

基于能力需求比法的矮墩大跨度 PC 连续梁桥 延性和减隔震设计评价

殷建强, 周跃, 洪亮, 钱鑫

(中国市政工程西北设计研究院有限公司, 江苏 南京 210000)

摘要:针对墩身刚度差异明显的大跨度连续梁桥合理抗震体系选择的问题,以一座跨径布置为(90+150+90) m 的矮墩变截面 PC 连续梁桥为工程背景进行分析。对比分析了在 E2 地震下采用延性抗震体系和利用摩擦摆支座的减隔震体系下桥梁关键构件的地震响应,然后运用能力需求比法对两种抗震设计下桥梁安全状态进行评价。结果表明:采用延性抗震体系,制动墩承担较大地震力,桥墩虽保持弹性,但桩基和支座破坏,桥梁处于危险状态;利用摩擦摆减隔震支座进行减隔震设计,各墩地震水平力分担均匀且地震水平力有效减小,墩柱处于弹性状态,桩基和支座完好,桥梁处于安全状态。对于墩身高度矮,墩身刚度差异显著的大跨度 PC 连续梁桥,设置摩擦摆减隔震支座,可以改善结构抗震性能,满足桥梁在地震作用下的性能目标。

关键词:能力需求比;大跨度连续梁桥;延性抗震设计;减隔震设计;摩擦摆支座

1 前言

大跨度连续梁桥往往是城市道路的关键节点,承担着震后生命通道的重要角色,对其进行抗震设计具有重要意义。对于大跨度连续梁桥,由于其跨径相对较大,上部主梁质量大,下部墩柱也常采用截面尺寸较大的实体桥墩,桥梁地震响应大,采用传统的制动墩延性抗震时,墩底屈服形成塑性铰,以桥墩发生损伤为代价进行塑性耗能,虽然能满足抗震设防目标的要求,但震后加固维修的难度大大增加。为此,工程界逐步采用减隔震理念指导具体的桥梁抗震设计,避免传统延性抗震体系中桥墩出现的结构损伤。

随着减隔震设计理论的不完善,各种类型的隔震技术被广泛应用于不同类型的桥梁结构中,例如黏滞阻尼器、双曲面球形减隔震支座、铅芯橡胶支座、拉索减震支座、钢阻尼支座以及组合减震装置,取得了良好的工程效果。实践表明采用减隔震设计可进一步控制上部结构地震惯性力向下的传递,有效降低墩底承受的地震力,减小墩身截面尺寸和配筋,降低工程造价。

该文基于一座墩身刚度大且墩高差异明显的大跨

度 PC 连续梁桥的工程背景,对比采用延性抗震设计和利用摩擦摆支座进行减隔震设计的桥梁地震响应特点,并运用能力需求比法对两种抗震设计进行安全评价,选择科学合理的抗震设计方法,以满足抗震设防的要求。

2 基于能力需求比法的抗震评价方法

能力需求比法最先被应用于美国公路桥梁的抗震性能评价,后逐步推广至各个国家,得到了成功实践。其评价的基本思想为:通过对桥梁结构进行地震动力分析,得出桥梁各构件在地震工况下的内力和位移响应,并与结构自身的弹性抗力以及变形能力进行比较,计算出能力与需求比值,以此评判桥梁各构件在地震荷载作用下是否具有一定的安全储备,当 $r_i < 1$ 时,则可判定结构构件在地震作用下处于危险状态,评价流程如图 1 所示。能力需求比计算公式为:

