

强震下半刚性框架-密肋框格防屈曲钢板剪力墙 弹塑性时程分析

郝际平, 葛明兰, 闫璞真, 徐少城, 于金光

(西安建筑科技大学土木学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 为研究半刚性框架-密肋框格防屈曲钢板剪力墙结构的抗震性能, 对一个1/3缩尺的钢框架-防屈曲剪力墙模型进行了弹塑性时程分析. 重点分析其在Taft波、EL-Centro波及人工地震波作用下的动力特性、加速度反应、位移反应和剪力分布等. 结果表明: 多遇地震作用下, 结构的刚度退化不明显; 罕遇地震作用下, 结构表现出强烈的非线性和明显的刚度退化; 结构的弹性和弹塑性层间位移角分别为1/1 016和1/149, 均满足我国现行抗震规范对层间位移角限值的规定和“两阶段, 三水准”的抗震设防要求. 密肋框格的设置改善内填钢板的受力性能, 并实现了防屈曲的目标. 研究为该类结构的抗震设计及其在抗震设防区的应用提供参考.

关键词: 半刚性框架; 密肋框格防屈曲; 低屈服点钢板剪力墙; 时程分析

中图分类号: TU 317.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)05-0632-07

Elastic-plastic time history analysis of semi-rigid frame with buckling-restrained multi-stiffeners steel plate shear walls amidst strong earthquake

HAO Jiping, GE Minglan, YAN Puzhen, XU Shaocheng, YU Jinguang

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: A model specimen of semi-rigid steel frame with buckling-restrained steel plate shear wall, at the scale of 1:3, was investigated under the elastic-plastic time-history analysis to research the seismic performance of this structure. Taft wave, EL-Centro wave and an artificial wave were selected to focus on their dynamic properties, acceleration responses, displacement responses, and shear force distribution etc. The analytical results indicate that the stiffness of the structure degrades slightly under the frequent earthquakes, but degrades obviously under the rare earthquakes and shows strong nonlinearity. The maximum inter-story drift of the model during the frequent earthquakes and rare earthquakes is 1/1 016 and 1/149 respectively. Both meet the demands of inter-story drift limitation in the current Chinese code for seismic design of buildings and can satisfy the ‘two phase and three level’ seismic fortification requirements. The application of multi-stiffeners reaches the objective of buckling-restrained and improves the mechanical behavior of infill steel plate. The research will provide reference for seismic design and application in seismic fortification areas of this structure.

Key words: semi-rigid steel frame; buckling-restrained multi-stiffeners; low yield point steel plate shear wall; time-history analysis

现阶段我国高层建筑地震反应分析理论的抗震设计方法主要有振型分解反应谱法和时程分析法. 反应谱法只能确定结构的峰值反应; 振型分解反应谱法概念清晰, 计算量小, 是我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)^[1] (以下简称《抗规》) 主要采用的结构抗震作用计算方法. 随着建筑结构体型的复杂化和超限结构的不断增加, 弹性、弹塑性时程分析方法越来越多地被应用在结构的分析及设计中, 弹塑性时程分析对于评价和检验建筑结构的抗震性能有着非常重要的意义. 这种分析方法能更真实准确地反映结构在强震作用下的响应, 更精确地暴露结构的薄弱环节, 以便控制罕遇地震下结构的弹塑性反应, 防止房屋结构倒塌的发生.

钢板剪力墙结构是一种新型高效的抗侧力体

系, 具有初始侧向刚度大、承载力高和耗能性能优良等特点^[2-4]. 目前, 半刚性框架-防屈曲钢板剪力墙体系大量拟静力试验研究成果^[5-7]表明, 防屈曲墙板有效避免了非加劲墙板在反复荷载作用下的噪声影响使用舒适度、滞回曲线存在捏缩等缺点. 国内外对该类结构的地震模拟振动台试验研究还较少, Rezai M^[8]对两个4层单跨1:4的非加劲钢板墙模型进行了首次振动台试验, 结果表明半刚性框架-非加劲钢板剪力具有较高的抗震性能, 但墙板较早出现拉力带, 影响使用性能; Marwan N. Naderl^[9]对单层单跨框架的梁-柱节点刚性、半刚性和铰连接的钢框架结构开展振动台试验分析研究, 研究表明半刚性连接未导致过大的侧向位移; 邵永松等^[10]对一个6层1:4半刚性-非加劲钢板墙进行的振动台

试验研究表明,墙板的平面外变形较明显且较早出现斜向拉力带,但框架均未出现明显破坏。

研究表明,半刚性框架-薄钢板剪力墙结构符合钢板墙“强框架,弱墙板”的设计原则。防屈曲构造的设置,改善了内填墙板的实际受力,充分发挥钢板的抗侧和耗能能力,减少对框架柱的依赖,实现了两道抗震设防防线。为了深入评估该结构体系的整体抗震性能,在课题组拟静力试验研究的基础上^[3,6-7],开展对半刚性框架-防屈曲钢板墙空间结构在中震和大震作用下的弹塑性时程研究,为其在多、高层建筑中的后续研究提供参考。

