

doi: 10.11830/ISSN.1000-5013.201604010



采用变形和能量双重准则的 钢筋混凝土桥墩地震损伤模型

曾武华¹, 王逢朝¹, 卓卫东²

(1. 三明学院 建筑工程学院, 福建 三明 365004;

2. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350116)

摘要: 提出基于钢筋混凝土桥墩标准化塑性变形与标准化累积滞回耗能组合的损伤模型. 基于搜集的钢筋混凝土桥墩拟静力试验数据, 计算各等级性能极限状态下的桥墩损伤指标限值, 并通过概率性分析得到损伤指标限值的概率分布模型及概率特征值. 结果表明: 钢筋混凝土桥墩处于基本完好极限状态时, 损伤指标为 0; 在严重破坏极限状态时, 损伤指标为 1, 能够解决 Park-Ang 损伤模型存在上下界不收敛的问题. 在轻微破坏和中等破坏极限状态下, 损伤指标限值相对于 Park-Ang 损伤指标离散性显著降低.

关键词: 钢筋混凝土桥墩; 损伤模型; 拟静力试验; 概率分析; 性能抗震设计

中图分类号: U 422.55

文献标志码: A

文章编号: 1000-5013(2016)04-0441-06

Deformation and Energy-Based Seismic Damage Model of Reinforced Concrete Bridge Piers

ZENG Wuhua¹, WANG Fengchao¹, ZHUO Weidong²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Sanming University, Sanming 365004, China;

2. School of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350116, China)

Abstract: A seismic damage model is established considering the combination of normalized plastic deformation and hysteretic energy dissipation. On the basis of experimental results collected, the limit values of the damage index in each pier were calculated at different performance levels. The probability distribution and characteristic values of the damage index were obtained by probability analysis. It is suggested that the damage index has a value of 0 at the beginning of yielding and a value of 1 at failure, and the non-convergence problem existed in the Park-Ang damage index can be solved. The scatter of the damage index at different performance levels is significantly reduced by comparison with the Park-Ang damage index.

Keywords: reinforced concrete bridge pier; damage model; quasi-static test; probability analysis; performance based seismic design

基于性能抗震设计是工程结构抗震设计规范的未来发展趋势. 结构性能水平的定量化描述是基于性能抗震设计的关键, 结构的性能水平与损伤状态直接相关^[1]. 为了使结构损伤可量化和预测, 提出损伤模型概念, 为构件震后损伤量化和残余能力的预测提供了便利. 根据用于损伤定义的参数的不同, 主要有延性损伤模型、刚度退化损伤模型、低周循环疲劳损伤模型、滞回能量损伤模型以及组合损伤模型^[2-11]. Cosenza 等^[3]通过对不同的损伤模型进行对比, 发现仅采用一个参数定义的损伤模型具有很大

收稿日期: 2015-12-03

通信作者: 曾武华(1986-), 男, 讲师, 博士, 主要从事桥梁抗震的研究. E-mail: zwhua@smxy.cn.

基金项目: 福建省中青年教育科研项目(JA15465); 三明学院科学研究发展基金资助项目(B201401/G)

的不确定性,而基于延性和能量定义的损伤模型更可靠.其中,应用最广泛的累积损伤模型是由 Park 等^[4]提出的,该损伤以大量试验结果为基础,并且采用了结构地震中损伤结果进行验算.然而,研究者发现 Park-Ang 损伤模型对损伤界限值实际估计不准确^[5-6]. Roufaiel 等^[7]考虑将结构刚度退化作为损伤参数,然而,刚度需求的计算比较困难. Powell 等^[8]提出了基于塑形变形的损伤模型.然而,仅通过变形参数定义的损伤模型不能反映能量耗散需求的累积效用. Fajfar^[9]提出了滞回能量的损伤模型,构件能量能力与荷载路径有关.因此,如果基于能量耗散的地震损伤模型不考虑与延性相关,将不能预测构件失效^[10]. 本文考虑结构损伤由地震作用首次超越和反复累计共同造成,提出了采用钢筋混凝土桥墩标准化塑性变形与标准化累积滞回耗能组合的改进损伤模型.

