

异型钢独塔斜拉桥抗震性能分析

蒋春海

[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: 青海省西宁市西平大街异型钢独塔斜拉桥的结构、交通荷载较为复杂。为了保证该桥的抗震安全,使项目能够顺利进行,从桥梁空间动力模型建模、摩擦摆支座模拟、地震动输入方向3个方面进行分析,完成了桥梁的建模计算。结果表明:沿纵桥向输入地震动时,边塔的轴力和剪力远大于主塔,而沿横桥向输入地震动时,主塔的轴力、剪力和弯矩均大于边塔;选用的摩擦摆减隔震支座设计减隔震起始力为竖向承载力的10%,在E2强震作用下,支座进入减隔震摆动工作状态,有效延长了结构自振周期,实现了该桥减隔震设计;伸缩缝的设置应预留足够梁体位移量,以避免地震时梁体与桥台发生碰撞;桥台与主梁之间设置黏滞阻尼器,可有效控制梁体和桥塔的纵向位移,并起到减震耗能的作用。

关键词: 斜拉桥;抗震计算;减隔震;阻尼器

中图分类号: U441+3

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)03-0063-05

1 概述

青海省西宁市西平大街异型钢独塔斜拉桥是一座城市道路桥梁,城市骨干路网规定其为次干路。鉴于该桥在经济、交通等方面的重要性和结构上的特殊性,对该桥梁结构进行全面的抗震性能评价,并提出适宜的抗震对策,对于保证桥梁结构的安全性和耐久性具有重要意义^[1]。

对西平大街异型钢独塔斜拉桥进行的抗震研究内容包括:

- (1)桥梁空间动力分析模型建立。
- (2)抗震设防标准和地震动输入。
- (4)桥梁结构动力特性分析。
- (5)桥梁结构非线性时程分析及抗震性能评价。
- (6)桥梁减隔震体系研究。
- (7)结论和措施。

2 西平大街异型钢独塔斜拉桥简介

拟建西平大街桥梁位于西宁市文化旅游商贸会展区,大桥全长231 m,跨径组合为135 m+57 m+33 m,为空间曲形钢塔半漂浮体系钢梁斜拉桥;主跨主梁采用钢梁(双边箱),边跨主梁采用钢箱梁(底板配重),桥宽41 m,城市次干路,双向6车道,设计速度30 km/h。

收稿日期: 2023-03-24

作者简介: 蒋春海(1975—),男,学士,高级工程师,从事路桥设计工作。

西平大街异型钢独塔斜拉桥总体模型图见图1。

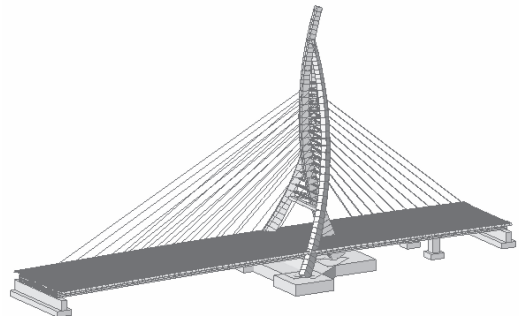


图1 西平大街异型钢独塔斜拉桥总体模型图

西平大街异型钢独塔斜拉桥采用半漂浮体系+纵、横向约束装置作为该桥的基本体系,纵、横向约束装置可采用弹性索或阻尼器。

该桥主梁采用钢梁,道路中心线处梁高3.5 m,全宽41 m。钢梁部分由纵梁、横梁(横隔板)、挑臂共同组成钢梁格体系。主跨纵梁每9 m为1个节段,两侧设置主纵箱锚固拉索,每间隔3 m设置1道横梁;边跨为单箱3室钢箱梁,中间箱室为拉索锚固区,每6 m为1个节段,每间隔3 m设置1道横隔板。纵梁与横梁、纵梁节段间均采用焊接连接;两侧设置挑臂,与横梁一一对应。

主塔总高108.00 m,其中桥面以上97.39 m,桥面以下10.61 m。钢塔共计 $17+2\times 12=41$ 个节段,节段长度为3~11 m,拉索区节段长度为3.0 m。边塔柱为单箱单室,中塔柱内设1道中腹板为单箱双室。

