

风力发电机组塔筒地震载荷计算

彭超¹, 周志红²

(1. 国电联合动力技术有限公司风电设备及控制技术国家重点实验室, 北京 100039;

2. 中联重科股份有限公司, 长沙 410013)

摘要: 建立三种不同精细程度的风力发电机组有限元模型, 开展模态分析; 采用振型分解反应谱法计算塔底地震载荷。结果表明, 考虑叶片的柔性后, 塔筒模态频率降低, 塔底地震载荷总体上减小; 考虑土-结构相互作用后, 塔筒模态频率进一步降低, 塔底地震载荷增大, 这是因为塔底地震载荷同时受模态频率和模态振型的影响, 模态振型的变化使得模态参与因子增大, 覆盖了模态频率对地震载荷减小的贡献; 塔底地震载荷随地基刚度的变化呈无规律状态, 当地基刚度取某个值时, 塔底剪力或弯矩会达到最大值, 设计时应予以避免; 叶片和土-结构相互作用对塔底地震载荷有重要影响, 在建模和计算时应当考虑。

关键词: 风力发电机组; 塔筒; 地震载荷; 振型分解反应谱法; 土-结构相互作用

中图分类号: TK83

文献标识码: A

0 引言

近年来, 风力发电产业蓬勃发展, 机组呈大型化发展趋势, 塔筒越来越高。塔筒承载了机舱和风轮, 保障着机组的生命安全。越来越多的风力发电机组树立在地震活跃区域, 设计时需针对塔筒进行地震工况下的载荷计算, 确保塔筒的抗震能力^{[1][2]}。

目前已有部分研究者对风力发电机组高塔系统及地震载荷计算进行了研究。贺广零^{[3][4]}建立了“桨叶-机舱-塔体-基础”一体化的多系统动力学有限元模型, 通过时程分析得到了土-结构相互作用会导致风力发电高塔系统结构响应小幅度放大的结论, 但没有深入剖析其原因。祝磊^[5]分析了叶片方位角对风机模态和地震反应的影响, 曹青^{[6][7]}研究了 P-Δ 效应、土-结构相互作用对地震反应的影响, 但均没有指出叶片或土-结构相互作用对地震反应的影响趋势。

从上述研究可知, 已有学者针对叶片和土-结构相互作用对地震反应的影响进行了探索, 但存在对地震反应的影响趋势研究不够深入, 缺乏机理分析等问题。

本文建立不同精细程度的风力发电机组有限元模型, 采用振型分解反应谱法计算地震反应, 分析叶片和土-结构相互作用对塔底地震载荷的影响, 并剖析其机理, 最后总结出一个最优的计算风力发电机组塔筒地震载荷的模型和方法。

1 振型分解反应谱法

1.1 模态振型分解

采用有限元法, 建立地震作用下多自由度体系的运动微分方程:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -M\ddot{X}_g \quad (1)$$

收稿日期:

通讯作者: 彭超(1985—), 男, 湖北荆州人, 硕士, 国电联合动力技术有限公司工程师, 主要从事风力发电机组动力学分析与载荷计算。pchao-2000@163.com

式中: M ——质量矩阵; C ——阻尼矩阵; K ——刚度矩阵; X ——体系的位移向量; X_g ——地震动位移向量。

忽略阻尼的影响, 多自由度体系的动力特征方程为:

$$(K - \omega^2 M)\phi = 0 \quad (2)$$

式中: ω ——模态频率向量; ϕ ——模态振型矩阵。

解方程(2)可得 ω 与 ϕ :

$$\omega = \{\omega_1 \quad \omega_2 \quad \cdots \quad \omega_n\}^T \quad (3)$$

$$\phi = \{\phi_1 \quad \phi_2 \quad \cdots \quad \phi_n\} \quad (4)$$

方程(1)可整理为:

$$\ddot{q}_i + 2\omega_i \xi_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\lambda_i \ddot{x}_g \quad (5)$$

