

文章编号: 1000-4750(2020)02-0124-10

考虑主余震序列影响的低延性钢筋混凝土 框架易损性分析

韩建平^{1,2}, 李 军^{1,2}

(1. 兰州理工大学甘肃省土木工程防灾减灾重点实验室, 甘肃, 兰州 730050; 2. 兰州理工大学防震减灾研究所, 甘肃, 兰州 730050)

摘 要: 主余震序列作用下余震对主震已受损结构会造成附加损伤, 甚至引起倒塌, 特别是对低延性结构。目前对低延性结构在主余震作用下抗震性能的分析与评估研究还不充分。根据低延性钢筋混凝土框架的破坏特点, 考虑其梁柱节点的剪切破坏、柱的弯剪破坏以及强度、刚度退化行为和梁端纵向钢筋粘结滑移破坏, 利用 OpenSees 有限元软件建立了一 6 层 3 跨低延性钢筋混凝土框架结构的精细分析模型。选取真实记录的主余震序列和基于重复法构造的主余震序列, 并考虑余震方向性、余震次数的影响。以不同的主余震序列作为输入, 对低延性钢筋混凝土框架结构模型进行动力分析, 获得不同损伤状态对应的地震易损性曲线, 进而分析不同主余震序列作用对其抗震性能的影响。分析结果表明, 该文提出的低延性结构精细分析模型能很好地模拟低延性结构梁柱节点由剪切作用引起的刚度和强度退化现象。相对于仅有主震作用, 主余震序列作用下低延性钢筋混凝土框架结构对应损伤状态的超越概率提高, 且随着结构损伤程度的加剧, 提高越明显。基于重复法构造的主余震序列作用下对应损伤状态的超越概率高于真实记录的主余震序列作用下的超越概率。不同的余震作用方向, 对相应损伤状态的超越概率有一定的影响。增加余震作用的次数, 也会增加相应损伤状态的超越概率。

关键词: 主余震序列; 低延性钢筋混凝土框架; 地震易损性分析; 数值模拟; 抗震性能评估

中图分类号: TU375.4; TU312.3 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2019.01.0116

SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS OF LOW-DUCTILE RC FRAME ACCOUNTING FOR THE INFLUENCE OF MAINSHOCK-AFTERSHOCK SEQUENCES

HAN Jian-ping^{1,2}, LI Jun^{1,2}

(1. Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu Province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China;

2. Institute of Earthquake Protection and Disaster Mitigation, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China)

Abstract: Under the action of mainshock-aftershock sequences, the aftershock can cause additional damage to a damaged structure by the mainshock, or even cause it to collapse, especially for a low ductility structure. Currently, the analysis and evaluation of aseismic performance of low-ductile structures under the mainshock-aftershock sequences are not sufficient. According to the failure characteristics of a low-ductile reinforced concrete (RC) frame, the shear failure of beam-column joints, the flexure-shear failure of column, the strength and stiffness degradation, and the bond-slip failure of longitudinal reinforcement at the end of beam were taken into consideration for the numerical simulation of a low-ductile RC frame. The refined analytical model of a 6-story 3-span low-ductile RC frame structure was established via OpenSees finite element software. The real mainshock-aftershock sequences and the mainshock-aftershock sequences based on repeated method were selected. The effects of aftershock directionality and the number of aftershocks were also considered. Taking different mainshock-aftershock sequences as input, the dynamic analysis of the low-ductile RC frame model was

收稿日期: 2019-03-14; 修改日期: 2019-07-20

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578273); 教育部长江学者和创新团队发展计划(IRT_17R51)

通讯作者: 韩建平(1970), 男, 甘肃宕昌人, 教授, 博士, 博导, 主要从事结构抗震与减震控制、结构健康监测与损伤诊断研究

(E-mail: jphan@lut.edu.cn).

作者简介: 李 军(1994), 男, 甘肃渭源人, 硕士生, 主要从事工程结构抗震研究(E-mail: lijun199401@163.com).

carried out and the seismic fragility curves corresponding to different damage states were obtained. Then the effect of different mainshock-aftershock sequences on its aseismic performance was analyzed. The results show that the refined analytical model of a low-ductile RC frame presented can simulate the degradation of stiffness and strength of beam-column joints due to shearing actions. Comparing with the mainshock input only, the exceedance probability of the damage state of the low-ductile RC frame under the influence of the mainshock-aftershock sequences is higher, and with the increase of the damage extent under the mainshock, the increase is much more obvious. The exceedance probability of the corresponding damage state under the influence of the mainshock-aftershock sequences based on the repeated method is higher than that under the influence of the real mainshock-aftershock sequences. The different direction of aftershock has certain influence on the exceedance probability of corresponding damage states. Increasing the number of aftershocks will also increase the exceedance probability of corresponding damage states.

Key words: mainshock-aftershock sequence; low-ductile reinforced concrete frame; seismic fragility analysis; numerical simulation; seismic performance evaluation

大量震害研究表明,主震发生后伴随着大量的余震作用,这些相继发生的余震会对主震受损结构造成进一步的破坏,甚至导致主震受损结构的倒塌,特别是低延性结构^[1]。我国目前有大量老旧的低延性钢筋混凝土结构,这类结构没有经过抗震设计,抗震设防水平不足或抗震设计不当、抗震构造措施欠缺,加之这类建筑已经服役多年,使得这类结构成为抗震设防的薄弱环节。研究表明^[2],此类既有低延性结构配箍率低、结构耗能能力弱,极易发生脆性破坏,因此该类结构是抗震性能研究的重点。较为精确地模拟这类低延性结构的破坏机制,评估其在主余震序列作用下的抗震性能有利于为该类结构的加固与改造提供理论依据。