$$r_i = \frac{C_i}{\sum D_{NSi} + D_{EQ}} \quad (1)$$

式中: C_i 为结构构件自身的抗震能力; $\sum D_{NSi}$ 为非地震荷载对结构产生的响应; D_{EQ} 为地震单独作用引起

的结构响应。

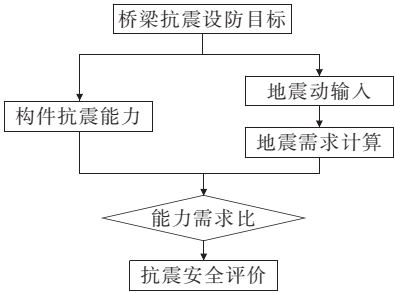


图 1 基于能力需求比的抗震安全评价流程

3 工程背景及计算模型

3.1 工程概况

某城市桥梁为城市主干路上的一座重要桥梁,该桥需跨越一条河道上口宽为 140 m 的河流,河道航道要求为Ⅵ级航道,综合水利、航道部门的要求,采用桥跨布置为(90+150+90) m 的 PC 连续箱梁结构以实现一跨跨越河流。考虑到道路纵断面设计,同时又受飞行限高制约,因此该桥的桥墩较矮,且各墩之间高度差异较大。桥型布置如图 2 所示。

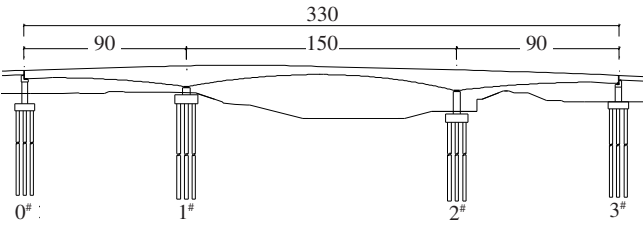


图 2 桥型布置图(单位:m)

箱梁中支点处梁高 9 m,跨中和边支点处梁高 3.5 m,梁底曲线按二次抛物线变化。主墩和过渡墩均采用矩形墩身、钻孔灌注桩基础。

0#~3# 墩墩高分别为 9.761、3.127、9.826、6.642 m。主墩墩厚 4 m,桩基直径 2 m。过渡墩墩厚 3.5 m,桩基直径 1.8 m。该桥属于典型的墩身刚度大且各墩刚度差异显著的桥梁,各墩墩身的线刚度如表 1 所示。主墩配筋率为 0.81%,墩底区域顺桥向、横桥向配箍率分别为 0.34% 和 0.3%;过渡墩配筋率为 0.53%,墩底区域顺桥向、横桥向配箍率均为 0.34%;主墩和过渡墩的配筋率分别为 1.235% 和 0.871%,全桥桥墩采用直径 14 mm 的螺旋箍筋,加密段间距为 10 cm。

3.2 地震动输入

桥梁设防烈度为Ⅶ度,根据勘察报告可知桥位处

场地类别为Ⅲ类,特征周期为 0.45 s,E2 地震作用下的抗震设防目标如表 2 所示。采用 3 条人工拟合的 E2 地震设计加速度时程 w1~w3 作为地震激励,人工波加速度反应谱与规范反应谱拟合程度如图 3 所示。

表 1 桥墩墩身线刚度 kN/m

墩号	顺桥向线刚度	横桥向线刚度
0 [#]	3.09×10^6	1.72×10^7
1 [#]	1.40×10^8	5.97×10^8
2 [#]	4.52×10^6	1.92×10^7
3 [#]	9.81×10^6	5.45×10^7

表 2 E2 地震桥梁抗震设防目标

损伤状态	构件状态描述	结构功能状态
中等/可修复损伤	非弹性变形首次出现	震后不需或少量修复,保持车辆通行

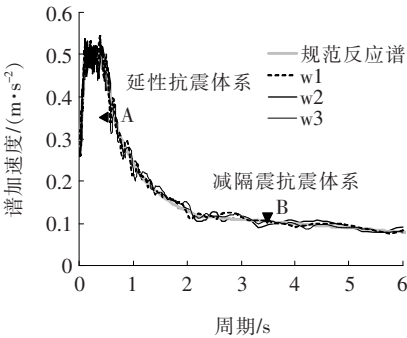


图 3 人工 E2 地震动

3.3 动力计算模型的建立

对结构进行合理抽象和简化从而建立准确反映结构刚度、质量分布、阻尼以及边界条件的动力分析模型是桥梁抗震设计的基本条件。根据这一建模原则,在 Midas/Civil 中采用空间梁单元模拟主梁、承台以及桩基,采用纤维梁单元模拟桥墩以反映其弹塑性特性,采用土弹簧模拟桩土效应。

