

DOI: 10.7511/jslx20170901001

基于新建筑抗震设计规范考虑场地土特性的人工波生成及可靠性研究

项梦洁^{1,2,3}, 秦云¹, 王宪杰^{*1,2,3}, 杨思昭¹, 龙诗琪¹

(1. 云南大学 建筑与规划学院, 昆明 650091;
2. 广西大学 防灾减灾与工程安全重点实验室, 南宁 530004;
3. 广西大学 工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 南宁 530004)

摘要: 基于新《建筑抗震设计规范》对场地土特性和人工波选择的要求, 将地震动作为随机过程, 利用修正胡聿贤-周锡元模型以及基于 Hartley 正交基的地震动随机过程经双调制生成不同场地土特性的人工地震波, 以 6 层钢筋混凝土结构非线性随机地震反应分析为例, 研究了不同场地土特性人工波对结构位移可靠度的影响。结果表明, 场地土因素对人工波生成以及结构的动力响应影响较大, 不同场地土人工波具有明显的统计学特性, 均满足建筑抗震设计规范的选波要求, 为最新《建筑抗震设计规范》要求考虑大量不同场地土效应的地震波生成提供了新的解决办法。

关键词: 场地类别; 随机过程; 结构弹塑性分析; 可靠度

中图分类号: O213.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 1007-4708(2019)03-0345-07

1 引言

最新《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010 (2016 年版))^[1] 规定, 采用时程分析法对结构进行抗震计算时, 应按照场地土类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟加速度时程曲线。然而实际地震动记录稀少, 且场地土类别有所限制, 因此通过人工方式生成符合实际地震动特性的地震动非常必要。地震动过程可以通过基于功率谱密度函数表示的地震动随机模型调制得到, 目前随机地震动模型的研究取得了重要进展, 其中, 欧进萍等^[2] 的模型考虑基岩地震动为马尔科夫有色谱, 经过场地地面过滤后得到地面运动过程; Kanai-Tajimi 模型能反映地震动随机过程的主要频谱效应, 具有明显的物理意义, 在工程中应用广泛^[3]。然而, 这类模型对地面运动低频分量抑制不足。胡聿贤等^[4] 提出的修正胡聿贤-周锡元模型则能很好地解决这一问题, 平稳随机过程作用下结构随机响应与加速度时程样本对应的结果相符, 更适用于工程应用。但场

地土会因为类型不同而具有不同场地卓越周期等地震动影响因素, 在地震波传播过程中会造成一定的放大或减弱效应^[5], 因此, 基于最新《建筑抗震设计规范》要求, 研究不同场地土类型特性的人工波生成具有很强的实际工程意义。

本文选用修正胡聿贤-周锡元模型, 基于 Hartley 正交基随机过程的正交展开方法^[6] 描述地震动随机过程, 并按我国规范划分的四类场地土类型进行人工波生成, 探究地震随场地土特性的变化效应。基于概率密度演化理论^[7,8] 和动力可靠度计算方法^[9] 求解结构的位移可靠度, 实现随机激励下结构动力可靠度的准确描述, 研究具有不同场地土特性的人工波对结构非线性阶段变形规律的影响。

2 人工波生成

2.1 随机地震动模型

采用修正胡聿贤-周锡元模型^[4], 其功率谱密度表示为

$$S_{a_g}(\omega) = \frac{\omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{\omega^2}{\omega^2 + \gamma^2} S_0 \quad (1)$$

式中 ξ_g 和 ω_g 分别是地表覆盖土层的阻尼比和卓越频率; γ 为低频减量, 一般取为 2 rad/s; S_0 为谱强度因子。

随机地震动位移功率谱密度函数与加速度功

收稿日期: 2017-09-01; 修改稿收到日期: 2017-12-16.

基金项目: 广西重点实验室系统性研究(2016ZDK009); 云南省教育厅科学研究基金(2016zzx005); 东陆骨干教师基金; 云南大学理工科校级科学研究基金资助项目.

作者简介: 王宪杰*(1984-), 男, 博士, 硕士生导师
(E-mail: xianjiewang@ynu.edu.cn).

