

考虑减隔震设计的弯桥地震响应分析

张晓军

(甘肃恒路桥工程有限公司, 甘肃 兰州 730070)

摘要: 为充分了解山区高墩弯桥地震响应特性和抗震性能,以打庆高速打扮1号大桥为工程背景,采用 MIDAS CIVIL 软件建立了计算模型并进行时程分析,研究了地震动入射角和摩擦摆支座对墩顶位移和墩底内力的影响。结果表明,随着地震动入射角的变化,墩顶纵向位移和墩底内力均呈现出先增大后减小的变化趋势,且最大纵向位移并未出现在最高墩的墩顶;摩擦摆支座曲面半径和摩擦系数的变化对墩顶最大纵向位移的影响较弱;当曲面半径一定、摩擦系数取为 0.01 时的墩顶纵向位移和墩底内力均为最大值。

关键词: 高墩;弯桥;时程分析;入射角;曲面半径

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)06-0094-05

0 引言

随着我国交通网络的愈加完善,桥梁建造所面临的环境也更加复杂。为了满足高速公路向山区的延伸,高墩弯桥的占比越来越大^[1]。简支变连续小箱梁由于可满足不同跨径、桥宽和墩高的要求,同时相比于其他类型桥梁其造价较低、施工快捷方便,因此在山区高墩弯桥的建造中得到了广泛的应用^[2]。

高墩桥梁最显著的特点是墩柱结构的柔性较大,因此在地震荷载的作用下,墩柱的变形会十分明显,尤其是对于斜桥和弯桥等不规则桥梁,地震所带来的破坏要比直线桥更加显著。2008 年汶川地震中,百花大桥第 5 联(全长 98.6 m)连续弯桥完全倾覆倒塌,不仅造成了严重的经济损失,还对灾后救援带来了极为不利的影响^[3]。

针对高墩弯桥抗震性能,众多学者已经开展了大量有意义的研究工作。文献[4]针对小箱梁的横向抗震性能的改善,提出了板式橡胶支座与钢阻尼器和钢挡块组合的两种减震体系,并针对减震装置屈服力和减震效果间的关系进行了研究,指出钢阻尼器对于不同地震动的输入更加适应。文献[5]采用反应谱法分析了装配式小箱梁下部结构的抗震性能;文献[2]阐述了中烈度区简支变连续小箱梁下部结构抗震设计的要点;文献[6]对比采用板式橡胶支座和铅芯橡胶支座的高架桥的纵向地震响应,结果表明采用减隔震设计体系可以明显的改善连续小箱梁

下部结构的受力;文献[7]的研究结果表明,对于斜交连续梁,采用板式橡胶支座且考虑摩擦滑移后,桥面位移的转角均会增大,而且还会出现残余转角和位移;文献[8]进行了山区高烈度地震区连续刚构桥考虑桥墩和系梁塑性铰及梁端碰撞效应的非线性时程分析,提出在桥墩中设置一道横梁可以提高下部结构的整体刚度,达到减轻梁端碰撞风险的目的。

本文以打庆高速打扮1号大桥为研究背景,采用时程分析法研究了地震动入射角以及摩擦摆支座曲面半径和摩擦系数对山区高墩弯桥抗震性能的影响,以期类似工程的设计提供参考。

1 工程概况

打扮1号大桥是打(扮梁)-庆(城)高速公路标志性工程之一,该桥位于黄土丘陵沟壑区的冲沟内,冲沟较为开阔,呈“U”字型。本桥平面位于 $R=800$ m 的右偏圆曲线上,桥面横坡为单向 4%;纵断面位于 $R=15\ 000$ m 的竖曲线上;用 8×40 m 装配式预应力混凝土连续箱梁,正交布设,桥梁全长 328.5 m。整体式路基单幅桥宽 12.5 m,为 0.5 m(护栏)+11.5 m(车道)+0.5 m,由 4 片小箱梁组成。限于篇幅仅示意出左幅立面布置,见图 1。

