

考虑 NGA 地震动衰减关系的主余震概率损伤分析

何 政, 刘耀龙

(大连理工大学 土木工程学院, 116024 辽宁 大连)

摘 要: 为研究主余震序列作用下结构的位移响应、失效模式以及整体损伤演化等方面的影响规律, 结合主震与强余震统计关系和 NGA 地震动衰减关系构造了主余震地震动序列, 采用改进的截面损伤率计算方法分析了算例结构在强余震引起的附加损伤率, 并从概率角度刻画了强余震造成的概率累积损伤. 研究表明: 强余震引起结构的附加损伤随着其超越概率的减小而呈现增加的趋势; 结构的主震损伤率与余震附加损伤率呈现近似负相关关系; 当结构遭受主震后的损伤率较大时, 即便较小的余震造成的损伤也会导致结构概率累积损伤发生较大的变化; 如果余震的卓越周期与主震下受损结构的自振周期相近时, 存在类共振现象, 可加重结构的附加损伤.

关键词: 主余震; 附加损伤; 截面损伤率; 超越概率; 失效模式; NGA 衰减关系

中图分类号: TU352; TU355

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2014)06-0086-07

Probabilistic damage analysis of mainshock-aftershock with the consideration of next generation attenuation relationship

HE Zheng, LIU Yaolong

(Dept. of Civil Engineering, Dalian University of Technology, 116024 Dalian, Liaoning, China)

Abstract: To investigate the influence of mainshock-aftershock sequences on displacement responses, failure mode, global damage evolution, etc of structures, the sequences are generated by combining the next generation attenuation (NGA) relationship for earthquakes with the relationship between main shock and strong aftershock. The modified section damage ratio model is applied to analyze additional damage of an example structure under strong aftershocks, as well as probabilistic accumulative damage. The investigation indicates that additional damage incurred by strong aftershocks tends to increase as their probabilities of exceedance (POE) decrease. Approximate negative correlation could be observed between the damage ratios of main shocks and those added by strong aftershocks. When structures experience substantial damage under main shocks, probabilistic accumulative damage of structures would change significantly even coupled with damage induced by low-level aftershocks. Additional damage would be aggravated by so-called analogous resonance phenomenon when the predominant periods of the response spectra of these aftershocks are close to the vibration periods of damaged structures under main shocks.

Keywords: main-aftershock; additional damage; section damage ratio; probability of exceedance; failure mode; next generation attenuation relationship

由地震发震机制可知,地震往往是以地震动序列形式存在的,主余震地震动序列对结构性能

的影响在于主震对结构造成严重损伤之后,较为强烈的余震在此基础上将会引起更为不利的损伤累积叠加效应,这种损伤累积效应不仅具有非线性性和耦合特性,还能改变结构的失效路径和最终的倒塌状态^[1],如果在分析和设计中不进行科学、合理地考虑,结构抗震性能将会严重偏离预测结果.

收稿日期: 2013-06-27.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (91315301, 51161120359);
教育部新世纪优秀人才资助项目 (NCET-08-0096).

作者简介: 何 政 (1971—),男,教授,博士生导师.

通信作者: 何 政, hezheng1971@126.com.

