

文章编号: 1000-4750(2013)07-0084-07

基于有效耗能的改进 Park-Ang 双参数损伤模型 及其计算研究

付 国, 刘伯权, 邢国华

(长安大学建筑工程学院, 陕西, 西安 710061)

摘 要: Park-Ang 双参数地震损伤模型考虑了地震作用的首次超越破坏与累积损伤破坏两方面因素, 较好的定义了结构的破坏, 被后续研究广泛应用, 但无法区分不同幅值作用下结构破坏的差异。分析了不同位移幅值下钢筋混凝土柱的破坏特点, 研究了结构损伤与结构耗能之间的关系。试验表明弹性阶段(位移幅值小于一倍屈服位移)的试件几乎不发生破坏, 造成钢筋混凝土柱破坏的能量集中在相持阶段和破坏阶段, 定义非弹性阶段引起结构破坏的滞回耗能为导致结构破坏的有效耗能。基于有效耗能假设引入有效耗能因子 e , 提出了改进的 Park-Ang 双参数地震损伤模型。对建议模型进行了 21 组钢筋混凝土柱的试验数据验证, 计算结果表明: 有效耗能因子可以反映相同耗能下不同位移幅值引起的结构破坏差异, 有效耗能因子 e 物理意义明确, 改进后的双参数地震损伤模型计算精度高, 离散性小, 能够区分不同位移幅值下钢筋混凝土柱的破坏差异, 较好地评估了 RC 结构的损伤性能。

关键词: 钢筋混凝土; 地震损伤模型; 抗震性能; 滞回耗能; 有效耗能

中图分类号: TU375.3 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.01.0051

THE RESEARCH AND CALCULATION ON MODIFIED PARK-ANG DOUBLE PARAMETER SEISMIC DAMAGE MODEL BASED ON ENERGY DISSIPATION

FU Guo, LIU Bo-quan, XING Guo-hua

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710061, China)

Abstract: The Park-Ang double parameter seismic damage model has been widely used due to the consideration of first exceedance failure and cumulative damage failure in terms of defining the structural damage under earthquake. However, it does not consider the differences between structural failures with different displacement amplitudes. Based on past experimental research, the damage properties of the reinforced concrete columns under different displacement amplitudes were mainly analyzed, and the relationship between the structure damage and the structural energy dissipation was studied. Past experiments indicated the specimens scarcely failed during the elastic stage, but failed when more energy absorbed during the developing and fail stage. In this study, effective energy dissipation is proposed instead of using hysteric energy dissipation when describing the cause of structural damage during the inelastic stage. It is suggested that the hysteric energy dissipation during the non-elastic stage is termed as the effective energy dissipation that causes structure failure. Based on the assumption of effective energy dissipation, the effective energy dissipation factor is introduced and a modified Park-Ang double-parameter seismic damage model is proposed. The proposed model is verified by the test data of

收稿日期: 2012-01-17; 修改日期: 2012-04-18

基金项目: 国家自然科学基金项目(51078037, 51108032); 教育部高校博士点基金项目(20100205110010); 中央高校科研业务费专项基金项目(CHD2011ZY014, CHD2011JC037); 长安大学基础研究专项基金项目(2011).

通讯作者: 邢国华(1983—), 男, 内蒙古呼和浩特人, 副教授, 工学博士, 从事钢筋混凝土结构抗震与加固研究(E-mail: guohuachd@yahoo.com).

作者简介: 付 国(1984—), 男, 山西长治人, 博士生, 从事钢筋混凝土结构抗震研究(E-mail: fuguoguo_47@126.com);

刘伯权(1956—), 男, 甘肃定西人, 教授, 工学博士, 博导, 从事钢筋混凝土结构抗震研究(E-mail: bqliu@chd.edu.cn).

21 groups of reinforced concrete columns. With the same dissipated energy, the effective energy dissipation factor is proved to show the differences between the structural failures led by different displacement amplitudes. The Definition of the effective energy dissipation factor is thusly explicit, the double parameter seismic damage model is improved with higher computational accuracy and less discreteness, it also tell the failure differences between the reinforced concrete columns under different displacement amplitudes and evaluate the damage level of the RC structure well.

