

高速铁路客站大跨站厅结构竖向多点地震响应研究

国巍^{1,2}, 余志武^{1,2}, 邬亮^{1,2}

(1. 中南大学 土木工程学院, 长沙 410075; 2. 中南大学 高速铁路建造技术国家工程实验室, 长沙 410075)

摘要: “房桥合一”是我国高速铁路客站建造中出现的一种新型结构形式, 其兼具房屋和桥梁结构特征。轨道层列车线路的通行要求决定了上部高架站厅层具有较大跨度, 而站厅结构竖向抗震性能往往是确保其地震安全的重要部分。鉴于此, 首先阐述了 SAP2000 软件中位移模型的基本计算原理, 并指出其一重要误差, 继而参考天津西站建立了典型大跨站厅结构模型, 对比研究了竖向多点一致、考虑行波效应竖向多点非一致地震激励下典型站厅结构动力响应特征。研究表明: 依据位移模型直接计算结果来获取不参与动力平衡方程的从属结构响应分量时可能存在明显误差; 竖向多点非一致输入特征对高架站厅层的地震响应有着显著影响, 在抗震设计和性能评估中均不可忽视此因素, 同时给出了抗震设计建议。

关键词: 高速铁路客站; 房桥合一; 站厅结构; 竖向地震; 多点激励; 抗震性能

中图分类号: P315.9 文献标识码: A

Vertical seismic response of long-span hall of high-speed railway station under multi-point earthquake excitations

GUO Wei^{1,2}, YU Zhi-wu^{1,2}, WU Liang^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China;

2. National Engineering Laboratory for High Speed Railway Construction, Changsha 410075, China)

Abstract: The vertical seismic performance of the long span hall in high-speed railway station is often the weak link under earthquake. In view of this, the basis principle for response calculation of the displacement input model in SAP2000 software was introduced, and the Tianjin West Railway Station was referred to establish the structured model of a typical station hall. Seismic response characteristics of the typical station hall under uniform, multi-point time history excitations and random earthquake excitations in consideration of travelling wave effect were studied. The results show that: utilizing response results calculated by using displacement model to solve the structural response components of subordinate structures, not involved in the dynamic equilibrium equation, may produce obvious error. The feature of multi-point input has a significant impact on vertical seismic response of elevated station hall, which should not be ignored in the seismic design and performance evaluation. Appropriate seismic design recommendations were also given in the paper.

Key words: high-speed railway station; integrated building-bridge structure; station hall; vertical earthquake; multi-point excitation; seismic performance

我国高速铁路建造事业正处于稳步发展期, “房桥合一”新型客站形式在此种形势下应运而生并广泛应用于大型枢纽客站, 其兼具房屋和桥梁结构特征, 为钢管混凝土柱、型钢混凝土梁和钢结构等所组成的大型空间混合结构, 比较有代表性的如北京南站、天津西站、武汉站和广州东站等。目前我国“房桥合一”新型客站的相关研究多集中于列车高速过站时的结构振

动^[1]、列车长期通过所导致站厅钢结构的疲劳损伤^[2]和振动舒适度^[3-4]等方面, 并综合研究了人群、列车和设备等多振源激励下的结构响应特征^[5], 以及广州新客站^[6-7]的整体结构抗震性能。相比一般大跨屋盖和楼盖而言, 新型高铁客站站厅结构承担大量人群和设备荷载, 上弦楼板负荷较大, 下弦则作为设备层, 上下弦高差较大, 往往达 3~4 m 以上, 其结构形式和功能特征都独具特色。目前国内外针对大跨站厅结构的抗震性能和灾变机理研究仍较少, 作者曾综合利用静、动力弹塑性方法研究了站厅结构的竖向强震弹塑性行为^[8], 然而该前期工作并未考虑站厅结构竖向地震的多点非一致激励特征。

基金项目: 国家自然科学基金(50938008, 51108466); 中国博士后科学基金特别资助(2012T50707); 中国博士后基金面上项目(20110491277); 中南大学博士后基金

收稿日期: 2012-11-01 修改稿收到日期: 2013-01-20

第一作者 国巍男, 博士后, 讲师, 1982年生

鉴于以上,本文参考天津西站建立了典型高架站厅结构杆系模型,选取相应场地条件的典型竖向地震记录并考虑地震多点激励特征,研究了大跨站厅结构在竖向多点一致、非一致地震激励下的动力响应特征。由于高速铁路高架站厅层平面尺寸一般不超过400 m,频散效应和局部场地效应并不明显,地震动多点激励仅考虑行波效应即可。此外,考虑到本文以SAP2000软件为数值工具,因此首先阐述了SAP2000中位移模型的基本计算原理并指出了其一重要应用问题,以保证位移模型合理使用和计算结果准确可靠。最后,通过天津西站典型站厅结构的数值研究,指出了地震多点非一致激励对站厅结构动力响应有显著影响,给出了相应抗震设计建议。