率谱密度函数之间的关系为

$$S_X(\omega) = \omega^{-4} S_{\ddot{X}}(\omega) \quad (2)$$

式中 ω 为地震动圆频率, S_X 为位移功率谱, $S_{\ddot{X}}$ 为加速度功率谱。代入修正胡聿贤-周锡元加速度功率谱可得

$$S_X(\omega) = \frac{\omega_g^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{1}{\omega^2 + \gamma^2} S_0 \quad (3)$$

根据 Wiener_Kintchine 关系式可求得随机地震动位移自相关函数为

$$R_X(\tau) = 2 \int_0^{+\infty} S_X(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega = 2S_0 \int_0^{+\infty} \frac{\omega_g^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \frac{1}{\omega^2 + \gamma^2} e^{i\omega\tau} d\omega \quad (4)$$

2.2 基于 Hartley 变换的正交分解

实值函数 $x(t)$ 的 Hartley 变换可表示为

$$H_x(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \text{cas}(2\pi ft) dt \quad (5)$$

则 Hartley 逆变换可定义为

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H_x(f) \text{cas}(2\pi ft) df \quad (6)$$

式中 核函数 $\text{cas}(\cdot)$ 定义为

$$\text{cas}(t) = \sin(t) + \cos(t) \quad (7)$$

Hartley 变换由于使用了相同的核函数, 正变换具有相同的积分运算, 其可逆性与 Fourier 变换十分相似, 能携带原始信号的全部信息, 并能通过变换得到 Fourier 公式, 因此对于实值时间序列将不会丢失任何信息。

选归一化的 Hartley 正交基作为标准正交基:

$$\phi_0^{(ID)}(t) = 1/\sqrt{T}, \quad \phi_k^{(ID)}(t) = (1/\sqrt{T}) \text{cas}(2\pi kt/T) \quad (k=0, 1, \dots, \infty) \quad (8)$$

式中 $\text{cas}(\cdot) = \cos(\cdot) + \sin(\cdot)$ 。则地震动位移随机过程在 Hartley 标准正交基上可以近似地表示为

$$X_N(t) = \sum_{k=1}^N \sum_{j=1}^N \sqrt{2\lambda_j} \xi_j \varphi_{jk} \phi_k(t) = \sqrt{2} \sum_{j=1}^N \sqrt{\lambda_j} \xi_j f_j(t) \quad (9)$$

式中 $f_j(t) = \varphi_{jk} \phi_k(t) (j=1, 2, \dots, N)$ 。

对于展开项数 N 的取值, 可根据地震动加速度功率谱的谱面积来确定, 即

$$\epsilon_{N\ddot{X}} = 1 - \int_0^{\omega_u} S_{\ddot{X}}(\omega) d\omega / \int_0^{\infty} S_{\ddot{X}}(\omega) d\omega \quad (10)$$

$$\epsilon_{NX} = 1 - \int_0^{\omega_u} S_X(\omega) d\omega / \int_0^{\infty} S_X(\omega) d\omega \quad (11)$$

式中 $S_{\ddot{X}}$ 和 S_X 分别为修正胡聿贤-周锡元加速度功率谱和位移功率谱; $\epsilon_{N\ddot{X}}$ 和 ϵ_{NX} 为展开项数为 N 时的加速度及速度的均方误差, 前者不宜超过 0.10, 后者不宜超过 0.01; ω_u 为加速度功率谱的截断频

率, $\omega_u = 2\pi N/T_s$ 。一般而言, $N=300 \sim 500$ 时可满足要求^[10]。

2.3 模型参数确定

2.3.1 地表土层阻尼比 ξ_g 和卓越圆频率 ω_g 的确定

根据我国划分的场地土类别, 卓越频率 ω_g 和阻尼比 ξ_g 的具体值列入表 1^[11]。

2.3.2 平稳地震动持时 T_s 及谱强度因子 S_0 的确定

文献[12]指出, 强震地面运动参数的衰减规律可表示为

$$\lg A = a_1 + a_2 M + a_3 \lg(R+30) + a_4 T_g \quad (12)$$

式中 A 为地震动强度参数, 可以为峰值加速度、位移峰值、速度峰值和平稳地震动持时 T_s 等; M 为震级; R 为震中距; T_g 为场地土卓越周期, $T_g = 2\pi/\omega_g$; a_1, a_2, a_3 和 a_4 为回归系数, 列入表 2。

修正胡聿贤-周锡元加速度功率谱模型中, 加速度反应零阶谱矩 σ_A^2 和二阶谱矩 $\sigma_{\dot{A}}^2$ 分别为

$$\sigma_A^2 = \int_0^{\infty} S_{\ddot{X}}(\omega) d\omega \quad (13)$$

$$\sigma_{\dot{A}}^2 = \int_0^{\infty} \omega^2 S_{\ddot{X}}(\omega) d\omega \quad (14)$$

