

中塔对大跨度三塔连跨悬索桥抖振性能的影响^{*}

陶天友, 王浩, 李爱群

(东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室 南京, 210096)

摘要 为探讨中塔对大跨度三塔连跨悬索桥抖振性能的影响,以世界第一大跨度三塔连跨悬索桥——泰州大桥为研究对象,通过基于有限元的结构非线性时域分析,研究了中塔型式和中塔纵向刚度对大跨度三塔连跨悬索桥风致抖振响应的影响。实测模态参数与计算模态参数的对比验证了所建立有限元模型的准确性。研究表明:相比人型中塔,A型中塔可显著降低主梁扭转抖振位移并削弱竖向与横向位移响应;主梁侧向抖振位移几乎不受中塔纵向刚度的影响,增加中塔纵向刚度可以一定程度上抑制主梁竖向及扭转抖振位移响应;中塔纵向刚度变化对边塔平动抖振位移影响微弱,在一定范围内增加中塔纵向刚度可以显著降低中塔顺桥向平动和扭转抖振位移,同时在略微增加边塔扭转抖振位移的前提下可以一定程度上抑制中塔横桥向平动抖振位移。

关键词 三塔连跨悬索桥;抖振性能;中塔型式;中塔刚度;时域分析

中图分类号 U448.25; U441⁺.3; TH113

引言

抖振是由紊流风荷载作用于结构物而引起的一种不可避免的强迫振动形式,不同于颤振,其通常不会引起结构的直接破坏,但会导致结构的功能性障碍。大跨度桥梁以其结构型式表现出明显的柔性特征,因而低频能量集中的脉动风极易激起大跨度桥梁发生风致抖振。同时,随着跨度与桥宽的不断增大,桥梁结构的柔性特征表现得愈加突出,大跨度桥梁结构的抖振性能也逐渐受到高度重视^[1-4]。目前,桥梁结构风致抖振分析方法主要分为频域法和时域法两类。频域法采用快速傅里叶变换(fast fourier transformation,简称FFT)技术,通过频响函数建立风荷载统计特性与桥梁结构响应统计特性之间的关系。频域法的基本假设决定了其只能进行结构的线性分析,而大跨度桥梁结构具有突出的几何非线性,因而频域计算方法存在明显的缺陷。时域法是根据脉动风荷载的风谱模型来模拟脉动风速时程,通过有限元动力分析确定结构的输出响应,该过程可有效计入各类非线性因素的影响,相比频域法具有突出的优势。随着桥梁抗风分析理论和计算机软硬件技术的发展,桥梁风致振动分析逐步走向精细

化,时域法成为抖振计算的主要研究方法。

就大跨度悬索桥而言,现有理论与工程应用主要集中在两塔悬索桥,对于三塔连跨悬索桥的研究与建设还处于起步阶段。对比于传统的两塔悬索桥,中塔的设置使得三塔连跨悬索桥结构的受力更加复杂,其动力特性发生了很大的变化。由于缺乏类似边塔强劲锚碇的约束,主缆对中塔的约束较边塔弱得多。考虑到中塔结构强度、稳定以及使用功能要求,中塔的选型与刚度对其自身以及整体结构而言均至关重要。

作为跨越江河湖海的大跨度桥梁,大跨度三塔连跨悬索桥属于柔性结构范畴,其对风荷载的敏感性不弱于传统的两塔悬索桥。中塔的引入使三塔连跨悬索桥的抖振性能必然区别于传统的两塔悬索桥,因而开展三塔连跨悬索桥抖振性能的精细化研究具有重要意义。目前,不少学者针对两塔悬索桥的抖振性能进行了较为系统的研究^[5-6]。张新军等^[7]以泰州大桥为背景,将原方案桥、混凝土中塔方案以及两塔悬索桥方案的抗风稳定性做了简要对比。王浩等^[8]分别基于实测和规范风谱模拟了桥址区的三维脉动风场,开展了三塔悬索桥抖振性能对比研究。关于中塔型式和刚度等对三塔连跨悬索桥抖振性能影响的研究工作尚鲜见报道。

^{*} 国家重点基础研究发展计划(“九七三”计划)青年科学家专题资助项目(2015CB060000);国家自然科学基金资助项目(51378111,51438002);教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目(NCET-13-0128);江苏高校优势学科建设工程资助项目(CE02-2-15)

收稿日期:2014-03-29;修回日期:2014-12-29

笔者以泰州长江公路大桥(以下简称泰州大桥)为背景,采用谐波合成法模拟了该桥的三维脉动风场,基于 Ansys 开展了泰州大桥风致抖振响应的非线性时域分析,重点研究了中塔型式及其纵向刚度对三塔连跨悬索桥抖振性能的影响,研究结论可为大跨度三塔连跨悬索桥的抖振分析和结构设计提供参考。