考虑活动盆式支座的摩擦效应,采用双线性理想弹塑性弹簧单元模拟其非线性力学行为,摩擦摆球形支座采用程序内置的摩擦摆隔震装置连接单元模拟其非线性特性,活动盆式支座、FPQZ 摩擦摆减隔震支座的恢复力模型如图 4 所示。活动 GPZ(Ⅱ)盆式抗震支座和 FPQZ 摩擦摆球形支座的设计参数如表 3 所示。

全桥动力有限元分析模型如图 5 所示。

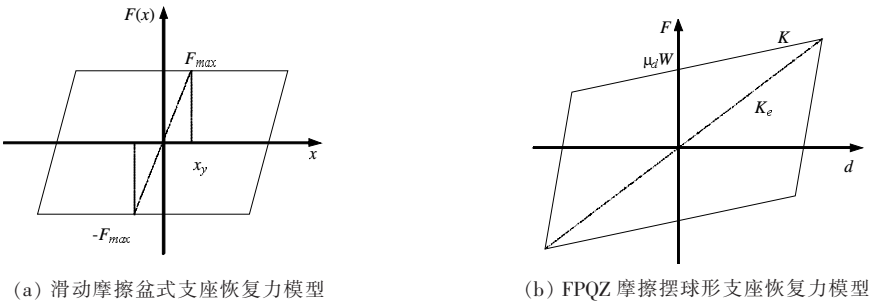


图 4 支座恢复力模型

表 3 支座设计参数

盆式支座	μ_d	$x_y /$ m	W kN	$k /$ (kN · m)	摩擦摆 支座	μ_d	$W /$ kN	$R /$ m	$d /$ mm	$K /$ (kN · m)	$K_e /$ (kN · m)
DX-8	0.02	0.003	4 220	28 133.3	DX-8	0.025	4 220	4.0	300	13 000.00	1 050
SX-8	0.02	0.003	4 220	28 133.3	SX-8	0.025	4 220	4.0	300	13 000.00	1 050
DX-60	0.02	0.003	46 800	312 000.0	GD-60	0.025	46 800	7.5	300	2 666.67	6 240
SX-60	0.02	0.003	46 800	312 000.0	DX-60	0.025	46 800	7.5	300	2 666.67	6 240
—	—	—	—	—	SX-60	0.025	46 800	7.5	300	2 666.67	6 240

注: μ_d 为支座滑动摩擦系数; x_y 为活动盆式支座屈服位移; W 为支座所承担的上部结构重力; k 为活动盆式支座初始刚度; R 为摩擦摆球型支座球面半径; d 为摩擦摆球型支座减隔震位移量; K 为摩擦摆球型支座等效刚度; K_e 为摩擦摆球型支座屈服后刚度。

