

DOI: 10.7511/jslx20200418001

带支撑粘弹性阻尼器耗能框架结构随机振动分析

张敏^{*1,2}, 付熊², 陈钰雪², 邵海浪²

(1. 江西科技师范大学 建筑工程学院, 南昌 330013; 2. 广西科技大学, 土木建筑工程学院, 柳州 545006)

摘要:对带支撑粘弹性阻尼器的框架结构减震性能进行了分析。首先分析了粘弹性阻尼器松弛时间系数 η 和支撑系数 ψ 等对粘弹性阻尼器复合刚度的影响,在此基础上,采用随机振动理论对设置带支撑粘弹性阻尼器框架结构的振动方程进行求解,研究了改进 Kanai-Tajimi 功率谱地震激励作用下框架结构层间位移角均方差、结构顶部楼层位移均方差和结构各楼层地震作用均方差等。算例分析表明,阻尼器支撑系数 ψ 宜根据松弛时间系数 η 合理取值,只要支撑系数 ψ 取值足够大,就可忽略支撑对粘弹性阻尼器减震性能的影响,并且阻尼器松弛时间系数 η 也不宜过大。分析还表明,设置粘弹性阻尼器框架结构各楼层地震作用明显低于无阻尼器框架结构相应值。

关键词:随机;功率谱;支撑;松弛时间系数;地震;阻尼器

中图分类号: TU311.3; O324

文献标志码: A

文章编号: 1007-4708(2021)01-0037-09

1 引言

粘弹性阻尼器是一种被动耗能减震装置,由于其安装方便、性能稳定、耗能能力强等优点,在土木工程领域广泛使用。文献[1,2]表明,粘弹性阻尼器具有良好的耗能能力。但粘弹性阻尼器需要支撑才能安装在结构上,支撑刚度对结构地震响应影响较大^[3-5]。文献[6]对人字形支撑粘弹性阻尼器进行地震时程分析,发现合理设置支撑的粘弹性阻尼器耗能能力较强。文献[7]对设置带支撑粘弹性阻尼器的钢筋混凝土结构进行抗震性能研究,结果表明合理设置支撑的粘弹性阻尼器加固技术较传统抗震加固技术好。文献[8,9]推导了带支撑粘弹性阻尼器的支撑刚度公式,并给出了支撑刚度取值范围。文献[10]对设置不同耗能阻尼器的五层钢框架模型进行地震响应分析,试验表明合理设置的耗能阻尼器支撑能够显著降低结构地震响应。文献[11]对设置粘弹性耗能支撑网格屋盖的实际工程进行地震响应分析,试验表明合理设置的粘弹性耗能支撑可以显著降低屋盖结构的响应。文献[12]提出了考虑支撑等连接刚度的减震体系模型并对单自由度体系进行了验证,结果表明支撑刚度

系数取值对消能减震结构具有重要意义。文献[13]分析了带支撑粘弹性阻尼器在不同支撑系数和松弛时间系数下对结构的地震响应,并给出了两者取值范围。以上分析主要采用时程分析法对带支撑粘弹性阻尼器进行地震响应分析,但由于地震具有随机性,文献[14-18]给出了地震动的随机模型,在此基础上,一些学者采用随机振动理论对带支撑粘弹性阻尼器结构进行了随机分析。文献[19]对带支撑的粘弹性阻尼器多层隔震结构进行随机响应分析,结果表明支撑刚度越大,结构随机响应越小。文献[20,21]对设置带支撑粘弹性阻尼器结构进行非平稳随机分析,结果表明支撑刚度越大,随机响应越小。文献[22]对带支撑粘弹性阻尼器的高层结构进行随机风振响应分析,结果表明支撑刚度越大,风振位移响应越小。

国内外还有不少学者对带支撑粘弹性阻尼器地震响应进行了大量研究。本文采用随机振动理论对带支撑粘弹性阻尼器框架结构的地震响应进行随机分析。首先研究阻尼器的支撑刚度和松弛时间系数等对粘弹性阻尼器复合刚度的影响规律,在此基础上根据随机振动理论,分析带支撑粘弹性阻尼器框架结构的层间位移角和地震作用等地震反应均方差,从而研究粘弹性阻尼器支撑刚度对框架结构地震反应的影响规律,并将分析结论与文献[13]采用时域分析法所得结论进行对比,由此为设置带支撑粘弹性阻尼器框架结构的工程设计提供

收稿日期:2020-04-18;修改稿收到日期:2020-07-13.

基金项目:江西省教育厅科学技术重点研究项目(180599)资助项目.

作者简介:张敏*(1965-),男,博士,教授
(E-mail:zhmzm@126.com).

