第39卷 第7期 太 阳 能 学 报 Vol. 39, No. 7
2018年7月 ACTA ENERGIAE SOLARIS SINICA Jul., 2018

文章编号:0254-0096(2018)07-2018-09

# 地震荷载作用下海上风力机结构动力模型试验

王文华[1,2], 李 昕[1,2], 李 颖[3], 王 滨[1,4]

(1. 大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室, 大连 116024; 2. 大连理工大学工程抗震研究所, 建设工程学部, 大连 116024;
3. 浙江科技学院中德工程师学院, 杭州 310023; 4. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 杭州 311122)

**摘 要**: 综合考虑弹性相似律和佛劳德数(*Fr*)相似开展固定式多桩基础海上风力机结构动力模型试验,研究海上风力机整体结构在地震、风、波浪及海流单独及联合作用下的结构动力反应。运用ANSYS建立试验模型的有限元模型,将实测的地震波、风荷载和波高时程等荷载条件施加于数值模型,开展动力时程反应分析。通过试验数据与有限元结果的对比分析得出,在进行地震荷载作用下海上风力机结构动力反应分析时,需要考虑风、波浪等荷载因素的影响;地震、风、波浪荷载之间的耦合作用对结构内力反应具有显著影响,特别是当设计地震峰值加速度较小时,风与波浪荷载作用下的结构内力反应与地震荷载作用时效果相当。

**关键词**: 海上风力机; 地震荷载; 动力模型试验; 水弹性相似律; 有限元分析

**中图分类号**: TK8 **文献标识码**: A

## 0 引 言

海上风力机结构面临复杂的环境荷载作用,其整体结构受到风及海洋环境荷载的耦合作用。对于风、波浪荷载耦合作用下的海上风力机结构动力反应分析国内外学者已取得了丰硕的研究成果,目前广泛应用的海上风力机结构动力分析软件FAST也是以整体耦合分析方法为基础开发的。

我国近海海域属地震高发地带,近海风电场的设计和规划除需考虑风、波浪荷载以外,还需考虑地震荷载影响,保证海上风力机结构具有足够可靠度。

国外海上风电设计规范[1~3]给出考虑地震荷载影响下的建议荷载工况组合,规范提出对于海上风力机结构地震反应分析,需要考虑风、波浪荷载因素的影响。除了考虑上述荷载因素之外,文献[4]研究了桩-土相互作用对于地震荷载作用下风力机结构反应的影响,提出对于软土地基需要考虑桩基对于结构动力特性的影响。文献[5]同样基于非线性桩-土模型开展地震作用下风力机结构韧性分析。文献[6]总结海上风力机地震反应分析的研究方法,并且基于FAST的整体耦合模型开发陆上风力机地震分析模块Seismic。

针对不同侧重点,国内外学者同样开展地震荷载作用下的风力机结构动力模型试验研究。文献[7]开展固定式陆上风力机的振动台试验,并与有限元计算结果进行对比,证明低阶模态对于结构反应具有控制作用。文献[8]采用地震波时程和等效环境荷载作为激励开展风力机结构动力模型试验,研究振动控制策略对于结构动力反应的影响。文献[9]开展波浪、地震荷载联合作用下的单桩基础海上风力机结构动力模型实验,证明在地震反应分析时为得到合理的结构反应需要考虑海洋环境荷载的影响。

本文以弹性相似律、佛劳德数相似和牛顿相似律为基础,建立海上风力机整体结构实验模型,分别开展地震、风、波浪等荷载单独及联合作用下的结构动力模型实验。运用ANSYS建立实验模型的有限元模型,以实测荷载条件作为输入开展动力反应分析,与实验数据进行对比验证。基于实验和有

**收稿日期**: 2016-05-05

**基金项目**: 国家自然科学基金创新研究群体基金(51421064); 国家自然科学基金(51609219); 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室开放基金(LP1611)

**通信作者**: 李 昕(1971—), 男, 博士、教授, 主要从事海上风电、海底管线以及工程结构防灾减灾方面的研究。lixin@dlut.edu.cn

限元结果证明地震、风、波浪荷载联合作用时存在明显的耦合作用，特别是对于小峰值地震动，风、波浪荷载对于结构内力反应影响显著。

# 1　结构动力实验模型

## 1.1　水弹性相似律

固定式海上风力机基础结构以弯曲振动为主，因此其动力试验模型设计应当考虑弹性相似律[10]，如式(1)所示。

$$\lambda_\rho \cdot \lambda_A \cdot \lambda \cdot \lambda_u \cdot \lambda_t^{-2} = \lambda_I \cdot \lambda_E \cdot \lambda_u \cdot \lambda^{-3} \tag{1}$$

式中，$\lambda_\rho$——密度比尺；$\lambda_A$——截面面积比尺；$\lambda$——几何比尺；$\lambda_u$——变形比尺；$\lambda_t$——时间比尺；$\lambda_I$——截面惯性矩比尺；$\lambda_E$——弹模比尺。

根据截面刚度相似，可将式(1)写为：

$$\lambda_t^2 = \lambda^4 \cdot \lambda_\rho \cdot \lambda_E^{-1} \cdot \lambda_r^{-2} \tag{2}$$