平稳地震激励作用下, 地面加速度最大值的均值 \bar{A}_{\max} 为

$$\bar{A}_{\max} = \left[\sqrt{2 \ln \nu_A T_s} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln \nu_A T_s}} \right] \sigma_A \quad (15)$$

表 1 卓越频率 ω_g 和阻尼比 ξ_g

Tab. 1 Frequency of excellence ω_g and damping ratio ξ_g

场地类别	I	II	III	IV
设计地震第一组	25.13	17.95	13.96	9.67
$\omega_g/\text{rad} \cdot \text{s}^{-1}$ 设计地震第二组	20.94	15.71	11.42	8.38
设计地震第三组	17.95	13.96	9.67	6.98
ξ_g	0.64	0.72	0.80	0.90

表 2 最大谱强度因子 S_0 与平稳地震动持时 T_s 的回归系数

Tab. 2 Maximum spectral intensity factor S_0 and regression coefficient of stationary seismic oscillation T_s

回归系数	a_1	a_2	a_3	a_4	
水平	A	3.226	0.219	-1.377	0.100
	T_s	-1.555	0.165	0.831	0.143
垂直	A	3.078	0.306	-1.774	0.059
	T_s	-1.340	0.104	0.982	0.184

式中 ν_A 为地面加速度过程 $A(t)$ 的越零率, 亦可表示为

$$\nu_A = (1/T)(\sigma_A/\sigma_A) \quad (16)$$

若令 $r = \sqrt{2\ln\nu_A T_s} + 0.5772/\sqrt{2\ln\nu_A T_s}$, β 为谱强度因子为 1 时的加速度方差,即 $\beta = \int_0^\infty S_1(\omega) d\omega$, 对于修正胡聿贤-周锡元模型,则可推出

$$S_0 = \bar{A}_{\max}^2 / (r^2 \beta) \quad (17)$$

式(17)两边求对数并代入 $\lg(\bar{A}_{\max})$, 可得由 \bar{A}_{\max} 回归系数 a_1, a_2, a_3 和 a_4 表示的谱强度因子:

$$\lg S_0 = 2[a_1 + a_2 M + a_3 \lg(R + 30) + a_4 T_g] - 2\lg r - \lg \beta \quad (18)$$

3 恢复力模型

结构弹塑性分析常表现为构件的强非线性,即恢复力特性。本文采用克拉夫和武藤青提出的三线型刚度退化模型^[13],其恢复力特性曲线如图 1 所示。该模型认为,(1) 在前一次循环之后再加载时,刚度的降低与前一次循环的最大变形有关;(2) 反向加载时的直线指向前一次循环的最大变形点;(3) 屈服以后的卸载刚度与屈服时的割线刚度相等。

4 结构随机非线性位移可靠度求解

单一失效准则下,以层间位移超过给定界限值 μ_β 表示结构的整体破坏,可表示为

$$R_{T,j} = \Pr\{\mu_\gamma \leq \mu_j(t) \leq \mu_\beta, t \in [0, T_i]\} \quad (j=1, 2, \dots, M) \quad (19)$$

式中 $R_{T,j}$ 为第 j 层层间位移的抗震可靠度; $\mu_j(t)$ 为第 $j-1$ 层与第 j 层的层间位移; M 为结构简化有限元模型的总层数; μ_γ 和 μ_β 为结构层间位移界限值; T_i 为分析总时间。

概率密度演化理论^[14]表明,若结构的位移响应需满足约束条件 $\mu_\gamma \leq \mu_j \leq \mu_\beta$, 对于 t 时刻,结构位移满足约束条件的概率为

$$p_r(t) = \int_{\mu_\gamma}^{\mu_\beta} p_{\mu_j}(\mu_j, t) d\mu_j \quad (20)$$

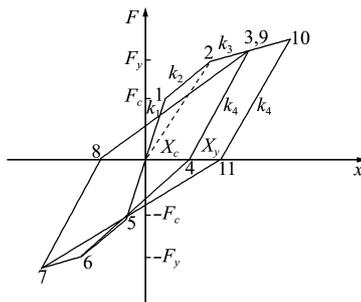


图 1 三线型刚度退化模型

Fig. 1 Three linear stiffness degradation model

式中 $p_{\mu_j}(\mu_j, t)$ 为结构在随机激励下第 j 层层间位移的概率密度函数。基于首次超越破坏准则,结构位移响应满足约束条件的概率与结构在 t 时刻的位移可靠度 $p(\mu_\gamma \leq \mu_j \leq \mu_\beta, t)$ 相等,即

$$p(\mu_\gamma \leq \mu_j \leq \mu_\beta, t) = \int_{\mu_\gamma}^{\mu_\beta} p_{\mu_j}(\mu_j, t) d\mu_j \quad (21)$$

