

# 高层建筑风载荷与地震作用响应的对比分析

冷元<sup>1</sup>, 范存新<sup>1</sup>, 唐和生<sup>2\*</sup>

(1. 苏州科技学院江苏省结构工程重点实验室, 江苏 苏州 215011;

2. 同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092)

**摘要:** 选取在抗震设防烈度为 6 度、基本风压为  $0.45 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$  地区的一个钢筋混凝土框架结构, 基于 ANSYS 有限元平台, 分别对其施加风载荷和地震作用。风载荷采用线性滤波法进行模拟, 地震波选取 EI-Centro 波后进行调幅得到, 选取结构基底剪力与弯矩、顶层位移、层间位移和顶层加速度等进行对比分析。结果表明: 在上述地区按照抗风设计的高层钢筋混凝土框架结构可以抵御该地区的多遇地震, 而框架-剪力墙结构、剪力墙结构由地震控制的可能性很大; 对于结构舒适度问题, 根据每个结构形式的适用高度, 可以认为框架结构应重点考虑地震作用, 而剪力墙结构、筒体结构、框筒结构等应重点考虑风载荷影响。

**关键词:** 风载荷; 地震作用; 有限元分析

中图分类号: TU 973.2

文献标志码: A

文章编号: 1007-824X(2013)03-0065-05

在高层建筑较多的地区, 风载荷和地震作用都应在设计中重点考虑<sup>[1-2]</sup>, 而对比结构在 2 种载荷下的响应显得尤为重要。武黎明<sup>[3]</sup>对一实际高层建筑考虑脉动风作用下的有限元分析后指出, 脉动风作用下结构的内力与变形响应均有不同程度的影响; 沈飞等<sup>[4]</sup>指出高阶振型对超高层建筑的位移响应影响不大, 但是对内力响应有一定的影响, 为 2%~5%。洪小健等<sup>[5]</sup>在进行结构风载荷与地震作用对比研究时未进行有限元分析。笔者<sup>[6]</sup>曾对风载荷与地震作用进行简明对比, 分析时均将二者等效为静力来考虑, 而对于结构在 2 种载荷下的动力响应则往往大于静力响应。在前述研究的基础上, 本文主要对一典型的高层混凝土框架结构在风载荷与地震作用下基于 ANSYS 平台进行有限元分析, 考虑脉动风与高阶振型的影响, 对比结构在 2 种激励下的相关响应指标, 从而得出相关结论。

## 1 计算模型及参数

某一 10 层钢筋混凝土框架结构, 立柱、框架梁和楼板截面尺寸分别为  $550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ ,  $350 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$  和  $150 \text{ mm}$ , 混凝土强度等级均为 C30。平面布置如图 1 所示, 图中 Z+ 数字表示框架柱编号。该结构共 10 层, 第 1 层层高为 6 m, 第 2 层层高为 4.5 m, 其余各层均为 3.5 m, 结构总高度为 38.5 m。结构所在地的抗震设防烈度为 6 度 (设计基本加速度为  $0.05g$ ), 基本风压为  $0.45 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ , 由文献<sup>[6]</sup><sup>76</sup>可知两者的超越概率一致, 因此对比有意义。

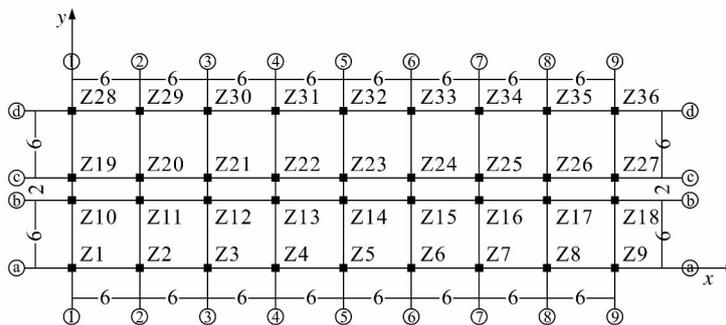


图 1 结构平面布置图(m)

Fig. 1 Structural plan layout drawing (m)

收稿日期: 2013-03-21. \* 联系人, E-mail: thstj@tongji.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51178337).

