

秦洪果,李萍,张智超,等. 2023. SMA-LRB 隔震连续梁桥地震易损性及寿命周期成本损失评估[J]. 地震研究,46(4):562-574,doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2023.0030.

Qin H G, Li P, Zhang Z C, et al. 2023. Seismic fragility and life-cycle performance assessment of the continuous beam bridge isolated with SMA-LRB[J]. *Journal of Seismological Research*, 46(4):562-574, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2023.0030.

## SMA-LRB 隔震连续梁桥地震易损性及 寿命周期成本损失评估\*

秦洪果, 李萍, 张智超, 王浩浩, 石岩

(兰州理工大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730050)

**摘要:** 为研究采用 LRB 和 SMA-LRB 隔震连续梁桥的地震易损性和寿命周期成本损失, 对比了采用两种不同隔震支座的桥梁在 4 种损伤状态下的损伤概率, 并采用寿命周期成本损失评估方法计算了桥梁寿命周期内的各种地震损失成本。结果表明: 在 LRB 隔震桥梁的基础上设置 SMA 既可以降低支座损伤概率, 又可以有效降低桥墩在严重损伤和完全损伤状态下的损伤概率; 地震动强度较小时, SMA-LRB 隔震桥梁在减少桥梁寿命周期成本损失方面的效果更为显著。

**关键词:** 连续梁桥; 减隔震; 铅芯橡胶支座; 形状记忆合金; 地震易损性

**中图分类号:** P315.925; U448.23 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0666(2023)04-0562-13  
doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2023.0030

### 0 引言

减隔震技术作为提高结构抗震能力的有效手段, 在建筑和桥梁等结构的抗震设计与加固工作中被广泛采用(李建中, 管仲国, 2017; 石岩等, 2017)。铅芯橡胶支座(Lead Rubber Bearing, LRB)具有形式简单、经济有效等特点, 是目前应用最为普遍的减隔震支座, 其减震效果也经受了部分地震的检验(Sarrazin et al, 2013; Jónsson et al, 2010; 周云等, 2013)。然而, 传统的 LRB 在强震作用下存在大变形后稳定性不足和残余位移过大等缺陷, 严重阻碍了该类支座的应用和发展(Dezfuli, Alam, 2016)。为解决以上不足并改善其性能, Wilde 等(2000)提出将形状记忆合金(Shape Memory Alloys, SMA)和 LRB 相结合, 并验证了其可行性。在此基础上, 一些学者对采用 SMA 辅助隔震的斜拉桥(王景全等, 2017)、连续梁桥(Ghosh et al, 2011; 曹飒飒等, 2019;

Zheng, Dong, 2019)和简支梁桥(周海俊等, 2015; Wang et al, 2019)的减隔震性能进行了研究, 认为 SMA-LRB 隔震体系能够有效降低墩梁间隔震层的震后残余变形, 提升桥梁的抗震能力, 尤其是震后的功能可恢复性。

近年来, 桥梁结构寿命周期评估作为桥梁全寿命周期理念的重要内容逐渐被重视(李宏男, 李超, 2014), 主要包括桥梁所处地域的地震危险性、结构地震易损性与桥梁损伤甚至破坏所带来的维修成本等(Rackwitz, 2002)。其中, 地震易损性分析是评价结构在一定性能目标状态下损伤概率的重要方法, 被国内外学者广泛采用(李宏男等, 2018)。在桥梁工程领域, 马凯等(2017)探究了去相干效应、行波效应和场地效应等非一致激励对斜拉桥地震易损性的影响; 宋帅等(2020)基于 Copula 函数考虑了桥梁构件间的相关性, 对中小跨径连续梁桥的系统易损性进行了评估; 石岩等(2021)分析了不同施工阶段内力状态对连续刚构桥易损性的影响。基于桥

\* 收稿日期: 2022-04-25.

基金项目: 国家自然科学基金项目(51908265)。

第一作者简介: 秦洪果(1983-), 高级工程师, 博士, 主要从事桥梁抗震研究. E-mail: qinhg27@163.com.

梁的易损性可进一步对其寿命周期损失进行评估,如 Barone 和 Frangopol (2014) 对比分析了不同性能指标下桥梁结构的全寿命周期性能;冯莉等 (2020) 基于地震易损性和地震危险性建立了桥梁结构全寿命周期地震损失的计算方法和分析流程;Li 等 (2020) 基于数值方法系统地评估了预制节段 UHPC 桥墩结构的地震反应和寿命周期损失。针对 SMA-LRB 隔震桥梁,王景全等 (2017) 采用易损性分析方法对比讨论了采用传统 LRB 和 SMA-LRB 进行隔震的大跨斜拉桥的抗震性能,认为 SMA-LRB 体系能显著提升斜拉桥的抗震能力;Fang 等 (2019) 对影响 SMA-LRB 隔震桥梁抗震性能和寿命周期损失的因素进行了研究,发现地震烈度和寿命周期影响不容忽视。综上发现,现有关于 SMA-LRB 隔震桥梁地震易损性及其寿命周期成本损失研究仍较少,并且主要集中于单一的抗震性能分析、地震易损性评估或相关影响因素探究等方面,缺乏对该类桥梁全面的易损性和寿命周期成本损失评估研究。

本文以连续梁桥为研究对象,分别采用 LRB 和 SMA-LRB 作为减隔震装置,选取 40 组脉冲型近断层地震动作为输入,基于地震易损性分析方法探讨了采用不同隔震装置连续梁桥桥墩、支座构件以及桥梁系统在 4 种不同损伤状态下的损伤概率。在易损性分析的基础上,采用寿命损失评估方法计算了桥梁寿命周期的直接损失、间接损失、预期总损失和长期损失,全面评估 SMA-LRB 隔震桥梁的抗震性能。

## 1 地震易损性及寿命周期成本损失评估方法

### 1.1 易损性分析方法

地震易损性表示结构在给定地震动强度下达到或者超过某一特定损伤极限状态的条件概率(李宏男等, 2018)。目前易损性研究最常采用的方法主要包括基于震害调查的经验易损性方法和基于数值模拟的理论易损性方法(宋帅等, 2020)。本文基于理论易损性方法,选择 PGA 为地震动强度指标(IM),通过非线性增量动力分析(IDA)获得结构在不同 PGA 下的地震响应,将结构地震响应中位值(EDP)与 IM 取对数后进行线性回归分析,得到结构的地震需求函数:

$$\ln(EDP) = \ln a + b \ln(IM) \quad (1)$$

式中:  $a$ 、 $b$  均为线性回归参数。

结构在不同损失状态下的易损性曲线由下式计算:

$$P(EDP - DI_i \geq 0 | IM) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(DI/EDP)}{\xi_{EDP/IM}}\right) \quad (2)$$

式中:  $DI$  为结构不同损伤状态的损伤指标;  $\Phi(\cdot)$  为标准正态分布函数。

结构地震需求的标准差为:

$$\xi_{EDP/IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{ \ln(EDP_i) - [\ln a + b \ln(IM_i)] \}^2}{n-2}} \quad (3)$$

式中:  $n$  为选定的地震动数量;  $EDP_i$  为结构在第  $i$  个地震动作用下的地震需求峰值;  $IM_i$  为第  $i$  个地震动强度峰值。

为全面评估 SMA-LRB 隔震桥梁的地震易损性,采用一阶可靠度理论(Ditlevsen, Madsen, 1996)计算桥梁系统的易损性。一阶可靠度理论是通过结构构件的易损性来确定系统损伤的上、下限,其界限表示为:

$$\max_{k=1}^m [P(F_k)] \leq P(F_{sys}) \leq 1 - \prod_{k=1}^m [1 - P(F_k)] \quad (4)$$