目前已有学者对主余震作用下结构的抗震性能进行了分析研究,针对低延性钢筋混凝土框架结构或构件进行了试验和数值模拟分析。针对箍筋不足的低延性钢筋混凝土柱,Elwood^[3]提出极限状态材料模型,通过定义破坏面来模拟低延性框架柱剪切及轴压破坏;Shoraka等^[4]对Elwood提出的极限状态材料模型通过轴-剪-弯耦合作用(axial-shear-flexure interaction, ASFI)分析对柱的剪切破坏点进行了理论性的界定,对低延性柱的弯剪耦合破坏取得了较好的模拟效果,Ghannoum和Moehle^[5]则以框架柱塑性铰区转角为指标,定义了钢筋混凝土柱弯剪破坏的破坏准则,对框架柱倒塌阶段显著的强度和刚度退化行为进行了较为准确的模拟。在梁柱节点的研究中,Lowes等^[6]提出了考虑节点核心区剪切破坏和节点梁筋黏结滑移的节点宏观单元,并应用修正压力场理论(modified compression field theory, MCFT)定义节点区剪切域的行为,Mitra

等^[7]分析了该模型,论证了低延性框架节点区剪切主要由斜压杆机制传递。在整体框架结构的研究中,Yavari等^[8]对没有进行抗震设计结构的振动台试验研究表明,节点核心区和柱的剪切破坏对结构整体变形和失效模式产生显著影响,周洲等^[9]对主余震作用下钢筋混凝土框架进行了易损性分析和安全评估,于晓辉等^[10-11]采用多条真实主余震和人工构造主余震序列作为输入,通过对比单自由度体系在主余震序列和主震单独作用下的结构损伤,建立了主余震序列地震动的增量损伤谱,分析了不同主余震序列对结构的增量损伤,张沛洲等^[12]提出一种分析结构在主余震序列作用下抗震性能的方法,并用该方法分析了余震对钢筋混凝土框架结构抗震性能的影响。综上所述,梁柱节点区和柱的剪切破坏状态和柱的强度和刚度退化直接决定着低延性结构的抗震性能,而传统的主余震作用下低延性结构抗震性能的分析并没有考虑梁柱节点和柱的剪切破坏以及柱强度和刚度的退化行为,使得分析结果容易低估主余震作用对低延性结构安全潜在的威胁。

针对这一问题,本文以某未进行抗震设计的低延性钢筋混凝土框架结构为研究对象,考虑梁柱节点和框架柱剪切破坏,分别采用真实主余震序列和基于重复法构造的主余震序列,评估该结构在主余震序列作用下的抗震性能,以期为低延性结构抗震性能评估及加固改造提供理论依据。

1 低延性框架结构梁柱节点和柱的破坏机制

低延性框架梁柱节点典型的破坏模式有: 框

架梁或柱屈服前框架梁柱节点区发生剪切破坏，结构表现出强度和刚度的快速退化； 框架梁屈服后框架梁柱节点区发生剪切破坏，结构表现出强度和刚度的逐渐退化，结构具有中等的延性行为； 梁底钢筋在梁柱节点区伸入长度小，导致梁屈服之前发生锚固破坏。对于低延性框架柱通常发生弯剪破坏，导致侧向承载能力降低。典型的低延性框架柱的破坏模式有： 框架柱弯曲屈服之前一个或多个临界斜裂缝的突然扩展以及柱混凝土被破碎或斜劈裂破坏； 框架柱弯曲屈服之后，导致柱塑性铰区抗剪承载能力降低而发生柱的弯剪破坏。

依据低延性钢筋混凝土框架梁柱节点和柱的破坏机制，节点区的剪切破坏用一个转动弹簧来模拟，低延性柱弯剪破坏以及强度和刚度退化用 Hysteretic 材料模型。

低延性梁柱节点区应力-应变关系采用文献[13]简化的压杆-拉杆模型(strut and tie model, STM)计算。根据文献[14]，低延性柱的初始剪切强度 V_n 和剪切刚度退化斜率 K_{deg}^t 可分别通过式(1)和式(2)计算，并假设柱残余剪切强度为初始剪切强度 V_n 的 20%。

$$V_n = \lambda k \left(\frac{0.5\sqrt{f_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_c}A_g}} \right) 0.8A_g + k \frac{A_v f_{yv} d}{s} \quad (1)$$

式中： k 为强度退化系数； $\lambda = 0.75$ 或 1 ，分别对应轻型骨料混凝土或一般混凝土； f_c 为混凝土抗压强度； M/Vd 为弯矩 M 和剪力 V 与柱截面有效高度 d 的乘积之比($2 < M/Vd < 4$)； P 为作用在柱上的轴向荷载； A_g 为柱截面面积； A_v 为箍筋面积； f_{yv} 为箍筋屈服强度； s 为箍筋间距。

$$K_{deg}^t = -4.5P(4.6 \frac{A_v f_{yv} d_c}{P_s} + 1)L \quad (2)$$

式中： d_c 为截面核心尺寸(箍筋截面中心到柱截面中心的距离)； L 为柱高。

2 低延性钢筋混凝土框架结构的设计与建模

2.1 低延性结构的设计信息

选取西北地区未经过抗震设计的 6 层低延性钢筋混凝土框架结构为研究对象。不考虑风荷载和抗震设防，钢筋混凝土现浇楼板，楼板厚 100 mm，屋面和楼面荷载标准值分别为 6.0 kN/m²、

4.5 kN/m²；屋面和楼面活荷载标准值分别为 0.5 kN/m²、2.0 kN/m²；考虑填充墙的作用，标准层框架梁上施加 7.5 kN/m 的线荷载，考虑女儿墙的作用，屋面梁施加 3 kN/m 的线荷载；梁柱纵向受力钢筋均采用热轧钢筋 HRB335，其余钢筋采用 HPB235，混凝土采用 C30。结构的立面及梁柱配筋如图 1 所示。

2.2 OpenSees 有限元模型

根据上述方法精确模拟低延性框架梁柱节点区剪切破坏并结合纤维模型建立 OpenSees^[15]有限元分析模型，部分细节如图 2 所示。该模型中，梁、柱采用非线性梁柱单元(nonlinear beam column element)模拟；节点采用转动弹簧以考虑节点区剪切变形的影响，节点区转动弹簧采用可以考虑强度退化、刚度退化和捏拢效应的三线性 Pinching4 材料模型。其 16 个骨架曲线参数设置参考宋孟超^[13]简化的 STM，其余参数参照 Mitra 等^[7]和 Paspuleti^[16]的推荐取值。柱端通过零长度单元考虑柱的弯剪破坏以及强度和刚度退化并应用 Hysteretic 材料模拟。梁与节点连接处纵向钢筋的粘结滑移通过梁端设置零长单元(zero-length element)，采用文献[17]建立钢筋粘结滑移关系，用 Bond_SP01 材料来模拟。关于纤维截面材料模型，钢筋采用考虑包辛格效应的随动强化模型(Steel02)模拟；混凝土采用能够考虑刚度退化和箍筋约束作用的 Kent-Scott-Park 模型(Concrete01)。

