

DOI: 10.7672/sgjs2025110118

双柱式桥墩横向抗震加固易损性分析*

冉隆飞

(中铁十二局集团海南工程有限公司,海南 海口 570206)

[摘要] 以某典型钢筋混凝土双柱式三跨连续梁桥结构为研究对象,分析自复位加固装置对双柱式桥墩横向抗震性能的影响。基于增量动力分析法分析地震易损性,得出加固前后双柱式桥墩结构的易损性曲线。分析结果表明,谱加速度为更合适的地震动强度指标。在轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全破坏状态下,自复位加固装置可明显降低双柱式桥墩的破坏概率。

[关键词] 双柱式桥墩;自复位;加固;易损性;谱加速度

[中图分类号] U443.2

[文献标识码] A

[文章编号] 2097-0897(2025)11-0118-06

Fragility Analysis of Transverse Seismic Reinforcement of Double-column Piers Bridge

RAN Longfei

(Hainan Branch of China Railway 12th Bureau Group Co., Ltd., Haikou, Hainan 570206, China)

Abstract: Based on a typical reinforced concrete double-column three-span continuous beam bridge structure, the influence of the self-centering reinforcement device on the transverse seismic performance of the double-column pier is analyzed. Through the seismic fragility analysis based on the IDA method, the fragility curves of the self-centering reinforced double-column pier structure and the traditional double-column pier structure are established. The analysis results show that the spectral acceleration is an appropriate index of ground motion intensity. In the state of slight damage, moderate damage, extensive damage and complete damage, the self-centering reinforcement device can significantly reduce the failure probability of double-column piers.

Keywords: double-column pier; self-centering; reinforcement; fragility; spectral acceleration

0 引言

双柱式高架桥以其横向受力性能稳定、视觉通透性好、施工简单等优点,在城市立交桥或高架桥中被广泛采用。然而在强震作用下,双柱式高架桥会发生横向倾斜甚至倒塌^[1-2],不仅影响其自身所在道路的灾后通行,而且直接影响其线下道路的通行,同时由于震后倾斜过大不利于灾后修复,甚至不得不拆除重建。因此,对于一些早期抗震设计不足的双柱式桥墩进行抗震加固是非常必要的。

易损性分析从概率的角度定量描述了桥梁结构的抗震性能。易损性曲线是桥梁抗震性能的直接表现,该曲线可基于历史灾害的经验或数值分析法获得。数值分析法常采用增量动力分析法

(incremental dynamic analysis, IDA)分析结构在不同地震动下的响应,从而为易损性曲线提供所需数据^[3]。Hwang等^[4]基于IDA法给出了钢筋混凝土桥梁结构易损性曲线的系统分析方法;Zhang等^[5]对桥梁隔震装置进行易损性分析,评估了隔震装置的有效性并研究出最佳设计参数;丁阳等^[6]采用竖向剩余承载力为损伤指标,评估钢筋混凝土柱的损伤程度;张菊辉等^[7]对不同墩高、支座形式及配箍率的桥梁进行易损性分析,研究其对桥梁结构抗震性能的影响;宋帅等^[8-9]结合Copula函数技术,研究了桥墩、支座等构件和地震需求之间的相关性,提出了基于串-并联组合体系的桥梁系统易损性分析方法;吴文朋等^[10]基于OpenSees软件建立有限元模型,讨论了界限估计法、Monte-Carlo模拟法和条件边缘乘积法(PCM)的适用性和合理性。

* 国家自然科学基金(51778022)

