

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2023.09.036

高烈度震区桥梁减隔震设计分析

黄华

(中国市政工程中南设计研究总院有限公司, 湖北 武汉 430010)

摘要: 在高烈度震区的桥梁抗震设计中,相比于延性抗震设计,采用减隔震装置可以通过延长结构的自振周期和增大结构阻尼达到消耗地震能力和降低结构地震响应的目的,从而大大提高桥梁抗震性能,有着显著的经济性和震后易修复性的优点。以某8度区连续梁桥为工程背景,建立全桥三维空间有限元模型,通过非线性时程动力分析对桥梁减隔震性能进行研究,并与相应的非减隔震桥梁进行对比检验隔震效果。同时,结合动力分析结论对桥梁抗震构造措施进行精细设计,通过合理的构造设计保证减隔震装置作用的充分发挥,确保桥梁达到预期抗震性能目标。

关键词: 桥梁结构;减隔震设计;摩擦摆减隔震支座;非线性时程分析

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)09-0153-05

0 引言

桥梁结构的延性抗震设计是通过强震时在结构特定部位形成塑性铰来延长结构周期,同时利用塑性铰转动进行耗能。因此,延性抗震设计实质是以桥墩的损伤为代价,震后需要对桥墩进行修复。同时,延性抗震设计中基础需要按能力保护构件设计,这可能使基础造价显著提升。

减隔震设计主要通过设置减隔震装置来延长结构自振周期和增大结构阻尼以耗散地震能量和降低结构地震响应。由于减隔震设计在强震下下部结构均不进入塑性状态,基础无需按能力保护设计,因此一般情况下无需加强,与延性抗震设计相比,在基础造价上优势明显。

两种抗震设计方法均有其适用条件。在某些情况下,采用延性抗震设计可能无法解决实际结构的抗震问题或者花费代价巨大,例如位于高烈度震区的桥梁结构,桥墩较矮或者墩高差异较大的情况下,矮墩的延性性能往往难以满足抗震需求,而桥梁结构设计中广泛采用的普通板式橡胶支座、普通盆式或球钢支座不仅难以满足抗震需求,同时还会大幅度增加基础部分的工程造价,并带来震后修复的困难。在这样的情况下,减隔震设计方案便成为解决实际抗震问题的更有效途径。当然减隔震设计也有其

适用条件,规范规定在地震作用下场地易失效时、下部结构刚度小且桥梁的基本周期较长时、软弱场地中当周期无法避开地震波能力集中频段或支座出现负反力的情况时,不宜采用减隔震设计。

进行减隔震设计,最关键是通过动力分析设计出力学性能适宜的减隔震装置并使其在结构抗震中达到预期的耗能目标。这就要求工程师们不仅要掌握桥梁减隔震分析方法,还要重视相关的抗震构造措施的设计,充分发挥减隔震装置作用才能确保桥梁达到预期抗震性能目标。

1 工程概况

广东沿海某城市主干道大桥,结构形式为标准跨径30m的多跨连续梁桥,全桥共分为12联。桥梁分左右两幅设置,单幅桥宽12.5m,上部结构为预应力混凝土箱梁,单箱单室斜腹板截面形式,悬臂长度3m,梁高2m。下部桥墩采用矩形花瓶墩,墩底尺寸为 1.6×3.6 m,墩顶4m范围圆弧形展宽为 1.6×5.8 m;基础采用承台桩基础形式,承台尺寸为 $6.25 \times 6.25 \times 2.5$ m,下接4根直径1.5m钻孔灌注桩,桩底嵌入中风化花岗岩。

2 抗震设防标准及抗震性能目标

根据岩土工程勘察报告,桥址所在场地剪切波速值 <150 ,区域覆盖层厚度 >80 m,建筑场地类别为IV类,属建筑抗震不利地段。

依据中华人民共和国国家标准《中国地震动参数

收稿日期: 2022-10-27

作者简介: 黄华(1979—),男,工学硕士,高级工程师,主要从事大跨度桥梁设计理论与桥梁抗震研究。

区划图》及广东省地震动峰值加速度区划图和广东省地震动反应谱特征周期区划图,地震基本烈度 8 度,IV 类需要调整场地特征周期和地震动加速度,调整后,本桥主桥所在 IV 类场地,反应谱特征周期为 0.75 s,地震动峰值加速度为 0.20g。

