6 F_i + 2LF_7 + LF_8 - LF_{10} - 2LF_{11} = 3L \times 6F_i + 2LF_i + LF_i - LF_i - 2LF_i = 18LF_i$$

双摇摆节点摇摆桁架跨中最大弯矩值 M_b 为

$$M_b = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^5 3LF_i - 2LF_1 - LF_2 = \frac{3}{2}L \sum_{i=3}^3 F_i + \frac{1}{2}LF_2 - \frac{1}{2}LF_1 = \frac{3}{2}L \times 3F_i + \frac{1}{2}LF_i - \frac{1}{2}LF_i = 4.5LF_i$$

三摇摆节点摇摆桁架跨中最大弯矩值 M_c 为

$$M_c = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^3 2LF_i - LF_1 = L(F_2 + F_3) = L(F_i + F_i) = 2LF_i$$

由上述分析可知,三段摇摆桁架的中部弯矩是单段的 1/9,通过分段能够显著降低摇摆桁架(墙)的内力。

2 抗震性能分析

2.1 模型建立

本文以一个 35 层的钢框架-分段摇摆桁架结构作为基准模型进行参数分析。结构各层层高均为 4 m,总高度为 140 m,抗震设防烈度为 8 度,位于 II 类场地。楼面恒荷载取 6 kPa,楼面活荷载取 2 kPa。钢材选用 Q345 钢,采用双线性随动强化模型,屈服后的刚度比为 0.01。钢材弹性模量为 2.06×10^5 MPa,屈服应力为 345 MPa,泊松比为 0.3,考虑了几何非线性与材料非线性。选用了 3 条地震动,分别为 El Centro、Taft、Kobe。加速度反应谱如图 3 所示。将地震峰值加速度调幅至极罕遇地震水平,即 $0.6g$ (g 为重力加速度),采用 ABAQUS 有限元软件对结构模型进行建模和非线性动力时程分析,其中,梁、柱、摇摆桁架全部采用 B31 梁单元。钢框架的柱与基础为固接,梁、柱之间为刚接,摇摆桁架与钢框架之间通过轴向刚性连杆铰接连接,如图 4 所示。钢框架各楼层的梁柱截面参数如表 1 所示。

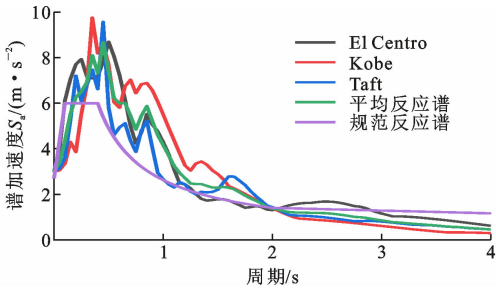


图 3 地震动加速度反应谱

Fig. 3 Ground motion acceleration response spectrum

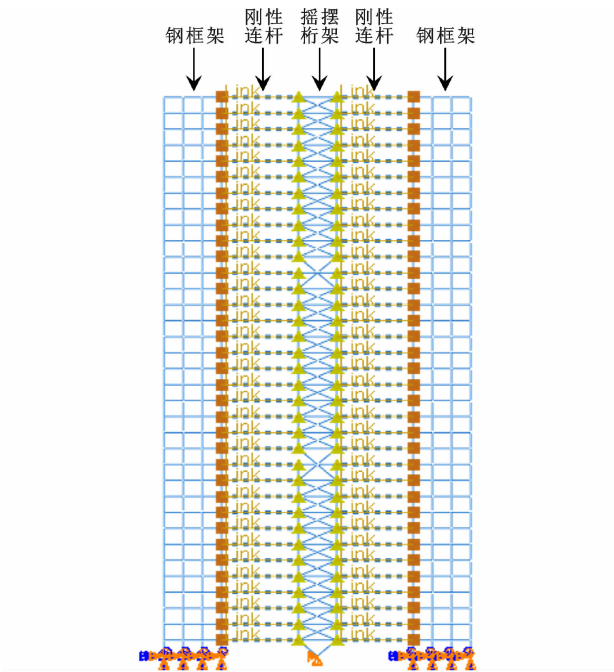


图 4 钢框架-分段摇摆桁架结构有限元模型

Fig. 4 Finite element model of steel frame-segmented rocking truss structure

表 1 结构构件截面参数

Table 1 Section parameters of structural members

| 楼层 | 框架柱 | 框架梁 |
|-------|----------------|----------------|
| 1~20 | H850×850×36×48 | H400×250×10×12 |
| 21~27 | H700×700×24×32 | |
| 28~35 | H500×500×16×20 | |