[作者简介] 冉隆飞,高级工程师,E-mail:229338403@qq.com

[收稿日期] 2024-12-22

目前常见的桥梁结构加固方式有增大截面法、粘贴钢板法等,很多学者对这些加固方式的有效性和可靠性进行验证。吴中鑫等^[11]采用高性能自密实混凝土材料对南京长江大桥拱肋进行增大截面加固,结果表明该加固方法在实桥上的应用效果较好;郭诗惠等^[12]对 10%设计锈蚀率的 RC 梁进行粘贴钢板加固试验,研究表明该加固方式能显著提高锈蚀 RC 梁的承载力和刚度;张文学等^[13]提出了通过改变桥梁受力状态的附加自锚式悬索桥法加固方式,结果表明该方法能有效控制主梁的内力与挠度,并抑制主梁裂缝的发展。但这些加固方式也有需要改进的地方,增大截面法会增大结构自重,桥梁净空会受到一定影响;粘贴钢板法不会增大结构自重,但是需要对钢板和锚栓进行防锈处理,增加了后期的维护成本。

为改善双柱墩桥梁抗震性能,提高其震后可修复性,本文设计了自复位加固装置对双柱式桥墩进行横向抗震加固,并以典型钢筋混凝土双柱式三跨连续梁桥结构作为分析对象^[14],采用 SAP2000 有限元软件,对自复位加固双柱墩结构与传统双柱墩结构进行易损性对比分析,研究自复位加固双柱墩结构抗震性能,从概率的角度验证自复位加固装置的适用性。

1 自复位加固装置

一方面为消耗地震输入结构的能量,降低结构在强震作用下的响应,桥梁在墩柱的特定位置多进行延性设计;另一方面为防止结构在地震中倒塌,提高其震后可修复性,应尽量减少震后结构的残余变形。为此,本文根据文献[15]提出的自复位加固方法,深化设计了兼具控制最大横向位移响应、消耗地震输入能量、震后提供自复位功能的双柱墩自复位加固装置,如图 1 所示。该装置的 2 层限位板内外嵌套,且可沿其纵向发生相对滑动,同时设置内外限位块,保证两者互不分离。内部采用弹簧连接上顶板与下底板,弹簧两侧设置软钢耗能杆件,耗能杆件与弹簧之间设有挡板,用以隔离耗能杆件与弹簧,保证装置正常工作。上述装置构造简明,易于制造。因此,与增大截面法和粘贴钢板法相比,本文提出的加固措施易于施工,造价低,可更换,而且不影响车辆正常通行。

2 有限元模型的建立与参数选取

2.1 结构模型与参数

选取典型钢筋混凝土双柱式三跨连续梁桥结构作为分析对象,跨径组合为 (30+45+30) m,其上部箱梁结构顺桥向质量为 $1.51\times104\text{kg/m}$ 。桥墩结

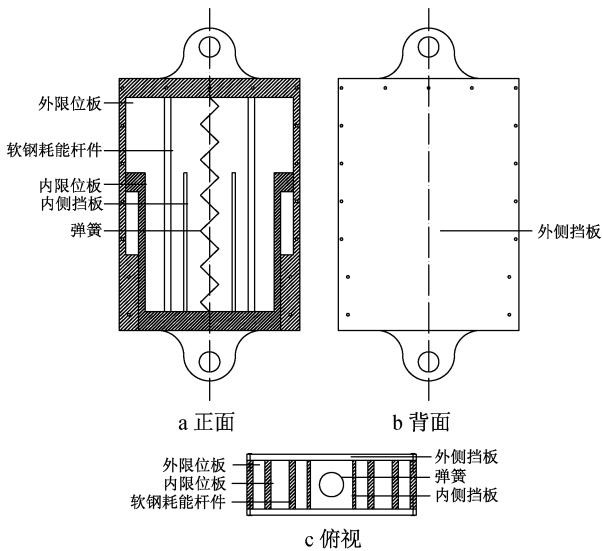


图 1 加固装置构造
Fig. 1 Device structure

构如图 2 所示,柱墩与盖梁均采用 C40 混凝土,盖梁截面尺寸为 $0.8\text{m}\times1\text{m}$,长 12m;柱墩为圆形截面,高 6m,直径 0.8m,两墩中心距为 8m。柱墩截面均匀布置 18 根 $\phi25$ 纵筋,箍筋采用 $\phi10@150$ 螺旋箍筋。

