李浩,周炼,徐丽,等.广州中山纪念堂八角钢屋架体系及风震联合动力响应研究[J].地震工程学报,2026,48(6):1337-1348. DOI:10.20000/j.1000-0844.20250305001

Li Hao, Zhou Lian, Xu Li, et al. Dynamic response of the octagonal steel roof truss system of Sun Yat-sen Memorial Hall in Guangzhou under combined wind and earthquake loading[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2026, 48(6): 1337-1348. DOI: 10.20000/j.1000-0844.20250305001

广州中山纪念堂八角钢屋架体系及风震联合动力响应研究

李 浩[1], 周 炼[1], 徐 丽[1], 饶淼森[2]

(1. 广州大学,广东 广州 510006;
2. 广州市中山纪念堂管理中心,广东 广州 510030)

摘要: 广州中山纪念堂是拥有近百年历史的全国重点文物保护单位,其独特的大跨度八角形钢屋架塑造了庄重威严的建筑形象。该高位、大跨度的钢屋架体系在地震和风荷载作用下的动力性能,直接关系整体结构的安全。为评估其在极端荷载作用下的安全性能,基于历史资料与三维激光扫描数据解析钢屋架体系的构造特征,并结合环境振动测试结果,建立经校准的ABAQUS有限元模型。随后,选取3条地震动记录与重现期分别为10年、50年及100年的风荷载输入,开展非线性时程分析,重点考察风与地震耦合作用下的结构响应。结果表明:在最大地震加速度0.4g与100年一遇风速共同作用下,八角形钢屋架最大层间位移角为1/125,未超过安全限值。此外,风荷载对结构位移的贡献显著,100年一遇风荷载作用下引起的位移均方根达13.05 mm,远高于单独地震作用下的响应。研究表明,该钢屋架结构具有良好的抗风与抗震性能,相关方法与结论可为同类历史建筑的安全评估与保护提供技术支撑。

关键词: 文物建筑;环境振动测试;风震耦合;动力响应;有限元模型

中图分类号: TU352.1 **文献标志码**: A **文章编号**: 1000-0844(2026)06-1337-12

DOI:10.20000/j.1000-0844.20250305001

Dynamic response of the octagonal steel roof truss system of Sun Yat-sen Memorial Hall in Guangzhou under combined wind and earthquake loading

Li Hao[1], Zhou Lian[1], Xu Li[1], Rao Miaosen[2]

(*1.Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China*;
2.Management Center of Sun Yat-sen Memorial Hall in Guangzhou, Guangzhou 510030, Guangdong, China)

Abstract: Sun Yat-sen Memorial Hall in Guangzhou, a nationally protected key cultural relic with

收稿日期:2025-03-05

基金项目:国家自然科学基金(52378293)

第一作者简介:李 浩(1998-),男,硕士研究生,主要从事结构抗震研究。E-mail: 1132609898@qq.com。

通信作者:周 炼(1976-),女,博士,副教授,主要从事岭南古建筑修缮研究。E-mail: 2112016166@gzhu.edu.cn。

nearly a century of history, features a distinctive large-span octagonal steel roof truss system that lends the building a solemn and dignified appearance. The dynamic performance of this elevated, large-span octagonal steel roof truss system under earthquake and wind loads directly governs the structural safety of the Memorial Hall. To evaluate its safety under extreme loads, the structural characteristics of the steel roof truss system were analyzed on the basis of historical archives and 3D laser scanning data, and an ABAQUS finite element model was calibrated using ambient vibration test results. Three ground motion records and wind loads with return periods of 10, 50, and 100 years were then selected as inputs for nonlinear time-history analysis, and the coupled wind-earthquake response of the structure was investigated using nonlinear dynamic time-history analysis. The results show that under a peak ground acceleration of 0.4*g* and a 100-year return period wind load, the maximum interstory drift of the octagonal steel roof truss structure is 1/125, which does not exceed the safety limit. Wind loads contribute markedly to the displacement increment; under the 100-year return period wind load, the root mean square displacement reaches 13.05 mm, far exceeding the displacement response caused by seismic action alone. These findings indicate that the steel roof truss structure possesses adequate wind and seismic resistance, providing important technical support for the protection and safety assessment of historic buildings.

Keywords: heritage building; ambient vibration test; wind-earthquake coupling; dynamic response; finite element model

0 引言

文物建筑是人类宝贵的文化遗产,承载着悠久的历史与文明。富有历史特色的建筑融合了特定时代的社会背景与科技成果,是科学发展进程的体现。然而,这类建筑通常依赖传统经验建造,缺乏系统的灾害响应分析。随着时间推移,文物建筑持续面临自然和人为因素的威胁,因此,深入研究其结构行为以保障长期保护与安全,显得尤为必要[1-3]。

我国历史底蕴深厚,保存有大量珍贵的建筑遗产。然而,强烈的地震和台风等灾害对这些“人类珍宝”构成了严重威胁[4]。2008年汶川8.0级地震导致2处世界文化遗产、167处全国重点文物保护单位及250处省级文物保护单位遭受严重破坏;2013年芦山7.0级地震造成24处全国重点文物保护单位和78处省级文物保护单位不同程度受损[5]。2016年,台风在厦门登陆并直击鼓浪屿,导致7栋代表性文物及历史建筑的屋面受损,12栋历史风貌建筑本体发生局部损坏[6]。因此,深入研究文物建筑在地震、风等灾害作用下的动力响应迫在眉睫。

近年来,国内外学者围绕文物建筑的灾害性能评估开展了诸多研究[7-9],推动了该领域保护技术的发展。鉴于文物建筑具有重要的历史意义,学者们多建议采用无损检测方法研究其动力特性,以避免对结构造成不可逆转的损伤[10-11]。其中,环境激励测试应用最为广泛。陈平等[12-13]对西安大、小雁塔进行了动力特性分析与抗震能力评估。杨娜等[14]对某开元寺进行环境激励测试,并基于动力测试数据建立与修正了有限元模型。刘威等[15]为获取某藏式古城墙的动力特性,采用环境激励法进行现场动力测试,并基于响应数据,利用协方差驱动的随机子空间法识别模态参数。Kalkan Okur等[16]则通过增强频率域分解法(Enhanced Frequency Domain Decomposition,EFDD)和随机子空间识别法(Stochastic Subspace Identification,SSI),研究了土耳其一座历史豪宅建筑的动态特性,并根据测试结果建立了有限元模型且进行了模型更新。

综上所述,现有研究多集中于文物建筑的抗震性能,鲜有涉及其在多灾害耦合作用下的动力响应。为此,本文以1931年建成的广州中山纪念堂(图1)及其八角形钢屋架(图2)为研究对象,在对原始历史资料整理分析的基础上,通过环境激励法对中山纪念堂屋架进行现场实测,获取其动力特性参数。随后,基于环境激励测试数据,建立中山纪念堂八角钢屋架的ABAQUS有限元模型,在完成模型校准与更新后,依据场地条件选取三组地震波,并采用谐波叠加法模拟生成脉动风速时程,最终对



