

钢混组合梁斜拉桥涡激振动性能及控制措施研究

李兴江¹, 陈国宪², 杨镇宇³, 张 吟³

(1. 中铁开发投资集团有限公司, 云南昆明 650118; 2. 中铁上海工程局第五工程有限公司, 广西南宁 530000; 3. 西南交通大学桥梁工程系, 四川成都 610031)

【摘 要】 钢混组合梁在大跨度斜拉桥中应用广泛, 然而其多采用钝口的 II 形截面, 其气动性能较差, 因此涡激振动控制是其重要问题。为研究 II 形钢混组合梁的涡激振动性能与相应的控制措施, 以遵余高速湘江特大桥为研究对象, 开展 1:50 缩尺比的节段模型风洞试验, 测试成桥态和施工态主梁断面在特定阻尼比下的涡激振动振幅, 并研究了上下中央稳定板对于桥梁涡振和颤振性能的影响。研究结果表明: 施工阶段设计风速范围内原始断面主梁会发生明显的涡激振动, 但最大振幅仍满足规范要求, 成桥状态下原始断面结构在 0° 与 ±3° 三种攻角下将出现较大的涡激振动。虽然涡激振幅仍满足规范要求, 但竖向振动幅值已接近规范容许值; 加装主梁上下中央稳定板可明显降低涡激振动幅度。主梁气动外形的变化虽然会引起主梁颤振临界风速变化, 但优化措施后的颤振临界风速仍能足规范要求。因此建议在工程中采用中央稳定板进行桥梁风致涡激振动控制。

【关键词】 涡激振动; 风洞试验; 组合梁; 中央稳定板; 抑振措施

【中图分类号】 U448.27

【文献标志码】 A

涡激振动是由于气流绕结构物运动时交替产生脱离结构物表面的漩涡, 进而引起结构周期性限幅振动的一种物理现象。该振动通常是在低风速下的一种限幅振动。涡振通常不会使结构发生毁灭性的破坏, 但长时间持续的振动会影响行车舒适性, 严重时会引起结构疲劳破坏。

钢混组合梁由钢主梁和混凝土桥面板通过连接件共同作用, 相较于混凝土主梁, 其具有自重轻, 构造简单, 吊装方便和受力性能优良等特点, 故在大跨度斜拉桥设计中被大量采用^[1-3]。然而钢混组合梁结构通常采用开口钝体断面, 在主梁结构下方会出现较为复杂的流场形态, 同时由于其整体结构阻尼、扭转刚度和自振频率较低等特性, 造成该类桥梁的气动性能较差, 易出现涡激振动^[4], 影响了该类桥梁形式的进一步发展。在桥梁设计阶段, 若结构在设计风速下出现大振幅涡激振动, 通常需要采取一定的抗风控制措施来改善桥梁的抗风性能, 使其满足设计需求^[5-7]。既有研究表明, 采用气动措施是控制主梁涡激振动的最直接方法, 通过改变截面的气动外形, 影响结构局部的回流和流动分离现象, 能有效的改善主梁结构的涡激振动特性^[8]。

目前, 国内外都有学者对钢混组合梁结构的涡激振动问题及其控制措施等开展了研究。Sakai 等^[9]通过风洞试验研究了 II 型组合主梁的涡振性能, 并设计了一种科学经济的导流板设施, 可以有效减少来自梁截面前缘的流动分离从而抑制扭转颤振和涡激振动。Kubo 等^[10]研究了 II 型主梁的气动性能, 研究表明随着两板梁间距的增大, 板梁的锁定风速和竖向振动幅值将逐渐减小。段青松等^[11]通过风洞试验研究了边箱 II 型组合梁的涡振抑制措施, 优化了其涡振性能, 并对比了有、无人行道栏杆和不同形式封闭人行道栏杆对主梁涡振性能的影响。钱国伟等^[12]针对某跨海叠合梁斜拉桥, 研究了 II 型开口截面主梁的合理气动控制措施, 研究