依据。

2 粘弹性阻尼器模型

本文粘弹性阻尼器模型采用 Maxwell 模型, 该模型由刚度元件和阻尼元件串联而成, 如图 1 所示。带支撑粘弹性阻尼器模型如图 2 所示, 该模型考虑了阻尼器支撑的刚度参数。

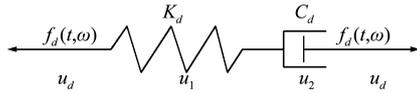


图 1 粘弹性阻尼器模型
Fig. 1 Model of viscoelastic damper

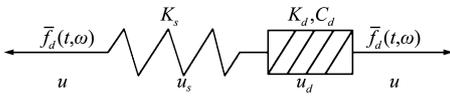


图 2 带支撑粘弹性阻尼器模型
Fig. 2 Model of viscoelastic damper with support

图 1 模型中粘弹性阻尼器阻尼力为

$$f_d(t, \omega) = K_d u_1(t) = C_d \dot{u}_2(t) \quad (1)$$

$$u_d(t) = u_1(t) + u_2(t) \quad (2)$$

式中 $f_d(t, \omega)$ 为粘弹性阻尼器阻尼力, K_d 和 C_d 分别为粘弹性阻尼器的刚度系数和阻尼系数, $u_1(t)$ 和 $u_2(t)$ 分别为图 1 刚度元件和阻尼元件对应的变形, $u_d(t)$ 为图 1 阻尼器的总变形。

对式(1,2)进行傅里叶变换可得

$$F_d(\omega) = K_d U_1(\omega) = i\omega C_d U_2(\omega) \quad (3)$$

$$U_d(\omega) = U_1(\omega) + U_2(\omega) \quad (4)$$

令 $F_d(\omega) = K_d^*(\omega) U_d(\omega)$, 由式(3,4), 经变换可得

$$K_d^*(\omega) = (K_d \eta^2 \omega^2 + i\omega C_d) / (1 + \eta^2 \omega^2) \quad (5)$$

$$\eta = C_d / K_d \quad (6)$$

式中 $K_d^*(\omega)$ 为粘弹性阻尼器自身的复刚度, $F_d(\omega)$ 和 $U_d(\omega)$ 分别为 $f_d(t, \omega)$ 和 $u_d(t)$ 的傅里叶变换, η 为粘弹性阻尼器的松弛时间系数, i 为虚数, $i^2 = -1$ 。

图 2 模型中带支撑粘弹性阻尼器的作用力为

$$\bar{f}_d(t, \omega) = K_s u_s(t) = f_d(t, \omega) \quad (7)$$

$$u(t) = u_s(t) + u_d(t) \quad (8)$$

式中 $\bar{f}_d(t, \omega)$ 为带支撑粘弹性阻尼器作用力, K_s 为粘弹性阻尼器的支撑刚度, $u_s(t)$ 和 $u_d(t)$ 分别为图 2 阻尼器支撑和粘弹性阻尼器对应的变形, $u(t)$ 为图 2 带支撑粘弹性阻尼器的总变形。

对式(7,8)进行傅里叶变换可得

$$\bar{F}_d(\omega) = K_s U_s(\omega) = F_d(\omega) \quad (9)$$

$$U(\omega) = U_s(\omega) + U_d(\omega) \quad (10)$$

令 $\bar{F}_d(\omega) = K^*(\omega) U(\omega)$, 由式(9,10), 经变换可得

$$K^*(\omega) = K_s K_d^*(\omega) / (K_s + K_d^*(\omega)) \quad (11)$$

式中 $K^*(\omega)$ 为带支撑粘弹性阻尼器的复刚度。

对式(11)化简可得

$$K^*(\omega) = \frac{K_d^*(\omega)}{1 + K_d^*(\omega) / K_s} \quad (12)$$

由式(5)可得

$$\frac{K_d^*(\omega)}{K_s} = \frac{K_d}{K_s} \cdot \frac{\eta^2 \omega^2 + i\eta\omega}{1 + \eta^2 \omega^2} \quad (13)$$

定义支撑系数 $\psi = K_s / K_d$, 则

$$\frac{K_d^*(\omega)}{K_s} = \frac{1}{\psi} \cdot \frac{\eta^2 \omega^2 + i\eta\omega}{1 + \eta^2 \omega^2} \quad (14)$$

式(12,14)表明, 只要粘弹性阻尼器的支撑系数 ψ 足够大, 则 $K_d^*(\omega) / K_s$ 趋于 0, 即带支撑粘弹性阻尼器复刚度 $K^*(\omega)$ 与不考虑支撑影响的 $K_d^*(\omega)$ 近似相等, 因而粘弹性阻尼器可不考虑支撑刚度的影响, 近似取 $K^*(\omega) = K_d^*(\omega)$ 。

3 随机振动方程求解

在结构各楼层均安装一个带支撑粘弹性阻尼器, 如图 3 所示。结构的质量矩阵为 $[M] \in R^n$, 结构的自身阻尼矩阵为 $[C] \in R^n$, 结构自身的刚度矩阵为 $[K] \in R^n$ 。在随机地震激励作用下, 结构振动方程为

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [C] \{\dot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} + \{\bar{f}_d(t, \omega)\} = -[M] \{1\} \ddot{x}_g(t) \quad (15)$$

式中 $\{\ddot{x}(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$ 和 $\{x(t)\}$ 分别为结构相对于其基础的加速度、速度和位移向量, $\{\bar{f}_d(t, \omega)\}$ 为带支撑粘弹性阻尼器对结构各楼层的作用力向量, $\ddot{x}_g(t)$ 为地震激励, $\{1\} \in R^{n \times 1}$ 为元素为 1 的列向量。

对式(15)进行傅里叶变换, 可得

$$(i\omega)^2 [M] \{X(\omega)\} + (i\omega) [C] \{X(\omega)\} + [K] \{X(\omega)\} + \{\bar{F}_d(\omega)\} = -[M] \{1\} \ddot{X}_g(\omega) \quad (16)$$

