

## 钢筋混凝土梁柱概率损伤模型研究

刘流<sup>1</sup>,姬淑艳<sup>1,2</sup>,李英民<sup>1,2†</sup>,罗文文<sup>3</sup>

(1. 重庆大学 土木工程学院,重庆 400045;

2. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学),重庆 400045;

3. 重庆科技学院 建筑工程学院,重庆 401331)

**摘要:**针对目前概率损伤模型缺乏统一标定方法以及样本扩容困难的问题,以典型构件损伤模型为研究对象,提出概率损伤模型分布参数的标定方法和基于贝叶斯统计的样本扩容方法,并采用典型钢筋混凝土梁柱构件滞回试验标定各极限状态的损伤指数.以 8 度设防 4 个不同层数的 RC 框架结构为例,分别从单一构件损伤和整体结构构件损失综合比较损伤模型对建筑结构性能评估结果的影响.结果表明,本文提出的样本扩容方法能平衡先验信息和抽样信息,采用本文提出的标定流程可为后续样本扩容提供便利;本文经标定的损伤模型均能识别较大概率的破坏状态,在中小地震作用下,建筑结构地震损失均值基本一致,建议采用便于计算的位移损伤模型进行损失评估,在罕遇地震作用下,偏安全考虑,建议采用 Park-Ang 损伤模型.

**关键词:**损伤模型;标定方法;易损性函数;贝叶斯统计;基于性能的地震工程

**中图分类号:**TU375;P315.9

**文献标志码:**A

## Study on Probabilistic Damage Models of RC Beams and Columns

LIU Liu<sup>1</sup>,JI Shuyan<sup>1,2</sup>,LI Yingmin<sup>1,2†</sup>,LUO Wenwen<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering,Chongqing University,Chongqing 400045,China;

2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University) of Ministry of Education,Chongqing 400045,China;

3. School of Civil Engineering,Chongqing University of Science & Technology,Chongqing 401331,China)

**Abstract:** In view of the current calibration problems in a lack of unified calibration method and difficulty to sample expansion, the distribution parameter calibration method for probability damage model and sample expansion method based on Bayesian statistical method were proposed. The typical damage model was considered, and damage indexes of each limit state were calibrated by hysteretic test results of conventional reinforced concrete beam-column components. The impact of the damage model on the performance evaluation was examined from single component damage to overall structural component loss in four RC frame structures with different layers in 8 intensity region. The results show that the sample expansion method proposed can balance the prior information and sampling

\* 收稿日期:2018-04-01

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目(51478067,51808087,51878101),National Natural Science Foundation of China(51478067,51808087,51878101); 国家自然科学基金重点项目(51638002),Key Program of the National Natural Science Foundation of China(51638002);重庆市教委科学技术研究项目(KJ1601308),Scientific and Technological Research Program of Chongqing Municipal Education Commission(KJ1601308)

**作者简介:**刘流(1989—),男,湖北天门人,重庆大学博士研究生

† 通讯联系人,E-mail:liyimingmin@cqu.edu.cn

information, and the calibration process proposed can facilitate the expansion of the following sample. The prominent damage state can be recognized by the calibrated damage models; the displacement damage model is suggested under small and moderate earthquakes as its convenience for computation and the earthquake average losses are basically the same, and the Park-Ang damage model is suggested under rare earthquakes for prudence.

**Key words:** damage models; calibration methods; fragility function; Bayesian statistics; performance-based earthquake engineering

合理确定建筑结构或构件在地震作用下的损伤程度、损失大小是评价结构抗震性能和基于性能的地震工程(PBEE)的关键。地震易损性分析是PBEE研究中的重要内容,而损伤模型则是基础。根据采用的结构响应量的不同,损伤模型可分为基于变形<sup>[1]</sup>、基于刚度<sup>[2]</sup>、基于能量<sup>[3]</sup>,或由几种响应量组成的混合指标<sup>[4]</sup>。不同损伤模型凸显考虑因素偏差,损伤指数表达式繁简不同,故同一破坏状态对应的损伤指数的大小也不同,在地震作用下,结构和构件的损伤是逐步累积和不可逆的过程,损伤指数随地震作用历程呈现为单调递增的连续函数。

通常根据结构或构件在地震作用下的宏观现象或震损后所采取的加固修复方法将损伤状态划分为多个离散的损伤状态,损伤指数与结构或构件的破坏状态是通过参数标定建立起联系的,经过标定后的损伤指数才能用于结构或构件各个破坏状态的判定。Park等<sup>[4]</sup>将其提出的损伤模型用于9栋震后结构的损伤评估,将整体结构损伤指数0.4和1分别作为可修界限和倒塌界限;Stone等<sup>[11]</sup>收集整理82组螺旋配筋的圆柱桥墩试验,基于Kunnath修正模型<sup>[5]</sup>得到屈服、极限承载力和失效状态下的损伤指数;Beck等<sup>[6]</sup>在Stone统计结果的基础上进行了假设检验和参数估计,得到Kunnath修正模型位移项的分布参数,但其所选样本未对数据完整性、破坏模式等进行筛选,样本库中有16组未达到破坏状态,中短柱数量为23个(剪跨比 $1.5 < \lambda \leq 2$ ),极短柱数量为7个( $\lambda \leq 1.5$ ),导致变异性较大;陈林之<sup>[7]</sup>选取了128个弯曲控制型破坏的矩形RC柱的试验数据对其修正Park-Ang模型组合系数进行拟合,并得到完全破坏状态下的分布参数,但未对中间破坏状态进行标定。

综上所述可认识到评价破坏状态的损伤指数应是随机变量,而不应是简单的定值,因此基于试验结果的标定工作即是确定易损性函数中概率抗

震能力模型的过程。目前概率损伤模型的研究主要存在以下问题:1)同一损伤指数,选用的标定库不同,标定方法不同,得到的标定结果存在差异,从而造成评价结果的不同。与此同时,样本库扩容也存在困难,重新标定会造成大量重复工作;2)不同损伤指数计算难易程度不一,考虑因素不同,可能会给结构或构件损伤评价带来偏差;3)损伤指数标定过程本身会引入误差,因此需考虑这种不确定性。

