# 非平稳地震激励下隔震曲线梁桥振动控制研究。

李喜梅1,2, 杜永峰1,2

(1.兰州理工大学西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心,甘肃兰州 730050;2.兰州理工大学 防震减灾研究所,甘肃兰州 730050)

摘要:曲线梁桥由于其平面不规则性导致结构在地震激励下产生弯扭耦合效应,使得隔震曲线梁桥 的地震响应更加复杂。目前常用的控制方法是将隔震技术与附加减震装置相结合对曲线梁桥进行 控制。本文将地震动考虑为一均匀调制非平稳随机过程,针对隔震曲线梁桥长周期、低频率的特 点,选取 Clough-Pension 平稳地震动功率谱模型作为随机地震动输入模型,对无控(NON-C)、经典 线性最优控制(COC)以及序列最优控制算法(SOC)三种状态下的曲线桥梁进行随机响应分析。 通过建立曲线梁桥在随机地震动作用下的运动方程,求出减震控制结构的位移谱密度、加速度谱密 度响应及时变方差。分析结果表明:序列最优控制算法(SOC)在使隔震层位移得到减小的同时,可 以更有效地控制上部结构的地震响应,具有更好的控制效果。

关键词:曲线梁桥;最优序列控制;虚拟激励法;随机响应

中图分类号: TU352.1; U441<sup>+</sup>.3 文献标志码:A 文章编号: 1000-0844(2016)01-0103-06 DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2016.01.0103

## Vibration Control of Isolated Curved Girder Bridges under Nonstationary Seismic Excitation

LI Xi-mei<sup>1,2</sup>, DU Yong-feng<sup>1,2</sup>

(1.Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, Gansu, China; 2.Institute of Earthquake Protection and Disaster Mitigation, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, Gansu, China)

Abstract: With the continuous development of structural seismic isolation technology, the use of seismic-isolation-device bridge designs is growing. The combination of isolation and additional damping devices is a commonly used method for controlling curved-beam bridges. Analyses of vibration control for research in the evaluation of seismic dynamic response have primarily focused on deterministic excitation, but deterministic earthquake excitation is not representative. In this study, we consider ground motion to be a uniformly modulated nonstationary random process and investigate long periods of low-frequency characteristics. Moreover, we select the Clough-Pension steady vibration power spectral model as a random vibration input for isolated curved bridges. To address the limitations of the classical optimal control algorithm, we derive vibration control equations using a sequential optimal control (SOC) algorithm. We then analyze the random responses of a curved bridge under three conditions: noncontrol, classical linear optimal control, and SOC algorithm. By establishing a curved beam bridge vibration equation of motion for random actions, we determine the displacement vibration control structure of the spectral density, acceleration spectral density response, and time variance. Analysis results show

① **收稿日期:**2015-07-17

基金项目:甘肃省青年科技基金计划(148RJYA008);兰州理工大学建工 77 基金(TMK-TJ-1001)

作者简介:李喜梅(1979-),女,讲师,主要从事桥梁减隔震及振控制研究。E-mail:mei611@163.com。

that the SOC algorithm can reduce the displacement of the isolation layer and more effectively control the seismic response of the upper structure, thus yielding a better control effect. The SOC algorithm has higher control performance and achieves better damping control.

Key words: curved bridges; sequential optimal control; pseudo excitation method; random response

## 0 引言

目前对于曲线梁桥控制动力反应研究较多采用 确定性分析方法<sup>[1-4]</sup>。但是地震动是一个随机过程, 导致地震作用下减震结构的动力反应也必然为随机 过程,因此采用确定性的地震激励不具有代表性,而 采用随机振动理论能更好地反映响应的统计特性, 求解得到的结果也更为合理<sup>[5]</sup>。

