

修正的钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型

陈林之, 蒋欢军, 吕西林

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 针对钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型在上下界不收敛的问题提出了修正形式, 然后利用美国太平洋地震工程研究中心的钢筋混凝土柱试验数据库和作者完成的试验, 研究了修正后损伤模型组合系数的取值, 并根据试件的轴压比、剪跨比和箍筋横向约束指标等进行非线性回归分析, 得到该系数的经验表达式. 对比研究表明相对于 Park-Ang 模型而言, 采用修正后的模型计算的试验破坏点的损伤指标均值更接近于 1, 离散性较小, 能更好地反映钢筋混凝土结构的损伤水平. 最后对建筑结构中常见的钢筋混凝土构件给出了组合系数的建议值.

关键词: 钢筋混凝土结构; 地震损伤; 损伤模型

中图分类号: P 315.957

文献标识码: A

Modified Park-Ang Damage Model for Reinforced Concrete Structures

CHEN Linzhi, JIANG Huanjun, LU Xilin

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The modified form of the Park-Ang damage model for reinforced concrete (RC) structures is put forward with a consideration of the non-convergence of the original model on the upper and lower limit. Then the combination coefficient is calculated on the basis of the cyclic test results of RC columns from the database of the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) and the authors' tests. An empirical formula is derived through nonlinear regression analysis to relate the coefficient with the axial load ratio, shear-span ratio and confinement index provided by the transverse steel. The comparison between the two models indicates that compared with the original model, damage indices at failure state of tests calculated by the modified model have mean value closer to 1 and smaller scatter, and the damage level of RC structures can be better reflected by the modified model. At last, the value of

combination coefficient is recommended for ordinary RC members in building structures.

Key words: reinforced concrete structures; seismic damage; damage model

强烈地震导致的工程破坏是地震致灾的重要因素. 基于性能的结构设计允许结构在强震作用下进入非线性反应阶段, 这就意味着允许结构产生一定程度的损伤. 对结构地震损伤水平的评价则有定性的方法和定量的方法之分. 定量的评价方法更适宜于在基于位移(变形)的结构损伤控制设计中直接应用. 为了准确地评定结构产生的损伤水平, 研究人员多采用某种特定的损伤模型来计算结构在地震过程中产生的累积损伤指标, 以损伤指标的数值大小反映结构或构件的具体损伤程度.

1945 年 Miner^[1] 提出了主要针对金属结构的损伤指标, 此后的半个多世纪以来各国学者在该领域进行了大量的研究工作, 提出了多种损伤指标^[2-3]. 其中 Park 和 Ang 针对钢筋混凝土结构提出的考虑变形与能量组合的损伤模型被各国学者广泛采用^[4]. 同时, 研究者也发现了该模型在上下界处不收敛的问题. Chai 等人^[5]在 Park-Ang 损伤模型的耗能项的分子中减去单调加载下的耗能, 以期修正单调加载至破坏时损伤指标不等于 1 的问题. 然而对有些耗能较小的试验则可能导致耗能项对损伤的贡献为负值. 且该修正模型采用一系列钢构件的试验进行校验, 应用到钢筋混凝土构件中尚需进一步研究. 我国学者吕大刚和王光远^[6]也提出了一种修正模型, 但未利用试验数据对该模型进行验证. 傅剑平等^[7]则建议位移与能量的组合系数以延性系数的指数形式表达, 并未修正上下界不收敛的问题, 且延性

收稿日期: 2009-04-15

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50708081, 90815029); 国家“973”重点基础研究发展计划资助项目(2007CB714202); 上海市教委科研创新项目(09ZZ32)

作者简介: 陈林之(1978—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢筋混凝土结构损伤控制设计. E-mail: wchen120@gmail.com
吕西林(1955—), 男, 教授, 工学博士, 博士生导师, 主要研究方向为建筑结构抗震. E-mail: lxlst@tongji.edu.cn

系数本身又与结构或构件的诸多参数有关. Bozorgnia 和 Bertero^[8]提出的修正模型中将最大变形和极限变形都减去弹性变形量,以修正 Park-Ang 损伤模型在下界的不收敛问题. 作者认为,逐个计算钢筋混凝土结构或构件的弹性变形量比较繁琐,不便于在基于位移(变形)的损伤控制设计中直接应用.