本文以典型的基于构件的损伤模型为研究对象,提出概率损伤模型参数标定方法及样本库扩容方法和流程,以典型梁柱构件滞回试验为基础,标定不同破坏状态的损伤指数以及进行样本扩容方法的验证。设计1组典型RC框架结构,分别在单一构件损伤和整体结构损失层次综合比较各损伤指数的优劣,为梁柱易损性函数中概率抗震能力模型选取提供建议。

## 1 典型钢筋混凝土梁柱构件损伤模型

目前构件层次的损伤模型研究主要关注损伤指数上下界收敛问题<sup>[5,8-10]</sup>。根据损伤模型的特点,选择应用广泛的Park-Ang损伤模型<sup>[4]</sup>、考虑因素较全面的基于加载路径的改进Park-Ang损伤模型<sup>[10]</sup>以及计算简便的位移损伤模型作为本文的典型损伤模型。

### 1.1 Park-Ang 损伤模型

Park-Ang损伤模型<sup>[4]</sup>近似考虑了首次超越和塑性累积损伤的影响,反映了结构最大响应与累积损伤破坏界限的相互影响的破坏机理,并且具有良好的试验基础,自1985年提出以来在损伤评估方面得到了广泛的应用。表达式如式(1)所示。

$$DI_{pa} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_{pa} \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (1)$$

式中:  $DI_{pa}$  表示 Park-Ang 损伤指数;  $\delta_m$  为构件最大位移;  $\delta_u$  为构件单调加载下的极限位移;  $\int dE$  为地震作用下的构件的累积滞回耗能;  $F_y$  为屈服强度;  $\beta_{pa}$  为位移项和能量项的组合系数, 与构件的剪跨比  $ld$ 、轴压比  $n_0$  和配筋构造  $p_1, \rho_w$  有关, 表达式如式 (2) 所示.

$$\beta_{pa} = \left( -0.447 + 0.073 \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.31p_1 \right) 0.7^{\rho_w} \quad (2)$$

### 1.2 改进 Park-Ang 损伤模型

罗文文<sup>[10]</sup>基于低周疲劳理论和 Miner 准则, 结合国内外试验结果, 提出了考虑加载路径的改进 Park-Ang 模型, 表达式如式 (3) 所示.

$$DI_{mod\_pa} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \left( 1 - \frac{\delta_m}{\delta_u} \right) \frac{\beta \sum_i (\delta_{m,i}^+ / \delta_u)^2 E_i}{F_y \delta_u} \quad (3)$$

式中:  $DI_{mod\_pa}$  表示改进 Park-Ang 指数;  $\delta_{m,i}^+$  为第  $i$  个滞回半圈及之前加载历史中经历的相应正负方向的最大位移幅值;  $E_i$  为第  $i$  个滞回半圈的滞回耗能;  $\beta$  为与构件剪跨比、轴压比以及配筋构造等因素相关的参数, 建议取为 1.1<sup>[11]</sup>; 其余参数同前.

此损伤模型考虑了加载顺序以及加载不对称的影响, 相关试验验证结果表明, 其具有较小的变异性和较好的收敛性. 该损伤指数的计算需将整个加载过程分解为各个滞回半圈, 求解各个半圈的最大位移和滞回耗能, 虽然考虑因素较全面、离散性小, 然而计算过程复杂耗时.

### 1.3 位移损伤模型

考虑到位移损伤指标本身的计算简便性, 本文采用的位移损伤指标表达式为:

$$DDI = \frac{\delta_m}{\delta_u} \quad (4)$$

式中:  $\delta_m$  和  $\delta_u$  的含义同式 (1).

由于上述损伤模型中能量项和组合系数均为非负, 对于同一响应, 上述损伤指数的大小关系为:  $DI_{pa}, DI_{mod\_pa} \geq DDI$ , 在弹性状态下等号成立.

## 2 损伤指数的标定和样本扩容方法的提出

基于试验的损伤指数标定, 在于确定各破坏状态概率损伤模型的分布参数, 因此需明确各极限破坏状态的确定原则、损伤模型的参数计算以及试验样本库的选取和标定流程. 考虑到概率损伤模型是

建立在有限试验样本的基础上, 为减少重复性统计工作, 有必要在已有概率损伤模型基础上实现样本扩容.

### 2.1 极限状态确定原则

为了确定构件的损伤, 通常根据损伤状态的宏观描述或采取的加固修复方法和费用, 将本是连续的损伤划分为多个离散破坏状态 (damage states), 各个破坏状态之间的界限称为极限状态 (limit states)<sup>[12]</sup>, 如图 1 所示, 若损伤指数超过某一极限状态, 则认为构件进入该破坏状态.

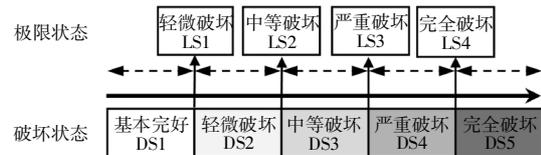


图 1 极限状态与破坏状态

Fig.1 Limit states and damage states

判断构件处于哪一破坏状态, 首先需明确各破坏状态之间的极限状态. 试件各破坏状态的现象描述和极限状态<sup>[1,9]</sup>的确定原则归纳为表 1 所示.

表 1 钢筋混凝土梁柱构件损伤状态描述

Tab.1 Damage-state descriptions of RC beams and columns

破坏状态	现象描述	极限状态确定原则
基本完好 DS1	完好、无损坏, 不需修复	
轻微破坏 DS2	轻微开裂, 容易修复	LS1: 开裂弯矩对应的点
中等破坏 DS3	严重开裂、构件发生屈服, 但仍能保证一定的刚度和承载力, 可以修复	LS2: 构件屈服点
严重破坏 DS4	构件达到极限承载力, 不能修复	LS3: 峰值承载力对应的点
完全破坏 DS5	构件达到极限位移, 不能修复	LS4: 极限变形对应点

在试验数据处理中, 以试件的开裂弯矩对应点确定极限状态 LS1, 开裂弯矩  $M_c$  参照混凝土结构设计规范<sup>[13]</sup>中预压混凝土受弯构件的公式求得; 以构件屈服点作为中等破坏极限状态 LS2, 屈服位移取为原点和 75% 的峰值承载力点的割线与穿过峰值承载力点的水平线的交点所对应的位移, 如图 2 所示; 严重破坏极限状态 LS3 的最大位移取为 2 个加