1 工程背景

泰州长江公路大桥位于江苏省内长江中部,桥位处江面宽阔(约为 2.3km),综合桥址区河势、通航以及经济等因素,主桥采用 $2 \times 1\,080\text{m}$ 的三塔两跨悬索桥(图 1),其目前为世界第一大跨三塔悬索桥。该桥主梁采用流线型闭口钢箱梁,梁宽为 39.1m,中轴线处梁高为 3.5m,其上下斜腹板形成风嘴以提高全桥的抗风稳定性。成桥状态下的主缆矢跨比为 1/9,两平行主缆的间距为 35.8m。主塔均为门式框架结构,其中:两边塔为顺桥向单柱型的混凝土结构,高为 178.0m;中塔为顺桥向倒 Y 形的钢结构,高为 182.5m。倒 Y 形的中塔有利于提高全桥的纵向刚度。

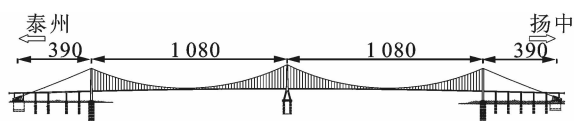


图 1 泰州大桥结构布置图(单位:m)

Fig. 1 Layout of Taizhou bridge (unit: m)

2 有限元模型的建立

为了开展三塔连跨悬索桥抖振性能分析,借助有限元分析软件 Ansys 建立了泰州大桥的结构有限元模型,其结构整体布置及中塔部位特写如图 2 所示。考虑到时域分析的求解效率,该桥主梁采用脊骨梁式简化模型,主梁与桥塔等构件均采用 Beam4 单元模拟,主梁的网格划分按吊杆间距执行。考虑到主缆与吊杆的受力特性,二者均采用 Link10 单元模拟,主缆亦按照吊杆间距进行网格划分。由于主缆垂度效应的影响,主缆弹性模量采用 Ernst 等效弹模^[9]。根据泰州大桥结构设计方案,耦合中塔与主梁横桥向的自由度;耦合边塔与主梁横桥向、竖向以及绕顺桥向转动的自由度;在主梁与各主塔下横梁交界处采用 Combin14 单元模拟纵向粘滞阻尼器和弹性拉索。主塔和主缆底部完全固结,未考虑桩土相互作用^[10]。

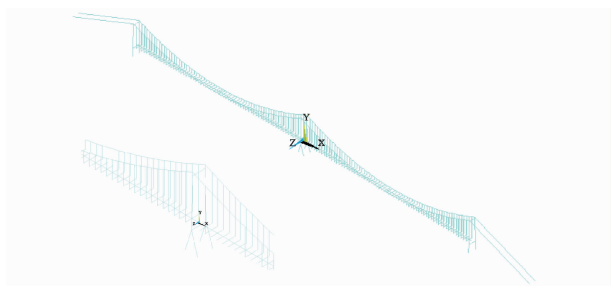


图 2 泰州大桥有限元计算模型

Fig. 2 Finite element(FE) model of Taizhou bridge

采用子空间迭代法计算了泰州大桥前 20 阶模态,并将前几阶典型基频与成桥状态下的实测值^[11]进行对比,如表 1 所示。可见,泰州大桥一阶反对称侧弯振型的实测值略大于计算值,其他振型实测值与计算值基本一致。总体而言,泰州大桥各阶基频的计算值与实测值吻合良好,表明所建立的结构有限元模型具有较高的准确性,为后续结构抖振响应的准确模拟奠定了基础。

表 1 结构模态参数计算值与实测值对比

Tab. 1 Comparison of calculated and measured modal parameters

振型	计算值/Hz	实测值/Hz
一阶反对称侧弯	0.071 6	0.091 5
一阶反对称竖弯	0.080 2	0.080 8
一阶正对称侧弯	0.095 1	0.105 3
二阶反对称竖弯	0.114 9	0.119 0
一阶正对称竖弯	0.117 6	0.120 2

3 桥址区三维脉动风场的模拟

为了在大跨度三塔连跨悬索桥的抖振分析中计入几何非线性、气动非线性等因素的影响,必须事先对作为结构输入的三维脉动风场进行有效模拟。基于平稳随机过程理论,作用于全桥结构的脉动风荷载可以看成为一个四维多变量随机过程。由于顺风向、横风向和竖向脉动风的相关性较弱,其通常处理为 3 个独立的一维多变量随机过程。根据大跨度悬索桥的结构特征,泰州大桥三维脉动风场可简化为 5 个独立的一维随机风场^[12]。综合考虑计算效率与计算精度,泰州大桥主梁风场模拟点以 80m 间距沿主梁等间距分布,主塔风场的模拟点自塔顶向下 30m 等间距分布。泰州大桥脉动风场模拟点的具体分布型式如图 3 所示。

