

# 大跨桥梁主塔施工阶段塔吊风致振动与安全性研究

夏烨<sup>1</sup>, 简旭东<sup>1</sup>, 孙利民<sup>1,2\*</sup>, 沈斌<sup>3</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海市 200092; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室;  
3. 南京市公共工程建设中心)

**摘要:** 大跨桥梁主塔施工阶段的高耸塔式吊机抗风安全性问题十分关键,在动力响应方面无规范明确指导。该文提出大跨桥梁施工过程中附着高耸塔吊精细化抗风分析流程,以南京长江五桥为例对桥塔—塔吊联合结构进行了抖振风荷载时程分析,并进行了安全性综合评价。分析结果表明:工作风速(20 m/s)下,塔吊的安全性和舒适度均满足要求;极限风速(42 m/s)下,塔吊的安全性满足要求。提出的抗风安全性验算流程对同类结构的抗风性能分析具有指导和借鉴作用。

**关键词:** 大跨斜拉桥; 高耸塔式吊机; 抖振; 有限元; 抗风安全性

## 1 引言

高耸塔式吊机在复杂风环境下的抗风安全性一直是困扰工程技术人员的一个关键问题。在中国,因风灾引起的高耸塔吊结构的损伤事件时有发生,成为工程施工过程中的重大安全隐患。2014年7月登陆海南文昌市的超强台风“威尔逊”瞬时风速达到17级,造成海南省台风路径上超过77台塔吊倒塌和76台倾斜或严重受损。2016年9月15日登陆厦门的“莫兰蒂”超强台风,最大瞬时风速超过70 m/s,造成厦门地区倾覆塔吊超过83台,强风下引起的塔吊结构变形超过200台,经济损失巨大。对于高耸塔吊结构进行更严格和精细的抗风安全性分析验算对于保证吊机的安全高效工作十分必要。

对结构物在风场中响应的分析主要包括结构静风响应计算和结构风致振动响应分析。结构风致振动按其机理不同又可以分为涡激振动、颤振、抖振和驰振。对于塔吊这样的高耸空间桁架结构,强风下其振动效应主要表现为结构在脉动风作用下的抖振。结构施工阶段的抖振效应可能造成构件疲劳、舒适度甚至安全问题。紊流风作用下的抖振响应分析已日益成为工程界所关注的问题,成为结构抗风设计的一个重要内容。

然而,针对塔式吊机在风场中动力响应的既有研究还不够深入,从根本上仍将塔机的风致响应作为静风响应来研究,风对结构的动力响应通过风振系数来体现。工程应用上,尚无规范在动力效应与稳定性上对塔式吊机有明确规定,均采用静力简化的方式,便于工程计算,但不能准确把握结构动力性能,不能满足结构风致响应精细化分析的要求。对塔吊结构在风场中的动力响应分析,特别是抖振响应分析,尚无一套完整的理论分析方法,亟需借鉴相关分析技术发展出相应的数值分析手段,对塔吊结构的抗风安全性进行评估。

南京长江五桥为三塔五跨斜拉桥,南北两座边塔高167.7 m,中塔高173.4 m。主塔施工设备采用了总高度为182 m的塔式起重机,其基础坐落于桥塔主墩承台上,先后通过4道附墙装置与桥塔塔柱连接,构成典型的高耸塔吊—桥塔联合结构。该系统具备施工周期长,使用频率高,所处风环境复杂的特点,抗风安全性问题突出。

在此背景下,提出大跨桥梁施工过程中附着高耸塔吊精细化抗风分析流程,以南京长江五桥为例对桥塔施工阶段塔吊的抗风安全性进行抖振风荷载时程分析。主要研究内容包括:塔吊—桥塔联合结构的有限元建模,考虑场地特征的风速场以及风荷载动力效应模拟,联合结构风致响应的全时程分析,最后汇总分析

收稿日期:2020-01-16(修改稿)

基金项目:上海市科委项目(编号:18DZ1201203,17DZ1204300)

作者简介:夏烨,男,副研究员. E-mail:yxia@tongji.edu.cn

\* 通信作者:孙利民,男,博士,教授. E-mail:lmsun@tongji.edu.cn

结果,综合评价施工阶段塔吊的抗风性能。

2 有限元建模

南京长江五桥的桥塔属于组合结构,塔柱的截面形式为混凝土外包钢板。施工过程中,安装完钢结构后,再以钢结构为模板浇筑混凝土。混凝土与钢材通过加劲肋和钢筋结合为整体,共同受力。塔吊全部由型钢构件组成,通过标高为 43.5、73.5、103.1 以及 139.1 m 的 4 道附墙装置与塔柱相连,附墙装置亦为型钢结构。随着桥塔施工高度的增加,依次安装各道附墙。