式中:  $m$  为易损构件的数量;  $P(F_k)$  是第  $F_k$  个构件的损伤概率;  $P(F_{sys})$  是桥梁系统的损伤概率。

### 1.2 寿命周期成本损失评估方法

桥梁结构的寿命周期成本损失评估主要考虑其所处地域的地震危险性、桥梁的易损性以及桥梁损伤后的直接损失和间接损失。为将桥梁的长期地震损失以货币的形式进行量化,根据 Deierlein 等 (2003) 给出的寿命损失评估框架,计算桥梁的预期年损失  $L_i$  为:

$$L_i = \sum_{i=1}^4 C_{DS,i} P_{DS,i | PGA} \quad (5)$$

式中:  $P_{DS,i | PGA}$  为桥梁在给定地震危险场地的损伤概率;  $C_{DS,i}$  为直接和间接损失成本。直接损失为:

$$C_{REP,i} = R_{rer} \cdot c_{reb} \cdot W \cdot L \quad (6)$$

式中:  $W$  和  $L$  分别为结构的宽度和长度;  $R_{rer}$  为不同损伤状态对应的修复费用比例,轻微损伤取值为

0.1、中度损伤为 0.3、严重损伤为 0.75、完全破坏为 1.0； $C_{reb}$  为单位面积的直接成本。间接损失主要包括绕行成本  $C_{R,i}$  和绕行或停工的时间成本  $C_{T,i}$ ，分别为：

$$C_{R,i} = \left[ c_{R,car} \left( \frac{1-T_0}{100} \right) + c_{R,tr} \frac{T_0}{100} \right] \cdot D_1 \cdot ADT \cdot d_i \quad (7)$$

$$C_{T,i} = \left[ c_{AW} o_{car} \left( 1 - \frac{T_0}{100} \right) + (c_{ATC} o_{tr} + c_{goods}) \frac{T_0}{100} \right] \cdot \left[ \frac{D_1 \cdot ADT}{S} + ADTE \cdot \left( \frac{1}{S_D} - \frac{1}{S_0} \right) \right] \cdot d \quad (8)$$

式中： $c_{R,car}$  和  $c_{R,tr}$  为汽车和卡车运行成本； $D_1$  为绕行距离； $ADT$  和  $ADTE$  为平均日交通量和受损路段平均日交通量； $c_{AW}$ 、 $c_{ATC}$ 、 $c_{goods}$  分别为汽车司机工资、货车司机工资和货物的时间价值； $o_{car}$  和  $o_{tr}$  分别为汽车和卡车占用率； $S$ 、 $S_D$ 、 $S_0$  分别为绕行速度、受损路段速度、正常路段速度； $d_i$  为桥梁受损修复所需时长。

桥梁结构在 4 种不同损伤状态下停工时长分别为 7 d、30 d、120 d、400 d，则总的生命周期损失为：

$$LCL_i(t_{int}) = \sum_{k=1}^{N(t_{int})} L_i(t_k) \cdot e^{-\tau t_k} \quad (9)$$

式中： $N(t_{int})$  为给定时间间隔  $t_{int}$  内发生地震的次数； $L_i(t_k)$  为年份为  $t_k$  时的地震预期年损失； $\tau$  表示货币的兑现率。

总预期损失为：

$$E[LCL_i(t_{int})] = \frac{\lambda_i \cdot E(L_i)}{\tau} \cdot (1 - e^{-\tau \cdot t_{int}}) \quad (10)$$

## 2 工程背景与分析模型

### 2.1 工程背景

本文研究对象为一座 4 跨（4×20 m）连续梁桥，其结构布置如图 1 所示。上部结构每跨主梁由 5 片小箱梁组成，下部结构为圆形截面的双柱式规则排架墩，截面直径为 1.5 m，3 个桥墩的高度分别为 5.3 m、9.1 m 和 7.8 m，各桥墩盖梁上对应布置 5 个支座。上部结构采用 C40 混凝土，下部结构采用 C30 混凝土，纵筋采用 HRB335 钢筋。

### 2.2 SMA-LRB 支座

日本“3·11”大地震中桥梁橡胶类支座破坏较多，由于竖向地震动分量较大，导致多数桥梁支座出现拉剪破坏，甚至存在受拉脱空现象（石岩等，2017）。《公路桥梁抗震设计规范》（JTG/T 2231-01—2020）规定，隔震装置的构造应简单，且应具有可更换性。基于以上两点，发展了一种 SMA-LRB 支座构造形式（图 2），包括上连接钢板、下连接钢板、铅芯、叠层橡胶支座和交叉对称布置的 SMA 绞线。在地震作用下，上下钢板发生相对位移带动 SMA 绞线的拉伸，SMA 和 LRB 相互配合为支座提供了良好的耗能和自复位能力。一般 SMA 合金丝的直径通常不超过 5 mm，而实际工程中可能需要较大截面的 SMA 构件以满足结构所需的轴向刚度。因此，SMA 绞线被开发，一般由若干根较小直径的 SMA 丝构成。SMA-LRB 支座中选择 Cu-Al-Be 绞线，并且根据 LRB 尺寸大小选用了直径。

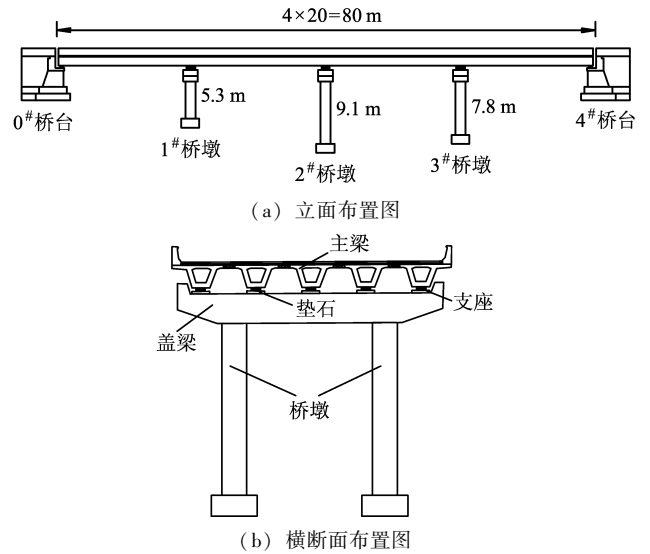


图 1 桥梁结构布置图

Fig. 1 Information of the bridge

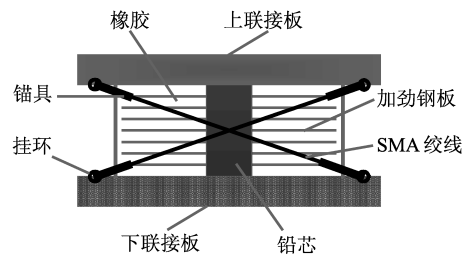


图 2 SMA-LRB 支座模型

Fig. 2 Model of SMA-LRB bearings

该桥每个桥墩和桥台上都设有 5 个隔震支座,为使每个桥墩和支座变形协调,依据石岩等(2016)提出的适用于中等跨径隔震桥梁基于位移的抗震设计方法,《公路桥梁铅芯隔震橡胶支座》(JT/T 822—2011)指出选取合理的铅芯橡胶支座,力学参数取值见表 1。

表 1 单个支座的力学参数

Tab. 1 Parameters of the single bearing at each pier

位置	支座型号	$F_y/\text{kN}$	$K_u/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$K_d/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$
0#、4#桥台	Y4Q470	81	8 100	1 300
1#墩	Y4Q770	216	9 100	1 400
2#墩	Y4Q770	216	14 300	2 200
3#墩	Y4Q770	216	11 100	1 700

