

文章编号:1673-2049(2019)01-0056-11

航站楼复杂超长结构行波效应分析

范重¹, 刘学林¹, 张宇¹, 柴丽娜^{1,2}

(1. 中国建筑设计研究院, 北京 100044; 2. 北京科技大学 土木与资源工程学院, 北京 100083)

摘要:以航站楼为背景,建立了下部为3个混凝土结构单元、上部为整体钢屋盖结构的计算模型,对复杂超长结构在地震行波激励下的响应进行了深入分析。选取了5条天然波和2条人工波,分别沿地震传播方向和垂直地震传播方向进行激励,并考虑了不同视波速的影响,分析了航站楼复杂超长结构的行波效应。结果表明:复杂超长结构存在对称和反对称的局部振型,由于局部振型质量参与系数较小,振型分解反应谱法难以准确反映结构的地震响应;与一致地震输入相比,多点地震输入分析时下部楼层地震剪力增幅较大,且地震传播方向影响显著,对称结构也需要分别考虑正、反2个地震传播方向;多点地震输入时结构的最大层间位移角、扭转位移比、框架柱和钢屋盖杆件的内力均有可能大于一致地震输入的计算结果,超载构件分布具有一定规律性;由于沿长轴方向与沿短轴方向进行激励均可能起控制作用,进行复杂超长结构多点分析时应同时考虑双向地震的作用。

关键词:复杂超长结构;行波效应;多点地震输入;一致地震输入;地震响应

中图分类号:TU312

文献标志码:A

Analysis of Traveling Wave Effect of Complicated Super-long Structures for Terminal Buildings

FAN Zhong¹, LIU Xue-lin¹, ZHANG Yu¹, CHAI Li-na^{1,2}

(1. China Architecture Design & Research Group, Beijing 100044, China;

2. School of Civil and Resource Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China)

Abstract: Based on the background of terminal building, the calculation model with three concrete structural units at the lower part and the steel roof structure at the upper part was established. The response of complicated super-long structures under seismic traveling wave excitation was analyzed comprehensively. Five natural waves and two artificial waves were selected to excite in both earthquake propagation direction and perpendicular direction, and the effects of different apparent wave velocities were considered. The traveling wave effect of complicated super-long structure for terminal building was analyzed. The results show that there were symmetrical and antisymmetrical local vibration modes in complicated super-long structures. Because the mass participation coefficient of local modes is small, it is difficult to accurately reflect the seismic response of structures by vibration mode decomposition response spectrum method. Compared with the uniform input, the shear force of the lower floor increases greatly in multi-point input analysis, and the direction of seismic propagation has significant impact. The symmetrical structure also needs to consider the positive and negative directions of seismic propagation respectively. The maximum inter-story displacement angle, torsional displacement ratio, internal

收稿日期:2018-06-19

基金项目:中国建设科技集团科技创新基金项目(Z2016J05)

作者简介:范重(1959-),男,北京市人,教授级高级工程师,工学博士,E-mail:fanz@cadg.cn。

forces of frame columns and steel roof members may be larger than those calculated by the uniform input method, and the distribution of overloaded members has certain regularity. Because excitation along long and short axes may play a controlling role, the effect of bidirectional earthquake should be taken into account in multi-point analysis of complicated super-long structures.

Key words: complicated super-long structure; traveling wave effect; multi-point input; uniform input; seismic response

0 引言

地震波的传播是一个非常复杂的过程,当结构长度很大时,结构底部各点的地震激励影响存在明显差异。与一致地震输入相比,多点地震输入对超长结构的位移、扭转比以及构件内力均会产生显著影响。因此,中国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1]与欧洲规范^[2]中均规定,当结构长度超过 300 m 时,宜补充多点地震输入的地震时程分析。

早期行波效应研究主要针对大跨度桥梁的抗震设计^[3],随着近年来超大型公共建筑的增多,多点地震输入地震响应计算方法研究受到许多学者的关注^[4-8],多点地震输入的抗震设计方法逐渐在航站楼、铁路站房等大跨度结构中得到应用^[9-11]。

航站楼等大型公共建筑下部主体结构通常采用混凝土框架,上部大跨度屋盖采用钢结构体系。由于超长结构对温度变化和混凝土收缩变形比较敏感,为了避免温度效应引起超长结构内力过大、混凝土开裂等,下部超长混凝土结构通常设置温度缝,将超长结构单位划分为若干个平面尺寸较小的结构单元。根据建筑造型和防水构造等方面的要求,钢屋盖通常作为一个整体结构。为了适应超长屋盖温度变形的需要,可在下部混凝土结构的顶部将混凝土框架柱转换为钢管柱,支承上部钢屋盖。上述结构体系可以充分发挥混凝土结构与钢结构各自的优势,受力性能可靠,建造技术成熟,技术经济性好。

航站楼下部为多个混凝土结构单元,上部为整体钢屋盖结构,属于复杂串并联结构体系,其动力特性与地震响应复杂,多点地震输入的响应值得关注。

本文对地震行波效应的计算方法进行了较为全面的回顾,以航站楼结构为背景,建立下部为 3 个混凝土结构单元、上部为整体钢屋盖的计算模型,选取了 5 条天然波和 2 条人工波,分别对结构施加地震传播方向和垂直地震传播方向的激励,对多点地震输入与一致地震输入的计算结果进行全面分析,旨

在得到行波效应对复杂超长结构的响应规律。

1 地震行波效应的分析方法

1.1 地震波传播的特点

对房屋建筑造成危害的地震主要为构造地震,即断层地震。位于地幔岩浆之上的地壳板块在长期互相挤压、分离等构造运动中发生变形,缓慢形成褶皱与断层。当变形超过岩石的承载能力,岩石突然发生断裂、错动,长期累积的巨大能量迅速释放,从而引起地面强烈运动^[12]。

地震发生时,地震波从震源(断裂带)向周边传播。地震波可分为纵波(P 波、压缩波)、横波(S 波、剪切波)和面波(L 波)3 种类型^[13]。

纵波的振动方向和波的行进方向相同,纵波传播速度较快,通常最先到达,使地面发生上、下振动,但破坏性较弱。横波的振动方向垂直于波的行进方向,传播速度仅次于纵波,破坏性较强。横波的振动可进一步分解为垂直于波传播方向平面内 2 个正交方向的振动,即 SH 波(水平偏振横波)和 SV 波(垂直偏振横波),分别使地面发生左右和前后振动。