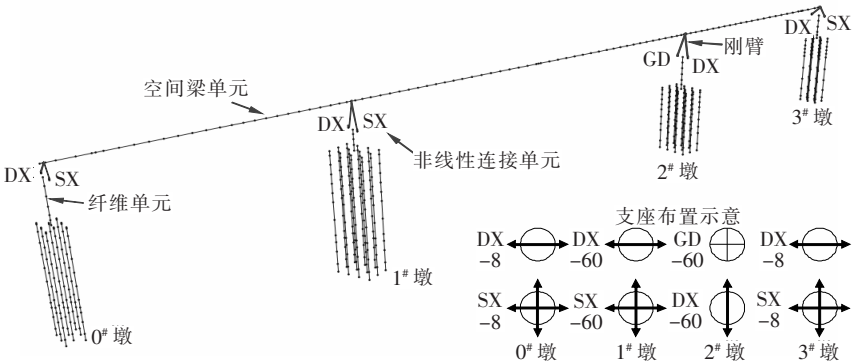


图 5 桥梁动力分析模型

4 延性设计与减隔震设计抗震分析

采用盆式抗震支座的延性抗震体系和采用 FPQZ 型摩擦摆支座的减隔震体系下全桥结构的动力特性如表 4 所示。

表 4 主桥结构动力特性

振型阶 次/阶	振型描述		周期/s	
	延性	减隔震	延性	减隔震
1	主梁纵向反对称振动	主梁纵漂	0.777	3.411
2	主梁横向对称振动	主梁横漂	0.763	3.389

由表 4 可知:由于矮墩的线刚度大,从而造成桥梁结构整体刚度增大,在采用延性设计时,结构自振周期为 0.777 s,对应的加速度反应谱值为 0.31g(图 3 的 A 点),结构自振周期处于地震动卓越周期内,墩柱和桩基将承担较大的地震荷载,需通过墩柱形成塑性铰耗能,满足桥梁抗震设防要求。当采用摩擦摆支座后,结构自振周期延长至 3.411 s,对应的加速度反应谱值为 0.105g(图 3 的 B 点),极大地减小了墩柱和桩基所受的地震冲击,避免了墩身刚度大对桥梁整体动力特性的不利影响。

采用 Midas/Civil 中 $M-\varphi$ 分析模块,对主墩和过渡墩的墩柱进行弯矩曲率分析,并考虑轴力的不利

影响,轴力取截面承受的最小轴力。各桥墩墩柱截面的抗震性能参数如表 5 所示。

表 5 墩柱截面抗震性能参数

桥墩编号	方向	屈服弯矩/(kN·m)		极限弯矩/(kN·m)	
		延性	减隔震	延性	减隔震
0 [#] (3 [#])	顺桥向	299 367(307 606)	303 186(302 005)	459 027(456 764)	445 201(445 566)
	横桥向	591 497(615 198)	611 931(608 075)	876 406(883 805)	868 255(867 105)
1 [#] (2 [#])	顺桥向	565 009(557 104)	563 203(566 792)	756 346(756 689)	749 513(749 513)
	横桥向	950 471(929 997)	948 633(956 729)	1 196 829(1 187 344)	1 182 729(1 190 353)

保持延性设计和减隔震设计时墩身的配筋率和配箍率不变,延性设计时采用抗震型盆式支座并考虑活动支座的摩擦耗能效应,减隔震设计时仅采用 FPQZ 型摩擦摆球形支座替代延性设计中的抗震盆式支座,保持桥墩在地震中处于弹性状态,考虑摩擦摆支座的非线性力学行为,运用非线性时程分析方法对两种设计下全桥结构进行地震动力响应分析,主墩和过渡墩墩身和桩基的地震最大响应如表 6、7 所示。

表 6 桥墩地震响应最大值

墩号	方向	墩顶剪力/kN		墩底剪力/kN		墩底弯矩/(kN·m)		墩顶位移/m	
		延性	减隔震	延性	减隔震	延性	减隔震	延性	减隔震
0 [#]	顺桥向	3 840.8	4 981.3	5 784.4	7 396.1	50 589	75 092.8	0.020	0.026
	横桥向	14 228.1	4 216.0	16 536.6	6 568.4	178 990	54 097.0	0.036	0.013
1 [#]	顺桥向	3 310.8	4 431.3	3 564.1	4 610.4	12 197	15 855.9	0.004	0.002
	横桥向	20 510.1	4 006.6	20 684.1	4 237.5	258 571	49 136.9	0.011	0.002
2 [#]	顺桥向	20 146.5	4 699.9	20 061.7	5 563.8	193 206	49 213.6	0.024	0.004
	横桥向	22 593.6	4 163.0	23 141.7	5 230.5	395 582	74 797.1	0.016	0.003
3 [#]	顺桥向	3 464.4	3 661.4	4 790.3	4 998.0	35 234	45 050.9	0.013	0.009
	横桥向	8 657.1	3 923.4	9 577.6	5 269.2	100 247	38 410.0	0.016	0.005

