

## 斜拉桥转体施工中桥塔风致抗倾覆可靠性分析

马如进<sup>1</sup>, 刘桂林<sup>1</sup>, 胡晓红<sup>1†</sup>, 高泽雨<sup>2</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092;  
2. 苏交科集团股份有限公司, 江苏 南京 210019)

**摘要:** 斜拉桥在转体施工期间塔底并未完全固结, 在风荷载作用下桥塔存在倾覆倒塌的风险, 但现有的抗倾覆安全性评估大多基于安全系数法开展, 缺乏基于可靠度的相关研究。以无锡市某独塔斜拉桥转体施工状态为研究对象, 建立了转体施工中桥塔风致倾覆的极限状态方程与分项系数设计表达式。根据虚拟风洞获取的构件静气动力系数, 利用有限元方法计算了桥梁静风响应与抖振响应, 由此得到各风向角下塔底的内力响应。采用蒙特卡罗方法获得了各风向角下桥塔抗倾覆可靠度指标, 结果显示在横桥向来流风下可靠度指标有最小值。进行了随机变量的敏感性分析, 发现结构自重与风速对计算结果的影响最大。基于目标可靠度指标, 利用验算点法(JC 法)计算了桥塔抗倾覆验算中结构自重荷载与风荷载的分项系数, 供桥梁转体施工设计参考。

**关键词:** 转体施工; 桥塔倾覆; 蒙特卡罗法; 可靠性分析; 分项系数; 验算点法

**中图分类号:** U448.27      **文献标志码:** A

## Reliability Analysis of Wind-induced Overturning for Pylons of Cable-stayed Bridges during Swivel Construction Process

MA Rujin<sup>1</sup>, LIU Guilin<sup>1</sup>, HU Xiaohong<sup>1†</sup>, GAO Zeyu<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;  
2. JSTI Group Co., Ltd., Nanjing 210019, China)

**Abstract:** During the swivel construction process of cable-stayed bridges, the bottom of the pylon is not fully solidified, causing a risk of overturning and collapse under wind loads. However, existing anti-overturning safety assessments mostly rely on the safety factor method, and there is limited research based on reliability. Taking a single-pylon cable-stayed bridge in Wuxi City during its swivel construction process as the research subject, the limit state equation and the design expression using partial factors for wind-induced overturning of pylons during the swivel construction process were formulated. According to static aerodynamic force coefficients obtained by virtual wind tunnel testing, the aerostatic response and buffeting response of the bridge were calculated using finite element methods, and then the internal force at the bottom of the pylon under all wind direction angles was obtained. The Monte Carlo method was employed to acquire the anti-overturning reliability index of the pylon, and results showed a minimum reliability index under the wind in the direction perpendicular to the bridge. A sensitivity analysis was

\* 收稿日期:2024-09-24

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52238005), National Natural Science Foundation of China(52238005)

作者简介:马如进(1978—),男,江苏南通人,同济大学教授,博士

† 通信联系人,E-mail: xhu@tongji.edu.cn

conducted, revealing that the structural self-weight and wind speed have the greatest impact on the calculation results. Based on the target reliability index, the partial factors of structural self-weight and wind load in the anti-overturning calculation of the pylon were calculated using the checking point method (JC method), serving as a reference for the swivel construction design of bridges.

**Key words:** swivel construction; pylon overturning; Monte Carlo methods; reliability analysis; partial factor; checking point method

转体施工是斜拉桥施工中的一种常用工艺,具有操作安全简便、设备需求低、施工速度快等优点<sup>[1]</sup>。但在桥梁处于转体施工状态时,整个结构仅主塔基础与地面固结,转盘系统处于活动状态,因此结构可能出现失稳问题。

针对桥梁的转体施工,王立峰等<sup>[2]</sup>通过数值模拟研究了转体结构的受力状态,提出应当明确限制转体过程中的角加速度。牛远志等<sup>[3]</sup>比较了不同形式转体结构的安全性与可靠性,并对其优缺点进行了分析归纳。Xiao等<sup>[4]</sup>提出了在转盘边缘布置锚杆的措施来提升转体施工期间的结构安全性,并对不同的锚杆布置方案进行了比较。王子文<sup>[5]</sup>利用称重千斤顶对转体结构进行了称重,并根据称重试验结果计算了临时配重,从而保障转体结构的平衡稳定。黄仕平等<sup>[6]</sup>研究了转体结构的力学模型,提出了一种转体接触界面的优化设计方法。Wang等<sup>[7]</sup>开展了斜拉桥转体施工期间的地震易损性分析,并比较了各构件的失效概率。Gu等<sup>[8]</sup>针对含偏心荷载的转体施工过程,提出了一种多支点转体方法,可有效提升转体过程的稳定性与安全性。

转体施工过程中结构刚度较小,在来流风作用下易产生较大的风致响应,由于转盘系统未固结,桥塔存在风致倾覆的风险。毛李伟等<sup>[9]</sup>开展了斜拉桥转体施工缩尺模型试验研究,发现风荷载对转体稳定性存在较大影响。谢伟<sup>[10]</sup>对一座非对称独塔斜拉桥的转体施工过程进行了分析,发现即使在极端风速下,塔柱仍具有较高的抗倾覆稳定安全系数。蔡建业<sup>[11]</sup>针对斜拉桥转体结构,计算了考虑风荷载影响下的抗倾覆稳定安全系数,并将理论计算结果与风洞试验结果进行了比较,发现风洞试验得到的倾覆弯矩更小,对应的安全系数更高。林骋等<sup>[12]</sup>计算了风荷载下斜拉桥转体结构的不平衡力矩与抵抗力矩,通过对主梁进行临时配重来提高结构的抗倾覆安全系数。

对于转体施工过程中桥塔的抗倾覆稳定性,现有研究大多只是计算了安全系数,而现行规范中缺少对桥塔抗倾覆安全系数的具体规定。且现有研究缺乏基于可靠度的分析,相比于采用单一的安全系数法,分项系数设计法更能符合目标可靠度<sup>[13]</sup>。本文基于可靠度原理开展了转体施工状态的桥塔抗倾覆研究,以某独塔斜拉桥为例,利用有限元方法分析了施工状态的风荷载响应,采用蒙特卡罗法计算了各风向角的可靠度指标,并利用验算点法(JC法)得到了满足目标可靠度的荷载分项系数,可为类似桥梁的转体施工设计提供参考。

## 1 桥塔抗倾覆原理

斜拉桥在转体施工过程中处于最大双悬臂状态,仅主塔底部与地面连接,此时结构主要受到风荷载与自重荷载的作用。对于风荷载,结构所受的气动升力将使塔底截面产生竖向轴力,气动阻力与气动扭矩则使塔底截面产生横向力矩。对于自重荷载,由于转体施工过程中施加了配重来消除自重产生的不平衡力矩,因此自重荷载下塔底截面仅产生竖向轴力。风荷载与自重荷载下桥塔抗倾覆验算示意图如图1所示,验算公式如式(1)所示。

$$\begin{aligned} S_w &\leq S_c \\ S_w &= F_w R + M_w \\ S_c &= F_c R \end{aligned} \quad (1)$$