全桥共22对索,采用平行钢丝斜拉索,呈平行双索面扇形布置,主跨梁上索间距为9 m;边跨梁上索

间距为 6 m。塔上索间距 3.0 m。

3 空间动力分析模型

西平大街异型钢独塔斜拉桥的中塔和边塔为交叉曲形,是一种异形结构体系,因此其动力特性和地震反应与常规斜拉桥不同。采用 MIDAS Civil 有限元分析软件,结合本桥结构特点,建立了三维有限元计算模型,如图 2 所示。图中以顺桥向为 X 轴,横桥向为 Y 轴,竖向为 Z 轴^[2]。

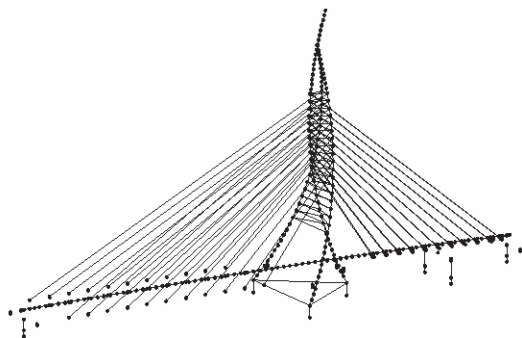


图 2 西平大街异型钢独塔斜拉桥总体有限元计算模型图

3.1 桥梁结构模拟

主梁、桥墩、桥塔以及桥台采用梁单元模拟,斜拉索采用桁架单元模拟。桥台底部、桥塔底部及辅助墩底部固结,承台近似按照刚体模拟。二期恒载、横隔板和边跨配重以线荷载形式加在梁单元上,拉索拉应力以拉力荷载施加在索单元上。桥梁结构构件截面特性见表 1,其中主梁采用钢梁。表中 A 为截面积; I_x 为抗扭惯性矩; I_y 为截面横轴抗弯惯性矩; I_z 为截面竖轴抗弯惯性矩。

表 1 桥梁结构构件截面特性

构件	A/m^2	I_x/m^4	I_y/m^4	I_z/m^4
边塔承台	361.0	18 326.4	10 860.1	10 860.1
中塔承台	576.0	46 656.0	27 648.0	27 648.0
底部连杆	0.165	0.070	0.058	0.051
辅助墩	12.250	21.103	12.505	12.505
辅助墩承台	42.250	251.024	148.755	148.755
顶部连杆	0.058	0.005	0.003	0.005
工字形连杆	0.030	0	0.001	0
主跨双边箱	1.584	0.666	2.199	271.886
边跨主梁	2.094	9.842	4.663	251.721
PM0 横梁	2.230	0.665	4.981	315.359
边塔柱 1 区	0.529	0.972	1.192	0.612
边塔柱 2 区	0.362	0.421	0.380	0.359
边塔柱 3 区	0.288	0.265	0.231	0.267
中塔柱 1 区	1.024	1.764	3.021	0.920
中塔柱 2 区	0.578	0.678	0.748	0.478
中塔柱 3 区	0.369	0.298	0.296	0.270
承台系梁	28.000	199.385	89.000	315.667

3.2 支座模拟

该桥设计采用摩擦摆支座,主要分布在 0 号桥台(PM0)处、桥塔(PM1)塔底、辅助墩(PM2)墩顶以及 3 号桥台(PM3)处(见图 3)。支座型号选用汇总表见表 2,摩擦摆支座的滞回计算模型见图 4^[3]。

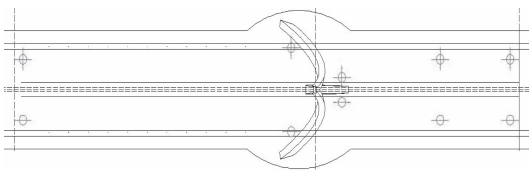


图 3 支座布置图

表 2 支座型号选用汇总表

位置	墩号 PM0	PM1 (边塔)	PM1 (中塔)	PM2	PM3
左侧	JZQZ-8000-SX	JZQZ-17500-SX	JZQZ-17500-SX	JZQZ-15000-SX	JZQZ-8000-SX
右侧	JZQZ-8000-ZX	JZQZ-17500-ZX	JZQZ-17500-ZX	JZQZ-15000-ZX	JZQZ-8000-ZX