1 半刚性框架-防屈曲钢板剪力墙数值模型

1.1 模型建立

本文模型是为结构振动台试验进行的模拟分析,缩尺比例按实际取1:3。模型为半刚性框架-密肋框格防屈曲钢板剪力墙空间结构,由3榀单跨框架组成,中间一榀各层沿全高布置密肋框格防屈曲钢板剪力墙,其余两榀为纯框架,垂直墙板平面方向布置斜向支撑。结构分为4个标准层,层高为1 200 mm,单榀框架跨度为1200 mm,模型结构构造如图1所示。模型周边框架及支撑均采用Q235B钢材,内填钢板墙采用屈服强度为160 MPa的低屈服点钢板(以下简称LYP160钢),钢筋混凝土楼板满跨布置。模型框架各主要构件规格及主要物理量相似关系分别如表1~2所示。

内填墙板采用密肋框格防屈曲构造:由规格为-850×60×6的钢板肋条正交互嵌,预拼装成3×3网格体系,数值模拟采用Tie约束实现框格体系与内填墙板的接触关系。防屈曲框格仅为墙板提供面外约束刚度,不提供水平抗侧力,避免出现墙板的屈曲约束先于整体结构破坏的情况。密肋框格构造如图2所示。

采用有限元软件ABAQUS/standard对模型进行隐式动态非线性弹塑性分析,H型钢梁、柱、钢板墙、支撑均选用考虑大变形小应变的线性缩减薄壳单元S4R,框格密肋采用实体单元C3D8R。通过考虑初始缺陷来模拟钢板的屈曲,采用增大楼板输入密度的方式考虑模型的配重。在连接单元属性中输入M-θ关系控制参数来实现梁-柱半刚性连接节点,内嵌钢板墙与防屈曲密肋之间的法线方向采用“硬”接触,柱脚与底座采用刚性连接,数值模型如图1(b)所示。两种钢材Q235B和LYP160本构关系均采用理想弹塑性模型,使用Von Mises屈服准则。弹性模量均为 $E=2.06\times10^5$ MPa,普通钢材屈服

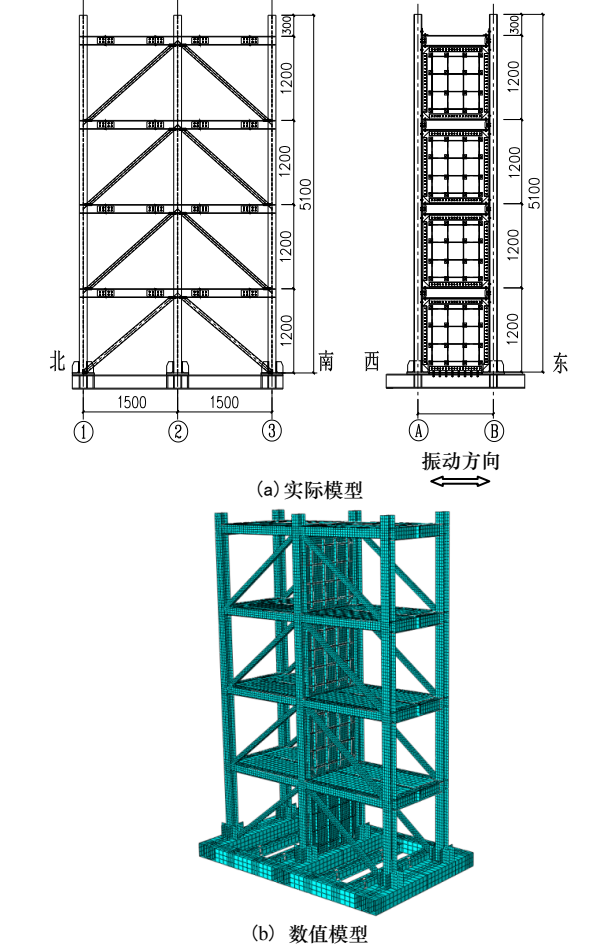


图1 模型构造图

表1 主要构件规格

Tab.1 Dimensions and properties of the main component			
构件	规格/mm	构件	规格/mm
墙板	-1035×1010×1.6	支撑	□60×60×6
柱	HW125×125×6.5×9	腹板角钢	∟70×45×5
主梁	HW150×100×6×9	翼缘角钢	∟100×10
次梁	HW100×50×5×7	混凝土楼板	1 500×1 200×80

表2 主要物理量相似关系

Tab.2 Primary similarity ratio of the model							
物理量	应力 S_σ	应变 S_ϵ	弹性模量 S_E	加速度 S_a	长度 S_L	质量 S_m	时间 S_T
相似比	1	1	1	1.6	1/3	0.07	0.46