引文格式: 冷元, 范存新, 唐和生. 高层建筑风载荷与地震作用响应的对比分析 [J]. 扬州大学学报: 自然科学版, 2013, 16(3): 65-69.

钢筋混凝土的容重取为  $25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ , 弹性模量取为  $3.0 \times 10^{10} \text{ Pa}$ , 泊松比取为 0.2, 框架梁和柱采用 BEAM4 单元类型, 楼板采用 SHELL63 单元进行模拟. 由于高层建筑基础埋置较深, 结构在地面的侧移与转动可以忽略不计, 因此在模型底端可通过固结来模拟结构底部基础, 即不考虑土-结构相互作用. 由于结构施加的风载荷与地震方向均为平行截面短边方向, 并且为了简化, 故建模时不考虑墙体的开洞, 结构有限元模型如图 2 所示.

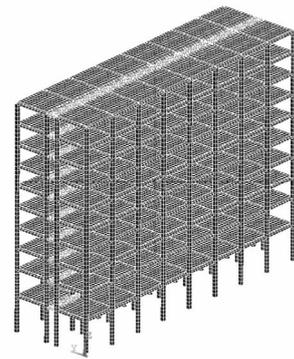


图 2 结构有限元模型

Fig. 2 Structural finite element model

### 2 脉动风的模拟和地震波的选取、调整

关于脉动风的模拟, 目前大多数学者基于平稳高斯随机过程进行, 常用的方法主要有谐波合成法、线性滤波(器)法和小波分析法<sup>[7-10]</sup>. 本文采用线性滤波法模拟脉动风速时程, 模拟时选用 Davenport 谱, 地面粗糙度系数为 0.30(城市), 基本风压对应于高度 10 m 处的平均风速为  $27.08 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ , AR 模型阶数取为 4, 时程曲线的时间间隔取为 0.125 s, 风速谱样本总长度取为 30 s. 本文主要对比研究结构顺风向风振响应与单向地震作用, 施加载荷沿垂直长边方向, 结构每层有 9 个关键点. 由于 Davenport 谱可近似为沿高度不变的谱, 因此模拟脉动风时无须考虑沿高度方向的变化, 并且不考虑横向相关性, 只须模拟任一点的脉动风速即可. 图 3 给出点 50 的脉动风速时程. 根据风速风压关系:

$$\omega = \rho v^2 / 2 = r v^2 / (2g), \tag{1}$$

换算为等效节点载荷

$$F_{i(t)} = \mu_{si} \mu_{zi} \omega_{i(t)} A_i, \tag{2}$$

式中  $\omega$  为风压;  $\rho$  为空气密度;  $r$  为空气重度;  $v$  为总风速, 用每层的平均风速加上模拟出的脉动风速;  $F_i$  为  $i$  点的等效节点载荷;  $\mu_{si}$ ,  $\mu_{zi}$  分别为  $i$  点的体型系数、高度变化系数;  $A_i$  为  $i$  点的受荷面积, 将每层的总受荷面积平均分配给 9 个关键点即得.

关于地震波的选取, 目前国内外运用较多的方法是对实际地震记录进行调整, 调整公式如下:

$$a'(t) = A'_{\max} / [A_{\max} \times a(t)], \tag{3}$$

式中  $a'(t)$ ,  $A'_{\max}$  分别为调整后的加速度时程及峰值;  $a(t)$ ,  $A_{\max}$  分别为调整前的加速度时程及峰值. 本文亦采用该方法进行地震波的选取与调整, 选取 EI-Centro 波, 持时为 30 s, 结构所在地属于 6 度设防区, 峰值加速度为  $0.5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ , 调整前 EI-Centro 波的峰值加速度为  $3.417 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ , 因此由式(3)可得调整后的地震波加速度时程, 如图 4 所示.