本文针对该模型在上下界处不收敛的问题提出了新的修正形式. 然后利用美国太平洋地震工程研究中心(PEER)建立的钢筋混凝土柱试验数据库^[9]和作者完成的13根钢筋混凝土柱梁试验数据^[10],研究了修正后的损伤模型的综合系数取值,并利用试件的轴压比、剪跨比和横向约束指标等参数进行非线性回归分析,得出了该系数的经验公式. 针对本文试验数据库,分别采用原模型和修正后的模型计算试验破坏点的损伤指标,以对比两个模型的计算精度. 最后比较了两个模型组合系数的取值大小,针对建筑结构中常见的钢筋混凝土构件的损伤计算给出了组合系数的建议值.

1 损伤模型的修正

Park-Ang 于1985年提出的变形与耗能相组合的损伤模型如下:

$$D_{PA} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_{PA} \frac{\int dE}{f_y \delta_u} \quad (1)$$

式中: D_{PA} 与 β_{PA} 分别为 Park-Ang 损伤指标和组合系数, $D_{PA} = 0$ 与 $D_{PA} = 1$ 分别表示结构无损伤与结构破坏; δ_m 为结构或构件历经的最大变形; δ_u 为单调加载下结构或构件的极限变形; $\int dE$ 为截至计算点处结构或构件的累积滞回耗能; f_y 则为屈服承载力. Park 等人经回归分析得到组合系数的经验公式为

$$\beta_{PA} = (-0.447 + 0.073L/d + 0.24n_0 + 0.314\rho_t) \cdot 0.7\rho_w \quad (2)$$

式中: L/d 为剪跨比; n_0 为轴压比; ρ_t 为受拉纵向钢筋配筋率; ρ_w 为体积配箍率. 该损伤模型之所以被广泛应用,是因为该模型综合考虑了最大位移与累积耗能对结构损伤的贡献,显然这比单纯考虑变形或耗能的损伤模型更科学. 而且该模型还经过大量钢筋混凝土柱试验结果的校验. 但该模型也存在一些不足之处:①单调加载至破坏时损伤指标不为1;②在弹性阶段反复加载情况下结构应无损伤,而此时式(1)计算的损伤指标并不为0.

鉴于上述问题,本文提出钢筋混凝土结构 Park-Ang 地震损伤模型的修正形式如下:

$$D = (1 - \beta) \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{f_y(\delta_u - \delta_y)} \quad (3)$$

式中: β 为组合系数, $0 < \beta < 1$; δ_y 为屈服时的变形; $f_y(\delta_u - \delta_y)$ 为理想弹塑性体系在单调加载至破坏时的耗能.

针对该修正模型,结构或构件在单调加载至破坏的情况下,将其等效为理想弹塑性体系后,其耗能为 $\int dE = f_y(\delta_u - \delta_y)$,此时损伤指标等于1.0,表明该损伤指标在上界满足收敛条件. 钢筋混凝土构件开裂时的变形相对于单调加载下的极限变形来说通常很小,而开裂前的变形则更小. 在 $\delta_m \leq \delta_c$ 的情况下,构件为弹性阶段, $\int dE = 0$. 由于 $0 < 1 - \beta < 1$,此时该损伤模型相对于 Park-Ang 模型而言更接近于0. 可见,该修正模型在数值上能够更好地满足边界条件.

2 试验数据库

要确立本文提出的损伤模型的系数 β 取值,需要利用大量的试验结果进行综合分析确定. 设立于加州大学伯克利分校的太平洋地震工程研究中心(PEER)在美国自然科学基金的资助下搜集了美国、日本、新西兰、加拿大等国学者较为详尽的试验数据,统计整理了柱试验数据库(网址:<http://nisee.berkeley.edu/spd/>),并由华盛顿大学的 Marc Eberhard 教授负责管理,向世界地震工程界免费开放下载. 本文遴选了 PEER 数据库中115个钢筋混凝土柱的试验数据^[9]. 选取原则为:试件为钢筋混凝土矩形截面柱,破坏形式为弯曲控制型破坏,具有完整的滞回曲线且加载至构件破坏. 所选试验数据均包含了详细试验资料,如试件几何尺寸、配筋形式、材料性能、加载模式及试件与加载装置的相对位置等,这为获取准确的滞回关系(考虑 $P - \Delta$ 效应)奠定了基础. 所选 PEER 数据库和本文作者完成的13根钢筋混凝土柱梁试验^[10]一起构成确定修正后损伤模型系数的试验数据库,共计128个试验. 限于篇幅,各试验详细参数未予列出.