1 基于变形和能量的损伤模型建立

Park-Ang 损伤模型是 1985 年由美国学者 Park 和 Ang 提出的,采用钢筋混凝土构件最大位移与标准化累积滞回耗能线性组合的地震损伤模型^[4],表示为

$$D_{PA} = \frac{\Delta_M}{\Delta_u} + \beta \frac{\int dE}{Q_y \Delta_{u,m}}. \tag{1}$$

式(1)中: Δ_M 是构件在地震作用下的最大位移; Δ_u 是构件在循环荷载作用下破坏的极限位移; $\Delta_{u,m}$ 是构件在单调加载下破坏的极限位移; Q_y 是构件的屈服剪力; dE 是构件吸收的滞回能量增量; β 是耗能因子,表达式为

$$\beta = (-0.447 + 0.073L/D + 0.24n + 0.314\rho_t) \times 0.7^{\rho_w}. \tag{2}$$

式(2)中: L/D 是构件的剪跨比,当 $L/D < 1.7$ 时,取 1.7; n 是轴压比,当 $n < 0.2$ 时,取 0.2; ρ_t 是纵向受力钢筋配筋率,当 $\rho_t < 0.75\%$ 时,取 0.75%; ρ_w 是体积箍筋率.

然而,Park-Ang 损伤模型存在上下界不收敛的问题,即当地震作用下构件最大位移反应等于屈服位移时,损伤指标不等于 0,当构件破坏时,损伤指标不等于 1. 文献[11-14]考虑变形和能量双参数组合的损伤指标的改进,但是无法改变耗能因子 β 的拟合系数的局限性,很难保证不同构件计算得到的损伤指标在 0 和 1 之间.

文中采用塑性变形引起的损伤 D_D 和滞回能量引起的累计损伤 D_E 的组合形式的损伤指标,其具体表达式为

$$D_M = 1 - (1 - D_D)/(1 + D_E). \tag{3}$$

式(3)中:塑性变形引起的损伤 D_D 和滞回能量引起的累计损伤 D_E 的计算式分别为

$$D_D = \Delta_M - \Delta_y/(\Delta_u - \Delta_y), \tag{4}$$

$$D_E = E_h/(Q_y \Delta_u). \tag{5}$$

式(4),(5)中: Δ_M 为桥墩在地震作用下的最大地震位移反应; Δ_y 为桥墩的屈服位移; Δ_u 为桥墩破坏的极限位移; Q_y 为桥墩的屈服剪力; E_h 为地震反应循环中力-位移曲线所包围面积总和.

2 损伤指标统计特征值

2.1 桥墩性能水平的定义

钢筋混凝土桥墩的性能水平是指其在地震作用下定限的预期损伤状态. 基于性能的抗震设计思想提出后,美国加州结构工程师协会(SEAOC) Vision 2000 委员会提出将建筑结构的抗震性能水平划分为 4 个等级,依次为正常使用、修复使用、生命安全和防止倒塌^[1]. 根据已有的工作^[15],文中将钢筋混凝土桥墩的性能水平划分为基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏 4 个等级.

2.2 各等级性能水平下桥墩损伤指标

搜集国内外 183 个以发生弯曲破坏为主的钢筋混凝土矩形和 77 个圆形截面桥墩的试验数据^[15]. 限于篇幅,各试验参数未列出. 计算各桥墩的 Park-Ang 损伤指标和改进损伤指标的数值. 各桥墩分别在基本完好极限和严重破坏极限状态时, Park-Ang 损伤指标(D_{PA})和改进的损伤指标(D_M)的数值对比,如图 1 所示. 由图 1 可知:桥墩处于基本完好极限状态时, Park-Ang 损伤指标能力值最大接近 0.5,

不满足损伤指标定义的完好无损极限状态无损伤,而改进后的损伤指标为 0;桥墩处于严重破坏极限状态时, Park-Ang 损伤指数最大值接近 2.5, 计算结果远超出损伤指标的定义值 1.0, 而改进后的损伤指标为 1.0. 说明改进后的损伤指标能很好地解决 Park-Ang 损伤指标上下界限值不收敛的问题.

