

文章编号:1674-2869(2020)04-0444-07

# 基于振动响应分析的部分斜拉桥阻尼器优化

游嘉玮,顾箭峰,卢海林\*

武汉工程大学土木工程与建筑学院,湖北 武汉 430074

**摘要:**为了对部分斜拉桥进行抗震阻尼器优化设计,以珠海市鸡啼门特大桥为例进行分析。建立 ANSYS 有限元模型,采用反应谱法分别分析了不同工况组合,50 年内地震强度超越概率 10% 和 2.5% 地震作用下结构振动响应。研究发现:可以增加固定支座水平承载力或者允许固定支座在地震中剪断来提高该类桥梁的抗震性能;对桥梁进行阻尼器优化设计,通过对比分析,确定本桥所对应的最优阻尼器设置参数  $\xi = 0.3$ ,  $C = 2 \times 10^3 \text{ kN}(\text{m/s})^{-\xi}$ ;对阻尼器优化结果进行验算,发现在该阻尼器参数下桥梁墩柱关键截面的内力显著减小,优化效果最高使得屈服弯矩减小 69.3%。

**关键词:**结构抗震;部分斜拉桥;反应谱法;振动响应;阻尼器设计

中图分类号:TU312\*.1

文献标识码:A

DOI: 10.19843/j.cnki.CN42-1779/TQ.202001006

## Damper Optimization of Partial Cable-Stayed Bridges Based on Vibration Response Analysis

YOU Jiawei, GU Jianfeng, LU Hailin\*

School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan Institute of Technology, Wuhan 430074, China

**Abstract:** To optimize the design of seismic dampers for partial cable-stayed bridge, the analysis was performed using the Jitimen Bridge in Zhuhai as an example. An ANSYS finite element model was established, and the response spectrum method was used to analyze the structural vibration in the earthquakes with the exceeding probabilities of 10% and 2.5% in 50 years under different working conditions. The study reveals that the seismic performance of this type of bridge can be improved by increasing the horizontal bearing capacity of the fixed support or allowing the fixed support to be sheared in an earthquake. In addition, the damper of the bridge was optimized. Based on the comparison analysis, the optimal damping parameters are determined as follows:  $\xi = 0.3$ ,  $C = 2 \times 10^3 \text{ kN}(\text{m/s})^{-\xi}$ . With the verification of damper optimization results, it is found that the internal force of the key section of the bridge pier column is significantly reduced under the optimized damper parameters. The yield bending moment can be reduced by up to 69.3%.

**Keywords:** structure seismic; partially cable-stayed bridge; response spectrum method; vibration response; damper design

桥梁工程作为道路工程的重要组成部分,其结构的震后完整性和可修复性直接影响地震抢救救灾工作的开展。然而,在地震作用中易发生严重损坏的也正是桥梁工程,如中国唐山地震(1976

年)、中国台湾集集地震(1999年)以及中国汶川地震(2008年)等,都造成了桥梁结构严重损害<sup>[1]</sup>。斜拉桥作为目前大跨桥梁中一种最常见的桥型,许多国内外学者都对其结构地震响应进行了研

收稿日期:2020-01-06

基金项目:湖北省教育厅科学技术研究计划指导性项目(B2018051);武汉工程大学科学研究基金(K2017025)

作者简介:游嘉玮,硕士研究生。E-mail:474938834@qq.com

\*通讯作者:卢海林,博士,教授。E-mail:hail\_lu@yangtzeu.edu.cn

引文格式:游嘉玮,顾箭峰,卢海林. 基于振动响应分析的部分斜拉桥阻尼器优化[J]. 武汉工程大学学报,2020,42(4): 444-450.

究<sup>[2]</sup>,如 Hwang 等<sup>[3]</sup>和 Karim 等<sup>[4]</sup>以桥梁自身结构为出发点,通过数值模拟,得到不同参数设置下桥梁易损性曲线;Shinozuka 等<sup>[5-6]</sup>和 Kim 等<sup>[7]</sup>以地震动空间为研究对象分析桥梁的振动响应;Ghosh 等<sup>[8]</sup>通过对桥梁构件随时间性能退化下产生的性能不确定性进行研究,为全寿命桥梁抗震设计提供指导;方圆等<sup>[9]</sup>通过对斜拉桥传力机理的研究提出设置纵向弹力索提高抗震性能;邹顺等<sup>[10]</sup>则通过反应谱法对 PC 连续箱梁的研究提出了双肢薄壁墩的方法来优化结构;李小军等<sup>[11]</sup>分析了地震动速度脉冲对斜拉桥减震效果的影响;燕斌<sup>[12]</sup>以基础隔震为切入点分析了斜拉桥的抗震性能;汪正兴等<sup>[13]</sup>结合工程实践通过对悬索桥吊索外置式摆式杠杆阻尼器、冲击质量阻尼器和多重调谐质量阻尼器在不同工况作用下抗震性能分析,为智能阻尼器研发提供思路;詹建辉等<sup>[14]</sup>结合总体受力、大气环境、荷载类型等因素分析了大跨度组合梁斜拉桥设计方案;程炜等<sup>[15]</sup>考虑多方向(横向、纵向)水平地震波作用,采用 Midas Civil 软件创建空间动力计算模型,分析反应谱及时程分析运算结果,获得桥梁对地震的动力响应特性,可为后续大跨 PC 连续刚构桥提供抗震设计参考依据。上述研究成果对斜拉桥振动响应相关理论发展影响深远,而在基于振动响应分析的阻尼器优化方面的研究较少,本文通过对阻尼器抗震效果的研究希望为部分斜拉桥支座阻尼器抗震优化设计提供参考。

