

基于 B-R 准则及相图法的风电结构动力屈曲研究^{*}

李万润^{1,2,3}, 范科友¹, 杜永峰^{1,2,3}

(1. 兰州理工大学防震减灾研究所 兰州, 730050)

(2. 兰州理工大学甘肃省土木工程减震隔震国际科技合作基地 兰州, 730050)

(3. 兰州理工大学西部土木工程防震减灾教育部工程研究中心 兰州, 730050)

摘要 为研究地震作用下风电结构的动力屈曲行为,提出一种基于 B-R 准则及相图法的风力发电塔筒结构动力屈曲分析方法。首先,以西北地区某 2.0 MW 风力发电机为原型,建立考虑叶轮及机舱偏心的集中质量有限元模型,对其在重力作用下的静力屈曲进行分析,并确定动力屈曲的考察部位;其次,选择 14 条天然地震动记录作为输入,结合增量动力分析,通过 B-R 准则考察选定节点的相对位移最大值,并绘制节点的相平面图,对塔筒结构的动力屈曲进行评价;最后,分类讨论了影响风电塔筒结构动力屈曲发生的因素。研究结果表明:基于 B-R 准则及相图法的方法可以有效地判别动力屈曲;在地震动作用下风力发电塔筒门洞下部出现局部的塑性动力屈曲现象;地震下风电塔筒结构动力屈曲的发生与地震激起的塔筒模态和地震频谱的集中程度有关,且主要受几何非线性的影响。

关键词 风力发电塔筒;动力屈曲;增量动力分析;B-R 准则;相平面
中图分类号 TK83;TU352;TH17

引言

截至 2020 年年底,中国陆上风电累计装机容量超过 272 GW,位列世界第一^[1]。由于风力发电结构是一种“头重脚轻”的柔性薄壁结构,在外荷载作用下塔壁易产生屈曲,进而引发风电结构安全事故,因此掌握风电塔筒的屈曲行为尤为重要。我国是一个地震频发的国家,多数风电场建于地震高发区,因而采用静力屈曲设计的方案不能满足动力荷载作用下风电塔筒的屈曲情形,而地震动一旦引发风电塔筒结构的破坏就会造成严重的经济损失^[2-4]。因此,研究风电塔筒结构在地震作用下的动力屈曲行为具有重要的意义。

在土木工程领域中,不少学者针对简单杆系结构的动力屈曲进行了研究,提出了杆系结构的动力屈曲判别方法^[5-7]。但是,上述研究都是基于保守系统。针对非保守系统,黄友钦等^[8]指出 B-R 准则本质上是 Lyapunov 意义上的动力失稳判别准则,并通过风洞试验验证了 B-R 准则在大跨空间结构的风致动力稳定性研究方面的适用性。李杰等^[9]提出结构动力失稳源于结构特征能量超过输入到结构中的总能量。在薄壁结构方面,动力屈曲的研究主要是在

钢制储液罐上。Sobhan 等^[10]结合静态推覆分析方法与增量动力分析(incremental dynamic analysis,简称 IDA)方法来分析钢制储液罐在水平和垂直地震动作用下的屈曲性能。Djermane 等^[11]通过绘制“伪动态路径”与相图的方法,研究了地震激励下的钢制储液罐屈曲性能。孙颖等^[12]通过绘制“伪平衡路径”研究了三向地震激励作用下立式浮顶储罐基础隔震体系的动力屈曲特性。

在风力发电塔筒结构方面,Patil 等^[13]针对某 80 m 高的风电塔筒结构建立了精细化的有限元模型,发现塔架在强震作用下会发生材料屈服、塔架整体的倾覆和屈曲等。Fan 等^[14]研究了风和强烈的近场地震的耦合作用下风电塔架的倒塌模式。Xu 等^[15]研究发现,缺陷的存在增加了该风电塔架的地震响应的可变性,以及不同的缺陷程度将影响塑性铰在塔架上出现的位置。Yan 等^[16]指出,环境的变化会导致屈曲模式的转变。

上述研究大都是针对静力条件下的屈曲问题,没有对于地震作用下风电塔筒结构的屈曲行为的定量描述和全面揭示。因此,笔者在建立风电结构的有限元模型的基础上,结合重力作用下的静力屈曲分析来确定地震作用下动力屈曲的考察部位,通过

^{*} 国家自然科学基金资助项目(51908266,51568041);甘肃省土木工程减震隔震国际科技合作基地定向开放基金资助项目(GII2018-N04);甘肃省土木建筑学会青年科技托举人才资助项目;兰州理工大学红柳杰出青年基金资助项目
收稿日期:2022-06-08;修回日期:2022-12-04

引入适用于动力屈曲分析的B-R准则和相图法,再结合增量动力分析来定量描述和全面揭示地震作用下风电塔筒结构的动力屈曲行为,并验证了结合B-R准则和相图法定量描述地震作用下风电塔筒结构屈曲行为的有效性。

1 动力屈曲及其判定准则

1.1 动力屈曲与静力屈曲

结构在静载作用下的屈曲问题可归结为平衡方程解的多值问题,其屈曲形式依赖于载荷分布,主要有第1类失稳(分支点失稳)与第2类失稳(极值点失稳)。对于第1类失稳,可称为特征值屈曲分析,且只针对弹性范围内的屈曲问题,此时问题转化为求 $\det[k_e + \lambda[k_e(\sigma_0)]] = 0$ 的问题^[17],计算所得最小的特征值即可得弹性临界载荷 $\{P_{cr}\}$ 。对于第2类失稳的计算,则需要追踪结构屈曲后的行为,并考虑非线性的因素,因而在刚度迭代上采用不同的迭代方法。现有的有限元软件一般采用弧长法进行刚度迭代,该方法可以绕过刚度为零的点,并可以考虑各种非线性。

动力屈曲则与静力屈曲有许多不同之处,如动载的分布、大小、持续时间以及屈曲的局部性等都会对动力屈曲产生影响。动力屈曲的判断方法^[18]如图1所示。由于地震作用下风电塔筒结构是非保守系统,且地震作用下可能会使风电塔筒结构发生局部的塑性动力屈曲现象,因而绝大多数的动力屈曲判别方法不适用于本研究。考虑到本研究将通过有限元来实现,因此笔者选择B-R准则来直接考察地震作用下风电塔筒结构的显式物理量,进而对风电塔筒结构的动力屈曲进行识别。