根据规范规定,本桥按城市主干道等级设计,属于丙类桥梁。本桥采用减隔震设计,抗震设防标准及性能目标见表 1。

表 1 抗震设防标准及性能目标

地震作用	构件	性能目标	验算标准
E1	整桥	小震不坏	完全弹性
	墩	保持弹性	弯矩需求小于初始屈服弯矩
	支座	无损伤	抗力满足支座型号要求
	桩基	保持弹性	弯矩需求小于初始屈服弯矩
E2	整桥	大震可修	整体弹性
	墩	弹性不屈服	弯矩需求小于等效屈服弯矩
	支座	塑性变形	变位满足要求
	桩基	弹性不屈服	弯矩需求小于等效屈服弯矩

3 速度时程

地震波直接选用本项目安评报告提供的加速度时程数据,安评报告提供了三条对应于 E1 地震作用的 50 年 10% 概率水准地震波和三条对应于 E2 地震作用的 50 年 2% 概率水准地震波,地震波竖向输入数据按水平波的 2/3 考虑。以下仅为 E2 水准下的三条水平地震波时程曲线,如图 1~ 图 3 所示。

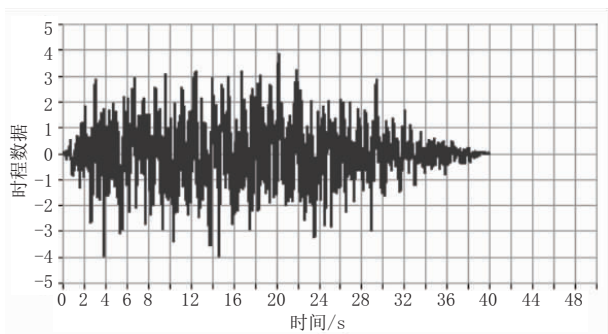


图 1 E2-1 水平地震加速度时程

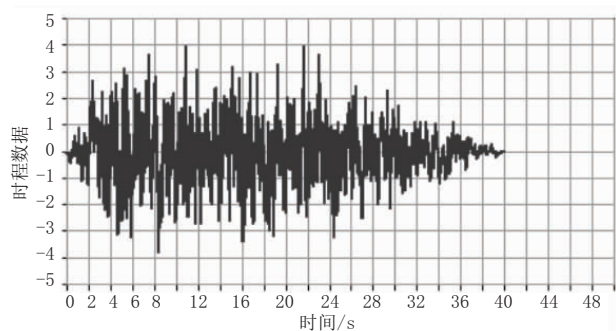


图 2 E2-2 水平地震加速度时程

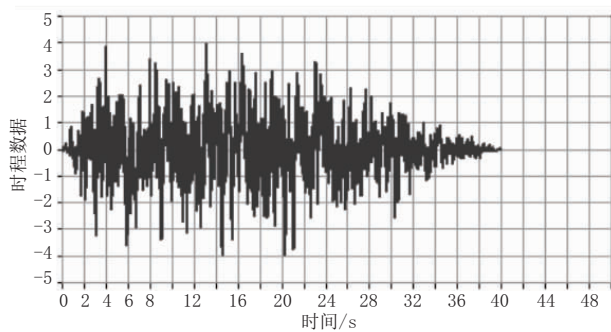


图 3 E2-3 水平地震加速度时程

4 桥梁减隔震分析

由于本桥联跨较多,故选取第二联 4 × 30 m 预应力混凝土箱梁为典型联跨进行计算分析。为考虑边跨影响,同时建立 3 × 30 m 第一和第三两联边跨。采用 Midas Civil 有限元分析软件,建立动力模型进行计算分析。减隔震桥梁地震力的计算可采用反应谱法或非线性动力时程分析法^[1],本次采用非线性动力时程分析法。

