

# 钢筋连续性对钢-混凝土混合式塔架结构性能的影响

王磊<sup>1</sup>, 宋龙代<sup>2</sup>, 颜海燕<sup>2</sup>, 沈小平<sup>1</sup>, 吉春明<sup>1</sup>, 何欣恒<sup>3</sup>

(1. 中国能源建设集团江苏省电力设计院有限公司, 江苏 南京 211100;

2. 国家电投集团江苏新能源有限公司, 江苏 盐城 224000;

3. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

**摘要:**以江苏省盐城某 2.2 MW 风电机组钢-混凝土混合式塔架为例, 建立分片式预应力钢-混凝土混合塔架与基础及地基土的一体化有限元模型, 对比钢筋在分缝处贯通及断开 2 种情况的分析结果。结果表明, 钢筋在分缝处的连续性对分片式预应力钢-混凝土混合塔架的承载力和模态参数影响很小; 钢筋在分缝处贯通与断开的模型结果的一致性, 验证了分片式预应力钢-混凝土混合塔架具有良好的整体性, 为工程设计中采用更灵活的分片方式奠定了基础。

**关键词:** 风力发电塔; 钢-混凝土混合式塔筒; 钢筋连续性; 竖向预应力; 有限元分析

**中图分类号:** TK81; TU375 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2020)01-0001-06

作为一种蕴藏丰富, 分布广泛的可再生清洁能源, 风能引起了世界各国, 尤其是发达国家的关注, 大量资金的引入使得风电行业发展迅速, 成为了目前可再生能源的重要组成部分。随着风力发电机组单机容量的不断增加, 配套的叶轮直径和轮毂高度也随之增大, 呈现出大容量、长叶片、高塔筒的发展趋势。钢结构-混凝土组合的结构形式不仅有利于提高风力发电机组塔架刚度、增加塔架的阻尼比, 而且可以解决纯钢管式塔架的运输问题, 又能避免混凝土塔段高度太大而导致的模板费用过高及施工周期过长, 已被投入到风电机组的建设中<sup>[1]</sup>。典型钢结构-混凝土组合的混合塔架由上部的标准钢筒及下部的预制混凝土塔段组成。各混凝土塔段由多片预制板材拼合而成, 其高度及组合形式都可以根据实际需求进行调整。各混凝土塔段首尾衔接, 通过预应力钢缆进行连接并与地基相固定。然而对于分片式混凝土塔架, 虽然混凝土分片之间的纵缝和水平缝通过高强灌浆料进行连接, 但由于受到施工工期等现场因素限制, 大多数的分片式混凝土塔架纵缝和水平缝处钢筋无法贯通。领域内不少学者对风电机组塔筒结构分析进行了研究<sup>[2-4]</sup>, 但针对钢筋连续性对分片式混凝土塔架结构性能影响的研究较少, 本文以江苏省盐城某 2.2 MW 钢-混凝土混合式塔架为例, 采用有限元软件 ABAQUS 建立混凝土塔段、混凝土基础及地基土的整体模型, 对比分析各混凝土分片间钢筋连续性对塔架承载力和自振频率的影响。

## 1 工程案例

研究对象为国家电投响水大有风电项目工程 2.2 MW 风电机组钢-混凝土混合式塔架。塔架上部为钢制塔筒, 下部为混凝土塔段, 通过无粘结高强预应力钢绞线将钢塔筒和混凝土塔段进行连接, 钢绞线下端锚固于混凝土基础柱墩下表面。塔架总高 120 m, 混凝土塔底面标高 +0.400 m, 上顶面标高 32.41 m, 底部外径 7.764 m, 顶部外径 4.54 m, 共分为 9 节塔段, 每节塔段分为 2 片进行浇筑。基础部分采用板式承台 + 桩基础, 其中承台直径 18 m, 埋深 3.75 m, 桩为预应力混凝土管桩, 外径 500 mm, 内径 300 mm。基础混凝土等级 C40, 管桩混凝土强度等级 C80, 塔架混凝土强度等级 C60, 钢筋采用 HRB400, 垫板、门框采

收稿日期: 2018-10-08 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxxbzb.20181008001

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51378381)

作者简介: 王磊(1975—), 男, 高级工程师, 研究方向为风力发电结构。E-mail: wanglei@jspdi.com.cn

王磊, 宋龙代, 颜海燕, 等. 钢筋连续性对钢-混凝土混合式塔架结构性能的影响[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2020, 33(1): 1-6.