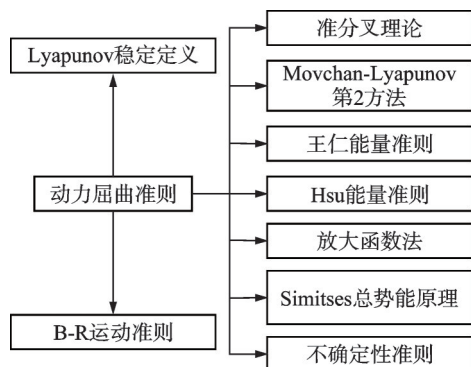


图1 动力屈曲的判断方法

Fig.1 Methods for determination of dynamic buckling

1.2 Lyapunov稳定定义与B-R准则

B-R准则的思想来自于Lyapunov稳定定义,具

体阐述^[19]如下。

首先,定义 f 为 $n+1$ 维空间 R^{n+1} 中区域 $U \times R$ 到 n 维空间 R^n 的光滑映射,即定义了与时间有关的向量场 $f(x, t)$ 和微分方程组(非自治系统)

$$dx/dt = f(x, t) \quad (x \in U \subset R^n, t \in R) \quad (1)$$

设式(1)存在特解 $x = x_s(t)$,且满足

$$dx_s/dt = f(x_s, t) \quad (2)$$

定义此特解为该系统的未扰运动,只要 $x(t_0) = x_s(t_0)$,则此稳态运动必成为系统的实际运动。若状态变量的初始值 $x(t_0)$ 偏离 $x_s(t_0)$,则此种运动称为该未扰运动的受扰运动 $x(t)$ 。引入受扰运动与未扰运动的差值作为新的变量,即

$$y(t) = x(t) - x_s(t) \quad (3)$$

$y(t)$ 称为扰动,由式(1)减式(2)可得扰动规律的微分方程,即扰动方程为

$$dy/dt = g(y, t) \quad (4)$$

其中: $g(y, t) = f(x_s + y, t) - f(x_s, t)$ 。

至此,可以给出稳定的定义如下:若给定任意小的正数 ϵ ,存在正数 δ ,使得一切受扰运动只要其初扰动满足 $\|y(t_0)\| \leq \delta$,对于所有 $t > t_0$ 均有 $\|y(t)\| \leq \epsilon$,则称未扰运动 $x_s(t)$ 是稳定的。Lyapunov稳定定义的几何示意图如图2所示。该稳定性的几何解释是在相空间内以零点为中心作 $\|y\| = \epsilon$ 的球面 S_ϵ 和 $\|y\| = \delta$ 的球面 S_δ ,从 S_δ 内出发的每一条相轨迹将永远限制在 S_ϵ 以内(图2曲线1)。若未扰运动稳定,且当 $t \rightarrow \infty$ 时均有 $\|y(t)\| \rightarrow 0$,则称未扰运动 $x_s(t)$ 是渐进稳定的(图2曲线2)。若存在正数 ϵ_0 ,对任意 δ ,存在受扰运动 $x(t)$,当其初扰动满足 $\|y(t_0)\| \leq \delta$ 时,存在时刻 $t_1 > t_0$,满足 $\|y(t)\| = \epsilon_0$,则称未扰运动 $x_s(t)$ 是不稳定的(图2曲线3)。

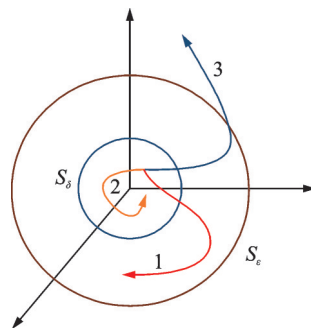


图2 Lyapunov稳定定义的几何示意图

Fig.2 Schematic diagram of Lyapunov stable geometry

由此可知,Lyapunov对稳定性的定义是针对整个系统而言的。对于风电塔筒这种无限自由度体系,很难确定一套评价标准,即使通过计算整个塔筒所具备的能量而使用Lyapunov直接方法去判断风

电塔筒的稳定性,也不具备很好的可行性。但是,根据 Lyapunov 对运动稳定性的定义可得到一个定性的概念:对系统输入微小扰动 $y(0)$ 后,若响应扰动量 $y(t)$ 明显增加,则认为该动力系统发生动力失稳。

因为 Lyapunov 的稳定性定义具有使用上的局限性,文献[20]提出了适用性更广的 B-R 准则,并进行了应用及扩展。该准则认为:如果所加荷载的微小增量可以导致结构响应的巨大变化,则所对应的载荷便是临界载荷。具体解释如下。

设每次加载都增加相同的增量,即

$$P(x, t) = kP_0(x, t) \quad (5)$$

其中: $P_0(x, t)$ 为初次加载的荷载; $P(x, t)$ 为第 k 次加载的荷载; k 为比例系数。

令 $u(x, t)$ 为系统在第 k 次加载时的响应,取其响应最大值,即

$$U_{\max}(k, t) = \max_{0 \leq t \leq T} [u(k, t)] \quad (6)$$

随着 k 增加至某一值 k_d 时, $u_{\max}(k, t)$ 迅速增加,则认为系统发生动力屈曲现象, k_d 称为临界载荷系数。由此可以看出, B-R 准则与 Lyapunov 对稳定的定义本质上是一致的。

在使用 B-R 准则之前,还需确定 B-R 准则的考察对象。由压杆失稳可知,杆的失稳主要与杆的初始形态及所受轴向压力有关。虽然地震动作用下的风电塔筒结构是一动力过程,但是风电塔筒结构顶部较大的质量类似于施加于杆的轴向压力,因而重力作用下的风电塔筒的静力屈曲形态与地震动作用下的风电塔筒结构的动力屈曲应有某种联系。因此,笔者首先基于静力屈曲的方法,借助有限元考察了风电塔筒结构在静力作用下的屈曲模态及其临界载荷,并基于此确定对于地震动作用下的风电塔筒结构进行动力屈曲识别的 B-R 准则所要考察的风电塔筒结构的部位。