针对塔吊—桥塔联合结构的风致动力响应进行分析,采用 Midas Civil 软件建模分析。桥塔塔柱采用梁单元模拟,依据抗弯刚度弹性模量和质量等效原则设置材料属性以模拟其钢混组合截面。塔吊与附墙采用桁架单元模拟。模型边界条件设为刚性支承。

中塔吊模型的总质量为 687 t,接近塔吊设计图纸所提供的质量 674 t,其中塔吊立柱以上的结构质量为 329 t,接近塔吊设计图纸所提供的质量 321 t。这一对比初步验证了该有限元模型的可靠性。

最后对有限元模型进行动力特性分析,得到桥塔—塔吊联合系统的特征频率与振型如表 1 所示。

表 1 桥塔—塔吊联合结构动力特性

振型 阶数	自振频 率/Hz	自振周 期/s	振型描述
1	0.10	9.61	塔吊起重臂水平转动,立柱不动
2	0.18	5.56	塔吊 & 桥塔 1 阶横桥向弯曲
3	0.22	4.63	塔吊 1 阶纵桥向弯曲
4	0.26	3.85	塔吊 & 桥塔 2 阶横桥向弯曲
5	0.39	2.54	塔吊 & 桥塔 1 阶纵桥向弯曲
6	0.57	1.75	塔吊 1 阶横桥向弯曲
7	0.95	1.05	塔吊起重臂 1 阶水平弯曲
8	1.12	0.90	塔吊起重臂 1 阶竖向弯曲
9	1.21	0.83	塔吊 & 桥塔 3 阶横桥向弯曲
10	1.31	0.76	塔吊 & 桥塔 2 阶纵桥向弯曲

3 风荷载数值模拟

3.1 平均风速数值模拟

平均风的空间特性主要表现为不同地貌下风速的平均值随高度的变化规律,可以用风剖面进行描述。

平均风剖面通常用指数率或对数率来表达。该文由于塔吊沿竖直高度尺度大,采用如下的幂指数率来模拟平均风速:

$$U_z=U_{10}\left(\frac{Z}{10}\right)^{\alpha} \tag{1}$$

式中: $U_z$  为高度  $Z$  处的风速(m/s); $U_{10}$  为 10 m 高度处风速(m/s),该文取施工场地条件下 25 年以及 50 年一遇最大风速,分别为 20 m/s 与 42 m/s; $\alpha$  为考虑地表粗糙度影响的无量纲幂指数,该文根据塔吊所处场地情况取 0.12。

该研究从塔吊底部至塔吊顶部,以 6 m 为竖向间隔,模拟了 30 个不同高度的风速,其平均风速剖面图如图 1 所示。

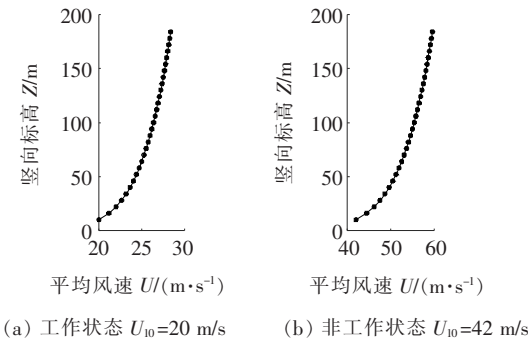


图 1 模拟的平均风速剖面

3.2 脉动风速场数值模拟

大跨度桥梁上的风速场包含了  $x$ 、 $y$ 、 $z$  3 个方向上的脉动。若将风场近似看作沿主塔方向上若干点处的随机风波的总和,那么该随机风场可以看作是一个多维多变量的平稳高斯随机过程。若不考虑 3 个方向风速间的相关性,可以把该风场处理为 3 个独立的一维多变量随机过程。

采用谐波合成法,通过一系列三角函数的叠加来模拟脉动风速时程曲线。顺风向脉动风速可由顺风向脉动风自谱和顺风向脉动风相干函数确定。该文采用了随高度变化的顺风向脉动风 Kaimal 谱,如下所示:

$$S_u(z,n)=U_*^2\frac{200f}{n(1+50f)^{5/3}} \tag{2}$$

式中: $S_u(z,n)$  为高度  $z$  处脉动风速功率谱; $n$  为脉动风频率(Hz); $f=\frac{nz}{U_z}=\frac{KU_z}{\ln z-\ln z_0}$ ;  $K$  为无量纲常数,取 0.4; $z_0$  为地面粗糙高度(m),该文根据塔吊所处场地情况取 0.05。

