

DOI:10.11918/202209088

# 九度地震区高铁组合减隔震体系桥梁振动台试验研究

董俊<sup>1,2</sup>, 曾永平<sup>1</sup>

(1. 中铁二院工程集团有限责任公司, 成都 61003; 2. 四川建筑职业技术学院, 四川 德阳 618000)

**摘要:** 为研究一种组合减隔震体系在九度地震区高铁简支梁桥中的可行性及适应性, 以某九度强震区高铁典型 32 m 简支箱梁为原型, 开展了 1:10 缩尺模型的 3 跨简支梁全桥振动台试验。采用 15 组近断层地震波按多遇、设计、罕遇地震强度进行纵向 + 竖向、横向 + 竖向联合输入, 采集试验过程中桥梁关键构件地震位移、加速度、钢筋应变等响应数据, 观测各地震输入工况后桥梁损伤情况, 综合分析试验现象和实测数据。结果表明: 采用双曲面减隔震支座 + 锥形金属减震限位装置 + 钢防落梁组合减隔震体系后, 多遇地震下, 桥墩保持弹性状态, 墩梁相对位移较小, 主梁横向和竖向加速度分别控制在 0.3g 和 0.5g 以内, 保障了行车安全; 设计地震作用下, 组合减隔震体系发挥了良好的减隔震效果, 耗散了地震能量, 墩梁相对位移控制在 20 mm 以下, 桥墩发生轻微损伤, 其位移延性比小于 1.2; 罕遇地震作用下, 组合减隔震体系稳定工作, 保证了主梁不发生落梁震害和跳梁风险, 桥墩发生中等损伤, 其位移延性比控制在 2.2 以下, 没有倒塌风险。组合减隔震体系实现了 9 度地震区高铁 32 m 跨简支箱梁各项抗震性能目标, 可为今后 9 度地震区高铁简支梁桥减隔震设计提供试验依据。

**关键词:** 铁路桥梁; 减隔震体系; 振动台试验; 九度地震区; 桥梁工程

中图分类号: U448.23; U443.22

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2024)07-0112-12

## Shaking table test on high speed railway bridge using combined seismic isolation system in nine-degree seismic regions

DONG Jun<sup>1,2</sup>, ZENG Yongping<sup>1</sup>

(1. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu 610031, China;

2. Sichuan College of Architectural Technology, Deyang 618000, Sichuan, China)

**Abstract:** To investigate feasibility and applicability of high-speed railway simply supported beam with a combined seismic isolation system in nine-degree seismic regions, taking the type high-speed railway 32 m simply supported beam as a prototype, and the shaking table tests of a 1/10 scale 3 span bridge model were conducted. Fifteen typical near-field ground motion records were selected as the input excitations, and the vertical + vertical and horizontal + vertical were combined input. The seismic displacement, acceleration, reinforcement strain and other response data of key components of the bridge were collected during the test, the damage of the bridge after each earthquake input condition were observed, and the experimental phenomena and measured data were analyzed comprehensively. The results show that the pier remains elastic under earthquakes, and the relative displacement of pier and beam becomes smaller, the transverse and vertical acceleration of the main beam is controlled within 0.3g and 0.5g, respectively, which ensures the driving safety after the bridge adopts the hyperboloid bearing + metal damping limit device + steel anti-falling beam combined damping. The combined seismic isolation system has played a good effect of damping and isolation under the designed seismic action, and dissipated earthquake energy. The relative displacement of pier and beam is controlled below 20 mm, the pier is slight damage, and its displacement ductility ratio is less than 1.2. The combined seismic isolation system works stably to ensure that the main beam does not suffer from falling earthquake and girder hopping risk under the rare action of earthquake, and the pier is moderate damage, and its displacement ductility ratio is controlled below 2.2, without collapse risk. The combined seismic isolation system has achieved the seismic performance targets of 32 m span simply supported beam of high-speed railway in nine-degree seismic regions.

**Keywords:** railway bridge; seismic isolation system; shaking table test; nine-degree seismic region; bridge engineering

收稿日期: 2022-09-21; 录用日期: 2022-11-14; 网络首发日期: 2024-06-03

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20240531.1528.002>

基金项目: 国家自然科学基金青年基金(52308205); 中国博士后科学基金(2023M734073); 四川省博士后科研项目特别资助(KSWQ224001); 西藏自治区重点研发计划(XZ202201ZY0021G); 中国中铁二院科研项目(KSNQ223016, KSNQ223031); 中华人民共和国教育部课题(TX20200108)

作者简介: 董俊(1988—), 男, 博士, 教授, 高级工程师

通信作者: 曾永平, dj07swjtu@126.com

中国西部地区活动断裂带分布密集,近年来地震活动频繁,2022年以来四川省已发生6级以上地震4次,其中泸定县地震6.8级、芦山地震6.1级、马尔康地震6.0级、泸县地震6.0级。地震已经严重威胁到人民群众的生命和财产安全。而中国已建成的“四纵四横”高速铁路网均处于地震区,在建和新规划的“四纵四横”在空间和时间上都无法完全避开潜在地震区域,正在设计建设的成兰铁路、渝昆高速、渝西高铁等将穿过数条活动地震断裂带,穿越了九度近断层地震区,近断层区域由于离震源距离短,来不及预警,是地震预警盲区。而西部山区高速铁路线的桥梁占比往往较大,同时随着列车运营速度的提高,高速铁路的“公交化”运营趋势已经显现,高速铁路最小追踪间隔已经缩短至4 min。因此高速铁路桥梁及桥上行车安全面临显著地震威胁。

为了保证强震区高速铁路桥梁的运营安全,众多学者从理论层面开展了强震区高铁桥梁减隔震技术的研究。文献[1]针对某8度0.3g地震区高速铁路(60+100+100+60)m大跨度连续梁桥,开裂了Lock-up装置、减隔震支座、粘滞阻尼器的各种减隔震技术的影响分析,研究了不同减隔震技术的减震效果及在高烈度区的适应性。文献[2]以某高速铁路8度0.2g地震区双线32m跨简支箱梁为工程背景,研究了一种新型减隔震装置作用下桥梁的抗震性能。文献[3]针对某8度0.3g地震区高铁简支梁桥,开展了一种同球向双球面支座阻尼间隙的减隔震体系对桥梁抗震性能的分析研究。文献[4]针对九度0.4g地震区简支梁桥减隔震支座体系开展了适应性研究。文献[5]针对九度0.4g地震区高速铁路桥梁开展了合理减隔震体系的研究工作,对5种不同的减隔震方案下典型32m跨高铁简支梁的抗震性能进行了对比,研究了合理的减隔震方案。

随着中国振动台实验室的不断增加,学者们开展了减隔震桥梁的全桥振动台试验研究。文献[6]开展了单跨简支梁桥振动台试验研究,采用了3种滑动摩擦支座研究桥梁的减震性能,验证减隔震技术的可行性。文献[7]针对铁路简支梁桥开展了振动台试验研究,研究了摩擦摆支座对桥梁抗震性能的影响。文献[8]以8度地震区铁路简支梁桥为研究对象,开展了2跨全桥振动台试验研究,对比研究了普通支座与减隔震支座对铁路桥梁的影响。文献[9]以典型三跨铁路连续梁为研究对象,研究了地震下摩擦摆隔震支座在连续梁桥中的减隔震效果及动力行为。上述研究主要针对7度、8度地震区铁路桥梁开展全桥振动台试验研究,针对九度地震区铁路桥梁减隔震技术的试验研究工作相对较少。

本文以某西部山区高速铁路九度地震区典型

32m跨简支箱梁为原型,按1:10设计了全桥试验模型,开展了九度地震区一种组合减隔震体系铁路桥梁的振动台试验研究,研究组合减隔震体系的适应性和可行性,为九度强震区铁路简支梁桥减隔震设计提供参考。

## 1 试验概况

### 1.1 桥梁原型

原型桥梁为某高速铁路跨越九度地震区 $3 \times 32$ m跨简支梁桥,桥梁线路跨越西南地区小江断裂带,主梁为单箱单室简支梁,设计使用寿命100a,具体构造参考通图《通桥(2016)2322A-II-1》,采用C50混凝土,桥宽12.6m,桥长32.6m,计算跨度31.5m。箱梁恒载包括结构自重和二期恒载,自重822t,二期恒载取140kN/m,活载按ZK标准静活载考虑。桥墩是实心圆端形桥墩,墩高15m,其具体构造参数见图1,墩身纵横向采用45:1边坡,桥墩采用HRB400钢筋,墩底截面钢筋总数为166根,直径32mm。