2.2 参数分析

针对摇摆桁架的分段数量、分段楼层位置、框架-摇摆桁架刚度比、MTMD 质量与位置等参数对结构抗震性能的影响进行研究。采用 3 条地震动作用下各层的层间位移角进行地震反应分析。

2.2.1 分段位置

为研究摇摆桁架分段楼层位置对结构抗震性能的影响,首先对比了摇摆桁架的 4 种不同分段情况下钢框架-双段摇摆桁架在强震作用下的反应,其最大层间位移角如表 2 所示。现对摇摆桁架分段的情况进行说明:以分段位置为界,分段位置上、下楼层数量比 $N_1 : N_2$ 为 7 : 28、11 : 24、14 : 21、17 : 18,分别对应工况 1~4,选取的几种分段位置形式参考了结构二阶、三阶振型特性,分段比例示意图如图 5 所示。

不同分段比例结构的层间位移角如图 6 所示。4 种分段比例的最大层间位移角相差不大,且都满足中国抗震规范中关于弹塑性层间位移角限值(1/50)的要求。钢框架-双段摇摆桁架体系的层间

表 2 最大层间位移角

| 地震动 | 不同分段比例下的最大层间位移角 | | | |
|-----------|-----------------|-------|-------|-------|
| | 1 : 4 | 3 : 7 | 2 : 3 | 1 : 1 |
| El Centro | 0.012 | 0.070 | 0.009 | 0.008 |
| Kobe | 0.010 | 0.010 | 0.009 | 0.010 |
| Taft | 0.011 | 0.012 | 0.014 | 0.007 |

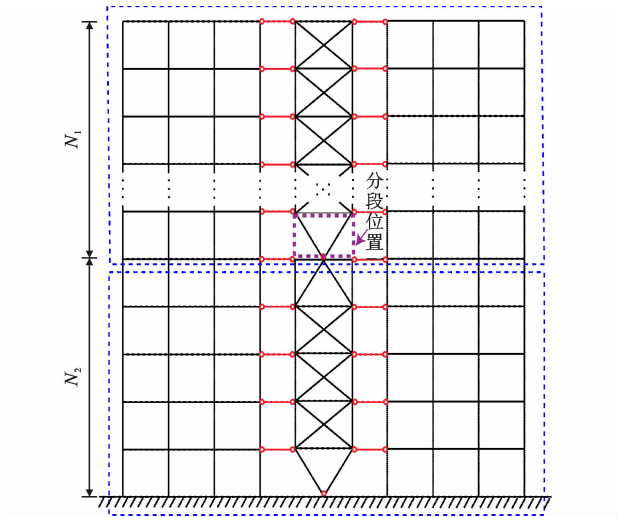


图 5 分段比例示意图
Fig. 5 Segment ratio diagram

位移角在同一段内比较均匀,上段摇摆桁架的层间位移角大于下段。其原因在于,分段削弱了摇摆桁架的整体性,底部段按一阶振型振动,上段摇摆桁架随着下段产生了二阶振型的振动,并出现了“鞭梢效应”,导致上段的层间位移角整体偏大。分段位置上、下楼层数量比分别为 7 : 28、11 : 24、14 : 21 时,结构的侧向变形均得到了很好的控制,但此 3 种分段比例会导致结构下部楼层过高。按楼层数量均匀分段(工况 4,两段楼层比为 17 : 18)的摇摆结构能够减小墙体中部弯矩,降低墙体的内力需求。因此,建议在多段摇摆桁架体系中对分段位置采用按照楼层数量均分的形式。

2.2.2 分段数量

根据上述分析,将结构模型采用按照楼层数量均分的分段方式。在摇摆桁架分段数量方面,分析了钢框架-单段摇摆桁架(A₁)、钢框架-双段摇摆桁架(A₂)、钢框架-三段摇摆桁架(A₃)在强震作用下的地震反应,并与纯钢框架结构(A₀)在 El Centro 地震动作用下的层间位移角进行对比,如图 7 所示。

