

文章编号: 1000-5013(2011)05-0565-04

地震损伤评价的累积滞回耗能计算

刘良林^{1,2}, 王全凤¹, 林煌斌^{1,3}

(1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021;
2. 南通市广播电视大学 建筑工程系, 江苏 南通 226006;
3. 集美大学 工程技术学院, 福建 厦门 361021)

摘要: 从地震损伤评价的角度出发,概括常见的两种经典模型的参数计算方法及存在的缺陷,并建议研究累积滞回耗能的必要性. 基于 4 个 HRB 400 级钢筋混凝土柱的低周加载试验,研究累积滞回耗能的计算方法. 此外,为了进行地震损伤指数的计算,根据试验结果,建立累积滞回耗能与极限位移的关系.

关键词: 地震损伤; 损伤模型; 损伤指数; 损伤评价
中图分类号: TU 311.4 文献标志码: A

在地震的往复作用过程中,为了消耗地震所释放的能量,建筑物或构件会产生对应的响应,如开裂、变形或破坏等. 建筑各构件对地震的响应会导致其强度与刚度下降,产生裂缝、断裂、损坏,甚至导致建筑物的整体倒塌. 因此,根据抗震与加固维护的要求,需要对这些构件甚至整体结构进行地震作用下损伤情况的评价^[1]. 地震损伤评价就是通过某个指标对地震后结构或构件的破坏状况进行评估^[2]. 当前,国内外学者提出过许多地震损伤评价模型,如 Park 模型和基于延性的模型等. 本文针对两个典型的地震损伤评价模型存在的缺陷,在对试验数据分析的基础上,探求累积滞回耗能的计算方法.

1 经典地震损伤评价模型中的若干问题

1.1 Park 模型中的参数计算

1.1.1 Park 模型 1985 年,美国学者 Y. J. Park 等^[3]根据一大批美国和日本的钢筋混凝土柱试验结果,首次提出以最大变形与累积滞回耗能相组合的双参数地震损伤模型.

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \int dE / F_y \delta_u. \tag{1}$$

式(1)中: D 为损伤指数; δ_m 为地震作用下构件或结构的最大变形; δ_u 为单调荷载作用下构件或结构的极限变形; F_y 为屈服荷载计算值; $\int dE$ 为累积滞回耗能; β 为循环荷载影响系数.

1.1.2 参数 δ_m, F_y 的计算 根据骨架曲线,用一定的方法可以确定构件的屈服荷载及位移. 在配筋少且有明显屈服点的试件中,无论从钢筋测定或从 $P-\Delta$ 曲线上都不难确定. 但当钢筋很多时,就要从最后一根钢筋屈服后,再从 $P-\Delta$ 曲线突变的位置来确定.

对于一些没有明显屈服点的曲线来说,屈服荷载和屈服位移不好确定,常用的方法有能量等值法和几何作图法,如图 1 所示. 文中采用能量法确定屈服荷载及极限位移.

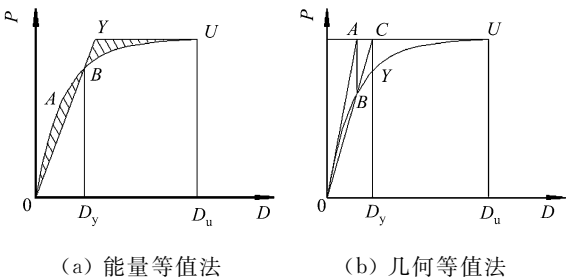


图 1 屈服位移的确定方法
Fig. 1 Determination method of the yield displacement

(1) 能量等值法. 采用折线 $OY-YU$ 来代替原 $P-\Delta$ 曲线, 其折线的确定原则为 $OY-YU$ 线所围面积与原 $P-\Delta$ 所围面积相等或面积 OAB 与面积 BYU 相等.

(2) 几何作图法. 作直线 OA 与 $P-\Delta$ 曲线初始段相切, 过 U 点作水平线相交于 A ; 作垂线 AB 与曲线 $P-\Delta$ 相交于 B 点; 作 OB 线与水平线相交于 C 点, 由 C 点作垂线与 $P-\Delta$ 曲线的交点即 Y 点.

1.1.3 参数 δ_u 的计算 需要采用相同条件(截面、配筋等)的构件进行单调加载获得, 通常取 $\delta_u = \delta_m$.