式中，$\lambda_r$——截面惯性半径比尺，$\lambda_r = \sqrt{\lambda_I / \lambda_A}$。

对于海上结构动力模型试验，应当保证水动力相似，此时应当考虑佛劳德数相似和雷诺数相似[11]。佛劳德数表征惯性力与重力的量度，而雷诺数则是惯性力与粘性力的量度。佛劳德数和雷诺数相似分别如式(3)和式(4)所示。

$$\lambda_{v1} = \sqrt{\lambda} \tag{3}$$

$$\lambda_{v2} = \lambda^{-1} \tag{4}$$

式中，$\lambda_v$——流体流速比尺。

从佛劳德数和雷诺数相似关系表达式可看出，对于同一结构动力模型实验不可能同时满足上述相似关系。此时应当根据结构控制荷载选择合理的相似关系，对于海上结构物而言，波浪与海流荷载作为结构的控制荷载之一，其主要受到水体重力影响，粘性力局于次要地位，所以在本次实验设计中选择满足佛劳德数相似。

综合考虑弹性相似律和佛劳德数相似，联立式(2)和式(4)可得水弹性相似律，如式(5)所示。

$$\lambda^3 \lambda_r^{-2} = \lambda_E \tag{5}$$

空气动力荷载作为海上风力机结构的控制荷载，在试验中采用牛顿相似律对其进行相似转换，如式(6)所示。

$$\frac{F_\mathrm{p}}{F_\mathrm{m}} = \frac{L_\mathrm{p}^2 v_\mathrm{p}^2 \rho_\mathrm{p}^2}{L_\mathrm{m}^2 v_\mathrm{m}^2 \rho_\mathrm{m}^2} = \lambda^3 \tag{6}$$

式中，$F_\mathrm{p}$——结构原型荷载，N；$F_\mathrm{m}$——模型试验相似转换荷载，N；$L_\mathrm{p}$——原型特征长度，m；$L_\mathrm{m}$——模型的特征长度，m；$v_\mathrm{p}$——原型速度，m/s²；$v_\mathrm{m}$——模型速度，m/s²；$\rho_\mathrm{p}$——原型材料密度，kg/m³；$\rho_\mathrm{m}$——模型材料密度，kg/m³。

基于水弹性相似律推导得到基本参数的相似关系，如表1所示。

**表1　基本参数相似关系**

Table 1　Scale factors for basic parameters

| 参数 | 量纲 | 相似关系 | 相似比值 |
|---|---|---|---|
| 长度 | L | $\lambda$ | 55.0 |
| 惯性半径 | L | $\lambda_r$ | 55.8 |
| 外直径 | L | $\lambda_D$ | 54.0 |
| 内直径 | L | $\lambda_d$ | 57.0 |
| 密度 | $ML^3$ | $\lambda_\rho$ | 1.0 |
| 弹性模量 | $ML^{-1}T^{-2}$ | $\lambda_E$ | 53.5 |
| 速度 | $LT^{-1}$ | $\lambda^{0.5}$ | $55.0^{0.5}$ |
| 加速度 | $LT^{-2}$ | $\lambda_a$ | 1.0 |
| 时间 | T | $\lambda^{0.5}$ | $55.0^{0.5}$ |
| 频率 | $T^{-1}$ | $\lambda^{-0.5}$ | $55.0^{-0.5}$ |
| 力 | $MLT^{-2}$ | $\lambda^3$ | $55.0^3$ |
| 弯矩(m) | $ML^2T^{-2}$ | $\lambda^4$ | $55.0^4$ |

结构原型的桩-土非线性模型在试验中采用等效桩模拟，依据前4阶基频的相似关系确定等效桩长度为8.3倍的桩径。

## 1.2　实验模型参数

结构原型材料为钢材，其弹性模量为206 GPa，密度为7849 kg/m³；在试验中选用有机玻璃作为加工材料，通过材料试验测定其弹性模量为3.85 GPa，密度为1176 kg/m³。依据上述材料常数确定弹性模量比尺为53.5，依据相关水文参数和实验设备工作能力确定几何比尺为55.0，根据水弹性相似律可得截面惯性半径比尺为55.76，如表1所示。同时通过在试验模型上均匀布置铅块来满足密度比尺为1.0。

