

# 体外预应力混凝土风力发电塔地震易损性分析

曹雨奇<sup>1</sup>, 阳荣昌<sup>2</sup>, 刘慧群<sup>2</sup>, 舒展<sup>1</sup>

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海 200092)

**摘要:** 以体外预应力混凝土风力发电塔为研究对象, 采用纤维梁柱单元, 建立了非线性有限元分析模型. 基于 pushover 分析结果定义了 4 个损伤状态限值. 选取 20 条真实的地震动记录进行增量动力分析, 分别以水平位移角和地面加速度峰值作为结构地震需求参数和地震动强度参数, 基于对数正态分布假设回归分析建立了概率地震需求模型. 形成了体外预应力混凝土风力发电塔的易损性曲线, 并对发电塔地震易损性进行评估. 结果表明: 体外预应力混凝土风力发电塔可满足 7 度设防区抗震设防要求, 而在 8 度罕遇地震下有一定概率发生严重或完全损伤.

**关键词:** 风力发电塔; 地震易损性; pushover 分析; 增量动力分析

**中图分类号:** TU347; TK81

**文献标志码:** A

## Seismic Fragility Analysis for External Prestressed Concrete Wind Tower

CAO Yuqi<sup>1</sup>, YANG Rongchang<sup>2</sup>, LIU Huiqun<sup>2</sup>, SHU Zhan<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Tongji Architectural Design (Group) Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The nonlinear analytical model of an external prestressed concrete wind tower was developed based on fiber beam-column element. Four damage states were defined based on the results obtained from pushover analysis. Twenty recorded ground motions were selected as the basis of incremental dynamic analysis. The peak ground acceleration and the horizontal displacement ratio were chosen as the intensity measure and the structural seismic demand parameter, respectively. Nonlinear incremental dynamic analysis was then performed and the probabilistic model of seismic demand was built through regression analysis based on lognormal assumptions. Subsequently, the fragility analyses were produced. The seismic fragility of the tower was evaluated, proving that the wind tower meets the

requirements of 7-degree seismic fortification intensity. For 8-degree earthquakes, however, the probabilities of serious or complete damage significantly increase, according to the proposed analyses.

**Key words:** wind tower; seismic fragility; pushover analysis; incremental dynamic analysis

风电是世界各国实现非化石能源发展目标的最重要的可再生能源之一. 风力发电结构设计规范(IEC<sup>[1]</sup>、DNVGL<sup>[2]</sup>等)主要应用于北欧等低地震烈度地区, 然而越来越多的风场在北美、东亚等地震烈度地区投入建设. 虽然风荷载可能依旧是风力发电塔结构设计中的控制性荷载, 但是风力发电塔在地震作用下发生损失的风险还是存在的. 风力发电塔对灾害敏感性较其他结构高, 主要原因是: 风力发电塔冗余度低, 结构等效于一根悬臂梁, 任何一处截面的破坏都对整体结构产生致命影响; 在一个风场内, 各风力发电塔设计相同或类似, 缺乏多样性, 在灾害作用下有可能发生大范围破坏. 因此, 对风力发电塔进行抗震性能分析具有一定的重要性和紧迫性.

风力发电塔按照建造材料主要分为钢筒塔和混凝土塔两大类. 许多学者对风力发电塔抗震性能的研究多集中于钢筒塔. Nuta 等<sup>[3]</sup>对 1 台处于停机状态的 1.65 MW 钢筒塔进行了地震易损性分析, 得到了该类塔弯曲屈曲的破坏模式, 并指出该类塔地震破坏风险较小. 由于风力发电塔结构本身超越弹性极限就接近破坏, 以及风力发电塔越建越高的发展趋势, 抗震分析在设计中显得愈加重要. Patil 等<sup>[4]</sup>对强震作用下 1 座 80 m 轮毂高度的钢筒塔进行了易损性分析, 定义了 4 种极限状态, 并指出基础倾覆、筒壁屈服、永久变形、整体屈曲的破坏递进性.

