

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20210711001

极罕遇地震作用下 LRB 基础隔震结构地震响应特性

黄 潇¹, 胡志祥², 刘运林¹

(1. 安徽建筑大学土木工程学院, 安徽 合肥 230601; 2. 合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要: 以上部结构分别为三层、五层、七层和九层的 LRB(铅芯橡胶隔震支座)基础隔震结构为研究对象, 考虑了上部结构屈服强度比、刚度、硬化系数等的影响, 通过大量的弹塑性时程分析, 对极罕遇地震作用下隔震结构无碰撞以及隔震层与限位墙发生碰撞时的非线性响应特性进行了分析和对比。结果表明: 增大上部结构屈服强度比, 可以有效降低上部结构的层间位移和延性需求; 当屈服强度比越小、上部结构刚度越大时, 硬化系数对结构响应的影响越大; 无碰撞时, 对于上部结构基本自振周期在一定范围内变化的 LRB 基础隔震结构, 相同的屈服强度比对应的上部结构延性需求、损伤状态基本一致, 但是当隔震层与限位墙发生碰撞, 上部结构破坏程度会有很大差异, 特别是上部结构刚度较大时, 延性需求增大非常明显, 这种情况下上部结构破坏已经非常严重甚至会倒塌。

关键词: 基础隔震结构; 橡胶隔震支座; 极罕遇地震; 碰撞; 延性需求

中图分类号: TU352.12 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2022)03-0436-09

Seismic Response Behavior of LRB Base-isolated Structure under Extreme Rare Earthquakes

HUANG Xiao¹, HU Zhixiang², LIU Yunlin¹

(1. School of Civil Engineering, AnHui JianZhu University, Hefei 230601, China;

2. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: The LRB (lead-core rubber isolation support) base-isolated structures with three, five, seven and nine-story superstructure were taken as research object. The influence of yield strength ratio, stiffness and hardening coefficient of the superstructure was considered. Through a large number of elastoplastic time history analysis, the nonlinear response characteristics of LRB base-isolated structures without collision or impacting with the moat wall under extremely rare earthquakes were obtained. The results show that increasing the yield strength ratio can effectively reduce the inter-storey displacement and ductility demand of the superstructure. When the yield strength ratio is smaller and the stiffness of the superstructure is larger, the effect of the hardening coefficient on the structural response is greater. When there is no collision, for the LRB base-isolated structures whose self-vibration period of the superstructure changes within a certain range, the ductility demand and the damage state remain unchanged under the determined yield strength ratio. However, when the LRB layer impacts with the moat wall, the superstructure damage will be very different. Especially, if the superstructure

收稿日期: 2021-07-11; **修回日期:** 2021-10-14

基金项目: 安徽省高校省级自然科学基金项目-重点项目(KJ2020A0451)、安徽建筑大学科研基金(2019QDZ51)、安徽省自然科学基金(1908085ME144)、中央高校基本科研业务费专项(JZ2021HG TB0103)资助

作者简介: 黄潇(1987—), 女, 高工, 博士。主要从事结构抗震及减隔震研究。E-mail: huangxiao@ahjzu.edu.cn

stiffness is large, the ductility demand increases very obviously. In such a case, the superstructure damage has been very serious or even leads to collapse.

Keywords: base-isolated structure; lead-core rubber isolation support; extremely rare earthquake; impact; ductility demand

引言

基础隔震技术,通过在基础与上部结构之间设置隔震装置实现,是目前工程中应用最多的减震控制技术,其中以橡胶支座隔震技术最为成熟,应用最为广泛^[1]。相对于传统的建筑结构,采用基础隔震技术的建筑结构在地震作用下的层间位移和绝对加速度反应会有效降低,但是这种良好的抗震性能是以隔震层发生大变形为基础的。在强烈地震作用下,不仅隔震层会发生过大的水平位移,上部结构也可能会进入到非线性状态,从而导致对上部结构的延性需求增大^[2-3]。叶昆等^[4]采用人工合成近断层脉冲型地震动作为输入,对简化为两自由度体系的 LRB 基础隔震建筑结构进行了参数研究,发现假定为弹性的上部结构最大绝对加速度较一般地震同样有相当大的增加,特别是在含有前后向脉冲和多重脉冲的近断层脉冲型地震动作用下,其最大绝对加速度反应值甚至超过 0.5g,而在这样的加速度反应下上部结构几乎不可能处于弹性状态。F.Michalis 等^[5]对解析脉冲地震动作用下非线性基础隔震结构的动力学特性进行了研究,表明允许隔震结构屈服会导致上部结构的位移延性需求非常大,并且对引起该现象的机理进行了分析,原因主要是通过隔震系统传递给上部结构的地震动激励的特性发生了变化,并且隔震结构屈服引起上部结构和隔震支座的位移分布发生了变化。朱宏平等^[6]对不同强度地震作用下 LRB 基础隔震结构的抗震性能进行了研究,指出在某一强度地震作用下的隔震支座临界屈服强度比虽然能够保证在该地震作用下的上部结构平均延性系数取得最小值,但难以保证在其他强度地震作用下的抗震性能以及其安全性。武沛松等^[7]对隔震建筑抗极罕遇地震能力与主要破坏模式进行了分析,研究了隔震层(即叠层橡胶支座)位移超限和整体倾覆的主要失效模式,但是未考虑上部结构延性系数这一指标。

另一方面,强烈地震作用下隔震层过大的水平位移,除了会引起橡胶支座的不稳定性,还会导致

隔震层与四周限位墙发生碰撞^[8]。一些试验和数值研究表明,隔震层与限位墙之间的碰撞可能会导致上部结构发生屈服,增加结构倒塌的概率^[9-10]。A.Masroor 等^[11]研究了基础隔震建筑隔震层与限位墙的碰撞响应,结果表明由于碰撞的发生,隔震层的加速度响应以及上部结构顶部的层间位移大幅增加。但是上述研究均没有考虑上部结构特性与碰撞响应之间的关系。