面波是由纵波与横波在地表或位于层状地质构造界面相遇后产生的混合波,面波沿地面传播,是造成建筑物强烈破坏的主要因素,其中最重要的是勒夫波和瑞利波,振幅随深度增加而逐渐减小。勒夫波的振动方向和地震波的行进方向垂直,仅有水平方向的振动,没有垂直分量,振幅很大,在地震中最具破坏性。瑞利波在沿波传播方向的竖直平面内逆时针椭圆形振动。勒夫波和瑞利波的波速与剪切波的波速相比,数值上相等或略小。

在上述地震波传播过程中,由于地质条件和空间方位关系等因素的影响,存在非均匀场地相干效应、局部场地效应、地震波衰减以及行波效应等多种复杂地震响应。

航站楼等大型公共建筑结构单体的平面尺寸较大,地震波传至结构竖向构件底部的时间存在明显的差异,形成了行波效应。研究表明,相对于一致地

面运动,考虑行波效应对建筑产生的影响占主导地位^[14]。

在进行考虑地震行波效应的时程分析时,输入结构竖向构件底部的地震波形不变,仅在时间上存在差异。假定地面点 1 与点 2 之间的距离为 s ,点 1 至点 2 的视波速为 v_{app} ,多点地震输入时,点 2 与点 1 的地面加速度 $\ddot{u}_{g2}(t)$ 和 $\ddot{u}_{g1}(t)$ 满足如下关系

$$\ddot{u}_{g2}(t) = \ddot{u}_{g1}\left(t + \frac{s}{v_{app}}\right) \quad (1)$$

式中: t 为时间。

在对结构进行有限元分析时,可以通过对各支点施加强制边界条件实现多点地震输入。当视波速为无穷大时,结构各竖向构件底部的地震波形相同,即为一致地震输入。

1.2 视波速估算方法

地震波在基岩中的传播速度很快,在上部覆盖土层中的传播速度较慢。确定视波速时,假定地震波从震源至拟建场地为直线传播,并忽略地震波在土层传播过程中发生折射及局部突出地形的影响。地震波从震源 O 至建筑物的传播路径如图 1 所示,其中, L 为建筑物沿传播方向的长度, S 为震中距, D 为覆盖层厚度, H_r 为基岩顶面至震源的深度。地震波到达建筑物 A 点与 B 点的时间差 Δt_{AB} 为

$$\Delta t_{AB} = \frac{L_{OB'}}{v_r} + \frac{L_{B'B}}{v_{se}} - \frac{L_{OA'}}{v_r} + \frac{L_{A'A}}{v_{se}} = \frac{L_{OB'} - L_{OA'}}{v_r} + \frac{L_{B'B} - L_{A'A}}{v_{se}} \quad (2)$$

式中: v_r 为地震波在基岩中的剪切波速; v_{se} 为地震波在覆盖层中的等效剪切波速; $L_{OB'}$ 、 $L_{B'B}$ 、 $L_{OA'}$ 、 $L_{A'A}$ 分别为线段 OB' 、 $B'B$ 、 OA' 、 $A'A$ 的长度。

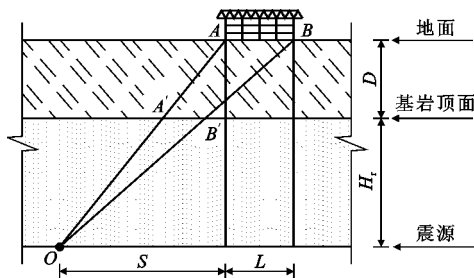


图 1 地震波传播示意图

Fig. 1 Schematic Diagram of Earthquake Wave Propagation

根据图 1 所示的几何关系,线段 OB' 、 $B'B$ 与 $A'A$ 、 OA' 分别用震中距、覆盖层厚度和震源深度表示,由地震波到达建筑物的时间差 Δt_{AB} 与建筑物沿传播方向的长度 L 可确定地震波经过建筑物时的视波速 v_{app} 为

$$v_{app} = v_r v_{se} HL / \{ [v_r D + v_{se} (H - D)] \cdot (\sqrt{(S+L)^2 + H^2} - \sqrt{S^2 + H^2}) \} \quad (3)$$

式中: H 为震源深度。

影响视波速的因素很多,如震源深度、震中距离、岩性特征、覆盖层厚度等。在《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1]中,尚未对于视波速取值做出具体规定。实际工程计算结果表明,较低的视波速对结构抗震更为不利^[15]。

在进行超长结构行波效应分析时,视波速的上限可以根据震源深度、入射角度和建筑物的尺度采用式(3)的简化计算方法确定,视波速的下限可以偏于安全地选取建设场地的等效剪切波速。

1.3 地震激励方向的确定

地震时地面运动为一种非常复杂的非平稳随机过程,强震观测表明,尽管有时地面运动的主方向和次方向与震中方向有关,但地震波经过多次反射与折射后,地面运动分量之间的相关性往往较弱。在进行大跨度空间结构行波效应抗震分析时,考虑多维地震输入非常必要^[16-17],因此,进行超长结构的地震行波效应分析时,通常假定地震作用方向与地震传播方向无关。

在进行超长结构行波效应分析时,可以考虑在多个方向进行地震输入,如 0° 、 45° 、 90° 方向等。当地震传播方向与建筑长边方向平行时,行波效应的影响较为突出,因此,对于长宽比较大的建筑,可以仅考虑地震波沿建筑长边传播时的响应。

2 复杂超长结构算例

2.1 建筑概况

航站楼下部主体结构的总平面尺寸为 $396 \text{ m} \times 180 \text{ m}$,地上结构 3 层,首层和二层的层高分别为 7.5 m 和 14.0 m ,三层出发大厅屋顶标高为 34.0 m 。

航站楼主体结构采用混凝土框架结构,柱网尺寸为 $18 \text{ m} \times 18 \text{ m}$ 。考虑到总体结构长度很大,为了减小混凝土温度收缩变形的影响,将下部混凝土结构分为 A 区、B 区和 C 区 3 个结构单元。航站楼结构布置见图 2。

主体结构的框架柱主要截面尺寸为 D1100,支承钢屋盖的框架柱主要截面尺寸为 D1300,混凝土强度等级均为 C50。为了增强整体结构的抗扭性能,在长轴方向的端跨将框架柱截面尺寸调整为 D1200,将支承钢屋盖的框架柱截面尺寸调整为 D1400。为适应超长屋盖的温度变形,在 34.0 m 标高(3 层)以上采用钢管柱,柱距为 $36 \text{ m} \times 36 \text{ m}$,柱

