

文章编号: 1000-4750(2013)10-0192-07

桥梁系统地震多维易损性分析

王其昂, 吴子燕, 贾兆平

(西北工业大学力学与土木建筑学院, 西安 710129)

摘 要: 综合考虑地震地面运动以及性能极限状态的不确定性, 提出了基于多地震需求参数分析的桥梁系统易损性评估方法, 将易损性概念从一维扩展到多维。该方法首次提出服从多元对数正态分布的概率地震需求模型探讨桥梁体系各构件响应相关性, 同时考虑各构件性能极限状态的相关性建立多维性能极限状态方程, 确定结构失效域, 通过 Monte Carlo 模拟计算系统多维地震易损性。以某一钢筋混凝土多跨连续梁高速公路桥为算例, 通过非线性动力分析法获得最大响应样本, 利用最大似然估计求得概率地震需求模型未知参数, 计算体系多维易损性, 并与构件易损性相比较。结果表明: 桥梁体系多维易损性较构件易损性偏大, 可避免用单一构件易损性代替系统易损性产生的非保守估计, 预测结果更利于工程安全, 为桥梁修复加固和交通系统可靠性分析提供理论依据。

关键词: 桥梁工程; 多维易损性; 多维性能极限状态; 概率地震需求模型; 非线性动力分析; 可靠性分析

中图分类号: TU318; TU311.2 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.06.0464

MULTI-DIMENSIONAL FRAGILITY ANALYSIS OF BRIDGE SYSTEM UNDER EARTHQUAKE

WANG Qi-ang, WU Zi-yan, JIA Zhao-ping

(School of Mechanics, Civil Engineering and Architecture, Northwestern Polytechnical University, Xi'an 710129, China)

Abstract: A multi-dimensional fragility evaluation methodology for bridge is proposed based on multiple seismic demand parameter analysis. The method incorporates uncertainties in ground motion and performance limit state (PLS) and extends the definition of fragility to multi-dimension problems. A novel probabilistic seismic demand model (PSDM) accorded with multivariate lognormal distribution is addressed to discuss the dependencies of various component responses. Considering the correlation of component PLS, the generalized multi-dimensional PLS function is established. Finally Monte Carlo simulation is performed to calculate the fragility of system. A multi-span continuous reinforced concrete girder bridge is used as an example to illustrate the approach. The samples of maximum responses are obtained through nonlinear dynamic analysis to calculate the maximum likelihood estimators of unknown parameters in PSDM, then the system fragility curve is developed and compared with individual component fragility. The result shows that multi-dimensional fragility of bridge is higher than component fragility, thus eliminating non-conservative estimation resulting from substituting the component fragility for system. The proposed method will better ensure the safety of structures, providing theoretical evidence for bridge retrofit and reliability analysis of transportation network.

Key words: bridges; multi-dimensional fragility; multi-dimensional performance limit state; probabilistic seismic demand model; nonlinear dynamic analysis; reliability analysis

收稿日期: 2012-06-29; 修改日期: 2012-08-19

基金项目: 国家自然科学基金项目(50878184, 50875212, 51278420); 西北工业大学研究生创业种子基金项目(Z2012059).

通讯作者: 王其昂(1986-), 男, 安徽宿州人, 博士生, 从事结构可靠性的理论与应用研究(E-mail: qawang2011@gmail.com).

作者简介: 吴子燕(1962-), 女, 浙江宁波人, 教授, 博士, 博导, 从事结构可靠性设计与结构健康监测研究(E-mail: zywu@nwpu.edu.cn);

贾兆平(1989-), 男, 江苏南京人, 硕士生, 从事基于性能的结构设计与可靠性评估研究(E-mail: zpjia1989@gmail.com).

桥梁是生命线系统的重要组成部分,是交通运输的枢纽,在抗震救灾中具有举足轻重的作用。以往震害表明,地震往往导致桥梁的严重或毁灭性破坏,造成交通中断,从而影响震后救援工作,加剧地震灾害。因此,地震作用下桥梁结构的易损性研究具有重要意义。

