

大跨人行悬索桥纵横主梁涡振性能研究

李玉学^{1,2,3}, 马草原¹, 李海云^{1,2,3}

(1.石家庄铁道大学 土木工程学院,河北 石家庄 050043;

2.河北省风工程与风能利用工程技术创新中心,河北 石家庄 050043;

3.石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障部共建教育部重点实验室,河北 石家庄 050043)

摘要:为掌握大跨人行悬索桥纵横主梁涡振性能,以国内拟建的一座宽跨比为0.028 4的人行悬索桥为工程背景,对其涡振响应特性及发生机理进行了研究。采用数值方法分析了该主梁涡振响应、流场涡脱演化、风压分布以及涡激振动贡献系数在 -3° 、 0° 和 3° 风攻角下的特性。结果表明,随着风攻角由正转负,主梁竖弯涡振性能变差,其风速锁定区间向低风速区偏移,最大竖弯涡振幅值增大,最不利扭转涡振出现在 0° 风攻角下。由于主梁下表面多个工字钢纵梁的阻挡作用,导致主梁下部气流旋涡运动状态复杂,其对涡振响应影响显著。脉动风压系数随风攻角的变化规律复杂,主梁上、下表面脉动风压系数极值分别出现在 -3° 和 3° 风攻角下。不同风攻角下,主梁上、下表面的涡激振动正贡献系数极值均出现在尾流端且作用范围较大,此为结构竖弯涡振响应的主要贡献区域。

关键词:人行悬索桥;纵横主梁;涡振响应;涡振机理;流场演化

中图分类号:U448.11;U448.25 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2023)02-0007-07

0 引言

大跨度桥梁主梁涡激振动是气流绕经主梁结构表面时引起的自激限幅振动,虽然涡激振动不会引起桥梁主体结构破坏,但其诱发的小幅振动不仅会影响桥上行人舒适性和行车安全,长期的涡激振动还会导致结构细部构件疲劳破坏^[1]。因此,研究大跨度桥梁主梁涡振性能并揭示其发生机理,成为合理进行桥梁抗风设计的关键问题之一。

针对上述问题,国内外不少学者借助风洞试验和数值模拟进行了研究。钱国伟等^[2]针对某跨海斜拉桥Ⅱ型叠合主梁,设计了1:70的主梁节段模型,借助风洞试验对其涡振性能进行了研究,发现 0° 攻角下主梁出现了明显的竖弯和扭转涡振现象。LARSEN et al^[3]借助风洞试验研究了箱形主梁几何特性对结构涡振性能的影响,发现主梁涡振幅值对箱梁水平底板与倾斜腹板间夹角这一几何参数非常敏感。刘志文等^[4]采用数值模拟方法研究了桥梁附属设施对流线型钢箱主梁涡振响应的影响,发现将检修车轨道内移能够明显减小主梁的涡振响应。李欢等^[5]针对Ⅱ型断面主梁,通过数值模拟发现,梁下设置稳定板可以有效抑制结构涡激振动,且在一定范围内,随着稳定板长度增加其对涡激振动的抑制效果越好。李加武等^[6]对分离式双箱梁涡激共振发生机理进行了探讨,通过分析主梁结构表面风压演变,指出改变分离式双箱梁空隙内侧流场环境有助于抑制其扭转涡振。SARWAR et al^[7]采用数值方法计算了某长宽比为3.81的箱型主梁涡振响应幅值,并得到了最大涡振幅值与折减风速的对应关系。WANG et al^[8]借助数值模拟方法研究了某非对称组合梁斜拉桥主梁涡振性能,发现成桥状态下最大竖弯涡振和扭转涡振幅值均出现在 -5° 风攻角,并借助兰金涡和卡门涡街形成发展过程对其发生原因进行了解释。

目前,对大跨度桥梁涡激振动及其发生机理的研究大多针对公路、铁路桥梁。近年来,随着中国旅游

收稿日期:2023-01-09 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxb.20230009

基金项目:国家自然科学基金(51278314);河北省自然科学基金(E2019210031);中央引导地方科技发展资金项目(206Z5401G);北京交通大学“结构风工程与城市风环境北京市重点实验室”开放课题(2023-1)

作者简介:李玉学(1978—),男,副教授,研究方向为桥梁风工程。E-mail:liyuxue2000@163.com

李玉学,马草原,李海云.大跨人行悬索桥纵横主梁涡振性能研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2023,36(2):7-13.