式中: q_i ——第 i 阶模态的广义坐标; ξ_i ——第 i 阶模态的阻尼率; λ_i ——第 i 阶模态的振型参与系数; x_g ——地震动位移。

方程(5)中参数满足下式:

$$\omega_i^2 = \frac{\phi_i^T K \phi_i}{\phi_i^T M \phi_i} \quad (6)$$

$$2\omega_i \xi_i = \frac{\phi_i^T C \phi_i}{\phi_i^T M \phi_i} \quad (7)$$

$$\lambda_i = \frac{\phi_i^T K \{1\}_{n \times 1}}{\phi_i^T M \phi_i} \quad (8)$$

方程(5)将 n 自由度体系在地震作用下的 n 维联立运动微分方程解耦为 n 个独立的关于模态正则坐标的单自由度体系运动微分方程^[8]。

1.2 地震加速度反应谱

单自由度体系在地震作用下的最大绝对加速度反应与体系自振周期之间的关系定义为地震加速度反应谱, 记为 $S_a(T)$ ^[8]。

不同的地震动对应不同的地震加速度反应谱。结构设计时, 可采用国标《GB50011-2010 建筑抗震设计规范》

(以下简称国标)中的地震动设计反应谱,如下^[9]:

$$\alpha = \begin{cases} [0.45 + 10T(\eta_2 - 0.45)]\alpha_{\max} & 0 \leq T \leq 0.1s \\ \eta_2\alpha_{\max} & 0.1s < T \leq T_g \\ \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta_2\alpha_{\max} & T_g < T \leq 5T_g \\ [\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1(T - 5T_g)]\alpha_{\max} & 5T_g < T \leq 6s \end{cases} \quad (9)$$

式中: α ——地震影响系数; T ——线性单自由度系统自振周期; T_g ——特征周期; α_{\max} ——地震影响系数最大值; η_1 ——直线下降段的下降斜率调整系数; η_2 ——阻尼调整系数; γ ——衰减指数。

参数按下式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (10)$$

$$\eta_1 = \max\left(0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta}, 0\right) \quad (11)$$

$$\eta_2 = \max\left(1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.05 + 1.6\zeta}, 0.55\right) \quad (12)$$

式中: ζ ——结构阻尼比。

地震加速度反应谱 $S_a(T)$ 与地震影响系数 α 之间为以下关系:

$$S_a(T) = \alpha \cdot g \quad (13)$$

式中: g ——重力加速度。

1.3 振型分解反应谱法

采用有限元法,地震作用下多自由度体系各节点的惯性力为:

$$IF = M \cdot \phi \cdot S_a(T) \cdot \frac{\phi^T M \{1\}_{n \times 1}}{\phi^T M \phi} \quad (14)$$

式中: $MPF = \frac{\phi^T M \{1\}_{n \times 1}}{\phi^T M \phi}$ ——模态参与因子。

将风力发电机组简化为竖直方向的平面两自由度梁单元模型,底部固定。记第 j 振型第 i 节点处的平移弹性力为 f_{ij} , 弯曲弹性力为 m_{ij} 。总节点数为 N , 总模态数 $Z = 2(N-1)$ 。

第 j 振型第 i 节点处的水平剪切力为:

$$F_{ij} = \sum_{p=i}^N f_{pj} \quad (15)$$

第 j 振型第 i 节点处的弯矩为:

$$M_{ij} = \sum_{p=i}^N m_{pj} + \sum_{p=i}^N f_{pj}(h_p - h_i) \quad (16)$$

式中: h_i 为第 i 节点的高度。

采用 SRSS 方法计算最大反应,则第 i 节点处的水平剪切力为:

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^Z F_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^Z \left(\sum_{p=i}^N f_{pj} \right)^2} \quad (17)$$

第 i 节点处的弯矩为:

$$M_i = \sqrt{\sum_{j=1}^Z M_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^Z \left(\sum_{p=i}^N m_{pj} + \sum_{p=i}^N f_{pj}(h_p - h_i) \right)^2} \quad (18)$$

2 建立模型

基于有限元法,对叶片和土-结构相互作用采用不同的建模方式,建立三种不同精细程度的机组模型:

