

考虑拉索-主梁锚固偏心的斜拉桥静风效应分析

高广中^{1†}, 颜欣², 于璐¹, 谢永辉¹, 白桦¹, 安邦³, 杨鑫³

(1. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064;

2. 江西省交通设计研究院有限责任公司, 江西 南昌 330029;

3. 中交路桥建设有限公司, 北京 100027)

摘要:现行抗风规范采用的单脊梁模型、双主梁模型和三主梁模型, 均将斜拉索锚固点与主梁刚度中心置于同一水平面, 忽略了斜拉索在主梁上锚固偏心引起的附加扭矩。为准确计算风致扭转变形, 大跨度斜拉桥静风分析中必须考虑斜拉索锚固偏心效应。首先, 基于锚固构件和斜拉索弹性变形协调关系, 建立拉索锚固偏心距简化计算方法; 继而提出考虑斜拉索锚固偏心效应的大跨度斜拉桥非线性静风扭转变形分析方法。以苏通大桥为例的数值分析结果表明: 索-梁锚固偏心效应在主梁节点上引发的附加扭矩, 与主梁自身气动升力矩之比在主梁跨中区域超 20%; 计入锚固偏心后, 主梁跨中扭转位移在风攻角为 0° 和 3° 时, 分别提高了 67.7% 和 26.7%, 静风失稳临界风速分别降低 6.3% 和 3.0%。主梁扭转变形变化会进一步影响主梁的附加风攻角效应。

关键词:斜拉桥; 索-梁锚固区; 附加风攻角; 静风效应; 主梁扭转变形; 非线性静风失稳

中图分类号: TU311.4;

文献标志码: A

Analysis on Aerostatic Wind Effect of Cable-stayed Bridges Considering Cable-girder Anchorage Eccentricity

GAO Guangzhong^{1†}, YAN Xin², YU Lu¹, XIE Yonghui¹, BAI Hua¹, AN Bang³, YANG Xin³

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China;

2. Jiangxi Transportation Design and Research Institute Co., Ltd., Nanchang 330029, China;

3. Road & Bridge International Co., Ltd., Beijing 100027, China)

Abstract: Current wind-resistant design specifications for long-span cable-supported bridges adopt single-girder, twin-girder, and triple-girder models to analyze wind-induced responses. These models typically assume that the cable anchor points align horizontally with the bridge deck's torsional center, ignoring the additional torque induced by cable anchorage eccentricity. This study underscores the importance of incorporating cable-girder anchorage eccentricity to accurately estimate wind-induced deformation in long-span cable-stayed bridges. First, based on the deformation compatibility between anchorage components and the elastic deformation of stay cables, a simplified calculation method for cable anchorage eccentricity is established. Then, a revised analytical framework

* 收稿日期: 2024-10-09

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52278478), National Natural Science Foundation of China(52278478); 长安大学中央高校基金资助项目(300102214914), Fundamental Research Funds for the Central Universities, CHD(300102214914)

作者简介:高广中(1988—), 男, 河南商丘人, 长安大学副教授, 博士

† 通信联系人, E-mail: ggz@chd.edu.cn

was developed to calculate nonlinear torsional deformation, fully accounting for cable-girder anchorage eccentricity. A numerical case study on the Sutong Yangtze River Highway Bridge indicates that the additional torque by cable-girder anchorage eccentricity exceeds 20% of the aerostatic torque derived from the bridge deck's aerostatic torsional coefficient. When the anchorage eccentricity is taken into account, the mid-span torsional deformation of the main girder increased by 67.7% and 26.7% at wind attack angle of 0° and 3° , respectively, while the critical onset velocity of aerostatic instability decreases by 6.3% and 3.0%, respectively. This increased torsional deformation further alters the additional wind angle of attack effect on the main girder.

Key words: cable stayed bridge; cable-girder anchorage zone; additional angle of attack; aerostatic wind effect; torsional deformation of bridge deck; nonlinear aerostatic instability

随着斜拉桥跨度的增加,抗风问题日渐突出,斜拉桥抗风性能成为控制上部结构设计的关键因素^[1].大跨度斜拉桥的抗风问题,包括主梁上的风荷载引起的静风失稳、颤振、涡振等问题,以及斜拉索、桥塔等柔性构件的局部风致振动问题^[2-4].主跨超千米级斜拉桥在成桥和施工状态均存在静风失稳风险.现有静风稳定分析方法已能考虑主梁、斜拉索和桥塔风荷载的非线性效应和各类结构非线性因素^[5-10].研究表明,该类桥梁的静风失稳与颤振失稳存在竞争关系,且随着跨度增大,静风失稳可能先于颤振发生^[5];静风荷载在主梁上引发的扭转变形显著改变主梁有效风攻角(即附加风攻角效应)^[5,9,11],进而影响静风荷载和颤振导数的大小.

在现行规范^[12-13]和教材《现代桥梁抗风理论与实践》^[14]《桥梁风工程》^[15]中,斜拉桥整体结构的抗风分析普遍采用平面索-梁模型,即斜拉索在主梁上的锚固点与主梁刚度中心在同一水平面内,该模型隐含假设斜拉索所受风荷载仅以阻力形式作用于主梁,仅引发主梁沿横桥向的变形而不产生扭转变形,主梁的气动扭转变形仅由自身的气动升力矩导致.但实际中,斜拉索在主梁的理论锚固点常偏离主梁的扭转刚度中心所在的水平面,该锚固偏心效应使斜拉索的气动阻力在主梁上产生附加扭矩,传统的平面索-梁模型完全忽略了该附加扭矩所引起的主梁扭转变形,在正风攻角来流时会低估附加风攻角大小.鉴于附加风攻角效应对静风稳定性和颤抖振影响显著^[9-11],这可能导致抗风分析偏于危险.

上述索梁锚固偏心效应的主要诱因是斜拉索在梁端的锚固构件.《公路斜拉桥设计规范》(JTG/T 3365-01—2020)^[16]规定,斜拉索与钢主梁的锚固宜采用锚箱式、锚拉板式、耳板式等锚固构造,其中

箱锚式通常在桥面上外伸一段钢导管以支撑内置式阻尼器,钢导管和锚拉板等锚固构件伸出桥面的高度可达到1~3 m^[17].横向风作用下,斜拉索因气动阻力产生横向变形,而钢导管和锚拉板等构件会限制斜拉索的横向变形,导致斜拉索的横向风荷载在主梁上的作用点偏离主梁扭转中心所在的水平面,进而在主梁扭转中心处产生附加扭矩.此外,常用的外置式阻尼器行程有限,在侧向强风下,阻尼器易因行程超限而横向“抵紧”,在阻尼器损坏前,斜拉索的部分横向风荷载通过阻尼器支架传递至主梁,进一步加剧锚固偏心效应.

值得注意的是,上述偏心效应无法简单地通过上移主梁刚臂的外伸端来模拟.这是因为拉索锚固构件对斜拉索的侧向约束并非刚性支撑,只有当锚固构件的横桥向弯曲刚度远大于斜拉索自身侧向刚度时,才可视作刚性支撑;若钢套筒/锚拉板的刚度较小,则需基于锚固构件与斜拉索在横桥向弹性变形协调关系,考虑锚固构件的弹性约束效应.若仍采用刚臂模拟主梁-拉索约束关系,则必须遵循附加扭矩等效原则,通过弹性变形协调关系确定拉索理论锚固点的位置.

前期研究^[13]表明,斜拉索的风荷载对主梁位移和内力的贡献占总风荷载的60%~70%.其索面气动阻力传递至主梁时,索-梁锚固偏心效应会引发显著的附加气动扭矩,对主梁风致扭转变形的影响不可忽略.

