

张郁山, 赵凤新. 2014. 基于希尔伯特变换的非平稳地震动模拟方法的验证. 地震学报, 36(4): 686–697. doi:10.3969/j.issn.0253-3782.2014.04.014.
Zhang Y S, Zhao F X. 2014. Validation of non-stationary ground motion simulation method based on Hilbert transform. *Acta Seismologica Sinica*, 36(4): 686–697. doi:10.3969/j.issn.0253-3782.2014.04.014.

基于希尔伯特变换的非平稳地震动模拟方法的验证^{*}

张郁山^{*} 赵凤新

(中国北京 100029 中国地震灾害防御中心)

摘要 基于希尔伯特变换的非平稳地震动模拟方法能够生成一系列地震动样本, 具有与给定天然地震动相似的非平稳特征. 该方法在模拟天然地震动时域波形的形态和能量的时频分布方面, 效果非常显著且已得到验证. 本文以理想单自由度体系弹塑性地震反应为基础, 深入验证该方法在模拟天然地震动对结构影响效应方面的效果. 研究结果表明, 该方法能够较好地模拟天然地震动的工程特性, 其生成的地震动样本的峰值特性及其引起的结构弹塑性地震响应具有与天然地震动相似的特征.

关键词 地震动 非平稳 希尔伯特变换 弹塑性 地震反应

doi:10.3969/j.issn.0253-3782.2014.04.014 中图分类号: P315.9 文献标志码: A

Validation of non-stationary ground motion simulation method based on Hilbert transform

Zhang Yushan^{*} Zhao Fengxin

(China Earthquake Disaster Prevention Center, Beijing 100029, China)

Abstract: The non-stationary ground motion simulation method based on Hilbert transform can generate a series of artificial ground motion samples that possess the non-stationary characteristics similar to the given natural ground motion. The effectiveness of this method in simulating the time-domain waveform features and the time-frequency distribution of energy of the natural ground motion has been validated. In this paper, based on the elastic-plastic seismic responses of ideal single-degree-of-freedom system, the effectiveness of this method in simulating the impacts of the natural ground motion on structures are validated. The results show that, the method can simulate well the engineering properties of natural ground motions, and the structural elastic-plastic seismic responses evoked by the ground motion samples generated by this method have the similar characteristics to the responses caused by natural ground motion.

* 基金项目 国家科技支撑计划(2012BAK15B01)、国家自然科学基金(51178436)和北京市自然科学基金(8112029)共同资助。

收稿日期 2013-12-08 收到初稿, 2014-03-19 决定采用修改稿。

[†] 通讯作者 e-mail: hyszhang@163.com

Key words: ground motion; non-stationarity; Hilbert transform; elastic-plasticity; seismic response

引言

重要工程结构的抗震设计需要一定数量的且满足一定地震环境及场地条件的地震动加速度时程作为结构动力反应分析的输入；基于随机振动理论的结构地震反应分析也需要满足同一集系特征的地震动时程作为输入。由于强震观测记录有限，不能满足上述地震工程的理论研究及实际应用中诸多方面的需求，因此，以随机过程理论为基础、利用数值方法合成满足给定地震动工程特性的人工地震动，即地震动模拟或仿真，一直是地震工程领域理论研究和工程应用中的热点问题(李英民，赖明，1998a, b, c)。地震动模拟应尽可能全面地反映实际天然地震动的工程特性，其合成的人工地震动应尽可能全面地模拟实际天然地震动对工程结构的影响效应。

由于地震震源的复杂破裂过程、地震波在地球介质中传播的频散现象以及地表土层非线性的力学行为，地震动通常具有非平稳特性，而且地震动的非平稳特性对工程结构的地震反应具有重要的影响(Kubo, 1993; Hasgür, 1995; 杨红等, 2001; Wang, 2002; 陈健云等, 2003; 曹晖, 林学鹏, 2006)。因此，研究人员提出了多种非平稳地震动的模拟方法，具体可分为4大类，即基于时域调制的方法(Scanlan, Sachs, 1974; Rezaeian, Der Kiureghian, 2008)、基于渐进谱的方法(Yeh, Wen, 1990; Conte, Peng, 1997; 梁建文, 2005a, b; Liang *et al.*, 2007; 张翠然, 陈厚群, 2008)、基于自回归滑移平均(ARMA)模型的方法(Chang *et al.*, 1982; Cakmak *et al.*, 1985; Deodatis, Shinozuka, 1988; Conte *et al.*, 1992)和基于傅里叶相位差谱的方法(杨庆山等, 2001)。各种方法均有其局限性和适用范围(李英民, 赖明, 1998a, b, c; Zhang *et al.*, 2012)。基于希尔伯特变换的方法(Zhang *et al.*, 2012)则通过建立给定天然地震动瞬时相位的随机过程模型，实现对非平稳天然地震动的模拟。Zhang *et al.* (2012)利用希尔伯特谱和Morlet小波谱，验证了该方法生成的地震动样本具有给定的天然地震动的非平稳特性，其时域波形的形态和能量的时频分布特征与天然地震动相同。为了进一步研究该方法在模拟天然地震动工程特性方面的能力，本文将基于单自由度体系的弹塑性动力响应，深入验证该方法在模拟实际天然地震动峰值特性及其对工程结构影响效应方面的效果。

1 基本方法

基于希尔伯特变换的非平稳地震动模拟方法基本流程如下：

1) 给定天然地震动记录 $x_0(t)$ 。

2) 利用希尔伯特变换求出时程 $x_0(t)$ 的瞬时幅值 $a_0(t)$ 和解卷后的瞬时相位 $\theta_0(t)$ 如下：

$$a_0(t)=\sqrt{x_0^2(t)+y_0^2(t)}, \quad (1)$$

$$\theta_0(t)=\arctan \frac{y_0(t)}{x_0(t)}, \quad (2)$$

$$y_0(t)=\frac{1}{\pi}P\int_{-\infty}^{\infty} \frac{x_0(\tau)}{t-\tau}d\tau, \quad (3)$$