1 SAP2000 中的位移输入模型

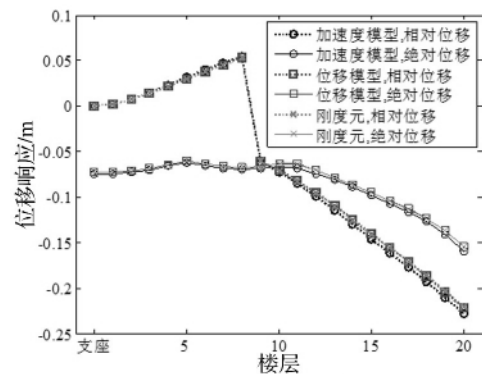
作为大跨结构多点地震响应分析的重要计算方法之一,位移模型应用广泛,且已集成于多种有限元软件中。位移模型理论推导详见文献[9],本文不再赘述,其基本计算式如下:

$$M_s \ddot{U}_s + C_s \dot{U}_s + K_s U_s = -K_{sb} U_b \quad (1)$$

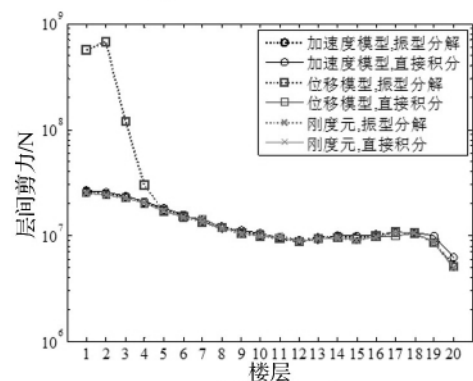
其中: M_s 、 C_s 和 K_s 分别为结构质量、阻尼和刚度矩阵; \ddot{U}_s 、 \dot{U}_s 和 U_s 分别为结构的绝对位移、速度和加速度向量; U_b 为支座的绝对位移向量。正如式(1)所示,位移模型直接采用地震地面位移作为激励,以取代传统地震加速度输入,从而可以直接考虑多点地震激励。同时,式(1)是在一定理论假定下推导所得,位移模型将集中力作用于结构,存在理论前提,如底部单元精细划分^[10]和存在集中阻尼^[11]均可能会带来显著误差,同时前人也已提出了相应修正策略^[12]。考虑到SAP2000软件中内置了位移模型,本文将采用简单模型进行试算,探讨其位移模型可能存在的另一明显计算误差。

首先建立“糖葫芦串”多自由度简化模型^[13],算例条件为:10层平面模型,层质量为500 t,层高为3 m,层刚度采用2 m×2 m方形柱模拟。地震波选取PEER强震数据库中的El Centro地震加速度、速度和位移记录,计算方法采用SAP2000内置位移模型、加速度模型和刚度元方法^[12]。在此算例中,加速度模型和刚度元法均可视为准确计算方法,而位移模型存在计算问题,其中因底部精细划分所导致误差和验证可参见前人研究^[12],本文将不再重述,在本文算例中不存在此类误差。采用位移模型、加速度模型和刚度元方法等多种方法计算所得结构各层侧移和层间剪力如图1所示,可以看到无论是绝对位移或相对位移,各方法均具有良好计算精度;而对于层间剪力而言,基于振型分解的位移模型在底部4层具有较明显计算误差。然后,此误差并不等价于“位移模型中不可采用振型分解

法”^[13],进一步解释为:①位移模型中仍然可以采用振型分解法,这是由其数学本质所决定。振型矩阵构建了正交的空间基向量,必然可实现振型分解,同时算例中各层侧移和4层以上层间剪力的计算结果侧面验证了基于振型分解的位移模型是准确的。②基于振型分解的位移模型在底部4层存在较明显剪力计算误差,这显然并非来自精细划分和阻尼因素^[10-11],也并非来自于振型截断误差(即便采用全部振型误差仍存在),初步推测其产生于动力方程建立和求解过程。为了进一步说明问题,图2给出了在地震输入20.12 s时刻的结构变形图。从图2中可以看到,基于振型分解位移模型计算的结构底部变形存在畸变,而根据加速度模型、位移模型(直接积分)、刚度元方法计算所得结构变形则正常且相同。依据结构动力学理论可知,算例中动力平衡方程仅包括结构平动响应,而节点转动则是通过静力凝聚以节点平动所替代,提供平动刚度贡献。结合图1和图2可知,对于产生变形畸变的位移模型(振型分解)而言,其畸变主要来自于节点转动,并非参与动力方程积分计算的节点平动分量。图1表明结构平动响应分量仍然具有较高精度,剪力误差并非由振型分解所产生,而是由转动分量所导致。原因可阐述为:在集中力作用下,与集中力密切相关的高阶振型响应在结构总响应中占据重要部分,而高阶振型往往具有较显著节点转动分量,因此即便参与结构动



