文章编号:1674-2974(2025)07-0109-09 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025071

基于电涡流阻尼器的超宽单肋拱桥减震研究

陈谨林[1,3],李秉海[2†],徐继祥[1,3],涂军[2],王志宏[2],陈孟鸿[2],陈政清[1]
[1. 桥梁工程安全与韧性全国重点实验室(湖南大学),湖南 长沙 410082;
2. 中国建筑第五工程局有限公司, 湖南 长沙 410004;
3. 湖南省潇振工程科技有限公司, 湖南 长沙 410221]

摘 要:为研究电涡流阻尼器在超宽单肋系杆拱桥减震领域的应用效果,分别在某超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构体系的主梁活动支座位置处设置纵向和横向电涡流阻尼器,并采用非线性时程分析方法计算结构在地震作用下的运动响应.为方便电涡流阻尼器的计算应用,分析时对其阻尼力模型开展简化研究,并通过试验验证了简化模型的有效性,最后以墩梁相对位移和拱脚内力为评判指标,研究了变化电涡流阻尼器参数对结构地震响应的影响.结果表明:超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构体系的面外刚度较低,在地震作用下容易发生侧向倾覆,结构对拱脚抗弯承载力的要求较高;双折线模型可以近似与电涡流阻尼器的非线性阻尼力模型等效,用于描述电涡流阻尼器的力学性能;安装电涡流阻尼器可以有效降低超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构体系在地震作用下的动力响应,阻尼器最大阻尼力确定时,随等效阻尼系数的提升,结构的地震运动响应呈现明显的下降趋势,其下降速度先快后慢,最终在阻尼系数达到一定阈值后趋于水平;最大阻尼力参数决定了电涡流阻尼器的阻尼力上限,在等效阻尼系数一定时,一定范围内随最大阻尼力的提高,结构各节点的运动响应会不断下降.

关键词:拱-索-梁协作体系;单肋系杆拱桥;超宽桥面;地震;电涡流阻尼
中图分类号:U448.22 **文献标志码**:A

Research on Seismic Reduction of Ultra-wide Single Rib Arch Bridge Based on Eddy Current Dampers

CHEN Jinlin[1,3], LI Binghai[2†], XU Jixiang[1,3], TU Jun[2], WANG Zhihong[2],
CHEN Menghong[2], CHEN Zhengqing[1]
[1. State Key Laboratory of Bridge Safety and Resilience(Hunan University), Changsha 410082, China;
2. China Construction Fifth Engineering Bureau Co., Ltd., Changsha 410004, China;
3. Hunan Xiaozhen Engineering Technology Co., Ltd., Changsha 410221, China]

Abstract: In order to study the application effect of eddy current damper in the field of seismic reduction of super-wide single-rib tied arch bridge, the longitudinal and transverse eddy current dampers are set at the active bearing position of the girder of a new composite structure system of a flexible single rib tied arch bridge with

* **收稿日期**:2024-06-21
基金项目:湖南省自然科学基金面上项目(2021JJ30106),Natural Science Foundation of Hunan Province(2021JJ30106)
作者简介:陈谨林(1987—),男,江西赣州人,湖南大学博士研究生, 高级工程师
† 通信联系人,E-mail: 281060415@qq.com

backstays on an ultra-wide bridge deck, respectively. The nonlinear time history analysis method is used to calculate the motion response of the structure under earthquake. In order to facilitate the calculation and application of the eddy current damper, the damping force model was simplified, and the validity of the simplified model was verified by experiments. Finally, the relative displacement between the pier and girder, and the internal force of the arch feet are taken as the evaluation indexes to study the influence of viriable eddy current damper parameters on the seismic response of the structure. The results show that the out-of-plane stiffness of the structure system is low, and it is prone to lateral overturning under earthquake. The structure has high requirements on the bearing capacity of the arch foot. The double broken line model can be approximately equivalent to the nonlinear damping force model of eddy current dampers, which is used to describe the mechanical properties of the eddy current damper . The installation of eddy current dampers can effectively reduce the dynamic response of the bridge structure under earthquake. When the maximum damping force of the damper is determined, the seismic motion response of the structure shows a significant downward trend with the increase of the equivalent damping coefficient. The speed of decline is fast first and then slow, and finally tends to a level after the damping coefficient reaches a certain threshold. The maximum damping force parameter determines the upper limit of the damping force of the eddy current damper. When the equivalent damping coefficient is constant, the motion response of each node of the structure continues to decrease with the increase of the maximum damping force within a certain range.

Key words: the arch-cable-girder collaborative system; single cable plane tied arch bridge; ultra-wide bridge deck; earthquake; eddy current damping

单肋系杆拱桥具有行车方便、视野开阔、造型优美以及经济性好等优势,常被应用于市政桥梁等对景观需求较高的场合.而随着交通量需求的不断增加,桥梁结构的设计通行能力也要不断提高,对于重要交通枢纽,路面宽度通常能达到20 m以上,而对于这种宽幅桥面而言,面外稳定性是制约系杆拱桥设计的重要因素[1-2],尤其是在桥面超宽时,为规避复杂的面外失稳问题,在采用系杆拱桥形式时往往会设计成双拱肋甚至是多拱肋形式.但随着研究对柔性吊杆非保向力认识的不断提高[3-5],发现以往单肋系杆拱桥的横向稳定性被严重低估,该种桥型完全有可能被应用于超宽桥面结构,如我国已建成的浙江衢江大桥[6]和福建福州湾边大桥[7],均为单肋系杆拱桥,其桥面宽度分别达到了30 m和34 m.