业的快速发展,多座大跨人行景观悬索桥在一些风景名胜区内被修建或待建,与常见的公路、铁路悬索桥相比,该类人行悬索桥主梁的宽跨比更小、柔度更大、对风荷载也更加敏感。同时,为了更好地满足游客的观景效果,多将气动性能良好的传统扁平箱型主梁替换成纵横主梁以方便安装透明的玻璃桥面,这些结构形式的变化,使风场绕流特性发生明显改变,从而主梁呈现出复杂的涡激振动特性。因此,以一景区大跨人行悬索桥为工程背景,采用 FLUENT 软件,借助用户自定义函数(User-Defined Functions:UDF)实现涡激共振响应分析求解程序的编制和嵌入,进而对主梁涡振响应数值求解,据此系统研究大跨人行悬索桥纵横主梁的涡振性能,并对该类型主梁涡振响应发生机理进行探讨。

1 主梁涡振响应数值分析思路

在某一特定风速下,当气流的涡脱频率与主梁的固有频率接近或相同时,主梁将会以竖弯或者扭转振动形式发生涡激共振^[9],主梁断面在流场中的受力形式如图 1 所示,图 1 中, B 为主梁宽度; D 为主梁高度; α 为扭转角; x - y 为风轴坐标系; F_L 和 F_M 分别为主梁受到的升力和扭矩。

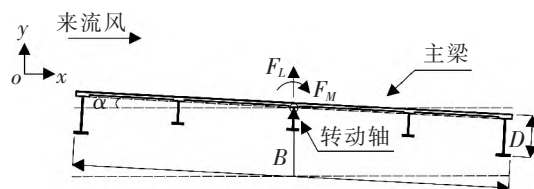


图 1 主梁在流场中受力示意图

由图 1 可得主梁竖弯和扭转涡振响应的运动方程分别为

$$m\ddot{y}(t) + c_y\dot{y}(t) + k_y y(t) = F(t) \quad (1)$$

$$I_a\ddot{\alpha}(t) + c_a\dot{\alpha}(t) + k_a\alpha(t) = M(t) \quad (2)$$

式中, m 、 c_y 、 k_y 分别为主梁单位长度的质量、竖弯阻尼、竖弯刚度; I_a 、 c_a 、 k_a 分别为主梁单位长度的扭转质量惯性矩、扭转阻尼、扭转刚度; $\ddot{y}(t)$ 、 $\dot{y}(t)$ 、 $y(t)$ 分别为主梁单位长度的竖弯加速度、速度、位移时程; $\ddot{\alpha}(t)$ 、 $\dot{\alpha}(t)$ 、 $\alpha(t)$ 分别为主梁单位长度的扭转加速度、速度、位移时程; $F(t)$ 、 $M(t)$ 分别为作用在主梁单位长度上包含涡激效应的升力、扭矩时程。

基于 FLUENT 软件计算得到不同时刻主梁上的 $F(t)$ 和 $M(t)$,利用 Newmark- β 法迭代求解涡激振动控制方程(1)和方程(2),通过 UDF 编程与 FLUENT 接口实现。具体为:①在 FLUENT 软件中导入主梁模型,计算得到 t_1 时刻主梁的升力 $F(t_1)$ 和扭矩 $M(t_1)$;②利用 Newmark- β 法迭代求解涡振响应运动方程(1)和方程(2),分别得到下一时刻 t_2 主梁的加速度、速度和位移响应,并利用动网格技术将其传递给网格节点,实现主梁在流场中的位置更新;③在新的位置重复步骤①和②,不断实现主梁升力 $F(t)$ 和扭矩 $M(t)$ 的更新,及其相应时刻主梁加速度、速度和位移响应的求解。