桥台采用柱式台,1~4 号墩和 6、7 号墩采用柱式墩,5 号桥墩采用空心墩,墩高 48.8 m,尺寸为 $6\text{ m}\times 3\text{ m}$,墩台采用桩基础,其余各墩尺寸见表 1。小箱梁采用 C50 混凝土,支座垫石采用 C40 混凝土,墩身、墩台盖梁采用 C35 混凝土,承台、桩基采用 C30 混凝土。桥台及 4 号桥墩采用 GYZF400 $\times$ 86 型四氟滑板

收稿日期: 2022-07-21

作者简介: 张晓军(1978—),男,本科,高级工程师,从事桥梁施工工作。

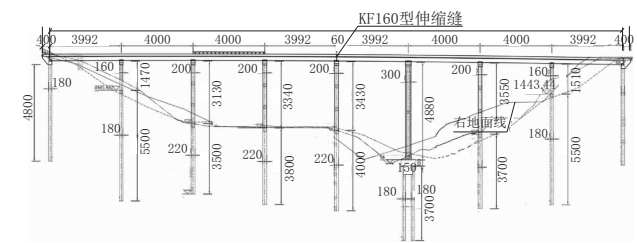


图 1 立面布置图(单位:mm)

式橡胶支座;5号墩(左幅)采用 JZQZ-4.0-GD-g150-T2.8-780×780×220 型摩擦摆支座;5号墩(右幅)采用 JZQZ-4.0-GD-g150-T2.8-780×780×220 型板式橡胶支座;其余桥墩均采用 GJZ450×500×99 型板式橡胶支座。

表 1 桥墩尺寸

墩号	1号	2号	3号	4号	6号	7号
墩高/m	14.7	31.3	33.4	34.3	35.5	15.1
直径/m	1.6	2.0	2.0	2.0	2.0	1.6

2 有限元分析模型

2.1 基本模型

本文采用 MIDAS CIVIL 软件选择左幅结构建立有限元分析模型。主梁采用折线梁单元模拟,桥墩、桩基础均采用直线梁单元模拟,主梁与桥墩之间的连接采用刚性单元,桩-土相互作用采用等代土弹簧模拟,等代土弹簧的刚度采用“m 法”计算^[9]。建立模型时还考虑了二期恒载对结构动力特性的影响,将其按均布荷载加载于桥面单元上,并将其转化为质量参与动力特性分析。将整体坐标系的原点取在 0# 台的中心位置,定义顺桥垂直于 0# 台的方向为 X 向,平行于桥台边界线为 Y 向,竖向为 Z 向。模型示意如图 2 所示。

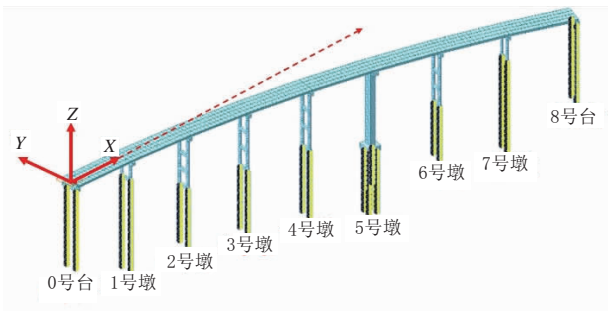


图 2 有限元模型图

2.2 支座模拟

对于支座的模拟,板式橡胶支座采用线性弹簧单元模拟,四氟滑板橡胶支座采用双线性理想弹塑性弹簧单元模拟。两种支座的剪切刚度由式(1)计算^[9]:

$$k = \frac{G_d A_r}{\sum t} \tag{1}$$

式中: G_d 为板式橡胶支座的动剪切模量, kN/m^2 ; A_r 为橡胶支座的剪切面积, m^2 ; $\sum t$ 为橡胶层的总厚度, m 。

在 MIDAS CIVIL 软件中,摩擦摆支座采用专门模块进行模拟。根据所用摩擦摆支座型号可知其隔震周期 T 为 2.8 s,依据式(2)可知其摇摆半径 R 为 2.0 m;摩擦系数取为 0.03。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \tag{2}$$