相比于纯钢框架,摇摆结构体系能够提高主体结构的抗震性能。在 El Centro 地震动作用下,A₁、A₂、A₃ 的动力响应较纯钢框架结构显著减小,最大

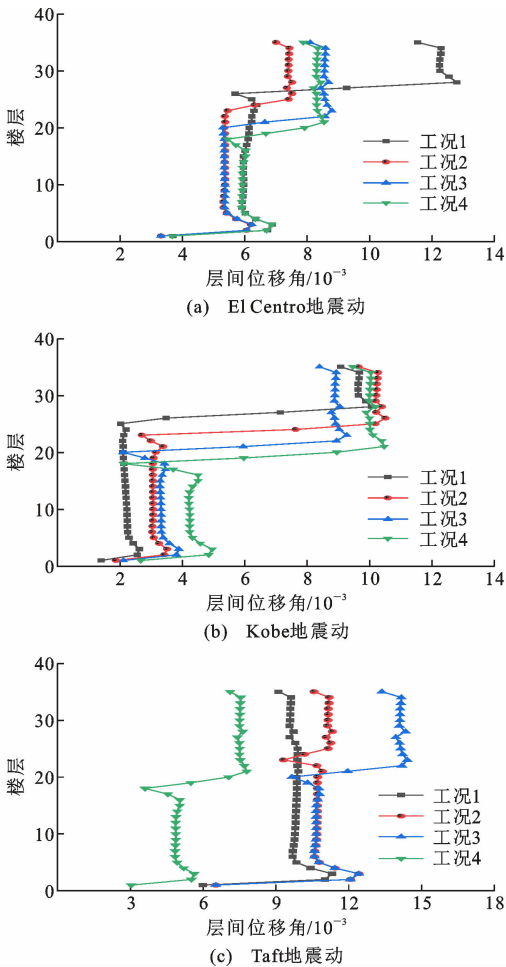


图 6 不同分段比例的结构层间位移角
Fig. 6 Inter-story drift ratio of structures with different segment ratios

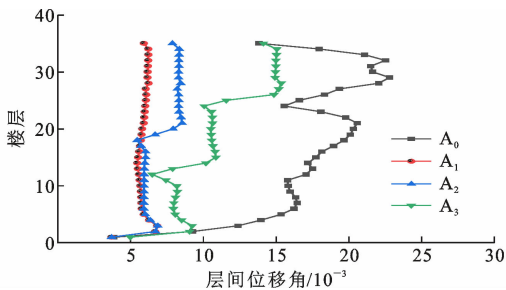


图 7 不同分段数量的结构层间位移角
Fig. 7 Inter-story drift ratio of structure with different number of segments

层间位移角分别减小 70%、62.5%、32.6%,如图 6 所示。钢框架附加摇摆桁架后,改善了钢框架的层间变形模式,避免了薄弱层的出现,结构层间变形趋于均匀。与钢框架-单段摇摆桁架体系相比,钢框架-双段摇摆桁架、钢框架-三段摇摆桁架最大层间位移角分别增加了 20%和 55.5%,如图 7 所示。对摇摆桁架进行分段后,结构的层间位移均匀程度要

低于钢框架-单段摇摆桁架,但是钢框架-分段摇摆桁架依然可以有效控制结构的层间变形。由于连接每段摇摆桁架的摇摆节点不能抵抗弯矩,导致在分段处的层间位移角产生突变。故摇摆桁架分段数量越多,设置的摇摆节点越多,摇摆桁架对结构的层间位移控制效果就越差,分段数和摇摆节点的设置并非越多越好,建议摇摆桁架的分段数量不超过3段。

2.2.3 框架-摇摆桁架刚度比

当对摇摆桁架分段后,将降低上段摇摆桁架的刚度需求。若各段摇摆桁架采用相同的截面,将造成材料的浪费,因此,分别以等刚度双段摇摆桁架结构与变刚度双段摇摆桁架结构为研究对象,对各段摇摆桁架与框架之间的刚度比进行分析,考察不同刚度比对控制主体结构侧向变形的影响效果,如图8、9所示。基于Chen等^[10]给出的钢框架-摇摆墙刚度公式,定义钢框架的刚度 K_f 为

