

风和地震下上海中心幕墙支撑结构与主体结构协同分析

李久鹏

(同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘要: 通过将幕墙支撑结构与主体结构整体建模,对风荷载及水平地震作用下幕墙支撑结构与主体结构相对竖向变形特性及其对支撑结构受力影响以及竖向地震作用下支撑结构竖向不均匀变形、内力及加速度反应及其对设计的影响进行了详细分析与研究,研究表明,在水平荷载作用下,主体结构与环梁竖向相对变形引起径向支撑的附加弯矩,通过设置滑动构造可减小弯矩保证支撑受力安全;在竖向地震作用下,幕墙系统将产生较大的不均匀变形对板块产生不利影响,吊杆产生较大附加轴力、环梁竖向加速度反应显著,设计时应应对以上不利因素进行评估以保证幕墙系统在地震作用下的安全。

关键词: 上海中心大厦; 悬挂式幕墙支撑结构; 地震作用; 风荷载; 协同工作

中图分类号: TU318

文献标志码: A

Analysis on Properties of Cooperative Work of Curtain Wall Support Structure with Main Structure of Shanghai Tower Under Wind Loads and Earthquake

LI Jiupeng

(Architectural Design & Research Institute of Tongji University (Group) Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: By means of integrated model including suspend curtain wall support structure (CWSS) and main structure, relative deformation and its effect on CWSS are analyzed under horizontal earthquake and wind load. And the response of vertical nonuniform deformation, internal forces and acceleration of CWSS are also studied under vertical earthquake in detail. Analysis results shown that, Under horizontal loads, vertical relative deformation between main structure and ring beam will lead to additional moments of radial strut. Setting the sliding structure in the end of radial strut can reduce the additional moment and ensure service of

curtain wall safety. Under vertical earthquake, a larger nonuniform deformation which have an adverse effects on plates, additional axial force of sag rods and significant vertical acceleration response of ring beam will be produced. In the design process, all above adverse factors should be evaluated to ensure the safety of curtain wall system under vertical earthquake.

Key words: Shanghai Tower; suspension curtain wall support structure; earthquake; wind loads; cooperative work

上海中心大厦建筑总高度 632m,设计了独特的双层分离式幕墙系统,为对远离主体结构且扭转上升的外幕墙系统提供可靠支撑,外幕墙系统采用了“分区悬挂的柔性幕墙支撑结构体系”。该结构由一系列沿高度扭转上升的环梁构成,通过吊杆串联悬挂在顶部悬挑的设备层之上,侧面通过径向支撑与楼面相连,底部通过竖向伸缩节点与休闲层相连,以允许幕墙与主体结构在竖向可相对自由变形,该体系的详细介绍及与主体结构的连接关系可参见文献[1]。文献[2]对重力荷载下设备层不均匀变形对幕墙系统的影响进行了详细分析,由于主体结构与幕墙支撑结构几何、体系构成及连接关系的复杂性,在风和地震作用下,主体结构水平及竖向变形也对幕墙支撑结构受力存在显著影响。

在风和水平地震作用下,主体结构侧向弯曲,除水平变形外,幕墙支撑结构随顶部吊点产生竖向随动变形,由于幕墙分区悬挂高度较高,尺度效应导致相应楼层环梁与对应楼面结构产生较大的竖向位移差,竖向位移差引起连接楼面与环梁的径向支撑的附加次内力,并影响支撑结构与楼面连接节点设计。

在竖向地震作用下,由于幕墙系统分区悬挂重量大、高度高,主体结构设备层竖向支承刚度弱,幕

墙支撑结构为弹性串联系统,从而导致支撑结构的竖向地震反应显著,使吊杆产生较大的附加轴力以及使各吊点产生较大的不均匀竖向位移,对幕墙板块产生不利影响。

因此,为确保风和地震作用下幕墙系统安全,将幕墙支撑结构与主体结构整体建模,对主体结构的变形特性及其对幕墙支撑结构受力、连接构造设计以及板块安全的影响进行分析。

1 结构分析模型

1.1 分析模型

为分析上海中心大厦幕墙支撑结构与主体结构的协同工作性能,建立带有幕墙支撑结构的主塔楼整体模型如图 1 所示,结构分析采用 SAP2000 程序^[3]。①采用梁单元模拟楼面梁、桁架杆件和幕墙支撑结构构件以及剪力墙、巨柱内钢骨。②采用壳单元模拟剪力墙的墙肢和跨高比小于 5 的连梁以及巨柱。③对于塔楼的设备层,由于其为幕墙竖向变形的重要边界条件,需对其进行精确建模,以便较真实地反应设备层的竖向支承刚度,楼板采用膜单元进行模拟。除设备层以外的其他标准段楼层布置规则且无楼板大开洞,考虑到计算精度及计算效率,采用刚性楼板假定模拟。