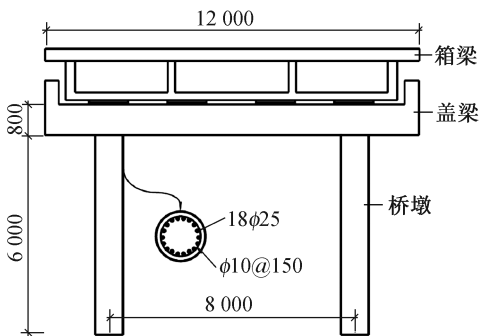


图 2 桥墩结构
Fig. 2 Pier structure

自复位加固装置如图 3 所示,装置与水平线呈 45° 安装,装置与柱墩连接处距离墩顶 2m。

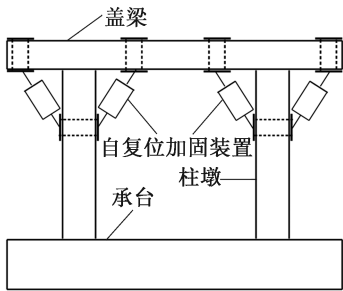


图 3 加固位置
Fig. 3 Reinforcement position

研究双柱式桥墩结构加固前后的横向自复位

性能,仅取中跨桥墩进行分析,将桥墩两侧各半跨(22.5+15)m 箱梁的质量转化为盖梁线质量附在盖梁上,即盖梁每延米的质量为 46.25kg,墩柱下方按固接处理。SAP2000 有限元模型中柱墩与盖梁均采用梁单元,由于大震时柱墩会产生塑性铰,因此在柱墩两端设置 P-M2-M3 纤维铰。当增加自复位加固装置后,加固处也设置纤维铰。自复位组件采用 Linear 连接单元模拟,仅分析装置自复位弹簧刚度 k 的影响,暂不对装置阻尼进行分析。采用 Gap 连接单元和 Hook 连接单元分别模拟装置压、拉限位锁定,设置 Gap 连接单元初始间隙 $\delta_g = \delta_h$,其中 δ_h 为 Hook 连接单元间隙,用以控制装置最大伸缩量,装置限位间隙 $\delta = \delta_g + \delta_h$,仅控制轴向位移且非线性工况刚度取 $k = 10^{11}$ N/m,以模拟限位挡块锁定后的装置刚度。

采用 Newmark- β 法进行非线性时程分析的求解,其中求解参数 $\gamma = 0.5, \beta = 0.25$ 。考虑结构 $P-\Delta$ 效应,采用瑞利阻尼,阻尼比为 5%,取结构第二阶(横桥向)振型和第三阶(扭转)振型计算瑞利阻尼的比例系数。

2.2 地震动的选取

IDA 分析需用到大量强震记录,ATC-63 在 FEMA P-695 中推荐了适用于 IDA 分析的地震动记录集^[16],本文选择了 15 条地震动,记录编号及基本信息如表 1 所示。地震动加速度反应谱如图 4 所示。

表 1 用于 IDA 分析的地震动

Table 1 Earthquake motion for incremental dynamic analysis

地震动 编号	地震动 名称	峰值 地面加 速度/ g	峰值地 面速度/ ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)	基频/ Hz
68	San_Fernando	0.21	19	0.25
125	Friuli	0.35	31	0.13
174	Imperial	0.38	42	0.25
721	Superstition	0.36	46	0.13
725	Superstition	0.45	36	0.25
752	Loma_Prieta	0.53	35	0.13
767	Loma_Prieta	0.56	45	0.13
829	Cape_Mendocino	0.55	44	0.07
900	Landers	0.24	52	0.07
953	Northridge	0.52	63	0.25
1 111	Kobe	0.51	37	0.13
1 116	Kobe	0.24	38	0.13
1 148	Kocaeli	0.22	40	0.09
1 158	Kocaeli	0.36	59	0.24
1 787	Hector	0.34	42	0.04