式中 $\ddot{X}_g(\omega)$ 为 $\ddot{x}_g(t)$ 的傅里叶变换, $\{\bar{F}_d(\omega)\}$ 为 $\{\bar{f}_d(t, \omega)\}$ 的傅里叶变换, 由 $\bar{F}_d(\omega) = K^*(\omega) U(\omega)$ 可得, $\{\bar{F}_d(\omega)\} = [K^*(\omega)] \{X(\omega)\}$, $[K^*(\omega)]$ 为带支撑粘弹性阻尼器复刚度矩阵, 由式(17)确定。

$$[K^*(\omega)] = \begin{bmatrix} K_1^*(\omega) + K_2^*(\omega) & -K_2^*(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ -K_2^*(\omega) & K_2^*(\omega) + K_3^*(\omega) & -K_3^*(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ & & \dots & & & \\ 0 & & -K_i^*(\omega) & K_i^*(\omega) + K_{i+1}^*(\omega) & -K_{i+1}^*(\omega) & \dots & 0 \\ & & & \dots & & & \\ 0 & \dots & & & -K_{n-1}^*(\omega) & K_{n-1}^*(\omega) + K_n^*(\omega) & -K_n^*(\omega) \\ 0 & & & & 0 & -K_n^*(\omega) & K_n^*(\omega) \end{bmatrix} \quad (17)$$

式中 $K_i^*(\omega)$ 为第 i 楼层带支撑弹性阻尼器复刚度。

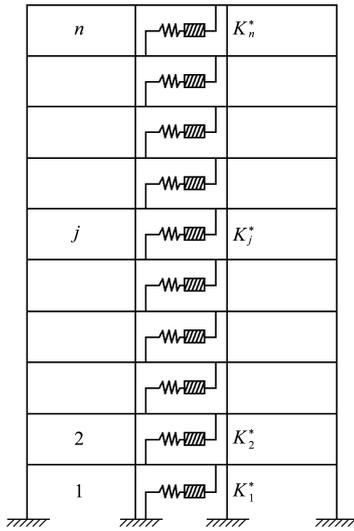


图3 框架结构计算简图
Fig. 3 Calculation diagram of frame structure

将式(16)化简为

$$\begin{aligned} \{X(\omega)\} &= \{H(\omega)\} \ddot{X}_g(\omega) \quad (18) \\ \{H(\omega)\} &= -\{-\omega^2[M] + (i\omega)[C] + [K] + [K^*(\omega)]\}^{-1}[M]\{1\} \quad (19) \end{aligned}$$

根据随机振动理论,解得第 j 楼层 $x_j(t)$ 自相关函数为

$$R_{x_j}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} \{H^*(\omega)\}^T [e_j] S_{\ddot{X}_g}(\omega) \{H(\omega)\} e^{i\omega\tau} d\omega \quad (20)$$

式中 $\{H^*(\omega)\}$ 为 $\{H(\omega)\}$ 的共轭复数, $S_{\ddot{X}_g}(\omega)$ 为地震动加速度谱密度, $[e_j]$ 为第 j 行、第 i 列元素为 1,其他元素均为 0 的方阵。

$x_j(t)$ 的自谱密度为

$$S_{x_j}(\omega) = \{H^*(\omega)\}^T [e_j] S_{\ddot{X}_g}(\omega) \{H(\omega)\} \quad (21)$$

$x_j(t)$ 的方差为

$$D_{x_j} = R_{x_j}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \{H^*(\omega)\}^T [e_j] S_{\ddot{X}_g}(\omega) \{H(\omega)\} d\omega \quad (22)$$

$x_j(t)$ 的均方差为

$$\delta_{x_j} = \sqrt{D_{x_j}} \quad (23)$$

结构层间位移向量 $\{\Delta\}$ 可以表示为

$$\begin{aligned} \{\Delta\} &= \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \vdots \\ \Delta_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \vdots \\ x_n(t) \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} 0 \\ x_1(t) \\ \vdots \\ x_{n-1}(t) \end{Bmatrix} = \\ &= \{x(t)\} - [B]\{x(t)\} \quad (24) \end{aligned}$$

式(24)可以化简为

$$\{\Delta\} = ([I] - [B])\{x(t)\} \quad (25)$$

式中

$$[B] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 1 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix}_{n \times n}$$

解得第 j 楼层 Δ_j 自相关函数为

$$R_{\Delta_j}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} \{([I] - [B])\}^T \{H^*(\omega)\} [e_j] S_{\ddot{X}_g}(\omega) \{([I] - [B])\} \{H(\omega)\} e^{i\omega\tau} d\omega \quad (26)$$

Δ_j 自谱密度为

$$S_{\Delta_j}(\omega) = \{([I] - [B])\}^T \{H^*(\omega)\} [e_j] S_{\ddot{X}_g}(\omega) \{([I] - [B])\} \{H(\omega)\} \quad (27)$$

响应 Δ_j 方差为

$$D_{\Delta_j} = R_{\Delta_j}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \{([I] - [B])\}^T \{H^*(\omega)\} [e_j] S_{\ddot{X}_g}(\omega) \{([I] - [B])\} \{H(\omega)\} d\omega \quad (28)$$