索-梁锚固偏心效应在力学机理上是简单直观的,却在抗风分析中长期被忽视,现行抗风规范^[12]推荐的单脊梁式、双主梁式和三主梁模型^[18]均未考虑该偏心效应.且现有文献尚未明确其对主梁风致扭转变形及动力特性计算的影响程度,大跨度斜拉桥抗风分析中也缺乏考虑该效应的方法.此外,文献调

研发现索-梁锚固系统的弹性支撑效应,同样会影响斜拉索索力的识别精度. 陈明宪^[19]计算发现,锚固系统的弹性支撑效应对铜陵长江大桥尾索索力识别结果的影响约为2.1%,利用频率法识别斜拉索索力,需要预先识别斜拉索端部的钢导管-减振器系统的刚度,当该锚固系统的刚度与斜拉索刚度接近时,必须考虑其弹性支撑效应对索力测试的影响.

本文针对大跨度斜拉桥典型的索梁锚固形式,提出了索-梁锚点偏离主梁扭转中心距离的简化计算方法,建立考虑索-梁锚固偏心效应的实用分析方法. 以苏通大桥为例,探讨该效应对风致扭转变形的影响规律,以阐明大跨度斜拉桥抗风分析中考虑此效应的必要性.

1 索-梁锚固偏心效应

1.1 力学机理

斜拉桥中常见的锚固构件包括锚拉板和钢导管等,构造如图1、图2所示. 在横向风 U 作用下,索-梁锚固系统的传力路径如图3所示,主梁上产生气动升力 L 、水平阻力 D 和升力矩 M . 斜拉索受分布风荷载 q 作用,在索-梁和索-塔锚固端分别以阻力 $F_{D,C}$ 和 $F_{P,C}$ 作用在主梁和桥塔上,分布荷载 q 、 $F_{D,C}$ 和 $F_{P,C}$ 可根据每根斜拉索自身的平衡条件确定. 由于索-梁锚固构件弹性约束作用,阻力 $F_{D,C}$ 在主梁上的作用点偏离桥面距离为 e ,在主梁扭转中心 O 产生的每延米附加扭矩为 $F_{D,C}E/L_C$,其中锚固偏心距离 $E = e + d$, d 为桥面与主梁扭转中心 O 所在水平面间的距离, L_C 为斜拉索沿主梁轴向的锚固间距.

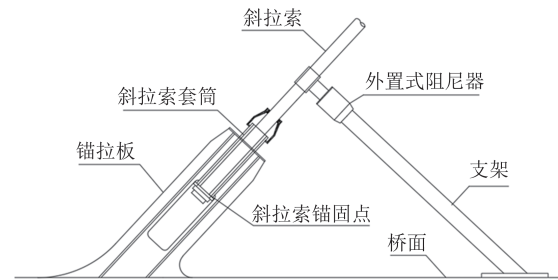


图1 锚拉板式锚固构造

Fig.1 A typical anchorage system with a plate-type beam and an external damper supporting frame

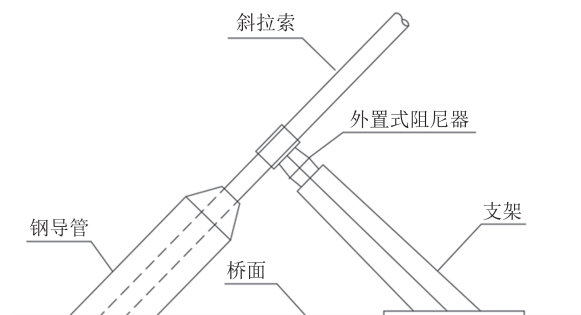


图2 钢导管式锚固构造

Fig.2 A typical anchorage system with a circular steel pipe and an external damper supporting frame

实际工程常用的锚固构件包括钢套筒、锚拉板和外置式阻尼支架等. 其中斜拉索外置式阻尼器的安装位置主要与斜拉索系统最优模态阻尼比有关, X_d 为外置式阻尼器安装位置与索-梁锚点的距离, l 为斜拉索总长度,根据文献[20]的结果,安装位置距索梁锚固处的距离 X_d 占总索长 l 的1.5%左右基本可以满足减振要求. 斜拉索外置式阻尼器主要有:高阻尼橡胶减振器、黏性剪切型阻尼器、油阻尼器、磁流变阻尼器等^[21]. 上述阻尼器的侧向设计行程大多

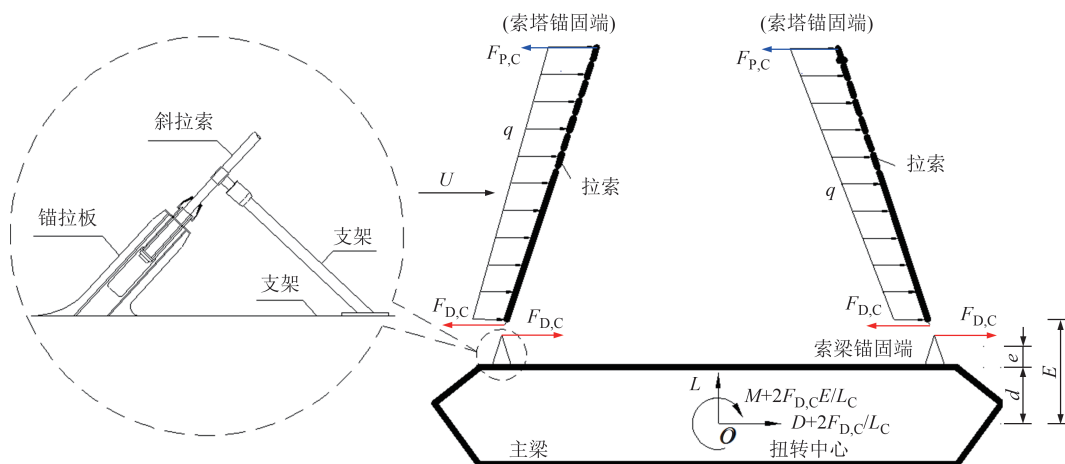


图3 索-梁锚固偏心效应产生附加扭矩示意图

Fig.3 Schematic diagram of additional torque caused by eccentric effect of cable-girder anchorage

在 ± 5 cm 以内,经计算发现,苏通大桥斜拉索在 30~50 m/s 风速下,在 0.015*l* 处的横向变形就已经超出阻尼器的设计行程而横向“抵紧”,若继续增加风速,阻尼器支架会发生侧向弹性变形,进而加剧斜拉索的锚固偏心效应。

1.2 锚固点偏心距简化计算方法

由 1.1 节的受力分析可知,计算附加扭矩的关键是确定偏心距 e ,这需要考虑锚固构件与斜拉索在侧向风荷载下的变形协调关系。根据附加扭矩等效的原则,建立锚点偏心距简化计算方法,针对图 1 和图 2 所示的典型锚固构件,其力学特性简化如下:

1) 钢管和阻尼器支架在横桥向简化为一端固结于桥面,另一端受端部集中荷载的悬臂梁。

2) 对于图 2 所示的锚拉板式构造,由于斜拉索锚固在锚拉板上上部,高出桥面一定距离,且钢管区域的长度有限,因此,索-梁锚点根据斜拉索在锚拉板上的实际锚点计算,而忽略钢管部分的弹性约束作用。

3) 斜拉索简化为两端受张力的悬链线,忽略弯曲刚度;在横向风荷载下,拉索轴向伸长产生横向位移,其等效刚度可根据荷载-位移曲线的斜率确定,刚度计算参考点在外置阻尼器和桥面之间。

4) 由于外置式阻尼器的安装位置一般距端部较近,斜拉索线形在梁端区域近似为直线,即认为梁端的斜拉索仅产生了绕锚固点的转动位移,忽略局部弯曲变形。

基于上述假设,可得到常见锚固构造(图 1~图 2)偏心距计算的力学简图,如图 4 所示。图 4(a)为锚拉板式构造的力学简图,由于斜拉索在锚拉板上的锚点距桥面较近,将索-梁锚固点 C_1 简化到该锚点处。基于斜拉索端部横向平衡及对桥面扭矩等效,可得:

$$\begin{cases} F_{D,C} = F_C + F_D \\ F_{D,C}e'_1 = F_D H'_D + F_C H'_C \end{cases} \quad (1)$$

