

基于改进响应面法的公路简支梁桥 地震易损性分析

陈力波, 黄才贵, 谷 音

(福州大学土木工程学院, 福建 福州 350116)

摘 要: 针对典型公路简支梁桥提出了一种基于改进响应面方法的易损性模型建构流程。在充分考虑结构和材料等桥梁参数不确定性基础上, 基于 Plackett-Burman 设计方法生成一系列试验样本。采用 OpenSees 软件进行非线性动力时程分析, 比较输入参数对地震响应的贡献, 筛选出影响桥梁地震响应的显著性参数; 进一步针对显著性参数进行中心复合设计并设计出一系列桥梁样本, 基于非线性时程分析结果, 建立桥梁各构件在不同的地震动强度下的响应面模型, 并采用蒙特卡罗抽样方法计算得到桥梁构件的易损性曲线。假定简支梁桥系统为串联系统, 计算生成全桥的易损性曲线。针对相同的桥梁样本, 以非线性增量动力分析法生成的易损性曲线为基准, 对传统响应面法与改进响应面法计算得到的易损性结果进行比较。结果表明: 改进的响应面方程可以高效地替代复杂的非线性时程分析, 提高了地震易损性分析的计算效率; 构建的易损性曲线能够在较大的地震动强度范围内确定桥梁的损伤构件, 帮助桥梁管理部门制定相应的震后加固优先级决策, 具有一定的工程应用价值。

关键词: 公路简支梁桥; 地震易损性; 响应面法; Plackett-Burman 设计; 中心复合设计; 蒙特卡罗

中图分类号: TU315.7; U448.14 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2017.06.0512

SEISMIC VULNERABILITY ANALYSIS OF SIMPLY SUPPORTED HIGHWAY BRIDGES BASED ON AN IMPROVED RESPONSE SURFACE METHOD

CHEN Li-bo, HUANG Cai-gui, GU Yin

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350116, China)

Abstract: A new procedure is proposed to derive the analytical fragility models of simply supported highway bridges based on an improved response-surface method. By considering of the uncertainties in the structural and material properties of the bridges, the bridge samples were obtained by Plackett-Burman design method. From the nonlinear time history analysis through the OpenSees software, several parameters that affect the seismic response of the bridge significantly were identified. From the bridge samples obtained by using the central composite design (CCD) method with the chosen optimal parameters focused on, response surface models under different PGA levels were established from the finite element models with respect to each component's response. The simply supported bridge system was assumed to be a series system and the fragility curve was obtained by Monte Carlo simulation method. From the same bridge samples, fragility curves generated by means of incremental dynamic analysis were used as a benchmark. The results of the traditional response surface method and the improved response surface method were compared to each other. It is found that the improved response surface

收稿日期: 2017-06-30; 修改日期: 2017-11-02

基金项目: 国家自然科学基金项目(90715035); 中国博士后科学基金项目(2014M561855)

通讯作者: 陈力波(1984—), 男, 江苏人, 助理研究员, 博士, 主要从事桥梁结构抗震研究(E-mail: lbchen@fzu.edu.cn).

作者简介: 黄才贵(1993—), 男, 福建人, 硕士生, 主要从事桥梁结构抗震研究(E-mail: 1046571314@qq.com);

谷 音(1976—), 女, 福建人, 教授, 博士, 主要从事大型结构抗震理论及应用研究(E-mail: cino@fzu.edu.cn).

function could efficiently replace the complex nonlinear time history analysis and improve the efficiency of the fragility analysis. These resulting fragility curves will assist the users to identify the vulnerable bridge components over a large seismic intensity range and aid the bridge management decision-making process to prioritize the seismic strengthening repairs. Therefore, it is comparatively valuable as a new procedure in relevant civil engineering applications.

Key words: simply supported highway bridges; seismic fragility; response surface methodology; Plackett-Burman design; central composite design; Monte Carlo

我国是一个地震多发国家,桥梁作为交通运输的生命线,一旦发生破坏将造成巨大的经济损失。地震易损性分析作为地震风险评估中的重要环节,能够从概率层面对结构在不同地震动强度下的抗震性能做出定量评估。近些年,国内外学者利用已有的震害调研数据对桥梁地震易损性展开了广泛的研究,一方面基于震区桥梁的震害调查建立了经验型地震易损性模型^[1-3],另一方面针对这些地区典型桥型采用不同分析手段建立了分析型地震易损性模型^[4-7],这些研究对于桥梁加固、地震经济损失评估和震后修复等都具有重要的指导意义。

对大型复杂的结构而言,分析型地震易损性模型工作量大、计算效率低,而响应面方法通过一系列试验拟合出一个响应面函数来预测结构的真实响应,可以较好地克服这些问题。Bucher 和 Bourgund^[8]将响应面法应用于大跨度结构可靠度分析,通过与数值结果对比证明了响应面法的准确性。Liel 和 Haselton^[9]对延性设计和非延性设计建筑倒塌的地震风险进行评估,考虑结构的强度、刚度和位移能力等参数随机性对倒塌评估的影响,采用响应面法结合一次二阶距法对结构的倒塌风险的模型随机性进行简化。Seo 和 Linzell^[10]通过响应面法结合蒙特卡罗抽样生成易损性曲线,并比较不同的参数输入对弯曲钢梁桥地震响应的影响,得出桥梁跨数和弯曲半径对地震易损性曲线的影响最大。Buratti 等^[11]考虑了地震动强度和结构参数的随机性,通过响应面法来提高计算效率,并用增量动力分析(IDA)数值分析结果来校准响应面模型。吴子燕等^[12]考虑地震动强度和材料等参数的随机性,通过中心复合设计建立柱端转角延性的响应面函数,结合蒙特卡罗抽样生成易损性曲线。张尚荣等^[13]对层间隔震结构采用响应面法生成易损性曲线,并比较了不同的地震动强度下各构件的损伤概率。

国内外对于响应面法建构易损性模型进行了

不少的研究,取得了一定的成果,但仍存在需要改进的地方。首先对于生成响应面函数中输入参数的选取存在许多人为假设,这导致构造的响应面方程未能很好地刻画其他结构参数变化时构件的真实响应;其次,以往研究表明地震动强度指标的变化对结构地震响应的影响最大,将地震动强度作为一个未知参数直接加入到中心复合设计中将导致响应面函数的计算精度无法得到很好的保障。

为了克服以往研究中响应面函数对地震响应预测精度的不足,本文提出一种改进的响应面方法。采用 Plackett-Burman 设计方法^[14]生成一系列桥梁样本并进行非线性时程分析,采用最小二乘法回归出地震响应与结构和材料等 13 个不同桥梁参数的一阶线性回归方程,筛选出影响桥梁地震响应的显著性参数,并假定这些显著性参数的分布类型。针对筛选出来的显著性参数进行中心复合设计,同时将地震动强度指标从不确定性参数中独立出来,建立桥梁各构件在不同地震动强度下的响应面函数模型。在此基础上结合蒙特卡罗抽样得到桥梁能力保护构件在不同地震动强度下的损伤概率,并采用最小二乘法回归出易损性曲线。具体流程如图 1 所示。