表明采用圆截面栏杆, 采用风嘴结构和在断面底部设置水平隔板等措施可以有效控制主梁涡激振动。李春光等^[13]研究了多种气动措施对 II 型截面斜拉桥主梁涡振的抑制作用, 发现加装风嘴和主梁底部外侧水平稳定板对主梁涡振的抑制效果较好。

本文以遵余高速湘江特大桥为研究对象, 通过风洞试验对主桥的涡激振动性能和抑振措施进行了研究。试验采用 1:50 比例的节段模型, 分别测试了最大单悬臂和最大双悬臂施工状态及成桥状态下的主梁涡振特性, 并分析了上下中央稳定板对主梁涡激振动性能的影响, 最后针对 II 型主钢混组合主梁的抗风设计提出了合理建议。

1 工程背景

遵余高速湘江特大桥为钢混叠合梁斜拉桥, 主桥全长 1 128 m, 跨度布置为 284 m + 560 m + 284 m, 两侧边跨采用对称跨径布置, 单侧跨径组合为 (72 + 212) = 284 m, 主梁为钢混叠合梁, 宽度为 27.5 m, 高度为 3.0 m; 索塔采用 A 型混凝土塔, 辅助墩和过渡墩采用薄壁空心结构; 结构体系为双塔双索面半漂浮体系。主桥的立面和横截面如图 1 和图 2 所示。参考 JTG/T 3360-01-2018《公路桥梁抗风设计规范》, 以及考虑峡谷内风速的“狭管效应”的修正计算, 建于峡谷上口处桥梁高度处的设计基准风速为 28.9 m/s, 施工阶段设计风速为 24.3 m/s。

[定稿日期] 2021-03-19

[作者简介] 李兴江 (1978—), 男, 本科, 从事大跨度桥梁抗风设计; 陈国宪 (1988—), 男, 本科, 从事大跨度桥梁抗风设计。

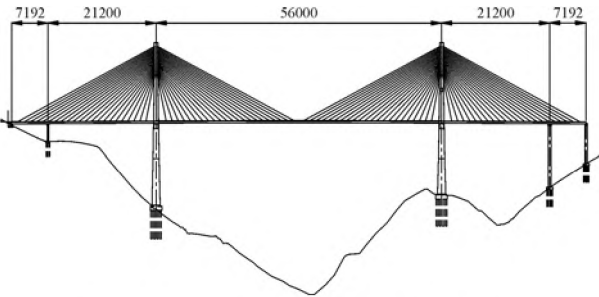


图 1 湘江特大桥主桥立面布置(单位:cm)

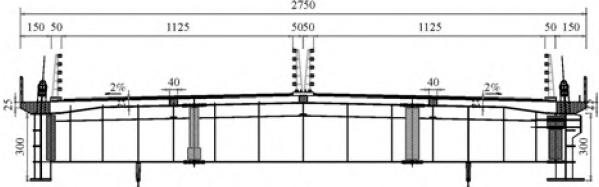


图 2 湘江特大桥主梁横截面(单位:cm)

2 试验介绍

试验在西南交通大学 XNJD-1 工业风洞第二试验段中进行,该风洞的试验段断面的高度和宽度分别为 2.0 m 和 2.4 m。

试验节段模型依据湘江特大桥主梁横截面进行制作,采用几何缩尺比 1:50,模型的主体结构采用木材制成,附属结构采用 ABS 塑料板雕刻而成,分别考虑包含附属结构的成桥状态和施工阶段的最大悬臂状态。试验模型通过八根弹簧结构悬挂在支架上,使得模型可进行竖向运动和绕模型轴线转动的二自由度振动。试验支架和弹簧构件置于洞壁外,以免干扰流场。安装在风洞中的节段模型整体如图 3 所示。在风洞外设置的试验支架与油缸接触,可调节系统阻尼比。

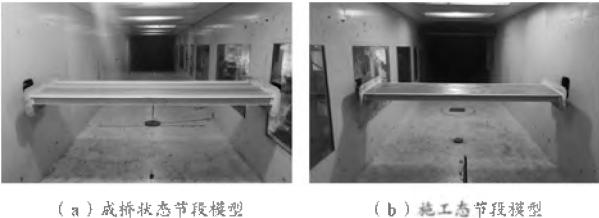


图 3 实验室主梁节段测力模型

成桥状态主梁和施工状态主梁模型动力系统设计参数详见表 1。根据规范,遵余高速湘江特大桥成桥状态一阶对称竖弯和扭转的振幅容许值分别为:

表 1 涡振试验模型参数

结构状态	振型	频率/Hz		等效质量/(kg·m ⁻¹)		等效质量惯性矩/(kg·m)		阻尼比
		实桥	模型	实桥	模型	实桥	模型	
成桥状态	竖弯	0.266	2.766	53243.5	21.30			0.93
	扭转	0.484	5.204			4122640	0.660	0.89
最大单悬臂	竖弯	0.582	4.403	35647.4	14.26			0.88
	扭转	0.848	6.405			3141470	0.503	0.87
最大双悬臂	竖弯	0.556	4.308	40507.7	16.20			0.97
	扭转	0.788	6.111			3504490	0.561	0.97

竖弯: $h_c = 0.04/f_v = 0.150\text{ m}$ (1)

扭转: $\theta_{sc} = 4.56/(B \cdot f_t) = 0.34^\circ$ (2)

最大单悬臂一阶对称竖弯、扭转涡激共振的振幅容许值分别为:

竖弯: $h_c = 0.04/f_v = 0.069\text{ m}$ (3)

扭转: $\theta_{sc} = 4.56/(B \cdot f_t) = 0.20^\circ$ (4)

最大双悬臂一阶对称竖弯、扭转涡激共振的振幅容许值分别为:

竖弯: $h_c = 0.04/f_v = 0.072\text{ m}$ (5)

扭转: $\theta_{sc} = 4.56/(B \cdot f_t) = 0.21^\circ$ (6)

其中 B 为实桥宽度 27.5 m。

3 结果分析

3.1 主梁涡振性能

分别对成桥状态和施工状态的主梁节段进行 $\alpha = 0^\circ$, -3° 和 $+3^\circ$ 三种攻角条件下的风洞试验,试验来流为均匀流。测试主梁结构在不同风速下的涡激振动幅值。图 4 给出了原始断面主梁在成桥状态的竖向振动和扭转振动振幅与风速的关系曲线。

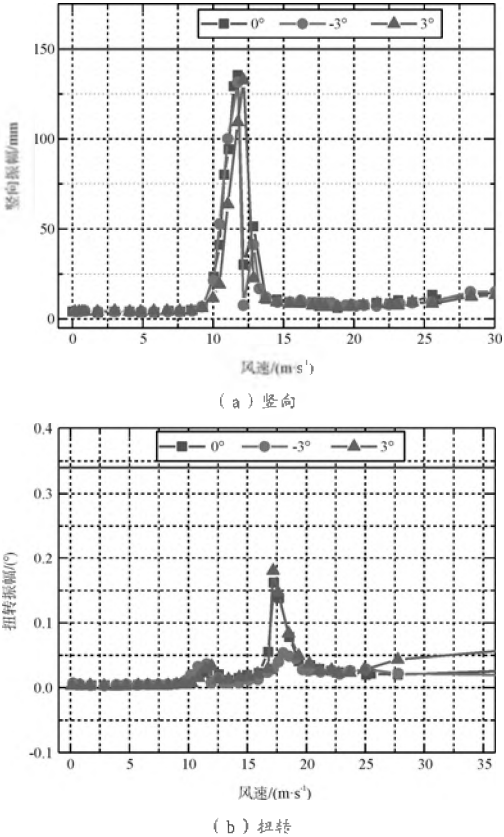


图 4 成桥状态涡振响应结果

由结果可知,成桥状态的主梁结构在不同攻角下出现明显的竖向和扭转涡激振动现象。竖向涡振风速为 10 ~ 15 m/s,在 0°风攻角时取得最大竖向振幅 137.9 mm;扭转涡振风速为 15 ~ 20 m/s,在 3°风攻角时取得最大扭转振幅为 0.18°。其竖向振幅已逼近规范容许值。

