

高烈度区装配式公路桥梁抗震性能研究

汪泉清

(中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430056)

摘要:该文以位于Ⅷ度烈度地区的某山区装配式公路桥梁为研究背景,利用 Midas Civil 软件对装配式桥梁的3种结构形式(简支、连续、刚构)进行建模,针对墩柱按延性和弹性设计,研究了3种结构形式在抗震性能上的差异,比较了考虑竖向地震效应时对墩柱设计的影响,提出装配式公路桥梁抗震设计应注意的问题与建议,供同类桥梁抗震设计参考与借鉴。

关键词:高烈度;公路桥梁;装配式桥梁;抗震性能

装配式桥梁由于可采用标准化预制、缩短施工周期、便于控制施工质量等多种优点,在中国公路建设中普遍使用。装配式结构的桥梁主要有3种形式:先简支后桥面连续(简支)、先简支后结构连续(连续)、先简支后墩梁固结(刚构)。在高烈度区,特别是高烈度山区,以结构地震力为控制因素直接决定桥型方案是否合理,选择何种结构形式往往困扰着设计人员,因此,基于抗震性能的桥型方案研究显得尤为重要。

桥梁抗震研究的文献对装配式桥梁抗震概念设计及单一结构形式的桥梁抗震计算研究比较多,而对高烈度区装配式桥梁不同结构形式的抗震性能研究相对比较少,因此,对高烈度区装配式桥梁不同结构形式的抗震性能进行对比分析研究十分必要。鉴于此,该文以某边远山区公路项目为研究背景,采用 Midas 有限元分析软件建立空间模型,并结合 JTG/T B02-01-2008《公路桥梁抗震设计细则》,对简支、连续、刚构3种结构形式的墩柱分别按延性和弹性设计,分析在抗震性能上的不同之处及各自优缺点,比较考虑竖向地震效应对墩柱设计的影响。

1 项目概况

某山区高速公路,桥梁上部结构采用 4×30 m T 梁,半幅横断面:0.5 m(防撞墙)+11.0 m(桥面净宽)+0.5 m(防撞墙)=12.0 m;T 梁混凝土为 C50,预应力钢筋采用 $f_{pk}=1\ 860$ MPa 钢束,普通钢筋采用 HRB400 螺纹钢筋。下部结构盖梁及墩柱为 C35,桩基为 C30,桥墩采用直径为 2 m 的双圆柱墩,单个墩柱

下设一根直径 2.2 m 钻孔灌注桩,墩高 35 m,简支梁全部采用板式橡胶支座 350×450 型;连续梁中墩采用板式橡胶支座 400×600 型,伸缩端采用板式橡胶支座 350×450 滑动型;设计荷载:公路—I级;设计速度:80 km/h。

根据 JTG B02-02-2008《公路桥梁抗震设计细则》,该桥梁抗震设防类别为 B 类,抗震设防烈度为Ⅷ度,地震动峰值加速度为 $0.20g$,根据该桥地质资料,场地类别为Ⅱ类,特征周期为 0.45 s;桥梁级别为高速公路桥梁。

2 计算模型建立

采用 Midas 有限元软件建立全桥三维空间模型。主梁、桥墩和桩基础均按空间梁单元模拟,板式支座采用 Midas 软件中的弹性连接单元模拟,其纵横向刚度按照 JTG/T B02-01-2008《公路桥梁抗震设计细则》中式(6-3-7-1)计算,竖向线刚度取大值(1.0×10^6 kN/m),考虑到分联墩设置滑板支座,水平向刚度较小,对计算结果影响不大,分析模型中不考虑相邻联的影响。基于反应谱法的高墩连续刚构桥地震响应特性分析对比了3种不同模型对结构自振频率与振型的影响,考虑梁体—桥墩—桩基—土层模型能较真实地反映实际情况,因此该文选用考虑桩土模型对结构进行计算分析。

基于 m 法的桩基分析程序开发详细介绍了 m 法理论计算。通过在桩身梁单元上施加侧向等代土弹簧,等代土弹簧的刚度用表征土介质弹性性质的 m

参数来计算其刚度 k , $k = ab_p m z$ 。式中 a 为土层厚度; b_p 为桩基计算宽度; m 取 2 倍 $m_{静}$; z 为土层深度。全桥计算分析模型如图 1 所示。