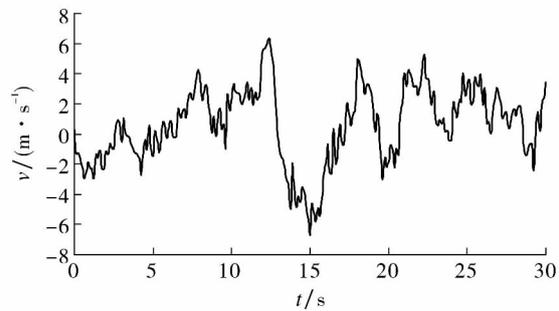


图 3 点 50 的脉动风速时程

Fig. 3 Fluctuating wind speed time series of the 50th point

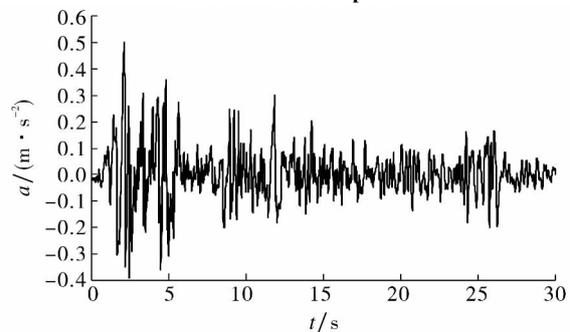


图 4 地震波加速度时程曲线

Fig. 4 The time history curve of earthquake wave's acceleration

### 3 计算结果与分析

#### 3.1 基底剪力与弯矩

计算结束后, 分别提取每个柱底(柱编号如图 1 所示)  $x$ ,  $y$  方向的剪力与弯矩. 规定  $x$  方向为图 1 所示结构沿长边方向;  $y$  方向为沿短边方向, 本文中风与地震施加方向也为  $y$  方向;  $z$  方向为结构高度方向. 提取各柱顺向( $F_y, M_x$ )和横向( $F_x, M_y$ )基底剪力与弯矩最大值(本文不考虑正负号, 只取绝

对值最大的,下同),如图 5 所示.提取每个框架柱数据后叠加即可得到结构总约束反力,表 1 给出了总基底剪力与弯矩最大值.

