

新型高速铁路客站大跨度站厅结构的 竖向地震破坏特征*

余志武^{1,2} 鄢亮^{1,2} 国巍^{1,2}

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

摘要:“房桥合一”新型高铁客站的站厅层往往以大跨度钢桁架为其主要结构特征。基于此,以天津西站典型站厅结构为例,提取其主要结构单元,选取多条竖向地震强震记录,并综合采用静力和动力弹塑性方法,研究典型站厅结构大跨度钢桁架单元的竖向地震屈服机制和破坏特征。此外,与站厅结构动力弹塑性计算结果对比,进一步验证了多模态 Pushdown 方法在大跨结构竖向抗震性能评估中快速有效。

关键词:房桥合一; 站厅结构; 竖向地震; 屈服机制; 破坏特征

中图分类号: TU323 文献标志码: A 文章编号: 1672-7029(2012)06-0001-06

Seismic failure characteristics of long – span station hall structure of new type of high – speed railway station under vertical earthquake excitation

YU Zhi-wu^{1,2}, WU Liang^{1,2}, GUO Wei^{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 station hall of new type of integrated building – bridge high – speed railway station usually possesses long – span steel trusses as its main structural feature. Considering this point, the station hall of Tianjin West Railway Station was referred and adopted to extract the main structural unit, select multiple vertical strong earthquake records, adopt taken as an example elastic – plastic methods synthetically. Then, the failure characteristic and yielding mechanism of typical station hall structure under vertical earthquake excitation were systematically studied. In addition, by comparing with dynamic elastic – plastic calculating results of station hall, the advantages of multiple modal Pushdown method in seismic performance assessment of long – span structure were further validated.

Key words: integrated building – bridge structure; station hall structure; vertical earthquake; yielding mechanism; failure characteristics

当前我国高速铁路建造事业处于稳步发展期,作为铁路客运枢纽的大型高铁客站往往兼具房屋和桥梁特征,故常称之为“房桥合一”或“站桥合一”混合结构体系。作为全时性人群密集场所,高铁客站的高架站厅层为满足其下部轨道层上列车

通行等功能需求,一般为空间结构且具有较大跨度,常采用钢管混凝土柱和桁架梁组合而成的整体框架结构形式,此种站厅结构广泛应用于国内多个大型高铁客站,如天津西站、北京南站、上海虹桥站等。然而,目前高铁客站大跨站厅结构的研究多集

* 收稿日期: 2012-08-21

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50938003, 51108466); 中国博士后基金资助项目(20110491277); 中国博士后基金特别资助项目(2012T50663); 中南大学博士后基金资助; 中南大学研究生学位论文创新基金资助

作者简介: 余志武(1955-)男,湖南临湘人,教授,从事混凝土耐久性、组合结构和抗震防灾等研究

通讯作者: 国巍(1982-)男,山东淄博人,讲师,在站博士后,从事复杂结构抗震减震研究,邮箱: wei.guo.86@gmail.com

中于列车通行的振动影响,而关于其抗震性能研究仍较为匮乏。同时,站厅层虽具有大跨网架的普遍结构特征,但其网架上弦荷载大,下弦处同样铺设楼板并作为重要设备层,上下弦间距高差大,结构和功能独具特色。故此,普通大跨网架结构动力弹塑性分析和抗震性能研究^[1-3],仅可作为参考。基于以上原因,本文综合采用多模态静力弹塑性方法^[4-7]和动力弹塑性的统计分析,开展了高铁客站高架站厅层的竖向抗震性能研究。通过研究对站厅结构关键部位进行了评估,从整体上把握了站厅结构竖向抗震性能,为提高其抗震性能提供了参考。

1 典型站厅层结构形式

为说明新型高铁客站典型站厅层的结构特征,本文将天津西站为例。天津西站高架站厅层结构南北向 381.65 m,东西向一般区域宽 138 m,东西向含落客区宽度 188 m。东西向设置两道伸缩缝。将站厅层分为 3 个温度区段,分别为 I 区、II 区、III 区。温度区段 II 区东西向最长,达 188m。基本柱网为 21.5 m × 24 m, 21.5 m × 21 m, 26.875 m × 24 m, 层高 12.5 m。框架柱采用矩形钢管混凝土柱(内置自密实混凝土),框架梁采用平面钢桁架梁,转换梁采用实腹工字钢梁,钢桁架梁和实腹工字钢梁高 3.3 m。站厅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。天津西站屋面结构座落在标高 20.0 m 处,下部主体结构站厅层位于建筑 10 m 标高。站房主体的抗震设防类别为乙类,设计地震分组:第 1 组,建筑场地类别 III 类,具体地震动参数见表 1。