载方向的峰值承载力对应位移的平均值;完全破坏极限状态的位移取为纵筋被拉断或压曲、箍筋被拉断、试件承载力下降 15%所对应的最小位移值。

单调加载下的极限位移  $\delta_u = \theta_u L$ ,  $L$  为加载点距离支座的长度,  $\theta_u$  为试件的极限转角, 本文采用文献 [14] 中 1 056 组弯矩破坏为主的试验数据拟合公式计算。

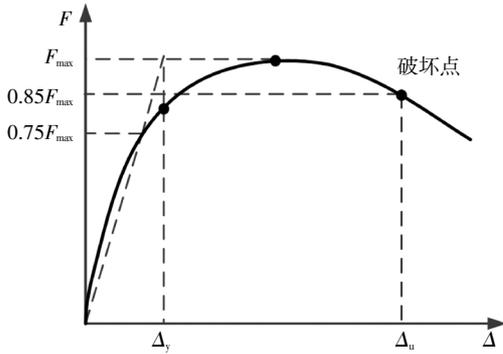


图2 试件屈服位移与极限位移的定义<sup>[9]</sup>

Fig.2 Definition of yielding and ultimate displacements

## 2.2 标定样本库的选择

选择试验样本时,若未对构件类型和破坏模式进行筛分,将不符合条件一致的原则<sup>[15]</sup>,因此需限定所选试验样本的截面类型和破坏特征,此外样本应具有独立同分布的特性。

## 2.3 标定方法和流程

损伤指数可类比为各破坏状态的“测量工具”,只有经过标定后的损伤指数才能用于结构或构件各个破坏状态的判定,各极限状态下的损伤指数标定流程如下:

第 1 步,确定试件相关参数。处理滞回数据前,根据试件尺寸、截面信息、加载信息等计算相关参数,如极限位移  $\delta_u$  和组合系数  $\beta_{pn}$ (式(2))。

第 2 步,计算样本试验各极限状态下的损伤指数。按照 2.1 节极限状态确定原则,计算各极限状态对应的响应量,并代入损伤模型表达式计算损伤指数。

第 3 步,假设检验。对第 2 步得到的各极限状态下的损伤指数进行分布拟合检验和分布参数估计;可采用单样本 K-S 分布检验确定样本的分布类型,采用无偏估计量确定分布参数的估计值。

该标定方法具有一定的普遍性,不仅适用于本文采用的 3 种损伤模型,也适用于一般损伤模型。

## 2.4 样本库扩容方法的提出

试验样本库是有限的以及不断扩充的,相应的

样本容量随新增试验的进行逐渐增加。为了避免进行复杂的重复性统计工作,并在已有研究基础上添加样本,遂引入贝叶斯方法实现样本容量的扩充。

贝叶斯统计方法认为任何未知参数均可视为随机变量,相较于传统统计学方法,该方法重视先验信息的收集和处理,并结合后续样本信息得到后验条件概率密度分布进行参数估计,对先验参数分布参数进行调整和更新<sup>[16-17]</sup>。

本文分布参数的更新属于贝叶斯统计方法中的多参数问题,将概率损伤模型中的对数均值  $\mu$  和对数方差  $\sigma^2$  视为未知参数,取正态分布和倒伽马分布分别作为  $\mu$  和  $\sigma^2$  的先验分布<sup>[16]</sup>:

$$\mu|\sigma^2 \sim N(\mu_0, \sigma^2/\kappa_0), \quad \sigma^2 \sim \text{IGa}(v_0/2, v_0\sigma_0^2/2) \quad (5)$$

式中:  $\mu_0$  为先验均值;  $\kappa_0$  为先验样本容量;  $v_0$  为先验自由度;  $v_0\sigma_0^2$  为先验平方和;  $\sigma^2$  先验分布均值为  $E(\sigma^2) = (v_0\sigma_0^2/2)/(v_0/2-1) = v_0\sigma_0^2/(v_0-2)$ 。由此可得  $(\mu, \sigma^2)$  的联合先验密度函数为:

$$\pi(\mu, \sigma^2) \propto \sigma^{-1}(\sigma^2)^{-(v_0/2+1)} \times \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2}[v_0\sigma_0^2 + \kappa_0(\mu - \mu_0)^2]\right\} \quad (6)$$

上述形式的分布称为正态-倒伽马分布,记为  $N\text{-IGa}(v_0, \mu_0, \sigma_0^2)$ ; 假设  $DI_i$  是后续试验的损伤指数,则  $x_i = \text{LN}(DI_i)$  是来自正态分布  $N(\mu, \sigma^2)$  的样本,该样本的联合概率密度分布函数为:

$$p(x|\mu, \sigma^2) \propto \sigma^{-n} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2\right\} = \sigma^{-n} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2}[(n-1)s^2 + n(\bar{x} - \mu)^2]\right\} \quad (7)$$

式中: 样本均值  $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$ ,  $(n-1)s^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2$ , 将

式(6)与式(7)相乘可得后验概率密度分布的核:

$$\begin{aligned} \pi(\mu, \sigma^2|x) &\propto p(x|\mu, \sigma^2)\pi(\mu, \sigma^2) \propto \\ &\sigma^{-1}(\sigma^2)^{-(v_0+n)/2+1} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2}[v_0\sigma_0^2 + \right. \\ &\left. \kappa_0(\mu - \mu_0)^2 + (n-1)s^2 + n(\bar{x} - \mu)^2]\right\} \propto \\ &\sigma^{-1}(\sigma^2)^{-(v_n/2+1)} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2}[v_n\sigma_n^2 + \kappa_n(\mu - \mu_n)^2]\right\} \end{aligned}$$

其中:

$$\begin{aligned} \kappa_n &= \kappa_0 + n, v_n = v_0 + n \\ \mu_n &= \frac{\kappa_0}{\kappa_0 + n} \mu_0 + \frac{n}{\kappa_0 + n} \bar{x} \end{aligned} \quad (8)$$

$$v_n\sigma_n^2 = v_0\sigma_0^2 + (n-1)s^2 + \frac{\kappa_0 n}{\kappa_0 + n} (\mu_0 - \bar{x})^2 \quad (9)$$