式中 P 表示取广义积分的Cauchy主值。

3) 利用傅里叶变换求出瞬时相位 $\theta_0(t)$ 的傅里叶幅值谱 $A_{\theta,0}(f)$ 和相位谱 $\Phi_{\theta,0}(f)$:

$$\Omega_0(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \theta_0(t) \exp(-i2\pi f t) dt, \quad (4)$$

$$A_{\theta,0}(f) = |\Omega_0(f)|, \quad (5)$$

$$\Phi_{\theta,0}(f) = \arctan \frac{\text{Im}[\Omega_0(f)]}{\text{Re}[\Omega_0(f)]}, \quad (6)$$

式中 Re 和 Im 分别表示取复数的实部与虚部, i 表示虚数单位, $i^2 = -1$.

4) 利用汉宁(Hanning)窗对 $\Phi_{\theta,0}(f)$ 进行低通滤波,

$$\Phi_{\theta,d}(f) = \text{Hann}[\Phi_{\theta,0}(f)], \quad (7)$$

$$\Phi_{\theta,n}(f) = \Phi_{\theta,0}(f) - \Phi_{\theta,d}(f), \quad (8)$$

式中 $\text{Hann}[x(f)]$ 表示对函数 $x(f)$ 进行低通滤波处理后得到的低频分量.

5) 假定 $\Phi_{\theta,n}(f)$ 为随机过程 $\Psi(f)$ 的一个样本, 并且假定随机过程 $\Psi(f)$ 为确定性函数 $A(f)$ 与随机过程 $\Theta(f)$ 乘积的形式, 即

$$\Psi(f) = A(f)\Theta(f), \quad (9)$$

其中确定性函数的形式如下:

$$A(f) = \sqrt{\Phi_{\theta,n}^2(f) + \hat{\Phi}_{\theta,n}^2(f)}, \quad (10)$$

$$\hat{\Phi}_{\theta,n}(f) = \frac{1}{\pi} P \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\Phi_{\theta,n}(\tau)}{f - \tau} d\tau, \quad (11)$$

式中 $\Theta(f)$ 假定为区间 $[-1, 1]$ 均匀分布的随机频率过程, 且满足: ① 对任意频率 f , $\Theta(f)$ 为区间 $[-1, 1]$ 均匀分布的随机变量; ② 若 $f_1 \neq f_2$, 则 $\Theta(f_1)$ 与 $\Theta(f_2)$ 为相互独立的随机变量.

6) 按照下式构造与原始天然地震动 $x_0(t)$ 对应的随机过程 $x(t)$:

$$x(t) = a_0(t) \cos[\theta(t)], \quad (12)$$

其中

$$\theta(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \Omega(f) \exp(i2\pi f t) dt, \quad (13)$$

$$\Omega(f) = A_{\theta,0}(f) \exp\{i[\Phi_{\theta,d}(f) + \Psi(f)]\}. \quad (14)$$

7) 设定不同的随机数, 利用式(12)即可生成一系列与原始地震动具有相同非平稳特性的地震动样本 $x_s(t)$.

上述方法的具体论述详见 Zhang et al (2012). 通常该方法能够合理地模拟地震动的高频成分, 但该方法在生成地震动样本时会引入一些额外的无意义的低频成分; 另一方面, 该方法假定地震动的低频成分为物理意义明确的确定性变量, 进而通过建立高频成分的随机过程模型实现对非平稳地震动的模拟. 因此, 利用该方法生成的地震动样本 $x_s(t)$ 通常要保留原始天然地震动样本 $x_0(t)$ 的频率低于截止频率 f_c 的低频成分. 应当指出的是, 由于震源机制、地震波传播路径及局部场地条件等因素的差异, 天然地震动中物理意义明确的低频成分对应的截止频率亦不尽相同. 在实际工作中, 应根据期望保留的低频成分的频带范围, 合理地设定截止频率 f_c .

图 1 给出了原始 El Centro 波(El Centro 台站获取的 1940 年美国 Imperial Valley 地震的南北分量记录, 矩震级 $M_w 6.95$, 震中距 12.99 km)的加速度、速度和位移波形; 利用上述方法生成的一个人工地震动样本的相应波形如图 2 所示, 可以看出, 该方法生成的人工