经典最优控制算法计算过程需要求解非线性 RICCATI方程,而自由度数量太多的有限元模型会 给求解带来严重困难。作者针对经典最优控制算法 的缺点,借鉴离散系统最优控制的 Bellman 最优法 则,在每一个时间步长上建立目标函数,推导出更为 一般的序列最优控制算法(SOC),并应用于隔震曲 线梁桥的控制分析。

本文根据曲线梁桥受力特点,考虑隔震曲线梁桥上部结构刚度中心与质量中心不一致造成的平扭 耦合的地震效应,对隔震曲线梁桥建立双质点六自 由度控制分析模型。选择 Clough-Pension 功率谱 密度函数模型,并采用虚拟激励法求解动力方程,通 过 MATLAB 编程对无控(NON-C)、经典线性最优 控制(COC)以及序列最优控制算法(SOC)三种状态下曲线桥梁的随机地震响应进行分析。

## 1 隔震曲线梁桥模型的建立

#### 1.1 模型假设

首先将隔震曲线梁桥桥墩和上部结构简化为两 个模型系统,各具有两个水平 *x*、*y* 自由度和一个围 绕质量中心轴扭转 θ 自由度,堆积质量为 *m*<sub>1</sub>、*m*<sub>2</sub>。 桥墩与上部结构为两质点非同轴质量偏心结构的分 析模型,上下质点分别表示曲线桥下部结构和上部 结构(图 1)<sup>[6]</sup>。

### 1.2 运动方程的建立

取曲线桥上部结构的质量中心处为坐标原点, 曲线梁桥动力方程可表示为:

$$\boldsymbol{M} \frac{\mathrm{d}^2}{\mathrm{d}_t^2} \{ \boldsymbol{U} \} + \boldsymbol{C} \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}_t} \{ \boldsymbol{U} \} + \boldsymbol{K} \{ \boldsymbol{U} \} = \boldsymbol{L} \{ \boldsymbol{f}_c \} - \boldsymbol{M} \{ \ddot{\boldsymbol{U}}_g \}$$
(1)

式中:M、C、K、L分别为曲线桥模型的质量矩阵、阻



图1 曲线梁桥计算模型简图

Fig.1 Computational model of the curved bridge

尼矩阵、刚度矩阵和控制力作用位置矩阵,其中 *L* 由控制器的安装位置确定,反映 *x*、*y* 两个方向控制 器的布置情况; {*U*} = {*U<sub>x</sub>*,*U<sub>y</sub> U<sub>θ</sub>*}<sup>*T*</sup> 为位移向量; {*f<sub>c</sub>*} 为含有两个方向的控制力向量; { $\ddot{U}_{xg}$  = { $\ddot{U}_{xg}$  *Ü<sub>yg</sub>* 0}<sup>*T*</sup> 为*x* 和*y* 双向地震作用加速度向量。

$$\boldsymbol{M} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{M}_{x} & & \\ & \boldsymbol{M}_{y} & \\ & & \boldsymbol{J} \end{pmatrix}, \ \boldsymbol{K} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{K}_{xx} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K}_{x\theta} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K}_{yy} & \boldsymbol{K}_{y\theta} \\ \boldsymbol{K}_{\theta x} & \boldsymbol{K}_{\theta y} & \boldsymbol{K}_{\theta \theta} \end{pmatrix}$$

其中:

$$M_{x} = M_{y} = \begin{pmatrix} m_{1} \\ m_{2} \end{pmatrix}, J = \begin{pmatrix} J_{1} \\ J_{2} \end{pmatrix}, J = \begin{pmatrix} m_{1} \\ m_{2} \end{pmatrix}, J = \begin{pmatrix} m_$$