$$K_f = \frac{12}{h^2 \sum_{i=1}^N [1/(EI/h)_{ci} + 1/(EI/l)_{bi}]} \quad (1)$$

式中: h 为楼层高度; N 为总层数; $(EI/h)_{ci}$ 与 $(EI/l)_{bi}$ 分别为第 i 层所有柱和梁的线刚度之和。

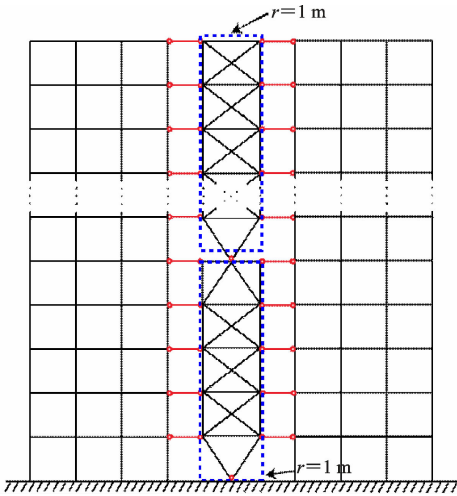


图8 钢框架-等刚度双段摇摆桁架

Fig. 8 Steel frame-equal stiffness two-segment rocking truss

定义摇摆结构抗侧刚度 K_s 时考虑了弯曲刚度和剪切刚度,即

$$\left. \begin{aligned} K_{sb} &= \frac{3(EI)_s}{H^3} \\ K_{ss} &= \frac{3(GA)_s}{H} \\ K_s &= \frac{1}{1/K_{ss} + 1/K_{sb}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: $(EI)_s$ 为摇摆结构的等效截面弯曲刚度; $(GA)_s$ 为摇摆结构的等效截面剪切刚度; H 为结构

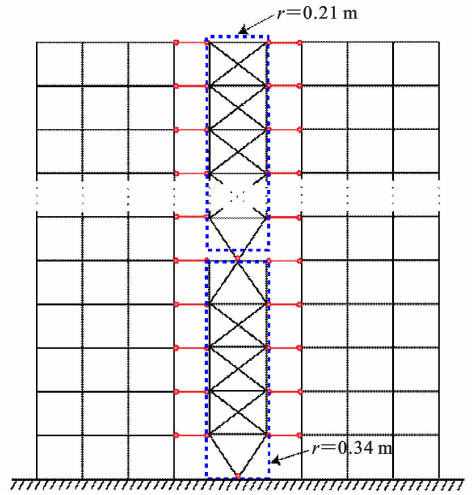


图9 钢框架-变刚度双段摇摆桁架

Fig. 9 Steel frame-variable stiffness two-segment rocking truss

总高度,与摇摆结构高度相同; K_{sb} 和 K_{ss} 分别为摇摆结构的等效弯曲刚度和剪切刚度。

为确保摇摆结构的有效性,对于10层以上的建筑物,摇摆结构与框架的刚度比 K_s/K_f 应超过0.3^[10]。根据式(1)可以算出框架的刚度 $K_f = 6.11 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$,再根据式(2)与 K_s/K_f 应超过0.3两个条件联立方程组得到半径 $r = 1 \text{ m}$ 。除公式(2)外,也有学者给出了另一种计算框架及摇摆桁架刚度的计算方法,如贾明明等^[9]建议钢框架-摇摆桁架体系需求刚度比的计算公式为

$$\alpha'_d = 0.0845N' - 0.0283 \quad (3)$$

$$\alpha = k/K \quad (4)$$

$$k = \frac{2EA l^2}{h^3 + l^3 + L_c^3} \quad (5)$$

$$K = n \frac{12EI}{h^3} \quad (6)$$

式中: α'_d 为摇摆桁架的需求刚度比; N' 为钢框架结构的设计层数; k 为摇摆桁架的层抗侧刚度; K 为主体钢框架的层抗侧刚度; l 为摇摆桁架水平向宽度; h 为桁架竖向层高度; L_c 为桁架斜向交叉杆件长度; E 为钢材弹性模量; A 为桁架杆件截面面积; I 为主体框架中柱子的截面惯性矩; n 为某一层柱子总数。

当钢框架主体结构为35层时,由式(3)~(6)可计算出摇摆桁架的需求刚度比为2.9292。原35层主体钢框架的层抗侧刚度 K 可由式(6)计算得到,进而由式(4)便可求得摇摆桁架的层抗侧刚度 k ,再由式(5)可求得桁架杆件所需的设计截面面积 A ,从而确定半径 r 为0.34 m和0.21 m。材料采用圆钢