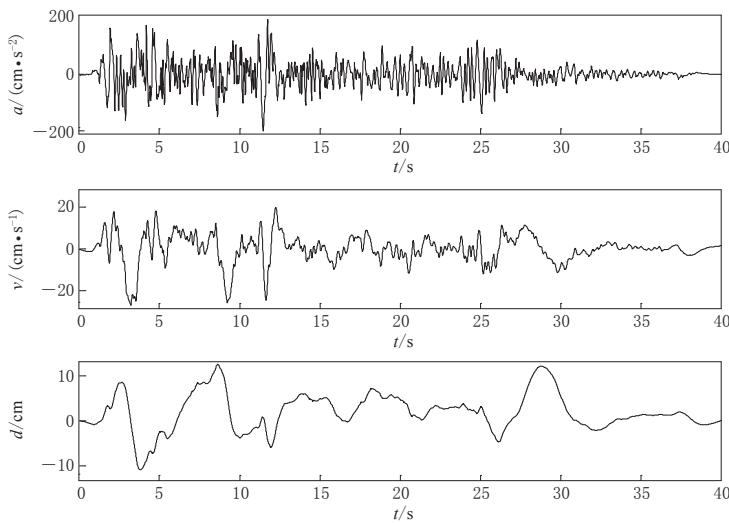


图1 原始 El Centro 波的波形

Fig. 1 The waveform of original El Centro recordings

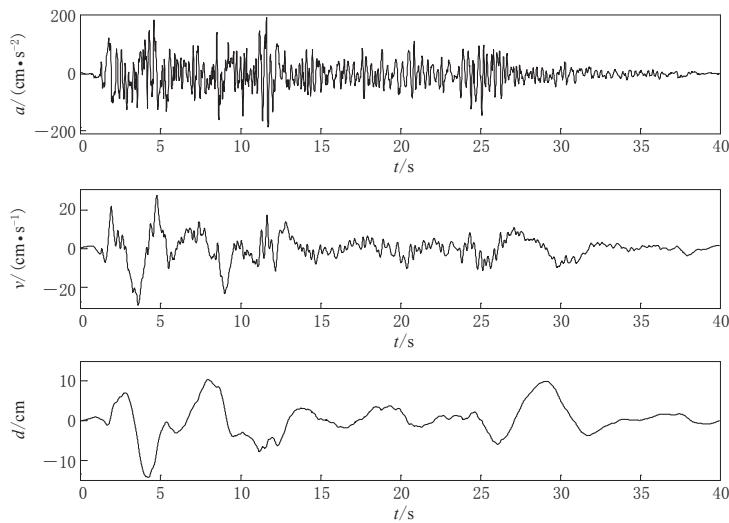


图2 模拟 El Centro 波的一个地震动样本的波形

Fig. 2 The waveform of one ground-motion sample simulating the El Centro wave

地震动样本与原始天然地震动样本具有相似的加速度、速度和位移波形。

利用该方法共生成出与图1所示天然地震动相应的1000个人工地震动样本，针对每个样本确定其峰值加速度、峰值速度和峰值位移，进而确定每个地震动参数分布的直方图，如图3所示。其中，横轴为地震动参数的取值区间（共40个），纵轴为对应于每个取值区间的地震动样本数量，图中还标示出了原始天然地震动的峰值。可以看出，该模拟方法生成的地震动样本的峰值大部分位于原始天然地震动的峰值附近。因此，人工地震动样本能够较好地模拟实际天然地震动的峰值特性，包括峰值加速度、峰值速度和峰值位移特性。

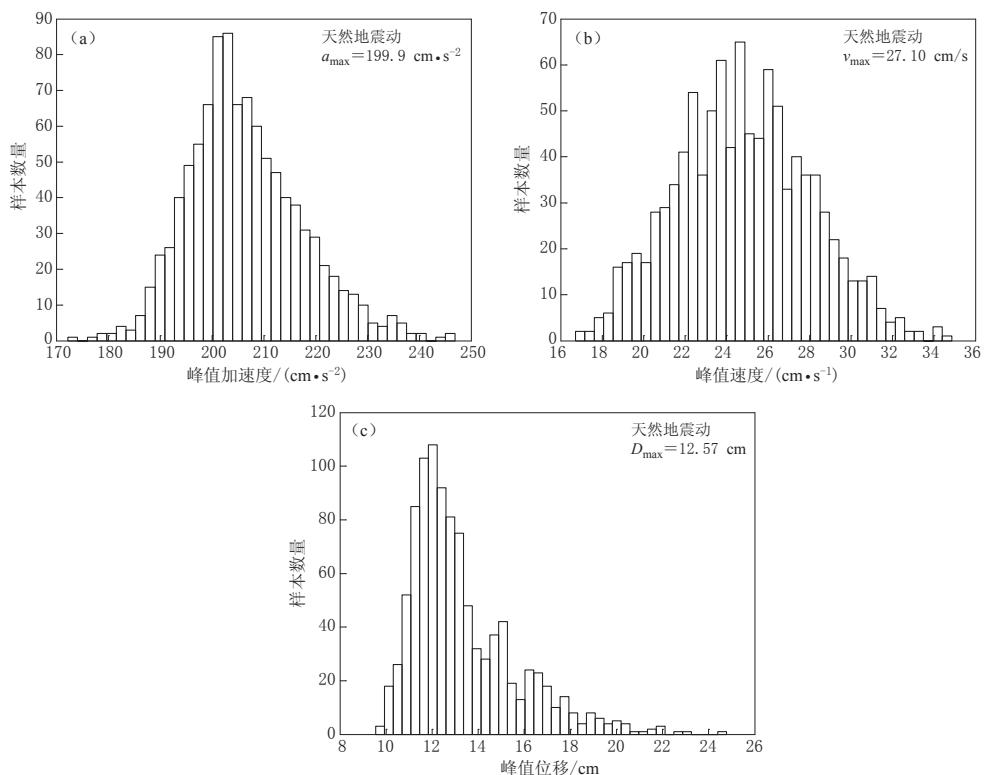


图 3 模拟 El Centro 波的地震动样本峰值的分布

(a) 峰值加速度; (b) 峰值速度; (c) 峰值位移

Fig. 3 Distribution of the peak values of ground-motion samples simulating the El Centro wave

(a) Peak ground acceleration; (b) Peak ground velocity; (c) Peak ground displacement

2 方法验证

本文将利用理想单自由度体系的弹塑性动力响应，验证上述基于希尔伯特变换的非平稳地震动模拟方法在模拟天然地震动对结构影响效应方面的效果。所涉及到的单自由度体系的动力响应参数如下所述。

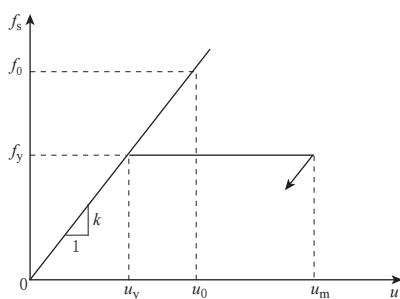


图 4 恢复力-变形关系

Fig. 4 Relationship between restoring force (f_s) and deformation (u)

