

主余震序列作用下基础隔震结构地震损伤研究*

刘洁亚¹, 黄小宁^{1,2}, 王宁^{1,2}, 杜永峰³, 张丹^{1,2}

(1. 青海大学土木工程学院 西宁, 810016)

(2. 青海省建筑节能材料与工程安全重点实验室 西宁, 810016)

(3. 兰州理工大学防震减灾研究所 兰州, 730050)

摘要 为了定量评估余震对基础隔震结构造成的损伤,采用损伤指数作为性能指标评估主余震序列作用下基础隔震结构的抗震性能。基于速度反应谱可以反映结构由外力作用产生的最大能量,提出一种基于力与能量双匹配的主余震序列型构造方法,将此构造方法构造出的人工主余震序列作为激励,对基础隔震结构进行弹塑性时程分析,并以地震损伤指数作为指标评估该结构的抗震性能。研究表明:基于力与能量双匹配的人工主余震序列构造方法可以有效模拟真实主余震序列地震动;对比分析基础隔震框架模型各工况下的损伤指数,发现随着余震峰值加速度的增加,上部结构损伤指数增长超过 20%,下部隔震层损伤指数增长超过 15%。余震的产生使损伤指数明显增大,结构发生严重破坏。

关键词 主余震序列; 基础隔震结构; 速度反应谱; 损伤指数; 弹塑性时程分析

中图分类号 TU375.4; P315.3⁺1

引言

据调查地震资料显示,强震发生后产生强余震的概率很高。例如:1999 年 Chi-Chi 地震,其矩震级为 7.6 级,6.0 级以上余震达 3 次^[1];2008 年汶川地震,矩震级为 8.0 级,6.0 级以上余震达 5 次^[2];2011 年 Tohoku 地震,矩震级为 9.0 级,7.0 级以上余震达 3 次^[3]。

强余震的发生使本身经历强震作用已明显破坏的结构,在主体结构损伤基础上发生二次破坏,加大结构破坏概率^[4]。然而,建筑结构抗震规范的规定只关注主震作用下结构的安全性,没有考虑余震对建筑结构所造成的附加损伤,且建筑结构在经历强震作用后会进入塑性状态,短时间内产生的余震会使结构抗震能力无法抵抗地震作用,引起严重的经济损失和人员伤亡情况。为了更好地评估结构在主余震序列作用下的抗震性能,国内外学者针对主余震序列构造方法开展了一系列研究。Amadio 等^[5]采用重复主震的方法构造主余震序列,对单自由度体系在构造主余震序列作用下的抗震性能进行了研究。温卫平^[6]根据提出的预测地震动公式计算出不同断层距和场地的峰值地面加速度值(peak ground acceleration,简称 PGA),对 PGA 调幅至公式所计算的 PGA 值,进行组合形成主余震序列。何政等^[7]采

用地震动衰减公式对现有真实地震动进行调幅来构造主余震序列型地震动。Li 等^[8]基于地震发生的随机性,采用蒙特卡洛方法计算出余震震级的概率分布,挑选出最大余震震级来构造主余震序列。以上学者对构造主余震序列方法的研究可以归类于 3 种方法:重复法,衰减法,随机法。于晓辉等^[9]研究表明,采用重复法、随机法构造出的人工主余震序列其余震 PGA 高于实际余震 PGA,会高估余震对结构造成的破坏;然而,采用衰减法构造出的人工主余震序列其余震 PGA 低于实际余震 PGA,会低估余震对结构造成的破坏。籍多发^[10]在充分考虑各种影响因素后提出一种基于谱加速度放大系数的主余震序列构造方法,此构造方法以主余震加速度反应谱拟合程度为主要参考依据,并没有考虑构造主余震序列与真实主余震序列地震动速度反应谱之间的拟合程度。速度反应谱可以理解为是一种功率谱,功率谱能够反映地面运动能量和频率信息^[11]。当构造主余震序列与真实主余震序列地震动仅满足加速度反应谱频谱特性要求,不满足速度反应谱频谱特性要求时,是无法得出构造人工主震序列可以真实反映实际主余震序列的结论。

本研究内容以基于谱加速度放大系数构造主余震序列^[10]作为初选条件,筛选出拟合程度高的加速

* 青海省自然科学基金青年基金资助项目(2018-ZJ-938Q);青海省创新平台建设专项资助项目(2018-ZJ-T01)