《中国地震动参数区划图》中提出了“四级地震作用”,即在传统三级地震作用的基础上增加了极罕遇地震作用^[12]。在极罕遇地震作用下,一方面基础隔震结构的上部结构可能会进入到弹塑性状态,另一方面隔震层会发生较大的水平变形而可能与四周限位墙发生碰撞,进而导致上部结构发生屈服。因此,有必要对极罕遇地震作用下,隔震结构无碰撞时以及当隔震层与限位墙发生碰撞时的隔震层和上部结构的地震响应特性,特别是延性需求的变化方面进行深入研究。

针对上述问题,本文对上部结构分别为三层、五层、七层和九层的 LRB 基础隔震结构进行弹塑性时程分析,考虑了上部结构屈服强度比、刚度和硬化系数的变化,提取了极罕遇地震作用下隔震结构无碰撞时以及当隔震层与限位墙发生碰撞时的地震响应特性并进行了分析和对比。

1 LRB 基础隔震结构运动方程建立

某 LRB 基础隔震结构 A 计算简图如图 1 所示,采用多自由度剪切型模型模拟。上部结构楼层数为 n ; m_i 、 c_i 和 k_i 分别对应 LRB 隔震系统($i=0$ 代表隔震层)和上部结构第 i 层($i=1, \dots, n$)的质量、阻尼和弹性刚度。采用 Bouc-Wen 模型来模拟隔震支座和上部结构的非线性层间恢复力 f_i ,其表达式为:

$$f_i = \alpha_i k_i u_i + (1 - \alpha_i) k_i d_{yi} Z_i \quad (1)$$

式中,硬化系数 α_i 为第 i 层屈服后刚度与屈服前刚度之比; d_{yi} 为第 i 层的屈服位移; u_i 为第 i 层的层间位移; Z_i 为无量纲变量,表示结构第 i 层变形量中的滞回分量,应满足如下表达式:

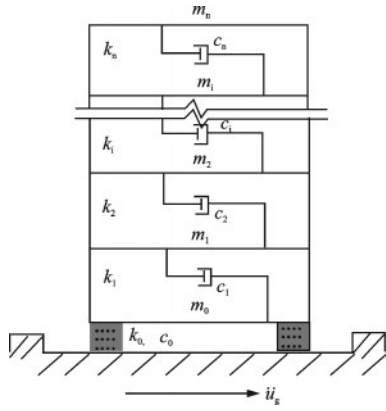


图1 LRB基础隔震结构的多自由度模型

Fig.1 Multi degree of freedom model for LRB base-isolated structure

$$\dot{Z}_i = A_i \frac{\dot{u}_i}{d_{yi}} - \beta_i \left| \frac{\dot{u}_i}{d_{yi}} \right| \left| Z_i \right|^{\eta_i - 1} Z_i - \gamma_i \frac{\dot{u}_i}{d_{yi}} \left| Z_i \right|^{\eta_i} \quad (2)$$

式中, A_i 、 β_i 、 γ_i 和 η_i 为与滞回形状有关的常数, 在本文中取 $A = 1$, $\beta = \gamma = 0.5$, $\eta = 2$ 。

LRB基础隔震结构的运动方程为:

$$M\{\ddot{u}\} + C\{\dot{u}\} + J\{f\} + \{F_r\} - \{F_l\} = -M r \ddot{u}_g \quad (3)$$

$$\text{其中, } M = \begin{bmatrix} m_0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ m_1 & m_1 & 0 & \cdots & 0 \\ m_2 & m_2 & m_2 & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ m_n & m_n & m_n & \cdots & m_n \end{bmatrix},$$

$$C = \begin{bmatrix} c_0 & -c_1 & & & \\ & c_1 & -c_2 & & \\ & & \ddots & \ddots & \\ & & & c_{n-1} & -c_n \\ & & & & c_n \end{bmatrix}, J = \begin{bmatrix} 1 & -1 & & & \\ & 1 & -1 & & \\ & & \ddots & \ddots & \\ & & & 1 & -1 \\ & & & & 1 \end{bmatrix},$$

$$\{u\} = \{u_0 \ u_1 \ \cdots \ u_n\}^T, \{f\} = \{f_0 \ f_1 \ \cdots \ f_n\}^T,$$

$$r = \{1 \ 0 \ \cdots \ 0\}^T, \{F_l\} = \{F_{l0} \ 0 \ \cdots \ 0\}^T,$$

$\{F_r\} = \{F_{r0} \ 0 \ \cdots \ 0\}^T$, F_{l0} 和 F_{r0} 分别是隔震层与左右两边限位墙的碰撞力, 采用改进 Hertz-damp 碰撞模型进行求解^[13], 碰撞刚度设为 5.0×10^9 N/m, 恢复系数取为 0.65。

为表示隔震结构动力特性, 定义相关参数如下^[6]: 上部结构总质量 $m_s = m_1 + m_2 + \cdots + m_n$; 隔震结构总质量 $m_{all} = m_0 + m_s$; 质量比 $r = m_s / m_{all}$; 隔震结构

自振圆频率、自振周期和阻尼比 $\omega_b = \sqrt{\alpha_0 k_0 / m_{all}}$ 、 $T_b = 2\pi / \omega_b$ 、 $\xi_b = c_0 / (2m_{all}\omega_b)$; 上部结构和整个 LRB 基础隔震结构的屈服强度比 $q_s = Q_{Y1} / (m_s g)$ 、 $q_b = Q_b / (m_{all} g)$, 其中 Q_{Y1} 和 Q_b 分别为上部结构首层屈服强度和 LRB 铅芯屈服剪力, g 为重力加速度。