管。为了研究摇摆桁架上、下段不同刚度比对框架-摇摆桁架的影响,以钢框架-双段摇摆桁架为研究对象,考察摇摆桁架上、下段不同刚度比对控制主体结构侧向变形的效果,分别研究摇摆桁架截面半径为1、0.34、0.21 m时结构体系的抗震性能。

(1)钢框架-等刚度双段摇摆桁架

选取上、下段摇摆桁架半径相同,分别为 $r=1$ m 和 $r=0.34$ m,得到钢框架-等刚度双段摇摆桁架的层间位移角,如图 10 所示。由图 10 可见,钢框架-等刚度双段摇摆桁架在 El Centro、Taft 地震动作用下,半径为 0.34 m 的摇摆结构层间位移角大于半径为 1 m 的结构层间位移角,但摇摆桁架截面半径为 0.34 m 时,结构也能够有效控制主体结构的侧向变形,满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[14]对钢结构层间位移角限值要求。事实上,半径为 1 m 的摇摆桁架由于截面过大,在实际中无法应用。

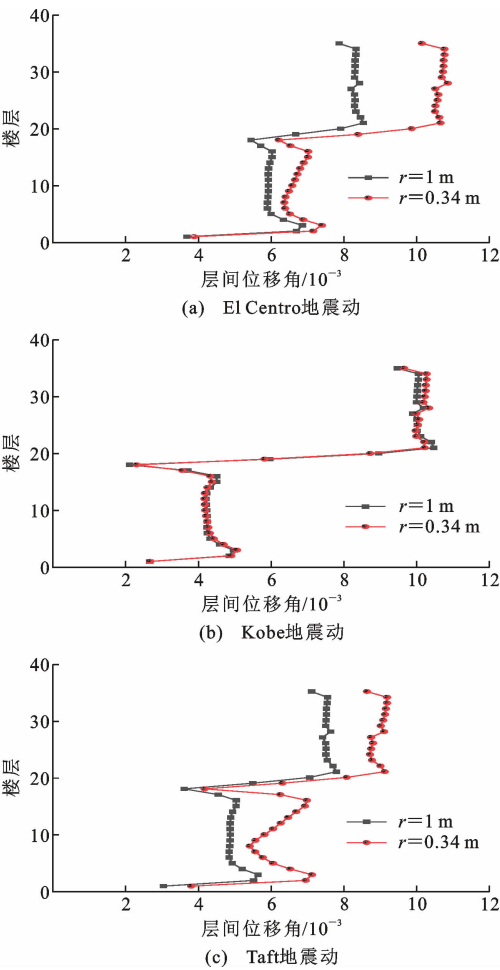


图 10 钢框架-等刚度双段摇摆桁架的层间位移角
Fig. 10 Inter-story drift ratio of steel frame-equal stiffness two-segment rocking truss

(2)钢框架-变刚度双段摇摆桁架

选取上、下段摇摆桁架半径均为 0.34 m,以及上段摇摆桁架半径为 0.21 m、下段摇摆桁架半径为 0.34 m 的算例结构进行对比分析,得到钢框架-变刚度双段摇摆桁架的层间位移角,如图 11 所示。由图 11 可知,钢框架-变刚度双段摇摆桁架在控制主体结构的侧向变形方面具有与钢框架-等刚度双段摇摆桁架类似的效果。钢框架-变刚度双段摇摆桁架的质量较钢框架-等刚度双段摇摆桁架大大降低,可以有效减少结构造价,有效降低摇摆桁架的用钢量。在进行摇摆桁架截面设计时,可参考体系刚度计算公式^[9],由结构楼层数计算出主体结构的层抗侧刚度,进而求出每段摇摆桁架层抗侧刚度、桁架杆件所需的设计截面面积 A ,从而确定桁架半径。针对本算例,建议钢框架-双段摇摆桁架选用上段摇摆桁架半径为 0.21 m、下段摇摆桁架半径为 0.34 m。