收稿日期: 2017-11-27

基金项目: 国家自然科学基金青年项目(51708418)

第一作者: 曹雨奇(1993—), 男, 博士生, 主要研究方向为风力发电结构. E-mail: 1410209@tongji.edu.cn

通讯作者: 舒展(1985—), 男, 副教授, 工学博士, 主要研究方向为结构抗震与风力发电塔结构. E-mail: shuzhan@tongji.edu.cn

Sadowski 等<sup>[5]</sup>以1台70 m轮毂高度的钢筒塔为例,对存在几何缺陷的风力发电塔进行了地震分析,发现几何缺陷显著提高了风力发电塔对地震作用的敏感性。

在我国,为解决风电消纳问题,风场分布由三北地区向中东部低风速区转移。高风塔是低风速区风能开发的必然选择。高风塔对结构的强度和刚度提出了更高要求。与传统钢筒塔相比,混凝土塔具备的最大优势在于刚度较大。为避免自振频率与风机运行频率(叶片旋转频率 $1f$ 和叶片通过频率 $3f$ , $f$ 表示频率)重合引发共振,风电支撑结构设计一般有自振频率大于 $3f$ 的刚-刚方案、介于 $1f$ 和 $3f$ 之间的柔-刚方案和小于 $1f$ 的柔-柔方案。低风速区钢筒塔一般只能采取柔-柔方案,而混凝土塔则可以采用更优的柔-刚方案。混凝土塔刚度大,机舱在相同风荷载下更平稳,增加了发电时间和发电量。混凝土塔还具有造价低、耐久性好、阻尼特性好、不存在局部失稳以及中间没有连接从而使运营维护成本降低等优势。近年来混凝土塔逐渐受到关注并得到了一定的应用。

以混凝土为主要材料建造的风力发电塔比传统钢筒塔重数倍,因此在相同外部条件下承受的地震作用显著增大。随着高地震烈度地区风能开发的推进,地震作用在某些情况下将成为控制荷载,因此对混凝土风力发电塔进行抗震分析很有必要。然而,由于当前混凝土风力发电塔应用相对较少,现阶段针对混凝土风力发电塔抗震性能的研究还不多。Ma等<sup>[6]</sup>采用规范反应谱法和时程分析法分析了1座轮毂高度120 m额定功率5 MW的体内预应力混凝土风力发电塔的地震响应,讨论了阻尼比和地基刚度对地震响应的影响。周长东等<sup>[7]</sup>分析了性能类似的混凝土烟囱的地震易损性。

本文以某额定功率3 MW、轮毂高度120 m的体外预应力混凝土风力发电塔为研究对象,采用开源程序OpenSees,基于分布塑性的纤维梁柱单元建立非线性有限元模型。选取20条真实地震记录,进行了增量动力分析(IDA),并建立了概率地震需求模型。定义了损伤状态限值并形成了体外预应力混凝土风力发电塔的地震易损性曲线,对发电塔易损性进行分析和评估,以考察其在不同地震烈度区域的适用性。现有研究<sup>[8]</sup>表明,风荷载对风力发电塔地震易损性的贡献不甚明显,因此在分析过程中假定风机处于停机状态,并且不考虑风荷载作用。

## 1 体外预应力混凝土风力发电塔设计

在混凝土塔外形的选择上,单一直径的混凝土直塔筒模板费用低且结构效率也较低,混凝土锥形塔筒虽然可提高结构效率,但是其模板费用过高。分阶变径预制体外预应力混凝土风力发电塔<sup>[9]</sup>可以较好地平衡模板费用和结构效率。另外,体外预应力钢绞线环向分布在混凝土筒壁内侧,避免了体内预应力方式逐段穿钢绞线的困难,有利于提高施工效率,同时钢绞线外露方便进行监测和维护。塔体的构形如图1所示。

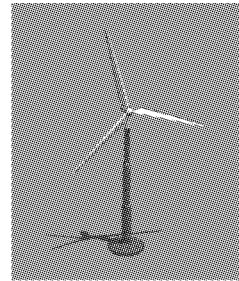


图1 体外预应力混凝土风力发电塔示意图

Fig.1 Diagram of external prestressed concrete wind tower

本文以某拟建于7度设防区的体外预应力混凝土风力发电塔为研究对象。根据地勘报告,场地类别为Ⅲ类,设计地震分组为第三组,设计基本地震水平加速度峰值为 $0.10g$ ,特征周期为 $0.77$  s。机组额定功率为3 MW,顶部机舱、轮毂和叶片的总质量为172 t。

