

文章编号: 1000-4750(2015)04-0130-08

多塔斜拉桥风致抖振响应的粘滞阻尼器控制研究

丁幼亮¹, 耿方方¹, 葛文浩¹, 宋建永², 李万恒², 王玉倩²

(1. 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; 2. 交通运输部公路科学研究院, 北京 100088)

摘 要: 以六塔斜拉桥型的嘉绍大桥为工程背景, 基于 ANSYS 瞬态动力学分析功能进行了嘉绍大桥风致抖振响应的非线性时域分析, 在此基础上研究了采用粘滞阻尼器的多塔斜拉桥结构减振控制效果。研究结果表明: 1) 多塔斜拉桥主梁和桥塔风振控制存在最大减振率, 阻尼指数 α 愈小, 最大减振率对应的阻尼系数 c 也愈小; 2) 嘉绍大桥主梁跨中处设置刚性铰使主梁横桥向抖振响应显著增大, 设置粘滞阻尼器后主梁中跨横向位移的最大减振率达到近 50%; 3) 嘉绍大桥采用次边塔与主梁固结的部分约束体系, 使得次边塔的塔底内力明显大于其余塔的塔底内力, 设置粘滞阻尼器后次边塔塔底内力的最大减振率达到近 55%; 4) 设置粘滞阻尼器使得多塔斜拉桥各塔和各梁跨的风振响应幅值趋于一致。因此, 对于抖振响应相对较小的塔和梁跨其减振效果相对较小。

关键词: 多塔斜拉桥; 风致响应; 粘滞阻尼器; 振动控制; 刚性铰

中图分类号: TU448.27 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.10.0968

CONTROL OF WIND-INDUCED BUFFETING RESPONSES OF A MULTI-TOWER CABLE-STAYED BRIDGE USING VISCOUS DAMPERS

DING You-liang¹, GENG Fang-fang¹, GE Wen-hao¹, SONG Jian-yong², LI Wan-heng², WANG Yu-qian²

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. Research Institute of Highway Ministry of Transport, Beijing 100088, China)

Abstract: This paper presents an investigation for the mitigation of wind-induced buffeting responses of Jiashao Bridge, a six-tower cable-stayed bridge. A time-domain procedure for analyzing buffeting responses of the bridge is implemented in ANSYS using a transient dynamics-analysis function. The effectiveness of viscous fluid dampers on the mitigation of buffeting responses of the multi-tower cable-stayed bridge is further investigated. The analysis results reveal that: 1) For wind-induced vibration control of bridge deck and tower of the multi-tower cable-stayed bridge, the reduction ratio increases with the increase of damping coefficient c up to a certain level, giving maximum values for its reduction ratio. Moreover, the smaller the damping exponent α , the smaller damping coefficient c corresponding to the maximum reduction ratio; 2) The installation of a rigid hinge in the middle span of the bridge deck will significantly increase the lateral buffeting response of the bridge deck. The maximum reduction ratio for the lateral buffeting displacement in the middle span of the bridge deck is about 50% using viscous dampers; 3) In Jiashao Bridge, the secondary side towers restricted with the bridge deck result in a concentration effect of base shears and moments. Thus, the base forces of secondary side towers are significantly larger than those of other bridge towers. The maximum reduction ratio for the base forces of secondary side

收稿日期: 2013-10-18; 修改日期: 2014-10-31

基金项目: 国家重点基础研究计划(973 计划)项目(2015CB060000); 国家科技支撑计划项目(2014BAG07B01); 国家自然科学基金项目重点项目(51438002); 江苏省“六大人才高峰”项目(1105000268)

通讯作者: 丁幼亮(1979—), 男, 江苏人, 研究员, 博士, 博导, 从事结构健康监测和防灾减灾研究(E-mail: civilding@163.com).

作者简介: 耿方方(1983—), 女, 四川人, 博士生, 从事桥梁振动控制研究(E-mail: gengfangfang_1983@163.com);

葛文浩(1988—), 男, 山东人, 硕士生, 从事桥梁振动控制研究(E-mail: 740051976@163.com);

宋建永(1977—), 男, 内蒙古人, 研究员, 博士, 从事桥梁结构安全与防灾减灾研究(E-mail: 623151019@163.com);

李万恒(1972—), 男, 山东人, 研究员, 硕士, 从事桥梁结构安全与防灾减灾研究(E-mail: wh.li@rioh.cn);

王玉倩(1984—), 男, 陕西人, 助研, 博士, 从事桥梁结构安全与防灾减灾研究(E-mail: yuqian.wang@rioh.cn).

towers is about 55%, using viscous dampers; 4) The installations of viscous fluid dampers are beneficial for the uniform distributions in the wind-induced responses for each tower and each span of the multi-tower cable-stayed bridge. Therefore, the vibration reduction effect is relatively small for those towers and spans with relatively small wind-induced responses.