在系杆拱桥的抗震分析领域,吴再新等[8]分析了大跨度刚构拱桥在地震作用下的动力响应,发现结构墩梁结合区和主墩墩底是抗震薄弱环节;赵灿晖等[9]分析了连续刚架拱桥在地震作用下的内力分布,发现拱脚处的地震内力最大,抗震分析时应以拱脚截面作为控制截面;刘应龙等[10]在连续钢桁梁柔性拱桥上设置黏滞阻尼器,研究发现阻尼器可以显著提高拱桥的抗震性能;牛建涛等[11]发现针对墩-梁固结体系地震响应过大的问题,采用油阻尼器可以取得较好的横向减震效果;孙建鹏等[12]发现摩擦摆支座+黏滞阻尼器的联合抗震体系能够有效降低系杆拱桥的纵向和横向位移,提升桥梁的抗震性能.不难发现,上述研究均针对双拱肋形式,而对于单肋系杆拱桥,尤其在桥面超宽时,结构的动力响应仍缺乏足够的研究论证,相关减震技术的适应性还有待验证.

本研究以某超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构为工程背景,分析了新型结构体系的动力特性,并在地震加速度输入下研究超宽单肋拱桥在强震作用下的运动特性,应用陈政清等[13]开发的电涡流阻尼技术开展震动控制研究以期获得适配新结构的震动控制策略,为后续类似结构的减隔震装置设计提供参考依据.

1 新型结构体系动力特性分析

1.1 工程背景

某工程是一座主跨168 m的超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构,该桥在总体设计上创新性地将多层次双肋拱优化为单肋拱,并通过吊

杆、背拉索和中跨系杆连接单肋拱、三角刚架及主跨简支钢箱梁,组合成为一种新型拱-索-梁协作体系,以适应超宽断面与稳定性的双重制约条件.

设计采用梁、拱组合体系,单肋且超宽的特点导致结构体系受力与传统结构有明显差异.主桥钢箱梁为纵、横向的传力体系,结构自重和活载通过横向隔板分别传递至纵向腹板和竖向吊杆,一部分转化为拱肋压力传递给基础,一部分通过箱梁腹板传递至梁端支座,向下传递给基础.由于桥面超宽且采用单片拱布置,结构横向受力较大,因此在桥面中央的单拱肋上设双排内倾吊索及背索,为主梁抗倾覆提供了足够的横向支撑.

体系跨径布置为(40+40+168+40+40) m.拱肋矢跨比为1/4,采用宽高比为1.2的箱形截面,在拱脚处设置两个三角刚架来整体承担系杆力以提高结构的整体刚度,并利用柔性吊杆的非保向力特性,在三角刚架的桥面主梁和钢拱肋间设置背索来增加宽幅桥面的横向稳定性.主梁采用分段设计,中跨主梁为型钢开口肋正交异性组合桥面新结构,简支于边跨主梁牛腿上的支座,主梁边中跨比为0.24,桥面全宽40 m,主梁中心线处高度为3.5 m,图1为该超宽单肋拱桥主桥立面图.

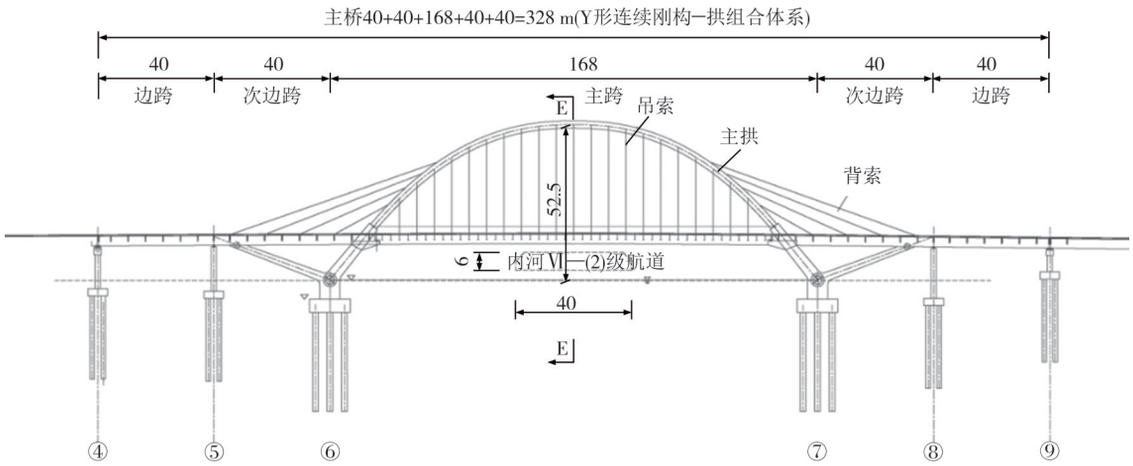


图1　总体布置图(单位:m)

Fig.1　General layout of ultra-wide single rib arch bridge(unit:m)

1.2　结构动力特性分析

采用有限元分析软件对某超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构进行建模,其拱肋、主梁、墩柱和桩基等均采用空间梁单元模拟,背索和吊杆采用桁架单元模拟,相应支座采用主从约束形式,建模时考虑了背索的垂度效应,使用Ernst公式对其弹性模量进行修正,同时也考虑了恒载引起的几何刚度的影响.对于桩基础,分析时考虑了桩土相互作用,采用"m"法计算并在桩基模型上施加了土层约束.