参考NREL 5 MW基准风力机[12]和我国某海域实际风力机确定结构试验模型，如图1所示。

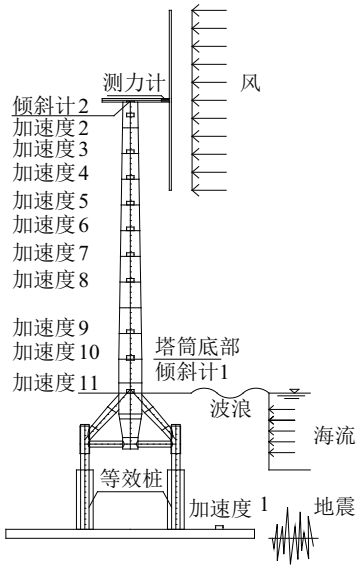


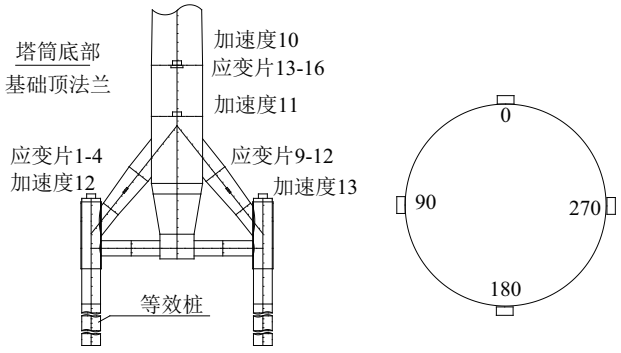

图1 海上风力机结构动力实验模型

Fig. 1 Dynamic model of the OWT

### 1.3 传感器布置

由图 1 可知在试验中采用等效圆盘来模拟输出作用于结构的推力荷载,通过布置在圆盘与机舱连接处的测力计来测定塔筒顶部推力时程,用于后续有限元计算。同时通过布置在振动台台面的加速度传感器 1 来记录试验输出的地震波时程。

如图 1 所示,通过在试验模型塔筒上布置加速度传感器、倾斜计来测量模型在地震、风及波浪荷载作用下的结构动力反应。此外如图 2a 所示,在基础上布置应变片来测定基础结构的内力反应,各截面应变片布置方向如图 2b 所示。




a. 基础结构应变片布置 b. 截面应变片布置方向

图2 基础结构传感器布置

Fig. 2 Substructure sensor layout

### 1.4 试验工况及环境荷载参数

依据海上风力机设计规范和结构原型有限元分析结果,确定试验工况如表 2 所示。在试验中模拟输出峰值分别为 0.1$g$ 和 0.2$g$ 的 API 谱波和 El Centro 实测波,用研究结构在地震荷载作用下的动力反应。在各荷载联合作用工况下,风场为稳态风场,用于输出稳定的推力时程;波形为规则波;海流流速为竖向均匀流。各试验环境荷载参数如表 3 所示。

**表2 动力模型试验设计工况**

Table 2 Dynamic model test cases

| 编号 | API | | El Centro | | 风 | 波浪 | 海流 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.1$g$ | 0.2$g$ | 0.1$g$ | 0.2$g$ | | | |
| 1 | √ | | | | | | |
| 2 | | √ | | | | | |
| 3 | | | √ | | | | |
| 4 | | | | √ | | | |
| 5 | | | | | √ | | |
| 6 | | | | | | √ | √ |
| 7 | √ | | | | √ | | |
| 8 | | √ | | | √ | | |
| 9 | | | √ | | √ | | |
| 10 | | | | √ | √ | | |
| 11 | √ | | | | | √ | √ |
| 12 | | √ | | | | √ | √ |
| 13 | | | √ | | | √ | √ |
| 14 | | | | √ | | √ | √ |
| 15 | √ | | | | √ | √ | √ |
| 16 | | √ | | | √ | √ | √ |
| 17 | | | √ | | √ | √ | √ |
| 18 | | | | √ | √ | √ | √ |

**表3 动力模型实验环境荷载参数**

Table 3 Dynamic model test environmental conditions

| 荷载条件 | 参数 | 原型 | 模型 |
|---|---|---|---|
| 风荷载 | 风速/m·s$^{-1}$ | 17.46 | 2.35 |
| 波浪荷载 | 波高/m | −7.15 | 0.13 |
| | 周期/s | −8.21 | 1.11 |
| 海流荷载 | 流速/m·s$^{-1}$ | −2.15 | 0.29 |
| 设计水深 | — | 24.75 | 0.45 |

## 2　有限元模型

运用 ANSYS[13]建立动力试验模型的有限元模型，试验中实测的外部荷载条件作为激励作用于有限元模型，开展地震、风及波浪荷载等单独或联合作用下的动力时程分析。动力试验模型基础结构有限元模型如图 3 所示。

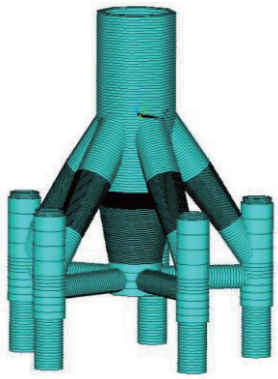


图3　实验模型基础结构有限元模型

Fig. 3　FE model of substructure of the dynamic model

## 3　试验模型动力特性测试

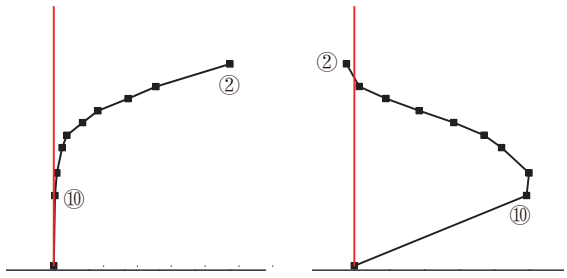
首先运用白噪声激励测定试验模型的结构基频、振型以及振型阻尼比。动力特性测试确定的结构前两阶基频和振型如表 4 所示，塔筒结构前两阶阵型如图 4 所示。

**表4　试验模型动力特性**

Table 4　Dynamic characteristics of the experimental model

| 水深/m | 加速度传感器编号 | 模型基频/Hz | | 1阶振型阻尼比/% |
|---|---|---|---|---|
| | | 1阶 | 2阶 | |
| 0.00 | No. 2 | 2.35 | 9.33 | 1.23 |
| | No. 3 | 2.38 | 9.59 | 1.56 |
| 0.47 | No. 2 | 2.35 | 8.42 | 1.94 |
| | No. 3 | 2.36 | 8.54 | — |