3.1 主梁风场模拟

基于 Deodatis 提出的谐波合成法^[13]模拟了泰州大桥主梁各模拟点处的顺风向与竖向脉动风速。

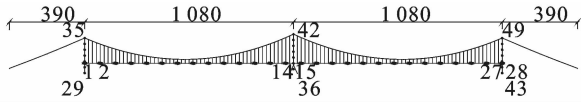


图 3 三维脉动风场模拟点布置(单位:m)

Fig. 3 Layout of simulated points of 3D fluctuating wind field (unit:m)

顺风向和竖向目标谱分别采用《公路桥梁抗风设计规范》^[14]所推荐的 Kaimal 谱^[15]和 Panofsky 谱^[16],脉动风谱相干函数采用 Davenport 相干函数^[1]。根据现行《公路桥梁抗风设计规范》^[14],取桥址区百年一遇设计风速为模拟风速,即 6.6m 高度处平均风速为 27.1m/s,按照风速沿高度的指数变化规律对主梁高度处的风速进行换算。模拟过程中采用的其他参数包括:截止频率 $\omega_u = 4\pi$ rad/s;样本时距 $\Delta t = 0.25$ s;频率分段数 $N = 2\ 048$ 。主梁 28 个模拟点处生成的脉动风速均已从功率谱和相关函数两个方面进行了校核。图 4 对比了主梁 14 号模拟点处顺风向和竖向脉动风模拟谱与目标谱。图 5 为相应的互相关函数与理论值的对比。

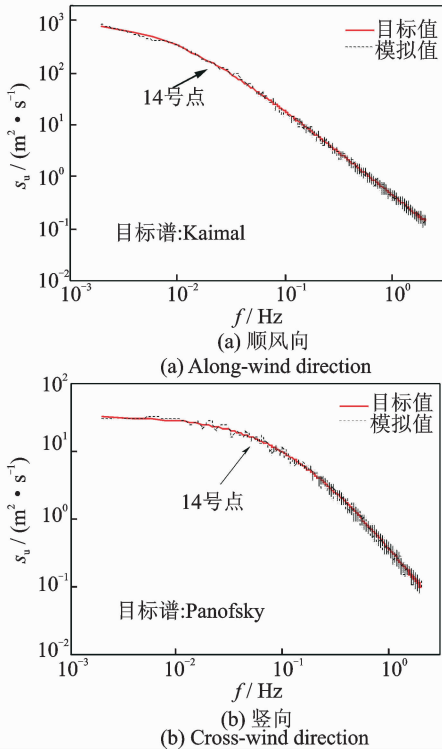


图 4 主梁模拟脉动风谱与目标谱对比

Fig. 4 Comparison of simulated and target spectra of fluctuating winds on the main girder

由图 4 和图 5 可知,主梁模拟脉动风谱与目标谱基本吻合,模拟脉动风的互相关函数与理论值也基本一致,因而笔者所模拟的脉动风速具有较高的保真度。图 6 为 14 号模拟点处获得的顺风向与竖向

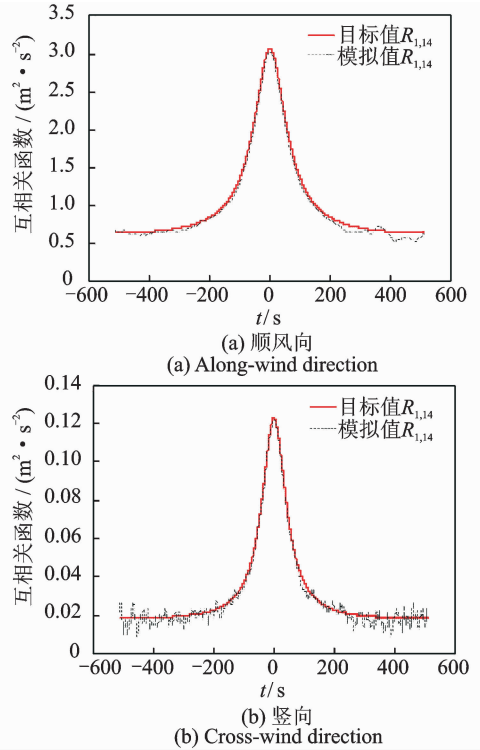


图 5 主梁脉动风场互相关函数对比

Fig. 5 Comparison of cross-correlation functions of fluctuating winds on the main girder

