

文章编号: 1000-4750(2014)06-0093-08

基于 Nataf 变换的桥梁结构地震易损性分析

沈国煜, 袁万城, 庞于涛

(同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 地震易损性分析是美国太平洋地震工程研究中心(PEER)提出的“性能化地震工程”理论框架的重要一环。目前所采用的易损性分析方法大多未考虑结构的不确定性及结构随机参数之间的相关性。为此, 引入均匀设计考虑结构参数的随机性, 同时结合 Nataf 变换, 处理结构随机参数之间的相关性。提出一种综合考虑地震动随机性、结构参数随机性及结构随机参数相关性的桥梁结构地震易损性分析方法。以一座三跨连续梁为例, 分别在考虑结构随机参数相关性和不考虑结构参数相关性的前提下计算其地震易损性。分析结果表明: 提出的方法能够有效考虑结构随机参数相关性; 忽视结构随机参数相关性会导致高估桥梁结构地震易损性。

关键词: 桥梁地震易损性; Nataf 变换; 概率地震需求分析; 结构随机参数相关性; 均匀设计

中图分类号: TU442.55 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.12.0959

BRIDGE SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS BASED ON NATAF TRANSFORMATION

SHEN Guo-yu, YUAN Wan-cheng, PANG Yu-tao

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Seismic fragility analysis is an important part of Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) proposed by Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Currently, most seismic fragility methods do not take the randomness of a structure into consideration, nor the dependence of structure random variables. Therefore, UD method is adopted to deal with the randomness of a structure and the dependence of structure random variables is considered through Nataf transformation. This comprehensive approach can consider not only the randomness of earthquake excitation and structural parameters, but also the dependence of structure random variables. A three span continuous girder bridge is analyzed as an example. The seismic fragility of the bridge is analyzed, considering the dependence of structure random variables. The analysis result indicates that this method can effectively take the dependence of structure random variables into account, neglecting the dependence may lead to the overestimation of bridge seismic fragility.

Key words: bridge seismic fragility; Nataf transformation; probabilistic seismic demand analysis; dependence of structure random variables; uniform design method

作为目前抗震理论研究的热点问题, 美国太平洋地震工程研究中心(PEER)于 2005 年提出新一代基于性能的地震工程研究框架。该框架采用概率方法将抗震性能评估的全过程分为 4 个既相互独立又紧密联系的阶段: 地震危险性分析阶段、概率性的

地震需求分析阶段、概率性的抗震能力分析阶段、概率性的损失评估和决策分析阶段。基于性能的概率性抗震设计方法是一个规模巨大的系统工程, 其中结构易损性的分析是目前的研究热点之一。

作为风险分析的重要工具, 易损性曲线最早起

收稿日期: 2012-12-15; 修改日期: 2013-07-12

基金项目: 国家自然科学基金项目(50978194, 90915011, 51278376); 西部交通运输部科技项目(20113185191410)

通讯作者: 沈国煜(1990-), 男, 安徽合肥人, 博士生, 从事桥梁抗震研究(E-mail: sgy_227@163.com).

作者简介: 袁万城(1964-), 男, 江西九江人, 研究员, 博士, 博导, 从事桥梁抗震研究(E-mail: yuan@tongji.edu.cn);

庞于涛(1988-), 男, 浙江台州人, 博士生, 从事桥梁抗震研究(E-mail: pangyutaoyy@163.com).

源与 20 世纪 70 年代初核电站的地震概率风险评估。易损性曲线的定义为在某一特定等级的地震烈度作用下, 结构遭受特定状态损伤的概率。易损性曲线将结构的抗震能力以概率分布函数的形式表示出来, 通过结构可靠度指标或者失效概率, 来衡量桥梁结构在给定等级地震作用下的易损程度。易损性曲线考虑了结构能力和地震动参数所涉及的不确定性因素。

随着桥梁地震易损性的发展, 先后形成了以下几种分析方法: 专家易损性分析方法、经验易损性分析方法和理论易损性分析方法等。理论易损性方法是目前研究的主要方向, 包括 3 个主要部分:

1) 地震动输入的模拟; 2) 考虑桥梁结构参数不确定性桥梁有限元模型; 3) 桥梁结构的地震响应分析, 通过回归分析形成易损性曲线。

Casciati 等^[1]研究了加装滞回装置的斜拉桥地震易损性, 在考虑结构不确定性时采取的方法是将结构性能阈值定义为随机变量。Alipour 等^[2]分析了材料腐蚀对桥梁地震易损性的影响, 给出了桥梁在服役期内不同年限的地震易损性, 但是在特定年份的分析中, 未考虑桥梁结构随机性, 有限元模型为确定性模型。冯清海^[3]在进行斜拉桥地震易损性分析过程中, 并提出了基于可靠度的 ANN-ODM 桥梁易损性分析方法, 将影响截面的材料参数视为独立随机变量, 通过人工神经网络模拟结构能力随机性, 提高了在考虑结构能力随机性时易损性计算效率。Mackie 等^[4]采用云图法对结构进行非线性动力反应分析, 得到结构的概率地震需求模型。吕大刚等^[5]通过拉丁超立方体抽样技术, 提出一种能综合考虑地震动不确定性和结构不确定性的改进云图法, 从而得到考虑结构随机性的概率性地震需求模型。结论说明在考虑结构随机性的情况下, 结构失效概率有一定的增加。