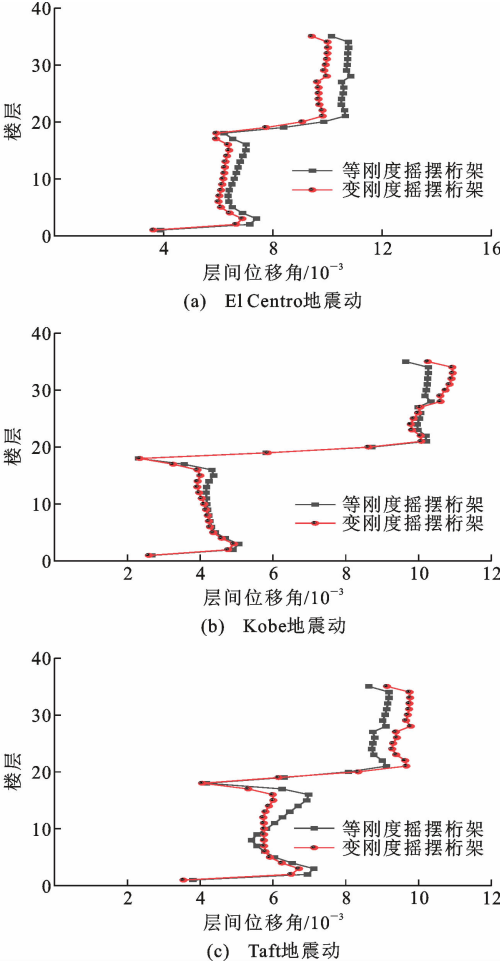


图 11 钢框架-变刚度双段摇摆桁架的层间位移角
Fig. 11 Inter-story drift ratio of steel frame-variable stiffness two-segment rocking truss

2.2.4 MTMD 质量与位置

多重调谐质量阻尼器(MTMD)是由多个固有

频率成线性分布的调谐质量阻尼器(TMD)组成。由于 TMD 有效控制频域比较窄,其减振效果不稳定,学者提出了采用具有不同动力特性的多个 TMD 对结构进行控制的思想,即 MTMD^[15]。多重质量阻尼器与自复位耗能支撑、位移型阻尼器的区别在于,MTMD 的设置不会增加框架部分的侧向刚度,且 MTMD 可根据摇摆结构的振型特点布置。

以钢框架-三段摇摆桁架-MTMD 减震体系为研究对象,对结构抗震性能进行分析。将 MTMD 的减震率定义为采用 MTMD 后的地震响应与未采用 MTMD 时地震响应相比降低的百分比。计算公式为: $(E_0 - E_1)/E_0 \times 100\%$ (E_0 为无 MTMD 时钢框架-三段摇摆桁架的地震响应, E_1 为有 MTMD 时钢框架-三段摇摆桁架的地震响应)。

为验证 MTMD 的减震效果,选用 Borrego、Kern、El Alamo 三条长持时地震动进行时程分析,将地震动地震峰值加速度调幅至极罕遇地震对应的 $0.6g$ 。通常 MTMD 质量取被控模态质量的 $1\% \sim 5\%$ ^[16],此范围内 MTMD 成本低,减震效果可观。将 MTMD 质量与主结构的质量比选用 1% 、 4% 、 10% 三种不同的工况。根据体系前 3 阶振型可知,结构在顶部的振型幅值较大。将 MTMD 分解为 6 个子 TMD,并将 6 个子 TMD 布置在结构顶部、分段处两个位置,在这两个位置所在楼层的左右两侧按照频率特征布置参数相同的 TMD,如图 12 所示。MTMD 的设计参数如表 3 所示。