(a) 位移响应最大值



(b) 层间剪力最大值

图1 采用多种计算模型所得结构地震响应

Fig. 1 Seismic response of structure adopting multiple calculation methods

力方程计算的节点平动计算存在较小误差,也可能导致其从属的转动响应具有明显误差,从而体现为较大的结构内力误差,同时基于圣维南原理,在集中力作用及其附近节点均可能存在误差。因此,此内力误差与振型分解、振型截断无关,是由所建立动力方程的从属响应分量所导致。因此可以认为,位移模型如采用振

型分解法更容易导致误差,尤其是集中力作用附近节点。本文算例中刚度元方法则不存在此误差,主要由于所建立刚度元仅仅定义了平动响应,不存在从属转动分量。综合以上,如果采用基于振型分解法的位移模型进行多点地震响应分析,需要注意动力方程中不体现的从属结构响应分量和弯矩、剪力内力误差。

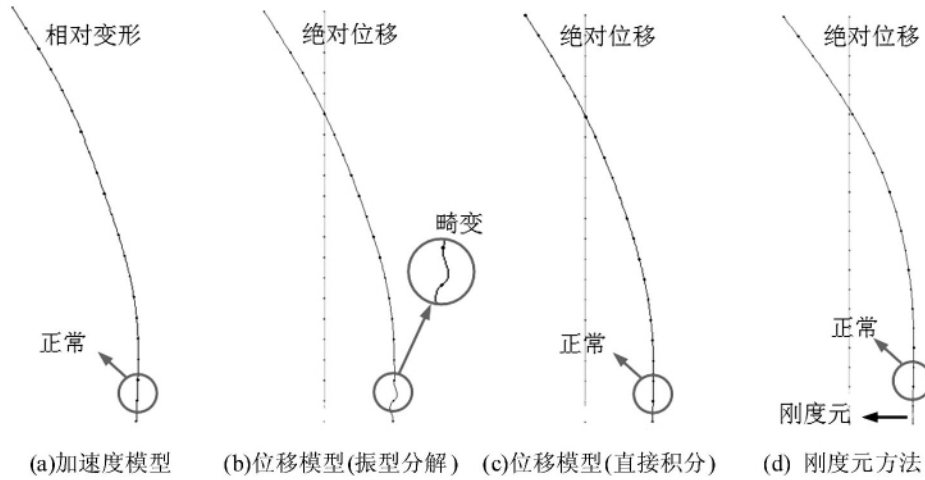


图 2 地震激励 20.12 s 时多种计算方法对应的结构变形图

Fig. 2 Structural deformation in 20.12 s of earthquake excirresponding to multiple methods

2 典型站厅结构多点地震响应

2.1 天津西站站厅结构

天津西站是我国高速铁路网的重要枢纽客站,具有典型“房桥合一”结构特征,其高架站厅层南北向 381.65 m,东西向 138 m,并分为三个温度区段。本文选取最具代表性的中间区段,建立站厅结构有限元模型,如图 3 所示。站厅结构基本柱网尺寸为 21.5 m × 24 m、21.5 m × 21 m、26.875 m × 24 m,框架柱采用矩形钢管混凝土柱,框架梁为平面钢桁架梁,转换梁是实腹工字钢梁,钢桁架梁和实腹工字钢梁高 3.3 m。高架层楼板位于桁架梁上弦处,采用压型钢板混凝土组合楼板。设备层楼板位于桁架梁下弦,采用花纹钢板做

设备层楼板。天津西站所在地区地震设防烈度为 7 度,站房主体结构抗震设防为乙类,设计地震分组为第一组,场地类别为 III 类。表 1 给出了大跨站厅结构振型特征参数,可以看到 X 和 Y 向振动主要集中于前 5 阶,而竖向振动在各阶振型密集分布,即便是前 100 阶振型,累计质量参与系数仅可达 0.62,可知为实现具有一定精度的竖向地震响应计算,必须考虑较多的参与振型数量。另外,上文推导和数值工作已经说明了从属的节点转动分量会导致地震激励输入附近节点的内力计算误差,鉴于竖向地震输入点也较多(即站厅结构的支座数量多),为避免支座附近下弦杆和腹杆的内力误差,本文采用位移模型计算多点地震响应时,将不选用振型叠加法而使用直接积分法。