式中: g 为重力加速度,取 9.8 m/s^2 。

2.3 地震波选取

根据《中国地震动参数区划图》(GB 18306—2015),桥位区地震动峰值加速度为 $0.05g$,地震动反应谱特征周期为 0.45 s。本文选取 1971 San Fernando、1940 El Centro 和 1952 Kern County 等 3 条实测地震波数据进行时程分析,将加速度峰值调整为 $0.05g$,结果取 3 条波中的最大值。限于篇幅,仅示意出一条典型地震加速度时程曲线,如图 3 所示。

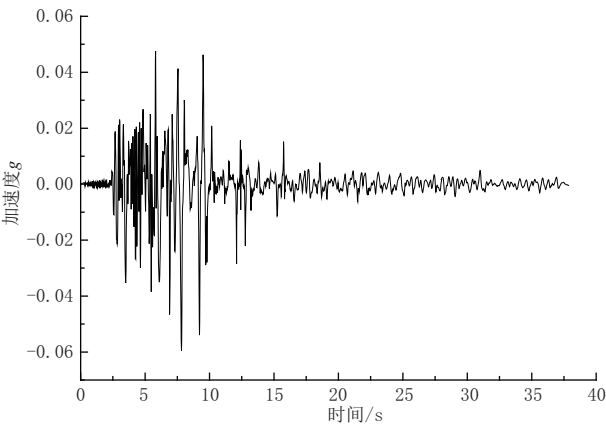


图 3 地震加速度时程曲线

3 地震动入射角的影响

3.1 入射角的确定

对于直线桥,地震反应分析需要分别沿顺桥向和横桥向 2 个方向输入地震动。而对于曲线桥,可分别考虑沿一联两端桥墩连线(割线)方向和垂直于连线水平方向进行多方向地震动输入,以确定最不利地震响应^[9]。

本桥平面位于 $R=800 \text{ m}$ 的右偏圆曲线上,因进行多角度的地震动输入。为了准确分析地震动入射角对结构响应的影响,纵向地震动的输入角取为一跨两端桥墩的连线与整体 X 方向间的夹角 α ,如图 4 所示。本桥 2 联共 8 跨,所取的地震动入射角 α 依次取为 1° 、 4° 、 7° 、 10° 、 13° 、 16° 、 19° 和 22° 。

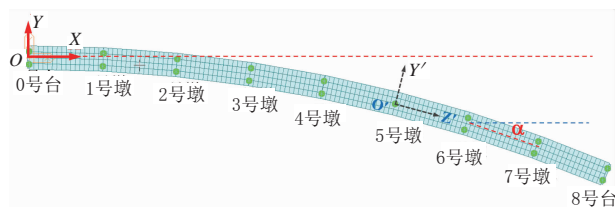


图4 地震动入射角示意图

3.2 入射角对墩顶位移的影响

改变地震动输入角,对相应工况下各墩墩顶的纵向位移进行计算,图5为 $\alpha=1^\circ$ 时最高的3个各墩的墩顶位移时程曲线。通过对计算结果进行对比分析发现前三个最大墩顶依次出现在2号墩、3号墩和4号墩,各墩墩顶位移与地震动输入角之间的变化关系如图6所示。同时并提取出2号墩出现最大位移时($\alpha=7^\circ$)其他各墩的位移结果,见图7。