如图 4 所示, F 为回复力, kN ; d 为位移量, mm ; D 为减隔震位移量, mm ; μ 为动摩擦系数; W 为竖向荷载, kN ; K_p 为初始刚度, kN/m ; K_e 为屈后刚度, kN/m ; K_{eff} 为摩擦摆支座等效刚度, kN/m ; d_y 为支座屈服位移, mm 。

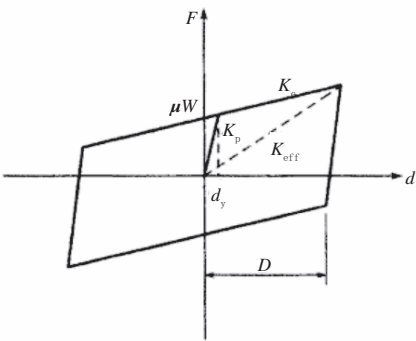


图 4 摩擦摆支座荷载 - 位移滞回模型

几种刚度的计算式为:

$$K_p = \mu W/d_y \tag{1}$$

$$K_{\text{eff}} = W/R + \mu W/D \tag{2}$$

$$R = \frac{T^2 g}{4\pi^2} \tag{3}$$

$$K_e = \frac{W}{R} \tag{4}$$

式中: R 为曲率半径; T 为支座隔震周期; $d_y=0.25 \text{ mm}$ 。

4 地震动输入

根据《西平大街桥梁建设工程场地地震安全性评价报告》提供的 7 组加速度时程曲线,人工筛选其中 3 组(见图 5 至图 7)进行分析,分析结果选取 3 组时程数据计算结果最大值,阻尼比取 0.03。时程分析

中,考虑了摩擦摆支座的摩擦耗能作用,摩擦摆支座采用 MIDAS Civil 中一般特性连接(摩擦隔震装置)模拟,其动摩擦系数取 0.02/0.05^[4]。

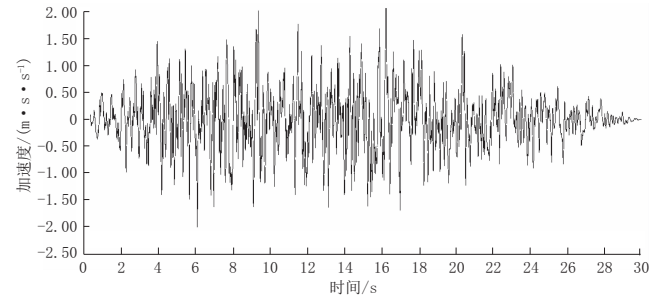


图 5 E2 地震作用水平加速度曲线 H1

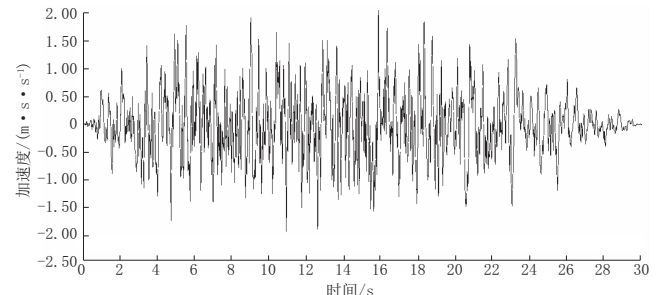


图 6 E2 地震作用水平加速度曲线 H2

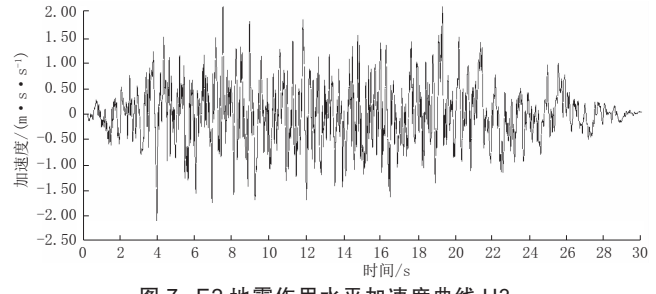


图 7 E2 地震作用水平加速度曲线 H3

5 动力特性分析

分析和认识桥梁结构的动力特性是进行抗震性能分析的基础。因此,本文首先采用前述动力计算模式,对全桥进行动力特性分析^[9]。表 3 列出了西平大街异型钢独塔斜拉桥前 6 阶振型及对应的周期和频率。图 8 给出了前 6 阶振型图。

