

基于复模态法的风电塔架体系地震反应分析*

杜岩¹, 刘海卿^{1,2}, 于春艳¹

(1. 辽宁工程技术大学 建筑工程学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 大连理工大学 土木水利学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 以往对风电塔架研究大多采用刚性地基的假定, 忽略土—结构的动力相互作用。然而风电塔架在实际地震时, 由于地基的柔性和无限性, 使得按刚性地基假定计算出来的结构动力特性和动力反应与将地基和结构作为一个整体计算出来的结果有较大差别。因此, 考虑土—结构相互动力作用 (SSI) 的风电塔架地震响应分析研究十分必要。以华能阜新风力发电塔架为例, 基于复模态法分析考虑土—结构相互作用风电塔架地震响应, 首先建立土—风电塔架体系计算模型, 采用 Novak 模型对伐板的复刚度、复阻尼计算, 然后建立土—风电塔架相互作用体系的地震反应方程, 采用复模态分析方法对结构地震反应求解, 可供风电塔架抗震设计参考。

关键词: 动力分析; 叶片; 塔架; 复模态方法; 塔架—地基相互作用

中图分类号: TU279.7 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-811X(2010)S0-0191-04

0 引言

风能作为一种清洁的可再生新能源, 日益受到人们的重视。辽宁省是风力资源比较丰富的地方, 处于我国风力资源的第二大分布带, 同时, 省也处于我国第二大地震区。近年, 辽宁省风力发电集中于风力资源丰富的阜新市的阜蒙和彰武两县。最需关注的是, 阜新市因多年煤矿开采, 资源枯竭, 矿震活动较为频繁, 阜蒙县风电塔架为捕捉风能降低塔架高度, 建在丘陵顶部。风力发电机结构中塔架是主要支撑装置, 风电塔架属高耸结构, 具有重心高、承受较强水平风力、倾覆弯矩较大和动力响应明显等受力特点。大量的理论分析和实际震害表明, 相对海拔高的建筑地震动力响应更为突出, 破坏往往出现在其地基、基础等位置。

本文采用 Novak 模型^[1-3]对伐板的复刚度、复阻尼计算, 然后建立土—风电塔架相互作用体系的地震反应方程, 采用复模态分析方法对结构地震反应求解, 进一步分析风电塔架地震动力响应。

1 基本假定与计算模型

1.1 计算基本假定计算

(1) 由于锥形管风电塔架的长细比非常大, 将

其按杆系分析是合理的, 所以本文将锥形管风电塔架简化成分段等截面弯剪型杆系模型;

(2) 只进行在水平地震作用下的结构水平地震反应分析;

(3) 锥形管风电塔架性伐板刚性接触, 在水平地震作用下发生平动及转动影响。

1.2 结构模型

塔架是风电塔的主要支撑结构, 多为倒锥型的空心钢柱构成。塔架与基础共同承受风、地震等荷载的单独作用及耦合作用。叶片的动力特性直接影响塔架结构整体的动力反应特性, 进行叶片与结构的耦合动力分析是十分必要的。为了得到塔架与转动叶片的耦合振动方程, 需将叶片进行动力分析后产生的剪力加载到塔架顶部。上部结构一般处于线弹性。本文采用双质点模拟上部结构。根据以上假定基弹簧—阻尼理论, 锥形管风电塔架 (图 1)。

1.3 锥形管风电塔架的刚度

根据梁单元的计算方法:

$$k_i = \frac{A_i E}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, \quad (1)$$

式中: K_i 为第 i 单元的塔架刚度矩阵; A_i 为第 i 单元截面面积; l 为塔架长度一半。

1.4 伐板的复刚度定义

伐板和周围土之间的动力相互作用影响伐板的刚度和阻尼, 可建立在伐板顶的复刚度表示桩

* 收稿日期: 2010-09-25

作者简介: 杜岩(1985-), 辽宁阜新人, 硕士研究生, 研究方向为工程结构抗震分析. E-mail: pk1900@163.com



图1 1.5 MW 风电塔架

的动刚度和阻尼特性，完全埋入土中的筏板顶的复刚度定义为在振动的某一时刻使顶在某一自由度方向发生单位位移时作用在桩顶的外力，筏板的复刚度为

$$K = K_1 + iK_2, \quad (2)$$

式中： $i = \sqrt{-1}$ ； s 代表任何方向的位移。复刚度具有实部 $K_1 = \text{Re } K$ 和虚部 $K_2 = \text{Im } K$ ，实部代表筏板真实刚度，可以直接定义为桩的刚度常数

