

某连续刚构桥抗震与减震性能分析

刘伟

(中设设计集团股份有限公司, 江苏 南京 210014)

摘要: 高承载力隔震支座具有竖向承载力高、滞回耗能能力强等优点。文中以某主跨 150 m 连续刚构桥为研究对象, 运用有限元软件 MIDAS 进行动力时程分析, 对比仅布置滑动支座和布置滑动支座加高承载力支座两种体系时桥梁在 E1 和 E2 地震作用下的响应。结果表明, E1 和 E2 地震作用下设置两种体系各关键截面均处于完全弹性范围内, 布置高承载力支座的隔震体系时桥梁主梁位移和关键截面内力均不同程度减小。

关键词: 桥梁; 连续刚构桥; 高承载力隔震支座; 抗震性能; 减震性能

中图分类号: U442.5

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2019)05-0100-04

与传统结构的抗震设计方法依靠增加结构构件的自身强度、变形能力来抵抗地震反应相比, 减隔震技术依靠减隔震装置的变形来消耗地震能量, 在提高结构抗震性能和降低工程造价方面都颇具优势。在各种隔震装置中, 使用最多的是叠层橡胶隔震支座, 随着减隔震技术的进步, 出现了力学性能更好的高阻尼橡胶隔震支座和高承载力隔震支座。

受地形、地质和水文条件影响, 连续刚构桥是山区中等跨径桥梁的首选。连续刚构桥的主墩形式主要有单薄壁墩和双薄壁墩, 双薄壁墩纵桥向抗弯刚度大, 桥墩较矮时一般采用双薄壁墩。许多学者对连续刚构桥的抗震性能进行了研究, 如何波等运用 ANSYS 对大跨度连续刚构桥进行了动力特性分析, 比较了反应谱法和时程分析法的计算结果及优劣势; 王占飞等使用弹塑性 Pushover 研究桥梁抗震设计方法, 对三跨连续刚构桥进行了 E2 地震动作用下的抗震分析, 发现 Pushover 能很好地探明桥梁

整体结构的弹塑性状态, 进行 E2 地震作用下的抗震设计。现有桥梁多采用延性抗震体系或盆式橡胶支座, 该文研究高承载力隔震支座应用于连续刚构桥的减震性能, 并与传统盆式橡胶支座进行对比。

1 桥梁模型

1.1 桥梁概况

某连续刚构桥全长 326 m, 上部结构采用 84 m + 150 m + 84 m 预应力砼连续刚构、箱形截面、悬浇施工; 下部结构桥墩采用双肢实体墩, 0[#] 桥台采用 U 形台、扩大基础, 3[#] 桥台采用 U 形台、钻孔灌注桩基础。该桥设计荷载为公路—I 级, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.15g, 设计地震分组为第一组。该项目场地土类型为软弱土~中软土, 场地类别为 II 类, 属于对建筑抗震不利的一般地段, 阻尼比取 0.05。该桥抗震设防类别为 B 类, 场地卓越周期 $T_g = 0.45$ s。全桥桥型布置见图 1。

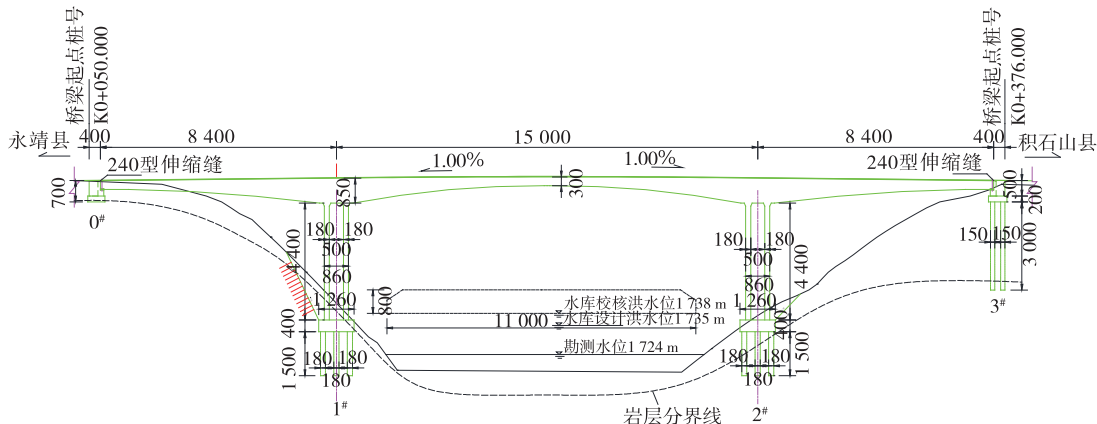


图 1 桥型平面布置(单位: cm)