图 1　中山纪念堂主体建筑

Fig. 1　Main building of the Sun Yat-sen Memorial Hall



图 2　中山纪念堂八角型屋架

Fig. 2　Octagonal roof truss of the Sun Yat-sen Memorial Hall

钢屋架结构开展风与地震耦合作用下的动态响应分析。

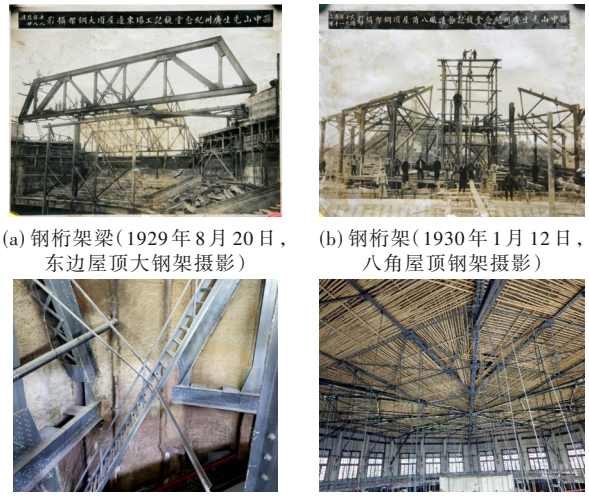
1　现场测试

1.1　钢屋架结构体系

20 世纪 20 年代中期，在公共建筑设计中，坚持中国固有形式并结合西方先进结构技术，逐渐成为主流方向。中山纪念堂于 1929 年 1 月开始筹备，1931 年建成。建筑为八角形宫殿式风格，总体布局融合了中国传统宫殿式构图与近代西洋平面设计手法。该建筑于 1962 年被列为广东省文物保护单位，2001 年晋升为全国重点文物保护单位，也是目前全球规模最大的中山纪念堂。

广州中山纪念堂的设计采用了当时最先进的结构技术，通过钢筋混凝土剪力墙与钢屋架相结合，实现了屋面的巨大跨度。通过对原始历史资料的整理及现场调研可知，该屋架的施工过程涉及精密的构件安装与复杂的工艺操作（档案来源：广州市档案馆，档案号 Z001-H4-0138～Z001-H4-0150）。

屋顶桁架体系由 24 榀坚实的钢桁架构成［图 3（b）］。这 24 榀钢桁架按 Warren 式桁架布置，并通过竖向钢柱将荷载传递至下部钢桁梁，从而形成完整的屋架支撑体系。该结构形式具有较高的承载力，能够有效分散屋面承受的风荷载和地震作用（图 4）。



（a）钢桁架梁（1929 年 8 月 20 日，东边屋顶大钢架摄影）　（b）钢桁架（1930 年 1 月 12 日，八角屋顶钢架摄影）

（c）钢桁架梁（2024 年 7 月 18 日，东边屋顶大钢架摄影）　（d）钢桁架（2024 年 7 月 18 日，八角屋顶钢架摄影）

图 3　钢屋架（历史图片来源：纪念堂资料室）

Fig. 3　Steel roof truss (historical image source: archive of the Memorial Hall)

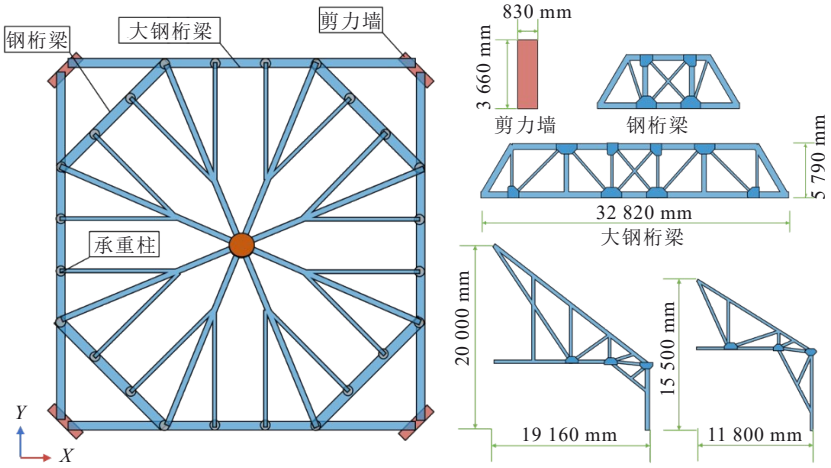


图 4　钢屋架示意图

Fig. 4　Schematic diagram of the steel roof truss

1.2 测试方案

为全面评估广州中山纪念堂钢屋架在实际使用状态下的动力响应特性，在八角攒尖钢屋架上共布置4个观测点，每个观测点沿水平相互垂直的X、Y向各布置1个加速度传感器，共计使用8个加速度传感器，具体位置如图5所示。

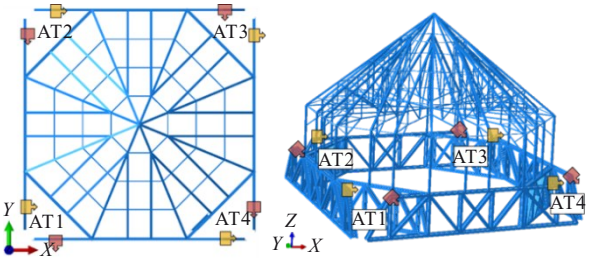


图5 环境激励检测方案

Fig. 5 Ambient vibration test scheme

测试所用设备如图6所示。数据采集仪为浙江博远电子科技有限公司生产的D3000四通道动态采集仪，测试时需要4台采集仪同时工作；传感器为991B型超低频加速度测振仪。采集频率设为100 Hz，每次采集时长为30 min，每个测点采集的加速度数据总量为180 000个。测试期间避开了强风、暴雨等极端天气，以减少外部激励对结构的干扰。同时，为降低周边人员活动及其他设备运行可能引起的振动影响，在关键测试时段对相关区域实施了临时封闭或限行措施，以确保测试环境稳定。

2 测试结果

2.1 增强频率分解法

增强频域分解法(EFDD)通过奇异值分解(Singular Value Decomposition，SVD)将响应谱密度函数分解为一系列单自由度系统的自功率谱，其峰值对应结构的固有频率。随后，对SVD分解得到的单自由度功率谱进行傅里叶逆变换(Inverse Fast Fourier Transform，IFFT)，以获得自由衰减函数，并利用对数衰减法计算阻尼比。



图6 测试设备

Fig. 6 Test equipment

该结构的信号输入$x(t)$和输出$y(t)$满足以下关系：

$$\sigma=\begin{cases}\boldsymbol{G}_{yy}(\mathrm{j}\omega)=\boldsymbol{H}^{*}(\mathrm{j}\omega)\boldsymbol{G}_{xx}(\mathrm{j}\omega)\boldsymbol{H}^{\mathrm{T}}(\mathrm{j}\omega)\\ \boldsymbol{H}(\mathrm{j}\omega)=\sum_{k=1}^{n}\dfrac{\boldsymbol{R}_k}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_k}+\dfrac{\boldsymbol{R}_k^{*}}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_k^{*}}\\ \boldsymbol{R}_k=\boldsymbol{\phi}_k\boldsymbol{\gamma}_k^{\mathrm{T}}\end{cases}\tag{1}$$