1.1.4 参数 β 的计算 它反映了强度的退化现象, 形象地说明了在相同抗力水平下, 最大变形增量仅与滞回耗能的增量有关, 而与位移幅值无关, 强度的退化也仅与耗能有关. 作为一个耗能因子, 影响因素较多, 如轴压比、截面尺寸之类, 计算比较复杂, 文献[4]建议其表达式为

$$\beta = (-0.357 + 0.73\lambda + 0.24n_0 + 0.314\rho) \times 0.7\rho_w. \tag{2}$$

式(2)中: λ 是构件的剪跨比, 当 $\lambda < 1.7$ 时取 1.7 ; ρ 是纵筋的配筋率, 小于 0.75% 时取 0.75% ; ρ_w 是体积配箍率, 大于 2% 时取 2% . β 一般在 $0 \sim 0.85$ 之间变化, 其均值约为 0.15 .

1.1.5 参数损伤指数大于 1 的计算 一般认为结构或构件发生严重破坏而不能继续承担荷载时, 其损伤指数应该为 1, 不可能出现超过 1 的情况, Park 模型中的损伤指数很容易就出现此种情况. 虽然也有对应的评价标准, 但是损伤指标非收敛, 影响了该模型的说服力.

1.1.6 参数累积滞回耗能的计算 一次地震发生后, 结构对地震动输入的吸收主要分为两部分: 一部分是阻尼耗能; 另一部分变形耗散. 变形耗散的能量由结构的弹性应变能和塑性变形耗散即滞回耗能组成. 一般情况下, 阻尼对能量的影响较小, 其中滞回耗能最具有工程意义^[5]. 然而, 一次地震发生后, 难以记录到整个结构或者单个构件所消耗的累积滞回耗能, 使得累积滞回耗能方面的计算出现困难.

1.2 基于延性的模型的参数计算

1.2.1 基于延性的模型 Ghobarah 等^[6]提出基于两次 Pushover 分析得到的刚度比来定义的损伤指数进行地震损伤评价, 模型的表达式为

$$D = 1 - K_{ini}/K_{fin}. \tag{3}$$

式(3)中: K_{ini} 为地震作用下框架的初始刚度; K_{fin} 为地震作用下的最终刚度.

文献[7]考虑刚度退化, 采用克拉夫退化双线性模型得到基于延性系数的损伤评价模型为

$$D = 1 - \mu^{-\gamma}. \tag{4}$$

1.2.2 参数卸载刚度系数 γ 的计算 一般其取值范围为 $0 \sim 0.5$, 根据江见鲸等^[8]的研究, 对于滞回方式采用克拉夫退化双线性模型的情况下, 建议 γ 可取为 0.4 .

1.2.3 参数延性系数 μ 的计算 结构或构件在地震作用下的滞回延性一般很难精确确定. 这是因为地震是一个完全随机事件, 无法预知未来地震作用下经历的反复变形循环情况. 在实际应用中, 一般由静力延性或者周期反复荷载试验得到的滞回延性来近似代替^[9]. 常见延性系数的计算式为

$$\mu = \Delta_u/\Delta_y. \tag{5}$$

式(5)中: Δ_u 为极限位移, Δ_y 为屈服位移.

因此, 根据骨架曲线, 采用前述的等能量法可以确定构件的屈服荷载及位移. 文献[10]依据 4 根 HRB 400 级钢筋混凝土柱低周反复推拉破坏性试验的数据, 考虑到延性系数计算的复杂性, 初步拟合出累积滞回耗能与延性系数的关系式. 因此, 只要计算出累积滞回耗能, 即能应用式(4)进行损伤评价.

基于上述因素可以看出, 累积滞回耗能的计算很大程度上影响了两种经典损伤评价模型计算结果的精度, 甚至通过累积滞回耗能的计算就可以直接得到损伤指标.

2 基于位移的累积滞回耗能

一次地震中, 影响结构(构件)累积滞回耗能的因素众多, 如何进行累积滞回耗能的计算是有待探讨的问题. 邱法维等^[11]的研究结果表明: 在相同的轴压下, 随着位移幅值的增加, 累积滞回耗能减小. 因此, 可以设想从结构(构件)的最大位移来研究其累积滞回耗能量, 而最大位移能比较容易获得, 可以大大简化累积滞回耗能的计算.