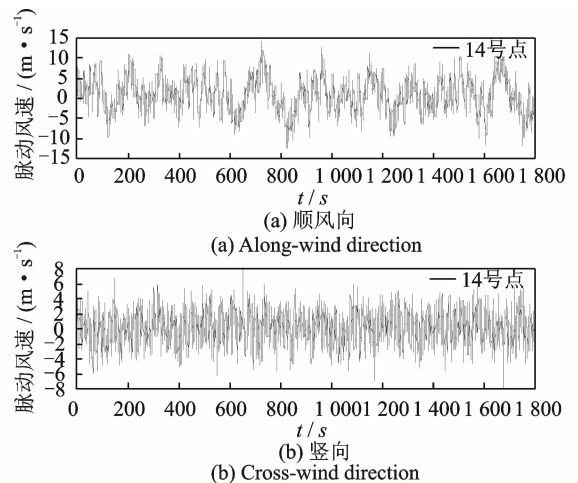


图 6 主梁模拟脉动风速时程

Fig. 6 Time histories of simulated fluctuating wind speeds of the main girder

脉动风速样本。

3.2 主塔风场模拟

由于大气边界层内的风速随高度逐渐增加,因而在模拟桥塔脉动风速场时需考虑相位角的影响。相位角的引入可能导致互谱密度矩阵变为非正定矩阵,因此按照互谱密度矩阵的正定性可将频率取值分为正定区间和非正定区间。在正定区间内,直接对互谱密度矩阵进行 Cholesky 分解;在非正定区间

内,通过对正定区间的结果进行插值以获得近似分解式^[17]。

泰州大桥主塔顺风向以 Kaimal 谱^[15]为目标谱,脉动风谱相干函数亦采用 Davenport 相干函数^[1]。主塔各模拟点处平均风速按照指数风剖面换算。其他参数的选用与主梁风场模拟相同。主塔各模拟点处生成的脉动风速亦均从功率谱和相关函数两个方面进行了校核。作为代表,图7为中塔36、42号模拟点处模拟谱与目标谱的差异。图8为36号点处模拟脉动风速自相关函数与目标值的对比。

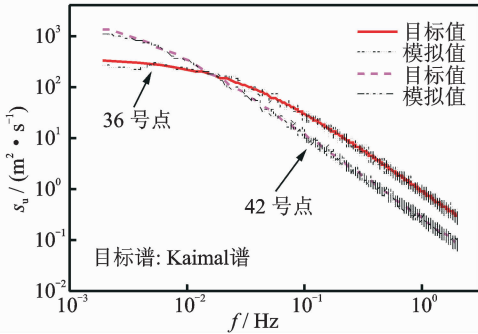


图7 中塔脉动风场模拟谱与目标谱对比

Fig. 7 Comparison of simulated and target spectra of the fluctuating wind field around mid-tower

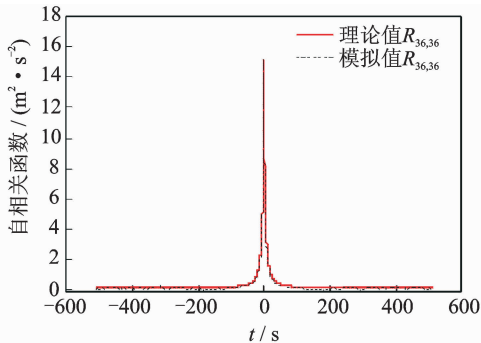


图8 中塔脉动风场自相关函数对比

Fig. 8 Comparison of the auto-correlation functions of the fluctuating wind field around mid-tower

4 中塔对抖振性能的参数影响分析

4.1 大跨度桥梁抖振时域分析方法

考虑抖振力与气动自激力,大跨桥梁结构的运动方程为

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{F}_b + \mathbf{F}_w \quad (1)$$

其中: \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 、 \mathbf{K} 分别为桥梁结构的质量、阻尼和刚度矩阵; \mathbf{F}_b 为抖振力向量; \mathbf{F}_w 表示气动自激力向量。

基于准定常气动力理论,Scanlan 建议采用以下表达式描述紊流风作用下桥梁结构所受的抖振

力^[18]。

$$L_b(t) = \frac{1}{2}\rho U^2 B \left[2C_L \frac{u(t)}{U} + (C'_L + C_D) \frac{w(t)}{U} \right] \quad (2a)$$

$$D_b(t) = \frac{1}{2}\rho U^2 B \left[2C_D \frac{u(t)}{U} + C'_D \frac{w(t)}{U} \right] \quad (2b)$$

$$M_b(t) = \frac{1}{2}\rho U^2 B^2 \left[2C_M \frac{u(t)}{U} + C'_M \frac{w(t)}{U} \right] \quad (2c)$$