由上式可知,后验密度仍然是正态-倒伽马分布  $N\text{-IGa}(v_n, \mu_n, \sigma_n^2)$ 。由于贝叶斯估计量为后验均值

时,可使得后验贝叶斯估计误差最小<sup>[16]</sup>,故可取后验均值作为贝叶斯估计值,对于对数均值取为 $\mu_n$ ,对数方差取为:

$$E(\sigma_n^2) = v_n \sigma_n^2 / (v_n - 2) \quad (10)$$

因此,采用贝叶斯方法进行样本扩容的流程如下:1)先验信息:根据前人工作(经验或部分样本的分布拟合)得到的分布参数( $\mu_0, E(\sigma_0^2)$ )作为先验分布的估计量;2)采样信息:研究者采用的样本信息,若先验信息根据样本拟合而来,则后续采样中应避免选取相同样本;3)贝叶斯估计量计算:根据式(8)、式(9)和式(10)分别计算贝叶斯估计量( $\mu_n, E(\sigma_n^2)$ ),将其作为联合先验信息和采样信息的分布参数。

### 3 基于典型 RC 梁柱滞回试验的标定和样本扩容方法的验证

#### 3.1 标定样本库的选择

本文选取试件的原则为,试件为钢筋混凝土矩形截面柱,具有完善的试验资料和完整的滞回曲线并加载至完全破坏,试件破坏形态以弯曲破坏为主。此外,为保证所选试件以弯曲破坏为主,试件的剪跨比均大于等于 2.0,尽可能避免剪切破坏。根据此选取原则,本文标定数据库从 PEER 数据库中(<http://nisee.berkeley.edu/spd/>)选取 83 组钢筋混凝土柱的试验数据,试件截面、材料和配筋等主要参数的统计信息见表 2,详细信息见文献[11]。所选试件的截面尺寸、配筋形式、轴压比、剪跨比等参数基本包括了常规建筑结构的取值范围,具有较强的代表性。PEER 数据库由不同研究者出于不同研究目的试验组成,可认为其中个体之间互不相关。

表 2 试件参数统计表

Tab.2 Statistical table of the specimens parameters

试件参数	范围	平均值	标准差	变异系数
截面宽度/mm	160~600	334	99	0.30
截面高度/mm	160~610	348	118	0.34
等效长度/mm	320~2 335	1 194	530	0.44
混凝土圆柱体抗压强度/MPa	21.1~118	48	27	0.56
纵筋抗拉强度/MPa	341~587	460	62	0.13
箍筋抗拉强度/MPa	255~1 424	510	240	0.47
轴压比	0~0.8	0.25	0.18	0.70
剪跨比	2~4.7	3.34	0.87	0.26
纵筋配筋率/%	1.25~6.03	2.17	0.84	0.39
体积配箍率/%	0.3~4.23	1.64	1.02	0.62

#### 3.2 K-S 分布检验

按给出的各损伤极限状态的确定原则和各参数的计算方法,可得到不同损伤模型各极限状态的损伤指数值,对其分别进行显著水平为 0.05 的单样本 K-S 分布检验 (Kolmogorov-Smirnov Test)。以 Park-Ang 损伤模型为例(如图 3 所示),K-S 分布检验中零假设为样本服从对数正态分布,经检验上确界均满足限值,从图中也可看出拟合分布处于 K-S 边界(5%)之间,说明显著水平为 0.05 时样本不拒绝零假设,可认为各极限状态损伤指数服从对数正态分布,与文献[6, 18]结论一致。

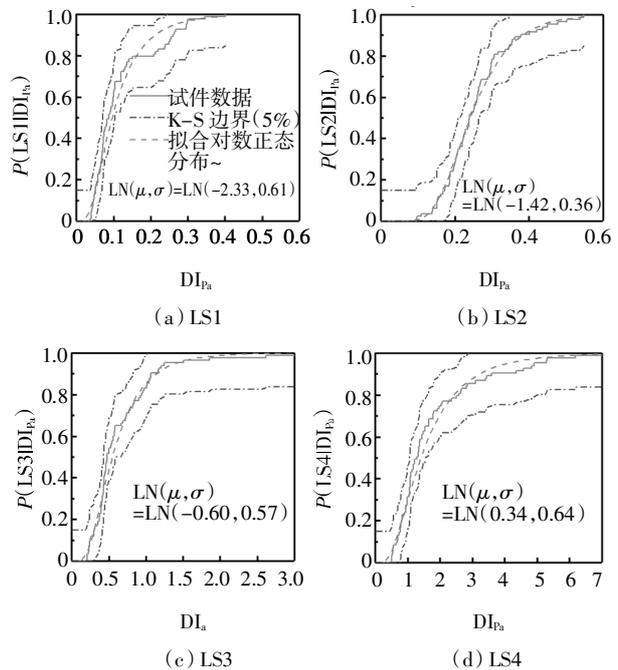


图 3 Park-Ang 损伤模型各极限损伤状态累积概率分布  
Fig.3 Park-Ang cumulative probability distribution for each limit state

#### 3.3 典型 RC 梁柱构件损伤模型标定结果

各极限损伤状态对应的损伤指数分布类型为对数正态分布,对相应的分布参数进行无偏估计,结果如表 3 所示,3 种损伤模型不同极限状态的累积概率分布如图 4 所示。将完全破坏极限状态视为安全极限,由 Park-Ang 概率损伤模型可知,当  $DI_{pa} = 1$  时安全极限状态的超越概率为 0.3,即判定失效的概率为 0.3,由此可知将  $DI_{pa} = 1$  作为构件安全极限状态的可靠程度并不高。对于同一损伤极限状态, Park-Ang 损伤指数的几何平均值最大,位移损伤模型 DDI 最小,与各模型表达式的相对关系相符。

表 3 3种损伤模型各极限状态参数

**Tab.3 Statistical parameters of the three damage models**

损伤等级	Park-Ang		改进 Park-Ang		DDI	
	几何平均值	对数标准值	几何平均值	对数标准值	几何平均值	对数标准值
LS1	0.10	0.61	0.09	0.59	0.09	0.58
LS2	0.24	0.36	0.21	0.36	0.20	0.33
LS3	0.55	0.57	0.49	0.56	0.39	0.43
LS4	1.41	0.64	1.12	0.38	0.71	0.33