空间任意两点  $i$ 、 $j$  的脉动风速互功率谱可以由两点的风速自谱及相干函数确定。通常空间两点处脉动

风速的相关性随着两点距离的增大而减小,其衰减形式表现为指数规律,可由如下相干函数表示:

$$\rho_{ij}(n, x_i, x_j, z_i, z_j) = \exp \left[ -\frac{n}{U} \cdot \sqrt{C_x^2(x_i - x_j)^2 + C_z^2(z_i - z_j)^2} \right] \quad (3)$$

式中: $\rho_{ij}(n, x_i, x_j, z_i, z_j)$ 为空间任意两点*i*、*j*的脉动风速相干函数; $x_i, x_j, z_i, z_j$ 为*i*、*j*两点的水平坐标和垂直坐标; $U$ 为两点风速的平均值; $n$ 为脉动风频率(Hz); $C_x, C_z$ 为决定空间相关性衰减速度的参数;通常可偏保守地取为 $C_x=8, C_z=7$ 。

该文中,由于竖向尺度远远大于水平向的尺度,故仅考虑了竖向相关性的衰减。

模拟过程中,取频率区间为 $[0.01, 10]$  Hz,频率间隔为0.01 Hz,时间区间为 $[0.01, 10]$  s,时间间隔为0.01 s。为了说明上述数值仿真方法的准确性,此处展示桥塔顶部的顺风向脉动风速时程曲线,如图2所示;湍流度沿高度分布曲线如图3所示;该风速对应的自功率谱如图4所示;空间相干函数如图5所示。

