文章编号:1007 - 6069(2021)04 - 0109 - 13

损失分布和非结构损失对房屋建筑地易损性的影响

李文俊[1,2],曲　哲[1,2],孙海林[3],熊政辉[1,4]

(1. 中国地震局工程力学研究所,黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 中国地震局地震工程与工程振动重点试验室,河北 三河 065201;
3. 中国建筑设计研究院有限公司,北京 100044; 4. 中国再保险(集团)股份有限公司博士后工作站,北京 100033)

摘　要:房屋建筑的地震易损性是地震损失评估和地震巨灾风险模型的基础。作为房屋建筑的重要组成部分,各类非结构构件的损失在现有的易损性模型中并未得到足够重视。本文以一栋典型钢筋混凝土框架结构教学楼为对象,通过将房屋建筑中的各类构件划分为具有不同地震损伤特性和损失后果的易损性组,考察建筑内的损失分布和非结构损失对房屋建筑地震易损性的影响。分析结果表明:由于许多非结构构件在中小地震作用下即可能发生较严重的破坏,房屋建筑在中小地震下的易损性主要受非结构损失控制;随着地震动强度等级的不断提高,结构损伤渐趋严重,结构损失对整体建筑易损性的影响不断增大;在结构进入震后不可修状态之前,建筑不同楼层的损失分布是评估建筑地震损失时不可忽略的因素。

关键词:非结构构件;地震易脆性;地震易损性;直接经济损失;可修性;成本分解;学校建筑
中图分类号:TU399　　**文献标识码**:A

Influence of loss distribution and non-structural loss on the seismic vulnerability of buildings

LI Wenjun[1,2], QU Zhe[1,2], SUN Hailin[3], XIONG Zhenghui[1,4]

(1. Institute of Mechanical Engineering, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. KeyLaboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Sanhe 065201, China;
3. China Architecture Design & Research Group, Beijing 100044, China; 4. Postdoctoral Workstation of China Reinsurance (Group) Corporation, Beijing 100033, China)

Abstract: Seismic vulnerability of buildings provides basis for the assessment of seismic losses and earthquake catastrophe risk. While the nonstructural components constitute an important part of modern buildings, their seismic losses have not received enough attention in the seismic vulnerability analysis of buildings. For an example school building of reinforced concrete frame structure, we conduct a refined vulnerability analysis in which the components in a building are classified into multiple vulnerability groups by their seismic fragilities and loss consequences to investigate the influence of loss distribution and non-structural loss on the seismic vulnerability of the building. The results show that the seismic vulnerability is predominated by the nonstructural loss when the building is subjected to earthquakes of small-to moderate-intensities and remains repairable. The structural damage plays a more important role as the earthquake intensity increases and eventually predominates the vulnerability by making the building unrepairable. The loss distribution among the different floors is nonnegligible for the vulnerability analysis when the building remains repairable.

收稿日期:2021 - 01 - 21;　**修订日期**:2021 - 03 - 30
基金项目:中国地震局工程力学研究所基本科研业务费国际合作专项(2018C01);黑龙江省自然科学基金杰出青年项目(JQ2019E005);国家重点研发计划课题(2018YFC1504602)
作者简介:李文俊(1995 -),男,硕士研究生,主要从事建筑地震易损性分析研究. E-mail: iemlwj@163.com
通讯作者:曲　哲(1983 -),男,工学博士,研究员,主要从事建筑地震损伤控制研究. E-mail: quz@iem.ac.cn

Key words: nonstructural component; seismic fragility; seismic vulnerability; direct economic loss; repairability; cost breakdown; school building

引言

房屋建筑的地震易损性(Seismic Vulnerability)是地震灾害损失评估和巨灾风险模型的重要组成部分,描述了不同强度地震作用下建筑物可能遭受的损失。一方面,通常以平均损失率(Mean Loss Ratio)定量地表示损失的大小,即平均经济损失与建筑重置成本之比,下文记作 R_m;另一方面,我国通常以峰值地面加速度(Peak Ground Acceleration,PGA)作为衡量地震作用强度的强度指标(Intensity Measure)I。因此,在实际应用中,通常将地震易损性模型表示为平均损失率 R_m 与强度指标 I 之间的函数关系。

在基于概率的地震损失评估方法中,建立易损性模型主要包括两方面的内容:(1)易脆性(Fragility)模型,即建筑在不同强度地震作用下达到或超越某个损伤状态 D_i 的概率 $P(D_i|I)$;(2)损失比(Loss Factor),即建筑处于某一损伤状态时的经济损失与其重置成本之比,记作 $L(D_i)$。利用易脆性和损失比,建筑物的易损性(即 R_m-I 关系)可表示为:

$$R_m(I) = \sum_{i=1}^{N}\left[P(D_{i+1}\mid I) - P(D_i\mid I)\right]\cdot L(D_i) \tag{1}$$

式中:N 为损伤状态的个数。

关于地震作用的强度指标,国内外学者已经开展了大量的研究[1]。本文对此不作讨论,而是直接沿用我国目前在抗震设计和地震损失评估中常用的峰值地面加速度 PGA 作为强度指标。

关于建筑在不同损伤状态下的损失比,国内外尚缺乏系统的研究。现有研究主要针对建筑结构的不同损伤状态大致给出了相应的损失比。例如,美国《应用技术委员会》(ATC-13)[2]针对 78 种地震工程设施类别给出了对应于完好、基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏、极重破坏和毁坏等 7 个损伤状态的损伤系数(Damage Factor);我国国家标准《地震现场工作第 4 部分:灾害直接损失评估》(GB/T 18208.4-2011)[3]给出了我国常见结构体系对应于基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和毁坏等 5 个损伤状态的损失比的取值范围。在此基础上,孙柏涛等[4]建议将建筑总造价分为房屋(即结构)和装修等两个部分,并结合现场调查与专家经验给出了不同结构类型和使用功能的建筑中装修成本占比和装修损失比的取值范围。这在一定程度上弥补了长期以来在地震损失评估中以结构损失代表整个建筑损失的缺陷。

然而,建筑中的非结构构件(包括装修在内)种类繁多,地震损伤特性差异很大。例如,填充墙的地震损伤主要取决于面内的侧向变形和面外由加速度引起的惯性力的大小[5];吊顶等悬挂系统的地震损伤则与层间变形无关,而只取决于楼面加速度反应。再如,砌体填充墙的地震经济损失往往与最大裂缝宽度有关[6],而吊顶的经济损失则直接反映在坠板率上[7]。可见,不同类型的非结构构件无论在易损性还是损失比方面均可能存在显著差异。这不仅仅是简单的具体数值大小的差异,而是更本质的损伤机理和相应的物理指标的差异。因此,很难用一套易脆性和损失比正确地反映建筑中不同类型构件的地震损伤特性及其相应的损失特征。

随着人们对非结构构件地震损伤特性认识的不断加深[8-10],可以通过试验或者震害调查手段更加准确地确定不同类型非结构构件的易脆性和损失比。在此基础上建立基于精细的易损性分组的建筑损失分析方法,不但可以正确反映不同类型构件的地震损伤和损失特性;而且随着数据的积累和完善,可以不断提高易损性模型的精度。

本文采用一种考虑不同类型构件易脆性差异的建筑地震易损性分析方法,以一栋典型的教学楼作为原型建筑开展地震易损性分析,考察位移敏感型、加速度敏感型、非易损构件和结构的不可修状态对整体建筑损失的影响,并与以往仅考虑结构损失或笼统地考虑结构和装修损失的方法进行比较。

1 原型建筑的性能模型

建筑性能模型是 FEMA P58 为建筑地震损失评估提出的概念[11-12]。其包含建筑基本信息、结构构件与非结构构件信息(易损性组和性能组)、构件数量、易损性参数和结果函数等与建筑地震损失评估有关的所