表 1 天津西站场地地震动参数

Table 1 Site seismic parameters of Tianjin West Railway Station

| 50 年概率 水平 /% | 峰值加速度 /g | 水平地震影响系数 最大值 α_{max} | 特征周期 T_g/s |
|-----------------|----------|--------------------------------|--------------|
| 63.2 | 0.055 | 0.12 | 0.50 |
| 10.0 | 0.150 | 0.33 | 0.50 |
| 2.0 | 0.310 | 0.72 | 0.55 |

注:参数按《抗震规范》取值,特征周期根据地勘报告取值;结构阻尼比按钢结构选取,多遇地震和中震下均取 0.035,罕遇地震取 0.05;竖向地震的影响系数或加速度峰值取为相应水平地震的 0.65 倍。

2 多模态 Pushdown 分析方法

作为结构静力弹塑性分析主要方法,Pushover 方法为人们所熟知。本文为研究大跨结构的竖向抗震性能,采用原理类似于 Pushover 的 Pushdown

分析方法,其基本过程是:大跨结构承受单调增加的竖向力或竖向位移,直到监测点达到目标位移或建筑倒塌为止。ATC-40 能力谱法曲线如图 1 所示。通过转换关系,将基底反力与检测位移曲线得到能力谱曲线^[8]。

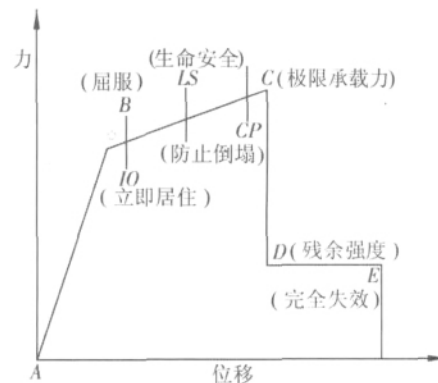


图 1 力-位移曲线

Fig. 1 Force - displacement curve

本文采用多模态组合的竖向加载模式,各阶模型对应的加载参数如下:

$$S_{an} = \frac{V_{vn}}{M'} = \frac{V_{vn}}{a_n M}, S_{dn} = \frac{u_{vn}}{\Gamma_n u_n} \quad (1)$$

式中: S_{an} 为谱加速度; S_{dn} 为谱位移; u_n 和 u_{vn} 分别为第 n 阶模态荷载下结构监测点的位移和竖向位移; Γ_n 和 a_n 分别是第 n 阶模态的振型参与系数和振型质量参与系数; V_{vn} 为第 n 阶模态荷载下的基础反力和。将结构性能点处的谱位移转化为多自由度体系的监测点竖向位移,对各阶模态荷载模式下的位移采用平方和开平方(SRSS)法组合,得到结构监测点的位移。第 n 阶模态荷载下谱位移转化为监测点位移 u_{vn} , 即: $u_{vn} = \Gamma_n \varphi_n S_{dn}$ 。根据 SRSS 法组合,结构内力或变形值 R 为:

$$R = \left(\sum_{n=1}^N R_n^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

式中: N 为组合振型数; R_n 为第 n 阶模态荷载模式下的结构响应。进行 Pushdown 分析时结构等效重力荷载代表值参照抗震规范表 5.1.3^[9], 其为: 恒载 + 0.5 活载。其他相关设置见表 1。

3 计算模型与核心单元

本文如图 2 所示天津西站站厅层 II 区为研究对象,并选取中间 24 m × 21.6 m 部分为模型典型单元(单个桁架单元)。基于 SAP2000 软件建立杆单元的计算模型,除楼面布置的二级次梁外,

其余杆件均采用刚接。考虑到轨道层刚度较大, 站厅层分析时柱底固结于基础。考虑到桁架杆承受轴力和弯矩, 桁架杆件设置 P - M2 - M3 铰模型^[10]。单个桁架单元和 9 个桁架单元分析模型如图 3 所示。