其中: ρ 为空气密度; U 为平均风速; $u(t)$ 、 $w(t)$ 分别为顺风向与竖向脉动风速; C_L 、 C_D 、 C_M 分别为升力、阻力和升力矩系数,由风洞试验测得; C'_L 、 C'_D 、 C'_M 分别为升力、阻力、升力矩系数对攻角 α 的导数。

根据 Scanlan 提出的线性气动自激力表达式,位于均匀流中振动的主梁单位长度上所受气动升力 L_{ae} 、气动阻力 D_{ae} 和气动扭矩 M_{ae} 分别表示为

$$L_{ae} = \frac{1}{2}\rho U^2 B \left[KH_1^* \frac{\dot{h}}{U} + KH_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{h}{B} + KH_5^* \frac{\dot{p}}{U} + K^2 H_6^* \frac{p}{B} \right] \quad (3a)$$

$$D_{ae} = \frac{1}{2}\rho U^2 B \left[KP_1^* \frac{\dot{p}}{U} + KP_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 P_3^* \alpha + K^2 P_4^* \frac{p}{B} + KP_5^* \frac{\dot{h}}{U} + K^2 P_6^* \frac{h}{B} \right] \quad (3b)$$

$$M_{ae} = \frac{1}{2}\rho U^2 B^2 \left[KA_1^* \frac{\dot{h}}{U} + KA_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{h}{B} + KA_5^* \frac{\dot{p}}{U} + K^2 A_6^* \frac{p}{B} \right] \quad (3c)$$

其中: B 为主梁宽度; $K = \omega B/U$ 为折算频率; H_i^* 、 P_i^* 、 A_i^* ($i=1,2,\dots,6$)分别为桥梁断面的颤振导数,可由风洞试验测得; h 、 p 、 α 分别为主梁竖向位移、侧向位移和扭转位移; \dot{h} 、 \dot{p} 、 $\dot{\alpha}$ 分别为主梁竖向、侧向和扭转位移对时间的导数;其他参数同式(2)。

完成大跨度桥梁静风响应计算后,采用 Ansys 的瞬态分析模块进行了泰州大桥抖振响应的非线性时域分析。其中,主梁线性气动自激力以气动刚度和气动阻尼的形式采用 Matrix27 单元模拟^[19]。基于泰州大桥有限元模型,采用大跨度桥梁抖振时域分析方法计算了泰州大桥在 1 800s 脉动风作用下的抖振响应。该桥主梁跨中竖向、侧向和扭转位移的抖振时程如图 9 所示。

结合同等主跨的两塔悬索桥抖振性能,三塔连跨悬索桥结构的抖振位移特点有所区别且各方向区别程度不尽相同。两塔悬索桥主梁跨中的竖向抖振位移响应通常明显大于侧向。图 9 表明,三塔连跨悬索桥主梁跨中侧向抖振位移与竖向抖振位移相对接近。这主要由于悬索桥主梁的竖向振动将带动主塔的顺桥向弯曲,中塔作为三塔连跨悬索桥结构的

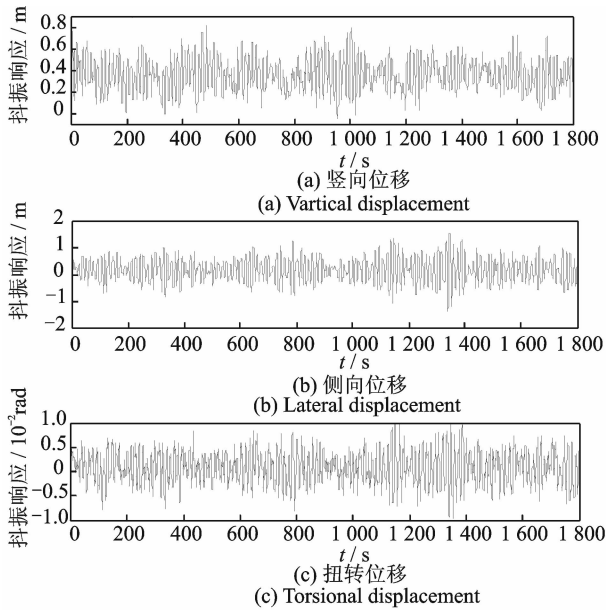


图 9 主梁跨中抖振位移响应时程

Fig. 9 Time-history of buffeting displacements at mid-span of the main girder

特殊存在,单侧主梁竖向振动引起的中塔顺桥向弯曲会受到另一侧主梁及缆索系统的抑制,从而中塔两侧主梁的竖向振动大幅度降低。

4.2 中塔型式的影响

保持该桥的缆索体系、主梁、边塔的类型及主塔高程不变,中塔型式分别采用顺桥向 A 形、顺桥向人字形,相应横桥向的铅垂面投影为门形的两种方案,计算并对比了不同中塔型式对大跨度三塔连跨悬索桥抖振性能的影响。图 10 为采用不同中塔型式,泰州大桥主梁竖向、侧向和扭转抖振位移均方根 (root mean square, 简称 RMS) 值沿主跨方向的分布。