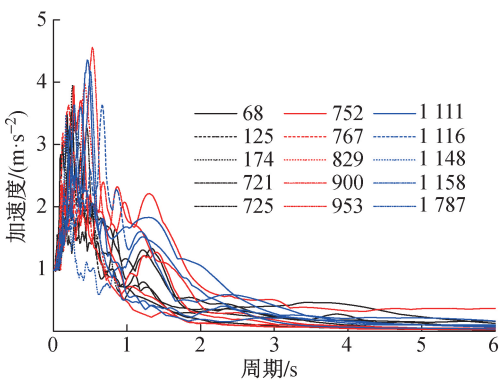


图 4 地震动反应谱

Fig. 4 Earthquake response spectrum

3 地震动强度指标和结构损伤指标的选取

3.1 地震动强度指标

常用的地震动强度指标分为两类,一类是独立于结构的指标,如地面加速度峰值 PGA (peak ground acceleration);一类是与结构相关的指标,如谱加速度 SA (spectrum acceleration)。 PGA 作为地震动强度指标简单易得, SA 和结构基本周期相关,需进行特定的计算调幅。

根据有限元模型的模态分析结果,取横向基本周期 $T = 0.76\text{s}$ 对谱加速度时程曲线进行调幅。取地震动强度 $0.1 \sim 0.6g$ (增量为 $0.1g$)作为输入进行非线性动力时程分析,得到双柱墩结构盖梁中点最大位移与地震动强度指标的关系,对 PGA 和 SA 分别为变量的结果进行线性回归分析,如图 5 所示。由图 5 可知,地震动强度指标为 PGA 时的标准差为 0.4527 ,结构反应数据分布在以 PGA 为自变量的回归线周围;地震动强度指标为 SA 时的标准差为 0.2176 ,数据离散性明显更小。因此采用 SA 作为地震动强度指标进行易损性分析。

3.2 结构损伤指标

桥墩的损伤状态是双柱式桥墩易损性分析的关键指标,文献[17]定义了桥梁损伤的 5 种情况,分别为无破坏、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全破坏,相应的判断准则如表 2 所示,其中 μ_{ey1} 为首次屈服时的位移延性比, μ_{cy} 为等效屈服位移延性比, $\mu_{c2}(\mu_{c4})$ 为柱墩截面边缘钢筋混凝土压应变达到 $0.002(0.004)$ 时的位移延性比, μ_{emax} 为最大位移延性比, μ_d 为位移延性比。

采用纤维铰模拟结构的塑性变形,认为截面外侧纵向钢筋首次达到屈服时,结构进入屈服阶段,此时,盖梁中点位移为 Δ_{ey1} , Δ 为盖梁中点位移, μ_d 按式(1)计算。当墩底存在纵筋搭接情况时,中等破坏和严重破坏状态选用压应变 $\varepsilon_c = 0.002$ 时的位

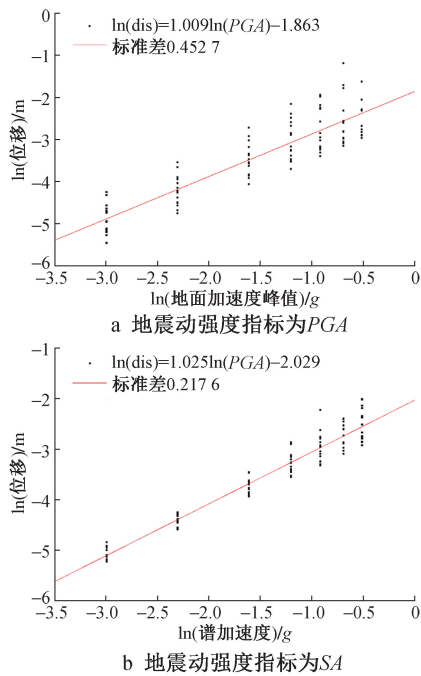


图 5 最大位移回归分析

Fig. 5 Regression analysis of maximum displacement

表 2 破坏状态的定义

Table 2 Definition of failure mode

破坏状态	判断准则
无破坏	$\mu_d \leq \mu_{ey1}$
轻微破坏	$\mu_{ey1} < \mu_d \leq \mu_{ey}$
中等破坏	$\mu_{ey} < \mu_d \leq \mu_{c2}(\mu_{c4})$
严重破坏	$\mu_{c2}(\mu_{c4}) < \mu_d \leq \mu_{cmax}$
完全破坏	$\mu_d > \mu_{cmax}$