式中: $F_c$ 为自重产生的塔底轴力; $R$ 为塔底半径; $F_w$ 为风荷载产生的塔底轴力; $M_w$ 为风荷载产生的塔底弯矩; $S_w$ 为风荷载效应,体现为倾覆力矩; $S_c$ 为结构自重效应,体现为抵抗力矩。在 $F_c$ 与 $F_w$ 的作用下,塔底产生支座反力 $F_R$ 。相应的极限状态方程可写为:

$$Z = S_c - S_w = 0 \quad (2)$$

依据《公路工程结构可靠性设计统一标准》(JTG 2120—2020)<sup>[14]</sup>,结构作为刚体失去静力平衡

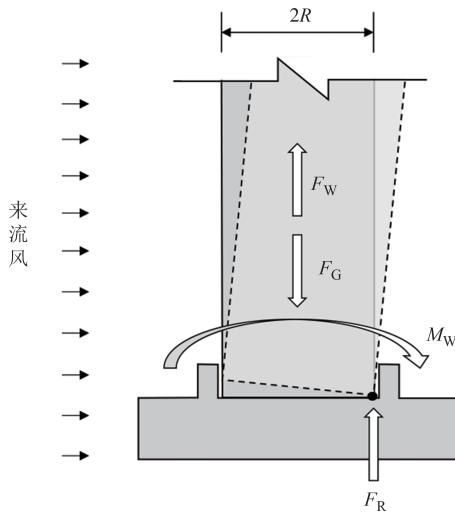


图1 抗倾覆验算示意图

Fig.1 Schematic diagram of anti-overturning verification

时的承载能力极限状态设计表达式如下:

$$\gamma_0 \gamma_w S_{WK} \leq \gamma_g S_{GK} \quad (3)$$

式中:  $\gamma_0$  为结构重要性系数, 结构安全等级为一级时取 1.1;  $\gamma_w$  与  $\gamma_g$  分别为结构自重效应与风荷载效应的分项系数;  $S_{GK}$ 、 $S_{WK}$  分别代表自重效应与风荷载效应的标准值.

## 2 转体施工中桥塔风致响应

### 2.1 工程背景

本文以无锡市某跨高速桥梁为研究对象进行风致响应分析, 主桥为独塔双索面钢箱梁半漂浮体系斜拉桥, 跨径布置为 175 m+91 m+84 m=350 m, 钢箱梁梁高 3.2 m, 桥宽 32.1 m, 桥塔由混凝土主塔与钢箱副塔构成, 塔高 104 m, 桥面以上塔高 90 m. 主桥立面如图 2 所示.

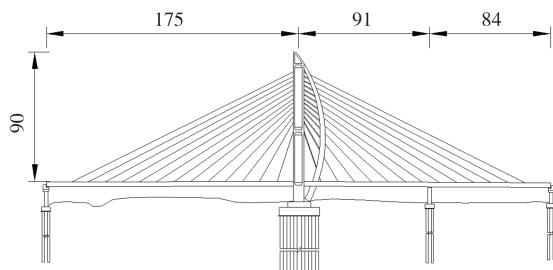


图2 桥梁总体布置图(单位:m)

Fig.2 General layout of the bridge (unit: m)

该桥采用水平转体法进行施工, 借助桥塔底部的转盘系统实现转体, 转盘系统的构造如图 3 所示, 转盘直径为 16 m.

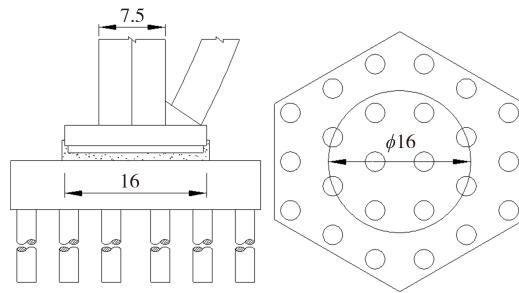


图3 转盘系统构造图(单位:m)  
Fig.3 Diagram of swivel system structure (unit: m)

### 2.2 风参数与动力特性

#### 2.2.1 风场参数

根据《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01—2018)<sup>[15]</sup>查出该地区基本风速  $U_{10}$  为 28.6 m/s, 桥梁抗风风险区域可确定为 R2 等级, 抗风风险系数  $k_f$  为 1.02, 场地地表类别为 B 类, 风剖面指数  $\alpha=0.16$ , 粗糙高度  $z_0=0.05$  m, 场地转换系数  $k_c$  取为 1.0. 大桥桥塔与上部结构施工年限预计小于 3 年, 施工期抗风风险系数  $k_{sf}$  取为 0.84.

计算施工阶段风荷载时, 对于主梁, 水平加载长度为 326 m, 等效静阵风系数  $G_v$  取 1.267; 对于桥塔, 坚向高度为 104 m, 等效静阵风系数  $G_v$  取 1.188. 施工阶段结构  $z$  高度处的等效静阵风风速可按下式计算:

$$U_g = G_v U_{sd} = G_v k_{sf} k_f k_c \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha U_{10} \quad (4)$$

#### 2.2.2 桥梁构件气动力系数

本文利用 FLUENT 计算流体力学软件模拟分析了主梁断面的阻力系数  $C_d$ 、升力系数  $C_L$  和扭矩系数  $C_M$  三个分量, 采用 1:50 缩尺比的断面建立数值模型进行计算, 计算断面如图 4 所示, 参考尺度宽  $B_g=0.642$  m, 高  $H_g=0.080$  m(含附属设施).

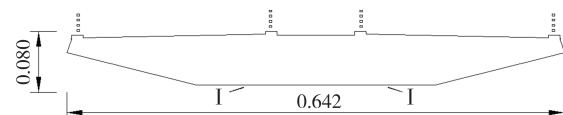


图4 主梁计算模型断面(单位:m)

Fig.4 Section of main girder computational model (unit: m)

计算域尺寸设为  $18B_g \times 28B_g$ , 如图 5 所示. 计算域左边界设置为速度入口, 入口速度设为 5 m/s, 右边界设置为压力出口, 上下边界均设置为对称边界. 湍流模型采用 SST  $k-\omega$  模型, 选择 SIMPLEC 算法进行求解, 离散格式均选用二阶迎风格式. 近壁面第一层网络高度为  $5 \times 10^{-5}$  m, 从而确保壁面处的  $y^+ < 1$ , 满足 SST 湍流模型计算要求.

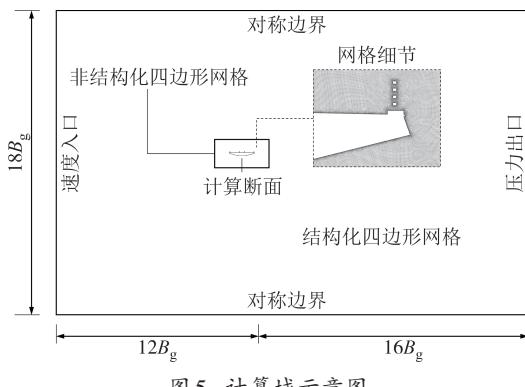


图 5 计算域示意图

Fig.5 Schematic diagram of computational domain

为获取与网格数量无关的计算结果,以确定好的计算域为基础,通过调整非结构化四边形网格尺寸生成了G1、G2与G3三套网格,以0°风攻角为例计算了相应的三分力系数,结果如表1所示.随着网格数量的增长,三分力系数逐渐稳定,G2与G3网格计算结果基本一致.考虑到网格数量对计算量的影响,本文采用G2网格开展后续计算.