主余震地震动序列作用对结构动力学响应、损伤累积以及整体性能等方面的影响引起了国内有关学者的重视. Li 和 Ellingwood^[2] 分析指出, 余震强度不同, 会导致不同的结构损伤状态, 较小强度的余震不会使结构产生较大损伤. 此外, 序列型地震动作用对结构附加损伤的影响还与结构构件的恢复力特性有关, 构件具备理想弹塑性恢复力特性的结构对于强烈余震的影响最为敏感^[3]. 在所有震型序列中, 双震型序列的余震对结构的附加损伤最为显著^[4]. Lee 等^[5] 研究发现, 结构在地震动序列作用下的危险性与服役时间长短有一定关系, 服役时间越长的结构在地震动序列作用下越危险. 除了余震强度指标之外, 余震引起的附加累积损伤和其频谱特性与主震作用后震损结构动力特性的关联度密切相关, 当余震卓越周期与主震致损结构自振特性接近时, 附加损伤较重 (或称类共振现象)^[6]. 在结构性能设计方面, 已经有学者在塑性损伤谱中考虑主余震序列的影响^[7]. 然而, 这些研究工作没有充分关注主余震序列对结构失效模式的影响, 这恰恰是更加真实预测和控制结构连续性倒塌性态的关键环节. 结合地震危险性分析方法, 分析不同超越概率的余震对结构失效模式的影响, 以及从概率角度对结构遭受余震作用后的附加损伤进行概率评估, 应该更有实践意义.

采用新一代地震动衰减关系 (next generation attenuation (NGA) of ground motions), 通过构造不同余震超越概率的主余震地震序列, 分析不同超越概率的余震对结构失效模式以及不同频谱特征的余震对结构累积损伤效应的影响, 同时引进截面重要性系数对余震作用下结构的附加损伤进行概率评估.

1 主余震地震序列危险性分析

就某一特定地震动序列而言, 相对于前震, 考虑主震和余震的危险性更具有实际意义^[8], 这里仅考虑主震出现后短时间内对结构有显著影响的强余震, 即在主震发生之后一个月内发生的震级 $M > 5$ 的余震^[9]. 主震与余震发生概率的主要区别在于主震的发生概率在评价周期内为一常量, 而余震的发生概率在评价周期内是一个随时间的变量. 影响余震的发生概率主要和主震与余震的发生间隔、主震作用后的震源区破碎程度以及主震震级有关, 主震与余震的发生间隔越长, 余震的发生概率越小, 震源区破碎程度越严重或主震震级越大, 余震的发生概率越大^[10]. 为了便于计算

主余震序列的联合概率分布及其超越概率, 采用两条假设条件: 1) 主震与余震的震中位置充分接近, 可忽略两者发生前后震源区破坏位置的变化对结构危险性分析的影响; 2) 主震与余震发生的时间差 t 远远小于地震危险分析评价周期 T . 描述地震动特性的最重要参数是震级, 作为地震动序列中的强余震的震级与主震震级有着天然的联系, 经计算, 主震震级 M_m 与强余震震级 M_a 存在线性关系^[11]:

$$M_m = aM_a + b, \tag{1}$$

式中 a 和 b 是与地震断层类型有关的线性统计参数. 由式 (1) 可得到如下主震与余震联合震级超越概率的表达式:

$$P(M_m \cup M_a) = P(M_a) + P(M_m) - P(M_m M_a), \tag{2}$$

$$P(M_m M_a) = P(M_a | M_m) \cdot P(M_m), \tag{3}$$

$$P(M_a | M_m) = \frac{P(M_m) - b}{a}. \tag{4}$$

式中: $P(M_m \cup M_a)$ 为主震与余震在评价周期 T 内的联合震级超越概率, $P(M_m)$ 、 $P(M_a)$ 分别为主震与余震的震级在评价周期内的震级超越概率.

2 主余震地震序列的构造

由于各种原因, 符合研究需要的实际主余震序列地震动记录很少, 而人为构造的主余震序列型地震动的特性不确定, 不便于直接采用. 所以, 这里考虑修改现有实际地震记录以获得所需的主、余震序列时程曲线.