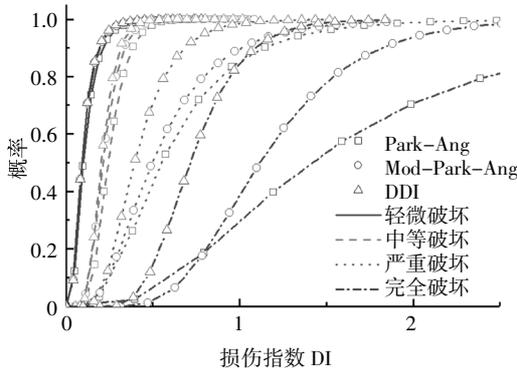


图 4 3种损伤模型各极限损伤状态累积概率分布  
Fig.4 Cumulative probability distribution for each limit state of three damage models

3.4 样本库扩容方法验证

本文以 3.1 节所选样本为例,对基于贝叶斯统计的样本库扩容方法的有效性进行验证,如图 5 所示,按试验进行的时间顺序,选择样本容量为  $\kappa_0$  的样本视为先验信息,将剩余试件中  $n$  个样本视为采样信息. Park-Ang 损伤模型验证结果如图 6 所示.

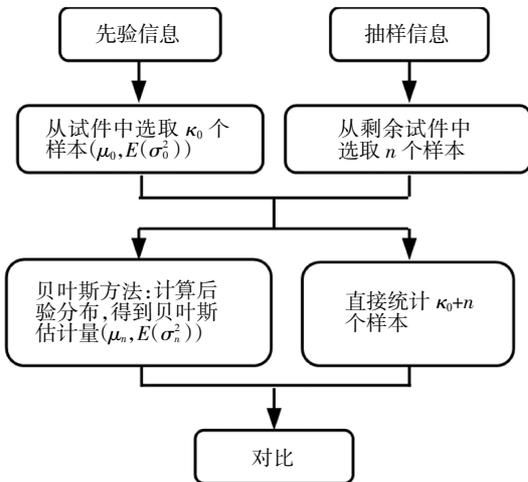
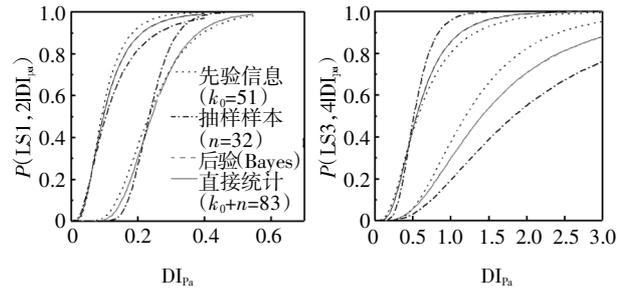


图 5 基于贝叶斯方法的参数估计验证  
Fig.5 Parameter estimation verification based on Bayesian method



(a) LS1 和 LS2 (b) LS3 和 LS4  
图 6 基于贝叶斯方法的 Park-Ang 损伤模型累积概率分布验证

Fig.6 Verification of the cumulative probability distribution of Park-Ang damage model based on Bayesian method

经计算对比,2种统计方法得到的对数均值最大相差  $1.0 \times 10^{-14}$ ,对数均方差最大相差  $3.7 \times 10^{-4}$ ,此差距可忽略不计.由累积概率分布图可知,基于贝叶斯方法的分布参数估计与直接统计得到的分布参数基本一致,验证了将贝叶斯方法用于样本扩容的有效性.因此后续若进行了新的试验、考虑更广泛的设计参数亦或考虑不同的损伤特征等因素时,可按 2.3 节标定步骤处理新添样本,并结合本文 3.3 节统计得到的分布参数作为先验信息,这将大大减少统计工作量;从图中还可以看到,基于贝叶斯后验估计得到的累积概率分布介于先验信息分布和采样样本分布之间,说明贝叶斯方法实现了平衡先验信息和采样样本的效果.

不同损伤模型考虑因素不同,由表 3 可知,各损伤状态的损伤指数以及相应的离散程度均不同.有必要研究采用不同损伤模型对抗震性能评价结果的影响,为易损性函数的选取提供参考.

4 算例设计与分析

4.1 PBEE 评价概述

PBEE 评价可分为四方面内容:地震危险性分析、结构响应分析、地震易损性分析和地震损失分析.损伤模型是建立易损性函数的关键和损失分析的前提.

4.1.1 基于构件的地震易损性分析

地震易损性分析是 PBEE 研究中的重要内容,定量反映地震需求和抗震能力的不确定性是地震易损性分析的关键.假设地震需求和抗震能力均服从对数正态分布<sup>[9]</sup>,由式(11)表示:

$$\begin{aligned} \text{LN}(D) &\sim \text{N}(\text{LN}(m_D), \beta_D^2) \\ \text{LN}(C_i) &\sim \text{N}(\text{LN}(m_{C_i}), \beta_{C_i}^2) \end{aligned} \quad (11)$$

式中:  $D$  表示地震需求;  $C_i$  表示构件极限状态  $LS_i$  的抗震能力;  $m_D$  和  $\beta_D$  分别为某一地震强度下地震需求的中位值和对数标准差;  $m_{C_i}$  和  $\beta_{C_i}$  分别为极限状态  $LS_i$  对应的构件抗震能力的中位值和对数标准差. 则基于构件的地震易损性函数由式 (12) 表示,  $F_i(x)$  为地震强度为  $x$  时极限状态  $LS_i$  的超越概率, 各破坏状态的概率  $P_{DS}(x)$  则由式 (13) 求得.

$$F_i(x) = \Phi \left[ \frac{\ln m_D - \ln m_{C_i}}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_{C_i}^2}} \right], i=1 \sim 4 \quad (12)$$

$$P_{DS}(x) = \begin{cases} 1 - F_1(x), & i=1 \\ F_{i-1}(x) - F_i(x), & i=2, 3, 4 \\ F_{i-1}(x), & i=5 \end{cases} \quad (13)$$