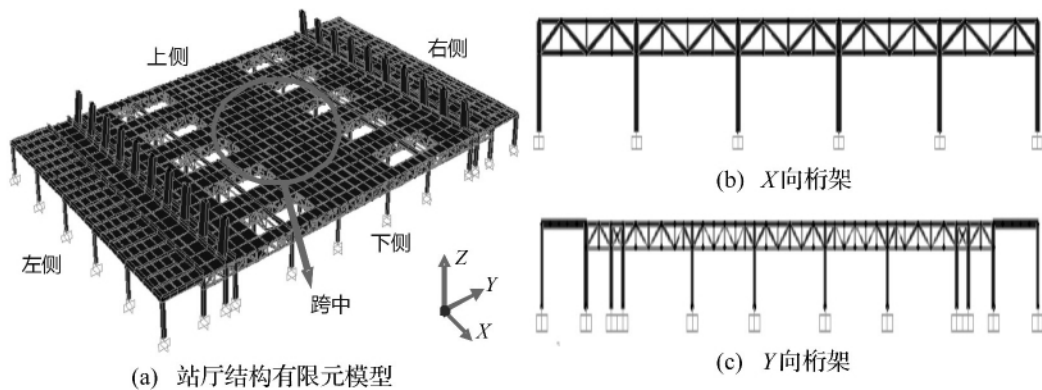


图 3 天津西站大跨站厅结构模型

Fig. 3 Model of long-span hall of Tianjin West Station

表1 天津西站大跨站厅层的振型特征参数

Tab.1 Modal properties of long-span hall of Tianjin West Station

| 振型 | 周期/s | 质量参与系数累积 | | | 振型 | 周期/s | 质量参与系数累积 | | |
|----|--------------|-------------|-------------|-------------|------------|--------------|-------------|-------------|-------------|
| | | X向 | Y向 | Z向 | | | X向 | Y向 | Z向 |
| 1 | 0.342 | 0 | 0.91 | 0.00 | 20 | 0.182 | 0.98 | 0.99 | 0.16 |
| 2 | 0.298 | 0.98 | 0.91 | 0.00 | 24 | 0.176 | 0.98 | 0.99 | 0.30 |
| 3 | 0.288 | 0.98 | 0.91 | 0.00 | 25 | 0.172 | 0.98 | 0.99 | 0.32 |
| 4 | 0.229 | 0.98 | 0.98 | 0.00 | 34 | 0.156 | 0.98 | 0.99 | 0.49 |
| 5 | 0.228 | 0.98 | 0.99 | 0.00 | 48 | 0.133 | 0.98 | 0.99 | 0.54 |
| 6 | 0.224 | 0.98 | 0.99 | 0.00 | 51 | 0.131 | 0.98 | 0.99 | 0.56 |
| 7 | 0.218 | 0.98 | 0.99 | 0.00 | 59 | 0.126 | 0.98 | 0.99 | 0.58 |
| 8 | 0.214 | 0.98 | 0.99 | 0.00 | 66 | 0.123 | 0.98 | 0.99 | 0.59 |
| 9 | 0.212 | 0.98 | 0.99 | 0.15 | 78 | 0.120 | 0.99 | 0.99 | 0.62 |
| 10 | 0.203 | 0.98 | 0.99 | 0.15 | 100 | 0.109 | 0.99 | 0.99 | 0.62 |

2.2 多点地震响应分析

此部分将研究多点地震激励下大跨站厅结构动力响应特征。为评估地震非一致多点激励特征对结构响应的的影响程度和规律,定义评估指标: $\tau = r_{non-u} / r_u$, 其中 r_{non-u} 、 r_u 分别表示地震非一致激励和一致激励下结构地震响应。根据《建筑抗震设计规范 GB50011-2010》^[14] 所规定, III类场地土层剪切波速通常小于 250 m/s, 因此本文取考虑行波效应地震传播视波速为 $u_g = 150$ m/s、200 m/s、250 m/s。站厅结构 X 向和 Y 向各支

座跨度分别为 $D_x = [20.8 \text{ m } 21.5 \text{ m } 21.5 \text{ m } 21.5 \text{ m } , 20.8 \text{ m }]$, $D_y = [15 \text{ m } 8.6 \text{ m } 3.8 \text{ m } 23.6 \text{ m } 21 \text{ m } 24 \text{ m } 21 \text{ m } 23.6 \text{ m } 3.8 \text{ m } 8.6 \text{ m } , 15 \text{ m }]$ 相应可计算不同视波速的地震波达到各支座时差,进而求解不同行波效应下结构地震响应。根据美国地质勘测中心 (USGS) 对场地土剪切波速分类不同, C 类场地与中国规范中 III 类场地类似, 故从 C 场地强震数据库中选用 5 条竖向强震记录, 初步建立响应统计特征, 如表 2 所示, 并分别选择 X 向和 Y 向实现地震多点输入。

表2 竖向地震记录及其响应描述

Tab.2 Vertical earthquake records and corresponding descriptions

| 编号 | 地震名称 | 记录站 | PGA/g |
|----|-----------------------------------|--|-------|
| 1 | IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39 | EL CENTRO ARRAY #9, UP (USGS STATION 117) | 0.205 |
| 2 | MORGAN HILL 04/24/84 04:24 | COYOTE LAKE DAM SW ABUT, UP (CDMG STATION 57217) | 0.388 |
| 3 | WESTMORELAND 04/26/81 12:09 | FIRE STATION, UP (CDMG STATION 5169) | 0.838 |
| 4 | NORTHRIDGE EQ 1/17/94, 12:31 | CANOGA PARK - TOPANGA CANYON, UP (USC STATION 90053) | 0.489 |
| 5 | SUPERSTITION HILLS 11/24/87 13:16 | EL CENTRO IMP CO CENTER, UP (CDMG STATION 01335) | 0.128 |

