

刘小换, 王伊立, 丁景花, 等. 基于虚拟激励法的混合减震结构抗震可靠度分析[J]. 华南地震, 2024, 44(3): 119–126. [LIU Xiaohuan, WANG Yili, DING Jinghua, et al. Seismic Reliability Analysis of Hybrid Damping Structure Based on Pseudo Excitation Method[J]. South China journal of seismology, 2024, 44(3): 119–126]

基于虚拟激励法的混合减震结构抗震可靠度分析

刘小换^{1,2}, 王伊立¹, 丁景花¹, 刘 辉¹

(1. 广州科技职业技术大学建筑工程学院, 广州 510550; 2. 广州大学工程抗震研究中心, 广州 510405)

摘要: 基于虚拟激励法和可靠度理论分析了混合减震结构在罕遇地震作用下的平稳随机地震响应和动力可靠度。以一栋10层框架剪力墙结构为数值算例, 隔震层由隔震支座和粘滞阻尼器组成, 采用Clough-Penzien双过滤功率谱模型, 通过虚拟激励法分析结构在8度和9度罕遇地震下的随机动力响应, 根据可靠度理论, 采用当量正态化法计算结构各层可靠度指标由此得到结构的可靠度, 最后根据我国抗震规范“两阶段, 三水准”设计原则, 分析了结构在设计基准期(50年)内的动力可靠度。结果表明: 罕遇地震作用下隔震层变形较大, 采用混合隔震能够有效降低隔震层的位移响应, 使结构在随机地震作用下的整体可靠度得到显著提高, 在设计基准期内, 隔震层的失效是一个比较突出的问题, 在工程设计时应采取有效的限位保护措施。

关键词: 混合减震; 虚拟激励法; 随机地震响应; 动力可靠度; 设计基准期

中图分类号: TU352.1

文献标识码: A

文章编号: 1001-8662(2024)03-0119-08

DOI: 10.13512/j.hndz.2024.03.13

Seismic Reliability Analysis of Hybrid Damping Structure Based on Pseudo Excitation Method

LIU Xiaohuan^{1,2}, WANG Yili¹, DING Jinghua¹, LIU Hui¹

(1. School of Architectural Engineering, Guangzhou Vocational University of Science and Technology, Guangzhou 510550, China; 2. Earthquake Engineering Research & Test Center, Guangzhou University, Guangzhou 510405, China)

Abstract: The stationary random seismic response and dynamic reliability of the hybrid damping structure under rare earthquakes were analyzed by the pseudo excitation method and reliability theory. A 10-story frame-shear wall structure was taken as a numerical example, whose isolation layer consisted of rubber bearings and viscous dampers. The Clough-Penzien double-filtered power spectrum model was used to analyze the random dynamic response under rare earthquakes of eight and nine degrees by the pseudo excitation method. According to the reliability theory, the equivalent normalization method was used to calculate the reliability index of each story to obtain the reliability of the structure. Finally, according to the design principle of “two stages and three levels”

收稿日期: 2024-01-02

基金项目: 广东省普通高校青年创新人才项目(2022KQNCX148); 广州科技职业技术大学校级课题(2024LG01)联合资助。

作者简介: 刘小换(1990-), 女, 硕士研究生, 讲师, 主要从事工程减隔震控制。

E-mail: liuxiaohuan410@163.com

in Chinese earthquake-resistant code, the dynamic reliability of the structure in the design reference period (50 years) was analyzed. The results show that the deformation of the isolation layer is large under rare earthquakes, and hybrid damping can effectively reduce the displacement response of the isolation layer and improve the overall reliability of the structure under random earthquakes. During the design reference period, the failure of the isolation layer is a prominent problem, and effective limit protection measures should be taken in engineering design.

Keywords: Hybrid damping; Pseudo excitation method(PEM); Random seismic response; Dynamic reliability; Design reference period