Key words: multi-tower cable-stayed bridge; wind-induced response; viscous damper; vibration control; rigid hinge

随着我国沿海经济的持续高速发展, 连接我国各大沿海经济区的跨海通道建设和规划正渐入高潮。在跨海工程建设方案中, 多塔斜拉桥体系由于塔多联长的布置形式, 可以在满足通航的基础上避免深水基础, 因此日益受到建设者们的青睐^[1-2]。多塔斜拉桥和普通两塔斜拉桥相比, 由于其主梁长度更长, 索、塔、梁受温度效应的影响均显著增大^[3-4]。采用合理的结构体系减缓温度效应, 成为多塔斜拉桥结构设计的关键问题之一。世界最长的多塔斜拉桥—我国浙江嘉绍大桥全长 2680m, 其结构设计采用主梁跨中设置刚性铰和次边塔处设置塔梁纵向约束两种较为典型的处理方法, 从而降低了全桥温度效应。然而, 我国沿海处于强台风活跃区, 跨海工程采用多塔斜拉桥结构方案的抗风安全问题尤其突出。因此, 结合多塔斜拉桥体系特点, 深入研究强台风作用下多塔斜拉桥结构的风致抖振性能及其减振控制方法, 保障多塔斜拉桥的安全运营与抗灾能力, 具有重要的学术价值和应用价值。

目前, 粘滞阻尼器广泛应用于大跨斜拉桥的地震反应控制。对于普通两塔斜拉桥, 塔梁间设置粘滞阻尼器可以有效地降低斜拉桥过大的纵向位移地震反应, 从而实现位移控制目标^[5-7]。此外, 粘滞阻尼器对于普通两塔斜拉桥的风振反应控制也有所研究, 通过在桥塔与主梁之间安装粘滞阻尼器减小桥面系的竖向和横向抖振响应^[8]。然而, 嘉绍大桥采用了主梁刚性铰和部分塔梁纵向固结, 其风致抖振响应特性与普通两塔斜拉桥存在显著差异。采用粘滞阻尼器对这种多塔斜拉桥体系的风致响应控制研究尚未见文献报道。为此, 本文以嘉绍大桥为工程背景, 研究该桥的风振响应控制, 重点分析粘滞阻尼器计算参数变化对多塔斜拉桥风振反应的影响特点和影响程度, 为研究多塔斜拉桥抗风适宜减振技术提供基础。

1 多塔斜拉桥风致抖振响应分析

1.1 嘉绍大桥动力分析模型

浙江嘉绍大桥为六塔、独柱、四索面、分幅钢箱梁斜拉桥。主桥总宽度 55.6m, 结构形式为三塔一联+三塔一联, 联与联之间设置抽屉型刚性铰, 跨径布置为 70m+200m+5×428m+200m+70m。采用 ANSYS 有限元软件建立嘉绍大桥动力分析模型, 如图 1 所示。主梁、主塔和桥墩均采用空间梁单元模拟。主梁采用双梁式力学模型, 桥面铺装、防撞栏以及主梁压重等模拟为集中质量, 并考虑主梁转动惯量的影响。拉索采用空间桁架单元模拟, 考虑拉索垂度效应, 采用 Ernst 公式修正拉索的弹性模量。主塔、拉索和桥墩考虑恒载引起的轴力对几何刚度的影响。桩土效应采用 Penzien 质量-弹簧模型来模拟。在主梁跨中, 以左右两联主梁梁端节点的主从约束模拟刚性铰。主梁与过渡墩、辅助墩纵向相对自由, 横向主从约束。主梁与各主塔在横向主从约束, 次边塔(塔 2 和塔 5)与主梁纵向固结, 其余塔与主梁纵向约束释放。表 1 为嘉绍大桥的主要振型频率及其振型特征。

表 1 嘉绍大桥有限元模型的主要振型特征
Table 1 Vibration modes of finite element model of Jiashao Bridge

振型阶次	频率/Hz	振型特点
1	0.2274	主梁一阶对称竖弯+主塔对称纵向弯曲
2	0.2615	主梁一阶反对称竖弯+主塔反对称纵向弯曲
3	0.2894	主塔一阶对称侧弯
4	0.2907	主塔一阶反对称侧弯
5	0.2928	主塔二阶对称侧弯
6	0.2950	主塔二阶反对称侧弯
7	0.2965	主塔三阶对称侧弯
9	0.3085	主梁二阶对称竖弯+主塔对称纵向弯曲
10	0.3618	主梁二阶反对称竖弯+主塔反对称纵向弯曲
16~19	0.6779	辅助墩和过渡墩纵向弯曲
21	0.7087	主梁一阶对称侧弯+主塔对称侧弯
33	0.8956	主梁一阶反对称侧弯+主塔反对称侧弯
43	1.1361	主梁一阶对称扭转
44	1.1389	主梁二阶对称扭转