移延性比进行分界。中等破坏和严重破坏状态的分界点选用压应变 $\varepsilon_c = 0.004$ 时的位移延性比。柱墩截面边缘钢筋混凝土压应变达到 0.004 时盖梁中点位移为 Δ_{c4} , 此时的位移延性比按式(2)计算。最大位移延性比按式(3)计算。

$$\mu_d = \frac{\Delta}{\Delta_{ey1}}$$

(1)

$$\mu_{c4} = \frac{\Delta_{c4}}{\Delta_{ey1}}$$

(2)

$$\mu_{cmax} = \mu_{c4} + 3$$

(3)

根据式(1), 首次屈服时的位移延性比取 1, 等效屈服位移延性比取 1.2。对有限元模型进行推覆分析, 可得塑性铰纤维应力-应变曲线, 如图 6 所示, 根据图 6 分别找出钢筋首次达到屈服和边缘钢筋混凝土压应变达到 0.004 时的推覆工况阶段, 并得到相应阶段的盖梁中点位移, 代入式(2)可得位移延性比 μ_{c4} 。进一步将 μ_{c4} 代入式(3)可得最大位移延性比。取自复位装置弹簧刚度 $k = 50\,000\text{ kN/m}$ 、装置限位间隙 $\delta = 56\text{ mm}$, 结构位移延性比如表 3 所示,

并与未加固的结构进行对比。

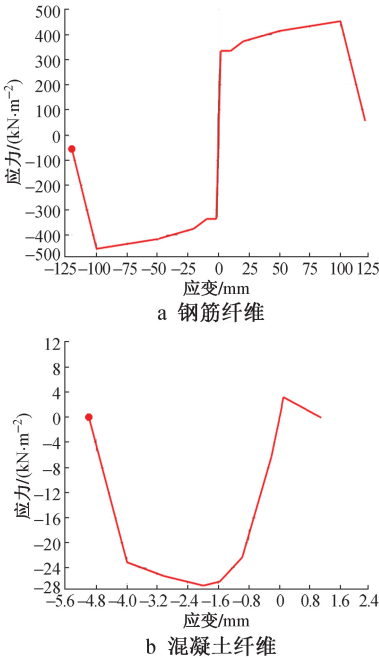


图 6 纤维铰单根纤维应力-应变曲线

Fig. 6 Single fiber stress-strain curve of fiber hinge

表 3 不同装置参数下的位移延性比

Table 3 Displacement ductility ratio under different device parameters

项目	Δ_{ey1}/mm	Δ_{c4}/mm	μ_{c4}	μ_{cmax}
未加固	18.0	50.4	2.80	5.80
加固	22.8	52.8	2.32	2.32

4 地震易损性分析

取 SA 为地震动强度指标, 以 0.05~0.6g (增量为 0.05g) 作为输入对加固结构进行非线性动力时程分析, 并与未加固结构进行对比, 盖梁中点最大位移和残余位移 IDA 曲线簇如图 7, 8 所示。

由图 7, 8 可知, 最大位移随着地震动强度的增加而增加, 且 IDA 曲线的聚拢程度也随之降低, 这是因为结构在大震时发生了塑性变形, 地震动的随机性导致了结构塑性变形的差异。随着地震动强度的增加, 曲线斜率呈逐渐增大趋势, 结构塑性发展使峰值位移响应增大。