图1给出了所选试验的若干特征参数的分布情况. 构件混凝土圆柱体抗压强度分布区间为22.3~118 MPa,纵向钢筋屈服强度分布区间为335~587

MPa,箍筋屈服强度分布区间为 255~1 424 MPa,剪跨比分布于 2.0~7.0,轴压比分布于 0~0.8,纵筋配筋率分布区间为 0.7%~5.0%,箍筋体积配

箍率分布区间为 0.3%~7.7%。可见,所选试件的基本参数取值覆盖了常规建筑结构设计的取值范围,具有较广泛的代表性。

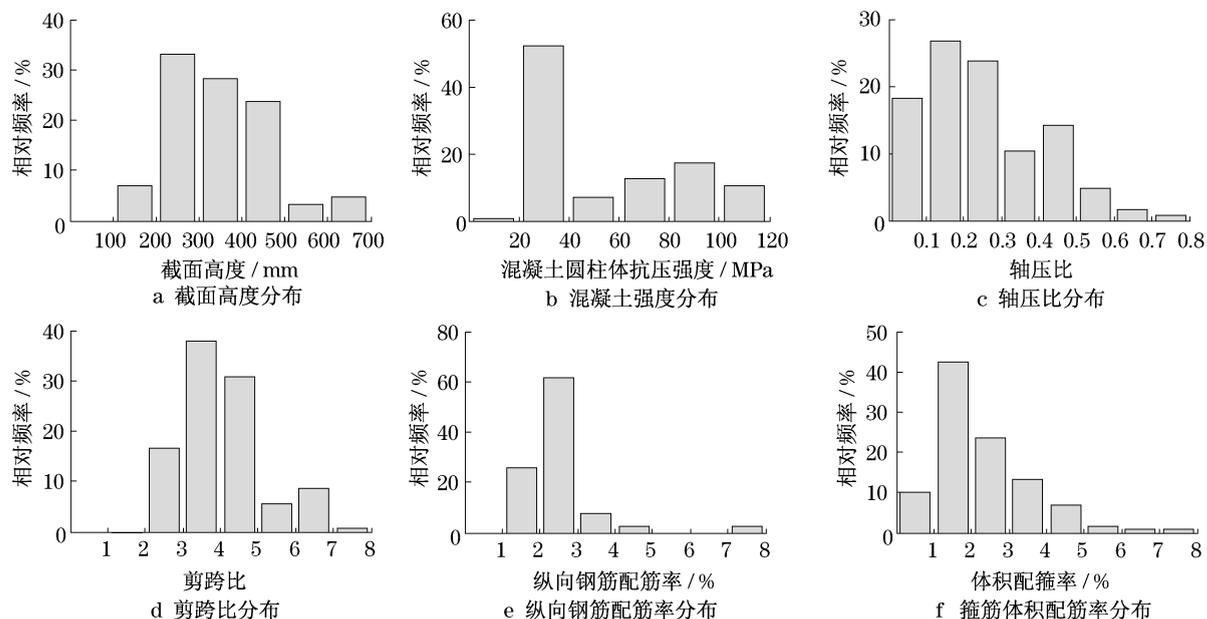


图1 试件参数分布图

Fig.1 Parameter distribution of specimens

3 组合系数的确定

首先对所选试验数据进行处理. 试件结果中仅有水平位移与水平力的数据, 遴选的试验中共有 4 种竖向加载模式. 不同的竖向加载模式带来不同的 $P-\Delta$ 效应, 需采取相应的计算方法考虑其影响, 本文按照 PEER 数据库手册建议的方法计算柱底弯矩及柱中净剪力等^[11].