若要使结构在 $0 \sim t$ 时间段内的位移可靠度值不小于 p_{\min} , 只需要求解出结构在该时间段内所有位移可靠度,使之满足

$$p(\mu_\gamma \leq \mu_j \leq \mu_\beta, 0 \sim t) \geq p_{\min} \quad (22)$$

当采用广义概率密度演化方程来求解 $p_{\mu_j}(\mu_j, t)$ 时,对结构施加一个边界吸收壁条件^[15]:

$$p_{\mu_j, \theta}(\mu_j, \theta, t) = 0 (\mu_j \in (-\infty, \mu_\gamma) \cup (\mu_\beta, +\infty)) \quad (23)$$

表明概率进入失效区域,则该部分的概率不再返回有效区域,即该部分的概率完全吸收。

5 分析实例

5.1 四类场地土条件下的人工波模拟

以 Taft-se 波(地震动持时 54.38 s, 峰值加速度为 175.945 cm/s^2) 为原始波进行人工波模拟,考虑 8 度抗震设防烈度,震中距为 60 km,求得四类场地土相关地震动参数列入表 3。

展开项数 N 取为 500, 此时 $\epsilon_{NX} = 0.00476$, $\epsilon_{NY} = 0.000142$ 。四类场地土各拟合生成 660 条人工波,相应的平均功率谱拟合对比情况如图 2 所示(后文统称为 I 类波、II 类波、III 类波及 IV 类波),可以看出,修正胡聿贤-周锡元模型的地震动随机过程展开后得到的加速度样本的平均功率谱密度曲线可以较好地贴近于目标功率谱曲线。

根据地震动功率谱密度与反应谱的近似转换关系,可以从反应谱的角度对 660 条加速度样本的均值反应谱与目标反应谱进行比较,地震动功率谱密度与反应谱的近似转换关系为^[10]

$$S(\omega, \xi) \cong \sqrt{\frac{\pi\omega}{2\xi} \cdot S(\omega)} \cdot \left[-2\ln \left\{ -\frac{\pi}{\omega T_s} \ln p \right\} \right]^{1/2} \quad (24)$$

式中 $S(\omega, \xi)$ 为固有频率 $\omega = 2\pi/T$, 阻尼比为 ξ

表 3 场地土地震动相关参数
Tab. 3 Site soil related parameters of seismic oscillation

场地土类别	$\omega_g / \text{rad} \cdot \text{s}^{-1}$	ξ_g	$S_0 / \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-3}$	T_s / s
I 类	25.13	0.64	31.00	13.73
II 类	17.95	0.72	56.29	14.19
III 类	13.96	0.80	91.20	14.66
IV 类	9.67	0.90	185.37	15.66

的单自由度体系的地震动加速度近似反应谱, T 为结构固有周期; p 为反应谱的不超越概率, 可取为 0.5。

四类场地土条件下, 样本平均反应谱与目标反应谱对比情况如图 3 所示。其变化规律与功率谱变化规律一致, 可见随着场地土类别增大, 模拟的平均功率谱密度曲线和平均反应谱曲线峰值也相应增大, 这意味着随着场地土性质由硬到软, 地震

动随机过程蕴含的能量增强, 最大加速度增大, 故场地土变软会一定程度扩大地震动效应。

四类场地土类别下人工波和原始波 Taft-se 地震波的加速度时程对比如图 4~图 7 所示, 将五类地震波的加速度峰值调至 400 cm/s^2 。可以看出, 经过强度和频率双调制的四类人工波加速度时程曲线, 其曲线形状和振幅强度随时间的变化情况都与原始地震动符合良好。

