

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20211111082

主余震序列作用下砌体结构累积损伤分析*

周强, 肖晖, 陈东, 余天昀, 赵文洋

(南昌大学工程建设学院, 江西 南昌 330031)

摘要: 一次强震过后通常伴随有多次余震发生, 多次地震作用下结构的震害往往比单独主震作用时更为严重。为探索主余震序列作用下砌体结构的累积损伤, 对已开展的砌体结构振动台试验模型进行数值模拟, 通过与试验结果对比分析, 验证有限元模型的可靠性。在此基础上, 采用真实的主余震地震动对原型结构进行弹塑性动力时程分析, 以最大层间位移角、结构损伤耗能作为损伤指标, 对比分析了主余震序列对结构累积损伤的影响。结果表明: 结构损伤耗能对主余震序列作用下的累积损伤更敏感; 结构损伤耗能受主震和余震强度的影响, 其结构损伤耗能比与主震强度大致呈二次关系, 与余震强度大致呈线性关系。

关键词: 主余震序列; 数值模拟; 振动台试验; 结构损伤耗能; 累积损伤

中图分类号: TU36 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2023)04-0770-08

Cumulative Damage Analysis of Masonry Structure under Mainshock-aftershock Sequence

ZHOU Qiang, XIAO Hui, CHEN Dong, YU Tianyun, ZHAO Wenyang

(School of Infrastructure Engineering, Nanchang University, Nanchang 330031, China)

Abstract: A strong earthquake is usually followed by many aftershocks, and the seismic damage caused by multi-earthquake tend to be more serious than that caused by a mainshock. In order to explore the cumulative damage of masonry structures under the mainshock-aftershock sequence, a numerical simulation of an accomplished shaking table model of a masonry structure was carried out. The reliability of the finite element model was verified by the shaking table test results. On this basis, the elastic-plastic dynamic time history analysis for the prototype structure of the shaking table test model was carried out by inputting the real mainshock-aftershock sequence. The maximum inter-story drift angle and structural damage energy dissipation were used as damage indexes to compare and analyze the influence of the mainshock-aftershock sequence on structure's cumulative damage. The results show that the structure's damage energy dissipation can reflect the structure's cumulative damage under the mainshock-aftershock sequence more sensitively; the structure's damage energy dissipation is affected by the intensity of mainshock and aftershock; the structure's damage energy dissipation ratio has a second order relationship with the mainshock intensity, and has a linear relationship with the aftershock intensity.

Keywords: mainshock-aftershock sequence; numerical simulation; shaking table test; structure's damage energy dissipation; cumulative damage

* 收稿日期: 2021-09-11; 修回日期: 2021-11-26

基金项目: 国家自然科学基金(51968047, 51608249)、江西省重点研发计划项目(20161BBG70058)资助

作者简介: 周强(1983—), 男, 副教授, 博士。主要从事结构抗震及灾场仿真研究。E-mail: zhouqiang@ncu.edu.cn

0 引言

历次地震灾害中仅发生单次主震的情况非常少见,强烈地震过后往往会发生多次余震。主震中损伤的房屋也往往会因余震作用而破坏加剧,甚至有时余震对结构和人员安全造成的影响比主震更大。2010年9月3日,在新西兰克赖斯特彻奇市附近发生了7.1级强震,但并未造成人员伤亡,而在2011年2月21日,该地区发生6.3级余震,却造成180人遇难和市中心大量建筑物倒塌的严重后果^[1]。结构经历一次较强地震作用后会进入弹性阶段,此时,结构刚度及强度发生退化,抗震性能较完好结构有所下降,再次经历余震作用,会使结构发生明显的累积损伤。