收稿日期:2021-01-29;修回日期:2021-04-01

度反应谱;在挑选出的地震动中,对其速度反应谱的拟合程度进行研究,提出一种力与能量双匹配的主余震构造方法。为验证该方法的正确性,利用该方法构造 20 条主余震序列地震动,将 20 条主余震序列地震动作为激励,对某 7 层基础隔震结构进行弹性时程分析,采用 Park-Ang 损伤指数计算模型结构的损伤指数,并将损伤指数作为性能指标评价结构的抗震性能。

1 主余震序列型地震动的构造方法

1.1 主余震序列构造方法步骤

考虑到速度反应谱能够反映结构由外力作用产生的最大能量和频率的信息,笔者提出一种力与能量双匹配的主余震构造方法,详细步骤如下。

1) 确定余震震级^[12],得到不同余震的 PGA 值。

2) 从太平洋地震工程研究中心(PEER)数据库中选取地震动,所选地震动记录的场地条件要求一致,与余震谱加速度放大系数拟合公式 $\gamma_\beta(T)^{[10]}$ 进行对比,将对比后误差较小的地震动挑选出来,表征误差的计算公式为

$$E = \sum \frac{\gamma(T) - \gamma_\beta(T)}{\gamma_\beta(T)} \quad (1)$$

其中: $\gamma(T)$ 为任意地震的反应谱与峰值加速度的比值; $\gamma_\beta(T)$ 为给定的 γ 衰减关系; E 为误差。

$$\ln(\gamma_\beta) = b_1 + b_2 M_{as} + (b_3 + b_4 M_{as}) \ln(D_{as} + M_{as}/D_{as})^{b_5} + b_6 \ln(V_{S30}) + \epsilon \quad (2)$$

3) 计算步骤 2 中选出的余震地震动 $\gamma(T)$ 与其主震的 $\gamma(T)$ 的比值,与余震与主震谱加速度放大系数拟合公式 $\nabla\gamma_\beta(T)^{[10]}$ 进行对比,将对比后误差较小的地震动挑选出来作为候选余震。表征误差的计算公式为

$$E = \sum \frac{\nabla\gamma(T) - \nabla\gamma_\beta(T)}{\nabla\gamma_\beta(T)} \quad (3)$$

其中: $\nabla\gamma(T)$ 为备选余震库中地震动 $\gamma(T)$ 与其主震的 $\gamma(T)$ 的比值; $\nabla\gamma_\beta(T)$ 为给定的 γ 衰减关系; E 为误差。

$$\ln(\nabla\gamma_\beta) = b_1 M_{ms} + b_2 \nabla M + b_3 \ln(\nabla D + (\nabla M/D_{as})^{b_4}) + b_5 \ln(760/V_{S30}) + \epsilon \quad (4)$$

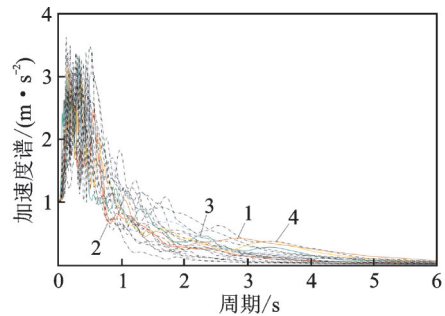
其中: M_{ms} 为主震的震级; M_{as} 为余震的震级; D_{ms} 为主震的断层距; D_{as} 为余震的断层距; V_{S30} 为平均剪切波速; $b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6$ 及 ϵ 的取值参照文献[10]公式中参数值进行赋值。

4) 将步骤 3 计算得出的加速度反应谱匹配程度较高的地震动挑选出来,对其速度反应谱以峰值地

面速度(peak ground velocity,简称 PGV)为标准进行归一化处理^[13],将拟合度高的余震作为目标余震,与主震相连,形成主余震序列。

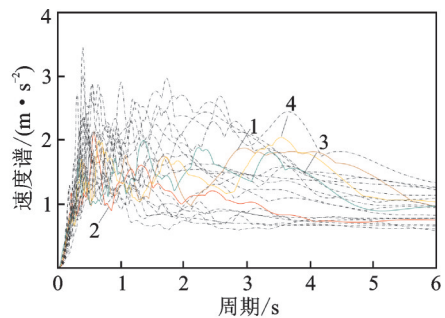
1.2 主余震序列地震动的构造

为验证笔者所提出的构造方法的合理性,以中国台湾 Chi-Chi 主余震地震动为例进行对比分析(Chi-Chi 地震动主震震级为 7.62,PGA 为 0.173g;余震震级为 6.20,PGA 为 0.065g),将挑选出的不同余震地震动参数代入式(2)、式(4)进行计算,将计算得出的匹配程度较高的地震动挑选出来与实际 Chi-Chi 地震动数据进行对比。图 1 所示为挑选出误差较小的 20 条余震地震动的加速度反应谱。图 2 为 20 条余震地震动对应的速度反应谱。从图 1、图 2 中可以看出,匹配度高的加速度反应谱对应的速度反应谱不一定能较好地反映真实速度反应谱特性。