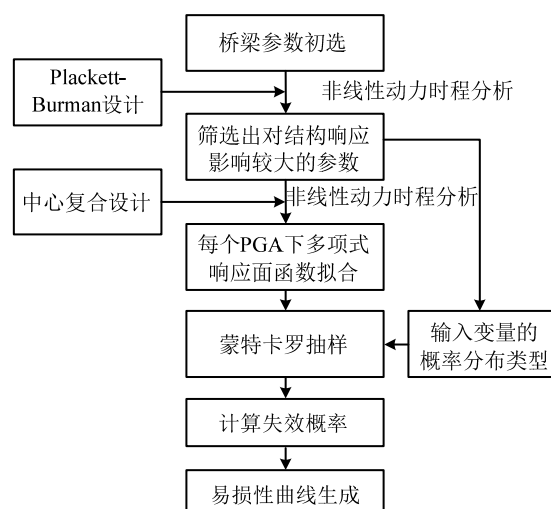


图 1 地震易损性分析流程图

Fig.1 Flow chart of seismic fragility analysis

1 响应面参数刷选

1.1 桥梁非线性有限元模型

本文以三跨简支 T 梁桥为研究对象, 全桥等跨分布, 选用 OpenSees(Open System for Earthquake Engineering Simulation)^[15]进行桥梁非线性动力有限元分析。据以往的震害调查研究: 除非出现落梁情况, 主梁在大多数地震荷载作用下都处于线弹性状态, 因此采用三维弹性梁单元来模拟主梁。板式橡胶支座是我国公路规则桥梁较为常用的一种支座类型, 在动力作用下的滞回曲线为狭长形, 因此采用零长度单元(zero-length element)来模拟支座。通过上部结构参数计算出上部结构总质量, 将其平均分配给每个支座。本文选取的板式橡胶支座两边长分别为 $l_a=200\text{ mm}$, $l_b=250\text{ mm}$, 支座总厚度 $\sum t_e=42\text{ mm}$; 由《公路桥梁板式橡胶支座规格系列》(JT/T 663—2006)^[16]查得其支座形状系数 $S=10.6$; G_e 指板式橡胶支座的动剪切模量, 按《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008)^[17]规定取 $G_e=1.2\times 10^6\text{ N/m}^2$ 。支座单元水平和竖向刚度的计算公式如下:

$$K_h = \frac{l_a l_b G_e}{\sum t_e} \quad (1)$$

$$K_v = \frac{l_a l_b E_e}{\sum t_e} \quad (2)$$

式中: K_h 为支座水平剪切刚; K_v 为支座竖向刚度; E_e 为支座抗压弹性模量, 其计算公式为:

$$E_e = 5.4G_e S^2 \quad (3)$$

地震作用下桥墩和盖梁都是能力保护构件, 采用基于柔度法的非线性梁柱单元进行模拟, 用纤维截面来模拟非线性应力-应变关系, 本文采用 Concrete02 定义无约束和约束混凝土材料, Steel02 定义钢筋材料。

《公路桥梁抗震设计细则》^[17]中仅仅给出了地震时桥台主动土压力的计算公式, 并没有对桥台的力学模型进行描述。本文根据美国《加州桥梁结构的非线性分析指南》基础上建立简化桥台模型^[18]。具体建模如下: 首先在主梁边跨建立与主梁纵桥向垂直且等宽的两个边节点, 两两节点之间通过刚臂单元连接。在同一位置再构建一条相同的刚臂, 两刚臂之间采用零长度单元连接并赋予碰撞材料特性。桥台垂直方向的约束刚度依据美国加州桥梁抗震设计规范取值^[19], 横桥向约束刚度依据 Maroney

和 Chai (1994)提出的方法计算取值^[20]。桥台纵横桥向初始刚度如下式:

$$K_{\text{abut}}^L = K_i w_{bw} \left(\frac{h_{bw}}{1.7} \right) \quad (4)$$

$$K_{\text{abut}}^T = K_i w_{ww} \left(\frac{h_{ww}}{1.7} \right) \times \frac{2}{3} \times \frac{4}{3} \quad (5)$$

式中: K_{abut}^L 为桥台纵向刚度; K_{abut}^T 为桥台横向刚度; 桥台每米的初始刚度 $K_i=14350\text{ kN/m}$; 翼墙宽度 w_{ww} 为 1/3 的背墙宽度 w_{bw} , 而翼墙高度 h_{ww} 与背墙高度 h_{bw} 相等。桥台竖向假设为完全刚性, 即桥台支座与地面固接。桥台的有限元简化模型如图 2 所示。

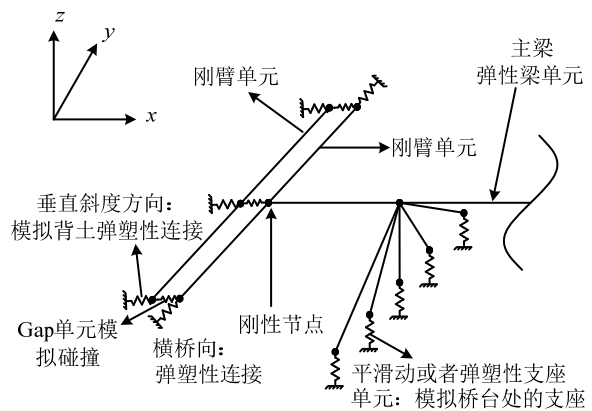


图 2 桥台有限元简化模型示意图

Fig.2 Simplified finite element model of abutment

本文考虑了桥跨之间及边跨与桥台间的碰撞效应, 通过在桥台与边跨之间以及桥跨之间设置间隙单元来模拟该效应。为了简化计算成本, 基础部分不考虑桩土效应对桥梁地震响应的影响, 墩底采用固接模拟。

本文地震动的主要来源是美国太平洋地震研究中心数据库 PEER Strong Motion Database 和中国国家地震台中心强震观测数据库提供的近 40 年来全球范围内具有代表性的地震动记录。研究选取 40 条地震动, 其中 10 条用于 Plackett-Burman 设计, 刷选出敏感性较大的桥梁参数, 另外 30 条用于构造响应面方程和易损性曲线, 其反应谱曲线如图 3 所示。本文采用三向地震波输入方式确保数值模拟结果的准确性, 选取 PGA 作为地震动强度指标。