1.2 有限元模型

根据该桥结构总体布置,采用有限元计算程序 MIDAS/Civil 建立三维有限元模型进行结构动力特性和地震反应分析。在采用隔震装置的条件下,将全桥主梁、墩和桩模拟为考虑剪切变形的三维弹性梁单元计算结构响应,并提取结构关键部位响应,以便进行关键部位验算及弹塑性判断(见图 2)。



图 2 桥梁有限元模型

使用分层文克尔土弹簧模型模拟桩基础受到的土体影响。将土层分层离散为文克尔弹簧,离散后的等效弹性支承的弹簧刚度 k 等于弹性支承作用面积 A (即单元高度与基础计算宽度的乘积)与地基系数 c_0 或 c_y 的乘积。在离散等效弹性支承时,同一土层内可根据精度需要将其分成若干部分,但在土层分界处必须分开。将每个分出的部分看成一个弹性支承,其作用点就在该部分的合力作用点处。

表 2 隔震体系下支座参数

支座类型	数量/ 个	竖向承载 力/kN	位移量/ mm	摩擦 系数	支座类型	数量/ 个	竖向承载 力/kN	有效刚度/ (kN·m)	屈服 力/kN	屈服前刚 度/(kN·m)	屈服后刚度/ (kN·m)
盆式滑动支座	2	4 000	±200	≤0.03	高承载力支座	2	3 770	348	12.28	38.61	9.65

2 动力分析

2.1 自振特性

特征值分析中采用多重 Ritz 向量法分析 45 阶振型,各方向的振型参与质量为 90%,前十阶周期见表 3。从表 3 可看出:隔震体系各振型阶次的周期都略小于或等于抗震体系。

2.2 E1 地震结构位移和内力响应

在进行地震时程响应计算时,依据《公路工程抗震设计规范》,应采用多条地震波进行计算分析。为便于比较,选用 3 条根据反应谱拟合的人工波进行计算,E1 地震下 3 条地震波的加速度峰值为 0.645 m/s^2 ,E2 地震下的加速度峰值为 1.951 m/s^2 。桥梁在地震作用下的主梁位移和关键截面内力响应根据规范选取 3 条地震波作用下的最大值。E1 地震作用下抗震体系和隔震体系结构位移对比见表 4,结构关键截面最大弯矩、剪力对比见表 5 和表 6 (包

据此可得:

$$K_i = mb_i(z + z_0)h_i$$

式中: K_i 为每层土弹簧的刚度系数; h_i 为每层土的厚度。

1.3 支座布置

建立桥梁模型后,加上结构自重和二期恒荷载,在静力分析后提取支座处所承受的桥梁上部结构荷载,为 3 700 kN。根据支座处所承受的桥梁上部结构荷载,选取滑动支座竖向承载力为 4 000 kN、高承载力支座为 3 770 kN。

抗震体系下,左右桥台各布置 2 个盆式滑动支座,支座参数见表 1。

表 1 抗震体系下支座参数

支座 类型	数量/ 个	竖向承载 力/kN	有效刚度/ (kN·m)	屈服力/ kN	屈服前刚度/ (kN·m)
滑动支座	4	4 000	300	59.2	19 700

隔震体系下,左边桥台布置 2 个盆式滑动支座,右边桥台布置 2 个高承载力隔震支座,支座参数见表 2。

括顺桥向和横桥向,对顺桥向数据统计隔震体系减少率)。

表 3 振动频率和振动周期

阶次	频率/Hz		周期/s		
	抗震体系	隔震体系	抗震体系	隔震体系	隔震/抗震
1	0.270	0.314	3.708	3.187	0.859
2	0.355	0.364	2.819	2.748	0.975
3	0.371	0.415	2.697	2.408	0.893
4	0.433	0.615	2.310	1.627	0.704
5	0.887	0.886	1.128	1.128	1.000
6	1.073	1.154	0.932	0.867	0.930
7	1.478	1.477	0.677	0.677	1.000
8	1.850	1.850	0.541	0.541	1.000
9	1.925	1.976	0.519	0.501	0.965
10	2.497	2.496	0.401	0.401	1.000

从表 4 可看出:E1 地震作用下,隔震体系对于顺桥向位移有更好的控制。相比于抗震体系,隔震体系主梁位移减小 16%,2 个桥台支座位移分别减

表4 E1地震作用下结构位移

位置	顺桥向位移			横桥向位移	
	抗震体系/mm	隔震体系/mm	减少率	抗震体系/mm	隔震体系/mm
主梁	63.0	53.0	0.16	47	49
1#桥台支座	48.4	32.8	0.33	17	21
2#桥台支座	48.9	31.0	0.37	18	8