响应 Δ_j 均方差为

$$\delta_{\Delta_j} = \sqrt{D_{\Delta_j}} \quad (29)$$

层间位移角均方差向量为

$$\delta_{\theta_j} = \delta_{\Delta_j} / h \quad (30)$$

式中 h 为结构楼层高度。

4 随机地震动模型

假设地震是平稳随机过程,描述地震动随机过程的模型有很多种^[14-18]。本文选取改进 Kanai-Tajimi 模型(胡聿贤谱)进行结构随机分析。

$$S_{\ddot{X}_g}(\omega) = \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega^2 - \omega_g^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^6}{\omega_c^6 + \omega^6} S_0 \quad (31)$$

式中 S_0 为谱强度, ω_g , ξ_g 和 ω_c 分别为场地特征频

率、场地特征阻尼比和低频截止频率。由文献[23]可得改进 Kanai-Tajimi 功率谱参数,列入表 1。

5 地震作用分析

一般采用反应谱理论^[24]分析结构所受地震作用。本文根据随机振动理论,推导设置带支撑粘弹

性阻尼器框架结构地震作用计算公式如下。

令 $\{x(t)\} = [\Phi]\{q(t)\}$, 则

$$\{q(t)\} = [\Phi]^{-1}\{x(t)\} \quad (32)$$

式中 $[\Phi] = [\{\Phi_1\}, \{\Phi_2\}, \dots, \{\Phi_j\}, \dots, \{\Phi_n\}]$ 为无阻尼器结构振型矩阵, $\{\Phi_j\}$ 为结构第 j 阶振型向量, $\{q(t)\}$ 为广义坐标向量。

表 1 改进 Kanai-Tajimi 模型参数

Tab.1 Parameters of improved Kanai-Tajimi model

地震分组	场地类别	ω_g /rad·s ⁻¹	ξ_g	ω_c /rad·s ⁻¹	$S_0/\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-2}$		
					8 度		
					多遇地震	基本地震烈度	罕遇地震
第二组	I	20.94	0.64	4.56	5.9	46.6	186.4
	II	15.71	0.72	3.11	9.0	70.9	283.2
	III	11.42	0.8	2.02	14.2	112.2	448.7
	IV	8.38	0.9	2.03	21.2	166.9	661.1

式(32)进行傅里叶变换可得

$$\{Q(\omega)\} = [\Phi]^{-1}\{X(\omega)\} \quad (33)$$

将式(18)代入式(33)可得

$$\{Q(\omega)\} = [\Phi]^{-1}\{H(\omega)\}\ddot{X}_g(\omega) \quad (34)$$

解得响应 $q_j(t)$ 的自相关函数为

$$R_{q_j}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} ([\Phi]^{-1}\{H^*(\omega)\})^T S_{\ddot{x}_g}(\omega) [e_j] \times ([\Phi]^{-1}\{H(\omega)\}) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (35)$$

响应 $q_j(t)$ 的方差为

$$D_{q_j} = R_{q_j}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} ([\Phi]^{-1}\{H^*(\omega)\})^T [e_j] \times S_{\ddot{x}_g}(\omega) ([\Phi]^{-1}\{H(\omega)\}) d\omega \quad (36)$$

响应 $q_j(t)$ 的均方差为

$$\delta_{q_j} = \sqrt{D_{q_j}} \quad (37)$$

设置带支撑粘弹性阻尼器结构各楼层地震作用向量为

$$\{F(t)\} = [K]\{x(t)\} \quad (38)$$

将 $\{x(t)\} = [\Phi]\{q(t)\}$ 代入式(38),化简可得

$$\{F(t)\} = [M][\Phi][\omega_{nj}^2]\{q(t)\} \quad (39)$$

式中 $[\omega_{nj}^2] = [\bar{M}]^{-1}[\bar{K}] = \text{diag}(\omega_{nj}^2)$, ω_{nj}^2 为无阻尼器框架结构的第 j 阶自振频率, $[\bar{M}]$ 和 $[\bar{K}]$ 分别为结构的折算质量矩阵和折算刚度矩阵。

结构第 j 阶振型对应的地震作用向量为

$$\{F_j(t)\} = [M]\{\Phi_j\}\omega_{nj}^2 q_j(t) \quad (40)$$

式(40)进行傅里叶变换,可得

$$\{F_j(\omega)\} = [M]\{\Phi_j\}\omega_{nj}^2 Q_j(\omega) \quad (41)$$

则 $\{F_j(t)\}$ 均方差向量为

$$\{\delta_{F_j}\} = [M]\{\Phi_j\}\omega_{nj}^2 \delta_{q_j} \quad (42)$$

式中 $\{\delta_{F_j}\} = \{\delta_{F_{1j}} \delta_{F_{2j}} \dots \delta_{F_{ij}} \dots \delta_{F_{nj}}\}^T$, $\delta_{F_{ij}}$ 为第 i 楼层第 j 振型地震作用均方差。