式中: $m_1$ 、 $m_2$ 分别为下部结构和上部结构的质量;  $J_1$ 、 $J_2$ 分别为下部结构和上部结构的转动惯量<sup>[7]</sup>;  $r_i$ 为回转半径; $X_{mi}$ 、 $Y_{mi}$ 分别为下部结构和上部结 构质心相对于参考轴的坐标; $K_{xx}$ 、 $K_{yy}$ 分别为结构 在x、y向的平动刚度,取隔震桥梁结构为剪切型;  $K_{x0}$ 、 $K_{y0}$ 分别为结构x、y向的平扭刚度,并考虑上 部结构与下部结构质心与刚心的偏心距及上部结构 与下部结构质心之间的偏心距; $K_{00}$ 为结构的扭转刚 度矩阵。

$$K_{\theta x} = K_{x\theta}^{T}, K_{\theta y} = K_{y\theta}^{T}$$
$$K_{yy} = \begin{pmatrix} K_{y1} + K_{y2} & -K_{y2} \\ -K_{y2} & K_{y2} \end{pmatrix}$$

$$K_{\theta\theta} = \begin{pmatrix} K_{\theta\theta11} & K_{\theta\theta12} \\ K_{\theta\theta21} & K_{\theta\theta22} \end{pmatrix} \quad K_{x\theta} = \begin{pmatrix} K_{x\theta11} & K_{x\theta12} \\ K_{x\theta21} & K_{x\theta22} \end{pmatrix}$$
$$K_{y\theta} = \begin{pmatrix} K_{y\theta11} & K_{y\theta12} \\ K_{y\theta21} & K_{y\theta22} \end{pmatrix} \tag{4}$$

式中: $K_{x1}$ 、 $K_{y1}$ 和 $K_{x2}$ 、 $K_{y2}$ 分别表示下部结构和上 部结构的平移刚度; $K_{x012}$ 、 $K_{y012}$ 分别表示仅 $m_2$ 发 生x向、y向单位位移时,在 $m_1$ 所需施加的绕z轴 的力矩; $K_{0012}$ 表示 $m_1$ 不动,Q $m_2$ 发生单位转角时, 在 $m_1$ 所需施加的绕z轴的力矩; $K_{x011}$ , $K_{x022}$ ,  $K_{x021}$ , $K_{y011}$ , $K_{y022}$ , $K_{y021}$ , $K_{0011}$ , $K_{0022}$ , $K_{0021}$ 表示含义 以此类推<sup>[8]</sup>。

阻尼矩阵[C]采用分区瑞利阻尼模型,阻尼矩 阵可分解为

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{C} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_r \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_0 \end{bmatrix} = \alpha_s \begin{bmatrix} \boldsymbol{M} \end{bmatrix} + \beta_s \begin{bmatrix} \boldsymbol{K} \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_r \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{C}_{br} & \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} \end{bmatrix} \\ \{\boldsymbol{0}\} & \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} \end{bmatrix} \end{pmatrix}$$
(5)

式中: $[C_r]$ 为体现非比例阻尼的余项阻尼矩阵; $C_{br}$ = $(\alpha_b - \alpha_s)m_b + (\beta_b - \beta_s)k_b$ ; $[C_0]$ 代表经典瑞利阻 尼矩阵; $\alpha_s, \beta_s, \alpha_b, \beta_b$ 分别为下部结构和隔震系统的 瑞利阻尼比例系数。

$$\binom{\alpha_{s}}{\beta_{s}} = \frac{2\xi_{s}}{\omega_{i} + \omega_{j}} \binom{\omega_{i}\omega_{j}}{1}, \binom{\alpha_{b}}{\beta_{b}} = \frac{2\xi_{b}}{\omega_{i} + \omega_{j}} \binom{\omega_{i}\omega_{j}}{1}$$

$$(6)$$

式中: $\xi_s$ , $\xi_b$ 分别为下部结构和隔震系统的瑞利阻尼 比例系数; $\omega_i$ , $\omega_j$ 为结构的第i,j阶圆频率<sup>[9]</sup>。

#### 1.3 序列最优控制算法

目前时域内结构最优控制算法大多是对问题做 了简化的,作者推出的序列最优控制算法吸收了几 种常见算法的优点,并对现有算法进行改进,将控制 目标函数化解到每个时间步长上,推导出更为一般 的最优控制算法,并用状态转移的数值方法加以实 现<sup>[10-12]</sup>。