混凝土风力发电塔总高118 m,其中下部105 m为预制混凝土塔筒,顶部13 m为钢筒。预制混凝土每段高度约为3.1 m,环形截面主要规格从下到上分别为 $\Phi 8\ 000\text{ mm}\times 350\text{ mm}$ 、 $\Phi 6\ 600\text{ mm}\times 350\text{ mm}$ 及 $\Phi 4\ 500\text{ mm}\times 400\text{ mm}$ ,对应高度分别为27.7 m、30.8 m及24.6 m,不同规格截面之间设置2节过渡段连接,过渡段高度约为6.2 m。钢筒底部截面为 $\Phi 4\ 200\text{ mm}\times 18\text{ mm}$ ,通过高度为1.6 m混凝土转接段与底部混凝土塔筒连接。各节配置内外2圈纵向受力筋(非预应力筋),保护层厚度50 mm,主要截面的配筋面积如表1所示。混凝土筒内部环向均匀布置16股钢绞线,钢绞线在从下往上第2个过渡段位置有约 $1^\circ$ 转折。

混凝土筒段与筒段之间抹灰找平。每股钢绞线截面积 $2\ 660\text{ mm}^2$ ,施加预应力3 200 kN,确保混凝

表 1 主要截面纵向受力筋配筋情况

Tab.1 Placement of longitudinal reinforcement in major sections

截面	外圈配筋面积/ mm <sup>2</sup>	内圈配筋面积/ mm <sup>2</sup>
Φ8 000 mm×350 mm	11 310	7 854
Φ8 000 mm 变 Φ6 600 mm 过渡段	25 447	25 447
Φ6 600 mm×350 mm	9 048	6 283
Φ6 600 mm 变 Φ4 500 mm 过渡段	16 085	16 085
Φ4 500 mm×400 mm	6 786	4 712
Φ4 500 mm×800 mm 转换节	12 215	12 215

土部分在正常使用工况下全截面受压. 由于部分结构采用钢结构, 阻尼比按 4% 估计.

## 2 有限元模型

根据设计资料, 采用 OpenSees 建模. 体外预应力混凝土风力发电塔的计算模型采用底部固结的悬臂梁. 采用基于柔度法的分布塑性纤维梁柱单元对塔筒进行离散. 与分段一致, 在混凝土塔筒的高度方向上每 3.1 m 划分一个单元, 每单元设置 5 个积分点. 过渡段采用等截面圆筒进行简化, 其外径和壁厚分别取该过渡段顶部和底部实际截面外径和壁厚的平均值. 每个单元截面混凝土部分离散为 600 个纤维(圆周方向 120 个, 径向 5 个), 纵向主钢筋根据实际数目、面积、位置建立相应纤维. 忽略截面弯曲、拉伸与剪切的耦合及剪切非线性, 利用 OpenSees 的 Section Aggregator 命令对截面进行聚合, 实现对截面剪切、扭转的模拟.

采用桁架单元对钢绞线进行模拟. 通过设置钢绞线材料的初始应力实现预应力的施加. 为模拟钢绞线与混凝土塔筒的相互作用, 在混凝土塔筒顶部钢绞线锚固位置和中部钢绞线与混凝土过渡段接触位置各设置 16 个钢绞线桁架单元的节点, 在顶部用弱刚度弹性梁柱单元将混凝土塔筒顶部节点与 16 个钢绞线顶部节点连接, 并约束这 17 个节点的 3 个平动自由度; 类似地, 在钢绞线转折处用弱刚度弹性梁柱单元将中心混凝土塔筒节点与附近的 16 个钢绞线节点连接, 约束这 17 个节点的  $x$  向和  $y$  向平动自由度, 但允许  $z$  向出现相对位移, 如图 2 所示. 这样可以达到钢绞线随混凝土塔筒协同变形的效果, 同时不影响钢绞线因混凝土塔筒变形而在筒壁内的滑动. 由于在混凝土筒壁外部设置钢绞线, 因此钢绞线的预紧力会使筒壁外侧受拉、内侧受压. 采用梁柱单元无法反映这种作用. 根据圣维南原理, 随力的传递, 截面上的预压力将趋于均匀. 实体建模的有限元

分析结果显示, 锚固点下 1 倍直径范围外截面上的预压力已分布均匀, 因而在 OpenSees 中采用梁柱单元对整体结构进行建模分析是可行的. 混凝土塔筒的质量离散到各节点上, 顶部机舱、轮毂和叶轮的质量设置在对应重心位置的节点上, 并通过刚度大的弹性梁柱单元与风力发电塔顶部节点连接. 模型中不计钢绞线质量.

