

广西柳州凤凰岭大桥抗震设计

庞 伟

(广西柳州市城市投资建设发展有限公司, 广西 柳州 545000)

摘 要:以广西柳州凤凰岭大桥建设工程为例,采用两水平的抗震设计方法,对含有桥上建筑的大跨度连续梁桥在 E1、E2 地震作用下采用反应谱和非线性时程方法,进行地震反应分析与验算,最终给出结构的抗震性能安全性评价,对该类桥梁的抗震设计提供了有益的参考。

关键词: 大跨连续梁;桥上建筑;反应谱分析;非线性时程分析;两水平抗震设计

中图分类号: U442.5⁺5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)01-0054-04

0 引言

随着国民经济的发展,人们对桥梁建筑的美学要求不断提高,出现了更多形式新颖的桥梁建筑形式。其中,在普遍应用的大跨度连续梁桥上,兴建具有地方特色的桥上建筑的结构形式不断涌现,广西柳州凤凰岭大桥便是地域特色与桥梁结构形式完美融合的典型代表。

本文以广西柳州凤凰岭大桥为建设工程为背景,采用数值模拟方法,进行含有桥上建筑的大跨连续梁桥的地震反应分析与验算。验算结果表明,该桥梁结构的抗震性能满足规范要求。

1 工程概况与有限元模型

1.1 工程概况

柳州市凤凰岭大桥主桥采用跨径布置为(96+124+3×130+90)m=700 m 等高连续组合梁方案(见图 1)。桥面全宽 46.6 m,等高双箱单室钢箱组合梁断面,梁高 6.5 m(见图 2)。中墩采用箱型截面空心墩,截面尺寸为 5.5 m×39.5 m,立柱为空心截面,壁厚 0.8 m。中墩承台为圆端形,承台平面尺寸为 6.48 m×40.5 m,厚度 3.0 m,采用 18 根 ϕ 1.8 m 钻孔灌注桩(见图 3、图 5、图 7)。边墩采用矩形实心截面,截面尺寸为 4.0 m×38.5 m,承台为矩形整体式,平面尺寸为 6.25 m×39.5 m,厚度 3.0 m,采用 18 根 ϕ 1.5 m 钻孔灌注桩(见图 4、图 6、图 7)。主梁的钢梁主体结构采用 Q345qC 钢,其余各部件混凝土使用情况见表 1。

收稿日期：2021-01-13

作者简介: 庞伟(1978—), 男, 本科, 高级工程师, 从事道路、桥梁建设管理工作。



图 1 主桥立面图

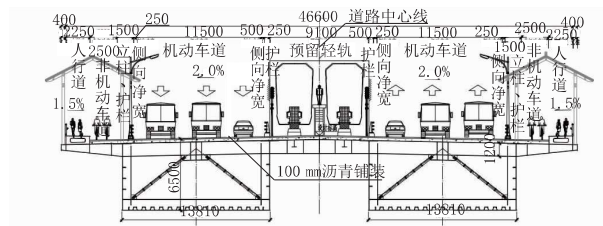


图 2 主桥断面图(单位:mm)