最优控制力模型可根据作者提出的状态反馈序 列最优控制算法,构造双向地震作用下的二次型控 制目标函数为

$$J = \int_{t_0}^{t_f} \left[ \frac{1}{2} \boldsymbol{X}(t)^T \boldsymbol{Q} \boldsymbol{X}(t) + \frac{1}{2} \boldsymbol{f}_c(t)^T \boldsymbol{R} \boldsymbol{f}_c(t) \right] dt$$
(7)

式中:{X(t)}包含了x,y两个方向的结构响应; [Q]、[R]分别为对应于两个方向响应和控制力的权 重矩阵; $t_0, t_f$ 分别为控制起止及终了时刻。将地震 波和控制力转化为一系列时间域上的脉冲,由于地 震动和控制力都是随着时间的推移逐步输入到结构 系统,则系统当前时刻的响应是由当前时刻脉冲与 过去时刻脉冲响应叠加而成,即

 ${X(t)} = {X_{\sum(j-1)}(t)} + {X_j(t)}$  (8) 式中:下标" $\sum(j-1)$ "代表直到第(j-1)个步长上 (过去时刻)脉冲影响的总和,将式(8)代入式(7)后, 构造 Lagrange 函数,则原约束优化问题转化为无约 束问题。

因为当前时刻的脉冲只影响当前时刻和未来时 刻的响应,对过去时刻的响应没有影响,因此把纯粹 包含过去时刻脉冲影响的控制目标函数分离开来, 引用最优控制理论的泛函极值条件,可得到结构最 优控制的一般表达式:

$$\{\boldsymbol{f}_{C}(t_{A})\} = -[\boldsymbol{R}]^{-1}[\boldsymbol{B}]^{T}\{\boldsymbol{\lambda}(t_{A})\}$$
$$\{\boldsymbol{\lambda}\} = -[\boldsymbol{A}]^{T}\{\boldsymbol{\lambda}\} - [\boldsymbol{Q}]\{\boldsymbol{X}\}, \{\boldsymbol{\lambda}(t_{f})\} = 0 (9)$$

 $\{\dot{\mathbf{X}}\} = [\mathbf{A}]\{\mathbf{X}\} + [\mathbf{B}]\{\mathbf{f}\}_{c} + \{\mathbf{E}\}\ddot{\mathbf{U}}_{g}^{T} \quad (10)$   $\vec{x} + t_{A} \quad \beta \leq \vec{n} \text{ big}; \vec{x}(9), (10) \text{ big} \geq \vec{y} \leq t_{A},$  $t_{f}]_{o}$ 

序列最优控制算法同时包含了每个瞬刻的结构 响应和外部地震激励的影响,因此除了数值方法的 固有计算误差外,从概念上讲本文算法是精确解。

#### 2 曲线梁桥随机地震响应求解

#### 2.1 随机地震动模型

均匀调制模型为一个确定性强度包线函数与一 个平稳随机过程的乘积,即 f(t) = g(t)X(t)。式 中 g(t)为确定性强度包线函数;X(t)为平稳随机 过程。g(t)采用 Jennings 提出的一个非平稳强度 包线函数的形式:

$$g(t) = \begin{cases} (t_1/t)^2 & 0 \leqslant t \leqslant t_1 \\ 1 & t_1 \leqslant t \leqslant t_2 \\ \exp\left[(-c(t-t_2))\right] & t_2 \leqslant t \leqslant T \end{cases}$$

(11)

式中:*t*<sub>1</sub>、*t*<sub>2</sub>和*c*分别表示主震段的首、末时间和衰减函数;*T*为主震的持续时间<sup>[13]</sup>。

