

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2020.11.012

大跨度系杆拱桥减隔震设计

于训涛

(上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092)

摘 要: 以某大跨度系杆拱桥为背景, 采用 Midas /Civil 通用有限元分析软件建立三维有限元模型, 对比分析了多种工况下的地震响应, 重点讨论了采用摩擦摆减隔震支座 + 黏滞阻尼器组合减隔震体系后的减震效果。结果表明: 采用此减隔震体系能有效减小固定墩地震响应, 上、下部结构均在安全范围内。

关键词: 大跨度系杆拱桥; 摩擦摆减隔震支座; 减隔震设计

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2020)11-0042-03

0 引 言

近几十年来, 作为提高结构抗震性能的减隔震技术得到了广泛应用和发展。减隔震技术通过采用减隔震装置, 尽量将结构构件与可能引起破坏的地震地面运动或支座运动分离开来, 大大减少了传递到上部结构的地震力和能量^[1]。

桥梁减隔震设计中最重要的是减隔震装置的合理设计, 一套合适的减隔震装置应能支承结构、延长周期和增加阻尼。在选择减隔震体系时, 需仔细考虑隔震装置的承载能力和变形能力等。桥梁上常用的减隔震支座有分层橡胶支座、铅芯橡胶支座和摩擦摆减隔震支座等^[1]。

由于铅芯橡胶支座和分层橡胶支座受竖向承载力限制, 一般用于中小跨径桥梁。对于大跨度桥梁, 可采用组合减隔震体系, 例如摩擦摆减隔震支座和流体黏滞阻尼器组合使用。当其中的摩擦摆减隔震支座剪力销未剪断时, 能满足桥梁在使用荷载作用下的性能; 当地震作用支座剪力销剪断后, 结构变为减隔震体系, 利用钟摆机理延长结构的自振周期, 并利用结构自重提供所需的自复位能力, 利用球面摩擦副耗能, 流体黏滞阻尼器同时参与结构耗能和限制地震位移。

本文针对某大跨度系杆拱桥, 采用“摩擦摆减隔震支座 + 黏滞阻尼器”的组合减隔震体系, 通过非线性时程分析方法计算地震响应, 考虑顺桥向和横桥向地震动输入, 讨论采用此种减隔震体系后的减震效果, 所得结论可为后续相似工程提供设计参考。

收稿日期: 2020-04-10

作者简介: 于训涛(1987—), 男, 硕士, 工程师, 从事桥梁设计工作。

1 算例分析

某大跨度系杆拱桥跨径布置为 1×336 m, 桥面宽度为 40 ~ 47 m, 梁高 3.2 m。拱矢跨比为 1/5.5, 矢高 61 m, 内倾角度 12° ; 拱肋采用六边形钢箱断面, 拱肋横撑结构采用一字撑。桥台采用埋置式, 台帽厚度 3.5 m, 采用 $\phi 1\ 800$ mm 钻孔灌注桩。主拱及主梁材料为 Q345C, 桥台材料为 C35 混凝土, 桩基础采用 C30 混凝土。桥梁总体布置和横断面见图 1、图 2。

结构分析采用有限元软件 Midas / Civil V2019, 在计算模型中主拱、主梁均离散为空间梁单元, 吊杆为桁架单元; 基础采用 6×6 桩土相互作用弹簧来考虑桩土相互作用。有限元三维计算模型图见图 3。

该桥为特大型桥梁, 抗震设防类别为 A 类, 抗震设防烈度为 8 度, 地震动峰值加速度按安评执行。场地设计地震动加速度标定公式为:

$$S_a(T) = A_{\max} \cdot \beta(T) \quad (1)$$

$$A_{\max} = \frac{\alpha_{\max} \cdot g}{\beta_m} \quad (2)$$

$$\beta(T) = \begin{cases} 1, & T \leq 0.04 \text{ s} \\ 1 + (\beta_m - 1) \frac{T - 0.04}{T_1 - 0.04}, & 0.04 \text{ s} < T \leq T_1 \\ \beta_m, & T_1 < T \leq T_g \\ \beta_m \left(\frac{T_g}{T} \right)^\gamma, & T_g < T \leq 10 \text{ s} \end{cases} \quad (3)$$