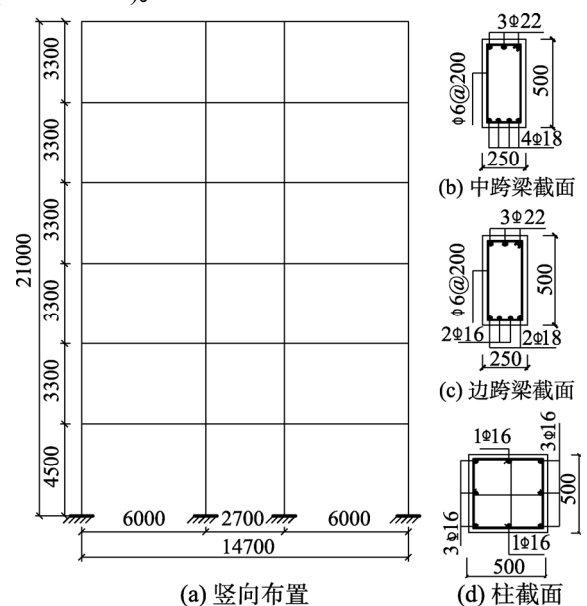


图 1 算例低延性 RC 框架结构布置

Fig.1 Structural configuration of the investigated low-ductile RC frame

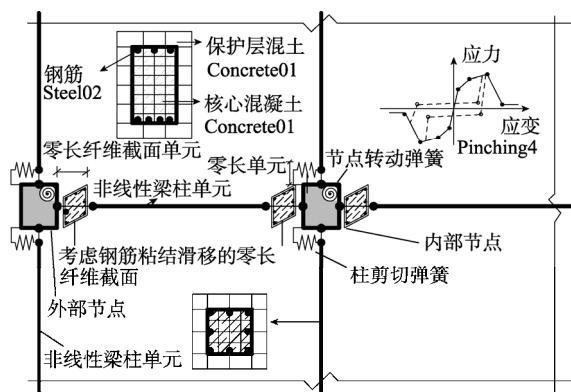


图2 算例低延性 RC 框架 OpenSees 数值模型细节
Fig.2 Modelling details of OpenSees numerical model for the investigated low-ductile RC frame

2.3 低延性梁柱节点模型验证

为验证上述模型对低延性钢筋混凝土框架节点模拟的可靠性,选取 Li 等^[18 19]完成的试件 A1 和试件 AL1 拟静力试验结果,进行滞回性能模拟分析,分析结果如图 3 所示。

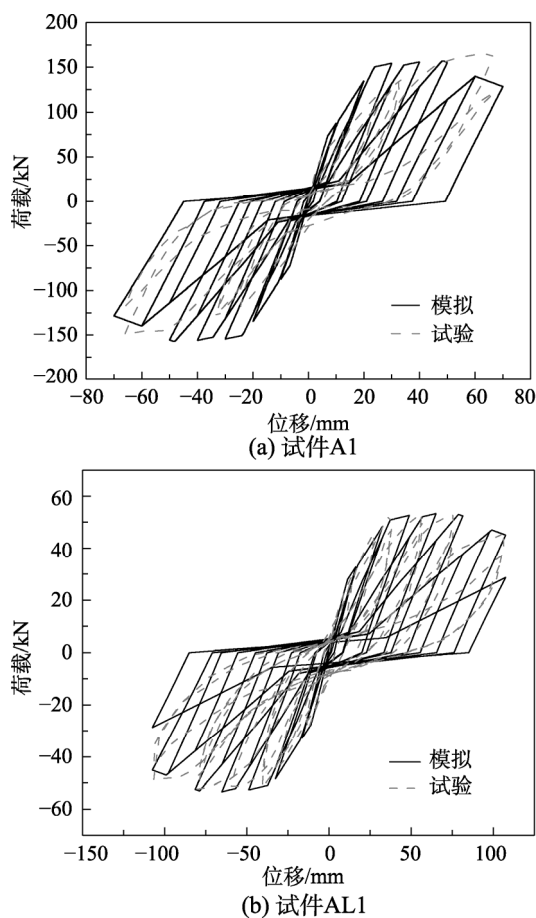


图3 低延性 RC 框架节点滞回性能试验与数值模拟对比
Fig.3 Comparisons of the simulated and tested hysteretic curves for low-ductile RC frame joints

为了定量分析图 2 模型在低延性结构数值分析中的准确性,根据图 3 分别计算选取的试件 A1 和试件 AL1 每次循环往复荷载作用下试验结果和数值分析结果的累计耗能,计算可得试件 A1 滞回曲线累积耗能的误差在 6%~23.2%,试件 AL1 累积耗能的误差在 1%~19.4%。该数值分析结果的初始刚度和极限承载力与试验结果吻合较好,且循环往复荷载作用下数值分析结果的累积耗能与试验结果的误差也较小,因此图 2 模型能较准确地模拟低延性钢筋混凝土框架节点由剪切作用引起的强度和刚度退化现象。

3 主余震序列的选取与构造

为了全面分析不同主余震序列对低延性结构抗震性能评估的影响,采用真实主余震序列和基于重复法构造的主余震序列作为地震动输入。基于文献[20]选取的 65 条真实主余震序列信息如表 1 所示。采用真实主余震序列进行分析时,考虑余震次数对低延性结构抗震性能的影响。在主余震序列构造时,主余震序列的主震记录和余震记录之间设置 90 秒的时间间隔,其目的是使结构在主震后经自由振动达到平衡位置,如图 4 所示。采用重复法构造主余震序列^[21]进行分析时,考虑余震方向性的影响,如图 5 所示。