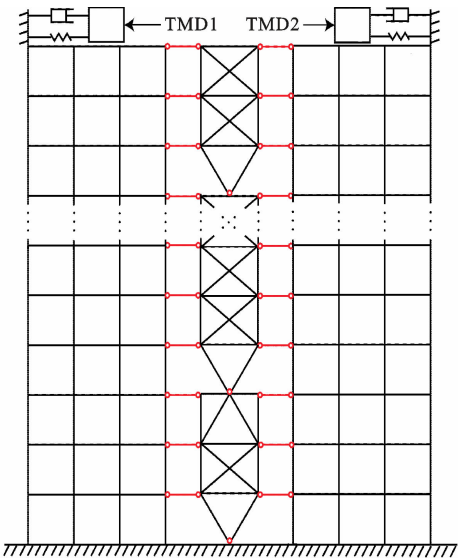


图 12 MTMD 在结构顶部的布置位置

Fig. 12 Layout position of MTMD at top of structure

不同质量比工况下的 MTMD 减震率如表 4 所示。在 3 条地震动作用下,有 MTMD 的钢框架-三

表 3 MTMD 的设计参数

Table 3 Design parameters of MTMD

| 质量比/% | 弹簧刚度/ (kN·m ⁻¹) | 质量块 质量/kg | 频率/Hz | 阻尼比 | 阻尼系数/ (N·s·m ⁻¹) |
|-------|--------------------------------|--------------|-------|-----|---------------------------------|
| 1 | 16.5 | 2 333 | 0.18 | 0.3 | 158 |
| | 57.9 | 2 333 | 0.63 | 0.3 | 553 |
| | 112.2 | 2 333 | 1.22 | 0.3 | 1 072 |
| 4 | 66.2 | 9 333 | 0.18 | 0.3 | 633 |
| | 231.8 | 9 333 | 0.63 | 0.3 | 2 215 |
| | 449.0 | 9 333 | 1.22 | 0.3 | 4 290 |
| 10 | 165.6 | 23 333 | 0.18 | 0.3 | 1 582 |
| | 579.7 | 23 333 | 0.63 | 0.3 | 5 538 |
| | 1 122.6 | 23 333 | 1.22 | 0.3 | 10 726 |

表 4 MTMD 的减震率

Table 4 Shock absorption rate of MTMD

| 质量比/% | 顶部减震率/% | | | 分段处减震率/% | | |
|-------|---------|---------|----------|----------|---------|----------|
| | Kern | Borrego | El Alamo | Kern | Borrego | El Alamo |
| 1 | 8.9 | 8.5 | 14 | 0.0 | 0.0 | 14.0 |
| 4 | 18.0 | 11.6 | 29 | 7.1 | 6.5 | 9.0 |
| 10 | 26.7 | 16.3 | 21 | 18.3 | 20.0 | 6.8 |

段摇摆桁架比无 MTMD 结构的层间位移角有一定程度的减小。随着 MTMD 总质量比的增加,减震效果更好,但 MTMD 总质量比不宜取得过大,总质量比一般控制在 5% 以内。针对本例,总质量比为 1% 时,布置在顶部已经能达到较好的减震效果,因此 MTMD 质量的选取应根据结构的造价、减震效率等进行统筹考虑。在 MTMD 的布置位置方面,相比于布置在摇摆桁架分段处,将 MTMD 布置在顶部效果更好。以 Borrego 地震动为例,在 1% 质量比情况下,MTMD 安放在结构的顶层会使结构的最大层间位移角减小约 8.5% ,如图 13 所示。MTMD 安放在分段处不会使结构的最大层间位移角减小,在 MTMD 质量比为 4% 时,布置在顶部和分段处的平均减震率分别为 19.5% 和 7.5% ,建议将 MTMD 布置于结构顶部,即前 3 阶振型变形最大的楼层。因此,针对本例,MTMD 的质量比取为 1% 且布置在顶部。

3 结 语

(1)分段后的摇摆桁架层间位移角略大于未分段的摇摆桁架,把摇摆节点设置在摇摆桁架的中部楼层或者中部楼层的附近,则分段后的摇摆桁架能减小墙体中部弯矩。

(2)钢框架-变刚度分段摇摆桁架可以减轻结构的质量,在不影响结构抗震性能的前提下可有效降

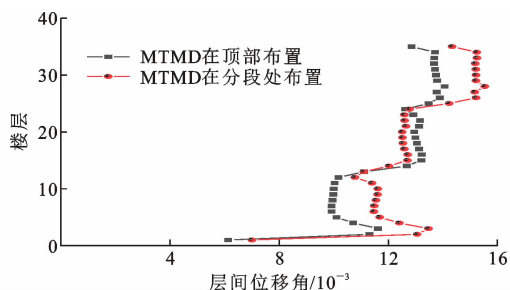


图 13 Borrege 地震动下质量比为 1% 时结构的层间位移角
Fig. 13 Inter-story drift ratio of structure with 1% mass ratio under Borrege earthquake

低结构的用钢量。

(3) 结构顶部与分段处的 MTMD 均有效果, 布置在顶部要优于分段处, 在 MTMD 质量比为 4% 时, 结构顶部和分段处的平均减震率分别为 19.5% 和 7.5%。MTMD 质量比为 4% 比质量比为 1% 的减震效果更好, 建议根据减震率需求对 MTMD 位置和质量比进行选择。

参考文献:

References:

[1] 吕西林, 陈云, 毛苑君. 结构抗震设计的新概念: 可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(7): 941-948.
LU Xilin, CHEN Yun, MAO Yuanjun. New concept of structural seismic design: earthquake resilient structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, 39(7): 941-948.