式中: F_C 、 F_D 分别为斜拉索弹性变形承担的阻力和阻尼器支架弹性支承反力, H'_C 为斜拉索横向刚度计算参考点距离锚点 C_1 的高度, H'_D 为阻尼器支架弹性支承点距锚点 C_1 的高度, e'_1 为锚点偏离桥面的等效高度。

斜拉索和阻尼器支架分别视为等效单自由度体系,建立支撑反力与侧向位移的关系:

$$\begin{cases} F_C = K_C \Delta_C \\ F_D = K_D \Delta_D \end{cases} \quad (2)$$

式中: Δ_C 为斜拉索横向刚度计算参考点处的位移, Δ_D

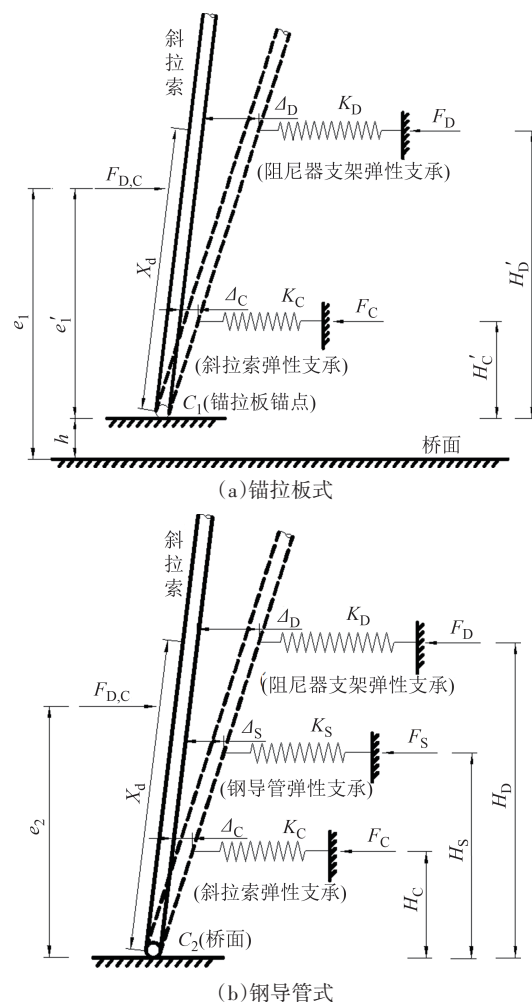


图 4 锚点偏离桥面距离的计算简图

Fig.4 Diagram for calculating the deviation distance of anchor points from the bridge deck

为阻尼器与拉索连接点处的横桥向位移, K_C 、 K_D 分别为斜拉索和外置阻尼器支架的刚度, K_C 的计算方法详见 1.4 小节,根据力学特性简化 1, K_D 为相应悬臂梁自由端的刚度。

根据力学特性简化 4,可建立斜拉索侧向变形 Δ_C 和 Δ_D 之间的关系为:

$$\Delta_D = \frac{\Delta_C H'_D}{H'_C} \quad (3)$$

由式(1)~式(3)可得锚点偏离桥面的距离为:

$$e_1 = e'_1 + h = \frac{K_D H_D^2}{K_D H_D + K_C H_C} + h \quad (4)$$

式中: h 为索-梁锚固点 C_1 距桥面的高度。

锚拉板式构造的锚点偏心距 E_1 为:

$$E_1 = e_1 + d = \frac{K_D H_D^2}{K_D H_D + K_C H_C} + h + d \quad (5)$$

图 4(b)为钢管式锚固构造的力学简图,若钢管伸出桥面距离较大,则横桥向变形与拉索变形

相比不能忽略,此时需要考虑钢导管的弹性支承效应,锚点偏离桥面的距离可根据计算锚拉板式 e_1 的方法得到:

$$e_2 = \frac{K_D H_D^2 + K_S H_S^2}{K_D H_D + K_S H_S + K_C H_C} \tag{6}$$

式中: K_S 为钢导管弹性支承的横向刚度,结合力学特性简化1,根据悬臂梁自由端刚度公式计算. H_S 、 H_C 和 H_D 分别为为钢导管支承点、斜拉索刚度计算参考点和阻尼器支架支承点距桥面的高度.图4(b)中, F_S 为钢导管支撑处的反力, Δ_S 为斜拉索在钢导管支承点处的位移.

钢导管式构造的锚点偏心距 E_2 为:

$$E_2 = e_2 + d = \frac{K_D H_D^2 + K_S H_S^2}{K_D H_D + K_S H_S + K_C H_C} + d \tag{7}$$

1.3 精细化有限元模型验证

为验证锚点偏心距简化公式的精度,以苏通大桥斜拉索为例,利用有限元软件 Ansys APDL 建立斜拉索及锚固区构件的精细有限元模型,分别考虑钢导管式和锚拉板式两种锚固构造形式.其中,斜拉索采用分段杆单元(Link10)模拟,钢导管和锚拉板采用考虑剪切变形的铁木辛柯梁单元(Beam188)模拟.首先在斜拉索单元上施加重力和横桥向风荷载,开启大变形和应力刚化效应,利用 Newton-Raphson 法开展非线性静力分析.迭代收敛后,提取钢导管/锚拉板、阻尼器支架在桥面固结端沿纵桥向(X 轴)的弯矩反力 M_{SX} 和 M_{DX} ,图5为钢导管式锚固构造的反力示意图.

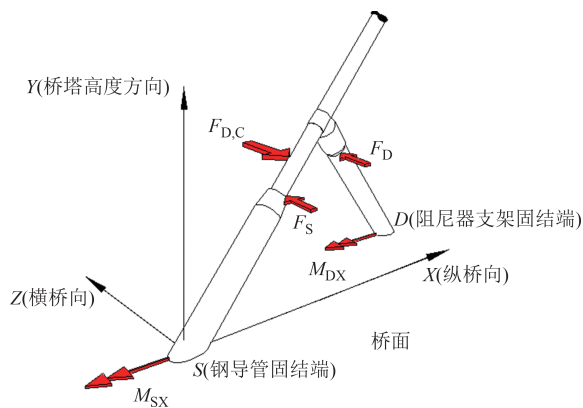


图5 钢导管式锚固结构的反力示意图

Fig.5 Force diagram of anchorage system with a circular steel pipe

根据主梁上附加扭矩等效的原则,索-梁锚点偏心距离可确定如下.

对于锚拉板式构造:

$$E_{n1} = \frac{2M_{DX}}{F_{D,C}} + d + h \tag{8}$$

对于钢套筒式构造:

$$E_{n2} = \frac{2(M_{DX} + M_{SX})}{F_{D,C}} + d \tag{9}$$

根据现行抗风规范^[12],拉索阻力系数取1.0.以苏通大桥的斜拉索为例,表1和表2列出了精细有限元法和简化公式计算结果,式(8)、式(9)的有限元计算结果与由式(5)和式(7)的理论计算结果.对比发现,1.2节提出的简化公式计算结果与有限元结果吻合良好,不同长度斜拉索的误差均在5%以内.值得注意的是,斜拉索锚点偏心距计算值为3.6~4.3 m,与大跨度斜拉桥的主梁高度相当,斜拉索的气动阻力在此偏心距离下产生的附加扭矩影响显著.