采用多重Ritz向量法计算了该超宽单肋拱桥前300阶模态频率与振型,结果涵盖了结构纵向、横向和竖向三个方向的主要振型,此处展示了结构前8阶振动模态,模态分析结果详见表1.分析可知,对该超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构而言,低阶振动模态以有拱肋参与的面外振动为主,结构的侧向刚度显著低于纵向刚度和竖向刚度,结构动力特性与其他形式的系杆拱桥类似,需重点关注结构的横桥向动力响应.

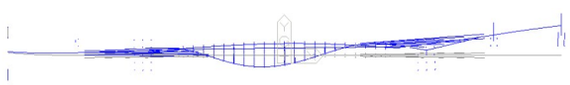
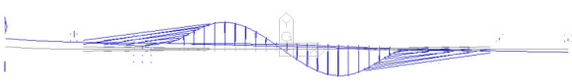
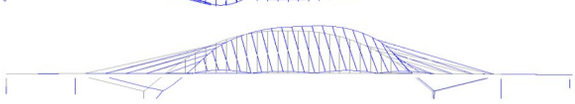
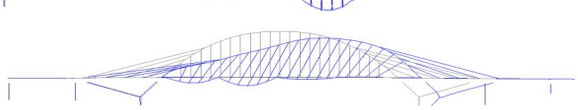
2　地震响应计算

依据工程现场地震安评报告获得三条合成地震加速度时程,为探究该超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构在强震下的地震响应,统一调整人工波加速度幅值至0.3g,其中一条地震动时程如图2所示.

地震波的施加采用"水平向+竖向"的组合形式,沿最不利加载方向输入.对本结构而言,地震动输入的"水平向"分别是沿纵桥向和横桥向的,竖向地震波对应取水平向地震波数值的0.65倍,即设置"纵桥向+竖向"和"横桥向+竖向"两种工况.计算得到对应工况下主梁和拱肋关键位置的位移响应以及拱脚和墩底的内力响应,结果取三条地震波结果的最大值,详见表2、表3.

表 1 结构前 8 阶模态

Tab.1 The first 8 modes of the structure

阶数	频率/Hz	振型	振型描述
1	0.647		拱肋侧弯
2	1.559		拱梁侧弯
3	1.576		拱梁侧弯
4	1.697		拱梁侧弯
5	1.720		拱梁侧弯
6	2.276		拱梁纵飘
7	2.442		拱梁侧弯
8	2.895		拱梁纵飘

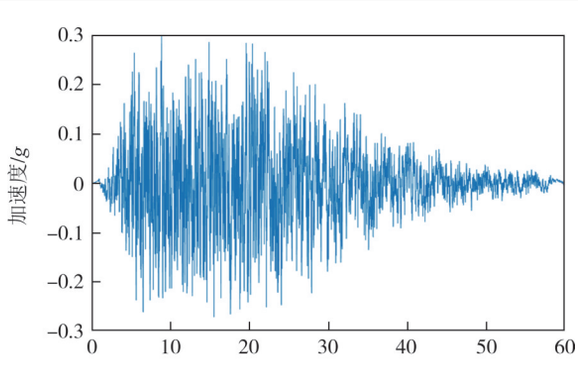


图 2 地震动时程

Fig.2 Time histories of ground motion

表 2 关键部位地震位移响应最大值

Tab.2 The maximum seismic displacement of critical nodes

工况	方向	墩梁相对位移/m		跨中	拱肋顶部
		6 号墩侧	7 号墩侧	位置/m	位置/m
纵桥向+竖向	纵桥向	0.152	0.158	0.157	0.041
	横桥向	0.000	0.000	0.000	0.002
横桥向+竖向	纵桥向	0.001	0.001	0.001	0.001
	横桥向	0.162	0.154	0.184	0.432

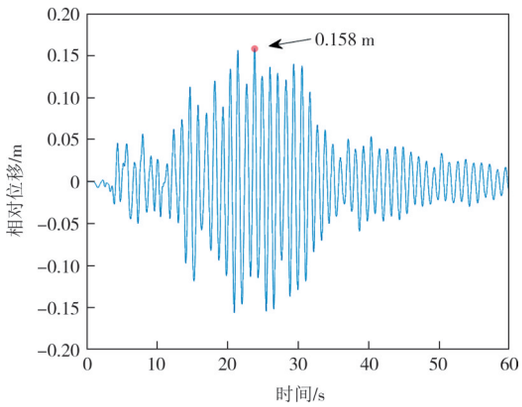
图 3 给出了 7 号墩侧梁端在“纵桥向+竖向”地震组合下的纵桥向位移时程和在“横桥向+竖向”地震组合下的横桥向位移时程.相应的位移时程曲线能够直观表征地震过程中的梁端运动特点,地震发生初期,结构吸收的地震能量大部分转化为加速度,驱动梁端开始运动,伴随能量持续输入,梁端纵向位移很快达到峰值,而峰值后的地震动能量输入不断减少,持续一段时间后突然增加,之后逐渐降低至结束.不难发现,梁端位移时程曲线的变化与地震动输入具有类似的变化趋势,且会滞后于地震动输入变化.