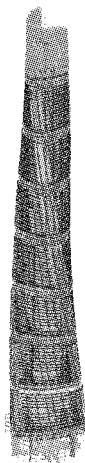


图 1 整体分析模型

Fig.1 Analysis model with suspend curtain wall support structure and main structure

为便于对于分析结果进行说明,对支撑结构各层环梁与吊杆的交点及环梁的竖向定位进行编号,如图 2b,2c。

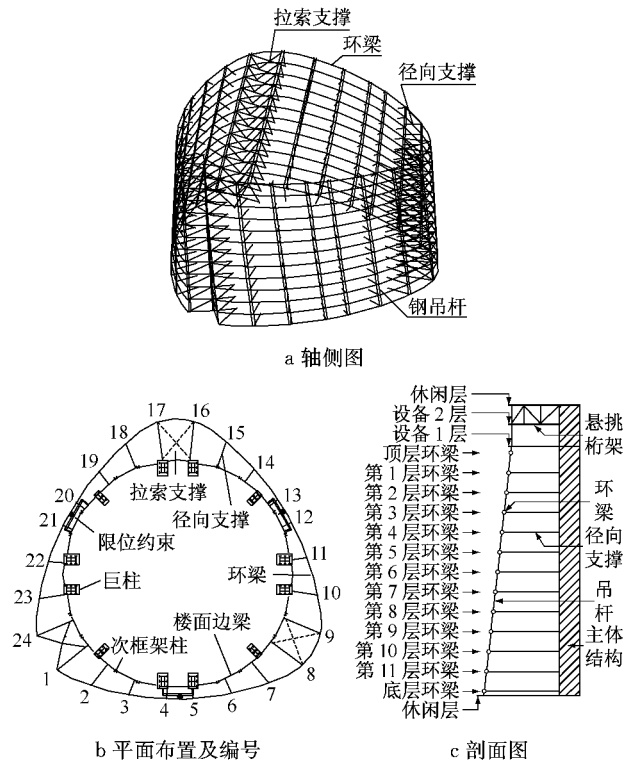


图 2 幕墙支撑结构体系构成及位置编号

Fig.2 Curtain wall structure system and position number

1.2 荷载

(1)风荷载:由于结构超高、立面体型复杂且周围高楼林立风环境复杂,《建筑结构荷载规范》(GB50009—2012)中风荷载取值不再适用。结构分析采用风洞试验确定的风荷载(回归期为 100 年,500 m 高度风速 $V_g = 50 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$),风洞试验给出了 24 个风向的风荷载。本文仅选取反应最大风向下的结构反应进行说明^[4]。

(2)地震作用:本工程设防烈度为 7 度,场地类别为 IV 类,特征周期为 0.9s,幕墙支撑结构按中震进行设计。地震反应分析取反应谱与时程分析结果的包络值作为结构反应的评价指标。反应谱曲线按上海市《建筑抗震设计规程》(DGJ08-9—2003)输入,结构阻尼比均取 4%。时程分析选用 3 条代表性的地震波 MEX006~008,PRC001~003,US1213~1215 进行分析。

2 水平荷载作用下的协同工作分析

2.1 变形特性分析

风荷载及水平地震作用下结构变形相似,以风荷载为例进行说明。主体结构在风荷载作用下发生显著的侧向变形,该变形具有明显的弯曲变形特性

(图 3). 楼层越高转角越大, 楼面边梁因转动而发生竖向位移, 而环梁远离主体结构通过吊杆串联悬挂于主体结构设备层(吊杆悬挂点位置编号如图 4), 因此将随设备层转动而产生竖向位移, 设备层转角大于其下本区普通楼层, 这导致每层环梁与其对应楼面边梁产生竖向位移差(图 5). 各区变形特性类似, 除特殊说明外, 以下均以 2 区为例进行说明.