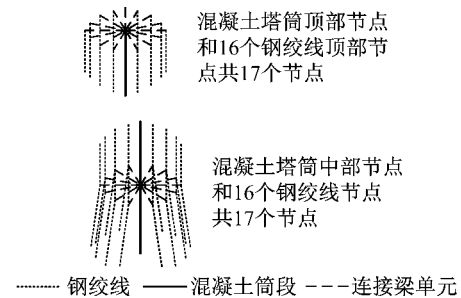


图 2 钢绞线与混凝土塔筒相互作用建模示意图

Fig.2 Diagram of strand-tower interaction modelling

由于预制段与预制段之间仅通过抹灰找平, 同时钢筋不连续, 因此不考虑混凝土和钢筋 2 种材料的受拉强度. 选取 Kent-Scott-Park 单轴材料模型 (Concrete01) 作为混凝土的本构关系模型. 受约束混凝土考虑了约束箍筋对混凝土强度和极限应变的提高作用, 保护层按无约束混凝土材料考虑. 对于外围保护层混凝土, 考虑到在强震作用下可能发生脱落或压碎, 故取保护层混凝土极限抗压强度为零. 钢筋的本构模型在原有 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型 (Steel02) 基础上, 采用 uniaxialMaterial Series 命令将钢筋材料与刚度极大的只压不拉材料 (ENT) “串联”(应力相等, 变形叠加), 实现了钢筋的只压不拉特性. 原有钢筋材料和新定义的钢筋材料的本构曲线对比如图 3 所示, 应力  $\sigma$  和应变  $\varepsilon$  均以受压为正. 材料模型所需参数取值如表 2 和表 3 所示. 整体有限元模型如图 4 所示(为便于显示, 图中只给出 2 根

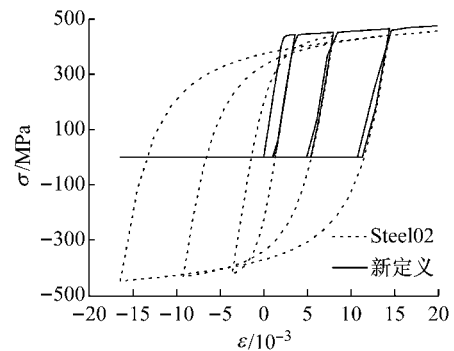


图 3 Steel02 本构与新定义本构对比

Fig.3 Comparison between original constitutive model and custom one

钢绞线,实际为 16 根).

为验证建模的正确性,对模型进行模态分析,结构的前 6 阶模态分析结果如表 4 所示.

表 2 混凝土材料性能

**Tab.2 Material properties of concrete**

位置	峰值应变	抗压强度/MPa	极限应变	极限强度/MPa
约束区	0.002 17	53.0	0.018 0	10.6
保护层	0.002 00	48.9	0.003 6	0

表 3 钢筋材料性能

**Tab.3 Material properties of rebar**

弹性模量/MPa	屈服强度/MPa	应变硬化率
$2.0 \times 10^5$	440	0.01

表 4 模态分析结果(前 6 阶)

**Tab.4 Modal analysis results(the first six modes)**

序号	频率/Hz	振型描述
1	0.465	Y 向一阶
2	0.465	X 向一阶
3	1.806	Y 向二阶
4	1.811	X 向二阶
5	4.257	X 向三阶
6	4.362	Y 向三阶