1.2 桥梁样本参数选取

1) 结构参数

我国公路简支梁桥常用的上部结构主要有空心板、T 梁和箱梁三种形式, 本文选用 T 梁作为梁桥的上部结构, 全桥等跨分布。选取桥梁跨径与桥

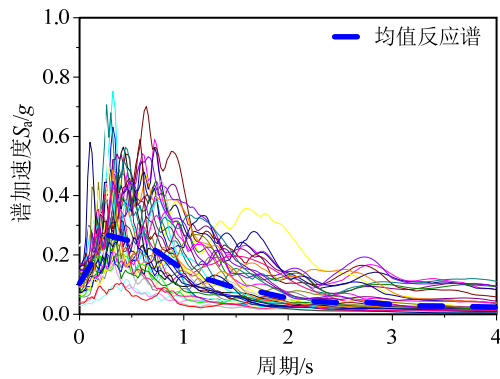


图3 地震动反应谱

Fig.3 Response spectra of ground motions

面宽度作为上部结构参数,并查阅公路桥梁上部结构通用图,得到与跨径相匹配的梁高。本文采用的桥梁布置为三跨简支梁桥,跨径之间设置伸缩缝,研究中考虑了伸缩缝宽度对桥梁地震响应的影响。

根据我国相关桥梁设计规范并通过调研发阅已有的相关桥梁数据,初步确定桥墩常用参数的取值范围。对已有数据调查可知,桥墩直径取值(1 m~3 m)范围较大,但是墩径与上部结构总质量存在一定的相关性:桥墩截面随着上部结构总质量的增大而增大,本文在墩柱截面直径确定的基础上,根据规范中给定的墩高范围以及长细比范围,将样本的墩高界限确定下来。鉴于以往的设计经验及研究表明,墩柱的配筋率、配箍率是影响桥梁地震响应重要因素,因此有必要对其进行合理设计。本文根据《公路桥梁抗震设计细则》^[17]中配筋率和配箍率的要求,合理地选取取值范围。

2) 材料参数

墩柱的材料包含有混凝土和钢筋两种,依据调查资料统计,本文混凝土材料选用 C30、C40;考虑施工和养护对混凝土品质的影响,选取两种不同的混凝土弹性模量;选用 HRB335、HRB400 两种不同的纵筋等级;而箍筋的选取为 HPB300 和 HRB335。盖梁采用正方形截面,边长取为墩柱直径,钢筋与混凝土材料与墩柱相同,为保证其承载能力,配筋率及配箍率在墩柱的基础上有所提升。

通过查阅设计规范和上部结构通用图,得到主梁每延米的密度,选择上部结构质量系数作为参数来改变上部结构的质量。对于桥跨之间及边跨与桥台之间的碰撞效应,王东升等^[21]认为碰撞刚度的取值应为 0.5 倍左右的主梁轴向刚度。本文考虑碰撞刚度的不确定性,通过改变主梁轴向刚度的倍数来考虑碰撞刚度的影响,选取的碰撞刚度分别为

$0.4 \times EA/L$ 和 $0.6 \times EA/L$ 。

综上所述,本文选出可能影响桥梁地震响应的 13 个输入参数:7 个结构参数和 6 个材料参数,并给定各参数的取值范围,具体如表 1 所示。

表 1 两水平的输入参数

Table 1 Two-level input parameters

参数类型	编号	参数	最小值	最大值
结构参数	x_1	跨径/m	20	40
	x_2	墩高/m	6	12
	x_3	桥面宽度/m	8.5	13.5
	x_4	墩径/m	1.2	2.0
	x_5	伸缩缝宽度/m	0.04	0.08
	x_6	配筋率/(%)	1	2
	x_7	配箍率/(%)	0.4	0.8
材料参数	x_8	纵筋等级	HRB335	HRB400
	x_9	箍筋等级	HPB300	HRB335
	x_{10}	混凝土等级	C30	C40
	x_{11}	混凝土弹性模量/MPa	3.0×10^4	3.25×10^4
	x_{12}	碰撞刚度	$0.4 \times \frac{EA}{L}$	$0.6 \times \frac{EA}{L}$
	x_{13}	上部结构质量系数	0.9	1.1

1.3 Plackett-Burman 设计与参数筛选

Plackett-Burman 设计是 1946 年 Plackett 和 Burman 提出的一种两水平(-1,1)的试验设计方法,该方法试图用最少的试验次数达到从众多的考察因素中快速有效地筛选出最为重要的几个因素,供进一步研究使用^[14]。本文对选出的 7 个结构参数和 6 个材料参数进行 Plackett-Burman 设计,生成 20 个两水平的桥梁样本,并用 -1 和 1 分别表示桥梁参数的最小值和最大值,具体如表 2。对桥梁样本进行非线性动力时程分析,进一步刷选出对桥梁响应影响较大的显著性参数。

表 2 Plackett-Burman 设计生成桥梁样本

Table 2 Plackett-Burman design table for bridge samples

样本	x_1	x_2	...	x_{12}	x_{13}
1	-1	-1	...	-1	-1
2	1	1	...	1	1
3	-1	1	...	-1	1
...	...	...	...	...	...
18	1	-1	...	1	1
19	-1	-1	...	1	-1
20	1	1	...	1	-1

注: -1 为表 1 参数最小值, 1 为表 1 参数最大值。

基于 Plackett-Burman 设计生成桥梁样本,通过系统的改变输入参数计算相应的地震响应,确定各参数对简支梁桥的地震响应的影响。式(6)为通过最小二乘法回归出桥梁能力保护构件的最大地震响

应与 13 个桥梁参数的一阶线性方程, 得到所选的参数与构件响应之间的相关系数:

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \cdots + \beta_{13} x_{13} \tag{6}$$

式中: y 为桥梁构件的最大地震响应; β_i 为与桥梁地震响应的相关系数, 为输入的桥梁参数。进一步基于地震响应生成一个帕累托(Pareto)最优解(相关系数)并得到各输入参数对桥梁响应的贡献率^[22]。帕累托图以累积贡献率为纵坐标作折线图, 以桥梁参数为横坐标及相关系数为纵坐标做直方图, 按贡献率大小依次排列。本文对表 2 生成的 20 个桥梁样本, 分别采用地震动强度指标 PGA 为 0.5 g 的 10 条地震动进行 OpenSees 非线性时程分析, 得到各能力保护构件的地震响应。通过式(6)计算得到响应与参数之间的相关系数并生成桥梁主要构件对应的帕累托图, 由于篇幅有限, 本文只给出桥墩纵横方向的帕累托图, 如图 4 所示。