天津西站站厅结构可划分为上侧、左侧、右侧、下侧、跨中等多个区域,如图 3(a) 中所示。鉴于网架结构杆件众多,选取各区域跨中范围内的上弦、腹杆、下弦等多个代表性杆件,并重新标记,列于表 3,这些杆件能够反映整体结构变形特征。以表 2 所列 5 条地震记录为输入,考虑前文所展示的振型叠加法在内力计算中存在误差,故这里采用 SAP2000 内置位移模型和直接积分方法进行地震响应计算,并以杆件轴力为研究对象,评估指标 τ 也采用轴力为参考。图 4 给出了地震一致激励下站厅结构不同区域代表性杆件的轴力最大值曲线,看到一致激励下所选取杆件中左侧和右侧区域杆件、上侧和下侧下弦杆、跨中腹杆和下弦杆的内力较大,属于地震响应明显区域,而其他杆件响应相对较小,即使是 III 类场地不同地震动下,杆件响应仍具有一定规律性,图 4 可看到不同地震下响应曲线规律大体

上是一致的。

表3 站厅模型中所选取的杆件信息

Tab.3 Information of bar in station hall model

| 杆件编号 | 区域 | 位置 | 标签 |
|------|----|-----|-----|
| 4696 | 上侧 | 上弦杆 | 上 1 |
| 2970 | | 腹杆 | 上 2 |
| 1448 | | 下弦杆 | 上 3 |
| 3807 | 左侧 | 上弦杆 | 左 1 |
| 3876 | | 上弦杆 | 左 2 |
| 3847 | 右侧 | 上弦杆 | 右 1 |
| 3916 | | 上弦杆 | 右 2 |
| 3024 | 下侧 | 上弦杆 | 下 1 |
| 1498 | | 腹杆 | 下 2 |
| 90 | | 下弦杆 | 下 3 |
| 4028 | 跨中 | 上弦杆 | 中 1 |
| 2382 | | 腹杆 | 中 2 |
| 904 | | 下弦杆 | 中 3 |

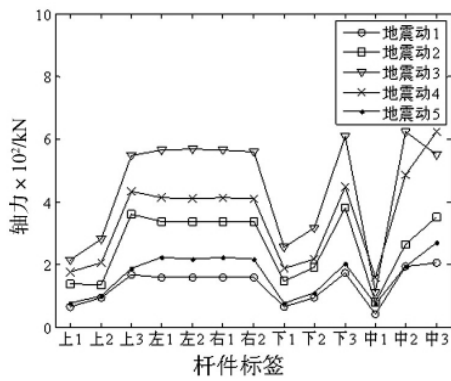


图 4 一致地震下站厅结构模型中杆件响应
Fig.4 Seismic response of bar in station hall model under consistent earthquake excitations

由于即便是Ⅲ类场地,地震也具有不同传播速度,故参考规范中Ⅲ类场地中剪切波速范围,视波速分别采用 $u_g = 150 \text{ m/s}, 200 \text{ m/s}, 250 \text{ m/s}$,并进一步考虑地震在 X 和 Y 两个方向传播,进行站厅结构地震响应计算。图 5 ~ 7 分别描述了 $u_g = 150 \text{ m/s}, 200 \text{ m/s}, 250 \text{ m/s}$ 等多种视波速下各区域代表性杆件评估指标 τ 的变化,并给出了统计平均变化情况,可以看到地震非一致激励对站厅结构动力响应具有较为明显的影响,尤其是左侧和右侧区域受地震传播速度影响较大。

此外,从图 5 ~ 7 还可看到:考虑地震非一致激励时站厅结构左侧和右侧区域杆件的动力响应趋于保守;上侧和下侧区域的弦杆和腹杆受影响不同,且相比地震一致激励,部分杆件动力响应还可能显著增加,主要表现为上侧区域腹杆、下侧区域腹杆、和跨中区域上弦杆;在天津西站算例中,不同视波速下地震响应均具有较为明显变化; X 和 Y 向地震传播时,即使是相同传播速度,部分杆件地震响应仍具有较大差异,这反映了行波效应对地震输入方向具有一定程度的敏感性。为进一步描述地震传播速度对杆件响应影响规律,图 8 给出了多种视波速下站厅结构代表性杆件评估指标 τ 的变化趋势。从图中可以看到:左侧和右侧区域杆件受视波速影响最为明显,且地震 X 向传播时,随着视波速增加地震响应减小,地震 Y 向传播时响应并不会简单单调增加;地震 X 向传播时,上侧区域杆件随视波速增加呈现显增后减的趋势,但增加和减小幅度一般控制在 20 ~ 30% 内,地震 Y 向传播时,变化幅度略有增大;地震 X 向传播时,下侧区域杆件除某特殊波速外基本受行波效应影响不大,地震 Y 向传播时,随波速变化,地震响应变化明显;地震 X 向传播时,跨中区域杆件受行波效应影响不大,地震 Y 向传播时,跨中区域受行波效应影响显著,地震响应总体呈现下降趋势。从