部分斜拉桥为国外新兴的一种桥型,具有斜拉桥和连续梁桥的双重结构特性,是介于具有非常柔性的斜拉桥和梁刚度较大的连续梁桥之间的过渡桥型。它具有优越的结构性能和良好的经济指标。这种桥型在我国起步稍晚,2001 年建成的漳州战备大桥,为国内第一座真正意义上的部分斜拉桥<sup>[16]</sup>。目前,对于部分斜拉桥的抗震受力分析<sup>[17]</sup>和阻尼器优化设计涉及较少。本文以珠海市某大跨部分斜拉桥为例,采用反应谱法分析了在

不同地震烈度、顺桥向和横桥向两种工况下桥梁结构的振动响应。对桥梁进行阻尼器抗震优化设计,通过多组参数对比确定阻尼器最佳实用参数,并验证在该参数下的结构响应,为同类斜拉桥设计提供理论依据和数据支持。

### 1 工程概况

珠海市鸡啼门特大桥位于西部中心城区,该特大桥总长为 1 210 m,桥宽为 27~38 m,主桥上部结构采用(120+210+120) m 全预应力混凝土部分斜拉桥,桥型布置图见图 1,主桥平面位于直线上,主桥桥面宽 38 m,墩顶梁高 6.8 m,跨中梁高 3.3 m,梁底曲线采用 1.8 次抛物线,主梁采用 C60 混凝土。墩顶 0 号块梁长 20.0 m,悬浇梁段数及长度从根部至跨中分别为:4×3.5 m、20×4.0 m,累计悬臂总长 104 m;中跨和边跨合拢段长 2.0 m,边跨现浇段梁长 13.9 m。箱梁采用单箱三室斜腹板截面,顶板板厚 25 cm,底板板厚由跨中 30 cm 至塔根部 120 cm,箱梁截面图见图 2。

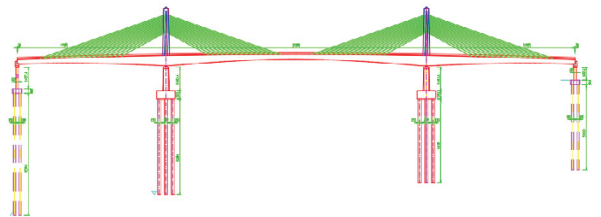


图 1 桥型布置图  
Fig. 1 Layout of bridge

主塔为钢筋混凝土结构,顺桥向为矩形截面,尺寸为 2 m(顺桥向)×6 m(横桥向),高 32.9 m,塔顶高 0.9 m 为装饰段,采用 C50 混凝土。全桥共设 16 对斜拉索,斜拉索采用钢绞线索 $f_{pk}=1.86\times10^9$  Pa,  $E_p=1.95\times10^{11}$  Pa。

主墩采用板式墩,墩身厚 4.8 m,墩顶横向宽度 16.8 m,墩顶等宽段高 1 m,墩身侧坡度 15:1,墩底横向宽度 14.413~14.679 m。承台厚 5.5 m。

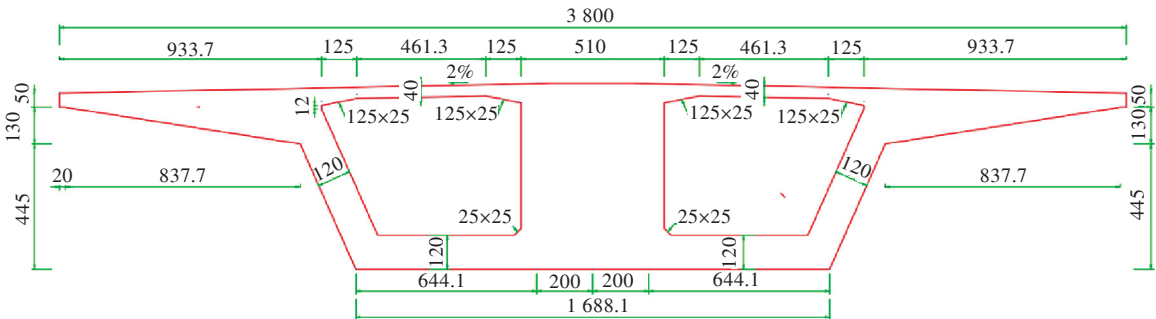


图 2 箱梁截面图  
Fig. 2 Cross section of box girder

2 地震波选取与输入

依据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008),本桥地震基本烈度为 VII,抗震设防措施等级为 VIII。本场地 100 年超越概率为 63%、50 年超越概率为 10%和 2.5%的地表水平设计地震动峰值加速度、水平地震系数及反应谱特征参数(5%阻尼比)如表 1 所示。