设 LRB 基础隔震结构所在区域抗震设防烈度 VIII 度 (0.3g), 场地类别 II 类, 地震分组第二组^[11]。上部结构为钢筋混凝土框架形式, 假设各楼层质量、刚度、层高均相同, 楼层屈服强度系数沿高度分布均匀, 各楼层屈服剪力与按罕遇地震作用标准值计算的楼层弹性地震剪力呈正比。考虑上部结构楼层数分别为三层、五层、七层和九层, 对应的基本自振周期 T_s 分别为 0.3、0.5、0.7 s 和 0.9 s, 以此来反应上部结构刚度变化, 这里的 T_s 为当基础固定时上部结构的基本自振周期。LRB 基础隔震结构的质量比 $r = 0.8$; 上部结构阻尼采用瑞雷阻尼模型, 阻尼比为 0.05^[14], 硬化系数 $\alpha = 0.1$ 。为参数研究方便, 假定只采用一种规格的 LRB 隔震支座, 隔震周期 T_b 与支座竖向压应力 σ 、支座内部橡胶层厚度 T_R 、橡胶剪切模量 G 之间可以建立如下关系式^[6]:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{\sigma T_R}{Gg}} \approx 2.0 \sqrt{\frac{\sigma T_R}{G}} \quad (4)$$

当 $G = 0.4$ MPa、 $\sigma = 15$ MPa 时, 若考虑 $T_b = 3.5$ s, 则 $T_R = 80$ mm。LRB 力学性能可以基于隔震周期 T_b 、特征屈服强度比 q_b 和屈服位移 d_{y0} 三个参数描述, 后续研究中考虑 $T_b = 3.5$ s, $q_b = 0.06$, $d_{y0} = 7.5$ mm。

2 地震动输入

选取了 ATC-63^[15] 推荐的 16 条远场地震动作为输入, 地震动基本信息见表 1。进行时程分析前, 采用 SeismoMatch^[16] 对地震动进行了调整。

图 2 给出了规范反应谱与拟合平均加速度反应谱的对比情况。从图中可以看出, 拟合效果很好。下面将采用调整后的地震动作为输入, 通过弹塑性时程分析方法, 进行 LRB 基础隔震结构地震响应的计算。

3 基础隔震结构地震响应参数研究

3.1 响应指标

定义第 j 条地震波作用下第 i 层最大加速度 a_{ij}

表 1 地震动基本信息

编号	地震名称	记录台站	分量	A_p/g
GM01	Cape	Cape	RIO360	0.549
	Mendocino	Mendocino		
GM02	Chi-Chi	CHY01	NS	0.440
GM04	Duzce	Bolu	BL000	0.728
GM05	Friuli	Tolmezzo	A-	0.315
			TMZ270	
GM06	Hector Mine	Hector	HEC000	0.266
GM07	Imperial	Delta	H-DLT262	0.238
GM08	Imperial	El Centro	H-E11230	0.380
		Array#11		
GM09	Kobe	Nishi-Akashi	NIS090	0.503
GM10	Kobe	Shin-Osaka	SHI000	0.243
GM11	Kacaeli	Arcelik	ARC090	0.150
GM12	Kacaeli	Duzce	DZC180	0.312
GM15	Loma Prieta	Capitola	CAP000	0.529
GM16	Loma Prieta	Gilroy	G03000	0.555
		Array #3		
GM20	San Fernando	LA-Holly-	PEL090	0.210
		wood Stor FF		
GM21	Superstition Hills	El Centro Imp. Co. Cent	B-ICC090	0.258
GM22	Superstition Hills	Poe Road	B-POE270	0.446

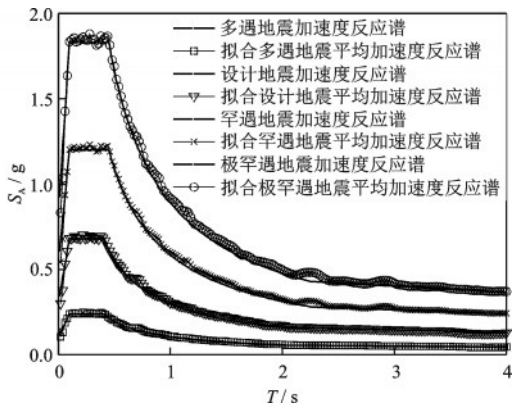


图 2 目标反应谱与拟合平均加速度反应谱

Fig.2 Comparison of target spectra with mean acceleration spectra of matched ground motions

($a_{ij} = \max |a_{Aij}|$)、最大层间位移 u_{ij} ($u_{ij} = \max |u_{Aij}|$)、延性系数 μ_{ij} ($\mu_{ij} = \max |u_{Aij}|/d_{yi}$) 以及 LRB 隔震支座最大剪应变 γ_j ($\gamma_j = \max |u_{A0j}|/T_R$)。在第 2 节所选择的地震动作用下,为度量上部结构在地震作用下的损伤状态和隔震系统的水平变形状态,分别为上部

结构第 i 层的平均最大加速度 a_{mi} 、平均最大层间位移 u_{mi} 、平均最大延性系数 μ_{mi} 和 LRB 隔震支座的平均最大剪应变 γ_m , 计算表达式为:

$$a_{mi} = \frac{\sum_{j=1}^{N_g} a_{ij}}{N_g}, u_{mi} = \frac{\sum_{j=1}^{N_g} u_{ij}}{N_g}, \mu_{mi} = \frac{\sum_{j=1}^{N_g} \mu_{ij}}{N_g}, \gamma_m = \frac{\sum_{j=1}^{N_g} \gamma_j}{N_g} \quad (5)$$

式中, N_g 为地震动的条数, $N_g = 16$ 。根据已有的研究结论和试验结果,当上部结构延性系数 $\mu = 10$ 时表明达到极限倒塌状态^[17]。