平稳随机过程 X(t)由功率谱唯一确定,本文的 研究对象是隔震体系,选用 Clough-Penzion 建议的 表达式,即地震动的单边功率谱可表示为

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega) = |H_{CP}(\omega)|^2 |H_{KT}(\omega)|^2 S_0 \quad (12)$$

$$H_{\rm KT}(\omega) = \frac{1 + 2i\xi_{\rm g}\omega/\omega_{\rm g}}{(1 - \omega^2/\omega_{\rm g}^2) + 2i\xi_{\rm g}\omega/\omega_{\rm g}} \quad (13)$$

$$H_{\rm CP}(\omega) = \frac{\omega^2 / \omega_{\rm c}^2}{(1 - \omega^2 / \omega_{\rm c}^2) + 2i\xi_{\rm c}\omega/\omega_{\rm c}} \quad (14)$$

式中: $S_0$ 为谱强度因子; $\xi_s, \omega_g$ 分别为地基土的阻尼 比和卓越频率; $\xi_c, \omega_c$ 两参数的配合可模拟地震动低 频能量的变化<sup>[14]</sup>。 该模型为双过滤白噪声,相当于使白噪声信号 经过两个单自由度的线性滤波器,能解决 Kanai-Yaijmi 模型过分强调低频的缺陷。

#### 2.2 虚拟激励法求解

将式(1)转化成状态空间表达式:

$$\mathbf{X} = \mathbf{A}\mathbf{X} + \mathbf{B}\mathbf{f}_{c} + \mathbf{E}\left\{\mathbf{U}_{g}\right\}^{T}$$
(15)  
$$\mathbf{Y} = \mathbf{C}\mathbf{X} + \mathbf{D}\mathbf{f}_{c} + \mathbf{W}\left\{\mathbf{\ddot{U}}_{g}\right\}^{T}$$
(16)

式中:  $X = \begin{pmatrix} U \\ U \end{pmatrix}$ ,  $A = \begin{pmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{pmatrix}$ ,  $B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}L \end{bmatrix}$ ,  $E = \begin{bmatrix} 0 \\ -\delta \end{bmatrix}$ 。其中, I 和 $\delta$ 分别为单位矩阵和单位向量。W 表达式根据输出的加速度性质而变化, G 表达式根据输出的位移和速度而变化。选择输出向量为各质点的绝对加速度及相对于地面位移时:

$$\boldsymbol{C} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{G} & \boldsymbol{0} \\ -\boldsymbol{M}^{-1}\boldsymbol{K} & -\boldsymbol{M}^{-1}\boldsymbol{C} \end{pmatrix},$$
$$\boldsymbol{D} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{M}^{-1}\boldsymbol{L} \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{W} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} \end{bmatrix}$$
(17)

设 $U_g = \sqrt{S_{U_g}} \exp(i\omega t)$ ,代入状态空间表达式 (15)和(16)则可求解结构的虚拟响应<sup>[15]</sup>。根据随 机振动理论可以得到结构虚拟响应的功率谱 $S_{xx}$ ( $\omega$ ) =  $X^* X$ ,进一步可求得体系各状态变量的方差 反应 $E(X^2) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{xx}(\omega) d\omega$ 。

## 3 实例计算

#### 3.1 工程背景

某立交匝道上一联圆曲线连续梁桥,跨径为 3 ×20 m,曲率半径 R 为 50 m,圆心角  $\theta$  为 69°,主梁 采用单箱单室箱梁。为简化分析,采用独柱式圆形 桥墩,直径 1.5 m,墩高为 5 m,桥墩墩底固结,每个 墩顶布置圆形铅芯橡胶支座。结构的阻尼比下部结 构  $\xi_s$  为 0.05,隔震层的水平阻尼比  $\xi_b$  为 0.15,上部 结构质心处为整体坐标系原点。

每个桥墩位置处切向和径向各设置一组理想智 能控制器来连接墩台和主梁,最大阻尼力2000 kN,如图2所示。采用状态反馈序列最优控算法对 结构进行控制,设控制器能够实时提供所需的控制 力,且不计时滞和自身动力效应。

