

独柱墩桥梁抗倾覆稳定性分析

王振航, 陈勇, 徐达, 周子杰

(上海市建筑科学研究院有限公司, 上海市 200032)

摘要:以某高速公路立交四跨一联独柱曲线连续箱梁桥为背景,基于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)对桥梁抗倾覆的相关规定进行研究。利用 Midas Civil 建立桥梁有限元模型,分析该桥的抗倾覆稳定性,并研究了联端支座间距、中支座外偏心距及温度效应对独柱墩桥梁倾覆稳定性的影响。结果表明,增大联端支座间距、设置合理中支座外偏心距可有效提升桥梁抗倾覆能力;温度效应在独柱墩梁桥抗倾覆设计验算中不可忽视。

关键词:独柱墩;抗倾覆稳定性;支座间距;外偏心距;温度效应

中图分类号: U443.22,U445.7

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2021)07-0258-04

0 引言

独柱墩曲线梁桥具有外型优美、线形流畅、节省空间及工程经济性好等优点,在高速公路匝道桥和城市立交桥中得到了广泛应用^[1]。独柱墩桥梁一般为中墩单点支撑,桥梁自身的稳定性是控制设计的主要因素之一。车辆偏载作用对独柱墩桥梁横向倾覆稳定不利,极端偏载可能导致桥梁倾覆^[2]。近年来,我国发生了多起独柱墩桥梁倾覆事故,结构横向安全问题随之受到广泛关注。2018年修订的《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)对公路桥梁抗倾覆性能提出了新的要求,抗倾覆稳定系数的计算方法也同步进行了调整。但规范中未考虑结构布置形式对抗倾覆稳定性的影响,因此,有必要在新的标准下,探讨结构布置形式对独柱墩桥梁抗倾覆稳定性的影响,保证运营,以及拟建独柱墩桥梁的安全^[3]。

现以某高速公路立交匝道上典型的四跨一联独柱曲线连续梁桥为背景,根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)提出的桥梁倾覆过程中两特征状态及相应验算要求,分析该联桥梁的抗倾覆稳定性;分析联端支座间距和中支座外偏心距与两个特征状态的关系;探讨温度

效应与支座竖向反力、“爬移”效应及倾覆稳定性的影响关系。其成果可为同类桥梁的抗倾覆稳定性设计验算、加固改造提供参考^[4]。

1 独柱墩抗倾覆计算分析

1.1 背景桥梁

现以某高速公路四跨一联独柱曲线连续箱梁桥为例进行抗倾覆计算分析。该桥跨径组合为 22.0 m+22.0 m+22.0 m+22.0 m,位于缓和圆曲线上。设计荷载为汽-超 20 级,挂-120 级。上部结构为单箱单室普通钢筋混凝土箱形结构,采用 C40 混凝土,如图 1 所示。桥面布置为 0.5 m(防撞墙)+7.0 m(机动车道)+0.5 m(防撞墙)=8.0 m,详见图 1。桥台采用排架式桥台,桥墩采用桩柱式桥墩。支座为板式橡胶支座且未设限位措施,联端为双支座布置,间距为 3.2 m;中墩为单支座布置,支座横向向外侧偏心 0.1 m。

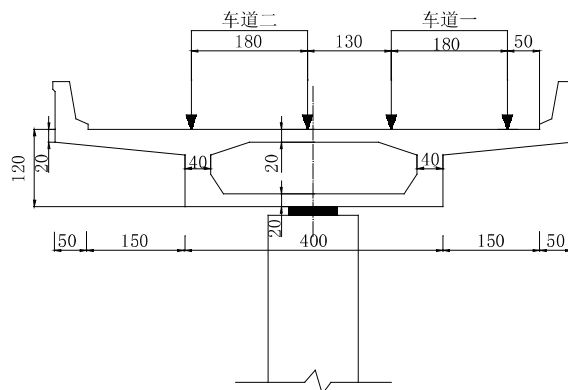


图1 箱梁横断面图(单位:cm)