为了量化余震对低延性结构抗震性能的影响,本文亦对主震单独作用下结构的抗震性能进行分析。为了方便论述,将所考虑的 5 种地震作用工况缩写为:主震(MS)、基于重复法构造的主余震序列(余震为正向)(MA-REP-P)、基于重复法构造的主余震序列(余震为反向)(MA-REP-N)、真实记录的主震+1 条余震记录(MA-REC-1)、真实的主震+2 条余震记录(MA-REC-2)。

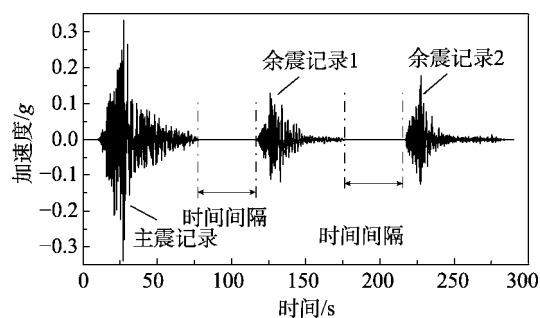


图4 选取的真实主余震序列示例
Fig.4 Example of selected real mainshock-aftershock sequence

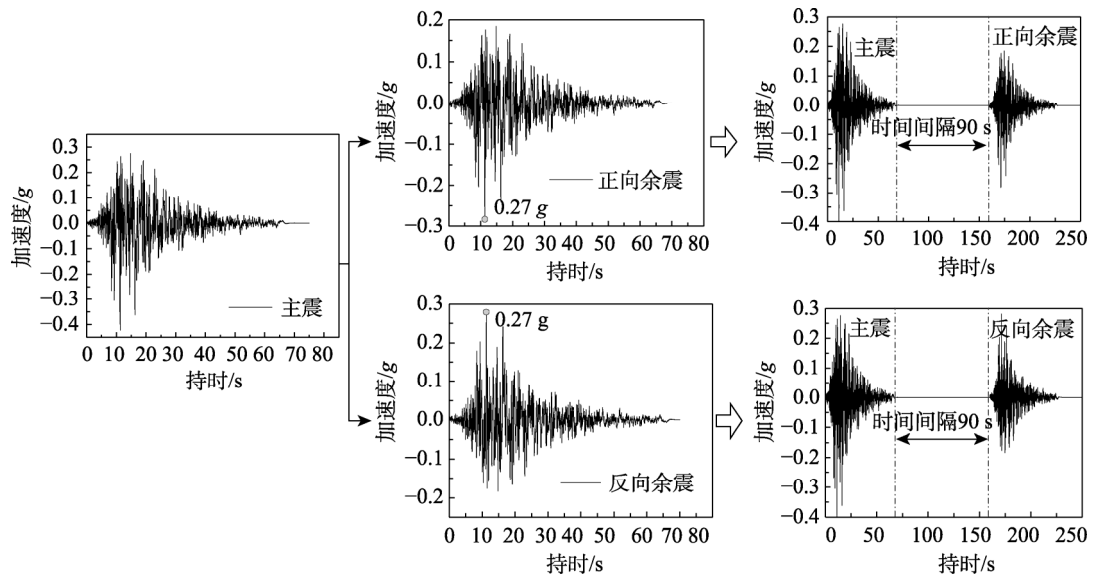


图5 基于重复法构造的主余震序列及余震方向的考虑

Fig.5 The mainshock-aftershock sequence constructed based on the repeated method and the consideration of aftershock direction

表1 选取的真实主余震序列信息

Table 1 Summary of the selected real mainshock-aftershock sequences

序号	地震事件信息					台站信息
	名称	主震震级	余震震级	余震条数	发生年份	
Eq.1	Northridge-01,06	6.69	5.28	1	1994	LA-Century City CC North
Eq.2	Northridge-01,03,06	6.69	5.2,5.28	2	1994	Castaic-Old Ridge Route
Eq.3	Northridge-01,06	6.69	5.28	1	1994	Inglewood-Union Oil
Eq.4	Northridge-01,04,05	6.69	5.93,5.28	2	1994	Elizabeth Lake
Eq.5	Northridge-01,02,03,06	6.69	6.05,5.2,5.28	3	1994	Palmdale-Hwy 14 and Palmdale
Eq.6	Northridge-01,04	6.69	5.93	1	1994	Moorpark-Fire Sta
Eq.7	Northridge-01,03,06	6.69	5.2, 5.28	2	1994	Santa Monica City Hall
Eq.8	Northridge-01,06	6.69	5.28	1	1994	LA-Hollywood Stor FF
Eq.9	Northridge-01,06	6.69	5.28	1	1994	LA-Baldwin Hills
Eq.10	Managua Nicaragua-01,02	6.24	5.2	1	1972	Managua-ESSO
Eq.11	Northridge-01,06	6.69	5.28	1	1994	LA-116th St School
Eq.12	Northridge-01,05,06	6.69	5.13,5.28	2	1994	AnaverdeValley-City R
Eq.13	Chalfant Valley-01,02	5.77	6.19	1	1986	Benton
Eq.14	Chalfant Valley-01,02,04	5.77	6.19,5.65,5.44	3	1986	Bishop-LADWP South St
Eq.15	Chalfant Valley-01,02,03	5.77	6.19,5.65	2	1986	Bishop - Paradise Lodge
Eq.16	Chalfant Valley-01,02, 04	5.77	6.19,5.65,5.44	3	1986	Zack Brothers Ranch
Eq.17	Mammoth Lakes-01,02	6.06	5.69	1	1980	Mammoth Lakes H.S
Eq.18	Mammoth Lakes-01,03	6.06	5.91	1	1980	Convict Creek
Eq.19	Mammoth Lakes-01,03,04	6.06	5.91,5.7	2	1980	Long Valley Dam (Upr L Abut)
Eq.20	Chi-Chi-01,02,06	7.62	5.9,6.3	2	1999	CHY024
Eq.21	Chi-Chi-01,03,06	7.62	6.2,6.3	2	1999	CHY025
Eq.22	Chi-Chi-01,02,04	7.62	5.9,6.2	2	1999	CHY036
Eq.23	Chi-Chi-01,03,04	7.62	6.2,6.2	2	1999	CHY082
Eq.24	Chi-Chi-01,02,04,06	7.62	5.9,6.2,6.3	3	1999	CHY101
Eq.25	Chi-Chi-01,06	7.62	6.3	1	1999	HWA011