地震易损性传统定义为结构在不同强度地震下遭受特定损伤状态的概率,可由经验方法和理论分析方法获得^[1]。经验方法^[2-3]基于结构已有的地震破坏报告,理论分析方法^[4-6]通过对桥梁地震反应计算分析获得理论易损性曲线。国内外学者针对桥梁易损性开展了一定的研究工作。Hwang 和刘晶波^[1]用墩的位移延性比作为损伤程度指标评价桥梁易损性; Karim 和 Yamakazi^[5]使用静态推覆分析得到桥墩等效单自由度模型的非线性动力响应,利用损伤指数和地面运动指标,最终得到桥墩的分析易损性曲线; Tanaka^[7]等把 3683 座桥梁分成五种结构类型,利用两参数正态分布函数分别拟合其易损性曲线。但以上易损性评估方法未能考虑多种构件对桥梁系统的影响,仅考虑单一地震工程需求参数,普遍采用桥梁易损构件(通常为桥墩柱^[1,6,8-9])代替桥梁系统易损性曲线,达到了简化分析计算目的,代价为易损性估计不合理。部分文献^[10-11]采用一次、二次可靠度方法分析墩柱、支座对系统易损性的影响,但未涉及构件响应参数及性能极限状态的相关性。综上所述,考虑不同地震需求参数的多维易损性分析仍然缺乏较为理想的解决方法。

基于此,本文提出了桥梁结构体系多维易损性评估方法。该方法综合考虑桥梁各构件的损伤对系统易损性的影响,选择多种地震需求参数,提出新的符合多元对数正态分布的概率地震需求模型,考虑各地震需求参数之间的相关性;同时构造多维性能极限状态方程考虑各构件性能极限状态的相关性,确定失效域;最后利用蒙特卡洛模拟方法求得桥梁体系多维易损性。

1 多维易损性分析方法论

1.1 多维易损性概念

桥梁结构的地震易损性是指在不同强度地震作用下桥梁结构发生各种破坏状态的概率(P_f)。

$$P_f = P(R \geq r_{lim} | IM) \quad (1)$$

其中: R 为地震响应,即地震需求参数,如变形、延性或应力等; r_{lim} 为不同破坏等级极限状态限值;

IM 为地震动参数,如地面峰值加速度(PGA)、峰值速度等。

考虑多个地震需求参数时,易损性定义从一维扩展到多维,其数学表达式^[12-13]:

$$P_f = P\left\{\bigcup_{i=1}^n R_i \geq r_{lim}\right\} \quad (2)$$

多维地震易损性公式中包含多个地震需求参数 R_i ,该方程可考虑不同构件对结构系统易损性的影响。

1.2 多维性能极限状态方程

Cimellaro 和 Reinhorn^[12]指出,易损性评估中各性能极限状态应视为相关的而非独立的,具有随机性而非某一确定值。由此构造多维性能极限状态广义方程^[12,14]:

$$L(R_1, \dots, R_N) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{R_i}{r_{i,lim}} \right)^{N_i} - 1 = 0 \quad (3)$$

该方程允许考虑不同响应参数极限状态的相关性,建立结构整体极限状态方程;其中参数 N_i 反映各性能极限状态相关性,对特定结构通过概率分析和工程判断确定;当 $L(R_1, \dots, R_N) > 0$ 时,定义为结构失效。图 1 为二维、三维性能极限状态几何示意图。

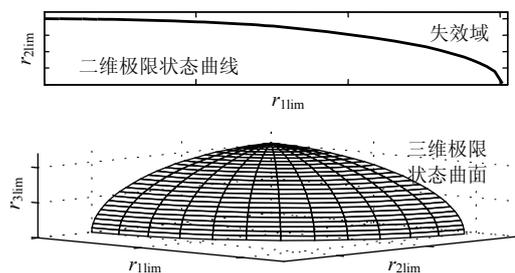


图 1 二维、三维性能极限状态几何图

Fig.1 Bi-dimensional and three-dimensional PLS

由式(3),桥梁系统二维性能极限状态方程:

$$\left(\frac{\varphi_{LS}}{\varphi_{LSO}} \right)^{N_\varphi} + \left(\frac{\zeta_{LS}}{\zeta_{LSO}} \right)^{N_\zeta} - 1 = 0 \quad (4)$$

其中: φ_{LS} 、 ζ_{LS} 分别为考虑相关性情况下桥墩柱弯曲延性和支座位移极限状态; φ_{LSO} 、 ζ_{LSO} 为独立弯曲延性和支座位移限值。为简化计算,假设 $N_\varphi = 1$,可得下式。 N 描述桥墩柱弯曲延性和:

$$\frac{\varphi_{LS}}{\varphi_{LSO}} + \left(\frac{\zeta_{LS}}{\zeta_{LSO}} \right)^N - 1 = 0 \quad (5)$$

支座位移性能极限状态的相关程度,确定二维性能极限状态形状(图 2)。随着 N 的增大,性能极限状态相关性变弱,结构失效域面积变小,相同概率地震需求模型下计算的失效概率随之变小。由此,忽