由于本桥采用减隔震设计,地震作用下全桥均保持弹性状态,因此在自由振动特性分析及地震作用下的时程分析中全桥各构件均模拟为弹性 Timoshenko 梁单元。全桥动力分析有限元模型如图 4 所示。

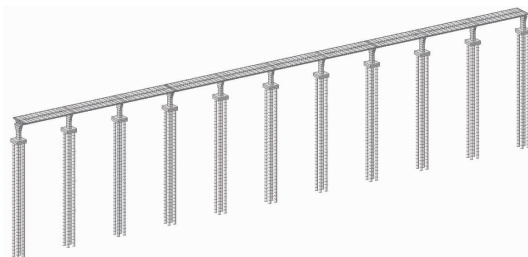


图 4 全桥动力分析有限元模型

4.1 边界条件

本桥场地地震烈度高,场地类别为 IV 类,特征周期长,属抗震不利地段。为了满足结构的抗震性能,本桥各联跨均考虑设置双曲面球型减隔震支座进行减隔震设计。

双曲面球型摩擦摆支座主要动力设计参数见表 2,其力学特性按照如图 5 所示意的荷载 - 位移滞回曲线模拟^[2]。

表 2 双曲面球型摩擦摆支座主要力学参数

墩号	恒载反力 / kN	球面半径 / m	屈前刚度 / (kN·m ⁻¹)	屈后刚度 / (kN·m ⁻¹)	等效刚度 / (kN·m ⁻¹)	设计地震位移 / cm
边墩	1 900	5	38 000	380	1 013	25
中墩	4 500	5	90 000	900	2 400	25

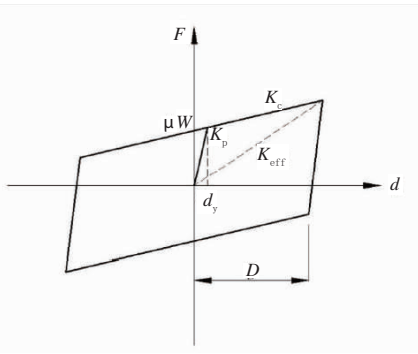


图 5 摩擦摆支座恢复力模型
桥梁结构具体边界条件详见表 3。

表 3 结构各部位边界条件

结构部位	成桥状态					
	dx	dy	dz	Rx	Ry	Rz
边墩与主梁交接处	KZ	KZ	1	1	0	0
中墩与梁交接处	KZ	KZ	1	1	0	0
桩底	1	1	1	1	1	1

注:表 3 中, dx、dy、dz 分别表示沿纵向、横向、竖向的平动位移, Rx、Ry、Rz 分别表示绕纵向、横向、竖向的转动位移。1 表示约束, 0 表示放松, KZ 表示减隔震支座。

4.2 桩土作用

本桥桩基础使用分层文克尔土弹簧模型以考虑桩土效应。桩侧水平向土弹簧刚度参考基础规范按“m”法计算^[3], 同时将规范取用的 m 值放大 2.5 倍以考虑地震作用下的动土抗力增大影响。

本项目勘察报告指出, 地震时地基存在 20 cm 震陷可能。由于本桥均为嵌岩桩, 可不考虑桥梁主体的沉降, 但应考虑地基发生震陷的影响。本项目承台顶埋深约 50 cm, 在震陷 20 cm 发生后实际上桩顶并未出露, 计算模型中仍按桩顶 20 cm 范围内不建立水平向土弹簧以保守考虑震陷可能的影响。

4.3 结构阻尼模型

动力分析中采用瑞利定值阻尼数学模型来考虑阻尼对结构动力的贡献。确定结构的阻尼矩阵关键在于确定结构阻尼比 ξ , 以及两阶控制频率 ω_i 、 ω_j 。本桥为混凝土结构, 根据规范规定, 阻尼比取 0.05。