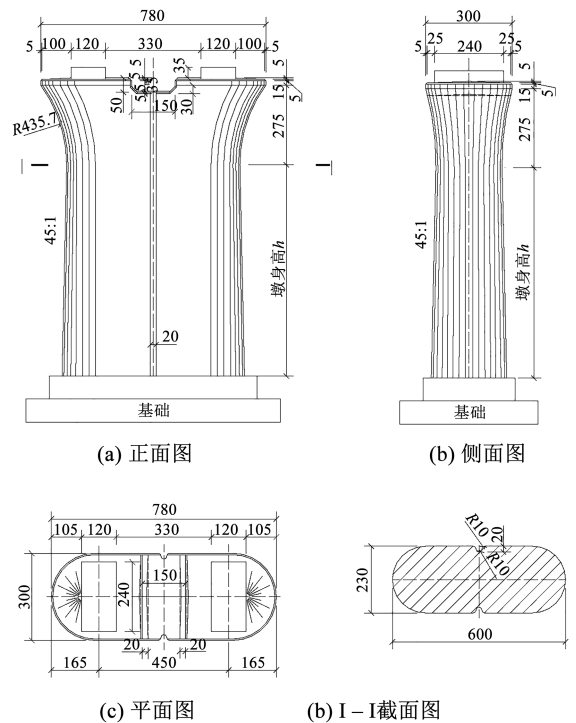


图1 圆端形实心桥墩构造图(cm)

Fig. 1 The construction diagram of solid pier(cm)

### 1.2 原桥组合减隔震体系

为了保证九度地震区高速铁路简支箱梁的抗震性能,项目组以某高速铁路九度地震区简支梁为工程背景,开展了组合减隔震体系研究工作。由于地震安评报告提供的桥址区设计、罕遇地震波反应谱特征周期达到0.9s和1.1s,而对应规范反应谱特征周期仅0.45s,此时桥梁结构承受的地震力将剧增,为此项目组结合相关规范<sup>[10-11]</sup>,有针对性的开

展了九度地震区高铁桥梁组合减隔震体系研究工作<sup>[6,12-13]</sup>,提出了九度区高铁减隔震体系桥梁的性能目标:1)9度多遇地震,桥墩、桩基保持弹性状态,为保证高速列车行车安全,同时结合相关规范,对列车行车安全指标规定多遇横向+竖向地震下梁体横向水平加速度限值取 0.3g,竖向加速度限值取 0.5g;2)9度设计地震,组合减隔震体系发挥作用,支座滑动耗能,但不发生破坏,金属耗能阻尼器进入工作状态,控制墩梁相对位移在 200 mm 内,桥墩延性比控制在 1.5 以下;3)9度罕遇地震,桥墩延性比控制在 3.0 以下,金属耗能阻尼器和限位措施稳定工作,防落梁初始间隙按 200 mm 设计,防落梁发挥限位作用,防落梁不失效,主梁不落梁。

围绕上述设防原则,项目组采用数值模拟方法开展了九度区简支梁(墩高为 5~30 m)合理减隔震体系研究<sup>[6,14]</sup>,通过大量计算分析,推荐简支梁在九度地震区采用多级组合减隔震体系(图 2),提出了关键设计参数,即:双曲面减隔震支座+榫形金属减震耗能装置+钢防落梁装置。每个桥墩减隔震支座、榫形金属减震耗能装置、钢防落梁均为 4 个。双曲面球型减隔震支座、榫形金属减震耗能装置、防落梁的原桥设计参数见表 1。减震耗能装置初始刚度为 15 320 kN/m,屈服力为 376.9 kN,屈服后刚度比为 0.1,初始间隙为 20 mm,极限位移 >200 mm。防落梁纵横向设置间隙为 20 cm,水平承载力为 2 560 kN。

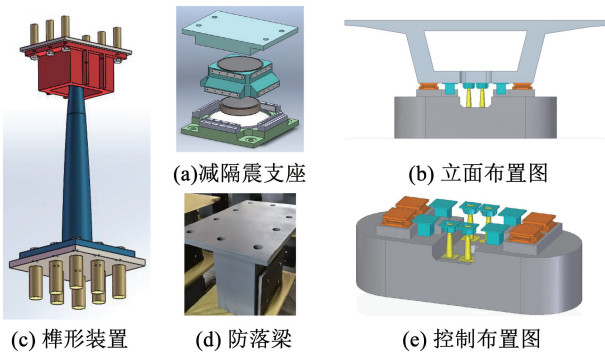


图 2 桥梁组合减隔震措施及布置

Fig. 2 Effect drawing of bridge combined seismic isolation system and system layout

表 1 双曲面球型减隔震支座参数

Tab. 1 Parameters of hyperboloid spherical bearings for seismic isolation

型号	摩擦系数	正常位移/mm		地震位移/mm		曲率半径/m	
		纵向	横向	纵向	横向	纵向	横向
KZQZ-FPB-5500GD-0.4g	0.06	±60	±10	±200	±200	2.6	2.6
KZQZ-FPB-5500ZX-0.4g	0.06	±60	±10	±200	±200	2.6	2.6

### 1.3 试验模型设计

试验模型桥设计为三跨简支梁,模型主要用于工程验证性试验,故模型材料使用与原型材料一致。综合考虑原型桥墩高范围以及振动台自身承载能力,取桥梁模型的相似比为 1/10,即长度相似常数  $S_l = 1/10$ 。根据地震试验一致相似律原理,模型桥相似常数以尺寸、材料和试验加速度为主要控制参数,设计出模型桥与原桥主要物理量的相似系数,具体设计参数见表 2。

表 2 桥梁动力模型相似常数

Tab. 2 Similarity constant of bridge dynamic model			
物理性能	物理量	符号表达	相似常数
几何性能	长度	$S_l = S_l$	0.100
	面积	$S_A = S_l^2$	0.010
	线位移	$S_l = S_l$	0.100
材料性能	应变	$S_e = S_\sigma / S_E$	1.000
	弹性模量	$S_E = S_\sigma$	1.000
	应力	$S_\sigma = S_\sigma$	1.000
	质量密度	$S_p = S_\sigma / (S_a S_l)$	8.000
荷载性能	质量	$S_m = S_\sigma S_l^3 / S_a$	0.008
	集中力	$S_F = S_\sigma S_l^2$	0.010
	线荷载	$S_q = S_\sigma S_l$	0.100
	面荷载	$S_p = S_\sigma$	1.000
	力矩	$S_M = S_\sigma S_l^3$	0.001
	周期	$S_T = S_l^{0.5} S_a^{-0.5}$	0.283
动力性能	频率	$S_f = S_l^{-0.5} S_a^{0.5}$	3.536
	速度	$S_v = S_l^{0.5} S_a^{0.5}$	0.354
	加速度	$S_a = S_a$	1.250
	重力加速度	$S_g = S_g$	1.000

试验重点研究减隔震体系下桥梁结构响应,因此对主梁进行了适当简化,原桥空心箱形截面用实心箱型截面等效替代。原桥单跨主梁梁重 1 278.4 t,根据质量相似比,试验模型桥主梁梁重(自质量+配重)为 10.227 t。下部结构包括盖梁、桥墩和承台,模型墩与原桥一致设计为圆端形实心墩,墩顶和墩底尺寸分别为 0.6 m × 0.23 m 和 0.653 m × 0.283 m,墩高为 1.2 m。综合考虑模型、支座安装、配重和动力特性等效<sup>[9]</sup>,盖梁设计为 0.3 m × 1.2 m × 1.5 m 的长方体。承台尺寸为 1.5 m × 1.5 m × 0.3 m,并预留锚固孔道用于模型与振动台面锚固连接。根据规范<sup>[10]</sup>对模型桥主梁和桥墩进行配筋,主梁、桥墩构造及配筋见图 3,主梁纵筋采用 48  $\Phi$  20,箍筋直径  $\Phi$  8,间距为 2 cm。桥墩配筋率为 1.09%,纵筋采用 24  $\Phi$  10,箍筋配筋率为 0.4%,直径  $\Phi$  8,间距为 4 cm。模型桥墩滞回曲线如图 4 所示,模型桥墩纵

向、横向屈服位移分别为9.5 mm和4.7 mm。模型桥加工全过程见图5。

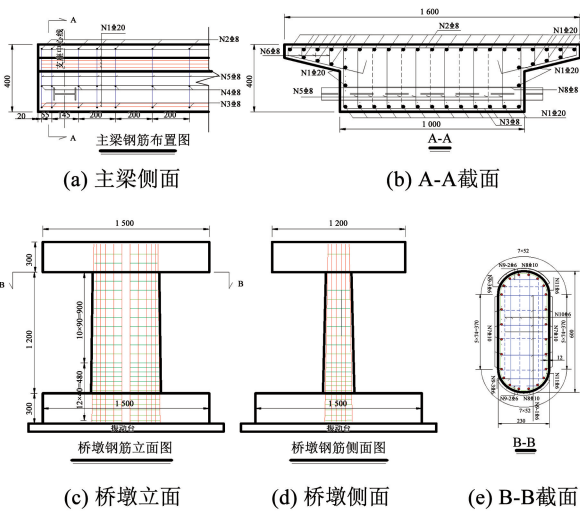


图3 模型桥主梁、桥墩钢筋布置图(mm)