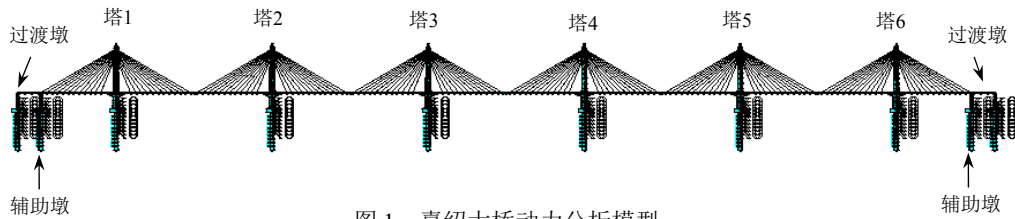


图1 嘉绍大桥动力分析模型
Fig.1 Finite element model of Jiashao bridge

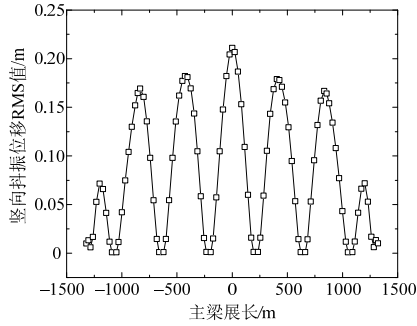
1.2 风致抖振响应分析

基于 ANSYS 的瞬态动力学分析功能, 进行嘉绍大桥风致抖振响应的非线性时域分析, 具体步骤包括^[9-11]: 1) 嘉绍大桥三维脉动风场模拟; 2) 采用实测静力三分力系数计算静风力, 抖振力计算则采用 Scanlan 抖振力修正模型; 3) 采用 Scanlan 自激力模型计算自激力, 并根据颤振导数和风速数据等确定其气动刚度项和气动阻尼项。需要指出, 气动刚度项和气动阻尼项是气动导数的函数, 气动导数是折减频率的函数。因此, 气动自激力不能直接应用于时域分析。为此, 本文采用文献[9-10]提出的方法实现气动自激力在 ANSYS 中的时域模拟, 其中自激力的影响以单元气动阻尼和气动刚度矩阵的形式加以考虑, 气动刚度和气动阻尼项可由桥梁截面的几何形状完全确定。ANSYS 提供了自定义的 Matrix27 单元, 可以让用户自定义任意形式的质量、刚度和阻尼矩阵。气动刚度矩阵系数或气动阻尼矩阵元素代入该矩阵, 该单元即可用来模拟主梁桥面受到的气动自激力。具体计算公式见文献[9-10]; 4) 将风荷载施加到嘉绍大桥有限元分析模型上, 进行瞬态动力学求解, 并计入几何非线性的影响; 5) 查看嘉绍大桥的抖振响应分析结果, 求出统计量如抖振响应 RMS 值等。其中, 步骤 1) 中嘉绍大桥脉动风场的模拟简化为包含主梁横桥向、竖向及 6 个桥塔横桥向在内的 8 个独立的一维多变量随机风场。采用改进的 Deodatis 模拟方法获得该桥主梁和桥塔各模拟点的脉动风速时程。其中, 水平脉动风速谱和竖向脉动风谱分别采用我国《公路桥梁抗风设计规范》推荐的 Kaimal 谱和 Lumley-Panofsky 谱, 脉动风速互谱的相干函数采用 Davenport 相干函数。风场模拟参数如表 2 所示。需要指出, 文献[12]给出了西南交通大学进行的嘉绍大桥风洞试验结果, 本文中嘉绍大桥主梁的静力三分力系数和颤振导数即引用文献[12]中的风洞试验数据。

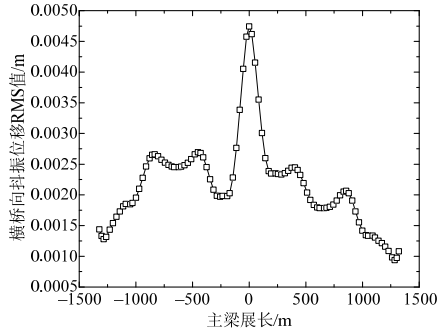
根据上述分析步骤对嘉绍大桥进行设计基准风速下的抖振时域分析。图 2 给出了主梁竖向和横向位移抖振响应的 RMS 值。从图 2 可以看出: 1) 嘉绍大桥主梁的面外刚度大于面内刚度, 导致竖向抖振位移响应明显大于横向抖振位移响应。因此, 主梁风致抖振响应控制不仅要关注横向抖振响应, 而且要重点关注竖向抖振响应; 2) 主梁中跨的横向抖振响应值明显大于其他各跨抖振响应值。图 3(a)给出了设置刚性铰和不设置刚性铰两个对比模型的主梁横向抖振位移 RMS 值, 可以看出, 主梁跨中处设置刚性铰使横桥向抖振响应增大近一倍。图 3(b)给出了设置刚性铰与否主梁跨中节点横向抖振位移的功率谱对比结果。可以看出, 功率谱第 2 个峰值频率对应于主梁一阶对称侧弯振型, 对于有刚性铰模型而言, 第 2 个振型频率对应的振型幅值最大, 而对于无刚性铰模型而言, 第 2 个振型幅值有较为明显的减小。进一步分析可知, 刚性铰的设置对主梁一阶对称侧弯振型频率的影响较大, 不设刚性铰模型的主梁一阶对称侧弯振型频率为 0.8610Hz, 相比有刚性铰模型的振型频率 0.7087Hz 增幅达到 21.50%, 而对主梁一阶反对称侧弯振型频率没有影响。根据上述分析, 主梁中跨设置刚性铰后横向抖振位移显著增大, 需要研究适宜的减振控制措施。

