

doi: 10.11830/ISSN.1000-5013.201605006



地震波输入角度对钢网格盒式束筒结构响应的影响

杨志勇, 马克俭, 孙敬明

(贵州大学 空间结构研究中心, 贵州 贵阳 550003)

摘要: 为研究空间钢网格盒式束筒结构在地震作用下的弹塑性能,采用 ETABS 有限元软件建立数值模型.通过改变地震波输入角度,对钢网格盒式束筒结构进行罕遇地震作用下弹塑性时程分析.从结构顶点时程位移、基底剪力、层间扭转角及各构件塑性发展进行对比分析,寻求对结构不利的地震波输入角度.分析结果表明:坐标轴方向并不是地震波作用的最危险方向,与结构 X 轴成 45° 左右的方向对该结构的影响最大;盒式束筒结构抗震防线明确,具有良好的抗震性能.

关键词: 不同角度;地震波;盒式束筒结构;弹塑性时程分析

中图分类号: TU 973 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-5013(2016)05-0552-06

Effects of Seismic Wave Input Angle on Response of Steel Grid Cassette Bundled Tube Structure

YANG Zhiyong, MA Kejian, SUN Jingming

(Space Structure Research Center, Guizhou University, Guiyang 550003, China)

Abstract: In order to study the elastic and plastic properties of space steel grid cassette bundled tube structures under the earthquake action, the numerical model was established using ETABS software. The elastic-plastic time-history analysis of the structures under rare earthquake action was performed with different input angles of seismic waves. The analysis results including structural top displacement, the base shear force, floor displacement angles and plastic development of components are compared to find unfavorable seismic wave input angle against structure. Analysis results show: the most unfavorable direction of the earthquake actions is not the X axis, but is the angle of 45° to X axis; the cassette bundle tube structure has good seismic performance.

Keywords: different angles; seismic waves; cassette bundled tube structure; elastic-plastic time history analysis

空间钢网格盒式束筒结构体系是一种由网格式框架、协同式钢空腹夹层板和核心筒剪力墙构成的新型结构体系.该结构体系具有良好的空间受力性能,建筑功能和空间能够灵活划分,目前该结构主要应用于大跨空间结构、高层及超高层建筑结构中^[1].Lu 等^[2]研究了钢-混凝土组合结构在改进塑性铰方法作用下,结构前、后屈服行为的非线性分析.Jeyarajan 等^[3]研究了钢-混凝土组合框架结构在柱失稳情况下的一些加强措施.余德冕等^[4]研究了空间钢网格盒式“筒中筒”结构在水平力作用下产生的剪力滞

收稿日期: 2016-05-08

通信作者: 马克俭(1934-),男,教授,院士,主要从事大跨度、高层及超高层空间结构的研究. E-mail: makejian2002@163.com.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50978064/E080502);贵州大学研究生创新基金资助项目(2015025)

后效应,讨论了墙架刚度、角柱刚度对该结构体系剪力滞后效应的影响.王建硕等^[5]研究了空间钢网格式盒式结构不规则楼板分别在刚性楼板假定和弹性楼板假定下板的应力集中现象.本文拟建空间钢网格式高层束筒结构,建立数值模型对其进行动力弹塑性时程分析.

1 结构数值分析模型

以某拟建工程为例,共 30 层,标准层层高为 3.1 m,总高度为 93 m,建筑平面尺寸为 32.5 m×32.5 m,内核心筒尺寸为 8.0 m×8.0 m,平面尺寸及核心筒大小满足 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[6]和 JG J3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》^[7].假设防烈度为 7°(0.10 g);地震组为第一组;场地类别为 II 类;场地特征周期为 0.35 s;结构阻尼比为 4%;地面粗糙类别为 B 类;基本风压为 0.35 Pa;楼面附加恒载(自质量除外)为 1.5 Pa,楼面活荷载为 3.5 Pa(考虑隔墙线荷载折算面荷载);空腹 T 型梁截面尺寸为 100 mm×150 mm×8 mm×12 mm.根据组合梁中的规定,考虑两侧混凝土板的刚度贡献,按照抗弯刚度相等原则^[1,8],将空腹 T 型梁折算为截面尺寸为 330 mm×150 mm×8 mm×12 mm 的 H 型钢.钢网格式框架沿楼层层高划分为 3 小层,每小层层高由住宅的窗户高度来控制,层高分别为 800,1 500,800 mm.钢梁、钢柱采用 Q345,核心筒钢筋采用 HRB 400,混凝土强度分别采用 C35,C30,楼板混凝土强度均为 C30,钢筋采用 HRB 400.数值模型主要截面尺寸,如表 1 所示.模型结构平面图,如图 1 所示.