表 3 结构动力特性

阶数	周期 /s	频率 /Hz	振型描述
1	1.435	0.697	主梁和桥塔横向振动
2	1.305	0.766	桥塔纵向振动,主梁竖向 1 阶弯曲
3	1.194	0.837	桥塔横桥向振动
4	1.012	0.989	主桥横桥向 1 阶弯曲
5	0.900	1.111	主梁和桥塔纵向振动
6	0.761	1.314	桥塔横桥向振动

6 非线性时程反应与抗震性能评估

本节研究的主要目的是评估全桥的地震反应和抗震性能,如主梁位移、桥塔位移、墩柱内力以及支

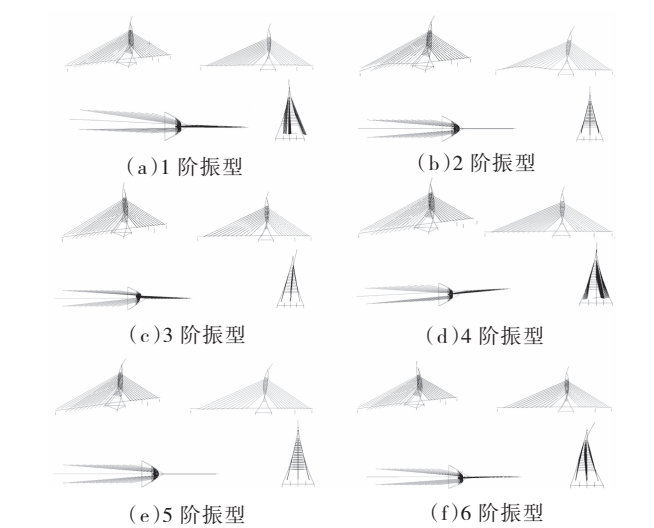


图 8 西平大街异型钢独塔斜拉桥前 6 阶振型图

座剪力等。以下分析桥梁塔梁、墩柱和支座的非线性时程地震反应并进行抗震验算,在此基础上对全桥的抗震性能进行总结。

6.1 桥梁塔梁地震反应

表 4、表 5 列出了全桥在 3 组地震动作用下主梁端位移和桥塔竖向分布位移的最大值。

表 4 主梁梁端最大位移		单位:mm
梁端位置	纵桥向	横桥向
PM0 端	227.8	114.4
PM3 端	207.3	93.4

注:PM0、PM3 分别代表 0 号桥台和 3 号桥台。

表 5 桥塔竖向分布最大位移		单位:mm
位置	纵桥向	横桥向
塔顶	513.6	88.2
桥塔 3/4 处	255.7	42.5
桥塔 1/2 处	107.9	22.9
桥塔 1/4 处	38.2	4.9

由表 4、表 5 可知,0 号桥台侧的主梁位移纵、横均大于 3 号桥台侧的梁体位移,原因主要是桥塔远离 0 号桥台,桥跨跨径布置不对称,远离桥塔支点处的梁体在地震作用下位移量较大;桥塔和主梁在纵桥向地震作用下的位移要远大于横桥向地震作用下的位移,原因主要是沿横桥向为超静定双柱墩体系,结构刚度大,冗余度相对也较大,而纵桥向冗余度相对较小。

表 6 给出了全桥在 3 组地震动作用下桥塔塔底截面内力的最大值。

由表 6 可知,沿纵桥向输入地震动时,边塔 2 的

轴力和剪力要远大于主塔和边塔 1,而弯矩则相反,原因主要是在地震作用下桥塔发生了扭转,边塔 2 成为了主要承载桥塔;沿横桥向输入地震动时,主塔的轴力、剪力和弯矩均大于边塔的轴力、剪力和弯矩,原因主要是 2 座边塔沿横向为双柱墩体系,相较于唯一的主塔冗余度相对较高。