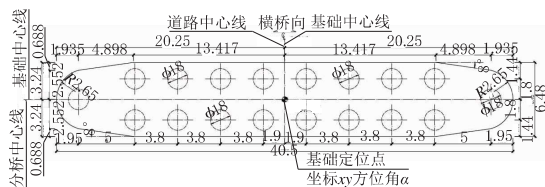


图 3 主桥中墩桩基布置图

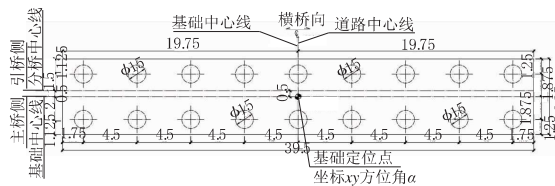


图 4 主桥边墩桩基布置图

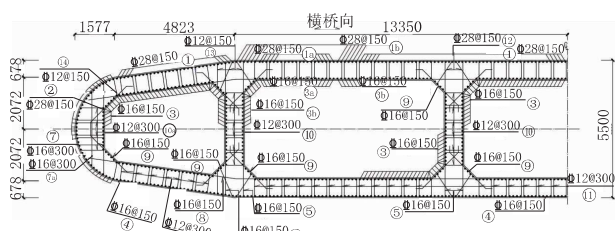


图 5 中墩配筋图

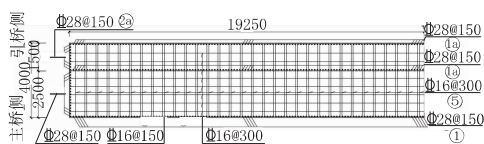


图 6 边墩配筋图

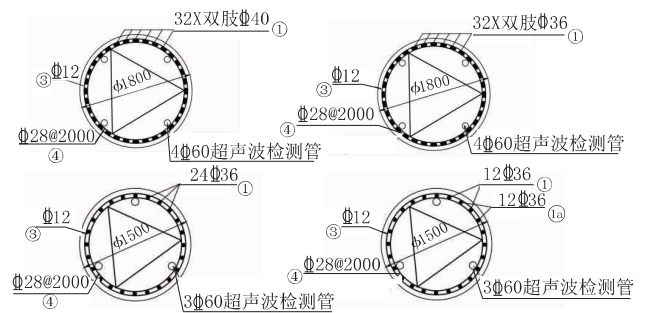


图 7 桩基配筋图

表 1 混凝土使用情况

主要部件	材料	净保护层厚度/mm
墩柱	C40 复合纤维混凝土	30
钻孔灌注桩	C35	75

1.2 有限元模型

桥墩、钢箱主梁、桥上建筑钢结构杆件均采用梁单元模拟,承台近似按刚体模拟,其质量堆聚在承台质心,墩底与承台中心及桩顶中心节点主从相连,二期恒载以均布线质量的形式加载至主梁单元上。主桥设计采用球型钢支座,其中桥墩 4# 处设置固定支座,其余桥墩均布置滑动支座。采用六弹簧模型模拟各群桩基础的影响,弹簧刚度根据土层状况和桩的布置形式按静力等效原则确定,由土层资料确定 m 值。根据上述模拟方法,以 SAP2000 软件为建模工具,建立的全桥有限元模型见图 8。



图 8 全桥空间动力计算模型

2 地震动输入

本桥地震基本烈度为 6 度,水平向地震动峰值加速度 0.05g。建筑工程抗震设防类别为丙类,建筑场地类别 II 类,多遇地震的场地特征周期为 0.35 s,设计安全等级一级,结构重要性系数 1.1。根据规范^[1-3]得到地震动加速度目标反应谱见图 9。根据给出的目标反应谱生成人工波,选择与目标反应谱拟合较好的 3 条地震波进行计算,并取最大值作为最终结果。