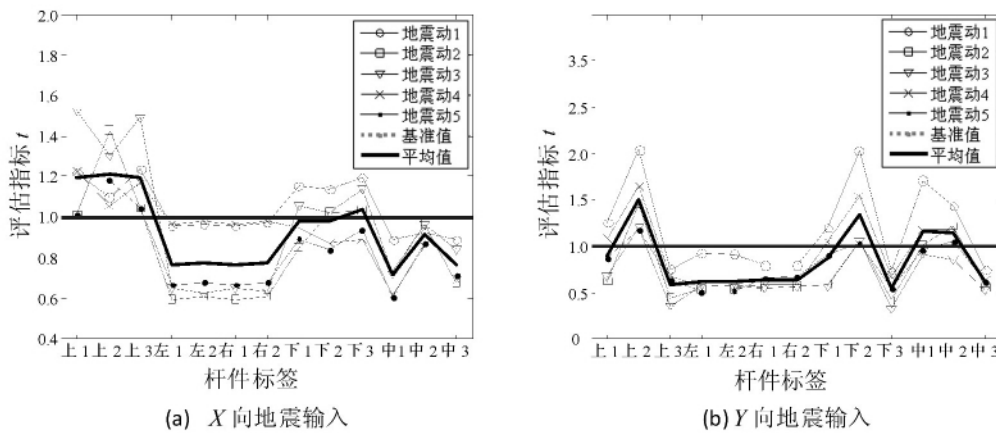


图 5 视波速 150 m/s 下站厅结构地震响应变化
Fig.5 Seismic response variations of bars in station hall while apparent velocity equals to 150 m/s

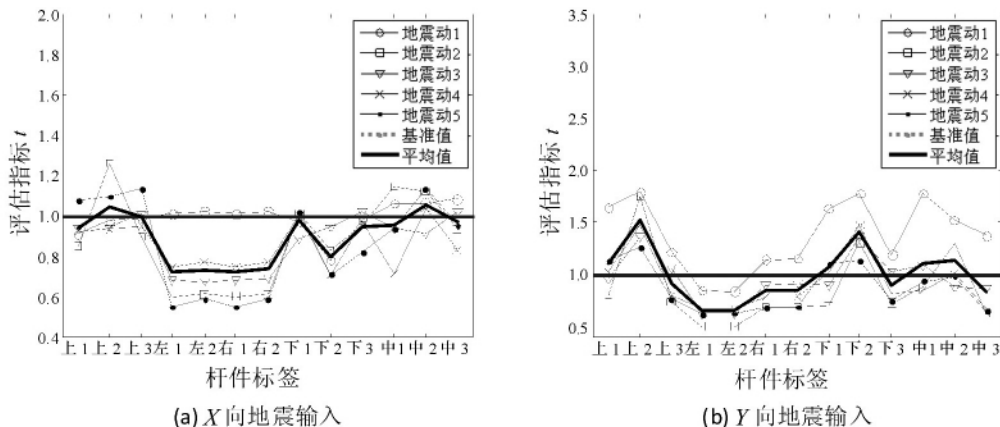


图 6 视波速 200 m/s 下站厅结构地震响应变化
Fig.6 Seismic response variations of bars in station hall while apparent velocity equals to 200 m/s

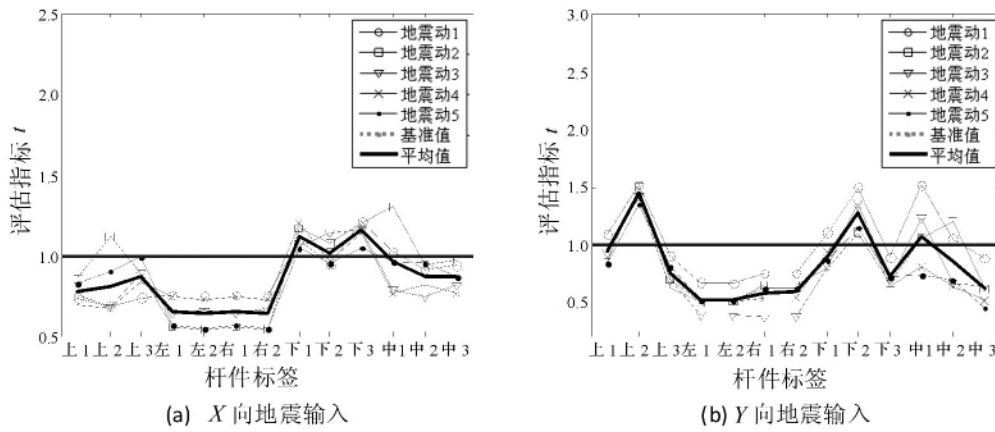


图7 视波速 250 m/s 下站厅结构地震响应变化
Fig.7 Seismic response variations of bars in station hall while apparent velocity equals to 250 m/s