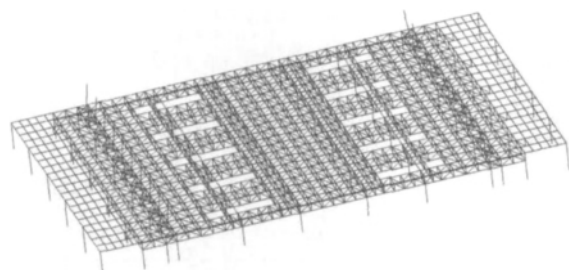
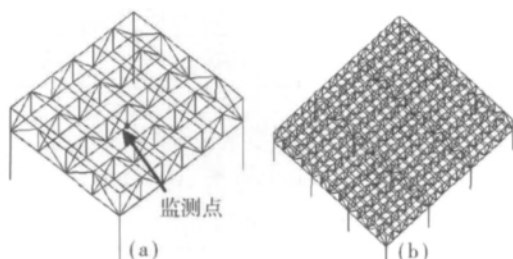


图 2 天津西站站厅层 II 区结构分析模型

Fig. 2 Structural analysis model of region II in station hall of Tianjin West Railway Station



(a) 1 个桁架单元; (b) 9 个桁架单元

图 3 站厅层单个桁架单元结构分析模型

Fig. 3 Structural analysis model of single truss unit of station hall

站厅层单个桁架单元和 9 个桁架单元模型模态分析结果如表 2 和表 3 所示。

表 2 单个桁架单元竖向模态分析结果

Table 2 Analysis results of vertical modes of single truss unit

| 竖向模态阶次 | 周期/s | 自振频率/Hz | 振型参与系数 | 振型质量参与系数 |
|--------|---------|----------|------------|----------|
| 1 | 0.240 8 | 4.152 9 | 703.905 3 | 0.600 0 |
| 2 | 0.142 0 | 7.042 8 | -210.939 7 | 0.054 1 |
| 3 | 0.110 9 | 9.014 1 | 290.655 5 | 0.100 0 |
| 4 | 0.072 3 | 13.835 0 | 206.714 9 | 0.051 9 |

表 3 9 个桁架单元竖向模态分析结果

Table 3 Analysis results of vertical modes of 9 truss units

| 竖向模态阶次 | 周期/s | 自振频率/Hz | 振型参与系数 | 振型质量参与系数 |
|--------|---------|---------|--------------|----------|
| 1 | 0.257 2 | 3.888 1 | -672.768 0 | 0.067 5 |
| 2 | 0.236 8 | 4.223 8 | -2 008.795 4 | 0.600 0 |
| 3 | 0.189 0 | 5.290 7 | 327.508 4 | 0.016 0 |
| 4 | 0.138 0 | 7.248 4 | 449.357 3 | 0.030 1 |

图 3 所示为天津西站站厅层 II 区结构中相应单个桁架单元位置主要竖向模态, 根据相应振型图, 提取模态周期如表 4 所示。

表 4 站厅层 II 区相应位置竖向模态分析

Table 4 Vertical mode analysis of region II of station hall

| 竖向模态阶次 | 周期/s | 自振频率/Hz | 单个桁架单元 主要竖向振动周期 0.2408 误差% | 九个桁架单元 主要竖向振动周期 0.2368 误差% |
|--------|---------|---------|----------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 0.228 2 | 4.382 9 | 5.249 2 | 3.648 6 |
| 2 | 0.223 6 | 4.471 8 | 7.133 7 | 5.565 0 |
| 3 | 0.218 3 | 4.581 1 | 9.349 7 | 7.818 4 |
| 4 | 0.214 3 | 4.665 3 | 10.985 5 | 9.481 8 |
| 5 | 0.212 4 | 4.707 5 | 11.782 4 | 10.292 2 |

从表 2 ~ 4 可以看出: 竖向模态受高阶影响较大, 单个和 9 个桁架单元 2 个分析模型最主要的竖向模态的振型质量参与系数为 0.6, 周期相差为 1.7%。表 4 中 9 个桁架单元比单个桁架单元计算结果更准确, 但边界条件对模型主要竖向振动影响较小, 因此, 本文简化选取单个桁架单元进行多遇和罕遇地震作用下的竖向弹塑性分析, 以此核心单元初步评估站厅结构抗震性能。