由图 10 可知:主梁沿跨度方向的抖振位移 RMS 值均表现为由跨中向主塔逐渐减小,其主要由于主塔处的主梁所受约束相对较强,这点与两塔悬索桥的规律表现一致。主梁竖向、侧向、扭转位移在边塔处 RMS 值为 0;在中塔处侧向与扭转位移 RMS 值为 0,竖向则趋向于 0 但存在微小突变,此现象归结于主梁与边、中塔的约束情况;边塔处塔梁间采用相应支座限制竖向、侧向与扭转位移;中塔处塔梁间在侧向采用了抗风支座,但是在竖向则采用限位挡块,纵向采用弹性拉索,限位挡块与弹性拉索的共同作用致使主梁在此处竖向位移发生微小突变。采用 A 形中塔时,主梁 3 个自由度方向的抖振响应 RMS 值均小于采用人字形中塔情况,其中扭转位移效果最为明显。可见,A 形中塔的采用有利

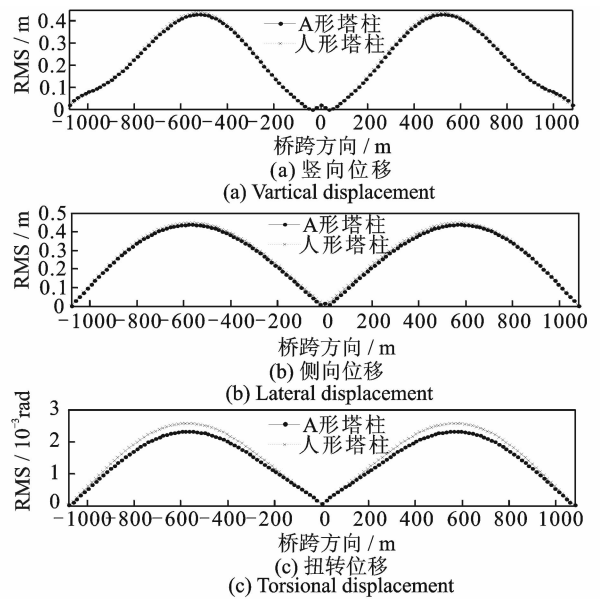


图 10 主梁沿跨度方向抖振位移响应

Fig. 10 Buffeting displacements of the main girder along the span

于提高大跨度三塔连跨悬索桥的抗风性能。

4.3 中塔刚度的影响

在三塔连跨悬索桥的结构设计中,中塔由于缺乏类似边塔的强劲约束,使其成为全桥整体刚度的控制因素之一。由于悬索桥的结构特征,主梁抖振响应主要受主塔顺桥向形态影响,因而笔者仅关注中塔纵向刚度对泰州大桥抖振性能的影响。为了分析中塔纵向刚度的改变对三塔连跨悬索桥抖振性能的影响,基于参数化设计语言改变中塔塔柱纵向抗弯刚度值,计算了不同中塔刚度情况下的三塔连跨悬索桥抖振响应。其中,中塔与边塔纵向刚度比值在 0.8~1.2 倍内变化。

以泰州侧主跨、边塔及中塔位移响应为例,主梁 1/4 跨度和跨中的抖振位移 RMS 值随中边塔纵向刚度比的变化如图 11 所示。边塔与中塔塔顶平动位移与扭转位移 RMS 值随中边塔纵向刚度比的变化如图 12 所示。

主梁抖振位移响应随着中边塔纵向刚度比的增加,主跨侧向抖振位移 RMS 值无明显变化,扭转位移 RMS 值有明显降低的趋势。中边塔纵向刚度比在 0.8~1.0 之间时,主梁竖向抖振位移 RMS 值明显减小,刚度比在 1.0~1.2 之间时,主梁竖向抖振位移 RMS 值减小幅度甚微。表明三塔连跨悬索桥主梁侧向抖振位移几乎不受中塔纵向刚度变化的影响,增加中塔纵向刚度可以一定程度上抑制主梁竖