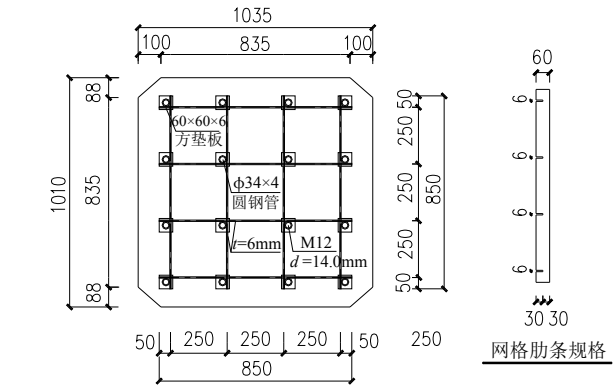


图2 防屈曲框格构造 (mm)

Fig. 2 Constructions of buckling-restrained grid (mm)

强度 $f_y=235$ MPa,低屈服点钢 LYP160 屈服强度 $f_y=160$ MPa,泊松比均为 $\nu=0.3$.

1.2 模型验证

采用ABAQUS对如图3所示试验^[10]进行验证,并将计算结果与试验结果进行对比.该试件为单跨6层1:4的非加劲薄钢板墙结构,层高800 mm,输入地震波方向跨度1 000 mm,有限元模型如图3 (b)所示.试件钢材采用Q235B,框架柱采用方钢管

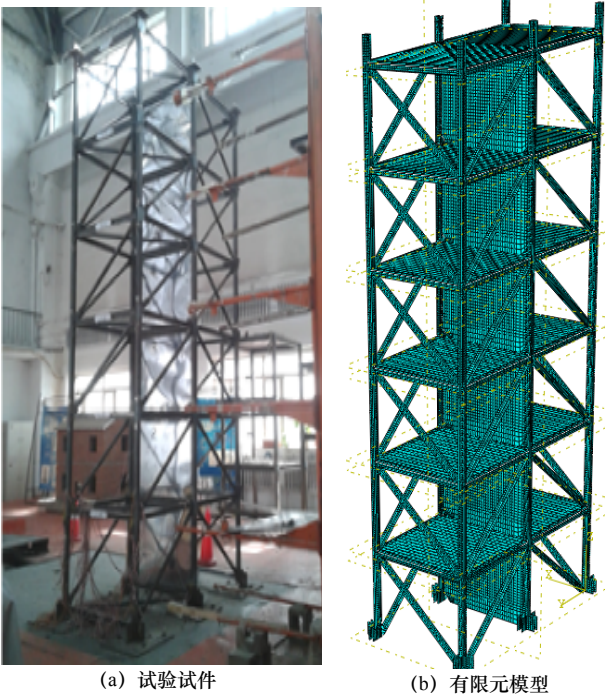


图3 试件及有限元模型

Fig.3 Experimental specimen and FE model

□50 mm×2 mm,梁采用HM50 mm×40 mm×2 mm×2 mm,内填钢板厚度为0.25 mm,高厚比 $\lambda=3\ 000$ ($\lambda>>100$),属于薄钢板^[11].结构每层放置6个规模为1 400 mm×180 mm×120 mm的钢筋混凝土配重块.有限元模型的材性采用如表3所示的钢材拉伸试验性能参数.

表3 试验钢材性能参数

Tab.3 Parameters of experimental steel materials

构件	f_y /MPa	f_u /MPa	E / $\times 10^5$ MPa	f_u/f_y	δ /%
钢梁	326	445	2.18	1.36	25
钢柱	365	509	2.05	1.39	34
墙板	29	377	2.11	1.27	26

图4给出了Taft波7度多遇地震作用时,有限元计算结果和试验结果的位移响应对比.试验与有限元模型的位移响应模式相似,加载过程中内填墙板首先出现屈曲并形成拉力带,最终产生不可恢复的面外残余变形.模型加载过程与试验试件受力机理吻合较好,综合文献[10]试验现象、计算结果与内填墙板受力屈曲模式对比,表明采用本文建立的有限元模型进行分析具有良好的计算精度.

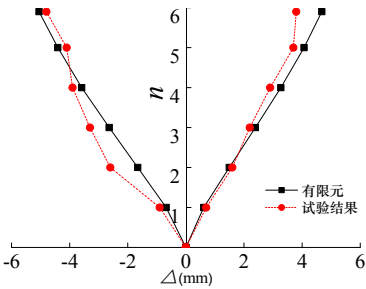


图4 位移响应对比

Fig.4 Comparison of displacement response

1.3 半刚性节点及弯矩-转角关系

梁-柱半刚性节点连接的类型有单腹板角钢连接、双腹板角钢连接、矮端板连接、顶底角钢连接、带双腹板角钢的顶底角钢连接、延伸/齐平端板连接及短T型钢连接等.如图5所示,本文按照ANSI/AISC^[12]规范规定,选用半刚性连接-顶底腹板四角钢半刚性连接形式.