#### 3.2 随机响应分析

取非平稳随机过程强度包线函数参数  $t_1 = 2.3$ ,  $t_2 = 16.2$ , c = 0.98, T = 20 s。以设防烈度 Ш度为例, 按照双过滤白噪声模型, 推算"大震"的基岩单边谱



Fig.2 Plan of the curved bridge

强度分别为  $S_0 = 2 \times 0.024 \ 92 \ \text{m}^2/\text{s}^{-3}$ 。场地选用 II 类场地土设计,地震分组按第一分组考虑,低频过滤 器参数  $\omega_g = 15.7$ , $\xi_g = 0.72$ ,取  $\xi_c = \xi_g$ , $\omega_c = 0.15\omega_g$ , 得到的输入地震动加速度的功率谱密度如图 3 所 示<sup>[16-17]</sup>。



图 3 地震动加速度功率谱 Fig.3 Seismic acceleration power spectrum

按照上述平稳过滤白噪声激励下的随机状态 反应分析的过程描述,用 MATLAB 进行编程分析, 分别求出隔震曲线梁桥在无控和有控状态下的功率 谱和均方值。

为使不同控制算法的效率具有可比性,定义控制能量指标为控制力的绝对值积分  $E = \int_{t_0}^{t_f} |f_c(t)| dt$ 。通过调整权重矩阵,使各种不同的算法在相同的控制能量水准之下<sup>[9]</sup>。由于曲线梁桥地震动的激励角度不同,结构响应也不同,以下均是在相同控制能量下,以地震激励角度与 x 轴入射角 30°为例进行分析。

图 4 和图 5 分别为曲线梁桥上部结构在无控 (NON-C)、经典线性最优控制(COC)以及序列最优 控制算法(SOC)三种状态下位移功率谱密度和加速 度功率谱密度的对比图。

由图 4、图 5 可以看出,相同控制能量下,三种状态 下位移功率谱密度和加速度功率谱密度峰值均位于 曲线梁桥一阶自振频率附近。与无控状态相比,两 种控制算法的位移功率谱密度和加速度功率谱密度









Fig.5 The acceleration power spectral density of superstructure

峰值都大大降低。序列最优控制算法(SOC)降低 x 向位移和加速度功率谱峰值的效果更为明显。

图6和图7分别为曲线梁桥上部结构在无控



图 6 上部结构位移时变方差





图 7 上部结构加速度时变方差 Fig.7 The acceleration time varying variance of superstructure

(NON-C)、经典线性最优控制(COC)以及序列最优 控制算法(SOC)三种状态下位移和加速度时变方差 响应对比图。

由图 6、图 7 可以看出,与无控状态相比,两种 控制算法的位移和加速度时变方差响应都有明显的 降低。无论位移还是加速度的时变方差响应,序列 最优控制算法(SOC)的效果更为明显,尤其在降低 上部结构加速度时变方差响应上且有更明显的 优势。

#### 4 结论

本文对隔震曲线梁桥在无控(NON-C)、经典线 性最优控制(COC)以及序列最优控制算法(SOC) 三种状态下的随机反应进行了研究。研究结果表 明:同无控结构相比,采用控制算法谱密度的响应及 时变方差均明显的降低,表明两种算法都有很好的 控制效果;在同等控制能量的条件下,序列最优控制 算法(SOC)降低结构加速度功率谱响应的效果更为 明显,可以同时使上部结构的响应得到更有效的 控制。

序列最优控制算法不需要求解 Riccati 方程,计 算量小,没有预先对目标函数引用近似简化,仅有将 地震波转化为一系列脉冲和采用状态转移的数值算 法的本身误差。因此序列最优控制算法(SOC)从概 念上更合理,可以取得更理想的减震效果。

#### 参考文献(References)

[1] 亓兴军,申永刚.三维地震动作用下曲线连续梁桥减震控制研 究[J].振动与冲击,2012,31(6):119-125.