2 人行悬索桥主梁涡振性能分析

2.1 工程背景

研究依托工程为 30 m + 183 m + 61 m 双塔三跨地锚式人行悬索桥,桥址位于风景名胜区内,地处黄河北岸,属于温带湿润季风气候,季风环流是该地区支配气候的主要因素,桥址山区峡谷风特性明显,主梁距离谷底 91.8 m,实测 10 min 平均最大风速为 14.7 m/s。主缆矢跨比 1/10,间距 4.8 m,主梁为纵横梁结构体系,梁高 0.43 m,梁宽 5.2 m,最小宽跨比为 0.028 4,桥面铺设厚 0.03 m、宽 2.4 m 的特种玻璃板,并与主梁胶接,主梁横断面如图 2 所示。

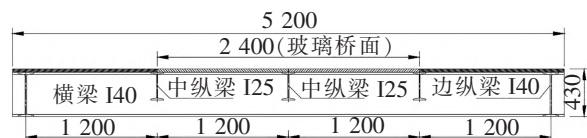


图 2 主梁横断面图(单位:mm)

2.2 数值模型建立及相关参数选取

根据本文人行悬索桥主梁结构几何特性以及基于 MIDAS Civil 有限元软件计算所得结构自振频率等,确定涡振响应计算相关参数,其中,一阶竖弯频率和一阶扭转频率分别为 0.399 9 Hz 和 1.280 4 Hz;单位长度质量为 851 kg/m,单位长度质量惯性矩为 1 257 (kg · m²)/m;根据文献[10]竖弯和扭转阻尼比均取 0.5%,并通过理论计算得到主梁竖弯和扭转涡振响应容许值分别为 0.08 m 和 0.64°。

已有研究已经验证了第1节中所述方法计算主梁涡振响应的有效性^[5,11],据此分别计算该纵横主梁断面在 -3° 、 0° 和 3° 风攻角下的涡振响应,其中,流场入口距离主梁迎风面为 $5B$,流场出口距离主梁背风面为 $10B$,流场上、下边界距离主梁中心为 $5B$ 。模型左侧来流设为速度入口边界,右侧设为压力出口边界,流场上、下设为对称边界,内外流域采用Interface面进行数据交换,主梁表面设为无滑移壁面。

网格划分采用“刚体运动区域+动网格区域+静止网格区域”的分块思路进行。其中,刚体运动区域采用四边形结构化网格划分;动网格区域采用三角形非结构化网格划分,网格更新采用弹性光顺与局部重构相结合的方式进行;静止网格区域距离主梁较远,采用尺寸较大的四边形结构化网格划分。计算域、边界条件和网格范围如图3所示。模型网格划分结果如图4所示,总网格数为292 773,经过网格无关性验证,第一层网格高度取 0.3 mm ,此时 $y^+ \approx 1$,能够较好满足计算精度和计算效率要求。

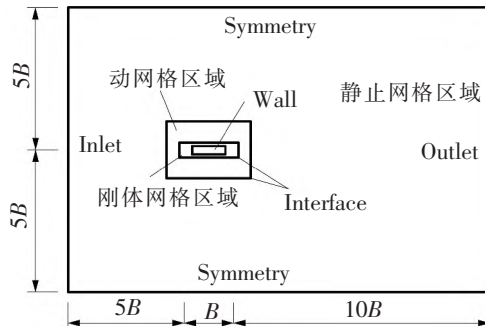
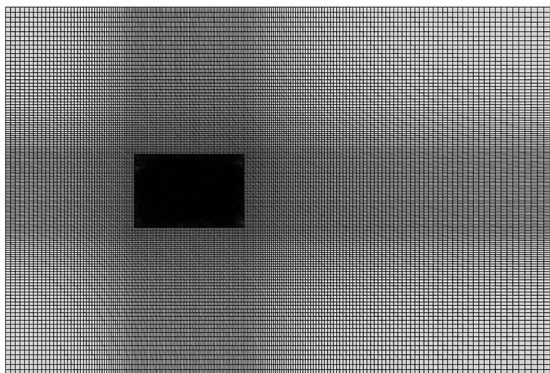
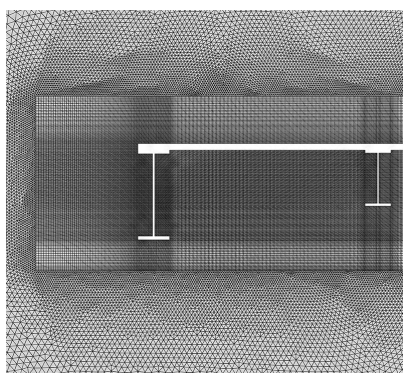