4 基于 Pushdown 的静力弹塑性分析

单个桁架单元模型前 12 阶模态参数包括周期、自振频率、平动振型参与系数和振型质量参与系数等见表 5。

表 5 核心单元固有周期、平动振型参与系数与振型质量参与系数

Table 5 Natural frequencies, translational mode participation factors and modal mass participation ratios of the core unit

| 阶次 | 周期/s | 振型参与系数 | | 振型质量参与系数 | |
|----|---------|--------|---------|----------|------|
| 1 | 0.260 7 | 889.95 | 0 | 0 | 0.96 |
| 2 | 0.255 7 | 0 | -875.19 | 0 | 0.93 |
| 3 | 0.240 8 | 0 | 0 | 703.91 | 0.60 |
| 4 | 0.168 2 | 0 | -166.13 | 0 | 0.03 |
| 5 | 0.168 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 0.142 0 | 0 | 0 | -210.94 | 0.05 |
| 7 | 0.115 9 | -43.73 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | 0.112 3 | 0 | 24.35 | 0 | 0 |
| 9 | 0.110 9 | 0 | 0 | 290.66 | 0.10 |
| 10 | 0.083 7 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 11 | 0.077 1 | -2.63 | 0 | 0 | 0 |
| 12 | 0.072 3 | 0 | 0 | 206.71 | 0.05 |

从表 5 可以看到核心单元第 3 阶、第 6 阶、第 9 阶、第 12 阶模态为竖向振动主控振型, 质量参与系数分别为 0.600 0, 0.054 1, 0.100 0 和 0.051 9, 此 4 阶模态质量参与系数总和为 0.806 0, 已可基本描述结构动力特性。以此 4 阶模态建立 Pushdown 加

载制度 相应监测点竖向位移如表 6 所示。此外，在重力荷载代表值作用下 结构监测点(见图 2) 竖向位移为 -20.01 mm。

表 6 监测点模态竖向位移

Table 6 Modal vertical displacement of monitoring point

| 竖向模态阶次 | 阶次 | 监测点竖向位移/mm |
|--------|----|------------|
| 1 | 3 | -2.192 |
| 2 | 6 | -2.171 |
| 3 | 9 | -0.603 |
| 4 | 12 | 2.173 |

荷载工况 1-4 分别为: 结构重力荷载代表值 + 振型 3(第 1 阶竖向)、结构重力荷载代表值 + 振型 6(第 2 阶竖向)、结构重力荷载代表值 + 振型 9(第 3 阶竖向)、结构重力荷载代表值 + 振型 12(第 4 阶竖向) 分别计算监测点位移 继而进行 SRSS 组合。各阶竖向弹塑性 Pushdown 分析所得曲线如图 4 所示。

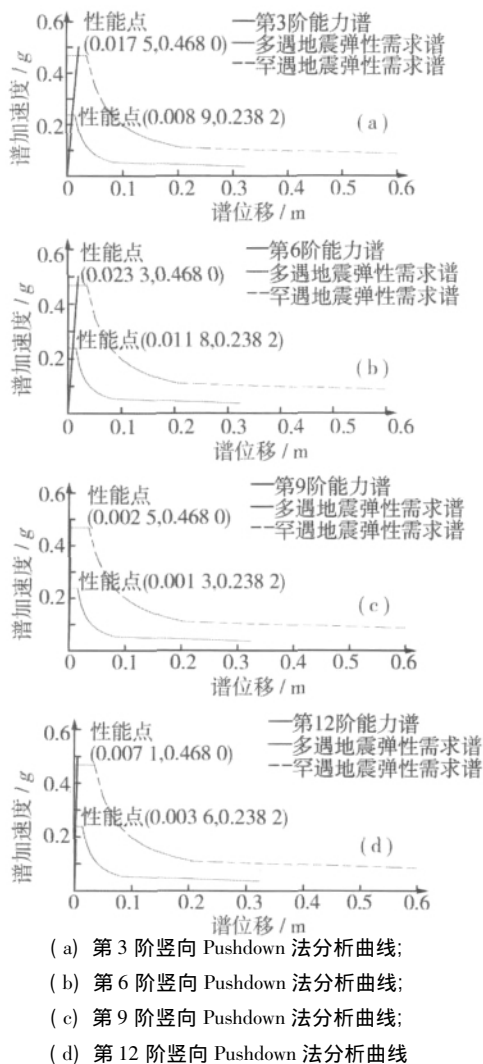


图 4 各阶竖向模态弹塑性 Pushdown 法分析曲线

Fig.4 Curves of elastic-plastic Pushdown analysis corresponding to several vertical modes