国内外学者研究表明,多次地震作用会加重结构的损伤程度。薛云勤^[2]针对RC框架结构开展了主余震序列作用下的累积损伤研究;于晓辉等^[3]以RC框架结构为研究对象,研究了主余震序列对结构造成的累积损伤及余震对结构造成的增量损伤,认为采用余震和主震强度比可以较好地预测余震增量损伤的显著性;M.Shokrabadi等^[4]研究了余震对RC结构抗震性能评估的影响,认为余震会增大结构的倒塌风险,设计时不能忽视;M.R.Salami等^[5]认为RC结构处于轻微和中等破坏时,余震造成的累积损伤不明显,但使严重和完全破坏的概率分别提高了5%和10%。通常在计算结构遭受主余震作用下的损伤之前,需要先选取结构损伤指标。目前,针对不同结构,可供选择的损伤指标及其计算模型也不同。常用的有吴波^[6]损伤模型、欧进萍^[7]损伤模型、改进的Park损伤模型^[8]、王光远^[9]损伤模型、损伤耗能模型^[10]等。对于砌体结构,常采用最大层间位移角来表征结构的整体损伤。本文分别采用最大层间位移角、损伤耗能模型来表征结构在主余震序列作用下的整体损伤累积。

在已开展的砌体结构振动台试验研究的基础上,利用ABAQUS有限元软件,开展数值模拟研究。从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)挑选并下载28条真实主余震地震动记录,采用最大层间位移角、结构整体损伤耗能作为损伤指标,定量分析主余震序列作用下结构损伤的加重程度,探讨考虑主余震序列作用的砌体结构抗震性能,为砌体结构抗震设计及加固提供参考。

1 振动台试验概况

孙柏涛等^[11]、周强等^[12]针对西藏当雄高烈度区农牧民安居工程中单层混凝土砌块砌体结构开展了系列振动台试验研究,研究了内横墙、圈梁构造柱抗震体系和打包带加固等对房屋抗震性能的影响。选取其中的模型2-1进行研究,其原型结构平面布置如图1所示。结构纵横墙交接处设有构造柱,墙顶设圈梁,木结构平屋盖,建筑高度为3.2 m,层高为2.9 m,内外墙均为300 mm厚混凝土实心砌块。抗震设防烈度为9度,场地类别为Ⅱ类,设计地震分组为第二组。试验采用1/3缩尺模型(图2),模型结构采用的相似关系见表1,模型自重为

表1 主要物理量的相似关系

Table 1 Similarity relation of main physical quantities

物理量	长度/ m	弹性模量/ MPa	应力/ MPa	质量/ kg	时间/ s	加速度/ (m·s ⁻²)
相似系数	1/3	1	1	1/9	0.577	1

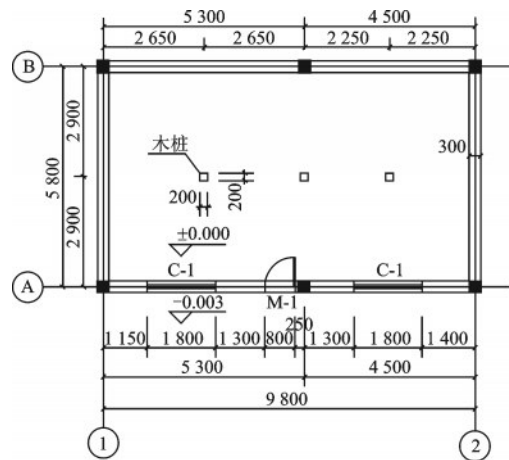


图1 结构平面布置

Fig.1 Layout plan of the structure

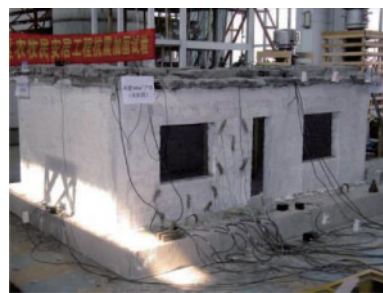


图2 制作完成后的模型

Fig.2 The finished model

25.563 kN,附加人工质量为44.4 kN。模型实测的砌块强度为4.2 MPa,砂浆强度为6.2 MPa,混凝土强度为C20。

试验选取了1940年El Centro地震波、1976年唐山地震中的迁安波、2008年汶川地震中的卧龙波、江油波这4条地震波作为地震荷载输入,通过分析弹性试验阶段模型对4种地震波的反应,选出结构反应最大的江油波作为后续输入地震动,然后依次以名义加速度峰值0.2g、0.3g、0.5g、0.8g、1.0g进行加载直至试验结束。