6 工程算例

算例工程^[25,26]为一栋 10 层混凝土框架结构楼,底层层高为 4.5 m,其余各层层高均为 3.3 m,结构总高度为 34.2 m;该结构设防类别为丙类,抗震设防烈度为 8 度,基本地震加速度为 0.3 g,设计地震分组为第二组;结构自身阻尼比 $\xi = 0.05$;混凝土强度等级为 C30;楼屋面折算恒载标准值为 10 kN/m² (包括墙体自重),楼屋面活载标准值为 2 kN/m²;梁截面尺寸为 300 mm×650 mm,柱截面尺寸为 600 mm×750 mm。框架结构局部平面如图 4 所示;框架结构各层均布置带支撑粘弹性阻尼器,阻尼器的阻尼系数均为 5×10^7 N·s/m,计算简图如图 3 所示。

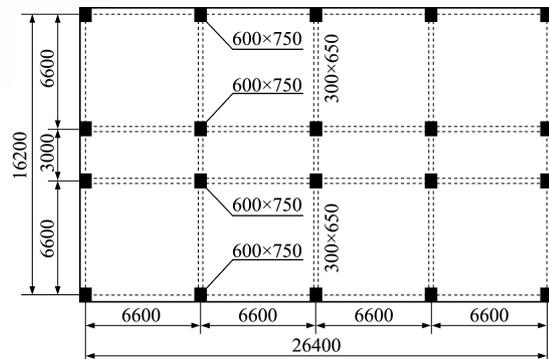


图 4 框架结构局部平面图(单位:mm)
Fig.4 Local plan of frame structure (unit:mm)

6.1 支撑参数对结构响应的影响

根据第 3 节推导公式,按式(30)得出在三类场地地震激励下,结构各楼层的层间位移角均方差的最大值 $\delta_{\theta,max}$ (最大层间位移角均方差)与支撑系数

ψ 和松弛时间系数 η 的关系,如图5所示。可以看出,松弛时间系数 η 和支撑系数 ψ 对结构最大层间位移角均方差 $\delta_{\theta, \max}$ 有显著影响;在三类场地地震激励下,当松弛时间系数 η 保持不变时,结构最大层间位移角均方差 $\delta_{\theta, \max}$ 随着支撑系数 ψ 逐渐增大而趋于平稳。分析表明,当 $\eta \leq 0.1, \psi \geq 8$, 或当 $\eta > 0.1, \psi \geq 13$ 时,框架结构最大层间位移角均方

差与不考虑支撑影响时设置粘弹性阻尼器框架结构对应值误差均在5%内,因此可忽略支撑对粘弹性阻尼器的影响,即取 $K^*(\omega) = K_d^*(\omega)$ 。

6.2 结构响应分析

根据6.1节分析,按式(30)得出 $\eta = 0.1, \psi = 8$ 和 $\eta = 0.3, \psi = 13$ 时框架结构各楼层层间位移角均方差,如图6所示。可以看出,在三类场地地震激励

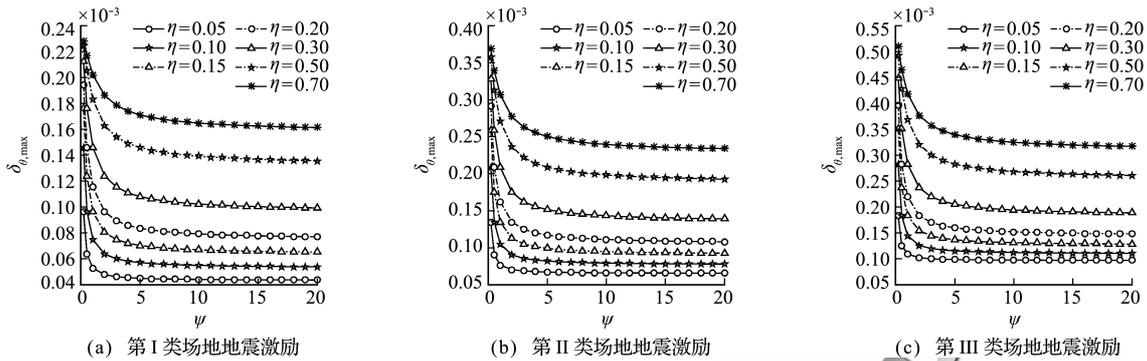


图5 框架结构最大层间位移角均方差
Fig. 5 Maximum mean square deviation of layer drift angle of frame structure