1) 模型一:塔筒采用平面两自由度梁单元建模,风轮和机舱简化为质量点,连接于塔顶。塔底节点与大地固定。

2) 模型二:在模型一的基础上增加三个叶片的梁单元模型,并建立简化的传动链模型。

3) 模型三:在模型二的基础上增加塔底与大地之间的弹簧单元,模拟土-结构相互作用。

2.1 模型一

塔筒采用梁单元建模;风轮和机舱合并简化为 1 个质量单元,添加在塔筒顶部节点上;忽略土-结构相互作用,塔筒底部与大地固定,即限制塔底节点的所有自由度。

塔筒梁单元采用平面两自由度纯弯梁模型,每个节点有侧向平移 v 和转动 θ 两个自由度。

单元质量矩阵:

$$M_e = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (19)$$

单元刚度矩阵:

$$K_e = \frac{EI_z}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (20)$$

式中: ρ ——材料密度; A ——截面面积; L ——单元长度; E ——弹性模量; I_z ——截面惯性矩。

采用 MATLAB 编程,基于上述梁模型建立塔筒有限元模型。

将梁单元的质量矩阵和刚度矩阵中属于同一节点的项相加,组装成整体模型的质量矩阵和刚度矩阵。质量单元的质量和转动惯量分别加在整体质量矩阵中对应节点所在的项上。

塔底节点的平移和转动自由度被限制,可通过删除整体质量矩阵和刚度矩阵中塔底节点对应的项来实现。

鉴于模型的节点数较少,建立总体质量矩阵 M_{all} 和总体刚度矩阵 K_{all} 后,采用 MATLAB 的 eig 命令直接求解模态频率 ω 和振型 ϕ ,并根据振型分解反应谱法计算地震载荷。

2.2 模型二

在模型一的基础上，细化叶片模型，采用三维梁单元建立三个叶片的有限元模型。考虑到风力发电机组传动链的扭转模态对塔筒侧向模态的影响，建立简化的传动链模型。

采用 ANSYS 的 APDL 语言，参考图 1 拓扑结构图，建立风力发电机组的参数化有限元模型。

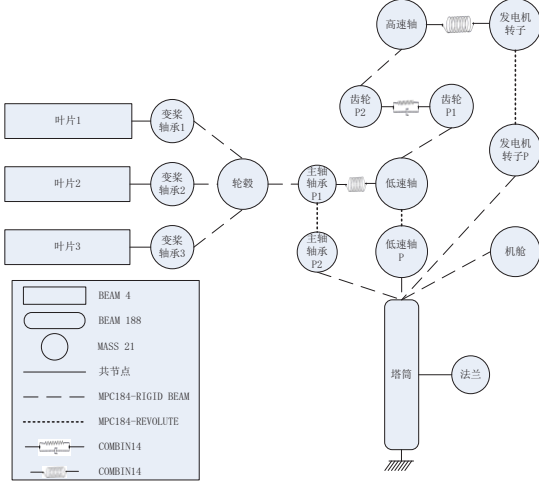


图 1 模型二拓扑结构图

Fig 1. Topological Map For The Second Model

图 1 中，主轴轴承 P1、主轴轴承 P2、低速轴 P、发电机转子 P、齿轮 P1、齿轮 P2 是为了方便建模而建立的辅助质量单元，其质量属性均为小量。共有 5 个法兰质量单元，以共节点方式连接于塔筒上。

低速轴与高速轴之间的齿轮传动比按图 2(a)所示方式建模。齿轮 P1、齿轮 P2 以 O 点为原点，分别绕低速轴轴心、高速轴轴心偏转小角度 α ，两者之间以大刚度直线弹簧连接。高速轴与低速轴的转速之比等于 R/r 。

有限元模型如图 2(b)所示。

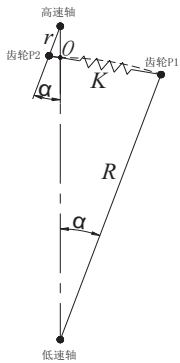


图 2(a). 齿轮传动比的实现



图 2(b). 有限元模型

图 2 模型二有限元模型

Fig 2. FE Model For The Second Model

ANSYS 的谱分析功能可实现根据振型分解反应谱法求解结构在地震作用下的载荷。

2.3 模型三

在模型二的基础上，在塔底处增加地基模型，包括地基质量单元、通用铰接和矩阵式弹簧单元，模拟土-结构相互作用，如图 3 所示。

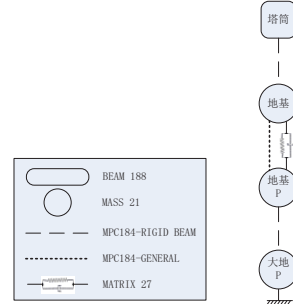


图 3 地基局部模型

Fig 3. Local Model For The Foundation

图 3 中地基 P、大地 P 为辅助质量单元，其质量属性为小量。地基与地基 P 之间以 MPC184-GENERAL 单元连接，限制竖直方向（z 方向）的移动和转动自由度；另外，两者之间添加了弹簧单元 MATRIX27，模拟土-结构相互作用。