表 3 关键部位地震内力响应最大值

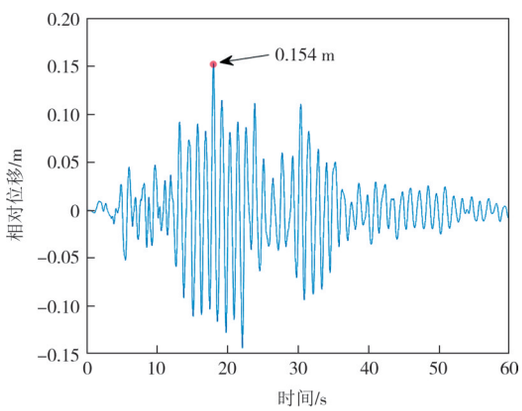
Tab.3 The maximum seismic internal force of critical nodes

工况	位置	地震内力响应			
		横桥向剪力/kN	纵桥向剪力/kN	横桥向弯矩/(kN·m)	纵桥向弯矩/(kN·m)
纵桥向+竖向	6 号墩侧拱脚	85.2	2 010.6	22 538.1	850.2
	7 号墩侧拱脚	69.9	2 304.6	27 587.3	1 254.1
横桥向+竖向	6 号墩侧拱脚	3 520.6	375.5	6 063.3	64 451.4
	7 号墩侧拱脚	3 776.4	376.4	6 176.9	73 811.9

分析得知,在“纵桥向+竖向”和“横桥向+竖向”两种计算工况下,中跨主梁端部的纵向和横向墩梁相对位移最大值分别达到了 0.158 m 和 0.162 m,在地震作用下会造成伸缩缝的破坏并且存在落梁的风险,且结构拱顶位置在“横桥向+竖向”工况下的地震



(a)7号墩侧(纵桥向,“纵桥向+竖向”)



(b)7号墩侧(横桥向,“横桥向+竖向”)

图3　梁端位移时程曲线

Fig.3　Displacement time history curves of the girder end

位移响应幅值为0.432 m,明显高于“纵桥向+竖向”工况的0.041 m,横桥向的地震响应更不利,应考虑增加耗能装置对结构的地震位移响应进行控制.分析两工况下拱脚的地震内力响应不难得知,截面的内力响应分布与地震波作用方向直接相关,同时相比“纵桥向+竖向”工况,结构在“横桥向+竖向”工况下拱脚弯矩明显更大,结构发生侧向倾覆的风险更高,对拱脚的承载能力也有更高的要求,设计时可通过设置电涡流阻尼器(ECD)来降低此处的内力响应.

3　电涡流阻尼器的阻尼力模型简化

电涡流阻尼器基本构造如图4所示,装置主要由永磁体、导体、滚珠丝杠及轴承等组成.工作时通过滚珠丝杠和轴承将阻尼器两端点间的相对运动转化为转子和定子之间的相对旋转,对应的永磁体和导体间发生相对运动进而产生阻力扭矩,并通过滚珠丝杠转化为轴向力,即阻尼力.由于滚珠丝杠的放大机制,其转速通常比直线速度快几十倍,使得装置有可能产生大容量的阻尼力.

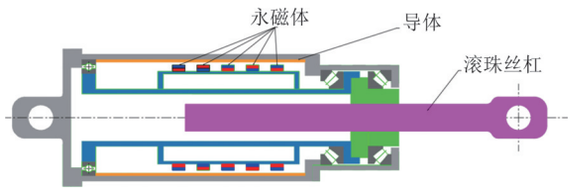


图4　ECD结构示意图

Fig.4　View of ECD

ECD的阻尼力模型符合Wouterse等[14]提出的速度-阻尼力曲线,对应解析关系可描述为:

$$F = F_{\max}\frac{2}{\frac{v}{v_{cr}}+\frac{v_{cr}}{v}} \tag{1}$$

式中:F为阻尼力;$F_{\max}$为最大阻尼力;v为速度;v_{cr}为临界速度.

根据ECD的阻尼力模型不难得知,阻尼力作为转速的函数具有很强的自限性,阻尼力初期随着速度的增加而增加,但到达临界速度后,其也会达到最大值并在更快的速度下降.低速条件下,ECD的阻尼力和两端点相对运动速度可近似看作线性关系[15],同时考虑到涡流阻尼的自限性,将ECD的力学模型等效为双折线模型,详见式(2).

$$F=\begin{cases} Cv, v<\dfrac{v_{cr}}{2} \\ F_{\max}, v\geqslant\dfrac{v_{cr}}{2} \end{cases} \tag{2}$$

式中:C为阻尼系数.