表 2 嘉绍大桥风场模拟参数

Table 2 Parameters for wind simulation of Jiashao Bridge		
模拟参数项	主梁	桥塔
风场范围	2680m	174m
桥面平均高度	43.48m	—
模拟点间距	30m	10m
模拟点数	95	16×6
设计基准风速	49.72m/s	按幂指数律
地面粗糙度		0.01
10m 高平均风速		39.3m/s
截止频率 ω_n		5π rad/s
频率等分数 N		1024
模拟采样时距 Δt		0.2s
模拟采样点数 NT		3000
模拟采样时长 T		600s



(a) 竖向抖振位移 RMS 值

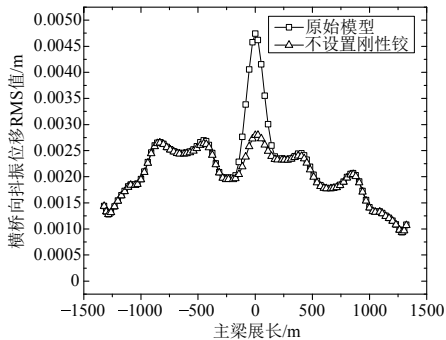


(b) 横向抖振位移 RMS 值

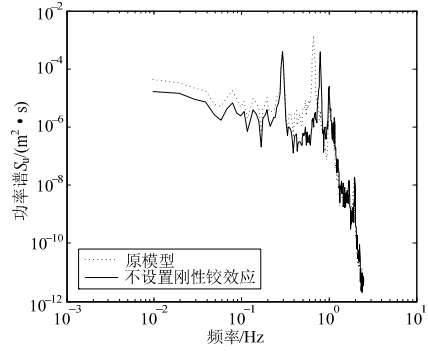
图2 嘉绍大桥主梁抖振位移 RMS 值

Fig.2 RMS values of buffeting displacement of the bridge deck of Jiashao Bridge

图4给出了6个桥塔横桥向和顺桥向沿桥塔高度方向抖振位移和弯矩响应的RMS值。从图4可以看出：1) 桥塔顺桥向抖振位移和弯矩响应值均明显大于横桥向抖振响应，减振控制时需要重点关注；2) 边塔(塔1和塔6)的顺桥向抖振位移和弯矩明显小于次边塔(塔2和塔5)以及中塔(塔3和塔4)。这是由于边塔顺桥向受拉索作用导致刚度较大，次边塔和中塔的顺桥向刚度则较小，符合多塔斜拉桥体系刚度的特点；3) 次边塔的顺桥向抖振弯矩值明显大于中塔，如图4(c)所示。这主要是由于次边塔与主梁设置塔梁纵向约束，对于这种采用部分约束体系的多塔斜拉桥其塔梁固结处的塔底内力明显大于其余塔的塔底内力，需要研究适宜的减振控制措施。



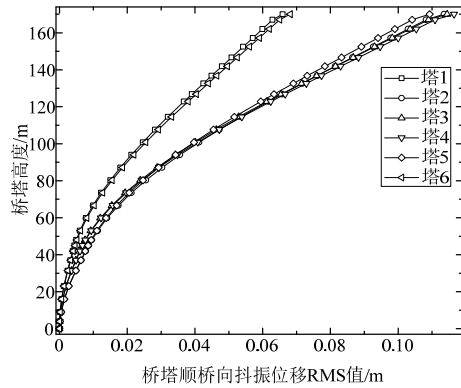
(a) 横向抖振位移 RMS 值



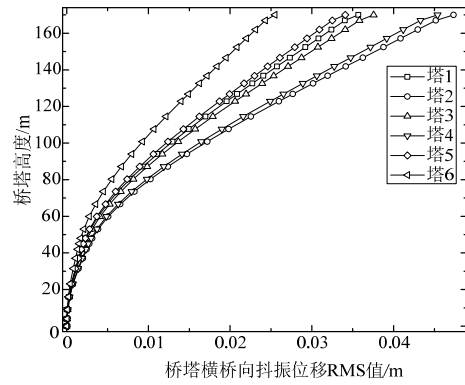
(b) 横向抖振位移功率谱

图3 刚性铰对主梁横向抖振位移的影响

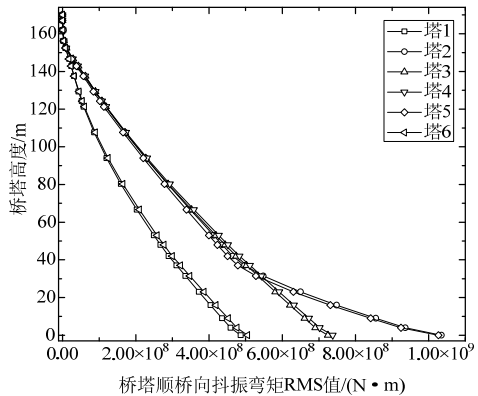
Fig.3 Influence of the rigid hinge on the lateral buffeting displacement of the bridge deck