表1 主梁断面网格无关性检查结果

Tab.1 Numerical results of grid independence check

for the main girder section

网格	网格数量	$C_D$	$C_L$	$C_M$
G1	213 115	0.754 9	-0.215 4	-0.001 5
G2	391 818	0.751 2	-0.208 3	-0.001 0
G3	625 390	0.749 8	-0.206 0	-0.000 9

考虑计算时间步长的取值,G2网格计算了三种时间步长下的主梁三分力系数,结果如表2所示.不同时间步长下的三分力系数结果差异很小,为提高计算效率,最终选用时间步长为0.01 s进行计算,得到-5°~+5°风攻角下风轴的三分力系数如图6所示.

表2 主梁断面时间无关性检查结果

Tab.2 Numerical results of time independence check

for the main girder section

网格	时间步长/s	$C_D$	$C_L$	$C_M$
	0.010	0.751 2	-0.208 3	-0.001 0
G2	0.005	0.751 4	-0.208 4	-0.001 0
	0.001	0.751 6	-0.208 4	-0.001 0

桥塔的静气动力系数数值模拟则将塔柱简化为二维横断面,同样采用1:50缩尺比的断面建立数值模型.考虑到主塔与副塔的间距随高度变化,因此选取了三个代表性的断面进行分析,如图7所示.

以其中的断面2为例进行后续分析说明,断面各风向角的计算工况如图8所示,CFD数值模拟的计

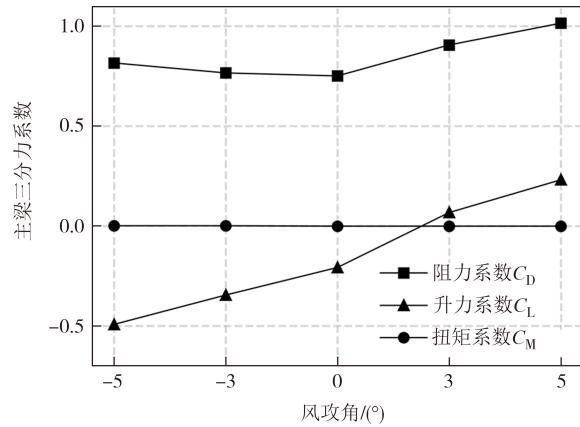


图 6 主梁断面三分力系数

Fig.6 Aerodynamic force coefficients of the main girder section

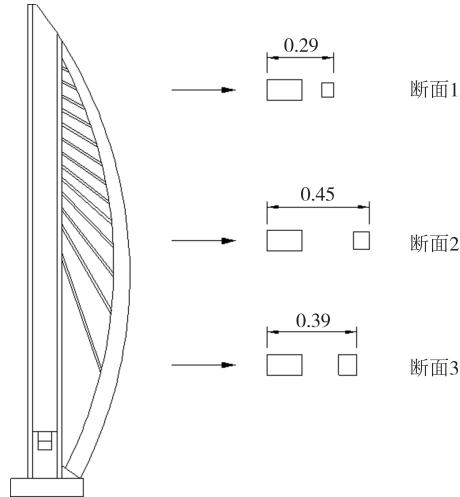


图 7 桥塔计算模型断面(单位:m)

Fig.7 Section of pylon computational model (unit: m)

算域尺寸同样设为 $18B_p \times 28B_p$ ( $B_p$ 为主塔断面左侧到副塔断面右侧的距离),其他相关计算条件的设置与主梁一致.

针对桥塔断面定义体轴坐标系,X轴对应为顺桥向,Y轴对应为横桥向,在该坐标系下的风荷载系数分别对应为横向力系数 $C_H$ 和竖向力系数 $C_V$ .

$$C_H = \frac{2F_H}{\rho U^2 H_p} \quad (5)$$

$$C_V = \frac{2F_V}{\rho U^2 B_p}$$

式中: $\rho$ 为空气密度; $U$ 为来流风速; $F_H$ 和 $F_V$ 分别为每延米顺桥向和横桥向风荷载; $H_p$ 和 $B_p$ 分别为桥塔断面的特征高度与特征宽度.

针对桥塔的静气动力系数计算,同样开展了网格无关性检查与时间无关性检查,以0°风向角为例,不同网格数量与时间步长下的桥塔静气动力系数计算结果分别如表3和表4所示.最终选取P2网格开

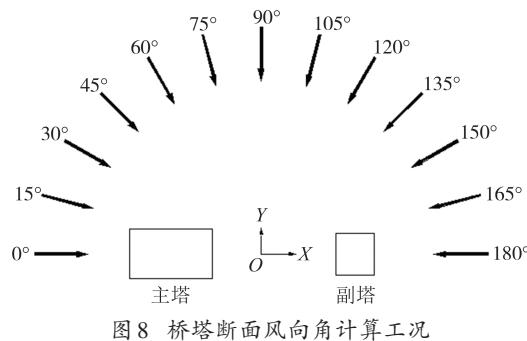


图8 桥塔断面风向角计算工况

Fig.8 Calculation conditions of pylon section under different wind direction angles

展计算,时间步长取为0.01 s.基于以上计算条件,获得了 $0^{\circ}$ ~ $180^{\circ}$ 风向角下主塔与副塔的静气动力系数,计算结果如图9所示.

表3 桥塔断面网格无关性检查结果

Tab.3 Numerical results of grid independence check for the pylon section

网格	网格数量	主塔 $C_H$	主塔 $C_V$	副塔 $C_H$	副塔 $C_V$
P1	125 863	1.430 7	-0.022 3	1.270 4	0.023 9
P2	225 857	1.467 1	-0.024 0	1.305 3	0.025 8
P3	313 113	1.471 3	-0.024 5	1.308 7	0.026 5

表4 桥塔断面时间无关性检查结果

Tab.4 Numerical results of time independence check for the pylon section

网格	时间步长/s	主塔 $C_H$	主塔 $C_V$	副塔 $C_H$	副塔 $C_V$
	0.010	1.467 1	-0.024 0	1.305 3	0.025 8
P2	0.005	1.467 4	-0.024 2	1.305 7	0.026 1
	0.001	1.467 5	-0.024 2	1.305 8	0.026 1

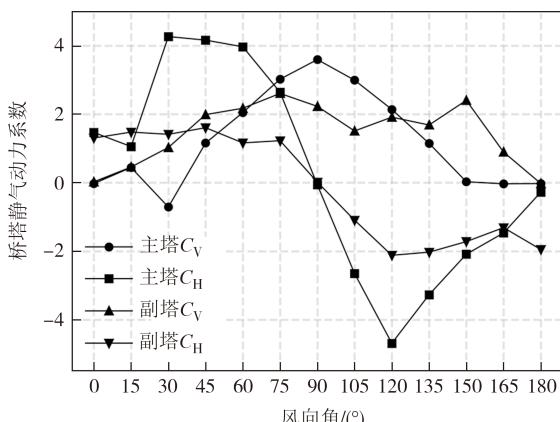


图9 桥塔断面静气动力系数

Fig.9 Aerodynamic force coefficients of the pylon section

### 2.2.3 结构动力特性

利用有限元软件 ANSYS 对桥梁施工最大双悬臂状态的动力特性进行了分析,主梁与桥塔部分用

BEAM4 单元模拟,斜拉索使用 LINK10 单元模拟,相应的材料特性参数如表 5 所示,其中各斜拉索的弹性模量在表 5 的基础上采用 Ernst 公式进行了折减.桥塔与主梁固结,塔底与地面固结.最大双悬臂施工状态有限元模型如图 10 所示,表 6 给出了最大双悬臂状态主要模态的动力特性.