在利用 B-R 准则进行地震动作用下风电塔筒结构的动力屈曲识别后,考虑到地震动可能带来的不确定性,且为更好地揭示地震动作用下风电塔筒结构的动力屈曲行为,本研究引入相图法并结合分岔的概念对地震动作用下风电塔筒结构的动力屈曲行为进行阐述,其原理如下。

对于含参数的动态系统^[19],有

$$dx/dt = f(x, \mu) \quad (x \in R^n, \mu \in R^m) \quad (7)$$

其中: x 为状态变量; μ 为控制参量。

当参数 μ 连续变动时,若系统在 $\mu = \mu_0$ 时相轨迹的拓扑结构突然发生变化,则称系统在 $\mu = \mu_0$ 处发生分岔。由于风电塔筒在地震作用下发生动力屈曲时系统运动状态与不发生动力屈曲时的运动状态有着

显著不同,其相空间的拓扑结构必发生改变。

综上所述,笔者提出通过结合 B-R 准则与绘制相平面来判别地震作用下风电塔筒是否发生动力屈曲的方法,并从工程实际角度出发,结合有限元方法,通过考察系统的显示物理量来分析风电塔筒在地震动作用下的动力屈曲行为,其技术路线如图3所示。

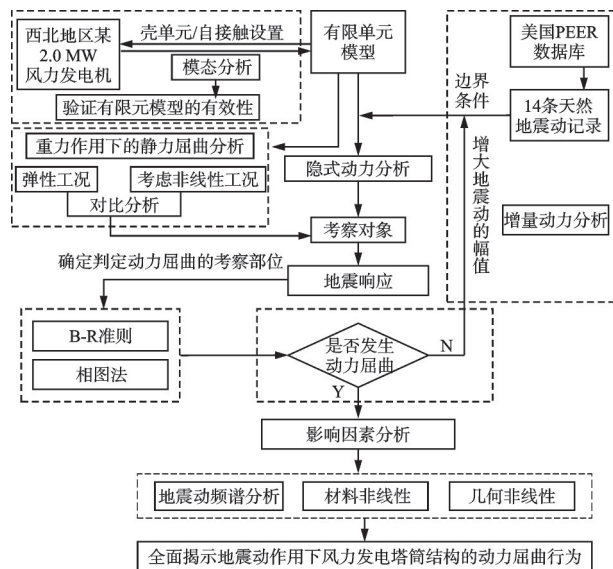


图3 地震动作用下风电塔筒动力屈曲分析的技术路线

Fig.3 Technical route of dynamic buckling analysis of wind turbine tower under ground motions

2 重力作用下风电塔筒结构静力屈曲分析

2.1 有限元模型的建立

本研究对象为我国西北地区某 2.0 MW 水平轴风力发电机,其轮毂高度为 81.5 m,塔筒为圆锥形的空心钢管,底部直径为 4.1 m,壁厚为 25 mm,顶部直径为 2.5 m,壁厚为 15 mm,塔筒壁厚随高度呈线性变化。由于本研究重点为风力发电结构的塔筒,故在建模时将机舱、轮毂及叶片简化为 2 个集中质量点,其质量分别为 30 t 和 60 t,并给出其偏心距分别为 2.5 m 和 1 m。在距塔底 2.4 m 处的塔筒上设有门洞,其尺寸为 1.8 m × 0.8 m。此外,对考察的可能发生屈曲位置点作了标记及命名,分别为 $P_1 \sim P_{12}$ 。风电结构有限元模型如图 4 所示。对于风力发电塔筒的建模,在考虑计算成本与精度的前提下,采用三维壳单元来进行建模,根据实际直径和厚度将其分为 26 段,连接处网格加密,积分单元采用 S4R 单元,并分别在部件上划分网格^[14-15,21]。将机舱和叶轮简化为 2 个集中质量,在塔筒顶部质心处建立参考点并与塔顶边缘建立刚体运动耦合,再将 2 个集中质量

通过刚体运动耦合方式连接到塔筒顶部。为考虑塔筒门洞处刚度突变,该模型采用梁单元模拟门框,塔筒底部与地面刚接。

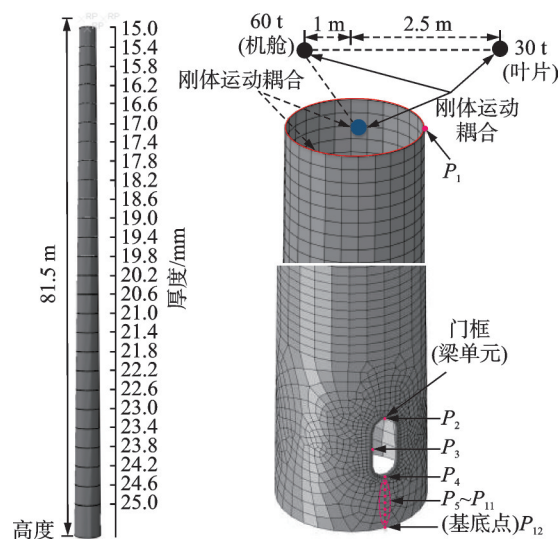


图 4 风电结构有限元模型
Fig.4 The Finite element model of the wind turbine

此外,考虑到屈曲时可能会发生塔筒表面与表面的重叠,因此对该模型进行了“自接触设置”。本研究主要针对风力发电机在停机状态下的响应进行分析,因此阻尼采用 Rayleigh 阻尼,阻尼比选为 0.01,并忽略气动阻尼效应^[22]。计算模型中材料本构模型采用线性强化弹塑性材料模型,根据 Q345D 钢材材料参数确定钢材屈服应力为 360 MPa,泊松比为 0.3,弹性模量为 210 GPa,极限应力为 470 MPa,极限应变为 0.326,密度为 7 850 kg/m³。

2.2 模态分析

利用 ABAQUS 中的 Lanczos 法对风电塔筒结构进行模态分析,主要提取了水平 x 向和 y 向的前 3 阶弯曲模态。风力发电结构前 3 阶弯曲模态如图 5 所示,其对应的自振频率如表 1 所示(括号内为文献[23]的数据)。从分析结果可以看出, x 向与 y 向的前 2 阶弯曲模态及其对应的自振频率十分接近,且其自振频率与实际测得的风塔的自振频率基本一致。