1.2 计算参数

混凝土容重取 26.0 kN/m³,并考虑箱梁横隔板

收稿日期: 2020-12-19

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0806105);浙江省基础公益研究计划项目(LGG20E080007);上海市扬帆计划(20YF1441800)

作者简介: 王振航(1993—),男,工学硕士,助理工程师,从事桥梁检测与评估、桥梁施工监测与控制、桥梁结构仿真分析工作。

的自重;桥面铺装取 18.4 kN/m;防撞墙两侧各取 9.8 kN/m;对曲线梁桥考虑 5%的横向不平衡作用力;支座沉降考虑竖向沉降 5.0 mm。

温度作用:温度梯度取升温模式下 T1=14.0℃, T2=5.5℃, 降温模式下 T1=-7.0℃, T2=-2.75℃;整体升、降温 20.0℃。

汽车作用:采用公路 -I 级车道荷载偏载作用进行验算。采用单车道加载时,考虑 1.2 倍的单车道横向布载系数。

根据设计图纸及相应参数利用 Midas Civil 2019 有限元软件建立桥梁模型,全桥共 185 个节点,184 个梁单元。整体有限元模型及支座编号如图 2 所示。

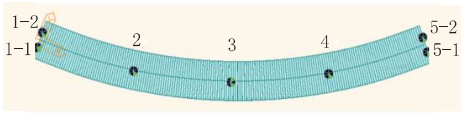


图 2 有限元模型及支座编号图

1.3 抗倾覆验算分析

根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)^[5] 第 4.1.8 条进行验算。条文说明中的算例并未提及可变作用温度梯度效应和整体升降温效应、永久作用支座沉降效应。为更准确地模拟抗倾覆稳定性,以及分析各效应对抗倾覆能力的影响,此次验算考虑上述效应,计算过程及结果如表 1 所列。

2 独柱墩倾覆影响因素分析

现主要研究联端支座间距和中支座外偏心距与抗倾覆计算两个特征状态的关系;探讨温度效应对

支座竖反力及箱梁“爬移”效应的影响,进而分析对抗倾覆稳定系数的影响。

2.1 联端支座间距影响分析

为研究联端支座间距对曲线梁桥横向抗倾覆稳定性的影响,以 1.2 节模型参数和有限元模型为基础,通过选取支座横向间距 2.4 m、2.8 m、3.2 m、3.6 m 四种情况来计算分析联端支座间距与两个特征状态的关系。其与特征状态 1(最不利基本组合)支座反力的计算结果如表 2 所列和图 3 所示,与特征状态 2(最不利标准组合)横向抗倾覆稳定系数的计算结果如图 4 所示。

表 2 特征状态 1 各支座竖向反力表 单位:kN

支座 间距	支座编号						
	1-1	1-2	2	3	4	5-1	5-2
2.4 m	-202	-677	3 269	2 516	3 321	-164	-672
2.8 m	-82	-458	3 269	2 516	3 321	-47	-450
3.2 m	6	-296	3 269	2 516	3 321	40	-286
3.6 m	74	-173	3 269	2 516	3 321	106	-162