式中：$\boldsymbol{G}_{yy}(\mathrm{j}\omega)$为输出信号的功率谱密度函数矩阵；$\boldsymbol{G}_{xx}(\mathrm{j}\omega)$为输入信号的功率谱密度函数矩阵；$\boldsymbol{H}(\mathrm{j}\omega)$为频率响应函数矩阵；$\boldsymbol{R}_k$和$\lambda_k$分别为残差点和极值点；$\boldsymbol{\phi}_k$和$\boldsymbol{\gamma}_k$分别为模态形状向量和模态参与向量。

假设输入是白噪声，其自相关功率谱密度矩阵是一个常数矩阵，即$\boldsymbol{G}_{xx}=\boldsymbol{C}$，则方程可经整理并分解为部分分式之和：

$$\boldsymbol{G}_{yy}(\mathrm{j}\omega)=\sum_{k=1}^{n}\sum_{s=1}^{n}\left[\left(\frac{\boldsymbol{R}_k}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}}+\frac{\boldsymbol{R}_k^{*}}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_k^{*}}\right)\boldsymbol{C}\left(\frac{\boldsymbol{R}_s}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_s}+\frac{\boldsymbol{R}_s^{*}}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_s^{*}}\right)\right]\tag{2}$$

根据Heaviside的部分分式定理，式(2)可以进一步转化为：

$$\begin{cases}\boldsymbol{G}_{yy}(\mathrm{j}\omega)=\sum_{k=1}^{n}\left[\left(\dfrac{\boldsymbol{A}_k}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_k}+\dfrac{\boldsymbol{A}_k^{*}}{\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_k^{*}}+\dfrac{\boldsymbol{A}_k^{\mathrm{T}}}{-\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_k}+\dfrac{\boldsymbol{A}_s^{H}}{-\mathrm{j}\omega-\boldsymbol{\lambda}_k^{*}}\right)\right]\\ \boldsymbol{A}_k=\boldsymbol{R}_k\mathrm{C}\left(\sum_{s=1}^{n}\dfrac{\boldsymbol{R}_s^{\mathrm{T}}}{\boldsymbol{\lambda}_s-\boldsymbol{\lambda}_k}\right)\end{cases}\tag{3}$$

$$\boldsymbol{A}_k=\boldsymbol{R}_k\boldsymbol{C}\boldsymbol{R}_k^{H}=\boldsymbol{\phi}_k\boldsymbol{\gamma}_k^{H}\boldsymbol{C}\boldsymbol{\gamma}_k\boldsymbol{\phi}_k^{\mathrm{T}}\tag{4}$$

式中：λ_k和$\boldsymbol{A}_k$分别表示第k阶的极点和残差矩阵。

2.2 测试动力特性

在完成振动数据采集后，进行了$\boldsymbol{G}_{yy}(\mathrm{j}\omega)$计算和奇异值分解：

$$\begin{cases} \boldsymbol{G}_{yy}(\mathrm{j}\omega)=\begin{bmatrix} G_{11}(f) & G_{12}(f) & \cdots & G_{1N}(f) \\ G_{21}(f) & G_{22}(f) & \cdots & G_{2N}(f) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ G_{N1}(f) & G_{N2}(f) & \cdots & G_{NN}(f) \end{bmatrix}=\boldsymbol{U}_i\boldsymbol{\Sigma}_i\boldsymbol{U}_i^H \\ \boldsymbol{U}_i=(u_{i1}\quad u_{i2}\quad \cdots\quad u_{im}) \end{cases} \tag{5}$$

式中：$G_{ii}(f)$和$G_{ij}(f)$分别是第i测量点的自功率谱密度和第i和第j测量点之间的互功率谱密度；$\boldsymbol{U}_i$是奇异向量矩阵和正交矩阵。对响应谱密度函数矩阵进行奇异值分解后，可以获得各通道的奇异值曲线。第一条奇异值曲线对应主导模态，通过识别其峰值即可确定结构的各阶特征频率。模态振型向量可由正交矩阵$\boldsymbol{U}_i$的第一列获得，即$\boldsymbol{\phi}_i=u_{i1}$。

中山纪念堂八角形钢屋架的谱密度奇异值曲线如图7所示，图中可清晰识别结构动态响应中的主要频率成分。采用EFDD方法，识别出结构前三阶自振频率分别为4.49 Hz、6.64 Hz和7.42 Hz，并获得了对应的前三阶模态振型，结果如图8所示。在频率30 Hz附近出现的奇异值谱峰值，对应因传感器或环境噪声引起的虚假模态，由于这些噪声模态远离结构的真实模态频率，可在分析中予以剔除。

分析结果表明，该八角形钢屋架结构的基频模态呈现出扭转耦合的特征，且第一模态在X方向的位移明显大于Y方向，表明结构平面存在一定不对称；第二阶和第三阶模态则主要表现为绕结构中心轴的纯扭转，几乎没有平动。上述结果对于研究八角形钢屋架的动态特性具有重要意义，尤其在评估其扭转振动敏感性及保障其在动态荷载作用下的稳定性方面，提供了关键理论依据。

2.3　数值模型的建立与校准

为确定八角形钢屋架数值模型的动力特性并分析其在风与地震联合作用下的响应，基于ABAQUS软件建立了屋架的有限元模型。

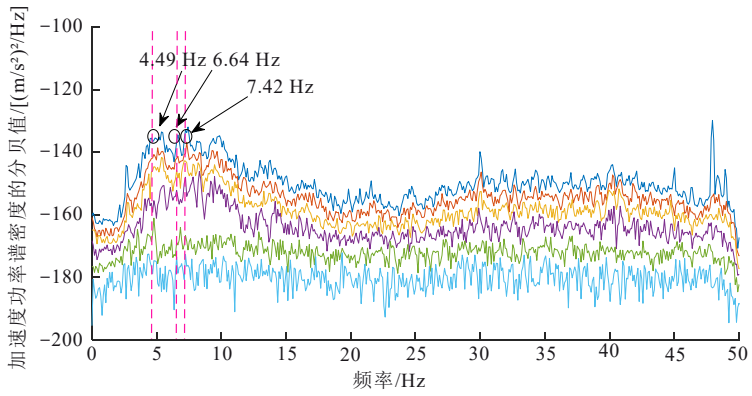
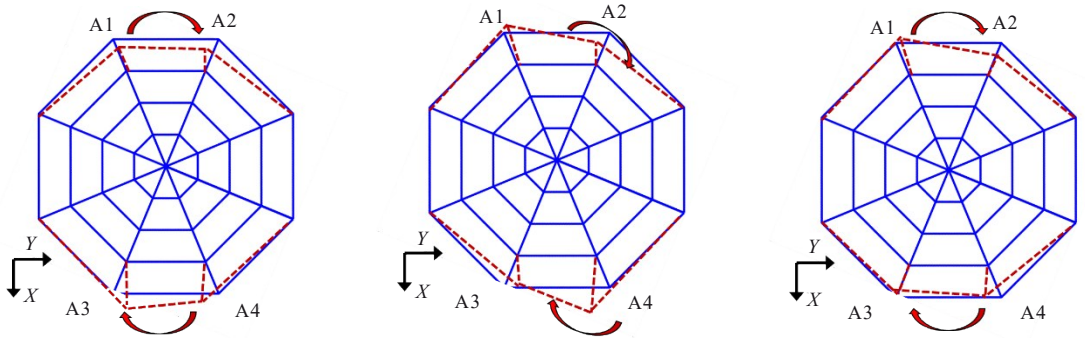