表 1 地表水平地震动峰值加速度、水平地震系数及特征参数

Tab.1 Peak acceleration of vibration, horizontal seismic coefficient and characteristic parameters of ground level

地震作用	$A_{\max} / (\text{cm/s}^2)$	$K_h$	$S_{(A, \max)} / g$	$T_g$
100 年超越概率 63%	69.2	0.064	0.160	0.52
50 年超越概率 10%	114.6	0.117	0.292	0.57
50 年超越概率 2.5%	174.8	0.178	0.445	0.75

地表水平向设计地震动加速度反应谱形式如式(1)所示:

$$S = \begin{cases} S_{\max}(6.0T + 0.40) \\ S_{\max} \\ S_{\max}(T_g/T)^{\gamma} \end{cases} \quad (1)$$

式(1)中, $T$ 为结构自振周期, $T_g$ 为场地特征周期, $S_{\max}$ 为设计地震加速度反应谱最大值。本桥为混凝土结构,结构阻尼比一般取为 0.05,因此根据《城市桥梁抗震设计规范》第 5.2.1 条规定,阻尼调整系数  $\eta_2=1.0$ ,即不需进行阻尼调整。

时程分析中,取超越概率为 50 年 10%和 2.5%的地表加速度时程作为水平地震荷载。超越概率 10%和 2.5%最大加速度取值分别为 114.67 和 174.80  $\text{cm/s}^2$ ,加速度时程见图 3。

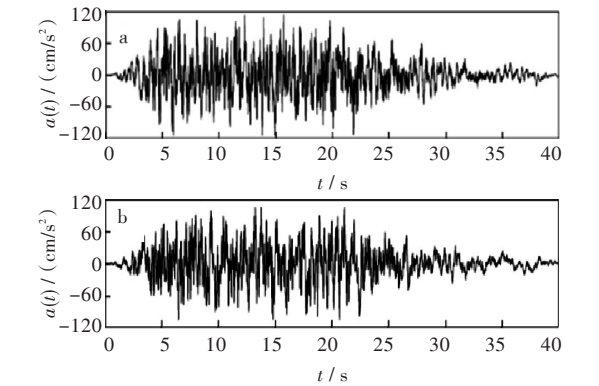


图 3 加速度时程:(a) $a_{\max}=114.67 \text{ cm/s}^2$ , (b) $a_{\max}=174.80 \text{ cm/s}^2$   
Fig. 3 Acceleration over time:  
(a) $a_{\max}=114.67 \text{ cm/s}^2$ , (b) $a_{\max}=174.80 \text{ cm/s}^2$

3 有限元模型分析

本文采用 ANSYS 建立该桥的有限元抗震模

型,如图 4 所示。模型中主梁、桥墩、桥塔、盖梁、桩基均采用空间三维梁单元 beam88 进行模拟,拉索采用 link180 单元模拟,二期恒载用 mass21 单元模拟,土体对桩基的水平支撑(土弹簧)用 combin14 单元模拟。支座用 combin37 单元模拟,整个结构计算模型共 2 636 个节点,2 880 个单元。

对 ANSYS 模型进行有限元模态分析,采用 Lanczos 方法<sup>[18]</sup>得到前 10 阶自振特性,如表 2 所示;前 6 阶主要振型如图 5 所示。



图 4 ANSYS 模型图  
Fig. 4 ANSYS model diagram

表 2 大桥前 10 阶自振特性

Tab. 2 Natural vibration characteristics of first ten orders of bridge

阶数	频率 / Hz	自振特性
1	0.296	主梁竖弯
2	0.562	主梁竖弯
3	0.712	主梁竖弯
4	0.848	主梁竖弯
5	0.987	桥塔横向弯曲
6	0.997	桥塔横向弯曲
7	1.141	桥塔横向弯曲/主梁侧弯
8	1.162	主梁竖弯
9	1.380	桥墩纵向弯曲
10	1.409	桥塔横向弯曲/主梁纵漂

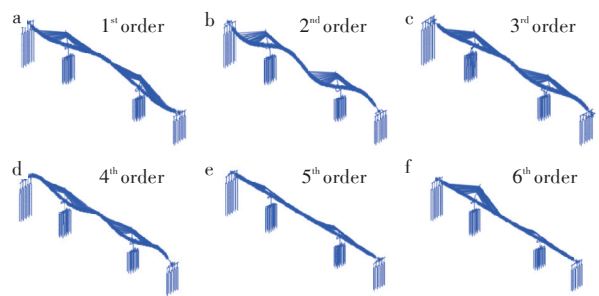


图 5 桥梁前 6 阶主要振型  
Fig. 5 Main vibration modes of first six orders of bridges

4 地震反应分析和验算

4.1 地震作用组合

按照地震强度超越概率 10%( $E_1$ )和 2.5%( $E_2$ )地震作用下的设防要求,达到  $E_1$ 地震下桥墩属于弹性工作, $E_2$ 地震下桥墩属于塑性工作状态,采用