0 引言

隔震技术作为一种日趋成熟的减震控制技术,越来越多的应用于工程实践当中,由于隔震层水平刚度较小,在罕遇地震下,隔震层的水平位移会显著增大,容易导致隔震支座及结构破坏^[1],一些学者和工程设计人员提出将隔震装置和减震装置联合使用形成减震—隔震体系更有利于提高结构的抗震性。例如, Yang 和 Agrawal^[2]在隔震层设置消能减震器,有效的提高了基础隔震结构在近断层地震作用下的安全性。Taniguchi 和 Kiureghian^[3]通过在基础隔震体系的隔震层设置 TMD 来降低结构在远场宽频的地震作用下的位移。Providakis^[4-5]通过有限元分析,研究了阻尼器的设置对基础隔震上部结构及隔震层位移和加速度的影响,结果表明,在近震作用下,设置阻尼器可以较好的限制隔震层的位移,在远震作用下,设置阻尼器虽然可以减少隔震层的位移,但容易导致上部结构的层间位移和绝对加速度增大。张冠平,刘彦辉等^[6]将调谐质量阻尼器(TMD)与基础隔震技术联合应用,以此控制隔震层的位移,同时减小上部结构响应。金建敏等^[7-8]对隔震层增设粘滞阻尼器及下部结构增设粘滞阻尼器的层间隔震结构进行了振动台实验研究,结果表明:黏滞阻尼器层间隔震结构具有良好的减震效果。

上述对设置减震装置的隔震结构研究主要是以确定性地震动作为输入来获得结构的地震响应,而实际上地震动具有强烈的随机性,地震引起的地面运动也是极其复杂的随机过程^[9],目前关于粘滞阻尼器—隔震的混合减震体系在随机响应分析方面的研究并不多。

传统的随机振动分析方法计算过程过于繁琐,在实际工程设计中受到许多限制,本文主要采用林家浩教授教授提出的虚拟激励法^[10],构造一个虚拟随机地震激励,从随机动力可靠度的角度,分

析隔震层设置粘滞阻尼器的混合减震结构的失效模式,然后根据“小震不坏,中震可修,大震不倒”的设计准则,分析结构在设计基准期(50年)内的动力可靠度,为混合减震结构的工程设计和安全性态控制提供参考依据。

1 力学模型

1.1 动力方程

本文考虑在隔震层安装粘滞阻尼器形成混合减震体系,由于粘滞阻尼器的设置不会增加结构的附加刚度,故本文将层间混合隔震结构等效为多质点层剪切模型。罕遇地震作用时结构可能发生弹塑性变形,表现出滞迟状态,隔震层的恢复力采用 Bouc-Wen 模型,楼层的滞回恢复力采用退化的 Bouc-Wen 模型,建立动力方程如下:

$$M\{\ddot{x}\} + C\{\dot{x}\} + K\{x\} + K_z\{Z\} + F_v = -M_g\ddot{x}_g(1)$$

式(1)中, M 、 C 、 K 、 K_z 分别为:

$$M = \begin{bmatrix} M_s + R_s^T(m_b + I_d^T M_d I_d) R_s T_s & R_s^T(m_b + I_d^T M_d I_d) R_s T_s I_d^T M_d T_d \\ (m_b + I_d^T M_d I_d) R_s T_s & m_b + I_d^T M_d I_d & I_d^T M_d T_d \\ M_d I_d R_s T_s & M_d I_d & M_d T_d \end{bmatrix}$$

$$M_g = \begin{bmatrix} M_s + R_s^T(m_b + I_d^T M_d I_d) R_s I_s \\ (m_b + I_d^T M_d I_d) R_s I_s \\ M_d I_d R_s I_s \end{bmatrix}, \{x\} = \begin{Bmatrix} x_s \\ x_b \\ x_d \end{Bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} C_s & & \\ & c_b & \\ & & C_d \end{bmatrix}, K = \begin{bmatrix} \alpha_s K_s T_s & & \\ & \alpha_b k_b & \\ & & \alpha_d K_d T_d \end{bmatrix}$$

$$K_z = \begin{bmatrix} (I_s - \alpha_s) K_s T_s & & \\ & (1 - \alpha_b) k_b & \\ & & (I_d - \alpha_d) K_d T_d \end{bmatrix}$$

上式中,下标 s、b、d 代表隔震层下部子结构、隔震层、隔震层上部子结构, x_g 是地面加速度, x_s 为下部结构相对于地面的位移, x_b 为隔震层相对于下

部结构顶层的位移, x_d 为上部结构相对于隔震层的位移, k_b 为隔震层的初始刚度。 M_s 、 M_d 为子结构的质量对角矩阵, K_s 、 K_d 为子结构的刚度三对角矩阵, C_s 、 C_d 为子结构的瑞雷比例阻尼矩阵, α 为子结构的屈服后刚度比, I 为单位列向量, T 为层间位移转换矩阵, $R_s = \{0, 0, \dots, 0, 1\}$, Z 为结构的滞回位移, 隔震层采用 Bouc-Wen 模型, 其他楼层采用退化的 Bouc-Wen 模型。