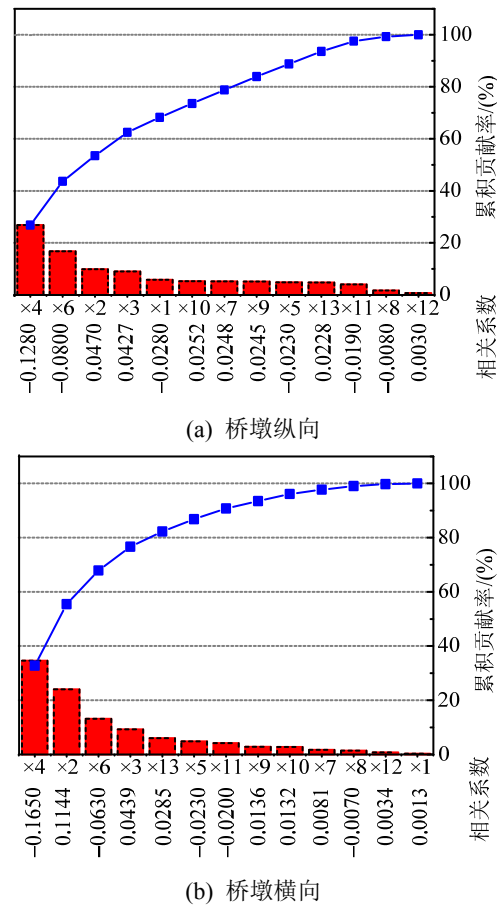


图 4 桥墩帕累托图

Fig.4 Pareto plot of pier

由图 4 可知, 对于桥墩纵向地震响应影响最大的参数分别是墩径 x_4 、配筋率 x_6 、墩高 x_2 、桥面宽度 x_3 和跨径 x_1 , 累计贡献率约为 70%, 对于桥墩横向影响最大的参数分别是墩径 x_4 、墩高 x_2 、配筋率

x_6 、桥面宽度 x_3 和上部结构质量系数 x_{13} , 累计贡献率为 83%。同时本文也对桥台和支座纵横方向的地震响应进行回归, 生成 4 个回归方程, 提取出贡献较大的参数。

将地震作用下各能力保护构件的参数的相关系数的绝对值进行叠加计算, 在保证一定贡献率的前提下考虑到中心复合设计时的样本数和参数变化对桥梁响应的真实刻画, 取其绝对值之和最大的 5 个参数作为对全桥地震响应影响最大的参数, 具体如表 3 所示。这些参数分别是跨径 x_1 、墩高 x_2 、桥面宽度 x_3 、墩径 x_4 和配筋率 x_6 , 基于调研结果确定其分布类型如表 4 所示。

表 3 桥梁最大贡献参数汇总

Table 3 Summary of most significant bridge parameters

能力保护构件	地震响应影响较大参数	累积贡献率/(%)
桥墩纵向	x_4 、 x_6 、 x_2 、 x_3 、 x_4	70
桥墩横向	x_4 、 x_2 、 x_6 、 x_3 、 x_{13}	83
桥台纵向	x_5 、 x_1 、 x_3 、 x_9 、 x_{13}	67
桥台横向	x_1 、 x_3 、 x_7 、 x_{13} 、 x_9	73
支座纵向	x_1 、 x_9 、 x_3 、 x_{13} 、 x_4	63
支座横向	x_1 、 x_9 、 x_{13} 、 x_4 、 x_7	63
全桥	x_1 、 x_3 、 x_2 、 x_4 、 x_6	64

表 4 随机参数分布类型

Table 4 Random variable distribution types

全桥影响最大参数	分布类型	取值	均值	标准差
x_1/m	离散分布	20、25、30、35、40	—	—
x_3/m	离散分布	8、9、10、11、12、13	—	—
x_2/m	正态分布	—	9	4.32
x_4/m	正态分布	—	1.6	0.5
$x_6/(%)$	正态分布	—	1.5	0.7

虽然任何输入参数的变化都会引起桥梁结构响应输出的不同, 但由表 3 和表 4 可知: 对于桥梁的各个能力保护构件的地震响应的最大影响参数其绝大多数是结构参数, 材料参数占的比重很小; 从全桥的地震响应来考虑, 筛选出的 5 个参数都是结构参数, 即结构参数对桥梁的地震响应的影响比材料参数大, 这与既往研究结果较为一致^[10]。

2 响应面函数拟合

2.1 响应面理论

响应面方法的基本思想是对于未知的或需要花大量时间确定的真实的功能函数或极限状态面, 用一个容易处理的函数(称为响应面函数)代替。在地震过程中, 结构的响应往往表现出非线性的特征, 为了能够精确地模拟结构在地震作用下的真实

响应, 二次多元多项式成为研究者通常选取的形式。其响应函数的表达式可写为:

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i x_i + \sum_{i=1}^n \beta_{ii} x_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n \beta_{ij} x_i x_j + \varepsilon \quad (7)$$

式中: y 表示结构响应; x_i 和 x_j 为设计输入变量; β_0 、 β_i 、 β_{ii} 和 β_{ij} 为待定参数, 为拟合误差且服从均值为零的正态分布。

经过 m 次非线性动力时程分析, 得到关于 β_0 、 β_i 、 β_{ii} 和 β_{ij} 的非齐次线性方程组, 通过最小二乘法得到待估参数的无偏估计, 从而得到结构响应的近似函数。假设结构响应服从正态分布, 将结构的响应的均值函数和标准差函数构成的响应面模型如式(8):

$$\hat{y} = y_\mu + N(0, y_\sigma) \quad (8)$$

式中: $\hat{y}$ 为响应面预测值; y_μ 和 y_σ 为响应的均值和标准差函数, 通过式(7)得到。

2.2 中心复合设计样本生成

中心复合设计由于试验方案简单, 所需的设计试验样本数较为合理而被广泛应用。对刷选出来的 5 个显著性参数采用中心复合设计方法进行设计, 分别采用 -1、0 和 1 代表其下限值、中心值和上限值, 其取值如表 1 所示, 总共生成 $2^K + 2K + 1$ 个桥梁样本, 其中 2^K , $2K$ 个轴线点和 1 个中心点, K 为输入的参数个数。具体如表 5 所示。

表 5 简支梁桥中心复合设计

Table 5 Central composite design of simply supported bridge

样本数	简支梁桥显著性参数				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_6
1	-1	-1	1	1	1
2	-1	1	-1	-1	-1
3	1	1	1	-1	-1
...	...	...	...	...	...
41	-1	0	0	0	0
42	1	-1	1	-1	1
43	0	-1	0	0	0

2.3 响应面函数拟合及误差估计

1) 响应面函数拟合

以往研究都是将地震动强度(IM)作为一个参数直接加入到中心复合设计生成的响应面方程, 但比较 IM 和桥梁参数的变化对结构响应的的影响, 结果表明 IM 的变化对结构响应的的影响比桥梁参数大^[10-13]。为了提高生成的响应面的精确度, 防止因地震动的选取所带来的误差, 本文将地震动强度指标独立出