图3 计算域、边界条件和网格范围



(a)整体网格划分



(b)细部网格划分

图4 模型网格划分结果

湍流模型采用SST $k-\omega$ 模型,以二阶隐式积分进行时间离散,二阶迎风格式进行空间离散,速度场和压力场的耦合问题采用SIMPLEC算法求解,时间步长为 $T/400$ (T 为主梁自振周期),残差收敛控制在 1×10^{-5} 以下,速度入口边界湍流强度设置为5%。

2.3 涡振响应计算结果分析

根据2.2节计算结果,提取了 -3° 、 0° 、 3° 3个风攻角下主梁竖弯和扭转涡振响应随无量纲折减风速的变化曲线,如图5所示。图5中,横坐标风速转换为无量纲的折减风速 $U_r = U/f_n D$ (U 为来流风速;当发生竖弯涡振时, f_n 为一阶竖弯频率;当发生扭转涡振时, f_n 为一阶扭转频率)。

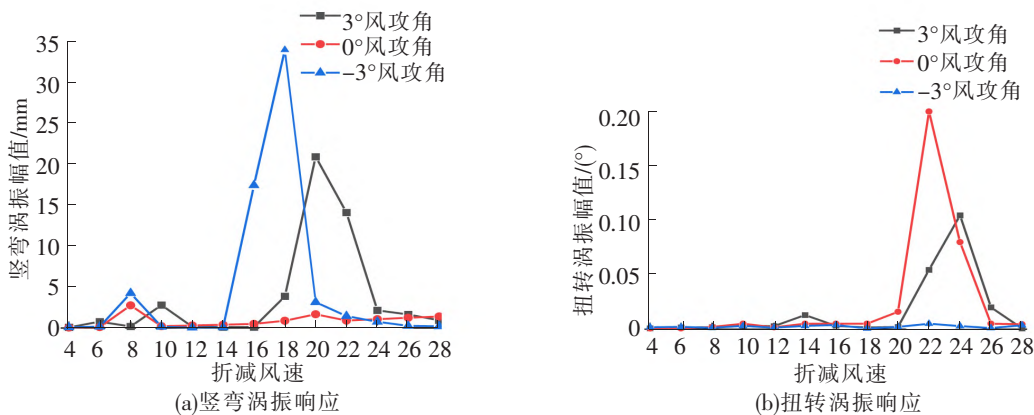


图5 不同无量纲折减风速下主梁涡振响应

由图 5(a)可见,在 0° 风攻角下,主梁在较低无量纲折减风速范围 $6 \sim 10$ 时发生了较小幅值的竖弯涡振;在 -3° 和 3° 风攻角下,主梁均出现了 2 个风速锁定区间,但不同风攻角下风速锁定区间长度以及相应的竖弯涡振幅值差别较大,但均未超过规范容许值 0.08 m 。比如, -3° 风攻角下,高风速锁定区间 U_r 为 $14 \sim 20$,最大竖弯涡振幅值为 34.10 mm ; 3° 风攻角下,高风速锁定区间 U_r 为 $16 \sim 24$,最大竖弯涡振幅值为 20.93 mm 。总体来看,不同风攻角下,低风速锁定区间范围和竖弯涡振响应幅值变化不大,而高风速锁定区间内竖弯涡振响应幅值随着风攻角由负转正而减小。与 3° 风攻角相比, -3° 风攻角下 2 个风速锁定区间均向低风速区偏移,且竖弯涡振幅值也更大,因此, -3° 风攻角为该主梁竖弯涡振的最不利风攻角。

由图 5(b)可见,在 -3° 风攻角下,主梁没有发生扭转涡振;在 3° 风攻角下,主梁出现了 2 个风速锁定区间,其中,高风速锁定区间 U_r 为 $20 \sim 28$,最大扭转涡振幅值为 0.11° ; 0° 风攻角下,主梁只存在高风速锁定区间,高风速锁定区间 U_r 为 $18 \sim 26$,最大扭转涡振幅值为 0.20° 。总体来看,3 个风攻角下,扭转涡振幅值均未超过规范容许值 0.64° 。与 3° 风攻角相比, 0° 风攻角下扭转涡振风速锁定区间无量纲风速范围更低,扭转涡振幅值也更大,因此, 0° 风攻角为该主梁扭转涡振的最不利风攻角。