表1 锚拉板式索-梁锚固构造偏心距计算结果对比

Tab.1 Comparison of eccentricity calculation results for anchor-plate type cable-girder anchorage structure

拉索编号	拉索长度 l/m	锚拉板锚点偏心距/ m		相对误差/ $\%$
		有限元法 式(8)	简化计算 式(5)	
A8	206.41	4.21	4.20	-0.2
A18	336.51	4.41	4.38	-0.7
A24	420.43	4.72	4.68	-0.8
A28	466.34	4.86	4.82	-0.8
A34	536.37	4.70	4.65	-1.0

表2 钢导管式索-梁锚固构造的锚点偏心距计算结果对比

Tab.2 Comparison of eccentricity calculation results for steel-pipe type cable-girder anchorage structure

拉索编号	拉索长度 l/m	钢导管锚点偏心距/ m		相对误差/ $\%$
		有限元法 式(9)	简化计算 式(7)	
A8	206.41	4.14	4.01	-3.1
A18	336.51	4.22	4.06	-3.8
A24	420.43	4.46	4.30	-3.6
A28	466.34	4.58	4.43	-3.3
A34	536.37	4.46	4.32	-3.1

1.4 斜拉索横向等效刚度 K_C

在1.2节推导中采用斜拉索横向变形等效刚度 K_C (简称拉索横向刚度),现建立其求解方法.为简化计算,作如下假定:①忽略斜拉索自重的影响;②斜拉索上的风荷载均为均布荷载,由该拉索平均高度处的风速计算得到;③斜拉索在横风作用下的线形视为悬链线,忽略拉索弯曲刚度的影响;④忽略斜拉索索面与主梁轴线在横桥向的夹角.

图 6 为结构整体坐标系下斜拉索的空间位置,坐标原点 O 为主梁和桥塔交点,斜拉索在主梁和桥塔上的锚固点分别为 A 和 B . 在横向风作用下,斜拉索沿横桥向变形. 为便于分析,建立局部坐标系 xAy ,斜拉索在横风方向的变形位于该平面坐标系内. 图 7 展示了按照桥位风剖面加载的梯度风荷载和均布风荷载两种情况. 斜拉索 AB 在梁端和塔端的张拉力分别为 T_A 、 T_B ,张拉力的水平分量为 H ,梁端和塔端的倾角为 α_A 、 α_B ,梁端和塔端的切线斜率为 K_A 、 K_B .

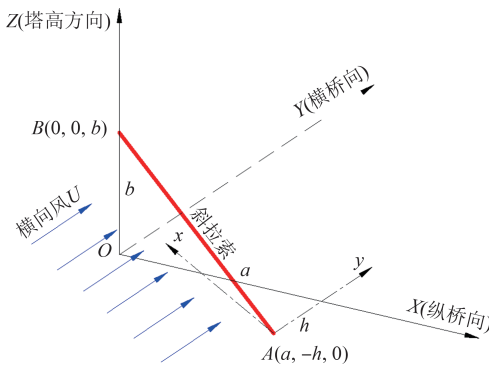


图 6 结构整体坐标系中斜拉索空间位置

Fig.6 Spatial location of the stay cable in the global Cartesian coordinate system

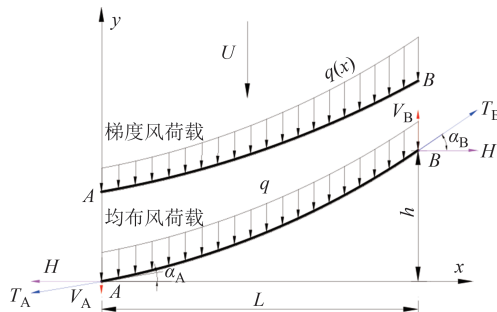


图 7 斜拉索平面悬链线

Fig.7 Plane catenary of a stay cable

考虑风荷载均布时,斜拉索为悬链线线形^[22],其线形方程可表示为:

$$y = \frac{H}{q} \left[\cosh \left(\frac{q}{H} x + \operatorname{arcsinh} K_A \right) - \sqrt{1 + K_A^2} \right] \quad (10)$$

式中:水平张力 H 和斜率 K_A 可表示为:

$$\begin{cases} H = T_A \cos \alpha_A = T_A \cos (\arctan K_A) \\ K_A = \sinh \left[\operatorname{arcsinh} \frac{h}{2 \frac{H}{q} \sinh \frac{qL}{2H}} - \frac{qL}{2H} \right] \end{cases} \quad (11)$$

式中: $L = \sqrt{a^2 + b^2}$ 为斜拉索对水平面投影的长度.

由式(11)可得梁端斜率 K_A 与水平分力 H 存在迭代关系:

$$K_{A(n+1)} = \sinh \left[\operatorname{arcsinh} \frac{h}{2 \frac{H(K_{A(n)})}{q} \sinh \frac{qL}{2H(K_{A(n)})}} - \frac{qL}{2H(K_{A(n)})} \right] \quad (12)$$

在风速 U 作用下,利用斜拉索平均高度处的风速可确定均布荷载 q . 利用式(12)可迭代求解梁端斜率 K_A 与水平分力 H . 在具体迭代过程中,可假设斜拉索的初始线形为直线,此时梁端拉索切线斜率 K_A 的初始值为 h/L ,根据斜拉桥总体计算得到梁端张拉力 T_A ,分解得到初始水平分力 H ,代入式(12)即可获得下一步的斜率 K_A 值. K_A 和 H 迭代收敛之后,代入式(10)可获得最终平衡的悬链线线形方程,从而确定拉索刚度计算参考点处的横桥向位移 Δ_c ,该位移对应的梁端荷载 $F_{D,c}$ 等于迭代收敛的 V_A .

按上述迭代方法改变来流风速,可得荷载-位移 ($F_{D,c}-\Delta_c$) 曲线,其斜率即斜拉索在该刚度计算参考点处的横向等效刚度 K_c . 计算表明, K_c 对横向风荷载变化不敏感,非线性效应不显著,近似为常数;由于拉索在梁端的局部弯曲变形可忽略 H ,当计算参考点与梁端距离占拉索长度比例小于 1.5%,参考点的位置对锚固偏心距离计算结果的影响可忽略.

为验证上述迭代方法的精度,以苏通大桥典型长度的斜拉索为例,参考点高度 H_c 均为 2 m,采用如下 3 种方法进行计算:1)建立斜拉索的分段杆单元有限元模型,考虑拉索自重和桥位风剖面加载的梯度风荷载,刚度系数记为 K_{c1} ;2)斜拉索的分段杆单元有限元模型,考虑拉索自重和均布风荷载,均布风荷载由拉索平均高度处的风速计算得到,刚度系数记为 K_{c2} ;3)本节提出的迭代方法,刚度系数记为 K_{c3} ,迭代的几何参数和梁端张力见表 3.

上述 3 种方法的计算结果详见表 4,对比 K_{c2} 和 K_{c3} 可以发现,考虑拉索自重会提高拉索的刚度系数,但两者的误差在 4% 以内;进一步对比 K_{c1} 和 K_{c3} 可知,风荷载的加载方式对其影响更显著,刚度误差最大可达到 11.2%. 虽然按照桥位风剖面进行加载更加合理,但此时斜拉索的线形不再为悬链线,难以建

表3 斜拉索横向刚度迭代法计算结果
Tab.3 Calculation results of the stay cables lateral stiffness by the proposed iteration method

拉索编号	L/m	h/m	梁端张拉力 T_A/kN	横向刚度 $K_{C3}/$ ($\text{kN}\cdot\text{cm}^{-1}$)
A8	205.62	18.008	3 071.45	12.54
A18	336.03	18.008	4 649.05	12.96
A24	420.04	18.008	4 559.85	10.68
A28	465.99	18.008	4 986.21	10.89
A34	536.07	18.008	7 078.45	14.17

表4 斜拉索横向刚度计算结果对比

Tab.4 Comparison of lateral stiffness calculation results of stay cables

拉索编号	拉索长度 l/m	斜拉索横向刚度/($\text{kN}\cdot\text{cm}^{-1}$)			相对误差 ($K_{C2}-K_{C1}$)/ K_{C1}	相对误差 ($K_{C3}-K_{C1}$)/ K_{C1}
		K_{C1} (有限元法+梯度风)	K_{C2} (有限元法+均布风)	K_{C3} (本文迭代法)		
A8	206.41	13.21	12.82	12.54	-3.0%	-5.1%
A18	336.51	13.76	13.20	12.96	-4.1%	-5.8%
A24	420.43	11.78	11.02	10.68	-6.5%	-9.3%
A28	466.34	12.26	11.34	10.89	-7.5%	-11.2%
A34	536.37	15.45	14.69	14.17	-4.9%	-8.3%