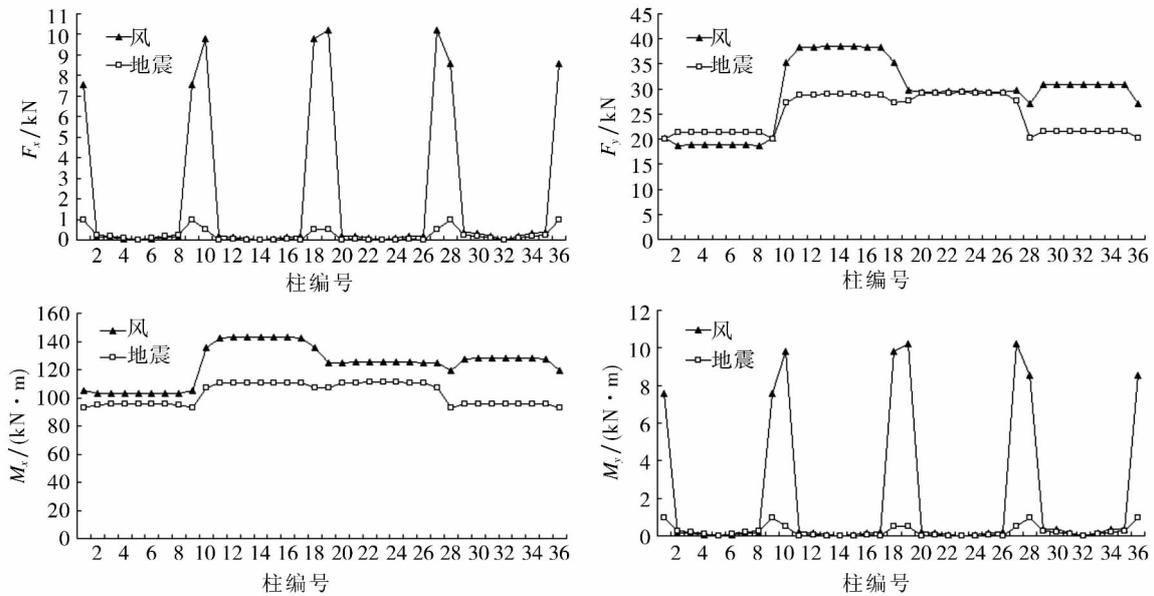


图 5 各柱剪力与弯矩最大值  
Fig. 5 The maximum of shear and moment in every column

从表 1 和图 5 可以看出:在风载荷与地震作用下,  $F_y$  远大于  $F_x$ ,  $M_x$  远大于  $M_y$ , 即结构在 2 种载荷作用下沿载荷施加方向的约束反力均远大于垂直载荷施加方向的反力,因此可以认为对于约束反力,顺向响应远大于横向响应.对比两者顺向响应( $F_y, M_x$ ),风载荷作用下的总约束反力最大值大于地震作用下的反力最大值,对于各柱约束,迎风面处立柱(1~9)风载荷下的  $F_y$  小于地震作用,其余位置均为风载荷控制;对于横向响应( $F_x, M_y$ ),短边方向外侧立柱(1,9,10,18,19,27,28,36)在 2 种载荷下的反力均远大于其余立柱,而风载荷作用下的约束又大于地震作用.

表 1 总约束反力最大值  
Tab. 1 The maximum of total constrained force

约束	最大值(绝对值)	
	风	地震
$F_x / \text{kN}$	$6.9 \times 10^{-10}$	$1.6 \times 10^{-9}$
$F_y / \text{kN}$	$1.0 \times 10^3$	897.0
$M_x / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$4.5 \times 10^3$	$3.7 \times 10^3$
$M_y / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$3.0 \times 10^{-9}$	$6.8 \times 10^{-9}$

对于各柱顺向约束反力,结构内侧立柱在 2 种载荷下的最大值均大于外侧立柱,尤其对于风载荷而言,迎风面处立柱的约束反力值最小;而地震作用下结构长边方向两外侧立柱约束值大致相等.若在框架中配置剪力墙或将框架结构形式变为剪力墙结构,则基底剪力与弯矩由地震控制的可能性将大大增加,这是因为结构自质量变大,等效地震载荷将会提高.

### 3.2 顶层位移

由于顶层为位移最大值处,为了分析结构的位移响应,故提取结构顶层位移时程,如图 6 所示.图中  $D_y$  表示结构顶层顺向(y 方向)位移.由图 6 可以看出:结构在时间历程内,除了 5.5 s 及 8.5 s,其他时间顶层位移均为风载荷大于地震作用,并且风载荷作用下的顶层位移最大值大于地震作用.

### 3.3 层间位移

为了研究结构在风载荷与地震作用下的层间位移,选取 1,2,3,5 号柱作为研究对象,提取其在 2 种载荷下的顺向(y 方向)层间位移最大值,如表 2 所示.由表 2 可知:柱 1,2,3,5 各层间位移的风载荷作用大于地震作用,并且 4 个立柱在 2 种载荷作用下每个层间位移最大值均大致相等,随着高度增加而减小.由规范可知按弹性方法验算的高度不大于 150 m 的框架结构楼层层间最大位移与层高

之比的限制为  $1/550$ ，因此本算例中 10~顶层的层间位移限制为  $3\ 500\text{ mm}/550=6.36\text{ mm}$ ，可以看出柱 1,2,3,5 层间位移在 2 种载荷作用下均未超过弹性极限。