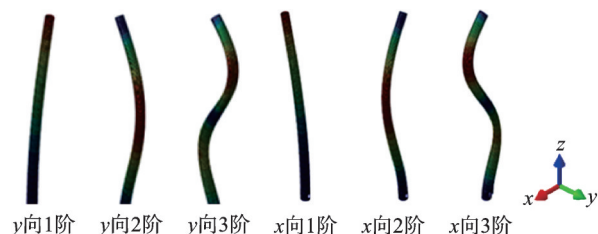


图 5 风力发电结构前 3 阶弯曲模态
Fig.5 The first three bending modes of the wind turbine

表 1 前 3 阶弯曲模态的自振频率

Tab.1 Natural frequencies of the first three bending modes

模态	自振频率/Hz
y 向 1 阶	0.328 3 (0.334)
x 向 1 阶	0.330 3
y 向 2 阶	2.434 0 (2.759)
x 向 2 阶	2.476 0
y 向 3 阶	6.823 3
x 向 3 阶	7.072 0

2.3 风力发电塔筒的静力屈曲分析

杆的失稳主要与杆的初始形态及所受轴向压力有关,虽然地震动作用下的风电塔筒结构是一动力过程,但是风电塔筒结构顶部较大质量的重力类似于施加于杆的轴向压力。因此,本研究通过考察重力作用下的静力屈曲形式来确定地震作用下风电塔筒动力屈曲分析的考察部位,并与地震动作用下的动力屈曲形式进行对比,分析静力屈曲形式与动力屈曲形式的异同点。

首先,通过 ABAQUS 中的 Buckle 分析方法对风电塔筒进行了重力作用下的弹性屈曲分析。由简单的欧拉杆的弹性失稳可知,在无其他初始附加条件仅由原始边界条件限制的情况下,结构最可能发生的屈曲形式是对应特征值最小的屈曲形式。由于本研究静力屈曲分析的是一个三维结构,其前 2 阶屈曲特征值很接近,因此提取了通过 Buckle 分析方法得到的前 2 阶风电塔筒的屈曲模态。重力作用下 Buckle 分析如图 6 所示,其形式与 x 向和 y 向的第 1 阶弯曲模态接近。若发生弹性屈曲,一种可能是

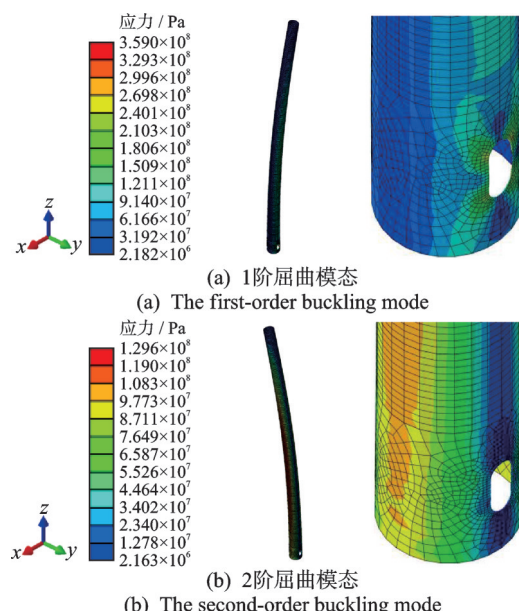
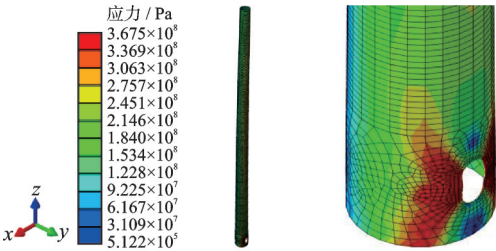


图 6 重力作用下 Buckle 分析
Fig.6 Buckle analysis under gravity

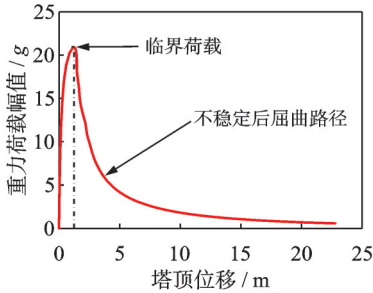
沿 y 向发生屈曲,此时重力荷载幅值为 26.066 g ,塔顶位移沿 y 向将达到 7.868 m ,门洞处出现一个局部屈曲现象;另一种可能是沿 x 向发生屈曲,重力荷载幅值为 26.270 g ,塔顶位移沿 x 向将达到 7.867 m ,但是只表现为塔筒整体屈曲,门洞处并无屈曲现象。

由此可知,重力作用下风电塔筒不同的屈曲模式的屈曲部位不同,且当风力发电塔筒以 1 阶弯曲模式为主导运动时极易产生该类型的屈曲形式。Buckle 分析方法只考虑线弹性的条件,为了考虑非线性的影响,又采用 ABAQUS 中的 Riks 分析方法对风电塔筒结构进行了重力作用下的屈曲分析。重力作用下的 Riks 分析如图 7 所示。在考虑非线性情况下,重力荷载幅值达到 20.925 g ,即为临界点。此时塔顶位移只有 1.230 m ,且屈曲发生在门洞及门洞下部,并伴随材料屈服的发生,随后即使降低重力荷载的幅值,门洞处依旧持续产生变形直至塔筒倒塌。此外,通过输出 Riks 分析方法得到的塔顶位移与重力荷载幅值的关系曲线(图 7(b)),发现在考虑非线性的重力荷载作用下风电塔筒结构的静力屈曲属于极值点失稳,且具有不稳定的后屈曲路径。

通过分析发现,在考虑非线性因素后的屈曲临界荷载与弹性屈曲的临界荷载相差较大,且塔顶位移也相差甚多,因此以结构的弹性屈曲作为结构设计依据是比较保守的。对比图 7(a)与图 6(a)可知,在考虑非线性因素中,几何非线性对于屈曲分析的影响占主导作用。此外,结合 Buckle 分析方法与 Riks 分析方法的结果,可知门洞处易发生屈曲,所以在不满足屈曲设计的情况下,门洞及其附近应是需