图 5 和图 6 给出了施工阶段最大单悬臂和最大双悬臂状态主梁结构各攻角下实桥竖向振动和扭转振动振幅与风速的关系曲线。由图 5 可知,当主梁结构处于最大单悬臂状态时,由于和成桥状态的断面形态和自振频率不同,因此其

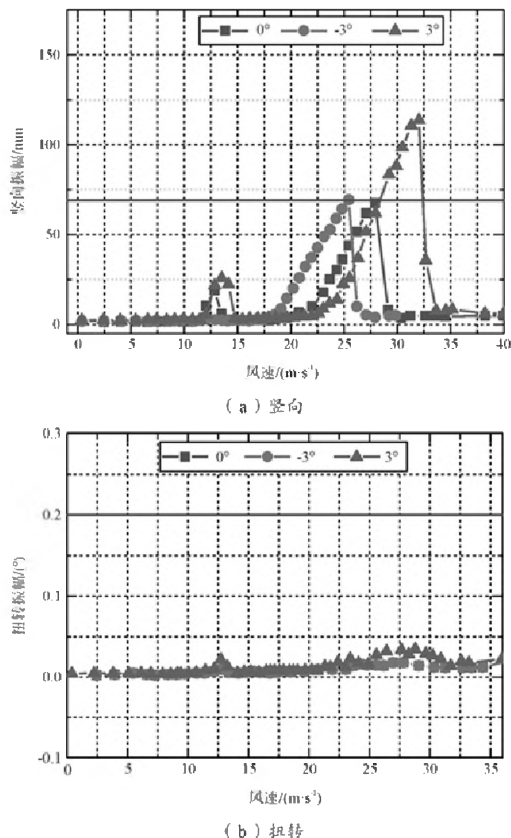


图5 最大单悬臂涡振响应结果

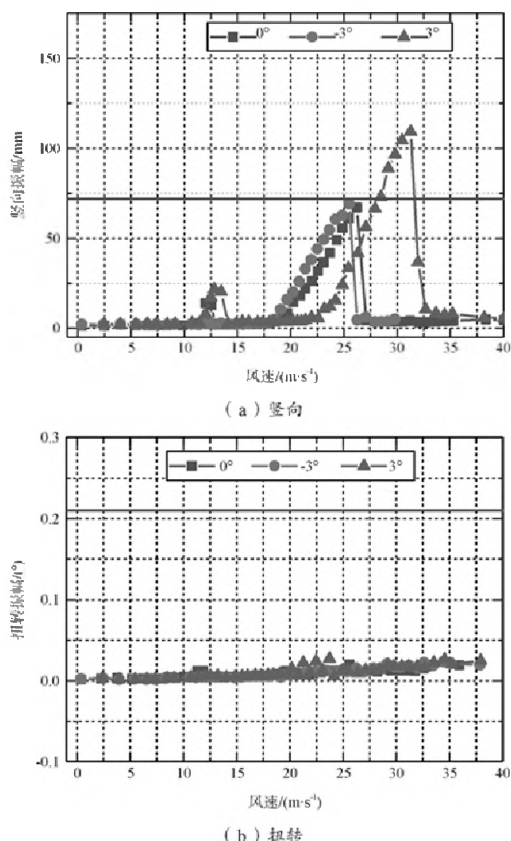


图6 最大双悬臂涡振响应结果

涡激振动的幅值和风速区间均存在较大差异。主梁断面依然存在两个涡振区,锁定风速分别在 13.2 m/s 和 26.2 m/s 附近。其竖向振动和扭转振动幅值小于成桥状态,且最大涡振峰值的锁定风速高于成桥状态。但由于其一阶竖弯的振型频率明显高于成桥状态,因此其容许值较小。在 -3° 与 $+3^\circ$ 攻角下,25 ~ 35 m/s 风速范围内最大竖向振幅均超过规范

容许值, $+3^\circ$ 攻角下竖向振幅达到最大 113.7 mm。与之类似,处于最大双悬臂状态的主梁结构, $+3^\circ$ 攻角下竖向振幅达到幅值 108.9 mm。但在施工阶段设计风速 0 ~ 24.3 m/s 范围内,主梁结构的竖向振幅满足规范要求。