表5 桥梁有限元模型材料参数

Tab.5 Material parameters of the bridge finite element model

材料	密度/(kg·m <sup>-3</sup> )	弹性模量/MPa	泊松比
主梁与副塔钢材	7 850	$2.06 \times 10^5$	0.300
主塔混凝土	2 600	$3.65 \times 10^4$	0.167
斜拉索	8 260	$2.00 \times 10^5$	0.300

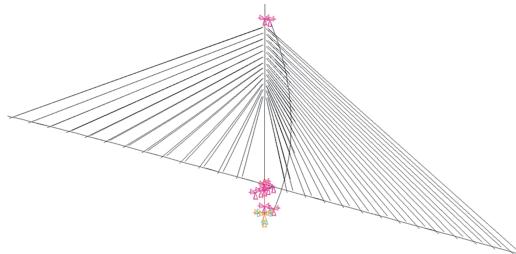


图10 桥梁最大双悬臂状态有限元模型图

Fig.10 Finite element model of the bridge during the longest double cantilever stage

表6 桥梁最大双悬臂状态主要振动模态

Tab.6 Main vibration modes of the bridge during the longest double cantilever stage

模态阶数	频率/Hz	振型描述
1	0.253	跷跷板振动
2	0.286	主梁转动
3	0.309	桥塔侧弯
4	0.729	主梁一阶正对称侧弯
5	0.736	主梁一阶正对称扭转
6	0.745	主梁一阶正对称竖弯

### 2.3 风致响应计算

静风荷载响应可直接通过在有限元模型上加载静风力获得.对于桥塔静风荷载,各风向角下的静风力  $F_H$  和  $F_V$  可根据 CFD 分析得到的静气动力系数代入式(5)计算得到.在计算桥塔风荷载时,考虑  $U_g$  沿桥塔高度的分布,通过将桥塔竖向各节点高度  $z$  代入式(4)得到对应的  $U_g$ ,从而对桥塔分段施加风荷载.

对于主梁静风荷载,计算时将各风向角下的等效静阵风风速  $U_g$  分解为横桥向来流风  $U_{gh}$  与顺桥向来流风  $U_{gs}$ ,分别考虑引起的风荷载大小并加载于有

限元模型.对于横桥向来流风,静风力可由下式计算得到:

$$\begin{aligned} F_D &= \frac{1}{2} \rho U_{gh}^2 C_D H_g \\ F_L &= \frac{1}{2} \rho U_{gh}^2 C_L B_g \\ M &= \frac{1}{2} \rho U_{gh}^2 C_M B_g^2 \end{aligned} \quad (6)$$

式中: $F_D$ 、 $F_L$ 与 $M$ 分别为每延米静风阻力、静风升力与静风扭矩; $C_D$ 、 $C_L$ 与 $C_M$ 为相应的主梁静气动力系数,偏安全考虑取 $-5^\circ$ ~ $+5^\circ$ 风攻角下的最大值.对于顺桥向的来流风,主梁仅受到风和主梁上下表面之间产生的摩擦力,可由下式计算:

$$F_{fr} = \frac{1}{2} \rho U_{gs}^2 c_f s \quad (7)$$

式中:摩擦系数 $c_f$ 取 0.01;  $s$ 为主梁断面周长.

对于抖振响应,采用抖振反应谱方法<sup>[16]</sup>得到单个模态的抖振根方差响应,再用 SRSS 方法进行组合即可得到总的抖振响应.气动导纳使用 Sears 函数进行考虑.

根据桥址处的风场参数以及通过 CFD 数值模拟得到的静气动力系数,可计算得到桥梁的静风响应与抖振响应.以 $90^\circ$ 风向角来流风为例,位移计算结果如表 7 所示,弯矩计算结果如图 11 与图 12 所示.

表 7 风荷载作用下桥梁位移响应计算结果

Tab.7 Calculation results of bridge displacement

		under wind loads		m
位置	方向	静风响应	抖振响应	
桥塔顶部	横桥向	0.292 4	0.000 1	
	纵桥向	0.000 4	0.002 1	
主梁悬臂端	横桥向	0.011 3	0.000 5	
	竖向	0.017 5	0.022 1	

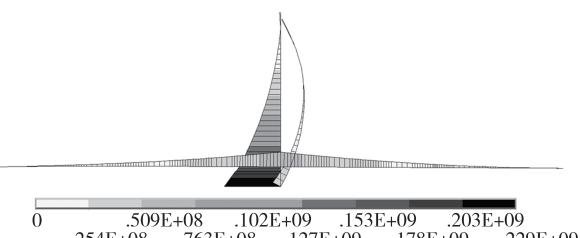


图 11 静风响应弯矩图

Fig.11 Bending moment diagram of aerostatic response

考虑静风荷载、抖振惯性力与自重荷载的综合效应,计算转体过程中各个风向角下塔底的内力响应,如图 13 所示.由图 13 可以看出,随着风向角的增大,横桥向弯矩总体上呈现先增大后减小的趋势,在 $90^\circ$ 风向角达到最大;顺桥向弯矩的绝对值在 $0^\circ$ ~ $90^\circ$

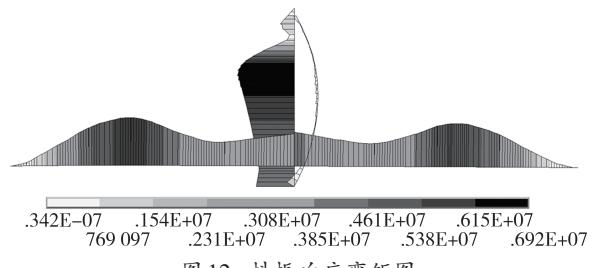


图 12 抖振响应弯矩图

Fig.12 Bending moment diagram of buffeting response

与 $90^\circ$ ~ $180^\circ$ 范围内分别先增大后减小,最大值分别出现在 $30^\circ$ 与 $120^\circ$ 风向角;竖向轴力随风向角的增大变化很小,表明轴力主要由结构自重提供,受风荷载影响较小.

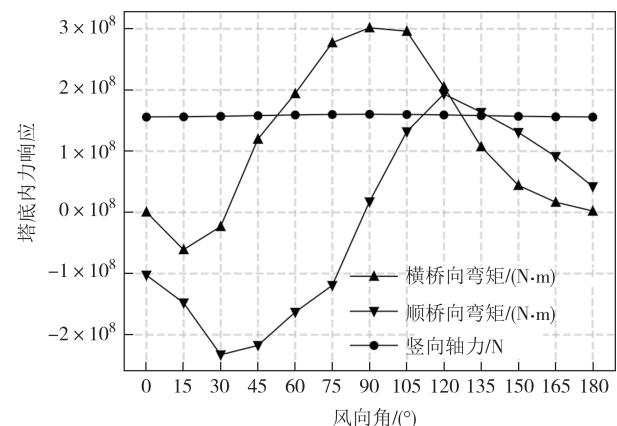


图 13 各风向角下塔底内力响应

Fig.13 Internal force at the pylon bottom under all wind direction angles

将不同风向角下的塔底内力响应代入式(1)计算倾覆力矩与抵抗力矩,结果如图 14 所示.各风向角下的抵抗力矩变化较小;倾覆力矩则随风向角的增大先增大后减小,在 $105^\circ$ 出现最大值,该风向角为最不利风向角.在施工阶段,设计基准风速下各风向角的塔底倾覆力矩均小于抗力,桥塔不发生倾覆倒塌.需要指出的是,本文是针对桥塔发生倾覆倒塌前的状态进行验算,判断结构是否超出静力平衡临界状态,不涉及桥塔倒塌失效后的分析,因此结构仍处于小变形范围内,不考虑非线性效应的影响.