一般地，对一个三维土-结构相互作用模型，水平方向的两个平移分量与转动分量相互耦合，但因耦合项的值相比较而言非常小故而可以忽略^[10]。鉴于此，弹簧单元的刚度矩阵的形式为：

$$K_f = \begin{bmatrix} K_L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_R & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_R & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_R & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_R & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_R & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_R & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (21)$$

其中： K_L ——水平方向（x、y）的平移刚度； K_R ——绕 x、y 方向的转动刚度。

3 算例

以某 2.0MW 风力发电机组为例，计算塔筒地震载荷。主要参数如表 1 所示：

表 1 机组参数

Table 1. Wind Turbine Parameters	
参数	数值
额定功率/MW	2.0
名义风轮直径/m	115.5
叶片长度/m	56.5
叶片质量/kg	11460
传动比	130

轮毂高度/m 97

风轮质量/kg 55000

机舱质量(包含风轮)/kg 138000

整机质量/kg 378000

机组抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度 0.05g。查国标表 5.1.4-1, 多遇地震下的水平地震影响系数最大值 α_{\max} 为 0.04。IV类场地, 设计地震分组为第三组, 查国标表 5.1.4-2, 特征周期 T_g 为 0.90s。结构阻尼比 ζ 取为 0.02。地震加速度反应谱如图 4 所示:

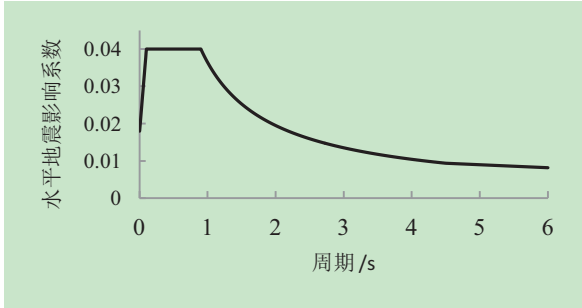


图 4 地震加速度设计反应谱

Fig 4. The Seismic Acceleration Design Response Spectrum

3.1 模态分析

建立前述三种模型, 并进行模态分析。由于风轮和机舱相对于塔筒轴心线的非对称性, 塔筒在前后和侧向方向的模态频率略有差异。针对前后和侧向方向, 在模型一中分别建模并求解。模态结果如表 2 所示。

表 2 模态分析结果

Table 2. Modal Results

编号	模态频率/Hz				振型
	模型一 (前后)	模型一 (侧向)	模型二	模型三	
1	0.283	-	0.265	0.250	前后一阶
2	-	0.281	0.270	0.253	侧向一阶
3	1.729	-	1.305	1.079	前后二阶
4	-	1.446	1.177	1.078	侧向二阶

模型二相比模型一, 细化了叶片模型, 考虑了叶片的柔性, 塔筒频率降低。模型三在模型二的基础上增加了对土-结构相互作用的考虑, 在塔底处用弹簧单元代替了固定连接方式, 增加了塔底的柔性, 使得模态频率进一步降低。总体上, 随着模型的逐步细化, 在考虑了叶片三维模型和土-结构相互作用后, 模型的柔性增加, 模态频率逐步降低。

3.2 地震载荷对比

对于塔筒强度校核, 塔底截面的载荷最为关键。计算多遇地震下塔底前后、侧向方向的地震载荷, 结果如表 3 所示。

表 3 地震载荷计算结果

Table 3. Seismic Load Results

方向	载荷	模型一	模型二	模型三
前后	塔底剪力/kN	39.1	37.4	87.0
	塔底弯矩/kNm	2675.9	2521.5	2671.6
侧向	塔底剪力/kN	38.9	39.0	86.7
	塔底弯矩/kNm	2640.3	2619.7	2753.9