表 1 主要截面构件尺寸
Tab.1 Sections of main members

构件类型	截面尺寸/mm	构件类型	截面尺寸/mm
框架柱 1	H450×400×14×24	剪力墙 1	300
框架柱 2	H400×350×13×22	剪力墙 2	250
框架柱 3	H350×300×12×20	剪力墙 3	220
框架柱 4	H300×300×11×18	剪力墙 4	200
楼层框架梁	H300×200×8×14	层间框架梁	H200×100×6×9

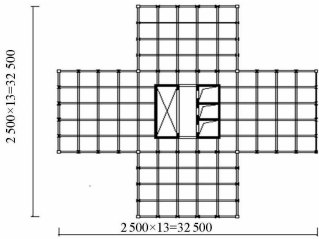


图 1 平面布置图(单位: mm)
Fig.1 Planlayout (unit: mm)

2 动力弹塑性分析

2.1 非线性材料的定义^[9-12]

ETABS 有限元软件中提供了按照中国规范规定的非线性材料本构关系.根据文献[12]ETABS 软件中默认的混凝土本构模型,钢材及钢筋采用双折线模型,在进行动力弹塑性分析之前,需要定义材料的本构关系和恢复力模型,混凝土采用 Takeda 模型,钢筋与钢材都采用随动硬化模型.

2.2 塑性铰指定及分层壳定义^[13-14]

数值模型中的梁、柱采用框架单元,钢框架梁考虑弯曲屈服而产生的塑性铰,在两端指定默认 M3 型铰,混凝土连梁的塑性铰指定与钢框架梁相似,都采用默认的 M3 型铰,不同的是需将连梁的的配筋面积输入到连梁的框架属性当中,钢框架柱考虑轴力与弯矩的作用,两端设置默认 P-M2-M3 型铰,如图 2 所示.

ETABS 软件中,对剪力墙的模拟采用分层壳单元.分层壳在厚度方向上允许存在任意数量的层,每层都具有独立的位置、厚度及材料.因此,可以用分层壳模拟混凝土剪力墙中的混凝土、水平和竖向钢筋.具有分层截面属性的壳单元可以考虑线性、非线性、混合材料行为.对每层选择一个材料、材料角及每层的平面内应力-应变关系分别对应是线性\非线性\无效.

2.3 地震波的选取

结构的弹塑性时程反应根据输入地震波的不同,计算分析结果相差较大^[15-16].为了使弹塑性时程分析结果能够真实反映出结构的动力响应及构件变形,应该合理选取地震波.根据《建筑抗震设计规范》及

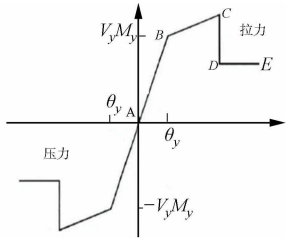


图 2 剪力和弯矩及 PMM 的耦合铰默认属性
Fig.2 Hinge default properties of shear force, bending moment and PMM coupling

条文说明规定,选取两条天然波与一条人工波,并将选取的地震波输入 ETABS 软件进行弹性时程计算.将弹性时程结果与反应谱结果进行对比,计算结果如表 2 所示.表 2 中: V_d 为基底剪力.数值模型中选取的 3 条地震波时程曲线,如图 3 所示.图 3 中: a 为加速度; t 为时间.