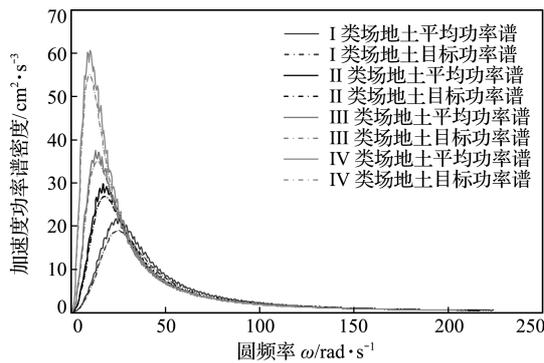


图 2 四类场地土条件下样本平均功率谱与目标功率谱对比
Fig. 2 Comparison of sample average power spectrum and target power spectrum under four kinds of site soil condition

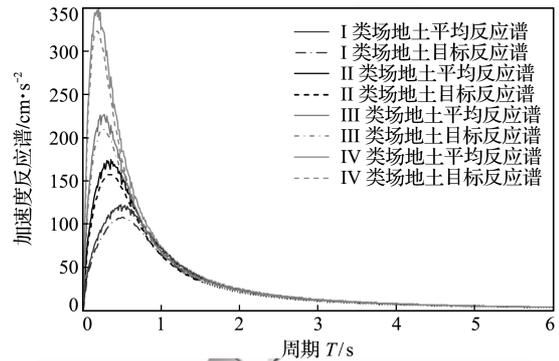


图 3 四类场地土条件下样本平均反应谱与目标反应谱对比
Fig. 3 Comparison of sample average spectrum and target spectrum under four kinds of site soil condition

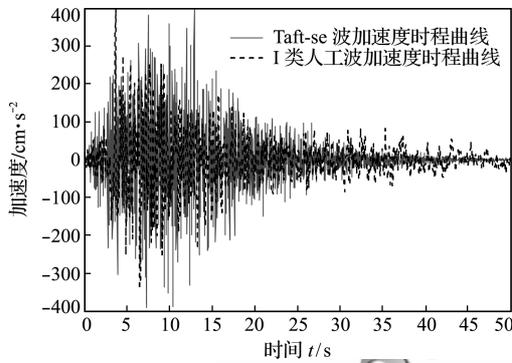


图 4 I 类人工波和母波加速度时程对比
Fig. 4 Acceleration time history comparison between class I artificial wave and original wave

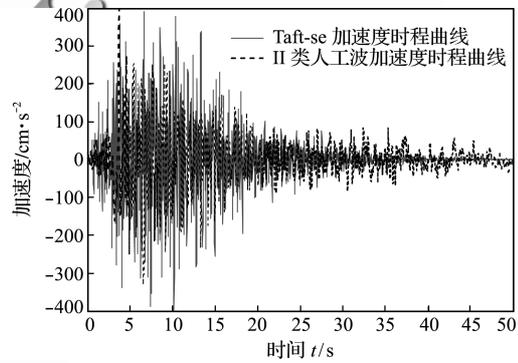


图 5 II 类人工波和母波加速度时程对比
Fig. 5 Acceleration time history comparison between class II artificial wave and original wave

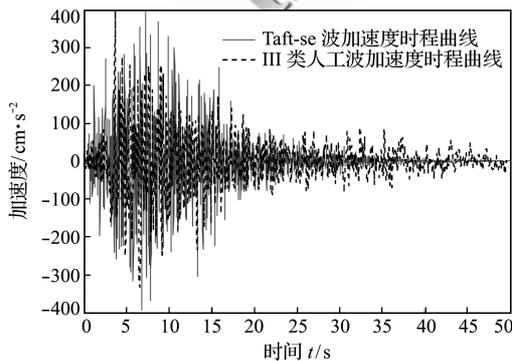


图 6 III 类人工波和母波加速度时程对比
Fig. 6 Acceleration time history comparison between class III artificial wave and original wave

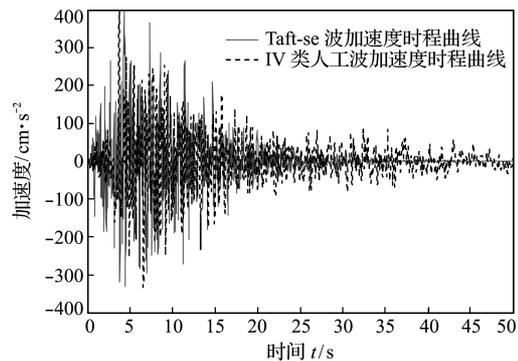


图 7 IV 类人工波和母波加速度时程对比
Fig. 7 Acceleration time history comparison between class IV artificial wave and original wave