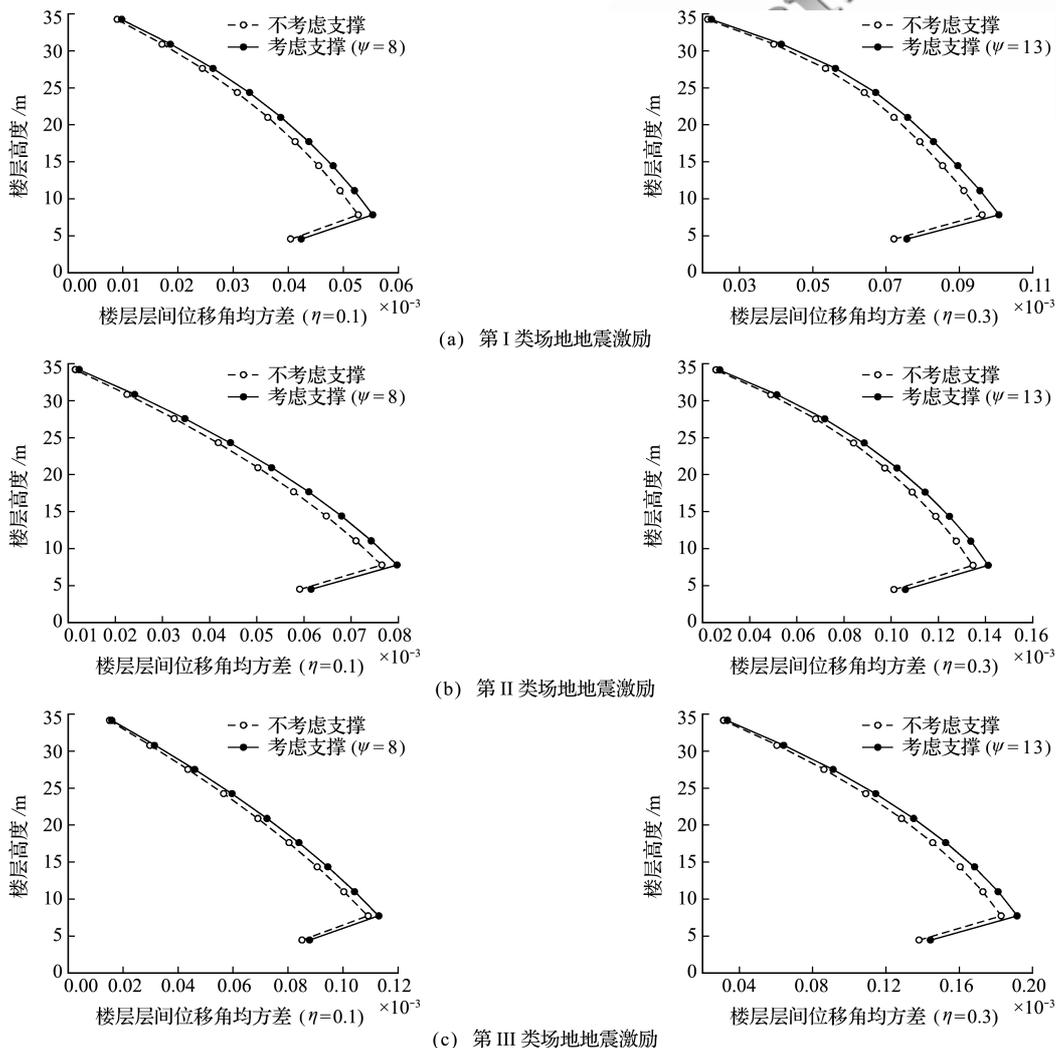


图6 框架结构层间位移角均方差

Fig. 6 Mean square deviation of layer drift angle of frame structure

性阻尼器阻尼系数 C_d 增大,结构顶层位移均方差 $\delta_{x,T}$ 减小,表明增大阻尼器阻尼系数可以降低结构顶层位移;当粘弹性阻尼器阻尼系数 C_d 保持不变时,随着松弛时间系数 η 增大,结构顶层位移均方差 $\delta_{x,T}$ 增大,当松弛时间系数 $\eta > 0.7$ 时,结构顶层位移均方差 $\delta_{x,T}$ 随阻尼器的阻尼系数 C_d 变化较小,且与未设置阻尼器的结构顶层位移均方差较接近。因此松弛时间系数宜取 $\eta \leq 0.7$ 较合适,这与文献[13]的结论基本一致。

6.4 地震作用分析

按照 6.2 节要求取阻尼器支撑系数 ψ , 根据第 5 节推导公式,按式(42)得出设置粘弹性阻尼器框架结构在前三阶振型下各楼层地震作用均方差,如图 8 所示。为了对比,图 8 将相应抗震结构前三阶振型下各楼层地震作用均方差也一并给出。可以看出,减震结构各楼层的地震作用均方差明显低于相应抗震结构对应值,但随松弛时间系数 η 增大,各楼层地震作用均方差增大。这也进一步表明粘弹性阻尼器松弛时间系数 η 不宜过大。

7 结 论

上述分析与文献[13]的结论基本一致。本文对设置带支撑粘弹性阻尼器框架结构地震反应的随机分析,结论如下。

(1) 带支撑粘弹性阻尼器的支撑系数 ψ 对结构最大层间位移角均方差 $\delta_{\theta,max}$ 影响较大,但当 $\eta \leq 0.1$ 时,取 $\psi \geq 8$, 或当 $\eta > 0.1$ 时,取 $\psi \geq 13$, 阻尼器支撑对结构层间位移角的影响误差在 5% 以内,因此可忽略阻尼器支撑对框架结构地震反应的影响,即可取带支撑粘弹性阻尼器的复刚度 $K^*(\omega) = K_d^*(\omega)$ 。

(2) 结构顶层位移均方差 $\delta_{x,T}$ 与阻尼器松弛时间系数 η 和阻尼器阻尼系数 C_d 有关,当 $\eta \leq 0.7$ 时, $\delta_{x,T}$ 随着阻尼器阻尼系数增大而减小,但当 $\eta > 0.7$ 时, C_d 对 $\delta_{x,T}$ 影响较小,且与未设置阻尼器框架结构的顶层位移均方差较接近。因此,建议阻尼器松弛时间系数宜取 $\eta \leq 0.7$ 。

(3) 算例表明,减震结构各楼层的地震作用均方差明显低于相应抗震结构对应值,且随松弛时间系数 η 增大,各楼层地震作用均方差增大。进一步表明粘弹性阻尼器松弛时间系数 η 不宜过大。