3.2 成桥态抑振措施

由于成桥状态的竖向振幅已逼近规范容许值,因此本研究提出了增设上中央稳定板和下中央稳定板的抑振结构措施,以优化大桥涡振性能,确保大桥使用舒适性。



图7 成桥态主梁优化断面构件

如图 7(a) 所示,上中央稳定板方案为在原始断面基础上,增设 1.5 m 高的上中央稳定板。下中央稳定板方案为在原始断面基础上增加与横隔板齐平的下中央稳定板,见图 7(b)。设置稳定板后的涡激振动结果如图 8 和图 9 所示。

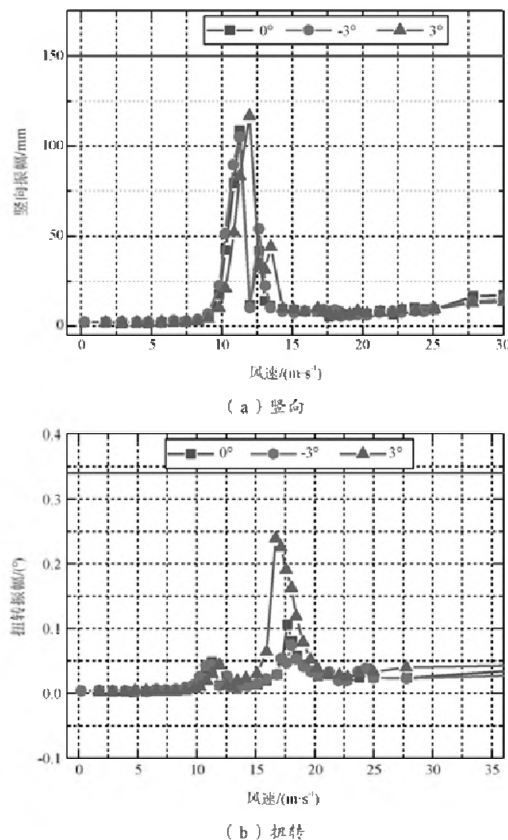


图8 采用上中央稳定板后涡振响应结果

根据图 8 知,主梁加了上中央稳定板后,其各攻角下涡激振动的竖向振幅整体减小,其中最大竖向振幅降低为 116 mm,较原始断面减小 15.4 %。扭转振幅略有提升。相较而言,增加下中央稳定板的主梁涡激振动振幅出现明显改善,最大竖向振幅为 109.1 mm,较原始断面减小 20.9 %。说明设置稳定板抑振结构可有效减少主梁涡激振动的不利影响,且下中央稳定板减振效果更优。