2.1 主震震级与余震震级的统计关系

由上述讨论可知, 在计算主震与余震联合震级超越概率时, 需要确定主震与余震的震级线性统计关系, 即式 (1) 中的统计参数 a 和 b , 这些参数可以通过对已有的主余震地震动记录进行统计分析得到. 文献 [11] 通过采用最小二乘法对 49 组主余震地震动记录的分析, 得到式 (5) 和 (6) 所列的联合震级超越概率 (下文简称余震超越概率) 分别为 2.28% 和 50% 的强余震震级回归公式:

$$M_{a1} = 0.5M_m + 2.02 + 2\sigma_1, \sigma_1^2 = 0.24. \tag{5}$$

$$M_{a2} = 0.5M_m + 2.02, \sigma_2^2 = 0.24. \tag{6}$$

式中: M_{a1} 和 M_{a2} 分别是余震超越概率为 2.28% 和 50% 的强余震震级; σ_1 和 σ_2 分别是相应等级余震的标准差.

2.2 地震动衰减模型

在众多的地震动衰减模型中, 作为 NGA 项目

的参与者,Boore 和 Atkinson^[12]提出的地震动衰减模型具有形式简单、易用且方便转换的特点,得到了广泛应用,其数学表达式为

$$\ln Y = F_M + F_D + F_S + \varepsilon \sigma_T.$$

(7)

式中: Y 为所要预测的地面加速度峰值(PGA),单位为 Gal ; F_M 、 F_D 、 F_S 分别表示震级项、距离项、场地项; σ_T 表示预测值的不确定性,文中不考虑此项数值(等同于直接取均值),参数的具体取值方法详见文献[12].

2.3 主余震地震序列的构造

为了进行对比,文中算例从 PEER 强震数据台站库^[13]中精心选择了主震(M7.6)和余震(M6.3)均相同、但频谱特性不同的两个主余震序列,详细信息见表1.利用式(5)、(6)的强余震震级统计回归公式分别计算得到超越概率为2.28%和50%的强余震震级 M_{a1} 和 M_{a2} ,借助式(7)建议的NGA模型对得到的所有地震动进行距离项的调整,得到的 PGA 数值见表2.

表 1 选取的地震动信息

记录 台站	主震或 余震	日期/时间	震级	PGA / Gal	持时 t/s
CHY029	主震	1999-9-20/17:47pm	M7.6	277	90
	余震	1999-9-25/23:52pm	M6.3	241	64
TCU076	主震	1999-9-20/17:47pm	M7.6	303	90
	余震	1999-9-25/23:52pm	M6.3	123	57

注: 1 Gal=0.001 g.

表 2 不同余震超越概率的地震动 PGA

主震震级 (PGA /Gal)	CHY029 台站	
	不同超越概率的强余震震级 (PGA /Gal)	
	50%	2.28%
M7.6(281)	M5.82(47)	M6.79(105)
主震震级 (PGA /Gal)	TCU076 台站	
	不同超越概率的强余震震级 (PGA /Gal)	
	50%	2.28%
M7.6(427)	M5.82(70)	M6.79(143)

为了进一步考察余震频谱特性与主震致损结构振动特性之间的耦联对结构附加损伤的影响规律,在数值算例中,还虚拟地考虑了相同主震和不同余震对应关系的情况(此举仅进行分析,不具有实际意义),选取了超越概率同为2.28%、卓越周期 T_g 分别为0.32、0.34和0.12s的强余震,并将其分别与TCU076的主震人为地组合成新的地震序列.由于同一震源机制下各地震动的持时相差不大,其影响远不及 PGA 和频谱特性的明显,在此不作重点考虑.在时程分析中,将主震和余震

地震动合并,作为一个地震动序列输入,主震与余震之间预留足够的静态恢复间隔时间,以确保结构经历主震后有足够时间恢复静态.算例中的主震持时设定为实际震动时间90s,余震持时取57s,静态恢复间隔时间取20s.