1-真实余震; 2, 3, 4-匹配度误差较小的余震地震动
图 1 余震加速度反应谱

Fig.1 Acceleration response spectrum of aftershock



1-真实余震; 2, 3, 4-匹配度误差较小的余震地震动
图 2 余震速度反应谱

Fig.2 Velocity response spectrum of aftershock

为更好地反映速度反应谱的频谱特性,使不同地震动记录的速度反应谱最大值具有可比性,将匹配度误差小的 3 条余震与真实余震地震动的速度反应谱以 PGV 为标准做归一化处理^[13],如图 3 所示。从图 3 中可以看出,编号 4 地震动速度反应谱与真实余震速度谱拟合度较接近,且大部分数值包络了平均值(编

号5),有效反映了真实余震速度反应谱的特点。

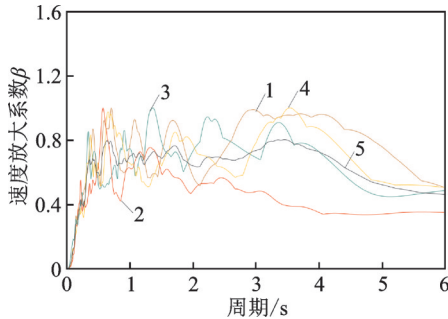


图3 标准化余震速度反应谱

Fig.3 Normalization velocity response spectrum of aftershock

将编号4余震地震动作为目标余震与主震相连,形成主余震序列。此方法构造出的余震与实际余震地震动的场地条件和PGV大小相同,与实际余震加速度反应谱的衰减关系 γ 拟合程度高,与目标余震的震级差别不是特别明显,说明基于力与能量双匹配的主余震构造方法所构造出的主余震序列地震动可以有效模拟真实主余震序列地震动。在进行基础隔震结构非线性分析时,将构造的主余震序列型地震动作为激励进行输入。其中,主余震记录之间加入30s的时间间隔,使受主震影响发生惯性震动的主体结构经过一定时间的能量耗散,结构恢复到新的平衡状态^[9]。如图4所示。

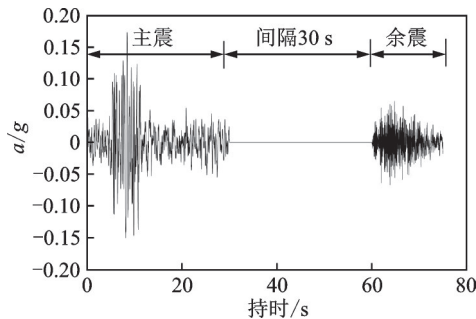


图4 主余震序列的构造

Fig.4 Construction of main shock-aftershock sequence

2 基础隔震框架结构地震损伤模型

2.1 上部结构损伤模型

由于基础隔震结构的上部框架结构和下部隔震层结构材料属性不相同^[14],将上部结构与隔震层分别作为整体,分析其在地震作用下的损伤特性。为合理描述上部结构在主余震序列作用下的损伤状态,选择Park等^[15]提出的变形能力与耗能能力双参数地震损伤模型,损伤计算公式为

$$D_i = D_{bi} + D_{hi} \quad (5)$$

$$D_{bi} = \delta_m / \delta_u \quad (6)$$

$$D_{hi} = \beta \int d\epsilon / F_y \delta_u \quad (7)$$

其中: D_i 为构件*i*的损伤指数; D_{bi} 为构件*i*由变形引起的损伤指数; D_{hi} 为构件*i*由耗能引起的损伤指数; δ_m 为地震作用下构件的最大位移; δ_u 为单调荷载作用下构件的极限位移; F_y 为构件的屈服强度; $\int d\epsilon$ 为构件总的滞回耗能; β 为耗能因子。

β 计算公式为

$$\beta = (-0.447 + 0.073\lambda + 0.24\lambda_N + 0.314\rho)0.7P_w \quad (8)$$

其中: λ 为剪跨比,当 $\lambda < 1.7$ 时,取 $\lambda = 1.7$; λ_N 为轴压比,当 $\lambda_N < 0.2$ 时,取 $\lambda_N = 0.2$; ρ 为纵筋配筋率; ρ_w 为体积配箍率,当 $\rho_w > 2\%$ 时取 $\rho_w = 2\%$; β 一般取值范围为0~0.85,本研究中 β 取为0.15。