3.2 LRB 基础隔震结构的无碰撞响应

3.2.1 极罕遇地震作用下的 a_m 、 u_m 、 μ_m 和 γ_m 响应特性

对极罕遇地震作用下,考虑上部结构自振周期变化的 LRB 基础隔震结构的响应特性进行研究。图 3 和图 4 分别给出了上部结构分别三层、五层、七层和九层(即 T_s 为 0.3、0.5、0.7 s 和 0.9 s)、硬化系数 α 取 0.1 时,其上部结构各层平均最大层间位移和最大延性系数沿楼层分布图以及随屈服强度比 q_s 的变化情况。从图中可以看出,对于同一隔震结构,随着 q_s 的增大,各楼层层间位移和延性系数均逐渐减小;屈服强度比 q_s 越小,同一上部结构各楼层之间的层间位移和延性系数差异越大,首层层间位移和延性系数值最大,属于薄弱层;随着上部结构基本自振周期 T_s 的延长,即上部结构越柔,层间位移增大非常明显,但是最大延性系数值差别不大。

由于在无碰撞的情况下,上部结构各楼层之间的加速度响应接近,首层的延性系数最大,因此选取首层加速度和延性系数作为指标来研究 T_s 和 q_s 的影响。图 5 给出了上部结构首层 a_m 、 μ_m 以及隔震支座 γ_m 随 T_s 的变化曲线。从图 5(a) 中可以看出,随着上部结构基本自振周期 T_s 的增大,即上部结构越柔,首层加速度 a_m 呈略微下降趋势,变化不大,并且上部结构屈服强度比 q_s 的变化对加速度的影响不明显。从图 5(b) 中可以看出,对于同一上部结构,随着 q_s 的增大,延性系数值逐渐降低;当 q_s 一定时, T_s 从 0.3 s 延长至 0.9 s,其最大延性系数差别不大。当 q_s 取 0.1 时,最大延性系数均位于 10 以上,此时上部结构会发生倒塌;当 q_s 取 0.18 时,最大延性系数均位于 3 左右,表明进入了一定的塑性阶段;当 q_s 取 0.3 时,最大延性系数均小于 1,上部结构处于弹性状态。可见,对于上部结构基本自振周期 T_s 在一定范围内变化的 LRB 基础隔震结构,相同的屈服强度比 q_s 对应的上部结构延性需求、损伤状态基本一致。

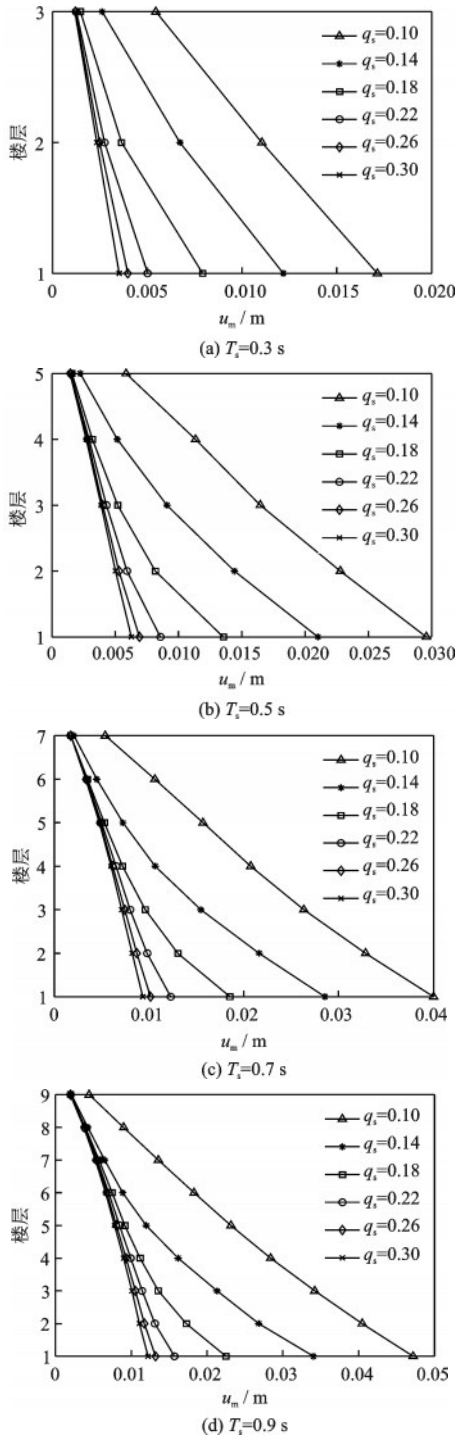


图3 上部结构平均最大层间位移沿楼层分布图
Fig.3 Distributions of the maximum inter-storey drift

从图5(c)中可以看出,对于同一上部结构,随着 q_s 的减小,隔震支座平均最大剪应变 γ_m 逐渐减小,这是因为上部结构的塑性程度逐渐加深,通过上部结构弹塑性变形耗散的地震能量增多,通过隔震支座耗散的地震能量减少,从而导致隔震支座 γ_m 减小;当 q_s 取值一定,例如分别为0.10、0.14、0.18时,上部结构基本自振周期 T_s 从0.3 s变化至0.9 s,隔震支座 γ_m