F_v 为粘滞阻尼器输出力, 其恢复力可表示为:

$$F_v = H c_a |\dot{x}|^a \operatorname{sgn}(\dot{x}) \quad (2)$$

式(2)中, H 表示粘滞阻尼器位置列向量, 在本文算例中 $H = [0, 1, 0, 0, \dots, 0]^T$, C_a 为粘滞阻尼器系数, a 为粘滞阻尼器速度指数。粘滞阻尼器输出力基于能量相等原理等效线性化后的表达式为^[11]:

$$F_v = H C_{ev} \dot{x} \quad (3)$$

1.2 恢复力模型等价线性化

本文采用 Bouc-Wen 模型来模拟隔震层, 采用退化的 Bouc-Wen 模型来模拟楼层的恢复力, 其等效线性微分方程可用下式表达:

$$\{\dot{Z}\} + C_{eq} \{\dot{x}\} + K_{eq} \{Z\} = 0 \quad (4)$$

式(4)中, C_{eq} 和 K_{eq} 为恢复力模型的等效阻尼和等效刚度, 如式(5)~(6)所示, 其中, 式(6)为退化模型的等效阻尼和等效刚度, 式中 A 、 β 、 γ 、 n 为 Bouc-Wen 模型参数。

$$\left. \begin{aligned} C_{eq} &= -A + \beta B_1 + \gamma B_2 \\ K_{eq} &= \beta B_3 + \gamma B_4 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} C_{eq} &= (1/\eta) \left[-A_l + v(\beta B_1 + \gamma B_2) \right] \\ K_{eq} &= (v/\eta) (\beta B_3 + \gamma B_4) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

B_1 , B_2 , B_3 , B_4 分别为:

$$\left. \begin{aligned} B_1 &= \frac{\sigma_z^n}{\pi} \Gamma\left(\frac{n+2}{2}\right) 2^{\frac{n}{2}} (I_{s1} - I_{s2}) \\ B_2 &= \frac{\sigma_z^n}{\pi} \Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right) 2^{\frac{n}{2}} \\ B_3 &= \frac{n \sigma_x \sigma_z \sigma_z^{n-1}}{\pi} \Gamma\left(\frac{n+2}{2}\right) 2^{\frac{n}{2}} \left[2 \frac{(1-\rho_{xz}^2)^{\frac{n+1}{2}}}{n} + \rho_{xz} (I_{s1} - I_{s2}) \right] \\ B_4 &= \frac{n \rho_{xz} \sigma_x \sigma_z \sigma_z^{n-1}}{\pi} \Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right) 2^{\frac{n}{2}} \end{aligned} \right\}$$

上式中, $\Gamma(\cdot)$ 为 Gamma 函数, A_l , v , η 分别为:

$$A_l = A - \delta_A m_{Eh}(t), \quad v = 1 + \delta_v m_{Eh}(t)$$

$$\eta = 1 + \delta_\eta m_{Eh}(t), \quad m_{Eh}(t) = (1 - \alpha_j) k_j \int_0^t E[\dot{X}\dot{Z}] dt$$

I_{s1} 和 I_{s2} 可由下式求得:

$$I_{s1} = \int_0^\phi \sin^n \varphi d\varphi, \quad I_{s2} = \int_0^\pi \sin^n \varphi d\varphi$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{1 - \rho_{xz}^2}}{\rho_{xz}} \right), \quad \rho_{xz} = \frac{E[\dot{x}\dot{z}]}{\sigma_{\dot{x}} \sigma_{\dot{z}}}$$

2 随机响应算法

根据虚拟激励法^[12]构造一个虚拟的随机地震激励: $\ddot{x}_g = \sqrt{S_{\ddot{x}_g}} e^{i\omega t}$, 带入公式(1)中, 假设满足该方程的响应为:

$$\begin{aligned} \{x\} &= B e^{i\omega t} & \{\dot{x}\} &= i\omega B e^{i\omega t} \\ \{\ddot{x}\} &= -\omega^2 B e^{i\omega t} & \{Z\} &= B' e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (7)$$

式(7)中, B 为虚拟响应的幅值向量, 将式(7)带入式(4)中得:

$$B' = \left(I - \frac{1}{i\omega} K_{eq} \right)^{-1} C_{eq} B \quad (8)$$

将式(7)和(8)带入式(1)中得:

$$B = G^{-1} M_g \sqrt{S_{\ddot{x}_g}} \quad (9)$$

$$G = -\omega^2 M + i\omega (C + H C_{ev}) + K +$$

$$K_z \left(I - \frac{1}{i\omega} K_{eq} \right)^{-1} C_{eq} \quad (10)$$

结构各响应的功率谱密度为:

$$\begin{aligned} [S_{xx}] &= \{x\}^* \cdot \{x\}^T, & [S_{\dot{x}\dot{x}}] &= \{\dot{x}\}^* \cdot \{\dot{x}\}^T \\ [S_{zz}] &= \{z\}^* \cdot \{z\}^T, & [S_{\dot{x}\dot{z}}] &= \{\dot{x}\}^* \cdot \{\dot{z}\}^T \end{aligned} \quad (11)$$