续表

序号	地震事件信息					台站信息
	名称	主震震级	余震震级	余震条数	发生年份	
Eq.26	Chi-Chi-01,05	7.62	6.2	1	1999	HWA037
Eq.27	Chi-Chi-01,02,06	7.62	5.9,6.3	2	1999	HWA041
Eq.28	Chi-Chi-01,04,06	7.62	6.2,6.3	2	1999	HWA043
Eq.29	Chi-Chi-01,03,06	7.62	6.2,6.3	2	1999	HWA045
Eq.30	Chi-Chi-01,04,05	7.62	6.2,6.2	2	1999	KAU088
Eq.31	Whittier Narrows-01,02	5.99	5.27	1	1987	Altadena-Eaton Canyon
Eq.32	Whittier Narrows-01,02	5.99	5.27	1	1987	Downey-Co Maint Bldg
Eq.33	Whittier Narrows-01,02	5.99	5.27	1	1987	Inglewood-Union Oil
Eq.34	Whittier Narrows-01,02	5.99	5.27	1	1987	LA-116th St School
Eq.35	Whittier Narrows-01,02	5.99	5.27	1	1987	LA-Hollywood Stor FF
Eq.36	Superstition Hills-01,02	6.22	6.54	1	1987	Imperial Valley Wildlife Liquefaction Array
Eq.37	Coalinga-02,03,04,05	5.09	5.38,5.18,5.38	3	1983	Burnett Construction
Eq.38	Coalinga-01,02,05	6.36	5.38,5.38	2	1983	Pleasant Valley P.P-yard
Eq.39	Coalinga-02,04,05,07	5.09	5.38,5.77,5.21	3	1983	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
Eq.40	Coalinga-04,05	5.18	5.77	1	1983	Oil Fields Fire Station-FF
Eq.41	Coalinga-02,04,05	5.09	5.38,5.77	2	1983	Palmer Ave
Eq.42	Coalinga-04,05	5.18	5.77	1	1983	Oil Fields Fire Station-Pad
Eq.43	Coalinga-02,04,05,	5.09	5.18,5.77	2	1983	Skunk Hollow,
Eq.44	Coalinga-02,05,07	5.09	5.77,5.21	2	1983	Sulphur Baths (temp)
Eq.45	Coalinga-04,05	5.18	5.77	1	1983	Transmitter Hill
Eq.46	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Auletta
Eq.47	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Bagnoli Irpinio
Eq.48	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Bisaccia
Eq.49	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Bovino
Eq.50	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Brienza
Eq.51	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Calitri
Eq.52	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Mercato San Severino
Eq.53	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Rionero In Vulture
Eq.54	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Sturno (STN)
Eq.55	Irpinia-01,02	6.9	6.2	1	1980	Tricarico
Eq.56	Livermore-01,02	5.8	5.42	1	1980	Antioch-510 G St
Eq.57	Livermore-01,02	5.8	5.42	1	1980	APEEL 3E Hayward CSUH
Eq.58	Livermore-01,02	5.8	5.42	1	1980	Del Valle Dam (Toe)
Eq.59	Livermore-01,02	5.8	5.42	1	1980	Fremont-Mission San Jose
Eq.60	Livermore-01,02	5.8	5.42	1	1980	San Ramon-Eastman Kodak
Eq.61	Livermore-01,02	5.8	5.42	1	1980	San Ramon Fire Station
Eq.62	Imperial Valley-06,07	6.53	5.01	1	1979	El Centro Array #6
Eq.63	Imperial Valley-06,07	6.53	5.01	1	1979	El Centro Array #10
Eq.64	Imperial Valley-06,07	6.53	5.01	1	1979	El Centro Differential Array
Eq.65	Imperial Valley-06,07	6.53	5.01	1	1979	Holtville Post Office

4 主余震作用下低延性钢筋混凝土 框架易损性分析

4.1 主余震作用下结构易损性分析方法

采用谱加速度 S_a 作为地震动强度指标,根据文献[22],地震易损性函数可以表示为:

$$P[D > C | IM] = \phi \left[\frac{\ln(S_D / S_C)}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (3)$$

式中: $P[D > C | IM]$ 表示强度为 IM 的地震作用下地震需求 D 大于抗震能力 C 的超越概率; S_p 表示地震需求 D 的中位值; S_C 表示抗震能力的中位值;

β_C 和 β_{DIM} 分别表示抗震能力 C 和地震需求 D 的对数标准差。

与传统的易损性分析不同的是本文采用主余震序列的谱加速度 $S_{a,MA}$ 为主余震序列强度指标。建立 $S_{a,MA}$ 和主余震作用下地震需求 D_{MA} 之间的统计关系：

$$\ln S_{D_{MA}|S_{a,MA}} = a + b \ln S_{a,MA} \quad (4)$$

$$\beta_{D_{MA}|S_{a,MA}} = \sqrt{\frac{\left(\sum \ln D_{MA,i} - \ln D_{MA|S_{a,MA}}\right)^2}{N-2}} \quad (5)$$

式中： a 和 b 为回归系数； $S_{D_{MA}|S_{a,MA}}$ 为结构在强度为 $S_{a,MA}$ 的主余震序列作用下的地震需求 D_{MA} 的中位值； $\beta_{D_{MA}|S_{a,MA}}$ 为结构在强度为 $S_{a,MA}$ 的主余震序列作用下的地震需求 D_{MA} 的对数标准差； $D_{MA,i}$ 为结构在第 i 条主余震序列作用下的需求。

主余震序列作用下的结构地震易损性函数：

$$P[D > C | S_{a,MA}] = \phi \left[\frac{\ln \left(S_{D_{MA}|S_{a,MA}} / S_C \right)}{\sqrt{\beta_{D_{MA}|S_{a,MA}}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (6)$$

式中： $P[D > C | S_{a,MA}]$ 表示在强度为 $S_{a,MA}$ 的主余震序列作用下，结构发生 $D > C$ 的概率，即结构在主余震作用下的易损性。