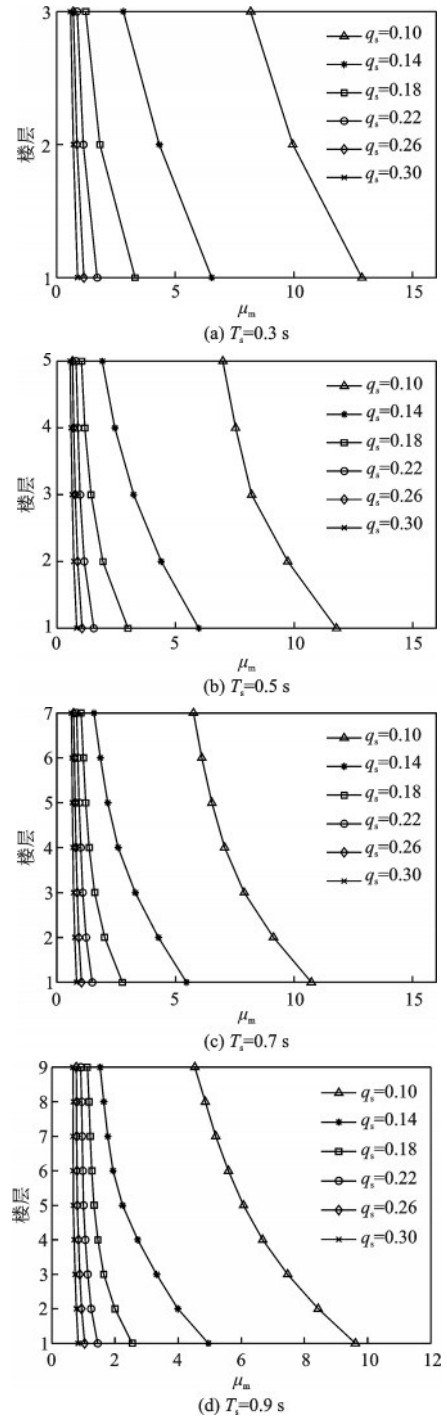


图4 上部结构平均最大延性系数沿楼层分布图
Fig.4 Distributions of the maximum ductility coefficient

逐渐减小,这是因为上部结构层间位移逐渐增大导致消耗的地震能量增加,通过隔震支座耗散的地震能量减少,从而导致 γ_m 减小;当 q_s 分别为0.22、0.26、0.30时,上部结构的塑性程度本身都非常低或处于弹性状态,耗散的地震能量接近,导致 γ_m 变化不大。

3.2.2 硬化系数 α 对结构响应的影响

图6给出了当 q_s 分别为0.14和0.22时上部结构

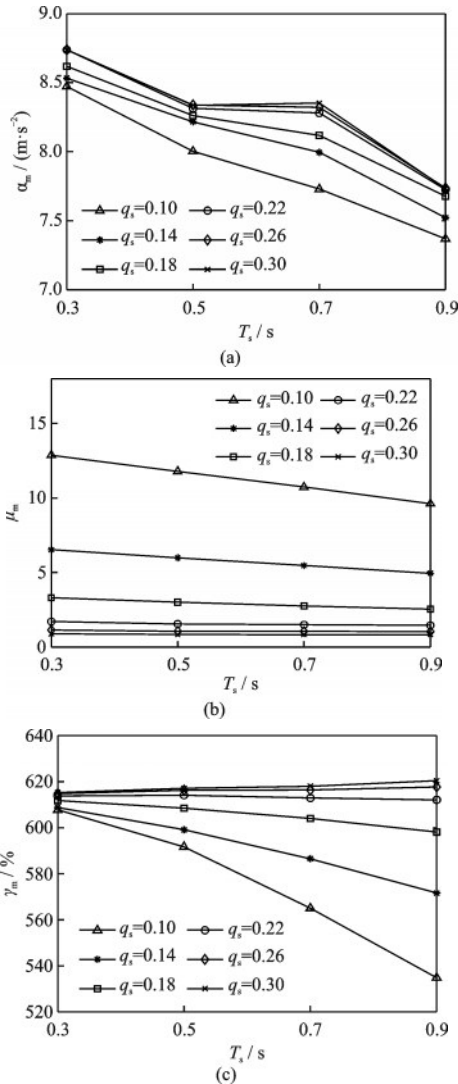


图5 上部结构首层 a_m 、 μ_m 以及隔震支座 γ_m 随 T_s 变化曲线
Fig.5 Variation curves of a_m 、 μ_m and γ_m with T_s

首层平均最大延性系数 μ_m 随 T_s 的变化曲线。从图6中可以看出,当 T_s 、 q_s 一定时, μ_m 随硬化系数 α 的增大而减小; T_s 越小, 不同硬化系数 α 对应的 μ_m 差异越大, 对硬化系数 α 越敏感。当屈服强度比 q_s 一定时, 硬化系数 α 分别为 0.10、0.15、0.20 时, μ_m 基本不随 T_s 的变化而变化; 当硬化系数 α 分别为 0.05、0.02 时, μ_m 随 T_s 的增大而减小, 特别是当 α 为 0.02 时, 不同 T_s 对应的 μ_m 差异明显。因此, 当 q_s 越小、 T_s 越小也即上部结构越刚时, μ_m 对硬化系数 α 越敏感, 会随着硬化系数 α 的减小而显著增大。

图7给出了隔震支座 γ_m 随 T_s 的变化曲线。从图7中可以看出, 当 T_s 、 q_s 一定时, γ_m 随硬化系数 α 的减小而减小, 因为硬化系数越小, 上部结构的塑性程度越高从而耗散的地震能量越多, 通过隔震支座耗散的地震能量减少, 从而导致 γ_m 减小; T_s 越小, γ_m 受