略性能极限状态相关性易损性估计偏低, 导致结构抗震性能的高估, 不利于工程安全。对于某类特定建筑, 利用实验测试、灾后实际损伤数据通过回归分析确定 N 的取值^[12]。

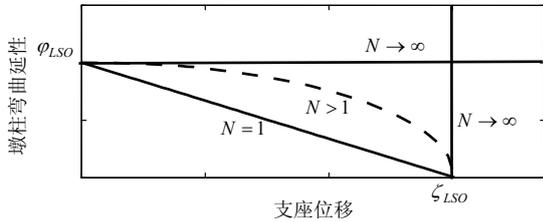


图2 N 对二维性能极限状态曲线的影响

Fig.2 Bi-dimensional PLS for different value of N

1.3 概率地震需求模型

概率地震需求模型即为在给地震强度条件下地震需求参数的概率分布^[15]。Cimellaro 和 Reinhorn^[16]考虑两种相关性能极限状态(加速度和层间漂移)情况下, 对加州某医院进行易损性分析, 但假设两种响应独立, 得到简化的概率地震需求模型, 显然独立性假设忽略了结构地震需求参数间的相关性, 在实际地震灾害中局限性较大。在此基础上, 本文考虑了不同地震响应参数的相关性, 提出一种服从多元对数正态分布的概率地震需求模型, 该模型囊括了响应独立情形, 同时允许考虑地震需求参数的相关性, 使用范围更广。

n 维结构地震响应随机向量 $\mathbf{R} = [R_1, R_2, \dots, R_n]$, 服从多元对数正态分布, $\mathbf{Y} = [\ln R_1, \ln R_2, \dots, \ln R_n]$ 为与之对应的多元正态分布, 则 $\mathbf{R} = [R_1, R_2, \dots, R_n]$ 概率密度方程:

$$f_r(r_1, r_2, \dots, r_n) = (2\pi)^{-n/2} |\mathbf{E}|^{-1/2} (r_1 \cdot r_2 \cdots r_n)^{-1} \cdot \exp\{-\{\ln \mathbf{r} - \mathbf{v}\}^T \mathbf{E}^{-1} (\ln \mathbf{r} - \mathbf{v}) / 2\} \quad (6)$$

其中 $\ln \mathbf{r} = [\ln r_1, \ln r_2, \dots, \ln r_n]$, \mathbf{v} 与 \mathbf{E} 分别为 $\mathbf{Y} = [\ln R_1, \ln R_2, \dots, \ln R_n]$ 的均值向量以及协方差矩阵。响应参数的相关性由协方差矩阵 \mathbf{E} 体现, 当 \mathbf{E} 为对角矩阵时, 响应相互独立, 反之相关。

结构最大响应 $\mathbf{R} = [R_1, R_2, \dots, R_n]$ 样本向量 $\mathbf{R}^{(1)}, \mathbf{R}^{(2)}, \dots, \mathbf{R}^{(m)}$, 相应的多元正态分布样本向量为 $\mathbf{Y}^{(1)}, \mathbf{Y}^{(2)}, \dots, \mathbf{Y}^{(m)}$, 令 \bar{Y}_i 、 S_{ii} 、 S_{ij} 分别为均值向量 \mathbf{v} 元素 v_i 与协方差矩阵 \mathbf{E} 元素 e_{ii} 、 e_{ij} 的最大似然估计, 由此估计均值向量以及协方差矩阵。

$$\bar{Y}_i = (\sum Y_{ij}) / m \quad (7)$$

$$S_{ii} = \sum (Y_{ij} - \bar{Y}_i)^2 \quad (8)$$

$$S_{ij} = \sum (Y_{ik} - \bar{Y}_i)(Y_{jk} - \bar{Y}_j) / n \quad (9)$$

本文考虑两种地震需求参数: 桥墩柱延性值和支座位移, 符合二元对数正态分布地震需求模型的概率密度方程由式(6)整理得^[17]:

$$f(\varphi, \zeta) = \frac{\exp - (\alpha^2 - 2\rho\alpha\beta + \beta^2) / 2(1 - \rho^2)}{2\pi\varphi\zeta\sigma_\varphi\sigma_\zeta\sqrt{1 - \rho^2}} \quad (10)$$

其中: $\alpha = [\ln(\varphi) - \mu_\varphi] / \sigma_\varphi$; $\beta = [\ln(\zeta) - \mu_\zeta] / \sigma_\zeta$; ρ 为 $\ln(\varphi)$ 与 $\ln(\zeta)$ 的相关系数。