反应谱法进行结构效应计算。因本桥为直线桥,故结构计算主要考虑工况一(恒载+顺桥向地震)和工况二(恒载+横桥向地震)。验算时,取以上荷载最不利位置。

4.2 地震反应分析

4.2.1 控制截面弯矩验算 为了计算地震作用下桥梁结构的震动响应,分析桥梁结构控制截面弯矩,采用反应谱法和等效屈服强度法对桥梁结构在  $E_1$  和  $E_2$  地震强度下顺桥向和横桥向两种工况作用下墩柱控制截面进行承载力极限状态偶然工况组合条件下弯矩验算,结果见表3和表4。

表3 控制截面弯矩验算( $E_1$ )  
Tab. 3 Verification of bending moment of controlled section ( $E_1$ )

荷载	控制截面位置	轴力 / kN	弯矩 / (kN·m)	屈服弯矩 / (kN·m)	是否通过
工况一	11-1#墩底	-4.49×10 <sup>3</sup>	9.50×10 <sup>3</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	是
	11-2#墩底	-9.01×10 <sup>3</sup>	9.12×10 <sup>3</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	是
	11-3#墩底	-8.97×10 <sup>3</sup>	-9.06×10 <sup>3</sup>	2.55×10 <sup>4</sup>	是
	11-4#墩底	-9.01×10 <sup>3</sup>	-9.12×10 <sup>3</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	是
	11-5#墩底	-4.49×10 <sup>3</sup>	-9.50×10 <sup>3</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	是
	12#墩底	-3.11×10 <sup>5</sup>	1.02×10 <sup>6</sup>	1.08×10 <sup>6</sup>	是
	13#墩底	-3.11×10 <sup>5</sup>	9.17×10 <sup>4</sup>	1.08×10 <sup>6</sup>	是
	14-1#墩底	-3.71×10 <sup>3</sup>	6.74×10 <sup>3</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	14-2#墩底	-8.66×10 <sup>3</sup>	6.35×10 <sup>3</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-3#墩底	-8.7210 <sup>3</sup>	-6.31×10 <sup>3</sup>	2.60×10 <sup>4</sup>	是
	14-4#墩底	-8.66×10 <sup>3</sup>	-6.35×10 <sup>3</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-5#墩底	-3.71×10 <sup>3</sup>	-6.74×10 <sup>3</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	11#桩基	-5.93×10 <sup>3</sup>	-2.01×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是
	12#桩基	-4.80×10 <sup>4</sup>	9.28×10 <sup>3</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	13#桩基	-1.84×10 <sup>4</sup>	1.90×10 <sup>3</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	14#桩基	-5.25×10 <sup>3</sup>	-1.86×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是
	11-1#墩底	-9.49×10 <sup>3</sup>	2.19×10 <sup>4</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	否
	11-2#墩底	-9.20×10 <sup>3</sup>	2.21×10 <sup>4</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	否
	11-3#墩底	-8.48×10 <sup>3</sup>	-2.20×10 <sup>4</sup>	2.55×10 <sup>4</sup>	是
工况二	11-4#墩底	-9.20×10 <sup>3</sup>	-2.21×10 <sup>4</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	否
	11-5#墩底	-9.49×10 <sup>3</sup>	-2.19×10 <sup>4</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	否
	12#墩底	-3.07×10 <sup>5</sup>	8.73×10 <sup>5</sup>	3.51×10 <sup>6</sup>	是
	13#墩底	-3.05×10 <sup>4</sup>	8.42×10 <sup>4</sup>	3.51×10 <sup>6</sup>	是
	14-1#墩底	-8.87×10 <sup>3</sup>	1.61×10 <sup>4</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	14-2#墩底	-9.04×10 <sup>3</sup>	1.59×10 <sup>4</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-3#墩底	-8.27×10 <sup>3</sup>	-1.59×10 <sup>4</sup>	2.60×10 <sup>4</sup>	是
	14-4#墩底	-9.04×10 <sup>3</sup>	-1.59×10 <sup>4</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-5#墩底	-8.87×10 <sup>3</sup>	-1.61×10 <sup>4</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	11#桩基	-4.44×10 <sup>3</sup>	-2.74×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是
	12#桩基	-3.10×10 <sup>4</sup>	3.33×10 <sup>3</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	13#桩基	-2.94×10 <sup>4</sup>	3.18×10 <sup>3</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	14#桩基	-3.94×10 <sup>3</sup>	-3.21×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是