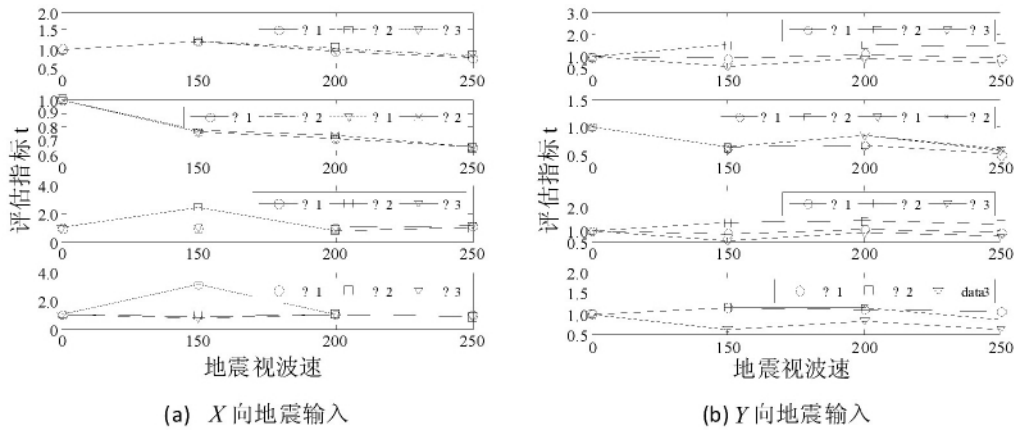


图8 不同地震视波速下站厅结构地震响应变化
Fig.8 Seismic response variations of bars in station hall under different earthquake apparent velocities

图8中显然可见,地震X向传播时的行波效应影响不如Y向传播明显,这显然是由于X向建筑长度为381.65 m而Y向建筑长度仅为138 m,而地震视波速为150-250 m/s所致,Y向地震传播时建筑长度还不到1 s地震所传播的距离。

3 结论

本文以天津西站为依托建立高速铁路典型站厅结构模型,借助SAP2000内置位移模型,研究了大跨站厅结构的竖向多点地震响应特征,尤其侧重于多点地震激励影响。通过本文研究可得以下结论:① SAP2000内置位移模型采用振型分解法计算底部及附近单元内力时存在一定误差,应用时需谨慎,然而其主要由动力方程从属响应所导致,并非振型分解法不适用。② 地震多点非一致和一致输入下站厅结构地震响应有显著区别,而且随着视波速增加其响应更趋于不同。③ 在站厅结构竖向多点地震响应分析中需要考虑多点非一致激励,抗震设计和性能评估结果才更合理可靠,尤其是对于大跨站厅结构的边缘区域的构件等,在抗震设计和构造时需要加以考虑。④ 建筑长度较大时行波效应较明显,建筑长度较小时行波效应较弱,但即使建筑长度小于地震视波速,部分杆件响应仍可能会明显

受地震非一致激励影响。⑤ 建筑物地震响应受行波效应影响具有一定规律性,为保证平面尺寸较大建筑物地震安全,建议根据实际建筑物和多条场地地震输入进行统计分析。

参考文献

[1] 董城,李忠献.北京南站站厅结构列车运行激励的振动分析[J].建筑结构,2006,36(S6):94-97.
DONG Cheng, LI Zhong-xian. Vibration analysis of train running on Beijing Southern Station building [J]. Building Structure, 2006, 36(S6): 94-97.

[2] 刘祥.列车荷载作用下武汉站上部钢结构的疲劳分析[D].武汉:武汉理工大学,2010.

[3] 周德良,李爱群,周朝阳,等.长沙南站大跨度候车厅楼盖竖向舒适度分析与检测[J].建筑结构,2011,41(7):24-30.
ZHOU De-liang, LI Ai-qun, ZHOU Chao-yang, et al. Analysis and test on the comfort of the large-span waiting hall floor in South Changsha railway station [J]. Building Structure, 2011, 41(7): 24-30.

[4] 王国波,谢伟平,于艳丽,等.高速列车引起的武汉站楼板振动舒适度研究[J].振动与冲击,2010,29(12):110-113.
WANG Guo-bo, XIE We-ping, YU Yan-li, et al. Study on floor vibration comfort of Wuhan railway station under the running condition of high speed train [J]. Journal of Vibration

and Shock ,2010 ,29(12) : 110 - 113.

[5] 李红飙. 北京南站站厅钢结构多震源振动分析 [D]. 上海: 同济大学,2007.

[6] 王 轶,张 力,甄 伟 等. 站桥合一的大型客站站房结构抗震性能研究 [J]. 建筑结构,2009 ,39(12) : 23 - 27.
WANG Yi ,ZHANG Li ,ZHEN Wei ,et al. Study on seismic behavior of large bridge-station combined railway station [J]. Building Structure ,2009 ,39(12) : 23 - 27.

[7] 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 An , et al. Time-history analysis of new Guangzhou railway station under multi-support seismic excitation [J]. Building Structure ,2009 ,39(12) : 28 - 32.