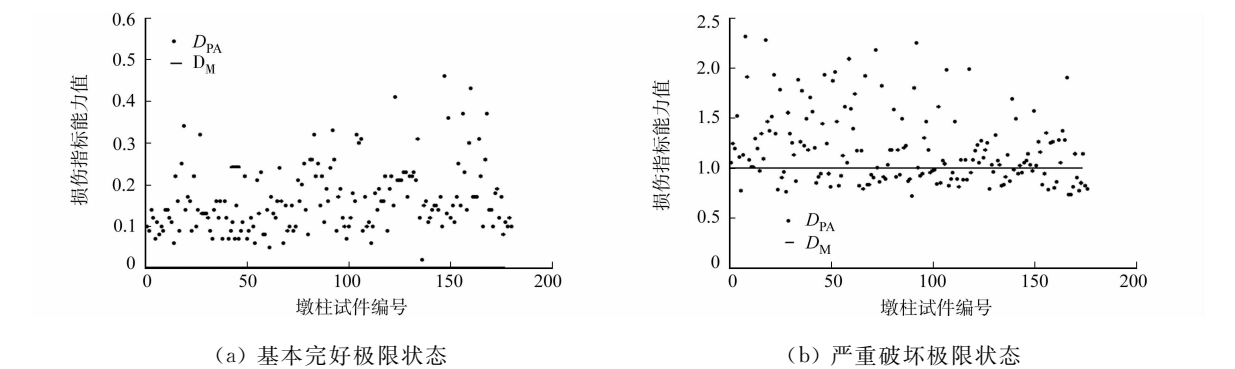


图 1 Park-Ang 损伤指标和改进后的损伤指标限值

Fig. 1 Park-Ang damage indexes and modified Park-Ang damage indexes

矩形截面桥墩在轻微破坏极限状态和中等破坏极限状态下, Park-Ang 损伤指标 (D_{PA}) 和改进后的损伤指标 (D_M) 统计特征值, 如表 1 所示. 由表 1 可知: 在轻微破坏极限和中等破坏极限状态下, 改进后的损伤指标均比 Park-Ang 损伤指标平均值稍大, 但改进后的损伤指标变异系数均小于 Park-Ang 损伤指标, 表明改进后的损伤指标离散性更小. 圆形截面桥墩在轻微破坏极限和中等破坏极限状态下, Park-Ang 损伤指标和改进后的损伤指标统计特征值, 如表 2 所示. 由表 2 可知: 在轻微破坏极限和中等破坏极限状态下, 改进后的损伤指标均比 Park-Ang 损伤指标平均值大, 但改进损伤指标变异系数均小于 Park-Ang 损伤指标, 表明改进后损伤指标离散性更小.

表 1 矩形截面桥墩各性能极限状态损伤指标统计特征值

Tab. 1 Statistical values of the damage indexes at different limit states for the rectangular RC piers

| 性能极限状态 | 样本数 | D_M | | | D_{PA} | | |
|--------|-----|-------|------|------|----------|------|------|
| | | 平均值 | 标准差 | 变异系数 | 平均值 | 标准差 | 变异系数 |
| 轻微破坏 | 73 | 0.45 | 0.24 | 0.54 | 0.34 | 0.19 | 0.56 |
| 中等破坏 | 142 | 0.63 | 0.21 | 0.33 | 0.53 | 0.22 | 0.42 |

表 2 圆形截面桥墩各性能极限状态损伤指标统计特征值

Tab. 2 Statistical values of the damage indexes at different limit states for the circular RC piers

| 性能极限状态 | 样本数 | D_M | | | D_{PA} | | |
|--------|-----|-------|------|------|----------|------|------|
| | | 平均值 | 标准差 | 变异系数 | 平均值 | 标准差 | 变异系数 |
| 轻微破坏 | 14 | 0.49 | 0.25 | 0.51 | 0.30 | 0.17 | 0.55 |
| 中等破坏 | 40 | 0.70 | 0.20 | 0.28 | 0.68 | 0.37 | 0.54 |