2.2 隔震层损伤模型

Park等^[15]提出的基于变形和耗能的构件损伤模型适用于抗震结构和隔震结构上部结构构件,但对于隔震结构下部隔震层,此模型无法反映隔震支座的拉压、剪切特性所带来的损伤影响。杜东升等^[16]结合隔震层拉、压特性,弹塑性变形和累积滞回耗能,提出了隔震层的损伤模型,损伤计算公式为

$$D_{is} = \max\left(\frac{r_i}{R_i}\right) + \frac{\beta^-}{Q_d \delta_d} \sum E_d + \beta^+ \frac{\max(\sigma_i)}{\sigma_u} \quad (9)$$

其中: r_i 为隔震支座在地震作用下的剪切变形; R_i 为隔震支座的极限剪切变形; Q_d 为隔震支座的屈服强度; δ_d 为隔震支座的极限位移; $\sum E_d$ 为隔震支座累积滞回耗能; β^- 为隔震支座耗能因子,本研究取0.01; β^+ 为隔震支座拉、压损伤因子; σ_i 为隔震支座拉、压应力; σ_u 为隔震支座拉、压应力限值。

3 算例分析

3.1 模型的建立

笔者以7层基础隔震钢筋混凝土框架结构为例。层高为3.6m,抗震设防烈度为8度,场地类别为II类,设计地震分组为第2组,场地特征周期为0.4s,受力筋采用HRB400级钢筋,混凝土等级为C30。柱截面尺寸为0.6m×0.6m,梁截面尺寸为0.3m×0.5m,隔震层顶部支墩截面尺寸为0.8m×0.8m,隔震层梁截面尺寸为0.4m×0.6m,结构平面布置如图5所示。内部配筋为柱纵筋12 Φ 20,箍筋 Φ 10@100/200,梁顶部纵筋2 Φ 14,底部纵筋4 Φ 18,箍筋 Φ 10@100/200。橡胶支座选用LRB600,参数如表1所示。

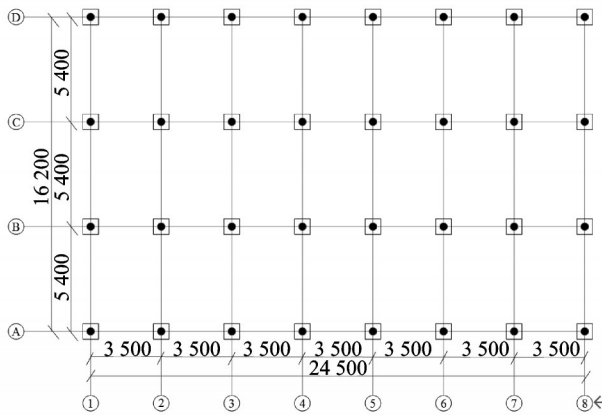


图 5 结构平面图(单位:mm)
Fig.5 Plan layout of structure(unit:mm)

笔者采用 PERFORM-3D 软件进行弹塑性时程分析,对基础隔震钢筋混凝土框架结构模型进行参数定义。其中:混凝土损伤塑性模型参数根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[17]采用双线模型,不考虑强度损失,弹性模量为 0.3×10^5 MPa,泊松比为 0.2,极限应变为 0.02 mm;钢筋选用三折线模型,不考虑强度损失,弹性模量为 0.2×10^6 MPa,极限应变为 0.075 mm;橡胶本构采用二折线模型,考虑支座各个方向的影响,为剪切性能与轴向拉压性能赋予数值,轴向受拉刚度为 1.07×10^3 N/mm,轴向受压刚度为 2.312×10^3 N/mm,框架梁和框架柱均采用纤维截面进行模拟。

表 1 橡胶隔震支座参数

Tab.1 Parameters of rubber isolation bearing

隔震支座尺寸	数值	隔震支座力学性能	数值
有效直径/mm	600	等效阻尼比/%	30.9
产品外径/mm	620	屈服前刚度/(kN·m ⁻¹)	9 262
铅芯直径/mm	120	屈服后刚度/(kN·m ⁻¹)	1 205
橡胶总厚度/mm	120	屈服力/kN	90.4
支座总高度/mm	206	极限变形/%	350