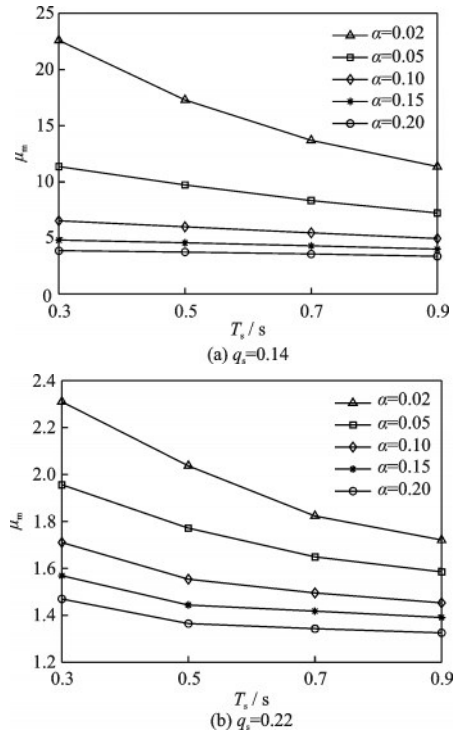


图6 上部结构首层 μ_m 随 T_s 变化曲线

Fig.6 Variation curves of μ_m of the first-story with T_s

硬化系数 α 的影响越小; T_s 越大, 不同硬化系数 α 对应的 γ_m 差异越大。当屈服强度比 q_s 、硬化系数 α 一定时, 隔震支座 γ_m 随 T_s 的增大而减小, 这是因为上部结构层间位移逐渐增大导致消耗的地震能量增加, 通过隔震支座耗散的地震能量减少, 从而导致 γ_m 减小。

3.3 LRB 基础隔震建筑与限位墙的碰撞响应特性

设在第 j 条罕遇地震波作用下基础隔震建筑隔震层的位移为 D_{maxj} , 设为基准位移, 那么在相应的极罕遇地震作用下隔震层与限位墙之间便会发生碰撞。当隔震层与限位墙之间的间距 d_s 分别为 $1.0D_{maxj}$ 、 $1.1D_{maxj}$ 、 $1.2D_{maxj}$ 、 \dots 、 $2.0D_{maxj}$ 时, 可得到极罕遇地震作用下不同 d_s 对应的基础隔震建筑第 i 层最大加速度 a_{ij} 、最大层间位移 u_{ij} 和延性系数 μ_{ij} 。在第2节所选择的地震动作用下, 参照公式(5)对上述各条地震作用下的最大响应取平均, 则可得到 d_s 相对于 D_{max} 不同程度增大后的平均最大地震响应。

图8给出了极罕遇地震作用下, 当 q_s 为 0.30 时, 上部结构分别为三层、五层、七层和九层的基础隔震结构平均最大加速度沿楼层分布图。从图8中可以看出, 碰撞的发生使得隔震层的加速度响应显著增大; 随着 d_s 从 $1.0D_{max}$ 逐渐增加, 隔震层加速度响

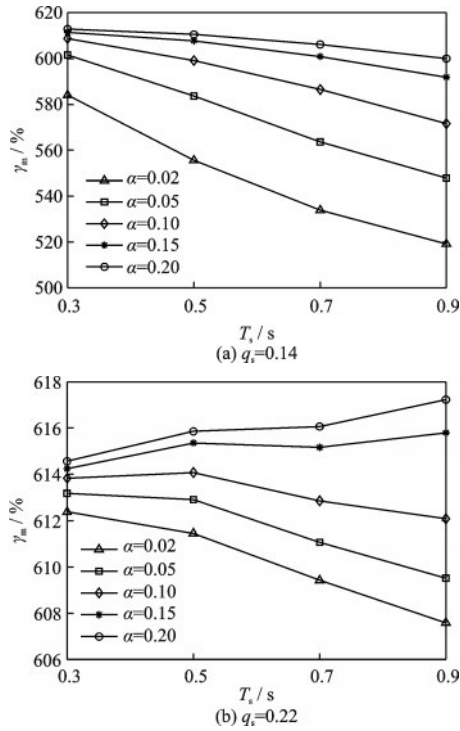


图7 隔震支座 γ_m 随 T_s 变化曲线

Fig.7 Variation curves of γ_m with T_s

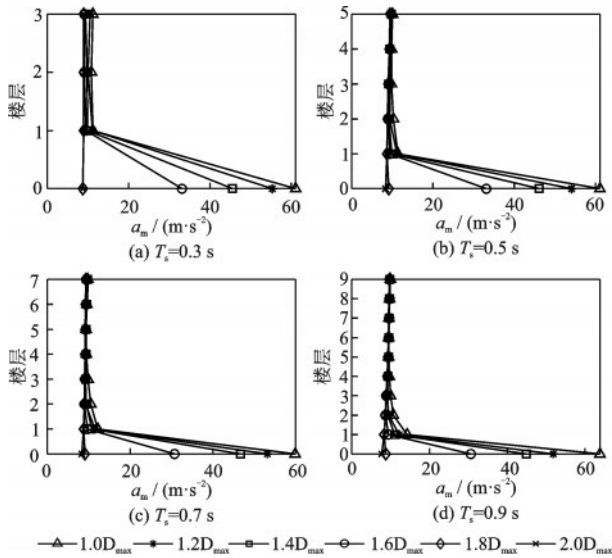


图8 平均最大加速度沿楼层分布图($q_s=0.30$)

Fig.8 Distributions of the maximum acceleration($q_s=0.30$)

应逐渐降低;当 d_s 增至 $1.8D_{max}$, 隔震层与限位墙无碰撞发生, 此时隔震层加速度响应降至最小。假使隔震层与限位墙之间的间距为罕遇地震作用下隔震层的位移, 在相应的极罕遇地震作用下由于碰撞隔震层的加速度约为无碰撞时的 7 倍。极罕遇地震作用下, 四种不同基础隔震结构对应的隔震层与限位墙无碰撞发生的临界间距均约为罕遇地震作用

下隔震层位移的 1.8 倍。

图 9 给出了极罕遇地震作用下, 当 q_s 为 0.30 时, 上部结构分别为三层、五层、七层和九层的隔震结构平均最大层间位移沿楼层分布图。从图 9 中可以看出, 相对于无碰撞的情况, 隔震层与限位墙之间碰撞的发生使得上部结构层间位移显著增大, 特别是上部结构首层的层间位移增大非常明显。