#### 4.1.2 结构构件地震损失分析

地震损失与地震强度密切相关, 较高强度地震造成的损失较大, 然而发生的概率(年平均超越概率)却较小. 基于全概率的 PBEE 方法<sup>[20-21]</sup>可得到指定强度地震造成的结构损失:

$$E[L|IM] = E[L|INC, IM](1 - P[C|IM]) + E[L|C, IM]P[C|IM] \quad (14)$$

式中:  $E[L|IM]$  为地震强度为  $IM$  时的结构地震损失均值, 由未倒塌时的损失均值  $E[L|INC, IM]$  (式 15) 和倒塌时的损失均值  $E[L|C, IM]$  组成,  $P[C|IM]$  为倒塌概率:

$$E[L|INC, IM] = \sum_i^{na} a_i \int \sum_j^ndsi E_L[L|DM_j] \cdot p[DM_j|EDP] p[EDP|IM] dEDP \quad (15)$$

式中:  $na$  为建筑结构构件数;  $a_i$  为第  $i$  个构件新建费用; 积分符号表示第  $i$  个构件在地震强度为  $IM$  时的未发生倒塌下的损失比均值, 结构响应  $EDP$  为随机变量;  $ndsi$  为第  $i$  个构件损伤等级总数, 本文损伤等级取为 5.  $E_L[L|DM_j]$  表示第  $i$  个构件损伤状态为  $DM_j$  时的损失比;  $p[EDP|IM]$  表示地震强度为  $IM$  时, 构件响应  $EDP$  的概率密度函数;  $p[DM_j|EDP]$  表示结构或构件响应为  $EDP$  时, 处于  $DM_j$  损伤等级的概率密度函数.

本文研究对象为梁柱构件的易损性函数, 下文只关注框架结构梁柱结构构件的地震损失, 各损伤状态对应的损失函数以及材料单价见文献<sup>[21]</sup>.

#### 4.2 计算模型与参数

本文设计了不同层数(4 层、6 层、8 层和 10 层)的 RC 框架结构, 设防烈度为 8 度(0.2g), 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第二组, 特征周期  $T_g$  为 0.4 s. 结构平面布置为 3x3 跨, 跨度均为 6 m, 结构立面上, 首层层高均为 3.3 m, 其余楼层层高均为 3.0 m.

楼面、屋面恒荷载标准值取 5.0 kN/m<sup>2</sup>, 活荷载标准值为 2.0 kN/m<sup>2</sup>, 填充墙与隔墙荷载标准值取为 10.0 kN/m; 板厚均取 100 mm; 混凝土强度取为 C35, 纵筋采用 HRB400, 箍筋采用 HPB300. 采用 PKPM 软件, 根据我国现行建筑结构抗震设计规范对结构进行抗震设计. 由于结构规则对称, 仅取中跨一榀平面框架进行弹塑性分析. 不同层数结构的构件截面尺寸和配筋信息见文献<sup>[11]</sup>附录 B, 结构设计信息见表 4. 本文模型采用 OpenSees 分析软件建立, 混凝土材料采用 Concrete02, 钢筋材料采用考虑承载力退化的模型<sup>[22]</sup>.

表 4 结构模型设计信息

**Tab.4 Design parameters of RC building model**

模型	结构高度 /m	抗震等级	第一周期 $T_1$ /s	最大轴压比	轴压比限值	小震弹性位移	弹性位移限值
4 层	12.3	二	0.54	0.50	0.75	1/643	
6 层	18.3	二	0.74	0.61	0.75	1/609	1/550
8 层	24.3	一	0.89	0.58	0.65	1/647	
10 层	30.3	一	1.06	0.55	0.65	1/638	

#### 4.3 地震动选取

以 8 度大震规范反应谱( $T_g = 0.45$  s)为目标谱, 在太平洋地震工程中心地震动数据库中选择了 11 条地震动记录. 图 7 所示为地震波反应谱与规范反应谱的拟合情况, 由图中所示, 所选择的地震动反应谱均值与规范设计反应谱在主要周期段吻合较好, 符合规范“在统计意义上相符”的要求.

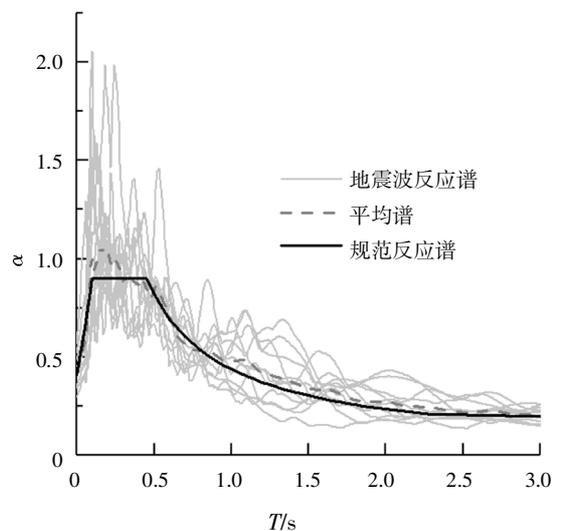


图 7 地震动加速度谱与设计反应谱

Fig.7 Seismic acceleration spectra and design response spectra

4.4 计算结果分析

4.4.1 结构构件损伤易损性和结构倒塌易损性分析

对结构进行 IDA 分析,得到不同强度地震下结构各构件的地震响应,根据上文已标定的由损伤指数表示的抗震能力函数,由式(12)建立各构件的易损性函数,再由式(13)计算指定地震强度下构件不同破坏状态的概率.图 8 列出了不同地震风险下 4 层结构采用不同概率损伤模型得到的关键构件各破坏状态的超越概率.