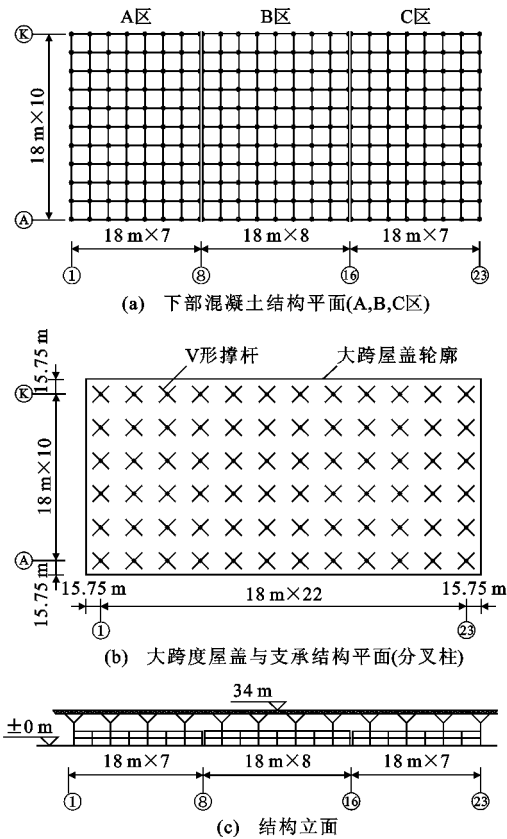


图 2 航站楼结构布置

Fig. 2 Structural Layout of Terminal Building

高为 8.0 m,柱截面尺寸分别为 D1200×30 与 D1300×35(长轴端跨)。框架梁截面尺寸主要为 1 000 mm×1 200 mm,在长轴方向的端跨,框架梁截面尺寸为 800 mm×1 500 mm。次梁采用双向交叉布置,截面尺寸均为 300 mm×800 mm,间距为 4.5 m。楼板厚度均为 150 mm。各楼层梁、板混凝土强度等级均为 C40。主体结构主要构件尺寸如

表 1 主体结构构件尺寸

Tab. 1 Dimensions of Main Structure Members

构件	截面尺寸	材质	备注
框架柱	D1100, D1200(长轴端跨)	C50	
支承屋盖框架柱	D1300, D1400(长轴端跨)	C50	
钢管柱	D1200×30, D1300×35(长轴端跨)	Q345B	直缝焊接管
框架梁	1 000 mm×1 200 mm, 800 mm×1 500 mm(长轴端跨)	C40	

表 2 钢屋盖杆件尺寸

Tab. 2 Dimensions of Steel Roof Members

构件	截面尺寸	材质	备注
V 形撑杆	D500×20	Q345B	热轧无缝管
下弦杆	D180×8	Q345B	热轧无缝管
腹杆	D180×8(V 形撑杆端部), D127×8(其他)	Q345B	热轧无缝管
上弦杆	D159×6	Q345B	热轧无缝管
球节点	D500×20	Q345B	加肋焊接球

表 1 所示。

屋盖平面尺寸为 427.5 m×211.5 m,采用平板网架结构,网架高度为 3 m。网架通过 V 形撑杆支承在主体结构钢管柱的顶部,V 形撑杆尺寸均为 D500×20,材质为 Q345B。钢屋盖网架上、下弦杆和腹杆的尺寸如表 2 所示,采用加肋焊接球节点。

2.2 荷载与作用

航站楼结构的设计基准期为 50 年,结构重要性系数为 1.0。结构自重由软件自动计算,下部混凝土结构附加恒载为 3.8 kPa,钢屋盖附加恒载为 1.1 kPa。航站楼出发大厅活荷载为 3.5 kPa,钢屋盖活荷载为 0.5 kPa。

抗震设防烈度为 7 度,设计地震分组为第 1 组,场地类别为 III 类,覆盖层等效剪切波速为 250 m·s⁻¹。

根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1]的规定,当结构长度超过 300 m 时,应考虑行波效应的影响。本文共选取 7 条地震波进行时程分析,包括 5 条天然波和 2 条人工波,各条地震波及其反应谱曲线见图 3。

根据 7 条地震波计算得到的底部剪力与按照《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1]振型分解反应谱法得到的底部剪力见表 3。由表 3 可知:在 X 方向地震作用时,7 条波底部剪力的最小值为反应谱法底部剪力的 78.96%,7 条波底部剪力的平均值为反应谱法底部剪力的 89.75%;在 Y 方向地震作用时,7 条波底部剪力的最小值为反应谱法底部剪力的 84.50%,7 条波底部剪力的平均值为反应谱法底部剪力的 91.32%,可以满足《建筑抗震设计规范》中“各条地震波计算所得底部剪力不小于反应