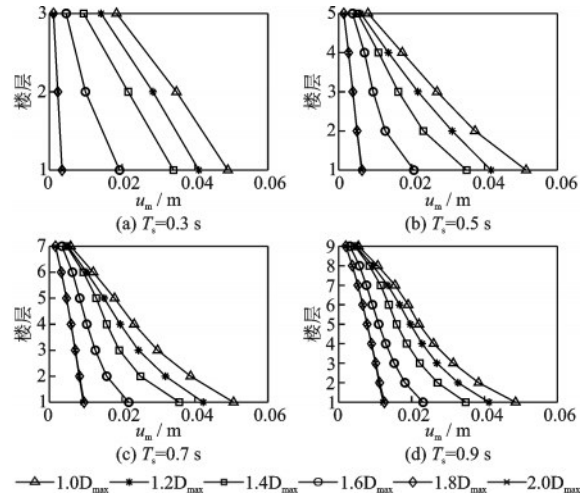


图9 平均最大层间位移沿楼层分布图($q_s=0.30$)

Fig.9 Distributions of the maximum inter-story drift ($q_s=0.30$)

图 10 给出了极罕遇地震作用下, 当 q_s 为 0.30 时, 上部结构分别为三层、五层、七层和九层的隔震结构平均最大延性系数沿楼层分布图。从图 10 中可以看出, 碰撞的发生使得上部结构各楼层延性系数均有不同程度的增大, 特别是当上部结构 T_s 较小 (上部结构刚度较大) 时增大非常明显。

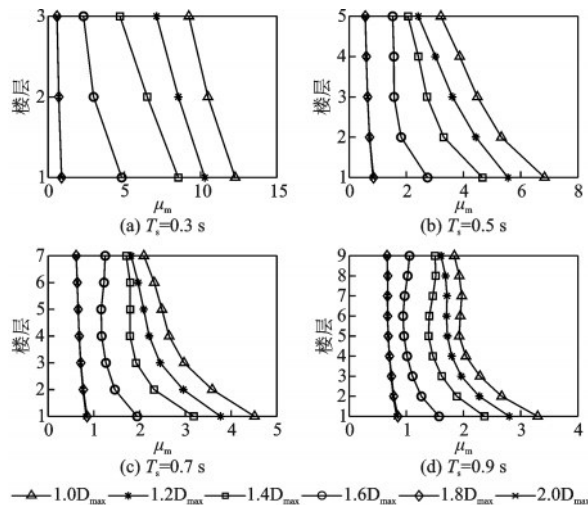


图 10 平均最大延性系数沿楼层分布图($q_s=0.30$)

Fig.10 Distributions of the maximum ductility coefficient ($q_s=0.30$)

图 11 给出了极罕遇地震作用下,当 q_s 分别为 0.22、0.30 和 0.40 时,上部结构首层平均最大延性系数随 T_s 的变化曲线。从图中可以看出,在没有碰撞或者碰撞发生的情况,增大 q_s 均能有效降低上部结构的延性需求。如果隔震层与限位墙之间的间距足够大,无碰撞发生时(即 $d_s=1.8D_{max}$),当屈服强度比 q_s 一定,基本自振周期 T_s 在一定范围内变化的上部结构延性需求、损伤状态基本一致,在图中呈水平线。如果隔震层与限位墙之间的间距不足而发生碰撞,那么上部结构的延性需求均会增大,但是不同周期的上部结构增大的程度不一样。对于极罕遇地震作用下的基础隔震结构,上部结构 T_s 从 0.3 s 变化至 0.9 s,以 q_s 为 0.3 时为例进行说明,无碰

撞发生的情况下上部结构仍处于弹性状态;当有碰撞发生时,假使隔震层与限位墙之间的间距为罕遇地震作用下隔震层的位移, T_s 为 0.3 s 的上部结构会倒塌, T_s 为 0.5~0.9 s 的上部结构会进入一定程度的塑性阶段,随着碰撞间距的增大,上部结构进入塑性阶段的程度降低。

因此,在极罕遇地震作用下,对于上部结构基本自振周期在一定范围内变化的 LRB 基础隔震结构,当上部结构屈服强度比一定时,如果隔震层与限位墙之间的间距不足而发生碰撞时,上部结构的破坏程度会有很大的差异,对于刚度较小的上部结构,会进入到一定的塑性阶段;但是当上部结构刚度较大时,延性需求增大非常明显,这种情况下上部结构破坏已经非常严重甚至会倒塌。

4 结 论

以上部结构分别为三层、五层、七层和九层的 LRB 基础隔震结构为研究对象,对极罕遇地震作用下隔震结构无碰撞时以及当隔震层与限位墙发生碰撞时的地震响应特性进行了分析和对比,得出如下结论:

(1) 对于基础隔震结构,在没有碰撞或者碰撞发生的情况,增大上部结构屈服强度比,均能有效降低上部结构各楼层层间位移和延性需求。

(2) 当屈服强度比越小、结构自振周期越小也即上部结构越刚时,硬化系数对结构响应的影响越大,上部结构延性系数会随着硬化系数的减小而显著增大。

(3) 无碰撞时,隔震层与上部结构各楼层加速度响应接近。当隔震层与限位墙发生碰撞,会导致隔震层的加速度响应显著增大,但上部结构各楼层加速度响应增大不明显。

(4) 无碰撞时,对于上部结构基本自振周期在一定范围内变化的 LRB 基础隔震结构,相同的屈服强度比对应的上部结构延性需求、损伤状态基本一致;但是当隔震层与限位墙发生碰撞,上部结构破坏程度会有很大差异,对于刚度较小的上部结构,会进入到一定的塑性阶段,但是当上部结构刚度较大时,延性需求增大非常明显,这种情况下上部结构破坏已经非常严重甚至会倒塌。

参考文献:

[1] 朱宏平,周方圆,袁涌.建筑隔震结构研究进展与分析[J].工程力学,2014,31(3):1-10.