### 3 桥塔抗倾覆可靠度及分项系数研究

#### 3.1 随机变量分析

影响塔底截面倾覆力矩与抗倾覆力矩的随机变量主要包括:风速、结构自重、塔底半径以及桥塔与主梁的静气动力系数.

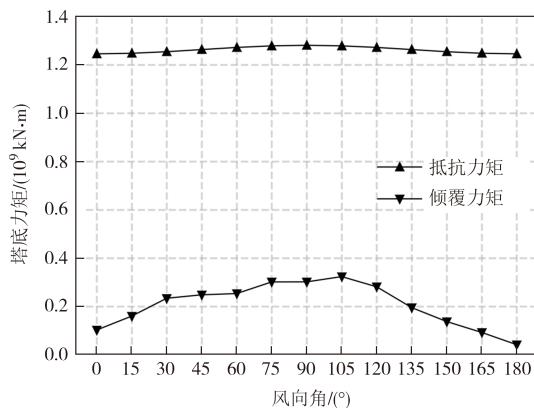


图 14 各风向角下倾覆力矩与抵抗力矩

Fig.14 Overturning moment and resisting moment under all wind direction angles

对无锡市的年极值风速实测数据进行分析,以极值 I 型分布拟合风速概率密度函数<sup>[17]</sup>,如图 15 所示,得到风速的变异系数等参数. 静气动力系数包含主塔与副塔的竖向力系数和横向力系数,以及主梁的三分力系数. 各随机变量的分布如表 8 所示.

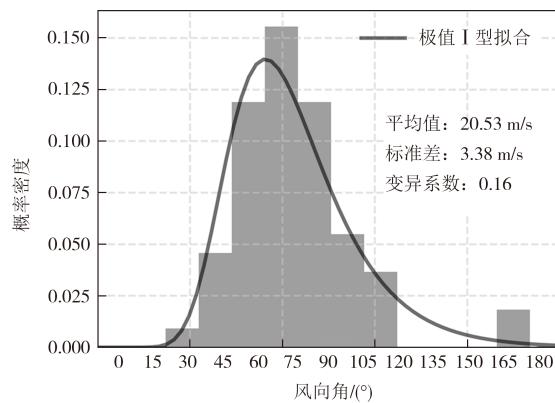


图 15 年极大值风速概率分布

Fig.15 Probability distribution of annual maximum wind speed

表 8 随机变量分布

Tab.8 Distribution of random variables

随机变量	符号	概率分布类型	变异系数	参考文献
风速	$U$	极值 I 型分布	0.16	实测[15]
结构自重	$G$	正态分布	0.10	[18]
塔底半径	$R$	对数正态分布	0.05	[19]
主塔竖向力系数	$C_{Vzt}$			
主塔横向力系数	$C_{Hzt}$			
副塔竖向力系数	$C_{Vft}$			
副塔横向力系数	$C_{Hft}$	对数正态分布	0.20	[19]
主梁升力系数	$C_{Lzl}$			
主梁阻力系数	$C_{Dzl}$			
主梁扭矩系数	$C_{Mzl}$			

### 3.2 可靠度指标计算

采用蒙特卡罗数值模拟方法计算结构可靠度指

标, 风速均值采用图 15 中的年极大值风速均值, 从而考虑在遭遇极值风速这一最不利状况下的可靠度水平, 其余各变量均值与 2.3 节取值一致. 程序生成  $N$  组随机变量, 将每组随机变量代入式(2)计算功能函数  $Z$ , 当  $Z < 0$  时即结构失效. 统计结构失效次数  $n$ , 可计算得到失效概率  $P_f$  与可靠度指标  $\beta$ :

$$P_f = \frac{n}{N} \quad (8)$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

模拟次数选择为  $2 \times 10^7$  次, 采用超拉丁立方抽样方法进行抽样, 用式(8)计算各风向角下的失效概率与可靠度指标, 结果如图 16 所示. 总体上随着风向角增大, 可靠度指标先减小后增大, 在  $105^\circ$  风向角时可靠度指标有最小值, 为 4.360. 考虑到转体施工过程中桥梁会受到各个风向角来流风的作用, 故以最不利的  $105^\circ$  风向角计算工况进行后续分析.

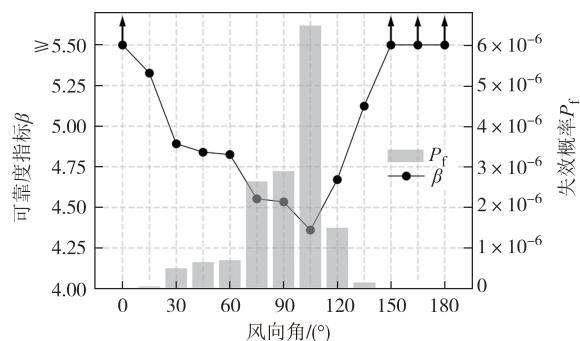


图 16 倾覆失效概率与抗倾覆可靠度指标

Fig.16 Probability of overturning failure and anti-overturning reliability index

基于  $105^\circ$  风向角工况的分析结果, 开展参数敏感性分析, 研究各随机变量对功能函数  $Z$  的影响程度. Sobol 方法是一种基于方差的全局敏感性分析方法, 通过计算各变量对输出结果方差的贡献来评估各变量的敏感性. 与基于单变量研究的局部敏感性分析相比, Sobol 方法能够考虑多变量相互作用对输出结果产生的影响, 因而能更好地反映实际情况<sup>[20]</sup>. 本文采用 Sobol 方法开展敏感性分析, 对于随机变量  $X_i$ , 其全阶敏感性指标  $S_{Ti}$  可按下式进行计算<sup>[21]</sup>:

$$S_{Ti} = \frac{E_{X_i} [V_{X_i}(Z|X_{-i})]}{V(Z)} \quad (9)$$

式中:  $E(\cdot)$  与  $V(\cdot)$  分别代表数字期望与方差运算;  $X_{-i}$  代表除  $X_i$  以外的其他所有随机变量;  $S_{Ti}$  可用来衡量随机变量  $X_i$  单独作用及与其他随机变量交互作用对  $Z$  的影响之和, 取值为  $[0, 1]$ , 取值越大, 则  $X_i$  对  $Z$

的影响程度越大,即  $Z$  对  $X_i$  越敏感.

计算各随机变量的全阶敏感性指标,结果如图 17 所示. 结构自重对功能函数的影响最为显著,其次为风速; 塔底半径对功能函数影响较明显; 气动力系数的影响相对较小, 以主塔竖向力系数的影响为主, 主梁气动力系数对功能函数的影响很小, 因此分析中可忽略不同风攻角下, 主梁气动力系数的变化.