Key words: reinforced concrete; seismic damage model; earthquake resistant behavior; hysteric energy dissipation; effective energy dissipation

2008年汶川大地震致使众多建筑倒塌破坏并导致大量人员伤亡,结构抗地震倒塌问题引起了社会的广泛关注^[1],合理准确地评估地震作用下结构的损伤程度,是地震工程研究领域中的一个关键课题。Park-Ang双参数破坏准则反映了结构损伤是由最大位移幅值和重复循环加载效应共同作用导致的,一定程度上解释了地震动三要素对结构破坏的影响,从而被各国学者广泛采用^[2-8]。然而, Park-Ang双参数破坏准则也存在一些不足,如假定构件滞回耗能仅与最大位移幅值相关,而与加载路径无关,这显然与拟静力试验结果不符;此外,组合参数 β 的计算公式根据试验数据拟合得出,计算精度无法保证。

王东升等^[3-4]引入与加载路径有关的能量项加权因子 β_i 、 μ_0 和 γ_E ,提出了M-Park-Ang模型, β_i 近似反映了较大位移幅值及其出现顺序的差别,改进了Park-Ang模型在中小位移幅值循环荷载作用下低估构件的极限滞回耗能能力这一缺陷。M-Park-Ang模型中参数 β_i 虽能一定程度考虑加载路径对损伤的影响,但未能完全解决加载路径对结构损伤的影响。文献[9]修正了Park-Ang双参数破坏准则单调加载下破坏值不为1和弹性阶段损伤值不为0的缺陷,并对美国太平洋地震工程研究中心(Pacific Earthquake Engineering Research Center)的数据库和文献[9]作者完成的试验数据进行了计算分析,建议对受弯为主、箍筋横向约束良好的矩形钢筋混凝土构件计算时可取 $\beta = 0.1$,使得改进后的计算结果离散性显著降低。牛荻涛等^[10]根据钢筋混凝土框架结构的原始设计资料 and 实际震害提出参数 α 和 β ,基于文献[11]确定了新的模型参数。何利等人^[5]对6根框架柱试件进行了低周反复荷载试验,采用Kratzig模型和Park-Ang模型进行了比较,分析认为Kratzig模型曲线更符合钢筋混凝土滞回耗能增长趋势。Rao P S等^[12]引入了延性指标对

Park-Ang模型进行了修正,修正公式考虑了构件截面类型的差异。显然,已完成双参数准则的改进局限于对损伤指数的准确性分析, β 的修正无法改变其拟合系数的局限性,未考虑位移幅值对结构破坏的影响。

Park-Ang准则采取了累积滞回耗能来表征结构的破坏,忽略了同等耗能下大位移幅值循环加载比小位移幅值循环加载破坏严重这一事实^[2,5]。大量研究表明Park-Ang模型计算结果受组合参数 β 影响极大,且组合参数 β 多由试验数据拟合所得,缺乏足够的理论依据,使得不同文献中 β 的取值差异较大。Park-Ang双参数破坏准则的能量项是定义结构破坏的关键,本文根据不同位移幅值加载下结构破坏的特点和滞回耗能对结构破坏贡献的差异提出了有效耗能假设,引入有效耗能因子 e 对双参数破坏准则进行了改进,选取21组RC柱试验数据对改进后的破坏准则进行了计算验证,结果表明改进后的Park-Ang双参数破坏准则能够区分不同位移幅值下结构破坏的差异,考虑了混凝土构件几何参数的影响,可为结构性能分析提供依据。

1 有效耗能假设

结构的地震反应是一个复杂的振动过程,框架结构中钢筋混凝土柱的结构破坏准则是建立层破坏机制的基础。刘伯权^[2]对钢筋混凝土柱在循环荷载作用下的破坏特征进行了阐述,完成了20根1/2比例钢筋混凝土框架柱低周疲劳试验,研究了等幅对称位移循环作用下的屈服后疲劳破坏特征,不同位移幅值加载下的RC柱破坏特点详见表1。

破坏准则应合理、准确地定义结构破坏的临界状态,区分不同位移幅值下RC柱破坏的差异,其关键在于对引起柱破坏的有效耗能进行准确的定义。定义引起结构破坏的非弹性阶段耗能为结构破坏的有效耗能,则有效耗能应包括混凝土表层的剥

离、核心区开裂以及钢筋的变形等消耗的能量,这部分能量直接导致了结构的损伤;而无效耗能延缓了结构的破坏,对提高结构的抗震性能有利,包括弹性阶段的滞回耗能、弹塑性阶段混凝土核心区的研磨等消耗的能量,这部分能量并不直接引起结构的破坏。