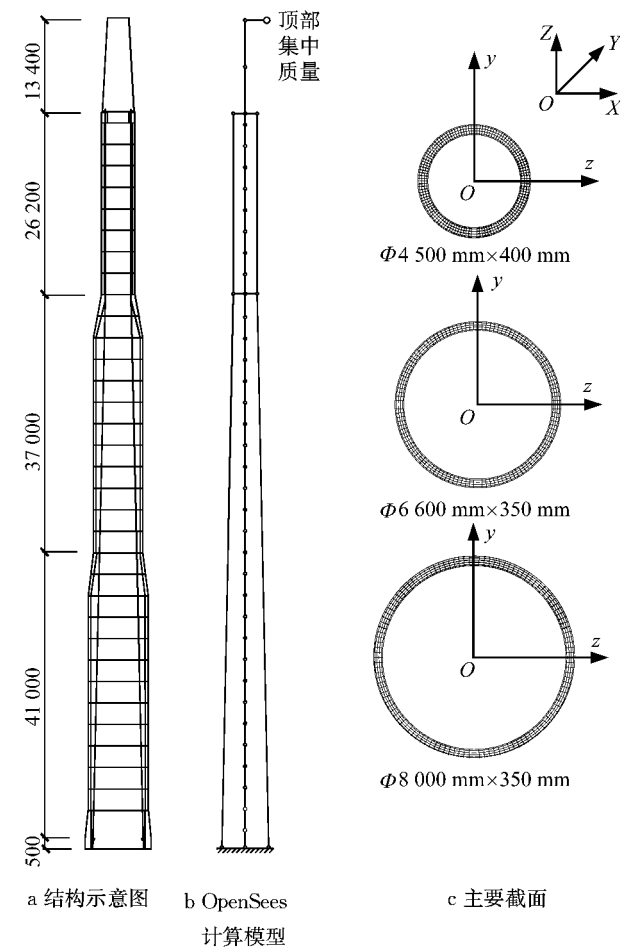


图 4 体外预应力混凝土风力发电塔三维有限元模型(单位:mm)

Fig.4 Three-dimensional finite element model of external prestressed concrete wind tower (unit:mm)

### 3 地震动的选取

采用美国太平洋工程地震研究中心数据库(PEER)中的地震记录作为 IDA 的地面运动输入.将地震缩放系数控制在 0.5~2.0 范围、矩震级在

6.5~8.0 范围、震中距在 15~80 km 范围.根据输入地震动的反应谱在周期 0.05~3.00 s(约为结构第 1 阶自振周期的 0.025~1.500 倍)范围内拟合设计反应谱的原则,从数据库中挑选了 20 条实际地震记录,如表 5 所示.所选取的地震动平均反应谱与规范谱的比较如图 5 所示.可见,在周期 0.05~3.00 s 范围内,所选地震动的平均反应谱与规范谱吻合较理想.

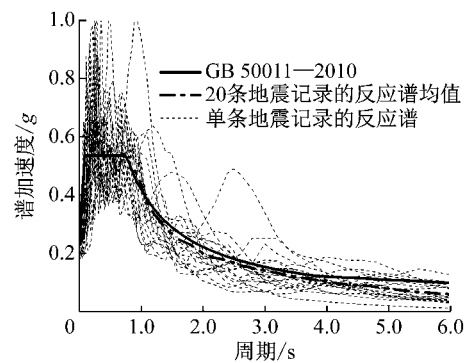


图 5 所选地震记录的平均反应谱  
Fig.5 Mean response spectra of the selected input ground motions

## 4 结构增量动力分析

### 4.1 地震动强度参数的确定

峰值地面加速度具有简单直观的特点,同时也是现行 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范(2016 版)》<sup>[10]</sup>推荐的时程分析强度参数,因而在本文中选取峰值地面加速度作为地震动强度参数.

### 4.2 结构需求参数的选取

为掌握结构的破坏机理和非线性变形特征,进而确定极限状态,在进行 IDA 前对本塔进行 pushover 分析.根据之前的模态分析结果,以一阶模态荷载模式施加荷载.由于前二阶模态 Y 向频率略微低于 X 向,选择 Y 向作为加载方向,在下文的 IDA 中,也将 Y 向作为地震动的输入方向.风力发电塔顶部位移随底部剪力变化的荷载位移曲线如图 6