3 损伤指标概率模型

大部分随机变量的概率分布都是单侧或者双侧无界的, 但是 Beta 分布具有上下有界的特性, 其中, 标准 Beta 分布随机变量有上下边界, 值在 0 到 1 之间变化^[16]. 因此, 假定在各等级性能水平极限状态时, 改进损伤指标服从标准 Beta 分布. 其概率密度函数为

$$f(D_M) = \frac{1}{B(q,r)} (D_M)^{q-1} (1 - D_M)^{r-1}, \quad 0 \leq D_M \leq 1.0. \tag{6}$$

式(6)中: q 和 r 为 Beta 分布的 2 个参数; $B(q,r)$ 为 Beta 函数, 其计算式为

$$B(q,r) = \int_0^1 x^{q-1} (1 - x)^{r-1} dx. \tag{7}$$

式(7)中: q 和 r 为 Beta 分布的 2 个参数, 当 $q < r$ 时, Beta 分布的概率密度函数为正偏度; 当 $q > r$ 时, Beta 分布的概率密度函数为负偏度; 当 $q = r$ 时, Beta 分布的概率密度函数为对称函数. 由于具有这些特性, Beta 函数可以用于拟合的直方图范围非常广.

标准 Beta 分布的平均值和标准差可以通过参数 q 和 r 计算得到,即

$$\mu_{D_M} = \frac{q}{q+r}, \quad \sigma_{D_M} = \frac{qr}{(q+r)^2(q+r+1)}.$$

基于搜集的桥墩拟静力试验数据结果,计算得到各试验桥墩改进损伤指标的数值.有轻微破坏极限和中等破坏极限状态下,改进损伤指标的直方图及标准 Beta 分布拟合曲线,如图 2,3 所示.图 2,3 中: m 为频数.由图 2,3 可知:轻微破坏极限和中等破坏极限状态下,改进损伤指标近似服从标准 Beta 分布.

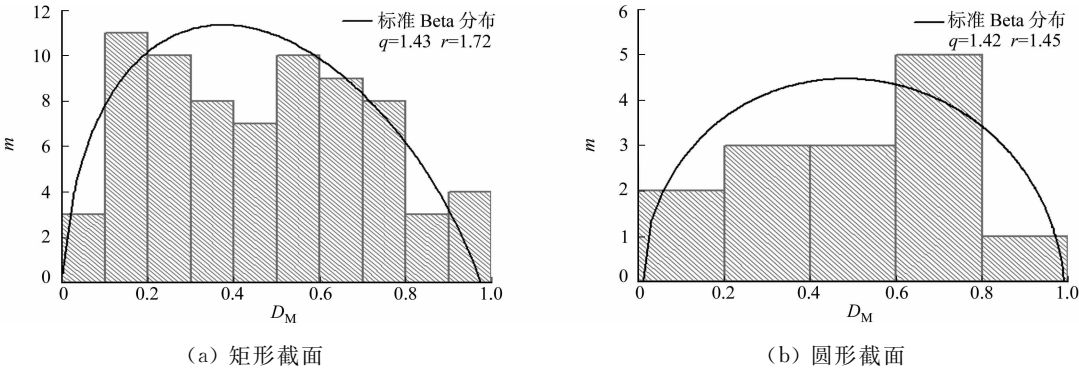


图 2 轻微破坏极限状态改进损伤指标直方图及标准 Beta 分布拟合曲线

Fig. 2 Modified index histogram and fitted curve of standard Beta distribution at slight damage limit states