由表 2 可知:在两条天然波和一条人工波的弹性时程作用下,基底剪力均位于反应谱计算结果的 65%~135%之间;在 3 条地震波弹性时程作用下,基底剪力的平均值均大于反应谱计算结果的 80%,且小于 120%.因此,选取的 3 条地震波均满足规范要求.将选取的地震波按照规范的要求根据设防烈度调至罕遇地震 $220\text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$,并且分别进行了 X,Y 方向的地震响应时程分析.为了确保地震波的实用性,在

表 2 地震波与反应谱计算结果对比

Tab. 2 Calculation results of seismic waves and response spectra

地震波名	V_d/kN	
	X 方向	Y 方向
Chi-Chi	2 713.576 7	2 959.363 6
Northridge	2 858.042 8	3 684.259 0
RH4TG035	3 088.281 9	3 455.859 4
平均值	2 886.633 8	3 366.494 0
反应谱计算值	2 790.790 1	3 044.082 5

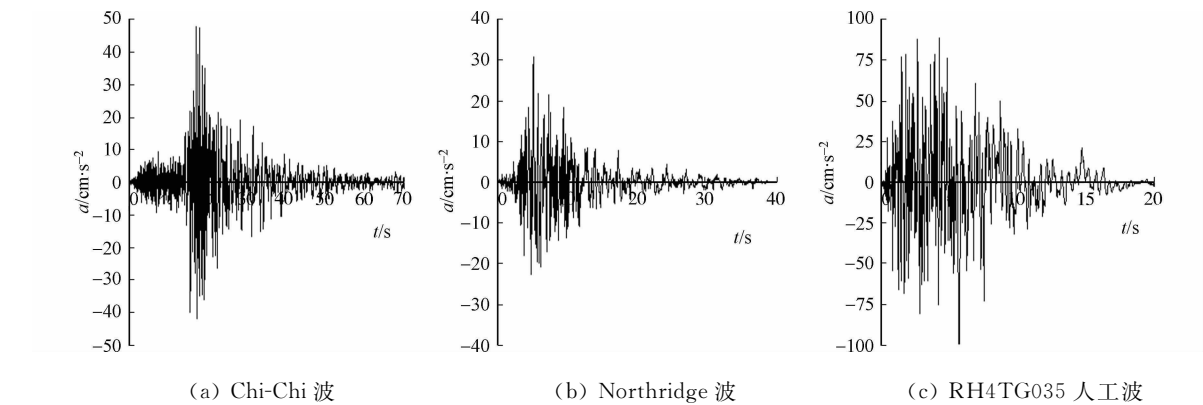


图 3 地震波时程曲线

Fig. 3 Time history curves of seismic wave

进行动力弹塑性之前,对所选择的地震波通过 Seismo Signal 软件进行傅里叶变换.

将地震波主波与规范的反应谱在结构的主要振型周期进行对比,如图 4 所示.图 4 中: η 为地震影响系数; t 为时间.由图 4 可知:前 3 阶周期相差不到 20%,吻合程度很好.

3 动力弹塑性分析结果

3.1 顶点位移时程曲线

盒式束筒结构分别在 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 输入地震波的地震作用下的弹塑性分析顶点位移时程曲线,如图 5,6 所示.图 5,6 中: s 为位移; ω 为地震波输入角度; s_{\max} 为最大顶点位移.在地震波作用初期,结构处于弹性阶段,材料刚度和强度没有退化,无论地震波与 X 轴成 $0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ 输入,还是与 X 轴成 $15^\circ, 45^\circ, 75^\circ$ 输入,结构沿 X,Y 向的顶点位移相差较小.由图 5 可知:由于结构两个方向的刚度不同,随着地震波作用的持续进行,地震波与 X 轴成 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 方向输入时,结构 X 方向弹塑性反应的最大时程位移分别为 210.7,155.6,95.6,50.8,67.4,121.2,178.4 mm;Y 方向弹塑性反应的最大时程位移分别为 181.6,228.4,260.5,279.5,275.5,242.9,212.5 mm.由图 6 可知:结构 X 方向的顶点位移随地震波作用的角度增大,先减小后增大,在地震波 X 轴方向输入时达到最大值 210.7 mm,则说明该数值模型在地震波 X 方向作用时,结构 X 向为薄弱方向;结构 Y 方向的顶点位移随地震波作用的角度增大,先增大后减小,在地震波与 X 轴成 45° 方向输入时达到最大值 275.5 mm,而并不在 Y 轴方向输入达到最大值,说明该数值模型在地震波与 X 轴成 45° 方向时,结构 Y 向为薄弱方向;结构两个方向的顶点均远小于《高规》

