

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20231212006

基于模态参数修正的桥梁地震易损性 分析方法研究*

李宁波^{1,2}, 朱清帅¹, 周宇^{1,2}, 束庆东¹, 程才³

(1. 安徽建筑大学土木工程学院, 安徽合肥 230601; 2. 建筑健康监测与灾害预防技术国家地方联合工程实验室, 安徽合肥 230601; 3. 苏交科集团有限公司, 江苏南京 210000)

摘要: 为深入研究在役桥梁的地震易损性, 考虑到有限元软件建模过程中系统参数不确定问题, 基于BP神经网络修正了的桥梁模型。以我国华东地区某变截面连续梁桥为例, 依托Midas Civil软件进行精细化建模, 以桥梁的动力响应作为输入, 以结构参数作为输出, 根据桥梁实测模态对初始有限元模型进行修正, 修正结果表明BP神经网络能使模型误差由22.92%降低到4.58%, 提高计算精度。结合《公路桥梁抗震设计规范》中桥梁隔震设计理论更换铅芯橡胶支座, 采用增量动力法(IDA)分别对初始模型修正前、修正后、隔震优化后三者进行非线性时程分析, 分别提取桥梁在不同地震波下的结构响应并绘制易损性曲线。数据结果表明, 修正后模型的损伤概率略微小于修正前, 采用隔震支座能有效降低桥梁结构在地震荷载作用下破坏的概率, 最高损伤概率可降低约42%, 隔震效果明显。

关键词: 连续梁桥; 模型修正; 时程分析; 增量动力法; 地震易损性

中图分类号: TU352.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2025)02-0384-09

Research on Seismic Vulnerability Analysis Method for Bridges Based on Modification of Modal Parameters

LI Ningbo^{1,2}, ZHU Qingshuai¹, ZHOU Yu^{1,2}, SHU Qingdong¹, CHENG Cai³

(1. School of Civil Engineering, Anhui Architecture University, Hefei 230601, China; 2. National-Local Engineering Laboratory for Technology of Building Health Monitoring and Disaster Prevention, Hefei 230601, China; 3. JSTI Group, Nanjing 210000, China)

Abstract: To investigate the seismic vulnerability of in-service bridges, considering the uncertainty of system parameters in finite element modeling, this study presents a bridge model modified by a back-propagation (BP) neural network. A variable cross-section continuous girder bridge in East China was taken as an example. Utilizing Midas Civil software, a refined finite element model was established, where the bridge's dynamic responses served as inputs and structural parameters as outputs. The original finite element model was modified using the measured modal data of the bridge. The modification results showed that the BP neural network reduced model error from 22.92% to 4.58%, enhancing

* 收稿日期: 2023-12-12; 修回日期: 2024-04-16

基金项目: 安徽省高校科学研究重点项目(2022AHO50248)、建筑健康监测与灾害预防技术国家地方联合工程实验室主任基金(GG22KF002)、安徽省高校优秀拔尖人才培养项目(gxgnfx2022021)、教育厅科研编制科学研究重点项目(2023AH050182)、企业委托技术开发课题(HYB20220240、HYB20230001)资助

作者简介: 李宁波(1976—), 男, 副教授, 硕导。主要从事桥梁抗震性能评估等方面研究。E-mail: 804049895@qq.com

通信作者: 周宇(1989—), 男, 副教授, 硕导, 博士。主要从事桥梁损伤识别研究。E-mail: yuzhou@outlook.com

computational accuracy. Following the seismic isolation design theory in China's "Code for Seismic Design of Highway Bridges", lead rubber bearings were installed. The incremental dynamic analysis (IDA) method was employed to conduct nonlinear time-history analyses on three models: original model, modified model, and isolation-optimized model. Structural responses under different seismic waves were extracted to develop vulnerability curves. The data results indicated that the modified model had slightly lower damage probability than the original one. The use of seismic isolation bearings effectively reduced the probability of structural failure under seismic load, with the maximum damage probability decreasing by approximately 42%, demonstrating significant isolation effectiveness.

Keywords: continuous girder bridge; model modification; time-history analysis; incremental dynamic analysis; seismic vulnerability

0 引言

桥梁作为重要的交通枢纽,为人们生活提供便利的同时还强化了区域之间的联系,直接或间接的促进了国民经济的发展,为人民的生活带来诸多便利。当偶发的地震来临时,桥梁结构能不能经得住考验,安全性能能不能得到满足成为人们愈发关注的焦点。桥梁作为交通运输的生命线工程,如若发生损坏,不仅给国家带来严重的经济损失,还给人们的安全带来极大的挑战。

桥梁地震易损性是指桥梁结构在地震作用下发生不同损伤的超越概率,一般用易损性曲线表示^[1]。近些年来,我国诸多学者对桥梁地震易损性进行了大量的研究。孙璐等^[2]结合地震与冻融循环的不确定性,并基于冻融循环作用下混凝土力学性能退化规律,提出了考虑冻融循环作用的混凝土梁桥地震易损性分析框架。梁岩等^[3]研究了高速铁路桥梁在沿海环境下钢筋锈蚀及其与混凝土黏结滑移导致性能退化问题对地震易损性的影响,并基于二阶界限法进行系统时变地震易损性分析。周宇等^[4]对一实测门式刚架进行增量动力分析得到结构的易损性曲线,分析了附着黏滞阻尼器结构的抗震性能,并基于 β 分布构建震害优化比曲线。金如意等^[5]考虑桩-土相互作用对墩柱易损性的影响,采用综合位移延性比及弹性耗能差率的复合差率作为高墩大跨混凝土梁桥中墩柱的损伤指标,对其进行易损性分析,为高墩桥梁设计提供参考。