(a) 屈曲时的应力分布
(a) Distribution of stress during buckling



(b) Riks分析的荷载位移曲线
(b) Load-displacement curve under Riks analysis

图 7 重力作用下的 Riks 分析

Fig.7 Riks analysis under gravity

要强化的部位。通过以上分析,选取了塔顶、门洞及门洞下部作为动力屈曲考察部位。

3 地震动作用下风电塔筒动力屈曲

3.1 地震波选取

为研究地震动作用下的风电塔筒动力屈曲情况,笔者从美国太平洋地震工程研究中心 PEER 数据库中选取了震源机制为走滑断层、震级大于 5.0 级的 14 条天然地震波,地震波基本信息见表 2。

表 2 地震波基本信息
Tab.2 Information of the selected ground motions

编号	地震名称	记录站台	发生年份	震级	断层距/km	(5%~95%)地震动有效持时/s
1	Kocaeli Turkey	Yarimca	1999	7.51	4.83	15.080
2	Westmorland	Parachute Test Site	1981	5.90	16.66	15.210
3	Bam Iran	Bam	2003	6.60	1.70	8.000
4	DarfieldNew Zealand	DSLCL	2010	7.00	8.46	18.085
5	DarfieldNew Zealand	ROLCL	2010	7.00	1.54	10.105
6	Duzce, Turkey	Duzce	1999	7.14	6.58	10.910
7	Duzce, Turkey	Lamont 375	1999	7.14	3.93	12.840
8	Upland	Rancho Cucamonga-Law and Justice Center FF Foothill and Haven	1990	5.63	10.96	6.160
9	Livermore-01	San Ramon - Eastman Kodak	1980	5.80	17.24	10.370
10	Livermore-01	San Ramon Fire Station	1980	5.80	17.93	25.240
11	Kocaeli, Turkey	Maslak	1999	7.51	55.30	35.800
12	Kocaeli, Turkey	Zeytinburnu	1999	7.51	53.88	39.380
13	Landers	North Palm Springs	1992	7.28	26.84	37.205
14	Landers	Puerta La Cruz	1992	7.28	94.48	33.920

3.2 地震动作用下风力发电塔筒的动力屈曲分析

为了掌握风力发电塔筒在地震动作用下的动力屈曲行为,笔者结合IDA的方法,将地震动的地面加速度峰值(peak ground acceleration,简称PGA)从 $0.1g$ 按照 $0.1g$ 的增量进行调幅。考虑到计算成本,本研究只调幅至 $1.5g$ 。在塔筒基底施加地震波,并在动力分析期间考虑重力的作用,根据重力作用下的风电塔筒静力屈曲分析结果,在动力分析时主要提取塔顶、门洞及门洞下部各点的位移时程,得到各点相对于基底的位移,再通过B-R准则考察其最值,并绘制其绝对位移的相图,进而分析风电塔筒在地震动作用下的动力屈曲规律。本研究所提取的最大值发生时刻均出现在材料达到极限强度之前,所以输出的数据可用于风电塔筒的动力屈曲判别。

为更好地说明地震动作用下的风电塔筒屈曲情况以及本研究所提方法的有效性,介绍了5号地震波作用下风电塔筒各考察点相对位移、应力及动力屈曲时的有限元图,如图8所示。由图8(a)结合B-R准则可知:在该条地震波作用下,地震动加速度峰值为

$0.3g$ 时,塔筒会发生动力屈曲现象;门洞下部各点遵循一样的规律,即在发生动力屈曲的一定区域内的任一部分或节点具有相似的应力与位移变化规律,因此本研究通过对重力作用下风电塔筒结构进行静力屈曲分析而确定考察部位的方式是可行有效的;随着地震加速度峰值的增大,门洞下部各点的相对位移时而下降时而上升,这是由多种非线性原因导致的情况。

由图8(b)可知:此次地震中门洞下部部分钢材也已经屈服,这是一个局部的塑性动力屈曲现象,与重力作用下的Riks分析结果类似,都是达到了塑性而发生的局部屈曲现象;但不同的是,地震动作用下风电塔筒发生动力屈曲的部位是在门洞下部而非门洞处,由此体现了地震动对于风电塔筒底部的影响较大,也从反面说明了动力屈曲对于外荷载作用形式的依赖。从图8(b)无法观察到应力由缓慢增长到突然阶跃的过程,此时无法使用B-R准则,因此B-R准则的使用依赖于被考察的显式物理量。

P_9 与 P_1 处相图如图9所示。由图9(a)可知,地震动加速度峰值为 $0.3g$ 时的相轨迹与地震动加速度峰值小于 $0.3g$ 的相轨迹存在很大的不同,其拓扑结构发生改变,甚至相轨迹出现不闭合的情况,表现出了混沌特性,即初值的微小扰动会导致响应的不可预测。这佐证了门洞下部各点的相对位移时而下降时而上升的现象,即门洞下部各点响应对初值依赖的敏感性,其他地震动作用下亦有此种情况发生,但这不影响B-R准则对于动力屈曲判断的适用性。

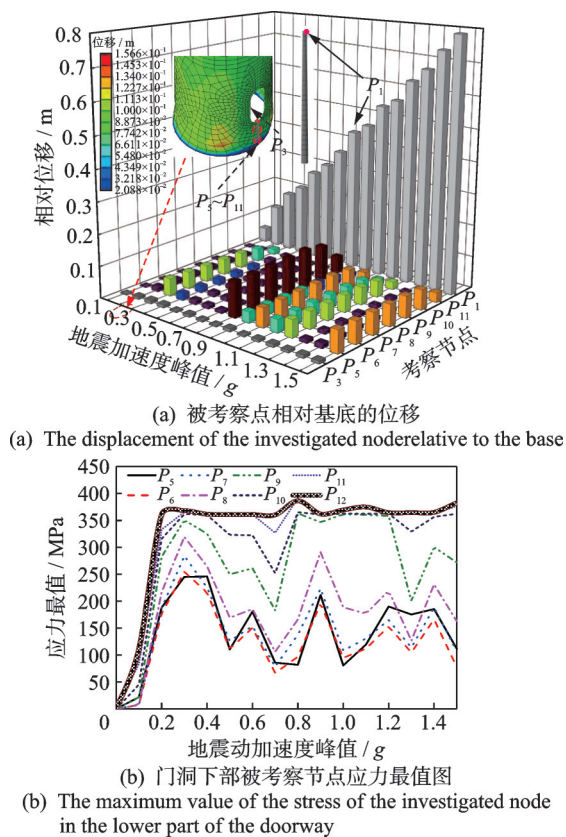


图8 5号地震波下风电塔筒各考察点相对位移、应力及动力屈曲时的有限元图

Fig.8 Relative displacement diagram, stress diagram and finite element diagram during dynamic buckling of the wind turbine tower under seismic wave No.5 relative to the base in the lower part of the doorway