3 人行悬索桥主梁涡振发生机理探讨

3.1 涡脱演化特点分析

为进一步研究人行悬索桥纵横主梁涡激振动发生机理,对涡振发生时主梁周围涡脱演化形式进行分析,选取了最不利的 -3° 风攻角下,无量纲折减风速为 18 时,一个完整振动周期内主梁周围旋涡生成、运动和发展演变形式,如图 6 所示,图 6 中, T 为一个完整振动周期总时间; A 为主梁上表面生成的旋涡; B 为主梁下表面生成的旋涡; C 为主梁尾部生成的旋涡; A 、 B 、 C 符号下标 $1 \sim 4$ 为相应旋涡生成顺序,数字越大表示旋涡生成越早。

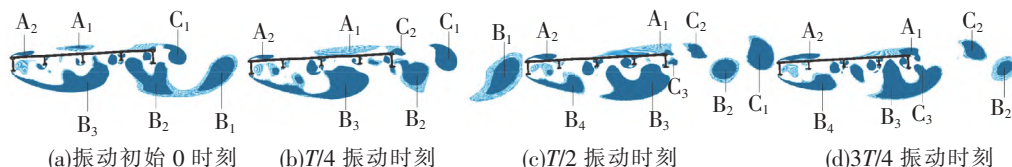


图 6 一个完整振动周期内主梁周围旋涡生成、运动和发展演变图 (-3° 风攻角,无量纲折减风速 18)

由图 6 可见,来流受到主梁迎风前端工字钢的影响发生流动分离,在主梁上表面生成的旋涡 A_1 和 A_2 正向下游运动;由于此时刻主梁上表面迎风,使得大部分气流绕过主梁下表面,并生成一个较大尺度旋涡 B_3 ,上一个完整振动周期生成的旋涡 B_1 和 B_2 向下游移动,受到主梁下表面中部位置工字钢下翼缘的影响,气流在该位置处再次发生流动分离,生成众多小尺度旋涡并依附在工字钢周围;主梁尾流端旋涡 B_2 和 C_2 交替演化,与之前脱落的旋涡 B_1 和 C_1 在尾流端形成明显的“卡门涡街”现象。

综合来看,整个振动周期内旋涡生成、运动和发展演变具有以下特点:①纵横主梁迎风前端上表面旋涡、下表面旋涡以及尾流端交替产生的卡门涡脱,共同形成了主梁周围的旋涡发展演变,并激发涡激共振发生;②振动周期的 $T/4$ 和 $3T/4$ 时刻,主梁尾流端的旋涡正好达到最大尺度,涡振能量最高,随后旋涡开始脱落,使得尾流端交替产生的卡门涡脱对涡振发生显著影响;③由于纵横主梁下表面工字钢纵梁的阻挡作用,使得迎风端形成的大尺度旋涡在运动过程中多次发生分离和再附,旋涡运动状态不断发生变化,且下表面涡脱形态比较破碎、不规则,此与常见的公路、铁路桥 Π 型主梁明显不同。

3.2 主梁表面风压分析

主梁表面脉动风压分布特性一定程度上反映了空气绕流导致的结构所受气动力变化情况,此气动力是引起主梁发生涡振的重要因素,因此计算并提取了 -3° 、 0° 、 3° 3 个风攻角下主梁表面关键位置 199 个测点(部分测点位置及编号见图 7)的脉动风压分布情况,如图 8 所示,图 8 中, X 为测点位置到主梁迎风前端的水平距离, B 为主梁宽度。为表达方便,将主梁表面关键位置测点风压转化为无量纲的风压系数。