设计制作全尺寸ECD,并在湖南大学大型阻尼器与磁阻尼特性综合测试平台上开展室内试验以验证双折线模型与非线性阻尼力模型的等效性,测试现场的阻尼器安装见图5.



图5　阻尼器测试现场

Fig.5　The laboratory test of ECD

依据规范《铁路桥梁黏滞阻尼器和速度锁定器》(TB/T 3561—2020)[16]要求,试验过程中在测试平台上对ECD施加正弦波形式的位移激励,通过变化正

弦位移的幅值来改变ECD两端点间的相对速度,给定加载频率f=0.6 Hz,得到不同条件下的性能测试结果.图6给出了ECD的速度-阻尼力关系与理论值的对比,图7给出了低速($v_{max}<v_{cr}/2$)和高速($v_{cr}/2<v_{max}<v_{cr}$)条件下滞回曲线的试验与理论结果的对比.

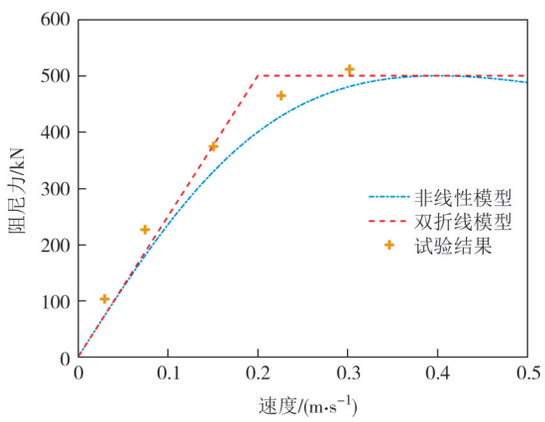
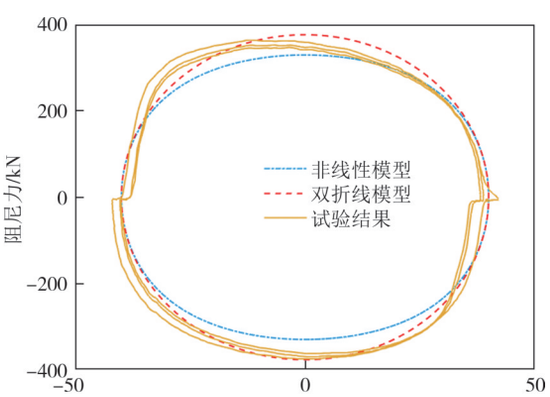
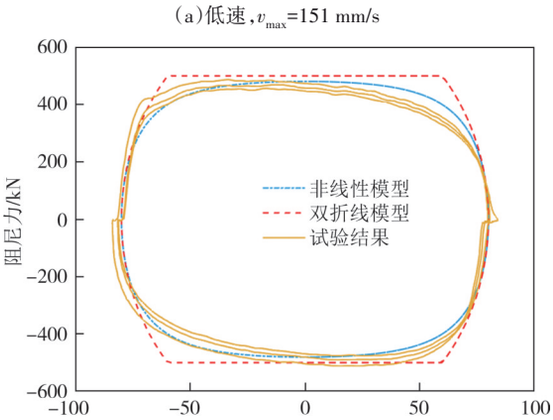


图6 ECD阻尼特性曲线

Fig.6 Damping characteristic curve of ECD



(a)低速,v_{max}=151 mm/s



(b)高速,v_{max}=302 mm/s

图7 加载频率为0.6 Hz时ECD的滞回曲线

Fig.7 Hysteresis loop of ECD at frequency f=0.6 Hz

对比图6中“非线性模型”和“试验结果”曲线不难得知,全尺寸ECD阻尼特性曲线的试验结果与非线性模型具有一致的变化趋势,但整体略高于非线性模型,考虑全尺寸ECD在运行过程中的阻尼力存在摩擦分量,导致其与理论结果有一定偏差,随着速度的提升,阻尼力中摩擦分量的占比不断减小,试验阻尼力和理论阻尼力之间的差距不断缩小,可以说明样机设计和加工的准确性;同时对比“双折线模型”和“试验结果”曲线可以发现,相比“非线性模型”,“试验结果”与“双折线模型”曲线更加接近,对应的偏差也更小,说明双折线模型可以在一定程度上考虑摩擦分量的作用,可以更好地描述ECD样机的实际阻尼特性.

分析图7中对应低速和高速条件下ECD的滞回曲线不难得知,两种工况下ECD的滞回曲线饱满,样机的耗能能力与两种阻尼力模型的理论情况都能很好地吻合.观察到在阻尼力为0时,两工况均出现了明显的平台段,说明当ECD两端点相对速度过小时,阻尼器无法进入正常工作状态,不具备耗能能力,不会对结构的静位移产生约束;随着加载速度幅值的提升,ECD的滞回曲线逐渐由椭圆向方形过渡,最大阻尼力增加到阈值后不再变化,呈现出明显的自限性,因为该特性,将ECD应用于桥梁结构的抗震设计中时可以有效避免阻尼装置在地震过程中出现损毁失效的情况.