随着地震动强度的增加, 残余位移整体呈现增加的趋势, 但是略有波动, 主要是因为结构塑性发展受地震动的影响较为复杂。总体来看, 加固结构比未加固的传统结构残余位移有所降低, 且在大震时降低效果更为明显, 可见进行装置加固的结构自复位效果较好。

将每条地震动作用下结构峰值位移响应代入式(1), 得到结构位移延性比, 进一步以 SA 和位移

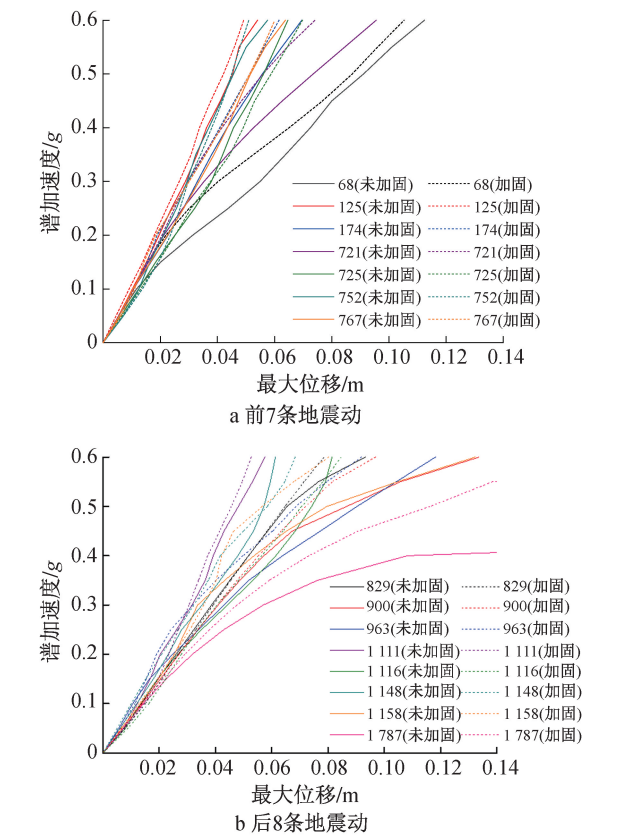


图 7 最大位移 IDA 曲线簇

Fig. 7 IDA curves of the maximum displacement of structure

延性比为变量进行线性回归分析,可得式(4)和式(5)。

$$\ln(\mu_{d1}) = 1.038\ln(SA) + 2.008 \tag{4}$$

$$\ln(\mu_{d2}) = 0.993\ln(SA) + 1.646 \tag{5}$$

结构易损性曲线表示的是在不同地震动强度下结构反应超过破坏阶段结构能提供的承载能力的条件概率。结构地震需求(μ_d)超过结构抗震能力(μ_c)的条件概率 P_f 如下:

$$P_f = P\left(\frac{\mu_c}{\mu_d} \leq 1\right) \tag{6}$$

假设 μ_d 和 μ_c 都服从正态分布,则结构特定状态下的失效概率可由式(7)表示。

$$P_f = \Phi\left[\frac{-\ln(\mu_c/\mu_d)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right] \tag{7}$$

式中: $\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}$ 表示破坏状态的对数标准差,反映结构响应的离散性。