注:  $F_y$  为屈服强度,  $K_u$  为屈服前刚度,  $K_d$  为屈服后刚度。

### 2.3 动力分析模型

基于结构地震分析平台 OpenSees 建立该连续梁桥的三维动力分析模型,如图 3 所示。进行非

线性动力时程分析时,混凝土结构的阻尼采用 Rayleigh 阻尼,阻尼比取 5%,并且不考虑桥梁结构的桩-土相互作用与桥台-填土之间相互作用的影响。上部结构的 5 片小箱梁由刚性连接为整体,并采用三维弹性梁单元模拟。桥墩采用基于位移的非线性纤维截面梁柱单元模拟,其保护层混凝土和核心混凝土采用 Concrete04 模拟,其卸载和重力加载规则按 Filippou 修正后的 Karsan-Jirsa 模式确定;钢筋采用 Steel02 模拟,其应力-应变关系以 Menegotto-Pinto 模型为基础建立。铅芯橡胶支座采用基于双线性模型的弹塑性支座单元模拟。SMA 采用 TwoNodeLink 单元来模拟,其材料本构采用旗帜形的 SelfCentering 材料。由于 SMA-LRB 支座中 SMA 绞线仅承受轴向拉力并不能抗压,故通过串联 ElasticPPGap 材料用以模拟 SMA 绞线仅受拉不受压的特性。为充分发挥 SMA-LRB 支座的减隔震性能,在该桥的地震响应分析中假设梁体在桥台处具有足够的运动空间,梁体与桥台不会发生碰撞(石岩等,2017)。

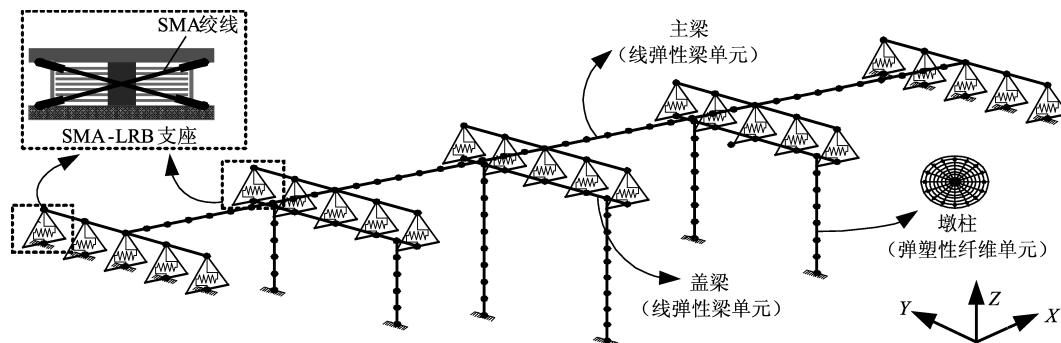


图 3 全桥动力分析模型

Fig. 3 Dynamic analysis model of the bridge

### 2.4 地震动选择和输入

近断层地震动区别于远场地震动的最突出的特点是它具有长周期的速度脉冲特性。一般情况下,近断层地震动下隔震结构的地震响应比远场地震动更为剧烈,同时也导致了结构更为严重的损伤(石岩等,2014)。为探讨隔震桥梁在近断层地震动下的易损性,本文采用 Baker 等(2011)基于小波分析从 PEER 地震动数据库选择的地震动记录进行动力分析,其中的近断层地震动集合(SET#3A)有 40 组 3 个分量记录,选自 Loma Prieta、Northridge、Kobe、中国台湾集集等 8 次破坏性地震的记录,震级范围为 6.2~7.6 级,断层距基本在 10 km 以内,水平记录均具有

明显的速度脉冲效应,该地震动集合不针对具体结构和具体场地,被广泛应用于交通领域结构的动力分析。

对 LRB 和 SMA-LRB 隔震桥梁进行时程分析时,将垂直于断层走向(SN)和平行于断层走向(SP)两个水平分量分别沿分析模型纵桥向(X)和横桥向(Y)方向输入。根据 IDA 分析方法,以加速度峰值(PGA)较大的分量为调幅参考,并将 PGA 调幅以 0.1 g 为增量步长从 0.1 g 增幅至 1.5 g,另一分量则采用同等比例调幅。所选地震动 PGA 调幅为 0.4 g 时加速度反应谱如图 4 所示。分析时皆以 40 组地震动记录的反应峰值平均值为讨论指标。

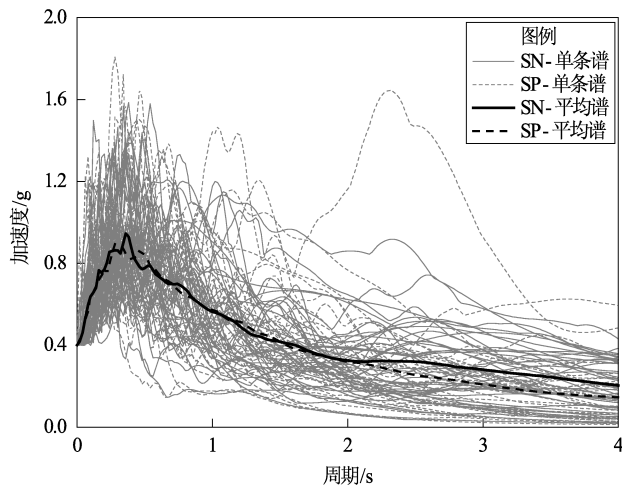


图4 所选地震动反应谱

Fig. 4 The response spectra of selected ground motions

### 3 桥梁地震易损性分析

#### 3.1 损伤指标的确定

铅芯橡胶支座上下顶板都是通过螺栓与主梁和桥墩完全锚固的, 在地震作用下主要依靠

支座本身的剪切变形来适应地震带来的影响, 故选取剪切应变作为铅芯橡胶支座的损伤指标。《公路桥梁抗震设计规范》(JT/T 2231 - 01—2020) 规定: 橡胶型减隔震支座在 E2 地震作用下产生的剪切应变应小于 250%。因此, 进行桥梁地震易损性分析时, 采用 Zhang 和 Huo (2009) 的建议分别以剪应变的 100%、150%、200% 和 250% 为支座轻微损伤、中等损伤、严重损伤和完全破坏的界限值。

美国联邦应急管理局提出的地震损伤评估方法 (HAZUS99) 利用位移延性系数定义了桥墩损伤的 4 种损伤状态界限值, 位移延性系数在钢筋首次屈服时为  $\mu_{cy1}$ 、截面等效屈服时为  $\mu_{cy}$ 、桥墩截面边缘混凝土压应变达到 0.004 时为  $\mu_{c4}$ 、桥墩达到最大破坏位移时为  $\mu_{cmax}$ 。本文亦采用位移延性系数作为桥墩的损伤指标, 4 个损伤状态界限值采用梁岩等 (2019) 的方法进行计算, 表 2 为计算的不同墩高桥墩在纵桥向和横桥向的界限值。