上述研究都是在理想化的条件下以数值模拟为手段开展抗震性能分析的,这其中涉及到建模简化过程中系统参数不确定问题,例如边界条件、几何结构、材料特性或动力相互作用等,这往往使得

有限元模型与真实结构大相庭径,导致计算结果通常难以准确反映实际结构响应^[6]。通过实测桥梁结构响应与模型理论数值进行模型修正,可有效降低理论模型的参数不确定问题,以达到更逼近桥梁的真实结构。因此,本文提出一种基于模态修正的连续梁桥地震易损性分析,全文技术路线如图1所示。

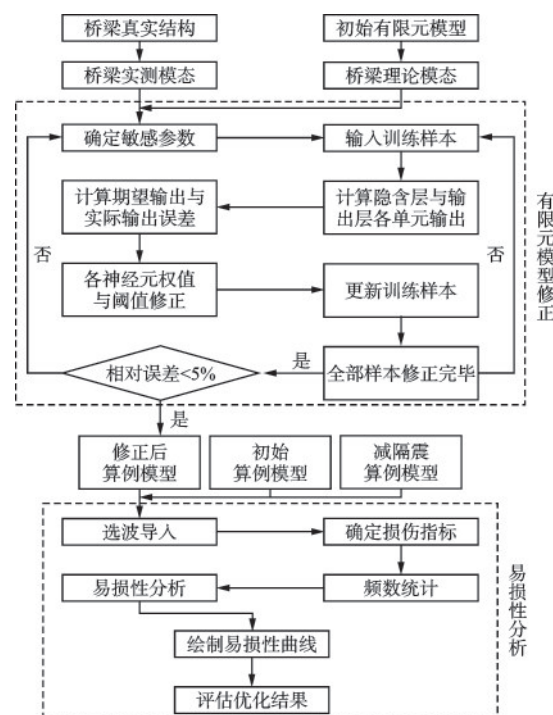


图1 技术路线示意

Fig.1 Schematic diagram of research workflow

1 有限元模型修正过程

1.1 有限元模型修正基本原理

BP神经网络对于有限元模型的修正原理我们

可用数学公式表达,具体表达式为:

$$\begin{aligned} & \text{Min}F(X) \\ & \text{S.t.} X_l \leq X \leq X_u \end{aligned} \quad (1)$$

式中, $F(X)$ 为有限元模型修正过程中结构理论响应值与实际响应值的误差; X_l 待修正参数合理取值下限约束条件; X_u 为待修正参数合理取值上限约束条件。

本文以连续梁桥模态响应为有限元模型修正的目标函数,故 $F(X)$ 可表示为结构理论模态响应值与实测模态响应值的误差,具体表达式为:

$$F(X) = \left(\frac{u_i(X) - v_i}{v_i} \right)^2 \quad (2)$$

式中, $u_i(X)$ 为有限元模型中理论模态值; v_i 为连续梁桥的实测模态值。

神经网络中隐含层神经元个数对网络性能影响较大,设置太多将导致网络训练时长与训练样本大幅增加,太少导致网络信息存储能力较差,无法反映样本规律。研究者通过大量研究得出如下经验公式:

$$T = \sqrt{x + y} + a \quad (3)$$

式中, T 为隐含层节点数; x 为输入层节点数; y 为输出层节点数; a 为1~10的常数,本文 T 为12。

1.2 桥梁概况及有限元模型的建立

本文以我国华东地区某实桥为研究对象,该桥上部结构采用(60+100+60)m变截面预应力混凝土连续箱梁,上部混凝土采用C55,桥墩采用C40,预应力钢筋采用高强低松弛钢绞线,其抗拉标准强度为1860MP。主墩支座采用非隔震盆式支座,下部结构采用圆截面实心墩,墩高8m,直径为2.0m,桥墩采用分离式承台,每个承台下设9根 φ 1.5m的摩擦桩,详情见图2。

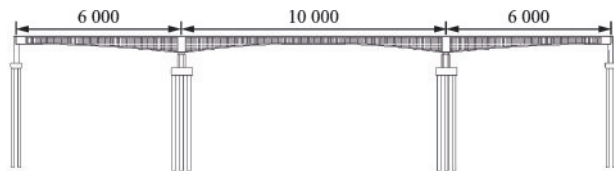


图2 主桥立面示意

Fig.2 Schematic diagram of main bridge elevation

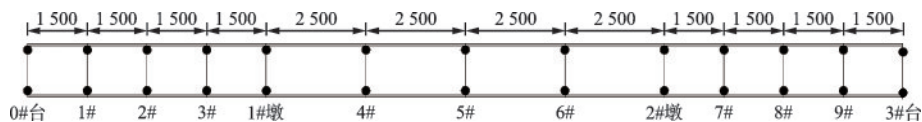


图4 脉动试验传感器布设位置示意

Fig.4 Schematic diagram of sensor arrangement for ambient vibration test

在有限元建模过程中将主梁与支座上节点采用刚性连接,支座采用弹性连接中的一般来模拟。材料方面桥墩混凝土基于Mander本构模型,钢筋材料基于武田双折线模型,阻尼采用瑞利阻尼。纤维模型满足平截面假定,且不考虑钢筋与混凝土之间的粘结滑移,详情见图3。