[8] 余志武,邬 亮,国 巍. 新型高速铁路客站大跨度站厅结构的竖向地震破坏特征 [J]. 铁道科学与工程学报,2012 ,6: 1 - 7.
YU Zhi-wu , WU Liang , GUO Wei. Seismic failure characteristics of long-span station hall structure of new type of high-speed railway station under vertical earthquake excitation [J]. Journal of Railway Science and Engineering , 2012 ,6: 1 - 7.

[9] Edward L W. Static and dynamic analysis of structures [M]. Berkeley: Computer and Structures ,Inc ,2004.

[10] 柳国环,李宏男,林 海. 结构地震响应计算模型的分析与比较 [J]. 工程力学,2009 ,26(2) : 10 - 15.
LIU Guo-huan , LI Hong-nan , LIN Hai. Comparison and evaluation of models for structural seismic responses analysis [J]. Engineering Mechanics ,2009 ,26(2) : 10 - 15.

[11] Guo W ,Yu Z W ,Guo Z. Error study of displacement model for seismic analysis of long-span structures subjected to multi-support earthquake excitations [C]. ICSBM 2011 , Guangzhou , China.

[12] 柳国环,李宏男,国 巍. 求解结构地震响应位移输入模型存在的问题及其 AMCE 实效对策 [J]. 计算力学学报,2009 ,26(6) : 862 - 869.
LIU Guo-huan ,LI Hong-nan ,GUO Wei. Problem inherent in displacement input model for calculating structural responses under earthquake ground motion and an effective solution method called AMCE [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics ,2009 ,26(6) : 862 - 869.

[13] 林 海,张学辉. 基于位移加载的地震时程分析在 SAP2000 中实现 [C]. 金土木用户大会论文集,2011.

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范 (GB50011 - 2010) [S].

(上接第 43 页)

[2] Kahraman A ,Singh R. Nonlinear dynamics of a geared rotor-bearing system with multiple clearances [J]. Journal of Sound and Vibration ,1991 ,144: 469 - 506.

[3] Kahraman A ,Singh R. Interactions between time-varying mesh stiffness and clearance nonlinearities in a geared system [J]. Journal of Sound and Vibration ,1991 ,146: 135 - 156.

[4] Blankenship G W ,Kahraman A. Steady state forced response of a mechanical oscillator with combined parametric excitation and clearance type non-linearity [J]. Journal of Sound and Vibration ,1995 ,185: 743 - 765.

[5] Theodossiades S ,Natsiavas S. Non-linear dynamics of gear-pair systems with periodic stiffness and backlash [J]. Journal of Sound and Vibration ,2000 ,229: 287 - 310.

[6] Raghobama A ,Narayanan S. Bifurcation and chaos in geared rotor bearing system by incremental harmonic balance method [J]. Journal of Sound and Vibration ,1999 ,226: 469 - 492.

[7] 刘梦军,沈允文,董海军. 单级齿轮非线性系统吸引子的数值特性研究 [J]. 机械工程学报,2003 ,39: 111 - 116.
LIU Meng-jun ,SHEN Yun-wen ,DONG Hai-jun. Research on numerical characters of the attractors in a nonlinear gear system [J]. Journal of Mechanical Engineering ,2003 ,39: 111 - 116.

[8] Kahraman A ,Blankenship G W. Experiments on nonlinear dynamic behavior of an oscillator with clearance and periodically time-varying parameters [J]. Journal of Applied Mechanics ,1997 ,64: 217 - 226.

[9] Parker R G , Vijayakar S M , Imajo T. Non-linear dynamic

response of a spur gear pair: modeling and experimental comparisons [J]. Journal of Sound and Vibration ,2000 ,237: 435 - 455.

[10] Cai W ,Chang J ,Strong nonlinearity analysis for gear-bearing system under nonlinear suspension-bifurcation and chaos [J]. Nonlinear Analysis: Real World Applications ,2010 ,11: 1760 - 1774.

[11] Cai W ,Chang J. Bifurcation and chaos analysis of spur gear pair with and without nonlinear suspension [J]. Nonlinear Analysis: Real World Applications ,2011 ,12: 979 - 989.

[12] Flodin A ,Andersson S. Simulation of mild wear in spur gears [J]. Wear ,1997 ,207: 16 - 23.

[13] Kuang J H ,Lin A D. The effect of tooth wear on the vibration spectrum of a spur gear pair [J]. Journal of Sound and Vibration ,2001 ,123: 311 - 317.

[14] Wolf A ,Swift J B ,Swinney H L. Determining lyapunov exponents from a time series [J]. Physica ,1985 ,16: 285 - 317.

[15] Eckmann J P. Roads to turbulence in dissipative dynamics system [J]. Rev Mod Phys ,1981 ,53: 643 - 649.

[16] Pivka L ,Zheleznyak A L ,Chua L O. Arnold's tongue , Devil's staircase , and self-similarity in the driven Chua's circuit [J]. International Journal of Bifurcation and Chaos , 1994 ,4: 1743 1753.

[17] 日本机械学会. 齿轮强度设计资料 [M]. 北京: 机械工业出版社 ,1984: 30 - 32.