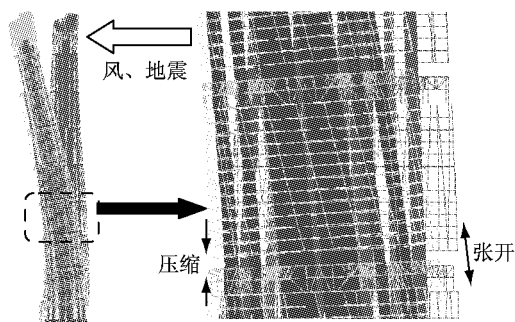


图 3 侧向荷载作用下幕墙支撑结构与主体结构相对变形
Fig. 3 Relative deformation between suspend curtain wall support structure and main structure under horizontal loads

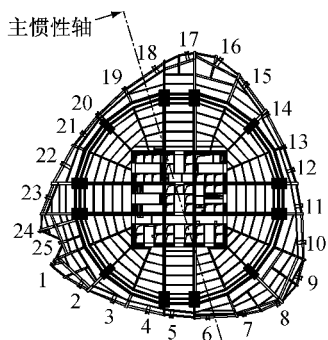


图 4 楼层转动主惯性轴位置示意
Fig. 4 Indication of inertia axis position of floor

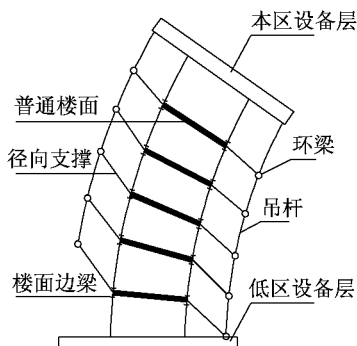


图 5 环梁与楼层位移差产生机理
Fig. 5 Mechanism of displacement differential between circle beam and floor

2. 1. 1 楼面边梁竖向位移

图 6 为普通楼层边梁的竖向位移展开图(编号

见图 2), 总体呈现距离主惯性轴(图 4)越远位移越大的平面转动特征. 同一编号位置各层变形特点根据边梁所连接竖向承重构件的不同分 2 类(图 2): 一类为连接于巨柱的边梁, 在侧向荷载下主体结构侧弯, 巨柱伸长缩短带动楼层发生转动, 因此该类边梁各层的竖向位移取决于各楼层的转角(图 7), 呈现各层渐变的特征, 越位于上部的楼层其楼层转角越大, 因而竖向位移越大, 如图 6 中位置编号 11, 14; 另一类为连接于次框架柱的边梁, 由于次框架柱支承于下区环带桁架之上(图 7), 同一区内各层边梁竖向位移相等, 均等于环带桁架竖向位移, 如图 6 中位置编号 13, 15.

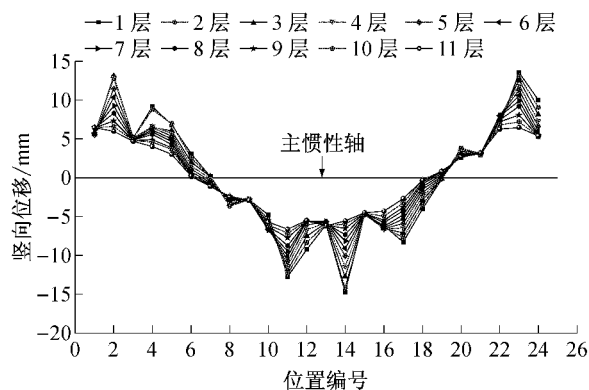


图 6 风荷载作用下普通楼层面边缘竖向位移
Fig. 6 Vertical displacement of floor edge under wind load

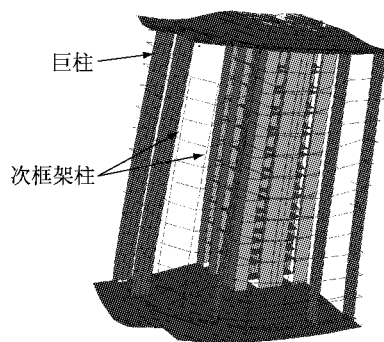


图 7 风荷载作用下巨柱与次框架柱变形示意
Fig. 7 Deformation indication of super column and secondary frame column under wind load

2. 1. 2 环梁竖向位移

图 8 为环梁的竖向位移展开图, 同样总体呈现距离主惯性轴越远位移越大的平面转动特征. 环梁竖向位移主要取决于区顶设备层转角, 各层环梁之间略有差异主要是因为幕墙支撑结构的吊杆与垂直面存在 10°左右的倾斜, 如图 9. 楼层层间剪切变形及弯曲变形产生的水平侧移带动吊杆倾角发生改变从而使环梁随之发生竖向位移所致(图 9). 以下向变形

最大的 11 号点为例,环梁变形由第 1 层的 16.9 mm 增加到第 11 层的 21.0 mm,增加了 24%.