综合前述,运行速度较小时,双折线模型可以替代非线性模型对ECD的阻尼特性进行描述,在分析时可以采用Maxwell模型模拟ECD,从而适配常用有限元分析软件的内置阻尼模型,该模型由弹簧和阻尼器两部分组成,结构如图8所示,图中F为阻尼力,C为阻尼系数,K为刚度系数,d_k为位移.



图8 Maxwell模型

Fig.8 Maxwell model

4 结构的电涡流阻尼器减震方案研究

分别针对结构在纵桥向和横桥向的地震响应结果进行减震策略研究,通过不断变化ECD的最大阻尼力和等效阻尼系数两参数来寻求结构减震控制的最优解.

4.1　纵向ECD参数敏感性分析

在主梁中跨和边跨连接处设计4台轴向ECD,针对ECD进行参数敏感性分析,最大阻尼力F_{max}分别取100 kN、500 kN和1 000 kN,等效阻尼系数C分别取500 kN·s/m、1 000 kN·s/m、2 500 kN·s/m和5 000 kN·s/m,得到共计12种计算工况,图9给出了7号墩侧梁端纵向位移最大值(见蓝色线)和减震率(见红色线)随ECD参数的变化.

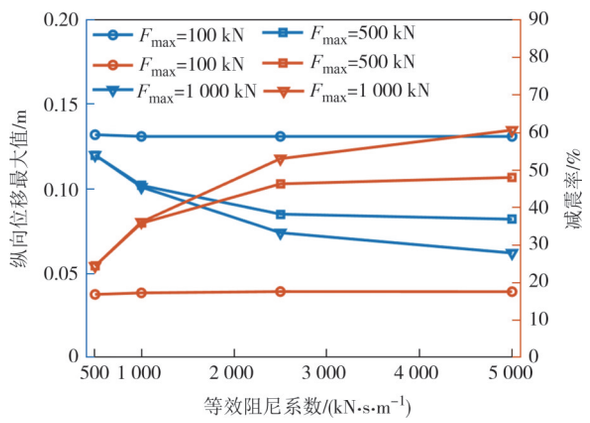


图9　梁端纵向位移最大值和减震率随ECD参数的变化

Fig.9　The varies of maximum longitudinal displacement and seismic mitigation ratio of girder end with ECD parameters

分析图9得知,ECD最大阻尼力确定时,随等效阻尼系数的提升,主梁梁端节点的地震运动响应呈现一致的下降趋势,其降低速度先快后慢,最终在阻尼系数达到一定阈值后趋于水平.地震作用下,ECD在工作过程中的出力会不断增加并稳定在最大阻尼力,即最大阻尼力参数决定了阻尼器的阻尼力上限,阻尼器等效阻尼系数确定时,在一定范围内随最大阻尼力的提高,结构各节点的运动响应也会不断下降,尤其在改变等效阻尼系数无用时可通过改变最大阻尼力来调整ECD的性能.当等效阻尼系数取2 500 kN·s/m、最大阻尼力取500 kN时结构纵向减震率取得较大值,且继续增加等效阻尼系数或最大阻尼力对运动减震率的影响效果不大,故选择该组参数为纵向ECD的最优参数.

4.2　横向ECD参数敏感性分析

在主梁中跨和边跨连接处设计4台横向ECD,针对ECD进行参数敏感性分析,最大阻尼力F_{max}分别取100 kN、500 kN和1 000 kN,等效阻尼系数C分别取500 kN·s/m、1 000 kN·s/m、2 500 kN·s/m和5 000 kN·s/m,得到共计12种计算工况,图10给出了7号墩侧梁端横向位移最大值(见蓝色线)和减震率(见红色线)随ECD参数的变化.

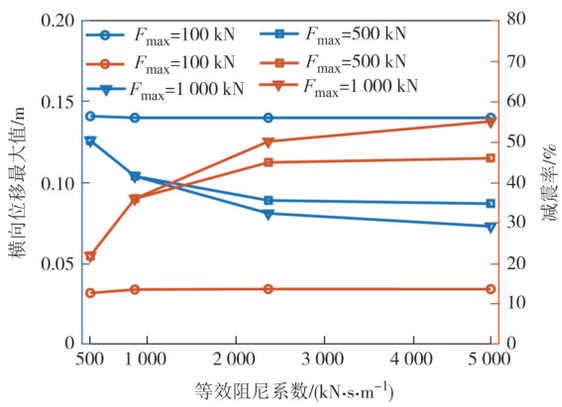


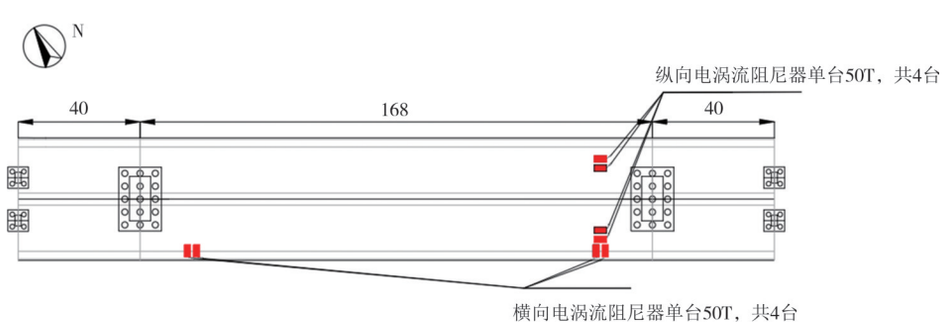
图10　梁端横向位移最大值和减震率随ECD参数的变化

Fig.10　The varies of maximum lateral displacement and seismic mitigation ratio of girder end with ECD parameters