结构易损性分析和评估中, 主要是基于各主

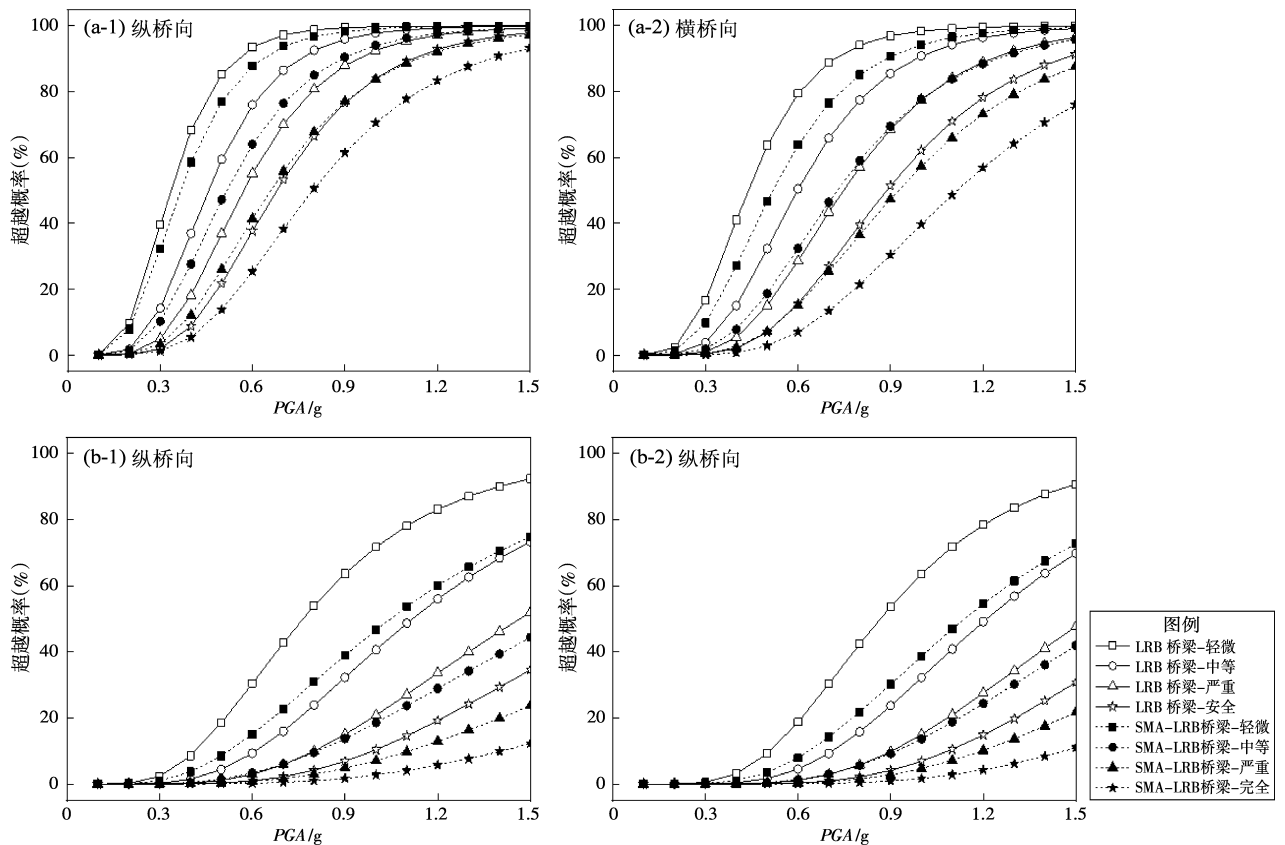


图5 桥台 (a) 和 1# 桥墩处 (b) 支座易损性曲线

Fig. 5 Fragility curves of bearings at abutment (a) and Pier 1 (b)

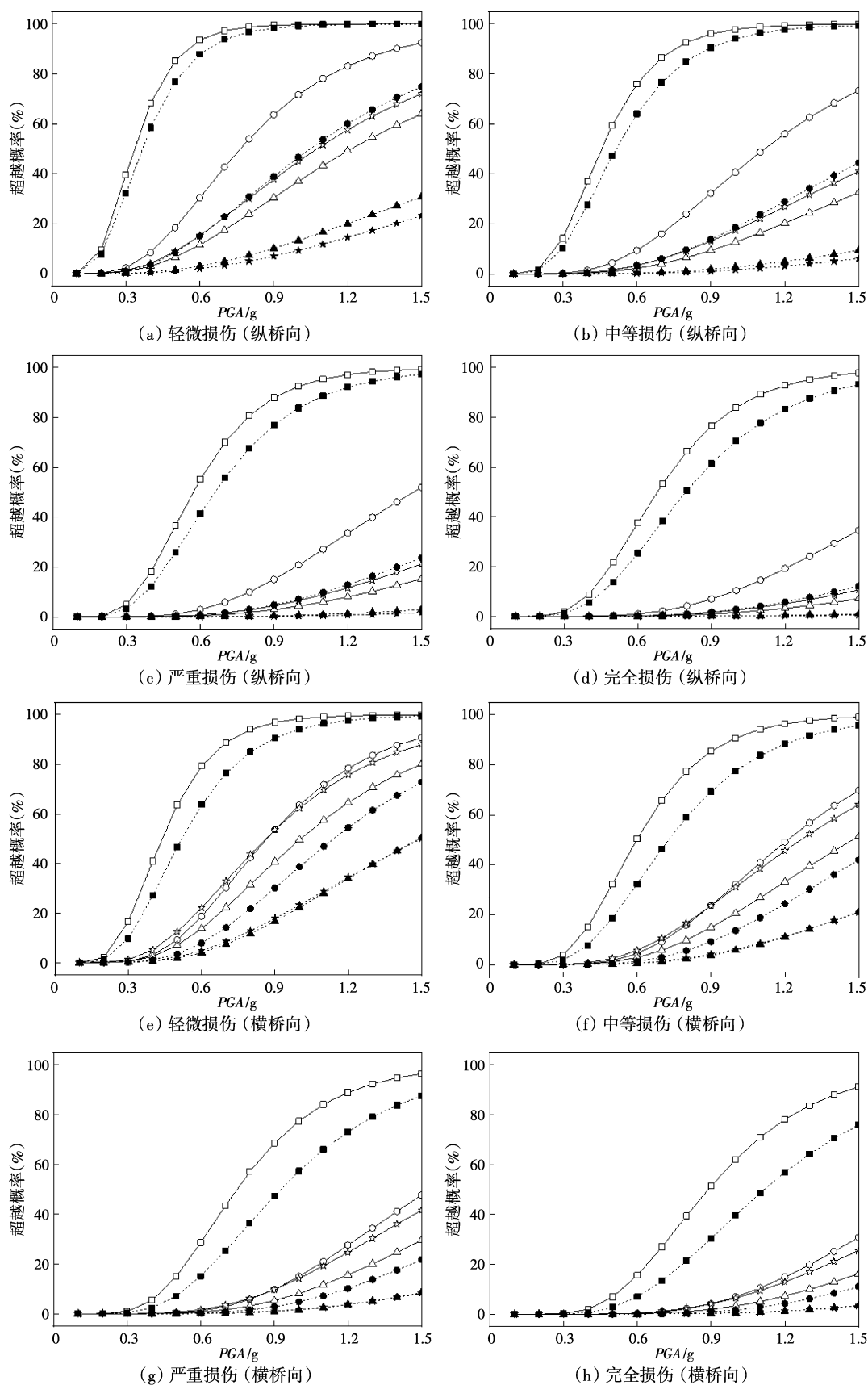


图6 不同桥墩处支座易损性曲线

Fig. 6 Fragility curves of bearings at different piers

表 2 各桥墩损伤界限值

Tab. 2 Damage limit values of each pier

桥墩	纵桥向				横桥向			
	$\mu_{cy1}$	$\mu_{cy}$	$\mu_{c4}$	$\mu_{cmax}$	$\mu_{cy1}$	$\mu_{cy}$	$\mu_{c4}$	$\mu_{cmax}$
1#墩	1.0	1.42	2.66	5.66	1.0	1.64	3.07	6.07
2#墩	1.0	1.45	2.67	5.67	1.0	1.73	3.21	6.21
3#墩	1.0	1.44	2.67	5.67	1.0	1.69	3.18	6.18

要构件对结构整体抗震性能的贡献，考虑各构件之间的相互影响，从而建立起结构整体的易损性分析。目前，建立桥梁系统地震易损性曲线的方法主要有界限估计法、Monte - Carlo 模拟法和条件边缘乘法（PCM）（Nielson，Desroches，2007；吴文朋，李立峰，2018；李宏男等，2018）。其中，界限估计法和 PCM 法在建立桥梁系统地震易损性时，都依赖于前期建立的构件易损性函数（吴文朋，李立峰，2018）；虽然采用 Monte-Carlo 法能有效模拟，但计算量过大（吴文朋，李立峰，2018；李宏男等，2018）。本文主要关注的 LRB - SMA 系统非线性较强，综合考虑计算工作量和模拟精度，采用了式（2）和式（4）的一阶估计法建立了整个桥梁体系的易损性曲线。