5.2 结构弹塑性分析及动力可靠度评价

以6层钢筋混凝土框架结构为例,层高为3.9 m,单跨跨度长为6 m,宽为4.5 m;选用C35等级混凝土,HRB335热轧带肋钢筋;梁柱均采用矩形截面。结构模型采用层间剪切模型,第1层至第6层的质量为 $m = [1.00, 0.95, 0.95, 0.95, 0.95, 0.80] \times 10^5$ kg,刚度为 $k = [1.92, 1.59, 1.59, 1.59, 1.65, 1.50] \times 10^7$ N/m;第1层至第6层的第一刚度折减系数为0.4,第二刚度折减系数为0.1,开裂位移为 $x_c = [6.3, 4.9, 4.2, 3.8, 2.6, 1.3]$ mm,屈服位移为 $x_y = [21.8, 18.9, 17.2, 15.3, 13.6, 11.3]$ mm。地震波的输入工况为:利用Monte Carlo方法从四类人工波中各随机选取20条样本时程曲线,8度抗震设防烈度,罕遇地震,水平加速度峰值为400 gal,采样周期为0.02 s。结构动力可靠度计算的位移可靠度约束为层间最大位移在 $[-49.0, 49.0]$ mm范围内的概率不低于0.9。

图8给出结构第6层层间位移的滞回恢复力曲线。可以看出,滞回环加卸载时斜率相同,而达到的最大强度递减;在相同变形位移的情况下,随

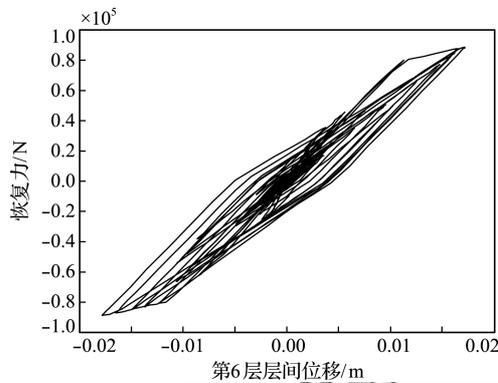


图8 第6层三线性刚度退化模型

Fig.8 Sixth tier three linear stiffness degradation model

着滞回环的增加,加卸载时的刚度逐渐减小,可以很好地反应结构的刚度退化和强度退化特性。通过曲线的饱和滞回情况可以看出,结构的质量刚度配置合理,第6层在结构抵抗地震冲击中起到了很好的消能减震作用。

表4给出结构在四种工况下的层间位移响应和结构层间位移可靠度。根据《建筑抗震设计规范》规定,四类人工波作用下结构的最大层间开裂位移均小于结构在罕遇地震作用下的塑性层间位移限值,故结构在人工波激励下的最大层间开裂位移满足规范要求。

图9给出四类工况激励下结构的最大层间位移对比,对于剪切型框架结构,人工波激励下结构底层已进入较强非线性阶段,而顶层为弱非线性阶段,这一特点从表4的位移可靠度计算分析中可以更清楚地看出。随着场地土变软,结构的每层层间最大位移逐渐增大,这是由于:(1)场地土类别增大,地震动随机过程所蕴含的能量增强;(2)场地土类别增大,场地土特征周期相应增大,更贴近结构的自振周期,增加了结构的位移响应。图10给出I类和III类工况激励下结构顶层的加速度时程

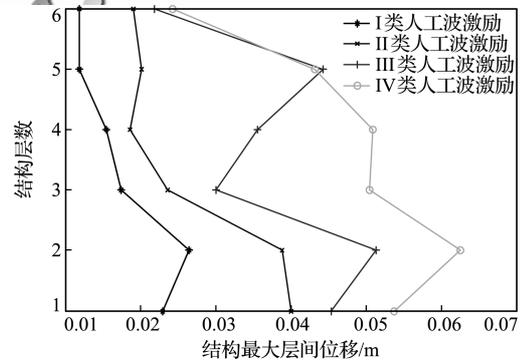


图9 四种工况激励下结构最大层间位移

Fig.9 Maximum interdisp of structure under four excitation conditions

表4 四种工况下结构位移响应和位移可靠度

Tab.4 Structural displacement response and displacement reliability under four excitations