目前, 主要是通过将影响结构随机性的各个参数(材料参数、几何参数)视为随机变量的方式来考虑结构随机性。为了在进行随机变量处理时的简便性, 通常假设各随机变量相互独立, 这与实际情况存在很大的差异。在实际桥梁结构中, 核心混凝土与保护层混凝土为同一次浇筑, 其材料参数存在很大的相关性。同样, 混凝土的屈服前强度与屈服后强度也存在较大的相关性。

国内外学者对于可靠度计算中的相关性问题的研究。吕大刚^[6]提出了线性化 Nataf

变换方法, 并将其与改进的 HLRF 算法相结合, 提出了一种新的一次可靠度方法。吴帅兵等^[7]系统定量地分析相关非正态变量变换到相关标准正态变量时相关性变化对结构可靠度的影响。上述学者的研究结论均说明, 随机参数相关性对于可靠度有较大影响, 采用 Nataf 变换处理相关性问题是一种合理、高效的解决方式。

本文通过引入 Nataf 变换处理影响结构随机性的各变量之间的相关性, 结合均匀设计, 形成考虑结构参数变量相关性的概率性地震需求模型。并以一座三跨连续梁桥为例, 计算得出考虑结构参数相关性对桥梁结构地震易损性的影响。

1 基于 Nataf 变换的桥梁结构地震易损性分析方法

1.1 “云图法”地震易损性分析

“云图法”是计算概率性地震需求的常用方法, 通过一系列动力时程分析, 得到结构在不同 PGA 下的响应, 根据结构响应与 PGA 的指数回归关系, 得到结构响应的分布。与 IDA 方法相比, “云图法”能够显著减小动力时程分析的计算量, 因此本文采用“云图法”计算概率性地震需求。

根据 Shinozuka^[8]与 Hwang^[9]等的研究, 工程需求参数 D 与地震动参数 PGA 服从指数回归关系, 可应用最小二乘法回归得到, 如下式:

$$\ln(\hat{D}) = \ln(a) + b \ln(PGA) \quad (1)$$

由于在地震易损性分析假设工程需求参数 D 服从对数正态分布, 均值由式(1)给出, 方差由下式给出:

$$s_{\ln D} = b_{D|PGA} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln(D_i) - \ln(\hat{D}))^2}{N-2}} \quad (2)$$

式中, $b_{D|PGA}$ 为工程需求参数 D 对地震动参数 PGA 的条件对数标准差, 或称为“离差”。它实际上反映了 PSDM 的不确定性。N 为非线性时程分析的次数。

在概率地震需求模型 PSDM 的基础上, 可以进一步进行结构的易损性分析。地震易损性指的是给定地震动强度水平 $PGA = x$ 的条件下, 结构的地震需求超过某一确定性限值的条件概率:

$$F_R(x) = P[D > d | PGA = x] \quad (3)$$

对于式(3)而言, 可以运用一次二阶矩方法, 功能函数为 $Z = g(X) = d - D$, 且功能函数的失效域

为 $\{x | g_X(x) \leq 0\}$, 那么求解的失效概率为:

$$p_f = \Pr(Z \leq 0) = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz \quad (4)$$

1.2 考虑随机变量相关性的 Rosenblatt 变换与 Nataf 变换

Rosenblatt 变换^[10]是将一组非正态随机变量变换成一组等效的独立正态随机变量的通用方法。对于非正态分布随机向量 $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$, 假定其联合累计分布函数为 $F_X(x)$, 一组相互独立的标准正态变量 $\mathbf{Y} = (Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$ 可由以下方程获得:

$$\begin{cases} F(Y_1) = F_{X_1}(X_1) \\ F(Y_2) = F_{X_2/X_1}(X_2 / X_1) \\ \mathbf{L} \\ F(Y_n) = F_{X_n/X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}(X_n / X_1, X_2, \dots, X_{n-1}) \end{cases} \quad (5)$$

对式(5)求逆, 得到期望的独立标准正态变量 Y ,

即:

$$\begin{cases} Y_1 = F^{-1}[F_{X_1}(X_1)] \\ Y_2 = F^{-1}[F_{X_2/X_1}(X_2 / X_1)] \\ \mathbf{L} \\ Y_n = F^{-1}[F_{X_n/X_1, X_2, \dots, X_{n-1}}(X_n / X_1, X_2, \dots, X_{n-1})] \end{cases} \quad (6)$$

式(6)称为 Rosenblatt 变换。式(5)、式(6)中的条件累计分布函数可以利用 X 的联合概率分布函数 $F_X(x)$ 得到。

$$F_{X_i/X_1, X_2, \dots, X_{i-1}}(x_i / x_1, x_2, \dots, x_{i-1}) = \frac{1}{f_{X_1 X_2 \dots X_{i-1}}(x_1, x_2, \dots, x_{i-1})} \int_{-\infty}^{x_i} f_{X_1 X_2 \dots X_i}(x_1, x_2, \dots, x_{i-1}, x_i) dx_i \quad (7)$$