用 Q345 钢,水平缝、竖缝采用高强灌浆料。

## 2 有限元模型

采用有限元分析软件 ABAQUS 进行建模分析。建模中,由于水平缝、竖缝中高强灌浆料材料性能均高于 C60 混凝土材料性能,偏于安全地对混凝土采用整体建模。地基土、混凝土管桩、垫层、基础、混凝土塔段、垫圈和钢塔筒采用六面体实体单元 C3D8,钢筋采用三维杆单元 T3D2,预应力钢绞线采用三维梁单元 B31。

分析混凝土塔架承载力时,针对混凝土塔段钢筋在纵缝和水平缝处贯通和断开 2 种情况分别建立模型(下文简称“钢筋贯通模型”和“钢筋断开模型”),考虑地基土、混凝土管桩、垫层、基础、混凝土塔段、垫圈和部分钢塔筒的相互作用,地基土、垫层、基础以及混凝土塔段、垫圈、钢塔筒间采用库伦接触约束,钢筋采用 Embedded region 约束,地基土体宽度和深度分别取为基础直径的 4 倍和 3 倍,在管桩底面和地基土体底面和侧面施加约束,在钢塔筒顶面圆心处建立参考点,与塔筒顶面所有节点  $x$ 、 $y$ 、 $z$  3 个方向平动自由度耦合,根据风机供应商提供的风机塔架载荷报告,将各工况下弯矩、扭矩和竖向力(见表 1)施加在参考点及混凝土塔筒表面。

分析塔架结构自振频率时,建立钢筋贯通模型和钢筋断开模型,忽略地基土、垫层及管桩影响,考虑部分混凝土基础、混凝土塔段和钢塔筒的相互作用,在混凝土基础底面施加约束,并考虑钢塔筒底面的附加集中质量(见图 1)。

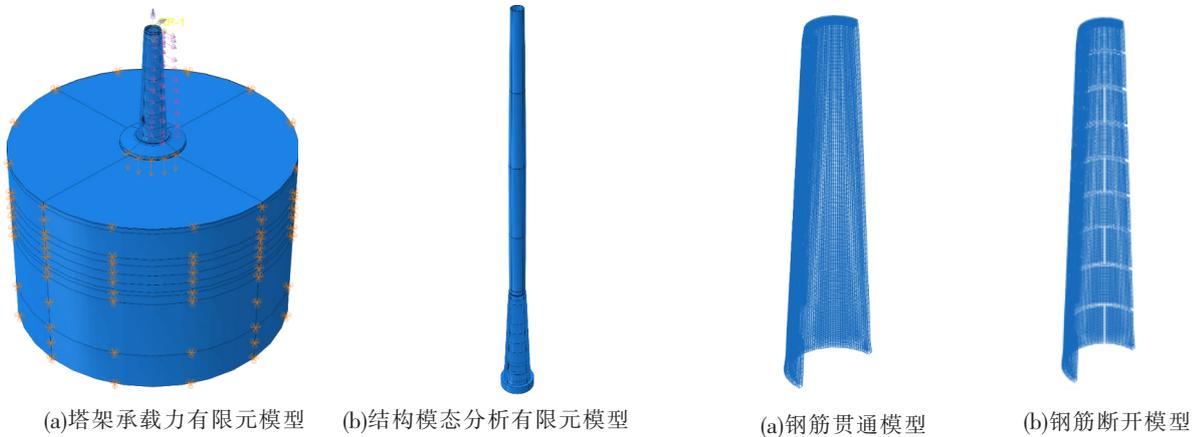


图 1 整体有限元模型

图 2 混凝土塔段钢筋有限元模型(剖视图)

混凝土本构模型采用 ABAQUS 自带的损伤塑性模型(CDP)进行分析。该本构模型根据文献[5]和文献[6]提出的损伤塑性模型确定,能考虑混凝土拉压性能的差异以及低静力压力水平下由损伤引起的不可恢复的材料退化,其本构关系见图 3(以 C40 混凝土为例)。钢筋及钢材采用理想弹塑性模型,地基土采用线弹性本构。混凝土段顶部载荷见表 1。混凝土、钢材及地基土的物理力学参数分别如表 2~表 4 所示。