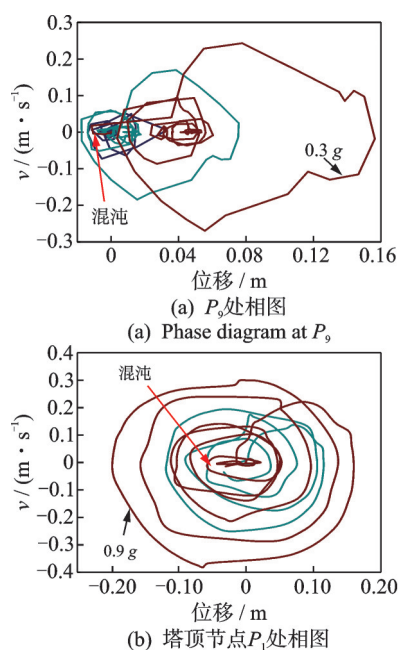
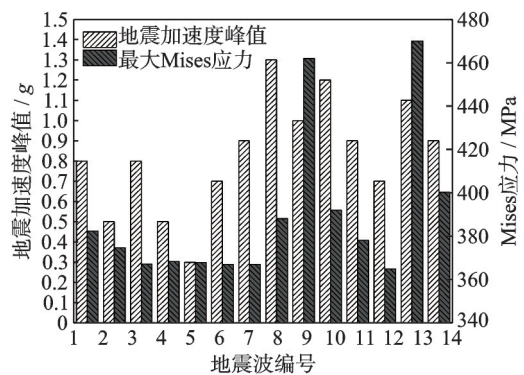


图9 P_9 与 P_1 处相图

Fig.9 Phase diagram at P_9 and P_1

笔者还考察了塔顶节点在塔筒发生动力屈曲的相图,如图9(b)所示。忽略由有限元计算所导致的计算误差,可认为其亦表现出混沌及相空间拓扑结构的改变,这说明塔筒局部的动力屈曲可以在塔筒非屈曲部位捕捉到。但是,图8(a)的点 P_1 代表的塔顶最大的相对位移不能通过B-R准则判断出系统有动力屈曲的行为,所以依据B-R准则所得结论的准确性还依赖于被考察结构的部位,这也说明本研究将B-R准则结合相图法是合理有效的。此外,由两处的相图可知,在地震动加速度峰值小于 $0.3g$ 时各相轨迹拓扑结构已与最初时的相轨迹有一些不同,发生此种情况应是由地震作用下钢制塔筒产生塑性及几何非线性导致的,且不同地震加速度幅值下产生塑性的时刻及区域的大小是不同的。由此可知,单纯的相图分析用于塑性屈曲判断可能会过于敏感,进而导致结果的失真。

本研究统计了14条地震动作用下发生动力屈曲所对应的地震动加速度幅值以及在该种情形下所考察的屈曲部位的应力最大值。地震动作用下风电塔筒动力屈曲分布规律如图10所示。在地震作用下风电塔筒发生动力屈曲所对应的加速度峰值大多集中分布在 $0.5g \sim 0.9g$ 之间,其中有4条地震波的



(b) PGA和最大Mises应力的分布规律
(b) Distribution of PGA and maximum Mises stress

图10 地震动作用下风电塔筒动力屈曲分布规律

Fig.10 The distribution law of dynamic buckling of the wind turbine tower under the ground motions

加速度峰值大于或等于 $1g$,但总体分布较离散。应力多集中分布在 $400\text{ MPa} \sim 430\text{ MPa}$ 之间,但出现2组应力接近或达到极限强度。因此,对于地震动作用下风电塔筒的破坏情况基本上都是发生动力屈曲破坏,材料性能并未得到充分的发挥。

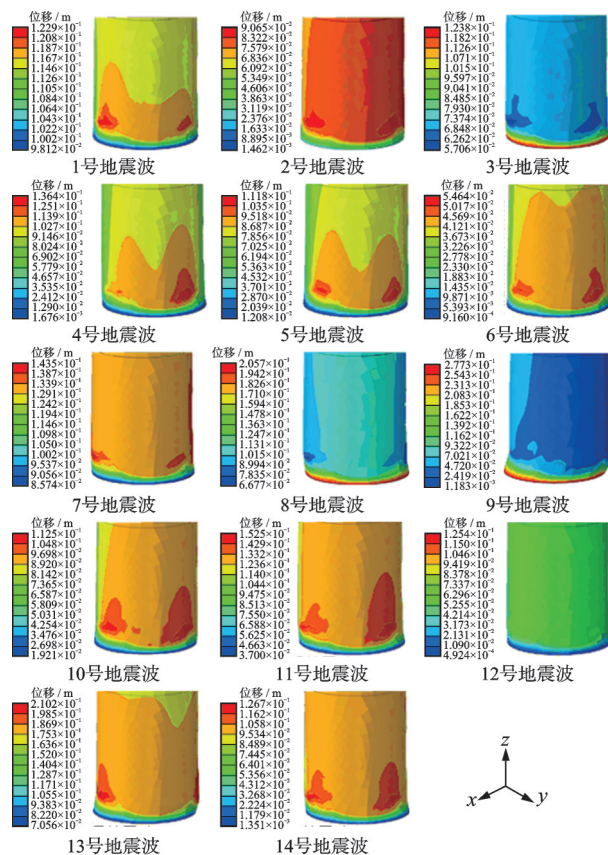
4 地震动作用下风电塔筒结构动力屈曲的影响因素

4.1 风电塔筒结构几何构形的影响

风电塔筒是一个顶部具有集中质量的柔性支撑结构,因此固有1阶弯曲模态必倾向于顶部拥有集中质量而底部固结的单自由度梁弯曲的情形。顶部2个集中质量不在塔筒的几何中心,且其重力的合力中心又处于塔筒截面几何中心与叶轮质心之间,当加大重力荷载的幅值时易产生较大的重力二阶效应,进而导致塔筒整体的弯曲。因此,风力发电结构本身的几何构形将导致其固有1阶弯曲模态与1阶屈曲模态具有很大的相似性。