表 7 最不利桩基地震响应最大值

墩号	方向	剪力/kN		弯矩/(kN·m)		桩顶轴力/kN		受力状态	
		延性	减隔震	延性	减隔震	延性	减隔震	延性	减隔震
0 [#]	顺桥向	1 008.2	1 190.3	2 140.4	2 867.3	12 175	4 824.8	受拉	受拉
	横桥向	2 615.2	1 130.9	5 924.1	1 803.9				
1 [#]	顺桥向	657.5	619.7	1 639.4	597.6	2 370	—17 199.0	受拉	受压
	横桥向	1 881.0	540.7	3 792.4	806.0				
2 [#]	顺桥向	2 183.1	666.4	4 837.8	876.6	11 781	—17 288.1	受拉	受压
	横桥向	2 169.2	662.7	5 160.5	968.8				
3 [#]	顺桥向	1 049.0	690.5	2 212.7	1 766.2	6 559	966.1	受拉	受拉
	横桥向	1 594.5	784.7	3 207.7	857.8				

由表 6、7 可知:采用延性抗震体系,在 E2 地震作用下,墩底顺、横桥向的弯矩均小于屈服弯矩,主墩和过渡墩均保持弹性状态,未形成塑性铰,地震能量难以得到耗散,上部主梁、墩柱以及承台的地震荷载将全部传递至基础,最终导致桩基出现受拔状态并承受较大的剪力和弯矩。

由表 7 可知:在减隔震体系下,主墩桩基均保持受压状态,过渡墩桩基角桩仍出现受拔,但桩基受拔力减

小,0[#]墩和3[#]墩受拔力分别减小60.4%、85.3%;随着墩底剪力和弯矩的改善,传递至桩基的剪力和弯矩也得到了调整,制动墩桩基剪力和弯矩的减震率在顺桥向分别为69.5%、81.9%,在横桥向分别为69.4%、81.2%。

当采用减隔震支座后,顺桥向剪力在各墩之间分配更加均匀,2[#]墩顶顺桥向剪力的减震率达76.7%,避免了制动墩单独承担巨大的顺桥向水平力;同时各墩顶的横桥向剪力也大大降低。各墩顶剪力分配的改善以及相应剪力的减小,对墩底的弯矩也产生了有利的影响,特别是制动墩墩底,弯矩顺桥向和横桥向的减震率分别达74.5%和81.1%。主墩和过渡墩墩底弯矩均小于等效屈服弯矩,0[#]~3[#]墩各墩墩身在地震作用下均保持弹性。

对比各墩顶地震位移响应可知,1[#]、2[#]主墩的横桥向墩顶位移减震率分别为81.8%和81.3%,0[#]、3[#]过渡墩横桥向墩顶位移减震率分别为63.9%和68.8%,制动墩顺桥向墩顶位移减震效果最为明显,w1波作用下2[#]墩顶顺桥向位移如图6所示,位移减震率为83.3%。