$$k = K_1 = \text{Re } K. \quad (3)$$

用虚部可以定义等效粘滞阻尼

$$c = \frac{K_2}{\omega} = \frac{1}{\omega} \text{Im } K, \quad (4)$$

式中： ω 为圆频率。因而复刚度可以表示为

$$K = k + i\omega c. \quad (5)$$

1.5 筏板的 Novak 模型

采用 Novak 模型推导出筏板—土的复刚度，复阻尼将埋入土中的桩划分为一组杆单元，筏板周围的土划分为一组水平层，每个杆单元位于两个土层分界面之间，土对桩单元的抗力按上面的假定计算，采用矩阵刚度法形成筏板单元的单元刚度矩阵。单元刚度矩阵包含了土的几何性质与材料特性，也包含了筏板的特性，单元刚度矩阵是用复数形式表达的，是随振动频率变化的。利用单元刚度矩阵可以组成筏板的总刚度矩阵，最后解出筏板与各自由度对应的复刚度，对于水平向振动有

$$K_U = k_{uu} + i\omega c_{uu}, \quad (6)$$

$$k_{uu} = \text{Re } K_u = E_p I_U f_{U1} / R_1^3, \quad (7)$$

$$c_{uu} = \frac{1}{\omega} \text{Im } K_U = E_p I_U f_{U2} / R_1^2 v_n, \quad (8)$$

式中： E_p 是筏板的弹性模量； R_1 是筏板的半径；

I_1 是筏板单元的惯性矩； v_n 是筏板下土层的剪切波速； f_{U1} 为刚度； f_{U2} 为阻尼函数。

2 建立锥形管风电塔架运动方程

该文假设塔架的地基为均匀的各向同性弹性半空间，地基土用线性粘弹性模型来模拟，场地为单一土层。即只有两组弹簧阻尼系统，不考虑筏板的转动产生的水平力，则由惯性力、弹性力、阻尼力作用下， i 质点的动力运动方程为：

$$m_1 \ddot{u}_i + \sum_{j=1}^{n_1} C_{ij} (\dot{u}_j - \dot{u}_c - h_j \dot{\varphi}_c) + \sum_{j=1}^{n_1} k_{ij} (u_j - u_c - h_j \varphi_c) = -m_1 \ddot{u}_g, \quad (9)$$

$$m_0 \ddot{u} + \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n (-C_{ij} u_j + C_{ij} \dot{u} + C_{ij} h_j \dot{\varphi}_c - k_{ij} u_c + k_{ij} h_j \varphi_c) + V_c = -m_0 \ddot{u}_g, \quad (10)$$

$$I_0 \ddot{\varphi} + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (-C_{ij} h_i \dot{u} + C_{ij} h_i \dot{u} + C_{ij} h_i h_j \varphi_c - k_{ij} h_i u_j + k_{ij} h_i u_c + k_{ij} h_i \varphi_c) + M_c = 0, \quad (11)$$

式中： m_0 、 I_0 分别为筏板的质量及其质心的转动惯量。

由上式可推导出结构运动方程：

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{I\} \ddot{u}_g(t), \quad (12)$$

式中： $\{I\}$ 为 N 维单位向量。

3 复模态方法及结构地震反应的求解^[4]

由于土—锥形管风电塔架体系中考虑了土—筏板的相互作用，塔架和土的阻尼不同使阻尼使得阻尼矩阵不满足比例阻尼条件， $[C]$ 矩阵不能使方程在模态主空间内解耦，若利用一般的实模态振型求解，将会产生很大的误差，该文利用复模态理论求解。

设状态变量为

$$\{v\} = \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{\dot{u}\} \end{Bmatrix}, \text{ 则 } \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix},$$

补充等式

$$[M] \{\dot{u}\} - [M] \{\dot{u}\} = 0,$$

则可化为关于状态向量 $\{v\}$ 的一阶微分方程

$$[M_e] \{v(i)\} + [K_e] \{v(t)\} = -[M_e] \{I_e\} \ddot{u}(t), \quad (13)$$

其中，

$$[M_e] \begin{Bmatrix} [C] & [M] \\ [M] & [0] \end{Bmatrix}, [K_e] = \begin{Bmatrix} [K] & [0] \\ [0] & [-M] \end{Bmatrix},$$
$$\{I_e\} = \begin{Bmatrix} \{I\} \\ \{0\} \end{Bmatrix}. \tag{14}$$