式中: $S_a(T)$ 为设计地震动加速度反应谱; $A_{\max}$ 为地表峰值加速度; $\beta(T)$ 为放大系数反应谱; β_m 为放大系数最大值; $\alpha_{\max}$ 为水平地震影响系数最大值; g 为重力加速度; T 为结构自振周期; T_1 为结构自振基本周期; T_g 为场地特征周期; γ 为反应谱曲线衰减指数; 竖向设计加速度反应谱为水平向

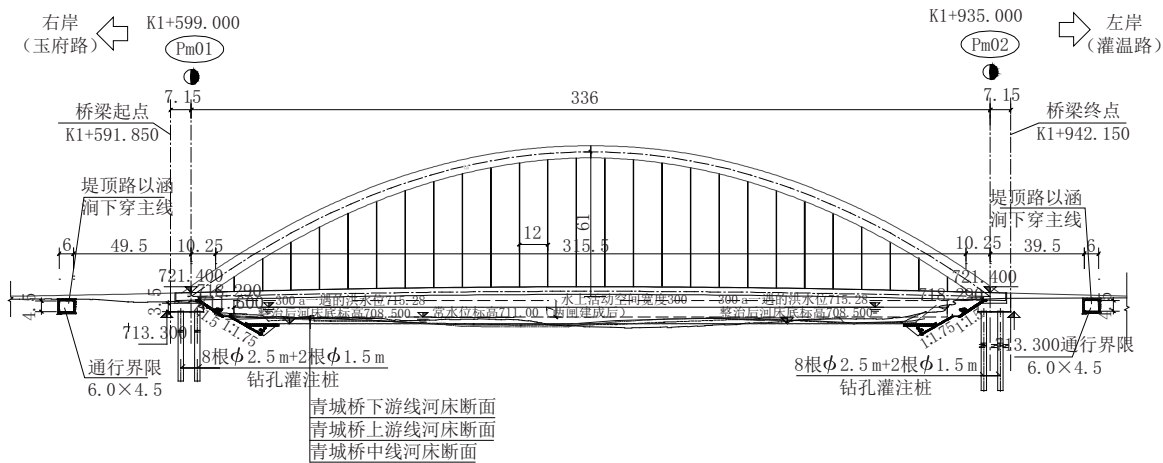


图 1 桥梁立面图(单位:m)

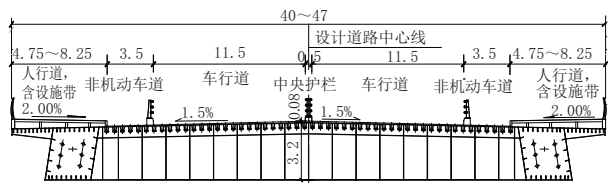


图 2 桥梁横断面图(单位:m)

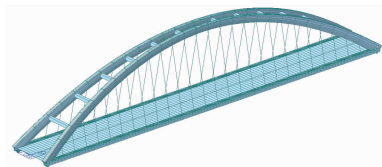


图 3 有限元三维计算模型图

设计加速度反应谱乘以 2/3 得到。

工程场地地表水平向设计地震动峰值加速度及反应谱参数值见表 1。

表 1 工程场地地表水平向设计地震动峰值加速度及反应谱参数值

设计地震类别	超越概率	T_1/s	T_g/s	β_m	γ	$A_{max}/(cm \cdot s^{-2})$	α_{max}
E1	50 a, 10%	0.1	0.45	2.5	0.9	270	0.676g
E2	100 a, 5%	0.1	0.50	2.5	0.9	532	1.331g

根据以上设计地震 E2 加速度反应谱为目标来拟合设计水平向和竖向加速度时程,最终采用 3 条人工波进行地震响应计算,计算结果取 3 条波计算结果的包络值。图 4~ 图 6 为部分 E2 地震下的水平向时程样本。