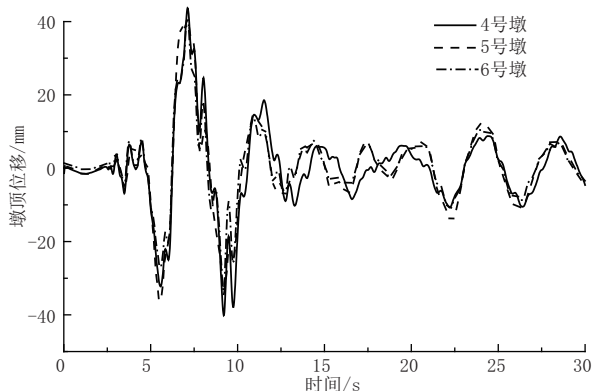


图5 墩顶位移时程曲线

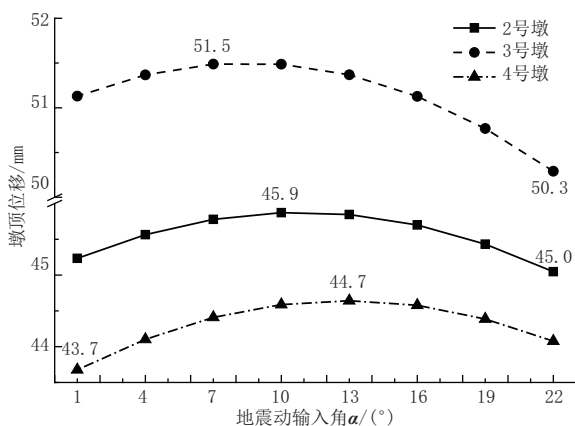


图6 地震动入射角—墩顶位移变化关系

结合图5至7可以看出,随着地震动输入角的增加,各墩的墩顶位移均呈现出先增大后减小的趋势,其中3号墩的最大位移达到了51.5 mm,出现在 $\alpha=7^\circ$ 时;最小为50.3 mm,出现在 $\alpha=22^\circ$ 时;2号墩和4号墩的最大位移分别为45.9 mm和44.7 mm,出现在 $\alpha=10^\circ$ 和 $\alpha=13^\circ$ 时,最小位移分别为45.0 mm和43.7 mm,出现在 $\alpha=22^\circ$ 和 $\alpha=1^\circ$ 时。

定义如式(3)所示的位移响应变化率,对于2号墩,地震动输入角变化时其墩顶位移的最大变化率

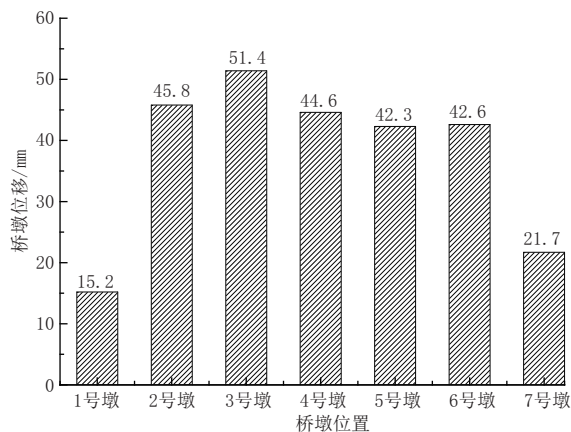


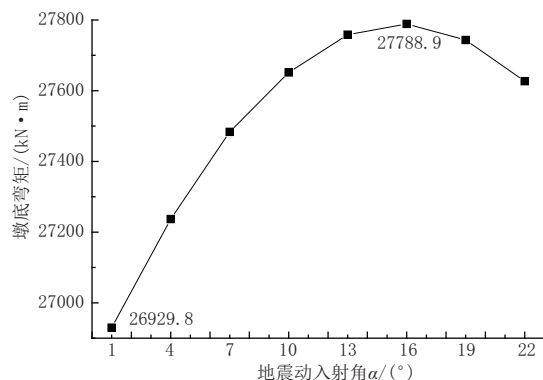
图7 墩顶纵向位移($\alpha=7^\circ$)