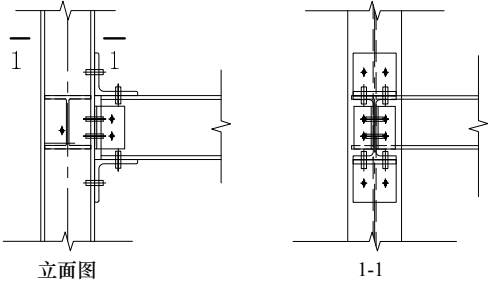


图5 半刚性节点

Fig.5 Semi-rigid connections

梁柱连接节点的特性对结构受力性能有很大影响,模型采用半刚性节点相比刚性连接将会加大钢框架的水平侧移,导致 $P-\Delta$ 效应的增加和结构滞回性能改变^[13].因此,在钢框架分析中有必要考虑节点刚度对结构性能的影响.

对连接方式性能的评价是按照在弯矩作用下节点发生相应的转角大小确定的,即 $M-\theta$ 关系.本文梁-柱半刚性连接的非线性弯矩-转角关系采用Kishi-Chen三参数幂函数模型.该模型主要包括,初始刚度 R_{ki} ,极限弯矩 M_u 和形状参数 n 三个参数,其幂函数方程和连接转角计算分别见式(1)、(2).将本文分析模型中的各相关参数代入上述二式,得到模型半刚性节点的 $M-\theta$ 关系表达式,如式(3)所示:

$$M = \frac{R_{ki} \theta}{\left[1 + (\theta/\theta_0)^n\right]^{1/n}} \tag{1}$$

$$\theta = \frac{M}{R_{ki} \left[1 - (M/M_u)^n\right]^{1/n}} \tag{2}$$

$$M = \frac{R_{ki} \theta}{\left[1 + (\theta/\theta_0)^n\right]^{1/n}} = \frac{3\ 216 \theta}{\left[1 + (\theta/\theta_0)^{1.441}\right]^{0.694}} \tag{3}$$

式中: θ_0 为极限弯矩 M_u 对应的塑性转角,其值为 M_u/R_{ki} , M_u 是连接的弯矩极限承载力; θ 为模型的转

角, n 为形状参数. 初始刚度 R_{ki} 和极限弯矩 M_u 采用 Kishi-Chen 的解析法获得.

1.4 地震波选用

《抗规》建议, 对于建筑结构采用时程分析法时, 地震加速度时程应采用实际地震记录和人工模拟的加速度记录, 其中实际强震记录数量不应少于地震波总数的 2/3. 本文主要分析内填钢板墙的抗震性能且模型的质量和刚度分布均匀、对称, 因此仅考虑单向地震作用.

模型抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度为 0.20 g (g 为重力加速度), II 类场地, 场地特征周期为 0.35 s. 根据《抗规》规定、场地条件及原型结构的动力特性, 选用 II 类场地经典地震波 Taft 波, EL-Centro 波及一条拟合规范反应谱的人工波. 其中, 输入地震波的峰值加速度根据规范规定, 可按表 4 确定.

表 4 地震加速度峰值 (Gal)

Tab.4 The earthquake peak acceleration (Gal)

地震影响	7度	8度	9度
多遇地震	35(55)	70(110)	140
罕遇地震	220(310)	400(510)	620

注: 括号内数值分别用于基本地震加速度为 0.15 g 和 0.3 g 的地区.

由于现有实际强震记录的峰值加速度与拟建建筑物所在场地的基本烈度不能完全对应, 因此计

算中需要将所选地震波的加速度峰值按适当的比例调整, 使其峰值加速度等于事先给定的地震加速度峰值, 即令:

$$\bar{a}(t) = \frac{\bar{A}_m}{A_m} a(t) \quad (4)$$

式中: $a(t)$ 为调整前的加速度; $\bar{a}(t)$ 为调整后的加速度值; A_m 为调整前的峰值加速度; \bar{A}_m 为调整后的峰值加速度.

2 数值分析结果

2.1 位移反应

模型各层的相对位移响应是评价整体结构抗震性能的重要指标. 图 6 为三条地震波不同水准工况作用下模型各层相对于底层的位移包络曲线. 从图中可以看出, 随着输入地震波加速度峰值的提高, 模型各层相对位移逐渐增大. Taft 波输入后的位移响应较其他两条波大, 各强度水准地震作用下模型位移发展趋势较一致. 9 度多遇和 8 度设防地震作用时, 各层相对位移较小, 峰值相差不大, 结构基本处于弹性工作状态, 框架未发生过大变形, 说明结构具有足够的抗侧刚度. 罕遇地震下, 模型各层最大相对位移明显变大, 抗侧刚度有所下降.