表4 控制截面弯矩验算( $E_2$ ) Tab.4 Verification of bending moment of controlled section ( $E_2$ )					
荷载	控制截面位置	轴力 / kN	弯矩 / (kN·m)	屈服弯矩 / (kN·m)	是否通过
工况一	11-1#墩底	-4.78×10 <sup>3</sup>	1.73×10 <sup>4</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	是
	11-2#墩底	-9.86×10 <sup>3</sup>	1.70×10 <sup>4</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	是
	11-3#墩底	-9.46×10 <sup>3</sup>	-1.69×10 <sup>4</sup>	2.55×10 <sup>4</sup>	是
	11-4#墩底	-9.86×10 <sup>3</sup>	-1.70×10 <sup>4</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	是
	11-5#墩底	-4.78×10 <sup>3</sup>	-1.73×10 <sup>4</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	是
	12#墩底	-3.15×10 <sup>5</sup>	2.05×10 <sup>6</sup>	1.08×10 <sup>6</sup>	否
	13#墩底	-3.17×10 <sup>5</sup>	1.40×10 <sup>5</sup>	1.08×10 <sup>6</sup>	是
	14-1#墩底	-3.97×10 <sup>3</sup>	1.00×10 <sup>4</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	14-2#墩底	-9.70×10 <sup>3</sup>	9.65×10 <sup>3</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-3#墩底	-9.18×10 <sup>3</sup>	-9.62×10 <sup>3</sup>	2.60×10 <sup>4</sup>	是
	14-4#墩底	-9.70×10 <sup>3</sup>	-9.65×10 <sup>3</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-5#墩底	-3.97×10 <sup>3</sup>	-1.00×10 <sup>4</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	11#桩基	-8.93×10 <sup>3</sup>	-3.31×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是
	12#桩基	-8.08×10 <sup>4</sup>	1.77×10 <sup>4</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	13#桩基	-2.04×10 <sup>4</sup>	2.42×10 <sup>3</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	14#桩基	-6.94×10 <sup>3</sup>	-2.52×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是
	11-1#墩底	-1.44×10 <sup>4</sup>	4.18×10 <sup>4</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	否
	11-2#墩底	-1.02×10 <sup>4</sup>	4.26×10 <sup>4</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	否
	11-3#墩底	-8.48×10 <sup>3</sup>	-4.25×10 <sup>4</sup>	2.55×10 <sup>4</sup>	是
工况二	11-4#墩底	-1.02×10 <sup>4</sup>	-4.26×10 <sup>4</sup>	2.09×10 <sup>4</sup>	否
	11-5#墩底	-1.44×10 <sup>4</sup>	-4.18×10 <sup>4</sup>	1.79×10 <sup>4</sup>	否
	12#墩底	-3.07×10 <sup>5</sup>	1.69×10 <sup>6</sup>	3.51×10 <sup>6</sup>	是
	13#墩底	-3.05×10 <sup>5</sup>	1.40×10 <sup>6</sup>	3.51×10 <sup>6</sup>	是
	14-1#墩底	-1.17×10 <sup>4</sup>	2.44×10 <sup>4</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	14-2#墩底	-9.79×10 <sup>3</sup>	2.44×10 <sup>4</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-3#墩底	-8.27×10 <sup>3</sup>	-2.43×10 <sup>4</sup>	2.60×10 <sup>4</sup>	是
	14-4#墩底	-9.79×10 <sup>3</sup>	-2.44×10 <sup>4</sup>	1.97×10 <sup>4</sup>	是
	14-5#墩底	-1.17×10 <sup>4</sup>	-2.44×10 <sup>4</sup>	1.71×10 <sup>4</sup>	是
	11#桩基	-6.28×10 <sup>3</sup>	-5.25×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是
	12#桩基	-4.54×10 <sup>4</sup>	5.56×10 <sup>3</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	13#桩基	-3.90×10 <sup>4</sup>	4.70×10 <sup>3</sup>	3.07×10 <sup>4</sup>	是
	14#桩基	-5.01×10 <sup>3</sup>	-4.89×10 <sup>3</sup>	7.79×10 <sup>3</sup>	是

对表3和表4分析可知:

- 1)在50年超越概率为10%的顺桥方向地震作用下,桥梁各墩柱和桩基截面承载力均能满足抗震要求。
- 2)在50年超越概率为2.5%的顺桥方向地震作用下,桥梁11#交界墩、固定墩12#墩墩底截面均进入屈服阶段,但各桥墩下桩基均能满足相应的性能要求。
- 3)在50年超越概率为10%和2.5%的横桥方向地震作用下,桥梁交界墩以及对应的桩基不能满足相应的性能要求。主要因为桥梁的设计方案



中在交界墩的位置设置了横向固定支座,同时交界墩处,桥梁横向刚度较大,导致该部分分配弯矩过多,延性不足。

4)对于弯矩分配过多、延性不足的部分构件,可将横向固定支座剪断,以减少梁端传递给桥墩的水平惯性力,或将固定支座改为塑性铰支座,并在墩梁连接处设计黏滞阻尼器和限位装置,防止落梁。

4.2.2  支座水平承载力验算  由上述弯矩验算可知,由于桥梁设计方案中在交界墩的位置设置了横向固定支座,导致该部位横向水平惯性力过大,无法满足抗震设计要求,故有必要通过计算对原有支座设计进行优化。对桥梁 50 年超越概率为 10%和 2.5%的地震作用下主桥各桥墩上支座水平承载力验算结果见表 5,  $N_v$  为竖向承载力,  $X$  为顺桥向,  $Z$  为横桥向。