表5 斜拉索横向刚度计算方法对锚点偏心距的影响

Tab.5 Influence of calculation method of lateral stiffness of stay cables on anchor eccentricity

拉索编号	拉索长度 l/m	锚点偏心距/ m		相对误差($E_{C3}-E_{C1}$)/ E_{C1}
		E_{C1} (有限元法+梯度风荷载)	E_{C3} (本文迭代法)	
A8	206.41	3.57	3.60	0.8%
A18	336.51	3.79	3.83	1.1%
A24	420.43	4.08	4.14	1.5%
A28	466.34	4.21	4.29	1.9%
A34	536.37	4.08	4.14	1.5%

1.5 考虑锚固偏心效应的风致扭转变形分析

针对大跨度斜拉桥,计入索-梁锚固偏心效应的非线性静风变形分析,主要步骤如下:

1)根据索-梁锚固构造的具体形式,确定几何参数 h 、 H_s 和 H_D ,结合 1.2 节的简化方法,计算斜拉索锚固构件的横桥向弹性刚度系数 K_s 和 K_D .

2)在梁端附近选取参考点,确定距桥面高度 H_C ,采用 1.4 节的迭代方法计算斜拉索的横向刚度 K_C .

3)开展主梁截面特性分析,获取主梁扭转中心距桥面的高度 d . 将上述参数代入式(5)或式(7)确定每根斜拉索的锚固点偏心距 E .

4)逐级施加风速 U ,根据当前风速下的斜拉索阻力系数,在分段斜拉索单元上施加分布风荷载 q ,根据拉索平衡条件,计算每根斜拉索传递至梁端阻力 $F_{D,C}$,以及主梁扭转中心处的附加扭矩 $F_{D,C}E$.

5)根据当前风攻角确定主梁静三分力系数,在

立类似式(12)的解析迭代公式,不利于工程应用. 值得注意的是,本文计算拉索横向刚度是为了通过式(5)或式(7)计算锚点偏心距. 为此,进一步将计算得到的 K_{C1} 和 K_{C3} 代入式(5),求得相应的锚点偏心距 E_{C1} 和 E_{C3} ,详见表 5. 由表 5 可知,锚点偏心距的误差在 2% 以内,这是因为锚拉板式或钢管管式锚固构件的横向刚度比斜拉索大,锚点偏心距对拉索刚度的变化不敏感,因此,在实际应用中,可采用本节建立的迭代公式求解 K_C .

主梁节点上施加静风阻力、升力和扭矩,并叠加步骤 4 获得的附加扭矩 $F_{D,C}E$.

6)进行大变形静力平衡迭代,在平衡位置提取主梁扭转角,确定主梁各节点的附加风攻角,更新主梁静三分力系数后重新在主梁上施加不平衡力,直至主梁静三分力系数和扭转角均收敛. 返回步骤 4 增加风速.

上述风致静变形求解流程基于经典静风分析方法^[5-9],考虑了斜拉索风荷载因素-梁锚固偏心在主梁上产生的附加扭矩. 该附加扭矩与主梁自身受到的气动扭矩叠加参与静力平衡迭代,继而改变附加风攻角. 根据各级风速下主梁扭转变形演化规律,进一步评估大跨度斜拉桥的静风失稳临界风速;也可基于各级风速下的附加风攻角,对颤振导数或者涡激力参数进行插值,进而对其颤振或涡振性能进行评估. 因此,本文讨论的索-梁锚固偏心效应通过改

变附加风攻角,影响大跨度斜拉桥的各项风致静动力性能.

2 数值分析

2.1 工程概况

以苏通大桥为工程背景,研究斜拉索锚点偏心效应对斜拉桥风致扭转变形的影响规律. 苏通大桥主跨 1 088 m,采用倒 Y 形桥塔双索面体系,共布置 168 对斜拉索;主梁为流线形闭口钢箱梁,整体跨径布置、斜拉索编号和主梁截面尺寸见图 8. 钢箱梁断面的截面特性列于表 6,其中主梁扭转中心与桥面的高差 d 为 2.17 m. 主梁断面静三分力系数取值参考文献[6].

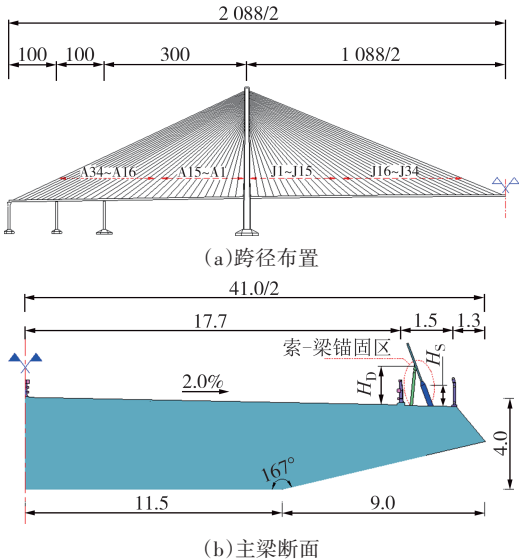


图 8 苏通大桥的整体设计构造(单位:m)
Fig.8 General geometric arrangement of Sutong Yangtze River Highway Bridge (unit: m)

表 6 苏通大桥钢箱梁截面参数表

Tab.6 Section properties of the closed-box girder of Sutong Yangtze River Highway Bridge

参数	取值
面积 A/m^2	2.39
横弯惯矩 I_z/m^4	233.44
扭转常数 J_d/m^4	15.24
扭心距桥面距离 d/m	2.17

斜拉索在主梁上的锚固区构造见图 8(b)和图 9,初步设计方案推荐两种阻尼器布置形式:方案 1, A1~A15、J1~J15 号斜拉索采用钢导管内置式阻尼器, A16~A34、J16~J34 号斜拉索采用外置式阻尼器;

方案 2,所有斜拉索采用外置式阻尼器. 上述阻尼方案对应两种拉索锚固形式分别为,方案 1 的长钢导管式和方案 2 的外置式阻尼器支架式,外置式支架和钢导管均采用圆形断面,直径 28 cm、壁厚 15 mm. 如图 9 所示,两种阻尼器锚固点距离梁内锚箱固定点均为 4.0 m,伸出桥面的高度 H_s 和 H_0 则依赖斜拉索的倾角. 苏通大桥实桥采用图 9(b)所示的锚固构造型式.

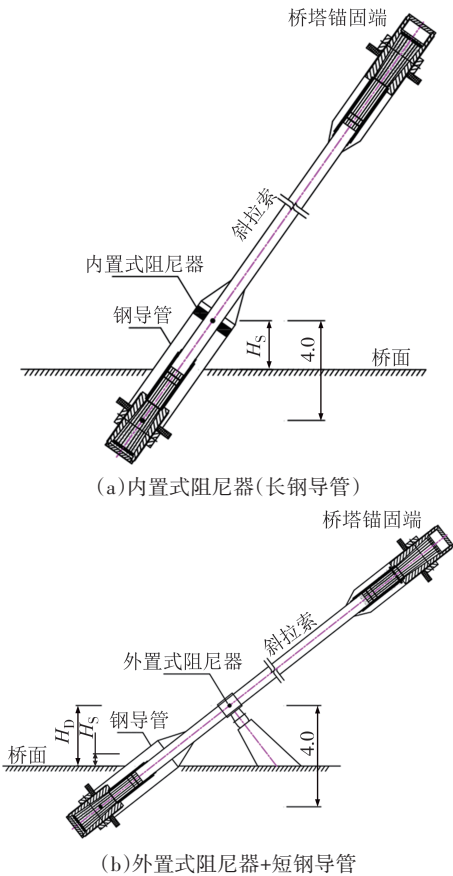


图 9 苏通大桥斜拉索-主梁锚固构造
Fig.9 Cable-girder anchorage setup of the Sutong Yangtze River Highway Bridge

图 10 给出了斜拉索采用图 9 两种锚固构造时,用 1.2 节的简化方法计算的锚固偏心距离. 由图可知,因考虑短导管约束作用,图 9(b)所示的锚固偏心距稍大,下文对比采用方案 2 的锚固形式. 同时发现,不同长度斜拉索的偏心距离差异并不显著,为便于加载,按照斜拉索长度对锚点偏离桥面距离进行加权计算,得到平均锚点偏心距为 4.50 m. 最后,图 10 对比忽略了长导管弹性支承作用之后的锚点偏心距的计算结果,发现锚点偏心距被高估 16%~22%.