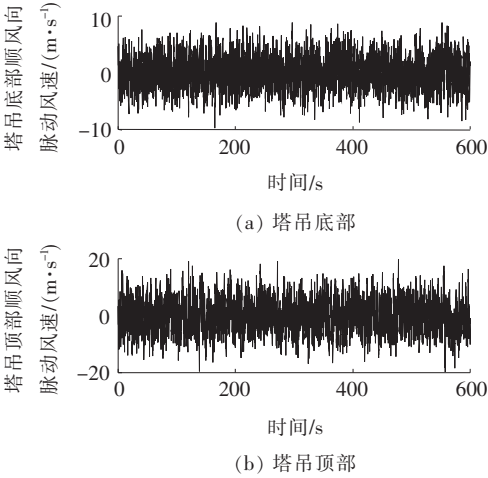


图2 模拟的脉动风速时程曲线

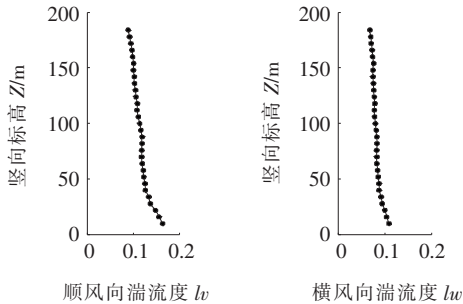


图3 模拟的脉动风湍流度

由图3~5可以看出:数值仿真得到的功率谱密度以及空间相干性函数与理论目标值相比均有很好的准

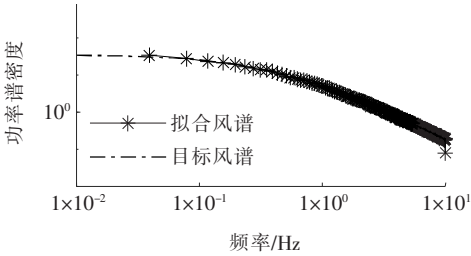


图4 模拟的脉动风功率谱密度

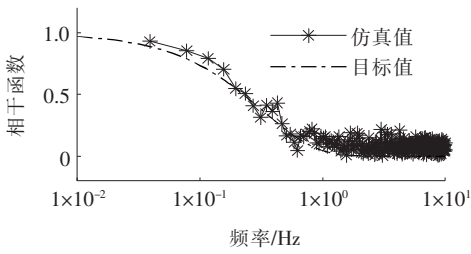


图5 以塔吊底部第1节段高度为基准的其他节段脉动风空间相干函数

确性。查验各点的纵向风湍流度,发现各点湍流度均在合理范围内,风速时程曲线可靠。

其他高度点仿真得到的时程曲线、自功率谱及空间相干函数均满足要求,限于篇幅不在此列出。

横向脉动风速同样可由横向脉动风自谱和横向脉动风相干函数确定。横向脉动风的功率谱通常采用下式表达,式中各变量物理意义与式(2)相同。

$$S_v(z, n) = U_*^2 \frac{15f}{n(1 + 9.5f)^{5/3}} \quad (4)$$

空间任意两点*i*、*j*的横向脉动风速互功率谱,亦可由两点的风速自谱及相干函数确定。其相干函数亦可由式(3)表示,但指数衰减系数 $C_x, C_z$ 要比纵向值小33%左右。限于篇幅,详尽的仿真结果此处不再列出。

最后,由于垂直向脉动风速引起的塔吊轴向响应通常很小,该研究不予考虑。

3.3 塔吊—桥塔联合结构CFD模拟

由风速场计算作用在结构上的风荷载,要求得结构的三分力系数。该文采用大型通用计算流体力学软件Fluent进行塔吊—桥塔联合结构的计算流体力学(Computational Fluid Dynamics, CFD)模拟,以获取其三分力系数。

联合结构位于长江水面,周围无高大建筑和构筑物遮挡影响。考虑桥塔、塔吊吊臂与主梁(*x*方向为纵桥向,*y*方向为横桥向)垂直情况及平行情况,分别建立几何模型。

数值模拟计算流域取为  $2\,000\text{ m} \times 1\,100\text{ m} \times 600\text{ m}$  (流向 $\times$ 展向 $\times$ 竖向)。网格剖分方案采用区域分块技术。在建筑物附近的区域采用加密的非结构化网格,在其他区域则采用结构化网格,网格最小尺度为  $0.2\text{ m}$ ,总数约  $443 \times 10^4$  个。由于采用定常计算,不涉及计算时间步长选择问题。该研究还进行了网格无关性检查,发现划分不同网格密度情况下,最后计算得到的结构三分力系数差别很小。

模拟过程中,入流面采用速度来流边界条件,选用 A 类风场,出流面采用压力出流边界条件,计算域顶部及两侧面采用对称边界条件,结构表面及地面采用无滑移壁面边界条件。压力和速度的耦合采用 SIMPLE 算法,控制方程采用分离式方法求解。湍流模型选用 Realizable  $k-\varepsilon$  模型,该模型是目前两方程模型中适用范围广、精度高、而且比较可靠的湍流模型。湍流模型各参数按 FLUENT 默认取值,控制方程的对流项采用二阶迎风格式,计算收敛准则取残差值为  $5 \times 10^{-4}$ 。

风向角的定义如图 6 所示。数值模拟研究中考虑了  $357^\circ$ 、 $0^\circ$ 、 $3^\circ$ 、 $45^\circ$ 、 $85^\circ$ 、 $88^\circ$ 、 $90^\circ$ 、 $92^\circ$ 、 $95^\circ$ 、 $135^\circ$ 、 $177^\circ$ 、 $180^\circ$  和  $183^\circ$ ,共 13 个风向角。风向角的选取考虑了抖振响应计算中的横桥向来流(对应  $0^\circ/180^\circ$  风向角)与纵桥向来流(对应  $90^\circ$  风向角)两个风荷载方向相匹配。同时,由于计算抖振风荷载的 Scanlan 公式中涉及到结构三分力系数对风向角的导数,故再在  $0^\circ$ 、 $90^\circ$  以及  $180^\circ$  附近取  $\pm 3^\circ$  的风向角变化。

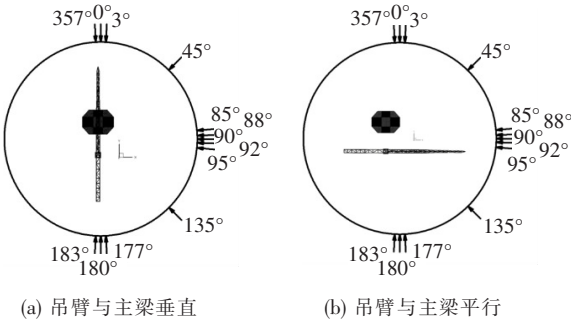


图 6 风向角

将整个塔吊划分为 55 段,最后将 CFD 模拟得到的风荷载按照结构分段中心点对应高度的来流平均风速无量纲化,得到用于计算风荷载的塔吊三分力系数:

$$C_{Di} = \frac{F_{Di}}{0.5 \times 1.225 \times U_{zi}^2 \times A_{Di}} \quad (5)$$

$$C_{Li} = \frac{F_{Li}}{0.5 \times 1.225 \times U_{zi}^2 \times A_{Li}} \quad (6)$$

$$C_{Mi} = \frac{M_i}{0.5 \times 1.225 \times U_{zi}^2 \times A_{Di} \times H_i} \quad (7)$$