对零均值的平稳随机过程, 假设水平穿越次数是泊松过程, 并为双边跨越, 则结构各层最大位移均值和均方差可由式(12)求得, 其中 σ_x 为最大层间位移均方差, t_d 为地面地震动的特征参数。

$$\begin{aligned} \mu_s &= \left[\sqrt{2 \ln(\nu_0 t_d)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln(\nu_0 t_d)}} \right] \sigma_x \\ \sigma_s &= \frac{\pi \sigma_x}{\sqrt{12 \ln(\nu_0 t_d)}}, \quad \nu_0 = \frac{\sigma_{\dot{x}}}{\pi \sigma_x} \end{aligned} \quad (12)$$

3 条件失效概率分析

根据我国建筑抗震设计规范 (GB50011-2010)^[12], 楼层取层间位移最大响应值不超过其弹塑性位移限值, 隔震层取抗震规范规定的最大位移限值作为功能状态界限, 根据变形破坏准则得到结构结构的极限状态方程 $R_j - S_j = 0$, 其中, R 为响应的容许值, S 为响应的最大值。本文采用当量正态化法得到 R 和 S 正态化后的均 μ'_{sj} , μ'_{Rj} 和均方差 σ'_{sj} , σ'_{Rj} , 然后求解结构各层的可靠度指标值 β , 如下式所示:

$$\beta_j = \frac{\mu'_{Rj} - \mu'_{Sj}}{\sqrt{\sigma'^2_{Rj} + \sigma'^2_{Sj}}}$$

(13)

则结构各层的可靠度和条件失效概率为:

$$P_{sj} = \Phi(\beta_j), \quad P_{fj} = 1 - \Phi(\beta_j)$$

(14)

子结构可靠度求解参照文献[13]可由式(15)求得, λ_j 为失效相关系数, 当 $j=1$ 时, $\lambda=0$, 当 $j=2, 3 \cdots n$ 时, $\lambda=0.06I_D+0.3(I_D$ 为场地基本烈度)。

$$P_{ss, sd} = \prod_{j=1}^n [\lambda_j + (1 - \lambda_j) P_{sj}]$$

(15)

假设子结构与子结构之间相互独立, 则结构的整体可靠度为:

$$P_s = P_{ss} P_{sb} P_{sd}$$

(16)

4 设计基准期内动力可靠度分析

文献[14]中提出地震烈度的概率分布符合极值Ⅲ型, 其表达式为:

$$P_I(i) = \exp \left[- \left(\frac{\omega - i}{\omega - \varepsilon} \right)^K \right]$$

(17)

式(17)中, ω 为地震烈度上限值, 一般取 $\omega=12$, ε 为众值烈度, K 为形状参数。

根据结构的条件失效概率和地震烈度概率分布, 可以得到结构在设计基准期(50年)内的失效概率, 如下式所示:

$$P_f = \sum_{i=I_s}^{i=I_e} P_{fj}(F_{Ij}|I=i) P(i)$$

(18)

式(18)中, I_s 和 I_e 分别为对体系动力可靠度有显著

贡献的烈度区间上下限。 $P_{fj}(F_{Ij}|I=i)$ 为结构第 j 层在对应于烈度 $I=i$ 的条件失效概率, 可由公式(19)求得, $P(i)$ 为烈度 i 发生的概率, 其表达式为^[15]:

$$P(i) = P_I(i + 0.5) - P_I(i - 0.5)$$

(19)

5 算例分析

本文以一栋10层框架剪力墙体系为算例, 结构体系参数信息如表1所示, 隔震层设置在第一层柱顶和第二层楼板之间, 由隔震支座和粘滞阻尼器组成, 隔震支座采用LRB800(24个)和LNR800(16个), 在结构四周对称设置4个粘滞阻尼器, 阻尼系数 $C_a=1 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1}$, 速度指数 $a=1$, 根据虚拟激励法和可靠度理论分析混合减震结构在8度和9度罕遇地震下的随机地震响应和动力可靠度, 并与隔震和非隔震结构的计算结果进行对比。