3.2 支座、桥墩易损性

为研究 LRB 和 SMA - LRB 隔震桥梁在地震作用下的损伤状态，根据式（2）分别建立了支座和桥墩构件的易损性曲线。图 5 给出了桥台和 1#桥墩处支座横桥向和纵桥向的易损性曲线，从图中可以看出：相同地震强度、不同损伤状态下 SMA - LRB 隔震支座的损伤概率均低于 LRB，可见采

用 SMA 绞线提升了 SMA - LRB 的水平刚度，有效减小支座的损伤；横桥向支座的损伤比纵桥向更小，SMA - LRB 与 LRB 在纵桥向和横桥向发生完全损伤的概率差异最大可达 16% 和 22%；在同一 PGA 下 1#桥墩处 LRB 和 SMA - LRB 两种隔震支座的损伤概率远小于桥台处支座。

为进一步探讨桥墩高度对两种不同隔震支座易损性的影响，图 6 给出了不同损伤状态下全桥所有桥墩处支座纵桥向和横桥向的易损性曲线。从图中可以看出：同一地震动强度下，由于未考虑桥台的变形，桥台处支座损伤概率最高，其次分别为 1#墩（5.3 m）、3#墩（7.8 m）和 2#墩（9.1 m）处支座，支座的损伤概率随着桥墩高度的增加逐渐减小；无论纵桥向或横桥向，SMA - LRB 在各损伤状态下的损伤概率普遍小于 LRB，并且 SMA - LRB 与 LRB 的易损性曲线间离散间距随着桥墩高度的增加逐渐减小；与 LRB 相比，采用 SMA - LRB 能够有效减小支座的损伤，且支座损伤概率和桥墩高度密切相关。在各损伤状态下，桥台和 1#墩处支座纵桥向的损伤概率普遍大于横桥向，而 2#和 3#桥墩处支座纵桥向的损伤概率均小于横桥向，因此墩高对支座纵桥向和横桥向的损伤概率差异不容忽视。

图 7 为分别采用 LRB 和 SMA - LRB 隔震支座时 1#桥墩的易损性曲线。通过对比发现：采用 SMA - LRB 与 LRB 隔震支座桥梁的桥墩的易损性曲线离散在轻微损伤和中等损伤状态下间距较大，而在严重损伤和完全破坏状态下间距较小；采用 SMA - LRB 的桥墩在轻微损伤和中等损伤状态下损伤概率普遍