4.2 地震动幅值及频谱的影响

地震作用下风电塔筒的动力屈曲均发生在门洞下部,而所有地震动在地震动峰值加速度为 $0.5g \sim 0.9g$ 下发生动力屈曲的占比很高,且风电塔筒发生动力屈曲时屈曲部位均已进入塑性,这说明风电塔筒动力屈曲的发生需要一定大小的地震动加速度峰值。为探讨地震作用下风电塔筒的动力屈曲形式和结构的固有第1阶弯曲模态相似的原因,笔者选取了编号为5,8和12的地震动并归一化,其地震波时程图及其频谱分布结果如图11所示(频谱幅值为无



(a) 发生动力屈曲时的位移有限元图

(a) The finite element diagram of the displacement when dynamic buckling occurs

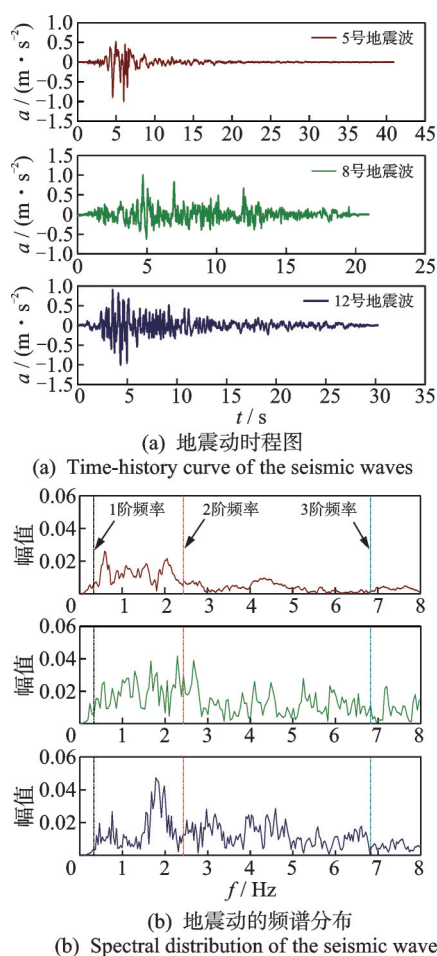


图11 编号5,8和12的地震波时程图及其频谱分布

Fig.11 Seismic waves numbered 5, 8 and 12 and their spectral distribution

量纲)。结合图10所示的引发风电塔筒动力屈曲的地震动加速度峰值分布规律可知,当地震波频谱更集中于某一部分以及更接近1阶弯曲模态的固有频率时更易引发风电塔筒的动力屈曲,反之则需要更大的加速度峰值才会引发风电塔筒的动力屈曲。另外,由于塔筒的1阶弯曲模态与重力作用下的静力屈曲形式类似,且门洞处于薄弱部位以及门洞下部应力最大,因此地震下动力屈曲亦倾向于产生门洞附近的局部屈曲,而影响地震下的动力屈曲主要因素是地震波自身所含的频率成分及其集中程度。

4.3 几何非线性与材料非线性的影响

地震作用下风电塔筒结构发生的局部塑性动力屈曲现象是一个混沌行为,这是几何非线性和材料非线性共同作用导致的结果。结合图10(b)以及图8(b)可知,屈曲部位塑性区域的大小对动力屈曲的发生不占主导作用。本研究还考察了14条地震波在不同幅值下塑性展开的时间与该地震波持时的比值,如图12所示。结合图10(b)可知,无论对不同

还是同一条地震波,塑性产生时刻的早晚对动力屈曲的发生影响不大,二者之间无太大相关性。随着地震波加速度峰值的增大,结构首次产生塑性的时刻也趋于稳定。由图8(b)可知,塑性区域对动力屈曲的发生不占主导作用,因此在动力过程中引起动力屈曲的主要因素是几何非线性。

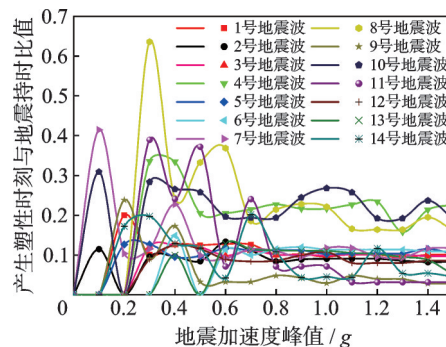


图12 地震波在不同幅值下塑性展开的时间与该地震波持时的比值

Fig.12 The ratio of the plastic expansion time of the seismic wave at different amplitudes to the duration of the seismic wave

5 结论

1) 考虑非线性的静力屈曲分析结果与弹性范围内静力屈曲分析结果相差较大,弹性范围内的静力屈曲分析结果相对比较保守。在考虑非线性因素的静力屈曲分析中,几何非线性占主导作用。

2) B-R准则可以用于判断动力屈曲,但其依赖于被考察风电结构的部位及其显示物理量。结合风电塔筒结构固有模态和重力作用下结构的静力屈曲形式,可以很好地确定B-R准则的考察范围。

3) 相图法可由风电塔筒结构局部的状态反馈整个风电塔筒结构的状态,但可能过于敏感,结合B-R准则及相图法去评价风电塔筒结构的状态是有效且准确的方法。

4) 地震作用会引起风电塔筒结构门洞下部的局部塑性动力屈曲现象,产生这一现象的原因与地震激起的塔筒模态、地震波所包含频率及其集中程度有关,而影响地震作用下风电塔筒结构塑性动力屈曲发生的主导因素是几何非线性而非材料非线性。

参 考 文 献

- [1] GWEC. GWEC global wind report 2021[R]. Brussels, Belgium: Global Wind Energy Council, 2021.
- [2] 刘洁亚,黄小宁,王宁,等.主余震序列作用下基础隔震结构地震损伤研究[J].振动、测试与诊断,2021,41(6):1052-1058.
LIU Jieya, HUANG Xiaoning, WANG Ning, et al.