本文采用Clough–Penzien谱模型, 表达式为:

$$S_{\ddot{x}_g}(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2} \times \frac{\omega^4}{(\omega^2 - \omega_f^2)^2 + 4\omega^2\omega_f^2\xi_f^2} S_0$$

(20)

式中, S_0 为谱强度因子, 和工程所在地的场地土参数有关, 图1为不同场地土条件下的加速度功率谱函数。 ω_g 、 ξ_g 、 ω_f 、 ξ_f 为Clough–Penzien谱模型参数, 取值如表2所示, 本文算例对应Ⅱ类场地, 取 $\omega_f=1.795 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1}$, $\xi_f=0.72$, 8度罕遇地震时, $S_0=1.63 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-3}$, 9度罕遇地震时, $S_0=3.91 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-3}$ 。

表1 结构体系参数表
Table 1 Parameters of structural system

楼层	1	b	2	3	4	5	6	7	8	9	10
质量/t	135 2	159 6	130 7	129 2	129 2	129 2	129 2	128 2	131 4	131 4	121 4
刚度/(kN·mm ⁻¹)	928 4	211	4064	360 1	290 4	243 6	203 8	167 7	129 6	898	459

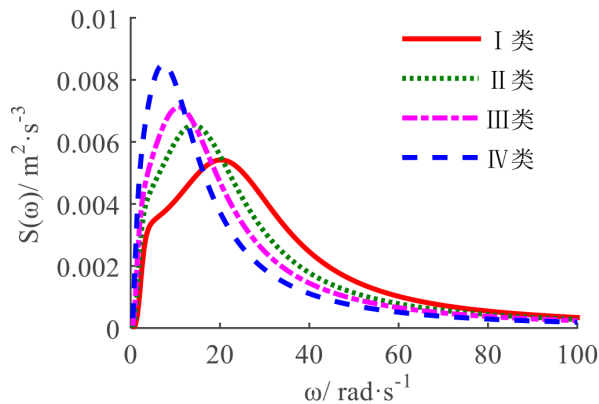


图1 加速度功率谱函数
Fig.1 Acceleration power spectrum function

为验证本文算法的有效性, 采用蒙特卡罗法进行数值模拟, 对比设置粘滞阻尼器的减震–隔震结构在平稳随机地震激励下的层间位移响应峰值, 如图2所示, 图中MC代表蒙特卡洛法, PEM代表虚拟激励法, 通过对比可知, 两种算法计算结果具有较好的吻合性, 证明了本文算法的有效性。

混合减震结构、隔震结构及非隔震结构在8度和9度罕遇地震下各楼层的最大层间位移均值如表3和图3所示, 从图表中可以看出, 罕遇地震下, 设置粘滞阻尼器的减震–隔震结构各楼层的层间位移响应较层间隔震和非隔震结构小的多。对于

表2 Clough-Penzien谱模型参数
Table 2 Parameters of Clough-Penzien spectrum model

场地 条件	$\omega_g/\text{rad}\cdot\text{s}^{-1}$	ξ_g	t_d/s	$S_0/(\times 10^{-2}\text{m}^2\cdot\text{s}^{-3})$	
				8度	9度
I类	25.13	0.64	6.69	0.31	1.25
II类	17.95	0.72	8.41	0.41	1.63
III类	13.96	0.80	10.92	0.48	1.92
IV类	9.67	0.90	15.49	0.62	2.46

隔震结构，隔震层在8度和9度罕遇地震下的位移响应最大值分别为259.11 mm和396.66 mm，显然隔震层的位移变形比较大，很容易超出界限允许值；在隔震层增设粘滞阻尼器后，隔震层位移响应分别降为148.29 mm和232.55 mm，位移减幅达42.77%和41.37%，说明在罕遇地震下采用混合减震方法对隔震层具有较好的限位效果。

表3 罕遇地震下隔震层最大层间位移均值 μ/mm
Table 3 Maximum mean value of inter-story displacement of isolation layer under rare earthquakes