式中: $C_{Di}$ 、 $C_{Li}$  和  $C_{Mi}$  分别为第  $i$  分段的阻力系数、升力系数和扭矩系数; $F_{Di}$ 、 $F_{Li}$  和  $M_i$  分别为第  $i$  分段的阻力、升力和扭矩; $U_{zi}$  为第  $i$  分段中心位置高度  $z_i$  对应的来流平均风速,由式(1)得到,如  $U_{z1}$  即为第 1 分段塔吊塔身中心位置高度对应的来流平均风速; $A_{Di}$  和  $A_{Li}$  分别为第  $i$  分段在  $0^\circ$  风向角时垂直于来流方向和平行于来流方向的投影面积; $H_i$  为第  $i$  分段宽度在  $0^\circ$  风向角时沿流向宽度。

为举例展示结构三分力系数计算结果,图 7 给出了塔吊立柱某节段的阻力系数  $C_D$  和升力系数  $C_L$  在  $85^\circ \sim 95^\circ$  风向角区间内的曲线。由于后续计算不考虑塔吊立柱的扭转,故没有列出其扭矩系数  $C_M$ 。

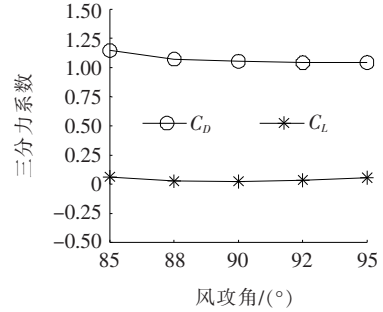


图 7 塔吊某立柱节段的三分力系数

### 3.4 静风荷载模拟

大量实测的风速记录表明:大气边界层中的风可分为长周期的平均风和短周期的脉动风。其中平均风作用可以模拟为来流方向的静风荷载,依据规范,其计算式为:

$$F_H = \frac{1}{2} \rho U^2 C_H A_n \quad (8)$$

式中: $\rho$  为空气密度,取  $1.225\text{ kg/m}^3$ ;  $U$  为来流平均风速; $C_H$  为桥梁各构件的阻力系数,该文通过 CFD 模拟计算得到; $A_n$  为桥梁各构件迎风方向投影面积。

该文将塔吊—桥塔联合结构沿高度划分为多个节段,分别计算各节段的静风阻力。

### 3.5 抖振风荷载模拟

基于准定常气动力理论,受风结构 3 个方向的抖振力一般根据 Scanlan 推荐的方法确定:

$$\begin{aligned} \hat{F}_D(t) &= (\rho U^2 / 2) A_n \left\{ 2C_D(\alpha) \cdot \frac{u(t)}{U} + \left[ \frac{dC_D}{d\alpha} + C_D(\alpha) \right] \cdot \frac{v(t)}{U} \right\} \\ \hat{F}_L(t) &= (\rho U^2 / 2) A_n \left[ 2C_L(\alpha) \cdot \frac{u(t)}{U} + \frac{dC_L}{d\alpha} \cdot \right. \end{aligned} \quad (9)$$

$$\frac{v(t)}{U}] \quad (10)$$

$$\hat{F}_M(t) = (\rho U^2 / 2) A_n [2C_M(\alpha) \cdot \frac{u(t)}{U} + \frac{dC_M}{d\alpha} \cdot \frac{v(t)}{U}] \quad (11)$$

式中:  $u(t)$ 、 $v(t)$  为顺风向、横方向的脉动风速, 根据前文第 3.2 小节确定;  $C_L$ 、 $C_D$ 、 $C_M$  为受风结构的三分力系数, 通过 CFD 模拟得到;  $A_n$  为构件的迎风投影面积;  $\rho$  为空气密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ), 取  $1.225 \text{ kg}/\text{m}^3$ ;  $\alpha$  为来流风攻角。