2 算例

以某钢筋混凝土三跨连续梁高速公路桥为算例, 选择两种地震需求参数: 桥墩柱弯曲延性以及支座纵向位移, 建立桥梁有限元模型, 通过非线性动力分析获得最大响应样本, 利用最大似然估计得到二元对数正态分布概率地震需求模型, 计算桥梁体系失效概率, 最后利用对数正态分布函数拟合获得系统多维易损性曲线(具体流程见图 3)。

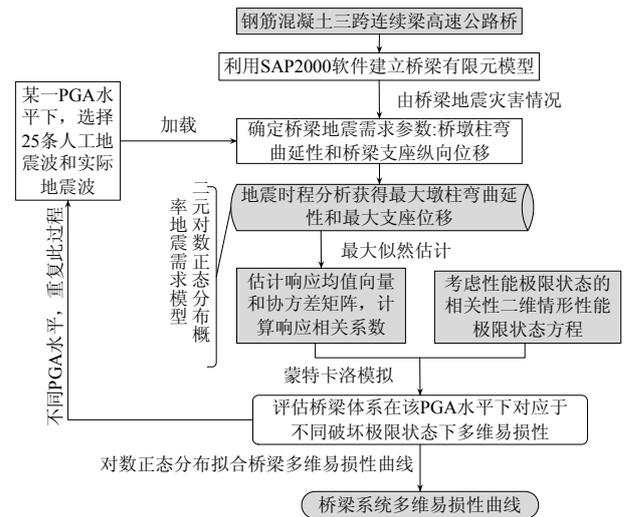


图3 桥梁多维易损性评估流程图

Fig.3 Flow chat of generating multi-dimensional fragility

2.1 工况概述与有限元模拟

本文研究对象为钢筋混凝土多跨连续梁高速公路桥, 钢筋混凝土梁支撑在由混凝土排架柱和盖梁构成的桥墩上, 桥墩柱高 6.9m(图 4 所示)。桥面板是由支撑在 5 个预制钢筋混凝土 I 型纵梁上的现浇混凝土板组成, 纵梁由置于桥墩上的橡胶板式支座支撑。桥台处支撑类型为滑动支座, 桥墩处为简支。柱中纵筋与插筋在柱脚搭接, 搭接长度为 0.8m。柱支撑在桩承台上, 桩承台由 9 根混凝土桩支撑。

采用有限元分析软件 SAP2000 进行有限元模拟(图 5)。其中纵梁和桥墩的盖梁均用梁单元模拟, 桥面板用四节点平板单元模拟, 纵梁与桥台、桥

墩盖梁间的支座采用塑性(Wen)支撑单元离散。桥墩中的钢筋混凝土柱用梁单元模拟,在桥墩柱的顶部和底部设置非线性铰模拟强震时柱中出现的塑性铰区,非线性铰类型为 Caltrans Flexural Hinge,具有理想双线性弯矩-曲率曲线,塑性铰布置见图 6。桥墩和桥台之下的桩基础用等效弹簧模拟。