从表 4 可得极端高水位下(0.47 m)试验模型的前 2 阶基频分别为 2.35 和 8.42 Hz，依据表 1 中频率的相似关系可得其相似转换频率分别为 0.317 和 1.135 Hz；依据有限元分析结果可知原型结构前 2 阶基频分别为 0.321 和 1.164 Hz，由此可得相对误差分别为 1.3%和 2.6%。此外根据表 4 中 1 阶振型阻尼比计算可知，由于水动阻尼的影响，导致极端高水位下 1 阶振型阻尼比要大于无水条件下的计算结果。




a. 1阶阵型　　b. 2阶阵型

图4　试验模型塔筒结构前2阶振型

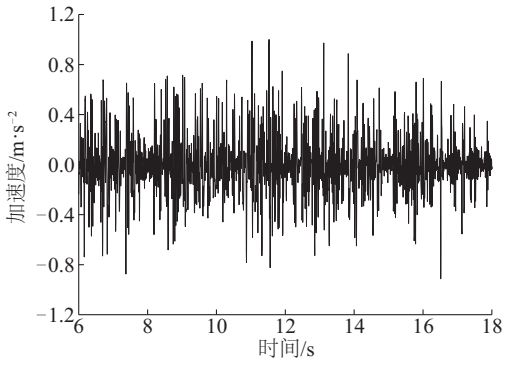
Fig. 4　First two mode shapes of tower of the dynamic model

依据图 1 中加速度传感器的布置，No.2 位于塔筒顶部，No.10 位于塔筒底部，并结合图 4 中塔筒前两阶振型可得，塔筒顶部反应主要由 1 阶振型控制，而塔筒底部反应主要受到 2 阶振型的影响。

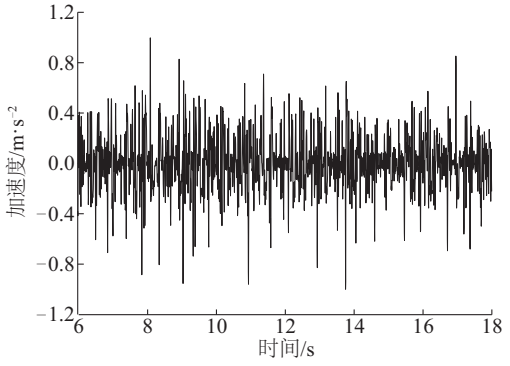
## 4　试验及有限元结果分析

### 4.1　地震荷载作用下结构反应

地震荷载实验工况下采集的地震波时程及其功率谱函数如图 5、图 6 所示，图 5a 为振动台输出的 API 地震波时程，图 5b 为模拟输出的 El Centro 地震波时程。



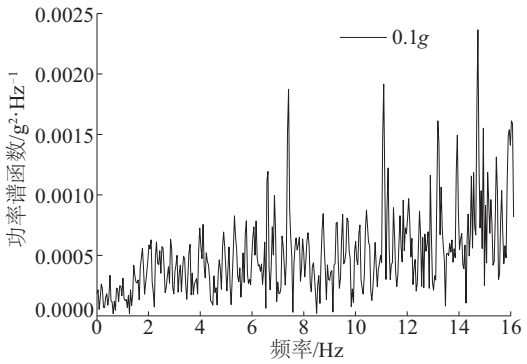

a. API地震波时程



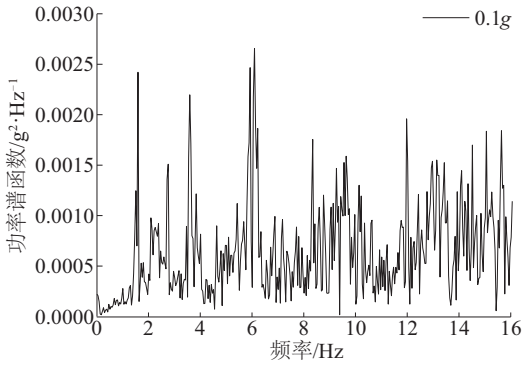

b. El Centro地震波时程

图5　振动台模拟输出地震波时程

Fig. 5　Simulated seismic excitations during tests




a. API功率谱函数



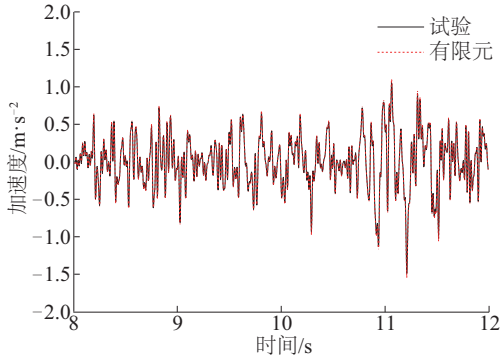

b. El Centro功率谱函数

图6 输出地震波时程功率谱函数

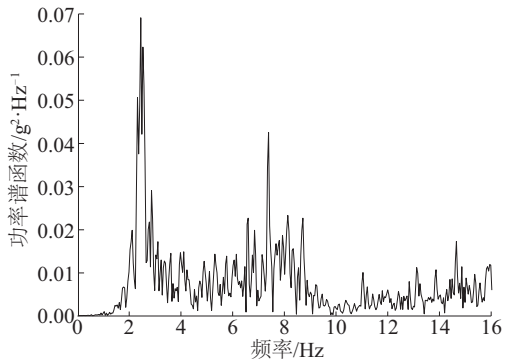
Fig. 6 PSD functions of the simulated seismic excitations