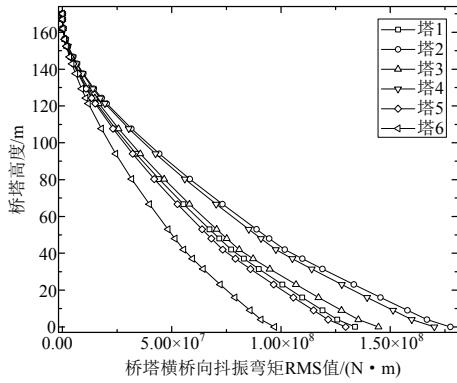
(a) 顺桥向抖振位移 RMS 值



(b) 横桥向抖振位移 RMS 值



(c) 顺桥向抖振弯矩 RMS 值



(d) 横向抖振弯矩 RMS 值

图 4 嘉绍大桥桥塔抖振响应 RMS 值

Fig.4 RMS values of buffeting responses of the bridge towers of Jiashao bridge

2 粘滞阻尼器减振效果分析

本节讨论粘滞阻尼器对多塔斜拉桥风致抖振响应的减振效果。粘滞阻尼器的阻尼力与端部速度之间的关系可以表述为^[13]:

$$f = c|v|^\alpha \text{sgn}(v) \quad (1)$$

式中： f 为阻尼力； c 为阻尼系数； v 为阻尼器端部相对速度； α 为阻尼指数，也称速度指数。

根据嘉绍大桥桥塔两侧主梁设置纵向双排支座的构造形式，在中塔(塔 3 和塔 4)和主梁之间以及边塔(塔 1 和塔 6)和主梁之间分别设置 4 个粘滞阻尼器。次边塔(塔 2 和塔 5)由于采取塔梁固结约束，故不设置阻尼器。为了考察阻尼系数 c 和阻尼指数 α 的变化对风致响应控制效果的影响规律，粘滞阻尼器的计算参数取值如下：阻尼系数 c 取值范围为 $2000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^\alpha \sim 12000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^\alpha$ ，取值间隔为 $1000\text{kN}(\text{s/m})^\alpha$ ；阻尼指数 α 取值范围为 $0.1 \sim 1.0$ ，取值间隔为 0.1 。根据第 2 节风致抖振响应分析结果，重点考察主梁各跨跨中抖振响应以及各桥塔塔底抖振响应的减振效果。

2.1 主梁减振效果分析

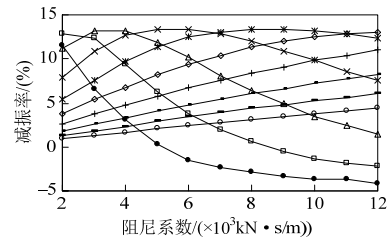
限于篇幅，图 5 和图 6 分别给出了塔 1-塔 2 跨中、塔 2-塔 3 跨中、塔 3-塔 4 跨中的竖向抖振位移和横向抖振位移的减振率，其中，减振率=(安装阻尼器前反应-安装阻尼器后反应)/安装阻尼器前反应 $\times 100\%$)。塔 4-塔 5 跨中和塔 5-塔 6 跨中位移的减振率分别与塔 2-塔 3 跨中和塔 1-塔 2 跨中位移相类似，不再赘述。从图中可以看出：

1) 在选定的阻尼系数 c 取值范围内，主梁竖向抖振位移和横向抖振位移的减震效果与阻尼指数 α 密切相关。阻尼指数 α 取为 $0.6 \sim 1.0$ 时，减振率与

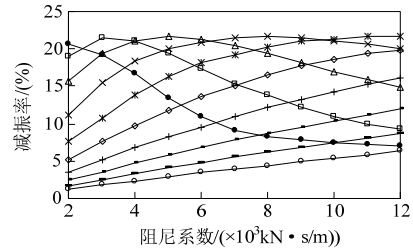
阻尼系数 c 取值基本呈正线性关系，即减振率随着阻尼系数 c 的增加而线性增加；阻尼指数 α 取为 $0.2 \sim 0.5$ 时，减振率与阻尼系数 c 取值呈抛物线关系，即减振率先随着阻尼系数 c 的增加而增加，当减振率达到最大值后随着阻尼系数 c 的增加而减小；阻尼指数 α 取为 0.1 时，减振率随着阻尼系数 c 的增加而逐渐减小。

2) 不同阻尼指数 α 取值时的减振率最大值基本接近，并且阻尼指数 α 愈小，减振率最大值对应的阻尼系数 c 也愈小。当阻尼指数 α 较大时，为了取得最大减振率，所需的阻尼系数 c 将显著增大。

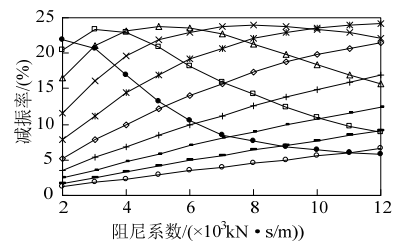
3) 对于竖向抖振位移反应而言，塔 1-塔 2 跨中位移、塔 2-塔 3 跨中位移、塔 3-塔 4 跨中位移的减振率最大值分别约为 14%、21%和 24%。对于横向抖振位移反应而言，塔 1-塔 2 跨中位移、塔 2-塔 3 跨中位移、塔 3-塔 4 跨中位移的减振率最大值分别约为 5%、8%和 50%。