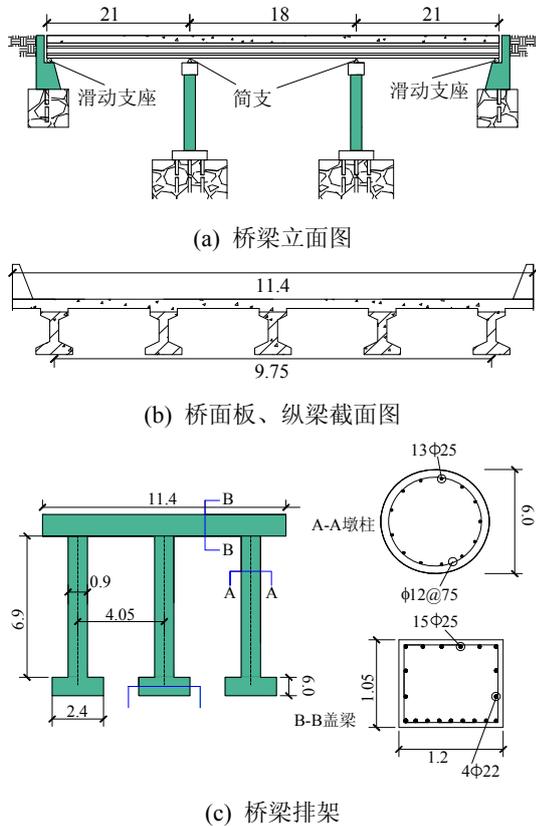


图 4 桥梁构造图

Fig.4 Configuration of the case study bridge



图 5 有限元模型三维整体视图

Fig.5 Finite element model for the bridge

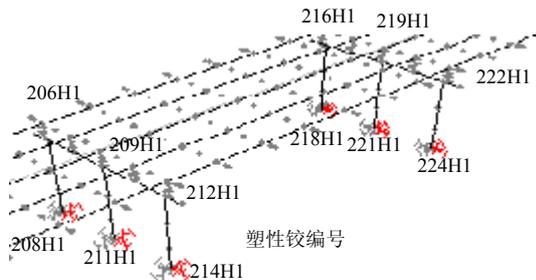


图 6 桥墩柱塑性铰布置

Fig.6 Location of the plastic hinges

桥面板与纵梁、纵梁与支座、支座与桥墩的盖梁以及盖梁与柱顶的相应节点均采用刚性单元连接。

2.2 地震需求参数的选取及构件损伤极限状态

定义

Shinozuka^[18]提出钢筋混凝土桥梁最常见的五种破坏机理: 1) 桥墩柱两端形成塑性铰; 2) 桥梁支座位移过大引起的邻近桥面板撞击; 3) 桥梁支座约束失效; 4) 桥墩柱剪切破坏; 5) 桥墩、台周围土液化效应。据此本文选择该类桥梁最易损的两种构件: 桥墩柱与桥梁支座, 分别选择桥墩柱弯曲延性, 支座最大纵向位移作为地震需求参数。

桥墩柱弯曲延性数学公式如下:

$$\varphi = \theta / \theta_y \quad (11)$$

式中: θ 为桥墩柱塑性铰处转角; θ_y 为塑性铰屈服转角。

$$\theta_y = \phi_y L_p \quad (12)$$

式中: ϕ_y 为塑性铰屈服曲率, 由有限元软件确定; L_p 为塑性铰长度, 采用 Priesley^[19]的经验公式(13)得:

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{dl} \quad (13)$$

其中: L 为最大弯矩点到桥墩反弯点的距离; f_y /MPa 为纵向钢筋屈服强度; d_{bl} 为纵向钢筋直径。由有限元软件 SAP2000 获得桥墩柱弯矩曲率曲线(图 7), 据此得 $\phi_y = 3.502 \times 10^{-3}$, 桥墩柱塑性铰长度约 0.3908m, 进而得 $\theta_y = 1.3685 \times 10^{-3}$ 。对应于不同破坏状态, 桥墩柱弯曲延性限值见表 1。

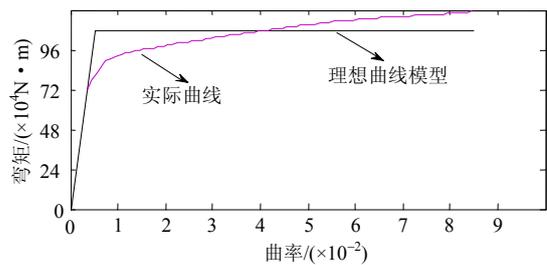


图 7 桥墩柱弯矩曲率曲线

Fig.7 Moment-curvature relationship of the column

表 1 桥墩柱破坏极限状态^[20]

Table 1 Bent column damage limit states

破坏状态	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	完全倒塌
延性限制	2.01	6.03	11.07	23.65

支座为该类桥梁另一易损构件, 支座位移过大导致活动支座倾斜、固定支座连接处损坏和主梁纵横向变位等, 严重时发生落梁。本文选择支座纵向位移作为衡量支座破坏的量化指标, 极限状态限值

列于表 2，单位为毫米。由于桥梁物理参数不确定性，对应于不同破坏状态的桥梁支座位移限值为随机变量，本文取中值作为最终阈值。

表 2 桥梁支座破坏极限状态^[21]

Table 2 Bridge bearing damage limit states

状态	轻微破坏		中等破坏		严重破坏		完全倒塌	
	中值	离差	中值	离差	中值	离差	中值	离差
支座位移	28.6	0.6	104	0.55	136	0.59	187	0.65