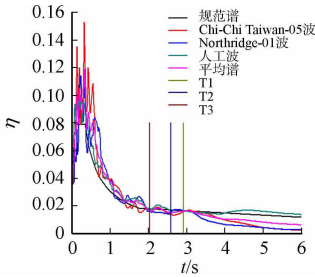


图 4 反应谱对比图

Fig. 4 Comparison of the design response spectrum

所规定的位移限制 775 mm,说明盒式束筒结构具有良好的抗侧刚度。

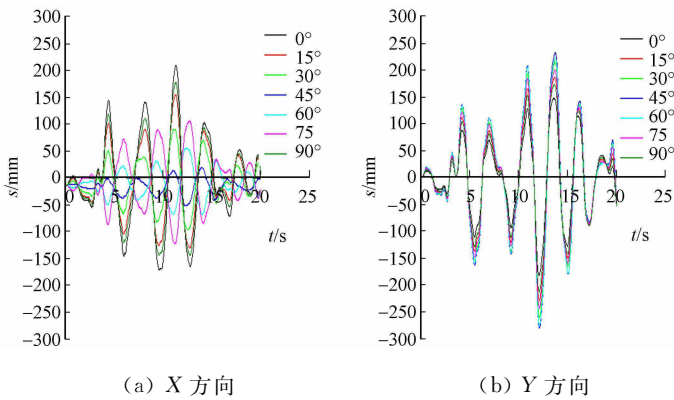


图 5 位移时程曲线
Fig. 5 Time history curves of displacement

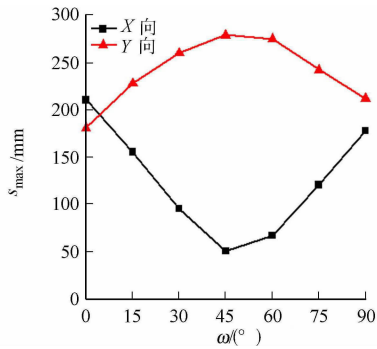


图 6 最大顶点位移随地震波作用变化
Fig. 6 Maximum top displacements for different seismic waves

3.2 基底剪力时程曲线

盒式束筒结构分别在 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 方向输入地震波时,双向地震作用下的弹塑性分析基底剪力时程曲线,如图 7 所示.由图 7 可知:地震波作用初期,结构处于弹性阶段,整个结构的刚度和强度还未退化,结构 X,Y 向的基底剪力大小基本相同.由于结构两个方向的刚度不同,随着地震波作用的持续进行,地震波与 X 轴成 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 方向输入时,结构 X 方向弹塑性反应的最大基底时程剪力分别为 8 534.717,6 451.443,3 931.585,1 275.306,2 414.603,5 023.373,7 304.383 kN;Y 方向弹塑性反应的最大基底时程剪力分别为 11 403.667,13 959.492,15 949.337,16 952.326,16 847.001,15 558.936,13 068.39 kN.

最大基底剪力,如图 8 所示.图 8 中: $V_{d,max}$ 为基底最大剪力.由图 8 可知:结构 X 方向的基底剪力随地震波作用的角度增大,先减小后增大,在地震波与 X 轴成 45° 方向输入时达到最小值 1 275.306 kN,则说明该数值模型在地震波 X 轴成 45° 方向作用时,结构 X 向刚度分担的基底剪力最小;而结构 Y 方向的顶点位移随地震波作用的角度增大,先增大后减小,在地震波与 X 轴成 45° 方向输入时达到最大值 16 952.326 kN,而并不在 Y 轴方向输入时达到最大值,说明该数值模型在地震波与 X 轴成 45° 方向作用时,结构 Y 向刚度分担的基底剪力最大.