表 6 桥塔塔底截面最大内力

工况	塔号	桥塔内力		
		轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
纵桥向	PM1(主塔)	36 901.9	13 209.2	38 583.9
	PM1(边塔 1)	19 085.1	7 278.4	30 670.3
	PM1(边塔 2)	18 790.9	7 262.1	30 331.5
横桥向	PM1(主塔)	62 966.7	1 135.8	14 574.2
	PM1(边塔 1)	22 759.6	261.3	38 808.4
	PM1(边塔 2)	22 940.7	2 758.8	10 456.3

注:PM1 代表桥塔,边塔 1 为内侧,边塔 2 为外侧。

6.2 桥梁墩台地震反应

表 7 给出了全桥在 3 组地震动作用下桥墩与桥台底部截面内力的最大值。

表 7 桥墩与桥台底部截面最大内力

工况	墩号	桥墩内力		
		轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)
纵桥向	PM0	1 0561.7	2 321.6	1 765.2
	PM2-1	8 256.9	385.8	1 449.8
	PM2-2	8 255.3	385.8	1 675.6
	PM3	1 511.6	2 363.7	4 484.4
横桥向	PM0	11 721.8	2 469.92	1 777.2
	PM2-1	8 177.6	566.34	1 459.4
	PM2-2	8 185.2	572.29	1 848.4
	PM3	15 178.6	2 363.4	4 363.0

注:PM2-1、PM2-2 分别代表辅助墩内侧和辅助墩外侧。

由表 7 可知,不管是沿纵桥向输入还是沿横桥向输入地震动,3 号桥台承受的轴力、剪力和弯矩均大于 0 号桥台和辅助墩承受的轴力、剪力和弯矩,原因主要为在地震作用下桥梁结构向 3 号桥台方向发生了偏移,从而导致 3 号桥台内力突增;对于辅助墩,横桥向输入地震动时墩底剪力和弯矩大于沿纵桥向输入地震动时的情况,原因主要是辅助墩沿横桥向分布为排架墩体系,对应的位移小,受力相对较大。

6.3 桥梁支座地震反应

根据延性抗震设计的能力设计方法,由于支座是非常关键的传力构件,一般作为能力保护构件设计,必须通过提供较高级别的强度,避免其先于桥墩

破坏。表 8 给出了全桥支座在 3 组地震动作用下所承受的地震剪力最大值,并与吨位进行了比较。

表 8 摩擦摆支座地震剪力及验算

工况	支座位置	支座剪力验算		
		地震剪力 / kN	吨位 / kN	地震剪力与 吨位之比
纵桥向	PM0	902	8 000	0.112
	PM1(中塔)	2 722	17 500	0.155
	PM1(边塔)	1 766	17 500	0.101
	PM2	2 790	15 000	0.186
	PM3	982	8 000	0.123
横桥向	PM0	513	8 000	0.064
	PM1(中塔)	2 284	17 500	0.123
	PM1(边塔)	1 336	17 500	0.076
	PM2	2 671	15 000	0.178
	PM3	592	8 000	0.074

总体来讲,要保证全桥结构和能力保护构件在桥址地区相应设防标准的地震作用下正常使用,必须对各个墩台支座的水平抗力提出较高的要求,且支座的允许位移量要足够;对于桥台处的伸缩缝设置则要满足地震作用下桥梁主梁纵向位移的需求。由表 8 可知,部分支座在地震作用下所承受的水平力已超出常规支座水平承载能力。本桥选用摩擦摆减隔震支座,其设计减隔震起始力为竖向承载力的 10%,从计算分析得出,在 E2 强震作用下,支座进入减隔震摆动工作状态,有效延长了结构自振周期,实现了该桥减隔震设计。

7 桥梁减隔震体系研究

减隔震技术是一种简便、经济、先进的工程抗震手段,是通过减隔震装置的设置来延长结构周期并耗散能量,从而达到减小地震反应的目的。但是,通过延长结构周期来折减地震力,必然伴随着结构位移的增大,从而可能造成设计上的困难;此外,由于结构刚度小,在正常使用荷载作用下结构会发生有害振动。为了控制过大的位移量,可通过在结构中引入阻尼装置,以增加结构的阻尼来耗散地震能量,从而减小结构的位移,同时降低结构的动力加速度。