Fig.3 Reinforcement layout of main beam and pier of the model bridge(mm)

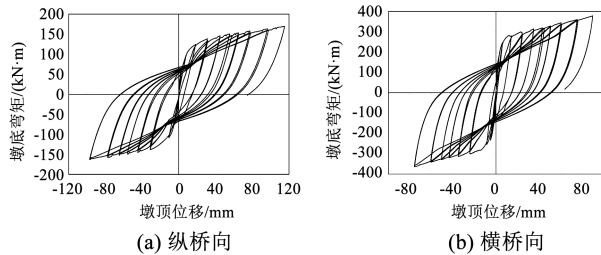


图4 模型桥墩滞回曲线

Fig.4 Model pier hysteresis curve



(i) 成桥状态

图5 全桥模型施工全过程展示

Fig.5 Process display of key construction nodes of full bridge model

### 1.4 支座、耗能装置、防落梁设计及性能参数

#### 1.4.1 双曲面球型减隔震支座设计

参考铁路和公路桥梁支座相关设计规范<sup>[15-16]</sup>,并结合周期相似常数进行减隔震支座设计。双曲面减隔震支座周期计算公式为

$$T \approx 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (1)$$

双曲面球型减隔震支座的铅垂半径计算公式为

$$R = T^2 \times g / (4\pi^2) \quad (2)$$

则原型支座和模型支座的铅垂半径比值为

$$R_m / R_p = T_m^2 / T_p^2 = S_T^2 = S_l / S_a \quad (3)$$

式中: $R_m$ 表示原型支座铅垂半径, $R_p$ 表示模型支座铅垂半径, $S_T$ 代表周期相似比。

故模型桥支座的铅垂半径为

$$R_m = S_l / S_a \times R_p = 0.1 / 1.25 \times R_p = 208 \text{ mm}$$

模型桥支座摩擦系数与原桥支座摩擦系数相同。为保证支座在整个试验过程中不发生破坏,采用数值模拟方法开展了模型桥(仅减隔震支座+金属耗能减震装置+防落梁)地震时程分析,在罕遇地震工况下墩梁最大相对位移为30.4 mm,模型支座设计地震位移为30 mm。支座竖向承载力、支座固定方向的限位销钉剪断力完全遵循相似理论,由原桥进行相似比缩放,具体模型桥支座设计参数见表3,图6给出了支座布置及实物照片。

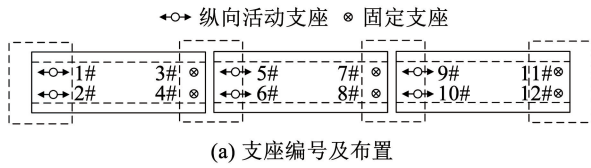
#### 1.4.2 金属减震耗能装置、防落梁挡块设计

锥形金属减震耗能装置按装置荷载相似比进行设计,装置材质与原桥一致,设计水平屈服承载力3.8 kN,设计水平向初始间隙±2 mm,屈服后刚度比0.01,设计位移20 mm。

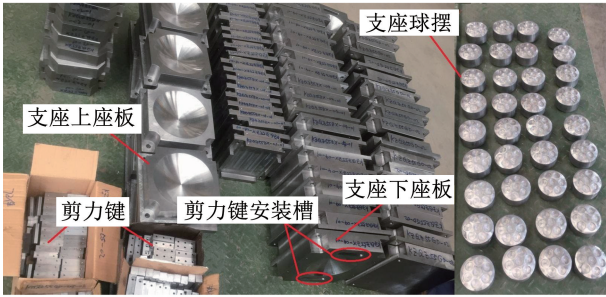
表3 模型桥支座设计参数

Tab.3 Design parameters of model bridge bearing

支座类型	竖向承载力/kN	摩擦系数	转角 /rad	铅垂半径/mm	剪断力/kN		地震位移/mm
					纵向	横向	
固定支座	30	0.06	0.01	208	8.5	5.5	30
纵向活动支座	30	0.06	0.01	208	—	5.5	30



(a) 支座编号及布置



(b) 模型桥支座实物照片

图 6 全桥支座布置及支座实物照片

Fig. 6 The bearing layout of bridge and model bridge bearing

防落梁挡块按荷载相似比进行设计,材质与原桥一致,设计屈服承载力为 25.6 kN,水平初始间隙为 ±20 mm,地震位移量为 ±20 mm(为防止主梁与防落梁碰撞后防落梁失效,出现落梁风险,在防落梁发生 20 mm 位移后,设置了刚性挡块,其承载力远大于模型防落梁)。图 7 给出了榫形金属减震耗能装置与钢防落梁挡块的实物照片,图 8 给出了组合减隔震体系在模型桥中的具体布置形式。



图 7 金属耗能装置与钢防落梁挡块实物照片

Fig. 7 Metal energy dissipating device and steel block

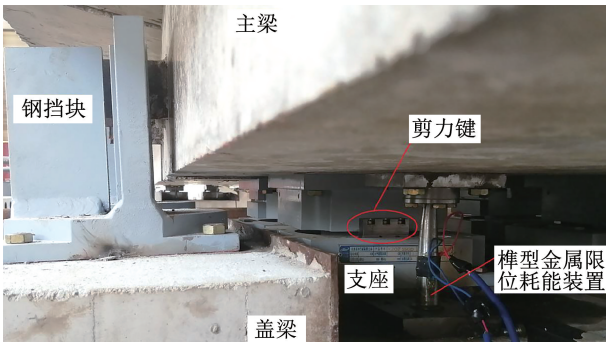


图 8 模型桥组合减隔震体系布置

Fig. 8 Layout of combined seismic isolation system of model bridge

### 1.5 试验模型桥的控制目标

根据原桥组合减隔震体系对桥梁结构地震响应

控制目标,以及相似比,确定模型桥地震响应控制目标:1)9 度多遇地震,桥墩、桩基保持弹性状态,多遇横向 + 竖向地震下梁体横向水平加速度限值取 0.375g,竖向加速度限值取 0.625g;2)9 度设计地震,组合减隔震体系发挥作用,支座滑动耗能,但不发生破坏,金属耗能阻尼器进入工作状态,控制墩梁相对位移在 20 mm 内,桥墩延性比控制在 1.5 以下;3)9 度罕遇地震,桥墩延性比控制在 3.0 以下,金属耗能阻尼器和限位措施稳定工作,防落梁发挥限位作用,防落梁不失效,主梁不落梁,墩梁相对位移控制在 40 mm。

### 1.6 地震输入及测试方案

本次全桥振动台试验在中南大学高速铁路建造技术国家工程研究中心进行试验,采用 4 台联振,单个振动台面尺寸 4 m × 4 m,单台最大试件承受质量 30 t,水平向最大位移 ±25 cm,竖向最大位移 ±16 cm,20 t 荷载时,台面水平向加速度可达 ±1.0g,竖向加速度可达 ±2.0g,工作频率 0.1 ~ 50 Hz,满足本次试验的相关要求。

结构的动力反应除了与结构的自振周期相关外,还和输入的地震波密切相关。原桥位于九度地震区,穿越近断层区域,故试验输入地震波需满足近断层地震波特点,为此选取了 3 种类型的地震波,即安评地震波、人工地震波、实测地震波。安评地震波和人工地震波按多遇、设计、罕遇地震各选取一条,共计 6 条地震波,人工波反应谱与安评报告提供的反应谱一致。实测地震波的选取要与桥址地震场地条件相匹配,含近断层特性,按多遇、设计、罕遇地震各选取 3 条,共计 9 条地震波。具体选波结果参见表 4。

表 4 实测地震波选取结果

Tab. 4 Table of measured seismic wave data

地震波类型	多遇地震	设计地震	罕遇地震
实测波 1	美国 Northridge 地震波	日本 Kobe 地震波	中国台湾 ChiChi 地震波
实测波 2	美国 El Centro 地震波	日本 Chuetsu 地震波	意大利 Irpinia 地震波
实测波 3	汶川波	汶川波	汶川波

由于工程背景桥梁跨越小江断裂带,属于九度近断层地震区桥梁,故根据规范<sup>[11]</sup>需考虑竖向地震动作用。而结合桥址区安评报告结论可知:竖向地震波与水平向地震波采用相同地震波,且峰值加速度竖向与水平向相同,试验地震输入工况表见表 5。