为1.8%,3号墩和4号墩分别为2.4%和2.2%。即3号墩不仅墩顶位移最大,同时对地震动输入角变化的响应也更为明显。

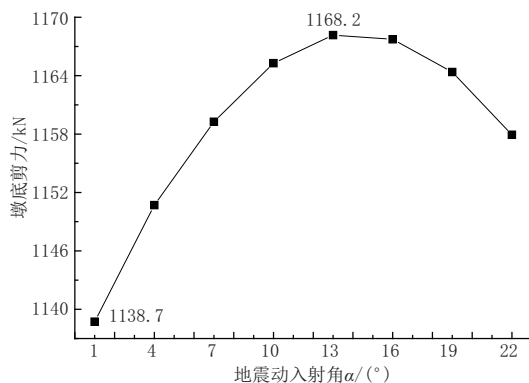
$$\delta = \frac{\text{最大响应量} - \text{最小响应量}}{\text{最小响应量}} \times 100\% \quad (3)$$

3.3 入射角对墩底内力的影响

根据初步分析,墩底最大弯矩和最大剪力均出现在5号墩。图8为地震动入射角 α 与5号墩墩底的纵向弯矩和纵向剪力的变化关系曲线。需要说明的是,此处的纵向是针对5号墩所定义的局部坐标系($O'Y'Z'$)而言,局部坐标图示如图4所示。



(a) 弯矩



(b) 剪力

图8 地震动入射角—墩底内力变化关系

由图8可看出,5号墩的墩底弯矩和剪力随着地震动入射角的变化呈现出先增大后减小的变化趋

势,地震动入射角 $\alpha=1^\circ$ 时得到的墩底内力为最小值。但是墩底最大弯矩和最大内力并非同时出现,前者在 $\alpha=16^\circ$ 时出现,而后者在 $\alpha=13^\circ$ 时出现。相较于地震动入射角 $\alpha=1^\circ$ 的最小值,墩底最大弯矩相差了2.6%,最大剪力相差了1.7%。

4 摩擦摆支座参数敏感性分析

4.1 摩擦摆支座参数取值

合理的抗震设计,要求结构在强度、刚度以及延性等指标上有最佳的组合,使结构能够经济地实现抗震设防的目标^[10-11]。为分析摩擦摆支座不同参数取值对结构地震反应的影响,曲面半径 R 分别取2~5.5 m,摩擦因数 μ 分别取0.02~0.05进行分析^[12]。

4.2 墩顶位移变化

根据4.1节所定参数进行计算,并分析不同参数组合下墩顶位移的变化情况,限于篇幅,仅给出 $R=3.0$ m、不同的摩擦系数 μ 下各墩的纵向位移量,见图8。图9所示为不同参数下摩擦摆支座所在墩(5号墩)墩顶纵向位移的变化情况。

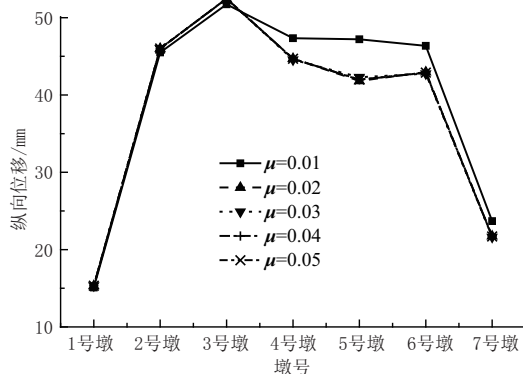


图9 墩顶位移变化($R=3$ m)

由图9可以看出,摩擦系数 μ 的变化主要影响的是5号墩及附近墩的墩顶最大位移,就 $R=3.0$ m而言,不同 μ 值下4号墩墩顶纵向位移的变化量为2.5 mm,5号墩和6号墩依次为5.4 mm和3.6 mm。在本文所分析的参数变化范围内,当 $R=3.5$ m时, μ 对5号墩墩顶纵向位移的影响最大,可达到9.0 mm。由图10可以看出,当 $\mu=0.01$ 时,5号墩墩顶位移为任一 R 值下的最大值,当 μ 增加至0.02时,墩顶位移迅速减小,尤以 $R=5.0$ m最为明显,减小幅度的达到了20.8%; $R=4.5$ m时减大幅度最弱,为7.0%。