表 5 用于增量分析的地震动

Tab.5 Ground motions used for incremental dynamic analysis

序号	PEER 编号	地震	年份	测站	峰值地面加速度/ $g$
1	20	Northern Calif-03	1954	Ferndale City Hall	0.163
2	169	Imperial Valley-06	1979	Delta	0.236
3	175	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	0.145
4	737	Loma Prieta	1989	Agnews State Hospital	0.170
5	758	Loma Prieta	1989	Emeryville; Pacific Park #2_ Free Field	0.253
6	778	Loma Prieta	1989	Hollister Differential Array	0.269
7	786	Loma Prieta	1989	Palo Alto-1900 Embarc.	0.215
8	1104	Kobe_ Japan	1995	Fukushima	0.185
9	1115	Kobe_ Japan	1995	Sakai	0.152
10	1147	Kocaeli_ Turkey	1999	Ambarli	0.253
11	1203	Chi-Chi_ Taiwan	1999	CHY036	0.273
12	1209	Chi-Chi_ Taiwan	1999	CHY047	0.181
13	3934	Tottori_ Japan	2000	SMN002	0.154
14	4855	Chuetsu-oki_ Japan	2007	Sanjo	0.129
15	5665	Iwate_ Japan	2008	MYG006	0.243
16	5823	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	Chihuahua	0.248
17	5837	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro-Imperial & Ross	0.384
18	5989	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro Array #3	0.183
19	6888	Darfield_ New Zealand	2010	Christchurch Cathedral College	0.194
20	6890	Darfield_ New Zealand	2010	Christchurch Cashmere High School	0.229

所示. 为掌握新定义的只压不拉(不连续)钢筋本构对塔结构的影响,同时作出钢筋采用原始可受拉(连续)steel02 本构时的荷载位移曲线. 从图 6 可以看出,钢筋不连续导致塔结构的承载力下降了 5%,塔结构的延性下降了 20%. 由于钢绞线预压力作用,承载力和延性的折减均在可接受范围内.

根据各主要截面纤维受力情况及荷载位移曲线特点,同时参考抗震规范层间位移角限值,以高耸结构设计中常用的水平位移角<sup>[11]</sup>(顶部水平位移  $\Delta$  与结构总高度  $H$  之比)为性能指标,提取 4 个体外预应力混凝土风力发电塔性能点,如表 6 所示.

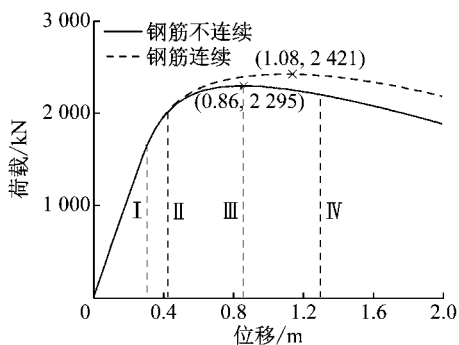


图 6 pushover 分析得到的荷载位移曲线  
Fig.6 Load-displacement curve obtained from pushover analysis

### 4.3 IDA

对选取的 20 条地震动按峰值地面加速度进行调幅,调幅后的峰值地面加速度分别为 0.05g,

表 6 体外预应力混凝土风力发电塔损伤状态限值

Tab.6 Quantitative values of each damage stage

性能点	损伤状态	水平位移角	层间位移角	描述
I	完好	1/375	1/550	$\Phi 8\ 000\ \text{mm} \times 350\ \text{mm}$ 截面小部分脱离,荷载位移曲线接近线性
II	轻微损伤	1/280	1/250	$\Phi 6\ 600\ \text{mm} \times 350\ \text{mm}$ 截面脱离面积约占总面积的 25%,荷载位移曲线拐点
III	中等损伤	1/140	1/120	荷载位移曲线到达顶点
IV	严重损伤	1/90	1/60	$\Phi 4\ 500\ \text{mm} \times 400\ \text{mm}$ 受拉区混凝土核心区脱离,荷载位移曲线下落速度加快

注:层间位移角限值按规范[10]中混凝土框架结构取值.

0.10g, ..., 0.75g, 其中调幅梯度为 0.05g. 采用调幅后获得的 300 条地震记录逐一进行弹塑性动力时程分析,考虑二阶效应. 地震动沿 Y 轴单向输入. 汇总多次分析得到的数据点,并进行插值,得到地震动强度参数 ( $I_M$ ) 和结构破坏参数之间的关系曲线,即 IDA 曲线,如图 7 所示. 曲线形状各异,说明结构的破坏机制有所不同,IDA 曲线簇较为全面地反映了结构在不同地震强度下可能出现的地震反应.