单自由度体系在地面运动作用下动力响应的控制方程为

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + f_s(u) = -m\ddot{u}_g(t), \quad (15)$$

式中： m 为振子的质量； c 为体系的阻尼系数（采用黏滞阻尼理论）； $f_s(u)$ 为体系的恢复力，是振子相对地面的位移 u （即体系的变形）的函数； $\ddot{u}(t)$ 、 $\dot{u}(t)$ 和 $u(t)$ 分别为振子相对地面的加速度、速度和位移； $\ddot{u}_g(t)$ 是地面运动的加速度；振子的初始速度和初始位移均为零。对于理想弹塑性体系而言，恢复力和变形之间的关系如图 4 所示， u_y 为体系的屈服位移， f_y 为体系的屈服强度。在变形达到 u_y 之前，体系为线弹性

体系，其刚度为 k ；当变形超过 u_y ，体系为理想弹塑性体系，受输入地震动过程的影响，体系刚度在不同时刻取 k 或 0。针对理想弹塑性体系，定义与其相应的线性体系 (corresponding linear system，简写为 CLS) (Chopra, 2001)，该体系的质量和阻尼与弹塑性体系一致，其刚度为弹塑性体系屈服前的刚度。弹塑性体系的“固有”周期和阻尼比分别定义为其 CLS 的“自振”周期和阻尼比，即

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}, \zeta = \frac{c}{2\sqrt{mk}}. \quad (16)$$

设在某一给定地震动作用下，弹塑性体系 CLS 的最大变形反应为 u_0 ，相应的恢复力为 f_0 ，如图 4 所示。定义弹塑性体系的屈服强度降低因子 (Chopra, 2001) 为

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y}, \quad (17)$$

在给定地震动作用下， R_y 越大，体系的动力响应就越早进入到弹塑性状态。记体系弹塑性变形的最大值为 u_m ，体系的延性系数定义为

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}. \quad (18)$$

针对给定的地震动加速度 $\ddot{u}_g(t)$ ，若给定弹塑性体系的固有周期 T 、阻尼比 ζ 及屈服强度降低因子 R_y ，则首先计算自振周期为 T 、阻尼比为 ζ 的 CLS 的最大相对位移反应 u_0 ，然后根据式(17)确定弹塑性体系的屈服位移 $u_y = u_0/R_y$ ，进而利用常规数值积分方法 (如 Newmark 法) 求解式(15)，即可确定与参数 R_y 相对应的体系弹塑性动力响应。相应地，仿照弹性反应谱的定义，可以定义地震动 $\ddot{u}_g(t)$ 的弹塑性反应谱。

$$S_a = (T, \zeta, R_y) = \max_t |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)|, \quad (20)$$

$$S_v = (T, \zeta, R_y) = \max_t |\dot{u}(t)|, \quad (21)$$

$$S_d = (T, \zeta, R_y) = \max_t |u(t)| \quad (22)$$

分别称为弹塑性绝对加速度反应谱、相对速度反应谱和相对位移反应谱，分别表示在给定屈服强度降低因子 R_y 的条件下，给定地震动引起的不同体系的弹塑性绝对加速度反应、相对速度反应和相对位移反应的最大值。除上述体系最大响应之外，地震动对体系的输入能量以及体系自身的阻尼耗能和弹塑性滞回耗能也是描述地震动对结构影响效应的重要参数。在式(15)两边分别乘以 du 并积分可得

$$\int_0^u m\ddot{u}(t)du + \int_0^u c\dot{u}(t)du + \int_0^u f_s(t)du = - \int_0^u m\ddot{u}_g(t)du. \quad (23)$$

上式等号左边 3 项依次为振子动能 E_k 、体系阻尼耗能 E_d 和体系弹塑性滞回耗能 E_h ，等号右边为地震动对体系总的输入能量 E_i 。针对给定地震动，这些能量是体系自身特性 (以参数 T 、 ζ 和 R_y 描述) 的函数，且有

$$S_{ei}(T, \zeta, R_y) = - \int_0^{T_d} m\ddot{u}_g(t)\dot{u}(t)dt, \quad (24)$$

$$S_{ed}(T, \zeta, R_y) = \int_0^{T_d} c\dot{u}(t)\dot{u}(t)dt, \quad (25)$$

$$S_{ey}(T, \zeta, R_y) = \int_0^{T_d} f_s(t)\dot{u}(t)dt \quad (26)$$

分别称为弹塑性输入能量谱、阻尼耗能谱和滞回耗能谱，其中 T_d 为地震动总的持续时间。

式(20)–(22)与式(24)–(26)定义了地震动相当于屈服强度因子 R_y 的弹塑性反应谱。另外，地震动相当于延性系数 μ 的弹塑性需求谱定义如下。对于给定的地震动加速度 $\ddot{u}_g(t)$ ，使得弹塑性体系(T, ζ)的延性系数达到 μ 所需的体系屈服位移为 u_y ，则可定义地震动的弹塑性需求谱为

$$S_y(T, \zeta, \mu) = u_y. \quad (27)$$

针对给定地震动 $\ddot{u}_g(t)$ 、参数 T 、 ζ 和 μ ，可以采用迭代的方法确定上述弹塑性需求谱(Chopra, 2001)。弹塑性需求谱的工程意义在于，结构在给定地震动作用下，其塑性变形发展程度(即其破坏程度)达到指定要求(以 μ 描述)所需的结构屈服位移。对于弹性体系， $\mu=1$ ，不允许其发生塑性变形，那么其屈服位移就必须大于或等于在给定地震动作用下结构弹性相对位移反应的最大值。此外，对于 $\mu=1$ ，即弹性体系，式(27)定义的地震动需求谱等同于其弹性相对位移反应谱，因为地震动在某一控制周期处的弹性相对位移反应谱可理解为在该地震动作用下，使得相应体系保持弹性所需的最小屈服位移。利用式(27)定义的需求谱可定义伪速度需求谱如下：