表5 试验地震输入工况表

Tab.5 Table of test seismic input conditions

工况序号	地震类型	地震激励	方向
W1	—	第1次白噪声	纵向+横向
D1 <sub>YZ</sub> ~ D5 <sub>YZ</sub>	9度多遇	5条地震波逐条试验	横向+竖向
W2	—	第2次白噪声	纵向+横向
D1 <sub>XZ</sub> ~ D5 <sub>XZ</sub>	9度多遇	5条地震波逐条试验	纵向+竖向
W3	—	第3次白噪声	纵向+横向
S1 <sub>YZ</sub> ~ S5 <sub>YZ</sub>	9度设计	5条地震波逐条试验	横向+竖向
W4	—	第4次白噪声	纵向+横向
S1 <sub>XZ</sub> ~ S5 <sub>XZ</sub>	9度设计	5条地震波逐条试验	纵向+竖向
W5	—	第5次白噪声	纵向+横向
H1 <sub>YZ</sub> ~ H5 <sub>YZ</sub>	9度罕遇	5条地震波逐条试验	横向+竖向
W6	—	第6次白噪声	纵向+横向
H1 <sub>XZ</sub> ~ H5 <sub>XZ</sub>	9度罕遇	5条地震波逐条试验	纵向+竖向
W7	—	第7次白噪声	纵向+横向

在试验开始前应根据实际需要对上述地震波分级调幅,并按照设定的时间相似比对时间步进行压缩,按照加速度相似比对加速度值进行放大<sup>[17]</sup>(试验地震多遇、设计、罕遇对应PGA分别为0.175g、0.5g、0.8g),得到在试验中使用的振动台台面地震激励,由于篇幅有限,这里仅给出部分试验输入地震波,如图9所示。图10给出了安评波、人工波对应反应谱曲线。

本次全桥振动台试验测试内容包括:桥墩钢筋应变、桥墩表面混凝土应变及裂缝、桥墩和主梁加速度与位移,加速度与位移传感器布置如图11所示。桥墩纵向钢筋、混凝土应变传感器沿墩底往墩顶方向布置,截面纵向和横向外侧中心位置处均布置应变传感器,以承台顶面为基准面,布置高度分别为-0.1、0、0.1、0.2、0.3、0.4 m。

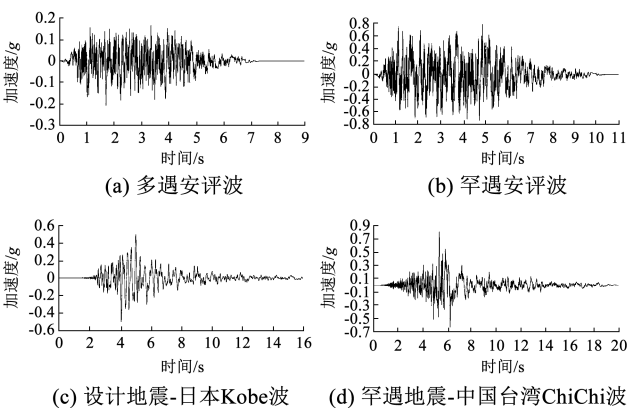


图9 试验输入地震波

Fig.9 Test input seismic waves

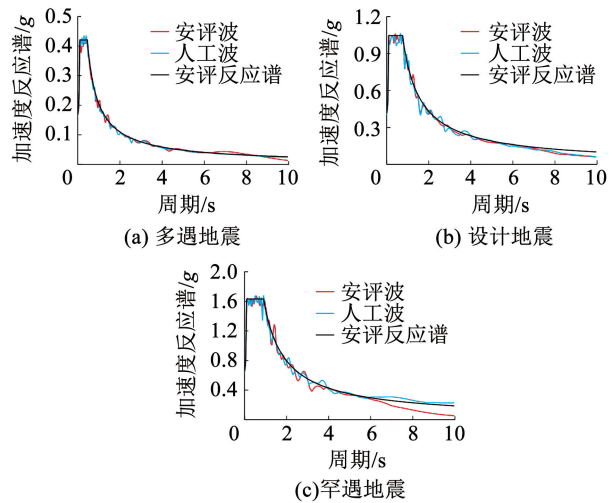


图10 安评波和人工波反应谱曲线

Fig.10 Seismic wave response spectrum curve

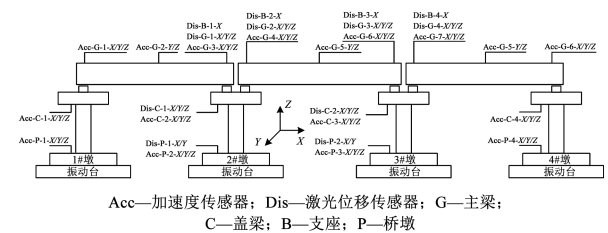


图11 传感器布置

Fig.11 Sensor layout

## 2 试验结果分析

### 2.1 试验现象

在9度多遇地震下,模型桥均未出现肉眼可见的裂缝,结构基本处于弹性阶段,卸载路径与加载路径基本重合。在纵向+竖向地震下,固定支座销钉未剪断。在横向+竖向地震下,活动支座和固定支座的横向销钉剪断,震后主梁复位,未见残余位移。试验结果如图12所示。



图12 多遇地震下双曲面球型减隔震支座销钉剪断情况

Fig.12 Shear of bearing pin occurs under frequently earthquake

在9度设计地震下,其支座纵桥向销钉被剪断,桥墩墩底混凝土小范围内出现细微裂缝。在9度罕遇地震下,墩底表面出现少许保护层混凝土剥落,出现可见的环状裂缝,但震后墩顶无残余变形。榀形

形金属减震限位装置发生塑性变形耗散地震能量, 钢防落梁与主梁发生碰撞变形, 地震过程中墩梁发生明显相对位移, 横向地震时主梁有轻微的绕纵桥向扭转跳动现象, 此时榀形金属减震限位装置发挥了竖向抗拔作用。桥墩、榀形金属减震限位装置试验前后变形损伤实物照片见图 13、14。

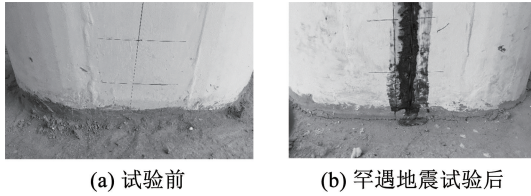


图 13 桥墩地震前后损伤图

Fig. 13 Damage map of bridge pier before and after earthquake

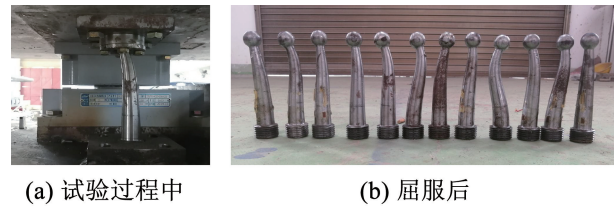


图 14 榀形金属减震耗能装置屈服变形

Fig. 14 Device yield deformation diagram

## 2.2 模型桥频率结果分析

为研究组合减隔震体系对桥梁的影响, 分析在地震后结构的整体性能和损伤情况, 采用结构频率分析与试验现象相匹配的方法开展研究, 对 7 种白噪声工况 (W1 ~ W7) 实测桥梁加速度响应进行傅里叶变换得到频谱图, 图 15 给出了各工况实测结构一阶频率变化趋势图。图 16 为 7 种白噪声工况下结构频谱图。由图 16 分析可知: 1) 地震输入前, W1 工况对应模型桥一阶频率为 3.861 Hz。在多遇横向 + 竖向工况 5 条地震波逐个输入后, 一阶变为 3.653 Hz, 一阶频率降低幅度约 6%, 主要原因支座横向剪力键销钉剪断, 横向约束降低, 桥墩未发生损伤。在多遇纵向 + 竖向工况 5 条地震波逐个输入后, W3 工况下结构一阶频率相比 W2 工况结果未发生明显变化, 支座纵向剪力键销钉未剪断, 说明主梁、桥墩未发生地震损伤。2) 在设计地震横向 + 竖向工况 5 条地震波逐个输入后, W4 工况下结构一阶频率为 3.246 Hz, 相对于 W3 工况桥梁状态, 频率下降 11.2%, 主梁发生了横向残余变形, 桥墩墩底局部出现细微开裂, 榀形金属减震限位装置屈服耗能。3) 在设计地震纵向 + 竖向工况 5 条地震波逐个输入后, 支座纵向剪力键销钉剪断, 圆端形 2# 桥墩墩底长边出现局部开裂现象, 榀形金属减震限位装