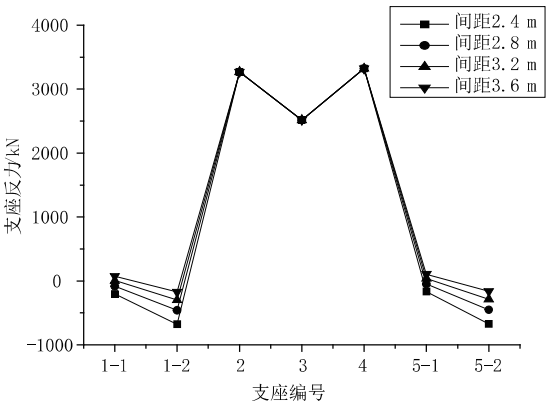


图 3 联端支座间距与特征状态 1 支反力关系曲线图

表 1 抗倾覆验算结果表

项目		支座编号						
		1-1	1-2	2	3	4	5-1	5-2
特征状态 1 验算(基本组合)	最不利组合下支座反力/kN	6	-296	3 269	2 516	3 321	40	-286
	支座间距 l_i /m	0	3.2	0	0	0	0	3.2
	恒载 R_{gk} /kN	589	732	3 726	3 064	3773	615	740
	汽车荷载 $R_{qk,1-2}$ /kN	794	-638	988	289	432	570	-448
	汽车荷载 $R_{qk,5-2}$ /kN	566	-449	428	282	992	803	-636
特征状态 2 验算 (标准组合)	最不利温度效应 R_{qwi} /kN	218	-122	-131	70	-129	216	-122
	支座沉降 $R_{qsi,1-2}$ /kN	27	-13	-6	-55	72	-20	-5
	支座沉降 $R_{qsi,5-2}$ /kN	-21	-5	73	-56	-4	26	-13
	1-2 稳定效应/(kN·m)	0	2 300	0	0	0	0	2 352
	5-2 稳定效应/(kN·m)	0	2 326	0	0	0	0	2 324
	1-2 失稳效应/(kN·m)	0	2 433	0	0	0	0	1 824
	5-2 失稳效应/(kN·m)	0	1 826	0	0	0	0	2 427
	横向抗倾覆稳定系数(1-2)	1.09						
	横向抗倾覆稳定系数(5-2)	1.09						

注:支座反力向上为负,向下为正(下同)。

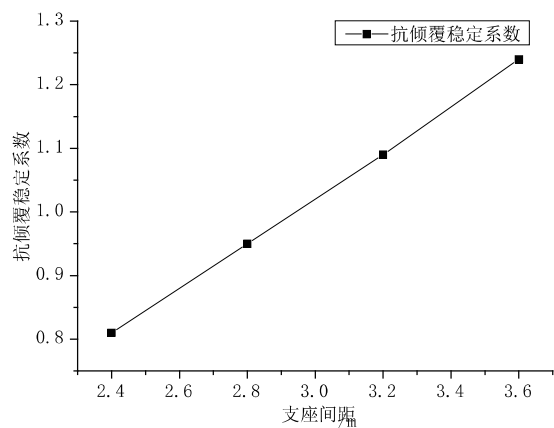


图4 联端支座间距与特征状态2关系曲线图

由表2和图3可知,在相同的模型参数下,只改变联端支座间距。特征状态1在最不利基本组合下其端部内外侧支座均随着支座横向间距的增大,其反力也随之增大,并且端部支座受力有由受拉状态向受压状态趋势的转变;但中墩支座随着联端支座间距的增大,其反力不变。

由图4可知,特征状态2在最不利标准组合下的横向抗倾覆稳定系数随着支座间距的变化产生线性变化,随支座间距的增大抗倾覆稳定系数逐步增大。

2.2 中支座外偏心距影响分析

在本文1.2节模型参数和有限元模型的基础上,根据现场支座偏移情况选取中墩支座曲线外侧的偏心距0 cm、3 cm、5 cm、8 cm、10 cm、15 cm六种情况来计算分析支座外偏心距与两个特征状态的关系。其与特征状态1(最不利基本组合)支座位反力的计算结果如表3所列和图5所示,与特征状态2(最不利标准组合)横向抗倾覆稳定系数的计算结果如图6所示。

表3 特征状态1各支座位反力表 单位:kN							
外偏 心距	支座位编号						
	1-1	1-2	2	3	4	5-1	5-2
0 cm	199	-495	3 277	2 520	3 330	230	-484
3 cm	141	-436	3 272	2 519	3 324	173	-425
5 cm	103	-396	3 271	2 518	3 324	135	-385
8 cm	45	-336	3 270	2 517	3 322	78	-326
10 cm	6	-296	3 269	2 516	3 321	40	-286
15 cm	-84	-89	3 267	2 514	3 319	-55	-187