当基本随机变量 X 为统计相关时, Rosenblatt 变换法是最具一般性的方法, 但是它需要已知 X 的联合累计分布函数, 在实际情况中这通常很难保证。

若随机变量 X 的相关系数矩阵 $\mathbf{r}_X = [r_{X_i X_j}]_{n \times n}$, 其边缘概率密度函数为 $f_{X_i}(x_i)$, 边缘累计分布函数 $F_{X_i}(x_i)$ 是连续递增函数, 经映射变换 $Y_i = F^{-1}[F_{X_i}(X_i)]$ 后, 得到相关标准正态随机变量 Y , 其相关系数矩阵为 $\mathbf{r}_Y = [r_{Y_i Y_j}]_{n \times n}$, 此时 X 的联合概率密度函数可写成:

$$\begin{cases} f_X(x) = \det J_{YX} j_n(y, \mathbf{r}_Y) \\ \det J_{YX} = \prod_{i=1}^n \frac{f_{X_i}(x_i)}{j(y_i)} \end{cases} \quad (8)$$

而 X 的相关系数可表示为:

$$r_{X_i X_j} = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{x_i - m_{X_i}}{S_{X_i}} \frac{x_j - m_{X_j}}{S_{X_j}} j_2(y_i, y_j, \mathbf{r}_{Y_i Y_j}) dy_i dy_j \quad (9)$$

在确定相关系数矩阵 \mathbf{r}_Y 之后, 可利用正交变换将相关正态变量 Y 变换为独立标准正态变量。式(8)称为 Nataf 分布^[10]。映射变换能够将变量 X 变换成标准正态变量 Y , 并且可以通过式(9)确定 Y 的相关系数矩阵。这种考虑了变换引起的相关性改变的映射变换, 称为 Nataf 变换。

1.3 基于 Nataf 变换及均匀设计的云图法

对于桥梁结构而言, 影响其结构性能的各随机变量的联合分布概率往往是无法得到的, 而各随机变量的边缘分布以及相关系数可以通过统计与工程经验所得到, 因此可以采用上述 Nataf 变换来处理桥梁结构参数中各随机变量之间的相关性。“云图法”考虑地震动的“记录对记录”不确定性。然而, 结构自身也存在各种不确定性, 例如材料性能、构件几何参数。本文通过引入均匀设计, 考虑结构随机性。

均匀设计^[11]最早在导弹试验设计中运用, 在多参数、多水平的试验中, 通过均匀设计能够显著减少试验样本数量。本文通过均匀设计表, 确定各样本参数取值。

基于 Nataf 变换及均匀设计的云图法基本步骤如图 1 所示: ① 确定影响结构随机性的随机变量 X , 及各随机变量的边缘分布与相关系数; ② 通过映射变换与 Nataf 变化将上述随机变量组 X_i 变换为相关正态随机变量 Y , 确定 Y 相关系数矩阵; ③ 通过正交变换将相关正态随机变量 Y 变换为独立正态分布随机变量 Z ; ④ 对随机变量 Z 进行均匀设计,

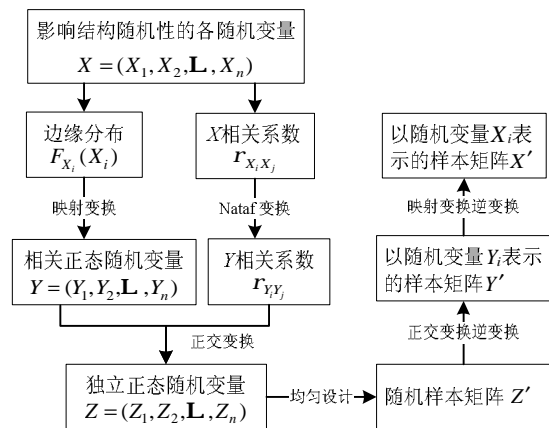


图 1 基于 Nataf 变换及均匀设计的随机样本形成步骤
Fig.1 The Forming steps of random sample based on Nataf transformation and UD method

生成结构随机样本矩阵 Z' ；⑤ 对矩阵 Z' 进行正交逆变换，得到以随机变量 Y 表示的样本矩阵 Y' ；⑥ 对矩阵 Y' 进行映射变换逆变换，得到以随机变量 X 表示的样本矩阵 X' ；⑦ 按照样本矩阵中 X' 中的参数，建立桥梁有限元模型，形成“地震动-结构”样本对，通过非线性时程分析，得到不同 PGA 下结构响应均值与方差。

2 计算实例

2.1 介绍模型

本文以一座三跨钢筋混凝土连续梁桥为例，跨径布置为 $3 \times 35\text{m}$ ，主梁为等截面箱梁，双柱圆形墩，直径 1.1m ，墩高 8m 。桥墩与承台材料为 $C30$ 混

土，主梁材料为 $C50$ 混凝土，纵向钢筋为二级钢筋，墩顶与承台通过铅芯橡胶支座与主梁相连。非线性有限元模型采用 **OpenSees** 程序^[12]建立，主梁以及系梁采用弹性梁柱单元模拟，墩柱采用弹塑性纤维单元模拟，如图 2 所示。在弹塑性纤维单元中，钢筋采用双线性滞回模型，核心混凝土与保护层混凝土采用 **Kent-Scott-Park** 模型^[13]，不考虑混凝土的抗拉性能。本文未考虑桩土相互作用，承台底固结。选取的三类场地共 56 条地震波，地震持时为 30s ，图 3 给出了 56 条波阻尼为 5% 的伪加速度反应谱曲线，图 4 为反应谱概率分布。地震波输入方向为横向输入。