置屈服耗能, W5 工况对应结构一阶频率为 2.416 Hz, 相比 W4 工况桥梁状态, W5 工况结构一阶频率下降 20.46%, 频率降低的主要原因是固定支座销钉剪断, 固定支座变活动支座, 开始滑移, 墩梁之间连接刚度降低, 支座延长了桥梁周期, 其次是桥墩局部开裂导致。4) 在罕遇地震横向 + 竖向工况 5 条地震波逐个输入后, 钢防落梁发挥限位功能, 限制主梁发生过大位移, W6 工况下结构一阶频率为 2.414 Hz, 此时结构的频率相比 W5 未发生变化, 这表明桥梁状态未进一步发生明显损伤。在罕遇地震纵向 + 竖向工况 5 条地震波逐个输入后, 桥墩墩底出现可见的环状裂缝, 相邻两片梁之间发生碰撞, W7 工况下结构一阶频率为 2.256 Hz, 相比 W6 工况结构频率降低 6.54%, 这说明组合减隔震体系发挥了良好的减震、耗能作用, 使桥梁不发生过大的地震损伤。

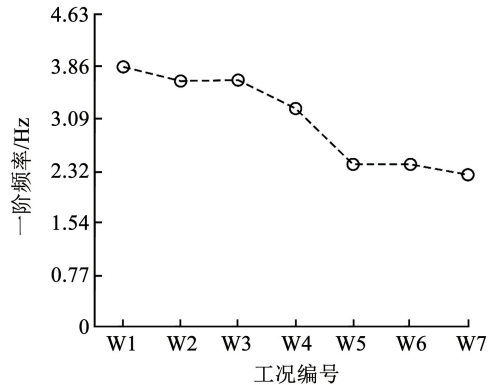


图 15 W1 ~ W7 工况对应结构一阶频率变化趋势图

Fig. 15 The trend chart of the first-order frequency of the structure corresponding to the W1 - W7 working conditions

## 2.3 桥梁模型抗震试验结果分析

### 2.3.1 支座位移地震响应

图 17 和图 18 给出了纵向 + 竖向安评地震下 5# 固定支座与 7# 活动支座地震响应时程曲线。由图 17、18 分析可知: 多遇安评地震作用下, 固定支座销钉未剪断, 支座位移较小, 活动支座发生 2.5 mm 的滑移, 此时金属减震限位装置未发挥作用。在设计安评地震下, 固定支座销钉剪断开始滑移, 最大位移为 12.1 mm, 活动支座最大位移达到 18.8 mm, 金属减震限位装置屈服变形, 耗散地震能量, 位移控制在 20 mm 内, 震后无主梁漂移, 摩擦摆支座复位。在罕遇安评地震下, 固定支座、活动支座位移达到 24.5 mm 和 29.5 mm, 钢防落梁发挥作用限制主梁发生过大位移, 震后出现主梁漂移现象, 位移可控, 无落梁风险。

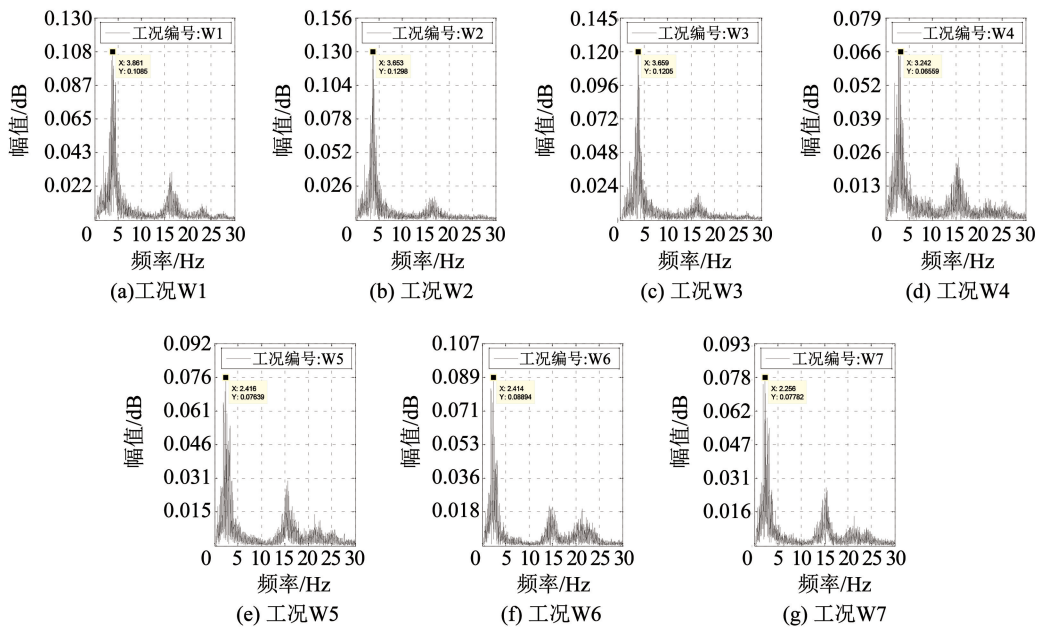


图 16 W1 ~ W7 白噪声工况对应模型桥结构频谱图

Fig. 16 W1-W7 operating conditions corresponding to the model bridge structure spectrum diagram

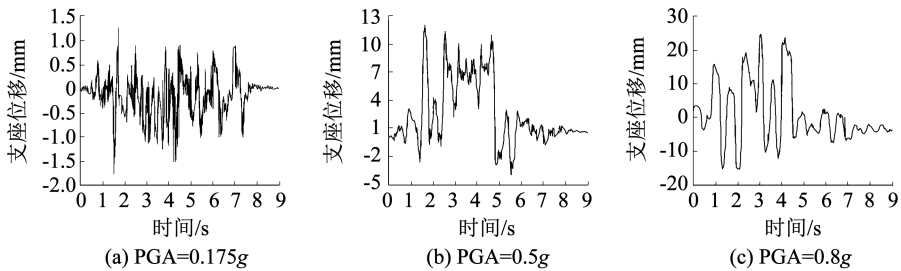


图 17 纵向 + 竖向安评地震波输入 5#固定支座纵向位移时程曲线

Fig. 17 The longitudinal displacement time history curve of 5# bearings under vertical and vertical seismic

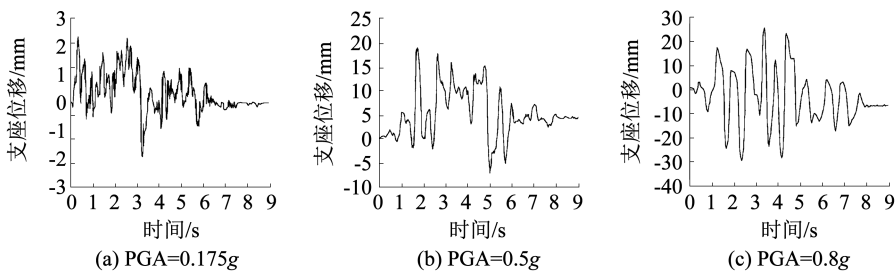


图 18 纵向 + 竖向安评地震波输入 7#活动支座纵向位移时程曲线

Fig. 18 The longitudinal displacement time history curve of 7# bearings under vertical and vertical seismic

为了进一步分析其他工况试验测试结果,将多遇、设计、罕遇工况所有试验测试结果数据进行统计分析。图 19 和图 20 分布给出了纵向 + 竖向和横向 + 竖向地震输入下,支座地震响应在不同地震下的箱型分布。同时表 6 给出了不同地震工况下支座响应平均值和最大值统计数据。由试验结果分析可知:

1) 9 度多遇地震试验结果 (工况编号 D1<sub>YZ</sub> ~ D5<sub>YZ</sub>、D1<sub>XZ</sub> ~ D5<sub>XZ</sub>) 表明,在纵向 + 竖向地震下,支座剪力键销钉并无剪断,纵向活动支座平均位移

2.9 mm,在横桥向 + 竖向多遇地震下支座限位销钉发生了剪断,双曲面减隔震支座开始滑移,固定支座、活动支座水平位移平均值均为 5.4 mm,震后支座复位,金属限位耗能装置发挥限位作用。

2) 9 度设计地震试验结果 (工况编号 S1<sub>YZ</sub> ~ S5<sub>YZ</sub>、S1<sub>XZ</sub> ~ S5<sub>XZ</sub>) 表明,纵向 + 竖向地震下,固定支座销钉剪断开始滑移,固定支座、活动支座地震位移平均值分别为 10.5、17.7 mm,金属限位耗能装置屈服变形,耗散地震能量。组合减隔震体系将墩梁位

移可控制在 20 mm 以下。横向 + 竖向地震下,固定支座与活动支座地震水平位移平均值分别为 20.8、22.4 mm,分别对应支座竖向地震位移平均值 3.6、4.1 mm,无跳梁危险。金属限位耗能装置发生塑性变形,与减隔震支座一并消耗地震能量。