根据损伤指标等于 1.0 时的数据反推系数 β 的取值, 需要确定公式中的屈服位移、单调加载极限位移、截至破坏点处历经的最大位移和累积耗能等. 其中, 屈服位移根据试验得到的力—位移骨架曲线、按照图2的方法确定, 相应的屈服荷载即取试件两个

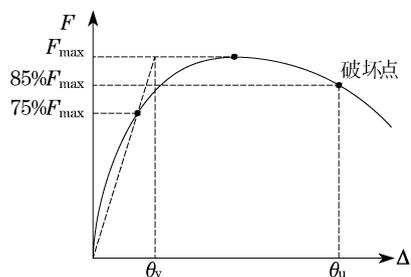


图2 屈服位移与极限位移的定义

Fig.2 Definition of yielding and ultimate displacements

加载方向达到的最大净水平荷载的平均值. 关于截至破坏点处的最大位移, 数据库中各研究者所选用的确定构件破坏的准则不完全相同. 考虑到本文所选试验均为弯曲控制型破坏和国内学者的习惯做法, 本文选取柱底弯矩—柱端转角骨架曲线的峰值下降 15% 方法确定的位移与纵向钢筋屈服或拉断确定的位移二者之中的较小值作为试件的最大位移。

关于试件在单调加载下的极限位移, 结构混凝土国际联合会(FIB)研究报告《钢筋混凝土建筑基于位移的抗震设计》以 1282 个钢筋混凝土构件的试验结果回归出经验公式, 具有较高的精度^[12]. 欧洲抗震规范 EC8 也采用了相似的公式^[13]. 本文采用 FIB 的公式, 试件单调加载下极限位移为

$$\delta_u = \theta_u L \quad (4)$$

其中:

$$\theta_u = 0.02541 \times 0.3^{n_0} \left(\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f'_c \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{L}{h} \right)^{0.425} 25^{\omega'_{sx} \frac{f_{yw}}{f'_c}} \quad (5)$$

式中: θ_u 为单调加载下试件极限弦转角; L 为试件长度; $n_0 = N/f'_c A_g$ 为实际轴压比, 其中 N 为轴向力, f'_c 为混凝土圆柱体单轴抗压强度, A_g 为试件截面面积; $\omega = f_y A_s / f'_c A_g$ 为纵向受拉钢筋配筋特征值(包

括在截面中部布置的纵向钢筋); $\omega' = f'_y A'_s / (f'_c \cdot A_g)$ 为纵向受压钢筋配筋特征值; h 为试件截面高度; ρ_{sx} 为平行于加载方向的面积配箍率; f_{yw} 为箍筋屈服强度; α 为有效约束系数, 由 Sheikh 和 Uzumeri^[14] 于 1982 年提出, 按下式计算:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left[1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right] \quad (6)$$

式中: b_c 和 h_c 分别为最外层箍筋的中心线所包围的截面约束核心的宽度和高度; b_i 则为箍筋折角或 135° 弯钩约束的纵向钢筋的间距; s_h 为箍筋间距.

各个试验的系数 β 可按 $D = 1.0$ 进行反推:

$$\beta = \frac{f_y(\delta_u - \delta_m)(\delta_u - \delta_y)}{\delta_u \int dE - \delta_m f_y(\delta_u - \delta_y)} \quad (7)$$

计算得到的各试件的损伤指标系数 β 的均值为 0.17, 标准差为 0.15, 变异系数为 88%. β 的高度离散性反映了钢筋混凝土结构损伤性能本身的复杂性.

一般认为 β 与结构的延性之间存在较为密切的相关关系. 延性越大, 结构耗能能力也越大, β 值则相对较小. 延性越小, β 值则越大. 对照各试验 β 取值与对应构件的特征参数发现, 轴压比和剪跨比越大, β 取值总体上呈增大的趋势. 横向约束较好的构件, 其 β 取值一般也相对较小. 需要说明的是, 关于构件箍筋横向约束的评价, 前人有不同的方法. 采用较多的是构件的体积配箍率, 即构件一定长度范围内箍筋体积与核心混凝土体积之比. 然而一些学者认为横向约束效果不仅与箍筋相对数量有关, 而且与纵向钢筋位置和箍筋形式等也有很大关系. Sheikh 和 Uzumeri 在对大量试验结果分析的基础上, 提出了有效约束系数的概念, 并以此建立了约束混凝土模型^[14]. 这一约束模型已被欧洲抗震规范采用^[13]. 本文认为有效约束系数可以更真实地反映核心混凝土的约束水平, 并以 $\alpha \rho_{sx} f_{yw} / f'_c$ 衡量构件的横向约束情况. 根据构件特征参数与相应的 β 取值, 本文进行了非线性回归分析, 得出表达式如下:

$$\beta = \left(0.023 \frac{L}{h} + 3.352 n_0^{2.35}\right) 0.818^{\alpha \rho_{sx} f_{yw} / f'_c} + 0.039 \quad (8)$$

式中相关参数定义同式(5), $\alpha \rho_{sx} f_{yw} / f'_c$ 的单位为 1%. 图 3 比较了数据库中 128 个 (N 值) 试验的损伤指标系数 β 的式(8)回归值与试验反推值, 其变异系数 C_{OV} 为 50%.

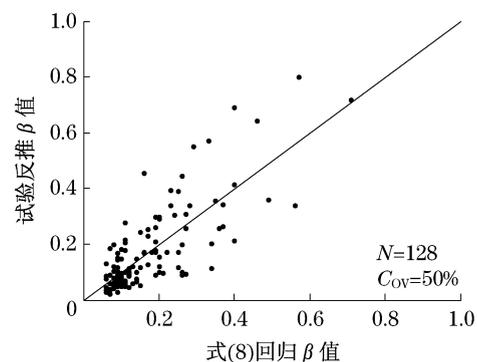


图 3 系数 β 回归值与试验值比较

Fig. 3 Comparison of regression and experiment value of coefficient β

4 系数评价

为了对比本文修正模型及其系数经验公式对损伤指标的预测效果, 对数据库中的每个试验分别按照本文损伤模型和 Park-Ang 损伤模型计算损伤指标, 其中的组合系数分别按本文经验公式(8)和 Park-Ang 经验公式(2)计算. 按照本文回归的经验公式和损伤模型计算的极限点损伤指标平均值为 1.004, 标准差为 0.22, 变异系数为 21%. 按照 Park-Ang 回归的组合系数经验公式和相应的损伤模型计算得极限点损伤指标平均值为 1.43, 标准差为 0.68, 变异系数为 48%. 可见, 按照修正模型和相应的组合系数经验公式计算得到的试验极限点处损伤指标不仅均值接近于 1.0, 且离散性明显减小. 本文认为对于计算受弯为主的矩形钢筋混凝土构件的损伤是合适的.

本文修正模型与 Park-Ang 损伤模型的系数 β 对比如下. 按照试验结果反推, 当 $D = 1.0$ 时, 由式(2)知 Park-Ang 指标的系数 β_{PA} 为

$$\beta_{PA} = \frac{\delta_u - \delta_m}{\int dE / f_y} \quad (9)$$

将式(7)转换得本文损伤模型中的系数 β 为

$$\beta = \frac{\delta_u - \delta_m}{\frac{\delta_u \int dE}{f_y(\delta_u - \delta_y)} - \delta_m} \quad (10)$$

比较式(9)和式(10)等式右边的分母, 得:

$$\frac{\int dE}{f_y} - \left[\frac{\delta_u \int dE}{f_y(\delta_u - \delta_y)} - \delta_m \right] =$$

$$\frac{f_y(\delta_u - \delta_y)\delta_m - \delta_y \int dE}{f_y(\delta_u - \delta_y)} = \frac{\delta_y(\mu_m E_{\text{mon}} - \int dE)}{E_{\text{mon}}} \quad (11)$$

式中: $\mu_m = \delta_m/\delta_y$ 为延性系数; $E_{\text{mon}} = f_y(\delta_u - \delta_y)$ 为单调加载至极限状态时的耗能. 即 $\mu_m E_{\text{mon}} > \int dE$ 时, $\beta > \beta_{\text{PA}}$; $\mu_m E_{\text{mon}} < \int dE$ 时, $\beta < \beta_{\text{PA}}$. 经计算, 本文所选的 128 个试验中 95 个试验满足 $\mu_m E_{\text{mon}} > \int dE$, 其相应的 $\beta > \beta_{\text{PA}}$. 可见对绝大多数试验而言, 修正后的损伤模型的组合系数 β 大于 Park-Ang 损伤模型系数 β_{PA} .