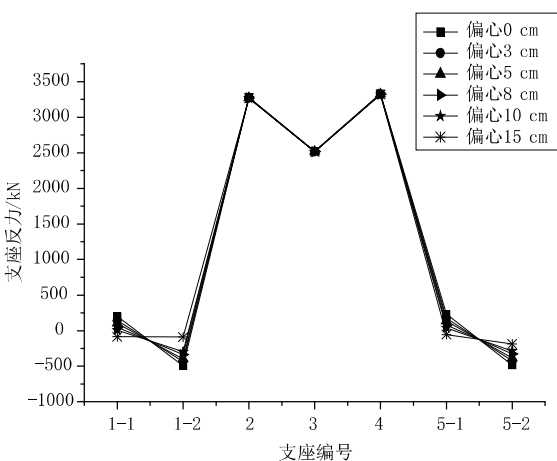


图5 中支座外偏心距与特征状态1支座位反力关系曲线图

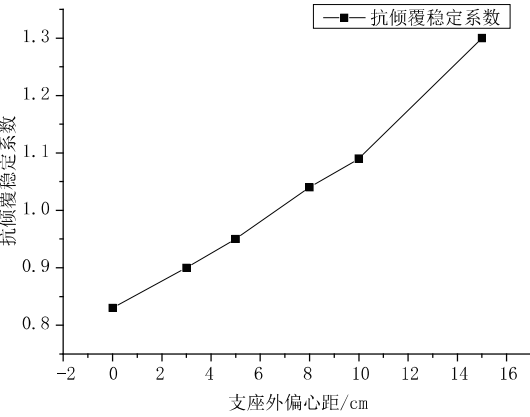


图6 中支座外偏心距与特征状态2关系曲线图

由表3和图5可知,只改变中墩支座位外偏心距,特征状态1在最不利基本组合下端部内外侧支座位表现出不同的变化趋势。其中,两端部外侧支座位均随着外偏心距的增大,反力变小,并由受压状态转变为受拉状态;两端部内侧支座位随着外偏心距的增大反力随之增大;中墩支座位随着外偏心距的增大,反力并没有太明显的变化,但也存在一定减小的趋势。

虽然两端部内、外侧支座位随外偏心距的增大表现出相反的变化趋势,但由图6可知:特征状态2在最不利标准组合下的其横向抗倾覆稳定系数依然随中支座位外偏心距的增大也随之增大。

2.3 温度效应影响分析

在1.3节对该桥抗倾覆验算的基础上,将温度效应及特征状态1(最不利基本组合)下各支座位产生的竖向反力汇总于表4。

通过表4的计算结果,单从温度影响方面来看,温度梯度对支座位竖向反力影响较大,而整体升、降温对支座位竖向反力无影响;从最不利基本组合下支座位反力来看,若不考虑温度效应使得联端内外侧支座位及中墩部分支座位的竖向反力均有明显增大的趋势。从横向抗倾覆稳定系数来看,根据1.3节表1相应的计

表4 不同效应各支座竖向反力表							
单位:kN							
效应	1-1	1-2	2	3	4	5-1	5-2
梯度升温	218	-122	-131	70	-129	216	-122
梯度降温	-109	61	66	-35	65	-108	61
整体升温	0	0	0	0	0	0	0
整体降温	0	0	0	0	0	0	0
特征状态1 (不考虑温度效应)	121	-168	3 406	2 553	3 457	153	-158
特征状态1 (考虑温度效应)	6	-296	32 69	2 516	3 321	40	-286

算,若不考虑温度效应,横向抗倾覆稳定系数也会有一定增大的趋势,这里不再详细计算。

相关文献[6]研究表明,混凝土箱梁在温度作用下将会产生“爬移”效应,即箱梁发生径向位移。为探究影响箱梁“爬移”的最不利温度效应因素,将温度梯度升、降和整体升、降温作用下的径向位移计算结果罗列如图7所示。