为简化计算, 计算过程中假定塔吊不受抖振扭矩的作用, 即计算中不涉及上式(11)。因为塔吊的截面和构件分布区域小, 故风的扭转效应不明显。

## 4 塔吊—桥塔联合结构风载响应分析

基于上文所描述的有限元模型与所确定的静风荷载和抖振力荷载, 该文运用 Midas Civil 软件的静力分析和瞬态时程分析求解器求解塔吊的静风及抖振响应。

### 4.1 动力参数

由于只进行线弹性动力响应分析, 为了在确保精度的前提下提高效率, 该文的计算采用振型分解法, 分析总时长 600 s, 时间步长取 0.01 s, 取系统的前 50 阶振型进行计算。其中第 50 阶模态的频率为 10.12 Hz, 达到模拟风速时选用的风谱最高频率为 10 Hz。

阻尼的选取依据为 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》中第 8.4.4 条的规定, 钢筋混凝土结构的阻尼比可取 5%, 钢结构可取 1%。而对于处在施工阶段或刚完工的钢结构, 由于附属设备或构件较少造成实际阻尼偏小。出于安全起见, 同时参照既有研究经验, 该研究中桥塔—塔吊联合结构的所有振型阻尼比均取 0.9%。

### 4.2 计算工况

桥塔施工过程中, 危险阶段出现在塔吊较高, 无附墙悬臂长度最大时, 因此该文选取以下两个工况进行分析:

工况 1: 桥塔 BT36 节段吊装完成, 此时塔吊高 174 m, 上部悬臂长度为 39.1 m。如图 8(a) 所示。

工况 2: 第 3 道附墙安装完成后顶升塔机总高度至 150 m, 吊装 BT25~BT31 段, 此时塔机悬臂 8 节半, 即 51.19 m, 如图 8(b) 所示。

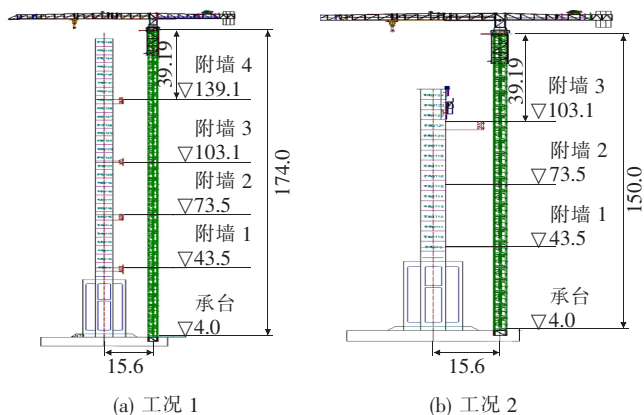


图 8 分析工况(单位:m)

同时根据来流风向风速和塔吊工作状态确定以下 6 个子工况。由于塔吊的吊臂面内受力更大, 故仅取风来流方向平行于吊臂。

子工况 1: 吊臂垂直于大桥主梁, 横桥向来流, 20 m/s 基本风速, 空载;

子工况 2: 吊臂平行于大桥主梁, 纵桥向来流, 20 m/s 基本风速, 空载;

子工况 3: 吊臂垂直于大桥主梁, 横桥向来流, 20 m/s 基本风速, 起重荷载最大时(此时起重重量 80 t, 工作幅度 26.0 m);

子工况 4: 吊臂垂直于大桥主梁, 横桥向来流, 20 m/s 基本风速, 工作幅度最大时(此时起重重量 48.6 t, 工作幅度 45.0 m);

子工况 5: 吊臂垂直于大桥主梁, 横桥向来流, 42 m/s 基本风速, 空载;

子工况 6: 吊臂平行于大桥主梁, 纵桥向来流, 42 m/s 基本风速, 空载。

### 4.3 计算结果

将工况 1 的结果汇总如表 2 所示, 以体现验算结果。限于篇幅, 工况 2 的结果不再列表展示。

## 5 塔吊抗风安全性综合评价

大量事故经验表明, 塔吊的风致破坏部位往往出现在塔吊与施工结构之间的附墙连接或塔吊立柱与吊臂之间的连接, 该文主要验算这两个关键部位的安全性。

### 5.1 附墙杆件强度验算

根据设计, 塔吊的附墙杆件选用  $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$  方管, 材料为 Q235B 钢材。依据规范, 钢构件的应力应该满足下式:

表 2 工况 1 塔吊风载响应最值

	单位	工况 1 下各子工况风载响应					
		子工况 1	子工况 2	子工况 3	子工况 4	子工况 5	子工况 6
驾驶室顺桥向位移	mm	2.0	-297.3	-3.6	-3.7	-7.8	-312.7
驾驶室横桥向位移	mm	247.7	-4.0	-396.1	-459.2	-507.0	24.1
驾驶室顺桥向加速度	mm/s <sup>2</sup>	14.0	109.2	14.2	13.9	82.6	-668.7
驾驶室横桥向加速度	mm/s <sup>2</sup>	-98.7	40.4	83.4	86.9	-562.0	234.7
附 1①轴力	t	-3.1	3.7	-2.1	-1.9	-13.4	18.4
附 1②轴力	t	0.8	3.0	0.6	0.6	-1.7	13.0
附 1③轴力	t	-5.1	-7.5	-4.9	-4.7	-16.6	-32.0
附 2①轴力	t	3.6	-3.6	-6.6	-7.5	-12.0	26.3
附 2②轴力	t	-0.7	3.1	0.3	0.4	-2.6	5.4
附 2③轴力	t	4.6	-3.4	-6.1	-6.8	-10.1	-16.4
附 3①轴力	t	-22.4	18.3	17.3	24.7	-36.1	31.8
附 3②轴力	t	-1.7	32.8	0.5	0.7	-3.8	52.2
附 3③轴力	t	-23.7	-47.6	18.2	25.9	-37.3	-77.6
附 4①轴力	t	18.1	-53.1	-16.0	-26.0	-33.6	123.9
附 4②轴力	t	-0.8	41.4	-0.5	0.5	-2.6	-98.4
附 4③轴力	t	18.3	14.2	-16.4	-26.3	-31.4	-35.1
最高附墙处标准节竖杆轴力	t	-285.9	-291.2	-299.6	-331.4	-343.9	-356.4
底部基础节竖杆轴力	t	-164.7	-161.2	-184.2	-176.5	-166.5	-151.1
吊顶顺桥向弯矩	t·m	0.7	-1.5	-0.6	-0.6	-2.9	-809.3
吊顶横桥向弯矩	t·m	-1 079.7	-1 088.0	887.7	1 112.7	-1 352.6	-8.6

注：杆件位置参见图 9 中的附墙杆件，每道附墙共有 3 根杆件，附 1①代表附墙 1 的 1 号杆件，其余杆件名称以此类推。下同。

$$\sigma = \frac{N}{\phi A_n} + \frac{M}{W} \leq \lim \sigma = 213.6 \text{ MPa} \tag{12}$$

依据规范，恒载荷取安全系数为 1.2、动载荷取 1.4，即重力荷载取安全系数为 1.2，风荷载取 1.4。附墙杆件的强度验算结果如表 3 所示。

所有附墙杆件均验算通过。

5.2 附墙杆件接头验算

塔吊接头采用 Q345 钢材，依据规范，杆件接头的验算表达式为：

$$\sigma = \frac{r_s \times N}{2tb_e} = \frac{1.2 \times 1.531 \times 10^6}{2 \times 130 \times 79} = 89.4 \text{ MPa} \leq \lim \sigma = \frac{345}{1.1} = 313.6 \text{ MPa} \tag{13}$$

验算通过。

5.3 调节螺栓验算

采用 T200×8 调节螺栓，螺杆有效面积 A = 25 390 mm<sup>2</sup>，材质为 40Cr，螺母有效面积 A = 15 096

表 3 附墙杆件强度验算结果

杆件名称	最大轴力/t	杆件长度/m	最大应力/MPa
附 1①	27.8	10.060	35.7
附 1②	13.0	11.855	26.0
附 1③	32.0	10.155	40.1
附 2①	82.9	9.503	86.0
附 2②	59.4	10.962	70.4
附 2③	41.3	9.482	46.7
附 3①	62.4	9.003	64.7
附 3②	130.3	10.253	136.0
附 3③	153.1	10.401	159.5
附 4①	123.9	8.683	119.7
附 4②	98.4	9.484	100.6
附 4③	35.1	8.685	38.6

mm<sup>2</sup>，材质为 Q345B 厚壁管。验算表达式为：

$$\sigma = \frac{r_s \times N}{A} = \frac{1.2 \times 1.531 \times 10^6}{15\,096} = 121.7 \leq \lim \sigma =$$

313.6 MPa (14)  
验算通过。

5.4 塔吊顶部不平衡弯矩验算

根据塔吊厂家提供的数据,该型号塔吊的工作弯矩为1 880 t·m,非工作状态弯矩为1 047 t·m,上述工况计算结果均满足吊顶最大弯矩小于1 880 t·m的要求。