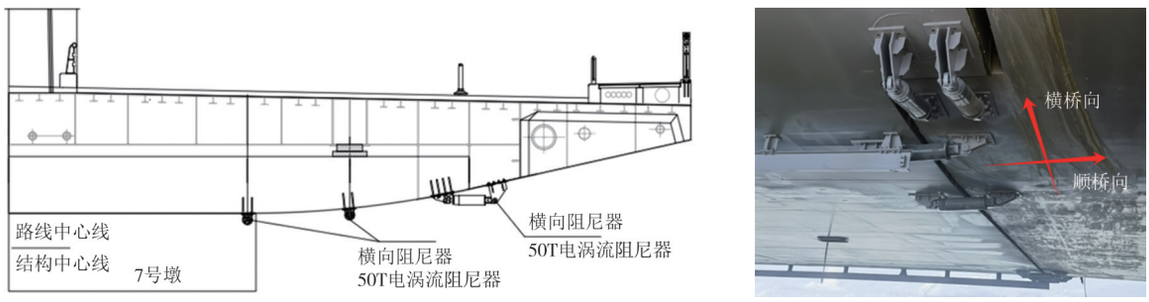
分析图10可知,横向ECD的参数敏感性分析规律与纵向类似,当等效阻尼系数取2 500 kN·s/m、最大阻尼力取500 kN时结构横向运动的减震率取得较大值,且继续增加等效阻尼系数或最大阻尼力对运动减震率的影响效果不大,故选择该组参数为横向ECD的最优参数.

4.3　电涡流阻尼器减震效果验证

依据参数敏感性分析结果,结合拱桥结构边、中跨连接处的实际构造情况拟定ECD的布置方案如图11所示.



(a)总体平面布置(单位:m)



(b)局部立面布置 (c)现场安装图

图 11 阻尼器布置图

Fig.11 The view of ECD layout

采取前述ECD设计参数计算得到不同地震组合下拱脚位置的内力响应,统计内力响应最大值及其减震率见表4.分析得知,安装ECD后,拱桥拱脚处的地震内力响应峰值整体呈降低趋势,可以在一定程度上改善超宽单肋系杆拱桥的内力分布,降低了结构出现侧倾的可能性;此外可以观察到ECD对"纵桥向+竖向"工况的控制效果更好,相应的减震率更高.综合上述,安装ECD除了可以减小结构的运动响应外也能降低结构的内力,增强超宽单肋系杆拱桥的抗震性能.

表 4 安装阻尼器后典型地震内力响应最大值及其减振率

Tab.4 The maximum seismic internal force responses and its seismic mitigation ratio after installation of ECD

工况	位置	横桥向剪力/减震率	纵桥向剪力/减震率	横桥向弯矩/减震率	纵桥向弯矩/减震率
纵桥向+竖向	6号墩侧拱脚	84.0/1.4	1 908.3/5.1	19 964.4/11.4	823.5/3.1
	7号墩侧拱脚	68.9/1.5	2 215.8/3.9	26 499.4/3.9	1 218.3/2.9
横桥向+竖向	6号墩侧拱脚	3 308.1/6.0	375.4/0.0	6 062.9/0.0	64 187.7/0.4
	7号墩侧拱脚	3 530.9/6.5	376.0/0.1	6 178.1/0.0	71 984.6/2.5

注:表中数据格式形如"A/B",其中A表示地震内力响应峰值,剪力单位为kN,弯矩单位为kN·m;B表示相应的减震率,单位为%.

5 结 论

研究超宽桥面有背索柔性单肋系杆拱桥新型组合结构体系在地震作用下的运动特性和对应的电涡流阻尼减震策略,得出如下结论:

1)组合体系的面外刚度较低,对地震作用下拱脚的抗弯承载力要求更高,相应的面外失稳问题不容忽视;

2)安装电涡流阻尼器可以有效降低桥梁结构在地震作用下的动力响应,阻尼器最大阻尼力确定时,随等效阻尼系数的提升,结构的地震运动响应呈现明显的下降趋势,其下降速度先快后慢,最终在等效阻尼系数达到一定阈值后趋于水平;

3)最大阻尼力参数决定了电涡流阻尼器的阻尼力上限,在等效阻尼系数一定时,一定范围内随最大阻尼力的提高,结构各节点的运动响应会不断下降.