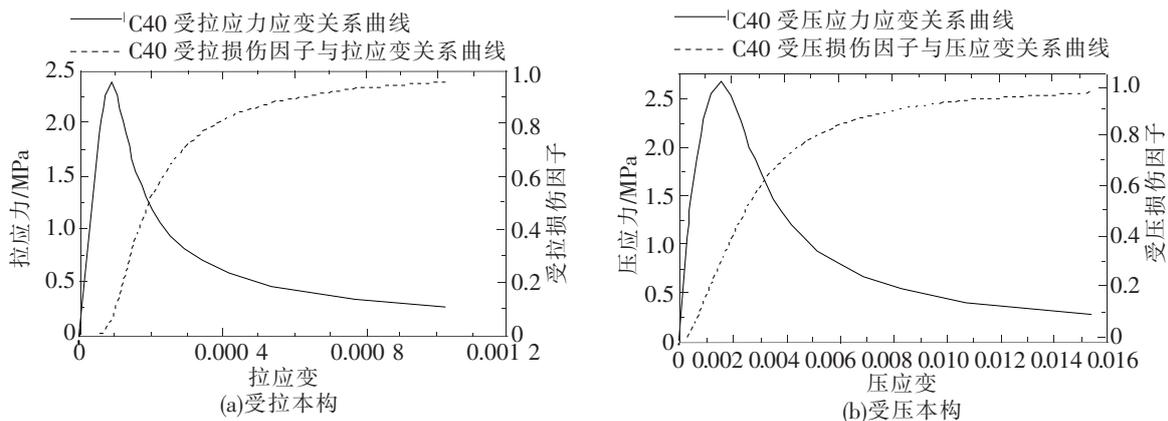


图 3 C40 混凝土的应力-应变曲线及损伤因子-应变曲线

表 1 混凝土段顶部载荷

荷载工况	$M_x/(kN \cdot m)$	$M_z/(kN \cdot m)$	$F_x/kN$	$F_z/kN$
承载力极限状态	68 747	1 100	912	-3 980
正常使用极限状态	51 181	739	678	-2 610

表 3 钢材物理力学参数

钢材牌号	$E_s/MPa$	$\mu$	$f_y/MPa$	$\rho/(kg \cdot m^{-3})$
HRB400	200 000	0.30	310	7 850
Q345	206 000	0.28	265	7 850

表 2 混凝土物理力学参数

混凝土强度等级	$E_c/MPa$	$\mu$	$f_{tk}/MPa$	$f_{ck}/MPa$	$\rho/(kg \cdot m^{-3})$
C20	25 500	0.20	1.54	13.4	2 370
C40	32 500	0.20	2.39	26.8	2 400
C60	36 000	0.20	2.85	38.5	2 500
C80	38 000	0.20	3.11	50.2	2 650

表 4 地基土物理力学参数

土层名称	$E_{s1-2}/MPa$	$\mu$	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$
粉土	5.00	0.25	18.10
淤泥	2.00	0.25	16.20
粉土夹粉质黏土	4.50	0.25	18.00
粉质黏土夹粉土	6.00	0.25	18.50
淤泥质粉质黏土	8.50	0.25	17.20
粉砂	11.00	0.25	19.00
粉质黏土夹粉砂	6.00	0.25	18.50

### 3 计算结果

#### 3.1 承载力极限状态

承载力极限状态下混凝土塔段竖向应力云图如图 4 所示。混凝土塔段竖向应力整体呈迎风侧低背风侧高分布,应力水平由背风侧向迎风侧降低,符合悬臂构件在弯矩作用下的应力分布规律。对于钢筋贯通模型,除顶部塔段局部区域外,整体上混凝土塔筒全截面受压,大部分区域竖向压应力水平为 2.29~16.04 MPa,低于《混凝土结构设计规范》<sup>[7]</sup>(GB50010—2010,下文简称“混凝土规范”)中 C60 混凝土抗压设计强度 27.5 MPa;顶部塔段应力分布较复杂,迎风侧外立面局部区域出现拉应力,拉应力水平为 0~2.54 MPa,超出混凝土规范中 C60 混凝土抗拉强度设计值 2.04 MPa,但仍低于 C60 混凝土抗拉强度标准值 2.85 MPa,背风侧顶面压应力水平较高(22.91~25.21 MPa),低于 C60 混凝土抗压强度设计值。对于钢筋断开模型,应力分布情况与钢筋贯通模型大致相同,但由于纵向钢筋在水平缝中打断,竖向钢筋所承担的竖向预应力及外部荷载引起的竖向应力较小,而混凝土所承担的较大,在承载力极限状态下,混凝土竖向压应力水平较钢筋贯通模型高,顶部塔段迎风侧出现竖向拉应力的区域也较小。由图 5 可以看出,竖向钢筋 Mises 应力水平呈现迎风侧低背风侧高的规律分布,由于钢筋贯通模型的钢筋在水平缝处保持连续,竖向传力性能较好,所承担的竖向应力较大,竖向钢筋应力水平整体较钢筋断开模型高,背风侧顶部塔段的钢筋应力水平最高,钢筋贯通模型和钢筋断开模型分别为 138.01 MPa 和 135.77 MPa。