3) 9 度罕遇地震设计试验结果(工况编号 H1<sub>YZ</sub> ~ H5<sub>YZ</sub>、H1<sub>XZ</sub> ~ H5<sub>XZ</sub>)表明,纵向 + 竖向地震下固定支座与活动支座地震位移均值分别为 25.4、32.1 mm;横向 + 竖向地震下,固定支座与活动支座地震位移均值分别为 28.9、32.2 mm;钢防落梁装置发挥了限位功能,未失效,无落梁风险,金属限位耗能装置耗散地震能量的同时也提供了限位作用。支座竖向位移最大为 8 mm,金属限位耗能装置发挥了竖向抗拔功能,防止了跳梁震害。

此外,虽然罕遇地震下金属限位耗能装置超过了设计位移,发生了弹塑性变形,但装置未发生断裂,其延性变形能力良好,根据装置拟静力试验得到其极限位移约为设计位移的 2.5 ~ 3 倍;而模型桥支座地震设计位移为 30 mm,虽试验过程中支座变形大于地震设计位移,但因为是双曲面摩擦摆支座,试验过程中摩擦副未滑出上支座板,故支座未发生破坏,其极限位移约 6 cm。

综上所述,采用组合减隔震体系后,模型桥梁可以实现 1.5 节提出的位移性能控制目标,保证桥梁不落梁,防止跳梁震害。

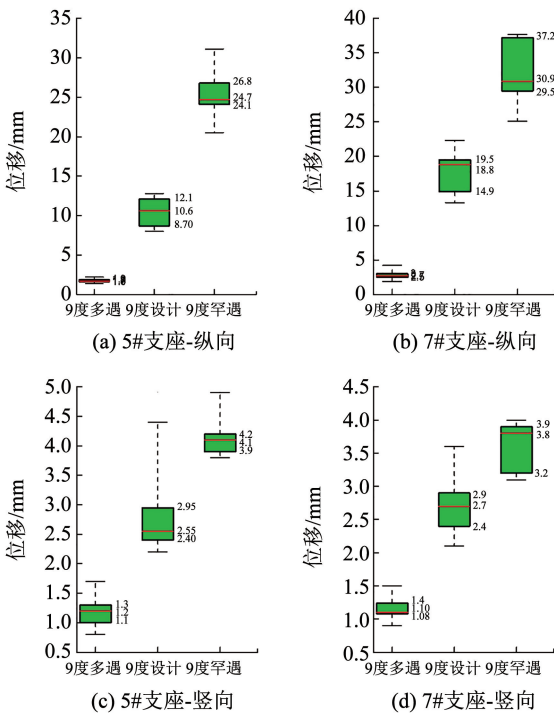


图 19 纵向 + 竖向地震输入支座位移最大响应箱型分布

Fig. 19 Response box type distribution of bearing maximum displacement under longitudinal and vertical seismic action

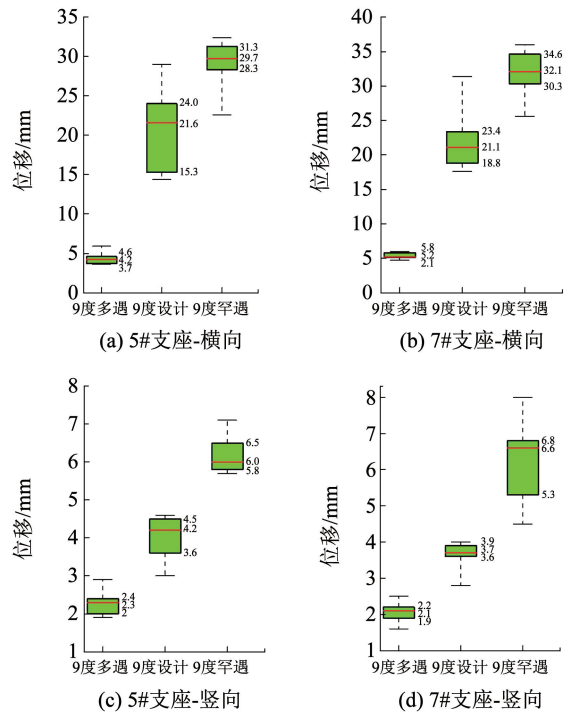


图 20 横向 + 竖向地震输入支座位移最大响应箱型分布

Fig. 20 Response box type distribution of bearing maximum displacement under horizontal and vertical seismic action

表 6 地震输入下支座位移响应值统计表

Tab. 6 Statistical table of bearing displacement response value under seismic action

支座	地震类型	纵向 + 竖向输入支座位移		横向 + 竖向输入支座位移	
		纵向平均值	竖向平均值	纵向平均值	竖向平均值
		(最大值)		(最大值)	
5#固定 支座位移	多遇	1.8(2.2)	1.2(1.7)	5.4(5.9)	2.3(2.9)
	设计	10.5(12.8)	2.9(4.4)	20.8(29.0)	4.1(4.6)
	罕遇	25.4(31)	4.2(4.9)	28.9(32.4)	6.2(7.1)
7#活动 支座位移	多遇	2.9(4.2)	1.2(1.5)	5.4(6.0)	1.9(2.5)
	设计	17.7(22.3)	2.7(3.6)	22.4(31.4)	3.6(4.0)
	罕遇	32.1(37.7)	3.6(4)	32.2(36.1)	6.0(8.0)

### 2.3.2 桥墩墩顶位移地震响应

图 21 给出了部分纵向 + 竖向地震波输入下实测 2#墩顶地震位移时程曲线。由图 21 分析可知,墩顶位移随着地震强度的增加而增加,震后墩顶未出现残余变形。图 22 给出了所有试验地震工况下 2#墩墩顶最大位移地震响应值箱型分布,并结合规范<sup>[10]</sup>求解出桥墩在不同地震强度下的平均位移延性比。由计算结果可知:多遇地震工况,纵桥向、横桥向桥墩平均位移延性比分别为 0.45 和 0.38,此时桥墩处于弹性状态,未发生地震损伤。设计地震工况,纵桥向、横桥向平均墩顶位移分别为 11.1 mm 和 4.9 mm,对应位移延性比为 1.16 和 1.04,此时桥

墩钢筋屈服,墩底局部出现细微裂缝,震后墩顶未出现残余位移。罕遇地震工况,墩顶纵桥向、横桥向平均位移为 20.2 mm 和 8.8 mm,对应位移延性比为 2.12 和 1.88,桥墩延性比控制在 3.0 以下,桥墩地震损伤为中等损伤<sup>[18]</sup>,组合减隔震体系发挥了良好减震耗能作用,实现了 1.5 节提出的桥墩抗震性能目标。

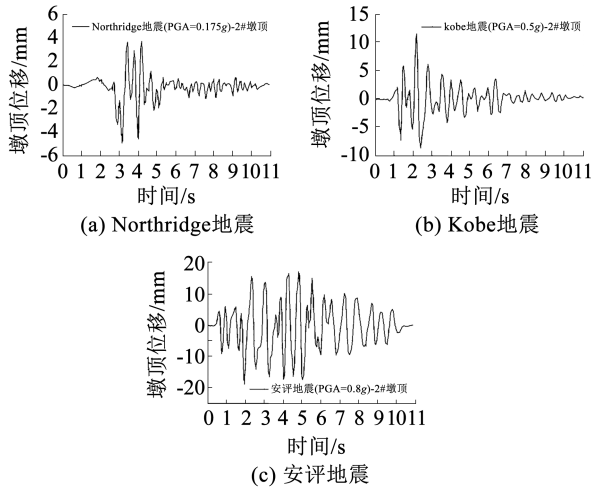


图 21 纵向 + 竖向地震输入 2#墩墩顶纵向位移时程曲线

Fig. 21 Time history curve of longitudinal displacement at 2# pier for longitudinal + vertical seismic input