4.2 主余震作用下低延性结构概率地震需求参数计算

采用前述主余震序列作为地震动输入，对低延性结构算例进行非线性时程分析。结构最大层间位移角 θ_{max} 为工程需求参数，根据式(4)和式(5)，求低延性结构在主余震作用下的概率地震需求参数 a 、 b 和 $\beta_{D_{MA}|S_{a,MA}}$ ，如图 6 所示。

图 6 结果表明，主余震序列作用下低延性结构需求要大于单独主震作用下的结构需求。基于重复法构造的主余震序列作用下，结构需求最大，改变余震加速度时程的方向时，结构需求不同。由该低延性结构需求中位值与主余震序列强度指标的拟合结果可知，基于重复法构造的主余震序列作用下的对数线性拟合结果斜率最大，这说明基于重复法构造的主余震序列较真实主余震序列有更大的破坏力。两次余震的真实主余震序列作用下，对应结构需求略大于一次余震作用下的结构需求中位值的拟合结果，这表明多次余震作用对该低延性结构

的附加损伤较小。

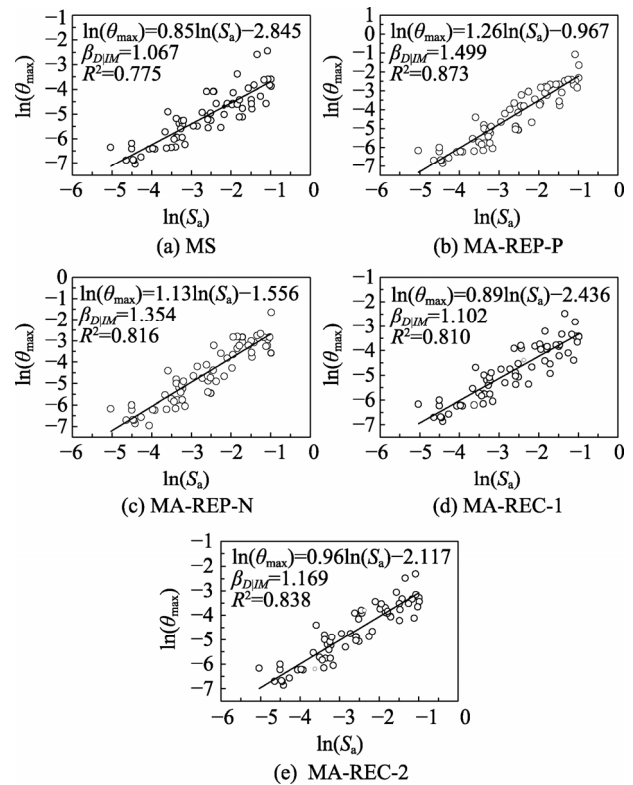


图 6 不同主余震序列作用下算例低延性 RC 框架 $\ln(\theta_{max}) - \ln(S_a)$ 拟合结果

Fig.6 Fitting results of $\ln(\theta_{max}) - \ln(S_a)$ of investigated low-ductile RC frame under different mainshock-aftershock sequences

4.3 极限状态的划分及易损性曲线

考虑低延性 RC 框架梁柱节点的剪切破坏及柱的强度、刚度退化行为，根据文献将结构的损伤状态划分为：轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全破坏四种^[23]。定义这四种损伤状态对应的抗震能力中位值和对数标准差，如表 3 所示。

表 3 损伤状态的划分及其能力参数

Table 3 Damage states and the corresponding capacity parameters

能力参数	极限状态			
	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	完全破坏
S_C	1/550	1%	2%	4%
β_C	0.2	0.3	0.3	0.4

通过式(6)，结合图 6 中的概率地震需求参数拟合结果及表 3 中的抗震能力参数，计算结构在仅有主震作用和不同主余震序列作用下的易损性曲线，如图 7 所示。图 7 结果表明，在同一地震作用工况

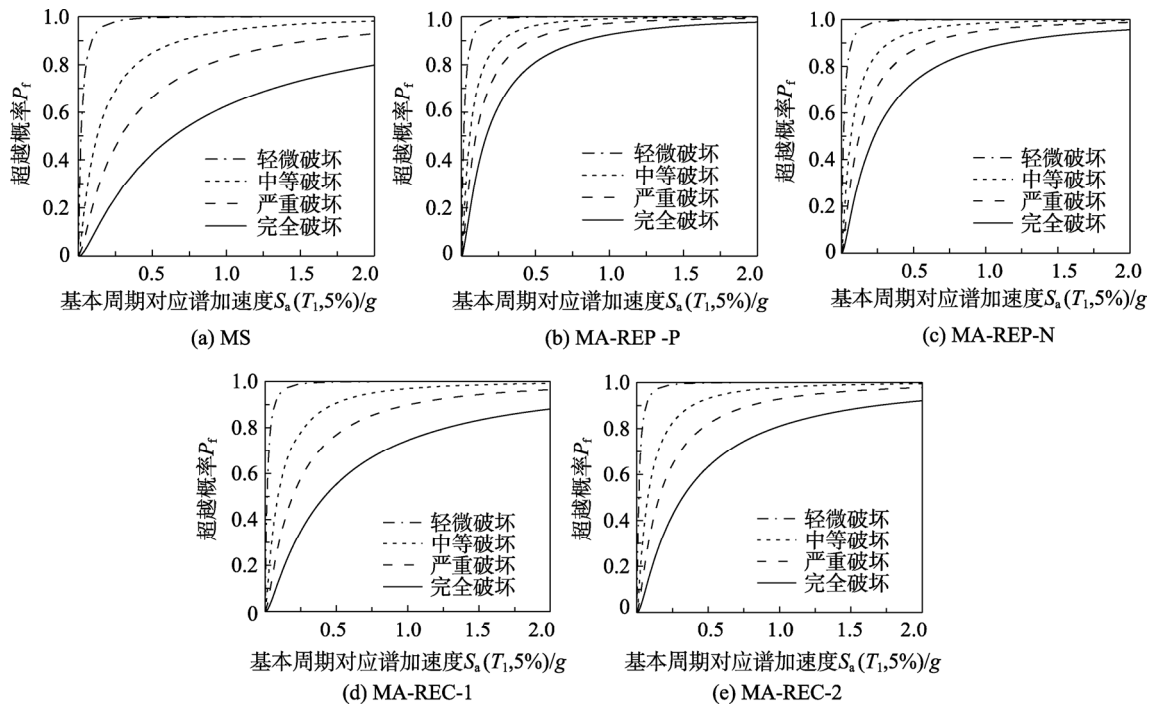


图 7 不同主余震序列作用下算例低延性 RC 框架易损性曲线

Fig.7 Fragility curves of the investigated low-ductile RC frame under different mainshock-aftershock sequences