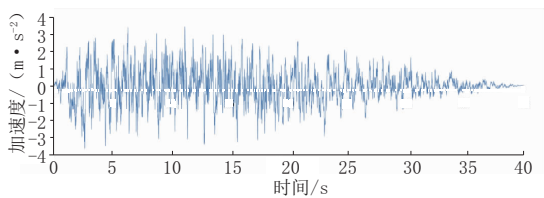


图 4 E2 水平向地震波 1

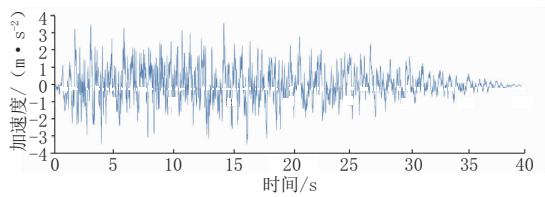


图 5 E2 水平向地震波 2

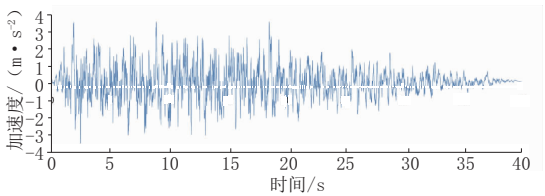


图 6 E2 水平向地震波 3

2 大跨度简支系杆拱桥的减隔震设计

大跨度简支系杆拱桥结构自重较大,若采用常规的约束体系,一侧桥台设置固定支座,一侧桥台设置活动支座,在罕遇地震作用下,地震荷载全部由固定支座来承受,将导致固定支座及其下部基础处于不利的受力状态。桥梁基础抗震能力不足,如果一味地靠增大截面尺寸、增加配筋来强行保证桥梁抗震的安全性,势必大大增加成本,经济上并不可取。

采用合理的约束体系,可以有效地减小结构所受的地震力、保护易损部件。为了达到这一目标,目前最广泛应用的是减隔震技术或延性抗震设计。由于本工程的特殊性,桥梁两侧只有桥台,不具备延性设计的条件,因此采用减隔震设计。通过设置减隔震支座来延长结构自振周期,吸收耗散振动能量,减小结构对地震荷载的内力反应。

目前国内外使用较广泛的减隔震支座有分层橡胶支座、铅芯橡胶支座和摩擦摆减隔震支座,各种支座的优缺点比较见表 2。

表 2 减隔震支座对比表

支座类型	分层橡胶 支座	铅芯橡胶 支座	摩擦摆减隔震 支座
阻尼耗能能力	差	好	好
水平变形能力	好	较好	好
竖向承载能力	差	差	好
变形后自复位能力	无	无	好

考虑到本工程地震烈度高，支座吨位较大的特点，并综合多因素比选，本工程选择摩擦摆减隔震支座，采用“摩擦摆减隔震球形支座”并辅以“黏滞阻尼器”，共同参与吸收耗能。

摩擦摆减隔震球形支座及黏滞阻尼器平面布置图见图 7。

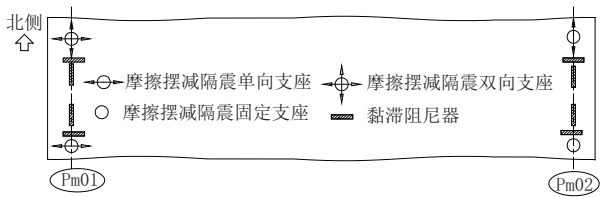


图 7 摩擦摆减隔震球形支座及黏滞阻尼器平面布置图

桥梁采用摩擦摆减隔震支座时，在 E1 地震下，摩擦摆减隔震支座剪力键未剪断，结构处于常规体系状态；在 E2 地震下，支座剪力键剪断，结构变为减隔震体系。采用非线性时程分析法对桥梁进行抗震分析，考虑摩擦摆减隔震支座的非线性刚度和耗能作用。摩擦摆减隔震支座及黏滞阻尼器参数见表 3、表 4。