[2] HOUSNER G W. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes[J]. The Bulletin of the Seismological Society of America, 1963, 53(2): 403-417.

[3] WADA A, QU Z, ITO H, et al. Seismic retrofit using rocking walls and steel dampers[C]//ASCE. Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures. San Francisco: American Society of Civil Engineers, 2009: 1010-1021.

[4] 曲哲. 摇摆墙-框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2010.
QU Zhe. Study on seismic damage mechanism control and design of rocking wall-frame structures[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010.

[5] 吴守君, 潘鹏, 张鑫. 框架-摇摆墙结构受力特点分析及其在抗震加固中的应用[J]. 工程力学, 2016, 33(6): 54-60, 67.
WU Shoujun, PAN Peng, ZHANG Xin. Characteristics of frame rocking wall structure and its applica-

tion in aseismic retrofit[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(6): 54-60, 67.

[6] ZIBAEI H, MOKARI J. Evaluation of seismic behavior improvement in RC MRFs retrofitted by controlled rocking wall systems[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2014, 23(13): 995-1006.

[7] GRIGORIAN C E, GRIGORIAN M. Performance control and efficient design of rocking-wall moment frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(2): 04015139.

[8] 冯玉龙, 吴京, 孟少平. 连续摇摆墙-屈曲约束支撑框架抗震性能分析[J]. 工程力学, 2016, 33(增 1): 90-94.
FENG Yulong, WU Jing, MENG Shaoping. Seismic performance analysis of continuously rocking wall-buckling restrained braced frames[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(S1): 90-94.

[9] 贾明明, 周洲, 吕大刚, 等. 摇摆桁架-钢框架结构的刚度比需求及地震响应分析[J]. 工程力学, 2018, 35(10): 66-74.
JIA Mingming, ZHOU Zhou, LÜ Dagang, et al. Demand stiffness ratio and earthquake response analysis of rocking truss-steel frame system[J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(10): 66-74.

[10] CHEN X C, TAKEUCHI T, MATSUI R. Seismic performance and evaluation of controlled spine frames applied in high-rise buildings[J]. Earthquake Spectra, 2018, 34(3): 1431-1458.

[11] 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): 1235-1243.
ZHANG Wenjin, LI Guoqiang, SUN Feifei. Seismic behavior of rocking-truss-frame with dampers[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2019, 47(9): 1235-1243.

[12] 李国强, 张文津, 王彦博, 等. 双段消能摇摆结构体系的地震反应特性研究[J]. 振动与冲击, 2021, 40(5): 92-101.
LI Guoqiang, ZHANG Wenjin, WANG Yanbo, et al. Seismic response characteristics of dual-stage energy dissipation rocking structure system[J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(5): 92-101.

[13] 吴敏. 分段自复位摇摆墙性能研究及其在 RC 框架上的应用[D]. 福州: 福州大学, 2020.
WU Min. Research on performance of segmented self-centering rocking wall and its application in RC frame structure[D]. Fuzhou: Fuzhou University,

2020.

[14] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2001[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2004.

Code for seismic design of buildings: GB 50011—2001[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004.

[15] 陈广生. MTMD 对钢结构人行天桥的振动控制研究[D]. 南京:南京林业大学,2015.

CHEN Guangsheng. The research of MTMD for vibration control of steel pedestrian bridge[D]. Nanjing: Nanjing Forestry University, 2015.

[16] 苏聪聪,吴泽玉,王 俊. 基于 MTMD 系统的弧形钢闸门减振分析[J]. 人民黄河,2022,44(8):132-135, 156.

SU Congcong, WU Zeyu, WANG Jun. Vibration mitigation analysis of steel radial gate based on MTMD system[J]. Yellow River, 2022, 44(8): 132-135, 156.