## 5 易损性分析

### 5.1 概率地震需求模型

结构的地震易损性可表达为在给定地震强度参数下,结构地震需求达到或超过其抗震能力的概率,如下所示:

$$F(y) = P_f[L_s | I_M = y] = P[C \leq D | I_M = y] \quad (1)$$

式中:  $L_s$  为极限状态;  $D$  为结构地震需求;  $C$  为结构抗震能力. 通常假设  $D$  和  $C$  是 2 个独立的随机变量, 均服从对数正态分布, 故地震易损性或失效概率可写作

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln S_D - \ln S_C}{\sqrt{\beta_D^2 | I_M + \beta_C^2}}\right) \quad (2)$$

式中:  $\Phi(\cdot)$  为标准正态分布函数;  $S_D$  和  $S_C$  分别为  $D$  和  $C$  的均值;  $\beta_D | I_M$  为  $\ln D$  在指定  $I_M$  下的标准差;  $\beta_C$  为  $\ln C$  的标准差.

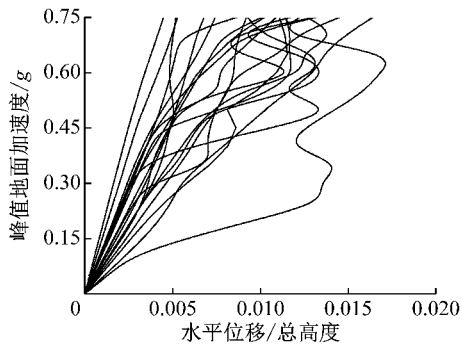


图 7 IDA 曲线  
Fig.7 IDA curves

一般假设  $D$  与  $I_M$  近似服从幂指数关系, 如下所示:

$$S_D = a I_M^b \quad (3)$$

对式(3)两边取对数, 可得

$$\ln S_D = \ln a + b \ln I_M \quad (4)$$

式中:  $a$  和  $b$  为待定系数.

### 5.2 概率地震需求分析结果

将得到的 300 个峰值地面加速度-水平位移角离散数据点在对数空间表示, 如图 8 所示. 其中, 35 次时程分析在运算完成前出现了收敛困难, 认为结构发生完全损伤, 此时取已完成计算时长中最大的水平位移角为此次时程分析的地震需求.

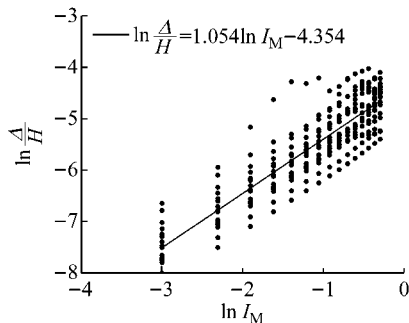


图 8 地震需求参数拟合

Fig.8 Regression analysis of seismic demand parameter

采用最小二乘法对 300 个峰值地面加速度-水平位移角离散数据点进行回归分析, 建立水平位移角与峰值地面加速度间的函数关系. 概率地震需求模型为

$$\ln \frac{A}{H} = 1.054 \ln I_M - 4.354 \quad (5)$$

### 5.3 体外预应力混凝土风力发电塔易损性曲线

将式(5)代入式(2)可得以  $I_M$  表示的体外预应力混凝土风力发电塔在不同地震水平下超越某一极限损伤状态的概率函数, 如下所示:

$$P_f = \Phi\left(\frac{1.054 \ln I_M - 4.354 - \ln S_C}{\sqrt{\beta_D^2 | I_M + \beta_C^2}}\right) \quad (6)$$

$S_C$  为损伤指标的均值, 详见表 6 中水平位移角限值. 为简化计算, 根据 HAZUS99<sup>[12]</sup>, 当结构地震易损性曲线以峰值地面加速度为自变量时,  $\sqrt{\beta_D^2 | I_M + \beta_C^2}$  取 0.5.

分别将  $I_M = 0.05g, 0.10g, \dots, 0.75g$  代入式(6)中, 可得各极限状态在各级地震强度下发生的概率, 形成易损性曲线, 如图 9 所示. 在图 9 中标记不收敛时程分析频率的散点, 与完全损伤的易损性曲线形成对照.