模型二相比模型一, 总体上塔底地震载荷减小了, 除了塔底侧向剪力略微增加了 0.1kN。这是因为模型二相比模型一模态频率降低, 相应地模态周期增大。对地震载荷影响较大的模态频率都在 10Hz 以内, 其周期都大于 0.1s。参考图 4, 结构的自振周期 T 增大后, 水平地震影响系数 α 不变或减小。根据式(13)、(14), 各阶模态的地震加速度反应谱 $S_a(T)$ 不变或减小, 使得地震作用下体系各节点的惯性力 IF 减小, 塔底地震载荷相应地减小。

模型三相比模型二, 模态频率同样是降低了, 但是地震载荷却变大了。这是因为根据式(14), 影响地震载荷的因素除了加速度反应谱 $S_a(T)$, 还有模态振型 ϕ 和模态参与因子 MPF 。

塔筒的第一阶模态对地震载荷的影响是最大的。截取塔筒部分的有限元模型, 对模型二与模型三在前后方向一阶模态振型相对于塔顶节点作归一化处理, 振型曲线对比如图 5 所示。模型三相比模型二, 模态振型 ϕ 总体向右偏移, 即模型三的模态振型 ϕ 更大。

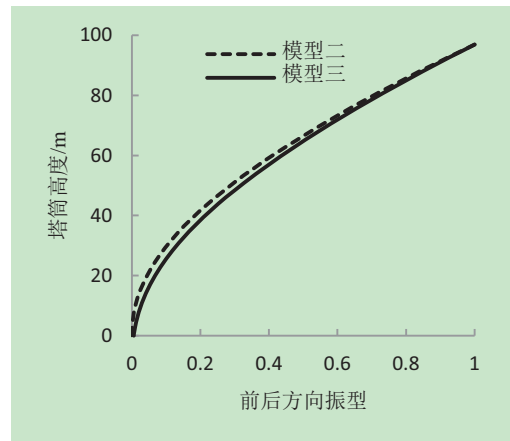


图 5 模态振型对比

Fig 5. Modal Shape Comparison

针对模型二和模型三在塔筒前后方向的前几阶重要模态, 分别提取其谱分析结果中的加速度反应谱值 $S_a(T)$ 、模态参与因子 MPF , 两者相乘得到一个系数。根据式(14), 该系数将直接影响体系各节点的惯性力 IF , 本文称为惯性力系数 IFC , 计算结果如表 4 所示:

表 4 惯性力系数对比

Table 4. Comparison Of The Inertia Force Coefficient

模态序号		1	2	3	4
模型二	模态频率/Hz	0.2654	0.4895	0.5133	0.8047
	加速度反应谱值/ $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$	0.12381	0.22436	0.23497	0.36365
	模态参与因子	463.5	57.4	74.6	15.7
	惯性力系数	57.4	12.9	17.5	5.7
模态序号		1	2	3	4
模型三	模态频率/Hz	0.2496	0.4890	0.5118	0.8045
	加速度反应谱值/ $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$	0.11662	0.22417	0.23428	0.36357
	模态参与因子	498.2	70.8	86.2	34.7
	惯性力系数	58.1	15.9	20.2	12.6

根据表 4, 模型三相比模型二, 模态频率降低了, 相应地加速度反应谱值 $S_a(T)$ 也变小了, 但是由于模态参与因子 MPF 明显增大, 两者相乘后惯性力系数 IFC 最终变大了。