2.3 桥梁系统二维性能极限状态方程

考虑桥墩柱弯曲延性与支座纵向位移性能极限状态相关性，取未知参量 $N = 2$ ，由式(5)得到桥梁系统轻微、中等、严重和完全倒塌破坏状态下二维性能极限状态方程，分别对应于式(14)~式(17)：

$$(\varphi_S / 2.01) + (\zeta_S / 28.6)^2 - 1 = 0 \quad (14)$$

$$(\varphi_M / 6.03) + (\zeta_M / 104)^2 - 1 = 0 \quad (15)$$

$$(\varphi_E / 11.07) + (\zeta_E / 136)^2 - 1 = 0 \quad (16)$$

$$(\varphi_C / 23.65) + (\zeta_C / 187)^2 - 1 = 0 \quad (17)$$

2.4 地面运动输入

本文综合考虑场地土、震中距、震级等对地震动特性的影响，选取符合所选桥梁场地特征的地震波 25 条以考虑地面运动的不确定性，真实地震波 20 条，选自 PEER 强震数据库，人工地震波 5 条。选取地面峰值加速度作为地震强度指标，将所选地震波调幅产生 0.15g、0.35g、0.55g、0.75g、0.95g 不同 PGA 水平的 5 组 125 条地震加速度记录，分别对桥梁结构纵向施加地震作用，进行动力时程分析。

2.5 建立桥梁系统多维易损性曲线

通过 SAP2000 非线性动力时程分析，得到对应于 25 条不同 PGA 水平地震波作用下，桥梁系统最易损桥墩柱、支座最大地震响应数据。由最大似然估计得到对数均值 μ 、对数标准差 σ 以及相关系数 ρ 。由式(10)确定地震需求模型概率密度方程，联合二维性能极限状态方程得到结构易损性。

表 3 桥墩柱最大弯曲延性

Table 3 Recorded maximum column ductility response

PGA/g	φ_1	...	φ_{24}	φ_{25}	μ	σ
0.15	1.2817	...	3.4227	2.5488	0.8320	0.2744
0.35	2.9909	...	7.9868	5.9467	1.7744	0.5160
0.55	4.7008	...	12.554	9.3460	2.1561	0.2993
0.75	6.4099	...	17.114	12.744	2.4194	0.3088
0.95	8.1184	...	21.681	16.142	2.6803	0.2784

表 4 桥梁支座最大位移

Table 4 Recorded maximum bearing displacement

PGA/g	ζ_1	...	ζ_{24}	ζ_{25}	μ	σ
0.15	10.79	...	28.80	21.44	3.0057	0.3298
0.35	25.17	...	67.2	50.03	3.8527	0.3297
0.55	39.55	...	105.6	78.63	4.3158	0.3378
0.75	53.93	...	144.0	107.2	4.5901	0.3506
0.95	68.31	...	182.4	135.8	4.8512	0.3298

表 5 $\ln\varphi$ 与 $\ln\zeta$ 的相关系数 ρ

Table 5 Correlation coefficient ρ between $\ln\varphi$ and $\ln\zeta$

PGA/g	0.15	0.35	0.55	0.75	0.95
ρ	0.7651	0.9141	0.9299	0.7846	0.7949

以 $PGA=0.75g$ 为例，最大响应二元对数正态分布概率密度如图 8。利用 matlab 编写 Monte Carlo 模拟算法，随机产生符合该二元对数正态分布随机向量，联合二维性能极限状态方程，统计落入结构失效域的随机向量个数，由此得到桥梁对应于不同破坏状态的失效概率。对于不同地震 PGA，重复此过程可得到对应于四种破坏等级的结构失效概率。通过对数正态分布的概率分布函数拟合得到易损性曲线。

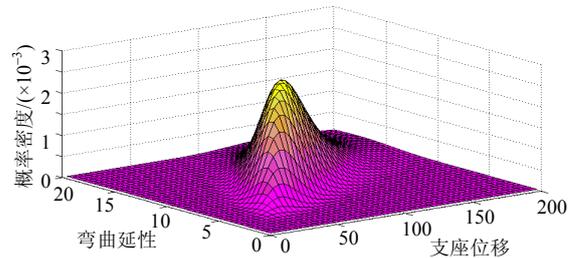


图 8 地震需求模型概率密度图(PGA=0.75)

Fig.8 Probability density of PSDM (PGA=0.75)