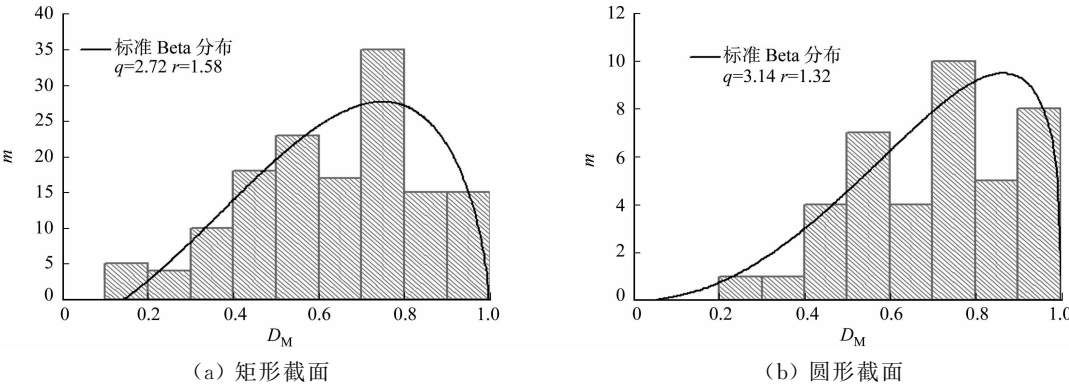


图 3 中等破坏极限状态改进损伤指标直方图及标准 Beta 分布拟合曲线

Fig. 3 Modified index histogram and fitted curve of standard Beta distribution at moderate damage limit states

采用概率统计软件对改进损伤指标的标准 Beta 概率分布拟合优度进行快速检验.矩形截面和圆形截面桥墩在轻微破坏极限和中等破坏极限状态时,改进损伤指标标准 Beta 分布的概率图,如图 4,5 所示.图 4,5 中: P_e 为期望的累积概率; P_o 为观测的累积概率.由图 4,5 可知:矩形截面和圆形截面桥墩在轻微破坏极限和中等破坏极限状态下,各数据点接近假定的理论分布,表明改进损伤指标采用标准 Beta 分布拟合较好.进一步可以计算矩形截面和圆形截面桥墩在轻微破坏极限和中等破坏极限状态下,改进损伤指标的标准 Beta 分布参数,结果如表 3 所示.

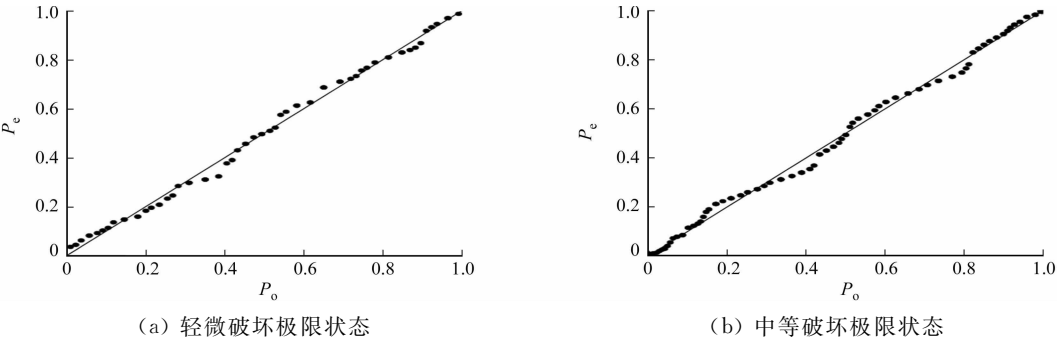


图 4 矩形截面极限状态改进损伤指标标准 Beta 分布概率图

Fig. 4 Standard Beta P-P plot of the modified damage indexes at different limit states for the rectangular RC piers