相对应的复特征值问题为

$$(\lambda[M_e] + [K_e])\{\varphi_e\} = \{0\}. \tag{15}$$

这是一个实系数的复特征值, 由于 $[M_e]$ 是正定矩阵, 实际的结构体系又是小阻尼的, 因此复特征值共轭成对出现, 设特征值为

$$\lambda_j = -\sigma_j + i\omega_{di}, \tag{16}$$

式中: $i = \sqrt{-1}$, 与他们对应的复特征值为 $\{\Psi_j\} = \begin{Bmatrix} \{\Psi_j\} \\ \{\lambda_j\Psi_j\} \end{Bmatrix}$ 。而后 N 个复特征值为

$$\lambda_{N+1} = \bar{\lambda}_j = -\sigma_j - i\omega_{di}. \tag{17}$$

相应的共轭复特征向量为

$$\{\Psi_{N+j}\} = \begin{Bmatrix} \{\bar{\Psi}_j\} \\ \{\bar{\lambda}_j\bar{\Psi}_j\} \end{Bmatrix}. \tag{18}$$

由于体系复特征向量具有关于矩阵 $[M_e]$ 和 $[K_e]$ 的加权正交特性, 所以体系复特征向量具备了构成复状态空间基地的条件。

运用复模态叠加法将式中复模态变量 $\{v\}$ 表示为复特向量的线性组合形式:

$$\{v\} = [\phi_e]\{z\} = \sum_{j=1}^{2n} \{\Psi_j\}z_j, \tag{19}$$

式中: z_j 为对应于第 j 阶复模态振型的广义坐标, 将代入式, 得

$$[M_e][\phi_e]\{z(t)\} + [k_e][\phi_e]\{z(t)\} = -[M_e]\{I_e\}\ddot{u}_g(t). \tag{20}$$

上式各项同乘以 $\{\Psi_j\}^T$, 并利用 $[M_e]$ 和 $[K_e]$ 正交, 可得到复模态空间的运动方程

$$\dot{z}_j + \lambda_j z_j = -\eta_j \ddot{u}_g(t), \tag{21}$$

其中, $\lambda_j = b_j/a_j$,

$$a_j = \begin{Bmatrix} \{\Psi_j\} \\ \{\Psi_j\lambda_j\} \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} [C] & [M] \\ [M] & [0] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Psi_j\} \\ \{\Psi_j\lambda_j\} \end{Bmatrix} = \{\Psi_j\}^T [M_e] \{\Psi_j\}, \tag{22}$$

$$b_j = \begin{Bmatrix} \{\Psi_j\} \\ \{\Psi_j\lambda_j\} \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} [K] & [0] \\ [0] & -[M] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Psi_j\} \\ \{\Psi_j\lambda_j\} \end{Bmatrix} = \{\Psi_j\}^T [K_e] \{\Psi_j\}, \tag{23}$$

$$\eta_j = \frac{\begin{Bmatrix} \{\Psi_j\} \\ \{\Psi_j\lambda_j\} \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} [C] & [M] \\ [M] & [0] \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{I\} \end{Bmatrix}}{a_j} = \frac{\{\Psi_j\}^T [M_e] \{I_e\}}{a_j}, \tag{24}$$

式中: a_j 、 b_j 和 η_j 分别称为复振型质量、复振型刚度和复振型参与系数。求解式, 可得到

$$z_j(t) = z_j(0)e^{\lambda_j t} - \eta_j \int_0^t e^{\lambda_j(t-\tau)} \ddot{u}_g(\tau) d\tau, \tag{25}$$

式中: $z_j(0)$ 为广义坐标的初始条件假设结构在地震开始时处于静止状态, 因此 $\{z(0)\} = \{0\}$ 代入即可得到结构的地震反应, 则结构的位移为

$$\{u\} = - \sum_{j=1}^{2N} \{\Psi_j\} \eta_j \int_0^t e^{\lambda_j(t-\tau)} \ddot{u}_g(\tau) d\tau. \tag{26}$$