上述地震波时程同样作用于有限元模型，开展动力时程分析，得到地震荷载作用下的结构动力反应，与试验数据进行对比。地震荷载作用下的试验与有限元结果对比如图7、图8所示。

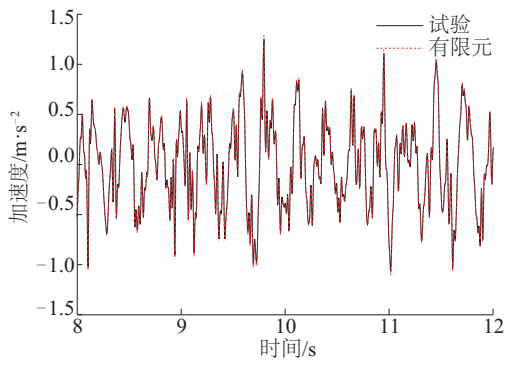
从图7、图8时程结果的对比中可看出，有限元结果与实验数据符合较好，证明有限元模型及其边界条件的合理性。此外，从图6b、图6c与图7b、图7c对比中可得加速度时程功率谱函数包含结构基频和多个地震频率分量。从图7b中可得地震试验激发的1阶频率为2.39 Hz，根据图7dEl Centro作



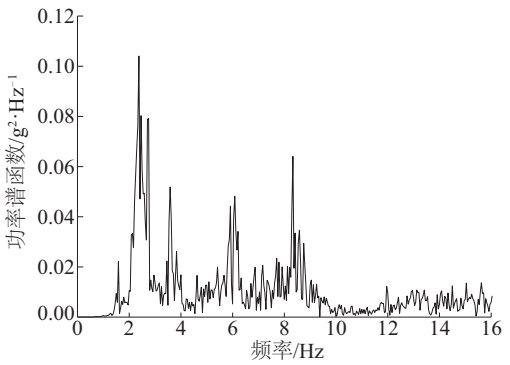

a. 塔筒顶部加速度时程-工况1




b. 加速度时程功率谱函数-工况1



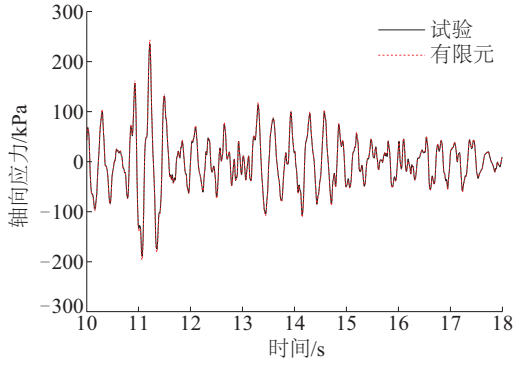

c. 塔筒顶部加速度时程-工况3



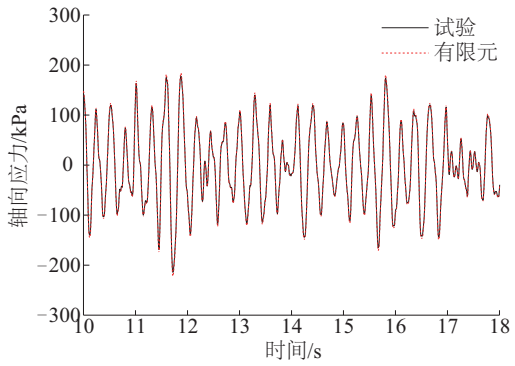

d. 加速度时程功率谱函数-工况3

图7 地震荷载作用下塔筒顶部加速度反应

Fig. 7 Tower top accelerations under seismic excitations




a. 应力时程-工况1




b. 应力时程-工况3

图8　90°方向塔筒底部轴向应力

Fig. 8　Axial stress in 90° at the tower base under earthquakes

用下的功率谱函数可得试验激发的高频分量为8.33 Hz，这一数值与结构2阶基频相近。

由于El Centro在结构基频附近包含多个频率分量，所以El Centro作用下的塔筒底部轴向应力要大于API作用下的结构反应，如图8a、图8b所示。

上述地震荷载作用下，结构时程反应统计值对比如表5、表6所示。从表5、表6中同样可看出试验与有限元结果的统计值基本保持一致。通过对比0.1$g$和0.2$g$试验工况下的结构反应极值可发现，反应极值随着地震峰值加速度的增加基本保持线性变化，说明在当前地震荷载作用下试验模型处于线弹性阶段。