通过对 4 个 HRB 400 级钢筋混凝土柱的低周反复加载破坏性试验, 研究构件的累积滞回性能. 试

验得出 4 个 HRB 400 级钢筋混凝土柱的滞回曲线、骨架曲线, 分别如图 2, 3 所示。

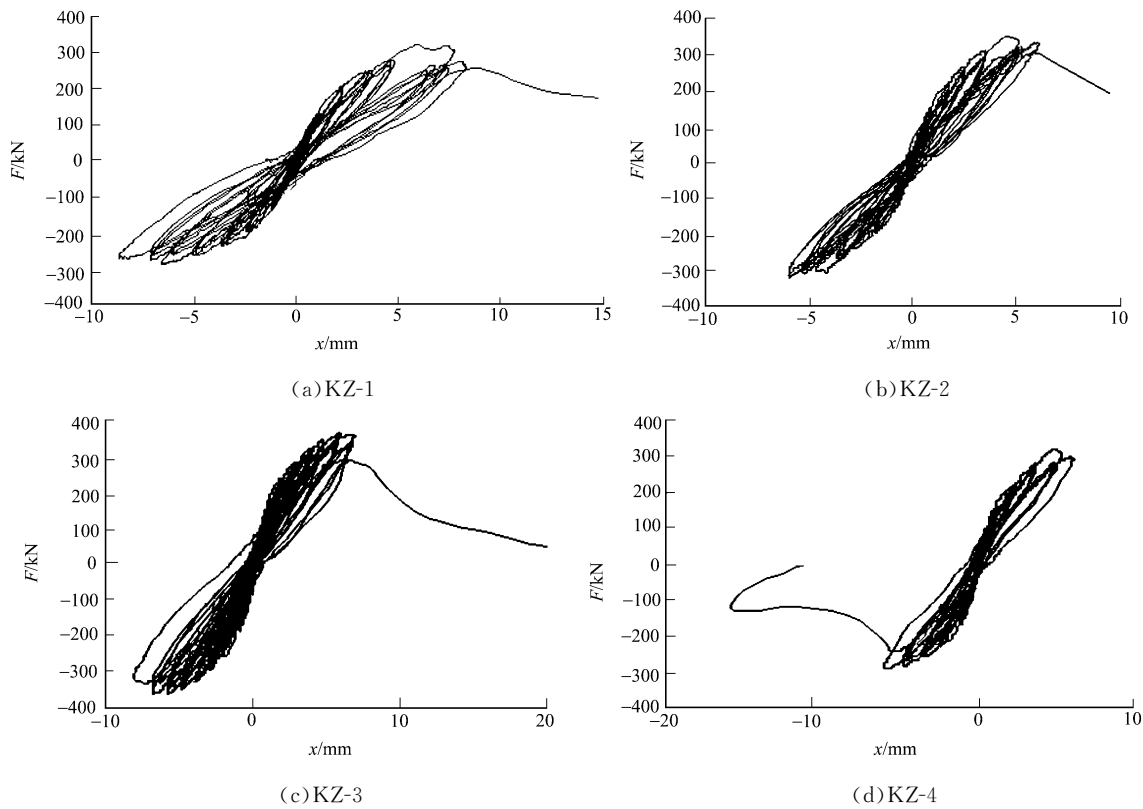


图 2 HRB 400 级钢筋混凝土柱的滞回曲线

Fig. 2 Hysteretic curves of HRB 400 grade reinforced concrete columns

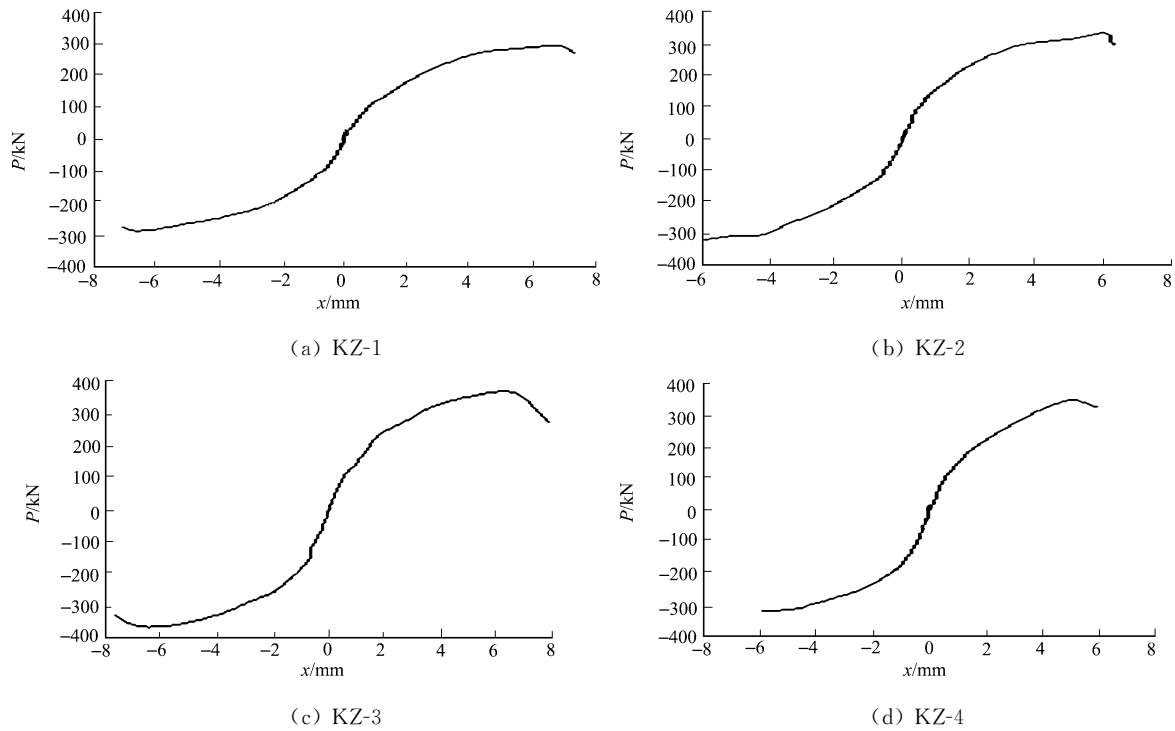


图 3 HRB 400 级钢筋混凝土柱的骨架曲线

Fig. 3 Skeleton curves of HRB 400 grade reinforced concrete columns

采用 Origin 软件对 4 个 HRB 400 级钢筋混凝土柱试件进行累积滞回耗能(E_U)计算, 并根据 4 根柱子的骨架曲线, 采用等能量法获得其等效极限位移(δ_m), 结果如表 1 所示。

基于表 2 的数据, 通过拟合得到总累积滞回耗能和极限位移, 可知累积滞回耗能与极限位移存在线

性相关的关系,即

$$\delta_m = 7 \cdot 10^{-5} E_U + 5.27. \quad (6)$$

式(6)的拟合精度较高,但是数据较少,还需要更多的数据进行完善.

4 结 束 语

从典型地震损伤评价出发,总结出两个模型中参数的计算方法及模型存在的缺陷. 在 4 个 HRB 400 级钢筋混凝土柱低周反复加载试验的基础上,探讨了累积滞回耗能的计算方法. 拟合出累积滞回耗能与极限位移之间相应的表达式,可为地震损伤评价指标的计算提供了依据.

参考文献:

[1] 王全凤,刘良林,沈章春. 弹性变形能形式的地震损伤评价模型[J]. 建筑科学与工程学报,2008,25(4):31-35.
[2] 王全凤,黄庆丰,王凌云. 断层剪力墙高层建筑抗震设计理论与关键技术[J]. 华侨大学学报:自然科学版,2006,27(2):113-118.
[3] PARK Y J, ANG A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985, 111(4): 722-739.
[4] 于海祥. 钢筋混凝土结构地震损伤模型研究[D]. 重庆:重庆大学,2004.
[5] 史庆轩,熊仲明,李菊芳. 框架结构滞回耗能在结构层间分配的计算分析[J]. 西安建筑科学技术大学学报:自然科学报,2005,37(2):174-179.
[6] GHOBARAH A, ABOU-ELFATH H, BIDDAH A. Response based damage assessment of structures[J]. Earthquake Engng Struct Dyn, 1999, 28: 79-104.
[7] 丁建. 钢筋混凝土框架直接基于损伤性能的能力设计理论及方法的研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2004.