有信息。本文采用的原型建筑的性能模型详述如下。

1.1　建筑基本信息

本文以位于我国 8 度区某发达城市的中学教学楼为原型建筑。该建筑地上 5 层,局部 6 层,地下 1 层,采用钢筋混凝土(RC)框架结构如图 1 所示。地下室层高 4.8 m,1 至 5 层层高均为 4.2 m;顶层为设备间,层高为 3.9 m。总建筑面积为 8 905 m^2,其中:地上面积 7 413.8 m^2,地下面积 1 491.2 m^2。根据相关造价数据,建筑中结构构件(包含梁、柱、板和基础等结构构件)的造价约为 838.1 万元;各类非结构构件(包含砌体隔墙、门窗、吊顶、强弱电、给排水系统和暖通系统等)的造价约为 1 214.1 万元。建筑重置成本共计 2 052.2 万(不含间接费及税金)。为便于说明,上述重置成本暂未考虑建筑中的内部物品和拆除清理等费用。

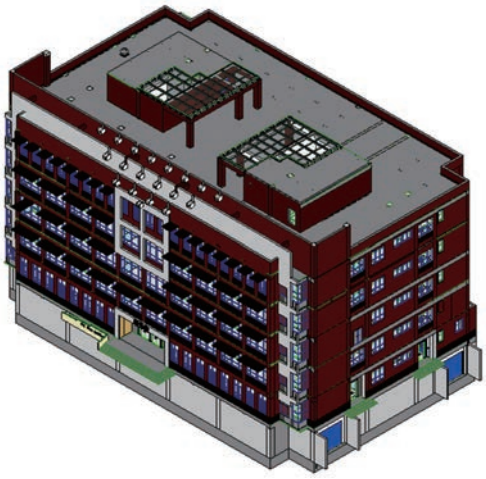


图 1　原型建筑 BIM 模型渲染图

Fig. 1　Rendering of building information model of prototype building

1.2　易损性组

易损性组和性能组是性能模型中最为重要的内容。易损性组是具有相同易损性特性(主要包括地震易脆性和结果函数两个方面)构件的集合。每个易损性组中的构件可能有单一或多个损伤状态,通过不同损伤状态对应的修复费用(损失比)确定构件的地震经济损失。

对于本文原型建筑,将造价为 838.1 万元的结构构件分为易损和非易损等两个易损性组。其中:框架梁、柱和节点属于易损组(记为 S),造价为 451.6 万元;楼板和基础属于非易损组(记为 US),造价为 386.5 万元。

另一方面,将造价为 1 214.1 万元的非结构构件分为位移敏感型、加速度敏感型和非易损等三个易损性组。其中:填充墙、门窗、墙面装饰和各类水电管线等构件属于位移敏感型组(记为 D),造价为 683.1 万元;建筑吊顶、灯具和电线等属于加速度敏感型组(记为 A),造价为 289.4 万元;附着于楼板的楼地面装饰等则视为非易损非结构组(记为 UC),造价为 241.6 万元。

上述造价均为包含材料费、人工费和措施费等的综合费用。由于本文暂不考虑内部物品和拆除清理等费用,将这些易损性组中构件成本的总和视为建筑重置成本。建筑易损性组和成本分解见表 1 和图 2。

表 1　原型建筑的易损性组

Table 1　Fragility groups of prototype building

符号	名称	成本/万元
S	易损结构构件	451.6
US	非易损结构构件	386.5
D	位移敏感型非结构构件	683.1
A	加速度敏感型非结构构件	289.4
UC	非易损非结构构件	241.6
	合计	2 052.2

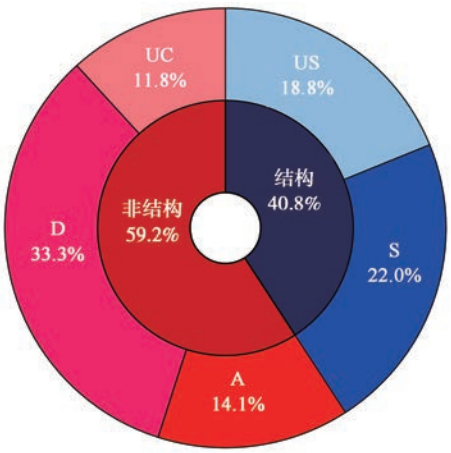


图 2　原型建筑的易损性组和成本分解

Fig. 2　Cost breakdown of prototype building

1.3　易脆性模型和损失比

同一易损性组中的所有构件均采用相同的易脆性模型和损失比。为易损性组中的构件定义一组损伤状态,每个损伤状态对应一条易脆性曲线和损失比。构件的易脆性曲线表示了构件遭受地震作用的强烈程度和构件达到或超越某一损伤状态(D_i)的概率 $P(D_i|I)$ 之间的函数关系。类似于整体建筑结构易脆性模型中

使用的地震强度指标 I,采用工程需求参数(Engineering Demand Parameter)表示构件遭受地震作用的强烈程度,此处记作 x。对于结构构件(S 组)和位移敏感型非结构构件(D 组),采用峰值层间位移角 θ 作为工程需求参数;对于加速度敏感型非结构构件(A 组)采用峰值楼面加速度 PFA 作为工程需求参数。

假设使构件达到某一损伤状态的工程需求参数 x 服从对数正态分布,则构件的易脆性曲线可表示为:

$$P(D_i \mid x) = \Phi\left[\frac{\ln(x/\sigma_i)}{\beta_i}\right] \tag{2}$$

式中:x 是工程需求参数;$P(D_i|x)$是某一工程需求参数 x 下构件达到或超越第 i 个损伤状态 D_i的概率;Φ 是标准正态分布累积函数;σ_i是使构件达到损伤状态 D_i的工程需求参数 x 的均值;β_i是相应的对数标准差。

对于易损结构(S 组)、位移敏感型非结构(D 组)和加速度敏感型非结构(A 组)等三个易损性组,分别采用文献[13]、文献[5]和文献[7]建议的易脆性模型。相应的易脆性参数和损失比见表 2 - 表 4。不同损伤状态对应的易脆性曲线如图 3 所示。

表 2 易损结构(S 组)的易脆性和损失比[13]

Table 2 Fragility parameters and loss factors of fragile structural components

损伤状态	峰值层间位移角 θ		损失比 L
	均值 σ	对数标准差 β	
轻微破坏	0.001 8	0.38	0.11
中等破坏	0.003 6	0.38	0.31
严重破坏	0.007 4	0.38	0.73
毁坏	0.02	0.38	1.00

表 3 位移敏感型非结构(D 组)的易脆性参数和损失比[5]

Table 3 Fragility parameters and loss factors of deformation-sensitive nonstructural components

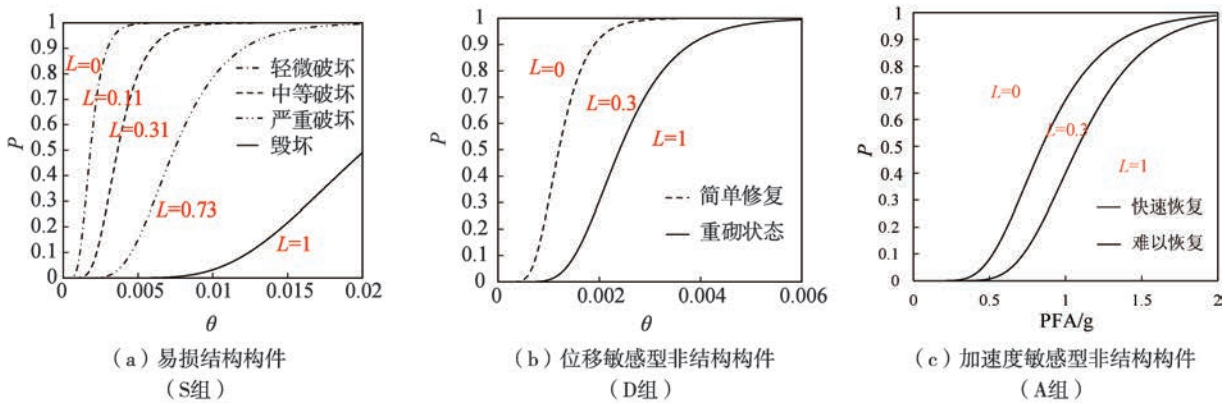
损伤状态	峰值层间位移角 θ		损失比 L
	均值 σ	对数标准差 β	
简单修复	0.001 6	0.3	0.3
重砌	0.002 9	0.3	1.0