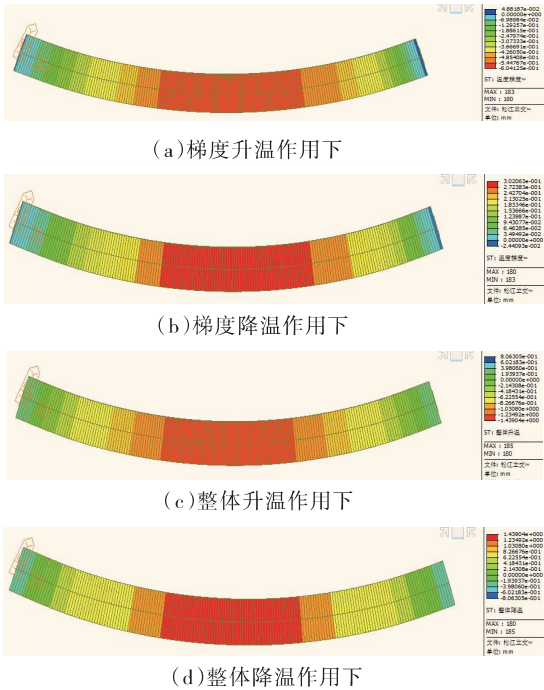


图7 温度效应下径向位移图

由图7可知,在梯度升温作用下该桥在3#支座及附近位置向曲线外侧偏移0.6 mm,联端部无径向位移;在梯度降温作用下,该桥在3#支座及附近位置向曲线内侧偏移0.3 mm,联端部无径向位移;在整体升温作用下,该桥在3#支座及附近位置向曲线外侧偏移1.4 mm,联端部向曲线内侧偏移0.4 mm;在整体降温作用下,该桥在3#支座及附近位置向曲线内侧偏移1.4 mm,联端部向曲线外侧偏移0.4 mm。

箱梁在温度梯度作用下表现出仅中墩位置处存在径向偏移;在整体升、降温作用下表现出中墩位置和端部位置处均发生了径向偏移。因此箱梁的“爬移”效应受整体升、降温作用较大,尤其在整体升温作用下,箱梁端部向内侧偏移,中墩处向外侧偏移。支座与箱梁发生了相对位移,改变了支座的受力分配与箱梁的扭矩分布,对桥梁的横向抗倾覆稳定性更为不利。

根据上述计算,若箱梁在温度作用下的横向变形不加以限制,则可能在日积月累地温度作用下出现较大的爬移。该桥实测箱梁向外爬移3~5 cm,以爬移量5 cm对其横向抗倾覆性重新进行计算,计算结果表明其特征状态1下支座仍然脱空且特征状态2下横向抗倾覆稳定系数也极大减小,为0.92。因此,建议对在役的独柱墩桥梁增加横向限位措施,防止箱梁发生“爬移”造成倾覆事故。

3 结 论

本文以四跨一联独柱曲线连续箱梁桥为背景,基于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)相应的抗倾覆稳定性验算要求,通过以上计算分析可以得出以下结论:

(1)该四跨一联独柱曲线连续箱梁桥的抗倾覆稳定性不满足现行规范的要求,需要对其进行加固以保证桥梁的运行安全。

(2)抗倾覆能力随联端支座间距的增大而提高。特征状态1下端部支座反力随支座间距的增大也随之增大,并且由受拉状态向受压状态转变的趋势;中墩支座反力随联端支座间距的增大而不变;特征状态2下横向抗倾覆稳定系数随支座间距的增大也线性增大。另外,若采用单点支撑转变为双支撑的方法对独柱墩桥梁进行加固时,建议适当加大支座间距,提高抗倾覆稳定性。

(3)特征状态1下中墩支反力随着外偏心距的增大有一定减小的趋势;端部内侧支座反力随外偏心距的增大随之增大,端部外侧支座则变化相反。另外当外偏心距超过一定范围时,端部外侧支座由受压状态转变为受拉状态,不利于桥梁的抗倾覆;特征状态2下横向抗倾覆稳定系数随中支座外偏心距的增加而增大。因此设置合理的外偏心距能够使得桥梁的抗倾覆能力得到提升。

(4)支座竖向反力受温度梯度作用影响较大,使得箱梁向不利于抗倾覆稳定性方向发展,箱梁“爬

(下转第295页)