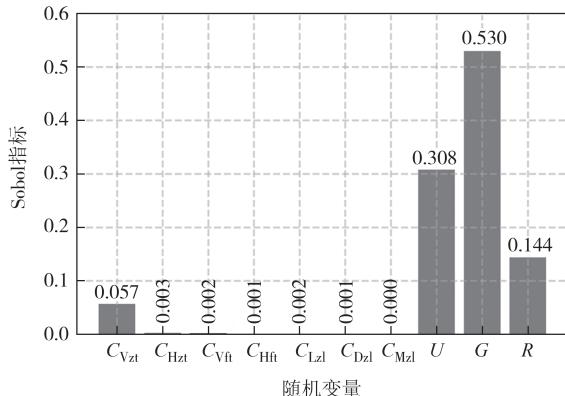


图 17 敏感性分析

Fig.17 Sensitivity analysis

### 3.3 分项系数计算

开展分项系数研究前首先应明确目标可靠度取值. 国际标准 ISO 2394:2015<sup>[22]</sup>根据安全措施的成本将结构目标可靠度分别取为 3.1、3.7 与 4.2. 加拿大 CHBD 规范 CAN/CSA-S6-14<sup>[23]</sup>与美国 AASHTO 规范<sup>[24]</sup>均统一采用 3.5 作为桥梁构件设计的目标可靠度. 我国《公路工程结构可靠性设计统一标准》(JTG 2120—2020)<sup>[14]</sup>中, 对于安全等级为一级的结构, 倾覆破坏对应的目标可靠度指标为 5.2, 但该指标仅针对持久状况验算, 对于施工阶段的临时体系验算则缺乏相关规定. 文献[25]对桥梁临时结构体系的目标可靠度取值进行了讨论, 考虑到桥梁施工临时结构失效的严重后果, 提出应适当提高临时结构体系目标可靠度, 相应可靠度指标取为 4.2. 文献[26]认为结构在施工阶段存在比正常运营阶段更高的失效风险, 同样提出应提高施工阶段目标可靠度指标.

综合国内外设计规范与相关研究, 同时考虑到转体施工期间桥塔倾覆破坏的严重性, 本文取抗倾覆验算的目标可靠度为 4.2. 采用验算点法(JC 法), 针对最不利的 105° 风向角工况, 计算式(3)中目标可靠度对应的分项系数  $\gamma_w$  与  $\gamma_g$ . 首先利用蒙特卡罗方法模拟了该工况下自重荷载引起的抵抗矩与风荷载引起的倾覆力矩的概率分布, 如图 18 所示. 计算得到自重效应与风荷载效应的均值  $\mu_g$ 、 $\mu_w$  与标准值

$S_{GK}$ 、 $S_{WK}$ , 其中标准值分别取为荷载分布的 0.05 与 0.95 分位值. 荷载的效应值系数  $\chi_g$ 、 $\chi_w$  可按式(10)计算. 荷载效应的统计参数如表 9 所示.

$$\chi_g = \mu_g / S_{GK} \quad (10)$$

$$\chi_w = \mu_w / S_{WK}$$

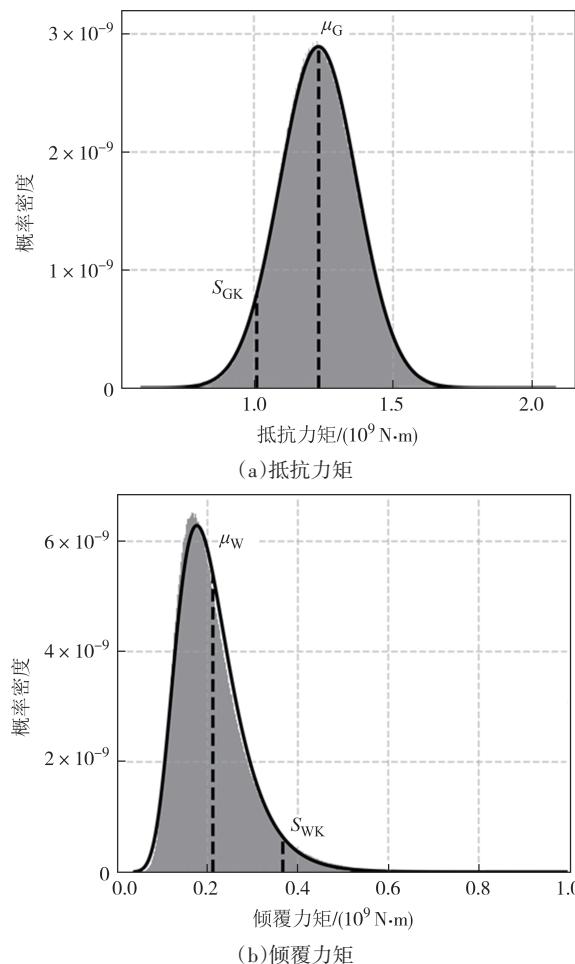


图 18 荷载效应概率分布

Fig.18 Probability distribution of load effects

表 9 荷载效应统计参数

Tab.9 Statistical parameters of load effects

荷载效应	分布类型	变异系数	效应值系数
抵抗力矩	正态分布	0.112	1.225
倾覆力矩	极值 I 型分布	0.383	0.578

基于表 9 中的计算结果, 可按照图 19 中的流程迭代计算自重效应与风荷载效应分项系数. 由于风荷载效应不服从正态分布, 因此在每一迭代步开始时需进行当量正态化, 使变量在设计验算点处具有与正态分布相同的概率与概率密度:

$$\mu_{w_e} = W^* - \sigma_{w_e} [\Phi^{-1}(F_w(W^*))] \quad (11)$$

$$\sigma_{w_e} = \frac{1}{f_w(W^*)} \phi [\Phi^{-1}(F_w(W^*))]$$

式中: $F_w(*)$ 为风荷载效应的累积分布函数; $f_w(*)$ 为风荷载效应的概率密度函数; $\phi(*)$ 为标准正态分布

的概率密度函数; $\Phi^{-1}(*)$ 为标准正态分布的累积分布函数的反函数.