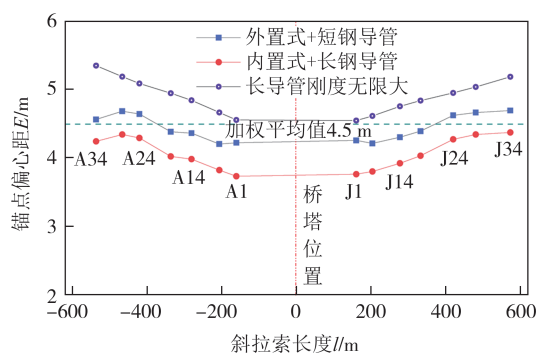


图 10 索-梁锚固区锚点偏心距随拉索长度变化

Fig.10 Variation of cable anchorage eccentricity with cable length in cable-girder anchorage zones

基于 Ansys 软件开展非线性静风稳定分析,主梁、桥塔、桥墩采用 Beam4 单元模拟,斜拉索采用分段 Link10 单元模拟,主要计算参数见表 6. 苏通大桥的有限元模型如图 11 所示,运用 1.5 节的迭代方法分析其非线性静风效应. 通过在主梁节点上施加附加扭转考虑锚固偏心效应,采用分段杆单元法(所有拉索划分为 5 段)考虑斜拉索垂度效应^[21]. 主梁自身承受的静风荷载施加方式与经典的静风分析相同,依据当前风攻角下静风三分力系数计算并施加于主梁节点;同时斜拉索和桥塔考虑梯度风场作用下的气动阻力.

为了对比锚固偏心效应的影响规律,计算考虑如下 3 种工况:

工况 1:不考虑锚固偏心效应的平面索-梁模型,即斜拉索在主梁上的锚固点与主梁刚度中心在同一水平面内.

工况 2:忽略短导管和外置式阻尼支架的弹性刚度,斜拉索锚固点与桥面处于同一高度,将工况 1 的斜拉索锚固点向上平移 $d=2.17\text{ m}$,使其与桥面等高.

工况 3:综合索-梁锚固区弹性变形效应的实际偏心距,即将工况 1 的斜拉索锚固点向上平移距离

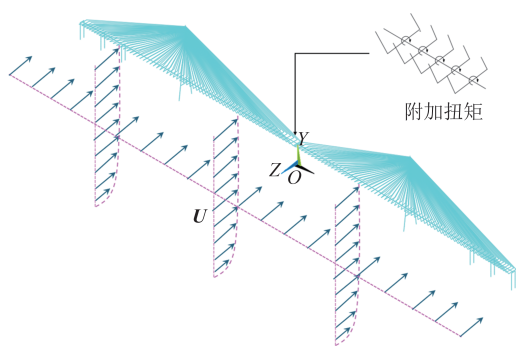


图 11 苏通大桥有限元计算模型图示

Fig.11 Schematic of finite element model of Sutong Yangtze River Highway Bridge

4.50 m.

2.2 锚固偏心效应引发的附加扭矩

为对比主梁气动扭矩差异,分别提取工况 2、工况 3 静风失稳临界风速(表 7)下,锚固偏心效应在主梁节点产生的附加扭矩,并计算主梁静升力矩系数对应的直接气动扭矩,以每延米附加扭矩与直接气动扭矩比值衡量锚固偏心效应大小,其沿桥长的分布如图 12 所示. 由图可知,随锚固偏心距离的增加,附加扭矩与主梁直接气动扭矩比值显著增大. 该比值在桥塔区达极小值,这是由于桥塔附近的斜拉索长度较短,由每根斜拉索传递至主梁的阻力 $F_{D,c}$ 也较小;远离桥塔区的附加扭矩随斜拉索长度的增加而增大,在跨中和边跨区域出现极大值;在中跨无索区域急剧减小,这是因为每延米附加扭矩是由索端附加扭矩除以相应梁段的长度,在无索区域每延米附加扭矩是最长斜拉索索端的附加扭矩经较长梁段均摊,因此数值较小;而边跨斜拉索布置较密集,每延米的附加扭矩更明显. 此外, 0° 初始风攻角下附加扭矩占比更高,这是因为 0° 风攻角下主梁升力矩系数小于 $+3^\circ$ 风攻角. 由图 11 可知,拉索锚固偏心效应会增大主梁的气动扭矩,其附加扭矩与主梁直接气动扭矩比值较大,不可忽视.

表 7 静风失稳临界风速计算结果汇总

Tab.7 Critical onset velocity of aerostatic divergence

初始风攻角	工况 1:不考虑锚固偏心	工况 2:锚固于桥面		工况 3:实际偏心距	
	$U_{cr1}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	$U_{cr2}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	$(U_{cr2}-U_{cr1})/U_{cr1}$	$U_{cr3}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	$(U_{cr3}-U_{cr1})/U_{cr1}$
-3°	149	152	2.0%	155	4.0%
0°	142	137	-3.5%	133	-6.3%
$+3^\circ$	133	131	-1.5%	129	-3.0%

注: U_{cr1} 、 U_{cr2} 、 U_{cr3} 分别为工况 1、工况 2 和工况 3 下的静风失稳临界风速.

2.3 锚固偏心对主梁风致扭转变形的影响

在不同初始风攻角下,苏通大桥主梁的扭转变

形与风速呈正相关,风速越大,变形越明显,直至出现静风扭转发散. 图 13 为主梁跨中扭转角随风速的

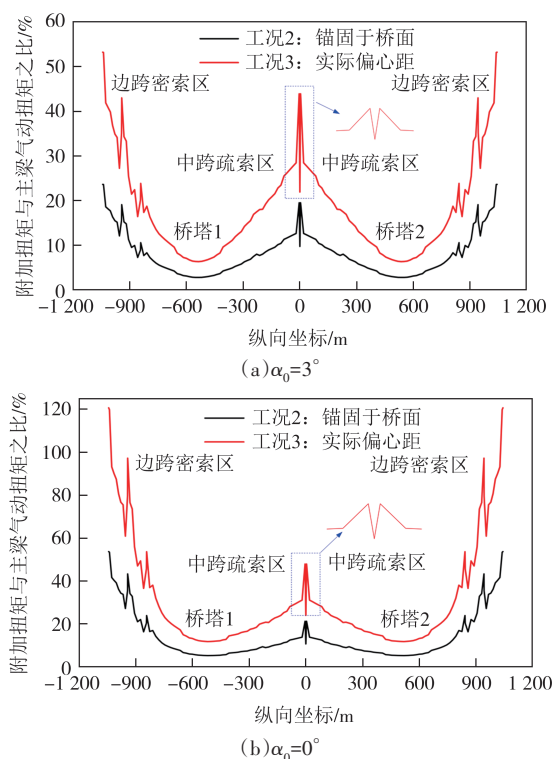


图 12 静风失稳风速下锚固偏心引发的附加扭矩与主梁自身扭矩比值

Fig.12 Ratio of the additional torque induced by anchorage eccentricity to the self-generated torque of the main girder at the critical wind speed of aerostatic instability.

变化,由图可知,斜拉索锚固偏心效应降低了负攻角下的主梁扭转变形,延缓静风失稳;但显著增加了正攻角和 0° 攻角下的主梁扭转变形,促使静风失稳提前.这是因为斜拉索锚固偏心效应引起的附加扭转为正值,与正攻角和 0° 攻角下主梁自身的气动扭矩符号一致.