来, 对每一级地震动强度, 单独构建构件的响应面函数, 具体如下: 对中心复合设计生成的 43 个桥梁样本, 采用 30 条地震动进行 IDA 调幅, 用 OpenSees 软件计算出各能力保护构件(桥墩、支座和桥台)在 $0.1g \sim 1.0g$ 下的地震响应。分别采用位移延性系数、支座水平位移和桥台相对位移作为桥墩、支座和桥台的地震需求参数, 对每一级 PGA, 求取各桥梁样本在 30 条地震动下地震响应的均值和标准差, 然后针对 43 个桥梁样本结果, 通过最小二乘回归出各构件响应均值和标准差的响应面函数。以 $0.5g$ 下的支座纵向响应为例, 给出均值和标准差函数的拟合多项式计算结果, 如式(9)~式(10)所示:

$$\begin{aligned} y_u = & 0.10005 + 0.00765 x_1 - 0.00136 x_2 - \\ & 0.00065 x_3 + 0.00279 x_4 + 0.00020 x_6 - \\ & 0.00948 x_1^2 + 0.00048 x_2^2 + 0.00524 x_3^2 - \\ & 0.00003 x_4^2 - 0.00262 x_6^2 - 0.00075 x_1 x_2 + \\ & 0.00076 x_1 x_3 + 0.00140 x_1 x_4 + 0.00108 x_1 x_6 - \\ & 0.00067 x_2 x_3 - 0.00294 x_2 x_4 - 0.00095 x_2 x_6 + \\ & 0.00033 x_3 x_4 - 0.00372 x_3 x_6 + 0.00010 x_4 x_6 \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} y_\sigma = & 0.05444 + 0.01208 x_1 + 0.00281 x_2 + \\ & 0.00248 x_3 - 0.00551 x_4 - 0.00149 x_6 - 0.00929 x_1^2 - \\ & 0.00107 x_2^2 + 0.00397 x_3^2 + 0.00805 x_4^2 - \\ & 0.00317 x_6^2 + 0.00154 x_1 x_2 + 0.00181 x_1 x_3 - \\ & 0.00435 x_1 x_4 + 0.00017 x_1 x_6 + 0.00110 x_2 x_3 - \\ & 0.00596 x_2 x_4 - 0.00268 x_2 x_6 - 0.00134 x_3 x_4 - \\ & 0.00592 x_3 x_6 + 0.00200 x_4 x_6 \end{aligned} \quad (10)$$

2) 响应面模型误差检验

为了检验响应面函数计算结果预测结构真实响应的效果, 采用均方误差(avgErr)、最大绝对误差(maxErr)和均方根误差(RMSE)来检验函数预测非试验点的精确性^[23]:

$$\text{avgErr} = 100 \cdot \frac{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N |y_i - \hat{y}_i|}{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N y_i} \quad (11)$$

$$\text{maxErr} = \max \left[100 \cdot \frac{|y_i - \hat{y}_i|}{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N y_i} \right] \quad (12)$$

$$RMSE = 100 \cdot \frac{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2}}{\frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N y_i} \quad (13)$$

式中： y_i 为 OpenSees 计算实测值； $\hat{y}_i$ 为响应面预测值； N 为样本数。

由式(11)~式(13)可得不同 PGA 作用下桥梁各能力保护构件的实测值与响应面预测值的三个误差。本文拟合出地震动强度下的响应面函数，每个 PGA 作用下桥梁纵横方向 12 个误差判定值，总共计算得到 120 个误差评定值，考虑篇幅，将各地震动强度下(0.1 g ~1.0 g)的误差取最大值，得到三个能力保护构件纵横两个方向的误差汇总，如表 6 所示。

表 6 响应面函数误差估计
Table 6 Error measure of response surface function

能力保护构件	方向	预测值	avgErr/(%)	maxErr/(%)	RMSE/(%)
支座	纵向	均值	2.6	8.5	3.40
		标准差	7.3	22.1	9.40
	横向	均值	5.9	16.8	7.90
		标准差	8.2	29.3	11.47
桥墩	纵向	均值	7.7	24.6	10.20
		标准差	10.9	25.5	12.50
	横向	均值	7.3	26.9	10.20
		标准差	8.9	26.7	11.10
桥台	纵向	均值	7.9	23.6	10.40
		标准差	6.7	28.1	9.30
	横向	均值	2.5	8.7	3.40
		标准差	6.4	29.5	9.60

表 7 桥梁能力保护构件极限状态
Table 7 Limit states for protected components of bridge

性能水准	损伤状态	位移延性比的量化	容许剪切应变的量化	桥台极限位移量化/mm
水准 I	完好无损	$\mu_A < 1.0$	$\gamma_a < 100\%$	$\Delta < 25$
水准 II	轻微破坏	$1.0 \leq \mu_A < 1.2$	$100\% \leq \gamma_a < 150\%$	$25 \leq \Delta < 50$
水准 III	中等破坏	$1.20 \leq \mu_A < 1.76$	$150\% \leq \gamma_a < 200\%$	$50 \leq \Delta < 100$
水准 IV	严重破坏	$1.76 \leq \mu_A < 4.76$	$200\% \leq \gamma_a < 250\%$	$100 \leq \Delta < 150$
水准 V	完全破坏	$\mu_A \geq 4.76$	$\gamma_a \geq 250\%$	$\Delta \geq 150$

通过生成不同 PGA 下的响应面方程，根据输入参数的分布类型结合蒙特卡罗抽样得到各 PGA 下各损伤构件的地震响应，并通过表 7 给定的损伤指标判定构件的损伤状态，统计各类损伤状态的频数再除以抽样次数，即可得到构件在各 PGA 下不同损伤状态的概率，如式(14)所示：

$$p_i = \frac{1}{m} \sum_1^m N(\mu \geq LS_i | IM) \quad (14)$$

通过计算响应面拟合结果与 OpenSees 数值分析结果的误差可知，在 10 个不同的地震动强度作用下，均方误差和均方根误差的百分比都保持在一个较为合理的范围内，尽管由于某些极端的错误发生导致相对较高的最大绝对误差，但较为合理的均方误差和均方根误差说明预测值与实际值有着较强的关联。响应面函数为均值函数加上标准差函数，通过对标准差的抽样可以大大地减小均值拟合的误差，因此该结果是可以接受的。

3 地震易损性分析

3.1 损伤指标及极限状态

结构在地震动作用下部分构件进入非线性状态并出现不同程度的损坏，描述结构整体和局部构件的破坏程度以及给出一个可靠的破坏评估方法，一直是地震工程理论中的一个重要研究课题。本文选择位移延性比作为墩柱的抗震性能设计参数，结合 Hwang^[24]和美国的 FEMA 协会^[25]的研究对墩柱的极限状态定义；选择剪切应变作为支座的抗震性能设计参数，结合日本规范^[26]和 Zhang 与 Huo^[27]的研究，对支座五个性能水准对应的极限状态进行界定；Huzus^[28]以相对位移作为桥台的抗震设计参数，对桥台的损伤极限提出了五种量化标准，本文采用该方案定义桥台的极限状态。具体如表 7 所示。

3.2 桥梁易损性模型建构

1) 桥梁构件与系统的损伤概率

地震易损性是指在不同地震动强度作用下结构或构件的抗震需求超过其抗震能力的概率。本文

式中： p_i 为构件的失效概率， $i=1、2、3$ 分别表示支座、桥墩、桥台； m 为抽样次数； IM 为地震动强度指标； $N(\mu \geq LS_i | IM)$ 表示结构某次响应达到或超过指定极限状态记为 1，否则为 0。