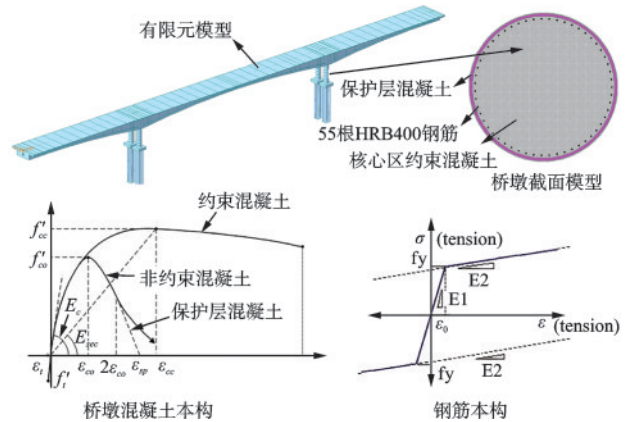


图3 有限元分析模型

Fig.3 Finite element model

1.3 实测数据的采集

依据荷载试验相关规程,对桥梁总体结构性能进行测试,以判断其实际运营状况和实际承载力。采用脉动试验,可用于测定结构固有振动特性(振型、临界阻尼比、结构基频等),根据连续梁桥的特点,测试断面按照桥跨四分点处布设,分上下游两条测线布置测点,共26个测试点,分次采集各测点速度信号,详细测点布置见图4。由采集的各测点时域波形图,通过传函分析和模态拟合,可以得出桥梁的自振模态实测值,部分典型测点时域波形见图5,为避免高阶模态测量误差导致模型修正的误差,仅取前三阶实测振型模态作为模型修正目标函数的标准值,实测与理论振型图见图6,前三阶模态频率详情见表1。由表知桥梁在参数设置不准确或由于数据限制等因素,理论模态与实测模态存在明显偏差,最大偏差可达22.92%。

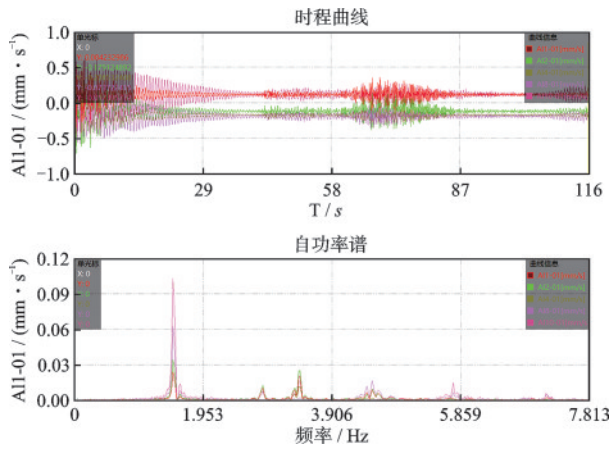


图5 部分典型测点速度时程曲线图及自功率谱
Fig.5 Velocity time-history curves and auto-power spectra at selected typical measurement points

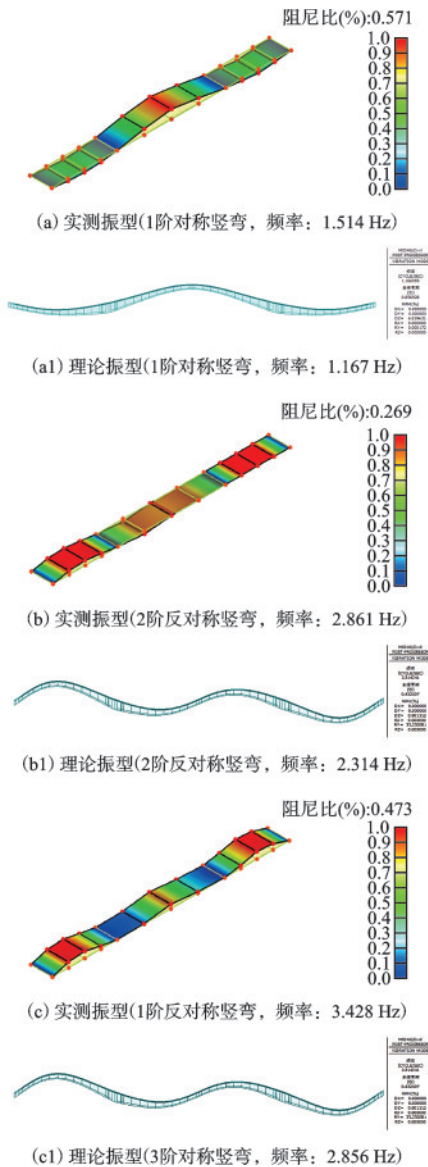


图6 前三阶自振频率

Fig.6 First three stages of self-oscillation frequency

表1 修正前实测模态与有限元理论模态对比

Table 1 Comparison between measured and finite element theoretical modal parameters before modification

频率阶数	自振频率/Hz		相对误差/%
	实测模态值	理论模态值	
1阶竖弯	1.514	1.167	22.92
2阶竖弯	2.861	2.314	19.12
3阶竖弯	3.428	2.856	16.69