表 1 等幅循环位移下柱的破坏特点

Table 1 The destruction features of RC columns under constant amplitude cycle loading

加载类型	损伤迅速发展阶段	相持阶段	破坏阶段
中等位移幅值 ($1.5 < u < 3$)	1) 裂缝不断出现; 2) 裂缝间纵筋的粘结逐步退化; 3) 以屈服区两侧保护层剥落或退出为结束。	1) 损坏从破坏截面逐渐缓慢向内渗透; 2) 受拉裂缝由内向外扩张; 3) 核心区混凝土“研磨”,核心区逐步破坏。	1) 核心区混凝土开始大量掉落; 2) 混凝土侧向膨胀加剧,试件突发性压溃,混凝土碎而不散; 3) 破坏时纵筋压屈弯折。
大位移幅值 ($u > 3$)	与中等位移幅值加载类似,但破坏发展迅速,与第二阶段分界不明显。	1) 同中等位移幅值相比,循环次数少,相持时间短; 2) 核心混凝土研磨成为粉末和小碎块。	破坏区段突然压溃。
小位移幅值 ($u < 1.5$)	单个滞回循环对构件造成的损失极小,退化总体趋势是收敛的; 从抗震角度讲, $u = \pm 1$ 是压弯试件的“疲劳极限”。		

文献[2]作者对试件 CF-5 和 CF-14 完成了一倍屈服位移下 1000 周和 7000 周的加载试验,最终因持续时间过长,才加大到二倍屈服位移,又经历循环 136 周和 104 周后试件才发生破坏,说明了小位移幅值加载下的结构损伤很不显著,可认为一倍屈服位移是压弯试件抗震设计的疲劳极限^[2]。小位移幅值加载下的有效耗能所占比例很小,几乎不能使结构刚度发生退化,对应的 Park-Ang 准则能量项近似为零。

延性是评估结构抗震性能优劣的重要指标,结构的延性越大,消耗和吸收地震动的能力就越强,抵御地震的能力越强,有效耗能的比列就越小,有效耗能理论可看做是结构设计中延性定义的扩展。

2 基于有效耗能的 Park-Ang 损伤模型

2.1 Park-Ang 双参数损伤模型

Park 和 Ang^[7-8]于 1985 年提出的最大反应变形与累积耗能相组合的地震损伤模型如下:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int d\varepsilon}{Q_y \delta_u} \quad (1)$$

式中: δ_m 为地震作用下构件的最大变形; δ_u 为单调荷载作用下构件的极限变形; Q_y 为构件屈服强度; $\int d\varepsilon$ 为累积滞回耗能; β 为组合系数,按下式计算:

$$\beta = [0.447 + 0.073l/d + 0.24n_0 + 0.314\rho_t]0.9^{\rho_w} \quad (2)$$

式中: l/d 为构件的剪跨比; n_0 为轴压比; ρ_t 为构件纵向受力钢筋配筋率; ρ_w 为体积配箍率。

β 计算公式考虑了剪跨比、轴压比、配筋率、配箍率等参数,但未考虑混凝土强度,钢筋强度的影响;且该计算公式通过大量试验数据拟合得出,其精度无法得到有效的控制。

2.2 改进的 Park-Ang 双参数损伤模型

已有 Park 和 Ang 双参数损伤模型的能量项并不区分输入的能量是否引发了结构破坏,也就无法考虑不同位移幅值加载下结构破坏的差异,根据结构或构件总滞回耗能中的有效耗能所占比例引入有效耗能因子 e_i ,修正 Park-Ang 双参数损伤模型的能量项,计算损伤指数时仅考虑结构的有效耗能贡献:

$$e_i = \frac{1}{\delta_{im} / \Delta_y} \log \left(\frac{\delta_{ust}}{\Delta_y} \right) \left(\frac{\delta_{im}}{\Delta_y} \right) \quad (3a)$$