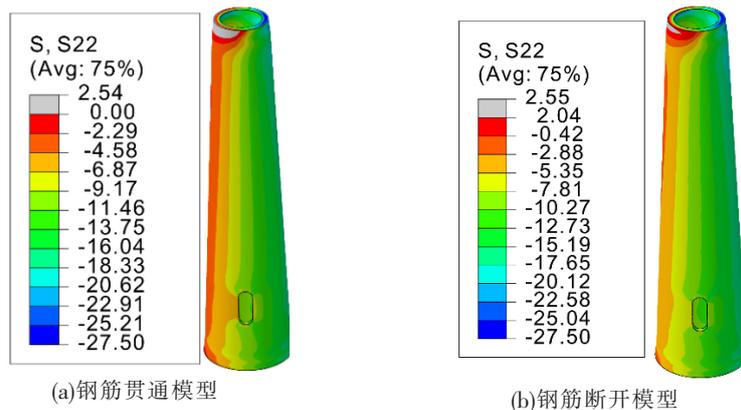


图 4 承载力极限状态下混凝土塔段竖向应力云图(单位:MPa)

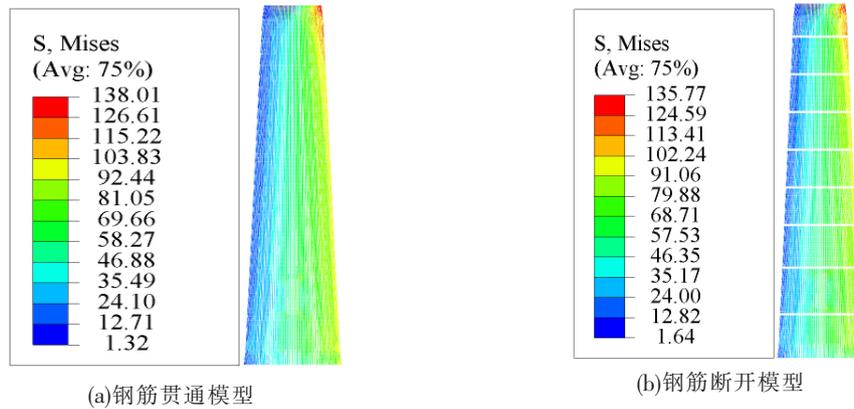


图 5 承载力极限状态下钢筋 Mises 应力云图(单位:MPa)

### 3.2 正常使用极限状态

正常使用极限状态混凝土塔段竖向应力云图及水平位移云图如图 6 和图 7 所示。混凝土塔段竖向应力分布与承载力极限状态下的竖向应力分布类似。对于钢筋贯通模型,除顶部塔段局部区域外,整体上混凝土塔筒全截面受压,满足混凝土规范中一级裂缝控制要求,大部分区域竖向压应力水平为 1.88~13.13 MPa,满足混凝土规范中关于预应力受弯构件在正常使用极限状态下截面压应力的要求;混凝土塔段最大水平位移为 25.28 mm,与混凝土塔段总高度之比为 0.000 79,满足《高耸结构设计规范》<sup>[8]</sup>(GB50135—2006,下文简称“高耸规范”)中对于自立塔水平位移的要求。对于钢筋断开模型,应力分布情况与钢筋贯通模型大致相同,但由于纵向钢筋在水平缝中断开,结构整体刚度相对较低,塔筒顶部最大水平位移较钢筋贯通模型更大,最大水平位移为 25.33 mm,满足高耸规范的要求。