另外,根据分析结果,摩擦摆支座参数的变化对墩顶最大位移的影响程度十分微弱,本文分析结果中墩顶最大位移的差距不会超过2 mm。

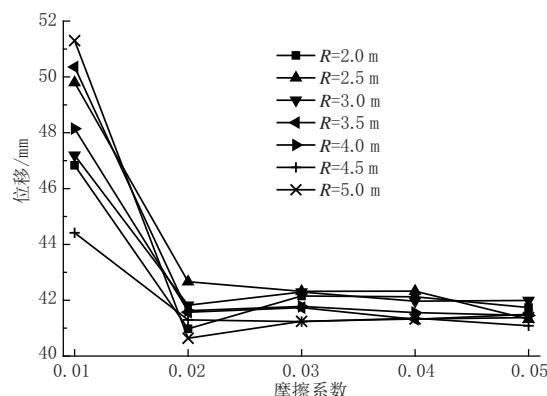


图10 5号墩墩顶位移变化

4.3 墩底内力变化

提取不同参数组合下5号墩墩底的纵向剪力和弯矩计算结果进行分析,如图11所示。

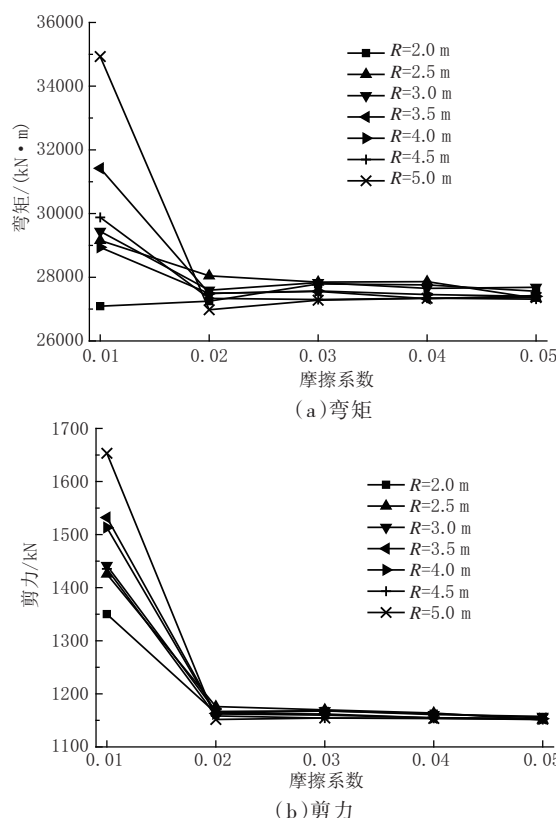


图11 地震动入射角一墩底内力变化关系

由图11可以看出,对于墩底弯矩, $R=2.0$ m的情况,在 $\mu=0.01$ 时墩底弯矩出现最小值;而对于其他的 R 值,在 $\mu=0.01$ 时弯矩值均为最大值, $R=5.0$ m、 $\mu=0.01$ 为分析得到的最不利参数组合; $R=5.0$ m、 $\mu=0.02$ 为弯矩最小参数组合。对于墩底剪力,不同的曲面半径 R 均在 $\mu=0.01$ 出现最大值,最不利的参数组合为 $R=5.0$ m、 $\mu=0.01$;最优参数组合为 $R=2.0$ m、 $\mu=0.05$ 。当 μ 大于0.02后,支座曲率半径及摩擦系数都对墩顶位于及墩底弯矩系数影响很小,这主要是桥位区地震动峰值加速度为0.05g,当摩擦系数较大