由于真实体系只有实数解, 故取上式中的实部, 同时考虑 Ψ_j 与 Ψ_{N+j} 的共轭性, 则有

$$\{u\} = -2 \sum_{j=1}^N \text{Re} \left[\{\Psi_j\} \eta_j e^{\lambda_j t} \int_0^t e^{-\lambda_j \tau} \ddot{u}_g(\tau) d\tau \right]. \tag{27}$$

4 工程概况

本文考虑土—结构相互作用情况下, 进行了 1.5 MW 的风电塔架系统地震作用响应分析。系统是主要参数如表所示。基础采用筏板基础, 厚度为 3.6 m, 采用 C25 混凝土。锥形管塔架体系参数如表 1。

表 1 风电塔架系统主要参数			
参数	数值	参数	数值
额定功率	1.5	额定风速	12.8
风轮直径	70	塔高	65
塔底半径	2.18	塔顶半径	1.36
桨叶长度	36	基础半径	10
风轮惯性矩	3.56×10^6	风轮质量	3.45×10^4
机舱惯性	9×10^4		

地基土具体参数如表 2。

表 2 土体参数表						
剪切 波速 /(m/s)	弹性 模量 /(N/m ²)	泊松比	密度/ (kg/m ³)	粘聚力 /Pa	内摩 擦角 /°	膨胀角 /°
150	2.6×10^8	0.35	1 900	19 000	25	29

经计算塔顶位移如图 2 所示。

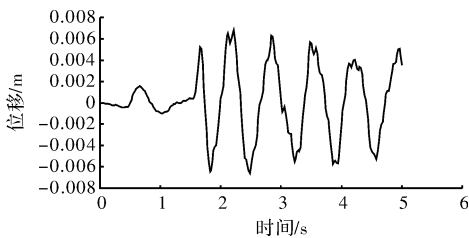


图 2 考虑土—结构相互作用的塔架顶点位移

5 小结

本文对考虑土—结构相互作用情况下锥形管风电塔架地震作用下的工作性能进行了研究，得到结论如下：

- (1) 基于复模态法分析考虑土—结构相互作用锥形管风电塔架地震响应获得了摘要所述的成果。
- (2) 本文对土—锥形管塔架在相互作用的地震反应分析对实际具有一定的借鉴作用。
- (3) 虽然有关公式是针对两自由度问题进行推导，但所建立的方法具有一般性，适用于一般多自由度问题。

参考文献：

[1] Novak M, Nogami T, Aboul - Ella F. Dynamic soil reactions for plane strain case [J]. Journal of the EngineeringMechanics Division, ASCE, 1978, 104(4): 953 - 959.

[2] Novak M, Aboul - Ella F. Impedance function of piles in layered media [J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1978, 104(3): 643 - 661.

[3] Novak M, Sharnoulby E. Stiffness constants of single piles [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1983, 109(7): 961 - 974.

[4] 刘晶波, 杜修力, 欧进萍. 结构动力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005: 288 - 300.

Analyses on Earthquake Response of Wind Power Tower System
Based on Complex Mode

Du Yan¹, Liu Haiqing^{1,2} and Yu Chunyan¹

(1. School of Civil Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin Liaoning 123000, China;
School of Civil & Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian Liaoning 116024, China)

Abstract: Formerly the windward electricity tower research mostly used the rigid ground the hypothesis, neglects the earth-structure the power interaction. However wind electricity tower when actual earthquake, as a result of the ground flexibility and the infinity, causes the structure dynamic performance which and the dynamic response calculates according to the rigid ground hypothesis with the ground and the structure takes the result which a whole calculates to have the wide difference. Therefore, consideration earth-structure mutual dynamic action (SSI) the wind electricity tower earthquake response analysis research is very essential. This article take China can the Fuxin wind power generation tower as an example, responds based on the duplicate modality law analysis consideration earth-structure interaction wind electricity tower earthquake, First establishes the earth-wind electricity tower system computation model, uses the Novak model to cut down the board the duplicate rigidity, the duplicate damping computation, then the establishment earth-wind electricity tower interaction system's earthquake response equation, uses the duplicate modal analysis method to respond to the structure earthquake solves, may supply the wind electricity tower aseismic design reference.

Key words: power analysis; leaves; tower; complex modal method; tower-foundation interaction