图7　奇异值曲线

Fig. 7　Singular value curve



(a) 第一阶模态，f=4.49 Hz　(b) 第二阶模态，f=6.64 Hz　(c) 第三阶模态，f=7.42 Hz

图8　八角形钢屋架结构前三阶振型

Fig. 8　First three mode shapes of the octagonal steel roof truss

首先，采用三维激光扫描技术对屋架结构进行精细测量。利用高精度激光扫描仪，在建筑内部设置多个扫描测站，获取屋架结构表面的高密度点云数据。随后，对点云数据进行拼接、去噪和坐标统一处理，构建出完整的三维屋架点云模型。扫描结果如图9所示。

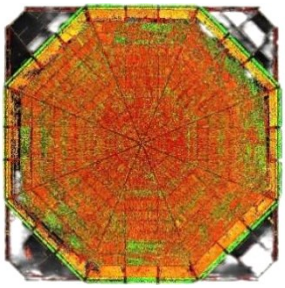


图9 屋架三维扫描结果

Fig. 9 3D scanning result of the roof truss

在有限元模型中，钢屋架构件采用梁单元(B31)模拟，混凝土屋面板采用壳单元(S4R)模拟。为提高计算精度，每个构件均被划分为50个单元。对八角形钢屋架底部支座施加铰接约束，限制其位移。八角形钢屋架钢材采用美国A36钢，其屈服应力为250 MPa，极限应力为325 MPa，钢材的应力-应变关系如式(6)所示：

$$\sigma=\begin{cases}E_s\varepsilon, & 0<\varepsilon<\varepsilon_y\\ E_s\varepsilon_y, & \varepsilon_y<\varepsilon<k_{s1}\varepsilon_y\\ E_s\left[k_{s4}\varepsilon_y+\dfrac{1-k_{s4}}{\varepsilon_y(k_{s2}-k_{s1})}(\varepsilon-k_{s2}\varepsilon_y)^2\right], & k_{s1}\varepsilon_y<\varepsilon<k_{s3}\varepsilon_y\end{cases}\tag{6}$$

式中：ε_y为钢材的屈服应力；E_s为钢材的弹性模量；k_{s1}为钢材开始硬化时的应变与屈服应变之比；k_{s2}为钢材到达到峰值荷载时的应变与屈服应变之比；k_{s3}为钢材极限应变与屈服应变之比。钢材的应力-应变曲线如图10所示，所建立的屋架有限元模型如图11所示。

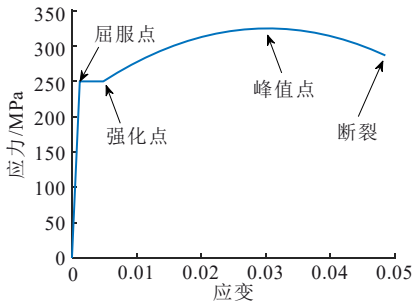


图10 应力-应变曲线

Fig. 10 Stress-strain curve

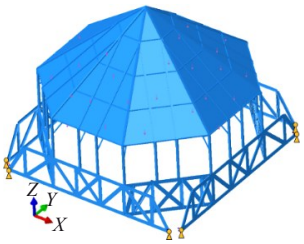
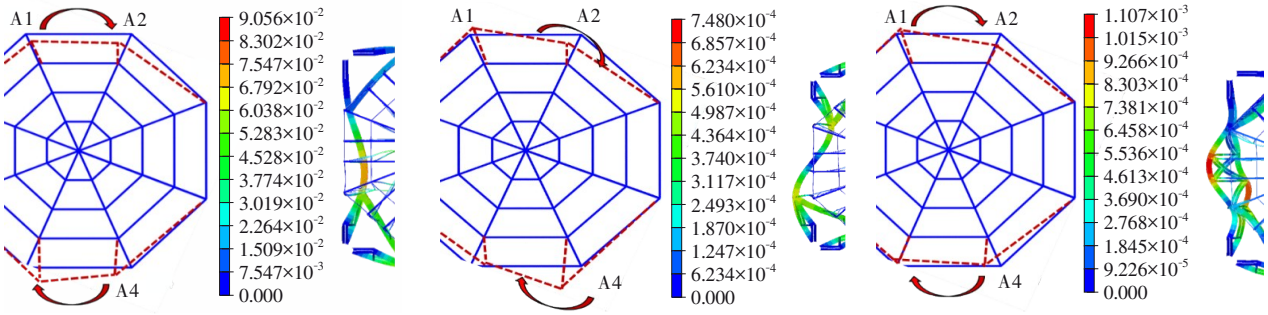


图11 八角形钢屋架有限元模型

Fig. 11 Finite element model of the octagonal steel roof truss

为研究钢屋顶的数值计算模型动力特性，对有限元模型进行模态分析，得到前三阶固有频率分别为4.46、6.78和7.48 Hz。结构振型如图12所示。分析所得的第一、第二和第三阶模态均表现为扭转模态，与环境激励测试识别的振型特征相符。随后，将环境振动测试获得的结构频率与有限元模型计算的频率进行比较，以验证模型的准确性，对比结



(a) 第一阶模态，f=4.46 Hz (b) 第二阶模态，f=6.78 Hz (c) 第三阶模态，f=7.48 Hz

图12 有限元动力特性

Fig. 12 Dynamic characteristics of the finite element model

果如表1所列。结果表明，环境激励测试与数值计算得到的第一阶、第二和第三阶频率的误差分别为0.67%、2.11%和0.81%。

表1　动力特性

Table 1　Dynamic characteristics

模态	环境激励测试频率 f_a/Hz	有限元频率 f_s/Hz	误差 $[(f_a-f_s)/f_a]$/%
1	4.49	4.46	0.67
2	6.64	6.78	2.11
3	7.42	7.48	0.81

为验证环境激励测试所得模态与有限元模型模态的一致性，采用模态置信准则（Modal Assurance Criterion，MAC）计算两者之间的相关性。MAC值用于衡量一对模态向量在形状上的相似程度，其计算公式可表示为：

$$MAC=\frac{\left|\{\phi_{ai}\}^{\mathrm{T}}\{\phi_{ej}\}\right|^2}{\{\phi_{ai}\}^{\mathrm{T}}\{\phi_{ai}\}\{\phi_{ej}\}^{\mathrm{T}}\{\phi_{ej}\}} \tag{7}$$

计算得到有限元分析模态和环境激励测试模态之间的MAC值分别为93.15%、89.39%和95.21%，前三阶模态的相似度均超过80%。结果表明，所建立的有限元模型能够较好地模拟八角钢屋架的动力响应，模型的合理性得到验证。