**表5　地震作用下塔筒顶部加速度时程对比**

Table 5　Comparison of tower accelerations under seismic loads

| 工况 | 加速度(试验)/m·s$^{-2}$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 1 | 1.061 | −1.488 | $-1.3\times10^{-5}$ | 0.217 |
| 2 | 2.110 | −2.959 | $-2.6\times10^{-5}$ | 0.433 |
| 3 | 1.248 | −1.233 | $-1.5\times10^{-5}$ | 0.293 |
| 4 | 2.478 | −2.448 | $-3.0\times10^{-5}$ | 0.581 |
| 工况 | 加速度(有限元)/m·s$^{-2}$ | | | |
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 1 | 1.103 | −1.548 | $-1.4\times10^{-5}$ | 0.226 |
| 2 | 2.195 | −3.077 | $-2.7\times10^{-5}$ | 0.450 |
| 3 | 1.296 | −1.280 | $-1.6\times10^{-5}$ | 0.304 |
| 4 | 2.572 | −2.541 | $-3.1\times10^{-5}$ | 0.603 |

**表6　地震作用下90°方向塔筒底部应力时程对比**

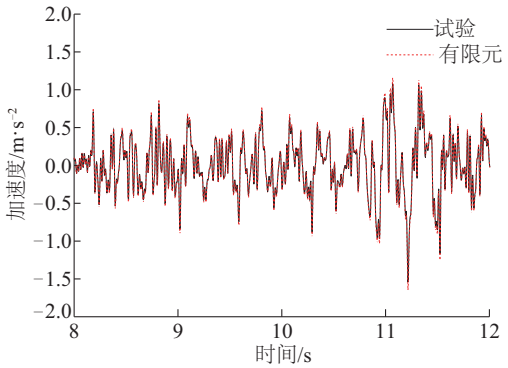
Table 6　Comparison of tower base stress in 90° under seismic loads

| 工况 | 应力(试验)/kPa | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 1 | 234 | −188 | −0.66 | 39 |
| 2 | 466 | −376 | −1.32 | 77 |
| 3 | 239 | −214 | −0.79 | 64 |
| 4 | 475 | −425 | −1.58 | 128 |
| 工况 | 应力(有限元)/kPa | | | |
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 1 | 243 | −196 | −0.69 | 40 |
| 2 | 485 | −391 | −1.37 | 80 |
| 3 | 248 | −222 | −0.82 | 67 |
| 4 | 493 | −441 | −1.63 | 133 |

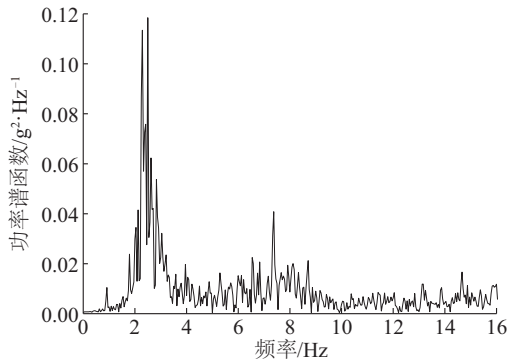
## 4.2　地震风波浪及海流荷载联合作用下结构反应

在地震、风、波浪及海流荷载联合作用下的结构时程反应如图9、图10所示。通过对比图7、图9中的塔筒顶部加速度时程，可发现在风和海洋环境荷载的影响下，其时程发生变化。进一步对比其各自对应的功率谱密度函数，可明显地反映出环境荷载对于地震荷载作用下结构反应的影响。比如在图9中的功率谱密度函数中除包含结构基频和地震频率分量外，可明显观察到波浪荷载频率分量，但由于在试验中仅仅考虑规则波，所以其影响在当前实验中并不显著。同时结构1阶频率对应的功率谱函数峰值发生显著变化，这是由于在试验中施加了稳态风场，而稳态风场对于结构低阶频率影响显著。

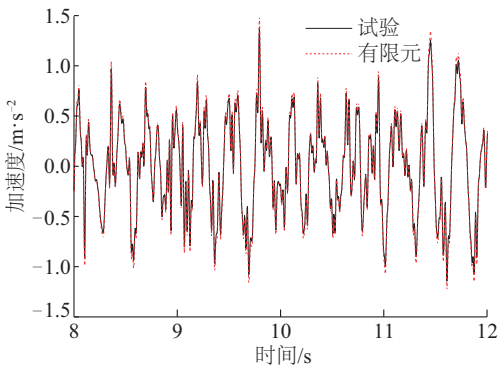
通过对比图8、图10可明显看出，在荷载联合作用实验工况下基础结构内力时程及其幅值和均值发生明显变化，这说明风及海洋环境荷载对于基础结构内力时程均值存在着显著影响。