表 5   支座水平承载力验算					
Tab. 5   Verification of horizontal bearing capacity of support					
超越概率	位置	$F_x/\text{kN}$	$F_x/N_v$	$F_z/\text{kN}$	$F_z/N_v$
10%	11-1#	/	/	$5.86\times10^3$	0.390
	11-2#	/	/	$5.86\times10^3$	0.390
	12-1#	$2.96\times10^4$	0.197	$1.51\times10^4$	0.101
	12-2#	$2.96\times10^4$	0.197	$1.51\times10^4$	0.101
	13-1#	/	/	$1.50\times10^4$	0.100
	13-2#	/	/	$1.50\times10^4$	0.100
	14-1#	/	/	$9.25\times10^3$	0.617
	14-2#	/	/	$9.25\times10^3$	0.617
2.5%	11-1#	/	/	$1.13\times10^4$	0.753
	11-2#	/	/	$1.13\times10^4$	0.753
	12-1#	$5.97\times10^4$	0.398	$2.94\times10^4$	0.196
	12-2#	$5.97\times10^4$	0.398	$2.94\times10^4$	0.196
	13-1#	/	/	$2.44\times10^4$	0.163
	13-2#	/	/	$2.44\times10^4$	0.163
	14-1#	/	/	$1.42\times10^4$	0.947
	14-2#	/	/	$1.42\times10^4$	0.947

对表 5 分析可知:

1)在 50 年超越概率为 10%的地震作用下,12#墩支座  $X$  方向的水平反力为其竖向承载力的 19.7%,故此为了保证桥梁在 50 年超越概率为 10%的地震作用下固定墩双向固定支座不受损坏,需将其水平承载力设计为竖向承载力的 20%以上。

2)14#墩支座  $Z$  方向的水平反力为其竖向承载力的 61.7%,故此为了保证桥梁在 50 年超越概率为 10%的地震作用下交界墩单向活动支座不受损坏,需将其水平承载力设计为竖向承载力的 65%以上或更换承载力更大的支座。

3)在 50 年超越概率为 2.5%的地震作用下,12#墩支座  $X$  方向的水平反力为其竖向承载力的 39.8%,14#墩支座  $Z$  方向的水平反力为其竖向承载力的 94.7%,为了保证桥梁在 50 年超越概率为 2.5%的地震作用下正常工作,一般的增加强度已难以满足,应允许 12#墩双向固定支座和 14#墩横向固定支座在该地震作用下被剪断。同时应在梁连接部位设计黏滞阻尼器和限位装置,防止落梁。

5  桥梁抗震优化设计

5.1  阻尼器参数确定

在 50 年超越概率为 2.5%的地震作用下 12#墩双向固定支座和 14#墩横向固定支座允许被剪断,为了防止横向固定支座剪断后发生落梁,应该在墩梁连接部位设计黏滞阻尼器和限位装置,故本文拟在主墩处、交界墩处以及主梁连接处分别设置 3 个阻尼器对桥梁进行优化设计。阻尼器参数敏感性<sup>[19]</sup>分析工况设置为:阻尼指数  $\xi$  分别取 0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 单个阻尼常数  $C$  分别取  $1 \times 10^3$ ,  $1.5 \times 10^3$ ,  $2 \times 10^3$ ,  $3 \times 10^3 \text{ kN}(\text{m/s})^{-\xi}$ 。

通过非线性时程直接积分方法计算分析,以 13#墩为例给出了不同阻尼器参数条件下桥梁结构的动力响应(图 6)。

综合分析图 6,从中可以看出阻尼器的作用效果明显,当  $\xi = 0.3$  时作用效果最佳,随着阻尼常数  $C$  的增加,阻尼器的位移减震效果呈现非线性变化趋势。当选用这一参数设计阻尼器时,结构的阻尼力曲线和时程位移曲线见图 7。

5.2  阻尼器优化抗震验算

模拟地震作用下 12#固定支座剪断前后的桥梁的振动响应,将 Combine37 单元的滑动阈值荷载设定为  $3 \times 10^4 \text{ kN}$ (即地震水平力达到  $3 \times 10^4 \text{ kN}$  时支座剪断水平刚度为 0),由表 3 和表 4 可知,工况二组合作用下结构控制截面弯矩远大于工况一,故采用同上反应谱法,对结构在 50 年地震强度超越概率为 2.5%的工况二组合条件下的地震作用进行计算,此时在 11#, 12#, 13#和 14#桥墩上各设置 3 个阻尼器[阻尼常数  $C = 2 \times 10^3 \text{ kN}(\text{m/s})^{-\xi}$ , 阻尼指数  $\xi = 0.3$ ],弯矩计算结果见表 6。

对比表 4 和表 6,可以看出当按照优化方案设置阻尼器,且阻尼常数  $C = 2 \times 10^3 \text{ kN}(\text{m/s})^{-\xi}$  时,几乎所有墩柱控制截面的弯矩值均显著减小(弯矩大小基本减小为优化前的 50%左右),在 13#墩底优化效果最佳,为优化前的 30.7%,且所有墩柱控制截面弯矩值均小于屈服弯矩值,能满足抗震要求。