表 7 汇总了 3 种各工况下的静风失稳临界风速.结果显示,斜拉索锚固偏心效应对静风失稳临界风速的影响因攻角不同而异: 0° 和 $+3^\circ$ 攻角下的静风失稳临界风速分别降低 6.3% 和 3.0%; -3° 攻角下提高 4.0%.若将斜拉索锚固于桥面,则会低估该效应.总体而言, 0° 和 $+3^\circ$ 攻角下,锚固偏心效应对静风失稳临界风速的影响程度低于对气动扭矩,这是因为图 13 主梁扭转角-风速曲线的斜率逐渐增大,导致静风失稳临界风速对主梁扭转变形增量不敏感.

图 13 显示锚固偏心效应显著影响各级风速下的扭转位移.图 14 给出主梁在设计基准风速 48.5 m/s 和颤振检验风速 64.8 m/s 下各工况的主梁扭转角分布.由图可见,主梁跨中扭转位移随偏心距增大而显

著增加,在 0° 攻角条件下,考虑斜拉索锚固偏心效应会使跨中扭转角显著增大(相较于未考虑扭转偏心的情况): $U=48.4$ m/s 时,扭转角增加了 67.7%; $U=64.8$ m/s 时扭转角增加了 71.5%, $+3^\circ$ 初始风攻角下分别增加 26.7% 和 26.0%,增幅较 0° 攻角减小.这是由于主梁自身气动升力矩增加使附加扭矩占比降低,进而导致扭转变形增量减小.上述主梁扭转变形变化会直接影响主梁的附加风攻角效应,因此在大跨度斜拉桥颤振、抖振计算中需考虑锚固偏心效应.

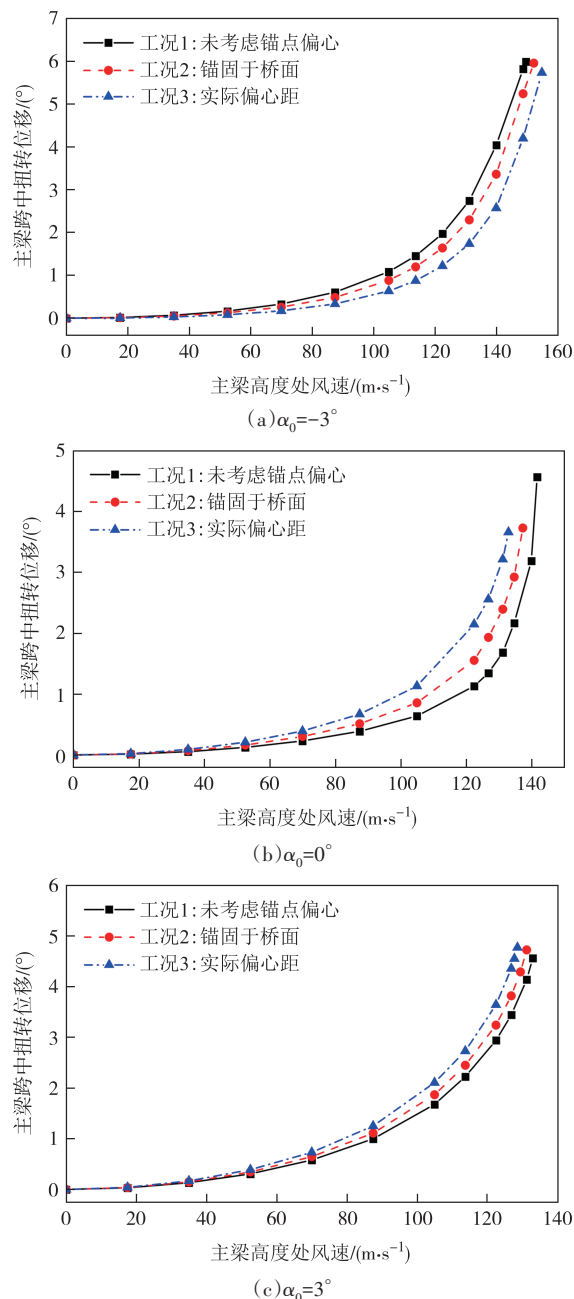


图 13 主梁跨中扭转位移随风速变化

Fig.13 The evolution of maximum torsional displacement of the girder with the wind velocity

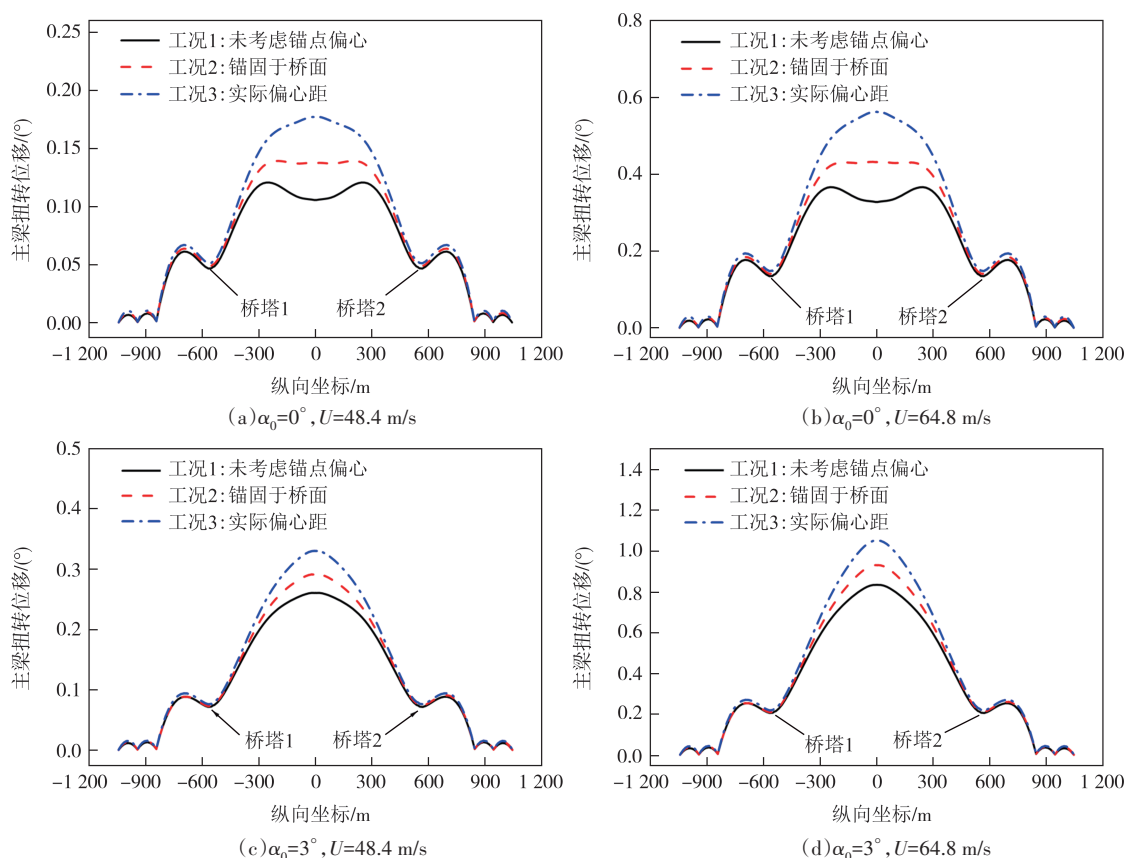


图 14 主梁扭转位移桥跨分布

Fig.14 Distribution of torsional displacement of the girder along the span

3 结论

现行抗风规范推荐的主梁建模方法(如单脊梁式模型、三主梁模型等)中,斜拉索锚固点与主梁刚度中心处于同一水平面,隐含假定斜拉索的风荷载仅以横向力的形式传递至主梁节点.本文着重指出,因拉索-主梁锚固偏心效应,斜拉索风荷载还会在主梁上产生附加扭矩问题.通过考虑锚固构件与斜拉索侧向弹性变形协调关系,文本提出锚固偏心距的简化计算方法,并建立了计入斜拉索锚固偏心效应的大跨度斜拉桥非线性静风稳定性分析框架.主要结论如下:

1)斜拉索的锚固偏心效应会使主梁产生显著附加扭矩,其与主梁自身受到的气动升力矩占比不可忽略,且不能简单假定锚固于桥面,须根据实桥锚固构件(锚拉板、钢管)的侧向刚度计算得到.