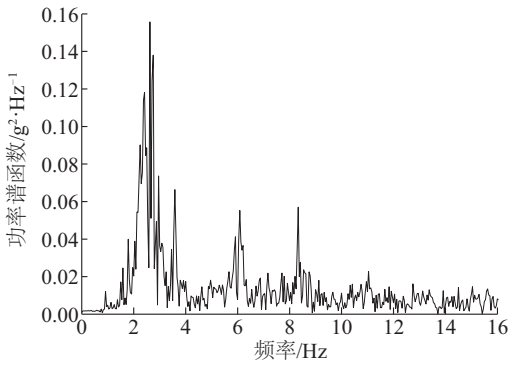

a. 塔筒顶部加速度时程-工况15




b. 加速度时程功率谱函数-工况15



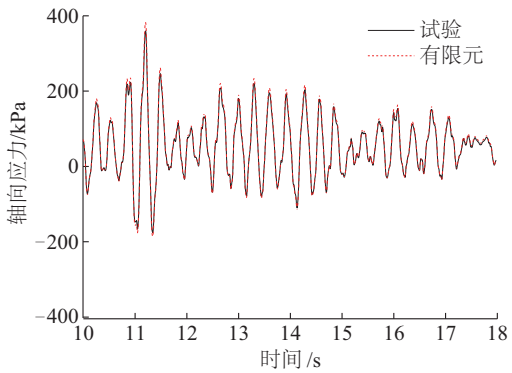

c. 塔筒顶部加速度时程-工况17



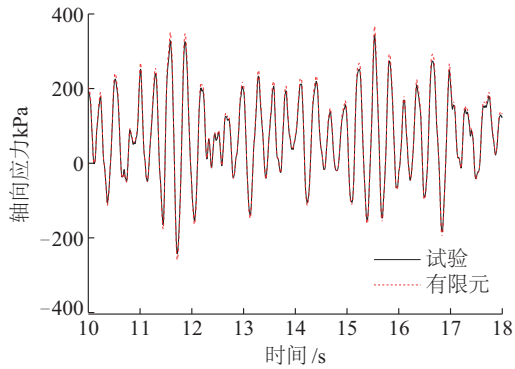

d. 加速度时程功率谱函数-工况17

图9 荷载联合作用试验工况下塔筒顶部加速度

Fig. 9 Tower top accelerations under combined test cases




a. 应力时程-工况15




b. 应力时程-工况17

图10 荷载联合作用试验工况下塔筒底部90°方向轴向应力

Fig. 10 Axial stress in 90° at tower base under combined test cases

进一步,表7、表8总结了在荷载联合作用试验工况下试验模型结构时程反应的统计值。

**表7 荷载联合作用下塔筒顶部加速度时程对比**

Table 7 Comparison of tower accelerations under united loads

| 工况 | 加速度(试验)/m·s$^{-2}$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 15 | 1.088 | −1.540 | $-3.3\times10^{-4}$ | 0.243 |
| 16 | 2.434 | −3.151 | $-3.7\times10^{-4}$ | 0.520 |
| 17 | 1.820 | −1.293 | $-6.6\times10^{-4}$ | 0.368 |
| 18 | 2.419 | −2.376 | $-8.4\times10^{-4}$ | 0.611 |
| 工况 | 加速度(有限元)/m·s$^{-2}$ | | | |
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 15 | 1.164 | −1.647 | $-3.6\times10^{-4}$ | 0.260 |
| 16 | 2.605 | −3.371 | $-3.9\times10^{-4}$ | 0.556 |
| 17 | 1.957 | −1.390 | $-7.0\times10^{-4}$ | 0.396 |
| 18 | 2.600 | −2.554 | $-9.0\times10^{-4}$ | 0.657 |

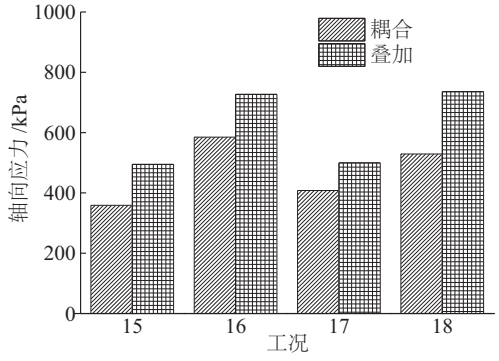
**表8 荷载联合作用下90°方向塔筒底部应力时程对比**

Table 8 Comparison of tower base stress in 90° under united loads

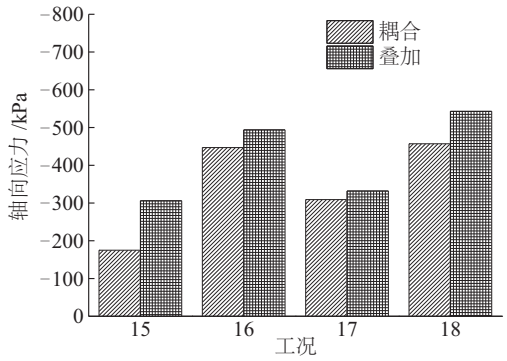
| 工况 | 应力(试验)/kPa | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 15 | 359 | −175 | 62 | 60 |
| 16 | 585 | −447 | 64 | 128 |
| 17 | 408 | −309 | 73 | 101 |
| 18 | 529 | −457 | 67 | 155 |
| 工况 | 应力(有限元)/kPa | | | |
| | 极大值 | 极小值 | 平均值 | 标准差 |
| 15 | 383 | −187 | 66 | 64 |
| 16 | 623 | −476 | 68 | 136 |
| 17 | 436 | −331 | 78 | 108 |
| 18 | 566 | −489 | 72 | 166 |

通过对比表5、表7中加速度时程反应的统计值，可明显观察到风和海洋环境荷载对于塔筒顶部加速度反应的影响。同理对比表6、表8中的统计值，可看出风和海洋环境荷载对于地震作用下基础结构内力的影响，特别是内力均值在联合作用实验工况下变化显著。