$$\text{PSV}(T, \zeta, \mu) = \frac{2\pi u_y(T, \zeta, \mu)}{T}. \quad (28)$$

定义了上述地震动的各类弹塑性谱之后，即可利用这些参数描述地震动对弹塑性体系的影响效应，进而利用其对上述模拟方法进行验证。

针对图 1 所示的原始 El Centro 波，利用基于希尔伯特变换的模拟方法生成与其具有相似非平稳特性的 30 个地震动样本，计算所有地震动样本与屈服强度因子 $R_y=3$ 相对应的弹塑性绝对加速度反应谱、相对速度反应谱、相对位移反应谱、输入能量谱、阻尼耗能谱、滞回耗能谱，以及分别与延性系数 $\mu=1$ (弹性)和 $\mu=4$ 相对应的伪速度需求谱(由式(28)定义)，具体计算结果如图 5 所示。基于希尔伯特变换的地震动模拟方法将给定的天然地震动视为某一随机过程的一个样本或一次实现，通过建立地震动瞬时相位的随机过程模型实现对该地震动随机过程的求解。从图 5 中可以看出，作为同一随机过程的不同样本，人工地震动样本能够很好地模拟实际天然地震动样本在弹塑性反应谱、输入能量谱、阻尼耗能谱、滞回耗能谱以及弹塑性需求谱方面的特征。而上述几类谱均从不同角度描述了地震动对结构的影响效应，因此，基于希尔伯特变换的地震动模拟方法生成的人工地震动样本能够较好地模拟实际天然地震动样本对结构的影响效应。

图 6 给出了 TCU052 台站记录到的 1999 年台湾集集地震的南北分量地震动波形(矩震级 $M_w 7.62$ ，震中距 39.58 km)。该记录的一个最大特征是其速度波形曲线出现了一个显著的低频脉冲，同时导致地表出现了永久性的位移，如图 6 中位移曲线所示。基于希尔伯特变换的模拟方法生成的与图 6 所示记录相应的一个地震动样本如图 7 所示。该模拟方法主要针对随机特征明显的地震动高频成分进行随机建模，实现对天然地震动的模拟，在此过程中保留了具有较明确物理意义的地震动低频成分。对于图 6 所示天然地震动而言，其速度和位移波形均受地震动低频成分控制，因此，即使该方法生成的地震动加速度与原始天然加速度波形在高频成分方面存在一定的差异，但速度和位移样本与原始天然地震动相似，如图 6 和图 7 所示。图 6 所示的天然地震动样本与 30 个人工地震动样本不同类型弹塑性谱之间的比较如图 8 所示。从该图中可以看出，人工地震动样本较好地模拟了实际天然地震动的工程特性。