表 4 加速度敏感型非结构(A 组)的易脆性参数和损失比[7]

Table 4 Fragility parameters and loss factors of acceleration-sensitive nonstructural components

损伤状态	峰值楼面加速度 PFA		损失比 L
	均值 σ	对数标准差 β	
快速恢复	0.8g	0.4	0.3
难以恢复	1.1g	0.3	1.0

对于非易损的结构和非结构构件(US 组和 UC 组),假设只要结构尚处于可修状态,这些构件均不发生损失(即损失比 $L=0$),而一旦结构进入不可修状态,则认为这些构件也随之全部损失(即损失比 $L=1$)。对于结构是否可修的判断,国内外已有一些相关研究。例如,美国联邦应急管理署(FEMA)以最大残余位移角为依据判断结构是否可修[11-12];我国有学者以层间位移角为指标定量地描述我国建筑抗震设计规范的三个水准之一的"中震可修"状态[14]。鉴于残余位移的计算存在较大的不确定性,本文根据文献[15]对严重破坏状态的定义,以 RC 框架结构达到严重破坏状态作为结构不可修的判断依据。具体判定方法详见下文 3.3 节。



(a) 易损结构构件(S组) (b) 位移敏感型非结构构件(D组) (c) 加速度敏感型非结构构件(A组)

图 3 各性能组中构件的易脆性曲线和损失比

Fig. 3 Fragility curves and loss factors of components in different fragility groups

1.4　性能组

位于建筑不同位置的构件在地震中受到的地震作用大小也不相同,相应的地震损伤和损失也可能不同。为此,有必要将每个易损性组中的易损构件进一步划分为不同的性能组。为便于说明,本文算例仅考虑地上 5 层结构在单一水平方向的地震反应。因此,将同一易损性组中位于不同楼层的构件进一步划分不同的性能组,对于本文算例,即将每个易损性组进一步划分为 5 个性能组,每个性能组对应于 1 个楼层。需要指出的是:以填充墙和门窗等为代表的位移敏感型非结构构件在建筑中的布置均具有方向性。本文假设结构在两个水平方向的地震反应相同,从而将布置在两个水平方向的所有位移敏感型非结构构件均纳入相同的易损性组,并按楼层划分为 5 个性能组。此外,非易损构件的损失只与整体结构是否可修有关,无需进一步划分性能组。

2　地震反应分析

2.1　建筑结构非线性动力反应分析模型

在 OpenSees 中建立平面剪切层模型分析原型建筑结构在建筑纵向的非线性动力反应。建筑每层的质量集中在楼板位置,采用 Two Node Link 单元模拟各个楼层的非线性滞回行为如图 4 所示。对于每个楼层,分别采用 Hysteretic 和 Kent-Scott-Park 非线性本构模型模拟每一楼层中 RC 框架部分和砌体填充墙部分的滞回行为。

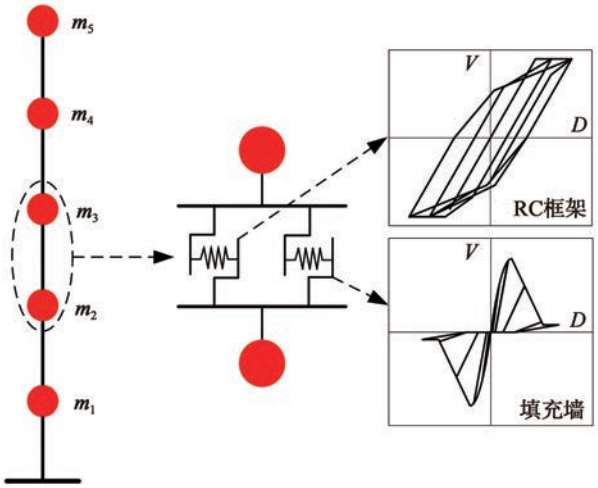


图 4　剪切层模型和采用的滞回模型

Fig. 4　Shear layer model and hysteresis model

对于 RC 框架结构,假设各个楼层均具有理想弹塑性的双线形骨架曲线。在确定骨架曲线参数时,首先利用精细的采用 Nonlinear Beam Column 单元的杆系有限元模型进行静力推覆分布,得到原型结构各个楼层的层剪力-层间位移曲线,假设屈服层剪力 V_p 等于最大层剪力,并以最大层剪力为终点按照面积相等的原则确定等效双线性骨架曲线的层屈服位移如图 5 所示。各个楼层的骨架曲线参数见表 5。

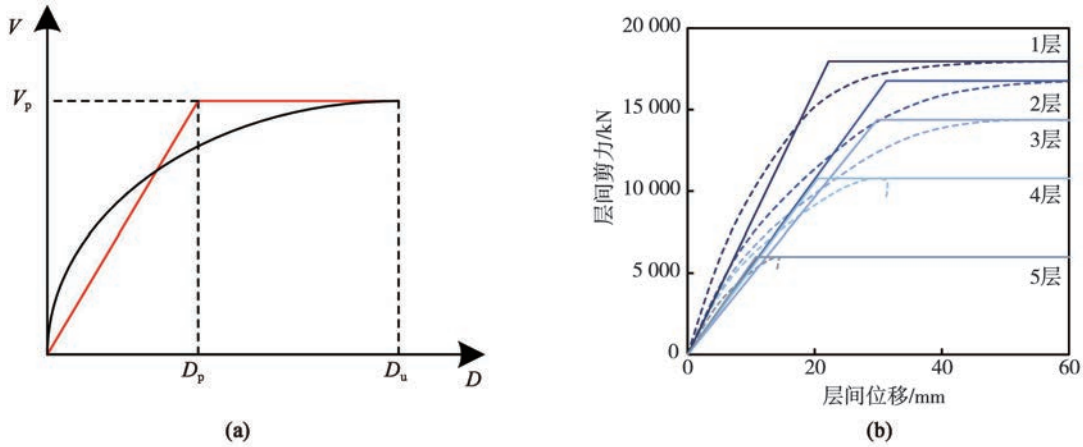


图 5　RC 框架结构各楼层的骨架曲线

Fig. 5　Skeleton curves of each floor of prototype RC frame structure

填充墙作为非结构构件,对建筑地震反应有显著影响,不可忽略。本文原型建筑中纵向布置的空心砖砌块填充墙的几何参数和数量见表 6。

采用 FEMA-306 建议的斜压杆模型估算砌体填充墙的承载力[16]。单片墙承载力 V_p 与水平峰值位移

D_p按下式计算：

$$V_p = w \times t_w \times f_m \times \cos\theta \tag{3}$$

$$D_p = h \times \varepsilon_0 \times \cos\theta \tag{4}$$

式中：w 是对角受压斜压杆的截面宽度，按式(5)计算；t_w为填充墙厚度，亦即等效斜压杆的截面厚度；θ 为墙体对角线与水平方向的夹角；h 为等效斜撑的长度即填充墙对角线长度；$f_m = 2.643$ MPa 是砌体轴心受压强度平均值，$\varepsilon_0 = 0.002$ 是砌体轴心受压峰值应变。

$$w = 0.175\,(\lambda_c h_w)^{-0.4} \times h \tag{5}$$

式中：h_w 为墙体高度；λ_c 为填充墙与框架柱或梁的相对刚度系数，根据文献[17]建议的式(6)计算。

$$\lambda_c = \left(\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_f I_c h_w}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{6}$$