式中: δ_{im} 为钢筋混凝土柱第 i 个循环加载下的位移幅值; e_i 为第 i 个循环下对应的有效耗能因子; Δ_y 为钢筋混凝土柱的屈服位移; δ_{ust} 为钢筋混凝土柱单调加载下的极限位移,试件单调加载下极限位移采用文献[13]中的计算公式:

$$\delta_{ust} = \theta_{ust} L \quad (3b)$$

$$\theta_{ust} (\%) = \alpha_{st,mon} \left(1 + \frac{a_{sl}}{8} \right) (0.15^\nu) \cdot$$

$$\left(\frac{\max \left(0.01, \frac{\rho' f'_y}{f'_c} \right) L_s f'_c}{\max \left(0.01, \frac{\rho f'_y}{f'_c} \right) h f'_c} \right)^{0.425} \quad (3c)$$

式中: θ_{ust} 为单调加载下试件极限转角; L 为试件长度; $\nu = N / f'_c A_g$ 为实际轴压比; L_s / h 为试件剪跨比; f'_y 为钢筋的抗压强度; ρ 、 ρ' 为拉区和压区纵向钢筋配筋率,其余参数定义见文献[13]。

f'_c 为采用混凝土圆柱体抗压强度,对 C60 以下的混凝土,圆柱体抗压强度 f'_c 和立方体抗压强度 $f_{cu,k}$ 之间的关系按式(3d)确定。

$$f'_c = 0.79 f_{cu,k} \quad (3d)$$

改进后的 Park-Ang 准则计算公式为:

$$D = \frac{d_m}{d_u} + \frac{\sum e_i E_i}{Q_y d_u} \quad (4)$$

式中, E_i 为第 i 个加载循环下的滞回耗能。

有效耗能因子 e_i 考虑了引起结构破坏滞回耗能中的有效耗能部分, 定义了不同幅值作用下滞回耗能对结构破坏的影响。由式(3a)可知当 $d_{im} = D_y$ 时, $e_i = 0$, 即当加载幅值接近屈服位移时, Park-Ang 准则能量项的计算值为 0, 意味着结构不会发生破坏, 符合文献[2]中 $u = \pm 1$ 是压弯试件的“疲劳极限”的建议。随着位移幅值的增大, e_i 计算值趋近 1, 大位移幅值加载下有效耗能占总滞回耗能的比增加, 输入能量对结构破坏的贡献更大, 结构的破坏程度加剧。

3 试验验证

文献[5]完成了 6 根 RC 框架柱的低周反复荷载试验, 构件柱筋为对称配置 HRB335 钢筋、箍筋为 HPB235 钢筋、混凝土设计强度均为 C25, 弹性模量 $2.94 \times 10^4 \text{MPa}$, 试验剪跨比为: $I = H/h_0 = 825/250 = 3.3$, 柱截面尺寸统一为 $225\text{mm} \times 275\text{mm}$ 。试件的基本信息如表 2 所列。

试验过程中框架柱试验轴压取定值, 水平荷载采用荷载和位移双控制方法。 D_1 、 D_2 、 D_3 分别为位移 D_y 、 $2D_y$ 、 $3D_y$ 对应的损伤指数, 直至试件最终破坏。

表 2 文献[5]试件基本信息

试件编号	纵筋	箍筋	轴压比	屈服	屈服	极限	极限
				位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN
Kzc4	4φ12+2φ12	φ6@60	0.07	4.0	40.0	44.0	53.0
Kzb4	4φ12+2φ12	φ6@60	0.10	4.5	45.0	45.0	57.6
Kzc3	4φ12+2φ12	φ6@60	0.15	5.0	48.0	45.0	45.6
Kzb3	4φ12+2φ12	φ6@60	0.22	4.0	50.0	32.0	54.2
Kzc2	4φ12+2φ12	φ6@60	0.33	6.0	63.0	30.0	75.5
Kzb2	4φ12+2φ14	φ8@65	0.47	6.0	72.0	24.0	90.2

为验证本文提出的有效耗能因子 e_i 的合理性和改进双参数破坏准则的准确性, 选取了文献[5]中的 6 组试验数据进行了验证, 改进后的 Park-Ang 损伤指数计算结果见表 3。

计算结果表明: 本文建议公式的计算结果均值为 1.057, 离散系数为 0.111, 而 Park-Ang 准则的计算结果均值 1.371, 离散系数 0.171, 本文建议公式的计算结果优于 Park-Ang 准则的计算结果, 特别是损伤指数的计算结果更接近 1, 与试验结果吻合更好, 离散性较小。