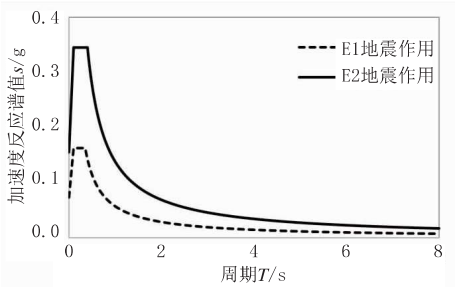


图 9 加速度反应谱

3 E1 地震作用下地震反应分析与抗震验算

3.1 反应谱分析结果

对桥梁结构在 E1 地震作用下进行反应谱分析,得到结构重要部件关键截面内力见表 2、表 3。

表 2 桥墩墩底截面内力

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)	
P2 纵桥向	440.6	3 265.4	12 527.3	通过
P3 纵桥向	376.4	4 502.0	45 711.5	通过
P4 纵桥向	80.9	9 190.7	173 663.2	通过
P5 纵桥向	394.6	2 276.0	22 514.1	通过
P6 纵桥向	481.6	2 366.2	6 106.8	通过
P2 横桥向	21.4	11 169.4	112 800.8	通过
P3 横桥向	31.2	13 357.6	252 723.9	通过
P4 横桥向	60.3	7 520.9	149 214.8	通过
P5 横桥向	30.7	3 308.5	74 316.6	通过
P6 横桥向	19.7	9 221.1	85 546.2	通过

表 3 主桥桩基础地震响应

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)	
P2 纵桥向	1 779	366.3	666.3	通过
P3 纵桥向	2 840	319.5	1 162.0	通过
P4 纵桥向	8 826	533.1	3 166.0	通过
P5 纵桥向	2 248	190.7	1 585.0	通过
P6 纵桥向	1 463	339.7	662.4	通过
P2 横桥向	2 254	764.8	2 616.0	通过
P3 横桥向	3 726	827.1	2 618.0	通过
P4 横桥向	2 371	504.4	2 658.0	通过
P5 横桥向	1 307	272.9	2 435.0	通过
P6 横桥向	1 776	625.5	2 184.0	通过

3.2 非线性时程分析结果

对桥梁结构在 E1 地震作用下进行非线性时程分析,得到结构重要部件关键截面内力见表 4~ 表 6。

表 4 桥墩墩底截面内力

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)	
P2 纵桥向	615.2	2 372.9	9 104.4	通过
P3 纵桥向	563.9	3 193.4	33 343.6	通过
P4 纵桥向	331.8	2 690.0	58 280.0	通过
P5 纵桥向	486.8	1 738.8	26 219.4	通过
P6 纵桥向	407.7	1 949.8	5 144.7	通过
P2 横桥向	18.4	11 364.9	115 257.9	通过
P3 横桥向	25.9	13 659.3	244 666.2	通过
P4 横桥向	47.2	7 885.1	139 572.1	通过
P5 横桥向	29.1	3 636.9	67 556.4	通过
P6 横桥向	21.3	9 374.1	94 093.9	通过

表 5 主桥桩基础地震响应

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	
P2 纵桥向	1 306	266.1	484.2	通过
P3 纵桥向	2 033	226.6	824.5	通过
P4 纵桥向	2 827	219.8	1 179	通过
P5 纵桥向	1 572	109.2	938.9	通过
P6 纵桥向	1 207	279.9	545.9	通过
P2 横桥向	2 302	737.4	2 517	通过
P3 横桥向	3 770	881.4	2 795	通过
P4 横桥向	2 491	449.9	2 365	通过
P5 横桥向	1 336	316	2 822	通过
P6 横桥向	1 912	659	2 300	通过

表 6 桥上建筑钢结构杆件最大应力验算

截面类型	正应力 /MPa	剪应力 2 /MPa	剪应力 3 /MPa	界限值 /MPa	验算结果
钢管混凝土柱	-92.5	0.0	-3.6	270	通过
圆管混凝土柱	-104.1	-0.6	1.3	270	通过
钢构件 350*16	-139.6	8.4	2.6	270	通过

根据《城市桥梁抗震设计规范》(GJJ 166—2011)^[1]与《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)^[4]的规定,对 E1 地震作用下反应谱及非线性时程分析结果展开验算。限于篇幅,列出部分桥上建筑钢构件在 E1 非线性时程分析中的验算结果,反应谱的计算结果虽未给出,但满足规范要求,验算表中的界限值对应于正应力。可以看出,桥墩、桩基础关键截面、桥上钢构件抗弯承载力满足规范要求。