[8] 江见鲸,陆新征,叶列平. 混凝土结构有限元分析[M]. 北京:清华大学出版社,2005.
[9] 蒋科卫. 材料特性对混凝土构件延性的影响[D]. 上海:同济大学,2006.
[10] 刘良林,王全凤,沈章春. 基于损伤的累积滞回耗能与延性系数[J]. 地震,2008,28(4):13-19.
[11] 邱法维,杨卫东,欧进萍. 钢管混凝土柱滞回耗能与累积损伤的实验研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报,1996,29(3): 41-45.

Calculation of the Cumulative Dissipative Hysteretic Energy
in Evaluation of the Seismic Damage

LIU Liang-lin^{1,2}, WANG Quan-feng¹, LIN Huang-bin^{1,3}

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China;
2. Department of Architectural Engineering, Nantong Radio and TV University, Nantong 226006, China;
3. College of Engineering Technology, Jimei University, Xiamen 361021, China)

Abstract: In view of the seismic damage evaluation, the calculation methods of two classic models were discussed, their defects were also pointed out, and the necessity of calculation of cumulative dissipative hysteretic energy was suggested. Based on the low cyclic loading test of four HRB 400 grade reinforced concrete columns, the calculation method of the cumulative dissipative hysteretic energy was presented. According to the test, the relationship between the cumulative dissipative hysteretic energy and the ultimate displacement was established, which can evaluate the index of seismic damage.
Keywords: seismic damage; damage model; damage index; damage evaluation

(责任编辑: 黄晓楠 英文审校: 方德平)