3　地震波的选取及风荷载模拟

3.1　地震波的选取

根据《建筑抗震设计标准（GB/T 50011—2010）》[17]第5.1.2条要求，本研究选取两条天然地震波（Northwest Calif-02波、Borrego波）及一条人工合成地震波（表2）进行非线性时程分析。所选两条天然地震波的峰值加速度（PGA）均调幅至0.1g，以对应7度（0.1g）设防烈度的要求；人工波则依据目标反应谱，采用相位差谱法生成，以更好拟合规范谱特征。图13与图14分别给出了三条地震波的加速度时程曲线及其标准化反应谱。从图14可以看出，三条地震波的平均加速度反应谱（图中蓝色实线）在结构前三阶周期T_1，T_2及T_3处，均位于目标反应谱的0.8倍至1.2倍之间，满足《建筑抗震设计标准（GB/T 50011—2010）》[17]对地震动选取的谱适配性要求。针对八角形钢屋架的双轴对称特性，分别采用双向地震输入，主、次方向的地震动峰值加速度按1∶0.85的比例分配。

表2　地震动基本信息

Table 2　Basic information of ground motions

标签	地震名称	年份	台站名称	震级	v_{S30}/(m/s)	NEHRP类
W1	Northwest Calif-02	1935	费尔代尔市政厅地震台站	6.6	219.31	D
W2	Borrego	1937	埃尔森特罗阵列9号台站	6.5	213.44	D
W3	人工波	-	-	-	-	-

注："NEHRP类"（National Earthquake Hazards Reduction Program Site Class）指的是在NEHRP地震规范中定义的场地类别，用来反映场地的地震响应特性

3.2　风荷载模拟

在建筑结构风效应研究中，大气边界层风速垂向分布常采用指数律表征。Davenport[18]基于全球多场地风速实测数据统计分析，建立了地貌类型与风剖面参数的定量关系，其模型被我国《建筑结构荷载规范（GB 50009—2012）》[19]第8.4.3条采纳，具体表达式为：

$$\frac{\bar{v}}{v_s}=\left(\frac{z}{z_s}\right)^a \tag{8}$$

式中：$\bar{v}$、z分别为任意点的平均风速与高度；而v_s、z_s分别为标准高度处的平均风速和高度，本文取标准高度为10 m；a为地面粗糙度，本文取0.3。通过对式（8）进行变换，可得到任意高度处的平均风速：

$$\bar{v}=v_s\left(\frac{z}{z_s}\right)^a \tag{9}$$

本文基于MATLAB平台，采用自回归（Auto Regressive，AR）模型[20]，利用Davenport风速谱对脉动风速进行了模拟[18]。

M个点空间相关脉动风速时程向量$\boldsymbol{V}(x,y,z,t)$的AR模型可表示为：

$$\boldsymbol{V}(x,y,z,t)=\sum_{k=1}^{p}\boldsymbol{\psi}_k\boldsymbol{V}(x,y,z,t-k\Delta t)+\boldsymbol{N}(t) \tag{10}$$

其中：

$$x=[x_1,x_2,\cdots,x_M]^{\mathrm{T}},$$
$$y=[y_1,y_2,\cdots,y_M]^{\mathrm{T}},$$
$$z=[z_1,z_2,\cdots,z_M]^{\mathrm{T}}。$$

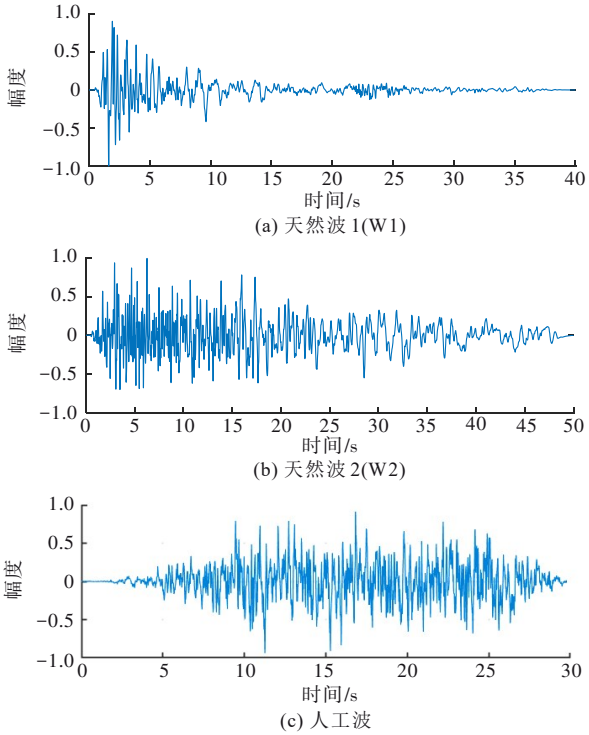


图 13 归一化的地震动时程

Fig. 13 Normalized time histories of ground motions

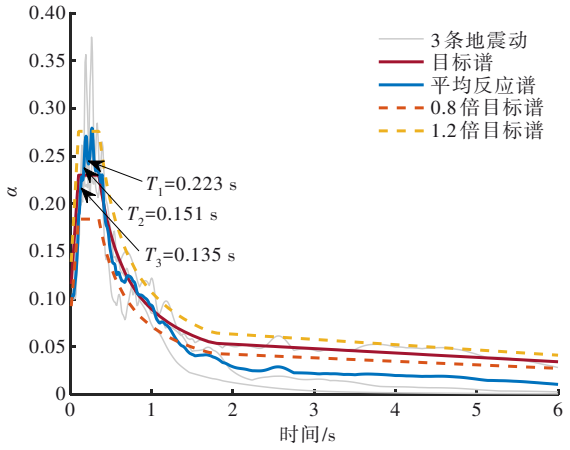


图 14 地震动加速度反应谱

Fig. 14 Acceleration response spectra of ground motions

式中：(x_i, y_i, z_i)为模型结构空间第 i 个测点的三维坐标；而 p 为 AR 模型的阶数；Δt 为模拟的时间步长；$\boldsymbol{\psi}_k$为 AR 模型的自回归系数矩阵($M\times M$ 阶，$k=1,\cdots,p$)；$\boldsymbol{N}(t)$为 $M\times 1$ 维的独立随机过程向量。

脉动风速功率谱采用 Davenport 风速谱[18]：

$$S_v(f)=4Kv_{10}^2\frac{x^2}{f\left(1+x^2\right)^{\frac{4}{3}}} \tag{11}$$

式中：f为频率；K 为与地表特征有关的阻力系数；$x=1\,200f/v_{10}$，v_{10}为 10 m 高度处的平均风速。

任意两空间点的相关函数 $r_{ij}(f)$为：

$$r_{ij}(f)=\exp\left[\frac{-2n\sqrt{C_x^2(x-x')^2+C_y^2(y-y')^2+C_z^2(z-z')^2}}{\bar{v}(z)+\bar{v}(z')}\right] \tag{12}$$

式中：衰减指数 C_x、C_y、C_z分别取 16、6、10；$\bar{v}(z)$、$\bar{v}(z')$分别为 z、z'处的平均风速；n 为结构的频率。

为探究不同风速对八角形钢结构屋架的影响，选取广州地区重现期分别为 10 年、50 年以及 100 年的基本风压进行风速时程模拟。根据《建筑结构荷载规范(GB 50009—2012)》[19]，三种重现期对应的基本风压依次取 0.3 kN/m^2、0.5 kN/m^{2}及 0.6 kN/m^2，并依据下式计算基本风速：

$$w_0=\frac{1}{2}\rho v_0^{\,2} \tag{13}$$

式中：w_0为基本风压；ρ 为当地空气密度，取 1.25 kg/m^3；v_0为 10 m 高度处的基本风速。通过上式可计算出重现期 10 年、50 年与 100 年的基本风速依次为 21.9 m/s、28.3 m/s 以及 31.0 m/s。