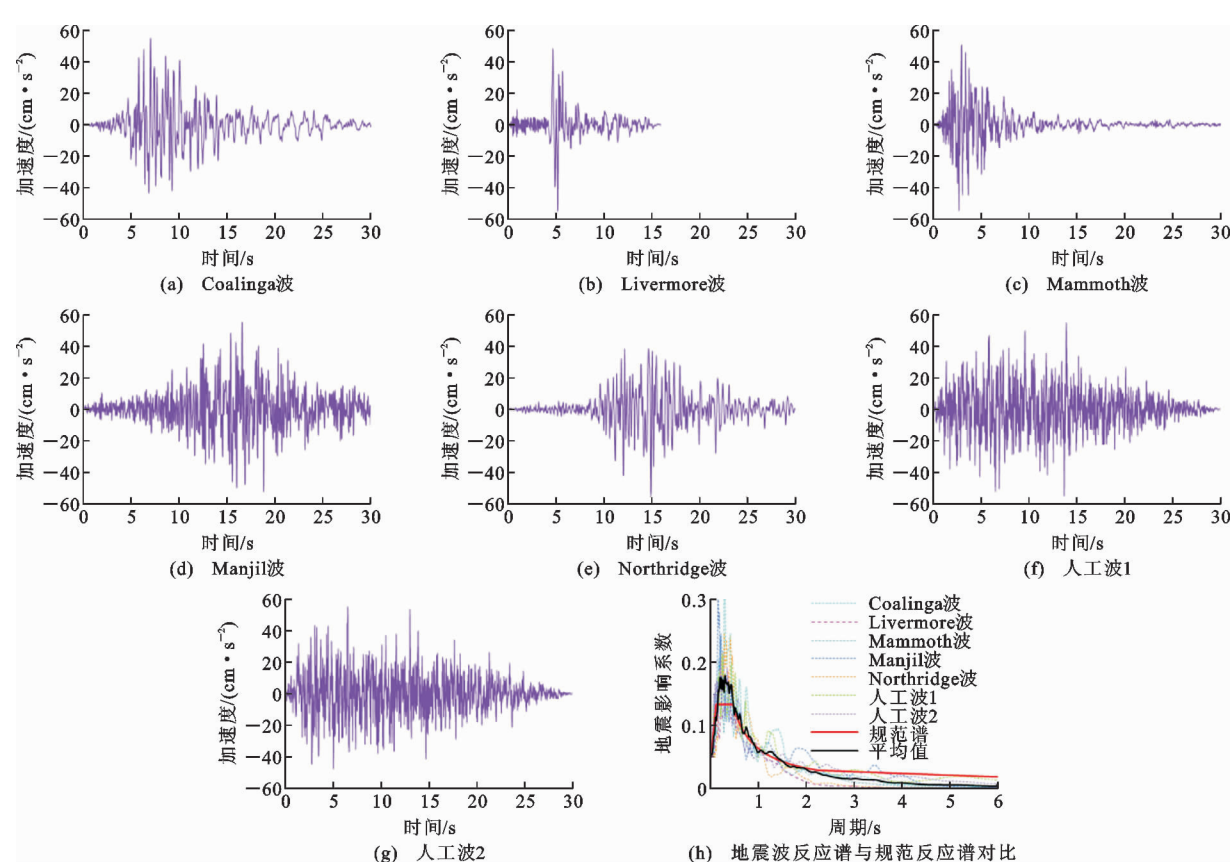


图 3 地震记录和反应谱曲线

Fig. 3 Seismic Records and Response Spectrum Curves

表 3 时程法与反应谱法底部剪力计算结果比较

Tab. 3 Comparison of Bottom Shear Forces Calculated by Time-history Method and Response Spectrum Method

计算方法		X 方向地震激励		Y 方向地震激励	
		底部剪力/kN	比值/%	底部剪力/kN	比值/%
时程法	Coalinga 波	115 264.09	92.86	121 725.22	99.63
	Livermore 波	112 027.63	90.25	104 826.21	85.80
	Mammoth 波	98 013.22	78.96	103 236.15	84.50
	Manjil 波	115 982.07	93.44	108 530.80	88.83
	Northridge 波	114 189.77	91.99	116 074.81	95.00
	人工波 1	114 940.59	92.60	121 734.70	99.64
	人工波 2	109 384.51	88.12	104 879.16	85.84
	平均值	111 400.27	89.75	111 572.44	91.32
反应谱法		124 128.05	100.00	122 178.91	100.00

注:比值为时程法和反应谱法底部剪力计算结果之比。

谱法底部剪力的 65%,7 条地震波底部剪力平均值不小于反应谱法底部剪力的 80%”的要求。

为了深入研究行波效应对下部多个混凝土结构单元和上部整体钢屋盖复杂结构体系的影响,假定地震波沿建筑长轴方向(X 方向)传播,选取 1.5, 1.0,0.5 km·s⁻¹ 三种视波速,分别沿平行地震传播方向与垂直地震传播方向进行激励。

3 主要计算结果

3.1 结构动力特性

结构的振型模态、自振周期及相应振型质量参与系数分别如图 4 和表 4 所示。从图 4 和表 4 可以看出,前 3 阶振型分别为结构沿 X 方向与 Y 方向平动以及绕 Z 轴转动的整体振型,屋盖与下部各结构