参考文献

[1] 滕炳杰, 何畏. V形刚构–拱组合桥方案抗震性能分析[J]. 铁道建筑, 2012, 52(10):7-10.
TENG B J, HE W. Seismic performance analysis of V-shaped rigid framed arch bridge[J]. Railway Engineering, 2012, 52(10): 7-10.(in Chinese)

[2] 张祥彬. V形刚构拱组合桥动力特性分析[J]. 铁道勘察, 2010, 36(2): 123-125.
ZHANG X B. Analysis on dynamic property of V-shaped rigid frame arch composite bridge [J]. Railway Investigation and Surveying, 2010, 36(2): 123-125.(in Chinese)

[3] 戴公连, 李德建, 曾庆元, 等. 深圳市芙蓉大桥连续钢管拱系杆拱桥空间稳定性分析[J]. 中国公路学报, 2001, 14(1): 48-51.
DAI G L, LI D J, ZENG Q Y, et al. Space stability of Shenzhen Furong continuous CFST bowstring arch bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2001, 14(1): 48-51.(in Chinese)

[4] 刘世忠. 系杆拱桥的横向振动特性分析[J]. 振动·测试与诊断, 2015, 35(2): 245-249, 396.
LIU S Z. Analysis of transverse vibration frequency of tied arch bridge [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis,

2015, 35(2): 245-249, 396.(in Chinese)

[5] 柴生波, 杨清华, 王秀兰, 等. 大跨径中承式钢箱系杆拱桥施工阶段稳定性分析[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(18): 8095-8102.
CHAI S B, YANG Q H, WANG X L, et al. Stability analysis of long-span half-through steel box tied arch bridge during construction[J]. Science Technology and Engineering, 2022, 22(18): 8095-8102.(in Chinese)

[6] 杨光武,徐伟. 衢江大桥Y腿刚构系杆拱桥设计[J]. 桥梁建设, 2003, 33(3):57-60.
YANG G W, XU W. Design of rigid-frame bowstring arch structure on Y-shape piers of Qujiang River Bridge[J]. Bridge Construction,2003,33(3):57-60.(in Chinese)

[7] 赵素雅. 福州湾边大桥吊杆病害成因及处治方案分析[J]. 福建交通科技,2021(12):57-60.
ZHAO S Y. Cause analysis and treatment scheme of suspender disease of Fuzhou Bay Bridge [J]. Fujian Transportation Technology, 2021(12): 57-60.(in Chinese)

[8] 吴再新, 贺国京, 罗世东, 等. 大跨度刚构拱桥抗震性能研究[J]. 铁道工程学报, 2009, 26(9): 50-54.
WU Z X, HE G J, LUO S D, et al. Research on the aseismic behavior of long-span composite bridge with stiff girder and tender arch[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2009, 26(9): 50-54.(in Chinese)

[9] 赵灿晖, 李乔, 夏嵩. 连续刚架拱桥地震响应分析[J]. 桥梁建设, 2007, 37(1): 21-24.
ZHAO C H, LI Q, XIA S. Seismic response analysis of continuous rigid-frame arch bridge[J]. Bridge Construction, 2007, 37(1): 21-24.(in Chinese)

[10] 刘应龙, 蔺鹏臻, 何志刚, 等. 高速铁路大跨度连续钢桁梁柔性拱桥减震研究[J]. 应用力学学报, 2019, 36(3):666-673.
LIU Y L, LIN P Z, HE Z G, et al. Research on vibration reduction of high-speed railway flexible arch bridge with long-span continuous steel truss beam [J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2019, 36(3): 666-673.(in Chinese)

[11] 牛建涛, 丁阳, 石运东. 应用新型油阻尼器的斜拉桥横向减震体系[J]. 地震工程与工程振动, 2019, 39(2): 111-120.
NIU J T, DING Y, SHI Y D. Transverse seismic reduction system of cable-stayed bridge introducing oil damper [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2019, 39(2): 111-120.(in Chinese)

[12] 孙建鹏, 李进斌, 徐伟超, 等. 高烈度震区大跨径中承式钢箱系杆拱桥减隔震技术研究[J]. 振动与冲击, 2024, 43(6):141-150, 170.
SUN J P, LI J B, XU W C, et al. Analysis and optimization of seismic mitigation and isolation effects for long span steel box tied arch bridges in high intensity seismic regions [J]. Journal of Vibration and Shock, 2024, 43(6): 141-150, 170.(in Chinese)

[13] 陈政清, 华旭刚, 张弘毅, 等. 一种电涡流轴向阻尼器: CN109611486B [P]. 2019-09-13.
CHEN Z Q, HUA X G, ZHANG H Y, et al. An eddy current axial damper:CN109611486B[P]. 2019-09-13.(in Chinese)

[14] WOUTERSE J H. Critical torque and speed of eddy current brake with widely separated soft iron poles [J]. IEE Proceedings B (Electric Power Applications), 1991, 138(4): 153-158.

[15] 梁龙腾, 封周权, 陈政清, 等. 大跨度悬索桥加劲梁纵向运动特性及其电涡流阻尼控制研究[J]. 地震工程与工程振动, 2020,40(4): 118-127.
LIANG L T, FENG Z Q, CHEN Z Q, et al. Longitudinal movement characteristics of long span suspension bridge girder and its control based on eddy current dampers [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(4): 118-127.(in Chinese)

[16] 铁路桥梁黏滞阻尼器和速度锁定器: TB/T 3561—2020[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2020: 14-18.
Fluid viscous damper and lock-up device for railway bridges: TB/T 3561—2020 [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2020: 14-18.(in Chinese)