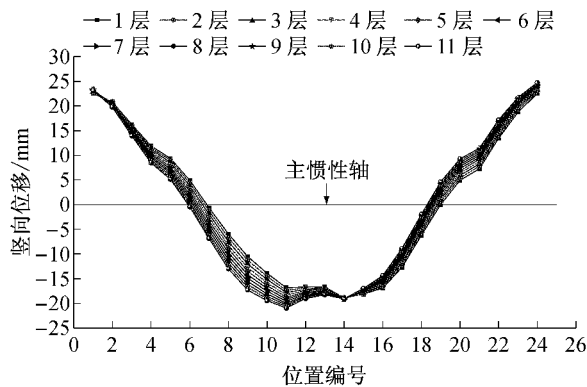


图 8 风荷载作用下环梁的竖向位移
Fig.8 Vertical displacement of circle beam under wind load

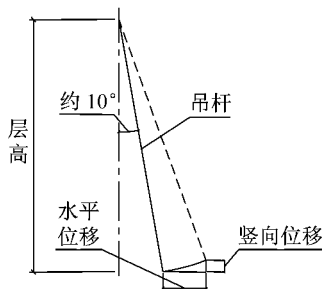


图 9 吊杆位移示意
Fig.9 Displacement indication of sag rod

2.1.3 楼面与环梁竖向位移差

将环梁与楼面竖向位移相减即得楼面与环梁的竖向位移差(图 10). 在风荷载下,幕墙与楼面的最大竖向位移差约为 20 mm,分布特征呈现如下特点:

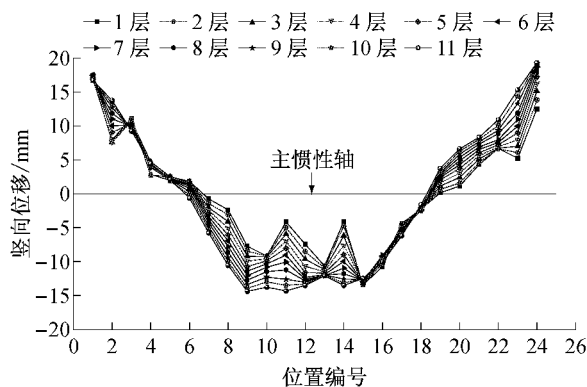


图 10 风荷载作用下环梁与主楼竖向位移差
Fig.10 Vertical displacement differential between circle beam and floor under wind load

(1) 距离主惯性轴越远位移差越大.

(2) 巨柱附近位置的位移差各层渐变, 总体呈现上部小、下部大的特点, 如 14 号点的位移差, 第 1 层

的为 4.1 mm 而到第 11 层增加到了 13.5 mm. 这主要是由于上部楼层与吊挂设备层转角差较小、下部楼层与吊挂设备层转角差较大所致.

(3) 在次框架柱附近的位置, 各层位移差基本一致, 如 15 号点由 13.4 mm 变化到 12.4 mm, 仅变化了 1.0 mm. 这主要是由于上下 2 个设备层转角差为定值所致.

在水平地震作用下, 环梁与楼面竖向位移差特征与风荷载相似(图 11), 但数值略大, 地震作用下环梁与楼面的位移差达到了 30 mm.

以上分析表明, 由于支撑结构与主体结构的特殊构造导致主体结构的侧向弯曲变形会引起幕墙环梁与楼面间产生明显的竖向位移差. 由于该位移差数值较大, 达到了 20~30 mm, 幕墙支撑结构构件设计及相关节点构造设计应计入该位移差的影响^[5].