层间隔震/mm	259.11	396.66
减震—隔震/mm	148.29	232.55
减幅	42.77%	41.37%

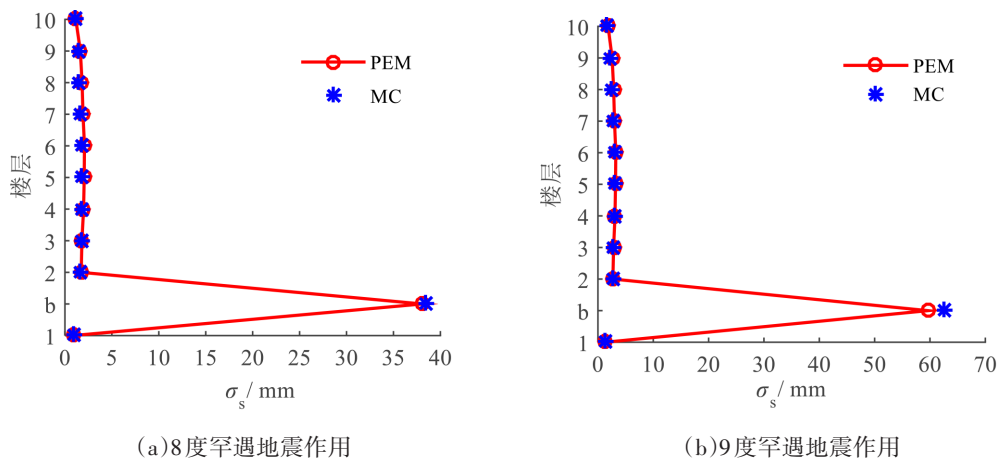


图2 层间位移均方差的模拟检验
Fig.2 Simulation and verification of mean square error of inter-story displacement

根据变形破坏准则，采用当量正态化法， R_j 取楼层高度的1/100倍， μ_j 取 $\min(3Tr, 0.55D_{\min})$ ， Tr 为隔震支座橡胶总厚度， D_{\min} 为工程采用隔震支座的最小直径^[12]。由公式(12)可的结构在8度和9度罕遇地震下结构各层的可靠度，如图4所示。由公式(13)~(16)可得到各子结构及体系整体可靠度如表4所示。由图表可知，8度罕遇地震下，隔震及混合减震结构的可靠度普遍较高，各楼层的可靠度接近100%，隔震层的可靠度分别为93.76%和99.86%，说明在8度罕遇地震下即使隔震层发生了较大的位移变形但结构仍具有足够的安全性；非隔震结构各楼层的可靠度相对较低，尤其在中部楼层发生失效的概率比较大。9度罕遇地震下，隔震结构的整体可靠度为65.79%，混合减震结构

的整体可靠度为97.31%，较隔震结构提高了49.10%，而非隔震结构的整体可靠度仅为49.31%，且第4层到第8层的楼层可靠度均小于50%，尤其是第6层可靠度仅为11.03%，说明楼层的层间位移角已超限，结构已基本破坏。罕遇地震作用下，采用混合减震方法可有效降低隔震层的失效概率，使结构整体较隔震和非隔震结构具有更高的安全性和可靠度。
根据我国抗震规范“小震不坏，中震可修，大震不倒”设计原则^[12]，参考文献[16]，对结构的层间位移角限值进行了细化，如表5所示，根据工程原场地土计算得到的加速度功率谱强度因子值也一并列入表中。
根据公式(14)求出结构在各个烈度下的条件

失效概率，再根据公式(18)求出结构在设计基准期(50年)内的失效概率，如表6所示，最后根据公式(15)~(16)可求出各子结构及体系总体在设计基准期(50年)内的失效概率，如表7所示。

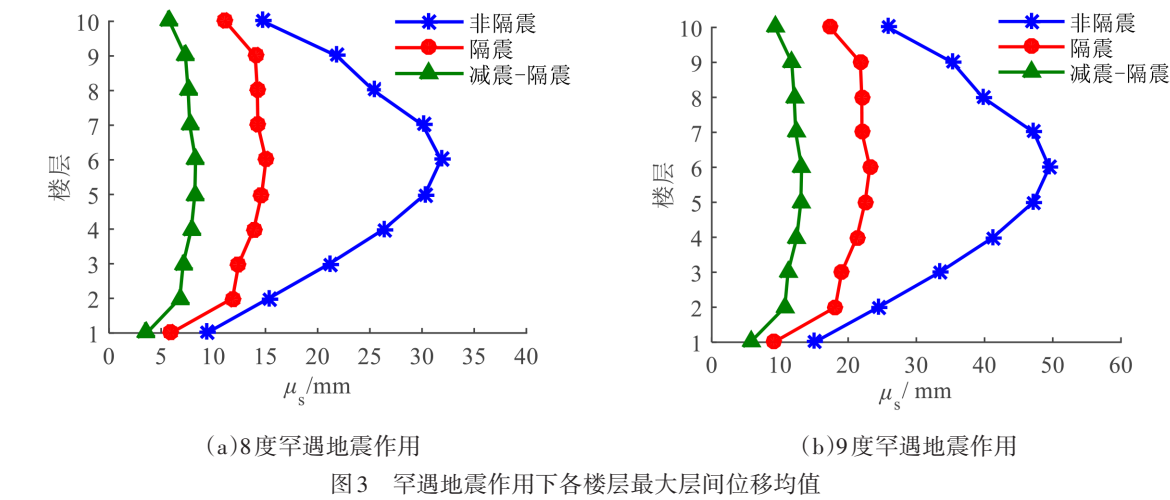


图3 罕遇地震作用下各楼层最大层间位移均值

Fig.3 Maximum mean value of inter-story displacement of each story under rare earthquakes