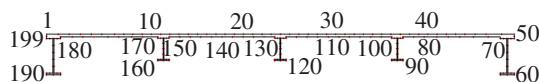


图 7 主梁表面关键测点位置及编号

由图 8(a)可见,在 -3° 风攻角下,相对距离 $X/B < 0.5$ 的主梁上表面区域测点,其脉动风压系数波动较为明显,并出现 2 个峰值,表明随着竖弯涡振的发生,主梁上表面迎风前端形成的旋涡主要在此区域内发展演化,从而加剧了此处的风压脉动。在 3° 风攻角下,相对距离 $X/B < 0.42$ 的主梁上表面区域测点,其脉动风压系数值变化不大,基本在 0.075 附近;随后在相对距离 $X/B > 0.42$ 的主梁上表面区域测点,其脉动风压系数值逐渐增大,在相对距离 $X/B = 0.82$ 处,脉动风压系数值又开始减小,表明主梁上表面迎风前端生成的旋涡最终在尾流端发展为大尺度的旋涡直至脱落,且随着风攻角由负转正,竖弯涡振的气流脉动能量贡献区域由主梁上表面迎风前端向尾流端移动。

由图 8(b)可见,在 -3° 和 3° 风攻角下,相对距离 $0 < X/B < 0.44$ 的主梁下表面区域测点,其脉动风压系数值变化较为平缓。但相对距离 $X/B > 0.44$ 的主梁下表面区域测点,其脉动风压系数值变化显著,比如,在 -3° 风攻角下,脉动风压系数呈增大趋势,并出现 3 个峰值 0.24、0.54、0.39,原因可能在于运动的旋涡与该位置处的工字钢纵梁产生碰撞,使得局部风压脉动变化加剧。总体来看,随着风攻角由正转负,主梁下表面工字钢纵梁对运动旋涡的阻碍作用增强,使得主梁下表面尾流端对涡振脉动能量贡献增大。

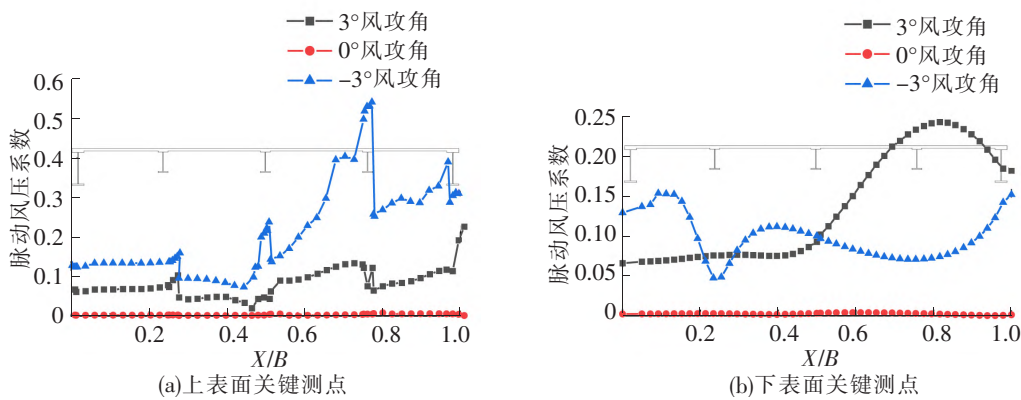


图 8 主梁表面关键测点脉动风压系数分布图

3.3 主梁表面测点涡激振动贡献系数分析

由 3.2 节的分析可以发现,主梁表面局部位置的风压脉动可能对结构涡激振动产生较大的影响,据此引入主梁表面测点涡激振动贡献系数对其进行定量分析^[12]。定义涡激振动贡献系数 C_R 为结构表面测点脉动风压系数与该测点升力与主梁总体升力相关系数 ρ 的乘积,此系数能够较好表征不同位置测点风压脉动对涡激振动的贡献程度。

$$C_R = \tilde{C}_{pi} \rho [F(t), f_i(t)] \quad (3)$$

式中, $\tilde{C}_{pi}$ 为测点 i 的脉动风压系数; $F(t)$ 为主梁受到的总体升力, $f_i(t)$ 为测点 i 处升力,两者之间的相关系数可以利用 Pearson 函数表示^[13]。

根据式(3)计算得到了 -3° 、 0° 和 3° 3 个风攻角下涡激振动发生时,主梁结构表面关键测点(测点位置及编号见图 7)的涡激振动贡献系数,选取主梁竖弯涡振的高风速锁定区间内,最大涡振幅值对应的主梁表面测点涡激振动贡献系数分布示于图 9,为表达方便,以 3° 风攻角下,主梁上表面测点涡激振动贡献系数峰值为基准,将结构表面测点涡激振动贡献系数进行无量纲处理,同时将上、下表面的涡激振动贡献系数正值绘制于对应的上、下表面一侧,负值绘制于另一侧。