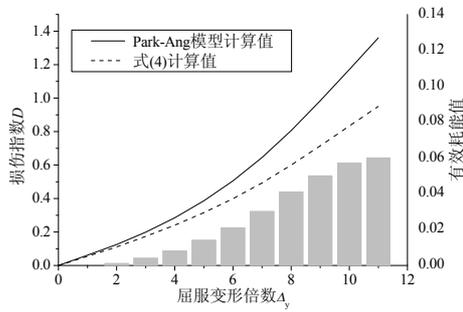
由表 3 可知随着位移幅值的增加, 单周有效耗能不断增加, 加载位移幅值越大, 核心区混凝土的研磨越不充分, 柱的破坏现象也越严重, 符合有效耗能假设。由图 1 可知基于本文建议的有效耗能因子 e_i 计算得出的损伤指标值均小于 Park-Ang 准则计算值, 且最终破坏值更接近 1, 随位移幅值的增大有效耗能也随之增加, 结构的破坏呈现逐步加剧的趋势, 与试验现象符合较好。

表 3 Park-Ang 模型损伤指数计算

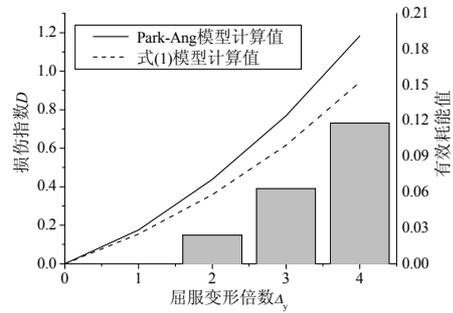
Table 3 Damage index of column specimens for Park-Ang model

试件编号	计算类别	损伤指数											破坏值
		D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9	D_{10}	D_{11}	
Kzc4	Park-Ang	0.062	0.125	0.199	0.285	0.387	0.506	0.645	0.806	0.984	1.171	1.360	1.360
	本文建议公式	0.055	0.111	0.174	0.241	0.316	0.399	0.493	0.600	0.715	0.833	0.951	0.951
	有效耗能	0.000	0.001	0.004	0.008	0.14	0.021	0.030	0.041	0.050	0.057	0.060	0.060
Kzb4	Park-Ang	0.067	0.146	0.245	0.364	0.505	0.607	0.858	1.070	1.299	1.535		1.535
	本文建议公式	0.062	0.129	0.207	0.295	0.397	0.513	0.644	0.792	0.949	1.109		1.109
	有效耗能	0.000	0.003	0.009	0.018	0.029	0.042	0.055	0.070	0.083	0.090		0.090
Kzc3	Park-Ang	0.074	0.168	0.285	0.428	0.601	0.796	1.030	1.296	1.579			1.579
	本文建议公式	0.069	0.147	0.239	0.347	0.477	0.620	0.797	0.995	1.202			1.202
	有效耗能	0.000	0.005	0.014	0.027	0.044	0.059	0.084	0.107	0.122			0.122
Kzb3	Park-Ang	0.083	0.182	0.308	0.462	0.648	0.866	1.117	1.396				1.396
	本文建议公式	0.078	0.164	0.269	0.394	0.544	0.719	0.923	1.150				1.150
	有效耗能	0.000	0.004	0.016	0.032	0.052	0.075	0.101	0.125				0.125
Kzc2	Park-Ang	0.135	0.315	0.546	0.832	1.172							1.172
	本文建议公式	0.124	0.275	0.466	0.703	0.989							0.989
	有效耗能	0.000	0.013	0.040	0.077	0.119							0.119
Kzb2	Park-Ang	0.176	0.438	0.769	1.183								1.183
	本文建议公式	0.155	0.359	0.616	0.943								0.943
	有效耗能	0.000	0.024	0.063	0.118								0.118

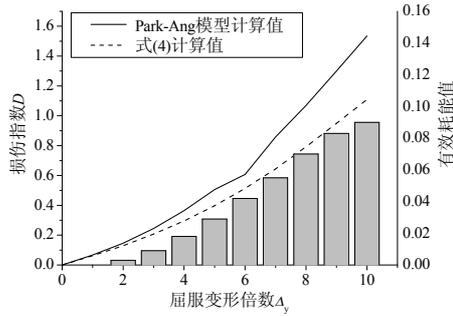
注: 表中的 Park-Ang 损伤指数计算值来源于文献[5], D_1 、 D_2 、 D_3 分别为位移 D_y 、 $2D_y$ 、 $3D_y$ 对应的损伤指数。