设计稳定板抑振措施后,主梁截面气动外形会发生变化,这可能会对主梁结构的颤振特性造成影响。因此再分别

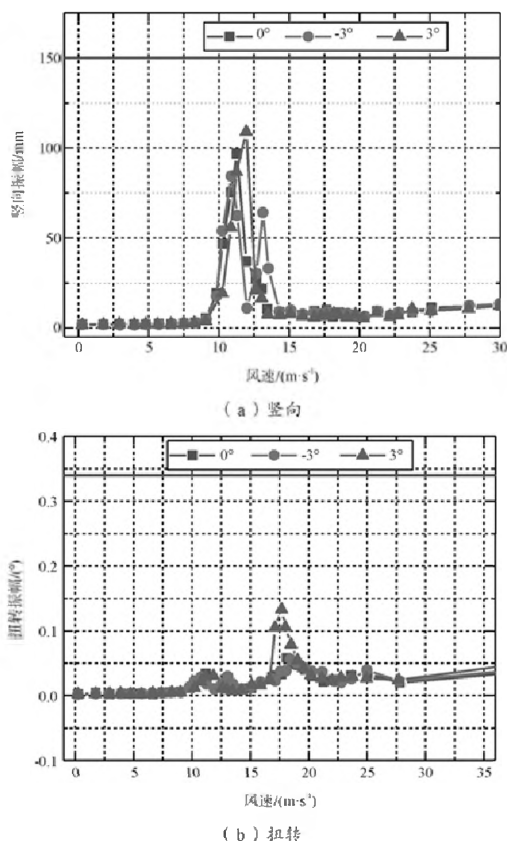


图 9 采用下中央稳定板后涡激响应结果

对有无稳定板的成桥状态主梁截面进行颤振临界风速试验,结果如表 2 所示。由颤振试验结果可知,设置减振措施后,主梁结构在不同攻角下的颤振临界风速有一定变化,但整均都高于规范要求的颤振检验风速值,因此减振设施对主梁颤振特性的影响均在可接受范围内。

表 2 主梁模型的颤振临界风速

工况	攻角	实桥临界风速	颤振检验风速
原始断面	-3°	74.5	45.5
	0°	71.0	
	+3°	53.9	
上中央稳定板	-3°	73.7	
	0°	71.4	
	+3°	69.3	
下中央稳定板	-3°	71.2	
	0°	66.4	
	+3°	62.7	

4 结论

通过对成桥态和施工态 II 型截面钢混组合梁结构涡激振动性能的试验研究,可以得到主要结论:

(1) 成桥状态原始 II 型主梁截面在 0°、±3° 三种攻角下出现明显的涡激振动。竖向振动在 0° 攻角下出现最大幅度

振动,最大竖向振幅为 137.9 mm,仍满足规范要求,但此工况下竖向振动幅值已达到规范限值的 92%,逼近极限状态。扭转振幅相对竖向振幅较小。

(2) 施工阶段最大单悬臂和最大双悬臂状态的主梁在各攻角下均出现明显的涡激振动现象。但在施工阶段设计风速范围内,满足规范要求。

(3) 设计上下中央稳定板结构后,主梁涡激振动现象得到有效改善,其中下中央稳定板的抑振效果最为明显,改善后最大竖向振幅为 121.3 mm,较原始断面减小 12.1%,建议在工程设计中采用。

(4) 抑振措施使主梁颤振临界风速在一定程度内降低和升高,但设置稳定板后的主梁颤振临界风速仍满足规范要求。

参考文献

- [1] 李亚东. 桥梁工程概论[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2014.
- [2] 葛耀君, 赵林, 许坤. 大跨桥梁主梁涡激振动研究进展与思考[J]. 中国公路学报, 2019, 32(10): 1-18.
- [3] 高翔, 周尚猛, 陈开利. 混合梁斜拉桥钢混结合段试验研究技术新进展[J]. 钢结构, 2015, 30(6): 1-4.
- [4] 董锐, 杨咏昕, 葛耀君. 斜拉桥 II 型开口断面主梁气动选型风洞试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2012, 44(10): 109-114.
- [5] Matsumoto M, Mizuno K, Okubo K, et al. Flutter instability and recent development in stabilization of structures[J]. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 2007, 95(9-11): 888-907.
- [6] Ueda T, Yasuda M, Nakagaki R. Mechanism of aerodynamic stabilization for long-span suspension bridge with stiffening truss-girder[J]. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 1990, 33(1-2): 333-340.
- [7] 周帅, 陈克坚, 陈政清, 等. 大跨桥梁涡激共振幅值估算方法的理论基础与应用[J]. 高速铁路技术, 2019, 10(5): 25-31.
- [8] 杨咏昕, 周锐, 葛耀君. 大跨度桥梁实用颤振控制方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2014, 42(7): 989-997+1043.
- [9] Y, Sakai, and, et al. An experimental study on aerodynamic improvements for edge girder bridges[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1993, 49(1-3): 459-466.
- [10] Kubo Y, Sadashima K, Yamaguchi E, et al. Improvement of aeroelastic instability of shallow π section[J]. 2001, 89(14-15): 1445-1457.
- [11] 段青松, 马存明. 边箱叠合梁涡振性能及抑振措施研究[J]. 桥梁建设, 2017, 47(5): 30-35.
- [12] 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.
- [13] 李春光, 黄静文, 张记, 等. 边主梁叠合梁涡振性能气动优化措施风洞试验研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(17): 86-92.