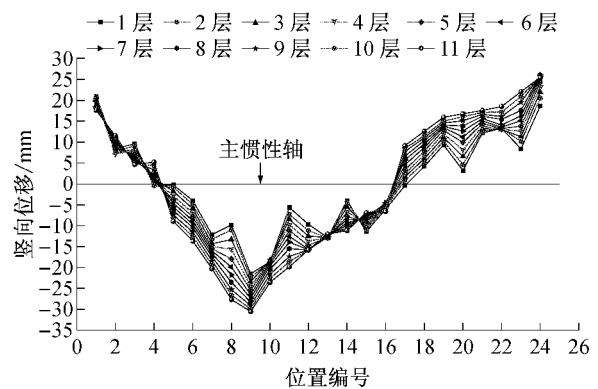


图 11 水平地震作用下环梁与主楼竖向位移差
Fig.11 Vertical displacement differential between circle beam and floor under horizontal earthquake

2.2 内力影响分析

在侧向荷载作用时幕墙支撑结构与主楼间发生相对竖向位移, 该相对竖向位移不可避免地在幕墙支撑结构内产生附加内力.

2.2.1 对径向支撑内力影响分析

由图 12 可以看出, 径向支撑内端铰接时, 除小于 2m 短支撑(位置编号 12, 13, 20, 21)外, 多数位置径向支撑在侧向荷载作用下的附加弯矩较小, 最大仅为 16 kN·m; 而短支撑附加弯矩较大, 最大弯矩达到了 48 kN·m. 附加弯矩的应力比达到了 0.34, 附加弯矩在内力成分中所占比重过大, 再叠加正常使用的荷载效应, 支撑强度普遍超限.

针对短支撑附加弯矩较大的问题, 设计时在其内端与主体结构连接位置设置了滑动构造, 减小其对位移差的敏感性, 从而降低短支撑的附加弯矩. 分析表明采用滑动构造后短支撑的最大附加弯矩仅为

16 kN·m, 下降了 67%, 附加弯矩应力比仅为 0.11(图 13), 保证了短支撑的受力安全。

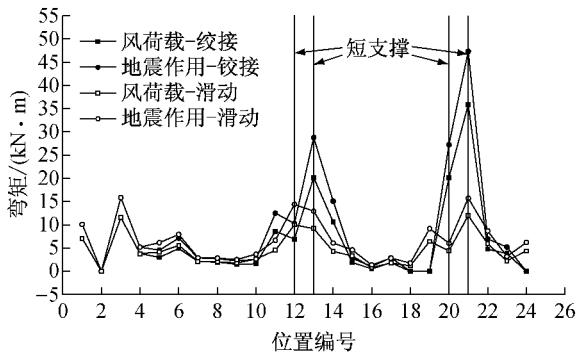


图 12 侧向荷载作用下径向支撑的附加弯矩
Fig. 12 Additional bending moments in radial struts under horizontal loads

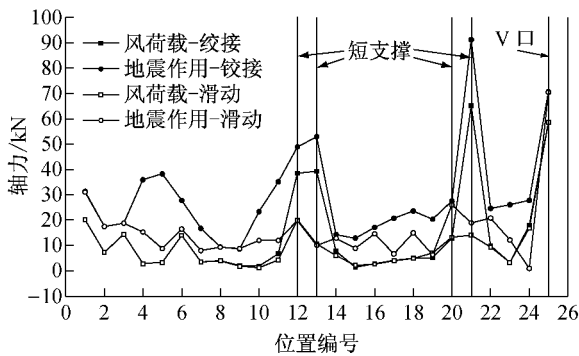


图 13 侧向荷载作用下吊杆的附加内力
Fig. 13 Additional axial forces in sag rods under horizontal loads

2.2.2 对吊杆内力的影响分析

图 13 为 24 组风荷载和地震作用下各个位置吊杆的附加轴力最大值。由图 13 可见, 短支撑和 V 口位置吊杆的附加轴力比其他位置吊杆的附加轴力大, 最大附加轴力达到 100 kN, 位于 21 号位置, 约为吊杆重力荷载下轴力的 9%。这主要是因为短径向支撑和 V 口位置的径向支撑竖向抗剪刚度较大所致。

短支撑采用滑动构造后因为抗剪刚度变弱, 短支撑处吊杆的附加轴力均有所减少, 但总体来说, 无论径向支撑内端采用铰接还是滑动连接构造, 在风、地震等侧向荷载作用时, 吊杆的附加轴力均小于重力荷载下吊杆轴力的 10%, 对吊杆强度影响较小。

另外, 值得注意的是, 在水平地震作用下, 由于塔楼侧弯的竖向二阶效应也将使吊杆产生一定的附加轴力, 这一效应随高度的增加而增大, 这主要是因为, 地震作用下塔楼侧弯摆动, 从而引起各层楼面发生转动, 楼层高度越高则转角越大, 从而带动吊点的竖向振动也越大。在 2 区由于侧弯二阶效应引起的