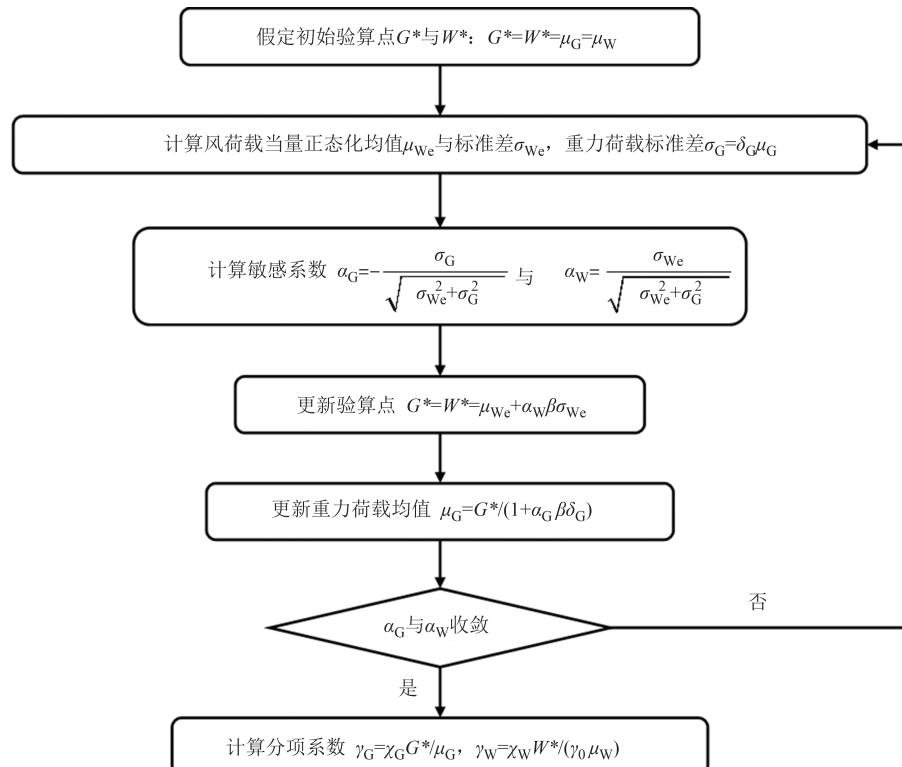


图 19 分项系数计算流程图

Fig.19 Flowchart for partial factor calculation

利用验算点法(JC法)迭代计算的过程如表10所示,根据最终得到的设计验算点值与变量均值,可计算得到自重效应与风荷载效应分项系数:

$$\gamma_G = 1.225 \times \frac{3.76\mu_w}{4.60\mu_w} = 1.00 \quad (12)$$

$$\gamma_W = \frac{0.578}{1.1} \times \frac{3.76\mu_w}{\mu_w} = 1.98$$

### 3.4 分项系数结果讨论

本文计算得到的风荷载效应的分项系数1.98显著大于《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01—

2018)中规定的1.40.该差异主要来自三个方面:风荷载变异性较强,抗倾覆验算的目标可靠度要求较高,以及式(3)中抗倾覆验算设计表达式与常用形式的差异.

《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01—2018)中风荷载分项系数的取值沿用了《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)<sup>[27]</sup>对各可变荷载分项系数的统一取值1.40,并未对风荷载本身的特性进行深入研究.本文分析得到的风速变异系数为0.16,相应的倾覆力矩变异系数可达0.383,导致风荷载分项系数较大.另外,本文考虑到施工状态下结构失效的严重性,目标可靠度取值在综合比较各国规范的基础上有所提高,同样会导致风荷载分项系数的增大.

不同目标可靠度 $\beta$ 下,风荷载分项系数 $\gamma_w$ 随风速变异系数 $\delta_u$ 的变化规律如图20所示. $\gamma_w$ 随 $\delta_u$ 增大而增大,当 $\beta$ 较高时尤为明显.不同目标可靠度下,风荷载分项系数存在较大差异:当 $\beta$ 为3.2时,风荷载分项系数在1.70以内,且 $\delta_u=0.14$ 时 $\gamma_w$ 接近规范取值1.40;当 $\beta$ 为3.7及以上时,风荷载分项系数均大于

表 10 分项系数迭代计算过程

Tab.10 Iterative calculation process for partial factors

计算变量	迭代次数				
	1	2	3	4	5
$G^*(\text{开始})$	$\mu_w$	$2.41\mu_w$	$3.60\mu_w$	$3.79\mu_w$	$3.77\mu_w$
$W^*(\text{开始})$	$\mu_w$	$2.41\mu_w$	$3.60\mu_w$	$3.79\mu_w$	$3.77\mu_w$
$\mu_G(\text{开始})$	$\mu_w$	$2.79\mu_w$	$4.28\mu_w$	$4.60\mu_w$	$4.60\mu_w$
$\alpha_G$	-0.29	-0.34	-0.37	-0.39	-0.39
$\alpha_W$	0.96	0.94	0.93	0.92	0.92
$G^*(\text{结束})$	$2.41\mu_w$	$3.60\mu_w$	$3.79\mu_w$	$3.77\mu_w$	$3.76\mu_w$
$W^*(\text{结束})$	$2.41\mu_w$	$3.60\mu_w$	$3.79\mu_w$	$3.77\mu_w$	$3.76\mu_w$
$\mu_G(\text{结束})$	$2.79\mu_w$	$4.28\mu_w$	$4.60\mu_w$	$4.60\mu_w$	$4.60\mu_w$

规范取值1.40。

在计算方法上,对于桥梁承载能力极限状态设计,通常是使荷载作用的分项系数保持不变,对材料抗力的分项系数进行调整来满足目标可靠度指标。但在本文研究中,由于转体施工时塔底未固结,不计入材料抗力的贡献,而以结构自重荷载作为抗力。因此,重新计算了荷载作用的分项系数,这导致得到的风荷载分项系数与规范取值存在差异。

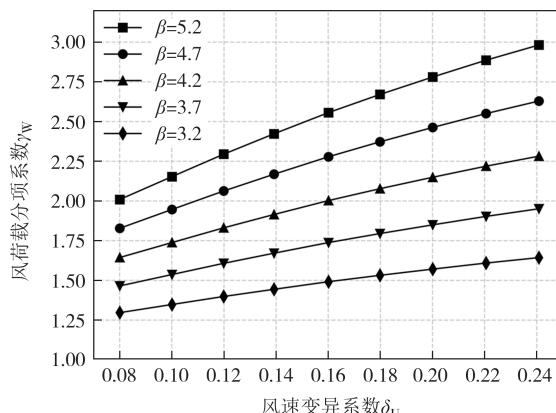


图20 不同目标可靠度下  $\delta_U$  对  $\gamma_w$  的影响规律

Fig.20 Influence law of  $\delta_U$  on  $\gamma_w$  under different target reliability levels

基于式(3)中的抗倾覆验算设计表达式,本文建议自重荷载分项系数取1.00,风荷载分项系数取1.98。需要指出的是,在工程实践中桥梁转体施工通常会选择风速较低的天气完成,因此式(3)中的风荷载效应  $S_w$  可根据实际施工要求取较低风速进行计算。

本文以具体工程为例,分析了斜拉桥最大双悬臂对称转体施工状态下,风致抗倾覆验算的荷载分项系数,分析过程中采用方法与参数取值具有一般性,分析结果可用于其他斜拉桥或梁式桥对称转体施工状态的风致抗倾覆验算。

## 4 结论

本文对斜拉桥桥塔在转体施工过程中的风致倾覆问题进行了研究,考虑静风荷载、抖振荷载以及自重荷载,计算了各风向角来流风下的塔底内力响应以及抗倾覆可靠度指标,并利用JC法计算了相应的分项系数,得到结论如下:

1)桥塔抗倾覆可靠度指标随风向角的增大先减小后增大,在横桥向来流风附近可靠度指标较小,最小值出现在风向角为105°时,此时桥塔倾覆失效的

概率最大。

2)在最不利风向角工况下,桥塔抗倾覆稳定性受结构自重的影响最大,其次为风速;静气动力系数的影响相对较小,其中以主塔竖向力系数的影响为主,表明结构承受的风荷载主要为桥塔的横桥向风荷载。

3)取目标可靠度为4.2,计算得到自重荷载分项系数为1.00;风荷载分项系数为1.98,大于《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01—2018)中风荷载分项系数取值1.40。该结果可用于其他斜拉桥或梁式桥对称转体施工中的抗倾覆验算。