(a) 塔 1-塔 2 跨中竖向位移



(b) 塔 2-塔 3 跨中竖向位移



(c) 塔 3-塔 4 跨中竖向位移

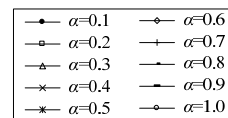


图 5 粘滞阻尼器参数对主梁竖向抖振位移的影响
Fig.5 Influence of parameters of viscous damper on the vertical buffeting displacement of the bridge deck

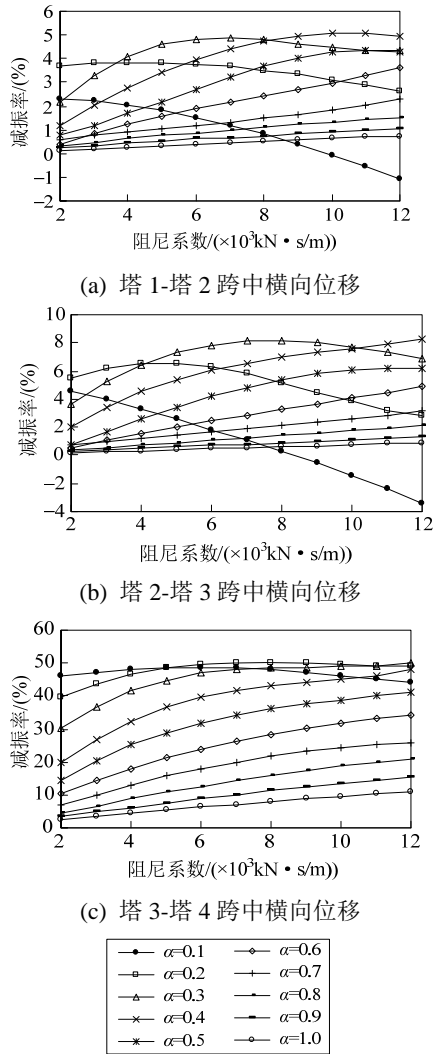


图 6 粘滞阻尼器参数对主梁横向抖振位移的影响
Fig.6 Influence of parameters of viscous damper on the lateral buffeting displacement of the bridge deck

2.2 桥塔减振效果分析

桥塔减振分析结果表明，设置粘滞阻尼器对于横桥向塔顶位移和横桥向塔底弯矩的减振效果很小，最大减振率均小于 5%。因此，本节重点讨论顺桥向塔顶位移和顺桥向塔底弯矩的减振效果。限于篇幅，图 7 和图 8 分别给出了塔 1、塔 2、塔 3 的顺桥向塔顶位移和顺桥向塔底弯矩的减振率。塔 4、塔 5 和塔 6 的减振率分别与塔 3、塔 2 和塔 1 相类似，不再赘述。从图中可以看出：

1) 与主梁减振效果类似，阻尼指数 α 取为 0.6~1.0 时，减振率与阻尼系数 c 取值基本呈正线性关系，即减振率随着阻尼系数 c 的增加而线性增加；阻尼指数 α 取为 0.2~0.5 时，减振率与阻尼系数 c 取值呈抛物线关系，即减振率先随着阻尼系数 c 的

增加而增加，当减振率达到最大值后随着阻尼系数 c 的增加而减小；阻尼指数 α 取为 0.1 时，减振率随着阻尼系数 c 的增加而逐渐减小。

2) 与主梁减振效果类似，不同阻尼指数 α 取值时的减振率最大值基本接近，并且阻尼指数 α 愈小，减振率最大值对应的阻尼系数 c 也愈小。当阻尼指数 α 较大时，为了取得最大减振率，所需的阻尼系数 c 将显著增大。

3) 对于顺桥向塔顶位移反应而言，塔 1、塔 2、塔 3 的减振率最大值分别约为 8%、18%和 24%。对于顺桥向塔底弯矩反应而言，塔 1、塔 2、塔 3 的减振率最大值分别约为 9%、58%和 28%。

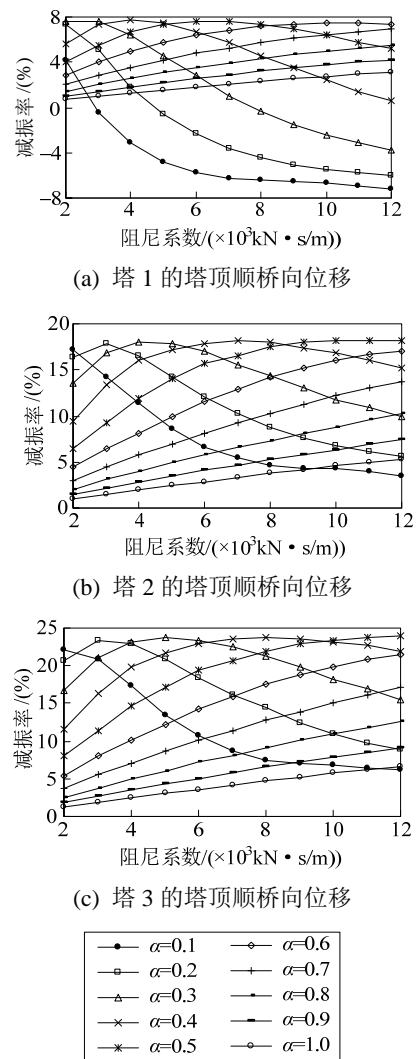


图 7 粘滞阻尼器参数对塔顶顺桥向抖振位移的影响
Fig.7 Influence of parameters of viscous damper on the longitudinal buffeting displacement on the top of bridge towers