多遇和罕遇地震下结构抗震性能点及监测点竖向位移见表 7 和表 8。考虑多模态组合和重力荷载代表值所计算的监测点位移,多遇和罕遇地震下结构监测点位移分别为 34.82 mm 和 49.14 mm。罕遇地震下结构并未发生屈服,从设计角度来说足够安全。继续施加荷载以确定屈服机制,在 Pushdown 分析过程中,荷载工况 1 塑性铰出现顺序如图 5 所示。

表 7 多遇地震弹性需求谱与能力谱性能点分析

Table 7 Performance points based on elastic demand spectrum of frequent earthquake and capacity spectrum

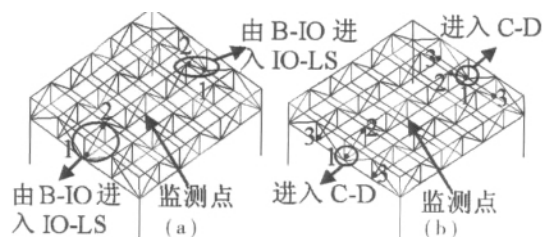
| 竖向模态阶次 | 阶次 | 性能点 | 模态加载监测点 竖向位移/mm |
|--------|----|-----------------|-----------------|
| 1 | 3 | (0.0089 0.2382) | -13.70 |
| 2 | 6 | (0.0118 0.2382) | 5.40 |
| 3 | 9 | (0.0013 0.2382) | -0.26 |
| 4 | 12 | (0.0036 0.2382) | 1.60 |

表 8 罕遇地震弹塑性需求谱与能力谱性能点分析

Table 8 Performance points based on elastic-plastic demand spectrum of rare earthquake and capacity spectrum

| 竖向模态阶次 | 阶次 | 性能点 | 模态加载监测点 竖向位移/mm |
|--------|----|-----------------|-----------------|
| 1 | 3 | (0.0175 0.4680) | -26.90 |
| 2 | 6 | (0.0233 0.4680) | 10.7 |
| 3 | 9 | (0.0025 0.4680) | -0.44 |
| 4 | 12 | (0.0071 0.4680) | 3.20 |

桁架分析初次出现塑性铰时,监测点竖向位移为 92.90 mm,与重力荷载代表值作用下监测点位移线性组合为 112.91 mm;监测点竖向总位移为 112.91~150.41 mm 时,1 塑性铰逐渐由 B-IO 进入 IO-LS;监测点竖向总位移为 150.41 mm 时 新出现 3 塑性铰;监测点竖向总位移为 153.45 mm 时,1 塑性铰进入 C-D 结构破坏。



(a) 监测点 112.91mm; (b) 监测点 150.41mm

图 5 监测点总位移 112.91 mm 时塑性铰发展

Fig.5 Plastic hinges when the total displacement of monitoring point reaches 112.91 mm