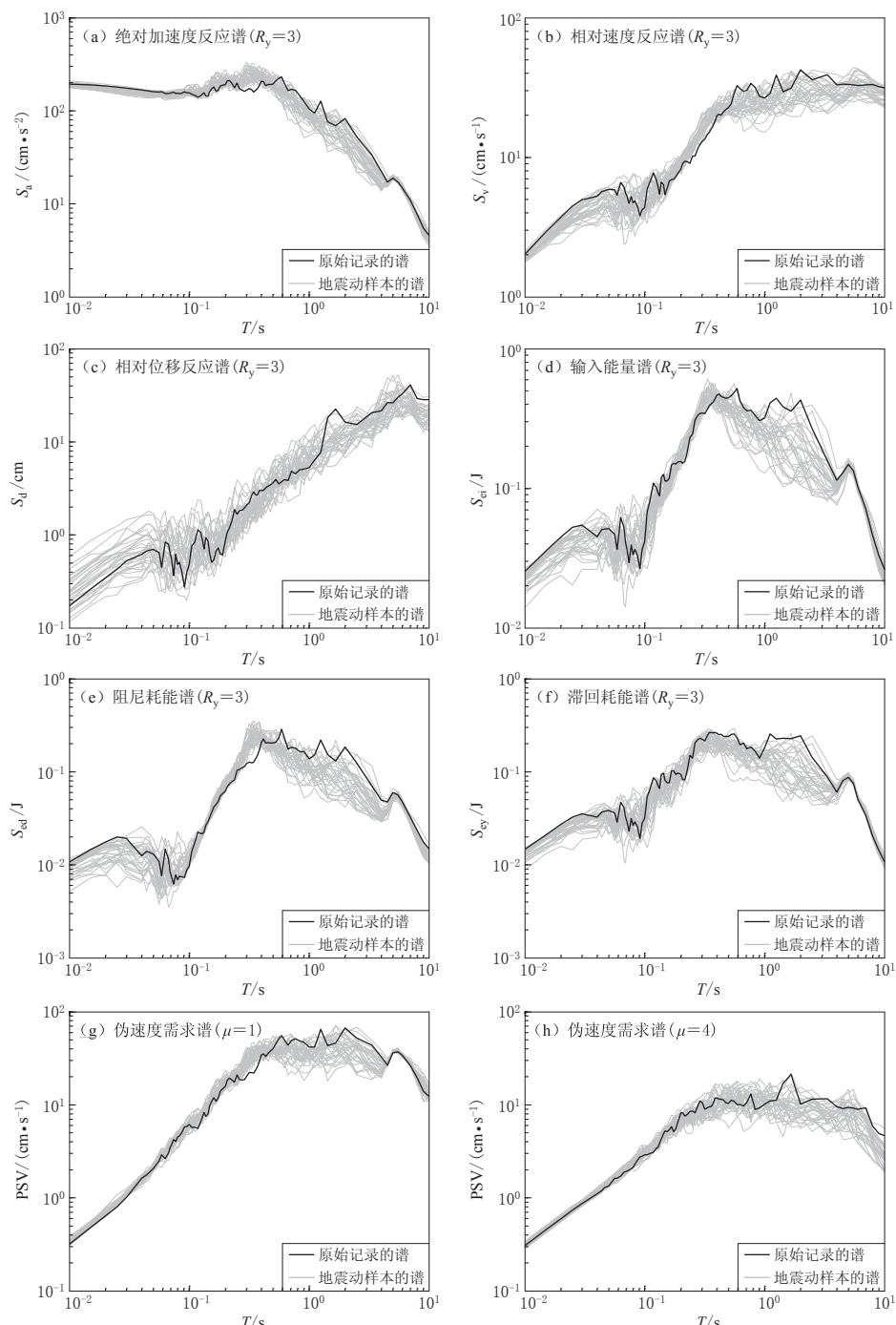


图 5 原始 El Centro 波与人工地震动样本频谱的比较

Fig. 5 Comparison of the spectra of original El Centro wave with those of artificial ground-motion sample
 (a) Absolute acceleration response spectrum ($R_y=3$) ; (b) Relative velocity response spectrum ($R_y=3$) ; (c) Relative displacement response spectrum ($R_y=3$) ; (d) Input energy spectrum ($R_y=3$) ; (e) Damping dissipated energy spectrum ($R_y=3$) ; (f) Hysteretic dissipated energy spectrum ($R_y=3$) ; (g) Pseudo-velocity demand spectrum ($\mu=1$) ; (h) Pseudo-velocity demand spectrum ($\mu=4$). Thick black lines denote spectra of original ground motion, and thin grey lines denote spectra of simulated ground-motion samples

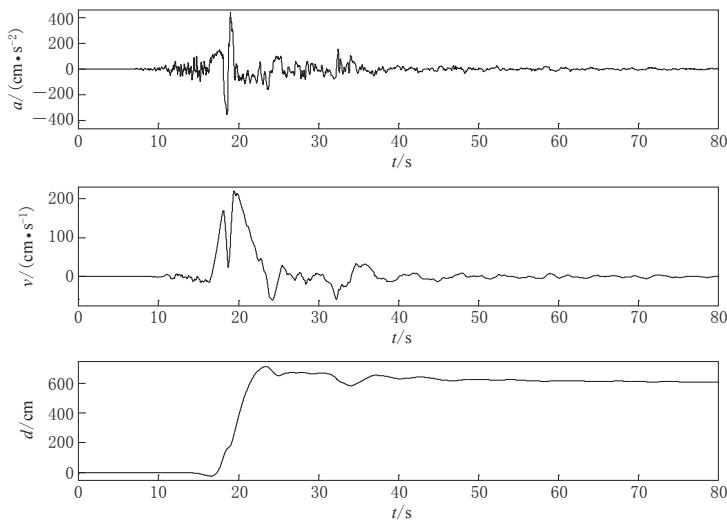


图 6 原始 TCU052 台站记录到的 1999 年台湾集集地震的南北分量地震动波形

Fig. 6 Waveforms of original TCU052 recordings obtained in 1999 Taiwan Jiji (Chi-Chi) earthquake

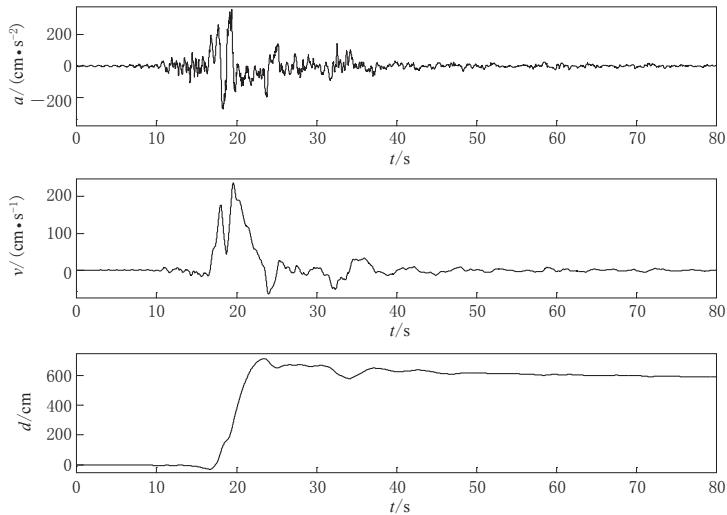


图 7 模拟 TCU052 台站记录的一个地震动样本的波形

Fig. 7 Waveforms of one ground-motion sample simulating TCU052 recordings

3 结论

非平稳地震动模拟方法生成的地震动样本不仅需要在时域波形曲线的形态以及能量的时频分布特征等方面与原始天然地震动相似，而且对于工程而言，所生成的样本还需要如实地模拟实际天然地震动对结构的影响效应。基于希尔伯特变换的非平稳地震动模拟方法通过对实际天然地震动瞬时相位的随机建模，实现了对天然地震动非平稳特性的模拟，并且最初的研究也论证了该方法在模拟天然地震动时域波形曲线的形态以及能量的时频分布特征方面的效果(Zhang *et al*, 2012)。作为对该方法的进一步验证，本文基于理想弹塑性