3 结构损伤率

Li 和 Ellingwood^[2]在其提出的结构损伤率中仅仅考虑了震损梁、柱节点数目的几何比重,没有考虑不同节点损伤对结构整体损伤贡献度的不同影响,有可能导致计算得到的结构损伤率偏小,或者造成在不同强度水平地震动作用下结构损伤率计算值相同.由于同一个构件不同位置的端部截面对结构损伤贡献程度不同,有必要从截面的损伤程度及其所处位置的重要性来综合定义结构损伤率.首先,结合欧进萍等^[14]提出的层损伤加权系数,给出如下考虑楼层位置的截面重要性系数:

$$\begin{cases} r_i^* = r_{in} \times r_n, \\ r_{in} = \frac{D_i}{\sum D_i}, \\ r_n = \frac{N+1-n}{\sum_{j=1}^N (N+1-j)} D_n. \end{cases}$$

(8)

式中: r_i^* 为第 i 个截面在整个结构中的重要性系数; r_{in} 为第 i 个截面仅考虑损伤贡献度的重要性系数; r_n 为第 i 个截面所在第 n 楼层的重要性系数; D_i 为结构第 n 层的损伤指数; N 为结构楼层总数.

结合式(8)对文献[2]中定义的结构损伤率 D_r 进行改进,

$$D_r = \frac{\sum_{i=1}^m r_{id}^*}{\sum_{j=1}^{n_{sec}} r_j^*}.$$

(9)

式中: r_{id}^* 为第 i 个失效截面的重要性系数; n_{sec} 为考虑的截面总数; m 为失效截面总数数目, $m < n_{sec}$.

由此,余震引起的结构附加损伤率 ε 可定义为

$$\varepsilon = D_{sr} - D_{mr},$$

(10)

式中 D_{mr} 和 D_{sr} 分别为主震作用导致的截面损伤率和主余震作用下产生的总损伤率.

4 结构概率累积损伤评估

强余震引起的非线性损伤叠加效应对于结构失效模式以及倒塌性态的准确预测至关重要,同

样对震后加固设计也有重要的指导意义.为此,通过对地震作用下的结构损伤率进行重新定义,分析结构遭受特定主震受损后,再次经历强余震后附加的概率累积损伤,如下式所示^[2]:

$$P[D_{\text{is}} > x \mid D_{\text{m}} = y, IM = c] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(x - y) - \ln(m_{\text{R}})}{\beta_{\text{R}}}\right) \quad (11)$$

式中: x 为结构遭受强余震之后的损伤率; y 为结构遭受强度水平为 $IM = c$ (本文采用震级) 的主震之后的结构损伤率,且 $x > y$; m_{R} 为强余震作用后结构附加损伤率的中位值,也可表示为主震引起结构损伤的线性组合; β_{R} 为强余震作用所引起的结构附加损伤率的对数标准差. 概率累积损伤 P 的数值介于 0 和 1 之间,当 $P = 1$ 时,表明结构不需要修复,仍可继续使用;当 $P = 0$ 时,表明结构已经完全破坏,不适于继续承载. 前期研究发现^[15],不同截面损伤模型对结构损伤及失效模式的影响有限,因此可考虑采用常用的修正 Park - Ang 模型^[16]:

$$D = \frac{\phi_{\text{m}} - \phi_{\text{r}}}{\phi_{\text{u}} - \phi_{\text{r}}} + \beta \frac{\int dE_{\text{h}}}{M_{\text{y}} \phi_{\text{u}}} \quad (12)$$

式中: ϕ_{m} 为地震作用下构件截面最大曲率响应; ϕ_{u} 为单调静力加载下构件截面的极限曲率; ϕ_{r} 为构件截面曲率响应中可恢复部分; M_{y} 为单调加载下构件截面屈服弯矩; E_{h} 为构件截面在滞回过程中的累积滞回耗能; β 是构件截面耗能因子,具体取值见文献[17].