式中：E_w 为填充墙砌体的弹性模量；I_c 为框架柱截面惯性矩；E_f 为框架混凝土的弹性模量。

表5 RC框架结构的参数

Table 5 Stress-strain relations for the model

楼层	层质量/ton	屈服剪力 V_p/kN	屈服位移 D_p/mm	最大位移 D_u/mm
1层	1 247	17 963	22.2	61.79
2层	1 247	16 765	31.26	69.06
3层	1 247	14 370	29.81	55.54
4层	1 247	10 778	20.47	30.08
5层	980	5 988	10.73	14.3

表6 原型建筑砌体填充墙的尺寸和数量

Table 6 Masonry infill walls in prototype building

单片尺寸/mm				数量/片	
净高	净跨	柱距	墙厚	首层	其他层
3 600	7 500	8 100	200	10	10
3 600	7 500	8 100	300	10	16
3 600	3 300	3 900	250	12	12

各楼层填充墙的总水平峰值承载力为该层所有填充墙水平承载力 V_p之和，水平峰值位移取为该层所有填充墙各自水平峰值位移 D_p以各自水平峰值承载力为权重系数的加权平均。此外，在 Kent-Scott-Park 模型中，假设极限承载力 V_u为峰值承载力 V_p的 10%，极限位移 $D_u = 2.5 \times D_p$。不同楼层填充墙部分的骨架曲线和参数取值分别如图6和表7所示。

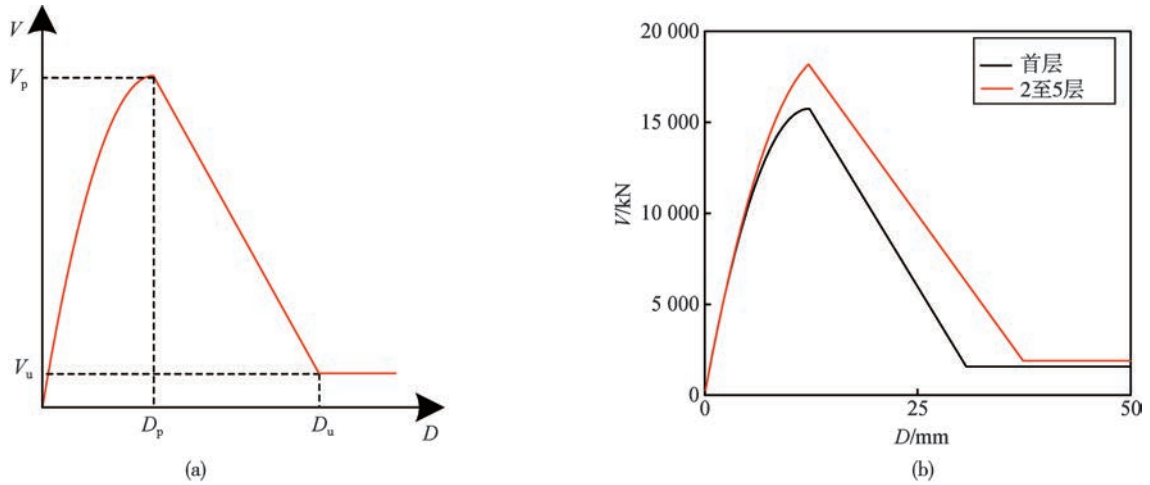


图6 砌体填充墙力-位移关系曲线

Fig. 6 Force-displacement skeleton curves of masonry infill walls in different floors

表 7　不同楼层砌体填充墙部分的骨架线参数

Table 7　Parameters of masonry infill walls in different floors

楼层	峰值承载力 V_p/kN	峰值位移 D_p/mm	极限承载力 V_u/kN	极限位移 D_u/mm
1 层	15 752	12.27	1 575	30.67
2 – 5 层	18 830	14.96	1 883	37.39

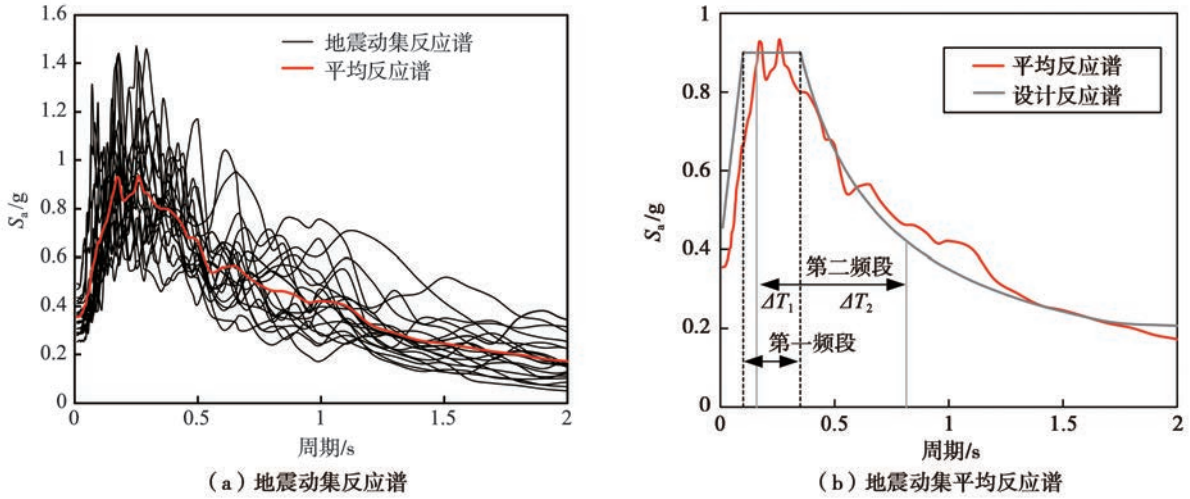
2.2　增量动力分析

以我国《建筑抗震设计规范》(GB50011 – 2010)[18] 8 度大震设计反应谱为目标谱,采用杨溥等[19]提出的双频段控制方法选出 20 条地震动记录作为增量动力分析(Incremental Dynamic Analysis,IDA)的地震动输入[20]。地震动选择集的详细信息见附录,所有地震动的拟加速度反应谱及其平均反应谱如图 7 所示。该方法对地震记录加速度反应谱在[0.1, T_g]平台段及结构基本周期 T_1 = 0.314(表 8)附近[$T_1 - \Delta T_1$, $T_1 + \Delta T_2$]两个频段的谱值进行控制。对于本文算例,ΔT_1 = 0.2,ΔT_2 = 0.5,T_g = 0.35s。该方法要求所选地震记录加速度反应谱的均值与设计反应谱在该段的平均误差不超过 10%。对于本文算例,第一频段误差为 8.03%,第二频段误差为 2.24%,均小于容许偏差建议值 10%,满足要求。

表 8　模型前三阶周期

Table 8　Periods of first three mode of simplified model

周期/s	一阶	二阶	三阶
T	0.314	0.108	0.069



(a) 地震动集反应谱　　(b) 地震动集平均反应谱

图 7　地震动集加速度反应谱及平均谱

Fig. 7　Average spectrum of ground motion suite

在 IDA 分析中,采用 PGA 作为地震强度指标 I,采用变步长调幅,从 PGA = 0.05 g 开始,按照 PGA 增量 0.05 g 进行调幅至 PGA = 0.4 g,之后按照 PGA 增量 0.1 g 进行调幅,直至 PGA = 2.0 g。对于不同的地震动强度等级进行多次弹塑性动力时程分析,得到如图 8 所示的 IDA 曲线。图 9 为 PGA = 0.4 g 和 1.0 g 时结构的峰值层间位移角和楼面峰值加速度反应。