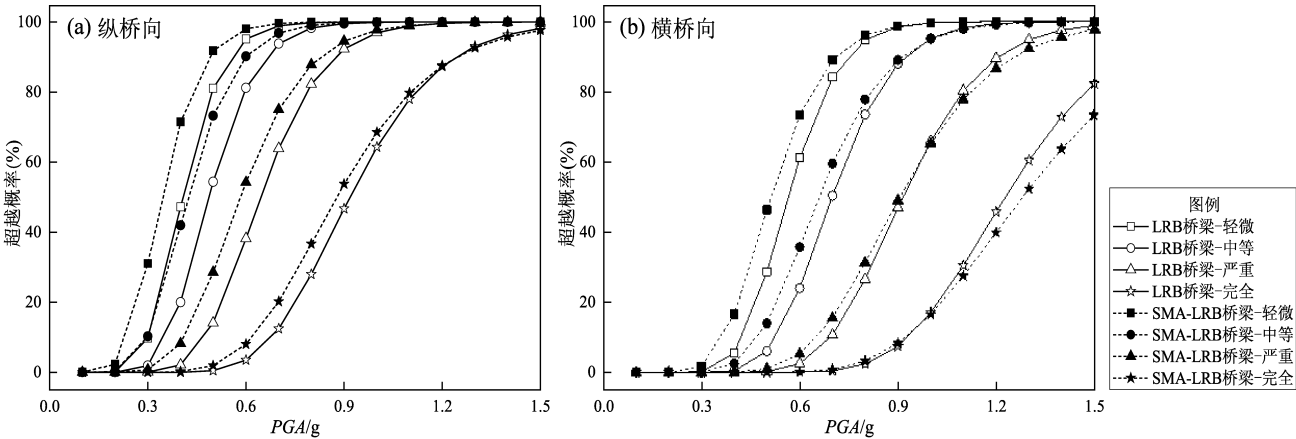


图 7 1#桥墩易损性曲线

Fig. 7 Fragility curves of Pier 1

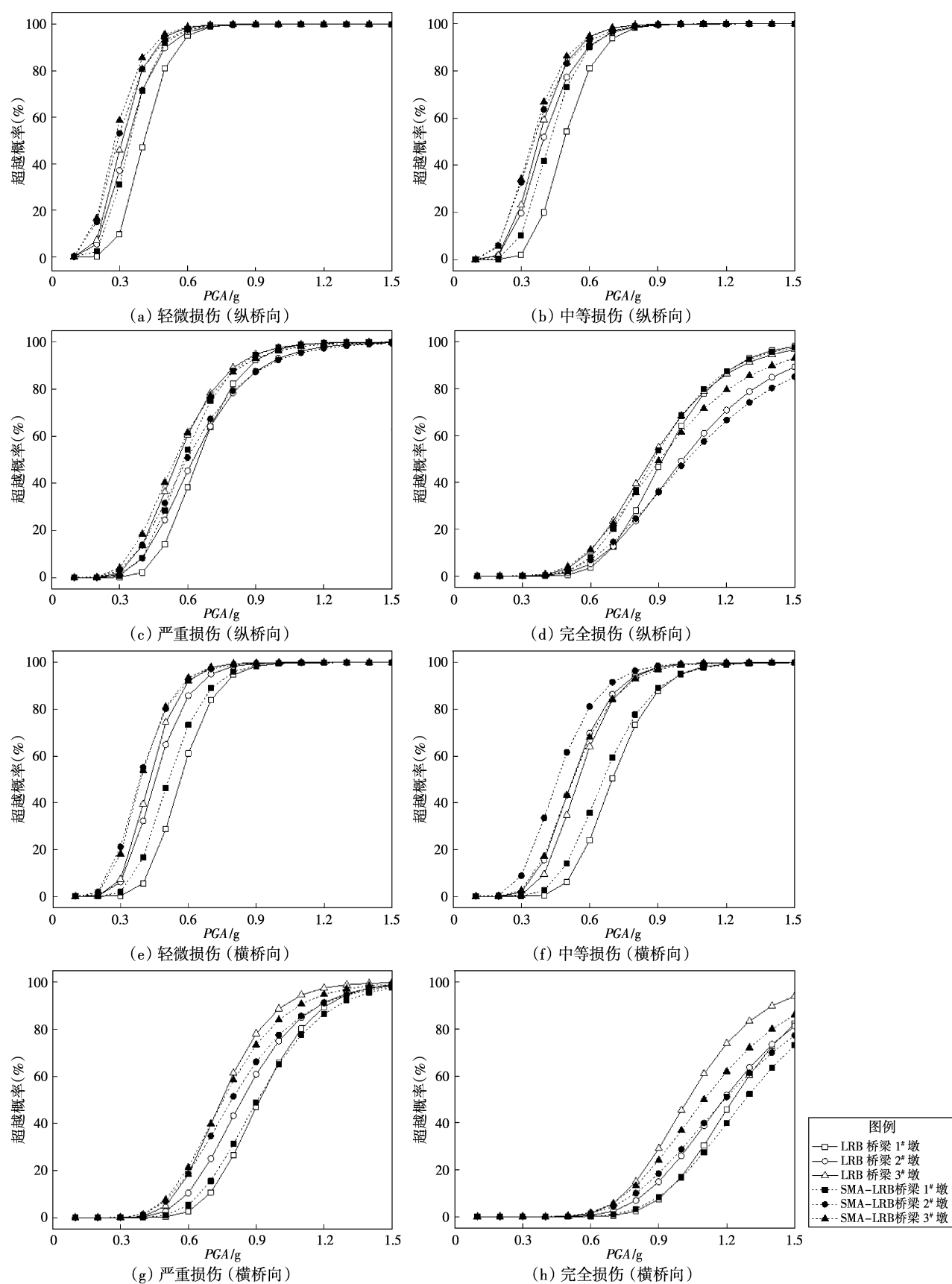


图8 不同桥墩处支座易损性曲线

Fig. 8 Fragility curves of bearings at different piers



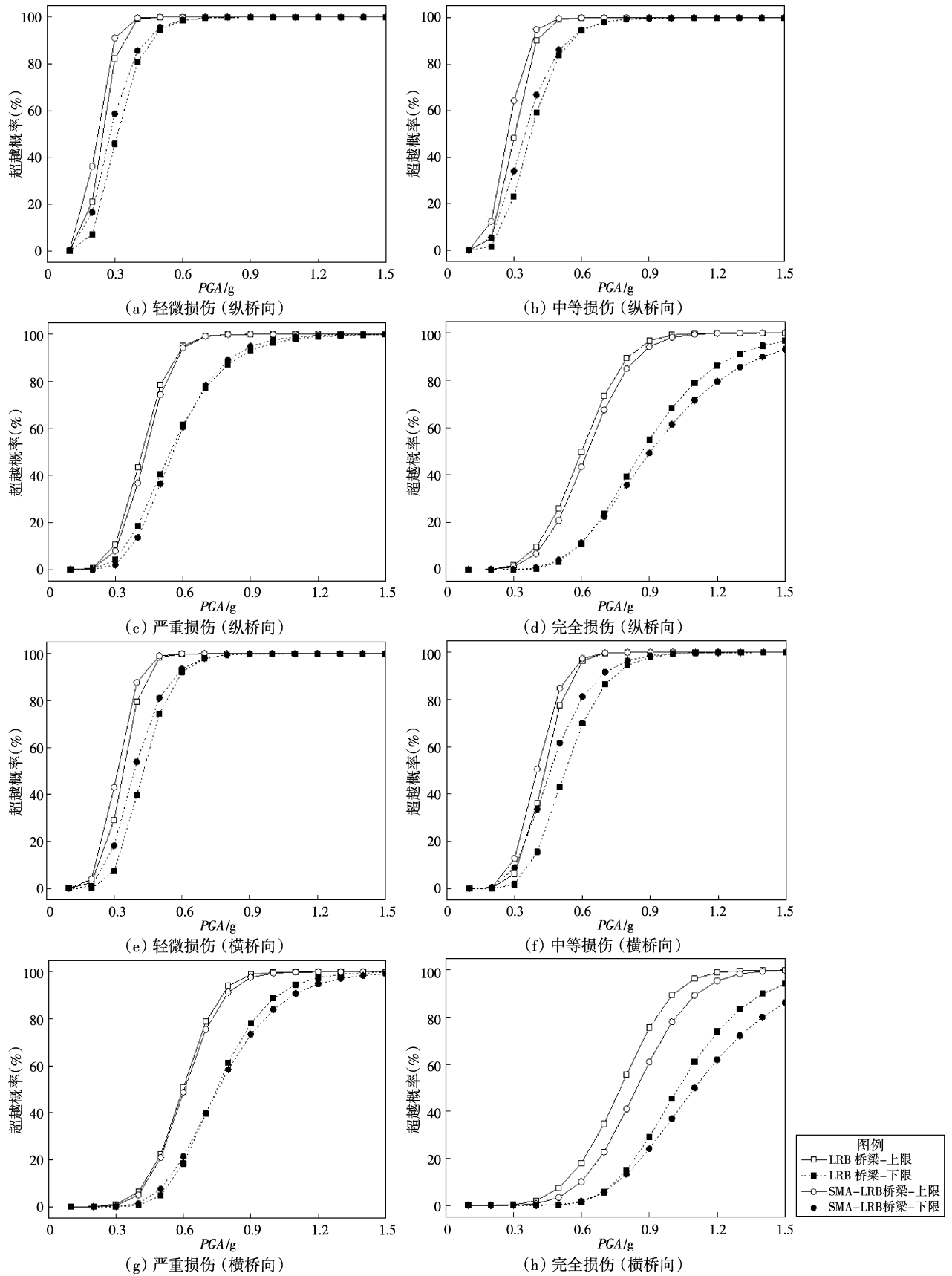


图9 桥梁系统易损性曲线

Fig. 9 Fragility curves of the bridge system

大于采用 LRB 的桥墩,在严重损伤和完全损伤状态下仅纵桥向损伤概率大于 LRB;相同  $PGA$  下桥墩的损伤纵桥向大于横桥向,且差距较为明显,这主要是因为双柱墩构造形式在横向地震作用下会在墩柱中产生较大的动轴力,而墩柱轴力的变化会引起钢筋混凝土墩柱极限弯矩的改变。

为研究墩高对桥墩地震易损性的影响,绘制了 SMA-LRB 和 LRB 隔震支座桥梁不同高度桥墩的易损性曲线,如图 8 所示。从图中可以发现:相同  $PGA$  下,3<sup>#</sup>墩 (7.8 m) 在各损伤状态下的超越概率普遍最大,1<sup>#</sup>墩 (5.3 m) 在轻微损伤和中等损伤状态下损伤概率最小,2<sup>#</sup>墩 (9.1 m) 在严重损伤和完全损伤状态下损伤概率最小,表明桥墩易损性与墩高呈非正相关变化;采用 SMA-LRB 的桥墩在轻微损伤和中等损伤状态下损伤概率略大于采用 LRB 的桥墩,但在严重损伤和完全损伤状态下却整体小于 LRB,可见采用 SMA-LRB 能够有效降低桥墩在地震作用下出现严重损伤和完全损伤的概率;桥梁各桥墩纵桥向和横桥向在严重损伤和完全损伤状态下的损伤概率差异最大。

### 3.3 桥梁系统易损性

由桥墩和支座多构件的损伤确定的桥梁系统在 4 种损伤状态下易损性曲线的上下限如图 9 所示。从图中可以看出:不同损伤状态下桥梁各构件与桥梁系统的易损性曲线存在较大差异,故分析构件的损伤不能准确评估桥梁的损伤性能。采用 SMA-LRB 隔震支座的桥梁系统在轻微损伤和中等损伤状态下损伤概率的上限和下限均大于 LRB 隔震桥梁,但在严重损伤和完全损伤状态下小于 LRB 隔震桥梁。采用 LRB 和 SMA-LRB 的桥梁系统的易损性曲线在横桥向与纵桥向有着相同的变化趋势,横桥向的损伤比纵向小,且采用两种不同隔震支座的桥梁体系易损性曲线差异也更大。

## 4 桥梁寿命周期成本损失评估

为研究采用 LRB 和 SMA-LRB 隔震支座的桥梁在地震作用下的寿命周期成本损失,本文参考美国地质调查局 (USGS) 给出的桥梁位置危险性

曲线,考虑了 5 种以地震强度等级和发生概率来确定的不同地震危险场地,详细参数见表 3。其中,重现期小代表在结构寿命期内地震动强度小、发生频率高的地震;重现期大表示发生频率小,但地震动强度大、破坏性强的地震。另外,根据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015) 规定,公路桥梁的设计基准期取值为 100 a。

表 3 地震危险场地

Tab. 3 Seismic hazardous sites

工况	1	2	3	4	5
重现期/a	225	475	975	2 475	5 000
$PGA/g$	0.198	0.293	0.403	0.582	0.751

为全面分析 LRB 和 SMA-LRB 隔震桥梁长期的抗震性能,本文评估了两种隔震桥梁的直接和间接损失,并对其预期总损失和长期损失进行了研究。基于桥梁结构易损性分析结果,根据式 (6) ~ (8) 可以计算得到 LRB 和 SMA-LRB 隔震桥梁在 5 种不同地震危险场地下直接损失和间接,损失参数见表 4,同时根据式 (9) 和 (10) 可以得到两种隔震桥梁的长期损失,如图 10 所示。