5 算例分析

图 1 为按照现行规范^[18-19]设计的一个钢筋混凝土平面框架结构,其抗震设防烈度为 8 度,设计地震分组第一组,混凝土等级为 C40,纵筋和箍筋分别为 HRB400 级和 HPB300 级钢筋,图 1 中

还给出了所有梁、柱截面编号.表 3 为由 CHY029、TCU076 台站获得的主余震作用于结构时,其顶点最大位移响应 X_{m} 和最大残余变形 ε_{m} , () 内数字为 ε_{m} 值,单位均为 mm.从表 3 可以看出,所有主余震序列作用下结构顶点最大位移响应 X_{m} 均小于仅主震作用下的数值;当结构在主震作用下进入弹塑性阶段时,结构出现明显的残余变形,余震有可能使之增加,也有可能使之减小.由此可见,单单从变形的角度来衡量余震的影响是不够充分的,需要结合结构构件内部损伤状态的刻画.利用 OpenSees 分析平台^[20]分别对上述两个主余震序列进行增量动力分析 (incremental dynamic analysis,英文简称 IDA)^[21],直至结构倒塌,结合文献[14]中建议的加权整体损伤模型和修正 Park-Ang 损伤模型^[16],计算得到的整体损伤演化趋势分别见图 2、3.可以观察到,强余震引起结构的附加损伤与其超越概率有关,余震导致结构的累积损伤效应在余震超越概率较小时更为显著,当强余震震级的超越概率为 50% 时,结构附加损伤值最大只有 11.5%,而当强余震的震级超越概率为 2.25% 时,结构的附加损伤最大达到了 32.4%.

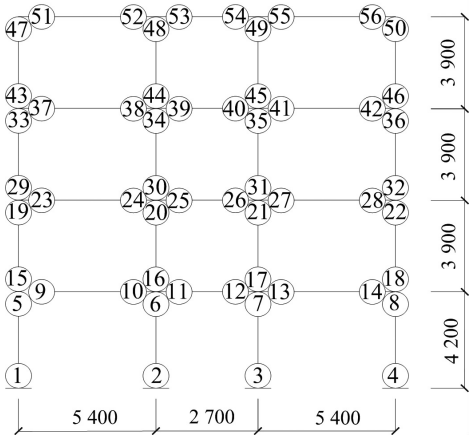


图 1 框架梁、柱截面编号 (mm)

表 3 主余震作用下结构的最大顶点位移和最大残余位移 mm

地震动峰值加速度 <i>PGA</i> /Gal	CHY029 主余震			TCU076 主余震		
	主震	强余震		主震	强余震	
		超越概率 50%	超越概率 2.28%		超越概率 50%	超越概率 2.28%
70	26.9	3.12	6.63	31.3	4.67	9.22
	(0.33)	(0.23)	(0.23)	(0.41)	(0.28)	(0.36)
200	76.4	8.12	17.1	78.8	11.1	21.4
	(1.69)	(1.17)	(1.37)	(2.72)	(1.21)	(1.36)
400	142	41.3	80.4	171	26.4	42.6
	(13.62)	(8.57)	(8.93)	(11.3)	(11.18)	(11.88)

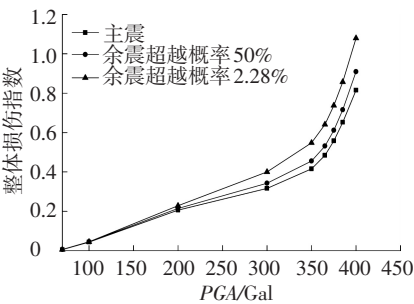


图 2 CHY029 主余震作用下结构整体损伤

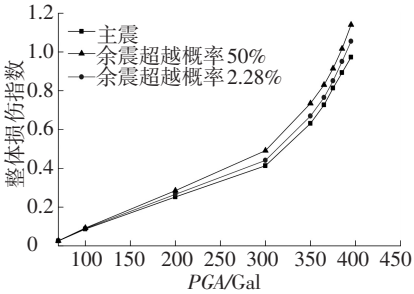


图 3 TCU076 主余震作用下结构整体损伤

图 4 中给出了主震作用前后结构自振周期以及强余震(超越概率为 2.28%)卓越周期的对比情况,可以看出,结构进入弹塑性阶段后,地震造成的累积损伤使得结构自振周期发生变化,尤其是基本振动周期随着地震动 PGA 的增大而出现显著延长.