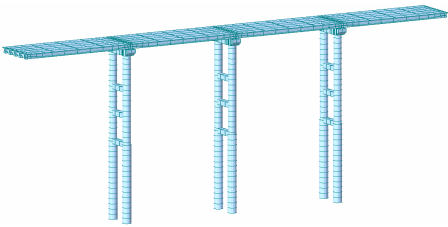


图 1 结构计算模型

3 结构动力特性

分析和认识桥梁结构的动力特性是进行桥梁结构抗震性能分析的基础和重要环节,为此,采用前述结构计算模型,对 3 种结构形式的桥梁进行了动力特性分析,3 种结构形式的纵向和横向基频见表 1。

表 1 结构动力特性

结构形式	纵向振动基频/Hz	横向振动基频/Hz
简支	0.352 2	0.553 6
连续	0.190 2	0.687 6
墩梁固结	0.257 2	0.826 6

4 结构地震响应计算分析

在动力特性分析所采用的有限元模型中,按照两阶段设防,分别输入 E1 地震作用和 E2 地震作用的地震动参数,对结构采用反应谱法计算。加速度反应谱和相应的地震动参数均采用抗震设计细则中的公式和对应的地震动参数值,模态组合采用 CQC 法,由于该桥为高速公路上的桥梁,因此,E1 地震作用重要性系数取 0.5,E2 地震作用重要性系数取 1.7。该桥的抗震性能目标确定为遭受 E1 地震作用时,桥墩及其桩基础不发生损伤或不需要修复可继续使用,遭受 E2 地震作用时,应保证不致倒塌或产生严重结构损伤,经加固修复后仍可继续使用。在进行桥墩和桩基础强度验算时,根据在恒载和地震作用下的最不利轴力组合对各桥墩与最不利受力桩的控制截面进行 $M-\varphi$ 分析,得出各控制截面的初始屈服弯矩和等效屈服弯矩。

4.1 E2 地震作用下墩柱按延性设计

E2 地震作用下考虑墩柱按延性设计进行配筋验算,3 种结构形式采用相同的配筋率,在 E1 和 E2 地震作用下的验算结果如表 2、3 所示。

通过对表 2、3 计算结果的分析,可以看出:
(1) 不考虑竖向地震作用的情况下,3 种结构形

表 2 永久+E1 地震作用下中墩柱墩底强度验算结果(无竖向地震作用)

结构形式	地震动输入	恒载轴力/kN	地震轴力/kN	最不利轴力/kN	地震弯矩/(kN·m)	初始屈服弯矩/(kN·m)	主筋情况/mm	配筋率/%	安全系数	是否屈服
简支	顺桥向	7 728	0	7 728	2 797	10 710.0	54 ϕ 25	0.85	3.83	否
	横桥向	7 728	3 625	4 103	3 272	8 708.0	54 ϕ 25	0.85	2.66	否
连续	顺桥向	7 558	0	7 558	5 047	10 620.0	54 ϕ 25	0.85	2.10	否
	横桥向	7 558	3 018	4 540	2 882	8 958.0	54 ϕ 25	0.85	3.11	否
刚构	顺桥向	7 577	0	7 577	3 417	10 630.0	54 ϕ 25	0.85	3.11	否
	横桥向	7 577	3 240	4 337	2 722	8 845.0	54 ϕ 25	0.85	3.25	否

表 3 永久+E2 地震作用下中墩柱墩底强度验算结果(无竖向地震作用)

结构形式	荷载工况	恒载轴力/kN	地震轴力/kN	最不利轴力/kN	地震弯矩/(kN·m)	等效屈服弯矩/(kN·m)	主筋情况/mm	配筋率/%	安全系数	是否屈服
简支	顺桥向	7 728	0	7 728	7 032	13 630.0	54 ϕ 25	0.85	1.94	否
	横桥向	7 728	12 202	-4 474	9 289	5 371.0	54 ϕ 25	0.85	0.58	是
连续	顺桥向	7 558	0	7 558	17 161	13 540.0	54 ϕ 25	0.85	0.79	是
	横桥向	7 558	10 261	-2 703	9 799	6 740.0	54 ϕ 25	0.85	0.69	是
刚构	顺桥向	7 577	0	7 577	11 618	13 550.0	54 ϕ 25	0.85	1.17	否
	横桥向	7 577	11 016	-3 439	9 256	6 162.0	54 ϕ 25	0.85	0.67	是