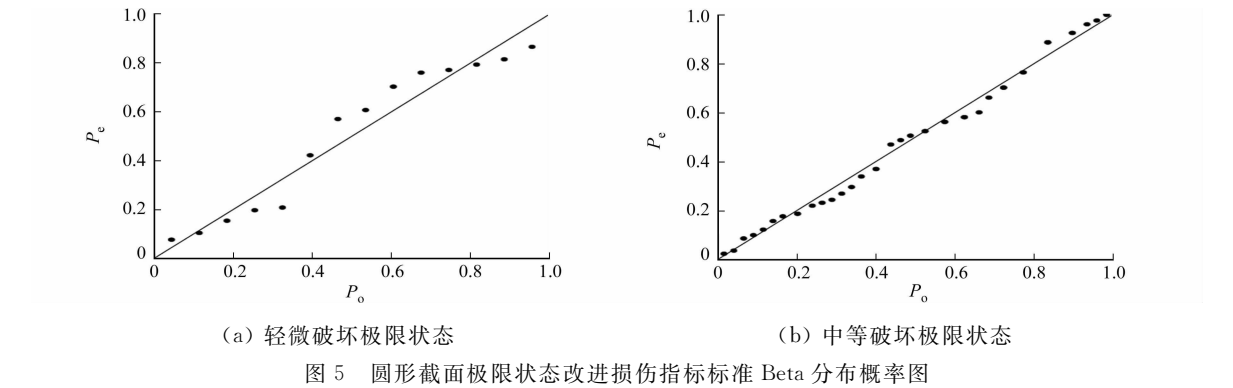


Fig. 5 Standard Beta P-P plot of the modified damage indexes at different limit states for the circular RC piers

表 3 各等级性能水平极限状态下改进损伤指标限值标准 Beta 分布参数值

Tab. 3 Standard Beta distribution parameter of the modified damage indexes at different limit states

| 截面形式 | 参数 | 轻微破坏极限状态 | 中等破坏极限状态 | 截面形式 | 参数 | 轻微破坏极限状态 | 中等破坏极限状态 |
|------|-----|----------|----------|------|-----|----------|----------|
| 矩形 | q | 1.43 | 2.72 | 圆形 | q | 1.42 | 3.14 |
| | r | 1.72 | 1.58 | | r | 1.45 | 1.32 |

4 算例分析

选择一典型单墩模型,桥墩截面采用常见的圆形截面形式,直径为 1.6 m,墩高为 10 m,配筋率为 1.2%。采用 OpenSees 软件提供的弹性纤维梁柱单元对桥墩进行模拟,桥墩详细构造细节及有限元分析过程见文献[17]。桥墩的基本参数:基本周期 T_1 为 1.1 s;墩高 H 为 10 m;屈服剪力 Q_y 为 937 kN;屈服位移 Δ_y 为 68 mm;极限位移 Δ_u 为 500 mm。采用集集地震 CHY014-E 记录进行增量动力分析^[17],如图 6 所示。图 6 中: a_{PG} 为峰值加速度; t 为时间; S_a 为加速度的反应谱值; T 为周期。计算得到不同地震动强度水平下桥墩地震反应,结果如表 4 所示。表 4 中: $S_a(T_1)$ 为调幅后基本周期处加速度的反应谱值。

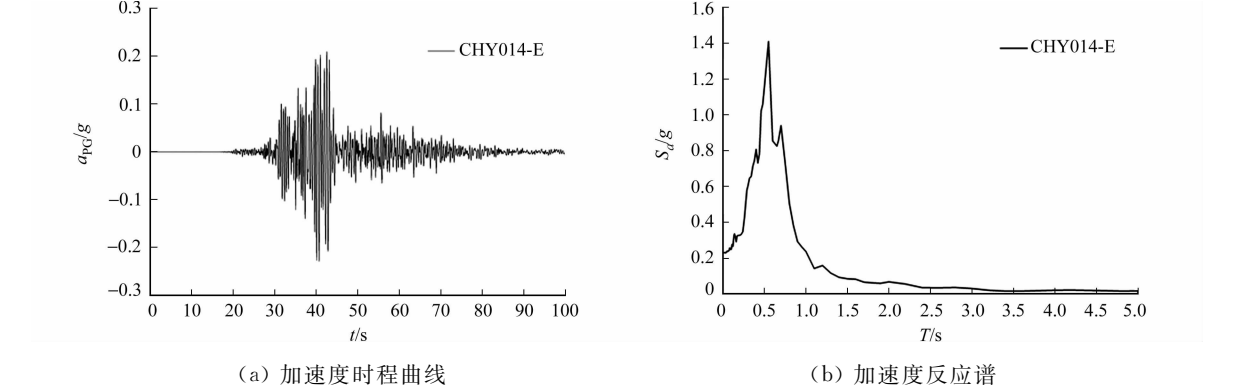


Fig. 6 Acceleration time-history curves and response spectrum of the CHY014-E record from the Chi-Chi earthquake