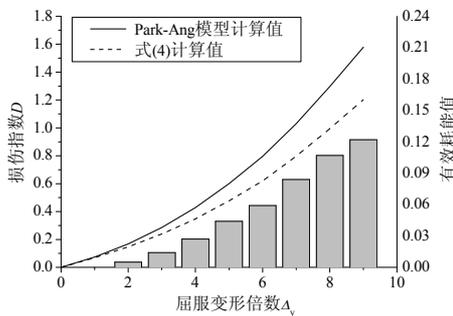
(a) 试件 Kzc4



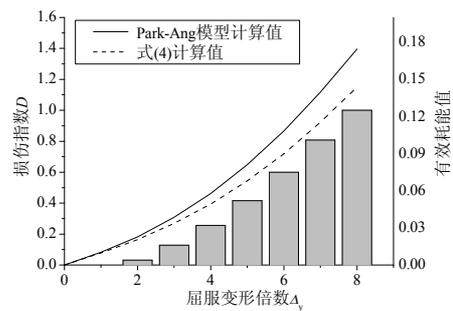
(f) 试件 Kzb2



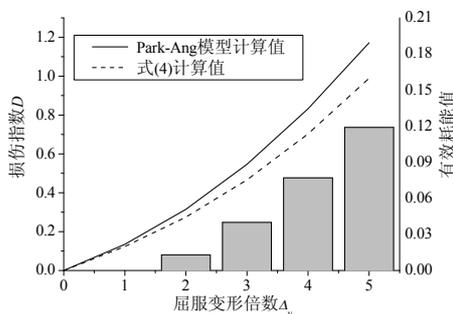
(b) 试件 Kzb4



(c) 试件 Kzc3



(d) 试件 Kzb3



(e) 试件 Kzc2

图 1 有效耗能和结构损伤指标变化曲线

Fig.1 The curve of structures damage index and effective energy dissipation

4 改进 Park-Ang 双参数损伤模型的简化计算

式(3a)中的有效耗能因子 e_i 考虑了不同位移加载下幅值的变化, 不同加载幅值对应不同的有效耗能因子, 计算中需要记录每一个加载循环下的能量输入值, 给工程应用带来很大不便, 为此本文建议 Park-Ang 双参数损伤模型取结构最终破坏时的耗能因子 e_m :

$$e_m = \frac{1}{\delta_m / \Delta_y} \log \left(\frac{\delta_{ust}}{\Delta_y} \right) \left(\frac{\delta_m}{\Delta_y} \right) \quad (5)$$

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + e_m \frac{\sum E_i}{Q_y \delta_u} \quad (6)$$

组合参数 e_m 虽一定程度上较高地估计了柱的破坏, 但使得结构损伤的计算过程得以极大的简化, 且大位移幅值下的有效耗能所占总有效耗能的较高, 简化公式计算结果对最终破坏指数的影响有限。此外, 构件或结构的破坏过程具有很大的不确定性和偶然性, 合理的结构损伤指数应处于一定的范围内。Kawashima 数据库^[9]中的 TP-3 试验数据验证表明简化公式(6)计算值较式(4)计算值偏大约 0.1, 简化损伤指数较公式(6)能够合理地预测构件的损伤状态, 数据计算结果见表 4。

本文计算了 Kawashima 数据库中 15 个钢筋混凝土柱的试验数据^[14], 所选试验数据均包含了详细的试验资料, 包括试件几何尺寸、配筋形式、材料性能、加载模式及试件与加载装置的位置等, 限于篇幅各试验详细参数未予列出, 仅给出了按单周耗能计算出的最终破坏值和按最大加载位移值计算的破坏值, 计算结果见表 5。

表4 TP-3 损伤指数的计算结果对比

Table 4 Comparison of the TP-3 damage index calculating result

加载周期	δ_m/mm	δ_u/mm	e_i	$E/(kN \cdot m)$	Q_y/kN	δ_m / δ_u	$\frac{\beta_i E_i}{Q_y \delta_u}$	D_i	D_m
TP-3-1	18.30	148.90	0.027	3.63	84.81	0.123	0.008	0.131	0.142
TP-3-2	35.76	148.90	0.044	9.78	84.81	0.240	0.034	0.274	0.311
TP-3-3	53.72	148.90	0.054	15.29	84.81	0.361	0.066	0.403	0.513
TP-3-4	71.76	148.90	0.061	18.48	84.81	0.482	0.090	0.529	0.732
TP-3-5	90.32	148.90	0.067	13.24	84.81	0.607	0.070	0.658	0.926
加载结束	90.32	148.90	0.067	60.42	84.81	0.607	0.319*	0.875	0.926