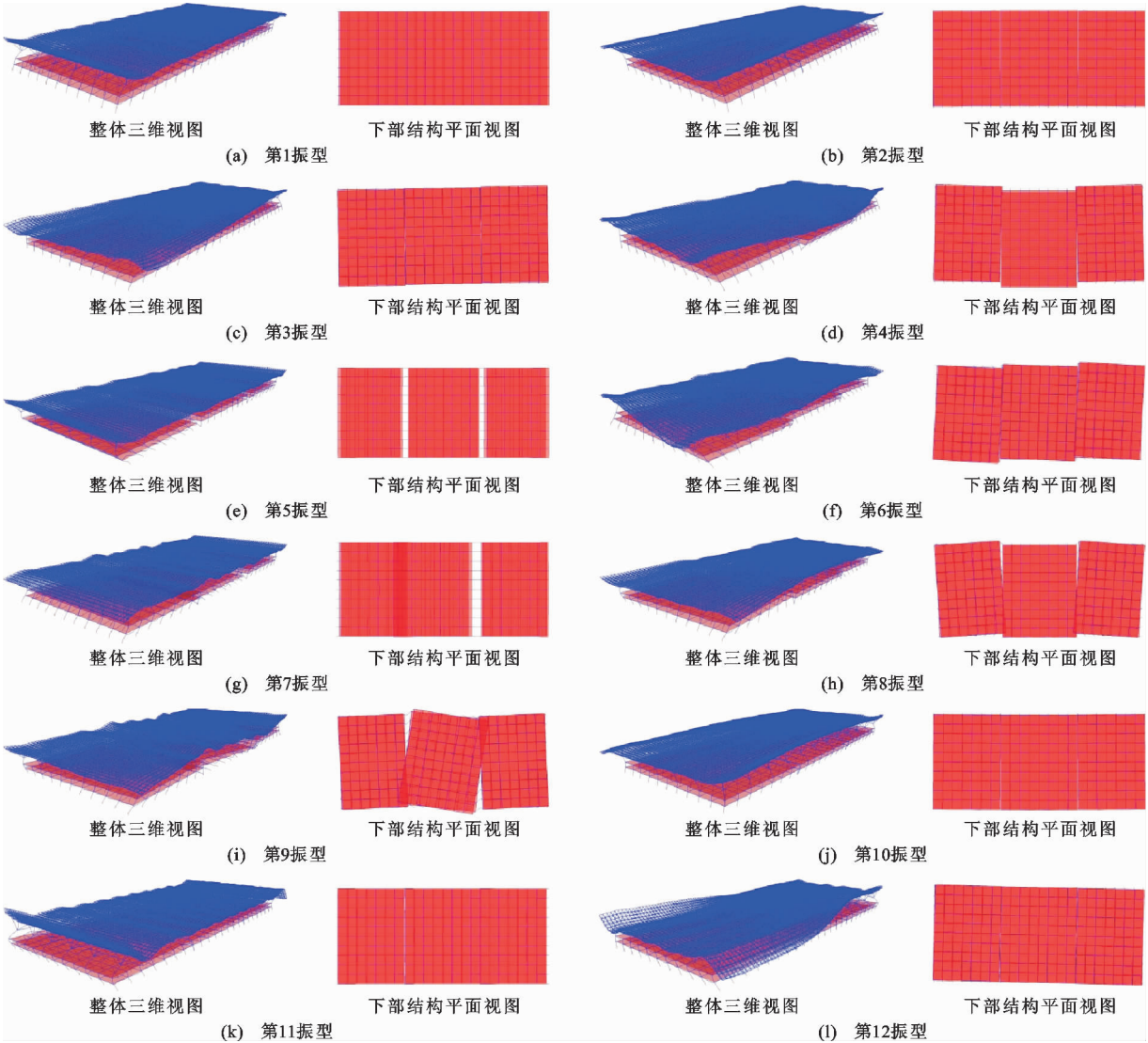


图 4 结构的振型模式

Fig. 4 Vibration Modes of Structure

表 4 结构的自振周期与振型质量参与系数

Tab. 4 Natural Vibration Periods and Vibration Mode Mass Participation Coefficients of Structure					
振型阶次	自振周期/s	振型质量参与系数			振型描述
		U_X	U_Y	R_Z	
1	1.063 9	0.663 77	0.000 00	0.000 00	X 方向整体平动
2	1.061 0	0.000 00	0.646 16	0.000 00	Y 方向整体平动
3	1.026 5	0.000 00	0.000 00	0.639 54	整体转动
4	0.886 3	0.000 00	0.000 58	0.000 00	Y 方向平动+对称转动
5	0.826 1	0.000 00	0.000 00	0.000 00	X 方向对称平动
6	0.808 0	0.000 00	0.000 00	0.000 35	反对称转动
7	0.805 8	0.002 93	0.000 00	0.000 00	X 方向对称平动
8	0.756 1	0.000 00	0.000 71	0.000 00	Y 方向平动+对称转动
9	0.735 5	0.000 00	0.000 00	0.006 09	反对称转动
10	0.687 1	0.000 00	0.277 65	0.000 00	Y 方向整体平动
11	0.677 8	0.275 25	0.000 00	0.000 00	X 方向整体平动
12	0.642 6	0.000 00	0.000 00	0.258 80	整体转动
合计		0.941 95	0.925 10	0.904 78	

注: U_X 、 U_Y 、 R_Z 分别为 X 方向平动、Y 方向平动和绕 Z 轴转动的振型质量参与系数。

共同变形,屋盖仅在周边悬挑部位变形较大,相应的振型质量参与系数为 0.64~0.664。第 4 阶至第 9 阶振型为下部各结构单元的对称振型与反对称振型,但各振型的质量参与系数均很小。第 10 阶至第 12 阶振型为结构的整体平动与转动振型,屋盖与下部各结构单元变形协调。对于前 12 阶振型,X 方向与 Y 方向平动以及绕 Z 轴转动的振型质量参与系数均已大于 0.9。由此可见,对于复杂超长结构,由于局部振型的质量参与系数较小,振型分解反应谱法难以全面反映其影响,补充地震时程分析,特别是进行考虑行波效应影响的时程分析非常必要。

3.2 楼层最大层剪力

为了比较多点地震输入和一致地震输入计算得到的水平地震剪力、结构变形以及构件内力等的大小,多点地震输入计算变量的影响系数 γ 定义如下

$$\gamma=\frac{F_{me}}{F_{se}} \tag{4}$$

式中: F_{me} 、 F_{se} 分别为在各条地震波作用下多点激励与一致激励计算结果最大值的均值。

在 7 条沿 X 轴正方向传播的地震波作用下,分别进行一致地震输入与多点地震输入时程分析,选取 1.5,1.0,0.5 km·s⁻¹ 三种视波速,分别在平行地震传播方向与垂直地震传播方向进行激励,得到的各楼层水平地震剪力影响系数见表 5。从表 5 可

以看出,在 X 方向地震作用下,多点地震输入时 A 区与 C 区下部楼层的地震剪力峰值明显增大,B 区的地震剪力峰值略有减小。由于大跨度屋盖的协调作用,多点地震输入时各区上部楼层的地震剪力峰值均小于一致输入时的水平地震剪力峰值。在 Y 方向地震作用下,多点地震输入时 A 区与 B 区的地震剪力峰值减小,C 区的地震剪力峰值明显增大,说明地震传播方向存在较大影响,且在结构短边方向进行激励可能更为不利。当视波速减小时,结构的水平地震剪力总体上随之减小。

3.3 层间位移角

在 7 条地震波作用下,各结构单元的层间位移角影响系数见表 6。由表 6 可知,在 X 方向 1.5 km·s⁻¹ 视波速地震作用下,A 区与 C 区底部楼层的层间位移角增大,B 区减小;上部楼层的层间位移角均明显减小。在 Y 方向 1.5 km·s⁻¹ 视波速地震作用下,各结构单元的层间位移角均有增大的情况,说明沿结构短边方向进行激励时对层间位移角较为不利。当视波速减小时,结构的层间位移角总体上随之减小。

3.4 扭转效应

在 7 条地震波作用下,结构扭转位移比影响系数如表 7 所示。从表 7 可以看出,总体上来说,多点地震输入时结构的扭转位移比有所增大,且随着视

表 5 结构水平地震剪力影响系数 γ_E

Tab.5 Effect Coefficient γ_E on Horizontal Earthquake Shear Forces for Structure

结构单元		A 区			B 区			C 区		
楼层		首层	二层	三层	首层	二层	三层	首层	二层	三层
不同 v_{app} (km·s ⁻¹) 时的 $\gamma_{E,X}$	1.5	1.122	1.004	0.942	0.909	0.853	0.877	1.213	1.227	0.816
	1.0	1.178	1.039	0.789	0.920	0.802	0.707	1.327	1.297	0.681
	0.5	0.818	0.697	0.422	1.033	0.779	0.508	1.149	0.986	0.418
不同 v_{app} (km·s ⁻¹) 时的 $\gamma_{E,Y}$	1.5	0.855	0.871	0.833	0.873	0.868	0.851	1.187	1.148	1.142
	1.0	0.851	0.819	0.753	0.803	0.792	0.701	1.227	1.133	1.169
	0.5	0.899	0.799	0.494	0.778	0.707	0.241	0.971	0.957	0.695

注: $\gamma_{E,X}$ 、 $\gamma_{E,Y}$ 分别为 X 方向与 Y 方向激励时结构的水平地震剪力影响系数。

表 6 结构层间位移角影响系数 γ_θ

Tab.6 Effect Coefficient γ_θ on Inter-story Drift Ratios for Structure

结构单元		A 区			B 区			C 区		
楼层		首层	二层	三层	首层	二层	三层	首层	二层	三层
不同 v_{app} (km·s ⁻¹) 时的 $\gamma_{\theta,X}$	1.5	1.021	0.524	0.898	0.687	0.616	0.862	1.492	0.986	0.846
	1.0	0.845	0.551	0.750	0.422	0.390	0.721	0.978	0.604	0.676
	0.5	0.705	0.458	0.372	0.314	0.288	0.437	0.652	0.413	0.327
不同 v_{app} (km·s ⁻¹) 时的 $\gamma_{\theta,Y}$	1.5	1.180	1.006	0.849	1.006	0.902	0.901	1.262	1.233	1.089
	1.0	1.256	1.046	0.792	1.046	0.827	0.781	1.435	1.305	1.122
	0.5	1.168	0.688	0.602	0.688	0.756	0.408	1.438	0.957	0.897