表 3 摩擦摆减隔震支座参数表

支座位置	支座型号	屈服力 /kN	初始刚度 / (kN·m ⁻¹)	屈后刚度比
Pm01 北侧支座	JZQZ-60000/6000-SX -Z200/H50-e300-4.5s	2 250	900 000	0.01
Pm01 南侧支座	JZQZ-60000/6000-DX -Z200-e300-4.5s	2 250	900 000	0.01
Pm02 北侧支座	JZQZ-60000/6000-DX -H50-e300-4.5s	2 250	900 000	0.01
Pm02 南侧支座	JZQZ-60000/6000-GD -e300-4.5s	2 250	900 000	0.01

表 4 黏滞阻尼器参数表

支座位置	最大阻尼力 /kN	阻尼系数	设计行程 /mm	速度指数
Pm01 北侧支座	1 500	1 500	± 300	0.3
Pm01 南侧支座	1 500	1 500	± 300	0.3
Pm02 北侧支座	1 500	1 500	± 300	0.3
Pm02 南侧支座	1 500	1 500	± 300	0.3

为了解摩擦摆减隔震支座 + 粘滞阻尼器组合减隔震体系对结构的减隔震效果，本文首先比较了常规设计下和采用组合减隔震体系后的桥台地震响应，其响应对比见表 5。

由表 5 可知，顺桥向地震动输入时，常规设计中 P1 桥台为固定支座，P1 桥台的剪力和弯矩均明显大于 P2 桥台；而采用减隔震设计后，由于 2 个桥台共同承担地震力，其台底剪力和弯矩相近。横桥向地震动输入时，常规设计中 2 个桥台横向均全固定，地震响应在 2 个桥台基本呈现均匀分配；采用减隔震设计后，由于支座摩擦延长了结构的横向周期，故 2 个桥台的地震响应分配没有变化，但是数值大幅度减小。说明采用减隔震设计后，桥梁下部结构的受力得到大幅度改善。

采用组合减隔震体系后的上部主梁和主拱的内力见图 8~ 图 11。

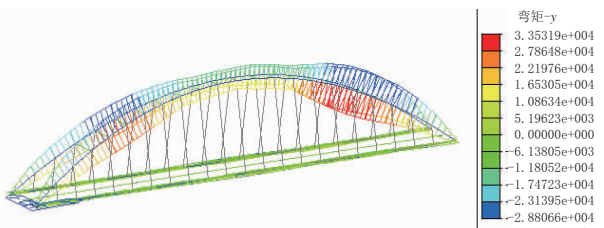


图 8 E2 纵向工况下的地震弯矩 (单位: kN·m)

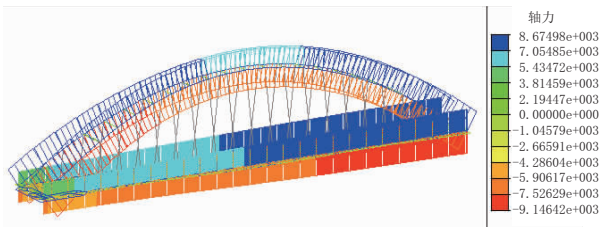


图 9 E2 纵向工况下的地震轴力 (单位: kN)

表 5 常规设计与减隔震设计的桥台地震响应对比

桥台	E2 纵向工况 (纵向 + 竖向)				E2 纵向工况 (横向 + 竖向)			
	剪力 /kN		弯矩 /(kN·m)		剪力 /kN		弯矩 /(kN·m)	
	常规设计	减隔震设计	常规设计	减隔震设计	常规设计	减隔震设计	常规设计	减隔震设计
P1	99 594	56 911	272 248	155 570	75 136	52 109	538 932	382 247
P2	11 468	57 340	29 839	149 197	75 619	52 495	546 526	382 631

由上面 4 个表格可以看出,在限定的腹板间距情况下 4 种不同倒角桥面板的抗弯承载力和裂缝宽度均能满足《混规》要求,桥面板倒角尺寸由剪力控制。其主要原因有两个方面。一是由于倒角尺寸的变化导致桥面板的刚度分布发生变化,越大的倒角会导致分配到桥面板腹板根部的弯矩越大,而剪力的大小基本一致。二是车轮在腹板支点附近分布宽度很小,造成车轮位于腹板附近时单位宽度的桥面板承受的剪力很大,而在腹板支点附近时力臂很小,故其对弯矩影响较小。