注: D_i 、 D_m 分别表示采用有效耗能因子 β_i 、 β_m 计算得出的构件损伤指数; *计算使用了有效耗能因子 β_m 。

表5 钢筋混凝土柱损伤计算结果对比

Table 5 Comparison of the RC column damage index calculating result

试件编号	试件尺寸/mm	试件长度/mm	混凝土圆柱体		箍筋直径/mm		纵筋直径/mm		配筋率	配箍率	轴压力/kN	式(4)计算值	式(6)计算值
			强度/MPa	及强度/MPa	及强度/MPa	及强度/MPa							
TP-1	400×400	1245	35.9	D13/363	D6/368	1.58	0.57	157	0.949	1.084			
TP-2	400×400	1245	35.7	D13/363	D6/368	1.58	0.57	157	0.803	0.875			
TP-3	400×400	1245	34.3	D13/363	D6/368	1.58	0.57	157	0.873	0.926			
TP-10	400×400	1450	21.0	D10/377	D6/376	1.07	0.77	160	0.814	0.889			
TP-11	400×400	1450	20.6	D13/367	D6/376	0.95	0.77	160	1.004	1.100			
TP-12	400×400	1450	20.3	D16/364	D6/376	0.99	0.77	160	1.099	1.218			
TP-13	400×400	1450	21.0	D13/375	D6/376	0.95	0.77	160	0.888	0.975			
TP-14	400×400	1450	23.6	D13/367	D6/376	0.95	0.77	160	0.797	0.860			
TP-15	400×400	1450	24.6	D13/367	D6/376	0.95	0.77	160	1.056	1.160			
TP-16	400×400	1450	23.5	D13/367	D6/376	0.95	0.77	160	1.117	1.252			
TP-17	400×400	1450	24.0	D13/367	D6/376	0.95	0.77	160	0.775	0.717			
TP-27	400×400	950	30.0	D13/374	D6/363	1.58	0.79	150	0.803	0.892			
TP-28	400×400	1150	30.8	D13/374	D6/363	1.58	0.79	150	1.050	1.160			
TP-29	400×400	1350	29.4	D13/372	D6/363	1.58	0.79	150	0.655	0.685			
TP-30	400×400	1350	31.1	D16/374	D6/363	1.49	0.79	150	0.665	0.719			

注: 公式计算值(4)为按照加载周期累积计算得出的构件破坏值, 公式计算值(6)为按照最终加载幅值计算得出的构件破坏值。

式(4)计算的 Park-Ang 损伤指数的平均值为 0.890, 标准差为 0.145, 按式(6)计算的 Park-Ang 损伤指数的平均值为 1.018, 标准差为 0.283, 式(6)计算过程中仅考虑最大加载幅值对结构损伤的影响, 计算结果偏大和离散性变大是在预料之中的, 但简化计算公式(6)避免了对有效耗能因子的反复求解, 能够快速评估构件的损伤程度, 可用于对构件损伤状态的快速预测。

根据本文计算结果和不同地震损伤模型^[15]给出的破坏界限, 可对地震作用下结构破坏所对应的损伤指数所处的范围作如下定义: 建议对式(4)计算的结构破坏限值取 $D > 0.8$, 考虑式(6)计算所得的破坏值较式(4)计算结果略高且离散性较大, 建议式(6)计算的结构的破坏限值取 $D > 0.85$ 。

5 结论

(1) 根据不同位移幅值加载下钢筋混凝土柱的破坏特点, 提出了有效耗能假设, 定义引起结构破

坏的滞回耗能为有效耗能。试验研究表明同等耗能时大位移幅值的有效耗能比例高于小位移幅值的有效耗能, 当位移幅值低于屈服位移时, 结构处于弹性阶段, 几乎不可能发生破坏, 可近似认为有效耗能等于零。