QI Xing-jun, SHEN Yong-gang.Seismic Mitigation Control for a Curved Continuous Girder Bridge with 3-D Ground Motion Action[J],Journal of Vibration and Shock, 2012, 31(6): 119-125. (in Chinese)

[2] 亓兴军,李小军,唐晖.曲线桥弯扭耦合减震半主动控制分析[J].公路交通科技,2006,23(9):54-57.

QI Xing-jun, LI Xiao-jun, TANG Hui. Study on Semi-activecontrol of Seismic Bend Torsion Coupling for Curved Bridge [J].Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2006, 23(9):54-57. (in Chinese)

[3] 全伟,李宏男.曲线桥多维多点地震激励半主动控制分析[J]. 工程力学,2009(3):79-85. QUAN Wei, LI Hong-nan. Semi-active Control of Curved Bridge under Multi-component and Multi-support Earthquake [J].Engineering Mechanics,2009(3):79-85.(in Chinese)

- [4] 阎石,张海.高架桥地震反应半主动控制分析[J].地震工程与 工程振动,2003,23(6):169-173.
  YAN Shi,ZHANG Hai,Semi-active Vibration Control Analysis of Seismic Response for Elevated Highway Bridge Structures
  [J].Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(6):169-173.(in Chinese)
- [5] 欧进萍,王光远.结构随机振动[M].北京:高等教育出版社, 1998.

OU Jin-ping, WANG Guang-yuan. The Random Vibration of Structure [M]. Beijing: Higher Education Publishing Press, 1998. (in Chinese)

- [6] 李慧,包超,杜永峰,近场地震作用下不规则层间隔震结构的动 力响应分析[J].地震工程学报,2013,35(1):51-55. LI Hui,BAO Chao,DU Yong-feng.Dynamic Response Analysis of Irregular Story Isolation Structures under Near-field Earthquake Conditions[J].China Earthquake Engineering Journal,2013,35(1):51-55.(in Chinese)
- [7] 李宏男,霍林生.结构多维减震控制[M].北京,科学技术出版 社,2008.
   LI Hong-nan, HUO Lin-sheng. Structural Multidimensional

Vibration Control[M].Beijing: Science and Technology Publishing House,2008.(in Chinese)

[8] 党育.复杂隔震结构的分析与软件实现[D].武汉:武汉理工大 学,2011.

DANG Yu. Analysis and Software Development of Complex Isolated Buildings[D].Wuhan:Wuhan University of Technology,2011.(in Chinese)

- [9] 杜永峰,张尚荣,李慧.多级串联非比例阻尼隔震结构地震响应 分析[J].西北地震学报,2012,34(4):319-323.
   DU Yong-feng,ZHANG Shang-rong,LI Hui.Seismic Response Analysis on Multistage Series Non-proportional Damping Isolation Structure[J].Northwestern Seismological Journal,2012, 34(4):319-323.(in Chinese)
- [10] 杜永峰.被动与智能隔震结构地震响应分析及控制算法[D]. 大连:大连理工大学,2003.
   DU Yong-feng. Analysis of Seismic Response of Passive and

Smart Isolated Structures and Investigation to Control Algorithms[D].Dalian;Dalian University of Technology,2003.(in Chinese)

[11] Chi Y, Sain M K, Pham K D, et al. Structural Control Paradigms for an Asymmetric Building [C]//Proceedings of the 8<sup>th</sup> ASCE Special Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, PMC2000-152.