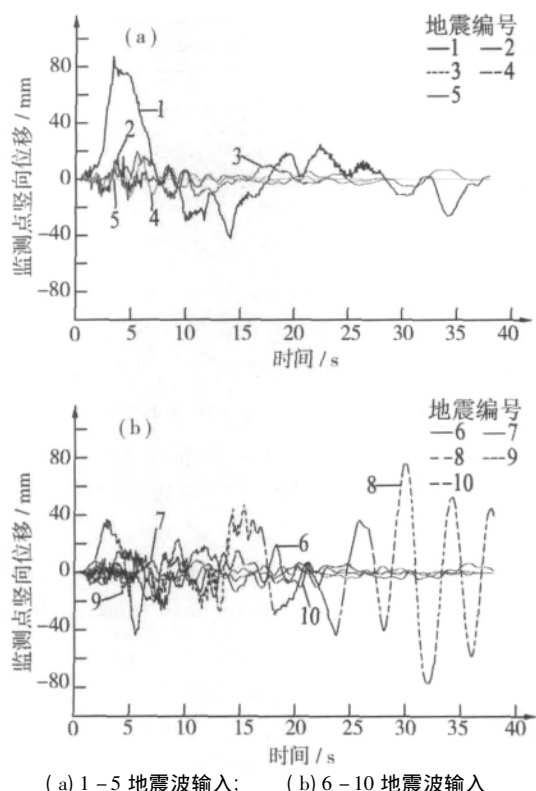


图 6 罕遇地震作用下 10 条地震波对应监测点竖向位移时程曲线

Fig. 8 Vertical displacement time history curves of monitoring point corresponding to 10 rare seismic waves

5 竖向地震动力弹塑性分析

根据美国地质勘测中心(USGS)对场地土剪切波速分类不同,将地震记录分为 A、B、C 和 D 组,场地土剪切波速分别为 >750、360~750、180~360 和 <180 m/s。本文所考察高铁客站结构所在的中国规范中 III 类场地土与上述 C 场地土类似,故从 C 场地强震数据库中选用 10 条竖向强震记录,以此作为激励来模拟所建立站厅结构核心单元在多遇地震和罕遇地震作用下动力响应。图 8 所示为罕遇地震作用下 10 条地震波对应监测点竖向位移时程曲线。从表 10 和表 11 可以看出: Pushdown 分析结果往往与单个时程分析结果误差较大,但与统计平均值则较为接近,正如 Pushdown 所建立的理论所揭示的那样“其体现的是统计规律”。此外,仍可看到在多遇地震作用下其统计平均误差比罕遇地震作用下要小,这同样体现了 Pushdown 方法的理论基础。由于只考虑竖向地震,罕遇地震作用下结构未出现塑性铰。增大地震动,观测各地震波作用下结构塑性铰的发展,初期出现塑性铰位置基本如图 5(a) 所示,与 Pushdown 分析结果一致。但后期塑性铰的发展各不相同,差异较大。

表 9 12 条竖向地震记录及其地震动参数

Table 9 12 vertical seismic records and corresponding seismic parameters

| 地震编号 | 地震名称 | 记录站 | PGA/g | 震中距/km |
|------|------------------------------------|--|--------|--------|
| 1 | IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04: 39 | EL CENTRO ARRAY #9 , UP (USGS STATION 117) | 0. 205 | 12. 99 |
| 2 | MORGAN HILL 04/24/84 04: 24 | COYOTE LAKE DAM SW ABUT , UP (CDMG STATION 57217) | 0. 388 | 24. 55 |
| 3 | IMPERIAL VALLEY 10/15/79 23: 16 | BONDS CORNER , UP (USGS STATION 5054) | 0. 425 | 6. 20 |
| 4 | COYOTE LAKE 08/06/79 17: 05 | GILROY ARRAY #4 , UP (CDMG STATION 57382) | 0. 387 | 7. 67 |
| 5 | WESTMORELAND 04/26/81 12: 09 | FIRE STATION , UP (CDMG STATION 5169) | 0. 838 | 7. 02 |
| 6 | NORTHRIDGE EQ 1/17/94 , 12: 31 | CANOGA PARK - TOPANGA CANYON , UP (USC STATION 90053) | 0. 489 | 4. 85 |
| 7 | MORGAN HILL 04/24/84 04: 24 | GILROY ARRAY #4 , UP (CDMG STATION 57382) | 0. 408 | 37. 25 |
| 8 | SUPERSTITION HILLS 11/24/87 13: 16 | EL CENTRO IMP CO CENTER , UP (CDMG STATION 01335) | 0. 128 | 35. 83 |
| 9 | WHITTIER 10/01/87 14: 42 | SANTA FE SPRINGS - E JOSLIN , UP (USC STATION 90077) | 0. 206 | 11. 73 |
| 10 | LOMA PRIETA 10/18/89 00: 05 | GILROY ARRAY #3 , UP (CDMG STATION 47381) | 0. 338 | 31. 40 |