(2) 根据不同位移幅值加载下结构的破坏特点建议了有效耗能因子计算公式, 有效耗能因子考虑了不同幅值作用下构件滞回耗能中的有效耗能比例, 一定程度上体现了混凝土强度、钢筋强度、配筋率、配箍率、剪跨比、轴压比等因素对构件的影响。改进后的 Park-Ang 双参数损伤模型能够区分不同位移幅值对结构损伤的贡献程度差异, 体现出不同位移幅值加载下 RC 柱的破坏特点。

(3) 通过试验数据验算, 改进后的 Park-Ang 计算公式和简化计算公式均能较好的预测构件的破坏, 建议对改进后的 Park-Ang 公式损伤指标取 D 大于 0.8 时代表结构破坏, 简化计算公式取 D 大于 0.85 表示结构破坏。

参考文献:

- [1] 清华大学, 西南交通大学, 北京交通大学土木工程结构专家组. 汶川地震建筑震害分析[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 1—9.
Civil and Structural Groups of Tsinghua University, Xinan Jiaotong University and Beijing Jiaotong University. Analysis on seismic damage of buildings in the Wenchuan earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 1—9. (in Chinese)
- [2] 刘伯权. 抗震结构的破坏准则及可靠性分析[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 1995: 37—46.
Liu Boquan. Criteria for seismic structural damage and reliability analysis [M]. Beijing: China Building Material Industry Publishing House, 1995: 37—46. (in Chinese)
- [3] 王东升, 司炳君, 艾庆华, 等. 改进的 Park-Ang 地震损伤模型及其比较[J]. 工程抗震与加固改造, 2005, 27(增刊): 138—144.
Wang Dongsheng, Si Bingjun, Ai Qinghua, et al. A comparative study of modified Park-Ang model and Park-Ang model for structural seismic damage evaluation [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2005, 27(Suppl): 138—144. (in Chinese)
- [4] 王东升, 冯启民, 王国新. 考虑低周疲劳寿命的改进 Park-Ang 地震损伤模型[J]. 土木工程学报, 2004, 37(11): 41—49.
Wang Dongsheng, Feng Qimin, Wang Guoxin. A modified Park-Ang seismic damage model considering low-cycle fatigue life [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(11): 41—49. (in Chinese)
- [5] 何利, 叶献国. Kratzig 及 Park-Ang 损伤指数模型比较研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(12): 1—6.
He Li, Ye Xianguo. Comparative study of Kratzig and Park-Ang damage index models [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(12): 1—6. (in Chinese)
- [6] 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 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—79. (in Chinese)
- [7] 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.
- [8] Park Y J, Ang A H S, Wen Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985, 111(4): 740—756.
- [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 Linzhi, Jiang Huanjun, Lü Xilin. Modified Park-Ang damage model for reinforced concrete structures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, 38(8): 1103—1107. (in Chinese)
- [10] 牛荻涛, 任利杰. 改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型[J]. 地震工程与工程振动, 1996, 16(4): 44—54.
Niu Ditao, Ren Lijie. A modified seismic damage model with double variables for reinforced concrete structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996, 16(4): 44—54. (in Chinese)
- [11] 陈永祁, 龚思礼. 结构在地震动时延性和累积塑性耗能的双重破坏准则[J]. 建筑结构学报, 1986, 7(1): 35—48.
Chen Yongqi, Gong Sili. Double control damage index of structural ductility and dissipated energy during earthquake [J]. Journal of Building Structures, 1986, 7(1): 35—48. (in Chinese)
- [12] Rao P S, Sarma B S, Lakshmanan N, et al. Damage model for reinforced concrete elements under cyclic loading [J]. ACI Materials Journal, 1998, 95(6): 682—690.
- [13] Telemachos B, Panagiotakos, Michael N. Fardis, Deformations of reinforced concrete members at yielding and Ultimate ACI Structural Journal [J]. ACI Materials Journal, 2001, 98(2): 135—148.
- [14] Kawashima Laboratory Department of Civil Engineering. Cyclic loading test data of reinforced concrete bridge piers [DB/OL]. <http://seismic.cv.titech.ac.jp/en/titdata/titdata.html>, 2011-01-10.
- [15] 刘海卿, 陈小波, 王学庆. 基于损伤指数的框架结构倒塌分析综述[J]. 自然灾害学报, 2008, 17(1): 186—190.
Liu Haiqing, Chen Xiaobo, Wang Xueqing. Over view of damage index-based analytical method for collapse of frame structure [J]. Journal of Natural Disasters, 2008, 17(1): 186—190. (in Chinese)