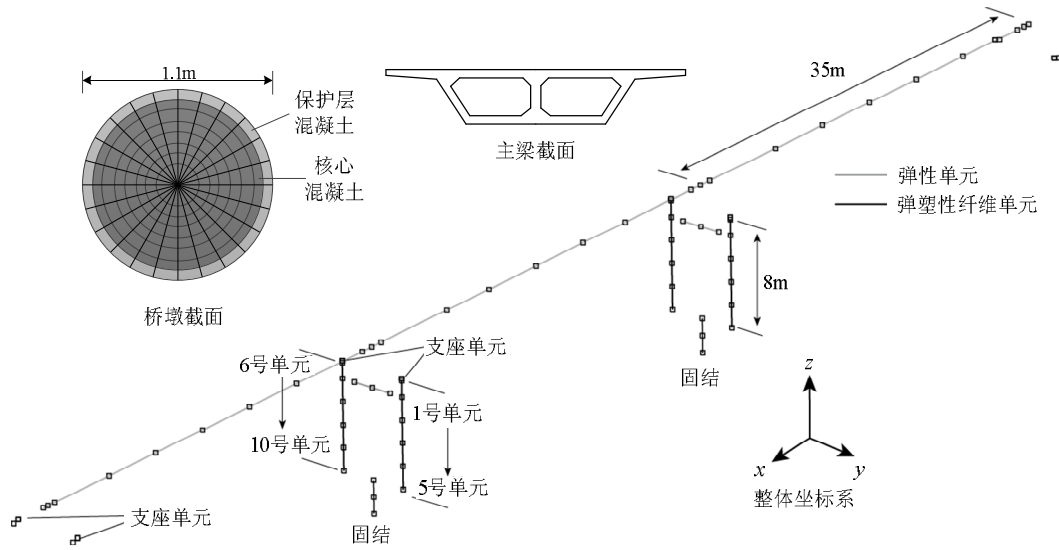


图 2 有限元模型单元及关键截面示意图

Fig.2 Diagrammatic sketch of FE model and key sections

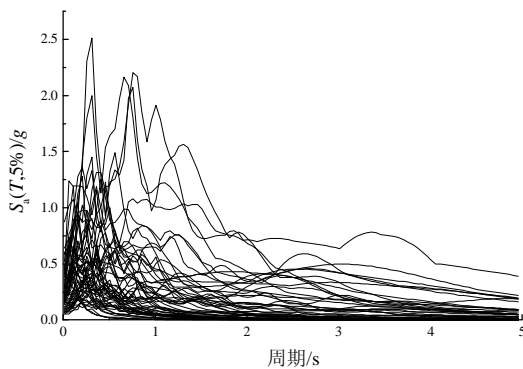


图 3 地震波的反应谱

Fig.3 Response spectrum of 56 seismic waves

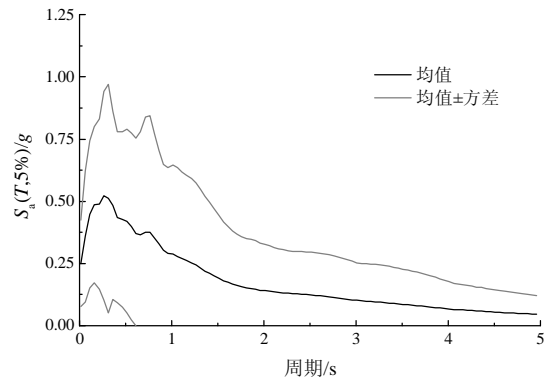


图 4 地震波的反应谱

Fig.4 Response spectrum probability distribution of 56 seismic waves

2.2 结构参数随机变量及其相关性

本文在考虑结构能力随机性时，共选取 11 个结构参数作为随机变量。其中核心混凝土 4 个参数：

峰值强度 $f_{c,core}$ ，峰值强度时应变 $e_{c,core}$ ，屈服后强度 $f_{cu,core}$ ，屈服强度时应变 $e_{cu,core}$ ；保护层混凝土 3 个参数： $f_{c,cover}$ ， $e_{c,cover}$ ， $e_{cu,cover}$ ；纵向钢筋 3 个

参数：初始刚度 E_0 ，屈服强度 f_y ，钢筋硬化比 g ；桥墩几何参数：桥墩直径 D 。各变量分布形式及参数如表 1 所示。

表 1 结构随机变量参数表

参数名称	分布形式	均值	变异系数	上限值	下限值
$f_{c,core}/\text{MPa}$	对数正态	34.47	0.20	41.364	27.576
$e_{c,core}$	对数正态	0.005	0.20	0.006	0.004
$f_{cu,core}/\text{MPa}$	对数正态	24.13	0.20	28.956	19.304
$e_{cu,core}$	对数正态	0.020	0.20	0.024	0.016
$f_{c,cover}/\text{MPa}$	对数正态	27.58	0.20	33.096	22.064
$e_{c,cover}$	对数正态	0.002	0.20	0.0024	0.0016
$e_{cu,cover}$	对数正态	0.006	0.20	0.0072	0.0048
f_y/MPa	b 分布	307.46	0.106	340.051	274.87
E_0/MPa	对数正态	201000	0.33	207633	194367
g	对数正态	0.02	0.20	0.024	0.016
D/m	正态	1.1	0.05	1.155	1.045