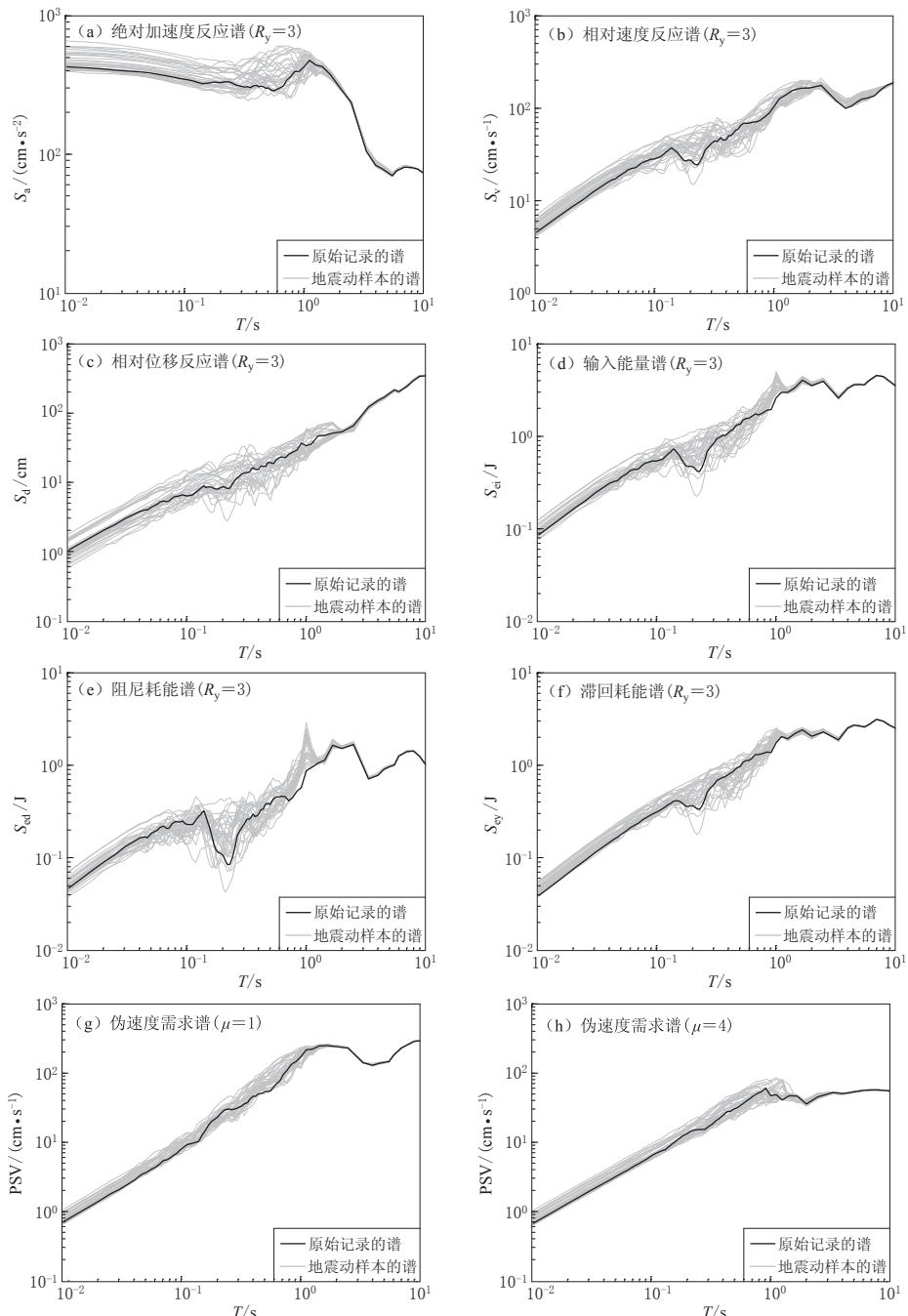


图 8 原始 TCU052 记录频谱与人工地震动样本频谱的比较
Fig. 8 Comparison of the spectra of original TCU052 recordings
with those of artificial ground-motion sample

(a) Absolute acceleration response spectrum ($R_y=3$); (b) Relative velocity response spectrum ($R_y=3$);
(c) Relative displacement response spectrum ($R_y=3$); (d) Input energy spectrum ($R_y=3$); (e) Damping
dissipated energy spectrum ($R_y=3$); (f) Hysteretic dissipated energy spectrum ($R_y=3$); (g) Pseudo-
velocity demand spectrum ($\mu=1$); (h) Pseudo-velocity demand spectrum ($\mu=4$). Thick black lines denote
spectra of original ground motion, and thin grey lines denote spectra of simulated ground-motion samples

单自由度体系的动力响应,验证了该方法在模拟天然地震动对结构影响效应方面的效果。结果表明,该方法生成的地震动样本能够较好地模拟实际天然地震动的工程特性。在地震工程的理论研究和工程实践中,可以利用该方法合成出与给定天然地震动具有相同特性的系列地震动样本,进而采用蒙特卡洛(Monte Carlo)方法开展结构随机地震反应的数值模拟研究,从而为地震动工程特性的研究和结构可靠度分析提供基础。