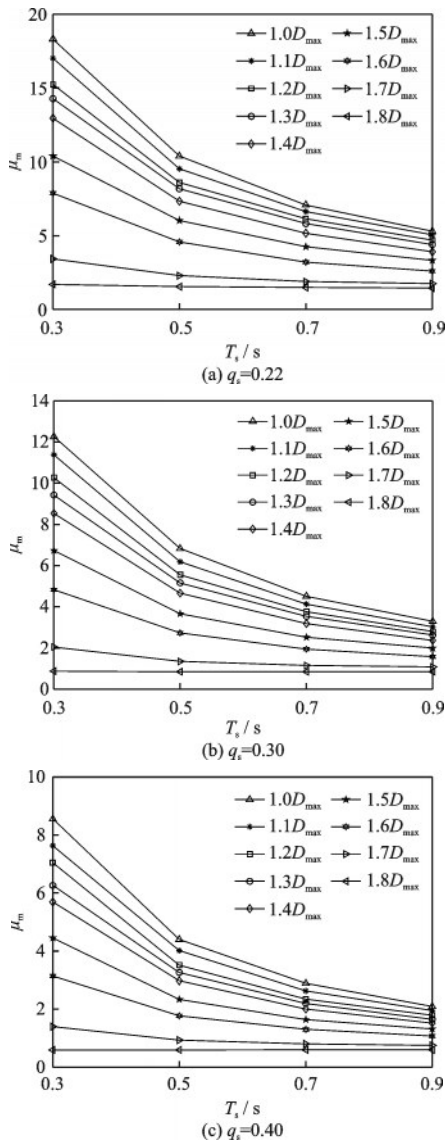


图 11 上部结构首层平均最大延性系数随 T_s 的变化曲线
Fig.11 Variation curves of the maximum ductility coefficient of the first-story with T_s

- Zhu H P, Zhou F Y, Yuan Y. Development and analysis of the research on base isolated structures[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(3): 1-10. (in Chinese)
- [2] Daniel O, Foti D, Bozzo L. Comparative study of the inelastic response of base isolated buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 32(1): 151-164.
- [3] Kikuchi M, Black C J, Aiken I D. On the response of yielding seismically isolated structures[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(5): 659-679.
- [4] 叶昆, 李黎. LRB 基础隔震结构在近断层脉冲型地震作用下的动力响应研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2009, 31(2): 32-38.
- Ye K, Li L. Study on the dynamic response of LRB base-isolated structure under near-fault pulse-like ground motions. [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2009, 31(2): 32-38. (in Chinese)
- [5] Vassiliou M F, Tsiavos A, Stojadinović Božidar. Dynamics of inelastic base-isolated structures subjected to analytical pulse ground motions[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013, 42(14): 2043-2060.
- [6] 朱宏平, 谭平, 叶昆. 极罕遇地震作用下铅芯橡胶隔震支座基础隔震结构抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(10): 122-131.
- Zhu H P, Tan P, Ye K. Investigation of seismic performance of LRB base-isolated structures subjected to extremely rare earthquakes [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(10): 122-131. (in Chinese)
- [7] 武沛松, 王建, 欧进萍. 隔震建筑抗极罕遇地震能力与主要破坏模式分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2020, 40(3): 317-325.
- Wu P S, Wang J, Ou J P. Research and design of main failure modes of seismically isolated structures subjected to very-rare earthquakes[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2020, 40(3): 317-325. (in Chinese)
- [8] 黄潇, 朱宏平. 近断层地震作用下相邻隔震结构的碰撞研究[J]. 土木工程与管理学报, 2011, 28(3): 249-253.
- Huang X, Zhu H P. Study on impact of adjacent base-isolated structures under near-fault earthquake [J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2011, 28(3): 249-253. (in Chinese)
- [9] Becker T C, Bao Y, Mahin S A. Extreme behavior in a triple friction pendulum isolated frame[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, 46(15): 2683-2698.
- [10] Bao Y, Becker T C. Effect of design methodology on collapse of friction pendulum isolated moment-resisting and concentrically-braced frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(11): 04018203.
- [11] Masroor A, Mosqueda G. Experimental simulation of base-isolated buildings pounding against moat wall and effects on superstructure response[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(14): 2093-2109.
- [12] 中国地震动参数区划图: GB 18036—2015[S]. 北京: 中国标准出版社, 2016.
- [13] 赵大海, 刘勇, 李宏男, 等. 隔震结构碰撞分析的改进 Hertz-damp 模型[J]. 振动与冲击, 2017, 36(12): 236-242.
- Zhao D H, Liu Y, Li H N, et al. Modified Hertz-damp model for base-isolated structural pounding[J]. Journal of Vibration and Shock, 2017, 36(12): 236-242. (in Chinese)
- [14] 刘晶波, 杜修力. 结构动力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005: 118-119.
- Liu J B, Du X L. Structural Dynamics [M]. Beijing: Machinery Industry Press, 2005: 118-119. (in Chinese)
- [15] Applied Technology Council. Quantification of building seismic performance factors; ATC-63[S]. Redwood City: Applied Technology Council, 2008.
- [16] SeismoSoft. SeismoMatch 2016 user manuals [DB/OL]. Pavia, Italy, SeismoSoft Company, 2016. <http://www.seismosoft.com>.
- [17] Priestley M J N, Calvi G M, Kowalsky M J. Displacement-based seismic design of structures[M]. Pavia, Italy: IUSS Press, 2007.

(本文责编: 苏泽云)