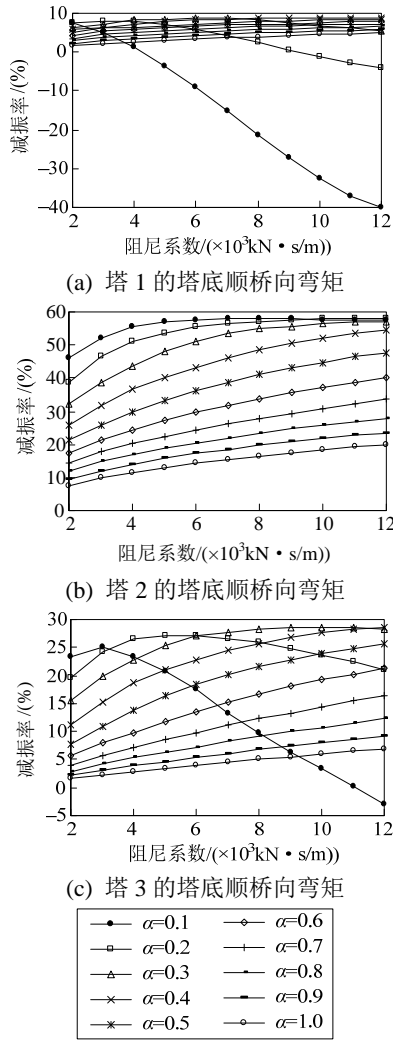


图 8 粘滞阻尼器参数对塔底顺桥向抖振弯矩的影响
Fig.8 Influence of parameters of viscous damper on the longitudinal buffeting base moment of bridge towers

2.3 减振方案优化分析

根据上述分析，粘滞阻尼器参数变化对多塔斜

拉桥主梁和桥塔风振控制效果的影响规律基本一致，并且无论粘滞阻尼器参数如何变化，多塔斜拉桥风振响应的最大减振率基本保持不变。因此，多塔斜拉桥风振控制问题主要是确定相应于最大减振率的粘滞阻尼器参数。由图 5~图 8 可知，为了达到最大减振效果，阻尼指数 α 不宜超过 0.5，此时通过参数化分析均可以得到相应于最大减振率的阻尼系数 c 取值。此外，粘滞阻尼器对于桥塔横桥向位移和弯矩的影响较小，故不在减振优化方案中考虑。通过对比分析，粘滞阻尼器参数中阻尼指数 α 取为 0.3，在此基础上主梁竖向抖振位移、主梁横向抖振位移、塔顶顺桥向抖振位移、塔底顺桥向抖振弯矩的最优阻尼系数 c 分别为 $4000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$ 、 $8000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$ 、 $4000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$ 、 $8000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$ 。因此，结构减振方案两个备选参数即为阻尼系数 $c=4000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$ 和 $c=8000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$ 。表 2 给出了两种减振方案的减振效果对比。

从表 3 可以看出：1) 两种减振方案中，主梁中跨(塔 3-塔 4 跨中)刚性铰引起的横向位移以及次边塔与主梁固结导致的塔底弯矩均能显著降低，并且减振方案 2 的减振率大于减振方案 1。从这一点考虑，减振方案 2 为最优控制方案；2) 设置粘滞阻尼器主要是控制主梁中跨的竖向位移和横向位移、次边塔和中塔塔顶的顺桥向位移、次边塔和中塔塔底的顺桥向弯矩，对于其余构件的风振响应减振效果相对较小。总体而言，设置粘滞阻尼器使得多塔斜拉桥各塔和各梁跨的风振响应幅值趋于一致。

表 3 不同粘滞阻尼器的减振方案效果对比

Table 3 Comparison of vibration control schemes using different viscous dampers

风振反应	位置	减振前	减振方案 1: $c=4000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$		减振方案 2: $c=8000\text{kN} \cdot (\text{s/m})^{-0.3}$	
			减振后	减振率/(%)	减振后	减振率/(%)
主梁竖向位移	塔 1-塔 2 跨中	0.1640m	0.1424m	13.18	0.1535m	6.39
	塔 2-塔 3 跨中	0.1814m	0.1431m	21.13	0.1461m	19.47
	塔 3-塔 4 跨中	0.2106m	0.1621m	23.05	0.1658m	21.26
主梁横向位移	塔 1-塔 2 跨中	0.0027m	0.0026m	4.11	0.0026m	4.78
	塔 2-塔 3 跨中	0.0027m	0.0025m	6.46	0.0025m	8.17
	塔 3-塔 4 跨中	0.0047m	0.0028m	41.46	0.0024m	48.59
塔顶顺桥向位移	塔 1	0.0659m	0.0617m	6.42	0.0661m	-0.35
	塔 2	0.1136m	0.0932m	17.93	0.0973m	14.32
	塔 3	0.1144m	0.0880m	23.09	0.0901m	21.21
塔底顺桥向弯矩	塔 1	$5.0983 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	$4.6731 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	8.34	$4.6828 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	8.15
	塔 2	$1.1288 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	$6.3608 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	43.65	$5.0999 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	54.82
	塔 3	$7.2532 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	$5.5937 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	22.88	$5.1991 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{m}$	28.32