3.2 加载工况设计

根据《中国地震动参数区划图》第 6.2 条,多遇地震的 PGA 宜按不低于设防 PGA 的 1/3 倍确定,罕遇地震的 PGA 宜按设防 PGA 的 1.6 倍~2.3 倍确定,极罕遇地震的 PGA 宜按设防 PGA 的 2.7 倍~3.2 倍确定^[18]。笔者选择 1.2 节所挑选出来的 20 条地震动作为激励,对基础隔震结构进行弹塑性时程分析。20 条地震动加载工况相同,以 Chi-Chi 地震动为例,对其 PGA 幅值比例调整进行说明,使其分别相当于多遇(小震)、设防(中震)、罕遇(大震)和极罕遇(巨震)地震作用,加载工况如表 2 所示。

表 2 加载工况

Tab.2 Loading condition

工况	数值	峰值加速度/g	地震类型
1	0.2g	0.2	中震
2	0.4g	0.4	大震
3	0.6g	0.6	巨震
4	0.4g+0.1g	0.4	大震+小震
5	0.4g+0.4g	0.4	大震+大震
6	0.6g+0.1g	0.6	巨震+小震
7	0.6g+0.4g	0.6	巨震+大震

3.3 结构模型验证

应用 PKPM 软件来验证该非线性模型的正确性。在 PKPM 软件中建立 7 层基础隔震框架结构模型,如图 6 所示。

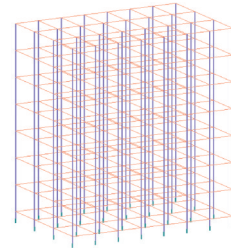


图 6 PKPM 结构模型

Fig.6 Model of PKPM structure

通过对比 PERFORM-3D 软件与 PKPM 软件各自计算得到的结构前 3 阶自振周期和质量来验证模型的正确性,计算结果如表 3 所示。对比分析两个软件的计算结果可以看出,两个软件计算得出的自振周期和质量之间误差较小,说明本研究建立的基础隔震框架结构模型是合理的。

表 3 自振周期和质量

Tab.3 Natural cycles and mass

参数	PERFORM-3D	PKPM	误差/%
周期 T_1 /s	2.333	2.154	7.67
周期 T_2 /s	2.305	2.109	8.50
周期 T_3 /s	2.286	1.991	12.90
总质量/t	5 252.1	5 143.6	2.07

3.4 损伤指数对比

由 PERFORM-3D 非线性有限元软件建立基础隔震框架结构实体模型,根据 Park 等^[15]提出的构件损伤模型和杜东升等^[16]提出的隔震层损伤模型,分别计算主震与主余震序列地震动作用下上部结构构件和隔震层的损伤指数,计算结果取平均值后绘制于

图7和图8,并对工况2,3(仅主震)与工况4,5,6,7(主余震序列地震动)作用下结构的损伤指数进行对比。

由计算结果可知,仅在PGA为0.4g的单独主震地震动作用下,上部结构损伤指数均值为0.137,隔震层损伤指数均值为0.380。在主余震序列分别为主震0.4g+余震0.1g、主震0.4g+余震0.4g地震动作用下,上部结构的损伤指数均值为0.153和0.181,损伤指数分别增大8.2%和20.3%,隔震层的损伤指数均值为0.395和0.453,损伤指数分别增大4.0%和14.8%。由此说明,当结构经历主余震序列地震动作用时,结构的损伤大于仅单独主震对结构的损伤影响;在两次相同罕遇地震的主余震序列组合作用下,结构损伤明显大于罕遇地震与多遇地震主余震序列组合作用下的损伤。仅在PGA为0.6g的单独主震地震动作用下,上部结构损伤指数均值为0.294,隔震层损伤指数均值为0.555。在主余震序列分别为主震0.6g+余震0.1g、主震0.6g+余震0.4g地震动作用下,上部结构的损伤指数均值为0.316和0.365,损伤指数分别增大5.7%和19.7%,隔震层的损伤指数均值为0.596和0.659,损伤指数分别增大6.8%和15.4%。由此说明,在主余震序列地震动作用下,当结构经历主震的PGA增大时,结构损伤指数会明显增加,在极罕遇地震与罕遇地震的主余震序列组合作用下结构的损伤明显大于罕遇地震与罕遇地震主余震序列组合作用下的损伤。从图7、图8中可以看出,当经历的余震PGA较小时,其损伤也有增加,且隔震层的损伤指数明显大于上部结构损伤指数。由此说明,在余震地震动作用较小时,结构大部分耗能由下部隔震层承担,隔震层充分发挥了其优良的耗能能力。