表 4 桥墩在给定集集地震 CHY014-E 记录调幅地震动强度指标下地震反应

Tab. 4 Seismic response of the bridge pier under the CHY014-E record from the Chi-Chi earthquake

| 地震反应 | $S_a(T_1)/g$ | | | | | | | | |
|------------------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |
| Δ_M/mm | 72.7 | 111.6 | 169.4 | 196.9 | 208.4 | 283.2 | 333.8 | 376.4 | 431.2 |
| $E_b/kN \cdot m$ | 9.6 | 45.9 | 200.0 | 268.0 | 287.0 | 358.0 | 361.0 | 366.0 | 390.0 |
| D_M | 0.03 | 0.18 | 0.46 | 0.55 | 0.58 | 0.72 | 0.79 | 0.84 | 0.91 |

5 结论

1) 考虑结构损伤由地震作用首次超越和反复累计共同造成,提出采用钢筋混凝土桥墩标准化塑性

变形与标准化累积滞回耗能组合的损伤模型. 该损伤模型适用于桥墩出现塑性变形后损伤评价.

2) 钢筋混凝土桥墩处于基本完好极限状态时, 损伤指标为 0, 严重破坏极限状态下损伤指标为 1; 在轻微破坏和中等破坏极限状态时, 损伤指标限值比 Park-Ang 损伤指标离散性显著降低.

3) 钢筋混凝土桥墩损伤模型在各等级性能水平极限状态下, 概率模型可以采用标准 Beta 分布拟合. 研究成果可为钢筋混凝土桥墩基于性能的抗震设计、地震损伤分析和震后加固提供理论支撑.

参考文献:

- [1] SEAOC Vision 2000. Performance-based seismic engineering of building[R]. California: Structural Engineering Association of California, 1995: 1-10.
- [2] HE Yibin, DENG Peng, ZHANG Chao, et al. The modification on the discreteness of Park-Ang damage index based on bayesian methodology[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2014, 21(1): 102-109.
- [3] COSENZA E, MANFREDI G, RAMASCO R. The use of damage functionals in earthquake engineering: A comparison between different methods[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1993, 22(10): 855-868.
- [4] PARK Y J, ANA A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722-739.
- [5] JIANG Huanjun, CHEN Linzhi, CHEN Qian. Seismic damage assessment and performance levels of reinforced concrete members[J]. Procedia Engineering, 2011, 14(2259): 939-945.
- [6] KUNNATH S K, EL-BAHY A, TAYLOR A, et al. Publication citation: Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers[R]. Buffalo: State University of New York, 1997: 133-140.
- [7] ROUFAIEL M S L, MEYER C. Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames[J]. Journal of Structural Engineering, 1987, 113(3): 429-444.
- [8] POWELL G H, ALLAHABADI R. Seismic damage prediction by deterministic methods: Concepts and procedures [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1988, 16(5): 719-734.
- [9] FAJFAR P. Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1992, 21(10): 837-848.
- [10] MEHANNY S, DEIERLEIN G G. Assessing seismic performance of composite (RCS) and steel moment framed buildings[C]// Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering. Auckland: [s. n.], 2000: 1-8.
- [11] BOZORGNIA Y, BERTERO V V. Damage spectra: Characteristics and applications to seismic risk reduction[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(10): 1330-1340.
- [12] 傅剑平, 王敏, 白绍良. 对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, 2006, 25(5): 73-79.
- [13] 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.
- [14] 陈宗平, 徐金俊, 薛建阳, 等. 基于变形和能量双重准则的型钢混凝土异形柱地震损伤行为研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(8): 29-37.
- [15] 曾武华. 基于概率的公路桥梁抗震性能设计理论研究[D]. 福州: 福州大学, 2014: 136-144.
- [16] ANG A H S, TANG W H. Probability concepts in engineering: Emphasis on applications in civil and environmental engineering[M]. New York: John Wiley and Sons Inc, 2007: 127-131.
- [17] 卓卫东, 曾武华. 公路规则桥梁实用概率地震需求模型[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(2): 64-70.

(责任编辑: 黄晓楠 英文审校: 方德平)