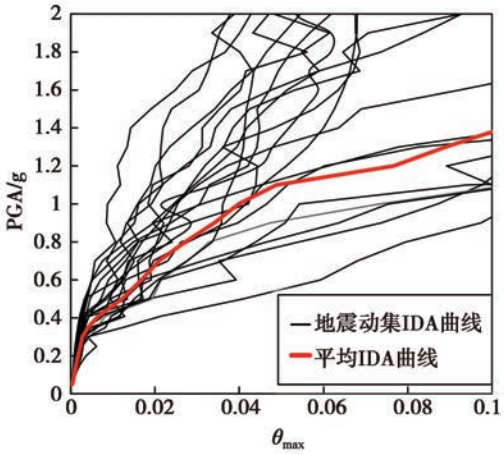


图 8　原型结构的 IDA 曲线

Fig. 8　IDA curves of prototype structure

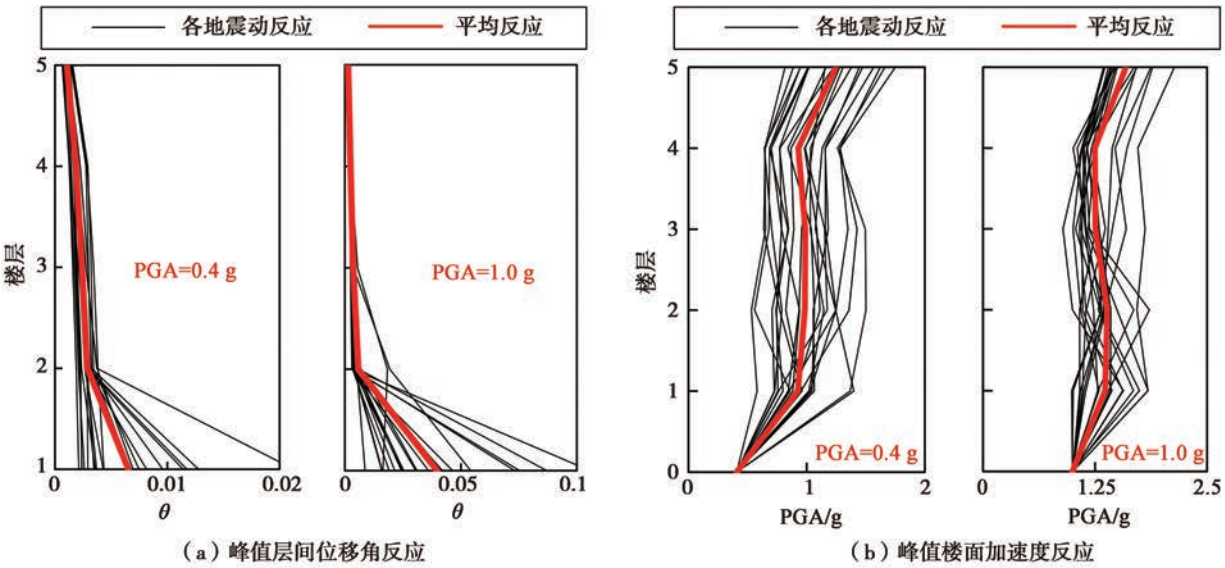


图9 地面峰值加速度分别为0.4 g和1.0 g时结构地震峰值反应沿高度的分布

Fig. 9 Height-wise distributions of peak seismic responses of prototype structure at PGA = 0.4 g and 1.0 g

3 地震易损性分析

3.1 结构反应采样

首先对利用IDA分析得到的结构在不同强度地震作用下的峰值层间位移角和楼面加速度反应进行采样[21],以得到服从相同概率分布的大量地震反应样本。假设结构在地震作用下的反应服从对数正态分布。对结构反应进行采样的流程如图10所示。其中:$\boldsymbol{X}$为$n\times m$的结构反应矩阵;n为IDA分析中使用的地震动记录的数量;m为建筑性能模型中使用的工程需求参数的总数。例如,对于本文的5层原型结构,$\boldsymbol{X}$的1至5列分别对应结构1至5层的峰值层间位移角θ,6至10列分别结构1至5层的楼面峰值加速度PFA。将$\boldsymbol{X}$中的每个元素取对数得到矩阵$\boldsymbol{Y}$,并按式(7)在对数空间生成矩阵$\boldsymbol{Z}$,将$\boldsymbol{Z}$中每个元素取指数后即得到$m\times K$的模拟反应矩阵$\boldsymbol{W}$,其每一列代表结构反应的一个样本,K为样本总数。

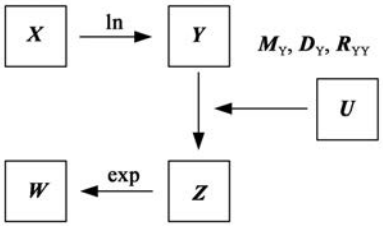


图10 反应采样流程[21]

Fig. 10 Flow chart of sampling building seismic response[21]

$$\boldsymbol{Z}=\boldsymbol{D}_{\mathrm{Y}}\boldsymbol{L}_{\mathrm{Y}}\boldsymbol{U}+\boldsymbol{M}_{\mathrm{Y}} \tag{7}$$

式中:$\boldsymbol{M}_{\mathrm{Y}}$是$m\times K$的矩阵,其列向量的元素分别为矩阵$\boldsymbol{Y}$每一列元素的均值,并且其$K$个列向量均相同;$\boldsymbol{D}_{\mathrm{Y}}$为对角线元素是矩阵$\boldsymbol{Y}$每一列元素的标准差的对角矩阵;矩阵$\boldsymbol{R}_{\mathrm{YY}}$是矩阵$\boldsymbol{Y}$的相关系数矩阵;$\boldsymbol{L}_{\mathrm{Y}}$是$\boldsymbol{R}_{\mathrm{YY}}$的下三角分解矩阵,即$\boldsymbol{R}_{\mathrm{YY}}=\boldsymbol{L}_{\mathrm{Y}}\boldsymbol{L}_{\mathrm{Y}}^{\mathrm{T}}$;$\boldsymbol{U}$是$m\times K$的服从标准正态分布的随机数矩阵。

3.2 “实现”的损失率

采样得到的每个结构反应样本对应于一个“实现”,样本数量K亦即实现的个数。经验表明:当实现个数大于2 000时,结构位移与加速度反应的随机性对于损失计算的影响将显著减小。在本文算例中,取$K=5\,000$。

在每个实现中,建筑的地震反应状态是确定的,而这一反应状态对应的构件损伤程度和损失大小仍是随机变量。对于每一个实现,首先按下文3.3节的方法判断结构是否可修。如果结构不可修,则该实现的经济损失等于建筑重置成本,即损失率为100%;如果结构可修,则根据该实现的地震反应,按式(8)计算其对应的损失率R。

$$R(I)=\sum_{i=1}^{M}C_{\mathrm{i}}R_{\mathrm{i}} \tag{8}$$

$$R_{\mathrm{i}}(I)=\sum_{j=1}^{N}\left[P(D_{\mathrm{j+1}}\mid x_{\mathrm{i}})-P(D_{\mathrm{j}}\mid x_{\mathrm{i}})\right]\cdot L_{\mathrm{i}}(D_{\mathrm{j}}) \tag{9}$$