桥梁常规系统一般可以分为串联系统、并联系统和混合系统。由于桥梁构件极限状态的设定反映其在系统中的功能丧失程度，因此将简支桥梁系统界定为串联系统是比较合适的。认为每个构件的

破坏都会造成整个系统相同程度的破坏, 构件的最大损伤等级就是系统的损伤等级:

$$DS_s = \max(DS_p, DS_b, DS_a) \quad (15)$$

式中: DS 为损伤状态; $DS=0$ 对应为完好无损, $DS=1$ 对应为轻微破坏, $DS=2$ 对应为中等破坏, $DS=3$ 对应为严重破坏, $DS=4$ 对应为完全破坏。通过式(15), 本文统计出桥梁系统在每个 PGA 下发生某损伤等级的频数, 将其除以抽样次数, 如式(14)所示, 即可得到桥梁系统的损伤概率。

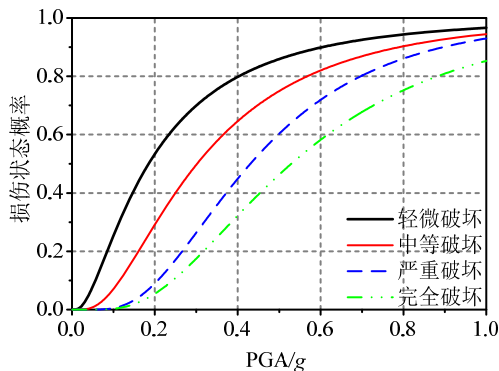
2) 基于响应面法的易损性曲线生成

本文对于筛选出来的显著性参数进行中心复合设计, 建立桥梁各构件在不同的 PGA 下的响应面函数。根据各参数的分布类型, 对 5 个参数进行一次蒙特卡罗抽样并把抽样出的参数值代入响应面函数中计算构件响应, 通过与构件的极限状态进行比对, 得到一次抽样中各损伤状态的概率。反复循环 500 次, 得到 500 个桥梁样本在不同的 PGA 下的地震响应, 通过式(14)统计得到各构件在不同 PGA 下的损伤概率, 采用最小二乘法回归得到构件易损性函数参数, 从而获得对应的构件易损性曲线。假定桥梁系统为串联系统, 利用式(15)计算出桥梁系统在各 PGA 下的损伤概率, 采用相同流程计算得到易损性函数参数, 桥梁系统的易损性曲线如图 5 所示。

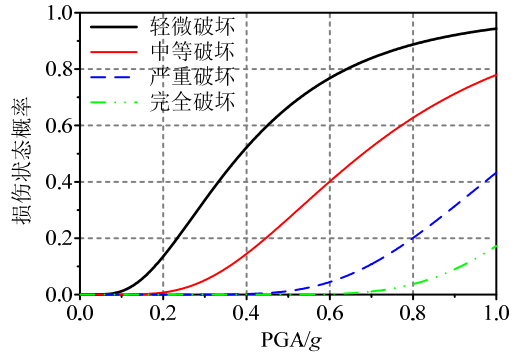
本文采用对数正态分布函数作为地震易损性函数, 通过最小二乘法回归出构件的易损性参数, 并假定桥梁系统的损伤等级为构件的最大损伤等级, 计算每个 PGA 下桥梁系统的损伤概率。由图 5 可知, 相同 PGA 作用下支座的损伤概率最大, 桥台损伤的概率最小, 这对桥梁地震加固具有一定的指导意义。

3) 与传统响应面法计算结果的比较

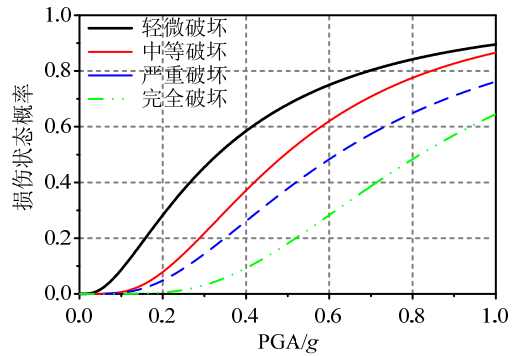
本文为保证构造的易损性曲线的正确性, 采用



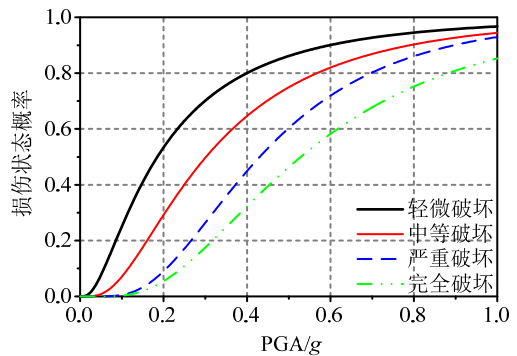
(a) 支座易损性曲线



(b) 桥台易损性曲线



(c) 桥墩易损性曲线



(d) 全桥易损性曲线

图 5 桥梁易损性曲线图

Fig.5 Fragility curves for bridges

相同的 30 条地震动(PGA 调幅 $0.1g \sim 1.0g$) 对上文抽样生成的 500 个桥梁样本进行动力时程分析, 得出桥梁在不同地震动强度下的地震需求。在表 7 给定的桥梁损伤指标及极限状态下, 生成易损性曲线并将它作为基准, 假定其结果为准值, 本文记为 IDA 法。

以往学者^[10-13]将地震动强度指标作为中心复合设计的一个未知变量构造响应面方程, 通过参数抽样生成易损性曲线, 本文将这种方法记为传统响应面法。为了与本文中改进的响应面方法在计算量和误差上进行对比, 作者将 Plackett-Burman 设计所得的 5 个桥梁参数加上地震动强度指标 PGA(选取 $0.1g$ 、 $0.5g$ 和 $0.9g$ 三水平)进行中心复合设计, 生

成 77 组桥梁样本，采用上述的 30 条地震动，进行非线性动力时程分析并构造响应面方程。根据各参数的分布类型，进行相同次数的蒙特卡罗抽样，在表 7 给定桥梁构件的极限状态下，生成基于传统响应面法的易损性曲线。

本文以 IDA 法生成的易损性曲线为基准，分别构建传统响应面法与改进响应面法的易损性曲线，如图 6 所示，并给出了易损性曲线的两个判定指标中位值和对数标准差，如表 8 所示。表 9 对比了三种不同方法构件易损性曲线的计算量，并以 IDA 法为基准，比较中位值和对数标准差的误差与计算量的减少比率。