表 4 成本参数取值

Tab. 4 Valuation of cost parameters

参数	取值	取值依据
$ADT$	19 750	Dong 和 Frangopol (2015)
$ADTE/ADT$	0.12	Decò 和 Frangopol (2011)
$T_0$	13%	Zheng 等 (2018)
$L/km$	6	Zheng 等 (2018)
$D_1/km$	2	Zheng 等 (2018)
$\alpha_{car}$	1.5	Stein 等 (1999), Dong 和 Frangopol (2016)
$\alpha_{tr}$	1.05	Stein 等 (1999), Dong 和 Frangopol (2016)
$c_{AW}/(\$ \cdot h^{-1})$	11.91	Stein 等 (1999), Dong 和 Frangopol (2016)
$c_{ATC}/(\$ \cdot h^{-1})$	29.87	Stein 等 (1999), Dong 和 Frangopol (2016)
$c_{R,car}/(\$ \cdot km^{-1})$	0.4	Stein 等 (1999), Dong 和 Frangopol (2016)
$c_{R,tr}/(\$ \cdot km^{-1})$	0.57	Stein 等 (1999), Dong 和 Frangopol (2016)
$c_{reb}/(\$ \cdot m^{-2})$	2 306	Mander (1999)
$S/(km \cdot h^{-1})$	50	Dong 和 Frangopol (2016)
$S_0/(km \cdot h^{-1})$	80	Dong 和 Frangopol (2016)
$c_{goods}/(\$ \cdot h^{-1})$	4	Decò 和 Frangopol (2011)
$\tau$	0.035	Zheng 等 (2018)

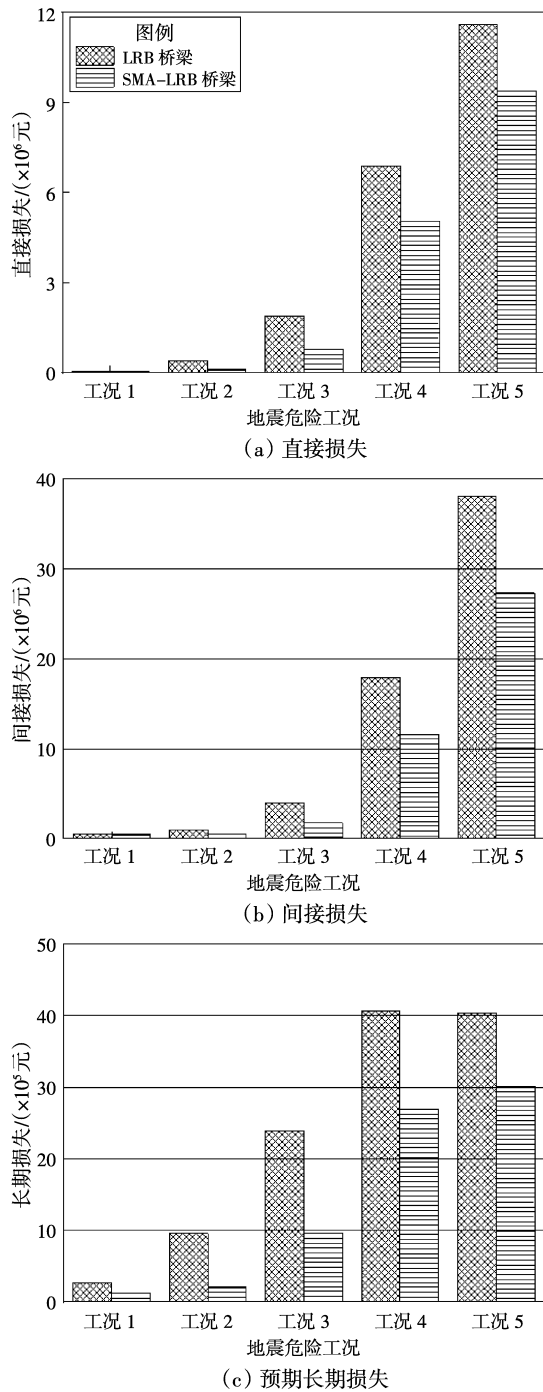


图 10 桥梁地震损失  
Fig. 10 Seismic loss of bridges

从图 10 可见, 随着地震重现期 (地震强度) 的增加, 直接和间接损失都呈增加趋势, 并且在相同工况下, LRB 隔震桥梁的直接损失和间接损失均大于 SMA-LRB, 采用 SMA-LRB 隔震支座能有效减少桥梁寿命周期成本损失; 间接损失为直接损失的 3 倍; 工况 1 ~ 3 时, LRB 与 SMA-LRB 隔震桥梁之间的长期损失差异逐渐增大, 而

工况 4 和 5 时, 由于地震动强度大、发生频率小、破坏性增强导致 SMA-LRB 隔震支座在降低地震损失方面的效果逐渐下降, 两种隔震桥梁长期损失之间的差异也逐渐减小。

从 LRB 和 SMA-LRB 隔震桥梁的预期长期损失随地震重现期的变化 (图 11) 对比发现: 由于强度大、破坏性强的地震发生概率较小, 在重现期超过 2 475 a 后, 随着重现期的增大 LRB 隔震桥梁的长期损失开始下降, 而 SMA-LRB 隔震桥梁的长期损失依然保持上升, 两者之间的差异逐渐减小。可见, 在超越概率小于 2 475 a ( $PGA < 0.5823 g$ ), 即在较小强度的地震作用下, SMA-LRB 能够更有效地减少桥梁的寿命周期损失。

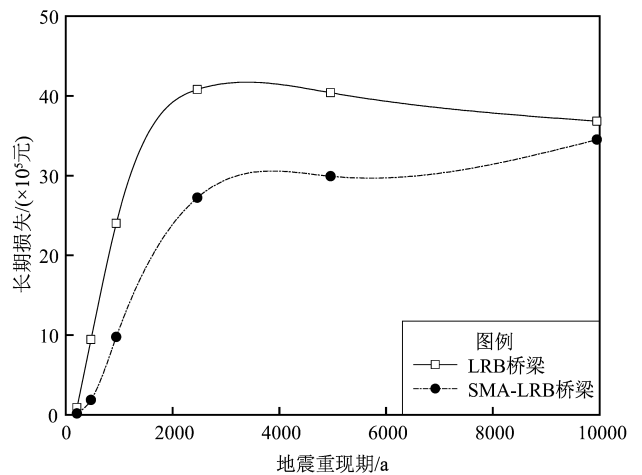


图 11 预期长期损失随地震重现期的变化  
Fig. 11 Variation of expected long-term loss with earthquake recurrence period

## 5 结论

为综合评估采用 LRB 和 SMA-LRB 隔震连续梁桥的抗震性能, 以 1 座中等跨径的连续梁桥为研究对象, 通过理论易损性分析方法探讨了采用两种不同隔震支座的桥梁各支座、桥墩等构件以及桥梁系统易损性, 并在易损性分析的基础上对桥梁结构的寿命周期成本损失进行了评估, 得出以下结论:

(1) 在相同地震动强度下, SMA-LRB 隔震支座在不同损伤状态下的损伤概率均低于 LRB, SMA 绞线有效地降低了结构的地震损伤; 支座的损伤概率随着桥墩高度增加逐渐减小, 横桥向支

座的损伤概率比纵桥向更小。

(2) 采用 SMA-LRB 的桥墩在轻微损伤和中等损伤状态下损伤概率普遍大于采用 LRB 的桥墩,但在严重损伤和完全损伤状态下却普遍小于采用 LRB 的桥墩;桥墩易损性与墩高呈非正相关变化。

(3) 采用 SMA-LRB 隔震支座的桥梁系统在轻微损伤和中等损伤状态下损伤概率的上、下限均大于 LRB 隔震桥梁,但在严重损伤和完全损伤状态下小于 LRB 隔震桥梁;桥梁系统在横桥向的损伤概率比纵桥向小,且采用两种不同隔震支座的桥梁体系易损性曲线在横桥向的差异也更大。

(4) LRB 隔震桥梁的直接损失和间接损失基本大于 SMA-LRB 桥梁,间接损失约为直接损失的 3 倍甚至更高;桥梁的长期损失随着重现期的增大而增大,并且 LRB 隔震桥梁的长期损失大于 SMA-LRB 隔震桥梁。

#### 参考文献:

曹飒飒,伍隋文,孙卓,等. 2019. 梁桥多级设防 SMA 减震装置[J]. 振动与冲击,38(24):209-217.