本文通过采用 Nataf 变换考虑结构随机变量间相关性，相关系数参考文献[14]，如表 2 所示。

表 2 结构随机变量相关系数表

r	$f_{c,core}$	$e_{c,core}$	$f_{cu,core}$	$e_{cu,core}$	$f_{c,cover}$	$e_{c,cover}$	$e_{cu,cover}$
$f_{c,core}$	1		0.8		0.8		
$e_{c,core}$		1		0.8		0.8	0.64
$f_{cu,core}$	0.8		1		0.64		
$e_{cu,core}$		0.8		1		0.64	0.8
$f_{c,cover}$	0.8		0.64		1		
$e_{c,cover}$		0.8		0.64		1	0.8
$e_{cu,cover}$		0.64		0.8		0.8	1

称上述 11 个结构参数随机变量为变量组 X ，利用累积分布函数值相等，如式(10)所示对 X 进行映射变换，同时根据式(9)计算 $r_{Y_i Y_j}$ ，将 X 变换为相关正态变量组 Y 。

$$F_{X_i}(X_i) = F(Y_i), \quad Y_i = F^{-1}[F_{X_i}(X_i)] \quad (10)$$

根据式(9)积分由 $r_{X_i X_j}$ 计算 $r_{Y_i Y_j}$ 通常较为复杂，且当 $r_{X_i X_j}$ 接近于 1 或者 -1 时， $r_{Y_i Y_j}$ 可能无解。

为了避免求解式(9)，可以通过建立比值 $R = r_{Y_i Y_j} / r_{X_i X_j} \geq 1$ 的近似公式，计算 $r_{Y_i Y_j}$ 。Liu 等^[15]通过最小二乘法拟合，给出了常见边缘分布进行 Nataf 变换 R 的计算公式及适用范围与理论误差。当边缘分布为对数正态分布时， R 的计算公式为：

$$R = \frac{\ln(1 + r_0 S_i S_j)}{r_0 \sqrt{\ln(1 + S_i^2) \ln(1 + S_j^2)}} \quad (11)$$

根据式(11)计算 $r_{Y_i Y_j} = R r_{X_i X_j}$ ，得到相关正态变量组 $Y = (Y_1, Y_2, \dots, Y_{11})$ ，其协方差矩阵为 $C_Y = [C_{Y_i Y_j}]_{11 \times 11}$ ，其中非对角元素 $C_{Y_i Y_j} = \text{Cov}(Y_i, Y_j)$ 为变

量 Y_i 和 Y_j 的协方差，对角元素为 Y_i 的方差 $S_{Y_i}^2$ 。 C_Y 为 11 阶实对称正定方阵，存在 11 个实特征值及 11 个线性无关且正交的特征向量。设矩阵 A 的各列为 C_Y 的规则化特征向量所组成，变换 $A^T C_Y A$ 可将 C_Y 化成对角矩阵，对角元素为 C_Y 的特征值。做正交变换 $Y = AZ$ ，可将变量组 Y 变换为线性无关变量组 Z 。由于 $A^{-1} = A^T$ ，故 $Z = A^T Y$ 。变量组 Z 的均值和方差可表示为：

$$m_Z = A^T m_Y, \quad D_Z = A^T C_Y A \quad (12)$$

在上述变换过程中，已经将相关非正态变量组 X 等效变换为独立正态变量组 Z ，可直接对 Z 进行均匀设计。本文采用均匀设计表，此处以 $U_8(8^4)$ 均匀设计表为例，说明均匀设计具体步骤。在 4 因子数 8 水平数的试验设计中，采用普通设计所需试验样本为 $4^8=65536$ ，通过采用正交设计，可将试验样本个数降低为 $8^2=64$ ，而通过采用 $U_8(8^4)$ 均匀设计表，仅通过 8 个样本即可充分反映参数随机性。在 $U_8(8^4)$ 均匀设计表中，将各因子的取值区间在 $[m-s, m+s]$ 内等距离划分为 7 个区间，从而获得包括 $m-s$ 、 $m+s$ 在内的 8 个取值点，根据均匀设计表确定各因子的取值。例如 1 号样本，4 个因子的取值点分别为 8、6、1、4。

表 3 均匀设计表—— $U_8(8^4)$ 表

Table 3 Uniform design table- $U_8(8^4)$ table

样本	因子数			
	1	2	3	4
1	8	6	1	4
2	3	5	8	5
3	2	2	2	6
4	5	8	4	8
5	1	7	6	3
6	6	1	5	2
7	4	4	3	1
8	7	3	7	7

变量组 Z 由 11 个独立正态变量组成，故本文采用 $U_{56}(56^{11})$ 均匀设计表，获得样本矩阵 $[Z']_{11 \times 56}$ 。通过正交变换逆变换 $Y' = AZ'$ ，将 $[Z']_{11 \times 56}$ 变换为由相关独立正态变量组 Y 表示的样本矩阵 $[Y']_{11 \times 56}$ 。通过映射变换逆变换将 $[Y']_{11 \times 56}$ 变换为由结构随机变量组 X 所表示的样本矩阵 $[X']_{11 \times 56}$ 。根据 $[X']_{11 \times 56}$ 中数据建立 56 个有限元模型，形成 56 个“结构-地震波”样本对。