### 2.3.3 主梁加速度地震响应

为了保证多遇地震下桥上列车的行车安全,规范<sup>[11]</sup>对主梁加速度进行限制要求。图23给出了

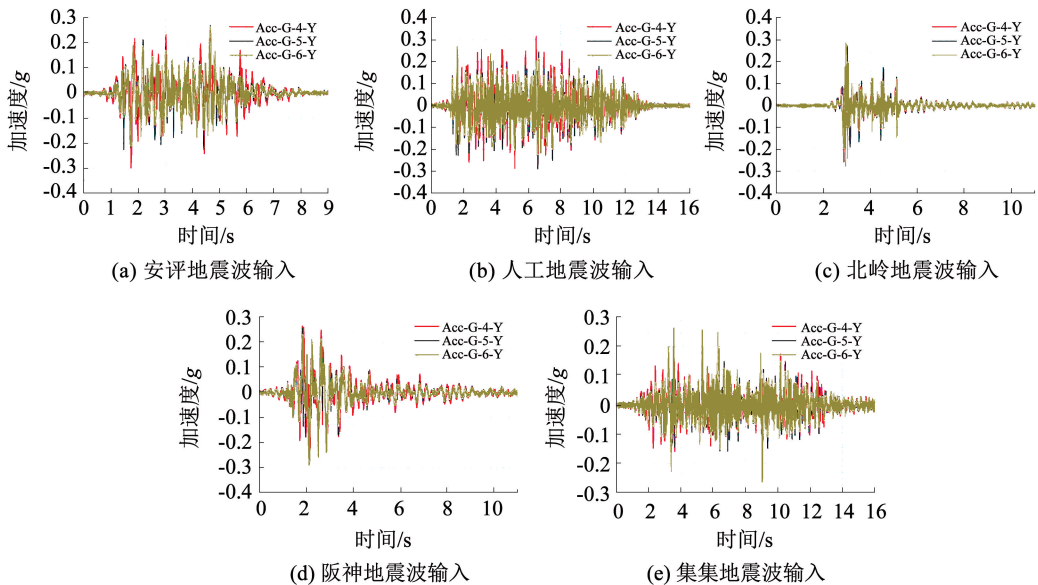


图 23 5 条多遇地震波输入下主梁横桥向加速度时程曲线

Fig. 23 The lateral acceleration time history curve of main beam under five seismic waves

由图 23 分析可知,9 度多遇地震工况下,主梁横向加速度实测结果在 0.159g ~ 0.316g 之间,所有工况实测结果平均加速度为 0.267g,均小于 0.375g。

由图 24 分析可知,9 度多遇地震输入下,第二跨

横向 + 竖向地震工况下第二跨主梁两侧梁端和跨中横向加速度实测曲线。图 24 给出了横向 + 竖向多遇地震输入下第二跨主梁跨中竖向加速度实测曲线。

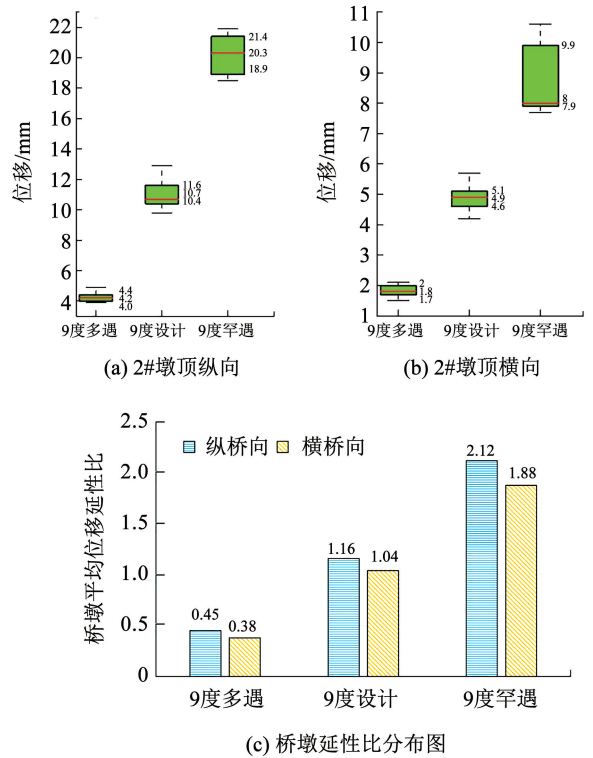


图 22 2#墩墩顶最大地震位移响应及延性比

Fig. 22 The maximum seismic displacement response and ductility ratio of 2# pier

主梁跨中竖向加速度测试结果在 0.455g ~ 0.503g 之间,竖向最大加速度出现在美国北岭地震波输入工况,平均主梁竖向加速度测试结果为 0.474g < 0.625g。

综上分析可知,组合减隔震体系发挥了作用,使

主梁横向与竖向加速度满足设计要求,桥上行车安全得到了保障。

### 2.3.4 墩底钢筋应变地震响应

图 25 给出了 9 度多遇、设计、罕遇地震输入下 2#墩底截面纵向钢筋最大地震应变响应(拉应变、压应变)箱型分布图。由图 25 分析可知:1)9 度多遇地震试验(工况编号 D1<sub>YZ</sub> ~ D5<sub>YZ</sub>、D1<sub>XZ</sub> ~ D5<sub>XZ</sub>)结果表明,纵向 + 竖向和横向 + 竖向工况地震作用下,墩底钢筋最大拉应变实测平均值分别为  $743 \times 10^{-6}$  和  $733 \times 10^{-6}$ ,钢筋压应变实测平均值分别为  $-404 \times 10^{-6}$  和  $-459 \times 10^{-6}$ ,均小于钢筋的屈服应变  $2\,000 \times 10^{-6}$ ,说明 9 度多遇地震作用下,桥墩保持弹性状

态。2)9 度设计地震试验(工况编号 S1<sub>YZ</sub> ~ S5<sub>YZ</sub>、S1<sub>XZ</sub> ~ S5<sub>XZ</sub>)结果表明,纵向 + 竖向和横向 + 竖向工况地震作用下墩底钢筋最大拉应变实测平均值分别为  $2\,174 \times 10^{-6}$  和  $2\,731 \times 10^{-6}$ ,钢筋压应变实测平均值分别为  $-1\,057 \times 10^{-6}$  和  $-1\,457 \times 10^{-6}$ ,钢筋拉应变超过了钢筋屈服应变,桥墩屈服,墩底局部范围内出现开裂,桥墩发生轻微损伤。3)9 度罕遇地震试验(工况编号 H1<sub>YZ</sub> ~ H5<sub>YZ</sub>、H1<sub>XZ</sub> ~ H5<sub>XZ</sub>)结果表明,纵向 + 竖向和横向 + 竖向工况地震作用下墩底钢筋最大拉应变实测平均值分别为  $3\,186 \times 10^{-6}$  和  $2\,731 \times 10^{-6}$ ,钢筋压应变实测平均值分别为  $-1\,913 \times 10^{-6}$  和  $-459 \times 10^{-6}$ ,桥墩出现环向裂缝,桥墩进入塑性状态,震后未出现残余位移。

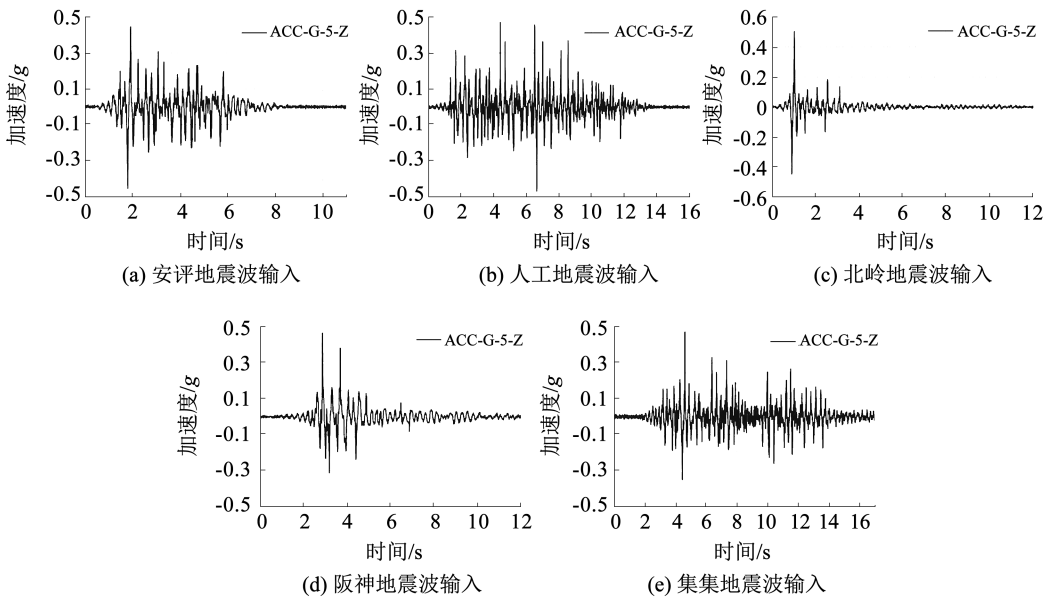


图 24 5 条多遇地震波输入主梁跨中竖向加速度时程曲线

Fig. 24 The vertical acceleration time history curve of main beam under five seismic waves