从图 6 可以看出，以 IDA 法得出的易损性曲线为基准，把 PGA 独立出来的改进响应面法将明显提高预测真实地震响应的精度，从而提高易损性曲

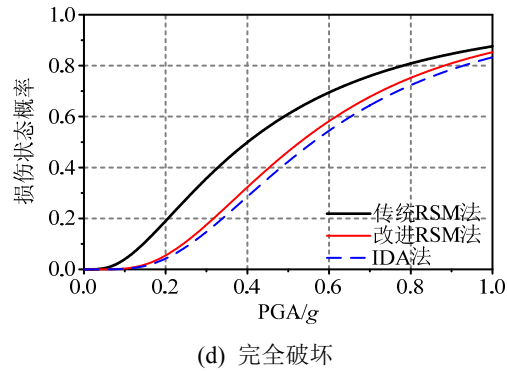
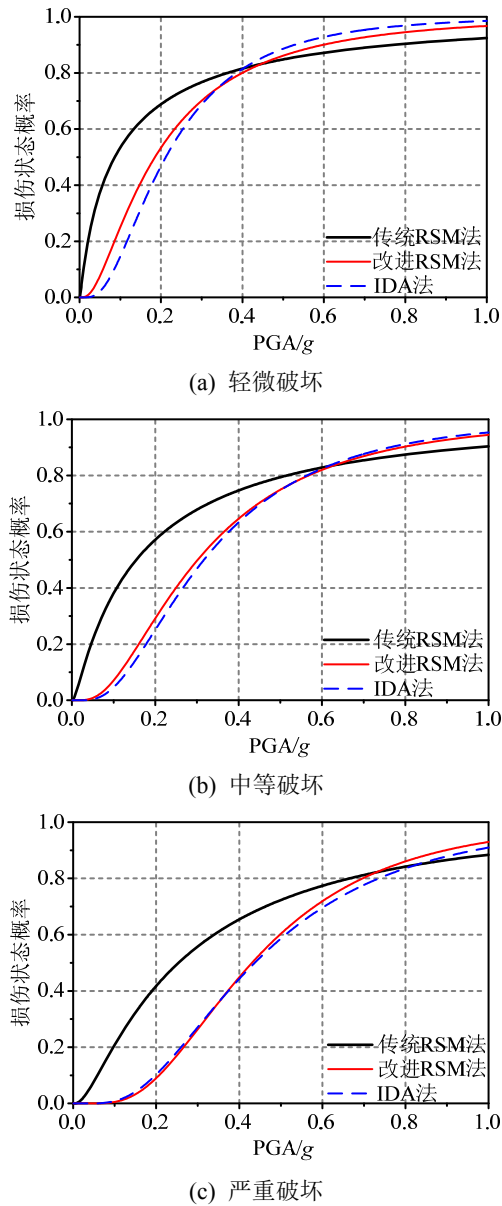


图 6 易损性曲线比较

Fig.6 Comparison of fragility curves

表 8 易损性曲线中位值和对数标准差

损伤类型	IDA 法		传统 RSM 法		改进 RSM 法	
	中位值/ <i>g</i>	对数标 准差	中位值/ <i>g</i>	对数标 准差	中位值/ <i>g</i>	对数 标准差
	<i>g</i>		<i>g</i>		<i>g</i>	
轻微破坏	0.21	0.71	0.09	1.70	0.18	0.91
中等破坏	0.31	0.68	0.15	1.43	0.30	0.75
严重破坏	0.44	0.62	0.25	1.14	0.43	0.57
完全破坏	0.56	0.60	0.40	0.79	0.52	0.60

表 9 易损性曲线误差和计算量比较

方法	参数	最大误差/ (%)	计算量/ 次	计算量减少率/ (%)
IDA 法	中位值/ <i>g</i>	—	150000	—
	对数标准差	—		
传统 RSM 法	中位值/ <i>g</i>	53	2310	98.4
	对数标准差	50		
改进 RSM 法	中位值/ <i>g</i>	13	12900	91.4
	对数标准差	22		

线的精确性。由表 9 可知，传统响应面法生成的中位值最大误差为 53%，对数标准差的最大误差为 50%。本文通过响应面方法的改进，虽然计算量略有增加，但中位值最大误差减小了 40%，对数标准差的最大误差也减少了 27%。整体来看，与传统响应面法相比，改进响应面方法可以更加精确地预测结构发生不同损伤状态的概率。

4 结论

本文提出了一种基于响应面法的地震易损性分析方法，通过统计方法筛选出对桥梁地震响应影响较大的参数，采用最小二乘法回归生成不同地震动强度下的响应面函数，对生成的响应面函数进行蒙特卡罗抽样，计算其对应不同损伤状态下的失效概率，并将计算结果与 IDA 法及传统响应面法计算

得到的易损性结果进行比较。具体结论如下。

(1) 通过 Plackett-Burman 设计生成桥梁试验样本, 有限元软件计算地震响应并回归出与输入参数的一阶线性方程, 通过帕累托(Pareto)图筛选出对桥梁响应影响最大的参数, 结果表明: 任何输入参数的变化都会引起桥梁结构响应输出的不同, 但与材料参数相比, 结构参数的不确定性对桥梁地震响应的影响更大, 不可忽略。

(2) 通过对比生成不同构件的易损性曲线图可知: 在相同地震动强度作用下, 支座损伤的概率最大, 其次为桥墩和桥台。比较三种不同方法生成的易损性曲线, 传统响应面法生成的易损性曲线中位值较小, 但对数标准差较大。与传统响应面法比较, 改进响应面法的中位值和对数标准差的精度都得到了较大的提高。

(3) 本文通过统计筛选剔除部分对桥梁地震响应影响较小的参数, 并将地震动强度指标单独提出, 生成每个 PGA 下的响应面方程。通过比较可知: 改进的响应面函数进行简单数学计算可以更加高效地替代复杂的非线性时程分析, 计算得到桥梁的地震响应, 提高了易损性分析的时效性, 具有一定的工程意义。

(4) 本文在建立响应面方程时采用传统二次多元多项式作为响应面表达式, 导致生成的响应面方程相对较为复杂, 是否可以取用更为简便同时也满足精度要求的表达式有待研究; 同时本文假定桥梁系统为串联系统, 这种情况对简支梁桥是合适的, 其他桥型对应的桥梁系统易损性模型有待进一步研究。

参考文献:

- [1] Singhal A, Kiremidjian A S. Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage [J]. *Structural Engineering*, 1996, 122(12): 1459—1467.
- [2] Dutta A, Mander J B. Seismic fragility analysis of highway bridges [C]// *Proceedings of the INCEDE-MCEER Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems*, Buffalo, New York, 1998: 22—23.
- [3] Osaki T, Takada T. Seismic fragility assessment based on Bayesian updating [C]// *Pestana J M. Proceedings of the 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*. Buffalo, New York, Ios Pr Inc Press, 2003: 185—189.
- [4] Mangalathu S, Jeon J S, Padgett J E, et al. ANCOVA-based grouping of bridge classes for seismic fragility assessment [J]. *Engineering Structures*, 2016, 123: 379—394.
- [5] Apostolopoulos C, Ni Choine M, Kashani M M, et al. Nonlinear dynamic analysis and seismic fragility assessment of a corrosion damaged integral bridge [J]. *International Journal of Structural Integrity*, 2016, 7(2): 227—239.
- [6] 宋帅, 钱永久, 吴刚. 基于 Copula 函数的桥梁系统地震易损性方法研究[J]. *工程力学*, 2016, 33(11): 193—200.
Song Shuai, Qian Yongjiu, Wu Gang. Research on seismic fragility method of bridge system based on copula function [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(11): 193—200. (in Chinese)
- [7] 李立峰, 吴文朋, 胡思聪, 等. 考虑氯离子侵蚀的高墩桥梁时变地震易损性分析[J]. *工程力学*, 2016, 33(1): 163—170.
Li Lifeng, Wu Wenpeng, Hu Sicong, et al. Time-dependent seismic fragility analysis of high pier bridge based on chloride ion induced corrosion [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(1): 163—170. (in Chinese)
- [8] Bucher C G, Bourgund U. A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems [J]. *Structural Safety*, 1990, 7(1): 57—66.
- [9] Liel A B, Haselton C B. Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings [J]. *Structural Safety*, 2009, 31(2): 197—211.
- [10] Seo J, Linzell D G. Use of response surface metamodells to generate system level fragilities for existing curved steel bridges [J]. *Engineering Structures*, 2013, 52(9): 642—653.
- [11] Buratti N, Ferracuti B, Savoia M. Response surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames [J]. *Structural Safety*, 2010, 32(1): 42—51.
- [12] 吴子燕, 王其昂, 韩晖, 等. 基于响应面法的桥梁地震易损性分析研究[J]. *西北工业大学学报*, 2011, 29(1): 103—107.
Wu Ziyan, Wang Qi'ang, Han Hui, et al. Applying RSM (Response Surface Methodology) to making seismic analysis of bridge more effective, general and practical [J]. *Journal of Northwestern Polytechnical University*, 2011, 29(1): 103—107. (in Chinese)
- [13] 张尚荣, 谭平, 杜永峰, 等. 基于响应面法的层间隔震结构地震易损性分析[J]. *振动与冲击*, 2014, 15(33): 42—48.
Zhang Shangrong, Tan Ping, Du Yongfeng, et al. Seismic fragility analysis of inter-story isolation structures based on response surface method [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2014, 15(33): 42—48. (in Chinese)
- [14] Wu C F J, Hamada H. Experiments-planning, analysis and parameter design optimization [M]. America: John

- Wiley & Sons, 2000.
- [15] Mazzoni S, McKenna F, Fenves G L. OpenSees command language manual [M]. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2005.
- [16] JT/T 663—2006, 公路桥梁板式橡胶支座规格系列 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2006.
JT/T 663—2006, Series of elastomeric pad bearings for highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2006. (in Chinese)
- [17] JTG/T B02-01-2008, 公路桥梁抗震设计细则 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
JTG/T B02-01-2008, Guideline for seismic design for highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)
- [18] Aviram A, Mackie K R, Stojadinović B. Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California [R]. Berkeley, California, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [19] Seismic design criteria version 1.7 [S]. Sacramento, CA: California Department of Transportation, 2013.
- [20] Maroney B H, Chai Y H. Bridge abutment stiffness and strength under earthquake loadings [C]// Second International Workshop on the Seismic Design of Bridges. Queenstown, New Zealand, 1994.
- [21] 王东升, 冯启民, 王国新. 基于直杆共轴碰撞理论的桥梁地震反应邻梁碰撞分析模型 [J]. 工程力学, 2004, 21(2): 157—166.
Wang Dongsheng, Feng Qimin, Wang Guoxin. Analysis model of pounding between adjacent bridge girders during earthquakes based on collinear impact between rods [J]. Engineering Mechanics, 2004, 21(2): 157—166. (in Chinese)
- [22] Montgomery D C. Design and analysis of experiments [M]. Wiley & Sons, Inc, 1997.
- [23] Venter G, Haftka R T, Chirehdast M. Response surface approximations for fatigue life prediction [C]// Proceedings of the 38th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Material Conference and AIAA/ASM/AHS Adaptive Structures Forum. Kissimmee, FL, 1997.
- [24] Hwang H, Jernigan J B, Lin Y. Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems [J]. Journal of Bridge Engineering, 2000, 5(4): 322—330.
- [25] Merz H A, Cornell C A. Seismic risk analysis based on a quadratic magnitude-frequency law [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1973, 63(6-1): 1999—2006.
- [26] Specifications for highway bridges: seismic design [M]. Tokyo: Japan Road Association, 2002.
- [27] Zhang J, Huo Y. Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method [J]. Engineering Structures, 2009, 31(8): 1648—1660.
- [28] Hazus M H. Earthquake model technical manual [M]. Washington, D. C.: Federal Emergency Management Agency, 2003.

(上接第 207 页)

- [7] Plaut R H. Requirements for lateral bracing of columns with two spans [J]. Journal of Struct. Engrg., ASCE, 1993, 119(10): 2913—2931
- [8] 陈明, 黄骥辉, 赵根田. 组合截面冷弯薄壁型钢结构研究进展 [J]. 工程力学, 2016, 33(12): 1—11.
Chen Ming, Huang Jihui, Zhao Gentian. Research progress of compound section cold-formed thin-wall steel structures [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(12): 1—11. (in Chinese)
- [9] 张文元, 麦浩, 于海丰. 板式连接中心支撑钢框架结构推覆试验研究 [J]. 工程力学, 2017, 34(10): 128—138.
Zhang Wenyuan, Mai Hao, Yu Haifeng. Pushover tests of steel concentrically braced frames with gusset plate connections [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(10): 128—138. (in Chinese)
- [10] 张爱林, 叶全喜, 郭志鹏, 等. 装配式零初始索力摩擦耗能复位支撑力学性能试验研究 [J]. 工程力学, 2017, 34(11): 41—49.
Zhang Ailin, Ye Quanxi, Guo Zhipeng, et al. Experimental analysis of mechanical properties of fabricated friction dissipation re-centering brace with zero initial cable force [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(11): 41—49. (in Chinese)
- [11] 陈绍蕃. 具有多道弹性支撑杆的钢柱稳定计算 [J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2011, 43(2): 153—159, 276.
Chen Shaofan. Stability calculation of steel columns with multiple elastic braces [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2011, 43(2): 153—159, 276. (in Chinese)
- [12] 刘发前. 装配式型钢内支撑稳定性设计 [J]. 城市道桥与防洪, 2016(5): 81—83.
Liu Faqian. Stability design of assembled steel inner support [J]. Urban Roads Bridges & Flood Control, 2016(5): 81—83. (in Chinese)
- [13] 童根树. 平行压杆体系的侧向稳定性支撑 [J]. 西安冶金建筑学院学报, 1991, 23(4): 425—431.
Tong Genshu. Stability bracing in the parallel compression member system [J]. Journal of Xi'an Institute of Metallurgy & Construction Engineering, 1991, 23(4): 425—431. (in Chinese)
- [14] 周承倜. 弹性稳定理论 [M]. 成都: 四川人民出版社, 1981.
Zhou Chengti. Elastic stability theory [M]. Chengdu: Sichuan People's Publishing House, 1981. (in Chinese)