参考文献(References):

- [1] Samali B, Kwok K C S. Use of viscoelastic dampers in reducing wind- and earthquake-induced motion of building structures [J]. *Engineering Structures*, 1995, **17**(9):639-654.
- [2] 周 云,徐赵东,邓雪松.粘弹性阻尼器的性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2001, **20**(3):71-75. (ZHOU Yun, XU Zhao-dong, DENG Xue-song. Experimental study on the properties of viscoelastic dampers[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2001, **20**(3):71-75. (in Chinese))
- [3] 欧进萍,邹向阳.粘弹性耗能器的性能试验研究[J]. 振动与冲击, 1999, **18**(3):3-5. (OU Jin-ping, ZOU Xiang-yang. Experimental study on properties of viscoelastic damper [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 1999, **18**(3):3-5. (in Chinese))
- [4] 欧进萍,吴 斌,龙 旭.结构被动耗能减振效果的参数影响[J]. 地震工程与工程振动, 1998, **18**(1):3-5. (OU Jin-ping, WU Bin, LONG Xu. Parameter analysis of passive energy dissipation systems[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1998, **18**(1):3-5. (in Chinese))
- [5] 翁大根,吕西林.消能减震结构设计参数研究与试验验证[J]. 地震工程与工程振动, 2004, **24**(2):150-157. (WENG Da-gen, LÜ Xi-lin. Study on design parameters of energy dissipation structures with experiment verification [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2004, **24**(2):150-157. (in Chinese))
- [6] 魏文晖,王雪亮,卢哲安.设置斜撑粘弹性阻尼器框架结构空间协同工作分析方法的控制研究[J]. 地震工程与工程振动, 2002, **22**(2):149-153. (WEI Wen-hui, WANG Xue-liang, LU Zhe-an. Control of earthquake responses of buildings with viscoelastic damper and steel brace [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2002, **22**(2):149-153. (in Chinese))
- [7] 周灵源.钢筋混凝土框架加固结构中粘弹性消能支撑的刚度效应分析[D]. 西南交通大学, 2004. (ZHOU Ling-yuan. An Analysis of the Effect of VE Dampers and Braees's Stiffness on a RC Frame Building Retrofit [D]. Southwest Jiaotong University, 2004. (in Chinese))
- [8] 吴曙光,常业军.粘弹性消能减震结构设计参数研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2005, **27**(4):37-39. (WU Shu-guang, CHANG Ye-jun. Study on design parameters of engineering structure using viscoelastic dampers [J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2005, **27**(4):37-39. (in Chinese))