3 结论

本文以嘉绍大桥为工程背景,研究了多塔斜拉桥风致抖振响应采用粘滞阻尼器的减振效果,重点讨论了粘滞阻尼器参数变化对主梁和桥塔减振效果的影响规律。研究结果表明:

(1) 粘滞阻尼器参数变化对多塔斜拉桥主梁和桥塔风振控制效果的影响规律基本一致,即不同阻尼指数 α 取值时的减振率最大值基本接近,并且阻尼指数 α 愈小,减振率最大值对应的阻尼系数 c 也愈小。因此,多塔斜拉桥风振控制问题主要是确定相应于最大减振率的粘滞阻尼器参数。

(2) 嘉绍大桥主梁跨中处设置刚性铰使主梁横桥向抖振响应增大近一倍,增加了中跨结构风致作用下的不稳定性,设置粘滞阻尼器后主梁中跨的横向位移显著降低,最大减振率达到近 50%。

(3) 嘉绍大桥采用次边塔与主梁固结的部分约束体系,使得次边塔的塔底内力明显大于其余塔的塔底内力,设置粘滞阻尼器后次边塔的塔底内力显著降低,最大减振率达到近 55%。

(4) 设置粘滞阻尼器使得多塔斜拉桥各塔和各梁跨的风振响应幅值趋于一致,但对于抖振响应相对较小的塔和梁跨其减振效果相对较小。

参考文献:

- [1] 金立新,郭慧乾.多塔斜拉桥发展综述[J].公路,2010,54(7):24-29.
Jin Lixin, Guo Huiqian. Summary of development of multi-tower cable-stayed bridge [J]. Highway, 2010, 54(7): 24-29. (in Chinese)
- [2] Ni Y Q, Wang J Y, Lo L C. Influence of stabilizing cables on seismic response of a multi-span cable-stayed bridge [J]. Computer-aided Civil and Infrastructure Engineering, 2005, 20(2): 142-153.
- [3] Virlogenux M. Bridges with multiple cable-stayed spans [J]. Structural Engineering International, 2001, 11(1): 61-82.
- [4] Su C, Han D J, Yan Q S, et al. Wind-induced vibration analysis of the Hong Kong Ting Kau Bridge [C]// Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, London, UK: Thomas Telford Services Ltd, 2003, 156(3): 263-272.
- [5] 叶爱君,胡世德,范立础.超大跨度斜拉桥的地震位移控制[J].土木工程学报,2004,37(12):38-43.
Ye Aijun, Hu Shide, Fan Lichu. Seismic displacement control for super-long-span cable-stayed bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(12): 38-43. (in Chinese)
- [6] Raheem S E A, Hayashikawa T, Dorka U. Ground motion spatial variability effects on seismic response control of cable-stayed bridges [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 10(1): 37-49.
- [7] Li H, Liu J L, Ou J P. Investigation of seismic damage of cable-stayed bridges with different connection configuration [J]. Journal of Earthquake and Tsunami, 2009, 3(3): 227-247.
- [8] 梁剑青,欧进萍.大跨斜拉桥桥面风致抖振的粘滞阻尼控制分析[J].地震工程与工程振动,2006,26(1):139-144.
Liang Jianqing, Ou Jinping. Lateral buffeting control of long-span cable-stayed bridge deck by viscous damper [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(1): 139-144. (in Chinese)
- [9] 王浩,李爱群.斜风作用下大跨度桥梁抖振响应时域分析(I):分析方法[J].土木工程学报,2009,42(10):74-80.
Wang Hao, Li Aiqun. Time-domain analysis on buffeting response of long span bridges under oblique winds (I): analysis method [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(10): 74-80. (in Chinese)
- [10] 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):103-123.
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): 103-123. (in Chinese)
- [11] 王少钦,夏禾,郭薇薇,等.考虑桥梁几何非线性的风-车-桥耦合振动分析[J].工程力学,2013,30(4):122-128.
Wang Shaoqin, Xia He, Guo Weiwei, et al. Coupling vibration analysis of wind-train-bridge system considering geometric nonlinearity of bridge [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(4): 122-128. (in Chinese)
- [12] 李敏娜.多塔斜拉桥抖振及风载内力分析[D].成都:西南交通大学,2010.
Li Minna. Buffeting analysis and wind-induced internal force analysis for Multi-tower Cable-stayed Bridge [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2010. (in Chinese)
- [13] 缪志伟,宋前恩,裘赵云.强震作用下附设粘滞阻尼器RC框架结构的耗能机制与抗倒塌性能研究[J].工程力学,2014,31(7):36-44,53.
Miao Zhiwei, Song Qian'en, Qiu Zhaoyun. Study on energy distribution and collapse-resistant capacity of RC frames with nonlinear viscous dampers under strong earthquakes [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(7): 36-44, 53. (in Chinese)