1.4 神经网络的训练

合适的构建待修正参数的选取可直接关系到模型修正的好坏,因此我们通常选择灵敏度比较高的参数。有研究表明混凝土的弹性模量与容重对模型的灵敏度较显著^[7],取二者作为神经网络的输出集,详细参数见表2。以初始有限元模型生成80个训练样本,基于MATLAB软件构建神经网络,采用L-M(Leven Berg-Marquardt)算法对该网络进行训练,训练结果如图7所示。由图知BP神经网络在第66次迭代过程中获得最佳精度,其总体回归系数 $R=0.99581$,拟合效果较好,该拟合结果可用于有限元模型的修正。同时我们发现该网络测试精度随训练代数的增加整体变化不大,究其原因可能是因为数据集本身具有稳定的特性,且网络的结构一旦确定,其在训练过程中的学习能力就相对稳定,这意味着随着训练代数的增加,网络对于输入数据的处理能力不会显著改变,从而导致测试精度后期整体变化不大。

表2 待修正变量初始值

Table 2 Initial values of variables for modification

变量名称	变量符号	初始取值
主梁弹性模量/MPa	E_1	3.55×10^4
主梁容重/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	G_1	25.00

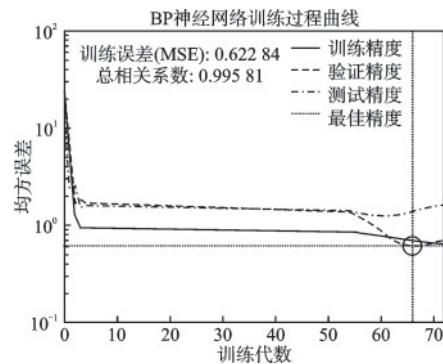


图7 神经网络训练结果

Fig.7 BP neural network training results

1.5 有限元模型的修正

针对上述已经训练完毕的神经网络进行多输入、多输出回归预测,分析结果如表3所示。由表可知,经过BP神经网络修正后的有限元模型的模态频率更逼近真实值,其相对误差由原来的22.92%降低到4.58%,且修正后误差值均小于5%,即认为已经完成了有限元模型的修正。

表3 修正前后模态相对误差对比

Table 3 Comparison of relative errors in modal parameters before and after modification

频率阶数	实测模态/Hz	修正前		修正后	
		理论模态/Hz	相对误差/%	理论模态/Hz	相对误差/%
1阶竖弯	1.514	1.167	22.92	1.416	4.58
2阶竖弯	2.861	2.314	19.12	2.812	1.04
3阶竖弯	3.428	2.856	16.69	3.469	-1.79

2 桥梁地震易损性分析

2.1 地震动选波与调幅

地震动参数的选取对易损性分析至关重要,选取地震波的数目以及种类对桥梁地震易损性分析精度影响较大,有研究表明^[8],对于IDA分析方法,10~20条地震动记录已经足够达到计算精度。本文桥例场地类别属于II类,抗震设防烈度登记为VIII度(0.2g),地震分区特征周期 $T=0.4$ s。依据桥梁所在场地的抗震设防烈度要求,从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)强震动库调用20条实测地震动记录作为地震输入,如图8所示。

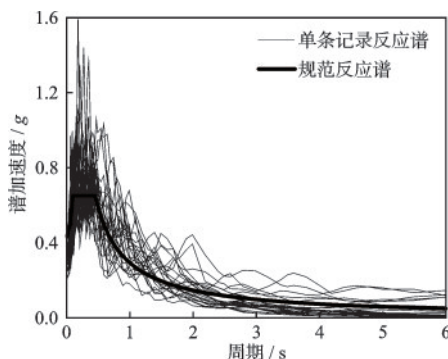


图8 单条反应谱与规范反应谱对比

Fig.8 Comparison between single-record and code-specified response spectra

在进行易损性分析时,往往需要对地震动记录进行等步或者不等步调幅,本文选用等步调幅,利用固定步长 $\Delta\lambda$ 对地震动记录进行调幅^[9]。

$$\lambda_i = \lambda_{i-1} + \Delta\lambda \quad (4)$$

令固定步长 $\Delta\lambda = 0.1g$,将峰值加速度PGA从0.1g调至1.0g。

2.2 基于线性回归地震需求模型

地震易损性通常被定义为结构在地震荷载作用下达到或超过某一性能水平的超越概率。其失效概率 P_f 的表达式为:

$$P_f = P(D \geq C|IM) \quad (5)$$

式中, D 为地震中结构需求; C 为结构能力; IM 为地震动强度指标。

假定地震动强度指标 IM 与地震需求 S_D 服从对数正态分布函数,那么式(5)中的条件概率可用标准正态分布函数定义为:

$$P_f[D \geq C|IM] = \Phi \left[\frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_C^2 + \beta_{DIM}^2}} \right] \quad (6)$$

式中, S_C 为以 IM 为结构抵抗破坏状态能力的中位值; S_D 为以 IM 为条件的地震需求中位值; β_C 为结构抗震能力的对数标准差; β_{DIM} 为地震需求的对数标准差; $\Phi(\cdot)$ 表示标准正态分布。

C.A.Cornell等^[10]认为结构地震需求中位数 S_D 与地震动强度指标的近似关系为:

$$S_D = aIM^b \quad (7)$$

式中, a 、 b 代指回归拟合系数,可根据线性回归确定。对式(7)两边同时取对数变换得:

$$\ln S_D = \ln a + b \ln(IM) \quad (8)$$

将式(8)代入到式(6),则桥梁在地震荷载作用下失效概率的联合表达可进一步表示为:

$$P_f[S_d \geq S_c|I_M] = \Phi \left[\frac{\ln a + b \ln(IM) - \ln S_c}{\sqrt{\beta_{S_d}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (9)$$

由HAZUS99用户手册知^[11],若以峰值地面加速度(PGA)为地震动强度参数, $\sqrt{\beta_{S_d}^2 + \beta_C^2} = 0.5$,以谱加速度(SA)为地震动强度参数, $\sqrt{\beta_{S_d}^2 + \beta_C^2} = 0.4$ 。