式的墩柱在顺桥向均不产生地震轴力,但由于采用的是双柱墩,地震产生横桥向轴力,而且横桥向地震轴力比较大(大于恒载轴力)。

(2) 简支结构顺桥向地震弯矩大于横桥向弯矩,连续及刚构体系则横桥向地震弯矩大于顺桥向弯矩。

(3) 在 E2 地震作用下,连续结构的桥墩顺桥向和横桥向均进入塑性工作范围,简支结构和刚构的横桥向进入塑性工作范围。

(4) 墩柱按 0.85% 的配筋率配置时,E2 地震作用下 3 种结构体系部分工况墩柱进入塑性工作范围,但

E1 地震作用下的安全系数比较高,在墩柱的塑性铰区域具有足够的塑性变形能力的情况下,主筋配筋率还可以进行适当优化。

选取发生屈服的墩柱,进行 E2 地震作用下桥墩变形验算。顺桥向容许位移采用规范规定公式计算;横桥向容许位移采用 Midas 横桥向框架模型,利用 Pushover 分析算出其容许位移;利用 Midas 全桥模型考虑延性构件的有效截面抗弯刚度,算出其实际发生位移。结果见表 4。从表 4 可以看出:桥墩变形满足规范要求。

表 4 E2 地震作用下弹塑性桥墩变形验算结果

结构形式	位置	地震动输入	最不利轴力/kN	H/m	L_p/m	θ_u/rad	容许位移/m	实际位移/m	位移验算
简支	墩顶	横桥向	-4 474	35	1.33	0.025 9	0.31	0.18	满足
	墩顶	顺桥向	7 558	35	1.33	0.041 5	1.19	0.68	满足
连续	墩顶	横桥向	-2 703	35	1.33	0.028 3	0.30	0.15	满足
	墩顶	横桥向	-3 439	35	1.33	0.027 4	0.30	0.14	满足

注: H 为桥墩计算高度; L_p 为等效塑性铰长度; θ_u 为塑性铰区域的最大容许转角。

4.2 E2 地震作用下墩柱按弹性设计

装装配式结构的桥梁,宜将墩柱按延性构件进行设计,但对于边远地区特别是边远山区,以及水中桥墩的情况,桥梁维修成本高,且维修难度大,或难以发现桥

墩的地震破坏,墩柱在 E2 地震作用下按照完全弹性设计不失为比较好的选择。对 3 种结构形式的墩柱按弹性设计验算结果如表 5 所示。

通过对表 5 中 E2 地震作用下墩柱按弹性设计验

表 5 永久+ E2 地震作用下墩柱底强度验算结果(按弹性设计、无竖向地震作用)

结构形式	地震动输入	恒载轴力/kN	地震轴力/kN	最不利轴力/kN	地震弯矩/(kN·m)	等效屈服弯矩/(kN·m)	主筋情况/mm	配筋率/%	安全系数	是否屈服
简支	顺桥向	7 728	0	7 728	7 032	17 830.0	42 束 2 Φ 25	1.32	2.54	否
	横桥向	7 728	12 202	-4 474	9 289	10 020.0	42 束 2 Φ 25	1.32	1.07	否
连续	顺桥向	7 558	0	7 558	17 161	17 680.0	42 束 2 Φ 25	1.32	1.03	否
	横桥向	7 558	10 261	-2 703	9 799	11 300.0	42 束 2 Φ 25	1.32	1.15	否
刚构	顺桥向	7 577	0	7 577	11 618	17 690.0	42 束 2 Φ 25	1.32	1.52	否
	横桥向	7 577	11 016	-3 439	9 256	10 780.0	42 束 2 Φ 25	1.32	1.16	否

算结果的分析,与 E2 地震作用下墩柱按延性设计结果(表 3)对比,可以看出:3 种结构的墩柱按弹性设计时,墩柱的配筋率都比按延性设计大得多,经济性较差,因此,对于维修难度大的水中桥墩和边远山区的桥梁,建议对桥墩按弹性设计和延性设计两种情况做经济技术的综合比选;对于一般情况,墩柱宜作为延性构件进行设计。

4.3 考虑竖向地震作用分析

以上计算分析均没有考虑竖向地震作用,在 E2 地震作用下墩柱按弹性设计的基础上,增加考虑竖向地震作用(计算结果见表 6),与无竖向地震作用的表 5

进行比较分析。

由表 5、6 的对比分析可知:竖向地震作用对简支结构的影响大于对连续结构和刚构的影响;对顺桥向的影响大于对横桥向的影响,但连续和刚构竖向地震轴力对顺桥向的影响不到恒载作用的 10%,对横桥向的影响可以忽略不计;在相同的主筋配筋率情况下,考虑竖向地震作用的结构安全系数略有减小,但均可以忽略不计。由此可见,对于Ⅷ度烈度区的装配式桥梁可以不考虑竖向地震作用的影响。