综合考虑变形和耗能对结构的影响,基础隔震结构上部结构的损伤程度以最大楼层损伤指数 D_{max} 来评估。根据文献[15]损伤模型,笔者采用文献[19]给出的上部结构损伤状态与损伤指数的关系,将损伤指数大于0.9定义为上部结构进入倒塌状态。对于下部隔震层的损伤程度依据我国现行《建筑抗震设计规范》^[20],以隔震层最大位移 D_m ^[21] 进行评估。采用文献[19]给出的下部隔震支座损伤状态与位移的关系,将位移大于330 mm定义为下部隔震层进入倒塌状态。模型在各地震工况下隔震层发生的最大位移如图9所示。

由计算结果可知,本研究建立的7层基础隔震结构在0.4g单独主震作用下,下部隔震层位移均值为118.86 mm,处于基本完好状态;在经历0.1g余震

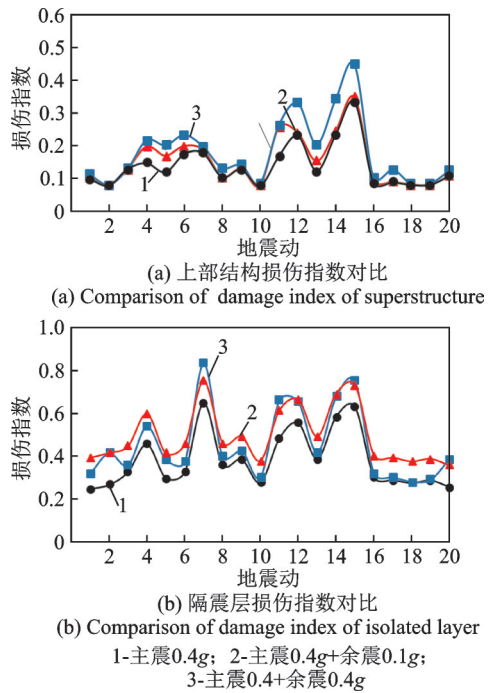


图7 主震PGA为0.4g的损伤指数对比
Fig.7 Damage index comparison of the main shock
PGA is 0.4g

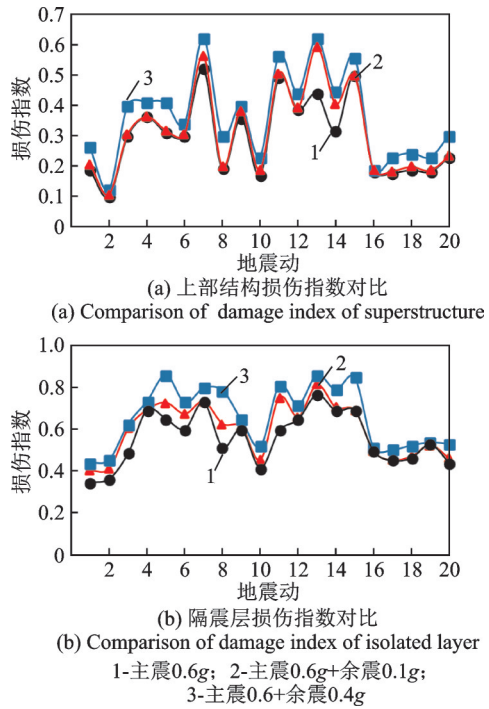


图8 主震PGA为0.6g的损伤指数对比
Fig.8 Damage index comparison of the main shock
PGA is 0.6g

作用后,下部隔震层位移均值为117.95 mm,处于基本完好状态;但在经历0.4g余震作用后,下部隔震层位移均值为121.01 mm,处于轻微破坏状态。在0.6g单独主震作用下,下部隔震层位移均值为