- [9] 常业军, 苏毅, 程文灏, 等. 工程结构粘弹性消能支撑型式及设计参数的研究[J]. 地震工程与工程振动, 2007, **27**(1): 136-140. (CHANG Ye-jun, SU Yi, CHENG Wen-rang, et al. Study on brace types and design parameters of engineering structures using viscoelastic dampers[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2007, **27**(1): 136-140. (in Chinese))
- [10] 陈灿, 徐伟. 薄弱层设置耗能阻尼器支撑的钢框架模型振动台试验[J]. 世界地震工程, 2006, **22**(4): 121-126. (CHEN Can, XU Wei. Earthquake simulation tests on a weak-layer steel frame equipped with EDD[J]. *World Earthquake Engineering*, 2006, **22**(4): 121-126. (in Chinese))
- [11] 唐柏鉴, 李亚明. 粘弹性消能支撑在网格屋盖结构上的应用研究[J]. 工程力学, 2011, **28**(1): 163-170. (TANG Bai-jian, LI Ya-ming. A study on the application of viscoelastic energy dissipative brace in lattice roof structure [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, **28**(1): 163-170. (in Chinese))
- [12] 兰香, 潘文, 白羽, 等. 基于支撑刚度的消能减震结构最优阻尼参数研究[J]. 工程力学, 2018, **35**(8): 208-217. (LAN Xiang, PAN Wen, BAI Yu, et al. Research on optimum damping parameters of an energy dissipation structure based on the support stiffness[J]. *Engineering Mechanics*, 2018, **35**(8): 208-217. (in Chinese))
- [13] 张敏, 庞华英. 带支撑黏弹性阻尼器框架减震性能分析[J]. 应用力学学报, 2020, **37**(1): 418-426, 497-498. (ZHANG Min, PANG Hua-ying. Damping performance analysis of frame structure installing viscoelastic damper with support [J]. *Chinese Journal of Applied Mechanics*, 2020, **37**(1): 418-426, 497-498. (in Chinese))
- [14] Housner G W. Characteristics of strong motion of earthquakes[J]. *BSSA*, 1947, **37**(1): 19-31.
- [15] Kanai K. Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground[J]. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 1957, **57**, 1: 281-283.
- [16] Tajimi H. A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake[A]. 2nd WCEE[C]. 1960.
- [17] 胡聿贤, 周锡元. 弹性体系在平稳和平稳化地面运动下的反应[A]. 中国科学院土木建筑研究所地震工程研究报告集第一集[C]. 1962. (HU Yu-xian, ZHOU Xi-yuan. Response of elastic system under stable and stationary ground motion[A]. The First Episode of Seismic Engineering Research Report of Institute of Civil Engineering, Chinese Academy of Sciences[C]. 1962. (in Chinese))
- [18] 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 and its parameter determination used in aseismic design[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1991, **11**(3): 45-54. (in Chinese))
- [19] 邹万杰, 马媛, 李创第, 等. 带支撑 Maxwell 阻尼器多层隔震结构的随机地震响应分析[J]. 振动与冲击, 2017, **36**(21): 213-219. (ZOU Wan-jie, MA Yuan, LI Chuang-di, et al. Random seismic responses of multi-layer vibration isolation structures mounted with supporter attached Maxwell dampers [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2017, **36**(21): 213-219. (in Chinese))
- [20] 李创第, 柏大炼, 邹万杰, 等. 设置支撑的广义 Maxwell 阻尼器系统基于非平稳巴斯金谱的地震响应分析[J]. 应用力学学报, 2018, **35**(5): 1050-1057, 1186. (LI Chuang-di, BAI Da-lian, ZOU Wan-jie, et al. Analytical method for non-stationary responses of dissipative system with brace-general Maxwell damper based on Baskin spectrum [J]. *Chinese Journal of Applied Mechanics*, 2018, **35**(5): 1050-1057, 1186. (in Chinese))
- [21] 李创第, 柏大炼, 葛新广, 等. 基于 C-P 谱分析设置支撑的广义 Maxwell 阻尼器系统完全非平稳地震响应[J]. 桂林理工大学学报, 2018, **38**(3): 480-487. (LI Chuang-di, BAI Da-lian, GE Xin-guang, et al. Analytical method for full non-stationary responses of dissipation system with brace-general Maxwell damper based on C-P spectrum [J]. *Journal of Guilin University of Technology*, 2018, **38**(3): 480-487. (in Chinese))
- [22] 马金凤, 邹万杰, 李创第, 等. 带支撑 Maxwell 阻尼器耗能隔震结构的随机风振响应分析[J]. 应用力学学报, 2019, **36**(1): 53-59, 253. (MA Jin-feng, ZOU Wan-jie, LI Chuang-di, et al. Random wind-induced response analysis of a Maxwell damped energy isolation structure with braces [J]. *Chinese Journal of Applied Mechanics*, 2019, **36**(1): 53-59, 253. (in Chinese))
- [23] 许谋奎, 马人乐, 张猛, 等. 基于现行抗震规范的胡聿贤模型参数研究[J]. 世界地震工程, 2006, **22**(4): 104-109. (XU Mou-kui, MA Ren-le, ZHANG Meng, et al. Study on parameters of Hu Yu-xian model based on the GB 50011-2001 [J]. *World Earthquake Engineering*, 2006, **22**(4): 104-109. (in Chinese))
- [24] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑

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))

- [25] 张 敏,蒋洪波,李 阳. 阻尼耗能减振框架结构地震作用振动方程求解及地震反应分析[J]. 计算力学学报,2016, **33**(3): 287-293. (ZHANG Min, JIANG Hong-bo, LI Yang. Calculation of vibration equation and analysis of seismic response for damping energy dissipation frame structure [J]. *Chinese Journal of*

Computational Mechanics,2016, **33**(3): 287-293. (in Chinese))

- [26] 张 敏,庞华英. 设置粘弹性阻尼耗能框架结构减震性能分析[J]. 计算力学学报,2019, **36**(6): 739-746. (ZHANG Min, PANG Hua-ying. Damping performance Analysis of energy dissipation frame structure with viscoelastic damper [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*,2019, **36**(6): 739-746. (in Chinese))

Random vibration analysis of energy dissipation frame structure installing viscoelastic dampers with supports

ZHANG Min^{*1,2}, FU Xiong², CHEN Yu-xue², SHAO Hai-lang²

(1. School of Civil Engineering, Jiangxi Science and Technology Normal University, Nanchang 330013, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture Guangxi University of Science and Technology, Liuzhou 545006, China)

Abstract: The damping performance of a frame structure installed with viscoelastic dampers with supports is analyzed. Firstly, the effects of the viscoelastic damper relaxation time coefficient η and the support coefficient ψ on the composite stiffness of the viscoelastic damper are studied. On this basis, the vibration equation of the frame structure is solved according to the theory of random vibration, from which the mean square deviations of the layer drift angle, the top floor displacement and the earthquake response of each floor under the improved Kanai-Tajimi power spectrum seismic excitation are studied. According to the analysis of calculation example, it is shown that a reasonable value of the damper support coefficient ψ should be taken based on the relaxation time coefficient η , and as long as the support coefficient ψ is large enough, the effect on the damping performance of viscoelastic dampers can be neglected; besides, the damper relaxation time coefficient η should not be too large, and the seismic response of each floor of the frame structure with viscoelastic dampers is obviously lower than that of the frame structure without dampers.

Key words: random; power spectrum; support; relaxation time coefficient; earthquake; damper

引用本文/Cite this paper:

张 敏,付 熊,陈钰雪,等.带支撑粘弹性阻尼器耗能框架结构随机振动分析[J]. 计算力学学报,2021, **38**(1): 37-45.

ZHANG Min, FU Xiong, CHEN Yu-xue, et al. Random vibration analysis of energy dissipation frame structure installing viscoelastic dampers with supports [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2021, **38**(1): 37-45.