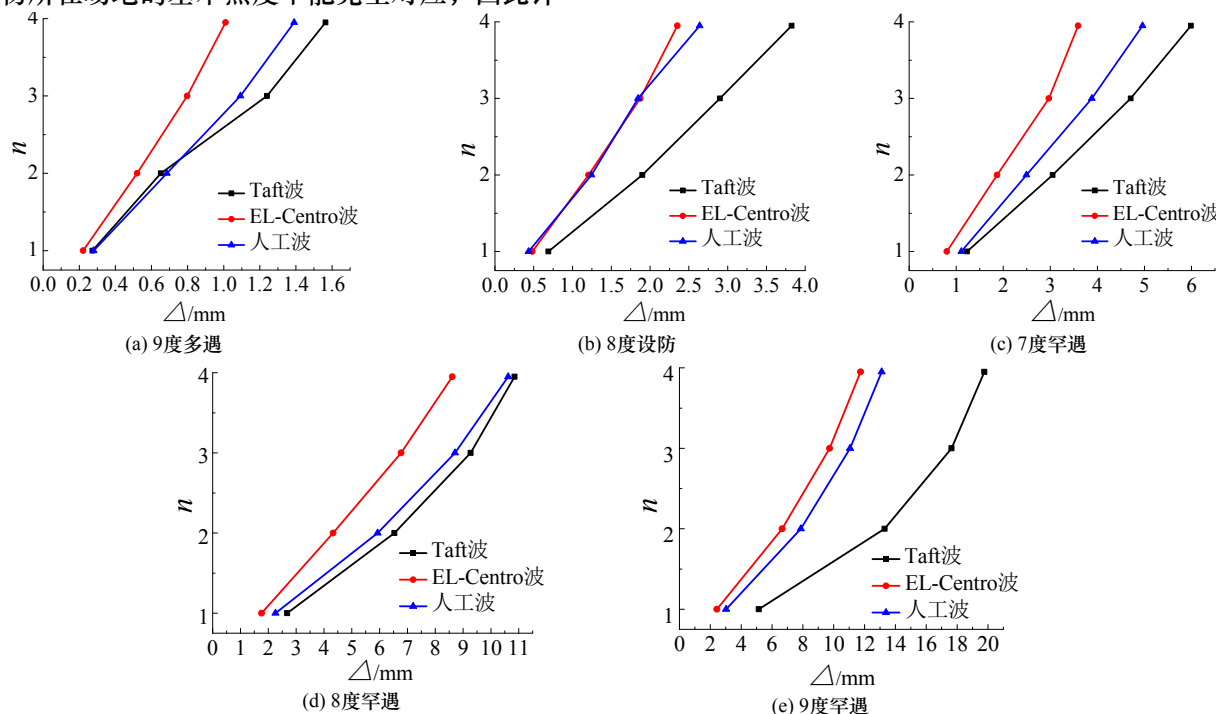


图 6 最大相对位移包络图

Fig. 6 Maximum envelop values of story displacement

2.2 面外变形与层间位移角

模型在 9 度罕遇地震作用下的内填墙板面外变形见图 7 所示. 从分析结果看, 9 度罕遇地震下 1 层顶部和 2、3 层墙板拉力带发育较充分, 面外变形较明显. 与其他地震波相比, Taft 波作用下的变形值

相对较大, 但变形值仅为 16.90 mm, 说明防屈曲密肋作为第一道抗震设防防线, 率先进入弹塑性阶段, 并在地震作用过程中有效限制了墙板的面外变形. 薄钢板剪力墙的最大面外变形均出现在第 2 层,

分析原因是由于地震作用下楼层剪力底层最大,但柱脚刚接限制了柱端的转动,使底层层间位移、面外变形均较小,同时钢板墙拉力带发育不够充分.

表5为模型在不同地震烈度Taft、EL-Centro和人工地震波输入后的最大层间位移角 θ_{\max} ,在多遇和

罕遇地震下的层间位移角分别为1/1 016、1/149,符合《抗规》规定的多高层建筑楼层最大弹性和弹塑性层间位移角小于限值 $[\theta_e]=1/250$ 和 $[\theta_p]=1/50$ 的要求.说明结构在经历大震后,仍满足《抗规》对于结构变形限值的要求.