式中: $M=5$ 为易损性组的数量;C_i为不同易损性组的重置成本与建筑总重置成本之比;$P(D_j|x_i)$和$L_i(D_j)$分别为第 i 易损性组在工程需求参数为 x_i时达到或超越损伤状态 D_j的概率和损失比。

3.3　建筑物不可修的判别

建筑中不同易损性组造成的经济损失并非相互独立。即使建筑内将有大量未发生损伤的构件,建筑整体也可能因为结构构件严重破坏而丧失修复价值或无法修复。为考虑这一影响,应对建筑的可修性进行判定,当建筑被认为不可修时,建筑中所有构件的损失率均为 100%。

《建(构)筑物地震破坏等级划分》(GB/T 24335-2009)[15]规定,当结构达到或超越"严重破坏"状态时,"结构基本使用功能受到严重影响,甚至部分功能丧失,难以修复或无修复价值"。因此,本文采用结构易损性组的"严重破坏"状态对应的易脆性曲线作为判断建筑可修性的依据。即,对于某一实现,根据图 11 所示的不可修界限的易脆性曲线,利用结构最大层间位移角 θ_{max}进行不可修判定。其中: θ_{max}是结构各个楼层峰值层间位移角 θ 的最大值。

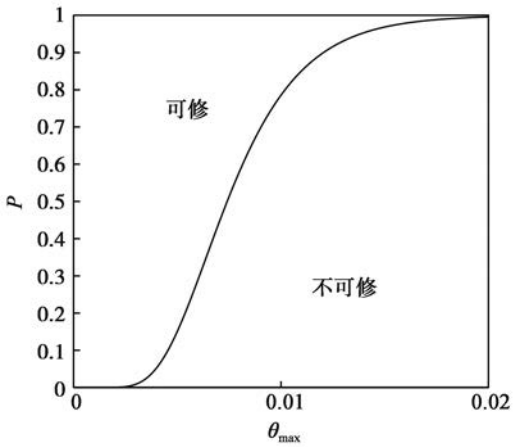


图 11　建筑可修性的判断依据

Fig. 11　Fragility model for reparability of buildings

例如,某一实现中结构最大层间位移角 θ_{max}对应的达到或超越不可修状态的概率为 $x\%$,则在 1 至 100 之间生成服从均匀分布的随机数,如果该随机数位于 1 至 x 之间,认为结构不可修;如果随机数在 $x+1$ 至 100 之间,则认为结构可修。当实现次数足够多时,可忽略生成随机数的不确定性对不可修判定结果的影响。

3.4　建筑损失的统计量

对于给定的地震动强度 I,每个实现都具有确定的损失率 R。这些损失率既反映了结构地震反应的不确定性,也反映了构件损伤程度和损失大小的不确定性。其集合综合反映了建筑在该等级地震作用下经济损失的统计特性。记地震动强度 I 下所有实现的损失率的均值为 R_m,即得到 R_m-I 相关关系曲线,亦即易损性曲线。

上述建筑损失分析方法可总结为图 12 所示的流程图。这一方法考虑了不同类型构件(包括结构构件和非结构构件)的地震损伤特性以及其在整体建筑中的成本占比,能够正确反映不同类型构件对建筑物地震损失的影响。

4　易损性分析结果

4.1　整体建筑的易损性

采用上述方法得到本文原型建筑的易损性曲线如图 13 所示。图中除了给出总平均损失率随地震强度指标 PGA 的变化规律之外,还同时给出了各个易损性组的损失在总损失中的占比。当 PGA 较小时,建筑的损失主要为易损的非结构构件(D 组和 A 组),随着 PGA 的增大,易损结构 S 组的损失逐渐增大。当 PGA 大于约 0.4 g 时,非易损的 UC 组和 US 组也表现出一定的损失,这说明在大量实现中开始出现不可修的情况。当 PGA 较大时,各易损性组的损失占比渐趋稳定,当建筑总损失率接近 1 时,各易损性组的损失占比逐渐趋近于各自的成本占比。

根据大量实现的损失率,可以考察不同地震动强度下损失率的离散性。图 14 给出了损失率的标准差随地震动强度变化的关系。当建筑损失较小时,损失率的离散性也较小;随着建筑损失的增大,这一离散性不断增大,其不但反映了地震动的不确定性,也反映了不同易损性组的地震损伤的离散性。随着建筑损失的进一步增大,越来越多的实现进入不可修状态,使损失率的离散性减小,并逐渐趋近于零,即所有实现的损失率均逐渐趋近于 1。

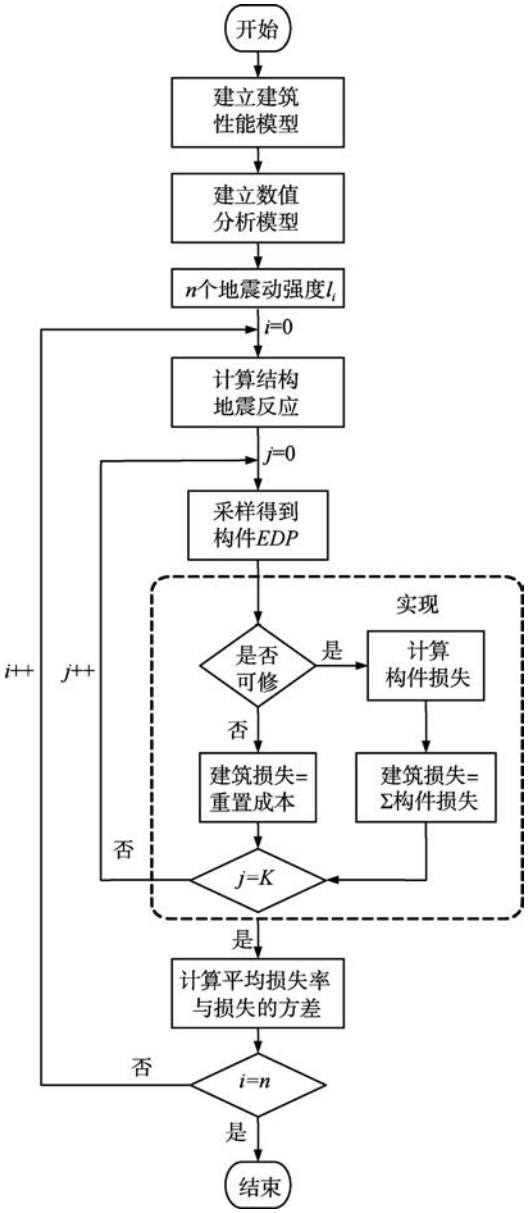


图12 基于构件分组的地震易损性方法

Fig. 12 Component group-based seismic vulnerability analysis method

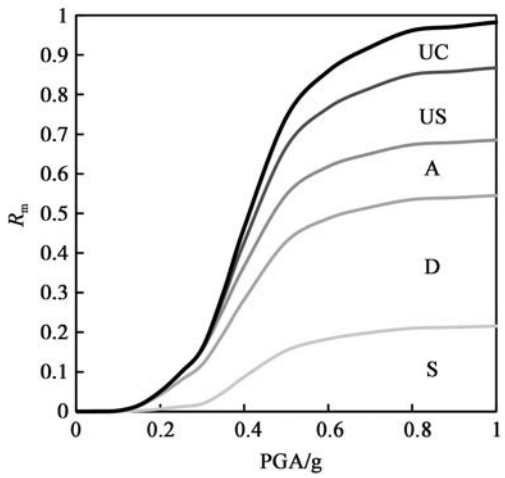


图13 建筑的平均损失率(易损性曲线)

Fig. 13 Mean loss ratio-intensity measure relationship (vulnerability curve)