表 2 层间位移最大值  
Tab. 2 The maximum of story drift

层间位移	1号柱		2号柱		3号柱		5号柱	
	风	地震	风	地震	风	地震	风	地震
$\Delta_{1\sim 2}$	5.05	4.06	5.06	4.07	5.07	4.07	5.08	4.08
$\Delta_{2\sim 3}$	4.88	3.92	4.88	3.92	4.87	3.91	4.87	3.91
$\Delta_{3\sim 4}$	3.21	2.58	3.21	2.58	3.21	2.58	3.20	2.58
$\Delta_{4\sim 5}$	2.91	2.33	2.91	2.33	2.91	2.33	2.91	2.33
$\Delta_{5\sim 6}$	2.66	2.12	2.66	2.13	2.66	2.13	2.66	2.13
$\Delta_{6\sim 7}$	2.37	1.91	2.37	1.91	2.37	1.91	2.37	1.91
$\Delta_{7\sim 8}$	2.03	1.68	2.03	1.68	2.03	1.68	2.03	1.68
$\Delta_{8\sim 9}$	1.66	1.40	1.66	1.40	1.66	1.41	1.66	1.41
$\Delta_{9\sim 10}$	1.25	1.10	1.25	1.10	1.25	1.10	1.25	1.10
$\Delta_{10\sim \text{顶层}}$	0.90	0.81	0.91	0.81	0.91	0.81	0.90	0.80

### 3.4 顶层加速度

分别提取结构在 2 种载荷下的顶层加速度时程,如图 7 所示可见,结构顶层加速度最大值在风载荷作用下为  $0.133\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ ,在地震作用下为  $-0.664\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ ,因此应重点关注地震作用下的顶层加速度响应。