吊杆附加轴力并不明显, 而到 8 区二阶效应产生的吊杆附加轴力可达到重力荷载的 10% 以上, 设计时应予以重视。

3 竖向地震作用下的协同工作分析

3.1 加速度反应分析

由于幕墙支撑结构的竖向振动周期(0.31 s)与塔楼的主要竖向振动周期(0.62 s)接近, 且两者均位于上海地区 IV 类场地反应谱的平台段, 对输入激励有较强的放大作用, 且加速度反应呈现从低到高逐渐增大的趋势。2 区吊点竖向加速度峰值约为 $2.2 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$, 8 区吊点的竖向加速度峰值达到了 $5.5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$, 8 区加速度峰值约为 2 区的 2.5 倍。以加速度反应最大的 8 区为例, 25 组吊点的竖向加速度总体分布在 $3.0 \sim 5.5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 之间(图 14), 且各吊点的竖向加速度反应相差较大, 不同吊点的竖向加速度反应相差近 1 倍, 呈现悬挑距离越长、竖向刚度越弱、加速度放大作用越明显的特点^[6]。

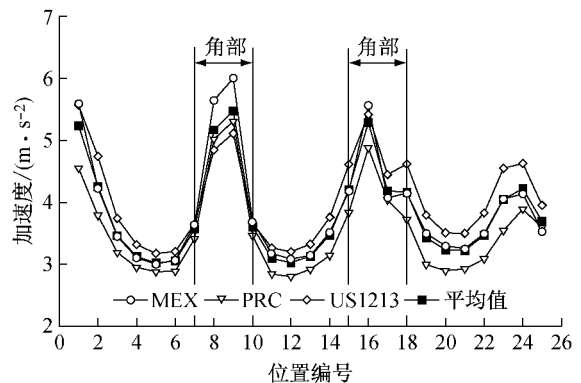


图 14 8 区吊点竖向加速度反应分布
Fig. 14 Acceleration response of ring beam of zone 8

此外, 吊杆的弹性吊挂作用对设备层吊点输入的竖向加速度有一定放大作用。以 8 区竖向加速度反应较大的 9 号位置为例, 环梁竖向加速度反应总体呈上小下大的特征, 底层环梁 9 号位置竖向加速度约 $8.0 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ (0.82 g), 约为顶部吊点 9 的加速度的 1.5 倍, 约为基底输入加速度的 12.3 倍(图 15)。

结构加速度越大则幕墙板块的地震力越大, 但规范中仅规定了幕墙板块水平向地震力的计算要求, 而对悬挂式幕墙体系上安装的幕墙板块来说, 竖向地震作用力远超过水平地震作用力, 约为其 3.1~6.1 倍, 竖向地震作用不可忽视。同时, 值得注意的是在幕墙系统顶部设备层吊挂位置的竖向加速度反应

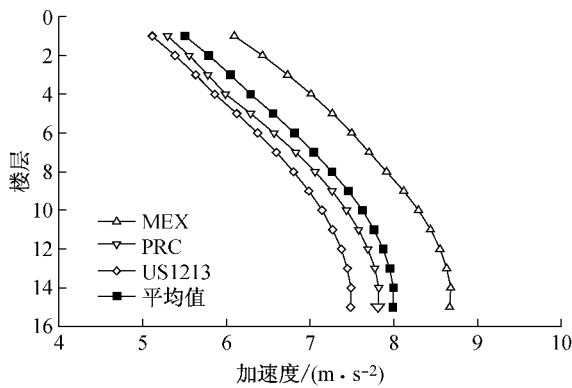


图 15 8 区各层环梁 9 号位置竖向加速度反应

Fig. 15 vertical acceleration response at each level of NO.9 of zone 8

也为 $5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 左右,远超过设备层水平向 $1 \sim 2 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 的楼层加速度反应,因此,在设计设备层悬挑段机电设备支架时,有必要评估其竖向地震反应。