注: $\gamma_{\theta,X}$ 、 $\gamma_{\theta,Y}$ 分别为 X 方向与 Y 方向激励时结构的层间位移角影响系数。

表 7 结构扭转位移比影响系数 γ_t

Tab. 7 Effect Coefficient γ_t on Rotation-displacement Ratios for Structure

结构单元		A 区			B 区			C 区		
楼层		首层	二层	三层	首层	二层	三层	首层	二层	三层
不同 v_{app} ($\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$) 时的 $\gamma_{t,X}$	1.5	1.014	1.017	1.024	1.146	1.056	1.049	0.987	1.068	1.035
	1.0	1.015	1.021	1.015	1.222	1.045	1.056	0.978	1.043	1.041
	0.5	1.085	1.063	1.027	1.248	1.034	1.067	1.029	1.053	1.065
不同 v_{app} ($\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$) 时的 $\gamma_{t,Y}$	1.5	1.062	1.062	0.975	1.078	1.073	1.076	0.994	1.071	0.976
	1.0	1.073	1.086	0.986	1.134	1.104	1.108	1.011	1.127	1.047
	0.5	1.068	1.137	1.113	1.176	1.151	1.270	1.055	1.236	1.233

注： $\gamma_{t,X}$ 、 $\gamma_{t,Y}$ 分别为 X 方向与 Y 方向地震激励时结构的扭转位移比影响系数。

波速降低,结构的扭转位移比相应增大。

3.5 框架柱内力

在 7 条地震波作用下,整体结构框架柱剪力影响系数累计单元百分比的分布情况如图 5 所示,其中, v_{Xapp} 、 v_{Yapp} 分别为 X 方向和 Y 方向地震激励时的视波速。从图 5 可知:在 X 方向地震激励时,底部楼层剪力增大的框架柱占比较大,上部楼层剪力增大的框架柱占比较小;在 Y 方向地震激励时,各层剪力增大的框架柱占比较为接近。对于上部楼层,当视波速增大时,框架柱的剪力影响系数随之增大;对于底部楼层,该趋势并不明显。

为了进一步分析多点地震输入时剪力增大框架柱所在的部位,图 6 给出了 1.5、1.0、0.5 $\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$ 三种视波速在 Y 方向地震激励时剪力影响系数大于 1.0 的框架柱分布,图 6 中深色杆件表示多点地震输入内力大于一致地震输入内力的构件。从图 6 可以看出:多点地震输入对下部楼层框架柱的影响较大;在同一楼层,多点地震输入对地震波到达较晚的 C 区影响较大;对于各结构单元,多点地震输入对各区端部附近的框架柱影响较大。由此可见,即使是对称结构,在进行多点地震输入分析时也需要分别考虑正、反 2 个地震传播方向。

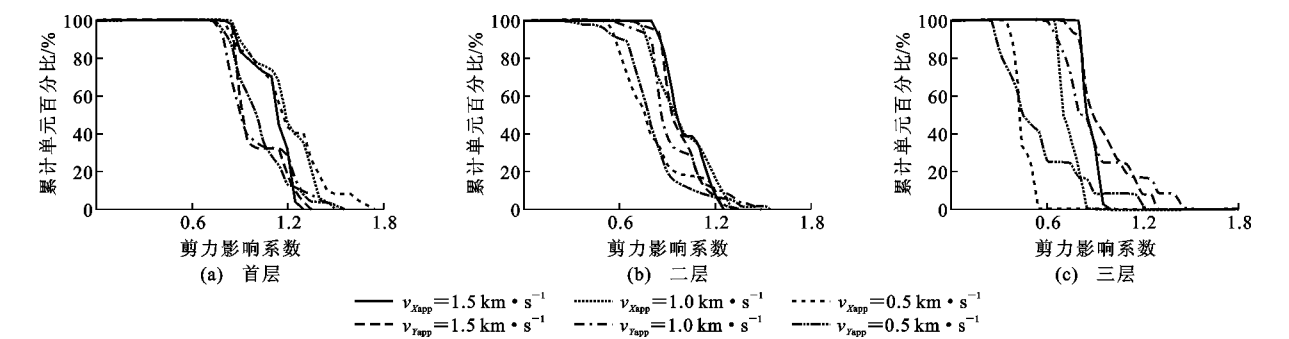


图 5 框架柱剪力影响系数 γ_v

Fig. 5 Effect Coefficient γ_v on Shear Force for Frame Columns

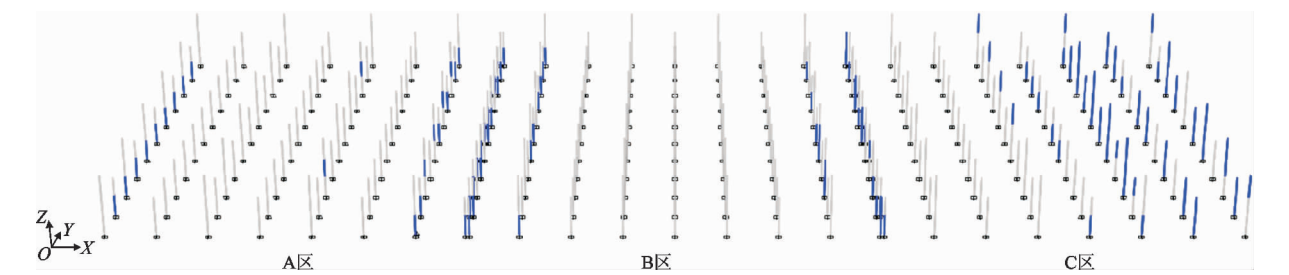


图 6 Y 方向激励剪力超载框架柱 ($\gamma_v > 1.0$) 分布

Fig. 6 Distribution of Frame Columns with Shear Force Overloading ($\gamma_v > 1.0$) Under Y-direction Excitation

为了考察多点地震输入计算得到的框架柱剪力大小与反应谱法计算结果的关系,分别选取 1.5、1.0、0.5 $\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$ 三种视波速,在 Y 方向进行地震激励,此时将多点地震输入得到框架柱剪力的最大值与反应谱法计算值的比值作为框架柱剪力的比例系数,如表 8 所示。从表 8 可以看出,与反应谱法相