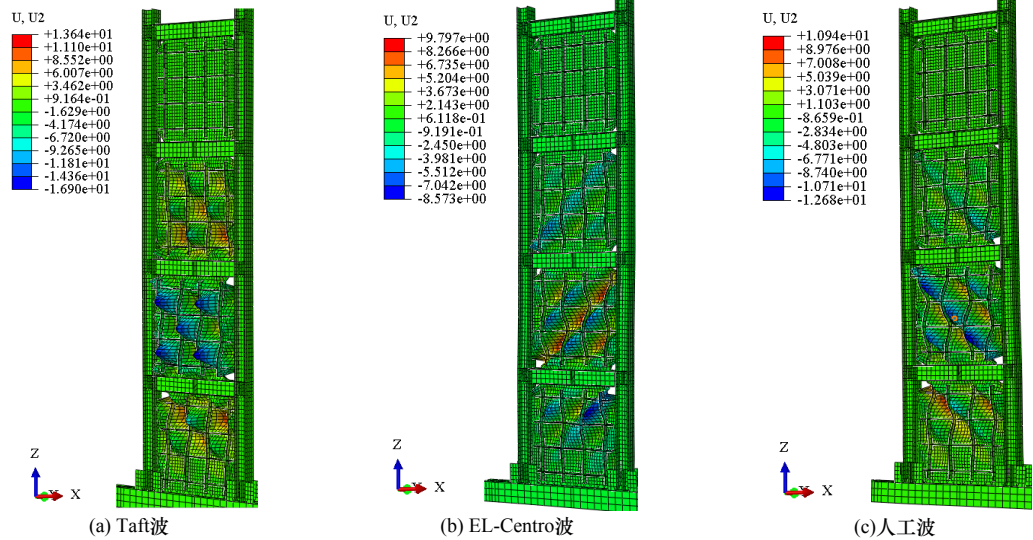


图7 墙板最大面外变形图

Fig. 7 Maximum surface deformation of the wall planes

表5 最大层间位移角

Tab.5 Maximum inter-story drift angles

震级	9度 多遇	8度 设防	7度 罕遇	8度 罕遇	9度 罕遇
θ_{\max}	1/1 016	1/926	1/750	1/303	1/149

2.3 加速度反应

结构的加速度反应与地震波频谱特征、结构的自振周期以及阻尼比有关.将模型在经历地震波作用后,各楼层的加速度反应最大值与底层的加速度最大值相比,可以得到同一工况下模型各层加速度反应的放大系数,即动力放大系数 K ,该值是描述结构地震反应的重要指标.图8为三条波各地震工况作用下,模型各层加速度放大系数.

从图中可以看出,除个别楼层外,模型在各工况不同地震波作用下,随着楼层高度的增加,加速度放大系数值逐渐增大,三种波作用下该值的变化趋势比较一致.随着地震动强度的增加,模型刚度逐渐退化、水平抗侧力减小、阻尼比增大,动力放大系数逐渐降低.随着塑性变形的加剧,在一定的周期范围内,模型的加速度放大系数可能会出现随着周期增大而提高的现象,如EL-Centro波9度罕遇时.相同水准的地震模拟中,Taft波引起的加速度反应较大,9度多遇时模型4层的 K 值分别为EL-Centro波和人工波的1.23倍和1.12倍,说明结构的加速度放大系数不仅受输入地震烈度大小的影响,还取决于地震波频谱特性.

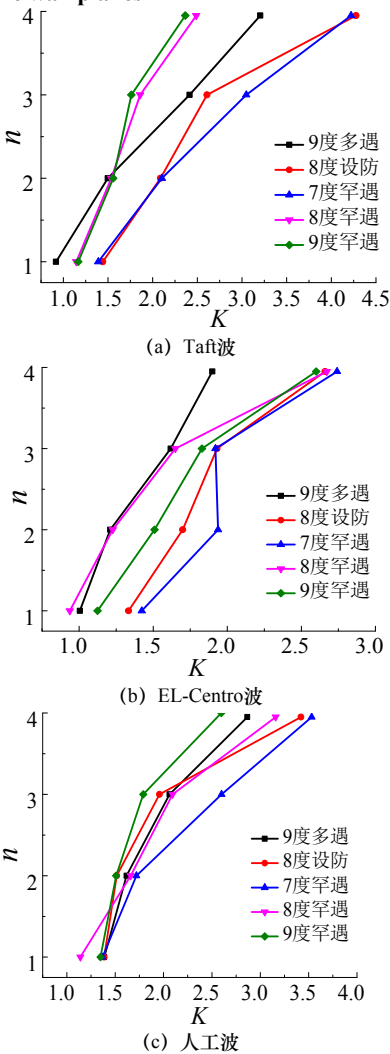


图8 加速度放大系数

Fig. 8 Coefficient of the acceleration amplification

2.4 层间剪力

层间剪力反映地震内力的大小,该值主要和结构楼层刚度有关,层间剪力可反映层间刚度的变化情况.在基底地震波作用下,时刻 t 第 i 层的最大名义层间剪力 $F_i(t)_{\max}$ 可按式(5)近似计算

$$F_i(t)_{\max} = \left| - \sum_{j=i}^n m_j a_j(t) \right|_{\max} \quad (5)$$

式中: n 为总层数; a_j 为对应 j 层的加速度; m_j 为对应 j 层的集中质量.

图9为按式(5)计算得到的模型在不同工况地震波作用下各层最大剪力包络图.可以看出,模型底层剪力值最大,其余各层剪力从下到上呈递减趋势.随着输入地震烈度的增加,各层剪力都有不同

幅度的增长,前两个工况下,各层剪力值相差较小,8、9度罕遇地震时各层剪力增加明显.