下，随着低延性结构损伤状态的提高，对应损伤状态的超越概率减小。这一结果与一般钢筋混凝土结构在地震作用下的易损性分析结果一致。

为了对比不同主余震序列作用对低延性结构易损性的影响，分别给出不同工况下低延性结构轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全破坏四种损伤状态的易损性曲线，如图 8 所示，其横坐标 $S_a(T_1, 5\%)$ 表示阻尼比为 5% 的结构基本周期对应谱加速度，纵坐标 P_f 表示不同损伤状态的超越概率。

图 8 结果表明，对同一损伤状态，主余震序列作用下该低延性结构的易损性曲线均在仅主震作用下的易损性曲线之上。这表明低延性结构在经历主震之后，再次经历余震作用将增加低延性结构的损伤，也表明低延性结构在主震作用下有一定的损伤，将会降低结构的抗震能力。

对轻微破坏状态，仅有主震和不同主余震序列作用下，结构的易损性曲线接近。随着损伤程度的提高，对中等破坏、严重破坏和完全破坏状态，结构在主余震序列作用下的易损性曲线明显高于仅主震作用下的易损性曲线，相应损伤状态的超越概率增加明显。

对比真实主余震记录和基于重复法构造的主余震序列作用下低延性结构的易损性曲线可发现，

除了轻微损伤状态，真实主余震记录作用下低延性结构的易损性曲线明显低于重复法构造的主余震序列作用下的易损性曲线。这在一定程度上说明基于重复法构造的主余震序列不能很好地反应余震的特性及其对结构的潜在破坏力。对严重破坏和完全破坏状态，基于重复法构造的不同余震方向的主余震序列作用下超越概率也有明显的不同。当基本周期对应的谱加速度取 $0.25g$ 时，在完全破坏损伤状态下，基于重复法构造的主余震序列其余震为正向和余震为反向的超越概率较仅在主震作用下的超越概率的增量百分比分别为 156.67% 和 117.83%，真实记录的主震和一条余震记录和真实的主震和两条余震记录作用下的超越概率增量百分比分别为 43.86% 和 74.86%。对比主震后两次余震和主震后一次余震作用下的易损性曲线可知，对轻微破坏状态，余震作用的次数对低延性结构的易损性影响不大，随着结构损伤程度的提高，相对于一次余震作用，两次余震作用下相应损伤状态的超越概率明显增大。综上，余震对低延性结构的潜在破坏力在结构地震易损性分析中不可忽视。随着结构损伤程度的提高，余震对结构的破坏力也将提高。基于重复法构造的主余震序列会高估主余震序列对结构的破坏力。

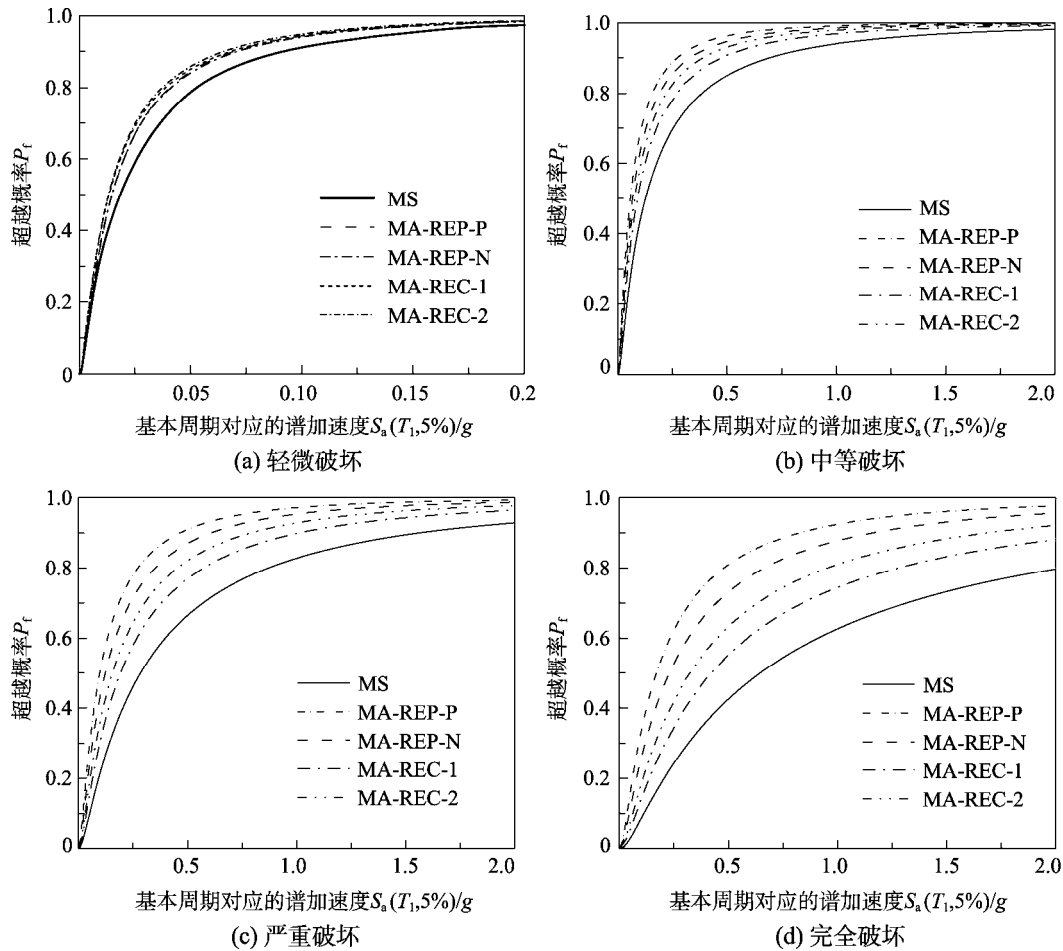


图8 不同主余震序列作用下算例低延性RC框架易损性曲线对比

Fig.8 Comparison of fragility curves of the investigated low-ductile RC frame under different mainshock-aftershock sequences