试验结果表明,该模型采用构造柱圈梁抗震体系,可达到村镇建筑Ⅸ度抗震设防目标,基本符合建筑抗震三水准设防的要求。

2 有限元模型的建立与验证

2.1 有限元模型的建立

在建模方法方面,考虑到研究内容及计算成本,采用整体式建模方法来建立结构模型。砌体墙、构造柱、圈梁、木材构件以及振动台试验模型所需的配重均采用实体单元C3D8R,钢筋采用桁架单元模拟,所用单元为T3D2。构件之间的相互作用除钢筋(内置在整个模型中)外均采用Tie接。模型结构的人工质量通过赋予墙、柱顶部一定高度范围内折算密度的方式实现,屋顶活荷载及覆盖土层也是通过赋予屋盖板折算密度的方式进行考虑。

在材料模型方面,ABAQUS中提供了混凝土弥散开裂模型、混凝土开裂模型、混凝土损伤塑性模型这三种混凝土材料模型,圈梁、构造柱采用混凝土损伤塑性模型,其中,混凝土单轴受拉(压)应力-应变曲线参照我国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[13]。钢筋采用双直线理想弹塑性模型^[14]。砌体采用文献[15]提出的混凝土砌块砌体本构关系,其中砌体轴心抗压强度平均值的确定,根据试验实测的砌块强度和砂浆强度^[12],采用《砌体结构设计规范》(GB 50003—2011)^[16]中的计算公式计算,砌体弹性模量则根据文献[17]中基于试验资料统计分析得到的砌体弹性模量取值方法计算得到,模型材料参数见表2。

2.2 有限元模型的验证

针对所建立的振动台试验模型,分别进行了模态分析和弹塑性动力时程分析,从结构动力特性、

表2 模型材料参数

Table 2 Material parameter of model

材料	密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/MPa	泊松比
C20混凝土	2 400	25 000	0.2
砌体	1 800	1 350	0.15
HRB335	7 850	210 000	0.3
木材	765	15 000	0.25

损伤、加速度反应等方面,通过有限元分析结果与振动台试验数据对比分析,验证有限元模型的有效性。

2.2.1 模态分析

考虑到本文的模型为单层结构且高度不高,只提取X向和Y向的振动,即前两阶振型。表3列出了振动台试验和有限元分析得到的前两阶频率。通过对比分析可知,试验与计算得到的自振频率和振型特征基本一致。

表3 结构前两阶频率

Table 3 The first two order frequencies of the structure

振型	频率/Hz		误差/%	振型特征
	试验值	计算值		
一阶	9.15	9.21	0.66	X向平动
二阶	15.63	15.92	1.86	Y向平动

2.2.2 弹塑性时程分析

考虑到计算成本,截取振动台试验中台面记录到的江油波加速度峰值周围15 s地震波作为有限元模型地震动输入,X、Y水平双向输入地震波,截取前后X、Y向的反应谱如图3所示,依照试验实际加载工况,模型的输入工况见表4。

砌体属于脆性材料,容易发生受拉破坏,图4-5是其中两种工况下的受拉损伤云图。如图所示,在0.419g时,模型在纵墙顶、窗角和圈梁下出现了破坏,加速度值为0.831g时,模型裂缝继续发展并增多,损伤加剧。这与图6振动台试验得到的结果较为吻合。

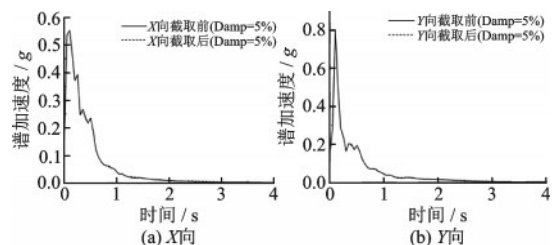


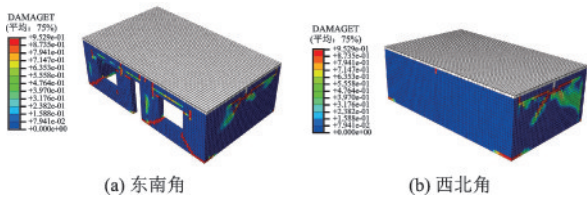
图3 江油波X、Y向截取前后的反应谱

Fig.3 Comparison of reaction spectrum between the selected and recorded Jiangyou wave in X and Y directions