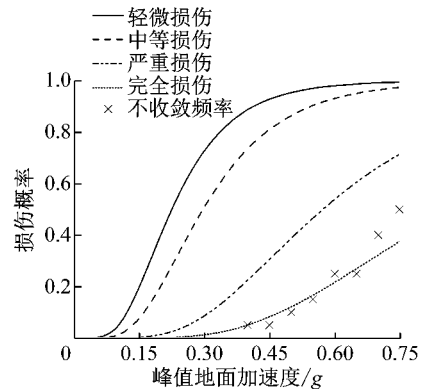


图 9 体外预应力混凝土风力发电塔易损性曲线  
Fig.9 Fragility curves of external prestressed concrete wind tower at all damage states

由图 9 可知: 在 7 度多遇地震(峰值地面加速度  $0.035g$ )下, 该混凝土风力发电塔基本处于弹性工作状态, 发生各级损伤的概率接近零; 在 7 度基本烈度地震(峰值地面加速度  $0.100g$ )下, 该混凝土风力发电塔发生轻微损伤的概率为 1%, 发生中等损伤、严重损伤及完全损伤的概率基本为零; 罕遇地震(峰值地面加速度  $0.220g$ )下, 该混凝土风力发电塔发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤及完全损伤的概率分别为 40%、20%、1.3%、0. 因此, 可认为该混凝土风力发电塔满足抗震设防的要求. 另外, 在 8 度罕遇地

震(峰值地面加速度  $0.400g$ )下,混凝土风力发电塔发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤及完全损伤的概率分别为 89%、74%、25%、5%。因此,在将该预应力混凝土风力发电塔应用于高烈度区时应谨慎计算地震作用和效应。

## 6 结论

(1) 体外预应力混凝土风力发电塔可采用纤维梁柱单元进行有限元模拟。相关建模技术可供同类结构整体分析参考。

(2) 通过 pushover 分析得到了以水平位移角为指标的 4 个体外预应力混凝土风力发电塔的损伤限值,分别为:完好 1/375、轻微损伤 1/280、中等损伤 1/140、严重损伤 1/90。

(3) 体外预应力混凝土风力发电塔可以满足 7 度设防区抗震设防要求,但在 8 度罕遇地震下,混凝土风力发电塔发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤及完全损伤的概率分别为 89%、74%、25%、5%。因混凝土风力发电塔的结构自重大,所受的地震作用大,建议 8 度及 8 度以上抗震设防区应谨慎使用。

## 参考文献:

- [1] International Electrotechnical Commission. Wind turbines, Part 1: design requirements (IEC 61400-1 Ed. 3)[S]. Geneva: IEC Central Office, 2005.
- [2] DNVGL. Support structures for wind turbines (DNVGL-ST-0126)[S]. HØVIK; DNVGL AS, 2016.
- [3] NUTA E, CHRISTOPOULOS C, PACKER J A. Methodology for seismic risk assessment for tubular steel wind turbine towers: application to Canadian seismic environment [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2001, 38:293.
- [4] 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.
- [5] SADOWSKI A J, CAMARA A, DAI K. Seismic analysis of a tall metal wind turbine support tower with realistic geometric imperfections [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, 46(2): 201.
- [6] MA H, ZHANG D. Seismic response of a prestressed concrete wind turbine tower [J]. International Journal of Civil Engineering, 2016, 14(8):1.
- [7] 周长东, 曾绪朗, 赵锋, 等. 高耸钢筋混凝土烟囱结构地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2016, 1(2): 173. ZHOU Changdong, ZENG Xulang, ZHAO Feng, *et al.* Seismic fragility analysis for high-rise reinforced concrete chimney[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, 1(2):173.
- [8] MARDFEKRI M, GARDONI P. Multi-hazard reliability assessment of offshore wind turbines[J]. Wind Energy, 2015, 18(8):1433.
- [9] LOCKWOOD J D, LOCKWOOD W D. Precast concrete post tensioned segmented wind turbine tower: 9175670 B2 [P]. 2015-03-11.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50011—2010 建筑抗震设计规范(2016 版)[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings (2016 version) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016
- [11] 上海市建设和交通委员会. GB 50135—2006 高耸结构设计规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2007. Shanghai Construction and Traffic Committee. GB 50135—2006 Code for design of high-rising structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2007.
- [12] National Institute of Building Science. HAZUS99 user's manual [R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 1999.