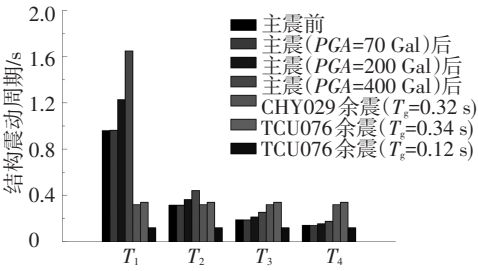


图 4 TCU076 主震及其地震动序列作用下结构自振周期

图 5 给出了 TCU076 记录的主震与具有相同超越概率、但卓越周期不同的强余震组合作用下结构整体损伤的变化情况.由于主震致损结构的第二阶自振周期与 CHY029 强余震 ($T_g = 0.32\text{ s}$) 和 TCU076 强余震 ($T_g = 0.34\text{ s}$) 的卓越周期较为接近(见图 5),两者造成的结构附加损伤差别不

大,但与 TCU076 强余震 ($T_g = 0.12\text{ s}$) 的附加损伤值相差较大,最大相差 39.2%,可见强余震的频谱特性对结构受主震作用后附加损伤的影响不容忽视.

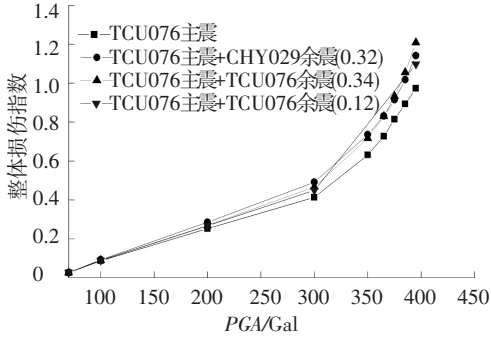


图 5 不同频谱特性的强余震作用下的结构整体损伤

图 6 和图 7 演示了结构在临界倒塌时,不同主余震序列对失效截面分布规律的影响.从失效截面的数量来看,主余震序列型地震动作用与仅主震作用相比,失效截面数量有所增加,失效路径有所改变,不过这种影响可以控制.由图 8 和图 9 所示的线性回归关系可知,结构的主震损伤率与余震附加损伤率呈现近似负相关关系,这意味着结构在主震作用下的损伤率基数越大,余震引起的附加损伤率相对值就越低,这在实际震害中也得到了证实,但这完全不意味着强余震对结构倒塌临界水平和最终倒塌性态的影响可以忽视.图 10 和图 11 分别为上述两种主余震序列地震动作用下结构遭受特定主震损伤之后,再次遭受强余震作用后不同损伤率情况下的概率累积损伤(即修复概率)评估结果.由图 10 和图 11 可知,当结构遭受主震后的损伤率较小 ($D_{mr} < 0.5$) 时,在遭受不同超越概率(图 10 和图 11 中所示 POE)的强余震作用时,其对结构造成的修复概率不同;当结构遭受主震后的损伤率较大 ($D_{mr} > 0.5$) 时,无论余震的超越概率有多大,较小余震造成的损伤就会导致结构修复概率发生较大的变化.此时,余震震级大小可以忽略,主震损伤成为结构倒塌控制因素.