根据八角形钢屋架的结构特点进行区域划分，对结构的 36 个节点进行脉动风速模拟。风速模拟节点的具体位置如图 15 所示，模拟时间间隔为 0.1 s，时长为 10 min，基于 Davenport 风速谱[18]模拟得到脉动风速时程。重现期 10 年、50 年及 100 年的节点 5 的脉动风速时程及其功率谱与目标谱的对比如图 16～17 所示。由图可知，通过程序模拟的脉动风速功率谱与目标谱吻合较好，模拟的脉动风速时程能准确反映脉动风速随时间的变化。

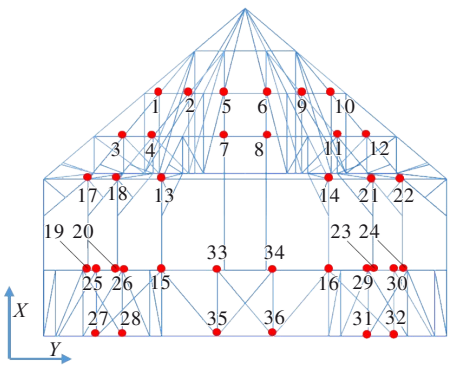
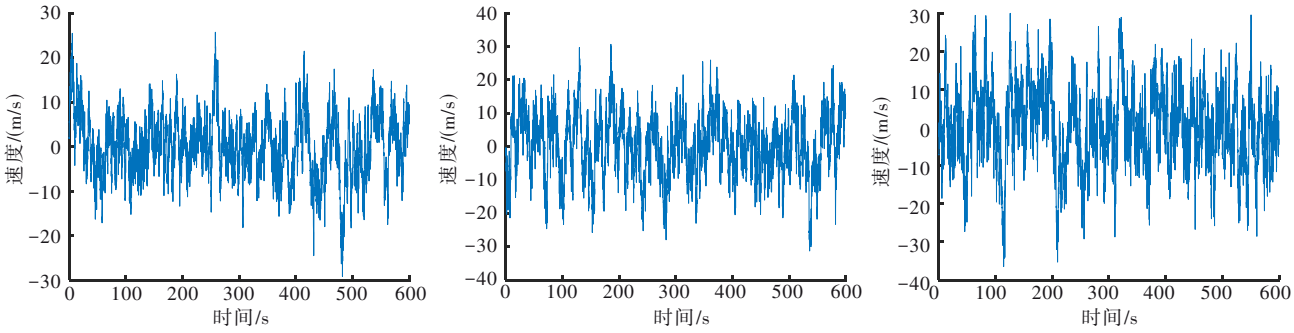


图 15 风速模拟节点

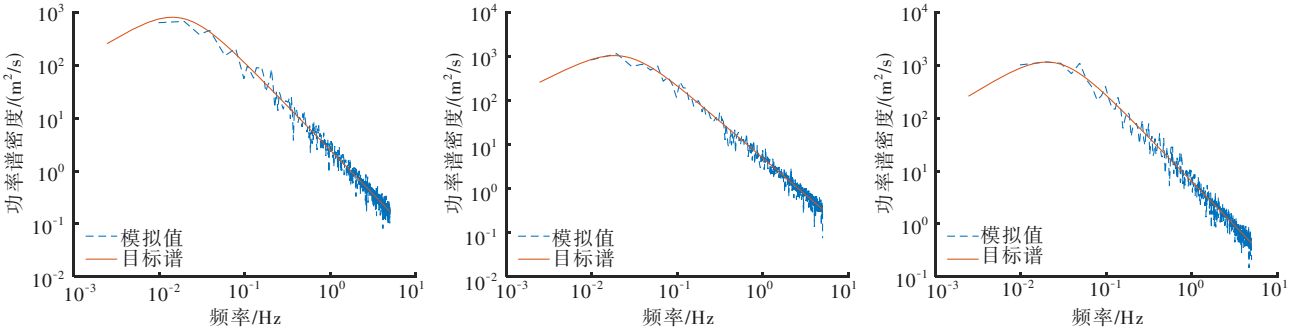
Fig. 15 Nodes for wind speed simulation



(a) 重现期 10 年　(b) 重现期 50 年　(c) 重现期 100 年

图 16　模拟脉动风速时程（节点 5）

Fig. 16　Simulated fluctuating wind speed time history (Node 5)



(a) 重现期 10 年　(b) 重现期 50 年　(c) 重现期 100 年

图 17　模拟脉动风速功率谱与目标谱对比（节点 5）

Fig. 17　Comparison between simulated fluctuating wind speed power spectrum and target spectrum (Node 5)

在完成脉动风速时程模拟后，通过下式对各模拟点处的风荷载时程进行计算：

$$F=\frac{1}{2}C_{\mathrm{D}}A_i\rho v^2 \tag{14}$$

式中：A_i为第 i 个模拟点处的风荷载计算面积；v 为模拟点处的总风速，即平均风速与脉动风速之和；ρ 为空气密度，取 1.25 kg/m³；C_{D}为阻力系数，取 1.2。

4　动力响应分析

4.1　风振响应分析

为研究中山纪念堂八角形钢屋架在不同风速下的振动响应，分别考虑重现期为 10 年、50 年及 100 年的风荷载作用，对结构进行动力时程分析。八角形钢屋架顶点位移时程如图 18 所示。

数据分析表明，随着基本风速增大，八角形屋架钢屋架的位移响应相应增加。在重现期 10 年、50 年及 100 年风荷载作用下，结构顶点的最大位移依次为 17.43 mm、33.15 mm 及 48.21 mm。

结构的层间位移角亦随基本风速的增大而增加。重现期 10 年、50 年和 100 年风荷载作用下，结构最大层间位移角依次为 1/660、1/379 和 1/295，该

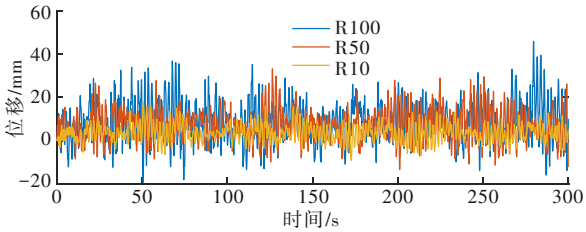


图 18　屋架顶点位移时程

Fig. 18　Displacement time history of the roof truss apex

变化趋势与顶点位移一致。然而，在上述三种工况下，结构最大层间位移角均小于《建筑抗震设计标准（GB/T50011—2010）》[17]规定的弹塑性层间位移角限值 1/50。这一结果表明，即使在重现期 100 年的极端风荷载作用下，八角形钢屋架仍能保持良好的稳定性，变形未超出规范限值，结构具有良好的抗风性能。

此外，结构的脉动风振响应可采用位移均方根表征，其计算公式如下：

$$u_{\mathrm{RMS}}=\sqrt{\frac{1}{T}\int_0^T\left[u(t)\right]^2\mathrm{d}t} \tag{15}$$