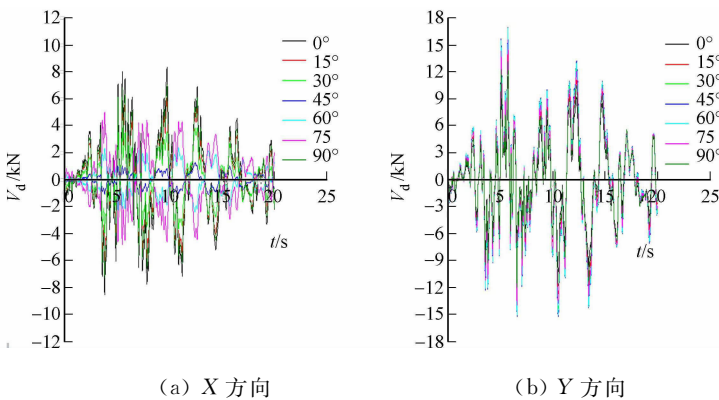


图 7 结构基底剪力时程曲线
Fig. 7 Structural base shear force time history curves

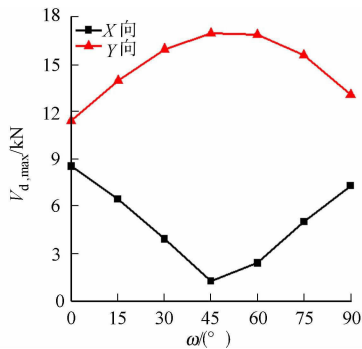


图 8 最大基底剪力随地震波作用变化
Fig. 8 Maximum base shear forces for different seismic waves

3.3 层间位移角

盒式束筒结构分别在 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 方向输入地震波时,地震波在双向地震作用下的弹塑性分析层间位移角曲线,如图 9 所示.图 9 中: f 为楼层; θ 为层间位移角; θ_{max} 为最大层间位移角.由图 9 可知:由于结构两个方向的刚度不同,地震波与 X 轴成 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 方向输入时,结构 X 方向弹塑性反应的最大层间位移角分别为 $1/326, 1/448, 1/774, 1/1532, 1/1122, 1/613, 1/388$,分

别出现在结构的第 14,14,14,7,8,9,14 层;Y 方向弹塑性反应的最大层间位移角分别为 1/480,1/387,1/343,1/330,1/332,1/361,1/415,均出现在结构的第 24 层。

最大层间位移角,如图 10 所示。由图 10 可知:结构 X 方向的层间位移角随地震波作用的角度增大而先减小后增大,在地震波与 X 轴成 45°方向输入时达到最大值 1/1 532,则说明该数值模型在地震波 X 轴成 45°方向作用时结构 X 向影响最小;而结构 Y 方向的层间位移角随地震波作用的角度增大,先增大后减小,在地震波与 X 轴成 45°方向输入时达到最大值 1/330,而并不在 Y 轴方向输入达到最大值,说明该数值模型在地震波与 X 轴成 45°方向作用时对结构 Y 向最不利。在盒式束筒结构中。根据《抗规》规定筒中筒结构的弹塑性层间位移角限值为 1/120,由此可见,结构在与 X 轴成 0°,15°,30°,45°,60°,75°,90°不同角度的罕遇地震作用下,弹塑性反应的最大层间位移角均满足规范 1/120 的要求,表明该结构具有良好的抗扭刚度和抗侧刚度。