表4 模型地震动输入工况及峰值

Table 4 The designed ground motion working conditions and peak values

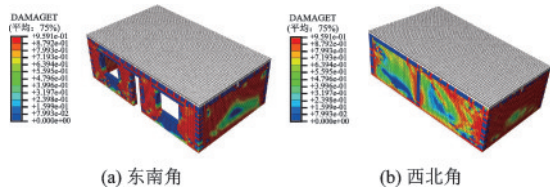
工况序号	名义峰值加速度/g	台面峰值加速度/g
1	0.2	X向 0.168
		Y向 0.150
2	0.3	X向 0.419
		Y向 0.338
3	0.5	X向 0.610
		Y向 0.461
4	0.8	X向 0.831
		Y向 0.579



(a) 东南角 (b) 西北角

图4 0.419g时模型的受拉损伤云图

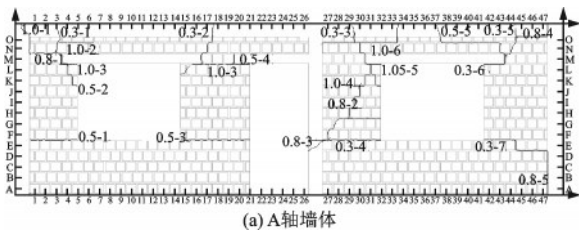
Fig.4 Tensile damage contour of the model at 0.419g



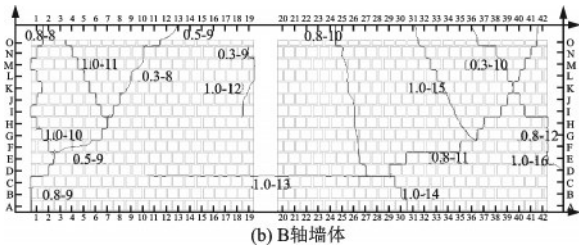
(a) 东南角 (b) 西北角

图5 0.831g时模型的受拉损伤云图

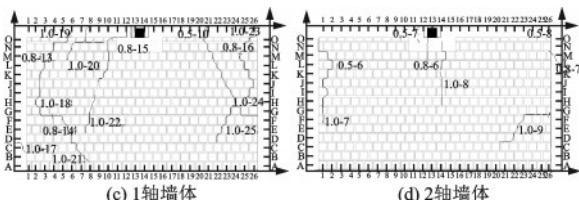
Fig.5 Tensile damage contour of the model at 0.831g



(a) A轴墙体



(b) B轴墙体



(c) 1轴墙体

(d) 2轴墙体

图6 模型裂缝分布

Fig.6 Crack distributions of model

取0.61g时模型东北角、西南角和屋顶中部的加速度反应时程曲线与试验得到的加速度反应时程曲线进行对比,如图7至9所示。如图所示,在同一测点处,有限元分析和振动台试验得到的加速度反应时程曲线变化趋势基本吻合,局部存在一定的误差,造成数值误差的原因,可能与各自的加载方式有关,振动台试验是依次加载,存在一定的累积效应,而有限元分析中则是单次加载。除此之外,还可能与传感器布置的位置有关,振动台试验时,加速度传感器布置在突出屋面的配重上,同时,试验过程中配重局部出现松动。总体看来,有限元分析和试验结果吻合较好。

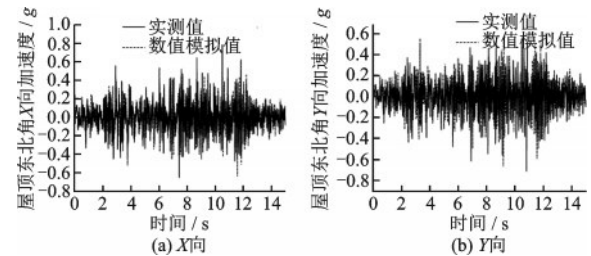


图7 屋顶东北角X、Y方向的加速度反应

Fig.7 Acceleration response in X and Y directions at north-eastern corner of the roof

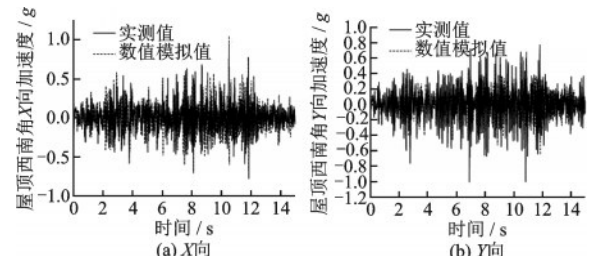


图8 屋顶西南角X、Y方向的加速度反应

Fig.8 Acceleration response in X and Y directions at the southwestern corner of the roof