2.3 分析结果及对比

根据“结构-地震波”样本对，进行 56 次非线性时程分析，并记录桥墩单元结构响应最大值。本

文记录了 1 号~20 号单元的最大曲率响应，并根据式(1)回归出各单元响应均值线与方差。图 5 所示为 2 号~5 号单元曲率响应云图及线性回归数据，系梁上方单元响应较小，故未给出。

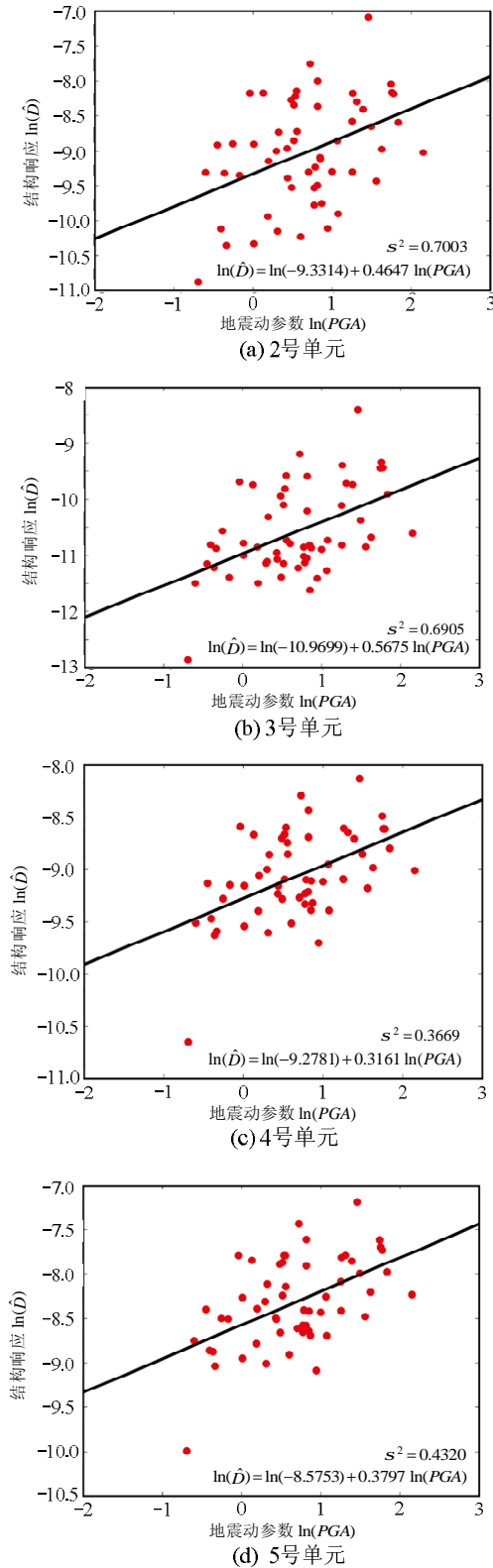


图 5 概率性地震需求模型

Fig.5 Probabilistic seismic demand model

在易损性分析中所采用的破坏准则可以归纳为 4 类^[16]：强度准则、变形准则、能量破坏以及变形和能量双重准则。本文使用变形作为破坏准则，参照 HAZUS-MH MR3 关于结构性能的划分标准：1) 轻微损伤；2) 中等损伤；3) 严重损伤；4) 倒塌。本文使用结构曲率延性系数来定义损伤阶段，曲率延性系数取为地震反应下的结构曲率与首次屈服曲率的比值。对于各个损伤等级，曲率延性系数的取值^[17-18]分别为 1.0、2.0、4.0、8.0。图 6 给出了 2 号、5 号、7 号与 10 号单元易损性曲线。