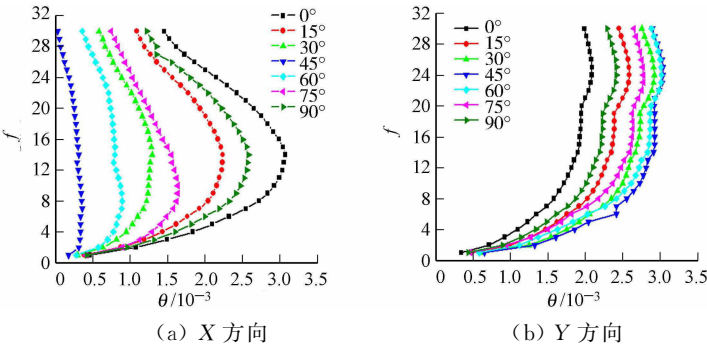


图 9 结构层间位移角曲线
Fig. 9 Curves of structural layer drift angle

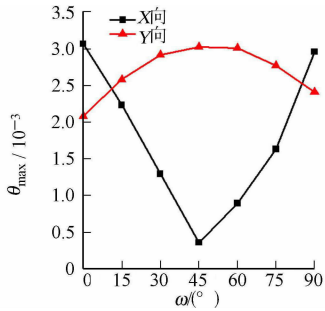
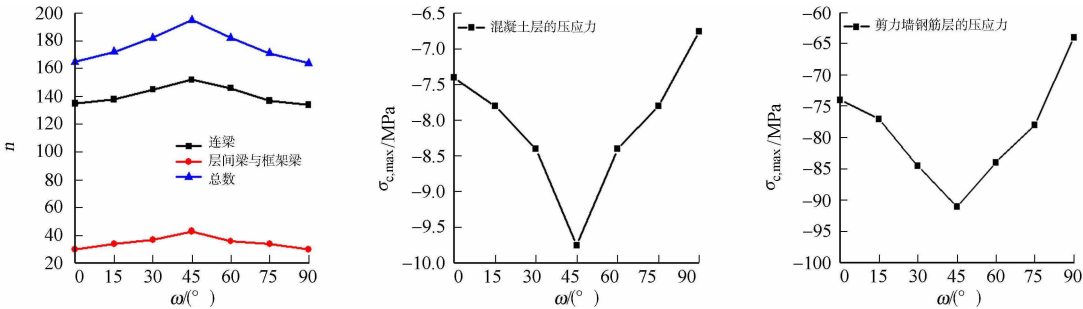


图 10 最大层间位移角随地震波作用变化
Fig. 10 Maximum layer drift angles for different seismic waves

3.4 结构的力学特性及塑性发展

由于结构在不同角度的地震波作用下,结构各构件的塑性发展顺序相似,结构振动特性未出现的差异,仅在结构的变形与结构损伤程度上存在着不同。结构在地震波作用下,核心筒连梁两端发生剪切破坏,出现剪切铰,说明核心筒连梁首先起到消耗地震能量的作用,使得剪力墙不会过早发生破坏。核心筒底部、角部及变截面楼层底部位置为剪力墙抗剪薄弱部位,随着地震波的输入,这部分的混凝土最先进入塑性状态,即混凝土层压应力达到屈服状态。随着混凝土层达到极限状态,由混凝土层承担的力转向钢筋层。紧接着网格式框架中的层间梁开始出现塑性铰,层间梁作为结构外围钢网格式的第一道防线。首先,消耗地震能量,此后,楼层框架梁开始出现塑性铰,至此弹塑性时程分析结束,结构的框架柱未出现塑性铰。综合所述,结构中各构件屈服顺序依次是:核心筒连梁、剪力墙、网格式框架层间梁、楼层框架梁、框架柱。结构在不同角度的地震作用下结构各构件的塑性发展特点,如图 11 所示。



(a) 梁塑性铰数量图 (b) 剪力墙混凝土层最大压应力 (c) 剪力墙竖向钢筋层最大压应力

图 11 不同角度地震波作用下结构塑性发展特点

Fig. 11 Structural plastic development characteristics under seismic wave actions of different angles

图 11 中: n 为塑性铰的数量; $\sigma_{c,max}$ 为混凝土的最大压应力; $\sigma_{s,max}$ 钢筋的最大压应力。由图 11(a) 可知:结构梁构件的塑性铰的数量随地震波作用的角度增大,先增大后减小,在地震波与 X 轴成 45°方向输入时梁的塑性铰数量达到最大值,说明结构在此方向地震波作用下影响最大。由图 11(b) 可知:剪力

墙混凝土层最大压应力随地震波作用的角度增大,先增大后减小,在地震波与 X 轴成 45° 方向输入时达到最大值 9.75 MPa,说明此方向地震作用下,剪力墙混凝土层承担的压应力最大.由图 11(c)可知:剪力墙竖向钢筋层最大压应力随地震波作用的角度增大,先增大后减小,在地震波与 X 轴成 45° 方向输入时达到最大值 91.1 MPa,说明此方向地震作用下,剪力墙竖向钢筋层承担的压应力最大.综合上述,坐标轴方向并不是地震波作用的最危险方向,而是与结构 X 轴成 45° 左右方向对该结构的影响最大.