对于瑞利阻尼模型的两阶控制频率, 宇佐美勉(2006)建议, ω_i 可取为有效质量占比最大的低阶振型对应的频率(基频), ω_j 可取为有效质量比具有实际意义的 3~7 阶左右的高阶振型对应的频率。需要注意的是, E2 地震作用下支座呈现典型的非线性特点, 瑞利阻尼模型的特征周期应采用支座等效刚度计算。

4.4 地震分析组合

本桥位于直线上, 对于顺桥向地震响应和横桥向地震响应可按规范要求分别考虑, 但分别同时计

入竖向地震响应的作用。因此, 本桥地震动输入采用如下两种组合:

- (1) 水平纵向 + 竖向;
- (2) 水平横向 + 竖向。

计算采用非线性直接积分法, 并以三条地震波地震响应的包络最大值作为地震需求值。

4.5 地震分析主要结果

(1) 墩柱及基础验算

墩柱及基础均为钢筋混凝土结构, 根据墩柱和基础的截面配筋, 分别对桥墩和群桩基础中的控制截面进行 $P-M-\phi$ 分析, 得出各控制截面的能力值; 然后按规范进行抗震验算, 其中弯矩-曲率分析中的轴力取值为恒载和地震作用下的最不利组合。

E1 地震作用下, 结构性能目标是桥墩和桩基保持完全弹性, 以截面的初始屈服弯矩控制; E2 地震作用下, 结构性能目标是桥墩和桩基可出现微小裂缝, 但不影响使用, 此时应以截面的等效屈服弯矩控制。

所有墩柱底部截面尺寸一致, 因此只需要验算需求值最大的桥墩即可。所有桩基均为圆形截面, 两个方向截面构造及配筋相同, 因此只需验算顺桥向及横桥向中的最不利工况即可。

本次分析分别给出了 E1 地震作用下和 E2 地震作用下相关控制截面的计算结果来校验桥梁两阶段抗震性能是否能够达到预期目标。E1、E2 地震作用下墩及桩抗弯能力验算结果分别见表 4 和表 5。

表 4 E1 地震作用下墩及桩抗弯能力验算

位置	方向	弯矩需求 / (kN·m)	轴力 / kN	初始屈服弯矩 / (kN·m)	抗震性能
桥墩	顺桥向	24 402	7 258	25 391	完全弹性
	横桥向	17 707	6 441	46 822	完全弹性
桩基		2 651	3 272	4 300	完全弹性

表 5 E2 地震作用下墩及桩抗弯能力验算

位置	方向	弯矩需求 / (kN·m)	轴力 / kN	等效屈服弯矩 / (kN·m)	抗震性能
桥墩	顺桥向	11 278	4 760	32 506	完全弹性
	横桥向	12 215	4 760	67 162	完全弹性
桩基		2 674	560	4 475	完全弹性

由于墩柱在 E2 地震作用下未进入塑性, 墩柱的斜截面抗剪强度若直接采用能力保护构件的计算方法显然不妥, 可参考加州《抗震设计准则》(2006)中未进入塑性的桥墩抗剪公式进行相关验算, 具体公式如式(1):

$$V_o \leq \phi V_n = \phi (V_c + V_s) \tag{1}$$

对于未进入塑性阶段的混凝土贡献的抗剪能力 V_c 计算如式(2):

$$V_c = v_c \times A_c$$

$$v_c = \begin{cases} 0.25 \times \text{Factor2} \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} & P_c > 0 \\ 0 & P_c \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

$$\text{Factor2} = 1 + \frac{P_c}{13.8A_g} < 1.5$$

式中: V_c 为剪力设计值,N; V_c 为混凝土贡献的抗剪能力,N; V_s 为箍筋贡献的抗剪能力,N; ϕ 为抗剪强度折减系数, $\phi = 0.9$; f'_c 为混凝土轴心抗压强度,MPa; P_c 为墩柱轴压力,N。

地震作用下桥墩抗剪能力验算结果见表6。

表6 地震作用下桥墩抗剪能力验算

地震作用	方向	剪力设计值/kN	剪力能力值/kN	安全系数
E1	顺桥向	2 724	8 277	3
	横桥向	2 098	7 473	3.6
E2	顺桥向	1 747	8 277	4.7
	横桥向	1 750	7 473	4.3