由图6可知:采用摩擦摆减隔震支座后,各墩的横桥向位移得到有效控制,制动墩顺桥向位移显著减小。

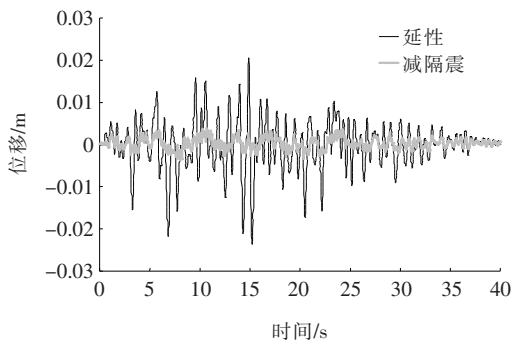


图6 w1波下2[#]墩顶顺桥向位移

5 延性设计与减隔震设计评价

运用能力需求比法来评价该桥在E2地震作用下采用延性设计和减隔震设计时主要结构构件的安全状态,构件的能力取值为:盆式固定支座为抗剪能力,盆式活动支座为最大滑动位移,减隔震支座为支座容许滑动位移,墩柱为等效抗弯能力,桩基为等效抗弯能力、抗剪能力、单桩承载力,桩基等效抗弯能力亦通过弯矩曲率分析得到,考虑最小轴力的影响。全桥关键结构构件的能力需求比(CDR)如表8~10所示。

表8 墩柱CDR值

部位	顺桥向抗弯		横桥向抗弯		顺桥向抗剪		横桥向抗剪	
	延性	减隔震	延性	减隔震	延性	减隔震	延性	减隔震
0 [#] 墩	5.92	3.98	3.30	10.93	7.24	5.66	2.25	5.66
1 [#] 墩	46.32	35.63	3.67	19.34	16.39	12.67	2.59	12.67
2 [#] 墩	2.92	11.48	2.40	12.70	2.91	10.38	2.32	10.38
3 [#] 墩	8.50	6.64	5.90	15.39	8.74	7.78	3.88	7.78

表9 支座CDR值

部位	支座类型	顺桥向		横桥向	
		盆式抗震支座	FPQZ摩擦摆支座	盆式抗震支座	FPQZ摩擦摆支座
		DX	SX	DX	SX
0 [#] 墩	DX	2.35	1.76	0.15	1.69
	SX	2.36	1.75	11.10	1.69
1 [#] 墩	DX	2.48	1.78	0.58	1.68
	SX	2.56	1.78	27.70	1.68
2 [#] 墩	GD	0.83	1.46	0.55	1.70
	DX	0.74	1.47	21.93	1.70
3 [#] 墩	DX	4.60	1.46	0.25	1.65
	SX	4.56	1.46	17.39	1.65

表10 桩基CDR值

部位	抗弯		抗剪		单桩承载力	
	延性	减隔震	延性	减隔震	延性	减隔震
0 [#] 墩	1.28	2.63	0.13	1.66	0.50	1.25
1 [#] 墩	4.57	17.63	1.64	6.45	2.22	3.99
2 [#] 墩	2.75	15.49	0.55	5.82	0.53	4.93
3 [#] 墩	2.35	4.28	1.03	3.50	0.92	5.66

由表8~10可知:当采用延性抗震设计时,制动墩盆式固定和单向支座的CDR值均小于1,0[#]、2[#]、3[#]墩中最不利桩基的抗拔承载力和剪力的CDR值均小于1,抗震支座破坏,同时也会导致桩基被剪断拔出,不能满足桩基的设防要求,引起桥梁基础破坏,造成桥

梁结构倒塌的严重后果。若要满足抗震设计要求,则势必要设置剪力键抵抗支座承受的巨大水平力,同时增加桩长增大桩径,加强箍筋配置,这将大大增加施工的复杂程度和工程造价。

通过设置减隔震支座形成减隔震抗震体系后,墩柱、支座、桩基的 CDR 值均大于 1,墩柱和桩基在强震作用下仍处于弹性状态,满足抗震设防目标的要求,桥梁处于安全状态。

采用 FPQZ 型摩擦摆球形支座,一方面通过延长结构周期,降低桥梁的地震响应,减小上部结构的地震惯性力,并使主梁的地震惯性力均匀分配至各墩;另一方面利用球面摆的摩擦耗能,使得地震能量在支座部位得到耗散,从而实现减震耗能的目的,弥补了墩矮及刚度差异显著的大跨度连续梁桥抗震体系的先天不足。