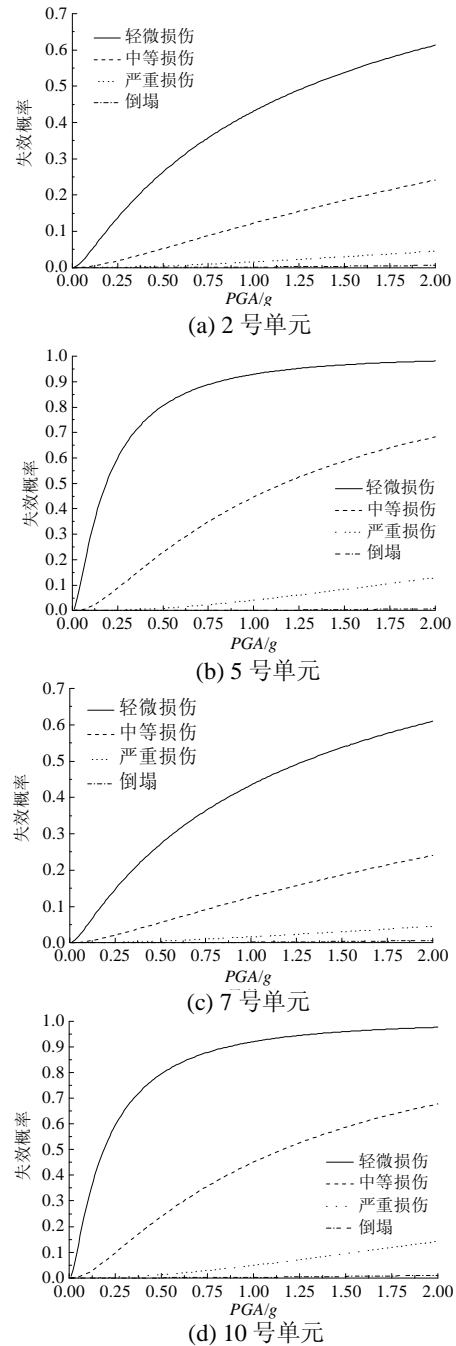


图 6 桥墩单元易损性曲线

Fig.6 Fragility curves of pier elements

图6所示为在考虑结构随机参数相关性的情况下,采用 Nataf 变换结合均匀设计计算结构易损性曲线。为了研究参数相关性对于易损性曲线的影响,本文直接对结构参数进行均匀设计,计算桥梁结构易损性。图7所示为考虑结构参数相关性与不考虑相关性的结构易损性曲线对比图。由图7可以看出,在考虑结参数相关性的条件下,结构失效概率有一定程度降低。

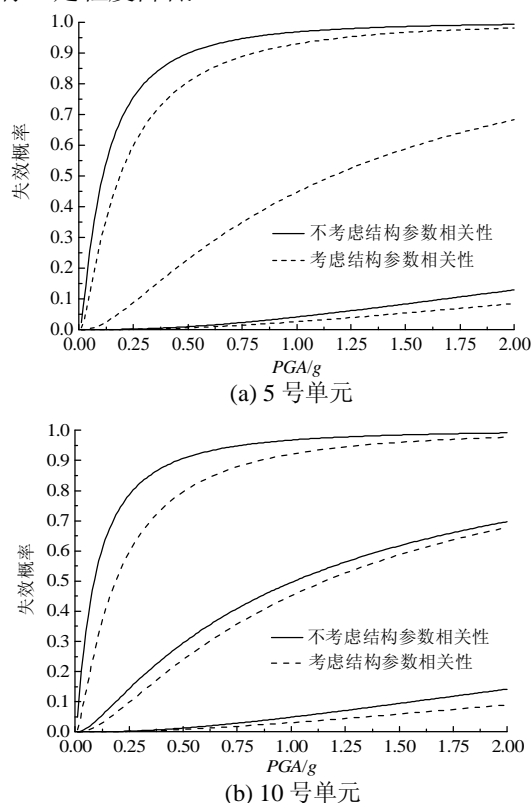


图7 结构参数相关性对结构地震易损性的影响
Fig.7 The influence of dependence of structure random variables on seismic fragility

3 结论

(1) 采用均匀设计结合 Nataf 变换分析计算桥梁结构地震易损性,能够考虑结构参数随机性,并合理处理各随机参数相关性。墩顶上方布置铅芯橡胶支座,其屈服后刚度很小,上部结构惯性力无法通过支座传递至桥墩,因此桥墩严重损伤及倒塌的失效概率较小。

(2) 参照国内外易损性研究文献,与不考虑结构随机性相比,在考虑结构随机性的情况下计算所得失效概率有所提高。本文在考虑结构随机性的基础上,进一步采用 Nataf 变换分析结构参数相关性。与不考虑结构参数相关性计算结构易损性相比较,桥梁结构地震易损性有一定程度降低。

参考文献:

- [1] Casciati F, Cimellaro G P, Domaneschi M. Seismic reliability of a cable-stayed bridge retrofitted with hysteretic devices [J]. *Computers & Structures*, 2008, 86(17): 1769—1781.
- [2] Alipour A, Shafei B, Shinozuka M. Performance evaluation of deteriorating highway bridges located in high seismic areas [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2010, 16(5): 597—611.
- [3] 冯清海. 特大桥梁地震易损性与风险概率分析[D]. 上海: 同济大学, 2009.
Feng Qinghai. Study on seismic vulnerability and risk probability analysis of super-large bridge [D]. Shanghai: Tongji University, 2009. (in Chinese)
- [4] Mackie K, Stojadinovic B. Probabilistic seismic demand model for California highway bridges [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2001, 6(6): 468—481.
- [5] 吕大刚, 于晓辉, 潘峰. 基于改进云图法的结构概率地震需求分析[J]. *世界地震工程*, 2010, 26(1): 7—15.
Lü Dagang, Yu Xiaohui, Pan Feng. Probabilistic seismic demand analysis of structures based on an improved cloud method [J]. *World Earthquake Engineering*, 2010, 26(1): 7—15. (in Chinese)
- [6] 吕大刚. 基于线性化 Nataf 变换的一次可靠度方法[J]. *工程力学*, 2007, 24(5): 79—86.
Lü Dagang. First order reliability method based on linearized Nataf transformation [J]. *Engineering Mechanics*, 2007, 24(5): 79—86. (in Chinese)
- [7] 吴帅兵, 张坤, 李典庆. 相关非正态变量变换时相关性变化对可靠度的影响[J]. *武汉大学学报*, 2011, 44(2): 151—155.
Wu Shuaibing, Zhang Kun, Li Dianqing. Effect of correlation change from transformation of correlated abnormal variables on structural reliability [J]. *Engineering Journal of Wuhan University*, 2011, 44(2): 151—155. (in Chinese)
- [8] Shinozuka M, Feng M Q, Lee J, et al. Statistical analysis of fragility curves [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(12): 1224—1231.
- [9] Hwang H, Huo J R. Probabilistic seismic damage assessment of highway bridges [C]// 6th US National Conference on Earthquake Engineering. Seattle, Washington: EERI, 1998: 10—28.
- [10] 肖刚, 李天舵. 系统可靠性分析中的蒙特卡罗方法[M]. 北京: 科学出版社, 2003: 37—61.
Xiao Gang, Li Tiantuo. Monte Carlo method in system reliability analysis [M]. Beijing: Science Press, 2003: 37—61. (in Chinese)
- [11] 方开泰. 均匀设计与均匀设计表[M]. 北京: 科学出版社, 1994: 1—23.
Fang Kaitai. Uniform design and uniform design table [M]. Beijing: Science Press, 1994: 1—23. (in Chinese)