2.3 性能水准与损伤指标的确定

桥梁抗震的性能水准是进行易损性分析的基础,损伤指标是性能水准的量化。一般来说,结构的损伤状态与性能水准有着巨大的联系,因此,选

择恰当的性能水准十分重要。目前国内外诸多学者对损伤指标的确定进行了大量研究,如H.Hwang等^[12],Y.Pan等^[13]和刘艳辉等^[14]。本文采用位移延性比 μ_d 作为桥墩的抗震性能量化指标,墩柱的位移延性比可被定义为:

$$\mu_d = \frac{\Delta}{\Delta_{cy1}} \quad (10)$$

$$\Delta_{cy1} = \frac{1}{3} l^2 \varphi'_y \quad (11)$$

$$\mu_{cy} = \frac{\Delta_y}{\Delta_{cy1}} \quad (12)$$

$$\mu_{c4} = \frac{\Delta_u}{\Delta_{cy1}} \quad (13)$$

$$\mu_{cmax} = \mu_{c4} + 3 \quad (14)$$

式中, μ_d 为墩柱位移延性比; Δ_{cy1} 为墩柱纵筋首次屈服时墩顶的位移; φ'_y 为首次屈服曲率; μ_{cy1} 为钢筋首次屈服时的位移延性比,取值为1; μ_{cy} 为等效屈服位移延性比; μ_{c4} 为墩柱边缘混凝土极限压应变达到0.04时的位移延性比; μ_{cmax} 为最大位移延性比。

通过XTRACT软件将墩柱的弯矩曲率等效为双折线模型,详情见图9。提取该墩柱的初始、等效和极限屈服曲率(详情数值见表4),由于墩柱的屈服曲率与墩顶位移具有一致性,所以可定义屈服曲率为损伤指标,将提取结果代入公式(10)~(14)可计算出桥梁结构在地震荷载作用下墩柱各损伤状态对应的量化指标,详情参见表5。

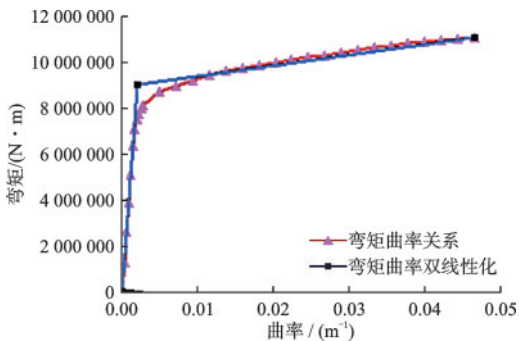


图9 墩柱等效弯矩曲率

Fig.9 Equivalent moment-curvature relationship of bridge piers

表4 墩柱弯矩-曲率结果

参数	数值
初始屈服曲率 $\varphi'_y/(m^{-1})$	0.001 373
等效屈服曲率 $\varphi'_y/(m^{-1})$	0.001 949
极限屈服曲率 $\varphi'_u/(m^{-1})$	0.046 632

表5 桥墩损伤状态对应的量化指标

Table 5 Quantitative indicators for different damage states of bridge piers

损伤状态	损伤指标
	墩柱
基本完好	$\mu_d \leq 1.000$
轻微破坏	$1.000 \leq \mu_d < 1.420$
中等破坏	$1.420 \leq \mu_d < 6.385$
严重破坏	$6.385 \leq \mu_d < 9.385$
倒塌破坏	$\mu_d \geq 9.385$

3 减隔震优化装置

3.1 铅芯橡胶支座

为了提高桥梁结构的抗震性能,需要进行优化设计。优化设计的主要目标是使得桥梁结构在地震作用下的反应尽可能小,同时保证其结构的安全性和稳定性。常用的优化设计方法包括改进桥梁结构类型和特点,使桥梁结构在地震作用下的反应减小。例如,采用加劲梁式桥可以提高其抗震性能。此外,对于已建成桥梁,可通过加固措施来提高抗震性能,如桥台增加抗震挡块等。

本文采用铅芯橡胶支座(LRB)为优化设计方案,在4个主墩分别布置,采用Midas Civil中一般连接特性值中的滞后系统模拟,支座布置详情见图10。为了简化计算,采用墩底固结方式。铅芯橡胶支座的恢复力模型可看作双线性模型^[15],如图11所示,其中 K_1 、 K_2 分别代指初始刚度和屈服刚度; S_{max} 为支座的极限位移; K_{eq} 指水平等效刚度; Q_y 指屈服水平剪力。通过计算的到桥梁上部结构自重、二期荷载、预应力效应下的竖向支承力,依据规范^[16]选取铅芯橡胶支座型号为Y4Q-1320,其基本力学参数见表6。对桥梁模型更换铅芯橡胶支座后,前三阶的自振周期分别从0.948、0.976、0.730 s增加到2.671、1.484、0.994 s,说明铅芯橡胶支座能够显著延长结构自振周期,起到隔震效果。

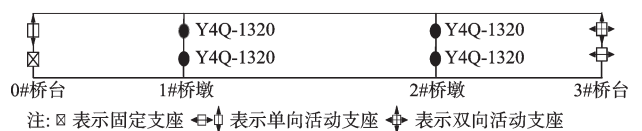


图10 桥墩支座布置详情

Fig.10 Detailed arrangement of bridge pier bearings

表 6 铅芯橡胶支座相关参数

Table 6 Parameters of lead rubber bearings

型号	屈服前刚度 $K_1 / (kN \cdot m^{-1})$	屈服后刚度 $K_2 / (kN \cdot m^{-1})$	铅芯屈服力 / kN	水平等效度 / $(kN \cdot m^{-1})$	阻尼比 $\xi / \%$
Y4Q-1320	21 600	3 300	640	5 000	19.1