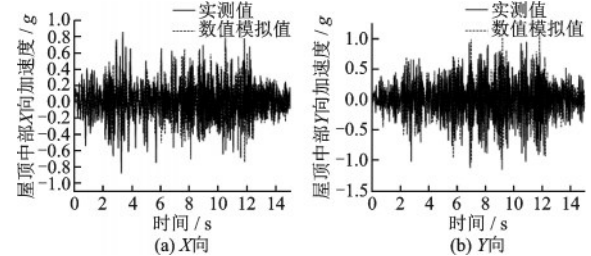


图9 屋顶中部X、Y方向的加速度反应

Fig.9 Acceleration response in X and Y directions at the middle of the roof

综上所述,模型的有限元分析与试验结果吻合较好,验证了有限元模型的有效性。在此基础上,进一步建立了原型结构的有限元模型,进而研究原

型结构在主余震序列作用下的累积损伤。

3 主余震序列作用下结构有限元分析

3.1 地震动的选择

为了避免由于构造方法构造的主余震对结构破坏能力所带来的误差,选取真实主余震记录进行研究,参考文献[18]中的挑选原则,从PEER上下载28条真实主余震地震动。在实际情况下,主震与余震之间会有一定的时间间隔,薛云勤^[2]以集集地震为例,研究了两次地震动间隔时间对结构反应的影响,表明时间间隔长短对结构反应影响不大,可根据需要确定两次地震的时间间隔。为了更好地模拟主余震序列的真实情况,在主震与余震之间设置10 s间隔。除此之外,在实际地震过程中,地震波的持续时间往往比较长,这就需要选择合适的地震动持续时间。时间区间通常选取累积能量5%~75%或5%~95%对应的时间,实际应用中5%~75%对应的持时应用更为广泛^[19]。选取5%~75%对应的时间区间作为地震动持时参数。综上所述,以其中一条地震动为例,如图10所示。

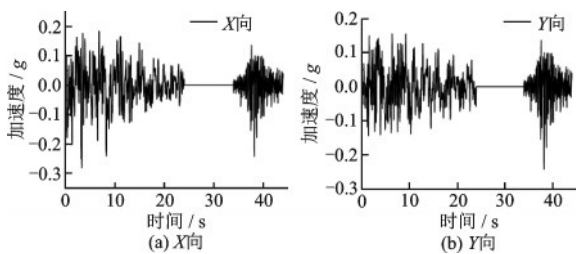


图10 主余震序列

Fig. 10 Mainshock-aftershock sequence

3.2 损伤指标的选取

为量化结构的损伤状态,需要选取一个损伤指标,砌体结构常用的损伤指标有最大位移、最大层间位移角、砌体结构震害指数等。选用最大层间位移角、结构整体损伤耗能作为损伤指标来分析结构损伤,其中损伤耗能指标采用ABAQUS软件中损伤耗能参数,该参数可以用来表征结构在地震动作用下所产生的整体损伤,其数学模型如下:

$$E_D = \int_0^t \left(\int \frac{d_t - d}{1 - d} \sigma : \dot{\epsilon}^p dV \right) d\tau \quad (1)$$

式中, σ 为应力; d_t 为某时刻的损伤参数; d 为连续损

伤参数; $\dot{\epsilon}^p$ 为塑性应变率; V 为体积。

3.3 主余震序列作用下结构的累积损伤分析

为了分析主余震序列作用下原型结构的累积损伤,将28条真实主余震序列的主震PGA调整为0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、0.9g、1.0g、1.2g, ΔPGA (地震动强度比:余震PGA与主震PGA的比值,用来表征余震强度)为0.4、0.6、0.8,采用X、Y水平双向输入到有限元模型中,进行弹塑性动力时程分析,得到结构在主震和主余震序列作用下的结构最大层间位移角和结构最大整体损伤耗能。