4.4 支座验算

E2 地震作用下 3 种结构形式墩柱按延性设计、弹

性设计支座验算结果见表 7。

从表 7 可知:研究项目如果墩柱按延性设计,支座抗滑移和位移均能满足规范要求。如果墩柱按弹性设计时,采用简支和连续结构的板式支座不满足横桥向

抗滑稳定性要求,简支和连续结构应加强上部构造横向的抗震措施,如给每片梁均设置两侧的抗震挡块,或者如文献[3]中使用钢筋将挡块与梁进行连接,或者将板式支座改用盆式支座。

表 6 永久+E2 地震作用下墩柱底强度验算结果(按弹性设计、有竖向地震作用)										
结构形式	地震动输入	恒载轴力/kN	地震轴力/kN	最不利轴力/kN	地震弯矩/(kN·m)	等效屈服弯矩/(kN·m)	主筋情况/mm	配筋率/%	安全系数	是否屈服
简支	顺桥向	7 728	2 930	4 798	7 032	16 150.0	42 束 2 ϕ 25	1.32	2.30	否
	横桥向	7 728	12 549	-4 821	9 289	9 768.0	42 束 2 ϕ 25	1.32	1.05	否
连续	顺桥向	7 558	538	7 020	17 161	17 380.0	42 束 2 ϕ 25	1.32	1.01	否
	横桥向	7 558	10 275	-2 717	9 799	11 280.0	42 束 2 ϕ 25	1.32	1.15	否
刚构	顺桥向	7 577	464	7 113	11 618	17 440.0	42 束 2 ϕ 25	1.32	1.50	否
	横桥向	7 577	11 026	-3 449	9 256	10 770.0	42 束 2 ϕ 25	1.32	1.16	否

表 7 E2 地震作用下墩柱延性及弹性设计支座验算结果										
项目	结构形式	地震动输入	上构重力的反力/kN	摩擦系数	水平承载力/kN	支座水平力/kN	抗滑稳定性	位移/mm	支座厚度/mm	厚度验算结果
延性设计	简支	顺桥向	739	0.15	111	73	满足	5	70	满足
		横桥向	739	0.15	111	72	满足	50	70	满足
	连续	顺桥向	1 400	0.15	210	186	满足	20	78	满足
		横桥向	1 400	0.15	210	185	满足	64	78	满足
弹性设计	简支	顺桥向	739	0.15	111	73	满足	5	70	满足
		横桥向	739	0.15	111	234	不满足	65	70	满足
	连续	顺桥向	1 400	0.15	210	186	满足	47	78	满足
		横桥向	1 400	0.15	210	345	不满足	90	78	不满足

5 结论

(1) 墩柱按延性构件设计时,保证在 E2 地震作用下墩柱的塑性铰区域具有足够的塑性变形能力的情况下,应适当控制 E1 地震作用下结构的安全系数大小,调整主筋的配筋率,以达到既安全又经济的效果。

(2) 3 种结构的墩柱按弹性设计时,墩柱的配筋率都比按延性设计大得多,对于维修难度大的水中桥墩和边远地区的桥梁,建议对桥墩按弹性设计和延性设计两种情况进行经济技术综合比选。

(3) 定量地分析了Ⅷ度烈度区结构考虑竖向地震作用对结构内力的影响,对位于Ⅷ度烈度地区装配式桥梁结构可不考虑竖向地震作用影响。

(4) 墩柱按弹性设计采用板式支座时,高烈度区

装配式简支结构横桥向抗滑移稳定性难以满足要求,应加强横向的抗震措施。

参考文献:

[1] 张大琦,李利军,陆晓锦,等.高烈度山区装配式桥梁总体设计探讨[J].公路交通科技,2013(10).

[2] 邓军.地震高烈度区桥梁抗震概念设计探讨[J].山西建筑,2011(25).

[3] 何大学.高地震烈度区桥梁抗震设计研究[J].四川建筑科学研究,2015(2).

[4] 唐黎明,严升威,曹政,等.基于反应谱法的高墩连续刚构桥地震响应特性分析[J].中外公路,2017(4).

[5] 蒋翔,彭冉.基于 m 法的桩基分析程序开发[J].中外公路,2016(5).

[6] 范立础.桥梁抗震[M].上海:同济大学出版社,1997.

[7] JTG/T B02-01-2008 公路桥梁抗震设计细则[S].

[8] JTG B02-2013 公路工程抗震规范[S].