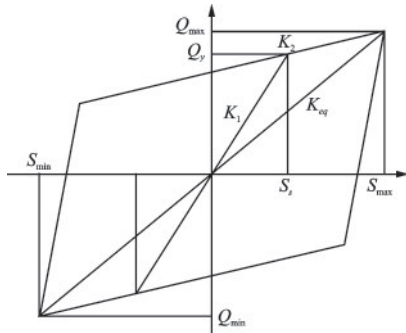


图 11 铅芯橡胶支座恢复力模型

Fig.11 Restoring force model of lead rubber bearings

4 墩柱易损性分析

4.1 墩柱位移提取

根据连续梁桥的动力特性可知,当采用固定支座时,桥梁上部与下部紧密连接,桥墩不仅要承受下部的地震力,还要承担上部构件因地震荷载产生的惯性力。采用 IDA 法,分别对隔震与非隔震支座进行非线性时程分析,得到固定墩墩顶各时段的位移,统计各个模型得到墩顶位移的 IDA 曲线簇如图 12 所示。

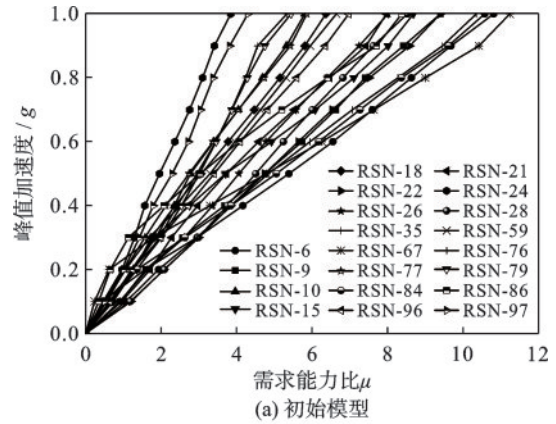
由图像可知,随着地震动强度(PGA)的增大,墩顶位移也随之增加。同时我们发现在峰值加速度大概为 $0.2g \sim 0.3g$ 时,墩顶位移的增速显著增加,究其原因是因为随着地震动强度的增大,桥墩底部产生塑性铰,使得结构受力状态由弹性变为塑性,导致位移的增速变大,最终导致结构破坏。采用减隔震支座后墩柱的位移明显小于普通盆式支座。

4.2 概率需求分析

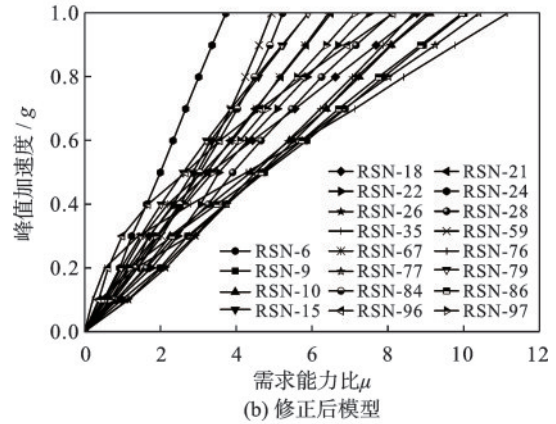
以峰值加速度(PGA)的对数为横坐标,墩顶位移延性比的对数为纵坐标,采用式(8)分别对修正前、修正后及隔震桥梁模型进行对数回归分析,回归结果如图 13 所示。

将上述拟合所求得的线性函数分别带入到公式(9)中并绘制桥墩的易损性曲线如图 14 所示。

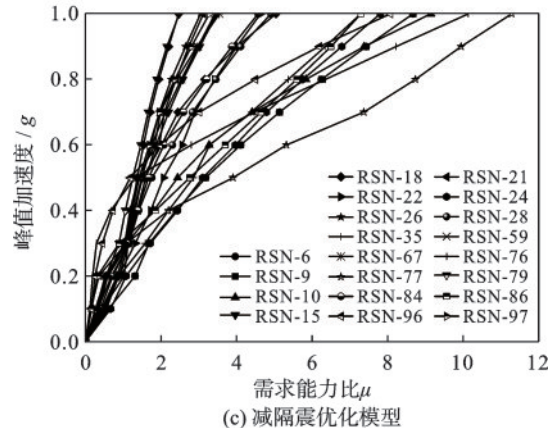
由易损性图曲线对比图可以看到,当地震动强



(a) 初始模型



(b) 修正后模型



(c) 减隔震优化模型

图 12 IDA 曲线簇

Fig.12 Clusters of IDA curves

度为 $0.3g$ 的时候,非隔震支座发生轻微损伤破坏的超越概率已接近百分之百,而采用铅芯橡胶支座的损伤超越概率为 97.41% ,说明桥梁在地震荷载作用下发生轻微破坏的概率是相当大的。当达到本文所设定的最大地震动强度($PGA=1.0g$)时,模型修正前桥梁达到轻微、中等、严重、倒塌破坏的超越概率分别为 100% 、 100% 、 93.62% 、 77.44% ,修正后桥梁的超越概率为: 100% 、 100% 、 92.28% 、 74.36% ,隔震桥梁的超越概率为: 100% 、 99.99% 、 62.55% 、 32.62% 。