4 E2 地震作用下地震反应分析与抗震验算

4.1 反应谱分析结果

对桥梁结构在 E2 地震作用下进行反应谱分析,得到结构重要部件关键截面内力见表 7、表 8。

表 7 桥墩墩底截面内力

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	
P2 纵桥向	1 055.6	6 932.8	26 596.4	通过
P3 纵桥向	870.6	10 921.3	110 889.6	通过
P4 纵桥向	184.7	22 309.7	420 885.9	通过
P5 纵桥向	903.2	5 480.1	53 503.5	通过
P6 纵桥向	1 152.7	5 023.7	12 965.2	通过
P2 横桥向	50.1	26 213.9	265 602.4	通过
P3 横桥向	74.8	31 651.8	599 523.0	通过
P4 横桥向	146.1	18 221.1	361 433.5	通过
P5 横桥向	74.6	8 002.5	177 626.3	通过
P6 横桥向	47.4	20 762.6	196 799.9	通过

表 8 主桥桩基础地震响应

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	
P2 纵桥向	3 783	777.6	1 415	通过
P3 纵桥向	6 887	775.0	2 820	通过
P4 纵桥向	21 390	1 286.0	7 653	通过
P5 纵桥向	5 420	461.9	3 837	通过
P6 纵桥向	3 114	721.1	1 406	通过
P2 横桥向	5 294	1 792.0	6 127	通过
P3 横桥向	8 832	1 955.0	6 189	通过
P4 横桥向	5 743	1 219.0	6 425	通过
P5 横桥向	3 146	661.6	5 904	通过
P6 横桥向	4 022	1 395.0	4 870	通过

4.2 非线性时程分析结果

对桥梁结构在 E2 地震作用下进行非线性时程分析,得到结构重要部件关键截面内力见表 9~ 表 11。

表 9 桥墩墩底截面内力

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	
P2 纵桥向	949.2	4 440.5	16 128.4	通过
P3 纵桥向	801.9	6 728.0	69 709.7	通过
P4 纵桥向	508.8	9 136.1	172 096.3	通过
P5 纵桥向	734.3	5 109.0	59 497.5	通过
P6 纵桥向	796.1	3 333.4	8 221.4	通过
P2 横桥向	41.9	26 185.6	266 234.9	通过
P3 横桥向	61.1	31 739.1	566 984.1	通过
P4 横桥向	112.6	18 961.9	339 066.3	通过
P5 横桥向	69.7	8 931.5	156 566.8	通过
P6 横桥向	49.9	21 508.1	218 023.0	通过

表 10 主桥桩基础地震响应

截面位置	墩底截面地震力			验算结果
	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	
P2 纵桥向	2 436	498.1	906.0	通过
P3 纵桥向	4 263	477.4	1 737.0	通过
P4 纵桥向	9 561	700.7	3 848.0	通过
P5 纵桥向	4 382	286.9	2 499.0	通过
P6 纵桥向	2 066	478.5	933.1	通过
P2 横桥向	5 284	1 652.0	5 634.0	通过
P3 横桥向	8 710	2 014.0	6 384.0	通过
P4 横桥向	6 015	1 120.0	5 892.0	通过
P5 横桥向	3 200	766.0	6 841.0	通过
P6 横桥向	4 404	1 502.0	5 239.0	通过

表 11 桥上建筑钢结构杆件最大应力验算(非线性时程分析法)

截面类型	正应力 /MPa	剪应力 2 /MPa	剪应力 3 /MPa	界限值 /MPa	验算结果
钢管混凝土柱	-129.9	-1.00	2.5	270	通过
圆管混凝土柱	-170.5	-1.50	-3.2	270	通过
钢构件 350×16	159.3	0.06	20.8	270	通过

对 E2 地震作用下反应谱及非线性时程分析计算结果展开验算。限于篇幅,列出部分桥上建筑钢构件在 E2 非线性时程分析中的验算结果,反应谱的计算结果虽未列出,但满足规范要求,验算表中的界限值对应于正应力。可以看出,桥墩、桩基础关键截面、桥上钢构件抗弯承载力满足规范要求。