2)斜拉索锚固偏心效应显著改变了各级风速下主梁的扭转位移.以苏通大桥为例,考虑实际锚固偏心效应后,主梁跨中节点的扭转位移在设计基准风

速下,分别提高了 67.7%(0°风攻角)和 26.7%(+3°风攻角).

3)锚固偏心效应会降低 0°和正攻角下的静风失稳临界风速,提高负攻角下静风失稳临界风速.苏通大桥静风失稳临界风速在 0°和+3°攻角下分别降低了 6.3%和 3.0%, -3°攻角下提高 4.0%.锚固偏心效应通过影响主梁扭转变形而改变附加风攻角效应,进而影响斜拉桥的颤振、抖振响应.

最后,值得注意的是,文中提出的锚点偏心距简化计算公式仅适用于静风效应的计算.在风致动力响应的分析中,除了考虑索-梁锚固偏心效应引起的主梁附加风攻角变化之外,还需保证拉索惯性力传递至索-梁锚固偏心的等效性,此方面还需进一步研究.本文计算基于拉索锚固构件和阻尼器在侧向强风作用下未发生损坏.研究结果为斜拉索外置式阻尼器的设计提供了参考:计算发现大跨度桥梁常用的阻尼器的侧向行程均较短,大风中易因拉索的横向变形而超行程,导致阻尼元件出现侧向“抵紧”而退出工作,此时斜拉索的锚固偏心距增大,阻尼器的内力由其下部支架的弹性变形控制.因此,阻尼器设

计时,其行程应考虑服役期内大风可能造成的侧向变形;为防止阻尼器因超过行程而破坏,其支撑支架的横桥向刚度应与极限承载力匹配。

参考文献

- [1] 项海帆. 21 世纪世界桥梁工程的展望[J]. 土木工程学报, 2000,33(3):1-6.
- [2] 刘志文,周威,刘振标,等. 大跨度公铁双层斜拉桥主梁涡激共振机理与控制[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2024, 51(1): 1-13.
LIU Z W, ZHOU W, LIU Z B, et al. Mechanism and control on vortex-induced vibration of main deck of long-span cable-stayed bridge with double-level decks for highway and railway [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2024, 51(1): 1-13. (in Chinese)
- [3] 刘志文,李书琼,刘勇,等. 大跨度斜拉桥下击暴流风致振动响应实测[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2021, 48(11): 1-11.
LIU Z W, LI S Q, LIU Y, et al. Field measurement of wind-induced vibration response of long-span cable-stayed bridge under downburst [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2021, 48(11): 1-11. (in Chinese)
- [4] 何旭辉,谭凌飞,顾建华,等. 考虑非平稳横风作用的列车-大跨斜拉桥耦合系统动力响应[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2022, 49(5): 92-100.
HE X H, TAN L F, GU J H, et al. Dynamic response of train-long span cable-stayed bridge coupling system considering nonstationary crosswind [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2022, 49(5): 92-100. (in Chinese)
- [5] ZHANG Y, LIAO H L, ZHOU Q. Effects of additional static wind angle of attack on discrepancies between 2D and 3D flutter of suspension bridges [J]. Engineering Structures, 2025, 333: 120137.
- [6] 许福友,陈艾荣. 苏通大桥静风响应分析[J]. 工程力学, 2009, 26(1): 113-119.
XU F Y, CHEN A R. Aerostatic response analysis on Sutong Bridge [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(1): 113-119. (in Chinese)
- [7] 程进,肖汝诚,项海帆. 大跨径斜拉桥非线性静风稳定性全过程分析[J]. 中国公路学报, 2000, 13(3): 25-28.
CHENG J, XIAO R C, XIANG H F. Full range nonlinear aerostatics analysis for long-span cable-stayed bridge [J]. China Journal of Highway and Transport, 2000, 13(3): 25-28. (in Chinese)
- [8] 程进,江见鲸,肖汝诚,等. 大跨度桥梁空气静力失稳机理研究[J]. 土木工程学报, 2002, 35(1): 35-39.
CHENG J, JIANG J J, XIAO R C, et al. Study on the mechanism of aerostatics instability for long-span bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(1): 35-39. (in Chinese)
- [9] QIAN C, ZHU L D, ZHU Q, et al. Pattern and mechanism of wind-induced static instability of super-long-span cable-stayed bridge under large deformation [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2022, 221: 104910.
- [10] 张宏杰,朱乐东,胡晓红. 超千米级斜拉桥抗风稳定性风洞试验[J]. 中国公路学报, 2014, 27(4): 62-68.
ZHANG H J, ZHU L D, HU X H. Wind tunnel test on wind-resistant stability of super-kilometer cable stayed bridge [J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(4): 62-68. (in Chinese)
- [11] 朱乐东,朱青,郭震山. 风致静力扭角对桥梁颤振性能影响的节段模型试验研究[J]. 振动与冲击, 2011, 30(5): 23-26.
ZHU L D, ZHU Q, GUO Z S. Effect of wind-induced static torsional angle on flutter performance of bridges via sectional model test [J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(5): 23-26. (in Chinese)
- [12] 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, 2019.
Wind-resistant design specification for highway bridges: JTG/T 3360-01—2018[S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2019. (in Chinese)
- [13] 《桥梁风洞试验指南》编写组. 桥梁风洞试验指南[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2018.
The Compilation Group of "Guidelines for Wind Tunnel Testing of Bridges". Guidelines for wind tunnel testing of bridges [S]. Beijing: China Communication Press Co., Ltd., 2018. (in Chinese)
- [14] 项海帆,葛耀君,朱乐东,等. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
XIANG H F, GE Y J, ZHU L D, et al. Modern theory and practice on bridge wind resistance [M]. Beijing: China Communications Press, 2005. (in Chinese)
- [15] 陈政清. 桥梁风工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
- [16] 公路斜拉桥设计规范: JTG/T 3365-01—2020[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2020.
Specifications for design of highway cable-stayed bridge: JTG/T 3365-01—2020 [S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2020. (in Chinese)
- [17] LI G, XIAO L, HUANG Q S, et al. Experimental investigation on the performance of cable-girder anchorage structure of hybrid cable-stayed suspension bridges [J]. Structures, 2023, 56: 104911.
- [18] ZHU L D, XIANG H F, XU Y L. Triple-girder model for modal analysis of cable-stayed bridges with warping effect [J]. Engineering Structures, 2000, 22(10): 1313-1323.
- [19] 陈明宪. 斜拉桥建造技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [20] 段元锋,李频,周仙通,等. 斜拉索外置式黏滞阻尼器实用设计方法[J]. 中国公路学报, 2015, 28(11): 46-51.
DUAN Y F, LI P, ZHOU X T, et al. Practical design method for external viscous damper of stay cable [J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(11): 46-51. (in Chinese)
- [21] 孙利民,周海俊,陈艾荣. 索承重大跨桥梁拉索的振动控制装置种类与性能[J]. 国外桥梁, 2001, 29(4): 36-40.
- [22] 华新. 斜拉桥塔端张拉索倾角修正及拉索主要参数实用计算方法[J]. 公路, 2004, 49(12): 20-23.
HUA X. Practical calculational method about revised inclination of and main parameters of stay-cables tensioned at top of pylon of cable-stayed bridge [J]. Highway, 2004, 49(12): 20-23. (in Chinese)