由图 9(a)可见,在 -3° 和 0° 2 个风攻角下,仅在主梁上表面迎风前端小部分区域涡激振动贡献系数为正值,大部分区域涡激振动贡献系数为负值。在 -3° 和 0° 风攻角下,涡激振动贡献系数为正值的区域分别占上表面总面积的 8% 和 22%,最大值分别为 0.2 和 0.05;表明 -3° 和 0° 2 个风攻角,上表面测点风荷载对主梁竖弯涡振以抑制作用为主。在 3° 风攻角下,主梁上表面尾流端区域涡激振动贡献系数以正值为主,约占上表面总面积的 41%,且数值较大,表明该区域测点升力和总体升力呈高度正相关且风压脉动性强,由此可以推断该区域风荷载对 3° 风攻角下主梁竖弯涡振贡献显著。总体来看,与 -3° 和 0° 2 个风攻角相比, 3° 风攻角下,主梁上表面测点的涡激振动贡献系数正值范围和峰值均增大,且区域范围也更靠近

尾流端。

由图 9(b)可见,在 3 个风攻角下,主梁下表面大部分区域涡激振动贡献系数以正值为主,且区域范围较大,由此可以推断该区域风荷载对主梁竖弯涡振贡献显著。比如,在 -3° 风攻角下,涡激振动贡献系数为正值区域约占下表面总面积的 88%,最大值为 1.9;在 0° 风攻角下,涡激振动贡献系数为正值区域约占下表面总面积的 75%,最大值为 0.3;在 3° 风攻角下,涡激振动贡献系数为正值区域约占下表面总面积的 70%,最大值为 0.75。总体来看,与 0° 和 3° 风攻角相比, -3° 风攻角下,主梁下表面涡激振动贡献系数正值范围和峰值均较大。

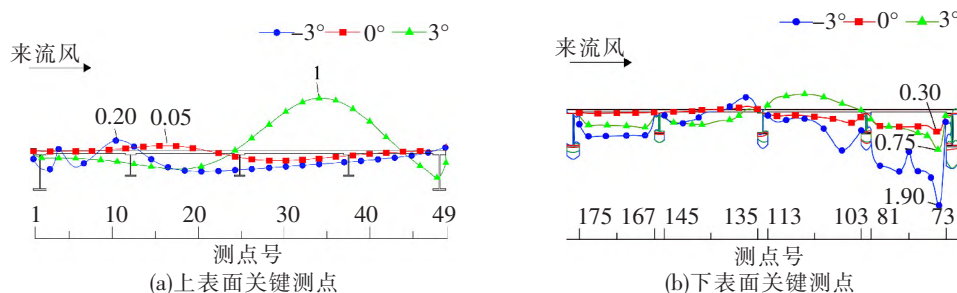


图 9 主梁表面测点竖弯涡激振动贡献系数分布图

综合图 9 可见,在 -3° 、 0° 、 3° 3 个风攻角下,较小的主梁宽度使得上、下表面尾流端涡激振动贡献系数正值均较大,且作用区域范围广,由此可以推断主梁尾流端风荷载是激发结构竖弯涡振响应的主要区域,尾流交替的涡脱对涡振响应贡献更显著,此与宽度较大的公路、铁路桥梁存在差别。

4 结论

(1) 随着风攻角由正转负,主梁竖弯涡振性能变差,其风速锁定区间向低风速区偏移,最大竖弯涡振幅值增大;最不利扭转涡振出现在 0° 风攻角,相对而言,负风攻角下主梁扭转涡振性能优于正风攻角。

(2) 尾流端交替产生的旋涡脱落对主梁涡振发生起主要作用,迎风前端主梁上、下表面涡脱起次要作用;由于纵横主梁下表面工字钢纵梁的阻挡作用,使得主梁下表面的旋涡运动状态更加复杂,相应的旋涡能量也更高。

(3) 风攻角对主梁上、下表面脉动风压系数的分布规律影响较大,主梁上表面脉动风压系数最大值出现在 3° 风攻角下,下表面脉动风压系数最大值出现在 -3° 风攻角下,且均在尾流端。