5.5 驾驶室舒适度验算

由舒适度分析文献[14],对于卓越频率为0.1 Hz的振动信号,加速度峰值大于100 mm/s<sup>2</sup>,人能感觉到;加速度峰值大于400 mm/s<sup>2</sup>,且均方根值大于50 mm/s<sup>2</sup>时,人感觉不舒适。

结合计算结果认为,20 m/s风速时,加速度峰值均小于人有感范围,可正常工作;42 m/s风速时,加速度峰值超出有感范围,塔吊处于停止作业状态。

6 结论

大跨桥梁主塔施工阶段的高耸塔式吊机抗风安全性在现有设计验算流程中仅考虑静力部分,在动力响应方面无规范明确指导。研究表明:仅考虑静力效应不一定是偏安全保守的做法,在动力安全及稳定性上存在隐患。该文提出大跨桥梁施工过程中附着高耸塔吊精细化抗风分析流程,如图9所示,对同类结构的抗风性能分析具有指导和借鉴作用。

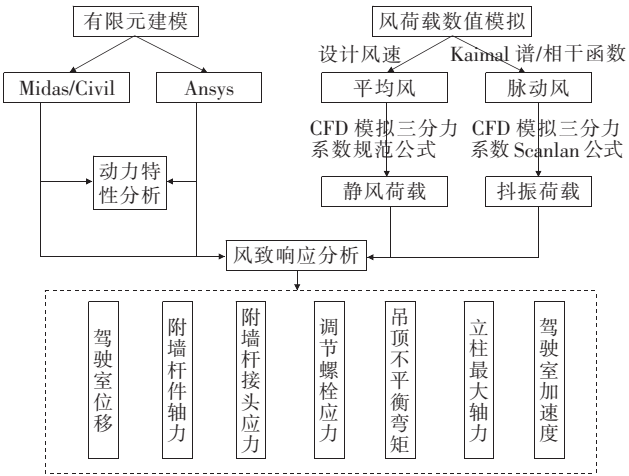


图9 塔吊抗风分析流程

以南京长江第五大桥为例,研究高耸塔吊—桥塔

联合结构的风致抖振响应特性,得到以下结论:

- (1) 塔吊危险位置发生在次高附墙处。
- (2) 工作风速下,塔吊自身结构、附墙构件安全,驾驶室加速度峰值小于人类有感范围,可正常工作。
- (3) 非工作极限风速下,塔吊自身结构、附墙构件安全,加速度峰值超出有感范围,塔吊处于停止作业状态。

参考文献:

[1] 陈宝春,陈建国,黄素萍. 2007—2016年我国在役塔吊安全事故统计分析[J]. 浙江建筑,2018(2).

[2] 郑丽娟. 塔吊结构在风力及吊重耦合作用下的响应分析[D]. 武汉理工大学硕士学位论文,2012.

[3] 吕明. 基于特殊风载的非工作状态塔式起重机安全性分析[D]. 重庆大学硕士学位论文,2008.

[4] 刘徽. 起重机风荷载的数字仿真研究[D]. 武汉理工大学硕士学位论文,2007.

[5] GB 50009—2012 建筑结构荷载规范[S].

[6] Kareem A, Mccullough M C. Numerical Simulation of Wind Effects[M]. Advanced Structural Wind Engineering. Springer Japan, 2013:261—299.

[7] Kaimal J C, Wyngaard J C, Izumi Y, et al. Spectral Characteristics of Surface—Layer Turbulence[J]. Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, 2010, 98(417):563—589.

[8] Davenport A G. The Relationship of Wind Structure to Wind Loading[C]. Proc. of Symp. on Wind Effects on Buildings & Structures, 1966.

[9] JTG/T 3360—01—2018 公路桥梁抗风设计规范[S].

[10] Scanlan, Robert H. Wind Effects on Structures[M]. John Wiley, 1986.

[11] 殷扬,郁犁. 苏通大桥 MD3600 塔吊抗风安全性评估研究[J]. 世界桥梁,2008(2).

[12] E. S. KIM, S. K. CHOI. Failure Analysis of Connecting Bolts in Collapsed Tower Crane[J]. Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, 2013, 36(3):228—241.

[13] GB 50017—2017 钢结构设计规范[S].

[14] Hansen R J, Reed J W, Vanmarcke E H. Human Response to Wind—Induced Motion of Buildings[J]. Journal of the Structural Division, 1973, 99(3):1 589—1 605.