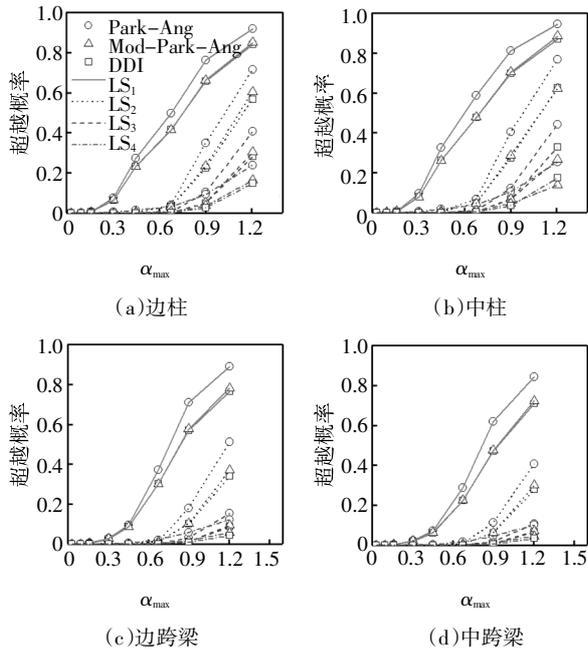


图 8 4 层结构底层柱和梁超越概率  
Fig.8 Exceeding probability of each damage state for bottom columns and beams of four-layer structure under different seismic risk

由图 8 可知,不同损伤模型均能识别出构件较大概率的破坏状态,其中改进 Park-Ang 损伤模型和位移损伤模型得到的各损伤状态概率基本一致,采用 Park-Ang 损伤模型时,完全破坏状态 DS5 和中等破坏状态 DS3 的概率相较于其他 2 个损伤模型略大,基本完好状态 DS1 的概率较低.

对结构进行倒塌易损性分析<sup>[23-24]</sup>,分析结果见表 5.6 层结构罕遇地震下的倒塌概率最大,抗倒塌储备系数 CMR 最小,由于所设计的 6 层结构在 4 个模型中轴压比最大,弹性状态的层间位移角响应也最大,对于 8 层和 10 层结构,高度超过 24 m,设计时抗震措施等级提高一级,其倒塌概率相对较小.

表 5 结构倒塌易损性分析结果

Tab.5 Structural collapse fragility analysis results

模型	倒塌强度几何均值 $\alpha_{max}$	$\beta_{RTR}$	CMR	罕遇地震倒塌概率/%
4 层	2.53	0.38	2.81	5.69
6 层	1.89	0.46	2.10	15.14
8 层	2.46	0.25	2.74	3.90
10 层	2.53	0.26	2.81	3.71

4.4.2 结构构件地震损失分析

结构全部梁柱构件在各强度地震下的损失均值如图 9 所示.结果表明,结构构件地震损失随地震强度的增大而增加,与常规认识一致;地震损失随损伤模型的不同存在差异,但总体上差异不显著;位移损伤模型 DDI、考虑加载路径的改进 Park-Ang 损伤模型在各地震强度下的损失结果基本一致;采用 Park-Ang 损伤模型计算的地震损失相对较大,在中小地震强度下,采用 Park-Ang 损伤模型得到的地震损失与其他两者相近,设防地震下 ( $\alpha_{max} = 0.45$ ) 4 个结构的平均误差为 3%,大震下 ( $\alpha_{max} = 0.9$ ) 地震损失的平均误差为 10%左右,这是由于采用 Park-Ang 损伤模型对结构构件完全破坏状态的概率评估高于其他两个损伤模型,因此与破坏状态对应的地震损失也相应较大.

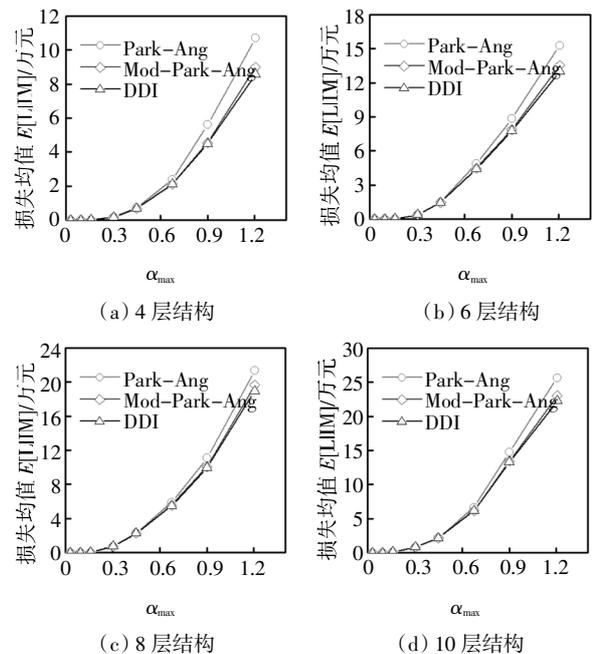


图 9 各强度地震下梁柱构件损失均值  
Fig.9 Mean earthquake loss of structural members at different intensity levels

上述地震损失均值是具有统计意义的结果,考虑位移和滞回耗能的损伤模型与仅考虑位移的损伤模型对地震损失的评价结果相差不大,关键在于不同损伤模型限值的统一标定,并不意味着能量项在损伤评估中不重要.

在进行小震和中震下抗震性能分析时,可选用任何一种经标定的损伤模型进行损失评估,评估结果相差不大.考虑到抗震性能分析的计算效率,建议采用表达式相对简单易求的位移损伤模型,因此可避免在易损性分析时结构构件累计滞回耗能的计算;在进行大震下地震损失评估时,由于 Park-Ang 损伤模型在中等破坏状态和完全破坏状态的概率评估较高导致地震损失较大,偏安全考虑,建议采用 Park-Ang 损伤模型.

## 5 结论

本文以 3 个典型的基于构件的损伤模型为研究对象,对钢筋混凝土梁柱构件易损性函数中的抗震能力参数展开了研究,并以 8 度设防的 4 个不同层数的 RC 框架结构为例,对比分析了损伤模型对建筑结构性能评估的影响.主要结论如下:

1)提出了概率损伤模型参数标定方法以及基于贝叶斯统计方法的样本库扩容方法.

2)根据本文提出的概率损伤模型标定方法,分别对 3 种典型损伤模型进行参数标定,为梁柱易损性函数中概率抗震能力模型选取提供建议;基于贝叶斯统计方法的样本库扩容方法经验证能较好地平衡先验信息和抽样信息,为样本库扩容和考虑不同因素的参数调整提供便利.