表 8 多点地震输入与反应谱法框架柱剪力的比例系数

Tab. 8 Shear Force Ratios by Multi-point Input and Response Spectrum Method for Frame Columns

结构单元		A 区			B 区			C 区		
构件		角柱	边柱	中间柱	角柱	边柱	中间柱	角柱	边柱	中间柱
不同 v_{app} ($\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$) 时 三层的剪力比例系数	1.5	0.447	0.425	0.234	0.349	0.351	0.201	0.286	0.289	0.176
	1.0	0.483	0.464	0.273	0.465	0.465	0.280	0.464	0.452	0.259
	0.5	0.495	0.478	0.232	0.546	0.548	0.381	0.493	0.492	0.277
不同 v_{app} ($\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$) 时 二层的剪力比例系数	1.5	1.183	1.202	1.165	1.183	1.106	1.068	1.535	1.666	1.408
	1.0	1.190	1.106	1.134	1.113	1.057	0.998	1.531	1.749	1.424
	0.5	1.007	0.934	1.133	1.035	1.043	1.285	1.552	1.546	1.403
不同 v_{app} ($\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$) 时 首层的剪力比例系数	1.5	1.124	1.121	1.067	1.093	1.081	1.053	1.568	1.513	1.478
	1.0	1.117	1.119	1.059	1.109	1.091	1.034	1.677	1.633	1.529
	0.5	1.285	1.132	1.159	1.317	1.281	1.169	1.538	1.528	1.318

比,采用多点地震输入时各区首层与二层框架柱的剪力均有所增大,其中 C 区的增幅最大,而三层框架柱的剪力显著减小。总体上来说,多点地震输入角柱剪力的增大幅度较大,边柱次之,中间柱最小。

从上述分析可以看出,对于复杂超长结构体系,为了考虑多点地震输入的影响,应根据楼层与部位对构件进行分组,对超载构件反应谱法得到的内力进行放大。

3.6 V 形撑杆轴力

在 7 条地震波作用下,V 形撑杆轴力影响系数累计单元百分比如图 7 所示。从图 7 可以看出:在 X 方向地震激励时,多点地震输入不起控制作用,随着视波速减小,轴力影响系数进一步减小;在 Y 方向地震激励时,多点地震输入对部分杆件起控制作用,随着视波速增大,轴力增大杆件的数量随之增多。

为了更加明确 Y 向多点地震输入对 V 形撑杆不同区域杆件的影响,图 8 给出了 1.5,1.0,0.5 $\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$ 三种视波速作用下,Y 方向地震激励时 V 形撑杆(轴力影响系数大于 1.0)的分布,图 8 中深色杆件为多点地震输入杆件轴力与一致地震输入轴

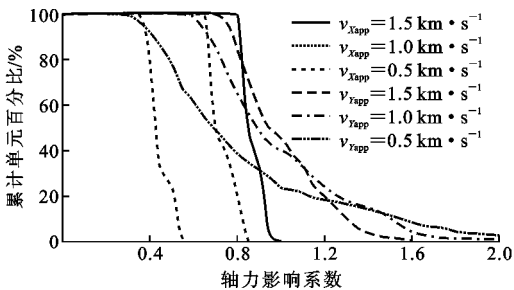


图 7 V 形撑杆轴力影响系数 γ_N

Fig. 7 Effect Coefficients γ_N on Axial Forces for V-shape Members

力的比值超过 1.0 的单元。从图 8 可以看出,超载单元主要位于不同分区的周边单元。

3.7 大跨度钢屋盖杆件轴力

在 7 条地震波作用下,大跨度钢屋盖杆件的轴力影响系数如图 9 所示。从图 9 可知:在 X 方向 1.5 $\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$ 视波速多点激励时,59.8%的下弦杆、59.1%的上弦杆和 18.5%的腹杆轴力增大;在 Y 方向 1.5 $\text{km} \cdot \text{s}^{-1}$ 视波速多点激励时,53.3%的下弦杆、53.9%的上弦杆和 75.1%的腹杆轴力增大。沿长轴方向激励时,多点地震输入对上弦杆和下弦杆影响较大;沿短轴方向激励时,多点地震输入对斜腹

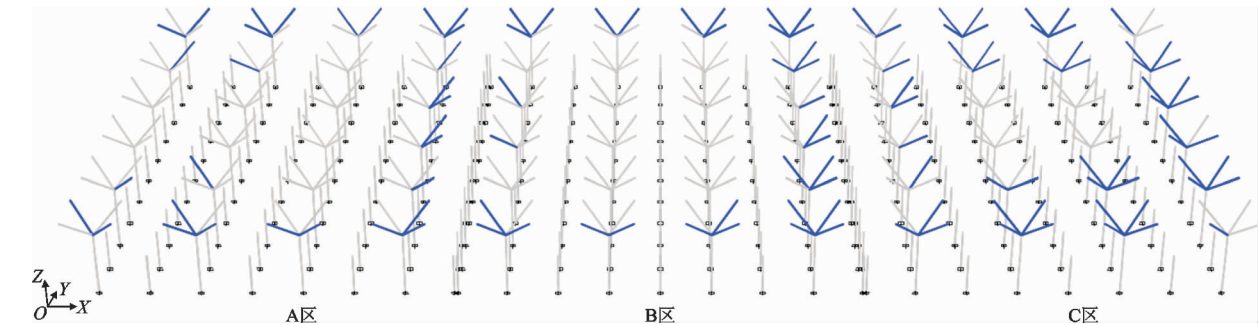
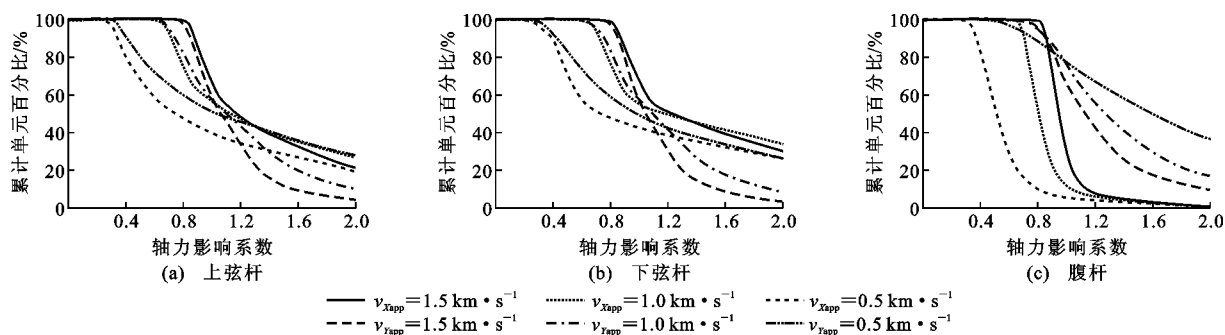