4 结论

1) 地震波沿不同角度输入对结构的顶点位移、基底剪力、层间位移角影响十分明显,根据计算结果,对结构 X 向最危险的地震波作用方向为 X 轴,对结构 Y 向最危险的地震波作用方向为与结构 X 轴成 45° 角左右.在结构设计中,可以合理的调整结构的强度分配和刚度分布,在一定程度上能够控制结构在地震作用下的弹性反应.

2) 通过结构塑性发展规律可知:盒式束筒结构各构件屈服顺序依次为连梁、剪力墙、层间梁、楼层框架梁、框架柱.结构在罕遇地震下,连梁先发生屈服,核心筒底部、角部及变截面楼层底部位置混凝土和竖向钢筋均受压屈服,但受拉屈服部位面积较小,未出现严重破坏,外框架柱未出现塑性铰,处于弹性状态,满足性能目标的要求.因此,盒式束筒结构在罕遇地震下具有良好的抗震性能,满足大震不倒的抗震设防标准和结构抗震设计性能.

3) 盒式束筒结构在不同角度的地震作用下结构各构件的塑性发展特点:结构梁构件的塑性铰的数量、剪力墙混凝土层最大压应力、剪力墙竖向钢筋层最大压应力随地震波作用的角度增大而先增大后减小,在地震波与 X 轴成 45° 方向输入时达到最大值,说明坐标轴方向并不是地震波作用的最危险方向,而是与结构 X 轴成 45° 角左右方向对该结构的影响最大.

参考文献:

- [1] 马克俭,张华刚,郑涛.新型建筑空间网格结构理论与实践[M].北京:人民交通出版社,2005:209-214.
- [2] LU C K. Nonlinear analysis for the pre-and post-yield behavior of a composite structure with the refined plastic hinge approach[J]. Journal of Constructional Steel Research,2016,119:1-16.
- [3] JEYARAJAN S,RICHARDLIEW J Y,KOH C G. Enhancing the robustness of steel-concrete composite buildings under column loss scenarios[J]. International Journal of Protective Structures,2015,6(3):529-550.
- [4] 余德冕,马克俭,张华刚.新型超高层装配整体钢网格式“筒中筒”混合结构力学特性及其剪力滞后效应[J]. 空间结构,2014,20(2):2-8.
- [5] 王建硕,马克俭,申波,等.装配整体式空间钢网格式结构住宅平面不规则楼板的研究[J]. 贵州大学学报(自然科学版),2015,32(1):103-107.
- [6] 中华人民共和国建设部.建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:8-9.
- [7] 中华人民共和国建设部.高层建筑混凝土结构技术规程:JG J3—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:11-12.
- [8] 孙涛.现浇石膏外墙多高层钢网格式节能住宅结构体系研究[D].天津:天津大学,2012:31-32.
- [9] 北京金土木软件技术有限公司.ETABS 中文版使用指南[M].北京:中国建筑工业出版社,2004:114-118.
- [10] 单孟硕,张晓光,何诚.某超高层结构罕遇地震弹性时程分析[J]. 结构工程师,2014,30(2):84-89.
- [11] 王彪.平面不规则结构的抗震性能及消能减震分析[D].合肥:安徽建筑大学,2015:24-25.
- [12] 袁泉,杨年祥.混凝土本构关系对抗震性能评估影响[J]. 科学技术与工程,2011,18(11):4254-4257.
- [13] 孙若飞.高烈度地区钢框架-核心筒混合结构抗震性能分析[D].昆明:昆明理工大学,2014:61-64.
- [14] DAGHER A M. Non-linear pushover analysis of flatslab building by using SAP2000[J]. European Journal of Civil Engineering and Architecture,2013,10(1):8-15.
- [15] 杨志勇,黄吉锋,邵弘.弹性与弹塑性动力时程分析方法中若干问题探讨[J]. 建筑结构学报,2008(6):213-217.
- [16] 尧国皇,王卫华,陈宜言.超高层钢框架-核心筒结构弹塑性与弹性时程分析结果对比研究[J]. 北京工业大学学报,2013,39(4):529-535.

(责任编辑:陈志贤 英文审校:方德平)