后支座未发生滑动。

不考虑 $\mu=0.01$ 时的计算结果,就其他参数组合而言,墩底弯矩最大值为 $28\,043.4\text{ kN}\cdot\text{m}$,最小为 $269\,79.2\text{ kN}\cdot\text{m}$,仅相差 $1\,064.3\text{ kN}\cdot\text{m}$;墩底剪力最大值为 $1\,176.0\text{ kN}$,最小为 $1\,150.7\text{ kN}$,仅相差 25.2 kN 。实际采用支座的 R 为 2.0 m ,在 $\mu=0.03$ 的组合下的弯矩和分别为 $27\,788.9\text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $1\,167.7\text{ kN}$,与本文所得到的最优组合的结果分别相差了仅 2.9% 和 1.5% 。

5 结 语

本文依托打庆高速打扮1号大桥,研究了地震动入射角和摩擦摆支座参数对弯桥地震响应的影响,得到以下结论:

(1)随着入射角的增加,纵向位移最大的3个墩均呈现出先增大后减小的趋势;纵向位移最大值并非出现在墩高最大的位置,而是出现在3号墩,达到了 51.5 mm ;地震动输入角对墩顶纵向位移的变化影响最为显著的是3号墩,可达到 2.4% 。

(2)5号墩的墩底弯矩和剪力随着地震动入射角的增加呈现出先增大后减小的变化趋势,地震动入射角 $\alpha=1^\circ$ 时得到的墩底内力为最小值。不同的入射角下,墩底弯矩最大相差 2.6% ,剪力相差 1.7% 。

(3)对于墩底弯矩,最不利参数组合为 $R=5.0\text{ m}$ 、

$\mu=0.01$,最优参数组合为 $R=5.0\text{ m}$ 、 $\mu=0.02$;对于墩底剪力,最不利的参数组合为 $R=5.0\text{ m}$ 、 $\mu=0.01$;最优参数组合为 $R=2.0\text{ m}$ 、 $\mu=0.05$ 。

参考文献:

- [1] 何瑞玺.山区高墩桥梁的抗震设计要点与构造措施分析[J].工程技术研究,2018(10):145-146.
- [2] 杨庆卫.中烈度区小箱梁桥下部结构设计[J].安徽建筑,2019,26(4):25-26,33.
- [3] 雷俊卿,宋力勋.汶川百花大桥震害分析与抗震性能研究[J].北京交通大学学报,2012,36(1):1-5,11.
- [4] 叶爱君,方家欣,张少为,等.小箱梁桥横向减震体系及其耗能特性[J].中国公路学报,2017,30(12):21-29.
- [5] 刘陆平,周指示.反应谱法在小箱梁桥梁下部抗震计算中的应用[J].城市道桥与防洪,2016(2):101-103.
- [6] 王明晔.8度区小箱梁结构高架桥纵向地震反应分析[J].城市道桥与防洪,2015(1):45-47.
- [7] 沈贤,胡玉娟,赵文,等.板式橡胶支座对斜交连续梁桥地震反应的影响[J].世界地震工程,2021,37(1):78-85.
- [8] 李俊.山区高烈度地震区连续刚构桥抗震设计分析[J].交通科技,2021(1):29-33.
- [9] JTG/T B02-01—2008,公路桥梁抗震设计规范[S].
- [10] 叶爱君,管仲国.桥梁抗震.第2版[M].北京:人民交通出版社,2011.
- [11] 郭红雨,曹学勇.基于延性设计的高烈度区大跨刚构桥减震分析[J].交通科技,2019(4):14-19.
- [12] 张鹏举.高烈度地震区长联大跨连续梁桥减隔震措施研究[J].铁道建筑,2017(5):10-12.

(上接第88页)

吊索选用整束挤压钢绞线。

大桥的建成对改善人居环境,完善城市功能,提升城市品位,增加群众获得感、幸福感起到积极的社会效益。同时也为同类型人行索桥设计提供了经验

及借鉴。

参考文献:

- [1] GB 50005—2017,木结构设计标准[S].
- [2] GB 15763.4—2009,建筑用安全玻璃第4部分:均质钢化玻璃[S].