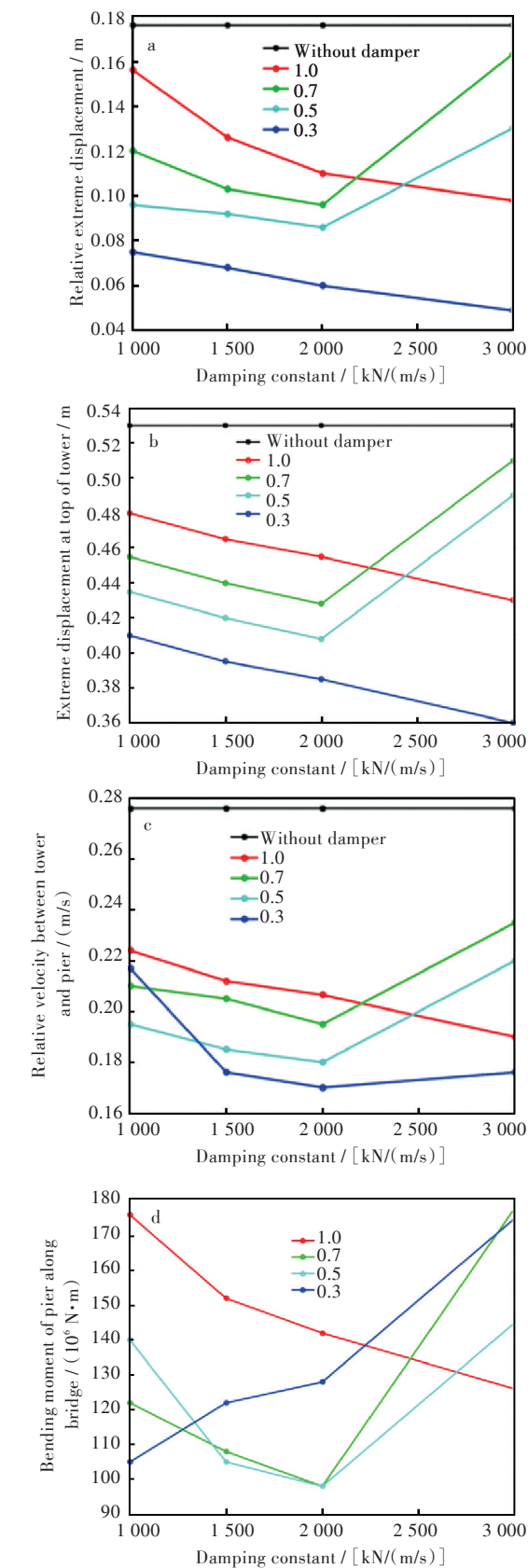


图6 不同阻尼器参数下结构位移:(a)相对位移极值,(b)塔顶位移极值,(c)墩塔相对速度,(d)墩顺桥向弯矩  
Fig. 6 Structural displacement under different damper parameters:(a)relative extreme displacement,(b)extreme displacement at top of tower,(c)relative velocity between tower and pier,(d)bending moment of pier along bridge

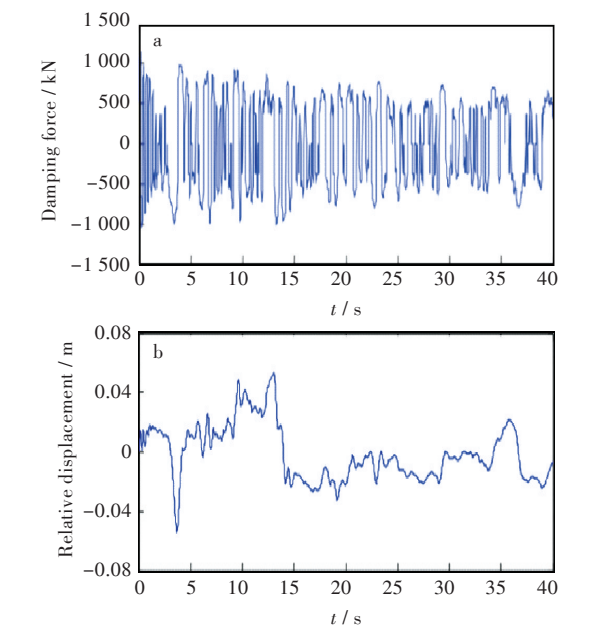


图7 桥梁结构响应:(a)阻尼力,(b)塔墩相对位移  
Fig. 7 Structure response of bridge:(a)damping force,(b)relative displacement between tower and pier

表6 阻尼器设置下工况二组合条件下墩柱控制截面验算( $E_2$ )  
Tab. 6 Verificaiton results of controlled section of pier column under combined condition 2 with damper settings ( $E_2$ )