5 桥梁结构地震反应分析方法

目前,可采用的地震反应分析方法包括静力法、反应谱法和非线性时程分析法。其中,静力法由于忽略了结构的动力特性,因而具有很大的局限性,所以本研究采用反应谱法和非线性动态时程分析法,对广西柳州凤凰岭大桥开展抗震设计与验算。反应谱法计算简便,可以通过较少的计算量获得结构的最大反应值,因而成为各国规范中的基本分析手段。但反应谱只是弹性范围内的概念,没有考虑结构的塑性发展,而且只能得到结构最大反应,不能反映结构在地震动过程中的经历和地震持续时间的影响,因而本研究在反应谱分析法的基础上同时采用了可考虑各种非线性因素的、较为精确的非线性时程分析法,对桥梁结构和桥上建筑的地震动响应进行研究。从两种方法的计算结果来看,反应谱方法和非线性时程法的结果互相印证和校核,差距在合理范围内,确保了凤凰岭大桥抗震分析的准确性和可靠程度。

6 结 语

本文以广西柳州凤凰岭大桥工程为背景,采用两水平抗震设计方法,对含有桥上建筑的大跨连续梁桥在 E1、E2 地震作用下采用反应谱法和非线性时程分析法,以 SAP2000(v19.2)软件作为建模工具,进行了地震反应分析与验算,得到了如下结论,对该类桥梁的抗震设计提供了参考。

(1)在 E1 地震作用下,主桥桩基础最不利单桩截面地震弯矩小于其初始屈服弯矩,保持弹性工作状态,桥墩关键截面和上部钢桁架杆件亦保持弹性工作状态。

(2)在 E2 地震作用下,桥墩关键截面及桩基础最不利单桩截面地震弯矩小于其等效屈服弯矩,满足其各自性能目标,上部钢桁架所有构件均能满足强度要求,支座位移满足要求。

(3)本研究采用了反应谱法和非线性时程分析法两种地震动分析方法对广西柳州凤凰岭大桥开展了地震动响应研究。两种方法互相补充、印证,确保了计算分析结果的准确性和可靠程度。

参考文献:

- [1] GJJ 166—2011,城市桥梁抗震设计规范[S].
- [2] 叶爱君,管仲国.桥梁抗震[M].2 版.北京:人民交通出版社,2011.
- [3] JTC 3362—2018,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [4] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].

~~~~~  
(上接第 46 页)

性的相关要求。这说明 EPS 路基换填技术在本项目是合理可行的,不需采用特殊的抗浮稳定性处理措施。

## 4 施工要点

EPS 块体施工时应尽量减少场地堆放,并采取防火防风等材料保护措施,EPS 块体下砾石砂垫层宽度应超过路基边缘 0.5~1 m。EPS 现场施工时,非标准尺寸应在车间电热丝切割加工完成后再运输至施工现场,且 EPS 块体铺砌应错缝铺设,块体之间应设置爪件连接并保证连接质量。EPS 顶面钢筋混凝土板或土工材料应覆盖全部块体材料,并向外延伸 0.5~1.0 m。

## 5 结 语

随着城市地铁不断建设、地铁周边地块或交通设施的不断开发,当前影响地铁结构变形的因素愈加复杂<sup>[2]</sup>,地铁上方、改建道路对地铁结构安全的影响也不断放大。通过使用 EPS 材料路基换填,降低地铁结构上方荷载变化,可以有效减轻对地铁结构变形的影响。只是当前相关规范等对相关设计或施工要求较宽泛,相关细节仍待进一步深化,并增加对相关项目的研究总结工作。

### 参考文献:

- [1]孔德宝.多年冻土地区挡土墙监测研究与数值模拟计算[D].西安:长安大学,2013.
- [2]潘栋.地铁结构变形预测模型与安全评估分析[D].南京:东南大学,2016.