3)经标定的 3 种损伤模型均能识别构件较大概率的破坏状态,其中改进 Park-Ang 模型和位移损伤模型评价结果基本一致, Park-Ang 损伤模型在中等损伤状态和完全破坏状态的概率估计较高.

4)概率损伤模型的选取对中小地震性能评估的影响较小,建议采用表达式相对简单易求的位移损伤模型,在大震下地震损失评估时,偏安全考虑,建议采用 Park-Ang 损伤模型.

在本文损伤模型参数中的极限位移  $\delta_u$  和组合系数  $\beta_{ps}$  均采用基于试验得到的经验公式计算,参数本身存在的不确定性对概率损伤模型的影响以

及其他损伤模型的标定和样本库扩容将在后续研究中开展.

## 参考文献

- [1] STONE W C, TAYLOR A W. Seismic performance of circular bridge columns designed in accordance with AASH -TO/ CALTRANS standards [R]. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology, 1993:33—42.
- [2] BANON H, IRVINE H M, BIGGS J M. Seismic damage in reinforced concrete frames [J]. Journal of Structural Engineering, 1981, 107(9):1713—1729.
- [3] GOSAIN N K, BROWN R H, JIRSA J O. Shear requirements for load reversals on RC members [J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1977, 103(7):1461—1476.
- [4] PARK Y, ANG A H S, WEN Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4):740—757.
- [5] KUNNATH S K, REINHORN A, LOBO R. DARC version 3.0: a program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures [R]. Buffalo: National Center for Earthquake Engineering Research, 1994:29—30.
- [6] BECK J L, PORTER K A, SHAIKHUTDINOV R V, et al. Impact of seismic risk on lifetime property values [R]. Pasadena: California Institute of Technology, 2002:Appendix C.
- [7] 陈林之. 钢筋混凝土框架结构基于性能的地震损伤控制研究 [D]. 上海:同济大学土木工程学院, 2010:41—77.  
CHEN L Z. Study on performance based seismic damage control of reinforced concrete frame [D]. Shanghai: College of Civil Engineering, Tongji University, 2010:41—77. (In Chinese)
- [8] CHAI Y H, ROMSTAD K M, BIRD S M. Energy -based linear damage model for high-intensity seismic loading [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1995, 121(5):857—864.
- [9] 陈林之, 蒋欢军, 吕西林. 修正的钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型 [J]. 同济大学学报 (自然科学版), 2010, 38(8):1103—1107.  
CHEN L Z, JIANG H J, LÜ X L. Modified Park-Ang damage model for reinforced concrete structures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, 38(8):1103—1107. (In Chinese)
- [10] 罗文文, 李英民, 韩军. 考虑加载路径影响的改进 Park-Ang 损伤模型 [J]. 工程力学, 2014, 31(7):112—118.  
LUO W W, LI Y M, HAN J. A modified Park-Ang seismic damage model considering the load path effects [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(7):112—118. (In Chinese)
- [11] 罗文文. RC 框架结构基于损伤控制的抗震设计方法研究 [D]. 重庆:重庆大学土木工程学院, 2015:169—177.  
LUO W W. Study on seismic damage control -based design

- methodology for RC frames [D]. Chongqing:College of Civil Engineering,Chongqing University,2015:169—177. (In Chinese)
- [12] 吕大刚,于晓辉. 基于地震易损性解析函数的概率地震风险理论研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(10):41—48.
- LÜ D G, YU X H. Theoretical study of probabilistic seismic risk assessment based on analytical functions of seismic fragility [J]. Journal of Building Structures,2013,34(10):41—48.(In Chinese)
- [13] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:97—98.
- GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing:China Architecture & Building Press,2010:97—98. (In Chinese)
- [14] CEB—Fib. Displacement based seismic design of reinforced concrete building [M]. Lausanne,Switzerland:The International Federation for Structural Concrete (fib),2003:119—123.
- [15] 傅剑平,王敏,白绍良. 对用于钢筋混凝土结构的 Park—Ang 双参数破坏准则的识别和修正 [J]. 地震工程与工程振动,2005,25(5):73—79.
- FU J P, WANG M, BAI S L. Identification and modification of the Park—Ang criterion for failure of RC structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration,2005,25(5):73—79. (In Chinese)
- [16] 茆诗松. 贝叶斯统计[M]. 北京:中国统计出版社,2000:1—40.
- MAO S S. Bayesian statistics [M]. Beijing:China Statistics Press,2000:1—40. (In Chinese)
- [17] 周云,贾凡丁,奚树杭. 基于贝叶斯理论的多模型结构识别的试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2018,45(5):36—45.
- ZHOU Y, JIA F D, XI S H. Experiment research on multi-model structural identification based on Bayesian theory [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences),2018,45(5):36—45. (In Chinese)
- [18] PARK Y, ANG A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering,1985,111(4):722—739.
- [19] 张耀庭,杜晓菊,杨力. RC 框架结构基于构件损伤的抗震性能评估研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2016,43(5):9—21.
- ZHANG Y T, DU X J, YANG L. Research on seismic performance assessment based on component damage for RC frame structure[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences),2016,43(5):9—21. (In Chinese)
- [20] FAJFAR P, KRAWINKLER H. Performance-based seismic design concepts and implementation:PEER Report 2004/05[R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center,2004:15—26.
- [21] 罗文文,李英民,韩军. 基于全概率 PBEE 方法的 RC 框架结构地震损失分析[J]. 工程力学,2016,33(9):186—194.
- LUO W W, LI Y M, HAN J. Earthquake loss estimation for RC frames based on PEER—PBEE methodology [J]. Engineering Mechanics,2016,33(9):186—194. (In Chinese)
- [22] 曲哲,叶列平. 基于有效累积滞回耗能的钢筋混凝土构件承载力退化模型[J]. 工程力学,2011,28(6):45—51.
- QU Z, YE L P. Strength deterioration model based on effective hysteretic energy dissipation for RC members under cyclic loading [J]. Engineering Mechanics,2011,28(6):45—51. (In Chinese)
- [23] HASELTON C B. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings [R]. Palo Alto:The John A Blume Earthquake Engineering Center,2007:18—25.
- [24] VAMVATSIKOS D, ALLIN C C. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,2002,31(3):491—514.