为进一步说明地震、风以及海洋荷载之间的耦合作用，对上述荷载单独作用下基础结构内力反应的极值进行叠加，并与联合实验工况的实验结果进行对比，对比结果如图11所示。




a. 90°方向塔筒底部轴向应力极大值对比




b. 90°方向塔筒底部轴向应力极小值对比

图11　荷载联合作用下结构内力对比

Fig. 11　Comparison of stress under combined load cases

图11中的对比结果明显反映出在荷载联合作用下存在着明显的耦合作用，耦合试验工况的极值并不等于各荷载单独作用极值的叠加。因此在开展地震、风及波浪荷载联合作用下的动力时程分析时，必须要考虑荷载之间的耦合作用。

## 5　结　论

基于开展的地震、风及海洋环境荷载联合作用下的海上风力机结构动力模型试验，可得如下结论：

1）首先结构动力特性测试对水弹性相似律进行验证，说明基于水弹性相似律进行海上结构物动力试验模型设计，可很好的保证低阶动力特性的相似。对于固定式海上结构物而言，其动力反应基本由低阶振型控制。

2）通过试验数据与有限元结果分析的对比，证明了有限元模型及其边界条件的合理性。

3）在0.1$g$和0.2$g$地震荷载作用下，结构时程反应极值呈现出线性变化，证明在当前试验工况下结构处于弹性阶段。

4）风与海洋环境荷载对于结构内力影响显著，特别是对应较小地震峰值加速度时，风与波浪荷载对结构影响不可忽略。

5）在荷载联合试验工况下，上述荷载之间存在着明显的耦合作用，其时程反应极值并不等于各荷载单独作用时反应极值的叠加。

总之，在开展地震作用下的海上风力机结构反应分析时，为得到合理的结构反应，必须考虑其与风和波浪荷载之间的耦合作用。

## ［参考文献］


［1］ Schaarup J, Krogh T. Guidelines for design of wind turbines［M］. Copenhagen: Risø National Laboratory, 2002.

［2］ Windenergie G. Guideline for the certification of offshore wind turbines［S］. Hamburg: Germanischer Lioyd, 2003.

［3］ IEC. Wind turbines-part 1: Design requirements［S］. Berne: International Electrotechnical Commission, 2005.

［4］ Zhao X, Maiβer P. Seismic response analysis of wind turbine towers including soil-structure interaction［J］. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics, 2006, 220(1): 53—61.

［5］ Kim Dong Hyawn, Lee Sang Geun, Lee Il Keun, et al. Seismic fragility analysis of 5 MW offshore wind turbine［J］. Renewable Energy, 2014, 65: 250—256.

［6］ Prowell I, Veers P. Assessment of wind turbine seismic risk: Existing literature and simple study of tower moment demand［R］. Sandia National Laboratories, USA. 2009.

［7］ Prowell I, Veletzos M, Elgamal A, et al. Experimental and numerical seismic response of a 65 kW wind turbine［J］. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13(8):

1172—1190.

[8] Chen Jianbing, Liu Youkun, Bai Xueyuan, Shaking table test and numerical analysis of offshore wind turbine tower systems controlled by TLCD[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2015, 14(1): 55—75.

[9] Zheng Xiangyuan, Li Hongbin, Rong Weidong, et al. Joint earthquake and wave action on the monopile wind turbine foundation: An experimental study[J]. Marine Structures, 2015, 44: 125—141.

[10] 林 皋, 朱 彤, 林 蓓. 结构动力模型试验的相似技巧[J]. 大连理工大学学报, 2000, 40(1): 1—8.

[10] Lin Gao, Zhu Tong, Lin Bei. Dynamic model test similarity criterion[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2000, 40(1): 1—8.

[11] Chakrabarti S. Physical model testing of floating offshore structures[A]. Proceedings of MTS Dynamic Positioning Conference[C], Houston, USA, 1998.

[12] Jonkman J, Butterfield S, Musial W, et al. Definition of a 5 MW wind turbine reference for offshore system development[R]. National Renewable Energy Laboratory, USA. 2009.

[13] Golden, ANSYS. ANSYS standard user's manual[M]. USA: ANSYS Inc, 2012.

# DYNAMIC MODEL TEST AND NUMERICAL ANALYSIS OF AN OFFSHORE WIND TURBINE UNDER SEISMIC LOADS

Wang Wenhua[1,2], Li Xin[1,2], Li Ying[3], Wang Bin[1,4]

(1. *State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian* 116024, *China*;
2. *Institute of Earthquake Engineering, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian* 116024, *China*;
3. *Chinese-German Institute of Engineering, Zhejiang University of Science and Technology, Hangzhou* 310023, *China*;
4. *Powerchina Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou* 311122, *China*)

**Abstract**: The dynamic model of an offshore pentapod wind turbine is designed based on the hydro-elastic similarity, also an FE model of the dynamic model is established in ANSYS. A series of dynamic model tests and numerical analysis are carried out under the pure or combined seismic, wind and sea load conditions. The hydro-elastic similarity is proved to be credible to carry out dynamic model tests of offshore bottom fixed structures. Moreover, the numerical results are found to be agree well with the experimental data, and the coupling effects of the seismic, wind and sea loads are found. Finally, it can be concluded that the coupling effects should be considered in the seismic analysis of offshore wind turbines in order to obtain reasonable structural responses.

**Keywords**: offshore wind turbine; earthquakes; dynamic models; hydro-elastic similarity; finite element analysis