在减震效果分析中,动力计算模型均与前述模型相同,地震反应分析采用非线性时程分析法,地震动输入方式和地震动参数也同前。本桥采用黏滞流体阻尼器作为减震控制装置来限制纵桥向主梁的过大位移^[6]。

表 9 和图 9 给出了阻尼器对桥梁结构在地震作用下梁端位移和桥塔纵向位移的影响。由表 9 和图 9

可知, 阻尼器对梁体位移和桥塔位移的控制效果较好, 且随着阻尼系数 C 的增大, 其位移控制效果越发明显。依据桥台处伸缩缝设置宽度及延性要求, 可选择适宜的阻尼器型号。

表 9 阻尼器对梁端位移的影响				单位: mm
梁端位置	无阻尼器 ($C=0$)	阻尼器 01 ($C=500$)	阻尼器 02 ($C=700$)	阻尼器 03 ($C=900$)
PM0 端	227.787	202.149	165.735	141.056
PM3 端	207.32	181.933	145.676	121.137

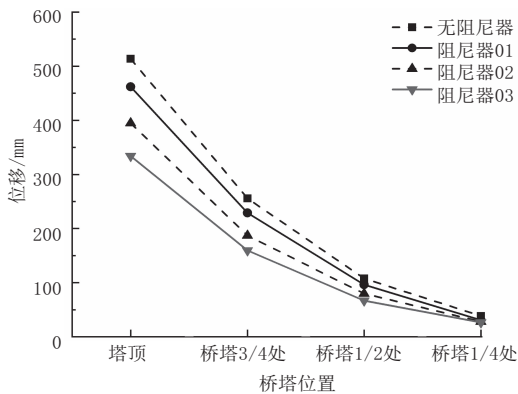


图 9 阻尼器对桥塔纵向位移的影响

8 结 语

(1) 就该桥而言, 沿纵桥向输入地震动时, 边塔的轴力和剪力远大于主塔; 沿横桥向输入地震动时, 主塔的轴力、剪力和弯矩均大于边塔。

(2) 在地震作用下, 梁体纵向位移量较大, 因此在考虑设置纵向阻尼器的前提下, 选择伸缩缝类型和宽度时, 也应预留足够梁体位移量, 以避免在地震中梁体与桥台发生碰撞而使梁体或桥台受到破坏和损伤。

(3) 在支座选型和支座调整时, 先进行地震反应分析, 确保支座抗力大于支座承受的地震水平作用力, 或选用合理的减隔震耗能装置来实现桥梁减隔震设计。

(4) 在两侧桥台与主梁之间各设置黏滞阻尼器, 可有效控制梁体和桥塔的纵向位移, 并起到减震耗能的作用, 保证桥梁结构在地震作用下的安全性。

参考文献:

[1] 沈锐利, 成新, 白伦华, 等. 自锚式悬索桥极限承载力及安全性评价方法研究[J]. 铁道学报, 2017, 39(11): 89-96.

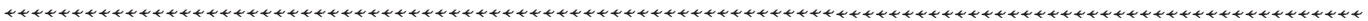
[2] 郑钊. 空间曲线钢塔半漂浮体系钢梁斜拉桥设计[J]. 城市道桥与防洪, 2020(7): 85-90.

[3] 张精岳, 王志强, 刘福康. 摩擦摆支座磨损对长联大跨连续桥梁抗震性能的影响[J]. 中外公路, 2022, 42(5): 145-150.

[4] 易江, 刘闯, 李建中. 地震频谱特性对独塔斜拉桥纵向地震响应影响[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2017, 45(8): 1114-1122.

[5] 常昇宏, 唐娱瑛. 大跨度多塔斜拉桥动力特性分析[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2015, 11(9): 173-174.

[6] 李峰. 强震下流体阻尼器对矮塔斜拉桥的减震效果[J]. 土木工程与管理学报, 2011, 28(2): 58-62.



《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴, 为您提供平台, 携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话: 021-55008850 联系邮箱: cdq@smedi.com