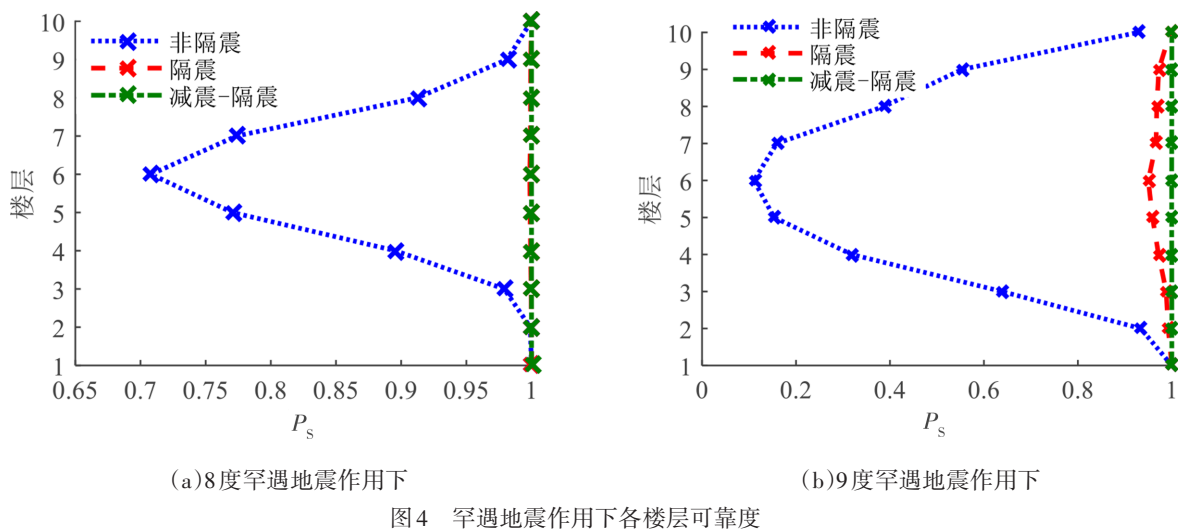


图4 罕遇地震作用下各楼层可靠度

Fig.4 Reliability of each story under rare earthquakes

表4 罕遇地震下各子系统可靠度

Table 4 Reliability of each subsystem under rare earthquakes

工况	结构	非隔震/(%)	隔震/(%)	减震—隔震/(%)
8度	下部结构	100	100	100
	隔震层	—	93.76	99.86
	上部结构	80.17	99.86	99.99
	体系总体	80.17	93.63	99.86
9度	下部结构	99.99	100	100
	隔震层	—	63.19	94.31
	上部结构	43.95	95.62	99.97
	体系总体	43.95	60.42	94.29

表5 加速度功率谱强度和层间位移角限值

Table 5 Acceleration power spectrum intensity and inter-story displacement angle limit

烈度	6度	7度	8度	9度	10度
$S_0/(\times 10^{-2} \text{m}^2 \cdot \text{s}^{-3})$	2.54	10	41	163	650
层间位移角限值	1/800	1/400	1/250	1/100	1/100

由表6可以看出,在设计基准期(50年)内,混合减震结构和隔震结构的失效主要是由于隔震层的超限引起,混合减震结构各楼层的失效概率比隔震结构对应值降低了1~3个数量级,比非隔震结构降低了2~4个数量级。由表7可以看出,混合减震体系的总体失效概率明显下降,数值上比隔震结构降

低了一个数量级,比非隔震结构降低了三个数量级。说明在结构中设置隔震支座,虽然可以有效提高隔震结构在设计基准期内的整体抗震安全性能,但隔震层的失效是一个比较突出的问题,本文提出的在隔震层设置粘滞阻尼器,在提高隔震层及结构总体可靠度具有明显的优势。

表6 设计基准期内各层条件失效概率

Table 6 Conditional failure probability of each story during the design reference period