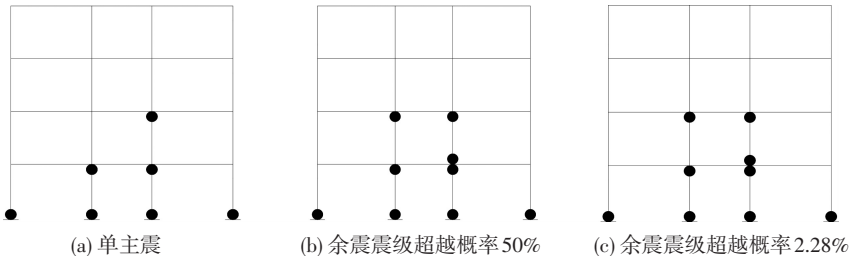


图 6 CHY029 主余震作用下结构失效截面情况

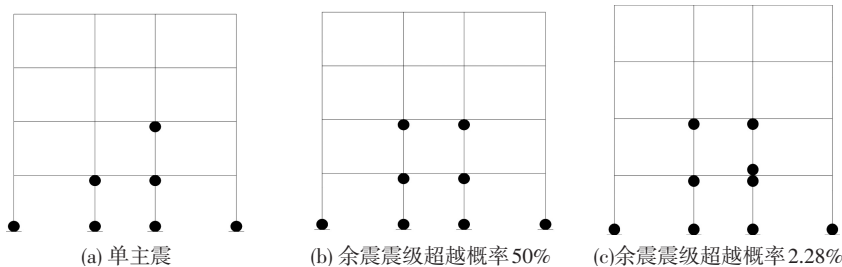


图 7 TCU076 主余震作用下结构失效截面情况

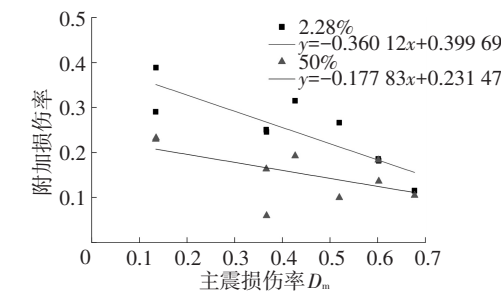


图 8 CHY029 主余震作用下结构损伤率

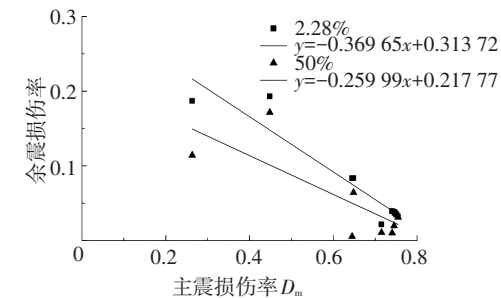


图 9 TCU076 主余震作用下结构损伤率

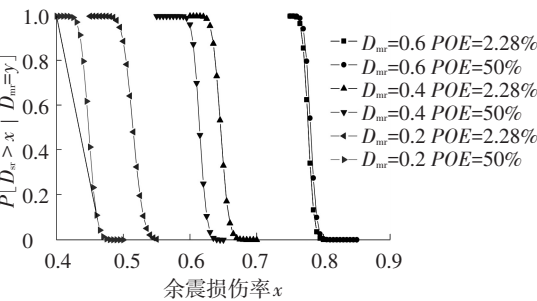


图 10 CHY029 主余震作用下结构的损伤评估

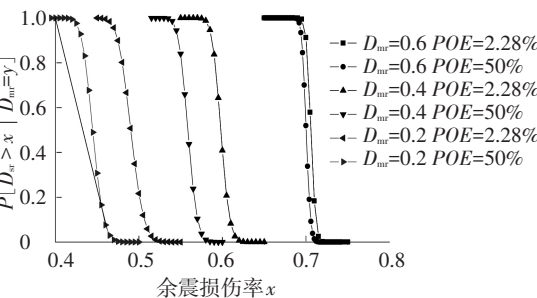


图 11 TCU076 主余震作用下结构的损伤评估

6 结 论

采用 NGA 地震动衰减关系并结合截面损伤

率的定义,研究了算例结构在主余震序列作用下其位移响应、失效路径以及整体损伤演化等方面的影响规律,研究工作取得了如下认识:

1)从失效截面的数量来看,主余震序列型地震动作用与仅主震作用相比,失效截面数量有所增加,失效路径有所扩展但整体可控,强余震对失效路径的影响有限。

2)强余震引起结构的附加损伤与其超越概率有关,强余震导致结构的累积损伤效应在余震超越概率较小时更为显著.结构的主震损伤率与余震附加损伤率呈现近似负相关关系,即结构在主震作用下的损伤率基数越大,余震引起的附加损伤率相对值就越低,但并不意味着余震的影响对结构倒塌临界水平和最终的倒塌状态的影响可以忽略。

3)当结构遭受主震后的损伤率较小时,在遭受不同超越概率的强余震作用时,其对结构造成的修复概率不同;当结构遭受主震后的损伤率较大时,即便较小的余震造成的损伤也会导致结构修复概率发生较大的变化.此时,余震震级大小可以忽略,主震损伤成为结构倒塌控制因素。

4)当余震的卓越周期与主震下受损结构的自振周期相近时,存在的类共振现象可加重结构的附加损伤,这与文献[6]的认识基本相同。

文中仅仅关注了混凝土框架以及主震与强余震单一组合的情况,没有考虑更为复杂的结构形式,也忽视了实际震害中强烈前震对结构上述动力性能的影响,这些需要在将来的研究工作中注意。

参考文献

[1] 吴波, 欧进萍. 钢筋砼结构在主余震作用下的反应与损伤分析[J]. 建筑结构学报, 1993, 14(5): 45-53.
[2] LI Q, ELLINGWOOD B R. Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock earthquake sequences [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36 (1): 405-427.

- [3] AMADIO C, FRAGIACOMO M, RAJGELJ S. The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2003, 32 (2): 291-308.
- [4] 马安东, 于德湖, 张杰等. 偏心配筋砌体结构主余震地震反应初步分析[C]//第四届全国防震减灾工程学术研讨会会议论文集. 福州: 福州大学, 中国建筑工业出版社, 2009: 266-271.
- [5] LEE K, FOUTCH D A. Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2004, 130(4): 588-599.
- [6] JORGE R G, JUAN C. MANRIQUEZ E. Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences [J]. *Engineering Structures*, Elsevier, 2011, 33: 621-634.
- [7] 温卫平. 基于主余震序列型地震动的损伤谱研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2011.
- [8] JONE D C A L M. Prediction probabilities from foreshocks [J]. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 1991, 96(B7): 11959-11971.
- [9] 吴开统, 李文喜. 强余震的灾害评估[J]. *中国地震*, 1995, 11(4): 368-373.
- [10] YEO G L, CORNELL A. Stochastic characterization and decision bases under time-dependent aftershock risk in performance based earthquake engineering [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2005.
- [11] 吴波, 欧进萍. 主震与余震的震级统计关系及其地震动模型参数[J]. *地震工程与工程振动*, 1993, 13(3): 28-35.
- [12] BOORE D M, ATKINSON G M. Boore-Atkinson NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2007.
- [13] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER Strong Motion Database [EB/OL]. University of California, Berkeley. (2011-11-08). http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database.
- [14] 欧进萍, 牛荻涛, 王光远. 非线性钢筋混凝土抗震结构的损失估计与优化设计[J]. *土木工程学报*, 1993, 26(5): 5-7.
- [15] 何政, 刘耀龙. 地震动与损伤模型对结构失效影响的统计分析[J]. *沈阳工业大学学报*, 2013, 35(5): 580-586.
- [16] KUNNATH S K, REINHORN A M, ABEL J F. A computational tool for seismic performance of reinforced concrete buildings [J]. *Computers and Structures*, Elsevier, 1992, 41(1): 157-173.
- [17] PARK Y J, ANG A H-S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1985, 111(4): 722-739.
- [18] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [19] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [20] Pacific Earthquake Engineering Research Center. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) [EB/OL]. University of California, Berkeley. (2012-05-10). <http://opensees.berkeley.edu>.
- [21] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 491-514.

(编辑 赵丽莹)