考虑到工程中绝大多数钢筋混凝土构件的特征参数(如轴压比、剪跨比、箍筋横向约束情况等)多处于常规取值范围内, 故对本文的损伤模型中的 β 系数取一常数值, 以便于在结构设计中应用. Park 等人经识别认为对于构造良好的钢筋混凝土构件, Park-Ang 损伤模型中取 $\beta = 0.05$ 较为合适. 本文在数据库中遴选出 97 个箍筋约束较好的试件, 其试验反推 β 的均值为 0.11, 标准差为 0.07, 变异系数为 64%. 结合上述 β_{PA} 与 β 的对比结果, 本文认为对受弯为主、箍筋横向约束良好的矩形钢筋混凝土构件按照式(3)计算损伤指标时, 可取 $\beta = 0.1$.

5 结论

本文针对 Park-Ang 损伤模型上下界不收敛的问题, 提出了修正后的损伤模型. 利用太平洋地震工程研究中心(PEER)搜集整理的钢筋混凝土柱试验的开放数据库及作者完成的试验, 研究了修正后损伤指标的系数确定问题, 并拟合出该系数与构件若干特征参数之间的关系式. 主要结论如下:

(1) 在构件极限点处, 修正后的损伤指标均值相对于 Park-Ang 损伤指标而言更接近于 1.0, 离散系数显著减小. 说明本损伤模型可以更真实地反映钢筋混凝土构件的损伤性能.

(2) 对损伤指标中的系数 β 与试件参数(轴压比、箍筋横向约束和剪跨比等)进行回归, 得出了组合系数的经验公式.

(3) 本文认为对受弯为主、箍筋横向约束良好的矩形钢筋混凝土构件按照本文修正模型计算损伤

指标时, 可取 $\beta = 0.1$.

参考文献:

- [1] Miner M A. Cumulative damage in fatigue [J]. Journal of Applied Mechanics, 1945, 12(3): 159.
- [2] Haluk S, Altug E. Energy-based hysteresis and damage models for deteriorating systems [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2004, 33(1): 69.
- [3] Teran-Gilmore Amador, Jirsa J O. A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue [J]. Earthquake Spectra, 2005, 21(3): 803.
- [4] Park Young Ji, Ang Alfredo H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722.
- [5] Chai Y H, Romstad K M, Bird S M. Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5): 857.
- [6] 吕大刚, 王光远. 基于损伤性能的抗震结构最优设防水准的决策方法[J]. 土木工程学报, 2001, 34(1): 44.
LU Dagang, WANG Guangyuan. Decision-making method of optimal fortification level for aseismic structures based on damage performance[J]. Journal of Civil Engineering, 2001, 34(1): 44.
- [7] 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.
FU Jianping, WANG Min, BAI Shaoliang. Identification and modification of the Park-Ang criterion for failure of RC structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(5): 73.
- [8] Bozorgnia Y, Bertero V V. Damage spectra: characteristics and applications to seismic risk reduction[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(10): 1330.
- [9] PEER. Peer structural performance database[DB/OL]. [2003-12-29]. <http://nisee.berkeley.edu/spd>.
- [10] CHEN Linzhi, LU Xilin, JIANG Huanjun, et al. Experimental investigation on the seismic damage behavior of reinforced concrete columns and beams[C]//Proceedings of The Seventh International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures. Southampton: Wessex Institute of Technology Press, 2009: 433-442.
- [11] Berry M, Parrish M, Eberhard M. Peer structural performance database user's manual [Z]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, 2004.
- [12] FIB. Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings[R]. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2003.
- [13] Eurocode 8— design of structures for earthquake resistance [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [14] Sheikh S, Uzumeri S M. Analytical model for concrete confinement in tied columns [J]. American Society of Civil Engineers. Journal of the Structural Division, 1982, 108(ST12): 2703.