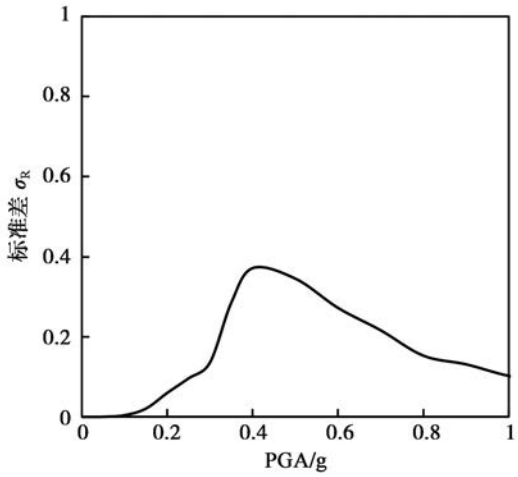


图14 不同实现的损失率的标准差

Fig. 14 Standard deviations of loss ratios of various realizations

4.2　不同易损性组的损失

对于给定的地震动强度 I,不同的易损组在每个实现中也对应于一个确定的损失率 R。可针对每个易损性组,计算所有实现中该易损性组的损失率的均值和标准差,如图 15 所示。

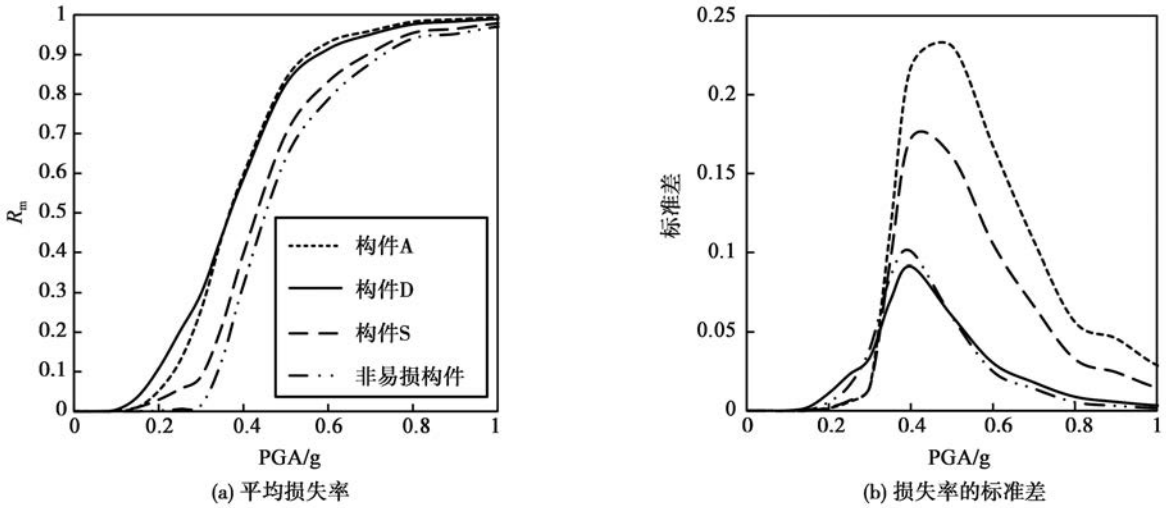


图 15　各易损性组的平均损失率和损失率的标准差

Fig. 15　Mean and standard deviation of loss ratios of different vulnerability groups

由图 15(a)可见:非结构构件(D 组和 A 组)的平均损失率明显高于结构构件(S 组),即在地震作用下非结构构件相对于结构构件更容易发生破坏。另一方面,易损构件(S 组、D 组和 A 组)的平均损失率高于非易损构件(US 组和 UC 组),这是由于非易损构件的损失取决于建筑是否进入不可修状态,而不可修状态的出现往往晚于非结构或结构构件损伤的出现。

由图 15(b)可见:与整体建筑类似,各个易损性组的损失率的标准差也表现出随着地震动强度的增加先增大后减小的趋势。值得注意的是,S 组和非易损构件(US 组和 UC 组)的损失的离散性明显大于易损的非结构构件(D 组和 A 组)。

4.3　与现有方法的比较

在现行的《地震现场工作》(GB/T 18208.4 - 2011)[3]建议的易损性分析方法采用结构最大层间位移角 θ_{max} 作为工程需求参数确定结构的损伤状态,根据文献[4]的建议将房屋成本分为结构和装修两部分,分别定义其处于各处损伤状态时的损失比取值范围,并建议一般可取该取值范围的中值进行经济损失分析见表 9。这相当于将建筑划分为结构和装修两个易损性组,二者具有不同的损失比但是采用相同的易脆性模型;且每个易损性组中只包含一个性能组,不考虑结构不同楼层峰值地震反应的差异,亦即不考虑地震损伤在不同楼层的分布的影响。

表 9　现行方法中的损失比取值(%)

Table 9　Loss ratios of damaged building decoration for different damage grades (%)

损失比 L	破坏等级				
	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	毁坏
结构	3	11	31	73	91
装修	6	18	43	75	95

此外,在以往的易损性分析中,往往忽略装修的影响,即仅考虑结构部分的损失,并以结构的损失率代表整体建筑的损失率。这相当于建筑仅包含一个易损性组和一个性能组。

为便于和本文方法比较,上述两种方法分别称为“考虑装修的现行方法”和“仅考虑结构的现行方法”。分别使用这两种方法分析本文原型建筑的易损性,其结果如图 16 所示。在考虑装修的现行方法,根据文献[3]的建议,取房屋装修费用与房屋造价的比值为 37%。

由图 16 中考虑装修的和仅考虑结构的现行方法的易损性曲线的比较可见:二者的差异并不明显。这与假设结构和装修具有相同的易脆性模型有关,也与文献[3]建议的装修部分的成本占比过低而并未反映所有非结构构件的成本占比有关。

另一方面,与现行方法相比,由于综合考虑了不同类型构件的地震损伤特性、不同楼层结构反应的分布和整体建筑不可修的可能性等因素,本文方法在建筑尚处于可修状态时估计的经济损失远小于现行方法,当建筑随着地震作用等级的提高进入不可修状态时,本文方法则与现有方法的分析结果渐趋一致。

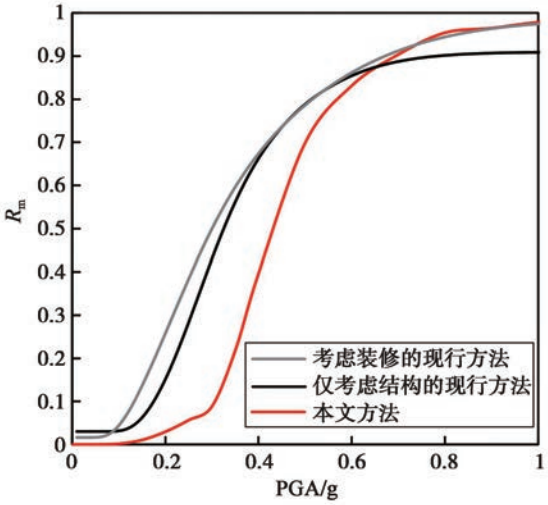


图 16 与现行损失分析方法的比较

Fig. 16 Comparison with existing methods of vulnerability analysis

5 结论

本文采用一种基于构件分组的地震易损性分析方法以正确考虑非结构损失对房屋建筑地震易损性影响。该方法借鉴 FEMA P58 建议的建筑地震经济损失评估方法,将建筑划分为多个易损性组以考虑不同类型构件的地震损伤和损失特性,并且考虑了结构地震反应的楼层分布和结构不可修状态对建筑易损性的影响。通过本文分析可以得到以下主要结论。

(1)房屋建筑在中小地震下的易损性主要受非结构损失控制;随着地震动强度等级的不断提高,结构损伤渐趋严重,结构损伤对损失的影响不断增大;当地震动作用很强烈时,结构进入震后不可修状态的可能性成为房屋建筑地震易损性的最主要控制因素。