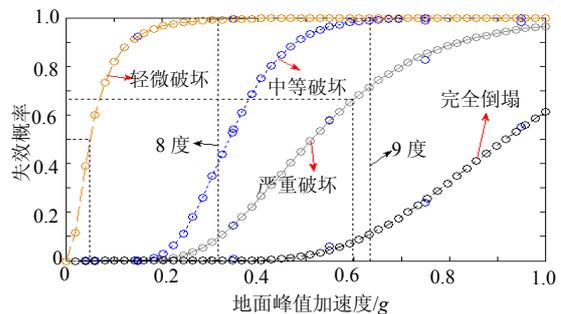


图 9 桥梁系统多维易损性曲线

Fig.9 Multi-dimensional fragility curve of the bridge system

当 PGA 小于 0.05g 时，桥梁系统轻微破坏概率小于 0.5，其他破坏等级概率趋于零，基本处于安全状态。当 PGA 大于 0.6g 时，桥梁体系严重破坏

的概率超过了 65%，并且存在倒塌的危险，管理部门应提前做好防灾减灾措施。同时可得，地震烈度 8 度桥梁出现轻微破坏的概率较大，但经简单修复即可恢复通行；9 度时，达到严重破坏约 70%，完全倒塌的概率约为 10%，存在较大安全隐患。而对于其他桥梁类型或结构体系，则需根据特定损伤状况，选择合理工程需求参数，分析其多维易损性。

2.6 桥梁系统与构件易损性曲线的比较

对桥墩柱构件，由最大弯曲延性响应构造对数正态分布概率地震需求模型，并由不同破坏等级延性限值，利用蒙特卡洛模拟可得到其易损性曲线。对比桥梁系统和桥墩柱易损性曲线可得(图 10)：在四种不同破坏等级情况下，桥梁系统多维易损性整体上较桥墩柱易损性偏大，该现象对于严重破坏和完全倒塌情形尤其突出。严重破坏情形下，PGA 在 0.3g 之前，系统与桥墩柱失效概率均小于 0.1，差距甚微；大于 0.3g 以后，两条曲线之间垂直距离越来越大，0.55g 时，系统严重破坏概率为 0.58，桥墩柱失效概率为 0.2，易损性差距较大。此类曲线走向同样适用于完全破坏情况，PGA 大于 0.75g 后，系统完全破坏概率与桥墩柱失效概率的差距高达 0.2 以上，该情况下用桥墩柱易损性代替系统易损性将造成严重的非保守估计，直接影响地震应急预案的选择。

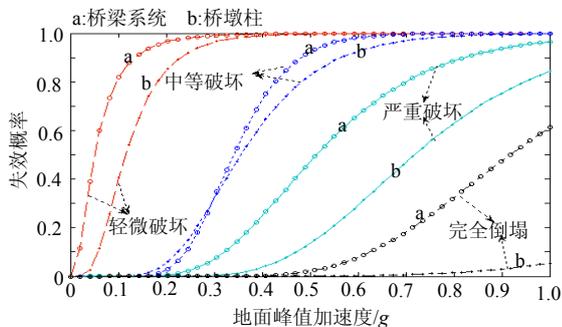


图 10 桥梁系统与墩柱易损性曲线比较

Fig.10 Compare of bridge system and column fragility curve

3 结论

本文介绍了一种获得桥梁系统多维地震易损性曲线的方法。首次提出符合多元对数正态分布的概率地震需求模型，其优点允许考虑多种地震需求参数的相关性，避免对桥梁系统各构件地震需求参数做独立性假设，较真实反映桥梁在地震作用下的动力响应，并以某高速公路桥为算例，构建其多维易损性曲线。通过理论分析和数值计算可得到以下结论。随着二维性能极限状态方程中参数 N 增大，

桥墩柱与支座性能极限状态相关性减弱，结构失效域面积变小，相同概率地震需求模型下计算的失效概率随之变小，由此，忽略性能极限状态的相关性情况下结构易损性估计偏低，导致对结构抗震性能的高估；桥梁体系多维易损性较构件易损性偏大，尤其在严重破坏和完全倒塌情况下较明显，表明桥梁作为一个系统比单独的某一构件更易损，该方法可避免用某一构件易损性代替桥梁整体易损性产生的非保守估计，更利于工程安全，为桥梁结构安全评估和修复加固奠定理论基础。

参考文献:

- [1] 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 Jingbo. Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(6): 47-51. (in Chinese)
- [2] Shinozuka M, Feng M Q, Lee J, et al. Statistical analysis of fragility curves [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2000, 126(12): 1224-1231.
- [3] Basoz N, Kiremidjian A S. Risk assessment of bridges and highway systems from the Northridge earthquake [C]. Sacramento, California: Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways, 1997.
- [4] Shinozuka M, Feng M Q, Kim H, et al. Nonlinear static procedure for fragility curve development [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2000, 126(12): 1287-1295.
- [5] Karim K R, Yamazaki F. Effects of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2001, 30(12): 1839-1856.
- [6] 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)
- [7] Tanaka S, Kameda H, Nojima N, et al. Evaluation of seismic fragility for highway transportation systems [C]. Upper Hutt, New Zealand: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [8] Lu Y, Gu X, Guan J. Probabilistic drift limits and performance evaluation of reinforced concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(6): 966-978.
- [9] 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 Yang, Wu Min, Xu Longhe, et al. Vulnerability curves-based seismic damage assessment of RC columns [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(1): 81—86. (in Chinese)
- [10] Choi E, Desroches R, Nielson B. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones [J]. Engineering Structures, 2004, 26(2): 187—199.
- [11] 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.
- [12] Cimellaro G P, Reinhorn A M, Bruneau M, et al. Multi-dimensional fragility of structure formulation and evaluation [R]. Report No.MCEER-06-0002, New York: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2006.
- [13] Casciati F, Cimellaro G, Domaneschi M. Seismic reliability of a cable-stayed bridge retrofitted with hysteretic devices [J]. Computers & Structures, 2008, 86(17/18): 1769—1781.
- [14] Wang Q, Wu Z, Liu S. Seismic fragility analysis of highway bridges considering multi-dimensional performance limit state [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 11(2): 185—193.
- [15] Mackie K, Stojadinovic B. Probabilistic seismic demand model for California highway bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 2001, 6(6): 468—481.
- [16] Cimellaro G P, Reinhorn A M. Multidimensional performance limit state for hazard fragility functions [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2010, 137(1): 47—60.
- [17] Thomopoulos N T, Longinow A. Bivariate lognormal probability distribution [J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(12): 3045—3049.
- [18] Shinozuka M, Banerjee S. Damage Modeling of Reinforced Concrete Bridges [Z]. Las Vegas, NV: University of California, Irvine, 2005.
- [19] Priestley M J N, Seible F, Chai Y H. Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance [M]. San Diego: Department of Applied Mechanics & Engineering Sciences, University of California, 1992: 4—34.
- [20] Dutta A, Mander J B. Rapid and detailed seismic fragility analysis of highway bridges [R]. New York, USA: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2001.
- [21] Nielson B, DesRoches R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States [J]. Earthquake Spectra, 2007, 23(3): 615—633.

(上接第 183 页)

- [5] Fam A, Mandal S, Rizkalla S. Rectangular filament-wound glass fiber-reinforced polymer tubes filled with concrete under flexural and axial loading: Experimental investigation [J]. Journal of Composites for Construction, ASCE, 2005, 1(25): 25—33.
- [6] Zhu Z, Ahmad I, Mirmiran A. Seismic performance of concrete-filled FRP tube columns for bridge substructure [J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2006, 11(3): 359—370.
- [7] Fam A, Cole B, Mandal S. Composite tubes as an alternative to steel spirals for concrete members in bending and shear [J]. Construction and Building Materials, Elsevier, 2007, 21(2): 347—355.
- [8] Ahmad I, Zhu Z, Mirmiran A. Behavior of short and deep beams made of concrete-filled fiber-reinforced polymer tubes [J]. Journal of Composites for Construction, ASCE, 2008, 12(1): 102—110.
- [9] 秦国鹏. GFRP 管钢筋混凝土构件力学性能研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2009.
- Qin Guopeng. Mechanical behaviors study on GFRP tube filled with reinforced concrete members [D]. Shenyang: Northeastern University, 2009. (in Chinese)
- [10] 王连广, 秦国鹏, 周乐. GFRP 管钢骨高强混凝土组合柱轴心受压试验研究[J]. 工程力学, 2009, 26(9): 170—175.
- Wang Lianguang, Qin Guopeng, Zhou Le. Experimental research of GFRP tube columns filled with steel-reinforced high-strength concrete subjected to axial loading [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(9): 170—175. (in Chinese)
- [11] 陈百玲, 王连广. GFRP 管钢筋混凝土组合构件抗弯性能实验研究[J]. 东北大学学报, 2010, 31(10): 1495—1498.
- Chen Bailing, Wang Lianguang. Experimental research on anti-bending performance of composite RC-filled GFRP tube members [J]. Journal of Northeastern University, 2010, 31(10): 1495—1498. (in Chinese)
- [12] 王连广, 周乐. GFRP 管钢骨高强混凝土偏压柱试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(1): 145—149.
- Wang Lianguang, Zhou Le. Experimental research on GFRP columns filled with steel-reinforced high-strength concrete subjected to eccentric compression load [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(1): 145—149. (in Chinese)