为定量分析余震的影响程度,提出主余震序列和主震作用下结构最大层间位移角、整体损伤耗能、整体损伤耗能均值之比的量化指标,分别为 α 、 β 和 γ ,其表达式为:

$$\alpha = \frac{\theta_{\max-MA}}{\theta_{\max-M}} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{E_{D-MA}}{E_{D-M}} \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{\overline{E_{D-MA}}}{\overline{E_{D-M}}} \quad (4)$$

式中, $\theta_{\max-MA}$ 、 E_{D-MA} 、 $\overline{E_{D-MA}}$ 分别为主余震序列作用下结构最大层间位移角、整体损伤耗能、整体损伤耗能平均值; $\theta_{\max-M}$ 、 E_{D-M} 、 $\overline{E_{D-M}}$ 分别为主震作用下结构最大层间位移角、整体损伤耗能、整体损伤耗能平均值。

图11和图12给出了结构在主震PGA为1.0g, ΔPGA 为0.8情况下,结构的最大层间位移角和最大整体损伤耗能。可以看出,结构在主余震序列作用下的最大层间位移角和最大整体损伤耗能均大于或等于其在相应主震作用下的响应,由此说明,主余震序列作用下结构的损伤加重。以最大层间

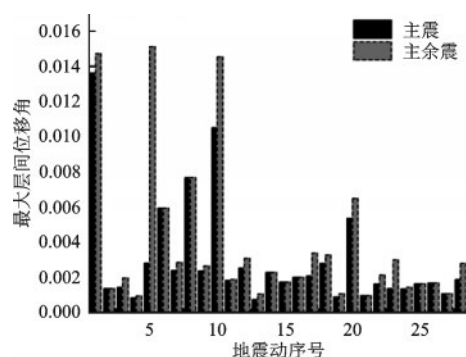


图11 结构的最大层间位移角对比

Fig. 11 Comparison of structure's maximum inter-story drift angle

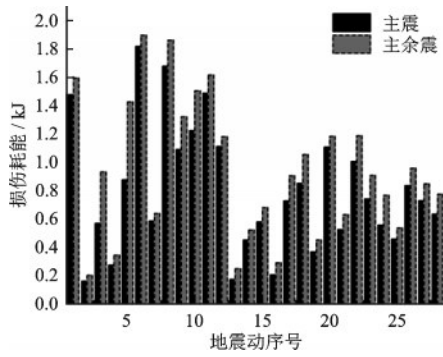


图 12 结构的最大整体损伤耗能对比

Fig.12 Comparison of structure's maximum damage energy dissipation

位移角和最大整体损伤耗能来表征结构损伤时,28条地震动中,18条地震动作用下 $\alpha > 1$ (占比64%),28条地震动作用下 $\beta > 1$ (占比100%),说明采用最大整体损伤耗能能更好地反映结构在主余震序列作用下的累积损伤。后续分析中仅采用结构最大损伤耗能来表征结构的损伤。

图 13 给出了主震 PGA 为 $1.0g$,不同 ΔPGA 下的结构最大整体损伤耗能及地震动强度比与最大整体损伤耗能均值比的拟合曲线,可以看出,结构的损伤随着余震强度的增大而增大,余震强度越大,主余震序列对结构造成的累积损伤越大。 ΔPGA 为 0.4 时, $\gamma = 1.02$, ΔPGA 为 $0.4 \sim 0.8$, $\gamma \in (1.02, 1.19)$ 。将结构最大整体损伤耗能均值比与地震动强度比数据点进行线性拟合,相关系数 $R^2 = 0.9742$,表明两者大致呈线性关系。

图 14 给出了不同主震 PGA , ΔPGA 为 0.8 情况

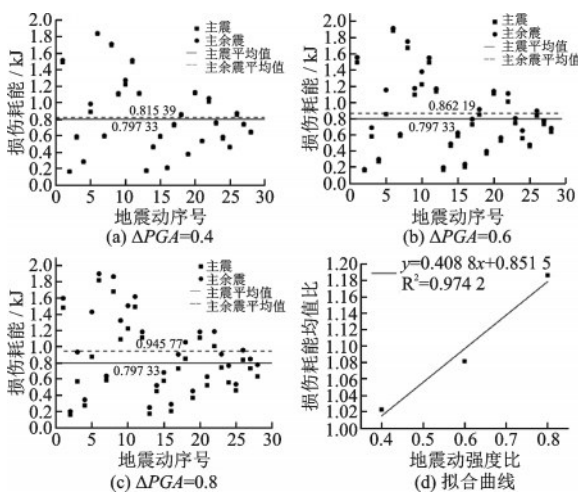


图 13 结构最大整体损伤耗能及与地震动强度比拟合曲线
Fig.13 The maximum overall damage energy consumption of the structure and its fitting curve with the seismic intensity ratio