表5 E1地震作用下关键截面弯矩

位置	顺桥向弯矩			横桥向弯矩	
	抗震体系/(kN·m)	隔震体系/(kN·m)	减少率	抗震体系/(kN·m)	隔震体系/(kN·m)
1#主墩墩顶	38 274	35 461	0.07	9 094	9 527
2#主墩墩顶	36 964	32 056	0.13	8 902	9 922
1#主墩墩底	31 607	29 763	0.06	46 420	48 130
2#主墩墩底	30 826	25 351	0.18	46 350	45 172
1#主墩桩顶	1 595	1 573	0.01	400	400
2#主墩桩顶	2 272	2 122	0.07	892	938

表6 E1地震作用下关键截面剪力

位置	顺桥向剪力			横桥向剪力	
	抗震体系/kN	隔震体系/kN	减少率	抗震体系/kN	隔震体系/kN
1#主墩墩顶	1 683	1 560	0.07	1 064	1 106
2#主墩墩顶	1 592	1 470	0.08	1 057	1 048
1#主墩墩底	1 751	1 725	0.01	1 249	1 350
2#主墩墩底	1 747	1 527	0.13	1 257	1 218
1#主墩桩顶	448	445	0.01	355	379
2#主墩桩顶	617	550	0.11	365	340

小33%和37%。隔震体系中2#桥台布置高承载力支座,横桥向位移明显减小。

从表5和表6可看出:E1地震作用下,隔震体系顺桥向各关键截面内力相比抗震体系均有所减小,所有截面内力均小于抗震体系。其中2#桥墩墩顶、墩底和桩顶的弯矩减小较明显,分别减小13%、18%和7%;2#桥墩墩顶、墩底和桩顶的剪力分别减少8%、13%和11%。结合2#桥墩支座位移较小,说明高承载力支座在减小主梁位移的同时并没有增加结构的内力响应,而是支座自身耗散了地震能量。横桥向隔震体系部分截面内力有所增大,但内力增加最大不超过10%,这是由于高承载力支座将部分荷载传递到了桥墩上。

为判断桥梁是否满足抗震设防要求,对E1地震作用下顺桥向各关键截面弹塑性进行判断,结果

见表7。

表7 E1地震作用下顺桥向各关键截面弹塑性判断

位置	墩身最大弯矩/(kN·m)	初始屈服弯矩/(kN·m)	能力/需求	是否通过
1#主墩	35 461	95 278	2.69	是
2#主墩	32 056	95 278	2.97	是
1#主墩桩顶	1 573	11 939	7.59	是
2#主墩桩顶	2 122	11 939	5.63	是

从表7可看出:E1地震作用下,结构各关键截面均处于完全弹性状态,隔震体系可有效控制结构位移,对结构内力的控制也较理想。这是由于高承载力支座有良好的耗能能力,使桥梁在E1地震作用下更加安全。

2.3 E2地震结构位移和内力响应

E2地震作用下抗震体系和隔震体系结构位移对比见表8,结构关键截面最大弯矩、剪力见表9和表10(同样选取3条地震波作用下的最大值,并对顺桥向两种体系的地震响应进行对比)。

表8 E2地震作用下结构位移

位置	顺桥向位移			横桥向位移	
	抗震体系/mm	隔震体系/mm	减少率	抗震体系/mm	隔震体系/mm
主梁	181	172.0	0.05	120	128
1#桥台支座	167	152.7	0.09	110	93
2#桥台支座	168	144.8	0.14	118	31

表9 E2地震作用下关键截面弯矩

位置	顺桥向弯矩			横桥向弯矩	
	抗震体系/(kN·m)	隔震体系/(kN·m)	减少率	抗震体系/(kN·m)	隔震体系/(kN·m)
1#主墩墩顶	74 969	70 518	0.06	20 555	24 263
2#主墩墩顶	70 541	65 279	0.07	21 040	26 315
1#主墩墩底	72 725	68 227	0.06	120 967	132 025
2#主墩墩底	67 881	64 127	0.06	117 955	130 198
1#主墩桩顶	2 563	2 471	0.04	1 150	1 195
2#主墩桩顶	4 520	4 471	0.01	3 031	2 690

从表8可看出:E2地震作用下,隔震体系相比抗震体系顺桥向主梁位移减小5%,横桥向主梁位移基本一致,顺桥向和横桥向各桥台支座位移均有不同程度减小,隔震体系布置高承载力支座的桥台处横桥向支座位移减小73%。