## 参考文献

- [1] 傅贤超,唐英,曹文. 桥梁转体施工中平面铰与球铰的对比分析[J]. 铁道建筑,2016,56(4):35-37.
- [2] FU X C, TANG Y, CAO W. Comparison of plane hinge and spherical hinge used in bridge rotation construction [J]. Railway Engineering, 2016, 56(4):35-37. (in Chinese)
- [3] 王立峰,王二强,孙永存,等. 万吨级斜拉桥转体施工过程的力学特性[J]. 交通运输工程学报,2015,15(3):52-61.
- [4] WANG L F, WANG E Q, SUN Y C, et al. Mechanical properties of ten thousand-ton class cable-stayed bridge in rotation construction process [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2015, 15(3):52-61. (in Chinese)
- [5] 牛远志,李恒跃,全伟,等. 超大吨位斜拉桥水平转体铰型式研究[J]. 铁道工程学报,2015,32(6):34-39.
- [6] NIU Y Z, LI H Y, QUAN W, et al. The type research on super large tonnage hinge of horizontal rotating stayed bridge [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2015, 32(6):34-39. (in Chinese)
- [7] XIAO J H, LIU M, ZHONG T Y, et al. Seismic performance analysis of concrete-filled steel tubular single pylon cable-stayed bridge with swivel construction [C]//Proceedings of the International Conference on Civil, Architecture and Disaster Prevention. Anhui Jianzhu University. IOP Conference Series, 2019.
- [8] 王子文. 非对称独塔混合梁斜拉桥转体施工关键技术[J]. 桥梁建设, 2019, 49(4): 108-112.
- [9] WANG Z W. Key techniques for rotation construction of asymmetric single-tower hybrid girder cable-stayed bridge [J]. Bridge Construction, 2019, 49(4): 108-112. (in Chinese)
- [10] 黄仕平,唐勇,袁兆勋,等. 桥梁转体施工接触面应力分析及优化方法[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2020, 41(12): 1790-1796.
- [11] HUANG S P, TANG Y, YUAN Z X, et al. Contact surface stress analysis and optimization in rotating superstructures [J]. Journal of Harbin Engineering University, 2020, 41(12): 1790-1796. (in Chinese)
- [12] WANG S K, SUN Q S, YU H T, et al. Seismic vulnerability

- analysis of cable-stayed bridge during rotation construction [J]. Stavební Obzor—Civil Engineering Journal, 2022, 31 (3) : 384–399.
- [8] GU Z F, SUN Q S, LIU M, et al. Study on mechanical behavior of cable-stayed bridge support system in multi-fulcrum unbalanced rotation [J]. Stavební Obzor—Civil Engineering Journal, 2022, 31(1):16–31.
- [9] 毛李伟,陈银伟,杨奇志,等. 大悬臂中央索面斜拉桥转体稳定性试验研究[J]. 桥梁建设,2023,53(增刊2):88–96.
- MAO L W, CHEN Y W, YANG Q Z, et al. Experimental study on rotational stability of large cantilever cable-stayed bridge with central cable plane [J]. Bridge Construction, 2023, 53 (Sup.2) : 88–96. (in Chinese)
- [10] 谢伟. 非对称独塔斜拉桥主塔转体施工关键技术研究[D]. 大连:大连理工大学,2020.
- XIE W. Study on key technology of main tower rotation construction of asymmetric single-tower cable-stayed bridge [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2020. (in Chinese)
- [11] 蔡建业. 独塔斜拉桥超大吨位转体结构体系设计研究[J]. 铁道工程学报, 2021, 38(4) : 44–49.
- CAI J Y. Design of super tonnage rotary structure for single-pylon cable-stayed bridge [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2021, 38(4) : 44–49. (in Chinese)
- [12] 林骋,许三平. 大吨位曲线斜拉桥大偏心转体结构优化技术 [J]. 桥梁建设, 2022, 52(5):122–127.
- LIN C, XU S P. Optimization techniques for large-eccentric and large-tonnage structure rotated during construction of curved cable-stayed bridge [J]. Bridge Construction, 2022, 52(5):122–127. (in Chinese)
- [13] 姚继涛,谷慧,李全旺,等. 钢筋混凝土吊车梁承载能力设计可靠度研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2019, 46(9) : 21–30.
- YAO J T, GU H, LI Q W, et al. Research on bearing capacity design reliability of RC crane beams [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2019, 46(9):21–30. (in Chinese)
- [14] 公路工程结构可靠性设计统一标准:JTG 2120—2020[S]. 北京:人民交通出版社股份有限公司,2020.
- Unified standard for reliability design of highway engineering structures: JTG 2120—2020 [S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2020. (in Chinese)
- [15] 公路桥梁抗风设计规范:JTG/T 3360-01—2018[S]. 北京:人民交通出版社股份有限公司, 2018.
- Wind-resistant design specification for highway bridges: JTG/T 3360-01—2018 [S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2018. (in Chinese)
- [16] 苏益,狄谨,李志国,等. 基于节段模型测振试验的大跨度桥梁抖振响应预测[J]. 工程力学,2023, 40(6):182–192.
- SU Y, DI J, LI Z G, et al. Prediction of buffeting response of long-span bridges based on sectional model vibration test [J]. Engineering Mechanics, 2023, 40(6):182–192. (in Chinese)
- [17] 林立,陈政清,洪华生,等. 基于广义统一概率图的东南沿海风速概率分布研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2019, 46(11) : 181–188.
- LIN L, CHEN Z Q, HONG H S, et al. Analysis of wind speed distribution probability in southeastern coastal of China based on generalized unified probability plot [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2019, 46 (11) : 181–188. (in Chinese)
- [18] 方根深,赵林,卫苗苗,等. 沿海典型大跨桥梁桥址区台风极端风荷载预测与应用[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2021, 49(10) : 1390–1398.
- FANG G S, ZHAO L, WEI M M, et al. Estimation and application of typhoon extreme wind loadings at typical long-span bridge sites in coastal regions [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2021, 49(10) : 1390–1398. (in Chinese)
- [19] CHENG J, LI Q S. Reliability analysis of long span steel arch bridges against wind-induced stability failure [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2009, 97 (3/4) : 132–139.
- [20] WEI X J, ZHANG J W, ZHOU H, et al. Sensitivity analysis for pedestrian-induced vibration in footbridges [J]. Buildings, 2022, 12(7) : 883.
- [21] MORIO J. Global and local sensitivity analysis methods for a physical system [J]. European Journal of Physics, 2011, 32 (6) : 1577–1583.
- [22] General principles on reliability for structures: ISO 2394: 2015 [S]. Geneva: International Organization for Standardization, 2015.
- [23] Canadian highway bridge design code: CAN/CSA-S6-14 [S]. Toronto: Canadian Standards Association, 2014.
- [24] LRFD highway bridge design specifications [S]. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020.
- [25] 聂瑞锋,石雪飞,阮欣. 桥梁施工临时结构体系可靠性评估方法[J]. 同济大学学报(自然科学版),2014,42(10):1493–1498.
- NIE R F, SHI X F, RUAN X. System reliability assessment method for temporary structure in bridge construction stage [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2014, 42 (10) : 1493–1498. (in Chinese)
- [26] QI N N, XU B S, ZHANG T J, et al. Reliability analysis of the main pier during the construction period of HLCR bridges [J]. Applied Sciences, 2022, 12(12) : 5936.
- [27] 公路桥涵设计通用规范: JTG D60—2015[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2015.
- General specifications for design of highway bridges and culverts: JTG D60—2015 [S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2015. (in Chinese)