2.5 刚度退化

定义结构各层层间最大剪力和层间位移的比值为结构的刚度.图10为模型以9度多遇地震为基础的刚度退化情况,在8度设防和7度罕遇三条地震波作用下,模型刚度退化不明显,最大值仅为9.71%,说明此时模型整体刚度仍然较高,处于弹性工作状态.9度罕遇地震Taft、EL-Centro和人工地震波作用下,刚度退化最大分别达到37.60%、25.11%和29.04%.说明模型在持续大震作用下逐渐由弹性工作状态过渡到弹塑性状态,导致结构整体刚度出现显著下降.

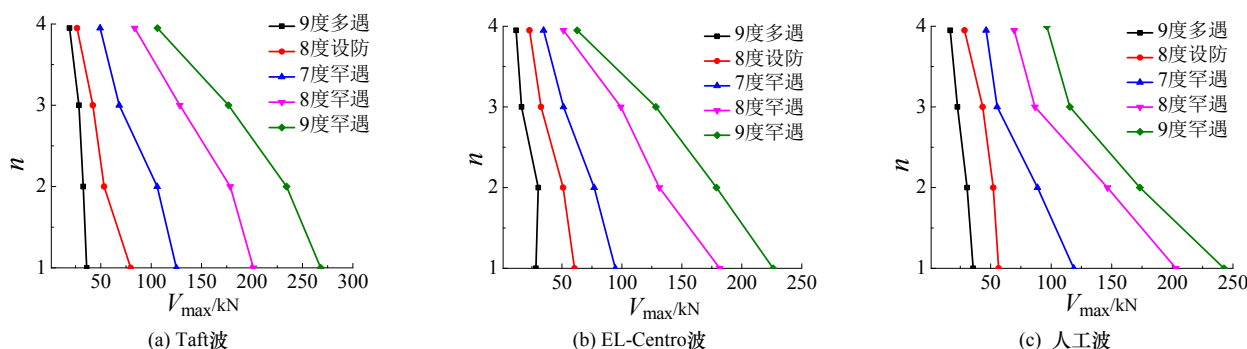


图9 层间剪力包络值

Fig. 9 Maximum envelope values of inter-story shearing force

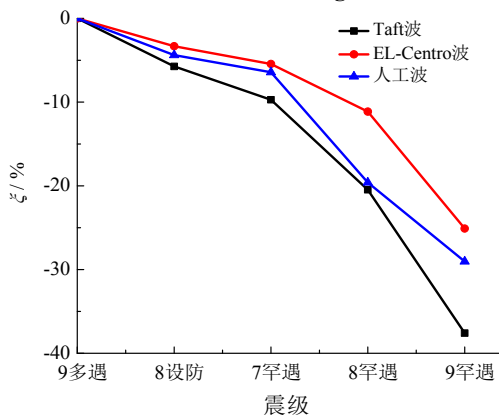


图10 刚度退化

Fig. 10 Stiffness degradation of model

2.6 墙板应力

图11所示为三条波9度罕遇地震时模型各层内填钢板墙的应力分布情况.可以看出,墙板应力较高的区域主要集中在2层,其他楼层应力值相对较低.这是由于柱脚刚接,1层的刚度和承载力较高,致使结构的薄弱层由1层上移至2层.模型2层大部分区格内的墙板处于高应力状态,且均已形成双向对角拉力带并提供抗侧承载力,Taft波作用时的应力峰值较其他两条波高,达242.60 N/mm².

3 结论

本文对一个4层半刚性框架-密肋框格防屈曲钢板剪力墙模型分别进行了中震和大震作用下的动力时程分析,得出以下结论:

(1) 模型在多遇地震时处于弹性工作状态;罕遇地震时,各楼层最大相对位移明显增大,抗侧刚度下降.多遇和罕遇地震下的层间位移角分别为1/1016和1/149,满足《抗规》对于多高层钢结构楼层的变形限值规定及抗震设防三水准的要求.

(2) Taft波作用下墙板面外变形最大值仅为16.90 mm,说明密肋框格作为结构第一道抗震设防防线,地震作用下率先进入弹塑性阶段,限制墙板的面外变形并实现了防屈曲的目标.由于柱脚刚接,各工况地震波作用下,模型的薄弱层由1层转移至2层,2层内填墙板的面外变形较明显并处于高应力状态.

(3) 加速度放大系数随测点高度增加而逐渐增大,随着地震波强度的增加而减小.各层加速度放大系数变化趋势较接近,说明模型的抗侧刚度沿高度方向分布较均匀.在9度罕遇Taft地震波作用下,刚度退化达37.60%,说明在持续大震下模型逐渐由弹性状态进入弹塑性工作状态.