根据计算结果,本桥的倒角尺寸需采用 100×30 cm 才能完全满足桥面板的抗弯、抗裂和抗剪计算,但考虑到程序将车轮荷载按照集中荷载进行加载,而实际车轮在桥面板横向为一均布荷载,程序计算结果偏不利。桥面板倒角采用 100×25 cm 时程序计算左侧腹板内边缘截面剪力与抗剪承载力仅相差 2%,考虑到车轮荷载按集中荷载加载时为偏安全的加载方式,因此桥面板采用 100×25 cm 倒角时也可认为能够满足抗剪受力要求。

4 结 论

(1)本文从天水市藉口镇藉河大桥项目第四联 3~35 m 预应力混凝土现浇箱梁桥面板设计为基础,进行了 60×20 cm、 100×20 cm、 100×25 cm、 100×30 cm 四种倒角尺寸下桥面板的抗弯、抗裂

和抗剪计算分析,计算结果表明,在腹板间距不大于 5 m 时,桥面板剪力控制整个桥面板的设计。

(2)桥面板的内力主要由车辆荷载和温度梯度作用产生。根据横向加载分析影响线可知,车轮加载至腹板边缘时截面剪力最大。温度梯度效应采用寒潮模式,其效应与车辆荷载在腹板根部为同一方向。

(3)小倒角桥面板虽然控制截面高度较小,但其分配的弯矩也相应较小,在合理的配筋下,其抗弯、抗裂也能满足受力要求。而受桥面板本身构造限制,较难在桥面板中配置抗剪钢筋,只能在腹板根部采用较厚的桥面板尺寸来提高其抗剪承载力。

(4)在实际工程中,可以通过优化桥面板与腹板间的倒角设计来合理地改善桥面板的受力,保证桥面能够在满足受力要求的情况下尽量减小结构自重。

参考文献:

- [1] 王兆铭. 大挑臂宽箱梁桥面板设计[J]. 广东建材, 2018(5): 55-58.
- [2] 朱果. 大挑臂连续宽箱梁桥面板简化设计方法研究 [J]. 中国市政工程, 2011(2): 72-74, 87.
- [3] CJJ 11—2011, 城市桥梁设计规范[S].
- [4] JTG D63—2015, 公路桥涵设计通用规范[S].
- [5] JTG 3362—2018, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].

(上接第 44 页)



图 10 E2 横向工况下的地震弯矩(单位: kN·m)

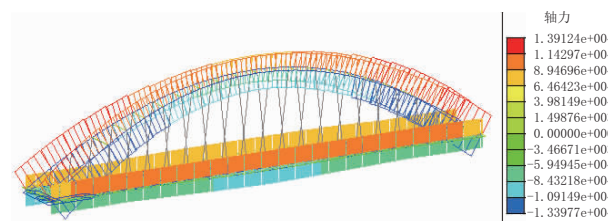


图 11 E2 横向工况下的地震轴力(单位: kN)

综上所述,采用组合减隔震体系后,E2 纵向工况最大地震弯矩 33 532 kN·m,轴力 8 675 kN;E2 横向工况最大地震弯矩 19 844 kN·m,轴力

13 912 kN。将地震响应与恒载组合验算主梁、拱肋和桥台在地震下受力,结果均满足《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)要求。

3 结 语

(1)地震作用下,采用常规设计的固定墩地震响应较大,验算很难通过。采用摩擦摆减隔震支座+黏滞阻尼器组合减隔震体系后,地震响应平均到各个墩台,同时通过摩擦耗能,可以减小地震响应。

(2)将摩擦摆减隔震支座+黏滞阻尼器组合应用,不仅发挥了摩擦摆减隔震支座耗能的特点,还能通过黏滞阻尼器来防止主梁在地震下出现过滑,减弱结构损伤。

参考文献:

- [1] 范立础,王志强. 桥梁减隔震设计[M]. 北京:人民交通出版社, 2001.