结构	非隔震	隔震	减震—隔震
1	6.05E-06	3.34E-07	3.29E-08
隔震层	—	2.78E-03	6.72E-04
2	2.64E-03	4.78E-04	3.31E-06
3	2.11E-02	7.00E-04	4.85E-06
4	6.47E-02	1.58E-03	1.26E-05
5	1.07E-01	2.28E-03	1.87E-05
6	1.23E-01	2.73E-03	2.05E-05
7	1.02E-01	1.83E-03	1.12E-05
8	5.76E-02	1.72E-03	9.15E-06
9	1.74E-02	1.47E-03	6.31E-06
10	1.82E-03	2.36E-04	7.41E-07

表7 设计基准期内各子系统失效概率对比

Table 7 Failure probability of each subsystem during the design reference period

结构	非隔震	隔震	减震—隔震
下部结构	6.05E-06	3.34E-07	3.29E-08
隔震层	—	2.78E-03	6.72E-04
上部结构	1.05E-01	3.23E-03	2.18E-05
体系总体	1.05E-01	6.01E-03	6.94E-04

6 结论

本文建立了混合减震体系的力学分析方程,结合工程算例,采用虚拟激励法进行随机响应分

析,基于变形破坏准则计算可靠度,根据“两阶段,三水准”设计原则分析设计基准期(50年)内的动力可靠度,可以得出以下一般结论:

(1)采用虚拟激励法可快速求解混合隔震结构的平稳随机地震响应,方法简便,计算精度高,通过与可靠度理论相结合,可以较好的解决混合隔震结构在随机地震作用下的动力可靠度问题。

(2)罕遇地震下,传统的抗震结构可靠度较低,极易发生破坏,即使采用层间隔技术,结构也易因隔震层位移过大发生超限破坏,在隔震层设置粘滞阻尼器,一方面可以对隔震层起到限位保护作用,另一方面可以有效降低结构在地震下的层间位移响应,提高结构的整体可靠度。

(3)在设计基准期(50年)内,混合减震体系的失效概率明显低于隔震结构和非隔震结构,对于隔震体系,隔震层的失效是导致结构整体失效的主要原因。

参考文献

- [1] Heaton T H, Hall J F, Wald D J, et al. Response of high-rise and base-isolated buildings to a hypothetical M_w 7.0 blind thrust earthquake [J]. Science, 1995, 267(5195): 206-211.
- [2] Yang J N, Agrawal A K. Semi-active hybrid control systems for nonlinear buildings against near-field earthquakes [J]. Engineering Structures, 2002, 24(3): 271-280.
- [3] Taniguchi T, Kiureghian A D, Melkumyan M. Effect of tuned mass damper on displacement demand of base-isolated structures [J]. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3478-3488.
- [4] Providakis C P. Effect of supplemental damping on LRB and FPS seismic isolators under near-fault ground motions [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29(1): 80-90.
- [5] Providakis C P. Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations [J]. Engineering Structures, 2008, 30(5): 1187-1198.
- [6] 张冠平,刘彦辉,金建敏. TMD基础隔震混合减震体系地震响应研究[J]. 华南地震, 2018, 38(4): 105-110.
- [7] 金建敏,谭平,陈鹏等. 黏滞阻尼器层间隔震结构振动台试验研究[J]. 华南地震, 2016, 36(4): 91-96.
- [8] 金建敏,谭平,周福霖,等. 下部减震层间隔震结构振动台试验研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(6): 104-108.
- [9] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京:地震出版社, 2006.
- [10] 林家浩,张亚辉,赵岩. 虚拟激励法在国内外工程界的应用回顾与展望[J]. 应用数学和力学, 2017, 38(01): 1-32.
- [11] 周云. 黏滞阻尼减震结构设计理论及应用[M]. 武汉:武汉理工大学出版社, 2006.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范:GB50011-2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [13] 王光远,朱靖华. 地震作用下串、并联工程系统中结构失效相关性的近似处理[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(4): 1-7.
- [14] 高小旺,鲍蔼斌. 用概率方法确定抗震设防标准[J]. 建筑结构学报, 1986, 7(2): 55-63.
- [15] 夏亚峰,杜永峰,赵宝东. 基于两参数损伤模型下剪切型结构抗震可靠性分析[J]. 甘肃工业大学学报, 2003, 29(2): 113-116.
- [16] 赵桂峰,马玉宏,谭平,等. 高层RC框架剪力墙隔震结构地震风险分析[J]. 地震工程与工程振动, 2015, 35(2): 30-38.