式中：$u(t)$为结构顶点在风荷载作用下的瞬时位移

响应；T为总响应时长。该指标能够反映结构在风振过程中能量水平的长期统计特征。由于均方根位移代表整个振动响应过程的统计平均水平，不受瞬时极值主导，其数值明显小于最大位移。

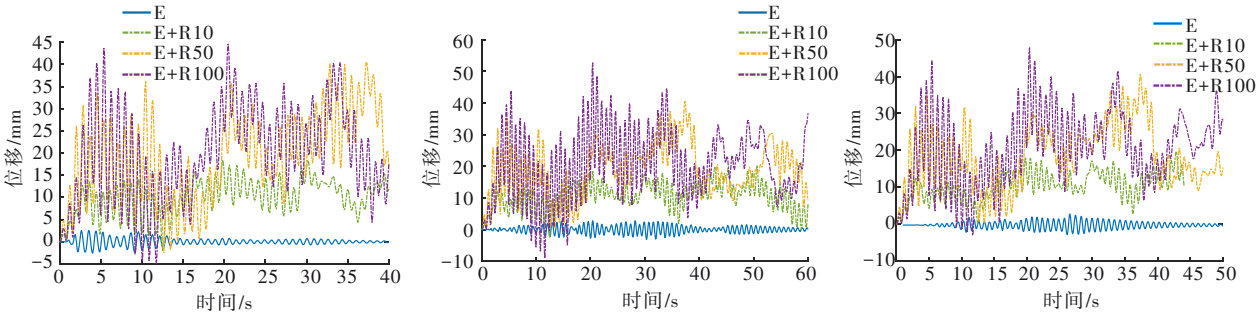
计算结果表明，结构顶点位移均方根值亦随风速增大而增加。重现期10年、50年和100年风荷载作用下，顶点位移均方根值分别为5.29 mm、10.00 mm和13.05 mm。

上述结果说明，随着风速的增大，结构的振动响应与变形幅度均显著增加。因此，在中山纪念堂的维护过程中，需重视极端风荷载下的结构响应，以保障其在长期风荷载作用下的安全性和稳定性。

4.2 风–震耦合响应分析

为研究风与地震多灾害耦合作用下结构的动力响应，考虑以下4种工况对结构模型进行非线性动力时程分析：地震单独作用(E)、地震与重现期10年风荷载共同作用(E＋R10)、地震与重现期50年风荷载共同作用(E＋R50)，以及地震与重现期100年风荷载共同作用(E＋R100)。为减小风荷载瞬时加载引起的结构响应不稳定[21-22]，将前3 s的风荷载时程乘以形函数$N(t)=t/3$，使其从0开始平滑增至真实值。

图19展示了结构模型在三条地震动峰值加速度(PGA)为0.1g(对应7度设防)时，4种工况下的顶点位移时程曲线。对结构最大位移响应的分析表明，在相同地震动输入下，结构顶点的最大位移响应随着风荷载重现期的增加而增大。例如，在地震动W1作用下，4种工况下八角形钢屋架顶点最大位移分别为2.59 mm、18.43 mm、40.18 mm及44.61 mm。与纯地震工况(E)相比，后3种工况下风荷载引起的结构最大位移增量分别为612%、1451%和1 622%。数据表明，在7度设防地震作用下，风荷载对结构位移的贡献更为显著，且在重现期100年的风荷载作用下，结构位移响应增幅最为明显。



(a) 地震动W1作用下　(b) 地震动W2作用下　(c) 地震动W3作用下

图19 屋架顶点动力响应时程

Fig. 19 Time history of dynamic response at the roof truss apex

图20显示了模型结构在风荷载与地震多灾害耦合作用下的最大层间位移角。结果表明，随着风荷载重现期和地震强度增加，八角形钢屋架的最大层间位移角呈现明显增大趋势。具体而言，在E(0.035g)＋R10、E(0.4g)＋R100工况下，结构的层间位移角分别为1/304和1/125，后者为前者的2.42倍。中山纪念堂八角钢屋架在正常使用状态下的最大挠度约为跨度的1/4 538，远小于《空间网格结构技术规程(JGJ 7—2010)》[23]规定的1/400限值，表明结构在正常使用条件下满足规范要求。而在风与地震耦合作用下，模型结构的最大层间位移角仍小于《建筑抗震设计标准(GB/T 50011—2010)》[17]规定的弹塑性层间位移角限值1/50，这表明该钢屋架结构具备优异的抗风与抗震性能，能够有效应对多种灾害所带来的挑战，确保其在复杂环境下的安全性和可靠性。

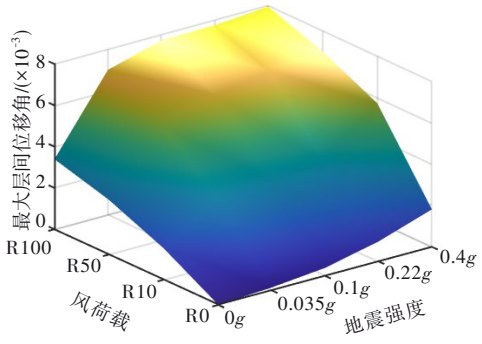


图20 最大层间位移角

Fig. 20 Maximum inter-story drift ratio

图21给出了模型结构在风荷载与地震多灾害耦合作用下的最大应力。数据表明，随着风荷载重现期和地震强度增加，八角形钢屋架的最大应力呈

明显上升趋势。然而，结构最大应力始终低于钢材极限荷载，表明即使在风与地震耦合作用下，结构仍处于安全状态。

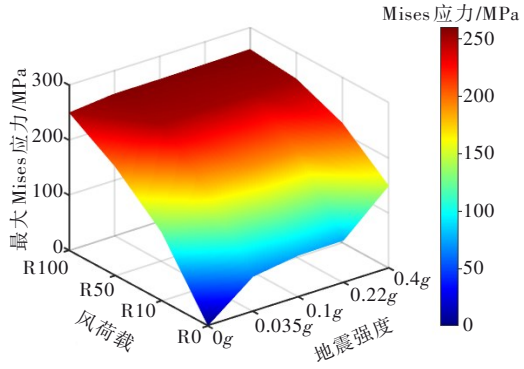


图 21　最大 Mises 应力

Fig. 21　Maximum Mises stress

5　结论

本文基于中山纪念堂八角形钢屋架的环境振动测试，研究了其在风与地震耦合作用下的动力响应。首先，对钢屋架进行环境激励测试，并利用 EFDD 方法识别其模态参数；其次，采用 ABAQUS 建立有限元模型，并依据测试结果对模型进行修正；最后，选取 3 条地震动，并模拟生成了重现期分别为 10 年、50 年和 100 年的不同层高处的风荷载时程，对结构进行非线性动力时程分析。主要结论如下：

（1）环境振动测试结果表明，钢屋架模型结构的前三阶模态频率分别为 4.49 Hz，6.64 Hz 及 7.42 Hz，相应模态均呈现扭转耦合的特征。

（2）通过对比环境振动测试频率与有限元自振频率，可以发现两者吻合度较高，最大误差为 2.11%。前三阶模态的 MAC 值分别为 93.15%、89.39% 和 95.21%，进一步验证了环境振动测试与有限元分析结果的一致性和模型的准确性。

（3）模型结构的风振响应分析表明，随着风速增加，结构位移响应也增大。在重现期 10 年、50 年和 100 年的风荷载作用下，结构最大层间位移角均未超出规范限值，表明其具有良好的抗风性能。

（4）风与地震耦合响应分析结果表明，在 7 度设防地震作用下，风荷载对结构位移的贡献显著，其对结构的影响不容忽视。

（5）在强风与强地震多灾害耦合作用下，结构的最大层间位移角与最大应力仍低于规范规定的安全限值，表明该钢屋架具备良好的抗风与抗震性能力，能够有效应对多种灾害所带来的挑战。

参考文献（References）

[1] 王龙，郑建国，钱春宇，等. 古建筑抗震与防振技术研究现状及展望[J]. 自然灾害学报，2024，33(2)：1-17.
Wang Long，Zheng Jianguo，Qian Chunyu，et al. Present situation and prospect on seismic and anti-vibration technology of ancient buildings[J]. Journal of Natural Disasters，2024，33(2)：1-17.