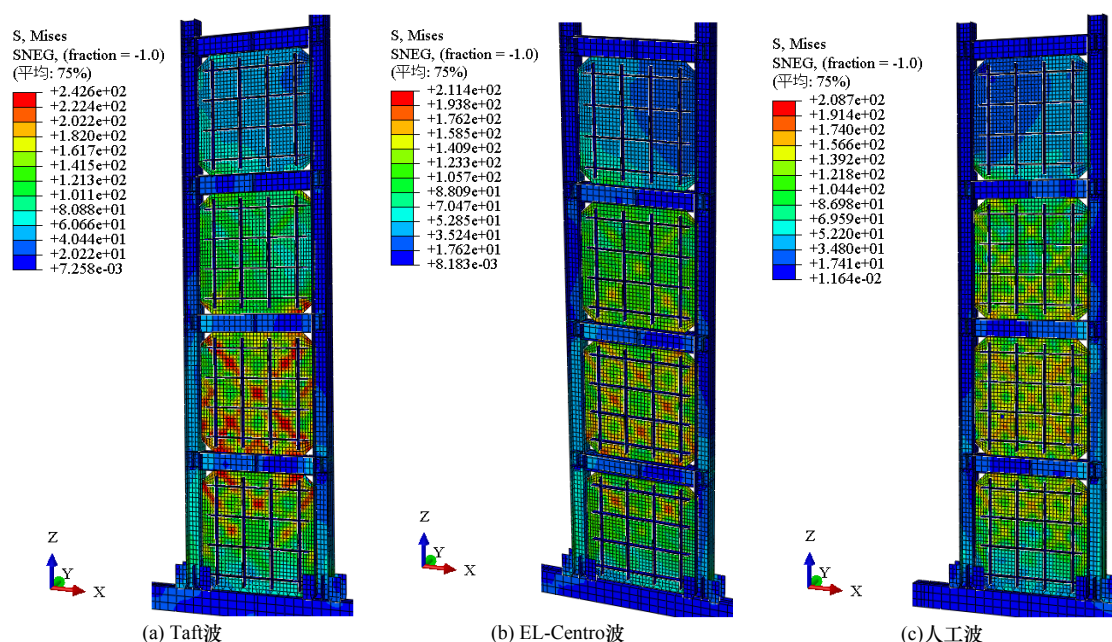


图11 墙板最大应力分布

Fig. 11 Maximum stress distribution of the wall planes

参考文献

References

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010[S]. Beijing: Building Industry Press of China, 2010.
- [2] 郭彦林, 周明. 非加劲与防屈曲钢板剪力墙性能及设计理论的研究现状[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(1): 1-16.
GUO Yanlin, ZHOU Ming. An overview of current state of the art in behavior and design theory for unstiffened or buckling restrained steel plate shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(1): 1-16.
- [3] 于金光, 郝际平. 半刚性连接钢框架-非加劲钢板剪力墙结构性能研究[J]. 土木工程学报, 2012, 8.
Yu Jinguang, Hao Jiping. Study on the behavior of semi-rigid connection steel frames with unstiffened steel plate shear wall structure walls[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(8): 74-82.
- [4] 李章嘉. 半刚性钢框架-内填压型钢板剪力墙试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012. 07. 01.
LI Zhangjia. Experimental analysis of semi-rigid connection steel frame-corrugated steel plate wall[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.
- [5] 郭彦林, 董全利, 周明. 防屈曲钢板剪力墙弹性性能及混凝土盖板约束刚度研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 31-39.
GUO Yanlin, DONG Quanli, ZHOU Ming, et al. Elastic behavior and minimum restraining stiffness of buckling restrained steel plate shear[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1): 40-47.
- [6] 郝际平, 边浩, 申新波, 等. 半刚性框架-两边连接防屈曲钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(8): 1-8.
- [7] 房晨, 郝际平, 樊春雷, 等. 半刚性框架-密肋框格防屈曲低屈服点钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(11): 10-19.
FANG Chen, HAO Jingping, FAN Chunlei, et al. Experimental study on seismic behavior of semi-rigid frame with buckling-restrained multi-stiffeners low yield point steel plate shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(11): 10-19.
- [8] REZAI Mahmoud. Seismic Behavior of Steel Shear Walls by Shake Table Testing[D]. Vancouver: University of British Columbia, 1999.
- [9] NADER M N. Shaking table tests of rigid, semirigid, and flexible steel frames[J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(6): 589-596.
- [10] 邵永松, 白亚宾. 半刚性钢框架-钢板剪力墙结构体系抗震试验研究[J]. 钢结构增刊, 2014, 8.
SHAO Yongsong, BAI Yabin. Experimental analysis of the seismic performance of the semi-rigid steel frame combined with the steel plate shear walls[J]. Steel Construction supplement, 2014, 8.
- [11] 吴志坚. 钢板剪力墙与组合剪力墙抗剪静力性能[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2006.
WU Zhijian. Shear resistance behavior of steel-plate shear wall and steel-concrete composite shear wall[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2006.
- [12] ANSI/AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [13] UANG Chia-Ming, FAN Chao-Chin. Cyclic stability criteria for steel moment connections with reduced beam section[J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(9): 1338-1351.

(编辑 桂智刚)