从表9和表10可看出:E2地震作用下,隔震体系降低了顺桥向各关键截面的内力响应,横桥向部

表 10 E2 地震作用下关键截面剪力

位置	顺桥向剪力			横桥向剪力	
	抗震体系/kN	隔震体系/kN	减少率	抗震体系/kN	隔震体系/kN
1# 主墩墩顶	3 491	3 179	0.09	2 652	3 005
2# 主墩墩顶	3 170	2 897	0.09	2 544	2 843
1# 主墩墩底	3 857	3 696	0.04	3 039	3 563
2# 主墩墩底	3 495	3 406	0.03	3 263	3 391
1# 主墩桩顶	1 057	1 025	0.03	948	1 012
2# 主墩桩顶	1 452	1 427	0.02	1 253	988

分截面的内力响应增大,这是由于隔震体系横桥向支座位移减小明显。

由于横桥向初始屈服弯矩较大,仅对 E2 地震作用下顺桥向各关键截面弹塑性进行判断,结果见表 11。

表 11 E2 地震作用下顺桥向各关键截面弹塑性判断

位置	墩身最大弯矩/(kN·m)	初始屈服弯矩/(kN·m)	能力/需求	是否通过
1# 主墩	70 518	95 278	1.35	是
2# 主墩	65 279	95 278	1.46	是
1# 主墩桩顶	2 471	11 939	4.83	是
2# 主墩桩顶	4 471	11 939	2.67	是

从表 11 可看出:E2 地震作用下,结构各关键截面均处于完全弹性状态,隔震体系主梁位移和顺桥向内力响应相比抗震体系有所减小;隔震体系横桥向部分截面内力增大,但由于横桥向初始屈服弯矩较大,内力增大量可以接受。

3 结论

(1) E1 和 E2 地震作用下,无论是设置抗震体系还是隔震体系,桥梁各关键截面都处于完全弹性阶段,满足设防目标要求。

(2) 采用隔震体系时,桥梁顺桥向主梁位移、各关键截面弯矩和剪力都降低,桥梁结构更加安全。

(3) 采用隔震体系,主梁位移减少,可减小伸缩缝宽度。

参考文献:

[1] 刘延芳,叶爱君.减隔震技术在桥梁结构中的应用[J].世界地震工程,2008,24(2).

[2] 袁涌,魏威,谭平,等.一种基于改进超弹性 Zener 模型的高阻尼橡胶隔震支座速度相关性本构模型[J].土木工程学报,2016,49(3).

[3] 陈长海.高承载力隔震支座的力学性能初步研究[J].世界桥梁,2017,45(4).

[4] 张永亮,卢肖素,陈兴冲,等.高烈度区实体双薄壁矮墩连续刚构桥抗震设计[J].铁道工程学报,2017,34(11).

[5] 何波,朱宏平,李俊,等.大跨薄壁墩连续刚构桥抗震性能分析[J].华中科技大学学报:城市科学版,2006,23(4).

[6] 王占飞,庞辉,李幅昌,等.基于 Pushover 分析的刚构桥抗震设计方法研究[J].工程力学,2012,29(增刊 2).

[7] JTG/T B02—01—2008,公路桥梁抗震设计细则[S].

收稿日期:2019—05—21

(上接第 70 页)

弯拉能力都得到提高,但掺量超过 0.2%时对三合料抗拉性能的改良效果不明显。

(2) 在三合料中加入 0.2%聚丙烯纤维,28 d 弯拉强度相比未掺加纤维的三合料提高 27.9%,7、14、28、60 d 劈裂强度分别提高 38.8%、37.5%、23.7%、20.7%。在三合料基层中添加聚丙烯纤维可提高其抗裂性能。

参考文献:

[1] Serfass J P.Application and behavior of fiber modified asphalt[J].AAPT,1995,64.

[2] A Bentur,N S Berke,M P Dallaire,et al.Crack mitigation effects of shrinkage reducing admixtures[A].Symposium on Design and Construction Practices to Mitigate

Cracking[C].2001.

[3] 曹锐,岳清瑞.连续纤维复合材料及其发展历程[J].工业建筑,2001,31(9).

[4] 唐朝生,施斌,高玮.聚丙烯纤维和水泥对粘性土强度的影响及机理研究[J].工程地质学报,2006,15(1).

[5] 马银华,张广,易志坚,等.聚丙烯纤维半刚性基层材料弯曲韧性试验研究[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2007,26(4).

[6] 于晖.合成纤维混凝土抗裂性能分析[J].安徽建筑,2007(2).

[7] 梁磊,赵文,李艺,等.增强纤维的加入对混凝土抗冲击性能的影响[J].混凝土与水泥制品,2007(1).

[8] JTG E51—2009,公路工程无机结合料稳定材料试验规程[S].

收稿日期:2019—04—02