由于采用非隔震支座时,桥梁上部与下部处于一种较强的连接状态,墩顶所产生的位移相对较

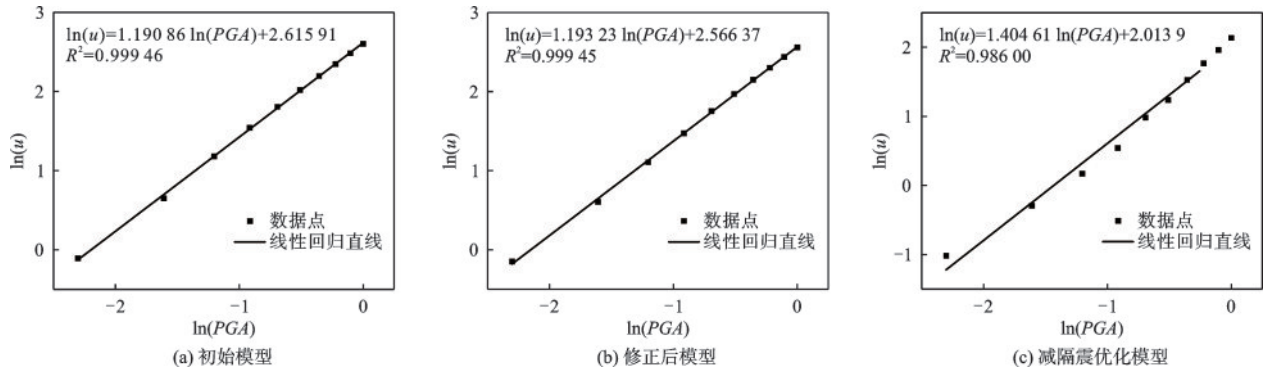


图13 墩柱位移延性比对数回归线性拟合

Fig.13 Logarithmic regression fit of displacement ductility ratios for bridge piers

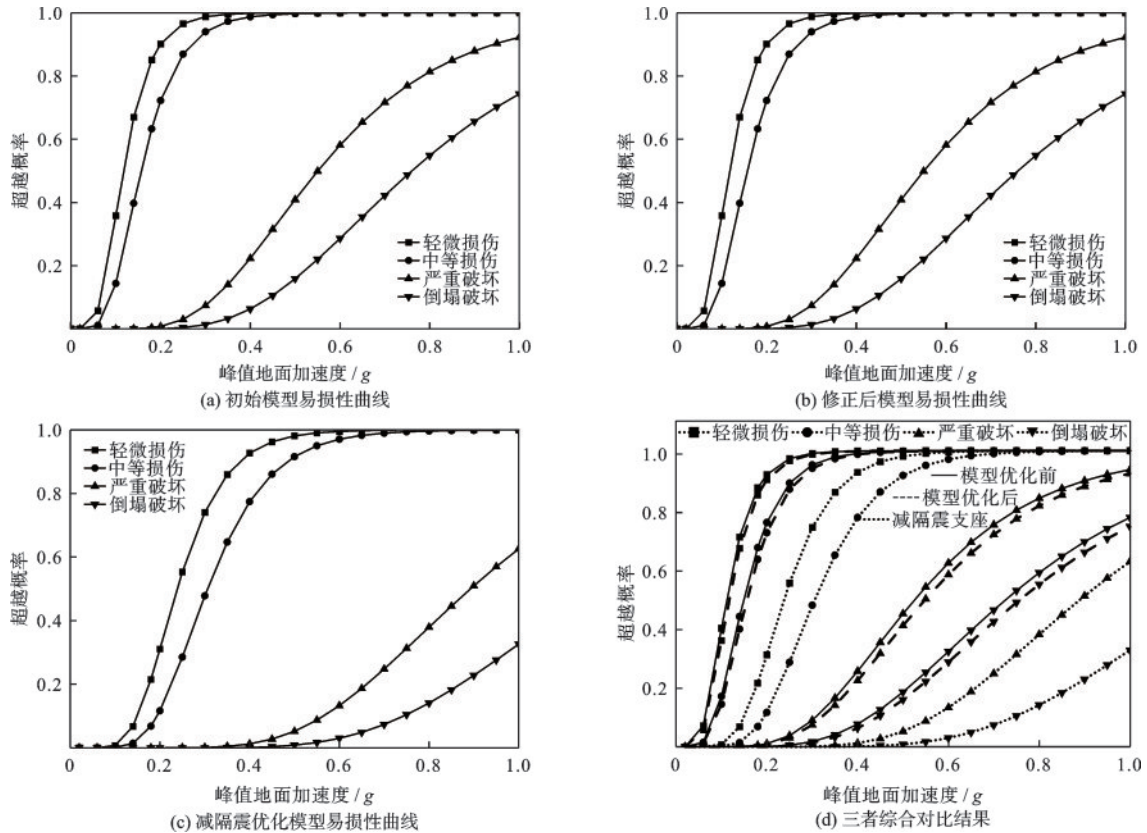


图14 固定墩易损性曲线

Fig.14 Seismic vulnerability curves of fixed piers

大,尤其对于固定墩来说,产生破坏的概率也就更大。对于隔震支座,不仅铅芯能消耗部分地震能量,而且支座的连接刚度也较弱,削弱了上下部的连接状态,能达到一定的减隔震效果。就减隔震效果而言,桥墩发生倒塌破坏的概率可降低约42%。