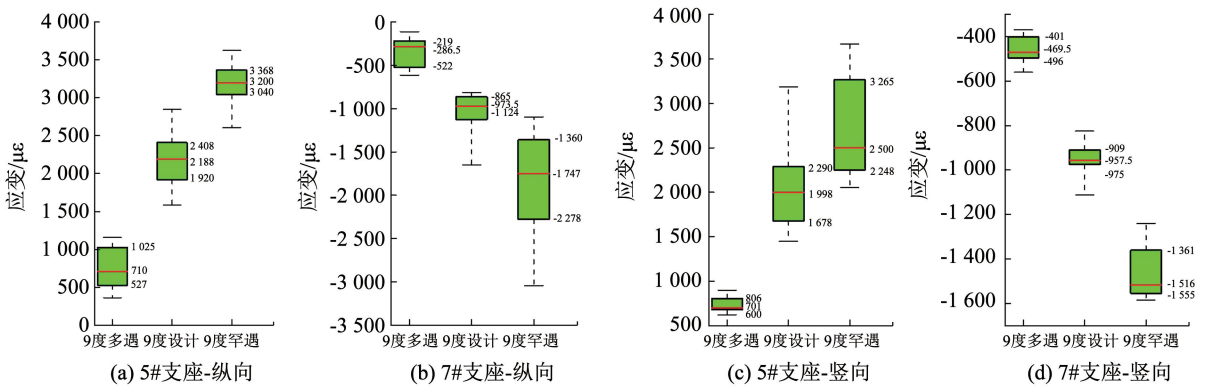


图 25 2#墩墩底截面钢筋最大地震应变响应箱型分布图

Fig. 25 Box-type distribution diagram of maximum seismic strain response of reinforcement at the bottom section of 2# pier

综上所述可知:组合减隔震体系在设计、罕遇地震作用下降低了桥墩地震力,保护了桥墩,防止其发生过大损伤,间接减小了桩基础地震力,达到了设计要求。

## 3 结 论

1)在 9 度多遇地震下,模型桥未出现裂缝,结构基本处于弹性状态,在横向 + 竖向地震下,活动支

座销钉剪断,无残余位移,主梁横向、竖向实测加速度均有效控制在规定范围内,保障了列车行车安全。

2)在9度设计地震下,采用双曲面减隔震支座+榫形金属减震限位装置+钢防落梁组合减隔震体系后的模型桥梁,榫形金属减震限位装置发生塑性变形,与支座一同耗散地震能量,墩梁相对位移控制在20 mm以下,桥墩墩底保护层混凝土局部出现裂缝,墩底纵筋屈服,桥墩位移延性比小于1.2,桥墩仅为轻微损伤,组合减隔震体系实现了9度设计地震下桥梁的性能目标。

3)在9度罕遇地震作用下,采用双曲面减隔震支座+榫形金属减震限位装置+钢防落梁组合减隔震体系后的桥梁模型,其桥墩墩底表面虽出现环向裂缝,但桥墩延性比控制在2.2以下,桥墩仅为中等损伤,桩基得到保护,震后墩顶残余位移小。钢防落梁未失效,墩梁相对位移控制在设计范围内,为发生落梁震害,同时榫形金属减震限位装置发挥竖向抗拔作用,主梁跳梁风险得到控制。组合减隔震体系实现了9度罕遇地震下桥梁的性能目标。

4)模型桥振动台试验结果表明:双曲面减隔震支座+榫形金属减震限位装置+钢防落梁组合减隔震体系可以满足九度地震区32 m跨度简支箱梁的抗震需求,保障桥梁及列车行车安全。推荐采用该组合减隔震体系作为九度强震区典型简支梁桥的减隔震措施。

## 参考文献

[1] 李晓波. 高速铁路连续梁桥纵向减震装置机理性研究[J]. 铁道工程学报, 2017, 34(12): 50  
LI Xiaobo. Research on the mechanism of longitudinal seismic mitigation devices for high speed railway continuous bridges [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2017, 34(12): 50

[2] 白安全. 新型减隔震装置在高速铁路桥梁中的应用研究[J]. 铁道工程学报, 2019, 36(10): 66  
BAI Anquan. Application research on the new elastic-plastic limit seismic isolation device in high-speed railway simple supported girder bridges [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2019, 36(10): 66

[3] 于伟栋, 张永亮, 吴延伟, 等. 考虑同球向双球面支座阻尼间隙的简支梁桥减隔震性能分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(9): 2240  
YU Weidong, ZHANG Yongliang, WU Yanwei. Analysis of the influence of damping gap of the same spherical direction double spherical surface seismic mitigation and isolation bearing on seismic isolation performance [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(9): 2240

[4] 陈长征, 户东阳, 李聪林, 等. 九度地震区近断层高速铁路简支梁桥减隔震支座系统研究[J]. 铁道建筑, 2020, 60(9): 48  
CHEN Changzheng, HU Dongyang, LI Conglin, et al. Research on seismic isolation bearing system of near-fault high speed railway simply supported girder bridge in nine-degree earthquake area [J]. Railway Engineering, 2020, 60(9): 48

[5] 曾永平, 董俊, 陈克坚, 等. 九度地震区高铁简支梁减隔震体系适应性分析[J]. 铁道工程学报, 2020, 37(2): 46  
ZENG Yongping, DONG Jun, CHEN Kejian, et al. Adaptability analysis of the seismic isolation system for high-speed railway simply

supported beam bridge in nine-degree seismic regions [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2020, 37(2): 46

[6] JIANG Lizhong, GAO Shanshan, WEI Biao. Effects of friction-based fixed bearings on seismic performance of high-speed railway simply supported girder bridges and experimental validation [J]. Advances in Structural Engineering, 2019, 22(3): 687

[7] 温佳年, 李洪营, 韩强, 等. 滑动摩擦隔震桥梁振动台试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2016, 36(2): 102  
WEN Jianian, LI Hongying, HAN Qiang, et al. Shaking table tests of bridge model with sliding friction isolation bearings [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, 36(2): 102

[8] GAO Shanshan, JIANG Lizhong, WEI Biao. Numerical and experimental investigations on the Park-Ang damage index for high-speed railway bridge piers with flexure failures [J]. Engineering Structures, 2019, 201(15): 1

[9] 邵长江, 肖正豪, 漆启明, 等. 摩擦摆支座隔震铁路连续梁桥振动台试验研究[J]. 振动与冲击, 2021, 40(14): 292  
SHAO Changjiang, XIAO Zhenghao, QI Qiming, et al. Shaking table test on a railway continuous girder bridge with friction pendulum bearings [J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(14): 292

[10] 铁路工程抗震设计规范: GB 50111—2006(2009) [S]. 北京: 中国计划出版社, 2009  
Code for seismic design of railway engineering: GB 50111—2006 (2009) [S]. Beijing: China Planning Press, 2009

[11] 铁道构造物等设计标准·同解说 抗震设计 [S]. 东京: 丸善株式会社, 2014

[12] 曾永平. 近断层铁路简支梁桥新型减隔震技术及设计方法研究 [D]. 成都: 西南交通大学, 2021  
ZENG Yongping. Study on the new seismic isolation technology and design method for railway simple supported beam bridge subjected to near-fault ground motion [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2021

[13] 曾永平, 董俊, 陈克坚, 等. 近断层高铁简支梁桥抗震性能分析研究[J]. 铁道工程学报, 2020, 267(12): 70  
ZENG Yongping, DONG Jun, CHEN Kejian, et al. Research on the seismic performance of simply supported beam bridge of near fault high speed railway [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2020, 267(12): 70

[14] 董俊, 陈克坚, 曾永平, 等. 高烈度地震区铁路32 m预应力混凝土简支梁摩擦摆支座减隔震性能研究[J]. 铁道标准设计, 2020, 64(增刊1): 63  
DONG Jun, CHEN Kejian, ZENG Yongping, et al. Study on vibration mitigation property of railway 32 m prestressed concrete simply-supported bridge with friction pendulum bearings in highly seismic area [J]. Railway Standard Design, 2020, 64(Sup. 1): 63

[15] 国家铁路局. 铁路桥梁钢支座: TB/T 1853—2018 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2018  
National Railway Administration of the People's Republic of China. Steel bearings for railway bridge [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2018

[16] 中华人民共和国交通运输部. 桥梁双曲面球型减隔震支座: JT/T 927—2014 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2014  
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Double spherical seismic isolation bearing for bridges: JT/T 927—2014 [S]. Beijing: People's Communications Publishing House, 2014

[17] 周赞. 剪跨比对高速铁路圆端形实心桥墩地震响应的影响 [D]. 长沙: 中南大学, 2014  
ZHOU Zan. The influence of shear-span ratio on the seismic response of round-ended solid piers in high speed rail [D]. Changsha: Central South University, 2014

[18] 董俊. 铁路高墩大跨刚构—连续组合体系桥梁近场地震易损性分析研究 [D]. 成都: 西南交通大学, 2016  
DONG Jun. Fragility analysis of railway long span rigid frame-continuous combination system bridge with high pier subjected to near-fault ground motion [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016