模型三相比模型二, 模态振型 ϕ 变大, 惯性力系数 IFC 也变大了, 根据式(14), 体系各节点的惯性力 IF 理应变大, 最终导致塔底的地震载荷变大。

模型二相比模型一, 模态频率减小了, 但是塔底侧向剪切力略微增加了 0.1kN, 也是由于模态振型和惯性力系数的综合影响。

3.3 地震载荷随地基刚度的变化

基于模型三, 将塔底弹簧单元在前后、侧向方向的平移刚度、转动刚度同比例缩放, 分析地震载荷与地基刚度的关系, 结果如表 5 所示, 曲线如图 6 所示。

表 5 地震载荷随地基刚度的变化

Table 5. Relationship Between Seismic Load And Foundation

		Stiffness			
刚度缩放倍数		前后		侧向	
		塔底剪切力 /kN	塔底弯矩 /kNm	塔底剪切力 /kN	塔底弯矩 /kNm
0.1		31.5	2739.1	31.8	2793.4
0.5		52.9	2493.7	55.0	2571.0
1		87.0	2671.6	86.7	2753.9
5		74.4	3051.2	81.2	3354.4
10		57.9	2636.6	59.3	2739.2
50		49.3	2552.2	47.9	2648.3
100		52.2	2551.4	67.9	2664.9
500		37.7	2523.7	39.6	2622.3
1000		37.5	2522.6	39.3	2621.0
10000		37.4	2521.6	39.0	2620.0

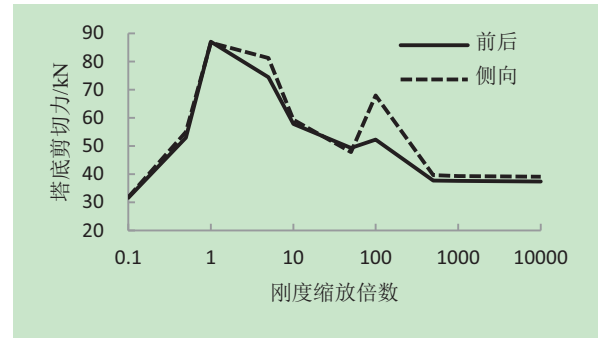


图 6(a). 塔底剪切力随地基刚度的变化

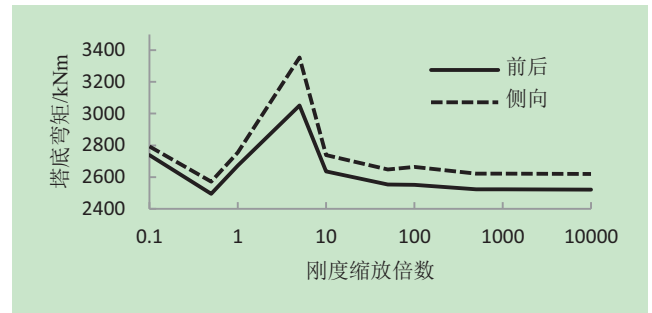


图 6(b). 塔底弯矩随地基刚度的变化

图 6 塔底载荷随地基刚度的变化

Fig 6. Relationship Between Tower Bottom Load And Foundation Stiffness

从图 6 的曲线走势可以看出, 塔底地震载荷随地基刚度的变化呈无规律状态, 这是因为地震载荷同时受模态频率和振型的影响。当地基刚度取某个值时, 塔底剪切力或弯矩会达到最大值。在设计地基时, 应调整地基刚度值, 避免塔底地震载荷处于最大值。

随着塔底地基刚度的增大, 模型三逐步趋近于模型二; 当地基刚度放大足够倍数, 近乎为刚性连接时, 模型三与模型二应该等同。结合表 3、表 5、图 6, 随着地基刚度逐步放大, 模型三计算的塔底地震载荷逐渐趋近于模型二的计算结果; 当地基刚度放大 1000 倍后, 两个模型的计算结果基本相等。计算结果与理论分析相符。

通过以上分析, 叶片和土-结构相互作用对塔筒模态及塔底地震载荷有重要影响, 在建模时应当考虑。计算风力发电机组塔筒地震载荷时, 模型三是优选的。

4 总结

建立了不同精细程度的风力发电机组有限元模型, 采用振型分解反应谱法计算地震反应, 分析叶片和土-结构相互作用对塔筒模态、塔底地震载荷的影响, 并得出一些有益的结论:

(1) 建立叶片的三维梁单元有限元模型, 考虑了叶片的柔性后, 塔筒模态频率降低, 塔底地震载荷总体上减小。

(2) 建立地基模型,考虑土-结构相互作用后,塔筒模态频率进一步降低,但塔底地震载荷增大。这是因为塔底地震载荷同时受模态频率和模态振型的影响,模态振型的变化使得模态参与因子增大,覆盖了模态频率对地震载荷减小的贡献。