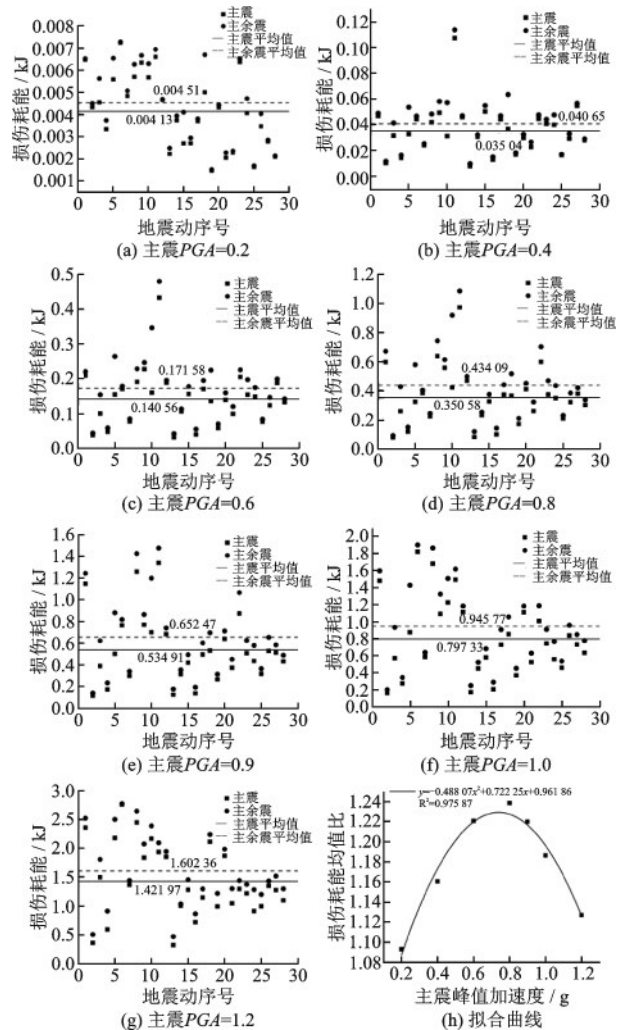


图 14 结构最大整体损伤耗能及与主震强度拟合曲线
Fig.14 The maximum overall damage energy consumption of the structure and its fitting curve with the main seismic strength

下,结构的最大整体损伤耗能及主震强度与最大整体损伤耗能均值比的拟合曲线。可知,主震强度增强同样会加剧结构的损伤程度,不同的主震强度下,主余震序列对结构损伤的加剧程度也不同,对于主震 $PGA=0.2g$ 情况下, $\gamma = 1.09$,主震 $PGA=0.8g$ 时, $\gamma = 1.24$,主震 PGA 为 $0.2g \sim 1.2g$, $\gamma \in (1.09, 1.24)$ 。将主震 PGA 与最大整体损伤耗能均值比 γ 进行二次拟合,得到的拟合曲线为 $y = -0.48807x^2 + 0.72225x + 0.96186$,相关系数 $R^2 = 0.97587$,可以看出随着主震强度的增大,结构最大整体损伤耗能均值比先增大后减小,两者大致呈二次关系。

4 结论

基于已开展单层砌体结构的振动台试验,通过

ABAQUS 软件建立了有限元模型,并验证了模型的有效性,在此基础上,采用最大层间位移角、结构损伤耗能指标量化评估主余震序列对结构累积损伤的影响。得出如下主要结论:

(1)采用结构最大层间位移角、整体损伤耗能衡量结构损伤,得到的结果会有明显的差异。采用最大层间位移角衡量时,主余震序列和主震作用下的结构损伤不一致占比 64%,而采用结构最大整体损伤耗能来衡量时,两者不一致占比 100%,说明结构损伤耗能对主余震序列作用下的累积损伤更敏感。