- [12] Mazzoni S, McKenna F, Scott M H, et al. OpenSees command language manual [M]. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006.
- [13] Scott B D, Park R, Priestley M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates [C]// ACI Journal Proceedings. Farmington Hills, MI: ACI, 1982, 79(1): 13—27.
- [14] Barbato M, Gu Q, Conte J P. Probabilistic push-over analysis of structural and soil-structure systems [J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(11): 1330—1341.
- [15] Liu P L, Der Kiureghian A. Multivariate distribution models with prescribed marginal and covariance [J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 1986, 1(2): 105—112.
- [16] Stone W C, Taylor A W. Seismic performance of circular bridge columns designed in accordance with AASHTO/CALTRANS standards [M]. Alexandria, VA: National Institute of Standards and Technology, 1993: 102—106.
- [17] Choi E, DesRoches R, Nielson B. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones [J]. Engineering Structures, 2004, 26(2): 187—199.
- [18] Yang C S, DesRoches R, Padgett J E. Fragility curves for a typical California box girder bridge [C]// Proc., TCLEE 2009 ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conf.: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment. Reston, VA: ASCE, 2009: 1—12.

(上接第 69 页)

- [14] Rasmussen K J R, Hancock G J. Plate slenderness limits for high strength steel sections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1992, 23(1): 73—96.
- [15] Rasmussen K J R, Hancock G J. Tests of high strength steel columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1995, 34(1): 27—52.
- [16] Beg D, Hladnik L. Slenderness limit of class 3 I cross-sections made of high strength steel [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 38(8): 201—207.
- [17] 班慧勇, 施刚, 石永久, 等. 超高强度钢材焊接截面残余应力分布研究[J]. 工程力学, 2008, 25(增刊 II): 57—61.
Ban Huiyong, Shi Gang, Shi Yongjiu, et al. Study on the residual stress distribution of ultra-high-strength-steel welded sections [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(Suppl II): 57—61. (in Chinese)
- [18] 班慧勇, 施刚, 邢海军, 等. Q420 等边角钢轴压杆稳定性研究(I)——残余应力的试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(7): 14—21.
Ban Huiyong, Shi Gang, Xing Haijun, et al. Stability of Q420 high strength steel equal-leg angle members under axial compression (I): Experimental study on the residual stress [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(7): 14—21. (in Chinese)
- [19] 童乐为, 赵俊, 周锋, 等. Q460 高强度焊接 H 型钢残余应力试验研究[J]. 工业建筑, 2012, 42(1): 51—55.
Tong Lewei, Zhao Jun, Zhou Feng, et al. Experimental investigation on longitudinal residual stress of Q460 high-strength steel welded h-section members [J]. Industrial Construction, 2012, 42(1): 51—55. (in Chinese)
- [20] GB/T 1591-2008, 低合金高强度结构钢[S]. 北京: 中国标准出版社, 2009.
GB/T 1591-2008, High strength low alloy structural steels [S]. Beijing: Standards Press of China, 2009. (in Chinese)
- [21] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB 50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [22] JGJ81-2002, 建筑钢结构焊接技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
JGJ81-2002, Technical specification for welding of steel structure of building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002. (in Chinese)
- [23] GB/T 8110-2008, 气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝[S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
GB/T8110-2008, Welding electrodes and rods for gas shielding arc welding of carbon and low alloy steel [S]. Beijing: Standards Press of China, 2008. (in Chinese)
- [24] Tebedge N, Alpsten G, Tall L. Residual-stress measurement by the sectioning method [J]. Experimental Mechanics, 1973, 13(2): 88—96.
- [25] 李开禧, 肖允徽, 饶晓峰, 等. 钢压杆的柱子曲线[J]. 重庆建筑工程学院学报, 1985(1): 24—33.
Li Kaixi, Xiao Yunhui, Rao Xiaofeng, et al. Column curves for steel compression member [J]. Journal of Chongqing Institute of Architecture and Engineering, 1985(1): 24—33. (in Chinese)