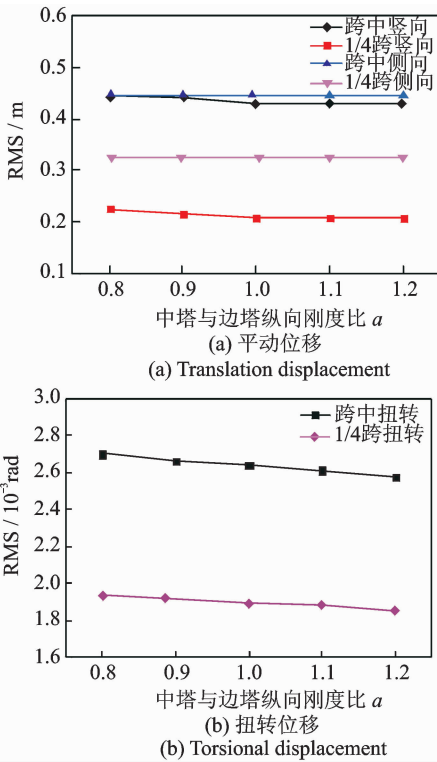


图 11 中边塔刚度比对主梁抖振位移的影响

Fig. 11 Influence of the stiffness ratio between the side-tower and the mid-tower on the buffeting displacements of the main girder

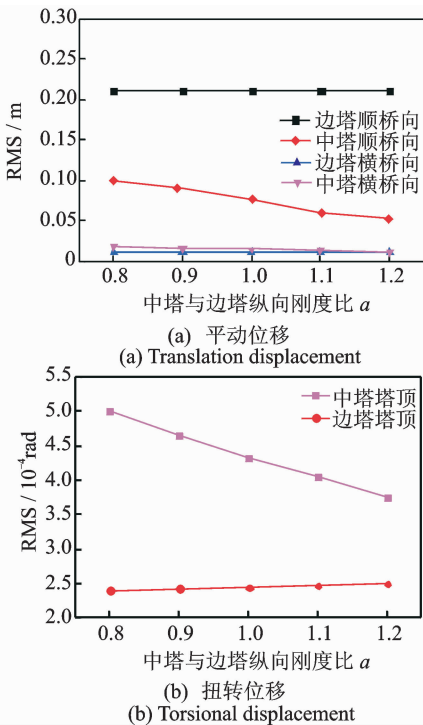


图 12 中边塔刚度比对主塔抖振位移的影响

Fig. 12 Influence of the stiffness ratio between the side-tower and the mid-tower on the buffeting displacement of the main towers

向及扭转抖振位移响应。

随着中边塔纵向刚度比的增加,边塔塔顶的顺桥向与横桥向平动位移 RMS 值均无明显变化,而边塔塔顶扭转位移有一定程度的增加。中塔塔顶顺桥向抖振位移 RMS 值随着中边塔纵向刚度比的增加而减少,与宏观概念表现一致。同时,中塔塔顶扭转抖振位移 RMS 值随着中塔与边塔纵向刚度比的增加显著降低,中塔侧向平动位移 RMS 也有小幅度的减少。分析表明:边塔塔顶平动抖振位移响应几乎不受中塔纵向刚度变化的影响;在一定范围内增加中塔纵向刚度可以显著降低中塔塔顶顺桥向平动和扭转抖振位移响应,同时在略微增加边塔扭转抖振位移的前提下可以一定程度上抑制中塔横桥向平动抖振位移。可见,增加中塔纵向刚度有利于抑制三塔连跨悬索桥的抖振位移响应,对于提高三塔连跨悬索桥的抗风性能具有重要意义。

5 结 论

1) 在脉动风荷载作用下,三塔连跨悬索桥主梁抖振位移 RMS 值由跨中向主塔逐渐减小并趋向于 0,与两塔悬索桥的整体规律表现一致。在限位挡块与弹性拉索的共同作用下,主梁在中塔处的竖向抖振位移 RMS 值虽趋向于 0,但存在微小突变。

2) 相比于人型中塔,A 型中塔的采用可显著降低三塔连跨悬索桥主梁扭转抖振位移,且对其竖向与横向抖振位移均有一定程度的削弱,有利于提高大跨度三塔连跨悬索桥的抗风性能。

3) 三塔连跨悬索桥主梁侧向抖振位移响应几乎不受中塔纵向刚度变化的影响,增加中塔纵向刚度可以一定程度上抑制主梁竖向及扭转抖振位移响应。

4) 边塔塔顶平动抖振位移几乎不受中塔纵向刚度变化的影响。在一定范围内增加中塔纵向刚度可以显著降低中塔塔顶顺桥向平动和扭转抖振位移,同时在略微增加边塔塔顶扭转抖振位移的前提下可以一定程度上抑制中塔横桥向平动抖振位移。

参 考 文 献

[1] Simiu E, Scanlan R H, Wind effects on structures [M]. New York: John Wiley & Sons, INC, 1996: 250-266.