参 考 文 献

- 曹晖,林学鹏. 2006. 地震动非平稳特性对结构非线性响应影响的分析[J]. 工程力学, 23(12): 30–35.
- Cao H, Lin X P. 2006. The effect of nonstationary characteristic of earthquake ground motion on the structural nonlinear responses[J]. *Engineering Mechanics*, 23(12): 30–35 (in Chinese).
- 陈健云,李静,周晶,林皋. 2003. 地震动频谱对小湾拱坝非线性响应的影响[J]. 振动工程学报, 16(2): 207–211.
- Chen J Y, Li J, Zhou J, Lin G. 2003. Effects of time-frequency joint non-stationariness on the response of arch dam[J]. *Journal of Vibration Engineering*, 16(2): 207–211 (in Chinese).
- 李英民,赖明. 1998a. 工程地震动模型化研究综述及展望(I): 概述与地震学模型[J]. 重庆建筑大学学报, 20(2): 73–80.
- Li Y M, Lai M. 1998a. General review and prospects of the research on engineering modelling of earthquake ground motion, Part I: Generals and seismological models[J]. *Journal of Chongqing Jianzhu University*, 20(2): 73–80 (in Chinese).
- 李英民,赖明. 1998b. 工程地震动模型化研究综述及展望(II): 平稳模型及均匀调制过程[J]. 重庆建筑大学学报, 20(4): 111–116.
- Li Y M, Lai M. 1998b. General review and prospects of engineering modelling of earthquake ground motion, Part II: Stationary model and uniformly modulation process[J]. *Journal of Chongqing Jianzhu University*, 20(4): 111–116 (in Chinese).
- 李英民,赖明. 1998c. 工程地震动模型化研究综述及展望(III): 其它工程学模型与展望[J]. 重庆建筑大学学报, 20(5): 108–114.
- Li Y M, Lai M. 1998c. General review and prospects of the research on engineering modelling of earthquake ground motion, Part III: Other engineering models and prospects[J]. *Journal of Chongqing Jianzhu University*, 20(5): 108–114 (in Chinese).
- 梁建文. 2005a. 非平稳地震动过程模拟方法(I)[J]. 地震学报, 27(2): 213–224.
- Liang J W. 2005a. Simulation of non-stationary ground motion process (I)[J]. *Acta Seismologica Sinica*, 27(2): 213–224 (in Chinese).
- 梁建文. 2005b. 非平稳地震动过程模拟方法(II)[J]. 地震学报, 27(3): 346–351.
- Liang J W. 2005b. Simulation of non-stationary ground motion process (II)[J]. *Acta Seismologica Sinica*, 27(3): 346–351 (in Chinese).
- 杨红,曹晖,白绍良. 2001. 地震波局部时频特性对结构非线性响应的影响[J]. 土木工程学报, 34(4): 78–82.
- Yang H, Cao H, Bai S L. 2001. Effects of local time-frequency characteristics of earthquake waves on structural nonlinear responses[J]. *China Civil Engineering Journal*, 34(4): 78–82 (in Chinese).
- 杨庆山,姜海鹏,陈英俊. 2001. 基于相位差谱的时-频非平稳人造地震动的生成[J]. 地震工程与工程振动, 21(3): 10–16.
- Yang Q S, Jiang H P, Chen Y J. 2001. Generation of ground motion non-stationary both in time and frequency domains based on phase difference spectrum[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 21(3): 10–16 (in Chinese).
- 张翠然,陈厚群. 2008. 基于渐进谱的幅值和频率非平稳人造地震动拟合[J]. 地震工程与工程振动, 28(3): 24–32.
- Zhang C R, Chen H Q. 2008. Prediction of non-stationary earthquake accelerograms compatible with design evolutionary spectra[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 28(3): 24–32 (in Chinese).

- Cakmak A S, Sherif R I, Ellis G. 1985. Modeling earthquake ground motions in California using parametric time series methods[J]. *Soil Dyn Earthq Eng*, **4**(3): 124–131.
- Chang M K, Kwiatkowski J W, Nau R F, Oliver R M, Pister K S. 1982. ARMA models for earthquake ground motions [J]. *Earthquake Engng Struct Dyn*, **10**(5): 651–662.
- Chopra A K. 2001. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* [M]. 2nd edition. New Jersey: Prentice Hall: 1–944.
- Conte J P, Peng B F. 1997. Fully nonstationary analytical earthquake ground-motion model[J]. *J Eng Mech*, ASCE, **123**(1): 15–24.
- Conte J P, Prister K S, Mahin S A. 1992. Nonstationary ARMA modeling of seismic motions[J]. *Soil Dyn Earthq Eng*, **11**(7): 411–426.
- Deodatis G, Shinozuka M. 1988. Auto-regressive model for nonstationary stochastic processes[J]. *J Eng Mech*, ASCE, **114**(11): 1995–2012.
- Hasgür Z. 1995. Nonstationary frequency effect of the ground motion upon the strength levels of the shear type RC structures[J]. *Soil Dyn Earthq Eng*, **14**(6): 453–461.
- Kubo T. 1993. Pattern of nonstationary frequency properties of earthquake strong ground motions and response of structures[C]//*Transactions of the 12th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-12)*. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B. V., K01/1: 2–6.
- Liang J, Chaudhuri S R, Shinozuka M. 2007. Simulation of nonstationary stochastic processes by spectral representation [J]. *J Eng Mech*, ASCE, **133**(6): 616–627.
- Rezaeian S, Der Kiureghian A. 2008. A stochastic ground motion model with separable temporal and spectral nonstationarities[J]. *Earthquake Engng Struct Dyn*, **37**(13): 1565–1584.
- Scanlan R H, Sachs K. 1974. Earthquake time histories and response spectra[J]. *J Eng Mech*, ASCE, **100**(4): 635–655.
- Wang J, Fan L, Qian S, Zhou J. 2002. Simulation of non-stationary frequency content and its importance to seismic assessment of structures[J]. *Earthquake Engng Struct Dyn*, **31**(4): 993–1005.
- Yeh C-H, Wen Y K. 1990. Modeling of nonstationary ground motion and analysis of inelastic structural response[J]. *Structural Safety*, **8**(1/2/3/4): 281–298.
- Zhang Y S, Zhao F X, Yang C H. 2012. Generation of nonstationary artificial ground motion based on the Hilbert transform[J]. *Bull Seismol Soc Am*, **102**(6): 2405–2419.