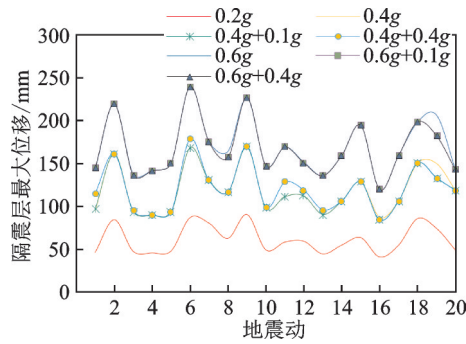


图9 不同地震工况下隔震层的最大位移

Fig.9 Maximum displacement of isolated layer under different seismic conditions

169.07 mm,处于轻微破坏状态;在经历0.1g余震作用后,下部隔震层位移均值为167.52 mm;在经历0.4g余震作用后,下部隔震层位移均值仍为167.52 mm,处于轻微破坏状态。通过对比不同地震工况下隔震层的最大位移发现,主震一定时,随着余震地震动峰值的增加,隔震层的最大位移增大不明显,甚至略有减小,说明随着余震地震动峰值的增加,隔震支座充分发挥了其耗能作用。根据我国抗震规范^[20]规定的弹性层间位移角和弹塑性层间位移角限值,采用文献[22]给出的上部结构损伤状态与层间位移角的关系,将层间位移角大于5.0%定义为结构进入倒塌状态。模型在各地震工况下上部结构发生的最大层间位移角如图10所示。

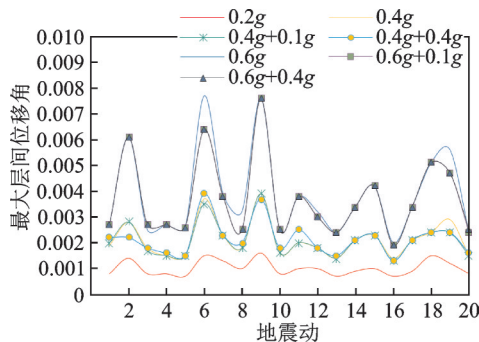


图10 不同地震工况下上部结构最大层间位移角

Fig.10 Maximum interlayer displacement angle of superstructure different seismic conditions

将隔震层极限位移 D_u 减去地震作用下隔震层最大位移 D_m 的差量与地震作用下隔震层最大位移 D_m 的比值称为隔震层的安全余量 $(D_u - D_m) / D_m$ 。在设防地震作用下,下部隔震层最大位移均值为61.547 mm,安全余量为436%,上部结构最大层间位移角为0.001,小于抗震规范规定的弹性位移角限值1/550,上部结构处于弹性状态;与设防地震相比,在罕遇地震作用下,下部隔震层最大位移均值为118.86 mm,安全余量为178%,上部结构最大层间

位移角为0.002 1,结构产生轻微的塑性损伤;分别经历0.1g和0.4g余震作用后,上部结构最大层间位移角仍为0.002 1,下部隔震层安全余量下降至173%。在极罕遇地震作用下,下部隔震层最大位移均值为169.07 mm,安全余量为95%,上部结构最大层间位移角为0.003 9;分别经历0.1g和0.4g余震作用后,上部结构最大层间位移角下降为0.003 7,下部隔震层最大位移下降为167.52 mm,但隔震层的损伤指数一直随着主震、余震强度的增加而增加,说明隔震支座充分发挥了其耗能作用。

4 结 论

1) 采用力与能量双匹配构造方法构造的人工主余震序列地震动,其加速度反应谱和速度反应谱的拟合程度皆与真实主余震序列地震动相似。

2) 基础隔震框架模型在8度罕遇、极罕遇地震作用后,分别经历PGA为0.1g的余震作用,上部结构损伤指数分别增加8.2%和5.7%,隔震层损伤指数分别增加4.0%和6.8%;分别经历PGA为0.4g的余震作用后,上部结构损伤指数分别增加20.3%和19.7%,隔震层损伤指数分别增加14.8%和15.4%。基础隔震框架模型相比于在单独主震作用下,在经历主余震序列地震动作用后,结构发生明显损伤,并且随着余震强度的增加,损伤越来越严重。

3) 在主余震序列分别为主震0.4g+余震0.1g、主震0.6g+余震0.1g的地震动作用下,随着主震PGA的增加,上部结构损伤指数增加51.58%,隔震层损伤指数增加33.72%;在主余震序列分别为主震0.4g+余震0.4g、主震0.6g+余震0.4g地震动作用下,随着主震PGA的增加,上部结构损伤指数增加50.41%,隔震层损伤指数增加31.26%。由此说明,当经历的余震作用相同时,随着结构经历主震的PGA增大,结构损伤指数明显增加,结构发生明显损伤,并且随着主震强度的增加,损伤加剧。

4) 损伤指数反映了结构的变形能力和耗能能力。基础隔震结构在各地震工况作用下,上部结构和下部隔震层的损伤指数均值皆随着主震、余震地震动峰值的增加而有所增加。当主震一定时,随着余震地震动峰值的增加,下部隔震层的最大位移和上部结构最大层间位移角增加不明显,说明随着余震地震动峰值的增加,隔震层的耗能能力大于其变形能力,隔震支座充分发挥了其耗能作用。

参 考 文 献

[1] WANG G Q, BOORE D M, IGEL H, et al.