(2)随着地震作用强度的增大,建筑损失率的离散性表现出先增大后减小的趋势;在建筑地震损伤从轻微向严重的过渡阶段,损失率的离散性非常显著。

(3)通过综合考虑不同类型构件的地震损伤特性、不同楼层结构反应的高度分布和整体建筑不可修的可能性等因素的影响,在建筑尚处于可修状态时估计的经济损失远小于现行方法。这为解决我国相关规范中的现行方法在建筑尚处于可修状态时过分高估经济损失的问题提供了理论基础。

(4)由于现行现行易损性分析方法多以结构损伤为主要分析依据,因此本文方法在建筑损失率接近 1 时与现行方法得到的结果基本一致。

参考文献:

[1] 叶列平, 马千里, 缪志伟. 结构抗震分析用地震动强度指标的研究[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(4):9 - 22.
YE Lieping, MA Qianli, MIAO Zhiwei. Study on earthquake intensities for seismic analysis of structures[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Virbration, 2009, 29(4):9 - 22. (in Chinese)

[2] 应用技术委员会(Applied Technology Council, ATC), 1991. 加利福尼亚未来地震的损失估计(ATC - 13). [美]. 北京:地震出版社.

[3] GB/T 18208.4—2011, 地震现场工作:第 4 部分:灾害直接损失评估[S]. 北京:中国标准出版社, 2011.
GB/T 18208.4—2011, Post-earthquake Field Works-Part 4: Assessment of Direct Loss[S]. Beijing: China Standard Press, 2011. (in Chinese)

[4] 孙柏涛, 陈洪富. 计及城市房屋建筑装修破坏的地震经济损失评估方法[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(5):164 - 169.
SUN Baitao, CHEN Hongfu. Urban building loss assessment method considering the decoration damage due to earthquake[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Virbration, 2009, 29(5):164 - 169. (in Chinese)

[5] CARDONE D, PERRONE G. Developing fragility curves and loss functions for masonry infill walls[J]. Earthquakes and Structures, 2015, 9(1): 257 - 279.

[6] 谢贤鑫, 张令心, 曲哲. 基于修复性的砌体填充墙易损性研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(12):159 - 167.
XIE Xianxin, ZHANG Lingxin, QU Zhe. Seismic resilience-oriented fragility analysis of masonry infills in buildings in China[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(12):159 - 167. (in Chinese)

[7] 李戚齐, 曲哲, 解全才, 等. 我国公共建筑中吊顶的震害特征及其易损性分析[J]. 工程力学, 2019, 36(7):207 - 215.
LI Qiqi, QU Zhe, XIE Quancai, et al. Seismic damage characteristics and fragility of suspended ceilings in public buildings in China[J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(7):207 - 215. (in Chinese)

[8] 贺思维, 曲哲, 叶良浩. 建筑常用给水管道地震易损性试验研究[J]. 土木工程学报, 2018, 51(10):11 - 19.

HE Siwei, QU Zhe, YE Lianghao. Experiment on seismic fragility of water supply pipelines in buildings[J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(10):10 – 19. (in Chinese)

[9] WANG DZ, DAI JW, QU Z, et al. Shake table tests of suspended ceilings to simulate the observed damage in the Ms7.0 Lushan earthquake, China[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2016, 15(2):239 – 249.

[10] 黄群贤, 郭子雄, 朱雁茹, 等. 混凝土空心砌块填充墙 RC 框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(2):110 – 118.
HUANG Qunxian, GUO Zixiong, ZHU Yanru, et al. Experimental study on seismic behavior of RC frames infilled with concrete hollow blocks [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(2):110 – 118. (in Chinese)

[11] FEMA P58. Seismic performance assessment of buildings Volume 1—Methodology[R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2012.

[12] FEMA P58. Seismic performance assessment of buildings Volume 2—Implementation guide[R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2012.

[13] 杨硕. 非住宅类 RC 框架结构地震易损性分析混合方法研究[D]. 哈尔滨:中国地震局工程力学研究所, 2016.
YANG Shuo, Study on a Hybrid Method for Seismic vulnerability analysis of nonresidential RC frame structures[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2016. (in Chinese)

[14] 马宏旺, 吕西林, 陈晓宝. 建筑结构"中震可修"性能指标的确定方法[J]. 工程抗震与加固改造,2005,27(5):26 – 32.
MA Hongwang, LU Xilin, CHEN Xiaobao. A new method to determine the performance index of "Repairable under moderate earthquake" for buildings[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2005, 27(5):26 – 32. (in Chinese)

[15] GB/T 24335—2009, 建(构)筑物地震破坏等级划分[S]. 北京: 中国国家标准化管理委员会, 2009.
GB /T 24335—2009 Classification of Earthquake Damage to Buildings and Special Structures[S]. Beijing: The Standardization Administration of China, 2009. (in Chinese)

[16] FEMA. 1998. FEMA 306 Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings[S]. Washington, D C. : Federal Emergency Management Agency.

[17] SMITH B S. Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-story infilled frames[J]. Building Science, 1967, 2(3): 247 – 257.

[18] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010. GB 50011—2010.
Codeof Seismic Design of Buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)

[19] 杨溥, 李英民, 赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报, 2000(06):33 – 37.
YANG Pu, LI Yingmin, LAI Ming. A new method for selecting inputting waves fortime-history analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(6):34 – 37. (in Chinese)

[20] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. 2004. Applied incremental dynamic analysis, Earthquake Spectra 20, 523 – 553.

[21] YANG TY, MOEHLE J, STOJADINOVIC B, et al. "Seismic performance evaluation of facilities: methodology and implementation, " Journal of Structural Engineering, 2009, 135(10): 1146 – 1154.

附录:

ID	地震事件	台站	编号	PGA/g	V_{PG}/(cm · s^{-1})
1	Central Calif – 01	Hollister City Hall	A – HCH181	0.049	4.10
2	Parkfield	Cholame-Shandon Array #12	C12050	0.060	6.41
3	Imperial Valley – 06	Cerro Prieto	H – CPE147	0.168	11.59
4	Livermore – 01	San Ramon Fire Station	A – SRM070	0.055	3.13
5	Irpinia_ Italy – 01	Calitri	A-CTR000	0.126	17.29
6	Morgan Hill	Hollister Differential Array #3	HD3255	0.079	9.68
7	Hollister – 04	Hollister Differential Array #3	D-HD3255	0.099	7.75
8	Chalfant Valley-01	Bishop-LADWP South St	B-LAD180	0.126	9.91
9	Superstition Hills-02	Westmorland Fire Sta	B-WSM090	0.173	24.39
10	LomaPrieta	Agnews State Hospital	AGW000	0.170	30.20
11	Landers	Mission Creek Fault	MCF000	0.126	6.84
12	Northridge-01	LA-W 15th St	W15090	0.099	13.85
13	Kobe_ Japan	Abeno	ABN000	0.221	21.16
14	Chi-Chi_ Taiwan	CHY041	CHY041-E	0.303	20.68
15	Parkfield – 02_ CA	Coalinga-Fire Station 39	COA090	0.079	5.86
16	Umbria Marche_ Italy	Castelnuovo-Assisi	A-CSA000	0.173	14.25
17	Chuetsu-oki_ Japan	Hinodecho Yoshida Tsubame City	65085NS	0.112	11.68
18	Iwate_ Japan	Kitakami Yanagiharach	44B61NS	0.206	8.26
19	El Mayor-Cucapah_ Mexico	El Centro Array #7	E07360	0.255	20.09
20	Darfield_ New Zealand	DFHS	DFHSS17E	0.472	40.05