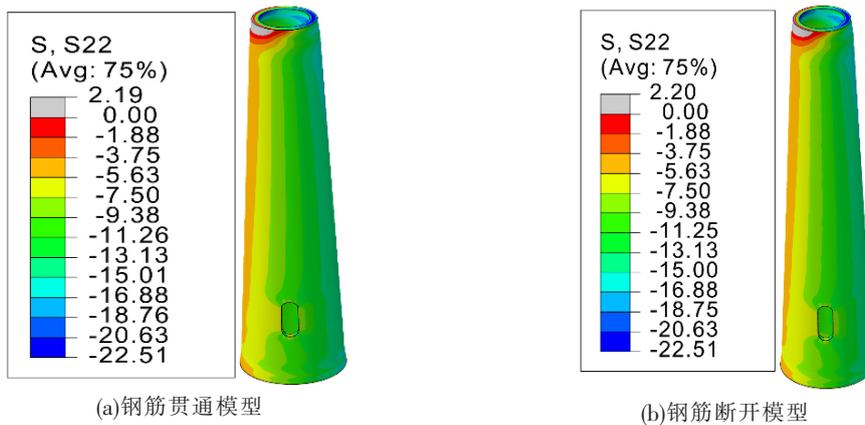


图 6 正常使用极限状态下混凝土塔段竖向应力云图(单位:MPa)

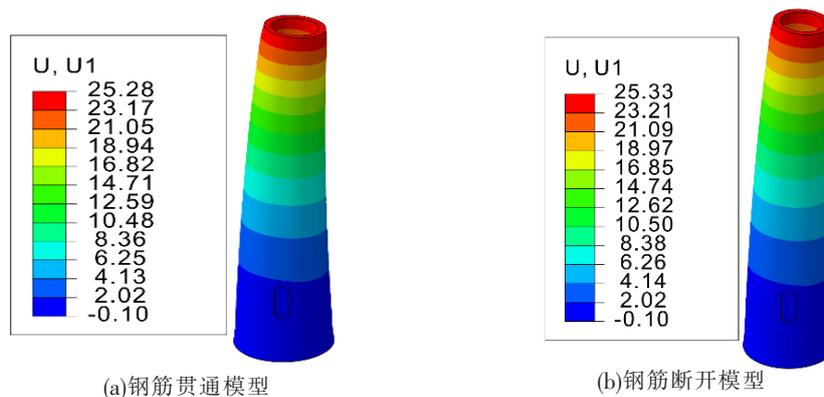


图 7 正常使用极限状态下混凝土塔段水平位移云图(单位:mm)

### 3.3 模态分析

预应力钢-混凝土混合式塔筒整体结构前 6 阶振型如图 8 所示,各阶自振频率如表 5 所示。整体结构振型与一般悬臂结构类型,主要为弯曲振型。虽然整体结构为对称结构,但由于塔筒顶部集中质量位置与结构平面中心不重合,因此第一和第二阶,第三和第四阶,第五和第六阶虽然为正交振型,但自振频率均存在一定差值,且随着阶数提高差值逐渐增大。由表 5 可以得出,钢筋在纵缝和水平缝的不连续导致结构刚度降低,与钢筋贯通模型相比,除第一、二阶外钢筋断开模型的各阶自振频率较低,且阶数越高频率降低越明显;但由于频率降低值较小( $0 \sim 0.0021$  Hz),可以认为对整体结构性能的影响可以忽略。