图 8 Y 方向激励轴力超载 V 形撑杆 ($\gamma_N > 1.0$) 分布

Fig. 8 Distribution of V-shape Members with Axial Force Overloading ($\gamma_N > 1.0$) Under Y-direction Excitation

图 9 屋盖结构杆件轴力影响系数 γ_N Fig. 9 Effect Coefficient γ_N on Axial Forces for Roof Structural Members

杆影响较大。

4 结 语

(1) 对于下部多个混凝土单元、上部钢屋盖复杂超长结构,由于局部振型的质量参与系数很小,振型分解反应谱法难以反映其影响,进行地震行波时程分析非常必要。

(2) 多点地震输入时,下部楼层地震剪力增幅较大,地震传播方向的影响非常明显,在进行对称结构分析时,需要分别考虑正、反 2 个地震传播方向。

(3) 多点地震输入时,部分结构单元的最大层间位移角和扭转位移比大于一致地震输入时的计算结果。

(4) 多点地震输入时,部分框架柱的内力比一致地震输入时明显增大。对于底部楼层的框架柱,沿长轴方向进行激励较为不利;对于上部楼层的框架柱,沿短轴方向进行激励较为不利。

(5) 多点地震输入时,钢屋盖部分杆件的内力比一致地震输入时显著增大,但各类杆件内力的增幅存在差异。当沿长轴方向激励时,对上、下弦杆影响较大;当沿短轴方向激励时,对 V 形撑杆和斜腹杆影响较大。

(6) 由于沿长轴方向与沿短轴方向进行激励均可能起控制作用,因此,进行复杂超长结构多点地震输入分析时,应考虑沿长轴方向与短轴方向同时激励的双向地震作用。

参考文献:

References:

- [1] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [2] EN 1998-2:2005, Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2: Bridges[S].
- [3] 胡世德, 范立础. 江阴长江公路大桥纵向地震反应分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 1994, 22(4): 433-438.
HU Shi-de, FAN Li-chu. The Longitudinal Earthquake Response Analysis for the Jiangyin Yangtze River Bridge[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 1994, 22(4): 433-438.
- [4] LEGER P, IDE I M, PAULTRE P. Multiple-support Seismic Analysis of Large Structures[J]. Computers & Structures, 1990, 36(6): 1153-1158.
- [5] 李建俊, 林家浩, 张文首, 等. 大跨度结构受多点随机地震激励的响应[J]. 计算结构力学及其应用, 1995, 12(4): 445-452.
LI Jian-jun, LIN Jia-hao, ZHANG Wen-shou, et al. Responses of Long-span Structures Subjected to Arbitrarily Coherent Multi-point Stationary Random Seismic Excitations[J]. Computational Structural Mechanics and Applications, 1995, 12(4): 445-452.
- [6] 罗 超, 楼梦麟, 桂国庆. 大跨度结构多点地震反应计算方法的比较[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2015, 43(1): 8-15.
LUO Chao, LOU Meng-lin, GUI Guo-qing. Comparison for Calculation Methods of Long-span Structure Under Multi-support Seismic Excitation[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2015, 43(1): 8-15.
- [7] 范 重, 柴丽娜, 张 宇, 等. 超长结构地震行波效应影响因素研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(8): 119-129.
FAN Zhong, CHAI Li-na, ZHANG Yu, et al. Study on Influential Factors for Super-long Structures Under Seismic Traveling Wave Action[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(8): 119-129.
- [8] 丁 阳, 林 伟, 李忠献. 大跨度空间结构多维多点非平稳随机地震反应分析[J]. 工程力学, 2007, 24(3): 97-103.
DING Yang, LIN Wei, LI Zhong-xian. Non-stationary

- Random Seismic Analysis of Long-span Spatial Structures Under Multi-support and Multi-dimensional Earthquake Excitations[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(3): 97-103.
- [9] 束伟农, 李华峰, 卜龙瑰, 等. 昆明新机场航站楼多维多点抗震性能研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(12): 68-70.
- SHU Wei-nong, LI Hua-feng, BU Long-gui, et al. Multi-support and Multi-dimension Excitation Seismic Analysis on New Kunming Airport Building [J]. Building Structure, 2009, 39(12): 68-70.
- [10] 周定松, 肖克艰, 陈志强. 成都双流国际机场 T2 航站楼大厅多点多维弹性地震反应分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(9): 14-19.
- ZHOU Ding-song, XIAO Ke-jian, CHEN Zhi-qiang. Time-history Analysis on the Hall Structure in Chengdu Shuangliu International Airport T2 Terminal Building Under Multi-support and Multi-dimension Seismic Excitation [J]. Building Structure, 2010, 40(9): 14-19.
- [11] 甄伟, 李志东, 高昂, 等. 广州新客站结构多点输入地震反应分析[J]. 建筑结构, 2009, 39(12): 28-32.
- ZHEN Wei, LI Zhi-dong, GAO Ang, et al. Time-history Analysis of New Guangzhou Railway Station Under Multi-support Seismic Excitation [J]. Building Structure, 2009, 39(12): 28-32.
- [12] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 2 版. 北京: 地震出版社, 2006.
- HU Yu-xian. Earthquake Engineering [M]. 2nd ed. Beijing: Seismological Press, 2006.
- [13] CLOUGH R W, PENZIEN J. Dynamics of Structures [M]. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Inc, 1995.
- [14] SU L, DONG S L, KATO S. A New Average Response Spectrum Method for Linear Response Analysis of Structures to Spatial Earthquake Ground Motions[J]. Engineering Structures, 2006, 28(13): 1835-1842.
- [15] 刘枫, 张高明, 赵鹏飞. 大尺度空间结构多点输入地震反应分析应用研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(3): 54-65.
- LIU Feng, ZHANG Gao-ming, ZHAO Peng-fei. Application and Research on Responses of Large Space Structure Under Multi-support Seismic Excitation [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(3): 54-65.
- [16] 全伟, 李宏男. 大跨结构多维多点输入抗震研究进展[J]. 防灾减灾工程学报, 2006, 26(3): 343-351.
- QUAN Wei, LI Hong-nan. State-of-the-art Review on Multi-component and Multi-support Seismic Response Analysis of Long-span Structures[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2006, 26(3): 343-351.
- [17] 李忠献, 林伟, 丁阳. 大跨度空间网格结构多维多点随机地震反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(1): 56-63.
- LI Zhong-xian, LIN Wei, DING Yang. Random Seismic Response Analysis of Long-span Spatial Lattice Structure Under Three-dimensional and Multi-support Earthquake Excitations [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(1): 56-63.