[2] 薛建阳. “古建筑结构抗震及加固保护”刊首语[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版)，2024，56(5)：630.
Xue Jianyang. Preface of “anti-seismic and strengthening protection of ancient architecture structure”[J]. Journal of Xi′an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition)，2024，56(5)：630.

[3] 郑建国，徐建，钱春宇，等. 古建筑抗震与振动控制若干关键技术研究[J]. 土木工程学报，2023，56(1)：1-17.
Zheng Jianguo，Xu Jian，Qian Chunyu，et al. Research on several key technologies of earthquake resistance and vibration control of ancient buildings[J]. China Civil Engineering Journal，2023，56(1)：1-17.

[4] 周乾，闫维明，杨小森，等. 汶川地震导致的古建筑震害[J]. 文物保护与考古科学，2010，22(1)：37-45.
Zhou Qian，Yan Weiming，Yang Xiaosen，et al. Damage of ancient Chinese architecture caused by the Wenchuan earthquake[J]. Sciences of Conservation and Archaeology，2010，22(1)：37-45.

[5] 潘毅，唐丽娜，王慧琴，等. 芦山 7.0 级地震古建筑震害调查分析[J]. 地震工程与工程振动，2014，34(1)：140-146.
Pan Yi，Tang Lina，Wang Huiqin，et al. Investigation and analysis of damage to ancient buildings in Lushan M_S7.0 earthquake[J]. Earthquke Engineering and Engineering Dynamics，2014，34(1)：140-146.

[6] 魏青. 莫兰蒂的考验：鼓浪屿台风灾害防御体系评析[J]. 中国文化遗产，2017(4)：54-59.
Wei Qing. Morante′s test：comment on typhoon disaster prevention system in Gulangyu Island[J]. China Cultural Heritage，2017(4)：54-59.

[7] 潘毅，李玲娇，姚蕴艺，等. 砖石结构古建筑震后破坏状态评估方法[J]. 西南交通大学学报，2016，51(4)：704-713.
Pan Yi，Li Lingjiao，Yao Yunyi，et al. Evaluation methods for post-earthquake damage state of ancient masonry buildings[J]. Journal of Southwest Jiaotong University，2016，51(4)：704-713.

[8] 薛建阳，许丹，任国旗，等. 传统民居穿斗式木构架抗震性能振动台试验研究[J]. 土木工程学报，2019，52(12)：1-10.
Xue Jianyang，Xu Dan，Ren Guoqi，et al. Shake table test on seismic performance of column and tie wooden structure in traditional residence[J]. China Civil Engineering Journal，2019，52(12)：1-10.

[9] 袁建力. 砖石古塔震害程度与地震烈度的对应关系研究[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(2): 163-167.
Yuan Jianli. Study on corresponding relation between seismic intensity and damage degree of ancient masonry pagodas[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(2): 163-167.

[10] Diz-Mellado E, Mascort-Albea E J, Romero-Hernández R, et al. Non-destructive testing and finite element method integrated procedure for heritage diagnosis: the Seville Cathedral case study[J]. Journal of Building Engineering, 2021, 37: 102134.

[11] Günaydin M, Genç A F, Altunışık A C, et al. Structural condition assessment of a historical masonry school building using experimental and numerical methods[J]. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2022, 12(5): 1083-1113.

[12] 陈平, 姚谦峰, 赵冬. 西安大雁塔抗震能力研究[J]. 建筑结构学报, 1999, 20(1): 46-49.
Chen Ping, Yao Qianfeng, Zhao Dong. A study on the aseismic behavior of Xi′an Dayan Pagoda[J]. Journal of Building Structures, 1999, 20(1): 46-49.

[13] 陈平, 赵冬, 姚谦峰. 西安小雁塔抗震能力探讨[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 1999, 31(2): 149-151.
Chen Ping, Zhao Dong, Yao Qianfeng. An exploration of the aseismic behavior of Xi′an Xiaoyan Pagoda[J]. Journal of Xi′an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 1999, 31(2): 149-151.

[14] 杨娜, 刘威, 张淑慧, 等. 基于环境激励测试的开元寺塔动力性能分析[J]. 土木工程学报, 2021, 54(9): 79-87.
Yang Na, Liu Wei, Zhang Shuhui, et al. Dynamic performance analysis of Kaiyuan Pagoda based on ambient vibration test[J]. China Civil Engineering Journal, 2021, 54(9): 79-87

[15] 刘威, 杨娜, 白凡, 等. 基于环境激励的藏式古城墙动力特性研究[J]. 土木工程学报, 2021, 54(4): 45-56.
Liu Wei, Yang Na, Bai Fan, et al. Research on the dynamic characteristics of Tibetan ancient city wall based on ambient excitation[J]. China Civil Engineering Journal, 2021, 54(4): 45-56.

[16] Kalkan Okur E, AltunışıK A C, Yesevi Okur F, et al. Dynamic response of a traditional hımış mansion using updated FE model with operational modal testing[J]. Journal of Building Engineering, 2021, 43: 103060.

[17] GB/T 50011—2010 建筑抗震设计标准[S].
GB/T 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S].

[18] Davenport A G. Gust loading factors[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1967,93(ST3): 11-34.

[19] GB 50009—2012 建筑结构荷载规范[S].
GB 50009—2012 Load code for the design of building structures[S].

[20] 赵海霞. 基于AR模型的空间脉动风速时程模拟方法研究[J]. 安徽建筑, 2016, 23(3): 58-61.
Zhao Haixia. Research on time-history simulation method of spatial fluctuating wind speed based on AR model[J]. Anhui Architecture, 2016, 23(3): 58-61.

[21] 刘杨, 李宏男, 李超, 等. 风与地震耦合作用下钢管混凝土框架-防屈曲支撑结构体系易损性研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(2): 56-65.
Liu Yang, Li Hongnan, Li Chao, et al. The study on the vulnerability of the concrete stilled steel tubular frame with buckling-restrained braces structure under the coupling of wind and earthquake[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(2): 56-65.

[22] Smith V, Mahmoud H. Multihazard assessment of wind turbine towers under simultaneous application of wind, operation, and seismic loads[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2016, 30(6): 04016043.

[23] JGJ 7—2010 空间网格结构技术规程[S].
JGJ 7—2010 Technical specification for space frame structures[S].

(本文编辑:张向红)