6 结 论

(1) 墩身刚度大的矮墩大跨度连续梁桥通过设置摩擦摆减隔震支座可以延长结构自振周期,减小墩柱和桩基的地震响应,弥补原有桥梁动力性能的缺陷。

(2) 对于墩高较矮、墩高差异较大,墩柱长细比较小的桥梁,若采用传统的延性抗震体系,支座连接处的地震反应相比于墩身更为激烈,支座极易损坏,墩柱也难以在预想的部位出现塑性铰,无法实现延性耗能,从而导致桩基承受巨大的地震荷载,单桩承载力以及桩基抗剪的 CDR 值小于 1。虽然墩柱保持弹性,满足强度要求,但是支座和桩基受到破坏,桥梁处于不安全状态,不能满足抗震设防要求。

(3) 采用摩擦摆球形减隔震支座,可以使主梁的地震惯性力在各墩之间分配均匀,避免制动墩单独承受较大的地震水平力,弥补了墩身刚度差异过大造成的不利影响。

(4) 采用 FPQZ 型摩擦摆球形支座进行减隔震设计,制动墩墩顶顺桥向水平力的减震率为 76.7%,各墩顶横桥向水平力相比于延性抗震时也大大降低,墩

顶位移得到控制,墩身处于弹性状态。传递至桩基础的地震能量受到极大的削减和耗散,桩基各项 CDR 值均大于 1,并具有一定安全储备,桥梁结构在罕遇地震作用下处于安全状态。

参考文献:

- [1] 夏修身,崔靛波,陈兴冲,等.长联大跨连续梁桥隔震技术应用研究[J].桥梁建设,2015(4).
- [2] 刘朝福,杨起,保石才.粘滞阻尼器在高墩连续梁桥抗震设计中的应用[J].世界地震工程,2011(4).
- [3] 王淑涛,刘兆光,胡盛.减隔震技术在大跨度预应力混凝土连续梁桥设计中的应用[J].公路,2011(7).
- [4] 逯宗典,彭艳静,张晟斌.近场速度脉冲地震下摩擦摆式(FPS)支座的隔震特性分析[J].中外公路,2013(3).
- [5] 尹锦明,田涛,王永.强震后铅芯橡胶支座在简支梁桥恢复重建中的应用[J].中外公路,2016(1).
- [6] 段平,葛绪祯.曲线连续梁桥抗震支座减震效果分析[J].中外公路,2017(4).
- [7] 李晓琴.高架桥梁抗震设计及拉索减震支座的应用[J].地震工程与工程振动,2014(2).
- [8] 唐志,刘军,徐向东,等. ϵ 型钢阻尼减震支座在连续箱梁桥中的减隔震应用效果分析[J].中外公路,2019(2).
- [9] B-B Soneji, Jangid R-S. Passive Hybrid Systems for Earthquake Protection of Cable-Stayed Bridge[J]. Engineering Structures, 2007, 29(1): 57-70.
- [10] 冯克岩,孙钦林,肖杰,等.大跨度连续梁桥的减隔震分析[J].中外公路,2011(3).
- [11] 徐略勤,刘津成,刘营,等.独塔宽幅斜拉桥基于能力需求比的抗震性能评估[J].桥梁建设,2016(4).
- [12] 郑玉国,袁万城.基于 CDR 的典型大跨梁桥施工全过程抗震安全评价[J].中国安全科学学报,2013(7).
- [13] 刘龙,张振伟,马兴鹏,等.不同跨径铁路连续梁桥悬臂施工线形对比分析研究[J].中外公路,2019(5).
- [14] 刘琪,聂尚杰,徐林.大跨长联波形钢腹板连续梁桥的隔震设计研究[J].中外公路,2019(3).
- [15] 吴伟弘,刘国坤,梁波,等.地震作用下连续梁桥伸缩缝处单边碰撞效应研究[J].中外公路,2020(4).
- [16] 马振霄,贾少敏.基于简化数值模型的高墩桥梁减隔震性能研究[J].中外公路,2019(4).