(4) 不同攻角下,主梁尾流端测点涡激振动贡献系数正值和作用范围均较其他区域大,该区域风荷载对主梁竖弯涡振响应贡献显著。

参 考 文 献

- [1] LI M, SUN Y, JING H, et al. Vortex-induced vibration optimization of a wide streamline box girder by wind tunnel test [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2018, 22(12): 5143-5153.
- [2] 钱国伟, 曹丰产, 葛耀君. II 型叠合梁斜拉桥涡振性能及气动控制措施研究[J]. 振动与冲击, 2015, 34(2): 176-181.
- [3] LARSEN A, WALL A. Shaping of bridge box girders to avoid vortex shedding response[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2012, 104: 159-165.
- [4] 刘志文, 江智俊, 黎晓刚, 等. 流线型钢箱梁涡激振动机理与气动控制措施研究[J]. 中国公路学报, 2022, 35(2): 1-17.
- [5] 李欢, 何旭辉, 王汉封, 等. II 型断面超高斜拉桥涡振减振措施风洞试验研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(7): 62-68.
- [6] 李加武, 朱长宇. 基于表面风压分析的分离式双箱梁流场特性研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2021, 38(2): 69-78.
- [7] SARWAR M W, ISHIHARA T. Numerical study on suppression of vortex-induced vibrations of box girder bridge section by aerodynamic countermeasures[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2010, 98(12): 701-711.
- [8] WANG J X, MA C M, LI M, et al. Experimental and numerical studies of the vortex-induced vibration behavior of an asymmetrical composite beam bridge[J]. Advances in Structural Engineering, 2019, 22(10): 2236-2249.

- [9] LIU M, YANG W, CHEN W, et al. Experimental investigation on vortex-induced vibration mitigation of stay cables in long-span bridges equipped with damped crossties[J]. Journal of Aerospace Engineering, 2019, 32(5): 1-10.
- [10] 交通运输部.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,2018.
- [11] 刘志文,肖晗,王雷,等.Π 型钢-混凝土结合梁断面涡激振动及气动控制措施[J].湖南大学学报(自然科学版),2022,49(3):68-78.
- [12] 刘庆宽,任若松,孙一飞,等.扁平流线型箱梁涡激振动雷诺数效应研究[J].振动与冲击,2022,41(4):117-123.
- [13] 胡传新,赵林,周志勇,等.流线型闭口箱梁抑流板抑制涡振机理研究[J].振动工程学报,2020,33(1):1-11.

Study on Vortex Vibration Performance of Vertical and Horizontal Girder of Large-Span Pedestrian Suspension Bridge

Li Yuxue^{1,2,3}, Ma Caoyuan¹, Li Haiyun^{1,2,3}

(1.School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Innovation Center for Wind Engineering and Wind Energy Technology of Hebei Province, Shijiazhuang 050043, China;

3. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control of China Ministry of Education, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: In order to grasp the vortex-induced vibration performance of the vertical and horizontal girder of the large-span ratio pedestrian suspension bridge, the vortex-induced vibration response and its occurrence mechanism of the width-span ratio of 0.028 4 bridge were studied. The vortex-induced vibration response, flow field vortex evolution, wind pressure distribution and vortex-induced vibration contribution coefficient at -3° , 0° and 3° wind attack angles were analyzed. The results show that with the wind attack angles changing from positive to negative, the vertical bending vortex-induced vibration performance deteriorates, the lock-in region of wind speed shifts to the low wind speed region, the maximum vertical bending vortex-induced vibration amplitude increases, and the most unfavorable torsional vortex-induced vibration occurs at 0° . The complex airflow vortex motion has a significant effect on the vortex vibration response in the lower part of the girder by the blockage of I-beam. The fluctuating wind pressure coefficient changes complexly with wind attack angle, the extreme values appear at -3° and 3° respectively. Under different wind attack angles, the extreme values of vortex-induced vibration positive contribution coefficient appears at the wake end and have a large range of action on the upper and lower surfaces, which is the main contribution area of the structure.

Key words: pedestrian suspension bridge; vertical and horizontal girder; vortex-induced vibration response; vortex-induced vibration mechanism; flow field evolution