荷载	控制截面位置	轴力 / kN	弯矩 / (kN·m)	屈服弯矩 / (kN·m)	是否通过
工况二	11-1#墩底	$-1.52 \times 10^4$	$1.16 \times 10^4$	$1.79 \times 10^4$	是
	11-2#墩底	$-2.06 \times 10^4$	$1.27 \times 10^4$	$2.09 \times 10^4$	是
	11-3#墩底	$-2.15 \times 10^4$	$-1.32 \times 10^4$	$2.55 \times 10^4$	是
	11-4#墩底	$-2.06 \times 10^4$	$-1.27 \times 10^4$	$2.09 \times 10^4$	是
	11-5#墩底	$-1.52 \times 10^4$	$-1.16 \times 10^4$	$1.79 \times 10^4$	是
	12#墩底	$-1.12 \times 10^6$	$8.06 \times 10^5$	$1.08 \times 10^6$	是
	13#墩底	$-4.45 \times 10^5$	$1.02 \times 10^5$	$1.08 \times 10^6$	是
	14-1#墩底	$-9.82 \times 10^3$	$8.76 \times 10^3$	$1.71 \times 10^4$	是
	14-2#墩底	$-1.66 \times 10^4$	$1.11 \times 10^4$	$1.97 \times 10^4$	是
	14-3#墩底	$-1.86 \times 10^4$	$-1.24 \times 10^4$	$2.60 \times 10^4$	是
	14-4#墩底	$-1.66 \times 10^4$	$-1.11 \times 10^4$	$1.97 \times 10^4$	是
	14-5#墩底	$-9.82 \times 10^3$	$-8.76 \times 10^3$	$1.71 \times 10^4$	是
	11#桩基	$-6.35 \times 10^3$	$-4.25 \times 10^3$	$7.79 \times 10^3$	是
	12#桩基	$-4.43 \times 10^4$	$2.81 \times 10^4$	$3.07 \times 10^4$	是
	13#桩基	$-1.89 \times 10^4$	$1.10 \times 10^4$	$3.07 \times 10^4$	是
	14#桩基	$-5.55 \times 10^3$	$-3.35 \times 10^3$	$7.79 \times 10^3$	是

6 结 论

1)部分斜拉桥作为一种拥有较大实际应用潜力的新型桥型,对其进行抗震阻尼器优化设计可以大幅提高结构抗震性能,具有良好的经济效益。

2)在主墩处、交界墩处以及主梁连接处添加

阻尼器可有效地减小控制截面弯矩,改善结构受力,同时还可以限制结构位移避免发生落梁。

3)阻尼器作用效果随阻尼参数增大呈非线性变化,因此应通过计算确定最优阻尼系数。本桥阻尼器设计方案中,当  $\xi =0.3, C=2\times 10^3\text{ kN(m/s)}^{-\xi}$  时阻尼器作用效果最佳,优化后弯矩减小 50%左右,在 13#墩底优化效果最佳,控制截面弯矩减小 69.3%。

参考文献

[1] 吴江,耿方方,宗兰,等.多塔斜拉桥抗震减震性能的研究现状综述[J].江苏建材,2017(4):59-63.

[2] 李宏男,成虎,王东升.桥梁结构地震易损性研究进展述评[J].工程力学,2018,35(9):1-16.

[3] HWANG H,刘晶波.地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析[J].土木工程学报,2004,37(6):47-51.

[4] KARIM K R, YAMAZAKI F. A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003,32(10):1603-1626.

[5] SHINOZUKA M, FENG M Q, LEE J, et al. Statistical analysis of fragility curves [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2000,126(12): 1224-1231.

[6] SHINOZUKA M, FENG M Q, KIM H, et al. Statistical analysis of fragility curves [R]. Buffalo, NY: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2003.

[7] KIM S H, FENG M Q. Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation [J]. International Journal of Non-Linear Mechanics, 2003,38(5):

705-721.

[8] GHOSH J, SOOD P. Consideration of time-evolving capacity distributions and improved degradation models for seismic fragility assessment of aging highway bridges [J]. Reliability Engineering & System Safety, 2016, 154:197-218.

[9] 方圆,席进.地震作用下独塔斜拉桥抗震体系优化[J].公路,2015,60(5):56-60.

[10] 邹顺,折孝明,王付. PC连续刚构桥基于反应谱理论的抗震设计研究[J].公路,2018,63(3):126-130.

[11] 李小军,贺秋梅,亓兴军.地震动速度脉冲对大跨斜拉桥减震控制的影响[J].应用基础与工程科学学报,2012,20(2):272-285.

[12] 燕斌.基础隔震独塔斜拉桥抗震性能研究[J].桥梁建设,2018,48(2):25-30.

[13] 汪正兴,柴小鹏,马长飞.桥梁结构阻尼减振技术研究与应[J].桥梁建设,2019,49(增刊1):7-12.

[14] 詹建辉,彭晓彬.大跨度组合梁斜拉桥结构设计方案研究[J].桥梁建设,2016,46(4):85-91.

[15] 程炜,张磊.高烈度区大跨PC连续刚构桥抗震分析[J].公路,2019,64(12):162-167.

[16] 陈亨锦,王凯,李承根.浅谈部分斜拉桥[J].桥梁建设,2002(1):44-47.

[17] 范立础.桥梁抗震[M].2版.北京:人民交通出版社, 2011.

[18] 刘晶波.结构动力学[M].北京:机械工业出版社, 2005.

[19] 胡国辉.大跨度混合梁斜拉桥塔梁间粘滞阻尼器参数比选及减震效果分析[J].广东建材,2019,35(5):45-47,37.

本文编辑:苗 变