地震波	楼层/cn	1	2	3	4	5	6
I类人工波	层间最大开裂位移/mm	15.9	19.4	10.3	8.4	4.8	4.8
	位移可靠度	0.9962	0.9951	0.9973	0.9993	0.9995	0.9992
II类人工波	层间最大开裂位移/mm	33	31.8	16.5	11.5	13.1	12
	位移可靠度	0.9263	0.9310	0.9385	0.9552	0.9487	0.9518
III类人工波	层间最大开裂位移/mm	38.3	44.3	22.9	37.2	37.2	14.8
	位移可靠度	0.7147	0.6474	0.7766	0.7558	0.7583	0.8305
IV类人工波	层间最大开裂位移/mm	46.6	55.5	43.4	43.8	36.1	17.2
	位移可靠度	0.6866	0.6528	0.7656	0.7858	0.7504	0.8551

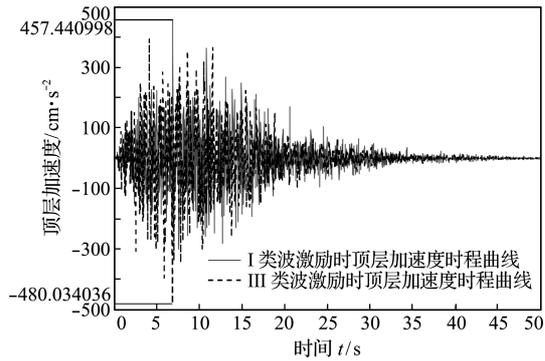


图 10 I类波和 III类波激励结构顶层加速度时程对比
Fig. 10 Comparison of top layer acceleration time history under excitation of type I and III

对比,可以看出,III类工况激励下结构顶层的加速度峰值为 -480.03 cm/s^2 ,相对于 I类工况激励下结构顶层的加速度峰值 457.44 cm/s^2 ,其峰值放大了约 5%。

6 结 论

按我国规范划分的四类场地土类型人工波生成,求解结构的位移可靠度,研究具有不同场地土特性人工波对结构非线性阶段变形规律的影响发现,

(1) 地震动加速度功率谱密度和反应谱峰值均随场地土类别增大而相应增大;场地土越硬,地震动加速度达到峰值的强化阶段越长,同时其衰弱阶段也需要更多时间。

(2) 结构层间位移随着场地土变软而增大。

综上所述,场地土特性对人工波模拟和结构位移响应有重大影响,具体表现为场地土越软,地震动蕴含能量越大,结构的震害越明显。因此在人工波的合理模拟问题中,考虑场地土特性非常必要。

参考文献(References):