5 结论

基于 OpenSees 有限元分析软件,以一未进行抗震设计的低延性 RC 框架结构为研究对象,根据低延性结构的特点,较为精确地模拟了低延性结构梁柱节点剪切破坏、柱的强度和刚度退化行为以及梁端纵向钢筋的粘结滑移。分别采用主震和不同主余震序列为地震动输入,对该结构进行动力分析,获得不同损伤状态对应的地震易损性曲线,进而分析不同主余震序列作用对其抗震性能的影响。分析结果表明:

(1) 本文提出的考虑低延性结构梁柱节点的剪切破坏、柱的强度和刚度退化行为以及梁端纵向钢筋的粘结滑移的模拟方法能较好地模拟低延性结构梁柱节点剪切破坏和由剪切作用引起的刚度和强度退化现象。

(2) 余震对低延性结构会造成附加损伤,主余震序列作用下低延性 RC 框架结构对应损伤状态的超越概率高于仅主震作用下结构对应损伤状态的超越

概率,且随着结构损伤程度的提高,提高越明显。

(3) 基于重复法构造的主余震序列作用下对应损伤状态的超越概率高于真实主余震序列作用下的超越概率,说明基于重复法构造的主余震序列会高估其对结构的破坏力。

参考文献:

- [1] Gaetani d'Aragona M, Polese M, Elwood K J, et al. Aftershock collapse fragility curves for non-ductile RC buildings: A scenario-based assessment [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, 46(13): 2083-2102.
- [2] Wu C L, Kuo W W, Yang Y S, et al. Collapse of a non-ductile concrete frame: Shaking table tests [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2009, 38(2): 205-224.
- [3] Elwood K J. Modelling failures in existing reinforced concrete columns [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2004, 31(5): 846-859.
- [4] Shoraka M B, Elwood K J. Mechanical model for non-ductile reinforced concrete columns [J]. Journal of

- Earthquake Engineering, 2013, 17(7): 937–957.
- [5] Ghannoum W M, Moehle J P. Rotation-based shear failure model for lightly confined RC columns [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2012, 138(10): 1267–1278.
- [6] Lowes L N, Altoontash A. Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(12): 1686–1697.
- [7] Mitra N, Lowes L N. Evaluation, calibration, and verification of a reinforced concrete beam-column joint model [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2007, 133(1): 105–120.
- [8] Yavari S, Elwood K J, Lin S H, et al. Experimental study on dynamic behavior of multi-story reinforced concrete frames with non-seismic detailing [C]// Goodno B. Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures. San Francisco, California: American Society of Civil Engineers, 2009: 489–499.
- [9] 周洲, 于晓辉, 吕大刚. 主余震序列作用下钢筋混凝土框架结构的易损性分析及安全评估[J]. 工程力学, 2018, 35(11): 134–145.
Zhou Zhou, Yu Xiaohui, Lü Dagang. Fragility analysis and safety evaluation of reinforced concrete frame structures subjected to mainshock-aftershock earthquake sequences [J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(11): 134–145. (in Chinese)
- [10] 于晓辉, 吕大刚, 肖寒. 主余震序列型地震动的增量损伤谱研究[J]. 工程力学, 2017, 34(3): 47–53.
Yu Xiaohui, Lü Dagang, Xiao Han. Incremental damage spectra of mainshock-aftershock sequence-type ground motions [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(3): 47–53. (in Chinese)
- [11] 于晓辉, 乔雨蒙, 代旷宇, 等. 主余震序列作用下非线性单自由度体系的增量损伤分析[J]. 工程力学, 2019, 36(3): 121–129.
Yu Xiaohui, Qiao Yumeng, Dai Kuangyu, et al. Incremental damage analysis of nonlinear single-degree-freedom systems subjected to mainshock-aftershock earthquake sequences [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(3): 121–129. (in Chinese)
- [12] 张沛洲, 康谨之, 欧进萍. 主余震序列作用下钢混框架结构损伤与抗震性能分析[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(3): 1–8.
Zhang Peizhou, Kang Jinzhi, Ou Jinping. Damage and seismic performance analysis of RC frame structures under mainshock-aftershock earthquake sequences [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, 34(3): 1–8. (in Chinese)
- [13] 宋孟超. 钢筋混凝土梁柱节点核心区模型化方法研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2009.
Song Mengchao. Study on modeling method of reinforced concrete beam-column joint core [D]. Chongqing: Chongqing University, 2009. (in Chinese)
- [14] Jeon J S, Lowes L N, Desroches R, et al. Fragility curves for non-ductile reinforced concrete frames that exhibit different component response mechanisms [J]. Engineering Structures, 2015, 85: 127–143.
- [15] McKenna F. OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation [J]. Computing in Science and Engineering, 2011, 13(4): 58–66.
- [16] Paspuleti C. Seismic analysis of an older reinforced concrete frame structure [D]. Washington: University of Washington, 2002.
- [17] Zhao J, Sritharan S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures [J]. ACI Structural Journal, 2007, 104(2): 133–141.
- [18] Li B, Wu Y, Pan T C. Seismic behavior of nonseismically detailed interior beam-wide column joints—Part I: Experimental results and observed behavior [J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(9): 791–802.
- [19] Li B, Tran C T N, Pan T C. Experimental and numerical investigations on the seismic behavior of lightly reinforced concrete beam-column joints [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2009, 135(9): 1007–1018.
- [20] Goda K, Taylor C A. Effects of aftershocks on peak ductility demand due to strong ground motion records from shallow crustal earthquakes [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(15): 2311–2330.
- [21] Hatzigeorgiou G D, Beskos D E. Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes [J]. Engineering Structures, 2009, 31(11): 2744–2755.
- [22] Ellingwood B R, Celik O C, Kinali K. Fragility assessment of building structural systems in Mid-America [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36(13): 1935–1952.
- [23] Yu X, Lu D, Li B. Estimating uncertainty in limit state capacities for reinforced concrete frame structures through pushover analysis [J]. Earthquakes & Structures, 2016, 10(1): 141–161.