结构地震需求按前文选用,将式(4)和式(5)代入式(7)可得相应损伤状态下结构易损性曲线,如图 9 所示。

随着地震动强度的增加,结构破坏概率也逐渐增加。在 4 种特定破坏状态下进行自复位加固

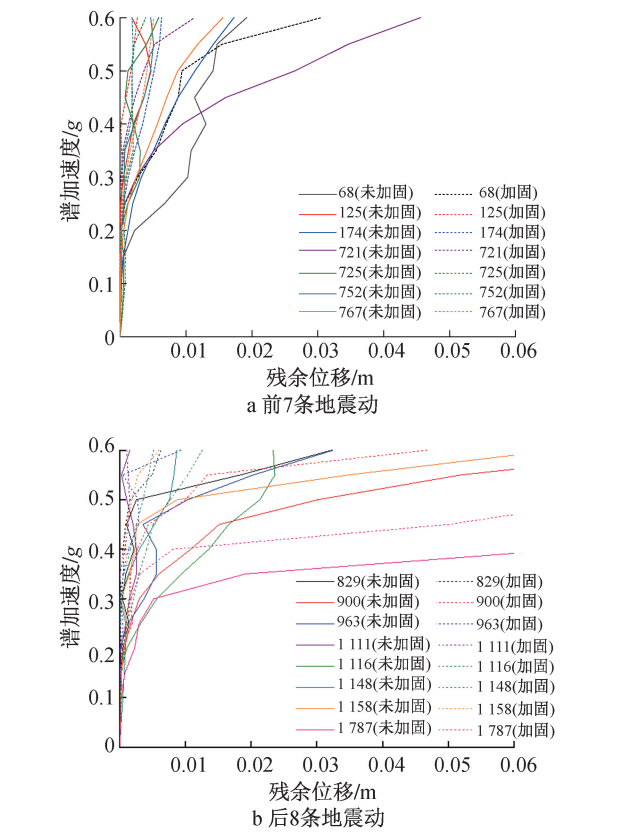


图 8 残余位移 IDA 曲线簇

Fig. 8 IDA curves of the residual displacement of structure

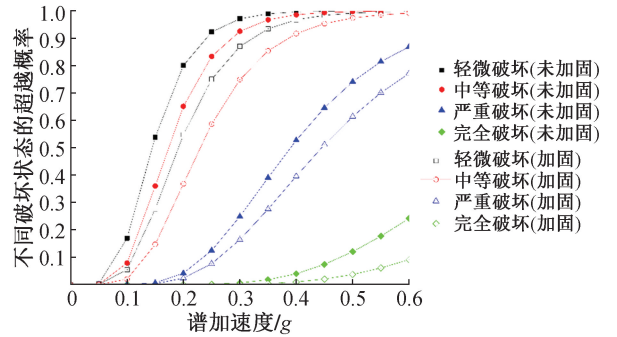


图 9 易损性曲线

Fig. 9 Fragility curve

后的结构破坏概率明显低于未加固结构,说明该自复位加固装置可以较好地改善结构抗震性能,能有效防止结构发生损伤甚至倒塌。在大震时,如输入谱加速度为 0.6g,普通结构完全破坏的概率为 24%,而自复位加固结构完全破坏的概率仅为 9%。通过自复位加固的结构倒塌概率大大降低。

5 结语

本文设计了自复位加固装置,通过易损性分析比较了采用自复位装置加固前后双柱式桥墩结构横向抗震性能,主要得出以下结论。

1)选择谱加速度 *SA* 和峰值地面加速度 *PGA* 进行回归分析时,*SA* 的数据离散性更小,表明 *SA* 为合适的双柱式桥墩横向抗震地震动强度指标。

2)随着地震动强度的增加,加固前后结构残余位移整体随之增大,采取自复位加固装置能够有效降低双柱墩桥梁结构在横向地震作用下的残余位移,且地震强度越大降低效果更为明显。

3)在不同破坏状态下有自复位加固装置结构的破坏概率均明显低于未加固的传统结构,自复位加固装置大大降低了传统双柱墩结构横向倒塌的概率,能够改善传统双柱式墩桥梁横向抗震性能,提高其震后可修复性。

参考文献:

[1] FUJINO Y,HASHIMOTO S,ABE M. Damage analysis of Hanshin expressway viaducts during 1995 Kobe earthquake. I: Residual inclination of reinforced concrete piers [J]. Journal of bridge engineering,2005,10(1):45-53.

[2] 周艳,张雷明,刘西拉. 美国 Cypress 高架桥地震倒塌的仿真分析[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(17):3035-3044.

ZHOU Y, ZHANG L M, LIU X L. Collapse simulation and analysis of Cypress viaduct during Loma Prieta earthquake[J]. Chinese journal of rock mechanics and engineering, 2005, 24(17):3035-3044.