冯莉,樊燕燕,李子奇,等. 2020. 高速铁路连续梁桥全寿命周期概率地震损失分析[J]. 铁道科学与工程学报,17(4):815-822.

李宏男,成虎,王东升. 2018. 桥梁结构地震易损性研究进展述评[J]. 工程力学,35(9):1-16.

李宏男,李超. 2014. 基于全寿命周期的桥梁结构抗震性能评价与设计方法研究进展[J]. 中国公路学报,27(10):32-45.

李建中,管仲国. 2017. 桥梁抗震设计理论发展:从结构抗震减震到震后可恢复设计[J]. 中国公路学报,30(12):1-9.

梁岩,闫佳磊,班亚云,等. 2019. 多跨连续刚构桥梁地震易损性损伤指标计算方法[J]. 铁道科学与工程学报,16(6):1466-1475.

马凯,钟剑,袁万城,等. 2017. 非一致地震激励下飘浮体系斜拉桥易损性分析[J]. 同济大学学报(自然科学版),45(12):1744-1754.

石岩,王东升,韩建平,等. 2017. 桥梁减隔震技术的应用现状与发展趋势[J]. 地震工程与工程振动,37(5):118-128.

石岩,王东升,孙治国. 2014. 近断层地震动下减隔震桥梁地震反应分析[J]. 桥梁建设,44(3):19-24.

石岩,王东升,孙治国. 2016. 基于位移的中等跨径减隔震桥梁抗震设计方法[J]. 中国公路学报,29(2):71-81.

石岩,熊利军,李军,等. 2021. 考虑内力状态的连续刚构桥典型施工阶段地震易损性分析[J]. 振动与冲击,40(24):136-143.

宋帅,王帅,吴刚,等. 2020. 中小跨径梁桥地震易损性研究[J]. 振动与冲击,39(9):118-125.

王景全,李帅,张凡. 2017. 采用 SMA 智能橡胶支座的近断层大跨斜拉桥易损性分析[J]. 中国公路学报,30(12):30-39.

吴文朋,李立峰. 2018. 桥梁结构系统地震易损性分析方法研究[J]. 振动与冲击,37(21):273-280.

周海俊,徐希,刘海锋. 2015. 简支梁桥形状记忆合金装置减震防落研究[J]. 振动与冲击,34(21):194-199.

周云,吴从晓,张崇凌,等. 2013. 芦山县人民医院门诊综合楼隔震结构分析与设计[J]. 建筑结构,43(24):23-27.

Baker J W, Lin T, Shahi S K, et al. 2011. New ground motion selection procedures and selected motions for the peer transportation research program[R]. PEER Report.

Barone G, Frangopol D M. 2014. Life-cycle maintenance of deteriorating structures by multi-objective optimization involving reliability, risk, availability, hazard and cost[J]. Structural Safety, 48:40-50.

Decò A, Frangopol D M. 2011. Risk assessment of highway bridges under multiple hazards[J]. Journal of Risk Research, 14(9):1057-1089.

Deierlein G, Krawinkler H, Cornell C. 2003. A framework for performance-based earthquake engineering[C]//Proceedings of the 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering. Christchurch.

Dezfuli F H, Alam M S. 2016. Seismic vulnerability assessment of a steel-girder highway bridge equipped with different SMA wire-based smart elastomeric isolators[J]. Smart Materials and Structures, 25(7):075039.

Ditlevsen O, Madsen H O. 1996. Structural reliability methods[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc.

Dong Y, Frangopol D M. 2015. Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties[J]. Engineering Structures, 83(15):198-208.

Dong Y, Frangopol D M. 2016. Probabilistic time-dependent multi-hazard life-cycle assessment and resilience of bridges considering climate change[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 30(5):1-12.

Fang C, Zheng Y, Chen J, et al. 2019. Superelastic NiTi SMA cables: Thermal-mechanical behavior, hysteretic modelling and seismic application[J]. Engineering Structures, 183(2):533-549.

Ghosh G, Singh Y, Thakkar S K. 2011. Seismic response of a continuous bridge with bearing protection devices[J]. Engineering Structures, 33(4):1149-1156.

Jónsson M H, Bessason B, Haflidason E. 2010. Earthquake response of a base-isolated bridge subjected to strong near-fault ground motion[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(6):447-455.

Li S, Zhao T, Alam M S, et al. 2020. Probabilistic seismic vulnerability and loss assessment of a seismic resistance bridge system with post-tensioning precast segmental ultra-high performance concrete bridge columns[J]. Engineering Structures, 225:111321.

Mander J B. 1999. Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges[J]. Research Progress, 89:16-25.

Nielson B G, Desroches R. 2007. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36(6):823-839.

Rackwitz R. 2002. Optimization and risk acceptability based on the life quality index[J]. Structural Safety, 24(2-4):297-331.

- Sarrazin M, Moroni O, Neira C, *et al.* 2013. Performance of bridges with seismic isolation bearings during the Maule earthquake, Chile [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47: 117 – 131.
- Stein S M, Young G K, Trent R E, *et al.* 1999. Prioritizing scour vulnerable bridges using risk [J]. *Journal of Infrastructure Systems*, 5 ( 3 ) : 95 – 101.
- Wang J Q, Li S, Dezfuli F H, *et al.* 2019. Sensitivity analysis and multi-criteria optimization of SMA cable restrainers for longitudinal seismic protection of isolated simply supported highway bridges [J]. *Engineering Structures*, 2019 ( 189 ) : 509 – 522.
- Wilde K, Gardoni P, Fujino Y. 2000. Base isolation system with shape memory alloy device for elevated highway bridges [J]. *Engineering Structures*, 22 ( 3 ) : 222 – 229.
- Zhang J, Huo Y. 2009. Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method [J]. *Engineering Structures*, 31 ( 8 ) : 1648 – 1660.
- Zheng Y, Dong Y, Li Y. 2018. Resilience and life-cycle performance of smart bridges with shape memory alloy (SMA) - cable-based bearings [J]. *Construction and Building Materials*, 158 : 389 – 400.
- Zheng Y, Dong Y. 2019. Performance-based assessment of bridges with steel-SMA reinforced piers in a life-cycle context by numerical approach [J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17 ( 3 ) : 1667 – 1688.
- JT/T 822—2011, 公路桥梁铅芯隔震橡胶支座[S].
- JTG D60—2015, 公路桥涵设计通用规范[S].
- JTG/T 2231 - 01—2020, 公路桥梁抗震设计规范[S].

## Seismic Fragility and Life-cycle Performance Assessment of the Continuous Beam Bridge Isolated with SMA – LRB

QIN Hongguo, LI Ping, ZHANG Zhichao, WANG Haohao, SHI Yan

(School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China)

### Abstract

In order to study the seismic fragility and life-cycle performance of the continuous beam bridges isolated by Lead Rubber Bearings (LRB) and the Shape Memory Alloy supplemented Lead Rubber Bearings (SMA – LRB) respectively, the damage probabilities of the two types of bridges in four damaged conditions were compared, and then the life-cycle performance evaluation method was used to quantify the bridges' seismic losses in the form of money. The results show that the SMA – LRB isolation system can effectively decrease the damage probability of bearings and that of the pier seriously and completely damaged. The bridge life-cycle losses can be significantly reduced by SMA – LRB when the ground motion is weak.

**Keywords:** continuous beam bridge; seismic isolation; Lead Rubber Bearings; the Shape Memory Alloy; seismic fragility