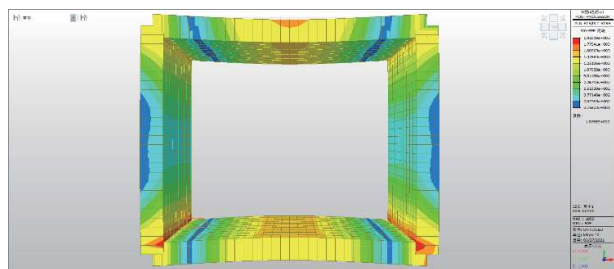


图 13 混凝土有效应力及变形结果

炸源最近的顶板、侧墙均发生向管廊外的位移,通过分析预制拼装管廊重要节点位移时程曲线、顶板及侧墙混凝土的有效应力时程曲线、预应力钢筋应力时程曲线可以得出以下结论:

(1)当预制拼装管廊内发生瞬时燃爆时,距离爆源最近的顶板、侧墙均产生向管廊外侧的位移,并达到位移峰值,且侧墙位移变化值大于顶板位移变化值。

(2)当预制拼装管廊内发生瞬时燃爆时,距离爆源最近的顶板、侧墙混凝土单元均达到应力峰值后逐渐降低,内侧单元应力峰值均大于外侧单元应力峰值,侧墙应力峰值大于顶板应力峰值。

综上两点,侧墙位移变化、应力峰值均大于顶板处。在设计时需对应力集中、结构薄弱环节处加强抗爆保护。

(3)当预制拼装管廊内发生瞬时燃爆时,燃爆瞬间引起预应力钢筋轴力及轴向应力均剧烈增加达到峰值,为提高结构的抗爆性能可适当增加预应力钢筋的配筋率。

(4)当管廊仅考虑自重及周围覆土压力的影响时,土压力相较于燃爆荷载虽为有利因素,但仍需加强管廊侧墙及顶、底板等薄弱环节的抗爆防护。

参考文献:

- [1] 石立国,张耀,李海龙,等.上下分体装配式预制管廊施工技术[J].施工技术,2017(21):23-26,50.
- [2] 何琳,王家林.模拟有效预应力的等效荷载—实体钢筋降温法[J].公路交通科技,2015(11):75-80.
- [3] 张秀华,张春巍,段忠东.爆炸荷载作用下钢框架柱冲击响应与破坏模式的数值模拟[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版)2009,25(4):657-661.
- [4] 张秀华,吴燕燕,李玉顺.燃气爆炸作用下钢框架结构动力响应与连续倒塌分析[J].沈阳建筑大学学报,2012,28(5):810-819.

(上接第 261 页)

移”效应主要是在整体升温作用下。因此在设计时,应综合考虑温度效应对独柱墩梁桥的影响,避免因温度作用导致梁体向倾覆趋势发展。

(5)建议对在役的独柱墩桥梁设置横向限位措施,抑制箱梁的“爬移”效应,并在桥梁定期检查中,重点关注梁体与支座是否有相对位移,对独柱墩桥梁倾覆风险提前预警。

参考文献:

- [1] 张彦飞.独柱墩桥梁横向稳定影响因素研究[J].公路交通科技(应用

技术版),2017,13(12):252-255.

- [2] 殷新锋,杨小旺,丰锦铭,李莱.独柱墩连续弯梁桥抗倾覆稳定影响因素分析[J].公路与汽运,2016(1):156-161.
- [3] 鲁圣弟,熊文,丁旭东,叶见曙,韦国志.桥型布置对独柱墩曲线梁桥抗倾覆性能的影响[J].公路交通科技,2017,34(5):95-101.
- [4] 张玥,魏永杰,杨庆嵘,许有俊.连续弯箱梁桥抗倾覆稳定性影响因素的有限元分析[J].山东农业大学学报(自然科学版),2017,48(4):540-544.
- [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].
- [6] 童智洋.温度效应对连续曲线箱梁受力的影响[J].铁道建筑,2008(11):4-6.