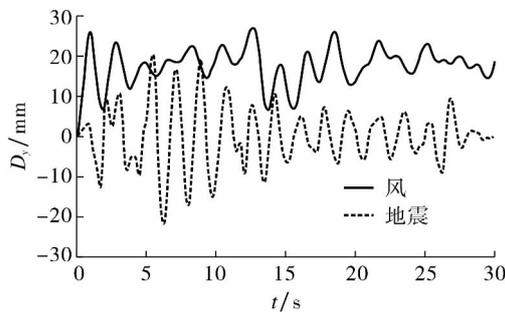


图 6 顶层位移时程

Fig. 6 The time-history of top floor displacement

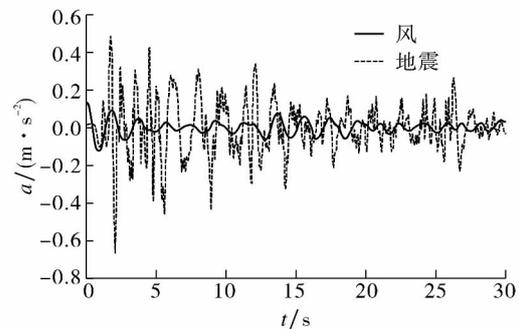


图 7 顶层加速度时程

Fig. 7 The time-history of top floor acceleration

### 参考文献:

- [1] MAZZA F, VULCANO A. Control of the earthquake and wind dynamic response of steel-framed buildings by using additional braces and/or viscoelastic dampers [J]. Earthquake Eng Struct Dynam, 2011, 40(2): 155-174.
- [2] DUTHINH D, SIMIU E. Safety of structures in strong winds and earthquakes: multihazard considerations [J]. J Struct Eng, 2010, 136(3): 330-333.
- [3] 武黎明. 高层建筑考虑脉动风荷载作用下的有限元分析 [J]. 四川建筑, 2011, 31(3): 119-122.
- [4] 沈飞, 楼梦麟. 超高层建筑地震反应中高阶振型影响分析 [J]. 工程力学, 2012, 29(S1): 23-28.
- [5] 洪小健, 顾明. 基于规范的上海高层建筑风和地震作用的比较 [J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2005, 33(10): 1291-1296.
- [6] 冷元, 范存新, 唐和生. 基于规范的高层建筑风与地震作用的简明对比 [J]. 扬州大学学报: 自然科学版, 2012, 15(4): 74-78.
- [7] LUO Jujie, SU Cheng, HAN Dajian. A simulation methodology of the stationary non-Gaussian stochastic wind pressure field [J]. Proba Eng Mech, 2012, 30: 77-88.
- [8] 张田, 夏禾, 郭薇薇. 基于多维 AR 模型的桥梁随机风场模拟 [J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2012, 43(3): 1114-1121.
- [9] XU Zhaodong, WANG Dengxiang, WU Keyi. Simulation of stochastic wind field for large complex structures based on modified Fourier spectrum [J]. J Zhejiang Univ: Sci A, 2011, 12(3): 238-246.
- [10] PHOON K K, QUEK S T, HUANG Hongwei. Simulation of non-Gaussian processes using fractile correlation [J]. Proba Eng Mech, 2004, 19(4): 287-292.

## A comparison and analysis on response between wind and earthquake action on tall buildings

LENG Yuan<sup>1</sup>, FAN Cunxin<sup>1</sup>, TANG Hesheng<sup>2\*</sup>

(1. Jiangsu Key Lab of Struct Engin., Suzhou Univ of Sci & Technol, Suzhou 215011, China;

2. Res Inst of Struct Engin & Disaster Reduct, Tongji Univ, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** A reinforced concrete frame structure in the area that seismic fortification intensity is six and basic wind pressure is  $0.45 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$  is selected in this paper, and wind and earthquake action are imposed to it respectively on ANSYS platform. Simulating wind uses the linear filtering method, and selecting EI-Centro wave to amplitude modulation can acquire earthquake wave. Base shear and moment, top floor displacement, story drift and top floor acceleration are selected to be compared and analyzed. Results show that the high-rise reinforced concrete frame structure according to wind resistance design can resist more severe earthquake in the region, but the possibility of that earthquake is dominant to the frame-shear wall structure and the shear wall structure is very large; To human comfort problem, it can be thought that frame structure should focus on the earthquake action according to the suitable height of each structure, but the shear wall structure and tube structure should focus on wind.

**Keywords:** wind loading; earthquake action; finite element analysis

(责任编辑 贾慧鸣)

(上接第 60 面)

- [6] 曹树谦, 张文德, 萧龙翔. 振动结构模态分析: 理论、实验与应用 [M]. 天津: 天津大学出版社, 2001: 36-89.
- [7] JUANG J N. Applied system identification [M]. Englewood Cliffs, USA: Prentice Hall, 1993: 121-169.
- [8] 应怀樵. 波形和频谱分析与随机数据处理 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1985: 12-78.
- [9] 李国强, 李杰. 工程结构动力检测理论与应用 [M]. 北京: 科学出版社, 2002: 5-49.
- [10] VECCHIO A, PEETERS B, VANDER A H, et al. Modal parameters extraction from in-flight measured data for aircraft flutter clearance [C]//International Conference on Noise and Vibration Engineering. [S. l.]: ISMA, 2002: 1677-1686.

## The structure of the south tower of Zhongjiang in dynamic test research

FAN Hua, HU Yuexiang, YUAN Jianli\*

(Sch of Civil Sci & Engin, Yangzhou Univ, Yangzhou 225127, China)

**Abstract:** According to the protection research of the pagoda in Zhongjiang, the pulse response test is carried out from the east-west and north-south direction respectively. The structure modal parameters (natural vibration frequency, vibration model and the damping ratio) are analyzed and the influence factors of the test results are submitted. Through the finite element software ANSYS, the analyzed dynamic characteristics of the tower show that the error is smaller than the measured results. This method provides certain reference for brick and stone pagodas in seismic calculation, identification and seismic strengthening.

**Keywords:** brick and stone pagodas; dynamic test; modal analysis; natural vibration frequency

(责任编辑 贾慧鸣)