108

bility Density Evolution Equations of Stochastic Dynamical Systems[J]. Advances in Mechanics, 2010, 40(2): 170-188. (in Chinese)

- [14] 刘章军,方兴.平稳地震动过程的随机函数-谱表示模拟[J].振动与冲击,2013,32(24):6-10.
  LIU Zhang-jun,FANG Xing.Simulation of Stationary Ground Motion with Random Functions and Spectral Representation
  [J].Journal of Vibration and Shock,2013,32(24): 6-10. (in Chinese)
- [15] Kanai K.An Empirical Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions[J].Bull Earthquake Res Inst Univ Tokyo,1961,39:85-95.
- [16] 薛素铎,王雪生,曹资.基于新抗震规范的地震动随机模型参数研究[J].土木工程学报,2003,36(5):5-10.
   XUE Su-duo, WANG Xue-sheng, CAO Zi. Parameters Study on Seismic Random Model Based on the New Seismic Code
   [J].China Civil Engineering Journal,2003,36(5):5-10. (in Chinese)

[17] 欧进萍,王光远.结构随机振动[M].北京:高等教育出版社, 1998.

OU Jin-ping, WANG Guang-yuan. Random Vibration of Structures[M]. Beijing: Higher Education Press, 1998. (in Chinese)

- [18] Li J, Chen JB. The Number Theoretical Method in Response Analysis of Nonlinear Stochastic Structures[J].Computational Mechanics, 2007, 39(6):693-708.
- [19] 曾波,邢彦富,刘章军.基于概率密度演化的渡槽结构抗震分析[J].地震工程学报,2014,36(4):991-996.
   ZENG Bo,XING Yan-fu,LIU Zhang-jun.Seismic Analysis of Large-scale Aqueduct Structures Based on the Probability Density Evolution Method[J].China Earthquake Engineering Journal,2014,36(4):51-55. (in Chinese)
- [20] Li J. Chen J B, Fan W L. The Equivalent Extreme-value Event and Evaluation of the Structural System Reliability[J].Structural Safety, 2007, 29(2):112-131.

\*\*\*\*\*

(上接108页)

- [12] 杜永峰,李慧,赵国藩.地震作用下结构振动最优控制的一种 一般算法[J].大连理工大学学报,2004,44(6):864-869.
  DU Yong-feng,LI Hui,ZHAO Guo-fan.A General Algorithm of the Structure Vibration Optimal Control of Seismic Excitations[J].Journal of Dalian University of Technology 2004,44 (6):864-869.(in Chinese)
- [13] 林家浩,张亚辉.随机振动的虚拟激励法[M].北京:科学出版 社,2004.

LIN Jia-hao, ZHANG Ya-hui. The Random Vibration of the Pseudo Excitation Method [M]. Beijing: Science Press, 2004. (in Chinese)

[14] 林治丹.考虑几何非线性的串联隔震体系随机响应研究[D]. 兰州:兰州理工大学,2013.

> LIN Zhi-dan. The Research on Random Vibration of the Serially Connected Isolation System[D].Lanzhou:Lanzhou University of Technology,2013.(in Chinese)

[15] 汪梦甫.用虚拟激励法求解非比例阻尼线性体系的非平稳随 机地震响应[J].力学季刊,2006,27(4):598-605. WANG Meng-fu. Use Pseudo-excitation Method to Solve Non-Stationary Random Response of Non-Proportional Damped Systems[J].Chineses Quarterly of Mechanics, 2006, 27(4):598-605.(in Chinese)

- [16] 薛素铎,王雪生,曹资.基于新抗震规范的地震动随机模型参数研究[J].土木工程学报,2003,36(5):5-10.
  XUE Su-duo WANG Xue-sheng,CAO Zi.Parameter Study on Seismic Random Model Based on the New Seismic Code[J].
  China Civil Engineering Journal,2003,36(5):5-10.(in Chinese)
- [17] 李慧,王亚楠,杜永峰,平稳随机地震激励下 TMD-基础隔震 混合控制体系的减震效果分析[J].合肥工业大学学报:自然 科学版,2013,36(2):187-191.

LI Hui, WANG Ya-nan, DU Yong-feng. Effectiveness Analysis of TMD-base Isolation Hybrid Control System under Stationary Stochastic Seismic Excitation [J]. Journal of Hefei University of Technology: Natural Science, 2013, 36(2):187-191.( in Chinese)