- Seismic damage of base-isolated structure under main shock-aftershock sequences [J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2021, 41(6): 1052-1058. (in Chinese)
- [3] 张莹, 孙广俊, 李鸿晶. 钢筋混凝土框架近断层速度脉冲地震响应分析[J]. *振动、测试与诊断*, 2020, 40(3): 611-619.
ZHANG Ying, SUN Guangjun, LI Hongjing. Near-fault velocity pulse motions on seismic responses of the RC frame[J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2020, 40(3): 611-619. (in Chinese)
- [4] 蒲武川, 薛耀辉, 张孟成. 高通滤波对脉冲型地震动非线性反应谱的影响[J]. *振动、测试与诊断*, 2021, 41(5): 956-963.
PU Wuchuan, XUE Yaohui, ZHANG Mengcheng. Effect of high-pass filtering on the inelastic response spectra of impulsive ground motions[J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2021, 41(5): 956-963. (in Chinese)
- [5] 李忠学, 沈祖炎, 邓长根. 杆系钢结构非线性动力稳定性识别与判定准则[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2000, 28(2): 148-151.
LI Zhongxue, SHEN Zuyan, DENG Changgen. Identification and judgment criteria of nonlinear dynamic stability in lattice steel structures[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2000, 28(2): 148-151. (in Chinese)
- [6] 杜文凤, 高博青, 董石麟, 等. 一种判定杆系结构动力稳定的新方法: 应力变化率法[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2006, 40(3): 506-510.
DU Wenfeng, GAO Boqing, DONG Shilin, et al. New judgment method on dynamic instability of truss structures: stress rate method [J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2006, 40(3): 506-510. (in Chinese)
- [7] 邓长根, 巩俊松. 动力失稳的拟静力刚度准则与能量判别准则[J]. *振动与冲击*, 2010, 29(6): 164-169.
DENG Changgen, GONG Junsong. Pseudo-static stiffness criterion and energy discriminant criterion for dynamic instability [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2010, 29(6): 164-169. (in Chinese)
- [8] 黄友钦, 傅继阳. B-R 准则在大跨空间结构风致动力稳定中的应用[J]. *广州大学学报(自然科学版)*, 2012, 11(6): 58-64.
HUANG Youqin, FU Jiyang. Applicability of B-R criterion in the wind-induced dynamic instability of large span spatial structures[J]. *Journal of Guangzhou University (Natural Science Edition)*, 2012, 11(6): 58-64. (in Chinese)
- [9] 李杰, 徐军. 结构动力稳定性判定新准则[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2015, 43(7): 965-971.
LI Jie, XU Jun. Novel criterion for identification of dynamic stability of structures[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2015, 43(7): 965-971. (in Chinese)
- [10] SOBHAN M S, ROFOOEI F R, ATTARI N K A. Buckling behavior of the anchored steel tanks under horizontal and vertical ground motions using static pushover and incremental dynamic analyses [J]. *Thin-Walled Structures*, 2017, 112: 173-183.
- [11] DJERMANE M, ZAOUI D, LABBACI B, et al. Dynamic buckling of steel tanks under seismic excitation: numerical evaluation of code provisions [J]. *Engineering Structures*, 2014, 70: 181-196.
- [12] 孙颖, 崔利富, 孙建刚, 等. 三向地震激励下浮顶储罐动力屈曲[J]. *大连海事大学学报*, 2012, 38(3): 121-125.
SUN Ying, CUI Lifu, SUN Jiangang, et al. Dynamic buckling of vertical storage tanks with floating roof under 3-D earthquake excitation [J]. *Journal of Dalian Maritime University*, 2012, 38(3): 121-125. (in Chinese)
- [13] PATIL A, JUNG S, KWON O S. Structural performance of a parked wind turbine tower subjected to strong ground motions [J]. *Engineering Structures*, 2016, 120: 92-102.
- [14] FAN J, LI Q, ZHANG Y. Collapse analysis of wind turbine tower under the coupled effects of wind and near-field earthquake [J]. *Wind Energy*, 2019, 22(3): 407-419.
- [15] XU Y Z, REN Q Q, ZHANG H, et al. Collapse analysis of a wind turbine tower with initial-imperfection subjected to near-field ground motions [J]. *Structures*, 2021, 29: 373-382.
- [16] YAN Y T, LI C, LI Z H. Buckling analysis of a 10 MW offshore wind turbine subjected to wind-wave-earthquake loadings [J]. *Ocean Engineering*, 2021, 236: 109452.
- [17] 朱慈勉, 吴宇清. 计算结构力学 [M]. 北京: 科学出版社, 2009: 225-259.
- [18] 韩强. 弹塑性系统的动力屈曲和分叉 [M]. 北京: 科学出版社, 2000: 34-60.
- [19] 刘延柱, 陈立群. 非线性动力学 [M]. 上海: 上海交通大学出版社, 2000: 11-87.
- [20] BUDIANSKY B, ROTH R S. Axisymmetric dynamic buckling of clamped shallow spherical shells [J]. *AIAA Journal*, 1962, 8(12): 597-606.
- [21] DAI K, SHENG C, ZHAO Z, et al. Nonlinear response history analysis and collapse mode study of a wind turbine tower subjected to tropical cyclonic winds [J]. *Wind and Structures*, 2017, 25(1): 79-100.
- [22] 赵志, 戴靠山, 毛振西, 等. 不同频谱特性地震动下风电塔破坏分析[J]. *工程力学*, 2018, 35(增刊1): 293-299.
ZHAO Zhi, DAI Kaoshan, MAO Zhenxi, et al. Failure analyses of a wind turbine tower underground motions with different frequency characteristics [J]. *Engineering Mechanics*, 2018, 35 (suppl): 293-299. (in Chinese)
- [23] 魏建. 基于实测数据的风电塔筒结构模态参数识别及其相关性分析 [D]. 兰州: 兰州理工大学, 2022.



第一作者简介: 李万润, 男, 1985年12月生, 博士、教授。主要研究方向为风电结构动力响应及健康监测。
E-mail: ce_wrli@lut.edu.cn