(3) 塔底地震载荷随地基刚度的变化呈无规律状态。当地基刚度取某个值时,塔底剪切力或弯矩会达到最大值。在设计地基时,应调整地基刚度值,避免塔底地震载荷处于最大值。

(4) 叶片和土-结构相互作用对塔筒模态及塔底地震载荷有重要影响,在建模和计算地震反应时应当考虑。

[参考文献]

- [1]. Germanischer Lloyd, Rules and Guidelines, IV - Industrial Services, Part 1 - Guideline for the Certification of Wind Turbines. Edition 2010[S].
- [2]. IEC 61400-1 Ed.3, Wind turbines - Part 1: Design requirements[S].
- [3]. 贺广零,周勇,李杰.风力发电高塔系统地震动力响应分析[J].工程力学,2009,26(7): 72-77.
He Guangling, Zhou Yong, Li Jie. Seismic analysis of wind turbine system[J]. Engineering Mechanics, 2009,26(7): 72-77.
- [4]. 贺广零.考虑土-结构相互作用的风力发电高塔系统地震动力响应分析[J].机械工程学报,2009,45(7): 87-94.
He Guangling. Seismic response analysis of wind turbine tower systems considering soil-structure interaction[J]. Journal of mechanical engineering, 2009,45(7): 87-94.
- [5]. 祝磊,姚小芹,王元清,等. 600kW 风力发电机组地震反应谱分析[J].太阳能学报,2012,10:1672-1675.
Zhu Lei, Yao Xiaoqin, Wang Yuanqing, et al. Seismic response spectrum analysis of 600kW wind turbine[J]. Acta energiae solaris sinica, 2012,10:1672-1675.
- [6]. 曹青,张豪.考虑土-结构相互作用的风力发电机塔架地震响应分析[J].西北地震学报,2011,01:62-66.
Cao Qing, Zhang Hao. Seismic response analysis of wind turbine tower with soil-structure interaction[J]. North western seismological journal, 2011,01:62-66.
- [7]. 曹青,张燎军,汪清.地基基础对风力发电机塔架系统地震响应的影响研究[J].水力发电学报,2011,06:122-126.
Cao Qing, Zhang Liaojun, Wang Qing. Study of the effects of foundation on seismic responses for wind turbine tower system[J]. Journal of hydroelectric engineering, 2011,06:122-126.
- [8]. 李国强,李杰,苏小卒.建筑结构抗震设计[M].北京:中国建筑工业出版社,2009:27-70.
Li Guoqiang, Li Jie, Su Xiaozu. Seismic design of building structure[M]. Beijing: China architecture & building press,2009:27-70.
- [9]. GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S].
GB50011-2010, Code for seismic design of buildings[S].
- [10]. NEWMARK N M. ROSENBLUETH E. Fundamentals of earthquake engineering [M]. New Jersey: PrenticeHall, 1971.

SEISMIC LOAD CALCULATION OF WIND TURBINE TOWER

Peng Chao¹, Zhou Zhihong²

(1. GuoDian United Power Technology Co.,Ltd, State Key Laboratory of Wind Power Equipment and Control, Beijing 100039, China;

2.Zoomlion Heavy Industry Science & Technology Development Co.,Ltd., Changsha 410013, China)

Abstract: Three different sophisticated-level finite element models of wind turbine are established, and modal analysis is conducted. The seismic loads of tower bottom are calculated according to the mode-decomposition response spectrum method. The results show that, after considering the flexibility of blades, the modal frequencies of the tower decrease, and the seismic loads of the tower bottom decrease on the whole. After considering soil-structure interaction, the tower frequencies decrease further, but the bottom seismic loads increase, as the loads are influenced by the modal frequencies and shape together, the change of modal shape makes the modal participation factor increases, which covering the reduced contribution from modal frequencies. The seismic loads of the tower bottom change with the foundation stiffness irregularly. When the foundation stiffness takes a certain value, the bottom shear forces and bending moments will reach the maximum values, which should be avoided during design. The blade and soil-structure interaction are important for the modeling of wind turbine and should be considered when calculating the seismic load.

Key words: wind turbines; tower; seismic loads; mode-decomposition response spectrum method; soil-structure interaction