(2)在主震 PGA 相同的情况下,余震强度越大,主余震序列对结构造成的累积损伤越大。在 ΔPGA 为 0.4~0.8 情况下,主余震序列作用下的结构整体损伤耗能均值是单独主震作用下的 1.02~1.19 倍,余震强度与结构损伤耗能比大致呈线性关系。

(3)当地震动强度比 ΔPGA 一定时,不同的主震强度下,余震对结构损伤的加剧程度也不同,主震 PGA 处于 0.2g~1.2g,主余震序列作用下的结构整体损伤耗能均值是单独主震作用下的 1.09~1.24 倍,主震强度与结构损伤耗能比大致呈二次关系。

参考文献:

[1] Reyners M. Lessons from the destructive Mw 6.3 Christchurch, New Zealand, Earthquake [J]. *Seismological Research Letters*, 2011, 82(3): 371-372.

[2] 薛云勤. 主余震序列型地震动作用下 RC 框架结构累积附加损伤研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2016.

Xue Y Q. Study on cumulative additional damage of RC frame structures under main shock-aftershock sequence-type ground motions[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2016. (in Chinese)

[3] 于晓辉, 代旷宇, 周洲, 等. 主余震序列作用下钢筋混凝土框架结构损伤分析[J]. *建筑结构学报*, 2019, 40(3): 127-133.

Yu X H, Dai K Y, Zhou Z, et al. Damage assessment of a reinforced concrete frame structure subjected to mainshock-aftershock sequences[J]. *Journal of Building Structures*, 2019, 40(3): 127-133. (in Chinese)

[4] Shokrabadi M, Burton H V. Risk-based assessment of aftershock and mainshock-aftershock seismic performance of reinforced concrete frames[J]. *Structural Safe-*

ty, 2018, 73: 64-74.

[5] Salami M R, Kashani M M, Goda K. Influence of advanced structural modeling technique, mainshock aftershock sequences, and ground-motion types on seismic fragility of low-rise RC structures [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, 117 (FEB): 263-279.

[6] 吴波. 主余震作用下钢筋混凝土结构的损伤试验与分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨建筑工程学院, 1993.

Wu B. Experiment and analysis for the damage of reinforced concrete structures under mainshock and aftershocks[D]. Harbin: Harbin Architectural and Civil Engineering Institute, 1993. (in Chinese)

[7] 欧进萍, 何政, 吴斌, 等. 钢筋混凝土结构基于地震损伤性能的设计[J]. *地震工程与工程振动*, 1999, 19(1): 21-30.

Ou J P, He Z, Wu B, et al. Seismic damage performance-based design of reinforced concrete structures[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 1999, 19(1): 21-30. (in Chinese)

[8] Valles R E, Reinhorn A M, Kunnath S K. IDARC2D, Version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings[R]. Buffalo: National Center for Earthquake Engineering Research, 1996.

[9] 王光远. 工程结构与系统抗震优化设计的实用方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999: 36-68.

Wang G Y. Practical methods of optimum aseismic design for engineering structures and systems[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999: 36-68. (in Chinese)

[10] 杨福剑, 王国新. 主余震序列型地震动作用下 RC 框架结构损伤耗能研究[J]. *世界地震工程*, 2019, 35(1): 45-52.

Yang F J, Wang G X. Damage energy dissipation analysis of RC frame structure under mainshock-aftershock sequence-type ground motions [J]. *World Earthquake Engineering*, 2019, 35(1): 45-52. (in Chinese)

[11] 孙柏涛, 黄佩蒂, 姚新强, 等. 西藏典型单层混凝土砌块房屋打包带加固抗震试验研究[J]. *世界地震工程*, 2018, 34(1): 40-50.

Sun B T, Huang P D, Yao X Q, et al. Seismic test research of typical single story masonry retrofitted with PP-band in Tibet [J]. *World Earthquake Engineering*, 2018, 34(1): 40-50. (in Chinese)

[12] 周强, 陈珊, 孙柏涛, 等. 构造柱圈梁抗震体系砌体平房振动台试验研究[J]. *哈尔滨工程大学学报*, 2017, 38(10): 1650-1660.

Zhou Q, Chen S, Sun B T, et al. Shaking table test of single-story masonry structures with aseismic system of constructional columns and ring beams [J]. *Journal of*