5 结论

本文对有限元软件建模过程中材料参数不确定问题,通过BP神经网络进行了模型修正,通过修

正使模型更逼近真实结构,继而采用时程分析,对盆式支座和铅芯橡胶支座在地震荷载作用下对桥墩产生的影响做出对比,基于上述分析做出如下评价:

(1) 通过BP神经网络,能实现对结构模态的修正,且修正后误差都能控制在5%以内,为能更加真实有效地评价结构的易损性提供了依据。

(2) 本文仅考虑桥梁结构的弹性模量与容重对有限元模型进行修正,未考虑与其附属的桥墩与桩等构件带来的不确定因素对有限元模型修正的影响,这是后续可继续优化的点。

(3) 桥梁抗震设计中,固定墩与上部结构连接

紧密,会承担上部的惯性力,发生损伤破坏的超越概率均大于活动墩,因此,固定墩在非隔震桥梁连续梁桥的抗震设计中要优先考虑。

(4) 进行普通支座与减隔震支座对比分析,结果表明,铅芯橡胶支座能有效降低结构在不同损伤状态下发生破坏的概率,建议对重点和大跨径桥梁优先采用减隔震支座。

(5) 地震荷载作用下,修正后模型发生损伤的超越概率始终小于修正前,采用铅芯橡胶支座能有效降低结构发生损伤的概率,隔震效果明显。

参考文献:

[1] 肖明洋.高墩混凝土连续刚构桥地震易损性分析[D].成都:西南交通大学,2013.
Xiao M Y. Earthquake vulnerability analysis of high-pier concrete continuous rigid frame bridges[D].Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2013. (in Chinese)

[2] 孙璐,李延辉.冻融循环下钢筋混凝土梁桥地震易损性分析[J].自然灾害学报,2023,32(5):167-176.
Sun L, Li Y H. Seismic vulnerability analysis of reinforced concrete girder bridges under Freezing-Thawing Cycles[J].Journal of Natural Disasters, 2023, 32(5): 167-176. (in Chinese)

[3] 梁岩,闫世昌,陆尧,等.近海高速铁路桥梁时变地震易损性分析[J].防灾减灾工程学报,2022,42(6):1248-1256.
Liang Y, Yan S C, Lu Y, et al. Time-varying seismic vulnerability analysis of offshore high-speed railway bridges[J].Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2022, 42(6): 1248-1256. (in Chinese)

[4] 周宇,甘露一,赵青,等.基于模型确认的附着黏滞阻尼器门式刚架地震易损性分析[J].地震工程学报,2022,44(4):794-802.
Zhou Y, Gan L Y, Zhao Q, et al. Seismic vulnerability analysis of portal frame structures with viscoelastic dampers based on model validation [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2022, 44(4): 794-802. (in Chinese)

[5] 金如意,申彦利.桩-土相互作用下的桥梁高墩地震易损性复合参数分析[J].防灾减灾工程学报,2023,43(5):1016-1023, 1056.
Jin R Y, Shen Y L. Composite parameter analysis of seismic vulnerability of high piers of bridges under pile-soil interaction [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2023, 43(5): 1016-1023, 1056. (in Chinese)

[6] 林鸣,颜东煌,张国刚.基于环境振动试验的洞庭湖大

桥主塔模型修正[J].中路,2017,37(6):174-178.
Lin M, Yan D H, Zhang G G. Correction of the main tower model of Dongting Lake Bridge based on environmental vibration test[J].China Journal of Highway and Transport, 2017, 37(6): 174-178. (in Chinese)

[7] Shome N, Cornell C A. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures[R].Stanford, CA: Stanford University, 1999.

[8] 杨文甫,陈鑫.基于最优径向基神经网络的大跨度悬索桥有限元模型修正[J].中外公路,2023,43(2):80-85.
Yang W P, Chen X. Finite element model updating of long-span suspension bridge based on optimal radial basis function neural network [J]. Journal of China and Foreign Roads, 2023, 43(2): 80-85. (in Chinese)

[9] 吴文朋,李立峰,徐卓君,等.不确定性对钢筋混凝土桥梁系统地震易损性的影响[J].地震工程与工程振动,2018,38(6):161-170.
Wu W P, Li L F, Xu Z J, et al. Effects of uncertainty on seismic vulnerability of reinforced concrete bridge systems [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2018, 38(6): 161-170. (in Chinese)

[10] Cornell C A, Jalayer F, Hamburger R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J].Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 526-533.

[11] Federal Emergency Management Agency. HAZUS99 User's Manual[M]. Washington, DC: FEMA, 2001: 58-59.

[12] Hwang H, Liu J B, Chiu Y H. Seismic fragility analysis of highway bridges [R]. Urbana: Mid-America Earthquake Center, Technical Report, MAEC-RR-4 Project, 2001.

[13] Pan Y, Agrawal A K, Ghosn M. Seismic fragility of continuous steel highway bridges in New York State [J]. Journal of Bridge Engineering, 2007, 12(6): 689-699.

[14] 刘艳辉,赵世春,强士中.城市高架桥抗震性能水准的量化[J].西南交通大学学报,2010,45(1):54-58.
Liu Y H, Zhao S C, Qiang S Z. Quantification of seismic performance level for urban overhead bridges [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2010, 45(1): 54-58. (in Chinese)

[15] Cornell C A. Bounds on the reliability of structural systems [J]. Journal of the Structural Division, 1967, 93(1): 171-200.

[16] 公路桥梁铅芯隔震橡胶支座: JT/T 822—2011[S].北京:人民交通出版社,2011.

(本文编辑:苏泽云)