[2] Scanlan R H. The action of flexible bridge under wind. part 2: buffeting theory[J]. Journal of Sound and Vibration, 1978, 160(2): 201-211.

- [3] 项海帆. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005: 51-80.
- [4] 陈政清. 桥梁风工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005: 100-126.
- [5] 王浩, 李爱群, 焦常科. 桥塔风效应对大跨度悬索桥抖振响应的影响[J]. 振动与冲击, 2010, 29(8): 103-106.
Wang Hao, Li Aiqun, Jiao Changke. Bridge tower wind effects on buffeting response of long-span suspension bridges[J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(8): 103-106. (in Chinese)
- [6] 李永乐, 廖海黎, 强士中. 考虑桥塔风效应的斜拉桥时域抖振分析[J]. 空气动力学学报, 2005, 23(2): 228-233.
Li Yongle, Liao Haili, Qiang Shizhong. Effect of pylon stochastic wind field on buffeting response of long cable-stayed bridge[J]. Acta Aerodynamica Sinica, 2005, 23(2): 228-233. (in Chinese)
- [7] 张新军, 赵孝平. 三塔悬索桥的抗风稳定性研究[J]. 公路, 2008(11): 67-71.
Zhang Xinjun, Zhao Xiaoping. A study on wind stability of three-tower suspension bridges[J]. Highway, 2008(11): 67-71. (in Chinese)
- [8] 王浩, 陶天友, 郭彤, 等. 基于实测与规范风谱的三塔悬索桥抖振性能对比[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2013, 43(5): 986-992.
Wang Hao, Tao Tianyou, Guo Tong, et al. Comparable study on buffeting performance of triple-tower suspension bridge based on measured wind spectrum and specification wind spectrum[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2013, 43(5): 986-992. (in Chinese)
- [9] Ernst H J. Der e-modul von seilen unter berücksichtigung des durchhanges[J]. Der Bauingenieur, 1965, 40(2): 52-55. (in German)
- [10] 王浩, 程怀宇, 陶天友, 等. 结构关键参数对三塔悬索桥动力特性的影响[J]. 振动、测试与诊断, 2014, 34(2): 261-267.
Wang Hao, Cheng Huaiyu, Tao Tianyou, et al. Influences of key structural parameters on dynamic characteristics of a tripe-tower suspension bridge[J]. Journal of Vibration, Measurement and Diagnosis, 2014, 34(2): 261-267. (in Chinese)
- [11] 张劲泉, 李万恒, 樊平, 等. 多塔连跨悬索桥模型试验与分析技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2013: 153-155.
- [12] Wang H, Zong Z H, Li A Q, et al. Digital simulation of 3D turbulence wind field of Sutong Bridge based on measured wind spectra[J]. Journal of Zhejiang University-Science A Applied Physics & Engineering, 2012, 13(2): 91-104.
- [13] Deodatis G. Simulation of ergodic multivariate stochastic processes[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1996, 122(8): 778-787.
- [14] 中交公路规划设计院. 公路桥梁抗风设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004: 46-47.
- [15] Kaimal J C. Spectral characteristics of surface layer turbulence[J]. Journal of the Royal Meteorological Society, 1972, 98(1): 563-589.
- [16] Panofsky H A, McCormick R A. The spectrum of vertical velocity near the surface[J]. Journal of the Royal Meteorological Society, 1960, 86(370): 546-564.
- [17] 贺艺华, 蒋友宝, 张建仁. 考虑相位角的脉动风场模拟[J]. 工程力学, 2008, 25(12): 25-29.
He Yihua, Jiang Youbao, Zhang Jianren. Simulation of turbulent wind field with phase angle[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(12): 25-29. (in Chinese)
- [18] Scanlan R H. Problematic in formulation of wind-force model for bridge decks[J]. Journal of Structural Engineering, 1993, 119(7): 1433-1446.
- [19] 华旭刚, 陈政清, 祝志文. 在 ANSYS 中实现颤振时程分析的方法[J]. 中国公路学报, 2002, 15(4): 32-34.
Hua Xugang, Chen Zhengqing, Zhu Zhiwen. Approach of time-history analysis of flutter in ANSYS[J]. China Journal of Highway and Transport, 2002, 15(4): 32-34. (in Chinese)



第一作者简介:陶天友,男,1992年1月生,博士研究生。主要研究方向为桥梁抗风。曾发表《Parameter sensitivity study on flutter stability of a long-span triple-tower suspension bridge》(《Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics》2014, Vol. 128)等论文。
E-mail: taotianyou1992@hotmail.com

通信作者简介:王浩,男,1980年9月生,博士、研究员、博士研究生导师。主要研究方向为桥梁健康监测及风工程研究。

E-mail: wanghao1980@seu.edu.cn