3.2 变形特性分析

幕墙支撑结构的竖向地震反应在 8 区最为显著,因此以 8 区为例进行说明.图 16 为竖向地震作用下 8 区各层环梁的竖向位移。

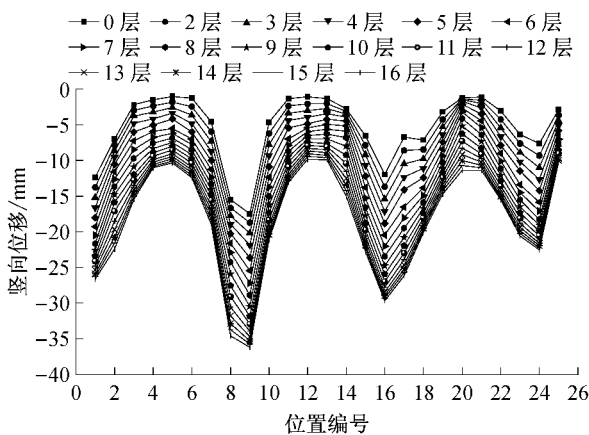


图 16 扣除设备层刚体位移后竖向地震作用下幕墙环梁竖向位移

Fig. 16 Vertical deformation of ring beam under vertical earthquake without Rigid displacement

从图 16 中可以看出,沿环向,同一层环梁的竖向位移变化较大,角部环梁由于设备层悬挑桁架悬挑长度长,其竖向位移较大,最大位移达到了 36.2 mm (15 层 9 号位置),而位于凸台附近悬挑长度较小位置的竖向位移较小,仅为 9.8 mm (15 层 13 号位置)。沿竖向,各层环梁的竖向位移由高到低逐渐增大,与重力荷载下各个吊杆伸长基本一致的变形特征不同,地震作用下底层环梁 25 个位置比其对应的顶部吊点位移增大了约 $7.5 \sim 18.7 \text{ mm}$,各个吊杆伸长长度不等,且呈现悬挑长度越大位置的吊杆伸

长越多的特征.以上位移分布特征主要是由于角部设备层悬挑长度较大、竖向支承刚度较弱,导致吊点竖向加速度反应较大,对支撑结构输入的激励作用较强,因而结构反应较大,吊杆伸长较多。

由于 8 区主体结构轴向刚度较大,在竖向地震作用下的压缩量很小,可以忽略,因此图 16 所示数值也即是各层环梁与主体结构间的相对竖向位移,该位移较大对支撑结构构件与节点构造设计带来不利影响.此外,从图 16 中还可看出,竖向地震作用下相邻 2 组吊杆之间有不容忽视的竖向变形差,最大竖向变形差发生在 7,8 号点之间,为 15.7 mm ,对幕墙板块构造设计有不利影响。

3.3 内力影响分析

竖向地震对支撑结构的内力影响主要体现在吊杆轴力上,竖向地震会引起较大的吊杆附加轴力,这主要是因为幕墙悬挂高度较高、竖向支承刚度较柔,本身是弹性串联系统、结构竖向动力放大效应较大所致,且呈现幕墙悬挂高度越高附加轴力越大的特点,吊杆轴重比(竖向地震作用下吊杆附加轴力与其承担重力之比)由 2 区的 0.30 增大到 8 区 0.65 。

8 区顶层吊杆附加轴力分布如图 17 所示,从中可以看出,各吊杆在竖向地震下的轴力相差较大,吊杆的轴重比分布在 $0.3 \sim 0.7$ 之间,最大相差约 1 倍,这是由于幕墙吊挂点处悬挑桁架悬挑长度不同,悬挑长的径向桁架竖向刚度较弱,吊杆地震反应较大,悬挑短的竖向刚度较大,吊杆地震反应较小。

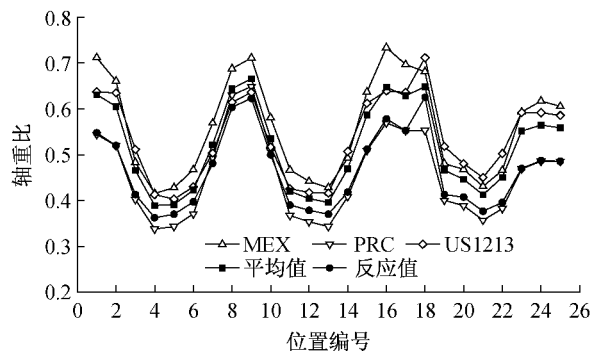


图 17 8 区顶层吊杆轴重比

Fig. 17 Axial force-weight ratio of top rods of zone 8

4 结论

主体结构与幕墙支撑的体系构成、连接关系复杂,在风和地震作用下主体结构变形对幕墙支撑结构变形和受力存在显著影响,通过将两者整体建模对其进行了详细的分析研究,主要结论如下:

(下转第 891 页)