[3] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2002,31(3):491-514.

[4] HWANG H,刘晶波. 地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析[J]. 土木工程学报,2004,37(6):47-51.

HWANG H, LIU J B. Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridges [J]. China civil engineering journal, 2004, 37(6):47-51.

[5] ZHANG J, HUO Y L. Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method [J]. Engineering structures, 2009, 31 (8): 1648-1660.

[6] 丁阳,伍敏,徐龙河,等. 钢筋混凝土柱基于易损性曲线的地震损伤评估[J]. 工程力学,2012,29(1):81-86.

DING Y, WU M, XU L H, et al. Vulnerability curves-based seismic damage assessment of RC columns [J]. Engineering mechanics,2012,29(1):81-86.

[7] 张菊辉,管仲国. 规则连续梁桥地震易损性研究[J]. 振动与冲击,2014,33(20):140-145.

ZHANG J H, GUAN Z G. Seismic vulnerability analysis of regular continuous girder bridges [J]. Journal of vibration and shock,2014,33(20):140-145.

[8] 宋帅,钱永久,吴刚. 基于多元 Copula 函数的桥梁体系地震易损性分析方法研究 [J]. 振动与冲击, 2017, 36 (9): 122-129,208.

SONG S, QIAN Y J, WU G. Seismic fragility analysis of a bridge system based on multivariate Copula function[J]. Journal of vibration and shock,2017,36(9):122-129,208.

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

SONG S, WANG S, WU G, et al. Seismic vulnerability analysis of small and medium span girder bridges[J]. Journal of vibration and shock, 2020, 39(9): 118-125.

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

WU W P, LI L F. System seismic fragility analysis methods for bridge structures[J]. Journal of vibration and shock, 2018, 37(21): 273-280.

[11] 吴中鑫,陈进,龙安. 南京长江大桥双曲拱桥拱肋增大截面加固材料及施工关键技术[J]. 世界桥梁,2019,47(2):83-87.

WU Z X, CHEN J, LONG A. Reinforcement materials and construction key technology for increasing the cross section of arch ribs of double curved arch bridge of Nanjing Yangtze River Bridge [J]. World bridges,2019,47(2):83-87.

[12] 郭诗惠,唐皇,张建仁,等. 钢板加固锈蚀钢筋混凝土梁抗弯性能试验研究[J]. 桥梁建设,2019,49(4):46-51.

GUO S H, TANG H, ZHANG J R, et al. Experimental study on flexural performance of corroded reinforced concrete beams reinforced with steel plates [J]. Bridge construction, 2019, 49(4):46-51.

[13] 张文学,汪振,王鹏亮,等. 附加自锚式悬索桥法加固连续箱梁桥效果分析[J]. 世界桥梁,2017,45(6):76-81.

ZHANG W X, WANG Z, WANG P L, et al. Analysis of the effect of additional self-anchored suspension bridge method to strengthen continuous box girder bridges [J]. World bridges, 2017,45(6):76-81.

[14] DONG H H,DU X L,HAN Q,et al. Performance of an innovative self-centering buckling restrained brace for mitigating seismic responses of bridge structures with double-column piers [J]. Engineering structures,2017,148:47-62.

[15] 陈盈,盛飞翔,张文学. 钢筋混凝土框架结构自复位加固研究 [J]. 震灾防御技术,2019,14(3):574-583.

CHEN Y, SHENG F X, ZHANG W X. Study on self-reinforcing reinforcement of reinforced concrete frame structures [J]. Technology for earthquake disaster prevention,2019,14(3):574-583.

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

LI H N, CHENG H, WANG D S. A review of progress in the study of seismic vulnerability of bridge structures[J]. Engineering mechanics,2018,35(9):1-16.

[17] National Institute of Building Science. Hazus 99 User ' s manual [M]. Washington, D. C. : Federal Emergency Management Agency, 1999.