- [1] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 2016. (GB 50011-2010 Code for Seismic Design of Buildings[S]. 2016. (in Chinese))
- [2] 欧进萍,牛荻涛.地震地面运动随机过程模型的参数及其结构效应[J].哈尔滨建筑工程学院学报,1990, **23**(2):24-34. (OU Jin-ping, NIU Di-tao. Parameters in the random process models of earthquake ground motion and their effects on the response of structures [J]. *Journal of Harbin Architectural & Civil Engineering Institute*, 1990, **23**(2):24-34. (in Chinese))
- [3] 李鸿晶,陈辰.一种平稳地震地面运动的改进金井清谱模型[J].工程力学,2014, **31**(2):158-163. (LI Hong-jing, CHEN Chen. A modified Kanai-tajimi special model for the stationary earthquake induced ground motion process [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, **31**(2):158-163. (in Chinese))
- [4] 彭凌云,周锡元,李小军.对已有强震地面运动功率谱模型的改进[J].北京工业大学学报,2011, **37**(3):388-394. (PENG Ling-yun, ZHOU Xi-yuan, LI Xiao-jun. Some improvements on exiting power spectral models of strong earthquake ground motion [J]. *Journal of Beijing University of Technology*, 2011, **37**(3):388-394. (in Chinese))
- [5] 李小军,彭青.场地条件对地震动影响的经验估计[A].中国地震学会第八次学术大会[C].中国地震学会,2000. (LI Xiao-jun, PENG Qing. Empirical estimation of the effects of site conditions on ground motion [A]. Proceedings of the Chinese Academy of seismology [C]. China Seismological Society, 2000. (in Chinese))
- [6] 李杰,刘章军.基于标准正交基的随机过程展开法[J].同济大学学报(自然科学版),2006, **34**(10):1279-1283. (LI Jie, LIU Zhang-jun. Expansion method of stochastic processes based on normalized orthogonal bases [J]. *Journal of Tongji University (Natural Science Edition)*, 2006, **34**(10):1279-1283. (in Chinese))
- [7] 陈建兵,李杰.结构随机地震反应与可靠度的概率密度演化分析研究进展[J].工程力学,2014, **31**(4):1-10. (CHEN Jian-bing, LI Jie. Research progress of probability density evolution analysis of structural random seismic response and reliability [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, **31**(4):1-10. (in Chinese))
- [8] 李杰,陈建兵.随机动力系统 中的概率密度演化方程及其研究进展[J].力学进展,2010, **40**(2):170-188. (LI Jie, CHEN Jian-bing. The evolution equation of probability density in stochastic dynamical systems and its research progress [J]. *Mechanics Progress*, 2010, **40**(2):170-188. (in Chinese))
- [9] 陈建兵,李杰.基于概率密度演化方法的随机结构可靠度分析[J].计算力学学报,2004, **21**(3):285-290. (CHEN Jian-bing, LI Jie. Reliability analysis of stochastic structures based on probability density evolution method [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2004, **21**(3):285-290. (in Chinese))
- [10] 刘章军.工程随机动力作用的正交展开理论及其应用研究[D].同济大学,2007. (LIU Zhang-jun. Orthogonal Expansion Method of Engineering Stochastic Dynamic Loads and Its Application [D]. Tongji University, 2007. (in Chinese))
- [11] 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))
- [12] 欧进萍, 牛荻涛, 杜修力. 设计用随机地震动的模型及其参数确定[J]. 地震工程与工程振动, 1991, **11**(3): 45-54. (OU Jin-ping, NIU Di-tao, DU Xiu-li. Random earthquake ground motion model and its parameter determination used in aseismic design [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1991, **11**(3): 45-54. (in Chinese))
- [13] 阎盛海. 建筑结构抗震分析[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 1999. (YAN Sheng-hai. *Seismic Analysis of Building Structures*[M]. Beijing: China Building Materials Industry Press, 1999. (in Chinese))
- [14] Chen J B, Li J. Dynamic response and reliability analysis of non-linear stochastic structures[J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2005, **20**(1): 33-44.
- [15] 陈建兵, 李杰. 非线性随机结构动力可靠度的密度演化方法[J]. 力学学报, 2004, **36**(2): 196-201. (CHEN Jian-bing, LI Jie. The probability density evolution method for dynamic reliability assessment of nonlinear stochastic structures [J]. *Acta Mechanica Sinica*, 2004, **36**(2): 196-201. (in Chinese))

Generation of artificial seismic wave and reliability study based on the new seismic code considering site soil properties

XIANG Meng-jie^{1,2,3}, QIN Yun¹, WANG Xian-jie^{*1,2,3}, YANG Si-zhao¹, LONG Shi-qi¹

(1. School of Architecture and Planning, Yunnan University, Kunming 650091, China;

2. Guangxi Key Laboratory of Disaster Prevention and Engineering Safety,

Guangxi University, Nanning 530004, China;

3. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education,

Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: Based on the requirements of new seismic code for site soil properties and artificial seismic wave selection, this of paper considers the seismic action as a random process, and the stochastic process model acceleration generated by the orthogonal expansion of the modified Hu-Zhou model is modulated through the non-stationary intensity modulation index to generate artificial seismic waves of different soil properties. Taking the nonlinear random seismic response analysis of a 6-storey reinforced concrete structure as an example, the influence of artificial seismic waves on the reliability of structural displacement is studied. The results show that the site soil properties have a great influence on artificial seismic wave generation and the structures dynamic response, and the artificial seismic wave of different sites has obvious statistical characteristics, which meet the requirements of seismic wave selection and provide a new solution of providing seismic waves of different site soil properties for the latest seismic code.

Key words: site classification; stochastic process; elastic-plastic analysis; reliability

引用本文/Cite this paper:

项梦洁, 秦云, 王宪杰, 等. 基于新建筑抗震设计规范考虑场地土特性的人工波生成及可靠性研究[J]. 计算力学学报, 2019, **36**(3): 345-351.

XIANG Meng-jie, QIN Yun, WANG Xian-jie, et al. Generation of artificial seismic wave and reliability study based on the new seismic code considering site soil properties[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2019, **36**(3): 345-351.