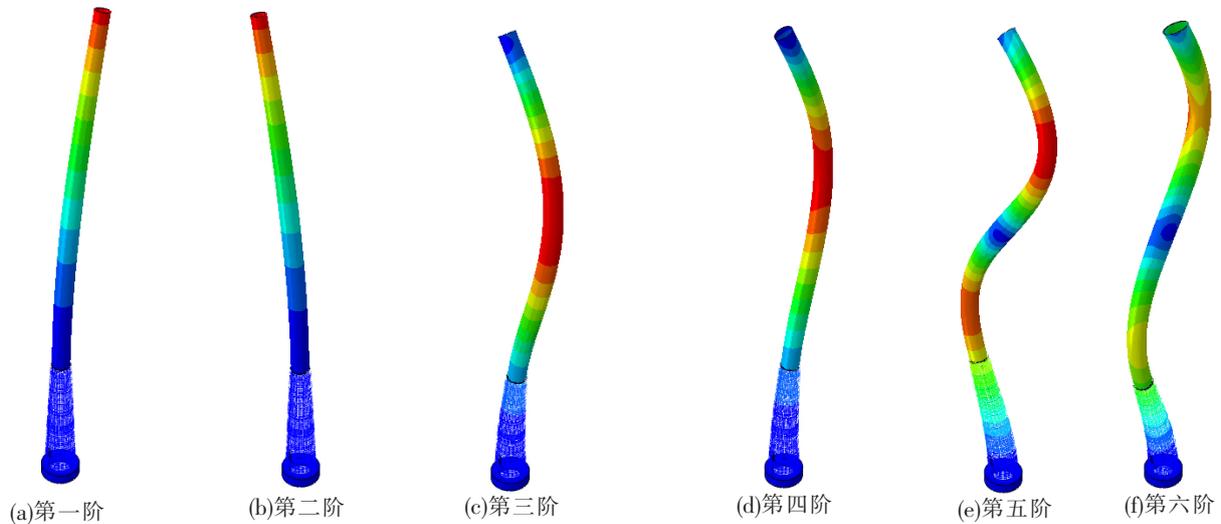


图 8 整体结构前 6 阶振型图

表 5 整体结构前 6 阶自振频率

阶数	自振频率 $f$ (钢筋贯通)	自振频率 $f$ (钢筋断开)	差值 $f$
1	0.244 1	0.244 1	0.000 0
2	0.244 3	0.244 3	0.000 0
3	2.056 2	2.055 3	0.000 9
4	2.090 3	2.089 3	0.001 0
5	4.251 6	4.249 5	0.002 1
6	4.346 6	4.344 5	0.002 1

## 4 结论

以实际工程案例为背景,建立了分片式预应力钢-混凝土混合式塔架与基础及地基土的一体化有限元模型,对比钢筋在分缝处贯通及断开 2 种情况的分析结果,研究了钢筋连续性对分片式预应力钢-混凝土混合式塔架承载力和模态参数的影响,得到以下结论:

(1) 顶部混凝土塔段应力分布情况复杂,迎风侧外表面出现了竖向拉应力区,混凝土开裂后拉应力由钢筋承受,钢筋的应力水平仍较低。

(2) 由于混凝土塔段在竖向预应力作用下基本处于受压状态,钢筋在分缝处的连续性对分片式预应力钢-混凝土混合塔架的承载力和模态参数影响很小,验证了该类结构具有良好的整体性,为分片式预应力钢-混凝土混合式塔架整体性的研究提供了工程实例和有限元分析依据,为工程设计中采用更灵活的分片方式奠定了基础;

(3) 对分片式预应力钢-混凝土混合式塔架进行数值分析时,可采用建模更为方便的钢筋贯通模型。

## 参 考 文 献

- [1]王蔚祺. 金风科技国内首推混合式塔架技术[N]. 中国电力报, 2015-05-16(006).
- [2]Chou J. S, Tu W. T. Failure analysis and risk management of a collapsed large wind turbine tower[J]. *Engineering Failure Analysis*, 2011, 18 (1):295-313.
- [3]蒙宣伊, 陈小军, 向际超. 大型直驱型风力发电机组钢制圆锥形塔筒设计[J]. *中国机械*, 2014(17):169-171.
- [4]彭文春, 邓宗伟, 高乾丰, 等. 风机塔筒流固耦合分析与受力监测研究[J]. *工程力学*, 2015, 32 (7) :136-142.
- [5]Lubliner J, Oliver J, Oller S, et al. A plastic-damage model for concrete [J]. *International Journal of Solids and Structures*, 1989, 25(3): 299-326.
- [6]Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1998, 124(8): 892-900.
- [7]中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [8]中国建设和交通委员会. GB50135—2006 高耸结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2007.

## Influence of Continuity of Steel Bars Between the Segments on Structural Performance of the Steel-concrete Hybrid Wind Turbine Tower

Wang Lei<sup>1</sup>, Song Longdai<sup>2</sup>, Yan Haiyan<sup>2</sup>, Shen Xiaoping<sup>1</sup>, Ji Chunming<sup>1</sup>, He Xinheng<sup>3</sup>

- (1. China Energy Engineering Group Jiangsu Power Design Institute Co., Ltd., Nanjing 211100, China;
2. State Power Investment Corporation Jiangsu New Energy Co., Ltd., Yancheng 224000, China;
3. Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Taking a steel-concrete hybrid wind turbine tower in Yancheng city, Jiangsu province, as an example, numerical analysis is carried out to analyze the influence of continuity of steel bars between the segments on structural performance of the pre-stressed segmented steel-concrete hybrid wind turbine tower. Numerical analysis results show that the continuity of steel bars between the concrete segments has little impact on the structural performance and modal parameter of the structure. Consistency between the numerical analysis results show that the pre-stressed segmented steel-concrete hybrid wind turbine tower has good structural integrity and lays the foundation of possibility of more flexible design of the tower.

**Key words:** wind turbine tower; steel-concrete hybrid tower; continuity of steel bars; vertical pre-stress; finite element analysis