由上述分析可知,对于顺桥向及横桥向,在两级地震作用下所有墩柱及桩均处于弹性状态,墩柱抗剪能力满足要求,实现了预期抗震性能目标。

(2)地震位移验算

地震位移分别按3组时程波进行计算,并取各组计算结果的最大值。E2地震作用下非连续墩(4#墩)主梁与桥墩的相对位移如图6和图7所示。

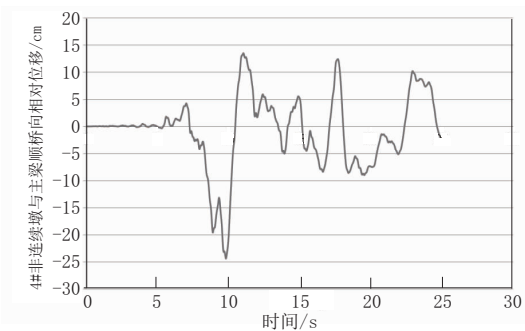


图6 非连续墩与主梁顺桥向相对位移时程曲线(E2-3波)

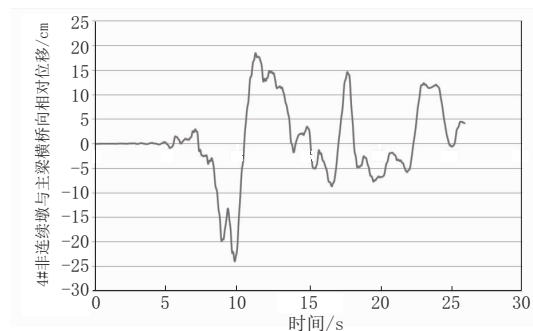


图7 非连续墩与主梁横桥向相对位移时程曲线(E2-3波)

计算结果表明,桥墩与梁纵桥向相对位移峰值24.4 cm,桥墩与梁横桥向相对位移峰值24 cm,所选隔震支座设计地震位移满足需求。

(3)隔震效果评价

对于减隔震设计的桥梁,宜同时对相应的非减隔震桥梁进行抗震分析,检验是否适合采用减隔震设计以及减隔震效果^[4]。

采用常规支座(盆式或球钢支座)设计,摩擦摆支座减隔震设计相应中墩(常规设计时设置固定支座的桥墩)内力、变位响应及减震率见表7。从表7中可以看出,安装减隔震支座后,地震作用下主墩内力及变形响应明显下降,减隔震效果显著。

表7 E2地震作用下中墩响应对比

项目	非减隔震设计	减隔震设计	减震率	
内力需求	中墩墩底顺桥向弯矩峰值/(kN·m)	99 243	10 788	89%
	中墩墩底横桥向弯矩峰值/(kN·m)	54 486	11 277	79%
变形需求	中墩顶顺桥向绝对位移峰值/cm	17.7	2.3	87%
	中墩顶横桥向绝对位移峰值/cm	6.9	1.85	73%

E2地震作用下主梁绝对位移的对比见表8。结果表明,采用减隔震设计后,主梁的位移有了较大增幅。同时,计算结果表明E2地震作用下非连续墩处两联桥之间最大相对位移为12.6 cm,虽不大于梁端缝设计值(16 cm),但考虑到温度效应及地震作用的不确定性,主梁之间在强震作用下仍可能发生碰撞。因此,为保证减隔震功能的充分发挥,对抗震挡块及伸缩装置设计应给予足够重视。