- Comparisons of ground motions from five aftershocks of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake with empirical predictions largely based on data from California [J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2004, 94(6): 2198-2212.
- [2] 董丞妍, 罗明良, 吕小莉, 等. 汶川及芦山地震余震分布的空间尺度效应[J]. *地震学报*, 2015, 37(1): 113-124.
DONG Chengyan, LUO Mingliang, CHANG Xiaoli, et al. Spatial location behavior of aftershocks of Wenchuan and Lushan earthquakes[J]. *Journal of Seismology*, 2015, 37(1): 113-124. (in Chinese)
- [3] HIROSE F, MIYAOKA K, HAYASHIMOTO N, et al. Outline of the 2011 off the pacific coast of tohoku earthquake-seismicity foreshocks, main shock, aftershock, and induced activity [J]. *Earth Planets Space*, 2011, 63(7): 513-518.
- [4] 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):47-53,114.
YU Xiaohui, LÜ Dagang, XIAO Han. Incremental damage spectra of main shock-aftershock sequence-type ground motions [J]. *Engineering Mechanics*, 2017, 34(3):47-53,114. (in Chinese)
- [5] 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, 32:291-308.
- [6] 温伟平. 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.
- [7] 何政, 刘耀龙. 考虑NGA地震动衰减关系的主余震概率损伤分析[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2014, 46(6): 86-92.
HE Zheng, LIU Yaolong. Probabilistic damage analysis of main shock-aftershock with the consideration of next generation attenuation relationship [J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2014, 46(6): 86-92. (in Chinese)
- [8] LI Q, ELLINGWOOD B R. Performance evaluation and damage assessment of steel frame building under main shock-aftershock earthquake sequences [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2007, 36(3):405-427.
- [9] 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):121-130.
YU Xiaohui, QIAO Yumeng, DAI Kuangyu, et al. Incremental damage analysis of nonlinear single-degree-freedom systems subjected to main shock-aftershock earthquake sequences[J]. *Engineering Mechanics*, 2019, 36(3):121-130. (in Chinese)
- [10] 籍多发. 主余震地震动特征及结构地震反应分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2018.
- [11] 钟晓璐. 基于MATLAB的地震波动力特性分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2010.
- [12] 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]. *地震工程与工程震动*, 1993, 13(3): 28-35.
WU Bo, OU Jinping. Statistical relationship between magnitude of main shock and aftershock and parameters of ground motion model [J]. *Earthquake Engineering and Engineering*, 1993, 13(3):28-35. (in Chinese)
- [13] 黄杰. 考虑竖向及脉冲效应的近断层地震动作用下风力发电结构动力响应及破坏模式分析[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2019.
- [14] 黄小宁. 框-剪隔震结构抗扭设计及双随机地震倒塌可靠度研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2017.
- [15] PARK Y J, ANG A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1985, 111(4): 722-739.
- [16] 杜东升, 王曙光, 刘伟庆. 隔震结构损伤性能与可靠度研究[J]. *振动与冲击*, 2016, 35(1):222-227.
DU Dongsheng, WANG Shuguang, LIU Weiqing. Reliability-based damage performance of base-isolated structures [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2016, 35(1): 222-227. (in Chinese)
- [17] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [18] 袁辉辉, 吴庆雄, 陈宝春. 平缀管式钢筋混凝土格构柱拟动力试验研究[J]. *工程力学*, 2019, 36(7): 67-78.
YUAN Huihui, WU Qingxiong, CHEN Baochun. Pseudo-dynamic test of CFST lattice columns with flat lacing tubes [J]. *Engineering Mechanics*, 2019, 36(7): 67-78. (in Chinese)
- [19] 丁雅杰. 考虑地基不均匀沉降的基础隔震结构损伤分析[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2017.
- [20] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].
- [21] 刘娟. 高层隔震建筑基于性态的抗震设防及地震易损性分析[D]. 广州: 广州大学, 2014.
- [22] WEN Y K, KANG Y J. Minimum building life-cycle cost design criteria, I methodology and II applications [J]. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(3): 28-33.



第一作者简介:刘洁亚,女,1994年8月生,硕士生。主要研究方向为建筑结构抗震。

E-mail:liu13997225623@163.com

通信作者简介:黄小宁,女,1988年3月生,博士、副教授。主要研究方向为结构减震与抗震性能评估。

E-mail:hxiaoning@163.com。