表 10 多遇地震作用下多模态 Pushdown 法与时程法计算精度比较

Table 10 Accuracy comparison of multi - mode Pushdown and time history method under frequent earthquake

| 参数 | Pushdown 法 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 时程平均值 |
|------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| 监测点竖向位移/mm | 34. 82 | 40. 58 | 27. 73 | 26. 83 | 26. 25 | 20. 78 | 32. 73 | 24. 29 | 57. 33 | 26. 9 | 41. 25 | 32. 467 |
| 数值相对误差/% | 0 | 16. 54 | 20. 36 | 22. 95 | 24. 61 | 40. 32 | 6. 00 | 30. 24 | 64. 65 | 22. 75 | 18. 47 | 6. 76 |

注: Pushdown 法监测点竖向位移为结构重力荷载代表值作用下的位移 + Pushdown 作用位移。

表11 罕遇地震作用下多模态 Pushdown 法与时程法计算精度比较

Table 11 Accuracy comparison of multi-mode Pushdown and time history method under rare earthquake

| 参数 | Pushdown 法 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 时程平均值 |
|------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|--------|
| 监测点竖向位移/mm | 49.14 | 62.53 | 35.02 | 34.11 | 32.9 | 21.59 | 46.3 | 28.85 | 97.14 | 34.24 | 63.9 | 45.658 |
| 数值相对误差/% | 0 | 27.25 | 28.73 | 30.59 | 33.05 | 56.06 | 5.78 | 41.29 | 97.68 | 30.32 | 30.04 | 7.09 |

注: Pushdown 法监测点竖向位移为结构重力荷载代表值作用下的位移 + Pushdown 作用位移。

6 结 论

采用静力和动力弹塑性两种方法,研究了“房桥合一”新型高速铁路客站典型站厅层结构的竖向地震破坏特征和抗震性能。研究表明:多遇地震和罕遇地震作用下多模态组合的 Pushdown 分析结果能体现统计特征,可以满足工程设计和评估需求;静力和动力弹塑性分析表明目前所设计的站厅层结构较保守,在一致地震输入下结构完全满足竖向抗震要求,且有较大富余;从塑性铰出现次序来看,站厅结构核心桁架单元的中间斜腹杆易屈服,且较早进入卸载阶段,是竖向地震激励下站厅结构的初始破坏区域。

参考文献:

- [1] 沈顺高,郭鹏,朱丹. 大跨度维修机库屋盖结构地震反应分析[J]. 建筑结构,2009,39(10):30-34. SHEN Shun-gao, GUO Peng, ZHU Dan. Seismic response analysis on the roof structure of a long-span hangar[J]. Building Structure, 2009, 39(10): 30-34.
- [2] 刘飞,汪大海,许敏,等. 某超限大跨度结构弹塑性地震反应分析[J]. 土木工程学报,2010,43(11):27-36. LIU Fei, WANG Da-hai, XU Min, et al. Analysis of the elasto-plastic seismic response of an ultra large span structure[J]. Civil Engineering Journal, 2010, 43(11): 27-36.
- [3] 苑宏宇,叶继红,沈世钊,等. 单层球面网壳的最不利地震作用分析[J]. 铁道科学与工程学报,2006,3(3):88-92. YUAN Hong-yu, YE Ji-hong, SHEN Shi-zhao, et al. The most unfavorable earthquake excitations of single-layer spherical shell[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2006, 3(3): 88-92.
- [4] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561-582.
- [5] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [6] 杨木旺,罗永峰. 大跨空间结构的竖向静力弹塑性分析[J]. 力学季刊,2007,28(3):436-442. YANG Mu-wang, LUO Yong-feng. Vertical static elasto-plastic analysis of long span spatial structure[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2007, 28(3): 436-442.
- [7] 马千里,叶列平,陆新征. MPA法与Pushover法的准确性对比[J]. 华南理工大学学报:自然科学版,2008,36(11):121-128. MA Qian-li, YE Lie-ping, LU Xin-zheng. Comparative evaluation of correctness between MAP and pushover analyses[J]. Journal of South China University of Technology: Natural Science Edition, 2008, 36(11): 121-128.
- [8] ATC 40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building[R]. Applied Technology Council California, 1996.
- [9] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S].
- [10] 北京金土木软件技术有限公司. SAP2000 中文版使用指南[M]. 北京:人民交通出版社,2006. Civil King Software Technology Co Ltd. Sap2000 user guide of chinese version[M]. Beijing: China Communications Press, 2006.