表8 E2地震作用下主梁位移对比

项目	非减隔震设计	减隔震设计	
主梁绝对位移峰值	顺桥向位移/cm	18.2	26.7
	横桥向位移/cm	7.6	25.8

5 抗震构造措施设计

5.1 防落梁措施

(1)梁端至墩边缘搭接长度

依据《城市桥梁抗震设计规范》规定,搭接长度最小值a经计算为84.5 cm。

参考《公路桥梁抗震设计规范》一级抗震措施的规定,搭接长度最小值a经计算为81.8 cm。

考虑到本桥为连续梁桥,且大震作用下支座最大变形约25 cm,本桥墩顶搭接长度设计为85 cm,满足规范要求。

(2)横向限位装置

挡块作为最后一道横向防落梁屏障,不应阻碍隔震支座的正常变形。根据前述分析,在整个地震激励过程中,隔震支座最大横向变形为 24 cm,因此,本桥横向限位装置间隙最终取 26 cm,内侧中心位置设置 30 cm × 30 cm × 3 cm 的减震橡胶垫块。

5.2 伸缩缝选型及缓冲设计

根据规范要求,对于减隔震设计的桥梁,减隔震装置应具有足够的初始刚度和屈服强度,满足正常使用条件的要求。相邻上部结构之间必须在桥台、桥墩等处设置足够的间隙,满足位移需求^[4]。因此,伸缩缝选型除考虑常时荷载作用外,还应考虑地震作用。本桥主梁梁端缝设计为 16 cm,地震非线性时程分析表明,主梁之间在强震下仍可能发生碰撞,故伸缩缝型号不宜取得过小,否则将限制减隔震支座发挥作用。本桥伸缩缝型号提高一档,选择 D240 型。

同时,为缓冲和降低强震下梁梁之间的碰撞效应,本桥在每联端部箱梁腹板区域设置了 8 个尺寸为 25 cm × 15 cm × 5 cm 的天然橡胶垫,橡胶垫用环氧树脂粘贴在主梁或桥台背墙对应于梁体腹板处的预埋钢板处。

6 结 语

在高烈度震区的桥梁结构,采用减隔震设计,在同等造价下,可以获得比传统抗震设计更高的抗震性能,在经历大震后,隔震装置的更换比较容易,维修时间和费用均较低^[5]。与传统的桥梁抗震设计相比,减隔震桥梁设计既有与其相似之处也有其独特特点。通过前述对 8 度区连续梁桥的减隔震分析,可

以总结出一些有益的经验结论。

(1)采用减隔震装置后,改变了常规抗震设计中仅由固定墩抗震的不利状态,通过隔震装置的摆动耗能大大减小桥墩桩基的地震反应。本桥固定墩在 E2 地震作用减隔震设计下的内力响应甚至低于 E1 地震常规设计下的内力响应,说明减隔震支座可以发挥出优良的隔震及分摊地震力响应作用。

(2)与常规支座相比,通过设置减隔震装置,固定墩内力及变形响应下降非常明显,本桥减震率达到 70%以上,说明减隔震效果显著。

(3)非连续墩处下部构件的横向地震响应要大于连续墩下部构件的横向地震响应,因此对于非连续墩的抗震设计应予以重视。

(4)在地震作用下桩基轴力在恒载轴力基础上出现较大波动,主要由桩-承台的框架效应及竖向地震动引起。

(5)E2 地震作用下摩擦摆支座位移需求较大,需要在伸缩缝及横向限位装置处提供较大间隙来保证其减隔震功能的顺利发挥,同时还应充分考虑梁体撞击的可能,采取必要的措施进行缓冲和降低其不利影响。当减隔震装置位移需求过大时建议采用如具有拉索约束的拉索摩擦摆体系提升其限位能力,增强防落梁能力和支座震后复位的可靠性。

参考文献:

- [1] CJJ 166—2011,城市桥梁抗震设计规范[S].
- [2] JT/T 852—2013,公路桥梁摩擦摆式减隔震支座[S].
- [3] JTG 3363—2019,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [4] JTG/T 2231-01—2020,公路桥梁抗震设计规范[S].
- [5] 范立础,王志强.桥梁减隔震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.



(上接第 152 页)

设计和建设提供了参考。

参考文献:

- [1] 交通运输部.关于推进公路钢结构桥梁建设的指导意见[Z].北京:交

通运输部,2016.

- [2] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].
- [3] JTG D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [4] GB 50661—2011,钢结构焊接规范[S].